

引揚力を受ける基礎と複合地盤の 支持力に関する研究

昭和44年1月

松 尾 稔

引揚力を受ける基礎と複合地盤の 支持力に関する研究

昭和44年 1 月

松 尾 稔

序

近年、土木構造物の規模がますます大型化するにつれて、種々の分野における設計の合理化、新しい工法の開発、そしてこれらの基礎となり、裏付けとなるための理論的、実験的研究が早急に要望されている。本論文において対象としている送電用鉄塔や複合地盤上の盛土その他の構造物なども例外ではない。すなわち、前者については最近における送電用鉄塔の大型化は目覚ましいものがあり、その高さが100mを越えるものもめずらしくなくなってきた。しかしそれにもかかわらず、工費の大半を占める基礎の引揚抵抗力に関して土質力学的な研究とその成果がほとんどなかつたために、従来力学的に正当な、合理的な基礎の設計法がなく、台風時において多くの鉄塔倒壊事故を招いたり、その反面きわめて不経済な設計を強いられることが多かつた。また後者については、近年、名神および東名高速道路あるいは東海道新幹線のように、巨大な盛土を軟弱地盤上に安全かつ合理的に建設する必要が生じたり、大規模な岸壁や防波堤その他の港湾構造物を海底の軟弱層上に築造する必要が生じ、種々の地盤改良工法が新しく考えられてきた。その一つに、軟弱粘性土中に砂ぐいを造成し、一種の複合地盤として外力に耐えさせる工法があり、多くの基礎工事に採用されるようになってきた。ところが、このような複合地盤の支持力特性については研究も少なく、特に破壊問題に関しては未解明な点が多く残存しているため、力学的にきわめて妥当と考えられるような破壊荷重の算定法がなかつた。

本研究においては、これら支持力に関する未解明の重要な問題に関して理論的、実験的研究を行ない、実証的な裏付けのある新しい支持力算定法や理論式を示し、種々の考察を加えた。本研究が、土質力学、基礎工学を通じて、人類社会の発展のためにいささかなりとも寄与できるならば、この上もない幸いと言わざるをえない。

本論文を作成するにあたり、著者にこの研究課題を与えられ、終始懇篤な御指導を賜わった恩師京都大学教授村山朔郎先生、また研究遂行の全過程にわたつて常に御指導と熱心な御鞭撻を賜わった京都大学教授赤井浩一先生、同島昭治郎先生、同柴田徹先生に対し、心から感謝の意を表する次第である。

昭和44年1月

松 尾 稔

総 目 次

第 1 編 基礎の引揚抵抗力に関する研究

序	論		
第 1 章	締固め不飽和粘性土のせん断試験とその結果の解釈と応用 ¹⁾	1
第 2 章	基礎の引揚抵抗力に関する従来の算定法とこれらに対する批判 ^{1) 2)}	14
第 3 章	塑性論的考察に基づく引揚抵抗力算定法の誘導 ^{1) 2)}	18
第 4 章	砂を用いた室内模型実験と実験結果の解析 ^{1) 2) 3)}	27
第 5 章	粘性土を用いた室内模型実験と実験結果の解析 ^{1) 2)}	43
第 6 章	現場実験と実験結果の解析 ^{1) 2)}	65
第 7 章	引揚抵抗力に関する近似計算式の誘導および実験結果との対比 ^{1) 2)}	82
第 8 章	鉄塔基礎の耐振性に関する考察	91
第 9 章	送電用鉄塔基礎の設計における安全率 ¹⁾	123
第 10 章	結 論	134

第 2 編 複合地盤の支持力に関する研究

第 1 章	砂柱を含む粘土供試体の圧密 ¹⁾	136
第 2 章	砂柱を含む粘土供試体のせん断強度 ¹⁾	143
第 3 章	複合地盤の安定計算 ^{1) 2)}	156
第 4 章	複合地盤の支持力に関する室内模型実験と実験結果の解析 ^{1) 2) 3)}	168
第 5 章	現場における破壊例の解析	191
第 6 章	結 論	212

すべての土木建築構造物は、何らかの形で地盤に支えられている。すなわち、すべての構造物の規模や形式は、地盤にその構造物を支える能力があるかどうか、によつて決定的に支配されるわけである。この意味でいうならば、地盤こそ構造物の支配者であり、陰の主役ともいうべきであるから、構造物を支える能力、すなわち地盤の支持力を常に正しく評価する、ということが種々の構造物を作る上で最も重要な問題であるといえる。

さて一般的な構造物の基礎は、上部構造物からの下向きの荷重を地盤に伝達することを目的としている。しかしある種の構造物の基礎は、風などによつて上向きに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、引揚力や転倒モーメントにも抵抗しなければならない。なかでも送電用鉄塔は、風によつて非常に大きな引揚力を受けるので、その基礎設計は、ほとんどの場合、基礎の引揚抵抗力の大小によつて支配される。

産業経済、社会生活における電力の公共性や災害時の停電が人心の動揺に与える影響力の大きさは、あらためてここで議論するまでもなく、過去の台風襲来時の状況や、その他たとえば昭和40年6月地すべりによる鉄塔倒壊に端を発した近畿一円の停電、同11月のカナダからの送電系統事故に起因した長時間にわたるニューヨーク周辺の停電時の状況を思い起こせば、その重大さはおのずから明らかである。各地の送電設備に多大の被害を与えた顕著な台風としては、昭和34年の伊勢湾台風、同36年の第2室戸台風などがあるが、このとき特に目立つたことに、250KV級鉄塔を含む大鉄塔の倒壊がある。第2室戸台風、伊勢湾台風などによつて倒壊した、140KV级以上の大型送電鉄塔については、その倒壊の90%が基礎に起因する原因（基礎の抜上りを含む）によることとその後の調査で判明している。¹⁾

基礎の引揚抵抗力に関する問題は、明らかに一つの支持力問題であるにもかかわらず、力の作用方向、境界条件の特異性など問題点が多いために、地盤の圧縮支持力に関する豊富な研究量に比較すると、これに関する研究はきわめて少ない。その結果、不明の点が多いために、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。「基礎の引揚抵抗力に関する研究」と題する第1編においては、独立フーチングの引揚抵抗力に関する理

論的、実験的研究の結果を示すが、著者によるこれらの研究成果は電気学会の送電用鉄塔設計標準に取入れられ、²⁾現在すでに、多くの大型鉄塔基礎が著者の式によつて設計されている。第1編の内容について簡単に述べると以下のようなものである。

基礎の引揚抵抗力を算定する場合、その基礎となるのは土のせん断強度特性の適確な評価である。第1章においては、基礎の埋戻し土として最も多く使用され、かつ最も問題点の多い締固め不飽和粘性土のせん断特性に関する実験的研究の結果を述べ、せん断試験結果に新しい解釈を与えると同時にせん断強度の評価と設計計算への適用に関して新しい提案を行なっている。そしてこれらが妥当であることを、多くの基礎の引揚試験結果との対比検討によつて、示してある。

第2章、第3章においては、基礎の引揚抵抗力の算定法について説明する。まず第2章においては、従来用いられてきた基礎の引揚抵抗力算定法を概説し、これらに対する著者の批判を述べ、考察を加える。特に、従来の方法には、土の力学的性質が十分に反映されていないことが強調される。第3章では、著者が誘導した引揚抵抗力算定法を詳述し、基礎の限界引揚抵抗力を与える理論式が示される。この算定法は塑性論的考察に基づくもので、軸対称問題と考えられる最も基本的な場合を取扱っている。

第4、第5、第6、第7章では、砂質土と粘性土を用いた数多くの室内および現地実験の結果を示し、これらに関する種々の考察が加えられる。また限界引揚抵抗力に関して、実験結果と計算結果が比較され、著者の算定法の妥当性が検証されている。第4章においては、砂を用いた室内模型実験の結果とその解析結果が、第5章では関東ロームを用いた場合の同様の結果が説明され、第6章において実物大基礎による多くの現場実験結果と解析結果が示される。また第7章においては、第3章で示す理論式を新しく展開し、精度がきわめて高い状態において理論式を簡略化した近似式を求めると同時に、限界引揚抵抗力と基礎の埋戻し深さあるいは床板幅の関係が両対数紙上で直線になるという事実を理論的に実証してある。

第8章においては、規則的な繰返し荷重を受けた場合や地震による振動荷重を受けた場合の引揚抵抗力に関して考察する。前者に関しては室内模型実験の結果をもとに、また後者に関しては地震時の地盤の挙動に関する従来の研究成果を整理検討し、これらに対処するために引揚抵抗力をいかに考え

るべきか、について考察し、著者の見解を述べる。

第9章では、送電用鉄塔基礎の引揚荷重に対する設計における安全率について記述する。まずはじめに、安全率の概念や問題点を整理検討し、限界引揚抵抗力算出のための換算係数と本来の意味での安全率を分離すべきである、という著者の見解を具体例をあげて強調する。そしてそののちに、換算係数の具体値を示し、破壊確率に関連して、安全率を定めていく上での基本的な方針について考察を加える。

第10章においては、以上の各章における研究成果を要約して結論とする。

さて、本論文におけるあと一つの研究課題、すなわち、複合地盤の支持力に関して述べる。

近年、軟弱地盤上に大規模な土木建築物を構築する必要が多くなり生じてきている。そこで、種々の軟弱地盤改良工法が考案され、実施されているが、その一つとして、粘性土層に砂ぐいを打設する工法がしばしば採用されている。これには圧密促進の効果のみを主として期待するサンドドレーン (sand drain) 工法と、粘性土中に比較的直径の大きな締固め砂ぐいを打設し、ある程度の圧密促進と同時に砂ぐいに一種のくい効果を期待しようとする、いわゆる締固め砂ぐい (sand compaction pile) 工法があることは周知のとおりである。このうち前者に関しては、従来から多くの研究調査がなされ、かなり合理的な設計も可能となつているが、締固め砂ぐいを打設した複合地盤の支持力特性に関しては研究も少なく、未解明な点が多いといわなければならない。

このような複合地盤の支持力計算や安定計算には、一様地盤とは異なつた特別な考慮や手法が必要である。しかし一般に、複合地盤の力学的性質や挙動は非常に複雑であり、支持力などに関する解析的な取扱いにも困難な点が多い。そのため、設計や解析の上で単純化した仮定の適用を余儀なくされややもすると地盤の実際的な挙動、すなわち応力分布、変形、破壊現象などの実状とかなり隔たりのある設計や解析が行なわれる危険がある。しかしながら、この種の問題を一挙に解決することはほとんど不可能であり、実験的な研究とあわせ逐次実状にあつた解析の方向を見出していかなければならない。この意味で、複合地盤に関する理論的な研究や考察、また室内や現場における実験的研究や破壊例の解析などと同時に、単純化した条件下にある複合土供試体について、基本的な種々の力学的性質を明らかにすることも非常に重要なことであり、複合地盤の支持力特性を解明するための基礎として必須であると考えられる。このような考えに基づき第2編では、「複合地盤の支持力に関する研究」と題して、複合地盤の圧密や安定解析に関する理論的、実験的研究の結果を示す。

第2編の内容について簡単に述べると以下のものである。

第1章、第2章においては、複合地盤の力学的特性を究明するための基礎的研究として、砂柱を含む粘土供試体の圧密およびせん断特性に関して、三軸圧縮試験による実験的研究の結果を示す。まず第1章においては、圧密に関してBarronの理論を簡単に述べたのち、複合土供試体の砂柱径や砂柱密度、あるいは圧密圧力を種々変化させて行なつた等方圧密および K_0 -圧密試験の結果を示し、種々の現象に関して検討と考察が加えられている。特に圧密促進に及ぼす砂柱の効果、等方圧密と K_0 -圧密による圧密諸特性の比較などに関して、Barronの理論とも対比しながら、詳細な議論が行なわれる。また第2章では、複合地盤の支持力や安定問題において最も重要かつ基本的な問題である複合土のせん断特性について、多くの新しい事実が示され、考察が加えられる。また粘土および砂単独供試体の応力～変位関係から、複合土全体としての応力～変位関係を求めるための一方法や砂柱部分への圧力集中の程度を評価する計算方法などが示されると同時に、この種の問題に関する二次元弾塑性問題としてのアプローチの問題点と限界に関して著者の見解が示され、現段階における実験的研究の重要性が強調される。

第3章においては、複合地盤の安定計算について現行の設計方法などを批判を加えながら概説したのち、新しい安定計算法を提案し、これに関して考えられる二、三の問題点について詳細な検討と考察が加えられる。ここに著者が提案する方法は、従来の複合地盤の安定計算法にくらべると二、三の重要な点で飛躍的な発展があり、従来法の困難な問題点に解決を与えている。また、軟弱粘土地盤上および砂ぐいを打設した複合地盤上の築堤を仮定し、破壊に関する種々の試算例を示して検討を加えている。

第4章では、複合地盤の圧密や破壊問題を究明するために実施した室内模型実験について詳述する。実験にはたて160cm、横70cm、深さ80cmの気密性土槽が用いられ、この中に粘性土単独地盤はもちろん、群ぐい状に砂ぐいが打設された模型の複合地盤が作られ、長い期間を費して多くの実験が行なわれた。この章の前半においては、主として圧密試験に関する諸結果が示され、TerzaghiやBarronの理論とも対比しながら種々の考察が加えられる。またこの章の後半には、圧密試験後に行なわれた載荷試験の結果と、これに関して第3章に示す著者の安定計算法を用いた解析結果が示される。そして、破壊強度の増加に及ぼす砂ぐいの効果が一般に非常に顕著な点、また実験結果との対比において、著者の安定計算法による結果がきわめて正当であることが示される。ここで示す載荷試験結果の解析は、前章における著者の安定計

算法の妥当性の検証という意味で重要である。

第5章においては、現場における複合地盤の破壊例の解析結果が、破壊に至る過程に関する考察とともに示される。現場における複合地盤の破壊は現在までのところ多くないようであるが、たとえ数少ないすべり発生の例があつたとしても、解析の困難さその他種々の制約条件のため、公表された詳細な資料がない。この章で解析を試みる例は、著者が詳しい資料を入手しえた唯一の現場の破壊例である。現場における多

くの地盤調査や力学試験および破壊に至るまで続けられた動態観測の結果に基づき、著者の安定計算法を用いて破壊時の解析を行なっている。解析の結果は全般に実際現象をよく説明しているが、この章に示す結果は、第4章の内容とともに、新しい計算法の正当性の検討という点で非常に重要であるといえる。

第6章においては、以上の各章に示す第2編の研究成果を要約して結論とする。

序 論 の 参 考 文 献

1) 電気協同研究会：電気協同研究，第20巻，第4号，
pp. 5～10，1964

2) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，
pp.58～60，1965

第 1 編 基礎の引揚抵抗に関する研究

第 1 編 目 次

第 1 章	締固め不飽和粘性土のせん断試験とその結果の解釈と応用 ¹⁾	1
1.1	概 説	1
1.2	乱した関東ロームのせん断試験結果と考察	1
1.3	乱した洪積粘土のせん断試験について	7
1.4	A. Casagrand と R. C. Hirschfeld による試験結果の検討	7
1.5	一面せん断試験における断面補正についての考察	9
1.6	せん断試験結果と基礎の引揚試験結果との比較	10
1.7	結 論	12
	参考文献	13
第 2 章	基礎の引揚抵抗力に関する従来の算定法とこれらに対する批判 ¹⁾²⁾	14
2.1	概 説	14
2.2	土すい体重量法 (earth cone method)	14
2.3	土圧法 (earth pressure method)	15
2.4	せん断法 (shearing method)	15
2.5	Fröhlich - Majer 法 ⁷⁾	16
2.6	Mors による方法 ⁹⁾	16
2.7	Balla による方法 ¹⁰⁾	16
	参考文献	17
第 3 章	塑性論的考察に基づく引揚抵抗力算定法の誘導 ¹⁾²⁾	18
3.1	概 説	18
3.2	すべり面の決定法	18
3.3	すべり土塊の重量の算定	19
3.4	すべり面上に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力の算定	21
3.5	計算式のまとめ	24
	参考文献	26
第 4 章	砂を用いた室内模型実験と実験結果の解析 ¹⁾²⁾³⁾	27
4.1	概 説	27
4.2	実験装置, 模型基礎および砂試料	27
4.3	実験方法	29
4.4	すべり面について	30
4.5	限界引揚抵抗力に関する実験値と計算値の比較	31
4.6	限界引揚抵抗力の近似計算法	34
4.7	引揚力と変位量の関係	35
4.8	床板部上面が傾斜している基礎の引揚抵抗力	37
4.9	浮力の引揚抵抗力に及ぼす影響	38
4.10	結 論	41
	参考文献	42
第 5 章	粘性土を用いた室内模型実験と実験結果の解析 ¹⁾²⁾	43
5.1	概 説	43
5.2	実験装置, 模型基礎および土試料	43

5.3	実験方法	44
5.4	すべり面および地表面のき裂の発生状況	45
5.5	引揚力と変位量の関係	46
5.6	粘性土に関する限界引揚抵抗力算定式の修正	47
5.7	限界引揚抵抗力に関する実験値と計算値	49
5.8	基礎体床板部の形状が引揚抵抗力に及ぼす影響	50
5.9	水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎に斜上方向引揚力が作用する 場合の引揚抵抗力	52
5.10	斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力	55
5.11	底部拡幅施工法による基礎の引揚抵抗力	59
5.12	結論	63
	参考文献	63
第 6 章	現場実験と実験結果の解析 ^{1) 2)}	65
6.1	概説	65
6.2	試験地の地盤の概要	65
6.3	基礎体寸法と試験の種類	66
6.4	載荷装置と試験方法	67
6.5	すべり面および地表面のき裂の発生状況	67
6.6	引揚抵抗力と基礎体の変位量の関係	69
6.7	実験値と計算値の比較	72
6.8	実物大鉄塔の倒壊試験における基礎の設計と実験結果との対比	76
6.9	結論	81
	参考文献	81
第 7 章	引揚抵抗力に関する近似計算式の誘導および実験結果との対比 ^{1) 2)}	82
7.1	概説	82
7.2	理論式の新しい展開	82
7.3	実験結果の再整理と計算値との比較	86
7.3.1	著者らによる室内および現地模型実験	86
7.3.2	Balla, 七里およびTurner による室内模型実験	87
7.4	結論	89
	参考文献	89
第 8 章	鉄塔基礎の耐振性に関する考察	91
8.1	概説	91
8.2	繰返し荷重を受ける基礎の引揚抵抗力	91
8.2.1	風の息や風速の分布	91
8.2.2	模型実験の結果と考察	94
8.3	鉄塔の振動性状	95
8.4	震度法	97
8.4.1	震度法による地震力の説明	97
8.4.2	設計震度の規定	98
8.4.3	震度法の問題点	100
8.5	土の動的性質について	101
8.5.1	土の動的強度	102

8.5.2	振動時の土の性質	105
8.6	試算例による耐震性の考察	107
8.6.1	鉄塔上部構造に水平地震力を作用させた場合の基礎体頂頭の荷重の算出	108
8.6.2	鉄塔上部構造, 基礎体および地盤に地震力が作用した場合の基礎の安定 についての検討	109
8.6.3	鉄塔の上部構造, 基礎体および地盤に地震力が作用すると同時に地盤の せん断抵抗力が低下する場合	115
8.6.4	鉄塔の振動性状を考慮した場合	116
8.7	結 論	120
	参考文献	121
第 9 章	送電用鉄塔基礎の設計における安全率 ¹⁾	123
9.1	概 説	123
9.2	安全率についての二, 三の問題に関する著者の考え	123
9.2.1	安全率の概念	123
9.2.2	既知の因子に対する F_k の内容	123
9.2.3	未知の因子に対する F_u の内容	124
9.3	送電用鉄塔基礎の場合	126
9.3.1	設計法の選択	126
9.3.2	F_k に関する因子とその大きさについて	126
9.3.3	F_u について	130
9.4	結 論	132
	参考文献	133
第 10 章	結 論	134

第 1 章 締固め不飽和粘性土のせん断試験とその結果の解釈と応用¹⁾

1.1 概 説

基礎の引揚抵抗力の問題も含めて、地盤の支持力や盛土などの土構造物の破壊に関して種々の設計を行なう場合、一般に設計計算の基礎となる土の力学的性状を求めるために、室内でせん断試験が行なわれる。この場合、設計の対象となる地盤や土構造物の推定される破壊状況、破壊現象に適した条件でのせん断試験が実施されるべきであることはいうまでもない。しかし、たとえ適切と考えられる条件でのせん断試験が行なわれたとしても、室内せん断試験と現地地盤の破壊の間には、ただちには対応しえない困難な種々の問題があることは周知のとおりである。さらにまた送電鉄塔のように、全体としての建設費は非常に高額になるにもかかわらず、鉄塔一基あたりの建設費は比較的小さく、しかもかなりの距離をおいて点在するような特殊事情を含む構造物の場合には、やむをえず比較的簡単な一面せん断試験等によつて地盤の強度を推定しなければならないことが多い。この章で検討を加える二、三の問題は、これらに関連したものである。

従来、土圧、支持力、斜面安定など土に関する設計計算に用いられている Coulomb の経験式、

$$\tau = S = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.1.1)$$

における c 、 φ がそれぞれ粘着力、内部摩擦角と呼ばれていることは周知のとおりである。式 (1.1.1) のように、せん断抵抗力を経験的に 2 つの項に分けることには異論はないが、 c 、 φ にそれぞれ“粘着力”、“内部摩擦角”という、一見分離可能な、異質なものの意味を思わせる名前が与えられたことには問題があり、これが、ときには誤解を招く原因になっているように思える。これらは、土に作用する荷重や排水、変形などの条件によつて種々異なるから、一般に土の挙動の本質を表示するものではなく、あくまでも土のせん断抵抗に関する便宜的な係数である、と考えるべきであることはいうまでもない。さていずれにしても、現在の実設計のためには、何らかの方法で、この工学的な意味での便宜的な設計係数を推定しなければならない。そこで一般に、サウンディングとか室内せん断試験が行なわれる。後者の場合、 τ (せん断力) $\sim \sigma$ (垂直圧力) 図の τ 軸の切片を c 、傾斜角を φ とするわけであるが、締固め不飽和粘性土とか、やわら

かい飽和粘土やゆるい砂などについて、一般の一面せん断試験や非排水三軸圧縮試験を行なうと、水平変位や軸ひずみの著しい増大にもかかわらず、せん断抵抗が増加を続け、一見してせん断試験としてあまり意味がないように思われるほど変位が増大しても、せん断抵抗力が最大値に達しない場合によく直面する。このような場合、いかなる大きさの変位 (あるいはひずみ) に対応するせん断抵抗力を用いて整理するかによつて、 c 、 φ 、特に σ (あるいは側圧 σ_3) $\geq 0.5 \frac{K}{\sigma_1}$ で試験される一般的な場合には、 c の値が著しく異なってくる。しかも設計者にはよく知られているように、想定される拘束圧 σ が小さい場合 (たとえば送電用鉄塔基礎の場合是一般に $0.5 \frac{K}{\sigma_1}$ 以下と考えられる) には、 c の少しの変化が算定支持力に及ぼす影響は非常に大であり、実際多くの載荷試験の結果からも、粘性の支持力に及ぼす効果が顕著であることは事実である。

やわらかい飽和粘土や非常にゆるい砂は埋戻し土としては不適当であり、また締まつた砂のせん断試験においては $\tau \sim d$ (変位量) 図あるいは $\tau \sim \epsilon$ (ひずみ) 図に peak point があらわれるので、これらは一応除外する。本章では、まずはじめに、乱した関東ロームや洪積粘性土を締固めた、いわゆる締固め不飽和粘性土に関する室内せん断試験結果とこれに対する種々の考察を行ない、そののちに設計への適用に関する問題点を指摘しながら、基礎の引揚試験結果と対比検討する。さらに、一面せん断試験における断面補正の問題にも言及する。

なお以下においては、あくまで工学的な見地から、短期破壊に関する設計にはいかなる c 、 φ を用いるのが妥当であるか、という点に主眼をおいており、長期破壊の問題は除外している。また $\tau \sim \sigma$ 座標にプロットされた各点がばらつく場合いかに処理するか、などのことも問題外とする。

1.2 乱した関東ロームのせん断試験結果と考察

試験に用いた関東ロームは千葉県市原市で採取した代表的な関東ロームで、J I S A 1204 に規定された粒度分析による粒径加積曲線は図 1.1.1 における (a) 曲線のようなものである。試験時の含水比は 93 ~ 98 % とした。実験に関東ロームを用いたのは、これが、前述したように、応力 \sim 変位 (あるいはひずみ) 関係に peak point があらわれない典型的な形状を示すのに加えて、この土を用いて多数の室内模型引揚

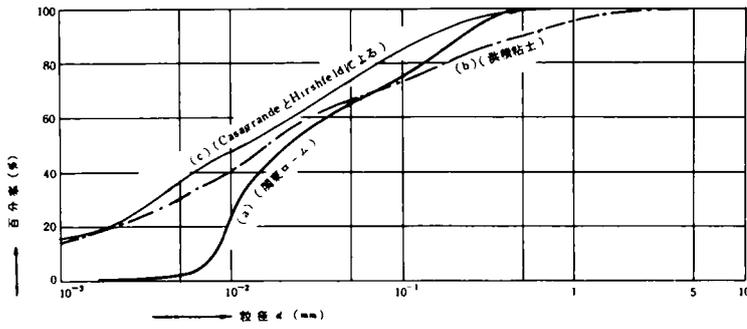


図 1.1.1 粒径加積曲線

2) 試験と現地実大基礎の引揚試験を行なつたので、これらとの対応を調べることができるからである。

締固め不飽和粘性土の強度を求めるせん断試験は、一般に現場と同じ密度、含水比の試料について行なわれる。また試験条件は、構築条件や推定される破壊状況に合わせて、非圧密非排水試験 (U-test) が採用されたり、圧密非排水試験 (CU-test) が行なわれたりするが、いずれにしても間げき圧はその測定の高難さのために一般に測定されず、したがってその整理も全応力表示で行なわれることが多い。さらにまた、実際上の簡単さのために、三軸圧縮試験より一面せん断試験が行なわれることが多く、垂直圧力も $0.5 \frac{kg}{cm^2}$ 以上にとられる場合が多いように思われる。以下においては、このような事実常に配慮して試験を行なつた。

まず初期湿潤密度 γ_i を 1.10, 1.20, $1.38 \frac{g}{cm^3}$ したがって初期飽和度を 70.2, 75.9, 91.3% の 3 種類に変え、一面せん断試験を行なつた。 γ_i をこのように選んだのは、後述の引揚試験の場合と対応させるためである。供試体の寸法は直径 6cm, 高さ 2cm であり、せん断速度は $1 \frac{mm}{min}$ の変位制御とした。

普通一般に行なわれる垂直圧力を一定に保つ試験と、供試体高さを一定に保つ試験 (等体積試験) の 2 種類の試験を行なつたが、両試験ともせん断は初期垂直載荷による体積変化が終了してから開始した。図 1.1.2, 図 1.1.3 は、それぞれ初期密度 $\gamma_i = 1.10$ および $1.20 \frac{g}{cm^3}$ とした、一定垂直圧力の試験から得られたせん断応力 (τ) と水平変位 (d_h) の関係および体積 (高さ) 変化 (d_v) と d_h の関係である。 $\gamma_i = 1.38 \frac{g}{cm^3}$ の試験結果も同傾向であつた。

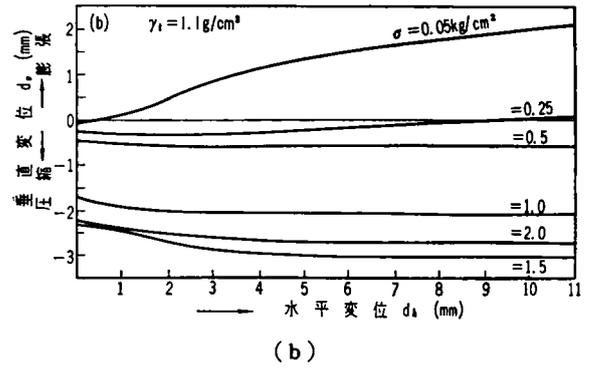
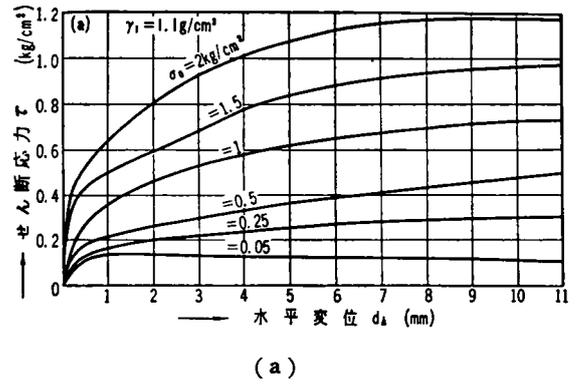


図 1.1.2 せん断応力・体積変化と水平変位の関係 (垂直圧力一定せん断)

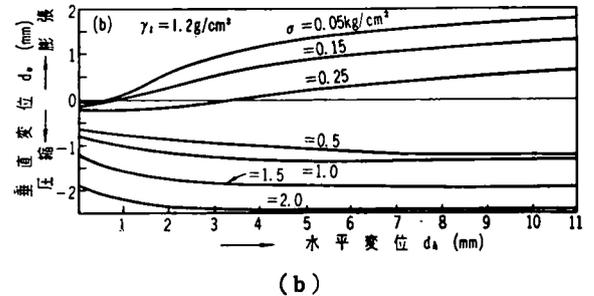
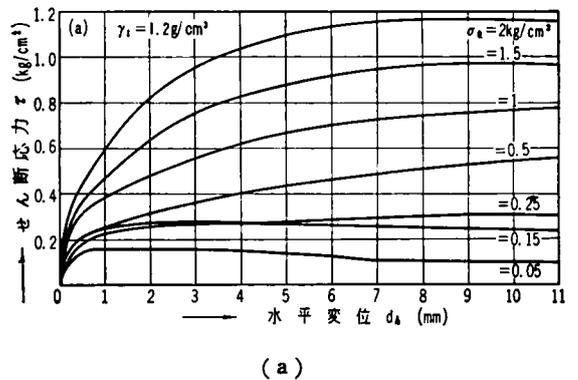


図 1.1.3 せん断応力・体積変化と水平変位の関係 (垂直圧力一定せん断)

また図 1. 1. 4, 図 1. 1. 5, 図 1. 1. 6 は, 等体積試験から得られた $\tau \sim d_h$ 関係および垂直圧力 (σ) $\sim d_h$ 関係を示している。これらの図から明らかなように, ほとんどの場合, τ は d_h の著しい増大にもかかわらず上昇を続け, 明確な peak point はあらわれない。さらに極端に大きな変位を与えると τ の増加は停止するが, あまりに大きな変位を与えてもせん断試験として意味がないと考えられる。なおこれらの図における τ には, せん断の進行にともなう断面補正およびダイレイタンス補正は加えていない。断面補正については 1. 4 節で述べる。また本章では, あくまでも工学的な立場に立脚しており, せん断力 τ をいわゆる摩擦による項 τ_f とダイレイタンスに依存する項 τ_d に分ける意図はない。すなわち, 実際に地盤内に生ずるであろうダイレイタンス効果を正確に評価することは困難であるが, これは必ず存在するわけであるから, せん断試験においてもダイレイタンス補正を行わない全せん断力で整理を行なう方が, より実際に近いと考えられた。

さて, このような $\tau \sim d_h$ 図に基づいて $\tau \sim \sigma$ 図を描こうとすると, いかなる大きさの d_h に対する τ 値を用いるかによつて, $\tau \sim \sigma$ 図はおおいに異なってくる。

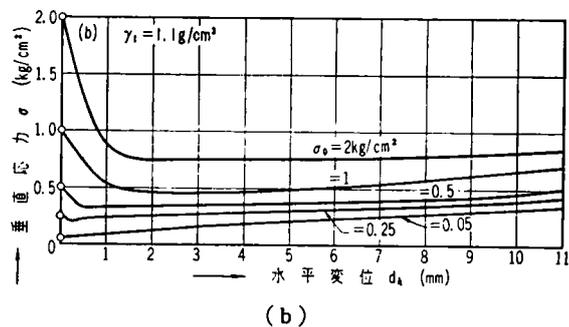
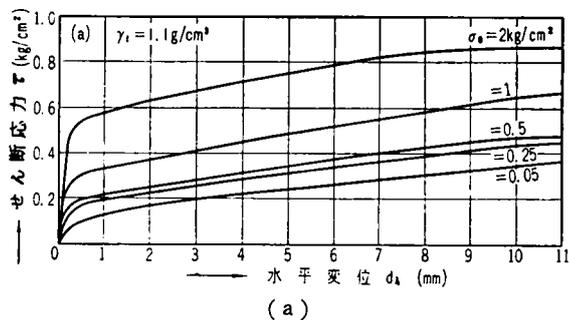


図 1.1.4 せん断応力・体積変化と水平変位の関係 (等体積せん断)

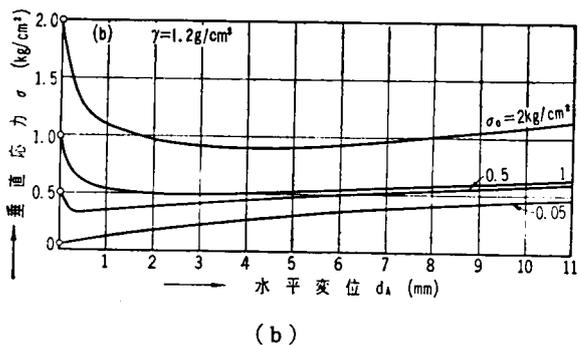
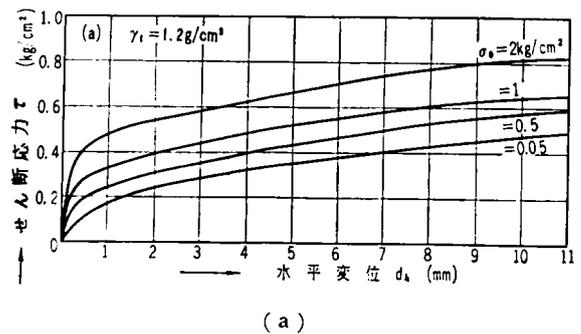


図 1.1.5 せん断応力・体積変化と水平変位の関係 (等体積せん断)

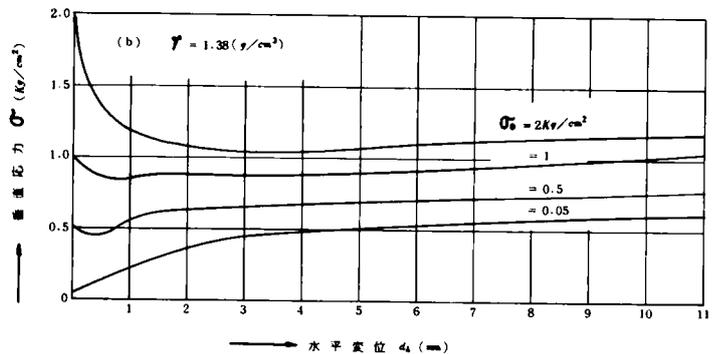
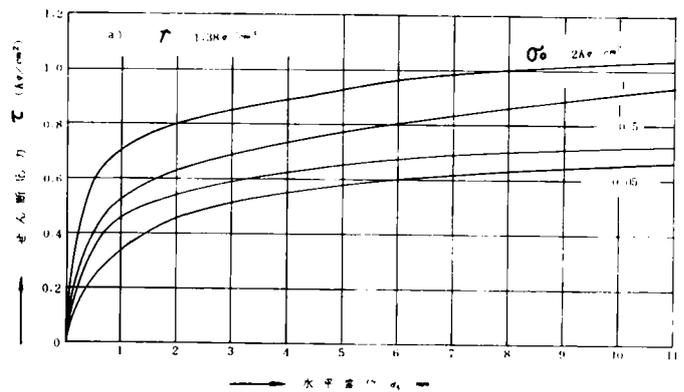


図 1.1.6 せん断応力・体積変化と水平変位の関係 (等体積せん断)

たとえば図1.1.7, 図1.1.8は, 図1.1.2, 図1.1.3に示された各試験の $d_h = 1, 4, 6, 10$ mmに対する値を結んだもので, 上記のことはこれを見れば明らかである。そしてこれが, 実際設計にあたってしばしば設計者を困惑させる問題となつている。またこれらの図からわかるように, 大きな d_h に対する $\tau \sim \sigma$ 曲線は, σ が小さくなると下向きに曲つてくる。これは締固め土では, 小さな垂直圧力のもとでは過度に圧縮された状態にあるため, せん断の進行にともなつて体積の膨張が起こり, 密度が低下していくためである。この現象は, 土の種類や締固めの割合によつてその程度に差はあるが, たいていの締固め土に認められる現象である。この試験では, 図1.1.2および図1.1.3からわかるように, $\sigma = 0.5$ kg/cm²以上の試験ではせん断中に体積が減少するのに対し, それより小さな σ のもとでの試験では膨張が起こつている。これに対応して図1.1.7, 図1.1.8の $\tau \sim \sigma$ 曲線は, d_h が大きくなると, $\sigma = 0.5$ kg/cm²あたりから下向きに曲つてくる。 $\tau \sim \sigma$ 曲線が τ 軸を切る点は, d_h の値にかかわらず大体同じところにくるようであるが, $\sigma = 0.5$ kg/cm²以上の直線部を外挿して切片を求めると, 図の点線が示すように, その切片の値(粘着力 C)は d_h によつて著しく異なる

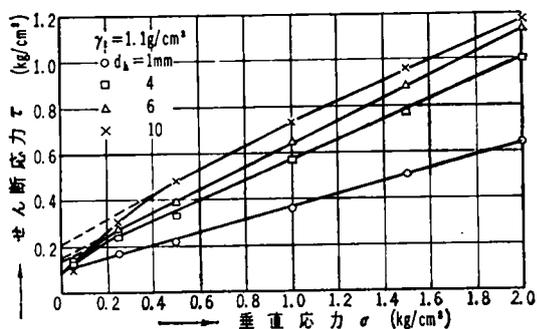


図1.1.7 種々の水平変位に対する $\tau \sim \sigma$ 関係 (垂直圧力一定せん断)

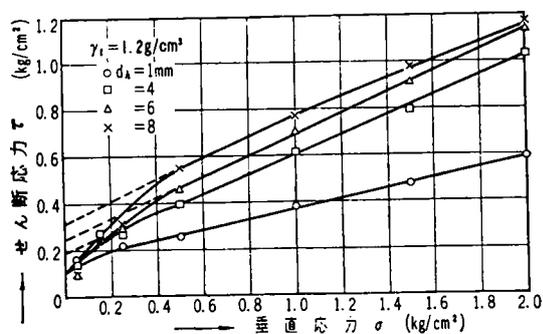


図1.1.8 種々の水平変位に対する $\tau \sim \sigma$ 関係 (垂直圧力一定せん断)

てくる。すなわち, $d_h = 1$ mmの場合を除いたとしても, 図1.1.7では $d_h = 4$ mmに対する $C = 0.14$ kg/cm²から, $d_h = 10$ mmに対する $C = 0.21$ kg/cm²まで増加しており, 図1.1.8では d_h が4 mmから10 mmに増加すると, C は0.19 kg/cm²から0.32 kg/cm²に増加している。つぎに, $\tau \sim \sigma$ 曲線の傾むき(ϕ)は, $\sigma = 0.5$ kg/cm²以上の直線部では, d_h が4 mmの場合と10 mmの場合で $2^\circ \sim 5^\circ$ の差が認められ, 一方 $\sigma = 0.5$ kg/cm²より小さな部分では, 10° 程度の差が出てくるのがわかる。以上の実験結果は, せん断試験の結果を設計に適用する場合に, いかなる大きさの d_h に対する τ を用いて整理するかということが重大な問題であること, および現場において小さな σ のもとで破壊が起こる可能性のあるときは, 小さな σ のもとでのせん断試験が必要であることを示している。

図1.1.9, 図1.1.10, 図1.1.11は, γ_t がそれぞれ1.10, 1.20, 1.38 g/cm³の供試体の, 等体積せん断試

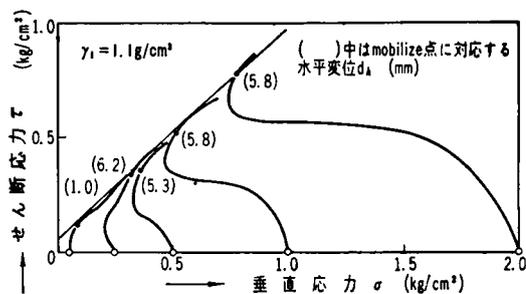


図1.1.9 等体積せん断における応力軌跡

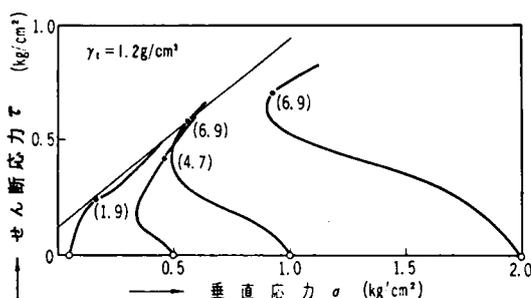


図1.1.10 等体積せん断における応力軌跡

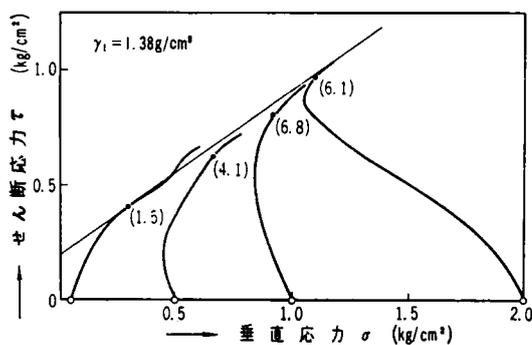


図1.1.11 等体積せん断における応力軌跡

験における応力軌跡を示したものである。せん断は初期の垂直圧力 σ_0 による沈下が終了してから行なわれたので、図中の応力軌跡は一応有効応力表示であると考えてよいであろう。これらの図で特徴的なことは、全般に応力軌跡が、 τ がある値以上になると、大体ある一定のこう配を有する直線にそつて上昇を続けることである。もう少し詳細にその様子を調べると、たとえば図1. 1. 9の初期垂直圧力 $\sigma_0 = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の軌跡は、当初は左上方へ進行するが、やがて右上方へと進行方向を変え、黒丸印の点以後は包絡線（細線で示してある）とほとんど平行に上昇する。これに対して、たとえば図1. 1. 10の初期垂直圧力 $0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の軌跡は、右上方へ転じたのちに、ほぼ一定の方向ではあるが、包絡線と異なる傾むきを示して上昇している。

ところで後述する三軸圧縮試験の結果を参考にすると、試料全体が等しいせん断ひずみを受ける場合の応力軌跡は、図1. 1. 12の実線のように、点M以後は包絡線上を上昇する

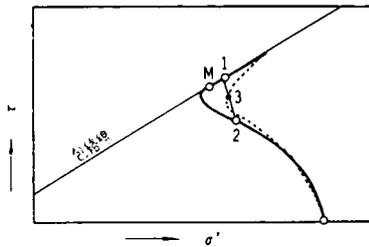


図1.1.12 応力軌跡の説明図

性質があると予想される。しかし、一面せん断試験では、せん断領域（上・下箱の境界面付近）の中心付近と周辺部で、同じ時点におけるせん断ひずみの大きさが非常に異なる場合があると予想される。このような場合には、たとえば中心付近の応力は図の点1に達しているにもかかわらず、周辺部では図の点2にしか達していないとすれば、その時点で測定される応力は点3のようになり、結局全せん断期間から得られる応力軌跡は破線のようになるであろう。したがつて、応力軌跡がうまく包絡線に接しない試験は、せん断中に不均等なせん断ひずみを生じた領域が広がったことを示している。たとえば図1. 1. 10の初期垂直圧力 $\sigma_0 = 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の試験では、実際には応力軌跡上の黒丸印あたりから、せん断領域の中心部の応力はすでに包絡線上をたどっているであろうと考えられる。

さて、応力軌跡が破壊包絡線上を上昇していくということは、測定される τ は明らかに少しずつ上昇を続けるけれども、ある限界以上の領域ではその土の強度はそれぞれの時点において常に完全にmobilizeされていることを示すに他ならない。いいかえると、包絡線上に達したある時点でさらにせん断ひずみを加えると、体積が増加しようとする。ところが膨

張できないように σ を増加させると、それにとまつて τ がさらに増加するわけである。したがつて、現地で地盤や土構造物が破壊する場合、せん断による体積変化に対する拘束力が大きく、実際上膨張できないような状態のときには大きな τ を期待することができるが、一方拘束力が小さく、特に吸水が容易な状態にあつたりして体積変化が容易に起こりうる場合には、 τ は最大値（はじめに強度が完全にmobilizeされたとき）に達したのち低下するであろう。そこで設計にあつては、現地で破壊がいかなる大きさの σ のもとで生ずるかとか、等体積に近い状態で起こるかどうかが重要な問題になるわけであるが、実際問題としてこれらのことを適確に評価し、非常に合理的に設計に反映させることはかなり困難である。すなわちせん断試験において、破壊包絡線上をたどる τ の増分は、現地でこのとおりの現象を生ずるといふ保証がないという意味において、非常に不安定なものであるといわなければならない。

以上のことを配慮した上で、図1. 1. 9、図1. 1. 10、図1. 1. 11の応力軌跡上で、試料の強度がはじめて完全にmobilizeされた点を調べてみると図中の黒丸印のようであり、対応するせん断変位 d_h (mm)は()内に示すようである。図からわかるように、初期垂直圧力 σ_0 が $0.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以下の場合には d_h は1~3mm、 $0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以上では5~7mm程度となつているから、簡単のため図1. 1. 4、図1. 1. 5、図1. 1. 6における $\tau \sim d_h$ 曲線上から、 $\sigma_0 = 0.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以下の試験では $d_h = 2 \text{mm}$ 、 $\sigma_0 = 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以上の試験では $d_h = 6 \text{mm}$ に対応する τ を読みとり、それぞれの σ_0 に対してプロットすると図1. 1. 13の実線が得られる。したがつてこの

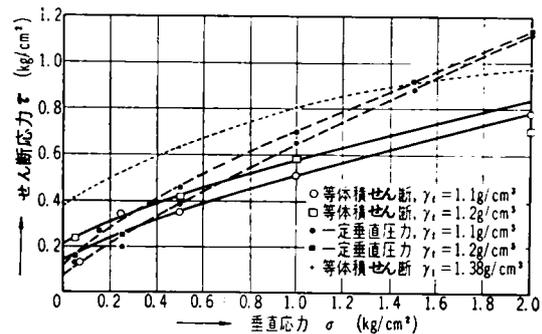


図1.1.13 垂直圧力一定と等体積せん断における $\tau \sim \sigma$ の関係の比較

曲線は、近似的に強度がはじめて完全にmobilizeされた時点における全応力表示の $\tau \sim \sigma$ 関係であるといえる。

ところでせん断中に体積変化を許す場合でも、これがいわゆる完全な排水条件における排水状態の場合であれば、せん断中の応力軌跡は図1. 1. 14における鉛直線となり、強度が完全にmobilizeされたとき破壊包絡線上に達し、それ

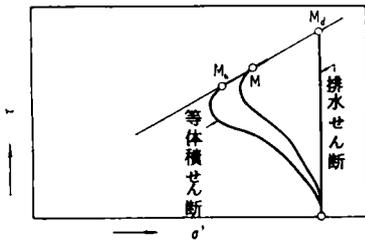


図 1.1.14 応力軌跡の説明図

せん断試験では、体積変化を許してもなお、試料中に間げき圧が残存していくと考えるのが妥当である。したがって、このような試験における有効応力軌跡は、図 1.1.14 の中間の曲線のように、排水試験の場合の軌跡と等体積試験の場合の軌跡の中間的なものとなり、やはり強度が完全に mobilize されてからのちも、 τ が増加するという現象が起こっていると考えられる。この場合、はじめて強度が完全に mobilize されるときの変位 d_h は不明であるが、等体積せん断の場合を準用し、図 1.1.2 および図 1.1.3 から $\sigma = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 以下の試験では $d_h = 2 \text{ mm}$ における τ を読みとり、また $\sigma = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の試験では $d_h = 6 \text{ mm}$ における τ を読みとって、図 1.1.13 に記入すると、破線で示した $\tau \sim \sigma$ 曲線が得られる。同じ初期密度 γ_i の $\tau \sim \sigma$ 関係が、等体積試験と一定垂直圧力下の試験で異なっているのは、せん断中の条件が異なっているため、および全応力表示であるためである。しかし $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下においては、両者がほぼ一致していることには注意しておく必要がある。

実際に現地で破壊が生ずる場合、そのせん断の状況や条件は非常に複雑で、室内試験に用いるこのように小さな供試体では再現できない種々の現象が生じているに違いない。しかし、ともかく破壊領域では等体積的に破壊する部分と体積変化をとめないながら破壊する部分が共存していることはたしかである。したがって厳密には、設計に用いるべき $\tau \sim \sigma$ 関係は、完全な排水条件におけるせん断試験から得られた $\tau \sim \sigma$ 関係と、図 1.1.13 の実線で示された等体積試験における $\tau \sim \sigma$ 関係の間にあつて、その具体的な位置は現地で予想される破壊において、破壊領域の状態が等体積に近い部分が多いか、また体積変化をとまなう部分が多いか、等によつて決められるべきものである。しかし現実の問題として、等体積せん断と完全な排水せん断の両方を実施することはめんどくさくもあり、また長時間を要するので、結局は垂直圧力を一定とした普通の一面せん断試験のみが実施されることが最も多くなるであろう。

今後種々の土質に関して多くの実験的研究が必要であるが、以上の考察から、関東ロームあるいはこれに類似の土質に関

後は同一線上を下降するのみである。しかし、図 1.1.2 および図 1.1.3 に示した普通の一定垂直圧力のもとでの一面

しては次のように考えて大過ないであろう。すなわち、普通の垂直圧力一定のもとに一面せん断試験を行なつたところが、 τ が d_h の増大につれてどこまでも上昇を続け、最大点に達しない場合が生じたときには、せん断によつて体積が増加する垂直圧力の範囲（この例では $\sigma < 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合）では水平変位 $d_h = 1 \sim 3 \text{ mm}$ 、体積が減少する垂直圧力の範囲では、 $d_h = 5 \sim 7 \text{ mm}$ に対する τ を用いて $\tau \sim \sigma$ 図を描き、 σ の大きな範囲では現地の条件とせん断試験時の条件を勘案した上でこのこう配を少し低減して設計に用いるのがよいと考えられる。なおこのような締固め不飽和粘性土の短期破壊が問題になる場合には、 $\tau \sim \sigma$ 図は一般に全応力表示で十分である。すなわち $\tau \sim \sigma$ 図は、いくらのおよびの σ のときにどれだけの τ が期待できるかを示す図であつて、 c 、 ϕ はこれを求めるための便宜的な係数であるから、ある密度の土に固有の値である必要はまつたくない。したがって、たとえば図 1.1.13 の $\gamma_i = 1.10 \text{ g/cm}^3$ に対応する破線を設計に用いる場合には、 $\sigma < 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では $c = 0.08 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\sigma \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では $c = 0.14 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 25^\circ$ として用いるのがよいであろう。

つぎに三軸圧縮試験の結果を簡単にみてみよう。同一試料についての非圧密非排水せん断試験が行なわれた。供試体の含水比は 102% で、初期密度は $\gamma_i = 1.07, 1.20, 1.36 \text{ g/cm}^3$ の 3 種類に変えられた。これらの試験から得られた $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係は、一面せん断試験から得られた $\tau \sim d_h$ 関係と同じ傾向を示し、 $\epsilon = 30\%$ という非常に大きなひずみに達してもなお $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は上昇を続け、最大値を求められなかつた。図 1.1.15 はこの一例であつて、 $\gamma_i = 1.07 \text{ g/cm}^3$

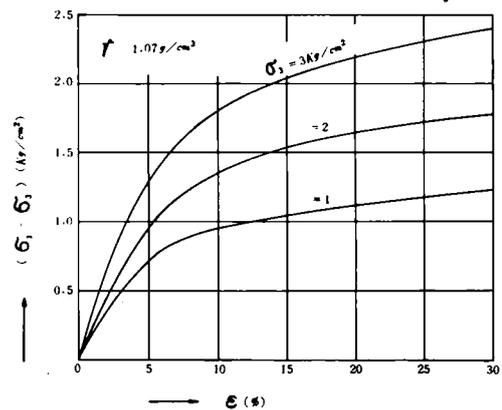


図 1.1.15 主応力差とひずみの関係

の場合の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線である。また図 1.1.16 は図 1.1.15 に基づいて $\epsilon = 5, 10, 20, 30\%$ 時の主応力差を用いて整理した Mohr の図である。側圧 σ_3 が小さい範囲では、一面せん断試験の結果から判断して、包絡線はおそらく図中の破線のように曲つてくると思われるが（仮にこの

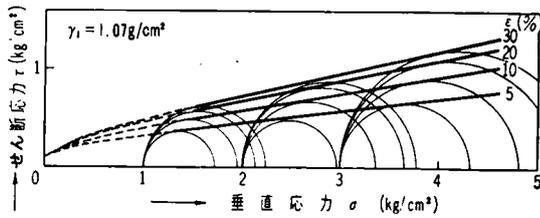


図 1.1.16 三軸圧縮試験による Mohr の図

ように曲つてくるとすれば $c = 0.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, $\phi = 20^\circ \sim 30^\circ$ 程度となる), $\sigma_3 = 0 \sim 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の範囲の試験をおこなつていないのでこの点は明確にはわからない。前述の 3 種類の γ_t に対する試験結果において, Mohr の円の包絡線 (直線) を $\sigma_3 = 0$ まで延長して求めた c , ϕ を一括表示したのが表 1. 1. 1 である。これによれば整理時の ϵ によつて c , ϕ がかなり異なつてくることがわかる。

γ_t (g/cm ³)	ϵ (%)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
1.07	5	0.18	7.5
	10	0.21	10.0
	20	0.24	12.0
	30	0.26	13.0
1.20	5	0.29	11.0
	10	0.36	14.0
	20	0.49	14.0
	30	0.48	15.5
1.36	5	0.60	12.5
	10	0.70	15.0
	20	0.73	15.5
	30	0.73	17.0

表 1.1.1 三軸圧縮試験の結果

1.3 乱した洪積粘土のせん断試験について

昭和 40 年 10 月に, 愛知県半田市の中部電力武豊火力線付近で実物大基礎の現場引揚試験が実施された (この詳細は第 6 章で説明する)。現地から採取された粘性土に関して, 中部電力総合技術研究所において非圧密非排水状態で三軸圧縮試験が行なわれたが, 以下はその結果を再整理したものである。なお, 試料土は図 1. 1. 1 (b) 曲線に示すように, 砂分 44%, シルト分 26%, 粘土分 30% の乱した洪積粘土である。供試体は, これを所定の含水比のもとで所定の密度に締固めたものを, 直径 3.5 cm, 高さ 8 cm の円柱形に整形したものである。

いろいろな初期密度および含水比の供試体に関する ($\sigma_1 - \sigma_3$) $\sim \epsilon$ 関係において, 全般に $\epsilon = 15\%$ に達してもなお主応力差は上昇を続け, 最大値は求められなかつた。図 1. 1. 17 はこの一例であり, $\gamma_t = 1.6 \text{ g/cm}^3$, 含水比 $w = 22\%$ の場合の試験結果である。また図 1. 1. 18 は図 1. 1. 17 に基づいて, $\epsilon = 5, 10, 15\%$ 時の主応力差を用いて描いた Mohr の図である。 ϵ の大きさによつて Mohr の円の包絡線がかなり異なること, および σ_3 の小さな範囲では下向き

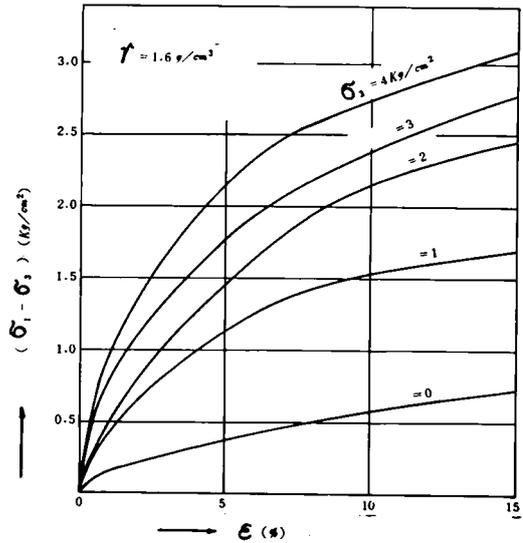


図 1.1.17 主応力差とひずみの関係

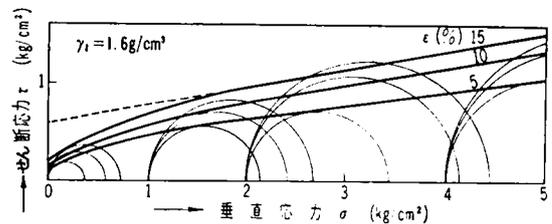


図 1.1.18 三軸圧縮試験による Mohr の図

に曲つてくるとなど, 前述の関東ロームの試験結果と同傾向である。本章 1.6 節の引揚試験との対比のところで述べるが, この図における ($\sigma_1 - \sigma_3$) 軸上の切片は引揚試験の結果からみて妥当なものであると考えられる。

1.4 A. Casagrande と R. C. Hirshfeld による試験結果の検討

A. Casagrande と R. C. Hirshfeld はアースダムの建設に関連して, 締固め土に関して多数のせん断試験の結果を報告している。^{5) 6)} 試料土は図 1. 1. 1 の (c) 曲線に示すように, 砂分 32%, シルト分 24%, 粘土分 44% の粘性土である。この試料土を含水比 $w = 13 \sim 19\%$ に調整し, 乾燥密度 γ_d (1.78 g/cm^3) の 95 \sim 105% になるように締固めた。せん断試験は, 主として非圧密非排水または圧密非排水三軸圧縮状態で行なわれた。せん断中の応力状態を, 最小主応力方向と 60° をなす平面上の応力を用いたベクトルカーブであらわすと, その形は供試体の初期飽和度 S_r によつて異なる。すなわち, $S_r \leq 70\%$ のときはベクトルカーブは, ひずみの進行とともに直線的に破壊線にむかう。これは, 飽和度が低いために, 非排水状態であつても等体積せん断とはならないためである。 $S_r > 70\%$ になると, ベクトルカーブは関東ロームの等体積せん断 (図 1. 1. 9 \sim 図 1. 1. 11) の応力軌跡と同様に, ある点以後は破壊包絡線と同じこう配をもつて上昇する。図 1. 1. 19 は $S_r = 88.0\%$ の場合の非圧密非排水試験から得られたベクトルカーブの一例である。図中の実線で示したベクトルカーブのもととなる主応力差

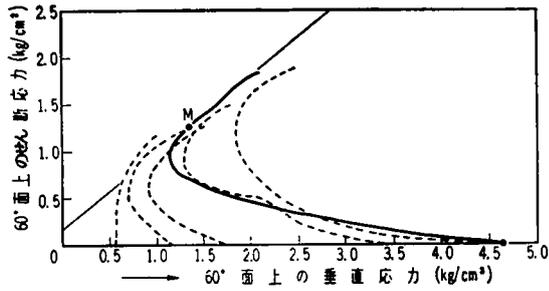


図 1.1.19 非圧密非排水三軸圧縮試験によるベクトルカーブ (Casagrande らによる)

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ とひずみ ϵ および間げき圧 u (u_0 はせん断開始前の間げき圧) の関係は図 1. 1. 20 のようである。この図をみれば明らかなように、主応力差は ϵ が 20 % を越えてもなお上昇を続ける傾向を示している。

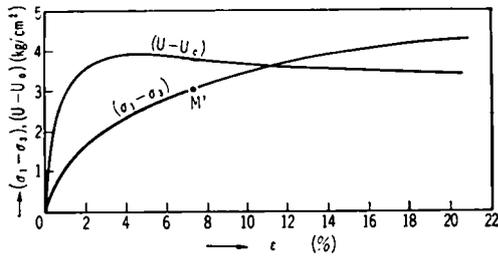


図 1.1.20 応力とひずみの関係 (Casagrande らによる)

また図 1. 1. 19 中の破線は γ_d および S_r が等しい一連の試験結果を示している。これらはばらついてはいるが、共通の包絡線をもつていて、すべてのベクトルカーブはある点 (たとえば M 点) 以後は包絡線と平行に上昇を続けている。図 1. 1. 19 中の点 M は図 1. 1. 20 上では点 M' に対応している。したがって、主応力差はひずみの増大とともに少しずつ増大し続けるが、点 M' 以後の増加は、実はその供試体の強度が完全に mobilize された状態での増加である。この意味で点 M' は破壊の一つの目安を与えるものであり、さきにも述べたように点 M' 以後の主応力差の増分は、現地の破壊状況によつては常に期待できるとは限らない種類のものである。

また図 1. 1. 21 は、一連の圧密非排水三軸圧縮試験 (back pressure 併用) から得られたベクトルカーブの一例であ

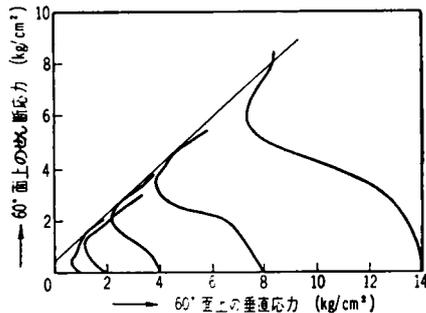


図 1.1.21 圧密非排水三軸圧縮試験によるベクトルカーブ (Casagrande らによる)

る。この場合もベクトルカーブは包絡線にそつて上昇することが明らかである。

応力〜ひずみ曲線の上で、強度が完全に mobilize される点 M' がどのような位置にあるかを、Casagrande らによる多数の試験結果に基づいて調べたのが表 1. 1. 2 である。シリーズ I, II は非圧密非排水試験の結果であり、シリーズ III

σ_3 (kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_M$ (kg/cm ²)	ϵ_M (%)	ϵ_f (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_M$ $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
シリーズ I ($\gamma_d = 1.78 \text{ g/cm}^3$, $S = 88.0\%$)					
1.00	2.40	11.3	19.0	2.70	0.89
2.02	2.70	12.5	21.0	3.22	0.84
5.96	2.70	15.0	20.0	2.95	0.92
5.97	2.45	14.2	20.0	2.85	0.86
6.02	3.02	14.1	20.0	3.40	0.89
6.07	2.89	13.9	22.0	3.25	0.89
9.75	3.02	7.2	21.0	4.32	0.70
14.00	3.28	13.5	18.0	3.61	0.91
14.07	3.92	15.4	22.0	4.35	0.90
シリーズ II ($\gamma_d = 1.84 \text{ g/cm}^3$, $S = 90\%$)					
1.01	4.11	13.7	22.0	4.62	0.89
2.00	5.03	15.9	20.0	5.30	0.95
4.00	5.31	12.6	20.0	6.10	0.87
6.04	5.52	16.1	21.0	6.57	0.84
9.96	5.13	12.1	20.0	6.50	0.79
9.99	3.92	11.3	20.0	5.69	0.69
14.00	5.43	13.5	20.0	6.25	0.87
14.16	5.43	13.7	21.0	6.68	0.81
シリーズ III ($\gamma_d = 1.78 \text{ g/cm}^3$, $S = 84.2\%$)					
6.95	1.55	0.3	23.0	4.75	0.33
7.06	2.72	2.8	20.0	4.39	0.62
9.87	5.38	6.3	18.0	6.20	0.87
14.03	7.66	3.9	21.0	9.34	0.82
19.95	13.06	8.8	21.0	14.20	0.92
シリーズ IV ($\gamma_d = 1.75 \text{ g/cm}^3$, $S = 85.9\%$)					
6.98	2.44	9.2	20.0	3.39	0.72
8.13	3.23	5.7	21.0	4.49	0.72
9.58	4.62	7.5	22.0	6.33	0.73
9.99	5.38	10.1	20.0	7.00	0.77
13.48	8.26	8.8	20.0	10.08	0.82
20.20	17.30	16.0	20.0	18.05	0.96
20.55	16.05	14.6	20.0	17.45	0.92
シリーズ V ($\gamma_d = 1.84 \text{ g/cm}^3$, $S = 77.6\%$)					
6.90	2.42	0.3	19.0	5.15*	0.47
8.04	2.78	0.2	21.0	5.79*	0.48
9.92	7.35	3.6	17.0	7.74*	0.95
14.16	10.48	4.3	16.0	11.16*	0.94
20.25	17.31	6.2	17.0	10.67*	0.88
シリーズ VI ($\gamma_d = 1.83 \text{ g/cm}^3$, $S = 88.9\%$)					
6.85	3.81	10.8	20.0	5.22	0.73
7.02	2.31	2.4	20.0	6.60	0.35
10.00	4.62	6.5	22.0	8.90	0.52
13.82	10.08	10.5	20.0	12.48	0.81
19.95	16.18	10.7	22.0	20.00	0.81
シリーズ VII ($\gamma_d = 1.81 \text{ g/cm}^3$, $S = 86.3\%$)					
7.03	1.92	3.7	19.0	4.57*	0.42
7.95	2.70	4.3	22.0	6.14	0.44
10.22	3.86	3.7	22.0	8.58	0.45
13.97	9.23	8.2	19.0	12.81	0.72
19.96	20.42	14.3	20.0	21.05*	0.97

表 1.1.2 三軸圧縮試験結果の整理

～Ⅱは圧密非排水試験の結果である。表中には、 M' 点における $(\sigma_1 - \sigma_3)_M$ 、 ϵ_M の値が、その試験が継続された最終のひずみ ϵ_f および対応する $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とともに示されている。なお表中 * 印は、その点で $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最大値に達したことを示している。非圧密非排水試験における ϵ_M は大体 10～15% 程度である。一方、圧密非排水試験ではこの値は過圧密比によつて変化するようであつて、過圧密比が高い試料ほどこの値は減少するが、いずれにしても非圧密非排水の場合にくらべて小さく、大体 4～10% 程度となつてゐる。

図 1. 1. 20 からわかるように、点 M' は一般に応力～ひずみ曲線上の特徴的な位置にあるとはいえない。これはベクトルカーブであらわされた試料内の応力状態が徐々に“完全に mobilize された”状態に移行するためであり、試験結果の設計への適用という見地から注目していかなければならない事実である。

1.5 一面せん断試験における断面補正についての考察

一面せん断試験においては、水平変位 d_h の発生とともに上下容器内の試料の位置が相対的にずれるため、せん断中に上下容器内の土試料間のいわゆる有効断面積が減少する。そのかわり同時に、容器の金属面と土試料の一部がもとのせん断面の位置で接触して摩擦を起こすわけであるが、従来しばしばこの摩擦をゼロとして、測定される全せん断力を土試料間の有効断面積で除して試料間のせん断応力とするという、いわゆる断面補正が加えられることが多い。この節ではこのような断面補正が妥当であるかどうかを、簡単な実験をもとに検討する。

1.2 節では断面補正を加えなかつたことをすでに述べたが、断面補正を加えた場合の結果についてみてみよう。図 1. 1. 22、図 1. 1. 23 は断面補正を加えた一例である。これらは $\gamma_s = 1.10 \text{ g/cm}^3$ の場合で、図 1. 1. 22 は図 1. 1. 4

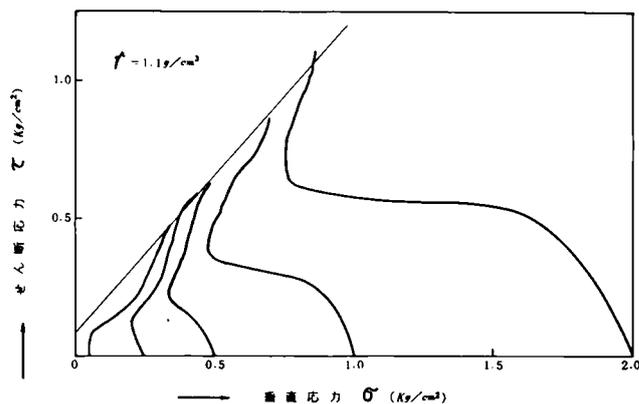


図 1.1.23 等体積せん断における応力軌跡 (断面補正実施)

に、また図 1. 1. 23 は図 1. 1. 9 に対応するものであつて、両者はもちろん同一試験の結果である。まず図 1. 1. 22 の $\tau \sim d_h$ 関係を見てみると、図 1. 1. 4 の場合と比較してたしかに τ の上昇こう配は急になつてゐるとはいへ、図 1. 1. 22 のみを見てみるとこれらの曲線形がとりたてて特異なようにはみえず、もつともらしい形状を示し、断面補正の適否を判定することは不可能である。一方、せん断中の応力軌跡図 1. 1. 23 を図 1. 1. 9 と比較すると、両者の相違はせん断の後半においてかなり顕著である。すなわち図 1. 1. 23 においては、いつたん右上方にゆるやかに上昇しかけた曲線が、せん断の中半過ぎから異常な急傾斜で直立してくる傾向が認められる。この傾向は他のすべての場合にも認められたが、このような応力軌跡の形状はきわめて異常である。これは、 τ に断面補正を行なうことにより土試料間のせん断抵抗力を不当に大きく評価し過ぎた結果に原因しており、このような断面補正が適切でないことを示唆している。

一面せん断試験中にせん断力として測定される力 T は次式で与えられる。

$$T = \tau A + F \quad (1.1.2)$$

$$A = A_0 - \Delta A$$

ここに τ は土試料間のせん断面に作用するせん断応力、 A は土試料間の有効せん断面積、 A_0 は初期せん断面積、 ΔA は d_h の発生により生じたずれ面積(土試料と容器との接触面積)であり、 F は土試料と容器間の摩擦力である。摩擦力 F は、上容器内の試料か下容器の上面と接触することにより生ずる摩擦成分 F_1 と、下容器内の試料が上容器下面と接触することによる摩擦成分 F_2 の和で与えられる。すなわち

$$F = F_1 + F_2 \quad (1.1.3)$$

著者が一連の実験に用いた下部可動型的一面せん断試験機では、おそらく F_1 の方が F_2 より大きいと予想される。いま F_1 を求めるために、上容器のみに 1.2 節で述べた関東ロームを入れ、下容器のかわりにこれと同じ材質(真チユウ)

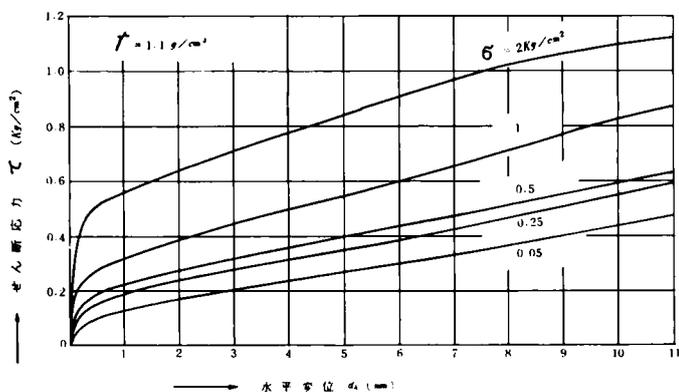


図 1.1.22 せん断応力と水平変位の関係 (断面補正実施)

の平板を置いてせん断試験と同じ操作を行なつたところ、金属面と土との間に働らく摩擦応力 f_1 と垂直応力 σ の関係は図1.1.24のようになった。この図に基づいて、 F_1 の概値は次式で求められる。

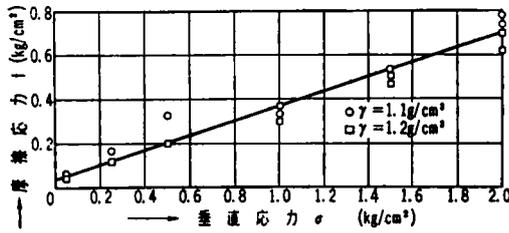


図1.1.24 一面せん断試験における摩擦応力と垂直圧力の関係

$$F_1 = f_1 \Delta A \quad (1.1.4)$$

ところで図1.1.7, 図1.1.8などは、すでに述べたように

$$\tau = T/A_0 \quad (1.1.5)$$

と仮定して計算された $\tau \sim \sigma$ 図である。この仮定は、 d_h が小さい範囲では少なくとも正しいから、これらの図における $d_h = 1 \text{ mm}$ に対する $\tau \sim \sigma$ 図と図1.1.24の $f_1 \sim \sigma$ 図を比較してみると、同一の σ に対する f_1 と τ の比はほぼ1となつてることがわかる。 $d_h = 1 \text{ mm}$ という小さな変位に対しては、土試料間のせん断抵抗力はまだ十分mobilizeされておらず、したがつてこの抵抗力はまだ大きく増える可能性があるわけであるが、 $d_h = 4, 6, 10 \text{ mm}$ に対する $\tau \sim \sigma$ 関係を参考にすれば、 τ が f_1 の倍以上になるとは考えられない。いいかえると、 f_1 は少なくとも 0.5τ より大きいと考えるのが自然である。

一方 f_2 を測定することは困難であるが、おそらく

$$F_2 = f_2 \Delta A \quad (1.1.6)$$

のように書け、しかも常識的にいつて f_2 は f_1 より小さいと考えられる。

以上のことから式(1.1.2)は次のように書きあらためられる。

$$T = \tau A + (f_1 + f_2) \Delta A \quad (1.1.7)$$

さて前述の考察に基づいて、 $(f_1 + f_2)$ は次の範囲にあると考えてよいであろう。すなわち

$$0.5\tau < (f_1 + f_2) \leq \tau \quad (1.1.8)$$

せん断試験において、そのたびごとに摩擦の測定を行なうのは実際ではないので、 $(f_1 + f_2)$ の値を適当に仮定する必要が生じてくる。式(1.1.7)を簡単にする仮定として考えられることは、従来の断面補正の概念、すなわち

$$(f_1 + f_2) = 0 \quad (1.1.9)$$

かあるいは

$$(f_1 + f_2) = \tau \quad (1.1.10)$$

である。上に種々の考察を加えたように、式(1.1.9)の仮定よりも式(1.1.10)の仮定の方が誤差が小さいことは明らかである。式(1.1.10)の仮定によると式(1.1.7)は式(1.1.5)と等しくなり、したがつて、水平変位の増大ともなう有効断面積の減少は考慮しなくてよいことになる。

1.6 せん断試験結果と基礎の引揚試験結果との比較

1.2.1.3節に示した関東ロームと洪積粘土を用いて基礎の引揚試験を実施したので、本節では、これらの引揚試験結果を室内せん断試験結果と対比検討する。ここで対比検討する引揚試験とその結果の詳細は第5, 第6章において説明する。

基礎の引揚抵抗力の算定法に関しては、第3および第5章で詳しく説明するので本節では省略するが、粘性土中の基礎の引揚抵抗力は次式で与えられる。すなわち、限界引揚抵抗力 R は、基礎体の自重 G 、土の単位体積重量 γ 、粘着力($\tau \sim \sigma$ 図における τ 軸の切片) c とすると、

$$\left. \begin{aligned} R &= G + (\pi B_2^3 K_1 - V_s) \gamma + \pi B_2^2 K_2' c \\ K_1 &= \{(a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3 + b F_4 + F_5) + b\} \\ K_2' &= (a-1)(a F_6 + F_7) \end{aligned} \right\} \quad (1.5.11)$$

ここに

$$a = x_0/B_2$$

$$b = D_2/B_2$$

であり、 B_2 、 x_0 、 D_2 は第3章図1.3.2に示されているとおりである。また V_3 は基礎体柱体部の土中体積、 $F_1 \sim F_7$ は土の摩擦角($\tau \sim \sigma$ 図の傾斜角) φ と対数ら線 Cd の中心角 θ_0 の関数であり、その詳細は第3章で示される。

まず関東ロームを用いた室内引揚試験の結果からみてみよう。ここに比較する試験に用いた基礎体は直径が18, 24, 30cmの円形床板部と直径6cmの円柱形柱体部からなる3種類の鉄製模型基礎である。埋戻しはまき厚10cmごとに木製重錘でいねいに締固め、埋戻し深さは20, 30, 40あるいは50cmとした。

表1.1.3は、実験における限界引揚抵抗力およびこの実

$2B_1$ (cm)	実験番号	D (cm)	実験値 (kg)	$\sigma_0 \cdot V_3$ (cm^2)	$\sigma_0 \cdot V_3$ (cm^2)	逆算 c (kg/cm^2)
24	1	30	244.5	20485	2285	0.093
	2	40	393.1	49370	3360	0.101
	3	50	536.1	77990	4650	0.097
30	4	30	263.5	47035	2680	0.080
	5	40	433.7	69370	3880	0.091
	6	50	673.3	107785	5265	0.106
18	7	20	76.7	8615	1275	0.053
	8	20	78.8	"	"	0.068
	9	30	158.0	15820	1790	0.079
	10	30	158.9	"	"	0.079
	11	40	250.0	29870	2820	0.077
	12	40	248.7	"	"	0.076
	13	50	324.9	41380	3540	0.079
	14	50	357.2	"	"	0.087
	15	50	350.9	"	"	0.086
24	16	20	102.2	10745	1420	0.064
	17	20	103.4	"	"	0.064
	18	30	183.2	22650	1780	0.088
	19	30	180.3	"	"	0.087
	20	40	305.7	35500	3270	0.081
	21	40	301.2	"	"	0.080
	22	50	414.0	55280	4150	0.085
	23	50	401.0	"	"	0.082
	24	50	393.2	"	"	0.081
30	25	20	103.3	22635	1635	0.050
	26	20	154.3	"	"	0.079
	27	30	246.7	36050	2660	0.078
	28	30	213.8	"	"	0.065
	29	40	352.4	53970	3690	0.079
	30	40	350.8	"	"	0.079
	31	50	476.9	102180	4800	0.075
	32	50	468.3	"	"	0.074

表1.1.3 引揚試験結果からの逆算 c 値

験値を用いて、式(1.5.11)により逆算された c 値その他を一括表示したものである。表中試験番号1~6の6個の試験は、前述の室内せん断試験と併行して昭和41年6~7月に行なわれたもので、⁷⁾ 床板部の直径 $2B_1 = 24\text{cm}$ および 30cm の基礎を用い、埋戻し土の条件を $\gamma_t = 1.07\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $w = 97 \sim 100\%$ とした場合の一連の実験および計算結果であり、計算には $\varphi = 25^\circ$ 、 $\theta_0 = 40^\circ$ を用いた。また試験番号7~32の26個の試験は、昭和40年度中に行なわれた一連の試験結果であり、土の状態はだいたい $\gamma_t = 1.1\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $w = 90 \sim 95\%$ であった。これらの計算には $\gamma_t = 1.13\text{g}/\text{cm}^3$ 、

$\varphi = 20^\circ$ を用い、 θ_0 としては作図および実測破壊面の結果を用いた。 φ についていえば、この程度の規模の引揚試験の場合、せん断面上の垂直圧力はごく小さくただか 0.1% 以下であるので、 φ の推定の誤差が支持力に及ぼす効果はきわめて小さい。したがって $\varphi = 20^\circ$ としても $\varphi = 25^\circ$ としても結果的にはほとんど変わらない。

さてこの2つのシリーズの結果をみてみると、実験値を用いて式(1.5.11)から逆算された c 値は、おのおのの試験において非常によく一致している。すなわち試験番号1~6の場合には $c = 0.080 \sim 0.106\%$ 、特に $2B_1 = 30\text{cm}$ 、 $D = 30\text{cm}$ の場合を除くと $c = 0.091 \sim 0.106\%$ の範囲に入る。また試験番号7~32の場合も、特に小さな二、三の値を除くと $c = 0.068 \sim 0.088\%$ 程度となつている。土の破壊現象を対象とする支持力問題の場合、この程度のばらつきがあるのは当然である。したがって、基礎体の大きさや埋戻し深さを種々変化させたにもかかわらず、以上のような結果が得られたことは、引揚抵抗力の算定法に根本的な欠陥はなく、また上記2つのシリーズのそれぞれの試験状態における地盤の c 値は前者で 0.1% 、後者で 0.08% 前後であつたことを示している。なお、試験番号7~32の結果の解析にあたり $\gamma_t = 1.13\text{g}/\text{cm}^3$ として計算したが、その後の検討によるとこれより少し小さかつた可能性がある。

一方、図1.1.7または、図1.1.13における $\gamma_t = 1.10\text{g}/\text{cm}^3$ に対するせん断試験結果をみると、 τ 軸の切片は $0.08 \sim 0.10\%$ 程度であり、以上の引揚試験の結果とよく一致している。ところでここに一つの問題がある。すなわち平面ひずみ状態に近い一面せん断試験の結果と、軸対称応力状態ともいべき引揚試験結果を直接的に対比させることに問題はないか、ということである。同種の問題は、やはり直接せん断試験の結果を、三次元問題と考えるべき普通程度の大きさの正方形や長方形床板基礎(独立フーチング)による地盤支持力計算に適用したり、また逆に軸対称状態である一般の三軸圧縮試験の結果を、略平面問題と考えられる長大堤体下の地盤支持力計算や斜面の安定計算に適用する場合にも生ずる。その他室内せん断試験と原地盤の破壊現象の間には、この章に述べてきた τ の継続的上昇の問題も含めて種々の困難な問題があるが、実際の現場の一般に複雑な三次元破壊現象を厳密に室内で再現することは、技術的にも経済的にも不可能である。そこで、両者の間のある種の差異を認めながら、一面せん断試験や一軸あるいは三軸圧縮試験が行なわれることになる。したがって、著者の考えでは、室内せん断試験は、これによつてせん断箱内の土や三軸供試体自身の力学的な種々の特性を検討すること自体が一つの目的であり、また有意

義かつ必須であると同時に、実際設計のための便宜的な手段としての重要な役割と目的を有する。非常に極端ない方をすれば、せん断試験用の供試体の挙動と現場の破壊に際する地盤の挙動とは、厳密にはまったく別物である。しかし一方、このお互いに厳密には別物である両者の対応を検討すること、すなわちせん断試験結果を適切に設計に適用することは技術者に課せられた重要な課題であり、設計には現時点における可能な資料の範囲内で最善が見つかるべきである。したがって、前節までに説明してきたように、土供試体自体の挙動を明らかにすることはもちろん、本節で示したように、多くの引揚試験結果から想定された地盤の实际的、平均的な C , φ のようなものが、このようにせん断力が上昇し続ける一面せん断試験の結果をどのように解釈し、そして整理した場合に近似度よく与えられるか、という立場から検討することは、それ自体非常に重要で意義あることと考える。さらにまた、最近の二、三の研究⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾によると、平面ひずみ状態における強度と軸対称応力状態における強度とにあまり差がないという実験結果が報告されていることを付記しておく。

さてつぎに、同一関東ローム地盤で行なわれた現場引揚試験の結果をみてみよう。詳しくは第6章で説明するが、用いられた基礎体は2種類（Ⅰ型、Ⅱ型と呼称）のコンクリート製正方形床板基礎で、Ⅰ型は基礎柱体部の幅0.8m、床板部の幅と厚さが1.7m、0.45m、床板上面までの埋戻し深さが1.05mのものであり、Ⅱ型は柱体部の幅は同じで床板部の幅と厚さがそれぞれ1.6m、0.51m、埋戻し深さが1.7mである。埋戻し土の含水比は100～105%程度で、埋戻し土はパイロランマーで締固められ、 $\gamma_s = 1.13, 1.28, 1.33 \text{ t/m}^3$ の3種類の状態に関して引揚試験が実施された。詳細は後述するので、実験値より逆算した C 値のみを一括表示したのが表1.1.4である。計算においては $\varphi = 25^\circ$, $\theta_0 = 40^\circ$ とした。

さてこの表をみると、逆算 C 値はかなりばらついているようにみえるが、床板形状が正方形であること、また2週間あま

γ_s (g/cm ³)	基礎体	逆算 c (kg/cm ²)
1.13	Ⅰ型	0.117
	Ⅱ型	0.079
1.28	Ⅰ型	0.134
	Ⅱ型	0.120
1.33	Ⅰ型	0.161
	Ⅱ型	0.115

表1.1.4 引揚試験結果からの逆算 c 値

りにわたって行なわれた現場試験の性格上この程度のばらつきはむしろ当然であり、Ⅱ型の $\gamma_s = 1.33 \text{ t/m}^3$ の場合を除いて、同じ締固め程度で行なわれた各2個ずつの試験におけ

る逆算 C 値はよく一致していると考えらるべきであろう。すなわち $\gamma_s = 1.13, 1.28, 1.33 \text{ t/m}^3$ の場合に対して、それぞれ C 値は1.0, 1.3, 1.5 t/m^2 前後であつたと予想される。この結果と図1.1.13における垂直圧力一定の試験結果を比較すれば、非常によく一致していることがわかる。

最後に、1.3節で述べた洪積粘土地盤に埋設された基礎の現場引揚試験の結果を簡単にみておく。用いられた基礎体は上記関東ロームの場合とほとんど同じ大きさのⅠ型、Ⅱ型の2種類である。埋戻し土の含水比は22～25%で、やはり同じパイロランマーを用いて、 γ_s を1.64, 1.78, 1.85 t/m^3 とした3種類の地盤に対して引揚試験が実施された。 $\varphi = 5^\circ$, $\theta_0 = 40^\circ$ とし、前と同様に実験値より逆算した C 値が表1.

1.5 に与えられている。この結果から締固め程度が同じ場合の逆算 C 値はほぼ一致していることがわかるが、試みに

γ_s (g/cm ³)	基礎体	逆算 c (kg/cm ²)
1.64	Ⅰ型	0.095
	Ⅱ型	0.120
1.78	Ⅰ型	0.183
	Ⅱ型	0.252
1.85	Ⅰ型	0.227
	Ⅱ型	0.285

表1.1.5 引揚試験結果からの逆算 c 値

締固め程度同等の各2個ずつの C 値を平均すると、 $\gamma_s = 1.64, 1.78, 1.85 \text{ t/m}^3$ に対してそれぞれ1.08, 2.18, 2.56 t/m^2 となる。解析にあたり少し φ を小さくとり過ぎたきらいがあるが、たとえば $\gamma_s = 1.64 \text{ t/m}^3$ の結果と図1.1.18の結果を対比すれば、両者がほぼ一致していることがわかる。

1.7 結 論

締固め不飽和粘性土は、基礎の埋戻し土をはじめダム、道路その他にしばしば用いられるが、これについて一面せん断試験や三軸圧縮試験を行なうと、水平変位や軸ひずみの著しい増大にもかかわらず $\tau \sim d_h$, あるいは $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線に最大点があられない場合がよくある。本章では、主としてこのような現象の解釈と整理の仕方、特に設計への適用に際する $\tau \sim \sigma$ 図の作製や利用上の注意などに関し種々の実験をもとに検討を加えると同時に、基礎の引揚試験の結果と対比検討した。得られた結果の重要な点を要約すると、以下のようなものである。

(1) 一般に締固めた不飽和粘性土供試体を非排水状態でせん断すると、変位の著しい増大にもかかわらず τ は少しずつ上昇を続け、最大点に達しないが、ある値以上の τ の増加は、

実は供試体の強度がもはや完全に mobilize された状態での増加である。すなわち等体積せん断試験によると、その応力軌跡は、ある τ 値以上においては破壊包絡線上を右上方に上昇する。

(2) 関東ロームを用いた等体積一面せん断試験によると、 τ がはじめて完全に mobilize されるときの水平変位は、 $\sigma < 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の範囲では $1 \sim 3 \text{mm}$ 、 $\sigma \geq 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の範囲では $5 \sim 7 \text{mm}$ 程度である。

(3) 一定垂直圧力下の一面せん断試験においても、多かれ少なかれ上記(1)の現象が生じていることが予測される。同じく関東ロームの試験によると $\sigma < 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ではせん断中に体積膨張を、また $\sigma \geq 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の範囲では体積減少をともなっていることを考え合わせると、一定垂直圧力の一面せん断試験のみが実施される場合には、せん断によつて体積が増加する σ の範囲では $d_h = 1 \sim 3 \text{mm}$ 、体積が減少する σ の範囲では $d_h = 5 \sim 7 \text{mm}$ に対する τ を用いて $\tau \sim \sigma$ 図を描き、 σ の大

きな範囲ではこう配を少し低減して設計に用いるのがよいと考えられる。

(4) 以上のようにして整理した実験結果は、多くの基礎の引揚試験結果から逆算された C 値と満足すべき一致を示した。

(5) 稀固め不飽和粘性土に関する Casagrande らの試験結果を再整理した結果、はじめて強度が完全に mobilize されるときのひずみ ϵ は、非圧密非排水三軸試験で $10 \sim 15 \%$ 、圧密非排水試験では $4 \sim 10 \%$ 程度であった。

(6) 一面せん断試験における、いわゆる有効断面を求めるための断面補正は必要でない。

なおせん断面上の垂直圧力が $1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以上と予想されるような適当な現場の破壊現象の例がなく、このような場合との比較ができなかつたので、せん断試験における $\tau \sim \sigma$ 図で σ の大きな範囲の適用にはより適確な判断を下せなかつたが、これについては今後の研究課題としたい。

第 1 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・軽部大蔵：室内せん断試験結果の設計への適用に際する 2, 3 の問題点, 第 11 回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 91 ~ 100, 1966
- 2) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (I), Soil and Foundation, Vol. VII, No. 4, pp. 1 ~ 37, 1967
- 3) 松尾稔：基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚げ試験の解析, 土と基礎, Vol. 14, No. 10, pp. 11 ~ 21, 1966
- 4) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (II), Soils and Foundations, Vol. VIII, No. 1, pp. 18 ~ 48, 1968
- 5) Casagrande, A. and Hirshfeld, R. C. : Stress - Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight, A. S. C. E., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 359 ~ 417, 1960
- 6) Casagrande, A. and Hirshfeld, R. C. : Second Progress Report on Investigation of Stress - Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays, Harvard Soil Mechanics Series, No. 65, 1962
- 7) 松尾稔・出河勝一：基礎の引揚げ抵抗力算定式の新しい展開と斜面内基礎の抵抗力について, 土木学会論文集, 第 149 号, pp. 27 ~ 35, 1968
- 8) Bishop, A. W. : The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, Vol. 16, pp. 91 ~ 128, 1966
- 9) Shibata, T. and Karube, D. : Discussion on "Plane Strain Tests on a Saturated Remoulded Clay" Proc. A. S. C. E., Journ. Soil Mech. Div., Vol. 93, SM5, pp. 325 ~ 327, 1967
- 10) 軽部大蔵・原田征四郎：繰り返し粘土の平面変形条件について, 土木学会論文集, 第 147 号, pp. 1 ~ 9, 1968

第 2 章 基礎の引揚抵抗力に関する従来の算定法とこれらに対する批判^{1) 2)}

2.1 概 説

従来基礎の引揚抵抗力に関しては、電気や構造を専門とする送電線あるいは送電用鉄塔の関係者によつて主として研究され、そしてこれに基づいて基礎設計が行なわれてきた。このような事情に加えて、序論にも述べたように、基礎の引揚抵抗力に関する問題が力の作用方向、境界条件等に特異性を有するために、従来のほとんどの算定法には土の土質力学的性状が無視されているか、あるいは考慮されているとしても十分ではなく、ごく単純化した方法によつて計算が行なわれている場合が多い。これらの算定法には、一般に実状と隔たりのある多くの仮定が含まれており、その結果、設計がはなはだしく危険側に陥つたり、また逆に非常に不経済なものになつたりする危険性を含んでいる。

本章では、従来行なわれてきた基礎の引揚抵抗力算定法を整理し、これらに著者の批判と考察を加える。

2.2 土すい体重量法 (earth cone method)

従来各国で最も一般的に用いられてきた方法で、たとえばわが国建築学会の“鉄塔構造計算規準”³⁾や、在米の電気学会“送電用鉄塔設計標準 (JEC-127)”⁴⁾もこの方法に基づいている。これは図 1.2.1 (a) に示すように、基礎底面上の倒立さい頭角 (円) すい体中の土の重量と基礎体自重の和をもつて引揚抵抗力と考える方法である。すなわち限界引揚抵

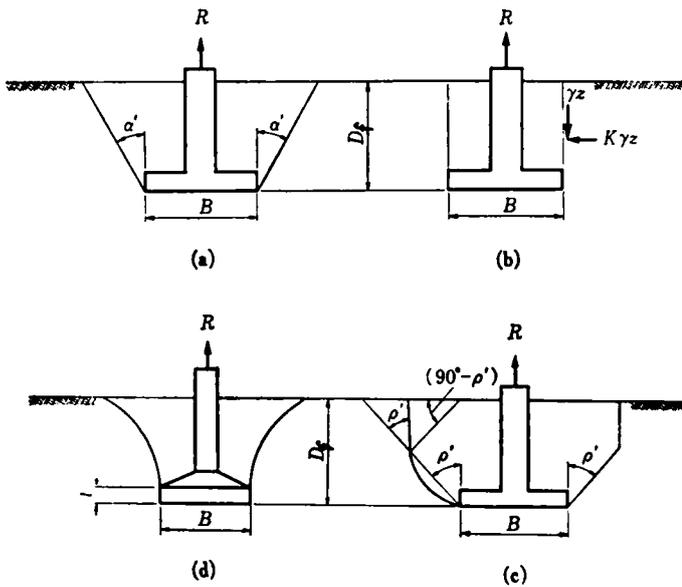


図 1.2.1 基礎中心断面図

抗力 R は、

$$R = G + \gamma(V'_1 - V_0) \quad (1.2.1)$$

ここに G は基礎体の自重、 γ は基礎底面より上部の土の単位体積重量、 V'_1 は基礎底面上の倒立さい頭角 (円) すい体の体積、 V_0 は基礎体の土中体積であり、基礎床板の幅 (あるいは直径) を B 、基礎底面までの深さ D_f 、角 (円) すいの母線が鉛直となす角 α' とすると、 V'_1 は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} V'_1(\text{角}) &= D_f(B^2 + 2BD_f \tan \alpha' + \frac{4}{3}D_f^2 \tan^2 \alpha') \\ V'_1(\text{円}) &= \frac{\pi D_f}{4}(B^2 + 2BD_f \tan \alpha' + \frac{4}{3}D_f^2 \tan^2 \alpha') \end{aligned} \right\} (1.2.2)$$

実際計算にあつては、土の種類によつて α' の大きさを大まかに定めているのが通常であるが、これには確たる根拠がない。たとえば表 1.2.1 は上記 JEC-127 に定められている分類であるが、これをみても土の力学的性状が十分考慮

種類	$\alpha'(^\circ)$	$\gamma(\frac{t}{m^3})$	土壌の性質および分類
甲	30	1.6	赤土・砂利まじり等で湧水がなく抵抗力の大きい個所。山地・硬い畑・野原等。
乙	20	1.5	黒土等でやや湧水があるが、抵抗力の大きい個所。軟かい畑地・湧水の少ない水田等。
丙	10	1.4	普通の水田で湧水が多く抵抗力の小さい個所。
丁	0	1.3	沼地およびとくに軟弱な水田。湧水が非常に多く、抵抗力のない土地等で杭打ちなどを行なう必要のある個所。

表 1.2.1 JEC-127 による分類

されていないことは明らかである。また根本的にこの考え方では“土の破壊現象”が無視されており、理論的根拠はもちろん、正確な事実に立脚しているものとも考えられない。このことはすでに昭和18年七里によつても指摘されており、⁵⁾ その適用には十分注意を払うべきである、と述べられている。

さらに、この算定法で特に注意を要するのは、式 (1.2.1)、式 (1.2.2) から容易に理解されるように、 D_f を少し大きくすると計算上 R が著しく増大することである。後章で述べるが、実際の試験においては、 D_f の増加による実際の R の増加は、このようにして計算した値の数分の一あるいはそれ

以下しか認められないのが通常である。この点はMors も指摘しており、⁶⁾ この方法によると深い基礎の場合の計算値が実際と比較してあまりにも大きくなりすぎると述べている。

2.3 土圧法 (earth pressure method)

この方法では、基礎底面の鉛直上方にある土の重量、この土塊の外端面上に作用する“摩擦力”および基礎体自重の和をもつて引揚抵抗力としている。すなわち図 1.2.1 (b)を参照すると、

$$R = G + \gamma(V_2' - V_0) + F \quad (1.2.3)$$

ここに V_2' は基礎底面鉛直上方にある土塊の体積、 F は土塊の外端面上に作用する全摩擦力で、正方形基礎の場合次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} V_2' &= B^2 D_f \\ F &= 4 \int_0^{D_f} B K_0 \gamma Z \tan \theta dZ = 2K_0 \gamma B D_f^2 \tan \theta \end{aligned} \right\} (1.2.4)$$

式 (1.2.4) における K_0 、 θ はそれぞれ静止土圧係数および“摩擦角”であり、たとえばMors によると粘土に対して $K_0 = 0.75$ 、 $\theta = 8^\circ$ 、砂に対して $K_0 = 0.42$ 、 $\theta = 24^\circ$ 程度をとるのがよいとしている⁶⁾が、これらは土質力学的な根拠に乏しい。

この方法の根本的な欠陥は、土すい体重量法同様やはり土の破壊を考慮していないこと、基礎底面鉛直上方にある土塊の外端面上の“摩擦力”(せん断抵抗力ではない)をとる理論的、実際の根拠がまつたくないことである。すなわちこの方法によると、実際設計にあたって土のせん断抵抗力、とくに粘性の影響を合理的にとり入れることが不可能である。計算法としては最も不適当なものの一つであると考ええる。

2.4 せん断法 (shearing method)

多くの室内小型模型実験とこれに対する種々の考察に基づいた七里の算定法⁵⁾や、スイスのMotorcolumbus 社などによつて行なわれた数種の試験結果に基づく経験的方法⁶⁾が、このせん断法といわれる方法に属する。この方法においては、図 1.2.1 (b)の基礎底面鉛直上方の土塊がこの外端面にそつてせん断破壊する場合が仮定され、引揚抵抗力はこのせん断抵抗力に引揚土塊重量、基礎体自重を加えたものであるとされる。すなわち

$$R = G + \gamma(V_2' - V_0) + T' \quad (1.2.5)$$

ここに T' は基礎底面鉛直上方の土塊の外端面上に作用する全せん断抵抗力である。

七里は、基礎床板が 30 cm 角の正方形である小型模型基礎を川砂および砂質ロームの中に 20 ~ 40 cm の深さに埋設し、これに引揚力を加えた場合の砂粒の移動状況を特殊な写真撮影法を用いて厳密に調べた。すなわち、引揚力および基礎体の変位量などに関連させて砂粒の移動限界を詳しく調べた結果、“基礎の引揚げによりまず床板上部の土が圧縮され、この圧縮限界の拡大にともなつて終局的な滑動に移行するが、その途中のある瞬間において、滑動面が床板外端における鉛直面とほぼ一致する状態があり、しかもこのときの基礎体変位量に対する引揚力が破壊荷重に近い(少し小さい)値である。”ことを見出した。そこで、このときの荷重をもつて基礎の強さと考えてもさしつかえない、という考察のもとに T' として次の形を採用した。すなわち正方形床板基礎の場合、

$$T' = 4cBD_f + 2K\gamma BD_f^2 \tan \varphi \quad (1.2.6)$$

ここに c は土の粘着力、 φ は土の内部摩擦角であり、 K としては試算をもとに主働土圧係数と受働土圧係数の中間をとるものと想定し、これを実験的に定めることにかんがりの成功を収めた。また実用式としては安全側の値をとることが望ましいという見地から、結局 T' として次の形を提案した。

$$T' = cBD_f + 2\gamma \frac{\tan \varphi}{1 + \sin \varphi} BD_f^2 \quad (1.2.7)$$

一方、Motorcolumbus 社などの実験に基づいて提案された算定式においては、 T' を次の形で与えている。

$$T' = 4KBD_f^\alpha \quad (1.2.8)$$

ここに K は土圧係数であり、 α は 1.5 ~ 2.0 の値をとるものとしている。式 (1.2.8) のような形にしたのは、 T' が深さによつて変わることを考慮した結果と考えられ、実際設計にあたっては土質、深さなどによつて種々の K 、 α 値を用いているようである。

このせん断法は、“土のせん断破壊”を考慮している点で前二者と比較して大きく前進している。しかしせん断面の考察に厳密性と一般性を欠いている。すなわち、地盤を基礎床板の幅にそつて鉛直に素掘りしたり、あるいは矢板併用のもとに鉛直掘りして、基礎を埋設する施工法(送電関係では一般に鉛直掘り施工と呼ばれている)の場合以外、たとえば、基礎幅以上に拡幅掘削して基礎を埋設する一般的な場合などの破壊現象とは著しく異なる。また式 (1.2.8) の場合、本式採用のもとになつた試験と同じような深さ、寸法を有する基礎体や土質の場合には信頼性があるが、その他の場合には

α や K , とくに α のきめ方がきわめてむずかしく, 式として一般性に乏しい。

2.5 Fröhlich-Majer 法⁷⁾

この方法は, 応力分布, 支持力に関する Fröhlich の考え方⁸⁾に基づいて, Majer によつて展開されたものである。すなわち Majer は, 異方性の弾性半無限体と仮定された地盤がその地表面に荷重を受けた場合の Fröhlich の応力分布の考え方を, 鉛直上方に力を受ける二次元埋設板に適用し, 最終的にはこれを有限長の正方形床板基礎の問題に, 合理的とは考えられない方法で拡張している。最終的に引揚抵抗力として次式を与えている。

$$\left. \begin{aligned} R &= G + \gamma B^2 D_f + 4K_1' \gamma B D_f^2 + \frac{4}{3} \pi K_1'^2 \gamma D_f^3 \\ K_1' &= \frac{\nu \Gamma \{(\nu-1)/2\}}{(\nu-1) \sqrt{\pi} \Gamma(\nu/2)} \end{aligned} \right\} \quad (1.2.9)$$

ここに ν は Fröhlich の場合と同様 応力集中係数であり, Γ は Gamma 関数である。

式 (1.2.9) の誘導の過程において, 土すい体重量法とのまったく無意味と思われる比較のもとに, $2K_1' = \tan \alpha'$ とおいて議論を進めているが, その結果式 (1.2.9) の右辺は基礎体の自重と, 倒立さい頭角すい体の隅角部を円弧に置き代えた土すい体の重量の和そのものになっている。したがつて, 結果的に Majer の支持力式は, 土すい体重量法の α' の代りに一見理論的にみえる K_1' を代用したものにすぎない。式の誘導にあつて, 弾性半無限体地盤, 応力の直進その他実際地盤の実状とあまりにもかけ離れた多くの仮定が含まれており, 複雑なわりにはあまり実際的な意味がないので詳細は省略する。なお, 式の誘導の過程に数学的な処理の誤まりが認められ, 式 (1.2.9) の K_1' は正しくは以下になると考えられる。

$$K_1' = \frac{\Gamma \{(\nu+1)/2\}}{(\nu-1) \sqrt{\pi} \Gamma(\nu/2)} \quad (1.2.10)$$

2.6 Mors による方法⁹⁾

Mors は光弾性実験や非常に数多くの現地試験に基づき種々の有益な示唆を与えているが, 基礎の破壊に関しては図 1.2.1 (c) に示すように, 基礎床板外端から外側にふくらんだ仮想すべり面に対する考察からはじめている。しかしすべり面の形状を, このように外方にふくらんだ形に仮定するのは種々の実験結果からみて容認しがたい。また Mors は, すべり

面に関する塑性論的考察を行なつてはいるが, 提案している設計式としては, Mors 自身指摘しているように, 次式のような一種の土すい体重量法の形をとつている。式 (1.2.11) は, 図 1.2.1 (c) に示されるような正方形床板基礎の場合である。

$$R = G + \gamma (V_2' - V_0) + \gamma D_f^2 \tan \rho' \left(\frac{3}{2} B + \frac{D_f}{3} \tan \rho' \right) \quad (1.2.11)$$

上式をみれば容易にわかるように, 右辺第 2 項は基礎床板鉛直上方の土塊重量, 第 3 項はそれ以外の隅角部の土塊重量である。また ρ' は土の内部摩擦角ではなく, “地中に変位が発生する領域を境界づける角度” としているが, 力学的に不明確である。

2.7 Balla による方法¹⁰⁾

この方法は, 基礎が引揚力を受けて地盤が破壊する場合の状況を観察し, 実際に近いすべり面を仮定して引揚抵抗力を求めようとする方法で, 次章で述べる著者の考え方に近いものである。

Balla は砂質土による実験結果の観察に基づいて, すべり面を, 土の内部摩擦角と地表面から基礎床板上面までの深さにより一義的に定まる円弧の一部を母線とした回転面である, と仮定した。すなわち, 図 1.2.1 (d) に示すように, 基礎体中心断面上におけるすべり面の形状を, 基礎床板上面の水平線上に中心をもち, 床板外端からの距離,

$$r = \frac{D_f - t}{\sin(\pi/4 + \varphi/2)} \quad (1.2.12)$$

を半径とする円弧の一部であると仮定した。そしてこのすべり面に Kötter の式¹¹⁾が近似的に適用できるものとしてすべり面上のせん断力を求め, この鉛直分力と基礎体およびすべり土塊の重量の総和をもつて限界引揚抵抗力とした。最終的に誘導された算定式は次のとおりである。

$$R = (D_f - t)^2 \gamma \left\{ F_1 \left(\varphi, \frac{D_f - t}{B} \right) + \frac{c}{\gamma} \frac{1}{D_f - t} F_2(\varphi, \gamma) + F_3(\varphi, \gamma) \right\} + G_2, \quad (1.2.13)$$

ここに t は図に示すように基礎床板外端における床板厚さであり, G_2 は基礎体の重量から基礎柱体部の体積に相当する土の重量を差引いたものである。 G_2, F_1, F_2, F_3 の関数形は文献 (10) に記載されている。

この方法は, 土質力学的な考察に基づき, 地盤の破壊現象をできるだけ正しくとらえ, 表現しようと努力したもので,

前節までの種々の方法に比較してはるかにすぐれた方法である。しかし多数の室内模型実験および現地実験の結果によると、すべり面をこのような円弧を母線とする単純な回転面であらわすことにはかなりの無理があり、また φ と (D_f-t) によつて一義的に定まるとすることにも土の種類によつて問題点が多く、一般性に乏しい。さらに Balla は、すべり面上に作用する力としてせん断力のみをとり、この起因力ともいふべきすべり面に垂直な応力を考慮していない。これは Balla の理論の最も大きな欠陥であり、一般に Balla のすべり面が

実際すべり面よりも内側に位置することが多いにもかかわらず、計算値が実際値を上まわる、いいかえると危険側の設計になる原因の一つとなつている。また Balla は砂についてのみ室内模型実験を行なつているが、粘着力を無視できない粘性土の場合には、このようなすべり面の仮定が妥当でないことを、実験結果に基づいて第5章、第6章で説明する。なお Balla の場合、基礎体の柱体部および床板部の平面形状は、ともに円である。

第 2 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔：基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚げ試験の解析，土と基礎，Vol.14，No.10，pp.11～21，1966
- 2) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (I), Soil and Foundation, Vol. VII, No.4, pp.1～37, 1967
- 3) 日本建築学会：鉄塔構造計算規準・同解説，pp.26～28, pp.138～142, 1962
- 4) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，pp.35～39，1958
- 5) 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
- 6) Mors, H. : Methods of Dimensioning for Uplift Foundations of Transmission Line Towers, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension, Session 1964, 210, pp.1～14, 1964
- 7) Majer, J. : Zur Berechnung von Zugfundamenten, Österreichische Bauzeitschrift, Heft 5, pp.85～90, 1955
- 8) 赤井浩一：土の支持力と沈下，山海堂，pp.37～40, pp.53～55, 1964
- 9) Mors, H. : Das Verharthen von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, Heft 10, pp.367～378, 1959
- 10) 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, 1959
- 11) 最上武雄・渡辺隆・山口柏樹：土質力学，共立出版，pp.52～61, 1958

第 3 章 塑性論的考察に基づく引揚抵抗力算定法の誘導 1) 2)

3.1 概 説

従来の引揚抵抗力算定法に関しては批判を加えて前章で説明したが、本章では、あらたに著者が誘導した算定法について述べる。

ここに示す引揚抵抗力算定法は、塑性論的考察に基づくもので、円柱および円板形の柱体部と床板部からなる基礎体に関するものである。算定法の手順は、(1)基礎が引揚力をうけて抜けあがるときのすべり面の決定、(2)すべり面の内部に含まれるすべり土塊の重量の算定、(3)すべり面上に作用するせん断抵抗応力の鉛直分力の算定、である。すべり面がきまり、それに応じて(2)、(3)の力が求まると、これらの力に基礎体の自重を加えることによつて限界引揚抵抗力が求められる。

なお本章で取扱うのは、軸対称問題と考えられる最も基本的な場合であり、したがつて上記の円形断面の基礎体が、地表面が水平である地盤内に埋設され、これに偏心のない鉛直方向の引揚力が作用した場合の問題である。実際問題としては施工の容易さから、角柱形の柱体部と正方形断面の床板部からなる基礎体が多い。また送電用鉄塔の場合には、山地などで地表面が斜面である地盤内に基礎が埋設されることも多く、さらに、基礎に作用する引揚力も風圧や架線張力などの複雑な力の合力として、斜上方向に作用する場合はほとんどである。しかしこれらの非対称問題を理論的に取扱うためにはかなりの困難と問題点があり、現段階ではまだ十分解析が進んでいないので、これらの諸問題に関しては、本章で述べる軸対称の場合を基礎として、数多くの実験に基づいて実験的に解明していく方針を選んだ。³⁾

3.2 すべり面の決定法

すべり面は、基礎体の中心をとる断面上において二次元的な方法で決定できるものとする。このように軸対称問題の場合、この仮定は不当なものではないと考えられる。

さて、基礎体が引揚力をうけ、基礎地盤にせん断破壊が生ずるとき、その土圧状態は、一般に、基礎床板周辺の主動状態に近い状態から地表面にむかつて次第に受働状態に移行していくものと考えられる。そこで基礎体の中心をとる断面において、すべり面は、基礎床板外端直上にある地表面上の点(図 1.3.1 の g 点)をとる直線上に中心をもつ対数らせ線と、二次元問題に関する Rankine の受働状態における直線と

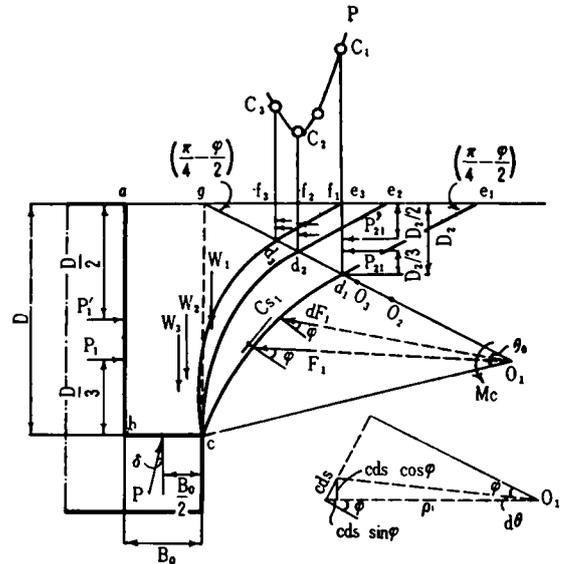


図 1.3.1 すべり面の決定方法

を合成したものになる、と仮定する。妙に関しては数多くの実験結果から、この仮定が妥当なものであることが次章で示される。一方粘着力が小さくない粘性土の場合には、地表面付近のすべり面形状に少し問題があるが、これに関しては引揚抵抗力算定式の修正も含めて第 5 章で詳しく論ずる。

図 1.3.1 は基礎体中心断面の右半分を描いたものであるが、この図において、一つの可能なすべり面 cd_1e_1 を考えてみる。曲線 cd_1 は O_1 を中心として、 $O_1d_1 = \rho_0$ とした場合、

$$\rho = \rho_0 e^{\theta' \tan \varphi} \tag{1.3.1}$$

で表わされる対数らせ線であり、直線 d_1e_1 は 水平地表面と $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ の角度をなし、かつ d_1 において 対数らせ線に接する直線である。ここに e は自然対数の底、 θ' は O_1d_1 から反時計まわりにとつた角であり、 φ は土の内部摩擦角である。

つぎに、土塊 $abcd_1f_1$ に作用する力について考えてみる。基礎体床板部側面と土との間の摩擦力を無視することになると、これらの力は、図に示されているように、 W_1 、 P_1 、 P_1' 、 P_{21} 、 P_{21}' 、 F_1 、 C_{s1} および P である。土の粘着力がゼロの場合は、上記諸力のうち P_1' 、 P_{21}' 、 C_{s1} を省略すればよい。これらの力について説明を加えると、

(W_1) ; 土塊 $abcd_1f_1$ の全重量で、この土塊の重心の位置に作用する。

$(P_1 \text{ と } P'_1)$; 基礎体の柱体部と土塊の接触面 ab 上に作用する土圧の合力である。 P_1 は土の単位体積重量と地表面からの深さによつてきまり、 P'_1 は土の粘着力に基づくものである。これらの土圧の作用方向は、実際の場合水平とある角度をなして傾斜していると考えられ、さらに、締まつた土の場合にはダイレイタンシーの影響で受働土圧に近い値になることも予想されるが、ここでは近似的に、作用方向が水平な静止土圧とする。のちに述べるが、すべり面を決定するには各作用力による O_1 点のまわりのモーメントをとることになるから、この傾斜角と土圧の大きさの違いがすべり面形の決定に及ぼす影響は微小であるので、作用方向水平の静止土圧としてもすべり面決定には大差がない。このように考えたとき、これらの土圧の大きさは次式であらわせる。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} K \gamma D^2 \\ P'_1 &= K' c D \end{aligned} \right\} \quad (1.3.2)$$

ここに K, K' は土圧係数 (実際計算では上に述べたように $K=K'=K_0$ = 静止土圧係数をとる)、 γ は基礎床板より上部の土の単位体積重量、 c は土の粘着力、 D は地表面から基礎床板上面までの深さである。そしてこれらの力の作用点は、基礎床板上面からそれぞれ $D/3, D/2$ の位置である。

$(P_{21} \text{ と } P'_{21})$; 断面 d_1f_1 に作用する受働土圧である。

図 1.3.1 において gd_1e_1 であらわされる土塊内の応力状態は Rankine の受働状態で近似できると仮定したから、この土圧の作用方向は水平となる。 P_{21} を土の単位体積重量と地表面からの深さに基づく土圧、 P'_{21} を土の粘着力によつてきまる土圧とすれば、これらの作用点は地表面からそれぞれ $2D_2/3, D_2/2$ の位置であり (D_2 は図に示すように地表面から点 d_1 までの深さ)、その大きさは次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} P_{21} &= \frac{1}{2} \gamma D_2^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ P'_{21} &= 2c D_2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.3.3)$$

なお厳密には、破壊は三次元的に生ずるから、 P_{21}, P'_{21} の算定には土塊 $d_1e_1f_1$ 内の土圧に対する三次元的考慮を必要とするが、 $(P_1 \text{ と } P'_1)$ のところで述べたのと同様にこの影響は非常に小さいと考えられるので、すべり面の決定にあつては式 (1.3.3) で十分である。

$(F_1 \text{ と } C_{s1})$; F_1 は、土の粘着力 c がゼロの場合にすべり面 cd_1 に作用する合反力であり、この作用線は、式 (1.3.1)

から理解されるように、ら線中心 O_1 をとおる。また C_{s1} は、同じくすべり面 cd_1 に作用する抵抗力で、土の粘着力に基づくものである。すべり面の決定に際しては、これらの力による O_1 点のまわりのモーメントをとるから、 F_1 に関してはこの大きさを具体的に算定する必要はない。また C_{s1} による O_1 点のまわりのモーメント M_{c1} は次のようにして求められる。すなわち、対数ら線部 cd_1 上の任意の微小部分 ds に作用する粘着力 $c ds$ は、図 1.3.1 に示されているように、ら線の動径方向の成分 $c ds \sin \varphi$ とこれに垂直な成分 $c ds \cos \varphi$ に分解できる。前者の作用線は O_1 点をとおるから、後者による O_1 点のまわりのモーメントを求めると、

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_0} dM_{c1} = \int_0^{\theta_0} c \rho_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta = \frac{c}{2 \tan \varphi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) \quad (1.3.4)$$

ここに θ_0 はら線の中心角 $\angle cO_1d_1$ の大きさであり、 ρ_1 は cO_1 の長さである。

(P) ; 基礎体床板部をとおして土塊に及ぼされる全土圧である。床板上面の土圧分布は土の種類や床板の材質などにより異なり⁴⁾したがって、これらの合力である P の作用点も場合によつて多少変わると予想される。しかし床板の突出部 bc の長さは深さなどに比べて一般に小さいから、この作用点は近似的に基礎床板 bc の中点としておいてさしつかえないと考えられる。そしてこの作用方向は、図に示すように鉛直とある傾斜角 δ をなす方向と仮定する。

さて以上の諸作用力は極限状態においてつり合っているから、ら線中心 O_1 点のまわりのモーメントの和をゼロとおいて P を求め、これを断面 d_1f_1 の鉛直延長線上にプロットして C_1 点を定める。つぎに、この手順を他の可能なすべり面 cd_2e_2, cd_3e_3 などにくり返し、 C_2, C_3 点などを定め、図 1.3.1 の上部に示した曲線 P を求める。曲線 P が求まると、求めるすべり面はその最小値 (図 1.3.1 では C_2 点) を与えるすべり面 cd_2e_2 として決定される。⁵⁾

3.3 すべり土塊の重量の算定

二次元の問題であれば、前節で述べた作図法によつて得られた最小の P 値を、そのまま引揚抵抗力としてよいわけであるが、実際には軸対称の三次元問題であるから、抵抗力の評価には三次元的な考察と算定が必要である。

さて、すべり面がきまると限界引揚抵抗力 R は、基礎体の自重 G 、すべり土塊の重量 γV (V はすべり土塊の体積)、すべり面上に作用するせん断抵抗合力の鉛直分力を T とすると、

$$R = G + rV + T \quad (1.3.5)$$

であらわされる。

rV を求めることは、 V を求めることに帰結する。図1.3.2に示すように、基礎体の基礎床板上面における水平線と柱

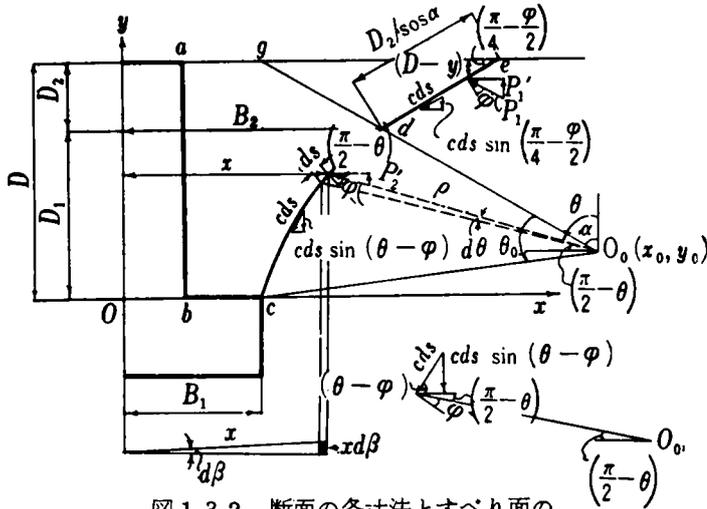


図1.3.2 断面の各寸法とすべり面の微小部分に作用する応力

体部の中心線を x, y 軸に選べば、 V は y 軸を中心とし、すべり面 cde を母線とした回転体の体積から、基礎体の柱体部の土中体積を減じたもので与えられる。すべり面の直線部分

式(1.3.9)を用いて V_2 を求めると、

$$V_2 = \pi \rho_0 \{ \rho_0^2 F_1'(\varphi, \theta_0) + \rho_0 x_0 F_2'(\varphi, \theta_0) + x_0^2 F_3'(\varphi, \theta_0) \} \quad (1.3.10)$$

ここに θ_0 は、前節に述べたように、ら線の中心角 $\angle dO_0c$ であり、 $F_1'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_2'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_3'(\varphi, \theta_0)$ は次式に示すとおりである。

$$\left. \begin{aligned} F_1'(\varphi, \theta_0) &= -\frac{1}{4} e^{2\theta_0 \tan \varphi} \left[-\frac{1}{3} \cos 3(\theta_0 + \alpha) + \frac{1}{9 \tan^2 \varphi + 1} \right. \\ &\quad \times \left. \left\{ \frac{3}{\cos^2 \varphi} \cos(\theta_0 + \alpha) - 8 \tan \varphi \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \right] \\ &\quad + \frac{1}{4} \left[-\frac{1}{3} \cos 3\alpha + \frac{1}{9 \tan^2 \varphi + 1} \left(\frac{3}{\cos^2 \varphi} \cos \alpha - 8 \tan \varphi \sin \alpha \right) \right] \\ F_2'(\varphi, \theta_0) &= \frac{1}{2} e^{2\theta_0 \tan \varphi} \left\{ \sin 2(\theta_0 + \alpha) - \frac{1}{\tan \varphi} \right\} - \frac{1}{2} \left(\sin 2\alpha - \frac{1}{\tan \varphi} \right) \quad (\varphi \neq 0) \\ &= \frac{1}{2} (\cos 2\theta_0 - 2\theta_0 - 1) \quad (\varphi = 0) \\ F_3'(\varphi, \theta_0) &= -e^{\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 + \alpha) + \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (1.3.11)$$

基礎体の柱体部の体積 V_3 は基礎体の大きさがきまるとただちにきまる値であるから、以上のようにして V_1 、 V_2 が計算されると V が求められ、したがってすべり土塊の重量 rV が決定される。

de 、ら線部分 cd を回転して得られる体積をそれぞれ V_1 、 V_2 、基礎体の柱体部の土中体積を V_3 とすると、すべり土塊の体積 V は次式で与えられる。

$$V = V_1 + V_2 - V_3 \quad (1.3.6)$$

まず V_1 については、直線 de が、

$$x = (y + D_2 - D_1) \tan \alpha + B_1 \quad (1.3.7)$$

であらわせるから、

$$\begin{aligned} V_1 &= \pi \int_{D_1}^{D_1+D_2} x^2 dy \\ &= \pi D_2 \left(\frac{7}{3} D_2^2 \tan^2 \alpha + 3 B_1 D_2 \tan \alpha + B_1^2 \right) \end{aligned} \quad (1.3.8)$$

となる。ここに、 $\alpha = (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ 、 D_2 、 D_1 はそれぞれ地表面から d 点までの深さ、 d 点から基礎床板上面までの深さであり、 B_1 は基礎床板の半径である。

つぎに V_2 を求める。対数ら線 cd の中心 O_0 の座標を (x_0, y_0) とすれば、この対数ら線は、図を参照すると、次式で書きあらわせることがわかる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} x &= -\rho_0 e^{(\theta-\alpha) \tan \varphi} \sin \theta + x_0 \\ y &= \rho_0 e^{(\theta-\alpha) \tan \varphi} \cos \theta + y_0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.9)$$

3.4 すべり面上に作用するせん断抵抗応力の鉛直分力の算定

以上に示したように、式(1.3.5)の G と rV が決定されると、最後にすべり面上に作用するせん断抵抗応力の鉛直分力 T を求める必要がある。本節では数式の複雑さを避けるために、まずはじめに土の粘着力 c がゼロの場合について考え、そのちにこれに準じて、粘着力 c のみによる鉛直分力を算定する。

(1) 粘着力 c がゼロである場合

せん断抵抗応力の算定にさきだつて、その基礎となる方程式を図1.3.3に示す座標系に基づいて二次元的な立場から誘導する⁶⁾。塑性平衡状態にある土中の微小要素に作用する応

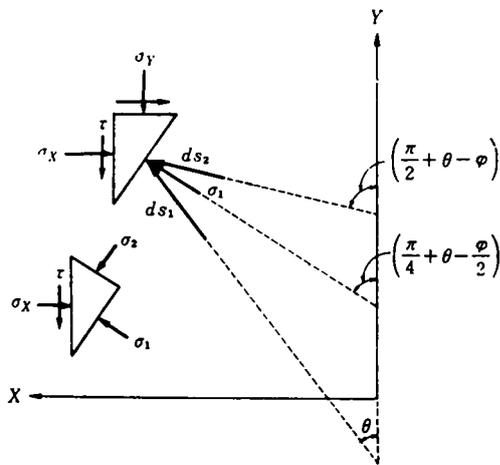


図1.3.3 一点に作用する応力の説明図

力を考えると、図1.3.3からただちに次式が誘導される。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial X} + \frac{\partial \tau}{\partial Y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial Y} + \frac{\partial \tau}{\partial X} + \gamma &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.12)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin(2\theta - \varphi) \\ \sigma_y &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin(2\theta - \varphi) \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos(2\theta - \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (1.3.13)$$

ここに σ_1 、 σ_2 は主応力であり、 $\sigma_1 > \sigma_2$ である。

図1.3.4はこの微小要素の応力状態に関するMohrの図であるが、いま

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \quad (1.3.14)$$

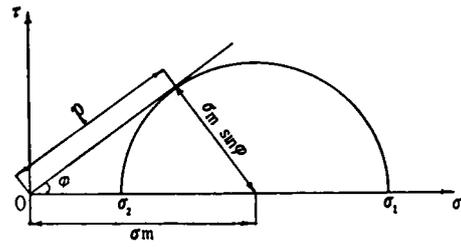


図1.3.4 Mohrの図

とおくと、図から明らかなように、 σ_1 、 σ_2 は次の形であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= (1 + \sin \varphi) \sigma_m \\ \sigma_2 &= (1 - \sin \varphi) \sigma_m \end{aligned} \right\} \quad (1.3.15)$$

式(1.3.15)を式(1.3.13)に代入し、さらに θ が X 、 Y の関数であることに注意して、これを式(1.3.12)に用いると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} + \sin \varphi \left\{ \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} + \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} \right\} \\ + 2\sigma_m \sin \varphi \left\{ \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial X} - \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial Y} \right\} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} - \sin \varphi \left\{ \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial Y} - \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \sigma_m}{\partial X} \right\} \\ - 2\sigma_m \sin \varphi \left\{ \cos(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial Y} + \sin(2\theta - \varphi) \frac{\partial \theta}{\partial X} \right\} + \gamma &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.3.16)$$

さて図1.3.3に示すように、大きい方の主応力 σ_1 の方向から時計まわりに $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ だけ回転したすべり面方向の線素を d_s1 、また反時計まわりに同じ角度だけ回転したすべり面方向の線素を d_s2 とする。 d_s1 、 d_s2 の X 、 Y 軸に対する方向余弦がそれぞれ、 $(\sin \theta, \cos \theta)$ 、 $\{\cos(\theta - \varphi), -\sin(\theta - \varphi)\}$ であることを用いて、まず X 、 Y 方向の微係数をすべり面方向の微係数で書きかえ、これを式(1.3.16)に用いると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \cos \varphi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_1} - 2\sigma_m \sin \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= -\gamma \cos(\theta - \varphi) \\ \cos \varphi \frac{\partial \sigma_m}{\partial s_2} + 2\sigma_m \sin \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= \gamma \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (1.3.17)$$

いま著者が問題とするすべり面は、大きい方の主応力から反時計まわりに $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ だけ回転したすべり面である。

図 1.3.4 を参照すれば明らかなように、せん断抵抗合応力 p と σ_m との間には、

$$\sigma_m \cos \varphi = p \quad (1.3.18)$$

なる関係があるから、これを用いて式 (1.3.17) の下の式を書きかえると、結局基礎方程式として次の微分方程式が求められる。

$$\frac{\partial p}{\partial s} + 2p \tan \varphi \frac{\partial \theta}{\partial s} = \gamma \sin \theta \quad (1.3.19)$$

式 (1.3.19) は二次元的な立場から得られた式であり、座標系を異にするが、いわゆる Kötter の式といわれているものである。Kötter の式は一般に解法が簡単でない。それは、原則としてすべり線の位置があらかじめ知られていない点に起因する。Kötter の方程式は特性曲線にそう関係式であるから、金属の場合の平面ひずみ問題と同様な差分的数値解法が可能であるが、この差分法は一般に応力とすべり線を同時に、連立的に求めていかなければならない。すべり線の特性が、Hencky, Prandtl の定理で支配される直交曲線網 (Hencky-Prandtl net) でほぼ正しく近似できるとされる金属の場合は具体的解が得やすいのであるが、 $\gamma, \varphi \neq 0$ である土の場合には、一般には Hencky の定理は成立しない^{7) 8)}。土の場合、この点がすべり線場を直接的に決定するのを困難にしている。そこで従来土質力学では、差分式によりすべり線を粗立てていくという試みはまれな例^{9) 10)}を除いてほとんどなされておらず、金属における相似問題のすべり線場に修正を加えた近似すべり線場をあらかじめ仮定し、議論を進めることが多い。著者もこの手法にそつて、3.2 節で仮定したすべり面に、誘導された上記式 (1.3.19) を近似的に適用してせん断抵抗合応力を求める。

なお破壊は三次元的に生ずるわけであるが、現段階では問題を厳密な意味で三次元的に解析するのは困難であるので、式 (1.3.19) から得られた p が、図 1.2.2 に示されているように $ds \cdot x d\beta$ なる微小面積に作用しているとして、三次元的な全すべり面に作用する抵抗力を算定する。また以下においては、図 1.2.2 におけるすべり面の直線部分 de 、対数らせん部分 cd 上の微小線素 ds に作用するせん断抵抗合応力をそれぞれ p_1, p_2 、その鉛直分力をそれぞれ p_1', p_2' とする。 p_1, p_2 は、図に示してあるように、すべり面にたてた垂線と角 φ をなして作用する。

まず直線部分 de に関しては、式 (1.3.19) における $\frac{\partial \theta}{\partial s}$ はゼロとなるから、基本式として次式が成立する。

$$\frac{\partial p_1}{\partial s} = \gamma \sin \theta \quad (1.3.20)$$

いません断抵抗合応力の鉛直分力は下向きを正としておくと、この直線部分では明らかに負であるから、 p_1 と p_1' の間には、

$$p_1 \cos \alpha = -p_1' \quad (1.3.21)$$

なる関係がある。これを式 (1.3.20) に用い、 $\theta = \alpha =$ 一定であることを注意して積分を行ない、 $y = D$ (地表面) において $p_1 = p_1' = 0$ とおいて積分常数をきめると次式が得られる。

$$p_1' = \gamma(y-D) \sin \alpha \quad (1.3.22)$$

式 (1.3.7) と式 (1.3.22) を用い、 β と s の積分範囲がそれぞれ $0 \leq \beta \leq 2\pi$ 、 $0 \leq s \leq D_2 / \cos \alpha$ (すなわち $D \leq y \leq D_1$) であることに注意して、直線部分を y 軸のまわりに回転した場合の全すべり面に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力 T_1 を求めると、次のようになる。

$$T_1 = \int \int p_1' x ds d\beta = -2\pi \gamma D_2^2 \tan \alpha \left(\frac{2}{3} D_2 \tan \alpha + \frac{1}{2} B_1 \right) \quad (1.3.23)$$

つきに対数らせん部分 cd については、図 1.2.2 に示すように θ をとつているから、 ds は、

$$ds = -\frac{\rho d\theta}{\cos \varphi} = \frac{\rho_0 e^{(\theta-\alpha) \tan \varphi}}{\cos \varphi} d\theta \quad (1.3.24)$$

となり、したがって式 (1.3.19) は次のように書ける。

$$\frac{\partial p_2}{\partial \theta} + 2p_2 \tan \varphi = \frac{\gamma \rho_0 \sin \theta}{\cos \varphi} e^{(\theta-\alpha) \tan \varphi} \quad (1.3.25)$$

せん断抵抗合応力の鉛直分力は下向きを正と約束しているから、

$$p_2 \cos \theta = -p_2' \quad (1.3.26)$$

式 (1.3.26) を用いて微分方程式 (1.3.25) を解き、 $\theta = \alpha$ において $p_2' = p_1' = -\gamma D_2 \sin \alpha$ となる境界条件を用いて積分常数をきめると次式が得られる。

$$p_2' = \frac{\gamma \rho_0 \cos \theta}{(9 \tan^2 \varphi + 1) \cos \varphi} \{ (3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha) e^{2(\alpha-\theta) \tan \varphi} - (3 \tan \varphi \sin \theta - \cos \theta) e^{(\theta-\alpha) \tan \varphi} \} - \gamma D_2 \tan \alpha \cos \theta e^{2(\alpha-\theta) \tan \varphi} \quad (1.3.27)$$

一方この対数ら線部分を、 y 軸のまわりに回転した場合の全すべり面上に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力 T_2 は、前と同じようにして、

$$T_2 = \int_0^{2\pi} d\beta \int_{\alpha}^{\alpha+\theta_0} p_2' x ds \quad (1.3.28)$$

