

土の強度定数に関する一考察

永井啓一* 葛上久*

A consideration Regarding the Strength Constants of the Soil
 Keiichi NAGAI and Hisashi KUZUKAMI
 Faculty of Agriculture, University of Osaka Prefecture

Summary The factors concerning to the strength of the soil are very much, and among them water content in the soil mass is one of the most important factors. Increased water content in the soil mass causes partial or full rupture of the long slope and the high banking, and the landslides, which has been stabilized till then.

This report is discribed with respect to matters as follows ;

- 1) Relationship between the strength of the soil and water content are studied experimentally. Especially, a consideration of useful expression of the strength constant which suits to an analysis due to the finite element method has done.
- 2) A stress-strain analysis of a contact plane between the soil and another materials of construction.

1. はじめに

近年、基礎地盤あるいは土を材料とした建設工事はとみに大型化する傾向にあるとともに、最近はこれらの工事の適地は少なくなり、埋立地、軟弱地盤上の建設に見られるように不良な立地条件のもとでの建設が多くなっている。また、土木材料としての土も良質のものが少なくなり、例えば、火山灰土による盛土、ヘドロによる埋立地盤など劣悪材料による施工を余儀なくされつつある。

このような条件のもとで建設を進めるために、安定あるいは支持力解析において工事規模の拡大に即応した計算法、例えば有限要素法（以下FEMと略称する）が確立しつつある。FEMによれば長大斜面や高盛土など巨大化した土構造物の各部位における応力-変形関係を適確に把握できる。そのために土構造物内部の応力集中や局部的大ヒズミを予見でき、土構造物全体の安定に対して精度の高い解析が可能になった。

一方、このように解析計算法が発達するにつれて、その計算に用いる適当な土の物理定数や強度定数を決める必要が生じてきた。すなわち Coulomb の強度式による土の強さの表現だけでなく、ヒズミと対応した応力の表現が必要と考えられる。

また、地盤や土構造物は一般に時の経過とともに安定

化する傾向があるが、時には環境条件の変化によって弱体化するものである。地スベリ地帯における土中水の増加、砂地盤における地震、土性の劣化を起すリーチングなどがそれである。

本論文はとくに土中水の多少によって大きく変化する土の性質について述べるとともに、土の状態変化を取入れてFEM解析をより効果的に活用するための土の強度表現の一試案について述べるものである。

2. 土の強度に影響する含水量

土構造物を設計施工する場合、まず室内実験結果から Coulomb の強度式を導いて強度定数を求め、安定計算をするのが常法である。それから綿密な施工管理によって築造された土構造物、例えば長大斜面や高盛土（ダム）においても、現実に部分崩壊や沈下が起こることがある。これらの現象は降雨、浸透水などによる土中水分量の増加が原因と考えられることが多い。築造された土構造物のみならず、自然斜面の地スベリも土中の水分変化が直接の誘因と考えられることが多いと言われている。

本節では乾燥密度は同じで含水量を変化させた場合の強度変化から、土の強度発現に影響する土中水について考えてみることにする。

1) 供試土および実験方法

供試土は表-1に示す4種類の土を使用した。土の分類は比表面（Specific Surface; m^2/g ）によって行なった。供試土の比表面はそれぞれ40, 34, 25, 20 m^2/g で

* 大阪府立大学農学部

表一 締固め試験結果

供試土	比表面 m ² /g	最適含水比 %	水膜厚さ Å	最大乾燥 密度 g/m ³	最大湿潤 密度 g/m ³	飽和度 %	間ゲキ 比	一軸圧縮 強度 kg/cm ²
A-1	40	25	62	1.56	1.95	94	1.72	5.8
A-2	34	25	75	1.58	1.98	101	1.64	3.9
A-3	25	26	104	1.57	1.98	101	1.66	3.7
A-4	20	24	119	1.58	1.96	97	1.65	2.6

表二 水膜厚さと含水比

供試土	比表面 m ² /g	水膜厚さ Å			
		95	85	75	65
A-1	40	38%	34%	30%	26%
A-2	34	32	29	25	22
A-3	25	24	21	19	16
A-4	20	19	17	15	13

