

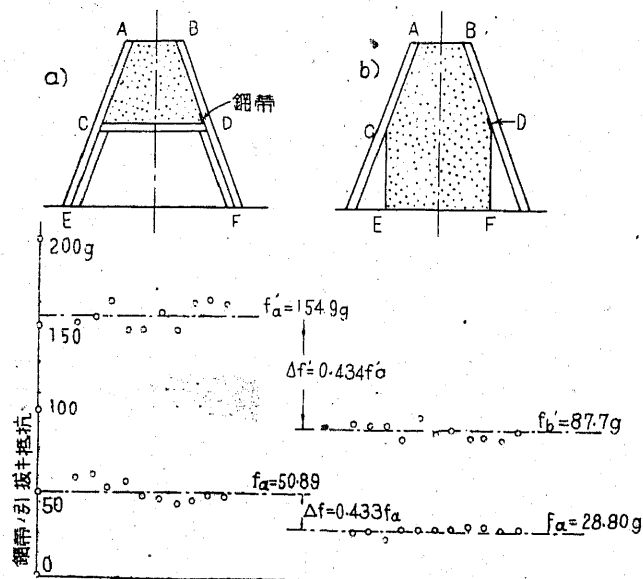
第 III 章 土壤の弾性的性質

剛體の凝集力は物體の分子をその相互の位置に固着して居る附着力に歸せられる。形状變化は分子相互間距離の非常に僅少な變化に依るものであり、この變化に抵抗する附着力は應力となつて現はれる。土壤中に於ては形状變化の際剛體に於ける附着力と同じ役割を演ずるものは土粒子の接觸點に作用する摩擦力であり、土壤の應力能力は粒子の相對的位置變化に對應して作用する摩擦力の結果に依るのである。扱て前章に於ては摩擦力も亦分子附着力の作用を示すことがわかつた。それ故に剛體と土壤との相違は主として、剛體中の附着力は載荷されない場合に於ても作用するが土壤中に於ける附着力はこれに反して外壓に依つて初めて、惹起されるといふ點に在る。

應力能力ある物體の弾性的性質は彈性學に於ては應力と歪の間を支配して居る關係に依つて記述されて居る。單粒子から成立つて居る物質は外壓の影響に依つて初めて應力能力ある物體に變化するのであるから、この壓力を第三の要素として弾性的性質の記述の際に付け加へて置かねばならない。外壓が一方方向のみに作用する場合は側面の圍みを造つてお互の流動し去ることを妨げねばならない（側面膨脹を妨げた際の壓縮）。

剛體を大きな被覆で包みこれに荷重をかけると、被覆には側壓が動く。この大きさは剛體のポアツソン比で決定される。被覆が弛むと側壓の強度は低下する。圖-10 a)、b)には二つの完全に剛體と考へられる容器を示した。容器 a)は、容器 b)の上部 ABCD と同じ寸法である。扱て剛性物質から應力のない状態に於て、即ち重力の作用も受けぬ様にして型枠 a、b に

充分調和する様な二つの角柱を作り、これを夫々の型枠に入れると、型枠 a は D の位置で側面膨脹を妨げた場合に對應する側壓を受ける。型枠 b の D の内側の位置に作用する側壓は本質的に小さい。何故ならば物體の下部は自重の影響に依つて一つの壓縮を蒙つて居るからである。従つて上部分の基面 C D は下方へ下がり、型枠は上部分の側面膨脹を完全に妨げて居るのではなく單に部分的に妨げて居るにすぎない。



圖一十

以上述べた處の、型枠に剛體を満した際に現はれる現象が凝集力のない砂を満す際にも現はれるかどうかを調べる爲に型枠 a、b の模型を木で製作した。傾斜内壁 B D の下端 D の直上に帶狀の紙の間に挟みこんだ鋼帯を差しこんだ。先づ二つの箱に砂を満した。鋼帯を引出すに要する

平均の力の大きさから (箱 b では 28.8 瓦に對して、箱 a では 50.8 瓦) 箱 b に於ける側壓は箱 a を支配して居る側壓の 56.7% にすぎないと結論することが出来る。圖の縦軸に鋼帯を引抜くに必要な力を、引抜き實驗を行つた順序に示した。實驗を終了した後、箱を空にし新しく砂をつめ砂の表面に 25 瓦の荷重をのせた。鋼帯の引抜きに對する抵抗は今度は (箱 b) 87.7 瓦に對して (箱 a) 154.9 瓦になつた、即ち箱 b に於ける側壓は箱 a 中を支配して居る壓力の 56.6% にすぎない。

實驗結果から、剛體の剪斷歪に比較しうる現象が砂中に現はれ、又弛い物質に於て剛體壁上に作用する側壓は剛性物體の側壓と同じ様に側面變位の一つの函数であることが認識される。

全側面、各方向同じ強さの壓力を受けて居る物質に一つの適當な力を附加すると、現はれて來る形狀變化は側面膨脹を妨げない際の剛體の形狀變化に比すべきものになる。この様な例は第 14 節に示す様に塑性又は半剛性のクレイで作つた立方體で實現しうる。全側面に動く壓力は毛細管水の表面張力で實現しうるし、附加すべき壓力は立方體に荷重を加へればよい。

歪は側面膨脹を妨げた際でも妨げない際でも物質の與へられた多くの諸要素の合法的な作用なのである。それ故に次の様な法則が成立つ。即ち側面膨脹を妨げて壓縮した際に、同じ様な應力-歪曲線を描く二つの物體は側面膨脹を妨げない際の壓縮に對しても、その特性からすれば應力-歪曲線は同じ性質のものになる筈である。砂の弾性的性質を議論する際には常にこの法則に立戻つて考へねばならない。

第 11 節 粘着性土壤の立方體供試體の剛性 (立方體剛性)

フツクの法則に従はない剛性物體に就ては單に觀測中に於ける應力と、側面膨脹を妨げない場合の歪との間を支配して居る關係を知つて居るだけである。砂に對してはこれ迄單に側面膨脹を完全に妨げた際の應力と歪との間の關係が實驗的に確認されたにすぎない。これに反して粘着性土壤は、實驗室に於て以上二種の關係を研究することが出来る。其れ故粘着性土壤の彈性的性質は剛性物體及び砂の彈性と比較しうるし、又これらの材料の剛性的性質と關聯させて調べる事が出来る。

a). 實驗材料

一例として次節に掲げた實驗結果は表-19でI~Vの記號をつけた5種類の土に關して行つたものである。

クレイ I. 小アジア Gökssu のデボン紀の石灰及び石灰質粘板岩の風化生成物。このクレイは降水に依つて山腹から洗ひ流され麓に沿ふて厚さ數米の成層を形成して居る。これは住民が陶器の製造に利用して居るもでの黄灰色で數米の深さ迄垂直に掘鑿することが出来るし、地沁りに對しては何等危險がない。

クレイ II. 第三紀中新層の黒海のギリシヤ河岸に於ける Beklemè の海粘土で赤黄色、砂質の手觸りがする。雨が長く續いた後には1~1½歩の裂開勾配で深さ1米に及ぶ剝脱が現はれ、この剝脱した物質は氷河の様に流下する(表-56地沁り型9)。

クレイ III. 透黄色、粘着質な手觸りのする物質。これは大きな地沁りの際にクレイ II と區別される。これは泥水の如く土の凹みを満たし、4~6 糎幅の收縮裂開を造る。

クレイ IV. 第三紀中新層の海粘土。クレイ II の分布區域からとつた半青色のもので、殆ど自然状態のままの褐炭層の傾斜面の終端を形成して

居り 250 米の厚さに及んで居る。坑の中では硬く、採取に非常に困難である。著しく深い沁りをする傾向がある(表-56地沁り型10)。

浮泥 V. Konstantinope の Goldenen Hornes の兩端に在る洪積層の浮泥砂。數軒の長さ互つて Kiathane 峡谷の谷筋を形成して居り約50米位の厚さを有して居る。この浮泥層上に建てた工場の建物は載荷試験の結果が良好であり、且基礎の單位荷重が小さい(0.8 噸/糎²)にも拘らず最大45糎の不規則な沈下を蒙つて居る。

以上五つの土に對する物理常數は沈澱分析の結果と一緒に表-19に掲げた(圖-1の粒徑曲線I~V参照)。

b). 實驗方法

氣乾状態の土壤試料を乳鉢の中で粉末にし0.6 糎目の篩にかける。次いで陶器皿中で篩を通つた粉末に次第に水を加へて篋で壓しつぶし硬塑性の捏粉にする。立方體を製作するには分解の出来る型枠中で濾紙で蔽ふて作る。小さな型枠の内徑は2×2×2糎、大きいのは5×5×5糎である。實驗を行ふ際本質的に重要なことは、立方體に中心荷重を與へること、等速度で荷重を加へること、0.005 糎迄正確に壓密を測定すること、實驗中に空隙水の蒸發を妨げること等である。

實驗の前に立方體を磨き且重さを計り次いでアルミで造つた二つの把手を備へた載荷盤にカナダバールサムで密着させる。載荷盤の上端は圓筒形に丸められて居る。立方體の載荷は水又は霰彈の重さで、バランスさせた挺子に依つて行ふ。挺子は載荷盤の圓筒形表面に靜止するのであるが少くとも一方向は壓力分布が均等になる様に造つたものを通して接觸して居るのである。實驗中空隙水の蒸發を防ぐ爲著者は内部の空氣を水に浸した海綿に依つて濕潤に保つて居る輪形の殆ど密閉した空間で立方體を取圍

表一19 106

材 料	乾燥質 の 比 重	乾燥材料 の 空 隙 率	緊 硬 限 界 含 水 量 (重 量 比)		空 隙 率 (表 示 した 緊 硬 限 界 液 性 指 数)		膨 脹 曲 線 の 方 程 式	組 成 粒 子		沈 積 分 析 の 際 の 状 態 (表 示)					
			收 縮 限 界	液 性 指 数	液 性 指 数	液 性 指 数		砂 と 微 細 砂	粗 粒 と 細 粒		膨 脹 係 数	沈 積 係 数			
ク レ イ I	2.93	0.48~0.53	12.4~14.3	24.2	58.0	33.8	0.71	1.70	0.99	$\epsilon = -\frac{57.7}{\ln(p+0.00146)} + C$	47.5	19.3	4.9	28.3	辛うじて 沈積可能
ク レ イ II	2.77	0.30	8.8	27.5	56.7	29.2	0.76	1.57	0.81	—	43.4	17.9	17.2	21.5	正 常
ク レ イ III	2.72	0.32	9.5	29.0	67.2	33.2	0.79	1.83	1.04	—	6.6	16.3	22.1	55.0	—
ク レ イ IV	2.85	0.38~0.43	11.1~12.3	26.2	58.1	31.9	0.75	1.66	0.91	$\epsilon = -\frac{22.3}{\ln(p+0.00207)} + C$	11.5	18.4	28.5	41.6	—
浮 泥 V	2.71	0.33	7.6	18.3	36.0	17.7	0.50	0.98	0.48	$\epsilon = -\frac{73.0}{\ln(p+0.0050)} + C$	59.1	12.7	15.5	12.7	辛うじて 凝結可能

106) 著者の実験に依る。
 108) 懸濁質を煮め煮沸したる後比重瓶で測定、粉末の乾燥乾燥重量は 100°C の炉から取出した直後に測定した。
 107) 粒子記号は 圖-1 に依る。
 109) 第 8 節 c) 参照。

んでをいた。壓縮歪の測定は把手の尖端で二重に行つた。この読み取りには精密に作つた微測螺旋を用ひた。最初の實驗の際には微測螺旋の尖端が把手の表面に觸れた瞬間を電氣的接觸表示器で見出す様にしたが、この方法は非常に不正確であることがわかつた。著者はそこで表面と螺旋尖端との接觸を薄い二枚のガラス板の間に挟まれた空氣層の干涉色の分配の變化に依つて認める装置を製作した。

壓力の増加は階段的に行つた。但し含水量の多い立方體 (壓縮強度 2~3 疋/糧²) では 100 瓦/糧² 宛、含水量の少い立方體では 500 疋/糧² 宛 3 分間毎に増して行く。半剛性及び剛性立方體は挺子装置ではなく、壓縮試驗機で行つた。實驗途中適當な時期に壓力の増加を中止し、そして一定壓力の際の壓縮量の増加を (試験機では一定壓縮量の際の壓力の減少) 毎秒觀測した。壓力が階段的に 0 に低下したとき再び新しく上昇せしめる (完全な週期)。

實驗が終了したのち立方體をもう一度秤量し、その含水量を決定する爲 100°C で 5 時間乾燥する。

c). 實驗結果

圖-11 (Nr-1~4). 含水量 26.9, 23.2, 14.6 及び 3% のクレイ I の立方體の壓力-壓縮量曲線を示す。各圖表には載荷中止區間 ab, de 等に對應する一定壓力の際の壓縮量の増加及び一定壓縮量の際の壓力の低下を時間の函數として示した。週期は履歴環線 bc 等として圖上に現はれて居る。週期が始つたときの壓力以上になると曲線は壓力の上昇を中絶しなかつたときに書いたと思はれる壓力-壓縮量曲線の切線方向に傾いて行く。これは特に明確に 圖-11 Nr-3 に現はれて居る。

圖の縦軸上に掲げたる換算壓縮量 ϵ は立方體が基面を不變のままに壓密

した際空隙率が零になったときの高さ h_0 の単位長當りの壓縮量を示して居る。

- h : 立方體の眞の高さ
- ϵ : その空隙率 (公式 3)
- Δh : 所與の荷重の際の壓縮量

とすると、換算高さは

$$h_0 = \frac{h}{1 + \epsilon}$$

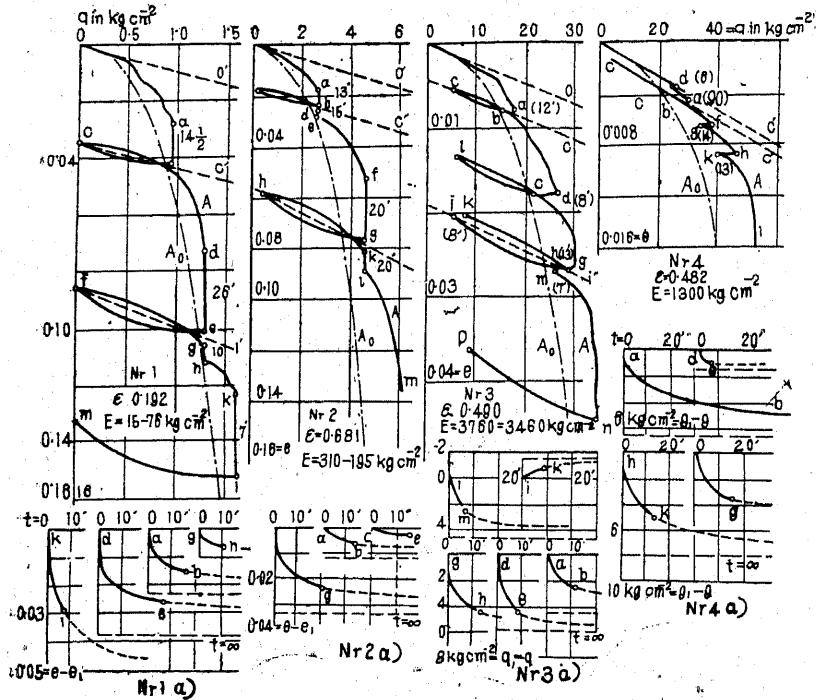


圖-11

換算壓縮量は

$$e = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta h(1 + \epsilon)}{h} \dots \dots \dots (12)$$

立方體 Nr-1 2 では、限界値 $q_{dmax} = 1.86$ 及び 6.20 斤/糎² 以上に荷重を増加すると立方體の側面に膨みが生じる。圖-11 Nr-3 の實驗では、壓縮強度 q_{dmax} は 34.8 斤/糎² である様に思はれる。何故ならば、僅か壓力が増加すると壓縮量は相當増加するからである。この場合にも裂開は生じない。