で求められる。 x は式(1.3.9)で与えられているから、これと式(1.3.27)を用いて式(1.3.28)の積分を実施すると、

$$\left. \begin{aligned} F_4'(\varphi, \theta_0) &= \frac{1}{4(9 \tan^2 \varphi + 1)} \left[-\frac{e^{2\theta_0 \tan \varphi}}{3} \{4 \tan \varphi \sin 3(\theta_0 + \alpha) + (3 \tan^2 \varphi - 1) \cos 3(\theta_0 + \alpha) \right. \\ &\quad \left. - 3(\tan^2 \varphi + 1) \cos(\theta_0 + \alpha) \right] + \frac{1}{3} \{4 \tan \varphi \sin 3\alpha + (3 \tan^2 \varphi - 1) \cos 3\alpha \\ &\quad - 3(\tan^2 \varphi + 1) \cos \alpha\} + (\tan^2 \varphi + 1)(3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha) \\ &\quad \times \{ \cos 2(\theta_0 + \alpha) - \cos 2\alpha \} \\ F_5'(\varphi, \theta_0) &= \frac{1}{9 \tan^2 \varphi + 1} \left[-\frac{e^{2\theta_0 \tan \varphi}}{4} \{ (3 \tan^2 \varphi - 1) \sin 2(\theta_0 + \alpha) - 4 \tan \varphi \cos 2(\theta_0 + \alpha) \right. \\ &\quad \left. - \frac{\tan^2 \varphi + 1}{\tan \varphi} \right] + \frac{1}{4} \{ (3 \tan^2 \varphi - 1) \sin 2\alpha - \tan \varphi \cos 2\alpha - \frac{\tan^2 \varphi + 1}{\tan \varphi} \} \\ &\quad + \frac{3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha}{\cos \varphi} \left\{ e^{-\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 - \alpha) - \cos \alpha \right\} \quad (\varphi \neq 0) \\ &= \frac{1}{4} \left\{ \sin 2\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) - 2\sqrt{2} \sin\left(\theta_0 + \frac{\pi}{4}\right) + 2\theta_0 + 1 \right\} \quad (\varphi = 0) \\ F_6'(\varphi, \theta_0) &= \tan \alpha \{ -e^{-\theta_0 \tan \varphi} \cos(\theta_0 - \alpha) + \cos \alpha \} \\ F_7'(\varphi, \theta_0) &= \frac{1}{8 \cos^2 \alpha} \{ -\cos 2(\theta_0 + \alpha) + \cos 2\alpha \} \end{aligned} \right\} \quad (1.3.30)$$

(2) 粘着力 c のみによるせん断抵抗力の鉛直分力

ここでは c のみによるせん断抵抗力の鉛直分力を、(1)に準じた方法で算定する。

まずすべり面の直線部分 de に関しては以下になる。この直線部分の微小すべり線素 ds に作用する粘着力は、図1.2.2をみれば明らかなように、次の形で書ける。すなわち、

$$cds \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = cds \cos \alpha \quad (1.3.31)$$

ところで、 c が深さ方向に変化しないとすると $cds \cos \alpha$ は x 、 y に無関係に一定であるから、直線部分 de を y 軸のまわりに回転した回転体の表面積(すべり面の全面積)にこの $cds \cos \alpha$ をかけることによつて、 c による直線部分に関する鉛直分力 T_3 が求められる。この表面積 S は

$$S = 2\pi \int_{D_1}^D x ds = \pi D_2 \sec \alpha (3D_2 \tan \alpha + 2B_1) \quad (1.3.32)$$

T_2 は次のようにあらわせる。

$$T_2 = 2\pi \gamma \rho_0 \{ \rho_0^2 F_4'(\varphi, \theta_0) + \rho_0 x_0 F_5'(\varphi, \theta_0) + D_2 x_0 F_6'(\varphi, \theta_0) + D_2 \rho_0 F_7'(\varphi, \theta_0) \} \quad (1.3.29)$$

ここに $F_4'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_5'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_6'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_7'(\varphi, \theta_0)$ は以下に示すとおりである。

となるから、

$$T_3 = \pi c D_2 (3D_2 \tan \alpha + 2B_1) \quad (1.3.33)$$

つぎに対数ら線部分 ca については、微小すべり線素 ds に作用する、粘着力による抵抗力の鉛直成分が、

$$cds \sin(\theta - \varphi) = \frac{c \rho_0 \sin(\theta - \varphi)}{\cos \varphi} e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} d\theta \quad (1.3.34)$$

であらわせるから、これに式(1.3.9)を用いて、 $0 \leq \beta \leq 2\pi$ 、 $\alpha \leq \theta \leq \alpha + \theta_0$ の範囲で積分を行なうと、対数ら線部分に関する鉛直分力 T_4 は次のように求められる。

$$\begin{aligned} T_4 &= \iint c \sin(\theta - \varphi) ds x d\beta \\ &= 2\pi c \rho_0 \left\{ \frac{\rho_0}{2} F_2'(\varphi, \theta_0) + x_0 F_3'(\varphi, \theta_0) \right\} \end{aligned} \quad (1.3.35)$$

ここに $F_2'(\varphi, \theta_0)$ 、 $F_3'(\varphi, \theta_0)$ は、体積 V_2 をあらわす

式 (1.3.10) の中に含まれているものと同じものである。

3.5 計算式のまとめ

本節では 3.3 節, 3.4 節で得られた各計算式をまとめる。限界引揚抵抗力は式 (1.3.5) で与えられるが, これを 3.2 節～3.4 節で求めた各値によって書きなおすと,

$$R = G + \gamma(V_1 + V_2 - V_3) + (T_1 + T_2 + T_3 + T_4) \quad (1.3.36)$$

いま

$$(B_1 + D_2 \tan \alpha) = B_2 = \frac{x_0}{a} = \frac{D_2}{b} \quad (1.3.37)$$

とおくと,

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{x_0}{B_2} \\ b &= \frac{D_2}{B_2} \\ \rho_0 &= \frac{(a-1)B_2}{\sin \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1.3.38)$$

となる。ここに B_2 は, 図 1.2.2 に示してあるように, y 軸から, 対数線より直線への移行点までの距離であり, また a , b はすべり面係数と名付ける。

さて式 (1.3.38) を用いて V_1 , V_2 , T_1 , T_2 , T_3 , T_4 を書きあらため, これらを上記の式 (1.3.36) に用いてこれをまとめると, 結局限界引揚抵抗力 R は次のようにならわせる。すなわち,

$$\left. \begin{aligned} R &= G + (\pi B_2^2 K_1 - V_3) \gamma + \pi B_2^2 K_2 c \\ K_1 &= (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3 + b F_4 + F_5) + b \\ K_2 &= (a-1)(a F_6 + F_7) + b(b \tan \alpha + 2) \end{aligned} \right\} \quad (1.3.39)$$

式 (1.3.39) が R を求めるための基本式であり, $F_1 \sim F_7$ は, 以下に示すように, やはり土の内部摩擦角 φ と対数線の中心角 θ_0 の関数である。なお粘着力が小さくない場合は, さきにも述べたように, 式 (1.3.39) を多少修正する必要が生ずるが, これについては第 5 章において詳述する。

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \frac{F_1'(\varphi, \theta_0) + 2F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} + \frac{F_2'(\varphi, \theta_0) + 2F_6'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + F_3'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_2 &= -\frac{1}{\sin^2 \alpha} \left\{ \frac{2F_1'(\varphi, \theta_0) + 4F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + F_2'(\varphi, \theta_0) + 2F_6'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_3 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ 2F_6'(\varphi, \theta_0) + \frac{2F_7'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} \right\} \\ F_4 &= -\frac{2F_7'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} \\ F_5 &= \frac{F_1'(\varphi, \theta_0) + 2F_4'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} \\ F_6 &= \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \frac{F_2'(\varphi, \theta_0)}{\sin \alpha} + 2F_3'(\varphi, \theta_0) \right\} \\ F_7 &= -\frac{F_2'(\varphi, \theta_0)}{\sin^2 \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1.3.40)$$

図 1.3.5 ～ 図 1.3.8 は, 実用計算を容易にするために, θ_0 が与えられたときの上記 $F_1 \sim F_7$ の値を, 内部摩擦角 φ をパラメーターにして図示したものである。

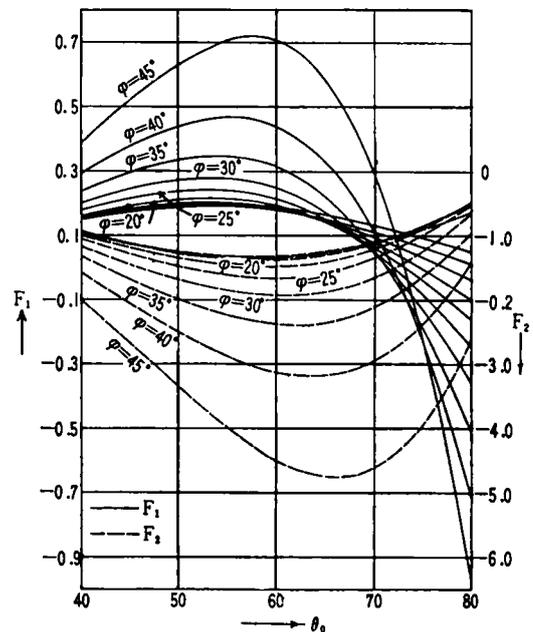


図 1.3.5 抵抗係数と対数線中心角および内部摩擦角との関係

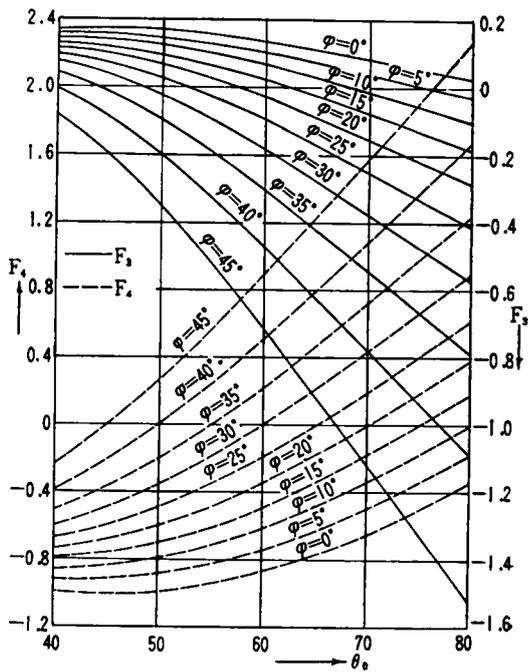


図 1.3.6 抵抗係数とら線中心角および内部摩擦角との関係

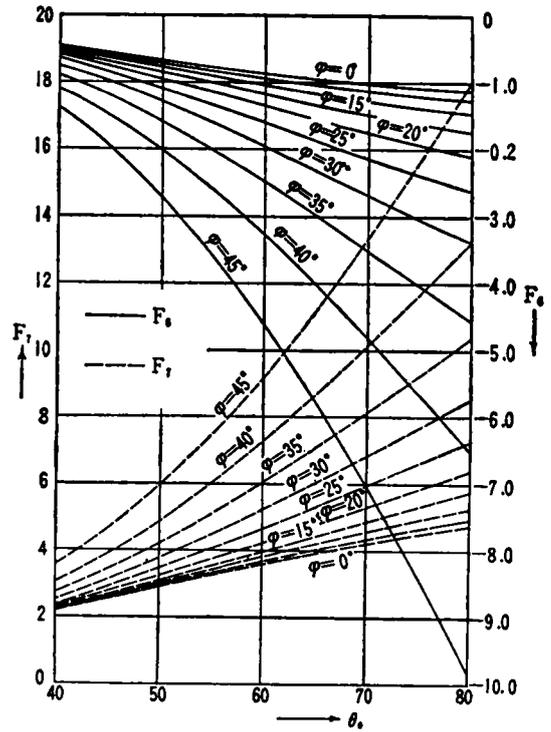


図 1.3.8 抵抗係数とら線中心角および内部摩擦角との関係

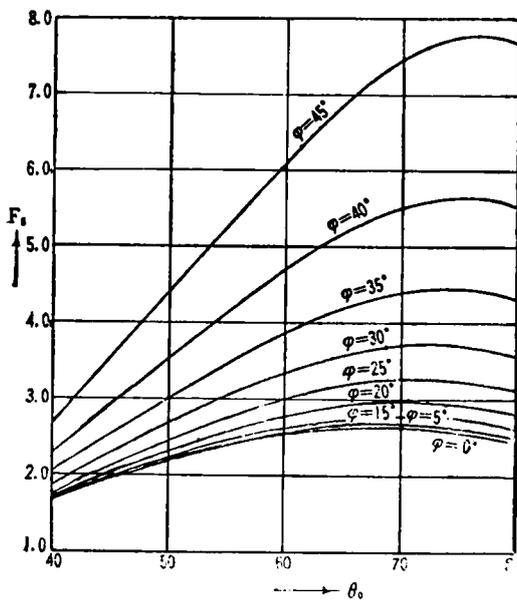


図 1.3.7 抵抗係数とら線中心角および内部摩擦角との関係

第 3 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔：逆 T 字型基礎の引き上げ抵抗力の一決定法，京都大学防災研究所年報，第 6 号，pp.135~155, 1963
- 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) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (I), Soil and Foundation, Vol. VII, No. 4, pp. 1~37, 1967
- 4) 野口俊郎・岩片透・二重作主税・横手敏郎：砂質地盤中に埋設するフーチング基礎の引揚抵抗力，第 2 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.211~217, 1967
- 5) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.108~117, 1943
- 6) 最上武雄・渡辺隆・山口柏樹：土質力学，共立出版，pp.52~61, 1958
- 7) 山口柏樹：拡張せる Kötter の方程式に関する二，三の考察，土木学会論文集，第 60 号，pp.11~19, 1959
- 8) 山口柏樹：摩擦性塑性体の入り線の幾何学，土木学会論文集，第 61 号，pp.1~9, 1959
- 9) Sokolovski, V.V. : Statics of Soil Media, Butterworths Scientific Publications, 1960
- 10) 山口柏樹・木村孟・寺師昌明：円筒座標に関する Kötter の方程式と支持力論への適用，第 2 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.117~122, 1967

第 4 章 砂を用いた室内模型実験と実験結果の解析 1) 2) 3)

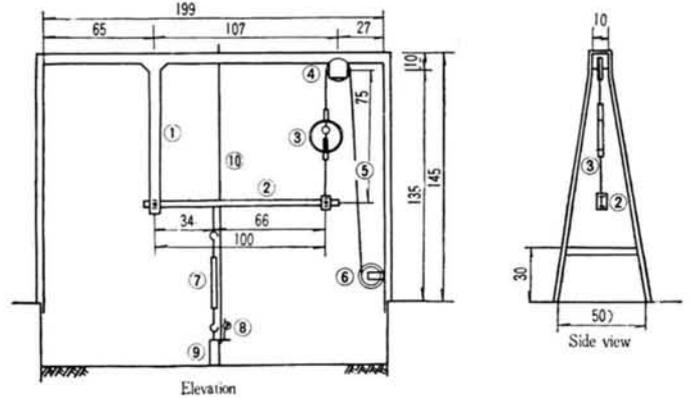
4.1 概 説

水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎体を通して、引揚力をうけた場合の地盤や基礎体の種々の挙動を調べると同時に、前章において誘導した限界引揚抵抗力算定法の適否を検討するために、まず砂を用いて数多くの室内小型模型実験を実施した。

本章では、すべり面や引揚抵抗力、基礎の変位量などに関してこれらの実験結果を示し、種々の検討と考察を加える。実験は、主として、気乾燥砂および不飽和の湿潤砂を用いて行なわれた。また実際問題としてしばしば生ずる浮力の影響を明らかにし、実験的な裏付けをうるために、完全に水で飽和した砂地盤についても実験を行なった。さらに主として、すべり面の形状を調べるために、二次元的な引揚試験も実施したが、実験に用いた土槽が小さかつたため、実験結果に土槽側壁の影響が入り、十分な解析ができなかつたので一部参考程度に述べるにとどめる。

4.2 実験装置、模型基礎および砂試料

実験に用いた土槽は、 2 m (幅) \times 4 m (長さ) \times 1.5 m (深さ) のコンクリート製土槽であり、基礎に引揚力を加えるために図 1.4.1 および写真 1.4.1 に示すような載荷装置を土槽側壁上に固定した。この載荷装置は鉄製であり、その主要部は門型のフレーム①と、これに一端がヒンジ結合され、また他端がやはりヒンジ結合部を介して鋼線⑤に連結された、上下に移動可能な I 型鋼②である。この鋼線は力の作用方向を逆にするための滑車④を経て、ウインチまたは荷重皿 (loading plate) ⑥につながつている。定変位式方式で載荷する場合にはウインチを、また定荷重式的方式で試験する場合には鋼線の先端に荷重皿をつけて用いるようになっている。滑車④と I 型鋼②の間には、最大容量 500 Kg の引張用ブルーピングリングが取り付けられていて、基礎体⑨にかかる引揚力を測定するようになっている。また基礎体⑨はターンバックル⑦を介して I 型鋼②に連結されており、載荷による I 型鋼の上方向への移動にもなつて、基礎体に引揚力が作用することになる。なお基礎体の鉛直変位量は、載荷フレーム①に固定した鋼棒⑩にダイヤルゲージ⑧を取付け、これによつて測定した。なお 4.9 節に述べる浮力の影響を調べるための実験のみは、次章 5.2 節で説明する実験装置によつた。



- ① Frame ② Loading arm ③ Proving ring
- ④ Pulley ⑤ Wire ⑥ Winch ⑦ Turnbuckle
- ⑧ Dialgauge ⑨ Foundation ⑩ mounting post

図 1.4.1 基礎引揚げ装置

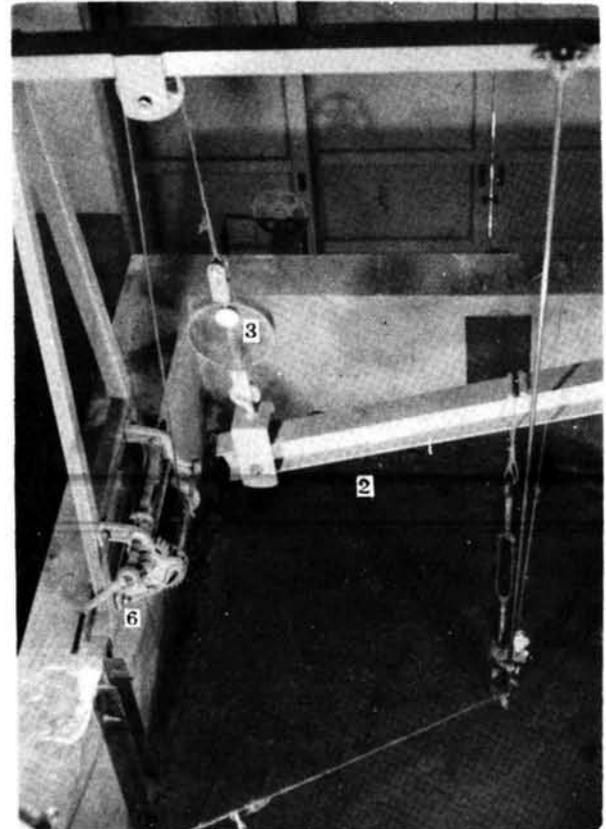


写真 1.4.1 載荷装置

実験に使用した基礎体 (footing) 模型は、表 1.4.1 中の

No1～No7に示すもので、円柱形の柱体部と円板形または円すい状の床板部からなる鉄製の基礎体である。その大きさは、一括して表1.4.1に示してあるように、柱体部の直径が

Footing No.	Dimension of Slab (cm)	Shape of Slab
1	$2B_1 = 18$	
2	$2B_1 = 24$	
3	$2B_1 = 30$	
3'	$2B_1 = 40$	
4	$2B_1 = 24 \quad \theta' = 15^\circ$	
5	$2B_1 = 24 \quad \theta' = 30^\circ$	
6	$2B_1 = 24 \quad \theta' = 45^\circ$	
7	$2B_1 = 24 \quad \theta' = 60^\circ$	
8	$B_2 = 16.0$	
9	$B_2 = 21.3$	
10	$B_2 = 26.6$	
11	$a_1 = 17.0 \quad b_1 = 26.6$	
12	$a_1 = 15.0 \quad b_1 = 30.16$	
13	$a_1 = 13.0 \quad b_1 = 34.8$	
14	$a_1 = 17.0 \quad b_1 = 2.4$	
15	$a_1 = 15.0 \quad b_1 = 3.8$	
16	$a_1 = 10.0 \quad b_1 = 8.8$	
17	$a_1 = 13.2$	

表1.4.1 模型基礎の寸法

6 cm、床板部の直径が18、24、30 cmである。基礎体No. 4、No. 5、No. 6、No. 7の4種類は、床板部が円すい状のものである。この母線が水平となす角 θ_T を、以後テーパ角と呼ぶことにする。なお基礎体柱体部の上端には、ターンバツクルを介して引揚力を作用させるのに便利のように鉄製の輪が取り付けられている。

使用した砂試料の粒径加積曲線は図1.4.2に示されている。

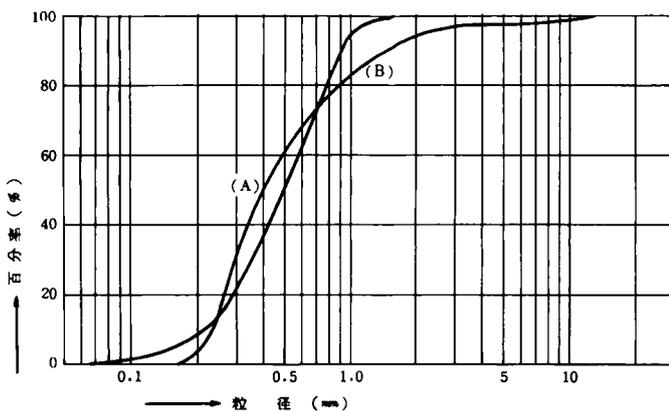


図1.4.2 粒径加積曲線

4.9節で説明を加える浮力の影響を調べるための実験には、粒径加積曲線(B)に示される砂が用いられたが、他の実験にはすべて粒径加積曲線(A)に示す砂を用いた。説明の便

直上、後者を砂試料(A)、前者を砂試料(B)と呼称する。実験において、これらの砂は表1.4.2に示すような各状態に調整された。表中 w は含水比である。また表中にある C 、 φ

	w (%)	γ (g/cm^3)	φ ($^\circ$)	C (g/cm^2)
Air dry sand (A-1)	0.5	1.36	37.5	0
Air dry sand (A-2)	0.5	1.51	42.5	8
Wet sand (A-3)	3.3	1.39	34.5	10
Wet sand (A-4)	3.3	1.54	37.5	20
Wet sand (B-1)	2.0	1.56	36.0	15
Wet sand (B-2)	4.0	1.60	39.5	20
Wet sand (B-3)	5.2	1.64	38.0	20
Wet sand (B-4)	7.5	1.65	40.0	20

表1.4.2 砂層の諸係数

は、これらの w 、 γ の状態における砂の一面せん断試験結果より求めたものである。図は省略するが、ほぼ原点をとる明確な直線関係の $\tau \sim \sigma$ 図が得られた。したがって φ についてはほとんど問題はないと考えてよいが、一方、このように小さな C 値をいかにして決定したか、という疑問が当然生ずる。不飽和の砂質土では、ごくゆるい場合を除いて、みかけの粘性ともいべき C 値は必ず存在するものであり、これは、乾燥砂と、これに少し水を加えた同一乾燥密度の砂の両者の表面に、接地面積 10 mm^2 程度の $20 \sim 30 \mu$ の分銅を置いた場合の砂中への埋入程度をみる、などのごく簡単な実験で容易に確かめられる。しかし、このように小さな C 値を一般の $\tau \sim \sigma$ 図から一義的に決定することはほとんど不可能であり、実際、ごくわずかに $\tau \sim \sigma$ 直線を動かすことにより原点をとるようなにも、また $10 \sim 20 \text{ g}/\text{cm}^2$ の切片値をとるようなもすることができるものである。実際設計の場合には安全側の見地から当然無視されるべきこの小さな C 値も、実験結果の解析という立場に立脚すれば、これを無視するのははなはだ不当であり、何らかの方法で実際に近いものを推定してやらなければならない。そこで著者は、一面せん断試験の結果や従来からの著者の得た種々の経験的事実(たとえば、湿つた砂を鉛直に切土してもある高さまではくずれない、などの事実やこの限界切土高さから推定される C の概値など)に加えて、表中の各土質状態における引揚試験結果の中から無作為に3個ずつ選び出し、この限界引揚抵抗力から逆算した C 値を考慮して、表中の C 値を仮定した。このような方法が十分妥当性を有することは、すでに第1章の1.6節で示した。

4.3 実験方法

基礎体の埋設に際しては、破壊の影響範囲以上に広く掘削した砂層内に基礎体を設置し、一層のまき出し厚を10数cmとして不均等にならないよう十分注意しながら木製重錘で入念に締固め、各層がほぼ10cmになるようにして、層状に埋戻していった。この場合、試験後掘削したときすべり面をみやすくする目的で、基礎体中央断面付近において締固め各層の表面に石灰をうすく敷いた。またこの際、すべり面が地表面と交わる角度を明確にみるために、最上層のみ5cmの間隔で石灰を敷いた。締固めによる埋戻しの均一性を管理するためには、各実験ごとに、破壊の影響範囲外のところで現場密度および含水比試験とプロクターニードルによる貫入試験を行なった。

基礎体の埋戻し深さ D （地表面から基礎体床板部上面までの深さ）は20、30、40、50あるいは60cmとした。

引揚試験は、前節で述べた実験装置を用いて、一定の時間に一定の引揚量を与えていく定変位式載荷試験と、一定時間に一定荷重を与えていく定荷重式載荷試験の両方式で行なった。

定変位式載荷試験においては、一連の試験を実施するに先だつて、引揚速度の大小により引揚抵抗力が著しく異なるかどうか、を調べるために、二、三の予備実験を行なった。図1.4.3はこの一例である。この図は、表1.4.1におけ

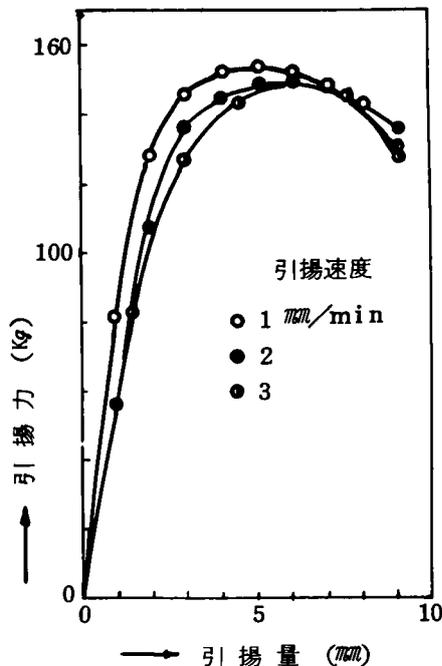


図1.4.3 引揚速度が引揚力～引揚量関係に及ぼす影響する基礎体No.2（床板直径 $2B_1 = 24\text{cm}$ ）を、表1.4.2中の砂試料（A）の気乾燥状態（記号A-2）で、埋戻し深さが

40cmになるように埋設した場合であり、引揚速度を1、2、3mm/minの3種類に変えたものである。この図をみればわかるように、引揚速度が大になると、引揚力～引揚量関係は多少左側に移行してくるが、その差はわずかであり、また引揚抵抗力の最大値はほとんど変わらない。これは、この程度の引揚速度の変化範囲では、砂中の応力や変位の時間依存性にあまり差がないことを示している。他の予備実験においても、これとほとんど同じ程度の差しか認められなかつたので、実験のやり易さと所要時間を考慮して、2mm/minの引揚速度を採用して一連の定変位式試験を行なうことにした。

一方、実験のやり易さに加えて、主として引揚量の時間的依存性をより明確にすると同時に、比較的長期にわたる引揚力に対する地盤の降伏値的な値（引揚抵抗力の中には土の自重が含まれるから厳密性に欠けるけれども、やはりクリープ破壊に対する限界値のようなものが存在すると考えられた）を見出すことを目的に、多くの定荷重式引揚試験を実施した。この場合荷重段階は、定変位式での試験結果を参照し、10～15回の荷重段階で破壊するように考慮して決定した。したがって一段階の載荷重は、基礎の埋設深さにより約2.4、4.8、9.6、12.0および19.2kgの5種類に変えた。この点に少し問題があるが、実験に要する時間の関係もあり、また砂の場合これらの影響はほとんどないと考えられた。一段階の載荷時間は3分間とした。定荷重式載荷試験によると、厳密な意味での最大引揚抵抗力を求めることはできない。何故ならば、最大引揚抵抗力は、その荷重を所定の時間保持できる最大の荷重段階と基礎体が完全に抜け上る最終の荷重段階との間にあるからである。しかし、所定時間保持できる最大の段階荷重と厳密な最大引揚抵抗力との差は、一段階の荷重以下、すなわち最大値の1/10～1/15以下であるので、本論文では、定荷重式試験によるこの最大の段階荷重をもつて最大引揚抵抗力に近似させ、これを限界引揚抵抗力と呼ぶことにする。これに対し、特に定変位式試験における最大値を区別したい場合は、最大引揚抵抗力という言葉を用いる。

さて、図1.4.4は定荷重式試験における限界引揚抵抗力を縦軸に、定変位式試験における最大引揚抵抗力を横軸にとり、同一条件における前者の値を後者の値に対してプロットしたものである。この図における実線は両軸と45°をなす直線であり、多少ばらついてはいるが両者の間に顕著な、そして一定傾向を有する差は認められない。したがって、以後において必要な場合、限界引揚抵抗力と最大引揚抵抗力は1:1に対応する、いいかえると前者を後者に近似させて議論を進めることにするが、これは十分許されるであろう。

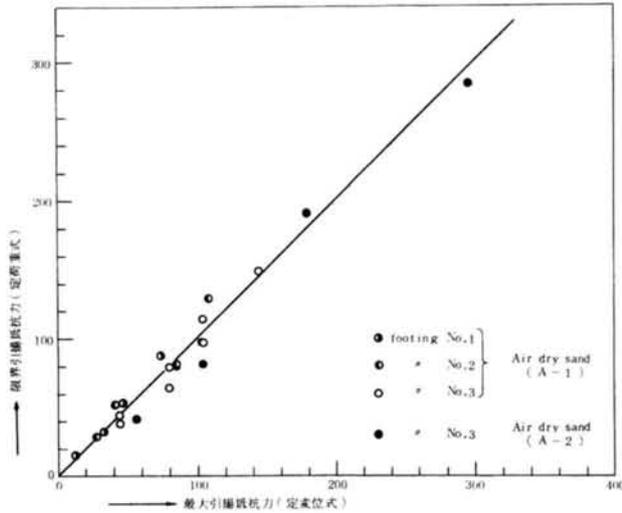


図 1.4.4 定荷重式試験と定変位式試験の比較

4.4 すべり面について

引揚試験の結果、最大引揚抵抗力時をすぎてもなおかなりの引揚量を与えたのちに地盤を掘削し、基礎体中心断面上においてすべり面を観測した。

砂が、気乾燥状態あるいは湿潤状態でもゆるい場合には、試験後の掘削の際に掘削面が崩壊してすべり面を確認することができなかつたので、本節では密に締固めた湿つた砂（表 1.4.2 中の試料記号 A-4）の場合に得られた結果に関して二、三の例をあげる。

基礎に引揚力を加えていくと、引揚抵抗力が最大値に達するところに基礎体柱体部周辺から放射状に発生する細い表面きれつが入り、これとほとんど同時に地表面にはある半径をもつたほぼ円形状の地盤隆起領域が明確にあらわれ、引揚抵抗力は最大値を経過して急速に減少していく。試験後の掘削面として、床板部直径 24 cm の基礎体 No.2 を用い、埋設深さ D を 30 cm および 50 cm とした場合の中心断面上のすべり面形状を示すと写真 1.4.2、写真 1.4.3 のようであつた。白線

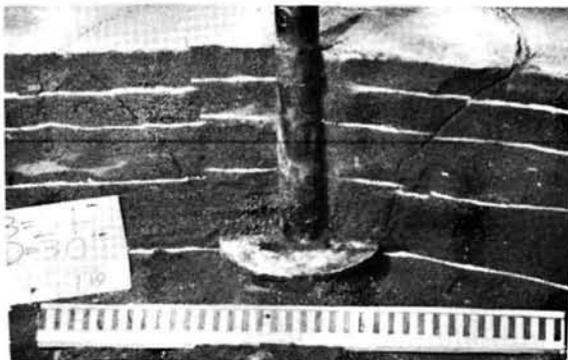


写真 1.4.2 観察されたすべり面の一例

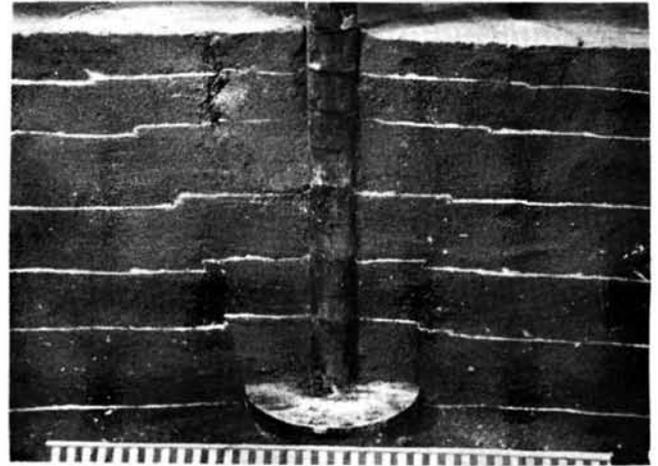


写真 1.4.3 観察されたすべり面の一例

はさきに述べた石灰の面であり、この白線の段違いからもすべり面は明確に読みとれる。このすべり面が地表面と交わる領域が、試験時に観察される上述の円形状の地盤隆起領域である。写真 1.4.2 によると、外側に発生している実際すべり面の他に、内側にもほぼ鉛直に白線の段違いが認められる（写真左側）。これは、試験後掘削しさらに引揚量を少し増加させたときに発生した二次的なもので、引揚試験中に生じたものではない。

さて、このようにして基礎体中央断面上において実測されたすべり面を图示した一例をあげると図 1.4.5 の実線のようにである。この図は、やはり基礎体 No.2 に対するもので、写真 1.

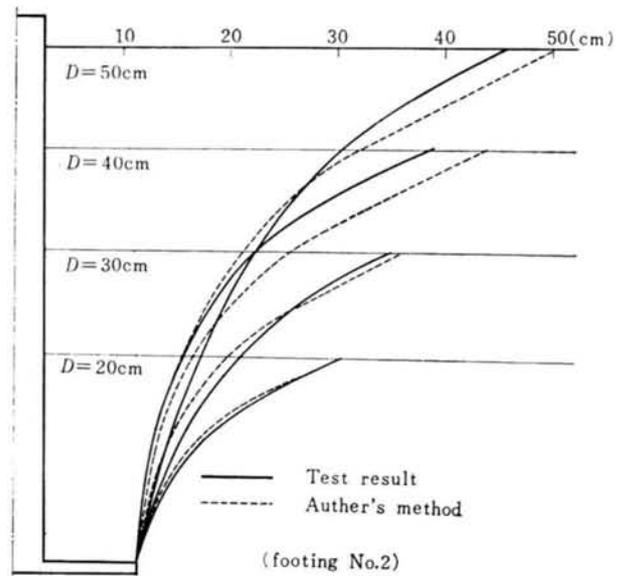


図 1.4.5 基礎体中心断面上のすべり面

4.2, 写真1.4.3の場合を含めて埋戻し深さの異なる4つの場合を, 基礎体を一致させて一括図示したものである。また図中点線で示すすべり面は, 前章で述べた著者の方法によって, 各場合について $\delta = \varphi/3$ として得られたすべり面であり, 実測すべり面と比較するためにかき加えたものである。この図によると, 実測すべり面は地表面近くで急激に外方向にひろがり, しかもほぼ直線的であつて地表面と $26^\circ \sim 27^\circ$ の角度で交っている。このことは床板直径が18cmおよび30cmの基礎体No.1, No.3の場合にも同様であつた。ところで, この場合の砂の内部摩擦角は, 表1.4.2中に示されているように, $\varphi = 37.5^\circ$ であるから, 前章で説明したすべり面の仮定における地表面との交角は,

$$\left(45^\circ - \frac{37.5^\circ}{2} \right) = 26.5^\circ$$

となる。これは上記の実測値 $26^\circ \sim 27^\circ$ と非常によい一致を示している。またこの図をみると, 著者の方法によるすべり面は実際のすべり面とよくあつているといえる。埋戻し深さの大きい場合には上部で多少はずれているが, $D = 20\text{cm}$ および 30cm の場合には非常によく一致している。そして送電用鉄塔基礎の場合, 特殊な場合を除いて普通の実際基礎では, 基礎床板幅または直径に対する深さの比は1.5以下のものが多い。

つきに, 図1.4.5における著者の方法によるすべり面を, Ballaの提案した円弧すべり面(第2章7節参照)と比較してみたのが図1.4.6である。この図から明らかなように, Ballaによるすべり面は著者によるすべり面よりかなり内側に

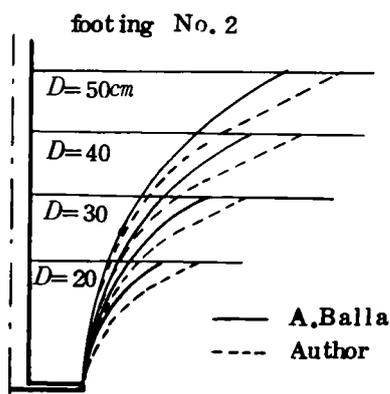


図1.4.6 すべり面の比較

入ってくる。 φ の異なる数種の場合について作図して検討したところ, この傾向は φ の大きさにかかわらず一般に認められることが確認された。これは基礎の引揚抵抗力との関連に

おいて非常に重要な問題であるが, この点については次節で指摘する。

図1.4.7は, $D = 30\text{cm}$ の場合について, 床板部直径の異

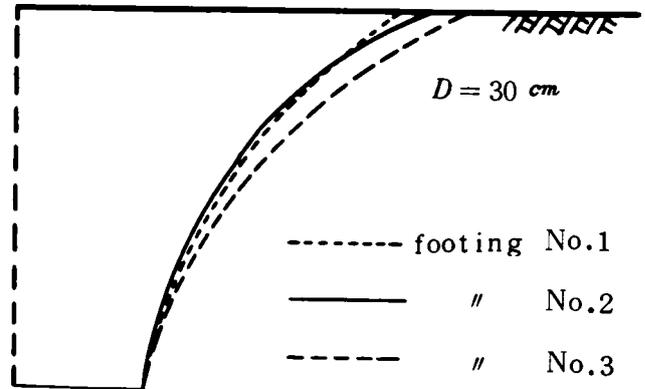


図1.4.7 実測すべり面の比較

なるNo.1, No.2, No.3の3つの基礎体を用いて得られた実測すべり面を, 床板部外端を重ね合せて描いたものである。この図によると, 床板部直径の増加とともにすべり面はやや外側にひろがるようであるが, 大きな変化はなくほとんど一致している。すなわち床板部の直径の相違が, すべり面の形状に及ぼす影響はあまりないようである。

なお, 床板部に傾斜を有する基礎体(表1.4.1中の4種類の基礎体)では, そのテーパ角 θ_T の大きさに関連してすべり面に特徴的な変化が認められたが, これに関しては後の4.8節で引揚抵抗力との関係において説明する。

4.5 限界引揚抵抗力に関する実験値と計算値の比較

本節では, 表1.4.2における砂試料(A)の4種の砂を用いて行なつた定変位式引揚試験の結果を示す。ここでは限界引揚抵抗力についてのみ議論し, 引揚力と基礎の引揚量の関係については後の4.7節において検討する。なお本節において述べる限界引揚抵抗力とは, 引揚試験の結果得られた引揚力 \sim 引揚量曲線において最大抵抗力を与える引揚力のことであり, また以下に示す各計算値および実験値は基礎体の自重 G を除いたものである。このように基礎体の自重を除いたのは, 基礎体の大きさが異なる各場合について各種の比較を行なう場合, 地盤の抵抗力のみによつて比較する方が土質力学的見地から適切であると考えられるからである。

図1.4.8は上記の4種類の砂に対する計算値と実験値の対応を括弧して表わしたもので, 縦軸に計算値, 横軸に実験値

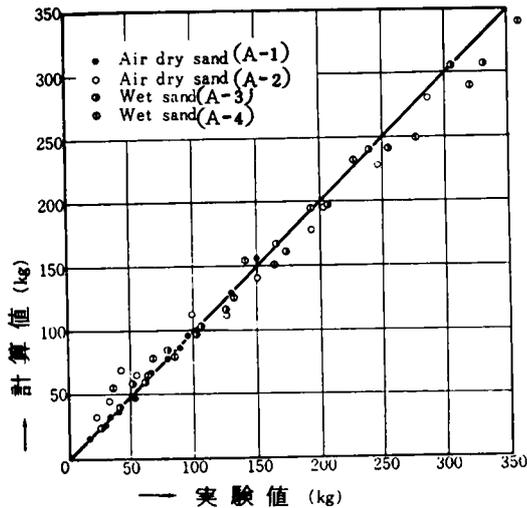


図1.4.8 計算値と実験値の比較

をとり、著者の方法によつて得られた各計算値を実験値に対してプロットしたものである。図中実線は両軸と45°の角度をなす直線である。この図によると、計算値は、全般に、この直線上によくのつており、したがつて計算値は実験値と非常によく一致しているといえる。ただし、よく締固めた気乾燥砂(A-2)と湿潤砂(A-4)の場合には、ゆるい砂の場合にくらべてややばらつきがみられ、そしてこのばらつきは、埋戻し深さの小さいときは大きい側に、深さの大きいときはやや小さい側にする傾向がみられるようである。

また表1.4.3は、埋戻し砂の各状態における全試験結果と著者、Ballaおよび土すい体重量法による計算結果を対比したものであり、また図1.4.9は気乾燥砂(A-1)について、これらの値を図1.4.8と同様の方法でプロットしたものである。土すい体重量法による計算には、図1.2.1における

Air dry sand (A-1)								
foot-ing No.	深さ (cm)	実験値 (kg)	計 算 値			計 算 値 と 実 験 値 の 比		
			Author	A. Balla	土すい体重量法			
	D	Q	R	R _B	R _J	R/Q	R _B /Q	R _J /Q
1	20	14.7	15.8	22.3	20.6	1.07	1.52	1.40
1	30	32.0	31.8	52.5	44.9	0.99	1.64	1.40
1	40	53.5	53.7	99.1	82.6	1.00	1.85	1.54
1	50	87.5	85.9	161.5	136.0	0.98	1.85	1.56
2	20	29.4	26.8	-	29.4	0.91	-	1.00
2	30	52.0	47.6	67.2	60.3	0.92	1.29	1.16
2	40	78.2	78.1	124.3	106.2	1.00	1.59	1.36
2	50	128.5	128.4	200.5	169.3	1.00	1.56	1.32
3	20	38.0	36.7	-	39.9	0.97	-	1.05
3	30	63.6	65.0	89.4	78.1	1.02	1.41	1.23
3	40	94.6	95.4	151.5	132.8	1.01	1.60	1.40
3	50	148.6	155.3	243.0	206.2	1.04	1.64	1.39
Average						0.99	1.60	1.32

Wet sand (A-3)								
	D	Q	R	R _B	R _J	R/Q	R _B /Q	R _J /Q
1	20	25.5	23.8	-	21.1	0.93	-	0.83
1	30	61.0	59.9	73.5	45.9	0.98	1.21	0.75
1	40	104.5	103.3	127.1	84.4	0.99	1.22	0.81
1	50	172.6	160.6	206.0	139.0	0.93	1.19	0.81
1	60	238.0	240.8	302.5	213.0	1.01	1.27	0.90
2	20	39.8	40.8	-	30.1	1.02	-	0.76
2	30	79.5	84.8	92.8	61.6	1.07	1.17	0.77
2	40	125.5	115.9	161.0	108.5	0.92	1.28	0.86
2	50	205.6	197.3	253.0	173.0	0.96	1.23	0.84
2	60	304.4	304.6	364.0	257.5	1.00	1.20	0.85
3	20	51.8	58.2	-	40.8	1.12	-	0.79
3	30	101.8	97.0	-	79.8	0.95	-	0.78
3	40	164.0	167.2	194.0	135.8	1.02	1.18	0.83
3	50	233.8	220.6	298.0	210.8	0.94	1.28	0.90
3	60	331.3	-	428.0	307.0	-	1.29	0.93
Average						0.99	1.22	0.83

Air dry sand (A-2)								
	D	Q	R	R _B	R _J	R/Q	R _B /Q	R _J /Q
1	20	21.3	32.7	34.6	22.9	1.53	1.62	1.07
1	30	53.4	64.9	177.6	49.8	1.21	1.45	0.93
1	40	123.9	112.3	139.0	91.6	0.91	1.12	0.74
1	50	201.9	195.4	223.0	151.0	0.97	1.10	0.75
2	20	30.4	45.0	-	32.7	1.48	-	1.08
2	30	80.3	84.3	96.8	66.9	1.05	1.21	0.83
2	40	148.2	141.3	174.0	117.8	0.95	1.17	0.79
2	50	245.2	227.8	274.0	188.0	0.93	1.12	0.77
3	20	40.7	69.2	-	44.4	1.70	-	1.09
3	30	96.4	112.4	123.6	86.7	1.17	1.28	0.90
3	40	190.7	178.3	208.0	147.5	0.94	1.09	0.77
3	50	284.2	280.8	328.5	229.0	0.99	1.15	0.81
Average						1.15	1.22	0.88

Wet sand (A-4)								
	D	Q	R	R _B	R _J	R/Q	R _B /Q	R _J /Q
1	20	33.5	57.0	49.2	23.3	1.70	1.47	0.70
1	30	83.2	81.4	102.2	50.8	0.98	1.23	0.61
1	40	162.4	152.4	178.3	93.5	0.94	1.10	0.58
1	50	275.8	248.6	277.5	154.0	0.90	1.01	0.56
1	60	433.9	412.1	402.5	236.0	0.95	0.93	0.54
2	20	61.9	65.8	-	33.3	1.06	-	0.54
2	30	129.7	125.2	125.6	68.2	0.97	0.97	0.52
2	40	192.2	194.4	217.0	120.3	1.01	1.13	0.63
2	50	319.2	288.8	337.0	191.8	0.91	1.06	0.60
2	60	477.7	455.9	486.0	285.5	0.96	1.02	0.60
3	20	65.7	79.3	-	45.3	1.21	-	0.69
3	30	137.4	155.4	159.5	88.4	1.11	1.14	0.63
3	40	226.2	233.0	254.5	150.5	1.03	1.13	0.67
3	50	358.2	338.4	401.0	233.5	0.95	1.12	0.65
3	60	548.5	510.2	569.0	340.5	0.93	1.04	0.62
Average						1.04	1.10	0.61

表1.4.3 試験結果の総括

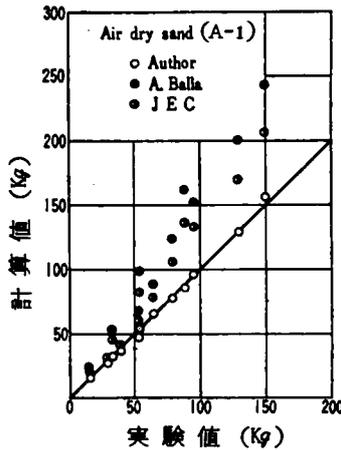


図 1.4.9 計算値と実験値の比較

α' の値を 30° としたが、これは在来の送電用鉄塔設計標準 (J.E.C-127) によると、この種の砂は甲種土壌に分類され、 $\alpha' = 30^\circ$ と定められているからである⁴⁾。さてこれらの表や図から明らかのように、著者の方法による計算値が実験値によくあっているのに対し、Ballaの方法による計算値は、全般に、実験値にくらべて非常に大きくなっている。ところで前節で示したように、Ballaの方法によるすべり面は著者によるすべり面に比較して全般にかなり内側に入り、したがって、Ballaにより仮定されるすべり面の表面積やすべり土塊の重量自体は著者の場合にくらべてかなり小さい。それにもかかわらず、このように、Ballaによる計算値が実験値を大きく上まわる主たる原因は、すべり面に作用する力としてせん断力の鉛直分力のみを考慮し、その起因力であるすべり面に垂直な力の鉛直分力を無視しているからである。たとえば、気乾燥砂 (A-2) の場合について著者およびBallaによるすべり面の一例をあげると図 1.4.10 のようであり、著

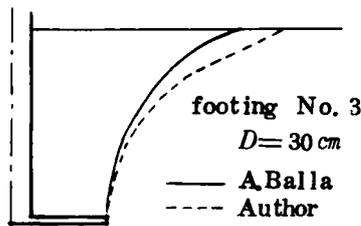


図 1.4.10 すべり面の比較

者の方法によるとすべり土塊の重量は 73.4 kg であるが、せん断抵抗応力の鉛直分力が -8.4 kg (上向き) となることから、結局限界引揚抵抗力は 65.0 kg となる (実験値は表に示されているように 63.6 kg である)。これに対しBallaの場合には、すべり土塊の重量は 56.3 kg と当然小さくなるが、すべり面に作用するせん断力の鉛直分力のみを考えているか

らこれが 33.1 kg (下向き) となり、全引揚抵抗力は 89.4 kg となる。そしてこの傾向は、埋戻し深さが増大するほど著しくなるから、図 1.4.9 に示すように原点から離れるほど、計算値の実験値からのはずれは大きくなる。しかしながら、(図示すると非常にはつきりするが) 表 1.4.3 からもうかがわれるように、気乾燥砂 (A-2) と湿潤砂 (A-3) および (A-4) の場合における計算値の、この大きい側へのはずれの程度は気乾燥砂 (A-1) の場合にくらべると小さい。これは、すべり面に作用するみかけの粘着力の鉛直分力が、粘着力を除いたせん断抵抗応力の鉛直分力と比較してその絶対値が非常に大きいからである。すなわちBallaの計算法の欠陥となっている後者の全鉛直分力に対する割合が、前者のそれにくらべて小さく、結果的に全引揚抵抗力に及ぼす後者の影響が小さくなるからである。また土すい体重量法は、第2章で説明したように、土の破壊現象を正確にとりあげておらず、その計算方法には多くの疑問点があつて、図 1.4.9 のように実際の値よりも大きくでたり、逆に非常に小さくでたりする。埋戻し深さの小さい場合において二、三実験値と非常によく一致している場合があるが、これはたまたま一致したというべき種類のものである。

なお表 1.4.3 中、Ballaの式による計算値で、浅い基礎の場合についての計算値が与えられていないのは、Ballaがこの程度の小さな根入れ幅比の基礎に対しては式 (1.2.13) 中の係数 $F_1(\varphi, \frac{D_f - t}{B})$, $F_2(\varphi, \gamma)$, $F_3(\varphi, \gamma)$ をグラフ表示していないからである。 D_f/B の減少につれて、これらの係数は急激に大となつて⁵⁾計算値が実際値を大きく上まわるようであり、Ballaはこの点に気付いていたのかも知れない。

つぎに、限界引揚抵抗力と基礎体床板部半径 B_1 および埋戻し深さ D との関連性を簡単に示す。図 1.4.11 は、例として $D = 50 \text{ cm}$ の場合に関して、埋戻し状態の異なる4種類の砂の場合について限界引揚抵抗力と床板部半径 B_1 の関係を描いたものである。図中点線は計算値であり、計算値、実験値とも同様の傾向を示している。限界引揚抵抗力は B_1 の増大につれて大きくなることが明らかであり、しかもその増大の程度は、ゆるい砂の場合にくらべると締まつた状態において、より顕著である。また図 1.4.12 および図 1.4.13 は、限界引揚抵抗力と埋戻し深さ D との関係であり、図中点線はやはり計算値である。前者は基礎体 No. 2 に関して4種の異なる埋戻し砂について描いたものであり、後者は湿潤砂 (A-3) について床板部直径をパラメーターにして描いた同様の図である。図 1.4.11 ~ 図 1.4.13 の関係が両対数紙上で近似的に直線関係となることから、後の第7章において理論的、実験的

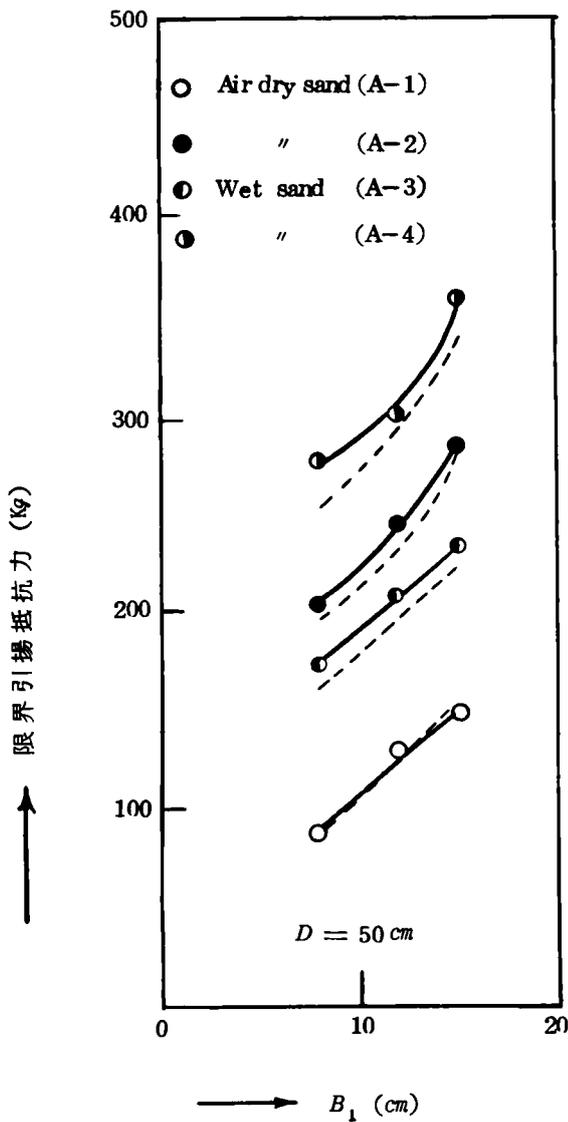


図 1.4.11 限界引揚抵抗力と床板半径の関係

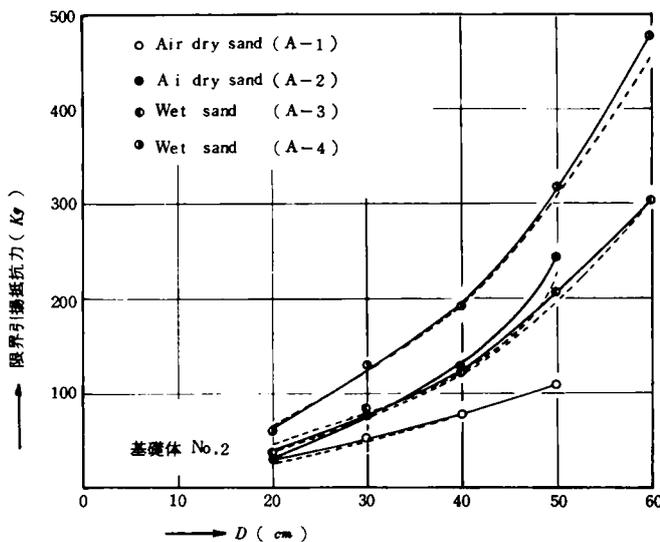


図 1.4.12 限界引揚抵抗力と埋戻し深さの関係

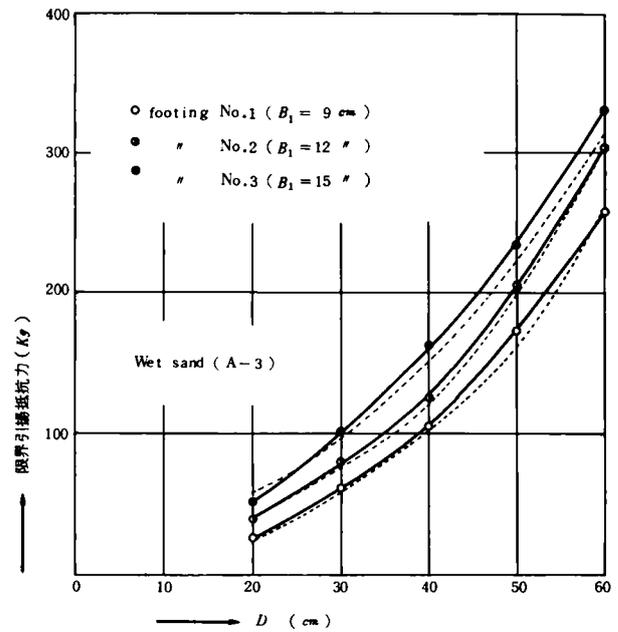


図 1.4.13 限界引揚抵抗力と埋戻し深さの関係

に証明される。

なお、表 1.4.1 中の No 4 以下の基礎体についての試験結果は次節以下で述べる。

4.6 限界引揚抵抗力の近似計算法

著者の方法では、すべり面の決定がやや複雑で、かなり時間を要するので、本節では実用的な近似法について検討してみる。

実験結果の解析にあたって、第 3 章の方法に従い作図的に多数のすべり面決定を行なったわけであるが、その結果、対数らせんの中心角 θ_0 はほとんどの場合 $55^\circ < \theta_0 < 65^\circ$ の間に入るのので、砂の場合、 θ_0 を近似的に 60° としてよいことがわかった。そこですべての実験について、 $\theta_0 = 60^\circ$ としすべり面を一義的にきめた近似計算による限界引揚抵抗力を縦軸に、それに対応する実験値を横軸にとつて、前者を後者に対してプロットしたものが図 1.4.14 である。図中実線は向軸と 45° をなす直線であり、図には、後節で述べる基礎床板部に傾斜を有する基礎体 No 4 ~ No 7 (表 1.4.1 参照) の場合の結果も含まれている。さてこの図によると、各計算値はほぼ 45° の直線上にのり、近似性はきわめてよく、実用上の近似法として十分使用できることがわかる。

なお、著者の引揚抵抗力算定法が電気学会の送電用鉄塔設計標準にとり入れられていることはすでに述べたが、この場合設計の簡略化のために、 $\varphi \geq 40^\circ$ と考えられるような非常によく締まった砂質土に対しては $\theta_0 = 55^\circ$ 、 $\varphi < 40^\circ$ の一般的な砂質土に対しては $\theta_0 = 60^\circ$ としすべり面を一義的

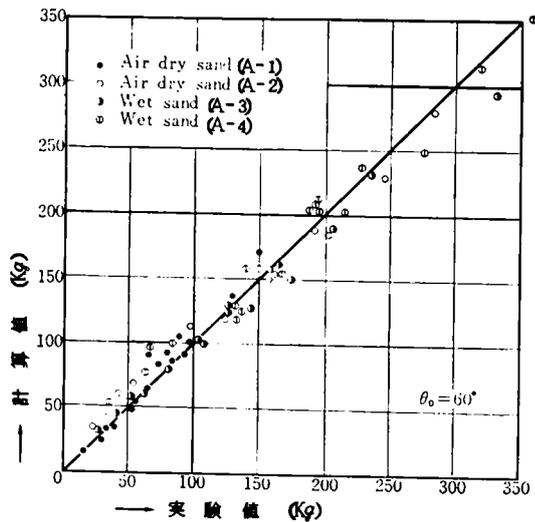


図 1.4.14 計算値と実験値の比較

に定めて設計するようとりきめられている。⁶⁾ これは、主として、上記の図 1.4.14 および第 6 章で説明する砂質地盤における現場実験の結果にその根拠を置いている。また、実際の基礎体の床板部形状は円形ではなく正方形のものがほとんどであるが、この場合には正方形を等面積の円におきかえた仮想の円形床板基礎に関して、同様に設計することにして⁶⁾ いる。このような設計が、安全側にあつて実用上十分正当であることは第 5 章以下において実験的に証明される。

4.7 引揚力と変位置の関係

支持力を問題にする場合、基礎の変位置が非常に重要な要素であることはいまさらいうまでもないが、現段階では、特に砂の場合、その変位置を強度に結びつけることが非常にむずかしく、今後の研究に待たねは解決できない問題が多い。それは、Coulomb, Rankine の考え方を受けつぎ、さらに Prandtl の理論を修正発展させた現在の支持力論の中核である Terzaghi 系の理論^{7) 8)} においては、剛塑性体の限界平衡状態における力のつり合いだけが議論され、変位を合理的な形で支持力式に繰り入れることがほとんど不可能であるからである。しかも現在もなお、土塊の破壊が議論される時は、ほとんどの場合、この塑性平衡状態における力のつり合い問題の域を原則的には一歩も出していないのが現状だからである (荷重増加による塑性領域の発達という優れた着想に基づき、塑性領域の進行を議論した Fröhlich, Jaropolskij, 星莚らの弾性塑性論的支持力論^{9) 10)} もある。しかし実際には、地盤が連続した弾性体でないのはもちろん、この方法では実際に生ずる地盤のせん断破壊を直視しているとはいいがたく、また地盤内に発達していく塑性領域を認めながら、しかも同時に、弾性状態のまま残されている領域に対しては、

地盤が全面的に弾性状態にあるとして求められる応力状態をそのまま認めなければならない、という根本的な矛盾を含んでおり、むしろ問題点が多い。

第 3 章で示した著者の考え方も、原則的に上記の塑性論的支持力論に属するもので、変位置を理論的に取扱うことは不可能であるが、本節では、得られた実験の結果を示して実験的に二、三の考察を加える。引揚力は、基礎体の自重を除いたものであることは前節までと同じである。

前節までに述べてきた定変位置式載荷試験における引揚力～引揚量関係の例をあげると、図 1.4.15, 図 1.4.16, 図 1.4.17 のようである。これらの図は、それぞれ埋戻し砂の状態、

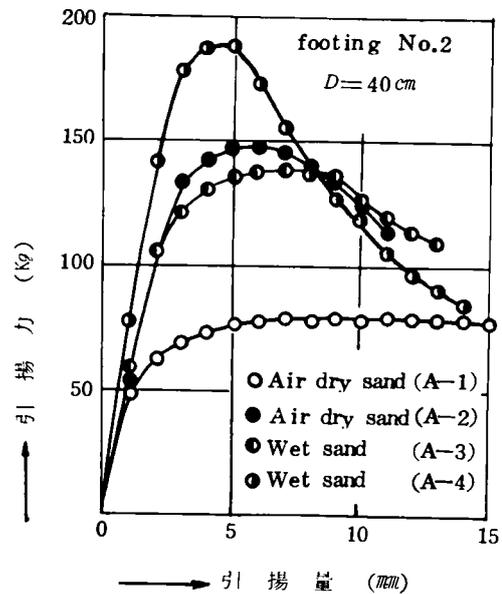


図 1.4.15 引揚力と引揚量の関係

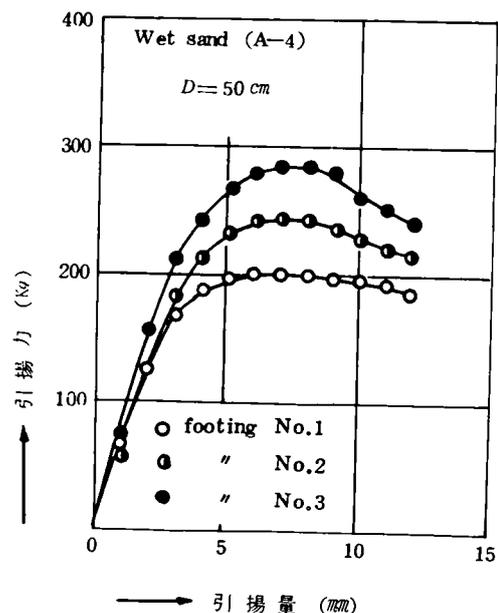


図 1.4.16 引揚力と引揚量の関係

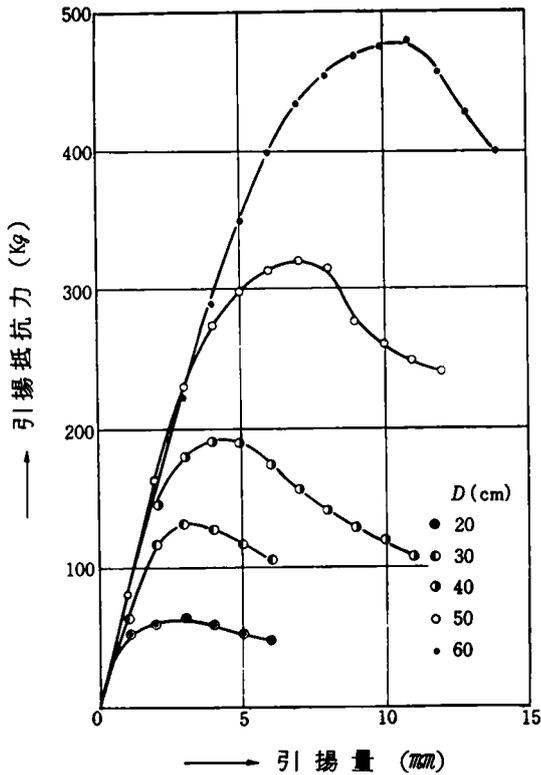


図 1.4.17 引揚力と引揚量の関係
(footing No.2)

床板部直径，埋戻し深さをパラメーターにして描いた引揚力～引揚量関係の例である。図から，引揚抵抗力は，一般に，引揚量の増加にともないしだいに増大し，最大値に達したのち徐々に減少してある一定の値に落着こうとする傾向がみられる。このような経過は，一般の砂のせん断試験においてみられるのと同様であり，最大引揚抵抗力は砂の密度や含水比，基礎体床板部の大きさおよび埋戻し深さによつて異なるが，破壊に至る過程は，特にゆるい気乾燥砂の場合にゆるい砂のせん断特性を示す以外，顕著な差異は認められない。

一方 4.3 節に述べた方法により定荷重式載荷試験が，気乾燥砂 (A-1) および (A-2) について実施された。図 1.4.18 は，各荷重段階ごとに基礎体の引揚量と時間との関係を図示した一例であり， $2B_1 = 30\text{ cm}$ ， $D = 40\text{ cm}$ の場合に関するものである。この図によると，ごく初期においてその荷重段階による全引揚量の 95% 以上が生じているが，変形はその後も時間とともに徐々に進んでいる。この図に基づいて，クリープ領域である載荷後 30 秒から 1 分 30 秒の間の曲線を近似的に直線とみなし，その傾斜をとつて各荷重段階に対してプロットすると図 1.4.19 のようになる。この図には参考として，同一基礎体，同一埋戻し深さにおける気乾燥砂 (A-2) による試験結果もプロットしてある。このような整理は，土をレオロジカルな立場からとらえようとする場合

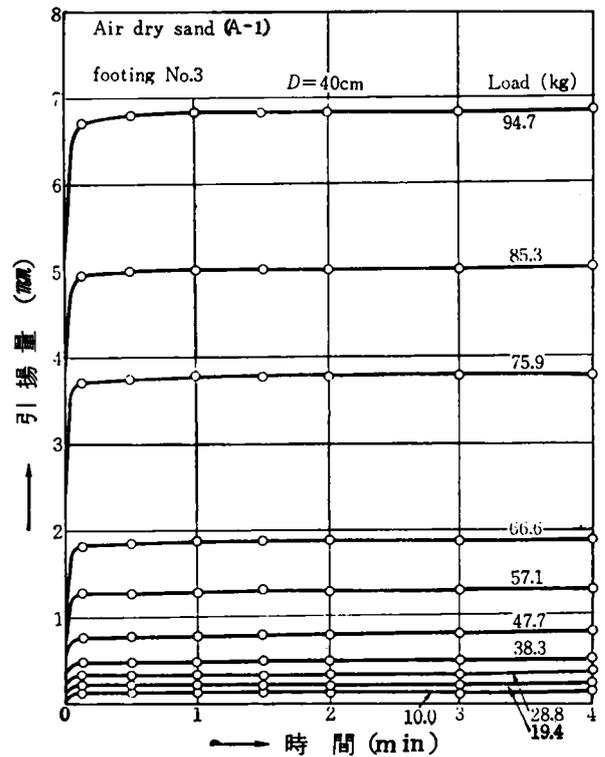


図 1.4.18 変位量と時間の関係

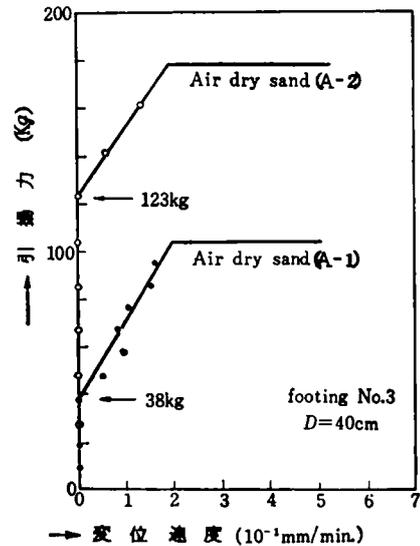


図 1.4.19 荷重と変位速度の関係

によく用いられるものである。¹¹⁾ さて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ゼロであるが，ある荷重を境として急に増大しており，ついに変位速度無限大となつて基礎体は完全に抜け上る。基礎の引揚抵抗力の場合，その中には土の自重による抵抗力が含まれているので多少問題があり，また特に砂の場合降伏値の決定に関してはまだ確立された理論や方法がなく議論の多いところであるが，

このように変位速度が“ごく小”から“きわめて大”に移り変わる境目の引揚荷重を、概念的には長期荷重に対する一つの降伏荷重と考えてよいであろう。そこでこのようにして求めた降伏値を、限界引揚荷重に対して描くと、図 1.4.20 のようになる。この図からわかるように、この両者の間には、埋戻し土の状態さえ同じであれば基礎体や埋戻し深さの大きさのいかにかわからず、ほぼ直線関係が存在する。そして

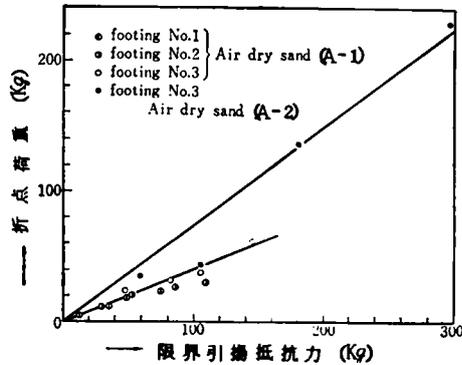


図 1.4.20 折点荷重と限界引揚抵抗力の関係

降伏値は、ゆるい気乾燥砂 (A-1) では限界引揚抵抗力の約 40%, 締固められた気乾燥砂 (A-2) では約 80% となつている。これらの値は土の種類、粒度組成、締固め程度、含水比などによつて当然異なつてくるが、このような関係は、才 5 章、才 6 章で述べる粘性土を用いた室内模型実験や現地実験においても確かめられたきわめて興味深い結果であり、大きな長期荷重を予想される設計に際しては、その安全率の考慮に参考とされるべきものである。

4.8 床板部上面が傾斜している基礎の引揚抵抗力

本節では、表 1.4.1 中の Na 4, Na 5, Na 6 および Na 7 で示される 4 種類の基礎体に関する試験結果を示し、二、三の考察を加える。試験は、表 1.4.2 中の砂試料 (A) を用いた (A-1), (A-2), (A-3), (A-4) の各状態において、埋戻し深さを 30 cm または 40 cm として行なつた。載荷方式は定変位式であり、以下に示す引揚抵抗力にはやはり基礎体の自重をさしひいてある。

図 1.4.21 は、実験から得られた引揚抵抗力～引揚量関係の一例であり、湿潤砂 (A-4) の場合の基礎体 No. 2, $D = 30$ cm に関するものである。この図には参考のため $\theta_T = 0^\circ$, すなわち基礎体 No. 2 の場合も併記してある。図によると、 θ_T の異なる各場合の引揚抵抗力～引揚量曲線の形状は非常に類似しており、図の場合、引揚量 3 mm までにおいてはほとんど一致しているといえるが、その最大引揚抵抗力には差が認められる。そこでこのような関係をよりみやすくするために、

全試験結果について最大引揚抵抗力をテーパ角 θ_T に対して描いたのが図 1.4.22 である。この図には $\theta_T = 0$ の場合も

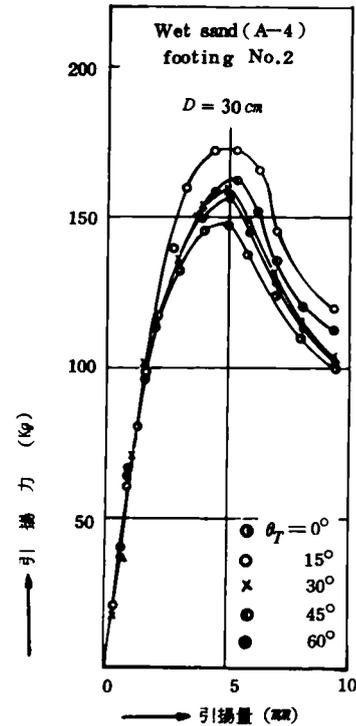


図 1.4.21 引揚力と引揚量の関係

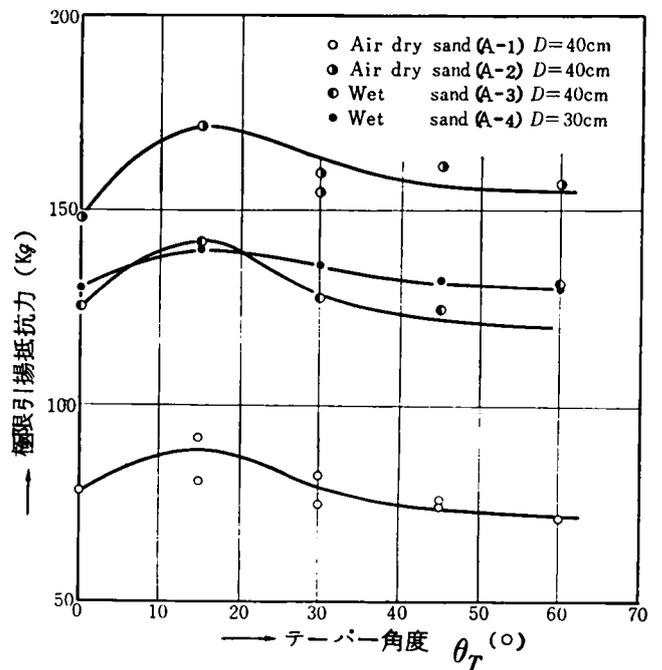


図 1.4.22 限界引揚抵抗力と θ_T の関係

プロットしてある。この図をみると、最大引揚抵抗力は θ_T にあまり大きな影響をうけないようであるが、しいてい

$\theta_T = 15^\circ$ のあたりで最大となり、 θ_T がそれ以上になると抵抗力はかえって低下する。従来一部には $\theta_T = 60^\circ$ 付近で抵抗力が最大になるといわれてきたが、これは基礎体の自重も含めた抵抗力を対象としたものである¹²⁾ と考えられる。

さて、 θ_T が増大するとかえって抵抗力が低下することはつぎのことから説明される。湿潤砂 (A-4) に対して埋戻し深さを 30 cm にした場合、 θ_T の異なる各種模型基礎に対する実測すべり面を図示すると、図 1.4.23 のようになる。この

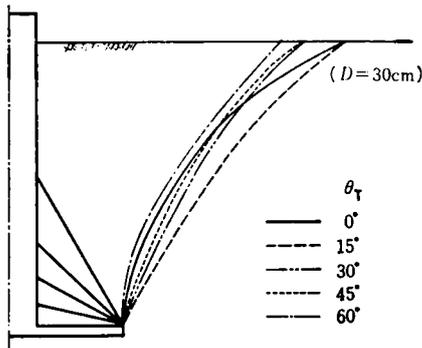


図 1.4.23 すべり面の比較

図をみると、すべり面は $\theta_T = 15^\circ$ の場合が最も外側にており ($\theta_T = 0^\circ$ の場合よりもかなり外側)、 θ_T が増大するとかえって内側に入ってきて、 $\theta_T = 60^\circ$ ではすべり面は最も内側にあらわれている。このような現象は他の場合にも一般的に認められ、したがってこの結果として、図 1.4.22 に示すような傾向が生ずるわけである。さてこのように θ_T の大きさによつてすべり面が変化する理由は、大ざつばではあるがつぎのように考えられる。すなわち、 θ_T をしだいに増加させていくと床板部上面が一つのすべり面になるであろうことは容易に想像されるが、事実三次元引揚試験に先だつて行なつた二次元小型模型実験によると、 $\theta_T < 30^\circ$ の場合には、基礎体が抜け上る際に、図 1.4.24 の点線で示す基礎床

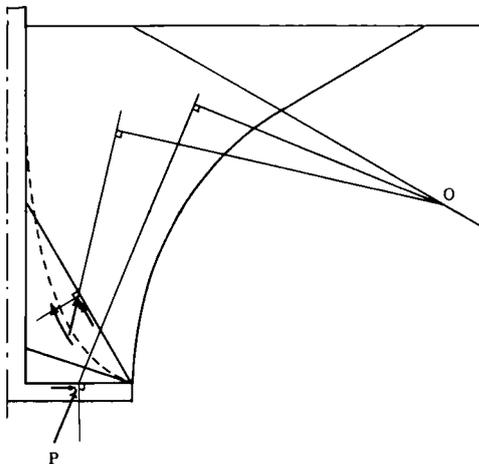


図 1.4.24 θ_T による抵抗力増加の説明図

板上の一部の砂には砂粒子の移動がまったくみられないのに反し、 θ_T が 30° 以上になるとこの残留土塊がなく、床板部上面ですべりが生じていることが確かめられた¹³⁾。したがって θ_T が小さな範囲では、残留土塊は移動土塊に対して図の点線にそう矢印のような力を作用させ、同時に基礎床板上面との接触面において右方向の力を受けることになるであろう。その結果として床板上面での反力は、床板上面にたてた垂線から時計まわりにある角 θ だけ傾斜した方向になるであろう。そこでたとえば、 $\theta_T = 0^\circ$ と $\theta_T = 15^\circ$ の場合を比較すると、実際すべり面よりも内側の同一潜在すべり面に対しては、モーメント中心 O との距離が後者の方が小さくなることが予想され、したがって反力 P は大きくなる。故に P が最小となる実際すべり面の位置は、 $\theta_T = 15^\circ$ の方が $\theta_T = 0^\circ$ の場合よりも外側にでてくることになる。これに対し θ_T が大きい場合には、基礎床板上面における砂粒の滑動を阻止しようとして、床板はこれに接する土塊に対して、図のように、左上方にむく力を作用させる。その結果上記の場合とは逆に、 P は床板上面にたてた垂線からある角度だけ反時計まわりに傾むいた方向となり、この結果実際のすべり面はかえって内側に入ってくることになるのであろう。

4.9 浮力の引揚抵抗力に及ぼす影響

送電用鉄塔の場合、河川や水田の中、その他比較的低地で、地下水位が高い地盤に建設される鉄塔が最近増加してきている。このような場合、基礎の引揚抵抗力に及ぼす浮力の影響が非常に重要な問題となる。粘性土が乾燥収縮をうけて固化したような場合を除き、地盤は一般に完全に乾燥した状態にあるよりも、適当に湿潤したいわゆる不飽和状態にある方が、その支持力が大きいことは周知のとおりである。しかし、さらに含水比がふえ、水で完全に飽和されて浮力をうける水浸状態になると支持力が著しく低下するという事実は、支持力や土圧理論においてはもちろん、これらに関する多くの実験によつて実証されている。基礎の引揚抵抗力に關しても、浮力をうけた場合の抵抗力が、地下水位の低いときにくらべてはなはだしく低下するという事は、式(1.3.39)からわかるように理論的に十分推測される。しかしこれが実験的に検証されたことはいまだ一度もなく、急速な引揚力の作用により基礎床板底面付近において生ずるであろうと予想される一種の真空効果によつて、浮力のもたらす支持力低下が相殺されるのではないかと、いう期待さえも一部に抱かれているのが現状である。本節では、浮力の引揚抵抗力に及ぼす影響を調べる目的で実施した実験の結果を簡単に示し、その支持力低下に及ぼす影響の大きさを実証する。

この実験に用いられた川砂は、前節までのものと異なり、図1.4.2中の粒径加積曲線(B)で示される砂試料(B)であり、その含水比、単位体積重量、 c 、 φ などは表1.4.2に示されている。用いた基礎体は表1.4.1中の基礎体No1と基礎体No3の2種類であり、また実験土槽および載荷装置は次章5.2節で説明するものを用いた。

試験は、最初含水比2%の気乾燥に近い地盤状態から始め、徐々に含水比を増加させた数種類の地盤状態で試験した。埋戻しの方法は前節までと同様であるが、埋戻し土に与える締固めエネルギーは、地盤の含水比のいかにかわらず、すべての場合を通じて同一とした。完全に水で飽和した地盤をつくるためには、はじめ含水比7~10%程度の湿潤した不飽和状態で基礎体を埋戻したのち、水密性の実験土槽底部(埋設基礎体の床板部底面よりさらに約30cm下部)より、非常に静かにかつ徐々に注水し、地表面の位置に一致させるまでに水位を上昇させた。載荷は定荷重方式によつて行なつた。

図1.4.25および表1.4.4は、基礎体No1を用い、埋戻し

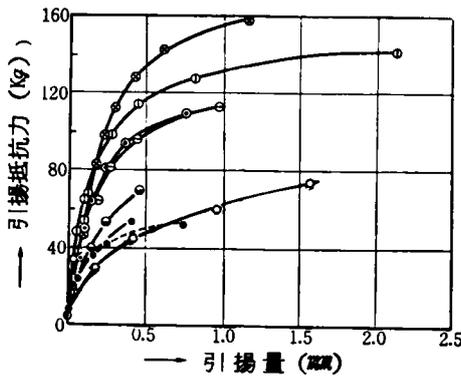


図1.4.25 引揚抵抗力と引揚量の関係

地下水位の位置	図の記号	w (%)	γ (g/cm^3)	R_{max} (kg)
地下水なし	●	2.0	1.56	108.8
	○	4.0	1.60	142.5
	◊	5.2	1.64	127.5
	●	7.5	1.65	157.8
地表面 (G.L.±0)	—●—	—	—	52.5
	—○—	—	—	52.5
G.L.-10cm	○	—	—	69.3
G.L.-20cm	○	—	—	112.3
* G.L.-20cm	○	—	—	76.0

表1.4.4 地盤の状態と最大引揚抵抗力の関係

深さ30cmとして行なつた一連の実験結果を整理したものである。これらは一段階荷重15kgを4分間ずつ段階載荷した試験結果であり、図1.4.25は引揚抵抗力と4分後の引揚量

の関係をあらわし、また表1.4.4中には各地盤状態における w 、 γ 、限界引揚抵抗力およびこれらの地盤に対する図1.4.25中の記号などが示されている。まずはじめに、埋戻し土の含水比が2%、4%、5.2%、7.5%の各場合、すなわち地下水位が基礎床板底面下30cmにある不飽和の場合の試験結果をみてみよう。含水比5.2%の場合の結果が少し小さい目にてているが、全般に含水比の上昇とともに引揚抵抗力はかなり大幅に増加している。これは、含水比の増加にともない、砂粒子間に浸入した水が空気と接触することによつて生ずる不飽和状態特有の毛管圧力⁽⁴⁾や、砂粒表面の水の存在そのものにより生ずるであろう見かけの粘性など、いわゆる有効応力が増加することに主として起因していると考えられる。したがつて、含水比が2%以下のもつと乾燥した状態における引揚抵抗力はもう少し低下することが予想される。砂の種類は異なるが、たとえば砂試料(A)に関する表1.4.3中における(A-2)の $2B_1 = 24cm$ 、 $D = 30cm$ の場合の結果を参照すると80.3kgとなつている。

さて一方、地下水位の位置が地表面にある完全飽和の場合については、2つの試験結果が示されている。まず図1.4.25の引揚抵抗力~引揚量関係をみてみると、上記の不飽和状態の各場合に比較して、最初から同一荷重に対する引揚量が大きく、限界引揚抵抗力は52.5kgにしか達していない。この値は、含水比2%である不飽和地盤の限界引揚抵抗力の約 $\frac{1}{2}$ 、含水比7.5%の場合とくらべると実に $\frac{1}{3}$ にしか達しない値である。この事実は、浮力の引揚抵抗力に及ぼす影響が非常に顕著であることを示す結果に他ならない。試みに、含水比2%の場合の結果と理論的に比較してみよう。以下の計算に必要な φ の値は、表1.4.2中に示されているように、含水比の増減によつてあまり変わらないので、 $\varphi = 38^\circ$ を用いる。さて3.6節に説明した結果に基づき、すべり面の対数ら線の中心角 θ を 60° としてすべり面を一義的に決定し、すべり土塊の体積を算定すると $41,300cm^3$ となる。したがつて、含水比2%の場合のすべり土塊の重量は、

$$\gamma V = 1.56 \times 41,300 = 64,400 \text{ } \rho = 64.4 \text{ kg}$$

となる。一方 φ は変わらないとして、完全飽和の場合のすべり土塊の重量を計算すると、

$$(\gamma - 1) V = 0.56 \times 41,300 = 23,100 \text{ } \rho = 23.1 \text{ kg}$$

となる。この両者の差は41.3kgである。このように、すべり土塊の重量だけを考えてもすでに41.3kgもの大きな抵抗力低下をきたすことが明らかである。ところで、含水比2%の場合の限界引揚抵抗力は108.8kgであるから、これより上記の41.3kgを差引くと67.5kgとなる。このような川砂をこの程度の載荷速度で引揚する場合には、すべり面近傍の過剰

間引き水圧はすみやかに消散すると考えられるから、これに起因する強度低下はないと考えてよいであろう。したがって、上述の 67.5 Kg と完全飽和の場合の限界引揚抵抗力 52.5 Kg との差 15.0 Kg は、完全に水浸することによる砂層内部の毛管圧の消失やすべり面上の有効垂直圧力および見かけの粘着力の減少、などに起因して生じた差であると考えられる。

また図 1.4.25 および表 1.4.4 には、地下水位の位置が基礎床板面上 20 cm (すなわち地表面下 10 cm) および 10 cm (同 20 cm) である不飽和状態の場合の試験結果も記入してある。限界引揚抵抗力は前者の場合 69.3 Kg, 後者の場合 112.3 Kg を示している。これらの抵抗力が完全飽和の場合にくらべて大きくなるのは当然であるが、特に床板面上 10 cm のときの限界引揚抵抗力が完全飽和の場合の約 2 倍で、含水比 2% の場合の限界値とほぼ等しくなっているのは興味深い。これは、地下水位の位置がこの程度であれば、浮力によって減少する抵抗力分が、砂層内のメニスカスの発生による毛管圧力の増大や地下水位以上にある砂の見かけの粘着力の増大によって十分補なわれるからである。なお表 1.4.4 中 ※ 印の付記してある試験は、図 1.4.25 中実線で表示されている方の完全飽和の試験において、地盤が完全に破壊したのち、いつたん荷重を除去して地下水位を床板面上 10 cm まで低下させたのちに、再び同一手順で載荷試験を行なった結果である。完全水浸状態からの地下水位の低下にともなう多少の水締め効果があるとしても、いつたん破壊した地盤が、完全飽和の場合の限界引揚抵抗力を約 50% 上まわる 76.0 Kg の限界値を示している事実は非常に重要であり、これからも完全水浸の場合における浮力の支持力低下に及ぼす影響がいかに顕著であるかが理解されるであろう。

つぎに、完全水浸状態における基礎に急激に引揚力が作用した場合、主として基礎床板底面付近における一種の真空効果と土への急速載荷に起因するであろうと考えられる抵抗力の増大量を調べるために行なった二、三の実験の結果について説明する。実験は、基礎体 No. 1 および No. 3' を 30 cm の深さに埋戻し、地下水位が地表面に一致する完全飽和状態において行なわれた。試験の方法は、ほとんど瞬間的にある一定の引揚力を加えてある一定の引揚量を生ぜしめ、その後与えられた変位量を一定に保持した状態において経過時間に対する引揚力の低下量を測定するという、いわゆる応力緩和試験と類似の方法がとられた。試験に先だつて予想されたことは、急速載荷の瞬間には、基礎床板底面近傍に一種の真空効果などがあつてかなり大きな抵抗力を発揮するであろうが、時間の経過とともに、床板底面付近への水のまわりこみが生じてこの効果は消滅するであろう、ということであつた。

図 1.4.26 は、縦軸に引揚力、横軸に載荷後の経過時間を

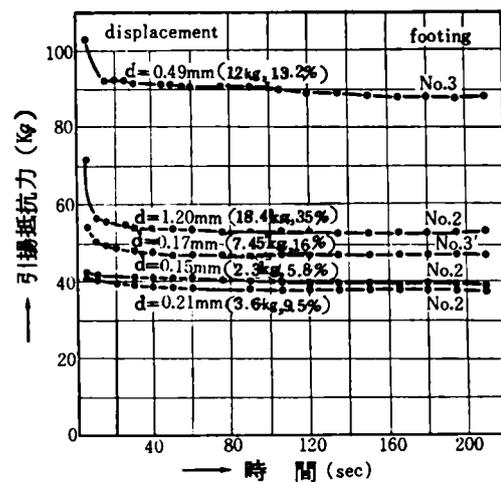


図 1.4.26 引揚抵抗力の時間的变化

とつて描いた実験結果を示している。これらの図からまず明らかなのは、引揚力の減少は載荷後 30 秒間程度の短時間の間にすみやかに生じ、その後も徐々に減少は続くが、1分 30 秒も経過するとそれ以後はほとんど変化がない、ということである。また引揚力の減少量の程度は、初期に与えられる引揚量の大きさによって相違するようである。しかし、さきの図 1.4.25 と比較してみればわかるように、初期に与えた引揚量に対して結局到達する終局的な抵抗力は図 1.4.25 の場合にほぼ一致しており、当初の予想が正しかつたことがわかる。したがって、おおむね図 1.4.26 における引揚力の減少量をもつて、瞬間載荷の際の引揚抵抗力の増加量と考えてよいであろう。そしてまたこの抵抗力の増加は、主として基礎床板底面付近の一種の真空効果に起因するとしてよいと考えられる。

ところで、図 1.4.26 中 $d = 0.49$ mm などとあるのは、初期に瞬間的に与え、そして一定に保持された変位量が 0.49 mm であることを示し、また (12 Kg, 13.2%) などと記入されているのは、載荷瞬間の荷重と 1 分 30 秒後の引揚力の差が 12 Kg で、この 12 Kg が 1 分 30 秒後の引揚力の 13.2% に相当することを示している。これらからわかるように、瞬間載荷による抵抗力の増加量は 5~15% 程度と考えておくのが妥当であり、さらに、この増加量が消散するまでの時間がかなり短いことにも注目しておかなければならない。基礎体 No. 1 を用い、引揚量を 1.2 mm とした場合のこの増加量は、図に示すように、かなり大きくなつてはいるが、この 1.2 mm という変位量は非常に大きな値であつて、図 1.4.25 と比較すると明らかのように、破壊点を越えた変位量であることに注意しなければな

らない。この試験では、変位量を強制的に拘束する方法をとっているが、このように破壊点を越えた大きな変位量に対して、変位量の増大が拘束されていない状態にあるならば、たとえ10秒間でもこのような大きな載荷重に耐えうるかどうかは疑問であり、したがって、常にこのような大きな増加量を期待できる保証はない。このことから、この実験結果は1つの参考資料にとどめるべきである。

さて、以上に述べてきた急速載荷による抵抗力の増加量やこれが消散するまでの時間は、土の種類や密度、さらに載荷重や変位量などによつて当然異なることが予想される。しかし以上に示した実験結果から、主として基礎床板底面付近の一種の真空効果に起因すると予想される瞬間載荷時の抵抗力の増加量は、一般に浮力の効果を相殺するほど大きなものではなく、砂の場合、段階載荷の場合のせいぜい10%前後であることが結論され、さらに消散時間が比較的短いことを考慮すると、たとえこの効果を実際設計にとり入れられるような条件の場合が考えられるとしても、ごく控目に見積る必要があり、これを大きく見積ることは非常に危険であるといわなければならない。

4.10 結 論

本章においては、水平地表面を有する砂層内に埋設された基礎体に関して、数多く実施した室内模型実験の結果を示し、種々の検討と考察を加えた。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 3.2節で提案した作図法によるすべり面は、実験における実測すべり面とよく一致することが明らかとなったが、特に根入れ幅比の小さい場合には両者がほとんど完全に合致することがわかった。

(2) 実験によつて求められた限界引揚抵抗力と、第3章にお

いて誘導した式による計算値とは、ほとんどすべての場合について非常によい一致を示し、計算式の妥当性が明らかとなった。

(3) 砂の場合についての多くの作図と実験結果の観察によると、すべり面の対数ラ線の中心角 θ_0 は、ほとんどの場合 $55^\circ < \theta_0 < 65^\circ$ の間に入るので、 $\theta_0 = 60^\circ$ としてすべり面を一義的に定める近似計算法を提案した。これによる計算値も実験値とよくあい、実用式として十分有効であることが明らかとなった。

(4) 定荷重式引揚試験から得られた引揚量～時間関係に基づいて荷重～変位速度関係を描くと、明らかな折点をもつ2つの直線で近似でき、この折点荷重を限界引揚抵抗力に対して描くと両者の間に直線関係が存在することが明らかとなった。またこのような折点荷重が、長期荷重に対する1つの降伏値的なものであることを指摘した。

(5) 基礎床板上面が傾斜している基礎の引揚抵抗力を調べたところ、限界引揚抵抗力はテーパ角 θ_T が 15° 程度の場合に最大となり、 $\theta_T = 45^\circ, 60^\circ$ 等になるとかえつて抵抗力は、低下することが明らかとなった。

(6) 浮力の影響を調べるために行なつた実験により、浮力が引揚抵抗力低下に及ぼす影響が非常に著しいことが明らかとなった。また急速載荷による抵抗力の増大量は、砂の場合段階載荷の場合に比較してたかだか10%前後であり、しかもその消散に要する時間はきわめて短いことが明白となった。

なお砂地盤に対しては、小型ではあるが実物大の基礎を用いて現場実験も行なつた。これについては第6章において説明する。

第 4 章 の 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. 135～155，1963
- 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) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (I), Soil and Foundation, Vol. VII, No 4, pp. 1～37, 1967
- 4) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，J E C - 127, p. 37, 1958
- 5) Balla, A : The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons, Proc. 5th Int. Cont. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 569～576, 1959
- 6) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，J E C - 127, pp. 59～60, 1965
- 7) Terzaghi, K : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 118～143, 1943
- 8) Meyerhof, G. G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, Vol. 2, pp. 301～332, 1951
- 9) Fröhlich, O. K. : Druckverteilung im Baugrunde, Springer - Verlag, pp. 72～80, 1934
- 10) 星埜和：基礎の支持力論，コロナ社，1948
- 11) たとえば，Scott, R. F. : Principles of Soil Mechanics, Addison Wesley, pp. 247～263, 1963
- 12) 中村光四郎：鉄塔基礎（混凝土）の経済的設計法，（個人出版），pp. 1～63, 1935
- 13) 森田啓介：逆T字型基礎の引き上げ抵抗に関する研究，京都大学修士論文，1963
- 14) Taylor, D.W. : Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, pp. 137～155, 1948

第5章 粘性土を用いた室内模型実験と実験結果の解析

1) 2)

5.1 概 説

第4章で詳しく検討したように、第3章で説明した著者の引揚抵抗力算定法の妥当性は、砂を用いた室内模型実験によって十分検証された。しかし、このままの式の形で粘着力が支配的となる粘性土地盤にも適用できるかどうか、修正する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、かなり大きな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、粘性土に対しては引揚抵抗力算定式に多少の修正を加える必要があることが明らかとなった。

本章においては、はじめに、水平地表面を有する関東ローム層内に埋設された模型基礎に関して実施した数多くの実験結果を示し、引揚抵抗力に関する修正算定式を提案する。つぎに、斜上方向に引揚力が作用する場合や地表面が斜面である場合の地盤の挙動や引揚抵抗力、また特殊な施工法による基礎の引揚抵抗力、などを明白にするために行なつた多くの実験結果を示し、これに対して種々の検討と考察を加える。なお、繰返し荷重の引揚抵抗力に及ぼす影響を調べるために二、三の実験を行なつたが、これについては第8章において説明する。

5.2 実験装置、模型基礎および土試料

実験に用いた土槽や載荷装置は、前章4.2節で説明したものと類似である。すなわち、実験土槽は、2 m (幅) × 2 m (長さ) × 1.2 m (深さ) の鉄製土槽であり、底部に注排水孔を設けた完全水密性のものである。載荷装置は鉄製であり、その主要部は図1.5.1に示されている。すなわち、75 × 40 ×

5 mm および 100 × 50 × 5 mm の大きさのチャンネルを適当に組合せた幅 2 m の門型載荷枠が上記鉄製土槽 (10) に固定され、滑車 (3) および (4)、ワイヤー (6)、ウインチ (7)、荷重皿 (loading plate) (8) を適当に用いることによつて、定変位式あるいは定荷重式の両方式で載荷することができるようになつている。アーム (5) は一端がフレーム (1) にヒンジ結合され、他端はワイヤーに接続されて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 1 ton の引張用プル・ピングリングを配置し、これによつて基礎体 (9) に作用する力を測定した。基礎体の変位量は、鉛直引揚試験の場合には基礎体頂頭にタツチさせたダイヤルゲージで測定し、また斜上方向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。

用いた基礎体模型は、第4章で用いた表1.4.1に示されるものに加えて、表1.5.1に示すような形状の床板部と、直径 6 cm の円柱形の柱体部からできている総計 26 種類の鉄製の

footing No.	$2B_1$	d	t	r
円形床板基礎	18	24	6	4
	19	"	"	4
	20	"	"	6
	21	"	"	8
正方形床板基礎	22	21.3	6	4
	23	"	"	4
	24	"	"	6
	25	"	"	8

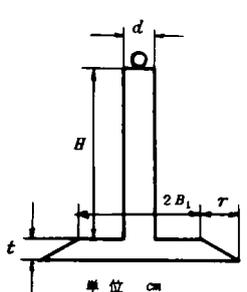
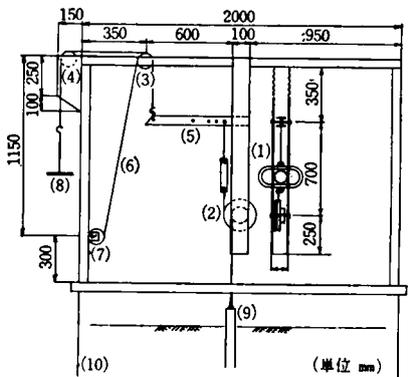


表 1.5.1 模型基礎の形状と寸法

基礎体である。円形床板基礎と一般に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. 8, No. 2 と No. 9, No. 3 と No. 10 は基礎床板部の水平断面積が等しくなるように作られており、さらに、床板周辺長の差が引揚抵抗力に及ぼす効果を調べるため基礎体 No. 2 と等床板底面積で、周辺長の異なる No. 11 ~ No. 17 を製作した。また No. 18 ~ No. 25 の 8 種類の基礎体は、俗称「相がかり施工」といわれる特殊施工法がとられた場合の引揚抵抗力を調べるために用いられたもので、2 cm ~ 8 cm の床板張出部分 (相がかり部分) を除いた基準床板部直径 (あるいは一辺の長さ) は、No. 18 ~ No. 21 の 4 種類が No. 2 に、No. 22 ~ No. 25 の 4 種類が No. 8 に同じであ



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

図 1.5.1 基礎引揚装置

り、またしたがって基準床板底面積はすべて同一である。

実験に用いた土は、千葉県市原市で採取した関東ロームであり、すでに第1章2節で用いた。すなわち、その粒度組成は図1.1.1における(a)曲線で示されている。粘性土として関東ロームを使用した理由は、(1)この土が c, φ の両方を有すること、(2)この土を採取した地点で次章で説明する現地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単独使用できる限界の地盤であつて、いわゆる含水比の高い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、必ずくい基礎の併用や井筒基礎のような特殊基礎が用いられること、等を考慮した結果である。本章5.4節～5.9節までに説明する一連の実験における埋戻し土の状態は、 $w = 90 \sim 95 \%$ 、 $r = 1.13 \text{ g/cm}^3$ 、 $c = 80 \text{ g/cm}^3$ 、 $\varphi = 20^\circ$ である。この c, φ は、すでに第1章において説明した種々のせん断試験に基づいてきめられたものである。また5.10節、5.11節に述べる各実験における r, c, φ 等は、それぞれの章で示す。なお $\varphi = 20^\circ$ としたのは、もう少し大きくとつた方がよかつたかもしれない。しかし1.6節で説明したように、これらの実験の場合にはせん断面上の垂直圧力がきわめて小さいから、 φ の推定の誤差が計算値に及ぼす効果は非常に小さく、たとえば $\varphi = 20^\circ$ としても $\varphi = 25^\circ$ としても結果的にはほとんど変わらない。

5.3 実験方法

基礎体の埋戻しの方法は、全般に第4章の場合と同じであり、破壊の影響範囲以上に広く掘削した地盤内に基礎体を偏心のないように設置し、まき出し厚10cmごとに木製重錘でいねいに締固め、常に所定の単位体積重量になるよう管理した。5.11節で説明する各実験においては、特殊な掘削法と埋戻し法がとられたが、これについては5.11節で説明する。

所定の深さ(20~50cm)に埋設された基礎体は、前節で説明した荷重装置を用いて定荷重式あるいは定変位式荷重によつて、鉛直方向または斜上方向に引揚げられた。

定荷重式引揚試験においては、完全な破壊が8~15回の荷重段階で生ずるように一段階荷重を選び、荷重時間は各荷重段階とも4分間荷重として、その間適当に基礎体の引揚量を測定した。4.3節でも述べたように、定荷重式荷重試験においては厳密な意味での最大引揚抵抗力を決定することができないわけであるが、その誤差は小さいので、本章でも、所定の時間(4分間)保持できる最大の段階荷重をもつて限界引揚抵抗力とする。

一方定変位式荷重試験においては、引揚速度によつて地盤

の抵抗力が変化することが予想されたので、一連の予備実験を行なつた。図1.5.2はこの一例である。これは基礎体No.2

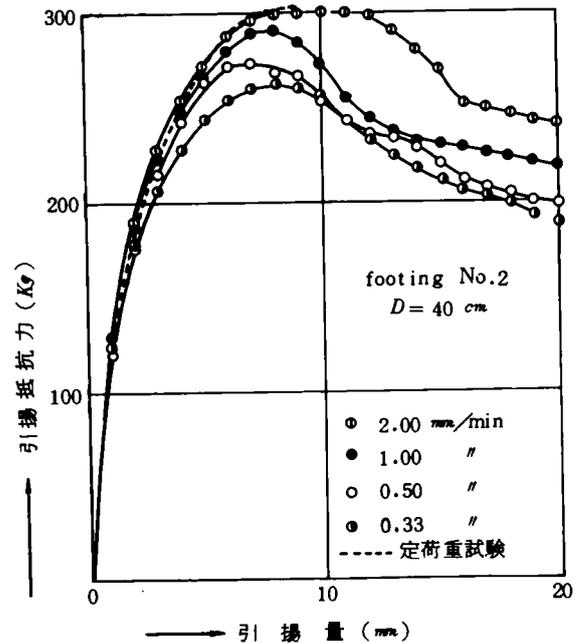


図1.5.2 引揚速度の引揚抵抗力におよぼす影響を40cmの深さに埋設し、引揚速度を0.33~2.00mm/minの範囲で4種類に変化させた場合の試験結果である。この図には、参考のために、定荷重式荷重で行なつた試験結果も点線で併記してある。この図によると、限界引揚抵抗力の引揚速度による変化は、砂の場合(図1.4.3)にくらべるとはるかに顕著であり、引揚速度を大きくするにつれて最大抵抗力は少しずつ増加する。しかし図からわかるように、引揚速度2mm/minの場合の引揚力~引揚量関係と定荷重式荷重による曲線とは非常によく一致している。このような一連の傾向は他の試験においても認められたので、以下本章で示す各実験においては2mm/minの引揚速度が採用された。図1.5.3は、基礎

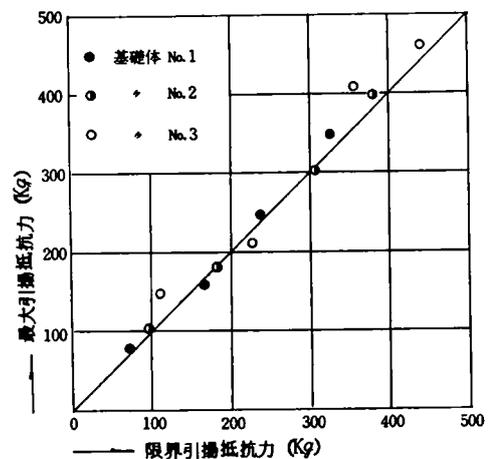


図1.5.3 定変位式と定荷重式荷重の比較
体No.1, No.2, No.3を種々の深さに埋戻した場合について、引揚速度2mm/minとしたときの定変位式荷重試験における

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。実線は両軸と45°をなす直線であり、定荷重式による限界引揚力がやや小さい目にてている場合が多いのは当然である。

なお図1.5.2, 図1.5.3の引揚抵抗力は、基礎体の自重を差引いた純粋の地盤抵抗力である。以下本章においても特に断わらないかぎり、引揚力には基礎体自重は含まれていない。

5.4 すべり面および地表面のき裂の発生状況

定荷重式試験の場合には、明らかに最大抵抗力時を過ぎて継続する変位置の増大のため一定荷重を維持できなくなつたときに、また定変位式載荷においては、最大抵抗力を越えたのちもある程度基礎を引揚げたのちに試験を中止し、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。

完全に最大引揚抵抗力時を過ぎてからも引揚量を増大させたのちに、地盤を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1.5.4に示されている。これは基礎

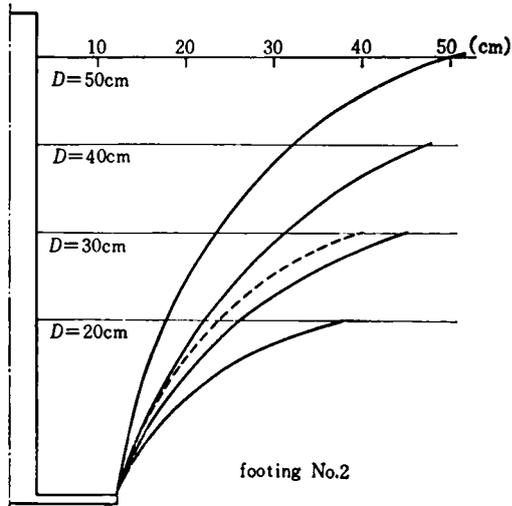


図1.5.4 基礎体中心断面上のすべり面

体No.2に関して、埋戻し深さが20, 30, 40, 50cmの場合を一括図示したものである。この図によると、すべり面形は砂を用いた実験において認められた形状(図1.4.5)と同傾向を示すが、全般にこれより外側にあらわれ、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ことわかる。一例としてD=30cmの場合に関し、第3章で説明した二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。砂の場合には二次元的な作図法によるすべり面が実測結果と非常によくあうことを示したが、この図から、粘性

土の場合にも作図法はかなりよくあい、すべり面の決定には十分妥当性のあることがわかるが、のちに述べるように、実際にはこの最終的なすべり面の発生時が限界引揚抵抗力時と一致しないところに多少の問題点が残されている。また図1.5.5は、床板部直径の異なる基礎体No.1, No.2, No.3を同

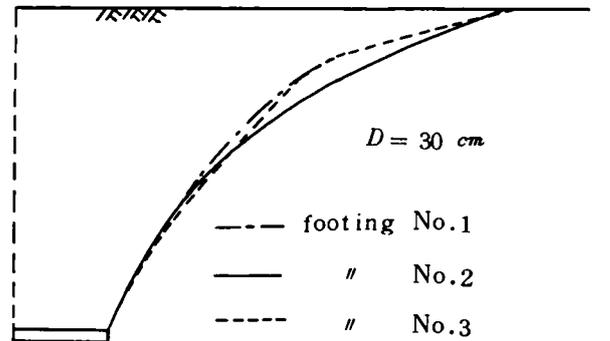


図1.5.5 すべり面の比較

一深さ30cmに埋戻した場合の同様のすべり面形を比較したもので、床板部外端を重ね合わせて描かれている。この図によると、各すべり面形はほとんど一致している。すなわち、基礎体床板幅が異なっても埋戻し深さが同一であれば、すべり面の形は床板幅によつて影響されないことが明らかであり、この結果は砂に関する図1.4.7の結果と一致する。なお以上に示した粘性土の場合のすべり面が、Ballaの提案するすべり面に比較して大幅に外側にでることに注意しておかねばならない。

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、実際には最大引揚抵抗力時を越えてなお大きな引揚量を与えたのちにはじ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、引揚力～引揚量関係と、地表面にあらわれるき裂の発生状況との関連において詳細に調べたところ以下のようなのである。

定変位式に荷重を加えたときの引揚力～引揚量関係の典型的な一例は図1.5.6のとおりである。これは基礎体No.2で、

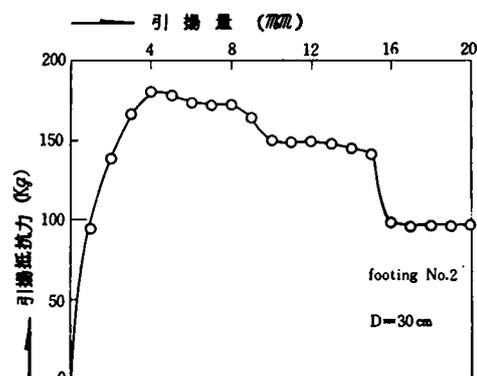


図1.5.6 引揚抵抗力～引揚量関係

埋戻し深さが30cmの場合である。また引揚量が20mm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1.5.7である。中央円形のは基礎体の柱体部を表わしている。

さて、しだいに引揚力を増加させていくと、まずはじめに、図1.5.7における柱体部周辺からの放射状き裂が入る。このき裂は幅がきわめて小さく、試験後の掘

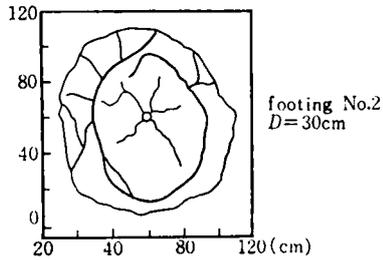


図1.5.7 地表面のき裂

削により深さもごく浅いことがわかっており、本章で説明するこのような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。つぎに引揚力が最大値に近づくと、図の内側の円形に近いき裂が入り、最大抵抗力に達するころにはき裂幅はかなり大きくなる。この表面き裂は深さも大きく、10cm前後に達する場合が多かった（なお次章で詳細に述べるが、現場実験においては15～30cmにも達した）。さらに、引揚抵抗力の低下を許しながら引揚力を増加させていくと、やがて下部からのせん断破壊面の先端が図の外側の円状部のようにならわれ、内側の円状き裂の幅は小さくなつてほぼ閉じてしまう。下部からのせん断破壊面（いままですべり面と呼称してきた）の先端が地表面にあらわれてくると、ほとんど同時に、引揚抵抗力は大きく低下し、図1.5.6の場合150kg程度から一挙に100kg以下に下つている。

以上の観察から、最終的には図1.3.1に仮定したように、地表面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、厳密について実情にあわないことが明らかである。Roweの理論によると、最大せん断抵抗力時に必ずしもすべりが発生する必要はなく、むしろ両者はずれてくるのが当然であるわけであるが、いま従来から慣用されているように、最大抵抗力を示すときをもって破壊と定義すると、この場合破壊はつぎのように説明される。すなわち実際には、基礎床板外端上面から発するすべり面は破壊時には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伴わないでそのまま上方に持ち上り、曲げに対する土の抵抗が限界に達すると地表面からき裂が進行し、このき裂が下方からのせん断すべり面と合して地盤は破壊する、と考えられる。したがって限界引揚抵抗力は、地表面下ある深さまでのせん断抵抗力、その深さから地表面まで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つてもその存在が指摘

されている^{5) 6)}。なお、砂の場合は引張りに対する抵抗力はほとんどゼロと考えられ、地表面までの連続したすべり面の発生とほとんど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、すべり面をあらわす対数線の中心角 θ_0 を 60° にとるとよくあうことを示し、これを近似計算法として提案したが、粘性土に対する実験では、すでに上に示したように、すべり面が全般にもつと外側にでてきており、大体 $\theta_0 = 35 \sim 45^\circ$ 程度となつているので、この点に関して修正が必要であることがわかる。

5.5 引揚力と変位置の関係

支持力を問題にする場合、変位量が非常に重要な要素であることは4.7節でも強調した。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^{7) 8)}以外には顕著な研究、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。繰返し載荷、斜上方引揚試験、さらに斜面内に埋設された基礎や特殊施工の場合などについては後述するので、本節では、鉛直引揚試験によつて得られた二、三の定性的結果について説明する。

定荷重式試験における載荷時間を一荷重段階4分間としたことはすでに述べた。

各荷重段階における引揚量と時間の関係を示した一例が図1.5.8であり、載荷4分後の引揚量と引揚力関係の一例が図1.5.9である。

これらの図は基礎体No. 2に関するもので、図1.5.8は埋戻し深さ30cm、また図1.5.9には埋戻し深さの異なる4

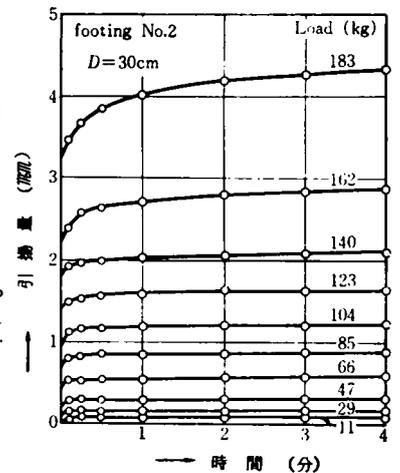


図1.5.8 引揚量と時間の関係

種類の場合が描かれている。なお図1.5.9の最終荷重の次の荷重段階で基礎は完全に抜け上つてきた。

さて図1.5.8

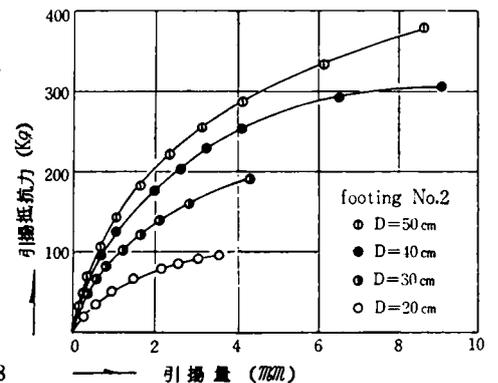
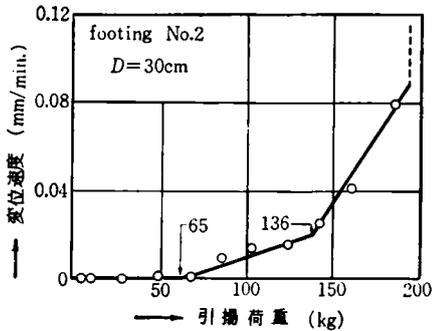


図1.5.9 引揚抵抗力と引揚量の関係

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、その程度は荷重が大になるほど著しい。4.7節で試みたと同じように、この図に基づいて載荷後2～4分間の領域を近似的に直線とみなし、変位速度すなわち変位の増加の割合をそれぞれの荷重に対してプロットすると、図1.5.10のように、一般に2つの折点をもつ、近似的な直線であらわせる。



ある荷重を境にし、図1.5.10 変位速度と引揚荷重の関係で徐々に増加し、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、ついに無限大となつて基礎は引き抜かれる(砂の場合には図1.4.19に示したように顕著な折点が1つしかあらわれない)。さて次節で述べる修正法に基づいて、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63.5kgとなるから、第1折点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。前章でも述べたが、図1.5.10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に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抵抗力に関する降伏値の考え方には議論も多いと考えられるが、図1.5.10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、長期荷重を受ける場合の設計荷重の1つの目安と考えてよいであろう。

基礎体No.1, No.2, No.3に関して埋戻し深さを20, 30, 40, 50cmとした各試験について、図1.5.10と同様の整理を行ない、第1および第2折点荷重を限界引揚抵抗力に対して描いたのが図1.5.11である。この図から、これらの折点荷重が限界荷重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%, 80%となつていことがわかる。もちろんこれらの値は土質、締固の程度などによつて異なつてくることが予想されるが、図1.4.20の砂の場合も含めて、基礎体や埋戻し深さのいかんにかかわらず、これら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。

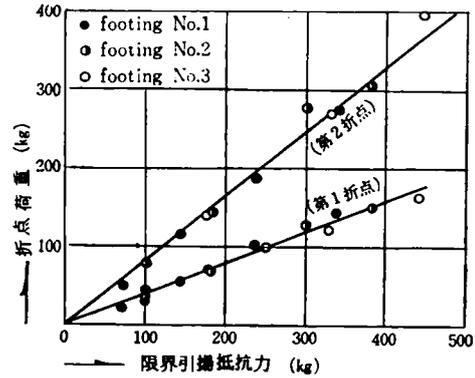


図1.5.11 折点荷重と限界引揚抵抗力の関係

5.6 粘性土に関する限界引揚抵抗力算定式の修正

5.4節で述べたように、粘性土では引揚抵抗力最大時には床板部外端から発したせん断破壊面が地表面にまで達せず、式(1.3.39)をこのままの形で適用することには少し疑問がある。しかし、引揚量をかなり増大させると、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すれば、基礎床板外端上面からのせん断破壊面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)基礎床板外端上面から、地表面下ある深さZまでに発生するすべり面上に作用する粘着力と内部摩擦によるせん断抵抗力の鉛直分力、(3)地表面下Zの深さ以下におけるすべり土塊の重量、(4)地表面から深さZまでに存在する土塊重量の一部(引揚力に対する抵抗力として有効に働くこの部分の土塊の水平方向の範囲や土塊重量の具体量は、この領域の土塊が受ける変位量、曲げ、arching actionの程度、さらに基礎床板部の大きさ等によつて異なると考えられる)、(5)地表面から深さZまでに存在する土塊の曲げに対する引張り抵抗力、である。ところで上記(4)、(5)の力を总的に、かつ厳密に推定することは非常に困難である。何故なら、この領域の土塊があたかも曲げをうける版のような挙動を示せば示すほど、限界値に達するまでの(5)の抵抗力は増加するが、反面このようになればなるほど、この領域の土塊重量は外方に伝達、保持され、上記(4)の抵抗力として有効に作用する土塊重量の割合は減少すると考えるのが自然だからである。前節で検討を加えたすべり面およびき裂の発生状況や、これらと引揚力～引揚量関係との関連、さらに上述の(4)、(5)の力の推定の困難さを考慮した場合、(4)、(5)の効果を近似的に次のような土塊重量に置き代えて引揚抵

抗力を算定することが一つの妥当な方法として考えられる。すなわち、これらの効果を、図 1.5.12 における基礎床板外

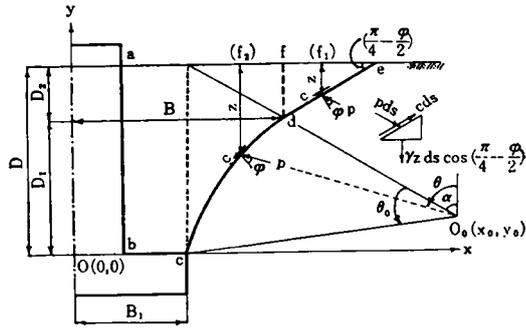


図 1.5.12 基礎体中心断面上のすべり面と作用応力

端上面から発したせん断すべり面の先端から、鉛直に上げた面内に含まれる深さ Z 部分の土塊重量に置き代えるわけである。そして、このせん断すべり面の先端から鉛直に上げた面と地表面との交点は、図 1.5.7 における内側の円状き裂の位置に相当するもので、図 1.5.12 においてはこの位置を (f_1) (f_2), f 等で示してある。

さて以上のような置換が妥当であるとしても、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、床板外端上面から発したせん断すべり面が深さ Z の位置にまで達してこれ以上には発達しないわけであるから、いま仮りにこの限界線が、図 1.5.12 における対数らせんから直線への移行点 d より上部にあるとする。このような場合、基礎体中心断面上において、 d 点より上部に存在する土塊の微小部分に作用する鉛直方向の応力間には、近似的に次の関係が成立するであろう。すなわち、図 1.5.12 に表示した微小部分に作用する応力図を参照して、

$$c \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \geq \gamma Z \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + p \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.5.1)$$

ここに p は第 3 章でも説明した内部摩擦による応力であり、ここで問題にしているような曲げをうける状態においても、いま仮りに、

$$p = \gamma Z \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.5.2)$$

であらわせるとするならば、式 (1.5.1) は結局次のようになる。

$$Z \leq \frac{c}{2\gamma} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.5.3)$$

式 (1.5.3) における Z_{\max} をあらためて Z とかくと、

$$Z = \frac{c}{2\gamma} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.5.3a)$$

一方上述の限界線が d 点より下部、すなわち対数らせん領域に存在するとすれば、同様の近似的な約合い式を考えてみると次のようになる。すなわち $Z = Z_{\max}$ で考えて、

$$c ds \sin (\theta - \varphi) = \gamma Z ds \cos (\theta - \varphi) + p ds \sin (\theta - \varphi) \quad (1.5.4)$$

$$\therefore Z = \frac{1}{\gamma} (c - p) \tan (\theta - \varphi) \quad (1.5.5)$$

ところで θ と Z の間には、式 (1.3.9) からわかるように次の関係がある。

$$(D - Z) = \rho_0 e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} \cos \theta + y_0 \quad (1.5.6)$$

さてここで、第 3 章において説明した式 (1.3.27) から求められる p , すなわち、

$$p = \frac{\gamma \rho_0}{(9 \tan^2 \varphi + 1) \cos \varphi} \{ (3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha) e^{2(\alpha - \theta) \tan \varphi} - (3 \tan \varphi \sin \theta - \cos \theta) e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} \} - \gamma D_2 \tan \alpha e^{2(\alpha - \theta) \tan \varphi} \quad (1.5.7)$$

が成立すると仮定するならば、 ρ_0, D, γ_0 を与えることにより、式 (1.5.5), (1.5.6), (1.5.7) から Z を計算することができる。

さて上記の式 (1.5.3a) や式 (1.5.5) ~ 式 (1.5.7) を満足するような Z が、床板部外端上面から発したせん断破壊が、もはや進行しない領域の一つの目安となる。あえて一つの目安であるといわなければならないのは次の理由による。たとえば式 (1.5.3a) をみれば容易にわかるように、 Z は土の c, φ, γ のみに依存し、基礎体の寸法、根入れ深さ等には無関係の形になっている。すなわち、この式によると c, φ, γ さえ同じであれば、現地における実物大基礎の場合でも、室内における小型模型基礎の場合でも Z は同じである、ということになるが、實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明白に認められている。さらに重要な矛盾は、曲げを受けて引張りを生ずることと、理想的受働ランキン状態の式 (1.5.2) とが同時に成立することはありえない、ということである。すなわち、曲げが生じない理想的な受働ランキン状態では理論上引張り応力を生ずることはない (主働状態における引張り領域はすでに Terzaghi によ

つて与えられている⁹⁾。以上のことは、程度の差はあれ式(1.5.5)～式(1.5.7)の場合についてもいえる。しかしながら、土塊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土の変位量の効果、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、適確な Z を理論的に算出することは困難である。

いま試みに $\gamma=1.13 \text{ g/cm}^3$, $c=80 \text{ g/cm}^2$, $\varphi=20^\circ$ の場合について、式(1.5.3a)を用いて Z を計算してみると約 17 cm となる。この値は、現場実験の観察結果からみればかなり小さい目の値であり、逆に室内実験の結果からみればかなり大きい値である。室内実験の場合には、実際には d 点以下に限界があるかも知れないとして式(1.5.5)～式(1.5.7)を用いて計算することも考えられるが、この計算は非常に面倒であり、また以上に述べた考察からわかるように、この計算結果が高い精度を有するというものでもない。そこで、条件の異なる種々の場合についての以上の計算式による試算結果や実験の観察結果を参照して検討したところ、対数ら線から直線への移行点 d までの深さを Z として計算することが、一つの適当な便宜的方法であると考えられた。

以上の考察から、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。

$$R = G + \gamma V_e + T_2 + T_4 \quad (1.5.8)$$

ここに G は基礎体の自重、 V_e はすべり土塊の体積、 T_2 は基礎床板外端上面から点 d まで、すなわち対数ら線部のすべり面上に作用する内部摩擦によるせん断抵抗台応力の鉛直分力、 T_4 は同じく粘着力による抵抗力の鉛直分力であり、 T_2 , T_4 の関数形はすでに第3章において示した。

さてつぎに、式(1.5.8)を式(1.3.39)と同形で表示することを考えてみる。この両式を比較すれば明らかなように、式(1.5.8)の場合、式(1.3.39)における $\pi B_2^2 K_1 \gamma$ から、図 1.5.12 の \overline{af} 線より外方のすべり土塊の重量と \overline{de} 部分に作用する φ による合応力の鉛直分力を、また $\pi B_2^2 K_2 c$ からやはりこの \overline{de} 面上に作用する c による抵抗力の鉛直分力を差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、 \overline{af} 線より外方のすべり土塊の重量、

$$\pi \gamma D_2 \left(\frac{7}{3} D_2^2 \tan^2 \alpha + 3 B_1 D_2 \tan \alpha + B_1^2 \right) - \pi \gamma B_2^2 D_2$$

と φ による合応力の鉛直分力、

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

との和はゼロに等しい。したがって K_1 に関する項については式(1.3.39)とまったく変わらない。つぎに c による抵抗力の

鉛直分力は、

$$\pi c D_2 (3 D_2 \tan \alpha + 2 B_1) = \pi c B_2^2 (b \tan \alpha + 2) \quad (1.5.9)$$

であるから、これを $\pi B_2^2 K_2 c$ から差引くと次のようになる。

$$\pi B_2^2 K_2' c = \pi B_2^2 c (a-1)(a F_6 + F_7) \quad (1.5.10)$$

したがって、粘性土に関する式(1.5.8)は結局次のようにまとめることができる。

$$\left. \begin{aligned} R &= G + (\pi B_2^2 K_1 - V_a) \gamma + \pi B_2^2 K_2' c \\ K_1 &= (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3 + b F_4 + F_5) + b \\ K_2' &= (a-1)(a F_6 + F_7) \end{aligned} \right\} (1.5.11)$$

故に粘性土に関する引揚抵抗力算定式は、係数 K_2 の内容が少し変つただけで、もちろん本質的には式(1.3.39)とまったく変わらない。計算にあたって、係数 $F_1 \sim F_7$ に関する図 1.3.5～図 1.3.8 がそのまま使用できることはいうまでもない。

5.7 限界引揚抵抗力に関する実験値と計算値

支持力に関する問題、特に基礎の引揚抵抗力に関する問題のようにすべり面上の垂直圧力がかなり小さい場合には、粘着力 c が非常に支配的であることを繰返し述べ、せん断試験による c の決定の重要性を指摘するとともに粘性土に対する抵抗力算定式の修正を試みてきた。このようなことから、まず図 1.5.13 をみてみよう。この図は、基礎体 No. 2 に関する

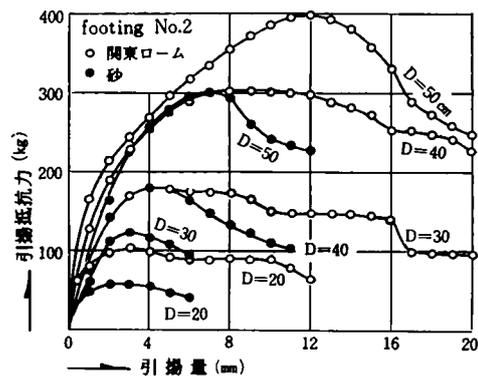


図 1.5.13 関東ロームと砂の抵抗力の比較

引揚力～引揚量関係について、関東ロームと、第4章で説明した表 1.4.2 中の砂試料 (A-4) の実験結果を比較したものである。この図から明らかなように、砂の場合単位体積重量 (1.54 g/cm^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はるかに小であることがわかる。この

ことから、土の粘性が引揚抵抗力に及ぼす効果の顕著なことが理解される。

つぎに、限界引揚抵抗力に関して実験値と計算値を比較するが、本節で計算値と比較される実験値は、基礎体No.1, No.2, No.3をそれぞれ異なる4種類の深さに埋戻して行なった定変位式および定荷重式載荷試験結果26個である。これらの実験値は、すでに第1章表1.1.3における試験番号7~32に一括表示されている。

さて前節で説明した修正式を用いて基礎体No.1, No.2, No.3の個々の場合について計算し、この計算結果を実験値に対してプロットしたのが図1.5.14である。図中実線は両軸と

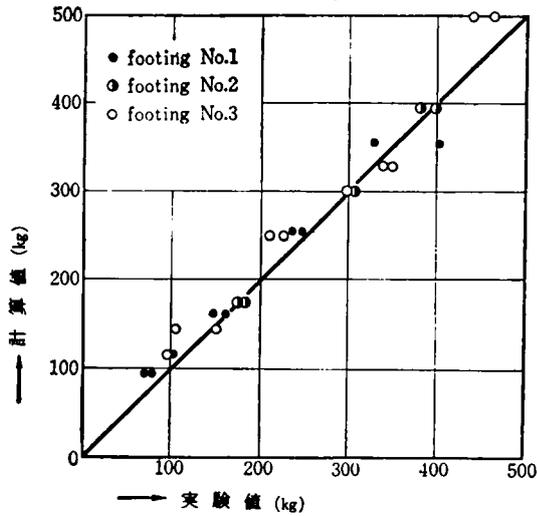


図1.5.14 計算値と実験値の比較

45° をなす直線である。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。またすべり面を作図法によつて求めた場合も、実験による実測結果からみても、対数らせんの中心角 θ_0 は大体 $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度になる場合がほとんどであつたので、いま参考のために、 $\theta_0 = 40^\circ$ および 45° としてすべり面を一義的に定めて近似計算してみた結果が図1.5.15である。この結果から、 $\theta_0 = 40^\circ$ 、あるいは

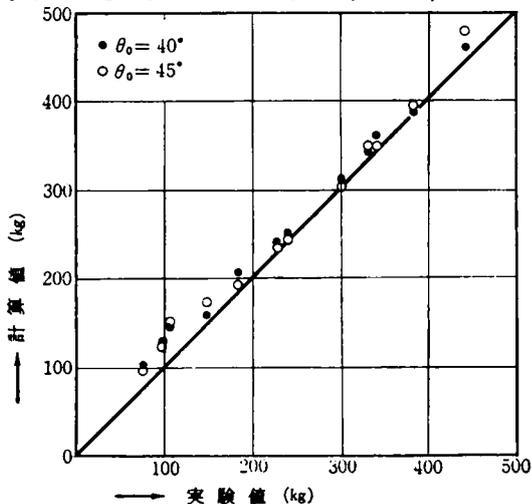


図1.5.15 計算値と実験値の比較

$\theta_0 = 45^\circ$ とする近似計算法をとつても、十分な精度でもって実用しうることが明らかである。実用的な見地からいえば、砂地盤、粘性土地盤にかかわらず、1つの計算式で統合できるような近似法が望ましい。結論的にいえば、粘性土の場合も砂に関する近似法(4.6節)を用いても実用的には大過ないのであるが、この点についてはその理由および両者の比較を含めて次章6.7節で詳しく述べる。

なお参考のために、数個について従来の土すい体重量法で計算すると計算値は実験値の約 $1/2 \sim 1/3$ 程度、Fröhlich-Majer法によると実に $1/6$ 程度となつた。さらにBallaの方法によると、Ballaの提案するすべり面自体は実測に比較して著しく内側に位置するにもかかわらず、計算値は実験値の2倍前後の大きな値となり、これらの計算法が不適當であることが明らかである。

5.8 基礎体床板部の形状が引揚抵抗力に及ぼす影響

引揚抵抗力の算定法の誘導にあつては、第3章で説明したように、基礎体は円柱形の柱体部と円板形の床板部よりなると仮定され、軸対称問題として取扱つてきた。そして、このような基礎体No.1, No.2, No.3を用いた多くの実験結果を第4章および本章前節までに示してきた。しかし実際に使用される基礎は、施工の容易さから、床板部の水平断面が正方形や長方形のものが多く、また場合によつては床板部上面が傾斜しているものもある。

この節では、表1.4.1におけるNo.4~No.17の種々の形状の基礎体を用いた実験結果を示し、これらと円形床板を有する基礎体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つた試験はすべて定変位式載荷試験であるが、これは最大の引揚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ことが望ましかつたからである。なお表1.5.1中のNo.18~No.25の8種類の基礎体も、その床板部が特殊な形状のものであるが、これらを用いた実験結果と種々の考察については5.11節でその詳細を示す。

はじめに、実際上もつ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.8, No.2とNo.9, No.3とNo.10はその床板底面積がそれぞれ相等しいことをすでに述べたが、いま一例としてNo.2とNo.9の基礎体について、埋戻し深さを4種類に変化させた場合の引揚力~引揚量関係を図示すると図1.5.16のようである。この図によると、両者の曲線形には顕著な差はなく同傾向を示すが、正方形床板を有する基礎体No.9の方が円形床板基礎No.2よりも大きな引揚抵抗力を発揮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