ある。またこれらの土の締固め試験結果および最大乾燥密度における一軸圧縮強さは表一に示すとおりである。この表に水膜厚さが示されているが、この値はそれぞれの土における最適含水比の水分量が土粒子表面上に一樣の厚さで分布したと考えた水膜の厚さであるが、その値が極端に小さいことが特徴的である。比表面の大きい、すなわち供試土の中で最も細粒土である A-1 土は 62 Å、最も粗粒土の A-4 土で約 120 Å で、これらの値は一般に考えられている吸着水の範ちゅうに入ることがわかる。土中水分量の水膜厚さ表示は、土中水と強度発現機構を考える上に非常に有用であることが後に示される。

一軸圧縮試験用供試体は静的締固め装置により、それぞれの土の最大乾燥密度で含水量を水膜厚さ表示で 95, 85, 75, 65 Å の 4 種類で締固めたものである。供試土ごとの含水比と水膜厚さの関係は表二に示すとおりである。

2) 実験結果および考察

図一は一軸圧縮試験結果を示す。最適含水比より小さい含水量で締固めると強度変化は小さいが、最適含水

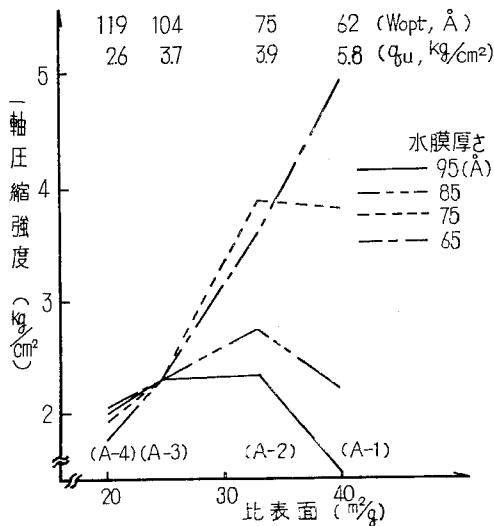
比を過ぎると少しの含水量の変化で強度低下の著しいことがわかる。比表面が 20m²/g の A-4 土は含水量が最適含水比よりも非常に少ないにもかかわらず、標準締固め試料の一軸圧縮強さに近い値を示し、含水量変化に伴う強度差はそれほど大きくない。比表面が 34m²/g と 40m²/g の A-2, A-1 土では、水膜厚さが最適含水比かあるいはほぼそれに近い状態にある場合の試料の強度が最も大きい。A-2 土では最適含水比よりも水膜厚さが 10 Å 少ない試料の強度低下は小さいが、10 Å 多い試料の低下は著しい。こうした傾向は比表面の大きい A-1 土でより顕著である。

3) まとめ

本実験の結果から、土中水分量が土の強度にいかにか大きく影響するかわかる。供試体の密度（あるいは間ゲキ比）が同じであるにもかかわらず水分量によって強度に大きな差が生じる。この現象は応力-ヒズミの関係に対する水膜の影響¹⁾についての考察に加えて、T. W. Lambe²⁾の締固め試験における含水量と土粒子の配列構造に関する論述を引用することで良く理解できる。

まず、水膜厚さが同じならば、土粒子の接触点における摩擦抵抗係数は同じはずであるから、どの水膜厚さにおいても比表面の異なる土の間に同じような強度差が出るべきであるが、実際には水膜厚さが異なると土によって一軸圧縮強さに対する影響度が全く違っている。

次に、A-1 土のような細粒土では水膜厚さが 10 Å 増えることによって強度が大きく低下しているが、A-4 土のような比較的粗い土ではその差は小さい。これらの現象は、地スベリ地帯において融雪、降雨あるいは地下水の上昇などによって、重粘性土からなるスベリ面に水が供給されるような条件のもとで地スベリが発生することが多いことを考え合わせるとき、興味深い。すなわち、長大斜面、高盛土あるいは地スベリ地帯において、何らかの形で土中に水が供給される場合、それが部分的な供給（クラックあるいは植物根痕などを通して小面積に浸透する場合とか、水面上昇など）であるならば、局部破壊が起り、長雨による全面的給水の場合はより大きなスベリが引起される。



