

# 着底型壁式深層混合改良地盤の 安定管理システムおよびその適用結果

乗安直人<sup>1</sup>・林 重徳<sup>2</sup>・兵動正幸<sup>3</sup>・新谷 登<sup>4</sup>・田原正登<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 中電技術コンサルtant(株) 山口支社総括課長 (〒754 山口県吉敷郡小郡町下郷 1225-9)

<sup>2</sup>正会員 工博 佐賀大学教授 低平地防災研究センター (〒840 佐賀市本庄町1番地)

<sup>3</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台)

<sup>4</sup>正会員 中国電力(株) 土木部課長 (〒734 広島市中区小町4番33号)

<sup>5</sup>正会員 中電技術コンサルtant(株) 原子力室部長 (〒734 広島市南区出汐 2-3-30)

深層混合(DM)改良地盤に関しては、施工時実用的な安定管理手法(安定管理システム)がなく、設計・施工上の不確定要因に対処するために簡便・実用的な安定管理システムの構築・導入が必要と考える。著者らは着底型壁式DM改良地盤に関して変位を主体とした実用的な安定管理システムを提案し、護岸・埋立工事に適用した結果を報告する。安定管理システムは、安定のメカニズムを考慮した観点から構築する必要があり、まず計器設置方法とその手法の要件を明らかにする。またDM改良体の挙動を把握できる安定管理指標・管理図を提案し、実際の適用結果から安定管理指標の基本的見方について示す。次に当計測・解析事例からDM改良地盤の各破壊の形態を考察し、これに対する安定管理基準を提案し、さらにDM改良地盤においても従来地盤同様の安定管理が可能であることを示す。併せて支持力破壊に対する現行設計法の見直しの必要性について提言する。

**Key Words :** deep mixing method, construction control system, construction control diagram, stability control indices & criteria, stabilizing mechanism, design method

## 1. まえがき

深層混合処理(DM)工法には、現場計測工法において従来工法の地盤改良に適用されてきた様な実用的な安定管理手法(安定管理システム)が確立されておらず、未だ実験・研究の域を出ていない<sup>1),2),3)</sup>。従来地盤改良工法に関しては、設計上の不確定な要因に対して現場計測工法を適用した多くの事例から設計の精度が明らかにされてきた。サンドコンパクションパイル(SCP)工法も同様であり、設計上の不確定要因は実施段階で現場計測工法により補完され、設計にフィードバックされ同工法が発展してきた歴史がある<sup>4)</sup>。しかしながら、DM工法は、安定のメカニズムが従来工法と基本的に異なり、複雑である等の理由で、地盤破壊を把握できる簡便・実用的な安定管理手法は確立されておらず、現在においても模型実験により安定のメカニズムの解明と合理的設計法の確立が進められている<sup>5),6)</sup>。DMI法は設計上の不確定要因を実用的安定管理手法により補完されてきた従来地盤改良工法の歴史とは異なった展開となっている。

DMI法の現行設計法は、特に着底型の場合においては安定メカニズムに作用外力の動員過程が考慮されていない<sup>7),8)</sup>。またDMI法は破壊した実施事例が皆無であ

り<sup>2),6)</sup>、事例から全ての破壊モードについて破壊形態が未だ解明されていない現状にある。さらに施工時に実用的安定管理システムがなく、各破壊に対する対策の方法とその有効性が明確にされていない。新規に開発されたDMI法にとって実用的安定管理システムを欠いた状況においては、現行設計法そのものが施工への対処をも考慮した広義の意味で完備されたシステムとなっているとは言い難い。

着底型DM改良地盤は、これまでの実施事例や遠心模型実験においても、安定性の高いことが明らかになっている<sup>2),9)</sup>。しかしながら、これまでDMI法には現場計測工法が適用された事例も少なく、設計上の様々な不確定要因の安定に及ぼす影響が明らかになっておらず、従来工法と同様に施工時不安定と判断された場合、施工の修正・中断を判断する実用的安定管理システムの構築・導入が必要不可欠と考える<sup>1)</sup>。

著者らは、着底型壁式DM改良地盤において変位を主体として構築した安定管理手法(安定管理システム)と実際の埋立工事に適用した結果について報告する。DM改良地盤における安定管理システムは、安定のメカニズムを考慮した観点から構築する必要があり、ここで計器の設置方法およびその手法の基本的要件を明らかにする。

また外部・内部安定に関しDM改良体の挙動を把握できる安定管理指標と安定管理図を提案する。さらに実際のDM改良地盤に適用した結果から、各破壊モードに対する安定管理指標の基本的な見方を明らかにし、これらの指標によりDM改良地盤の挙動を容易に把握できることを示す。別途実施した土圧・地盤反力等外力の計測・解析結果<sup>7)</sup>からその動員過程を把握し、想定される種々の解析結果によりその動員過程がDM改良地盤の安定に及ぼす影響を明らかにした。これらの解析結果および変位を主体とした安定管理システム適用結果に基づき、DM改良地盤における破壊の形態(実態)を考察し、各破壊に対する安定管理上の管理基準を提案する。また、不安定となった場合、従来地盤と同様の施工修正と対策工が可能であることを示す。併せて当事例において明らかになった破壊形態(実態)と現行設計法で規定する破壊形態を照査した結果に基づき、支持力破壊について現行設計法の見直しの必要性を提言する。

なお、本論文の中で、DM改良体は安定処理土によって地中に形成された一種の地中構造物を、またDM改良地盤はDM工法によって改良された基礎地盤の総称を意味するものとして用いる。

## 2. 地盤特性と工事概要

本研究における対象現場は、図-1に示す中国電力株式会社柳井発電所の土地造成工事であり、ここでは壁式DM工法が外周護岸延長2.16kmの内、AおよびC護岸の1.20kmに採用された<sup>10)</sup>。

図-1のC地点の護岸標準断面を図-2に示す。地盤は、海底面がC.D.L. ±0.0~3.5m(C地点はC.D.L. -2.7m)であり、上部より16~19mの沖積粘性土層、上部砂礫層、下部砂質シルト層(下部砂層および下部粘性土層)、および基盤である下部砂礫層の地層構成となっていた。特に、上部砂礫層下の下部砂質シルト層は不均一となっていた。沖積粘性土層は、塑性指数 $I_p=31\sim64$ 、細粒分含有率 $F_c=83\sim99\%$ 、湿潤単位体積重量 $\gamma_s=14.3\sim16.0\text{ kN/m}^3$ 、含水比 $w=65\sim105\%$ 、間隙比 $e=1.81\sim2.72$ であった。

護岸工法は、壁式DM工法(壁部改良率31.4%)であり、DM改良体は上部砂礫層(N=21)に着底しその下の下部砂質シルト層(N=5~7)を改良できなかつた。下部砂質シルト層は中位ないし硬い地層であり、DM改良地盤の変形の多くが当地層において生じたが、埋立て完了後の水平変位はDM改良体の下部せん断抵抗により抑制されて小さくなった。したがって、DM改良形式はこの安定のメカニズムから基本的に着底型と判断できる。また、護岸背後にはサンドドレーン(SD)工法が採用され、施工時に地盤の強度増加が期待できた。

