

土木研究所資料

砂質地盤の液状化特性の原位置試験法
および改良工法に関する調査

昭和52年3月

建設省土木研究所

概 要

与えられた砂質地盤について地震時の液状化の可能性を判定する方法の内、主に地盤の特性を調査するいくつかの現地調査手法の概要および液状化を生ずるようなゆるい砂質地盤に適用される改良工法の現状についてとりまとめたものである。現地調査法については、特に振動、衝撃等を用いる地盤の原位置試験法の実例を多く述べ、それらの適用性・問題点等についてまとめた。砂質地盤の改良工法については、主として既往の文献・工事記録からその適用性や効果に重点をおいて整理した。

動土質研究室	室長	沢	田	健	吉
		古	賀	泰	之
		舟	見	清	己

目 次

概 要

1. ま え が き	1
2. 砂質地盤の液状化特性の現地調査法	3
2・1 液状化特性の現地調査法	3
2・2 液状化特性の原位置試査法	4
3. 砂質地盤の改良工法	4 5
3・1 砂質地盤の改良工法の現状	4 5
3・2 砂質地盤の締固め実験	5 5
4. 結 論	6 4
5. 参 考 文 献	6 5
6. 付 録	6 7

1. ま え が き

地震時において砂質地盤・砂質盛土の液状化が甚大なる被害を生ずる事が、1964年の新潟地震・アラスカ地震等において認識されて以来、砂質土の液状化現象に関する関心が急に高まり、国の内外を問わず広汎な調査研究が行われてきた。これらの調査研究の結果に基づいて、液状化の可能性を判定する方法も次第に具体化されて、いくつかの標準的な手法・基準の形をとってきている^{1) 2) 3) 4)}。これらは、大別して次のように分類される。

- ① 対象地盤の間げき比(あるいは相対密度)を、サンプリングあるいはサウンディングにより推定すると同時に、地震時の地盤内せん断応力を応答計算等により推定し、別途実施する室内動的せん断試験の結果と合わせて、液状化の可能性を推定する方法¹⁾ ……特殊なケーススタディまたは研究的に実施されてきている。

- ② ①の方法と独立なものではないが、より簡便にサウンディング結果や粒度特性により液状化の可能性を推定する方法^{2) 3)} ……実用的な基準・指針はすべてこの形をとっている。

しかし、①の方法を厳密に個々の対象現場に適用する場合、その地盤から不攪乱試料をサンプリングし、それについて室内動的せん断試験を行なう必要がある。あるいは、そのような不攪乱試料の特性が同一間げき比の不攪乱試料の特性により近似できる場合にも、少なくとも地盤の間げき比を正確に推定する必要がある。現在までのところ、このような間げき比の推定は、標準貫入試験の結果からなされていることが多く、必ずしも精度が高いとはいえない。このため、最近では、不攪乱供試体の作製にまでは至らなくとも、間げき比だけでも正確に求めようとする特殊サンプラーの開発が試みられている。このような両方のサンプリング技術は現在開発途上といえよう。また室内動的せん断試験の結果も、試験機・試験者の技術等の影響がある。このようなことから、地盤の液状化の判定は、種々の方法を組合わせて総合的に行なう事が必要と考える。このために、上述した室内実験を伴う手法以外に、地盤の液状化特性を把握するためのより直接的な現地調査法あるいは原位置試験法の必要性が生じる。ここに、現地調査法とは、通常用いられる各種サウンディング等をいい、原位置試験法とは、特に振動・衝撃等を用いた特殊な現地調査をいう。

この調査報告の前段では、まず、上のような理由から、地盤の液状化調査を対象としたいくつかの現地調査手法の実例や適用性および各種原位置試験法について我々が実施した例および他の実施例を合わせてとりまとめ考察を加えた。

次に、対象地盤の液状化の可能性が大と判定されたときに構造物を建設する上での対応策は大別して次の2通りになる。

- ① 液状化によってその地層の強度が全く失われるものとして、その地層の支持力を無視してクイ基礎等により構造物基礎を設計する方法²⁾。

- ② 液状化が生じないように地盤改良を行なう方法。

方法の①及び②のいずれを採用するかは費用の問題になるであろうが、例えば盛土のように地層の支持力

を完全に見せると構造物が基本的に成立しないという場合もある。したがって、この報告では、液状化を生じるような砂質地盤の改良工法について、既往の文献・工事記録等からその適用性や効果等に重点を置いて整理して考察を加えた。なお、この地盤改良工法の実例調査にあたっては、多くの施工業者の方々の手を思わした。ここに感謝の意を表する。

2. 砂質地盤の液状化特性の現地調査法

砂質地盤の液状化特性の現地調査法は、次の2通りに分類されよう。

- ① 標準貫入試験等これまでに一応の基準があるものを用いた現地調査法……（狭義の）現地調査法と呼ぶ。
- ② 振動・衝撃等の人工加振等により、地盤について一種の原位置試験を行ない液状化特性を調べる方法……原位置試験法と呼ぶ。

2.1 現地調査法

地盤の現地調査法として通常考えられるのは、サンプリングとサウンディングである。

サンプリングの目的は、試料を採取して土を分類し一般的な性質を推定する事、地盤の密度を知る事、何らかの室内土質試験（せん断試験等）を行なう事であるが、ゆるい砂質土の場合、サンプラーの打込みにより土が乱されたりする事や地下水位以下での試料の脱落により未だ技術的に困難な点がある。目的に応じて、採取される試料の状態は攪乱状態でよい場合、密度が測定できればよい場合、試験供試体にまで成形可能である場合に分けられる。攪乱状態の試料は、極端にゆるい場合でない限り、従来のスプリットサンプラーでサンプリング可能である。密度測定のためのサンプリングは、最近開発されたいくつかの技術で比較的容易に行ないうようになった（改良型 Bishop 式サンドサンプラー⁵⁾、水圧式 Osterberg 式サンドサンプラー⁶⁾）。室内試験が可能な状態での試料を採取する方法も、最近において、地盤凍結を利用する方法⁷⁾、大孔径サンプラーを利用する方法⁸⁾等が考察されているが、いずれも装置が大がかりで一般に容易に利用されるものではないであろう。後者の方法の場合にも、室内試験を行なう場所までの運搬時の攪乱を防止するため一時凍結という方法をとっているが、砂質土中に細粒分が多い場合この凍結およびその後の融解に伴う試料の膨脹・収縮による試料の攪乱が懸念される。とすれば、液状化試験を対象としたサンプリング方法は次のようになるのではないか。

- ・ 細粒分が少なく砂の原位置における構造が力学特性に余り影響をもたないと判定される場合……（密度測定サンプリング）＋（攪乱試料による室内試験）
- ・ 細粒分が少なくとも砂の原位置における構造が力学特性に影響をもっと判定される場合……（凍結又は特殊な大孔径サンプラーを利用した不攪乱試料サンプリング）＋（不攪乱試料による室内試験）
- ・ 細粒分が比較的多い場合……（大孔径又は中孔径サンプラーを利用した不攪乱試料サンプリング）＋（不攪乱試料による室内試験）

これらの方法による経験の集積により液状化特性に及ぼす原位置構造や細粒分の影響が簡便に推定できるようになる可能性がある。

これに対して、サウンディングは地層の特性を原位置で調べるものであり、砂質地盤についてよく行なわれている。砂質地盤において用いられてきたサウンディングとして、標準貫入試験、動的貫入試験、ダッ

チコーン試験、スウェーデン式サウンディング等がある。最も多く用いられているのは標準貫入試験であり、特に「標準」という点に意味があるわけではなく問題点も多いが⁹⁾、現実には砂質地盤に対して多く用いられてきておりそれだけデータも多く、他の土質定数との間に多くの関係式が提案されている。液状化判定に関連して用いられる関係は、N値(N)と相対密度(Dr)と有効上載圧(p)の間を結びつける関係であり、これまでに提案されているものとして次のようなものがある。

(a) N~Dr 関係

PeckやMeyerhofによる表(10)参照

土田による式¹¹⁾

$$Dr = 25\sqrt{N}$$

福田・半沢による式¹²⁾

$$Dr = 27N + 35$$

(b) N~Dr~p 関係

種々の実験値を藤田がまとめた図(13)参照

Meyerhoffによる式¹⁴⁾(Gibbs・Holtzのデータを定式化したもの)

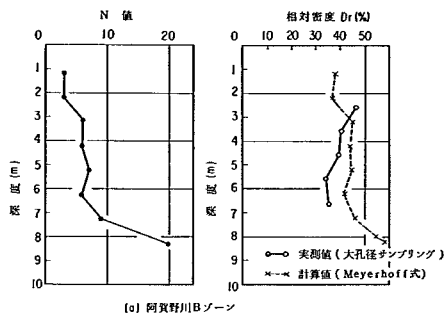
$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{p/10 + 0.7}} \quad p : \text{kg/cm}^2$$

なお、我々がいくつかの目的で先に述べたようないくつかのサンプラーを用いて現場において相対密度を調べた結果を図-2.1に示す。又、上述したMeyerhof式によってN値から推定したDrの値も比較のため図示した。阿賀野川Bゾーンの例では実測値と計算値は比較的近い関係を示すが(といっても最大でDrの差は20%ほどある)、扇島の例では計算値は実測値よりかなり小さい値を与えている。この場所の特徴は、N値が非常に小さいことであり、本来この式の適用外かもしれない。又、砂の種類によってもこの関係式は影響を受けるであろうし、又、相対密度の求め方そのものも未だ確立されたものでないことから当然ある幅をもって成立するものであろう。

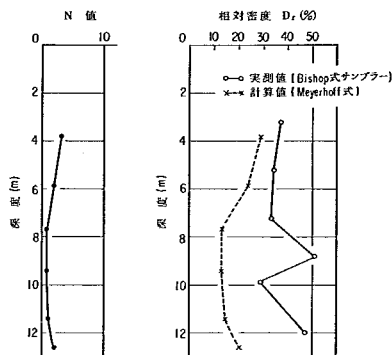
このような関係と地震時の推定せん断応力、室内動的せん断試験結果とを合わせて、液状化を生ずる限界N値(N_{cr})を深さZとの関係に整理されているものが多い^{15)~18)}。これらの結果を参考にして、また、実際に地震時に液状化を生じた地点での標準貫入試験結果を整理して、やはりN_{cr}~Zという関係に表現されたチャートが多い^{19)~22)}。これらは、結果的には非常に簡単なもので実用上非常に便利である。しかし、それだけに基礎となっているN~Dr~p関係のばらつきやN値そのものにまつわる変動要因(粗粒分・細粒分の混入、試験者の技術等)、地層構成等の影響がともすれば忘れ去られる恐れがある。したがって、現在まで提案されているN_{cr}~Z関係は実務上有用なものではあるが、未だ若干の改良の余地がある。

2.2 原位置試験法

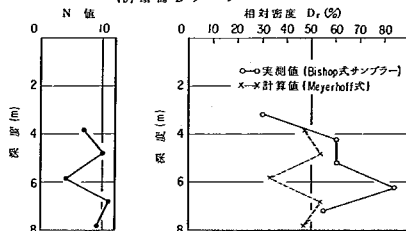
上述したように、砂質地盤の液状化特性を判断する上で現在までよく用いられてきている標準貫入試験等



(a) 阿賀野川Bゾーン



(b) 馬島Bゾーン



(c) 馬島Aゾーン

図-2.1 N値と相対密度の関係例

の爆発が有効であるとして、異なった土質条件について比較するため等量・等深での爆発を「標準発破法」と呼んで行なった。8～10mの深さの砂層の液状化調査のためには、アンモナイトを用いた。5kgの火薬を4.5mの深度に装填した場合、爆発時に土が飛散することはない。ゆるい砂質地盤では、発破後2～3秒

に加えて、別の見地から液状化特性を調査する方法の開発が望まれる。このような方法としてまず考えられるのは、実際に現地盤において何らかの人工加振を行ないその際の地盤の挙動を調べるという方法であろう。このような例として現在までに行なわれた方法として、次の2通りの方法がある。

- ① ボーリング孔中の発破による振動を利用する方法
- ② クイ打設時の振動を利用する方法

以下、この2通りの方法の実施例を記述する。

(1) 発破振動法^{23)～28)}

この方法は1950年代にソ連²³⁾

において始められたものであり、その後最近までノルウェー²⁴⁾、インド²⁵⁾での実施例が若干報告されていただけであったが、ここ数年我国においても試験的な試みとしていくつか行なわれるようになってきた^{26)～28)}。ここでは、他で実験された実例を紹介し、次に土木研究所で実施した結果を報告する。

他の機関での実例

1) ソ連の例²³⁾

現地の飽和砂質土の液状化の可能性を調査する方法として深部で

でガスが吹出し地表が沈下し水がしぼり出される。沈下の様子が図示されている。ある場合には水が噴出し15～25分も継続する。上部の不飽和土の部分では地表面の沈下のために網目のような裂け目が生ずる。ある裂け目の長さは20～25mにもなった。重い物体は沈下する傾向にあった。例えば直径50mm、重量8～10kgの鉄棒は1.5～2.0mも沈下した。密な砂地盤で標準発破を行なった場合、沈下はより少なく、ある場合には全く生じなかった。液状化が生じたという眼に見える証拠はなく、また重い物体も沈まなかった。標準発破法に関連して飽和砂質地盤の液状化に対する主な判定基準は発破地点から半径5m以内の地表の平均沈下量及び一箇所における3回連続した標準発破に起因する沈下量の比である。試験結果によると半径5m以内の平均沈下量が8～10cm以下の場合には液状化に対して対策を講ずる必要はない。3回連続した発破後の平均沈下量の差が大きい程、砂はゆるく液状化の可能性は高い。2回連続した発破の間の比が1:0.6より大きければ液状化による望ましくない噴出を生ずる危険がある。この標準発破法はロシアの河川に自然にあるいはhydraulicallyに滞積した土の液状化の可能性を調査するのに用いられた。この結果が表として紹介されている。標準発破法の利点は得られた結果の信頼性、簡便さ、安価にある。

ここに述べられた判定基準は有用なものではあるが、その基準を導くに至ったデータの紹介はなされていない。ソ連では、発破による地盤改良は数多くなされたようであり、基礎的実験及び実例が文献(29)に数多く紹介されている。この一連の研究の過程で上述した判定基準が得られたものと思われるが、明確な記述はない。

2) ノルウェーの例²⁴⁾

ノルウェーの西海岸でゆるい細砂の海成地層で流動すべり(flow slide)が何度か生じた。NGIによるゆるい砂層の調査として、サンプリングや貫入試験に加えて、現場における発破試験が行なわれた。これらの地域を安定化する方法としての発破の使用も又検討した。NGIでは4箇所が発破による調査を行なった。

すべての試験は海底下5～10mの深さで行なった。ダイナマイトを主として用い、ある試験では急速爆薬を用いた。薬量は0.07～2.4kgであり、同一点で7回繰返した場合もあった。真空マンオメータを用いたピエゾメータによる間げき水圧の測定及び固定点の沈下測定を行なった。又、間げき率の変化をダッチコーン及びスクリュウ板の載荷試験によって調べた。さらに実験前後にサンプリングを行なった。

Verdalsøraの例: 3箇所が発破実験を行なった。ボーリング孔No.3の場合のピエゾメータの配置を図2.2(a)に示す。火薬はダイナマイト0.3kg、0.6kg、1.2kg×5回 計6.9kgであり、すべての発破は同一点で行なった。第1回の1.2kgの発破による過剰間げき水圧を図2.2(b)(c)に示す。発破点から5mの距離で、最大過剰間げき水圧は有効上載圧の約50%であった。過剰間げき水圧は発破点からの水平距離とともに急激に減少し、15～20mのところでは有効上載圧に対して5%であった。各発破の間には過剰間げき水圧が逸散するのに十分な時間間隔をおいた。1.2kgまで連続して行なった場合、最大過剰間げき水圧は毎回僅かずつ減少したがほとんど同一であった。地表面の沈下の様子を図示されてい

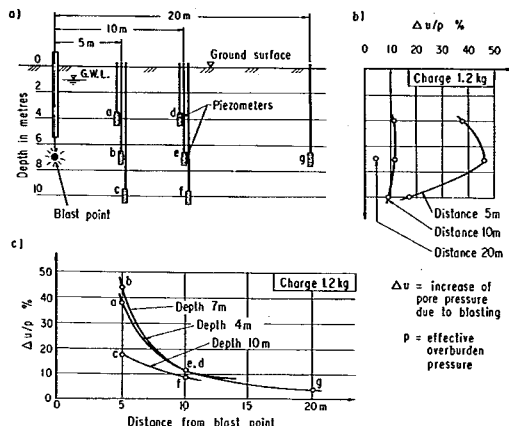


図-2.2 ダイナマイト 1.2 kg の発破による間げき水圧の増加
(a)発破点と間げき水圧計埋設点の位置を示す断面
(b)(c)有効上載圧に対する割合で示した間げき水圧の増加
(b)深さに対して (c)距離に対して²⁴⁾

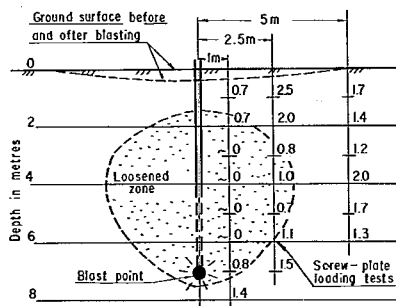


図-2.3 深さ 7 m におけるダイナマイト 6.9 kg の発破の前後に行なったスクリー板の載荷試験結果²⁴⁾

る。薬量 1.2 kg に対する沈下量は毎回ほとんど同じであり、6.9 kg の全薬量に対する最大沈下量は 40 cm であった。非常に僅かな沈下が 25 m の距離まで生じた。沈下によって生じたくぼみの全体積は 39 m³、すなわち 5.6 m³/kg であった。発破点から 5 m のところでサンプリングによれば、間げき率は 3 ~ 5 多減少していた。スクリー板の載荷試験により土の強度増加を調べた。3 kg/cm² の載荷による沈下量の実験前後の比は図-2.3 に示した。比が 1.0 以下のところは土がゆるんだことを示し、比が 1.0 以上のところは土が密になったことを示す。ボーリング孔 No.1 では、5.5 m の深度で 2.4 kg の薬量で行なった。薬量と過剰間げき水圧の関係を図-2.4 (a) に示す。2.4 kg の薬量のとき、5.5 m の距離のところでの過剰間げき水圧は有効上載圧の 70 ~ 80 % である。過剰間げき水圧の逸散速度を図-2.4 (b) に示す。

得られた結果を検討した結果、発破が発破点周辺の土の構造の局部的な崩壊しかもたらさないで、シルト質のゆるい砂は流動すべりを生じにくいという結論を出している。

その他に Trondheim 港、Værnes Mosjøen の例が紹介されている。

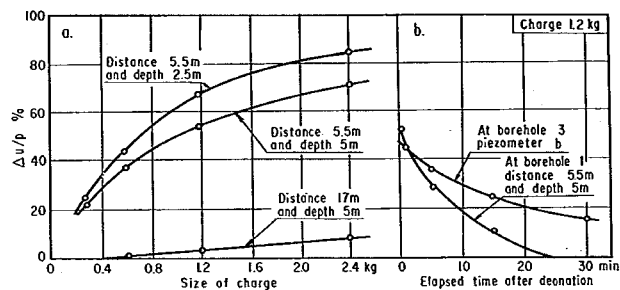


図-2.4 (a) 深さ 5 m における発破の薬量と間げき水圧の関係
(b) 時間に対する過剰間げき水圧の減少²⁴⁾

3) インドの例²⁵⁾

Tenughat ダムは計画中の高さ 55 m のアースダムである。ゆるい砂層が深さ 15 m まで存在する。期待される地震動に対して液状化及び過大沈下を生ずるかどうかを確かめることが必要である。火薬として特殊なゼラチン (80%) を、ケーシングボーリング孔に装填した。各孔は土で埋め、ケーシングは発破の前に引抜いた。地表面の水平・鉛直加速度、地表面沈下量、深度 3、6、9 m の間げき水圧を計測した。図-2.5 に実験場の概要を示す。発破深度は 6 m、薬量は 1 kg であった。図-2.6 に過剰間げき水圧と初期有効上載圧の比と距離の関係を示す。図-2.7 に地表面沈下量と距離の関係を示す。発破

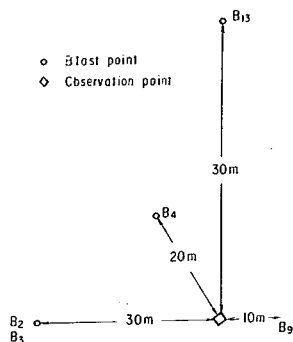


図-2.5 発破試験のレイアウト²⁵⁾

点での沈下量を外挿すると 19 cm になる。この発破の発破点以深の影響範囲を発破深度の 1/3 とすると地層の沈下の割合は 24% になる。図-2.8 に加速度と距離を示す。この図の曲線を発破点に外挿すると水平加速度 1425 g、鉛直加速度 290 g を得る。この値と先の沈下量とは対応している。著者の他の報告中で、最大締固めを得るのに最適鉛直加速度があり、締固めに対して鉛直加速度は水平加速度より有効でなく、最適加速度より大きい加速度では、ゆるみが生ずる。鉛直加速度の効果が水平加速度に対して 1/2 であるとすれば、有効水平加速度 a_e は、 $a_e = a_h + 0.5 a_v = 2875 g$ とえられる。したがって、2875 g の 1 波が 2.4% の沈下を生ずることになる。図-2.9 は室内水平振動台実験による加速度と沈下量の関係を示す。この図から 2.4% の沈下量を生ずるサイクル数と水平加速度の組合せを求め図-2.10 に示した。この室内実験の結果と現場での値は滑らかな曲線の上のり両者が互に一致することを示している。さらに、異なった大きさの地震動による累積沈下量の推定についても述べている。

