

No.31

土と岩

昭和58年春季号

中部地質調査業協会



岡 崎 城

これからの高速道路建設の課題

目 次

巻 頭 言	これからの高速道路建設の課題	加 藤 信 夫	1
-------	----------------	---------	---

挨 拶		伊 藤 武	3
-----	--	-------	---

安全性の評価	—安全率から信頼度へ—	松 尾 年 稔	4
--------	-------------	---------	---

土の一軸圧縮強度の意義		松 岡 元	8
-------------	--	-------	---

伊勢湾及び三河湾の海底地質		高 田 康 秀	14
---------------	--	---------	----

砂のサンプリングと耐震調査・試験		辻 光	24
------------------	--	-----	----

土の透水性に対する考察		佐 藤 久 松	43
-------------	--	---------	----

T. Q. C. について		城 田 正 判	48
---------------	--	---------	----

情報雑感		久志本 忠 勇	50
------	--	---------	----

昭和57年度技術研修会（巡検）開催

巡検について		阿 部 貞 雄	52
--------	--	---------	----

巡検に参加して		米 田 茂 夫	53
---------	--	---------	----

根尾谷・阿寺断層の巡検参加についての感想		和 気 政 敏	53
----------------------	--	---------	----

写真提供 玉野総合コンサルタント㈱

横断道は、その名のとおり日本列島を横断するため必然的に山岳道路となり、建設費のかさむトンネル、橋梁等の構造物が比較的多い。また、気象的にも厳しい地域を通過するため建設時における対策、維持管理時における管理費用の増大があげられる。その上、

これからの高速道路建設の課題



日本道路公団名古屋建設局

局長 加藤 信 夫

わが国の高速道路は、昨年度末で延長 3,000 キロメートルの大台に乗り、年々約 200 キロメートルの建設ペースで進められている。今年度末になると縦貫道がおおむね完成し、それに続く横断道が主役となり、その建設も本格化しつつある。

この横断道の建設に併行し、大都市環状道路の必要性が強く打ち出され、その建設の動きも活発化してきている昨今、高速道路建設の二本の柱としてとらえ、それらの建設の課題について考えてみる。

わが国の道路は既に十分に整備されているとする一部の見解があり、国の財政の厳しい時期に莫大な投資を必要とする道路建設の進捗を抑え、それに充当する道路特別会計資金（ガソリン税等）の他への流用を図ってはという声まで飛び出してきている現況にある。

このような財政面での苦しい状況下とはいえ、経済社会の活力を維持し、国民の日常生活を支える道路の整備を計画的に推進し、21世紀の世代に国民的資産として引き継がなければならない。このためにも、現在工事、計画中の幹線高速道路網の建設のペースを落すことなく実行していくことが必要かつ我々に課せられた義務であると考えている。

つぎに道路を造る当事者側にも多くの課題解決の工夫が要求されている。すなわち、苦しい財政下での資金の投資は、効果的でありしかも経済性を重んじたものでなければならない。それには、高速道路の各路線の建設順序、建設時期の判断はもとより、建設費を必要最少限に抑えるための路線選定、道路構造の検討、その通過地域の要望との調和等に対し多くの工夫と努力を払う必要がある。横断道、大都市環状道路には、縦貫道の建設以上に多くの問題点が内在している。

横断道は、その名のとおり日本列島を横断するため必然的に山岳道路となり、建設費のかさむトンネル、橋梁等の構造物が比較的多い。また、気象的にも厳しい地域を通過するため建設時における対策、維持管理時における管理費用の増大があげられる。その上、

に大きく影響する交通量についても縦貫道程の多くは望め
ては、高速道路網がつつぎと完成していく中で、その

中に内在化する（ブラックボックス化）という点で、安全味では出していないのである。すなわち、安
りに、システムの出力をある係数で乗ずることで安全味を出すのは安全性能定量的に表わす尺度では
く」という方法である。

一八五二

中部地質調査業協会

理事長 伊藤 武

平素は、何かと協会運営に御理解いただき感謝申し上げます。

多難な年代と言われる80年代は、文字通り、行・財・政改革の断行が進み、公共事業は伸び悩み、ゼロシーリングが定着した感の昨今でございます。ご承知のように、当協会各社の公共事業に対する依存度は七割方と高く、事業量の伸び悩みも、そのまま経営の圧

迫に繋がっています。まさに、我々の業界は、冬の時代の到来と言っても良いのではないのでしょうか。四季の変化に富んだ日本の国土に住む私達は、春夏秋冬の折々の季節を大切

に、日本独自の文化を育んできました。大地に深く根を張る巨木、大木も冬の来るたびに

余分な小枝、葉を落し、吹きすさぶ木枯らしに耐え、吹雪に耐え、そして春になれば、ま

た、ひとまわり大きく、逞しく育って、年輪を積み重ねるのであります。今、いたずらに

冬の時代を嘆いていても、未来への希望は湧いてこない事を知ろう。

昔から、冬来たりなば、春とおからじ、とか。冬は必ず春となると言われるように、今

こそ、協会員各社がより一層の団結をもって、見事にこの難局を、一社の脱落者も出さないで、乗り切っていきたいものだと思います。

- 3 -

安全性の評価

—安全率から信頼度へ—

名古屋大学教授

工学博士 松尾 稔

1 はじめに

地盤工学問題を考えていく場合、具体的にそれがどのような問題であっても、“安全性の評価”は最も中心的で、かつ重要な課題である。周知のように、安全性の評価には、伝統的に“安全率”という尺度がよく用いられてきた。しかし、一般の工学問題では、安全性評価の主役は“安全率”から次第に“信頼度”へ移りつつある。地盤工学に関する各種設計、施工においても、趨勢としては決して例外ではない。そこで、まず始めに安全率および安全率法の概念を整理した後、信頼度やそれを用いる信頼性設計について簡単にみてみよう。

2 安全率を必要とする理由

構造物を計画、設計する場合、安全率の大きさは非常に重要な問題である。何故なら、構造物の規模が大きくなればなるほど、わずかの安全率の相違が現場の安全性と建設費に多大の影響を及ぼすからである。しかしそれにもかかわらず、安全率の概念やその役割、あるいはまた安全率が工学的成果にもたらす具体的な影響について、われわれが常に認識しているかといえば、残念ながら必ずしもそうとはいえない。

さて、それでは、何故安全率が必要なのか。それは、新しい構造物を作る場合に生ずるあらゆる現象に関して、われわれが何一つとして正確に(もっと厳密にいうと確定的に)、その結果起りうる現象を予知することができないからである。換言すると、われわれ技術者の側からみれば、それらの現象には多種多様の“不確実さ(uncertainty)”

が含まれるから、これらの不確実さにできるだけ適確に対処することが是非とも必要となり、ここに安全率の概念の導入が要請されることになるのである。すなわち、安全率を用いる、いわゆる“安全率法”は諸々の不確実性に対処するための一つの方法なのである。

3 不確実性と設計の定義

それでは、不確実性とはどういうことをいうのであろうか。辞引をひくと、その概念についていろんな説明がなされている。例えば、「確実でない状態」、「信頼できない状態」、「多様な傾向」、「完全に知ったり、正確に予知することができないことから」等々である。結局、不確実性とは、「未来の現象が因果法則で予知できないこと」と定義することができよう。

上述のことをふまえて、設計とは「不確実性下の最適決定問題」と定義できる。すなわち、設計とは、多くの不確実性のもとで、与えられた拘束条件(工期や経費など)を考慮しながら“その時点で最も合理的と考えられる方法や断面を決定すること”である。この場合、想定される多くの設計案から最適と考えられるものを選択、決定する方法はいくつもある。安全率法はその一つであるし、また後にふれる信頼性設計法もそれらの一つに数えられる。

4 安全率法の定義と要請される基本事項

安全率法とは、要するに、「理論や過去の経験を通して誤差の大きさや近似度がある程度明らかになっている場合、種々の不確実性をシステムの

中に内在化する(ブラックボックスに入れる)代わりに、システムの出力をある係数でカバーしておく」という方法である。

安全率は普通次のような形で表わされる。

$$F_s = \frac{X}{Y} \quad (1)$$

上述したように、安全率法にとって唯一重要、かつ必要なことは、設計法と実際現象との間のギャップの幅が大略既知であり、したがってシステムの出力を F_s でカバーするとき、どの程度の F_s 値であれば工学的に(工学的という用語にはもちろん経済性も含まれている)だいたい満足できる結果が得られるかが知られていることである。本質的にこのことこそが大切であって、極端に言えば、上式の X や Y はどのような表示でもよい。一般には強度とせん断応力の比で表わされることが多いが、上述の安全率の思想からいえば、そうでなければならぬ理由は何もない。集中力とその反力の比であってよいし、円弧すべりの問題のように、抵抗モーメントと転倒モーメントの比であってのももちろんよい。さらにいえば、切取り(あるいは盛立て)高さやその勾配をある基準値で割ったものをそのまま安全率としてもいっこうにかまわないのである。

5 安全率法の欠点

前章の説明から、安全率の大きさそのものに工学上の定量的意味を与えることは不可能であることが推察されたであろう。すなわち、斜面のすべりをモーメント比で解析したとき $F_s=1.2$ とした結果が工学的にだいたい満足してよいものと分っているならばそれでよいし、基礎の支持力問題で荷重比を3にするのがよいならばそれでよい。さらに、もっと単純化した設計法を用いるかわりに $F_s=10$ としたら工学的によい結果が得られるならばそれでもよい。要するに $F_s=1.2$ が120%安全であるとか、 $F_s=3$ が3倍安全だというよ

うな意味では決してないのである。すなわち、安全率というのは安全性を定量的に表わす尺度ではないのであって、荒っぽくいえば、上記の1.2も3も10も同じなのである。

実際に起った例を挙げてみよう。同一の目的と機能を果たす構造物として、重力式コンクリートダムとフィルダムが検討された。前者の場合には、例えば堤体底面と基礎岩盤との間の滑動破壊に対して4程度の安全率が見込まれるであろう。これに対しフィルダムの場合には、堤体内部のすべりに対して1.2強の安全率が見込まれるだけである。この場合、安全率4のコンクリートダムの方が、安全率1.2のフィルダムより3倍以上も安全なのであろうか。そうではない。コンクリートダムとフィルダムでは、設計式はもちろん、用いられる仮説や係数の決め方も異なるから、どちらがより安全かを安全率をもって理論的に比較することは不可能である。あえていうならば、過去の実績に照らして両者は同等の信頼度を有している、という以外にない。このように、個々の具体的問題によって、とられるべき安全率の大きさは、それぞれ異ってきて当然である。何故なら、個々の設計法のもつ精度、換言すると種々の仮説や単純化に依存するその設計法個有の不確かさや、工学的な実績、経験に差があるからである。

結論的にいうと、安全率は数値でもって安全性を表現しようとする一つのインデックスではあるが、安全性の定量的な尺度にはならないのである。考えてみれば当然のことではあるが、一般にはこの重要さに注意が向けられていないのが実情である。このように、安全性を定量的に表現できない点が安全率法の最大の欠点である。ただし、このことは、安全率法の工学的な効用を全面的に否定したものでは決してない。何故なら、どのくらい安全かということ定量的に、かつ詳細に求める必要のない工学問題も多いし、また不確か度が高くて定量的に計算したとしても力学的に意味

のない場合もあるからである。とはいいいながらも、社会の文明が高まり、種々の施設や構造物が複雑、かつ大型化されるにつれて、その安全性を定量的に測りたいとする要請が生じてくるのは必然である。かくして、安全性の評価に信頼度（あるいは破壊確率）の概念を導入する契機が生まれてきたのである。

6 信頼度の定義および費用との関係

信頼性という用語はかなり広い意味に用いられ、JISC 5003では「系、機器（製品）などの機能の時間的安定性を表わす度合、または性質」と、やや抽象的に定義されている。これに対し、信頼度という用語は、もっと狭義に用いられ、具体的に「システムや製品が規定の条件で、意図する（あるいは規定の）時間、規定どおりの機能を故障なく遂行する確率」と定義される。これから分るように、信頼度は定量的に、確率で定義する点に特徴がある。

さて、信頼度は高ければ高いほどよい、というものではない。何故なら信頼度を高めようとすればするほど、必要な費用は増加するからである。一般に、信頼度を90%から99%へ、あるいは99%から99.9%へというふうに1オーダー上げようとすれば、費用は指数的に増えるといわれている。特に、税金に依存する公共構造物のような場合、無制限に費用をかけることはできないから、いずれどこかの点で妥協しなければならない。このように、より安全であってほしいということと、より安く作りたいという相反する欲求の中で、納得できる妥協点を見出していかなければならないのである。これが設計における重要なポイントの一つであり、信頼性設計の根幹をなす点である。

7 信頼性設計の概念

一般に設計式は次のようにかける。
$$\varphi = \varphi (L, S) \quad (2)$$

ここにLは荷重、Sは抵抗であり、これらは通常さらに多くの基礎変数によって記述される。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} L &= L(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ S &= S(y_1, y_2, \dots, y_m) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

したがって、設計式(2)は、一般に多変数の、通常は非線形の関数となる。

一方、設計に必要な設計基準は、関数 φ の特定値 φ_0 を指定するものであって、設計結果が

$$\varphi \geq \varphi_0 \quad (4)$$

のいずれかの領域に存在することを要請する。

さて、信頼度R（あるいは破壊確率 P_F ）の計算は、基礎変数 x_i, y_j の一部または全部を確率変数とみなした上で、式(2)と(4)に基き、確率

$$\text{Prob.} \left[\varphi \geq \varphi_0 \right] \quad (5)$$

を求めることと定義できる。この確率が、設計結果が設計基準を満たすという意味で信頼度R、または満たさない確率ということで破壊確率 $P_F (= 1 - R)$ と呼ばれるのである。

さて、同一の機能を有する設計案は種々考えられる。例えば、軟弱地盤上に4車線の高速道路用盛土を作る場合、(a)盛土本体だけを作る案もあれば、(b)押え盛土を併用する案もあるし、さらに(c)砂杭で地盤改良する案もある。それぞれの案は、それぞれ異った安全度、裏返えせば異った破壊の可能性 P_F を有している。そこで、(a)、(b)、(c)のうちどの案が最も合理的かを決定することが必要になる。そのためにはこれらを納得のいく形で経済的に評価することが必要である。この目的で、評価関数として、例えば

$$C_T = C_C + P_F C_F \quad (6)$$

が用いられる。ここに、 C_C は初期建設費（当初建設する場合の費用）、 C_F は破壊損失費（破壊したときに必要な費用、再建費や補償費など）、 C_T は期待総費用である。それぞれの設計案、例

えば上記の(a)、(b)、(c)案によって C_T は異ってくる。これまでの研究によると、 C_T は下に凸の曲線になることが分っており、 C_T が最小になる案を最適の設計案として決定することができるのである。

8 信頼性設計に寄せられる期待

すでに述べてきたことから分るように、信頼性設計に寄せられる期待は大別して2つに分けることができる。一つは信頼度が、構造物の安全度を比較するときの基底的尺度になりうるのではないかという期待である。先に述べた $F_s = 4$ で設計された重力式コンクリートダム の信頼度が99.99%と計算され、一方同様に、 $F_s = 1.2$ のフィルダムの信頼度がやはり99.99%となるならば、両者は同じ安全度を有していると判断することができるのである。

もう一つの期待は、これまで半ば経験的、直観が0となり膨張しようとする。しかし吸水は許されていないから毛管水圧が働いて負の間隙水圧 p_0 が発生し、 $\sigma' = \sigma - (-p_0) = \sigma + p_0$ となる。地中におけると同じ有効応力が作用することとなり体積変化は起り、中最大主応力 A の中土 1-図 有効土の飽和土質

ここで、 $\sigma' = 0 - (-p_0)$ となる式は、飽和粘土のような土粒子と間隙水からなる二相混合体の場合、粘土塊に作用する全応力 σ は土粒子間格にか

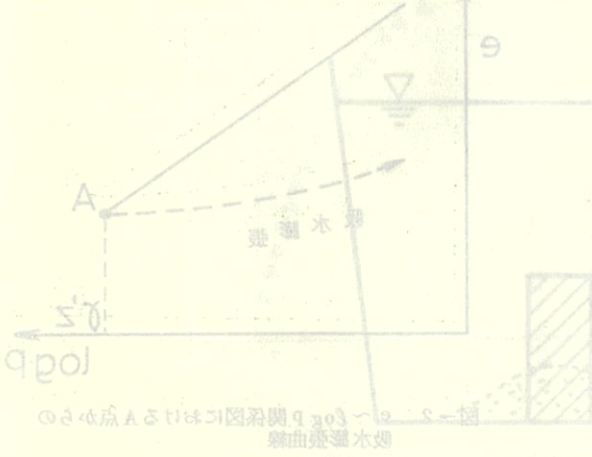


図-3 水中に置かれた一軸圧縮試験の土質

的に決められていた設計に比べ、前節で述べたように経済性と定量的に結合することにより、一層科学的に、設計結果のアセスメントが可能となり、幅広いコンセンサスが得やすくなるという期待があるのである。

9 おわりに

安全率法には工学上捨てがたい多くの利点があり、今後も広く使われるであろう。しかし、同時に、安全性を定量的に表現したいという欲求はさらに強まり、信頼度での表現、信頼性設計へと次第に移行していくものと思われる。

参考文献

松尾 稔：信頼性設計の考え方と問題点、土と基礎、25-11、1977年11月、pp. 3~10

土の一軸圧縮強度の意義

名古屋工業大学助教授

工学博士 松岡 元

1 まえがき

土の一軸圧縮試験は、粘性土の強度を決定するため実務ではひんぱんに行なわれているが、その土質力学的意義については不明確な点が多く注意を要するに思われる。一見、コンクリートの圧縮試験と同じようにみえるが、土は本来ばらばらの土粒子の集合体であり、拘束圧の変化の影響を敏感に受けるので、結果を単純に解釈することはできない。ここでは、一軸圧縮試験の意義、吸水による一軸圧縮強度の低下、強度増加率 e_u/p 値 (e_u : 非排水せん断強度、 p : 圧密圧力) について私見を述べる。

2 一軸圧縮試験の土質力学的意義

まず、一軸圧縮試験は裸の円柱形粘土供試体に対して行うが、早くせん断するので(軸ひずみ速度が毎分1%程度)、供試体内の水がぬけるひまがなく非排水条件下のせん断試験と考えられる(粘土の透水係数は一般に小さく水がぬけるのに時間がかかる)。非排水条件とは、飽和土の場合せん断中に体積変化が起こらない条件に対応する。実際の粘土地盤の破壊は、一般に粘土塊の体積が大きく水がぬけにくいので非排水条件下で起こる場合が多いといわれている。

さて、図-1に示すように深さ z からサンプリングして地上へ取り出した試料を大気圧のもとで軸方向に圧縮してせん断させるのが一軸圧縮試験であるが、はたしてこの方法で深さ z の位置の地盤の強度を知ることができるのであろうか。深さ z の地盤中で $\gamma'z$ (γ' : 地盤の有効単位体積重量) なる土被り圧を受けていた試料は、大気圧のもとに置かれると拘束圧が急激に減少するので、図-

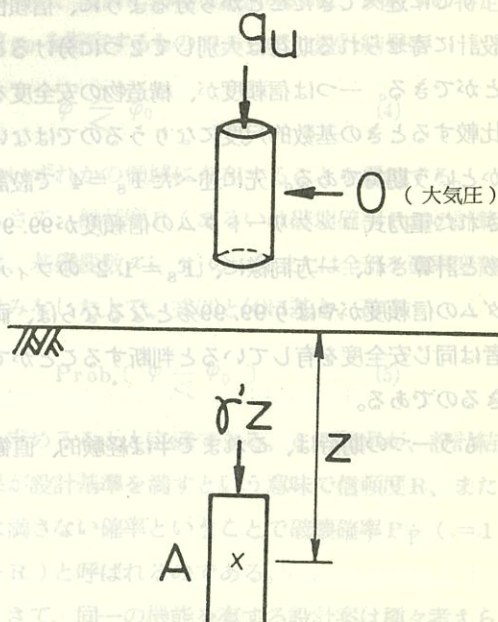


図-1 土中のA点から大気中へ取り出された一軸圧縮試験の供試体

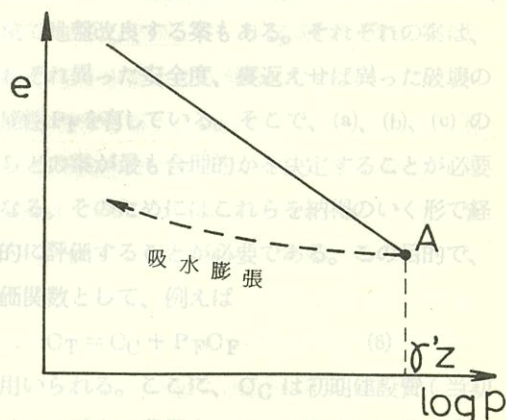


図-2 $e \sim \log p$ 関係図におけるA点からの吸水膨張曲線

2に示すような e （間隙比） $\sim \log p$ （圧密圧力の対数）関係図の膨張曲線に沿って膨張するのではなかろうか。そうすれば、その強度はもはや地盤中の強度とは別物になるのではなかろうか、という疑問が浮かぶ。これは大変なことだと思ったのは、筆者が大学院生（京都大学防災研究所村山朔郎教授の研究室に在席中）のときであった。

それで、いろいろ調べてみると図-2の膨張曲線は吸水膨張して得られるものであって、水がなければ膨張できないということがわかってきた。なるほど、標準圧密試験機の圧密リングは水の中に沈められている。一軸圧縮試験に対して明解な説明がなされている教科書は、筆者の知る限り、名古屋大学教授山口柏樹著の「土質力学」（技報堂）だけのようなのである。それから次のような記述を引用させていただく。

「地盤内の飽和粘土は土被りに等しい圧力 p_0 で圧密されているが、これを地上に取り出すと周圧が0となり膨張しようとする。しかし吸水は許されていないから毛管負圧が働いて負の間隙水圧 $-p_0$ が発生し、 $\sigma' = 0 - (-p_0) = p_0$ なる地中におけると同じ有効応力が作用することとなり体積変化が起らないのである。」

