

重錘落下締固め工法施工時における地盤挙動について

四宮 圭三*・兵動 正幸**・安福 規之**
村田 秀一**

The Behaviour of Ground during Dynamic Compaction Method

Keizo SHINOMIYA, Masayuki HYODO, Noriyuki YASUFUKU
and Hidekazu MURATA

Abstract

The purpose of this study is to evaluate for the soil behaviours in heavy tamping based on both the results of some impulsive loading triaxial tests and a lot of in-situ data. It was found that the change of stress in the ground took place instantly in falling hammer and it was important to estimate for induced pore pressure accurately when we evaluated for the effects of ground improvement quantitatively. Therefore, we investigated the relationship between loading stress and induced pore pressure in detail based on the results of laboratory tests and FEM dynamic analysis by means of Biot's two phase fixed model. Finally, combining the predicted method for the change of void ratio proposed in this paper, which was based on impulsive loading tests' results, with FEM analysis on in-situ problem, the degree of ground improvement was evaluated in each element in the ground.

1. まえがき

重錘落下締固め工法 (Dynamic Compaction) は、重量10tf以上のハンマ (重錘) を数十mの高さから自由落下させ、地表面に大きな衝撃力を繰返し加えることにより地盤を締固める地盤改良工法である。この工法は、岩砕、砂礫、砂、火山灰、廃棄物 (ゴミ) など広い範囲の土質に適用できること、また、特別な材料や資材を必要とせず、非常に経済的に富んだ工法であることから、国内における本工法の施工事例も近年増加しており、施工実績は167万m²(115件)に達している¹⁾。この工法は、盛土、埋立地盤の支持力増加 (締固め、安定化、均一化)、沈下低減、不同沈下防止、液状化防

止、廃棄物地盤の減容化等を目的とした適用例が多いが、非常にシンプルな工法である反面、その改良メカニズムについては今のところ不明な点が多い。当工法の開発者であるメナール²⁾は、これに関して

- (1) 微小気泡の存在による飽和土の圧縮性
- (2) 繰返し衝撃力による液状化
- (3) 亀裂の発生による透水性の向上
- (4) シキソトロピックな土性 (強度) の回復

などを挙げているが、これらは施工時の観察に基づいた推察であり、理論的に解明されるまでには至っていない。この原因としては、対象地盤の複雑さや衝撃力下の地盤挙動の把握の困難さ、室内試験の難しさといった点が挙げられる。

本論文では、特にメカニズム解明への重要な手がかりとなる重錘落下時の地盤挙動 (地中応力や間隙水圧の変化、地盤変形) について、現場計測で得られたデータと筆者らが重錘落下時の地中要素の応力状態を再現

*大学院博士後期課程設計工学専攻

**社会建設工学科

するために開発した瞬発載荷式三軸圧縮試験機を用いた室内試験結果³⁾に基づき、考察を行っている。また、衝撃力作用下での地盤内要素で発生する間隙水圧を実験結果とBiot型2相系モデルの動的FEM解析より評価し、有効応力を明確にした上で圧縮性の議論を行った。さらに、改良効果を定量的に評価するため、既往の施工実績から得られた平均地表面沈下量より、概略的に地盤の圧縮率を打撃エネルギー及び事前事後の強度増加比との関係でまとめ、最終的に室内試験結果より地盤変形を土の圧縮及びせん断の観点からとらえた実験式と、FEM動的解析を結合させ、仮想地盤を対象に、重錘落下による改良効果の定量的評価を行っている。

2. 重錘落下による地盤内応力の変化

2-1 現場計測結果

重錘落下締固め工法を比較的均質な砂質地盤と粘性土地盤で実施した際、計測された地中土圧と間隙水圧の波形をFig. 1に示す⁴⁾。波の立ち上がりからピーク値に達するまでの時間はいずれの場合も0.015~0.03秒程度であり、その後一旦0に戻っている。また(a)の水平土圧の波形で見られるように衝撃波動の持続時間は、シリーズによる差はほとんど認められない。しかし、波形はシリーズによって差が見られ、打撃回数が増すにつれ(第2シリーズ)、マイナス側にかなり大きいピー

ク値を示している。次に砂質地盤における施工時の第1シリーズの水平圧力のピーク値を打撃点からの距離によってプロットしたのがFig. 2である。距離が離れるにつれ、地盤内応力は急激に減衰している様子がわかる。

打撃によって上昇した水平応力や過剰間隙水圧の経時変化を見るために、タイムスケールを詰めて示したのがFig. 3(a)(b)(c)である。ここで「シリーズ」とは施工の段階を表し、「パス」とは、同一打撃点を同じ方法で打撃する時、一打撃孔が深くなりハンマの引抜きが困難になると、打撃孔を埋戻し整地を行って打撃を再開する。この場合の各施工を第1シリーズの1パス、2パスと呼ぶ。この図から打撃によって水平応力、間隙水圧は共に急激に上昇し、その後両者は下降に転じている。また、第1シリーズ1パスと第2シリーズの挙動を比較すると、後者では深さ3.5m地点の間隙水圧の絶対値は小さくなっており、一方5.8m地点で発生する間隙水圧は大きくなっていることがわかる。このことは、打撃によって地盤の弾性化が進み、打撃回数の増加と共に衝撃力がより深部にまで伝播されていることが推察される。