圖-11 Nr-4 の立方體は實驗の前に 100°C で 10時間乾燥し、次いで數日間被覆せずに室温で養生した。この期間中濕氣的な水を吸収した爲含水量は 3% に高まつた。壓力 46.4 斤/糎² で垂直の毛狀裂開が現はれ又、 50 斤/糎² ではコンクリート立方體が垂直な側面の剝脱に依つて破壊すると同じ様式でこわれた。

經驗に依れば、完全に剛性質の立方體の壓縮強度は種々の事情に依つて(立方體を作つて居るクレイ捏粉の含水量、層面の仕上げに際しての注意の程度) 高度に影響される。大きな乾燥立方體の壓縮強度は小さい立方體よりも一般に相當大きい。何故ならば大きな立方體は、均齊に製作しうからである。塑性又は半剛性の立方體では立方體の大きさの影響は本質的に僅少である。

表-20 にはクレイの供試體の壓縮強度が掲げてある。含水量と壓縮強度との間の關係は決して Atterberg が假定した様に簡單ではない。硬性と剛性の間の鋭い限界は何等問題にならない。横軸に含水量をとり縦軸に壓縮強度をとると一つの曲線をうる。これは收縮限界附近で一つの轉移點を示し、又液性限界の少し下で横軸に切線方向に曲がる。

d). アメリカ基礎工委員會の弾性實驗

1921年 及び 1922年に Iowa 大學の技術研究所¹⁰⁷⁾はアメリカ基礎工委員會

表-20

材料 : クレイ I, (表-19)

立方體の寸法 (糎)	含水量 (%)	空隙率 e	壓縮強度 (q_{max} 糎/糎 ²)	摘 要
1.99×1.99×1.97	26.9	0.792	1.86	裂開なし
1.98×1.96×1.96	23.2	0.681	6.2	
1.98×1.98×1.95	23.2	0.681	6.3	
4.8 × 4.8 × 4.7	14.6	0.490	34.8	
1.95×1.95×1.90	14.6	0.490	32.0	
1.92×1.92×1.82	13.2	0.523	37.5	34.6 糎/糎 ² で毛狀裂開
1.90×1.90×1.70	12.8	0.517	38.3	
1.90×19.0×1.76	12.8	0.516	40.2	
1.90×1.90×1.65	12.3	0.504	40.0	
1.88×1.88×1.80	11.7	0.503	39.0	
1.92×1.92×1.82	11.0	0.535	30.8	
1.88×1.88×1.75	3.0	0.513	37.2	
			26.7 糎/糎 ² で増加	
1.88×1.88×1.80	3.0	0.502	44.3	
			28.2 糎/糎 ² で最初の毛狀裂開	
1.88×1.88×1.77	3.0	0.497	37.8	
			34.0 糎/糎 ² で増加	
4.7 × 4.7 × 4.6	3.0	0.482	52.0	
			26.9 糎/糎 ² で二つの垂直毛狀裂開、3.53 糎/糎 ² で水平裂開	
			46.4 糎/糎 ² で最初の毛狀裂開	

の委託に依つて自然成層状態に於けるクレイの弾性的性質の研究に従事した。此の目的の爲に古い碎石坑を選んだが、この地盤は一部分は黄色クレイ一部分は青色クレイから成立つて居た。研究のプログラムは次の通りである。a). 應力-歪曲線の作成及び引張、壓縮、剪斷強度の決定。b). 比重、實驗時の含水量、摩擦係數及び透水係數、c). 化學分析の着手、d).

膠質成分の含有量の決定、e). 機械的性質の年月の経過及び氣候的な要素に依る變化の決定。このプログラムに於ては緊硬限界に對する問題並びにクレイの含水量と壓力との間の關係に對する問題が缺けて居る。後者を認識することは實驗結果を遺漏なく批判する爲に必要缺くべからざるものである。此れ迄は弾性實驗の結果は残念乍ら含水量及び乾燥實質の比重に關する報告なしに發表されて居た。

引張強度：採石坑の底に、1.5~1.8米の深さの壕を掘りその底の周圍に更に幅0.9~1.2米、深さ0.75米の壕を掘る。此の横斷壕の間に残つた突出部から43×43糎の正方形の基面を持つた角柱體を作製する。引張強度を決定する爲に角柱體を木の箱で被ふのであるが、箱をかぶせる前に角柱體の垂直壁に石膏の漆喰ひを塗りつけて置くから箱は角柱體に固着して居る。上方向1噸の引張能力ある滑車で張力を加へ、Kohlrusch 壓力計で測定する。

結果は：

黄色粘土の引張強度 0.046~0.146 10個の平均値 0.102糎/糎²
青色 " 0.045~0.208 " 0.124糎/糎²

剪斷強度、突出部から基面60×30糎、高さ50糎の立方體を切り採る。滑車は銀松材(15×5糎)で造られて居り、剪斷すべき物體をはめこんだ枠に鈎で引懸け水平方向に引張力を加へる。

砂質ロームの剪斷強度 0.142~0.172 3個の平均値 0.152糎/糎²
黄色粘土の " 0.214~0.338 8個 " 0.286糎/糎²
青色粘土の " 0.179~0.253 9個 " 0.280糎/糎²

壓縮強度：突出部から直徑13~23糎、高さ17~38糎の圓筒形を注意深

く基面から挽き切り、熱いパラフィンに浸して側面を空隙水の蒸発を妨げる厚さ 0.4 糎 のパラフィン膜で覆ふ様にす。立方體に荷重をかけるには Olsen 式の試験機(最大壓力27噸)で行ひ、壓縮の讀みは3箇所に於て Ames の撓み計(直接讀み 0.025 糎、見積り 0.0025 糎)で行ふ。荷重の加へ方は著者の研究と同様に週期を畫かせる様に時々中斷して居る。實驗中土壤圓筒の上下面には石膏を塗つて置く。

黄色粘土の壓縮強度	1.08~2.89	8個の 平均値	2,000 疋/糎 ²
青色	0.65~2.46	4個	1,200 疋/糎 ²

壓力-壓縮量曲線は種々の點で、圖-11 の曲線と同様であり、又著者がこの曲線から導いに資料は表-21 に掲げた。供試體の含水量は剛性係数が小さいことから考へると、大體塑性限界に等しい筈である。

著者は表-11 の資料を計算する際に乾燥實質の比重を $\gamma=2.80$ とし、含水量に對しては 25% の値をとつた(空隙率 0.70)。

e). 土壤立方體の剛性的性質

圖-12 にはコンクリート立方體の壓力-壓縮量曲線を、形式的に示した。コンクリートは完全にはフツクの法則に従はないから、“コンクリートの弾性係數” といふ概念を一義的に規定することは出来ない。v. Bach, Schüle 其の他の人は此の曲線は材料に對して、特性的であると見做し、従つてこの曲線形が彎曲して居るから可變的な弾性係數(冪の形)に就て敘述して居る。著者は弾性係數を履歴環線に依つて示される可逆な形狀變化の部分を基として導き出した。この考へ方に依れば弾性係數は履歴環線が横軸との間に作る角の \cot に依つて與へられる。履歴環線はお互に平行であるから弾性係數は一定であると見做しうる。事實上土壤立方體に關

する實驗では壓力圖の曲線の形狀は立方體の製作様式及び他の本質的ではない要素に依れば影響されるが、弾性係數はこれらの要素には無關係であることを示して居る。それ故に材料は吾々の考へ方で定義した弾性係數に依れば曲線の形狀そのものから導出した係數に依るよりも非常に明瞭に特徴づけられるのである。

壓力圖(圖-12)の曲線は大體次式に依つて表はしうる。

$$e = \frac{q}{E} + c_1 q^n \dots\dots\dots(13)$$

こゝに、 e は換算壓縮量、 q は單位面積當りの壓力、 E は弾性係數であり、 c_1 、 n は定數である。 $\frac{q}{E}$ は變形のうちの弾性的(戻りうる即ち可逆の)な部分を、 $c_1 q^n$ は残留(非可逆の)部分を示して居る。

剛體中の應力狀態の變化に依つて起される形狀變化は物體の内部に働いて居る摩擦抵抗の爲一つの遲延を蒙る。A.A. Michelson¹¹⁰⁾は剛體(鉛、アンチモン、アルミ、亜鉛、鐵、石英、ガラス、石灰、スレート、大理石、ワックス、ピッチ、ゼラチン、ゴム)に於ける形狀變化の時間的經過を研究した。彼は形狀變化過程の時間的經過中に於て次の三つのお互に接續して居る相を區別した。

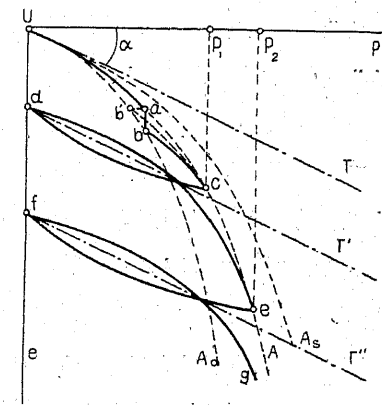


圖-12

1. 殆ど瞬間的に起る可逆形狀變化(急速彈性降伏)。
2. 緩慢に起る可逆形狀變化。その速度は時間と共に減少し、物體から

荷重を取去ると緩慢に、併し完全に復原する(粘弾性變位)。

3. 尙緩慢に生ずる非可逆形状變化(粘性變位) その速度は時間と共に減少する。

この外に

4. 急激に現はれる残留形状變化、これは物體が非常に短時間の應力を受けたときでさへも起る(消失運動)。

この形状變化が現はれる際の遅延は“弾性餘効”といふ總括的名稱で知られて居る。圖-12に於ては如何に弾性餘効がコンクリート立方體の壓力圖に於て現はれて來るかを形式的に且擴大して表示した。載荷過程を中斷すると(圖-12、區間ab)一定壓力のまゝでも尙壓縮は進行して増加する。従つて荷重上昇速度は曲線の形状に影響を與へる。非常に急激に行つた荷重上昇の作用は曲線 A_0 に依り、無限小の速度で荷重を上昇させたものは曲線 A_0 に依つて示されて居る。壓力上昇の速度が小さい程、曲線 A は曲線 A_0 に近づいて行く。

荷重の上昇を中斷し壓縮量を一定のまゝにして置くと、壓力は曲線 A_0 の點 f の横坐標で定められる値迄低下するがこの速度は漸減する。荷重上昇を再び行ふと曲線は、このときの壓力上昇速度に對應する曲線の A 切線方向に戻つて行く。立方體から完全に荷重を取り去るとその膨脹は荷重を除いた後でも尙繼續して行き、その膨脹速度は減少する。

圖-11の土壤立方體は圖-12のコンクリート立方體のすべての特性的性質を示して居るが、唯一つの差異は弾性餘効が、明白に且容易に觀測されることである。それ故吾々の目的は先づ最初に土壤立方體の性質を彈性學に於て行はれて居る方法に依つて記述し、その決定的な要素、即ち含水量、空隙率等に對する關係を明かにするに在る。

f). “換算歪”の概念

剛體の弾性的性質と、土壤のその性質との間には密接な類似性があるにも拘らず、剛體の“換算歪”の概念を直ちに弛い物質に適用することは出來ない。剛體の換算歪は應力に依つて生ずる載荷されない物體の單位長當りの長さの變化を意味して居る。クレイを含有する土壤ではこの定義を使用すると不明瞭になる。何故ならば載荷されない土壤立方體の寸法は變化するからである。クレイの立方體を乾燥すると側面の長さは變化し、又在來の方法に依つて物體の與へられた長さから計算した換算歪は含水量の函數となるであらう。

換算壓縮量に關する習慣的な概念を側面膨脹を妨げて壓縮した砂塊に應用した際の矛盾は尙甚だしい。この場合に於ては換算歪は荷重を加へる前の砂の空隙率の函數である。この不明瞭さを除去する爲に不變断面に關して空隙率零と考へられる塊の單位長當りの歪に關係づけるべきであらう。この様に概念決定を行ふと空隙率は初期歪として把握しうる。

g). 弾性係數と土壤の脆性

既に述べた様に土壤の弾性係數は履歴環線が横軸と爲す角の \cot に依つて與へられる。經驗に依ればこの値は土壤立方體では荷重の増加と共に著しく減少する。この減少は高度の含水量の立方體では約30%半固體又は完全に固體のものでは10~20%になる。その原因は第15節に示してある。それは土壤の弾性的性質とは何等關係はない。立方體の弾性的性質は弾性係數の最大値で示す。

土壤の脆性は最大弾性形状變化 $q_{\max} : E$ に依つて批判される。 q_{\max} は壓縮強度を意味する。 $q_{\max} : E$ が少なくなれば土壤は脆性になる。著者はそれ故に逆數

$$\frac{E}{q_{\max}} = B \dots\dots\dots(14)$$

を脆性係数と記號する。土壌の脆性は含水量の増加と共に減少する（表-21）膠質浮泥分の多い高度塑性のクレイ IV の脆性は 27.1~60.5 になり、砂質クレイ I では 50~140 コンクリートでは 77.1~60.5 になる。アメリカ基礎工委員會の研究した土壌供試體の脆性は後に述べる様な理由からクレイよりも本質的に大きい。

立方供試體 5~8（表-21）は立方體 1~4 と同じく硬塑性の捏粉から製作されたものであり實驗の前に乾燥に依る壓密を受けて居る。その上この立方體が空気を含んで居ないかどうかはわからない。それ故に收縮に依つてではなく機械的な水中に作用する壓力に依つて希望した量に達せられた含水量を有する、空気を含まない立方體の弾性的性質を研究することが望ましい様に思はれる。この目的の爲に著者は一つの薄いトタン板で作り、その内側を濾紙で覆ふた立方型枠を製作した。この型枠を直径 6 糎、高さ 4 糎の青銅の環の中に置きこの環に塑性の空気を含まない、クレイ IV から造つた捏粉（含水量 32%）を満たし、立方體型枠は捏粉で満たされ、その上完全に捏粉に取圍まれて居る様にする。捏粉を裝填した環の上下面に濾紙をあてる（實驗順序 圖-13）、次いでこれを水の中に入れ、且その含水量を試験機に依つて繼續荷重 7 珎/糎²を加へ 24.3% ($e=0.695$)迄低下させる。荷重を除いた後型枠から立方體を取出すとこれは壓縮實驗に對して適當な形に造られて居る。弾性係數に對しても立方體の壓縮強度に對しても表-21 の立方體 5~8 に關する實驗の結果の基礎から期待される様な値がえられる（公式 27 參照）。それ故に壓縮様式及び僅かな空気含有は弾性的性質に對して何等指摘すべき程の影響を有して居ない。

h). 應力-歪曲線及び土壌の弾性度

曲線の形狀は既に述べた様に、或る程度迄荷重を上昇させる速度に關係して居る。載荷速度が非常に大きい際は、圖-12 の曲線 A_0 がえられ非常に僅かなときは、圖-12 の曲線 A_0 の様になる。載荷速度が僅少になればなる程曲線は曲線 A_0 に近づいて行く。それ故種々の載荷速度で行つた實驗の結果をお互に比較する爲には、この結果を載荷速度零の曲線に換算することが重要である（圖-11 に於ける點線曲線 A_0 ）。換算曲線の縦坐標は供試體が無限長の時間に載荷する際に受ける壓縮量を與へることになる。換算曲線の形狀は圖-11 1a~4a に示した時間と壓縮量との關係及び時間と壓力との間の關係から見出される。方程式 (13) に依つて決定される應力-歪曲線は、載荷速度零に換算した曲線と比較して初めて理解される。

方程式 (13) の係數 n の値は 2.4~3.4 範圍内に在り、且多くの場合 3.0 と置けば十分妥當である。 $n=3$ と置くと方程式は

$$e = \frac{q}{E} + c_1 q^3 \dots\dots\dots(15)$$

表-21 には觀測結果を基礎として、立方體 1~8 並びにアメリカ基礎工委員會の研究した立方體に對して見出した換算曲線 A_0 の方程式を掲げて居る。

所與の土壌の種々の含水量に對應する應力-歪曲線をお互に比較する爲に方程式を次の形とする。

$$e = \frac{q}{E} + (c_1 E^3) \left(\frac{q}{E} \right)^3 = \frac{q}{E} + c \left[\frac{q}{E} \right]^3 \dots\dots\dots(16)$$

此處に $c=c_1 E^3$ は材料のみではなく、或る範圍内に於て供試體の生成歴史にも關係する常數を意味して居る。收縮に依つて造られた立方供試體が柔かければ柔かい程、 c の値は亦大きくなる。この値は $\frac{q}{E}$ の値に對

表-21

材 料	番 號	含水量 (%)	空隙率 e	曲 線 の 方 程 式 $e = \frac{q}{E} + c \left[\frac{q}{E} \right]^3$
クレイ I ¹¹¹⁾ $r = 2.93$ $c_0 = 0.70$	1	26.9	0.792	$e = \frac{q}{115} + 76200 \left[\frac{q}{115} \right]^3$
	2	23.2	0.681	$e = \frac{q}{310} + 39500 \left[\frac{q}{310} \right]^3$
	3	14.6	0.490	$e = \frac{q}{3760} + 77000 \left[\frac{q}{3760} \right]^3$
	4	3.0	0.482	$e = \frac{q}{7300} + 52300 \left[\frac{q}{7300} \right]^3$
クレイ IV ¹¹²⁾ $r = 2.85$ $c_0 = 0.75$	5	26.0	0.741	$e = \frac{q}{56.7} + 16400 \left[\frac{q}{56.7} \right]^3$
	6	18.9	0.539	$e = \frac{q}{314} + 15920 \left[\frac{q}{314} \right]^3$
	7	16.3	0.465	$e = \frac{q}{484} + 16400 \left[\frac{q}{484} \right]^3$
	8	4.2	0.390	$e = \frac{q}{5200} + 16600 \left[\frac{q}{5200} \right]^3$
黄色粘土 ¹¹²⁾ 青色 \leq \leq	C_3	?	0.7(?)	公式(13)の n は 2.0 に等しい $e = \frac{q}{208} + 213000 \left[\frac{q}{208} \right]^3$
	C_4	?	0.7(?)	
	C_5	?	0.7(?)	公式(13)の n は 2.4 に等しい
コンクリート ¹¹⁴⁾	—	—	—	$s = \frac{q}{154000} + 710000 \frac{q}{154000} \left[\frac{q}{154000} \right]^3$

111) 表-20参照 112) Proc. Am. Soc., March 1922 S. 570~579. Fig. 10-12.

