

三軸圧縮応力下における飽和粘性土の変形・強度特性について

平 間 邦 興 鳥井原 誠
山 本 彰

Deformation-Strength Characteristics of Saturated Cohesive Soils in Triaxial Compression State

Kunioki Hirama Makoto Toriihara
Akira Yamamoto

Abstract

In the study of this paper, the deformation-strength characteristics of saturated cohesive soils in triaxial stress state are investigated by using undrained triaxial tests. In addition, the results obtained by triaxial tests are compared with the theoretical value of the Cam-Clay model which is a typical mechanical model of cohesive soil. The results obtained are as follows:

- (1) Excessive pore pressure does not depend on the strain rate but solely on amount of strain.
- (2) At constant strain rate, the effective stress paths at different confining pressures show similarities.
- (3) The equi-maximum principal strain line at that time is a straight line passing through the origin.
- (4) Differential stress increases in proportion to the logarithm of strain rate.
- (5) The Cam-Clay model is a mechanical model, which expresses a quasi-static state, and does not have viscous effects.

概 要

この報告は、三軸圧縮応力下にある飽和粘性土の変形、強度特性を室内三軸試験において明らかにするとともに、粘性土の代表的な力学モデルであるCam-Clayモデルとの比較検討を行なうことにより、以下の事項を検証することができた。

- (1) 間げき水圧はひずみ速度によらず、ひずみ量により一意的に決まる。
- (2) ひずみ速度が一定の場合、異なる拘束圧下における有効応力経路は相似形を示す。
- (3) また、その時の等ひずみ線は原点を通る直線で示される。
- (4) 軸差応力はひずみ速度の対数に比例して増大する。
- (5) Cam-Clayモデルは、粘性の影響のない準静的状態を表現したものである。

1. まえがき

現在、斜面安定、地盤支持力、土圧といった問題を考える時、例えば、円弧すべり法のような剛塑性論に基づく解析手法を用いるのが一般的である。剛塑性論とは、破壊応力以下では地盤は全く変形せず剛体のままであるが、破壊応力に達すると無限大の変形を生じて破壊すると考えるものである。したがって、この手法では地盤の変形量を予測することはできない。

ところが、軟弱地盤を含む構造物では、破壊に至らな

いまでも、基礎地盤である軟弱層の大きな変形により、その構造物本来の機能が損われるといったことも多々ある。そこで、最近では、大型コンピューターを用いたFEM解析を始めとする数値計算によって、地盤の破壊だけでなく変形をも予測しようという試みが盛んに行なわれるようになってきた。これに伴い、種々の解析において用いられる土の構成式、すなわち、土の応力～ひずみ～時間関係を解明することが、地盤を含む構造物の安定性を評価する上で非常に重要となってきている。

そこで、この報告では、三軸試験機を用いた飽和粘性

土の非排水定ひずみ速度試験，応力緩和試験，圧密試験を行ない，その力学的諸性質を明らかにするとともに，粘性土に関する代表的な力学モデルである Cam-Clay モデルについて検討を加えた。

2. 試料

使用した試料は東京湾で採取した粘性土であり，その物理的性質を表一1に示す。試料は2,000 μm のふるい通過分を高含水比で練り返し，十分脱気した後，大型圧密容器で約1カ月間，載荷重0.5 kgf/cm² で圧密したものである。なお，供試体はそれぞれの試験に先立ち，1 kgf/cm² のバックプレッシャーを適用して所定の拘束圧で等方圧密を行なっている。

土粒子の比重	G _s	2.708
液性限界	w _L %	39.0
塑性限界	w _p %	18.6
塑性指数	I _p	20.4
砂分	%	12.0
シルト分	%	45.0
粘土分	%	43.0
自然含水比	w _n %	62.4