2-2 室内試験結果

Fig. 3の水平圧力計測例からもわかるように、重錘落下時には地盤内には瞬時に応力変動が生じる。筆者ら³⁾は、この地盤内要素の応力状態を再現するために、

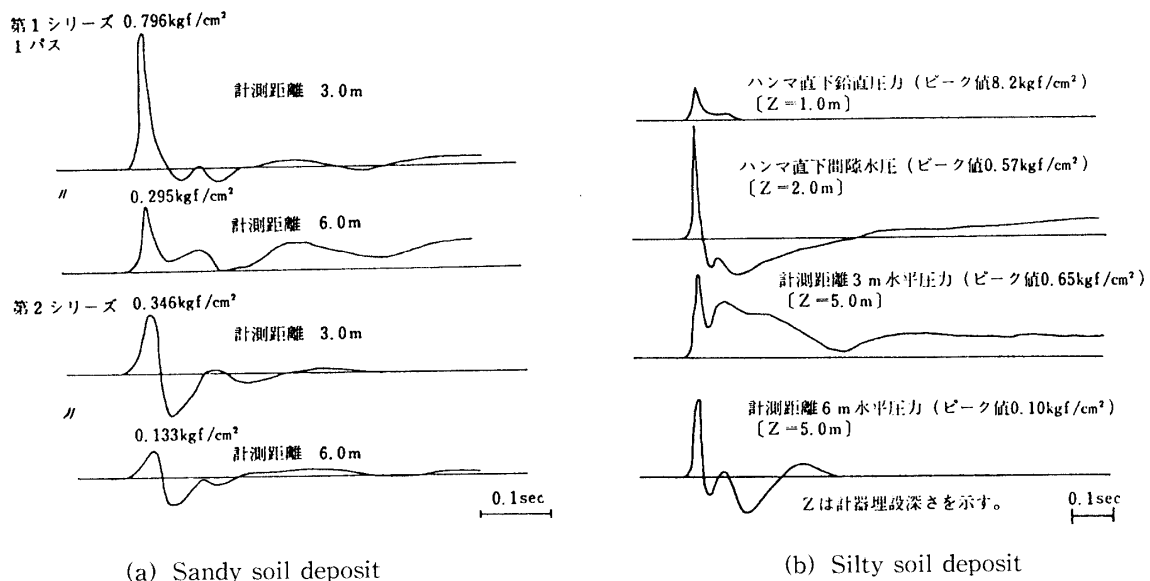


Fig.1 Observational results in dropping hammer

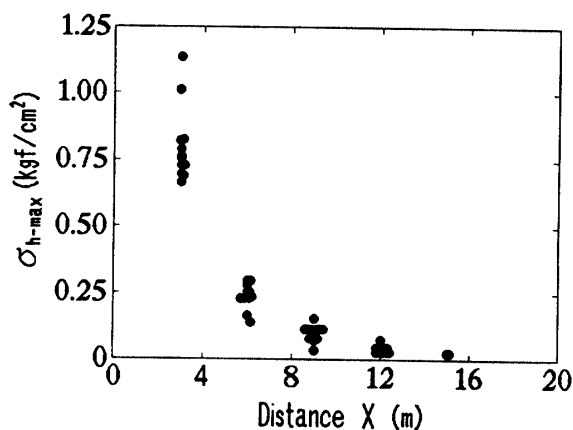


Fig. 2 Relationship between maximum horizontal pressures and distance from the point of dropping hammer

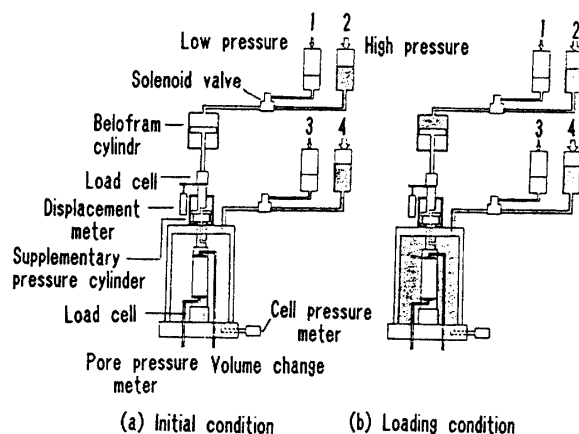


Fig. 4 Schematic drawing of the test apparatus

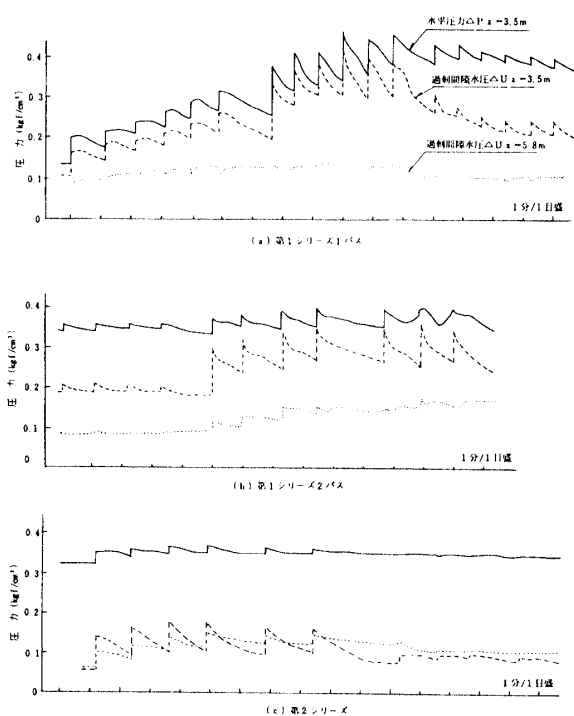


Fig. 3 Time history of stresses in the ground

瞬時に載荷・除荷を与えることが可能な「瞬発載荷式三軸圧縮試験機」を開発した。この試験装置の概要を Fig. 4 に示す。本試験機は、要素試験として載荷応力（側圧，軸圧），載荷時間，載荷周期及び繰返し載荷回数を任意に設定できる。側圧，軸圧ともに最大10kgf/cm²までの載荷が可能であり，最短で0.5～0.8秒程度で1ステップの載荷・除荷が可能である。次に，本試験

機を用いて行った実験結果について示す。なお，試料は宇部市で採取されたマサ土を用いており，供試体は初期相対密度60%で作製し，完全飽和状態とした。

Fig. 5 に非排水条件で，初期有効拘束圧 $P_c' = 1.0$ kgf/cm² で等方圧密後，偏差応力増分 $\Delta q = 0.5$ kgf/cm² を繰返し載荷した実験において得られた軸荷重，軸変位，間隙水圧の生波形を示す。間隙水圧は載荷回数とともに増加し，軸ひずみも圧縮側に累積する挙動を示している。供試体は最終的に液状化に近い状態となったが，間隙水圧は初期拘束圧までは達していない。Fig. 3 の現地計測で得られた残留間隙水圧が打撃とともに増加している様子とこの実験結果は対応づけられる。

Fig. 6 は，排水条件で $P_c' = 0.5$ kgf/cm² で等方圧密後，等方応力増分 $\Delta p = 2.0$ kgf/cm² を繰返し載荷した実験において得られた載荷応力，間隙水圧及び体積変化の典型的な結果の一例である。載荷を同時に間隙水圧も上昇し，載荷応力ピーク時に最大となり，除荷と同時に瞬時に低下し負圧を示す。これは Fig. 2 の波形においても観察されており，また現地計測結果と同様に，載荷回数が増加するにつれ発生する間隙水圧の絶対値が小さくなる傾向が認められる。載荷応力と発生間隙水圧の関係をより詳細に調べるために，載荷・除荷の1ステップの両者の時間変化記録を拡大したのが Fig. 7 である。本試験機で実現される重錘落下時を想定した地盤内要素の応力波形は，時間スケールの違いはあるものの現位置で得られた波形と極めて類似なものであることがこの図からわかる。間隙水圧は，載荷と同時に急激に上昇するがピーク間隙水圧は，一部排水により載荷応力増分までは上昇しない。この間隙水圧は，Fig. 3，5，6 から推察される様に地盤の改良具合，変形特性を表す指標とも考えられ，また，載