図一 一軸圧縮強度と含水量の関係

以上の実験結果から、土の状態変数の一つである土中水の変化が、強度に大きな影響を与えることがわかる。最適の条件で築造された土構造物のセン断抵抗力が土中水の増加によって低下するが、より細粒土ほどその傾向が著しいことに注目すべきである。とくに火山灰土を材料とした築堤や重粘土層を持つ地スベリ地において、これらの実験結果は重要な示唆を与えている。

3. FEM による斜面の安定解析

一般に行なわれるFEMによる斜面の安定解析は図-2に例を示すように、斜面をモデル化し、非線形連続体として取扱う。

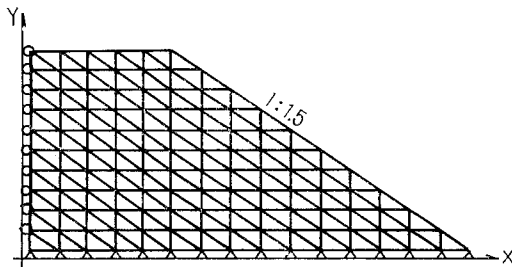


図-2 斜面のモデル

ところで、実際の自然斜面や傾斜地での盛土斜面を見ると、その斜面の安定性に対し不安定要因となる不連続面、すなわち“弱い層”を持つことが多い。地スベリ斜面などはその典型であると考えることができる。FEMにおいては、このような不連続面をも考慮した解析が可能である。その一つの方法として、R.E. Goodman ら³⁾が岩盤のジョイントを対象にして提案した“ジョイント要素”を用いたFEM解析を考えることができる。彼らは岩盤のジョイントについて、その性質を次のように定義している。

- i) ジョイントは2次元表示では直線で表わすことができる。
- ii) ジョイントは垂直方向の引張力には抵抗はなく、圧縮力に対してのみ抵抗を持ち得る。

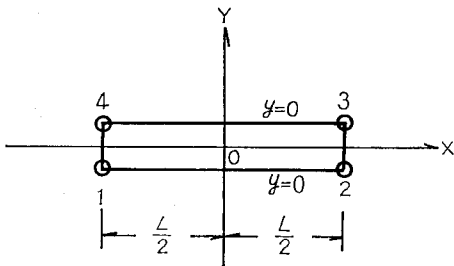


図-3 ジョイント要素

iii) ジョイントのセン断強度はモールの包絡線で示される。

本研究においては、上記の定義に従いジョイントをモデル化した。

ジョイント要素は相対変位を考慮するために図-3に示すような矩形の要素として表わされる。

この要素は長さ L で、(1, 4)、(2, 3)の幅は最初0である。長さ方向に x 軸をとり、局所座標系で示される。原点は要素の中心である。ジョイント要素の平衡方程式は

$$\{P\} = [k'] \{w\} \quad (1)$$

で示される。

$$[k'] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

k_s はジョイント要素の水平方向の剛性を示し、 k_n は同様に垂直方向の剛性を示す。 $\{w\}$ は(4, 3)と(1, 2)の相対変位である。 $\{P\}$ は外力ベクトルである。エネルギー最小の原理を用いてこのジョイント要素を全体の解析に結びつける。

この解析法によると、従来FEMでは考慮しにくかった相対変位を考慮することができ、引張りおよびセン断破壊、ならびに崩壊パターンを考慮できるという利点がある。われわれが本方法を土構造物の解析に利用しようとする場合に、まず問題となるのは弾性係数 E 、ポアソン比 ν の他にジョイント要素の剛性(k_s, k_n)である。ジョイント要素の剛性やセン断強度は実験によって定められるものである。そこで、筆者らが、実際に k_s, k_n を求めるべく実験を行ない、得られた k_s, k_n を使って簡単なモデルについて解析したので、そのことを中心に論を進めたい。

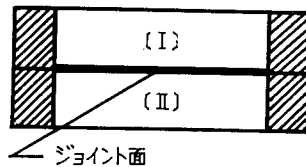


図-4 ジョイントの構成

表-3 供試土の物理的性質

		供試土
比重		2.683
液性限界		44.1%
塑性限界		24.3%
最適含水比		15.5%
最大乾燥密度		1.804 g/m ³

1) 実験方法

k_s, k_n の決定ならびにジョイントのセン断強度を求めるために一面セン断試験を行なった。一面セン断試験機は深さ4cm、直径10cmの下部可動式である。上部セン断箱と下部セン断箱にそれぞれ供試体を挿入し、上部と下部の供試体の接合面をジョイント面とし(図-4)、ヒズミ制御方式、水平変位速度0.75mm/minで試験を行ない、セン断応力-水平変位($\tau-D_H$)関係を求めた。供試