表一1 試料の物理的性質

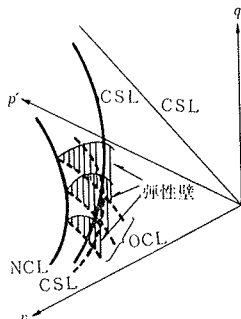
3. 試験結果と考察

3.1. Cam-Clay モデルの基本的考え方

Cam-Clay モデルは，Roscoe, Schofield ら¹⁾ を中心にした Cambridge 学派により，弾塑性理論を基にして築きあげられたものである。彼らは，三軸圧縮応力下の土の状態は図一1に示す (p', q, v) 空間で表現できると考えた。ここで，p' は平均有効主応力 (= 1/3(σ_a+2σ_r))，σ_a: 軸応力，σ_r: 側圧，q は軸差応力 (= σ_a-σ_r)，v は比体積である。図中の NCL は正規圧密曲線 (Normal Consolidation Line)，OCL は膨張曲線 (Over Consolidation Line) であり，両者とも (p', v) 平面上にある。CSL は限界状態線 (Critical State Line) と呼ばれるが，限界状態とは土が破壊して摩擦流体のように流れる状態のことである。

彼らは OCL が弾性変形を支配するものと考え，OCL 上に立てた壁 (弾性壁) と Roscoe 面との交線で降伏曲線を表現できると考えた。この降伏曲線を求めるために彼らは次の三つの仮定を行なった。

(1) 体積ひずみ増分は弾性成分と塑性成分の和である



図一1 Cam-Clay モデルによる降伏曲線と弾性壁

が，せん断ひずみ増分は塑性成分のみである。

(2) せん断中に消費される仕事はすべて摩擦として消費される。

(3) 降伏曲面は塑性ポテンシャル面と一致する。すなわち，ひずみ増分ベクトルは降伏曲面に直交する。

これらの仮定を数式で表わすと次式のようなになる。

$$\delta \epsilon_v = \delta \epsilon_v^e + \delta \epsilon_v^p : \delta \epsilon_s = \delta \epsilon_s^p \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$p' \delta \epsilon_v^p + q \delta \epsilon_s^p = M p' \delta \epsilon_s^p \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\delta \epsilon_s^p}{\delta \epsilon_v^p} \cdot \frac{\delta q}{\delta p'} = -1 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで，M は (p', q) 平面での CLS の勾配である。

以上の仮定より，非排水状態にある正規圧密飽和粘性土の有効応力径路は次式のようなになる。

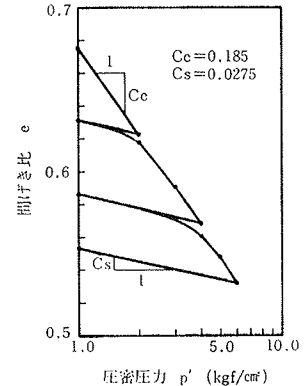
$$\frac{q}{M p'} + \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \ln \left(\frac{p'}{p_0'} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで，κ, λ は圧密試験より求められる定数であり p₀' は圧密圧力である。

式(4)で用いられている未知定数は M, κ, λ の3個であり，これらの定数は次に示すように通常行なわれる土質試験から容易に求めることができる。以下，試験結果および考察を述べるとともに，随時，上記定数の決定を行なう。

3.2. 圧密試験

圧密試験は，等方圧力を 1.0~6.0 kgf/cm² の範囲で段階的に増加させ，各段階で24時間圧密を行なった。また，2.0, 4.0 kgf/cm² で除荷，再載荷を行なった。図一2はその結果を間げき比 e と log p' で整理したものである。この図より，



図一2 e~log p' 関係

圧密曲線は e~log p' 上でほぼ直線を示しており，その勾配 C_c を求めると，C_c=0.185 となる。また，除荷時の膨張曲線の勾配 C_s は 2.0, 4.0, 6.0 kgf/cm² においてほぼ等しく，その平均値は C_s=0.0278 となる。Cam-Clay モデルで用いる v には，v=1+e という関係があるので，図一2の C_c, C_s は，式(4)の λ, κ にそれぞれ対応する定数となっている。ただし，式(4)は ln p' で示されているので，λ, κ の数値は次のようになる。

$$\lambda = C_c / 2.3 = 0.0804$$

$$\kappa = C_s / 2.3 = 0.0121$$

3.3. 定ひずみ速度試験

定ひずみ速度試験は正規圧密粘性土，過圧密粘性土について表一2に示す試験条件のもとで行なった。

試験番号	側 圧 (kgf/cm ²)	ひずみ速度 (%/min)	過圧密比
S-1	1.0	0.88	1.0
S-2	1.0	0.088	1.0
S-3	1.0	0.005	1.0
S-4	1.0	0.00175	1.0
S-5	4.0	0.88	1.0
S-6	4.0	0.088	1.0
S-7	4.0	0.005	1.0
S-8	4.0	0.00175	1.0
S-9	1.0	0.0125	3.0