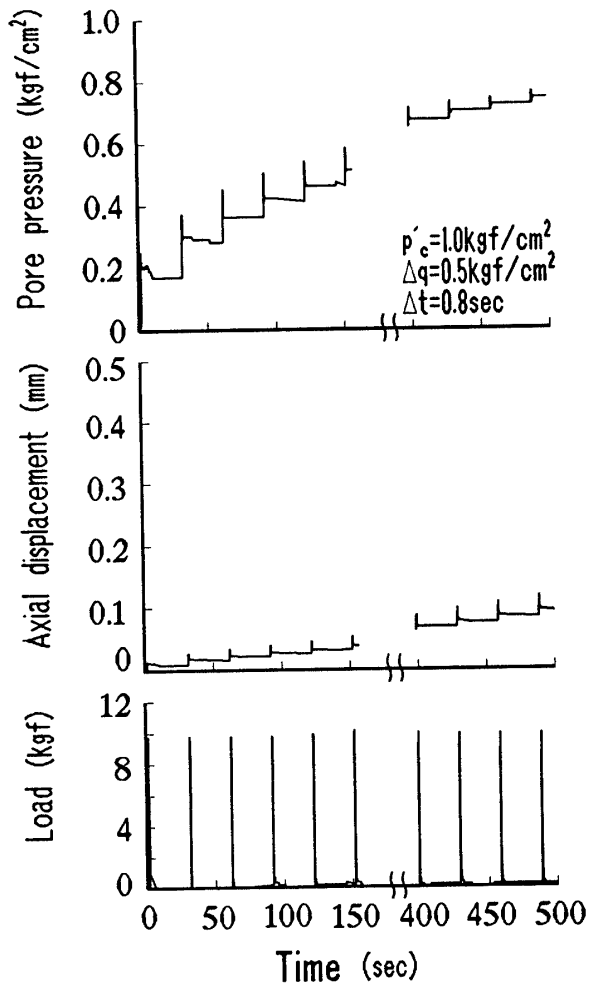


Fig.5 Typical results of undrained impulsive loading test

荷中の有効応力を評価する上でも定量的評価が必要となる。

3. 瞬発载荷中に発生する間隙水圧の評価

Fig. 7でも明かなように、瞬発力を与えて排水試験を行う時に、载荷中に間隙水圧の部分排水が生じ、供試体内の間隙水圧が不均一となることから要素試験としてとらえられないという問題が生じる⁹⁾。特に等方応力载荷試験において、加えた等方応力に対して間隙水圧が的確に評価できないため有効応力の正確な評価ができない。そこで、本章では瞬発载荷式三軸圧縮試験における等方応力载荷試験時の供試体を対象に、Biot型2相系モデルの動的解析及び実験で生じた間隙水圧について比較し、考察を行う。

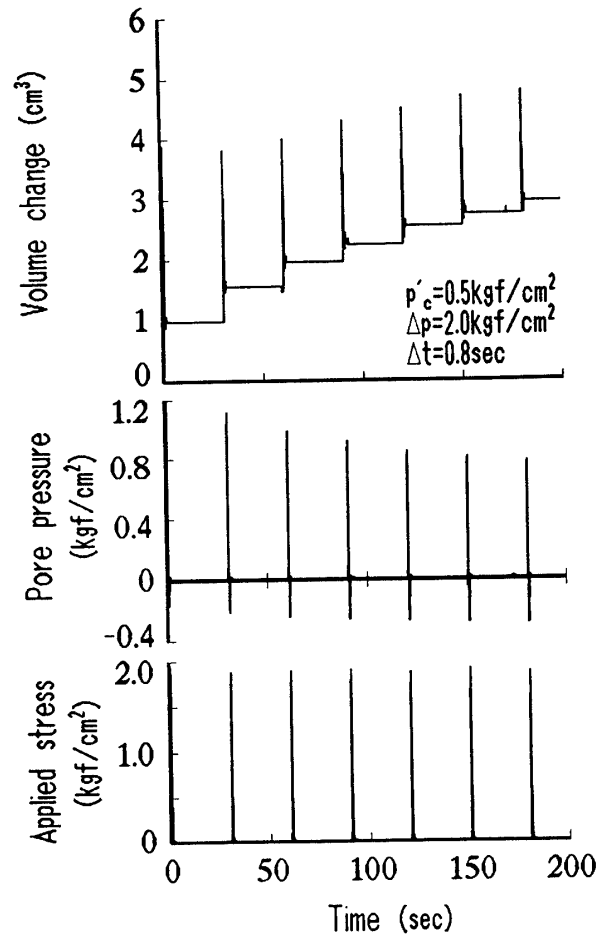


Fig.6 Typical results of drained impulsive loading test

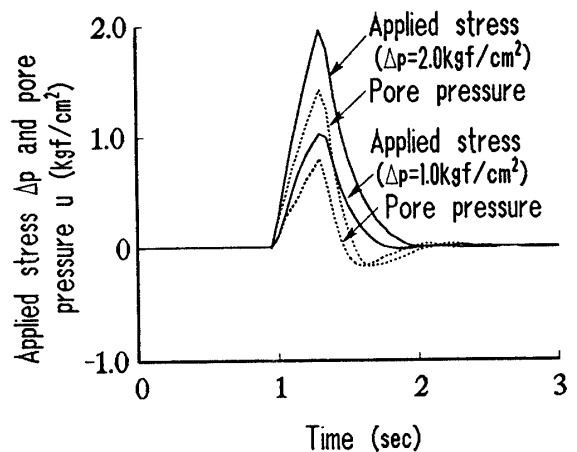


Fig.7 Applied stress and induced pore pressure

3-1 解析方法

本解析で問題となる間隙水圧の発生と消散の数理モ

デルは、土の構成式と水の飽和多孔質体からなる2相系運動方程式の土骨格と水の相互作用で表している。瞬発荷重時の土の挙動を評価する構成式については、ここでは安福ら^{7,8)}が提案した等方硬化型の弾塑性構成式を用いて解析を行った。以下に本解析に用いた数理モデルを簡単に記述する。水で飽和した多孔質体の運動方程式は、微小変形で、かつ水の移流項を無視すると、次式で与えられる。

$$\sigma'_{ij} + (\alpha - n) p_{,i} - (1 - n) \rho_s \ddot{u}_i + (1 - n) \rho_s b_i + R_i = 0 \quad (1)$$

水に対しては

$$-n p_{,i} - n \rho_f \dot{U}_i + n \rho_f b_i - R_i = 0 \quad (2)$$

ここに、 R_i はDarcy則による多孔質体とその中を流れる水の相互作用項である。

$$R_i = -\frac{n^2}{K} (\dot{U}_i - \dot{u}_i) / k \quad (3)$$

ここで、 u_i は土骨格の変位(ただし(.)は時間による微分を表す)、 U_i は水の変位、 p は間隙水圧、 ρ_s は土粒子の質量密度、 ρ_f は水の質量密度、 n は間隙率、 b_i は物体力、 k は透水係数を表す。また土骨格と水の混合体の平均質量密度は $\rho = (1 - n) \rho_s + n \rho_f$ で与えられ、 $\alpha = 1 - K_T / K_s$ である。 K_T 、 K_s はそれぞれ土骨格及び土粒子の体積弾性係数であり、通常、土の場合は $K_s \gg K_T$ より、 $\alpha = 1$ である。また、有効応力 σ' は

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \alpha p \delta_{ij} \quad (4)$$

である。ここに、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。

土の構成式については安福^{7,8)}が提案した等方硬化型弾塑性モデルを用いる。このモデルは、非関連流れ則に基づいて導かれたものであり、降伏関数 f 、塑性ポテンシャル関数 g 、破壊包絡線の評価、硬化パラメータ及び硬化則の仮定に特徴を有するものである。ここでは具体的な式形は省略するが、この構成式中に含まれるパラメータは全部で8個であるが、これらは等方圧密除荷試験と数本の三軸圧縮試験から決定可能である。土・水系の構成関係は、以下の通りである。

土については

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^E + d\varepsilon_{ij}^P \quad (5)$$

$$d\varepsilon_{ij}^E = \frac{1 - \nu}{E} d\sigma_{ij}' - \frac{\nu}{E} d\sigma_{kk}' \delta_{ij} \quad (6)$$

$$d\varepsilon_{ij}^P = \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}'} \quad (7)$$

$$\Lambda = \frac{1}{H} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \right]^T d\sigma_{ij}' \quad (8)$$