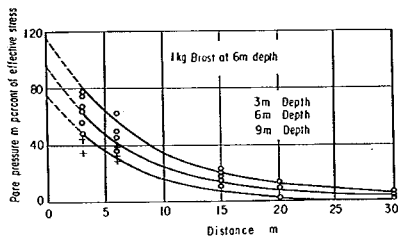


図-2.6 発破点からの距離と発生した間げき水圧の関係²⁵⁾

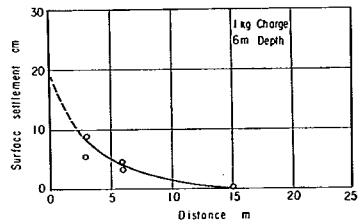


図-2.7 発破点からの距離と地表面沈下量の関係²⁵⁾

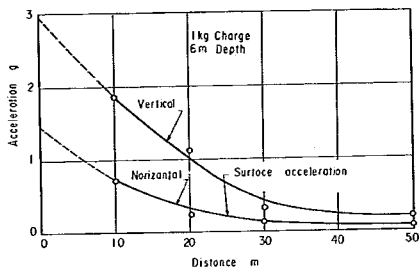


図-2.8 発破点からの距離と水平・鉛直加速度の関係²⁵⁾

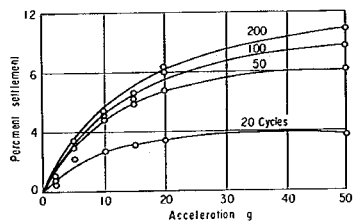


図-2.9 水平加速度により生ずる沈下²⁵⁾

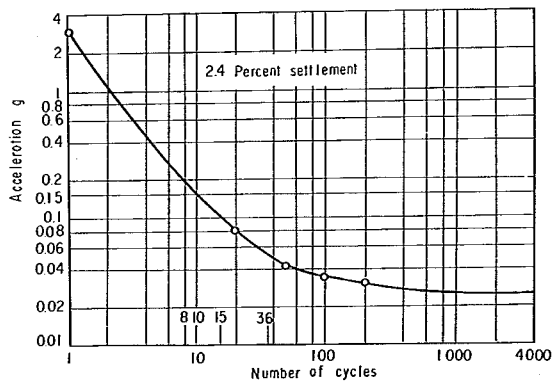


図-2.10 2.4%の沈下を生ずる加速度と繰返し回数の関係²⁵⁾

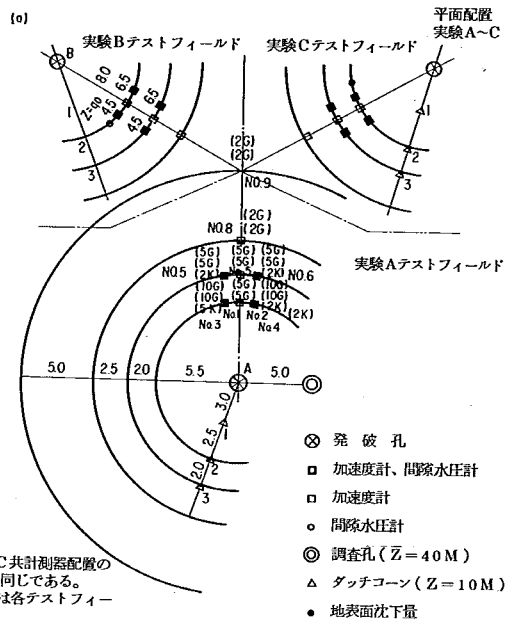
4) 首都高速道路公団の

例²⁷⁾

実験場所は首都高速道路湾岸線予定ルートの14号埋立地であり、後述するクイの振動実験と合わせて実施された。実験地盤は、図示されているが深さ6mまで粒子均等な細砂が続き、それ以深17mまではシルト混合細砂となる。爆破実験は予備実験2回と本実験3回とからなり、測定項目は、加速度、間げき水圧、沈下量、密度、N値、ダッチコーンであった。加速度計、間げき水圧計はどちらもひずみゲージ型であった。密度測定は、掘削した土層面でサンプリングチューブ法と水置換法により行なわれた。実験結果は次のとおりである。

(i) 爆破実験前後でのN値の差異はほとんど認められない。ダッチコーンの結果からも相違は見出し得ない。

(ii) 本実験3回は、予想された測定値のパラッキを考慮したも



注1 実験A～C 共計測器配置の
パターンは同じである。
注2 N0.9地点は各テストフィールドに共通

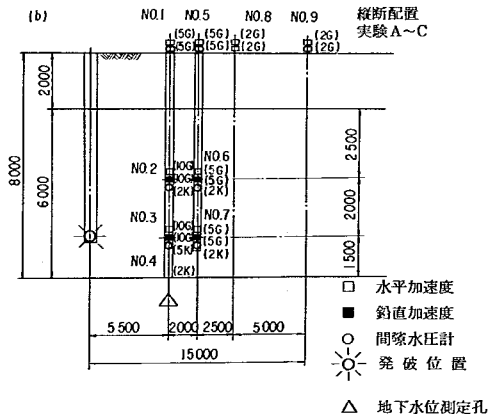


図-2.11 (a) (b)計測器配置図²⁷⁾

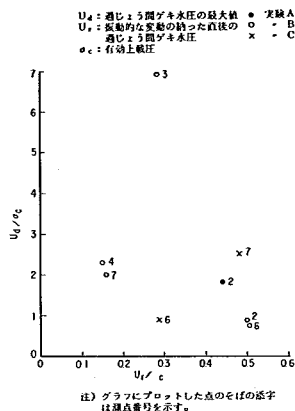


図-2.12 過剰間げき水圧の比較²⁷⁾

ので各々の実験内容、条件は全く同じである。

火薬は各回ダイナマイト1kgである。計測器配置は図-2.11(a)(b)に示す。測定結果について、間げき水圧～加速度、速度、変位の相関、間げき水圧のピーク値と残留値の対比がなされている。

地盤沈下性状が図示されており間げき水圧のピーク値と残留値の対比が図-2.12のようになされている。これ等の対比図により、間げき水圧のピーク値については加速度との対応が、残留値につい

ては変位との対応が認められなくもないとされている。又、ピーク値は圧縮波に対応したものであり、残留水圧はせん断波に影響されたとすれば定性的に説明可能であろうとしている。

5) 東京電力の例²⁸⁾

実験地盤の土質が図示されており、4m位までは $N \leq 10$ と比較的ゆるいが6m以深で20以上と締まっている。実験は2回行なったが、1個だけの爆破では、その振動周期も短く、地震に比してエネルギーも小さいと思われるので、第1回目の実験では、連続4個の爆破を行ない、第2回目の実験では連続7個の爆破を行なった。薬量は第1回は交互に250g、500gとし、第2回は250gであった。爆破間隔は第1回は約0.5秒、第2回では約0.25秒とした。爆破及び測定箇所は図-2.13のとおりであり、各測点においては加速度3成分と間げき水圧が測定された。測定結果について、各爆破ごとの平均の加速度と残留間げき水圧について検討し、図-2.14のような結果を得ている。又、測定された間げき水圧を有効上載圧と比較し(約4割)、この2回にわたる現場実験においては、現地盤で液化が発生していなかったとしている。

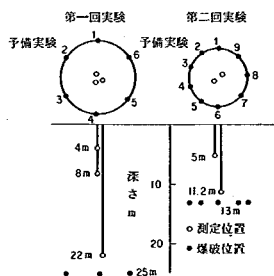


図-2.13 発破位置と測定位置²⁸⁾

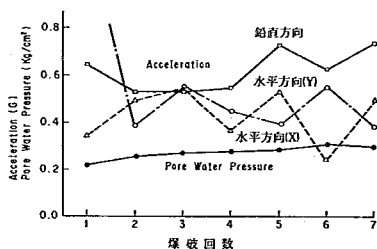


図-2.14 発破ごとの加速度と間げき水圧²⁸⁾

土木研究所での実験結果

土木研究所では昭和47～50年度にかけて、以上に紹介したものと類似した実験方法で、何箇所かの現場で実験を行なった。実験を実施した場所は、新潟県阿賀野川高水敷（47、48年度）、千葉県利根川高水敷（49年度）、川崎市扇島地区（埋立地）（50年度）であり、阿賀野川、利根川の例は自然冲積地の例、扇島は新しい人工埋立地の例となる。各実験場所の位置は図-2.15～17に示す。以下各実験場所での実験を順に説明する。

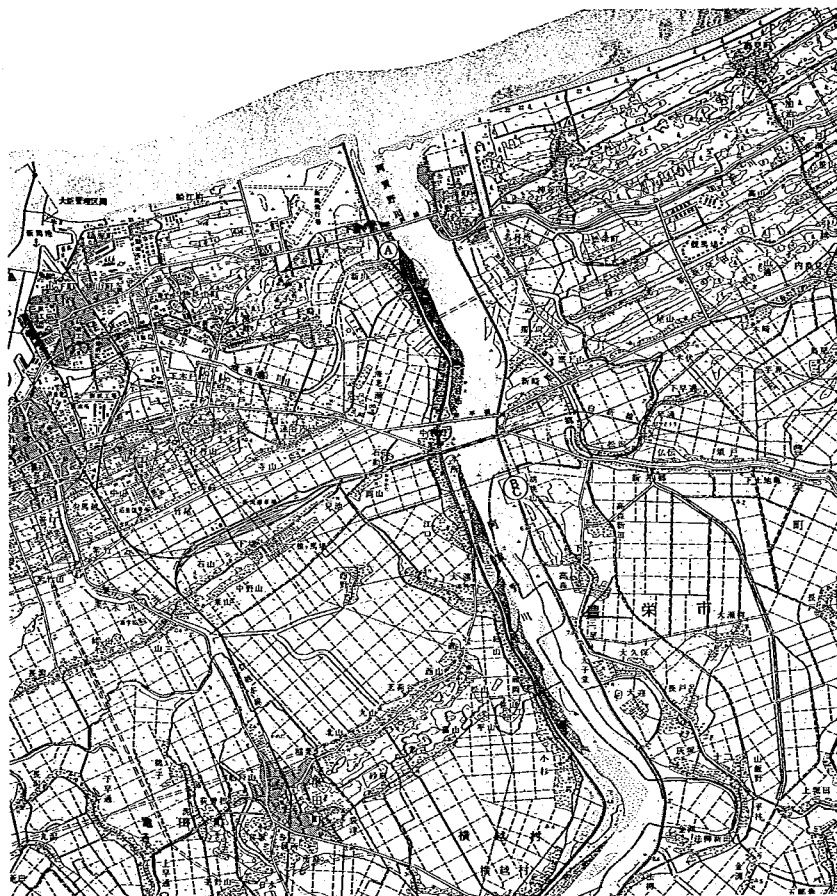


図-2.15 実験場所位置図（阿賀野川A・B・C）

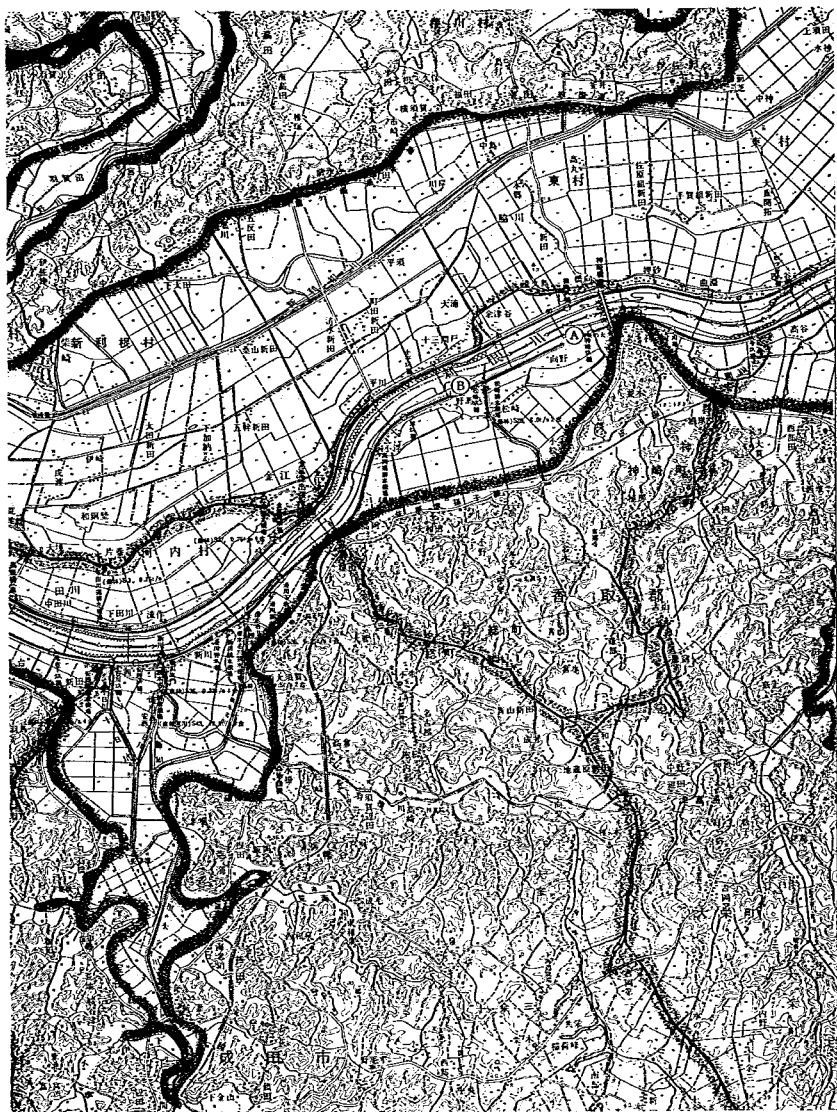


図-2 16 実験場所位置図(利根川A・B)

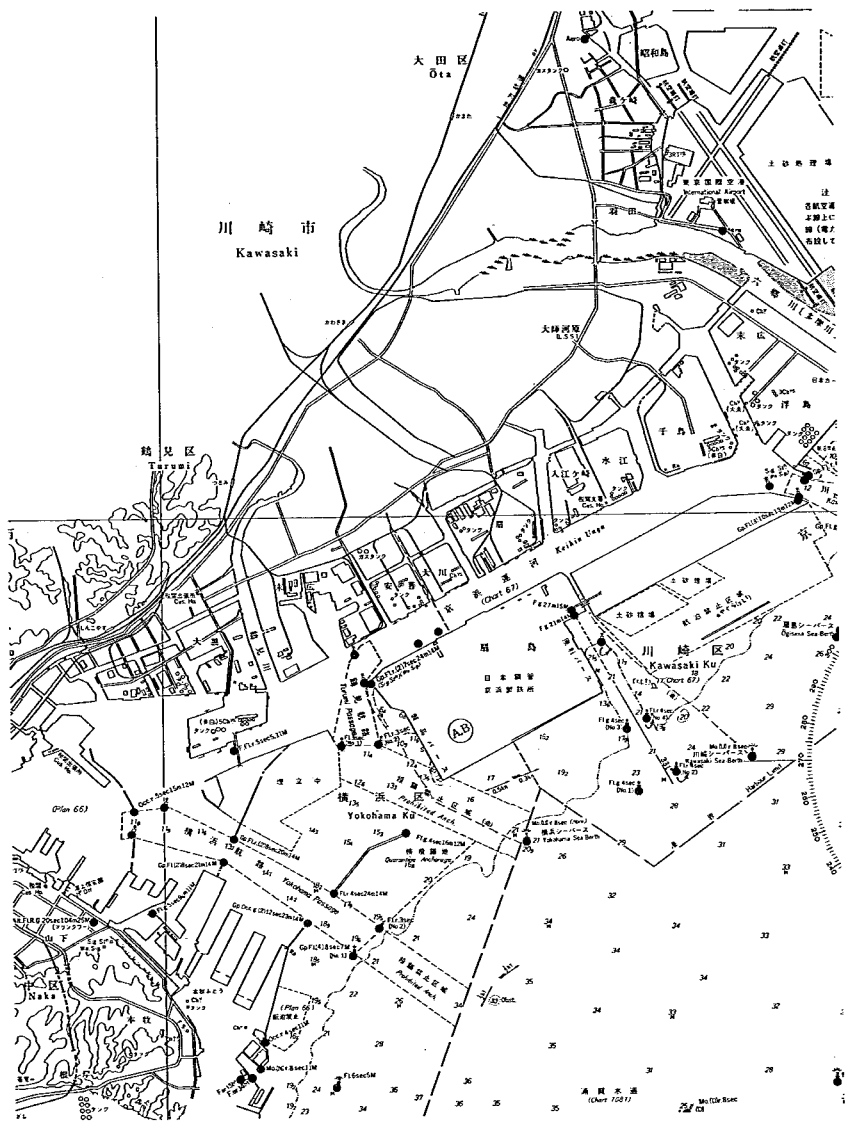


図-2.17 実験場所位置図 (扇島A・B)

6) 阿賀野川での実験

実験目的等により、A・B・Cゾーンに区分した。各ゾーンの土質柱状図の例を図-2.18~20に示す。

Aゾーンでは主として実験時の装填火薬の適量、適深、発破方法等を検討する予備的な実験を実施した。Bゾーン、CゾーンではAゾーンの結果について、発破方法計測方法等に検討を加えて、地盤条件の異なる2ゾーンについて実験を行なった。表2.1(a)(b)(c)に3ゾーンの試験条件をまとめた。各ゾーンでの実験配置は、後に図-2.22,31に示した。他の場所の実験も含めて、使用変換器を表-2.2にまとめた。実験方法・実験結果をゾーン別に述べる。

表-2.1(a) 実験条件 (阿賀野川Aゾーン)

実験 番号	配 置 図	発破孔 番 号	発破深度	薬 量	計 測 位 置 ・ 項 目	備 考		
A-1	図-2.22(a)	No 1	GL-4m	0.2 kg	No 6 P GL-3 m	No 8 は各実験において発破孔の 方へ向けた 記号	P	間引き水圧
A-2		No 2	GL-4m	0.5 kg	No 7 P GL-6 m			
A-3		No 3	GL-6m	0.5 kg	No 8 AH GL-0 m			
A-4		No 4	GL-6m	1.0 kg	No 9 AV GL-0 m			
A-5		No 5	GL-8m	1.0 kg				
A-6	図-2.22(b)	No 1・2	GL-6m	1.0 kg × 2 回	No 4 AH, AV GL-0 m	A-6、7 では当初No 1、2、 3 の発破孔を利用して各 1.0 kg を 0.5 秒間隔で計 3.0 kg 連続的 に発破する予定であったが、中 間の発破が発破となつたため、 結果的に 1.0 kg を 1 秒間隔で計 2 kg 発破したことになった (A- 6) 不発となつた発破は改め て発破した (A-7)		
No 5 R, AH, AV GL-2m								
No 6 D GL-2 m								
No 7 P, AH, AV GL-4m								
No 8 D GL-4 m								
No 9 R, AH, AV GL-6m								
No 10 D GL-6 m								
No 11 P GL-8 m								
No 12 AH, AV GL-0 m								
No 13 P, AH, AV GL-2m								
No 14 D GL-2 m								
No 15 P, AH AV GL-4m								
No 16 D GL-4 m								
No 17 P GL-8 m								
No 18 AH, AV GL-0 m								
No 19 P GL-2 m								
No 20 P GL-4 m								

表-2.1(b) 実験条件(阿賀野川Bゾーン)

実験 番号	配 置 図	発破孔 番 号	発破深度	薬 量	計 測 位 置 ・ 項 目	備 考
B-1	図-2.31(a)	№1	GL-6m	0.2 kg	№2 AH、AV GL 0m №3 AH、AV GL 0m	B-1、B-2では発破孔は別 但し計測器との相対的配置は同 じ
B-2		№1	GL-6m	0.2 kg	№4 AH、AV GL 0m №5 AH、AV GL 0m	
B-3	図-2.31(b)	№1	GL-6m	0.2 kg	№3 AH、AV GL 0m №4 AH、AV GL 0m №5 AH、AV GL-3m №6 AH、AV GL-6m	B-4の発破孔№2はB-3終 了後№1のそばに掘った
B-4		№2	GL-6m	0.2 kg	№7 AH、AV GL-9m №8 AH、AV GL 0m №9 AH、AV GL-6m №10 AH、AV GL 0m	
B-5	図-2.31(c)	№1	GL-6m	1.0 kg	№3 AH、AV GL 0m №4 P GL-4m №5 P GL-6m №6 P GL-8m	B-6では№3、7、11のAV、 AVは発破孔№2に対して、№ 1に対する相対位置と同じよう に置き換えた。
B-6		№2	GL-6m	1.0 kg	№7 AH、AV GL 0m №8 P GL-4m №9 P GL-6m №10 P GL-6m №11 AH、AV GL 0m	
B-7	図-2.31(d)	№1	GL-6m	1.0 kg	№3 AH、AV GL 0m №4 AH、AV GL 0m №5 AH、AV GL 0m	B-7では、№7はなし、№6に 同種の間げき水圧計を2個設置 B-8では、№3、4、5のAH、 AVは発破孔№2に対して、№1に 対する相対位置と同じように置き 換えた
B-8		№2	GL-6m	1.0 kg	№6 P、P GL-6m №7 P GL-6m	