先行施工地点であるA、C地点でDM改良地盤の水平

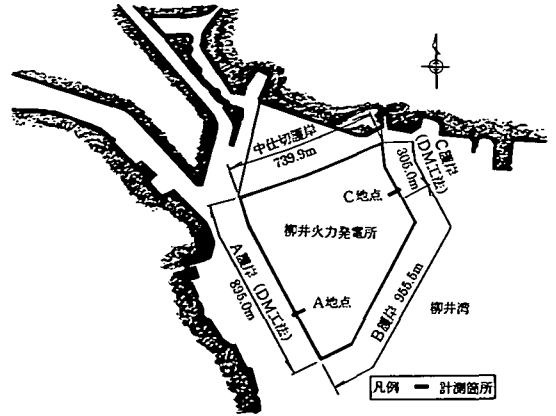


図-1 柳井発電所土地造成工事平面図および計測位置図

および鉛直変位を計測し、変位情報を主体とした安定管理システムを導入した<sup>11),12)</sup>。また、補足する情報として主働および受働側において水平土圧・間隙水圧、地盤反力を計測し<sup>8)</sup>、施工時には背後SD間粘性土、DM改良体下層の砂質シルト層の強度増加を調査し、総合的に安定管理を実施した。

埋立工事は、護岸工事完成後、築堤を逐次嵩上しながら、埋立地前面に位置する泊地の浚渫土をポンプ浚渫によりポンド内に投入することにより行われた。C地点では施工工程が比較的急速であったため、浚渫土の膨れ率が当初計画時の1.3から1.4~1.5と大きくなり、その結果護岸背後の築堤高が+8.7m(当初計画高+7.0m)、またポンド内水位も+7.3m(当初計画高+6.5m)と高くなった。+8.7m築堤施工後ポンド内水位が+7.3mになった直後に、地盤が滑動状況を呈したため、護岸背後の浚渫土の投入を抑制する等の対策工を講じ、安全に工事を完了した。なお、A地点では当初計画どおりであり、安定上特に問題はなかった。

## 3. DM改良地盤の特徴と実用的安定管理システム構築上の要件

### (1) DM改良地盤の基本的特徴

DM工法は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加・強制的に攪拌混合して、地中に強固な安定処理土を形成する工法である。特に港湾工事においては構造物が大規模であること、また恒久的に大きな重量を支持する必要があるため、一般に安定処理土を一体化した構造物型式(ブロック式、壁式、格子式)のDM工法が採用されている<sup>13)</sup>。安定処理土は、在来の無処理土と比較すると、強度は数10倍~数100倍と大きく、破壊ひずみは数10分の1と小さく、剛性の差は1000倍のオーダーで隔たることになる<sup>9),14)</sup>。このためDM工法は、置換工法、

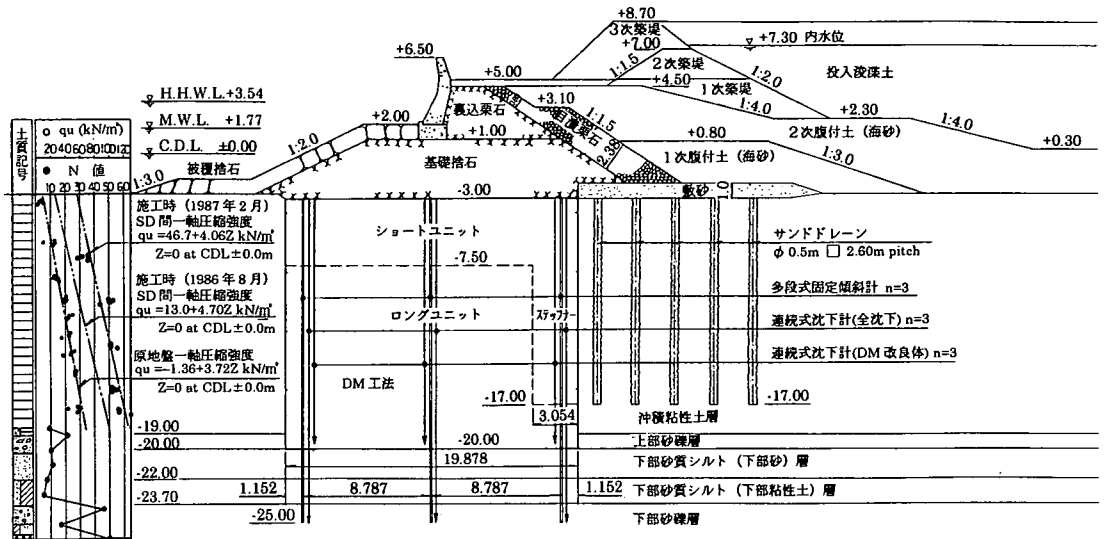


図-2 C地点護岸標準断面図および計器設置図

圧密促進工法、サンドコンパクションパイル（SCP）工法等の従来の地盤改良工法と比較して基本的に異なる次の特徴を有する。

- ① DM改良地盤の安定は、地盤改良時における初期改良品質（強度、改良ユニットの接合性、長期強度等）に大きく依存する。
- ② DM改良地盤の安定は、地中に形成された高強度の安定処理体が一体化した一種の地中構造物（剛体）として安定に寄与する<sup>15)</sup>。

DM改良地盤の安定は非常にシステムティックであるため、実用的安定管理システムの構築および現行設計法における安定の考え方の照査においては、この基本的特徴を考慮する必要がある。

## (2) DM改良体の品質管理上考慮されている事項

上記①に示す地盤安定上根幹を形成するDM改良体の品質については、設計法のみならず地盤改良施工時に様々な点で配慮がされている。すなわち現行設計法において安定処理土の許容応力度は、コンクリート構造物と同様に許容応力度法を採用し、個別に断面有効係数、ラップ部信頼度係数、設計基準強度係数（現場処理土の品質に関係）、現場/室内強度比および材料安全率（常時:3、地震時:2）を考慮して実際の強度を大幅に減じている<sup>15), 16)</sup>。この結果DM改良体の強度は、実際には非常に高い強度を設定することになり、強度のばらつきや長期の安定性に対して安全側に設定されたものとなっている。

また、地盤改良施工時には、高精度測量による打設位置の決定、打設杭の鉛直性（オーバーラップ部）の管理、セメントスラリーの注入・混合の管理、打ち止めの管理がされる<sup>1), 17)</sup>。さらに地盤改良後約1か月間経過した時

点で一定の頻度で土質調査を行い、直ボーリングによるサンプリングの一軸圧縮強度試験から安定処理土の物理・力学特性を、また斜ボーリングによる連続コアサンプリングの観察から接合性を調査している。DM改良地盤の安定が地盤改良時の初期改良品質に基本的に依存するために、以上示した設計・地盤改良施工上様々な点で配慮されるのは当然なことであるが、実際の施工時に現場計測工法を適用しDM改良体の一体化した剛体の挙動（内部安定）を管理する必要がある。

## (3) DM改良地盤の安定メカニズムと実用的安定管理システム構築上考慮すべき要件

上記②に示すようにDM改良地盤の基本的安定のメカニズムは、DM改良体を一種の地中構造物（剛体）として、外力による剛体の安定（外部安定：滑動、転倒、支持力および剛体を内包するすべり）および剛体自体の安定（内部安定：安定処理体自体の応力が許容応力を越えない）から成る<sup>15)</sup>。これは、例えばSCP工法のように、改良域を良質な土からなる複合地盤として扱い、設計法に円弧すべり法を基本原理として適用する安定メカニズム<sup>4)</sup>と基本的に異なる。またDM改良地盤の破壊モードは多岐に渡り、従来工法より複雑になっている。以降5)に示すDM改良体の実際の挙動から、高強度のDM改良体を地中構造物として取り扱う現行設計法の安定のメカニズムの設定は妥当であり、複合地盤における円弧すべり法で説明することは基本的に不可能である。