水については

$$(\alpha - n) \varepsilon_{ij} + n \varepsilon = -p / Q \quad (9)$$

ここで、

$$Q = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{\alpha - n}{K_s}} \quad (10)$$

であり、 K_f は体積弾性係数で、 K_s を無限大(非常に剛)と仮定すると $Q = K_f$ となる。

適合条件式は、土骨格については

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (11)$$

水については

$$\varepsilon = U_{,i} \quad (12)$$

で与えられる。

さて、動的FEM解析はFig. 8に示すように軸対称条件下で10個の4角形8節点要素に分割して行った。等方応力荷重試験状態を想定し、境界条件は下端面を鉛直方向固定・非排水境界、上端面を排水境界、軸中心部で水平方向固定とし、荷重は等分布荷重で各節点に与えている。土の透水係数は $k = 10^{-3} \text{cm/sec}$ とし、また初期拘束圧 $p_c' = 1.0 \text{kgf/cm}^2$ を初期内部応力として各要素に与えた。

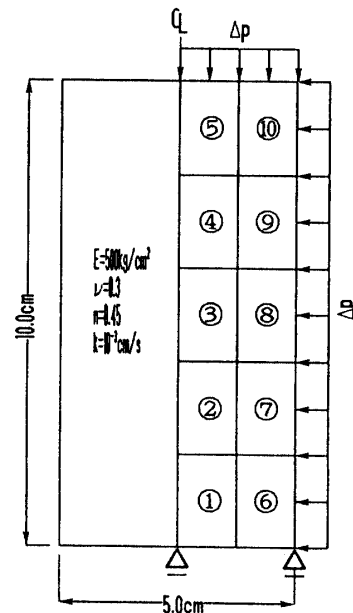


Fig. 8 Finite element model for analyzed soil sample

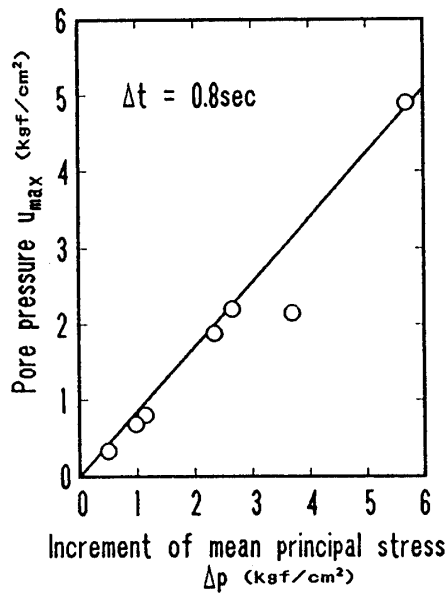


Fig.9 Relationship between pore pressure and increment of mean principal stress

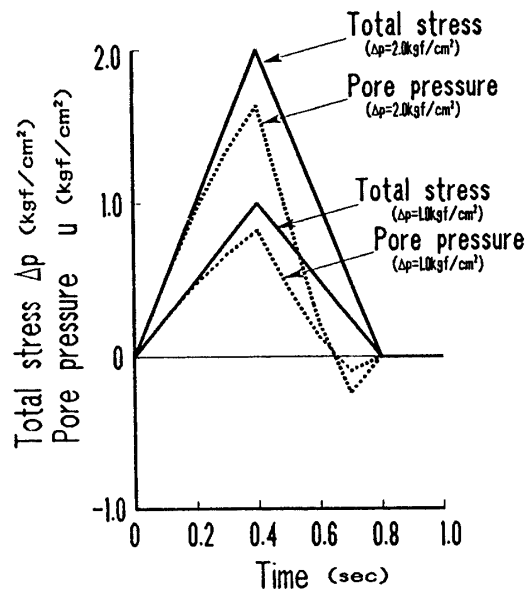


Fig.10 Results of FEM analysis

3-2 実験及び解析より得られた間隙水圧の比較

等方応力載荷試験による供試体下部において実測されたピーク間隙水圧を載荷応力との関係で整理すると、Fig. 9 に示すように両者は比例関係にあることが認められ、この関係から載荷応力の約80%の間隙水圧が供試体下部では生じていることがわかる。次に動的解析により得られた載荷応力 ($\Delta P = 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) と供試体最下部要素 (要素番号①⑥) における平均的な間隙水圧の時間的变化をFig.10に示す。Fig. 7 の実験結果と比較するといずれの載荷応力の場合においても解析結果は、瞬発載荷時の間隙水圧の発生及び消散状況を良好にシミュレートしていることがわかる。また、載荷中の供試体内の間隙水圧分布を調べるために、載荷ピーク時の各要素の間隙水圧 u_{max} を載荷応力 ΔP で除した値を横軸に、供試体上端面からの距離 Z (=排水距離/供試体高さ) を縦軸にとって表したのがFig.11である。この図からわかるように載荷時間0.8秒における間隙水圧は、排水上端面を0とした放物線のような分布形状となり、非排水下端面では載荷応力の82%の大きさの間隙水圧が発生しており、Fig. 9 で示した実験結果とほぼ一致する。したがって、供試体内の間隙水圧分布を例えば放物線分布として仮定することにより、瞬発載荷時の平均的な有効応力の評価が可能となる。最後に、解析結果をもとに有効応力を評価し、実

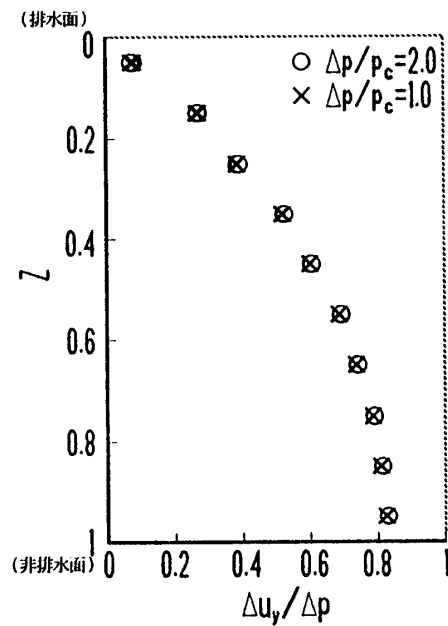


Fig.11 Analyzed distribution of induced pore pressure in soil specimen

験で得られた間隙比 e と荷重増加比 $\Delta P / p_c$ の関係を載荷中に間隙水圧が消散させ有効応力を明確にした6.0秒載荷試験 (載荷・除荷に要する時間は0.8秒の場合と同じ) と比較してみた。Fig.12はその結果であるが、○のプロットは0.8秒載荷時の全応力で、また△は有効応力で整理した結果である。載荷中の間隙水圧を的確