113) C_3, C_4, C_5 の弾性係数は $e = 0.7$ と假定して公式から計算した。114) Gilmore, Limes, Mortar and Concrete 中の圖表に依る。コンクリート、1:3:6. 115) E には最大値を入れて計算した。

して、壓縮の非弾性的及び弾性的部分の間の關係を決定する。それ故に c の逆数は弾性度と稱される。それは材料がフツクの法則に對する近似の

弾性係數 E 珪/糶 ²	壓縮強度 q_{dmax} 珪/糶 ²	脆性 $B = \frac{E}{q_{dmax}}$	弾性度 $\frac{1}{c}$	p_s 珪/糶 ²	$\frac{E^{115)}$ p_s	$p_k = \frac{1+2c_0}{3} p_s$
115-76	1.86	61.8	1.31×10^{-5}	3.4	33.8	2.72
310-195	6.20	50.0	2.53×10^{-5}	10.0	31.0	8.0
3760-3460	34.80	108	1.30×10^{-5}	110.0	34.2	88.0
7300-6100	52.0	140	1.91×10^{-5}	—	—	(171.0)
56.7-41.8	2.00	28.3	6.10×10^{-5}	4.9	11.6	4.08
314-271	11.6	27.1	6.29×10^{-5}	24.0	13.1	20.0
484-450	13.8	35.2	6.10×10^{-5}	38.0	12.7	31.6
5200	86.0	60.5	6.03×10^{-5}	—	—	(339)
1050-610	2.08	503	非常に小さい	?	?	?
208-140	0.96	217	0.468×10^{-5}	?	?	?
98 ¹¹³⁾	0.66	148	非常に小さい	?	?	?
154000	200	770	0.141×10^{-5}	—	—	—

程度の目安である。完全弾性體に對しては弾性度 $\frac{1}{c}$ は ∞ になるであらう。表-21 に掲げた値からみると一定の含水量の捏粉から成型され收縮に依つて壓密されたクレイ立方體の弾性度は比較的狭い範囲内で變化し、一定と見做すことが出来る。これは特に立方體 5~8 にあてはまる。何故ならばこれらの立方體は同じ塑性塊から製作されて居るからである。これに反して、クレイの 1~4 の立方體は種々の初期含水量のクレイ捏粉から製作されて居る。

著者の研究した土壤供試體は弾性度の定義からするとコンクリートより

も厳密にフツクの法則に従ふ(表-21)。併し乍らその脆性(公式14)はコンクリートよりも本質的に小さいから弾性度が高いにも拘らずコンクリートよりも本質的に大きな残留変形を受けることが出来るのである。アメリカ基礎工委員会の研究した成層状態のまゝの土壌供試體の弾性度は表-21に依ればコンクリートの弾性度と同じ程度の大きさか又はそれよりも小さい。そして著者の研究した立方體の弾性度よりも本質的に小さい。この現象の原因は第22節f)に於て論及するであらう。

i). 内部摩擦應力の消滅の時間的経過

土壌供試體の時間的状態變化は圖-11の圖の下の方にNr-1~4迄表示して居る。そして次の二つの群に分けられる。

A : 壓縮量 e_1 を一定に保つた際の壓力 q の減少(圖-11. Nr3a 及び 4a)

B : 荷重 q を一定に保つた際の壓縮量 e の増加(圖 Nr-1a 及び 2b)

A. q_1 : 壓縮量 e_1 を一定に保ち乍ら實驗を中斷したときの荷重

q_1 : 時間 t 經過後の立方體上の壓力

q : 時間 ∞ 經過後立方體に作用する壓力

$$\Delta q = q' - q \quad \Delta q_1 = q_1 - q$$

とすると經驗上 t と Δq の間に成立する關係を經驗式

$$\Delta q = -c_e \sqrt[3]{\frac{dq}{dt}} \dots \dots \dots (17)$$

で表せば十分あてはまる。こゝに c_e は常數である。表-2には立方體3~4の時間的な状態變化に對する c_e の値を掲げてある。圖-11 Nr-3~4の立方體3.4の壓力-空隙率圖に於ては、この状態變化は垂直部分 ab, de. 等として現はれて居る。

著者は壓力の時間的減少を第15節c)に於て仔細に論及すべき消滅して居ない摩擦應力の漸次の減少に歸した。

公式(17)から次式が成立する。

$$\frac{dq}{dt} = - \left[\frac{\Delta q}{c_e} \right]^3 \dots (18)$$

即ち c_e の値が小さくなれば消滅して居ない摩擦應力の與へられた強度 Δq に於て應力消滅が行はれる速度はそれだけ大きくなる。 c_e の値は各立方體に對して比較的狭い範圍内で變化する。供試體から荷重を除いた後壓縮量を一定にして置くとき壓力は減少せずに増加する(圖-11 Nr-3 ik 部)。

この場合は内部摩擦は立方體の急速な伸張を妨げ、且、消滅して居ない摩擦應力の平衡壓力は負なのである。立方體の荷重を取去つた後、又は繼

續的な載荷過程を時間的に中斷した後、載荷の上昇を元の載荷速度で再び繼續するときは曲線は荷重の上昇を一定にした際に生ずるところの曲線 A

表-22

立方體	區間	q_1 圧/種 ²	Δq_1 圧/種 ²	$\frac{\Delta q_1}{q_1}$	c_e 種 ² /秒 ³	$\frac{p_k}{E}$ ¹¹⁶⁾	$\frac{p_k}{c_e}$	豫め壓力を減少して置く	
								1 週期後	
圖-11 c Nr-3 $e = 0.490$ $E = 7300$ 圧/種 ² $p_c = 88.0$ 圧/種 ²	ab	17.7	4.45	0.252	3.92	959	22.4		
	dc	26.7	5.90	0.221	3.71	1016	28.7		
	gn	30.0	6.14	0.205	4.25	884	20.7		
	ih	5.8	-1.45	-0.250	(2.32)	(1620)	(37.9)		
圖-11 d Nr-4 $e = 0.482$ $E = 701.0$ 圧/種 ² $p_c = 171.0$ 圧/種 ²	ab	28.0	6.70	0.239	7.97	914	21.5		
	dc	23.7	1.34	0.057	(0.98)	(7460)	(175.0)		
	fg	37.4	6.18	0.165	5.87	1240	29.1		
	hk	45.6	7.95	0.174	5.82	1250	29.3		

(圖-11 及び 圖-12) に切線方向に接する。實驗を時間的に中斷した後、又は週期荷重の後には c_e は壓縮の曲線が新しく圖の主曲線と一致すると (圖-11 及び 圖-12) 初めて、その正常な値を採るのであり、轉移の期間中では c_e は本質的に小さい。(表-22 立方體 Nr-3, ik 及び立方體 Nr-4 de) 種々の含水量の立方體に對して c_e の値は、立方體の彈性係數が大きい程大きくなる。即ち彈性係數が大きい程、消滅して居ない摩擦應力が所與の強度 Δq の際應力消滅は緩慢に起る。 c_e の正常値に對する Δq の正常値は表-22 に依れば q_1 の約 20% になる。

- B. e_1 實驗を、荷重 q_1 を一定に保つて中絶した際の壓縮量
 e' 時間 t 經過後の壓縮量
 e $t = \infty$ 〃

及び $\Delta e = e - e'$ $\Delta e_1 = e - e_1$

とすると十分近似的に次式が成立する。

$$\Delta e = c_e \sqrt[3]{\frac{de}{dt}} \dots\dots\dots(19)$$

壓縮の時間的遅延も亦、著者は前に述べた消滅して居ない摩擦應力に歸した。この場合この應力は荷重 q の一部と相殺し且時間の経過と共に消失する。公式 (17) 及び (19) に依つて現はした状態變化の経過をお互に比較する爲には公式 (19) に於て Δe の代りに、荷重 q_1 の際附加壓縮 Δe を作用せしめるに必要な附加荷重 q を導入しなければならない。 Δq と Δe の比は q_1 の各値に對して、曲線 A の形状から (圖-11 Nr-1 及び Nr-2) 見出される。

$$\frac{\Delta q}{\Delta e} = a$$

と置くと、公式 (19) は

$$\Delta e = \frac{\Delta q}{a} = c_e \sqrt[3]{\frac{dq}{adt}}$$

従つて

$$\Delta q = \frac{ac_e}{\sqrt[3]{a}} \sqrt[3]{\frac{dq}{dt}} = c_e' \sqrt[3]{\frac{dq}{dt}} \dots\dots\dots(20)$$

こゝに、 $c_e' = a \frac{2}{3} c_e$ は一つの定數である。供試體の除荷並びにその週期的載荷は (q から 0 へ、0 から q へ) 一定壓縮量の際壓力の時間的減少に對する値に對してと同じ様式で c_e の値に影響する (表-23)。 c_e' の正常値はかゝる立方體に對して單に c_e の正常値の 20~25% になるにすぎない。それ故に荷重 q_1 (圖-12 點 a) のときに實驗を中斷すると、圖中のこの點は壓縮量 (ab 部) を一定に保つ際はこれが壓力を一定に保つ際 (ab 部) に起る。4~5 倍の速度で換算曲線に近づく。

k). 彈性餘効及び履歴環線

嚴密にフツクの法則に従ふ剛體の應力歪間に於ては週期荷重の作用は、坐標原點を通る直線として現はれ、最初の載荷重の作用に對する曲線と一致し、その位置は荷重上昇の速度には無關係である。フツクの法則からの偏倚は殘留形状變形の存在を意味する。即ち物體の構造中に於ける殘留變形である。構造變化の際には粒子の接觸面に作用して居る摩擦抵抗が抵抗する。この際仕事は熱に轉移する。従つて履歴環線の面積は消費された仕事に對する尺度となる。

荷重を減少せしめる際に摩擦抵抗は最初は、構造變化に強く對抗する。壓力が低くなると粒子はその運動傾向にそれだけ自由に従ふ。除荷の後に荷重を再び増加せしめると、摩擦抵抗は低い荷重の際は壓縮に對抗し、壓縮は純粹な彈性變形の大きさよりも小さくなる。履歴環線の二つの分枝に對して横軸に荷重をとり、縦軸に比 $\Delta q/\Delta e$ の値をとると、この事實を確認することが出来る。除荷の途中に於て週期を中斷すると、壓力は壓縮量を

一定に保てば増加する。これは、再荷重のときは減少する。この現象は土壌に対しては最初の载荷の際にも現はれる。消滅してゐない摩擦應力に基く時間的に進行する状態變化に歸せられる。これは剛體に於ても亦観測されこの場合總括して“弾性餘効”といふ言葉で知られて居る。

第12節 表面荷重の
函数としてのクレイ
分の多い空気を含ま
ない土壌の含水量

空気を含まないクレイ塊の含水量は空隙率に比例して増加するから空隙率と同様に塊が受けて居る壓力の函数である。壓力と含水量の間を支配して居る關係を明確に決定する爲には、毛細管水の表面張力に依つて造られる豫知しえない附加荷重を除く爲、實驗中クレイを水中

表-23

立 方 體	¹¹⁹⁾ 區間	q_1 圧/體 ²	Δe_1	a 圧 ⁻¹ 體 ⁻³	$\frac{\Delta q_1}{q_1}$	$\frac{c_e}{c_e}$ 砂 ³	$\frac{E}{E}$ 砂 ³	$\frac{p_k}{c_e}$
圖-11a. Nr-1 $\epsilon = 0.792$ $E = 115-76$ 圧/體 ² $p_c = 2.72$ 圧/體 ²	ab	0.92	0.0342	13.58	0.957	0.647	178.0	4.20
	de	1.26	0.0385	5.56	0.170	0.452	255.0	6.01
	kl	7.00	0.0625	3.70	0.145	0.388	296.0	6.99
圖-11b. Nr-2 $\epsilon = 0.681$ $E = 310-195$ 圧/體 ² $p_k = 3.0$ 圧/體 ²	ab	2.57	0.0113	68.15	0.299	1.50	206.0	5.32
	fg	4.48	0.0337	37.75	0.288	1.86	166.0	4.30

に保つて置くことは必要無く可からざることである。

a). 實驗方法

乾燥状態に於て粉末化した土壌試料を0.6号目の篩にかける。篩を通し

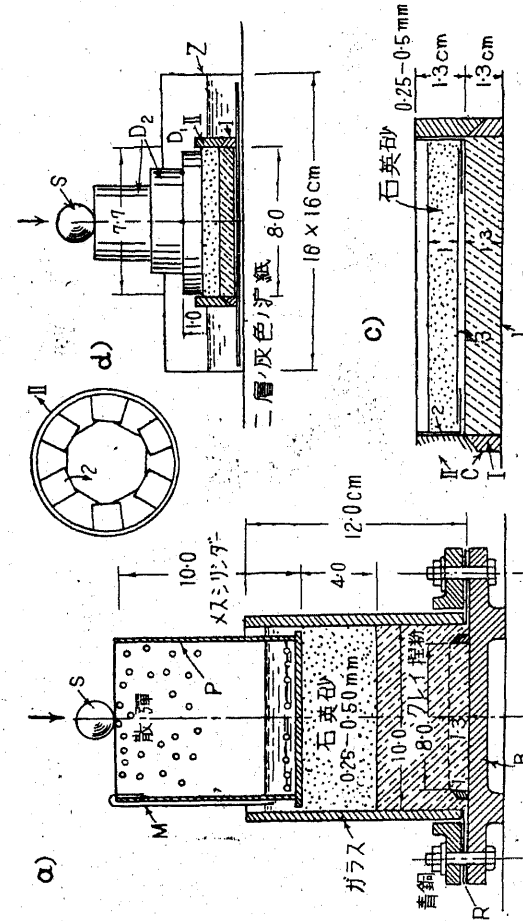


圖-13

た粉末の350瓦を陶器皿の中で次第に水を加へて指で捏りつぶし、含水量が略厚液性の限界に近い様な糊状物を作る(表-7)。含水量を決定する爲に用ひる試料約30瓦を取除いた後糊状物を圖-13aの装置に詰める。装置はガラス圓筒Gからなり、青銅の底板Bにゴム輪Rに依つて密着して居る。底板B上に圓形の濾紙を置き、この濾紙上に青銅環Iがある。クレイ糊状物を満たした後糊状物の表面を平らにし糊状物