SCP工法を含む従来工法の改良地盤において施工時の安定管理手法として、円弧すべり法を基本原理とする安定のメカニズム（破壊形態）に対応して盛土中央部の鉛直変位とその法尻の水平変位を計測して安定を管理

する数種類の安定管理手法が提案され<sup>13),19)</sup>、これまで数多くの適用事例から設計法の精度も検証されてきた。しかしながら、DM改良地盤に対してこれまで実施された現場計測工法は、設計手法の検証を目的として必要な各種の情報（土圧、地盤反力、間隙水圧、変位、DM改良体内部のひずみ等）を計測するものであり、計測のみならず安定の判定にも多くの労力と経費が必要であった<sup>2),3)</sup>。DM改良地盤に対して従来工法のような簡便で実用的な安定管理手法（安定管理システム）がなく、このためDM改良地盤に現場計測工法を適用した事例が非常に少ない。さらにこのことが、DM改良地盤の破壊した事例が皆無である<sup>2),6)</sup>ことも手伝って、その破壊の形態（実態）に未解明な点を残している。

DM工法の現行設計法においては改良体に作用する外力を極限塑性平衡状態で算定し、次に外部安定、内部安定を検討している<sup>20)</sup>。特に、着底型DM改良地盤では、一般的に従来工法の改良地盤に比べて変位も小さく、変位の進行の程度や主働側地盤の排水の程度（SD仕様、施工速度）により動員される外力・せん断抵抗も異なる<sup>7),8)</sup>。また、安定の検討に際し、一般にDM改良体の背面に作用する負の周面摩擦（NF）は考慮されていない。これらの要因には現行設計法に比べ安定側に作用するものと危険側に作用するものがある。さらにDM改良地盤の回転変位が大きくなった場合、5. (2) d)に示すようにその程度によっては現行設計法の前提条件そのものが異なることも考えられ、現行設計法で地盤の全ての挙動を説明できない状況もあり得る。これら設計・施工上の不確定要因に対して従来の地盤改良工法同様に施工時の各種の情報により安定への影響を把握し、不安定になった場合、施工の修正・中断を判断できる実用的な安定管理システムの導入が必要である。特に現場計測工法を適用した事例が少ない状況にあっては、設計上の不確定要因を補う意味でも実用的な安定管理システムの構築・導入が必要不可欠と考える。

DM改良地盤における実用的な安定管理システムを構築する上で以下の要件が考慮すべき点として挙げられる。

- ① DM改良地盤の設計法または安定の厳密な検証には実際には各種の情報が必要となる。しかしながら、安定管理システムは実用性を重視し、安定を支配しかつ信頼性のある主要な計測情報に着目することにより計器設置費用を節約する。またDM改良地盤は小さい変位で内部破壊を伴う地盤全体の破壊の可能性もないとは言えないため、安定管理システムはDM改良地盤の挙動を高い精度で把握できるものとする〔要件1〕。
- ② 安定管理システムは、DM工法の安定のメカニズムを考慮して構築するものとする。計器設置については、

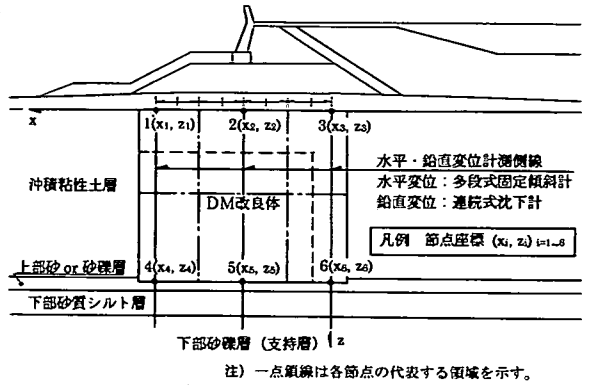


図-3 変位を主体とした計器設置の模式図

DM改良体がマスとして安定に寄与することを考慮して適切に行うものとする〔要件2〕。

- ③ 安定管理システムは、主要な計測情報に基づき外部安定および内部安定の全ての破壊モードを効果的に判定し、安定を管理できる手法（安定管理指標、安定管理図）が構築されるべきである〔要件3〕。
- ④ 安定管理システムは、DM改良地盤の具体的な破壊形態に対し適切な管理基準を設定したものとする〔要件4〕。厳密な安定の判定にはDM改良体に作用する外力、地盤情報等各種の情報が必要となる。別途計測した各種の情報による安定の裏付けを取りながら管理基準を設定し、安定を判断するものとする。

#### 4. 変位情報を主体とした安定管理システム

##### (1) 変位情報による安定管理システムの構築

安定に関係する情報としてDM改良体に作用する土圧、間隙水圧、地盤反力、DM改良体の水平変位、鉛直変位およびDM改良体内の応力・ひずみ等各種情報がある。これまで従来工法による改良地盤に適用された現場計測工法は、以下の理由により主として変位情報に着目して構築されてきた<sup>18),19)</sup>。すなわち、変位情報は応力・ひずみ等の情報に比べてばらつきが少なく精度の点で優れ（高い精度で管理が可能）、かつ計器の耐久性・信頼性の点でも優れる。また、変位情報が破壊とも密接に関係するため各種の安定管理手法が変位情報により提案されてきた。DM改良地盤の安定管理システムの構築においても同様な理由により変位情報に着目した。

##### (2) 計器設置とその基本的考え方

計器設置の模式図を図-3に示す。DM改良地盤は、DM改良体が内部安定を確保しつつ一体化した剛体として安定に寄与するため、計器設置はDM改良体内の複数箇所における変位分布を把握し、一体化した剛体の挙動を把握することが基本となる。したがって、図-3に示す様

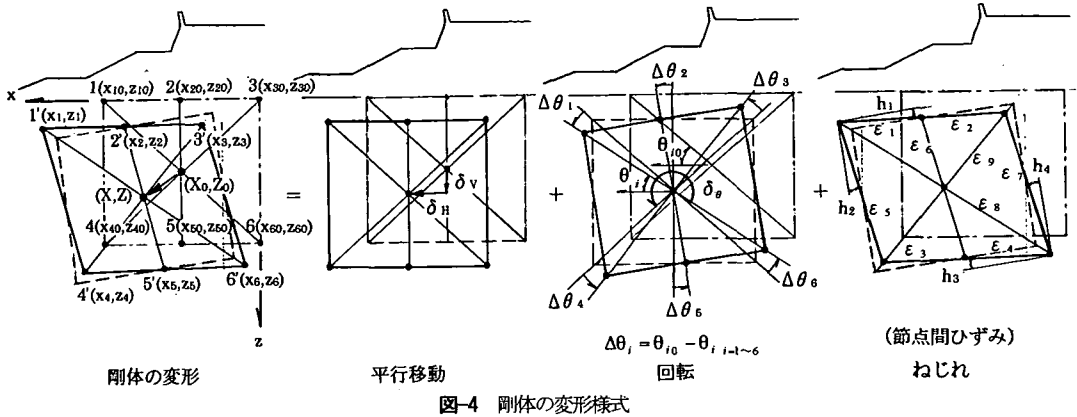


図-4 剛体の変形様式

にDM改良体内の3側線で水平・鉛直変位を計測した。C地点の具体的な計器設置位置は図-2に示すとおりである。水平変位はDM改良体および下層地盤について多段式固定傾斜計により計測した。多段式固定傾斜計は、固定傾斜計をDM改良体内は変位量が小さいため2mピッチで、その下層地盤については一般の地盤の実績により1mピッチで設置したもので、測定能力は0.01度とした(実際の読み取りは0.005度まで計測した)。鉛直変位は、連続式沈下計によりDM改良体上端(全鉛直変位)とDM改良体自体で計測した。これによりDM改良体の下層地盤の鉛直変位を把握することができた。また、計測をDM改良体内の3側線としたのは、DM改良体内の変形分布を把握し十分な管理をするためには少なくとも3側線必要と考えたからである。側線数を増やせばDM改良体内の挙動をより正確に把握することが可能であるが、経費・労力は増大する。図-3に示す計器設置において水平・鉛直変位を同時に把握できる点は6点である。