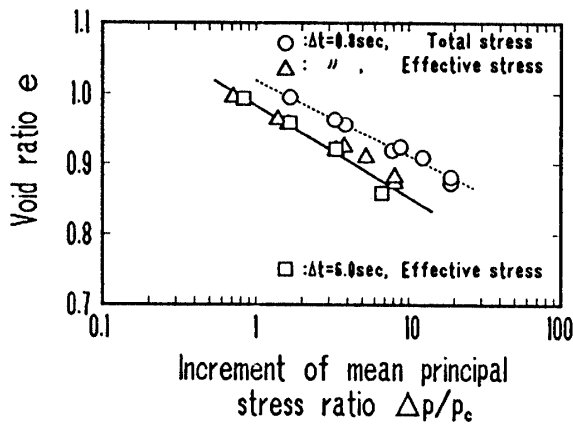
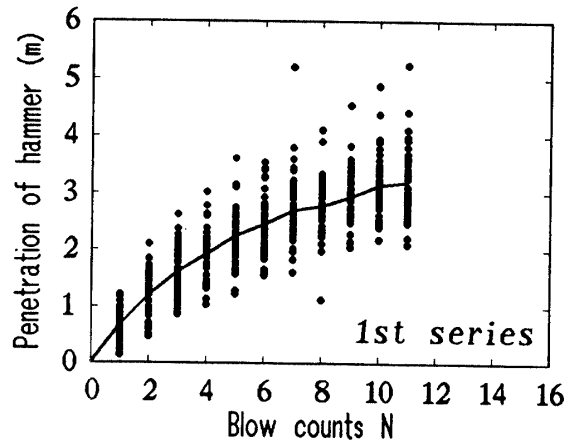


Fig. 12 Relationship between void ratio and increment of mean effective principal stress applied by 50 cycles of isotropic loading

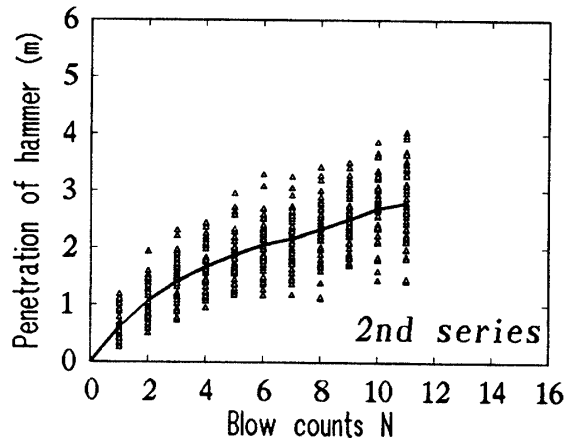
に評価し有効応力表示することによって、□で示した6.0秒載荷の結果にほぼ一致していることがわかる。このことは、重錘落下時のような瞬時の載荷を受ける土中の要素の圧縮特性を定量的に評価を行う上で、間隙水圧の分布を考慮した有効応力の正確な評価が重要であることを示すものである。

4. 重錘落下締固め工法施工時の地盤改良度評価

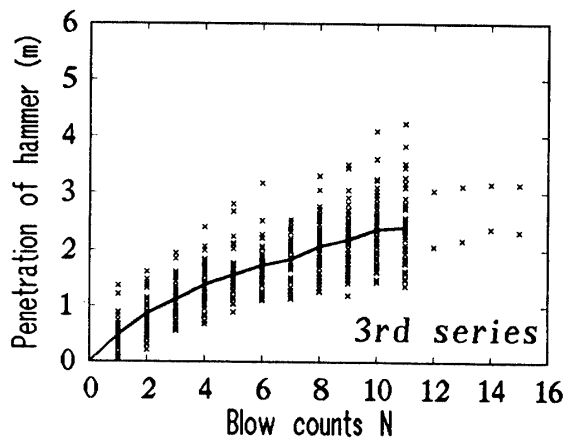
本工法の技術管理は、改良条件に基づいてタンピング仕様を決定し、施工を進め、これと併行して施工中に各種の測定・試験を行い、これらの結果に基づいて施工修正を行う、いわゆる「情報化施工」を実施している。一般的には改良効果は、打撃前後のN値の増加判定により行う。このため、打撃により地盤改良が目標強度に達していない場合には、再度打撃を行う必要がある。この場合には地盤調査が終了するまで施工機械を待機させることになる。このように、事前事後の地盤調査のみでは、地盤の不均一性に応じた施工修正が行えないため、地盤改良の本来の目的である均質な改良ができない。通常、現場での技術管理は、ハンマ打撃回数、ハンマ貫入量、1シリーズごとの打撃完了後に測定される地盤沈下量を指標として行っている。特に、ハンマ打撃回数と貫入量の関係は、地盤改良前の地盤の締め具合を反映するため、このデータを基に次のシリーズの各打撃回数の変更を行い、より均質な地盤改良が行える。最近では、このハンマ打撃回数及び貫入量を自動計測し、同時にモニター表示することによりリアルタイムに施工状況の把握が可能な施工



(a) 1st series



(b) 2nd series



(c) 3rd series

Fig. 13 Relationship between number of blows and penetration of hammer in the field

管理システムが開発されている。Fig.13は、実際にこの管理システムを導入して施工管理を行った現場で得られたハンマ打撃回数と貫入量の一例を示したものである。この図のプロットは計測値で、実線は各打撃回数ごとの平均値を連ねて表した結果である。これから分かるように、各打撃回数ごとの貫入量のバラツキは大きいシリーズ（施工）が進行するにつれ、貫入量が少なくなる傾向が読み取れる。また、打撃回数が10回近くなると各シリーズ共に貫入量の増加する割合は小さくなっている。この関係は打撃点付近の改良状況を表す指標と考えられるが、地盤全体の改良度の推定方法としては、各シリーズ終了後の平均値表面沈下量 S と打撃エネルギー E より求められる沈下勾配 S/E から岩砕系地盤における既往の実績に基づき概略の改良値（N値）を予測する方法が湯浅ら⁹⁾によって提案されている。

ここでは、砂質土地盤における既往の実績を打撃エネルギーと平均地盤圧縮率（平均地表面沈下量/目標改良深度）、平均地盤圧縮率と事前事後の平均強度増加比（N値）の関係で取りまとめることを試みた。Fig.14は、改良土量 1 m^3 当りの単位打撃エネルギー E （ tm/m^3 ）と平均地盤圧縮率の関係を示したもので、 E の増加にともなう圧縮率も大きくなっている傾向は読み取れるが、当然のことながら各工事によって改良目標（改良深度、改良強度等）が異なることから、バラツキもかなり大きい。一方、Fig.15は平均地盤圧縮率と強度増加比の関係で整理したものである。本工法における改良原理を締めによる密度増加と考えると、この図

の縦軸の強度増加比は、かなり対応していると解釈され、地盤圧縮率と相関関係が強いことが推察される。Fig.15を見ると6%程度以下の圧縮率の場合においては両者にはある程度一義的な関係が認められることから、施工管理においても平均地表面沈下量から改良効果を概略的に予測することが可能と思われる。

5. FEMによる重錘落下時の地盤応力解析と地盤改良の予測方法の検討

著者ら³⁾⁶⁾¹⁰⁾は、重錘落下時の地中応力増分を平均主応力 ΔP と偏差応力増分 ΔQ に分けて考え、それぞれによる地盤の間隙比変化を求め、締め固め効果を定量的に評価する方法を提案してきた。しかし、地表面に作用する衝撃力による地盤内応力を予測することや実施工において計測することは非常に難しい。ここでは一つの試みとして、有限要素法を用いた動的応答解析により地盤内応力を算定し、締め固め効果の予測を行う。