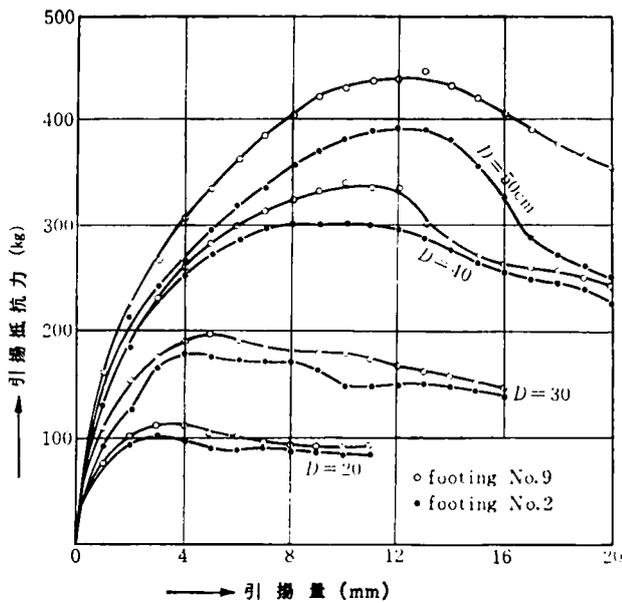


図 1.5.16 円形床板基礎と正方形床板基礎の抵抗力の比較

大引揚抵抗力 R_s と、これと等底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プロットしてみたのが図 1.5.17 である。この図によると、 R_s/R_c は D の増大につ

れて少しずつ増大する傾向があるようであるが、それほど顕著ではない。しかし全般に、正方形床板基礎の方が 5~15% 程度引揚抵抗力が大きいことがわかる。現在実際設計においては、正方形床板基礎の場合これを等床板底面積の円形床板

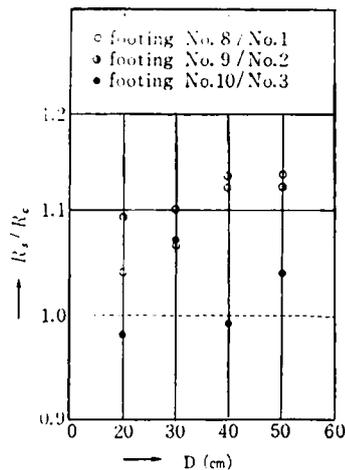


図 1.5.17 円形床板基礎と正方形床板基礎の抵抗力の比較

基礎に置き代えて設計されているが¹⁰⁾ のようにして算出された計算値は安全側にあるといえる。また、正方形床板とこれに等床板底面積を有する円形床板の床板周辺長比はすべて 1.13 であり、これが正方形床板基礎において引揚抵抗力の大きくでる一つの原因であると考えられる。なお、House1 の支持力公式においては、荷重強度が載荷面の周辺長に比例して増大する形で与えられていることは周知のとおりである¹¹⁾。

つぎに基礎体 No. 11~No. 17 までの 7 種類の基礎体を用いた実験結果についてみてみる。これらの試験は、主として、基礎床板部の形状と周辺長の相違が引揚抵抗力にどのような影響を及ぼすか、を調べるために行なわれたものである。これ

らの基礎体の床板周辺長はそれぞれ異なっているが、その床板底面積はすべて基礎体 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 cm および 40 cm としたが、いずれの場合についても、その引揚力~引揚量関係は図 1.5.16 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つて描いたのが図 1.5.18 である。この図によると、各実験値間に

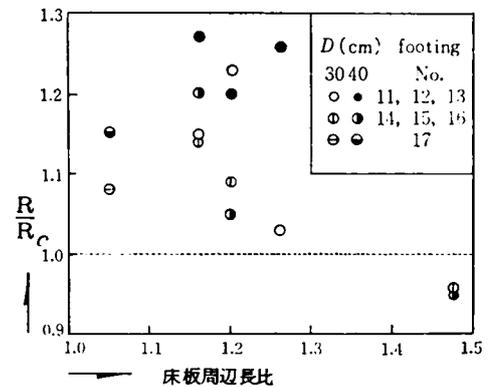


図 1.5.18 円形床板基礎と異形床板基礎の抵抗力の比較

顕著な相関性は認められないが、しかし、同一底面積の床板基礎の場合、周辺長の増加とともに引揚抵抗力がある程度まで増加することは事実である。すなわち、No. 11, No. 12, No. 13, No. 14, No. 17 などの比較的正方形または方形に近い形状の床板基礎では、全般に 15~25% 程度の抵抗力増加が認められ、また基礎体 No. 15 においても 5~10% 程度の増加を示していることがわかる。すでに説明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およびすべり土塊の重量等が増大すること起因すると考えられる。しかし一方、正方形と極端に異なり、内側への切込みの著しい十字形基礎 No. 16 の場合には、その抵抗力は数% かえって低下している。

以上の結果から、引揚抵抗力は周辺長に影響され、基礎床板部自体の強度や施工の困難さがないかぎりにおいて、正方形や長方形床板を採用し、その周辺長の増加をはかることは、実際上非常に有効な方法であると結論される。しかし反面、周辺長さえ大きくすれば必ず有利というわけではなく、方形状からはなはだしく離れたものでは引揚抵抗力自体がかえって低下するばかりでなく、床板部の設計、施工上からも不利となることは明らかである。

床板部上面に傾斜のついた基礎体 No. 4~No. 7 についても、埋戻し深さを 30 cm および 40 cm の 2 種類に変化させて試験した。これらの基礎体も、その床板底面積は基礎体 No. 2 に等しく作られている。図 1.5.19 は、これらの試験によつて得ら

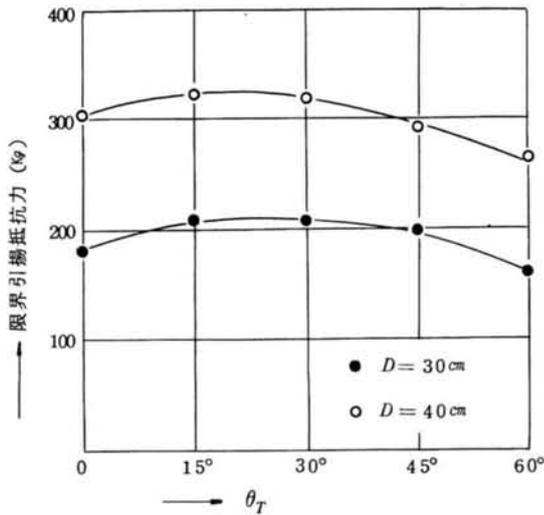


図 1.5.19 限界引揚抵抗力と θ_T の関係

れた最大引揚抵抗力を床板部のテーパ-角 θ_T に対して描いたもので、砂に関する図 1.4.22 と同様のものである。図には参考のため $\theta_T = 0^\circ$ 、すなわち、基礎体 No. 2 の場合もプロットしてある。図 1.5.19 と図 1.4.22 を対比すれば明らかなように、両者の傾向は非常によく類似している。すなわち、粘性土においても、図 1.5.19 によると、 $\theta_T = 15^\circ$ のときに引揚抵抗力は最大となり、円形床板基礎 No. 2 の場合にくらべて約 15% 程度抵抗力が増加している。しかし、 $\theta_T = 45^\circ, 60^\circ$ になると逆に減少して、 $\theta_T = 60^\circ$ の基礎体 No. 7 の場合には約 10% 減となっている。これらの原因は図 1.5.20 をみれば明らかでありこれについては、すでに 4.8 節において詳細に検討した。以

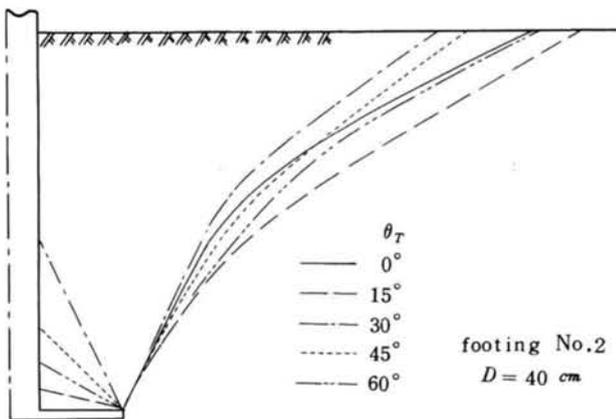


図 1.5.20 すべり面の比較

上のことから、施工に多少の困難さを伴うが、可能であれば $\theta_T = 15^\circ$ 程度のテーパ-を基礎床板部上面に設けることは、抵抗力増大の見地から有効な手段であると考えられる。

なお、本節の比較検討における抵抗力には、前節までと同様基礎体自重が含まれていないことはいうまでもない。

5.9 水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎に斜上方向引揚力が作用する場合の引揚抵抗力

前章および本章前節までにおいては、引揚力が鉛直上方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の場合には、鉛直引揚力はもちろん、同時に水平方向力が働き、結果的に基礎には斜上方向の引揚力が作用することになる。この節では、水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎に、斜上方向の引揚力を作用させた場合の実験結果を示し、二、三の検討を加える。

実験には、図 1.5.1 の実験装置をそのまま用いた。基礎体と鉄塔などの上部構造が剛結されているときには、引揚力とともにこの位置で生ずる曲げモーメントが基礎に伝達されるが、ここで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。基礎体頂頭の変位軌跡を描かせるためのたわみ計も含めて、基礎体頂頭付近の载荷方法の様子は写真 1.5.1 に示されている。作用する斜上方引揚力の鉛直からの傾斜角

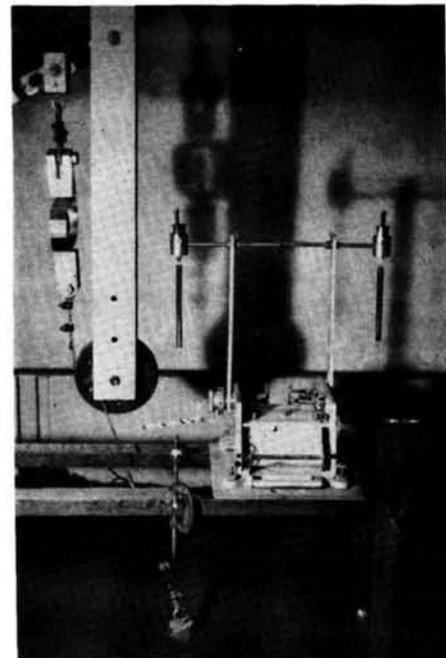


写真 1.5.1 载荷および記録装置

は、送電用鉄塔の場合 20° を越えることはまれである¹²⁾けれども、その他の構造物ではこれ以上になる場合も考えられるので、本実験ではこの傾斜角を $10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ の 3 種類とした。使用した基礎体は、円形床板基礎 No. 2, No. 3 と、これらと等床板底面積をもつ正方形床板基礎 No. 9, No. 10 の 4 種類であり、埋戻し深さはそれぞれについて 20 cm, 30 cm および 40 cm とした。地盤の状態は、前節までと同様表 1.5.2 中の状態 (A) である。また基礎体柱体部および床板部に与えられる

転倒モーメントの影響程度をできるだけ同一にするため、長さの異なる基礎体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7cm上部の基礎体頂頭とした。試験は定荷重式で行ない、これまで同様各荷重段階とも4分間荷重とした。

はじめに破壊面についてみてみよう。各試験について、荷重試験後掘削してすべり面の状況を調べたが、ここでは図は省略し、写真1.5.2、写真1.5.3をあげるにとどめる。これ



写真1.5.2 観察されたすべり面の一例(断面AO, BO)



写真1.5.3 観察されたすべり面の一例(断面CO)

らの写真は、基礎体No.2、埋戻し深さ30cmで、引揚力の鉛直からの傾斜角が 20° の場合である。斜上方引揚力が作用するときの基礎体および地盤の挙動は、これが軸対称的でないので非常に複雑であり、明確にすべり面の発達状況を把握することは困難であるが、一般的な特徴として次のような特徴がある。すなわち、写真1.5.2の右半分に対応する図1.5.21のOB断面においては、基礎床板部外端上面から発生したすべり面は、引揚力の作用傾斜角 β が小さいときには、5.4節などで説明した鉛直引揚の場合とほとんど変わらない。しかし

傾斜角 β の増大とともに鉛直引揚の場合とは逆方向、すなわち外方向にわずかではあるがふくらむ傾向をみせ、そしてこの外方へのふくらみの程度は床板近傍で最も顕著である。これは、斜上方引揚力によって基礎体がわずかに回転しながら抜け上つてくることに起因している。OC断面(たとえば写真1.5.3)におけるすべり面は、鉛直引揚の場合に比較して、一般に地表面

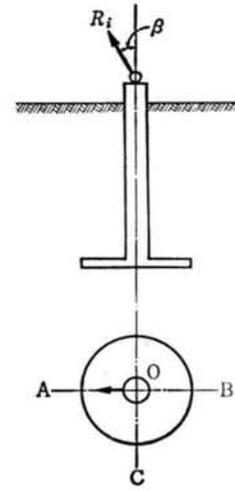


図1.5.21 引揚力の作用方向

近くで外側に大きく発達しており、またAO断面(たとえば写真1.5.2の左半分)においては、限界引揚抵抗力時を過ぎてOB断面の破断面が完全に生じたのちも、すべり面は地盤中を外方に這つて地表面にはあらわれてこない。そしてこれらの傾向は、引揚傾斜角 β が大であるほど顕著であつた。以上に概略説明したように、斜上方引揚力が作用した場合の三次元的なすべり面の発達領域、発達状況はきわめて複雑であり、上述のように一般的傾向はかなりはつきりしてきたとはいえ、これを明確に定式化することは今後の課題である。したがって現段階では、斜上方引揚力を受ける基礎の引揚抵抗力に関して理論式を確立する段階にまでは達しなかつた。

つぎに、基礎体の鉛直および水平変位量を、たわみ計で描かせた基礎体頂頭の軌跡を解析して求めた。図1.5.22は、初期引揚傾斜角 β をパラメータとして、鉛直方向変位と水平

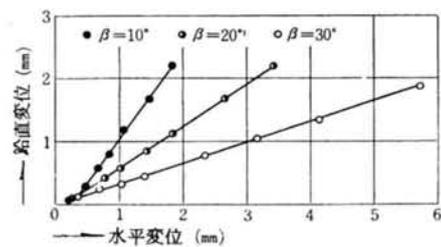


図1.5.22 鉛直変位と水平変位の関係

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30cmの場合に関して、各荷重段階における荷重後4分時の変位量をプロットしたものであるが、他の場合にも同様の関係が得られている。さて、この両者の間に直線関係が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量の方が水平変位量よりも大きいのにに対し、 $\beta = 20^\circ$ および 30° においては、逆に水平変位量の方がはるかに大になっている事実に注意しなければならない。これらのことは、

土の種類や状態によりその程度に差を生ずるであろうことはもちろん、基礎体の床板部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、斜上方引揚力が鉛直変位量よりも水平変位量により顕著な影響を及ぼすことは事実であり、設計上配慮しなければならない重要な点である。

実験におい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 は次のように書ける。

$$R_i = \sqrt{R_v^2 + R_h^2} \quad (1.5.12)$$

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

$$\left. \begin{aligned} R_v &= R_i \cos \beta - G \\ R_h &= R_i \sin \beta \end{aligned} \right\} \quad (1.5.13)$$

ここに β は、図 1.5.21 に示されているように、作用引揚力の鉛直からの傾斜角であり、この値は基礎体に生ずる変位量によつて、試験中を通じてわずかずつ変化する。

式 (1.5.12) および式 (1.5.13) を用いて測定値から計算した R_v , R_h をそれぞれ鉛直変位量、水平変位量に対して描いた一例が図 1.5.23 である。これはやはり基礎体 No. 2, $D =$

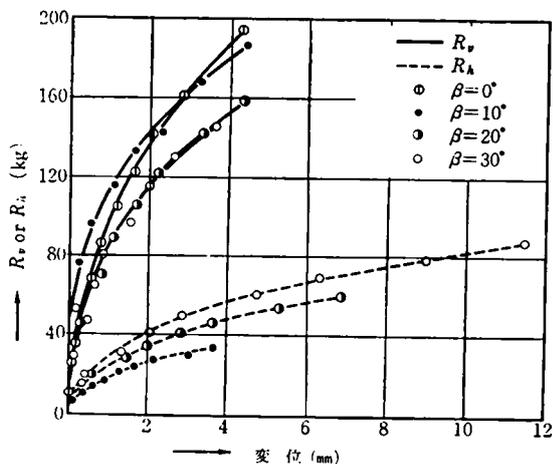


図 1.5.23 引揚抵抗力と変位の関係

30 cm の場合で、図 1.5.22 の場合と同じ試験の結果である。さて、この図における実線が鉛直分力に、また点線が水平分力に関するもので、参考のために、すでに図 1.5.9 に示した鉛直引揚試験の結果も併記してある。また図中パラメータ β は初期値が記入されている。まず鉛直分力～鉛直変位量関係のみをみると、 $\beta = 10^\circ$ における曲線は $\beta = 0^\circ$, すなわち鉛直引揚の場合とほぼ一致し、また β が増大してもそれほど変

らない。特に、各場合における限界荷重時の鉛直変位量にはわずかの差しか認められない。一方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及ぼす効果が非常に顕著である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。この事實は、さきにも述べたように、設計に際する重要な示唆を与えるものである。

図 1.5.24, 図 1.5.25 中に示される一連の図は、各基礎体

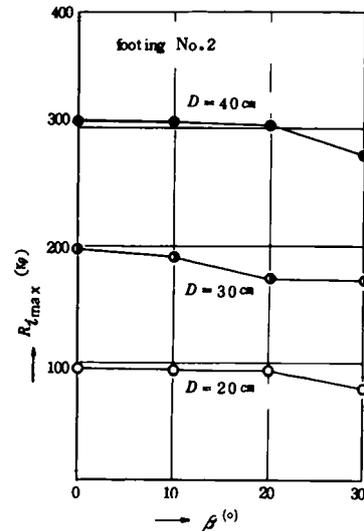


図 1.5.24 $R_{i \max}$ と β の関係

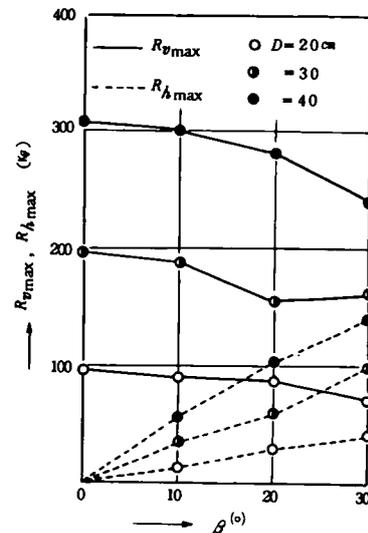


図 1.5.25 $R_{v \max}$, $R_{h \max}$ と β の関係

について埋戻し深さをパラメータとし、それぞれ限界引揚抵抗力 $R_{i \max}$, これの鉛直分力 $R_{v \max}$ および水平分力 $R_{h \max}$ を初期傾斜角 β に対して描いた図である。これらの図から、同一基礎体、同一埋戻し深さに対しては、これらの間にはほぼ直線関係があることがわかる。そして鉛直分力 $R_{v \max}$ は β の増加とともに減少し、一方水平分力 $R_{h \max}$ は β の増加とともに増大するが、これらの合力である全引揚抵

抗力 $R_{i,max}$ はやはり β とともに低下することが明らかである。

さてすでに述べたように、斜上方引揚力を受けた地盤中の基礎の挙動、土の抵抗等は非常に複雑で、従来のごく単純な考え方では理論的にはもちろん実際的にも説明がつかず、今後究明しなければならない課題であるが、図1.5.26、図1.5.27は現段階において実際設計に参考とすべき重要な結果である

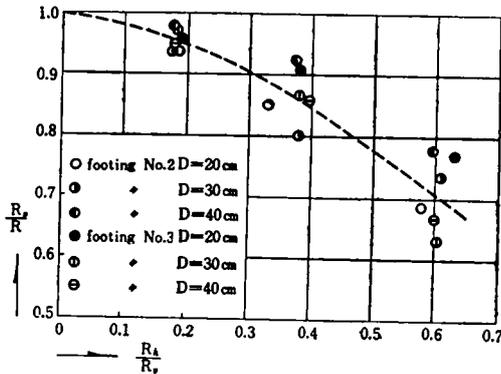


図 1.5.26 基礎に作用する水平力が鉛直引揚抵抗力におよぼす影響

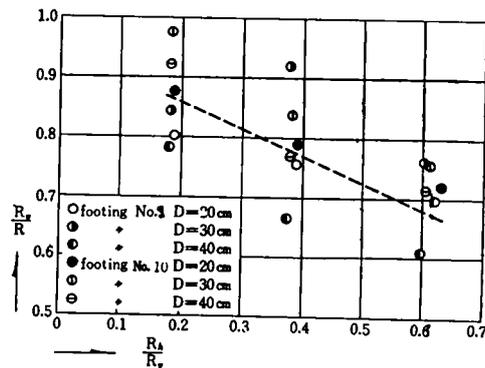


図 1.5.27 基礎に作用する水平力が鉛直引揚抵抗力におよぼす影響

と考えられる。これらの図は、限界時における全引揚力の水平分力と鉛直分力の比 $R_{h,max}/R_{v,max}$ を横軸にとり、 $R_{v,max}$ と各基礎に関する鉛直引揚試験の場合の限界引揚抵抗力 R との比 $R_{v,max}/R$ を縦軸とつて描いたもので、図1.5.26には円形床板基礎に関する全試験結果が、また図1.5.27には正方形床板基礎に関する全試験結果がプロットされている。したがってこれらの図は、 $R_{h,max}$ が $R_{v,max}$ の何%程度であれば、すなわちいかえると、実際に基礎に作用する引揚力の傾斜角がどの程度であれば、鉛直方向の引揚抵抗力としては、純鉛直引揚の場合で計算または実測した結果を何%程度低減して考えておく必要があるか、について一つの重要な目安を与える資料である。正方形床板基礎に関する実験結果図1.5.27の場合にはかなりの範囲に及ぶばつぎがみられるが、しか

し全般に、 $R_{h,max}/R_{v,max}$ の増加、すなわち β の増加につれて $R_{v,max}$ の R からの低減率が增大することは事実であり、たとえば図1.5.26によると、 $\beta \approx 10^\circ$ で5%、 20° で15%、 30° で30%程度鉛直引揚抵抗力が低下することが明らかである。このような鉛直方向抵抗力の低減事実と以上のような資料が実際設計上何故非常に重要であるかは次の理由による。すなわち、基礎の実際設計にあたっては、外力に対する上部構造の応力計算に基づいて、まず上部構造を通して基礎に伝達される斜上方向の引揚力が算出され、そしてこれの鉛直分力に対して、純粋に鉛直引揚として誘導された算定式を用いてその抵抗力の有無が検討されるからである。さらにまた、斜引揚による実験が行なわれたことがいまだなく、どの程度減少するかの知識はいうにおよばず、果して減少するかどうかという疑問にさえ答える実証例がなかつたからである。

5.10 斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力

前節までにおいてはすべて、水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎に関して理論的、実験的検討を行なってきたが、特に送電線は山岳、丘陵地帯を通過することも多く、鉄塔が斜面の地盤上に建設されることが多く存在する。このような傾斜地に建設される基礎の引揚抵抗力に関する研究が、ほとんど皆無の状態であつたことから、従来、図1.5.28に示すように最小根入れ深さを規制したり¹⁴⁾、整地によつて地表面

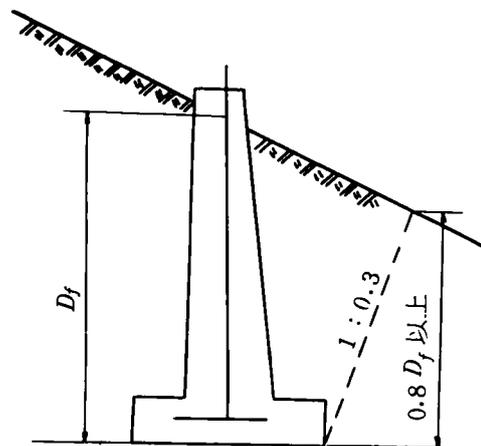


図 1.5.28 最小根入れ深さの規制

を水平にするなどの方法がやむなくとられてきた。図1.5.28に示す最小根入れ深さの規制にも、確たる理論的、実験的根拠がないことはいうまでもない。本節では、斜面内に基礎を埋設し、主として斜上方引揚力を加えたときの基礎の挙動や地盤の抵抗などを実験的に検討した結果を示し、設計に対する有益な指針を与える。

用いた基礎体は床板部の直径24cmの $\#2$ であり、埋戻し深さは、基礎柱体部中心線を基準にして、30cmあるいは40cm

とした。図 1.5.29 において、斜面こう配 i は $0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ の 5 種類とし、これらのそれぞれに対して、斜上方引揚力の鉛直から山側への傾斜角 β_A 、あるいは谷側への傾斜

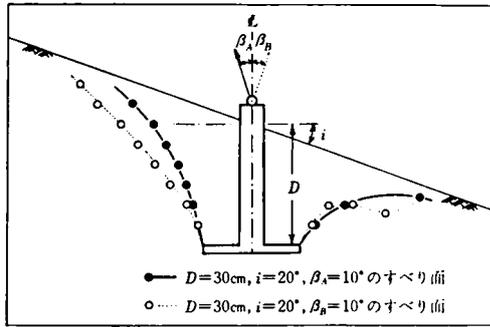


図 1.5.29 基礎体中心断面図

角 β_B をともに $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ に変化させて試験した。試験は定荷重式、一荷重段階 4 分間载荷であつて、試験手順や埋戻し方法は今までとまったく同じであるが、埋戻し土の状態は前節までの場合と少し異なる。すなわち、この節に示すすべての試験を通じて、埋戻し土の単位体積重量は $1.1g/cm^3$ 、含水比は 98~100% に調整された。この状態における c, ϕ はそれぞれ $80g/cm^2, 25^\circ$ 程度であつた。

まず、すべり面について簡単にみてみよう。図 1.5.29 に、基礎体中心断面上の実測すべり面の一例が示してある。これは、図中にも示されているように、 $i=20^\circ, D=30cm$ の場合に対して、 $\beta_A = \beta_B = 10^\circ$ で行なわれた 2 つの試験結果である。この図で特徴的なことは、山側のすべり面における両者の相違である。すなわち、引揚力の鉛直からの傾斜角はともに 10° であるが、谷側の β_B 方向へ引揚力を加えたときのすべり面は、山側である β_A 方向へ引揚力を加えた場合のすべり面より少し外側にあらわれている。このことは少し予想外であつたが、 i の異なる他の試験の場合にも一般的傾向として認められた。そしてこの事実が、のちに述べる両者の限界引揚抵抗力間にわずかな差が生ずる主要原因になつていられる。さて、 i を一定に保つて β を $20^\circ, 30^\circ$ のように大きくすると、引揚力の傾斜側の土は圧縮されて反対側の地盤内のみならずすべり面が生ずるが、そのすべり面の位置は β および i の増加にともない、わずかずつ外方へ移行する傾向が認められた。以上の説明からわかるように、この種の問題では、基礎体が柱体部の中心付近を回転中心として回転を生じながら抜け上つてくるために、そのすべり面の発生状況は個々の場合について非常に複雑であり、数式で一般的に表示することはほとんど不可能である。したがつて、つぎに述べる引揚抵抗力についても、これを理論的に定式化することは現段階

において不可能である。

限界引揚抵抗力に関しては、上述したように理論的に定式化することが困難であるので、水平地表面 ($i=0$)、鉛直引揚 ($\beta=0$) の基本的な場合を基準にして、これからのはずれを実験的に究明していくことが非常に重要となる。ここでは、このような方向で実験結果を整理し、検討する。

実測された斜上方引揚力を R_i とし、これらの鉛直および水平分力をそれぞれ $R_{vi\beta}, R_{hi\beta}$ とすると、次式が成立する。これは式 (1.5.12) と同じものである。

$$R_{i\beta} = \sqrt{R_{vi\beta}^2 + R_{hi\beta}^2} \quad (1.5.12a)$$

i, β は、厳密には試験の進行とともに基礎体に生ずる変位量によつて変化するわけであるが、たとえば β についてその変化量を調べてみると全試験結果を通じて最大 7% 程度であつたので、これを無視し、 i, β は試験中一定として計算および整理を行なつた。図 1.5.30 は基礎体を山側に引揚げた場合に関して、 D, i をパラメーターとして限界引揚抵抗力 R_i と引揚傾斜角 β_A の関係を図示したものであり、また図 1.5.31 は谷側に引揚げた場合の同様の図である。これらの図から明らかのように、 D, i が一定の場合、 β_A あるいは β_B が増加するにしたがつて、限界引揚抵抗力はほぼ直線的に減少してくる。また β_A あるいは β_B が一定の場合には i の増加につれて抵抗力が減少することも明らかである。

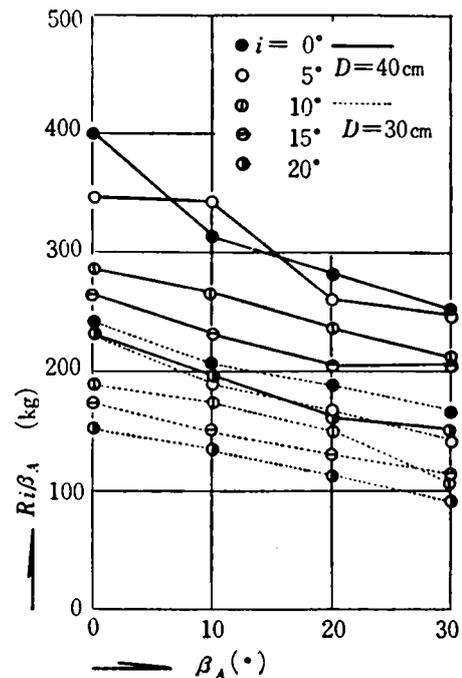


図 1.5.30 $R_{i\beta_A}$ と β_A の関係

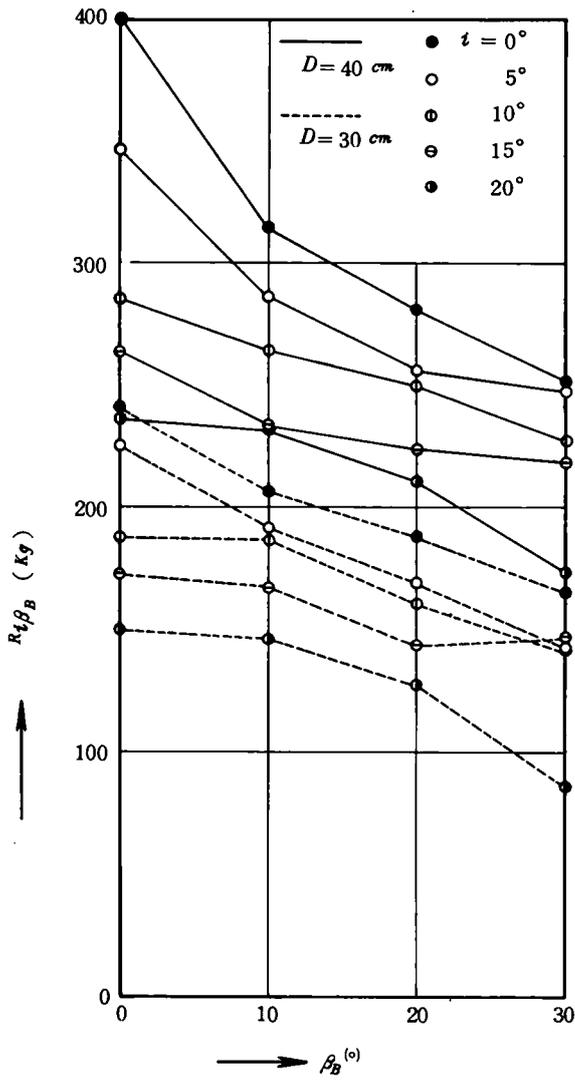


図1.5.31 $R_{i\beta_B}$ と β_B の関係

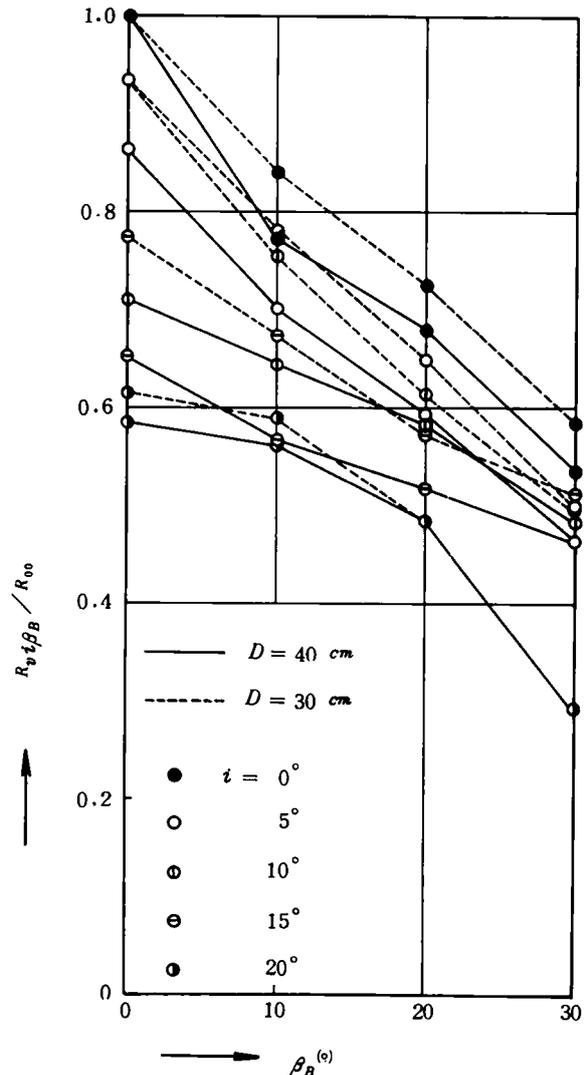


図1.5.33 $R_{vi\beta_B}/R_{00}$ と β_B の関係

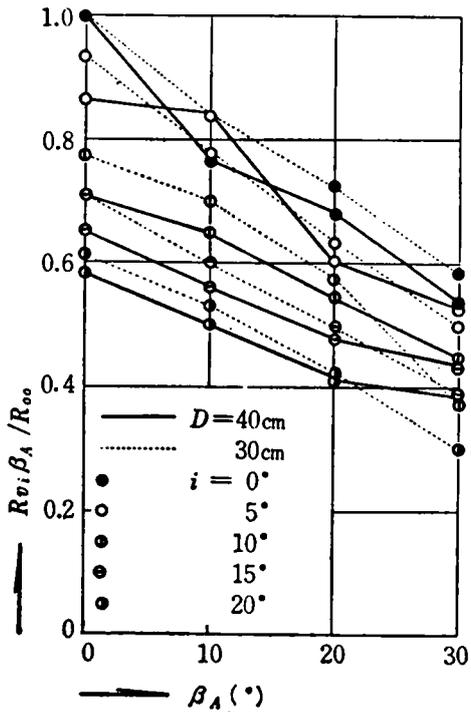


図1.5.32 $R_{vi\beta_A}/R_{00}$ と β_A の関係

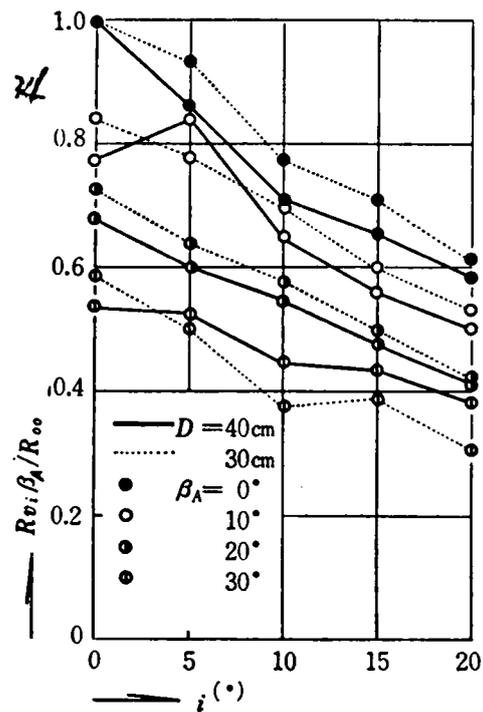


図1.5.34 $R_{vi\beta}/R_{00}$ と i の関係

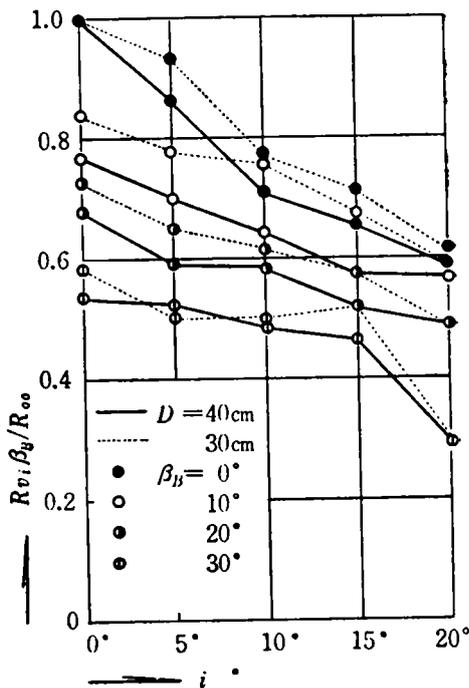


図1.5.35 $R_{v_i \beta} / R_{00}$ と i の関係

$D = 30 \text{ cm}$ の場合、同一の地表傾斜角 i に対する $R_{i \beta}$ と $R_{i 0}$ の比 $R_{i \beta} / R_{i 0}$ を計算してみると、 i の変化にかかわらず β が 0° から 10° 、 20° 、 30° と増加するにしたがつて、この値が $10 \sim 20\%$ 、 $20 \sim 30\%$ 、 $20 \sim 40\%$ 程度減少し、また $D = 40 \text{ cm}$ の場合はそれぞれ $10 \sim 20\%$ 、 $20 \sim 25\%$ 、 $30 \sim 40\%$ 程度減少しており、抵抗力の低下がかなり大幅であることが理解される。

さて式 (1.5.12a) によつて算出された $R_{v_i \beta}$ と、水平地表面を有し、かつ鉛直引揚の場合の限界引揚抵抗力 R_{00} の比 $R_{v_i \beta} / R_{00}$ を計算した。この $R_{v_i \beta} / R_{00}$ の値と β_A あるいは β_B の関係を、各場合について描いたのが図 1.5.32 と図 1.5.33 に示す図である。また $R_{v_i \beta} / R_{00}$ の値を i に対して描いたのが、同様の図 1.5.34 と図 1.5.35 である。これらの図から、 $R_{v_i \beta} / R_{00}$ の値が β および i の増加につれてかなり大幅に減少してくることがわかる。しかもこの減少はほぼ直線的であり、この試験結果では β が 10° 増加すると $10 \sim 15\%$ 程度、また i が 5° 増加すると $5 \sim 10\%$ 程度の減少を示すことが明らかである。以上の一連の図 1.5.32 ~ 図 1.5.35 は、現段階において実際設計に参考とすべき重要な結果であると考えられる。何故ならこれらの図は、斜面内に埋設された基礎が一般に斜上方向に引揚力を受けた場合、 $\beta = i = 0$ として、計算された限界引揚抵抗力の何%程度を低減させて評価しておく必要があるか、につ

いての一つの目安を与えるからである。そして設計にあつては、 $\beta = i = 0$ の基準となる最も基本的な場合としてのみ実際計算が可能であることは、あらためてことわるまでもない。

最後に基礎体の変位置に関して簡単にみしてみる。図 1.5.36 は $R_{v_i \beta}$ 、 $R_{h_i \beta}$ をそれぞれ鉛直変位置、水平変位置に対して

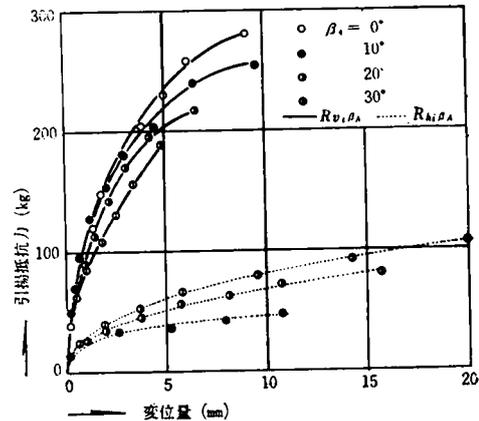


図1.5.36 引揚抵抗力と変位置の関係

描いた一例であり、 $D = 40 \text{ cm}$ 、 $i = 10^\circ$ の場合について β_A 方向に引揚したときの試験結果である。実線は鉛直分力に、また点線は水平分力に関するものである。この図を一見すればわかるように、これらはすでに前節で示した図 1.5.23 と同傾向を示している。すなわち $R_{v_i \beta} \sim$ 鉛直変位置関係の曲線形は β_A の増加によつてあまり変わらず、限界時の変位置にもあまり大きな差は認められない。これに対して、 β_A の増加が水平変位置に及ぼす影響はかなり大きく、破壊時の変位置も大幅に異なってくる。そして水平変位置に関するこの傾向は β_B 方向、すなわち、谷側への引揚げの場合により顕著であつた。また鉛直および水平変位置に関する以上の傾向は、 i の変化に関係せず同様であつた。

さて、長期荷重に対する一種の限界抵抗力ともいべき降伏値を見出すために、例によつて、一定荷重下における変位置の増加の割合、すなわち変位速度を各段階荷重に対して描いた例が図 1.5.37 に示されている。地表面が斜面である場合のこれらの各点には、いままでに調べてきた水平地表面の場合の図 1.4.19 や図 1.5.10 に比較して、一般にかなりばらつきが認められる。しかしこの図をみると、傾向は図 1.4.19 や図 1.5.10 の場合と同様であつて、ごく終期の部分を除いて一般に2つの折点をもつ近似的な直線で表わしてさしつかえない。全試験結果から複雑にならない程度に適当に抜すいて、一種の降伏値と考えられる第2折点荷重を限界引揚抵抗力に対して描いたのが図 1.5.38 である。両者の間には、

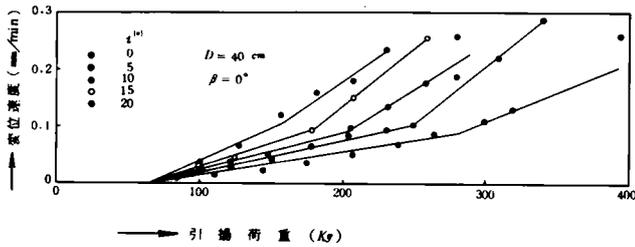


図 1.5.37 変位速度と引揚荷重の関係

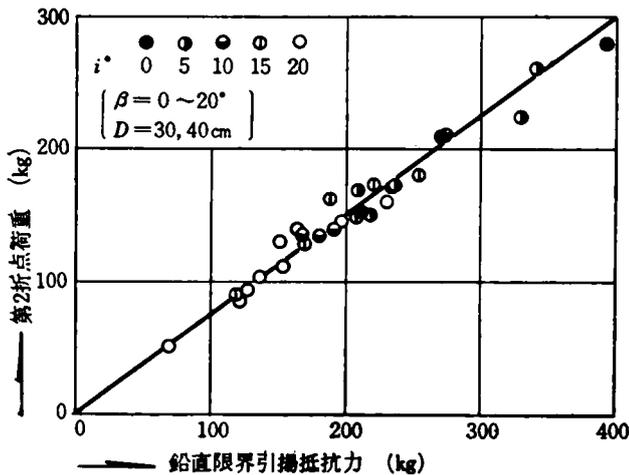


図 1.5.38 折点荷重と限界引揚抵抗力の関係

図 1.4.20 および図 1.5.11 と同様直線関係があり、この図の場合第 2 折点荷重は限界引揚抵抗力の 75 % にあたっている。すでに指摘したように、この関係は一義的なものではなく、土の種類や締固め程度によつて異なるが、斜面こう配 i や引揚傾斜角 β に関係せず両者の間に直線関係が存在することは、基礎設計上考慮すべき重要な意味を有しているものと考えられる。

なお、わが国で行なわれた傾斜地の実験としては、九州電力および電源開発の手で実施された計 4 個の現地実験がある⁵⁾。参考のために、この結果を表にしたものが表 1.5.2 である。基礎体の大きさは、表に示すように 2 m × 2 m の床板部を有

		九州電力		電源開発	
試験年月		40.10		36.1	
基礎床版の寸法		2m×2m		2m×2m	
傾斜角 (i)		3°		25°	
限界引揚抵抗力	平坦地	36 t	30 t	43 t	65 t
	傾斜地	33 t	27 t	28 t	28 t

表 1.5.2 平坦地と傾斜地における現場比較試験

するコンクリート製正方形床板基礎であり、埋戻し土は九州電力の場合が砂質ローム、電源開発の場合は風化花崗岩（マサ土）である。さて傾斜地の場合の限界引揚抵抗力を同一条件で行なわれた水平地表面の場合のそれと比較すると、前者では約 10 % 減でその低下率はやや小さいようであるが、後者では 35 ~ 55 % の大幅な減少を示しており、この結果はさきに示した室内模型実験の場合の結果とほぼ一致している。

5.11 底部拡幅施工法による基礎の引揚抵抗力

堅い洪積粘土層や関東ローム層に対する基礎の実際施工にあつては、その施工の容易さや掘削土量の減少のために、硬質地盤を基礎床板幅に鉛直素掘りし、この孔中に、型枠なしに床板コンクリートを打設する、いわゆる「鉛直掘り施工法」がとられる場合がある。この場合、次章で説明するが、床板コンクリートとこれに隣接する土が密着し、また床板側面での土圧の増大によつてかなり大きな付着力を生ずるといふ利点もあるが、この付着力は土の種類や施工の慎重さその他に大きく支配されるので、実際上はなほだ不安定なものである。ゆえにこの抵抗力を実際設計に取入れるには不安が多い。また本節や次章で示すように、鉛直掘り施工法の場合には、一般に、埋戻し土と原地盤の境界である床板部側面にそつ鉛直面ですべりが生ずる。したがつてこの事実から、基礎設計は原則として 1.4 節で示した「せん断法」によらなければならない。しかし、せん断法によると、容易に想像されるように、期待できる限界引揚抵抗力は非常に小さい。そこで原則的にはこのような鉛直掘り施工法をとりながら、しかも乱さない原地盤に抵抗力を期待できるような施工法があれば非常に有効であるといえる。このような有効な施工法について考えるとき、まず考えられることは、掘削孔の底部をさらに外方に拡幅掘削し、その位置にもコンクリートを投入してはどうだろうか、ということである。この施工法を「底部拡幅施工法」と名付けることにする。すなわち、底部拡幅施工法とは、地盤を鉛直に掘削したのちに、基礎床板部の位置に相当する掘削孔底部において、ある量だけ掘削孔を外方向（多くの場合床板部底面にむかつて外下方向）にさらに拡幅掘削し、このようにしてできあがつた掘削孔に、型枠なしに床板コンクリートを打設する施工法である。したがつて、この施工法の手順を図に示すと図 1.5.39 (a)~(d) のようになり、最終的には一般に、基礎体中心断面において下図(d)に示すような状態の基礎ができあがることになる。このような底部拡幅施工法を用いた場合の基礎の挙動、すなわち、原則的には鉛直掘り施工法をとりながらも破壊面が原地盤中に生ずるかどうか、また鉛直掘りにしたときの床板幅をもとにして著者

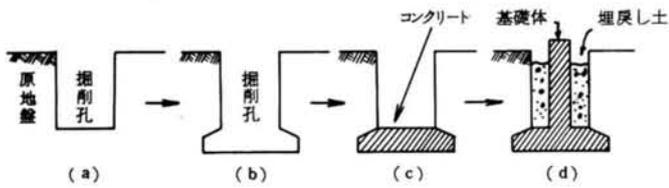


図1.5.39 底部拡幅施工法の施工手順

の方法で設計計算してよいかどうか、を調べるために、室内実験を実施した。本節では、この実験結果を説明し、その施工法としての有効さを実証する。なおこの種の施工法には、容易に推定されるように、掘削にともなう労働安全上の弱点があるから、実際施工にあたっては簡単な土留矢板などを併用するのが望ましい。

実験に用いた基礎体は、表1.4.1に示すNo.2およびNo.4と表1.5.1に示すNo.18～No.25の10種類である。No.2およびNo.18～No.21までの5種類の基礎体は、床板部の水平断面が円形である“円形床板基礎”であり、基礎体No.18, No.19, No.20, No.21は基準である基礎体No.2の床板側面から、床板部底面においてさらに2cm, 4cm, 6cm, 8cmだけ拡幅部分を設けたものである。またNo.4およびNo.22～No.25の5種類の基礎体は、床板部の水平断面が正方形である“正方形床板基礎”であり、やはり基礎体No.22, No.23, No.24, No.25は基準である基礎体No.4の基礎床板に比較して、それぞれ2cm, 4cm, 6cm, 8cmだけ拡大された張出し床板部を有するものである。なお基礎体No.2とNo.4は、比較のためにその床板部底面積が等しくしてあることはすでに述べた。

土の状態は、前節同様含水比98～100%に保持された関東ロームである。地表面は水平で、埋戻し深さは30cmおよび40cmとした。試験の種類は3種類である。すなわち、(i)従前と同じように破壊の影響範囲以上に広く掘削し、基礎体を設置したのち均一様に埋戻す場合（これを便宜上“一様埋戻し施工”と名付けておく）、(ii)鉛直掘り施工の場合、および(iii)底部拡幅施工の場合の3種類であり、実験におけるこれらの施工手順が図1.5.40に示されている。一様埋戻し施工の場合には $\gamma = 1.18 \text{ g/cm}^3$ とした。すなわち本実験においては、 $\gamma = 1.18 \text{ g/cm}^3$ の状態を“原地盤の状態”とみなしているわけであり、したがって一様埋戻し施工法というのは、完全な原地盤中に基礎体が埋設されている場合を、仮想的にあらわしているわけである。このような状態の基礎をつくることは、現実の地盤ではもちろん不可能に近いが、ここでは二、三の重要な比較のために、この種の状態での実験を行なった。また鉛直掘り施工および底部拡幅施工の手順は次のと

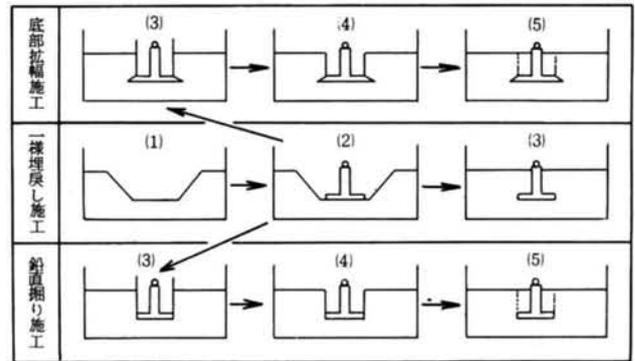


図1.5.40 実験における基礎の埋設方法

おりである。すなわち、まず地盤を広く掘削したのち基礎体を設置し、この床板部上面に解体が簡単にできる直径24cmの鉄製円筒または一辺21.3cmの鉄製角筒を配置する。そしてはじめに、この円筒または角筒の外部を単位体積重量が 1.18 g/cm^3 になるよう密に締固め、その後円筒または角筒をとりはずして、内部を単位体積重量が 0.88 g/cm^3 になるようにゆるく埋戻した。このようにして、せん断強度の相違する、見かけ上の原地盤と埋戻し地盤の中に埋設された基礎の状況をつくりだした。

載荷は一荷重段階4分間載荷の定荷重方式とし、引揚力の方向は鉛直とした。

まずすべり面についてみてみよう。基礎体No.2およびNo.4を用いた鉛直掘り施工の場合には、原地盤と埋戻し土の境界面、すなわち基礎床板外端にそう鉛直面上に明白なすべりが生じた。そして原地盤へのすべり面の波及はまったく認められず、原地盤は終始不動のままであつた。このことは試験後の掘削断面を調べても明白であつたが、たとえば基礎体を引揚げたのちの写真1.5.4および写真1.5.5をみれば容易に理

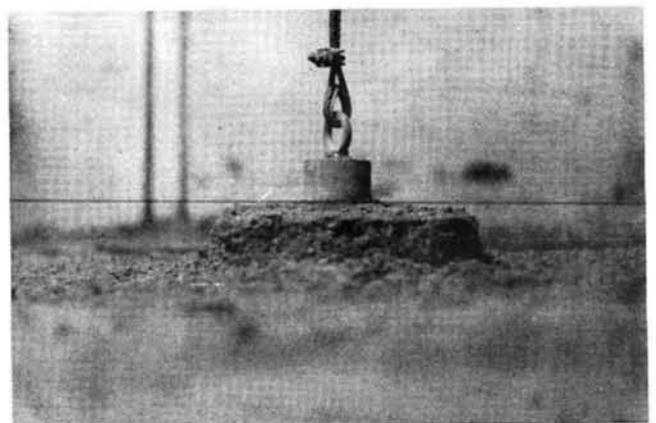


写真1.5.4 引揚げられた土塊（鉛直掘り施工の場合）



写真 1.5.5 引揚げられた土塊 (鉛直掘り施工の場合)

解されるであろう。以上の事実は、原地盤と埋戻し地盤のせん断強度の差を考えれば当然のことであり、鉛直掘り施工を予定した基礎設計においては、せん断法が使用されるべきであることを示している。また同時にこの事実は、著者の設計式により設計を行ないながら、施工の段階にいたつて、鉛直掘り施工を採用することの不当さを指摘するものである。

さてこれに対して、他の8種類の基礎体を用いた底部拡幅施工の場合には、たとえば図 1.5.41 および写真 1.5.6 に示

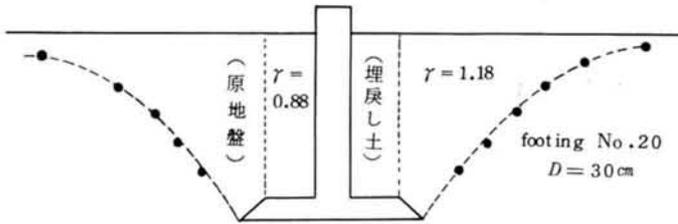


図 1.5.41 すべり面の発生状況 (底部拡幅施工の場合)

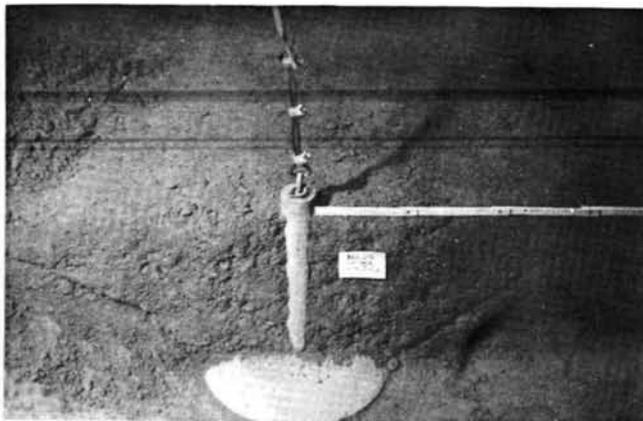


写真 1.5.6 すべり面の発生状況 (底部拡幅施工の場合)

すように、すべりは明らかに現地盤の中に発生している。このように、床板部にわずかの拡幅部を設けることによつて鉛直掘り施工の場合とはまったく異なつた破壊状況を示す。この事実は、基礎の設計施工上非常に重要なことであつて、底部拡幅施工の有効さを実証するものである。図 1.5.41 および写真 1.5.6 は基礎体 No. 20, 埋戻し深さ 30 cm の場合であるが、他の場合についても大同小異であつた。なおここでは図は省略するが、厚さの種々異なる床板部をもつた基礎体についての実験結果をも参照すると、地盤内に生ずるすべり面の発端は基礎床板最外端上部にあると結論され、第 3 章で示したすべり面に関する著者の仮定の正当性が裏付けられた。

つぎに引揚抵抗力について検討を加える。図 1.5.42 および図 1.5.43 は、一連の鉛直掘り施工と底部拡幅施工による実験における引揚抵抗力 (もちろん基礎体の自重は含まない) と基礎体の変位量の関係であり、図 1.5.42 は円形床板基礎に、また図 1.5.43 は正方形床板基礎に関するものである。これらの図をみれば明らかなように、底部拡幅施工の場合の引揚抵抗力は、鉛直掘り施工の場合のそれに比較して一般にはるかに大であり、床板拡幅部の効果が非常に顕著であることが理解される。これは、すべり面の発生状況における両者

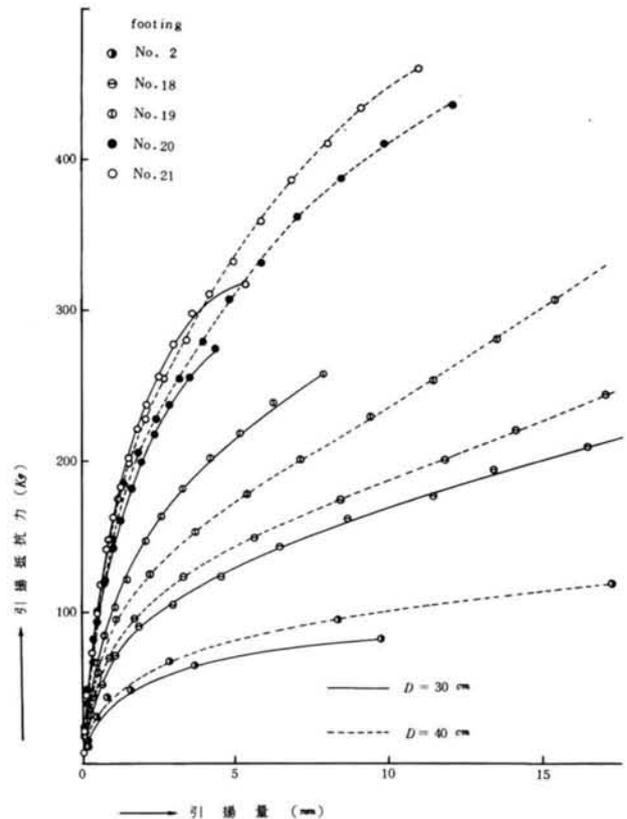


図 1.5.42 引揚抵抗力と引揚量の関係

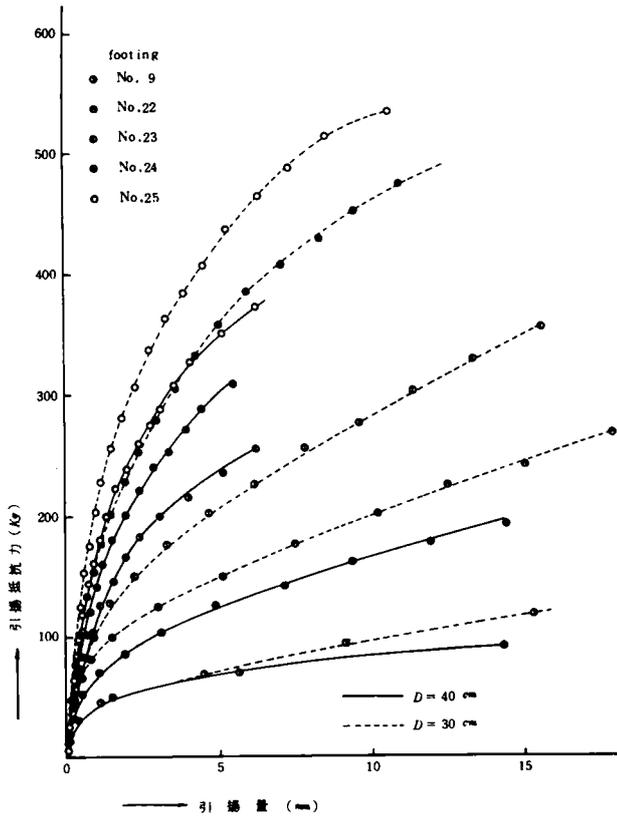


図 1.5.43 引揚抵抗力と引揚量の関係

の相違を考えれば当然のことであり、原地盤へくいこんだわずかの床板拡幅部を設けることによつて、鉛直掘り施工の最大の弱点である原地盤と埋戻し土のせん断強度の相違がほとんど問題でなくなることを示している。また床板拡幅部の長さ r が大であるほど引揚抵抗力は大きくなつてゐる。これは、拡幅部が大きくなるほど引揚力に抵抗する地盤領域が大きくなり、したがつてすべり土塊の重量、せん断抵抗力が増大するためである。ただし、 r が小さくなるほど変位量が増大することに注意しておかなければならない。これは、 r が小さくなるにつれて、床板直上のゆるい埋戻し土の影響が大きくなるためであると考えられる。

さて図 1.5.44 は、基礎体 No. 2 あるいは No. 4 を用いた鉛直掘り施工の場合と、これらに対応するそれぞれ他の 4 種類ずつの基礎体による底部拡幅施工の場合を比較したものである。この図においては、前者の場合の限界引揚抵抗力 R_0 と後者の場合の限界引揚抵抗力 R との比 R/R_0 を縦軸にとり、床板拡幅部の長さ r およびこれに対する基準床板部の半径（または一辺の $1/2$ ）の比 r/B_1 （表 1.5.1 中の図参照）を横軸にとつて描いたものである。この図から両者の間にはほぼ直線関係があり、原地盤へくいこんだ床板拡幅部の長さが増大するにつれて、限界引揚抵抗力が比例的に大きくなることわ

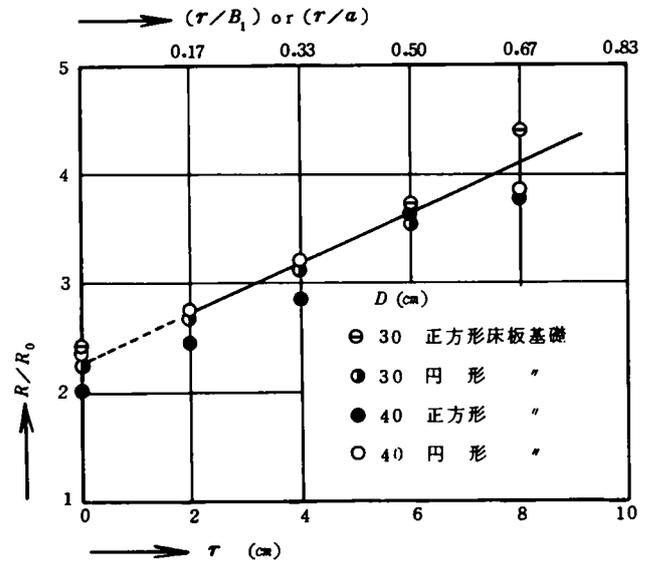


図 1.5.44 底部拡幅部が引揚抵抗力におよぼす影響

かる。しかしながら、床板拡幅部の有効な最小長さは、おそらく基準となる基礎床板部直径 $2B_1$ とは一応無関係に定まる性質のものであることが予想される。さらにまた、実験における縮尺効果の問題もある。したがつて、いまだちに r/B_1 のみに着目して、これらの結果を、いわゆる定量的に実大基礎に拡大使用するにはまた問題が残されているといわなければならない。今後実物大基礎を用いた実験的研究によつて確める必要があるが、以上の結果は、現段階において設計施工に際する重要な参考資料となりうるものである。なお図中縦軸上にプロットされている 4 つの点は、参考のために、基礎体 No. 2 および No. 4 を用いた一様埋戻し施工の場合の限界引揚抵抗力を R として、これを R_0 で除した値を記入したものである。この場合においてすら、 R は R_0 の 2 倍以上の値を示しており、これからも鉛直掘り施工の場合の抵抗力が、いかに小さいかが理解されるであろう。

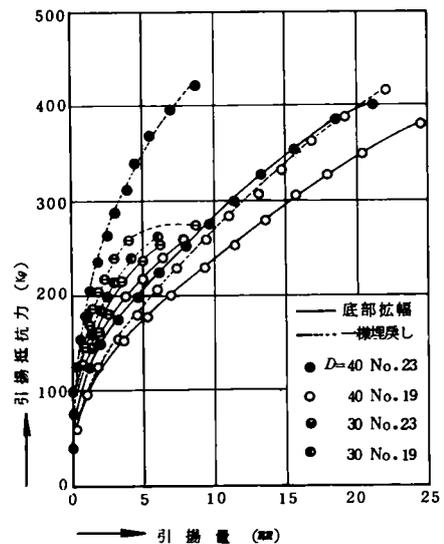


図 1.5.45 施工法が引揚抵抗力におよぼす影響

図 1.5.45 は、一様埋戻し施工の場合の試験結果を、底部拡幅施工の場合と比較した一例であり、図には基礎体 No. 19 および No. 23 の場合の引揚抵抗力～変位置関係が示されている。この図から、一様埋戻し施工の場合にくらべて底部拡幅施工の場合には、同一引揚抵抗力に対する変位置は少し大きくなるけれども、その限界引揚抵抗力はわずかに 5%前後低下するのみで、一様埋戻し施工、すなわち地盤全体が原地盤であるとした場合とほぼ同等になることがわかる。そしてこの 5%程度の減少量は、底部拡幅施工においては基礎床板部直上の土塊の単位体積重量が 0.88 g/cm^3 であるのに対し、一様埋戻し施工の場合にはこれが 1.18 g/cm^3 であるための重量差と、土の密度の相違による地表面付近の曲げ抵抗力の差に起因するものと考えられる。

なお、 $\varphi = 30^\circ$ 、 $C = 80 \text{ g/cm}^2$ 、 $\gamma = 1.18 \text{ g/cm}^3$ 、 $\theta_0 = 45^\circ$ とし、基礎体 No. 2 (No. 4 でも同じ) について著者の方法で計算を行なうと、限界引揚抵抗力は、 $D = 30 \text{ cm}$ では 221 Kg 、 $D = 40 \text{ cm}$ では 331 Kg となり、ともに図 1.5.45 に示す諸結果よりも小さい。このことは、鉛直掘りしたときの床板幅をもとにして著者の方法で設計を行なうならば、安全側であることを示している。参考に、基礎体 No. 19 の床板幅をそのまま用いて計算すると、 $D = 30 \text{ cm}$ で 322 Kg 、 $D = 40 \text{ cm}$ では 450 Kg となり、図 1.5.45 の結果より 20～30 Kg 大きくなる。

以上のことから、底部拡幅施工法は非常に有効であり、この方法によつて基礎床板を施工した場合には、原地盤に引揚抵抗力を期待してもよい、と結論できる。しかし、床板直上に存在する、せん断強度の小さな埋戻し土の存在に原因して、全般に基礎の変位置が大きくなることには留意しておかなければならない。なおこのような設計、施工が、現在すでに、送電用の鉄塔基礎に関して実施されつつあることを付記しておきたい。

5.12 結 論

この章においては、粘性土として関東ロームを用いて行な

つ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第 3 章で示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～変位置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らかとなつた。

(2) 上の考察に基づき、第 3 章において誘導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、一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% となつた。

(4) 基礎床板の形状は引揚抵抗力にかなりの影響を及ぼし、特に正方形に近い形状の床板を有する基礎では、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つた。したがつて、正方形床板基礎をこれと等床板面積の円形床板基礎に置き代えて計算することは設計上安全側にあるといえる。

(5) 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、すなわち水平分力のない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。

(6) 斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力は、斜面こう配および引揚傾斜角の増大につれてかなり大幅に低下する。

(7) 鉛直掘り施工によると、原地盤と埋戻し土の境界面でせん断破壊を生ずるために引揚抵抗力はきわめて小さい。これに対し、底部拡幅施工の場合にはすべり面が原地盤の中に生ずるために、非常に大きな抵抗力を発揮し、この方法の有効さが実証された。

第 5 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・新城俊也：粘性土中の基礎の引揚抵抗力に関する研究，土木学会論文集，第 137 号，pp.1～12，1967
- 2) 松尾稔・田河勝一：基礎の引揚抵抗力と施工法の関連，土木学会論文集，第 159 号，pp.87～90，1968
- 3) 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, 1959
- 4) Rowe, P. W. : The stress - Dilatancy Relation

- for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc., Royal Society, London, Series A, Vol 269, pp.500 ~ 527, 1962
- 5) 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，日本學術振興会災害研究所災害研究第2部研究報告，pp. 85 ~ 134, 1943
- 6) Paterson, G. and Urie, R. L. : Uplift Resistance Tests on Full Size Transmission Tower Foundations, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension, Session 1964, 203, pp. 1 ~ 22, 1964
- 7) 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
- 8) Murayama, S. and Shibata, T. : Flow and Stress Relaxation of Clays, Rheology and Soil Mechanics, Springer -Verlag, pp. 99 ~ 129, 1966
- 9) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, pp. 35 ~ 41, 1943
- 10) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC - 127, p. 60, 1965
- 11) Terzaghi, K : 前出9)，pp. 396 ~ 404
- 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
- 14) 電気協同研究会：送電用鉄塔基礎，電気協同研究（現在印刷中）
- 15) 電気協同研究会：前出14)

第 6 章 現場実験と実験結果の解析 1) 2)

6.1 概 説

前章までに示したように、非常に数多くの室内小型模型実験によつて種々の成果が得られた。しかし地盤の力学的挙動に及ぼす縮尺効果を考慮するとき、すでに示した著者の算定法に、より高い信頼度を与え、また地盤の実際の挙動をより明確にするために実物大基礎を用いた現場実験による検討が是非必要であつた。

本章では、6.2～6.7節において昭和37年と昭和40年に3箇所で行なわれた現場実験の結果を示し、これに対して種々の検討と考察を加える。昭和37年7月10日～8月13日の期間に行なつた実験は、関西電力KKの協力を得て枚方変電所内で行なつたものである。以下簡単のため、この試験地を試験地(A)と略称し、またここでの実験には単に(A)を付記して、Test (A)のように表示する。昭和40年に2箇所において実施された現場実験は、電気協同研究会内の送電用鉄塔基礎専門委員会によつて行なわれたもので、著者は実験の計画および実施に関する指導と実験結果の解析を行なうことにより終始これに関与した。一つ(試験地略称B)は昭和40年8月11日～9月20日の期間に、主として東京電力KKの手によつて千葉県市原市の東電房総変電所内で行なわれたものであり、他の一つ(試験地略称C)は同10月7日～11月1日の期間に、主として中部電力KKの手によつて愛知県半田市の中電武豊火力線付近で行なわれた。また、6.8節で説明する実物大鉄塔の倒壊試験は、上記送電用鉄塔基礎専門委員会と電力用鋼材研究会との共同主催で昭和41年6月2日住友電工KK熊取試験場構内で行なわれたもので、著者は予備実験、本実験をとらして基礎の設計、施工の指導および基礎に関する実験結果の解析を行なうことによりこれに関与した。なおこれに関しては、他の現場実験とは区別し、独立して6.8節のみで取扱う。

6.2 試験地の地盤の概要

試験地(A)については、砂に関する室内模型実験との対比を考へて砂質地盤が選ばれた。原地盤土の粒度組成は図1.6.1の粒度加積曲線(Sandy Loam)で示してある。この原場土による一連の実験が終了したのちに、埋戻し土を以て示す“川砂”(Sand)にとりかへて二、三の実験を行なつた。埋

戻し土の状態は表1.6.1に示してある。なお表中の試験番号については次節で説明する。

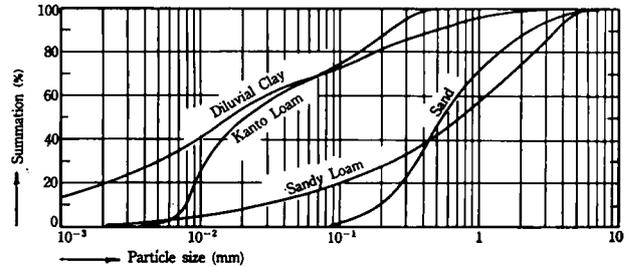


図 1.6.1 粒度加積曲線

Test	Test No.	埋戻し土の状態			
		w (%)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	φ (°)
(A)	I-1	8.9	1.65	0.1	38
	I-2 III-2 IV-2	8.9	1.60	0	35
	I-3 III-3 IV-3	8.9	1.85	0.4	40
	I-4 III-4 IV-4	8.9	1.91	0.6	42
	I-5	4.0	1.50	0	36
	I-6 III-5 IV-5	4.0	1.65	0.1	42
	I-7	4.0	1.69	0.3	43
(B)	I-1 II-1	101.7	0.97	0.8	20
	I-2 II-2	106.4	1.13	1.0	25
	I-3 II-3	105.8	1.28	1.3	25
	I-4 II-4	106.4	1.33	1.5	25
(C)	I-1 II-1	25.1	1.67	1.6	5
	I-2 II-2	24.1	1.64	1.2	5
	I-3 II-3	22.5	1.78	2.4	5
	I-4 II-4	21.5	1.85	2.8	5

表 1.6.1 各試験における埋戻し土の状態

試験地(B), (C)での現場実験においては、粘性土に対する設計式の検討、基礎体および粘性土地盤の挙動の把握に主眼がおかれた。対象とされた試験地の地盤は、(B)の場合が代表的な関東ローム層、(C)の場合がこれも代表的な洪積粘土層である。地下水位の位置は深く、試験には関係がなかった。柔らかい、いわゆる沖積粘土層を対象外においているのは、5.2節でも説明したように、このような軟弱地盤のところでは基礎をフーチングのみとすることはなく、必ずくい基礎の併用や井筒基礎のような特殊基礎が用いられるからである。試験地(B)の関東ロームはすでに第1および第5章で用い、また試験地(C)の粘土も第1章で用いた。これらの粒度組成はすでに図1.1.1に示したが、あらためて図1.6.1にも示されている。またこれらの土に関する室内せん断試験についても第1章で詳細に述べたが、試験時の埋戻し土の現場密度、含水比にほぼ等しくなる供試体についての試験結果および乱さない原地盤土の試験結果が表1.6.1に総括して示してある。

6.3 基礎体寸法と試験の種類

用いられた基礎体(model footing)はI型、II型、III型、IV型の4種類のコンクリート製正方形床板基礎であり、その大きさおよび根入れ深さなどは図1.6.2、表1.6.2に示すとおりである。試験地(A)においてはI型、III型、IV型の3種類が用いられた。また試験地(B), (C)では、I型、II型の2種類の基礎体を用いたが、I型の使用は試験地(A)との対比を考えた結果である。しかしI型は、実用基礎としてはやや小型に過ぎるので、70KV級鉄塔に一般に用いられる程度の基礎として、基礎床板と柱体部の幅は同じで、根入れ深さを大きく

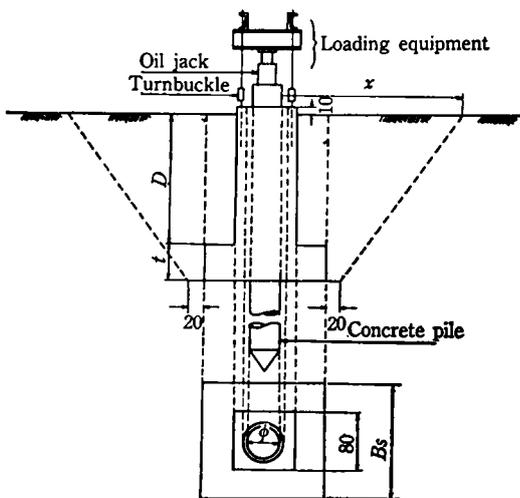


図1.6.2 模型基礎と載荷装置

model footing の寸法	Test (A)			Test (B)		Test (C)	
	model (I)	model (III)	model (IV)	model (I)	model (II)	model (I)	model (II)
D (cm)	110	110	110	105	179	110	180
t (cm)	40	40	40	45	51	40	50
B_s (cm)	160	200	120	170	160	160	160
x (cm)	170	170	170	170	230	170	230
ϕ (cm)	45	45	45	30	40	30	40

表1.6.2 模型基礎(model footing)の寸法

したII型が同時に用いられた。なお基礎体作製にあたっては、床板幅にそつて原地盤を鉛直に素掘りした孔の中に、型枠なしに床板コンクリートを直接打込む慣用の方法がとられたので、同じI型、II型といつても、各試験地で若干その大きさが異なつたが、その相違は表1.6.2からわかるようにごくわずかであつた。

試験の種類は表1.6.3に示すとおりである。すなわち試験地(A)では合計15種類、また試験地(B), (C)ではともに8種類ずつの試験が行なわれた。試験地(A)でのI-1および試験地(B), (C)でのI-1、II-1の試験番号で示す各試験は、原地盤を鉛直素掘りした掘削孔の中に床板コンクリートを直接打込んで基礎体を作製したのちに、掘削部分を埋戻すという、一般の鉛直掘り施工法による場合で、埋戻し土は木製重錘(木ダコ)でまき出し各層について1回または3回ずつ突固められた。またその他の試験番号で示してある各試験は、主と

Test	埋戻し土	Test No.	転圧機械	転圧回数 (n)	掘削方法
(A)	Sandy Loam	I-1	Wooden ram	1	
		I-2 III-2 IV-2	—	0	
		I-3 III-3 IV-3	Vibro-rammer	1	
		I-4 III-4 IV-4	Vibro-rammer	4	
	Sand	I-5	—	0	
		I-6 III-6 IV-6	Vibro-rammer	1	
		I-7	Vibro-rammer	4	
(B) (C)	Kanto Loam と Diluvial Clay	I-1 II-1	Wooden ram.	3	
		I-2 II-2	Vibro-rammer	1	
		I-3 II-3	Vibro-rammer	3	
		I-4 II-4	Vibro-rammer	6	

表1.6.3 試験の種類

して上記試験完了後地盤を基礎引揚げの与える影響範囲以上に拡幅掘削し（この掘削範囲は図1.6.2中破線で示されている）、埋戻し土の締固め程度を種々変化させて行なつた引揚試験である。締固めに際しての埋戻し土のまき出し厚は、一層27~30 cmとした。締固めに用いた木製重錘は重量約30 Kg、またパイプロランマーは重量70 Kg、振動板の幅27 cm、振動数550~700回/分のものである。なお締固め回数（転圧回数）は、本試験に先だち、現地で上記機械によつて実施した締固めの予備試験結果を参照して定めた。パイプロランマーの場合、転圧回数を、試験地(A)では4回以上、試験地(B)、(C)では6回以上としてもほとんど効果がなかつた。試験地(B)、(C)の場合、転圧回数を1回から3回にするとその締固め効果は非常に顕著であつたが、3回から6回にしてもその効果はそれほど大きくなかつた。試験地(A)の砂の場合も同傾向を示し、転圧回数0→1回の密度上昇は1回→4回のそれを上まわつた。

6.4 載荷装置と試験方法

基礎体の引揚げ方法の概略は図1.6.2に示されている。すなわち、基礎体の中心を貫通して下部の強固な支持層に達しているコンクリート製支持ぐいと、基礎体柱体部に埋設されたアンカーボルトに取付けた載荷用チャンネルとの間にオイルジャツキを置き、これによつて基礎に引揚力を加えた。載荷装置の概略は図1.6.2に、またその詳細は図1.6.3に示し

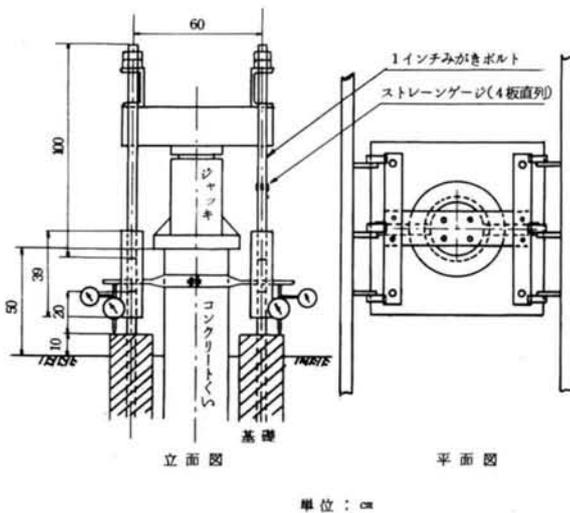


図1.6.3 載荷装置

てある。

載荷方式は原則として10分間ごとに2~3tずつ載荷する荷重制御方式をとつた。試験中引揚力の測定はオイルジャツ

キに取付けられているブルドンゲージによつた。また基礎体の鉛直および水平変位の測定には、図1.6.3に示すように基礎体柱体部上面の四隅に取付けたダイヤルゲージを用いたが、地盤が完全に破壊したのちの大変位の測定にはレベルおよびトランシットを用いた。また試験地(B)、(C)においては、地表面の鉛直変位を測定するために、地表面上の適当な位置にダイヤルゲージを配置した。

6.5 すべり面および地表面のき裂の発生状況

引揚試験において、明らかに最大抵抗力時を過ぎ、継続する変位量の増大のため一定荷重を持続できなくなつたとき試験を中止した。そして、地表面のき裂の発生状況や、すべり土塊の一部を掘削して基礎体中心断面上のすべり面の形状などを調べた。試験地(A)における砂地盤の場合には地表面の引張りき裂はきわめて小さかつた。また試験地(B)、(C)における各試験では、破壊面やき裂の発生状況はよく類似していた。

鉛直掘り施工を行なつた試験番号I-1、II-1の各試験においては、砂地盤、粘性土地盤を問わず、すべて写真1.6.1（この例はB-II-1）に示すように、原地盤と埋戻し土の境界、すなわち基礎床板外端にそう鉛直面上に明確なすべりを生じ、原地盤への破壊面の波及は床板側面付近を除いてほとんどみられなかつた。この事実は前章5.11節で示した室内

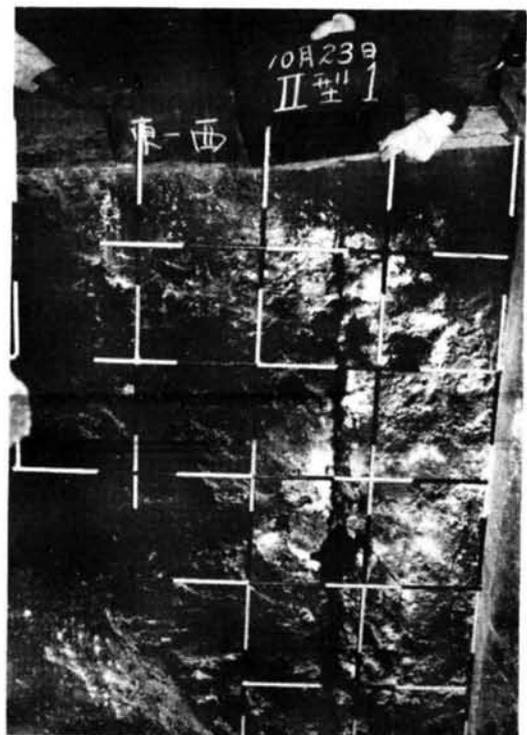


写真1.6.1 観察された破壊面の一例

実験の結果と同様であり、すでに指摘したように、鉛直掘り施工を用いる場合には原則としてせん断法の考え方に基づいて設計計算を行なうべきであることが理解される。なおこの場合は、粘性土地盤であつても地表面には顕著な引張りき裂は発生せず、基礎体とともにもち上つた床板外端鉛直面内の土塊と不動の原地盤との間の破断面がそのまま地表面にあらわれた。

一方、基礎引揚の影響範囲以上に拡幅掘削して埋戻した他の試験の場合には、基礎体床板付近から地表にむかつて広がりをもつ破壊面を生ずる。試験地(A)の砂地盤に関する各実験においては、一般に床板付近から地表面まで、ほぼ連続したすべり面が観測された。その形状は図1.3.1あるいは室内模型実験の結果である図1.4.5と類似であつたが、観測すべり面を対数らせん線で近似すると、らせんの中心角 θ_0 は埋戻し土がゆるい場合で 60° 、またよく締まつた場合で 55° 程度であつた³⁾。さてこれに対して試験地(B), (C)の粘性土地盤の場合には5.4節でも説明したように、全般にこれらのすべり面、地表面のき裂の発生状況は非常に複雑である。概略的にいえば、埋戻し土がランマー走行回数1程度のゆるい締固め状態にあるときには、写真1.6.2(この例はB-I-2)のように、基礎床板外端付近から地表面に至るまで比較的連続した破壊面が生ずる場合もあるが、一般に、特によく締固めた場合には写真1.6.3あるいは図1.6.4(a)(この例はともにB-II-3)に示すように、締固めの境界層のところで、水平方向へ

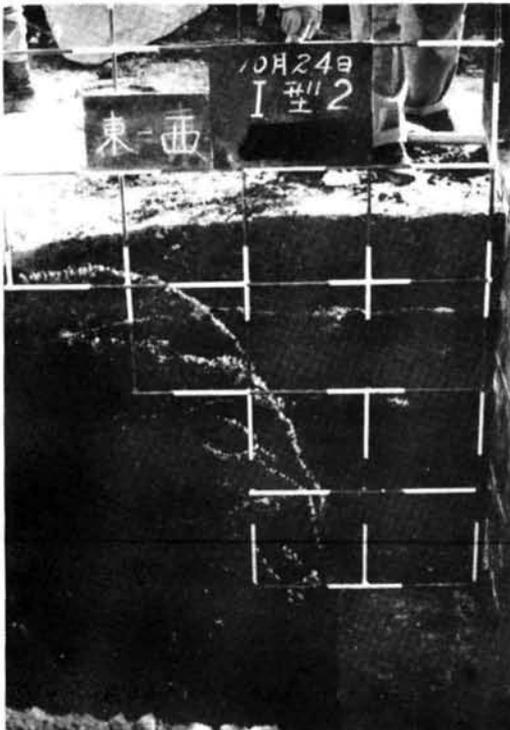


写真1.6.2 観察された破壊面の一例

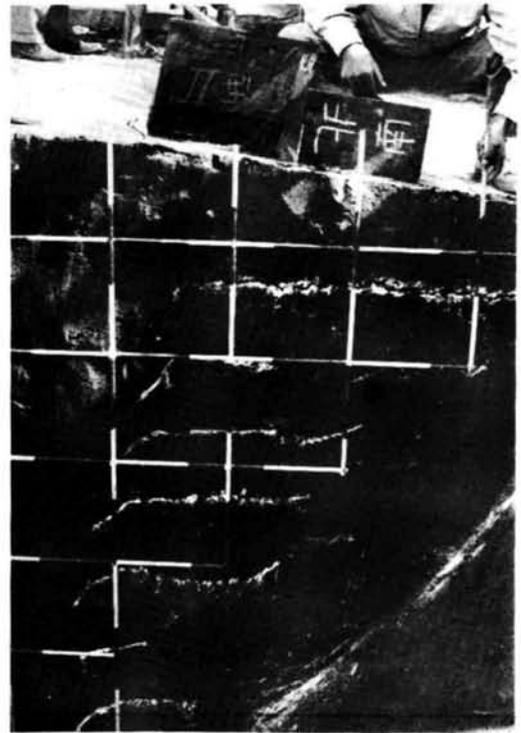


写真1.6.3 観察された破壊面の一例

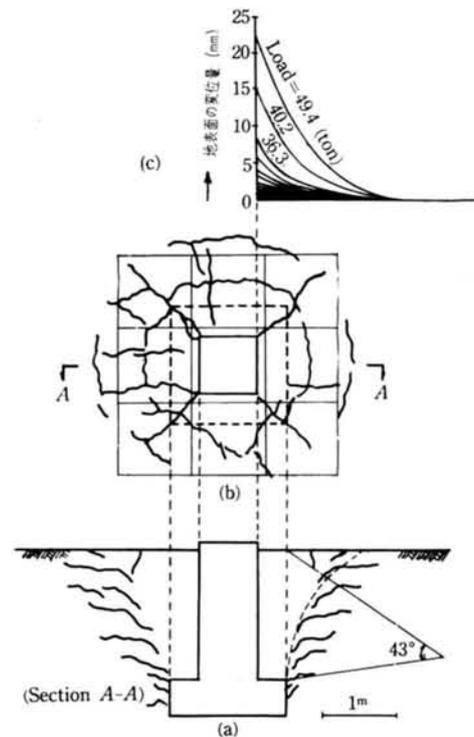


図1.6.4 すべり面および地表面のき裂の発生状況

のすべり面をとめないながら上部に破壊が進行していく。また引揚力が大きくなると、地表面に引張りき裂が入り、これが地中へと拡大していく現象が認められた。

粘性土に関する地表面のき裂の発生状況は、室内小型模型

実験についてすでに 5.4 節で詳しく説明した。現場実験においてもこれとほぼ同様であつたが、このき裂は基礎の引揚抵抗力と密接な関係があるので、現場実験の結果について簡単に説明する。図 1.6.4 (b)は、試験後地表面に入つたき裂を測定し、スケッチした一例である。他の試験の場合も、き裂の発生状況はこの図と大同小異であつた。すなわち、荷重試験の進行にとまらぬ、おおむね限界荷重の 2 段階前の荷重のころに、まず基礎柱体部の四隅付近から図の放射状き裂が入つた。つぎに大体限界荷重の一つ前の荷重段階において、図の内側の円形に近いき裂が入り、時間の経過とともに徐々に進行する。限界荷重段階ではこのき裂幅はかなり大きくなりそして荷重低下を許しながら著しく引揚量を増加させると、最終的には図の外側の円状き裂の発生とともに内側のき裂幅は小さくなり、ほぼ閉じてしまつた。この内側のき裂は、図 1.6.4 (a)にも示すように、掘削後目に見える範囲でも大体 15 ~ 30 cm にも及ぶ深いものであつた。また外側のき裂は、(a)、(b)図を対比すればわかるように、(a)図のすべり面の内側をなめらかに結ぶとこれが地表面と交わる位置にほぼ相当する。したがつて、この外側の円状き裂内の土塊が、基礎引揚によつて最終的に移動する土塊であるといえるが (これは(b)図の断面 AA 上で測定した地表面の鉛直変位量を描いた図(c)を見ても理解される)、この場合特に重要なことは、5.4 節でも説明したように、最大引揚抵抗力が生起するのは外側の円状き裂の発生と同時にではなく、それよりはるかに前に生ずる内側の円状引張りき裂が下方から進行してきた破壊面とつながつたときである、という事実である。これらの現場実験の結果は、5.6 節に示した粘性土に関する算定式の修正を正当化するものである。なおこれらの粘性土の場合、破壊面を対数ら線と近似するとそのら線の中心角 θ_0 は、室内実験の場合と同様大体 $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度であつた。

6.6 引揚抵抗力と基礎体の変位量の関係

試験は、さきに述べたように、1 荷重段階 10 分間荷重の荷重制御方式で行なわれた。基礎体の鉛直変位量は、基礎が偏心して抜け上るのをチェックするために、基礎柱体部上面の四隅に設置されたダイヤルゲージで測定したが、全般的に問題となるような大きな偏心はなかつた。

各荷重段階において、柱体部上面の四隅で測定された基礎体引揚量の平均値と経過時間の関係を図示した一例が図 1.6.5、図 1.6.6 である。前者は試験地(B)に、また後者は試験地(C)に関する一つの結果であるが、試験地(A)の場合を含めてその他の場合も大同小異であつた。これらの図を見ると明らか

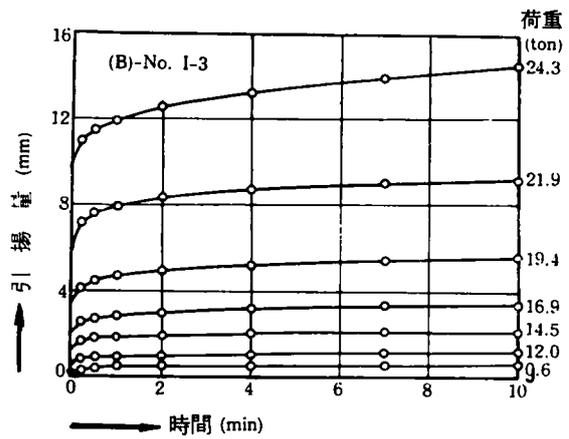


図 1.6.5 引揚量と時間の関係

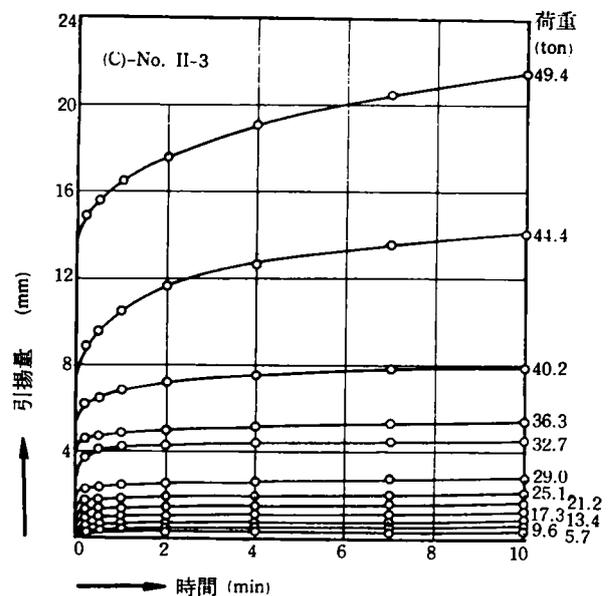


図 1.6.6 引揚量と時間の関係

間まで生じているが、変位はその後とも時間の経過とともに徐々に進んでいる。

さて、各荷重段階における荷重 10 分後の引揚量と荷重、すなわち引揚抵抗力～変位量関係を図示したのが図 1.6.7 ~ 図 1.6.10 である。図 1.6.7、図 1.6.8 に試験地(A)における全試験結果が、また図 1.6.9 には試験地(B)、図 1.6.10 には試験地(C)に関する全試験結果が図示されている。図中点線部分は、限界荷重を超過して所定の一定荷重を保持することができず、ジャツキアツプを続けながら適宜記録した荷重と変位量の読みを参考のために記載したものである。限界引揚抵抗力は一定荷重を保持できる最大荷重と次の荷重段階との間に存在するから、荷重制御試験においては厳密な意味での

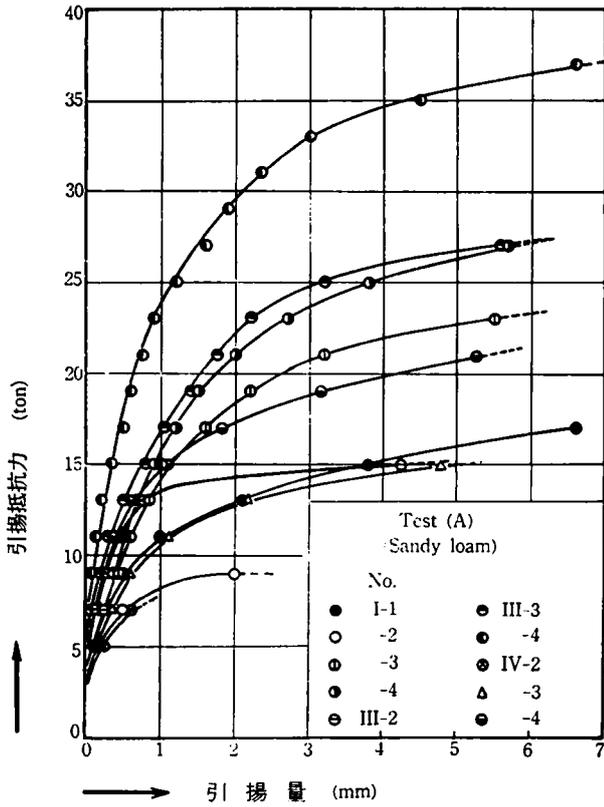


図 1.6.7 引揚抵抗力と引揚量の関係

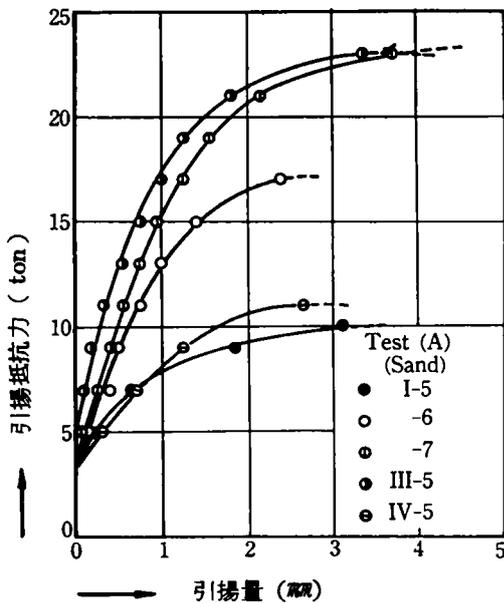


図 1.6.8 引揚抵抗力と引揚量の関係

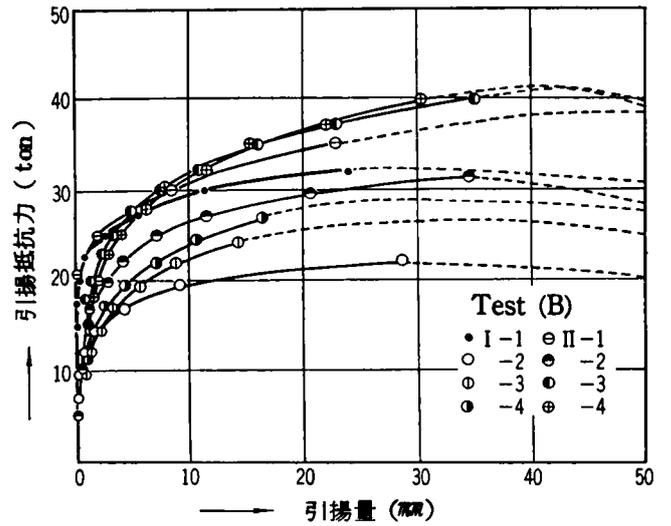


図 1.6.9 引揚抵抗力と引揚量の関係

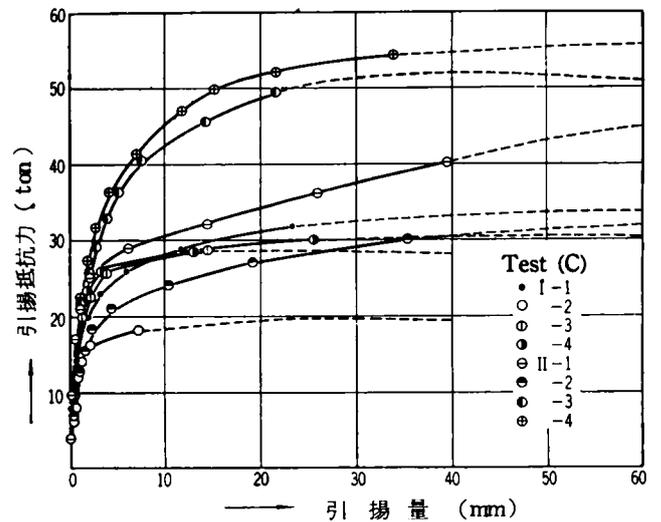


図 1.6.10 引揚抵抗力と引揚量の関係

これらの図において特に注目すべきことは、まずはじめに鉛直掘り施工の場合の試験結果である。これらの場合、前節の破壊面の説明からわかるように、すべり土塊の重量はかなり小さいにもかかわらず、予想以上に大きな引揚抵抗力を発揮している。すなわち試験地(B)、(C)の場合、その限界引揚抵抗力はI型では他のすべての拡幅埋戻し施工の場合を上まわっており、またII型においてもランマー転圧回数1のゆるい場合よりは大きくなっている。試験地(A)の砂質土の場合もその限界引揚抵抗力は、転圧回数1の場合よりも下まわるけれども、埋戻し土を締めなかつた場合に比べるとはるかに大きい。これらは、原地盤を鉛直に素掘りした正方形の孔に基礎床板コンクリートを型枠なしに直接打設したことによって、コンクリートと土が密着し、予想をはるかに上まわる大きな付着力を生ずるとともに、これに原因して床板近傍にお

限界引揚抵抗力は求められないわけであるが、本章では、10分間一定に保持できる最大荷重をもつて限界引揚抵抗力に近似させる。

いて破壊面が一部せん断抵抗力の大きな原地盤に食い込むことに起因している。したがって、このような鉛直素掘りの可能な土に対し従来しばしば用いられてきたこの施工法が、一つの有効な施工法であることが実証されたわけである。この有効さは、機械基礎に関してConverseによつても示唆されている⁴⁾。しかし反面、このような抵抗力は土の種類、粒度や含水比、施工時の地盤や地下水位の状態、さらに施工時の慎重さの程度にも大きく支配されることが予想される。また大きな水平力を受けて基礎がゆすられたり、あるいは限界荷重以下の荷重によつていつたんの付着がゆるんだのちに大きな引揚力を受けるときには、この付着抵抗力が著しく低下していることも考えられるから、実際の設計にあたっては慎重な態度で控え目に評価する必要があり、むしろ設計上の余裕と考えるのが一般に望ましい。また試験地(B), (C)の場合、Ⅱ型基礎はⅠ型基礎に比較して根入れ深さが80 cmも大であるにもかかわらず、その引揚抵抗力は、20数mmにも及ぶ大きな引揚量に対して(B)地ではわずかに2.4 t, (C)地でも8.5 tしか増加していない事実注意到しなければならぬ。これは地盤の破壊が基礎床板外端鉛直面上にそつて生ずることを考えれば当然予想されることであるが、従来このような施工法をとりながらも設計計算は土すい体重量法によつて行なわれることが多かつた。土すい体重量法によると式(1.2.1), 式(1.2.2)から容易に推察されるように、根入れ深さを少し大きくすると計算上の引揚抵抗力は著しく増大するので、設計上引揚抵抗力が不足する場合には、しばしば根入れを少し深くすることによつて可とすることが多かつたが、上述の実験結果は、設計上のこのような処置の不当さを示すものである。

つぎに拡幅埋戻し施工の場合の試験結果をみてみよう。これらをみれば埋戻し土を締固めることの有効さがよくわかり、いまさらいうまでもなく施工の際の締固めの重要性が認識される。すなわち、試験地(A)の場合、ランマーでの転圧回数を0, 1, 4と増加するにつれて引揚抵抗力は大幅に増大しており、また試験地(B), (C)の場合においては特に転圧回数1から3への締固め効果が顕著である。後者の場合、転圧回数を3回から6回に増しても引揚抵抗力の増加はきわめて小さいが、これは締固めの予備試験の結果からも十分予想されたところである。締固めの効果は土の種類や含小比、締固め機械などによつて当然異なるが、1基の基礎面積が比較的小さく、しかも数が非常に多くて、その最適締固め方法を試験により施工現場一つ一つについて見出す、ということが實際上不可能である送電用鉄塔の場合には、砂質土、粘性土に関する上

記実験結果からみて、ランマーとしてはこの程度のもので、転圧回数3~4程度が施工上实际的であるといえよう。

さてつぎに室内実験の結果の整理に用いた変位速度についてみる。図1.6.9, 図1.6.10において、各荷重段階における載荷後4~10分間のクリープ領域の曲線を近似的に直線とみなし、この傾斜すなわち変位速度をそのときの荷重に対して描いたのが図1.6.11, 図1.6.12である。前者は試験地(B)に、また後者は試験地(C)に関するもので、これらの図に

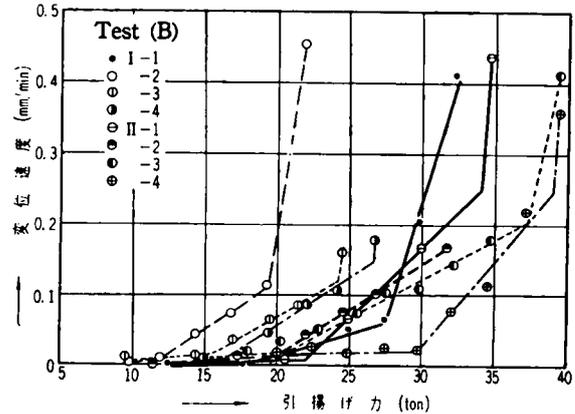


図1.6.11 変位速度と引揚力の関係

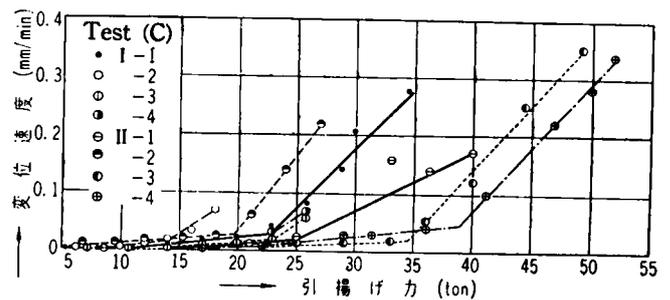


図1.6.12 変位速度と引揚力の関係

はすべての試験結果が含まれている。また砂に関する試験地(A)の場合には、粘性土についての上記の場合にくらべて変位速度そのものは小さいけれども、やはり類似の傾向を示す。図1.6.13は一例を示したものである。これらの図の傾向は室内模型実験の場合と同様であり、変位速度は引揚力の小さい場合にはごく小であるのが、引揚力がある値以上になると急に増大している。このような折点荷重の限界荷重に対する割合や特性については、室内実験に関してすでに4.7および5.5節において議論したが、一般に埋戻し土がゆるい場合は小さく、密な場合は大きい。本章で示した現場実験の場合、この割合は試験地(A)で(ランマーでの転圧なしの場合を除くと)約75~85%, 試験地(B)で約55~70%, 試験地(C)では大体75~85% (鉛直掘り施工の試験では60~65%)程度となつ

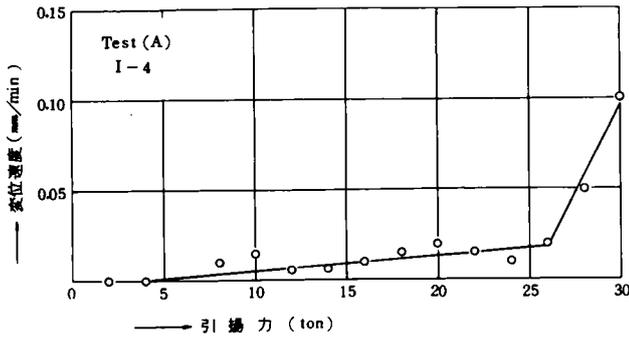


図 1.6.13 変位速度と引揚力の関係

ている。これらの値は、大きな長期荷重が予想される設計に際しては、その安全率の考慮に参考とされるべきものである。

なお上部構造物との関連において、図 1.6.7～図 1.6.10 の再整理に基づく基礎の許容変位量に対する考察が残されているが、これは基礎の安全率に非常に関係が深いので、第 9 章 9.3 節で示す。

6.7 実験値と計算値の比較

本節では、限界引揚抵抗力に関して計算値と実験値を比較検討する。

まずはじめに、拡幅掘削後埋戻した場合の試験結果からみてみよう。砂質地盤である試験地(A)の場合には式 (1.3.39) により、また粘性土地盤である試験地(B)、(C)の場合には式 (1.5.11) によつて試験値の解析を行なつたのち、種々の計算法による比較をも行なう。式 (1.3.39)、式 (1.5.11) による計算にあつては、実際には正方形である基礎床板をこれに等面積を有する円形床板に置き代えて計算する。すでに述べたように、室内試験、現場試験を問わず、すべり面をあらわす対数らせんの中心角 θ_0 はゆるい砂で 60° 、締まつた砂で 55° 、粘性土では $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度とすると実測とよく一致することがわかっている。試験地(A)では φ が 40° 以上の場合には $\theta_0 = 55^\circ$ 、それ以下の場合には $\theta_0 = 60^\circ$ 、試験地(B)、(C)の場合には $\theta_0 = 40^\circ$ としてすべり面を一義的に定めて計算する(現行 JEC⁵⁾では、設計は式 (1.3.39) で行ない、 $\varphi < 40^\circ$ では $\theta_0 = 60^\circ$ 、 $\varphi \geq 40^\circ$ では $\theta_0 = 55^\circ$ とするよう定めている)。さて基礎床板側面とこれに接する土との間の摩擦抵抗や、床板形状の引揚抵抗力増大に及ぼす効果(第 5 章で示したように正方形床板基礎の場合には、これと等面積の円形床板基礎の場合よりも約 10% 引揚抵抗力が増大する)などは、実際設計に際してはこれを無視するか、ごく控え目に評価して、設計上の一つの裕度と考えておくべきものであるが、こ

のような実験の解析にあつてはいうまでもなくこれを考慮しなければならない。いま図 1.6.2 を参照して、床板側面と土との間に生ずる抵抗力が近似的に

$$4 \left(2cB_1t + 2 \int_D^{D+t} K\gamma z \tan \varphi B_1 dz \right)$$

であらわせるとすると、式 (1.3.39)、式 (1.5.11) の R は次のように書きなおすことができる。

$$R' = \frac{1}{0.9} [G + \gamma \{ (\pi B_2^3 K_1 - V_3) + 4KB_1t(2D+t) \tan \varphi \} + c(\pi B_2^3 K_2 + 8B_1t)] \quad (1.6.1)$$

$$R' = \frac{1}{0.9} [G + \gamma \{ (\pi B_2^3 K_1 - V_3) + 4KB_1t(2D+t) \tan \varphi \} + c(\pi B_2^3 K_2' + 8B_1t)] \quad (1.6.2)$$

ここに K は床板側面での土圧係数であり、一般に $4KB_1t \times (2D+t) \tan \varphi$ は $(\pi B_2^3 K_1 - V_3)$ に比べて小さいから、砂の場合 0.5、粘性土の場合 0.7 程度をとつておいて結果に大過はないであろう。

表 1.6.1 に示したせん断抵抗角 φ の値と表 1.6.2 の基礎体各寸法に基づいて、解析に必要な $\pi B_2^3 K_1$ 、 $\pi B_2^3 K_2$ 、 $\pi B_2^3 K_2'$ を計算したのが表 1.6.4 である。試験地(B)、(C)の場合には、現行 JEC における設計法でも計算するために、 $\theta_0 = 60^\circ$ に対する $\pi B_2^3 K_1$ 、 $\pi B_2^3 K_2$ の値も求めてある。またこの表には、基礎体自重と載荷枠重量の和 G も記入してある。実験値の解析という意味では以下に示す(i)の場合だけで十分であるが、いま (A-I-3)、(C-II-3) を例にとつて種々の計算法による比較計算をも示そう。

(i) 式 (1.6.1)、式 (1.6.2) による計算

o [A-I-3]

$\theta_0 = 55^\circ$ として、表 1.6.1、表 1.6.2、表 1.6.4 に示されている必要な各値を用い、 $K = 0.5$ として式 (1.6.1) により計算すると

$$R' = 21.0 (t)$$

となる。

o [C-II-3]

$\theta_0 = 40^\circ$ 、 $K = 0.7$ として、式 (1.6.2) を用いて同様の計算を行なうと、

試験地	Test No.	$\theta_0 = 40^\circ$		$\theta_0 = 55^\circ$		$\theta_0 = 80^\circ$		G (ton)
		$\pi B_1^3 K_1 (m^3)$	$\pi B_2^3 K_2 (m^3)$	$\pi B_1^3 K_1 (m^3)$	$\pi B_2^3 K_2 (m^3)$	$\pi B_1^3 K_1 (m^3)$	$\pi B_2^3 K_2 (m^3)$	
(A)	I-2					4.52	—	3.79
	I-3			5.10	8.35			
	I-4			5.22	8.50			
	I-5					4.57	—	
	I-6			5.22	8.50			
	I-7			5.28	8.58			
	III-2					6.72	—	
	III-3			7.06	10.01			
	III-4			7.30	10.06			
	III-5			7.30	10.06			
	IV-2					2.98	—	2.72
	IV-3			3.40	6.92			
	IV-4			3.50	7.01			
	IV-5			3.50	7.01			
(B)	I-2, 3 and 4	4.49	5.20			4.33	7.70	4.49
	II-2, 3 and 4	8.96	9.50			8.37	14.22	4.89
(C)	I-2, 3 and 4	3.07	4.88			3.08	7.09	3.76
	II-2, 3 and 4	5.32	8.65			5.29	12.48	4.42

表 1.6.4 $\pi B_1^3 K_1, \pi B_2^3 K_2, \pi B_1^2 K_1', \pi B_2^2 K_2'$ の値

$$R' = 47.8 (t)$$

となる。

(ii) 式 (1.3.39), 式 (1.6.1) による計算

o [A-I-3]

上記(i)において, 床板側面および形状効果を無視して式 (1.3.39) で計算すると,

$$R = 15.3 (t)$$

o [C-II-3]

粘性土の場合は, 式 (1.3.39) では実情とあわないことをすでに示したが, 現在粘性土の場合もこの式で設計されているので, 設計法の検討という意味から式 (1.3.39) および式 (1.6.1) で計算してみる。この場合はさきに説明したように $\theta_0 = 60^\circ$ が用いられるから, まず式 (1.3.39) で計算してみると,

$$R = 43.8 (t)$$

となる。同様に, $K = 0.7$ として式 (1.6.1) によると次のようになる。

$$R' = 51.5 (t)$$

(iii) Balla の方法による計算

o [C-II-3]

式 (1.2.13) により計算する。 $\varphi = 5^\circ$ に対する F_1, F_2, F_3 を Balla が与えたグラフ⁶⁾ より求めると, $F_1 = 1.32, F_2 = 4.02, F_3 = 0.15$ となるから,

$$R = 48.9 (t)$$

となる。また Balla の場合も理論式は円形床板基礎に対するものであり, かつ床板側面の抵抗は無視されているから, 実験値の解析という意味で, やはり上記と同量の床板側面および形状効果を考慮すると,

$$R = 57.3 (t)$$

となる。

(iv) 土すい体重量法による計算

o [A-I-3] および [C-II-3]

JEC-127⁷⁾によると, 試験地 (A), (B), (C) のような土はすべて甲種に分類され, 式 (1.2.1), 式 (1.2.2) において $\gamma = 1.6 t/m^3, \alpha' = 30^\circ$ として計算される。(A-I-3) の場合は $V_1' = 9.52 m^3, V_0 = 1.73 m^3$, また (C-II-3) の場合は $V_1' = 21.10 m^3, V_0 = 2.18 m^3$ となるから, R はそれぞれ次のように計算される (土すい体重量法では c, φ は関係しない)。

$$R = 16.2 (t)$$

および

$$R = 34.6 (t)$$

(v) 土圧法による計算

o [A-I-3]

あまり根拠はないが, Mors は砂の場合 $K_0 = 0.42, \theta = 24^\circ$ で計算することをすすめている。⁸⁾ 式 (1.2.4) において $V_1' = 3.84 m^3, F = 6.40 t$ となるから, 式 (1.2.3) より計算すると

$$R = 10.2 (t)$$

o [C-II-3]

上の場合と同様 Mors に従がい, 粘性土に対する $K_0 = 0.75, \theta = 8^\circ$ ⁹⁾ を用いて V_1', F を求めると, それぞれ $V_1' = 5.90 m^3, F = 3.18 t$ となる。したがって式 (1.2.3) より R は次のようになる。

$$R = 14.2 (t)$$

(vi) セン断法による計算

o [A-I-3]

$K = 0.5$ として式 (1.2.6) から T' を求めると, $T' = 13.33 t$ となるから, $V_2' = 3.84 m^3$ とともにこれを式 (1.2.5) に用いると

$$R = 17.1 (t)$$

また七里によると式 (1.2.5) の T' には, 安全側の設計という見地より式 (1.2.7) が用いられるから, $T' = 11.64 t$ となり,

$$R = 15.4 (t)$$

となる。

○ [C-Ⅱ-3]

粘性土であるから $K = 0.7$ として、 $V_2 = 5.90 \text{ m}^3$ の値とともに式 (1.2.3)、式 (1.2.6) を用いると、 R は次のようになる。

$$R = 47.8 (t)$$

また七里の式 (1.2.7) を用いると、

$$R = 21.8 (t)$$

となる。

(Vii) Fröhlich-Majer 法による計算

○ [A-I-3]

Fröhlich の式においては、砂の場合応力集中係数 ν を 4 ~ 5 とすると実験値と比較的よくあうことが知られている¹⁰⁾

から、 $\nu = 5$ として式 (1.2.10) より K'_1 を計算すると、 $K'_1 = 0.106$ となる (2.5 節で指摘したように式 (1.2.9) 中の K'_1 の形は間違っている)。これを式 (1.2.9) の上式に用いると R は次のように求められる。

$$R = 12.2 (t)$$

○ [C-Ⅱ-3]

粘性土であるから、 $\nu = 3$ として式 (1.2.10) より K'_1 を計算すると $K'_1 = 0.159$ となるので、これを式 (1.2.9) に用いて、

$$R = 26.7 (t)$$

すべての実験について、以上のようにして計算した結果を一括表示したのが表 1.6.5 である。表中 7、8 列の Balla

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
試験地	試験番号	実験値 (ton)	式 (1.6.1), (1.6.2) による計算値 (ton)	式 (1.6.1) による計算値 (ton)	式 (1.3.39) による計算値 (ton)	式 (1.2.13) による計算値 (ton)	(7)列の値に側面抵抗等を加えた値 (ton)	式 (1.2.1) による計算値 (ton)	式 (1.2.3) による計算値 (ton)	式 (1.2.5), (1.2.6) による計算値 (ton)	式 (1.2.5), (1.2.7) による計算値 (ton)	式 (1.2.9), (1.2.10) による計算値 (ton)	
(A)	I-2	11.0	13.1	13.1	9.9			16.2	9.3	11.1	12.3	11.0	
	I-3	23.0	21.0	21.0	15.3				10.2	17.1	15.4	12.2	
	I-4	27.0	24.4	24.4	17.5				10.4	19.8	16.7	12.4	
	II-2	15.0	19.1	19.1	14.8			23.5	13.8	16.1	17.5	18.1	
	II-3	27.0	28.0	28.0	20.7				15.1	23.8	21.7	20.1	
	II-4	37.0	32.5	32.5	23.8				15.4	27.2	23.3	20.6	
	IV-2	7.0	8.4	8.4	6.2			13.1	5.6	7.0	7.8	8.3	
	IV-3	15.0	14.6	14.6	10.5				6.0	11.2	10.0	9.1	
	IV-4	21.0	17.3	17.3	12.3				6.1	13.2	10.8	9.3	
	(B)	I-5	10.0	12.7	12.7	9.6			16.2	9.0	10.9	11.9	10.6
		I-6	17.0	16.5	16.5	12.1				9.5	13.6	13.9	11.3
		I-7	23.0	19.4	19.4	14.0				9.6	15.9	14.8	11.4
III-5		23.0	22.7	22.7	17.0			23.5	14.0	19.2	19.6	18.5	
IV-5		11.0	11.2	11.2	8.0				13.1	5.7	8.7	9.0	8.4
(C)		I-2	21.9	21.4	21.6	17.1			16.9	8.3	20.5	12.8	15.9
		I-3	24.3	24.0	25.7	20.1				8.8	24.3	14.4	17.5
	I-4	26.8	26.2	28.1	21.8			9.0		26.6	15.1	17.9	
	II-2	31.9	33.6	34.3	28.6	30.0	38.6	34.6	11.2	24.9	19.0	19.1	
	II-3	39.6	39.8	41.1	34.1	35.4	45.5		11.5	29.2	21.6	21.0	
II-4	39.6	43.1	45.1	37.3	38.5	49.8		11.7	31.6	22.7	21.6		
(C)	I-2	18.0	20.1	19.3	16.2			16.2	8.5	19.5	11.1	14.4	
	I-3	25.8	30.5	31.0	25.0				8.9	31.3	14.3	15.3	
	I-4	29.7	34.0	35.7	28.0				9.1	35.4	15.5	15.8	
	II-2	30.0	31.5	32.1	28.1	32.2	40.8	34.6	13.4	29.5	16.8	25.0	
	II-3	49.4	47.8	51.5	43.8	48.9	57.3		14.2	47.8	21.8	26.7	
	II-4	54.2	53.6	57.7	49.1	54.6	71.5		14.6	53.9	23.6	27.6	

表 1.6.5 実験値と計算結果の総括

の式による計算値で、I型、III型、IV型の場合が空白になっているのは、Ballaがこのように浅い基礎に対しては式(1.2.13)中の係数 F_1 、 F_2 、 F_3 をグラフ表示していないからである。これらの係数は D_f/B の減少につれて急激に増大する傾向がある。これに起因して、浅い基礎では計算値が実験値を大きく上まわる傾向があるので、浅い基礎に対しては意識的に、暗に使用を禁じているようにも受取れる。また土すい体重法に関してはJEC-127の計算法に従ったので、計算値は表のように10個になっている。

さてこの表をみれば、式(1.6.1)および式(1.6.2)に基づく(i)による解析結果(表の4列)が実験値とよく対応することがわかる。このことはこれらの計算値を実験値に対して描いた図1.6.14をみても明らかである。

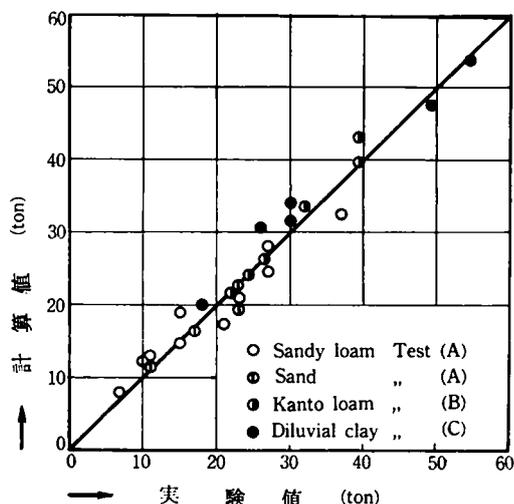


図 1.6.14 計算値と実験値の比較

表中5列の各値をみてみよう。これらは式(1.6.1)を用いた計算値であり、砂である試験地(A)の場合は4列中の各値と同じである。粘性土地盤である試験地(B)、(C)の場合には、全般に計算値は実験値を少し上まわっている。この傾向は、Ballaの計算式に床板側面の抵抗と形状効果を考慮した場合(表の8列)に特に顕著である。これは主として次のことに原因している。すなわち、のちに説明するように、計算にあたっては実際より小範囲のすべり面を仮定しているとはいえ、同時に式(1.2.13)や式(1.3.39)が、図1.2.1(d)、図1.3.2のように下部からのせん断破壊が地表面にまで達するという仮定に基づいていることに起因している。

ところで、表中6列の各値は設計式の検討という意味で注目しなければならない。これらの各値は、床板側面および形

状効果を無視して式(1.3.39)により算出されたものである。砂に関する試験地(A)の計算結果をみると、埋戻し土がごくゆるい場合を除いて、計算値は全般に実験値をかなり下まわっている。床板側面での抵抗などは設計に際する余裕として考えておくのが望ましいが、これらの結果からみて砂質土をよく締固めて施工するときには、これらの効果を控え目に入入れることは許されるであろう。一方粘性土に関する試験地(B)、(C)の計算結果も、全般に実験値をわずかに下まわっている。これらの値は地表面にまで達するすべり面の仮定に基づいた計算値であるから、値がもつと大きくなることが予想されるわけであるが、このようにかえつて実験値を下まわるのは、式(1.3.39)による設計(現行JECの設計)では、前述のように、 $\varphi < 40^\circ$ に対しては $\theta_0 = 60^\circ$ として計算していることに主として起因している。すなわち、このような粘性土において $\theta_0 = 60^\circ$ とすることは、実際よりもかなり内側のすべり面を仮定していることになり、さらにまた、実際に存在する床板側面の抵抗や形状効果を無視したことによつて、実状とあわない地表面近くの仮想すべり面上の抵抗が相殺されているわけである。式(1.3.39)に基づき $\theta_0 = 60^\circ$ とする現行JECの設計は、粘性土における破壊現象に忠実であるとはいえないけれども、これらの計算結果からみて設計に際する一つの便宜的な方法としては使用できるものと考えられる。ただしこの場合、以下のことが重要である。すなわち繰返した述べたように、実験結果の解析には実存の抵抗力である側面抵抗や形状効果を考慮しなければならないのはいうまでもないが、実際設計にあたってはこれらは設計上の誤差を補うもの、あるいは裕度としてみておくのが望ましい。いいかえれば、粘性土に対する設計は式(1.5.11)によつて行なうのがよいわけで、 $\theta_0 = 60^\circ$ として式(1.3.39)による場合は、その計算値が、床板側面抵抗など期待できるすべての抵抗が最大に期待できた場合に近似値を与えることに留意しておかなければならない。すなわち、粘性土に対する式(1.3.39)による計算値にさらに床板側面抵抗などを見込むならば、その設計は危険側の設計となるであろう。

また、Ballaの式(1.2.13)による計算値で床板側面などの抵抗を考慮に入れない場合(表の7列)は、その仮定すべり面が $\theta_0 = 60^\circ$ とした著者の場合よりもさらに内側に位置するにもかかわらず、6列の各値よりも大きくなっている。これはすでに指摘したように、すべり面上の垂直応力を考慮していないことに主として起因しており、やはり粘性土に関する破壊の実状とは大きな隔たりがあるが、第6列の値に関して上述した理由とほぼ同様の理由により、計算値が実験値と結果的にはよくあっている。

土すい体重量法（表の9列），土圧法（同10列），Fröhlich-Majer法（同13列）による各計算値は，実験値に比較して全般にかなり小さく，また締固めの効果が計算値に顕著にあらわれてこない。これは，これらの方法においては支持力に著しい効果を及ぼす粘性の影響を計算に取入れることができないからである。また七里の式による計算値（同12列）は，安全側の設計という考慮によつて粘着力の項を低減しているので，全般に実験値をかなり下まわりますが，式（1.2.6）を用いると11列のように計算値は大きくなる。しかしせん断法が，これら拡張掘削施工の場合の地盤の破壊現象とあわないことはいうまでもない。

つぎに，原地盤を鉛直，方形に素掘りした鉛直掘り施工の場合の試験結果をみってみる。これらは試験番号Ⅰ-1，Ⅱ-1で示されているものである。この場合の破壊面は，すでに写真1.6.1にその例を示したように，基礎床板外端にそう鉛直面となるから，計算はせん断法によらなければならない。表1.6.1の力学常数を参照して式（1.2.5），式（1.2.6）を用いて計算した値が，実験値とともに表1.6.6に記入してある。この表を見ればわかるように，計算値は実験値よりも

試験地	試験番号	実験値 (ton)	計算値 (ton)
A	Ⅰ-1	17.0	12.9
B	Ⅰ-1	32.3	17.1
	Ⅱ-1	34.7	24.5
C	Ⅰ-1	31.7	23.4
	Ⅱ-1	40.2	35.9

表 1.6.6 計算値と実験値の比較

かなり小さい。このことは，型枠なしにコンクリートを打設したことによつて，基礎床板側面や底面と土との間に予期以上の抵抗力が存在していることを示唆している。試みに実験値と計算値の差を床板側面積と底面積の和で割つてみると，砂の場合で $0.8 t/m^2$ ，粘性土の場合には実に $2.5 \sim 3.5 t/m^2$ 程度の大きな値となる。これらの抵抗力の中には，コンクリート直接打設による予想以上に大きな側面土圧の影響や土間げきへのセメントミルクの侵入による予期以上の摩擦抵抗のほか，床板と土との強固な付着に起因して床板側面近傍で破壊面が原地盤へ進行することや，床板底面での一種の真空効果などの影響があると考えられる。しかしすでに繰返し述べたように，これらの抵抗力は土の種類や状態，施工時の慎重さ，外荷重の条件などに支配される不確定なものであるから，実際設計にあつてはごく控え目に評価するか，あるいは

は無視するのが望ましい。

6.8 実物大鉄塔の倒壊試験における基礎の設計と実験結果との対比

鉄塔4脚を完全に固定した鉄塔上部構造体単独の倒壊試験は，小型模型および実物大鉄塔を用いて従来からかなり多く実施され，設計荷重との関連において上部構造体の強さについて種々の検討が加えられてきた¹¹⁾。しかし実際問題として鉄塔の各脚は完全に固定されているわけではなく，鉄塔上部構造体が破壊に至るときには，基礎に不同変位を含めたかなりの変位量が生じているはずである。基礎に不同変位が生じた場合には，4脚固定の場合に比べて鉄塔上部構造体の強度はかなり低下するであろう，ということは従来から予想されていた。そしてこの低下量が2～3割にも達するのではないかという推測が，経験やごく小規模な模型試験を通して，一部の卓越した技術者や研究者によつて行なわれてきた。しかし，このような場合の理論的解析は一般に非常に困難であつて，ごく単純化した条件下でなければ理論的推定は不可能とされてきた。さらにまた基礎を含む実物大鉄塔の倒壊試験も，設備その他が非常に大がかりになるのに加えて，引揚力を受けたときの基礎単独の挙動が明らかでなかつたので，従来実施されるまでには至らなかつた。このような理由により，基礎に不同変位を含むかなりの変位量が生じた場合，鉄塔上部構造体の強度がはたしてどの程度低下するか，さらに，各構造部材や基礎の実際的な挙動はどうか，などについてはほとんどわかつていなかつたといつて過言ではない。

本節でとりあげた基礎を含む実物大鉄塔の倒壊試験は，主として基礎の不同変位が上部構造耐力に与える影響を調べることを目的として実施されたもので，この種の試験はわが国で始めてのものである。本節では，著者が実際に行なつた試験地地盤の調査と室内土質試験，基礎引揚の予備実験および本実験における基礎の設計，基礎の施工および実験結果の解析等について重点的に説明し，その他のことについては必要に応じて簡単に述べることにする。

実験に用いられた鉄塔上部構造体は，77KV級の標準鉄塔であつてその寸法の概略は図1.6.15に示されている。この鉄塔はSS41鋼材使用のもので，4脚完全固定の条件下で倒壊試験が行なわれ，すでにその強度がわかっている鉄塔である。すなわち，試験結果によると，この鉄塔は4脚固定において設計荷重 P に対して $3.6P$ の極限強度を発揮した。

上記4脚固定の場合の極限強度 $3.6P$ における引揚脚下部の引揚力は約 $25t$ となる。そこで，基礎を含む本実験における引揚側2脚の基礎のうち1脚の基礎は，鉄塔各脚基礎の不

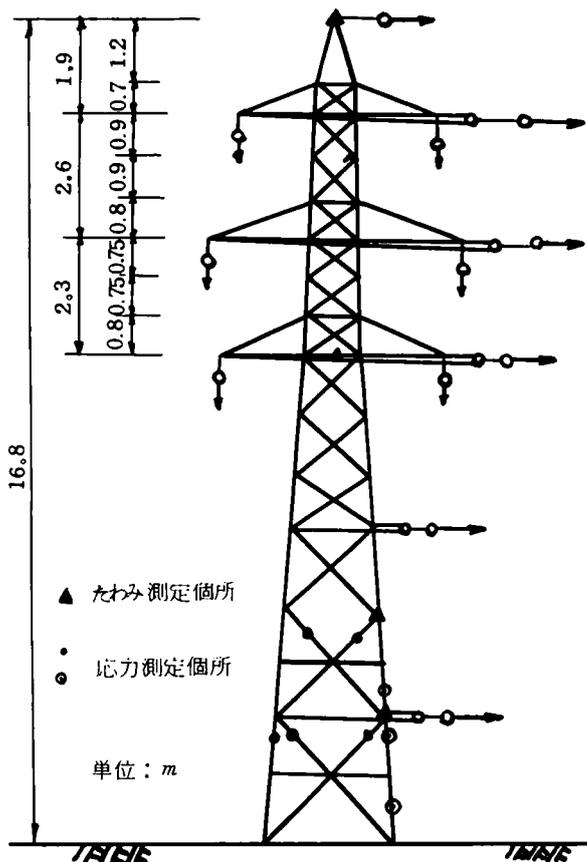


図 1.6.15 試験用鉄塔

同変位による応力再配分を考慮に入れた上で、20 t 強の限界引揚抵抗力を有し、かつ引揚側両脚基礎の間に上部構造体の限界時において、15 mm 前後の不同変位が生ずる、という非常にむずかしい条件が、基礎設計に対して要求された。すなわち、基礎を過大に設計するとその引揚抵抗力が過大となり、上部構造体を破壊させるような大きな引揚力が作用しても、基礎の変位量および不同変位量がきわめて小さなものとなつてしまい、4脚固定の工場試験の場合とほとんど変わらなくなつてしまう危険性がある。また反面、引揚側の基礎の抵抗力があまりに小に過ぎると、上部構造体の強度にはまだ十分余裕があるのに、基礎が完全に抜け上つて自由状態となり、基礎単独の引揚試験ならともかく、基礎と上部構造体との同時試験の意味がなくなつてしまう。いいかえると、上部構造体の限界時には引揚側基礎の1つがほぼ限界状態に達することが理想であるとして、これが基礎設計に際して要求されたわけである。また引揚側2脚間の不同変位量15 mm 前後というのは、主として鉄塔上部構造関係の技術者や研究者から出された要求であり、彼らは、この程度の不同変位量がこの種の鉄塔上部構造に許しうる最大のものであり、この程度の不同

変位量の生起によつて、上部構造の限界強さは2~3割低下してくるであろう、という推測をたてていた。

また基礎の施工法に関しては、この種の中小鉄塔で、しかも原地盤の状態からみて実際によく用いられる工法という意味で、鉛直掘り施工法が希望された。この場合基礎の設計や試験結果の解析に多少の困難さが予想されたが、試験鉄塔の根開きが小さいことも考慮に入れて、この希望を受け入れることにした。

さて本実験にさきだち、基礎単独引揚の予備実験を行なうことになつた。予備実験の位置の土の粒度組成は、図1.6.16に示すように、本実験地のそれと多少異なつていたが、この程度の差は設計に際してカバーすることにして、敷地の関係

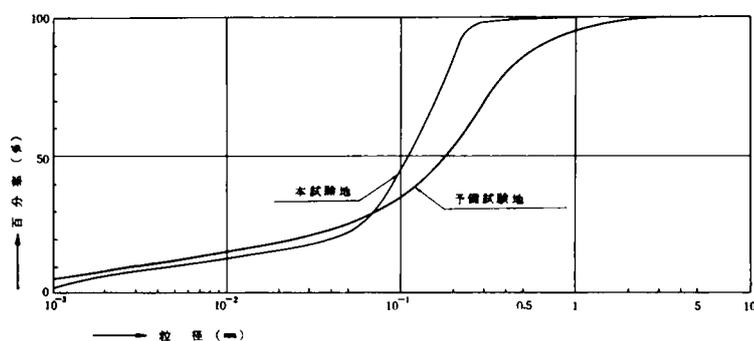


図 1.6.16 粒径加積曲線

上やむをえず本試験地点から約25 m 離れた地点で実施することにした。これらの位置の関係は、本実験に際する載荷用鉄塔(引留鉄塔)の位置とともに、平面図1.6.17に示してある。試験に際する埋戻し土の締固めは、重量約30 kg の木製重錘により、まき出し各層(30 cm) 3回転圧することにして締固めの予備試験を行なつたところ、埋戻し土の含水比10.0 % に対して単位体積重量が1.60 t/m³ となつた。ほぼ同じ状態における土の三軸および一面せん断試験を行ないφを求めると、φ = 32° ~ 37° となつたのでφ ≃ 35° と考えてよいことがわかつた。またこのような不飽和砂質土のcの決定はかなりむずかしいが、上記せん断試験と著者の経験からc = 0.3 t/m² として大過ないと考えられた。