表面上のガラス壁を綺麗にし、圓筒中の糊状物の量は装填した装置を秤量して決定し、糊層の平らな表面は濡れた圓形の濾紙で完全に覆ふ。この被覆した表面上に注意深く、出来るだけ均等に中粒の石英砂を（粒子の大きき0.25~0.50糎）層状に撒布する。次いで容器 G に水を満たし、糊状物表面上 4 糎の高さ迄砂をつぎます。

24時間経過したる後、砂の重みで起つたクレイ層の壓縮は可成り完全に終了する。扱てメスシリンダー P を注意深く平らな砂層の表面に置く、このシリンダーは三つの物指 M を備へて居り、シリンダーの沈下即ち載荷されたクレイ層の壓縮をそれで讀取ることが出来る。尙 24 時間後にシリンダーの下半に、又は 2 日間経過して平衡に達した後に亦シリンダーの上半に鉛の散弾を満たす。クレイ層への載荷はこの期間中に約 0.1 坩/糎² になる。尙荷重の上昇は、又上にのせカウンターで平衡させた約 1.5 米の長さの挺子で行ひ、その壓力をシリンダー P 上に在る鋼球を媒介として傳達する。この方法に依つてクレイへの荷重は、約 24 時間の間に斷續的に 0.1 から 0.2、0.3、0.6 及び 1.2 坩/糎² に高められる。

次いで挺子とシリンダー P をとり去り、水をサイフォンで吸出し、砂を匙で掻き出し、クレイ表面は容器に水をそゞいで綺麗にする。シリンダー G を底板から取外し、クレイ層をシリンダー G から圓筒形の木の棒で押し出す。扱て最初に青銅環 I の外側に附着したクレイを削り落し、環の上端にあるクレイ塊をメスで切斷すると、環から厚さ 1.3 糎の平らな上下面を有するクレイ層がえられる。切斷したクレイ塊の一部を二つの時計皿の間に保存し、含水量の決定に用ひる。環は 0.1 瓦迄十分に秤量し、且實驗を装置 圖-13b で繼續して行ふ。取扱ひはすべて蒸發に依つて生ずる觀測誤差を許容限界内に保つために、相當の速度で行はねばならない。そ

れ故實驗には少々訓練を必要とする。

装置 圖-13b は正方形のブリキ皿 Z からなり、底を二重層の厚い灰色の濾紙及び薄い白色の簡單な濾紙の層で被覆した正方形のブリキ皿 Z、青銅環 I 及び II、青銅板 D₁、鑄鐵圓筒 D₂ 及び鋼球 S からなる。環 II は圓錐面 C (圖-13c) に依つて輪 I にのせられて居る。輪 I はその中詰めと一緒に濾紙の上に置き、輪 II をその上に置き、輪 II の内側は濾紙で被覆する。クレイ層の表面は圓形の豫め濡らした濾紙 3 と 1 糎の厚さの細かい濡らした石英砂の層で覆ふ。二重輪 I-II をその中詰めと共に亞鉛皿 Z の中へ入れ、この皿を試験機のピストンの下に置く。圓形のあて板 D₁、D₂ と、鋼球 S をのせた後、クレイ層の荷重を 15~20 分の間に 0~2 坩/糎² 上げる。荷重を加へた後は、ブリキ皿 Z を二つの輪が水中に没する様な深さ迄水を入れる。

約 48 時間経過して壓力が作用し終つた後、即ち動水學的應力の消散の後 (第 IV 章) 水をブリキ皿から吸出し、試験機のピストンを急造に上げ球 S、圓盤 D₁ 及び D₂ を離し、輪を皿から取出し、輪 II は押入せる濾紙及び濾過砂と共に用心深く、輪 I から取去り、輪 I の中に在るクレイ層の表面を濾紙で拭き、輪 I をその中詰めと共に秤量し、輪の上縁上幾分盛上つて居るクレイ部分を掻き落し、輪をもう一度秤量し、輪 II をのせ、搜入濾紙 2 及び 3 (圖-13c)、濾過砂を持つて來て二重輪を再びブリキ皿に入れ、試験機で同じくピストンにかける。

著者は、次の壓力を加へたのち及び荷重の作用が終つた後に秤量を行つた。1、4、8、14 及び 20 坩/糎²。この測定値から壓力-空隙率曲線上の五つの點をえた。次いで 8、4、2、1、0、1、2、5、10 及び 10 坩/糎² の週期的荷重を加へその壓力の作用が終了した後秤量した。此の各壓力の作用の

終了には2~3日間を見込んだ。唯壓力0（完全なる除荷）の際のみ著者¹²³⁾は、秤量を行ふ前に4~6日間クレイに水を吸はせた。

週期の終了後クレイ層の荷重を除去し、輪と共に秤量し次いで輪から型で押し出し、その含水量を100°Cの爐中で乾燥して決定する。この含水量決定の結果は、前に行つた実験期間に對應する含水量の計算に對する基準として役立つ。計算結果の補正及び避けえない観測誤差を補正するには含水量の決定に次の結果を利用する。即ち輪Iを圖-13aの装置から、圖-13bの装置に移すとき含水量を計つてをく。

b). 實驗結果

圖-14a及びbは、材料I, IV, V(表-19)に就て行つた實驗の結果を示して居る(曲線 A_1 , A_{IV} , 及び A_V)。實驗は1919年に遂行したものであり、約12週間を要した。載荷週期はクレイ立方體圖(圖-11)に於けると同じ様に履歴環線として現はれ、唯環線は直線ではなく、主曲線と同様に上方へと曲つて居る。時間的な状態變化は(壓縮量一定の際の壓力の低下)クレイ立方體の場合の様に單に内部摩擦抵抗の大きさに依るのみではなく、材料の透水性の程度によつても影響される。何故ならば各壓力變化は含水量變化を、従つて亦毛細管水流を條件づけるからである。此の状態變化の経過に關する理論は20及び第21節に於て取扱ふ。

c). 側面膨脹を妨げた際の粘着性土壌の弾性係數及び膨脹係數

“彈性變形”といふ言葉は塊の側面膨脹を妨げた際の壓縮の場合に於ても亦變形の可逆部分に限られるであらう。水中に在る壓縮されたクレイ層から荷重を除いた際に現はれる膨脹は相當大きいからそれは一つの徹底的なる構造變化を起させて居るのである。クレイから除荷の後新しく荷重をかけると、曲線は主曲線と同じ様な形状を取る(圖-14a及びb)。何故な

らばクレイの構造は膨脹する間に或る程度迄復原するからである。それ故に除荷過程中に現はれる形状變化を單に彈性的と記述するのは近似的なことである。履歴環線の上昇する部分は、除荷の作用を示して居るのである

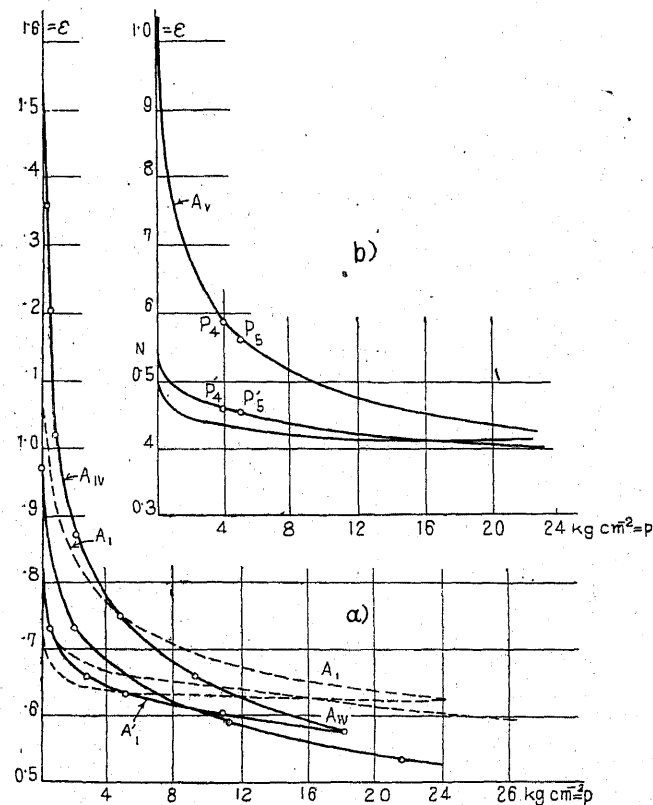


圖-14

が、著者はこれを膨脹曲線と名付けた。實驗の際除荷過程は非常に緩慢に行はれるから、圖-14a, b中に掲げた膨脹曲線は十分除荷速度0に對する膨脹過程を表示して居ると考へても妥當である。

膨脹曲線は經驗に依れば、次の方程式で表はされる殆ど嚴密な對數曲線の形を有して居る。

$$\epsilon = -\frac{1}{A} \ln(p_s + p_i) + c \dots\dots\dots(21)$$

この方程式に於て、

- ϵ : 空隙係數
- p_s : 單位面積當りのクレイ層への荷重
- A, p_i, c 常數

項 p_i のないときはクレイは除荷の後、無限に膨脹するのではなく、既に或る有限の空隙率になつたときに膨脹を終了することを現はして居る。¹²⁴⁾

表-19 には土壤 I, IV, V の膨脹曲線の方程式を掲げた。方程式中に含まれて居る p_s の値は豫め土壤に $p_{s_0} = 5 \sim 50$ 斤/糎² をかけた後の膨脹過程に對して適合するものである。 p_{s_0} の値が少いときは p_i は幾分小さくなり、又 p_{s_0} の値の増加と共に幾分増加する。

方程式を微分すると、側面膨脹を妨げたる際の材料の膨脹に對する彈性係數の値は次の形でえられる。

$$E_s = -\frac{dp}{d\epsilon} = A(p_s + p_i) \dots\dots\dots(22)$$

p_i の値の僅少なときはこれを無視し

$$E_s = Ap_s \dots\dots\dots(23)$$

とする。表-19 の A の値をとると、

クレイ I に對して	$E_s = 52.7 p_s$	} \dots\dots\dots(23a)
クレイ IV に對して	$E_s = 22.3 p_s$	

方程式 (23) は、側面膨脹を妨げた際の膨脹に對する彈性係數 E_s は荷重 p_s と共に直線的に低下することを示して居る。 $\frac{1}{A}$ は膨脹係數と稱される。

d). 壓力空隙率圖の主曲線

主曲線は十分近似的に次の方程式で表はされる。

$$\epsilon = -\alpha \ln(p_s + p_c) - \beta(p_s + p_c) + c \dots\dots\dots(24)$$

α, β, c の値は各土壤に對して可成り一定である。 p_c の値は唯材料のみではなく、載荷を始めるときのクレイの含水量に關係する。この含水量が大きければ大きい程 p_c の値は小さくなる。初期含水量はそれ故に、縦軸 (圖-14. ϵ 軸) に對する主曲線の位置を決定する。係數 β の値は通常非常に小さいから α の値を材料の壓密能力に對する目安と考へることが出来る。

消滅してゐない摩擦應力の主曲線の形狀に對する影響は決定されない。何故ならばこの影響は常に非常に大きい動水學的應力と結合して現はれるからである。實驗ではクレイ中を支配して居る壓力は壓縮後 2~3 日後に初めて読み取るのであるから載荷速度は殆ど 0 であり、圖-14 の曲線 $A_1 \sim A_7$ は十分なる適合性を以て 圖-11 のクレイ立方體圖の換算主曲線 A_0 に對應する。

第 13 節 側面膨脹を妨げた際の砂の空隙率と荷重の間の關係

豫備實驗に依ると水に飽和した砂に關して行つた載荷實驗は殆ど乾燥した砂に就ての實驗と同じ結果を與へるといふことに示して居る、それ故次に述べる實驗はすべて乾燥した砂に就て行つた。

a). 實驗方法並びに實驗結果

實驗材料として用ひたものは中粒及び粗粒の乳白色の石英を粉碎して造つた石英砂である (粒子の大き 0.25 ~ 1.00 糎)。砂を直径 15 糎、高さ 6 糎

の鋼輪につめ、
 (ゆるく突固める
 か又は槌で壓密す
 る) その表面は平
 らに掻き取り直径
 14.2 厘の鑄鐵板で
 被ふ。この圓盤上
 に試験機からピス
 トンで壓力を加へ
 る。壓縮は試験機
 のピストンに取付
 けた二つの把手の
 沈下量の算術平均
 をとる。沈下の讀
 みは 0.001 厘迄十
 分行へる。代表的
 な實驗結果は圖
 15 及び 16 に圖示
 した壓力、空隙率
 圖に掲げてある。
 圖-15 a の實驗
 前の砂の空隙量は
 49.5% 即ち空隙率
 は $e_0 = 0.99$ 壓力

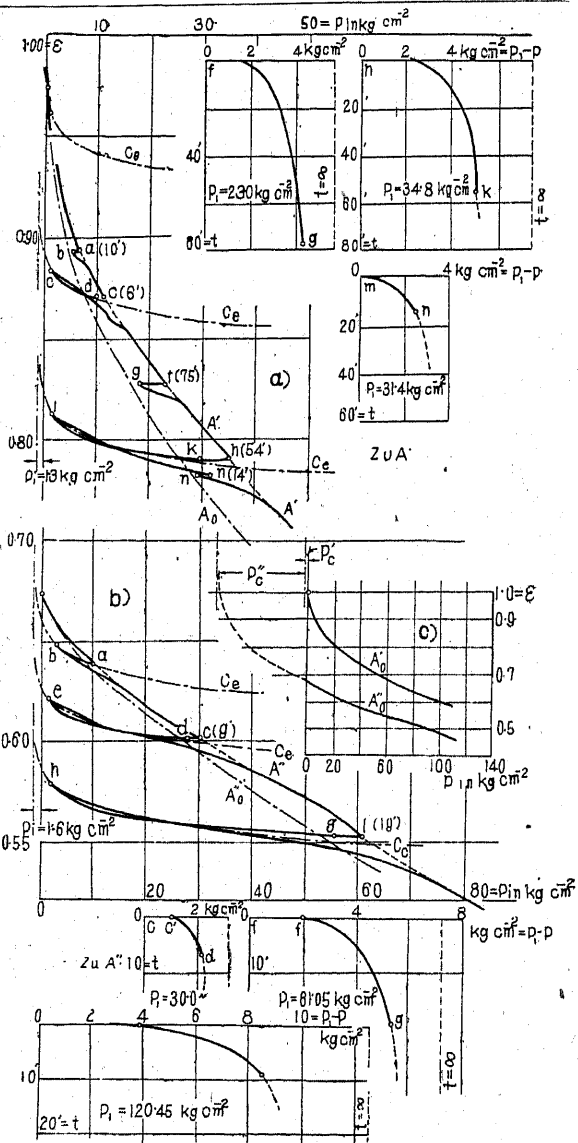


圖-15

上昇は大約 1 厘/秒の速度で行つた。實驗中止區間は圖に於て垂直部分
 ab, cd, fg (一定壓縮量の際の壓力の低下) として現はれて居る。區間
 cd = 6' 及び hk = 54' (圖-15a) の後、荷重をかけるには前に壓力上昇を
 行つたと同じ速度で 約 1.5 厘/秒 迄低下せしめてから改めて上昇させた。
 (履歷環線 de 及び kl) 一定壓縮の際の壓力の時間的減少は實驗中止區間
 fg, hk 及び mn に対して壓力-空隙率圖の右の方に圖示した。

圖-15 b の實驗を始める前に輪を槌でたゞ軽く砂を突固めて、砂の空
 隙率を $e = 0.67$ にした。主曲線 A' はゆるい砂に対する 圖-15a の主曲
 線よりも本質的に平らであるが一方履歷環線は弛い砂に対しても密な砂に
 對しても殆どお互に一致して居る。

篩分析の結果から石英砂に 50 厘/秒 以上載荷すると、多數の粒子の粉
 砕を伴ふことを確認しうる。この砂の塵埃含有量は實驗前では 0% であ
 つたが實驗後 4.6% になつた。それにも拘らず壓力に依つて惹起される、