まず、瞬発載荷式三軸圧縮試験により平均主応力成分 P 及び偏差応力成分 Q の変動による間隙比変化量をそれぞれ求め、定式化する。一方、重錘落下時の衝撃力を載荷した場合の地盤内要素の P と Q を有限要素法を用いて算定する。この2つの結果から地盤内要素の間隙比変化を求め、Fig.15より得られる地盤圧縮率と強度増加比の関係を用い、地盤の締め固め効果を試算する。

5-1 重錘落下による間隙比変化の定式化

重錘落下によって生じる間隙比変化 Δe は、瞬発載荷

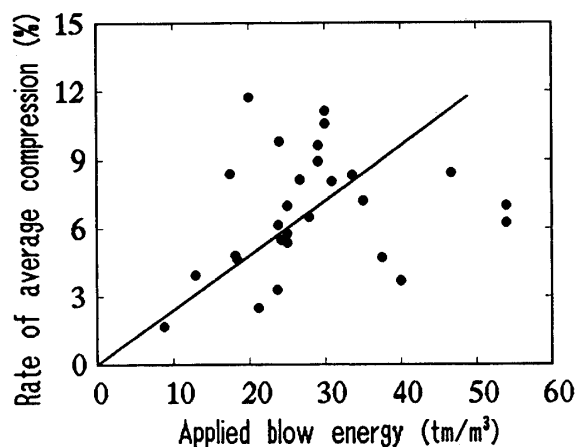


Fig.14 Relationship between applied blow energy and rate of average compression in the ground

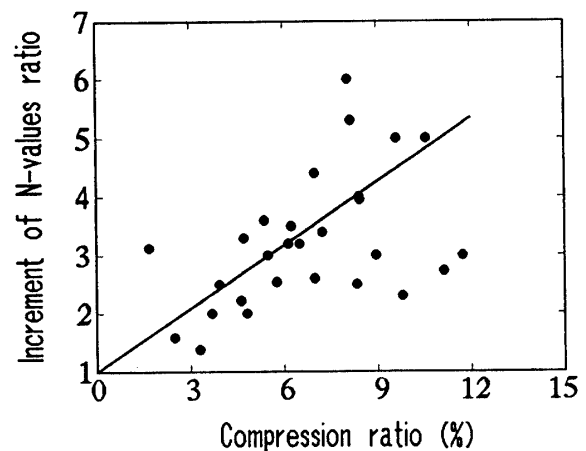


Fig.15 Relationship between rate of average compression and increment of N-values ratio

試験から得られた間隙比変化の予測式と応力解析の結果を組み合わせることで求むることができると思われる。ここで、任意の応力増分に対する間隙比変化は、以下に示す等方圧縮成分による予測式とダイレタンシーによるものを重ね合わせることで評価できるものとする。

等方圧縮成分に対して

$$\Delta e_1 = \lambda^* \cdot \log \frac{p_c' + \Delta p}{p_c'} \quad (p_c' + \Delta p \leq p_y) \tag{13}$$

$$\Delta e_1 = (\lambda^* - \lambda^{**}) \cdot \log \frac{p_y}{p_c'} + \lambda^{**} \cdot \log \frac{p_c' + \Delta p}{p_c'} \quad (p_c' \leq p_y < p_c' + \Delta p) \tag{14}$$

$$\Delta e_1 = \lambda^{**} \cdot \log \frac{p_c' + \Delta p}{p_c'} \quad (p_y \leq p_c') \tag{15}$$

ダイレタンシー成分に対して

$$\Delta e_2 = b_1 \cdot \left(\frac{p_c'}{p_0} \right)^{b_2} \cdot \Delta \eta^{b_3} \tag{16}$$

ここに、 p_c' は初期有効拘束圧、 Δp は等方応力増分、 $\Delta \eta$ は有効応力比増分、 p_0 は基準化応力(1kgf/cm²)、 p_y は疑似圧密降伏応力を表す、まさ土の場合、 $p_y = 2.0$ kgf/cm²、 $\lambda^* = 0.0774 + 0.0264 \cdot \log N$ 、 $\lambda^{**} = 0.1223 + 0.0312 \cdot \log N$ 、 $b_1 = 0.0232 \cdot N^{0.148}$ 、 $b_2 = 0.391$ 、 $b_3 = 1.912 \cdot N^{-0.0971}$ 、(Nは載荷回数)である。

5-2 解析方法ならびに解析条件

重錘落下時における地盤内応力を推定するために、2次元のFEM動的応力解析を行った。解析対象は、Fig. 16に示すような厚さ15m、幅40mの水平地盤であり、このようなモデル地盤を軸対称条件で208要素に分割した。また地盤はそれぞれ地盤定数の異なる6層の水平地盤より構成されているものとしている。対称軸上の各節点には可動支承を設け、外部との境界節点には減衰ダンパーを設けた。載荷は、モデル上面に矢印で示した3つの節点において行い、外力の大きさならびにその波形は、過去の現場実験の結果¹⁰⁾をもとにして決定された。Fig. 17は、重さ20tの重錘を地盤に落下させた時の、重錘加速度波形を示したものである。同図において、重錘が地盤に衝突した瞬間から急激な加速度の増加がみられ、約0.1秒という極めて短い時間の中に載荷が終了していることが分かる。また、このような載荷を同一地点において40回まで行っており、Fig. 17に見られるようなピーク加速度を載荷回数との関係で

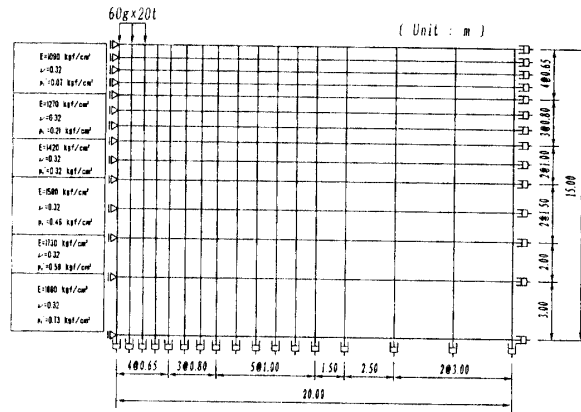


Fig. 16 Finite element model for analyzed fill

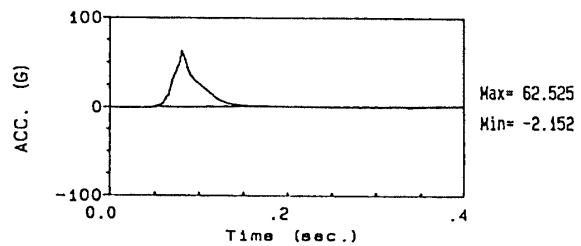


Fig. 17 Time history of accelerations in the fill

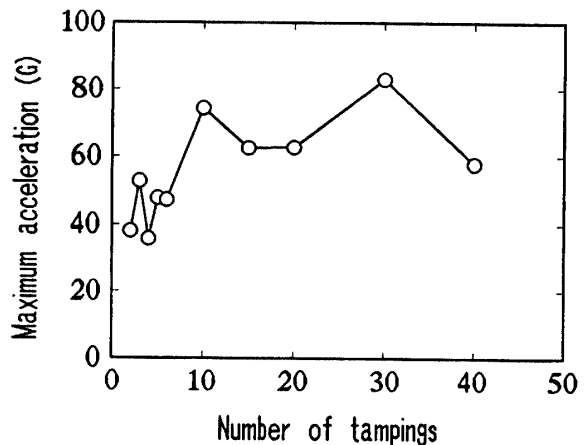


Fig. 18 Relationship between number of blows and maximum accelerations

示すとFig. 18のようになる。ピーク加速度は、約60gの周辺でばらついており、この載荷における代表的な重錘加速度を60gと考えて良いと思われる。このような現場実験の結果をもとに、本研究では数値解析に用いる入力波形をFig. 19のような三角パルス波で定義するこ