表-2.1 (c) 実験条件 (阿賀野川Cゾーン)

実験 番号	配 置 図	発破孔 番 号	発破深度	薬 量	計 測 位 置 ・ 項 目	備 考
C-1	図-2.31(c)	No 1	GL-6m	1.0 kg	No 3 AH、AV GL 0m	C-2ではNo 3、7、11のAH、AV は発破孔No 2 に対して、No 1 に 対する相対位置と同じように置 き換えた。
					No 4 P GL-4m	
					No 5 P GL-6m	
					No 6 P GL-8m	
		No 2	GL-6m	1.0 kg	No 7 AH、AV GL 0m	
C-2					No 8 P GL-4m	
					No 9 P GL-6m	
					No 10 P GL-6m	
					No 11 AH、AV GL 0m	
C-3	図-2.31(d)	No 1	GL-6m	1.0 kg	No 3 AH、AV GL 0m	C-3ではNo 7 はなし
					No 4 AH、AV GL 0m	C-4では、No 3、4、5のAH、
					No 5 AH、AV GL 0m	AV は発破孔No 2 に対してNo 11に
		No 3	GL-6m	1.0 kg	No 6 P GL-6m	対する相対位置と同じように置
C-4					No 7 P GL-6m	き換えた。

表-2.2 変 換 器 仕 様

変 換 器	容 量 等	メ ー カ ー ・ 型 式 等	備 考
加 速 度 計	1 G 0 - 50 ~ 60 Hz	共和 ひずみゲージ式 AS-1C	
	2 G 0 - 40 Hz	" 120A-2D	
	2 G 0 - 40 Hz	" 120A-2J	
	5 G 0 - 90 Hz	" AS-5C	
	5 G 0 - 120 ~ 200 Hz	" 120A-5H	
	5 G 0 - 120 ~ 180 Hz	" 350A-5H	
間 げ き 水 圧 計	2 kg/cm ²	坂田、差動トランス式 PD-2D (応答特性は0 - 10 Hz 程度)	阿賀野川Aゾーンのみに使用
	2 kg/cm ²	共和、ひずみゲージ式 BP-2KB (応答特性は100 Hz 以上)	阿賀野川B、Cゾーンに使用
	5 kg/cm ²	共和、ひずみゲージ式 BP-5KC	主として、利根川に使用
	20 kg/cm ²	" " BP-20KB	扇島に使用

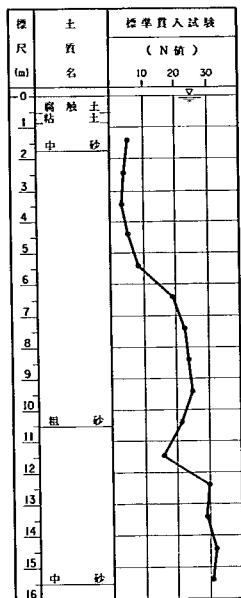


図-2.18 実験場所の土質柱状図例
(阿賀野川Aゾーン)

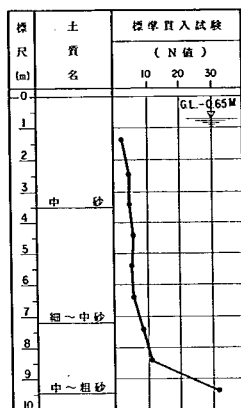


図-2.19 実験場所の土質柱状図例
(阿賀野川Bゾーン)

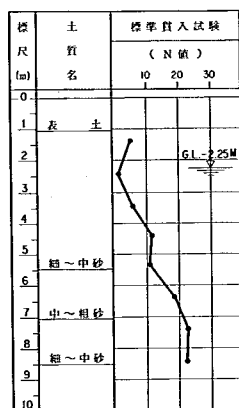


図-2.20 実験場所の土質柱状図例
(阿賀野川Cゾーン)

①Aゾーン

土質柱状図の例は図-2.18に示した。図から明らかなように、地表部およそ0.5～0.8mは腐植土によって覆われている。この腐植土層は、根あるいは茎の残存するものである。腐植土層以深はいずれの地点も中砂あるいは粗砂に区分されるものとなっている。これらの砂層は比較的粒径が均一で、層中に小礫を若干混える。N値はGL-5～6mまではいずれも10回以下、それ以深は深度とともに

に漸増し、GL-12～-13m付近ではほぼ30回程度が記録されている。均等係数はいずれも5以下で、大部分のものが2～3と小さい。

各実験において、発破による地盤密度への影響を調べるため、標準貫入試験、スウェーデン式サウンディングを、発破実験の前後に行なった。発破の前後によるN値の変化は明らかではないので、図は省略する。図-2.21に発破前後のサウンディング結果の比較例を示す。サウンディングの半回転数

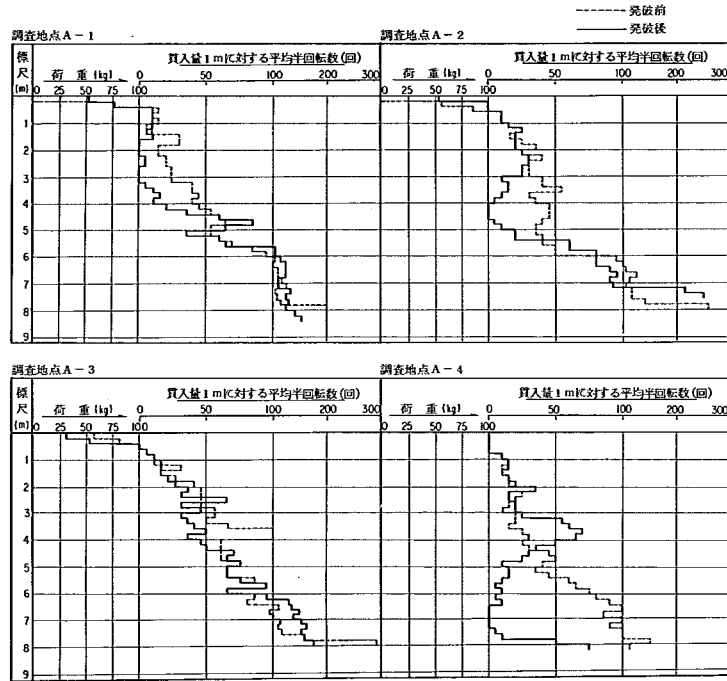
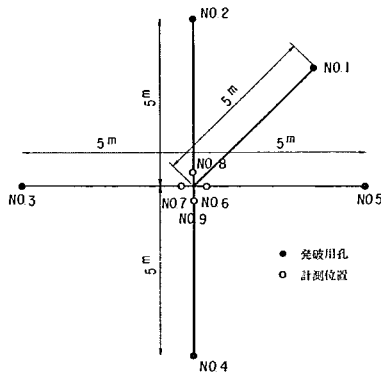


図-2.21 発破前後におけるサウンディング結果例

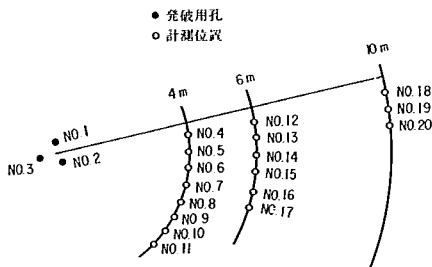
の分布範囲は、発破前では比較的まとまっているのに対し、発破後ではばらつきが大きくなる傾向がある。また、発破孔の近くで半回転数が極端に低下している部分があるが、全体的に見てN値と同様発破前後の特別な傾向を見出すことはできない。シンウォールチューブで試料を採取し単位体積重量を調べたが、非常にばらつきの大きい結果を示しており、シンウォールチューブによる測定法の精度が低いことを示していた。

発破実験は、表-2.1(a)にまとめたとおり、深度・薬量を何種類かに変えたA-1～A-5の実験

と連続発破とを目的としたA-6、7の実験とに大別できる。A-6、7の実験場所は、A-1~5から約50m下流側である。当初の計画では、A-6として図-2.22(b)に示すNo.1、2、3の発破孔を利用して各1kg 0.5秒間隔で計3kg連続的に発破する予定であったが、中間の発破が不発となったため、結果的に1秒間隔で計2kg発破したことになる。不発となった発破は改めてA-7として発破させた。A-6では2発の発破が1秒間隔で連続したことになるが、測定記録によると1発目の発破による地盤振動は2発目の発破のときには完全に納まっており、相互に影響することにはなかった。計器の配置図を図-2.22に、又計器の埋設法を図-2.23に示す。得られた記録の代表的な例を図-2.24に示す。このような記録について、振動部分のピーク値を読み取り整理した。間げき水圧は正の増加方向の値であり、さらにそのような振動的な変化が終った直後の値についても整理した。A-1~A-7の実験について、地表面加速度と距離の関係を図-2.25に整理した。図-2.26に地盤加速度の分布を示す。又、図-2.27に、地表面の同一測点について振動の鉛直成分と水平成分の大きさを比較した。図-2.25によるとかなり値はばらついているが、これは薬量W(0.2~1.0kg)や発

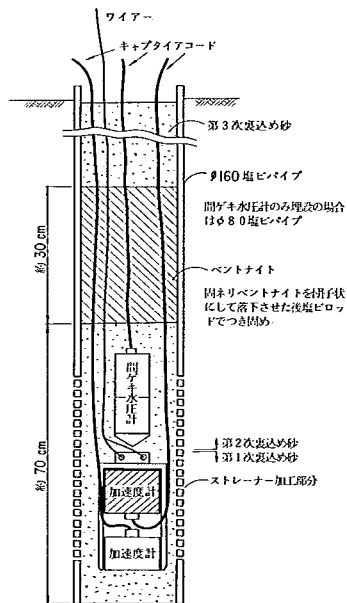


(a) 阿賀野川Aゾーンその1



(b) 阿賀野川Aゾーンその2

図-2.22 実験配置図



加速度計は、キーのついたロッドにより測定孔内に挿入して設置方向を定めた。

図-2.23 計器埋設方法

破深度 d (4 ~ 6 m) に巾があるためでもありやむをえない。この場合に地表振動が最大になると考えられる $W = 1.0 \text{ kg}$ 、 $d = 6 \text{ m}$ の発破の場合についてみると、鉛直・水平振動とも発破孔からの水平距離が 10 m 位で急速に低減する。図-2.26 によると地盤での振動はほぼ等しい距離での地表面での値よりはるかに大きくなっているが、発破孔に砂詰めしていないことと関係があるかもしれない。図-2.27 により、振動の鉛直成分は水平成分より大きく平均的に約 1.5 倍の大きさであることが多い。次に、図-2.25 に示した地表面が速度と火薬量の大きさと比較したものを図-2.28 に示した。ここでは発破孔からの水平距離が比較的そろったものを整理した。値にばらつきがあり、はっきりしたことはいえないが、第 1 近似としては、振動の大きさは薬量の 1 次で比例するといえよう。なお、得られた振動波形の振動数を目読で推定すると数 10 ~ 100 Hz 程度であり、一方測定に用いた加速度計の一樣応答周波数範囲は 40 ~ 200 Hz 以下であり、一部の結果については応答感度の低い範囲で測定していたことになるが、それに対する補正は行なわなかった。

これらに対応する間げき水圧の深度分布を図-2.29 に示す。図示した間げき水圧は、発破直後のピーク値及びその直後の振動が納まったところでの値である。但し、この場合、間げき水圧計は差動トランス式であり、動的な応答性は高いとはいえず真のピーク値よりかなり小さいと思われる（このことは、いずみゲージ式の間げき水圧計を用いたその後の実験結果からも明らかである）。これらの結果から、薬量が 1 kg のとき、発破によるいわゆる砂の液化化に対応するような比較的大きな過剰間

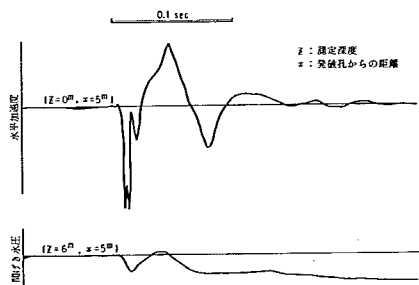


図-2.24 測定記録の例

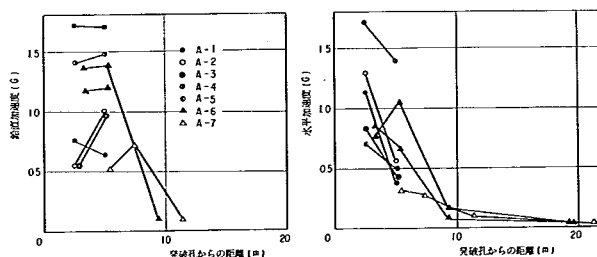


図-2.25 地表面加速度と水平距離の関係

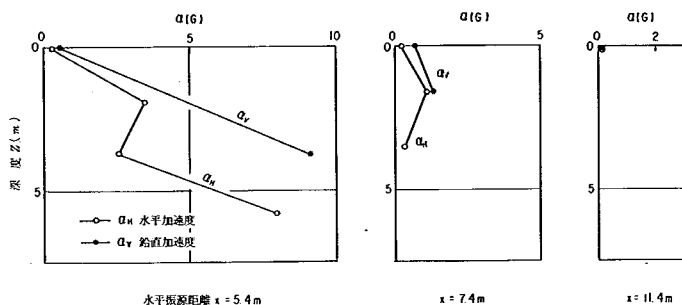


図-2.26 加速度の地盤分布

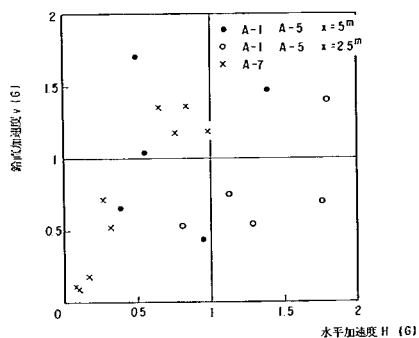


図-2.27 水平加速度と鉛直加速度の比較

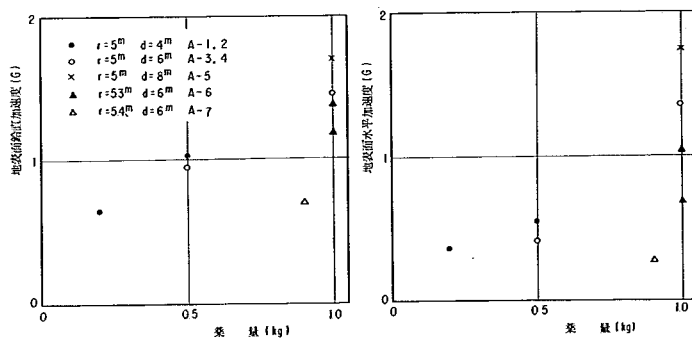
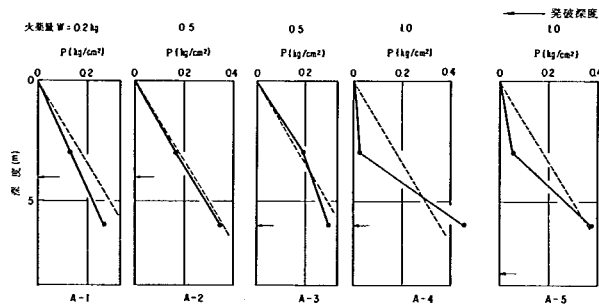
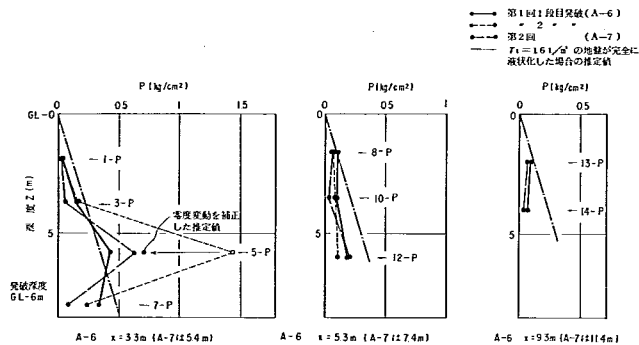


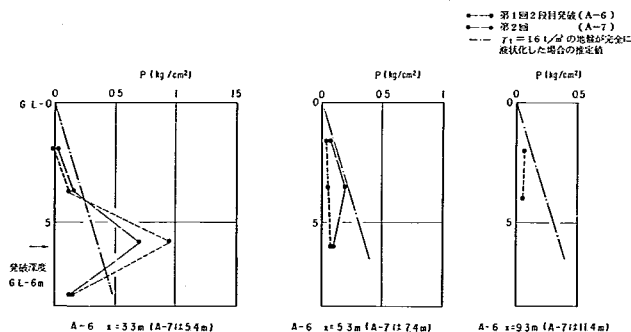
図-2.28 地表面加速度と薬量の関係



(a) (振動的变化部の最大増加分)



(b) (振動的变化部の最大増加分)



(c) (振動的变化が納った直後の値)

図-2.29 間引き水圧の深度分布

げき水圧が発破孔から4～5 mの範囲に発生し、これが消散するまでに30分程度を要した(図は略)ことになる。

A-6、7について地表部の沈下グイ、地中のスクリー式沈下板による沈下量測定結果を図-230に示す。すなわち、発破孔近傍での最大沈下量は約6 cmで地表面沈下の影響範囲は、振動と同じく半径約10 m以内であった。又、地表面下4 mでは沈下はなかった。

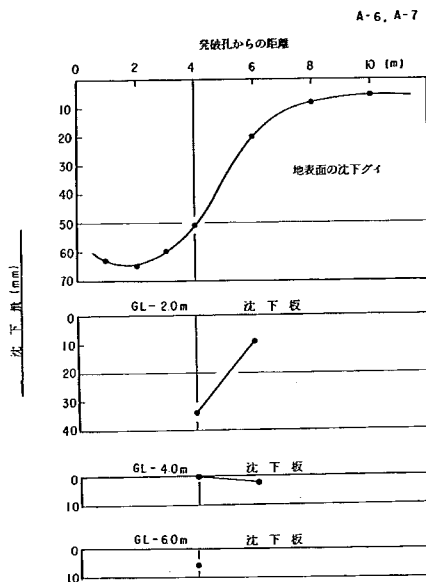
②Bゾーン及びCゾーン

Bゾーン及びCゾーンは、地盤の硬さが異なるだけで(Bゾーン:大略 $N < 10$ 、Cゾーン:大略 $N > 10$)、調査項目、方法はほぼ同様で

ある。但し、Bゾーンでは発破振動の再現性を調べる予備的な実験B-1～B-4を行なった。すなわち、B-5～B-8がC-1～C-4に対応するものである。土質柱状図の例は図-219、20に示した。図から明らかなように、Bゾーンでは深度6～7 m付近で $N > 10$ となるのに対し、Cゾーンでは深度3～4 m付近から $N > 10$ となっている。BゾーンとCゾーンとは地下水位がそれぞれ $GL-0.65 \sim -1.30$ m、 $GL-2.10 \sim -2.25$ mであり、おおよそ1 m異なるのでN値に対して地下水位の影響もあると考えられるが、そのことを考慮してもCゾーンは全般にBゾーンより硬く、密度が大きいと推定される。発破の前後にサウンディングを実施したが、Aゾーンの場合と同じく明瞭な傾向は認められなかった。

発破実験において、既述したAゾーンでの実験と異なる主な点は次のとおりである。

- (イ) 測定項目を減らし、実験回数を増す。
- (ロ) 間げき水圧の測定を主眼とする。
- (ハ) 地盤の硬さの異なる2箇所と同じ内容の実験を行ない、直接実験結果が比較できるようにする。
- (ニ) 発破は単発とする。
- (ホ) 間げき水圧変換器は応答特性、耐震性のよいストレインゲージ型とする。



計器の配置図は図-2.31 に示した。得られた記録の代表的な例を図-2.32 に示す。

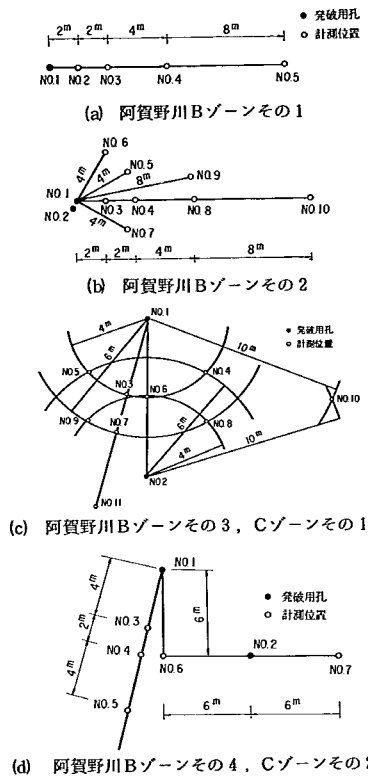


図-2.31 実験配置図

これらの結果によれば、加速度についてはほぼAゾーンと同様の傾向であり、記録の振動数は加速度計の固有振動数付近であり、加速度の絶対値、波形等については補正が必要であろう。間げき水圧については、その振動波形が鋭いピークを持っており、Aゾーンの記録では見られなかったものである。これは、間げき水圧計をAゾーンの差動トランス型からより周波数応答性の優れたストレインゲージ型に変えたために計測できたものである。しかし、B、Cゾーンで使用した間げき水圧計でも、フィルター（ポーラスメタル）に 100μ のものを用いた場合、 3.40Hz 以上の振動数に対しては応答感度が低下するので、このピーク値は実際にはもっと鋭い形をしている可能性があり、今後の改良点の一つである。