表-2 定ひずみ速度試験一覧

図-3は、ひずみ速度、拘束圧、過圧密比をパラメータとした軸差応力～軸ひずみ関係を示したものである。この図より、正規圧密粘性土の場合、どの拘束圧下においてもひずみ速度 0.88%/min における軸差応力は他のひずみ速度の場合に比較して高くなっており、多少のバラツキはあるものの全般的に顕著なひずみ速度依存性が見られる。また、どのひずみ速度においても、拘束圧 4.0 kgf/cm² における軸差応力は拘束圧 1.0 kgf/cm² の場合より大きくなっており、明らかな拘束圧依存性が見られる。

さらに、同じ拘束圧 1.0 kgf/cm² であっても、過圧密粘性土における軸差応力は、正規圧密粘性土の場合より相当大きくなっているのが明らかである。

図-4は、図-3と同様に全試験ケースの間げき水圧～軸ひずみ関係を示したものである。ただし、間げき水圧 u は拘束圧 σ'_c で規準化している。この図より、正規圧密時には間げき水圧は、拘束圧やひずみ速度の影響を受けず、軸ひずみに対してほぼ一定の関係を示すことが明らかである。したがって、飽和粘性土の非排水せん断時に生じる間げき水圧は、 $L_0^{(2)}$ が主張しているように最大主ひずみ量により一意的に決まるものと考えられる。すなわち、非排水せん断時に生じる間げき水圧は次式のようになる。

$$u = \sigma'_c \cdot f(\epsilon_1) \quad \dots\dots\dots(5)$$

ただし、過圧密粘性土の場合には過圧密比によって間げき水圧発生量が大きく異なるので、この限りではない。

図-5は、図-3、4の試験結果より求まる $p' \sim q$ 平面における非排水せん断時の有効応力径路を示したものである。同図中には、参考のため全応力径路も示したが、有効応力径路は全応力径路を u だけ左方に移動した点の軌跡として得られるため、例えば過圧密粘性土のように間げき水圧発生量が小さい場合には、全応力径路と有効