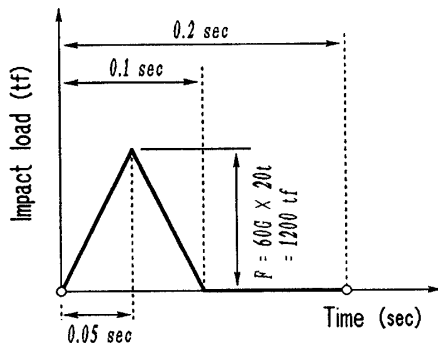


Fig.19 Input wave

とにした。載荷荷重は、現場実験における重錘の重さが20tであったことを考慮して $60g \times 20t = 1200tf$ とした。また、荷重の継続時間は0.1秒、解析時間は荷重の継続時間を含めて0.2秒とし、これを200ステップに区切って解析を行った。また、全要素の材料を等方弾性体と仮定し、軸対称条件下での解析を行うことにより地盤内応力の推定を行った。各ステップに対応する地盤内要素の応力状態は、平均主応力増分 ΔP 、偏差応力増分 Δq 、応力比増分 $\Delta \eta$ 、主応力の回転角 θ として出力される。

モデル地盤の初期応力状態ならびに地盤材料の諸定数は、全て要素試験の結果を参考にして決定された。これらの主なものを以下に列挙する。

- モデル地盤の構成試料： まさ土
 - 初期相対密度： $D_{r0} = 60\%$
 - 水中単位体積重量： $\gamma_t = 1.835 \text{ tf/m}^3$
 - 初期有効拘束圧： $P_c' = (1+2K_0) \sigma_v' / 3$
 - 静止土圧係数： $K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.466$
 - せん断弾性係数： $G = \rho V_s$
 - せん断弾性波速度： $V_s = 80N^{0.333}$
 - ポアソン比： $\nu = 0.32$
 - 弾性係数： $E = 2(1+\nu)G$
 - 標準貫入N値： $N = (\sigma_v' + 0.7)(D_{r0}/21)^2$
 - 固有周期： $T_n = 4 \cdot H / V_s = 0.340 \text{ sec}$
 - 固有円振動数： $\omega_n = 2 \cdot \pi / T_n = 18.5 \text{ rad/sec}$
 - 減衰定数： $h = 0.03$
 - レーレー減衰定数： $\alpha = h \cdot \omega_n = 0.555$
 $\beta = h / \omega_n = 0.0016$
 - 粘性境界の粘性減衰係数： $C = \rho \cdot V_s$
- ここに、 σ_v' は有効上載圧、 ρ は地盤の質量密度である。

5-3 解析結果

Fig.20は、地盤内各要素における平均主応力増分 ΔP

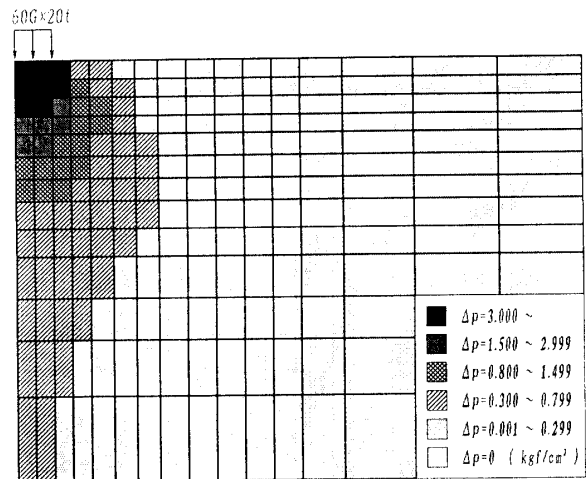
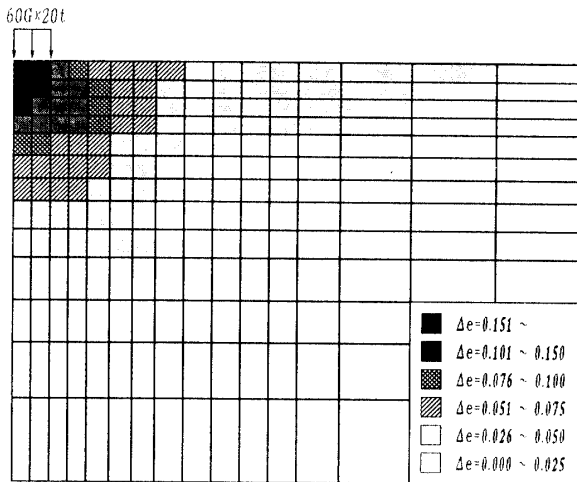


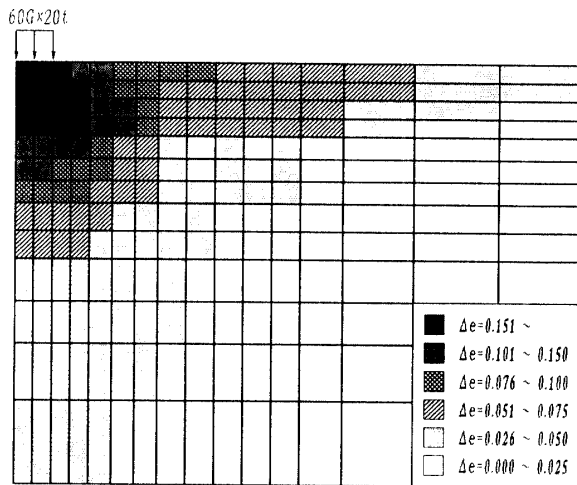
Fig.20 Distribution of increment of maximum principal stress

P の最大値分布を示したものである。平均主応力の増加は重錘直下部において特に大きく表れ、側方においてはそれほど応力増加を示さないことが分かる。これから等方圧縮成分による締め固め効果は、特に重錘直下付近において有意に発揮されていることが予想される。また、有効応力比増分 $\Delta \eta$ の分布を調べたところ、載荷点から側方に離れた要素においても顕著な応力比の増加が認められ、広範囲にせん断応力が伝達されていることが分かった。このことより、載荷点直下は等方応力成分とせん断応力成分の増加が共に顕著な領域、側方に離れたところはせん断応力成分の増加が卓越した領域とみなすことができる。

さて、このようにして得られた地盤内応力分布と室内試験より得られた間隙比変化予測式を組み合わせることによって、地盤内の圧縮量を載荷回数を考慮にいたれた形で推定することができる。Fig.21(a)(b)は、このようにして推定された間隙比変化量の分布図であり、(a)は載荷回数1回、(b)は載荷回数50回での結果である。重錘落下にともなう間隙比変化は、重錘直下から深さ方向にかけて大きく生じ、側方に離れるほどその量は小さくなる。このような間隙比変化量の分布は、Fig.20に示した平均主応力の増加量分布とよく似ており、地盤の間隙比変化は平均主応力の増加に大きく依存しているものと思われる。応力比の増加はかなり広範囲にわたって大きな値を示したが、このようなせん断応力成分の増加は間隙比変化に対してさほど大きく影響しないものと考えられる。また、両結果は載荷回数の増加につれて締め固め領域が拡大していく様子を示