これらのデータについて、加速度の最大値及び間げき水圧の振動部の最大値及びその直後の残留値について読みとり整理した。なお、間げき水圧の計測結果には次のような問題がある。

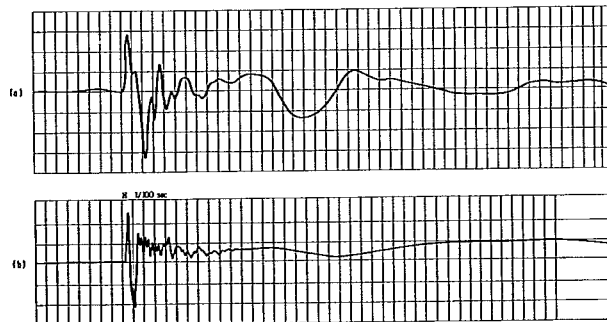


図-2.32 測定記録の例 (a)加速度 (b)間げき水圧

(イ) 発破後、長時間（2、30分以上）経過すれば間げき水圧の測定値は零に戻るはずであるが、零に戻っていない測点があった。

(ロ) 間げき水圧計の規定容量は 2 kg/cm^2 であるが、機械的に換算するとこれをはるかにオーバーする測点があった。

(イ)(ロ)とも考えられる理由は同じで、(ロ)のような規定容量を越える圧力が加わったために、除荷時に一種のヒステリシスとしてゲージにひずみ残り、(イ)のような結果になったものと思われる。このため、(イ)については、長時間後に残留する値はヒステリシスに起因するものとして、この値を零点変動分として得られた残留値を補正した。(イ)については、この計測に用いた間げき水圧計の内から2個について容量を大巾に上回る圧力範囲に対して検定を行ない、ゲージのひずみレベルに応じた圧力を求めることにした。これらの方法によりデータを整理した結果として、図-2.33に加速度分布を、図-2.34に間げき水圧の分布を、図-2.35に同種の実験の結果の比較を、図-2.36に間げき水圧とN値の関係を示す。これらの図から次の点が指摘できる。

(イ) 地盤加速度の鉛直・水平成分を比較すると、全般的に鉛直成分の方が水平成分より大きい。又、鉛直成分の方がばらつきが大きい。

(ロ) 地表面加速度で判断する限り、加速度に対する地盤特性（N値）の影響は小さい。又、同一薬量・深度であれば生じる地盤振動はほぼ同一のものであった。

(イ) 間げき水圧については、N値が大きい場合はN値が小さい場合に比べてピーク値は大きいが残留値は小さい。

(イ)に関連して、地盤内でとらえられる間げき水圧について考察を行なったところ次の関係を得た（詳しくは付録-1参照）。

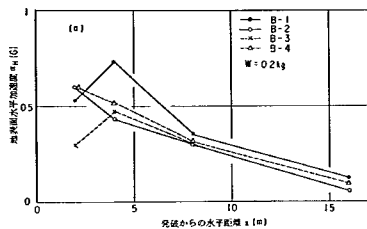
$$U_d \propto \tau_d$$

ここに、 U_d ：間げき水圧のピーク値

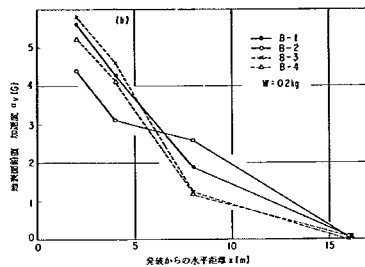
τ_d ：発破によって地盤内に発生する動的せん断応力

したがって、間げき水圧のピーク値と残留水圧との関係は、動的せん断応力とそれによって生じた残留水圧との関係と見ることができる。すなわち、液状化しやすさを表わす関係と見ることができる。このような観点から、間げき水圧のピーク値 U_d と残留値 U_r の関係を図-2.37にまとめた。この図において、N値の大小を地盤の締り具合の程度と見なせば、全体的に見て締った地盤では U_d に対する U_r は小さく、緩い地盤では U_d に対する u_r が大きく、地盤の液状化しやすさとよく対応していると考えることができる。

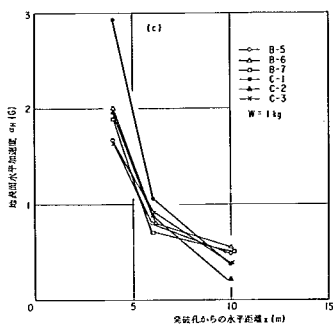
次に、間げき水圧と加速度の関係を調べるため、加速度の測定値から間げき水圧測定位置の加速度を推定し、図-2.38に図示した。両者の間には明確な関係は見出しにくい。 U_d 、 U_r とも加速度が大きくなるにつれて大きくなり、その発生のためにはある加速度の限界値があると見ることでもできる。又、その限界値は地盤が締まっていると大きくなると見ることでもできる。この加速度値は前述したとおり、入力振惑の周波数成分が変換器の固有振動数に近いものがあるので、地盤振動を忠実に測定し



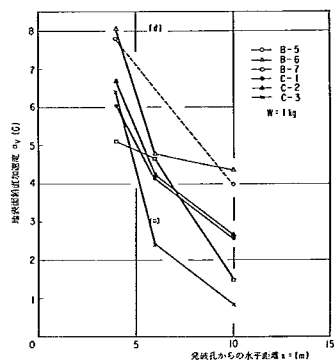
(a) 地表面加速度 ($W = 0.2 \text{ kg}$)



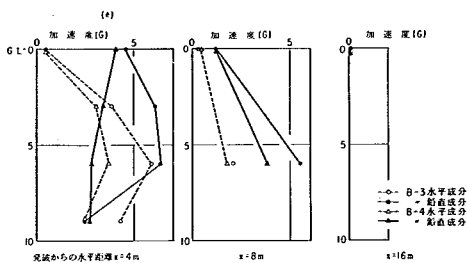
(b) 地表面加速度 ($W = 0.2 \text{ kg}$)



(c) 地表面加速度 ($W = 1.0 \text{ kg}$)



(d) 地表面加速度 ($W = 1.0 \text{ kg}$)

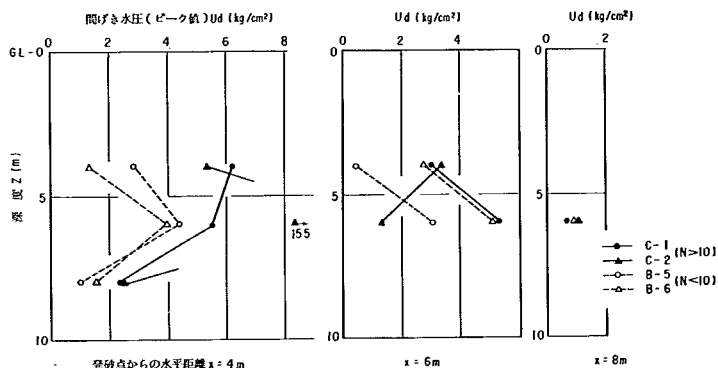


(e) 地盤加速度 ($W = 1.0 \text{ kg}$)

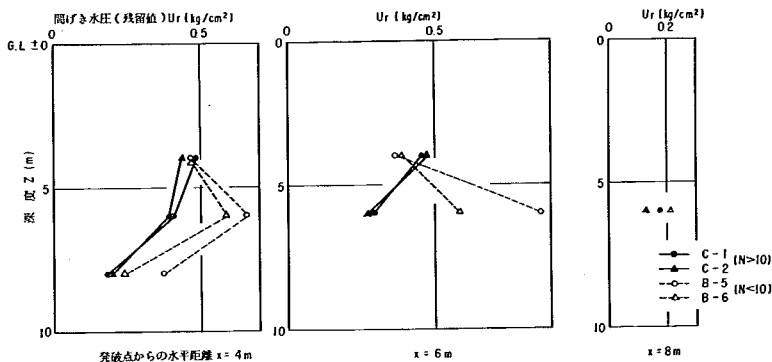
図-2.33 加速度分布

たものとはいえない。このため、変換器中の振子の運動方程式を用いて外振動を数値的に推定することを試みたが、試算に留まった。

地表面沈下量の測定結果は図-2.39に示すとおりであり、 $N \geq 10$ に対応した大小関係を明らかにすることができる。また、火薬装填深さGL-6より上部の土層が地盤沈下量に関与するものとしてその土層の平均N値と発破孔から1mのとのろの沈下量の関係を図示したものが図-2.40(a)である。さらに間げき水圧の測点として発破孔から6m、深度6mの位置を考えその点の残留間げき水圧 U_r と沈下量との関係を示したものが図-2.40(b)である。これから、N値が小さく U_r が大きいほど地盤沈下量も大きい。また逆にこのような方法による地盤沈下量から地盤内の U_r の発生しやすさを推定することができると思われる。

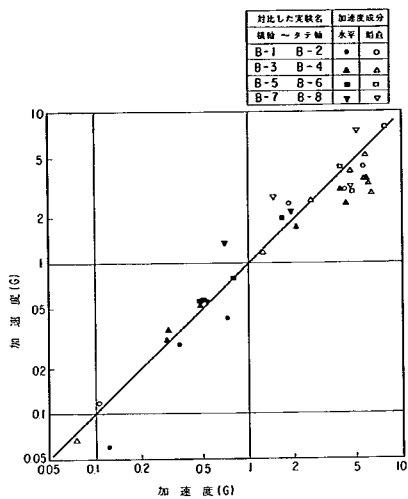


(a) ピーク値

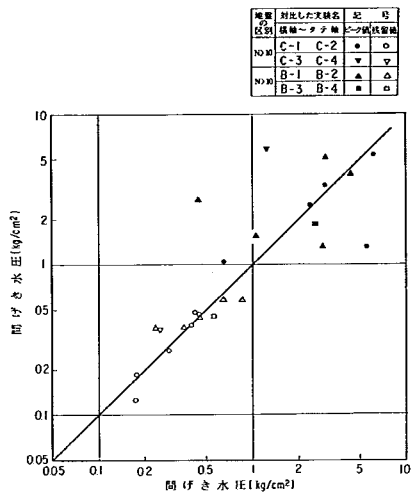


(b) 残 留 値

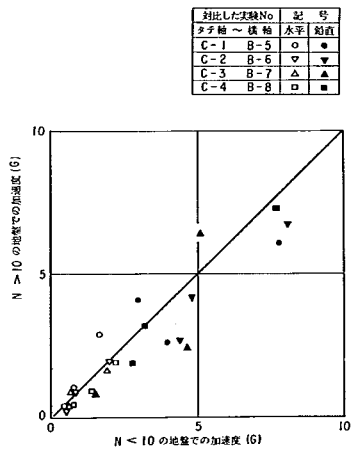
図-2.34 間げき水圧分布



(a) 加速度、 $N < 10$



(b) 間引き水圧ピーク値



(c) 加速度、 $N < 10 \sim N > 10$

図-2.35 同種の実験の比較

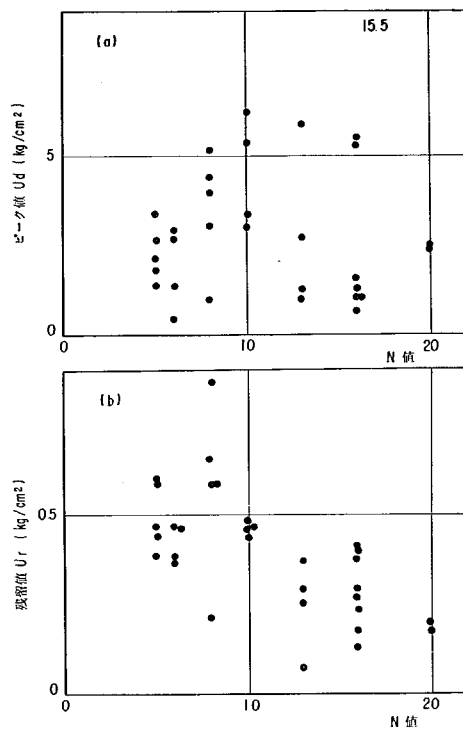


図-2.36 間き水圧とN値の関係

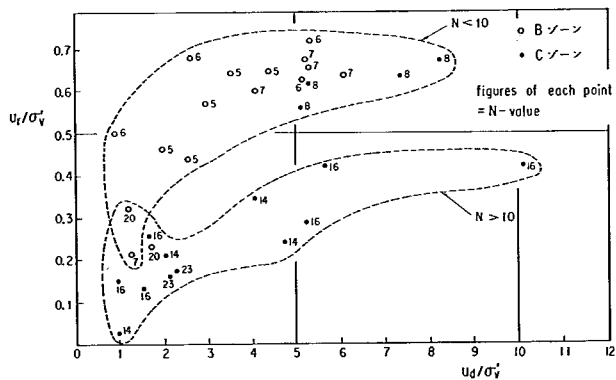


図-2.37 ピーク間き水圧 U_d と残留間き水圧 U_r の関係

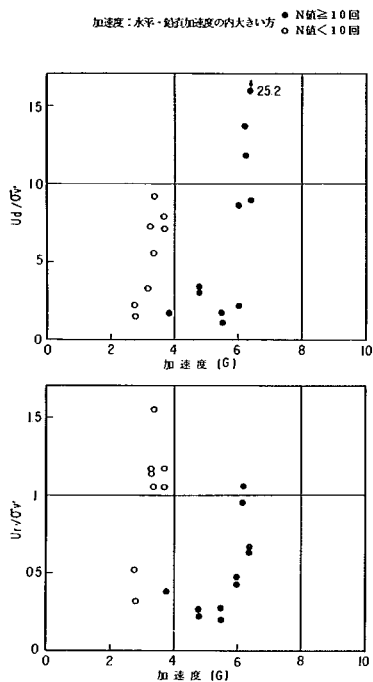


図-2.38 地盤加速度と間げき水圧の関係

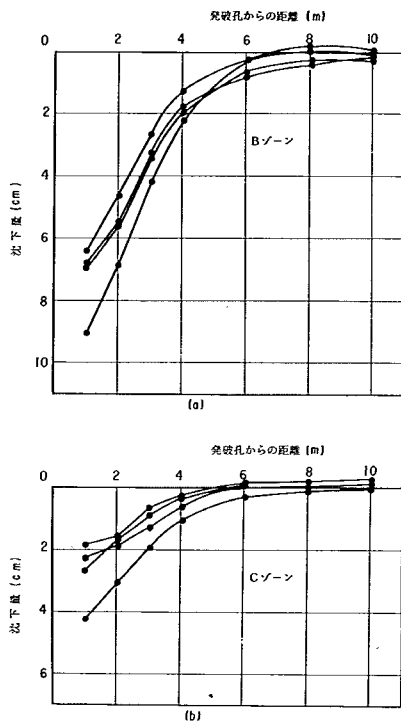


図-2.39 沈下量測定結果
 (B-5 ~ B-8、C-1 ~ C-4)

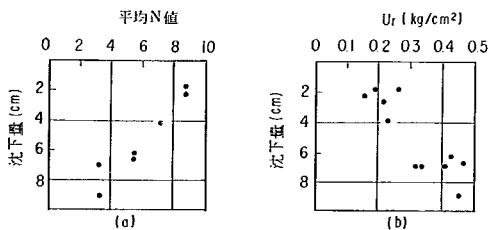


図-2.40 (a) 平均N値と沈下量の関係
 (b) U_r と沈下量の関係

7) 利根川での実験

地盤硬さによりA、Bゾーンに区分した。各ゾーンの土質柱状図の例を図-2.41、42に示す。AゾーンではGL-6mまでシルト混りの細砂が続き、それ以深は細砂で、LG-10mではN値が30近い値となっており、シルト混入量も少なくなっている。Bゾーンでは、GL-6mまでシルト混りの細砂が続き、それ以深GL-10mまでは、N値12程度の中砂となっている。

表-2.3(a)(b)に2ゾーンでの実験条件をまとめた。使用変換器は、表-2.2に示したとおりである。実験方法は、阿賀野川Bゾーン、Cゾーンの場合とほぼ同じである。

発破実験において、既述した阿賀野川B・Cゾーンの場合と異なる主な点は次のとおりである。

(イ) 地中加速度測定をなくして、間げき水圧の測定に重点をおいた。

(ロ) 間げき水圧のフィルターを、同サイズのφ2mmの孔を多数あけた真ちゅう板でおきかえた。

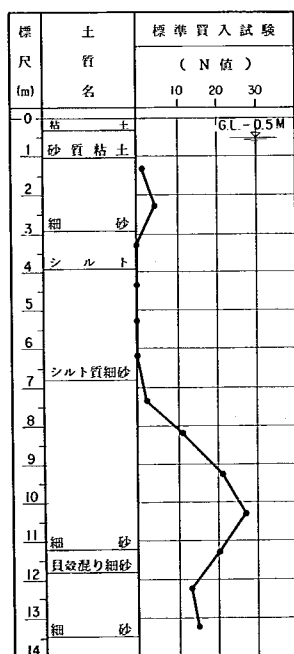


図-2.41 実験場所の土質柱状図例
(利根川Aゾーン)

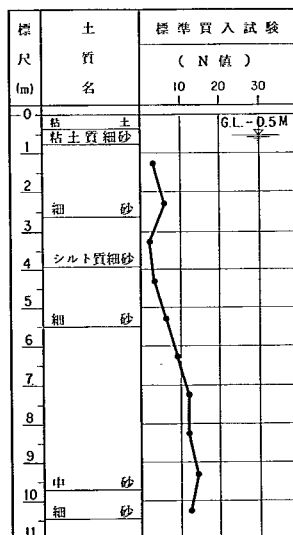


図-2.42 実験場所の土質柱状図例
(利根川Bゾーン)

表-2.3(a) 実験条件 (利根川Aゾーン)

実験番号	配置図	発破孔番号	発破深度	薬量	計測位置・項目	備考
A-1	図-2.43	Na 1	GL-6m	1.5 kg	Na 3 AH, AV GL 0m Na 4 AH, AV GL 0m Na 5 AH, AV GL 0m Na 6 AH, AV GL 0m Na 7 P, P GL-6m Na 8 P GL-13m Na 9 P GL-6m Na 10 P GL-13m	A-2では、Na 3、4、5、6のAH、AVは発破孔Na 2に対して、Na 1に対する相対位置と同じように置き換えた
A-2		Na 2	GL-6m	1.0 kg		
A-3	図-2.43	Na 1	GL-13m	1.5 kg	Na 3 AH, AV GL 0m Na 4 AH, AV GL 0m Na 5 AH, AV GL 0m Na 6 AH, AV GL 0m Na 7 P GL-6m Na 8 P GL-13m Na 9 P GL-6m Na 10 P GL-13m	A-3、A-4はA-1、A-2と計器配置は似ているが、別の場所(Aゾーンの中で) A-4ではNa 3、4、5、6のAH、AVは発破孔Na 2に対して、Na 1に対する相対位置と同じように置き換えた
A-4		Na 2	GL-13m	1.0 kg		

表-2.3(b) 実験条件 (利根川Bゾーン)

実験番号	配置図	発破孔番号	発破深度	薬量	計測位置・項目	備考
B-1	図-2.43	Na 1	GL-6m	1.0 kg	Na 3 AH, AV GL 0m Na 4 AH, AV GL 0m Na 5 AH, AV GL 0m Na 6 AH, AV GL 0m Na 7 P GL-6m Na 8 P, P GL-10m Na 9 P GL-6m Na 10 P, P GL-10m	B-2では、Na 3、4、5、6のAH、AVは発破孔Na 2に対して、Na 1に対する相対位置と同じように置き換えた。
B-2		Na 2	GL-6m	1.0 kg		
B-3	図-2.43	Na 1	GL-6m	1.0 kg	Na 3 AH, AV GL 0m Na 4 AH, AV GL 0m Na 5 AH, AV GL 0m Na 6 AH, AV GL 0m Na 7 P GL-6m Na 8 P, P GL-10m Na 9 P GL-6m Na 10 P, P GL-10m	B-3、B-4はB-1、B-2と計器配置は同じであるが、別の場所(Bゾーンの中で) B-4ではNa 3、4、5、6のAH、AVは発破孔Na 2にして、Na 1に対する相対位置と同じように置き換えた
B-4		Na 2	GL-6m	1.0 kg		

計器の配置図は、図-2.43(a)(b)に示した。記録波形は省略するが、地表面加速度は、従来とほぼ同じ特徴を有する。すなわち、加速度変換器による記録は、変換器の固有振動数に近いものであり、地盤加速度を正しく表わしているとはいえないが、補正することは困難であるので、特に補正は行なわなかった。間げき水圧は、阿賀野川での例よりもさらに鋭いピークを示しており、フィルターを換えたことによる動的な応答特性の向上が見られた。この結果、間げき水圧のピーク値として当初予期した値より大きくなり、所定の計器容量を越えるものもあり、前例と同様にゲージのひずみレベルを考慮した補正を行ない換算した。図-2.44(a)(b)に加速度分布を、図-2.45(a)～(d)に間げき水圧の分布を示す。