ここで、 $\sigma' = 0 - (-p_0)$ なる式は、飽和粘土のような土粒子と間隙水からなる二相混合体の場合、粘土塊に作用する全応力 σ は土粒子骨格にか

かる有効応力 σ' と間隙水にかかる間隙水圧 u で受け持たれる（ $\sigma = \sigma' + u$ ）という考え方に基づくものである。すなわち、有効応力 σ' は全応力である大気圧0と毛管負圧による間隙水圧 $-p_0$ の差で表わされるということを意味している。有効応力が変わなければ体積変化が起こらないというのは、“土の場合は全応力ではなくて、有効応力の変化がひずみを発生させる”という「有効応力の原理」に基づく考え方である。土粒子骨格に働く応力（＝有効応力）が変化してはじめて、土粒子骨格の変形が生じるというのは容易に理解される。水圧は全方向に等しい圧力であるので、間隙水圧は土粒子骨格の変形に直接的には寄与しない。

以上より、一軸圧縮試験は“毛管負圧”というデリケートな有効拘束圧（全応力の拘束圧は0）のもとでの試験であることがわかってきた。毛管負圧というのは、土粒子が親水性を示すので水の表面張力のために粘土の毛細管状の間隙に発生する負の水圧であるといわれている。実際には、地盤中の深い所から採取した軟弱粘土や砂っぽい粘性土、きれつのある粘性土などは水を与えなくても膨張するとのことである。ましてや、雨の中でサンプリングする場合には、吸水膨張させてしまう可能性が高いと覚悟しなければならない。試料が膨張すれば、当然有効応力も地盤中で受けていたものから変化していると考えられ、一軸圧縮試

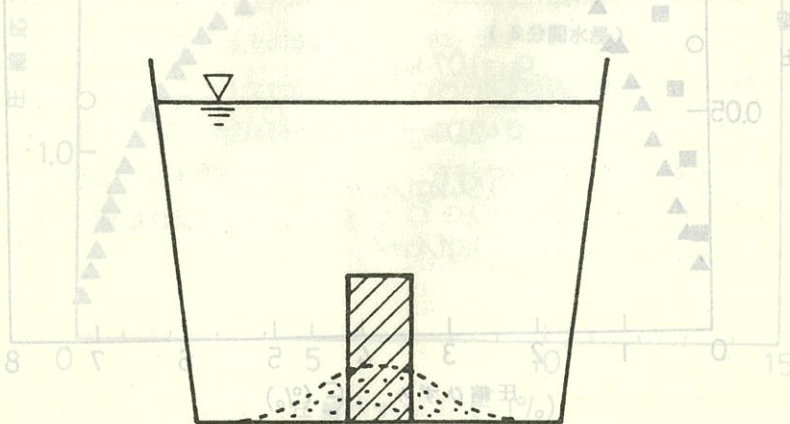


図-3 水中に置かれた一軸圧縮試験の供試体（1ヶ月程はっておくと……）

験を行ってももはや地盤中の強度を測定していることにはならない。地盤の一軸圧縮強度が非常にばらつくのは、必ずしも地盤の不均一性のためだけでなく、上述したような非常にデリケートな拘束圧のもとでの試験であることも関係しているのではないと思われる。水のはいったバケツの中に、土中から採取された裸の粘土試料を入れて、1ヶ月程度置いておけばどのようなになるであろうか。試料は形を保つことができず、バラバラになって下にたまるであろう(図-3参照)。これが有効拘束圧も0の状態である。

3 吸水による一軸圧縮強度の低下

前節では、サンプリング時や供試体作製時の試料の乱れが全くない場合でも、吸水を許せば試料は $e \sim \log p$ 関係の膨張曲線に沿って膨張し、一軸圧縮強度は低下することを述べた。ここでは、果してどれだけ強度が低下するものか実験結果を示そう。実験に用いた試料は、市販の粘土粉末に水を加えて含水比70%とし、48時間ソイル・ミキサーで練り返した後、大型圧密リング内で一次元的に再圧密したもの(鉛直圧密圧力 0.5 kgf/cm^2)で、通称藤の森粘土と呼んでいる。この試料は液

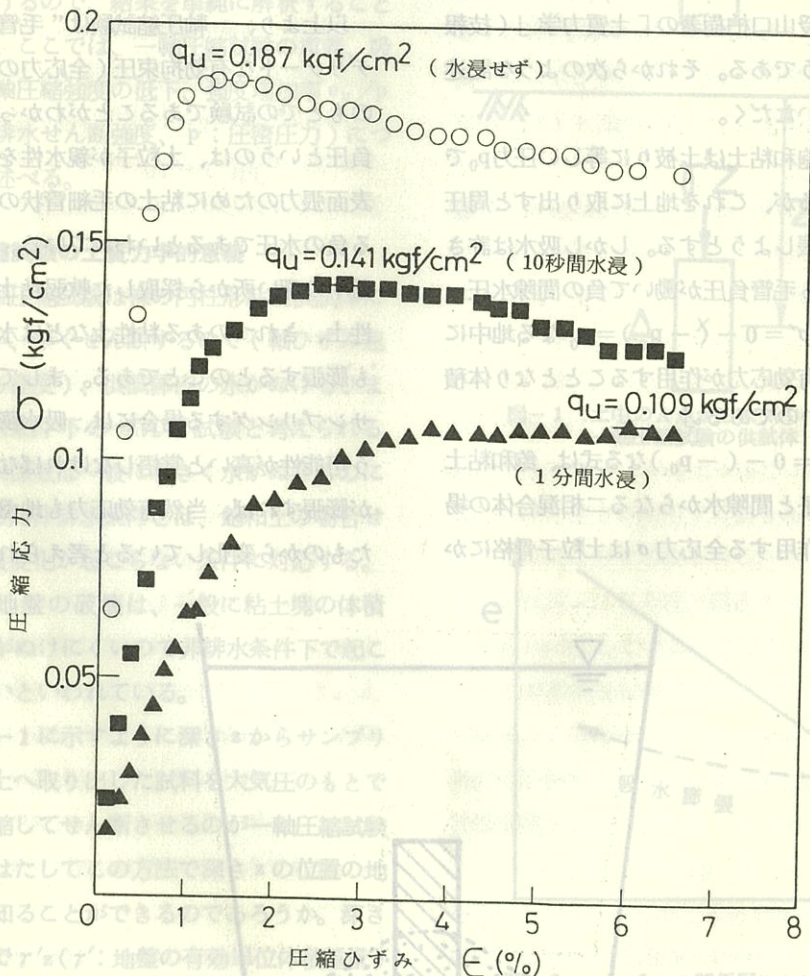


図-4 水浸による一軸圧縮強度の低下(0.5 kgf/cm^2 で一次元圧密させた藤の森粘土)

性限界 $LL=41.0\%$ 、塑性限界 $PL=23.0\%$ 、比重 $G_s=2.68$ であり、三角座標による分類によればシルト質ローム（粘土分 17% 、シルト分 53% 、砂分 30% ）となる。

図-4は鉛直圧密圧力 0.5 kgf/cm^2 のもとで一次元圧密させた藤の森粘土を試料として、水浸しない状態、10秒間水浸および1分間水浸した状態での一軸圧縮試験結果を示したものである。また図-5は圧密圧力 $p=7.0\text{ kgf/cm}^2$ のもとで等方圧密させた藤の森粘土を試料として、水浸しない状態および5分間水浸した状態での一軸圧縮試験結果を示したものである。なお5分間の水浸による含水比の増加は 1.1% であった。両図より、たとえ

水浸時間が短かくても、水を与えると一軸圧縮強度が著しく低下するのがみられる。水を吸いたいと思っている一軸圧縮試験の供試体に水を与えることは、麻薬患者に麻薬を与えるのと同じくらい危険であることを認識すべきである。例えば、試料の乾燥防止のために、濡れタオルをまくなどということは厳に慎まなければならない。

4 強度増加率 c_u/p 値

図-6は圧密圧力 $p=1.0、2.0、4.0、7.0\text{ kgf/cm}^2$ のもとで等方圧密した藤の森粘土を試料とし、水を与えないように注意して行った一軸圧縮試験結果を示したものである。一軸圧縮強度 q_u よ

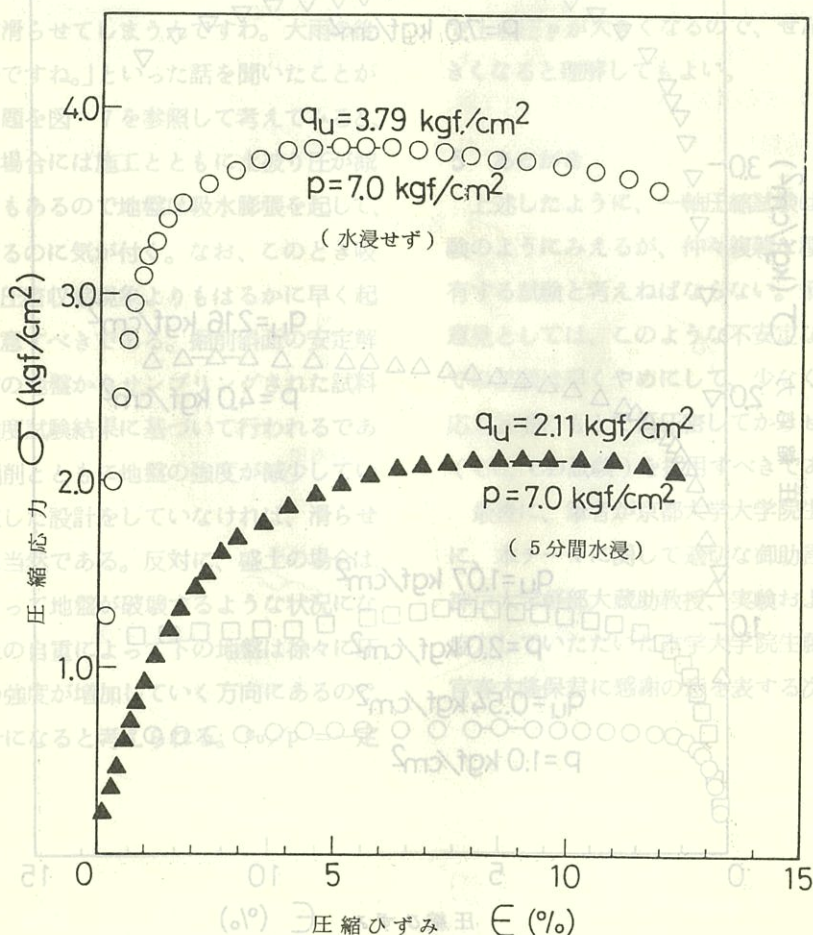


図-5 水浸による一軸圧縮強度の低下 (7.0 kgf/cm^2 で等方圧密させた藤の森粘土)

り非排水せん断強度 $c_u (=q_u/2)$ を求め、それぞれの圧密圧力 p で割れば、全ての p に対して $c_u/p = 0.27$ を得る。例えば、 $p = 7 \text{ kgf/cm}^2$ というのは深さ 70 m 程度の地盤中の有効応力に対応すると考えられるが、そのような大きな拘束圧力から開放されても c_u/p 値が変化しないということは、毛管負圧が絶対圧 0 以下のかなり大きな圧力まで持ち得ることを意味している。しかし、この $p = 7 \text{ kgf/cm}^2$ のデータは図-5の水浸させない場合のデータと同じものであり、このように理想的に試料を取り扱った場合でも水を与えればたちどころに強度が低下する

ことを銘記しなければならない。なお、強度増加率 c_u/p の物理的意味は、i) 拘束圧 p が大きい程、よく圧密されていて密に詰まるので、せん断強度 c_u が大きいと理解してもよいし、ii) 拘束圧 p が大きい程、摩擦法則から考えても p に一定の摩擦係数をかけて得られるせん断強度 c_u が大きいと考えてもよい。すなわち、 c_u/p というのは、物理的にはせん断強度 τ_f を有効垂直応力 σ' で割ったもの (τ_f/σ') に対応して、 $\tan \phi'$ と近い意味を持つと考えられ、それゆえ一定値になると理解できる。現場の所長さんから、「切土、掘削の場合は注

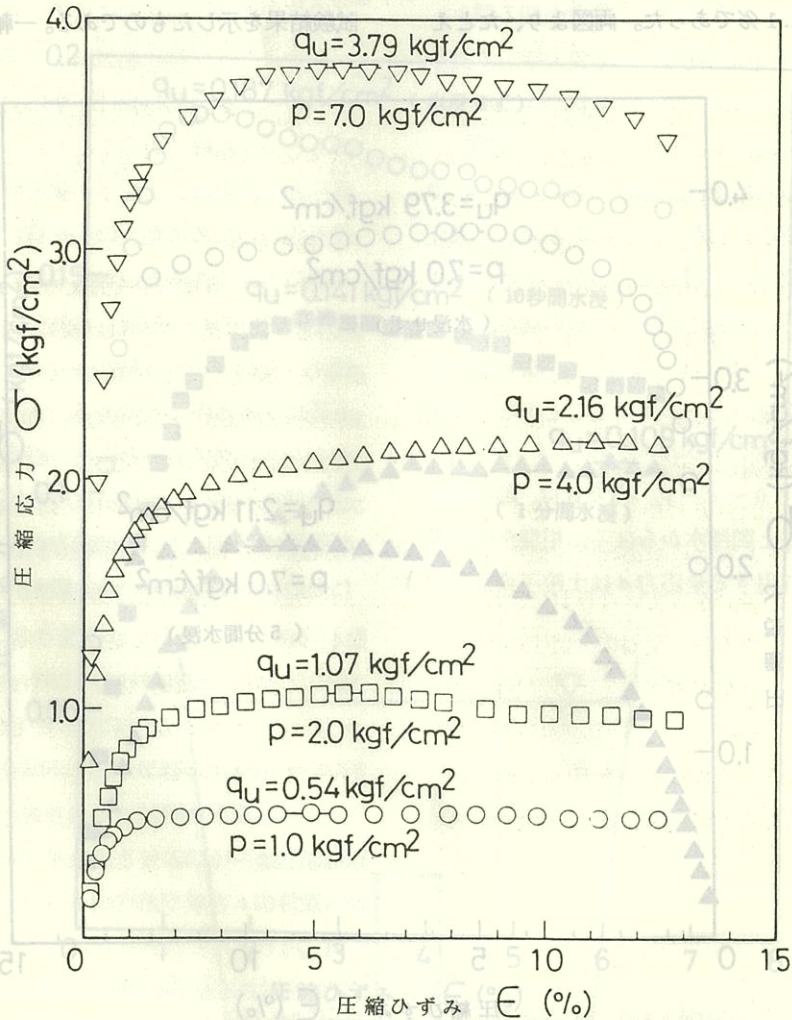


図-6 各種の p のもとで等方圧密させた藤の森粘土の一軸圧縮強度 q_u

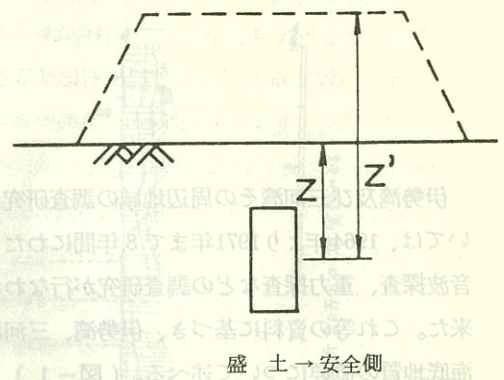
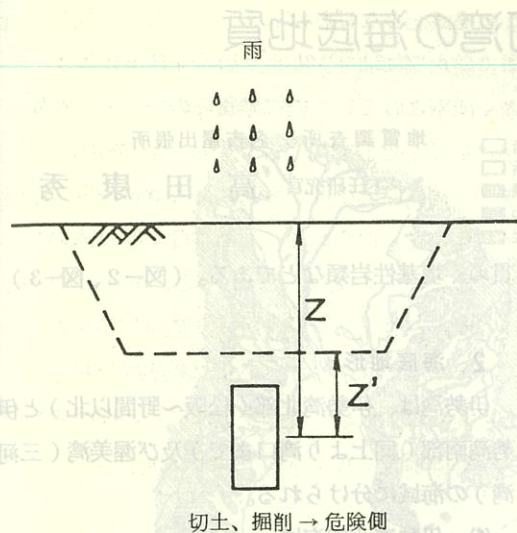


図-7 一軸圧縮強度の適用上の注意点

意せんとすぐ滑らせてしまうんですわ。大雨の後には特に危ないですね。」といった話を聞いたことがある。この問題を図-7を参照して考えてみると、切土、掘削の場合には施工とともに土被り圧が減少し、雨の日もあるので地盤は吸水膨張を起して、強度が減少するのに気が付く。なお、このとき吸水膨張現象は圧密収縮現象よりもはるかに早く起こることに注意すべきである。掘削斜面の安定解析は、掘削前の地盤からサンプリングされた試料についての強度試験結果に基づいて行われるであろうから、掘削とともに地盤の強度が減少していくことを考慮した設計をしていなければ、滑らせてしまうのは当然である。反対に、盛土の場合、もし盛土によって地盤が破壊するような状況になれば、盛土の自重によって下の地盤は徐々に圧密され地盤の強度が増加していく方向にあるので、安全側の設計になると考えられる。 c_v/p =一定

で上載圧 p が大きくなるので、せん断強度 c_v も大きくなると理解してもよい。

5 あとがき

上述したように、一軸圧縮試験は一見簡単な試験のようにみえるが、仲々複雑な種々の問題点を有する試験と考えねばならない。筆者の個人的な意見としては、このような不安定な拘束圧のもとでの試験は早くやめにして、少なくとも原位置の応力状態のもとで再圧密してからせん断する方法（CU、CD試験）を採用すべきであると考え。

最後に、筆者が京都大学大学院生であった当時に、本テーマに関して適切な御助言をいただいた神戸大学軽部大蔵助教授、実験および図面作成に協力していただいた本学大学院生藤原幸一君、技官春木隆保君に感謝の意を表する次第である。

図-3 伊勢湾海底地形概図

0 10 20 km

図-4 伊勢湾海底地形概図

伊勢湾及び三河湾の海底地質

り非排水せん断強度 c_u ($c_u = 0.27$ を得る。例えば、 $p = 7 \text{ kgf/cm}^2$ というの
深さ 70 m 程度の地盤中の有効応力に対応すると考
えられるが、そのような大きな拘束圧力から開放され

伊勢湾及び三河湾その周辺地域の調査研究につ
いては、1964 年より 1971 年まで 8 年間にわたり、
音波探査、重力探査などの調査研究が行なわれて
来た。これ等の資料に基づき、伊勢湾、三河湾の
海底地質の概要について述べる。(図-1)

1 伊勢湾周辺の地質、層序

伊勢湾(三河湾を含む)周辺地域に発達する平
野、丘陵地を構成する地質は、おもに第四系(砂、
レキ、粘土)および新第三系(粘土、砂、レキ)
からなり、これ等の基盤をなすものは、古生層、
領家帯の花崗岩類および三波川変成岩類とこれを

地質調査所 名古屋出張所
主任研究官 高田 康 秀

貫ぬく塩基性岩類などである。(図-2、図-3)

2 海底地形

伊勢湾は、伊勢湾北部(松阪～野間以北)と伊
勢湾南部(同上より湾口まで)及び渥美湾(三河
湾)の海域に分けられる。

(1) 伊勢湾北部海域

比較的平坦な海底地形を呈し、最深部は湾中央
よりやや東に偏し、野間沖 7～8 キロメートルの
海域で南北に延びその深度は約 35 m である。(図
-4)

港域(名古屋港)の海底地形は、-12 m 内外の

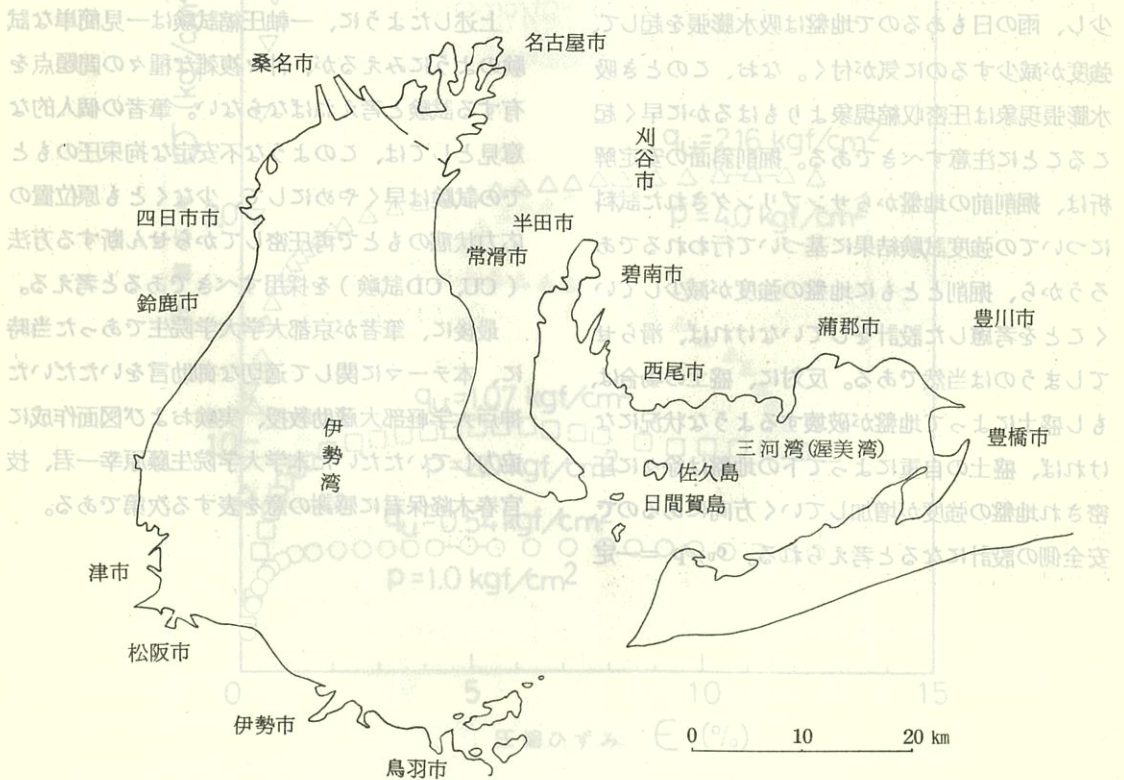


図-1 位置図

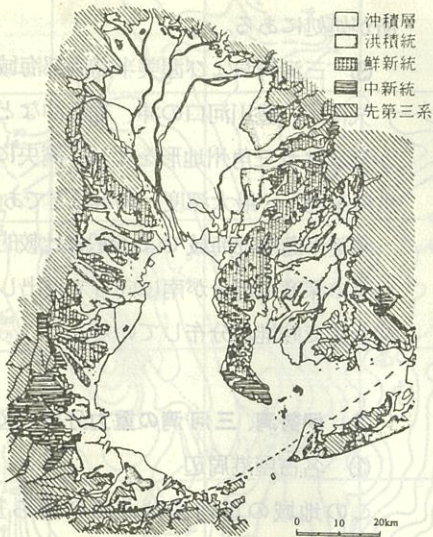


図-2 伊勢湾周辺地質略図 [高田他(1971)*の図に、岡崎層群(中新統)を書き加えた。]