以上の調査結果をもとにして種々の比較設計を行なつた。詳細は省略し、ここでは予備実験に用いることにした基礎体の寸法のみを示すと図1.6.18のようである。さきに述べたように、施工は鉛直掘り施工法で行なうことになつていたので設計はせん断法で行なわなければならない。図1.6.18に示す基礎体では $D_f = 2.5$ m, $B = 1.8$ m, $V_{1/2} = 8.10$ m³, $V_0 = 2.90$ m³, G (載荷装置も含む) = 5.74 t であるので、 $\gamma =$

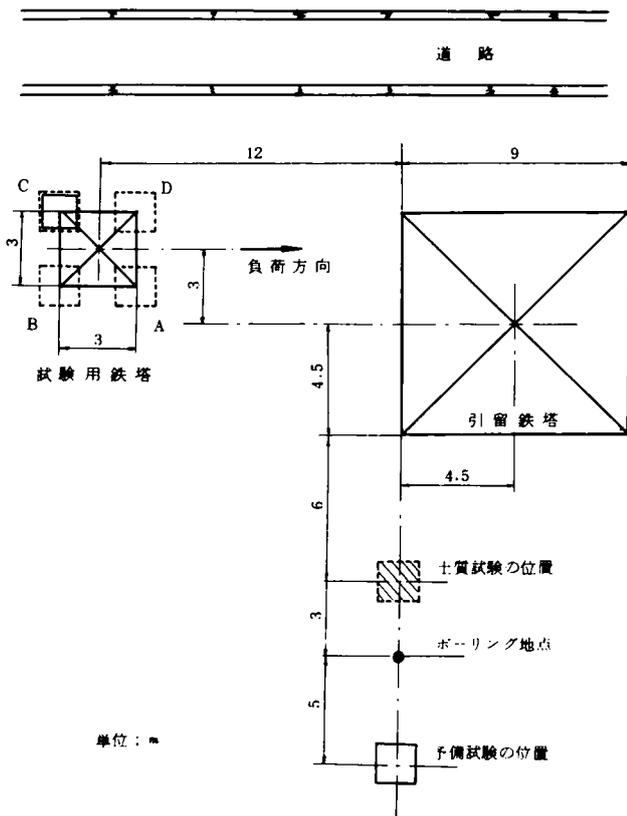


図 1.6.17 試験現場

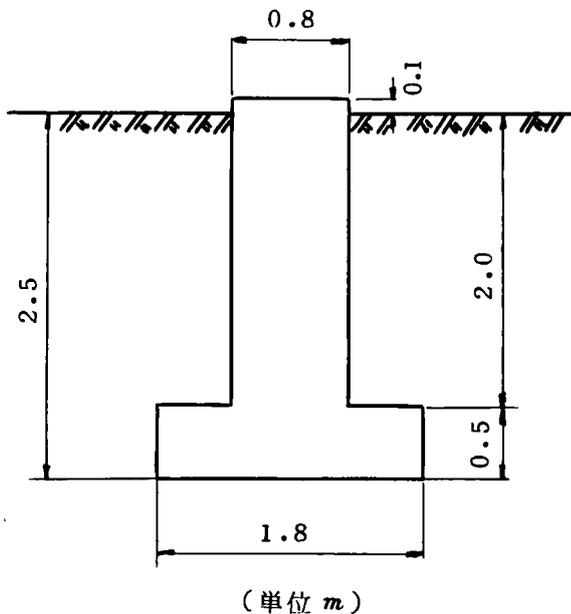


図 1.6.18 予備実験用の基礎体

1.60 t/m^3 $c = 0.3 \text{ t/m}^2$, $\varphi = 35^\circ$ として式 (1.2.5) および式 (1.2.6) から R を求めると次のようになる。ただし式 (1.2.6) において $K = 0.5$ とした。

$$R = 32.1 (t)$$

一見してもわかるように、 $R = 32.1 (t)$ は上述した $3.6 P$ に対する $25 t$ を上まわる。さらに前節後半に示した鉛直掘り施工特有の強度増加を考えると、この予備実験用の基礎が、本実験用の基礎に転用するにはやや過大であることが当初から予想された。しかし著者は、本実験における引揚側 2 脚のうち 1 脚の基礎には原地盤と床板との間に鉄板を入れて縁切りをし、強度低下をはかると同時に、一方の基礎では床板コンクリートを型枠なしに直接打設して大きな強度をもたせることによつて、両者間に強度差をつける考えを抱いていたので、この種の砂質ロームで床板コンクリート直接打設による効果がどの程度期待できるかの確信を得なければならなかつた。このためには基礎は大きいめの方が有利であり、また $c = 0.3 \text{ t/m}^2$ にも少し不安があつたので、この意味でも予備実験では少し余裕をみておいた方がよい、という考えに達した。

予備実験における基礎の引揚方法、測定その他は前節までに述べた実験の場合とまったく同じであるので、引揚荷重と基礎の変位置量に関してのみ示すと図 1.6.19 のようである。図

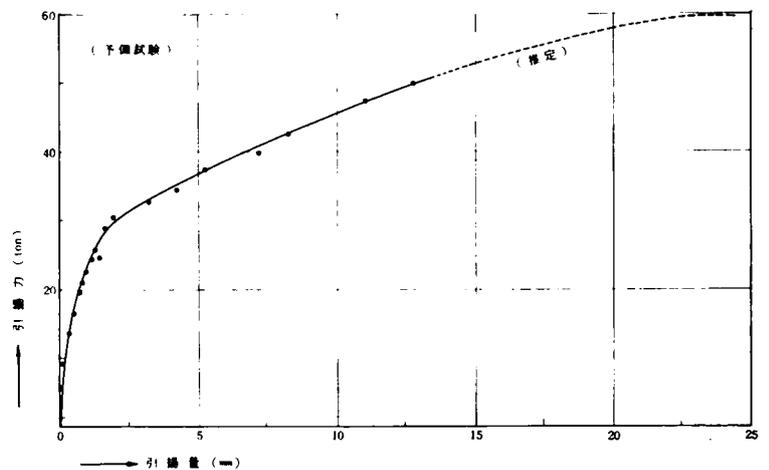


図 1.6.19 引揚力と引揚量の関係

中点線の部分はオイルジャッキのブルドンゲージに故障が生じて正確な値が読みとれなかつた部分であるが、いままでの経験 (たとえば図 1.6.7 ~ 図 1.6.10) から判断して、この点線部分の推定は非常識でないと確信している。さてこの図をみれば、基礎の限界引揚抵抗力は $60 t$ 程度であり、変位置量が急に増加を始める $30 t$ までに、床板コンクリート直接打設の

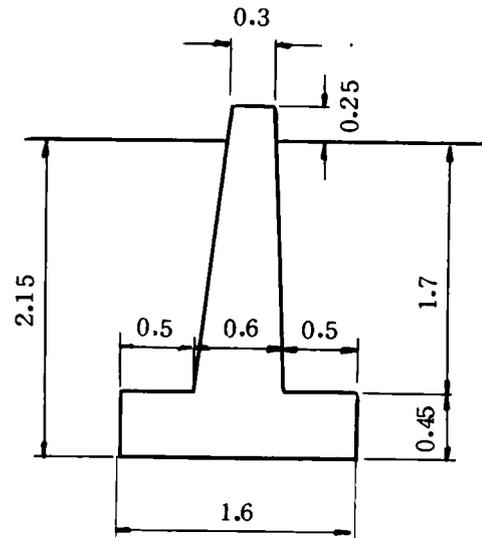
効果が特に顕著にあらわれていることが予測される。上述した計算によると $R = 32.1 t$ であつたから、この効果は $60 - 32.1 \approx 28 t$ となる。これは、比較的きれいな砂と粘性土に関する前節での経験に基づく著者の予想をかなり上まわるものであつた。試験後の掘削調査によると、やはり床板付近において原地盤への破壊面の進行が認められたので、このような効果の量的評価をどのようにするかは非常にむずかしい問題であるが、試みに一つの目安として、前節同様 $28 t$ を床板側面と底面積の和で割つてみると約 $4 t/m^2$ となる。

つぎに、上述の予備実験の結果を参照して、本実験用の基礎の設計を行なつた。予備実験は41年4月16日に行なわれたが、本実験の予定日は梅雨期に入る6月2日であつたので、予備実験時よりも埋戻し土の含水比および単位体積重量が上昇することが予想された（事実何度かの雨があつて、本実験時の埋戻し土の含水比および単位体積重量はそれぞれ20%、 $1.8 t/m^3$ 前後となつていた）。乾燥している場合に散水することは比較的簡単であるから、予めかなり湿潤した状態を想定して設計することにした。含水比18%、 $\gamma = 1.8 t/m^3$ の状態にある本実験地の土のせん断試験によると、 $c = 0.5 t/m^2$ 、 $\varphi = 35^\circ$ であつた。

各脚基礎の強度に差を生じさせるためには、基礎体自体の大きさを変えることも考えられるが、設計における種々の推定や施工が面倒で誤差の入る可能性が多いのに加えて、このようなことは实际的でない。そこで各脚基礎は4基とも同一の大きさとする事にした。そしてさきに説明したように、引揚側1脚の基礎では床板と原地盤との間に2枚の鉄板を重ねてそう入し、原地盤との縁切りをすることによつて、他方の引揚基礎との間に抵抗力差をつけることとした。なお、実験地の標準貫入試験結果によると、深度2m以下ではN値が50以上となつていて、圧縮側2脚の基礎の沈下はごく小さくて問題にならないと予想された。

さて、この際も種々の基礎に関して数多くの比較設計を行なつたが、詳細は省略して、本実験用基礎として採用することにした基礎の寸法のみを示すと図1.6.20のようである。予備実験の結果ならびに γ 、 c の上昇を考慮して、予備実験用基礎よりも小さくした（これは77KV級鉄塔としては標準的な大きさの基礎である）。図1.6.17における圧縮側基礎A、Dに関しては、計算するまでもなく図1.6.20の基礎で十分であつたので、ここでは引揚側の2つの基礎B、Cについての設計計算の結果を示す。基礎Bが引揚抵抗力の大きい方の基礎であり、基礎Cが床板と原地盤間の縁が切られた、抵抗力小の基礎である。

図1.6.20において、 $B = 1.6 m$ 、 $D = 2.15 m$ であるから、



(単位 m)

図 1.6.20 本実験用の基礎体

$V'_2 = 5.50 m^3$ 、また基礎体の土中体積 $V_0 = 1.50 m^3$ 、さらに基礎体全体の体積は $1.55 m^3$ であるので、 $G = 1.55 \times 2.4 = 3.72 t$ となる。さてC脚においては、床板側面に2枚の鉄板をはさんで完全に縁切りしているのので、床板側面の抵抗は無視できる程度に小さいと考えてよい。そこで式(1.2.6)において、 $D = 2.15 - 0.45 = 1.7 m$ とし、 $K = 0.5$ 、 $\gamma = 1.8 t/m^3$ 、 $c = 0.5 t/m^2$ 、 $\varphi = 35^\circ$ として、 T' を計算して式(1.2.5)から R を求めると次のようになる。

$$R = 22.2 (t)$$

一方B脚の基礎についても、 $D = 2.15 m$ として同様の計算を行なうと $26.9 t$ となる。これに、床板コンクリート直接打設の効果を見込んだ。予備実験地と土質はほぼ同じであり、また同様にごく慎重に施工するとはいえ、これの量的評価には多少の不安が残るのはやむをえなかつた。しかし予備実験の結果を参照して、床板側面積と底面積の和に $4 t/m^2$ を乗じた値 $21.8 t$ を見込むことにした。その結果、B脚の限界引揚抵抗力は次のように計算された。

$$R = 26.9 + 21.8 = 48.7 (t)$$

さて埋戻し土は比較的よく締まつた状態となるので、予備実験の結果と現在までの著者の経験とをとおして、基礎が限界引揚抵抗力 $22.2 t$ あるいは $48.7 t$ を発揮するためには、 $20 mm$ 前後の変位量を伴うであろうという推測のもとに、本実験における荷重～変位量の推定曲線を描いた。これが図1.6.21 中の一点鎖線および破線で描かれている曲線である（実際には多くの比較設計を行ない、この種の曲線も種々描い

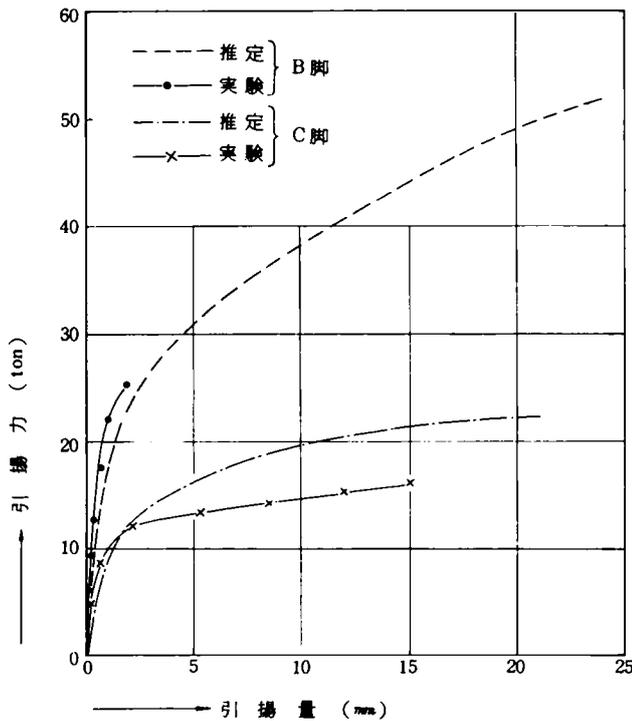


図 1.6.21 引揚力と引揚量の関係

たわけであるが、ここでは本実験に採用した基礎についてのみ示してある。

ところでさきに述べたように、上部構造体の限界強度は、 15 mm 程度の基礎の不同変位置に起因して2~3割低下することが予想されているので、上部構造体の限界時にはC脚基礎に 20 t 前後、B脚基礎には荷重再配分もあつて 20 t から 20 数 t の引揚力が作用するのではないかと考えられた。この条件にできるだけあうよう基礎設計に苦心したわけであるが、図 1.6.21 の推定曲線はこれらの条件を満足すると考えられた。すなわち、C脚基礎は上部構造体の限界時においてほぼ限界引揚抵抗力時に近くなり、しかも 20 mm 前後の変位置を伴う。このとき同時にB脚基礎は 20 数 t の引揚力を受けながら、その変位置は $2 \sim 5 \text{ mm}$ 程度にとどまると推定したわけである。

このようにして設計した基礎を施工したのち、図 1.6.15 に示した所定の鉄塔が組立てられた。荷重方法は、作業の都合もあつて $2.4 P$ (一定)の鉛直荷重をインゴット方式で最初から作用させておき、チェンブロックと載荷用鉄塔(引留鉄塔)により水平荷重が順次加えられた。水平荷重は、 $0.5 P$ (4脚固定状態における引揚脚の計算鉛直引揚力 1.72 t に相当) $\rightarrow 1.0 P$ (同 5.67 t) $\rightarrow 1.5 P$ (同 9.63 t) $\rightarrow 2.0 P$ (同 13.59) $\rightarrow 2.4 P$ (同 16.75 t) $\rightarrow 2.6 P$ (同 18.34 t) $\rightarrow 2.8 P$ (同 19.92 t) $\rightarrow 3.0 P$ (同 21.50 t)のように順次載荷さ

れ、 $3.0 P$ 載荷中に圧縮側A脚最下節で鉄塔は音をたてて座屈破壊した。なお水平荷重の載荷位置は図 1.6.15 に示すとおりであり、各荷重段階の載荷は下部より順次上部に向つて行なわれた。載荷に要する時間は10分前後であり、そして各荷重段階において一定荷重が保持される時間はその後5~7分間とされた。また基礎の鉛直および水平変位は差動変圧器とダイヤルゲージを併用して測定し、ストレンゲージその他を利用して鉄塔各部材の応力やたわみ量が測定された。

ここでは鉄塔各部材応力その他については触れず、基礎についてのみ実験結果を示し、考察を加える。各段階荷重に対して鉄塔各脚の鉛直変位置をプロットしたのが図 1.6.22 である。この図をみれば明らかのように、圧縮側A、D脚の基

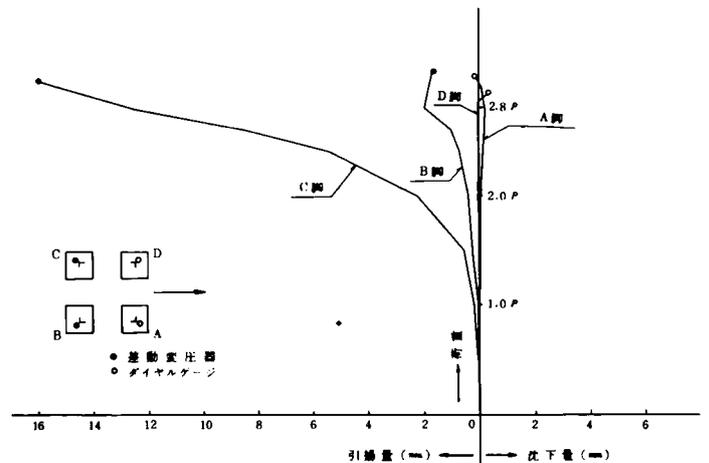


図 1.6.22 荷重と変位置の関係

礎の沈下量はごく小さく、当初予想したように無視できる程度であつた。一方引揚側C脚の基礎の変位置は上部構造体座屈時において 16 mm 、同じくB脚での変位置は 2 mm を示し、変位置に関する設計当初の予測がきわめて正しかつたことがわかる。また各荷重段階の最終時において、鉄塔最下節各部材応力より算定した基礎の鉛直引揚力を鉛直変位置に対して描いたのが、図 1.6.21 中実線で示されている2つの曲線である。B脚においては設計時に予測した曲線とほぼ完全に一致しているといつて過言ではなく、かつ鉄塔座屈時に 25 t の引揚抵抗力を示しているのもまったく予期したとおりである。一方C脚においては、実測値は全般に予測をやや下まわつたが、しかし鉄塔座屈時には、すでに述べたように、 16 mm の鉛直変位を示し、かつこの曲線形から判断して $18 \sim 19 \text{ t}$ の限界引揚抵抗力を有していたと考えられることから、設計はきわめて正当であつたと結論される。またこの実験において引揚側2脚の基礎間に 15 mm もの不同変位が生ずれば、鉄塔上部構造体の強度は4脚固定の場合のそれを2~3割下まわ

るであろうとした上部構造関係者の予測が正しかつたことも証明された。

なおこの実験をとおして、鉛直掘り施工による抵抗力増大の効果がさらに再認識されたが、同時にたとえば同じ砂質土でも前節試験地(A)のI-1と比較すれば明らかなように、原地盤の状態やその他不明確な要素によりきわめて大幅に変動することもあらためて認識された。このことは非常に重要なことであつて、基礎に作用する繰返し荷重や雨水の浸入等により、施工当初の効果が永続するか否かの疑問の解明、さらにこの効果の力学的な解明がなされるまでは、実際設計にあつてはごく慎重に取扱わなければならないことを示している。

6.9 結 論

本章では、砂質土および粘性土中に埋設された種々の大きさの実物大基礎の引揚試験および基礎を含む実物大鉄塔の倒壊試験に関して、設計、施工、試験結果の解析を行ない、種々の検討と考察を加えた。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

(1)すべり面や地表面のき裂の発生状況は、前節までの室内試験で得られた結果とほぼ同様であつた。すなわち、砂質地

盤では、基礎床板近傍から発生したすべり面が連続して地表面にまで達するのに対して、粘性土地盤では、下部からのすべり面の発生に加えて地表面から引張りき裂が発生し、両者が合したときに基礎の抵抗力は限界値に達する。

(2)変位速度が急激に増大する境界の荷重は長期荷重に対する一つの降伏荷重と考えられるが、現場実験におけるこの荷重は、砂地盤で限界荷重の75~85%、粘性土地盤で55~85%程度であつた。

(3)式(1.6.1)および式(1.6.2)による計算限界引揚抵抗力は、実験値とよく一致した。また破壊の実状は少し異なるけれども、粘性土に対しても式(1.3.39)による設計が一つの便宜的な方法として使用できることを示した。

(4)鉛直掘り施工に際する床板側底面の抵抗力がきわめて大であることが明らかとなつたが、また同時にこの抵抗力が、原地盤の状態やその他不明確な要素によりかなり大幅に変化することも明らかとなつた。

(5)基礎を含む実物大鉄塔の倒壊試験における基礎の設計は、非常に満足すべきものであつた。また引揚側2脚の不同変位量が15mm前後に達すると、鉄塔上部構造体の強度が2割程度減少してくることが明らかとなつた。

第 6 章 の 参 考 文 献

- 1) 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
- 2) 松尾稔：基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚げ試験の解析，土と基礎，14巻10号，pp.11~21，1966
- 3) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of Footing (II), Soils and Foundations, Vol. V III, No. 1, pp.18~48, 1968
- 4) Leonards, G. : Foundation Engineering, Mc Graw-Hill, p. 797, 1962
- 5) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，pp 58~60，1965
- 6) Balla, A. : The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons, Proc. 5 th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol.1, pp. 569~576, 1959
- 7) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，p. 37 (1958)，p. 54 (1965)
- 8) Mors, H. : Methods of Dimensioning for Uplift Foundations of Transmission Line Towers, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension, Session 1964, 210, p. 3, 1964
- 9) Mors, H : 前出8)
- 10) 赤井浩一：土質力学，朝倉書店，p. 202，1966
- 11) たとえば，石崎澄雄・石田昭・川村純夫：送電用鉄塔の実物実験について(1)，日本建築学会論文報告集，第81号，pp. 22~27，1963

第 7 章 引揚抵抗力に関する近似計算式の誘導および実験結果との対比 1) 2)

7.1 概 説

現在多くの大型鉄塔基礎が、著者による基本式 (1.3.39) に基づいて設計されていることはすでに述べた。この場合、電力会社などでは一般に、使用頻度の高い、標準的な寸法の基礎体や根入れ深さに対しては電子計算機による計算が進められていて、土質条件さえ与えれば簡単な計算で設計できるようになっている。しかし基礎体寸法や根入れ深さが標準的でなかつたり、たとえ標準的なものであつたとしても手計算で設計しなければならない場合には、設計計算はかなり複雑で予期せぬ間違いを生ずる可能性もある。このために、近似度がきわめて高い状態において理論式を簡略化できれば都合がよい。

本章においては、上述した理論式の簡略化という目的と、限界引揚抵抗力に関して従前から現象的には気付いていたけれども、理論的に説明できていなかった重要な実際現象を説明する目的でもつて、式の新しい展開と近似化を行なうと同時に、前章までに示した実験結果や他の研究者によつて行なわれた過去の実験結果を再整理し、これらと新しく求めた近似式による値とを対比検討する。

7.2 理論式の新しい展開

限界引揚抵抗力 R に関して誘導した基本式はすでに式 (1.3.38)、式 (1.3.39)、式 (1.3.40) に示した。

ところで、図 1.7.1 の幾何学的関係により次の関係式が成立つ (図 1.7.1 は図 1.3.2 と同じである)。

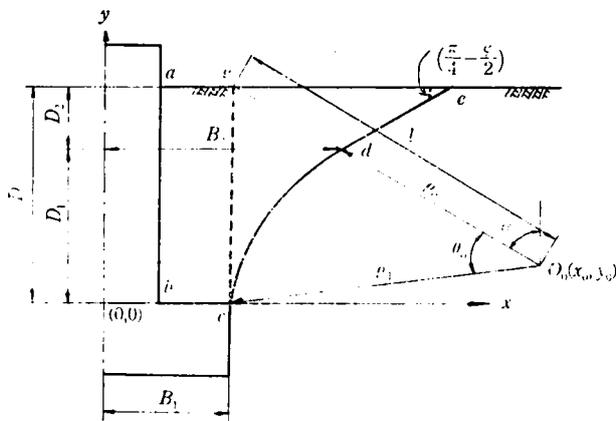


図 1.7.1 基礎体中心断面図

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= (l - \rho_0) \cos \alpha \\ B_2 &= B_1 + (l - \rho_0) \sin \alpha \\ x_0 &= B_1 + l \sin \alpha \\ \rho_1 &= \frac{D \sin \alpha}{\sin \theta_0} \\ l &= \frac{D \sin (\alpha + \theta_0)}{\sin \theta_0} \end{aligned} \right\} \quad (1.7.1)$$

一方対数らせんの性質により、

$$\rho_1 = \rho_0 e^{\theta_0 \tan \varphi} \quad (1.7.2)$$

なる関係があることに着目して、式 (1.7.1) 中の D_2 、 B_2 、 x_0 を床板部半径 B_1 と埋戻し深さ D を用いてかきなおすと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= \alpha_1 D \\ B_2 &= B_1 + \alpha_2 D \\ x_0 &= B_1 + \alpha_3 D \end{aligned} \right\} \quad (1.7.3)$$

ここに α_1 、 α_2 、 α_3 は ψ と θ_0 の関数であり、次のようにかける。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{\cos \alpha}{\sin \theta_0} \left\{ \sin (\alpha + \theta_0) - \frac{\sin \alpha}{e^{\theta_0 \tan \varphi}} \right\} \\ \alpha_2 &= \alpha_1 \tan \alpha = \frac{\sin \alpha}{\sin \theta_0} \left\{ \sin (\alpha + \theta_0) - \frac{\sin \alpha}{e^{\theta_0 \tan \varphi}} \right\} \\ \alpha_3 &= \frac{\sin \alpha \sin (\alpha + \theta_0)}{\sin \theta_0} \end{aligned} \right\} \quad (1.7.4)$$

ここで根入れ幅比ともいうべき D と B_1 の比を λ とおく。すなわち、

$$\lambda = \frac{D}{B_1} \quad (1.7.5)$$

式 (1.7.3)、式 (1.7.5) を用いて、式 (1.3.38) に示されているすべり面係数 a 、 b をかきなおすと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{x_0}{B_2} = \frac{B_1 + \alpha_3 D}{B_1 + \alpha_2 D} = \frac{1 + \alpha_3 \lambda}{1 + \alpha_2 \lambda} \\ b &= \frac{D_2}{B_2} = \frac{\alpha_1 D}{B_1 + \alpha_2 D} = \frac{\alpha_1 \lambda}{1 + \alpha_2 \lambda} \end{aligned} \right\} \quad (1.7.6)$$

ところで、式 (1.3.39) の R に関する式をかきなおし、式

(1.3.39) をあらためて書くと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} (R-G+\gamma V_3) &= (\pi B_2^3 K_1 \gamma + \pi B_2^2 K_2 c) \\ K_1 &= (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3 + b F_4 + F_5) + b \\ K_2 &= (a-1)(a F_6 + F_7) + b(b \tan \alpha + 2) \end{aligned} \right\} (1.3.39a)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_4 &= \pi\{(\alpha_3 - \alpha_2)(\alpha_2^2 F_6 + \alpha_3^2 F_1 + \alpha_1 \alpha_2 F_4 + \alpha_2 \alpha_3 F_2 + \alpha_3 \alpha_1 F_3) + \alpha_1 \alpha_2^2\} \\ \alpha_5 &= \pi\{(\alpha_3 - \alpha_2)\{\alpha_1(F_3 + F_4) + \alpha_2(F_2 + 2F_6) + \alpha_3(2F_1 + F_2)\} + 2\alpha_1 \alpha_2\} \\ \alpha_6 &= \pi\{(\alpha_3 - \alpha_2)(F_1 + F_2 + F_6) + \alpha_1\} \end{aligned} \right\} (1.7.8)$$

一方、 K_2 に関する項 $\pi B_2^2 K_2$ についても同様に次の形をかきあらわせる。

$$\pi B_2^2 K_2 = B_1^2 (\alpha_7 \lambda^2 + \alpha_8 \lambda) \quad (1.7.9)$$

ただし、 α_7 、 α_8 は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_7 &= \pi\{(\alpha_3 - \alpha_2)(\alpha_3 F_6 + \alpha_2 F_7) + 3\alpha_1 \alpha_2\} \\ \alpha_8 &= \pi\{(\alpha_3 - \alpha_2)(F_6 + F_7) + 2\alpha_1\} \end{aligned} \right\} (1.7.10)$$

粘性土の場合、正しくは上記 K_2 の代りに式(1.5.11)に示した K_2' を用いなければならないが、 K_2' を用いた場合でも式(1.7.10)の内容が少し変わるだけで式(1.7.9)の形は変わらない。

さて、式(1.7.7)、式(1.7.9)を式(1.3.39a)の最初の式に用いて、この式の右辺をかきなおすと次のようになる。

$$\pi(\gamma B_2^3 K_1 + c B_2^2 K_2) = \beta_1 (D^3 + \beta_2 D^2 + \beta_3 D) \quad (1.7.11a)$$

あるいは

$$\pi(\gamma B_2^3 K_1 + c B_2^2 K_2) = \beta_1' (B_1^2 + \beta_2' B_1 + \beta_3') \quad (1.7.11b)$$

ここに係数 β は γ 、 c 、 φ 、 θ_0 の関数であつて次のように示される。

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \gamma \alpha_4 \\ \beta_2 &= (\gamma \alpha_5 B_1 + c \alpha_7) / \gamma \alpha_4 \\ \beta_3 &= B_1 (\gamma \alpha_6 B_1 + c \alpha_8) / \gamma \alpha_4 \\ \beta_1' &= \gamma \alpha_4 \\ \beta_2' &= (\gamma \alpha_5 D + c \alpha_7) / \gamma \alpha_4 \\ \beta_3' &= D (\gamma \alpha_6 D + c \alpha_8) / \gamma \alpha_4 \end{aligned} \right\} (1.7.12)$$

したがつて、基礎埋設地盤の状態がきまつた場合、すなわち γ 、 c 、 φ が与えられた一定値である場合を考えてみると、

式(1.3.39a)の K_1 について、式(1.7.6)を用いると、 $\pi B_2^3 K_1$ は次のようになる。

$$\pi B_2^3 K_1 = B_1^3 (\alpha_4 \lambda^3 + \alpha_5 \lambda^2 + \alpha_6 \lambda) \quad (1.7.7)$$

ここに α_4 、 α_5 、 α_6 はやはり φ と θ_0 の関数であり、次式であらわせる。

一定の θ_0 に対して、式(1.7.12)により、 B_1 がきまつているならば、 β_1 、 β_2 、 β_3 は一定の常数となり、また D を一定とすると同様に β_1' 、 β_2' 、 β_3' は常数となる。ところで式(1.7.11)のような形の式を両対数紙上にプロットすると、対数紙の各サイクル内の範囲において、式の左辺は右辺内の変数(たとえば D とか B_1)に対して、きわめて精度高く直線で近似できることが容易に確かめられる。したがつていま γ 、 c 、 φ 、 θ_0 のうち φ のみを変数とすると、式(1.7.11)は D 、 B_1 の適当な範囲において次式のように近似できることが推定される。すなわち、

$$\pi(\gamma B_2^3 K_1 + c B_2^2 K_2) = m_1 B_1^{n_1} D^{n_2} \quad (1.7.13a)$$

あるいは

$$\pi(\gamma B_2^3 K_1 + c B_2^2 K_2) = m_2 B_1^{n_3} \lambda^{n_4} \quad (1.7.13b)$$

ここに m 、 n は φ の関数である。上式は、基礎体重量および柱体部体積の影響を除いた土壌の限界抵抗力($R-G+\gamma V_3$)が、両対数紙上で B_1 、 D あるいは λ に対して直線となることを示唆するものであり、この正当性は、以下における近似式の誘導過程と次節に示す実験値との対比において実証される。

さてつぎに具体的な近似式について考えてみる。すべり面の決定は厳密には作図法によらなければならないが、すでに4.6節で示したように、砂質土に関しては $\theta_0=60^\circ$ として一義的に定めたすべり面が、作図法による多くの計算結果や実験結果とかなりよく一致する。また粘性土に関しては、5.4節あるいは6.5節に示したように、その破壊状況が砂質土の場合とは少し異なり、 θ_0 が一般に $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度となる。そして同時に式(1.3.39a)中の K_2 を正しくは K_2' に修正しなければならないことを示した。しかし一方、現象的には少し異なるけれども、設計上の繁雑さを避けるための一つの便法としては、 $\theta_0=60^\circ$ として式(1.3.39)を用いると、そ

の計算結果が実験結果と比較的よくあうことを現地実験の解析によつて明らかにした(6.7節参照)。以上の理由により、以下に示す近似式においては $\theta_0=60^\circ$ とする。

式(1.7.11)が式(1.7.13)のような形で精度よく近似できるであろう、ということを上述べたが、同様の理由により、 K_1, K_2 に関する式(1.7.7)および式(1.7.9)は λ の適当な範囲において、次のように近似できることが推定される。すなわち一定の $\theta_0(=60^\circ)$ に対して、

$$\left. \begin{aligned} (\pi B_2^3 K_1 / B_1^3) &= f_1(\varphi) \lambda^{f_2(\varphi)} \\ (\pi B_2^3 K_2 / B_1^3) &= f_3(\varphi) \lambda^{f_4(\varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (1.7.14)$$

あるいは

$$\left. \begin{aligned} \log(\pi B_2^3 K_1 / B_1^3) &= \log f_1(\varphi) + f_2(\varphi) \log \lambda \\ \log(\pi B_2^3 K_2 / B_1^3) &= \log f_3(\varphi) + f_4(\varphi) \log \lambda \end{aligned} \right\} \quad (1.7.14a)$$

ところで、多くの D, B_1 および φ に対して式(1.3.39)に

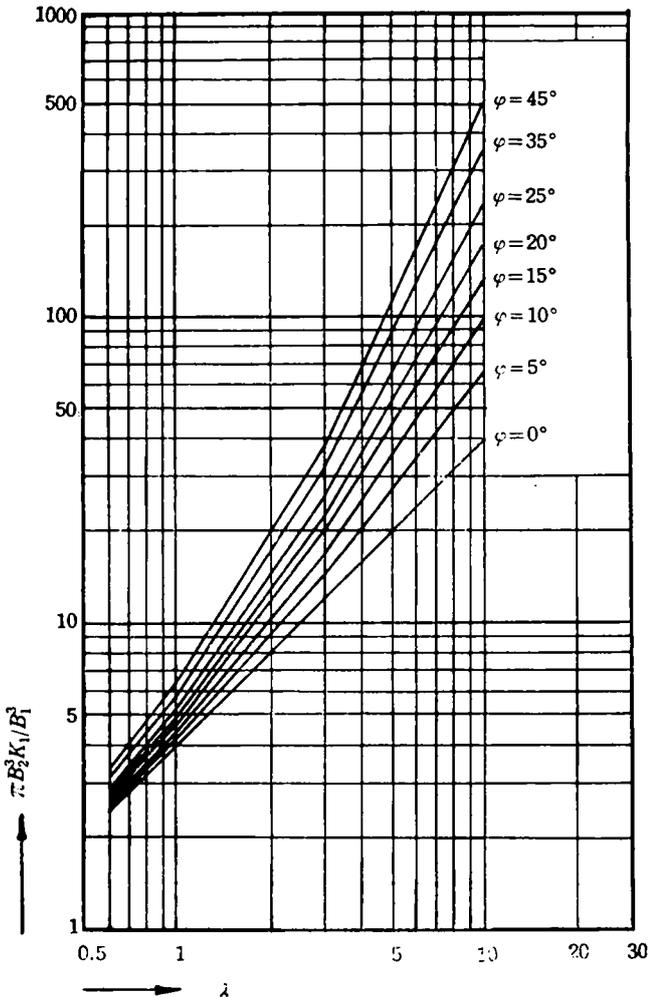


図 1.7.2 $\pi B_2^3 K_1 / B_1^3$ と λ の関係

より厳密に計算した K_1, K_2 を用い、 $(\pi B_2^3 K_1 / B_1^3)$ および $(\pi B_2^3 K_2 / B_1^3)$ を両対数紙上で λ に対してプロットすると図1.7.2, 図1.7.3のようになる。図1.7.2は K_1 に、ま

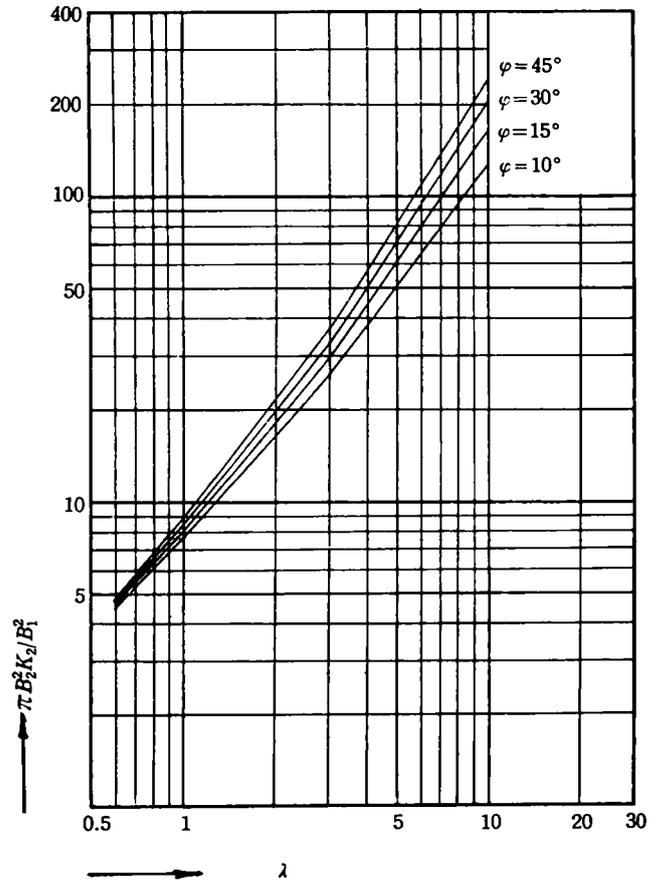


図 1.7.3 $\pi B_2^3 K_2 / B_1^3$ と λ の関係

た図1.7.3が K_2 に関するものである。 $0 \leq \varphi \leq 45^\circ$ の範囲において 5° 間隔の φ に対し、 D および B_1 に関してそれぞれ $1.4 \text{ m} \leq D \leq 8 \text{ m}$, $1.0 \text{ m} \leq B_1 \leq 7.0 \text{ m}$ の範囲にわたる多数の計算が行なわれたが、図には、繁雑さを避けるために、適当に省略して描いてある。これらの図をみれば明らかなように、一定の φ に対する各点は、予期したように、 λ の適当な範囲内において直線によくのつているが、 $0.5 \leq \lambda \leq 10$ の全範囲にわたつて一つの直線で近似するのは少し無理である(式(1.7.7), 式(1.7.9)において $\pi B_2^3 K_1, \pi B_2^3 K_2$ を B_1 や D 単独に対してプロットした方が、いつそう広い範囲にわたつて直線を保持するが、この場合には最終的な近似式の形が以下に示すものよりはるかに複雑になってしまうという欠陥がでてくる)。そこでこれらを便宜上3つの領域、すなわち $0.5 \leq \lambda \leq 1$, $1 \leq \lambda \leq 3$, $3 \leq \lambda \leq 10$ の範囲に分割して考えてみる。なおここで $\lambda < 0.5$, $\lambda > 10$ の場合を除外しているのは、実際問題として不必要と考えられるから

である。

図 1.7.2, 図 1.7.3 に基づいて式 (1.7.14) 中の $f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ を決定しなければならない。図中の各直線において $\lambda = 1$ に対する、いわゆる切片が $f_1(\varphi), f_3(\varphi)$ であり、直線のこう配が $f_2(\varphi), f_4(\varphi)$ であることはいうまでもない。そしてこれらの係数 $f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ が φ の簡単な関数になれば好都合である。いま試みに横軸に φ をとり、 $f_1(\varphi), f_3(\varphi)$ をプロットしたものが図 1.7.4 である。この図で $f_3(\varphi)$ と $0.5 \leq \lambda \leq 3$ の場合の $f_1(\varphi)$ は縦軸左側の目盛に、また $3 \leq \lambda \leq 10$ の場合の $f_1(\varphi)$ は縦軸右側の目盛に従う。この図をみれ

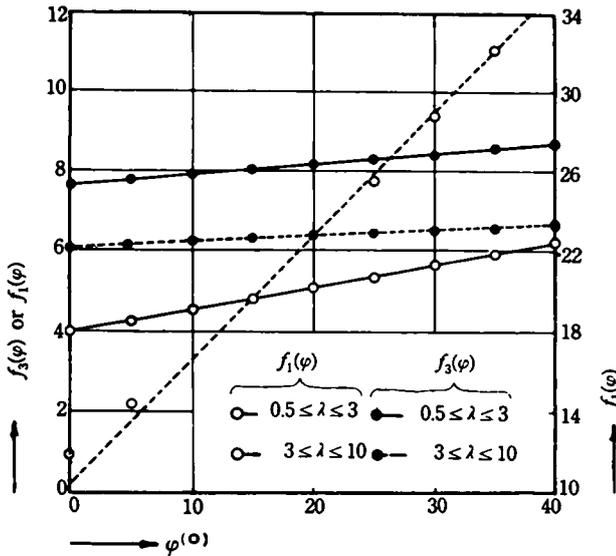


図 1.7.4 $f_1(\varphi), f_3(\varphi)$ と φ の関係

ば明らかのように、 $f_1(\varphi) \sim \varphi$ および $f_3(\varphi) \sim \varphi$ 関係は望ましい直線関係になることがわかる。図に示されているように、 $0.5 \leq \lambda \leq 1$ および $1 \leq \lambda \leq 3$ の両領域にわたって、 $f_1(\varphi), f_3(\varphi)$ に関する関係式が各 1 個となるのは次の理由による。すなわち図 1.7.2, 図 1.7.3 をみればわかるように、 $0.5 \leq \lambda \leq 1$ および $1 \leq \lambda \leq 3$ の両領域における各直線のこう配は異なるけれども、これらは $\lambda = 1$ で連続するので、 $\lambda = 1$ に対する $f_1(\varphi), f_3(\varphi)$ はこれら両領域において共通となるからである。また図 1.7.4 で特に注意しなければならないのは、 $3 \leq \lambda \leq 10$ の範囲における $f_1(\varphi)$ としては $\lambda = 3$ に対する値をとっていることである。このようにしたのは、図 1.7.2 において K_1 に関する $3 \leq \lambda \leq 10$ の領域の直線を $\lambda = 1$ まで延長してみれば容易に推測されるように、 $f_1(\varphi) \sim \varphi$ 関係が簡単な直線関係とならずに最大値を有する曲線関係になってしまうからである。したがって、この領域における図 1.7.4 中の $f_1(\varphi)$ は、厳密な意味では式 (1.7.14 a) の表

示における $f_1(\varphi)$ とはその意味が少し違うわけであり、のちに示すように、この領域の $(\pi B_2^3 K_1 / B_1^3)$ に関してのみ λ の項が $(\lambda/3)$ となる。しかし、本質的に式 (1.7.14) の形がくずれるわけではないから、式の形態上他と同様に $f_1(\varphi)$ とかいておくことにする。

図 1.7.5 は $f_2(\varphi), f_4(\varphi)$ に関する同様の図である。この場合も φ の小さなごく一部を除いて、きれいな直線関係が得ら

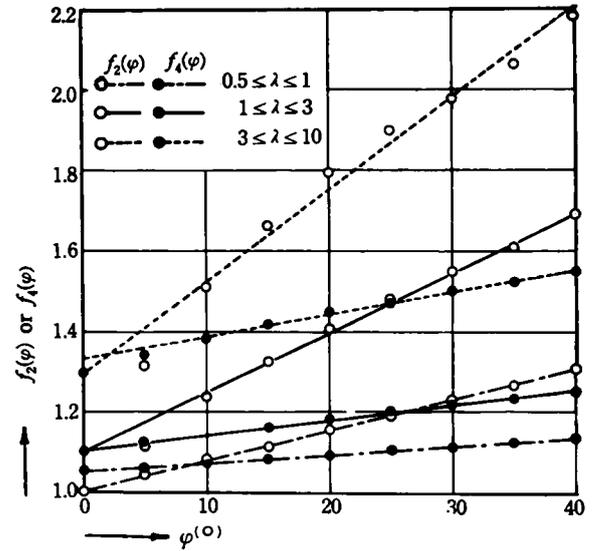


図 1.7.5 $f_2(\varphi), f_4(\varphi)$ と φ の関係

れることがわかる。原式の簡略化という意味において、図 1.7.4, 図 1.7.5 の直線関係は非常に好都合であるというべきである。

$f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ は表 1.7.1 に一括して示されている。以上

	$f_1(\varphi)$	$f_2(\varphi)$	$f_3(\varphi)$	$f_4(\varphi)$
$0.5 \leq \lambda \leq 1$	0.056φ +4.000	0.007φ +1.000	0.027φ +7.653	0.002φ +1.052
$1 \leq \lambda \leq 3$	0.056φ +4.000	0.016φ +1.100	0.027φ +7.653	0.004φ +1.103
$3 \leq \lambda \leq 10$	* 0.597φ +10.400	0.023φ +1.300	0.013φ +6.110	0.005φ +1.334

* $(\frac{K_1}{B_1^3})_{\lambda=3}$ における値

表 1.7.1 $f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ の値

により、式 (1.3.39 a) の最初の式の右辺の $\pi B_2^3 K_1$ および $\pi B_2^2 K_2$ は近次的に次のように簡略化してかくことができる。すなわち、

$$\begin{aligned}
 &0.5 \leq \lambda \leq 1, \text{ の場合} \\
 &\quad \pi B_2^3 K_1 = (0.056\varphi + 4.000) B_1^3 \lambda^{(0.007\varphi + 1.000)} \\
 &\quad \pi B_2^2 K_2 = (0.027\varphi + 7.653) B_1^2 \lambda^{(0.002\varphi + 1.052)} \\
 &1 \leq \lambda \leq 3, \text{ の場合} \\
 &\quad \pi B_2^3 K_1 = (0.056\varphi + 4.000) B_1^3 \lambda^{(0.016\varphi + 1.100)} \\
 &\quad \pi B_2^2 K_2 = (0.027\varphi + 7.653) B_1^2 \lambda^{(0.004\varphi + 1.108)} \\
 &3 \leq \lambda \leq 10, \text{ の場合} \\
 &\quad \pi B_2^3 K_1 = (0.597\varphi + 10.400) B_1^3 \left(\frac{\lambda}{3}\right)^{(0.023\varphi + 1.300)} \\
 &\quad \pi B_2^2 K_2 = (0.013\varphi + 6.110) B_1^2 \lambda^{(0.006\varphi + 1.334)}
 \end{aligned}
 \tag{1.7.15}$$

ここに、 φ はラジアンではなく度数 ($^\circ$) 表示である。なお図 1.7.5 をみればわかるように、 $3 \leq \lambda \leq 10$ の場合、 φ のごく小さな範囲において少し直線からはずれる部分があるがこれに原因して、この範囲において式 (1.7.15) から算出される $\pi B_2^3 K_1$ 、 $\pi B_2^2 K_2$ の値は少し精度が落ちる。しかしその他の場合に関して式 (1.7.15) から算出されるこれらの値は、式 (1.7.15) の誘導過程の当然の帰結としてその近似度はきわめて高く、式 (1.3.38)、式 (1.3.39)、式 (1.3.40) から計算される厳密値との誤差は、全般に 3% 以下にすぎない。

7.3 実験結果の再整理と計算値との比較

この節で再整理し、対比検討しようとする実験は、著者、Balla³⁾、七里⁴⁾、Turner⁵⁾ などによつて行なわれた多数の室内模型実験と、前章に示した現地模型実験の一部である。Mors⁶⁾、Paterson⁷⁾、Clements⁸⁾、Heikkilä⁹⁾ などによつてもかなり多くの実験が行なわれているが、これらは特殊形状の基礎体であつたり、特殊な施工法の場合がほとんどであるので、ここではとりあげない。また現地実験に関しては、前章に示したように粘性土に関する実験もあるが、 B_1 および D の観点からみるとこれらの変化個数が少ないので省略し、砂質土に関する実験のみをとりあげる。

7.3.1 著者らによる室内および現地模型実験

まずはじめに、第 4 章の 4.7 節までに示した砂に関する一連の室内実験からみてる。実験に用いた基礎体はすでに 4.2 節で説明したように、表 1.4.1 中の No.1 ($2B_1 = 18 \text{ cm}$)、No.2 ($2B_1 = 24 \text{ cm}$)、No.3 ($2B_1 = 30 \text{ cm}$) の合計 3 種類の円形床板基礎である。実験時の砂(A)の状態は、やはり同章表 1.4.2 に示したように 4 種類であり、また基礎の埋戻し深さ D を 20、30、40、50、60 cm に変化させたこともすでに説明した。これらに関する試験の総個数は 54 個であり、すべての実験値は表 1.4.3 に示してある。さて図 1.7.6 はこ

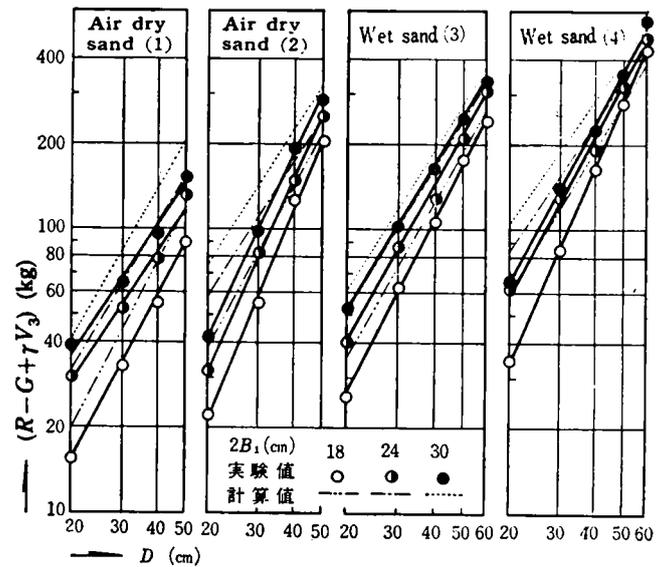


図 1.7.6 $(R-G+\gamma V_3)$ と D との関係 ($B_1 = \text{一定}$)

これらの値をもとにして実験結果を再整理したものである。すなわちこの図は、表 1.4.3 中の R に基づいて、基礎体の影響を除いた限界引揚抵抗力 ($R-G+\gamma V_3$) を計算し、これを D に対して両対数紙上にプロットしたものである。また B_1 に関しては、その B_1 の変化個数が少ないうらみはあるが、同様に $(R-G+\gamma V_3) \sim 2B_1$ 関係を両対数紙上に描いた一例が図 1.7.7 である。これらの図には、比較のため、式 (1.7.15) から算出した $\pi B_2^3 K_1$ 、 $\pi B_2^2 K_2$ を用いて求められた計

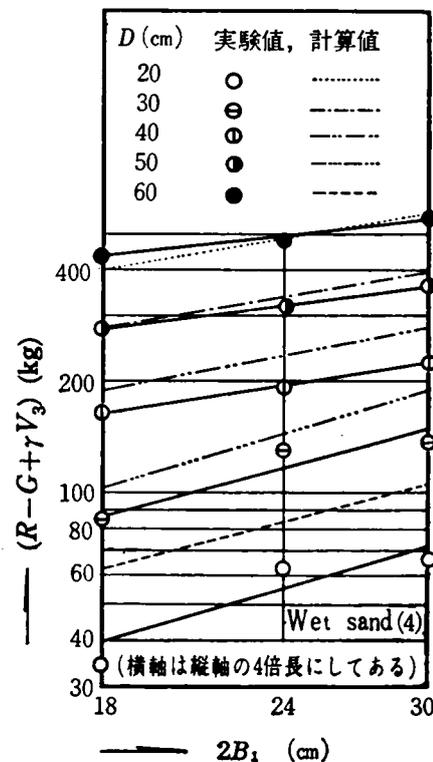


図 1.7.7 $(R-G+\gamma V_3)$ と $2B_1$ の関係 ($D = \text{一定}$)

算値も併記されている。図 1.7.7 の横軸に B_1 でなく $2B_1$ をとつたのは、 B_1 ではプロットされる各実験値の間隔があまりに短かすぎるためであり、いずれに対して描いても本質的には何ら変るところはない。さてこれらの図をみれば、実験から得られた $(R-G+\gamma V_3)$ は、両対数紙上において D または B_1 に対して明らかに直線関係にある。そしてこの事実は、式 (1.7.13) によつて理論的に説明される。また式 (1.7.15) に基づく計算値も両対数紙上で直線となり、かつこれらが実験値と比較的よい一致を示すことは、やはり式 (1.7.13)、式 (1.7.14) の推論の妥当性を示すものである。なお各場合について、すべり面の作図法に基づき式 (1.3.39) で厳密に計算した値が、以上に示した実験値と非常によくあうことはすでに 4.5 節において示した。

図 1.7.8 は、第 5 章の 5.9 節までに示した関東ローム ($w = 90 \sim 95\%$, $\gamma = 1.13 \text{ g/cm}^3$, $c = 80 \text{ g/cm}^2$, $\varphi = 20^\circ$) に関する実験結果を再整理したものである。ここに再整理した実験に用いた基礎体は、上記の No.1, No.2, No.3 の円形床板基礎と表 1.4.1 に示した正方形床板基礎 No.8, No.9, No.10

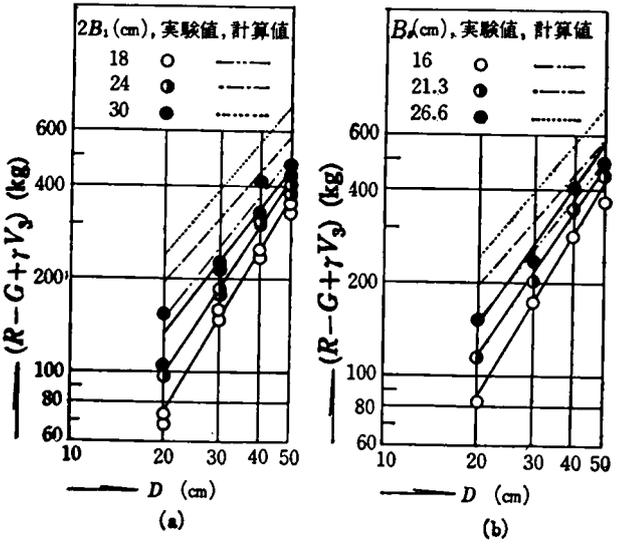


図 1.7.8 $(R-G+\gamma V_3)$ と D の関係 ($B_1 = \text{一定}$)

の合計 6 種類である。 D は 20, 30, 40, 50 cm の 4 種類に変えられ、図にはこれらに関する全試験結果がプロットされている。図 1.7.8 (a) は円形床板基礎に、また図 1.7.8 (b) は正方形床板基礎に関するものである。これらの図から明らかのように、円形床板基礎の場合はもちろん、正方形床板基礎の場合にも、実験値は両対数紙上で明確な直線関係を示している。なお式 (1.7.15) に基づく計算値が、図のようにながらずれてくるのは次の理由による。すなわち、6.7 節で検討し、指摘したように、粘着力の比較的大きな粘性土にもかかわら

ず、設計の便法として砂質土と同方法で $\theta_0 = 60^\circ$ として計算できるのは、実物大基礎のように床板側面と土との間の摩擦抵抗などがかなり期待できる場合にに限られる。ところで一方、図 1.7.8 に示す実験での模型基礎では床板厚はわずか 1 cm にすぎず、このような抵抗は期待できない。以上の理由により、粘性土の場合の小型模型実験では、式 (1.7.15) による計算値がかなり大きく実験値を上まわる結果となるのである。

図 1.7.9 は、表 1.6.5 や図 1.6.14 に示した実験値のうち、砂質土に関する試験地(A)の現地実験結果を再整理したもので

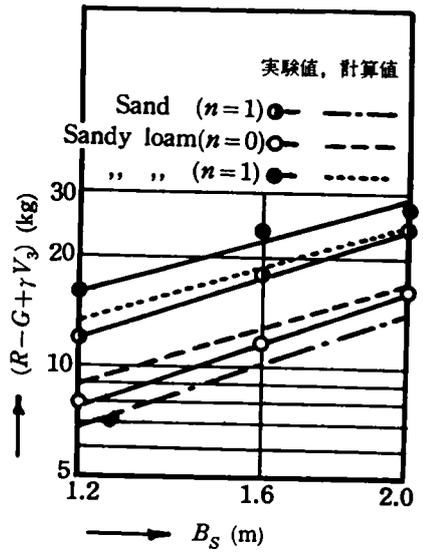


図 1.7.9 $(R-G+\gamma V_3)$ と B_s の関係 ($D = \text{一定}$)

ある。ただし、鉛直掘り施工の場合の試験結果は省いてある。図の縦軸にはやはり $(R-G+\gamma V_3)$ が、また横軸には床板部の一辺の長さ B_s がとつてある。実験値は実線で結んであるが、これをみれば各実験値が両対数紙上で直線関係にあることは一見して明らかである。また、点線その他により併記してある計算値 (式 (1.7.15) による) が実験値と非常によく一致を示すことも明らかである。これらの中には、表 1.6.1 を参照すればわかるように、かなりのみかけの粘着力を有している場合もある。それにもかかわらず、上記室内実験の場合とは異なり、実験値と計算値がよくあい、しかも計算値の方がかえつて少し小さくなつてゐるのは、計算においては考慮しない基礎体床板部側面の摩擦抵抗の効果がかかなり大きいためと考えられる。

7.3.2 Balla, 七里および Turner による室内模型実験

Balla は、主として表 1.7.2 に示す気乾燥砂を用いて実験を行なつてゐる。用いられた基礎体模型は円柱形の柱体部と円すい台形の床板部から成り (図 1.2.1 (d) 参照)、床板部

研究者	土試料	w (%)	γ (g/cm ³)	c (g/cm ³)	ϕ (°)
Balla	気乾燥砂	1.0	1.70	5	38.0
七里	気乾燥 (川砂)	—	1.40	0	30.0
	気乾燥 (山砂)	—	1.25	0	27.0
	湿潤 (川砂)	6.4	1.38	6	28.8
	砂質ローム	16.6	1.73	10	22.8
Turner	Shear strength (0.165 t/ft ²) or (4.920 t/ft ²)				

表 1.7.2 実験に用いられた土質

の直径 $2B_1$ は 6, 9, 12 cm の 3 種類である。柱体部の長さは 5, 10, 15, 20, 25, 30 cm の 6 種類で、これに基づいた埋戻し深さを選択している。すなわち、行なわれた実験は $2B_1 = 9$ cm の場合に関して、 D を 4, 9, 14, 19, 24, 29 cm に変化させた 6 個の試験と、 $D = 19$ cm に対して $2B_1 = 6, 9, 12$ cm に変えた 3 個の試験である。論文(3)には、「所定の深さに埋設された基礎体に引揚力を加えた」とあるのみで、試験方法についての詳細は記述されていないが、おそらく変位制御式の引揚試験であると思われる。

また昭和 18 年に七里は、表 1.7.2 に示す 4 種類の砂と砂質ロームを用いて同様の室内模型実験を行なっている。この実験に用いられた基礎体は、床板部の一辺の長さ B_s が 20, 25, 30, 35 cm の 4 種類の木製正方形床板基礎であり、 D を 20, 25, 30, 35, 40 cm として多数の実験を行なっている。基礎の引揚げは定変位式載荷によつて行なわれている。

Balla および七里は、それぞれの論文において実験結果を表に示しているので、これらに基づいて限界引揚抵抗力を D または $2B_1$ に対して両対数紙上に描くと図 1.7.10 (Balla の結果)、図 1.7.11 (七里の結果) のようになる。図 1.7.10 の場合、 D に対する各プロットは縦軸左側の目盛にまた $2B_1$ に対するものは右側の目盛に従う。これらの図で実線は各実験値をつらねたものであり、点線や破線などは式

(1.7.15) に基づく計算値である。ただし図 1.7.11 では、図の繁雑さを避けるため、乾燥山砂の場合以外は実験値は実線で結ばれていない。さてこれらの図をみれば、計算値はいうまでもなく、それぞれの実験値は、さきに示した図 1.7.6 ~ 図 1.7.9 の場合と同じように、両対数紙上で明確な直線関係となることが明らかであり、式 (1.7.13)、式 (1.7.14) の正当性を示している。また近似計算値は全般に実験値と非常によくあっているが、特に Balla の実験の場合にはほとんど完全に一致している。これらは式 (1.7.15) の妥当性を示すものである。なおこれら両図において、実験値の場合、縦軸は R であつて $(R - G + \gamma V_3)$ ではない。したがつて非常に厳密にいうと多少正確さを欠いているわけであるが、このよ

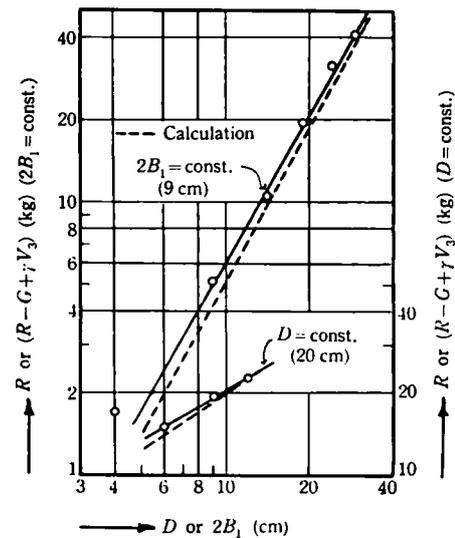


図 1.7.10 限界引揚抵抗力と D および $2B_1$ の関係

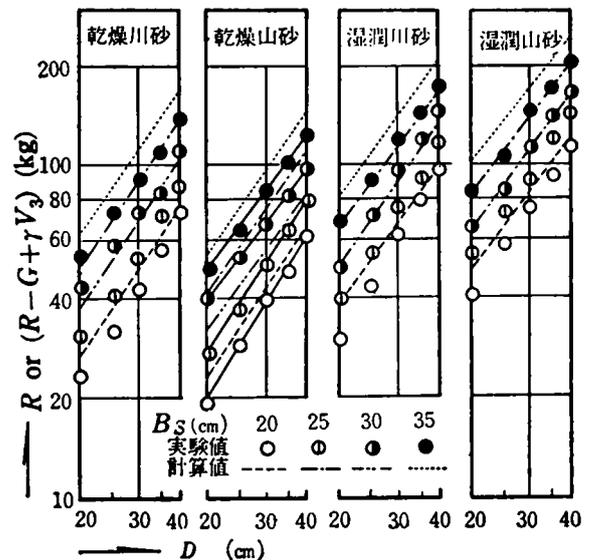


図 1.7.11 限界引揚抵抗力と D の関係

うに、 R を用いたのは次の理由による。すなわち七里の実験の場合には、使用された基礎体が木製であるためその自重 G はほとんど無視できるほど小さく、また γV_3 も全引揚抵抗力 (20 kg 以上) にくらべると図上ではほとんど問題にならないほど小さい。また Balla の場合には、基礎体の材料および基礎体柱体部の直径が論文に明示されていないので、 $(-G + \gamma V_3)$ を計算することができなかつた。しかしたとえ基礎体が鉄製であつたとしても、 $(-G + \gamma V_3)$ の値は $D < 10$ cm の場合で 0.5 ~ 1 kg 程度、 $D > 10$ cm では 2 kg 前後と考えられる。対数目盛の性格上、 $D > 10$ cm ではこの影響はほとんどない。 $D < 10$ cm の場合には、0.5 kg ~ 1 kg がかなり影響を

もつ。しかし、図において実験値が計算値より少し大きくで
ていることから判断すると、この影響をとり除くことができ
れば、実験値はむしろよりよい直線関係となり、かつ計算値
によりいつそう接近するものと考えられる。

図 1.7.12 は Turner によつて行なわれた多数の室内模型実
験結果の一例を描いたもので、実験値はやはり明白な直線関
係を示している。Turner はこのほかに多数の実験を行なつ
ているが、基礎形状が特殊であつたり、 D や B_1 の変化範囲が
ごく小さかつたりして、著者の望む両対数紙上のプロットに
適合するものは少なかつた。図に示したのは土の強度が異な

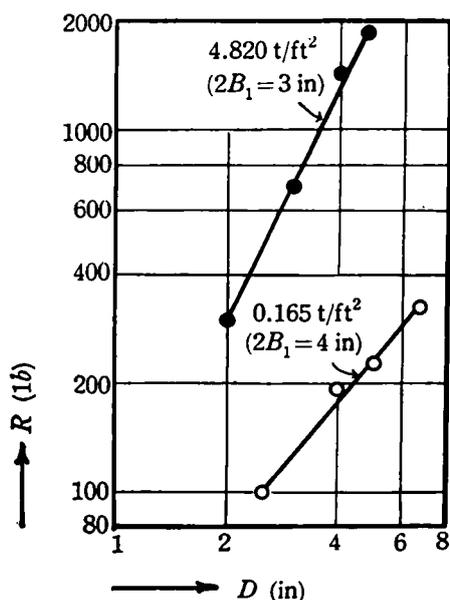


図1.7.12 限界引揚抵抗力と D の関係

る 2 種類、すなわち Turner の表示によると "shear strength"
が $0.165 t/ft^2$ と $4.820 t/ft^2$ の場合であり、用いられた
基礎体は前者の場合床板直径 4 in、後者が 3 in のともに円
形床板基礎である。Turner が示している上記の "shear
strength" の意味が明確でないので、この図には計算値は
プロットされていない。なお基礎への載荷は定変位式方式に
よつて行なわれた。

以上図 1.7.6 ~ 図 1.7.12 に示した諸結果は、基礎の引揚抵
抗力に関してきわめて重要な結果であると考えられる。

7.4 結 論

すでに第 3 章に示した、経験的要素を加味した理論式を新
しく展開し、簡略化した近似式を求めると同時に、実験的
には従前から気付いていた事実、すなわち、実験から得られた
限界引揚抵抗力と埋戻し深さあるいは床板直径（幅）の関
係が両対数紙上で直線になるという事実を理論的に実証した。
そして他の研究者によつて過去に行なわれた実験結果や前章
までに示した実験結果を再整理し、上述の直線性を確かめ
るとともに、これらを近似計算値と対比検討した。本章のおも
な内容を要約すると以下のとおりである。

(1) 限界引揚抵抗力の算定に関する基本式 (1.3.39) を新
しく展開し、限界引揚抵抗力が近似的に B_1 および D のべき
乗に比例することを示した。また $\pi B_2^3 K_1$ 、 $\pi B_2^2 K_2$ に関する
近似式を求めた。

(2) 前章までに示した実験結果および Balla, 七里,
Turner などによつて行なわれた実験結果を再整理したとこ
ろ、限界引揚抵抗力と D または B_1 関係が両対数紙上で直線と
なることが明らかとなり、またこれらと近似式による計算値
が全般によく一致することを示した。

第 7 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・田河勝一：基礎の引揚抵抗力算定式の新しい展
開と斜面内基礎の抵抗力について，土木学会論文集，第
149号，pp.27~35，1968
- 2) Matsuo, M. : Study on the Uplift Resistance of
Footing (II), Soils and Foundations, Vol. V, No. 1,
pp.18~48, 1968
- 3) 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, 1959
- 4) 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第 2 部研究報告，
pp.85~134, 1943
- 5) Turner, E. A. : Uplift Resistance of Transmission
Tower Footings, Proc. A.S.C.E., Vol. 88, PO2,
pp.17~33, 1962
- 6) Mors, H. : Das Verhalten von Mastgründungen bei
Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, Heft 10,
pp.367~378, 1959
- 7) Paterson, G. and Urie, R.L. : Uplift Resistance

- Tests on Full Size Transmission Tower Foundations,
Conférence Internationale des Grands Réseaux
Électriques a Haute Tension, Session 1964, 203,
pp. 1 ~ 22, 1964
- 8) Clements, B. J. : Full Scale Pull-out Tests on
Transmission Line Tower Foundations, Proc. Third
Australia-New Zealand Conf. Soil Mech. and
Found. Eng., pp.130~134, 1960
- 9) Heikkilä, K. and Laine, J. : Uplift Resistance
of Guy Anchor Plates, Conférence Internationale
des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension,
Session 1964, 217, pp. 1 ~ 14, 1964

第 8 章 鉄塔基礎の耐振性に関する考察

8.1 概 説

鉄塔に作用する支配的な荷重は風圧力である。自然の風は常に一定の速さで吹いているわけでないから、その時間的な強弱によつて、鉄塔に作用する風圧力は変化し、一般に鉄塔は振動する。したがつて、鉄塔基礎には繰返して引揚力が作用することになる。また、もつと長期的にみた場合にも、引揚力の繰返し作用ということが起こる。すなわち、かなり大きな引揚力が1箇月とか3箇月とかの間隔をおいて作用するとか、またたとえば台風期に1年とか2年ごとに非常に大きな引揚力を受け、基礎の破壊が少しずつ進行していくような場合が考えられる。8.2節においては、風速の分布や風の息の周期などに関して、過去の主要な研究成果を示したのちに、繰返し引揚力を受けたときの基礎の挙動を調べるために行なつた室内模型実験の結果を示して考察を加える。

また現在までの送電用鉄塔に関しては、地震力に対する検討が実際上行なわれていなかった。これは、設計風圧力がきわめて大であるのに対して、地震力は一般にこれよりも小さいと考えられてきたためであるが、これに関して詳細に検討されたことはなく、設計に際して地震力を算定し、これによる各部材や基礎の算出結果を風圧力に基づくそれと比較する、などの検討は一般に行なわれていない。しかし先年の新潟地震においては、いくつかの送電用鉄塔が被害を受けている。新潟地震の場合は、砂地盤の液状化という非常に特色のある現象に起因した被害が多かつたわけであり、送電用鉄塔の被害のおもなものも砂地盤上の鉄塔基礎の不同沈下に基づく鉄塔の傾斜であつたが、いずれにしても、地震時における鉄塔の安全性を検討しておくことは是非必要であると考えられる。8.3節以下においては、鉄塔の振動特性、現在一般に行なわれている震度法やその問題点、あるいは土の動的強度などに関する従来のおもな研究成果を整理検討したのちに、代表的な鉄塔の基礎に関して、地震力が作用した場合の種々の試算結果を示して考察を加え、著者の見解を述べる。

8.2 繰返し荷重を受ける基礎の引揚抵抗力

8.2.1 風の息や風速の分布

さきに述べたように、鉄塔に働くおもな荷重は風による力であり、送電用鉄塔の大型化にともなつて、この風による荷

重がますます支配的な、重要な要素になつてきている。

「自然の風は時間的にみて、いつも一定の速さで吹いているものではなく、たえず強くなつたり、弱くなつたりしている。これは風杯型発電式風速計や、風車型風向風速計のような瞬間風速を指示する風速計の記録をみると、図1.8.1のように記録は線状にならず、ある幅をもつていることから諒解しう

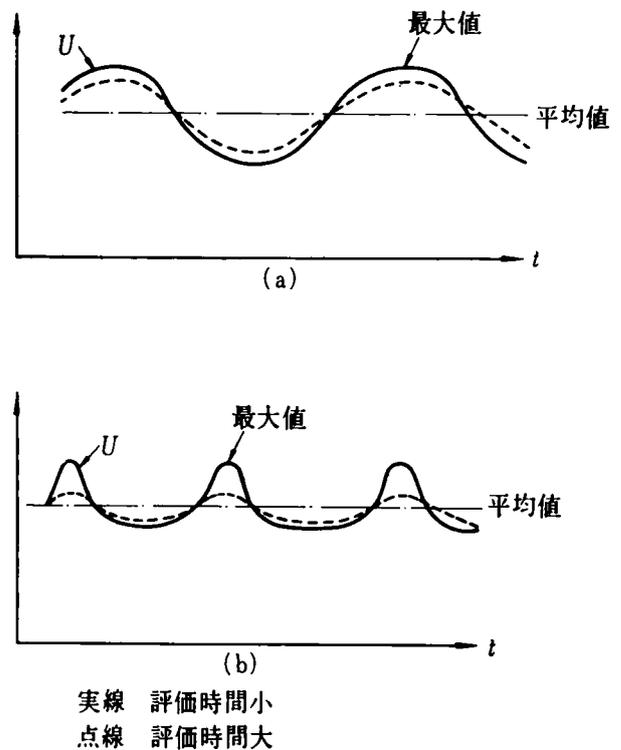


図1.8.1 風速変化の状態とガストファクター
(本州四国連絡橋技術調査委員会¹⁾)

ることである。このことは古くから注目され、風は風速の強い部分と弱い部分が交互にあらわれるというので“風の息”あるいは“乱れ”と呼ばれてきた。これは地表付近に大気対流により大小の渦が発生し、これが流れによつて移動しているためと考えられている。したがつて風速はある時間内の平均値によつてあらわれ、現在気象庁では標準の風速値として10分平均を採用しており、欧米では5分平均が用いられているようである。しかし、構造物の設計風速を検討する場合には、より短い評価時間の風速、すなわち瞬間風速を問題にすることが多く、現地でこれを観測したり、10分平均

風速から任意の短い評価時間の風速を求めることが必要となり、突風率に関する研究などが進められている¹⁾」。

観測される風速記録の10分間最大平均風速には、継続時間によって変動する最大値と最小値が含まれている。ごく短時間の瞬間風速による動的荷重が構造物にどのように作用するかは、個々の構造物の力学的性質や条件によって異なり、いまだ多くの点において明確にされていないようであるが、静的荷重に近い荷重として作用するには、ある程度の継続時間が必要と考えられる。この継続時間も構造物の規模により異なり、構造物が大きければ長い継続時間が必要であり、構造物が小さければ短い継続時間でも静的荷重として作用する場合も考えられるであろう。また、ある継続時間をもつた瞬間風速は、垂直および水平方向にもある幅をもつたものであり、これは突風の気塊といわれている。この気塊の形状や性質などは、現状では明らかにされていないようであるが、送電鉄塔に力として作用する風荷重の検討には、風速の継続時間や架渉線に作用する実効風速などとともに、この気塊の大きさやこれと平均風速や継続時間などの関係を究明していくことが必要であると考えられている²⁾

瞬間風速と平均風速の関係は、周囲の地形などにより影響を受け、非常にむずかしい問題を含んでおり、送電用鉄塔に静的に作用する風速としてどの程度の継続時間を有するものを考慮すればよいか、についてはまだ明らかにされていない。しかしわが国の送電用鉄塔関係においては、これまでの種々の調査結果に基づいて、数秒間の平均風速が測定されるダインス風速計による測定値程度を考慮する必要があり、10

分間平均風速が40 m/sec程度のものであれば、実荷重としてはその1.5倍程度の風速を考慮するのが妥当と考えられている。また気塊の大きさについては実験データが少なく、上に述べたように現在まだ明らかではないが、10分間平均風速の1.5倍程度に相当する気塊の大きさは、風速測定資料や台風通過地の突風による樹木倒壊状態などに関する考察をもとに、幅は数10 mから100 m前後と考えられている²⁾。風速の水平および鉛直分布や息の周期に関する研究成果は、近年に至つてかなりの報告をみるようになってきたが、³⁾ ⁴⁾ ⁵⁾ ⁶⁾ たとえば図1.8.2、図1.8.3はSherlock⁷⁾およびDeacon⁸⁾による実測例であり、また図1.8.4は塩谷⁹⁾らによる風速記録の解析例であつて、瞬間風速の頻度分布を示している。また、息の周期、すなわち息を起こす渦の間隔は0.5~1.2秒とみられ(2秒前後にも頻度大)、次の卓越する周期は平均すると10秒から20秒であつたという亀井による報告¹⁰⁾、さらに、東京タワーに設置された風杯型発電式風速計の測定結果の解析によると、60 m高度では60秒と26秒のかなり顕著な卓越周期があるという最近の高橋による報告¹¹⁾などもある。風速分布や風の息とその周期が、鉄塔にどのような振動を誘起し、そして鉄塔基礎にどのような周期的荷重を及ぼすかは、現在のところまだ明らかではないが、いずれにしても、風圧力Pは風速Vの2乗に比例する、すなわち受風体の抵抗係数C、空気密度ρとするとPは一般に

$$P = C \left(\frac{1}{2} \rho V^2 \right) \quad (1.8.1)$$

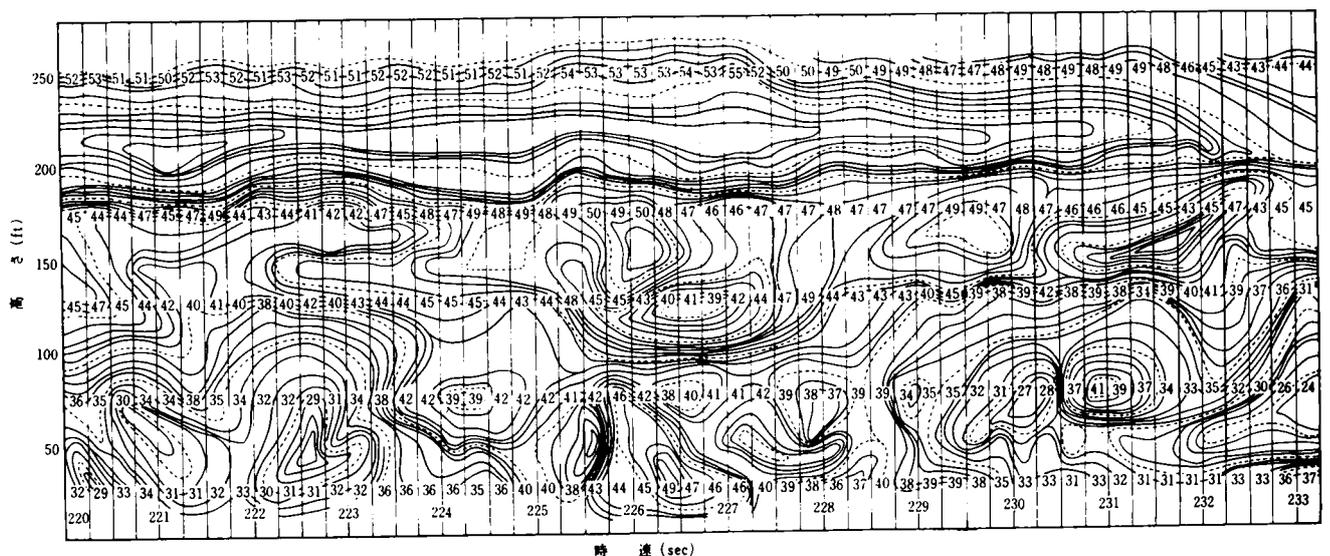


図1.8.2 250^{ft}の気層内の等速度線図 (Sherlock⁷⁾, ただし文献1)より転載)
(図中数字は風速値mphを示す)

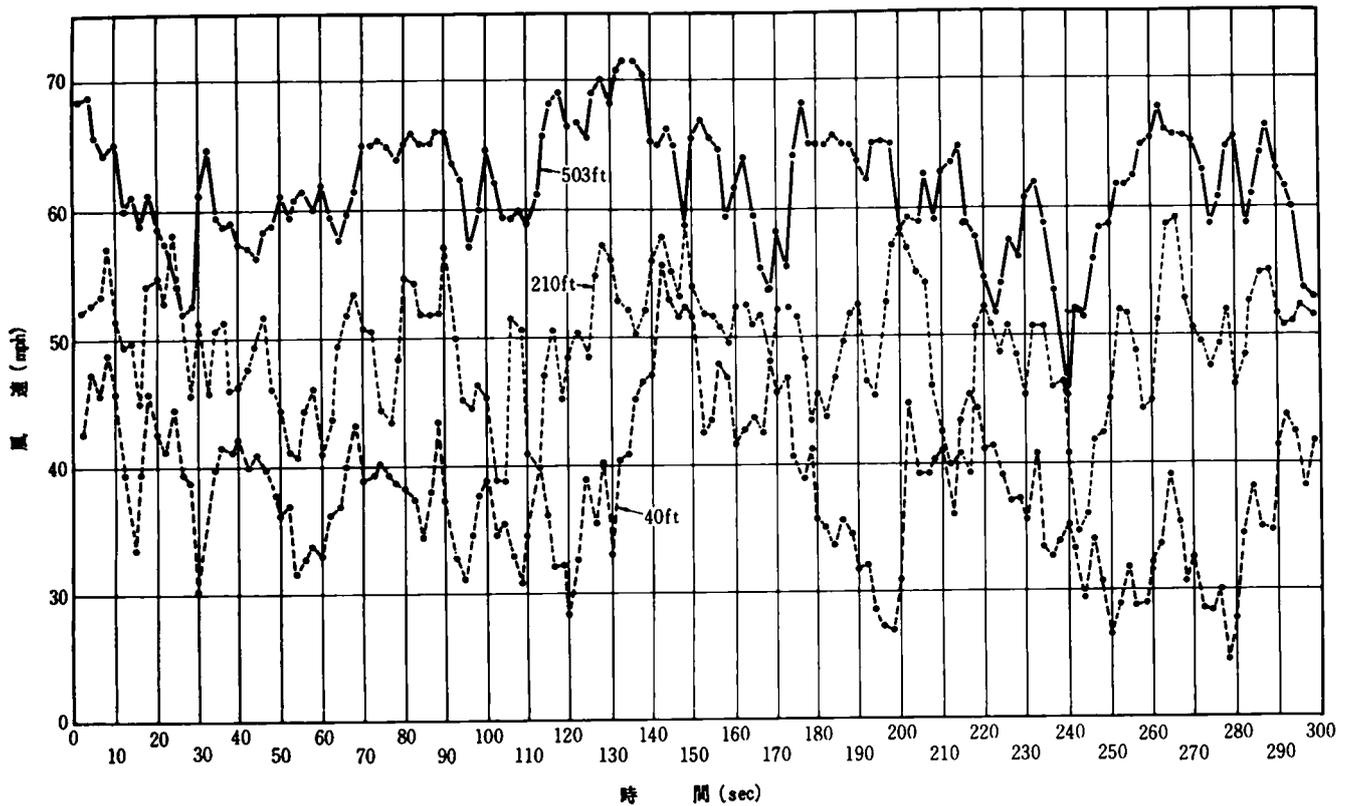


図 1.8.3 高さ 503, 210, 40^{ft} における変動風速の記録 (Deacon⁸⁾, ただし文献 1) より転載

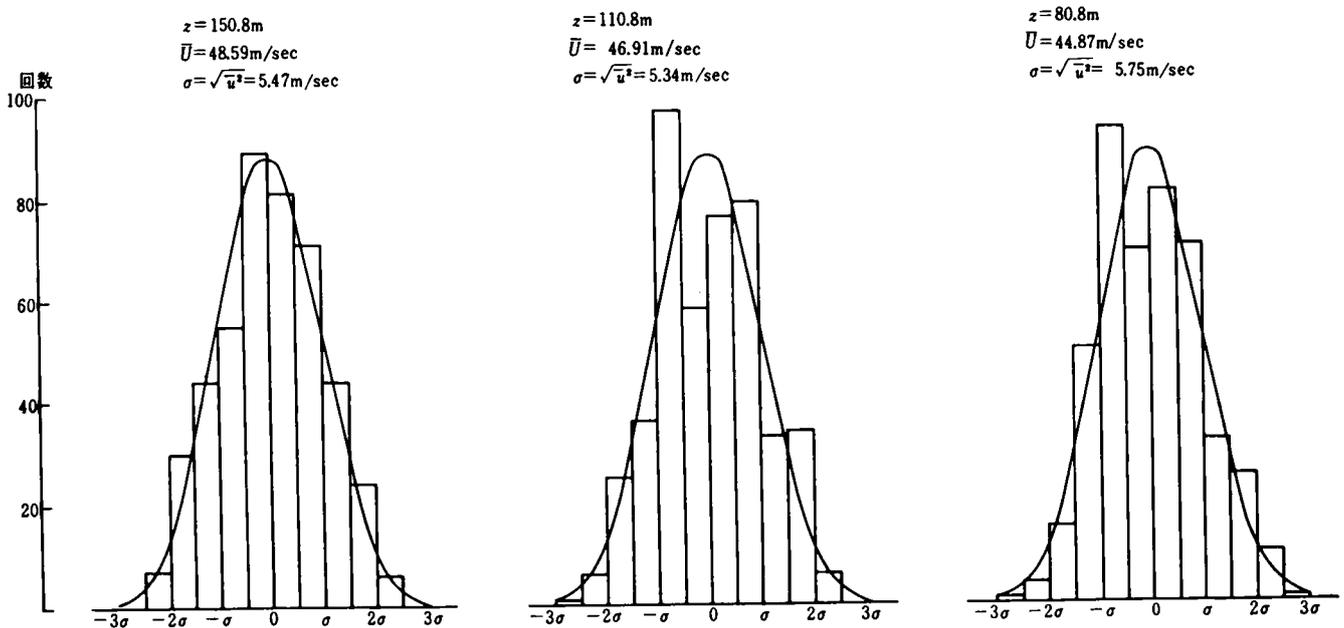


図 1.8.4 瞬間風速の頻度分布 (塩谷・新井・林田⁹⁾, 文献 1) より転載

であらわされるので、上述した実測例から判断しても、送電用鉄塔基礎に作用する引揚力は、実際にはある持続時間のもとの繰返し作用する場合の多いことがわかる。

また、8.1節で述べたように、引揚荷重の作用をさらにマクロな見地から見た場合にも、季節風や台風の繰返しによつて何箇月あるいは何年というような長周期でもつて、大きな

引揚力を繰返し受ける、というようなことが十分に予想される。

このような繰返し荷重が作用すると、大きな載荷重が短時間載荷された場合や静的漸増載荷時などの場合にくらべて、地盤の挙動に変化をもたらすことが予測される。そして載荷の条件によつては、基礎床板部とこれに隣接する土との間に間げきが生じ、これが、変位量の増大や引揚抵抗力減少の原因になつたり、また初期の荷重によつて床板側底面と土との摩擦抵抗力がきれ、つぎにやつてきた荷重で地盤の一部が破壊し、さらにそののちの引揚力によつてより多くの部分が破壊していくというように、より小さな荷重によつて残留変形をともなつたせん断破壊が進行的に生じていく場合が考えられる。したがつて、繰返し荷重が基礎の変位量や抵抗力に及ぼす影響を明らかにすることは重要な問題である。

8.2.2 模型実験の結果と考察

基礎に作用する繰返し荷重のかかり方には、特徴的にみて次の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ゼロになり、さらにまた従前の引揚力が作用するという過程を繰返す場合。この場合、基礎にはある時間間隔において引揚力が作用し、その他の時間には、基礎は引揚力から完全に解放されるわけである。たとえば、季節風や台風による圧力がかなり長期間において繰返し作用する場合などが、これに近い状態として考えられるであろう。このときには、特に基礎地盤の残留変位および基礎床板上面と隣接土との間の空げきの発生などが問題になると考えられる。

(2)基礎には常に一定の引揚力が作用しており、さらにこれに付加的に増分引揚力が繰返し作用する場合。一般の送電用鉄塔においても常に架線からの力を受けているが、特に引留め鉄塔や架線がかなり急角度で方向転換する位置の鉄塔などの場合には、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、ある時間間隔でもつて架線や鉄塔本体に吹きつける場合などがこれに相当する。また強風地帯や台風時において、相当に強い風が常時吹きつけている上に、さらに突風の大きな荷重が繰返し作用する場合などもこの種の問題に属する。

実験は、才5章で説明した一連の実験の一つとして行われた。用いた土試料は関東ロームであり、埋戻し土の状態は、 $w = 90 \sim 95 \%$ 、 $\gamma = 1.13 \text{ g/cm}^3$ 、 $c = 80 \text{ g/cm}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ に調整された。すなわち5.4節～5.9節までに説明した各実験における地盤状態と同じである。また模型のフーチングとしては、表1.5.1中の基礎体No.2が用いられ、これを30 cm

の深さに埋戻して繰返し引揚実験が実施された。載荷重は、定荷重式載荷試験によつて得られた図1.5.10の折点荷重との関連性を調べる目的も含めて選択した。すなわち、上記(1)の場合は、載荷重は65.0 Kg、136.0 Kg、162.0 Kgの3種類とし、30秒間隔でこれらの荷重の載荷～完全除荷を繰返した。また(2)の場合においては、図1.5.10の才1折点荷重65.0 Kgを基本荷重として基礎体に常に作用させておき、さらに静的漸増載荷試験の場合の限界引揚抵抗力183 Kg (図1.5.8あるいは図1.5.10参照)との差の約1/2および2/3に相当する大きさの荷重、すなわち52.3 Kgおよび80.8 Kgの荷重をやはり30秒間隔で付加的に繰返し載荷した。さきに述べたように、鉄塔に作用する風圧の継続時間のとり方や基礎に伝達される引揚力の実質的な継続時間については現在まだ明らかでないので、実験において採用した30秒という時間は適切でないかもしれないが、実験における操作の容易さと前項で示した実測例などを参考にして、このようにきめた。

図1.8.5は、上記(1)の場合における各荷重に対する引揚量

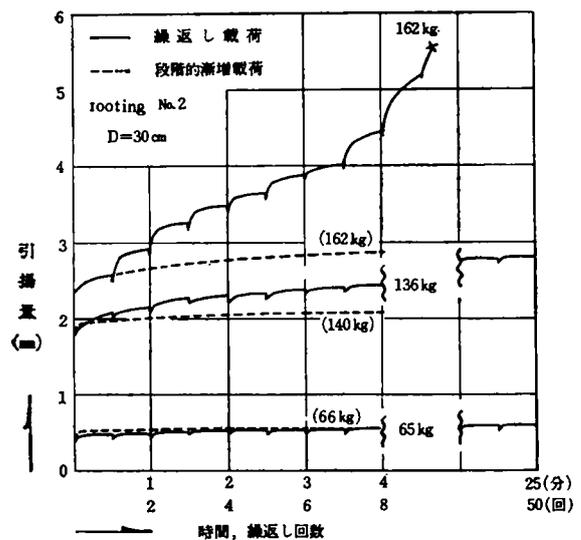


図1.8.5 繰返し載荷の引揚量におよぼす影響

～時間(繰返し回数)関係を図示したものである。横軸の時間としては実際に設荷している時間がとつてあり、荷重が解放されている時間、すなわち休息時間は含まれていない。また参考のために、この図には5.5節に述べた静的載荷試験結果である図1.5.8における66 Kg、140 Kg、162 Kgの場合の引揚量～時間曲線が点線で併記されている。この図をみれば明らかのように、才1、才2折点荷重、すなわち65 Kg、136 Kgの荷重による繰返し載荷においては、ともに50回の繰返しに対して引揚量はほぼ一定値に落着いており、特に才1折

点荷重に対する引揚量は静的漸増載荷の場合とほとんど変わらない。しかし繰返し荷重が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。また引揚抵抗抗力についても、静的漸増載荷における限界引揚抵抗抗力183 kgの10%以上小さな荷重162 kgを数回繰返すことによつて、地盤が完全に破壊に至っている事実は重要である。これらのことは基礎設計上考慮しなければならない重要な事実であると考えられる。そしてこれは、繰返し期間中の残留変位量が荷重の増加とともに増大していくのに加え、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の増大によつて、載荷がしだいに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。

繰返し荷重が土の応力～ひずみ特性および圧縮強度に影響を与えることはSeed, 河上, 山内らによる従来の研究^{2) 13) 14) 15) 16) 17)}によつてかなり明らかにされている。たとえば、Seedはシルト質粘土に対して載荷時間1秒、休息时间5秒である繰返し一軸圧縮試験を行つている。もちろん、結果は荷重や供試体の諸条件により変化するが、これによれば、定性的に、荷重が一軸圧縮強度の60%程度であれば、この荷重が定常的に作用する場合よりも繰返し荷重として作用する場合の方が、変位量ははるかに大きいこと、一軸圧縮強度の1/10程度の荷重を繰返し載荷しながら全荷重を順次あげていくようにすると、ある一定のひずみを生ぜしめる応力は一般の一軸圧縮試験の場合にくらべてかなり低下すること、などが明らかにされている。

(2)の場合の引揚量～時間(繰返し回数)関係が図1.8.6に

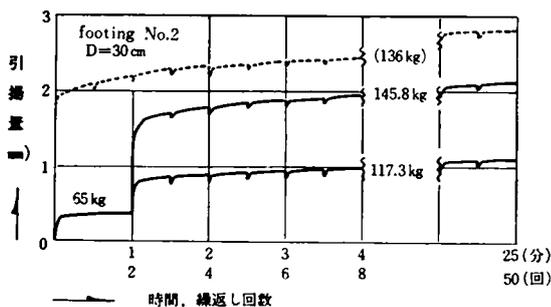


図1.8.6 繰返し載荷の引揚量におよぼす影響

示されている。この図には、参考のために(1)の場合、すなわち図1.8.5における載荷重136 kgの場合の結果が点線で併記してある。この試験では、さきに述べたように、65 kgを基本荷重として1分間載荷したのち、さらに52.3 kg または80.8 kgの荷重を繰返し載荷した。この図によると、前者においてはもちろん、後者の場合にもその変位量は一応落ち着いているようである。そして全荷重に対する変位量自体、(1)の場合にくらべるとかなり小さく、図1.5.8と比較すればわか

るように、静的漸増載荷の場合とほとんど変わらない。これは、全荷重は117.3 kgあるいは145.8 kgであるが、実際に繰返し載荷される荷重はこれよりはるかに小さいこと、繰返し載荷によつて生ずる基礎床板上面とこれに隣接する土との間げきの量が、(1)の場合にくらべてはるかに小さいと考えられることなどに主として原因している。前記のSeedの実験においても強度に与える影響は実際に繰返される荷重の大きさや繰返し回数によつて異なることが指摘され、あらかじめ小さな繰返し応力の載荷を受けた試料がそののちに大きな繰返し応力を受ける場合の強度は、直接大きな繰返し応力の作用を受けるときの強度よりもかなり増加することなどが示されている。

さて以上のことから、一応全荷重が同等の場合には、(1)のように載荷～完全除荷の条件の場合よりも(2)の条件の場合の方が有利であり、また(1)の場合には、静的漸増載荷条件の場合にくらべて限界引揚抵抗抗力がかなり低下してくるといえる。しかしながら繰返し載荷条件下における限界引揚抵抗抗力のより詳細な値やさらに多い繰返し回数、載荷、休息の繰返し時間の影響などについては、基礎に作用する実荷重の継続時間などと相呼応して、今後さらに究明していかなければならない重要課題であると考えられる。

8.3 鉄塔の振動性状

鉄塔は多数の部材からなる立体構造物であり、さらに上部には腕金が突出し、しかもその先端には架渉線が架設されているので、その振動性状はきわめて複雑であり、現在までにかんがりの研究が行なわれているとはいえ、^{18) 19) 20) 21) 22)}なお未解明の諸問題も多く残している。すなわち、ひと口に鉄塔の振動といつても、塔全体としてのたわみ振動、ねじり振動はもとより、各部材群の振動、各個材の振動、さらにこれらによる連成振動などがあり、このことが振動問題の解明をより困難なものにしているようである。風力によつて鉄塔は振動し、しかも前節で述べたように、風圧は定常的に鉄塔に作用するわけではないから、風力の動的作用による鉄塔の応答を究明し、風荷重に対する動力的な設計が将来必要になるものと考えられる。しかしここでは、次節以下に述べる耐震的考察のための参考という見地から、主として固有振動数と減衰率にかぎつて鉄塔の振動性状をみとめることにする。

主として電力会社の手によつて、今日までいくつかの実物鉄塔の振動実験が行なわれている。加振の方法としては、加振器による方法、ワイヤーにより張力を与えておき、このワイヤーの切断によつて張力を急激に開放する方法、あるいは入力により鉄塔をゆさぶる方法などが用いられ、自由減衰振

鉄塔	塔高 (m)	根開 (m)	振動 方向	固有振動数 (sec ⁻¹)						風による振動数(sec ⁻¹)		自由振動の対数減衰率			
				たわみ				ねじり		架線前 1次	架線後 1次	架線前		架線後	
				架線前		架線後		架線前	架線後			たわみ 1次	ねじり	たわみ 1次	ねじり
				1次	2次	1次	2次			1次	2次				
中山製鋼線 4号A型	69.9	12.4	線路 直角	1.75				1.79		1.74	1.66	0.15 ~0.25	0.067 ~0.19		
丸山幹線 707号A型	67.8	11.45	線路 直角	1.79		2.04		3.3		1.74 1.75	1.85 ~2 1.92	0.13 ~0.22	0.11 ~0.18	0.23 ~0.38 (0.08)	0.17 ~0.20
丸山幹線 708号A型	67.8	11.45	線路 直角							1.8 1.8	1.89				
浅香山線 RR2型	34.1	6.20	線路 直角							3.4 ~4.2					
宮川線 71号A型	39.0	6.90	線路 直角	2.44 2.38	7.1 6.3			3.0		2.5 2.4		0.067 ~0.13 0.077 ~0.14	0.085 ~0.17		
枚方-伊丹線 16号MCA型	39.6	6.00	線路 直角	2.5		5		6.3		2.5	2.67	0.077 ~0.14	0.18 ~0.30	0.12 ~0.22 0.17 ~0.21 (0.05)	
枚方-伊丹線 18号MCA型	46.5	6.60	線路 直角	3.3		3.84 2.59		3.2		3.12	2.50	0.039 ~0.058	0.22 ~0.43		
中四幹線 5号SA ₄ 型	226.0	32.0	線路 直角	0.59	1.62	0.61	1.63	1.85	1.88			0.037	0.137	0.030 (0.014)	0.149
大島送電線 6号	93.0	17.0	線路 直角			1.54 1.47								0.0049 0.0037	
大島送電線 7号(補強前)	87.1	27.0	線路 直角			1.67 1.54								0.0030 ~0.0040	
大島送電線 7号(補強後)	87.1	27.0	線路 直角			1.72 ~1.82 1.56 ~1.58									

表1.8.1 実物鉄塔の振動実験測定値 (送電用大型鉄塔専門委員会²³⁾)

動などが測定されている。また自然風のもとでの振動性状も測定されている。これらの振動実験による測定例をあげると

表1.8.1, 表1.8.2のようである。前者は電気協同研究会内の送電用大型鉄塔専門委員会によつてまとめられたものであ

	固有振動 周期 (sec)	減衰率	最大半振幅 (mm)
塔体線路方向水平動	1次 0.41 2次 0.14	0.077	自然状態 0.010 (頂部) 附近作業中 0.016 (頂部)
塔体斜め 45° 方向水平動	1次 0.42 2次 0.16	0.077	—
塔体ねじれ振動	0.32	—	—
柱脚上下動	0.40	—	自然状態 0.001
中アーム先端上下動	0.14	—	〃 0.002
下から3節目の水平構面の振動	0.20	0.148	〃 0.0012

表1.8.2 実物鉄塔の振動実験測定値 (石崎・石田・川村²⁴⁾)

り、²⁵⁾ 後者は石崎²⁴⁾らによる塔高36mの140KV級2回線鉄塔についての測定結果である。表1.8.1において、1次振動よりも2次振動における振動数が大きいのは当然であるが、2次の振動数が特に大きい宮川線と超塔高鉄塔である中四幹線の場合を除くと、1次、2次振動を問わずその固有振動数が大体1.5~3.5(1/秒)で、2(1/秒)前後のものが多いことに注意しておく必要がある。このことは、鉄塔の基礎がほぼ完全に固定されている場合の鉄塔上部構造の固有周期が0.29~0.67秒で平均的にみて0.5秒前後であることを示している。表1.8.2に与えられている固有周期はこれよりやや低い目であるが、大体前述の範囲内に入っている。また、対数減衰率は、特に大きな値や特に小さな値を除外すると、0.05~0.4程度で、平均的にみると0.15~0.2前後の場合が多いようである。なお、塔高が非常に大きい中四幹線の場合に固有振動数が他の場合にくらべて小さい、いかえると固有周期が長くなるのは、地上に固定端をもつ長さ l 、質量 m 、曲げ剛度 EI の片持ちばりの振動周期 T が

$$T \propto l^2 \sqrt{\frac{m}{EI}} \quad (1.8.2)$$

であらわされるという単純化した説明によつても納得される。

鉄塔の固有振動周期を理論的に決定するために、鉄塔を質点系とみなしたり、連続したすい体とみなしたりする方法によつて、種々の近似解法が試みられているが、²⁵⁾²⁶⁾ここではさ

きに示した実測値などに基づいて出された実験式²⁷⁾をあげておくと次のようである。

$$T = (0.007 \sim 0.012) H \quad (1.8.3)$$

ここに T は固有振動周期(秒)、 H (m)は鉄塔の高さである。この式によれば、 $H=60 \sim 100$ (m)の幹線級の大型鉄塔では、 $T=0.4 \sim 1.2$ (秒)程度になる。

8.4 震度法

8.4.1 震度法による地震力の説明

震度法とは、物体の質量に地震加速度を乗じた力が、その物体の重心に静力学的に作用すると考える方法である。すなわち震度法によると、物体の重心位置に重力と地震力とが同時に静的に働くとみなされるから、図1.8.7に示すように、地震時には重力の大きさが \overline{OG} から \overline{OR} のように大きくなり、平時の水平面が図の θ だけ傾斜することと同等になる。地震動の最大加速度を α 、重力の加速度を g とすると、震度 k を次式で定義していることは周知である。

$$k = \frac{\alpha}{g} \quad (1.8.4)$$

ところで、地震時における構造物は振動的な運動をする。す

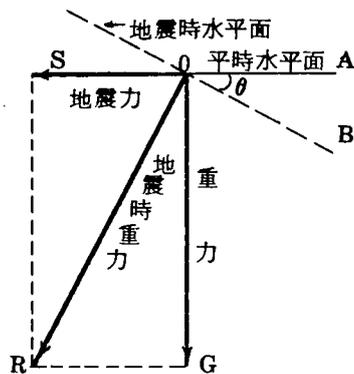


図 1.8.7 地震時における重力の大きさと方向

なわち構造物の各部分には相異なる変位（たわみ）が振動とともにたつて生ずるから、現象に忠実であろうとするならば、動的な解析が必要である。しかしながら、多種多様にわたる種々の構造物の動的挙動やこれらに対する動的解析法が、現時点においてすべて解明されているわけではないので、一つの便宜的な方法として震度法が用いられるわけである。このことから、震度法にはおのずから限度があり、この適用にあたっては十分留意しなければならない事項があるわけであるが、この点についてはのちに述べる。さて上述したように厳密には動的解析が必要であるが、たとえば、地震動の卓越周期が構造物の固有振動周期に比較して十分大きいような場合には、その構造物の各部分において、地動による慣性力がたわみによる慣性力にくらべてはるかに大きくなるから、このようなときには構造物の弾性変形を無視し、あたかも剛性のように考えることができる。すなわちこの場合には、構造物には $M\alpha$ (M : 構造物の質量, α : 地動加速度) なる慣性力が作用するものとみなしてよく、この力が地震力として静的に構造物に作用すると考えてよいわけである。いかえると、地動による慣性力を作用地震力に等価するわけで、構造物の重量を W とすると、

$$M\alpha = W \frac{\alpha}{g} = kW \quad (1.8.5)$$

と考えるわけである。そして図 1.8.7 のように地震力が水平にのみ働く場合には

$$k_h = \frac{k_h W}{W} = \frac{OS}{OG} = \tan \theta \quad (1.8.6)$$

における k_h を水平震度と呼んでいる。

現在までにおける地震動の観測によれば、一般に震央からの距離が近い場合には比較的大きな鉛直成分が観測されている。鉛直方向の地震力 $k_v W$ (k_v : 鉛直震度) を考慮する必

要がある場合には、図 1.8.8(a), (b) に示すように、これが上向きに働く場合と下向きに働く場合があることに注意しなけ

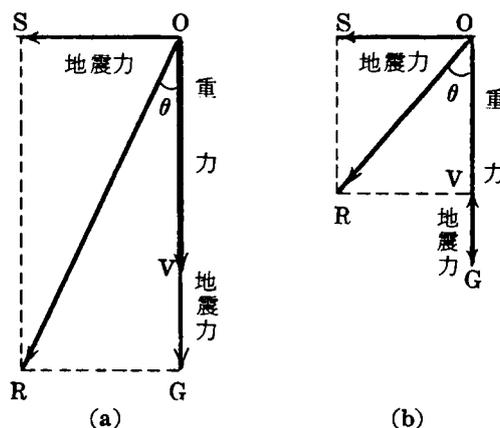


図 1.8.8 地震時における重力の大きさと方向

ればならない。合成力の傾斜角、すなわち地震時における見かけ上の水平面の傾斜角は(a), (b)に対応して次の式 (1.8.7), 式 (1.8.8) のようになる。

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (1.8.7)$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (1.8.8)$$

なお、地震力を外力として作用させるのではなく、地震の影響を土の内部摩擦角の減少におきかえ、地震時の土の内部摩擦角 $(\varphi)_d$ を、次式のように、常態時の φ から低減させる佐野の便宜的な方法もある。²³⁾

$$(\varphi)_d = \varphi - \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (1.8.9)$$

8.4.2 設計震度の規定

設計震度を考えるとき、その震度の意義は、地盤の振動加速度と重力の加速度の比ではなく、構造物の振動加速度と重力の加速度の比であるべきであるが、この点がよくあいまいにされている。すなわち、「設計震度とは、構造物の設計に際して想定する地震力の、その力の作用する部分の自重に対する比であるといえる。これには、地震時に構造物に生ずる振動加速度の重力加速度に対する比、すなわち応答震度・作用震度を用いるのが望ましい。したがって式 (1.8.4) の震度は地動の震度、地盤の震度であり、一方設計震度は構造物の応答震度を設計の便宜上静的な作用震度という形に想定したものであるといえよう。すなわち前者は入力であるのに

対して後者は応答に対応し、いずれも静的に表示されたものである²⁹⁾。このような観点から、応答を考慮した修正震度法による設計も行なわれている³⁰⁾。

わが国における設計基準は、343個の地震についての統計的調査に基づいて河角によって作製された震度期待値地図³¹⁾などをもとにして、経験に理論的考察を加味して作られている。地震動の大きさは、地域により、また地盤の種類(良否)により変化し、さらに構造物に作用する地震力はその構造物の種類によって当然異なってくる。したがって、設計震度の決定には多くのむずかしい問題を包含するわけであるが、実際設計の見地からはできるだけ合理的であると同時に実用的であることが要請される。土木学会の耐震構造設計研究委員会によって種々の研究が進められ、最近震度法が適用できる範囲を対象として、次式と表1.8.3に示す設計震度が示されている³²⁾。

$$\text{水平設計震度} = \text{地域別震度} \times \text{地盤種別係数} \times \text{重要度係数} \quad (1.8.10)$$

地域別震度

A	北海道	根室, 釧路, 十勝	0.2
	関東	千葉, 埼玉, 東京, 神奈川	
	中部 近畿	山梨, 長野, 静岡, 愛知, 岐阜 滋賀, 京都, 兵庫, 三重, 奈良, 大阪, 和歌山	
B	その他の地域		0.15

地盤種別係数

地盤種別	才1種地盤	才2種地盤	才3種地盤	才4種地盤
係数	0.8	0.9	1.0	1.2

地盤種別

沖積層の厚さ	砂れき (扇状地)	砂, 粘土 (一般の沖積層)	軟弱地盤	
			$N=2\sim5$	$N<2$
2m以下	才1種	才1種	才2種	才2種
2~10m	才2種	才2種	才3種	才4種
10~25m	才2種	才3種	才4種	才4種
25m以上	才3種	才4種	才4種	才4種

洪積層の厚さ 種別

10m以下	才1種
10m以上	才2種

重要度係数

重要度	I	II	III	IV
係数	1.2	1.0	0.8	0.6

表1.8.3 土木学会耐震構造設計研究委員会による設計震度(案)

式(1.8.10)における数値としては、こまかい数値で示すほどの精度と意味がないことから、小数点以下2けたとし、2けためは2捨3入して最終的な水平震度は0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30であらわすことにし、また地上10m以上の部分に対しては高さ1m増すごとに震度を1%増加させることにされている。さらに鉛直震度を考える場合には、その値は水平震度の1/2とすることが規定されている。

また土木学会、本州四国連絡橋技術調査委員会による調査報告書の耐震設計指針(1967)によると、設計に用いる基準水平震度は地域による差異を考えず一律に0.2とし、構造物の置かれる地盤の種別にしたがって表1.8.4に補正係数を乗

地盤種別	A(才3紀層またはそれ以前の古期岩層)	B(洪積層)	C(沖積層)
補正係数	1.0	1.1	1.25

表1.8.4 設計震度の補正係数

じて補正することに定められている³³⁾。地域差が考慮されていないのは、本州四国連絡橋の架橋予想地域の震度分布に設計震度を変えるほどの明瞭な根拠がないからであると説明されている。

なお、建築基準法施行令才88条、建設省告示才1074号によると、建築物に作用する水平震度の標準値として表1.8.5に示す値をとることになっており、実際に採用すべき設計震

建築物またはその部分	水平震度
(1) 高さが16m以下の部分	0.2
(2) 高さが16mをこえる部分	高さ4m以内を増すごとに(1)の数値に0.01を加えた数値
(3) 地盤が非常に軟弱な区域における木造建築物	0.3

表1.8.5 建築物に作用する水平震度の規定

度は、地域や地盤および構造物の種類により、表1.8.6、表1.8.7に示す各値を標準値に乗じた値まで低減してよいことになっている。

地 方	係数	標準震度
山口, 福岡, 大分, 宮崎, 鹿児島, 熊本, 佐賀, 長崎, 北海道(旭川, 北見, 網走, 留萌, 稚内各市, 雨龍, 中川, 上川, 紋別, 常呂, 網走, 斜里, 宗谷, 枝幸, 利尻, 礼文, 天塩, 苫前, 留萌, 増毛各郡)	0.8	0.16
青森, 岩手, 山形, 宮城, 福島, 新潟, 栃木, 群馬, 茨城, 富山, 石川, 福井, 島根, 鳥取, 岡山, 広島, 香川, 徳島, 愛媛, 高知, 北海道(上記以外の地方)	0.9	0.18
千葉, 埼玉, 東京, 神奈川, 山梨, 静岡, 長野, 岐阜, 愛知, 滋賀, 三重, 京都, 奈良, 和歌山, 兵庫, 大阪, 秋田	1.0	0.20

表1.8.6 地域別水平震度の標準値

構造 地盤	構造			
	木造	鋼構造	鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート	組積造
岩盤、硬質砂礫層その他主としてオ3紀以前の地層よりなる地盤	0.6	0.6	0.8	1.0
砂礫層、砂交り硬質粘土層、ローム層その他主として洪積層よりなる地盤または厚さが概ね5 m以上の砂利層もしくは砂礫層の沖積層よりなる地盤	0.8	0.8	0.9	1.0
その他(埋立地、軟弱地盤等)	1.0	1.0	1.0	1.0

表 1.8.7 水平震度の低減率

8.4.3 震度法の問題点

震度法では、すでに述べたように、地震時における動的な状態を便宜的に静的な状態におきかえて設計するわけであるから、構造物の固有振動周期が地動周期にくらべてかなり小さい場合には、地動加速度に注目した震度は妥当である。すなわち剛な構造物が並進運動をするような場合には、その構造物の質量に地動加速度をかけることにより正しく地震力を評価することができる。しかし変形が大きい可とう性の構造物がロッキング振動を生ずる場合には、構造物に作用する慣性力の分布は構造物の変位曲線の形状に相似形となるので、震度法による地震力分布とはかなり異なつたものになつてくる。したがつて可とう性構造物に無批判に震度法を適用することは問題であり、このことは多くの人達によつて指摘されている。

ところで、たとえ構造物が1自由度系の場合であつたとしても、複雑な地震外力に対する構造物の応答計算を、設計のたびに、あらゆる地震について行なうことは容易なことではなく、また工学的見地からみて实际的でない。また耐震設計上必要とされるのは応答の最大値である。この最大値を S_v 、 $S_a (= \frac{2\pi}{T} S_v)$ 、 T : 構造物の固有周期) などとかき、それぞれ地震応答速度スペクトル、地震応答加速度スペクトルと呼ばれているが、これらは一般に凹凸がはげしく設計計算に不便であるので、いくつかの地震に対する平均値をとつてなめらかな曲線でおきかえた平均応答スペクトルが、耐震設計において有効な参考資料として用いられている。図 1.8.9 は

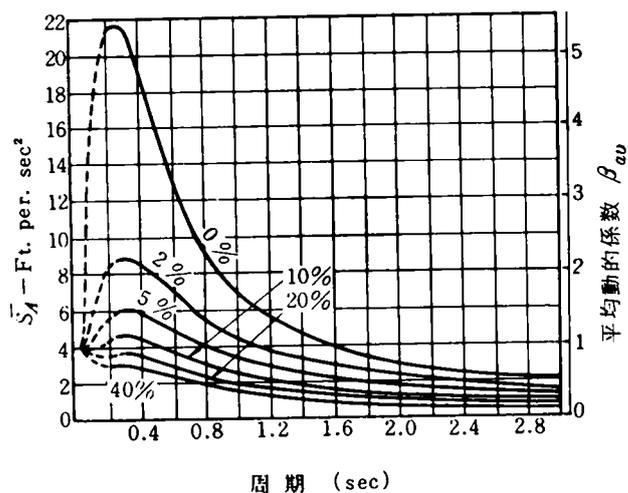


図 1.8.9 Housner の応答スペクトル (文献 34) による

Housner³⁴⁾によるもので、アメリカにおける中程度 (100gal) の地震に対する平均加速度応答スペクトルを示している。ただし大地震を想定する場合には、表 1.8.8 の係数を乗じなけ

地震名	発生年月日	係数	最大加速度 (gal)
エルセントロ	1940. 3.18	2.7	330
エルセントロ	1940.12.30	1.9	260
オリンピヤ	1949. 4.13	1.9	310
タフト	1952. 6.21	1.6	180
バーノン	1933. 3.10	1.5	190

表 1.8.8 大地震に対する補正係数
(Housner, ただし文献 34) による

ればならない。また図 1.8.10 は建設省土木研究所において作製されたもので、わが国で最近観測された代表的な強震記録に基づき、地動 200 gal に対する平均応答スペクトルを求めた結果である。なお両図において縦軸の平均動的係数 β_{av} とは、構造物の応答震度を地動の震度で除したものであり、 $\beta_{av} = 1$ の場合が震度法に対応するわけである。地盤に支持された土木構造物では減衰定数 h が 0.05 ~ 0.2 程度のもので多いようであるが、上図からわかるように、これらの場合に、震度法を用いると、構造物の固有周期が 1 秒より大きいような場合には安全側に過ぎ、また 1 秒より小さい場合には一般に危険側となつて、震度法の無定見な使用には問題の多いことを示している。

さて鉄塔は、直観的にもわかるように、かなり可とう性のある構造物である。表 1.8.1、表 1.8.2 によると、測定され

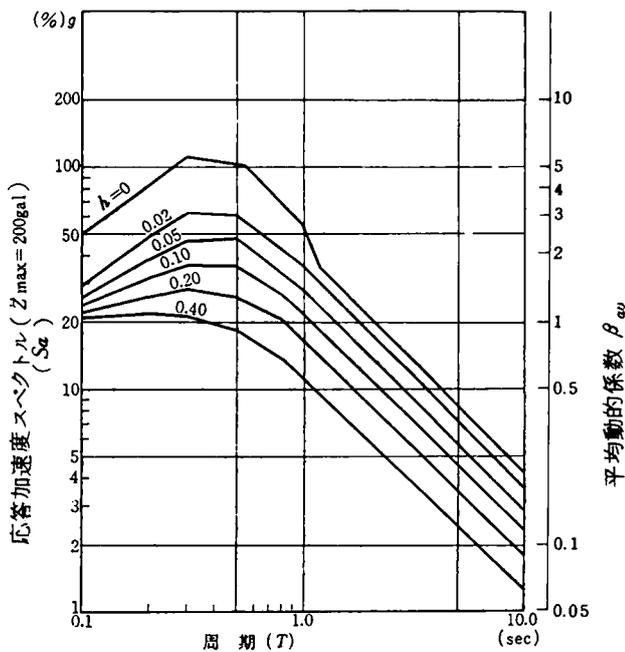


図 1.8.10 加速度応答スペクトル (高田・大久保・栗林³⁵⁾)

た対数減衰率は大体 0.05 ~ 0.4 程度で、平均的にみて 0.15 ~ 0.2 前後のものが多かった。1 自由度系と考えた場合、対数減衰率 Δ と減衰定数 h との間には、

$$h = \frac{\Delta}{\sqrt{4\pi^2 + \Delta^2}} \doteq \frac{\Delta}{2\pi} \quad (1.8.11)$$

なる関係があるから、 $\Delta = 0.05 \sim 0.4$ に対して $h = 0.01 \sim 0.06$ 程度であり、 $\Delta = 0.15 \sim 0.2$ とすると $h = 0.024 \sim 0.032$ となる。また鉄塔の固有周期は 0.29 ~ 0.67 秒で、平均的にみて 0.5 秒前後であつた (式 (1.8.3) によると幹線級の大型鉄塔では 0.4 ~ 1.2 秒) から、図 1.8.8, 図 1.8.9 からわかるように、これらの値だけからみれば鉄塔に対する震度法による設計計算値はかなり危険側であるようにみられる。しかしここで注意しなければならないことは、表 1.8.1 および表 1.8.2 に示した測定値は、いわば鉄塔の 4 脚の基礎をほぼ完全に不動の状態に固定した場合の振動によるものであり、地震時に鉄塔が並進運動をとらなつたロッキング運動を生じた場合にはおそくかなり異なつた特性値を示すにちがいないということである。地盤の振動周期が構造物に及ぼす影響については種々議論の多いところのようであるが、たとえば表面層の卓越周期は 0.1 ~ 0.8 秒程度の場合が多く³⁷⁾、上記の 4 脚固定の場合の鉄塔の固有周期からみて地震時に共振することも考えられ、またロッキング運動とともに並進運動を忘れて 4 脚固定の場合よりもかなり長い周期で振動することが予想される。したがつて、いま仮りに対象としている地域や地盤に対する設計震度の 2 倍程度の震度 (図 1.8.8,

図 1.8.9 において $\beta_{av} = 2$ に相当) を用いて震度法で計算した地震外力によつても、なおかつ現行の鉄塔設計風圧により設計した基礎が安全であるならば、現行の設計においては結果的に耐震性が考慮されていることになる。このような見地からの詳細な検討は 8.6 節において行なわれる。

ところで震度法に関するあとひとつの問題は、土圧も含む地盤の支持力に関する鉛直震度の問題である。構造物の耐震設計は起こりうる最も危険な状態に対して行なわれるべきであるから、ある水平地震力に関して、その構造物が最も危険な状態になるように鉛直地震力の方向を選定しなければならない。このことはあらためていうまでもない設計の原則であり、たとえば重力式擁壁のく体そのものの転倒に対する安定などの場合には、図 1.8.8 から推定されるように、 θ が大となる k_v の方向、すなわち上向きの地震力が考慮されるべきであろうし、また煙突状の片持ばりでは、圧縮応力については下向きの地震力を、引張応力については上向きの地震力を考えるべきであろう。しかし個々の構造物に関して設計のたびに上下方向を考慮して取扱うのは著しい手数を用するので、たとえば天壁³⁸⁾は港湾構造物の設計に用いる水平および鉛直震度に関して鉛直地震力が上向きの場合と下向きの場合について合力の大きさとその方向を種々の大きさの震度に対して計算し、その結果を水平地震力のみを考える場合あるいはこれと上向きの鉛直地震力のみを考慮する場合の慣用計算の結果とを対比している。そしてその誤差の程度は $\pm 10\%$ 内外であることを指摘し、これを構造物各部の安全率の幅で補うべきであることを示唆している。このような考察は非常に重要なことであるが、たとえば擁壁の土圧に関する計算などにおいて、このことが常に考察されているとは思えない。すなわち物部式によると³⁹⁾地震時主働土圧は、常時の Coulomb 土圧における単位体積重量 γ を $(1 - k_v) \gamma / \cos \theta$ でおきかえることになるが、 k_v を下向きにとつた場合との系統だつた比較がなされた例はないように思われる。上述の天壁によつても、水中構造物などの場合には、慣用計算の結果は $10 \sim 20\%$ の誤差を含む場合があることも示されているので、無反省に合震度 $k_h / (1 - k_v)$ を用いることは慎むべきであり、常に k_v の出について考慮を払う必要があると考えられる。

8.5 土の動的性質について

前節では、主として外力としての地震力について説明し、二、三の考察を加えた。基礎の耐震性を考察する場合には、この地震力に反応して基礎を支える地盤の力学的性質がどのようになるかが一方での重要な問題である。このような見地から、近年動態時における土の性質に関する研究がさかんに

行なわれるようになり、種々の成果が報告されている。本節ではこれらのうち基礎の耐震設計上重要と考えられる主要な結果を概観する。

8.5.1 土の動的強度

土の動的強度を調べようとする場合、その実験の方法には大別して3つの方法がある。一つは三軸圧縮試験機などを用いて土の供試体に周期的なパルス荷重を加えて土の力学的特性を調べる方法であり、つぎの方法は、やはり三軸供試体や直接せん断試験用の土の供試体に、一般に1/100～1/1000秒程度の高速度で荷重を作用させて破壊に至らしめる動的高速試験方法である。ここではこの二つの場合について取上げる。なおあと一つの方法は、振動台上に設置された土供試体に種々の加速度の振動を与え、土の強度係数の変化特性などを調べようとするもので、これは砂の流動化現象とも関連するので、次の8.5.2項で述べる。

はじめにSeedによつて行なわれた pulsating loading test の結果をみてみよう。^{40) 41)} 8.2節で触れた繰返し試験もパルス荷重実験であるが、この場合には主として自動車荷重下の道路や機械基礎としての土の強度などが対象とされるためにそのパルス数が非常に多いが、地震を対象とした場合には普通非排水で100程度までである。⁴²⁾ Seedによる荷重の与え方を簡単に説明すると次のようである。すなわち、常態時において主応力 σ_{1c} 、 σ_{3c} （添字cは圧密が終了しているという意味）の作用下にある地盤中の任意の土要素に水平地盤力が作用すると、ある瞬間には両主応力はともにふえて $\sigma_{1c} \rightarrow \sigma_{1eo}$ 、 $\sigma_{3c} \rightarrow \sigma_{3eo}$ になり、再び σ_{1c} 、 σ_{3c} の応力状態に戻り、次の瞬間には常態時の応力状態から両主応力がともに減少して $\sigma_{1c} \rightarrow \sigma_{1ei}$ 、 $\sigma_{3c} \rightarrow \sigma_{3ei}$ となる、という状態を周期的に繰返すことになる。この条件をそのまま三軸圧縮試験室内の土供試体に再現しようとするれば、軸方向と側圧を同時に、しかも同一位相、同一周期でもつて変化させなければならず、実験の技術上非常にむずかしい。そこでSeedは飽和土の非排水試験の場合をとりあげ、上に述べた最初の過程を図1.8.11のように分解して考えている。すなわち、応力状

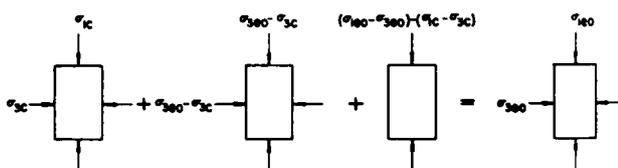


図1.8.11 飽和土の動的非排水試験方法の説明 (Seed⁴¹⁾)

態を分解すれば図のとおりであるが、等方圧 ($\sigma_{3eo} - \sigma_{3c}$) は試料に加えても有効応力や変形に影響を与えないから、強度と変形を調べる目的のためには図の左から2番目の作業を省略することができる。両主応力が減少する過程においても同様に考えることができ、結局、

$$\sigma_{ap} = \frac{1}{2} [(\sigma_{1eo} - \sigma_{3eo}) - (\sigma_{1ei} - \sigma_{3ei})] \quad (1.8.12)$$

であらわされる σ_{ap} を周期的な軸方向力として載荷すればよいことになる。実際の実験においては、まず σ_{3c} で試料を等方圧密し、ついで軸方向に ($\sigma_{1c} - \sigma_{3c}$) なる主応力差をかけて圧密したのち非排水状態にして σ_{ap} を周期的に作用させている。二、三の実験の結果を示すと以下のようである。

図1.8.12は、サクラメント川の砂(細砂)を用いて、有効拘束圧 σ_{3c} を種々変化させた場合について20%ひずみを生ずるに必要な主応力差と乾燥密度の関係を調べたものである。この図には、参考のために、排水および非排水の静的試験の結果もプロットされているが、 σ_{3c} が大きくなると、かなりの範囲にわたつて、振動時の強度が静的非排水強度を上まわっている事実に注目しておかなければならないと考えられる。なお図中 K_c は σ_{1c} の σ_{3c} に対する比である。

Seedの実験で非常に関心がもたれる点は、土が振動荷重を受けたときに、同じ非排水状態の静的荷重時の強度と比較した場合、その強度が増すか減るかという点である。この意味で図1.8.13は重要である。これらの図は、20%ひずみに達するのに10サイクルあるいは100サイクルのパルス載荷を要した場合に関し、圧密時の σ_{3c} を横軸にとつて、振動時の最大主応力差の静的状態における主応力差に対する比(百分率)を描いたもので、図1.8.12に示したサクラメント川砂はもちろん、締固めたシルトや砂質粘土あるいは中程度の粒径の砂などに関する実験結果が含まれている。図中 D_r は相対密度である。これらの図をみればわかるように、工学的問題としてより実際の $\sigma_{3c} < 5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では縦軸における100%を越過、すなわち振動時の強度が静態時の強度よりも大きくなるのは締固めた砂質粘土とシルトの一部のみであり、たとえば σ_{3c} がかなり大きい領域でも、ゆるい細砂と締固めたシルトの一部が100%を越えるのみで、他のほとんどの場合には100%以下、すなわち振動によつて強度が減少している。このことは基礎の耐震設計を行なう場合、留意しなければならない重要な事実であると考えられる。

さて、動的高速試験では、はじめに述べたように、1/100～1/1000秒程度の時間で土に破壊を引起し、そのときの

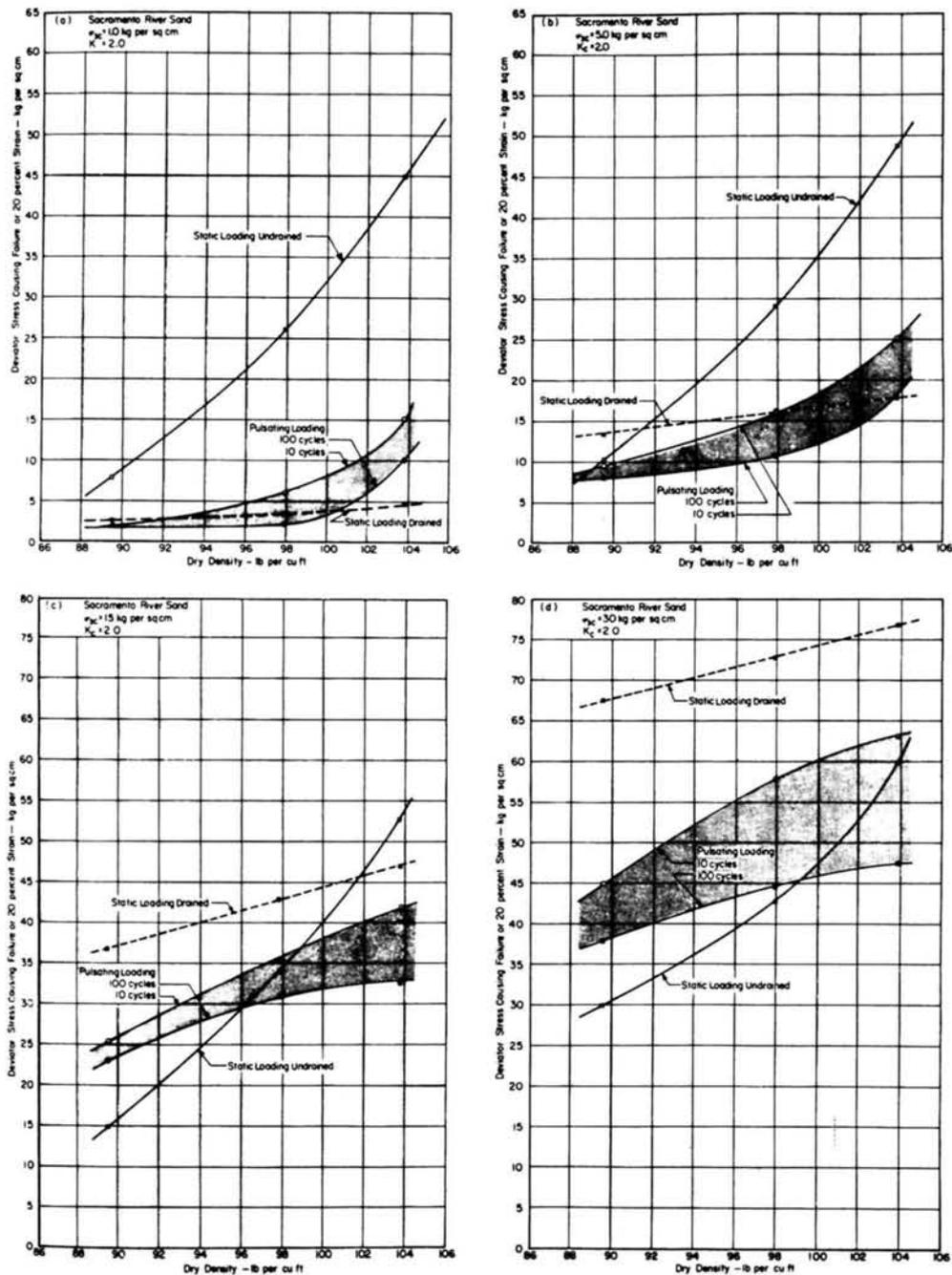


図 1.8.12 種々の密度における静的荷重強度と動的荷重強度の比較 (Seed⁴¹⁾)

強度などが調べられる。したがって、これと対比される実際現象は地震時の地盤などよりも、むしろ地下における核爆発時の周囲の地盤や宇宙ロケット発射時の基礎地盤の強度や変形などであると考えられるから、ここでは表 1.8.9、表 1.8.10 をあげるにとどめる。前者は、何人かの研究者による実験結果を Shimming がまとめたもので、後者は粘性土に関する Shimming 自身の研究結果である。⁴³⁾ 表 1.8.9 中のひずみ速度効果というのは、動的高速試験における強度と静的

試験における強度の比であり、また表 1.8.10 中の c 、 ϕ に関する添字 rs は静的試験を、また d は動的試験を意味している。これらの図から、まず砂については、ゆるい飽和砂の場合に動的強度が静的強度よりも少し大きくなる程度で、他は乾燥、飽和の別を問わず、高速度載荷による圧縮強度の増加はほとんど期待できないことがわかる。一方粘性土における動的粘着力は静的強度にくらべて全般に 1.5 ~ 2 倍程度上昇するようである。

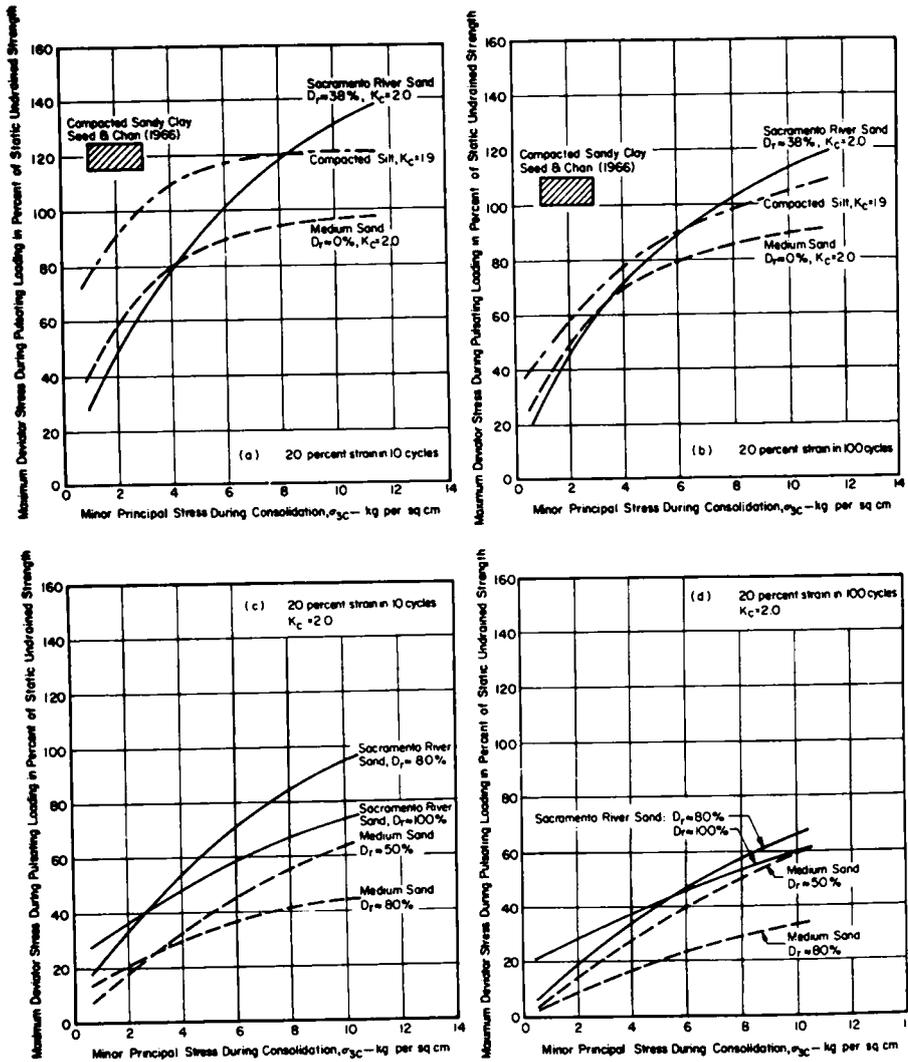


図 1.8.13 3つの土の相対強度の比較 (Seed⁴¹⁾)