これらの図から次の点に気づく。

- (イ) 水平加速度は、鉛直加速度より相対的に小さい。水平加速度の方がばらつきが大きい。
- (ロ) 間げき水圧のピーク値は発破距離との相関を認めることができるが、残留値ではばらつきが大きい。

次に、先と同様に間げき水圧のピーク値 U_d と残留値 U_r の関係を図-2.46 にまとめた。この場合にも、先と同様に N 値が大きいところでは、 U_d に対して U_r が小さいという結果を示している。阿賀野川の場合との比較は後の川崎弱島の場合と合わせて9)に考察する。

地表面沈下量の測定結果は図-2.47 に示す。地表面沈下量は一般に N 値が小さいほど大きい。又、発破深度が深いと同程度の硬さの地盤であっても地表面沈下量は小さくなる。又、両ゾーンとも全体的に阿賀野川 (B・Cゾーン) で値より小さい。

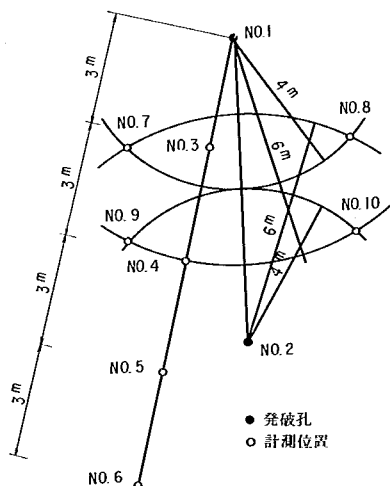
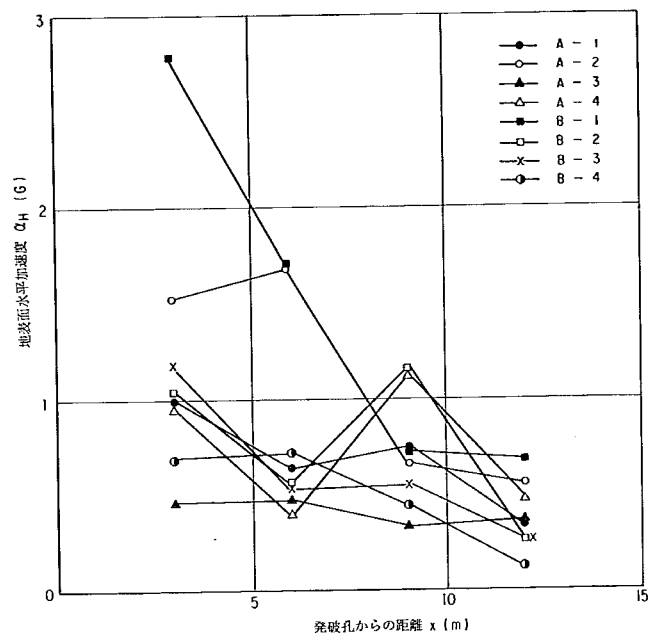
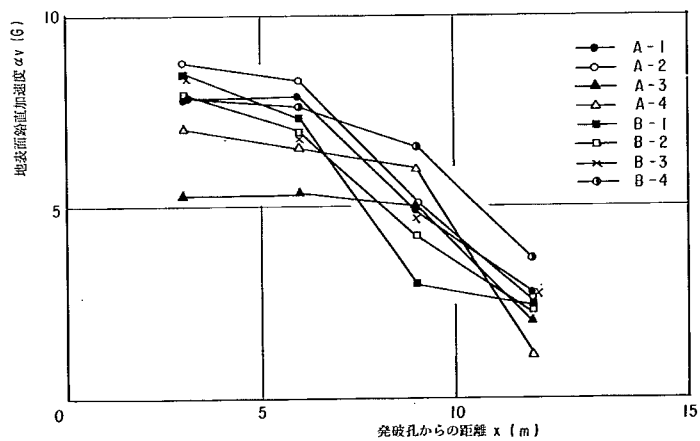


図-2.43 実験破置図 (利根川A、Bゾーン)

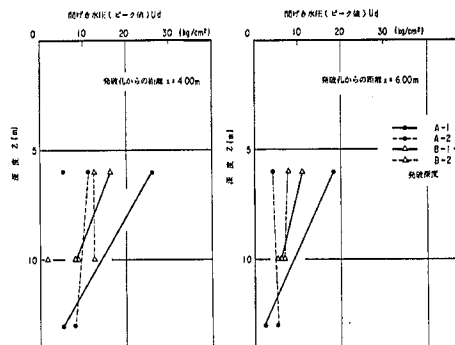


(a) 地表面・鉛直

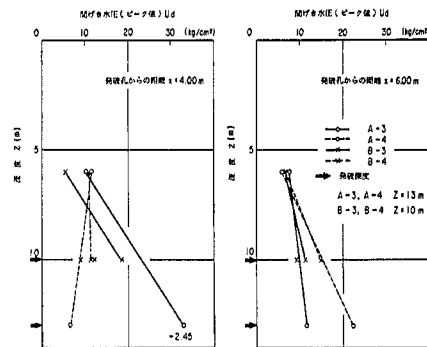


(b) 地表面・鉛直

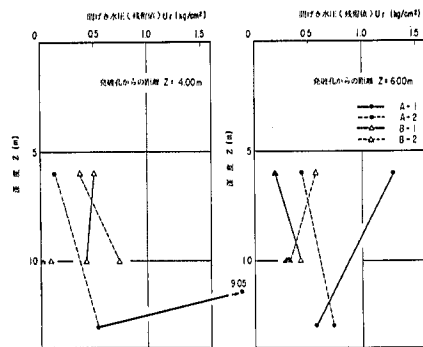
図-2.44 加 速 度 の 分 布



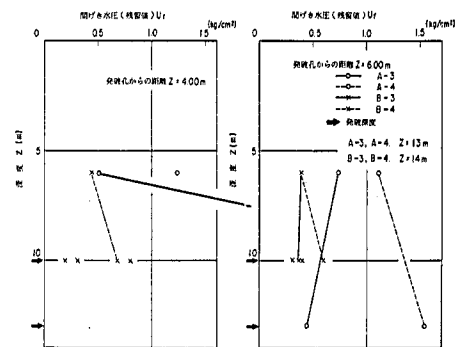
(a) ピーク値



(b) ピーク値



(c) 残留値



(d) 残留値

図-2.45 間げき水圧の分布

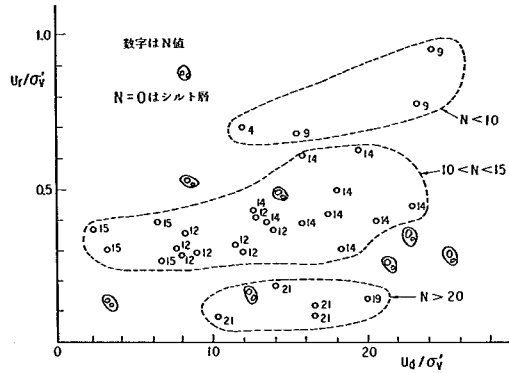


図-2.46 間げき水圧のピーク値 U_d と残留値 U_r の関係

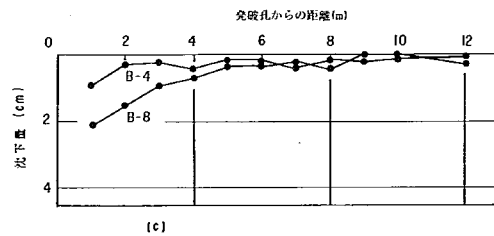
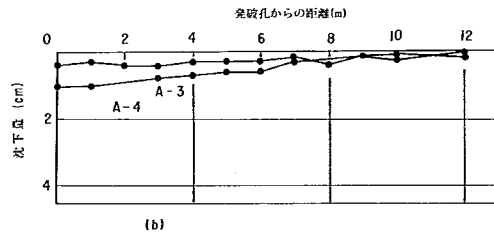
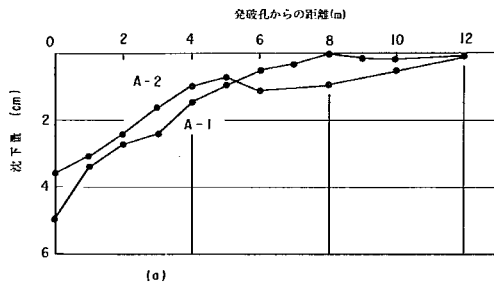


図-2.47 沈下量測定結果

8) 扇島での実験

実験場所は、扇島埋立地内の東南部の両端を岸壁に接した場所で、その地盤構成は、下部がバージ直投による埋立砂層、上部がポンプ船による吹上げ埋立砂層となっている。実験場所選定のために、既住の資

料及び、スウェーデン式サウンディングとボーリングにより地盤の締まり具合に相違のある二地区を探す予定であったが、実験場所の地盤が予想以上に緩く変化が少ないため、両地区に大きな差を持たせることは困難であった。一応両地区をA・Bゾーンと名付けた。土質柱状図の例を、図-2.48、49に示す。この結果によると、どちらのゾーンも地下水面以上の3~4mの上部砂層は $N>10$ を示し、それに続いた地下水面以下の埋立砂層は、緩く締まっていない。この砂層厚は、両ゾーンにおいて多少異なる。

表-2.4に2ゾーンでの実験条件をまとめた。

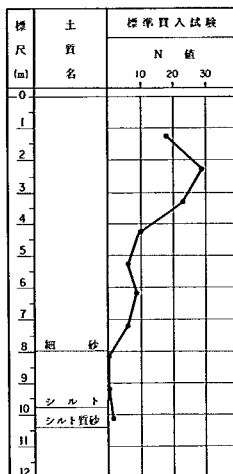


図-2.48 実験場所の土質柱状図例(扇島Aゾーン)

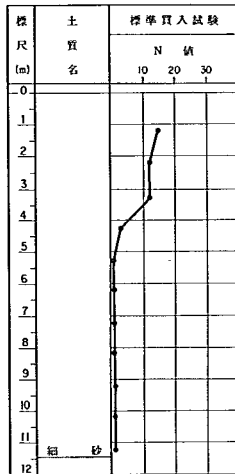


図-2.49 実験場所の土質柱状図例(扇島Bゾーン)

表-2.4 実験条件(扇島A、Bゾーン)

実験番号	配置図	発破孔番号	発破深度	薬量	計測位置・項目	備考
A-1	図-2.50	No.1	GL-6m	1.0 kg	No.3 P、P GL-6m	
A-2		No.2			No.4 P、P GL-6m	
B-1		No.1	GL-10m	1.0 kg	No.3 P、P GL-10m	
B-2		No.2			No.4 P、P GL-10m	

発破実験において、これまでの実験と異なる主な点は次のとおりである。

- 加速度測定をなくして、間げき水圧の測定に重点をおいた。
- 間げき水圧は、発破直後に生ずる大きな衝撃的圧力とその後に残存する比較的小さい圧力とを精度よく測定するために、容量 $20\text{kg}/\text{cm}^2$ の水圧計を粗い目の真ちゅう板をフィルターとしたものと、容量 $5\text{kg}/\text{cm}^2$ の水圧計に 100μ のポーラスメタルをフィルターとしたものと同じ測点に埋設することを試みた。前者は大きなピーク値をとらえるためのものであり、後者はピーク値には追従しなくとも残留水圧を精度よく測定するためのものである。

計器の配置図は図-2.50 に示す。

間げき水圧の記録についていえば、2個の間げき水圧計を用いた結果は必ずしもすべてが合理的な結果になったわけではない。ピーク値についていえば最も多いのは容量 $20\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $5\text{kg}/\text{cm}^2$ どちらでもほぼ同じという場合であり、応答性の低いと見られる 100μ のポーラスメタルを付けた $5\text{kg}/\text{cm}^2$ の変換器の場合の方が大きな値となっている場合もいくつかあった。したがって、これまでのような U_d 、 U_r の関係の比較には、図-2.51に示すように、各計器だけの値を比べたもの及びピーク値は $20\text{kg}/\text{cm}^2$ のもの、残留値には $5\text{kg}/\text{cm}^2$ のものをを用いたもので行なった。この場合にも、 $U_d \sim U_r$ の関係と地盤の硬さの間には妥当な関係がえられる。但し、 $N=1$ 、 3 では、その差を見出すことは難しい。又、實際上、どちらの地盤も砂地盤としては異常に緩い状態であり、その差を見出すことはそれ程意味のあることでもないであろう。

地表面沈下量の測定結果は図-2.52(a)(b)に示す。Aゾーンの第2回目が第1回目より小さいのは、1回目の衝撃により地盤が緩ることを考えれば納得で

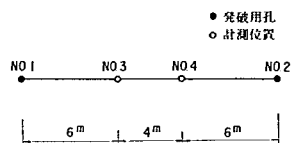


図-2.50 実験配置図(扇島A、Bゾーン)

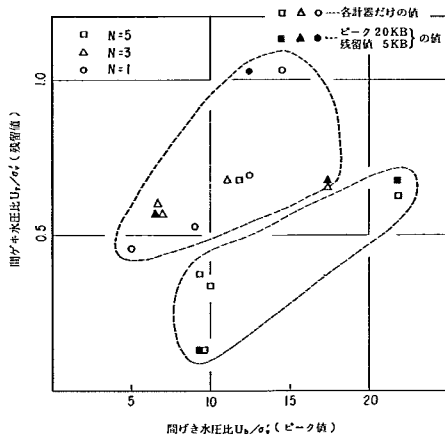


図-2.51 間げき水圧のピーク値 U_d と残留値 U_r の関係

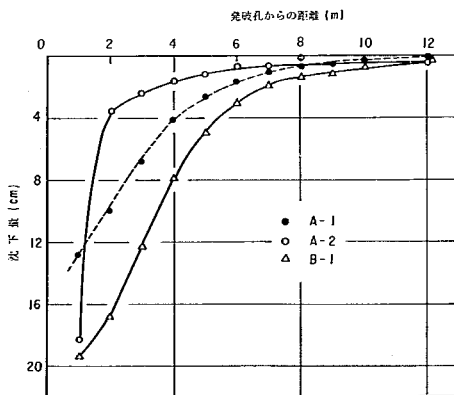


図-2.52 地表面沈下量測定結果

きる。なお、発孔周辺での最大沈下量 20 mm というのは、他の場所では見られなかった大きな値であるが、これはこの場所が他の場所のように表土やシルト層がない様な砂地盤であるためと考えられる。

9) 土木研究所で行なった実験相互の比較

既に述べたように、この発破による実験結果について地盤の液状化しやすさと結びつくのは、発破直後の水圧のピーク値 U_d とその後に残留する U_r との関係及び Florin らの提唱する地表面沈下量と考えられる。各場所での間げき水圧の特性は図-2.37、46、51に、地表面沈下量の結果は、図-2.39、47、52に示されている。間げき水圧の結果を比べる場合、まず、間げき水圧の測定法が、各回それぞれわずかず異なることを注意しなければならない。阿賀野川B、Cゾーンの場合、フィルターとして 100 μ のポーラスメタルを用いている。利根川の場合、ポーラスメタルは用いていない。扇島の場合、両者を両用している。扇島の測定結果では、このフィルターの違いによる影響は明らかではなかったが、 U_d の値から判断して、阿賀野川B、Cゾーンでは応答特性が低く、実際の U_d はこの値より大きかったものと推定される。したがって、他のデータと定量的に比較することは現段階では無理である。次に利根川の場合であるが、図中の値は、交換器のヒステリシス特性に基づくものと思われる零点の変動を補正したものであるが、計測後回収した変換器の受圧面には肉眼で分る程のくぼみを生じているものがあった。これは静的に高圧まで検定したものではありませんいほどの大変形であり、零点を補正するという便宜的な手段では無理かもしれない。実際、N値の大きさや生成年代から判断してはるかに液状化しやすいと思われる扇島でのデータよりも利根川の方が液状化しやすいとなっている点は理解できない点である。結局、実験場所相互の比較は現時点では困難であり、今後、データを集積していく必要がある。

地表面沈下量について見た場合、定量的には解析が困難であるが一定量の薬量によって起こされる沈下量は地盤の締めりぐあい、すなわち液状化に対する安定度と密接な関係があるであろうことは理解できる。このようにして沈下量測定結果を見ると、今回の実験場所では扇島、阿賀野川、利根川の順に液状化しやすいことが推定され、これは過去の液状化履歴や生成年代と合わせた判定と矛盾しない。

10) 発破振動法における今後の問題点

今後に残された問題点として次のような事項が挙げられる。

- (i) 高感度かつ耐衝撃性の高い間げき水圧計の開発
- (ii) 計器埋設孔のベントナイトの付着や埋戻し材料の影響
- (iii) 地盤密度測定さらには不攪乱試料採取により他の室内実験との対応

(2) クイ打振動法^{30)~38)}

この方法はここ数年来、我国において石原らによって始められたものであり³⁰⁾、クイを打込むとき又は地盤改良のためのサンドコンパクションバイルを打込むときの地盤振動を利用するものであり、最近かなりの実施例が報告されている。土木研究所においても同種の実験を実施したことがある。ここでは、まず他の機関で行なわれた実験例を主にその加振法、計測法、提案されている結果の整理法等をまとめる。次に土木研究所で実施した実験の概略について述べる。

1) 他の機関での実験

これまでの事例を主として、加振方法・計測項目等について整理したものが表-2.5である。

これらの実験における地盤は、自然沖積砂質地盤、砂質埋立地盤、改良地盤、沖積シルス地盤等である。振動源は、径100～800mmの開孔鋼管（グイ）、IV型矢板をバイプロハンマー等で打込むものであり、打込み時に周囲1～2mの地盤中において加速度、間げき水圧を計測している。この計測結果はおよそ次のとおりである。鋼管を貫入していくと、地盤内の加速度及び間げき水圧は貫入が計測深度に到達するまで一般に上昇し続ける。特に度げき水圧は貫入が計器の深度に達する項にピークを示し、加速度は間げき水圧がピークに達するやや前にピークを示しその後減少する。この水圧上昇の割合は、締った地盤の方が加速度の割合に小さく、この加速度と上昇間げき水圧の関係から地盤の締め具合を推定することができると思われる。この推定のためには、特に鋼管から水平距離1m離れた測点において貫入時に最初に間げき水圧がピークに達したときその点の鉛直加速度との関係を対応させると良いとされている^{30)～34)}。又、間げき水圧が上昇する過程で有効土かぶり圧の10%に達したときの鉛直加速度をN値と対応させると地盤による液状化特性の差をよく表わすといわれている。文献33)には各地のデータをまとめたものが図-2.53のように示されている。

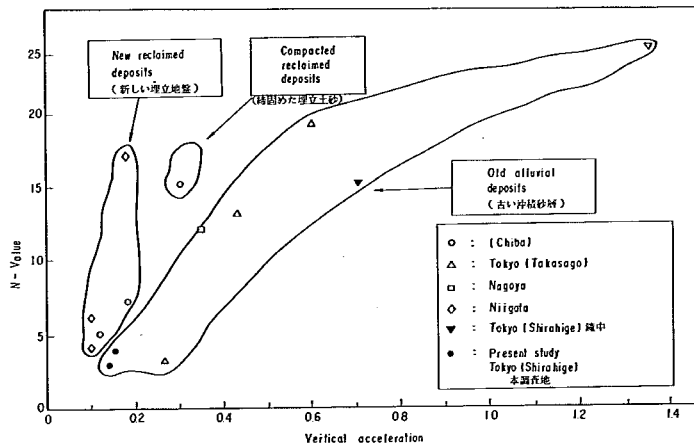


図-2.53 有効土かぶり圧の10%の水圧を上昇させるに必要な鉛直加速度とN値との関係³³⁾

これらの結果から以下のような結果が導かれている。

- (1) サンドコンパクションパイルで締固めた砂地盤は液状化しにくい³⁰⁾。
- (2) シルト質砂を含む沖積地盤は新しい埋立砂地盤より液状化しにくい³¹⁾。
- (3) 地下水位が高く平素から低湿地と考えられている所の砂層は水圧が上昇しやすい³²⁾。