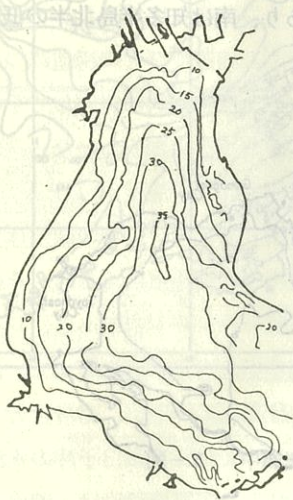


図-4 伊勢湾海底地形概況図

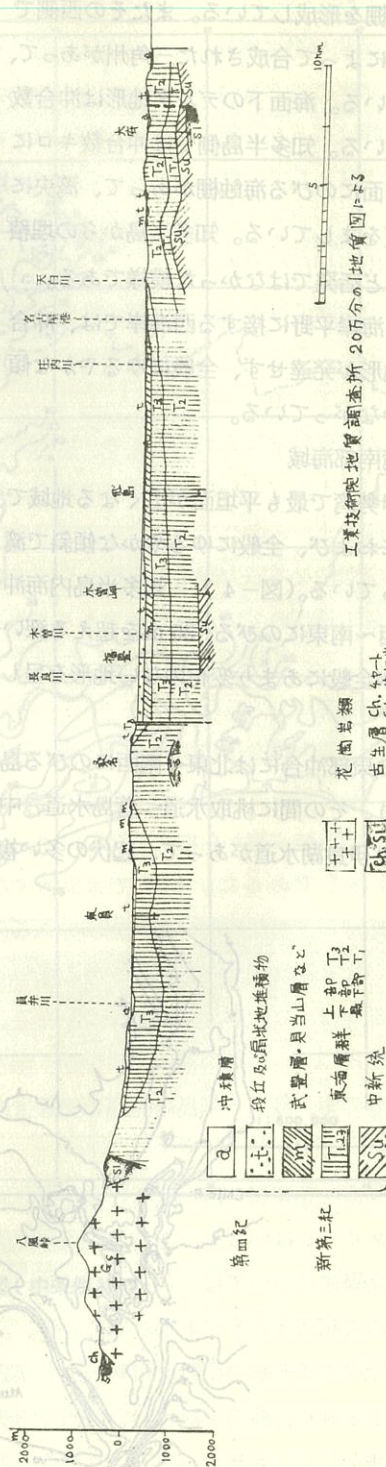


図-3 伊勢湾北部地質断面図

浚渫航路が南南西にのび、その東側は-2m~-3mの広い海蝕棚を形成している。またその西側では、大小河川によって合成された三角州があって、南方にのびている。海面下のデルタ地形は沖合数kmまで達している。知多半島側では沖合数キロにおよぶ南北方面にのびる海蝕棚があって、湾央に向い急に深度をましている。知多半島からの埋積作用はそれほど活発ではなかった模様である。

三重県側の海岸平野に接する西海岸では、沖合までデルタ地形が発達せず、全般にゆるやかな傾斜で湾央につながっている。

② 伊勢湾南部海域

松阪沖は伊勢湾で最も平坦面が広がる地域で、東西約30kmにおよび、全般にゆるやかな傾斜で湾央につながっている。(図-4) 知多半島内海沖約1kmに北西~南東にのびる-35mを超える深い海域があるが全般にあまり変化のない地形を呈している。

宇治山田の東部沖合には北東~南西にのびる島島が横たわり、その間に桃取水道、菅島水道、中山水道および伊良湖水道があって、起伏の多い複

雑な海底地形をなしている。

伊良湖水道には-100mを超える深度の部分が北西~南東にのび、この間岩盤の露出している箇所が処処にある。

③ 三河湾および渥美半島南部海域

矢作川、豊川河口の沖、福江沖などには平坦面が形成され三角州地形をなし、湾央に向い次第に水深を増し、最大深度-20mほどである。(図-5)

渥美半島南部海域では、全般に比較的浅く-20m以浅の深度の部分が南に向って張出し、約10kmの沖合まで砂堆が分布している。

3 伊勢湾、三河湾の重力分布(図-6)

(1) 名古屋港周辺

この地域の重力値は北西に落ち重力傾度は2.5mgal/kmである。このような重力傾向の北限は、名古屋市南部の笠寺~鳴海の北東~南西方向変換地帯であり、猿投断層の延長にあたると思われる。(飯田~青木、1959) これから北で重力値は南西落ちになる。西は木曽川河口の低重力地帯にあり、南は知多半島北半の低重力異常に続

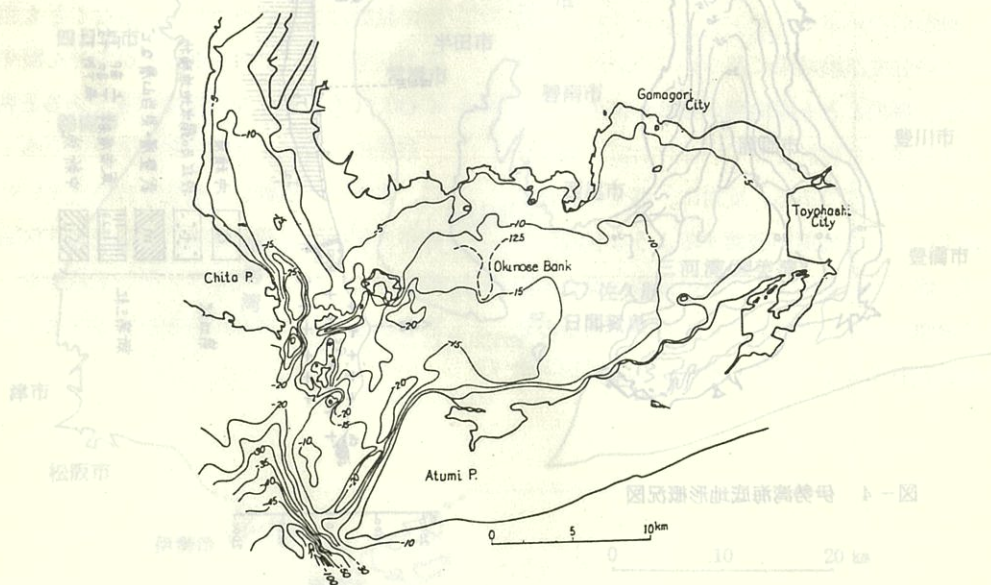


図-5 三河湾海底地形概況図

図-6 中部地方ブーゲ異常図 (中条他 1977)

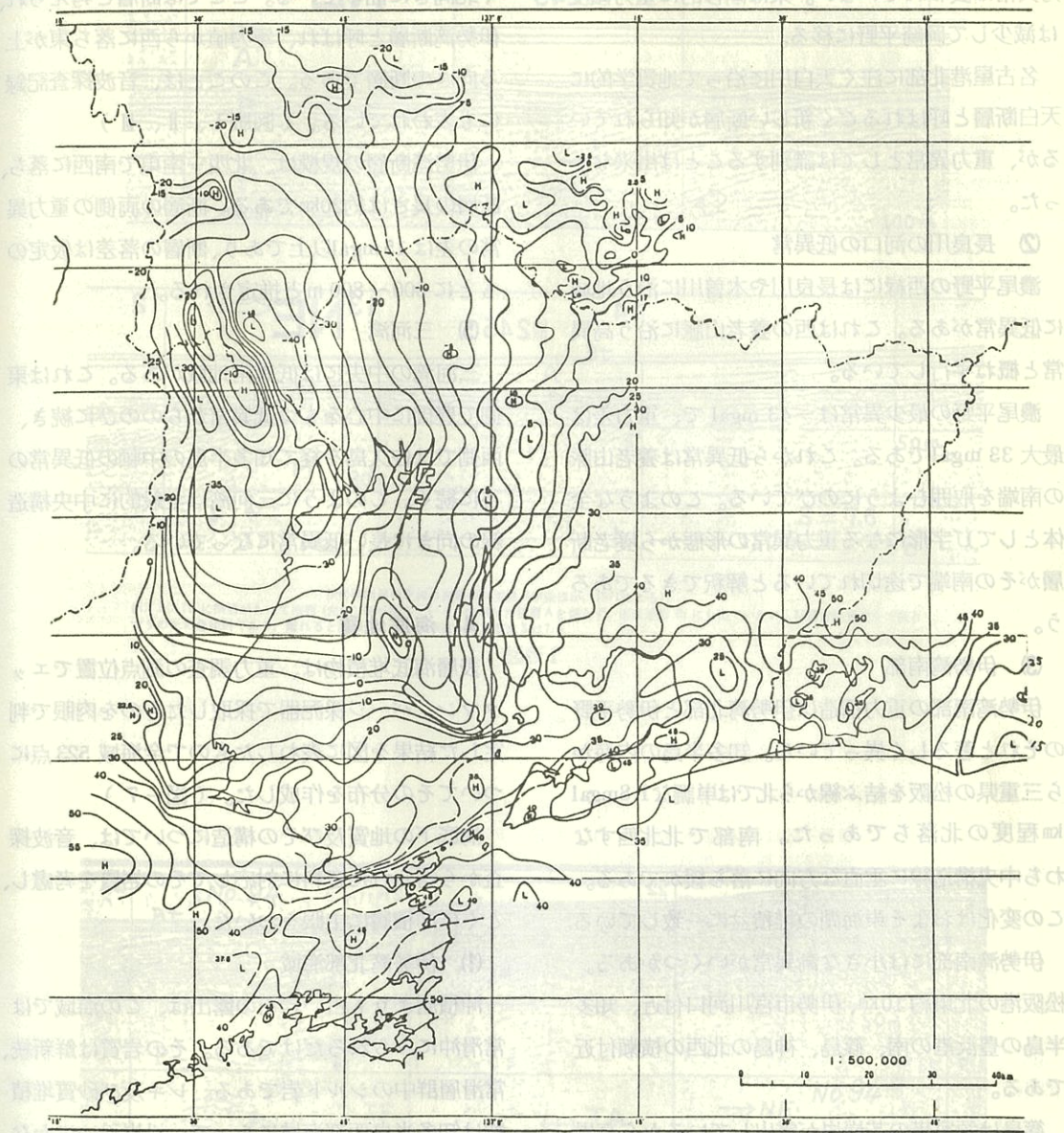


図-6 中部地方ブーゲ異常図 (中条他 1977)

く、ここでは鮮新統内の背斜が知られているが重力異常は表われていない。東は漸移的に重力傾度は減少して岡崎平野に移る。

名古屋港北部に注ぐ天白川に沿って地質学的に天白断層と呼ばれるごく新しい断層が知られているが、重力異常としては識別することは出来なかった。

② 長良川の河口の低異常

濃尾平野の西縁には長良川や木曽川に沿う地域に低異常がある。これは西の養老山脈に沿う高異常と概ね平行している。

濃尾平野の最少異常は -43 mgal で、重力差は最大 33 mgal である。これから低異常は養老山脈の南端を取囲むようにのびている。このような全体としてU字形になる重力異常の形態から養老断層がその南端で途切れていると解釈できるであろう。

③ 伊勢湾南部

伊勢湾南部の重力構造は伊勢湾北部と伊勢平野のそれと著しく異っている。知多半島の内海から三重県の松阪を結ぶ線から北では単調な 1.8 mgal/km 程度の北落ちであった。南部で北北西すなわち中央構造線に垂直な方向に落ち緩かである。この変化はおよそ東海湖の堆積盆に一致している。

伊勢湾南部には小さな高異常がいくつかある。松阪港の北東約 10 km、伊勢市宮川河口付近、知多半島の豊浜港の南、篠島、神島の北西の横瀬付近である。

篠島は領家帯の花崗岩が露出しているから高異常の原因であることは明らかである。松阪沖と伊勢市の沖の高異常については、明らかではないが内帯の花崗岩に起因するものと推定している。

本海域では中央構造線の位置は伊勢市から海底の堆積物の下を通り、渥美半島において伊良湖崎と立馬崎の間を経て三河湾の中央を通り豊橋市の北を通っていると推定される。

④ 知多半島と知多湾

長良川の河口から常滑沖にかけて等重力線が鋭く北向きに曲っている。ここでは断層と考えられ、伊勢湾断層と呼ばれ、重力値から西に落ち東が上る向きの断層である。このことは、音波探査記録にも表われている。(図版 I、II、III)

伊勢湾断層の規模は、北西-南東で南西に落ち、断層の長さは約 20 km である。断層の両側の重力異常の差は 15 mgal 以上であり、断層の落差は仮定のもとに $500 \sim 800$ m と推定される。

⑤ 三河湾

三河湾の中央には低異常地域がある。これは東側で豊橋に中心をもつ低異常からののびに続き、西側では佐久島を経て知多半島の中軸の低異常の谷に続く。このように三河湾は全般的に中央構造線の向きに長い低異常になっている。

4 海底地質

表層海底堆積物は、重力調査の測点位置でエックマン・バージ採泥器で採取したものを肉眼で判定した結果を図に表わしたもので全海域 523 点についてその分布を作成した。(図-7)

海底下の地質及びその構造については、音波探査から得られた資料に対応してその岩質を考慮し、とくに沖積層に主眼をおいた。

(1) 伊勢湾北部海域

沖積層よりも古い岩石の露出は、この海域では常滑沖にみられるだけである。その岩質は鮮新統、常滑層群中のシルト岩である。レキ及び砂質堆積物は知多半島西部海域にあって、沿岸沿いにかなり広く分布しているが、常滑付近では泥質のところもある。また三重県白子沖の水深 -10 m 以浅にも見られる。泥質堆積物は、湾央を中心として北部海域のほぼ全域を覆っており、いわゆるヘドロ様を呈している。

(2) 伊勢湾南部海域

基盤岩としては、島羽から伊良湖岬にかけての海域では三波川系変成岩類あるいはこれを貫ぬく

南史を中心として大部分を占め、その他衣浦湾付近にも、佐久島、沖の瀬の間には古矢作系のものがあ

広く分布する

(4) 海

次層の

最大13

の層尾

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

の層

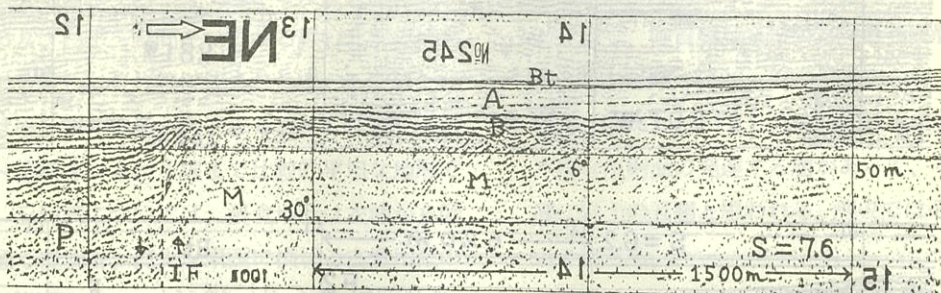
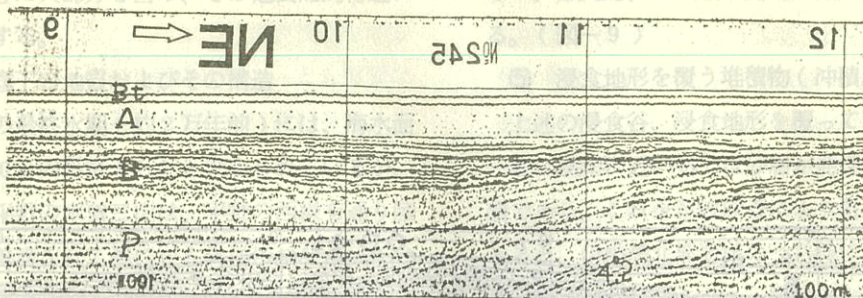
の層

の層

の層

の層

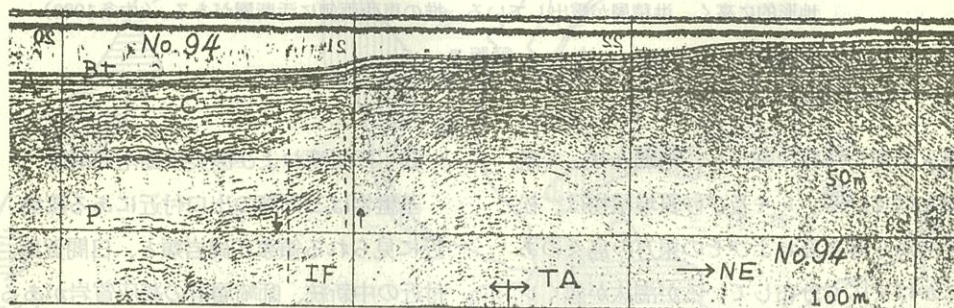
の層



伊勢湾断層の北部の記録-245測線 (中条ほか, 1971による)
 #12.3の IF に断層があって南西(左側)側が落ちている。断層は沖積層Aを切らず、海底地形 Bt にも出ていない。M層は断層近くで引きずりのため急傾斜であり、離れると緩傾斜になる。垂直水平尺度比Sは7.6。

(中条, 1982)

図版 I



伊勢湾断層の南部の記録-94測線 (中条ほか, 1971による)
 断層 IF の南西側(左)が落ちる。北東側は常滑背斜に続く。断層は地形にも出ている。模式図参照。

図版 II

湾央を中心に大部分を占め、その他衣浦湾付近に広く分布する。

(4) 海底下の地質およびその構造

洪積世の最終氷期（約2万年前）には、海水面は最大130 m内外降下したと考えられているが、当時濃尾平野の木曾三川は、平野の西縁を通り陸化した伊勢湾を経て湾口から外洋につながっていたものであろう。

沖積基底面図（図-8）は、その浸食面を表わしており、白子～野間をつらねる線の北部では幾つかに分岐し、これ等に挟まれたところでは、台地或は段丘状の地形が発達するが、これより南部、鳥羽～師崎をつらねる線まで比較的平坦な地形である。三河湾については、浸食地形は衣浦から師崎を通る浸食谷、湾央を東西に横切る古豊川系の

もの、佐久島、沖の瀬の間には古矢作系のものがある。（図-9）

(5) 浸食地形を覆う堆積物（沖積層）

上述の浸食谷、浸食地形を覆っている堆積物は、一般に海岸に近い処では砂層が発達し、沖合では泥層である。これを音波探査により各地域を解析してみると、伊勢湾北部海域のうち特に中央部では音波透明層すなわち、ヘドロ～泥の様な微粒子の堆積物で沿岸部や沖積基底の盛り上がり部分には内部反射面が発達し、砂質層が発達する。最も泥層の発達する湾央部では厚さは30m前後と考えられ、沿岸部の砂層は一般に10m以下である。これ等の層の下部には平滑な反射面の発達する層があって、これ等は砂、礫、粘土の互層と思われる。湾央ではその厚さ約20 mを有する。

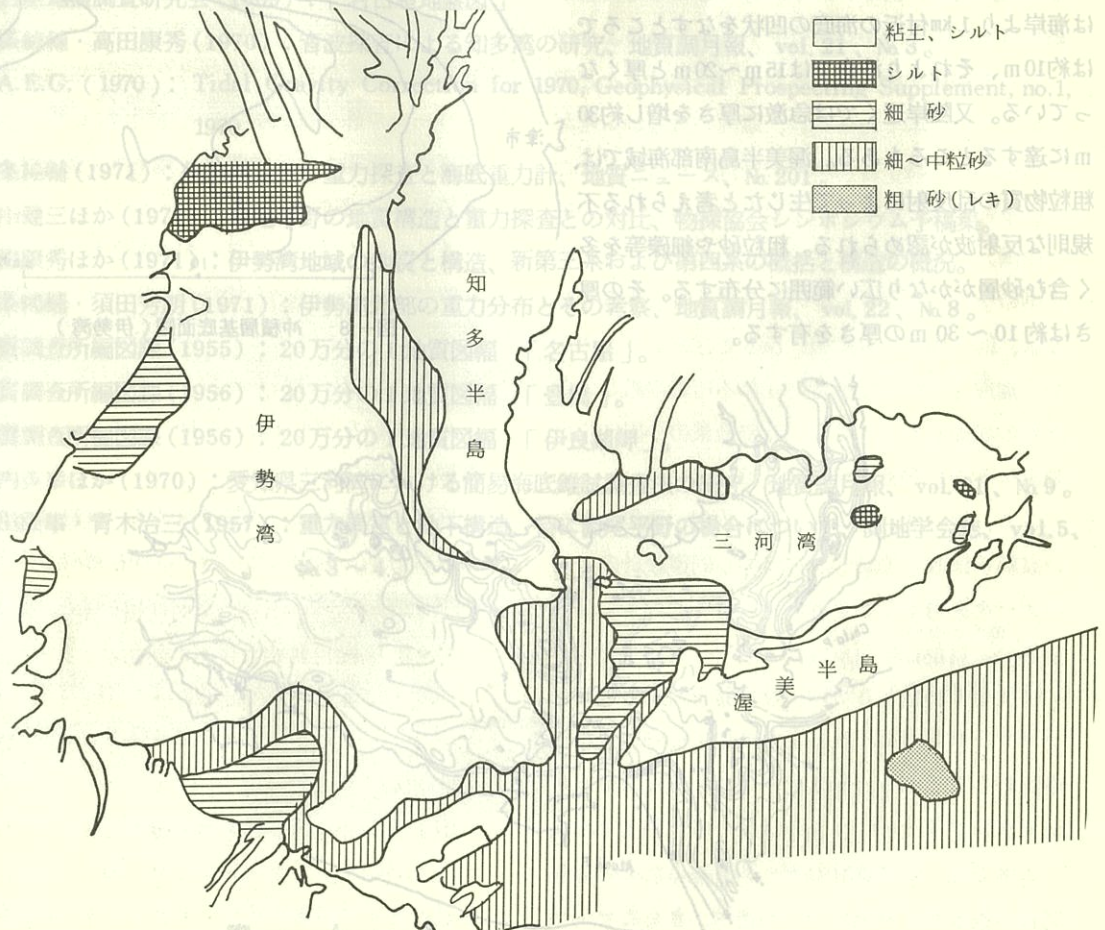


図-7 海底表層堆積物分布図

伊勢湾南部海域の松阪沖では、ほぼ北部海域と同様であるが、それより南部鳥羽沖までは、音波礫層と云われる散乱波のため、下部層が不明瞭になる海域が知多半島沖までのびている。おそらく洪積世の堆積物が海底に露出するか、または現世の堆積物がうすく覆っているものと思われる。その厚さは1 m以下である。鳥羽南部の島の発達する海域や、湾口部の潮流の強いところは、粗粒物質で覆われる。