壁式DM工法の場合、安定上における改良体とその中に介在する無処理土の相互作用は必ずしも明らかとなっていないが、安定を支配しているDM改良体の壁部(ロングユニット)の変形を把握した。ここで、特に図-2に示すように当地点においては主働側にステップナー(壁間無処理土の抜け出し防止目的)を設置したために、壁間無処理土の抜け出しを考慮する必要がなかった。

### (3) 外部および内部安定に関する安定管理指標

DM改良地盤の安定を管理する上でDM改良体の挙動を把握し、安定を管理する指標(安定管理指標)が必要である。比較的高強度で剛性の大きいDM改良体は、周辺地盤と比較して内部ひずみも小さく一体化した一つの要素(以降ここでは剛体<sup>15)</sup>と呼ぶが、完全剛体の意味ではない)として考えることができる。剛体の変形様式は、内部安定が確保できる限り、図-4に示す様に平行移動(水平変位 $\delta_H$ 、鉛直変位 $\delta_V$ )、回転変位 $\delta_\theta$ 、ねじれ $h$ から構成される。

DM改良体の外部安定に関する挙動は、基礎変形量 $\delta_H$ 、 $\delta_V$ 、 $\delta_\theta$ から把握することができる。DM改良体の基礎変形量は、図-3に示す計器設置においてDM改良体内の6点の水平、鉛直および回転変位量( $\Delta X_i$ 、 $\Delta Z_i$ 、 $\Delta \theta_i$ ) $_{i=1\sim6}$ から式(1a)~(2e)により算定できる。式中の座標、記号は図-4に示すとおりで、各変位量の符号は図-4に示す方向を正とする。式(1a)~(2e)の意味するところは、DM改良体内の各要素の変位を全断面積について積算し、全断面積で割った値と考えることができ、 $\delta_H$ 、 $\delta_V$ 、 $\delta_\theta$ は全断面を代表する変位を表す。ここで、 $\alpha$ は重みである。図-3において、各節点1・4、2・5、3・6は取り扱い上それぞれDM改良体の上下端一対で扱い深度方向で平均化するため、各節点 $i=1\sim6$ は一点鎖線で囲む領域を代表するものと考えることができる。中央の計器による変位は両端の変位より2倍の面積を代表していると考えられるため、 $\alpha=2$ とした。

#### 【DM改良体の重心座標】

$$\text{移動前 } X_0 = \frac{x_{10} + x_{40} + \alpha(x_{20} + x_{50}) + x_{30} + x_{60}}{4 + 2\alpha} \quad (1a)$$

$$Z_0 = \frac{z_{10} + z_{40} + \alpha(z_{20} + z_{50}) + z_{30} + z_{60}}{4 + 2\alpha} \quad (1b)$$

$$\text{移動後 } X = \frac{x_1 + x_4 + \alpha(x_2 + x_5) + x_3 + x_6}{4 + 2\alpha} \quad (1c)$$

$$Z = \frac{z_1 + z_4 + \alpha(z_2 + z_5) + z_3 + z_6}{4 + 2\alpha} \quad (1d)$$

ここに、 $(X_0, Z_0)$  : DM改良体の初期重心座標  
 $(X, Z)$  : DM改良体の移動後の重心座標  
 $(x_{i0}, z_{i0})_{i=1\sim6}$  : 初期の各節点座標  
 $(x_i, z_i)_{i=1\sim6}$  : 移動後の各節点座標  
 $\alpha$  : 重み

#### 【DM改良体の基礎変位量】

$$\delta_H = \frac{\Delta x_1 + \Delta x_4 + \alpha(\Delta x_2 + \Delta x_5) + \Delta x_3 + \Delta x_6}{4 + 2\alpha} \quad (2a)$$

$$\text{または } \delta_H = X - X_0 \quad (2b)$$

$$\delta_v = \frac{\Delta z_1 + \Delta z_2 + \alpha(\Delta z_2 + \Delta z_3) + \Delta z_3 + \Delta z_6}{4 + 2\alpha} \quad (2c)$$

$$\text{または } \delta_v = Z - Z_0 \quad (2d)$$

$$\delta_\theta = \frac{\Delta \theta_1 + \Delta \theta_2 + \alpha(\Delta \theta_2 + \Delta \theta_3) + \Delta \theta_3 + \Delta \theta_6}{4 + 2\alpha} \quad (2e)$$

ここに、 $\Delta x_i = x_i - x_{i0} \quad i=1 \sim 6$

$$\Delta z_i = z_i - z_{i0} \quad i=1 \sim 6$$

$$\Delta \theta_i = \theta_i - \theta_{i0} \quad i=1 \sim 6$$

$\theta_{i0}$  : 初期節点  $i$  と初期重心を結ぶ線分と  $X$  軸に平行な線との成す角度

$\theta_i$  : ある時点の節点  $i$  と重心を結ぶ線分と  $X$  軸に平行な線との成す角度

表-1 各破壊モードに対する安定管理指標一覧

破壊モード		安定管理指標
外部安定	滑動	$\delta_H, \delta_H, \delta_H / \delta_v$
	支持力 (部分的支持力破壊による回転)	$\delta_v, \delta_v, \delta_H / \delta_v$ $(\delta_\theta, \delta_\theta, \delta_\theta / \delta_v)$
	転倒	$\delta_\theta, \delta_\theta, \delta_\theta / \delta_v$
	DM改良体を内包するすべり	$\delta_H, \delta_H, \delta_H / \delta_v$ $\delta_\theta, \delta_\theta, \delta_\theta / \delta_v$
	変形モードの判定 (滑動 or 転倒卓越型)	$\delta_\theta / \delta_H$ $\delta_H \sim \delta_\theta$ 関係
内部安定	DM改良体自体の破壊	$\epsilon_{ij=1 \sim 9}, h$