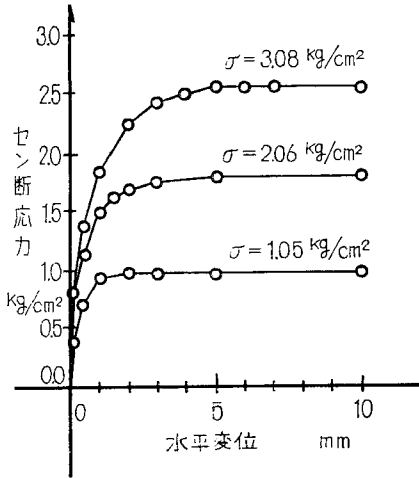


図-5 ケースAの τ - D_H 曲線

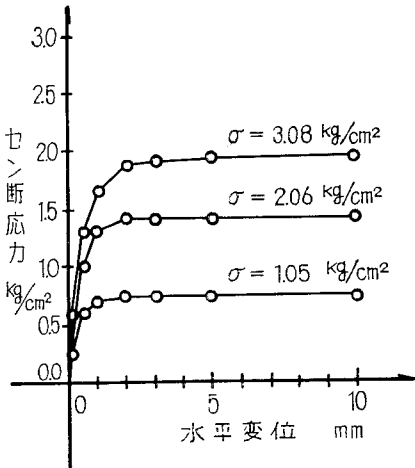


図-6 ケースBの τ - D_H 曲線

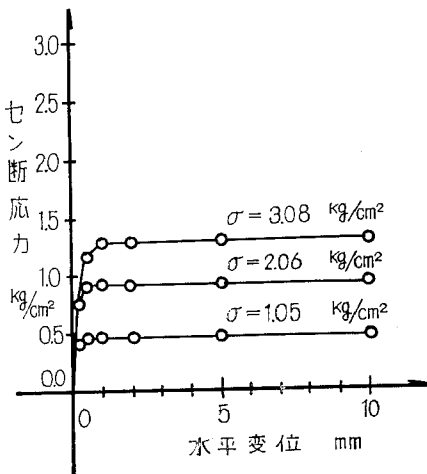


図-7 ケースCの τ - D_H 曲線

表-4 垂直応力 2.06kg/cm² における各ケースの k_s の値

ケース	水平変位 (mm)				
	0~0.1	0.1~0.5	0.5~1.1	1.1~2.5	2.5~5.0
A	55.0	14.8	6.0	1.6	0.2
B	30.0	17.5	5.8	0.5	—
C	54.0	8.0	1.0	—	—

単位: kg/cm²

体としては①静的に所定の含水比14.7%で乾燥密度1.797g/cm³に締固められた土, ②モルタル(砂1:セメント1), ③シンチュウ板の3種類を用いた。供試土の物理的性質を表-3に示す。

上部供試体〔I〕と下部供試体〔II〕の組合せは次の3種類である。

ケースA (〔I〕土, 〔II〕土), ケースB (〔I〕土, 〔II〕モルタル), ケースC (〔I〕土, 〔II〕シンチュウ板)

2) 実験結果

ケースA, B, Cのせん断応力と水平変位の関係を図-5, 6, 7に示す。 k_s は τ - D_H 曲線の勾配から決定する。ケースA, Bの τ - D_H 曲線は非線形の性質が顕著である。ケースCにおいては, ケースA, Bに比べてせん断応力は直線的に増加し, 後は残留強度を示す。それゆえケースCについてはジョイントパラメータの決定は簡単になる。各ケースの垂直応力2.06kg/cm²の時の k_s を表-4に示す。

k_n は定義上実験によって求めることが難しく, 実際に解析によって試算した結果, 土粒子構成要素の一つである石英の弾性係数などを参考にして決定した。

次に, ジョイント要素の破壊規準は最大せん断強度 τ_{max} に注目して整理すれば, 例えばケースAでは粘着力 $C=0.18$ kg/cm², 内部摩擦角 $\phi=38^\circ$ になる。しか