(a) Number of blows N = 1



(b) Number of blows N = 50

Fig.21 Distribution of void ratio in the fill analyzed

しており、室内試験結果に基づいて作成した間隙比変化予測式は、このような载荷回数効果を忠実に表現できるといった点で優れたものであるといえる。この推定手法では、重錘の貫入によるクレーターの発生を考慮に入れることはできないが、Fig.21(a), (b)に示すような圧縮量分布を描くことによって、重錘落下時における地盤内の圧縮傾向を定量的にとらえることができる。また、間隙比変化量から50回载荷後の各要素の体積ひずみを算定し、図示したのがFig.22である。これを見ると等体積ひずみ領域は、応力球根状に広がっている様子が分かり、このことはVesic¹³⁾の示した杭先端の空洞膨張理論に通じるものがあり、重錘落下締固め後の地盤の支持力算定手法に同理論を適用できる可

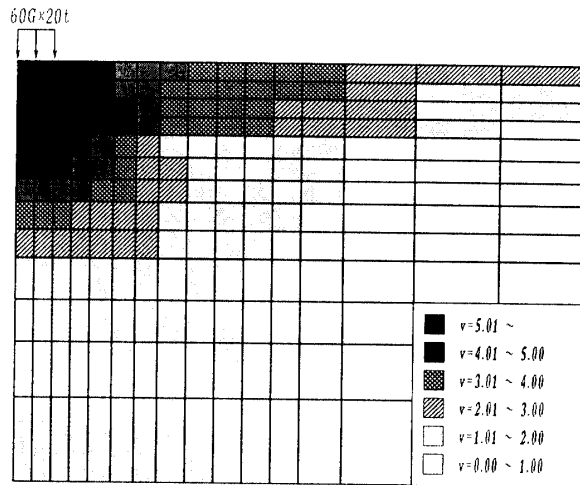


Fig.22 Distribution of volumetric strain in the fill analyzed

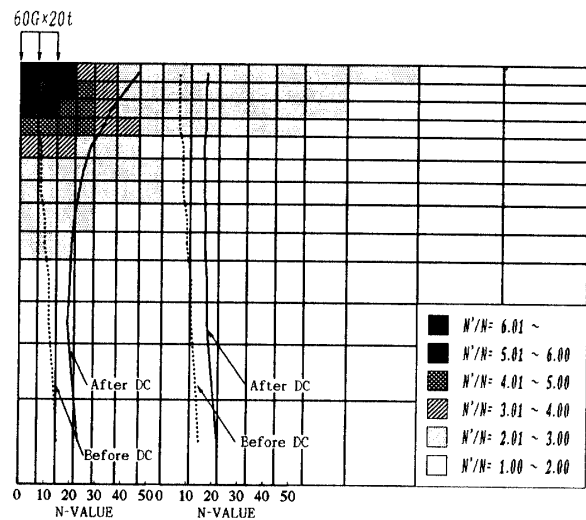


Fig.23 Distribution of increment of N-values between before and after DC

能性を示唆しているものと考えられる。

最後に、Fig.22で示した体積ひずみからFig.15より得られた地盤圧縮率と強度増加比（事前事後の標準貫入N値の比）の関係より締固め効果を試算した結果がFig.23である。図上、点線と実線で示したのはそれぞれ改良前後のN値の深度方向の分布であり、左側は重錘直下地点での、右側は重錘落下地点より5m離れたところでの試算値である。重錘直下では地表近くで非常に大きな強度増加を生じることになり、同工法による地盤改良特性を良くシミュレートしている。また、重

錘落下地点より5m離れた地点では、深度方向にはほぼ一様な強度増加を示している。

これまでに示した解析シミュレーション手法は、重錘落下締固め工法の設計において改良深度、改良範囲、改良強度、地盤沈下（圧縮）量、ハンマ打撃回数等を概略的に試算する際に大いに活用できるものと思われる。

6. 結 論

重錘落下締固め工法施工時の地盤挙動について、現場計測結果、室内試験結果及びFEM動的解析に基づき考察した。以下に本研究で得られた知見をまとめて示す。

- (1) 重錘落下時の地盤内の応力変動は短時間に生じるが、改良効果の定量的な評価を行う上では載荷時に発生する間隙水圧の的確な評価が重要となる。
- (2) 重錘落下時の地盤内応力を再現できる瞬発載荷式三軸圧縮試験機を用いた等方応力載荷試験結果とBiot型2相系モデルを用いたFEM動的解析により、載荷応力と発生間隙水圧の関係を明らかにし、載荷時の有効応力を評価した。
- (3) 室内試験より重錘落下時の応力変動に対応し得る間隙比変化の予測式を作成し、FEM地盤応力解析とリンクさせることにより実地盤での圧縮量の定量的評価が可能となった。また、締固め効果を評価する上では平均主応力増分 ΔP が重要なファクターであることが分かった。

最後に、本研究を進めるに当たり、実験及び解析にご協力を賜った山口大学工学部社会建設工学科山本修三技官、同大学院博士後期課程中田幸男氏、同前期課程丸山浩史氏（現（株）ハザマ）、西川明宏氏（現（株）鹿島）、卒研生河原弘明氏にこの場をかりて甚大なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 二宮康治, 渡辺篤: 動圧密工法群管理システムの

開発と実施例, 建設の機械化, No.505, pp.56-62, 1992.

- 2) Menard, L. and Boise, Y.: Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation, *Geotechnique*, Vol.25, No.1, pp.3-18, 1975.
 - 3) 兵動正幸, 中田幸男, 安福規之, 村田秀一, 四宮圭三: 瞬発載荷式三軸圧縮試験による砂質土の圧縮性の評価, 山口大学工学部研究報告, Vol.41, No.2, pp.133-144, 1991.
 - 4) 熊谷至幸, 原田眞志, 鈴木正人: 動圧密工法による砂質地盤の改良結果と衝撃土圧の測定, 第16回土質工学研究発表会概要集, pp.1689-1692, 1981.
 - 5) 鈴木正人: 動圧密工法に関する研究—現場計測の結果と考察—, 日本国土開発技術研究報告, No.1, pp.111-125, 1981.
 - 6) 四宮圭三, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一: 重錘落下締固め工法における砂質土の圧縮性評価のための三軸試験, 土木学会論文集, III-23, No.469, pp.111-120, 1993.
 - 7) 安福規之: 広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究, 九州大学博士論文, 1990.
 - 8) Yasufuku, N. et al.: Anisotropic Hardening Model for Sandy Soils over a Wide Stress Region, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University*, Vol.51, No.2, 1991.
 - 9) 湯浅健二, 坂本 容, 山崎秀次, 大倉卓美: 動圧密工法による岩砕埋立地の地盤改良効果と効果確認, *土と基礎*, Vol.35, No.5, pp.39-44, 1987.
 - 10) 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之: 動圧密工法による砂質地盤の改良度評価について, 山口大学工学部研究報告, Vol.39, No.2, pp.95-103, 1989.
 - 11) Vesic, A.S.: Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *ASCE*, Vol.98, pp.265-290, 1972.
- (平成5年4月15日受理)