外部安定に関する具体的な安定管理指標一覧は表-1に示すとおりであり、各指標と安定の関係は以下のとおりである。

- $\delta_H, \delta_v, \delta_\theta$  は、各破壊モードに密接に関係する。すなわち滑動は  $\delta_H$  に、転倒は  $\delta_\theta$  に、基礎地盤の支持力破壊は  $\delta_v$  に (特に受働側における最大端趾圧に対する部分的支持力破壊により回転変位が進行する場合は  $\delta_\theta$  に)、またDM改良体を内包するすべり破壊は  $\delta_H, \delta_\theta$  ( $\delta_\theta$  は背面側(に)回転) に関係しており、これらに着目することによりDM改良地盤の破壊モードを効果的に判定することができる。
- 変位速度  $\delta'_H, \delta'_v, \delta'_\theta$  は外部安定に関し最も鋭敏な指標である。これらにより外部安定を直接的に判断でき、また具体的に安定管理基準の設定も可能と考える。すなわち、変位速度  $\delta'_H, \delta'_v, \delta'_\theta$  が時間の経過と共に増加したり、あるレベル以上で進行する場合は不安定を意味し、一方変位速度の進行が減少し停止することは安定を意味する。
- 着底型で当地点のように下部に粘性土層あるいは緩い砂層を介在する場合 (浮型の場合と水平・鉛直変位量の程度の差はあるものの、基本的に浮型と同じ様な挙動を示すと考えられる)、 $\delta_H, \delta_v, \delta_\theta$  は下部粘性土層の圧密やせん断に起因して相互に関係しながら挙動することが考えられる。このため、外部安定管理について変位比  $\delta_H / \delta_v, \delta_\theta / \delta_v$  (または変位増分比  $\Delta \delta_H / \Delta \delta_v, \Delta \delta_\theta / \Delta \delta_v$  の変化) に着目することが効果的である。すなわち、 $\delta_H / \delta_v$  (またはその増分  $\Delta \delta_H / \Delta \delta_v$ ) の増加は滑動の可能性を、その減少は下部粘性土層の圧密またはせん断に起因する沈下の可能性を示す。圧密現象に伴う沈下は安定を意味し、せん断に伴う沈下は不安定を意味する。一方、DM改良体にはモーメント力が通常作用するためその地盤反力は不等分布となり、その結果下部粘性土層の圧密またはせん断によりDM改良体に回転変位  $\delta_\theta$

が生じる。このため  $\delta_\theta, \delta_v$  はそれぞれ相関して挙動することが考えられる。この他に変位比  $\delta_H / \delta_v, \delta_\theta / \delta_v$  の有用性は、 $\delta_H, \delta_v, \delta_\theta$  そのものより鋭敏に挙動するためDM改良地盤の安定の判定が容易となることがある (5. (1) a) 参照)。また各変位が同時に進行する場合、その卓越性を判断することができる (5. (1) b) 参照)。

- DM改良体の挙動には、滑動が卓越し回転が抑制される滑動卓越型と滑動が抑制され回転が卓越する回転卓越型が想定される。滑動卓越型は施工の進捗に伴いDM改良下端のせん断抵抗が降伏した場合に生じ、一方回転卓越型はDM改良体下端のせん断抵抗 (すべり抵抗) が極めて大きい場合 (または施工時載荷荷重が小さくDM改良下端のせん断抵抗が降伏していない場合) に生ずるものと考えられる。これらは施工の進捗状況や地層構成 (基礎地盤の下層に粘性土層を介在する場合、基礎地盤が堅固な場合) によって異なるものと考えられる。一般に破壊は滑動卓越型になるものと想定されるが、回転変位の影響が大きくなることも考えられる。滑動卓越型か回転卓越型かは  $\delta_H \sim \delta_\theta$  関係や変位比  $\delta_\theta / \delta_H$  によって判定することができる。

一方、内部安定に関する具体的な安定管理指標は図-4に示す6個の節点における節点間ひずみ  $\epsilon_{i, i=1 \sim 9}$ 、ねじれ  $h$  である (表-1 参照)。節点間ひずみ  $\epsilon_{i, i=1 \sim 9}$ 、およびねじれ  $h$  は式(3)、(4)から算定できる。式中の座標、記号は図-4に示すとおりで、ひずみの符号は圧縮を正とし、ねじれは図中の変形を正とする。節点間ひずみ  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, \epsilon_4$  は水平方向のひずみ、 $\epsilon_5, \epsilon_6, \epsilon_7$  は鉛直方向のひずみ、 $\epsilon_8, \epsilon_9$  は対角線方向のひずみであり、特に  $\epsilon_8, \epsilon_9$  はねじれに関係するひずみである。節点間ひずみ、ねじれもDM改良体自体の破壊に密接に関係する指標である。

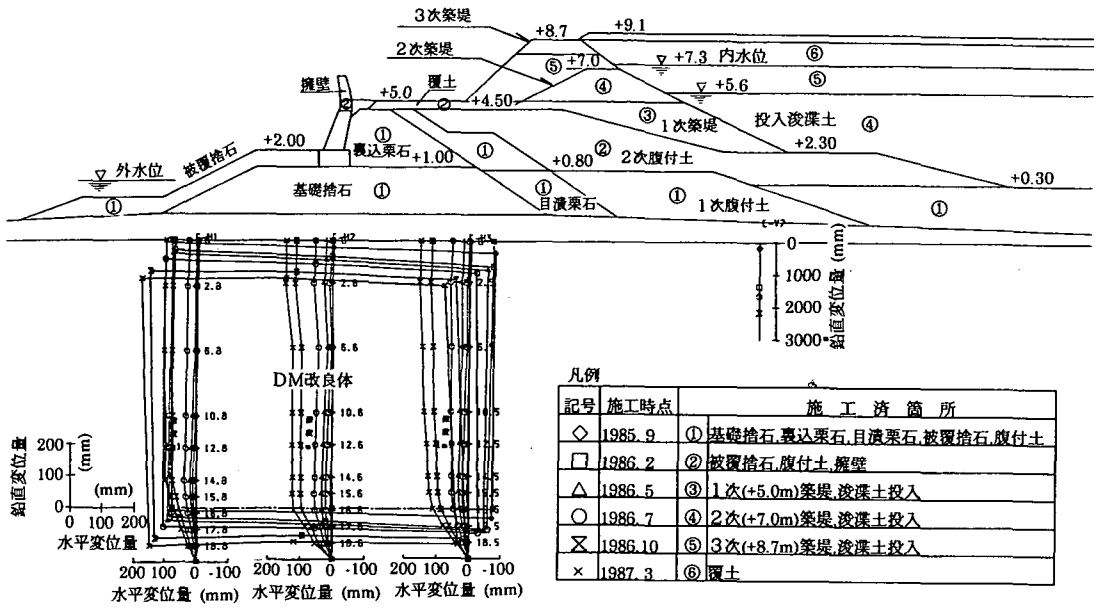


図-5 地盤変形分布図

【節点間ひずみ  $\epsilon_i$ 】

$$\epsilon_i = \frac{\sqrt{(x_{j0} - x_{k0})^2 + (z_{j0} - z_{k0})^2} - \sqrt{(x_j - x_k)^2 + (z_j - z_k)^2}}{\sqrt{(x_{j0} - x_{k0})^2 + (z_{j0} - z_{k0})^2}} \quad (3)$$

ここに,  $(i, j=i, k=i+1)_{i=1,2}$ ,  $(i, j=i+1, k=i+2)_{i=3,4}$   
 $(i, j=i-4, k=i-1)_{i=5,6,7}$ ,  $(i, j=i-7, k=i-2)_{i=8}$   
 $(i, j=i-6, k=i-5)_{i=9}$

【ねじれ  $h$ 】

$$h = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4} \quad (4)$$

ここに,  $h_{i, i=1 \sim 4}$ : 線分 13, 14, 63, 64 の初期からの回転変位を除く角度増分

以降, これら安定管理指標を具体的に適用し管理した結果と考えられる破壊形態に対する管理基準について述べる。

## 5. 外部安定に関するDM改良体の挙動と安定管理基準

### (1) 外部安定に関するDM改良体の挙動

C地点の地盤変形分布図を図-5に示す。また各種安定管理指標と経過時間関係  $\delta_H$ ,  $\delta_V$ ,  $\delta_\theta$ ,  $\delta_H/\delta_V$ ,  $\delta_\theta/\delta_V$ ,  $\delta'_H$ ,  $\delta'_V$ ,  $\delta'_\theta \sim t$  管理図を図-6に, 各安定管理指標の相関関係  $\delta_H \sim \delta_V \sim \delta_H/\delta_V$ ,  $\delta_\theta \sim \delta_V \sim \delta_\theta/\delta_V$ ,  $\delta_H \sim \delta_\theta \sim \delta_\theta/\delta_H$  管理図をそれぞれ図-7, 8, 9に示す。