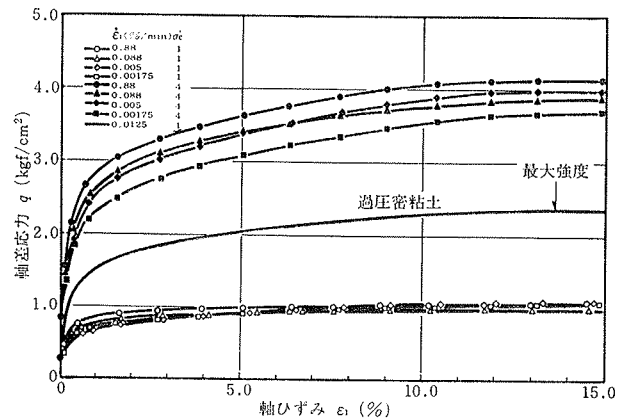


図-3 軸ひずみと軸差応力の関係

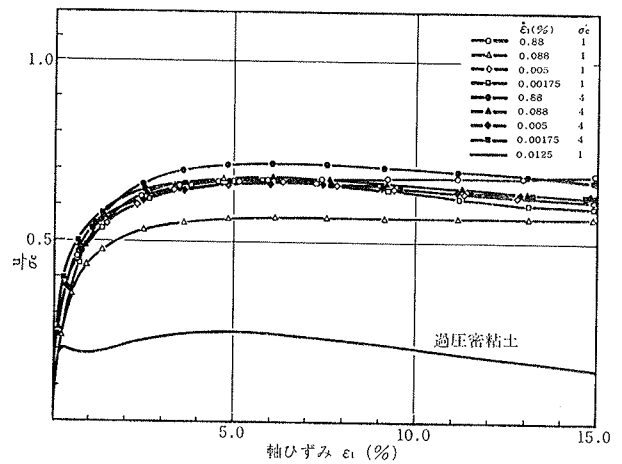


図-4 軸ひずみと間げき水圧の関係

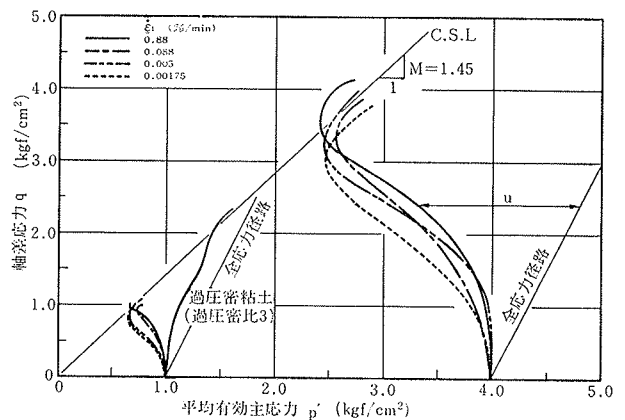


図-5 各種試験の有効応力径路

応力径路が近くなってくる。

この図より、 v 一定の (p', q) 平面では、ひずみ速度、拘束圧、過圧密比によらず、有効応力径路の終局状態は原点を通るある直線となることが明らかである。こ

の直線が Cam-Clay モデルにおける限界状態線である。
この直線の勾配より定数Mが次のように求まる。

$$M = 1.45$$

図-6 は、拘束圧 4.0 kgf/cm² における種々のひずみ速度に対する非排水せん断時の有効応力径路である。多少のバラツキはあるが、ひずみ速度が小さくなるほど、有効応力径路が下方に移動している様子が明らかである。また、各応力径路上で軸ひずみ $\epsilon_1 = 0.1, 0.2, 0.4, 0.7, 1.0, 2.0\%$ となる点もプロットしているが、これらは各ひずみ毎に、全応力径路と平行な等ひずみ線を形成している。このことは、図-4 と同様に非排水せん断中の間げき水圧はひずみ速度に依存せず、ひずみ量により一意的に決定されることを示している。

図-7 は、ひずみをパラメーターとして、軸差応力とひずみ速度の関係を示したものであるが、赤井³⁾の試験結果と同様に軸差応力はひずみ速度の対数に比例して増大することが明らかである。Yong⁴⁾は、この関係を次式のように表わしている。

$$q(\epsilon_1, \dot{\epsilon}_1) = q_0(\epsilon_1, \dot{\epsilon}_{10}) + \alpha(\epsilon_1) \log(\dot{\epsilon}_1 / \dot{\epsilon}_{10}) \dots\dots(6)$$

ここで、 q_0 はある規準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{10}$ での軸差応力であり、 α はあるひずみにおけるこの直線の勾配である。

図-8 は、ひずみ速度 0.005%/min の場合について、拘束圧 σ'_c で規準化した有効応力径路を示したものである。この図より、ひずみ速度が同じならば、異なる拘束圧下においても、その有効応力径路は、ほぼ相似形を示していることがわかる。このことは、等方硬化理論の考え方を導入して硬化パラメーターを σ'_c とすることにより有効応力径路が次式で表わされることを示している。

$$g(\dot{\epsilon}_1, p', q) - k(\sigma'_c) = 0 \dots\dots(7)$$

ここで、 $k(\sigma'_c)$ は σ'_c の単調増加関数であり、有効応力径路の相似倍率を示すパラメーターと考えることができる。

図-9 は、ひずみ速度 0.005%/min で拘束圧が異なる場合の有効応力径路と等ひずみ線を示したものである。この図のように、等ひずみ線が原点を通る直線だと考えると、ひずみ速度一定条件では、異なる拘束圧下における有効応力径路はひずみに関しても相似であることがわかる。この特性を用いるとある一定ひずみ速度下における任意の有効応力径路上のひずみを推定することができる。このことを関数表示すると次のようになる。

$$\epsilon_1 = h(\dot{\epsilon}_1, p', q) \dots\dots(8)$$

3.4. 応力緩和試験

等方拘束圧 1.0 kgf/cm² で圧密した後、非排水条件のもとで 0.088%/min のひずみ速度で軸ひずみ 0.5%, 1.5% までせん断した後、ただちに応力緩和試験を行なった。