三河湾では衣浦から湾中央部にかけて音波透明層的な遊泥が発達し、その下部は砂を挟む厚いシルト層からなっており、その厚さは約10 m、下部にシルト、砂質層を混える層があり厚い所では約30 mである。

渥美半島の立馬崎から伊良湖岬にかけて、陸岸近くでは、粗砂、沖合では細砂となり、その層厚は海岸より1 km付近の海底の凹状をなすところでは約10 m、それより沖合では15 m~20 mと厚くなっている。又陸岸近くでは急激に厚さを増し約30 mに達するところもある。渥美半島南部海域では、粗粒物質の乱反射によって生じたと考えられる不規則な反射波が認められる。粗粒砂や細礫等を多く含む砂層がかなり広い範囲に分布する。その厚さは約10~30 mの厚さを有する。

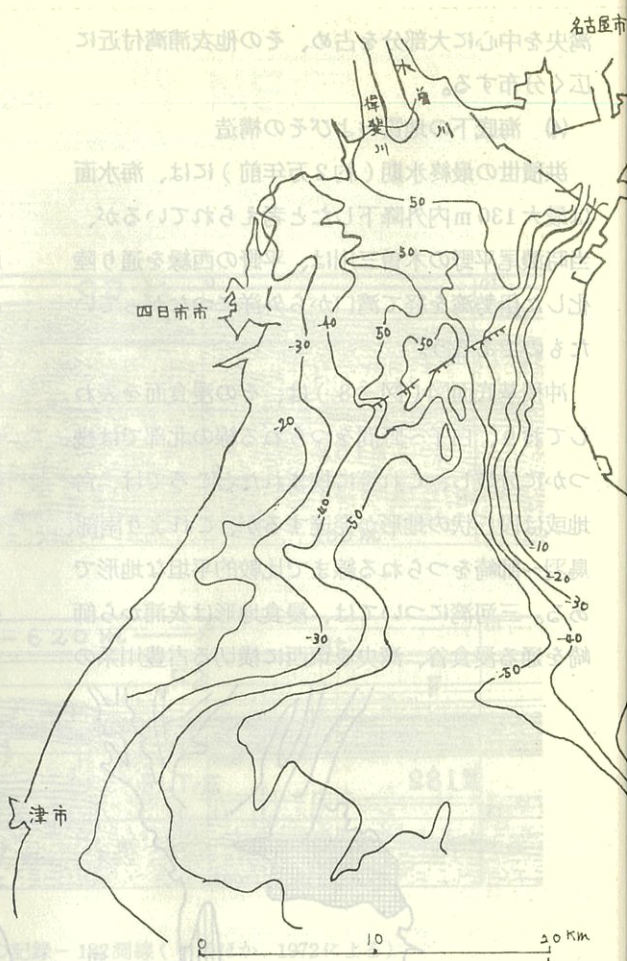


図-8 沖積層基底面図(伊勢湾)

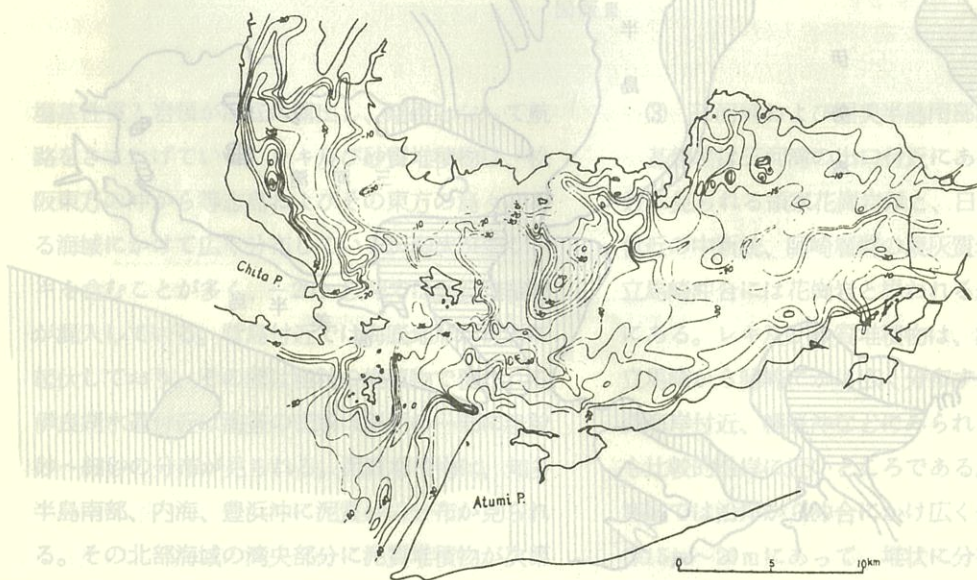


図-9 沖積層基底面図(三河湾)

むすび

伊勢湾、三河湾（渥美湾）を中心とする海域重力調査、音波調査をもとにして、地質構造を明らかにして、今後の発達地域の中でもっとも重要な伊勢湾を開発利用する為の基礎的な資料をうるべ

く過去8ケ年の才月をついやして来たが、この基礎的な情報を取得し、分析し、伊勢湾を囲む周辺地域の陸域の意義を正しく把握出来るような資料の一端ともなればと思ひ筆をとりました。

（前所長）

文 献

松沢勲ほか（1962）：東三河地区地質図 1/25,000

松田武雄・須田芳朗（1964）：日本における重力異常図（ブーゲ異常図）、地調報告No.209.

水路部（1968）：音響探層機による伊勢湾口付近の地形地質調査報告、水路部報告

桑原徹（1968）：濃尾盆地と傾動地塊運動、第四紀研究、vol.7、No.4.

（1969）：伊勢湾—伊勢湾を中心とする沈降盆地と西日本の Neotectonics. 日本地質学会シンポジウム海岸平野の資料。

中条純輔（1982）：活構造の音波探査、地質調月報、vol.33、No.9。

名古屋地盤調査研究会（1969）：「名古屋地盤図」

中条純輔・高田康秀（1970）：音波探査による知多湾の研究、地質調月報、vol.21、No.3。

E.A.E.G.（1970）：Tidal Gravity Correction for 1970, Geophysical Prospecting Supplement, no.1, 1970.

中条純輔（1971）：伊勢湾北部の重力探査と海底重力計、地質ニュース、No.201。

小川健三ほか（1971）：濃尾平野の地質構造と重力探査との対比、物探協会シンポジウム予稿集。

高田康秀ほか（1971）：伊勢湾地域の地質と構造、新第三系および第四系の概括と構造の概況。

中条純輔・須田芳朗（1971）：伊勢湾北部の重力分布とその考察、地質調月報、vol.22、No.8。

地質調査所編図課（1955）：20万分の1地質図幅「名古屋」。

地質調査所編図課（1956）：20万分の1地質図幅「豊橋」。

地質調査所編図課（1956）：20万分の1地質図幅「伊良湖岬」。

河内英幸ほか（1970）：愛知県三河湾における簡易海底錐試調査法の研究、地質調月報、vol.21、No.9。

飯田汲事・青木治三（1957）：重力異常と地下構造、特に濃尾平野の場合について、測地学会誌、vol.5、No.3～4。

砂のサンプリングと耐震調査・試験

中央開発㈱ 名古屋支店

辻 光

はじめに

環太平洋火山帯（地震帯）の一面に位置する日本列島は、有数の地震地帯である。しかし国土の面積は狭くとも、温帯域にあって南北に長い地勢の日本は、四季の情感を無意識のうちに得ることのできる数少ない国のひとつと言えよう。1ヶ所にじっとしていれば、四季は移りかわっていくのである。やれ東洋のナポリ、やれ日本のベニス、地中海性気候、日本アルプス等々といった具合に箱庭日本に世界中がコンパクトされているようだ。

夏冬を問わず世界で行なわれているほとんどのスポーツが日本で行なわれ、東西の情報がふんだんに得られ、科学技術関係の図書、刊行物もまことに多い日本である。40才以下の文盲のいない唯一の国、日本の学校と名のつくものの総数は、世界中の学校の数よりも多いそうである。ある意味では、何とも恵まれた国、日本と言えよう。火山や「地震」それに台風といった不可避の厳しい自然界の試練があるにせよ、この極東の小国に生命の誕生を得た幸運を喜ぶほうではないか。

さて、砂のサンプリングであるが、近年乱さない試料を採取して動的試験に供し耐震設計のためのデータを得ることを要求されることが多くなってきた。しかしながら、サンプリングの歴史の古い粘性土の場合とちがい、砂地盤を対象としてサンプリングが行なわれるようになったのは、ごく最近のことであり、規準化された凡用性のあるサンドサンプラーというものはないのが現状である。

本稿では、耐震設計のデータを得るための地盤調査の基本的な事項について述べ、さらにサンプリングした砂の試料の乱れの判定について、静的

および動的な三軸試験を行なって検討した結果を1例として示した。

1 サンドサンプラーの開発

軟弱な粘性土の乱さない試料採取用のサンプラーは、特殊な例（ピートなど）を除けば、一応固定ピストン式シンウォールサンプラーで十分目的を達していると考えられる。一方、砂の乱さない試料の採取は、従来、粘性分の多い比較的固結した締ったもの（洪積層以前の古い地層）であれば、デニソン型サンプラーや軟岩用に作られた三重管構造のコアバーレル等で採取することも可能であるが、耐震性が問題となる地盤は、地下水で飽和された、N値が10以下の場合が多い。

そこで多くのサンプラーが考案されているが、一般に機構上、次の2種類に大別できる。

イ、ロータリータイプと呼ばれる外管の回転で掘削し、内管に試料を採取するもの。

ロ、回転を加えず静的な押し込みにより試料を採取する形式のもの。

採取した試料は、通常試験時まで凍結させて保管されるが、飽和した状態では凍結膨張するので一度不飽和の状態にして凍結させておき、試験機にセットした段階で融解、飽和状態にもどしてから試験を行なう。また、筆者は未経験であるがサンプリングの際に、地盤中で凍結させる方法も報告されている。

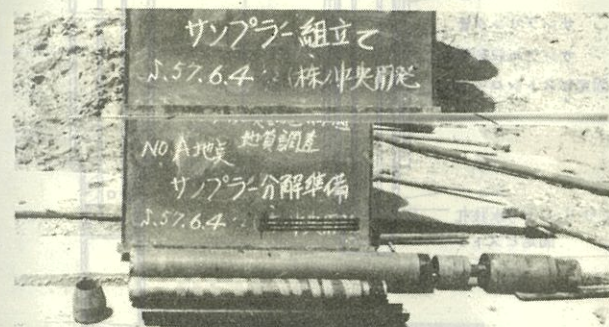
図1-1および写真1-1①～④に、ロータリータイプのサンドサンプラーを、図1-2に、押し込みタイプの水圧式サンドサンプラーの1例を示した。

ロータリータイプは、緩い砂から密な砂まで適用範囲が広く、サンプリング管の内部にはさらにサンプル収納管があり、収納管のまま凍結させ、試験にそなえるが、サンプル収納管(φ50~85mm)の寸法をテストピースの寸法に合わせておけば、凍結試料の切断、整形の必要はなく、試験機にセットし融解させればそのまま採取時の状態で試験に供せる。

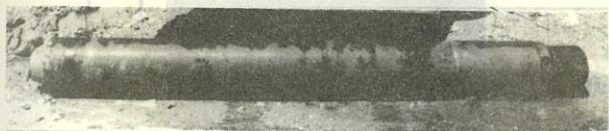
押し込みタイプのもので、ここでは図1-3

に水圧式サンプラーの模式図を示したが、これは特に振動に敏感なN値5前後の極めて緩い地盤に適用される固定ピストン付きの水圧式サンプラーである。圧力タンクの水は、高圧ホースを通してピストンを加圧し、タンクの目盛の水の減少から、サンプラーの押し込み長を知ることができる。このサンプラーの試料収納管は、サンプリング管内蔵の塩ビパイプである。

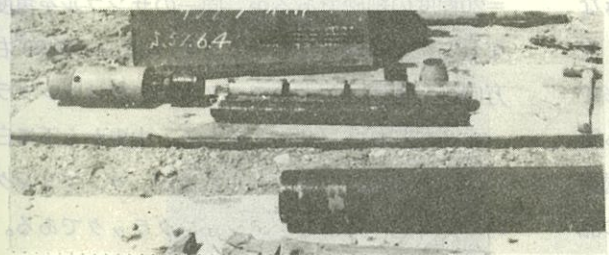
水圧式の場合、ピストンの固定が問題となるが



① 組立前の分解写真。
プラス製2つ割れの試料収納管はビニールテープで巻いてある。



② 組立完了。先端にシューが出ている。外径φ85mm



③ サンプリング後の分解
φ50mm、ℓ120mmの試料を4ヶ採取。手前は外管

写真1-1 ロータリータイプのサンドサンプラー

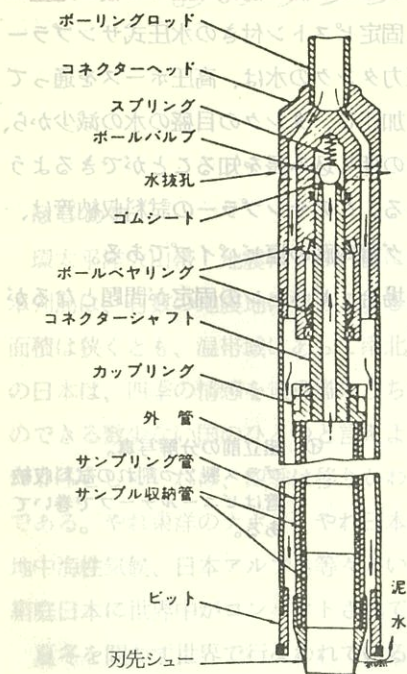


図1-1 ロータリータイプサンドサンプラー構造図

水上足場での作業では特に有利である。

2 採取したサンプルの品質評価

粘性土の場合、試料の乱れの判定は、通常一軸圧縮試験の応力～ヒズミ曲線から判定でき、特に日本の沖積粘土では破壊ヒズミが6%以内であれば、実用上は乱されていないと見なせる。また、圧密試験の $e \sim \log$ 曲線からも判断することができる。砂の場合は、試験結果からの判定はできないため、原則的には試料採取率が目安となる。完全に乱されない試料であれば、採取率は100%でなければならないが、実際には測定精度上から言っても困難である。そこで、最近ではX線透過撮影による非破壊試験を行なって採取した試料の品質を評価しようという試みが行なわれている。水平層理の乱れを観察することの他、礫の混入や貝殻片、砂のブロック（主に粘性土の場合）を発見

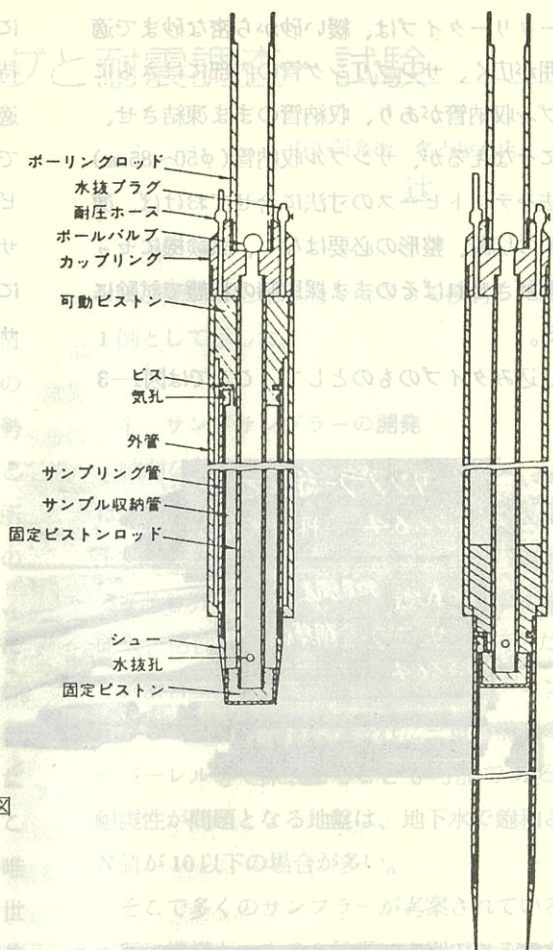


図1-2 水圧式サンドサンプラー構造図

して除外することによって、高品質の試料で試験を行なうのに役立つことになる。

写真2-2(1)～(4)はその1例である。試料は $N = 20$ 程度の細砂であるが、同一のサンプルを角度をちがえて撮影したものである。(4)は、(1)の約90°右方向から撮影したもので、2本の白線はサンプラーの2つ割れスプリットである。中央から下に白い横向きの線が何本も見られるが、サンプルング時の押し込みによるテンションクラックである。サンプルチューブの側壁に引張られている様子がわかる。また、上部の方でやや黒く濃く写っている部分があるが、これは凍結の著しい部分であっ

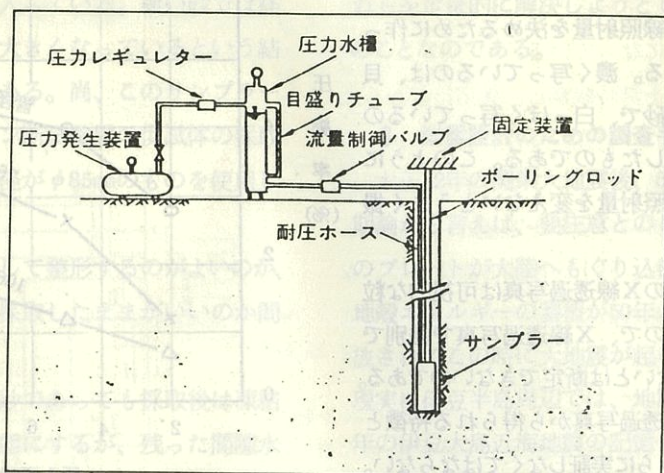


図1-3 水圧式サンドサンプラー模式図

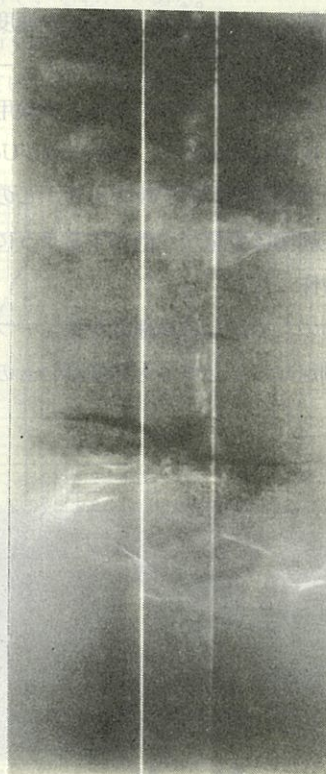


写真2-1 砂の試料、X線透過写真

てサンプル全体が均一に凍結していないことを示している。

写真2-2は、X線照射量を決めるために作った模型サンプルである。濃く写っているのは、貝殻と礫を混入した粗砂で、白っぽく写っているのは粘性土に礫を混入したものである。このように砂と粘性土ではX線照射量を変えないとうまく撮影できない。

もちろん、これらのX線透過写真は可視的な粒子に限定されているので、X線透過写真で識別できないような乱れがないとは断定できないのである。実際の試験値とX線透過写真から得られる特徴とを対比した相関性をさらに実証しなくてはならない。

採取した試料についての品質評価について、X線写真による試みを述べたが、では採取時に乱れを少なくする方法はないのだろうか。簡単な実験結果を図2-1に示した。

径の異なる種類のチューブを、押し込み速度を2秒、5秒、10秒で40cm押し込んだ時のチューブ内の砂の圧縮量を測定したものである。実験用の砂は、図2-2に示したように、均等係数が $U_e = 2.2$ のだいたい均一な粒子の砂である。この砂を水を張った実験槽に少量づつ散布するように入れ、緩い砂層を作った。