工事は, 基礎地盤改良から腹付土施工までの護岸施工時(85年9月~86年3月)と護岸閉塞後, 築堤を逐次高上げ浚渫土を投入した埋立施工時(86年4月~11

月)に区分される。DM改良地盤は各工事において基本的に異なる挙動を示した。

#### a) 護岸施工時の挙動(85年9月~86年3月)

護岸施工時においてはDM改良体直上の基礎捨石, 裏込栗石等および背後の目潰栗石, 腹付土の施工が行われた。鉛直変位  $\delta_V$  は図-6に示すように, DM改良体に荷重が直接載荷されたため埋立施工時より大きく進行した。水平変位  $\delta_H$  (図-6参照)はDM改良体直上の基礎捨石, 裏込栗石等の施工時には殆ど進行せず, DM改良体背後の目潰栗石, 腹付土施工時に僅かに前面に進行したが, 施工後間もなく停止し, その変位量も小さかった。また回転変位  $\delta_\theta$  (図-6参照)はDM改良体上部の荷重が背後に偏心していたこと, またDM改良体背後の目潰栗石・腹付土の施工と背後地盤の沈下に伴うNFにより背面側に進行したが, 施工後間もなく停止する傾向を示した。これらの変位の停止する傾向は, 図-6に示すように  $\delta_H$ ,  $\delta_\theta$  そのものよりも  $\delta_H/\delta_V$ ,  $\delta_\theta/\delta_V$  が各施工後にフラットとなっていることから明らかであり,  $\delta_H/\delta_V$ ,  $\delta_\theta/\delta_V$  が変位速度  $\delta'_H$ ,  $\delta'_V$ ,  $\delta'_\theta$  と共に安定の判断に有効な指標となった。以上の挙動は各管理指標の相関関係図図-7, 8からも明らかである。護岸施工時は全て安定した挙動を示した。

#### b) 埋立施工時の挙動(86年4月~11月)

埋立施工時においては図-6に示すように背後埋立の進行に伴い水平変位  $\delta_H$ , 回転変位  $\delta_\theta$  が共に前面側に持続的に進行し, 鉛直変位  $\delta_V$  は護岸施工時に比べて沈下の程度は小さくなったが, +8.7m築堤の施工と浚渫土の投入に伴い大きくなる傾向を示した。

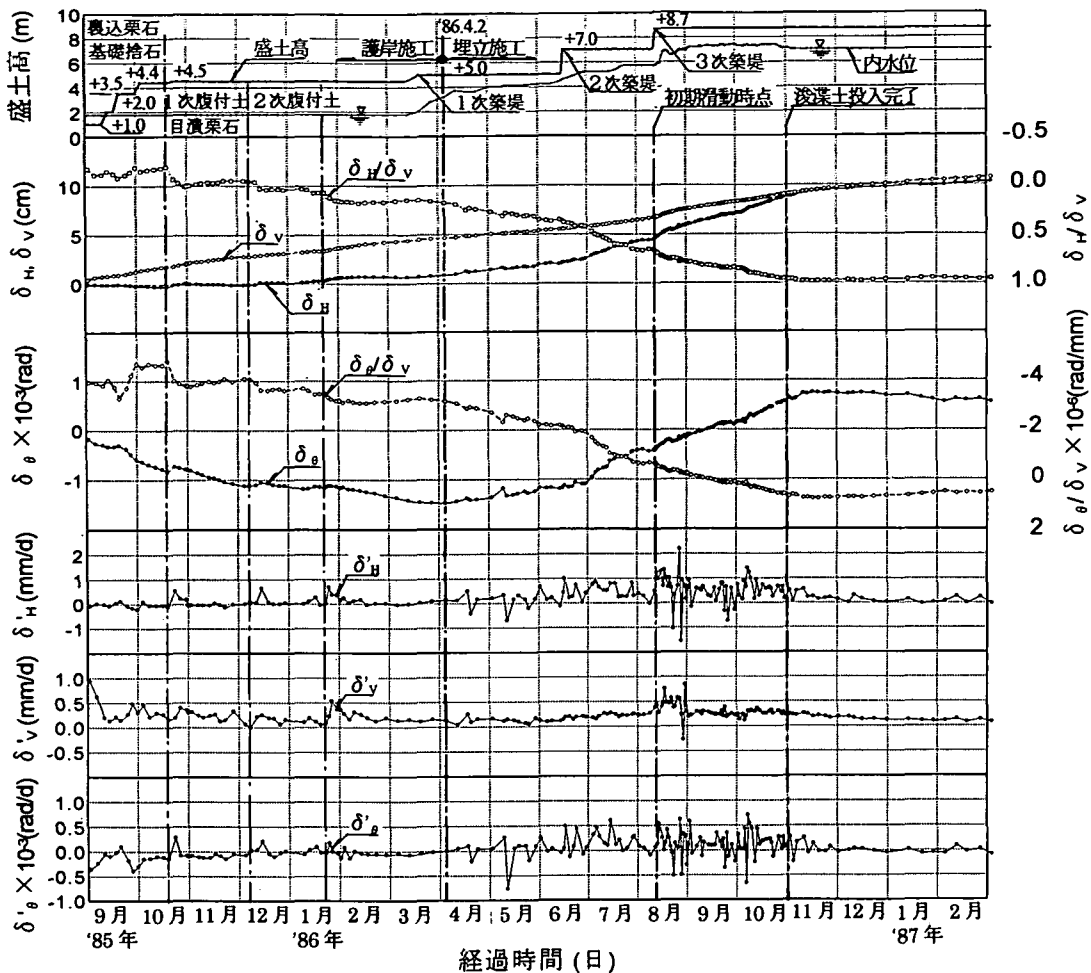


図-6  $\delta_H$ ,  $\delta_V$ ,  $\delta_\theta$ ,  $\delta_H/\delta_V$ ,  $\delta_\theta/\delta_V$ ,  $\delta'_H$ ,  $\delta'_V$ ,  $\delta'_\theta \sim t$  管理図

滑動は、図-6の変位速度 $\delta'_H \sim t$ 関係においてその詳細を把握することができる。すなわち、 $\delta'_H$ は+7.0m築堤施工と背後の浚渫土投入時には施工直後ピークとなり、その後低下する挙動を示し安定の傾向が明らかであったが、+8.7m築堤施工と浚渫土の投入によりポンド内水位が+7.3mとなった86年8月時点で1.0~1.3mm/日で1週間程度進行し滑動状況(受働側が実質的に静止土圧に近い土圧で生ずる初期滑動)を呈した。この時点で背後に浚渫土の投入を停止した。その後においても荷重の大きな増加がないにも係わらず $\delta'_H$ は0.5mm/日程度で約2.5カ月間に渡り進行し、浚渫土投入を完全に停止し背面の水位が低下した11月初旬において漸く低下する傾向を示した。

鉛直変位 $\delta_V$ の挙動は、図-6の鉛直変位速度 $\delta'_V \sim t$ 関係においてその詳細を把握することができる。すなわち、 $\delta'_V$ は埋立施工時築堤および浚渫土投入の進捗と内水位の上昇により徐々に大きくなり、+8.7m築堤と急激な浚渫土投入によるポンド内水位上昇後に急激に大きくなり、その後浚渫土投入を停止したにも係わらず2~3週間に渡り同じレベルで進行し、その後もやや低下したがほぼ同様なレベルで進行し、浚渫土を完全に停止した86年11月初旬に漸く低下傾向を示した。この関係は図-7, 8に示すように86年8月初旬を境として、 $\delta_H/\delta_V \sim \delta_V$ ,  $\delta_\theta/\delta_V \sim \delta_V$ 関係で明確な折れ点が生じる結果となった(以降(2), b)支持力破壊参照)。