表-2.5 クイ打振動法の実施例

実施者	場 所	振 動 源		土 層	貫入速度	加速度・水圧の計測位置 (振動源からの距離 と地表からの深度)	備 考
		貫入部	加振源				
川崎製鉄	千葉埋立地	サンドコンパクション パイルの パイプ	サンドコンパクション パイル打 込み用パイロ ンハンマー	中砂、細砂、 シルト質 細砂	1.2 m/分	$r = 1, 2, 3 \text{ m}$ $z = 4, 6, 8 \text{ m}$	地表近くにおいて砂置換法により密度測定 未改良地盤及びパイプロコンボーズによる改良地盤において実施
東京都	東京都内	開口パイプ	タイ打込用パイ ロンハンマー 加振力 31 トン 17 Hz	ローム質砂、 細砂、 シルト質砂、 細砂		$r = 1 \text{ m}$ $z = 4.5, 7, 10 \text{ m}$	レイモンドサンブラーにベネス リーブを付け密度測定
道路公団	愛 知	開口パイプ $\phi 100, 200,$ 300 mm	タイ打込用パイ ロンハンマー 加振力 35 トン 20 Hz	シルト質 粘土、中砂、 粘土		$r = 1 \text{ m}$ $z = 4, 7, 10 \text{ m}$	
東京都	東京都内	開口パイプ $\phi 300 \text{ mm}$	タイ打込用パイ ロンハンマー 加振力 47 トン 18 Hz	埋土、 シルト、 中砂		$r = 1 \text{ m}$ $z = 6, 5, 8 \text{ m}$	Bishop式サンブラー及び大口径 サンブラーにより密度測定及び 繰返し三軸試験
三井建設	新潟市内	開口パイプ $\phi 150,$ 300 mm	パイロハンマー 30 トン 35 トン 15, 20 Hz	中砂、粗砂、 中砂、 上部粘、 土質混り		$r = 1.0 \text{ m}$ $z = 4, 0, 7, 0 \text{ m}$	シンクウォールサンブラーにより 密度測定
北海道電力	北海道	剛矢板	パイロハンマー トーンYM2 -1200 E 22 Hz	レキ・シルト 混り砂		$r = 1, 14 \text{ m}$ $z = 3, 6, 9 \text{ m}$	未改良地盤及びパイプロコンボ ーズによる改良地盤において実 施
建築研究所	鹿児島	鋼管 $\phi 250 \text{ mm}$ 閉端 一部 開端	サンドコンパク ションパイル打 込用パイロン ハンマー 加振力 47 トン 9 Hz	沖 積 シラス		$r = 1, 2 \text{ m}$ $z = 5, 8 \text{ m}$	未改良地盤及びサンドコンパク ションパイル・パイプロフロ ーションによる改良地盤にお いて実施
建設省	熊本	鋼管ダイ $\phi 800 \text{ mm}$ 剛矢板 YSP-W	ディーゼルハン マー K-42 パイロハンマー N1-40K	シルト質砂 細砂、 シルト質砂		$r = 5, 10, 15 \text{ m}$ $z = 5, 10 \text{ m}$	
建設省	新潟市内	閉端、 開口パイル $\phi 400 \text{ mm}$	パイロハンマー 39 トン 10 Hz	細砂、中砂、 一部シルト 混り	1 m/分	$r = 0.85 \text{ m}$ $z = 3.7, 7.7,$ 10.7 m	未改良地盤及びパイプロコンボ ーズによる改良地盤において実 施 オスターバークサンブラーによ
土木研究所	川崎埋立地	サンドコン パクション パイルの パイプ	サンドコンパク ションパイル 打込用パイロ ンハンマー 加振力 39 トン 9 Hz	細砂 一部シルト	1 m/分	$r = 1, 2 \text{ m}$ $z = 2, 3, 5, 7 \text{ m}$	無処理地盤及びパイプロコンボ ーズによる改良地盤において実 施
日本鋼管	川崎埋立地	サンドコン パクション パイルの パイプ	サンドコンパク ションパイル 打込用パイロ ンハンマー	細砂 一部 シルト		$r = 1 \text{ m}$ $z = 3, 6 \text{ m}$	無処理地盤及びパイプロコンボ ーズによる改良地盤において実 施 Bishop式サンブラーにより密度測定

(4) シルト粘土層のような難透水層がある場合には水圧が上昇しやすい³²⁾。

(5) 既往の地震時に液状化を生じた場所（新潟川岸町）では、他の同種の地盤と比べて相当水圧が上昇しやすい³⁴⁾。

(6) チュウ積シルス地盤においても間げき水圧が上昇する³⁶⁾。

2) 土木研究所での実験

土木研究所で行なった実験は3.2で後述するように主目的はサンドコンパクションパイルによる地盤の締固め効果を調べることであり、それを調べる一手法として1)で述べたような地盤加速度、間げき水圧の測定も合わせて行なった。この結果は、未改良地盤の動的安

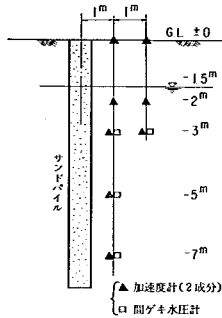


図-2.54 計器配置

き水圧の測定も合わせて行なった。この結果は、未改良地盤の動的安
 全性あるいは液状化特性を表わすものと見ることもできるので、こ
 こにその概略を述べる。この種の実験としては3.2で述べる室内土槽で
 実施したものと、川崎市扇島地区埋立地の現場で実施したものとがあ
 るが、ここでは現場での実験について述べる。採用したパイルの仕様
 や、各種サウンディングの結果は2.2(2)で述べる。

加速度等の測定を行なったのはサンドコンパクションパイル施工前
 及び施工後の地盤にサンドパイルを打設するときである。計測器埋設
 位置図を図-2.54に示す。測定した加速度のピーク値の分布を図-
 2.55に、打設時の過剰間げき水圧の平均値のピーク値の分布を図-
 2.56に示す。改良前後の加速度の変化は図-2.55では見にくいの

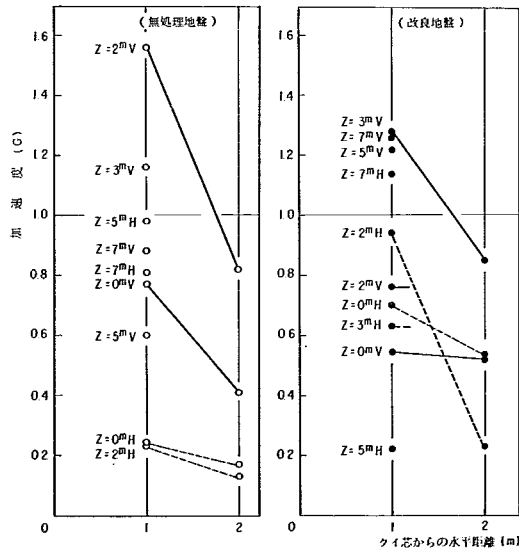


図-2.55 加速度ピーク値と水平距離との関係

で、個々の測点につい
 ての比較をしたものを
 図-2.57に示す。こ
 の図によれば、改良に
 より一般に加速度が増
 大することが多いこと
 がわかる。これは地盤
 改良により地盤剛性が
 増したためである。間
 げき水圧は、図-2.56
 に示すとおり、地盤改
 良により発生量は少な
 くなる。このことによ
 り、パイル打設により
 地盤の動的安定性が増
 したことになる。

3) クイ打振動法における今後の問題点

今後に残された問題点として次のような事項が挙げられる。

- (i) 貫入速度の影響の有無
- (ii) 地盤透水性の影響（貫入過程中的の過剰間隙水圧の逸散効果の影響）

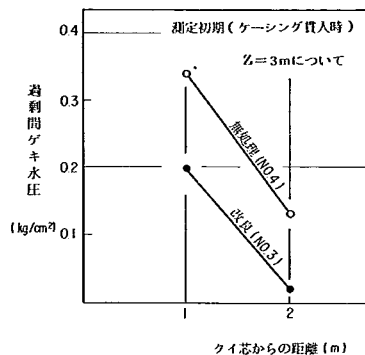


図-2.56 過剰間隙水圧とクイ芯からの水平距離との関係

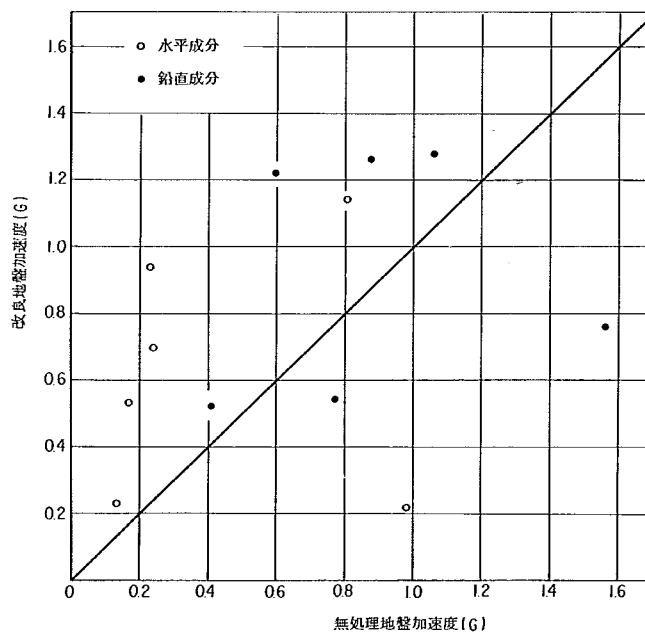


図-2.57 地盤改良による地盤加速度の変化

3. 砂質地盤の改良工法

3. 1 砂質地盤の改良工法の現状

ゆるい砂質地盤の改良のために用いられている各種の締固め工法の施工例について資料調査を行ない、改良工法の効果等の現状について整理を行なった。今回の資料調査の範囲内で言えば、砂質地盤の改良を目的とする例は、埋立地のタンク、材料のストックヤード、工場等の産業施設や建築物の支持力増大や沈下量の軽減を目的としたものが多く、地震時の液状化防止を直接の目的とした例はほとんどない。しかし、砂質地盤の場合には、改良方法の原理のほとんどは地盤の高密度化すなわち締固めに基いており、改良目標値の差はあるかもしれないが、静的な支持力増大を目的とした改良と液状化防止を対象とした改良とは方法としては同一のものである。調査対象とした資料は、原則的に改良工事報告書等の生データを基にしており、雑誌等に発表されたデータは対象としなかった。

(1) 改良工法の分類

ある程度層厚のある砂質地盤の改良工法をその原理によって分類し、又適用条件等を従来のデータからまとめたものが表-3.1である。このような実際の施工法は、その一般名称と各社の商品としての名称と混同しやすいが、この表では工法群は一般名称とし、工法例としてその工法群中で相対的に多く実施例があると思われる各社の工法を挙げた。ここに記した適用条件、施工深度、改良効果は、必ずしもすべて直接に実績・現状を確めたわけではなく、通説⁽⁴⁰⁾⁽⁴¹⁾に従ったものである。

(2) 改良工法の実例

表-3.1に挙げた工法例の内、次のものについて実例資料を収集整理した。

- ① バイプロタンパ工法
- ② 動圧密工法
- ③ バイプロフローテーション工法
- ④ 縦型バイプロフローテーション工法
- ⑤ バイプロコンポーザ工法
- ⑥ ダイレクトパワーコンパクション工法
- ⑦ バイプロロッド工法
- ⑧ 電気衝撃工法

以下に個々の工法について実例をまとめて説明する。

1) バイプロタンパ工法

これは層厚の厚い砂質地盤の改良工法としては一般的なものではないが、表-3.1に記したバイプロフローテーション等の深層締固め工法では一般に表層が余り締固められないので、表層を締固める補助手段として、あるいは対象砂層が薄い場合に用いられるものであり、例えばマンモス・バイプロタンパ工法と呼ばれるものがある。図-3.1に改良後の効果を測定した例を示す。これによると、影

響範囲は2～3 mに達しているが、一般にシルト分の多い土層では締固め度は低い。

2) 動圧密工法

この工法は10トン以上のハンマー（鉄製のわくにコンクリート、砂利等を充てんしたもの又は鉄製）を10～20 mの高さから落下させ砂地盤を締固めるものである。図-3.2に改良効果を測定した例を示す。この例では地盤はどちらも比較的シルト分の多い砂質地盤であり、(a)の場合で深度4 m以下ではまったくN値の増加は見られない。

表-3.1 ゆるい砂・砂質地盤の改良工法

区分	対象	工 法 群	工 法 例	適用条件	施工深度 (m)	改良効果 (N値)	備 考
除去置換		掘 削 置 換	・掘削置換工法				普通程度の土構造物に対する砂質地盤では余り行なわれないが、フィルダムの基礎地盤では良好な地盤まで掘削することがよく行なわれる。
改良利用	浅層	表層締固め	・バイプロトンパ工法	細粒分20%以下	3	10～30	大型の振動タンパにより地盤表面を締固める。
			・動圧密工法		8	10～20	10トン位のハンマーを10～20 mの高さから落下させる。試験的に行なわれている。
		バイプロフローテーション	・バイプロフローテーション工法	細粒分15%以下	8	10～20	棒状振動機を先端より噴射するウォータージェットと振動により所定の深さまで貫入し振動部まわりの地盤を締固める。このとき上部に生ずる空前に砂、砂利を周囲から補給しながらゆっくり引き上げ地表面まで締固める。
			・緩型バイプロフローテーション工法	細粒分30%以下	20	10～30	通常のバイプロフローテーションが水平振動であるのと比べて縦振動である点が異なる。
	深層	締固め砂ぐい	・バイプロコンポーザ工法	細粒分3%以下	30	10～30	起振機により地盤中に打ち込んだケーシング中に、砂、レキを詰め、圧縮空気により押し出しながら起振機により締固めた砂、レキぐいを作る。
			・十字バイプロ工法	細粒分30%以下	12	10～20	ウォータージェットを噴射させて所定の深さまで挿入しバイプロハンマーで振動させ投入した砂を締固める。
			・串型バイプロ工法	細粒分20%以下	8	10～20	串状の突起部のついた管をバイプロハンマーにより貫入させ砂を投入しながら締固める。
			・ダイレクトワイヤコンクッション工法	細粒分30%以下	20	10～30	特殊なパネルを先端につけた柱を打込み、インパクトハンマーにより引上げと締固めとを繰返す。このとき、周囲の砂を周囲から落としてむくようにして補給する。
			・バイプロロッド工法	細粒分30%以下	20	10～30	
		内部衝撃	・爆破締固め工法	細粒分20%以下	10	10～40	地中の発破を利用する。米国・ پاکستانなどでダム基礎地盤で実施例がある。
			・電気衝撃工法	細粒分20%以下	15	10～25	地中に埋設した電極による放電時の衝撃を利用試験的に行なわれている。

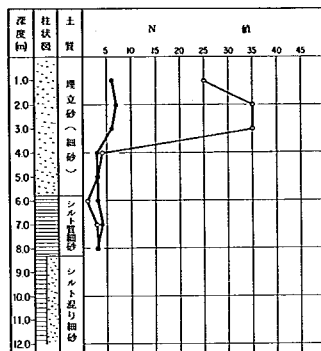


図-3.1 バイプロタンパーによる改良効果例

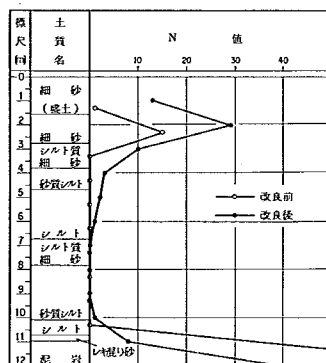
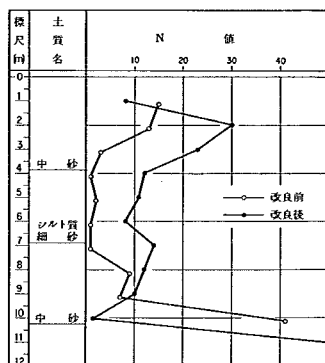
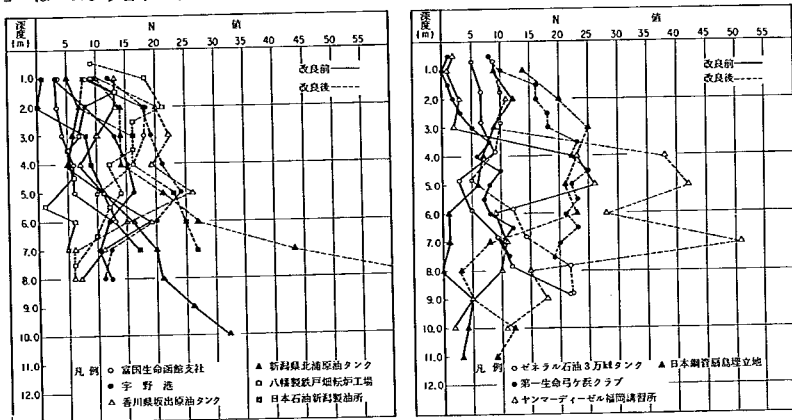


図-3.2 動圧密による改良効果例

3) バイブロフローテーション

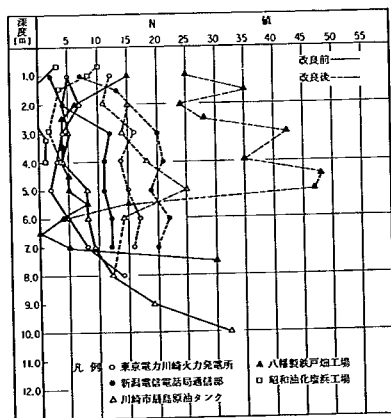
この工法については、新潟・十勝沖地震時に液状化を防止する効果があったという報告がある^{42) 43)}。今回の調査によって得られたデータのほとんどは約10年以上前に施工されたものであり、最近のものは少なかった。最近比較的用いられ方が少ない理由として、大量に水を使用すること、貫入力が小さくこれまではせいぜい8 m程度までしか貫入できなかったこと等が挙げられる。なお、ごく最近には15 mまで改良可能な機械も製作され使用され始めている。図-3.3に改良工事に伴うN値の変化の実測結果をまとめたものを示す。ここでは、改良効果に影響する打設間隔等については区分していないが、地盤の構成に注目して、対象地盤を(a)全層がほぼ砂質土のもの、(b)砂質シルトやシルトが大部分を占めるもの、(c)碎層とシルト層が互層になっているものに分けて整理した。このような整理をした場合、地

盤の種類による改良効果の差は見出しにくい。これは例えば互層の場合、N値が30～50 cm厚の土層の硬さを平均的に表わすものであるからやむをえないことかもしれない。次に各N値が代表されると思われる土層の種別ごとに改良前後のN値を比較したものが図-3.4である。(a)(b)(c)には土層別ごとのデータをプロットし、(d)には各土層ごとの平均的な関係を1枚の図にまとめた。この結果から改良効果が砂地盤、互層、シルト質地盤の順に大きいことがわかる。又、改良効果をN値の増分 ΔN により評価した場合、大よその値として、シルト質の場合に $\Delta N=1\sim4$ 、互層の場合に $\Delta N=4\sim6$ 、砂の場合に $\Delta N=5\sim15$ と評価される。こた、ここに図は省略したが、縦振動を与える縦型バイプロフローテーションはこれより若干効果があるようである。



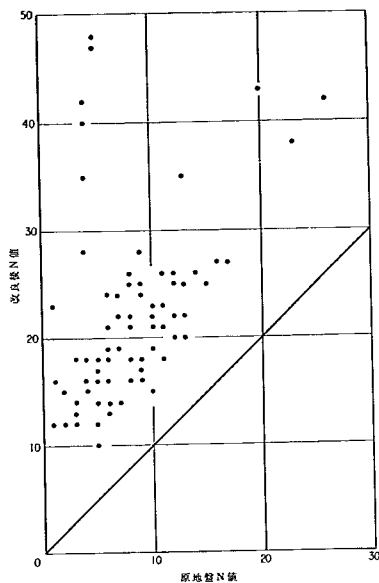
(a) 砂地盤

(b) シルト質地盤

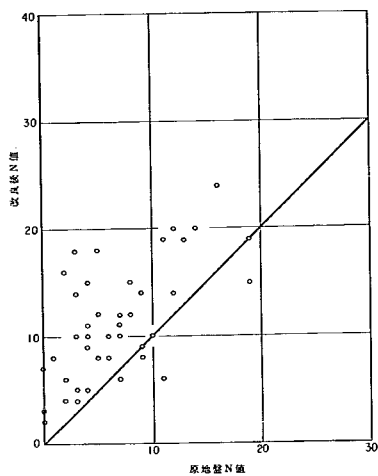


(c) 砂・シルト互層地盤

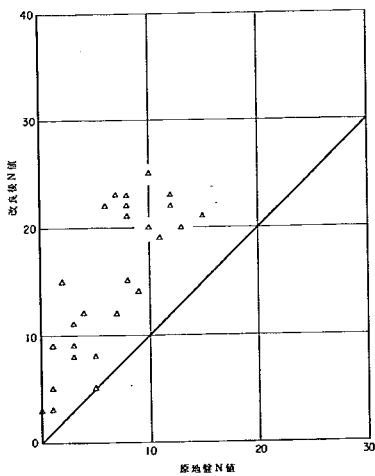
図-3.3 バイプロフローテーションによる改良効果例



(a) 砂地盤



(b) シルト質地盤



(c) 砂・シルト互層地盤

図-3.4 バイプロフローテーションによるN値の変化

4) バイプロコンポーザ工法

この工法は締固め砂グイ工法の1種であり、打設に振動ハンマーを利用するものである。砂質地盤の改良工法として、最近(3)のバイプロフローテーション工法より多く用いられているようであり、施工実績に基く設計資料もかなり整備されており、例えば図-3.5のように平均的な改良効果が表われている⁴²⁾。したがって、ここでは最近行なわれた試験工事の例を図-3.6に示すだけに留める。なお、(b)のもとになる土木研究所の実験については、3.2で後述する。

5) ダイレクトパワーコンパクション工法、バイプロロッド工法

この工法は、4)のバイプロコンポーザ工法が通常ケーシング中を通して砂を落しこみ締固め砂グイを作るものであると異なり、先端が特殊なパネルとなった鋼グイ等を振動貫入させ、そのときに周辺地盤が攪乱されて落ちこむかあるいはブルドーザ等により鋼グイ周辺から落ちてこまれた砂を突固めるものである。改良前後のN値を比較した例を図-3.7に示す。この場合も、図-3.4のように土層の種別ごとに区分してある。全般的に図-3.4のバイプロフローテーション工法より改良効果は大きい。