年次	発表者	実験方法	拘束圧力 (Kg/cm^2)	破壊時間 (sec)	圧縮強度から 求めたひずみ 速度効果	試料
1948	Casagrande and Shannon	真空三軸圧縮試験	0.3~0.9	0.03~2100	1.1	乾燥状態の密な中砂
1954	Seed and Lundgren	真空三軸圧縮試験	2.0	0.02, 600~900	1.15~1.20	乾燥した密ならびにゆるい細砂と粗砂
1953 1954	Taylor, Whitman and Others	真空三軸圧縮試験 非排水三軸圧縮試験	0.3~1.0 $\sigma_i = 2.11$	0.005~300 0.005~360 0.2~180	1.1 1.1 2.0	飽和した密な砂 飽和したゆるい砂 (粗砂) 飽和したゆるい砂 (細砂)
1962	Whitman and Healy	真空三軸圧縮試験	$\sigma_i = 0.703$	0.025~5	1.4	飽和したゆるい粗砂
1962	Healy	三軸圧縮試験	0.35, 0.7, 1.43, 2.82	0.013~4	1.1~1.2	細いシルト質砂

(a) (砂)

年次	発表者	実験方法	拘束圧力 (Kg/cm ²)	破壊時間 (sec)	圧縮強度から求めたひずみ速度効果
1948	Casagrande and Shannon	一軸ならびに三軸圧縮試験	3~6	0.01~600	1.5~2.0
1953 1954	Taylor, Whitman and Others	一軸ならびに三軸圧縮試験	2.11, 2.95, 5.98	0.005~300	1.3~2.0
1962	Whitman, Richardson and Nasim	三軸圧縮試験	正規圧密粘土(4.22) O. C. R 3.16	1%ひずみになるまでの時間0.0015~300	1.57~1.71
1964	Kane, Davisson and Others	三軸圧縮試験	8.01~71	0.03~100	1.5

(b) (粘土)

表1.8.9 動的高速試験結果 (Shimming⁴³⁾, ただし文献42)より転載)

土	含水比 w (%)	乾燥単位体積重量 γ_d (g/cm ³)	飽和度 S_r (%)	C_{rs} (Kg/cm ²)	ϕ_{rs} (度)	C_d (Kg/cm ²)	ϕ_d (度)	C_d/C_{rs}
Jardan buff clay (縮固めた試料)	20.7	1.68	89.8	—	—	—	—	1.8~2.0
	24.5	1.57	90.7	0.626	4	1.58	4	2.5
	30.0	1.41	88.0	0.472	0	0.977	0	2.1
	33.7	1.41	87.4	0.197	0	3.94	0	2.0
Western bentonite clay (縮固めた試料)	53.3	1.06	90.7	0.613	0	1.13	0	1.85
	95.1	0.73	93.6	0.204	0	0.39	0	1.85
Chicago 青粘土 (不攪乱状態)	29.9	1.49	94.2	0.366	0	0.62	0	1.7

表1.8.10 動的高速試験結果 (Shimming⁴³⁾, ただし文献42)より転載)

8.5.2 振動時の土の性質

昭和39年の新潟地震において、地震動を受けた砂層が液状化現象をひき起こし、多くの被害を招いたことは記憶に新しい。振動時にもMohr-Coulombの破壊規準が適用できるとするならば、砂は振動加速度の増大とともに次第にせん断抵抗力や内部摩擦角を失い、ついに流動化する。あるいはまた飽和砂の場合には、振動荷重による間げき水圧が有効拘束圧に等しくなるほど上昇すると、せん断変形に抵抗する砂中の有効応力がゼロになつて、砂は液状化現象を生ずる。したがつて、基礎を支持する地盤が砂、特にゆるい飽和砂である場合には、基礎の耐震設計において、振動時の砂の強度低下あるいは液状化に対する考察を行なうことはきわめて重要で

あるといえる。

図1.8.14はBarkanによるもので、⁴⁴⁾ 振動台上に設置されたせん断箱中の土試料の直接せん断試験の結果である。振動中のせん断試験においても、種々の垂直圧力に対してせん断強度は直線関係となつたので、縦軸はその通り配、すなわち振動時の内部摩擦角をとり、横軸には加速度比(振動の加速度の重力加速度に対する比)をとつてプロットされている。この図によれば、振動加速度の増大につれて、内部摩擦角は確かに減少してくるが、土の物性の究明という意味を除いて、地震時における工学的な意味でいうならば、 $\eta > 0.5$ 以上のデータはあまり参考にならないと考えられる。工学的な見地からすれば、砂質土に対して谷本⁴⁵⁾によつてまとめられた図1.8.15が重要である。この図の横軸はやはり加速度比で

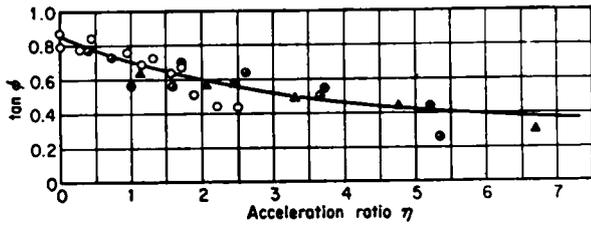


図 1.8.14 砂の内部摩擦係数と加速度比の関係 (Barkan⁴⁴)

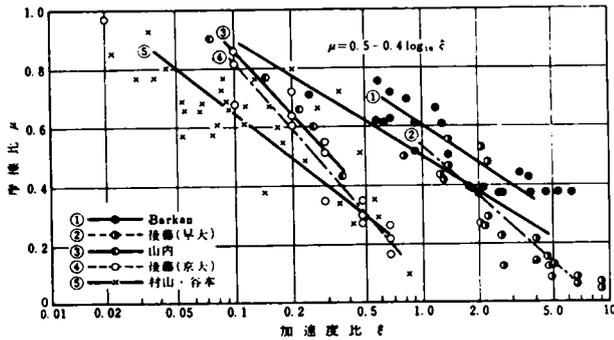


図 1.8.15 砂質土における摩擦係数比と加速度比の関係 (谷本⁴⁵)

であり、縦軸には動態時の $\tan(\varphi)_d$ と静態時の $\tan \varphi_{st}$ の比 μ がとられている。この図をみれば、実際地震に対比できる $\eta < 0.5$ の範囲で内部摩擦角の減少がきわめて速やかであることがわかる。また図 1.8.16 は最上・久保⁴⁶による乾

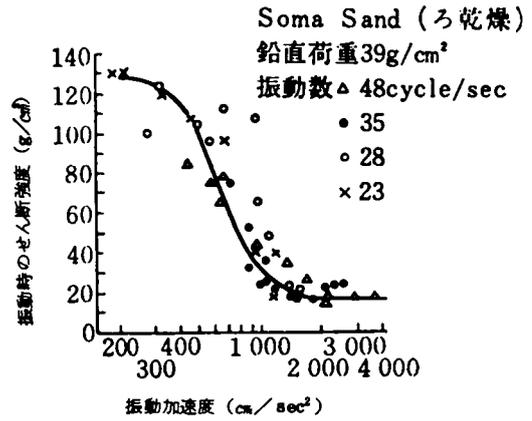


図 1.8.16 振動加速度とせん断強度との関係 (最上・久保, ただし文献 46) による)

燥砂に関する実験結果であり、振動加速度の増大により粒子相互間のかみ合せの摩擦力が次第に減少し、せん断抵抗力の低下を引起す経過を示している。特に、振動加速度が 400 ~ 500 gal になると、砂のせん断強度が急激に失われることに注目しておかなければならない。これらのことは基礎の耐震性の考察において考慮しなければならない重要な事項である。

図 1.8.17 は、Seed による飽和したサクラメント川砂に関する三軸圧縮試験結果の一例である。試験はやはりひずみ制

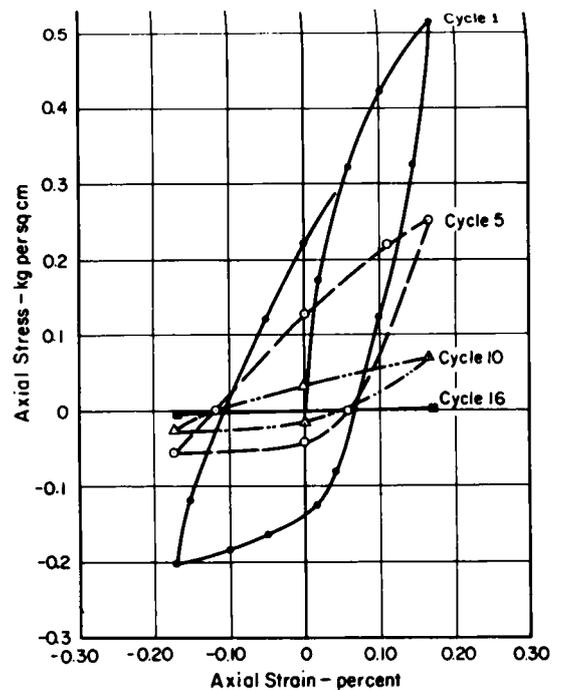
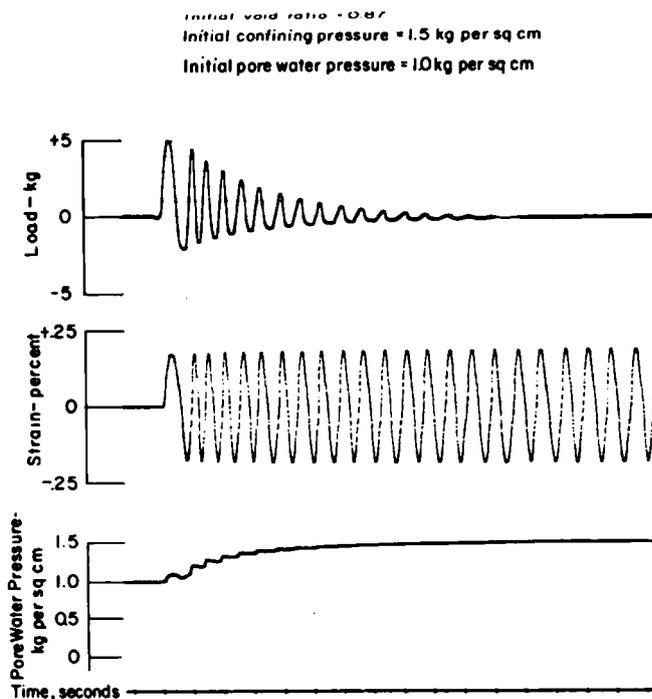


図 1.8.17 サクラメント川砂の繰返しひずみ試験の結果 (Seed⁴⁰)

御の pulsating loading test であり、その方法は前項に説明したものと類似である。ただこの場合には、水平地表面下の土の要素に水平地震力が作用する場合を想定しているので、 σ_1 が一定であるという意味において前項の場合よりも単純である。さてこの実験は、供試体が一定のひずみをもつように主応力差を周期的に加えて応力を測定したものであるが、この図から、ひずみパルス数を増大させていくと、間引き水圧は次第に増大し、ついに側圧 1.5 kg/cm^2 に等しくなることがわかる。そしてこのとき（サイクル数 16）応力～ひずみ関係は完全に水平となり、砂はもはや変形に対してまったく抵抗しない液状化現象に達していることがわかる。Seed は有効拘束圧を変えて同様の試験を行ない、有効拘束圧が小さいほど、また砂に与えられる周期的応力や周期的ひずみが大きいほど液状化が生じやすいことを指摘⁴⁷⁾しているが、鉄塔基礎の場合には一般に支持地盤における有効拘束圧が非常に小さいので、特に飽和砂の場合には注意を要するものと考えられる。

さて一方、粘性土においては一般に流動化現象は起こりにくいが、振動によつて構造が乱されると強度は低下すると考えられる。

図 1.8.18 は村山・柴田⁴⁸⁾によつて得られた乱さない粘土

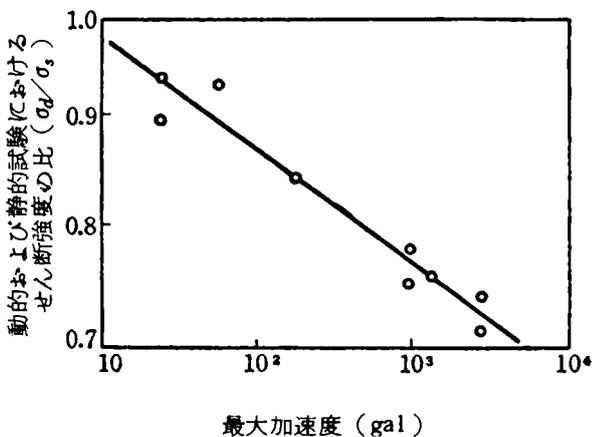


図 1.8.18 動的試験における粘土のせん断強度の変化 (村山・柴田⁴⁸⁾)

に関する実験結果である。これは、供試体に振動する垂直荷重を加えて静的せん断試験の場合の操作と同じ操作により二面せん断試験を行なった結果であり、振動加速度に対して動態時のせん断強度の低下を示している。この図から、実際問題として重要な 200 gal 前後の加速度のもとでは、粘土においても 10～20% 程度の強度低下を考慮しなければならないことがわかる。

8.6 試算例による耐震性の考察

8.3 節～8.5 節に述べたことを参考にし、標準的な送電鉄塔をとりあげ、これに対する種々の大きさの基礎に因して考えられるいくつかの方法によつてその耐震性を考察する。

鉄塔基礎に加わる荷重としては、上部構造の応力計算から求められた最下節点における応力がとられる。現在の送電用鉄塔における各部材の応力計算には、特殊な鉄塔や異常時を除き、一般にはつきに示す諸荷重が考慮される。すなわち、垂直荷重としては、(i)鉄塔重量、(ii)架渉線およびがいしなどの重量や架渉線の被氷の重量、また水平荷重としては、(i)鉄塔風圧力、(ii)架渉線およびがいしなどに加わる風圧力、(iii)電線路に水平角がある場合には架渉線の想定張力の水平横分力、(iv)架渉線の切断により生じるねじり力である。そのほか特殊な条件の場合には、水圧および流木の衝突圧（河川中の鉄塔の場合）、波圧（海中の鉄塔の場合）、架渉線の異常着雪にともなう不平均張力や積雪による沈降力（豪雪地域の鉄塔の場合）などが考慮されている。荷重として最も支配的である風圧力に関しては、風が電線路に直角に加わる場合、電線路の方向に加わる場合、さらに超高压送電鉄塔やこれに準ずる鉄塔においては電線路と 60° の方向に加わる場合について応力計算を行ない、最も危険な状態に対して設計が行なわれる。地震力に対する検討を行なう場合、地震力と風圧力を同時に考慮する必要はなく、上述の諸荷重のうち風圧力のかわりに地震力を考慮するのが妥当であると考えられる。このような立場から、以下の検討においては、常に風圧力による計算結果との対比において基礎の耐震性を考察する。

鉄塔に作用する荷重とそれに応じて鉄塔各部材に生ずる応力、すなわち基礎に外荷重として作用する力は、鉄塔の高さ、腹材の配置、根開きの大きさ、架渉線の数（回線数）や線路の方向、その他によつてひとつひとつ異なるので、あらゆる場合について計算を実施することは非常に手数を要する。そこで、現在標準的な中大型鉄塔と考えられる、図 1.8.19 および表 1.8.11 に示す寸法と型式の鉄塔を対象にして種々の検討を加えることにする。説明の便宜上、各鉄塔の名称を I、II、III としておく。表中、電線の種類は ASCR というのは鋼心アルミニウムより線の意味で、410 mm² がそのより線部の断面積をあらわしている。また、型式が A 型というのは電線路が水平角 3° 以下の直線型のことであり、B 型は線路の水平角が 20° 以下の角度鉄塔の意味で、送電関係で用いられる表示である。なおそのほか、実際には特殊な場合として、C 型（水平角 30° 以下の角度鉄塔）、D 型（引留め鉄塔）がある。

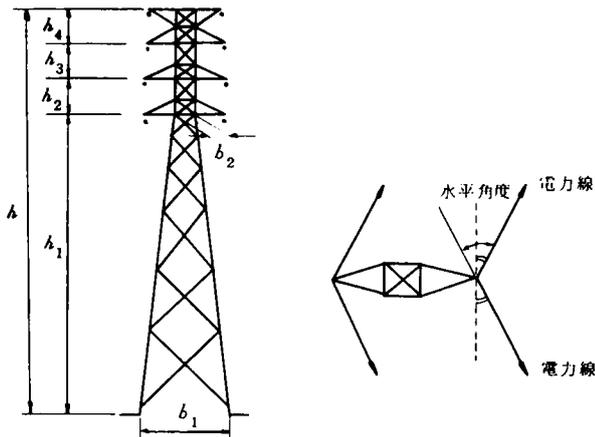


図 1.8.19 鉄塔の各寸法の説明図

さて、上記の各鉄塔に関して規定の設計風速（地上 15 m の高さにおける基準風速を 40 m/sec とし、それより上空では風速をてい増す）を用い、鉄塔風圧力が最大となる方向の風荷重（たとえば A 型では電線路に対して 60° 風向）に対して、基礎体頂頭における引揚力 T 、圧縮力 C 、水平力 Q をを計算した結果が、やはり表 1.8.11 に示してある。 T 、 C 、 Q などは図 1.8.20 に示すとおりである。

なお本節では、原則として震度法を用いて基礎の耐震性を考察するが、鉄塔上部構の動的性状に関する対応については 8.6.4 項で検討する。また二、三の試算の結果、鉄塔各部材に作用する地震力は、鉄塔各脚基礎の対角線方向、すなわち 45° 方向が最大となるので、この方向の地震力について考える。

鉄塔 (電圧KV)	回線数	電線	型	水平 角度	鉄塔寸法 (m)							基礎体頂頭の荷重 (風圧力による) (t)			
					h	h_1	h_2	h_3	h_4	b_1	b_2	鉄塔総 重量(t)	圧縮力 C_{Ψ}	引揚力 T_{Ψ}	水平力 Q_{Ψ}
I (500)	2	ASCR 410 mm ²	A	3°	67.0	32.0	13.5	13.5	8.0	12.0	5.5	48.52	130.2	91.3	5.5
			B	15°	66.0	26.0	13.0	13.0	14.0	12.0	6.0	50.80	176.7	131.7	7.2
II (275)	2	"	A	3°	49.0	29.0	8.0	8.0	4.0	8.0	3.6	22.52	114.0	88.6	4.9
			B	15°	48.5	24.5	8.0	8.0	8.0	9.0	3.8	26.16	147.9	118.0	5.5
III (154)	2	ASCR 610 mm ²	A	3°	30.9	18.0	4.7	4.7	3.5	4.6	1.9	5.96	39.7	29.9	1.3
			B	15°	31.1	16.0	4.8	4.8	5.5	5.2	2.0	7.56	54.3	42.5	1.4

表 1.8.11 鉄塔寸法と風圧力による基礎体頂頭の荷重

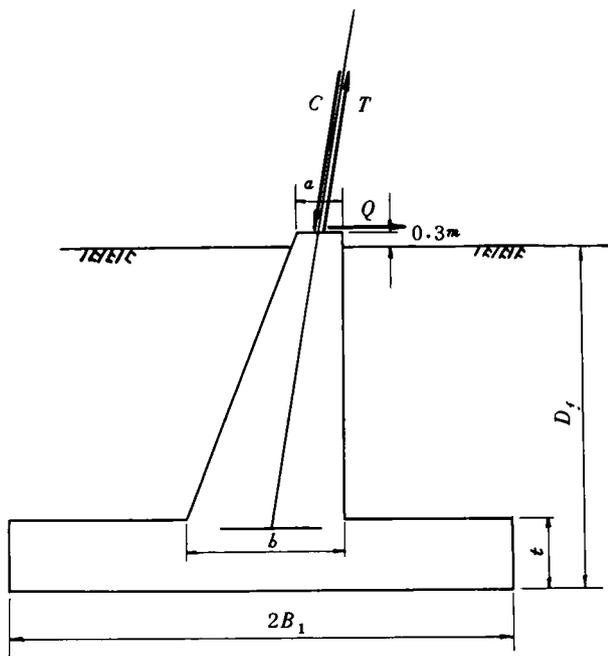


図 1.8.20 基礎体寸法と荷重の説明図

8.6.1 鉄塔上部構造に水平地震力を作用させた場合の基礎体頂頭の荷重の算出

基礎に関する具体的な計算にさきだち、上部構造への水平地震力によつて生じる基礎体頂頭における荷重を求めなければならない。

設計震度は、基礎水平震度を 0.2 とし、表 1.8.5 に従い、16 m を越える部分については 4 m 増すごとに 0.01 を加えることとする。基準震度を地域の種別によつててい減していないのは、本節の目的が、耐震的な見地から風圧による現行の設計結果を検討することであるから、できるだけ過酷な条件を用いようとしたことと、表 1.8.3、表 1.8.7 にみられるように、多くの重要地域において 0.2 からの地域別てい減が許されていないことによる。また地盤の種類によつてい減も行なっていないのは、やはり上述したのと同様“より過酷な条件”のためであるが、一方その係数を 1 以上にとらなかつたのはつぎの理由による。すなわち、表 1.8.3、表 1.8.6 に

において、地盤種別による係数が1以上になるのは、ともに才4種地盤である。両表からわかるように、才4種地盤はきわめて軟弱な地盤で、しかも非常な悪条件下の場合である。ところが、このような位置での鉄塔基礎が独立フーチングのみとされることはありえないことであり、このような場合には、必ず鉄塔としては特殊な基礎、すなわち井筒基礎とかくい基礎が用いられるからである。また表1.8.4によると洪積層で1.1、沖積層では1.25となつているが、これは本州四国連

絡橋という特別に重要度の高い構造物が対象となつていからであると考えられる。しかし送電用鉄塔の場合、表1.8.3中の重要度係数は1としてよいと考えられるので、上述したように地盤別の震度増減は考えない。さて、以上のことに基つて、鉄塔Ⅰ、Ⅱ、Ⅲについて地震力による各部材応力を計算し、基礎体頂頭における引揚力、圧縮力、水平力を計算した結果が表1.8.12のようである。また鉄塔Ⅰ(A、B型)に關し、これらの鉄塔とともに地震力を作用させた場合の鉄

鉄塔 (電圧KV)	型	基礎体頂頭の荷重(地震力による)(t)			C_W/C_E	T_W/T_E	Q_W/Q_E
		圧縮力 C_E	引揚力 T_E	水平力 Q_E			
Ⅰ (500)	A	65.6	26.7	1.9	1.98	3.42	2.89
	B	107.3	68.4	3.3	1.65	1.93	2.18
Ⅱ (275)	A	48.6	23.1	1.4	2.35	3.84	3.50
	B	93.7	63.8	2.7	2.58	1.85	2.04
Ⅲ (154)	A	16.5	6.6	0.3	2.41	4.53	4.34
	B	34.1	22.3	0.6	1.59	1.91	2.34

表1.8.12 地震力による基礎体頂頭の荷重およびこれらと風圧力によるものとの比較

塔各部分の水平力を計算した例を図1.8.21、図1.8.22に示す。なお各数値に關する()内の値は、のちに説明する基準水平震度0.3の場合である。これらの計算には鉛直地震力は省略してある。この計算結果を、表1.8.11に示した風圧力による引揚力、圧縮力と比較してみればわかるように、風圧力による各値は地震力によるそれにくらべて著しく大きい。このことから、風圧力に対して設計された基礎は、地震力に対してかなりの安全率を有することが予想される。いま風圧力による圧縮力、引揚力、水平力に対する地震力によるこれらの値の比を計算すると、表中の各値のように、小さくとも1.6、大きい場合には4を越えている。この項の主目的は、以下に行なう地震時の基礎の安定計算のための準備として、鉄塔上部構造に作用する水平地震力によつて生ずる基礎体頂頭の荷重を求めることであつた。しかしのちに示す各種の結果との比較のために、次のような考察を行なうことは無意味ではないであろう。すなわち、いま仮りに基礎体や地盤には地震力を作用させず、また地震時における支持地盤の強度が常態時と変わらない仮想的な状態を考えると、偏心の程度による支持力低減率が多少異なるといへども、基礎の引揚抵抗力および圧縮支持力はほとんど不変である。したがつて、風圧力に対して設計された基礎が F_W なる安全率を有しているとすれば、上記の仮想状態における基礎の安全率は、大体この F_W に上

述の荷重比をかけたものとなる。すなわち $F_W \approx 2$ であるならば、少なくとも3以上の安全率を有することになる。

以上の結果から、鉄塔上部構造部材のみに地震力を作用させる条件のもとでは、風圧力に対して合理的に設計された基礎は十分安全であるといふことができる。なお、鉄塔上部材の自重はあまり大きくなく、また鉛直震度を省略しても、力の大きさに及ぼす影響は10%内外であるので⁴⁹⁾ 風圧力、地震力の両者の荷重におけるこれだけの差から推測されるように、この場合には、鉄塔上部材にたとへ鉛直震度を考慮したとしても結果の大勢に影響はない。

8.6.2 鉄塔上部構造、基礎体および地盤に地震力が作用した場合の基礎の安定についての検討

ここでは、鉄塔の上部構造にはもちろん、同時に基礎体あるいは基礎体と地盤にも地震力が作用する場合について検討する。

はじめに、地盤状態の仮定と基礎体の大きさの決定を行なわなければならない。 c 、 φ 、 γ など地盤の諸係数が地震時に変化する場合の影響についてはのちに調べることにし、まず普通の地盤という意味で、表1.8.13に示すような砂質地盤、粘土地盤、そしてこの中間的な性質を有する地盤(たとえば一般の山土や関東ロームなど)について、8.6.1項で示

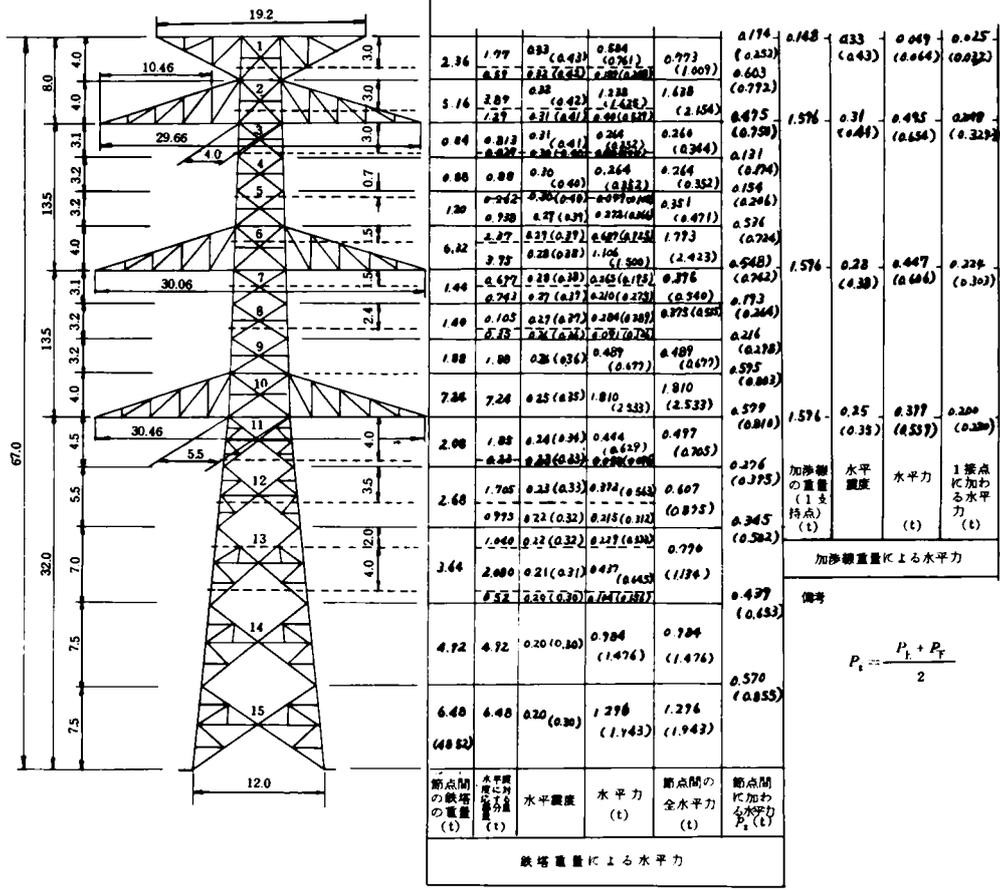


図 1.8.21 鉄塔に作用する水平力の計算例 (鉄塔 IA 型の場合)

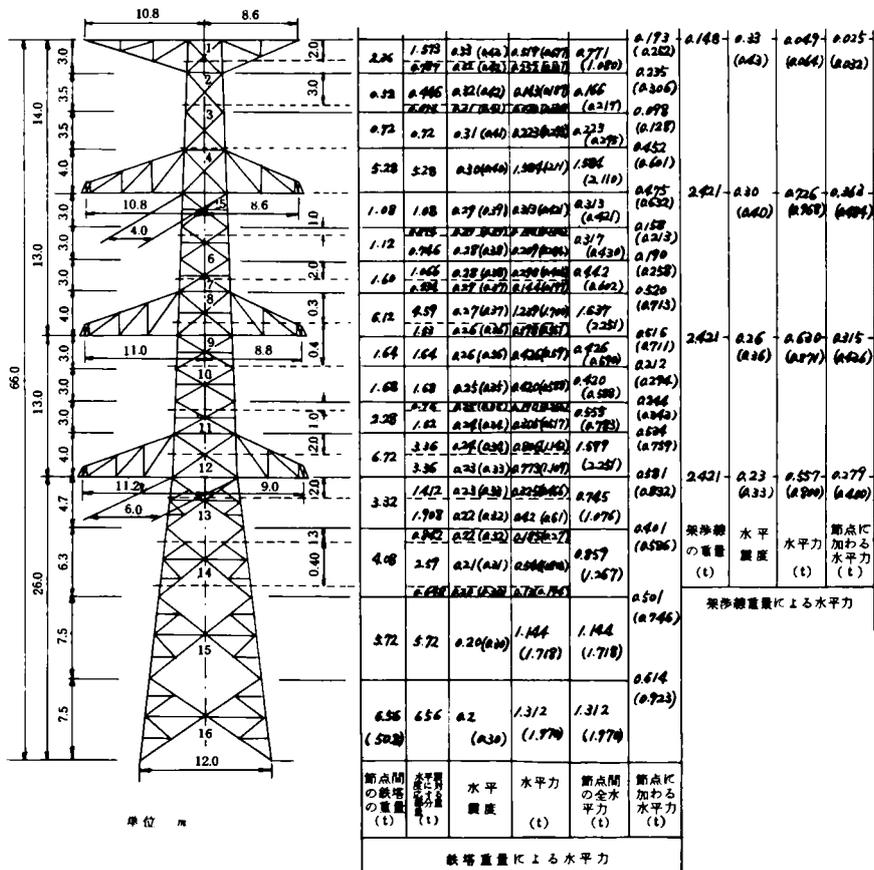


図 1.8.22 鉄塔に作用する水平力の計算例 (鉄塔 IB 型の場合)

土質	砂質土	山土 (たとえば 関東ローム)	粘土
c (t/m^2)	0.3	2.0	4.0
φ ($^\circ$)	40	20	0
γ (t/m^3)	1.8	1.3	1.7

表 1.8.13 対象とする3種類の土質

した各荷重に対して基礎の設計を行ない、検討してみる。ただし地下水位の位置は深いものとしておく。また実際には、基礎体は地中に作製後埋戻すので、一般に基礎体底面下の土は乱されない状態にあるのに反し、引揚力に抵抗する基礎体底面上の土は全部（拡張掘削の場合）あるいは一部（鉛直掘り施工の場合）は必ず乱されるから、圧縮力に対応する地盤

の力学係数と引揚力に対応するそれとは一般に異なる。しかし、本節の課題はあくまで耐震性の考察であるから、 c 、 φ 、 γ の多少の実状との相違は二次的な問題である。このような見地から、圧縮支持力に関しても引揚抵抗力に関しても表 1.8.13 の各係数値を用いることにする。なお前にも述べたように、特に悪い地盤の場合には、独立フーチングを単独に用いることはないので、このような地盤は本節では対象としない。

風圧力に対して合理的と思われる基礎設計を行なった結果を表 1.8.14 に示す。各基礎体寸法は、図 1.8.20 の記号に従って記入してある。また表中安全率 $F_{\text{風}}$ は、風圧力による圧縮力、引揚力に対する基礎の安全率を示している。砂質土に関する圧縮支持力の場合を除き、 $F_{\text{風}}$ は 2 強の値となつている。 $F_{\text{風}} \div 2$ としているのは、送電用鉄塔設計標準によつ

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	基礎体寸法 (m)					基礎体重量 $G(t)$	$F_{\text{風}}$	
			$2B_1$	D_f	t	a	b		圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	3.60	4.20	0.60	0.70	1.10	26.38	30.07	2.07
		B	4.00	4.80	0.70	0.70	1.20	36.62	27.98	2.05
	II (275)	A	3.40	4.20	0.60	0.70	1.10	24.36	32.03	2.00
		B	4.00	4.30	0.70	0.70	1.20	35.52	33.75	2.04
	III (154)	A	2.40	2.80	0.50	0.50	0.70	9.18	30.84	2.03
		B	2.40	3.40	0.50	0.50	0.70	9.70	27.17	2.03
山土	I (500)	A	3.60	5.10	0.80	0.60	1.10	33.40	2.00	2.08
		B	4.10	5.50	0.90	0.60	1.20	46.25	2.03	2.01
	II (275)	A	3.50	4.90	0.70	0.60	1.00	27.20	2.05	2.00
		B	3.80	5.40	0.80	0.60	1.10	35.90	2.03	2.03
	III (154)	A	2.20	3.10	0.50	0.50	0.70	8.08	2.03	2.04
		B	2.50	3.40	0.50	0.50	0.80	10.50	2.08	2.01
粘土	I (500)	A	4.40	2.70	0.80	0.70	1.10	41.52	2.09	2.06
		B	5.00	3.20	0.80	0.90	1.10	54.50	2.04	2.05
	II (275)	A	4.00	3.20	0.60	0.90	1.10	29.78	2.00	2.03
		B	4.60	3.10	0.80	1.00	1.20	48.19	2.05	2.07
	III (154)	A	2.40	2.10	0.40	0.50	0.70	7.27	2.09	2.09
		B	2.70	2.40	0.40	0.50	0.80	9.38	2.03	2.05

表 1.8.14 風圧力に対する基礎の設計結果

て $F_{\text{風}} \geq 2$ と定められているからである。⁵⁰⁾ この意味で、圧縮、引揚の両場合とも $F_{\text{風}} \div 2$ となつている山土および粘土に関するこれらの設計は、風圧力に対してきわめて合理的な設計であるといふことができる。圧縮支持力、引揚抵抗力は上記設計標準に規定されている方法、⁵¹⁾ すなわち前者に関

しては Terzaghi 式（ただし支持力係数は建築基礎構造設計標準⁵²⁾ に引用されている修正値を使用）、後者に関しては著者の式 (1.3.39)（ただし $\varphi < 40^\circ$ のとき $\theta_0 = 60^\circ$ 、 $\varphi \geq 40^\circ$ のとき $\theta_0 = 55^\circ$ 、また基礎床板と隣接土が十分密着するような施工を行なうときには、床板側面の摩擦抵抗力を

見込んでよいことになつている)を用いて算定されている。また同設計標準では、これらの式によつて算定される限界圧縮支持力あるいは限界引揚抵抗力をまず1.5で除したものを耐力と呼び、この耐力を安全率 $F_{\overline{W}}$ で割つたものを許容支持力とし、この許容支持力に設計荷重を対応させるよう規定している。⁵³⁾表1.8.14中の $F_{\overline{W}}$ はこの意味での安全率である。いかえれば、 $F_{\overline{W}} = 2$ というのは、実質上限抵抗力に対しては安全率3ということである。なお砂質土の場合で圧縮荷重に対する安全率が非常に大きくなつてゐるのは、このような地盤では、引揚抵抗力にくらべて圧縮支持力には十分すぎる余裕があることを意味している。すなわちこのような場合には、基礎の設計は実質的に引揚抵抗力の大小によつて支配されることを示しており、風圧力に関するかぎり圧縮側に対してはかなり無駄があるわけであるが、どの基礎も圧

縮荷重に対する基礎であると同時に引揚力に対する基礎でもある鉄塔基礎の特殊性により、上記のような安全率のアンバランスが生れてくるわけである。基礎床板の幅を小さくして、基礎を深くすれば、所定の引揚抵抗力を保持しながら、圧縮荷重に対する安全率をある程度まで低下させることができるが、地震や実際施工との関連があるのでそのような設計がよい設計であるとは必ずしもいえない。

さて、表1.8.14の各基礎に関して地震時の検討を行なう。計算の結果を一括して表1.8.15に示す。表中(i)は、鉄塔上部構造と基礎体に水平地震力が作用した場合、(ii)は鉄塔上部構造と基礎体に水平地震力を作用させ、さらに基礎体と地盤に鉛直地震力を作用させた場合、(iii)は(ii)に加えて、鉄塔上部構造の鉛直地震力をも考慮した場合である。また F_E は、表1.8.14中に示す各基礎の地震時における安全率を示

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	(i)				(ii)				(iii)			
			圧縮力		引揚力		圧縮力		引揚力		圧縮力		引揚力	
			F_E	$F_E/F_{\overline{W}}$										
砂質土	I (500)	A	37.04	1.23	7.49	3.62	35.37	1.18	6.85	3.31	35.19	1.17	6.55	3.16
		B	31.39	1.12	4.40	2.15	29.88	1.07	4.23	2.06	29.78	1.06	3.95	1.93
	II (275)	A	38.61	1.21	8.16	4.08	36.81	1.15	7.40	3.70	36.70	1.15	7.22	3.61
		B	36.56	1.08	3.94	1.93	34.97	1.04	3.60	1.76	34.90	1.03	3.57	1.75
	III (154)	A	38.87	1.26	8.99	4.43	37.06	1.20	8.26	4.07	37.03	1.20	8.08	3.98
		B	29.91	1.10	4.12	2.03	28.76	1.06	3.77	1.86	28.69	1.06	4.50	2.22
山土	I (500)	A	2.27	1.14	7.64	3.67	2.18	1.09	7.21	3.47	2.17	1.09	6.89	3.31
		B	2.56	1.26	4.25	2.11	2.48	1.22	4.00	1.99	2.47	1.22	3.93	1.96
	II (275)	A	2.56	1.25	8.51	4.26	2.45	1.20	8.04	4.02	2.44	1.19	7.85	3.93
		B	2.14	1.05	4.15	2.04	2.06	1.01	3.91	1.93	2.06	1.01	3.87	1.91
	III (154)	A	2.69	1.33	4.39	2.15	2.59	1.28	8.97	4.40	2.58	1.27	8.15	4.00
		B	2.31	1.11	3.93	1.96	2.23	1.07	3.75	1.87	2.23	1.07	3.71	1.85
粘土	I (500)	A	2.50	1.20	5.99	2.91	2.38	1.14	5.71	2.77	2.36	1.13	5.46	2.65
		B	2.29	1.12	3.68	1.80	2.19	1.07	3.50	1.71	2.18	1.07	3.44	1.68
	II (275)	A	2.56	1.28	7.34	3.62	2.43	1.22	7.01	3.45	2.43	1.22	6.84	3.37
		B	2.15	1.05	3.42	1.65	2.05	1.00	3.25	1.57	2.05	1.00	3.22	1.56
	III (154)	A	2.95	1.41	9.04	4.33	2.82	1.35	8.76	4.19	2.81	1.34	8.56	4.10
		B	2.37	1.17	3.82	1.86	2.28	1.12	3.69	1.80	2.27	1.12	3.66	1.79

表1.8.15 各場合の地震時における基礎の安全率およびこれらと風圧力による値との比較

しており、参考のために風圧力に対する安全率 $F_{\overline{W}}$ との比も記入してある。以下に、各場合についての説明を行なう。

(i)の場合、基礎体頂頭に地震力を受けた上部構造の最下節部材による応力、すなわち表1.8.12に示した各荷重が作用

し、これに加えて基礎体に地震力 $k_h G$ ($k_h = 0.2$, $G =$ 基礎体の自重)が作用する。 $k_h G$ の着力点は基礎体の重心の位置であり、水平方向の合力($Q_E + k_h G$)の作用点は基礎体頂頭と重心の間のある位置となる。しかし、計算の便宜

とできるだけ過酷な条件という意味で、実際には基礎体の重心位置に作用する $k_h G$ を、基礎体に最も大きな転倒モーメントを与える（いいかえると支持力、引揚抵抗力の低減率が最大）ような位置、すなわち図 1.8.23 に示すように、基礎体

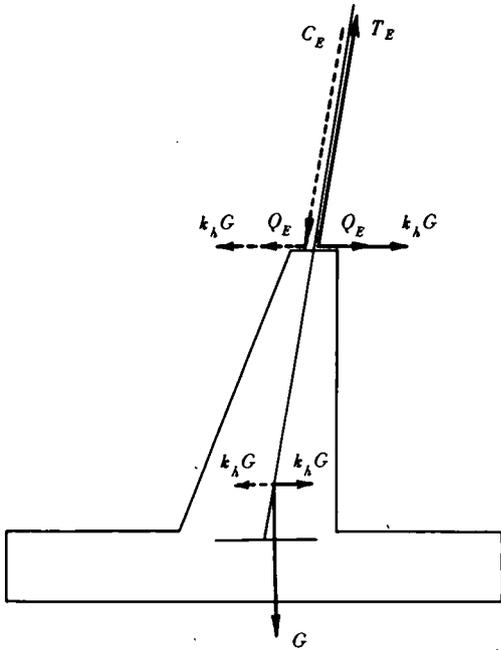


図 1.8.23 基礎体に作用する荷重の説明図

頂頭に作用させて計算した。圧縮支持力の計算は、風圧力による場合と同様、次式によっている。

$$\frac{1}{1.5 F_E} (1.3cN_c + 0.8\gamma B_1 N_\gamma + \gamma D_f N_q) \geq \frac{C_E + G + G_s}{4B_1^2} \times \mu$$

$$\mu = 1 + \frac{6e}{2B_1}$$

$$e = \frac{(Q_E + k_h G) D_f'}{C_E + G + G_s}$$

(1.8.13)

ここに c , γ は地盤の粘着力と単位体積重量, N_c , N_γ , N_q は支持力係数, G_s は基礎体直上の土の重量, $2B_1$, D_f 等は図 1.8.24 に示すとおりである。また μ は傾斜荷重、すなわち荷重の偏心による支持力低減率であり、 $e/2B_1$ が $1/6$ に入るようにしている。また風圧力に対する現行の設計では、引揚抵抗力に関する場合も、便宜上圧縮支持力の場合と同様

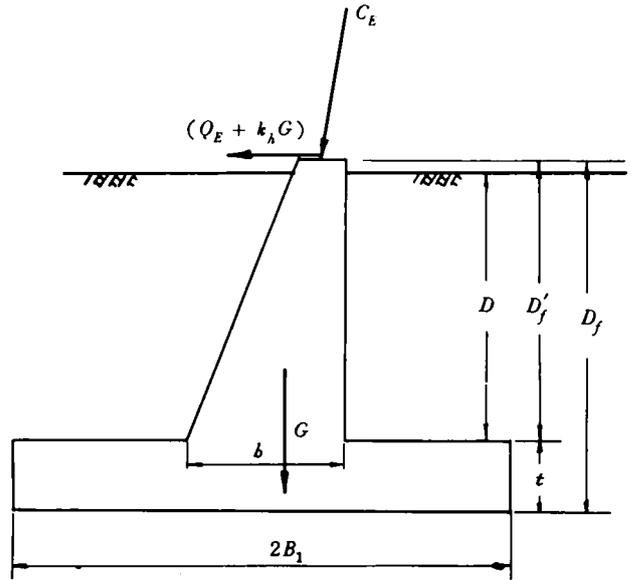


図 1.8.24 基礎の寸法

に考え、著者の式により算定される引揚抵抗力に以下に示す低減係数を乗じて、この値と引揚力の比をもつて安全率 F_w としている。なお限界値に 1.5 を見込んで耐力とする考えは同様であるが、引揚抵抗力の場合にはこの 1.5 を粘着力 c に対して見込んでいる。

$$\nu = 1 / \left(1 + \frac{6e \times 2B_1}{4B_1^2 + b^2} \right)$$

$$e = \frac{Q_w \times D}{T_w - (G_1 + G_2)}$$

(1.8.14)

ここに G_1 は基礎体柱体部の重量, G_2 は基礎体の $b^2 t$ の部分の重量であり、また e に関する転倒モーメントの計算で D を用いるのは、この位置が大抵鉄塔支柱材のアンカーの位置になるからである。一般の鉄塔の場合には、傾斜引揚力に対する上記の低減係数 ν は 0.7 ~ 0.8 程度になり、著者が実験により求めた結果 (図 1.5.26, 図 1.5.27) とほぼ一致する。ところで、風圧力による場合は基礎体自体は不動であるから、鉄塔支柱材のアンカーの位置をモーメント中心と仮定する上式 (1.8.14) でほぼ妥当であると考えられるが、地震時には基礎体自体が運動するから式 (1.8.14) を用いる根拠がない。そこで、地震時における偏心荷重による引揚抵抗力低減率は次のように考えた。すなわち、図 1.8.25 に示すように T_E の鉛直分力 T_E' に対して基礎の設計計算を行ない、この場合の引揚抵抗力の低減率は水平力の大きさを考慮して図 1.

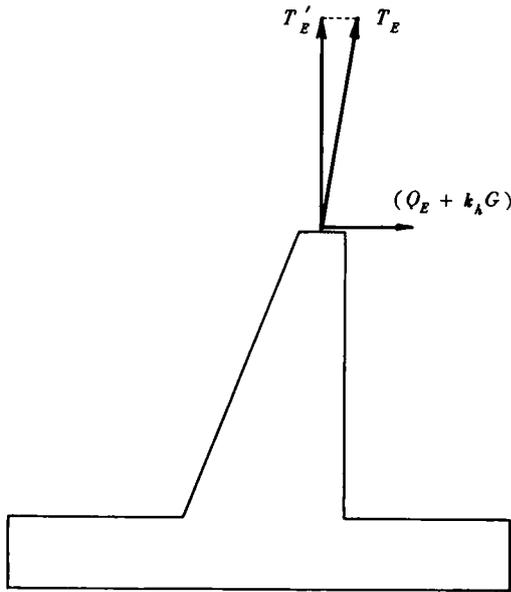


図 1.8.25 設計に用いた引揚力の考え方

5.27 中の曲線より求めることにした。図 1.5.27 を用いたのは、これが正方形床板基礎に対する結果であるのと、図 1.5.26 によるよりも低減率が大きくなるためである。なお、各ケースの T'_E 、 $(Q_E + k_h G)$ に対して実際に低減率を求めてみると、やはり 0.7 ~ 0.8 程度となる。

さて表 1.8.15 において、上述のようにして計算した(i)の場合の結果をみていると引揚力に関する安全率は大体 3.5 以上、圧縮力に対しても 2.15 以上になっていることがわかる。この結果から「上部構造と基礎体に水平地震力が作用する」という条件のみの場合には、基礎は十分すぎる耐震性を有しているといえることができる。

(ii) の場合には、(i)の場合に加えて基礎体と地盤に鉛直地震力(震度 $k_v = k_h / 2 = 0.1$) を作用させた。まず引揚力に関しては、鉛直地震力が上向きに作用する場合を考え、これによつて引揚抵抗力が減少すると考えた。すなわち、式(1.3.39)であらわされる引揚抵抗力 R が減少して、次式で示す R_d のようになると仮定したわけである。

$$R_d = G(1 - k_v) + \pi B_2^3 \gamma K_1 (1 - k_v) - \gamma V_3 + \pi B_2^2 K_2 c \quad (1.8.15)$$

他は(i)の場合の計算方法とまったく同様である。上式で基礎体自重 G を $G(1 - k_v)$ に低減したのはよいとし、地盤に関する $\pi B_2^3 \gamma K_1$ を $\pi B_2^3 \gamma K_1 (1 - k_v)$ としたのは、いままでと同様、より過酷な条件下で検討を行なうためである。す

なわちオ3章において詳しく説明したように、 $\pi B_2^3 \gamma K_1$ の中にはすべり土塊の重量と同時に、地盤の ϕ に依存するすべり面上の抵抗力が含まれている。したがつて、 $\pi B_2^3 \gamma K_1 (1 - k_v)$ とすることは、実質的には ϕ によるせん断抵抗力をも減少させていることになり、すべり土塊の重量のみに鉛直震度を考慮する場合にくらべて抵抗力をかなり低く見積つてことになる。一方、圧縮支持力に関しても計算の方法は(i)の場合と同じであるが、(ii)の場合には、式(1.8.13)において地盤の抵抗力は(i)のときと不変とし、式中右辺の外荷重を増加させた。すなわち、圧縮力に関しては下向きの鉛直地震力を考慮したわけで、 G のかわりに $G(1 + k_v)$ を、また G_s のかわりに $G_s(1 + k_v)$ を用いて計算を行なつた。この場合、式(1.8.13)において支持力の一部を占める $\gamma D_f \times N_q$ も増加するはずであるが、やはり安全側という意味でこの項の増分は考えないことにした。

(iii) の場合には、(ii)の条件に加えてさらに鉄塔上部構造の鉛直地震力が付加されている。この場合厳密には、水平地震力の場合の考え方と同じように、鉄塔各部分の重量に関して鉛直地震力を考え、各部材の応力を計算して鉄塔最下節の部材応力を求めなければならないが、このような計算を行なうのは非常に面倒であり、また表 1.8.11 に示されているように鉄塔上部構造の重量 W_T はそれほど大きくない。そこで、各鉄塔に関して表 1.8.11 に示す鉄塔重量に鉛直震度 ($k_v = 0.1$) をかけ、この地震力 $k_v W_T$ を 4 等分した力が鉄塔各脚基礎の頂頭に作用するものとした。すなわち、引揚側に関しては (ii) の場合と同じ抵抗力に対して、さらに上向きの引揚力 $k_v W_T / 4$ を増加させて計算し、同様に圧縮側に関しては、(ii) で求めた支持力は不変とし、鉛直下向きの荷重 $k_v W_T / 4$ をさらに付加して計算した。ただし鉛直荷重の増加により、当然、引揚抵抗力と圧縮支持力の低減率は(ii)の場合と多少異なってくる。

さて、表 1.8.15 の(ii)、(iii)に関する計算結果をみると、この両者における安全率にはあまり差がない。また(i)の場合にくらべると安全率はかなり低下するが、それでもなお、引揚力に対して 3 以上、圧縮力に対しても 2 以上の安全率を有している。

以上の結果から、基準水平震度を 0.2 とした震度法が有効であり、かつ地震時に地盤のせん断抵抗力が低下しないかぎり、風圧力に対して合理的に設計された鉄塔基礎は、地震時にも一般に十分な安全性を有しているといえることができる。なおここで検討したのは、基礎が独立フーチングとされる場合の一般的な地盤上に、標準的な中大型鉄塔が建設された場合であるが、表 1.8.15 の各値から推定して、鉄塔の大きさや地盤の力学係数が多少変つたとしても、結果に大差はない

ものと考えられる。

8.6.3 鉄塔の上部構造，基礎体および地盤に地震力が作用すると同時に地盤のせん断抵抗力が低下する場合

8.5 節において説明したように，地震時には地盤のせん断強度が低下することが考えられる。8.5 節に示したパルス載荷試験，動的高速載荷試験および土に振動を与えた試験につ

いて，静的強度に対する動的強度の比 δ を，いま対象としている鉄塔基礎の場合に対応すると考えられる圧密圧力や振動加速度に関して整理すると表 1.8.16 のようである。鉄塔基礎の根入れ深さは，表 1.8.14 に示したように，2～5.5 m 程度である。したがって，引揚力に関して問題となる基礎床板より上部の土塊においては，地表面からの深さ Z とすると γZ は 5，6 t/m² 程度であつて，少なくとも 10 t/m² 以下で

試験法	研究者	土質	δ	備考
パルス載荷	Seed	サクラメント川砂	0.2～0.3 ($D_r = 38\%$) 0.1～0.3 ($D_r = 80\sim 100\%$)	$\delta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_d}{(\sigma_1 - \sigma_3)_s}$
		中砂	0.3～0.4 ($D_r = 0$) 0.1～0.2 ($D_r = 50\sim 80\%$)	
		締固めたシルト	0.4～0.8	
		締固めた砂質粘土	1.0～1.2	
土が振動を受けるとき	谷本	砂質土	0.5～0.8	$\delta = \frac{(\tan \varphi)_d}{(\tan \varphi)_s}$
	最上・久保	砂	0.8～0.85	$\delta = \frac{(\text{せん断強度})_d}{(\text{せん断強度})_s}$
	村山・柴田	粘土	0.8～0.85	

表 1.8.16 静的強度に対する動的強度の比

ある。また圧縮支持力に関する基礎床板以下の土塊についても， γZ と風圧力による圧縮力の合計はやはり一般に 20 t/m² より小さい。このような考察に基づき，Seed による実験結果である図 1.8.13 の場合には， $\sigma_c = 1\sim 2 \text{ kg/cm}^2$ に対する δ の値を読みとつて上記の表中に整理した。また振動中のせん断試験についての谷本らによる図 1.8.15，最上，久保による図 1.8.16 および村山，柴田による図 1.8.18 の場合には，100～300 gal 程度の振動加速度に対する強度の低減率を読みとつた。なお動的高速載荷試験においては，表 1.8.9，表 1.8.10 に示されているように， $\delta = 1.1\sim 1.2$ (砂)， $\delta = 1.5\sim 2.0$ (粘土) 程度となつているが，この試験は地震時の地盤状況との関連性が薄いと考えられるので，表 1.8.16 中に記入していない。また Barkan による図 1.8.14 に関しては，実験における振動加速度があまりにも大きくて参考にならないので省略してある。

表 1.8.16 を参考にして，本節で対象としている表 1.8.13 中の各地盤の力学係数 c ， φ を，表 1.8.17 に示すように低

土質	砂質土	山土 (たとえば関東ローム)	粘土
c (t/m ²)	0.15	1.7	3.3
φ (°)	25°	15°	0

表 1.8.17 地震時における地盤の力学係数

下させた。すなわち粘土に関しては，表 1.8.16 からわかるように，締固めた砂質粘土では $\delta = 1.0\sim 1.2$ の高い値を示しているが，一方村山，柴田によると $\delta = 0.8\sim 0.85$ 程度であるから，安全側の見地から 0.8～0.85 の低減率を見込むのが妥当と考えられた。そこで c を， $(0.8\sim 0.85) \times 4 \approx 3.3 \text{ t/m}^2$ にまで低下させたわけである。また砂質土については，みかけの粘着力を半分に落とすと同時に，次の理由により φ を大幅に低下させて 25° とした。すなわち，谷本の整理によると $\delta = 0.5\sim 0.8$ 程度であるから， $\tan 40^\circ$ についてこれを考慮すると，振動時の φ_d は大体 $\varphi_d = 25^\circ \sim 35^\circ \approx$

30°程度になる。最上、久保によるとせん断強度に関する δ が0.8~0.85であるから、これを φ に換算すればやはり φ_d は35°前後と考えられる。ところがSeedによるサクラメント川砂や中砂における δ がかなり小さいので(ただしこれらの供試体は水で飽和されているので間引き水圧の影響が入っているが)、 φ_d を上記の値からさらに落して $\varphi_d = 25^\circ$ としたわけである。なお佐野による式(1.8.9)において、 $k_h = 0.2$ 、 $k_v = 0.1$ として計算すると $\varphi_d = 28^\circ$ となる。一方山土の c に関しては、さきに述べた粘土と同じ低減率を考え、表のように $c = 1.7 t/m^2$ とした。また実際問題として、山土の φ をきれいな飽和砂の φ と同程度に低下させる必要はない。そこでSeedの結果は参考とせず、 $\delta = 0.8$ として計算すると $\varphi_d = 16^\circ$ となるので、表に示すように15°まで低下させることにした。以上の説明からわかるように、表1.8.17中の各値は、希望的な値というよりはむしろ設計上かなり安全な値であるといえる。なお γ については低下させる必要がないと考えられたので、表1.8.13の各値をそのまま用いることにした。

さてこのような地盤状態に対して、さきの8.6.2項の(iii)に示した条件、すなわち鉄塔の上部構造、基礎体および地盤に、考えられる最も不利な仮定のもとで水平および鉛直地震力($k_h = 0.2$ 、 $k_v = 0.1$)が作用する条件(しかも引揚力に対する床板側面の摩擦抵抗力も無視)によつて安全率を求めた結果が表1.8.18に示してある。この表をみればわかるように、引揚力に対する安全率はなお2~6ほどあり、地震時において十分安全であるといえる。一方圧縮力に対しては、多くは1.5~2の安全率を有しているが、1.1~1.3程度の場合もかなり生じてきている。ところでここで考えなければならぬことは、地震荷重は短期荷重として取扱うのが妥当である、ということである。すでに8.6.2項や式(1.8.13)で説明されているように、送電用鉄塔設計標準では限界圧縮支持力をまず1.5で除した値を耐力と呼び、この耐力の設計荷重に対する比を安全率 F としているので、 $F \geq 2$ ということは、限界値に対していうならば3以上の安全率を、またたとえ $F = 1$ としても限界値に対して2の安全率を有していることになる。建築基礎構造設計規準にも示されているように⁵⁴⁾地震のようなきわめてまれに生ずる短期荷重は、最大限上述の耐力にまで対応させてよいと考えられる。このような観点から、風圧力によつて設計された基礎は地震時の圧縮力に対しても十分安定であるといえる。

本節のはじめから説明してきたように、表1.8.18中の各値は、設計上想定されるいろいろな悪条件を、さらに不利な方向へ、不利な方向へと積重ねた非常に過酷な条件下での結

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	F_E	
			圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	1.95	4.27
		B	1.65	2.56
	II (275)	A	2.05	4.67
		B	1.91	2.36
	III (154)	A	2.05	5.12
		B	1.63	2.29
山土	I (500)	A	1.19	5.51
		B	1.30	3.08
	II (275)	A	1.34	5.64
		B	1.12	3.04
	III (154)	A	1.47	6.70
		B	1.26	2.87
粘土	I (500)	A	1.56	4.89
		B	1.40	3.07
	II (275)	A	1.58	5.93
		B	1.32	2.87
	III (154)	A	1.93	7.26
		B	1.53	3.10

表1.8.18 地震時における基礎の安全率

果である。したがつて、ここまでで得られた種々の計算結果から、非常にゆるい飽和砂中の基礎のようなきわめて特殊な場合を除き、一般に風圧力に基づいて合理的に設計された鉄塔基礎は、同時に十分の耐震性を有すると結論してよいと考えられるのであるが、鉄塔上部構造の振動性状に対する配慮という観点から、さらに次項で一、二の検討をつけ加える。

8.6.4 鉄塔の振動性状を考慮した場合

鉄塔はもともと剛な構造物ではなく、かなり可とう性に富んだ構造物であり、基礎が固定されている場合には、8.3節で説明したような振動性状を示す。このような可とう性構造物に対して震度法を適用することには、地震力の分布が実状と相違する点などの問題があることを8.4節で述べた。8.4.3項にたち戻つて図1.8.9、図1.8.10をみればわかるように、減衰定数が小さい構造物の固有周期が0.2~1秒程度の場合には、震度法による設計加速度は過小評価となり、設計上危険側の荷重を想定することになる。しかし現時点においては、鉄塔の振動に対する動的解析法がまだ確立されていないので、次のような方針のもとにやはり震度法を用いて検討

を加える。

鉄塔の減衰定数 h は、表1.8.1、表1.8.2をもとにして8.3.4項で示したように、大体0.025～0.03程度である。また鉄塔の4脚を固定した場合の固有周期は平均的にみて0.5秒前後で、幹線級の高鉄塔では0.4～1.2秒程度であつた。ところで、図1.8.26に示すような非減衰2自由度系の自由振動の場合、1自由度の並進運動の固有周期を T_t 、1自由度の

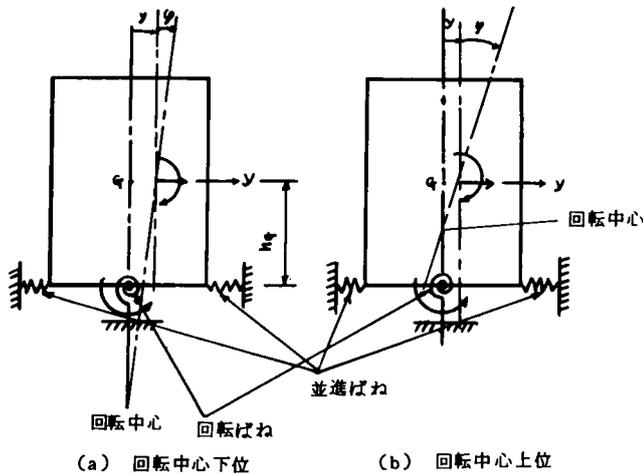


図1.8.26 並進と回転の連成自由振動の概念図

ロッキング運動の固有周期を T_r とすると、これらの並進運動とロッキング運動が同時に起こるときの固有周期 T_{tr} は近似的に次式で示される⁵⁵⁾

$$T_{tr} = \sqrt{T_t^2 + T_r^2} \quad (1.8.16)$$

実際の地震時における鉄塔の振動は非常に複雑なものになると考えられるが、上記のことから、少なくとも4脚固定のロッキング運動の場合の振動周期よりもその固有周期は一般に長くなると考えてよいであろう。その程度は地動の固有周期の大きさおよび鉄塔基礎がどの程度地盤と一体化して動くか、などによつて影響されるが、具体的な数値はわからない。しかし、4脚固定の場合の鉄塔の固有周期や一般的な地盤の卓越周期の大きさから、平均的にみて地震時の鉄塔の固有周期が0.7～0.8秒前後（超高压の大型鉄塔ではもう少し大きくおそらく1秒前後あるいはそれ以上）であると予想することは非常識ではないと考えられる。

さて上記のことを考慮に入れて図1.8.9、図1.8.10をみてみよう。これまでは設計のための基準水平震度 k_h を0.2にとつてきたが、これを仮りに0.3あるいは0.4～0.5にあ

げて震度法で設計したとする。 h が0.02以上であれば、各応答スペクトルについて次のことがわかる。すなわち、図1.8.9によれば、周期 $T > 0.7$ 秒に対応する各応答スペクトルは、 $\beta_{av} = 1.5$ （したがつて $k_h = 0.2$ の地動に対して0.3の応答震度を考えることになる）に対応する水平線の下部に位置し、たとえ $T < 0.7$ 秒であつたとしても、 $\beta_{av} = 2.2$

（同じく $k_h = 0.44$ に対応）とするならば各応答スペクトルは完全にその下部に落ちてくる。また図1.8.10によつても、 $T > 1$ 秒であれば、 $h \geq 0.02$ に対応する各応答スペクトルは $\beta_{av} = 1.5$ （ $k_h = 0.3$ に対応）より完全に小さくなる。さらに T が0.7秒以下であつたとしても、 h が0.03程度であれば、ほとんどの場合 $\beta_{av} = 2 \sim 2.5$ （ $k_h = 0.4 \sim 0.5$ に対応）よりも下になる。以上のことから、鉄塔16mまでに作用させる基準水平震度を0.3あるいは0.4～0.5に上げて震度法で設計してもなおかつ、風圧力に基づいて設計された基礎が安全性を有するとするならば、鉄塔の基礎は鉄塔上部構造の動的挙動を考慮したとしてもなおかつ耐震性を有すると結論してよいであろう。ここでことわつておかなければならないのは、基準水平震度 k_h を0.3とか0.5にして震度法で計算するのは、実際にそのような地動を予想しているわけではなく、あくまで、鉄塔上部構造の動的挙動を簡的な方法で補おうとする一つの便法であるということである。すなわち、わが国の諸規定によれば実際の地動加速度としては200galを採用すれば十分であるが、 $k_h = 0.2$ とした場合に鉄塔の可とう性により、場合によつては、上部構造に1.5～2.5倍（すなわち $\beta_{av} = 1.5 \sim 2.5$ ）の加速度が作用する可能性があるわけであるから、鉄塔上部構造に対する加速度を地動の何倍かに上げて震度法で検討しようとするわけである。これまでも、16m以上の鉄塔各部分では水平震度を基準震度からい増しているもので、実質的にこのことをある程度考慮しているわけであるが、この基準水平震度をさらに上昇させて検討してみることにする。図1.8.21、図1.8.22をみればわかるように、基準水平震度を0.2にしても鉄塔Ⅰではその最上部で0.33というかなり大きな水平震度を考慮していることになる。いま高さ16mまでの鉄塔部分に作用する基準水平震度を0.3あるいは0.5とするならば、鉄塔最上部では鉄塔Ⅰでそれぞれ0.43、0.63、鉄塔Ⅱでは0.39、0.59、鉄塔Ⅲですら0.34、0.54というきわめて大きな加速度を仮定することになり、このような状態に対して基礎が耐震性を有するならば、上述したように、鉄塔基礎は十分耐震的であるといえる。なおこの場合、地動の加速度は200gal（したがつて鉛直方向の加速度は100gal）でよいわけである。以上のような観点に立つて、以下に震度法を用いた計算

結果を示し、検討を加える。

鉄塔上部構造に作用する水平地震力によつて生じる基礎体頂頭の荷重は表 1.8.19 に示すとおりである。計算のための

諸条件は 8.6.3 項の場合と同じである。16 m までの鉄塔上部構造に対する基準水平震度 k_h を 0.3 とした場合の計算結果を表 1.8.20 に、同様に $k_h = 0.5$ とした場合の結果を表 1.

鉄塔 (電圧KV)	型	基準水平震度 $k_h = 0.3$			基準水平震度 $k_h = 0.5$		
		圧縮力 $C_E(t)$	引揚力 $T_E(t)$	水平力 $Q_E(t)$	圧縮力 $C_E(t)$	引揚力 $T_E(t)$	水平力 $Q_E(t)$
I (500)	A	77.5	38.6	2.5	98.6	59.7	3.8
	B	118.0	79.3	4.1	140.2	101.3	5.5
II (275)	A	53.7	28.3	1.9	65.5	40.0	2.7
	B	100.0	70.1	3.2	112.8	82.9	4.0
III (154)	A	18.5	9.0	0.4	22.4	12.6	0.5
	B	36.0	24.3	0.8	40.3	28.5	1.0

表 1.8.19 地震力による基礎体頂頭の荷重

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	F_E	
			圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	1.83	3.14
		B	1.57	2.24
	II (275)	A	1.93	3.90
		B	1.85	2.16
	III (154)	A	1.97	4.05
		B	1.58	2.11
山土	I (500)	A	1.11	4.08
		B	1.23	2.70
	II (275)	A	1.28	5.19
		B	1.08	2.77
	III (154)	A	1.41	5.20
		B	1.22	2.66
粘土	I (500)	A	1.48	4.61
		B	1.35	2.37
	II (275)	A	1.52	4.74
		B	1.29	2.31
	III (154)	A	1.84	5.07
		B	1.48	2.61

表 1.8.20 地震時における基礎の安全率 (鉄塔上部構造に対する基準水平震度 0.3)

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	F_E	
			圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	1.63	2.09
		B	1.45	1.76
	II (275)	A	1.78	2.86
		B	1.75	1.90
	III (154)	A	1.85	2.92
		B	1.49	1.80
山土	I (500)	A	1.00	2.76
		B	1.12	2.15
	II (275)	A	1.18	3.81
		B	1.02	2.42
	III (154)	A	1.30	3.80
		B	1.15	2.26
粘土	I (500)	A	1.33	3.13
		B	1.25	1.89
	II (275)	A	1.41	3.50
		B	1.22	2.02
	III (154)	A	1.70	3.67
		B	1.39	2.25

表 1.8.21 地震時における基礎の安全率 (鉄塔上部構造に対する基準水平震度 0.5)

8.21に示す。これらの結果から、引揚力に対しては小さくても2前後の安全率を有しており、耐震性は十分であるといえる。一方圧縮力に対する結果をみてみても、大体1.2~1.9程度の安全率を有している。山土に関する各計算値は全般に少し小さく、1~1.1程度の低い値もでてきているが、安全率が1以下になるケースはない。このことから、圧縮力に対してもやはり十分耐震的であるといえることができる。

ところで、地震の応答解析が行なわれる場合には、しばしばEl Centro地震の測定記録が用いられる。これは、わが国における強震記録がないのと、表1.8.8をみればわかるように、El Centro地震では最大330galという非常に大きな加速度が実測されているからである。このことから、地動300gal程度の大地震の発生の可能性はあるわけであるから、この意味で、地動の加速度をも $k_h = 0.3$ 、 $k_v = 0.15$ とし、

鉄塔16mまでの基準水平震度を0.3として、これまでと同様にして計算してみた。この結果が表1.8.22である。この表から、やはり引揚力に対しては大きな安全率を有し、圧縮力に対しても、山土に関する鉄塔IIのB型が0.97となる以外、1を割る場合はないことがわかる。また参考のために、地動の加速度を $k_h = 0.5$ 、 $k_v = 0.25$ 、鉄塔16mまでの基準水平震度を0.5として、同様に計算した結果が表1.8.23である。このようにすると、圧縮力に関する数ケースにおいて安全率が0.8前後に落ちているが、これはむしろ当然であり、このように大きな地動加速度が生ずることを予想しているわけでは決してなく、図1.8.27を得るための計算結果である。引揚力に対する安全率はきわめて大きいので、図1.8.27には圧縮力に対する場合だけが描いてある。この図で横軸の k_h がたとえば0.3というのは、地動の加速度、すなわ

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	F_E	
			圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	1.66	2.90
		B	1.46	2.07
	II (275)	A	1.77	3.56
		B	1.69	2.00
	III (154)	A	1.76	3.66
		B	1.43	1.97
山土	I (500)	A	1.00	3.82
		B	1.09	2.56
	II (275)	A	1.14	4.79
		B	0.97	2.62
	III (154)	A	1.25	4.91
		B	1.10	2.54
粘土	I (500)	A	1.35	3.25
		B	1.24	2.23
	II (275)	A	1.38	4.88
		B	1.18	2.17
	III (154)	A	1.67	4.83
		B	1.37	2.53

表1.8.22 地震時における基礎の安全率（地盤にも $k_h = 0.3$ 、 $k_v = 0.15$ を考慮した場合）

土質	鉄塔 (電圧KV)	型	F_E	
			圧縮力	引揚力
砂質土	I (500)	A	1.27	1.65
		B	1.18	1.41
	II (275)	A	1.38	2.20
		B	1.36	1.44
	III (154)	A	1.37	2.19
		B	1.14	1.44
山土	I (500)	A	0.75	2.28
		B	0.83	1.79
	II (275)	A	0.87	3.11
		B	0.77	1.98
	III (154)	A	0.95	3.16
		B	0.88	1.97
粘土	I (500)	A	1.05	1.72
		B	1.00	1.56
	II (275)	A	1.09	2.83
		B	0.96	1.63
	III (154)	A	1.32	3.13
		B	1.12	1.96

表1.8.23 地震時における基礎の安全率（地盤にも $k_h = 0.5$ 、 $k_v = 0.25$ を考慮した場合）

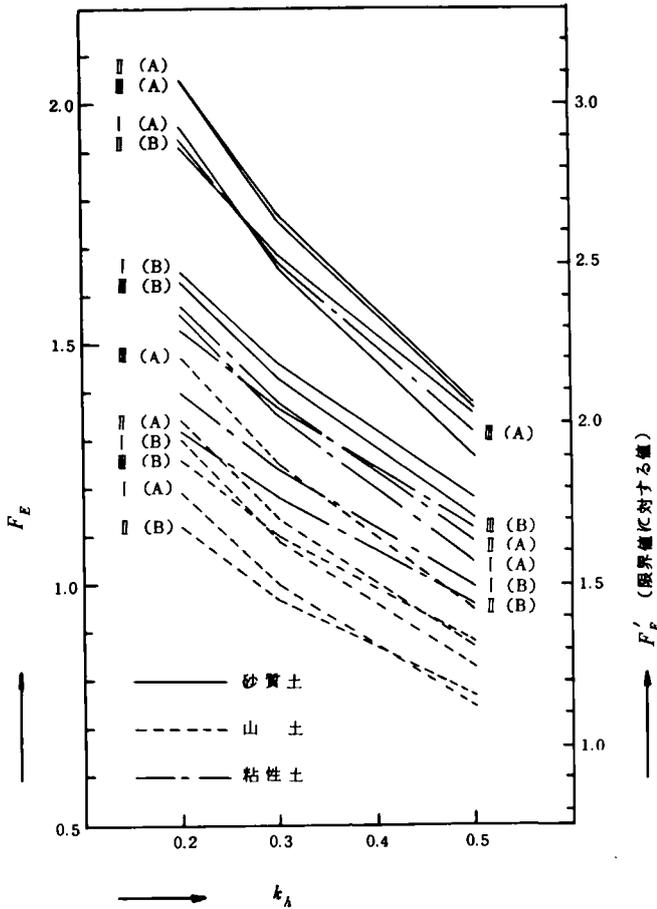


図1.8.27 圧縮支持力に対する基礎の安全率と水平震度の関係

ち基礎体や地盤に関する震度を $k_h = 0.3$, $k_v = 0.15$, また鉄塔 16 m までの基準水平震度も地動と同じく 0.3 として計算した結果であることを示している。したがってこの図は、表 1.8.18, 表 1.8.22, 表 1.8.23 の各値をプロットしたものである。図中 $k_h = 0.4$ あるいは 0.5 というのは、鉄塔上部構造にはいりにおよばず、鉄塔上部構造の動的挙動とは一応別問題の剛な基礎体や地盤にも非常に大きな地震力を仮想していることに加えて、すでに繰返し述べてきたように、図中の各値が、基礎にとつてこれ以上の不利益な条件はないほど過酷な条件下での結果であることに配慮しておかなければならない。さらに、たとえ $F_E = 0.8$ 前後であつたとしても、圧縮荷重が限界支持力を越えてしまつては、限界値に対していうならば、なおかつ 1.2 程度の安全率を有しているわけである (図 1.8.27 の右側の目盛参照)。

前項 8.6.3 までに示した諸結果や上述した種々の計算結果

と考察から、風圧力に対して合理的に設計された鉄塔の基礎は、一般に十分なる耐震性を有していると結論してよい。ただし、液状化の可能性のあるゆるい飽和砂や特別に軟弱な地盤中の基礎などの場合には、地盤を改良したり、下部の堅固な支持層にまでくいを打設するなど、当然別途に検討を行なうべきである。また地震時には、引揚力に対するよりも圧縮力に対する安全率の低下が、一般により大きいことに留意すべきであろう。

8.7 結 論

本章では、繰返し引揚力を受けた場合の基礎の挙動と鉄塔基礎の耐震性について検討した。前者に関しては、基礎が何故繰返し引揚力を受けるかを風の息や風速分布についての考察などをもとに説明したのちに、二、三の実験結果を示し、検討した。模型実験の結果によると、載荷→完全除荷→載荷を繰返した場合に、載荷重がある限界の荷重(静的試験の場合の荷重～変位速度関係における才2折点荷重)以上になると、静的漸増載荷の場合にくらべて変位量が著しく増大するとともに、限界引揚抵抗力も 10% 以上低下してくることが明らかとなり、設計上留意しなければならない点であることを指摘した。

また鉄塔基礎の耐震性については、鉄塔上部構造の振動性状、震度法による設計法やその問題点、さらに土の動的特性などについて従来の研究成果をもとに考察を加えたのち、標準的な中大型鉄塔と地盤に関して種々の条件下における多くの設計計算例を示し、検討を加えた。その結果によると、地震力の大きさ、その作用点や方向、あるいは地震時における地盤のせん断抵抗力の低下などに関して非常に過酷な設計条件を与えたとしても、風圧力に対して合理的に設計された基礎は結果的に耐震性を有していることが結論された。特に地震時の引揚力に対しては一般に十分すぎるほどの安全率を有すること、また圧縮力に対しても地震荷重が短期荷重であることを考慮するならば、やはり一般に耐震性は十分といつてよいことを明らかにした。ただし、地盤が液状化の可能性のあるゆるい飽和砂であつたり、独立フーチングを単独で基礎として使用できないような軟弱地盤の場合には、当然別個に検討すべきであることを述べるとともに、地震時には引揚力に対するよりも圧縮力に対する安全率の低下がより顕著であることに留意しておく必要があることを指摘した。

第 8 章 の 参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査第1次報告書，付属資料耐風設計指針（1964）および解説，p.51，p.39，1965
- 2) 電気協同研究会：電気協同研究，第20巻，第4号，pp.13～22，1964
- 3) Sherlock, R.H. : Wind Forces on Structures : Nature of the Wind, Proc. A.S.C.E., Vol.84, ST4, pp.1708 - 1～1708 - 16, 1958
- 4) Sherlock, R.H. : Wind Forces on Structures : Nature of the Wind, Proc. A.S.C.E., Vol.86, ST7, pp.197～214, 1960
- 5) 館知之：台風に関する2，3の統計的調査，天気，Vol.8, №10, 1961
- 6) 石崎澄雄・光田寧：強風時における突風の拡がり突風率について，京都大学防災研究所年報，第5号A，pp.135～138，1962
- 7) Sherlock, R.H. : Variation of Wind Velocity and Gust with Height, Proc. A.S.C.E., Vol. 78, №126, pp. 1～26, 1952
- 8) Deacon, E.L. : Gust Variation with Height up to 150 m, Quart J. Roy. Met. Soc., Vol.81, pp.562～573, 1955
- 9) 塩谷正雄・新井秀雄・林田千秋：本州四国連絡鉄道橋敷設に関する調査研究，風向風速，その1，鉄道技術研究所報告，514号（施223），pp.1～36，1965
- 10) 電車線路風害対策委員会：風，鉄道電化協会，pp.19～20，1961
- 11) 電車線路風害対策委員会：前出10），pp.19～20
- 12) 河上房義・小川正二：繰返し応力を受けた締固め土の力学的性質，土木学会論文集，№96，pp.8～14，1963
- 13) 山内豊聰・羅文鶴：土供試体に対する繰返し荷重条件と変形を関係づける方法，土と基礎，Vol.13, №8，pp.21～25，1965
- 14) 山内豊聰・羅文鶴：三軸繰返し荷重を受ける土の荷重と変形の関係，土と基礎，Vol.13, №11, pp.17～21，1965
- 15) Seed, H. B., Chan, C. K. and Monismith, C. L. : Effect of Repeated Loading on the Strength and Deformation of compacted Clay, Proc. Highway Research Board, Vol. 34, pp.541～558, 1955
- 16) Seed, H. B., McNeill, R. L. and Guenin, J. D. : Increased Resistance to Deformation of Clay Caused by Repeated Loading, Proc. A.S.C.E., Vol.84, SM2, pp.1645 - 1～1645 - 28, 1958
- 17) Seed, H. B. and Chan, C. K. : Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation Under Repeated Loading, Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.1, pp.341～345, 1961
- 18) 島田兵蔵：送電線用鉄塔の振動，オーム社，1959
- 19) 石崎澄雄・川村純夫・中地博司：鉄塔の振動について(1)，日本建築学会論文報告集，第57号，pp.325～327，1957
- 20) 石崎澄雄・川村純夫：鉄塔の振動について，日本建築学会論文報告集，第60号，pp.297～300，1958
- 21) 石崎澄雄・川村純夫：送電鉄塔の振動について，日本建築学会論文報告集，第63号，pp.265～268，1959
- 22) 石崎澄雄・石田昭・川村純夫：送電用鉄塔の実物実験について(2)，日本建築学会論文報告集，第82号，pp.28～32，1963
- 23) 電気協同研究会：前出2），pp.84～85
- 24) 石崎澄雄・石田昭・川村純夫：前出22），p.29
- 25) 七里義雄・静間敏男・松林義数・山佐博・井手学・北尾篤英・寺田茂雄：架空線の振動と鉄塔振動，電気学会誌，73巻，782号，pp.1～3，1953
- 26) 石崎澄雄・川村純夫・中地博司：前出19）
- 27) 電気協同研究会：前出2），p.87
- 28) 土木学会：振動便覧，p.160，1966
- 29) 土木学会：前出28），p.166
- 30) 土木学会：本州四国連絡橋技術調査報告書，付属資料2，耐震設計指針（1967）・同解説および耐震設計詳説，pp.8～11，1967
- 31) 河角 広：有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値，東京大学地震研究所彙報，第29号，pp.469～482，1951
- 32) 土木学会：土木建造物の耐震設計指針（案），pp.2～3，1965
- 33) 土木学会：前出30），p.3
- 34) 土木学会：前出30），p.50
- 35) 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一：橋梁の耐震設計に関

- する研究(I)―地震応答スペクトル・1964, 土木研究所報告, 128号, pp. 1~51, 1966
- 36) 土木学会: 前出28), p. 2
- 37) 岡本舜三: 地震力を考えた構造物設計法, pp. 91~104, オーム社, 1962
- 38) 天埜良吉: 岸壁の耐震設計法に関する研究, 運輸省港湾局業務資料, pp. 1~3, 1959
- 39) 物部長穂: 地震上下動に関する考察並に振動雑論, 土木学会誌, 第10巻, 第5号, pp.1063~1094, 1924
- 40) Seed, H.B. and Lee, K.L.: Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, Proc. A.S.C.E., Vol. 92, SM6, pp. 105~134, 1966
- 41) Lee, K.L. and Seed, H.B.: Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. A.S.C.E., Vol. 93, S.M. 5, pp.169~190, 1967
- 42) 市原松平: 土質力学(最上武雄編), 第6章土の動的性質, pp.53~74, 技報堂(印刷中)
- 43) Schimming, A.M., Haas, H.J. and Saxe, H.C.: Study of Dynamic and Static Failure Envelopes, Proc. A.S.C.E., Vol.92, SM2, pp. 105~124, 1966
- 44) Barkan, D.D.: Dynamics of Bases and Foundations, Mc Graw-Hill, p. 60, 1962
- 45) 谷本喜一: 土の動的支持力について, 土と基礎, Vol.7, No.5, pp.14~19, 1959
- 46) 土質工学会: 地震と地盤, p. 34, 1965
- 47) Seed, H.B. and Lee, K.L.: 前出40)
- 48) Murayama, S. and Shibata, T.: On the Dynamic Properties of Clay, Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Eng., Vol. 1, pp.297~310, 1960
- 49) 天埜良吉: 前出38)
- 50) 電気学会: 送電用鉄塔設計標準, JEC-127, p.18, 1965
- 51) 電気学会: 前出50), pp. 57~60
- 52) 日本建築学会: 建築基礎構造設計基準・同解説, pp. 8~10, 1963
- 53) 電気学会: 前出50), pp. 53~54
- 54) 日本建築学会: 前出52), p. 9
- 55) 後藤尚男: 構造物の基礎, 日本鋼構造協会, pp.21~23, 1968

第9章 送電用鉄塔基礎の設計における安全率

1)

9.1 概 説

鉄塔の基礎は圧縮荷重と引揚荷重の両者に安全に耐えなければならないが、本章では引揚抵抗力のみについて取扱うことにする。なぜならば、第1編の研究課題が「基礎の引揚抵抗力に関する研究」であり、かつ鉄塔基礎の設計は多くの場合、圧縮支持力ではなくて引揚抵抗力の大小によつて支配されるからである。

はじめに安全率の概念や安全率を考えていく場合の問題点を整理検討し、そののちに送電用鉄塔基礎について具体的に言及する。

9.2 安全率についての二、三の問題に関する著者の考え

9.2.1 安全率の概念

土に関する設計に際しては多くの場合、ほとんど機械的に2とか3とかの安全率が見込まれる。しかし「安全率とはいったい何か」と自問してみると、特に土質工学の場合その内容がはなはだ漠然としており、その数字の根拠や影響因子を明確に指摘できないことが多い。すなわち、土質工学には不明確な要素が多いことは事実であるとしても、設計の段階でそれが一つの逃げ口上に使われてこなかつたとはいいたいがたい。そのために安全率なるものの概念がかなりあいまいなものとなり、しかもこのあいまいなものに頼ろうとする結果が生まれてきたものと考えられる。いいかえると、安全率なるものの内容や意味が十分意識され、それを明らかにするという姿勢のもとに使われてはこなかつたように思える。

実際問題として、土の変形や応力状態、さらに破壊時の状況、自然災害的な外的条件が完全に明らかになつていないわけではない。また現在の設計式の中には、仮定自体が実状を正確に反映してなくても、「マクロな結果として大体よく合う」ということで用いられているものも多い。したがつて安全率というのは、現時点での最善を尽してもなお残る研究の不足分を補い、土を含めた構造物が所定の期間にわたり満足にその機能を果しうるようにしておくための、一種の信頼性の基準となるべきものであろう。

そして安全率は、大きく分けて二つの側面から考察されるべきである。一つは荷重、応力、変形などに関連する構造物の力学的特性に基づいた技術そのものの問題であり、他の一つは構造物の目的や重要性、さらに経済性など、いわば技術

周辺の問題である。たとえば、原子炉の基礎や大ダムなど、人命や復旧の難易などの見地から重要度のきわめて高い構造物においては、ある程度経済性を犠牲にしているようにみえても力学的に十分な安全度を確保しなければならないであろう。これに対し、地震時の中級以下の一般道路などではある程度損傷を受けても補修すればよく、確率的にきわめてまれな条件下においてさえまったく破壊しない、すなわち力学的に完全に安定していなければならない理由はない、と考えられるものもあろう。一概に土構造物といつても、その設計には、このような力学的ならびに経済的要因の多様性があり、「何を基準にして安全率をきめるのか」という基本問題において、すでに非常にむずかしい点があることを示している。

前述したように、実際問題としては安全率なるものがほとんど機械的に設計値に見込まれるだけで、その概念が常に十分検討されているとはいえない。たとえば、現在一般に安全率 F といっているものには多くの場合、概念的にさえ分離して考えられていない二つのものが混在している。すなわち、現段階において、安全率を見込まなければ危険側へいくのか、見込まなくても安全側にあるのか、質的量的に実際上よくわからない要素に対するもの F_u （添字 u はunkownの意味）と、強度低下や変形の増大をもたらすことが比較的はつきりして、かつある程度予測しうる事項に対する F_k （添字 k はknownの意味）である。

わからない、わからないといいいながらも、現在までにわれわれは外的条件による土の挙動に関して、ある程度の知識は得ており、また上部構造物との関連において、地盤はまだ破壊してなくても変形量がある値以下でなければ、基礎として意味をなさない場合がしばしばあることも知つている。少しずつではあるが、現在までに得られてきたこのような知識が、安全率という概念の中に十分生かされていない場合が多いように考えられる。

9.2.2 既知の因子に対する F_k の内容

実際現象において、以下に示す(1)~(4)のような事実の生じることがわかっている場合には、これらの因子によるいくつかの F_k を始めから当然見込んでおかなければならない。すなわちそれらは、現在われわれが「まったくわからなくて、安全側へいくのか危険側へいくのかさえ予想しえない」という因子ではなく、「考慮しなければ危険側へいくことがわか

りきつており、かつ場合によつてはある程度量的にも予測しうる」ものである。これらの事項に対する F_k は原則的には安全率といわれるべきものではなく、いわば単純化された仮定によつて設計する際に、地盤の限界値を与える一種の「換算係数」ともいうべきものである、と考えられる。なお、 F_k 値を具体的に推定する際の F_k 値自身のばらつきは、のちに述べる F_u によつて対処されるべきである。 F_k に属する因子について、具体的にいくつかの例をあげると以下のとおりである。

(1) 繰返し載荷による支持力低下

これはいわば設計条件と実際現象の相違に関する問題である。繰返し荷重の大きさや載荷時間、載荷回数などが問題ではあるが、一般に静的破壊強度以下の荷重であつても、それがある一定の大きさ以上のものであれば、一定の回数以上繰返し載荷されると土は破壊に至る。また一方、一回の載荷による変形の量はたとえ小さくとも、この荷重が繰返し載荷されれば塑性変形が累積し、ついには地盤自身や上部構造物その他の破壊の原因になるような大きさの変形量に達する。^{2) 3)}したがつて、現実を反映しうる適切な設計法がなかつたり、あるいは設計の便宜上静的載荷の想定に基づいて設計計算を行なつたけれども、実際には上記の繰返し載荷条件が予測される場合には、設計計算値を F_k で割つたものでもつて、実際地盤の限界支持力と考えておかなければならない。

(2) 基礎に鉛直荷重と同時に水平力やモーメントが作用する場合

これは設計荷重と実荷重の相違に関するものである。基礎に鉛直荷重と同時に水平力や転倒モーメントが作用することは実際問題としてかなり多いが、これを接地圧分布などに常に考慮して設計が行なわれているとはいえない。等分布載荷として普通に設計計算はしたけれども、実際にはモーメントなどの作用によつて横荷重に対する土の抵抗が問題となつたり、また接地圧分布がはなはだしく偏よるといふようなことが、明らかに起こることが推定されるならば、一般に限界支持力は等分布載荷で転倒モーメント0の場合のそれを下まわるから、 F_k を見込んだ上で地盤の限界支持力を考えておかなければならない。

(3) 過圧密地盤の設計に非排水せん断強度を適用した場合の問題

過圧密比が2以上であるような土がせん断を受けると、一般にその体積は膨張しようとする。そして吸水などによる体積変化が許されている場合には、そのせん断強度は非排水せん断強度を下まわる。実際の地盤においても体積変化が許されない状態で、ある荷重が短期的に作用した場合にくらべて、

体積膨張を伴いながらこれが長期的に作用した場合には、地盤の支持力はかなり低くなると予測される。これは、吸水が許される状態における一種のクリープ破壊のようなもので、このような現象が起こると予想される場合には、非排水せん断強度を設計に用いることは危険側であるから、当初から F_k を見込んでおかなければならない。

(4) 上部構造物の許容沈下量

これは変形条件に関する一つの例である。地盤のせん断抵抗がまだ限界の強さまでmobilizeされていなくても、その変位置が上部構造に許される変位置を越えている場合には、明らかに地盤の限界の強さを設計上の限界値と考えることはできない。これに対する低減率は、上部構造の力学的特性と地盤の力学的特性の両者の関連において決定されなければならないが、いずれにしても地盤の実際の限界強さを F_k で除したものを設計上の限界値としなければならない。

9.2.3 未知の因子に対する F_u の内容

支持力低下をもたらす因子や、強度の低減を考えておかなければならない事項として、比較的是つきりとわれわれが知っているものは、上記(1)~(4)のほかにも多くあるであろう。これに対して、現段階ではそのようなことが現実に起こるかどうかの予測すら困難であつたり、強度常数の推定法や設計式自体のもつ限界によつて生じてくる因子、すなわち、いわゆるばらつきを生ぜしめる因子がある。さきにも述べたように、 F_k の推定に際してももちろんばらつきは入るわけで、この種のばらつきも F_u の中に含まれる。したがつて F_u は、人間が現在の知識や技術でもつて現象を推定したり、計測したりする場合に排除しえない種々の不確定要素に対するものであつて、この意味で F_u こそ「安全率」と呼ばれるべきものであると考えられる。安全率 F_u を必要とする因子の具体例としては、たとえば次のようなものが考えられる。

(1) 自然災害的な因子

地震外力や風荷重、大雨など自然条件の突発的な急変に対し、構造物を安全に保つことを考慮しておかなければならない。もちろん、地震や台風的作用を一定の方式によつて荷重に換算し、前節の F_k によつて、設計条件にある程度定量的に組入れてあるとしても、災害的因子を定式化することは現段階では困難であり、あるレベル以上の災害に対しては F_u によつて対処せざるをえないであろう。

(2) 原地盤の状態と設計条件

設計の際に仮定した破壊と実際に生じた破壊状況とにかなりの差を生ずる場合がある。現在最もよいと考えられている設計法に従つて正確に設計したけれども、たとえば設計にお

いて仮定されたすべり面の形や範囲などが実際とは非常に異なり、しかもその原因が、現時点において、力学的に明らかでないような問題がよくある。

(3) 原地盤の状態と試験法

サンプリングは一般に鉛直方向に行なわれ、このような供試体に対して鉛直方向に最大主応力を与えて強度試験が行なわれる。しかし土によつては、与えられる主応力の方向によつて強度がかなり異なることがあり、そして実際のすべりにおいては、すべり面上の各点における主応力の方向は一定ではない。^{4) 5) 6)} すなわち、現地盤自体のもつ異方向性によつてせん断強度にばらつきが生じることになる。

また地盤全体からみればごく小範囲の調査結果や、局部的にサンプリングされた供試体の試験結果を、全体の地盤の強度計算その他に適用することによつてばらつきが生じる。さらに、調査や試験法自体のもつ欠陥や特性によつてもばらつきが起こる。たとえば、原地盤と室内試験との相似律の問題なども、十分に明らかにされ、実用化されているとはいえない。

(4) 設計条件と試験法

せん断試験や圧縮試験における応力、変形条件と設計対象あるいは現実の破壊におけるそれらとが相違する場合がしばしばある。たとえば一面せん断試験は比較的平面ひずみに近い条件で行なわれるが、この結果は平面問題とは考えられない有限幅フーチングの支持力計算にも当然適用される。また逆に、三軸圧縮試験などいわば軸対称問題の結果を、長大堤体下の支持力など平面問題と考へてよい場合に適用することもある。このような場合、応力や変形の条件の差によつてばらつきの生ずることが予想される。

設計の際の錯誤なども含めて、その他にも多くの因子が考えられるが、いずれにしても上記(1)~(4)のような原因で生じるばらつきは、「現時点で最善の設計をしてもなおかつ実際の荷重が設計値を上まわつたり、土の強度が設計値を下まわつたりするかもしれない」という種類のものである。実際には(1)のような災害は起こらないかもしれないし、またたとえ(2)~(4)のようなことがあつたとしても、そのばらつきが安全側にでて、実際の強度が設計値をかなり上まわることもありうるわけである。しかしつたん不利な側にでると、場合によつては大幅に危険側にずれるかもしれないから、こういった因子に対していわゆる余裕(裕度)としての安全率 F_u を見込んでおかなければならない。

9.2.4 安全率をきめるときの基本的な方針

土質力学や基礎工学の分野にはまだ解明されていない重要な現象が数多く残されており、これらをひとつひとつ追求してより優れた設計原理を確立するために、現場ならびに室内において基本的な研究を積み重ねていくことは、技術者や研究者に課せられた責務である。しかしそれと同時に、未知な因子が多過ぎるからといつて、現実にさまざまな構造物を造らないでいるわけにはいかない。不満足ながらも現行の設計法に基づいて、その式や式中の係数のもつ意味を十分に理解し、一般に条件を単純化して導かれた設計式に対して、複雑な実際の現象に関するわれわれの知識をいかに反映させていくべきかを考察することは非常に重要である。すなわち、設計の原理的な革新と同時に、設計法の最善の適用ということは欠くことのできない重要な仕事であり、ここに工学的問題としての安全率の重要さがある。

工学上の問題として構造物を設計する場合、基本的には図1.9.1に示すような手順で考察が進められる。

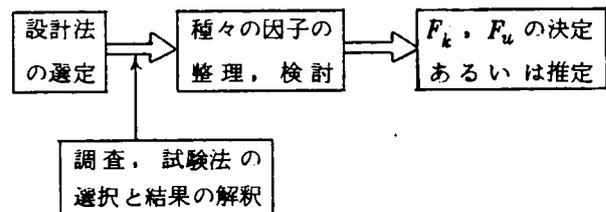


図 1.9.1 設計に際する手順

すなわちまずはじめに、ある機能を果すべき構造物のタイプ(たとえば基礎の場合、独立基礎、ベタ基礎、くい基礎あるいはウエルなど)が決められると、どのような設計原理、したがつて設計式を用いて力や変形を算定するかを選択しなければならぬ。対象とする特定の構造物が与えられれば、慣用の設計式がなかば自動的にきまる場合も多いが、場合によつてはその構造物の力学的挙動をどういふ観点からとらえていくべきかという、設計者の主観的判断が必要であり、また調査や土質試験結果の解釈や適用法の優劣に影響されるところも大きい。ついで設計法や試験法と、想定される実際の現象との相違をもたらす種々の因子を整理検討し、前に述べた F_k と考えるべきものと F_u に属するものを分離する。

そしてつぎに、 F_k , F_u のとり方を問題にすることになる。これらの具体的な数値は個々の問題の特殊性や重要性に依存し、さらに力学的な側面に限つた場合でも、力の関係を基準にするか、変形の条件を基準にするか、などによつても異なる。しかし原則的にいつて、同じ程度の重要さをもつ同種の

構造物を何人かの設計者が独立に設計する場合、 F_k を除いたいわゆる安全率 F_u が、各設計においてはなほだしく異なつたものになるのは好ましくない。すなわちともに $F = 3$ を見込んだとしても、ある設計者によれば $F = F_u = 3$ となつているのに対して、他方の設計においては設計者の無知ゆゑに F_k に関する考慮がなされておらず、もしこれを検討して $F_k = 2$ を得るとすれば、裕度としての安全率 F_u は 1.5 しかないことになる。両者の設計が、見かけ上類似した安全率の値をもつていても、内容的には大きな相違があるといわなければならない。

F_k の値は、現在得られている力学的性質に関する全知識を投入することにより決定される。一方安全率 F_u の値を合理的にきめることはきわめて困難な問題であり、地盤や土構造物に関しては、現在のところ基本になる指導原理のようなものさえないのが実情である。しかしいずれにしても、従来の研究、実験を含めた経験や資料、さらに今後の研究や調査をもとにして、確率統計的処置を行なつていく以外、安全率の根拠を明確にし、これに一般性のある理論的背景を与える方法はないように思える。サンプリングや土質試験結果のばらつきを統計的整理と同時に、土供試体や土構造物の破壊確率などに関する研究が進められるべきであると考えられる。

9.3 送電用鉄塔基礎の場合

送電用鉄塔の基礎としては、くい、ウエル、ベタ基礎、土壌基礎（鋼材をいかだ状に組み、この上に玉石をおき土で埋戻した基礎）なども用いられるが、本章では送電用として最も多く用いられる独立フーチングについてのみ考察を加える。

なお安全率を問題にすると、基礎の抵抗力に関する種々の考察と同時に、原則的に基礎に作用する外荷重に関する解析（load analysis）が不可欠である。しかし鉄塔に作用する荷重の評価は非常にむずかしい問題である。何故なら、鉄塔の場合、これを倒壊させるような大きな支配的荷重は風荷重であるが、風荷重の時間的、空間的分布あるいはこれに対する構造物（すなわち鉄塔）の応答に関しては、現在まだあまりにも多くの未解明問題が残されているからである。これらのことに加えて風荷重の分布等に関する問題は著者の専門分野を超越するので、荷重分布を考慮に入れることは将来の問題として残し、ここではあくまで「設計荷重」に対して基礎の安全度を検討する。設計荷重のきめ方そのものにもかなりの問題点が現存するが、この点についても触れない。鉄塔に関する現行の設計においては、瞬間風速をもとにした極限設計が最も理想的であるとしながらも、鉄塔および架渉線に実荷重として作用する瞬間風速の大きさ、その動的効果や架

渉線の不平均張力など不明確な要素が多いのに加えて、従来架渉線、がいし、金具などがすべて 40 m/sec を設計風速として計算されており、これらの規準を一挙に新しくするには無理な点があるとされている。さらに 10 分間平均風速に関する資料が最も多いことから、設計風速には 10 分間平均風速をもとにして、実際に作用するであろう瞬間的な最大荷重に対しては鉄塔の安全度をもつて対応させる、という考え方が基本的にとられている。⁷⁾

9.2.4 項に示した方針に従つて議論を進める。

9.3.1 設計法の選択

現在わが国の一般の鉄塔基礎の設計においては、すでに述べたように、第 3 章において詳述した著者の引揚抵抗力算定式が用いられているので、設計はこれによるものとする。この方法では、水平地表面下に埋設された基礎に鉛直上方向力のみが作用する場合は仮定され、塑性つり合い状態における基礎の限界引揚抵抗力が与えられることになる。

9.3.2 F_k に関する因子とその大きさについて

(1) 基礎に作用する水平力の影響 (F_{k1})

まず実際の鉄塔基礎には鉛直上方向力のみではなく、鉄塔上部構造物をとおして斜上方向に引揚力が作用する。すなわち基礎には鉛直引揚力と同時に、必ず転倒モーメントを生ぜしめる水平力が作用することになる。しかし設計にあつては、斜上方向に作用する引揚力の鉛直分力を算定し、この鉛直分力に対して「鉛直引揚力のみが作用したときの設計式」を用いて設計が行なわれる。基礎が回転モーメントを受けながら抜け上つてくるときの地盤の挙動は、軸対称問題からはずれるので非常に複雑であり、現在のところまだ理論的に解析された解は得られていない。しかしながら、水平力が作用したときに引揚抵抗力が低下してくることは、明白な事実としてすでに実験的に確めた。

5.9 節で説明した室内実験の結果をふり返つてみよう。すでに説明したように、図 1.5.26 および図 1.5.27 は、関東ローム中に埋設された円形および正方形床板基礎の斜上方引揚試験の結果であり、引揚力の鉛直からの傾斜角がどの程度であれば、純鉛直引揚の場合の値を何%程度低減して引揚抵抗力と考えておく必要があるかについての一つの目安を与える資料である。これらの図によると、引揚方向の鉛直からの傾斜角 β の増大につれて、限界時における斜引揚力の鉛直分力 R_y の R ($\beta = 0$ のときの限界値) からの低減率も増大することが明らかである。正方形床板基礎に関する実験結果はかなりばらついているが、いずれにしても $\beta = 10^\circ$ で 5 ~ 20

%, $\beta = 20^\circ$ で10~30%, $\beta = 30^\circ$ で20~40%程度抵抗力が落ちてくる事が明らかである。この値は基礎床板上下部に存在する土の種類や強度, また基礎体の柱体部と床板部の相対的な大きさにもある程度支配されることが予想されるが, 現場においてもかなりの抵抗力低下を予想させる事実があるので, これに対する換算係数 F_{k1} を最初から見込んで設計に際する限界抵抗力としなければならない。引留め鉄塔などの特別な場合はその個々についての考慮が必要であるが, 一般の鉄塔では β が 20° を越すのはごくまれであつて, 大体 10° 前後であるので, F_{k1} として1.1~1.3を見込んでおけばよいであろう。

(2) 繰返し荷重と長期荷重の影響 (F_{k2})

送電用鉄塔の場合, 引揚荷重が断続的に繰返し作用することが実際問題として考えられる。繰返される引揚荷重が静的漸増載荷による限界荷重に近い場合には, 繰返し載荷によつて地盤の変位量がかなり大幅に増加し, やがて完全に破壊する事実を第8章においてすでに示した。図1.8.5に繰返し載荷試験の一例を示しておいたが, これによると162 Kgの荷重を数回繰返し載荷することにより基礎は完全に抜け上つている。この繰返し載荷の場合に相当する同一基礎, 同一埋戻し状態における静的漸増載荷による限界引揚抵抗力は183 Kgであるから(図1.5.8参照), 162 Kgはこれの90%に相当している。また図1.8.5をみればわかるように, 136 Kgの繰返し載荷の場合も, その変位量の増加のようすからみて, 繰返し回数がさらに増加したとき破壊しないという保証はない。136 Kgは183 Kgの約75%に相当し

ている。同種の他の三, 四の試験においても結果は大同小異であつた。

ところで, 図1.5.8に基づいて描いた変位速度~引揚荷重関係の図1.5.10をふり返つてみよう。上記の136 Kgという荷重が, これ以上の荷重になると変位速度がきわめて大きくなる折点荷重であることに注目しておかなければならない。この折点荷重は, すでに繰返し説明したように, 長期荷重に対する一種の降伏荷重と考えるべきものである。そしてこの値は, 土質や締固め程度によつて異なるが, 埋戻し土をよく締固めることをたてまえとするならば, 図1.4.20,

図1.5.11に示すと同時に6.6節において数値をあげて説明したように, 室内実験, 現場実験にかかわらず, また砂質土, 粘性土にかかわらず, 限界引揚抵抗力の80%前後になることがわかつている。

以上のことから, 上記繰返し載荷と長期荷重に対する考慮とをかねて, 換算係数 F_{k2} として1.2~1.3が設計において見込まれるべきである。

(3) 基礎の変位量の影響 (F_{k3})

基礎の限界引揚抵抗力までにはまだ余裕がある場合でも, 鉄塔上部構造との関連において基礎の変位量はある程度以下に抑えられなければならない。基礎の許容変位量は上部構造物の強さと呼応して定められるべきものであるが, 対象が土である場合5~10mm程度の変位量は十分許されるよう上部構造物が設計されるべきである。事実鉄塔の場合, 上部構造各部材を接続するボルトの孔のクリアランスが有利に作用することに加えて, 上部構造体に二, 三の補強材を付加することによつて, この程度の不同変位に耐えることは理論的推論と同時に過去の実績が示している。⁹⁾

さて全現場実験に関してすでに示した引揚抵抗力~変位量関係, すなわち図1.6.7~図1.6.10の結果を再整理してみよう。これらの図において, 個々の試験における任意の変位量に対する引揚抵抗力 R をそれぞれの限界引揚抵抗力, すなわち一定に保持できる最大引揚荷重 R_{max} で除した値 R/R_{max} を基礎の引揚量に対してかきあらためたのが図1.9.2~図1.9.4である。これらの図には全試験結果が記載されており,

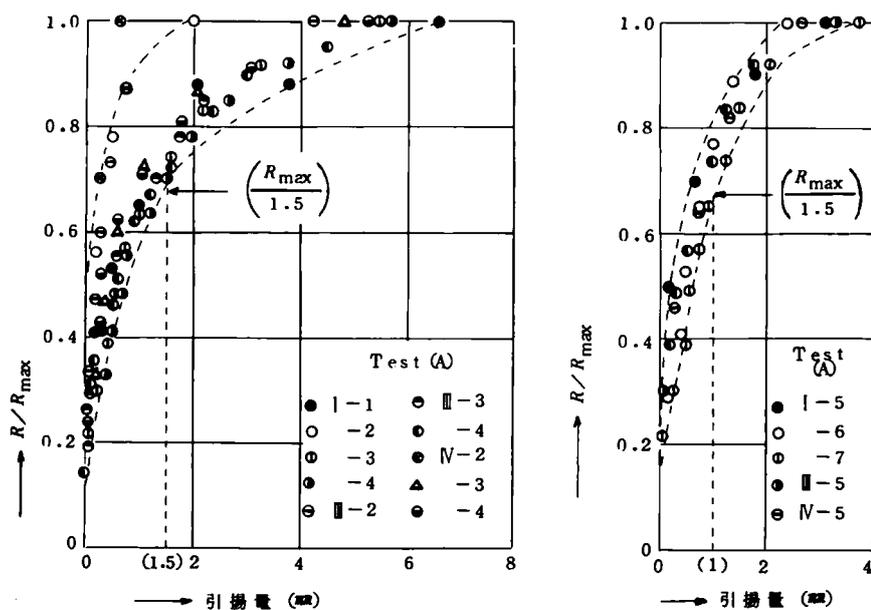


図1.9.2 R/R_{max} と引揚量の関係

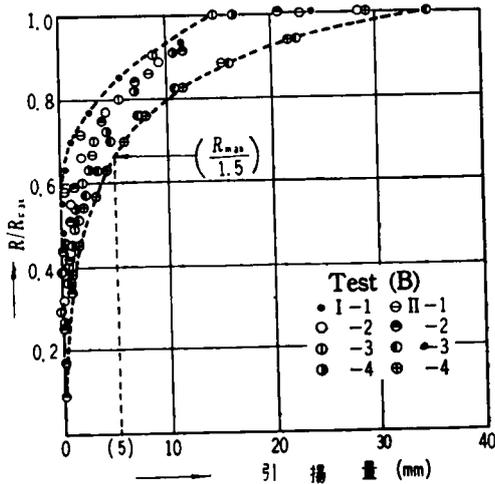


図 1.9.3 引揚抵抗力と引揚量の関係

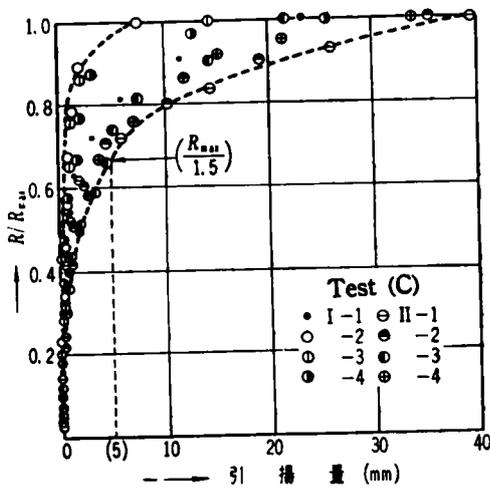


図 1.9.4 引揚抵抗力と引揚量の関係

その変位量の上下限が点線で描かれている。試験地 (A) の地盤は砂質土であるから、変位量は全般に小さく、たとえば $(R_{max}/1.5)$ に対する引揚量の上限をみるとわずか 1.5 mm にしか達していない。一方粘性土地盤である試験地 (B) に関する図 1.9.3 と (C) に関する図 1.9.4 においては、各点がほとんど同一範囲に落ちており、さらに、 $(R_{max}/1.5)$ に対する変位量の上限が両図で期せずして一致し、ともに 5 mm を示していることは注目すべきである。現行の铁塔基礎の設計においては、計算される限界引揚抵抗力を 1.5 で除したものを設計上の限界値とし、この値にさらに 2 の安全率を見込むことを原則としている¹⁰⁾ が、いま限界引揚抵抗力が正しく評価された場合この値を 1.5 で割って設計上の限界値とすることは、上述したように 5 mm 程度の基礎の変位量を許容していることになるわけである。いいかえると、上に示した事実、砂質土の場合はもちろん粘性土の場合にも、換算係数として 1.5 を考えておけば、まず普通程度の铁塔基礎におい

ては不同変位量に対する考慮が行なわれたとしてよいことを示している。

ところで、さきに(1)で説明した水平力の影響による限界抵抗力の低下は、送電用铁塔の場合不可避である。そしてこのように低下した限界引揚抵抗力に対して、(2)に示した繰返し載荷と長期荷重に対する影響が考慮されるべきである。すなわちこれらは同時に考慮されるべき事項であると考えられるから、一応それぞれの中間値を採用するとして $F_{k1} (1.2) \times F_{k2} (1.25) = 1.5$ は少なくとも最初から考慮されなければならない。さて 5.9 節や 5.10 節で説明したように、斜引揚力が作用した場合でも、鉛直引揚の場合とくらべて、同一鉛直引揚力に対する鉛直変位量は引揚力の作用方向にほとんど影響されずほぼ同一と考えてよいことがわかっているから、ここで説明した基礎の変位量に関する F_{k3} は前述の F_{k1}, F_{k2} とは別個に考えるべきものである。すなわち、 $(F_{k1} \times F_{k2}) = 1.5$ の上にさらに $F_{k3} = 1.5$ を乗ずる必要はないわけで、 $(F_{k1} \times F_{k2}) = 1.5$ を考慮しておけば、実質的に変位量を 5 mm 程度に抑えることになる。すなわちいま F_k を

$$F_k = F_{k1} \times F_{k2} \times F_{k3} \times \dots \times F_{ki} \quad (1.9.1)$$

として表示するならば、 $F_{k3} = 1$ としてよい。

(4) 地表面が斜面である場合の影響 (F_{k4})

一般の铁塔基礎の場合は上記 3 因子を考慮しておけばよいと考えられるが、铁塔基礎が斜面内に埋設される場合には、上述した F_{k1} の代りに F_{k4} が考慮されるべきである。すなわち、図 1.5.29 に示したように基礎体柱体部中心線の位置で埋戻し深さ D を定義するとすれば、同一の D に対する限界引揚抵抗力は斜面こう配 i および引揚力の鉛直からの傾斜角 β の増大につれて、かなり大幅に減少することをすでに 5.10 節において詳細に示した。

図 1.5.34 と図 1.5.35 を再度検討してみよう。これらの図は、すでに説明したように、斜面内基礎の限界引揚抵抗力の鉛直分力 $R_{vi}\beta$ と、水平地表面下の基礎に鉛直引揚力のみが作用した場合の限界値 R_{00} の比 $R_{vi}\beta/R_{00}$ を縦軸にとり、横軸には i をとつて、 β をパラメーターとして描いたものであった。これらの図から、斜面内に埋設された基礎に斜上方引揚力が作用する場合には、設計の際の条件 $i = 0, \beta = 0$ の場合にくらべて抵抗力がかなり低下してくることが明らかである。普通铁塔の場合を想定して $\beta = 10^\circ$ 前後とすると、鉛直方向の抵抗力の低減率は $i = 5^\circ$ で 20%、 $i = 10^\circ$ で 30%、 $i = 20^\circ$ で 40% 前後となつている。また現場実験においても、 $i = 25^\circ \sim 30^\circ$ で $\beta = 0$ の場合に関して、この低減率が

10～60%になった二、三の実験例が報告されている¹¹⁾(表1.5.2参照)。特に*i*の大きいときには別個に考慮するとして、一般に30%前後の低減が必要であるとすると、 $F_{k4} = 1.43$ となり、このような場合には

$$F_{k1}(1) \times F_{k2}(1.25) \times F_{k3}(1) \times F_{k4}(1.43) = 1.8$$

の換算係数が設計上の限界値を求めるための値として見込まれなければならない。

以上に示したように一般の鉄塔においては、その基礎が水平地表面下に埋設されている場合には $F_k = 1.5$ を、また斜面内基礎に対しては $F_k = 1.8$ を、著者の方法で算出される限界引揚抵抗力に見込んだ上で、設計上の限界値とするべきである。このようにして求められた設計上の限界値が、設計荷重と等しくおかれるべき性質のものであることはいうまでもない。

9.3.3 F_u について

9.2節で述べたように、 F_k 値自体のばらつきも含めて9.2.3項に示したような性質の因子に対する安全率 F_u が必要である。

経験が加味されているとはいえ安全率をかなり“任意的”にきめる場合の大きさについては、たとえばTerzaghi, Housel, Tschebotarioff等によつて考察されているが¹²⁾その結果土質工学においては一般に2～3程度の安全率が見込まれるのが通常である。一般的な鉄塔基礎の場合も、いまかりに著者の計算式による限界引揚抵抗力に3の値を見込むこととすれば、本当の意味での安全率 F_u は、水平地表面下の基礎の場合には $3/1.5 = 2$ 、斜面内基礎のときは $3/1.8 = 1.7$ 程度となる。いかえると、 F_k に関する因子を考慮せずに、単に「安全率」という言葉であらわされる3を計算限界値に対して見込んだときには、実は本当の意味での安全率は設計荷重に対して2または1.7程度であることを意味している。

さて安全率を“任意的に”ではなく“理論的に”定めることはかなり困難な仕事である。しかし近年Freudenthalなどによつて研究されている一つの考え方^{13) 14)}すなわち材料の強度に関連して安全率と破壊確率の関係を見出し、そしてこの破壊確率を構造物の初期構築費用と破壊によつてもたらされる種々の費用(たとえば再建費など)の和が最小になるようにきめていこうとする考え方(Statistical-economic decision theory)は、この種の問題に関する有力な指針を

与えるものであると考えられる。この考え方の土質工学への適用としては、ごく単純化した掘削の問題に関して、Langejanによつて試みられている¹⁵⁾しかしLangejanの定義している破壊確率は正当とはいえず、本当の意味での破壊確率になっていないと考えられる。また基礎の安全率に関する確率的な検討が、最近 W_u によつても試みられている¹⁶⁾

F_u を定めていく場合の手順としては、(1)力学的な見地から何らかの方法で F_u と破壊確率 P_f の関係を見出しておき、(2)一方経済的な見地から妥当な P_f を定めた上で(1)の関係をを用いて F_u を定める、ということになる。

(1) 安全率 F_u と破壊確率 P_f の関係

F_u 、 P_f を支配する要素は多くかつ複雑であるけれども、ここでは最も基本的な要素であるせん断抵抗力のみをとりあげ、ごく単純化して考えてみる。

いまわれわれが一樣と考えている地盤のせん断抵抗力(同一の条件下のせん断抵抗力) τ が、実はある分布でもつてばらついている場合を考えよう。このように考えるのはきわめて実際的である。さて、この母集団ともいべき τ の分布が、図1.9.5(a)に示すような平均値 μ 、分散 σ^2 の正

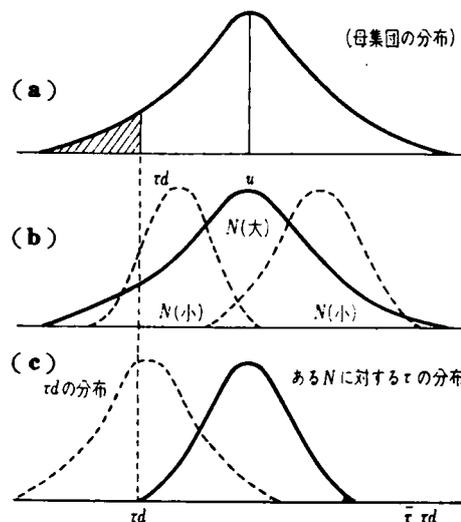


図1.9.5 τ の分布

規分布であると考えても不当ではないであろう。すなわち、たとえばHooperとButlerによつて行なわれた数多くの三軸圧縮試験の結果もこのことを正当つけている¹⁷⁾。彼らはLondon clayに関して、ほぼ同一深度から採取した数多くの供試体の非圧密非排水の三軸圧縮試験結果によるせん断強度の分布を、多くの場合について調べているが、これらによるとせん断強度の分布はほぼ正規分布と考えてよい。ところで図1.9.5(a)に示す母集団からランダムに非常に数多くのsamplingを行なうと、この大標本 τ の分布は、図1.9.5(b)の実線で示すように、図(a)の分布に近似するであろう。しか

し sampling の数 N が少ない場合には、ある一定の N に対する τ の分布は、図 (b) 点線で示すように、種々変化することが考えられる。さてこのように限られた N 個の τ の分布の平均値 $\bar{\tau}$ 、すなわち

$$\bar{\tau} = \frac{\sum \tau}{N} \quad (1.9.2)$$

の分布は、図 (c) 実線で示すように、平均値 μ 、分散 σ_e^2 / N の正規分布 (標準化すると t 分布) となる。ここに σ_e^2 は不偏分散で次のようにあらわされる。

$$\sigma_e^2 = \frac{\sum (\tau - \bar{\tau})^2}{(N-1)} \quad (1.9.3)$$

ところで設計に際しては一般に、

$$\tau_d = \frac{\bar{\tau}}{F_u} = \frac{\sum \tau}{NF_u} \quad (1.9.4)$$

で示される設計上のせん断抵抗力 τ_d を用いることとする。そうすると τ_d の分布は、図 (c) 点線で示すように、 F_u に関連して $\bar{\tau}$ の分布を左に移動したものとして与えられる。

さて、もとの母集団からランダムに N 個 sampling して $\bar{\tau}$ を求め、設計値 τ_d を定めたところ、 τ_d がたとえば図 (a)、(c) に記入したような位置に落ちたとすると、破壊の確率は

$$P_F = P\{\tau_t < \tau_d\} = P\left\{\tau_t < \frac{\bar{\tau}}{F_u}\right\} \quad (1.9.5)$$

で定義でき、これは図 (a) の斜線部の面積に一致する。ところで式 (1.9.5) の確率を計算する場合、非常に数多くのデータなどに基づいて母集団の μ 、 σ とみなしてさしつかえない値が得られているときには計算は容易であるが、土質工学の問題においてはこのようなことはきわめてまれである。そこで t 分布を利用して、

$$t = \frac{(\bar{\tau} - \mu) \sqrt{N}}{\sigma_e} \quad (1.9.6)$$

から μ を表示すると次のようになる。

$$\mu = \bar{\tau} - \frac{\sigma_e t}{\sqrt{N}} \quad (1.9.7)$$

一方図 (a) に示す正規分布を標準化してかくと

$$y = f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} \quad (1.9.8)$$

であり、図 (a) の斜線部の確率を求めるための u の上限は式 (1.9.4)、(1.9.7) を用いて次のようにかける。

$$u = \frac{\tau_d - \mu}{\sigma} = \frac{1}{\sigma} \left\{ \bar{\tau} \left(\frac{1}{F_u} - 1 \right) + \frac{\sigma_e t}{\sqrt{N}} \right\} \quad (1.9.9)$$

ここで σ を仮定し、ある危険率 α のもとに t を与えると、 $\bar{\tau}$ 、 σ_e 、 N は既知であるから、 F_u を順次適当に与えていくことによつて式 (1.9.9) から u が求まり、したがつて、式 (1.9.8) を用いることにより式 (1.9.5) の破壊確率 P_F を計算することができる。なお危険率 α のもとに t を与えるということは、式 (1.9.7) からわかるように、とりもなおさず結果的には、ある危険率 α でもつて母平均 μ の下限値—上限はいまの場合危険側となるから問題にしない—を与えることになるわけである。このようにして F_u と P_F の関係が求められる。

ここで一つの試算を行なつてみる。たとえば、 $N (= 3, 5, 10)$ 個の供試体についてのせん断試験あるいは原位置試験の結果 $\bar{\tau} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_e = 0.05$ が得られたとする。危険率を 5% とし、 $\sigma = 0.1$ あるいは 0.05 と仮定すると、それぞれ $F_u = 1.2, 1.5, 2.0, 2.5$ に対する破壊確率 P_F は表 1.9.1 のように計算される。当然のことではあるが、 F_u

N	$\sigma = 0.1$				$\sigma = 0.05$			
	$F_u = 1.2$	$F_u = 1.5$	$F_u = 2.0$	$F_u = 2.5$	$F_u = 1.2$	$F_u = 1.5$	$F_u = 2.0$	$F_u = 2.5$
3	0.6554	0.3336	0.1038	0.0392	0.7001	0.1949	0.0059	0.000219
5	0.4129	0.1469	0.0301	0.0087	0.3300	0.0179	0.000380	0.000010
10	0.3228	0.0985	0.0170	0.0044	0.1788	0.0049	0.000011	0.000001

表 1.9.1 安全率と破壊確率の関係

が大であるほど、また N が大であるほど、さらに母集団の標準偏差 σ が小であるほど P_F の値は小であり、しかもその減少の程度がきわめて大幅であることは興味深い。

この試算例でもわかるように、このような計算における最大の難点は母集団の標準偏差 σ を任意的に仮定しなければならないことである。この種の問題を解決していくためには、

せん断強度のばらつきなどに関する地道な調査研究が必要であると考えられるが、たとえば前述のHooperとButlerなどの調査研究の結果なども参考となる。彼らの対象にしているのはLondon clayであるから、一般の一樣と考えられている粘土地盤にくらべてばらつきが大きいと考えられるが(London clayにはひびわれが存在するといわれている)、それでもなお、非常に数多くの試験の結果、変動係数(coefficient of variation = standard deviation / arithmetic mean)は大体0.1~0.3程度となつている。彼らは、上記のように、“standard deviation”という言葉を使つている。もちろんこのような調査結果としてのdeviationは一つの統計量であつて母集団の標準偏差ではないけれども、これらが母集団の標準偏差の推定値として非常に意義のあるものであることはいうまでもない。上述した試験例の場合、 $\bar{\tau} = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ と仮定したから、変動係数0.1~0.3とすると $\sigma = 0.05 \sim 0.15$ 程度となる。したがつて、さきに示した仮定はそれほど非常識なものではないであろう。

(2) 経済的見地からの P_F の決定

この問題は非常にむずかしく、実用性という見地からいうとまだ多くの問題点を残している。しかしたとえ大幅な単純化を許したとしても、その筋道を考え、そして安全率を将来合理的に定めていくための一つの方向づけを試みることは重要なことである。ここではStatistical-economic decision theoryの応用として、Freudenthalなどによつて提案されている考え方の、基礎設計の安全率問題への適用を試みてみる。

この考え方は、構造物構築の初期費用 A と破壊の費用 $P_F \times C_F$ (C_F は破壊によつて生じる種々の損失や再建費など)の和が最小になるように P_F をきめるのが妥当である、とするものである。すなわち、

$$A + P_F C_F \rightarrow \min. \quad (1.9.10)$$

$$\therefore \frac{dA}{dP_F} + P_F \frac{dC_F}{dP_F} + C_F = 0 \quad (1.9.11)$$

となるように P_F を定めるわけである。このような考え方は、実際問題として非常に困難な問題を多く含むけれども、何らかの方法で P_F を合理的にきめていこうとする方向としては、きわめてすぐれた方向であると考えられる。

さて鉄塔の基礎の場合、上記の費用は地価を含めて铁塔構造物全体を問題として評価するべきであろうが、いまここでは基礎に限つて考えてみる。基礎体コンクリートの質や土質さらに施工条件としての地盤の掘削法、コンクリート打ちや

埋戻しなどの条件がほぼ同一であるとする、初期費用 A は主として地盤の掘削土量と基礎コンクリートの量に依存すると考えてよいであろう。ところで、コンクリート量は基礎体目重 G で代表させることができる。また一般に地盤の掘削は、基礎体床板部にむかつてさい頭角すい体状に行なうか、床板幅にそつて鉛直掘りにするのが普通である。したがつて式(1.2.2)からもわかるように、掘削土量 V_1' は、床板幅 B を一定にすると根入れ深さ D_f の m 乗、すなわち D_f^m に、また D_f を一定にすると B^n に、近似的に比例する。そこで初期費用 A は、一般に次の形で書きあらわせるとしてよいであろう。

$$\left. \begin{aligned} A &= a_1 (G + b_1 D_f^m + c_1) \\ \text{あるいは} \\ A &= a_2 (G + b_2 B^n + c_2) \end{aligned} \right\} \quad (1.9.12)$$

ところで第7章で証明したように、基礎の引揚抵抗力 R は床板幅あるいは根入れ深さ(床板厚 t とすると $D_f - t$)のべき乗に比例する。すなわち式(1.3.39 a), (1.7.13)を参照すればわかるように、近似的に R は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} R &= a_3 (G + b_3 D_f^m + c_3) \\ \text{あるいは} \\ R &= a_4 (G + b_4 B^n + c_4) \end{aligned} \right\} \quad (1.9.13)$$

一定の設計荷重に対して R が大きくなることは、破壊の確率が小さくなることを意味するから、式(1.9.12),(1.9.13)を参照して

$$A \propto R^p \propto \left(\frac{1}{P_F} \right)^q \quad (1.9.14)$$

と考へてもそれほどおかしくはないであろう。すなわち

$$A = A_0 \left(\frac{1}{P_F} \right)^q \quad (1.9.15)$$

ここに A_0 , q は定数である。 $P_F \leq 1$ であるから、 q は1より小さな値であると予想されるが、 A を式(1.9.15)のようにおくと式(1.9.11)で計算するとき P_F についてうまく解けない。そこで式(1.9.15)と類似の曲線である次

式を用いることとする。これは、Freudenthal がAの第一近似として採用できるとしている式^{B)}の形と同じである。

$$A = A_0 (1 - c_0 \log P_F) \quad (1.9.16)$$

ここに c_0 は定数である。

さてつぎに破壊に関する費用 C_F を考えてみる。まず破壊すればその撤去費や再建費なども含めてAの何倍か、すなわち $a_0 A$ ($a_0 > 1$) の費用がかかるであろう。さらに鉄塔倒壊による損害は、送電されている電力の大きさに依存することが当然予想される。簡単のためこの電力の大きさを電圧 V_{0lt} で代表するとして、損害がこれに比例すると考えると、この費用は $b_0 V_{0lt}$ (b_0 は定数) であらわせる。また C_F は金利その他にも影響されると思われるが、現段階では具体的にどのような形でこれらを反映させていくのが合理的であるか、について未解明であるので、筋道だけを考えていく意味で一応上記2項によつて C_F が決定されるとしておくと、 C_F は次のように書ける。

$$C_F = a_0 A + b_0 V_{0lt} \quad (1.9.17)$$

式(1.9.16)、(1.9.17)を式(1.9.11)に用いると次のようになる。

$$c_0 A_0 + a_0 c_0 A_0 P_F \log P_F + a_0 c_0 A_0 P_F - a_0 A_0 P_F - b_0 V_{0lt} P_F = 0 \quad (1.9.18)$$

ところで常識的な設計においては、当然のこととして P_F は1に比べて非常に小さな値に抑えられなければならない。すなわち一般に $P_F \ll 1$ である。また式(1.9.16)からわかるように、 $P_F = 1$ のときに $A = A_0$ となる(これは式(1.9.15)でも同じである)。すなわち、 $P_F < 1$ の状態からしたいに P_F を上昇させ(いかえると基礎を小さくしてゆき)、ついにその設計荷重に対してちょうど $P_F = 1$ になつたときの初期費用が A_0 であるという意味であつて、もちろん $P_F = 1$ であつても設計荷重に対しておもちやのような小さな基礎を作る場合の初期費用が A_0 であるという意味ではない。換言すると $P_F = 1$ の状態における最大の初期費用が A_0 である。そして、当然のことながら $A > A_0$ である。したがつて常識的な設計を考えて、 A と A_0 の値が非常に相違する、すなわちオーダーが違ふというようなことは考えにくいことや一般に $P_F \ll 1$ であることを考慮するならば、式

(1.9.16) から容易にわかるように、 c_0 は1より小さく、 10^{-1} とか 10^{-2} とかのオーダーであろうことが予想される。以上のことから、式(1.9.18)において $c_0 P_F$ を含む左辺第2項と第3項は他の項にくらべて非常に小さい。そこでこれらを無視して P_F について解くと次のようになる。

$$P_F = \frac{c_0 A_0}{a_0 A_0 + b_0 V_{0lt}} = \frac{c_0}{a_0 + (b_0 V_{0lt} / A_0)} \quad (1.9.19)$$

上述したように c_0 は 10^{-1} とか 10^{-2} とかのオーダーの値であることが予想される。送電用鉄塔の場合、 a_0 はたかだか5前後であつて10を越えるようなことはまずあるまい。また A_0 は、中級以上の送電用鉄塔の常識から判断して100万円のオーダーであろう。送電線の電力供給先の種類や状況、さらに緊急代送電の設備などによつても異なるが、たとえば $V_{0lt} = 270 \text{ KV}$ 級の大型鉄塔が倒壊して送電が停止されると、一般に1~10億円程度の総損失が生ずるといわれている。いま $V_{0lt} = 0$ で $b_0 V_{0lt} = 0$ 、 $V_{0lt} = 270 \text{ KV}$ で $b_0 \times V_{0lt} = 1 \sim 10$ 億円程度とすると、 $b_0 \doteq 40 \sim 400 \text{ 万円/KV}$ 程度となる。かりに 270 KV 級の鉄塔倒壊の場合を考えると、上記の数値を式(1.9.19)に用いて、 P_F は $10^{-3} \sim 10^{-5}$ のオーダーとなる。このようにして求めた P_F を表1.9.1に用い、 σ 、 N との関連において安全率 F_u を定めるわけである。

9.4 結 論

この章では、まずはじめに安全率の概念や安全率を考えていく場合の問題点を整理検討し、既知因子に対するいわば限界値を算出するための換算係数ともいふべき F_k と、未知因子に対する本来の意味での安全率 F_u を分離して考えることの重要性を強調すると同時に、これらの因子に関する具体例をあけて説明した。また安全率をきめるときの基本的な方針についての著者の考えを示した。そののちに、送電用鉄塔基礎の設計に際し、現段階においてとり入れるべき F_k の具体値を種々の実験結果に基づいて示した。すなわち電気学会における現行の設計法(著者の提案した設計式を使用)によるならば、鉄塔基礎が水平地表面下に埋設されている場合には $F_k = 1.5$ を、また斜面内基礎に対しては $F_k = 1.8$ を、設計式によつて算出される限界引揚抵抗力に見込んだ上で、設計上の限界値とするべきであることを明らかにした。

また F_u については、(1)力学的な見地から F_u と破壊確率 P_F の関係を見出しておき、(2)一方経済的な見地から妥当な P_F を定めた上で(1)の関係をj用いて F_u を求める、という手順に従

い、具体的にその方法を示し、 F_u と P_F の関係および経済的見地からの P_F について試算した結果を示した。多くの複雑な要素に支配されるこの種の問題を、大幅に単純化して考えたが、基本的な方針は定めたと考える。今後、種々の資料