回転変位 $\delta_\theta$ は $\delta_H \sim \delta_\theta \sim \delta_\theta/\delta_H$ (図-9参照),  $\delta_\theta \sim t$ (図-6参照)関係から明らかな様に初期滑動状況を呈した86年8月以前の1か月の増分よりそれ以降の1か月の増分がやや小さくなり、初期滑動状況を呈する以前に急激な増加が見られたが、初期滑動以降増加が抑制される傾向が見られた。変位速度 $\delta'_\theta$ は $\delta'_\theta \sim t$ 関係(図-6参照)に示す様に86年8月初旬以降 $\delta'_H$ ,  $\delta'_V$ が大きくなったの比べると+8.7m築堤施工以前と同等かやや低下したレベルで持続的に進行した。当地点においては



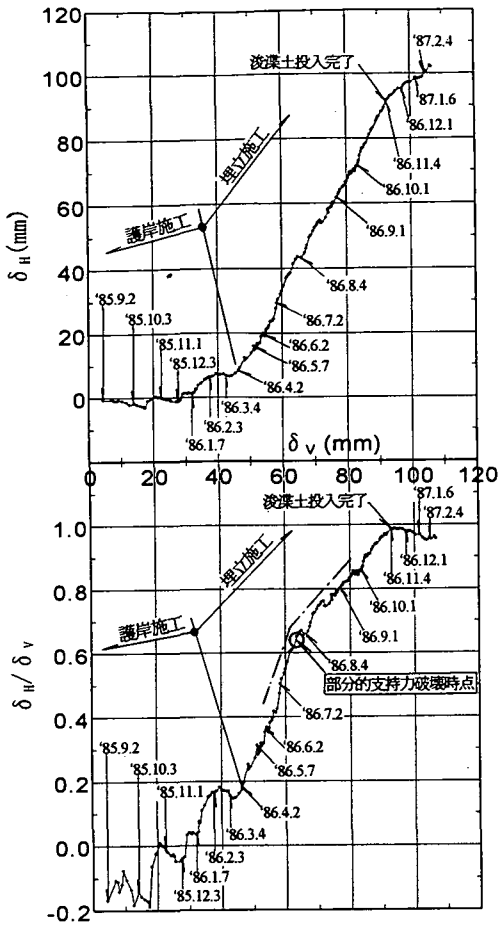


図-7  $\delta_H \sim \delta_v \sim \delta_H / \delta_v$  関係管理図

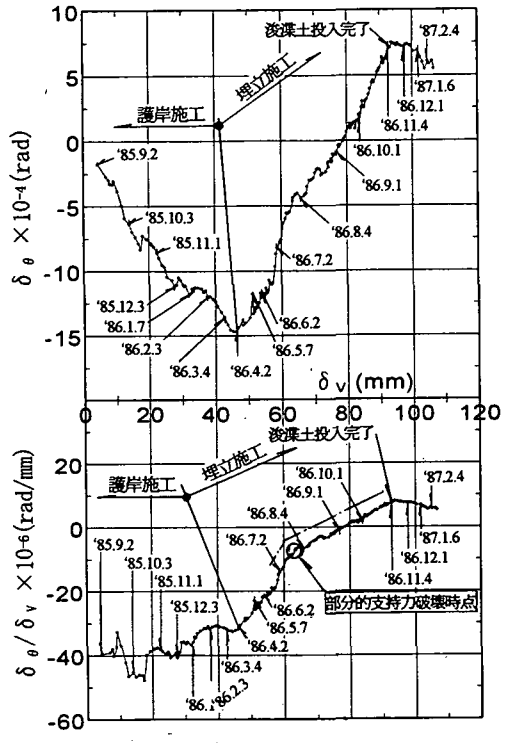


図-8  $\delta_\theta \sim \delta_v \sim \delta_\theta / \delta_v$  関係管理図

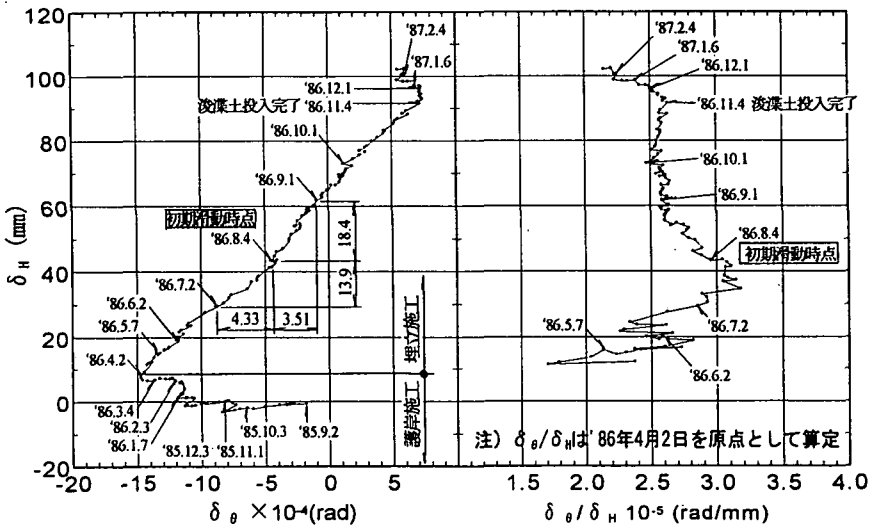


図-9  $\delta_H \sim \delta_\theta \sim \delta_\theta / \delta_H$  関係管理図

DM改良地盤は、滑動卓越型の挙動を示した。  
以上、外部安定について表-1 に示す安定管理指標によ

りDM改良地盤の挙動を比較的高い精度で容易に把握することができた。

表-2 C地点の安定解析結果<sup>7)</sup>

項目		現行設計法による検討			追加検討 (実質作用外力考慮)				
		ケース C-a 原地盤強度	ケース C-b 実強度	ケース C-c 修正	ケース C-1	ケース C-2	ケース C-3		
解 析 条 件	主働側地盤強度 ※1	原地盤強度	実強度	実強度	実強度	実強度	実強度		
	主働側土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧		
	受働側土圧	受働土圧	受働土圧	受働土圧	静止土圧	静止土圧	静止土圧		
	主働側NF	無し	無し	考慮	考慮	考慮	考慮		
	主働側有効水圧	考慮	考慮	考慮	考慮	考慮	無し		
	水位	主働側水位	2.43	2.43	2.43	3.65	2.43	7.30	
	CDL (m)	受働側水位	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	浸透圧		無し	無し	無し	無し	無し	17.3~-4.0	
	安 定 解 析 結 果	滑動安全率	上部砂礫層	1.68	1.91	2.07	1.32	1.39	1.38
			下部粘性土層 ※2	1.05	1.54	1.54	0.81	0.86	0.85
転倒安全率			2.09	2.33	2.85	2.28	2.47	2.00	
地盤反力 (DM改良体)		合力の作用位置 X(m)	7.10	8.00	9.96	7.00	7.57	6.06	
		最大地盤反力 P1 (kN/m <sup>2</sup> )	860	734	558	1043	951	1213	
		最小地盤反力 P2 (kN/m <sup>2</sup> )	66	192	551	63	158	0	
地盤反力 (下部粘性土)		最大地盤反力 P1 (kN/m <sup>2</sup> )	338	291	226	405	371	468	
許容支持力 (kN/m <sup>2</sup> ) ※3		上部砂礫層	常時	>660	>660	<660	>660	>660	>670
			施工時	<1220	<1220	<1220	<1220	<1220	<1220
		下部粘性土層	常時	>188	>262	>262	>262	>262	>262
	施工時		>257	<405	<405	<405	<405	>405	