原始的な実験のため押し込み速度やチューブ内外の砂の厚さ測定など、必ずしも精度高いもので

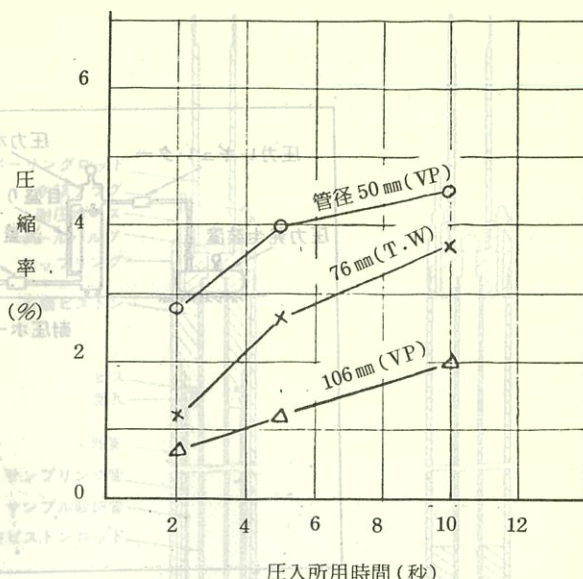


図2-1 サンプラーの押し込み時間と試料の圧縮率

はないが、一応の傾向はつかめるようである。すなわち、大きい径のチューブを早く押し込んだ場合に、圧縮率が最も小さくなっている。至極当然の結果といえよう。これはあくまでも最も緩い状態の砂の場合であって、もう少し締った($N = 5 \sim 10$)砂ではどうなのか不明である。 $N = 5 \sim 10$ 程度の実験用砂層を作るまでの努力を筆者はまだしていないのであるが、いずれにしろ砂のサンプリングおよびその品質や試験の方法についての問題点はいろいろあるわけである。たとえば、

◎ 前記のサンドサンプラーの一例として示し

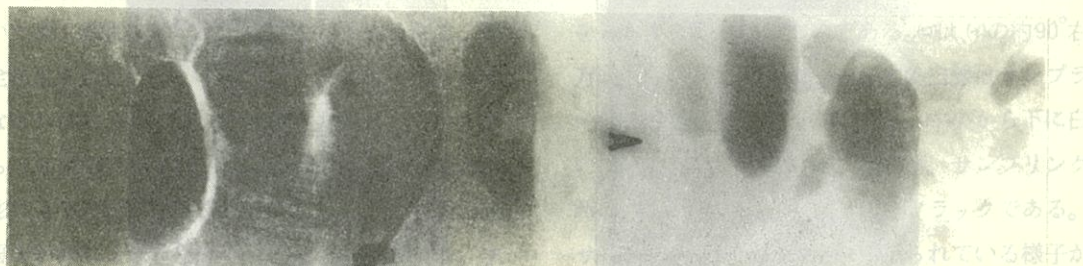


写真2-2 模型サンプルのX線透過写真

た中で、試験供試体と同じ大きさの試料収納管のものを紹介したが、この場合、径50mm、長さ100mmの2つ割れ容器が4ヶ入っている。緩い砂では径の小さいほど圧縮率が大きくなっているという結果が気になるところである。尚、このサンプラーの場合、動的ねじりセン断試験用の供試体の採取には、試料収納管の内径がφ85mmのものを使用している。

◎ 径を大きく採取して整形するのがよいのか、少々圧縮はあっても採取したままがいいのか問題である。

◎ また、飽和した砂であっても採取後は凍結させるため不飽和の状態にするが、残った間隙水が凍るので当然膨張し圧縮した分くらいは元にもどってしまうことも考えられる。

◎ かりにサンプリング時にクラックが入っても、凍結によって膨張し、X線透過写真でもクラックは発見できないこともある。砂の場合、凍結させないでX線写真を撮ればより判定し易いのであるが、持ち運びや撮影時の取り扱いによる乱

れを防止するために凍結せざるを得ないのが現状である。……以上のことなどが指摘できるが、これらを定量的に解決しようとしてもなかなか至難のことなのである。

3 耐震設計のための調査手段

大正12年の関東大地震後、60余年が経ち地震周期論から言えば、要注意のことである。大洋底のプレートが大陸へもぐり込む時のヒズミによる地殻エネルギーの蓄積が50年とか60年の周期で解放されてこの時に大地震が起るというのである。現実には伊豆半島周辺では、地震が頻発し、昭和52年の伊豆大島近海地震の記憶も新しいところである。昭和54年には「大規模地震対策特別措置法」により駿河湾周辺地域6県170市町村が「地震対策強化地域」に指定され、当地域に住む我々にとって耐震性の検討が、さらに身近な重要課題となっているわけである。

古くは、関東大地震後から耐震設計は実用化されていたが、構造物の大規模、大型化や原子力発

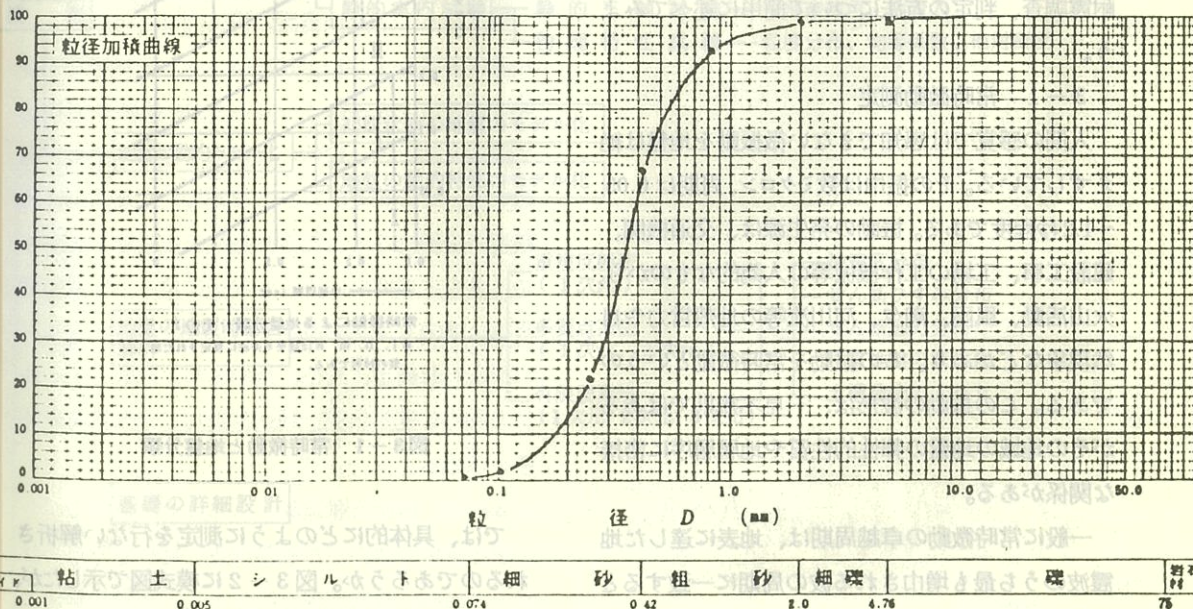


図2-2 実験用砂の程度

電所、石油基地などの重要性などに対して、電算機の能力向上と共により合理的な設計法として修正震度法、周波数応答解析といった動的な解析法が行なわれるようになっていく。

ナマズや鳥などを常時観察し、異常行動から地震を予知しようという研究がなされているが、今のところ定性的な域を出ないようである。耐震設計のためには、地震時の現象を定量的に予測できなければならないが、砂上の楼閣の崩壊のごとき新潟地震以後、地盤の液状化の研究が進み今では各種調査、試験の解析によって、定量的な情報が得られるまでになっている。

では、どのような調査、試験が行なわれるのだろうか。そのあらましを系統的に示したのが表3-1である。一般に行なわれている地盤調査の他に、特に地盤の動的な特性を明らかにするための調査として、常時微動の測定、各種検層（特にP-S検層）、原位置での動的載荷試験、さらに、前記の砂の乱さない試料をもちいて行なう室内での振動三軸試験などである。

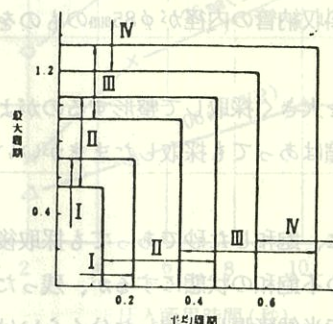
検層については、別の機会にゆずるとして他の耐震調査、判定の方法について簡単に述べてみよう。

3-1 常時微動測定

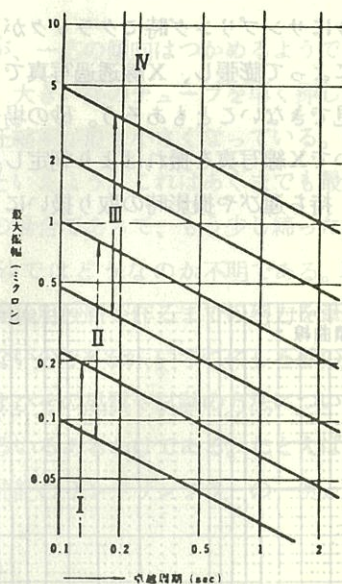
人間の感覚では感知できない微振動を地盤は絶えずしている。その振巾は数ミクロン、周期は0.05～1.2秒程度である。振動の発生源は、交通機関、建設工事、工場の工作機械等の人為的なものから、火山活動、風雨、潮夕、河川流等の地殻営力や自然現象などがあり、この振動を常時微動というのである。この振動の波形は、一見不規則ではあるがその地域の地盤の弾性的性質や地層層序に密接な関係がある。

一般に常時微動の卓越周期は、地表に達した地震波のうち最も増巾される波の周期に一致すると考えられていて、常時微動を測定し解析することによってその地盤の変位振巾、卓越周期がわかり、

その結果から地盤分類（図3-1）を行ない耐震設計の資料が得られる。この図に示された地盤分類は、建築、橋梁、港湾構造物等の耐震規定によるものである。



常時微動による地盤分類 その1



常時微動による地盤分類 その2

■ I, II, III, IV は建築基準法に規定された地盤の種別である。

図3-1 常時微動と地盤分類

では、具体的にどのように測定を行ない解析されるのであろうか。図3-2に模式図で示したが、原則として次の方法で行なわれる。

① 計画されている構造物の基礎の深度まで

表3-1 耐震設計のための地盤調査系統図

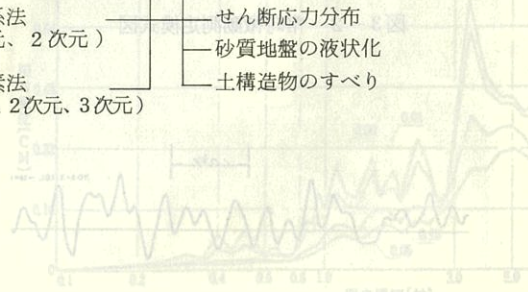
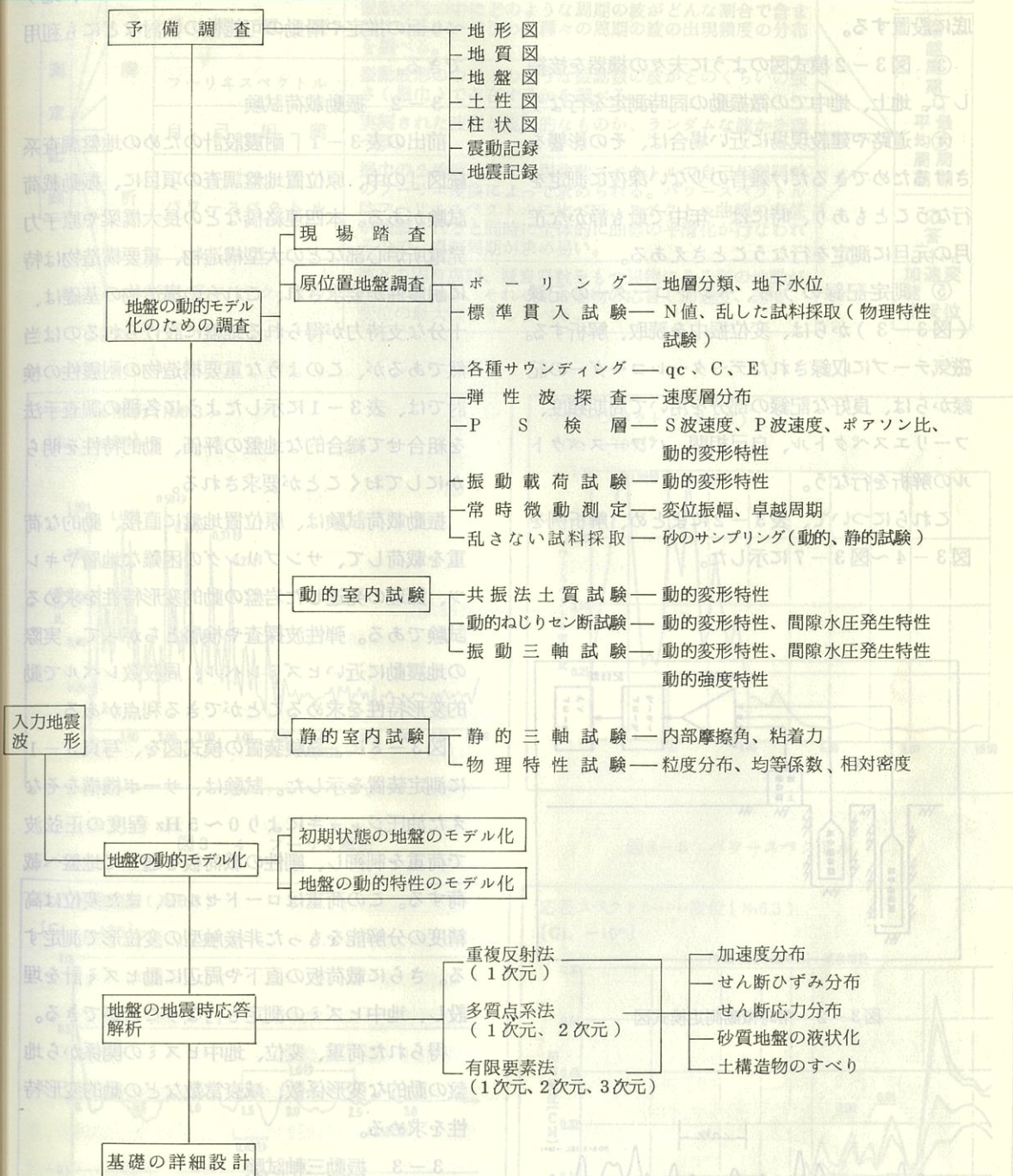


図3-7 応答スペクトル

φ 100 ～ 110 % のボーリングを行なう。

② 地上換振器（固有周期 1 秒）を地上に、地中換振器（固有周期 0.4 秒程度）をボーリング孔底に設置する。

③ 図 3-2 模式図のように夫々の機器を接続して、地上、地中での微振動の同時測定を行なう。

④ 道路や建設現場に近い場合は、その影響をさけるためできるだけ雑音の少ない深夜に測定を行なうこともあり、時には一年中で最も静かな正月の元旦に測定を行なうことさえある。

⑤ 測定記録のうち、ペンレコーダーの記録（図 3-3）からは、変位振巾を読取、解析する。磁気テープに収録されたデータレコーダーの記録からは、良好な記録の部分を用いて周期頻度、フーリエスペクトル、自己相関、パワースペクトルの解析を行なう。

これらについて、表 3-2 にまとめ、解析例を図 3-4 ～ 図 3-7 に示した。

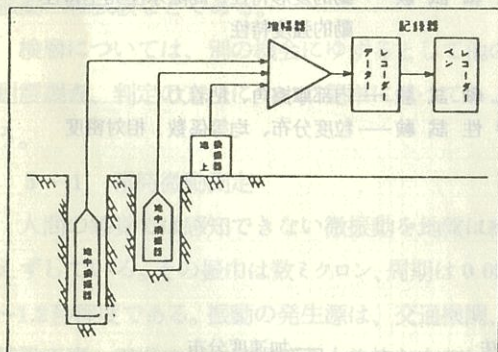


図 3-2 常時微動測定模式図

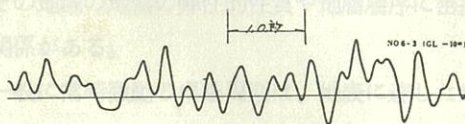


図 3-3 ペンレコーダーによる記録

常時微動測定の結果は、耐震設計のほかにも地すべり地帯では深度別の測定を行なって、深さ方向の卓越周期の変化を調べることによって、地すべり面の推定や滑動の可能性の検討などにも利用できる。

3-2 振動载荷試験

前出の表 3-1 「耐震設計のための地盤調査系統図」の中、原位置地盤調査の項目に、振動载荷試験がある。本四連絡橋などの長大橋梁や原子力発電所炉心部などの大型構造物、重要構造物は特に耐震性が要求され、これらの構造物の基礎は、十分な支持力が得られる地盤に設けられるのは当然であるが、このような重要構造物の耐震性の検討では、表 3-1 に示したように各種の調査手法を組合せて総合的な地盤の評価、動的特性を明らかにしておくことが要求される。

振動载荷試験は、原位置地盤に直接、動的な荷重を载荷して、サンプリングの困難な地層やキレツ、節理の発達した岩盤の動的変形特性を求める試験である。弾性波探査や検層とちがって、実際の地震動に近いヒズミレベル、周波数レベルで動の変形特性を求めることができる利点がある。

図 3-8 に、試験装置の模式図を、写真 3-1 に測定装置を示した。試験は、サーボ機構をそなえた油圧ジャッキにより 0 ～ 5 Hz 程度の正弦波で荷重を制御し、剛性の载荷板を通して地盤へ载荷する。この荷重はロードセルで、また変位は高精度の分解能をもった非接触型の変位形で測定する。さらに载荷板の直下や周辺に動ヒズミ計を埋設し、地中ヒズミの測定も行なうことができる。

得られた荷重、変位、地中ヒズミの関係から地盤の動的な変形係数、減衰常数などの動的特性を求める。

3-3 振動三軸試験

室内試験ではあるが耐震調査、特に砂のサンプリング試料の動的試験を行なって、地盤の液状化を検討することが最近では一般化してきたので概

表3-2 常時微動の測定から解析まで

測定記録	解析	変位振巾	ノイズの入っていない部分の10波連続の振巾をよみとり、平均振巾から変位巾(μ)を求める。	最大振巾
		周期頻度	振動波形の中にどのような周期の波がどんな割合で含まれているか、すなわち種々の周期の波の出現頻度の分布を調べる。	卓越周期
		フーリエスペクトル	振動波形の中にどのような振動数の波がどのくらいの強さ(振巾)で存在するかを調べる。	平均最大周期
		自己相関	実測された波形が規則的なものか、ランダムな波かを調べる。	応答
		パワースペクトル	振巾の2乗値に関する周波数スペクトルで自己相関関数のフーリエ変換によって求められる。パワースペクトルはフーリエスペクトルに比べて、スペクトル曲線の高低が強調されると同時に全体的に曲線の平滑化が行なわれるので、卓越周期が求め易い。	加速変速度度
		応答スペクトル	種々の固有周期、減衰常数をもつ建物にある形の地動が作用したとき、それぞれの建物の応答(加速度、速度、変位の最大位)をしらべる。	度位

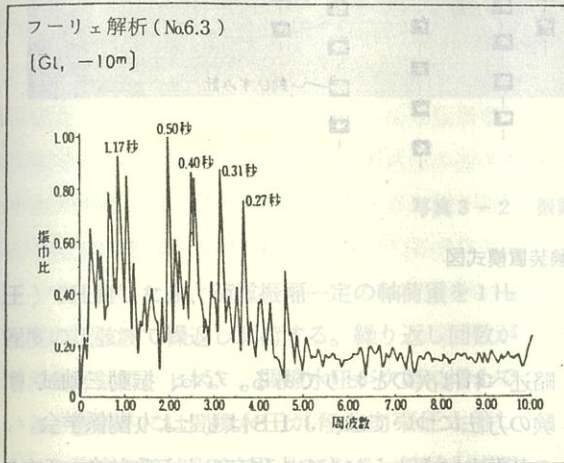


図3-4 フーリエ解析

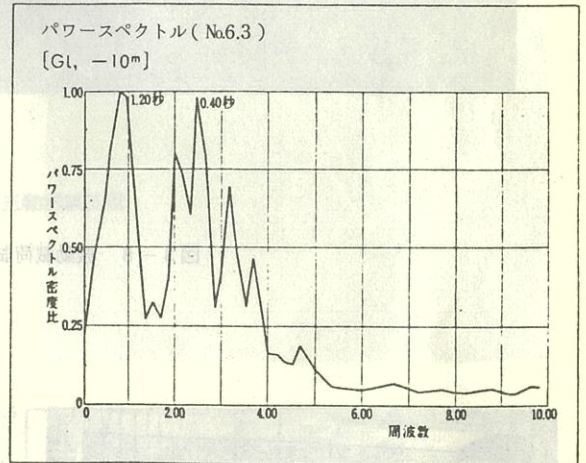


図3-5 パワースペクトル

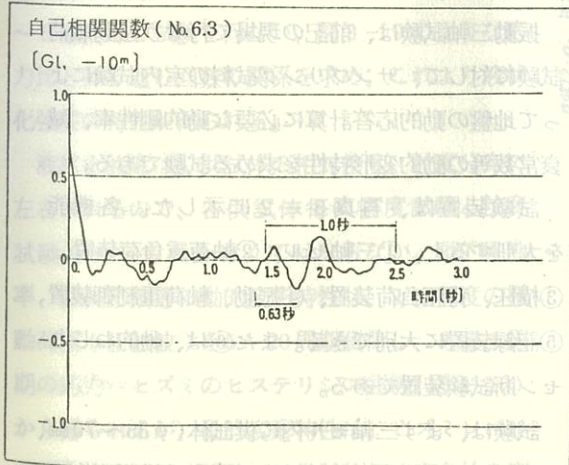


図3-6 自己相関関数

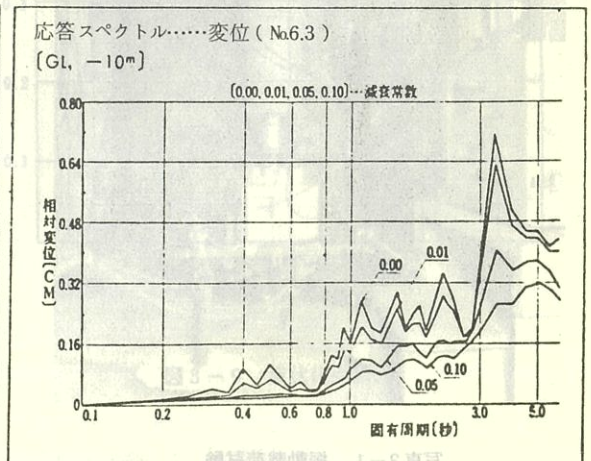


図3-7 応答スペクトル

図 3-8 振動載荷試験装置模式図

— 34 —

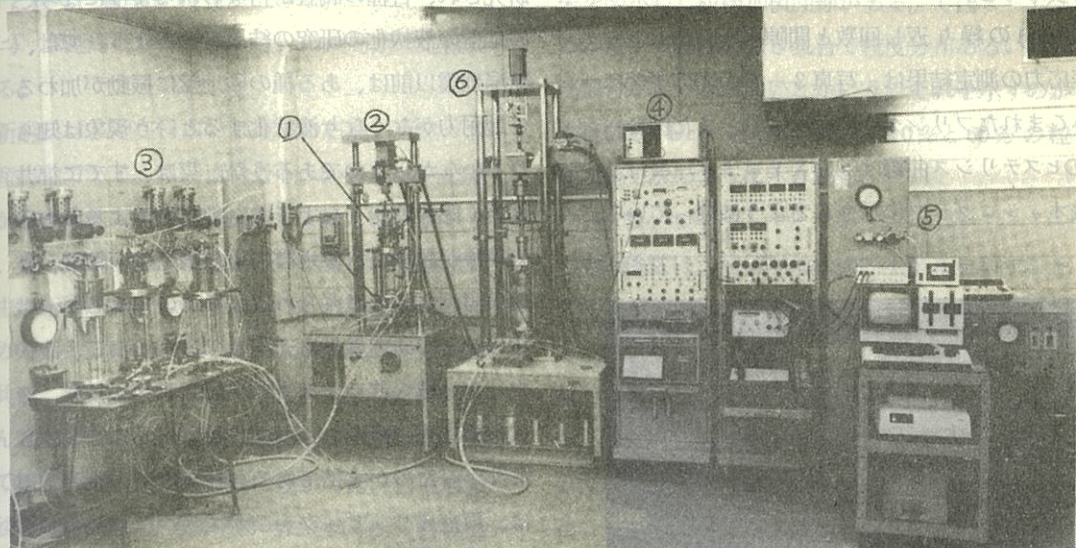


写真3-2 振動三軸試験装置

圧)で圧密した後、荷重振幅一定の軸荷重を1Hz程度の正弦波で繰返し载荷する。繰返し回数が増えると共に、ヒズミ、間隙水圧が次第に増えていき、最終的には間隙水圧が有効拘束圧と等しくなり完全に液状化することになる。液状化するまでの軸荷重の繰返し回数は、有効拘束圧と軸荷重の比(応力比)によって異なるので応力比を4~5種変えて試験を行ない、図3-9のような応力比と繰返し回数の関係を求め、これより液状化強度の特性が得られる。