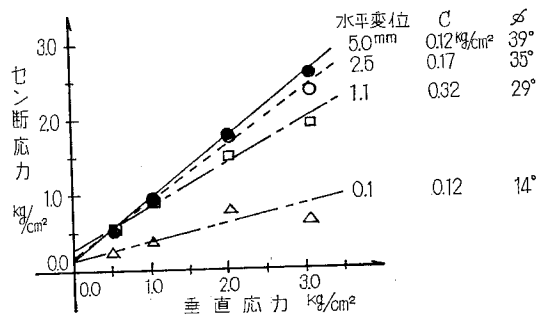


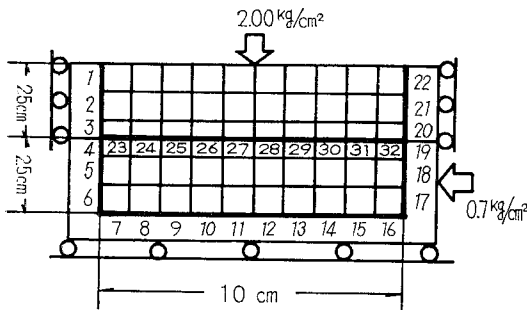
図-8 ケースAの各水平変位量に対する σ - τ の関係

表一5 一面セン断試験結果

強度定数		水平変位 mm									
		0.1 mm		1.1 mm		2.5 mm		5.0 mm		τ max	
		C kg/cm ²	φ度	C kg/cm ²	φ度	C kg/cm ²	φ度	C kg/cm ²	φ度	C kg/cm ²	φ度
ケース	— 体	—	—	—	—	0.72	29	0.73	34	0.68	36
	A	0.12	14	0.32	29	0.17	35	0.12	39	0.18	38
	B	0.10	9	0.08	31	0.10	32	0.10	32	0.07	32
	C	0.17	9	0.02	22	0.04	22	0.04	22	0.02	23

A ([I]土, [II]土), B ([I]土, [II]モルタル), C ([I]土, [II]シンチュウ板)

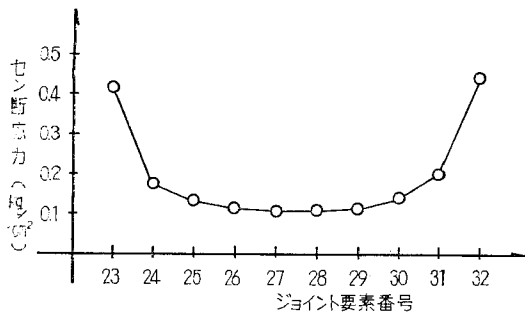
土: $\gamma_d=1.797 \text{ g/cm}^3$, $w=14.7\%$, モルタル; セメント: 砂=1:1



図一9 解析モデル

し、ジョイント要素に発生した水平応力とセン断強度とを比較して次のステップに計算が移る場合に、各ジョイント要素における水平変位量あるいはヒズミレベルを、 k_s を求めた変位量に合わせる必要があると考える。そこで、ケースAについて各水平変位量 (0.1mm, 1.1mm, 2.5mm, 5.0mm) ごとに垂直応力とセン断応力の関係 (以下 $\sigma-\tau$ の関係と略称する) を求めると図一8のようになる。

変位量が小さい段階では ϕ は小さくなっている。同様にケースB, Cについても $\sigma-\tau$ の関係を求めると表一5に示すようなC, ϕ の値をとる。なお、表中 τ_{max} のC, ϕ の値が破壊包絡線から求めたもので一般に破壊規準とされているものである。



図一10 ジョイント面のセン断応力分布

3) モデル解析

Aのケースについて、一面セン断試験機をモデル化した簡単な解析を行なった。ジョイントパラメータならびに $\sigma-\tau$ の関係は先の実験によって求めた値を用いた。解析モデルを図一9に示す。太い実線はジョイント要素である。

垂直荷重を 2.00 kg/cm^2 の等分布荷重とし、セン断荷重は 0.70 kg/cm^2 の等分布荷重とした。設定水平変位は 0.1 mm とし、微小水平変位の段階についてFEM線形解析を行なった。上部セン断箱と下部セン断箱に挿入された供試土の弾性定数は $E=135.9 \text{ kg/cm}^2$, $\nu=0.35$ とした。ジョイントパラメータはNo.23~32を $k_s=55.0 \text{ kg/cm}^2$, $k_n=1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした。(表一4参照) No.1~22はCのケースを参考にして $k_s=17.4 \text{ kg/cm}^2$, $k_n=2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした。