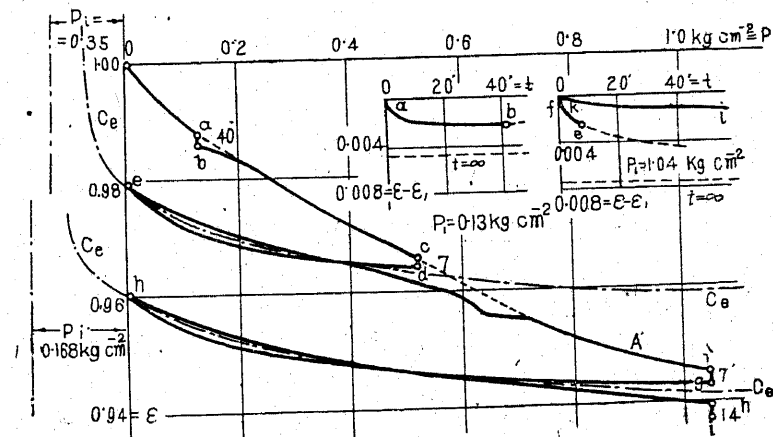


圖-16

本来ゆる詰め材料の残留圧密は圖-15b の實驗前に挿り込み、又は簡単な突固めに依つて大した骨折もせず到達する圧密よりも本質的に僅少である。この現象は砂は粘着土壤性とは異つて高度の荷重の下に在つても其の當初の構造を持続して居ることを認識させて居る。

一定壓力の際の壓縮の時間的増加を知るために圖-16 の曲線 A' に依つて圖示される實驗を行つた。實驗中止區間は圖に於て、垂直部分 ab, c d, fg 等として現はれて居る。そして、實驗中止中に觀測された壓縮の時間的増加は別に圖示した。

アメリカ基礎工委員會は載荷週期を多數回繰返した際の作用を研究した。此れ迄發表された圖表に於ては壓力減少の作用を圖示する曲線が缺けて居る。そして増加する壓力の作用に對する曲線は坐標系の原點にその始點を定めるから、週期の多數回の繰返しに依つて伴はれる全構造變化の明確な姿を把えることは出来ない。常にこの圖から推論されるのであるが最初の載荷に對する曲線の形狀は砂が實驗を始める前に持つて居た空隙率に高度に依存する。密に詰めた砂の壓縮はゆるく詰めた砂が同じ載荷に依つて蒙る壓縮の單に 1/4 になるにすぎない。併し乍ら實驗の最初の週期で既に密と粗な砂の間の曲線形狀の差異は微小になる。10 回目の繰返し作用を示す曲線は殆ど材料の初期の密度には無關係であることがわかる。圖-15 に於てこの事實は、圖-15a に於ける主曲線 A' は圖-15b の主曲線 A'' より本質的に急であり一方ゆる詰め及び密な砂に對する履歴環線は相互に殆ど一致して居るといふ事態の中に表現されて居る。

b). 側面膨脹を妨げた際の砂の弾性係數

砂の膨脹曲線は粘着性土壤の膨脹曲線と同じ形を有して居り、これと同じく次の方程式に依つて表される。

$$\epsilon = -\frac{1}{A} \ln(p_s + p_i) + c \dots\dots\dots (21)$$

併し乍ら砂の膨脹係數は粘着性（水に飽和した空氣を含まない且均質な）土壤よりも本質的に小さい。且履歴環線の二つの分枝は殆ど一致して居る。表-24 には五つの異つた粉末化した物質の膨脹曲線の方程式を掲げた。方程式中に含まれて居る p_i の値は豫め砂に $p_{s0} = 5 \sim 50$ 疋/糎² の荷重をかけた後に現はれた膨脹過程に對してあてはまる。 $p_{s0} < 5$ 疋/糎² の値に對しては p_i の値は p_{s0} の減少と共に可成り急激に減少する。側面膨脹を妨げた際の膨脹に對する弾性係數 E_s の公式は砂に對してもあてはまる。

$$E_s = A(p_s + p_i) \dots\dots\dots (22)$$

又、 p_s が大きいときには大體

$$E_s = A p_s \dots\dots\dots (23)$$

粉體化した石英に對しては表-24 に掲げた膨脹曲線の方程式が適用される。

$$\epsilon = -\frac{1}{100} \ln(p + p_i) + c$$

粉體の初期密度の膨脹曲線の方程式に對する影響は p_i の値がゆる詰め砂に對しては壓力 $p_{s0} = 5 \sim 50$ 疋/糎² の際 1.3 疋/糎² になり、密につめた砂に對してはこれに反して 1.6 疋/糎² になるといふ點のみである。粉末化した石英の膨脹曲線の方程式は圖-15a 及び b に於て、點線曲線 C_e に依つて示されて居る。この曲線では粗及び密な砂の履歴環線は一致して居る。

c). 壓力空隙率圖の主曲線

砂中に現はれて來る内部摩擦應力は相當に大きいから主曲線の形狀は圖-11 Nr 1~4 のクレイ立方體の主曲線と同じ様に可成り高度に荷重を加へる速度に關係する。種々の速度で載荷した際の砂の壓力空隙率圖をお互

に比較する爲にこの場合にも亦、主曲線を時間の観測の結果を基礎として
載荷速度零の場合に換算する(圖-15a 及び b 破線曲線 A_0' 及び A_0'') こ
こが大切である。

壓力-空隙率圖の換算した主曲線は次の方程式に依つて表される。

$$e = -\alpha \ln(p+p_c) - \beta(p+p_c) - \gamma p + c \dots \dots \dots (25)$$

p_c の値は、砂が載荷する前に持つて居た密度に關係する。項 γp は明か
に砂粒子の分解に依つて惹起され壓力の増加と共に増加する壓縮部分を
示して居る。適當なる面壓力に對してはこの項を無視することが出来る。す
ると方程式 (25) は粘着性土壤の壓力空隙率圖の主曲線の方程式と同じに
なる。

種々の初期密度を持つた砂の主曲線の間、方程式 (24) に依つて表さ
れる關係は 圖-15 c に圖示した。この圖に於てはゆる詰め及び密詰め
の石英砂の最初の載荷に對する換算主曲線 A_0' 及び A_0'' は小さな縮尺で掲
げである。この γp を省略して簡單にした曲線の方程式は次の様になる。

$$e = -0.0457 \ln(p+p_c) - 0.00165(p+p_c) + 0.9765$$

且、 p_c の値は 0.65 及び 70.5 匁/糎² になる。

d). 内部摩擦應力の消滅の時間的經過

載荷された砂層の時間的な状態變化は 圖-11 の土壤立方體と同様に二つ
の群に分けられる。

- A. 空隙率 e_1 を一定に保つた際の壓力 p の減少 (圖-15a 及び b)
 - B. 載荷 p_1 を一定に保つた際の空隙率 e の減少 (圖-16)
- A.
- p_1 : 壓縮量 (空隙率 e_1) を一定に保つて實驗を中斷した際の壓力
 - p' : 時間 t 經過後の砂中に於ける壓力

p : 時間 $t = \infty$ 經過後砂中を支配する壓力

$$\Delta p = p' - p \quad \text{及び} \quad \Delta p_1 = p_1 - p$$

すると、十分近似的に

$$\Delta p = -c_e \sqrt[3]{\frac{dp}{dt}} \dots \dots \dots (26)$$

表-24 には粉體化した 5 種類の物質の内部摩擦應力の消滅に對する値
 c_e を掲げてある。 c_e の値は各物質に對して壓力と共に増加するから、比
 $\frac{p_1}{c_e}$ の値は所與の初期密度を有する各物質に對して可成り一定である。物
質が實驗を始める前にゆるく詰められて居ればそれだけ $\frac{p_1}{c_e}$ の値は益々小
さくなり、又所與の壓力 p_1 及び消滅されない摩擦應力の所與の強度 Δp
に於て消滅が行はれる速度は益々小さくなる。砂層から荷重を除いた後、
又は連續的な載荷經過を時間的に中斷した後、載荷の上昇を正常の載荷速
度で再び進行させると、曲線は載荷の定常的な上昇の際生ずる主曲線 A'
及び A'' (圖-15) の切線方向に接合して行く。實驗を時間的に中斷した後
又は載荷週期の後では曲線が壓縮に對して、圖表の主曲線 A と一致した
とき初めてその正常な値を探るのである。此の轉移期間中に於ては c_e は
本質的に小さい。これと同じことは既に述べた様に 圖-11 のクレイ立方
體に對しても確認される。

壓力低下 $\Delta p = p_1 - p$ の極大値はゆるく詰めた石英砂に對しては約 20%
になり、他の密につめた物質に對しては p_1 の値の約 10% になる。

B.

- e_1 : 載荷 p_1 を一定に保つて實驗を中斷したときの空隙率
- e' : 時間 t 經過後の砂の空隙率
- e : 時間 $t = \infty$ 經過後の空隙率

表-24

材	料	粒子の 大きさ 相	空隙 率 e	圧密 能力 F	相対 密度 D	膨脹曲線の 方程式 ¹²⁹⁾	I_s	130) 區間	p_1 粒 ² 粒 ²	$4p_1$ 粒 ² 粒 ²	$4p_1$ p_1	$\frac{c_e}{p_1}$ 粒 ³ 秒 ³	$\frac{c_e}{p_1}$ c_e
ク	レイ I ¹²⁸⁾ 乾燥せる粉體 ¹³¹⁾	<0.6	1.33	2.32	0.82	$e = -\frac{1}{30.7} \ln(p+1.0) + c$	80.7p	—	30.4	2.63	0.087	2.38	12.8
	8%の沈泥及び沈泥 を含む腐蝕土質砂 ¹³¹⁾	0.1 ~0.2	1.35	0.84	0.54	$e = -\frac{1}{94.3} \ln(p+1.0) + c$	94.3p	—	60.0	7.15	0.119	0.80	8.8
	乳白色石英、粉體 のつめ	0.25 ~1.00	0.99	0.47	0.00	$e = -\frac{1}{100} \ln(p+1.3) + c$	100p	fg hk	23.0 34.8	5.70 7.50	0.284 0.215	7.51 8.75	3.06 3.98
	乳白色石英、粉體 密詰め	0.25 ~1.00	0.67	0.47	1.00	$e = -\frac{1}{100} \ln(p+1.6) + c$	100p	cd fg	30.0 61.05 120.45	3.20 7.20 12.50	0.106 0.118 0.104	2.75 5.60 7.33	10.9 10.9 16.4
	角状の河砂 ¹³²⁾ 角状の河砂 ¹³²⁾	0.8 ~1.3	0.83	0.28	0.82	$e = -\frac{1}{176} \ln(p+1.0) + c$	176p	—	30.0	4.05	0.135	3.46	8.7

128) 表-19参照 127) 公式(4)に依る。128) 公式(5)に依る。129) 膨脹曲線の相対密度 129) 公式(21)に依る。130) 膨脹曲線の相対密度 129) 公式(21)に依る。131) 膨脹曲線の相対密度 129) 公式(21)に依る。132) 膨脹曲線の相対密度 129) 公式(21)に依る。

$$\Delta z = e' - e.$$

するとクレイ立方體の際と同じ様に

$$\Delta e = -c_p \sqrt[3]{\frac{de}{dt}} \dots \dots \dots (27)$$

圖-16 の別圖は公式 (27) に依る状態變化を表示して居る。之れ迄行はれた観測の結果はこれから一般的な結論を引出せる程未だ十分多くない。圖-11のクレイ立方體の状態變化 A、B の間の関係と同じ關係が、砂の状態變化 A、B の間を支配して居る様に思はれる。

第 14 節 粘着性土壤の凝集力

粘着性土壤の凝集力の物理的原因に關する意見は非常にまちまちである。多くの權威者達は何故に膠質浮泥が凝集力を持つて居るかといふことを説明せずに凝集力は膠質浮泥の一物理的特性であるといふ直觀的意見を主張する。一部の人は粘着性土壤は粘着性構成粒子としからざる部分との混合物から成立ち、この際粘着性は一定の化學的組成を持つた物質の屬性と見做されるといふ見解である。

凝集力の問題の解答に近づく爲には、最初に粘着性土壤の剛性は、水の表面張力の作用を遮断して置く限りは凝集力のない砂の剛性と殆ど、同一であるといふ事實を思ひ浮べるべきであらう。第12及び第13節に記述した所のこの二つの物質が側面伸張を妨げた際の載荷に依つて蒙る状態變化は同じ公式に依つて表現することが出来るし、且方程式は常数の係數値のみが異なるだけである。この章の緒言にこの關係からこの二つの物質の外力に依つて惹起されるすべての他の状態變化も又一致することが亦期待される筈であるといふことを述べた。それ故に、水の表面張力を除外した場合には砂と粘着性土壤との剛性々質は一致するから此の要素即ち水の表面張

力に凝集力を歸せしめることは一應妥當であらう。

凝集力といふ言葉はそれに依つて聚合して居る粉體の粒子がお互に粘着することを意味して居る。この意味から云ふと各單粒子から成立つて居る塊の粒子が非常に小さくて、沈澱の際零摩擦が沈澱物の構造形狀に著しく影響を有する場合には凝集力を所持して居る。蜂窩構造も雪片構造も完全に凝集力のない物質に就ては考へられない。又、有効粒徑が小さければ小さい程凝集力は大きくなる。この凝集力は今後“眞の凝集力”と記す。何故ならばそれは物質の物理的特性それ自身を表示して居るからである。これは單に粒子形狀及び粒子の大きさのみの函數であり、又、單粒子から成る全塊の特性である。それ故に凝集力のない土壤と粘着性土壤の間には何等明確な限界は引きえない。その粒子が小さいため凝集力ある沈澱物は最もゆるい層の状態に於てさへも水中に於て垂直面を形成しうる。クレイ IV (表-19) から抽出した膠質浮泥の 200 瓦 を水と共に振盪し、次いで凝結のために鹽酸を加へると、約 3 週間後に平衡に達する。扱て沈澱物の表面に、先の丸いガラス棒で垂直な側壁を有する 1 糎の深さの溝を引くと、塊の空隙量は 95% 空隙率は 19.5 であるにも拘らず、1 年以上経過しても溝の側壁に何等の變化も認められない。

沈澱物が、最初に繼續荷重に依つて壓密され次いで荷重を除いた場合その眞の凝集力はゆるい沈澱物の凝集力よりも本質的に大きい。何故ならば壓力は單位容積當りの純接觸面の著しい増加及びこれと共に零摩擦の増加を惹起するからである。それにも拘らず著者はこの様に壓密された水中に在る物質の剪斷強度の 20 瓦/糎² 以上の値を未だ觀測したことがない。粘着性粉體の眞の凝集力はこの様に僅少であるから、それは唯理論的に興味があるだけであつて、細粒及び粗粒の粉體の剛性々質の間の根本的な一致

に影響を與へることはない。

表面が空氣に接觸して居る土壤體では、剪斷強度 100 瓦/糎² 迄認めることが出来る。併し乍らこの凝集力は物體の表面に水を流して水の表面張力を除外すると直ちに消滅してしまふから、それは“外見上の凝集力”と稱される。何故ならば次に示す様に、その存在は眞の凝集力の如く粉體の物理的特性に依るのではなく、水の物理作用に負ふて居るからである。

空氣と接觸して乾燥された立方體の收縮はこの物質のその時の壓密と同じである。水中に於て側面膨脹を妨げた際の粘着性土壤の空隙率 ϵ_0 をこれが乾燥に依つて起ると同じ量 ϵ_0 に低減させる爲にはこの塊に單位面積當り p_s の壓力を加へねばならない。表には濃液性限界のクレイ I 及びクレイ VI を立方體 1~8 の空隙率