6) 電気衝撃工法

この工法は、地中に埋設した電極による放電時の衝撃を利用し地盤を締固めるものであり、現在までのところ試験的に行なわれているに過ぎない。これは過去にアメリカやパキスタンのダム現場で行なわれたことのある発破による締固め工法^{45)~47)}と原理的には類似したものであるが、同一地点で任意の回数の放電が可能である点等の利点を有する。但し、電極が多数回の使用に耐えないという欠点がある。試験施工によるコーン指数の測定例を図-3.8に示す。他の振動・衝撃型の改良工法と同じく、細粒分の多いところはほとんど強度の増加は見られない。

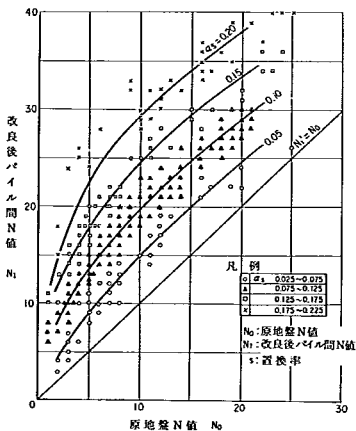


図-3.5 バイプロコンポーザ工法によるN値の変化⁴²⁾

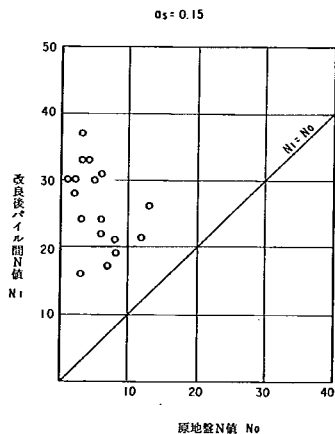


図-3.6 バイプロコンポーザによるN値の変化(a)³⁹⁾

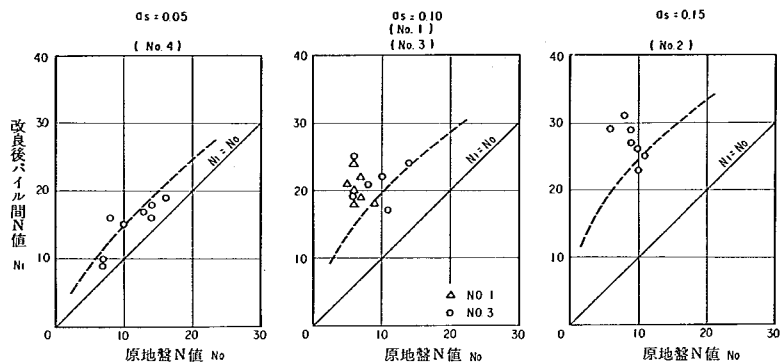


図-3.6 バイプロコンポーザによるN値の変化 (b)土木研究所実験³⁸⁾

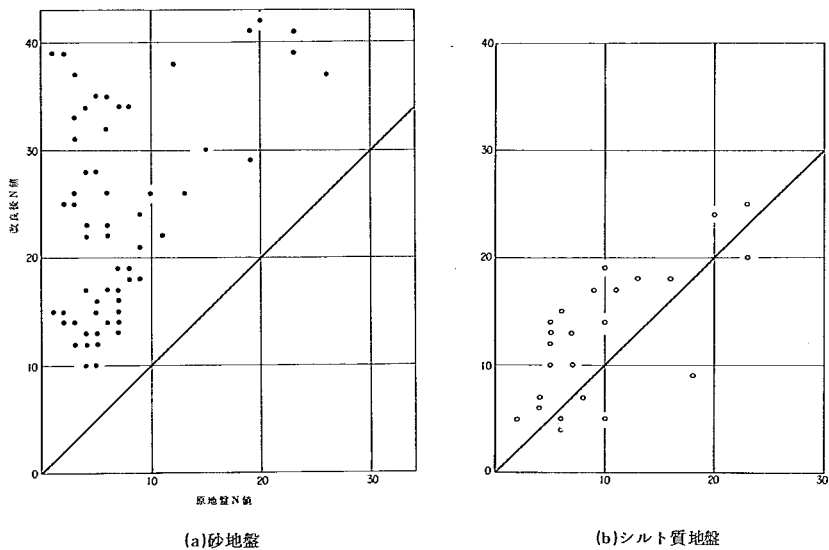
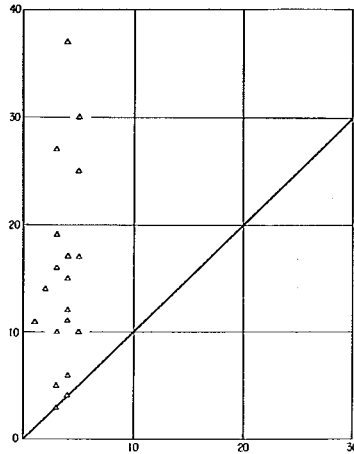


図-3.7 ダイレクトパワーコンパクション、バイプロ
ロッドによるN値の



(c) 砂・シルト互層地盤

図-3.7 ダイレクトパワーコンパクション、パイプロッドによるN値の変化

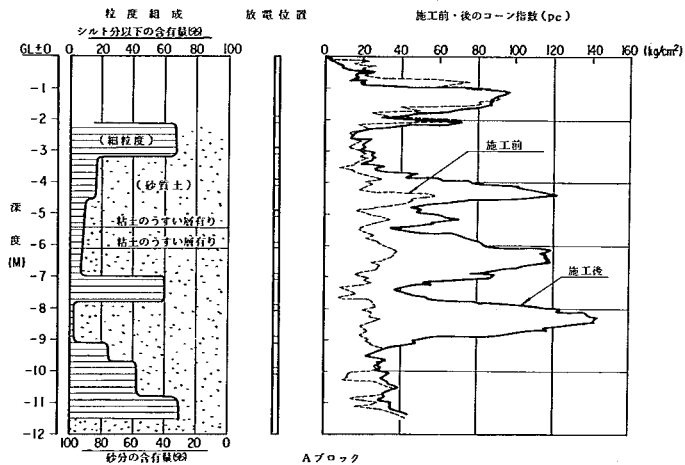


図-3.8 電気衝撃式地盤締固め工法の粒度組成とコーン支持力

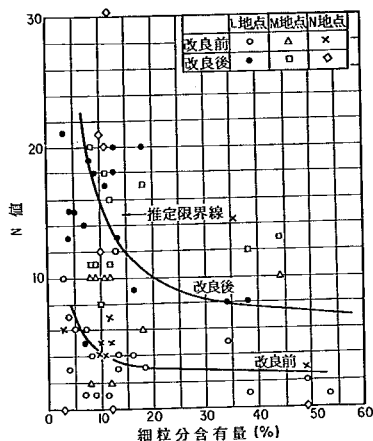
7) 各工法における細粒分の影響

以上で具体的に説明してきたように、振動や衝撃を利用した砂質地盤の改良工法においてはすべて細粒分の含有量が多くなるとN値等で評価した改良効果之余り見られなくなる。現在までのところ、砂質地盤の液状化の簡易判定は細粒分の多少にかかわらずN値でなされており、そのような判定基準

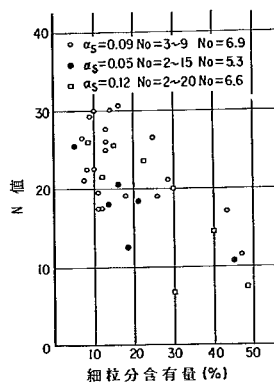
に従う限り、細粒分の多いものについて各改良工法でどの程度N値を改良することができるかは重要な問題になることがある。このことに関し、森本は何箇所かでの実測をもとに、サンドコンパクションバイブル工法で（パイプロコンポーザ工法が主と思われる）について細粒分含有率と改良により期待されるN値との平均的関係を図-3.9(a)のように示している⁴⁸⁾。又、中山らもパイプロコンポーザの施行実績が図-3.9(b)のようなものであることを示している⁴⁹⁾。これらと同様な整理を今回調査した資料の内粒度特性の既知なものについて行なった結果が図-3.10である。図-3.9、3.10は細粒分含有量に対して少しずつ異なった関係を示しているが、大よその傾向として、パイプロフローテーション工法でN値を15以上にするためには細粒分含有量は20%以下でなければならないし、又、パイプロコンポーザ工法によった場合、細粒分含有量30%程度までであればN値を15程度に改良することは可能であろう。

8) 改良効果の測定法

砂地盤の改良効果の測定に主として用いられているのは標準貫入試験である。この他に用いられているものとしてダッチコーンやスウェーデン式サウンディング、土研式貫入試験等のサウンディングの他に、平板載荷やK値測定等の載荷試験が行なわれている。又、試験的には密度測定等も行なわれている。これらの内、標準貫入試験は現在までのところ種々の資料が整備されているので不可欠な調査項目である。但し、対象地盤のすべてを標準貫入試験でやるのではなく、間を他のサウンディングで補うことも可能であろう。その場合、それらのサウンディング結果と標準貫



(a) 46)



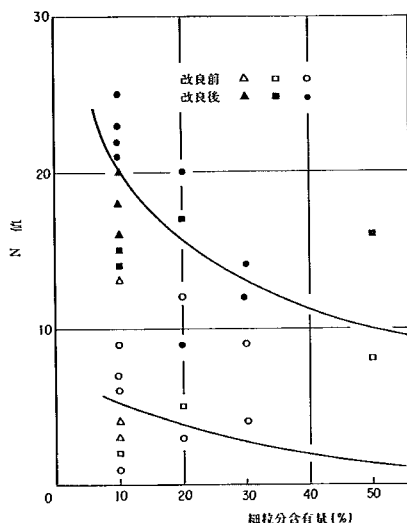
(b) 47)

図-3.9 細粒分含有量とN値の関係（パイプロコンポーザ工法）

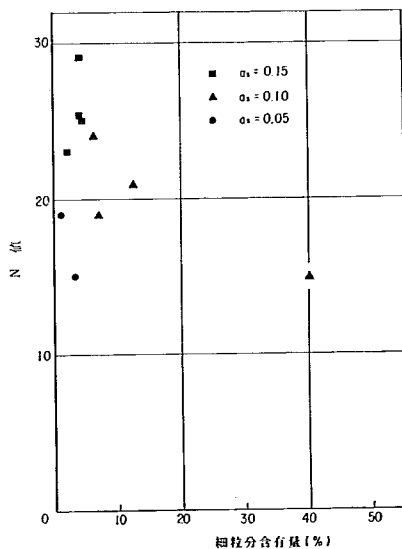
入試験の結果との相関関係をその地盤について調べる必要がある。平板载荷のような表面载荷方式では地盤深部の改良効果を推定することは難しいであろう。K値測定は、その地盤にくいを打設する場合には直接的に有効であり、又、非常に慎重に行なった場合には、水平静止工圧に相当する値を推定することにも用いられ有効な場合がある。密度測定は、3.2でも述べるが一般に改良効果を過小に評価するきらいがあり、現時点ではさほど有効な測定法とは思えない。

又、これらの測定の員数は、改良面積や特に構造物種類に大きく依存し一概に規定することはできないが、一般に建築物やタンク等の比較的不同沈下等に対してきびしいチェックが必要なものは密に行なう必要がある。大規模な例として、サンドコンパクションパイルによる改良面積約5万 m^2 の団地建設地盤について合計46本の標準貫入試験が行なわれている。これは又、パイル350本あたり1本の貫入試験に相当する。小規模なものでは、石油タンクでは周囲に4本、中央で1本の貫入試験を行なうことが最低基準とされているようである。

以上、砂質地盤の改良工法の実例の現状について調査した結果を述べた。実際の改良工法の選定に当っては、ここに述べた改良効果の期待値の他に、施工の容易さ、工費等の要因を考慮する必要があるが今回の調査ではそこまで資料を収集することができなかった。



(a) バイプロフローテーション



(b) バイプロコンポーザ (土木研究所実験)

図-3.10 細粒含有量とN値の関係

3. 2 砂質地盤の締固め実験

ここでは土木研究所が実施した砂質地盤の締固め実験の概要を述べる。実験としては千葉支所内の大型盛土実験槽で行なった実験と川崎市扇島地区埋立地で行なった実験がある。

(1) 室内土槽締固め実験⁴⁹⁾

採用した工法はバイプロコンポーザ工法である。

実験工槽は図-3.11に示すとおりである。実験工槽は約 $2.7\text{ m} \times 2.7\text{ m} \times$ 深さ 4 m であり、これに深さ 3.5 m まで浅間山砂（千葉県富津市近郊から採取）をポンプで吹き、地下水位面は地表面とはほぼ一致させた。地盤築造に用いた山砂の粒度特性はほぼ一様なものであったが、出来上った地盤は必ずしも均一なものでなく局部的にヘドロが堆積している部分があった。これはポンプ浚せつの際の吹だまりであろう。

実験の種類は表-3.2のとおりである。

表-3.2 室内土槽締固め実験の種類

パイル条件	パイル材料	調査項目	実験目的	実験区域	参考図表
1 本	山 砂	ダッチコーン N値 沈下杭	砂量、距離による影響	AREA 3, 4, 5, 7, 9	
		ダッチコーン N値 沈下杭 加速度、間げき 水圧、沈下杭	締固め時の地盤挙動	AREA 6	図-3.13(a)
		ダッチコーン N値 沈下杭	パイルピッチ、置換率の影響	AREA 1, (2)	表-3.4 図-3.12
Stage Compaction (段階施工)	山 砂	ダッチコーン N値 沈下杭 加速度、間げき 水圧、沈下杭	締固め時の地盤挙動	AREA 2	図-3.13(b)
材料を変えた場合	鉾 さい	ダッチコーン N値 沈下杭	パイル材料の影響		図-3.12
カラ打ち	—	ダッチコーン	振動効果と圧入効果の評価		

AREAの位置は図-3.11に、パイル条件は表-3.3に示す。

地盤の強度の推定はダッチコーンを主体として行なったが、ダッチコーン値 q_c と N 値の関係を図-3.14 に示す。平均的な関係として $q_c = 5 N$ を得た。

次にダッチコーンの値を用いて代表的な結果を示す。AREA 1 を例にとり、コーン貫入抵抗値のパイルからの距離による影競を図-3.15 に、又、Stage Compaction の影響を図-3.16 に示す。図-3.17 に1本のパイルを打設した場合の深さと Δq_c の関係を示す。これらにより深いところはコーン貫入値 q_c の増加 Δq_c が大きいこと、1本のパイルの影響範囲はこの場合約 2 m であることがわかる。図-3.18 に Stage Compaction による置換率 a_s と Δq_c の関係を示す。又、これをパイルピッチと Δq_c との関係に書き換えたものが、図-3.19 である。パイル打設後に地表面から 30 ~ 50 cm 掘削し、コア採取により密度測定をした結果を図-3.20 に示す。この図から、 Δq_c に見られたような密度の増加は見出しにくいことになる。すなわち、密度測定により地盤改良の評価をすることは困難である。カラうち及び鉋さいパイルの場合の Δq_c を図-3.21、3.22 に示す。図-3.21 により砂を詰めない地盤振動のみによっては地盤は余り締固まらないことが分る。

表-3.3 パイルの種類

(パイル長は全て 3.0 m)

打設方法	砂量順位	仕 上 げ 長 (バケットー) m	バケット数	投入砂量	有効砂量	パ イ ル 径 cm	
						投入量より	有効砂量より
A	1	1.50 - 1.25 = 0.25	12	1.248 m 0.416 m $\setminus$ m	0.341 m $\setminus$ m	73	67
B	2	1.50 - 1.20 = 0.30	10	1.040 m 0.347 m $\setminus$ m	0.289 m $\setminus$ m	67	61
C	3	1.50 - 1.00 = 0.50	6	0.624 m 0.208 m $\setminus$ m	0.173 m $\setminus$ m	52	47
D	4	1.50 - 0.90 = 0.60	5	0.520 m 0.173 m $\setminus$ m	0.144 m $\setminus$ m	47	44

(有効砂量 $\times 1.2$ を投入砂量と仮定した場合)

表-3.4 Stage Compaction における置換率

AREA	Stage	ピッチ □ m	分担面積 A m ²	パイル断面積 A _s (有効) m ²	置換率 a _s
1	1	2.0	4.00	0.144	0.036
	2	1.4	1.96	"	0.073
2	1	2.8	7.84	0.173	0.022
	2	2.0	4.00	"	0.043
	3	1.4	1.96	"	0.088

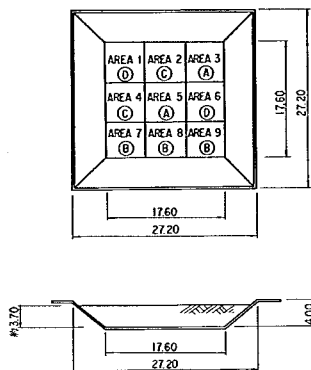
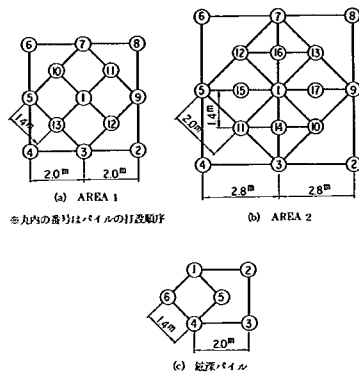
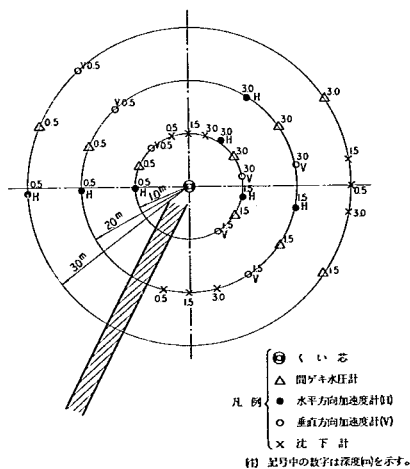


図-3.11 実験土槽

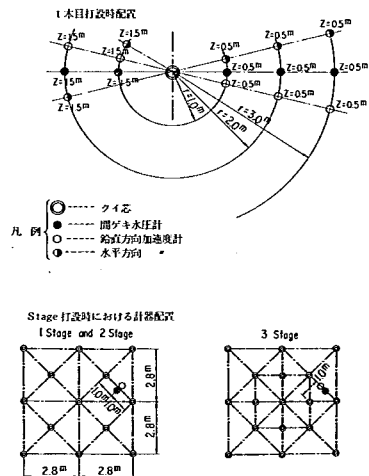


各丸の番号はパイルの打設順序

図-3.12 Stage Compaction パイル配置



(a) (AREA 6)



(b) (AREA 2)