また、ジョイント要素の $\sigma-\tau$ の関係は水平変位 0.1 mm での値 $C=0.12 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=14^\circ$ を用いた。

計算の結果、水平変位は 0.13 mm であり、設定水平変位 0.1 mm とよく近似していると考えられる。また、ジョイント面 (No.23~32) におけるセン断応力は図一10のようになり、一面セン断試験での進行性破壊を予期することができる。

本研究においては、水平荷重段階を1段階しかとっていないが、図一5, 6, 7に見られるごとく $\tau-D_H$ 曲線は多かれ少なかれ非線形性を呈し、一般的な非線形解析法、すなわち増分法などと組み合わせることによって、より正確な解析が可能になると考えられる。

4) 応用

斜面の安定解析は従来から極限平衡状態に基づく円形スベリ面法が規準とされており、一応の成果、実績を上げている。そして、より正確に斜面の安定性を検討するためにFEMが用いられている。とくに、われわれが長大斜面や高盛土、また自然斜面を対象とする場合には、FEMによる安定解析の独壇場となるであろう。実際の斜面の破壊の多くは極限破壊ではなく、進行性破壊であ

ることは周知のことである。この傾向は長大斜面や自然斜面に著しい。また、これらの斜面では何らかの形で“弱い層”が存在し、この層が引金になってスベリを生じると考えられる。この端的な例は地スベリ斜面であろう。地スベリは融雪期、梅雨期など斜面への浸透水が多い時期に多発する。原因としては既存のスベリ面、すなわち“弱い層”が存在し、スベリ面の状態が劣化したと考えることができる。地スベリ斜面は従来の円形スベリ面法で解析しても、絶対に安全であるというようなゆるい勾配の斜面が多い。また現場から採取した乱さない、あるいは乱した試料から得られた強度定数、弾性定数を単に斜面を一体化して、FEMで解析しても実際の現象を説明することはできない。この問題の解決のためには、スベリ面、すなわち“弱い層”の位置、状態などの正確な把握も一つの大きな要因になるが、“弱い層”をジョイント要素で表示し、FEMに組込んだ解析によって実際の現象を説明することも大きな力となると考える。

5) まとめ

以上述べてきたように、ジョイント要素を組込んだFEM解析は斜面内での“弱い層”を考慮した解析方法として有力であることがわかる。ジョイント要素の剛性も一面セン断試験によって一応の把握が可能であると考えられる。また、ジョイント要素の破壊は $k_s = k_n = 0$ として扱うことができるが、残留強度とセン断力との比較により、破壊した斜面の再安定化をも予想することができる。このように、FEMは工夫することによって、解

析法として非常に大きな可能性を持っているが、これも土の状態に応じた力学的定数の適確な把握、表現に成否がかかっている。

4. おわりに

土の強度は含水量によってかなり変化する。特に、細粒土においては含水量の増加による強度の減少は著しい。それゆえ、安定していた斜面が崩壊するのは、他にもいろいろ要因はあるが、土の含水量の増加も大きな要因の一つと考えることができる。その場合、斜面への水の供給は必ずしも一様でなく、また斜面自体も均質であるとは考えにくい。それゆえ、そのような斜面には斜面内に“弱い層”を考慮して解析する方法が適当であると考える。筆者らはジョイント要素によって“弱い層”を表現し、FEMに組込む方法を応用しようと試みている。この場合においても土の性質の非線形性をいかに実際に即して表現するかが今後の課題であろう。

引用文献

- 1) 葛上, 中谷ほか; 細粒土の工学的性質に関与する比表面について, 昭和45年度農業土木学会大会講演要旨 pp 113~114
- 2) T.W. Lambe; The engineering of compacted clay, A. S. C. E. 84 SM-2, (1958) pp 1655-1~35 (3-3), (3-4)
- 3) R.E. Goodman, R.L. Taylor, and T.L. Brekke; A model for the mechanics of jointed rock, A. S. C. E. 94 SM-3, (1968) pp 637~659