ϵ に迄壓密する爲に必要な壓力 p_s の値を掲げてある。扱て表は根柢的な意味を有する一つの事實を示して居る。即ち各立方體の彈性係數とその際

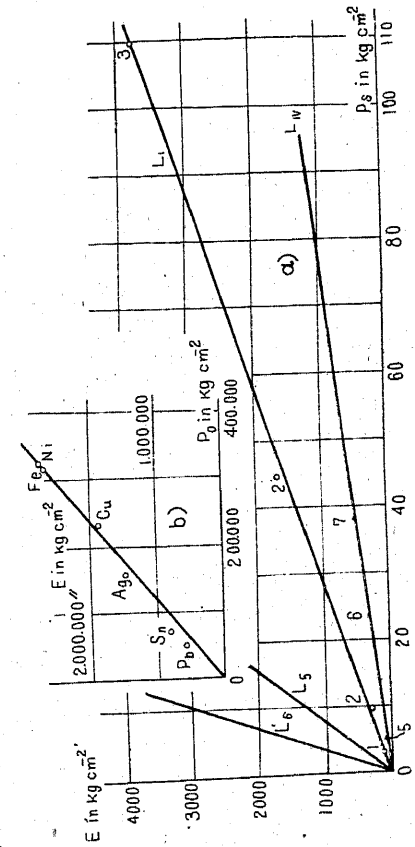


圖-17

の壓力 p_s との比 $\frac{E}{p_s}$ は各土壌に對して、殆ど一定である。この事象は圖-17a に特に明瞭に示されて居る。この圖に依れば次式が適用される。

$$\left. \begin{array}{l} \text{クレイ I (線 } L_1 \text{) に対しては} \\ \text{クレイ IV (線 } L_{IV} \text{) } \end{array} \right\} \begin{array}{l} E = 34.0 p_s \\ E = 12.7 p_s \end{array} \dots\dots (28a)$$

又は一般に

$$E = c_s p_s$$

こゝに c_s は物質に關係する常數である。

a). 毛細管壓力

水中に存在するクレイの空隙率 ϵ_0 から ϵ_s への低下には單位面積當り p_s の壓力を必要とし又、乾燥に依つて收縮するクレイ塊では毛細管空隙中に含まれる水の表面張力以外には何等の外力も働かないから、著者は水の表面張力は p_s の大きさ程度の壓力を作用させて居るといふことを假定するの必要を感じた。この壓力の出現を把握する爲に、水を満たした容器の底に沈澱して居る浮泥層を考へよう。毛細管水は沈澱層の上部にある水と連絡して居り、浮泥粒子には單に重力と零摩擦が作用するのみである。上の水をサイフォンで汲み出すと沈澱物の表面は空氣と接觸し、又水の蒸發は連続的に浮泥表面に起る。扱て二つの可能性が存在する。即ち浮泥の表面の蒸發が、その表面の位置を不變のままに内部に進行して行くか、又は浮泥層の厚さが蒸發過程に於て、水量の減少と正比例して減少して行くかである。第一の可能性は浮泥層のこれ以上の壓縮に對する抵抗が水の表面張力の全部の値よりも大きい場合には除外される。それ故に乾燥過程の初期に於ては第二の場合が起る。

このことは浮泥を毛細管的スリットの束として考へれば直ちに理解しう

る。圖-18 にはこの様な束を圖示した。スリットの幅はクレイ I では空隙率 $\epsilon=0.50$ の際の水筋の平均幅の大きさの程度であらう。この幅を圖-1 曲線 I の沈澱分析の結果から 0.000005 糎と見積つた。この様な幅の水平のスリットの中では水は表面張力 75 ダイン/糎² のとき 30 米の高さ迄上昇する。スリットの壁は水の毛細管性上昇の結果水柱の重きと等しい壓力を受けて居るわけで、水柱の上端部には 30.6 坩/糎² の引張應力が作用して居る。圖-18 のスリットの束に就て實驗を始めるに當り、全スリットに水を満す。扱て水が蒸發し始めたとき、水の表面は束の内部に後退すること

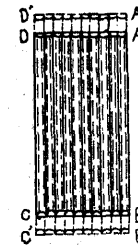


圖-18

は出来ない。何故ならばそれは束が十分長く、且、束の下端が自由水中に浸されて居るならばこの束を垂直に立てた場合に水を 306 米の高さに迄上昇させるのと同じ力に依つて妨げられるからである。従つて水の表面は束の表面 A' D' 及び B' C' に止まつて居り、蒸發に依る水量の減少はスリット軸 AB 方向に於ける束の縮小を條件づける。スリットの壁は壓力を受け、又水中には同じ強度の引張力(静水學的負壓)が現はれる。管壁に作用して居る壓力は毛細管壓力と稱される。これが、乾燥に依つて粉體塊が壓密される際に水中に於て載荷され力學的に壓密が行はれる際の壓力と同じ役割を演ずる。

毛細管水の蒸發が繼續して行くと、スリット壁中を支配する壓力も亦一つの越えることの出来ない極限值に達する迄定常的に増加する。毛細管壓力のこの極限值 p'_k はスリット端に及ぼす水の表面張力の和で決定される。乾燥過程を尙繼續して行くと、毛細管壓力は變化しなくなり、水の表面は束の内部に後退する。この時期はロームやクレイでは經驗に依れば收縮限界を越す直前に現はれる。毛細管壓力の極限值 p'_k はそれ故に水の

表面張力と水筋の幅に依つて決定される。

この考へ方で行くと空気の乾燥に依つて伴はれる細粒土塊の壓密の最大量は他の事情が同じであればその空隙を満たして居る液體の表面張力の値に關係するのである。事實上、水と（表面張力 75 ダイソ/糶）混じたクレイは空気が乾燥に依り初期含水量に從つて $\epsilon = 0.482 \sim 0.526$ 迄壓密されるが 90% アルコール（表面張力 28 ダイソ/糶）と混じたクレイは單に $\epsilon = 0.798$ に壓密されるにすぎない。

水と混合したクレイ I の毛細管壓力の極限值は水の毛細管上昇を 306 米と見積ると水の表面張力が非常に狭い毛細管内に於ても 75 ダイソ/糶² であるならば、30 糶/糶² 程度の大きさになる筈である。併し乍ら次に述べる事實から考へると表面張力は非常に狭い毛細管内に於ては本質的に大きくなるといふ假定が必要である。

b). 壓力空隙率圖に於ける主曲線の形狀から毛細管壓力 p_k を見出すこと

水中に於て荷重を加へられたクレイ I では實驗的方法で單位面積當り強度 $h = \zeta_0 p_s = 0.70 p_s$ の側壓が作用すること（第 22 節、參照）が確められた。青色粘土に對しては $h = 0.75 p_s$ となる。それ故に載荷された立方體の 3 對の面のうち 1 對の面は壓力 p_s をうけ 2 對の面は壓力 h をうけて居る。毛細管壓力 p_k はこれに反して、收縮する立方體のすべての 3 對の面に同じ強度で作用して居る。これらの壓力 p_k 及び p_s （表-21）は同じ程度の壓密を伴ふから、壓力 p_k と p_s との間に、大體次の關係式が成立すると假定しうる。

$$p_k = \frac{p_s + 2h}{3} = p_s \frac{1 + 2\zeta_0}{3} \dots\dots\dots(29)$$

すると、公式は次の様になる。

$$E = c_s p_s = c_s \frac{3}{1 + 2\zeta_0} p_k = c_k p_k \dots\dots\dots(30)$$

ここに、 $c_k = \frac{3 c_s}{1 + 2\zeta_0}$ は物質に關係する常數である。既に與へられた c_s （公式 28 a）及び ζ_0 の係數値から

$$\left. \begin{aligned} \text{クレイ I 對しては } E &= 34.0 \frac{3}{1 + 2 \times 0.7} p_k = 42.5 p_k \\ \text{クレイ IV } \quad \quad \quad E &= 12.7 \frac{3}{1 + 2 \times 0.75} p_k = 15.2 p_k \end{aligned} \right\} \dots\dots(30a)$$

となる。E に乾燥立方體の彈性係數値（表-21 立方體 Nr 4 及び 8）を入れると、

$$\left. \begin{aligned} \text{クレイ I 對し } p_k' &= \frac{7300}{42.5} = 171.0 \text{ 糶/糶}^2 \\ \text{クレイ IV } \quad \quad p_k' &= \frac{5200}{15.2} = 342.0 \text{ 糶/糶}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots(30b)$$

となる。

クレイ I に對する毛細管壓力の極限值 p_k' は、水筋の平均幅と水の通常の表面張力から計算した上限値 30 糶/糶² の殆ど 6 倍である。クレイの透水性に關する著者の研究では 0.00001 糶 程度の幅を持つた毛細管スリット中の水の粘性は分子附着力が作用するため廣い毛細管に於けるよりも本質的に大きいこと（第 16 節 f）參照）を示して居る。それ故に著者は非常に狭い毛細管中の水の表面張力はスリット幅の減少と共に増加すると考へた。かゝる増加を考へれば上に述べた水の通常の表面張力から計算した毛細管壓力からの偏倚だけではなく、又クレイの空隙を水で満たしたときとアルコールで満たしたときの毛細管壓力の異常に大きい差異をも説明しうるであらう。この差異はこれら液體の通常の表面張力の差異よりも遙かに大

さい。

c). 収縮限界を越したのちの毛細管圧力

圖-18 に示した束の中の毛細管水が蒸發する際これ以上の束の壓縮に必要な力が水の表面張力に依つて及ぼしうる壓力の最大値よりも大きくなると直ちに水の表面は次第に束の内部に後退する。それ故壓力を受けて居る束の長さも益々小さくなり。そして最後の水滴が蒸發すると、スリット壁に及ぼす壓力は消失する。

併し乍ら粘着性土壤中に於てクレイの鱗片粒子間の水筋の最も狭い個所に挿入された水膜はクレイ鱗片と分子的に結合して居る。空氣乾燥の際含水量が4~7%に低下すると蒸發は終了する。併し數百度の溫度でクレイを熱しても、凝集力は消滅しない。何故ならば水が完全に氣化する以前にクレイの粒子は融解し合ひ、可逆膠質は非可逆膠質に轉化してしまふからである。それ故収縮限界を越えた後に空氣が塊の内部に達すると、自由水の表面は水筋の最も狭い場所に後退し、表面張力はこの立方體の内部に於て、分子的附着力が粒子的剛體の粒子に對する様にクレイ粒子をお互に結びつけて居るのである。

水筋の最も狭い個所の幅は本質的にその平均値よりも小さいから、立方體の容積が最早減少しないにも拘らず毛細管壓力はこの期間中に於て尙上昇する。この結論は土壤立方體の剛性及び彈性係数が収縮限界を越したのち體積が不變のまゝであるにも拘らず含水量の低下と共に尙増加するといふ觀測に依つて證明される。

d). 毛細管壓力と、摩擦抵抗の相互作用に依る外見上の凝集力

毛細管壓力は、土壤立方體の側面に作用して居る場合でも、収縮限界を越えた後その内部に作用して居るときでも、その作用は常に同一である。

即ち土壤粒子は毛細管壓力に依つて變形され、お互に押しつけられ、且塊の構造は壓密抵抗を受けて密になる。粒子をお互に變位させる爲には毛細管壓力及び摩擦係數に依つて決定される摩擦抵抗に打勝たねばならぬ。扱て、毛細管壓力を生産する物を見ることは出來ない。それ故に、収縮する土壤の粒子の相互附着の原因をその内部に移し、この原因を凝集力と稱する。併し乍ら二つのお互に押しつけられた物體の接觸面に働く摩擦抵抗が、眞の附着力と結合することが尠いと同じ様にこの凝集力が眞の凝集力と結合することは殆どない。

f_1 : 内部の靜力學的滑り抵抗係數

p_c : 毛細管壓力

q_c : 外見上の凝集力 (物質の剪斷強度)

とすると

$$q_c = p_c f_1 \dots \dots \dots (31)$$

塑性緊硬形態では公式(31)と、觀測された値とは十分満足すべき程度に一致する。併し乍ら塑性限界を越した後は公式からの偏倚は増加し、且、乾燥した土壤體では、剪斷強度は公式に依つて決定される値の約40%になるにすぎない。併し乍ら法則公式(31)からの偏倚が増加すると共にその際現はれて來る破壊現象も亦剛體の破壊と益々似て來るし、剛體では分子的内壓の値と剛性の間の不釣合は乾燥土壤よりも尙相當著しい。この不釣合は荷重をかけた場合相關々係を不時に放棄させる所の二次應力^{131a)}に依つて惹起される様に思はれる。

e). 粘着性土壤の収縮及び膨脹

収縮に於ては純粹に力學的な毛細管壓力の作用が認識され、又収縮限界を越える瞬間迄の収縮過程は水中に於て行はれる簡単な載荷に依る土壤の

圧密過程と同一である。

塑性又は半固性の空気を含まないクレイ塊の表面に水を流すと毛細管壓力は直ちに零になる。するとクレイは荷重を除去されて膨脹し又水を吸込む。水中に於て、豫め繼續荷重をかけた後除荷したクレイ塊の膨脹は（第 12 節 e）純粋な弾性變形であることがわかるから、表面に水を流した後のクレイの膨脹を毛細管壓力の除去に依つて作用される純粋な弾性的膨脹と看做さなければならない。

粘着性土壤の透水性は僅少であるから膨脹は表面から弾性體の内部へと緩慢に進行するのみである。膨脹過程の時間的経過は第 21 節に在る。毛細管壓力の除去が急激に起る場合は濕潤化の初期に於ては膨脹が表面層にのみ限られるから、著しい二次應力が現はれ物體は均等に濕潤化されずに分解されてしまふ。

f). 外見上の凝集力に対する粒子の大きさと粒子形状の影響

粒子形状が同じで乾燥骨材の初期密度が同じであるときは毛細管壓力の最大値は粒子の大きさの増加と共に減少する。何故ならば毛細管壓力の最大値は毛細管上昇高に依つて決定され、又これは既に知られて居る様に粒子の大きさの増加と共に減少するからである。この推論は Atterberg に依つて發表された剛性指數に依つて證明される。Atterberg の剛性指數を掲げると、

黒雲母 沈泥	1.3	膠質浮泥	13 (21)
白雲母 {		粗浮泥	10
		粗浮泥	3
		細浮泥	28
高陵 粗沈泥	0.9	細沈泥	1.8
滑石 沈泥	1.3	膠質浮泥	5.5

沈澱生成物の粒子の大きさは 圖-1 に掲げた。同じ記號の沈泥生成物は同

じ換算粒徑を示すのであるから、上に對照して示した様に、剛性と、それが條件付けられて居る毛細管壓力の最大値は換算粒徑が等しい際でも異常に異つて居ることが認識される。Attb に依れば膠質浮泥の剛性は（2 頁に記述した楔に依つて立方體を分割する Attb の方法に依つて決められた）石英砂の膠質浮泥に對する“低い値”から（Attb に依つて係數として與へられた最少剛性數 9.2 より勿論小さい）黒雲母の膠質浮泥に對する 21 との範囲内で變化する。Attb は既に高度の剛性指數は或る礦物では膠質程度の大きさの鱗片狀粒子の特性として理解されねばならぬといふ考へを持つて居た。著者の展開した外見上の凝集力に關する理論に依れば粒子形状及び剛性間の因果關係は次の様に説明される。鱗片粒子よりなる塊に於ける單位容積當りの粒子の數は同じ換算粒徑の丸い粒子よりなる粉體の單位容積當りの粒子の數の數倍になり、従つて水筋の幅は丸い粒子よりなる粉體の數分の一になるにすぎない。この事實は砂の透水係數に對する公式(44)と等換算粒徑のクレイの公式(55)とを比較すれば明瞭に證明される。前者は後者の 50 倍以上である。その上に尙第二の重要な事項として、クレイの鱗片狀粒子の葉狀の噛み合ひがある。この噛み合せの爲に收縮限界を越えた後、クレイ粒子間の各接觸個所に挿入されて居る膜の周邊の廣さは等換算粒徑の丸い粒よりなる粉體の膜の廣さよりもはるかに大きい。この周邊の廣さが大きければ大きい程、毛細管水の接觸個所當りの表面張力の値も、従つて粒子の粘着剛性も亦大きくなる。クレイの粒子又は膠質砂の粒子をお互に結びつけて居る膜の形状及び大きさの差異は、お互に無關係な次の二つの現象中に現はれる。クレイの膠質浮泥が爐乾燥の後空氣から濕氣的に吸收する水量は等換算粒徑の石英粉末が空氣から吸ひ込む水量よりも本質的に大きい。そして丸い粒子の膠質浮泥から