図-3.13 計器配置図

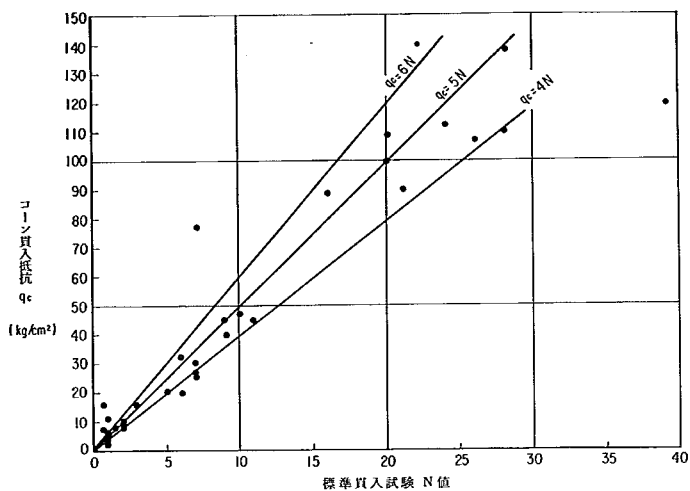


図-3.14 ダッチコーンとN値の関係

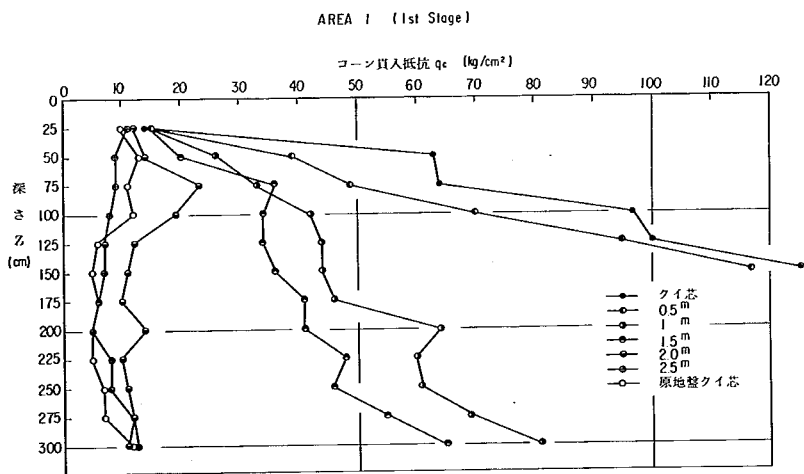


図-3.15 貫入抵抗とパイルからの距離の関係

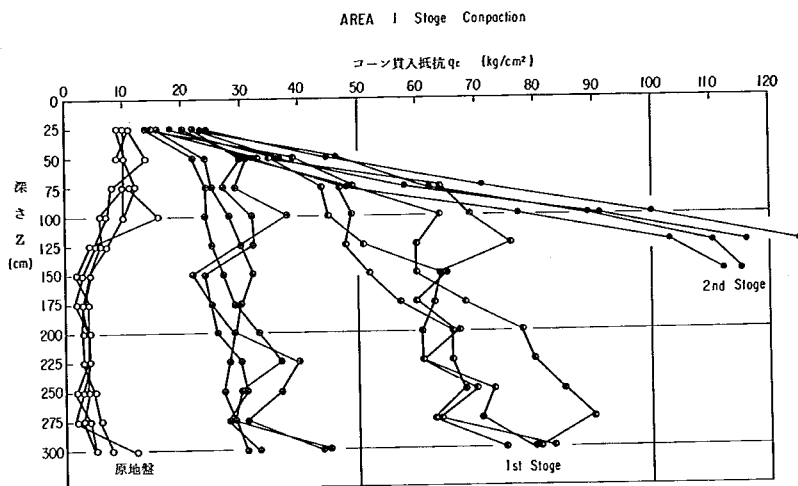


図-3.16 Stage Conpaction の影響

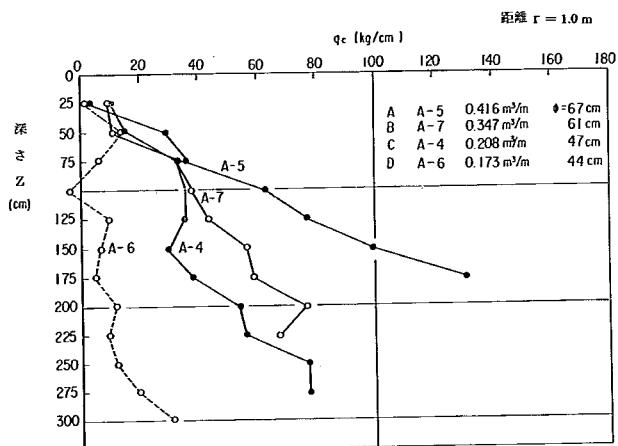


図-3.17 貫入抵抗の増加 Δq_c

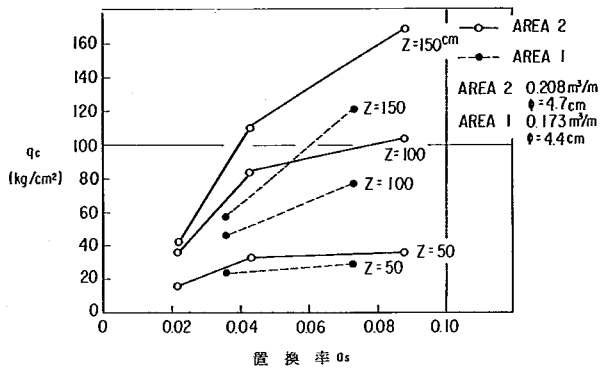


図-3.18 貫入抵抗の増加量 Δq_c と置換率 a_s の関係 (Stage Compaction)

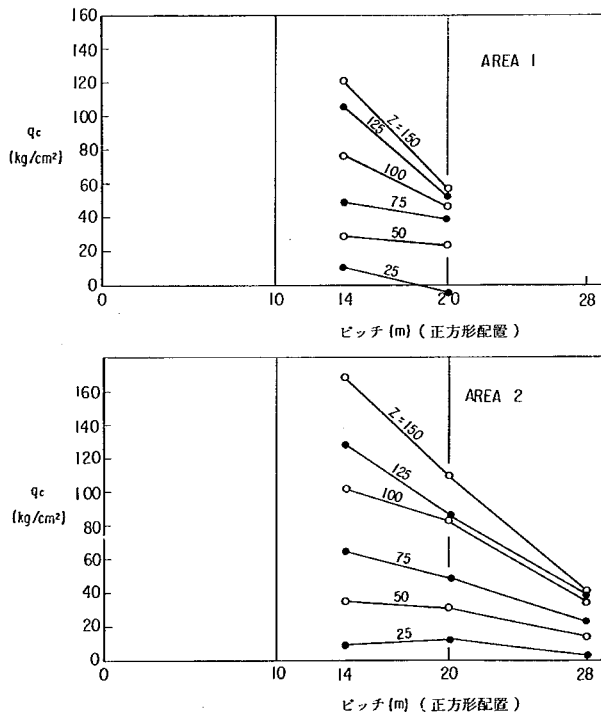


図-3.19 貫入抵抗の増加量 Δq_c とパイルピッチの関係 (Stage Compaction)

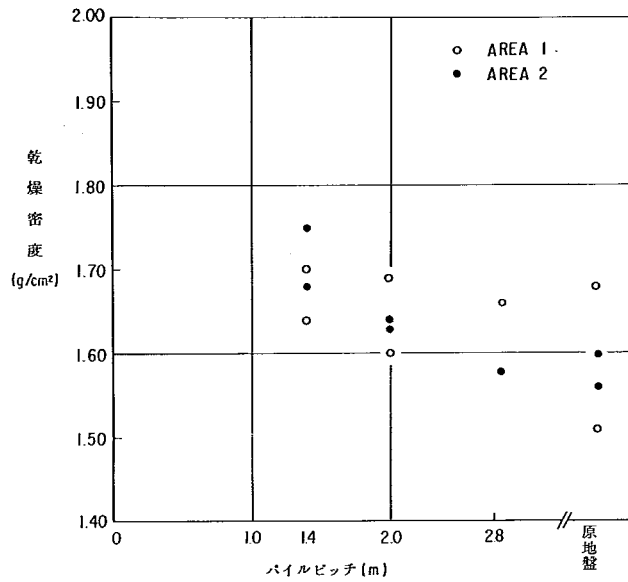


図-3.20 改良後の地盤密度

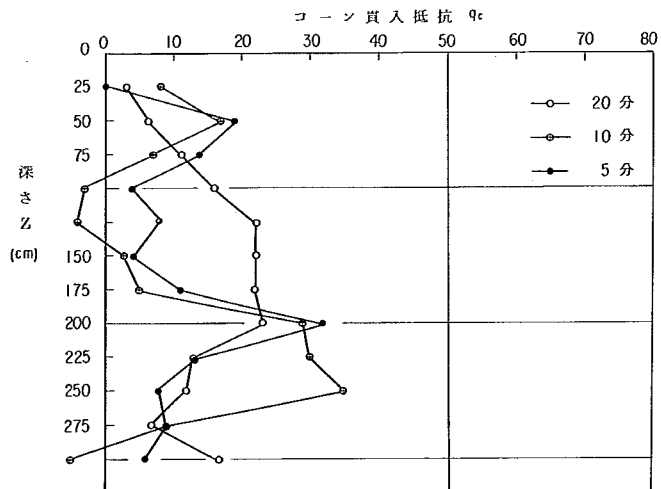


図-3.21 カラウチによる貫入抵抗の増加

2) 埋立地盤締固め実験⁵⁰⁾

採用した工法はパイプロコンポーザ工法及び発破締固め工法であるが、ここではパイプロコンポーザ工法のみについて述べる。

この実験においても(1)の室内土槽締固め実験同様種々の測定項目があるが、それらのいくつかは既に3.1(2)4)パイプロコンポーザ工法、7)各工法における細粒分の影響において引用しているため、強度のみについて主な図を示すに留める。図-3.23に q_c とN値の関係を示す。図-3.24にN値測定結果を、図-3.25に置換率と改良後N値の関係及び、N値の増分 ΔN との関係を示す。施工実績との対応及び細粒分含有率との関係は既に図-3.6(b)、3.10(b)において引用した。又、この実験に付随して実施した振動実験についても、2.22)で述べた。

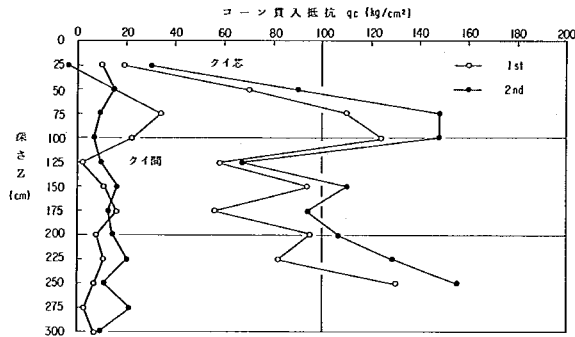


図-3.22 鉋さいパイルによる貫入抵抗の増加

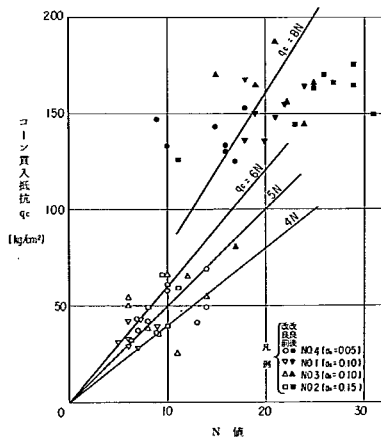


図-3.23 コーン貫入抵抗 q_c とN値の関係

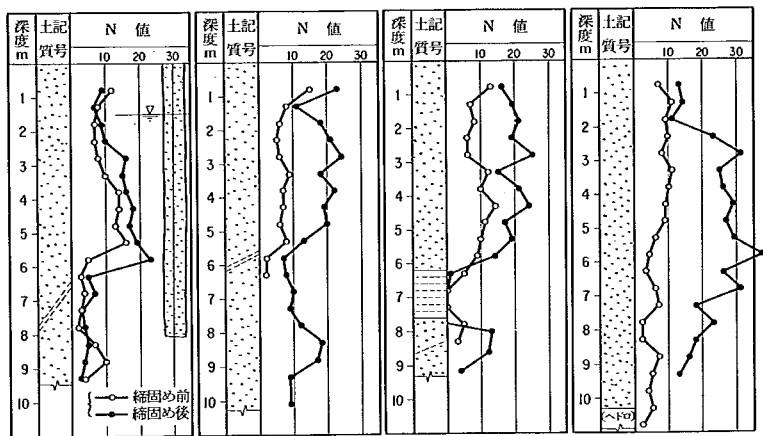


図-3.24 標準貫入試験測定結果

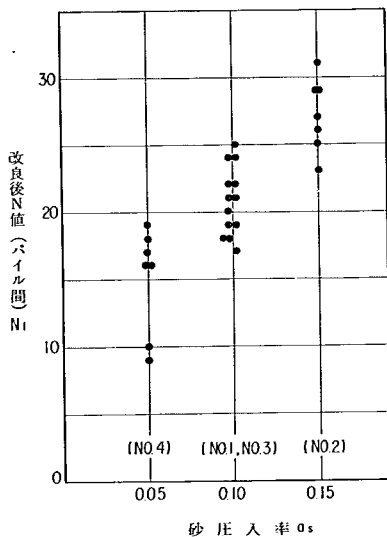


図-3.25(a) 改良後N値 N_1 と砂圧入率 a_s との関係
(S.C.P.工法)

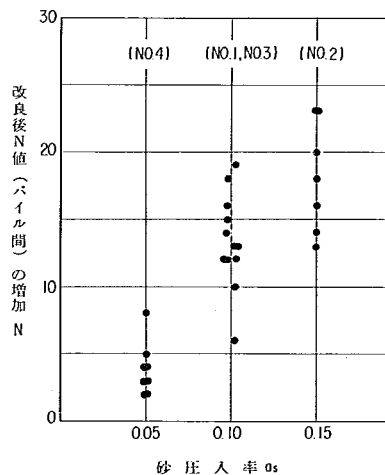


図-3.25(b) 改良後N値増加 ΔN と砂圧入率 a_s との関係
(S.C.P.工法)

4. 結 論

本調査の終りに結論として次のことを述べる。

- (1) 砂質地盤の液化化特性の判定の第1近似としては標準貫入試験等のサウンディングが現状では有効な方法であろう。
- (2) より詳細な判定のためには、サンプリングと室内実験を組合せた方法、発破やクイ打ち等の振動を利用した原位置振動実験法があるが、いずれもいくつかの点で未解決な問題がある。
- (3) 改良地盤の評価のためにもサウンディングは有効な手段である。密度測定は現時点ではそれほど有効ではない。
- (4) 細粒分の多い砂質地盤は現在あるどのような改良工法によってもその改良効果はサウンディング等による限りそれほど高くは評価されない。これに対しては、実際に改良効果がないという見方と動的安定性が比較的高いとする二通りの見方があるが、今後サウンディング以外の評価を行なう必要がある。

5. 参考文献

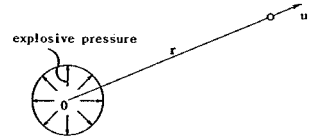
- 1) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Jour. of SM, ASCE, SM9, 1971.
- 2) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針・同解説, 1972, P. 13
- 3) 日本建築学会: 建築基礎構造設計基準・同解説, 1974, P. 129~132
- 4) 首都高速道路協会: 砂層の流動化に関する研究報告書, 1975, P. 72~80
- 5) 福田、半沢: サンドサンブラーによる埋立て造成地盤の相対密度測定結果、土と基礎、Vol. 24, No. 4, 1976
- 6) 東建地質資料
- 7) 吉見、畑中: ゆるい砂質地盤の現在置密度測定、第10回災害科学総合シンポジウム、1973
- 8) 例えば、建設省信濃川下流工事事務所: 信濃川水門締切堤における液状化試験報告、1976
- 9) 例えば、三木: N値を考える 2標準貫入試験の問題点、土と基礎、Vol. 21, No. 12, 1973
- 10) 例えば、土質工学会: 土質調査法(第1回改訂版)、1972, P. 195
- 11) 土田: 砂質地盤の流動化の予測と対策、第21回直技研報資、資料No. 15, 1970
- 12) 5) と同じ
- 13) 例えば、10) と同じ、P. 196
- 14) Meyerhof, G. G.: Discussion on Paper by Gibbs and Holtz, Proc., 4th ICSMFE, Vol. 3, 1957
- 15) 1) と同じ
- 16) 谷本: 飽和砂質土の室内実験による液状化、第16回土質工学会シンポジウム、1971
- 17) 岩崎: 構造物基礎および地盤の耐震に関する研究、土研資料、第764号、1972
- 18) 東京都防災会議: 地震による地盤変動と土質構造物への影響に関する調査、1972, P. 36
- 19) Ohsaki, Y.: Effects of Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake, Soils & Foundations, Vol. 10, No. 2, 1970
- 20) Kishida, H.: Characteristics of Liquefied Sands during Mino-Owari Tohankai and Fukui Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 9, No. 1, 1969
- 21) 小泉、新潟地震における砂の密度の変化、土と基礎、Vol. B, No. 2, 1965
- 22) 9) と同じ
- 23) Florin, V. A. and Ivanov, P. L.: Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, 1961
- 24) Kummeneje, O. and Eide, O.: Investigation of Loose Sand Deposits by Blasting, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 2, 1961

- 25) Prakash, S. and Gupta, M. K. : Blast Tests at Tenuzhat Dam Site, Jour. of SEASSE, Vol. 1. 1. 1970
- 26) 土木研究所：発破による液状化実験報告書, 1973
同 上：地盤振動実験報告書, 1974, 1975, 1976
- 27) 首都高速道路協会：砂層の流動化に関する研究報告書, 1974
- 28) 伊藤、田村、小川：爆破実験における地盤中の間げき水圧について、第29回土木学会年次講演会、1974
- 29) Ivanov, P. L. : Compaction of Noncohesive Soils by Explosions, 1967 (Translated from Russian by Bureau of Reclamation and the National Science Foundation, 1972)
- 30) 石原、根井、三井、高橋：砂地盤における振動時の原位置間げき水圧測定、第7回土質工学会発表会、1972
- 31) 福岡、石原：現位置における振動時の間げき水圧測定、第27回土木学会年次講演会、1972
- 32) 石原、持永、高橋：振動クイ打ちによる原位置間隙水圧測定、第9回土質工学会研究発表会、1974
- 33) 東建地質調査資料：白蟻東地区地盤の液状化調査、1976
- 34) 石原、稲村、前田：振動グイによる地盤の液状化調査、第10回土質工学会研究発表会、1975
- 35) 宮前、小谷、塩谷：現地液状化試験について、第10回土質工学会北海道支部研究発表会、1973
- 36) 山内、阪内、是枝：鹿児島におけるチュウ積シラス地盤「特にその地盤工学的特性」について、土と基礎 Vol. 24, No. 7, 1976
- 37) 林田、尾林：杭打ち振動による飽和砂の液状化試験、第1回建設省直轄技術研究会
- 38) 建設省土木研究所：地盤締固め試験、1974
- 39) 不動建設：地盤締固め試験報告書、1975
- 40) 森本他：地盤改良工法選定の方法、施工技術、Vol. 5, No. 6, 1972
- 41) 阪口：建築工事における地盤改良工法、基礎工、Vol. 1, No. 4, 1973
- 42) 渡辺隆：新潟地震におけるパイプロフローテーションの効果、建設の機械化、No. 177.
- 43) 19) と同じ
- 44) 不動建設：Design Manual for Compactor System, 1972
- 45) Lyman, A. B. : Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives, Jour. of SM. ASCE.
- 46) Hall, C. E. : Compacting a Dam Foundation by Blasting
- 47) Prugh, B. J. : Densification of Soils by Explosive Vibrations.
- 48) 森本：振動衝撃を利用した各種基礎工法、土と基礎・最近の工法、土質工学会
- 49) Nakayama, Ichimoto, Kamada, Taguchi : On Stabilization Characteristics of Sand Compaction Piles, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 3, 1973
- 50) 38) に同じ
- 51) 土木研究所：土槽締固め実験報告書、1973

6. 付 録

現在のところ、地震時の砂地盤の液状化現象は、地盤の加速度ないしは慣性力よりもむしろ地震時に繰返されるせん断応力と砂のダイラタンシー現象より説明される。そこで、発破による地震動は地震によるものとは異なるけれども、動的なせん断応力が発生するために部分的な液状化現象を生ずるものと考えて簡単な解析を試みた。

ボーリング孔中の発破による地盤振動は、ボーリング孔や地表面の存在、地層の成層ないしは不均一性のために簡単に解析することのできるものではないが、最も簡単な近似としては発破による地盤振動を一樣な無限弾性体中の一点から出る球面波（P波）によるものと考えることができよう。図の記号を用いて、半径 r 方向の運動方程式は(1)式で表わされている⁴⁾。



図

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} - \frac{2}{r} (\sigma_r - \sigma_t) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1)$$

ここに、 σ_r 、 σ_t はそれぞれ半径方向、接線方向の直応力を表わし、圧縮応力を正として、水を含む地盤弾性係数 E 、ポアソン比 ν を用いて次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= - \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ (1-\nu) \frac{\partial u}{\partial r} + 2\nu \frac{u}{r} \right\} \\ \sigma_t &= - \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(\frac{u}{r} + \nu \frac{\partial u}{\partial r} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

(2)式から動的せん断応力 τ_d および平均主応力 σ_m を求める。

$$\left. \begin{aligned} \tau_d &= \frac{\sigma_r - \sigma_t}{2} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r} \right) \\ \sigma_m &= \frac{\sigma_r + 2\sigma_t}{3} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{2u}{r} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

(1)式を満たす解として次式を得る。

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad \phi = \frac{1}{r} f(r - Ct) \quad (4)$$

(4)式を(3)式に代入すると

$$\left. \begin{aligned} \tau_d &= \frac{E}{2(1+\nu)} \left(\frac{3}{r^3} f - \frac{3}{r^2} f' + \frac{1}{r} f'' \right) \\ \sigma_m &= \frac{E}{3(1-2\nu)} \cdot \frac{1}{r} f'' \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

(5)式から

$$\frac{\tau_d}{\sigma_m} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \left(\frac{3}{r^2} \cdot \frac{f}{f''} - \frac{3}{r} \cdot \frac{f'}{f''} + 1 \right) \quad (6)$$

各点においてP波の到達時刻を考えると、変位と速度の連続条件から次式を得る。

$$f = 0, \quad f' = 0 \quad (7)$$

これを(6)式に用いると、最初の衝撃的波動が伝播してきた時の応力比は次式のようになる。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_m} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (6')$$

地盤が飽和しているものとすれば、このP波系到達によって発生する衝撃的水圧 ud は現象が非常に急速なため非排水状態で生じると考えられるから平均主応力の増加量 σ_m に等しい。

$$ud = \sigma_m \quad (8)$$

また、飽和土の非排水状態でのポアソン比 ν は次式で与えられる²⁾。

$$\nu = \frac{1}{2} (1 - nGw) \quad (9)$$

ここに、 n : 間げき率、 G : 地盤のせん断弾性係数、 w : 水の圧縮係数であり、一般に $\nu \div 1/2$ となる。

(8)、(9)式を(6)'に代入して

$$\tau_d = nGw \cdot ud \quad (10)$$

を得る。すなわち発破直後に発生する衝撃的な間げき水圧 ud は地盤に作用する動簡せん断応力に比例するを与えるものと考えられる。

436

参考文献

- 1) Timoshenko, S. P., Goodier, J. N. : Theory of Elasticity 3rd ed.,
McGraw - Hill
- 2) Ishihara, K. : Approximate Forms of Wave Equations Water-Saturated Porous
Materials and Related Dynamic Modulus, Soils and Foundations,
Vol 10, No 4, 1970