を数多く集め、このような考え方や方法をより充実、発展させることによつて、いつそ合理的な安全率の決定法が見出されうると考える。

第 9 章 の 参 考 文 献

- 1) 浅田秋江・松尾稔・湯浅欽史・羅文鵠：土質工学における安全率に対する反省，第 12 回土質工学シンポジウム発表論文集，pp. 51～74，1967
- 2) 山内豊聰・羅文鵠：三軸的繰返し荷重を受ける土の荷重と変形の関係，土と基礎，Vol.13，No.11，pp. 17～21，1965
- 3) 羅文鵠・山内豊聰：土の疲労に基づいた輪荷重の求め方について，第 1 回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 61～65，1968
- 4) Bishop, A. W. : The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, Vol. 16, pp. 91～128, 1966
- 5) Ranganatham, B. V. and Matthai, A. C. : Effect of Anisotropy on the Stability of Earth Masses under the $\phi_u = 0$ Condition, Proc. Third Asian Regional Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 348～352, 1967
- 6) 柴田徹：粘土のベーンセン断強度に関する研究，土木学会論文集，138号，pp. 39～48，1967
- 7) 電気協同研究会：送電用大型鉄塔，電気協同研究，第20巻，第4号，p. 42，1964
- 8) 電気協同研究会：前出7)，pp.73～82
- 9) 電気協同研究会：送電用鉄塔基礎，電気協同研究（現在印刷中）
- 10) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，p.53,1965
- 11) 電気協同研究会：前出9)
- 12) Tschebotarioff, G. P. : Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, Mc Graw-Hill, pp. 404～408, 1957
- 13) Freudenthal, A. M. : The Safety of Structures, Proc. A. S. C. E., Vol.71, pp.1157～1191, 1945
- 14) Freudenthal, A. M. : Safety and the Probability of Structural Failure, Proc. A. S. C. E., Vol. 80, pp.468-1～468-46, 1954
- 15) Langejan, A. : Some Aspects of the Safety Factor in Soil Mechanics, Considered as a Problem of Probability, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol.1, pp.500～503, 1965
- 16) Wu, T. H. and Kraft, L. M. : The Probability of Foundation Safety, Proc. A. S. C. E., Vol. 93, SM5, pp. 213～231, 1967
- 17) Hooper, J. A. and Butler, F. G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, Geotechnique, Vol. 16, pp.282～304, 1966
- 18) Freudenthal, A. M. : 前出14)，p. 468 - 24

第10章 結 論

本編では、独立基礎の引揚抵抗力に関する理論的、実験的研究の結果を示し、種々の考察と検討を加えた。各章の要点を結論的に略記すると以下のとおりである。

第1章においては、基礎の埋戻し土のせん断抵抗力を求めするためのせん断試験結果の解釈とその設計への応用について検討した。基礎の埋戻し土としては種々の土質が使用されるが、送電用鉄塔基礎の場合特に多く、しかも問題点の多い不飽和粘性土を主としてとりあげた。締固めた不飽和粘性土についてせん断試験を行なうと、変位やひずみの著しい増大にもかかわらず、せん断応力～変位（ひずみ）曲線に最大点があらわれない場合がよくある。そしていかなる大きさの変位量に対するせん断抵抗力を設計に適用するかによつて、設計が大幅に異なってくる。この章では、このような現象の解釈と整理の仕方を示し、設計への適用に際する τ ～ σ 図の作製や利用上の注意などに関して種々の実験をもとに検討を加えた。そしてこれらを、基礎の引揚試験結果と対比検討して、本章で示した考え方の妥当性を明らかにした。また一面せん断試験における断面補正が必要でないことを明らかにした。

第2章においては、基礎の引揚抵抗力に関する従来の算定法を示し、これらに対する著者の批判を述べ、考察を加えた。特に、従来のほとんどの方法には土の力学的性状が無視されているかあるいは考慮されているとしても十分でないことを強調し、これらの方法には実状にあわない多くの仮定が含まれているため、設計がはなはだしく危険側に陥つたり、また逆に非常に不経済になつたりすることを指摘した。ただしせん断法は、鉛直掘り施工法に対する設計法として原則的に有効であることを述べた。

第3章においては、著者が誘導した引揚抵抗力算定法を示した。この算定法は塑性論的考察に基づくもので、軸対称問題と考えられる最も基本的な場合を取扱っている。すべり面の決定法、すべり土塊の重量の算定法およびすべり面に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力の算定法を詳述したのち、限界引揚抵抗力を与える理論式を示した。また実際計算を容易にするために、式に含まれる複雑な抵抗係数をグラフ表示した。

第4章においては、砂を用いた数多くの室内模型実験の結果とその解析結果を示した。そして、実測によるすべり面や限界引揚抵抗力が、第3章で示した作図法によるすべり面ならびに限界引揚抵抗力算定式の結果ときわめてよい一致を示

すことを明らかにした。またすべり面の対数ら線の中心角 θ_0 が、ほとんどの場合、 $55^\circ < \theta_0 < 65^\circ$ の範囲に入ること、したがつて $\theta_0 = 60^\circ$ としてすべり面を一義的に定めた計算結果が実測値とかなりよく一致することを明らかにすると同時に、長期荷重に対する降伏荷重のとり方や基礎体床板部のテーパ角および浮力の引揚抵抗力に及ぼす影響などを明白にした。

第5章においては、粘性土として関東ロームを用いた数多くの室内模型実験の結果とその解析結果を示し、粘性土の場合にはその破壊の実状が砂の場合とやや異なることを明らかにして、第3章に示した算定式を一部修正した式を提案した。この修正式による計算値と実験値は満足すべき一致を示した。また長期荷重に対する降伏荷重が、砂の場合と同様、限界荷重に対して直線関係となることを明らかにした。さらに、基礎床板の形状や斜引揚力の影響、斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力などに関して多くの実験結果と考察を示し、多くの重要な定性的、定量的事実を明らかにした。最後に底部拡幅施工によつて施工された基礎の挙動を明らかにし、この施工法の有効さを実証した。

第6章においては、実物大基礎を用いた多くの現場実験の結果とその解析結果について説明した。実験は、地盤が砂質地盤、関東ローム地盤、洪積粘性土地盤である3地点で行なわれた。そしてその結果のほとんどは、第4、第5章に示した小型実験の結果と考察を再び裏付けるものであつた。また実験結果を従来の種々の算定法による計算結果と比較してみたが、全般に一般性をもつて実験結果とよくあう従来式がないことを再確認した。粘性土に関しては、第5章で説明したように、その破壊の実状が砂と少し異なるけれども、床板側面の抵抗などを無視するならば、設計の一つの便法として第3章で示した式がそのまま使用できることを明らかにした。また基礎を含む実物大鉄塔の倒壊試験における基礎の設計と実験結果を示したが、これらは非常に満足できるものであつた。

第7章においては、第3章に示した理論式を新しく展開し、精度がきわめて高い状態において理論式を簡略化した近似式を求めると同時に、実験的には従前から気付いていた事実、すなわち実験から得られた限界引揚抵抗力と埋戻し深さあるいは床板幅の関係が両対数紙上で直線になるという事実を理論的に実証した。そして前章までに示した実験結果や他の研究者によつて過去に行なわれた実験結果を再整理し、上述の直線性を確めた。またこれらと近似式による計算値が全般に

よく一致することを明らかにした。

第8章においては、繰返し引揚力を受けた場合の基礎の挙動と鉄塔基礎の耐震性について検討した。前者に関しては、繰返し引揚力の原因となる風の息や風速分布について説明したのち、実験結果を示して検討を加えた。特に、載荷～完全除荷を繰返した場合には、載荷重がある限界の荷重以上になると、静的漸増載荷の場合にくらべて変位量が著しく増大するとともに、限界引揚抵抗力も10%以上低下してくることが明らかとなった。また鉄塔基礎の耐震性については、鉄塔上部構造の振動性状、震度法の問題点、土の動的特性などに関して従来の研究成果をもとに考察を加えたのち、標準的な中大型鉄塔と地盤に関して種々の条件下における多くの設計計算例を示して検討を加えた。その結果、風圧力に対して合

理的に設計された基礎は、結果的に耐震性を有していることが結論された。

第9章においては、送電用鉄塔基礎の引揚荷重に対する設計における安全率について記述した。まずはじめに安全率の概念や問題点を整理検討し、限界値算出のための換算係数と本来の意味での安全率を分離するべきであるという著者の考えを強調すると同時に、種々の具体例をあげてそれらの内容を説明した。そののちに、送電用鉄塔基礎の設計に際して、現段階においてとり入れるべき換算係数の具体値を種々の実験結果に基づいて示した。また未知の因子に対する本来の意味での安全率に関しては、大幅な単純化を行なったとはいえ、破壊確率に関連して、基本的な一つの方針を定めることができた。

第 2 編 複合地盤の支持力に関する研究

第 2 編 目 次

第 1 章	砂柱を含む粘土供試体の圧密 ¹⁾	136
1.1	概 説	136
1.2	圧密理論の概要	136
1.3	実験に用いた土試料と供試体	136
1.4	試験の種類と試験方法	137
1.5	実験結果と考察	137
1.5.1	間げき水圧について	137
1.5.2	体積変化について	139
1.5.3	K _e -test における σ_1 と σ_3 の関係	141
1.6	結 論	141
	参考文献	142
第 2 章	砂柱を含む粘土供試体のせん断強度 ¹⁾	143
2.1	概 説	143
2.2	二次元弾塑性問題としての取扱いの可能性と限界	143
2.3	土試料, 供試体, 試験の種類および試験方法	145
2.4	非圧密非排水せん断試験の結果と考察	145
2.4.1	砂柱径, 側圧および砂柱密度がせん断特性に及ぼす影響	145
2.4.2	複合土の応力～変位関係の一推定法	146
2.5	圧密非排水せん断試験の結果と考察	148
2.5.1	主応力差と鉛直ひずみあるいは含水比の関係	148
2.5.2	間げき水圧の挙動と荷重分担比の推定	150
2.6	砂柱のみに鉛直付加荷重を加えた場合のせん断強度	153
2.7	結 論	153
	参考文献	154
第 3 章	複合地盤の安定計算 ^{1) 2)}	156
3.1	概 説	156
3.2	村山の研究	156
3.3	接地圧分布, 応力分布および c , ϕ について	157
3.4	考えられる一, 二の安定計算法	158
3.5	一般に用いられている現行安定計算法とこれに対する批判	159
3.6	著者の安定計算法	160
3.6.1	安定計算の方法	160
3.6.2	二, 三の問題点とこれに対する考察	161
3.7	試 算 例	163
3.7.1	原地盤に設計荷重が載荷されたときの検討	164
3.7.2	複合地盤に設計荷重が載荷されたときの検討	164
3.7.3	盛土高さを最大 3 m にした場合の計算	165
3.7.4	第二段階として目標の設計荷重を載荷した場合の計算	165
3.7.5	原地盤と複合地盤の最小安全率円	166
3.7.6	地盤内応力分布と安全率	166

3.8	結 論	167
	参考文献	167
第 4 章	複合地盤の支持力に関する室内模型実験と実験結果の解析 ¹⁾²⁾³⁾	168
4.1	概 説	168
4.2	土試料, 実験装置および模型地盤の作製	168
4.3	試験の種類と試験方法	170
4.4	圧密試験の結果と考察	171
4.4.1	排水量について	171
4.4.2	間げき水圧について	172
4.4.3	圧密による含水比の変化について	175
4.5	載荷試験の結果と二, 三の考察	176
4.5.1	荷重～沈下量関係について	176
4.5.2	破壊面について	178
4.6	載荷試験結果の解析と考察	180
4.6.1	粘土単独地盤について	180
4.6.2	複合地盤について	183
4.7	結 論	189
	参考文献	190
第 5 章	現場における破壊例の解析	191
5.1	概 説	191
5.2	原地盤の概要と砂ぐいの配置	191
5.3	破壊に至るまでの盛土の施工と沈下量, 土圧, 側方変位などの測定結果	193
5.4	すべり破壊の解析に関する準備	196
5.4.1	地層の形状や力学係数	196
5.4.2	解析に用いるすべり円について	198
5.4.3	複合地盤表面における接地圧分布と地中応力分布	200
5.5	計算結果と考察	202
5.5.1	F_c および F_s の計算例	202
5.5.2	計算結果のまとめ	205
5.5.3	計算結果に対する考察	209
5.6	結 論	210
	参考文献	211
第 6 章	結 論	212

第 1 章 砂柱を含む粘土供試体の圧密¹⁾

1.1 概 説

すでに序論において述べたように、複合地盤の力学的特性を解明するためには、まず単純化した条件下における基礎的研究が必須である。

本章では、はじめに Barron の圧密理論の概要を述べ、そののちに、三軸圧縮試験機を用いて行なつた多数の圧密試験の結果を示して考察を加える。なお実際の実験においては、本章に示す各供試体の圧密試験後引続いて次章に示すせん断試験を行なつたのであるが、整理と説明の都合上両者を区別し、本章では圧密についてのみ取扱う。

1.2 圧密理論の概要

ゆるい砂ぐいを含む粘土の圧密、すなわち sand drain の理論と現象に関しては Barron²⁾をはじめ Rendulic³⁾、Richard⁴⁾、Schiffman⁵⁾その他多数の研究者や技術者によつて研究が行なわれ、またこれらの多くが Terzaghi によつて確立された一次元圧密理論⁶⁾に立脚していることは周知のとおりである。sand drain を問題にする場合、地表面への載荷重の条件、すなわち地表面に生ずる沈下の状況の相違により特徴的にみて、“free vertical strain”と“equal vertical strain”の2つの典型的な場合があるが、この両者の解の差はわずかであり、實際上あまり問題にならないことが Barron や Richard の研究によつて示されている^{2), 4)}。

Schiffman による研究は、透水係数や圧密係数が圧密の進行とともに変化することを考慮している点で、他のものより厳密で一般性があるが、本章では主として Barron の解との比較を二、三行なうので、これについてのみ簡単に述べる。

さてこの種の圧密問題に関して、「土塊内の圧縮ひずみはすべて鉛直方向に生じ、側方に変位がない」という条件で、Terzaghi の一次元圧密理論の有するすべての仮定を踏襲した上でこれを拡張した圧密の微分方程式は、円筒座標表示で式(2.1.1)のように書ける。この場合、1本の砂ぐいによる六角形の影響圏をこれと等断面積の円に置き代えて議論が進められていることはよく知られているところである。

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_{vr} \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1.1)$$

ここに u は時間 t 、位置 (r, z) における粘土内の過剰間げき水圧、 \bar{u} は位置的に平均した過剰間げき水圧、 c_{vr} 、 c_v はそれ

ぞれ放射方向および鉛直方向の水の流れによる圧密係数である。

鉛直方向の水の流れが無視できる場合には、式(2.1.1)の右辺最終項がなくなつて次のようになる。

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_{vr} \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \quad (2.1.2)$$

“nosmear and no well resistance”の場合に関して、Barron はつぎの境界条件、すなわち

(i) $t = 0$ において初期間げき水圧 u_0 は土塊全体にわたつて等分布する、すなわち $u = u_0$ 、

(ii) $t > 0$ において砂ぐいの外周面(半径 r_s)で $u = 0$ 、

(iii) $t > 0$ において影響圏の外周面(半径 r_e)で水の流れがない、すなわち $\partial u / \partial r = 0$

のもとで式(2.1.2)を解き、つぎの解を得た²⁾。

$$u = \frac{4\bar{u}}{d_s^2 F(m)} \left[r_s^2 \log \epsilon \left(\frac{r}{r_s} \right) - \frac{r^2 - r_s^2}{2} \right] \quad (2.1.3)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \bar{u} &= u_0 \epsilon^2 \\ \lambda &= \frac{-8 T_h}{F(m)} \\ F(m) &= \frac{m^2}{m^2 - 1} \log \epsilon(m) - \frac{3m^2 - 1}{4m^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.1.4)$$

であり、 ϵ は自然対数の底、 T_h は時間係数、 d_e は影響圏の直径、 d_s は砂ぐいの直径、 m は d_e の d_s に対する比である。

1.3 実験に用いた土試料と供試体

実験には表 2.1.1 に示す 2 種類の粘性土を用いた。便宜上これらを試料 (A)、試料 (B) と呼ぶことにする。(A)、(B) 両者とも完全に脱気、飽和したあと、試料作製用の大型圧密リングに入れ、 0.5 kg/cm^2 の鉛直荷重で再圧密した、乱した粘土である。また砂柱部の砂には豊浦標準砂を用いた。

試料	粒度組成			単位重量 γ_{sat}	間げき比	含水比 (%)	LL (%)	PL (%)
	粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)					
A	12.0	53.0	35.0	1.68	1.39	52.6	62.8	30.5
B	41.5	54.5	4.0	1.69	1.38	52.0	67.5	43.3

表 2.1.1 試料土の物理的性質

供試体は直径 3.5cm, 高さ 8cm の円柱形のもので, その中心部に種々の直径および密度の砂柱を有する。粘土の中心部に所定の径の孔をうがうには, 二, 三の工夫をこらしたモールドとドリルを用い, この孔中に砂を充てんした。また試験開始にさきだち, 砂柱は完全に水で飽和させた。

1.4 試験の種類と試験方法

実験においては, 供試体頂部にタッチするキャップとして, 多孔板付きの亚克力製キャップを用いた。したがって沈下の条件はすべて“equal vertical strain”の状態である。

表 2.1.1 の試料 (A) (以下試料 (A) を用いた試験を単に (A) と略称する) に関しては, 供試体中心部の砂柱の直径 (厳密には孔をうがうドリルの直径) d_s が 0.98cm および 1.24cm の供試体について等方圧密試験を行なった。圧密圧力を 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 Kg/cm^2 とし, また砂柱密度も大, 中, 小の 3 種類に変化させた。次章でも述べるが, 砂柱密度について大, 中, 小のような表現を用いるのはつぎの理由による。すなわち粘土供試体の中央部にドリルで孔をあけ, その孔中に砂をつめこんでいく供試体作製の性格上, 操作はきわめて注意深く行なっているとはいえ, また充てん砂の重量は正確に測定しているとはいえ, 数値でもつて密度や間げき比で表示するにはどうしても厳密性を欠くからである。また試料 (B) (以下試料 (B) を用いた試験を単に (B) と略称する) に関しては, $d_s = 0.7, 1.0, 1.5\text{cm}$ の 3 種類の供試体について多くの等方圧密試験と全体として側方変位のない圧密試験 (以下 Ko-test あるいは Ko-圧密と書く) を実施した。砂柱密度はやはり大, 中, 小に変化させた。等方圧密試験においては圧密圧力を 1.0, 3.0, 5.0 Kg/cm^2 とした。また Ko-test では鉛直圧力, すなわち軸方向の圧力を終始一定に保ち, 側方変位が生じないように側圧を減少させていった。この場合, 側圧の初期値 σ_3 はやはり 1.0, 3.0, 5.0 Kg/cm^2 の 3 種類とした。

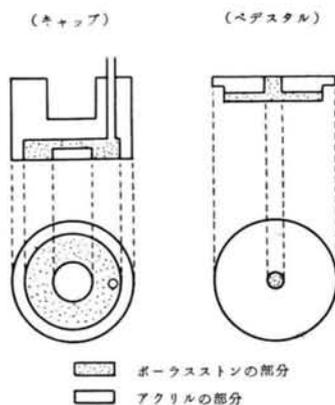


図 2.1.1 キャップとベDESTAL

圧密中の間げき水圧は供試体頂部の粘土部で測定し, 排水は砂柱からのみ行なった。このために, 図 2.1.1 に示すような特殊ポラストンを取付けた亚克力製キャップとベDESTAL を使用した。すなわちキャップは, 砂柱にタッチする部分が亚克力 (不透水) で, 粘土にタッチする部分がポラストンになつており, またベDESTAL の方は逆に, 砂柱にタッチする部分がポラストン, 粘土にタッチする部分が亚克力となつている。キャップ, 供試体およびベDESTAL の配置は図

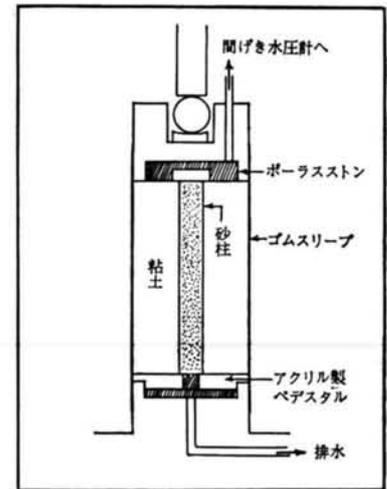


図 2.1.2 供試体断面

2.1.2 に示すとおりである。また供試体全体として側方変位を許さない Ko-test の場合には, 供試体の中央部に設置された側方ひずみ計が用いられた。

その他の手順は一般の三軸圧縮試験と同

様であり, 試験機としてはノルウェーの Geonor 社製および丸東製の三軸圧縮試験機を用いた。

なお, 圧密終了後次章で説明するせん断試験を行なったわけであるが, この場合には圧密時の排水栓は間げき水圧測定装置に連結されて, せん断中の砂柱および粘土中の間げき水圧を同時に測定できるようにした。また図 2.1.2 で, Ko-test の場合にはキャップと同直径のピストンロッドが用いられた。

1.5 実験結果と考察

1.5.1 間げき水圧について

図 2.1.3 および図 2.1.4 は, (B) に関して供試体上面の粘土部で測定した間げき水圧を圧密経過時間に対して描いた一例であり, 砂柱密度大の場合である (圧密圧力が異なつても, 砂柱径および砂柱密度が同じ場合には, 図のように u/u_0 で整理するかぎり, すべての点がほとんど正確に同一曲線上に落ちてくる)。図 2.1.3 は等方圧密, 図 2.1.4 は Ko-test の結果であり, 両図には参考のため, 砂柱を有しない粘土単独供試体の結果も併記してある。これらの図をみると, 当然の帰結として, 砂柱径 d_s が大であるほど圧密促進の効果は著しく, 全般に粘土単独供試体の場合にくらべて約 10 倍の速さで過剰間げき水圧が消散している。図中の点線は, 実験曲線にお

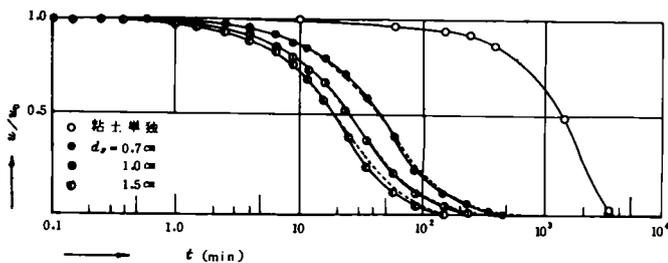


図 2.1.3 圧密-時間曲線 (等方圧密)

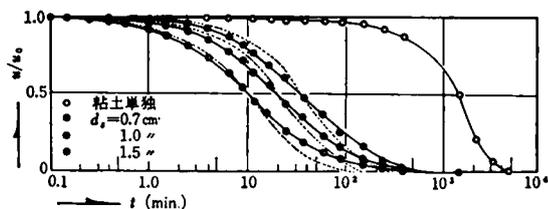


図 2.1.4 圧密-時間曲線 (Ko-test)

ける圧密度 50% 時の圧密係数を用いて, Barron の式 (2.1.4) により計算した理論曲線である。図からわかるように, 理論曲線は等方圧密の場合に関して特によい一致を示しているが, Ko-test では圧密曲線の初期と終期でやや実験曲線より逸脱している。これは主として, 実際の圧密過程に生ずる圧密係数の時間的変化の大小に起因していると考えられる。試みに, 図 2.1.3, 図 2.1.4 における $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の実験曲線に関して, Barron 式の時間係数を用いて圧密係数 c_{vr} を逆算した結果が図 2.1.5 である。

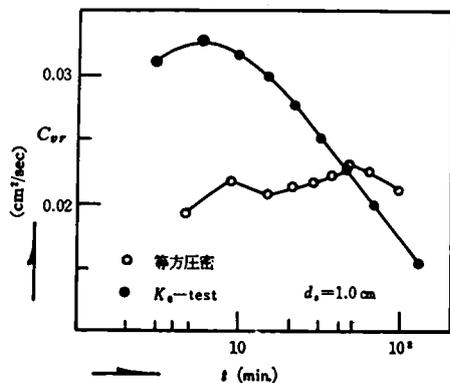


図 2.1.5 圧密係数の経時変化

この図によると, 等方圧密の場合には c_{vr} の経時変化はほとんど無視できるほど小さいのに対し, Ko-test の場合にはその変化はかなり大きく, 圧密初期における値は終期における値の約 3 倍程度となっていることが明らかである。

周知のように, Barron の一連の式の誘導には「排水による圧縮ひずみは鉛直方向にのみ生じ, 側方に変位がない」という基本仮定が用いられている。したがってこの意味では, Barron 式による曲線は Ko-test の結果によりよい一致を示すべきであると考えられるが, 反面「側方変位がない」とす

る仮定の裏には当然「外圧の異方性」, すなわち土塊内において時間とともに変化する「主応力差の発生」という事実が存在するはずである。しかし Barron はこの点に関して何ら言及せず, したがって, 式の中に主応力差によつて生ずるダイレイタンスーの効果を入れていない (この点に関しては Terzaghi の一次元圧密理論においても同じである)。

ところが実際には, 側方変位のない状態においては, 特に圧密終期にダイレイタンスー効果が顕著になつて, 圧密の終了を遅らせる。それゆえこれが結果的に, Barron の式を用いるかぎり, 計算上必然的に c_{vr} の減少という形になつてあらわれてくるものと考えられる。ここに Barron 式の有する一つの問題点があり, 側方変位がない条件での式であるにもかかわらず, 「 $c_{vr} = \text{一定}$ 」の仮定を含むことから, 結果的に實際上「 c_{vr} が一定に近い」ことが支配的要素になり, 図 2.1.3 のような場合によりよい一致を示すことになる。以上の点を考えると, 透水係数の時間的変化を考慮に入れて誘導されている Schiffman の式⁵⁾の方がより厳密で一般性があるが, Schiffman も外圧の異方性という観点から圧密係数の時間的変化を考慮したのではないから, Ko-test の結果の説明には適当でない。しかし実際問題としては, c_{vr} の推定段階において入る誤差やその他種々の単純でない条件を考えると, 図 2.1.3 および図 2.1.4 からわかるように, 実用上は Barron の式で十分であろう。なお, (A) に関して行なわれた等方圧密試験においても, すべての場合について, 実験曲線は圧密度 50% 時の c_{vr} を用いて計算した Barron 式の結果と非常によい一致を示した。図 2.1.6 にその一例を示す。

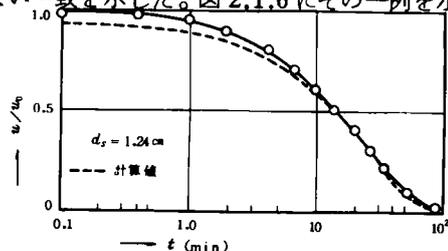


図 2.1.6 圧密-時間曲線 (等方圧密)

さて図 2.1.3, 図 2.1.4 を比較してみると, その間げき水圧の時間的変化に大差はないが, 一方の曲線を単に平行移動しただけでは, 他方の曲線に重ならない。このことは, 一例として $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合について, 両者を同一図面に描いた図 2.1.7 をみれば, いつそう明白である。すなわち等方圧密にくらべて Ko-test では, 圧密初期において間げき水圧が早く消散し, 反対に圧密終期において遅れている。これは主としてつぎのことに原因している。すなわち, Ko-test では, 圧密の初期には側圧の減少にともなう平均圧力の減少が間げき水圧減少に大きく寄与するのに対し, 圧密の後期には次第

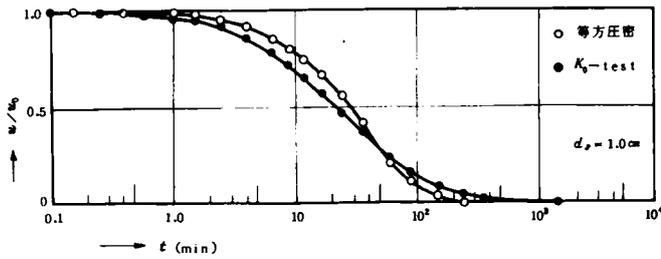


図 2.1.7 圧密-時間曲線

に増加する主応力差のために発生する付加的間げき水圧が量的にみて支配的になつてくるためであると考えられる。これはちゅう積粘土の圧密に関して、すでに赤井らによつて指摘されている事実⁷⁾と同傾向である。

1.5.2 体積変化について

つきに体積変化についてみる。排水量自体およびこれを元の全体積で除した体積ひずみは、当然のこととして、砂柱径が小なるほど、すなわち粘土部分の体積が大であるほど大きくなる。しかし、各時間の体積ひずみを圧密終了時の全体積ひずみで除した値の経時変化を図示すると、たとえば図 2.1.8、図 2.1.9 のようになる。これらは (B) に関するもの

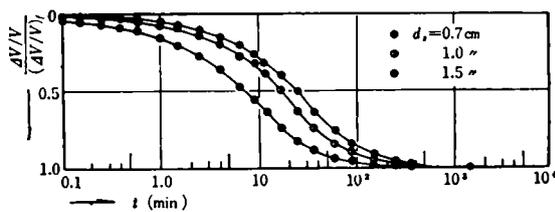


図 2.1.8 体積ひずみの経時変化(等方圧密)

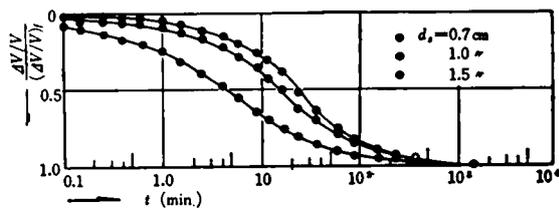


図 2.1.9 体積ひずみの経時変化(Ko-test)

で、粘土中の間げき水圧についての図 2.1.3、図 2.1.4 に対応するものである。体積ひずみの時間的変化は間げき水圧のそれと類似しているが、この両者を比較すれば、体積ひずみの変化過程が間げき水圧の消散過程よりも時間的に少し先行することがわかる。この傾向は、一例として、等方圧密で $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合の両者を同一図面に描いた図 2.1.10 をみれば、いつそう明らかである。このような定性的な傾向は、体積変化と間げき水圧の減少、すなわち有効応力の増大との間に理論どおりにはいかなる時間遅れのあることを示している。

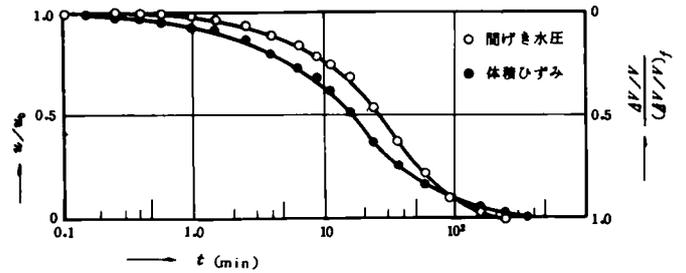


図 2.1.10 間げき水圧と体積ひずみによる圧密曲線の比較

体積ひずみが平均有効応力 σ'_m と密接な関係を有することはよく知られているが、等方圧密と Ko-test の場合に関して、同一の σ'_m に対する体積ひずみを比較すると、砂柱径の大小にかかわらず Ko-test の方が全般に大きい。図 2.1.11 は一例として圧密開始時の等方周圧が 5 kg/cm^2 の場合を図示したもので、図の複雑さを避けるため各曲線の区別を示す代表点だけをプロットしてある。

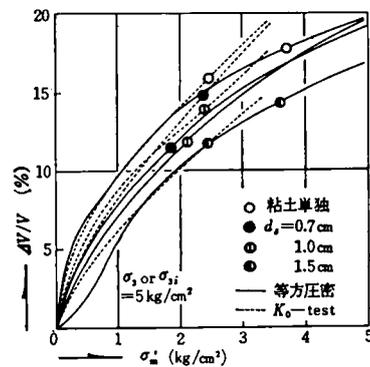


図 2.1.11 体積ひずみと平均有効応力の関係

正規圧密粘土に関して同様の事実はすでに赤井らによつて示され、この両者の相違は、Ko-test におけるダイレイタンスー効果に依存すると説明されている⁷⁾。今回のような、かなり密度の高い砂柱を含む正規圧密状態の粘土供試体の場合は、主応力差は砂柱部と粘土部において互いに逆のダイレイタンスー効果をもたらすことが予想される。したがって、このような異方圧力下にある複合土の全体としての体積変化は、砂の密度と粘土の応力履歴や強度、あるいは外圧の大きさなどに支配され、一般に非常に複雑であつて現段階では一般性のある定量的結果を示唆することは不可能である。

図 2.1.12 は、砂柱径を変化させた場合の圧密終了時の沈下量を鉛直方向のひずみで表示したもので、(B) に関する試験結果である。そしてこの図は、圧密開始時の側圧をパラメータにして描いてある。等方圧密と Ko-test の結果を比較すると、図 2.1.11 に示したように、全体としての体積変化にはあまり相違がないにもかかわらず、Ko-test における鉛直ひずみは等方圧密の場合の 2~3 倍の大きさに達している。これは、Ko-test では側方の変位が拘束されていることから、その体積変化がすべて鉛直方向の沈下量としてあらわれるた

めの当然の結果である。またこの図で特に重要なことは、砂柱を含む複合土供試体の沈下量が、粘土単独供試体の沈下量に比較して一般にかなり小さくなる事実である。そして明

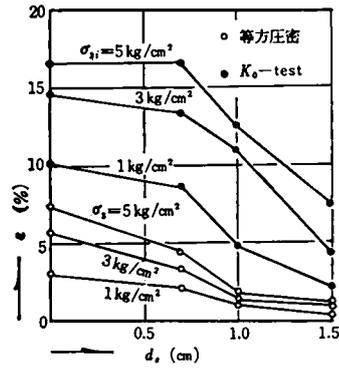


図 2.1.12 鉛直ひずみと砂柱径の関係

らかにこの沈下量低減の程度は、砂柱径が大であるほど大きく、特に $d_s = 1.0 \text{ cm}$ ($m = 3.5$) 以上でその傾向が顕著である。このことは、粘性土中に適当な径の砂柱を打設することにより、沈下量をかなり大幅に減少させることを示す重要な事実である。しかしそれと同時に、砂柱打設による沈下量の低減と圧密促進による粘土強度の増大の期待は相反する現象の期待であることに注意すべきであり、複合地盤の設計にはいずれの効果をもどの程度期待するかが重要問題であることはいうまでもない。さて、このように砂柱を含むことによつて沈下量が減少することは、主として鉛直圧力の砂柱への集中に起因するものと考えられる。砂柱への圧力集中は、砂柱部と粘土部の圧縮特性の相違に原因する。たとえば図 2.1.13, 図 2.1.14 も上記の事実の存在を支持している。すなわち、図 2.1.13 は、(B) に関して圧密終了時の粘土部分の含水比を圧密終了時の供試体全体としての平均有効応力 σ'_m に対して描いた例であり、Ko-test の場合も大同小異であつた。この図は少しばらついてはいるが、例外的な点を除いて、 $d_s \geq 1.0 \text{ cm}$ の場合の各点は、明らかに粘土単独供試体の場合よりも上位に位置している。いいかえると、同一の σ'_m に対して圧密終了時に到達しうる粘土部分の含水比が、粘土単独供試体の場合にくら

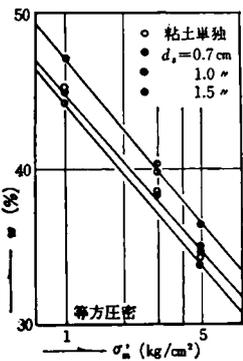


図 2.1.13 含水比と平均有効応力の関係

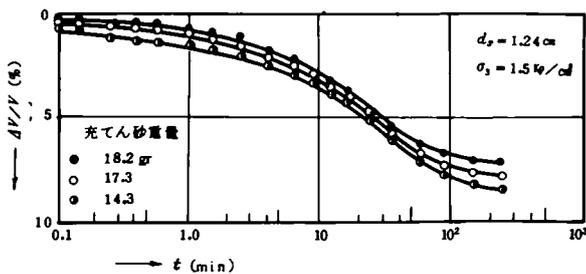


図 2.1.14 圧密におよぼす砂柱密度の影響

べて高いわけである。このことはとりもなおさずつぎのことを示している。すなわち、 $d_s \geq 1.0 \text{ cm}$ の複合土供試体では、全体として平均的に受けた有効な圧力は粘土単独の場合と同一ではあるが、砂柱への圧力集中の影響が大きく、実質的に粘土部分に有効に作用した圧力は、粘土単独の場合に比較して小さかつたことを示している。なお $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の各点は、粘土単独供試体の場合とほとんど同一の位置に落ちている。この場合は、たとえ単位面積当りでは $d_s \geq 1.0 \text{ cm}$ の場合と同等の圧力集中があるとしても、砂柱体積の全体に占める割合が非常に小さいので、上記の場合のように顕著な差としてあらわれてこないであろう。また図 2.1.14 は (A) に関する実験の一例であり、体積ひずみ～時間関係を示している。これは $d_s = 1.24 \text{ cm}$ で、砂柱密度を大、中、小に変化させた 3 個の供試体を、ともに等方圧力 $\sigma_v = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で圧密した結果であるが、 σ_v の異なる場合も傾向は同じであつた。さてこの図によると、圧密圧力と砂柱径が同一の場合には、圧密の時間的变化は砂柱密度にあまり影響を受けないが、しかし砂柱密度が大であるほど、少しではあるけれども、体積ひずみの小さいことが明らかである。砂柱自体の圧縮量に関しては、密度を大、中、小と変化させてもこれほどの差を生じないことが予測されているので、上述したことは、砂柱が密であるほど砂柱への圧力集中の効果が大きであることを示唆していると考えられる。

なおこの種の砂柱による沈下減少の事実は、茨木によつても報告されている⁸⁾。また斎藤による最近の調査結果⁹⁾によると、ゆるい砂ぐいを用いる sand drain の場合にも沈下低減の効果が大きである、という報告がなされている。

鉛直圧力が砂柱へどの程度集中するか、すなわち砂柱部と粘土部の荷重分担比がどの程度になるか、ということは、複合地盤の設計上非常に重要な問題である。実際現象はそのときどきの条件によつて非常に複雑なものになるに違いないが、場合によつてはつきのような単純化によりごく大きづばな推定が可能であろう。すなわち圧密の段階では、砂柱部、粘土部ともにその圧縮ひずみは鉛直方向にのみ生ずるものと仮定すると、砂柱部および粘土部の最終沈下量 S_s, S_c は次のように書いて大過ないであろう。

$$\left. \begin{aligned} S_s &= H_0 \frac{C_{cs}}{1+e_{0s}} \log \frac{\sigma_{0s} + \sigma_s}{\sigma_{0s}} \\ S_c &= H_0 \frac{C_{cc}}{1+e_{0c}} \log \frac{\sigma_{0c} + \sigma_c}{\sigma_{0c}} \end{aligned} \right\} \quad (2.1.5)$$

ここに添字 s は砂を、また c は粘土をあらわしている。そして C_c は圧縮指数、 σ_0 は先行圧縮荷重、 σ_s, σ_c はそれぞれ砂柱部、粘土部に実際に作用する鉛直圧力であり、 H_0 は鉛

直方向の層の厚さである。

一方、一本の砂柱の影響圏全体に関する平均鉛直圧力を σ とすると次式が成立する。

$$d_s^2 \sigma = d_s^2 \sigma_s + (d_s^2 - d_c^2) \sigma_c \quad (2.1.6)$$

いま

$$\left. \begin{aligned} \frac{d_s}{d_c} &= m \\ \frac{\sigma_s}{\sigma_c} &= n \end{aligned} \right\} \quad (2.1.7)$$

とおくと、式(2.1.6)、(2.1.7)から σ_s 、 σ_c は結局次のように書くことができる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{n m^2}{n + m^2 - 1} \sigma \\ \sigma_c &= \frac{m^2}{n + m^2 - 1} \sigma \end{aligned} \right\} \quad (2.1.8)$$

式(2.1.8)を式(2.1.5)に用い、"equal vertical strain"があるいはそれに近い条件下にある場合を考えて、 $S_s = S_c$ と置くと次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{C_{cc}}{1 + e_{oc}} \log \left(1 + \frac{m^2}{n + m^2 - 1} \frac{\sigma}{\sigma_{oc}} \right) \\ - \frac{C_{cs}}{1 + e_{os}} \log \left(1 + \frac{n m^2}{n + m^2 - 1} \frac{\sigma}{\sigma_{oc}} \right) = 0 \end{aligned} \quad (2.1.9)$$

式(2.1.9)中 n 以外の各値を推定することができれば、この式を用いて概略の荷重分担比 n の値を知ることができる。しかしここで特に注意しなければならないのは、実際には圧密の進行にともない n 値は変化すると考えるのが自然であり、また鉛直荷重を受けた砂柱あるいは粘土部は、たとえ圧密の段階とはいえ、以上の仮定のように一次的には圧縮されずに、ある程度の側方変位をともなうであろうということである。したがって式(2.1.9)は、あくまで n 値の概略値を知る一つの手段にすぎない。このことは σ_{os} 、 C_{cs} の推定の際の問題点を考えても当然のことといえる。

すなわち式(2.1.9)による計算で問題となるのは、 σ_{os} 、 C_{cs} の推定の困難さである。砂の一次元圧縮の場合、間げき比 e と鉛直圧力 σ との関係は初期間げき比や応力履歴、さらに締固め的手段などによって大幅に異なり、一般に σ_s 、 C_{cs} を一義的に決定することがむずかしい。それでも C_{cs} に関しては、たとえ初期条件により $e \sim \sigma$ 関係が異なり、また半対数紙上で直線から多少逸脱しても、これらが C_{cs} 値に及ぼす影響はそれほど大ではない。したがって実質増分荷重の範囲を極端に誤まらないかぎり、式(2.1.9)による粗雑さ程度の計算には実質上あまり問題はない。しかし一方、 σ_{os} の推定

は一般にかなり困難である。ある初期間げき比を有する砂はある大きさの鉛直荷重によつて静的に圧縮したのちに、さらに所定の鉛直増分荷重が付加されるような場合には、これに対応するような静的一次元圧縮試験による $e \sim \log \sigma$ 曲線を利用することであまり問題はない。しかしたとえば、コンポーザーと呼ばれている sand compaction pile 工法のように、砂柱を振動などによつて締固める場合には、sand pile 打設後付加される静的鉛直載荷の以前にどの程度の載荷効果を受けたか、すなわち σ_{os} としてどのような値をとるかによつて、式(2.1.9)による計算結果の良否が左右されることに注意しておかなければならない。現段階で考えられる一つの実験的な方法は、振動その他によつて締固められる砂の初期間げき比と同一の初期間げき比の砂に対して、静的一次元圧縮試験を行なつて $e \sim \sigma$ 関係を得ておき、一方振動などにより締固められたのちの間げき比に対応する鉛直圧力をこの $e \sim \sigma$ 関係を用いて求め、これをもつて σ_{os} とすることである。もちろんこのような方法にもかなり大胆な単純化が含まれるけれども、現段階においてはこの程度の粗雑さはある程度やむをえないであろう。

1.5.3 Ko-testにおける σ_1 と σ_3 の関係

Ko-testの場合、圧密の進行にともない側圧の減少過程の一例をあげると図2.1.15のようである。この図の縦軸には

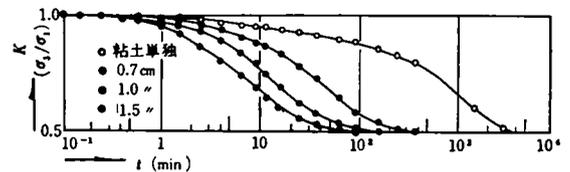


図 2.1.15 $K = \sigma_3 / \sigma_1$ の経時変化

側圧と鉛直圧力の比、すなわち $K (= \sigma_3 / \sigma_1)$ がとつてある。この図からわかるように、 K の減少は砂柱径が大であるほどはやい。また K は1からしだいに減少して圧密終了時には、0.5に漸近している。粘土単独供試体に関しては、圧密終了時において K が大体0.5前後になることがすでに明らかにされているが、⁷⁾砂柱を含む複合土の場合も同傾向を示すことは興味深い。

1.6 結 論

この章では、はじめにBarronの圧密理論の要旨をごく簡単に述べ、そののちに砂柱を含む粘土供試体の三軸圧密試験の結果を示して種々の考察を加えた。また圧密中の概略の荷重分担比 n を算出するための計算式を示した。実験によつて得られた結論を要約すると以下のとおりである。

(1) 圧密促進に及ぼす砂柱の効果は顕著であり、その圧密過程は圧密係数のとり方を誤まらないかぎり一般に Barron の理論式によく一致するが、合致の程度は Ko-test よりも等方圧密の方がよい。

(2) Ko-test における過剰間げき水圧の消散過程は、等方圧密の場合にくらべて圧密初期においては早く、また圧密終

期には逆に遅れてくる。

(3) 砂柱径が 1.0 cm ($m = 3.5$) 以上になると沈下の低減効果が顕著であつた。これは砂柱への圧力集中に原因している。

(4) Ko-test における主応力比は圧密の進行とともに 1 からしだいに減少し、圧密終了時には 0.5 に漸近した。

第 1 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・久我昂・前川行正：砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究，土木学会論文集，第 141 号，pp. 42 ~ 55，1967
- 2) Barron, R.A. : Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells, Trans. of Am. Soc. Civil Eng., Vol. 113, pp. 718 ~ 742, 1948
- 3) Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern, Wasserwirtschaft und Technik, Vol. 2, pp. 250 ~ 253, pp. 269 ~ 273, 1935
- 4) Richart, F. E., Jr. : A Review of the Theories for Sand Drains, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 1301, SM3, pp. 1301-1 ~ 1301-38, 1957
- 5) Schiffman, R.L. : Consolidation of Soil under Time-Dependent Loading and Varying Permeability, Proc. of Highway Research Board, Vol. 37, pp. 584 ~ 617, 1958
- 6) Terzaghi, K. : Erbbaumechanik, F. Deuticke, Vienna, pp. 111 ~ 183, 1925
- 7) 赤井浩一・足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 113 号，pp. 11 ~ 27, 1965
- 8) 茨木竜雄・佐藤勝英：複合土の直接せん断試験による実験的研究，第 21 回 土木学会年次学術講演会講演概要第 III 部，pp. 62-1 ~ 62-2, 1966
- 9) 斎藤迪孝：土質工学における誤りやすい諸問題，土質調査試験結果の解釈と適用例，土質工学会，pp. 1 ~ 28, 1968

第 2 章 砂柱を含む粘土供試体のせん断強度 ¹⁾

2.1 概 説

砂柱を含む粘土供試体のせん断強度は、複合地盤の支持力や安定に関する設計上最も重要かつ基本的な問題であるが、茨木による二、三の実験的研究²⁾³⁾以外あまり発表されたものもなく、現在まで未解明な点が非常に多かつた。

本章でははじめに、この種の問題に関して二次元弾塑性論に基づく理論的な取扱いの可能性と理論の構成上の問題点や限界に触れ、そののちに三軸圧縮試験の結果とこれに対する種々の考察を示す。なお、適宜必要に応じてその対応を述べるが、圧密非排水試験の場合は前章で示した圧密終了後に行なつたものである。

2.2 二次元弾塑性問題としての取扱いの可能性と限界

砂柱を含む粘土供試体あるいはこのような単位の集合である複合地盤の破壊には、特徴的にみて次のような場合が考えられる。すなわち、

(1) 砂ぐい打設中または打設直後、砂ぐいをとおして粘土部分に伝達される横圧力が大であるため粘土に破壊が生ずる場合。この場合を非常に単純理想化して考えると、図 2.2.1

に示すある平面内の応力に関して、 σ_θ あるいは σ_r がそれぞれ最大または最小主応力に、 σ_z が中間主応力に近い状態になつて破壊が生ずるものと考えられる。

(2) 砂ぐいの打設が終り、そののちに盛土その他の大きな載荷重を受けた場合や、ある荷重で圧密されたあとにさらに大きな荷重が付加された場合に、非排水に近い状態で粘土部が、そして砂ぐいを含む全体が破壊に至る場合。また地下水位の高い複合地盤の切土のように、切土したのちの地下水位の復元とともに安全率が低下して、ついに破壊に至るような場合など。このようなときはおそらく、図 2.2.1 の σ_z が最大あるいは最小主応力に近いものとなるであろう。

(3) 粘土部分の圧密が進み、これとともに粘土部分に作用している鉛直圧力に比較して砂ぐいに著しい圧力集中を生じ、

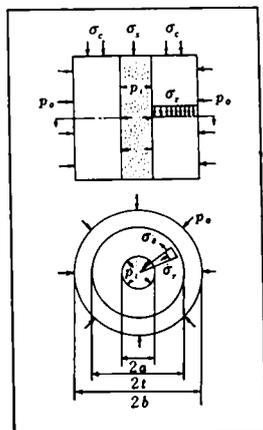


図 2.2.1 理想化された応力状態

砂ぐい自体、そしてついに砂ぐいを含む全体が破壊する場合。砂ぐいがいつたん破壊しても、これによつて周囲の粘土に与えられる変形量が粘土を破壊に至らしめるほど大でない場合は、複合土全体としては破壊せず、砂はその時点から再圧縮を受けるであろう。すなわち複合地盤表面での載荷重は再び等分布し、砂ぐい部よりも大きい粘土部の沈下→砂ぐいへの圧力集中→粘土部への横圧力増大、を繰返し、最終的に落着くか、または破壊することになるであろう。このような破壊が生ずるとすれば、その主応力間の大小関係は上述した(1)の場合と同様になるであろう。

さて、主として主応力間の大小関係にのみ着目すれば、基本的には上述した(1)や(3)のような型と(2)のような型の二つの型がある。(1)や(3)のように σ_z を中間主応力として処理できるような場合、この種の問題に比較的類似した問題として、歴史的に古くから研究されてきたものに二次元弾塑性問題としての内外圧を受ける厚肉中空円筒の問題がある。たとえば、金属に関しては Hill⁴⁾、Steel⁵⁾、Hodge⁶⁾ などの理論的、実験的研究がある。土に関しても、やはり二次元弾塑性問題としての取扱いにおいて掘削孔周辺の応力状態を決定しようとした Terzaghi の研究⁷⁾⁸⁾や、中空円筒形粘土の応力状態の解析に関する Fröhlich の研究⁹⁾などがある。さらに Wu¹⁰⁾らは、主として中間主応力が粘土のせん断強度に及ぼす影響を調べるために、内外周に等分布荷重を受ける中空円筒形粘土の力学的性質を理論的、実験的に研究している。

内外周にそれぞれ等分布圧力 p_i 、 p_o を受ける中空円筒形弾性体が、平面ひずみ問題として取扱える場合には、内圧力 p_i の増大とともに、塑性領域は円筒内壁より円筒内部、すなわち円筒外周にむかつて同心円的に拡大していく。そしていま弾塑性境界の半径を l とすると、円筒の任意水平断面上において、中心から半径 r の位置における弾性領域内の中心方向およびこれに直角方向の応力 σ_r 、 σ_θ は、Lame' の解の拡張として次のように書けることは周知のとおりである。¹¹⁾¹²⁾ すなわち、 $l \leq r \leq b$ において、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{l^2 b^4 (p_i - p_o)}{(b^2 - l^2) r^2} + \frac{(p_i l^2 - p_o b^2)}{(b^2 - l^2)} \\ \sigma_\theta &= \frac{l^2 b^4 (p_i - p_o)}{(b^2 - l^2) r^2} + \frac{(p_i l^2 - p_o b^2)}{(b^2 - l^2)} \end{aligned} \right\} \quad (2.2.1)$$

ここに p_i は弾塑性境界上に働く放射方向の圧力、 b は円筒の外径であり、上式は弾性学の慣習にしたがい圧縮を負とし

て表示してある。

一方、 σ_z が中間主応力に近い状態にあり、破壊がMohr-Coulombの破壊規準に従うとすれば、塑性領域においては次の式が満足される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_r N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \\ N_\varphi &= \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (2.2.2)$$

この式を釣合式、

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (2.2.3)$$

に用いて解くと次のようになる。すなわち、 $a \leq r \leq l$ において、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= - \left\{ p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \right\} \left(\frac{r}{a} \right)^{(N_\varphi-1)} + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \\ \sigma_\theta &= - \left\{ N_\varphi p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi^3}}{(N_\varphi-1)} \right\} \left(\frac{r}{a} \right)^{(N_\varphi-1)} \\ &\quad + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \end{aligned} \right\} \quad (2.2.4)$$

ここに a は円筒の内径、 c 、 φ はいわゆる粘着力と内部摩擦角であり、式(2.2.4)はすでに W_U によつても求められている¹⁾ところで、 $r=l$ において、式(2.2.1)と式(2.2.4)における σ_r は連続しなければならないから、この条件により p_i は次のように求められる。

$$p_i = \left\{ p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \right\} \left(\frac{l}{a} \right)^{(N_\varphi-1)} - \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \quad (2.2.5)$$

式(2.2.1)、(2.2.4)、(2.2.5)より、 p_i 、 p_o が与えられたときの理想的な平面ひずみ状態における弾性および塑性領域の応力が一応決定されるわけであるが、逆にいつてこれらの式では、塑性領域を $r=l$ まで進めるのに必要な p_i 、 p_o を求めることはできない。工学的な意味でわれわれが知りたいのは、 l がいかなる大きさになつたときに巨視的な意味での複合土の破壊と考えればよいのか、また、その l まで塑性領域が拡大されるための p_i 、 p_o の大きさはどの程度か、さらに、 p_i 、 p_o と表面載荷重との関係はどのようにして決定すればよいのか、などである。これらは非常に困難な問題であるが、無理に考えるとすれば、考え方としてつぎのようなことが考えられるであろう(ただし、三軸試験のように p_o が既知の場合を除くといかなる場合でも、 p_i か p_o 、たとえば p_o を以上に示した関係式とは単独別個に仮定するなり、求めるなりしておかなければならない)。すなわち、たとえば $l=b$ になつたときに複合土全体の破壊と考えることにしたとする。この場合、式(2.2.4)(あるいは式(2.2.5)でもよい)において $r=l=b$ 、 $\sigma_z = -p_o$ として p_i と p_o

の関係をきめると次のようになる。

$$p_o = \left\{ p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \right\} \left(\frac{b}{a} \right)^{(N_\varphi-1)} - \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi-1)} \quad (2.2.6)$$

そしてさらに、砂ぐい表面への鉛直圧力 σ_z と p_i との間にある関係、

$$p_i = f(\sigma_z) \quad (2.2.7)$$

を仮定したとすると、 p_o に関する上述した単独別個の仮定とあわせて、一応 σ_z がいくらになると破壊するか計算ができることになる。あるいはまた別の考え方として、円筒全体がまだ完全に弾性状態にあるとして求められる円筒外周の放射方向変位がゼロとして得られる p_i と p_o の関係、すなわち

$$p_o = \frac{(2-\nu) a^2}{a^2 + (1-\nu) b^2} p_i \quad (2.2.8)$$

を、前述の場合の式(2.2.6)の代りに用い、やはり式(2.2.7)の仮定のもとに $l=a$ ですでに全体としての破壊を定義する、などの手段も考えられるであろう(上式で ν はポアソン比)。しかしながら、中空円筒形粘土の内外周に水圧などによつて r 方向に理想的な等分布圧力を与える小さな三軸供試体ならともかく、砂柱を含む粘土供試体、特に外圧と比較して土の自重が無視できない現地の複合地盤の場合には、平面ひずみ問題と考えるのはあまりにも現状と離れすぎる。さらに、上述したような破壊の考え方の問題や、砂ぐいをとおして粘土に伝わる p_i の大きさや分布の推定の困難さ、また荷重分担比 α の推定に入ってくるばらつきなどを考えると、あまりにも問題点の多すぎるのがわかる。

さて、この節のはじめに述べた(2)のような破壊の場合、すなわち粘土部の σ_z が一般に非常に大きくなつて破壊に至る場合には、このような方法での理論的な取扱いほさらに困難さを増し、上述した実状との隔たりもますます大きくなる。しかも砂ぐいを打設した複合地盤の実際の破壊は、ほとんどの場合この種の応力状態のもとに生じるであろうと予想される。このように σ_z が直接破壊に関与してくる場合には、もはやいかに都合よく解釈しても平面ひずみ状態になるとは考えられないが、たとえ仮りにそのように仮定したとしても、応力間の関係式は釣合式のほかに破壊条件式、

$$\sigma_z = \sigma_r N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (2.2.9)$$

だけであり、明らかに最初から条件式が一つ不足である。ここで W_U のようにplastic potentialの理論を導入したり¹⁰⁾

あるいはまた Hythornthwaite が置いた¹³⁾ように、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= k\sigma_x + (1-k)\sigma_r \\ 0 &\leq k \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (2.2.10)$$

として σ_x , σ_θ , σ_r について解き、 k を適当に仮定する方法なども、あるいは考えられるかもしれない。しかしながら、たとえば式 (2.2.3), (2.2.9), (2.2.10) を解くと、複合土全体としての破壊のきめ方や P_2 と砂ぐい表面における圧力との関係など前述した種々の問題点があるのはもとより、平面ひずみ状態の仮定の当然の帰結として σ_x , σ_θ , σ_r は z に無関係となつてしまう。前述したように、理想的な条件下にある小さな三軸用粘土供試体ならともかく、たとえ小さくとも複合土供試体や、さらに現地複合地盤にいたつてはこのような単純化を容認することはできない。

以上の考察より、砂ぐいを含む粘土のせん断強度に関しては、二次元弾塑性問題としての厚肉中空円筒の考え方は、参考にはなりえても準用あるいは拡張使用することには、はなはだ問題が多いといわなければならない。したがって現時点においては、まず実際の現象を正しく把握していくこと、すなわち実験的研究の積み重ねがきわめて重要であると考えられる。

2.3 土試料，供試体，試験の種類および試験方法

土試料および初期状態における供試体寸法は第1章の場合と同じである。すなわち初期状態における供試体は、高さ 8 cm, 直径 3.5 cm の円柱の中央に、大, 中, 小の 3 種類に密度を変えた所定の径の砂柱を含んだ複合土供試体である。密度大というのは、最初ドリルでうがつた孔の体積が砂の充てんによつても変化がないとしたとき、密度が $1.7g/cm^3$ になるように砂をつめたことを意味する。同様に、密度中, 小はそれぞれ $\gamma = 1.6, 1.5g/cm^3$ になるよう砂を充てんしたことを意味するが、砂充てん時にドリル孔はある程度押し上げられるであろうから、実際の密度は上述した値よりもいくぶん小さいものと考えられる。

実施したせん断試験は、主として非圧密非排水せん断試験と圧密非排水せん断試験の 2 種類の三軸圧縮試験であり、側圧は $1.0 \sim 5.0kg/cm^2$ の範囲において適当に選ばれた。ここで非排水というのは、「砂柱部と粘土部で多少の水の移動はあるかもしれないが、全体として外部への排水はない」という意味である。また圧密非排水せん断試験に関しては、第1章に示した圧密が終了したのちにせん断試験を行なつた結果が示される。

せん断試験はすべてひずみ制御で行なわれた。非圧密非排

水せん断試験におけるせん断速度は、(A) の場合 $1.33\%/min$, (B) の場合 $1\%/min$ である。また圧密非排水せん断試験に関しては、(A) の場合が等方圧密のあと $0.083\%/min$ のせん断速度で、(B) については等方圧密あるいは K_0 -test のあと $0.06\%/min$ の速度でせん断した。なお圧密非排水せん断試験の場合には、大体において、せん断中における砂柱部と粘土部の間げき水圧を測定したが、特に (B) においては間げき水圧測定の精度をあげるために、せん断開始前に約 $0.5kg/cm^2$ の back pressure を導入した。

2.4 非圧密非排水せん断試験の結果と考察

2.4.1 砂柱径，側圧および砂柱密度がせん断特性に及ぼす影響

まずはじめに、砂柱径 d_s がせん断強度に及ぼす効果をみてみる。すでに第1章で説明したように、(B) に関しては d_s を 0.7, 1.0, 1.5 cm の 3 種類に変えたので、(B) についての結果の一例をあげると図 2.2.2 のようである。この図は側圧 $\sigma_3 = 3kg/cm^2$ の場合について、主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と鉛直

方向の軸ひずみ ϵ との関係 d_s をパラメータにして描いたものである。参考のため、この図には粘土単独供試体、すなわち $d_s = 0$ の場合の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係も併記してある。この図から同一側

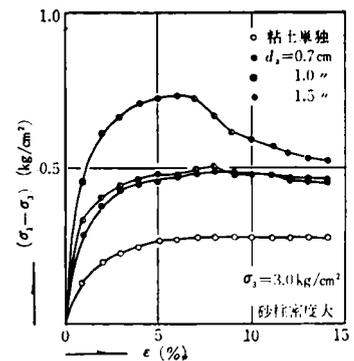


図 2.2.2 主応力差と鉛直ひずみの関係

圧下において、せん断強度に及ぼす砂柱の効果は明らかである。 $d_s = 1.5 cm$ ($n = 2,33$) の場合にはこの効果が特に顕著にあらわれており、最大主応力差は粘土単独の場合の約 2.8 倍となつている。またこのときの $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係が、比較的良好に締まつた砂の一般的な曲線形に類似していることも注目しておかなければならない。以上のことは、本節の末尾にかかげる表 2.2.1 からも推測されるように、 σ_3 の大きさにかかわらず同傾向であつた。さてこのような主応力差の増大は、せん断強度の小さな粘土とせん断強度の大きな砂とが置換されたことに主原因があるが、砂のせん断強度は、いうまでもなく、せん断面上に作用する有効垂直応力の大小に依存する。したがって比較的せん断強度の大きな粘土中にきわめてゆるい砂柱が含まれ、かつせん断面上の有効垂直応力が小さいときには、砂柱で置換することによつて必ずしも図 2.2.2 のような顕著な強度増加があらわれるとはかぎらないわけであり、むしろ粘土単独の強度を下まわること

もありうるわけである。このことはきわめて当然のことではあるが、留意しておかなければならない重要な事項である。なぜなら、たとえば有効垂直圧力の小さな、浅い位置でのすべりが想定されるような場合には、砂ぐい打設が必ずしも有効でなく、むしろ不利になるような場合が実際にありうるからである。

図 2.2.3 は σ_3 をパラメータにして描いた同様の図である。実線はやはり (B) に関するもので $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合の試験結果であり、点線は $d_s = 1.24 \text{ cm}$ で (A) に関するものである。砂柱部および粘土部はともに完全に水で飽和されているから、一見せん断強度は σ_3 の変化にあ

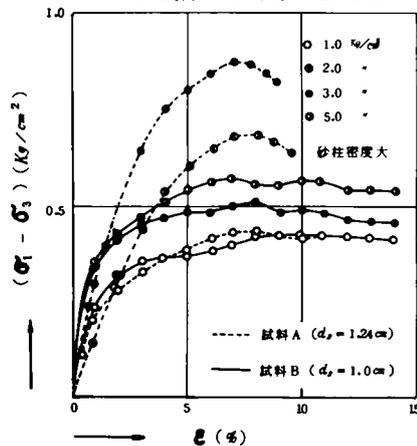


図 2.2.3 主応力差と鉛直ひずみの関係

まり関係がないように想像されるが、実際には図にみられるようになりかなり相違し、 σ_3 が大になるほど $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は大きくなっている。これは、主として、砂柱部のせん断にともなう砂のダイレイタンシイの性質に起因している。飽和した密な砂の非圧密非排水せん断試験を行なうとその破壊包絡線は、たとえば図 2.2.4 (Seed による実験結果の一例¹⁴⁾) のような形になることは周知のところである。

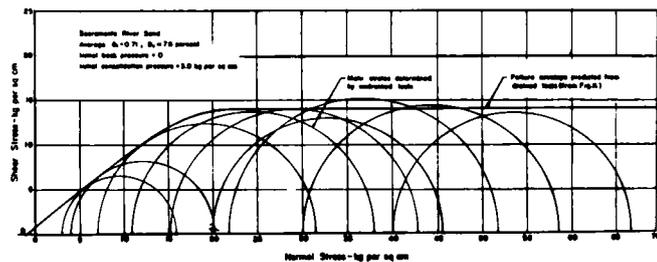


図 2.2.4 飽和砂の非排水せん断試験の結果 (Bishop と Eldin による)

すなわち、砂中の間げき圧において cavitation が起こる (この間げき圧は約 -1.0 kg/cm^2) ある限界点までは正のこう配をもつた直線となり、それ以後は $\phi_u = 0$ となる。これらについては Bishop¹⁵⁾ や Seed¹⁴⁾ が多くの実験結果をあげ、理論的にも説明を加えているので詳細は述べないが、以上のことをいいかえると、強度に及ぼすダイレイタンシイの効果が砂中の間げき圧を約 -1.0 kg/cm^2 とするまでに至らない範囲では有効拘

束圧が実質的に増大し、非排水強度が増大していくことを意味している (間げき圧が -1.0 kg/cm^2 に達すると、砂中の有効応力はこれ以上増えないので、包絡線は水平軸に平行となる)。そしてこの限界値を与える側圧 σ_3 は、例にあげた図 2.2.4 から推定されるように、一般にかなり大きい。さて以上からわかるように、図 2.2.3 は、側圧が大になるほど粘土部をとおして砂の膨張を拘束しようとする効果が大きくなり、結果的に砂のせん断の過程をとおして砂中の有効応力が増大する当然の結果として説明される。

また図 2.2.3 によると、 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ の場合には明確な peak point が生ぜず粘土に類似の曲線形を示しているが、 σ_3 が大きくなるにしたがって peak point があらわれ、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ になる ϵ の値は小さくなっていく。そして特に (A) の場合に顕著なように、その曲線形が砂柱の影響を大きく受けていることがわかる。以上のことは砂柱径が大であるほど著しかった。

図 2.2.5 は、(B) に関して砂柱密度を変えた場合の試験結果の一例である。この図から、砂柱密度の増大につれてせん断強度が大きくなるのがわかる。しかしこの点に関して、(A) についての試験例である図 2.2.6 は重要である。すなわち側圧が一定の場合、砂柱全体の充てん砂の重量を増していく

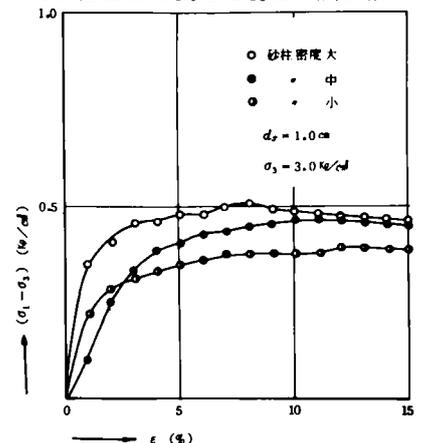


図 2.2.5 主応力差と鉛直ひずみの関係

柱自体の密度が上昇し、これにつれてせん断強度も増加するが、ある限界以上になると、締固め圧力が粘土の粘性による抵抗力よりも大となり密度上昇が得られず、その結果 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ にほとんど変化がなくなることに注目しなければならない。このことは現地における実際の砂ぐいの打設に際しても、その締固めエネルギーと粘土の強さその他の関係において、充てん砂の密度にはおのずから限界のあることを示している。

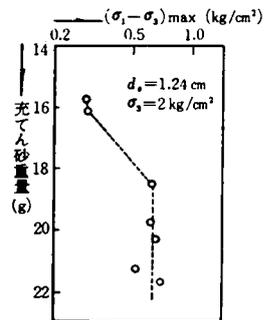


図 2.2.6 充てん砂重量と最大主応力差の関係

2.4.2 複合土の応力～変位関係の一推定法

複合地盤の設計に際しては、砂ぐいを含む粘土の強度や変

形特性，設計のための c ， ϕ などの係数の推定が直接重要な問題となってくる。せん断試験などを行わずに c ， ϕ の値を仮定してしまう場合は論外であるが，使用する砂および原地盤粘土についてせん断試験を行なう場合には，実際的には砂単独あるいは粘土単独の場合の諸性質から，これらが複合された複合土の諸性質を推測したという要望が生ずるのは当然である。たとえば，砂および粘土がそれぞれ単独別個に発揮しうる最大の強度が，複合土となつた場合も同時に発揮されるとして複合地盤のせん断強度を推定する方法がまず考えられる。すなわち，砂ぐい部についてはその密度の砂が単独で発揮しうる最大の ϕ 値が，また粘土部においてはその粘土が単独で発揮しうる最大の c 値が，同時に有効であるとして，複合地盤の設計計算などを行なうわけである。この方法は最も安易ではあるが，締固めた砂と柔らかい粘土の応力～変位関係の相違を思い起こせば，このような評価の仕方に納得できないことは明らかである。そこで，砂および粘土の単独別個の応力～ひずみ関係から，これらによる複合土の強度や変形の性質を推定する一つの手段として次のような計算を試みてみた。すなわち，砂および粘土単独供試体に関する三軸圧縮試験より得られたそれぞれの $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係において，同一の ϵ に対する主応力差を $(\sigma_1 - \sigma_3)_s$ ， $(\sigma_1 - \sigma_3)_c$ とし，一方，全水平横断面積が A である複合土供試体の砂柱部と粘土部の断面積を A_s ， A_c としたとき，やはり同一の ϵ に対するこの複合土供試体の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{s+c}$ が次式で近似できるものとする。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{s+c} = \frac{1}{A} \{ \lambda (\sigma_1 - \sigma_3)_s A_s + (\sigma_1 - \sigma_3)_c A_c \} \quad (2.2.11)$$

式 (2.2.11) は，一見すればわかるように，砂および粘土についての別個の応力～ひずみ関係をもとに，同一ひずみ量に対するそれぞれの主応力差を，複合土における砂柱部と粘土部の実質断面積に比例して配分し，これらを加算したのもをもつて，そのひずみ量に対する複合土の主応力差と考えることを意味している (Leonards は粘性土の核を有するアースダム¹⁶⁾のすべりに関して，異なつた材料内を横切るすべり面の長さを考慮に入れて同様の計算を行なうことをすすめている)。式中 λ は，砂単独で行なうせん断試験の場合の状態と粘土中に存在する砂柱のせん断状態との差を補なう係数である。すなわち極端な例をあげると，次のような場合に両者に差が生ずる。たとえば，砂単独で三軸圧縮試験を行なう場合には，砂供試体を直立させるために最初からいくらかの負圧，すなわち有効応力を砂に与えなければならぬ。したがつて砂の間げき比は，必然的に限界間げき比よりも一般に小さく，かなり締まつた状態の供試体にならざるをえない。一方，粘土中

に砂柱を作る場合はきわめてゆるい状態でも可能であり，また粘土の強度との関連においてゆるい状態にしか充てんできない場合が実際に存在する。また複合土中の砂柱のせん断時の状態は，非排水と排水の中間的な状態になることも実際に可能であるが，砂単独供試体の三軸試験ではこのような状態の再現は無理であつて，どちらかの状態でなければ實際上試験ができない。

(A) に関して実験値と比較した計算結果の例を示そう。図

2.2.7 は，今回実験に用いた粘土と豊浦標準砂の三軸圧縮試験結果である。粘土に関しては，側圧を 1.0，1.5，2.0，2.5 および 3.0 kg/cm^2 とした非圧密非排水試験を行なつたところ，その $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係はほとんど完全に同一の曲線となつた。そこで図中の点線

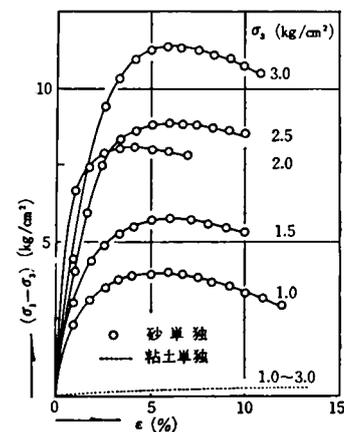


図 2.2.7 主応力差と鉛直ひずみの関係

でもつて一括表示してある。砂に関しては，粘土中の砂柱の条件と少し異なるが，まったく同一の状態を再現することが不可能であるのに加えて，試験が技術的に容易であることを考慮して，排水試験を行なつた。図 2.2.7 にはこの排水試験の結果が描かれている。さて，式 (2.2.11) における λ を $1/2$ として図 2.2.7 に基づいて計算した結果を実験曲線と比較すると，図 2.2.8 のよう

になつた。この図からわかるように，計算曲線は全般に実験曲線とよく一致している。このことは注目すべきであり，砂および粘土単独別個の曲線から複合土の応力～ひずみ関係を推定する一つの手段

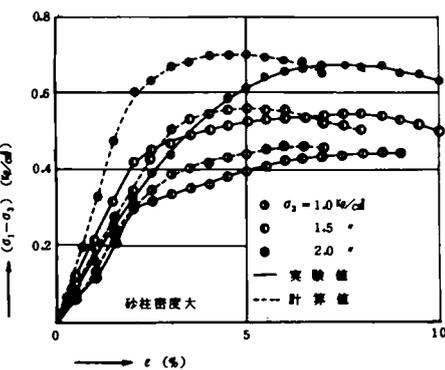


図 2.2.8 主応力差と鉛直ひずみしかし実際には，砂の

ダイレイタンシイの性質により誘発されるせん断中の粘土の圧密効果や鉛直圧力の砂柱への集中効果など，複合土特有の複雑な現象をとらなつてはならずであるから，式 (2.2.11) のように主として面積のみに基づく補正計算法は，厳密な意味では妥当性に欠ける面もあることを指摘しておかなければ

ならない。なお $\lambda = 1$ とすると、計算値はかなり大きくなって実験値とあわなかつた。その理由としては主として次のことが考えられる。すなわち、粘土中の砂柱の密度は砂単独三軸試験の場合の供試体密度にくらべてかなり小さいのではないかと予想される。図2.2.7の場合は砂柱密度大であるが、複合土の場合は前にも説明したように、所定の単位体積重量を得る目的で所定の重量の砂を充てんしたとはいえ、実際には粘土部分がある程度押し上げられたりして、砂柱体積自体が当初予定したよりも少し大きくなっている可能性がある。一方、砂単独供試体の場合には所定の密度が計算どおりに作られており、さらにこれに加えて図2.2.7が排水試験の結果であることに注意しなければならない。すなわち排水試験では、過度に過圧縮でないかぎり、周知のように、せん断試験開始直後に主として平均圧力 σ_m によつて供試体はかなり圧縮される。いいかえると、せん断応力を受ける砂供試体は、試験開始直後にはすでに当初作製したものよりさらにその密度が大きくなっているわけである(実際に図2.2.7の場合にも、 $\epsilon = 0 \sim 5\%$ までにかんがりの排水量が測定された)。これに対して複合土中の砂柱の場合には、粘土部分の変形との関連性もあつてこのような砂柱の高密度化はあまり期待できない。以上のような理由により $\lambda = 1$ とした結果が実験値とあわないものと考えられる(のちに説明するが、圧密非排水試験の場合には、複合土中の砂柱と図2.2.7の砂単独供試体の状態はかなり類似してくるので、 $\lambda = 1$ として計算した値と実験値との合致の程度はきわめてよい)。したがつてこの場合には、一種の低減係数として $\lambda = 1/2$ をとつたわけであるが、これはかなり任意的であり、砂の試験法との関連性において今後さらに実験的研究をすすめなければならない点である。

表 2.2.1 に各試験における $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$, これらに基づ

表 2.2.1 非圧密非排水せん断試験結果

試験番号	d_s (cm)	σ_3 (Kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (Kg/cm ²)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
A-1~5	0	1.0, 1.5 2.0, 2.5 3.0	0.24	0.12	0
A-6	1.24	1.0	0.43	0.10	6
A-7	1.24	1.5	0.55		
A-8	1.24	2.0	0.69		
A-9	1.24	3.0	0.88		
B-1~3	0	1.0, 3.0 5.0	0.29	0.15	0
B-4	0.7	1.0	0.44	0.15	2
B-5	0.7	3.0	0.50		
B-6	0.7	5.0	0.51		

B-7	1.0	1.0	0.43	0.15	2
B-8	1.0	3.0	0.51		
B-9	1.0	5.0	0.57		
B-10	1.5	1.0	0.48	0.15	4
B-11	1.5	3.0	0.74		
B-12	1.5	5.0	0.78		
B-13	1.0	1.0	0.42	0.20	1
B-14	1.0	3.0	0.47		
B-15	1.0	5.0	0.53		
B-16	1.0	1.0	0.31	0.13	1
B-17	1.0	3.0	0.39		
B-18	1.0	5.0	0.45		

いて描いたMohrの破壊円の包絡線が τ 軸を切る切片(c)と傾斜角(ϕ)などを一括表示した。なお表中A-1~A-5およびB-1~B-3は粘土単独供試体の試験結果である。またA-6~A-9およびB-4~B-12までは砂柱密度大、B-13~B-15が中、B-16~B-18が砂柱密度小の結果である。

2.5 圧密非排水せん断試験の結果と考察

前節で説明した非圧密非排水せん断試験が、急速な荷重を受けた場合の圧密前の複合地盤の破壊に関係するのに対して本節で示す圧密非排水せん断試験は、いわば段階的に荷重が行なわれるような場合(stage construction)の複合地盤の破壊に関係をもつものである。

(A)に関しては等方圧密後に、また(B)に関しては等方圧密あるいは K_0 -圧密後にせん断試験が行なわれたことは、すでに2.3節において述べた。

2.5.1 主応力差と鉛直ひずみあるいは含水比の関係

図2.2.9は(A)に関する実験の一例であり、等方圧密後のせん断試験における

$(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係を描いたものである。図中点線は粘土単独、また実線は $d_s = 1.24$ cm (圧密開始時の値、以下同じように初期値で表示する)の砂柱を含む粘土供試体についてのものである。複合土の応力~ひずみ関係は、明らかに砂柱の影響

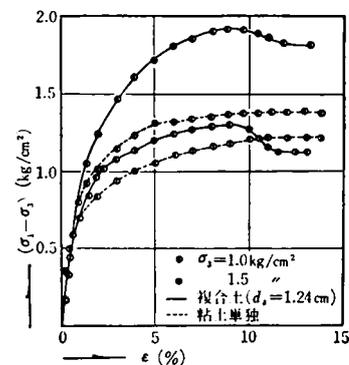


図 2.2.9 主応力差と鉛直ひずみの関係

響があらわれており、また粘土単独供試体の強度より大きな強度を示している。側圧が異なる他の場合の結果も大同小異

であった。さて、最大主応力差を含水比に対して描いた図

2.2.10 は重要である。この図には (A) に関する全試験結果がプロットされている。図 2.2.10 において、複合土に関するものは、その $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を“粘土部分の含水比”に対してプロットしてある。この図によると、複合土の場合も粘土単独の場合と同様に、 $w \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 関係に直線性のあることがわかる。またこの図

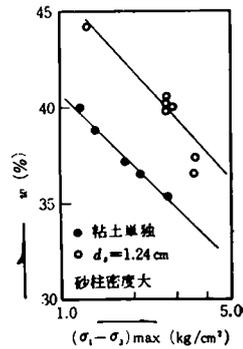


図 2.2.10 含水比と最大主応力差の関係において特に重要で、注意しなければならないのは、両者がほぼ平行であり、しかも複合土に関する各点が粘土単独の場合の右側に位置していることである。このことは、砂柱のせん断強度に及ぼす効果が同一含水比に対する両者の横軸の差としてあらわれていることを示している。いいかえると、粘性土に関して同程度の圧密が完了したあとの強度は、適当な径の砂柱を含む場合の方が粘土単独の場合にくらべてかなり大きくなることを示唆している。

図 2.2.11, 図 2.2.12 は (B) に関する実験結果の一例であり、 d_s をパラメータにして描いた図である。前者は $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密したあとの応力～ひずみ関係を示し、また後者は圧密開始時の側圧 $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$ で K_0 -圧密したのちのものである。図 2.2.11 をみると、 d_s の増大につれて主応力差は大きくなり、曲線の形も砂の曲線形に近づいてくることがわかる。 $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の場合は粘土単独の場合に比較してそれほど顕著な強度増加をみせていないが、 $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合はかなり大きくなり、

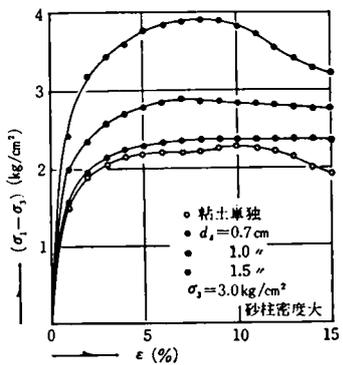


図 2.2.11 主応力差と鉛直ひずみの関係 (等方圧密後)

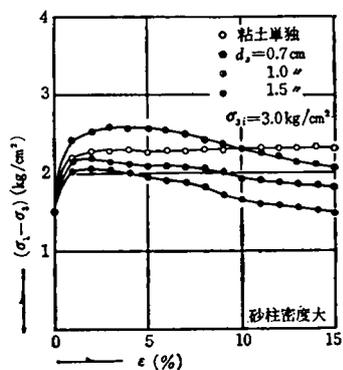


図 2.2.12 主応力差と鉛直ひずみの関係 (K_0 -test 後)

そして $d_s = 1.5 \text{ cm}$ になると粘土単独の場合の約 2 倍の強度を示している。しかものちの図 2.2.13 に示すように、複合土の場合には、試験終了後の粘土部の含水比が粘土単独の場合とほぼ同等か、それ以上になっていることに注目しておくなければならない。一方、側方変位のない圧密を受けた図 2.2.12 の場合においても、やはり d_s の増加につれて主応力差は大きくなっているが、その程度は図 2.2.11 の場合のように大きくはない。また $d_s = 0.7 \text{ cm}$ および 1.0 cm の場合には粘土単独の場合よりもむしろ小さくおとっており、一見砂柱の効果がまったくないような印象を受ける。この点について調べてみる。この場合も、各供試体の粘土部の含水比に注目して評価することが重要である。この意味で、等方圧密、 K_0 -test の両者の場合に関して、図 2.2.10 と同様の整理を行

なつたのが図 2.2.13, 図 2.2.14 である。データは多少ばらついてはいるが、傾向は比較的はつきりしている。すなわち、 $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の場合には等方圧密後 K_0 -test 後のいずれの場合も砂柱による強度増加はほとんどみられない。しかし $d_s = 1.0 \text{ cm}$ になると前者ではかなりの程度、また後者でもごくわずかではあるがその効果があられ、 $d_s = 1.5 \text{ cm}$ の場合には同一粘土部含水比に対し全般的に著しい強度増加が認められる。さきに指摘したように、砂柱のせん断面上の垂直応力 (複合土

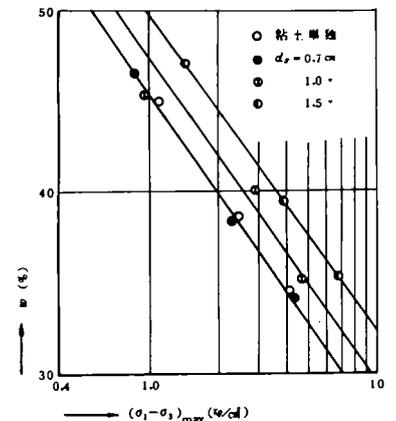


図 2.2.13 含水比と最大主応力差の関係 (等方圧密後)

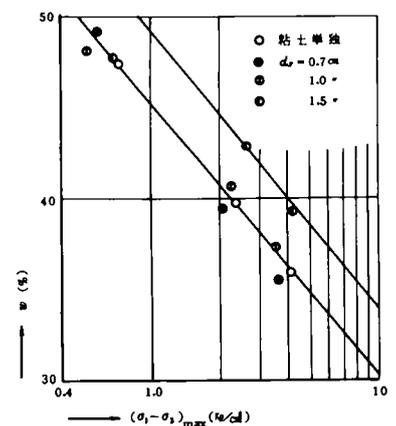


図 2.2.14 含水比と最大主応力差の関係 (K_0 -test 後)

に関する今回の実験の図 2.2.14 含水比と最大主応力差の場合、これを正確に把握することはできない) と粘土の強度との関連性を問題にしないかぎり、正確な考察はできないが、以上の結果は一応 $d_s \leq 0.7 \text{ cm}$ 、すなわち $m \geq 5$ 程度のパイルピッチであれば、砂ぐいの全体の強度に及ぼす効果はあまり期待できないことを示唆しているものと考えてよいであろう。ただし、三軸圧縮試験ではせん断中の側方変位量がかなり大きい、群ぐい

状態で砂ぐいを含んでいる実際の複合地盤の場合には、この側方への変位がかなりの程度拘束されることが予想される。したがって実際地盤においては、三軸試験の場合の側圧に相当する拘束力がせん断中に少しずつ増大することも考えられ、一般に図 2.2.10, 図 2.2.13, 図 2.2.14 の結果よりも砂柱効果が少し大きくなるのではないかと予想される。

図 2.2.15 は、(B) に関して砂柱密度を変化させた場合の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係を描いた一例である。これは初期の砂柱径が 1.0 cm であつた供試体を等方圧密したのちにせん断した結果であり、参考のために粘土単独供試体の結果も併記してある。初期の砂柱密度が小さい

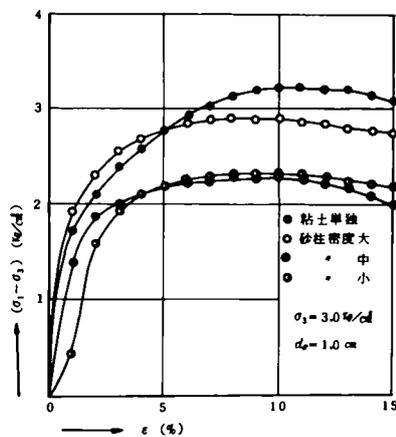


図 2.2.15 主応力差と鉛直ひずみの関係

い場合には、その強度は粘土単独の場合とほとんど変わらない。砂柱密度が増すと強度はかなり上昇するが、しかし図 2.2.15 はこれにも限度が存在することを示唆している。このことは注目しておかなければならない事実であり、非圧密非排水試験の場合について図 2.2.6 に示したように、砂柱を作る当初からその密度には限度があるのに加えて、ある密度以上では圧密圧力に対して過圧密あるいはそれに近い状態となつて、圧密圧力による密度上昇があまり期待できなくなるものと推定される。

図 2.2.16, 図 2.2.17 は図 2.2.8 の整理と同じように、式

(2.2.11) を用いて計算した結果を実験結果と比較した一例であり、前者は (A) に関し、また後者は (B) に関してともに等方圧密したのちのものである。計算のもととなる粘土単独供試体の $(\sigma_1 - \sigma_3)_c \sim \epsilon$ 関係は、圧密非排水試験より求めた。この結果を、(A) に関しては図

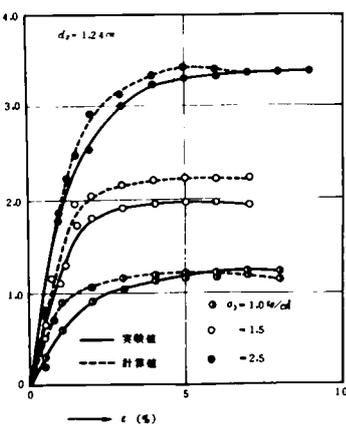


図 2.2.16 主応力差と鉛直ひずみの関係

2.2.18 に、また (B) に関しては図 2.2.19 に示しておく。また砂単独供試体の $(\sigma_1 - \sigma_3)_s \sim \epsilon$ 関係としては、さきに図 2.2.7 に示した排水せん断の結果を使用した。圧密非排水試験の場合、複合土中の砂柱はせん断に先行する圧密の過程

においていつたん圧縮されるから、この点砂単独供試体の排水せん断の状態ときわめて類似している(砂の圧密はごく短時間に起こるため)。またせん断の過程にかかつた場合、せん断の後半になれば両者の状態にある程度の差が生じてくるであろうが、少なくとも前半においてはそれほど大きな差はないものと考えるのが自然である。なぜなら、さきにも説明したように、砂単独の図 2.2.7 の場合 $\epsilon \leq 5$ の範囲ではすべてダイレイタンスイは負であつたのに対し、のちの図 2.2.21 に示すように複合土の砂柱部の間げき水圧もせん断の全過程をとおして正の値が観測されているからである。以上の考察により、計算には式 (2.2.11) 中の λ を 1 とした。さてこのようにすると、図 2.2.16, 図 2.2.17 に示すように、計算曲線は実験曲線と非常によく一致し、しかも最大主応力差を与えるひずみ量にもほとんど差がない。図は省略するが、このことは σ_3 のいかにかわらず同様であつた。

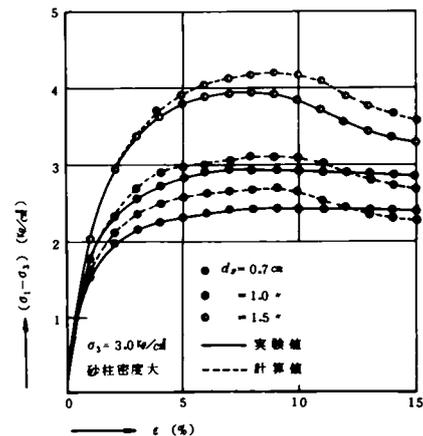


図 2.2.17 主応力差と鉛直ひずみの関係

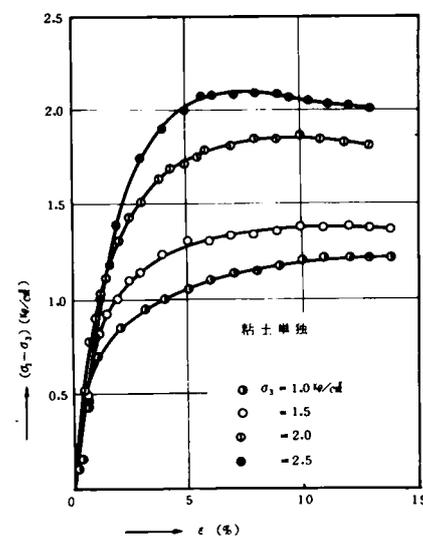


図 2.2.18 主応力差と鉛直ひずみの関係

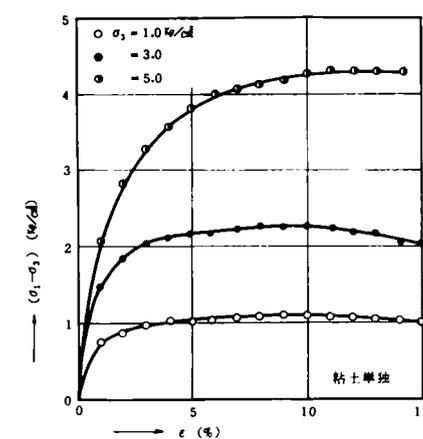


図 2.2.19 主応力差と鉛直ひずみの関係

いう点においてある不明確さを残してはいるけれども、上記の結果は、砂柱を含む複合土の強度や変形の性質を推定するうえで非常に興味深いことである。

2.5.1 間げき水圧の挙動と荷重分担比の推定

せん断中の間げき水圧の挙動について説明する。はじめに、等方圧密後のせん断の場合についてみてみよう。図2.2.20は(A)

に関する一例で、さき
に示した図2.2.9に対
応するものである。す
なわち、同一側圧下
において、 $d_s = 1.24$ cmの
複合土と粘土単独供試
体の粘土部間げき水圧
～ひずみ関係が比較さ
れている。また図2.

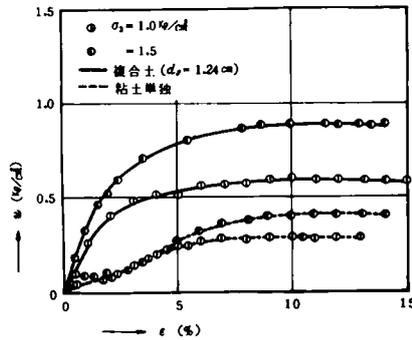


図2.2.20 間げき水圧と鉛直ひずみの関係

2.21 は (B) に関する
一例である。この図は
さきの図2.2.11 に対
応するもので、せん断
中の砂柱部および粘土
部の間げき水圧を軸ひ
ずみに対して描いてあ
る。さて、これらの図
において顕著なことは、
複合土では粘土単独供
試体の場合に比べて
粘土部の発生間げき水
圧が小さく、また図2.

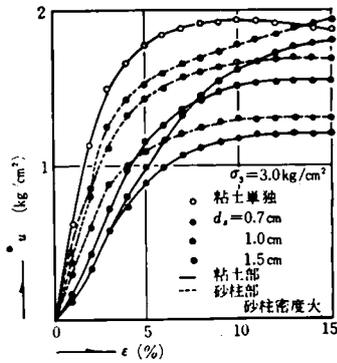


図2.2.21 間げき水圧と鉛直ひずみの関係

2.21 からわかるように、 d_s の増大とともに間げき水圧が
小さくなっていることである。これらのことは、砂柱を含み、
そして d_s が大になるにしたがつて、複合土供試体全体に対
する砂柱部のせん断の影響の程度、すなわちダイレイタンシ
イ効果が大きくなっていくからであろう(試みに今回程度の
密度を有する砂単独供試体に関して、等体積せん断試験を行
なすと、せん断の初期に間げき水圧は一時上昇するがその
後減少し、せん断の後半には明らかに負圧を発生する)。また
砂単独供試体における間げき水圧の挙動から予想すると、
特にせん断の後半では一見砂柱部の間げき水圧は非常に低く
なってくるかまたは負になるのではないかと予想されるが、
これに反して実際には、図に示すように、砂柱部の間げき水
圧は全般にかなり高く、しかも同時に測定された粘土部のそ
れよりも大きくなっていることに注目しなければならない。
ここにも複合土の特殊性があり、現象は非常に複雑であるが、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{3 \Delta u_s + (\sigma_1 + 2\sigma_3) + 3\sqrt{2} a_s (\sigma_1 - \sigma_3)}{(1 + 2K) + 3\sqrt{2} a_s (1 - K)} \\ \sigma_c &= \frac{3\sqrt{2} \Delta u_c + (\sqrt{2} + 6 a_c) \sigma_1 + (\sqrt{2} - 3 a_c) \sigma_3 - (\sqrt{2} - 3 a_c) K \sigma_s}{\sqrt{2} + 6 a_c} \end{aligned} \right\} \quad (2.2.16)$$

たとえば次のように考えるのが自然であろう。すなわち、複
合土においては砂柱密度自体が非常に大きくはならないこと、
せん断中に粘土部の圧密が同時に進行し、そして砂柱への水
の補給がある程度可能なこと、さらに、砂柱への圧力の集中
という観点から砂柱部に作用する平均圧力が粘土部のそれに
くらべて予想以上に大きいこと、などに起因すると考えるの
が自然であろう。

粗雑ではあるが一つの試みとして、せん断中の応力集中に
関して次のような推定が可能である。Henkel によれば、非
排水条件のもとで3主応力が $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ だけ変化す
ると間げき水圧の変化量 Δu はつぎのような形で書ける。¹⁷⁾

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) + a [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2]^{1/2} \quad (2.2.12)$$

ここに a は間げき水圧係数である。 $\sigma_2 = \sigma_3$ の一般的な三軸
圧縮試験の場合を考える。上式右辺第1項を $\Delta\sigma_m$ と書き、
第2項を整理するとつぎのようになる。

$$\Delta u = \Delta\sigma_m + \sqrt{2} a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2.2.13)$$

さてここで取扱っている複合土のような場合、砂柱をととし
て粘土に伝わる水平横圧力 $P_i = \sigma_i$ は、鉛直軸方向に等分布
しているとは考えられない。また σ_i と粘土外周面に作用する
いわゆる側圧 σ_3 は等しくないであろうから、供試体各部が
受けている応力の状態は実際にはかなり複雑なものになつて
いると考えられるが、いま簡単のため、砂柱および粘土部に
関して式(2.2.13) が準用できるものと仮定すると、

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_s &= \Delta\sigma_{ms} + \sqrt{2} a_s (\Delta\sigma_{1s} - \Delta\sigma_{3s}) \\ \Delta u_c &= \Delta\sigma_{mc} + \sqrt{2} a_c (\Delta\sigma_{1c} - \Delta\sigma_{3c}) \end{aligned} \right\} \quad (2.2.14)$$

となる。ここに各記号の添字 s は砂を、 c は粘土をあらわし
ている。砂柱部および粘土部に実質的に作用する鉛直圧力を
それぞれ σ_s, σ_c とし、大胆ではあるけれども、 $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$
が、

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_{1s} &= (\sigma_s - \sigma_1), & \Delta\sigma_{3s} &= (\sigma_1 - \sigma_3) \\ \Delta\sigma_{1c} &= (\sigma_c - \sigma_1), & \Delta\sigma_{3c} &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \end{aligned} \right\} \quad (2.2.15)$$

で近似できるものとする、式(2.2.15)を式(2.2.14)
に用いることによつて、 σ_s および σ_c は結局次のようにあ
らわすことができる。

ここに、 $K = \sigma_i / \sigma_s$ で土圧係数のようなものである。ただし、式(2.2.15)の $\Delta\sigma_{sc}$ の右辺を $\frac{1}{2}(\sigma_i - \sigma_s)$ としたのは、粘土円筒内壁で σ_i 、外周面で σ_s であるので、粘土部分においては平均的にみてその中間であるという意味である。さて村山¹⁸⁾はコンポーザ-打設地盤の強度に関する考察の中で、限界状態においてこの K と同意義で定義された土圧係数に次式を適用している。すなわち、砂柱の内部摩擦角を ϕ とすると

$$K = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \quad (2.2.17)$$

この式によると、たとえば $\phi = 30^\circ, 40^\circ$ に対して $K = 0.33, 0.22$ となる。ところで図2.2.21の $d_s = 1.0\text{ cm}$ の場合に関して、 $K = 0.2, 0.3$ および 0.4 として式(2.2.16)で σ_s, σ_c を計算してみた。そしてこれに基づき、荷重分担比 $n (= \sigma_s / \sigma_c)$ を ϵ に対して描いたのが図2.2.22である。この

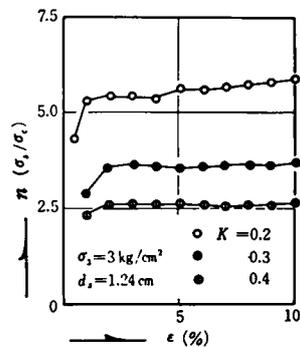


図2.2.22 $n = \sigma_s / \sigma_c$ と鉛直ひずみの関係

図からわかるように、上記のような計算によると鉛直圧力の荷重分担比、すなわち圧力集中比が2.5~6程度になることがわかる。 K が小なるほど、すなわち砂柱密度が大で ϕ が大きくなるほど n が大きくなっているが、このことは圧力集中が砂柱と粘土部の変形特性の差によって生ずること

を考えれば当然のことである。また n の値自身も、砂ぐいを含む複合地盤において現在までに測定されている値などと比較して、妥当な値である。なお計算にあたり式(2.2.16)中の a_s, a_c としては、砂あるいは粘土単独供試体による試験結果から算出した値を用いた。

図2.2.23は K_0 -圧密後のせん断試験に関するもので、図2.2.12に対応するものである。図2.2.23を図2.2.21と比較すると、前者は後者にくらべて、発生する間げき水圧の絶対量がはるかに小さい。これは、図2.2.23の場合、図2.2.21に示す等方圧密後の場合に

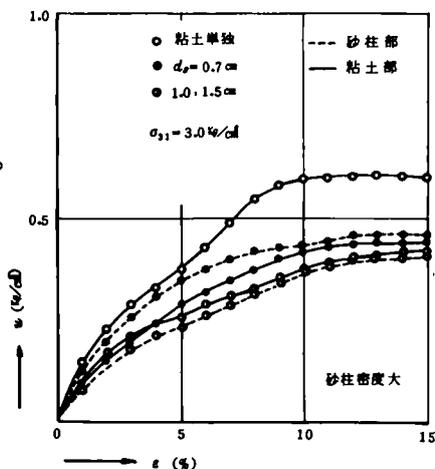


図2.2.23 間げき水圧と鉛直ひずみの関係

比較するとせん断開始時の側圧が約 $1/2$ に落ちているから

全体としての平均圧力が小さいのに加えて、主応力差によって発生するべき間げき水圧のかなりの量がすでに圧密中に発生しているからである。また $d_s = 1.0\text{ cm}$ 以上になると、図2.2.21の場合とは逆に、わずかではあるが粘土部の間げき水圧のほうが砂柱部のそれよりも高くなっている。これは、主として、砂柱部と粘土部の外圧分担割合に支配されると考えられるが、いずれにしても複合土の粘土部の間げき水圧は、粘土単独の場合に比較してはるかに小さくなっているから、複合土には砂のダイレイタンシ効果と砂柱への圧力集中の影響が入っていることは事実である。以上の結果は σ_{si} の大きさのいかんにかかわらず同傾向であった。

試験番号	d_s (cm)	σ_s or σ_{si} (kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kg/cm ²)	u (kg/cm ²)		ϕ (°)
				粘土部	砂中部	
A-10	0	1.0	1.22	0.61		19
A-11	0	1.5	1.38	0.89		
A-12	0	2.0	1.86	1.10		
A-13	0	2.5	2.11	1.52		
A-14	0	3.0	2.77	1.95		
A-15	1.24	1.0	1.30	0.29		22
A-16	1.24	1.5	1.92	0.40		
A-17	1.24	1.5	1.74	0.62		
A-18	1.24	1.5	1.71	0.55		
A-19	1.24	1.5	1.74	0.51		
A-20	1.24	2.5	3.43	0.71		
A-21	1.24	3.0	3.57	0.50		
B-19	0	1.0	1.10	0.21		18
B-20	0	3.0	2.30	1.46		
B-21	0	5.0	4.37	2.90		
B-22	0.7	1.0	0.87	0.38	0.48	18
B-23	0.7	3.0	2.39	1.62	1.81	
B-24	0.7	5.0	4.08	2.64	2.86	
B-25	1.0	1.0	0.94	0.45	0.51	19
B-26	1.0	3.0	2.90	1.37	1.57	
B-27	1.0	5.0	4.61	2.30	2.68	
B-28	1.5	1.0	1.42	0.31	0.40	23
B-29	1.5	3.0	3.89	1.12	1.24	
B-30	1.5	5.0	6.65	1.80	2.10	
B-31	1.0	3.0	2.94	1.05	1.44	
B-32	1.0	3.0	2.37	1.01	1.40	
B-33	0	1.0	0.72	0.14		17
B-34	0	3.0	2.35	0.60		
B-35	0	5.0	4.08	0.50		
B-36	0.7	1.0	0.58	0.10	0.03	15
B-37	0.7	3.0	2.06	0.09	0.13	
B-38	0.7	5.0	3.59	0.32	0.47	
B-39	1.0	1.0	0.52	0.14	0.05	15
B-40	1.0	3.0	2.20	0.13	0.16	
B-41	1.0	5.0	3.47	0.18	0.25	
B-42	1.5	1.0	0.68	0.10	0	17
B-43	1.5	3.0	2.62	0.22	0.32	
B-44	1.5	5.0	4.07	0.10	0.10	

表2.2.2 圧密非排水せん断試験結果

本節のせん断試験の結果は、一括して表 2.2.2 に示してある。表中試験番号 A - 10 ~ B - 30 は砂柱密度大で等方圧密後のせん断試験結果、B - 31, B - 32 も等方圧密後であるが密度がそれぞれ中および小、B - 33 ~ B - 44 までは砂柱密度大で K_0 -圧密後のせん断試験結果である。

2.6 砂柱のみに鉛直付加荷重を加えた場合のせん断強度

粘土部にくらべて砂柱に極端に大きな鉛直荷重が作用する場合が考えられる。このような状態下にある複合土供試体のせん断強度を調べるために、(B) に関して非圧密あるいは圧密後非排水状態で砂柱のみに鉛直付加荷重を加える試験を行なった。図 2.2.24 は

試験結果の一例であり、点線は圧密しない供試体に、また実線は等方圧密した供試体に関するものである。この図によると、 d_s が小なるほど、すなわち粘土部の厚さが大であるほど主応力差は大きく、特に等方圧密後の $d_s = 0.7, 1.0 \text{ cm}$ の場合の

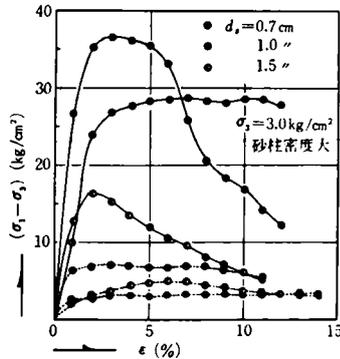


図 2.2.24 主応力差と鉛直ひずみの関係

最大主応力差は、図 2.2.7 に示した砂単独供試体の場合をはるかに上まわっている。また実線と点線を比較すると実線の方がはるかに大きい。これらのことは、この種の载荷条件のもとでの強度が、砂柱自身の強度に依存すると同時に、砂柱を拘束する粘土の厚さと強度に大きく支配されることを示している。実線および点線に関して、 d_s の異なるそれぞれ 3 個ずつの供試体については、せん断開始前の外圧の条件は同じであるから、その粘土部のせん断強度にはほとんど差がないと考えられる。したがって、 d_s の変化によるせん断強度の相違は、砂柱をとりまわっている粘土部の厚さに主として依存している。この意味で次のような再整理を試みることは有意義である。

砂ぐい 1 本あたりの影響圏全体 (この場合は供試体全体) として考えたとき、全断面積に対して結局総計どれだけの载荷を許したことになるか、すなわち、1 つの単位の面積である影響圏全体に対して評価したとき、上述のせん断強度が面積的にみてどの程度の有効さがあるかということは、このような载荷条件が予測される場合の実際問題においては砂柱径を決定する一つの重要な要素となる。このためには、上述の

主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) を砂柱部の断面積 A_s に乗じたもの、すなわち、影響圏全体の面積を占有しながら結局総計の支えりる力として砂柱の効果を評価すればよい。いいかえると、いま影響圏全体の断面積を A とすると、次式で示されるように、 $(\sigma_1 - \sigma_3) A_s$ を A で除した応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ で砂柱の効果を評価しようとするものである。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_e = \frac{A_s}{A} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.2.18)$$

A はすべて同じとしてもこの場合大差ないから、 $A = \pi(3.5/2)^2 \text{ cm}^2$ として図 2.2.24 を整理しなおしたものが図 2.2.25

である。さて、この図と粘土単独供試体の場合 (たとえば図 2.2.2, 図 2.2.11 に示されている) を比較すればわかるように、 $d_s = 1.5 \text{ cm}$ の場合の主応力差は粘土単独のそれに比較してはるかに大きく、砂柱打設の意義が十分

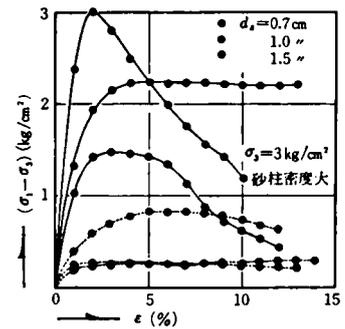


図 2.2.25 主応力差と鉛直ひずみの関係

あるのに対して、 $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合は粘土単独の場合を少し上まわる程度に過ぎず、さらに $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の場合ではむしろこれよりも小さくなっている。このことは、砂柱に極端に大きな鉛直荷重が集中する場合には、影響圏全体に対する砂柱径にはおのずから有効な大きさが存在することを示している。砂柱径があまりに小さすぎると、経済的な地盤面積の活用という見地からはなはだ不利であり、このような場合には砂柱への鉛直荷重の集中をできるだけ避ける手段をとるべきである。

表 2.2.3 に本節で述べた試験結果と計算結果が総括してある。試験番号 B - 45 ~ B - 58 は圧密後砂柱に载荷した場合で、B - 56 まだが初期砂柱密度大、B - 57 が中、B - 58 が小である。また B - 59 ~ B - 69 の試験は非圧密の供試体に関するもので、B - 67 まだが密度大、B - 68 が中、B - 69 が密度小に関する試験結果である。

2.7 結 論

この章では、はじめに砂柱を含む粘土の強度に関して、二次元弾塑性問題としての厚肉中空円筒の考え方を拡張、適用するのは種々の現象面から考えて問題の多いことを、二、三の理論的考察をもとに強調した。そのあとに第 1 章と関連して行なつた多くの三軸圧縮試験の結果を示し、考察を加えた。

実験によつて得られたおもな結論を要約すると以下のとおり

試験番号	d_s (cm)	σ_3 (Kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (Kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \times A_s / A$ (Kg/cm ²)
B-45	0.7	1.0	12.62	0.51
B-46	0.7	3.0	36.53	1.47
B-47	0.7	3.0	43.76	1.75
B-48	0.7	5.0	49.92	2.00
B-49	0.7	5.0	43.16	1.73
B-50	1.0	1.0	8.79	0.72
B-51	1.0	3.0	28.97	2.36
B-52	1.0	5.0	39.80	3.25
B-53	1.5	1.0	6.40	1.18
B-54	1.5	1.0	6.87	1.26
B-55	1.5	3.0	16.34	3.01
B-56	1.5	5.0	23.44	4.31
B-57	1.0	3.0	27.00	2.21
B-58	1.0	3.0	25.70	2.10
B-59	0.7	1.0	7.46	0.30
B-60	0.7	3.0	7.05	0.28
B-61	0.7	5.0	9.50	0.38
B-62	1.0	1.0	4.41	0.36
B-63	1.0	3.0	3.78	0.31
B-64	1.0	5.0	4.68	0.38
B-65	1.5	1.0	2.76	0.51
B-66	1.5	3.0	4.53	0.84
B-67	1.5	5.0	3.08	0.57
B-68	1.0	3.0	3.47	0.28
B-69	1.0	3.0	3.37	0.28

表 2.2.3 砂柱のみに載荷した場合のせん断試験結果

である。

(1) 非圧密非排水せん断強度は d_s が大であるほど、また側圧が大であるほど大きい。また砂柱の密度を増すとせん断強度は上昇するが、粘土部の強度との関連において有効な充てん砂の密度には限界がある。

(2) 上述した実験結果を、式(2.2.11)で $\lambda = 1/2$ とした計算結果と対比したところ両者はよく一致した。

(3) 圧密非排水せん断強度についても(1)と同様の傾向があったが、全般に、 K_0 -圧密後の場合にくらべて等方圧密後の強度の増加がより顕著であつた。また半対数紙上に最大主応力差と粘土部の含水比の関係を描くと両者はほぼ直線関係にあり、せん断強度の増加の様子が明らかとなつた。

(4) 等方圧密後のせん断強度に関して、式(2.2.11)の λ を 1 として計算した結果は実験結果と非常によく一致した。

(5) 等方圧密後の場合にくらべて K_0 -圧密後の供試体では、せん断中に発生する過剰間げき水圧はかなり小さく、また砂柱への鉛直圧力の集中などに起因して、砂柱部の間げき水圧は予想以上に大きかつた。間げき水圧に関する考察に基づいて荷重分担比の計算結果を示した。

(6) 砂柱に極端に大きな鉛直載荷が行なわれる場合、複合土のせん断強度は粘土部の強度と厚さに支配されるが、強度が同じ場合、粘土部の厚さに関連して、有効な砂柱径の考え方を実験結果に基づいて示した。

第 2 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・久我昂・前川行正：砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究，土木学会論文集，第 141 号，pp. 42～55，1967
- 2) 茨木龍男・佐藤勝英：複合土の直接せん断試験による実験的研究，第 21 回土木学会年次学術講演会講演概要，第 III 部，pp. (62-1)～(62-2)，1966
- 3) 茨木龍雄：複合土の直接せん断試験による実験的研究（第 1 報），土と基礎，Vol. 13, No. 3, pp. 19～24，1965
- 4) Hill, R., Lee, E.H. and Tupper, S. J. : Plastic Flow in a Closed Ended Tube with Internal Pressure, Proc. of 1st U.S. Nat. Cong. Appl. Mech. pp. 561～566, 1952
- 5) Steel, M.C. : Partially Plastic Thick-Walled Cylinder Theory, Jour. of Appl. Mech., Vol. 19, pp. 133～140, 1952
- 6) Hodge, P. G., White, G. N., Jr. and Providence, R. I. : A Quantitative Comparison of Flow and Deformation Theories of Plasticity, Jour. of Appl. Mech., Vol. 17, pp. 180～184, 1950
- 7) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik, F. Deuticke, Vienna, pp. 211～222, 1925
- 8) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., pp. 202～215, 1943
- 9) Fröhlich, O. K. : Druckverteilung im Baugrunde, Julius Springer, pp. 166～177, 1934
- 10) Wu, T. H., Loh, A. K. and Malvern, L. E. : Study of Failure Envelope of Soils, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 3430, pp. 145～181, 1963

- 11) Timoshenko, S. and Goodier, J.M. : Theory of Elasticity, Mc Graw-Hill Book Co. Inc., pp. 1 ~ 28, 1951
- 12) Hill, R. : The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford Press, pp. 106 ~ 114, 1950
- 13) Hythornthwaite, R.M. : Mechanics of the Triaxial Test for Soil, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 2625, SM5, pp. 35 ~ 62, 1960
- 14) Seed, H. B. and Lee, K. L. : Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Vol. 93, No. SM6, pp. 333 ~ 359, 1967
- 15) Bishop, A.W. and Eldin, G. : Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and their Significance in the General Theory of Shear Strength, Geotechnique, Vol. 2, pp. 13 ~ 32, 1950
- 16) Leonards, G. : Foundation Engineering, Mc Graw-Hill Book Co. Inc., pp. 176 ~ 179, 1962
- 17) Henkel, D. J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Am. Soc. Civil Eng. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 550 ~ 552, 1960
- 18) 村山朔郎 : 粘性土に対するヴァイブロ・コンポーザ工法の考察, 建設の機械化, 第 150 号, pp. 10 ~ 15, 1962
- 19) 中山二郎・上田茂 : 複合地盤における応力分担比の測定結果について, 第 22 回土木学会年次学術講演会講演概要, 第 II 部, pp. (97 - 1) ~ (97 - 4), 1967
- 20) 最上武雄・中山二郎・上田茂・桑田尚・鎌田英男・田口 荘一 : 複合地盤に関する模型実験 (その 1), 土と基礎, Vol. 16, No.8, pp. 9 ~ 17, 1968

第3章 複合地盤の安定計算^{1) 2)}

3.1 概 説

この章では、砂ぐいを打設した粘性土地盤、すなわち複合地盤の安定計算に関して、考えられる一、二の方法や現行の設計方法を批判を加えながら概説したのちに、著者が新しく提案する安定計算法を示す。著者の提案する方法は、地盤の破壊に関する考え方を原理的に改める（いいかえると設計原理を革新する）ことを意図するものではなく、現行の安定計算手法のよりよい適用および拡張という面に関するものである。この意味で一つの計算方法ともいふべきものであるが、しかし従来の方法にくらべると二、三の重要な点で飛躍的な発展があり、現時点における最善の計算方法であると考えている。この計算法の妥当性の実験的検討などについては、次章以下で説明する。また計算法の説明ののちに3.7節において、仮想の海岸堤防に関して二、三の試算例を示し、検討と考察を加える。

なお、砂ぐいを打設した複合地盤の重要問題としては、圧密沈下を含む沈下問題、砂ぐい打設の際の締固め効果や周辺粘土を乱すことの影響、圧密による粘土部分の粘着力増加、さらには砂ぐい打設方法による影響、砂ぐい打設中や安定するまでの粘土地盤の挙動などがある。しかしこれらの諸問題については、次章以下において適宜、可能な範囲で検討を加えることとし、本章では砂ぐいを打設したのち、一応安定した複合地盤に外力が作用するときの急速な破壊に関してのみ主として考えることにする。

3.2 村山の研究

砂ぐいを打設したこの種の複合地盤に関する研究が始められたのは比較的新しく、最近になつてようやくその研究成果の発表がみられるようになってきた。^{3) 4) 5) 6)}ところで、この種の複合地盤の支持力やすべりに関する基本的な考え方を最初に示したのは村山であり、現在多かれ少なかれこの考え方にのつとつて多くの設計が行なわれている。そこで、村山による複合地盤の支持力とすべりに対する抵抗力の考え方⁷⁾の概略を簡単に示す。

支持力に関しては、複合地盤表面付近の降伏状態が考察されている。地表部に剛な基礎を通して荷重がかかると、接地圧は砂ぐい上に集中し、砂ぐいは鉛直方向に縮まり側方に広がるろうとする。砂ぐい上端にかかる鉛直圧力を p_s 、砂ぐいを

側方に広げようとする水平圧力を p_h とし、 p_h の最大は砂ぐいが主動状態になるとき、すなわち、 p_h が次式を満足するときを生ずるとしている。

$$p_h = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} p_s \quad (2.3.1)$$

ここに φ は砂ぐいの砂の内部摩擦角である。さて p_h を受け粘性土はクリープと圧密を生ずるが、そのクリープが有数量で停止する条件として次式が与えられている。

$$p_h - p_c \leq \sigma_u (\approx 0.7 q_u) \quad (2.3.2)$$

ここに p_c は粘性土部分表面に作用する鉛直圧力、 σ_u は粘土の上限降伏値⁸⁾、 q_u は粘土の一軸圧縮強度である。複合地盤の表面付近が降伏状態になつた場合を考え、式(2.3.1)と式(2.3.2)から p_h を消去すると次のようになる。

$$\frac{p_s}{p_c} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \left(1 + \frac{0.7}{p_c} q_u \right) \quad (2.3.3)$$

一方、複合地盤中の砂ぐい1本あたりの水平影響圏面積 A に、単位面積あたり平均鉛直荷重 p が作用するとすれば、 p は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} pA &= p_s A_s + p_c (A - A_s) \\ A &= A_s + A_c \end{aligned} \right\} \quad (2.3.4)$$

ここに A_s 、 A_c は、それぞれ、 A 内における砂ぐいおよび粘土部分の実質水平断面面積である。さて以上からわかるように、 A 、 A_s 、 q_u 、 φ が既知の場合、接地面付近が降伏するときの p 、 p_s 、 p_c の関係は式(2.3.3)、(2.3.4)で与えられ、そのうち1つを知れば他の2つが求められるとするものである。

また複合地盤のすべりに対する抵抗は、粘性土部分の抵抗に砂ぐいのせん断抵抗を加えたものとなる。上述したように、直断面面積 A_s の砂ぐい1本が分担する複合地盤中の水平影響圏面積を A とすると、 A なる範囲内に含まれる複合地盤のす

べり面に沿うせん断抵抗力 T として、次式を与えている。

$$T = \sigma_N \tan \varphi_e + c_e (A - A_s) \sec \beta \quad (2.3.5)$$

ここに σ_N は砂ぐい中を横切るすべり面に垂直に作用する力、 β はすべり面が水平となす角、 φ_e は砂ぐい中の砂の示す内部摩擦角、 c_e は滑動時に粘性土の示す粘着力である。

3.3 接地圧分布、応力分布および c, φ について

一樣地盤の安定計算においてももちろん例外ではないが、複合地盤のすべりに対する検討において特に困難かつ基本的な問題は、複合地盤表面における接地圧分布とこの接地圧による地盤内応力分布の問題である。複合地盤を構成する土の自重による鉛直応力だけは、一応問題なく計算される。しかしながら、この複合地盤上に有限の範囲をもつて載荷される外荷重によつて、対象としているすべり面付近にどれだけの応力が伝達されているかを正確に評価することは、きわめて困難な問題である。

はじめに、複合地盤地表部での接地圧分布が問題となる。安定計算に際して、砂ぐいへの圧力集中を考慮しない仕方も一つの方法ではあるが、複合地盤の表面に荷重が作用するとき、その荷重が完全にたわみ性でないかぎり、砂ぐいへの圧力集中が実際に生ずる。これは、すでに第1、第2章で説明したように、複合地盤の粘性土部分と砂ぐい部分との圧縮性に差があることに起因する。この圧力の集中程度をあらわす係数を n とし、地表部での粘性土および砂ぐいへの鉛直圧力を p_c, p_s として、次のように定義する。

$$n = \frac{p_s}{p_c} \quad (2.3.6)$$

n は荷重分担比であり、一般に1よりも大きい。式(2.3.6)の定義は式(2.1.7)の場合と同じであり、式(2.1.7)の σ_s, σ_c をそれぞれ p_s, p_c で書きかえたものである。

さてごく地表付近の支持力問題に関して、式(2.3.3)、(2.3.4)を用いる場合にかぎり、 p_s, p_c を定めることができ、したがつて n を求めることができる。しかし式(2.3.3)を用いない他の問題、たとえばすべりの計算などで、接地圧を決定しなければならないときには、従来の方法では一般に上式の n を仮定しなければならない。この場合過去の実測資料などを参考にするとしても、この n 値の仮定はかなり任意的にならざるを得ない。なぜなら、 n の値は外荷重の接地面付近の状態、粘性土と砂ぐいの圧縮性や強度の相対差な

どに影響されるからであり、砂ぐいの打設方法や複合地盤上の盛土高さなどにも影響を受けるようだという報告もある^{9) 10)} 事実著者の知る範囲においても、 n として2前後の値から、10をはるかに越える値までが観測されている^{6) 9) 11) 12)} もし、 n 値の仮定が必要な場合には、現在のところ、過去の実績をもとにして控え目に選んでおく以外に適当な方法はないように思える。なお著者の提案する安定計算法においては、のちに説明するように、 n 値を単独別個に仮定する必要はない。

n 値が適当に仮定されるか、または何らかの方法で求められたとして、つきに問題となるのは p_s, p_c などによる地中応力の分布である。地中応力分布に関する問題は、たとえ地盤が一樣であつたとしても、多くの未解明問題を残す土質力学における最も困難な分野の一つである。特に砂ぐいを含むこのような複合地盤の場合には、きわめて正確に計算する方法はない、といつても過言ではない。しかし、われわれは現実に設計計算を行ない、構造物を造らなければならない。そこでやむをえず、現在までに得られている知識や応力分布式、たとえば Kögler の応力分布式とか、Boussinesq の弾性式や Usterberg の計算図表などを用いて応力分布を求め、対象とするすべり面上の応力を仮定することになる。さらにこの場合、応力の分布を二次元的に考えるか、三次元的に考えるかによつても異なつてくる。たとえ、上載荷重が長い堤体などのように、二次元問題として取扱つてよい場合であつたとしても、複合地盤では有限の断面積をもつて点在する砂ぐいへの接地圧が、他の粘土部分のそれと異なるので、実際には応力は三次元的に分布するはずであり、そのように考えるのがより実際的である。しかし、接地圧に関する n 値の仮定の不正確さや、現存の応力分布式自体の有する実状との差などを考えると、現在のところ上記の選択は、対象とする問題の重要度等に関連して、個々の設計技術者の判断に委ねる以外方法はないように思われる。なお、複合地盤表面で異なつた大きさの p_s, p_c を一般に仮定した場合、地中のある位置の応力は、これらによる分布応力を重ね合わせて決定する以外に方法はない。また繰返し述べるように、接地圧分布が一樣でないから、Usterberg の計算図表は実際問題として使用しにくいことに留意しておかなければならない。

複合地盤の設計においては、上記の問題に加えて、複合地盤の力学係数 c, φ の推定が問題となる。この場合、砂ぐい部についてはその密度の砂が単独で発揮しうる最大の φ 値が、また粘土部においてはその粘土が単独で発揮しうる最大の c 値が有効であるとする方法も考えられるが、砂と粘土の応力～変位関係の相違により、このような考え方が適切でないことをすでに第2章で説明した。このことは村山によつても指

摘されており，“式(2.3.5)中の φ_e 、 c_e は砂ぐいと粘性土が同時に滑動するときの抵抗であるから、厳密に言えば、砂ぐいと粘性土が同一せん断ひずみを示すときの抵抗値を、式(2.3.5)が最大になるようにとればよい”，と述べられている⁷⁾。砂単独の φ 、粘土単独の c を用いて計算する場合には、実際には複合地盤が一体となつて滑動すること、および砂と粘土の応力～変位関係の相違を考慮して、砂に対してはある程度低減した φ 、たとえば残留抵抗に対する φ を用いるなどの考慮が必要であろう。あるいはまた、第2章において式(2.2.11)に示したように、砂および粘土単独別個の応力～変位関係に基づいて、面積的な補正を加えた上で複合土としての c 、 φ を求める方法などは、設計上の一つの手段になるものと考えられる。

3.4 考えられる一、二の安定計算法

すべりの計算では、周知のように次式でもつて安全率 F を定義するのが一般的であり、この安全率が最小になるようなすべり面が調べられる。

$$F = \frac{M_r}{M_s} \quad (2.3.7)$$

ここに M_s はある曲面にそつてすべりを起こそうとする起動(あるいは転倒)モーメントであり、 M_r はこれに対する抵抗モーメントである。一般にはすべり面は円弧で仮定されることが多く、この場合には、現在最も合理的な定義の一つであると考へられているFellenius方式の安全率、すなわち

$$F_F = \frac{\tau_e}{\tau_d} = \frac{c_e}{c_d} = \frac{\tan \varphi_e}{\tan \varphi_d} \quad (2.3.8)$$

による安全率 F と式(2.3.7)で定義される安全率は一致する。ここに添字 e はその地盤の有する有効な(effective)せん断抵抗力であり、強度係数であることを示し、また添字 d はある荷重状態において所要の(developed)地盤のせん断抵抗力および強度係数を示している。ところで複合地盤のすべり計算における根本的な難点は、多数の砂ぐいを含む地盤の構成自体は明らかに三次元的な解析を必要とするにもかかわらず、式(2.3.7)に従う慣用の方法をとろうとするかぎり、原則的に二次元的な解析しかできないということである。すなわち、たとえ応力分布を三次元的に考えたとしても、すべりの計算の段階において、式(2.3.8)のようにモーメントの比で安全率を考へていくかぎり、その解析は二次元的

にならざるをえない。

さて複合地盤を平面的にみた場合、図2.3.1(a)に示すよう

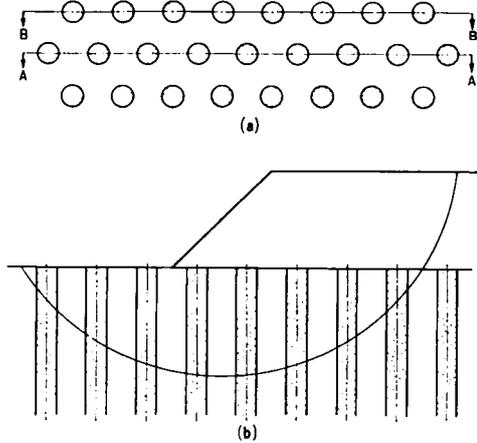


図2.3.1 安定計算のための断面の考え方

に砂ぐいは正三角形形状に配置されるか、または正方形配置で打設される場合がほとんどである。どのような例でもよいのであるが、いま一つの例として、図2.3.1(a)のような砂ぐいで改良された粘土地盤上に築堤を行なう場合を考へてみよう。たとえば、図2.3.1(a)の断面A-Aを描くと図2.3.1(b)のようになる。最も初歩的な計算法として、このような断面について純二次元的に安定計算をする方法が考へられる。すなわち、図2.3.1(b)の断面について、種々のすべり円弧などに対して、式(2.3.7)により最小の安定率を調べるということになる。計算法としては、このように考へた断面に対して、3.3節で述べた接地圧と応力分布をいかに考へるか、また地盤の c 、 φ をいかにとるかなどによる組合せがあるわけである。

容易にわかるように、このような計算法の最大の欠陥は、たとえば図2.3.1(b)に示すような断面が奥行き方向に連続しているという暗黙の了解が存在することから、砂ぐい部分の容積を実際よりも過大に評価してしまうことである。本編で取扱つている砂ぐいは締固めた砂ぐいであり、かつ粘土部分を砂で置換することにより地盤全体の強度を上昇させようとする意図のものであるから、地表面下ごく浅い部分を除き、砂の抵抗は粘土の抵抗より大きいのが普通である。したがつて、砂ぐい部分を不当に過大評価するこの計算法によると、一般に危険側の設計となる。また砂ぐいが、図のような正三角形配置の場合、計算の対象とする断面のとり方(たとえば図2.3.1(a)における断面A-A、B-Bなど)によつて、同一すべり円に対してもかなり安全率が異なつてくる欠陥もある。このことは実際に試算してみれば容易に確められる。以

上述べたことから、このような計算法は適切な方法であるとはいいがたい。

上に述べたような砂ぐい面積の過大評価と対象断面による安全率の相違という欠点を解消する方法として、つぎに一つの便法として考えられるのは以下のような方法である。すなわち、実際にはある規則的な間隔でもつて配列されている砂ぐいを、図 2.3.2 に示すように、考えようとするすべり面の

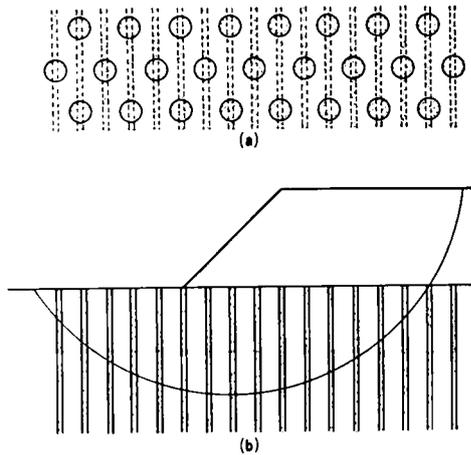


図 2.3.2 安定計算のための断面の考え方

軸方向、つまりすべりを考える断面の奥行き方向に連続した砂の壁で置き代えるわけである。このとき、連続した仮定の砂壁の幅は、その水平断面積が実際の砂ぐい面積の合計と等しくなるように定める。いかえると、等価幅とするわけである。このようにすると、すべり計算自体は一応問題なく二次元的な方法で実施でき、また砂ぐいの面積を過大に評価することもない。しかし、図 2.3.2(b) のような計算の対象となる断面はあくまで仮定の地盤であり、実状とかなり隔たりのあることには変りはない。しかし容易に推定されるように、さきに述べた計算方法と比較すればこの方法は安全側にある。このことは、両者について载荷の外的条件や土の強度などが同一条件にある場合を考え、試算を行なつて両者を比較すれば、容易に確めることができる。

なおいすれにしても、複合地盤表面での圧力集中を考える場合には、やはり式 (2.3.6) において n を任意的に仮定し、式 (2.3.4) によつて p_s 、 p_c を求める。そして何らかの方法で p_s 、 p_c の地中応力分布を仮定して、すべり面に沿う抵抗モーメントを求め、最小の安全率を調べていくことになる。すなわち、たとえば図 2.3.2 に示す仮想断面に対して、圧力集中、応力分布をいかに考えるかによつて安定計算の結果は異なつてくるわけである。

以上に説明したように、この節で述べたような方法は安易

ではあるが、実状との大きな差やその他多くの根本的な問題点が存在し、適切な計算法とはいえない。

3.5 一般に用いられている現行安定計算法とこれに対する批判

まず断面の考え方について説明する。図 2.3.3 の斜線部に示すように、1 列の砂ぐいを含む粘土の帯状部を一つの単位

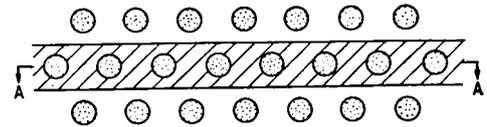


図 2.3.3 安定計算のための断面の考え方

と考える。そして仮定したすべり面、たとえば図 2.3.1 (b) のようなすべり面に沿うせん断抵抗力を計算するわけであるが、この場合図 2.3.1 の場合とは異なる。すなわち、図 2.3.3 における斜線部で示す帯状部に関して、すべり面上の粘土部、砂ぐい部の実質面積に沿うせん断抵抗力を計算し、これによる抵抗モーメントを求める。したがつて砂ぐい部を過大に評価することはない。しかしこの場合、ただちに推定されるように、考えている単位の帯状部には有限面積を有する独立した砂ぐいが含まれるから、厳密にはある鉛直平面上（たとえば図 2.3.3 の断面 A-A 上）の 1 点のまわりの抵抗モーメントなどを考えることはできない。いかえると、二次元的な解析法を適用することができないわけである。現行の安定計算法で行なわれているように、斜線をつけた帯状部における全せん断抵抗力が、たとえば図の断面 A-A にそつて作用すると考え、この断面上での 1 点のまわりのモーメントを計算することは、一つの近似法として許されるかも知れないけれども、この点がこの現行計算法における大きな欠陥の一つになつていると考えられる。

前節で述べたような方法にくらべると、この考え方はかなり妥当性のある方法と考えられるが、複合地盤表面での荷重分担比 n や地中応力分布の仕方については、やはり仮定しなければならない。この仮定の仕方によつて、安定計算の結果に差が生ずることはいままでと同様である。これらの点に関して、現在一般に用いられている方法に対して批判と検討を加えると以下のとおりである。

地中応力分布を求めるために、一般の実際設計では Osterberg の計算図表がよく用いられる。しかし、Osterberg の計算図表を用いようとする、複合地盤表面での圧力集中を考慮した接地圧分布を考えることは実際上不可能であり、た

たとえば盛土などによる荷重が、複合地盤表面において砂ぐい部、粘土部を問わず均等に分布している、と考えざるを得ない。この点は注意しなければならない点であり、Osterbergの計算図表を用いることと、複合地盤表面で砂ぐいへの圧力集中があるという暗黙の了解との間に矛盾が存在することを示している。圧力集中はあくまで複合地盤表面でまず定義するのが正当であると考えられるが、現行の設計では、以上に説明したように、これが実際上不可能であることから、すべり面近傍でのきわめて不確かな応力集中比を仮定しなければならないことになる。¹³⁾

さて式(2.3.6)における n は複合地盤表面での荷重分担比をあらわしているが、すべり面近傍での応力集中比 n' を式(2.3.6)と同様次のように定義しよう。

$$n' = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (2.3.9)$$

上式では式(2.1.7)と同じく σ_s 、 σ_c を用いているが、上式における σ_s 、 σ_c は、仮定したすべり面付近の砂ぐい部および周辺粘土部における鉛直応力である。現在の一般的な実際設計では、式(2.3.9)における n' を適当に仮定せざるを得ない。しかし、たとえ一つの連続したすべり面であったとしても、その各部分の位置(たとえば深さ)によつて、実際には n' はおそらく異なるであろう。すなわち、複合地盤の各位置で n' が一定であると考えられることにはかなり無理な点がある。また計算上やむをえず、 n' として一定値を仮定するとしても、その値をいくらにとるかはきわめて困難な問題である。ここにも一つの重要な欠陥が存在する。