成る立方體の剛性は乾燥の最後の時期に於ては純粹な濕潤細砂の見掛けの凝集力と同じ様に低下するが、一方これと反對に鱗片狀膠質浮泥粒子を持つた立方體の剛性はその時期に増加する。鱗片狀聚合の剛性を高める第三の事情として、鱗片狀聚合は經驗に依れば方程式 (24) の α の値が大きい爲に、與へられた壓力の作用の下に於て丸い粒子の聚合よりも本質的に大きい壓密を蒙るといふ事に注意しなければならない。従つて鱗片形聚合に於ける毛細管壓力は丸い粒子よりも毛細管空隙が著しく減少になり、そして上に述べた様に水筋の幅の低下と共に毛細管壓力の極大値が増大する。

Attb. の研究した鑛物の沈澱生成物の中で、黒雲母の細かい膠質浮泥で剛性指數の最大値は 28 である。これに反して重いノルエーのクレイは剛性指數 80 又はそれ以上である。Attb はこれを、このクレイの膠質浮泥の平均粒徑は人工的に粉碎した鑛物の膠質浮泥の平均粒徑よりも本質的に小さいのであらうといふ假定に依つて説明した。著者はクレイの高度の不均等性は、骨材の不均等性がコンクリートの剛性に好影響を與へると同じ様に剛性を高める様に働くといふ意見を持つて居る。

g). 總 括

收縮及び膨脹として知られて居る粘着性土壤の特性は壓力に依つて惹起される力學的な形狀變化と何等異つたものではない。そして水の表面張力に依つて徹底的に説明することが出来る。毛細管水の表面張力はすべての粉體が濕潤化した場合に、その粒子の大きさ粒子の形狀の區別なしに現はれる。唯、砂に於ては單位容積當りの接觸點の数が少く又毛細管上昇高が、僅少であるから實際は無視されるのである。一方、これは著しく鱗片形狀の粒子を持つた膠質浮泥分の多い土壤では明白に現はれて來る。それ故に、凝集力のある土壤と、ない土壤の間にはその見掛け上の特性の間

に根本的差異があるにも拘らず、本質に於ては何等差異があるのではなく単に程度の差があるのみである

膠質浮泥分の多い土壤塊中に働く力學的な作用は極めて大きいから毛細管水の表面張力は一つの自然力を示すのである。この力は基礎工技術者が計算の際考へるすべての他の力よりも大きい、この大きさは今迄全く注目されなかつたし、又非常に過少評價されて居たのである。これは土に 200 氣壓以上の壓力を作用させることが出来、又ゆるく成層した沈澱物を研究室に於て表面張力を除いたときには試験機に依らねば起しえない程根本的に壓密し、且土壤の表面に水を流して毛細管壓力を除去することに依つて、その弾性的な伸張、即ち膨脹中に現はれる處の應力状態を惹起させる。熱の流入又は濕潤化に依る毛細管壓力の局部的低下のための、土壤の局部的收縮は土壤中に自重に依つて起る應力よりもはるかに重要な、且多くの場合、斷面滑動の出現に對する支配的原因となる様な二次應力を造り出す。

第 15 節 剛性係數、内壓力及び内部摩擦抵抗間の關係

11、12 及び第 18 節に於ては土壤の剛性實驗の際觀測された現象を公式化して表した。この節に於てはこの現象間の因果關係を明かにしようと努めた。

a). 毛細管壓力を除去し、側面膨脹を妨げた際の、土の層への最初の載荷に依る形狀變化

荷重を最初に加へた際に現はれる形狀變化を砂に對する荷重の作用に關して説明しよう。

側面膨脹を妨げた砂塊の表面に載荷すると、最初に各砂粒子は弾性的壓縮を受ける。それ故に、各砂粒子のお互の接觸點も亦變化する。即ち粒子の配列は僅少ではあるけれども變化する。この變化と共に、不安定な状態の粒子群の崩壊に対する一つの契期が與へられる。不安定な状態から安定な状態への粒子群の轉移はこの粒子群の領域に於ける空隙量の低下に依つて導かれる。不安定な粒子群の安定化はそれ故に密度の増加と共に次々と進行して行く。このことから不安定な粒子結合の數及び、所與の荷重を最初に加へた際に作用される壓縮は、載荷された物質の密度に逆比例するといふ結論を下すことが出来る。この事實は公式 (25) に依る壓力の影響下に在る物質の空隙率 ϵ と、壓力増加に依つて作用される空隙率の減少の間に成立して居る關係に依つて表現される。砂に對しては次の關係式が成立する。

$$\epsilon = -a \ln(p+p_0) - \beta(p+p_0) - \gamma p + c \dots\dots\dots(25)$$

これを微分すると

$$d\epsilon = -a \frac{dp}{p+p_0} - \alpha p(\beta + \gamma)$$

公式 (25) に於て、 p の値が小さいときには γp の項を無視しうる。この項を無視して簡単にした方程式を p, p_0 に就て解くと、 $p+p_0$ は a, β, c 及び ϵ の函數としてえられる。 a, β 及び c は物質に對して一定と考へられるから、

$$p+p_0 = f(\epsilon)$$

この $p+p_0$ の値を上の方程式に入れると

$$d\epsilon = -dp \left[\alpha \frac{1}{f(\epsilon)} + (\beta + \gamma) \right] \dots\dots\dots(32)$$

公式 (32) は、荷重の増加 dp に依つて作用される増加壓縮は塊が受けて居る荷重の値に關係するのではなく、單に p の影響に依つて生じた空隙率

にのみ關係するものであることを意味して居る。併し方程式 (25) に於て γp の項を省略して居るのであるからこの値は實際には ϵ が與へられて居るとき p の増加と共に幾分増加するのである。著者はこれを經驗上 p の値が大きい際には附加荷重 dp は粒子の粉碎及びこれと共に附加壓縮を伴ふといふ事情に歸した。

不安定な粒子結合から、安定な結合への轉移は一つの非可逆構造變化を表示し、且 A. A. Michelson に依つて“消失運動”と記された所の剛體の變形に對應するものである。(第11節参照)

b). 土壤の弾性の本質

土壤表面から荷重を除去すると押しつけられて居た土壤粒子は膨脹する。この微少運動は荷重が増加したときは反對方向に起る。併し乍ら最初荷重を加へた際に安定化された粒子結合は最早不安定な状態へは戻らない。不安定な粒子群の崩壊はそれ故に土壤の殘留壓縮へ、これに反して粒子の弾性的變形に作用された變化は可逆壓縮へと導かれる。後者は二つの要素から合成されて居る。

A. 粒子の弾性變形

B. 粒子の弾性變形に依つて作用される構造の可逆變化

二つの要素の何れが重要であるかを調べる爲に Hertz の法則に依つて、等しい大きさの石英球を規則的に積み重ねた球堆積の弾性係數を形狀變化に依つて作用される變化を無視して計算した。計算に依れば 1,10、及び 20 厩/糧² の荷重のとき堆積の弾性係數は 5260, 11820 及び 14230 厩/糧² となつた。この際石英の弾性係數の値は 1,080,000 厩/糧 である。實驗では側面膨脹を妨げて荷重 1,10 及び 20 厩/糧² を加へたときの粉體化された乳白色石英の弾性係數の値は 167,1635 及び 3226 となつた。計算値

及び測定値の間のこの著しい差異は粉體の弾性が主として要素 B に歸せられることを認めさせて居る。それ故に土壌の弾性は組織の弾性として記すべきであり又土壌の弾性的伸張は組織の微細運動から導かれるのである。

荷重を除いた際砂中に現はれる弾性的構造變化は非常に僅少であるから新しい粒子結合を形成することはない。そして週期的荷重に對する曲線の兩分枝は殆ど重なり合ふ(圖-15及び圖-16)。これに反して、粘着性土壌の弾性的伸張は圖-14 に依ればこの土壌の鱗片状要素の屈曲性のため非常に大きいから、新しい粒子結合の形成は避けられないと考へねばならない。膨脹後再び土壌に荷重を加へると、荷重は構造が、一度前に膨脹が行はれて居る爲、根本的な變化を受けた一つの土壌層の上に作用することになる。このため粘着性土壌に對する兩分枝の形状は非常に異つて居り、又履歴環線は著しく離れて居る。

c). 消滅しない摩擦應力

前節に於て取扱つた處の外形が同じまゝの際の内部應力の時間的低下を著者は消滅しない摩擦應力の存在に歸した。(第11節 k 及び第13節 d の状態變化 A) 各單粒子の平衡はすべての他の粒子平衡に依つて條件付けられて居る。塊上に作用する壓力が上昇すると粒子はお互に移動し、この際粒子變化に依つて惹起された附加的な摩擦抵抗に依る壓力の増加が加つて來る。扱て壓力上昇に依つて生ずる位置變換は壓力上昇が行はれる時間が短いため變化された平衡條件に對して、單に大略のそして一時的な適合と見做すことが出来る。この際壓力を中斷しても粒子の適合運動が繼續して行きこの際各單粒子の運動はすべての他の粒子の運動を惹起する。この際起る粒子の不安定な位置から安定な位置への轉移は平衡の維持のために必要な摩擦力の低下及びそれと共に内部應力の強度の低下の條件となる。

公式(17)及び(19)の函數間の形式上の一致は公式(27)と(29)の間の一致と同じ様に、消滅しない摩擦應力は一定壓力の際の壓縮の時間的増加の際にも亦決定的な役割を演ずることを暗示して居る。

一定壓縮の際の應力消滅の速度に關する公式(17)及び(19)は亦次の形で表はされる。

$$-c_e \frac{dq}{dt} = \Delta q^2 \quad \text{及び} \quad -c_e \frac{dp}{dt} = \Delta p^2$$

Δq 及び Δp を單位長當り存在する妨害要素(周邊に在る粒子群)の數と見做すと公式(17)及び(26)は、應力消滅の速度は單位容積當りの妨害要素の數と正比例して低下することを説明して居ることになる。

公式(17)及び(26)から尙、消滅しない摩擦應力の所與の強度 Δq の際應力消滅の速度は係數 c_e 及び c_e の値と逆比例することが認められる。側面膨脹を妨げて載荷した砂に對して c_e は荷重と正比例して増加し又 $\frac{p}{c_e}$ の値は表24 に依れば、密に詰めた乾燥せる粉體及び砂に對しては約10になり、ゆるく詰めた石英砂に對しては約 35 になる。クレイ立方體に對してに p_n は内壓の値を與へ、且比 p_n/c_e の正常値は表-22 に依ればクレイ I に對して平均 25 になる。すべての土に對して成立するこの p 及び c の

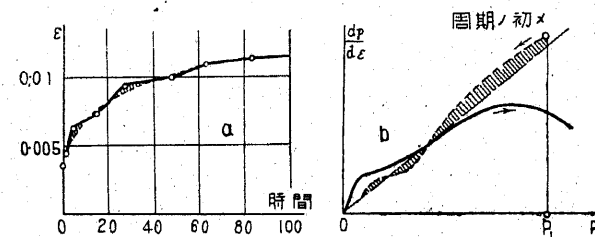


圖-19

値の間の比例性は應力消滅の速度は内壓の増加と共に即ち土壌粒子の接觸點に於て働く摩擦抵抗

の増加と共に低下することを示して居る。上に掲げた p_n/c_e と p/c_e の係數をお互に比較すると、内壓が與へられた際ゆる詰め石英砂 (p/c_e :

3.5) に対しては最大周縁抵抗を生じ、乾燥せる密につめた粉體($p/c_s: 10$) に対しては中間の抵抗を、クレイでは最小の抵抗が現はれる。

d). 構造變化に於ける週期性

砂塊の表面に急激に壓力を加へ次いで壓力を一定に保つと時間と壓縮の間の關係を示す曲線は圖-19 に依れば、理論的に方程式(26) に依つて決定される點線曲線から僅か偏倚する。この偏倚は減衰振動の状態を思ひ出させる。これと同じ様な減衰振動を思ひ出させる偏倚は側面膨脹を妨げたる際のクレイの膨脹に対する壓力 p と弾性係數 $E_s = -\Delta p/\Delta e$ の間の關係に対する實驗的に見出されたる曲線と(圖-19 b 點線) 公式(28) に依つて決定された曲線との間にも現はれる。擁壁に対する砂の主働土壓も亦裏込をした後、最初の 1~2 週間の間は週期的な浮動を示し、その強度は時間と共に低下する(26 節 c) 参照)。著者はこの現象を次の様に解釋して居る。粒子の接觸點に現はれる摩擦抵抗は組織の變化に抵抗する。載荷の變化又は内部摩擦應力の消滅に依る應力状態の定常的變化に際しては粒子の相互の變化(組織の微細運動)が現はれこの際所與の粒子配列の際に起りうる摩擦抵抗が漸次に惹起されそしてその極大値に達する。この極大値に達すると直ちに構造變化に対する何等の附加的抵抗も最早現はれえない。この際強烈な移動が起り或る程度、粒子は安定した位置に落付く。この時期は、圖-19 の急激に減少する區間に對應するものであり幾分修正され變化された應力状態に適合した構造形状となり、これは新しく全摩擦抵抗が作用する迄そのまゝの状態を續ける。

e). 弾性係數 E_s と E の間の關係及び弛い塊のポアツソン比

公式(30)は、毛細管壓力 p_c の影響を受けて居る側面膨脹を妨げないクレイ立方體に対する弾性係數 E はクレイ中を支配して居る内壓と共に増

加することを意味して居る。このことは側面膨脹を妨げた際の膨脹に對する弾性係數 E_s に對してもあてはまる。それ故に圖-11 のクレイ立方體の弾性係數 E から理論的な方法で見出しうる E_s の値と、圖-14b 曲線 A_1 の膨脹曲線の形状から直接導かれる値とが如何なる程度迄一致するかを調べることは興味あることである。計算を行ふには物質のポアツソン比 $1/m$ の知識が必要である。圖-11 のクレイ立方體圖でコンクリート及び結晶質岩石の壓力圖とは相當一致するから、クレイ及び砂は剛性粒狀物體と同じ様に或る一定のポアツソン比を有して居ると假定せねばならぬ。側面膨脹を妨げて荷重に依つて壓密された粉末形状の塊の側面からポアツソン比を計算する際にはかかる塊はその弾性的特質に關しては均質と見做すことは許されないといふことを考慮しなければならない。

側面膨脹を妨げた際の荷重に依つて壓密された塊から一つの六面體の物體素片を切り取り、この素片の水平の兩面に單位壓力 p_s を加へ他の 2 對の垂直の面に壓力 $h_s = \zeta_0 p_s$ をかける。水平の兩面に附加壓力を加へ他方、垂直の 2 對の面上に作用する壓力はそのまゝにして置くと弾性係數 E_h は公式(30) に依つて表はされる弾性係數と、不變のまゝの主應力との間の比例性の結果次の様になる。

$$E_h = c_k h_s = c_k \zeta_0 p_s$$

これに反して垂直面上の荷重が變化するときは弾性係數は大體次の様になる。

$$E_p = c_k \frac{p_s + h_s}{2} = c_k \frac{1 + \zeta_0}{2} p_s$$

ポアツソン比は次の條件からえられる。

$$\frac{h_s}{E_p} = \frac{p_s}{E_h} m + \frac{h_s}{E_p} m$$

こゝで $h_s = \zeta_0 p_s$ 及び上記の E_h 及び E_p の値から

$$\frac{1}{m} = \frac{1 + \zeta_0 + 2\zeta_0}{2\zeta_0} \dots\dots\dots(33)$$

砂の ζ_0 に対して著者の実験は 0.420 の値を與へる (表-31)。クレイ I 及びクレイ IV 對しては $\zeta_0 = 0.75$ 及び 0.70 がえられる。この値を公式 33 に入れると

砂に對しては $\frac{1}{m}$

Cooper.	砂 岩	11 ¹²³⁾
Troy.	花崗岩	5.1
Tuchahoe.	大理石	4.52

クレイ I に對し $\frac{1}{m} = 2.73$

クレイ IV 〃 $\frac{1}{m} = 2.55$ (水 2.0、鉛 2.24、銀 2.63)