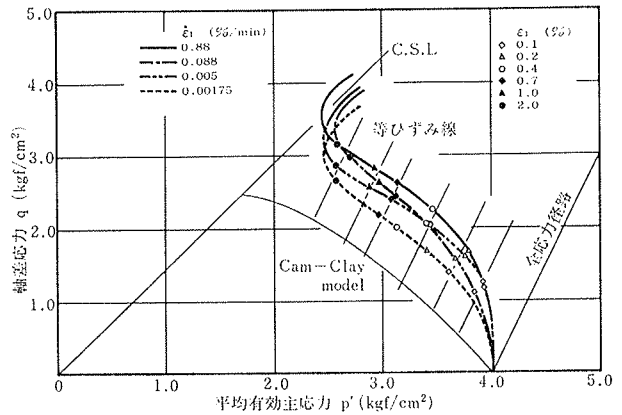


図-6 ひずみ速度が異なる場合の有効応力径路

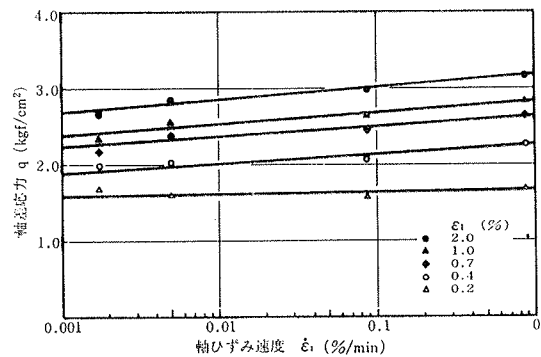


図-7 軸差応力とひずみ速度の関係

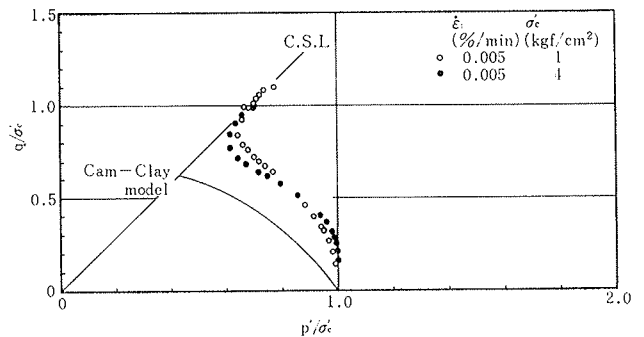


図-8 規準化した有効応力径路

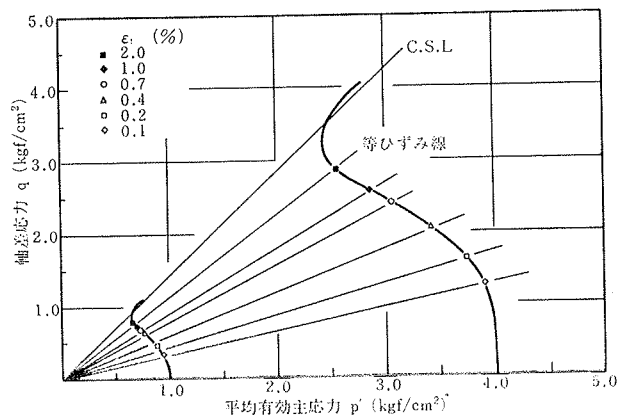
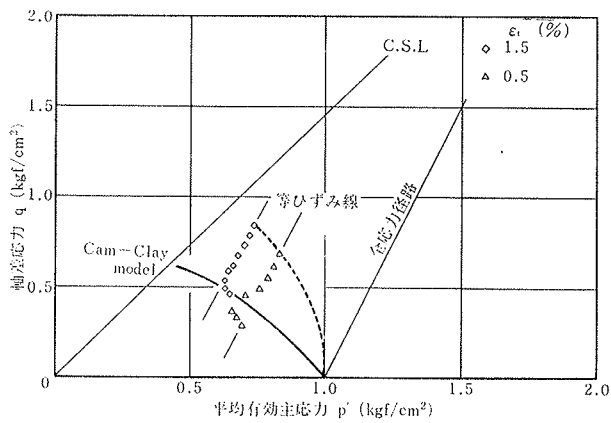