ところで、実際に砂ぐい部のせん断抵抗力を求めるためには、砂ぐいを横切るすべり面上での σ_s の具体量を決定しなければならない。 n' をたとえ適当に仮定したとしても、式(2.3.9)だけでは σ_s が具体量としてきまらないのは明らかであり、複合地盤表面における式(2.3.4)と同様の関係を、地中においてさらに仮定する必要がある。複合地盤表面においては一般に p は既知であり、式(2.3.4)はきわめて正当であるといえる。しかし現行の実際設計においては、式(2.3.9)との関連上、地中において p に相当する既知の値を仮定しなければならないところに困難な問題がある。これはとりもなおさず、応力分布に関する問題点でもある。一般にはやむをえずOsterbergの計算図表などを用いて、砂ぐい1本あたりの影響圏内の地中における平均的な鉛直応力 σ を求め、式

$$\sigma A = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \quad (2.3.10)$$

と式(2.3.9)とでもつて σ_s を計算せざるを得ないことになる。

以上のように、 n' と σ の2つに関して不確かな仮定を行なわなければならないことは、きわめて問題が多いといわなければならない。

3.6 著者の安定計算法

これは著者の提案する一つの計算法であり、前節までに述べた計算法とは多少異なつた観点からの解析方法である。応力分布に関する問題は適宜ふれるとして、まず設計断面の考え方やモーメントのとり方などから説明し、そののちに、二、三の問題点について考察する。

3.6.1 安定計算の方法

図2.3.4(a)に示すように、複合地盤を平面的にみて、粘土

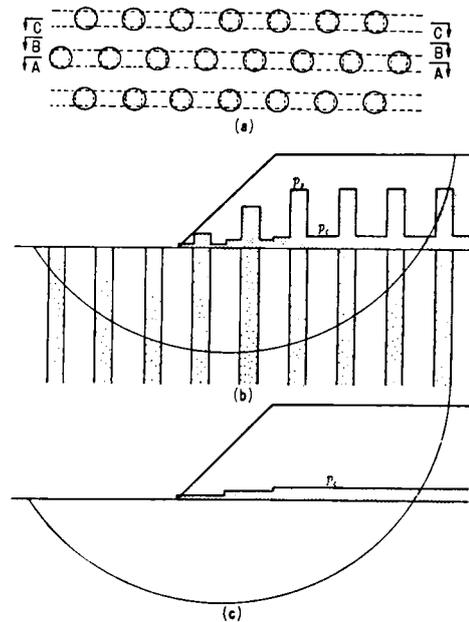


図2.3.4 安定計算のための断面の考え方

土の帯状部分と砂ぐいを含む帯状部分に分割して考える。この場合砂ぐいは、図に示すように、等断面積の正方形に置換して考える。いますべりに対する安定計算の場合、式(2.3.4)において p 、 A_s 、 A は一般に既知であるから、これと圧力集中に関する式(2.3.6)を用いると、複合地盤表面における p_s 、 p_c は荷重分担比 n によつて表示される。すなわち次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} p_s &= \frac{npA}{A + (n-1)A_s} \\ p_c &= \frac{pA}{A + (n-1)A_s} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.11)$$

そして、砂ぐい部分に p_s , 粘土部分に p_c を載荷した荷重状態において、粘土だけの帯状部と砂ぐいを含む帯状部の両部分の断面について、同一すべり円に対する安全率をそれぞれ別々に計算する。図 2.3.4 (b)には砂ぐいを含む帯状部の断面 $A-A$ が、図 2.3.4 (c)には、同一すべり円に対して、粘土だけの帯状部断面 $B-B$ が描いてある。それぞれの各帯状部分の領域内については、奥行き方向にどの断面で切つても同じであるから、この安定計算は一般の二次元的な方法で行なえばよい。このようにすると、両断面において別々に計算した安全率、すなわち砂ぐいを含む帯状部での安全率 F_s と、粘土だけの帯状部における安全率 F_c は、ともに荷重分担比 n の関数として求められる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} F_s &= f(n) \\ F_c &= g(n) \end{aligned} \right\} \quad (2.3.12)$$

となり、砂ぐいが等間隔で規則的に配列されている場合には、一般に $f(n)$, $g(n)$ は次のような形となる。

$$f(n), g(n) = \frac{a_3 n + a_4}{a_1 n + a_2} \quad (2.3.13)$$

ここに $a_1 \sim a_4$ は定めた数値である。

ところで、すべり破壊は複合地盤全体として生じ、かつこの両帯状部分において“同じ円弧”で“同時”に起こると考えるのが妥当である（厳密には、砂ぐい部分のところで円弧の曲率、すなわちすべり面の形状が少し変ると予想されるが、次章で説明する実験結果などによると、これはほとんど無視できる程度のものであることが確かめられている）。そこで、同一すべり円に対するこの両者の安全率は等しく、かつこれが複合地盤全体としての安全率 F であると仮定することは、一つの妥当な方法であると考えられる。この仮定をいいかえると、載荷後破壊に至る過程において n は常に一定値であるわけではなく、砂ぐい部や粘土部の変位の発生や相対的な変位差などによつて変化し、結局破壊時には両帯状部分の安全率が等しくなるような接地圧分布を生ずる、と仮定していることにほかならない。すなわち、ある一つのすべり円に対して

$$F = F_s = F_c \quad (2.3.14)$$

とおくことによつて、式 (2.3.12) , (2.3.13) から推定されるように、まず荷重分担比 n が求められる。ついで F_s , F_c , すなわち、そのすべり円に対する安全率 F を求めることができる。 n および F をこのようにして求めることは、 n を任意的に仮定しなければならない前述の二、三の方法と根本的に異なっているところである。

3.6.2 二、三の問題点とこれに対する考察

荷重分担比 n は上載荷重の性質（剛であるとかたわみ性であるとか）や、粘土と砂ぐいとの剛性や沈下量の相対差などに依存してくるわけで、これを $F_s = F_c$ とおくことによつて決定してよいだろうか、また $F_s = F_c$ とおくこと自体に問題はないだろうか、という疑問が残る。これに関して、あまり明解でない点もあるけれども、著者は以下のように考えている。すなわち、複合地盤は同一すべり面に沿つて一体として破壊するはずであり、上述した両帯状部分ですべり面の形状や範囲が大きく変化するというようなことは考えにくい、というのが基本である。これは、さきにも述べたように、現在までに行なつた室内模型実験の結果によつても確かめられている。いまある上載荷重下の、ある荷重分担比状態における複合地盤を考えてみる。そして、砂ぐいを含む帯状部の方では、破壊に対する余裕があつてまだすべろうとしないのに対し、粘土だけの帯状部では抵抗力が小さくて、いまや滑動しようとする場合を想定してみよう。このような状態においても、繰返し述べてきたように、次の瞬間粘土だけの帯状部が滑動して他がとり残される、というようなことはありえない。したがつてここで、複合地盤表面において、接地圧分布の再配分が行なわれると考えることはきわめて妥当である。すなわち次の瞬間には、砂ぐいにさらに圧力が集中して粘土部分への接地圧を軽減し、そのような状態で結局複合地盤全体としては滑動しないままにとどまるか、あるいはまた粘土と砂ぐいの変形にともなうこのような接地圧分布の再配分を繰返して、ついには全体としてすべつてしまふ、という結果になるであろう。このように考えると、 $F = F_s = F_c$ と考えること、およびこのような状態になるように、複合地盤表面での接地圧分布が内部的に調整されると考えることは、それほど常識ではないと考えられる。

さて種々の試算をしてみれば判明するが、式 (2.3.14) のようにおいたとき、ときには n が負になつたりして $n > 1$ の解が求まらない、という困難を生ずることがある。これは主として地中応力分布の仮定の不当さに起因するわけであるが、たとえば次のような例がそうである。

すべり面上での垂直応力を σ_N とすると、砂ぐい部で σ_N

せん断抵抗は $\sigma_N \tan \varphi$ できいてくるから、 σ_N が大であるほど抵抗力は大きい。したがって、設計にあたって σ_N をできるだけ大きくとりたい、 σ_N ができるだけ大になるように地中応力分布を考えたい、と思うことには無理からぬ点がある。そこで、たとえば極端な場合として、次のように考えたとする。すなわち、複合地盤表面における接地圧 p_s 、 p_c のうち、粘土表面への荷重 p_c は適当に広がって下方へ伝わるが、砂ぐい部への全鉛直荷重 p_s 、あるいは砂ぐい頂部における ($p_s - p_c$) 程度はそのまま砂ぐいを通して砂ぐい下部にまで伝達されていく、というような仮定をしたとする。このようにすると、すべり面上での $\sigma_N \tan \varphi$ はきわめて大きな値となる。そして、図 2.3.4 (b) に示す砂ぐいを含む帯状部の抵抗モーメントは非常に大きくなる。すなわち、 $n > 1$ であるから、同一すべり円に対するこの帯状部の転倒モーメントは、粘土だけの帯状部のそれに比べて大ではあるけれども、それにもかかわらず転倒モーメントの増大を補って余りあるほどの大きな抵抗モーメント増大を想定することになり、計算された F'_s (n の関数) の値はかなり大きくなる。一方粘土だけの帯状部については、 $\varphi_u = 0$ とすると、すべり面上のせん断抵抗力はこの面上に伝達される応力には無関係である。したがって、粘土だけの帯状部の安全率を支配するものは転倒モーメントの大小ということになる。ところで、砂ぐいへの圧力集中に起因して、粘土だけの帯状部における転倒モーメントは、確かに、砂ぐいを打設しない原地盤状態、すなわち、初期の状態に比べると減少する。しかしながらこの減少量は、常識的な砂ぐい径と砂ぐい間隔を想定すれば容易に予想されるように、たとえば元の半分というように大きな値になることはありえない。いいかえると、粘土だけの帯状部においては、砂ぐいを打設しただけ (圧密前の状態) では、きわめて大幅に安全率が上昇することはない。そこで、すべり面上の砂ぐいへ非常に大きな鉛直応力が伝達されている、とする上記のような希望的観測による応力伝達を仮定した場合には、式 (2.3.14) において $F'_s = F'_c$ となるような n の解 ($n > 1$) が得られないことになってしまう。いいかえると、 $F'_s = F'_c$ となるような $n (> 1)$ が存在しないということは、地中応力分布の仮定の仕方に欠陥があることを示唆している。

上述したことは、二、三の試算をしてみればすぐに確かめられることができるが、このような場合には、常に次のような矛盾が生じている。図 2.3.5 に示すように、砂ぐい内のある位置での鉛直応力を σ_s 、これによる水平方向の応力を $K\sigma_s$ (K は土圧係数)、これに隣接する粘土部分における鉛直応力を σ_c とする。このようにすると、上述したように、 σ_s を実状に反して不当に大きく想定した場合には、 K をたとえ控え目

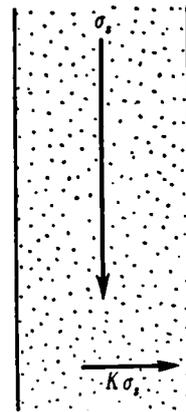


図 2.3.5 隣接粘性土内の応力状態

に見積つたとしても、 $(K\sigma_s - \sigma_c)$ が粘土のせん断強度 $2c_u$ をはるかに上まわつてしまう、という結果になる。すなわち、このような応力状態が事実存在するならば、安定計算においてすべりを問題にする以前に、粘土は上方への移動をともなう受働破壊を起こしていなければならぬ。しかし、非常に柔らかい粘性土地盤への砂ぐい打設中以外、一般にこのような現象は認められない。結論的にいうと、実際問題としてこのような破壊を起こしていないかぎり、上述のように σ_s を過大に評価する応力伝達機構を仮定すること自体が間違いであり、このような場合には $F'_s = F'_c$ を満足する n の値 ($n > 1$) が求まらない、ということになるわけである。もちろん、実際にこのような受働破壊が起こつた場合には、粘土部は地表部で上方にもり上がるであろうから、 $n < 1$ 、場合によっては負の値となつても矛盾はない (図 2.3.6 参照)。

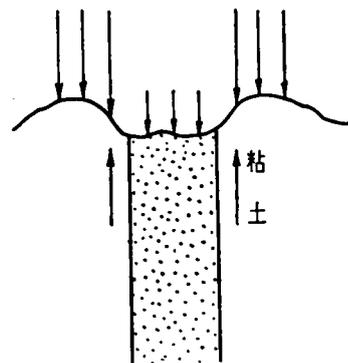


図 2.3.6 $n < 1$ の場合の説明図

最後にもう一つの疑問点として、以下のような問題がある。すなわち、さきに述べた $F'_s = F'_c$ とおくことの問題点と関連して、 $n = 1$ となるような特殊な場合の問題である。いま粘土だけの原地盤に設計荷重を載荷すると安全率が 1 以下となるので、この粘土地盤にたとえば図 2.3.4 のように砂ぐいを打設したとする。そして、この複合地盤に載荷される荷重が完全にたわみ性であつて、 $n = 1$ であるとしよう。このよう

なことが実際に存在するならば、次のような矛盾が生じてくるように見える。すなわち、砂ぐいで改良する以前の原地盤と、改良後の複合地盤における粘土だけの帯状部分を考えると、もし $n=1$ であるならば、両者における同一すべり円に対する転倒モーメントはまったく変わらない。載荷直後を問題にするならば、複合地盤における粘土部分の粘着力は原地盤のときと同じであると考えから、抵抗モーメントも同じである。したがって、粘土だけの帯状部分においては、砂ぐいを打設したとはいえ、安全率 F_c は元の値(砂ぐい打設前の原地盤における安全率)に比べて少しも上昇していないことになる。一方砂ぐいを含む帯状部分においても、 $n=1$ であるかぎり、転倒モーメントは砂ぐい打設前と変わらないと考えるのが正当である。ところが、砂ぐいを横切るすべり面上の垂直応力を σ_N 、砂ぐい中の砂の内部摩擦角を φ 、これに隣接する粘土部分の粘着力を c_u とすると、

$$\sigma_N \tan \varphi = c_u \quad (2.3.15)$$

が成立しないかぎり、 $n=1$ であつても抵抗モーメントは改良前の原地盤における値と変つてくる。すなわち、砂ぐいを含む帯状部での安全率 F_s は、砂ぐい打設前の値とは異なつてくる。

以上のことから、もし $n=1$ であるならば、一般に $F_s = F_c$ とはならず、計算法自体に矛盾があるように見える。ところがここで考えなければならぬことは、本編で取扱つている砂ぐいは一般に締固めた砂ぐいであり、粘土との相対変位を生じないようできるだけゆるく打設した sand drain 用のものではない、ということである。(なお sand drain の場合にも全体の沈下を低減する効果が顕著であるという最近の報告もある¹⁴⁾)。いいかえると、複合地盤表面にたとえ完全な等分布荷重($n=1$)を受けたときでも、粘土と砂ぐいの間には必ず相対変位差が生じ、砂ぐいには一種の負の摩擦力が働らくことになる。これは、地表面下少しでも入ると、砂ぐいには上載外荷重による応力と自重の和よりも大きな鉛直応力が働き、逆に粘土ではそれよりも軽減された応力状態になることを意味している。さらにいいかえると、このことは、複合地盤表面では、たとえ確かに $n=1$ であつたとしても、上記の負の摩擦力の効果を数値的に安定計算に考慮しないかぎり、この効果は必然的に $n>1$ の場合に等価された形で設計上あらわれてくる、と考えてよいことを意味している。結論的にいうと、複合地盤表面で $n=1$ となるような特殊な場合が実際に存在するかも知れないが、これは結局 $n>1$ の場合に置き代えられる。すなわち、安定計算において砂ぐい周

辺の負の摩擦力を勘定に入れなにかぎり、設計計算上 $n=1$ となるような場合はない、としてよいといえる。

さて以上に説明してきたように、著者の方法では $F = F_s = F_c$ とおくことが一つのポイントとなつており、そして $F \leq 1$ で実際に破壊が起こる場合には、この考えはかなりスムーズに受け入れることができる。しかし $F > 1$ で現実にはすべりが起こらない場合には、必ずしも $F_s = F_c$ とならなくてもよいように思える。この点に関して、著者は次のように考えている。 $F > 1$ のような範囲においても、実際に破壊しないものを仮想的に破壊するものとして限界状態にもつていつた上で、安全率 F を考える以外に現在のところ方法がない。これが土質工学における、特にこのようすべり計算の場合における安全率に関する一つの特徴である。この意味で $F > 1$ における F は、一種の信頼性の度合いを示すけれども、物理的な意味はもうひとつ明確でない、といえる。著者は、この種の問題ではすべて $F \leq 1$ の場合にかぎり、力学的な意味において、安全率としてかなり明確な意味をもっていると考えていること、したがってここに示した方法においても $F > 1$ の領域では他の問題と同様信頼性の度合いをあらわすための一つの便法的表示と考えていること、したがって、他の問題と同程度のあいまいさの存在を認めていることを追加しておきたいと思う。すなわち、信頼性の度合いの表示という意味で、 $F > 1$ の領域においても $F = F_s = F_c$ の考えを進めていくことにしているわけである。

なお、砂ぐいが正三角形配置の場合、砂ぐいを含む帯状部として、たとえば、図2.3.4(a)のA-A断面をとるか、C-C断面を対象にするかによつて、計算される安全率が異なつてくる欠点は避けられない(これは前節で述べた現行の計算法の場合にも、同様にいえることである)。しかし現行の計算法や著者の計算法では、3.4節で述べた計算法の場合とは異なり、砂ぐいの実質面積を過大に評価することがない。このため、打設する砂ぐいの本数が極端に少ない場合を除き、この差はごく小さく、実際上ほとんど問題にならない。このことは、試算を行なつてみればただちに確かめることができる。

3.7 試算例

この節では仮想築堤について二、三の試算例を示す。一般の海岸堤防などにみられる形式の築堤を考えてみよう。

図2.3.7に示すような堤体を軟弱粘土層上に築堤したい場合を考え、図中右端の陸側部分のすべりが問題となつている場合の安定計算を考えてみることにする。計算法の選択、設計条件としての地盤の力学係数(c , φ , γ)および応力分布などが重要事項となる。たとえば、粘土の粘着力は一般に

とが実際上不可能であること（現状と矛盾），すべり面近傍でのきわめて不確かな応力集中比 n' を仮定しなければならぬこと，などに注意しておかなければならない。他に方法がないので，計算上やむをえず式（2.3.9），式（2.3.10）を用いるが，著者の手元には，地中での n' に関する有効な資料がないので， $n' = 2, 4, 6$ として試算してみることにしよう。

$n' = 2, 4, 6$ （各一定）に対して，さきに示した原地盤での最小安全率円と，同一のすべり円について計算した結果が表 3.7.1 中の左側 3 列に示してある。表中の数値は計算された安全率である。この結果から， n' の仮定の仕方によつ

現行の設計法			著者の安定計算法		
目標荷重載荷			目標荷重	3m盛土	目標荷重
$n' = 2$	$n' = 4$	$n' = 6$	$n = 12.84$	$n = 7.69$	$n = 6.02$
1.09	1.22	1.31	1.06	1.36	1.24

表 2.3.1 計算された安全率

て安全率がかなり大幅に変動することがわかる。これが，常に設計者を悩まし，また設計自体に危険性が含まれる重大な問題点となつている。ただし，この場合計算を実施してみると， $n' = 4, 6$ としたときには 3.6 節で説明した矛盾，すなわち， $(K\sigma_s - \sigma_c) > 2c_u$ となる部分が生じていることを述べておかなければならない。このことは実際に計算してみればただちに確かめうることである。

(2) 著者の安定計算法による計算

やはり応力分布が問題であるが，一つの例として複合地盤表面での p_s, p_c （ともに n の関数）が，次章の式（2.4.3）に示す Kögler の応力分布式に従い，二次元的に分布するとして計算してみた。応力の広がる角度 ψ_0 は 45° とし， p_s, p_c による地中応力を必要とする所定の深さで重ね合せて，すべり面上の σ_s, σ_c （ともに n の関数， σ_c は実際には使用しない）を決定した。（ ψ_0 の大きさを変えた場合については，3.4.6 項で二，三の計算結果を示す）。このような条件のもとに，粘土だけの帯状部と砂ぐいを含む帯状部について，それぞれ別個に算出した安全率を等しいとおき，計算された結果が表 2.3.1 右半分第 1 列目に記入されている。すなわち， $F = 1.06$ であり，このときの複合地盤表面での荷重分担比は $n = 12.84$ となつている。

現在また不確実ではあるが，砂ぐい表面の荷重は，実際には，砂ぐいをとおして直下にある程度有効に伝達されるであろうから，上記の計算のように， p_s が $\psi_0 = 45^\circ$ で分布する

と考えることは適切さを欠くかもしれない。さきに述べた $(K\sigma_s - \sigma_c) > 2c_u$ となる矛盾が起これない範囲で， p_s による応力のある程度直下の方に伝達するとしたならば， F の値はもう少し上昇してくるであろう。しかし，いずれにしても目標の設計荷重を一挙に載荷することは少し無理であり，段階的載荷による設計，施工が必要であると考えられる。

3.7.3 盛土高さを最大 3 m にした場合の計算

以下の計算は，著者の安定計算法によつてのみ行なう。上に示したように，原地盤に砂ぐいを打設したとはいえ，この程度の安全率では設計荷重を一挙に載荷することは不安である。そこで第一段階として，たとえば盛土高さを最大 3 m までとしてみよう。前とまったく同様に計算した結果が表 2.3.1 右半分第 2 列目に示されている。すなわち， $F = 1.36$ であり，これに対応する n は 7.69 と計算されている。

さてこの状態から，粘土部分の圧密が進行することによる効果を考慮しなければならない。圧密圧力をいかにとるかは，またむずかしい問題である。この試算例では，上述の計算過程ですべり面近傍の σ_c が Kögler 式によつて n の関数として求められているので，これに $n = 7.69$ を与えて σ_c を計算し，これを地中各位置での圧密圧力とした。この場合，“ n は圧密中に変化するであろうし，また $n = 7.69$ でないかもしれない”ということについては，他に適切な方法がないので無視した。そのかわり，圧密圧力として使用する σ_c の計算には，粘土表面の p_c だけを考慮し， p_s による地中応力は考えないことにした。また，圧密圧力の増分 Δp に対する粘土の粘着力の増分 Δc_u の比，すなわち $(\Delta c_u / \Delta p)$ の値は $1/4$ として試算してみることにした。

3.7.4 第二段階として目標の設計荷重を載荷した場合の計算

上記の最大 3 m までの盛土で圧密が終つたのち，目標の設計断面を得るために，残されていた部分を載荷したとする。この場合，実際問題としては，圧密度がほぼ 100% になるまで待つことは時間的に不可能な場合が多いから，圧密度 80% とか 90% とかに達したときに次の段階の盛土を行なう，ということになるであろう。しかし，ここでは試算であるので，圧密度 100% に達したのちに残りの荷重を載荷することにしておこう。やはり，いままでと同様に載荷直後の安全率を計算すると，表 2.3.1 最右列に示すように， $F = 1.24$ となる。そしてこのときの n は 6.02 である。なお参考のために，この第二段階の載荷によつて圧密が終つたのちの安全率を計算してみると 1.31 となり，これに対応する n は 5.02 となつ

た。

以上で一応ひととりの設計計算が終了したことになる。なお、試算例としては最終の安全率が多少低過ぎたようにも思えるが、のちに示すように、堤体内のすべり面にそり抵抗力を考慮すると、安全率は全般にもう少し上昇してくる。

3.7.5 原地盤と複合地盤の最小安全率円

複合地盤の設計に際する安定計算では、計算の複雑さ为了避免のため、改良前の粘土だけの原地盤に関して得られた最小安全率円が、そのまま複合地盤に関する最小安全率円であるとして計算する便宜的な手法がとられることが多い。ここでは、図2.3.7に示した設計断面の荷重が一挙に積荷された場合に関する計算結果を示し、上述した点について検討を加える。

さきに述べたように、原地盤については粘着力が $1.1\text{t}/\text{m}^2$ の第一層と $1.7\text{t}/\text{m}^2$ の第二層の境界に接する円が、ある固定の円中心に対して最小の安全率を与えることが多くの計算によつて確められた。計算の結果を図2.3.10、表2.3.2に示す。図2.3.10には、計算の対象とした各円中心(各中心

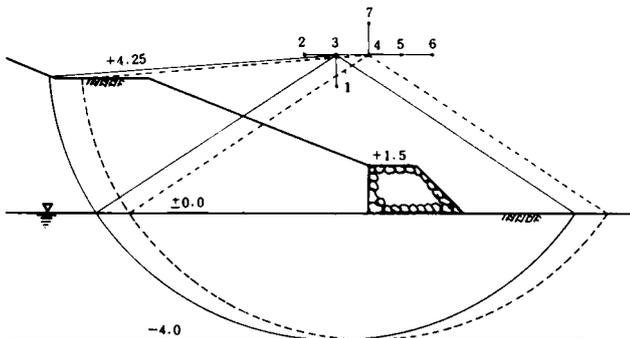


図2.3.10 最小安全率円

No.	盛土内のすべり面にそり抵抗を無視した場合			盛土内のすべり面にそり抵抗を考慮した場合		
	F_c	F	n	F_c	F	n
1	0.82	1.20	7.04	0.96	1.30	5.39
2	0.77	1.16	8.34	0.95	1.30	6.09
3	0.76	1.06	12.84	0.93	1.20	8.43
4	0.83	1.03	4.29	1.00	1.19	3.36
5	0.84	1.06	3.37	1.02	1.20	3.25
6	0.93	1.09	3.13	1.14	1.27	2.65
7	0.76	1.04	6.36	0.93	1.20	4.84

表2.3.2 安定計算の結果

点間の距離は 1m)の表示と、実線でもつて最小安全率円が示されている。この円は図2.3.8に示したすべり円と同一である。表2.3.2をみればわかるように、計算は、盛土内を通るすべり面上のせん断抵抗力を無視した場合と考慮した場合について行なわれている。せん断抵抗力を考慮した場合には、当然のこととして、安全率は上昇(0.15~0.2程度)してくるが、両者における最小安全率円の位置は変わらない。

つきに、複合地盤に関する計算結果をみてみよう。結果は、やはり図2.3.10と表2.3.2に示してある。表からわかるように、複合地盤の安全率 F は原地盤のそれにくらべて、全般的に0.2~0.3程度上昇している。また、複合地盤の場合に関して盛土内のすべり面にそり抵抗力を無視したときと考慮したときを比較すると、明らかに、後者における安全率は前者よりも0.15程度大きくなっているが、両者における最小安全率円は変わらないとしてよいことがわかる。この最小安全率円が図2.3.10 中点線で示されている円弧である。さて、図2.3.10における点線のすべり円弧を実線の円弧と比較してみればわかるように、複合地盤における最小安全率円の位置は、粘土単独地盤のそれとは明らかに異なり、右側に移行する傾向がある。しかし次のことは注目に値すると考えられる。すなわち、表2.3.2からわかるように、原地盤の最小安全率円と同一円に対して計算された複合地盤の安全率(1.06あるいは1.20)が、複合地盤における最小安全率(1.03あるいは1.19)にくらべて、わずかに0.01~0.03程度大であるに過ぎない、ということである。今後多くの試算や実験結果との対比が必要ではあるが、粘土単独地盤での最小安全率円をそのまま複合地盤における最小安全率円と仮定して計算したとしても、安全率そのものに与える影響はあまり大きくないように思われる。

なお、第4章以下の結果や他の実測結果^{9) 10) 11) 12)}を参照すれば、ここに計算された荷重分担比 n の値もきわめて常識的であり、妥当な値であると考えられる。

3.7.6 地盤内応力分布と安全率

複合地盤に関する上述の計算では、すでに述べたように、地盤内応力を求めるのにKöglerの式(2.4.3)を用い、応力の広がり角 ψ_0 を 45° とした。ここでは、 $\psi_0 = 45^\circ$ あるいは $\psi_0 = 30^\circ$ として計算した結果を簡単に示しておく。

計算の対象とした円弧は表2.3.2中のNo.3に対応する円弧であり、やはり、盛土内のすべり面にそり抵抗力を無視した場合と考慮した場合について計算した。計算を行なったのは次の3ケースである。すなわち、(1)砂ぐい上の荷重 p_s と粘土部分上の上載荷重 p_c がともに $\psi_0 = 45^\circ$ で分布した場合(こ

れまでの計算結果), (2) p_s は $\psi_0 = 30^\circ$ で, p_c は $\psi_0 = 45^\circ$ で分布した場合, (3) p_s , p_c の両者とも $\psi_0 = 30^\circ$ で分布した場合である。F と n の計算結果を表 2.3.3 に示す。この例で

応力のひろがり角 (ψ_{0c}, ψ_{0s})	盛土内のすべり面にそ う抵抗を無視した場合		盛土内のすべり面にそ う抵抗を考慮した場合	
	F	n	F	n
(45, 45)	1.06	12.84	1.19	8.43
(30, 45)	1.08	14.61	1.21	9.25
(30, 30)	1.06	13.16	1.19	8.43

図 2.3.3 ψ_0 を変えた場合の計算結果

は, 各ケースにおいてあまり大差は生じないようであるが, 砂ぐい中のすべり面上への伝達応力が大であるほど安全率は高くなるものと思われる。なおこれらのケースのいずれも, $(Kq_s - q_c)$ は $2c_u$ よりも小, という条件を十分満している。

3.8 結 論

この章では, まずはじめに, 砂ぐいを打設した粘性土地盤に関する村山の研究を概説したのち, この種の複合地盤の安定計算において特に問題となる接地圧分布や地中応力分布, さらに地盤のせん断強度などに関して, 簡単に著者の意見を述べた。また, 考えられる一, 二の安定計算法や現行の設計方法を概説し, 批判と検討を加えた。そしてその後, 著者の提案する新しい安定計算法と, これに関する種々の問題点について詳細に説明した。

また粘土単独地盤および複合地盤上の築堤に関して試算例を示し, 著者の安定計算法が妥当と思われる計算結果を与えることを示すと同時に, 従来設計法の問題点の具体的な指摘, 粘土単独地盤と複合地盤における最小安全率円の相違や応力分布の仮定が結果に及ぼす影響に関する検討などを行なった。

なお, 実験的な検討は, 次章以下において示されるが, 著者の示した方法は, 現時点における最善の設計計算法であると考えている。

第 3 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾 総: 砂ぐいを打設した粘土地盤の安定計算について, 土と基礎, Vol. 15, No. 12, pp. 27~35, 1967
- 2) 松尾 総・西川 誠: 砂ぐいを打設した粘性土地盤の安定計算に関する二, 三の考察, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, pp. (III-21-1)~(III-21-2), 1967
- 3) 庄野勝・小川充郎: コンポーザー工法の実施例について, 土と基礎特集号, No. 4, pp. 42~46, 1961
- 4) 小川充郎・一本英三郎: 粘性土に対するパイプロ・コンポーザー工法の適用について, 土と基礎, Vol. 11, No. 3, pp. 3~6, 1963
- 5) 茨木竜雄: 複合土の直接せん断試験による実験的研究 (第1報), 土と基礎, Vol. 13, No. 3, pp. 19~24, 1965
- 6) 最上武雄・中山二郎・上田茂・桑田尚・鎌田英男・田口 荘一: 複合地盤に関する模型実験 (その1), 土と基礎, Vol. 16, No. 8, pp. 9~17, 1968
- 7) 村山朔郎: 粘性土に対するグアイプロ・コンポーザー工法の考察, 建設の機械化, 第150号, pp. 10~15, 1962
- 8) 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
- 9) 日本道路公団: 名神高速道路大垣工事報告書, pp. 376~392, 1965
- 10) 佐藤幸雄: 岩見沢跨線橋について一泥炭地帯における基礎工法一, 土木学会誌, 第50巻1号, pp. 51~57, 1965
- 11) 日本道路公団: 東名高速道路袋井試験盛土工事報告書, pp. 140~141, 1966
- 12) 中山二郎・上田茂: 複合地盤における応力分担比の測定結果について, 第22回土木学会年次学術講演会講演概要, 第III部, pp. (97-1)~(97-4), 1967
- 13) 中山二郎: 盛土のスベリ破壊に対する安全率計算図表例一とくにパイプロコンポーザー工法を適用した場合一, 土と基礎, Vol. 16, No. 1, pp. 25~31, 1968
- 14) 斎藤迪孝: 土質工学における誤りやすい諸問題, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質工学会, pp. 1~28, 1968

第 4 章 複合地盤の支持力に関する室内模型実験と実験結果の解析^{1) 2) 3)}

4.1 概 説

群ぐい状に砂ぐいを打設した粘性土地盤の圧密や支持力特性を究明するために、室内で模型実験を実施した。室内の模型実験には、寸法効果の問題や実験土槽側壁における摩擦など、どうしても避けられない問題点もあるが、反面種々の条件を単純化するとともに、これらをかなり自由に制御できるので、現場実験ではよくわからないいろいろな現象を正確に把握できる利点がある。

この章では、実施した模型実験の方法や得られた種々の結果を示して考察を加えるとともに、実験結果と解析結果とを対比して検討を加える。

4.2 土試料, 実験装置および模型地盤の作製

実験に用いた粘性土は、乾燥し粉砕された粉末状の粘土に多量の水を加え、大型のミキサー内で十分に練返したものである。その粒径加積曲線を図 2.4.1 に、また物理的性質を一

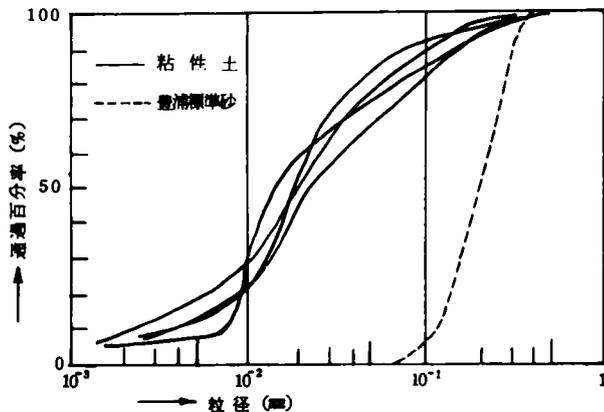


図 2.4.1 粒径加積曲線

括して表 2.4.1 に示してある。用いた粘性土の粒径加積曲線

	土粒子比重	液性限界(%)	塑性限界(%)
C-I 及び SP-I	2.70	41.3	16.2
その他の場合	2.69~2.71	50.6~51.5	31.2~32.3

表 2.4.1 粘土の物理的性質

に少し差があつたり、また表 2.4.1 において、各値に範囲をもたせて記入してあるのは次の理由による。のちに述べるように、実験にはかなり大型の土槽を用いたので、一回の実験には多量の粘性土を必要とする。そこで数回の実験を通じて、

一度用いた粘性土をふたたびミキサー内で練返して再使用する、という方法をとつた。この場合、砂ぐい周辺の粘土などは除去することになるから、各実験のたびに全体の約 1/3 程度の粘性土試料を補充する、いいかえると前回の試料ととりかえる必要があつた。粘性土試料はできるだけ同一のものを準備するよう努めたが、使用量が多いために、ある程度の相違はやむをえなかつた。このような理由により、使用した粘性土の物性に、図表に示す程度の相違を生じたわけである。しかし、表 2.4.1 の各値からわかるように、C-I、SP-I 試験のみ必要に応じて別個に議論するならば、この程度の相違は実験の實際上ほとんど問題にならないと考えられる。なお砂ぐい用の砂としては豊浦標準砂を用いた。この粒径加積曲線も図 2.4.1 に併記しておく。

実験用の土槽は、厚さ 4 mm の鉄板でできている水密性のもので、その形は直方体である。土槽上部のふたはボルト締めによつてとりはずしができるようになっており、またかなり大きな圧力にも耐えられるように、土槽壁に二、三の補強を加えてある。図 2.4.2 に示すように、土槽の寸法はたて 160

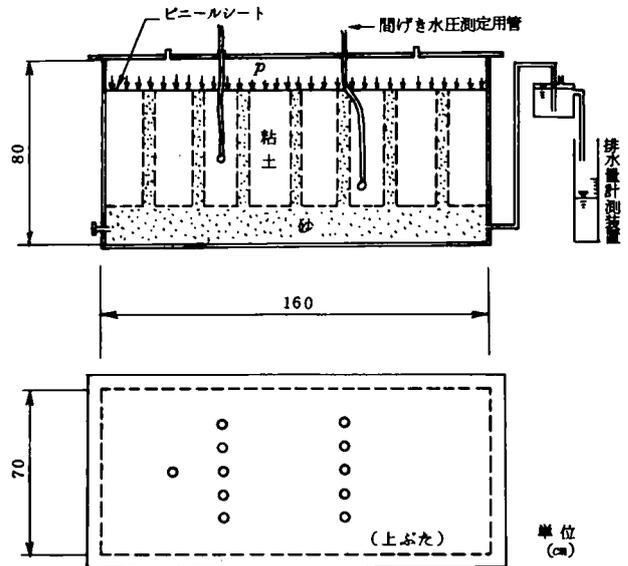


図 2.4.2 実験装置

cm、横 70 cm、高さ 80 cm である。土槽の底部には 2 個所に孔があけてあり、必要に応じて排水量を測定したり、被圧水圧を与えられるようになっていいる。また土槽のふたには、合計 11 個の種々の連結管用の孔があいており、地盤中に埋設された土圧計や間げき水圧計からのパイプやコードを外部にとり出すとともに、圧密用の荷重としての水を土槽内に送りこ

むことができるようになってきている。そして、土槽本体と上ぶたとの間にゴムパッキングをそう入することによって、完全に密閉できるようになっている。

地盤に圧密圧力を加えるには次のようにした。まず、長方形のビニールシートの端部を上ぶたの縁端部に密着させてはりつけ、上ぶたとの間に袋状の空間を作る。そして、地盤上に十分余裕をもつてこの袋状のビニールシートを敷き、上ぶたを土槽本体に固定する。その後、上ぶたにあけた孔を通じて袋状の空間に圧力水を送りこみ、地盤表面がほぼ free strain に近い状態で圧密圧力を加えた。圧密圧力を加えている状態は図 2.4.2 に示されている。また圧力水を得るためにはエア・コンプレッサーを用いたが、ここで重要なことは、圧密圧力を長時間一定に保つために、コンプレッサーと土槽との間に減圧バルブを取付けたことである。コンプレッサーの蓄圧槽には 7 Kg/cm^2 (上限) の圧力が貯えられたとしても、この減圧バルブを経過させることにより、土槽内には、たとえば 0.3 Kg/cm^2 というような小さな圧力を、長時間にわたり正確に送ることができる。したがって、このように大きな規模の実験においては、恒圧を保つ方法として最適の方法であるといえる。なお、減圧バルブと土槽との間には 2 個の蓄圧タンクを設置し、これらにもそれぞれブルドンゲージをつけて、土槽内の圧力を検査できるようにしてある。

また地盤の有限面積上に載荷重を与えるためには、図 2.4.3 および写真 2.4.1 に示すような門型載荷枠、オイルジャッキおよび載荷板を用いた。門型載荷枠は土槽中央部の側壁にボルトで取付けられるようになっており、またその高さはボルトの孔を選択することにより、必要に応じて数種類に変えることができる。今回実験に用いた載荷板は、たて 60 cm (土槽側壁との間にそれぞれ 5 cm ずつの間隔をとる

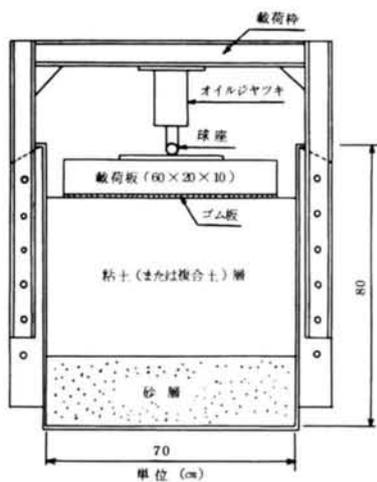


図 2.4.3 載荷装置 (正面図)

ようにしてある), 横 20 cm , 高さ 10 cm の鉄製のものである。載荷板の内部は中空にしてあるので、その重量は 20 Kg である。載荷板と地盤との間には、厚さ 7 mm のゴム板を置いて、荷重ができるだけ等分布するようにした。さてこの載荷板と門型載荷枠との間にオイルジャッキを入れて所定の圧力を加えるわけであるが、この場合、写真 2.4.1 からわかるように、

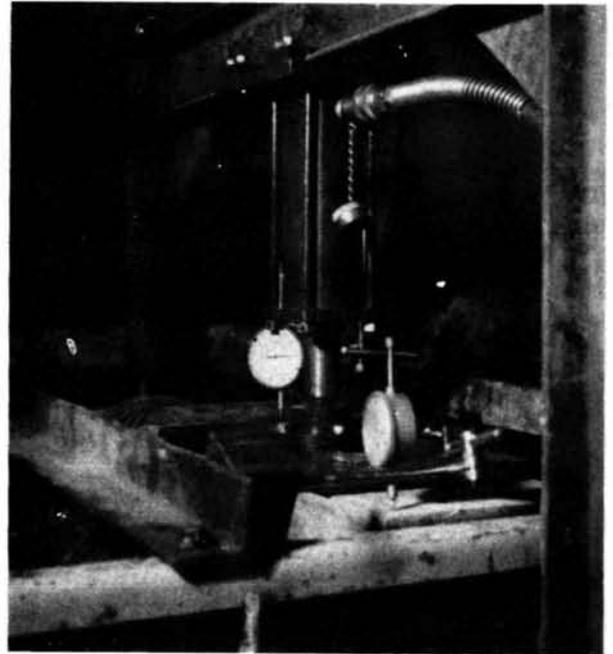


写真 2.4.1 載荷装置

オイルジャッキは門型フレームの任意の位置に固定できるようになっている。使用したオイルジャッキは最大容量 2 ton であり、取付けられている 2 個の、容量の異なるブルドンゲージを用いることにより、測定精度をそれぞれ 10 Kg および 20 Kg にすることができる。またジャッキ先端部に球座が入っているため、載荷板の傾きに無理なく追従できる特徴がある。

模型地盤の作製は次のような手順で行なつた。まず土槽底部に $15 \sim 20 \text{ cm}$ の厚さで砂を敷き、その上に、ミキサーで十分練り返したのちの湿潤、飽和した粘性土を入れる。砂ぐい打設地盤を作る場合には、粘性土を投入する前に、所定の砂ぐい径の硬質ビニールパイプ (高さ 60 cm) をあらかじめ所定の位置に立てておく。そしてその外部に粘性土をつめたのち、ビニールパイプ中に砂ぐいを打設しながらパイプを抜いていった。初期状態における粘性土の厚さは、 $50 \sim 55 \text{ cm}$ であつた。このようにして作つた地盤を、上述した方法により圧密したわけである。さらに圧密後に載荷試験を行なつたが、この場合の模型地盤は、次節で示すような斜面に成形したものである。

圧密試験において測定したおもなものは、排水量、間げき水圧、および沈下量であり、また載荷試験においては、載荷重、載荷板の沈下量、間げき水圧、土圧などを測定した。排水量は土槽底部において測定した。間げき水圧は、土中に埋めこんだ測定用チップにおける圧力を、硬質のビニール管により外部に取出し、水銀マンオメーターを用いたゼロバランス法で測定した。また土圧の測定のためには、小さな土圧計を土中に埋設したが、伝達応力が全般に小さいため有効なデータは得られなかつた。

4.3 試験の種類と試験方法

実施した試験の総個数は10個である。このうち4個は粘土だけの地盤に対するもので、残り6個が砂ぐいを打設した複合地盤に関する試験である。粘土だけの地盤に対する試験は、いうまでもなく、複合地盤との種々の比較検討を行なうために実施したもので、説明の便宜上C-I、C-II、C-III、C-IV試験のように略称することにする。また複合地盤の場合に関しても、やはり説明の簡単化のために、それぞれの試験をSP-I、SP-II、SP-III、SP-IV、SP-V、SP-VI試験のように略記することにする。

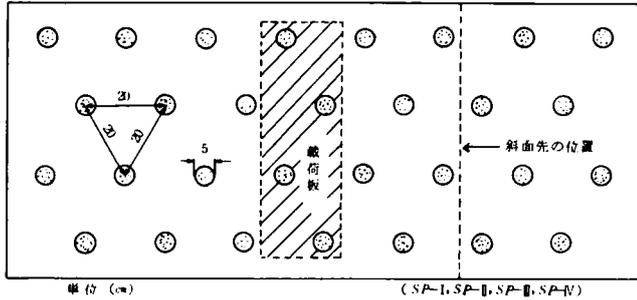


図 2.4.4 砂ぐいの配置 (平面図)

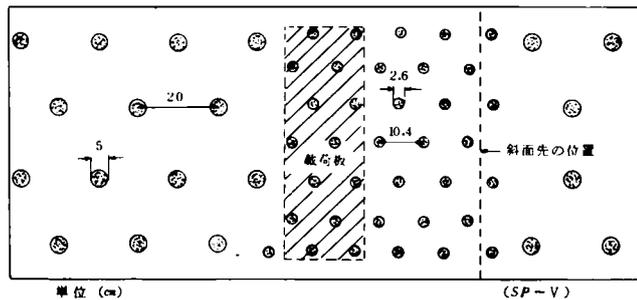


図 2.4.5 砂ぐいの配置 (平面図)

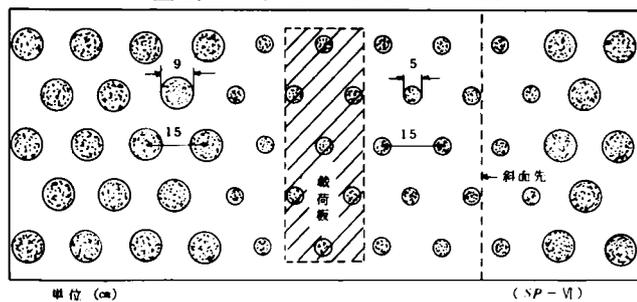


図 2.4.6 砂ぐいの配置 (平面図)

複合地盤における砂ぐいの配置は図 2.4.4、図 2.4.5、図 2.4.6 に示してある。これらの図において点線で示してあるのは、载荷試験の際の载荷板の位置、斜面肩および斜面先の位置である(のちに示す図 2.4.7 参照、ただし SP-I 試験では载荷板の位置が図と少し異なる)。SP-I、SP-II、SP-III、および SP-IV 試験においては砂ぐい径を 5 cm とし、砂ぐい間隔 20 cm の正三角形配置とした。すなわち $d_p/d_s = m = 4$ であるが、このパイルピッチは最近用いられている標

準的なものよりやや大きい程度と思われる。また SP-V、SP-VI 試験においては、図 2.4.5 と図 2.4.6 に示してあるように、砂ぐい径および砂ぐい間隔を変えてある。SP-V 試験と SP-VI 試験の主目的は、砂ぐい径や砂ぐい間隔の相違によりすべりに対する抵抗力がどのように変化するか、を調べることであつて、圧密に関しては有効な資料を期待していない。このために、圧密後の载荷試験における実質的な影響範囲(図のほぼ中央 1/3 の範囲)内には、図 2.4.4 の場合とは異なつた直径と中心間隔で砂ぐいを打設してある。すなわち SP-V 試験では、砂ぐい径が 2.6 cm で中心間隔が 10.4 cm (したがつて $m = 4$)、また SP-VI 試験では、直径 5 cm の砂ぐいを 15 cm 間隔で打設した(ゆえに $m = 3$)。そしてこれらの領域の両側、すなわち载荷試験の影響範囲外のところには、図 2.4.5、図 2.4.6 からわかるように、主として圧密をはやく終了させる目的で、大きな径の砂ぐいを適当な間隔で打設してある。

地盤の作製にあつては、粘性土充てん時の初期含水比が液性限界以上で、かつ 55~60% になるようにした。なぜなら、载荷試験時における粘土部分の含水比(すなわち強度)がほぼ等しくなるようにしようとしたからである。そしてのちに説明するように、同一の圧密荷重を受けても、初期含水比の大小によつて、圧密終了時に到達する含水比が異なるからである。⁴⁾ ただし SP-II 試験では、特別に高含水比になるよう意図した。また C-I、SP-I の両試験においては、表 2.4.1 からわかるように、粘土の物性が他の場合と多少異なるので、初期含水比も他の場合に比べて少し低くなつた。全試験における粘性土の初期含水比と圧密終了時(あるいは圧密中止時)の含水比は、表 2.4.2 に示されている。

試験名	C-I	C-II	C-III	C-IV	SP-I	SP-II	SP-III	SP-IV	SP-V	SP-VI
圧密前の含水比 (%)	44.7	61.7	58.6	57.7	46.4	79.5	55.2	56.1	55.3	54.9
圧密後の含水比 (%)	35.2	44.1	44.0	40.0	35.0	50.0	42.8	43.0	38.8	39.5

表 2.4.2 圧密前後の粘土の含水比

さて、以上のようにして模型地盤を作つたのち約 1 週間放置してから、圧密試験を行なつた。ただし C-I、SP-I、C-II 試験は、一連の試験の初期に行なつたもので、予備実験的な性格があり、種々のやむをえない理由のため 1~2 ヶ月間の放置期間を費した。圧密圧力は全試験を通じて 0.3 kg/cm² とした。これは、改良を要するような軟らかい沖積粘土層を想定し、これに近いような状態の地盤を作ろうとしたこ

と、現実にこの種の軟弱地盤に先行荷重 (pre-load) として盛土載荷を行なう場合にも、盛土高がたかだか 2~3 m 程度である実情を考慮したからである。

圧密がほぼ終了したのちに、土槽の上ぶたを取りはずし、地盤を斜面に成形して載荷試験を行なつた。斜面の大きさや位置、さらに載荷板の位置などを図 2.4.7 に示してある。地盤をこのように斜面に成形したのは、すべりの発生を容易にするとともに、きめられた片側、すなわち斜面側にだけすべりを発生

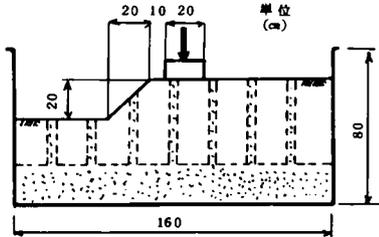


図 2.4.7 載荷試験における斜面の形

させて、解析しやすくするためである。載荷試験は定荷重方式で行なつたが、荷重の載荷には、C-I, C-II, SP-I 試験を除き、すでに前節で説明したオイルジャツキを用いた。C-I, C-II, SP-I 試験においては、1枚の重量が約 16 Kg である鉄板を、載荷板上に積重ねる方法を用いた。しかし破壊が近づいてきて載荷板が傾いてくると、この傾斜におもりの鉄板がうまく追従できずにずり落ちてくる、という致命的な欠陥が生じたので、これ以後の載荷試験には前述の門型載荷枠とオイルジャツキを用いたわけである。載荷の速度は、C-I, SP-I 試験においては、一段階の荷重 50~100 Kg (約 0.042~0.085 Kg/cm²) を 30 分間保持して、また C-II, SP-II, SP-III および SP-IV 試験においては、一段階の荷重 50 Kg (約 0.042 Kg/cm²) をやはり 30 分間保持して、次の載荷に移る方式で行なつた。また同様に、C-III 試験では 20 Kg (約 0.017 Kg/cm²) を、C-IV, SP-V, SP-VI 試験においては 40 Kg (約 0.035 Kg/cm²) を一段階の荷重とし、各段階の載荷時間は 15 分とした。後半の試験において載荷時間を短かくしたのは、一荷重段階 15 分程度で変形がほぼ落ち着いてくると、試験が長時間にわたることによる粘性土の含水比変化をできるだけ微少にしようと考えたからである。

4.4 圧密試験の結果と考察

説明の便宜上、排水量、間げき水圧、含水比などを一応区別して整理し、考察を加えることにする。

4.4.1 排水量について

排水量そのものを、圧密の経過時間に対して描いた一例が図 2.4.8 である。表 2.4.2 をみればわかるように、これらの試験における粘性土の初期含水比はほぼ同一にしてある。しかしそれにもかかわらず、粘土単独地盤と複合地盤では、排

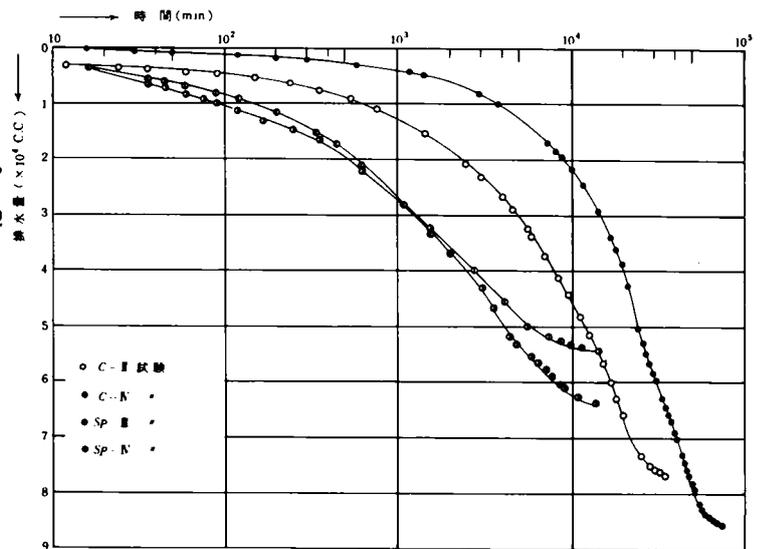


図 2.4.8 排水量の時間的变化

水量に明らかな差がみられる。すなわち、排水量は複合地盤の方が少ない。このことは、粘土単独地盤にくらべて複合地盤では、砂ぐい部分に相当する載だけ粘土体積が小さいことにも起因しているが、それに加えて、明らかに砂ぐいへの圧力集中があることを示唆している。さきに説明したように、地表面への載荷重はビニールシートを介して水圧によつてゐる。したがつて地表面にかぎつてゐるならば、荷重分担比 $n (=P_s/P_c)$ は 1 である。しかしながら実際には、砂ぐい部分と粘土部分の変形特性に差があり、両者の間に相対変位を生ずるから、地表面下では砂ぐい周辺に負の摩擦力が作用し、結果的に粘土部分への実質圧密圧力を低減しているものと考えられる。いかえると、地表面下では砂ぐいへの圧力集中が生じていると考えてよい。事実、C-II, C-IV 試験では圧密前後の含水比差が 17% 強であるのに対して、SP-III, SP-IV 試験では 13% 程度となつてゐる (表 2.4.2 参照)。

つぎに、圧密終了時の全排水量を基準として、圧密度で整理したのが図 2.4.9 である。ただし 100% 圧密時の排水量は、

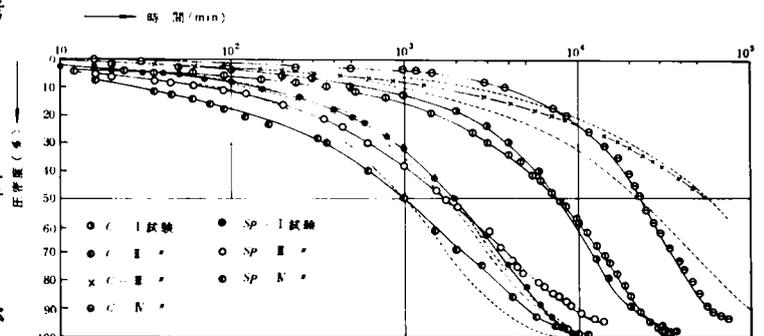


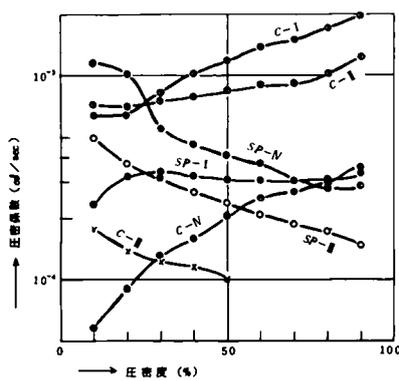
図 2.4.9 圧密度と時間の関係

排水量~時間関係により推定した (C-III 試験を除き、各圧

密試験終了時の圧密度は95～100%と考えてさしつかえなかつた)。この図には、SP-II、SP-V、SP-VI試験の結果は除外してある。なぜなら、SP-II試験では試験途中で漏水があつたために測定された排水量に正確さを欠いているからであり、またSP-V、SP-VI試験においては、前節図2.4.5、図2.4.6に示したような砂ぐい配置になつていたので、特に圧密の時間的变化を問題にするような場合には他と同列に比較することができないからである。さて図において、複合地盤と粘土単独地盤の結果を比較した場合、まず顕著なことは、砂ぐいを打設することによる圧密促進の効果である。sand drainに関する最近の現場試験報告の中には、sand drain工法は圧密促進にはあまり有効ではなく、むしろ沈下抑制の効果が著しい、という報告もあるが⁵⁾、今回のような単純化した条件下の室内実験においては、上述のように、明らかな圧密促進の効果がある。圧密度Uが80%以上になると圧密速度が非常におくれてくることから、実際の設計では圧密度80%前後をしばしば一つの目安とする。そこで試みに、U=80%時において両者を比較すると、複合地盤では粘土単独地盤にくらべて約1/10～1/5程度に時間が短縮されている。

ところで、図中点線で示してあるのは、各実験曲線における圧密度50%時の圧密係数を用いて計算した理論曲線である。粘土単独地盤の場合にはTerzaghiの一次元圧密理論に従い、また砂ぐいを含む複合地盤の場合にはBarronの理論式、すなわち式(2.1.3)、(2.1.4)に従い計算されている。今回の複合地盤に関する実験では、土槽底部に砂層を敷いているので、砂ぐいへの集水と同時に、粘土層下部における鉛直方向の水の流れも実際には無視することができないであろうから、Barron式(2.1.3)、(2.1.4)の使用には多少厳密性に欠ける面がある。さて実験曲線と理論曲線を比較してみよう。全般的にいえば、両者はかなりよく一致している(SP-I試験ではほぼ完全に合致している)。すなわち、荷重や排水条件あるいは地盤の変形条件などが複雑でない場合には、圧密係数の推定を大きく誤まらないかぎり、これらの理論は、実際現象を十分な精度で反映しうるといえる。

また圧密の時間的变化を問題にする場合には、圧密係数に対する考察が是非必要である。Terzaghi式およびBarron式(ともに圧密係数一定の仮定を含む)における時間係数を用いて、図2.4.9の実験曲線の各圧密度に対する圧密係数を逆算した結果が図2.4.10である。これを見ると明らかなように、実験曲線が理論曲線と厳密に一致するためには、圧密係数が時間的に変化しなければならない。詳しい検討は第1章で行なつたので詳述しないが、このような圧密係数の変化が、結果的に、図2.4.9における理論曲線と実験曲線の相違



となつてあらわれているといえる。以上の考察から、圧密の時間的变化を推定する場合には、圧密係数の推定が最も重要な問題の一つであることがわかる。実際問題としては、対象としている粘性土の標準圧密試験の結果から、圧密係数を推定することが最も多いから、つきにこの点についての比較を行なつてみよう。SP-II、SP-IVおよびC-IV試験用の粘性土を土槽内に充てんしたときに、これらの初期状態と同一の初期状態をもつた試料に関して、標準圧密試験を行なつた。試験個数は5個であり、この結果から算出した圧密係数の値を表2.4.3に示す。この表には、土槽実験

圧密圧力(Kg/cm ²)	0.05～0.10	0.10～0.20	0.20～0.40
圧密係数(cm ² /sec)	(09～29)×10 ⁻⁴	(12～19)×10 ⁻⁴	(15～29)×10 ⁻⁴

表2.4.3 標準圧密試験により求めた圧密係数

での圧密圧力が0.3 Kg/cm²であることを考慮して、0.4 Kg/cm²以下の圧密圧力に対する値が示してある。そしてこれらの値は、5個の圧密試験による上限値と下限値を示している。さて、これらの値を図2.4.10と比較してみればわかるように、両者のオーダーは一致しているとはいえ、表2.4.3の各値は図2.4.10の値よりも少し小さい。このことは、標準圧密試験から求めた圧密係数を用いて推定した圧密の経過時間よりも、実際の圧密が短時間で終了することを示している。たとえばU=80%時で両者の圧密経過時間を比較してみると、粘土単独地盤では実際値が推定値の約1/10、また複合地盤では約7/10程度となる。以上のことは、大型土槽における圧密試験が現場にくらべると非常に単純化された条件下にあるにもかかわらず、なお、標準圧密試験と同一レベルでは比較できないことを示し、また同時に、標準圧密試験結果の設計への適用には今後解明されなければならない問題点が残っていることを示している。なお今回のように、初期状態において完全に練返した状態にある粘土ならともかく、一般の堆積粘土では、 c_v と c_{vr} は明らかに異なるから、室内試験で圧密係数を推定するときにはこの点をも考慮しなければならないことはいうまでもない。

4.4.2 間げき水圧について

間げき水圧計は、深さおよび砂ぐいからの距離を種々変化

させて埋設した。図 2.4.11 および図 2.4.12 は、測定用チップ

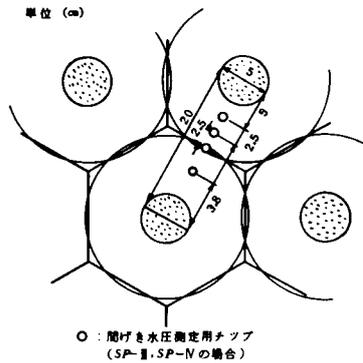
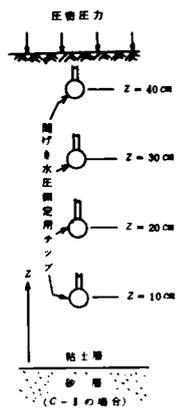


図 2.4.11 間げき水圧計の配置例

図 2.4.12 間げき水圧計の配置例

の配置例である。C-I, SP-I 試験は最も初期の試験であったため、種々の問題点があつて間げき水圧を測定することができなかつた。

まずはじめに、粘土単独地盤についての結果からみてみよう。図 2.4.13, 図 2.4.14 および図 2.4.15 は、それぞれ C-II,

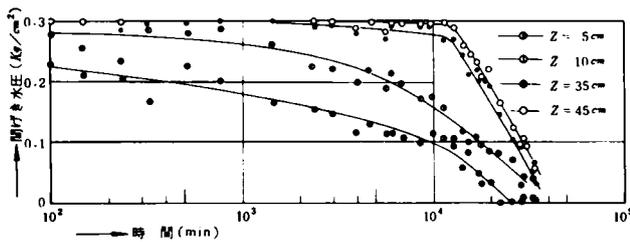


図 2.4.13 間げき水圧の時間的变化

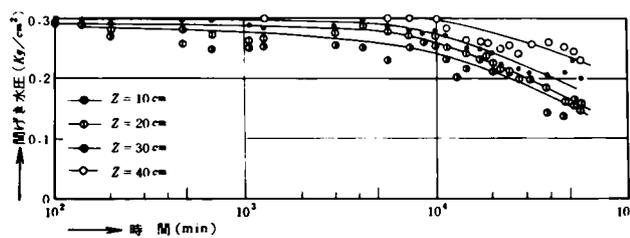


図 2.4.14 間げき水圧の時間的变化

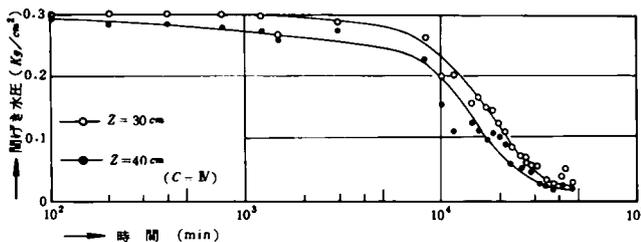


図 2.4.15 間げき水圧の時間的变化

C-III, C-IV 試験において測定された間げき水圧と時間と

の関係を図示したものである。図中 Z は、図 2.4.11 に示してあるように、各間げき水圧計の位置を排水面からの距離でもつて表示したものである。C-II 試験においては、圧密を途中で中断したので、図 2.4.14 からわかるように、かなりの過剰間げき水圧が残存している。しかし各試験において得られた測定値は全般的に妥当なものであり、ばらついてはいるが明らかな傾向を示している。すなわち、当然の帰結として、排水面の近くでははやく圧密が進行し、排水面から速い粘土層上部ではかなりおくれしてくる。このことは、一例として C-II 試験について描いた、各位置での間げき水圧の等時

曲線図 2.4.16 をみても明らかである。ところで、この等時曲線に基づいて、粘土層全体に関する平均圧密度と時間との関係を描くと図 2.4.17 のようになる。この図には、やはり、実験曲線における 50% 圧密時の圧密係数を用いて Terzaghi 式で計算した理論曲線と同時

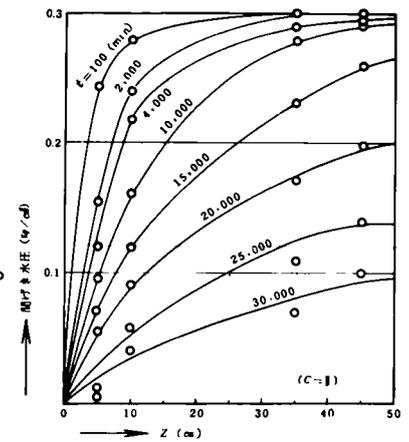


図 2.4.16 間げき水圧の等時曲線

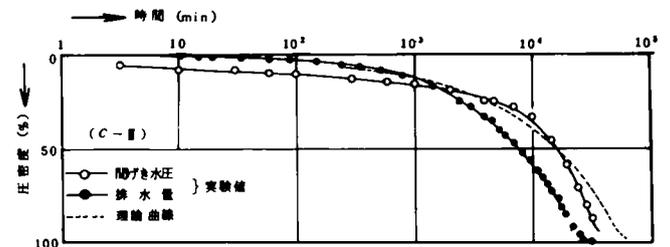


図 2.4.17 圧密度と時間の関係

に、さきに図 2.4.9 に示した排水量による圧密度～時間関係も、参考のために併記してある。第 2 章においても説明したように、間げき水圧の消散と体積変化との間には時間的なおくれが存在するから、この両者による圧密曲線に差が生ずるのは当然であるが、図にみられるように、この差は比較的小さいことがわかる。

なお一例として、C-II 試験についての図 2.4.13 の結果に基づき、Terzaghi 理論に従つて各間げき水圧計の位置での圧密係数の変化を調べると、図 2.4.18 のようになる。この図をみればわかるように、Terzaghi 理論が実験曲線と一致するためには、圧密係数は、排水面に近い位置では時間とともに減少し、排水面から速い位置においては逆に増大しな

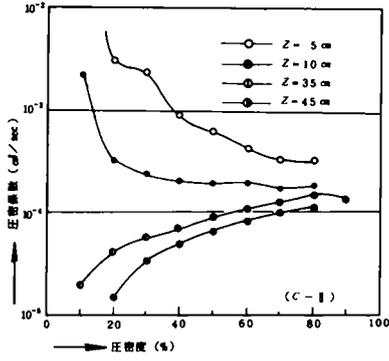


図 2.4.18 圧密係数と圧密度の関係

な相違を生ずるわけであるから、このことから c_v 一定としての方法には、厳密にはかなり問題点のあることがわかる。しかし一方、図において $Z = 10, 35 \text{ cm}$ の曲線形から推測されるように、粘土層の中央部付近の圧密係数は圧密のごく初期を除いてほぼ一定値になることが予想される。このことは、比較的単純な条件下にある粘土層においては、その粘土層の位置的、時間的な意味での平均的な圧密係数をかなり正確に推定できるならば、工学的な意味において、理論は圧密曲線の概値を知る上では十分有効であることを示している。(事実、図 2.4.17 の間げき水圧による実験曲線を用いて圧密係数を逆算すると、圧密度 20% 以上ではほぼ一定値となり、その値は $(2 \sim 3) \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 程度となる)。

つぎに複合地盤に関する試験結果をみよ。SP - V, SP - VI 試験においては砂ぐいの配置が特殊であるので省略し、SP - II, SP - III, SP - IV 試験に関する測定結果の例を示すと、図 2.4.19, 図 2.4.20 および図 2.4.21 のように

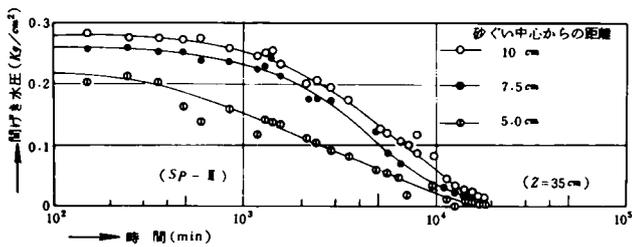


図 2.4.19 間げき水圧の時間的変化

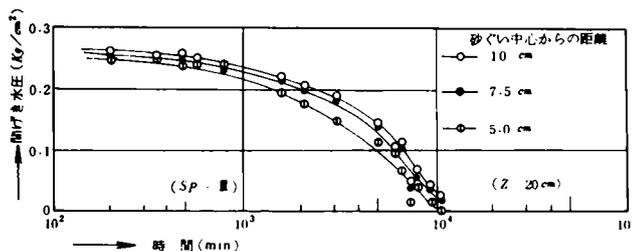


図 2.4.20 間げき水圧の時間的変化

ければならない。これは、排水面付近では短時間の間にすみやかに圧密が進行するため、透水係数の減少がきわめて大幅であることも一つの原因があると考えられるが、いずれにしてもわずか 50cm 程度の厚さに過ぎない粘土層においてさえ、位置的にこのような大きな相違を生ずるわけであるから、このことから c_v 一定としての方法には、厳密にはかなり問題点のあることがわかる。

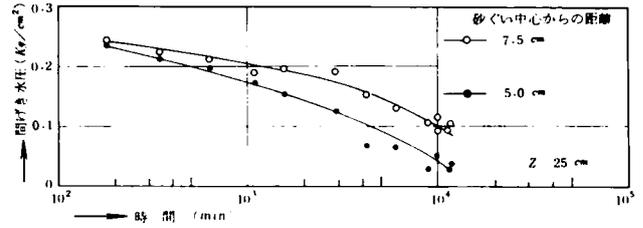


図 2.4.21 間げき水圧の時間的変化

なる。これらの図は、同一深さにおいて、砂ぐい中心からの距離が異なる二、三の位置での測定結果を示している。また図 2.4.22, 図 2.4.23 は、各深さにおける間げき水圧の等時曲線の例を示したもので、それぞれ SP - II, SP - III 試験に関するものである。

これらの図によると、間げき水圧が砂ぐい外周からの距離にあまり依存しないような測定結果もあるが、全般には、排水距離が小さいほど間げき水圧がはやく消散する、という予想どおりの結果が得られている。また SP - III 試験に関する図 2.4.23 をみればわかるように、測定された深さが異なっても、同一の経過時間に対する各測定値は大体一つの曲線上に落ちてくる。いかえると、排水距離が同一であるならば、たと

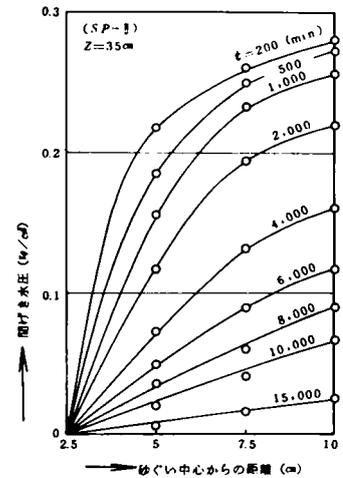


図 2.4.22 間げき水圧の等時曲線

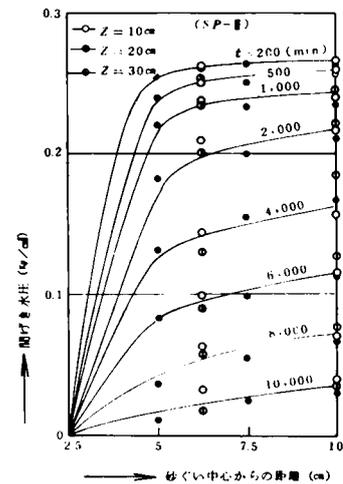


図 2.4.23 間げき水圧の等時曲線

え地表面からの深さが変化しても、測定された間げき水圧にはほとんど差がないことを示している。このことは、Barron の理論の妥当性を裏付けており、かなり重要な事実であるといえる。すなわち、複合地盤においては、砂ぐい打設中の周辺粘土の乱れや smear zone の影響など実際的には種々のむずかしい問題があるとはいえ、地盤内応力分布と圧密係数さえある程度正し

く評価できるならば、かなりの精度でもつて圧密の時間的変化を推定できるであろうことを示唆している。

試みに、これまでと同じように、実験における50%圧密時の圧密係数を用いて計算した理論値と、粘土層全体としての平均的な圧密度を求めて描いた実験曲線を、例にあげて比較してみよう。図2.4.24、図2.4.25は、それぞれSP-II、

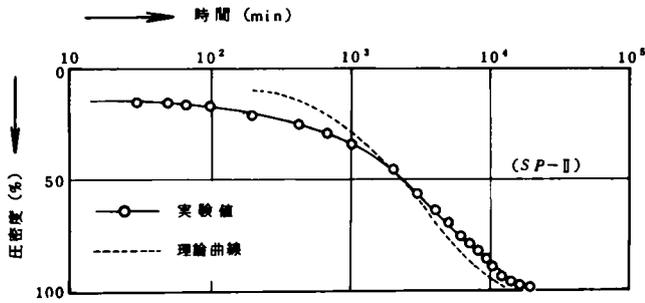


図2.4.24 圧密度と時間の関係

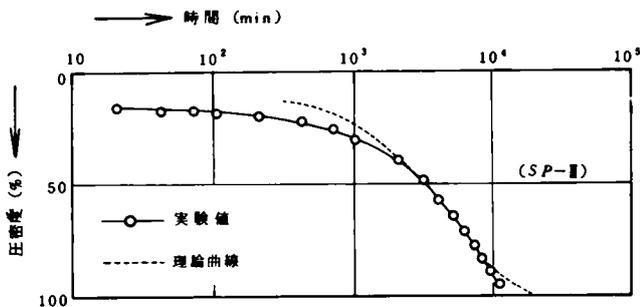


図2.4.25 圧密度と時間の関係

SP-II試験に関するものである。これらの図をみれば、理論曲線は全般に実験値とよくあい、特に $U > 40\%$ の領域では両者はほとんど合致していることがわかる。このことは、 $U > 40\%$ において粘土層全体としての平均的な圧密係数がほぼ一定なることを示唆している。事実、上図の実験結果に於いて、Barronの理論に従つて圧密係数を逆算すると、図2.4.26に示すように、 $U > 40\%$ ではほぼ $c_v = \text{一定}$ と

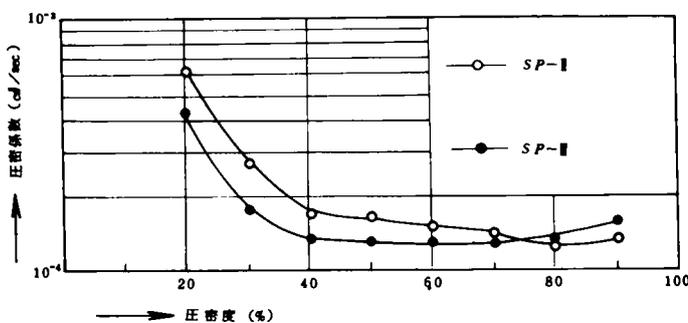


図2.4.26 圧密係数と圧密度の関係

なる(排水量に関する同様の図2.4.10をみても、圧密の後半ではほぼ $c_v = \text{一定}$ となつている)。なお、複合地盤におけ

る圧密の進行が、粘土単独地盤の場合にくらべてきわめてはやいことは、たとえば図2.4.13~図2.4.15と、図2.4.19~図2.4.21および図2.4.24~図2.4.25を比較してみれば明らかである。

以上に示した間げき水圧に関する諸結果が、さきに示した排水量に関する種々の測定結果といずれも矛盾しないことはいうまでもない。

4.4.3 圧密による含水比の変化について

圧密前後の含水比の変化は、すでに表2.4.2に示した。圧密後のこれらの値は、圧密試験終了後載荷試験にさきだつて地盤を成形したとき、適当な位置と深さから採取した多数の試料についての平均値である。採取位置によつて含水比に多少の変化はあつたが、その上限値と下限値の範囲はたかだか2%前後であり、3%を越える試料はきわめてまれであつた。さて表2.4.2をみればわかるように、圧密後の含水比は、C-IおよびSP-I試験においては35%、SP-II試験においては50%、そしてその他の場合は大体40%前後となつている。SP-II試験においてのみ圧密後の含水比が高いのは、初期含水比が他にくらべて特に高いからである。この事実はBjerrumによつても指摘されている。すなわち、Bjerrumは粘土に関する実験的研究において、圧密荷重 p が小さい範囲では、初期含水比の大小により $e \sim \log p$ 曲線がかなり大幅に相違することを指摘し、 $p < 0.4 \text{ Kg/cm}^2$ の範囲で $e \sim \log p$ 曲線が非常に異なる二、三の実験例を示している⁴⁾。なお圧密後の含水比が、載荷試験の結果と重要な関係をもつことはいうまでもない。

圧密後の複合地盤に関して、砂ぐいと砂ぐいの間位置における粘土部分の含水比分布を調べた。結果の一例をあげると図2.4.27のようである。これはSP-II試験の場合であり、二つの異なつた場所に関する測定結果である。この結果をみれば、当初予想されたとおり、砂ぐいから遠い位置ほど含水比が高い。周知のように、粘土の含水比と強度の間には密接な関係があ

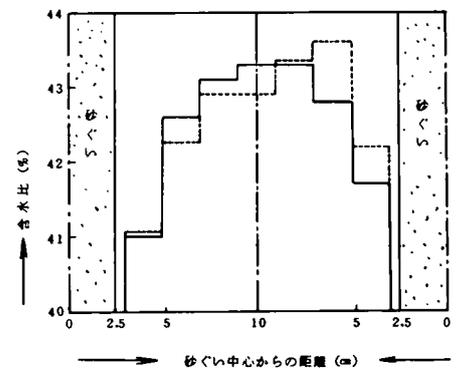


図2.4.27 粘性土部分の含水比分布

る。したがつて、砂ぐい間隔をかなり大きくしてあるような複合地盤の破壊を問題にするような場合には、このような事

実に考慮を払つておく必要があると考えられる。

4.5 載荷試験の結果と二、三の考察

圧密試験が終了したのちに、地盤を図 2.4.7 に示すような斜面に成形し、載荷試験を行なつた。説明の便宜上、この節で載荷試験の結果とこれに対する二、三の考察を述べ、次節において試験結果の解析を行なう。また本節でははじめに、荷重～沈下量関係について説明し、そののちに破壊面に関して検討する。

4.5.1 荷重～沈下量関係について

載荷試験時の粘土の含水比、すなわち圧密試験終了後の粘土含水比は、すでに表 2.4.2 に示したように、各試験において多少異なる。したがつて、全部の試験結果を同列に比較することは適当でない。

そこで載荷試験時の含水比 w がほぼ等しいと考えられる C-I および SP-I 試験の第 1 グループ ($w = 35.0 \sim 35.2\%$)、C-II, C-III, SP-II, SP-IV 試験の第 2 グループ ($w = 42.8 \sim 44.1\%$) と、C-IV, SP-V, SP-VI 試験の第 3 グループ ($w = 38.8 \sim 40.0\%$) の 3 つのグループに分けて整理と考察を行なう。各試験における粘土の強度を知るために、一軸圧縮試験とベーン試験を行ない、図 2.4.28, 図 2.4.29 に示す結果を得た。これらの図をみればわかるように、C-II 試験の場合を除くと、上記の各グループにおける粘土の強度はそれぞれにおいてほぼ等しいから、このよう

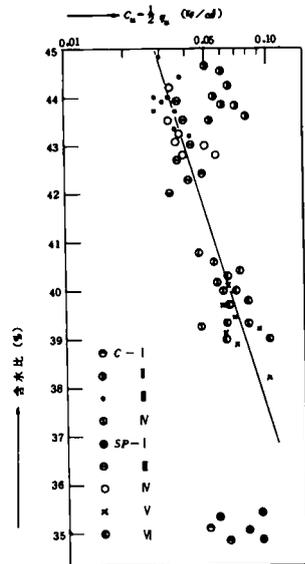


図 2.4.28 一軸圧縮試験の結果

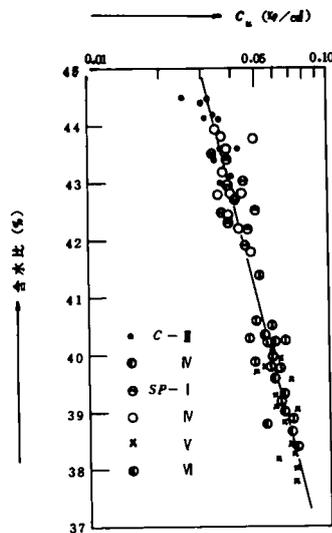


図 2.4.29 ベーン試験の結果

て議論を進めることは妥当である。なお SP-II 試験では載荷時の含水比が特別に高いので、これに関しては別個に述べる。

それぞれの試験において、各荷重段階における載荷板の沈下量と時間との関係を図示したのが図 2.4.30, 図 2.4.31, 図 2.4.32 である。また、各荷重段階における最終の沈下量とそのときの載荷重との関係を示したのが図 2.4.33, 図 2.4.34 および図 2.4.35 である。図 2.4.30 と図 2.4.33 は第 1 グループに、図 2.4.31 と図 2.4.34 は第 2 グループに (ただし SP-II 試験も含む)、また図 2.4.32 と図 2.4.35 は第 3 グループに関するものである。これらの図から、粘土単独地盤の場合には、複合地盤の場合に比較して全般に沈下量が大きく、また破壊荷重もかなり小さいことがわかる。

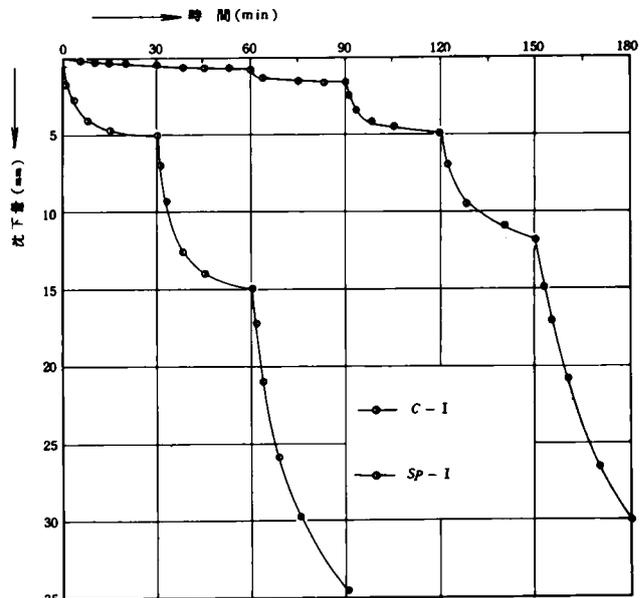


図 2.4.30 載荷板の沈下量と時間の関係

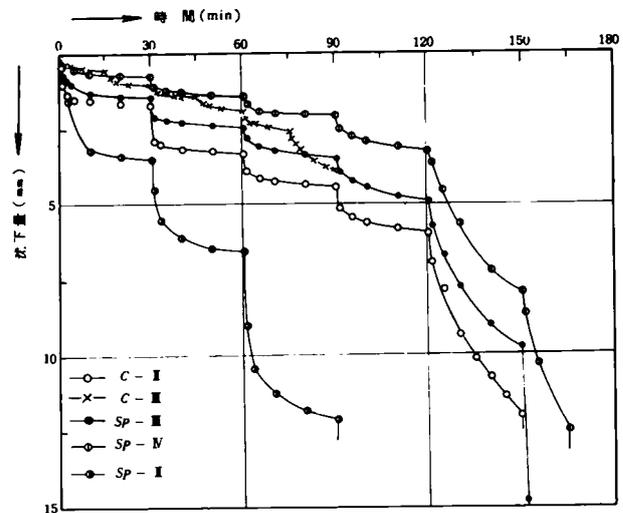


図 2.4.31 載荷板の沈下量と時間の関係

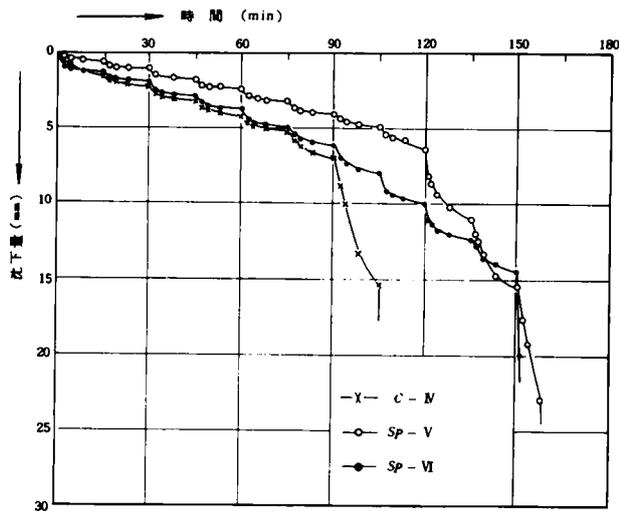


図 2.4.32 載荷板の沈下量と時間の関係

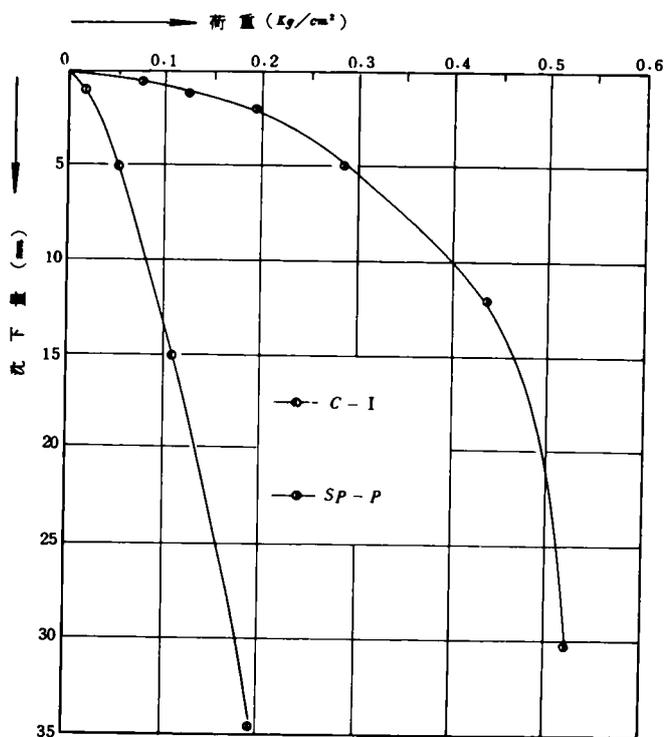


図 2.4.33 荷重と沈下量の関係

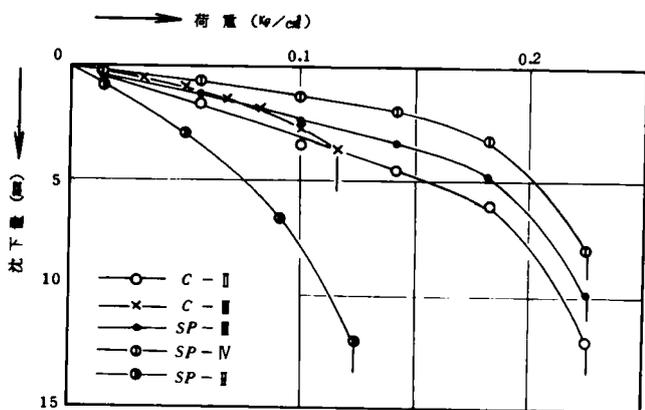


図 2.4.34 荷重と沈下量の関係

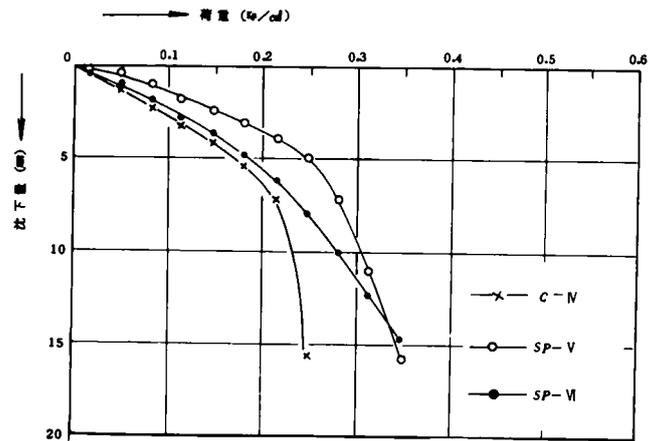


図 2.4.35 荷重と沈下量の関係

さて、はじめに第2のグループ、すなわちC-II、C-III、SP-III、SP-IV試験の結果からみてみよう。いまC-II試験の結果を除くと、SP-III、SP-IV試験における破壊荷重はC-II試験におけるそれをはるかに上まわり（前者は後者の約2倍）、砂ぐいで地盤改良した効果が顕著にあらわれている。この2倍という数値自体は、すべりの範囲、粘土の粘着力、砂ぐいの密度、すべり面上の応力などによつて変つてくるから、それほど重要ではないが、破壊に対する限界抵抗力が著しく増大することと、沈下抑制の効果があることは注目し値する（破壊荷重に関する解析的な取扱いと考察はのちに示す）。またSP-III試験とSP-IV試験を比較すると、SP-IV試験の方が明らかに沈下量が小さく、沈下を抑制する効果が大である。SP-III試験とSP-IV試験における地盤の相違点は、表2.4.4に示すように、後者における初期の

試験名	SP-I	SP-II	SP-III	SP-IV	SP-V	SP-VI
砂ぐいの密度 (g/cm³)	1.56	1.40	1.45	1.60	1.63	1.48

表 2.4.4 各試験における砂ぐいの初期密度

砂ぐい密度が前者におけるそれよりも大きいことである。そしてこれが原因して、両者の沈下量に差を生じているものと考えられる。しかし、図2.4.34をみればわかるように、両者の限界抵抗力には一見差があらわれていないように見える。これは、室内模型実験の性格上、すべり面が横切る砂ぐいの全本数が少ない（合計10本）ことに加えて、一段階の荷重をかなり大きくしたので、厳密な意味での最大抵抗力を把握することができなかつたことによるものである。ただし図2.4.31からわかるように、SP-IV試験ではSP-III試験よりも大きな最終段階荷重を、15分間ではあるが保持している。

ところで、C-II試験における載荷時の地盤含水比は、表

2.4.2に示してあるように、C - II試験におけるそれとほとんど同一であるにもかかわらず、その破壊荷重があまりにも大きくすぎている。これは以下のようなことに原因した結果である。すなわち、前にも説明したように、C - II試験は予備実験の性格をもっており、土槽に練返し粘土を充てんしてから圧密試験開始までに、種々の制約があつて2箇月間もの長期間放置せざるを得なかつた。このため、自重圧密や粘土のシキソトロビ-効果などに起因して、圧密後の非排水せん断強度が、含水比の割には他の場合にくらべてかなり大きくなつた。このことは、さきに示した一軸圧縮試験の結果である図2.4.28をみれば明らかである。あと一つの原因は載荷試験の方法に関係している。4.3節で説明したように、C - II試験に関しては載荷にオイルジャッキを用いず、鉄板を載荷板の上に積重ねていく方法をとつた。このため、載荷板が変位の進行とともに斜面の方向へ傾いてきたとき、荷重である鉄板の端が地盤表面に触れるのを避けることができなくなつた。そこでやむをえず、載荷板が傾かないように鉄板を片寄せて積む以外に方法がなく、このため結果的には、すべりを生ずる起動モーメントを人為的に減少させることになつてしまつた。以上のような原因により、C - II試験における破壊荷重はかなり大きくなつたわけである。したがつて、これはあくまでも予備実験としての参考資料にとどめるべきものである。

さて、第1グループのC - I試験およびSP - I試験の結果も、やはり参考資料にとどめるべきものである。なぜなら、表2.4.1および表2.4.2からわかるように、粘性土部分の物性や載荷時の含水比が等しいにもかかわらず、この両者における一軸圧縮強度に少し差がある(図2.4.28参照、この原因は明らかでない)ことに加えて、上記C - II試験の場合と同様の欠点があるからである。しかし図2.4.30、図2.4.33は、粘性土地盤が砂ぐいを含むことにより、沈下が抑制され、そして破壊荷重がかなり大幅に上昇することを示す一つの参考資料にはなりうるものである。

つぎに、載荷時の粘土部分の含水比が、第2グループよりも全般に4%前後小さい第3グループ、すなわちC - IV、SP - V、SP - VI試験の結果をみってみる。図2.4.32と図2.4.35をみればわかるように、前述した各場合と同様、複合地盤の破壊荷重は粘土単独地盤のそれにくらべてかなり大きく、また同一荷重に対する沈下量は小さくなつてきている。これらの各地盤における粘性土の非排水せん断強度は、図2.4.28と図2.4.29からわかるように、一軸圧縮試験結果では複合地盤においてやや大きくでているが、ベ-ン試験結果ではまったく変わらず、両者はほぼ同一と考えてよいであろう。した

がつて上記の支持力の差は、砂ぐい打設の効果として評価できるものと考えられる。またSP - V試験とSP - VI試験を比較すると、前者では m (砂ぐい1本の影響圏の直径と砂ぐいの比)が4、後者では3であるにもかかわらず、同一荷重に対する変位量は前者、すなわちSP - V試験の場合の方が小さい。また図2.4.35にみられるように、両者の限界支持力にはほとんど差がない。これは、主として、SP - V試験における砂ぐい密度がSP - VI試験におけるそれよりも大であることに原因しているものと考えられる(表2.4.4参照)。なお、3~4%程度の含水比の相違によつて、粘土の非排水せん断強度がかなり大幅に影響を受けることは周知のとおりであり、この事実は今回使用した粘性土の場合にも明らかである(図2.4.28と図2.4.29参照)。そしてこれが、上述した第2グループと第3グループの支持力や変位量の差となつてあらわれてきていることはいうまでもない(図2.4.34、図2.4.35を比較すれば、この両グループに明らかな差があることがわかる)。

最後に、SP - II試験の結果についてみてみよう。すでに説明したように、SP - II試験においては意図して高含水比の初期条件から圧密試験を開始した。その結果、当初予想していたとおり、圧密後の含水比は50%と他の場合にくらべてはるかに大きな値となつた(表2.4.2参照)。これによる当然の帰結として、SP - II試験における粘土の非排水せん断強度は他の場合にくらべてかなり小さくなり、そのため、載荷試験における破壊荷重も特に小さくなつたわけである。しかし、破壊荷重が小さいとはいえ、なお、含水比が6%も低い粘土単独地盤C - III試験の場合の値よりも少し大きくなつてきていることには注目しておかなければならない。すなわちここにも、砂ぐいを打設することの効果があらわれているといえる。

4.5.2 破壊面について

破壊面の形状その他について説明する。破壊面は、載荷試験終了後、地盤を種々の縦断面で切断して調べた。縦断面の一例を示すと、写真2.4.2~写真2.4.4のようである。これらはSP - III試験の場合であり、砂ぐいを含む3つの断面について撮影したものである。対象が土であり、しかも大部分が柔らかい粘土であるから、破壊面がいわゆる単純な“single plane”にならないのは当然である。しかし写真にみられるように、砂ぐいを横切る破断面の位置とその状況はかなり正確に把握することができる。また当然予測されることではあるが、破壊面の発端の位置は、斜面の反対位置における載荷板の縁であつた。さらに、実験の終期にすべり土塊

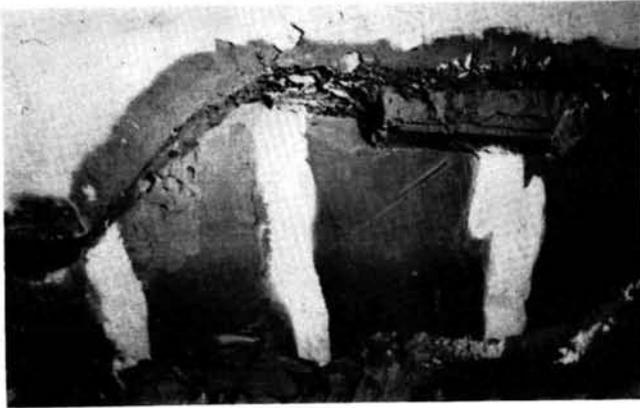


写真2.4.2 縦断面の例

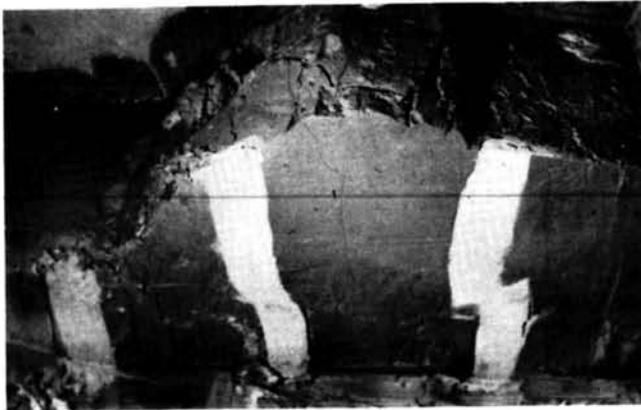


写真2.4.3 縦断面の例



写真2.4.4 縦断面の例

の移動が観察されたが、この土塊が押し出してきた位置は、C-III試験の場合を除き他のすべての試験において、明らかに斜面下端の位置、すなわち斜面先であつた。このことは、破壊面の末端が斜面下端部であることを示している。以上の結果を総合して破壊面の形状を図示すると、たとえば図2.4.36 のようになる。これは写真2.4.2、写真2.4.3に示した2つの縦断面を重合させたものであり、図中斜線をつけた部分は、砂ぐいのところで明確な破断面を生じなかつた部分である。以上のような結果は、複合地盤に関する他の試験の場合もほぼ同様であつた。なお、このような破壊面の形状がのち

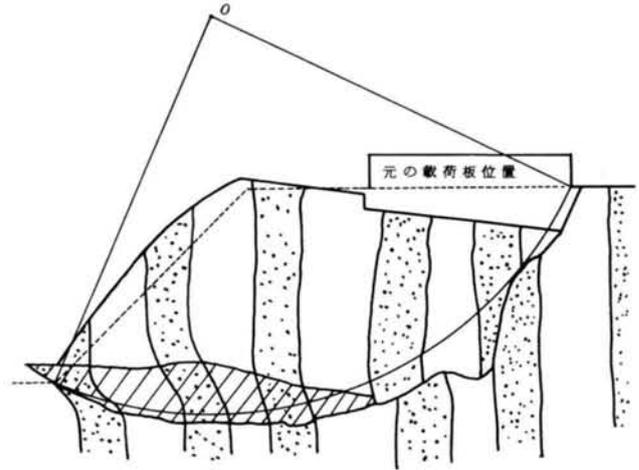


図2.4.36 破壊面の観察例

に説明する安定解析の重要な要素になることはいうまでもないが、図2.4.36からもわかるように、この形状を、載荷板の縁と斜面先を通る円弧で近似してもよいであろう。ただしこれはあくまでも土質工学における一つの便法である。なぜならば、簡単な単純曲面としなければ、実際問題として安定解析ができないからである。しかし実際には、破壊面は単純な一つの曲面ではなく、明らかにある領域をもつたものである。したがつて、この意味では、破壊面とかすべり面というよりも、破壊領域を代表する一つの曲面、とでも呼ぶ方がより厳密であるが、記述の簡略上、慣習に従い破壊面、すべり面などと書くことにする。

砂ぐいを含まない粘土単独地盤の場合には、地中における破壊の領域を複合地盤の場合ほど正確には把握できなかつたが、それでも大体の位置を見出すことはできた。またすべり土塊が押し出してきた位置は、C-III試験の場合を除き、明らかに斜面先であることが確認され、発端の位置もやはり載荷板の縁であることが明らかであつた。このような事実から、破壊領域を代表する一つの曲線を描くと、やはり載荷板の縁と斜面先を通る円弧で近似してよいと考えられた。なおC-III試験の場合のみ、破壊面の末端は、のちの解析のところで示すように、斜面先の少し上部の斜面内にあらわれた。これは、おそらく次のことに原因していると考えられる。図2.4.9からわかるように、C-III試験では圧密を途中で中断している。このため、粘土層上部と排水面に近い粘土層下部とでは、圧密中断時において圧密の進行程度が異なり、したがつて、載荷試験時において地表面下20cm程度までの粘土の強度と、それ以下の粘土の強度に多少の差があつたものと考えられる。このことは含水比の測定結果によつて推定された。すなわち、地表面下20cmまでの平均値が44.0% (表2.4.2参照)であつたのに対し、20~30cmの位置から採取した

試料についての平均値は42.7%であつた。以上のことに原因して、破壊面の位置が他の場合よりもやや浅くなり、その先端が斜面内にでてきたものと考えられる。

$$F = \frac{M_r}{M_0} = \frac{c_u R \sum l_i}{\sum W_i x_i + a B p} = \kappa c_u \quad (2.4.2)$$

$$\kappa = \frac{R \sum l_i}{\sum W_i x_i + a B p}$$

4.6 載荷試験結果の解析と考察

前節において説明した載荷試験の結果を解析する。さきに述べたように、破壊領域を代表する曲面、すなわち破壊面は一応連続した円弧で近似してよいと考えられるので、解析は円弧すべり計算によつて行なう。またその方法としては、主として全応力解析法を用いる。説明の便宜上、まずはじめに粘土単独地盤に関する試験結果を解析し、そののちに砂ぐいを含む複合地盤についての解析結果を示して、種々の検討を加える。

上式からわかるように、 κ は、上載荷重、土の単位体積重量(γ)、仮定したすべり円の中心と半径の関数であり、これが与えられると定まつた値となる。したがつて、載荷試験結果を解析する場合、図2.4.37における載荷板の右端を通る多くのすべり円について κ を計算しておくと同都合である。なぜなら、 κ を計算しておく、種々の要因による c_u の変動が F に与える影響を簡単に調べることができるからである。なお本節では、載荷試験結果の解析を目的としているから、原則として、上式の安全率が1の場合を問題としているわけである。

4.6.1 粘土単独地盤について

計算はスエーデン法によることとし、電子計算機(KDC-II)を用いた。

解析の対象となる断面を図2.4.37に示す。図のようす

さて、前節に示した結果をもとにして、解析の条件として必要な各試験における破壊荷重 P_f 、粘土の単位体積重量 γ_c および非排水せん断強度を整理して表示すると、表2.4.5のようである。すでに説明したように、載荷試験は定荷重方式

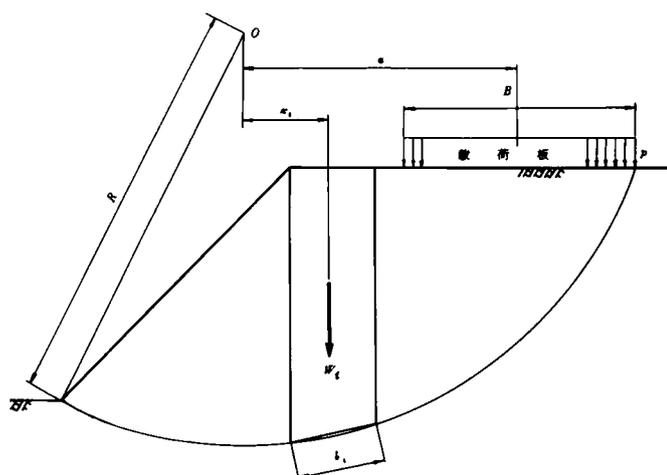


図 2.4.37 解析の対象となる断面

べり円と任意の細片を考え、すべり円の半径を R 、細片の重量を W_i 、細片の重心と円の中心との水平距離を x_i 、等分布している上載荷重の強度を p 、上載荷重の幅を B 、荷重の重心と円の中心との水平距離を a 、また細片底面の弦長を l_i とすると、抵抗モーメント M_r と起動モーメント M_0 は、周知のように次式であらわせる。

$$\left. \begin{aligned} M_r &= c_u R \sum l_i \\ M_0 &= \sum W_i x_i + a B p \end{aligned} \right\} (2.4.1)$$

ここに c_u は粘土の非排水せん断強度であり、深さ方向に変化しない一定値とする(模型実験の解析であるから c_u は一定としてよい)。上式より、安全率 F をモーメントの比であらわすと次のようになる。

試験名	C - I	C - II	C - III	C - IV	
p_f (Kg/cm ²)	0.197	0.228	0.117	0.254	
γ_c (g/cm ³)	1.8	1.8	1.8	1.8	
c_u (Kg/cm ²)	一軸	0.055 (0.050~0.061)	0.061 (0.050~0.080)	0.033 (0.028~0.042)	0.065 (0.046~0.080)
	ペーン	—	—	0.034 (0.025~0.043)	0.058 (0.048~0.070)

表 2.4.5 破壊荷重と地盤の諸係数

で行なつたので、厳密な意味での最大抵抗力は見出せないわけである。しかし粘土単独地盤に関するこれらの試験においては、すべて、最終段階の載荷重を実際上与えることができなかつたか、あるいは与えたとしめてごく短時間すらその荷重状態を保持できないほど急速に破壊が起つたので、所定の載荷時間を保持しえた最大の載荷重をもつて、地盤の破壊荷重とした。また粘土の非排水せん断強度 c_u は、図2.4.28、図2.4.29をみればわかるように、かなりばらついている。そこで、表2.4.2に示した含水比を参照して各地盤の含水比に対応する c_u 値を図中の直線から読みとつて示すと同時に、ばらつきの範囲を()内に示した。一軸圧縮試験による値とペーン試験値のいずれがより信頼度が高いかは一概に言えないので、両者の値を並列して表示した。ただし、C - I、C - II試験においてはペーン試験を行なわなかつた。またこれらの地盤における c_u 値は図2.4.28の直線から逸脱しているため、各値の平均値をもつて含水比に対応する c_u 値とし

た。なお、地盤の単位体積重量 γ_c は、各地盤からサンプリングした一軸用の供試体をもとにして測定したが、その結果、 γ_c は大体 $1.75 \sim 1.85 \text{ g/cm}^3$ の範囲内であればつき、平均値はすべて 1.8 g/cm^3 前後となった。軟らかい粘土供試体の体積測定時の状況を想起すれば容易に納得されるように、測定される γ_c の精度には限度がある。そこで解析には、小数点以下2桁目を四捨五入して、表に示すように 1.8 g/cm^3 を用いることにした。

さて、計算の対象としたすべり円は、その発端の位置を載荷板外端に固定し、末端の位置を斜面内、斜面先、斜面外の種々の位置に変えたものである。計算においては、精度をあげるために、すべり円内の土塊の分割数（細片、すなわちスライスの個数）を30とした。各場合についての円弧すべり計算の結果は図2.4.38および表2.4.6に示してある。図2.4.38に

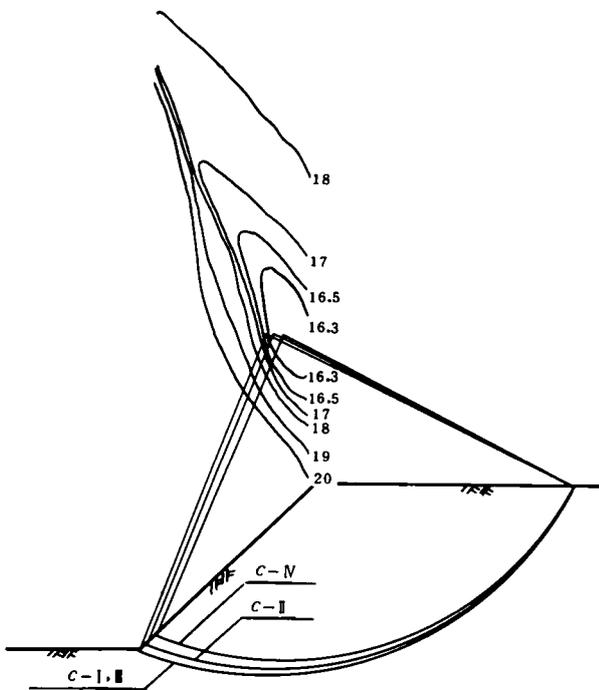


図2.4.38 円弧すべり計算の結果

試験名	C - I	C - II	C - III	C - IV
$K (\text{cm}^2/\text{Kg})$	20.352	17.863	31.707	16.190
F_{min}	図24.28 使用	1.119 (1018~1241)	1.089 (0893~1429)	1.046 (0888~1331)
	図24.29 使用	—	—	1.052 (0745~1295)
			1.078 (0793~1363)	0.939 (0777~1133)

表2.4.6 円弧すべり計算の結果

は、参考のために、C - VI試験の場合に関する K の等値線が描いてあるが、この形状は他の場合もほとんど変わらない。図中の円弧は臨界円を示している。臨界円の先端は、予想どお

り斜面先付近となつているが、C - II, C - IV試験においては厳密には斜面先に一致せず、斜面下端からそれぞれ1cmおよび2cm上部の斜面内となつている。しかしながら、斜面内を通るこれらの臨界円に対する K の値を、C - I, C - III試験の場合と同一の斜面先円に対する K 値と比較してみると、C - II試験では後者が前者よりも0.009、またC - IV試験の場合には0.024だけ大であるにすぎない。すなわち、両者の差はきわめてわずかであり、さらに安全率に換算すると両者に差をつけることは無意味であることがわかる。いしかえると、破壊面の先端が斜面先を通つたり、わずかに斜面内に入つたりするような種々のすべりは、力学的にいってほとんど同程度の可能性を有しているといつてよいであろう。また表2.4.6には、臨界円に対する K の値と最小安全率 F_{min} の値が示してある。 F_{min} の値は、一軸圧縮およびベーン試験の両者による c_u 値に対して計算されており、()内の値は表2.4.5における c_u の上下限值に対する F_{min} の上下限值である。

上に示した図2.4.38をみれば、 K の等値線の形状は斜面と直角方向に形成され、一般の斜面の安定計算においてわれわれが得ている経験に矛盾しない。また表2.4.6において、いわば平均的な c_u 値に対して計算された最小安全率、すなわち実際の破壊に対応する安全率も大体妥当な値となつている。このことは、従来経験的に知られているように、円弧すべりを用いた全応力法がかなり有効であることを実証している。しかし一方、表2.4.5、表2.4.6を対比してみればわかるように、 c_u 値の変動の安全率に与える影響がきわめて大きいことに注目しなければならない。今回の室内実験の場合、全般に c_u 値がかなり小さいから、この影響が特に顕著にあらわれているわけであるが、いずれにしてもこのことは実際設計上非常に重要なことである。そして、設計にさきだつて地盤のせん断強度をできるだけ正確に把握する必要があることはもちろんであるが、同時に、第1編第9章で指摘したように、確率統計の立場から安全率を規定していく必要のあることを示唆している。

C - III試験においては、破壊面の先端が斜面先ではなく、斜面内にあらわれたことをすでに述べた。観察された破壊面の先端の位置は、斜面下端から2~3cm上部であつた。この点について検討するために、破壊面の先端が図2.4.39中のA, B, C, …… Iの各位置となる場合に関して、やはりすべり土塊の分割数を30として数多くの計算を行なつた。上記の各位置に対応する K の最小値を、それらを与えるすべり円の半径とともに示すと表2.4.7のようである。これらの図表をみればわかるように、破壊面の先端が斜面上部から下部に移る

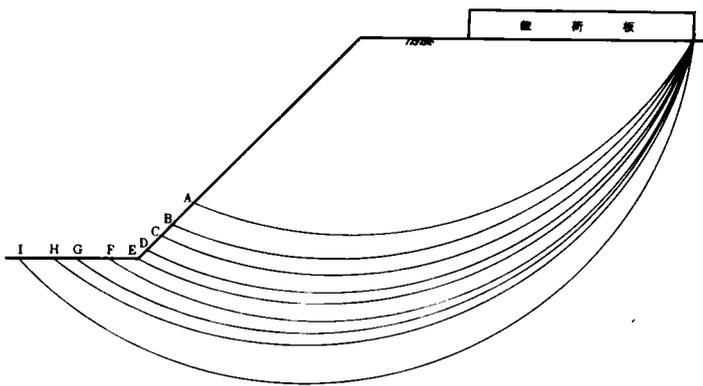


図 2.4.39 計算の対象とした種々の円弧

円弧の先端	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$\kappa_{min} (cm^2 / Kg)$	32,797	32,265	32,050	31,866	31,707	32,911	33,911	34,811	36,466
$R (cm)$	33,54	37,48	38,32	39,17	40,03	39,00	38,15	39,12	39,45

表 2.4.7 すべり円の半径と κ_{min} の値

対する最小安全率がそれぞれ 1.064, 1.057 であるのに対して、点Eを通る臨界円に対する安全率は、すでに表 2.4.6 に示したように 1.046 である。前者がわずかに 0.015 程度大であるとはいえ、その差はきわめて小さい（破壊面の先端がA点以上になると安全率は 1.082 以上、またG点以降になると 1.119 以上となる）。以上のことから、4.5 節において、C - III 試験の結果を他と同列に扱って種々の比較検討を行なったことは決して不当ではないといえる。なお、すべり円の先端が斜面先を越えてF, G, H, Iなどの位置にくると、斜面内にむかう場合にくらべて、 κ の上昇程度が大きくなるのが表 2.4.7 より明らかである。この結果は、破壊面の先端が斜面先外の地表面上にはあらわれなかつた（C - III 試験以外では先端はすべて斜面先）という実験における観察結果を裏付けており、前節において、粘土単独地盤の場合の破壊面も載荷板外端と斜面先を通るとした推論が妥当であつたことを示している。

ところで上述したように、これらの計算では精度をあげるために、すべり円内の分割数を 30 としているが、つきに分割数の多少が計算結果に与える影響を調べてみる。なぜなら、一般に手計算で行なわれる設計計算では、計算の簡略化のために分割数は 5 ~ 10 程度とされるのが普通であり、またのちに示す複合地盤に関する解析がすべて分割数を 5 ~ 6 程度とした手計算で行なわれているので、上記の影響を調べておく必要があるからである。図 2.4.38 に示した各試験における臨界円に関して、分割数を種々変えて κ を求めた結果が表

につれて κ の値は小さくなり、斜面先を通りすぎるとまた上昇している。いかえると、図 2.4.38 にも示したように、計算上は斜面先を通るすべり円が臨界円となるわけである。ところが実際には、BあるいはC点を通るすべり面にそつて破壊が生じている。これは、4.5 節において説明したように、載荷面 20 cm 以下における c_u が少し大きかつたことにも原因していると考えられるが、これと同時に以下のような検討を行なつてみれば、現実のすべりが、計算上の臨界位置からこの程度はずれることは、土質工学的見地からみてむしろ当然であると考えられる。すなわち、 $c_u = 0.033 Kg/cm^2$ として安全率を計算してみると、点Bおよび点Cを通るすべり円に

2.4.8 である。これをみればわかるように、分割数が少なく

試験名 分割数	C - I	C - II	C - III	C - IV
5	20,383	17,875	31,855	16,191
10	20,360	17,867	31,744	16,191
15	20,355	17,864	31,721	16,190
20	20,353	17,864	31,713	16,190
25	20,352	17,863	31,709	16,190
30	20,352	17,863	31,707	16,190

表 2.4.8 すべり土塊の分割数と κ の関係

なれば κ の値は大きくなる。しかしその変動量はきわめて小さく、分割数がたとえ 5 となつても、分割数 30 の場合にくらべて 0.5 % 前後大きくなるにすぎない。この値自体は、対象となる地盤、設計断面あるいは解析法などによつても異なることが予想される（たとえば Spencer は、有効応力法を用いて、分割数が少なくなると計算される安全率に 2 % 前後の差異が生ずることを示している⁶⁾）。しかしながら、以上に示した結果は、少なくとも今回の実験結果の解析においては、分割数の多少が計算結果に及ぼす影響はほとんどない、と結論してよいことを示している。

4.6.2 複合地盤について

ここでは、砂ぐいを含む複合地盤に関する解析結果を示す。計算はすべて手計算により行なつた。説明の便宜上、計算に用いた応力分布式、地盤の力学係数などについて述べたのちに、各試験に関する解析結果を示す。

(1) 応力分布について

計算には3.6節に示した著者の提案する方法を用いるが、それにさきだつて載荷重による地中応力分布をどのように考えるかが重要な問題となる。すでに第3章で指摘したように、著者の安定計算法では複合地盤表面での砂ぐいへの圧力集中を認めるから、実際問題として、NewmarkやWestergaard、あるいはOsterbergなどの計算図表を用いることは、かえつて不便かつ困難である。また、地盤そのものが決して弾性体ではないことに加えて、さらに、変形特性の異なる砂ぐいと粘性土によつて構成される複合地盤に、この種の厳密な弾性解を適用してもどれほどの意味があるかは疑問である。地中応力分布に関しては実状にあつた、より優れた理論や経験式が見出されないかぎり、土質工学におけるこの最も困難な問題点は解決しない。しかし現時点においては、少なくともこのような砂ぐいを含む複合地盤においては、計算が簡単であり、またある程度実験的にも検討されているKöglerの直線分布式を用いる以外に適当な方法はないように思われ、またこれが、土質工学的な意味において、上述の弾性解よりも劣るとは考えられない。そこで、本節における解析においてはKöglerの修正直線分布式。すなわち図2.4.40を参照して、

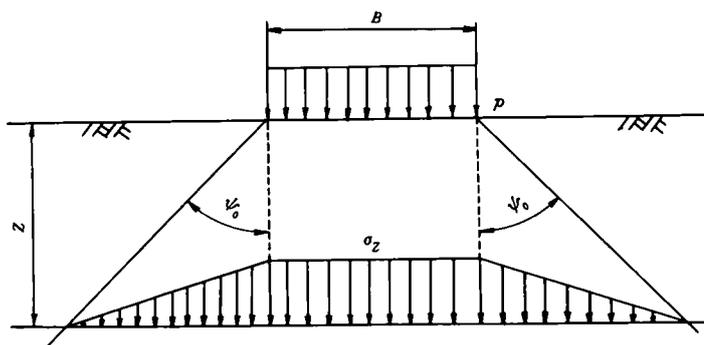


図 2.4.40 Kögler の修正直線応力分布

$$\sigma_z = \frac{pB}{B + Z \tan \psi_0} \quad (2.4.3)$$

を用いて必要な深さ Z における鉛直応力 σ_z を求めることにする。式中の各記号は図に示すとおりである。

さて実際に上式を用いて計算するに際しては、応力伝達領域の境界を与える角 ψ_0 をいくらにするか、また着目している位置での水平方向の応力 $K\sigma_z$ における土圧係数 K をいくらに選ぶか、などの問題が生ずる。以下の解析においては、特にことわらないかぎり、複合地盤表面における粘土部分への載荷重 P_c は $\psi_0 = 45^\circ$ で、また砂ぐい部分への載荷重 P_s は $\psi_0 = 30^\circ$ で分布するものとした。また K としては、従来の経験に照らして常識的な値である 0.5 を用いることにした。一様地盤に対して Kögler は $\psi_0 = 55^\circ$ をすすめているが、⁷⁾この角度は $30^\circ \sim 70^\circ$ の範囲であるというのが現在における定説のようである。⁸⁾一般に $\psi_0 = 45^\circ$ がよく用いられているのに加えて、今回の解析では載荷板の片側に斜面が存在する(図 2.4.7 参照)ことなども考慮して、 P_c に対しては $\psi_0 = 45^\circ$ とした。また P_s に対する ψ_0 を小さくしたのは、常識的に考えて、砂ぐい上への圧力はある程度砂ぐいを通つて直下に伝達されていくことが予想されるから、この効果を考慮しようとしたためである。しかし $\psi_0 = 30^\circ$ や 45° には、実験その他による確たる裏付けはなく、推測の域を出ないことをことわつておかなければならない。応力分布に関しては今後究明していかなければならない最重要の問題であるが、少なくとも、 P_s に対して $\psi_0 = 30^\circ$ とすることによつて、もしこのようなことが実際に起これば当然砂ぐいに隣接する粘土部分が破壊していなければならない、などという矛盾—この矛盾についての注意はすでに第3章で述べた(図 2.3.5, 図 2.3.6 参照)—が生じないことは確めた。

複合地盤では、有限面積をもつて点在する砂ぐいへの接地圧が、他の粘土部分におけるそれと異なるので、実際には、応力は三次元的に分布するであろう。しかし三次元的分布を考えるには、いずれの応力分布式を用いるとしてもそれ自体にあまりにも問題点が多すぎ、また計算も非常に面倒である。ここでは二次元的分布を仮定して計算を行なうが、この是非に関する厳密な議論は今後の研究に待たなければならない。

(2) 地盤の力学係数などについて

各試験における破壊荷重 P_f 、砂ぐい部の単位体積重量 γ_s と内部摩擦角 ϕ 、粘性土部分の単位体積重量 γ_c と非排水せん断強度 C_u などを整理すると表 2.4.9 のようである。粘土単独地盤に関する試験と同様、破壊荷重としては所定の載荷時間を保持しえた最大の荷重を採用した(図 2.4.33 ~ 図 2.4.35 参照)。

計算において、 γ_s を 1.6 g/cm^3 としたのは次の理由による。複合地盤をつくるときの砂ぐいの初期密度は、表 2.4.5

試験名	SP - I	SP - II	SP - III	SP - IV	SP - V	SP - VI	
P_f (Kg/cm ²)	0.522	0.125	0.225	0.225	0.350	0.350	
r_s (g/cm ³)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	
φ (°)	38	38	38	38	38	38	
r_c (g/cm ³)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	
c_u (Kg/cm ²)	図2.4.28 使用	0.086 (0.078~0.090)	(0.014)	0.042 (0.033~0.048)	0.040 (0.033~0.056)	0.080 (0.060~0.100)	0.071 (0.062~0.100)
	図2.4.29 使用		(0.018)	0.040 (0.033~0.050)	0.039 (0.034~0.050)	0.068 (0.050~0.074)	0.062 (0.055~0.074)

表2.4.9 破壊荷重と地盤の諸係数

に示したように1.40~1.63 g/cm³であったが、容易に推測されるように、圧密後、すなわち載荷試験時の r_s を正確に知ることとはほとんど不可能であった。しかし0.3 Kg/cm²の圧密圧力で圧密したわけであるから、初期密度が小さいものはかなり大幅に、また初期密度が大の場合でも、初期状態より少しは砂ぐい密度が上昇していると考えられる(圧密試験後の測定によつて、すべての試験において砂ぐい部の沈下が確認されている)。複合地盤中の砂ぐい部の含水比は8%前後であったが、豊浦標準砂に関する従来の経験では、含水比7~10%の湿潤状態で r_{smax} は1.70~1.75 g/cm³、 r_{smin} は1.50~1.55 g/cm³程度である。当然多少の誤差は避けられないが、以上のことから推論して、解析には $r_s = 1.6$ g/cm³を用いることにした。なお、小数点以下2桁まで仮定してもあまり意味がないと考えられた上、 r_s の多少の相違が解析結果に及ぼす影響がきわめて小さいことを確かめてある。

$\varphi = 38^\circ$ を解析に採用した理由は次のようである。上述したことと同様従来の経験や研究によると、完全に乾燥あるいは飽和した標準砂においては $e_{min} = 0.66$ 、 $e_{max} = 0.88$ (含水比が7~10%とすると、これらに対応する r_{smax} 、 r_{smin} の範囲が上記のようになる)程度であり、これに対する φ はそれぞれ45°、35°程度である⁴⁾。試みに、豊浦標準砂の排水試験結果である図2.2.7に基づいてピーク強度で整理すると $\varphi = 42^\circ 25'$ であり、残留強度で整理しても $\varphi = 36^\circ 25'$ となる。このような複合地盤の破壊を問題にする場合には、砂ぐいの φ としては、残留強度に近い値に対する φ を用いるべきであることをすでに第2、第3章で指摘した。したがって、もう少し小さい φ を用いた方が妥当のようにも思える。しかし一方、今回の実験の場合には砂ぐいを横切るすべり面への伝達応力が小さいので、5°以下の φ の相違が解析結果に及ぼす影響はきわめて小さく、また実験における砂ぐいは不飽和状態にあるから、実際には当然みかけの粘性が存在す

るはずであるにもかかわらず、解析ではこれを省略することになっている。以上のことを勘案して、 $\varphi = 38^\circ$ を用いることにした。

$r_c = 1.8$ g/cm³としたのは、粘土単独地盤に関して前述したのと同じ理由による。また c_u も図2.4.28、図2.4.29に従つて、表2.4.5の場合と同様にして表中に示した。ただし、SP - I、SP - II試験においてはベーン試験を実施していない。またSP - II試験では、粘土供試体が軟らかすぎで一軸圧縮試験結果の信頼性が低かつたので、図2.4.28、図2.4.29中の直線を外挿して求めた値を表中に記入してある。

(3) 計算の対象とする破壊円

計算は手計算で行なうため、数多くのすべり円弧に対して試行計算を実施することは非常に手数がかかる。そこで、解析の対象とする最小安全率円をはじめから定めておいて計算を実施したい。この場合最初に考えられるのは、各複合地盤を、まずはじめに、砂ぐいを含まない粘土単独地盤であると仮想し、各試験での P_f に対するすべり計算を実施して最小安全率円を求め、こうして求めた最小安全率円をもつて複合地盤における臨界円であると仮定する方法である。いいかえると、砂ぐいの有無にかかわらず、最小の安全率を与えるすべり円は変わらない、と仮定するわけである。これは一般の実験設計においても用いられる方法であり、そして、実際には両者が異なることはもちろんであるが、3.7節の試算例にも示したように、これが、結果的に算定される安全率に与える影響は比較的小さいようである。しかし今回の実験結果に関して上述の方法を用いると、実際の観察結果とかなり隔つた円を臨界円であると仮定しなければならない場合が生じてくる。

そこでここでは、破壊面に関する試験後の観察結果(例を写真2.4.3~写真2.4.5および図2.4.36に示したように、すべての試験において破壊面の起終点は載荷板縁および斜面

先と推定された)と粘土単独地盤の場合の計算結果を参考にして、図2.4.38に示したC-I, C-II試験の場合の臨界円、すなわち斜面先を通り半径40.0cmの円と同じ円弧を、すべての複合地盤における臨界円と仮定して計算を行う。この円弧と、前述したような仮想の粘土単独地盤における最小安全率円との差違などについては、個々の試験の解析においてふれる。

(4) SP-I, SP-II, SP-III, SP-IV 試験結果の解析

これらの試験地盤における砂ぐい径および砂ぐいの配置は、すでに図2.4.4に示したように同一である。

まずはじめに、SP-II, SP-IV 試験の解析結果を示す。

図2.4.41は地盤の平面図と縦断面図を示している。第3章

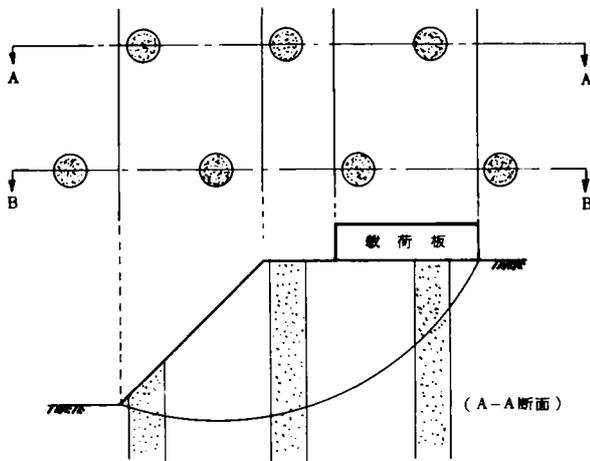


図2.4.41 地盤の平面と縦断面 (SP-II, III, IV)

で説明したように、砂ぐいがこのような正三角形配置で、かつ今回の実験のように破壊領域内の砂ぐい本数が少ない場合には、安定計算に際して、砂ぐいを含む帯状部として図のA-A断面を用いるか、B-B断面を用いるかによつて、多少計算結果が異なってくる。以下においてはこれら両断面についての計算を行ない、両者を比較する。なお、砂ぐい本数が多く、載荷面積が大きい実際の設計の場合には、どちらの断面を用いてもこれによる差はほとんどない。

SP-II, SP-IV地盤が砂ぐいを含んでいない粘土単独地盤であると仮定し、これに $P_f = 0.225 \text{ Kg/cm}^2$ が載荷されたとすると、このときの最小安全率円は図2.4.39においてD点を通る円弧と同一の円となる。そして、これに対応する K_{min} の値は、すべり土塊の分割数を5にすると18.091、10にすると18.082となる。さきに述べたように、複合地盤の臨界円は斜面先を通る半径40cmの円弧であると仮定するので、上記の仮想粘土地盤における最小安全率円とは少し異なるが、両者の差は小さい。地盤内への応力分布は式(2.4.3)

に従うものとし、 P_s, P_c による地中応力を必要とする所定の深さ、すなわちすべり面が砂ぐいを横切る位置で重合させてすべり面上の鉛直応力を決定した。そして土圧係数 K を0.5として水平方向応力を求め、これらによるすべり面上の法線方向分力を求めた。すべり円弧内の土塊の分割数は5個とした。いま仮りに粘土の C_u と砂ぐいにおける ϕ を一定としておくと、式(2.3.12)に示したように F_s や F_c は荷重分担比 n のみの関数となる。しかし、 ϕ は一定であるが C_u は変数であるとする、 F_s, F_c はそれぞれ n と C_u の関数となる。すなわち、

$$F_s, F_c = f(n, C_u) \quad (2.4.4)$$

F_s と F_c を等置することにより、つぎの関係が成立する。

$$f(n, C_u) = 0 \quad (2.4.5)$$

したがって、複合地盤全体としての安全率 F はつぎのようにかける。すなわち、 n を与えると、

$$F = f(C_u) \quad (2.4.6)$$

具体的な計算結果を以下に示す。 $P_f = 0.225 \text{ Kg/cm}^2$ を与え、図2.4.41中のA-A断面、B-B断面を用いて計算すると次のようになる。ただし各応力の単位は Kg/cm^2 であり、計算に際しては砂ぐいを等断面積の正方形におきかえてある。

$$\left. \begin{aligned} F_c &= \frac{241C_u}{52P_c + 1.31} \\ F_s &= \frac{116.85P_s + 203.04P_c + (9.81 + 1732C_u)}{130.69P_s + 389.31P_c + 12.71} \text{ (A-A断面)} \\ &= \frac{65.13P_s + 99.06P_c + (9.59 + 1972C_u)}{86.39P_s + 443.61P_c + 12.32} \text{ (B-B断面)} \end{aligned} \right\} (2.4.7)$$

$$P_c = \frac{P_s}{n} = \frac{18}{75 + 5n}$$

$F_s = F_c$ とおいて整理すると、A-A断面を用いた場合には式(2.4.8)、B-B断面を用いた場合には式(2.4.9)が得られる。

$$\begin{aligned} (2,854,522C_u - 14,102)n^2 + (43,454,055C_u - 2,254,898)n \\ + (9,543,375C_u - 4,541,122) = 0 \end{aligned} \quad (2.4.8)$$

$$\begin{aligned} (1,883,455C_u - 7,992)n^2 + (28,789,290C_u - 1,278,493)n \\ + (8,064,225C_u - 2,588,306) = 0 \end{aligned} \quad (2.4.9)$$

種々の C_u 値に対する n 値を求めると同時に、これらを用いて F_s, F_c 、すなわち複合地盤の安全率 F を求めて図示すると図2.4.42のようである。解析においては臨界円を仮定している、ここに計算された F は厳密には F_{min} ではない

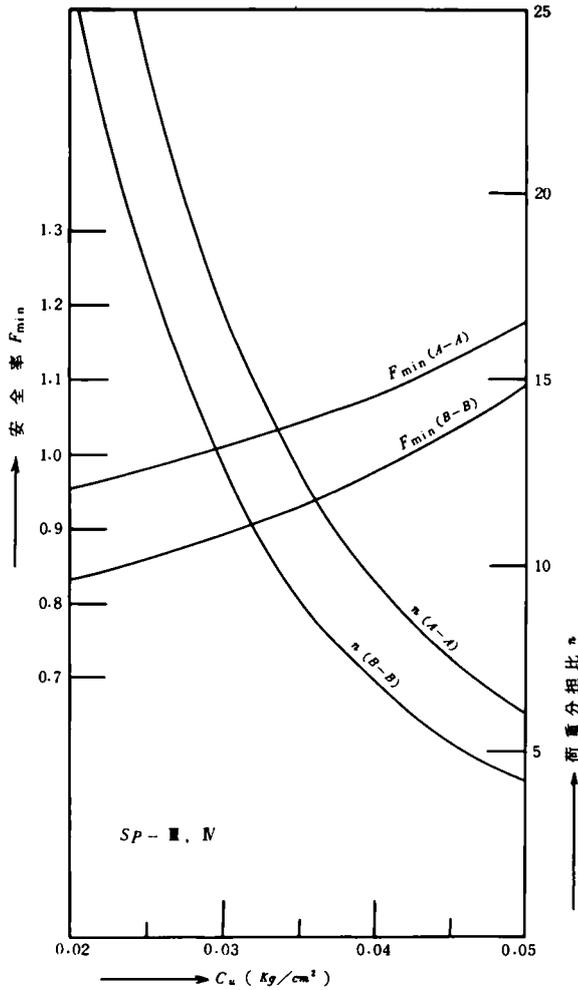


図 2.4.42 F_{min} , n と c_u の関係 (SP-III, SP-IV)