液状化強度は、供試体の相対密度、粒度分布に左右されるので、各供試体毎に密度試験と粒度試験をやっておかなくてはならない。動的剛性率、減衰常数等の動的変形特性は、1Hz程度の振動荷重(正弦波)を5~20周期負荷し、ある1周期の応力-ヒズミのヒステリシス曲線(図3-10)から得られるが、動的変形特性は、ヒズミレベルで変化するので、試験では供試体毎に応力比を変

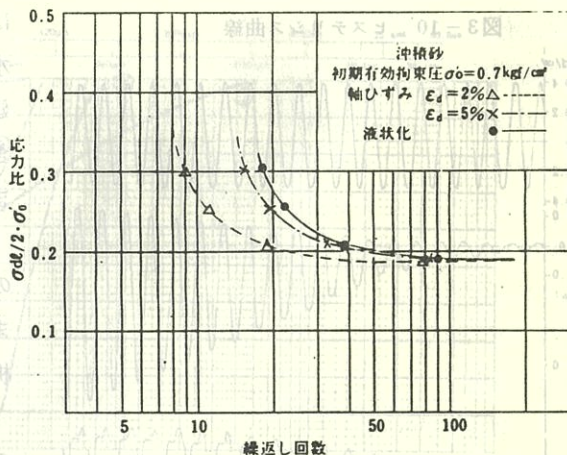


図3-9 液状化曲線図

えて、小さなヒズミ ($10^{-5} \sim 10^{-6}$) から大きなヒズミ ($10^{-3} \sim 10^{-2}$) までの動的変形特性を求めておくことが必要である。

図3-11の繰り返し回数と間隙水圧、軸ヒズミ、軸差応力の測定結果は、写真3-2の④の下部に組みこまれたプリンターに記録され、また図3-10のヒステリシス曲線は⑤のXYコーダー又は、電磁オシログラフに示されるようになっている。

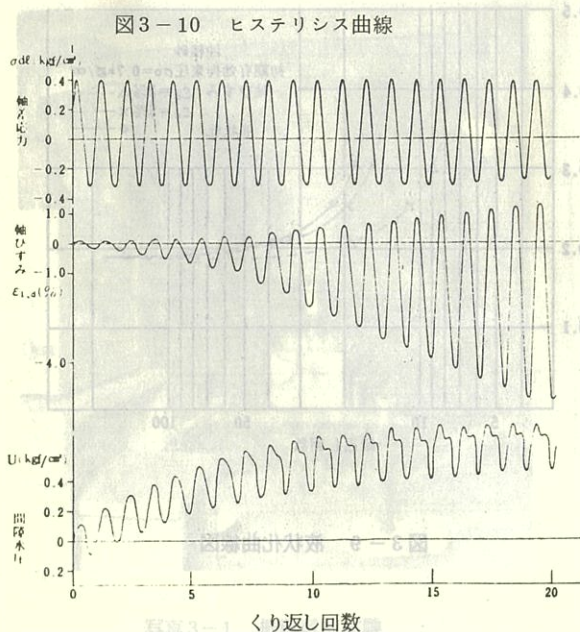
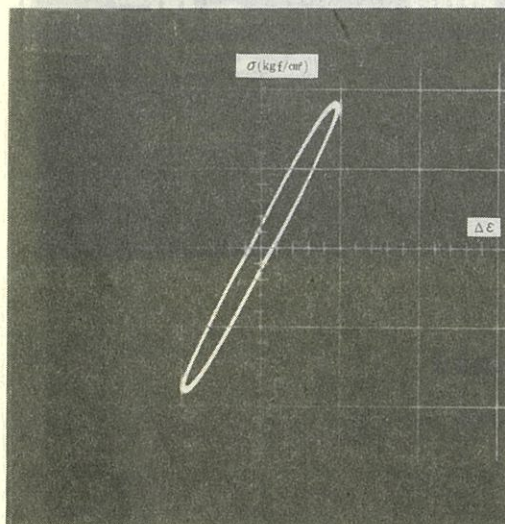


図3-11 振動試験の記録例

3-4 砂地盤の液状化

新潟地震以来、耐震設計のための地盤調査法が研究され、各種の調査が行なわれるようになった。砂地盤の液状化の研究の結果といえよう。では、新潟地震以前は、ある種の砂地盤に振動が加わると地耐力がなくなり液状化するという現象は知られていなかったのであろうか。実は、すでに福井地震（昭和23年）などでも、地震動による砂の噴出現象が認められ、地震による構造物の転倒、破壊の原因として考えられはじめたのであるが、戦後のことで研究施設も充実しなかったし、液状化した地域も狭く、あまり注目されないまま、液状化の機構の解明もされず設計、施工にも反映されなかったのが実情である。昭和39年の新潟地震は、東京オリンピックをひかえ各戸に普及したテレビの報道によって転倒したアパート、炎上する石油タンク、大きくヒビ割れた路面など、砂地盤の地震に対するモロさを全国にまのあたりにさせたわけである。従来、砂地盤は良好な構造物支持地盤と考えられていて、ひっくり返ったアパートの基礎地盤も、載荷試験によれば $10 \text{ t} \cdot \text{f} / \text{m}^2$ の地耐力があったそうである。その地盤が、地震動がはじまって数10秒の、アレヨ、アレヨという間に、水や砂を噴き上げ、砂マンジュウを作り、大きな建物は傾き、転倒したり、軽い構造物は反対に浮き上ったりと大暴れし、まさに砂上の楼閣そのまゝの様相となってしまったのである。

その後の土木、建築あるいは土木地質の分野での各研究機関による砂地盤の液状化の研究は目ざましいものがあり、前記のような各種調査法や解析の手法が広く行なわれるようになってきた。

新潟地震後における砂地盤の液状化の原因追求の結果、概ね次の各条件が重合して大被害を生じたことが判った。

- (イ) 堆積年代の新しい砂地盤で、地下水位が高い。
- (ロ) 砂の粒度分布が悪く（粒径が均一なもの

多いこと)均等係数が $U_c = 2 \sim 4$ の範囲にある。

(ハ) さらに、液状化をおこした砂層は $N < 10 \sim 20$ と緩く、層厚も10 m以上ある。

(ニ) 卓越周期が0.4秒くらいの長周期の地盤である。

新潟県は、現在日本では最大の石油、天然ガスの産出地である。新潟市付近も、かつては三紀層中から水溶性天然ガスを採取していた時代があった。その結果、地下水位が下がり著しい地盤沈下が生じ年間10cm以上にも達した。昭和30年代のはじめのことである。その後、天然ガス採取の規制と共に、地盤沈下は抑制されたが地下水位は、ほとんど地表近くまで回復し液状化の一因となったのである。地震被害が皆無に近かった、日本海側の砂丘地帯は地下水位が深かったのに比べ、被害地域の信濃川沿いや人口埋立地の地下水位は深さ1 m前後であった。同じ砂地盤でも地下水位の違いで耐震性が相当にちがうことがわかれる。乾いた砂の場合500 gal程度の振動加速度で液状化がはじまるのに対し、水で飽和した砂は200 gal位で液

状化するという記録もある。

砂の特性を示すもののひとつに粒度分析試験結果を図示した粒径加積曲線がある。(図3-12)この左下り曲線の傾き具合で粒度分布あるいは粒度配合が良いとか悪いとかいう。それを示するのが均等係数(U_c)である。通過率10%と60%の粒径の比で次のように示される。

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

均等係数は、粒径加積曲線の広がりを出すことになるが、かりに均一な粒子のもののばかりの土があったとすれば、均等係数は $U_c = 1$ となり、その図上では粒径の点から垂直線で示されることになる。図中、①は勾配がゆるやかで礫からシルトまで含み、粒度分布の良い土といえる。②は曲線が立っていて、均等係数は $U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.36}{0.20} = 2$ となり、粒度分布の悪い土といえる。また同じ勾配、均等係数でも右寄りになるほど粒子が粗く、左寄りになるほど細粒分が多いことになる。③および④は、粒径が同じ範囲にある土であるが③の方が粒径の大きなものが多いことを示している。

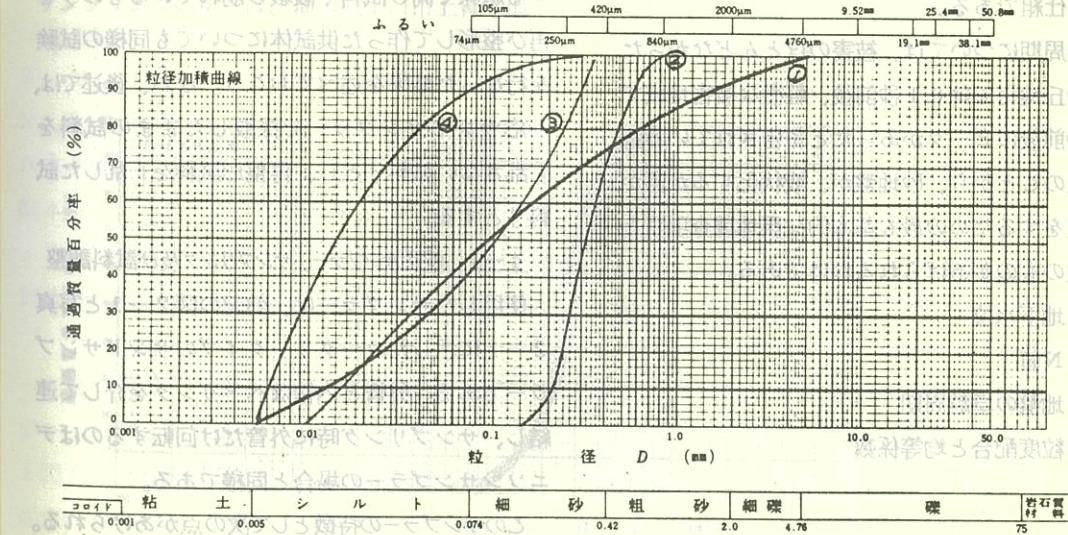


図3-12 粒度配合で変る粒径加積曲

このように均等係数がわかれば、土粒子の配合状態がわかり、特に砂地盤では液状化するかしないか見極める上での重要なインデックスとなる。新潟地震では、粘土、シルト分が10%以下で、 $U_c < 3$ の砂地盤で液状化が発生したのである。

液状化をおこした砂地盤のN値は、10以下の特に緩いものは、地震後は締まってやや増加する傾向を示した。緩い砂は振動によって間隙が小さくなって締まったが、図3-13のように土粒子の間隙に含まれている水は、当然圧力（間隙水圧）が上昇する。ところで砂地盤の剪断強度(S)は次式で表わせる。

$$S = \sigma' \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi$$

ここに σ : 全応力

σ' : 粒子の骨組応力

u : 間隙水圧

σ が変化せずに u が増加すれば、剪断強度 S は0に近ずき、地盤の支持力は急激に減少する。この時、構造物を支持するのは、地下水圧と過剰間隙水圧である。あたかも地盤が比重2の水に急変したようなものだから、重い構造物は沈下変形し、軽いものは浮き上ったりするわけである。これが液状化の仕組である。

卓越周期については、被害のほとんどなかった古い砂丘地帯では0.1秒前後、軽微な被害地域で0.2秒前後にピークがあったと報告されている。

以上のことから、砂地盤が、液状化するか否かの判定をするための最も基本的な現地調査項目として次のものがあげられるわけである。

- 地下水位
- N値
- 地盤の卓越周期
- 粒度配合と均等係数

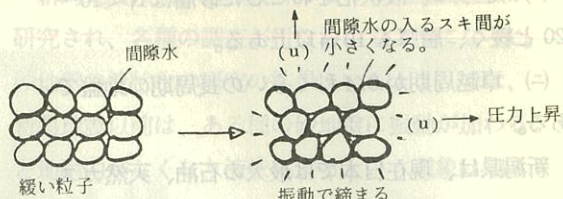


図3-13 砂地盤のしまりと間隙水圧の上昇

4 乱さない試料と乱した試料による三軸試験結果

実際問題として、砂の試料を自然状態のままサンプリングして、さらにその状態のまま破壊しないで土質試験を行なうことは容易なことではない。乱れのチェックにしても、前記のX線透過撮影などが試みられてはいるが、日本の現状ではまだまだとてもルーチンワークにはなり得ないであろう。

砂のサンプリングから試験に至るテーマでの開発、研究は多くの事例が報告されているが、ここではサンドサンプラーで採取した試料で静的及び振動三軸試験を行ない、次にこの試験結果を検討する意味で同じ試料（破壊し崩れているもの）を再び整形して作った供試体についても同様の試験を行なった結果を述べておこう。なお、後述では、一応サンドサンプラーで採取したままの試料を「乱さない試料」とし、再整形試料を「乱した試料」とする。

4-1 使用サンプラー、サンプリング及び試料調整

使用したサンプラーは、前記の図2-1と写真2-1に示したロータリータイプのサンドサンプラーである。外管と内管はベアリングを介して連結し、サンプリング時に外管だけ回転するのはデニソンサンプラーの場合と同様である。

このサンプラーの特徴として次の点があげられる。

- (1) サンプリング管の頂部のゴムシート（リング）の上にボールバルブが載っていて、これは弱

いスプリングで押えられていて、サンプリング管の気密が保持され、収納したサンプルの脱落を完全に防いでいる。

(2) サンプリング管の内部には、内径50%、長さ120%の2つ割れのプラスチック製の試料収納管が4個入っていて、これによってサンプルは押し整形時に乱されることなく、そのままの状態試験機にセットできるようにしてある。

サンプリング管の刃先シューは、外管ビットよりやや突出していて、サンプリングはロータリー式試験機を用いて、サンブラーを回転させながらサンプリング管を地盤中に押し込んで行なう。サンプリング終了後は、試料収納管に入れたままで試料を取り出し、直ちにバンドをかけて試料が2つに割れないようにした後、しばらく直立させておいて飽和状態の水分を放出させる。その後、収納管の上下を被覆してから、凍結箱に入れサンプルを凍結させて試験室へ運搬する。試験室では、コー収納管を取りはずし、凍結しているサンプルにゴムスリーブを被せてから、試験機にセットし融解を待って試験を行なうことになる。

4-2 サンプリング場所、サンプルの常数値

サンプリングの場所は、埼玉県川口市上青木地

先の荒川氾濫原平野の沖積層砂地盤である。図4-1に土質柱状図を示した。サンプルの粒度、含水比、湿潤密度等は、図4-2、表4-1に示した。なお、表4-1の各数値で上段は乱した試料、下段は乱した後再整形した試料である。

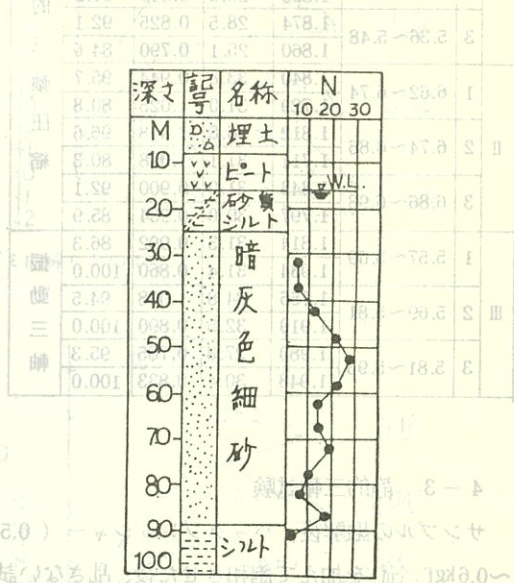


図4-1 土質柱状図

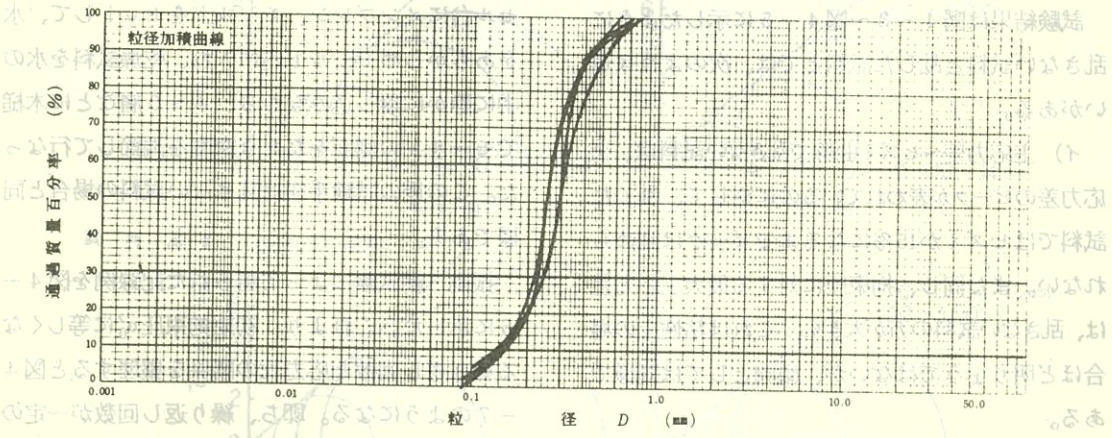


図4-2 供試体の粒度

表4-1 試料の基本的性質

試料 No.	採取深さ m	湿潤 密度 t.f/m ³	含水比 %	間隙比	飽和度 %	試験
I	1	5.12~5.24	1.858	31.7	0.887	95.1
			1.851	32.4	0.904	95.4
	2	5.24~5.36	1.898	28.0	0.804	92.7
			1.865	28.9	0.840	91.2
	3	5.36~5.48	1.874	28.5	0.825	92.1
			1.860	25.1	0.790	84.6
II	1	6.62~6.74	1.840	33.8	0.944	95.7
			1.729	31.0	1.025	80.8
	2	6.74~6.86	1.812	36.8	1.018	96.6
			1.711	31.1	1.048	80.3
	3	6.86~6.98	1.843	31.0	0.900	92.1
			1.797	30.0	0.934	85.9
III	1	5.57~5.69	1.814	31.3	0.992	86.3
			1.934	31.4	0.860	100.0
	2	5.69~5.81	1.756	34.8	1.008	94.5
			1.919	32.5	0.890	100.0
	3	5.81~5.93	1.980	27.3	0.785	95.3
			1.948	30.4	0.833	100.0

4-3 静的三軸試験

サンプルの融解後、バックプレッシャー（0.5～0.6kgf/cm²）を加えて飽和させた後、乱さない試料の試験をCD条件（圧密排水）で行なった。乱さない試料の試験終了後、崩れた試料をバンドをかけた円筒形の収納管に少しずつ投入しながら、密度、含水比、間隙比が自然状態に近くなるように突き固めて再整形を行ない、同様の試験を行なった。

試験結果は図4-3～図4-5に示したように乱さない試料と乱した試料とでは、次のような違いがある。

イ) 主応力差～ヒズミ曲線で乱さない試料は、主応力差のピークが表われているのに対して、乱した試料ではヒズミが15%になるまでピークは認められない。また同じ、拘束圧に対する最大主応力差は、乱さない試料の方が大きく、これは粘性土の場合ほど明瞭ではないが、傾向としては同様である。

ロ) 内部摩擦角 ϕ_d は、乱さない試料の方が5～6°大きい。

ハ) 乱さない試料は、最初体積がやや減少したが、

次第にセン断が進むにつれ体積の膨張が生じていて、その膨張率は α_3 の小さい程大きい。

以上の結果に対して、次のように考えられる。砂の密度が力学的性質に大きな影響を与えることは勿論であるが、組織、構造もかなり影響しているようである。乱した再整形試料は、粒子の再配列が行なわれるので、乱さない状態とは、組織、構造が変化していることは当然考えられるが、その結果セン断面の微視的形狀、たとえば粒度や凹凸性等が異なり、そのために ϕ_d の減少、体積変化率の違いになって表われてきたものであろう。また一方、これらのことから試料の乱れの程度が推定され、サンドサンプラーで採取された試料（この場合は乱さない試料）はかなり乱れが少ないことが想定されよう。