砂のポアツソン比はそれ故に粒狀岩石のポアツソン比と同じ程度の大きさでありクレイは柔かい金属と同じ位である。

弾性係數 E_s は次の條件から計算される。

$$\frac{p_s}{E_s} = \frac{p_s}{E_h} - 2 \frac{h_s}{E_p} \quad m = \frac{p_s}{E_h} \left[1 - 2 \frac{\zeta_0 E_h}{E_p} m \right]$$

E_h 及び E_p に上記の値を入れると次式をうる。

$$E_s = c_k \frac{\zeta_0 (1 + \zeta_0)}{1 + \zeta_0 - 4\zeta_0^2 m} p_s \dots\dots\dots(34)$$

c_k 公式 (30 d) ζ_0 及び m の係數値を入れると、

クレイ I に對し $E_s = 4.25 \frac{0.70 (1 + 0.70)}{1 + 0.70 - 4 \times 0.70^2 \times 0.366} p_s = 57.8 p_s$ ($E_s = 52.7$)

クレイ IV は $E_s = 15.2 \frac{0.75 (1 + 0.75)}{1 + 0.75 - 4 \times 0.75^2 \times 0.392} p_s = 22.9 p_s$ ($E_s = 22.3 p_s$ 公式 23a)

二つのお互に獨立な方法で見出された E_s の値の間のこの一致は著者の研究した他の土に就ても成立する。材料の弾性的性質はそれ故に膨脹曲線

(圖-14 分枝 A₁) の形狀と、側面膨脹を妨げて載荷したとき作用される側壓の係數値 ζ_0 とに依つて一義的に決定される。公式 (23) の係數 A の逆數は膨脹係數と稱される。何故ならばそれは豫め壓縮してから荷重を除いたとき又は所與の大きさの毛細管壓力を除去したときに塊が行ふ伸張に對する一つの目安になるからである。

f). 内壓力、内部摩擦抵抗及び剛性係數間の關係

圖-11 のクレイ立方體の換算主曲線は方程式 (16) で與へられる。公式 (30) の E の値をこの方程式に入れると、

$$e = \frac{1}{c_k} \left[\frac{q}{p_k} \right] + \frac{c}{c_k^2} \left[\frac{q}{p_k} \right]^2 \dots\dots\dots(35)$$

q の負の値 (引張應力) に對しては大約次式が成立つ。

$$e' = \frac{1}{c_k} \left[\frac{q}{p_k} \right] + \frac{c}{c_k^2} \left[\frac{q}{p_k - q} \right]^2 \dots\dots\dots(36)$$

こゝに q は引張應力の絶對値、 e' は伸張である。

公式 (24) (空隙率 e と壓力 p_s の間の關係)、(29) (一方向壓力 p_s と毛細管壓力 p_k との間の關係)、(35) (毛細管壓力 p_k 荷重 q 及び側面膨脹を妨げないときの壓縮 e との間の關係) 及び (36) (毛細管壓力 p_k 引張應力 q_s 及び伸張 e' の間の關係) は土壤の應力と、それに應じ起る形狀變化の間の相關々係を完全に描寫して居る。この相關々係を一覽出来る様に圖上に示した。圖-20 の曲線 A_{IV} は載荷試験に依つて見出した方程式 (20) に依つて表現しうる。クレイ IV の空隙率 e とクレイ表面の載荷 p_s との間の關係 (側面膨脹を妨げて水中で荷重を加へたときの壓密) を示して居る。各方向に同じ強度で作用して居る毛細管壓力 p_k の影響に依る空隙率の低下は、點線曲線 A'_{IV} に依つて表した。この際 p_s 及び p_k の間の關

係は方程式 (29) に依つて決定される。

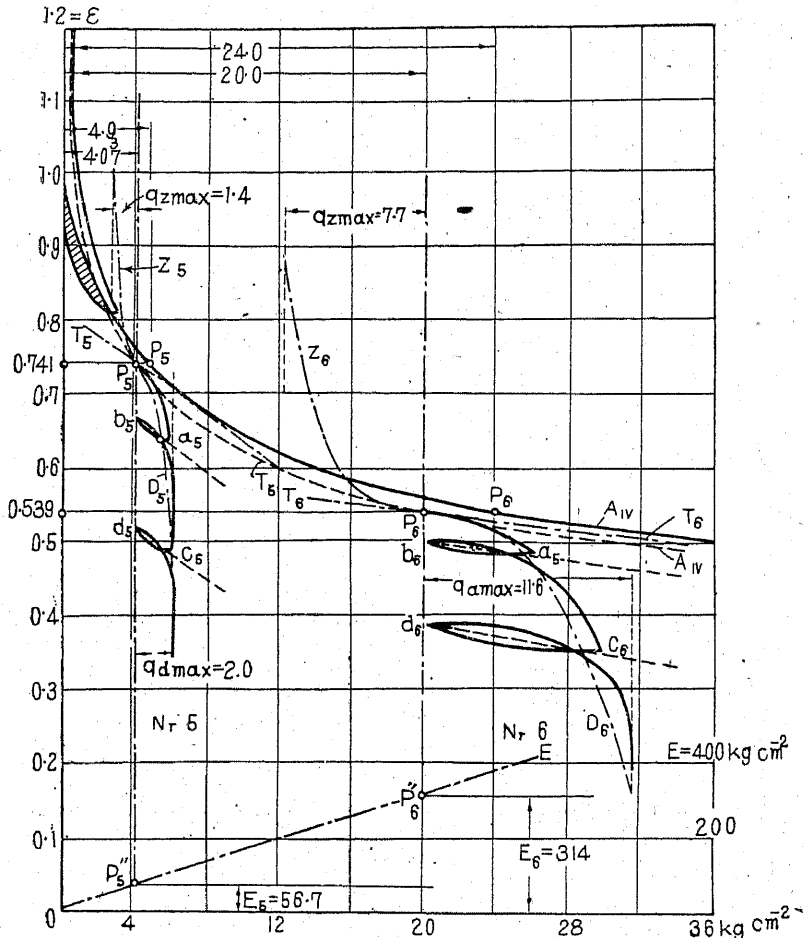


圖-20

扱てクレイ立方體(クレイIV)が乾燥に依つて收縮する場合を考へよう。蒸發過程が進行すると毛細管壓力 p_k は絶えず増加する。或る毛細管壓力

p_{k1} (空隙率 ϵ_1) に達したとき乾燥を中止し、立方體の水平側面に可變性の荷重 q を加へると q に依つて作用される形状變化に對する彈性係數 E の値は一定である。それは單に p_{k1} の値にのみ關係し、公式 (30) に依れば $E = c_k p_{k1} = 15.2 p_k$ になる。公式 (30) の關係は圖-20 に於て直線 OE として示されて居り、 p_k の値に對應する彈性係數は OE の p_k に對する横坐標で與へられる。

載荷重 q と q に依つて作用される歪 e 及び e' の間には公式 (35) 及び (36) の關係が成立する。毛細管壓力の或る一定値 p_{k1} に對應する q 及び e の間の關係は圖-D₁ に依つて與へられる。すると公式 (35) 及び (36) の關係があるから、毛細管壓力の他の一定値 p_{kn} に屬する圖-D_n は主曲線 D₁ 及び履歴環線の横坐標を $p_{kn} : p_{k1}$ の比で擴大して求められる。

この方法を圖-20 に於て、クレイ IV に對して行つた。表-21 の立方體 5 の載荷試験結果は (毛細管壓力 $p_{k5} = 4.07$ 斤/糎² 空隙率 $\epsilon_5 = 0.741$) p_5' を零點とし、圖-20 Nr-5 に示した。Nr-5 から上に掲げた圖式方法で Nr-6 の立方體に (毛管壓 $p_{k6} = 20$ 斤/糎² $\epsilon_6 = 0.539$) 對して見出した、圖-Nr-6 は (原點 p_6') 著者がこの立方體に對して、實驗に依つて見出した圖と殆ど一致して居る。

ポアツソン比 $1/m$ の剛性立方體の容積は一次荷重を受けた際には減少する。これに反して塑性的な立方體の容積は、この場合でも尙材料の含水量が實驗中一定のまゝである限りは一定ならざるをえない。従つて q の値の増加と共に、他の二つの主方向に作用する主應力 p_k の強度は低下する。即ち公式 (30) に依り、頁 76 に述べた所の載荷の増加に應ずる彈性係數の減少が現はれるのである。

砂に於ては圖-20 の曲線 A'_{VI} 及び圖 Nr-6 及び Nr-6 に依つて示した

状態変化は実際には單にその領域外に在る砂塊を媒介として壓力 p_k を受けて居る様な物體素片に就て考へられるだけである。ローム及びクレイ立方體に於ては壓力 p_k は收縮限界を越える前に主として立方體の外側に働く水の表面張力に依つて加へられるのである。全く剛性なクレイ立方體に於ては立方體の内部に於ける表面張力は、粒子の接觸個所の極く近傍で作用し、剛體に於ては内壓 p_k は物體の内部に於て分子から分子へと作用する分子附着力に依つて造り出される。これと關聯して述べるのであるが、¹³⁴⁾ F. C. Thomson は彼の行つた金屬に關する實驗から化學的に純粹な金屬は、内晶結合材の薄い小膜に依つて分たれて居る所の結晶粒子から成り立つて居るといふ結論に達した。鐵に對しては粒子の數は1糎當り10~690である。内晶質結合材は過冷却した液體の特性を有して居り、又同時に金屬の剛性的性質を受持つて居るのである。

n 結晶粒子の糎當りの數。

T 過冷却した液體（結合材）の表面張力。

α 結合材膜の厚さ。

とすると、金屬の比例限界 σ_p は次の公式から計算される。

$$\sigma_p = 1.5 \frac{nT}{d}$$

それ故にこれは毛細管壓力の極大値 p_k' が第14節 a のクレイに對して毛細管水の表面張力、即ち内部の粒狀の結合材の表面張力に依つて決定される様に一つの表面張力の函數であらう。これに反して物質の硬性は結晶粒子の硬性に依つて決定される。Thomson の見解が妥當であることが證明されるならば、粗砂及び金屬中の壓力 p_k の本質の間には又凝集力ある砂とない砂との間でも同じであるが、明確な區別を行ふことは出来ない。

凝集力ない砂から成立つて居る立方體に於て、その彈性係数が内壓 p_k を適當に選擇してコンクリートの彈性係數 ($E=200,000$ 糎/糎²) に達したとき、如何なる状態が生ずるかを調べることは興味深いことである。表(24) に依れば粉末化した石英に於て $E_s = Ap_s = 100 p_{s1}$ 、靜止の側壓の係數 ζ_0 は表-41 に依り、0.42 となる。公式(34) に依れば、

$$E_s = 100 p_s = c_k \frac{\zeta_0 (1 + \zeta_0)}{1 + \zeta_0 - 4\zeta_0^2 m} p_s = c_k \frac{0.42 \times 1.4^2}{1.42 - 4 \times 0.42^2 \times 0.2} p_s$$

これから $c_k = 214$

$E=200,000$ 糎/糎² から p_k に對しては 1226 糎/糎² がえられる。公式(35) の係數 c の値は平均程度の密度に詰めた石英砂に對しては約 160.00 になる。換算主曲線の方程式(35) はそれ故砂立方體に對しては、

$$e = \frac{1}{241} \left[\frac{q}{932} \right] + \frac{160,000}{214^2} \left[\frac{q}{932} \right]^2 = 0.00466 \left[\frac{p}{932} \right] + 0.0163 \left[\frac{q}{932} \right]^2$$

コンクリートの破壊強度は 300 糎/糎² 程度の大きさであるから上の方程式の q に 300 糎/糎² を入れると、

$$c = 0.00156 + 0.000575$$

この方程式の右邊で最初の項は可逆性の第二の項は殘留する形状變化を示して居る。後者は可逆のものに比べて q が小さいときには (>40 糎/糎²) 非常に小さいから砂の立方體はコンクリートの破壊限界に至る迄はコンクリート自身よりも遙かに嚴密にフツクの法則に従ふと言ふことが出来る。

彈性餘効をも含めて剛體の弾性的性質と、ローム及びクレイ弾性的性質の間に廣汎な一致が成立することから考へると、公式(23) に依つて表される側面膨脹を妨げた際の歪に對する彈性係數と、内壓力との間の關係は

剛體の物理學に於ても一つの對象を有して居る様に思はれる。この推察は表-25 に掲げた係數に依つて確認される。この表に於て、

p_0 : 種々の金屬の分子内壓力 (甞/糧² Traube に依る)。

E : 側面膨脹を妨げない場合の壓縮に對する金屬の彈性係數。

$1/m$: 金屬のポアツソン比。

E_0 : 側面膨脹を妨げた際の壓縮に對する彈性係數。

表-25 に依れば比 $c_v = E_0/p_0$ の値は種々の異つた空間格子構造を取扱つて居るにも拘らず 8.00 と 11.30 の範圍内に在る。

表-25³⁵⁾

材 料	p_0 甞/糧 ²	E 甞/糧 ²	$\frac{1}{m}$	E_0 甞/糧 ²	$c_v = \frac{E_0}{p_0}$	摘 要
鉛	50.831	162.000	2.23	576.000	11.30	純 粹 鑄 造
亜 鉛	72.150	548.000	3.02	815.000	11.30	“ “
銀	159.795	790.000	2.53	1.470.000	9.20	“ “
銅	233.031	1.230.000	2.96	1.870.000	8.00	“ 加 工
鐵	319.689	2.130.000	3.57	2.730.000	8.53	0.1%の炭素で加工
=ツケル	320.380	2.020.000	3.23	2.730.000	8.68	97% = ツケル 1.4% コバルト 1% モリブデンで加工

係數 E_0 は附加荷重を加へる前にすべての方向に同じ強さの壓力を受けて居る任意の物質の側面膨脹を妨げた際の物體素片の彈性係數を示して居る。 E_0 と E の間には既に知られて居る様に次の關係が成立する。

$$E_0 = \frac{1-m}{1-m-2m^2} E$$

土壤中に於ては毛細管壓力は剛體中の分子内壓力 p_0 と同じ役割を演ずる。上の方程式に於て公式 (30) の値を E に入れると次式をうる。

$$E_0 = \frac{1-m}{1-m-2m^2} c_v p_0 = c_v p_0 \dots\dots\dots(37)$$

こゝに c_v は物質に關係する定數である。それ故に一般に物體に對しては次の關係が成立する。

$$E_0 = c_v p \dots\dots\dots(38)$$

こゝに p は物體中に於て動荷重の方向に垂直に働く、一定と考へられる平均内壓力を意味し、この壓力が生じた原因とは無關係に一定である。

表-26 には c_v の二三の係數値を掲げた。この表は著者の決定した上述の物質の内部抵抗の係數値 f_0 、壓縮強度の比 $c_a = q_{\max}/p_0$ の値 (圖 20 Nr-5 及び Nr-6 又、表-21 に依る q_{\max}) 及び内壓力を掲げてある。 c_v 及び c_a の値と f_0 とを比較すると、兩者は内部摩擦抵抗の係數値の減少と共に明らかに低下することを認めるであらう。それ故に表-26 の系列中の金屬の内部摩擦係數は粘着質のクレイと比較すると非常に小さくならねばならないことを推測させる。

表-26³⁶⁾

材 料	f_0	$c_v = \frac{Ec}{pk}$	$c_a = \frac{q_{\max}}{pk}$
砂	0.662~1.376	238~419	6.67~16.70
ロ - ム I	0.40~0.47	73.1	0.37~1.24
クレイ IV	0.25~0.30	60.7	0.25~0.68
表-25 の金屬	2	8.00~11.30	0.002~0.02

剛體の壓縮強度は表-26 に依れば、分子内壓力のせいぜい 2% になるにすぎない。弛い塊は $q < 0.02 p_0$ の荷重では剛體と同じ様に嚴密にフツクの法則に従ふ。剛體と種々の土壤の間の實際上重要な差異はそれ故に剛

體の壓縮強度は内壓力に比較して土壤のそれよりもはるかに小さいといふ事情に在るのである。この爲にフツクの法則に従ふ剛性物體の弾性的性質は 圖-20 に表示した凝集力のない塊の剛性的性質の特別に簡単な場合と理解することが出來よう。