かもしれないが、この誤差はごく小さいと考えられるので、これらの値を F_{min} と書くことにする。

図 2.4.42 において顕著なことは、 c_u が小さいほど、すなわち F_{min} の値が小さいほど荷重分担比が大きくなっていることである。この傾向は、この種の複合地盤の特性、すなわち、粘土部分が弱ければ弱いほど砂ぐいがより多くの荷重を負担しようとする当然の結果であり、著者の安定計算法が妥当であることを示唆している。表 2.4.9 に示したように、SP-III, SP-IV 地盤における粘土の平均的な c_u は $0.04 \sim 0.045 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。 $c_u = 0.04 \sim 0.045 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、上に示した図 2.4.42 より、A-A 断面を用いると $F_{min} = 1.078 \sim 1.124$ 、B-B 断面を用いると $F_{min} = 0.975 \sim 1.029$ 、仮りに上下限値の平均値をとつてみると $F_{min} = 1.027 \sim 1.077$ 程度となり、いずれにしても破壊時に対応する値としてきわめて正当であるといえる。またこれらに対応して荷重分担比は $n = 9.53 \sim 7.44$ (A-A 断面)、 $n = 6.82 \sim 5.27$ (B-B 断面) となっており、従来の測定結果¹⁰⁾ などから推論して、やはりこれらの値も妥当な値であると考

えられる。A-A 断面、B-B 断面のいずれを用いるかによつて、安全率に 0.1 程度の差を生じているが、前述した室内実験の性質上この程度の相違はやむをえない。なお、もし地盤が砂ぐいを含まないとした場合には、さきに示したように n の最小値は 18.09 程度であるから、 $c_u = 0.04 \sim 0.045 \text{ kg/cm}^2$ に対して $F_{min} = 0.724 \sim 0.814$ となる。この値を、上に示した複合地盤に関する結果と比較すればわかるように、砂ぐいの存在によつて安全率が 0.25 ~ 0.3 程度上昇していることになる。

SP-II 試験における砂ぐいの配置や載荷板の位置も上述の SP-III, SP-IV 試験の場合と同じである。したがつて、式 (2.4.7) 中の F_c, F_s はそのまま用いられる。ただし、破壊時の平均的な鉛直荷重 p_f が 0.125 kg/cm^2 であるので、 p_c が次式のようになる。

$$p_c = \frac{p_s}{n} = \frac{10}{75 + 5n} \quad (2.4.10)$$

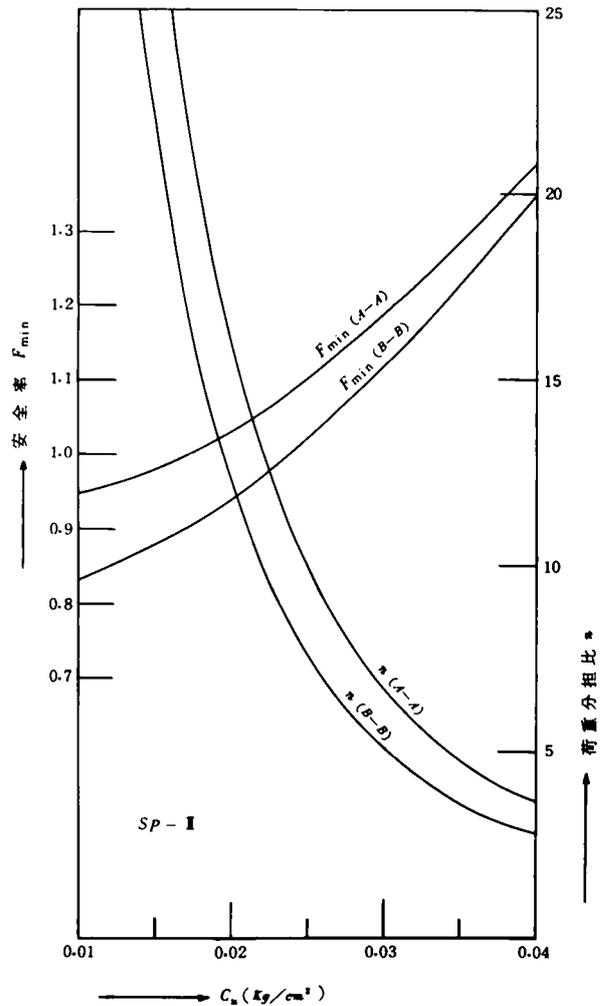


図 2.4.43 F_{min} , n と c_u の関係 (SP-II)

これを式(2.4.7)の F_c , F_s に用いて同様の整理を行ない、 $c_u \sim n$ 関係および $c_u \sim F_{min}$ 関係を描くと図2.4.43のようになる。一方、SP-I地盤における c_u は、図2.4.28の直線を外挿すると 0.014 Kg/cm^2 、図2.4.29の直線を外挿すると 0.018 Kg/cm^2 程度となる。実際の実験値がないので少し信頼度は低い、仮りに $c_u = 0.018 \text{ Kg/cm}^2$ と推定すると、図2.4.43よりA-A断面では $F_{min} = 1.010$ 、B-B断面では $F_{min} = 0.911$ 程度となり、やや低い目ではあるが大体妥当な値となる。また荷重分担比は $n = 19.84$ (A-A断面)、 $n = 15.12$ (B-B断面)で少し大きすぎるようにも思われるが、粘性土がこのような軟らかい場合、破壊の極限状態において実際にこのような大きな値となつていることも十分想像される。なお、SP-I地盤が砂ぐいを含まない粘土単独地盤であると仮想すると、この場合の最小安全率円は複合地盤の臨界円として採用したものと同一の円弧、すなわち図2.4.39において斜面先Eを通る円弧となる。そしてこのとき、 $K_{min} = 30.157$ (ただし、すべり土塊の分割数は5)となるので、 $c_u = 0.018 \text{ Kg/cm}^2$ とすると、 $F_{min} = 0.543$ となる。したがつて、砂ぐいが存在することにより F_{min} が $0.37 \sim 0.47$ 程度上昇していることになる。

SP-I試験においても、砂ぐい径や砂ぐいの配置は上述してきた各試験の場合と同じであるが、図2.4.44に示してあるように、載荷板の位置が他の場合と少し異なつている。

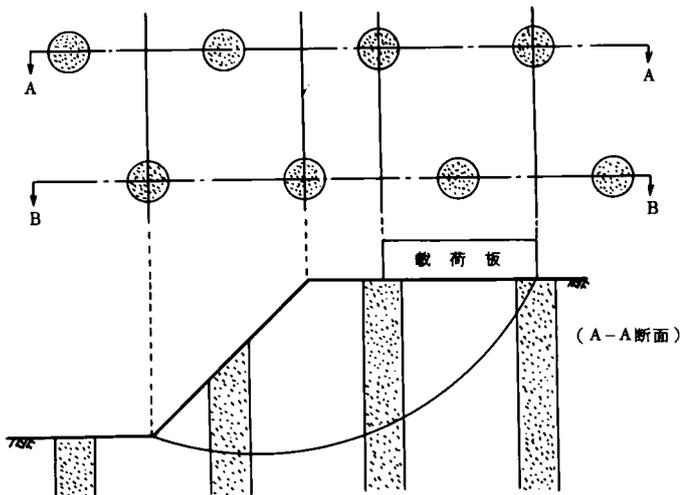


図2.4.44 地盤の平面と縦断面 (SP-I)

やはりいままでと同じ円弧を臨界円と仮定して F_c , F_s を求め、この試験における限界荷重 $P_f = 0.522 \text{ Kg/cm}^2$ を用いて p_c , p_s を求めると次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} F_c &= \frac{235.2c_u}{52p_c + 1.31} \\ F_s &= \frac{104.49p_s + 113.35p_c + (8.36 + 1808c_u)}{115.18p_s + 404.82p_c + 12.49} \quad (\text{A-A断面}) \\ &= \frac{76.72p_s + 141.89p_c + (8.18 + 1908c_u)}{115.18p_s + 404.82p_c + 12.72} \quad (\text{B-B断面}) \\ p_c &= \frac{p_s}{n} = \frac{41.76}{75 + 5n} \end{aligned} \right\} (2.4.11)$$

ただし、すべり土塊の分割数は6にしてある。上式中の F_c が式(2.4.7)中の F_c と少し異なるのは、すべり土塊を各細片に分割する位置が両者において異なるからである。さて以上の関係式を用いて、 F_{min} , c_u , n の相互関係を図示すると図2.4.45のようである。SP-I試験における粘性土の一

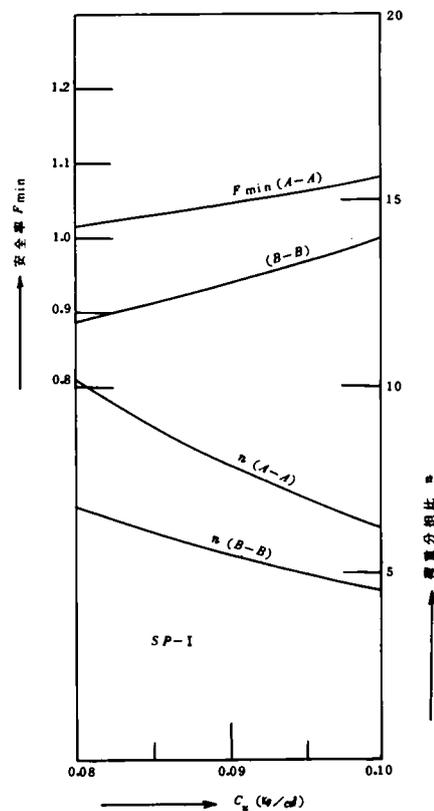


図2.4.45 F_{min} , n と c_u の関係 (SP-I)

軸圧縮試験の個数はわずか3個ではあるが、これらから求めた c_u は、図2.4.28に示したように $0.078 \sim 0.09 \text{ Kg/cm}^2$ となつている。 $c_u = 0.085 \text{ Kg/cm}^2$ とすると、図2.4.45からわかるように、A-A断面を用いれば $F_{min} = 1.029$, $n = 8.98$, またB-B断面で計算すれば $F_{min} = 0.912$, $n = 6.10$ となる。やはり両断面で 0.1 程度安全率に差を生ずるが、いずれにしてもきわめて常識的な値となつているといえる。な

お、SP-V 地盤を砂ぐいのない仮定の粘土単独地盤であると仮定すると、すべりに対する最小安全率円は図 2.4.39 の点 A を通る円弧と同一になり、このときの $n_{min} = 8.164$ (ただし分割数 5) となる。したがって、 $c_u = 0.065 \text{ Kg/cm}^2$ とすると $F_{min} = 0.694$ となる。これを上記の値と比較すればわかるように、やはり砂ぐいが打設されたことによつて 0.22 ~ 0.34 程度安全率が上昇している。

(5) SP-V, SP-VI 試験結果の解析

これらの試験における地盤の平面図と縦断面図を示すと図 2.4.46, 図 2.4.47 のようである。これまでと同様、斜面先

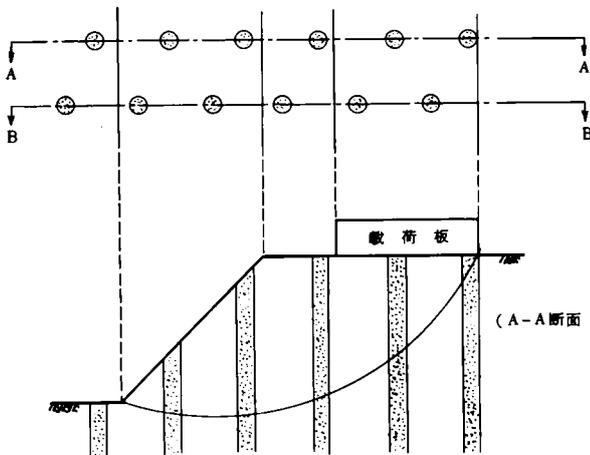


図 2.4.46 地盤の平面と縦断面 (SP-V)

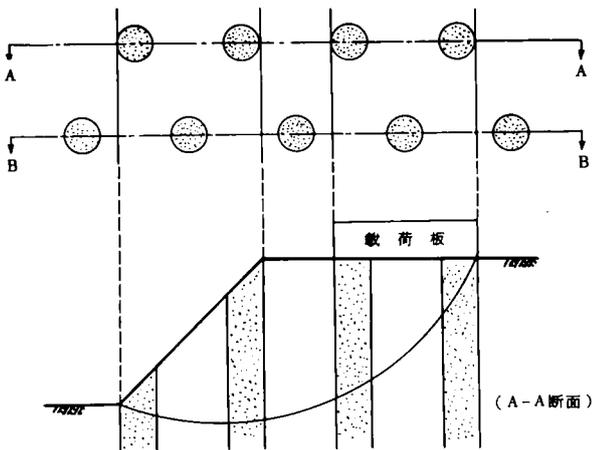


図 2.4.47 地盤の平面と縦断面 (SP-VI)

を通る半径 40.0 cm の円弧を臨界円と仮定して、 F_c , F_s を求めると次のようになる。ただし、すべり円弧内の土塊の分割数を 5 として計算されている。

SP-V 試験

$$\left. \begin{aligned} F_c &= \frac{235.2c_u}{52P_c + 1.26} \\ F_s &= \frac{58.90P_s + 100.63P_c + (8.26 + 1810c_u)}{135.70P_s + 384.30P_c + 12.29} \quad (\text{A-A 断面}) \\ &= \frac{64.96P_s + 159.46P_c + (8.83 + 1810c_u)}{117.76P_s + 402.24P_c + 12.26} \quad (\text{B-B 断面}) \\ P_c &= \frac{P_s}{n} = \frac{28}{75 + 5n} \end{aligned} \right\} (2.4.12)$$

SP-VI 試験

$$\left. \begin{aligned} F_c &= \frac{238c_u}{52P_c + 1.35} \\ F_s &= \frac{233.17P_s + 131.51P_c + (11.78 + 1516c_u)}{230.36P_s + 289.64P_c + 12.66} \quad (\text{A-A 断面}) \\ &= \frac{75.03P_s + 167.40P_c + (12.01 + 1764c_u)}{115.18P_s + 404.82P_c + 13.10} \quad (\text{B-B 断面}) \\ P_c &= \frac{P_s}{n} = \frac{3.15}{8 + n} \end{aligned} \right\} (2.4.13)$$

以上の関係に基づき、 F_{min} , c_u , n 間の関係を求めて図示すると図 2.4.48 のようになり、各曲線の傾向はこれまでに

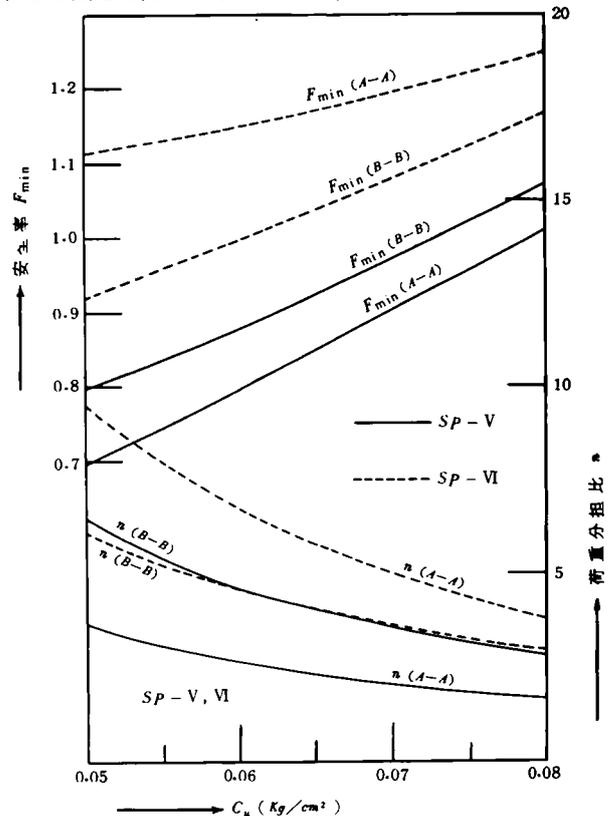


図 2.4.48 F_{min} , n と c_u の関係 (SP-V, SP-VI)

示した各試験の場合と変わらない。表2.4.9に示したように、SP - V 試験における粘土部分の c_u は $0.07 \sim 0.08 \text{ Kg/cm}^2$ 、SP - VI 地盤においては $c_u = 0.06 \sim 0.07 \text{ Kg/cm}^2$ であるから、これに対する F_{min} は、SP - V 試験では $0.900 \sim 1.007$ (A - A断面)、 $0.973 \sim 1.072$ (B - B断面)、またSP - VI 試験では $1.148 \sim 1.194$ (A - A断面)、 $0.997 \sim 1.079$ (B - B断面)となる。SP - VI 試験においてA - A断面を用いた場合の値がやや大きいけれども、全般に限界時の解析結果として妥当な値となつている。またこれらに対応する荷重分担比は、SP - V 試験で $2.10 \sim 1.72$ (A - A断面)、 $3.60 \sim 2.88$ (B - B断面)、SP - VI 試験では同様に $6.78 \sim 5.00$ (A - A断面)、 $4.62 \sim 3.62$ (B - B断面)である。SP - II ~ SP - IV 試験などの場合にくらべて全般的に n が小さいのは、粘土部分の強度が大きいことによる当然の結果であり、従来の測定結果などから考えても、妥当な値であると思われる。なお、SP - V 試験では砂ぐい径が 2.6 cm であるため、破壊面内に含まれる砂ぐいの本数が他の場合にくらべて多い。これが原因して、A - A断面、B - B断面のいずれを用いるかによつて生ずる F_{min} および n の相違が他の試験の場合よりも小さくなつていることに注目すべきである。たとえば F_{min} における差違は 0.07 程度であり、これまでの 0.1 強にくらべて小さくなつている。

ところで、砂ぐいがない場合との比較を行なうために、これまでと同様SP - V、SP - VI地盤を砂ぐいを含まない粘土単独地盤であると仮定し、 $p_f = 0.350 \text{ Kg/cm}^2$ を与えて計算した。その結果、最小安全率 n はともに図2.4.39中の点Bを通る円弧と同一となり、すべり土塊の分割数を5とすると、 $n_{min} = 11.996$ となる。それぞれの地盤における c_u 値を用いて計算すると、砂ぐいの存在によつて、SP - V 地盤では約 0.1 、またSP - VI 地盤では $0.3 \sim 0.35$ 程度安全率が上昇した勘定となる。

(6) 応力分布を変化させた場合について

上記の各場合と応力分布の考え方を少し変えて多くの計算を行なつたが、ここでは代表的なものについて、二、三の結果をごく簡単に示す。

Kögler はのちになつて(1948年)応力分布を図2.4.49のように考え、次式を提案している¹¹⁾

$$\sigma_z = \frac{pB}{2Z} \quad (2.4.14)$$

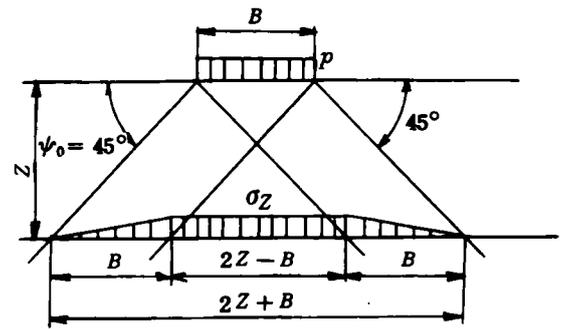


図2.4.49 Köglerの修正直線応力分布

P_c の分布に関しては上式をそのまま用い、砂ぐい上の荷重については図2.4.49と同じ考えに従いながら、 $\psi_0 = 45^\circ$ とせず二、三変化させてみた。ただし、水平応力 $0.5 \sigma_z$ の影響は考慮することにする。SP - II、SP - VI 試験におけるA - A断面採用の場合に関して、 $c_u = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$ として計算した結果を二、三示すと以下のとおりである。

- (i) P_f について $\psi_0 = 30^\circ$ とすると、 $n = 9.14$ 、 $F_{min} = 1.063$
- (ii) 砂ぐい上の圧力のうち($P_f - P_c$)のみを $\psi_0 = 30^\circ$ で分布させると $n = 8.96$ 、 $F_{min} = 1.057$
- (iii) P_c についても $\psi_0 = 45^\circ$ とすると $n = 5.89$ 、 $F_{min} = 0.939$ 。

今回の解析においては(i)で説明した方法が最も妥当と考えられ、このような応力分布を用いた場合の計算結果は、すでに(4)で示したように、 $n = 9.53$ 、 $F_{min} = 1.078$ である。これを上記(i)、(ii)、(iii)の結果と比較すればわかるように、(i)、(ii)の結果との差違は小さいが、(iii)の結果とはかなり異なり、 n において 3.6 、 F_{min} において 0.14 程度の相違がある。上記の結果からも、応力分布の実状を究明することは基本的かつ重要な問題であることが再認識される。

4.7 結 論

この章では、粘土単独地盤と砂ぐいを打設した複合地盤に関する室内模型実験の結果を示した。そしてこれらの結果を解析すると同時に、種々の考察を加えた。特に、この章で示した載荷試験結果の解析は、前章における著者の安定計算法を検討した意味で重要である。得られたおもな結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 複合地盤における圧密の進行は、粘土単独地盤の場合に比較してきわめてはやい。すなわち複合地盤においては、時間的な意味での圧密促進の効果が顕著である。

(2) 圧密の時間的变化を推定する場合、排水や応力条件が比較的単純なときには、圧密係数の推定を大きく誤まらないかぎり、粘土単独地盤に関しては Terzaghi の一次元圧密理論が、また複合地盤に関しては Barron の理論式が十分な精度を有する。

(3) 同一の圧密圧力下においても、粘土の初期含水比の大小によつて、圧密終了時に到達する含水比にかなりの差を生ずる場合のあることが確められた。また砂ぐいと砂ぐいの間部付近の粘性土における含水比は、砂ぐい周辺部のそれにくらべて少し高い。

(4) 粘性土における含水比がほぼ等しい場合に関して、粘土単独地盤と複合地盤に対する載荷試験結果を比較すると、複合地盤においては同一の荷重に対する沈下量が小さく、ま

た限界荷重強度が大きい。すなわち、砂ぐいによる地盤改良効果はかなり顕著であつた。ただし、この効果の程度が、破壊面上における砂ぐいへの圧力の大小に大きく支配されることはいうまでもない。

(5) 載荷試験後の観察結果により、破壊面はほぼ円弧で近似してよいと考えられた。

(6) 粘土単独地盤に対する載荷試験結果を解析することにより、円弧すべりを用いた全応力解析法が一般に有効であることが確められた。

(7) 複合地盤のすべりに関する解析結果は、全般にきわめて妥当と思われる値を示し、前章において説明した著者の安定計算法の正当性を示した。

(8) 安定計算の結果に影響を与える二、三の要因の中で、すべり土塊の分割数の大小の影響は小さいが、粘土の c_u 値の変動が計算される安全率に与える影響は非常に大きく、また応力分布の考え方も重要な問題である。

第 4 章 の 参 考 文 献

- 1) 松尾稔・稲田直治・寺村昌忠：複合地盤の支持力に関する研究(その1), 土と基礎, Vol.16, No.12, pp.21~28, 1968
- 2) 松尾稔・寺村昌忠・稲田直治・広瀬富哉：複合地盤の支持力に関する研究(その2), 土と基礎, Vol.17, No.1, pp. 3~9, 1969
- 3) 松尾稔：複合地盤の支持力に関する研究(その3), 土と基礎, Vol.17, No.2, 1969
- 4) Bjerrum, L : Fundamental Consideration on the Shear Strength of Soil, Geotechnique, Vol.12, pp.209~218, 1950
- 5) 斎藤迪孝：土質工学における誤りやすい諸問題, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質工学会, pp.1~28, 1968
- 6) Spencer, E. : A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces, Geotechnique, Vol.17, pp.11~26, 1967
- 7) Taylor, D.W. : Fundamentals of Soil Mechanics, JOHN WILEY and SONS, pp.609~613, 1948
- 8) 赤井浩一：土の支持力と沈下, 山海堂, pp.73~77, 1964
- 9) 八木則男・鶴田三朗：砂のせん断抵抗について, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, pp.(Ⅲ-4-1)~(Ⅲ-4-2), 1968
- 10) 中山二郎・上田茂：複合地盤における応力分担比の測定結果について, 第22回土木学会年次学術講演会講演概要, 第Ⅲ部, pp.(97~1)~(97~4), 1967
- 11) Szechy, K. : Der Grundbau, Springer-Verlag, pp.283~285, 1963

第 5 章 現場における破壊例の解析

5.1 概 説

粘性土中に締め固め砂ぐいが打設された複合地盤の現場における破壊は、現在までのところあまりないようである。また数少ないすべり発生例があつたとしても、解析の困難さその他種々の制約条件のためであろうか、公表された詳細な資料はない。砂ぐいを含まない粘性土地盤と複合地盤とに関して原位置における盛土試験も一、二行なわれたが¹⁾、著者の知るこれらの試験例においては、ともに複合地盤の強度が当初予測したよりもはるかに大きく、より高い盛土施工が困難になつてすべり破壊を生ずるまでには至らず、試験を中止せざるをえなかつた。

この章で解析を試みるのは、著者が詳しい資料を入手した唯一の現場の破壊例である。ここでは施工法や圧密現象などについてはほとんど触れず、第 3 章で説明した著者の方法を用いて複合地盤の究極的な破壊に関して解析し、安定計算

法の妥当性を検討する。なお、この破壊に関する資料や解析結果などもまだ公表されていないので、現地名や構造物の目的などについてはあえて明示しないことにする。

5.2 原地盤の概要と砂ぐいの配置

盛土工事に着工する前に、必要な範囲にわたりかなり多くのボーリングとサウンディングが行なわれ、これに基づいて一般的な物理試験や圧密および一軸圧縮試験などの力学試験が実施された。これらの調査結果によると、盛土工事の影響範囲と考えられるかなり広い範囲（幅約 150 m、長さ約 200 m）にわたつて、地盤はほぼ平坦であり、また地盤を構成する地層にほとんど変化がなく、かつ各地点における各地層の深度にもほとんど差がない。例として二、三の調査地点における柱状図や平均的な土性分布図、標準貫入試験における N 値の分布、さらに含水比 (w)、単位体積重量 (γ_t)、一軸圧縮強度 (q_u) などに関する試験結果を示すと図 2.5.1 の

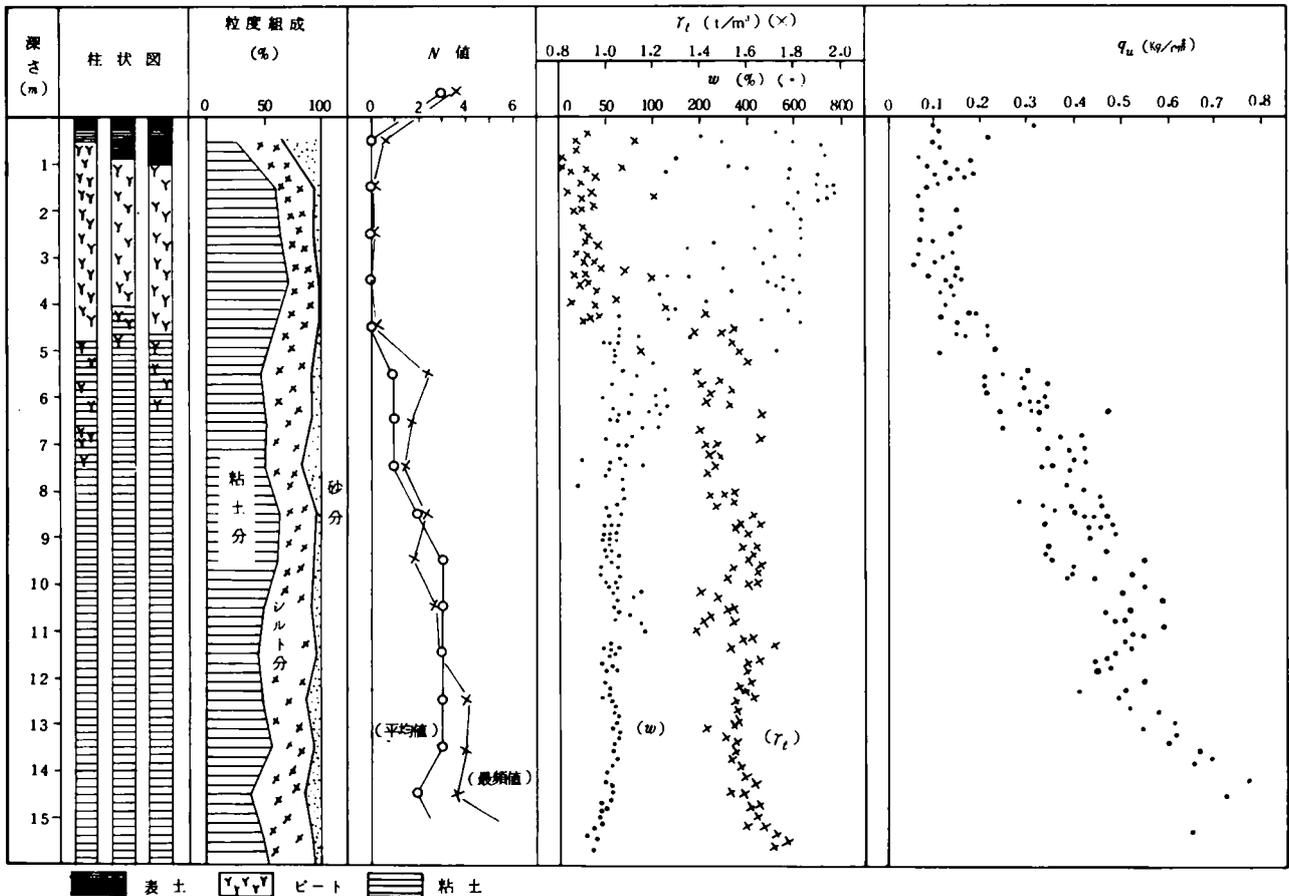


図 2.5.1 原地盤の土質調査の結果

ようである。この図をみればわかるように、0.5 m前後の表土の下に軟弱な約4 mのビート層と層厚3.5 mの軟弱粘土層が存在し、その下部にコンシステンシー中程度の粘土層（約7 m）と比較的堅い砂質粘土層が続いている。この章では説明の便宜のため、ビート層に続く層厚3.5 mの軟弱粘土層を“上部粘土層”，その下の層厚7 mの粘土層を“下部粘土層”と呼ぶことにする。

以上に示したような軟弱地盤上に高さ8～10 mの盛土を行なう必要があつたため、何らかの方法で地盤を改良し、地盤の強度を上昇させる必要が生じた。地盤改良の方法として砂ぐいを打設する工法が採用され、盛土中央直下の幅28 mの部分はsand drain工法により、またその両側はそれぞれ

幅24 mにわたって締固め砂ぐい（sand compaction pile）工法によつて地盤改良が実施された。なお、盛土前面の幅約35 mの範囲にもすべりを防止する目的で締固め砂ぐいが打設された。砂ぐいの配置は図2.5.2に示すとおりである。図中各直線の交点の位置に砂ぐいが打設されている。施工順序としては、ビート層や上部粘土層の流動防止を考慮して、最も外側3列の砂ぐいがまず打設され、順次内側にむかつて施工された。

中央部のsand drain用の砂ぐいは、直径約40 cmで1.2 m間隔の正三角形配置とされ、図2.5.2に示してあるように、ぐいの長さはおおむね10 m以上である。砂ぐい用の砂としては川砂が用いられ、sand drain工法の特徴として周知の

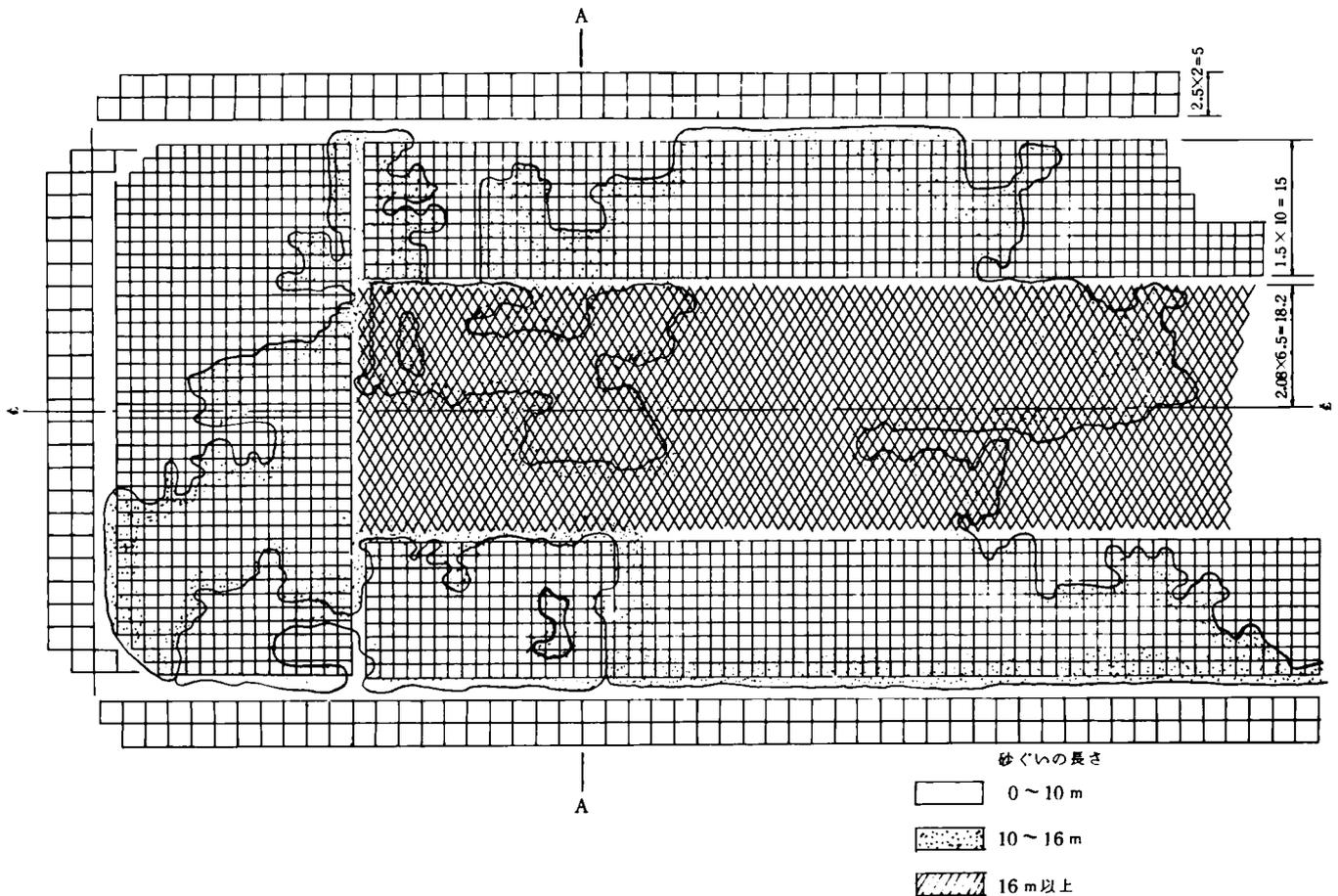


図2.5.2 打設された砂ぐいの配置図

ように、ゆるい状態の砂ぐいが造成された。またその外側には、1.5 mの中心間隔の正方形配置で締固めた砂ぐいが打設されている。やはりぐいの長さは大体10 m以上で、長いものは16 m以上である。最も外側に打設されている3列の砂ぐいもやはり振動で締固めた砂ぐいであるが、さきに述べたように、その目的が、主として、砂ぐい打設中における軟弱層の側方流動を防止することであつたため、2.5 mの粗い

ピッチで正方形配置とし、ぐい長も7 m前後とされた。さてこれらの締固め砂ぐい用には切込み砂利が用いられた。この切込み砂利の平均的な粒度を図2.5.3に示す。すべり破壊が生じたのちに掘削して調査したところによると、砂ぐいの直径は全般に50～60 cm程度であつた。本工事の前に何本かの締固め砂ぐいの試験打ちが行なわれ、これらの砂ぐいにおいて標準貫入試験が実施された。その結果によるとN値は大

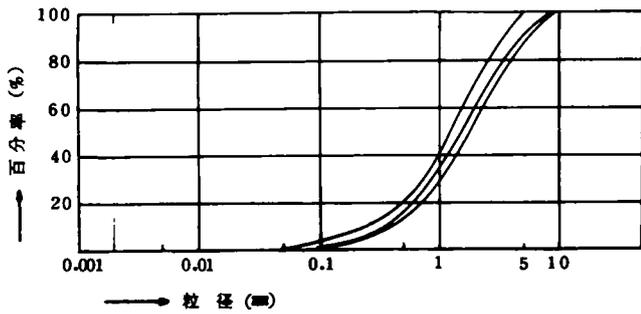


図 2.5.3 切込み砂利の粒径加積曲線

体 10～25 程度であった。

5.3 破壊に至るまでの盛土の施工と沈下量，土圧，側方変位などの測定結果

砂ぐいを打設する前に、まず sand mat および sand blanket としての敷砂工が施工された。これらは、軟弱地盤上への施工機械の進入を可能にさせると同時に、砂ぐいによる排水効果をあげ、また盛土中に地下水が進入するのを防止する、などの目的で設ける砂層である。sand mat は無処理区間に施工する敷砂で、厚さ 0.5～1 m とされ、sand blanket は砂ぐいによって地盤処理した区間に設ける敷砂で、ここでは排水量も多く、またくい施工機械の安定をも考慮して 1～1.5 m の層厚とされた。敷砂材料としては、締固め砂ぐい用に使用したのと同じ切込み砂利が用いられた。

敷砂の上からの砂ぐい打設が終了したのちに盛土が開始された。盛土材料は現場近くの丘陵地から採取された。粒度試験の結果によると、この盛土材料は、三角座標分類において“砂”あるいは“砂質ローム”の範囲内に入っている。盛土の施工においては、仕上り厚さ一層 30 cm を目標にして土をまき出し、ブルドーザーで整地したのち、自走式タイヤローラー (WP-15, 渡辺) およびけん引式タイヤローラー (RT-15, 小松) により、4～5 回の転圧が行なわれた。盛土開始後の盛土高さの推移を、元の原地盤表面を基準にして示すと、概略以下のものである。すなわち、盛土中心線上での盛土高さが、盛土開始 15 日後には 2 m、40 日後には 4 m、110 日後には 5 m となり、すべりは生じなかつたけれども、表面の数個所でクラックが生じた。そして盛土高さが 6 m に達した 143 日後に盛土中心線付近からすべりが発生し、盛土の中央部でかなり大きな段差を生じた。盛土表面におけるクラックの発生状況と盛土断面の例を示すと図 2.5.4、図 2.5.5 (図 2.5.2 の断面 AA) のようである。ただし図 2.5.5 において、143 日後の盛土の形状は破壊が生ずる直前のものであり、また沈下によって低下した原地盤表面の位置もやはり破壊直前のものである。

沈下計，土圧計，側方変位計，間げき水圧計などの計器が配置され、動態観測が続けられた。これらの多数の結果のうち、次節以下の、破壊に関する解析に必要なと考えられる二、三の側定結果を取出して示すと以下のものである。なお、盛

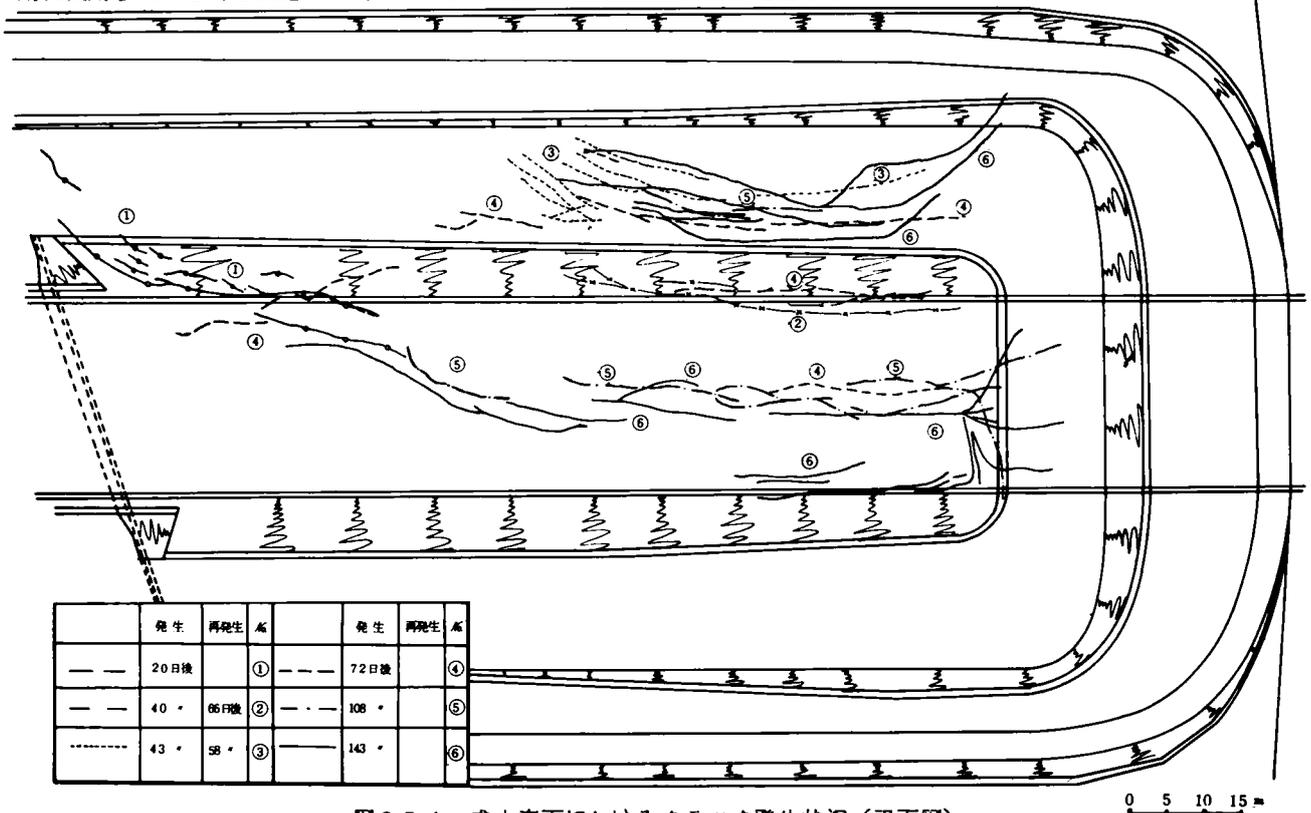


図 2.5.4 盛土表面におけるクラック発生状況 (平面図)

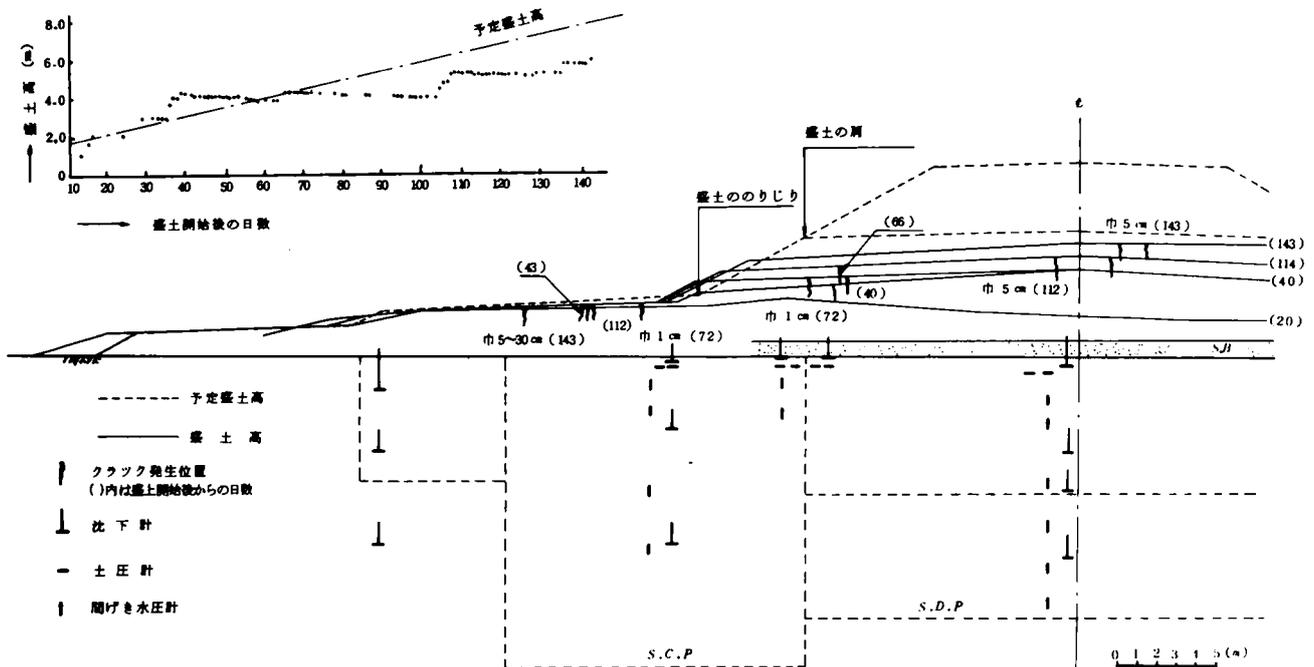


図 2.5.5 盛土表面におけるクラック発生状況 (縦断面図)

土の横断面の位置の相違による測定結果の差はあまりなかったため、図 2.5.5 に示した断面およびその近傍に埋設された各種計器による測定結果を示す。沈下計、土圧計および地中変位測定管の位置は同図中に記入してある。

盛土の立上りの過程と測定された沈下量の関係を示すと図 2.5.6、図 2.5.7 のようである。図 2.5.6 は盛土中央部付近の沈下量をあらわし、また図 2.5.7 は盛土本体の肩および本体のり尻付近の沈下量の推移を示している。ここに、盛土の

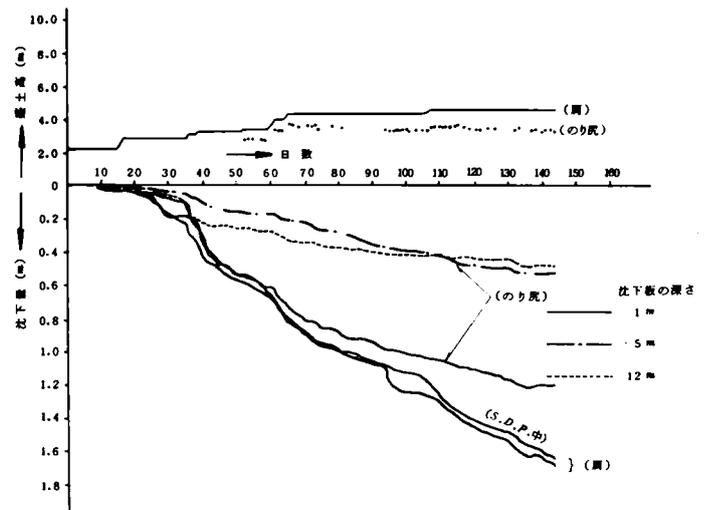


図 2.5.7 盛土の立上り過程と沈下量の関係 (盛土本体の肩およびのり尻付近)

高さとは、盛土中央部 (図 2.5.6) あるいは盛土肩およびのり尻 (図 2.5.7) における実質の盛土厚さを示している。

さてこれらの図からわかるように、破壊直前における原地盤表面の沈下は、盛土本体のり尻付近においてさえ 1.2 m に達しており、それより中央部寄りでは 2 m 前後の大きな沈下量を示している。このような大きな沈下量は、主として、ピート層の大きな圧縮量に起因している。このことは、上部粘土層の上面付近に設置された沈下計が 40 ~ 50 cm 程度の沈下量しか示していないことから推定される。なお、砂ぐい上に設置された沈下計の測定結果からわかるように、砂ぐい部分

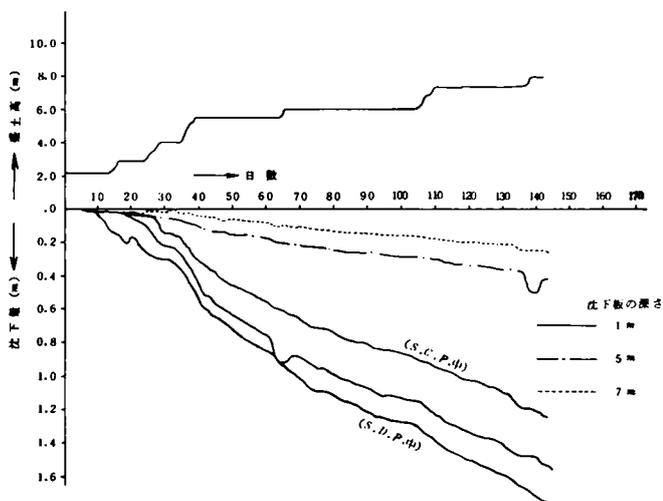


図 2.5.6 盛土の立上り過程と沈下量の関係 (盛土中央付近)

もかなり大きく沈下している。この場合、sand drain 用の砂ぐい部分では締固め砂ぐいにくらべて約50cm沈下量が大き

く、粘性土部分とはほぼ同等の沈下量を示しているが、これは砂ぐいの剛性の差を考えれば当然である。

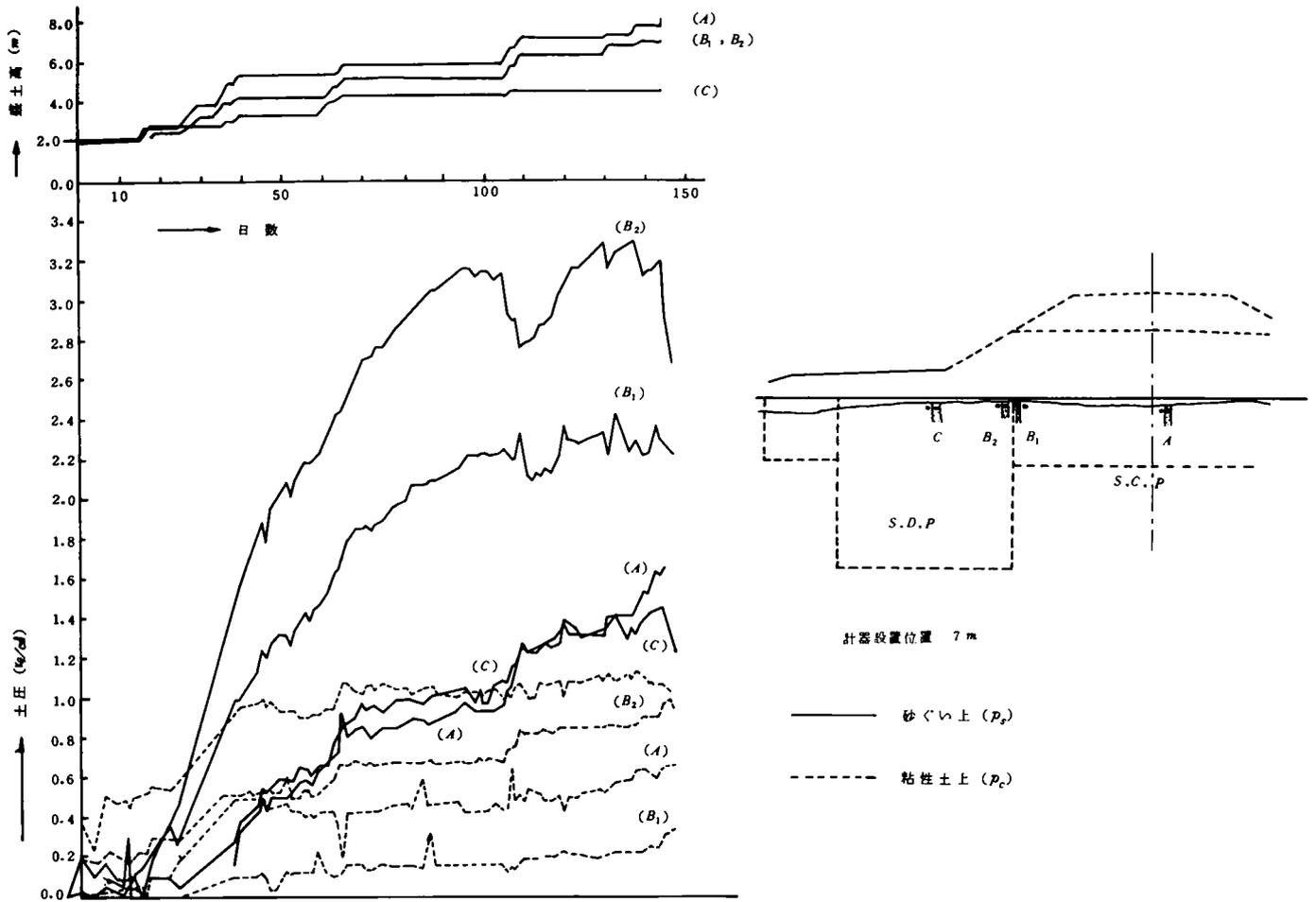


図2.5.8 土圧の測定結果

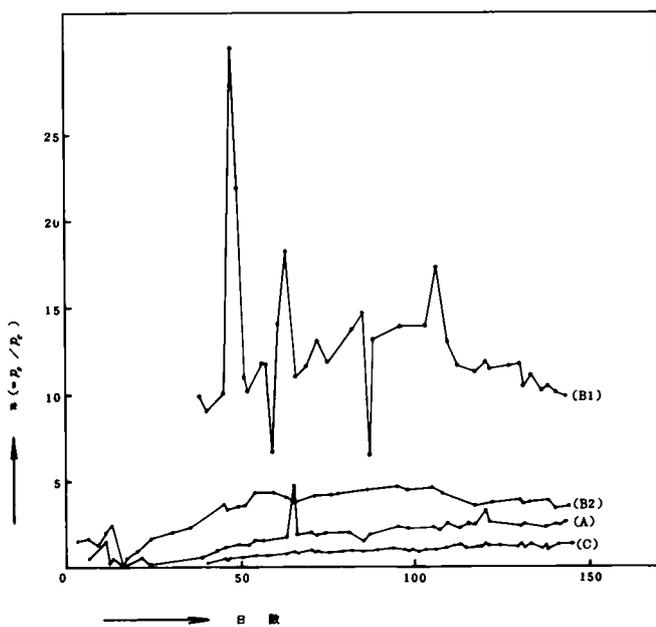


図 2.5.9 日数と荷重分担比 n の関係

図 2.5.8, 図 2.5.9 は、砂ぐい上とそれに隣接するピート層上における土圧の測定結果である。図 2.5.8 は測定された鉛直圧力の値そのものを、また図 2.5.9 は砂ぐい上の鉛直圧力 p_3 と砂ぐいに隣接するピート層上の鉛直圧力 p_2 との比、すなわち荷重分担比 n の推移を示している。荷重分担比が時間とともに不連続に変化するのには、実際に、ピート層の沈下→砂ぐいへの圧力集中→砂ぐいの沈下→鉛直圧力の再配分、という地盤の変形と圧力再配分が繰返されているであろうことを考えれば、当然のこととして予想されるところである。またこれらの図で特に注意しておかなければならないのは、sand drain 用の砂ぐいにもかなり大きな圧力集中が実際に生ずる、という事実である。なお図 2.5.8 中の盛土高さは、やはり実質盛土厚さを示している。

図 2.5.10 は、地中変位測定管によつて測定された側方変位量(盛土横断面にそつ側方変位量)を示している。盛土後

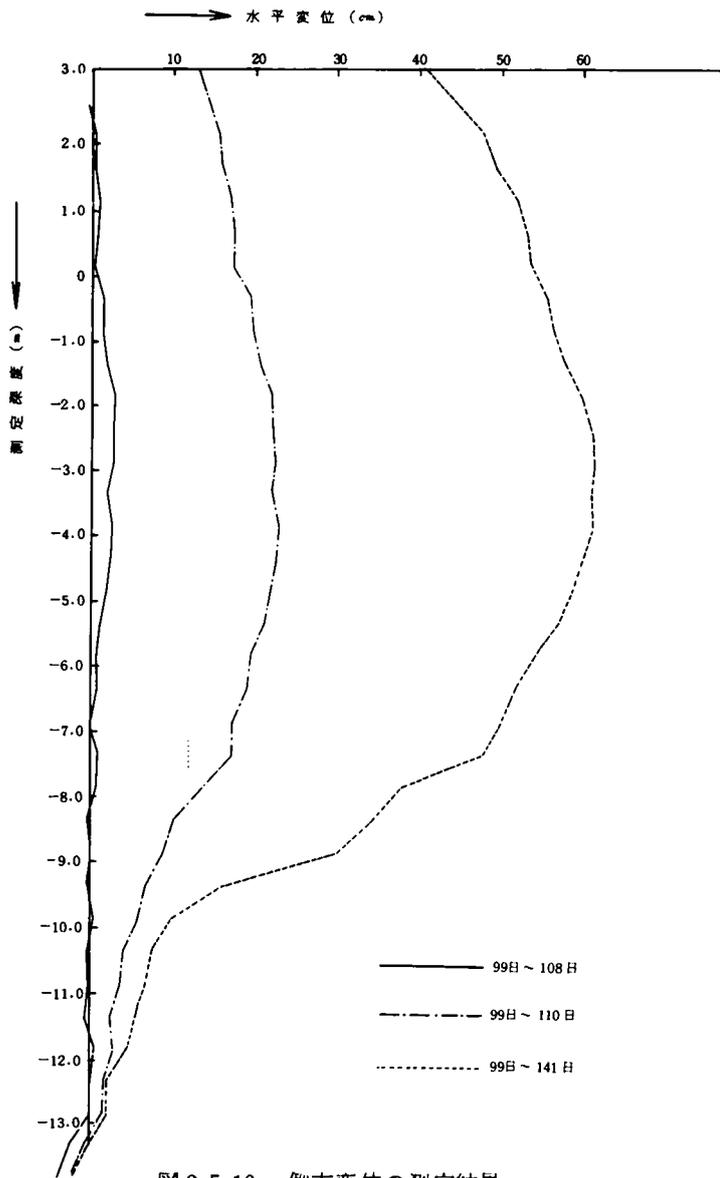


図 2.5.10 側方変位の測定結果

108日までにも土の側方への移動がみられるが、それからさらに1ヶ月後の変位量がきわめて大きく、しかも重要なことは、下部粘土層の側方変位がほとんどないことである。この傾向および変位量の量的な大きさは、盛土横断面内の他の位置での側定結果においても大差なかつた。これはすべり破壊の解析に関してきわめて重要なことであり、次節以下において単一すべり円弧を用いずに、複合すべり面法に基づいて解析を行なつた基礎となつている。

5.4 すべり破壊の解析に関する準備

5.4.1 地層の形状や力学係数

すべり破壊を起こす直前の盛土断面はすでに図 2.5.5 に示したが、前節で説明したように、原地盤はかなり大きく沈下している。図 2.5.6、図 2.5.7 やその他の沈下量測定結果に基づいて、破壊直前の盛土部分と各地層の推定断面を描くと図 2.5.11 のようである。図中盛土の形状や原地盤表面の位置に関して点線で描いてあるのは、解析の便宜のために、本節以下の計算において実際断面の代りにこのような形状に置き換えた断面を用いたことを示している。また図 2.5.2 をみればわかるように、sand drain 用のくい中心を含む断面と締固め砂ぐいの中心を含むそれとは一般には一致しないが、説明の便宜と図をみやすくするために両者を含む断面を描いてある。各地層の c_u 、 ϕ 、 γ_t などにも図中に記入してあるが、計算に際してこれらの値を採用した理由は以下に示すような調査結果による。

盛土開始後 50 日目と 125 日目に盛土中央部付近でボーリングが実施され、これに基づいて土質試験が行なわれた。こ

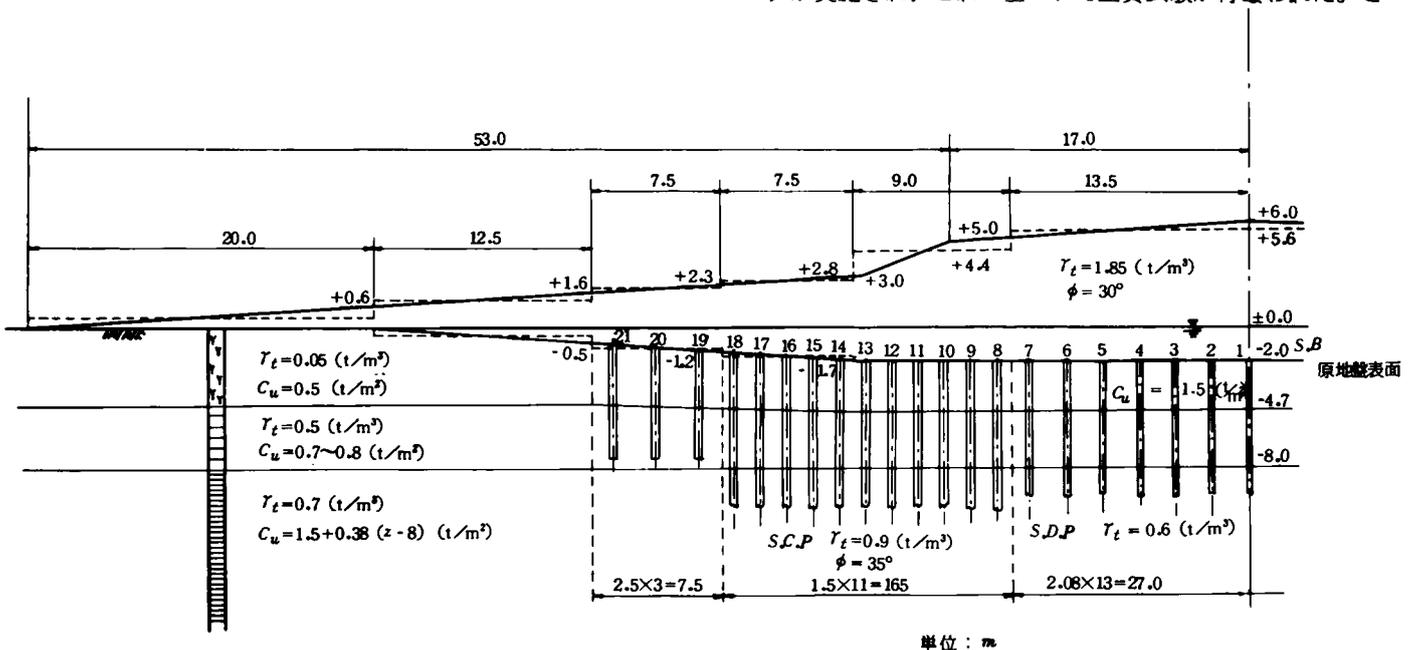


図 2.5.11 破壊直前の推定断面

単位：m

の結果を図 2.5.12 に示す。盛土開始後 125 日目のデータがすべり破壊が生ずる 18 日前であるのに対して、50 日目の

データはかなり古いのが、特に一軸圧縮強度に関する測定値などはそれ自体かなりばらついているので、古い資料をも参

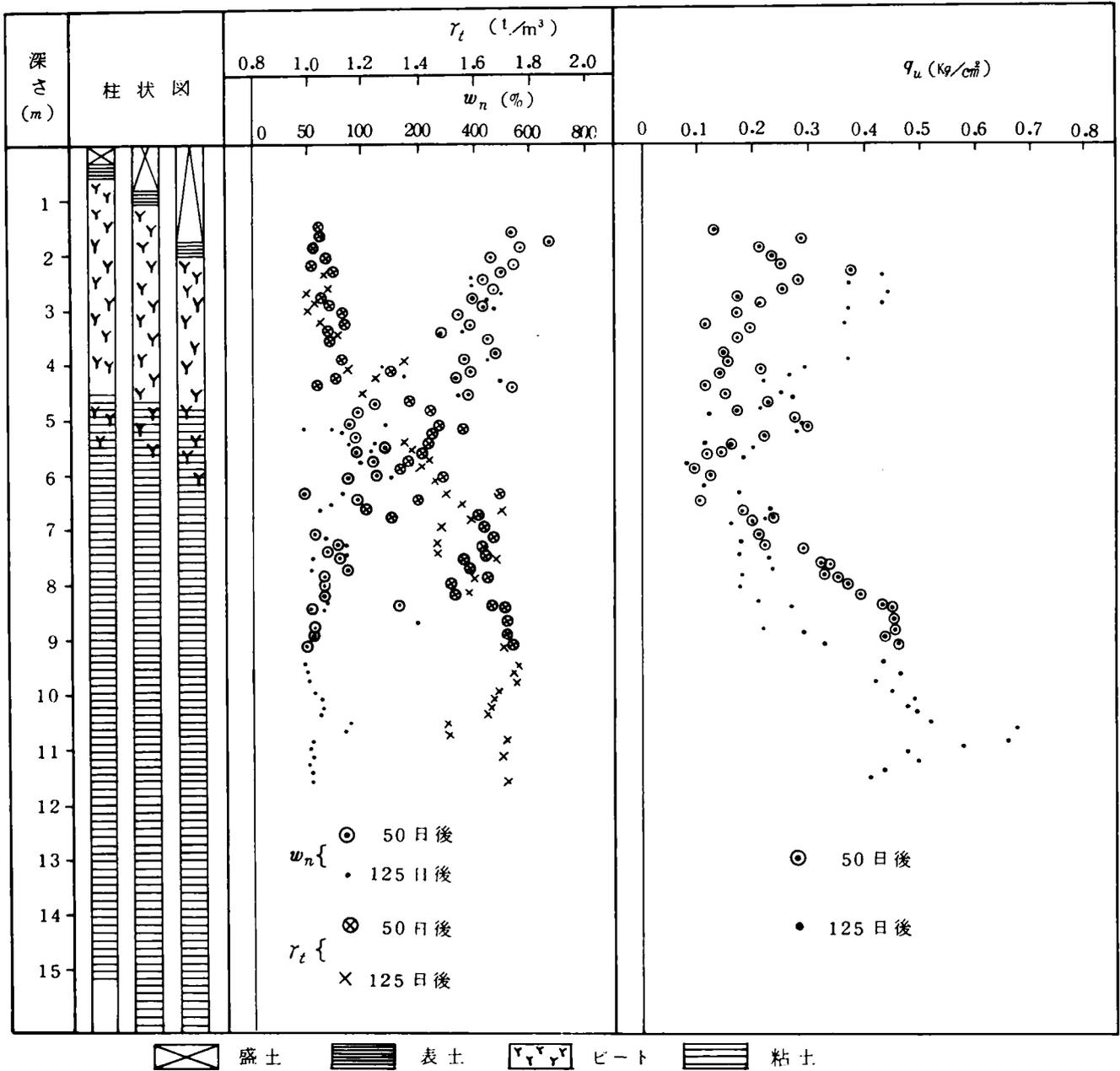


図 2.5.12 盛土施工開始後の土質調査の結果

考として考慮に入れて各係数を定めることにした。さて図からわかるように、ビート層では $\gamma_t = 1.0 \sim 1.1$ (≈ 1.05) t/m^3 (図には水中重量で示してある、以下同じ)、 $c_u = q_u/2 = (2 \sim 4)/2$ (≈ 1.5) t/m^2 、また上部粘土層では $\gamma_t = 1.4 \sim 1.6$ (≈ 1.5) t/m^3 、 $c_u = q_u/2 = (1 \sim 2)/2$ ($\approx 0.7 \sim 0.8$) t/m^2 程度である。図 2.5.1 と対比すればわかるように、ビート層においては、盛土による圧密のために、 q_u が盛土前の $1 t/m^2$ 前後からかなり上昇している。しかし実際盛土高さが $1 m$ に満たない領域では、

破壊が生ずるまでの圧密による強度増加はあまりなかつたと考える方が妥当であるから、盛土先端部付近においては盛土前のそれに近い値、 $c_u = q_u/2 = 0.5 t/m^2$ なる値を採用した。また上部粘土層に関して注意しなければならないことは、図 2.5.12 に示されている q_u の各値が図 2.5.1 に示す盛土前のそれよりもむしろ低下していることである。これは、砂ぐい打設による乱れの影響かとも考えられるが明確でない。なお、下部粘土層においては $\gamma_t \approx 1.7 t/m^3$ 程度である。せん断強度も全般にかなり大きく、 $c_u > 1.5 t/m^2$ で深さと

ともにさらに直線的に増加している。ただやはり、盛土前後を通じて強度はほとんど上昇していないか、むしろ盛土後125日目の値の方がやや低下している。

原地盤の表土(厚さ0.5m弱)を含めて、敷砂以上の盛土部分は $\varphi = 30^\circ$ として計算することにした。敷砂は切込み砂利であるから、この部分の φ はもつと大きいかもしれないが、同時にこれより上部の盛土には砂質ロームも多く用いられているので、この部分の φ は全般にもう少し小さいと予想される。また盛土部分では砂質ロームに起因して多少のみかけの粘着力 c の存在も考えられるが、同時にこの c の存在によつて、破壊直前には盛土に tension crack が入ることが予想される。しかしのちに説明するように、解析においてはこの不明確な tension crack の深さなどを考慮しないことにしている。実際の土質試験結果がないので詳しい推定ができず大ざっぱになるけれども、以上の考察から、平均的にみてこれらの部分では $c = 0$ 、 $\varphi = 30^\circ$ として大きな誤りはないと考えられた。なおさきに説明したように、盛土部分はかなり転圧しているので、単位体積重量は敷砂部分で $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$ 、またそれより上部の盛土部分で $\gamma_t = 1.85 \text{ t/m}^3$ とした。

締め固め砂ぐいのせん断抵抗角は $\varphi = 35^\circ$ とした。この砂ぐい材料も切込み砂利であるので、応力～変位関係における peak point に対する φ はもう少し大きいかもしれないが、軟弱層中のくいであるから締め固めに限度のあることや、同時に破壊する隣接粘性土との変位特性の差を考慮すれば、 $\varphi = 35^\circ$ 程度が妥当であると考えられた。単位体積重量は、切込み砂利であることを考えて、 $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$ とした。一方、sand drain 用の砂ぐいには川砂が用いられ、しかもゆるい状態($\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3$)で打設されているので、この種の設計の慣習に従い、特に φ による抵抗力を別途に算定することはせず、周辺の粘性土と同じせん断抵抗力を有するものとして計算することにした。

5.4.2 解析に用いるすべり円について

盛土本体下の付近はもちろん、盛土中央部から遠く離れた盛土先端近くに至るまでの距離にわたつて、盛土を含む上部粘土層以上の土塊が、下部粘土層との境界付近を境にして実際に滑動しており(図2.5.10参照)、下部粘土層が側方へ移動した兆候は認められない。そして盛土中心線付近に大きな段差を生じたことや、盛土中心から50～60mも離れた盛土先端部に土が押出され盛土つた事実を考えあわせると、非常に大きな半径の円弧を考えたとしても、たとえば図2.5.13の点線で示すように、実際のすべり面を単一すべり円弧

で表現しようとするならば、それはあまりにも事実と反する。そこで図の実線で示すように、3個の円弧を合成した複合すべり面を考え、これに基づいて解析を行なうことにした。中央の円弧としては上部粘土層と下部粘土層の境界付近を通る、半径の非常に大きな円弧を選び、右側のすべり円弧は中央の円弧に滑らかに接続し、かつ盛土表面中央部に生じた段差を考慮して、その始点が盛土表面の中央付近になるような円弧について検討することにした。また左側の円弧も中央の円弧に滑らかにつながり、その先端が盛土中心線から50～60mになる場合について安定解析を実施することにした。このような複合すべり面法の考え方は赤井²⁾その他³⁾によつて詳細に示されているので、その概要を簡単に示すと以下のものである。まず左右両円弧内の土塊について、それぞれ、目重(W)とすべり面上のせん断抵抗力($\sum \Delta \tau$)を考え、これらとモーメントのつりあいを満足するような力(P)を考える。そして図に示すように、 P をそれぞれ $O_1 B$ 、 $O_3 C$ に垂直と仮定し、 R_1 、 R_2 、 R_3 を3円弧の半径、 a_1 、 a_2 、 a'_2 、 a_3 、 d_1 、 d_2 、 d_3 を各力の各円中心に対する距離とすると、 P_1 、 P_2 およびせん断抵抗力に対して見込まれる安全率 F は、簡単なモーメントのつりあい式から次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{a_1} \left(W_1 d_1 - \frac{R_1 \sum \frac{B}{A} \Delta \tau}{F} \right) \\ P_2 &= \frac{1}{a_3} \left(W_3 d_3 + \frac{R_3 \sum \frac{D}{C} \Delta \tau}{F} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.5.1)$$

$$F = \frac{a_2 a_3 R_1 \sum \frac{B}{A} \Delta \tau + a_1 a_3 R_2 \sum \frac{C}{B} \Delta \tau + a_1 a'_2 R_3 \sum \frac{D}{C} \Delta \tau}{a_2 a_3 W_1 d_1 + a_1 a_3 W_2 a_2 - a_1 a'_2 W_3 d_3} \quad (2.5.2)$$

ただしこの場合、力のベクトル和がゼロになるように、一般に a_1 、 a_3 を選び、かつ同時に P_1 、 P_2 を $O_1 B$ 、 $O_3 C$ に垂直にすることはできない。ここに理論的に不備な点が存在するが、左右両円が中央の円弧に比較して小さく、そして円弧内の土塊も小さい場合には、これによる誤差は小さいと考えられる。

なお、中央部を円弧ではなく、上部粘土層と下部粘土層との境界線である直線で置換することも、すべり発生状況からのみみれば、かなり適切な仮定であるように考えられた。しかしこの場合には、計算に際して次のような基本的な問題点があるので、解析法としては適当でない、と判断した。すな

わち、上述した3円弧の合成の場合と同様にして求めた P_1 、 P_2 を用いて、中央部の土塊のつりあいを考える場合、現在の一般的な方法では水平方向の力のつりあいのみが考慮される。いいかえると、このような場合には、 P_1 、 P_2 は水平であり、かつ B 、 C 点はそれぞれ同一の水平線上にあるから、

$$P_1 - P_2 = \frac{\frac{C}{B} \sum \Delta \tau}{F} \quad (2.5.3)$$

なる水平方向の力のつりあいのみが考えられ、その結果として安全率は次のような形で与えられる。

$$F = \frac{a_3 R_1 \frac{B}{A} \sum \Delta \tau + a_1 a_3 \frac{C}{B} \sum \Delta \tau + a_1 R_3 \frac{D}{C}}{a_3 W_1 d_1 - a_1 W_3 d_3} \quad (2.5.4)$$

ところが、容易に推察されるように、中央部の土塊において式(2.5.3)のほかにとえ鉛直方向力はつりあつたとしても、任意点のまわりのモーメントのつりあいは一般に満足されない。この点が考慮されていない必然的な結果として、式(2.5.4)の中には中央部の土塊に基づく転倒モーメントの項が入ってこない。たとえば、中央部の盛土の形状がどのようなであろうとも、すなわち盛土が水平であろうが、斜面になつていようが、あるいはまた左右に著しく偏つていようが、式(2.5.4)にはその影響が入ってこず、まったく無関係ということになつてしまう。このようなことがきわめて不合理であることはいうまでもないことであるが、これは前述したように、力のつりあいの原則であるモーメントのつりあいが考慮されていないからであり、正しくは、中央部滑動土塊の底面における反力分布を考え、重力、せん断抵抗力その他の外力の間に、任意点のまわりのモーメント和がゼロである、という条件が満されなければならない。特にこの章で対象としている複合地盤の場合には、複合地盤表面における不均一な鉛直圧力分布の効果が、式(2.5.4)ではまったく考慮できないことになり、このような式で算定することは、不適当というよりは無意味である。土質工学の現状においては、中央部土塊底面上の反力分布の算定には多くの不明確な要素の介入が避けられないので、今回の解析では、さきに説明したように、中央部にも円弧を用いることにしたわけである。

5.4.3 複合地盤表面における接地圧分布と地中応力分布

複合地盤に盛土が行なわれると、砂ぐい上に鉛直圧力が集まる。砂ぐい1本あたりの水平影響圏面積を A 、砂ぐいの

断面積を A_s 、複合地盤上への平均鉛直圧力を p 、砂ぐいおよび粘性土上への鉛直圧力をそれぞれ p_s 、 p_c 、荷重分担比を $n (= p_s / p_c)$ とすると、 p_s 、 p_c はすでに式(2.3.11)に示したように次のようにあらわされる。

$$\left. \begin{aligned} p_s &= \frac{np}{1 + \frac{A_s}{A}(n-1)} \\ p_c &= \frac{p}{1 + \frac{A_s}{A}(n-1)} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.11 a)$$

ところで、図2.5.11においてくい番号(1)～(7)のsand drain区間においては、砂ぐいは中心間隔1.2 mの正三角形配置で、くい径40 cmであるから、

$$\frac{A_s}{A} = \left(\frac{0.4}{1.2} \right)^2 = \frac{1}{9}$$

である。実際の計算においては、盛土断面の形状を図2.5.11の点線、すなわち図2.5.13の実線に示すような簡単な形に置き代えるから、このsand drain区間における p は次のようになる。

$$p = 1.85 (t/m^3) \times 5.6 (m) + 0.9 (t/m^3) \times 2.0 (m) = 12.16 (t/m^2)$$

したがつて p_s 、 p_c は次のようになる。

$$p_s = n p_c = \frac{109.44 n}{(n+8)} \quad (2.5.5)$$

一方、締めめ砂ぐいの直径は50～60 cmであつたことをすでに述べたが、いまこれを平均的にみて56.5 cm(正方形断面に換算して一辺50 cm)とすると、くい番号(8)～(18)の間の区間では、中心間隔1.5 mの正方形配置であるから、やはり

$$\frac{A_s}{A} = \left(\frac{0.5}{1.5} \right)^2 = \frac{1}{9}$$

となる。くい番号(8)～(13)および(14)～(18)の各区間での p は、上と同様の計算によりそれぞれ $9.94 t/m^2$ 、 $6.71 t/m^2$ となるから、前者の区間における p_s 、 p_c は式(2.5.6)で、また後者の区間においては式(2.5.7)によ

つてあらわされる。

$$p_s = np_c = \frac{89.46 n}{(n+8)} \quad (2.5.6)$$

$$p_s = np_c = \frac{60.39 n}{(n+8)} \quad (2.5.7)$$

また、くい番号(19)～(21)の区間ではくいの中心間隔が2.5 mの正方形配位となつているから、

$$\frac{A_s}{A} = \left(\frac{0.5}{2.5}\right)^2 = \frac{1}{25}$$

である。そして $p = 5.335 \text{ t/m}^2$ であるから、 p_s 、 p_c は次のようになる。すなわち、

$$p_s = np_c = \frac{133.38 n}{(n+24)} \quad (2.5.8)$$

さて以上のようにして複合地盤表面における接地圧が求められたわけであるが、つぎに、締固め砂ぐいを横切るすべり面上での応力を決定しなければならない。まずはじめに、締固め砂ぐいの目重をどの程度考慮するかが問題となる。一般的に言えば、砂ぐい目重を完全に考慮することは当然であるが、今回の対象地盤はやや特殊で、くいに隣接して原地盤の上部に水中重量が0に近いピート層が存在し、かつその下部にせん断抵抗力が非常に小さい粘土層が存在している。試みに、原地盤への砂ぐい打設時にさかのぼり、地表面下深さ5 mの点を考えてみよう。大ざつばではあるが、砂ぐいへの圧力集中の問題点があるので sand blanket の部分を一応除外して考えてみると、図2.5.14において、砂ぐいの自重による鉛直圧力は $0.9 \times 5 = 4.5 (\text{t/m}^2)$ であり、土圧係数を0.5と仮定したとしても、側方への圧力が 2.3 t/m^2 程度になる。一方、厚さ4 m程度のピート層の自重による鉛直圧力は $0.05 \times 4 = 0.2 (\text{t/m}^2)$ 前後、また上部粘土層の自重によるものは $0.6 \times 1 = 0.6 (\text{t/m}^2)$ 程度であるから、砂ぐいに隣接する上部粘土層中の鉛直応力はせいぜい 0.8 t/m^2 前後である。したがって、粘性土中の水平応力と鉛直応力の差は $2.3 - 0.8 = 1.5 (\text{t/m}^2)$ 程度となり、上部粘土の c_u が 0.7 t/m^2 しかないとなれば $2c_u$ を超過してしまう。深くなればこのようなことはないが、深度の小さい4～5 mの範囲では以上のような応力状態が生ずる。逆にいいかえると、所定の砂ぐいが造成されているとすれば、砂ぐいの全自重が有効に下部まで伝達されてはおらずに、粘性土との摩擦その他によつて少し低減されていると考えなければ説明がつかない。

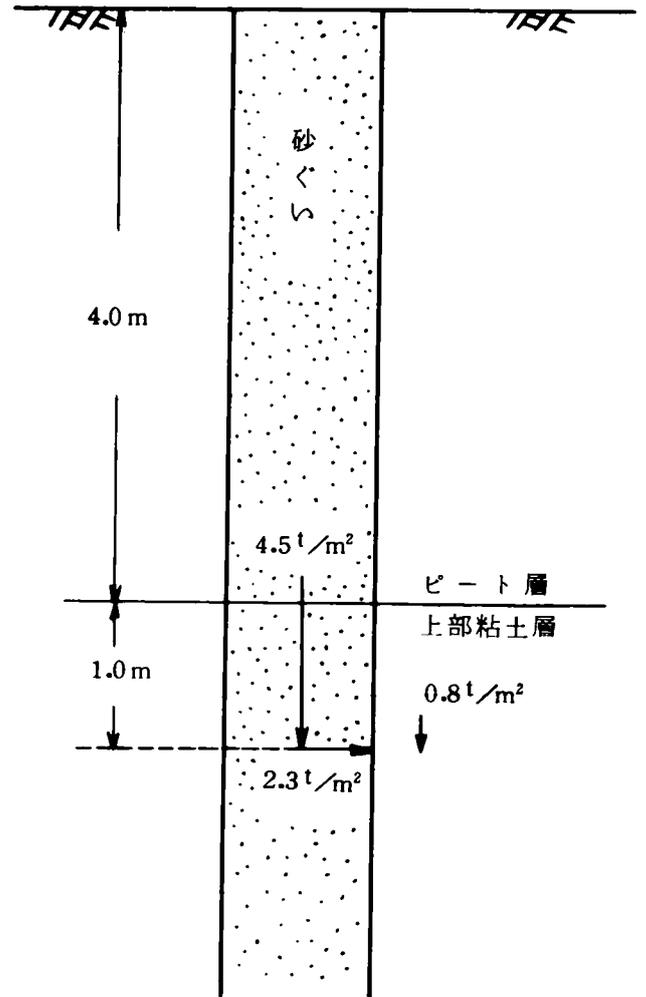


図2.5.14 地中応力の説明図

そうでなければ、随所で隣接粘土が破壊して砂ぐい中の砂れきが粘性土中に埋入していなければならないわけで、実際に造成された50～60 cm径の砂ぐいが確認されている以上、自重が少し軽減されている、と考えた方が妥当であるように思われる。しかしこの具体量を評価するのは困難であるので、解析にあたっては、砂ぐいの自重によるせん断抵抗力を完全に考慮した場合と完全に無視した場合の2つのケースについて計算し、検討を加えることにする。

ところでさきに求めた盛土荷重による p_s 、 p_c は、図2.4.40および式(2.4.3)で示したKöglerの修正直線分布式に従つて分布するものとする。そして、必要とする砂ぐい中の所定の深さにおいて応力の重合せが有効であるとして σ_z を求め、これによる砂ぐいのせん断抵抗力を算出することにした。この場合、応力伝達領域の境界を与える角 ψ_0 のとり方が問題となるが、一様地盤に対してKöglerが $\psi_0 = 55^\circ$ をすすめている反面、砂ぐい上の圧力はある程度砂ぐい直下の方に多く伝達される可能性も考えられるので、一般によく用い

られている $\psi_0 = 45^\circ$ で計算することにした。実際の計算においては、まずはじめに、 p_c (砂ぐい上の p_c 部分も含めて) による地中応力分布を計算し、そのちに、砂ぐい上の残りの圧力 ($p_s - p_c$) がやはり $\psi_0 = 45^\circ$ で分布するものとして地中応力を求め重ねた。砂ぐいを含まない領域では、盛土自重による均一な等分布荷重を同様にして分布させ、計算したことはいうまでもない。

5.5 計算結果と考察

前節で説明した種々の条件や方法に従い、以下に示すように、いくつかのケースについて計算を実施した。このような複合すべり計算においては、半径の異なる3個の円弧の組合せはほとんど無数に考えられるわけであるが、今回の場合は実際に生じたすべりの解析であつて、滑動土塊と不動であつた土塊との境界が5.3節で説明したように大体わかつているので、それに近い円弧についての数ケースを検討することで十分であると考えられた。

計算の対象とする盛土と地盤の横断面は、計算の便宜上次の

のようにする。すなわち、砂ぐいを含む断面としては、図2.5.11に示す断面を採用する。いかえると、くい番号(8)~(18)の砂ぐいを含む帯状部分を重点的に考えることとして、このような断面が奥行き0.5m続いているものとするわけである。そしてこの前後1m幅は、砂ぐいを含まない粘性土だけの帯状部と仮定する。図2.5.2からわかるように、このように仮定することは、粘性土だけの帯状部の幅を、くい番号(19)~(21)の範囲では小さく、またsand drain区間では逆に大きく見積ることになる。この点多少厳密性に欠けるが、一方はsand drain用のゆるい砂ぐいであり、他は砂ぐい本数がわずか3本である上、くい長が短いので仮定するすべり面が一般に砂ぐいを横切らず、かつ盛土高さが小さいこと、などから推定されるように、この程度の粗雑さが計算結果に与える影響は小さい。

5.5.1 F_c および F_s の計算例

図2.5.15に示すような3個の円弧、すなわち盛土中心からそれぞれ10.2m, 28m, 51mの距離にあり、半径が R_1

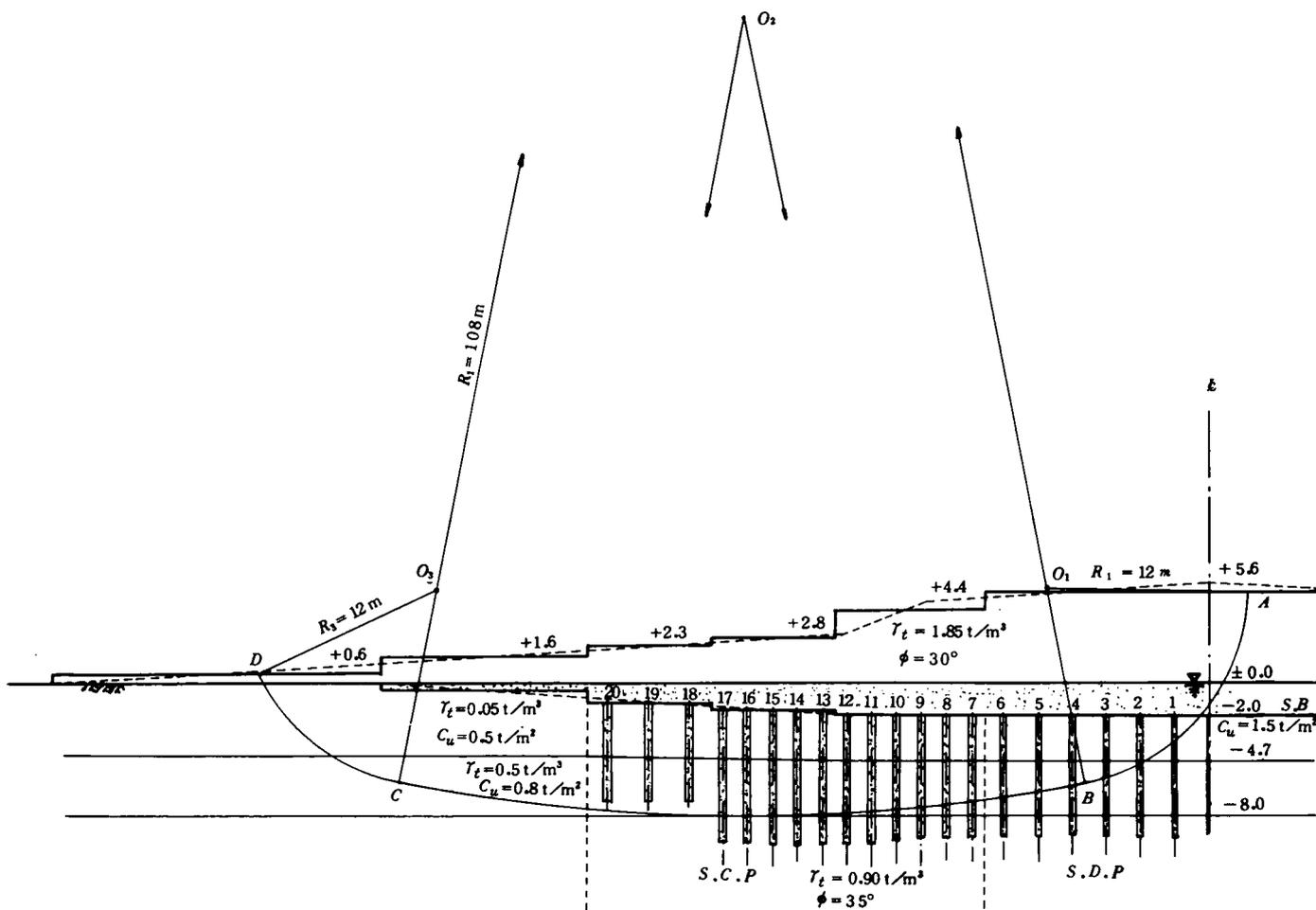


図2.5.15 解析の対象となる断面と複合すべり面

$= 12 \text{ m}$, $R_2 = 108 \text{ m}$, $R_3 = 12 \text{ m}$ である3個の円弧からなる複合すべり面について検討してみる。一般に行なわれているように、図 2.5.13 中の P_1 , P_2 の作用点を \overline{BO}_1 , \overline{CO}_3 の土中部分の下から $1/3$ 点であると仮定すると、式 (2.5.2) の計算に必要な幾何学的な諸元のうち a_1 , a_2 などは次のようになる。すなわち、

$$a_1 = 8 \text{ m}, a_2 = 104 \text{ m}, a_2' = 105.4 \text{ m}, a_3 = 9.4 \text{ m}$$

締めめ砂ぐいの自重を完全 (full) に考慮し、上部粘土層の非排水せん断強度 c_u が 0.8 t/m^2 の場合について、具体的な計算手順とともに結果を示そう。

まず、砂ぐいを含まない粘性土だけの帯状部については以下のようなになる。

(1) $\sum_A^B \Delta\tau$ の計算

上部粘土層とピート層の部分において、すべり円弧の各弧部分の中心 O_1 に対する中心角は 18° (0.3142 ラジアン), 21° (0.3665 ラジアン) である。この部分におけるピート層の c_u は 1.5 t/m^2 であるから、上部粘土層とピート層における全せん断抵抗力は次のようになる。

$$12 (0.3142 \times 0.8 + 0.3665 \times 1.5) = 9.613 (\text{t/m})$$

一方、ピート層表面以上の盛土部分 (すべり面とピート層表面の交点における鉛直線より右側に位置する扇形状の盛土部分) の自重は 13.51 t/m となり、この力の鉛直作用線がすべり面と交わる位置においてすべり面の法線となす角が 35° (したがって $\cos 35^\circ = 0.5736$) となる。また盛土部分のせん断抵抗角は 30° であるから、盛土部分におけるせん断抵抗力は

$$13.51 \times 0.5736 \times 0.5774 = 4.475 (\text{t/m})$$

となる。上記の両者を加えると、 $\sum_A^B \Delta\tau$ は次のようになる。

$$\sum_A^B \Delta\tau = 14.088 (\text{t/m})$$

(2) $\sum_B^C \Delta\tau$ の計算

上部粘土層中のすべり円弧の中心 O_2 に対する中心角は 21.5° (0.3752 ラジアン) であるので、 $\sum_B^C \Delta\tau$ は次のように計算される。

$$\sum_B^C \Delta\tau = 108 \times 0.3752 \times 0.8 = 32.417 (\text{t/m})$$

(3) $\sum_C^D \Delta\tau$ の計算

上部粘土層およびピート層中のすべり円弧の中心 O_3 に対する中心角は、それぞれ 18.5° (0.3229 ラジアン) および 32.5° (0.5672 ラジアン) となる。そしてこのように、盛土本体から遠く離れた先端付近のピート層における c_u は、5.4.1 項で説明したように、 0.5 t/m^2 としているから、 $\sum_C^D \Delta\tau$ は次のようになる。

$$\sum_C^D \Delta\tau = 12 (0.3229 \times 0.8 + 0.5672 \times 0.5) = 6.503 (\text{t/m})$$

(4) $W_1 d_1$ の計算

すべり土塊内の扇形部分と粘性土層部分の自重による O_1 点のまわりの起動モーメントの和は、簡単な計算により $229.226 \text{ t}\cdot\text{m/m}$ となる。一方、この右側のすべり円の領域では p_c が式 (2.5.5) であらわされるから、 p_c による全起動モーメントはこれに荷重幅と腕の長さをかけあわせて

$$\frac{109.44 \times 9.2 \times 4.6}{(n+8)} = \frac{4631.501}{(n+8)} (\text{t}\cdot\text{m/m})$$

となる。したがって $W_1 d_1$ は上記2つのモーメントを加えて以下のようなになる。

$$W_1 d_1 = \frac{(229.23 n + 6465.34)}{(n+8)} (\text{t}\cdot\text{m/m})$$

(5) $W_2 d_2$ の計算

上と同様にして、中央のすべり円弧に関して高さ 5.6 m の盛土部分による O_2 点のまわりの起動モーメントを計算すると、

$$\frac{(61.49 n + 6773.78)}{(n+8)} (\text{t}\cdot\text{m/m})$$

となる。盛土高さ 4.4 m および 2.8 m の領域についても、 p_c はそれぞれ式 (2.5.6), 式 (2.5.7) であらわされるから、まったく同様にしてこの両者による O_2 点のまわりの起動モーメントを計算すると、

$$\frac{8866.67}{(n+8)} (\text{t}\cdot\text{m/m})$$

となる。また盛土高さ 2.3 m の部分については p_c が式 (2.5.8) で与えられ、モーメントは

$$\frac{-5802.03}{(n+24)} (\text{t}\cdot\text{m/m})$$

となり、砂ぐいを含まない盛土高さ 1.6 m の領域については、 $-429.66 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$ と計算される。したがって $W_2 d_2$ は、上記の各モーメントを加えあわせることにより以下ようになる。

$$W_2 d_2 = \frac{(-368.17n + 12,203.17)}{(n+8)} - \frac{5802.03}{(n+24)} (\text{t} \cdot \text{m}/\text{m})$$

(6) $W_3 d_3$ の計算

左側のすべり円弧に関して、高さ 1.6 m の盛土部分による O_3 点のまわりのモーメントが $31.03 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$ 、高さ 0.6 m の盛土部分によるものが $28.42 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$ となる。また粘性土層部分の自重によるモーメントは $4.23 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$ と計算されるので、

$$W_3 d_3 = 63.68 (\text{t} \cdot \text{m}/\text{m})$$

となる。

さて、以上の結果を式 (2.5.2) に用いて安全率を計算すると、 n の関数として次のようにならされる。

$$F_c = \frac{3.464 (n+8) (n+24)}{(n^2 + 68.651n + 1120.541)} \quad (2.5.9)$$

同様にして、砂ぐいを含む帯状部に関しては次のように計算される。ただし、 $\sum_A^B \Delta T$ 、 $\sum_C^D \Delta T$ 、 $W_3 d_3$ はそれぞれ上述の(1)、(3)、(6)の各値と同一である。

(7) $\sum_B^C \Delta T$ の計算

5.4.3 項において説明した方法により、すべり面が砂ぐいを横切る位置での応力を求めなければならない。ぐい幅が d 、内部摩擦角が φ である仕様の締固め砂ぐいについて、図 2.5.16 のようにすべり面が砂ぐいを横切る部分を近似的に直線と仮定すると、すべり面上の鼻定鉛直応力 σ_z に基づくせん断抵抗力は、

$$\sigma_z \cos \theta \cdot d \sec \theta \tan \varphi = \sigma_z \times 0.5 \times 0.7002 = 0.3501 \sigma_z \quad (\text{t}/\text{m})$$

となり、すべり面の傾斜角 θ に関係しない。したがって、すべりに関与するすべての締固め砂ぐい、すなわちぐい番号(8)～(18)の砂ぐいによる全せん断抵抗力は、 $0.3501 \sum \sigma_z$ (t/m)となる。ただし、今回の解析においては、締固め砂ぐいを横切るすべり面の傾斜角 θ が全般に非常に小さいので(図 2.5.15 参照)、 σ_z のほかに水平応力を考慮してもこれによるせん断抵抗力の増減がきわめて小さくなる。そこで水

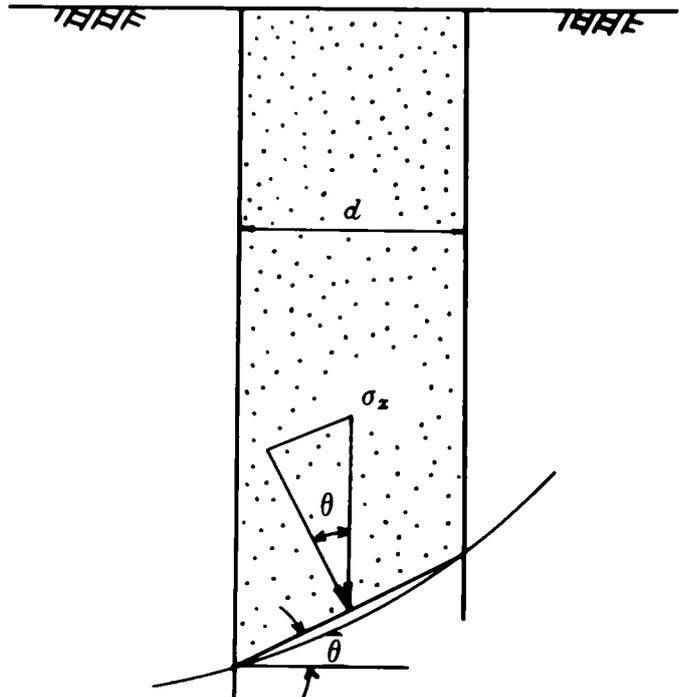


図 2.5.16 砂ぐい中のすべり面上の応力

平応力の影響は無視することにした。さて、まず締固め砂ぐいの自重による総鉛直応力を計算すると、 $20.134 (\text{t}/\text{m})$ となる。上載荷重 p_s 、 p_c による地中応力の計算はかなり面倒であるが、5.4.3 項に述べた方式に従い、計算を実施すると以下ようになる。

高さ 5.6 m の盛土部分による総鉛直応力

$$= \frac{(10.725n + 83.284)}{(n+8)} (\text{t}/\text{m})$$

高さ 4.4 m の

$$= \frac{(161.923n + 282.694)}{(n+8)} (\text{t}/\text{m})$$

高さ 2.8 m の

$$= \frac{(84.969n + 145.298)}{(n+8)} (\text{t}/\text{m})$$

高さ 2.3 m の

$$= \frac{(12.271n + 138.849)}{(n+8)} (\text{t}/\text{m})$$

高さ 1.6 m の

$$= 0$$

一方、粘性土だけの帯状部における $\sum_B^C \Delta T$ は(2)で示したように $32.417 \text{ t}/\text{m}$ であるから、これから、 $0.8 \times$ (すべり面が横切る砂ぐいの全長)を差引くと、砂ぐい部分を除く粘性土部分のせん断抵抗力が求められる。これが $27.857 \text{ t}/\text{m}$ とな

る。以上の結果から、 $\frac{C}{B} \Delta \tau$ は次のようになる。

$$\frac{C}{B} \Delta \tau = \frac{(122.92n^2 + 3,336.35n + 10,142.86)}{(n+8)(n+24)} \quad (t/m)$$

(8) $W_1 d_1$ の計算

粘性土だけの帯状部に関してさきに(4)で示した $W_1 d_1$ に、砂ぐい上の圧力の一部である $(p_s - p_c)$ による起動モーメントを加えればよい。この部分の砂ぐいは sand drain 用の砂ぐいであり、その換算幅が0.355 mであることを注意して O_1 点のまわりのモーメントを計算すると、

$$\frac{109.44(n-1)}{(n+8)} \times 0.355 \times (8.10 + 6.02 + 3.94 + 1.86)$$

となる。したがって、

$$W_1 d_1 = \frac{(1,003.15n + 5,691.42)}{(n+8)} \quad (t \cdot m/m)$$

(9) $W_2 d_2$ の計算

上の場合と同様にして、 $(p_s - p_c)$ による起動モーメントを計算し、(5)に示した粘性土だけの帯状部の $W_2 d_2$ に加えればよいから、

$$W_2 d_2 = \frac{(3,865.03n^2 + 94,928.66n + 144,863.04)}{(n+8)(n+24)} \quad (t \cdot m/m)$$

となる。

F_c の場合と同様、以上に示した結果を式(2.5.2)に用いて F_s を計算すると、次のようになる。

$$F_s = \frac{(1,006n^2 + 28,204n + 103,359)}{(n^2 + 28,351n + 110,147)} \quad (2.5.10)$$

5.4.2 計算結果のまとめ

前項に示したような計算を、その他のすべり円弧についても実施した。種々のすべり円弧に対して、上部粘土層の非排水強度 c_u を0.7 t/m²および0.8 t/m²に変え、締固め砂ぐいの自重の効果を考慮した場合と無視した場合について計算した F_c 、 F_s の結果を、一括して表2.5.1に示す。

著者の方法では対応する F_c と F_s を等値して、荷重分担比 n と複合地盤全体としての安全率 t を求めることになる。対応する F_c と F_s を n に対して描き、その交点を求めた例をあげると、図2.5.17～図2.5.19のようである。これらの図は表2.5.1中の適当な二、三の例に関するもので、各図には上部粘土層の c_u が0.7および0.8 t/m²で、締固め砂ぐいの

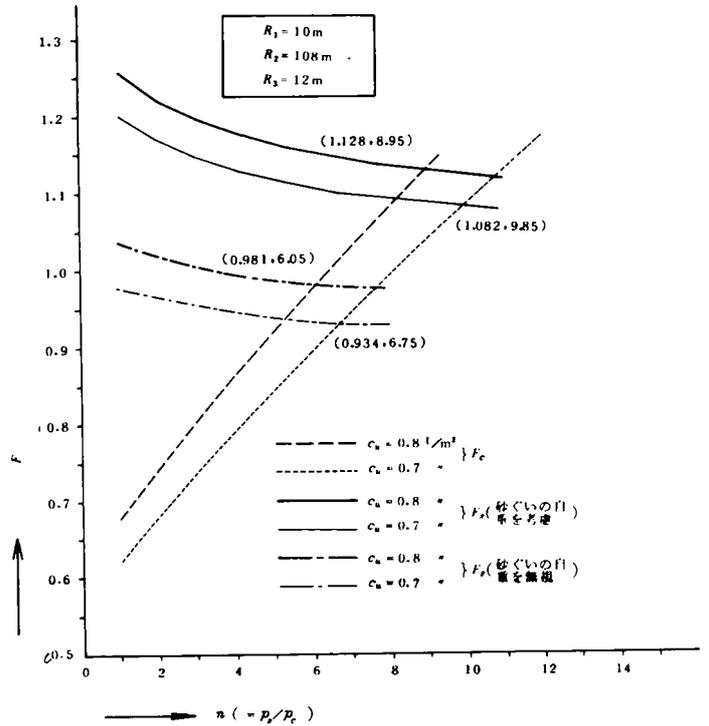


図2.5.17 F と n の関係

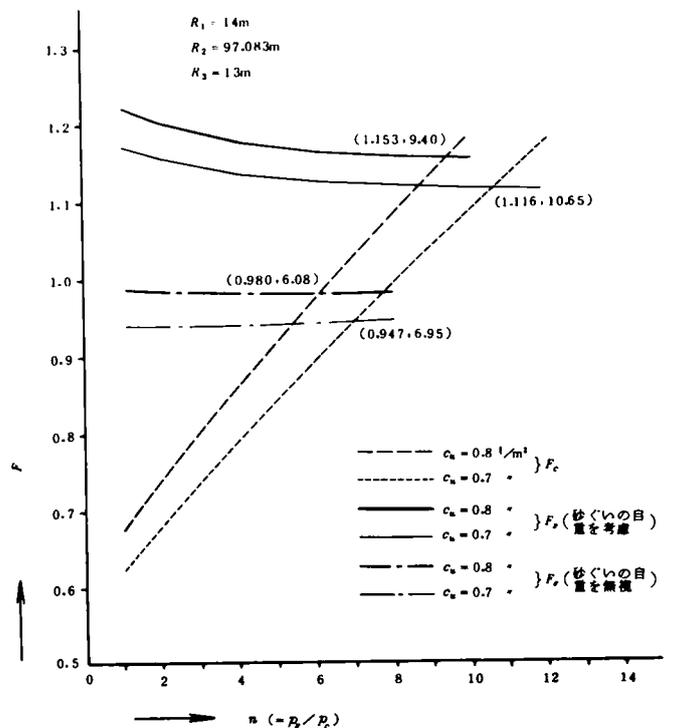


図2.5.18 F と n の関係

R_1, R_2, R_3 (m)			$\% \mu$	上部 粘土 層の 自重 を考 慮し ない (μ)	F_s						F_c						
R_2	R_3	R_1			分子			分母			分子			分母			
				考慮 無視	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	a'_1	a'_2	a'_3	b'_1	b'_2	b'_3	
108	12	10	1	考慮	1.017	28.994	115.003	1	27.642	92.026	3.967	126.944	761.664	1	78.004	1357.208	
				無視	0.897	25.147	91.924										
		考慮	1.049	29.991	120.989	1	27.642	92.026	3.967	126.944	761.664	4.323	138.336	830.016	1	78.004	1357.208
		無視	0.928	26.145	97.909												
		考慮	1.110	31.539	123.369	1	28.351	110.147	3.175	101.600	609.600	3.464	110.848	665.088	1	68.651	1120.541
		無視	0.976	27.242	97.584												
	考慮	1.140	32.502	129.140	1	28.351	110.147	3.175	101.600	609.600	3.464	110.848	665.088	1	68.651	1120.541	
	無視	1.006	28.204	103.359													
	考慮	1.095	31.275	125.127	1	26.413	111.585	2.494	79.808	478.848	2.697	86.304	517.824	1	56.710	819.330	
	無視	0.968	27.196	100.652													
	考慮	1.128	32.303	131.299	1	26.413	111.585	2.494	79.808	478.848	2.697	86.304	517.824	1	56.710	819.330	
	無視	1	28.224	106.824													
97.08	13	13	4	考慮	1	28.030	108.121	0.741	23.204	96.520	1	32	192	0.280	20.462	349.851	
				無視	1	27.486	96.623	0.843	26.385	109.749							
			考慮	1	28.127	110.174	0.723	22.636	94.156	1	32	192	0.258	18.820	321.777		
			無視	1	27.611	99.270	0.819	25.652	106.704								
		考慮	1	28.013	107.766	0.879	25.937	89.666	1	32	192	0.254	19.486	341.741			
		無視	1	27.464	96.164	1	29.509	102.016									
		考慮	1	28.110	109.812	0.858	25.306	87.487	1	32	192	0.234	17.919	314.254			
		無視	1	27.589	98.805	0.972	28.696	99.205									
		考慮	1	28.091	109.394	0.852	25.306	90.378	1	32	192	0.271	19.364	327.884			
		無視	1	27.564	98.266	0.967	28.715	102.553									
		考慮	1	28.183	111.357	0.832	24.705	88.230	1	32	192	0.251	17.894	302.985			
		無視	1	27.683	100.786	0.941	27.943	99.796									
	考慮	1	28.105	109.699	0.834	25.045	94.415	1	32	192	0.291	20.174	335.656				
	無視	1	27.582	98.659	0.947	28.405	107.080										
	考慮	1	28.197	111.652	0.815	24.451	92.175	1	32	192	0.269	18.655	310.378				
	無視	1	27.701	101.163	0.921	27.643	104.208										
	考慮	1	28.163	110.928	0.771	23.355	93.084	1	32	192	0.314	19.982	316.811				
	無視	1	27.657	100.236	0.873	26.434	105.359										
	考慮	1	28.252	112.803	0.753	22.814	90.931	1	32	192	0.292	18.550	294.113				
	無視	1	27.770	102.631	0.850	25.745	102.609										
	113	14	14	9	考慮	1	28.117	110.090	0.752	22.823	91.937	1	32	192	0.190	17.924	338.077
					無視	1	27.582	98.803	0.856	25.968	104.605						
				考慮	1	28.213	112.105	0.734	22.262	89.679	1	32	192	0.174	16.477	310.792	
				無視	1	27.705	101.403	0.832	25.244	101.691							
考慮				1	28.258	113.081	0.761	22.857	101.995	1	32	192	0.333	21.803	337.520		
無視				1	27.768	102.733	0.860	25.855	115.369								
考慮	1	28.361	115.255	0.740	22.228	99.186	1	32	192	0.305	20.001	309.620					
無視	1	27.899	105.504	0.833	25.052	111.788											
162.5	15	15	10	考慮	1	28.330	114.596	0.905	25.785	99.127	1	32	192	0.362	22.029	291.087	
				無視	1	27.859	104.666	1.021	29.093	111.844							
			考慮	1	28.430	116.697	0.881	25.085	96.437	1	32	192	0.333	20.291	268.120		
			無視	1	27.986	107.332	0.990	28.205	108.430								

備考

$$F_s = (a_1 n^2 + a_2 n + a_3) / (b_1 n^2 + b_2 n + b_3)$$

$$F_c = (a'_1 n^2 + a'_2 n + a'_3) / (b'_1 n^2 + b'_2 n + b'_3)$$

表 2.5.1 F_c と F_s の計算結果

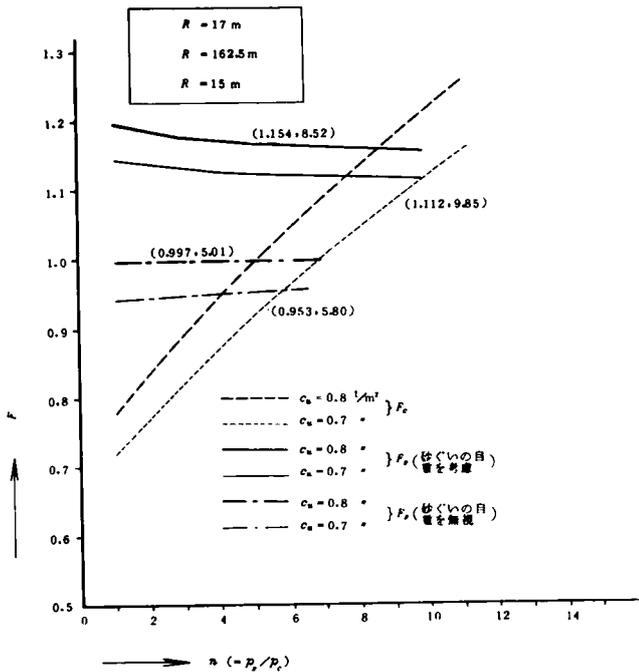


図 2.5.19 F と n の関係

自重を考慮した場合と無視した場合について示してある。

以上のようにして求めた F_c と F_s の交点、すなわち複合地盤全体としての安全率 F と n を、右側のすべり円弧の中心位置の表示に基づいて整理したものが図 2.5.20、表 2.5.2 および図 2.5.21 である。計算は固定された R_2 、 R_1 に対して順次 R_1 を変化させる方式で行なった。図 2.5.20 にはすべり円弧の中心位置の番号と、参考のために $c_u = 0.8\text{ t/m}^2$ で、砂ぐいの自重を考慮した場合の計算結果が示されている。() 内のはじめの数値が F を、あとに記入されている数値がこれに対応する n の値を示している。表 2.5.2 にはすべての計算結果が記入してある。また図 2.5.21 は、表 2.5.2 に基づき $c_u = 0.7$ 、 0.8 t/m^2 に対する F 、 n をプロットし、その間を直線で結んだ図である。実際に、このように直線的に変化するとはいえないが、 c_u の変化に対する F 、 n の概値を知ることができる。

$c_u = 0.8\text{ t/m}^2$ (砂ぐいの自重を考慮した場合) (F, n)

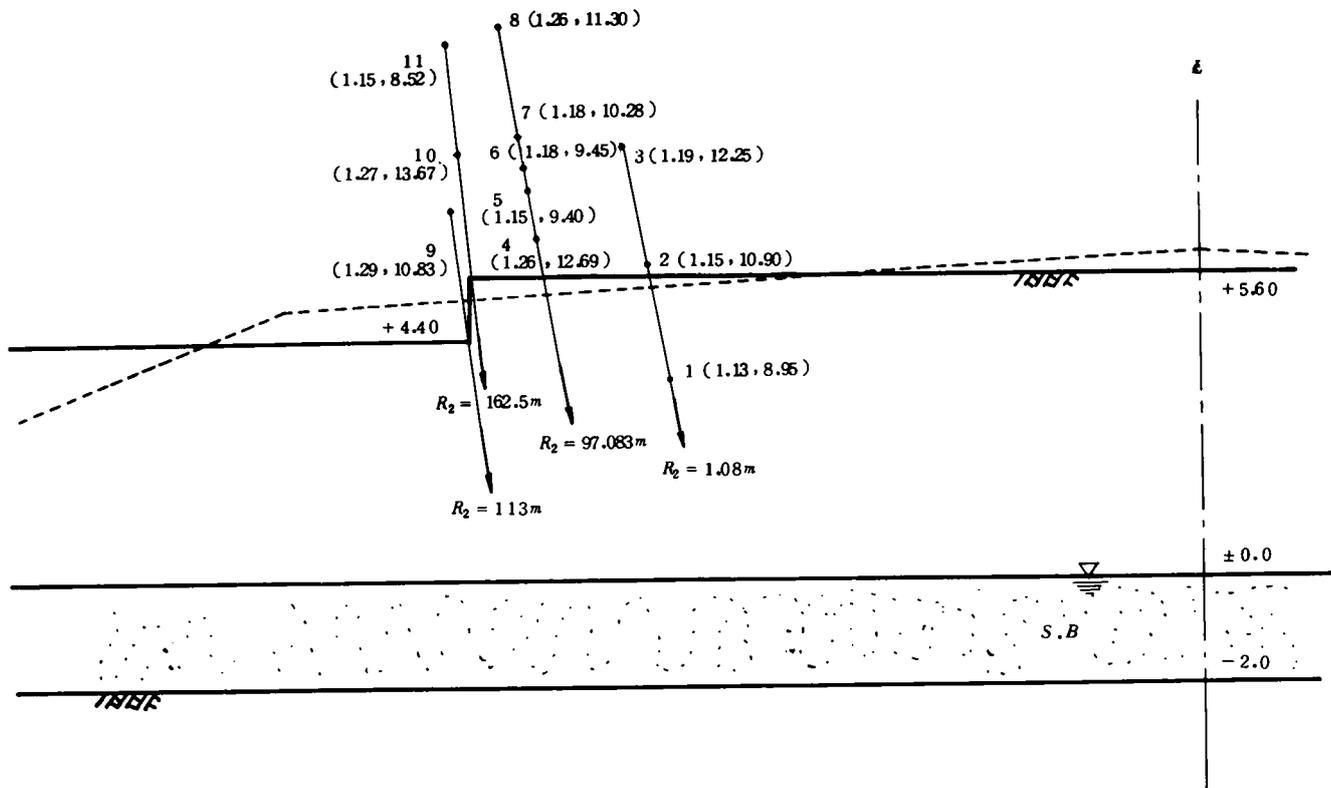


図 2.5.20 すべり円の中心と計算結果

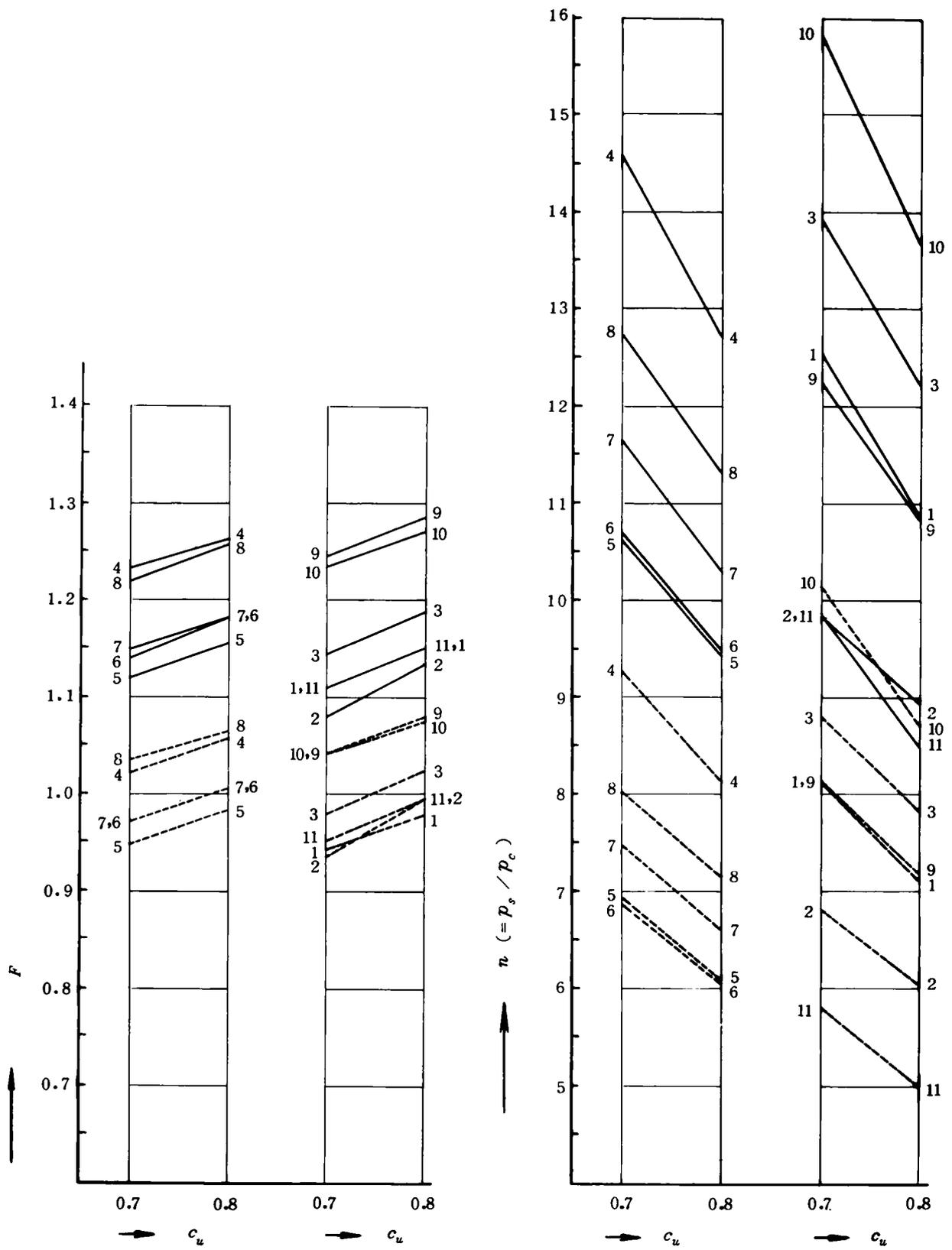


図 2.5.21 F , n と c_u の関係

中心位置	上部粘土層の $c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$				上部粘土層の $c_u = 0.8 \text{ t/m}^2$			
	自重考慮		自重無視		自重考慮		自重無視	
	F	n	F	n	F	n	F	n
1	1.08	9.85	0.93	6.80	1.13	8.95	0.98	6.05
2	1.11	12.55	0.94	8.13	1.15	10.90	0.98	7.11
3	1.15	13.90	0.98	8.82	1.19	12.25	1.02	7.85
4	1.23	14.60	1.02	9.30	1.26	12.69	1.06	8.10
5	1.12	10.65	0.95	6.95	1.15	9.40	0.98	6.08
6	1.14	10.70	0.97	6.90	1.18	9.45	1.01	6.05
7	1.15	11.66	0.97	7.50	1.18	10.28	1.00	6.58
8	1.22	12.75	1.03	8.05	1.26	11.30	1.06	7.15
9	1.25	12.25	1.05	8.15	1.29	10.83	1.08	7.20
10	1.24	15.85	1.05	10.15	1.27	13.67	1.08	8.70
11	1.11	9.85	0.95	5.80	1.15	8.52	1.00	5.01

表 2.5.2 すべり円の中心と計算結果

5.5.3 計算結果に対する考察

まず、図 2.5.17～図 2.5.19 に関しては、 F_c は n の増加とともにかなり大幅に増大しているのに対し、 F_s はわずかに増加するかあるいは n の増加につれて減少している。粘性土だけの帯状部分を考えると、盛土部分を除いた粘性土層部分においては、 n の変化に関係なく非排水状態での全せん断抵抗力は不変である。しかし一方、 n の増大とともに、鉛直圧力はより多く砂ぐい上に集中するから、この帯状部分における起動モーメントは n の増加につれて減少する。したがって F_c は、 n とともに上昇することになる。これに対し砂ぐいを含む帯状部においては、 n の増加によつて、起動モーメントが増加することはもちろんであるが、同時に、砂ぐい中のすべり面上へ伝達される応力が増加するから、全せん断抵抗力（あるいは全抵抗モーメント）も増加する。この相反する効果をもつ両者の増加の程度は、原地盤の強度、砂ぐいの直径や配置、盛土やすべり面の形状その他によつて異なってくるが、今回の対象地盤の場合には、砂ぐいの自重の効果を無視した場合の一、二の例外を除き、全般に前者の増加が後者の増加を上まわり、その結果図に示されているように、 F_s は n の増加とともに減少している。

つぎに、図 2.5.20、図 2.5.21 および表 2.5.2 をみってみる。これまでに述べてきた土質試験の結果や応力分布に関する考察から、一応最も実際の状態に近いのは、上部粘土層の c_u が $0.7 \sim 0.8 \text{ t/m}^2$ で、締固め砂ぐいの自重を考慮した場合であろうと考えられる。図 2.5.20 をみると、解析の対象に

した、破壊時の実状に近いと予想される数個のすべり面に対して、自重を考慮した場合の安全率は大体 $1.1 \sim 1.3$ 程度となつている。そして最小の安全率は 1.08 であり、これに対応する荷重分担比は 7.85 となつている。また、締固め砂ぐいの自重による抵抗を完全に無視した場合には、上記の場合に比較して安全率は全般に $0.15 \sim 0.2$ 程度低く、 $0.9 \sim 1.1$ の値を示している。そしてその最小値は 0.93 。これに対応する n 値は 6.80 と計算されている。前にも説明したように、締固め砂ぐいの自重が完全に有効であると考えたとき、その自重による隣接粘性土の破壊の可能性があるのは上部粘土層の上半分の深度だけであるから、砂ぐい自重をまったく無視してしまうことは、複合地盤のせん断抵抗力、いかえれば安全率を過度に低く見積りすぎることになるであろう。したがって、実際には、砂ぐい自重の効果を考慮した場合と無視した場合の間の値ではあるが、どちらかといえば考慮したときの結果に近い値が、現状に最も対応する値ではないかと考えられる。このような考察に基づけば、すべりに対する安全率は丁度 $1 \sim 1.1$ 程度であり、破壊時の解析結果としてきわめて正当な結果であることがわかる。

ところで、ここで注意しなければならないのは、安全率の最小値はもちろん重要であるが、土質工学の厳密性に関する現況を考えると、 $F = 0.9 \sim 1.1$ 程度を与えるすべり面は現実に同程度の破壊確率で生ずる可能性があるにちがいない、ということである。⁴⁾ すなわち、 $F = 0.9 \sim 1.1$ 程度を与えているいずれのすべり面（あるいはこれらに近似されるすべり面やすべりの領域）にそつて、現実に破壊が生じたとしても

別におかしくはないわけで、この意味では、このような盛土状態におけるすべりは当然起こるべくして起こつたと結論してよく、さらにまた著者の方法による算定安全率が現状をかなり正確に反映しうると結論してよいであろう。また、0.9～1.1程度の安全率に対応する n 値は、表2.5.2からわかるように、大体5～10程度である。ところで、鉛直圧力の実測値に基づいて計算された図2.5.9をふり返つてみると、 n 値は大体2～15の値を示しており、上述の計算値と直接対応する破壊直前の値は2～10程度となつている。このことから、荷重分担比についていつも、著者の方法による解析結果は実測値とかなりよく一致する、といえるであろう。

また表2.5.2からわかるように、 $c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$ の場合は 0.8 t/m^2 の場合にくらべて、 n 値が大体0.5～2程度上昇しているが、これは、粘性土部分が弱くなればなるほど砂ぐい部分がより多く荷重を負担し、全体としてできるだけ安定を保とうとする複合地盤の性格を考えれば当然のことと思われる。

なお参考のために砂ぐいを打設せずに原地盤上に同じ盛土を施工したと仮定した場合の計算値を示しておくとして表2.5.3

中心位置	$F' (c_u = 0.7)$	$F' (c_u = 0.8)$
1	0.62	0.68
2	0.60	0.66
3	0.64	0.69
4	0.61	0.66
5	0.62	0.68
6	0.65	0.70
7	0.63	0.68
8	0.67	0.72
9	0.63	0.69
10	0.63	0.68
11	0.72	0.78

表 2.5.3 原地盤の安全率

のようである。これらの値は、複合地盤の計算に際する F_c の式において $n = 1$ を与えて求められるものであり、砂ぐいを含まない原地盤の安全率を示している。ただし、盛土や地盤の形状、せん断強度などはこれまでの場合と同じであると仮定してある。さてこの表をみればわかるように、砂ぐいを打設しなければ上部粘土層の $c_u = 0.7, 0.8 \text{ t/m}^2$ に対して最小安全率はそれぞれ0.60, 0.66であるから、砂ぐいによる地盤改良によつて0.4～0.5程度安全率が上昇したことが

わかるであろう。ただここで注意しておかなければならないのは、粘性土だけの原地盤において最小安全率を与えるすべり面と複合地盤におけるそれとが一致しないことである。すなわち、原地盤において $F_{\min} = 0.60$ ($c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$ の場合)あるいは $F_{\min} = 0.66$ ($c_u = 0.8 \text{ t/m}^2$ の場合)を与えるすべり面に対する複合地盤の安全率は、砂ぐいの自重を完全に考慮した場合と無視した場合に対して、それぞれ $F = 1.11, 0.94$ ($c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$)あるいは $F = 1.15, 0.98$ ($c_u = 0.8 \text{ t/m}^2$)であるのに対して、複合地盤における最小値 $F_{\min} = 1.08, 0.93$ ($c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$)、 $F_{\min} = 1.13, 0.98$ ($c_u = 0.8 \text{ t/m}^2$)を与えるすべり面は多少異なり、これに対応する原地盤の安全率は $F = 0.62$ ($c_u = 0.7 \text{ t/m}^2$)、 $F = 0.68$ ($c_u = 0.8 \text{ t/m}^2$)となつている。この結果や著者が行なつた種々の試算によると、原地盤において最小安全率を与えるすべり面をそのまま、砂ぐいを含む複合地盤の最小安全率面であるとして計算を行なうと算出される安全率において最大0.1程度の相違を生ずるようである。

5.6 結 論

この章では、複合地盤上に施工された盛土の破壊例を著者の方法を用いて解析した。はじめに原地盤の状態や砂ぐいの配置、破壊に至るまでの盛土の施工過程、これによる沈下量や土圧の測定結果などを説明した。そして解析のための準備として、解析に用いた地盤や盛土に関する諸係数、すべり面、地中応力分布などについて議論したのち、計算の結果を示し、考察を加えた。著者の方法による計算結果は、安全率、荷重分担比の両者において事実をよく説明し、非常に満足すべきものであつた。すなわち、破壊時に対応する安全率は1前後で、荷重分担比も実測値とかなりよくあつており、著者の安定計算法の妥当性が検証された。

なおこの盛土工事は、破壊後工法がすべり置換法に変更され、中央部付近で施工する盛土を故意にすべらせて軟弱層に埋入させ、盛土先端付近に押出してくる軟弱土を去除く作業の連続によつて、現在ほぼ所期の盛土高さ10 mに立上つている。

第 5 章 の 参 考 文 献

- 1) 日本道路公団・不動建設：東名高速道路袋井試験盛土工
事報告書，1966
- 2) 赤井浩一：複合すべり面法による軟弱地盤上の築堤の安
定計算，土と基礎特集号，№2，pp. 9～13，1960
- 3) Eide, O. and Bjerrum, L. : The Slide at
Bekkelaget, Geotechnique, Vol. 5, pp.88～100,
1955
- 4) Bishop, A. W. and Bjerrum, L. : The Rele-
vance of the Triaxial Test to the Solution of
Stability Problems, Proc. ASCE Research Conf.
on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.437～501,
1960

第 6 章 結 論

第 2 編の各章においては、粘性土中に砂ぐいを打設した複合地盤の支持力に関する多くの研究成果を示し、検討と考察を加えた。各章の内容の要点を結論的に略記すると以下のとおりである。

第 1 章においては、複合地盤の圧密特性を究明するための基礎的研究として、三軸圧縮試験機を用いて、砂柱を含む粘土供試体の圧密特性を調べた。そして、圧密促進に及ぼす砂柱の効果、Barron の理論の有効性と問題点、等方圧密と K_0 -圧密における圧密過程の種々の相違点、砂柱が及ぼす沈下抑制の効果、等を明らかにするとともに、圧密中の砂柱部分および粘土部分の荷重分担比を計算するための略算式を示した。

第 2 章においては、複合地盤の支持力や安定問題に関して最も重要かつ基本的な問題である強度特性を明らかにするための基礎的研究として、第 1 章と関連してやはり三軸圧縮試験機を用い、種々の応力および排水条件下にある複合土供試体のせん断特性を調べた。はじめに、砂柱を含む粘土の強度に関して、二次元弾塑性問題としての厚肉中空円筒の考え方を拡張して適用するのは、種々の現象面から考えて問題点の多いことを理論的考察に基づいて明らかにした。また非圧密非排水せん断強度が、砂柱径が大であるほど、また供試体が完全に水で飽和されているにもかかわらず拘束圧が大であるほど、大きくなることを示して、その理由を考察し、明らかにした。圧密非排水せん断に関しては、等方圧密後と K_0 -圧密後におけるせん断強度、発生間げき水圧あるいは変位量の相違点や特性を明らかにし、また砂柱の効果を粘土部分の含水比をパラメータにして評価するのが妥当であることを強調した。さらに、砂柱をとりまく粘土部分の強度との関連において、有効な砂柱密度や砂柱径に限界があることを実験結果をもとにして指摘するとともに、粘土および砂単独供試体の応力～変位関係から複合土の応力～変位関係を求めるための方法や荷重分担比の計算方法を示し、考察を加えた。

第 3 章においては、複合地盤の安定計算について記述した。まずはじめに、この種の複合地盤の安定計算において、特に問題となる接地圧分布や地盤内応力分布などに関して簡単に著者の見解を述べ、考えられる一、二の安定計算法や現行の設計方法を説明して批判を加えた。そののちに、従来法における二、三の重要な問題点に解決を与えた著者の新しい安定

計算法を詳述し、これに関する一、二の疑問点について検討を加えて著者の見解を述べた。また軟弱粘土地盤上およびこれに砂ぐいを打設した複合地盤上の築堤を仮定して、安定に関する試算を行ない、粘土単独地盤と複合地盤における最小安全率円の相違などについても検討すると同時に、著者の安定計算法による結果が妥当な値を与えることを示した。

第 4 章においては、かなり大きな実験土槽を用いた室内模型実験の結果とこれに関する解析結果を詳述した。長期間をかけて、粘土単独地盤に関して 4 個、群ぐい状に砂ぐいを打設した複合地盤に関して 6 個の実験を行ない、多くの定性的、定量的結果や新しい事実を見出した。第 4 章の前半においては、主として圧密に関する結果を示して考察を加えたが、これらの結果は第 1 章において明らかとなつた諸現象と共通するところが多かつた。すなわち、複合地盤においては時間的な意味での圧密促進の効果が顕著であること、単純な諸条件下における圧密の時間的変化の推定には、Terzaghi および Barron の理論が十分な精度を有すること、などが確認されると同時に、粘土の初期含水比の大小によつて圧密終了時に到達する含水比がかなり大幅に相違することなどが明らかとなつた。またこの章の後半においてとりあげた載荷試験の結果は、複合地盤においては粘土単独地盤の場合よりも同一荷重下の沈下量が小さく、また限界荷重強度がかなり大きいこと、破壊面が円弧で近似できること、などを示した。さらに載荷試験結果の解析により、粘土単独地盤に関しては全応力解析法が一般に有効であることが確められると同時に、複合地盤に関する著者の計算法が、実験結果をよく説明することが明らかとなつた。

第 5 章においては、複合地盤上に施工された盛土の現場破壊例を示し、著者の計算法を用いて破壊時の解析を行なつた。解析は、多くのボーリング結果に基づく物理試験や力学試験および沈下その他に関する動態観測の結果を参照して、複合すべり面法によつて行なつたが、計算の結果は、安全率、荷重分担比の両者において、実際現象をよく説明し、満足すべきものであつた。この章と前章で示したすべりに関する諸結果は、著者が提案する安定計算法の妥当性の検証という意味で、きわめて重要であると考えられる。