4-4 振動三軸試験

乱さない試料の試験機へのセットは、融解、飽和まで静的三軸試験の場合と同様の過程である。この後、0.5 kgf/cm² の拘束圧で圧密し、非排水条件で動的な繰り返し荷重を加えた。入力波は1 Hzの様な正弦波で、液状化の判定は、初期の有効拘束圧がすべて過剰間隙水圧に等しくなった時点とした。

乱さない試料の試験後、その試料を乾燥し乱した試料の試験に用いた。供試体の作成は、まず三軸セル台にメンブレン、モールドをセットして、水をあらかじめモールド内に入れ、乾燥試料を水の中に静かに落し込みながら、4～5層ごとに木槌でモールドの側面をたたき密度を調節して行なった。この後の試験手順は乱さない試料の場合と同様である。

振動三軸試験によって得られた記録例を図4-6に示した。これより、初期拘束圧 σ'_0 に等しくなる繰り返し回数と応力比の関係を整理すると図4-7のようになる。即ち、繰り返し回数が一定の条件では、乱さない試料の応力比は、乱した試料のその1.6～2.0倍と大きな差があることが明らかである。

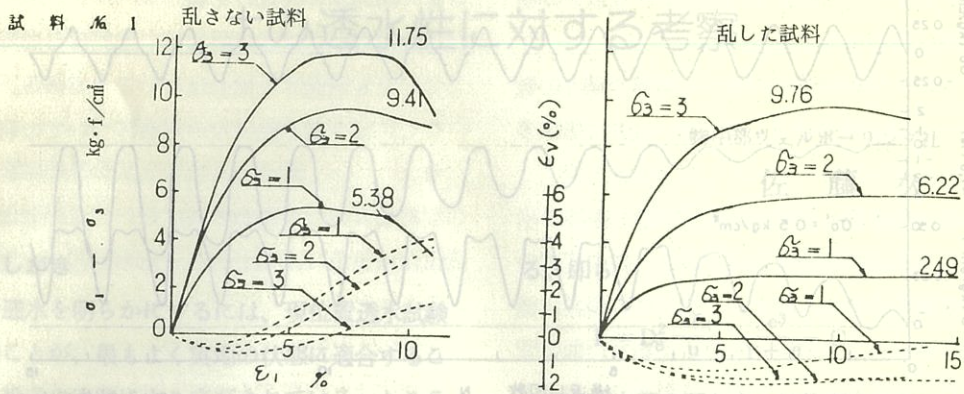


図4-3 応力-ひずみ曲線 (その1)

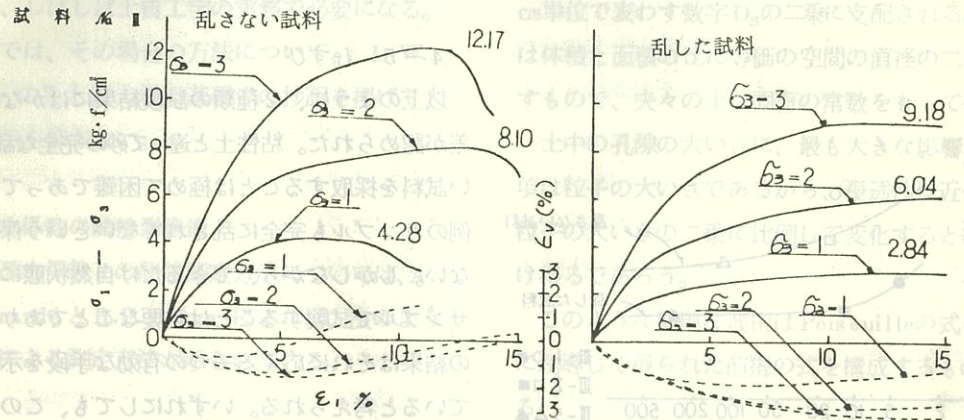


図4-4 応力-ひずみ曲線 (その2)

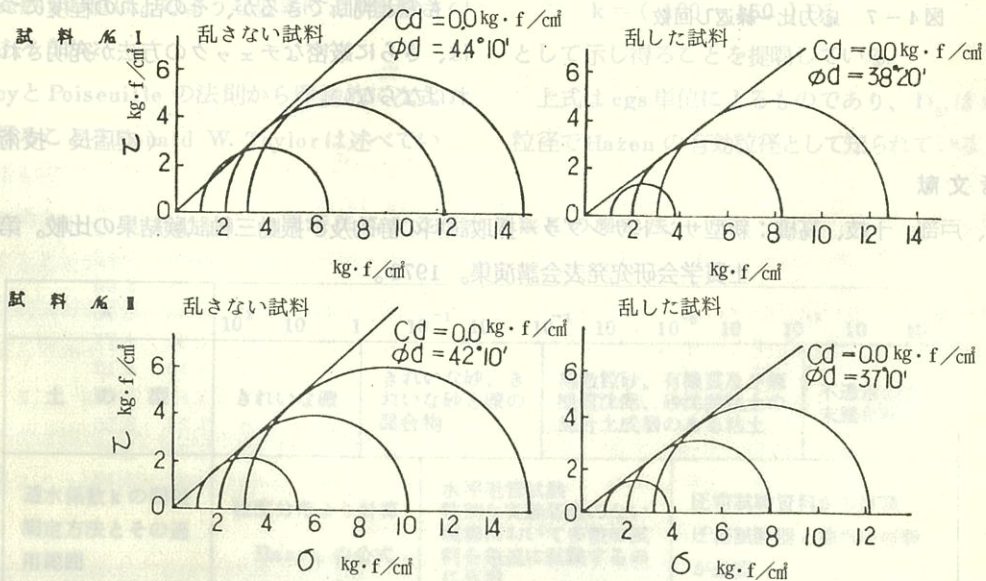


図4-5 静的三軸圧縮試験結果

表4-1 試料の基本的性質

試料	含水比	飽和度	試験
1	5.12	24	1.856 31.3 0.987 89.5
2	5.24	24	1.856 31.3 0.987 89.5
3	5.24	24	1.856 31.3 0.987 89.5
1	5.57~5.69	24	1.814 31.3 0.992 89.5
2	5.69~5.81	24	1.919 32.5 0.890 100.0
3	5.81~5.93	24	1.980 32.5 0.785 95.3
1	5.57~5.69	24	1.814 31.3 0.992 89.5
2	5.69~5.81	24	1.919 32.5 0.890 100.0
3	5.81~5.93	24	1.980 32.5 0.785 95.3

図4-6 振動三軸試験でえられた記録 (Ⅲ-2、乱さない試料)

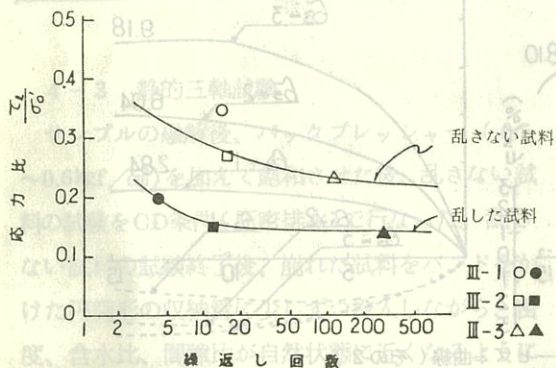
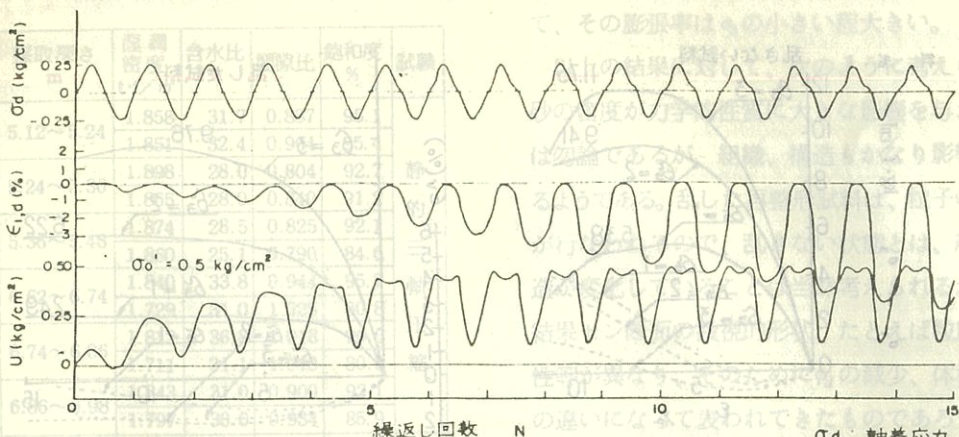


図4-7 応力比〜繰返し回数

4-5 むすび

以上のように、2種類の試験結果にはかなりの差が認められた。粘性土と違って砂の完全な乱さない試料を採取することは極めて困難であって、本例のサンプルも完全に乱されてないという保証はない。しかしながら、できるだけ自然状態に近いサンプルで試験することは重要なことであり、この結果はそれに應える一つの有効な手段を示唆していると考えられる。いずれにしても、このサンドサンプラーで採取した試料の乱れは比較的小さいものと判断できるが、その乱れの程度については、さらに厳密なチェックの方法が究明されなければならない。

(支店長 技術士)

参考文献

瀬古、戸部、十枝、高橋：新型サンドサンプラー採取試料の静的及び振動三軸試験結果の比較。第14回土質学会研究発表会講演集。1979。

土の透水性に対する考察

株式会社ウェルボーリング

佐藤 久松

1 はしがき

土の透水を明らかにするには、現位置透水試験によることが、最もよく実地の状態に適合することは、幾多の実験により立証されている。ところが透水試験を行わないで地盤の透水性を判定することは、しばしば土質工学の実務で必要になる。

ここでは、その場合の方法について、D.W. Taylor の“土質力学の基礎”の抄訳を掲げて大方の教示を仰ぎたい。

2 透水係数の間接測定法

土の透水係数 k の間接測定方法については、A. Casagrande と R.E. Fadum によれば、次のような区分による測定方法が示されている。

3 粒度分布よりの計算

透水係数 k の値はどのような要素により影響されるであろうか。

Darcy と Poiseuille の法則から理論的に次式で示し得ることを Donald W. Taylor は述べてい

る。即ち

$$k = D_s^2 \frac{r_w}{u} \frac{e^3}{1+e} C$$

この式の右辺の項から k に影響する次のような要素が考えられている。土の透水係数は平均粒度を cm 単位で表わす数字 D_s の二乗に支配される。これは体積と面積の比に等価の空間の直径の二乗を指すもので、夫々の土が固有の常数をもっている。

土中の孔隙の大きさに、最も大きな影響ある事項は粒子の大きさであるから、浸透性は近似的に粒子の大きさの二乗に比例して変化すると結論づけ得るであろう。

このような簡単な理由は Poiseuille の式を厳密に誘導して得られた前掲の式を構成するものである。

Allen Hazen は濾過砂の透水係数は概略

$$k = (100 \sim 150) D_{10}^2$$

として示し得ることを提唱している。

上式は cm 単位によるものであり、 D_{10} は 10% 粒径で Hazen の有効粒径として知られている。有

間接法による透水係数 K の測定法

k	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-3}	10^{-5}	10^{-7}	10^{-9}
土の型	きれいな礫	きれいな砂、きれいな砂と礫の混合物	極微粒砂、有機質及び無機質沈泥、砂沈泥粘土の混合土成層のある粘土	不透水の土末風化粘土				
透水係数 k の間接測定方法とその適用範囲	粒度分布より計算 Hazen の公式		水平毛管試験 特別な実験装置のない現場において多数の試料を急速に試験するのに有用		圧密試験資料から計算 圧密試験器と相当の経験が必要			

効粒径が0.1～3.0 m/m 均等係数が5以下の場合に適用し得るようである。

係数100～150は多くの数の平均値で個々の数字は41～146の間にあり、就中81～117が最も多い。

故にこの式は透水係数変化の平均的な条件を示す式としてのみ認め得るものであり、他の変数の影響を反映するものではない。それにこの式は濾過砂について決定されたものであるから、他の型の土に対しては充分満足し得る結果を与え得るものではないが、透水係数の大雑把な推定値として大差はないものと考えられる。

これに比して Poiseuille の研究は粒子間の孔隙により、透水係数が変化することを提唱するものであり

$$V_{ave} = \frac{r_w R^2}{8u} i$$

は、毛細管中の平均流速は管径の二乗に比例するものとしている。

故に土中を流れる浸透速度と土の透水性は土中の空隙孔の平均値の二乗に比例すると考えている。

4 間隙水の性質の影響

土質力学では水以外には、如何なる間隙液体についても研究する機会はないようである。従ってここに云う透水性は水の浸透についての研究である。

前掲 k の値を現わす式において k の値は水の単位体積重量 γ_w に比例し、水の粘性 u に反比例することが判る。

γ_w は本質的に常数と考えられるが、 u の値は温度により可成変化する。液体の性質が k に及ぼす影響は他の係数が常数である場合、次式が成り立つものと考えられる。

$$k_1 : k_2 = u_2 : u_1$$

土質試験室では、一番便宜な温度で透水試験を行い、その結果を標準的な 20° に換算するのが普通である。このときの換算式は上式を用い、粘性の値は次表による。水の粘性は温度が上るに従い低下するから透水性は温度が上る程大きくなることに注意を要する。

Muskat は一般的な透水係数 k_p は Darcy の係数 k に次式のように関係するとしている。

$$k_p = k \frac{u}{\gamma_w}$$

水の粘性

数値は millipoises

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.16	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.21	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.08	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.49	5.40	5.32	5.24	5.15	5.07	4.99	4.92	4.84	4.77
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

1 dyne sec per sq cm = 1 poise

1 gram sec per sq cm = 980.7 poises

1 pound sec per sq ft = 478.69 poises

1 poise = 1,000 millipoises

どんな土でも k_p はすべての液体に対し、如何なる温度でも間隙比や土の骨組の型が変わらない限り同じ値である。

5 透水性に及ぼす間隙比の影響

ある温度における土の透水性は、任意の2種の土構造と、間隙比のもとでは、次のように書き表わすことができる。

$$k_1 : k_2 = \frac{e_1 e_1^3}{1 + e_1} : \frac{e_2 e_2^3}{1 + e_2}$$

上式は理論的には合理的であるが、 e の値に対する判断が適当でなければ、実地に用いられない。土の構造の種々の型は、 e の値を種々に変化せしめるであろうし、間隙比の変化によっても e の値は広汎に変化することは、容易に想像ができる。このことは唯室内試験によってのみ決定できることである。

著しい成層状態が認められない砂資料の室内試験から常数 e は、間隙比の変化に伴ない、甚だ僅かしか変化しないことが判った例もある。

従って砂に対しては上式を近似的に次のように導くことができる。

$$k_1 : k_2 = \frac{e_1^3}{1 + e_1} : \frac{e_2^3}{1 + e_2}$$

このほか、 e_1, e_2 を導入した式から

$$k_1 : k_2 = e_1^2 e_1' : e_2^2 e_2'$$

の関係も成り立つものと考えられる。

砂の場合は e' は間隙比の変化に伴ない、僅かに変化することが判っている。又 e' が常数であると云う仮定は砂に対しては近似的に次式を導くこともできるであろう。

$$k_1 : k_2 = e_1^2 : e_2^2$$

以上の式は概算的なもので粘性のない砂にのみ適用し得ることに注意を要する。

6 粘土の透水性に及ぼす間隙比の影響

粘土の圧密試験の結果は、次式がよく一致する

ことを示している。

$$k_1 : k_2 = \frac{e_1^3}{1 + e_1} : \frac{e_2^3}{1 + e_2}$$

及び $k_1 : k_2 = e_1^2 : e_2^2$

粘土の中では、水のうすい膜の表面は粘土粒子を包み、水は土粒子の平行な薄板状の間に包まれていると云うことは、実状に即した表現であろう。

土粘土を包装している水のために、浸透は間隙を通して起ると考える。恐らくこの考え方は、間隙比は自由な水の容積と、他の容積との比に書きかえ得ると云う修正された概念のもとでは正しいであろうがこの比の値を知る方法は現在ではない。実際には普通の縮尺による間隙比に対して透水係数を対数縮尺で図示すると、どんな土に対しても、ほぼ直線になることは知られている。この実験的な直接関係は粘土の間隙比と透水性の変化を究明するのに便利である。

次図は Tube Test と Compression Test による透水試験結果を示す。

この図では土中に含まれる空気と土構造による相違のために、多くのバラツキを示しているが、これはさげがたいことである。このバラツキがあるに拘らず、直線関係は、透水係数 k の縮尺が3段階の対数周期以上に広範囲に亘りよく一致していることから判る。

これと異なる他の図表の例を次に示す。この図表に示した資料は、堤防からとったものである。この図でも間隙比と透水係数の関係は直線的に変化することを示している。

このほか、透水係数の値は横に大きく、縦に小さく、その比が 2 : 1 に近い位大きな差がある。これは土粒子の配列、構造による影響の大きいことを示唆するものと考えられる。

7 土粒子の配列構造の影響

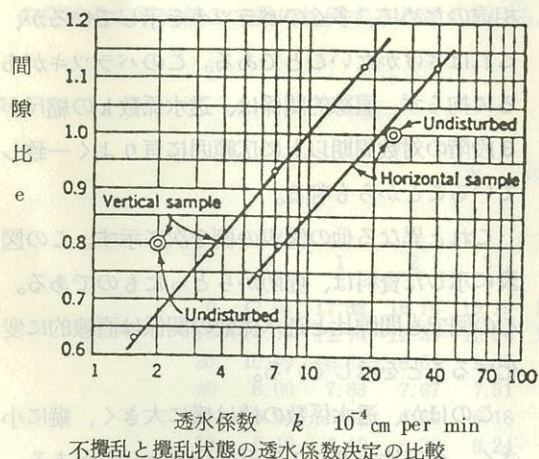
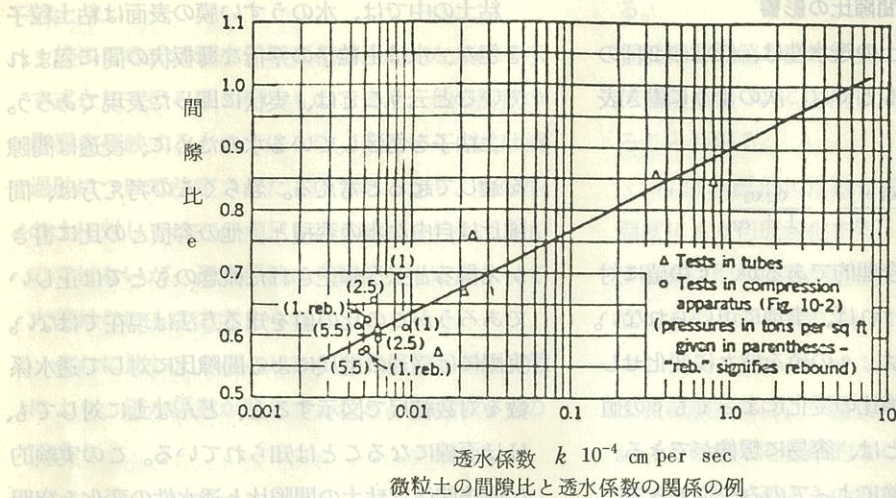
各種の方法による土の置換や、締め固めは、その土の空隙を種々の形や配列と必要な間隙比にす

動径が0.1~3.0%、均等系を示さる場合
 合に適用し得るようである。

$$\frac{10}{100} = \frac{10}{100} = 1:1$$

 係数100と10は平均値の平均で個々の数
 字は41~146の間であり、就中41~146が最も多

る。同様に、均等系を示さる場合、 q_1 より土の平均
 動径が0.1~3.0%、均等系を示さる場合、 q_1 より土の平均
 動径が0.1~3.0%、均等系を示さる場合、 q_1 より土の平均
 動径が0.1~3.0%、均等系を示さる場合、 q_1 より土の平均



ることが可能と考えられる。原位置にある土は一般に幾許かの層をなしているから、透水係数は横方向が縦方向よりも、大きいことを指摘し得る理由にもなる。

粘土のような微粒の土の自然の構造配列は、一

度破壊されると、再びもとの形には戻らないから、信頼できる結果を得るためには、不攪乱試料について試験を行わなければならない。

もし試料が層をなしていたなら、試料の中の自然の流れによってできたと思われる方向について試験を行わなければならない。

もし、この方向が判然としていないなら横と縦の2方向に分けて試験を行わなければならない。

等質で粘性がなく層をなしていない砂では、もともとこの影響はないものと考えられている。

土の透水性に影響があると思われる自然の土構造が存在するか否かを決定するには、不攪乱と攪乱の両試料の試験結果を比較することが好ましい。

8 その他の影響

上述のほか、透水性に関係があると考えられる要素は、土中に存在する空気、空隙中に存在する異質物についても考えられるが、これ等の点についてはふれない。

9 Darcy の式への適合

円形管内の流れは、流速がある限界例えば Reynolds number が 2,000 程度の範囲内では薄板状流である。

Darcy の式の適合性については、考え方を同じくする人々により研究されて、その成果は Muskat により総括された。

土中の流れは、純粋な薄板状流から穏やかな渦流に徐々に移行する。その限界点を正確に示すことは困難であるし、それを正確に示す必要もない。

Darcy の法則適要の限界について大雑把ではあるが充分満足できる基準は、Fancher Lewis 及び Barnes により与えられている。即ち

$$\frac{V D a r_w}{\mu g} < 1$$

ここに V = 表面流速

Da = 球体の径

上式は、いつでも薄板状流を示すような極めて

記号

C : 定数

M : 土構造の定数

D_{10} : 土の 10% 粒径

D_s : 土の粒径

e : 間隙比

g : 重力の加速度

i : 導入勾配

k : Darcy の透水係数

k_p : 一般的な透水係数

R : 水が流れる管の半径

r_w : 水の単位体積重量

μ : 水の粘性係数

V_{ave} : 平均流速

粗い等質の土の粒径を決定する場合にのみ用いられる。

流速を k_i で表し、Hazen の砂の浸透に関するおおまかな式

$$k = 100 D_{10}^2$$

を用いて、水面勾配を 1 と仮定すると、CGS 単位で次式を得る。

$$\frac{(100 D^2) i D r_w}{\mu g} = \frac{100 \times 1 \times D^3 \times 1}{10^{-5} \times 980} = 1$$