図-9 拘束圧が異なる場合の有効応力径路



図一10 応力緩和中の有効応力径路

図一10は、応力緩和試験中の有効応力径路を示している。この図より、応力緩和中の有効応力径路は全応力径路に平行となっており、間げき水圧は応力緩和中はほぼ一定であることがわかる。このことは、応力緩和中はひずみが一定であることを考えると、図一6で示した等ひずみ線と有効応力径路が平行となることと同じ意味である。

3.5. Cam-Clayモデルと試験結果

図一6, 8, 10には、各試験結果とともに、式(4)で示される Cam-Clay モデルによる有効応力径路が示されている。図一6で明らかのように、Cam-Clay モデルは試験結果よりかなり下方に位置している。ただし、ひずみ速度が小さくなるほど、試験結果が Cam-Clay モデルに接近してくる傾向がはっきりと認められる。これは、土の持つ粘性の影響が表われているものと考えられる。このことを、図一10に示した応力緩和試験結果をもとに検討してみる。

図一10によれば、応力緩和試験により得られた最終有効応力点は、ほぼ Cam-Clay モデルによる有効応力径路上にあることが明らかである。このことは、Cam-Clay モデルによる有効応力径路は、ひずみ速度が無限に小さい場合（準静的状態）の有効応力径路を表現していることを示している。したがって、Cam-Clay モデルによる有効応力径路を準静的有効応力径路と呼ぶことができる。

4. 結論

今回、圧密試験、定ひずみ速度三軸試験、応力緩和試験を行ない、飽和粘性土の変形、強度特性について、従来より様々な形で報告されている次のような事項を検証することができた。

(1) 間げき水圧 u は、ひずみ速度に依存せず、ひずみ ϵ_1 、拘束圧 σ'_c の関数で表わされる。

$$u = \sigma'_c \cdot f(\epsilon_1)$$

(2) ひずみ速度一定の場合、異なる拘束圧下における有効応力径路は相似形を示す。すなわち、任意の拘束圧 σ'_c における有効応力径路は次式で示される。

$$g(\dot{\epsilon}_1, p', q) - k(\sigma'_c) = 0$$

上式の代表的なモデルとして Cam-Clay モデルがある。

(3) また、その時の等ひずみ線は原点を通る直線で示される。すなわち、ひずみ ϵ_1 は次式で示される。

$$\epsilon_1 = h(\dot{\epsilon}_1, p', q)$$

(4) あるひずみ ϵ_1 における軸差応力 q は、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ の対数に比例して増大する。それを式で表わすと、次のようになる。

$$q(\epsilon_1, \dot{\epsilon}_1) = q_0(\epsilon_1, \dot{\epsilon}_{10}) + \alpha(\epsilon_1) \log(\dot{\epsilon}_1 / \dot{\epsilon}_{10})$$

(5) Cam-Clay モデルは、粘性の影響のない準静的状態を表現したものである。

5. あとがき

地盤の変形、強度特性を的確に予測するためには、解析に用いる構成式が上記(1)~(4)の変形、強度特性すなわち応力~ひずみ~時間関係を十分に表現できるものでなければならない。ところが、今回検討の対象とした Cam-Clay モデルは時間効果が考慮されていないため、構成式としては不十分なものである。

そのため、現在では Cam-Clay モデルを拡張して時間効果を考慮できるようにした構成式もいくつか提案されてきている。したがって、Cam-Clay モデルは土の構成式を考える上で避けて通れない重要なモデルであることに変わりはない。

こういった点を考慮して、今後は時間効果を考慮した構成式に関する研究を進めるとともに、地盤を含む構造物の境界値問題について検討していく必要があると思われる。

参考文献

- 1) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, (1968)
- 2) Lo, K. Y.: The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undrained clays, Canadian Geotechnical J., Vol. 6, (1969), pp. 383~412
- 3) 赤井, 足立, 安藤: 飽和粘土の応力-ひずみ-時間関係, 土木学会論文報告集, No. 225, (1974), pp. 53~61
- 4) Yong, R. N. and Japp, R. D.: Stress-Strain behavior of clays in dynamic compression, Vibration Effects on Earthquakes on Soil and Foundations ASTM, STP, 450, (1969), pp. 233~262