この式をといて $D = 0.5 \text{ m/m}$ を得る。ここで注意を要することは、水面勾配が D に及ぼす影響は極めて僅かで勾配を 8 倍にしても D は $\frac{1}{2}$ 程度にしかならないことである。

前式の Reynolds number 1 は公認された近似値で、どこでも用いられている。この近似的性質は、間隙比の値如何により確かにこの関係に幾許かの影響があることは証明できることである。に拘らず用いられている。(完)

(社長、技術士)

(応用理学)

建設

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

土木

T. Q. C. について

（株）三祐名古屋支店

城 田 正 判

この2～3年前から大手建設会社の職員との会話の中に、よく出てくる言葉として、TQCがある。

これを聞いた際に、TQCとは一体何であるかと思いつつ勉強もせず本日に至った次第です。先日もある建設会社の職員が

建設会社職員「三祐はTQCをやっているか」

三 祐「いや、まだです。」

三 祐「TQCと言うのは一体何ですか？」

建設会社職員「一口に言えば、あらゆる作業から、無理、無駄、^{むら}斑、を省くことだ」

と言う会話を交わしたが、自分の不勉強さを痛感し、若干この知識を得た次第です。

先づ、TQCの定義としては「消費者志向と企業目的のあるべき接点を目ざし、企業活動全般にわたる業務の質の向上を図る経営手法の一つ」と言うことらしい。

既に各社には御承知かと思いますが、私が知り得たTQCについて、この紙上をお借りし御紹介させていただきます。

TQCの母胎であるQC活動は、本来製造業における現場の管理や改善をめざして来たものであるが、最近では間接部門から製造業以外の建設、銀行、商社保険などの3次産業にも積極的に取り入れられている。

TQCは（Total Quality Control 総合的品質管理）のことで、最近わが国の建設業界の中で急速に普及しつつある。

ある建設会社の職員は、今年のように国家予算の伸びもとまり、実質的にマイナスシーリングの

時代に入り、建設業界では将来の厳しい環境下に生き残るためには、企業の体質改善をはかり、品質の向上、生産コストの低減のため努力を続けているがTQCも、そのための一手段であると言うことである。

QC（品質管理）は米国で誕生したものでベル研究所のW・A・シューハート氏が統計学を応用して考案した管理図を工程管理に利用したことに始まる。

その後、抜取検査方式が一般化し、今日の統計的品質管理の基礎となった。

この、QCの米国における普及は第二次世界大戦中、米軍が民間からの納入品に対する厳しい品質チェックがその契機になったと言われている。

わが国におけるQC活動は統計的品質管理の権威であるW.E.デミング博士が1950年に次いで、J.M. ジュラン博士が1954年に来日したのが動機となり日本科学技術連盟と日本規格化協会がQCの普及に努めた結果、今日の広範な普及となった。

現在、わが国で行なわれているQC活動のレベルは、本国の米国をしのいでいると言われ、戦後のわが国が経済面で高度生長をとげ、GNPで世界2位までに到達できた裏にはQCの発達、普及があったと言われている。

特に工場生産を主体とする、自動車、機械、エレクトロニクスなど製造業の分野ではQCが積極的に導入され、その成果はめざましいものである。

わが国におけるQC活動の発展はその内容が、SQC（統計的品質管理）からTQC（総合的品質管理）へと展開がなされ、QCそのものにも新しい方式が織りこまれ広い分野への適応がはから

れるように変化してきた。

我々に関係のある建設業界ではその業務内容の特質からみて、1.受注産業、2.天候などに左右されやすい、3.工程が多様等から、QCの導入が難かしいとの先入観があって、これが一種の拒否反応的な態度となって現われており、我々の業界への普及が遅れているとも言われている。

しかし、最近5年程の間に建設業界にもTQCが定着できるとの認識が生まれ、今日急速にTQCの導入のための努力が進められている。

この、TQCの考え方は決して難かしくなく極めて常識的なものである。

その例をあげれば

1 デミングサークル(PDCA)

イ. 仕事をする前に必ずしっかりとした手順や段取を考える(Plan)

ロ. プランに従って、そのとおりに実施する。(Do)

ハ. 実施した結果、当初のプラン通りにいったかどうか確認する。(Check)

ニ. もし当初のプラン通りにうまくいかなかった時は、その原因を調べ対策を講じる。(Action)

上記のイ～ニまで一巡して終らせず、これを繰り返す。

2 QCの7つ道具

イ. パレート図……原因別、又は状況別にデーターをとり、大きさの順に並べ累積を折れ線グラフで表わす。そして重点的な改善に役立てる。(問題点がどこにあるか見出す)

ロ. チェック・シート……層別にして手軽にデーターを集める。(計数値の全体の姿を知る)

ハ. ヒストグラム……データーのバラツキの状況を見る。(計量値の分布を知る)

ニ. 特性要因図……原因と結果の因果関係を整理し体系化する。(特性と要因の関係を整理する)

ホ. 散布図……一対のデーターの相関関係を調

べる。(2つの対になったデーターの関係を知る)

ヘ. 管理図……データーの時間的な変化をみる。(データーに異常が発生していないかどうかを見る)

ト. 層別……データーを要因別にいくつかのグループに分ける。

3 QA(Quality Assurance 品質保証)

4 QCサークル

QC活動を進めるためのグループ活動

以上、TQCに関することを概略説明したが、我々の業会を含む建設業にはTQCの導入がまだ初歩的な状態であり、今後の大きな課題であると共にその成果が期待される。

(支店長)

情報 雑感

東邦地水脚

久志本 忠 勇

最近私たちの身の廻りに情報公開化の論議や、情報戦争のニュースが、新聞やテレビなどのマスメディアを通して頻繁に伝わってまいります。

我々営業を職とする者にとって情報と聞けば先づ「〇〇に仕事の計画があるらしい」といった発想で物事を考えがちであります。

ただ今後情報量の増加に伴い、情報体系がどんどん変化するに従って、私たちは問題意識の持ち方、情報というものを総合的に且つ有効的に処理する方法、行動の結果を予測する方法など私たちの精神の働きも同時に変えていかなければ、今後の時代の波に乗っていけないのではないかと之感を深くしている次第です。

紀元前490年、ギリシアのアテネからおおよそ40キロ離れたところまで攻めてきたペルシア10万の大軍に対し、ギリシア1万の市民軍が戦い、これを撃退した勝利の報告をするために1青年がアテネまで走り通して、不安におののいて報せを待っていた市民に「勝った」と一言残して息絶えてしまう例のマラソンの起源の話はつとに有名ですが、これは同時に今日言うところの情報の起源でもあるように思われます。

以上のような史実をみますと、良質の情報とは早くて正確でその時の問題にぴったりのものという結論になるわけですが、客観的に良質な情報でも、その時の主観的判断や価値判断の誤り、或いは報らせる側と受け入れる側の相互の信用状態が、良好でない場合は、折角の良質な情報も無に等しくイソップ物語のオオカミ少年の話にあるようにかえってマイナスの作用を及ぼすような例も稀なことではないように思われます。

もう一つ情報を提供する時には、忠実になるべく簡潔に行うことが大事なようです。

大勢で行う遊びに簡単な一定の会話を隣から隣へ伝達していくゲームがありますが、最初の人と最後の人が話の内容を確認し合いますと、とんでもない話になっている場合がよくあります。悪意もなく、主観も入らない情報が、多くを経由する事によって悪質な情報に化けているといった具合で、情報伝達の難しさを示す例ではないでしょうか。

情報化社会と云われる現在、情報源は多種多様でいろいろな種類の情報が氾濫していますが、その時々価値判断で取捨選択して良質か悪質かを見極めていかなければなりません。我々にはいつも無意識の内に、想像力や直観力で必要に応じて記憶の中からそれ等の情報をとりだして問題の解決を試みていたのですが、人間の頭脳ではごく限られた量の分析しかできないように思われます。

本来情報というものは必要な時に必要な形でとり出せるものでなければ意味がありませんし、亦そのような状態に管理しておかなければなりません。複雑多岐にわたる情報源の益々の多様化、或いは高度に専門化された情報収集方法など今後とも進展していく事には疑い余地はありませんが、かと言っていつもその場の状況に応じたぴったりの情報がタイミングよく飛び込んでくる訳では無いと思います。そこでコンピューターの登場となる訳ですが、適当に整理整頓した資料をインプットしたものを人間が操作して他に伝達するだけではなく、今後情報交換は機械相互がなし得る時代になりつつあります。

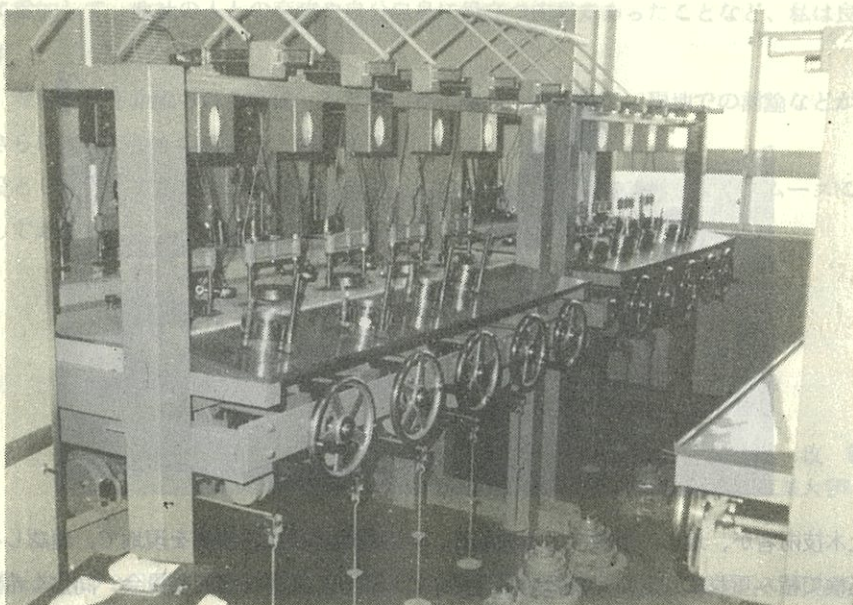
人間の頭脳を優先させるか、或いは、コンピューターに重きをおくかはここでは別問題として、やはり私たち各々が情報というものについて常に問題意識を持ち、知力・想像力・直観力を充分働かせ乍ら、時代の流れの中でこの情報化社会に生きる一個人として身を処していかなければならな

いと考えております。

同時に私共の本懐であるところの「地質調査業は発注者へ良質な技術情報を提供する業であり…」の一文も胆に命じ乍ら一。

(営業部長)

物理・力学・岩石各試験 中京圏唯一の完備せる試験設備



(自記記録式圧密試験機40連)

中部土質試験協同組合

理事長 阿部 貞雄

〒465 名古屋市名東区藤森西町202番地

電話 名古屋 <052> 775-2483

昭和57年度技術研修会(巡検)開催

昭和57年8月28日～8月29日 2日間

講師 岐阜大学教養学部 関根教授

(翌昭業営)

巡検について

根尾、阿寺断層の巡検を企画、会員25名参加、2日間に亘り、関根教授、現地指導により、踏査巡検を開催した。根尾谷、阿寺についての地形的指標による断層崖、ケルンコル(鞍部)ケルンバット(穴起部)、水系、稜線のオフセット現象(ズレ)の存在、湖沼、湧水地、崩壊地、地すべりの現象について、現地討論がなされた。

夜間は、下呂温泉で全員先生をかこみ、技術検討会及び懇談会を行った。場合がよくあります。県民



地質、土木技術者が、地形的指標による根尾谷、阿寺断層の性状、規模を現地で、確認しながら、2日間に亘る巡検で積み重ねた知識を今後の地質調査のため役立てる事を研究委員会一同強く希望する次第である。

最後に今回の巡検に当って非常に熱心に御指導して頂いた関根先生に厚くお礼申し上げます。尚、参加者から投稿がありましたので原稿を掲載します。

研究委員長 阿部 貞 雄

合衆同社製短質土陪中

岐阜市古谷 250-2583
岐阜市古谷 250-2583

昭和57年度地質調査業協会の地質巡検に参加して

会社名	代表者	住所	電話番号	郵便番号
アオイ地質	鈴木 孝治	名古屋市北区清水1-22	(株)ダイヤコンサルタント名古屋支店	
青葉工業名古屋支店	三井 司	名古屋市北区山本通4-32	米田 茂夫	
			(鹿児島大学理学部53年卒)	
			(052)985-6762	461

今回の巡検に参加した感想は次の通りです。

- ① 踏査する時に、地形とくに微地形の成因について考察する必要を痛感した。日頃現場で踏査する時は、空中写真や地形図を読んで、地形的特徴(リニアメントなど)を考慮し、踏査の結果をまとめるが、微地形については考慮しない場合が多かった。今後は、微地形にも注意を払って、より正確な役に立つ図面の作成をしたいと思う。
- ② 今回の巡検では、バスに乗車する時間が長かった割には、休憩時間が少なかったと思う。
- ③ 巡検に参加して、他社の人との交流や自分自身に役立つ内容であったことなど、私は良かったと感じています。

ただ、今後巡検を企画される時は、もう少し見る場所を限定して、現地での討論などができる様にすれば、さらに充実したものになると思います。

- ④ 世話役として巡検に参加しましたが、皆さんの協力のおかげで、苦労もなくスムーズに巡検できた事に感謝しております。

根尾谷、阿寺断層の巡検参加についての感想

熊金ボーリング	東建地質調査(株)		466
京浜工業	技術課	和気 政敏	460
興亜開発		(千葉工業大学57年卒)	468
国際航業名古屋営業所	大里 祥司		460

8月28日～29日の2日間、岐阜大学教養学部、関根教授の御案内により、根尾谷、阿寺断層を巡検いたしました。

私は、土木出身であるため、地質学、地形学についての知識は不十分であります。従って今回の巡検が理解できるかどうか非常に不安でありましたが、関根教授の解かり易い説明のおかげで、実に興味深く観察する事ができ、巡検に参加した意義はあったと感じています。ただ欲を言えば、もう少し地学的専門用語を、より明解に解り易く説明して頂いていたなと思いました。まだまだこの業界に入って日が浅い私にとって、この巡検の中身と仕事の中身との確かな関連性を見い出すには、到っておりませんが、これから先の業務の中に何らかの形で役にたてばなあと思っているものであります。

今後また、この様な巡検の機会をもってくださる事を期待してやみません。最後に、この巡検を進めるにあたり、御苦労された、中部地質調査業協会並びに関根教授に深く感謝する次第であります。

西濃運輸名古屋支店	根本 誠雄	名古屋市中村区名駅南8-2-11	(052)561-8541	450
特大量測量設計	朝倉 邦美	名古屋市瑞穂区弥富町字清水4-65	(052)531-9944	467

中部地質調査業協会 広報宣伝委員会

吉支屋古谷イニセハセニサトヲ例 昭和58年3月28日～8月29日 2日毎

夫 須 田 才

(辛甲6288)

希望に輝く年を迎え、読者皆様の御多幸を祈り上げます。この「土と岩」は、

過去大いに利用して頂き、感謝にたえません。

御投稿頂きました方々には、厚く御礼申しあげます。次号もどしどし玉稿を賜
わりますよう御願い申します。

広報宣伝委員会

〔土と岩 32号〕

原 稿 募 集

1. 論 旨 技術発表、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会
に関する御意見等何でも結構です。
2. 締 切 日 昭和58年9月末日厳守
3. 発 表 次号本紙上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
4. そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名を
御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先当協会広報宣伝委員会宛。

(31号)

〒460 名古屋市中区栄三丁目15番4号 日東ビル

中部地質調査業協会広報宣伝委員会

TEL 262-4828

会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1 - 22 - 17	(代) (052)951-6871	4 6 2
青葉工業(株)名古屋支店	三井 一 司	名古屋市北区黒川本通 4 - 32 - 1	(代) (052)915-5331	4 6 2
旭 工 事 (株)	高桑鋼一郎	名古屋市東区徳川 1 - 8 - 50	(052)935-6762 791-6307	4 6 1
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市中村区長戸井町 4 - 38	(052)451-3371	4 5 3
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	内田 豊	名古屋市中村区黄金通 2 - 44 第 3 コーポ山和 1 階	(代) (052)482-5161	4 5 3
(株)応用地質調査事務所 名古屋事務所	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島 102	(代) (052)793-8321	4 6 3
(株)オオバ名古屋支店	中谷富美男	名古屋市中区丸の内 3 - 4 - 21	(代) (052)961-2521	4 6 0
梶谷調査工事(株) 名古屋営業所	今井 修	名古屋市東区榑木町 1 - 2 山吹ビル	(052)962-6678	4 6 1
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140 - 1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	4 6 5
基礎地盤コンサルタント(株) 名古屋支社	古長 孟彦	名古屋市西区上名古屋 1 丁目 11 番 5 号	(代) (052)522-3171	4 5 1
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区大須 4 - 14 - 60 清友ビル	(052)261-6907	4 6 0
(株)キンキ地質センター 名古屋事務所	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1 - 14	(代) (052)741-3393	4 6 6
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1 - 5	(0265)24-3194	3 9 5
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2 - 8 - 4	(052)821-5139 331-4051	4 6 0
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区天白町大字平針 字下原 2630 の 2	(052)802-3121	4 6 8
国際航業(株)名古屋営業所	大里 恭司	名古屋市中区栄 3 - 32 - 26 六合ビル	(052)262-7461	4 6 0
国土防災技術(株) 名古屋支店	中村 俊彦	名古屋市千種区内山三丁目 12 番 14 号 豊島不動産ビル	(052)732-3375	4 6 4
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2 - 1 - 6	(052)935-0702 937-5929	4 6 1
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	野崎 康嗣	名古屋市中村区名駅 4 - 8 - 10 白川第 3 ビル	(代) (052)586-2135	4 5 0
三祐株式会社名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区名駅南 1 - 1 - 12	(052)581-7441	4 5 0
白石基礎工事(株) 名古屋支店	吉田 静司	名古屋市中区錦 1 - 19 - 24 名古屋第一ビル	(代) (052)211-5371	4 6 0
(株)新東海コンサルタント	中瀬 久	津市江戸橋 1 - 92	(代) (0592)32-2503	5 1 4
杉山測量設計(株)	杉山 信行	久居市新町 696 - 2	(05925)5-6564	514-11
西濃建設(株)名古屋支店	榎本 義雄	名古屋市中村区名駅南 3 - 2 - 11	(代) (052)561-3541	4 5 0
(株)大星測量設計	朝倉 邦美	名古屋市瑞穂区弥富町字清水ヶ岡 65	(052)831-9944	4 6 7

会 員 名 冊

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
玉野総合コンサルタント(株)	小川 義夫	名古屋市市中村区竹橋町4-5	(大代) (052)452-1301	4 5 3
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	春日 明	名古屋市熱田区金山町1-6-12	(代) (052)681-6711	4 5 6
中央開発(株)名古屋支店	辻 光	名古屋市中村区牛田通2丁目16番地	(代) (052)481-6261	4 5 3
中央復建コンサルタント(株) 名古屋営業所	平手 卓夫	名古屋市中区丸の内3-18-12 大興ビル	(052)961-5954	4 6 0
中国ボーリング(株) 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区猪高町猪子石八前 17-3 ライオンビル	(052)773-9281	4 6 5
(株)中部ウエルボーリング 社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通5-3	(052)781-2511 781-4181	4 6 4
(株)帝国建設コンサルタント	藤岡 俊男	岐阜市青柳町2-10	(0582)51-2176	5 0 0
(株)東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄4-21-17 はやしビル	(052)251-8521	4 6 0
東海電気工事(株)	水越 貫一	名古屋市中区栄1-20-31	(代) (052)221-1111	4 6 0
(株)東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅2-40-2 名和ビル	(代) (052)571-6481	4 5 0
東建地質調査(株) 名古屋支店	野口 文雄	名古屋市南区笠寺町字迫間9-2	(代) (052)824-1531	4 5 7
東邦地水(株)	伊藤 武夫	四日市市東新町2-23	(代) (0598)31-7311	5 1 0
(株)日さく名古屋事業所	川口 義夫	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚117-2	(代) (052)432-0211	4 5 4
日特建設(株)名古屋支店	荒井 勝雄	名古屋市中村区名駅3-21-4 名銀駅前ビル	(代) (052)571-2316	4 5 0
日本グラウト工業(株) 名古屋支店	山岸 泰治	名古屋市中村区藤江町2-60	(代) (052)482-3074	4 5 3
(株)日本パブリックエンジニアリング 名古屋営業所	竹内 増躬	名古屋市中区錦1-6-15 エツワビル	(代) (052)201-5759	4 6 0
富士開発(株)	加藤 力三	名古屋市千種区唐山町3-30	(代) (052)781-5871	4 6 4
松阪鑿泉(株)	岩本 壽	松阪市五反田町1-1221-5	(代) (0598)21-4837	5 1 5
(株)松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内1-8-9 関山ビル	(代) (052)211-3571	4 6 0
松村工業(株)	松村 国夫	岐阜市数田2-56-1	(0582)71-3912	5 0 0
宮本管工(株)	宮本 陽司	四日市市川原町21-12	(代) (0598)31-1291	5 1 0
村木鑿泉探鉱(株)	村木 正義	名古屋市熱田区西野町1-2	(052)671-4126	4 5 6
明治コンサルタント(株) 名古屋事務所	田村 義雄	名古屋市中区栄1-5-8 藤田ビル	(代) (052)211-2026	4 6 0
名峰コンサルタント(株)	谷村 光哉	名古屋市西区花原町59番地	(052)503-1538	4 5 2
ライト工業(株)名古屋支店	渡部 啓三	名古屋市中村区畑江通4-22	(代) (052)482-6100	4 5 3