※1) 実強度: SDによる主働側地盤の強度増加を考慮したものである。

※2) 下部粘性土層はDM改良体下端と直接接していないが、直接接したと想定した場合の計算結果である。

※3) 施工時の許容支持力の安全率は港湾施設の技術上の基準・同解説を準用し1.5とし算定したものである。

## (2) 外部安定に関する破壊形態と安定管理基準

DM改良地盤の安定管理において各破壊の形態が具体的にどのようなものになるか、また各破壊形態に対する安定管理基準をどのように設定するかが重要な問題である。当事例における主働土圧、受働土圧、地盤反力、間隙水圧の計測・解析結果<sup>7)</sup>から着底型DM改良地盤の安定は、水平変位の進行に伴う外力の動員過程を考慮する必要があることが明らかとなった。すなわちDM改良体下部の最大せん断抵抗動員時に到るまでの水平変位が抑制された状況において主働側土圧は比較的小さい変位で主働土圧に移行するが、受働側土圧は受働土圧が動員されるには変位が小さく実質的に静止土圧に近い土圧の状態が続く。次にDM改良体下部のせん断抵抗が降伏し、水平変位が大きく進行して後受働土圧が動員されることが推定される。外力の動員過程と想定される様々な条件下でのDM改良地盤の安定解析結果<sup>7)</sup>を表-2に示す。表-2に示す解析結果は、C地点において+8.7m築堤施工し浚渫土の急激な投入によりポンド内水位が+7.3mになった時点(86年8月)で滑動状況を呈したときのものであり、その時の現行設計法による安定解析結果(ケースC-a, C-b, C-c)と実際に作用したと考えられる外力を用いた安定解析結果(ケースC-1, C-2, C-3)を示す。現行設計法による安定解析結果は最終安定状況として主働土圧、受働土圧を用いたものであり、主働土圧算定時に原地盤強度(図-2参照)を用いた場合をC-a, SD間の実地盤強度(図-2参照)を用いた場合をC-b, C-bにDM改良体の主働側壁面のネガティブフリクション(NF)を考

慮した場合をC-cとしている。実際に作用した外力を用いた解析結果は、主働側を主働土圧、受働側を実質的に静止土圧とし主働側壁面のNFを考慮したものであり、水位条件・浸透圧の相違によりC-1, C-2(内水位と外水位との差の1/2, 1/3の残留水圧がそれぞれ作用)、C-3(浸透圧が作用)としている。

当解析結果と変位を主体にした安定管理システムによるDM改良体の挙動の実態から、DM改良地盤の破壊形態(実態)を具体的に把握することができる。以降に、当事例に基づきDM改良地盤の破壊形態と安定管理基準について考察する。併せてこの破壊形態に照らし、現行設計法で規定する破壊の意味を考察する。

### a) 滑動破壊について

C地点において86年8月時点で滑動状況を呈したのは、表-2に示す解析結果により受働側土圧が実質的に静止土圧に近い土圧の状態でもDM改良体下部の粘性土層のせん断抵抗が降伏して生じたものであるものと判断した(C-1, C-2, C-3の下部粘性土層の滑動安全率参照)。ここで、実質的に静止土圧に近い状態での滑動を初期滑動と呼び、現行設計法で規定する滑動破壊と区別する。初期滑動は+8.7m築堤とその後のポンド内水位が+7.3mとなった時点(水平変位 $\delta_H = 5\text{cm}$ )で、図-6に示すように水平変位速度 $\delta'_H$ が1.0~1.3mm/日で1週間進行し、その後浚渫土の投入を停止したが、完全に浚渫土の投入を停止する'86年11月初旬までの約2カ月間 $\delta'_H$ は0.5mm/日程度で持続的に進行した。この結果からDM改良体下部の粘性土のせん断抵抗が降伏したのは+8.7m築堤とその後

のポンド内水位が+7.3mとなった時点であり、初期滑動に対する限界の水平変位速度 $\delta'_H$ は1.0~1.3mm/日と考えられる。この時の実質的滑動面は図-5に示す地盤変形分布図において水平変位増分が最も大きくなった最下層1m未満の地層であり、当限界の $\delta'_H$ は当地盤構成に規定されるものと考えられる。

現行設計法で規定する滑動破壊は、水平変位が進行し受働土圧が動員された後に生ずるものであり、この意味においては86年8月時点の滑動状況は最終滑動破壊ではない。Lambe & Whitman<sup>21)</sup>によると受働土圧が動員されるまで20%程度のひずみが必要であり、受働土圧が動員されるまである程度の大きな変位量が必要であると考えられる。滑動破壊は、極限塑性平衡状態における力の均衡から規定される破壊の観点のみならず受働土圧が動員され最終滑動時に到るまでの水平変位量や上部工として許容できる水平変位量の点からも考慮する必要がある。C地点の実質作用外力を用いた安定解析結果(表-2参照)から、下部粘性土層についての解析滑動安全率は受働側が実質的に静止土圧時では0.81~0.86(表-2のC-1~C-3)であり、受働土圧動員時が1.54(表-2のC-c)であるため、完全に受働土圧が動員される以前に水平変位は停止すると考えられる。北詰<sup>9)</sup>の研究結果によれば、受働土圧が動員されるまでに相当大きな水平変位量が必要であることが示されており、上部工からの許容水平変位量により滑動破壊が規定されるものと考えられる。滑動破壊に対する安定管理基準として、初期滑動後DM改良体は水平変位し易くなるため初期滑動時点を滑動破壊の前段階のチェックポイントとし、水平変位は許容変位量(例えば0.3m程度)を管理基準と設定して管理することができる。

#### b) 支持力破壊について

実質作用外力を考慮した解析結果(表-2のC-1~C-3)から受働側DM改良下端の地盤反力は約950~1200kN/m<sup>2</sup>、下部粘性土層の地盤反力は約370~470kN/m<sup>2</sup>となった。下部粘性土層の地盤強度は大きくばらついており平均強度 $C=78.0\text{kN/m}^2$ に対する許容支持力は常時(安全率:3)262kN/m<sup>2</sup>、施工時(ここでは安全率:1.5)405kN/m<sup>2</sup>であり、想定される最大地盤反力は常時許容支持力を上回る結果となった。地盤強度の大きなばらつきを考慮して地盤強度(平均強度78.0-標準偏差19.3)=58.7kN/m<sup>2</sup>で許容支持力を求めると施工時330kN/m<sup>2</sup>であり、最大地盤反力は施工時許容支持力より大きくなった。また施工時点(86年8月時点)と土質調査時点(87年2月時点)との6ヶ月間の時間的相違を考慮すると強度はさらに小さくなっていることが想定され下部粘性土層は部分的に降伏したことが推定される。以下の実地盤の挙動からもこの点が確認される。

DM改良体の変位計測結果は、図-6,7,8に示すように従来の地盤において破壊として認識できる程の大きな

鉛直変位 $\delta'_V$ は観測されなかった。したがって、施工管理時点において支持力破壊はなかったと判断した。ただ、+8.7m築堤施工とポンド内水位が上昇した86年8月時点以降、図-6に示すように変位速度 $\delta'_V$ は大きくなり、また図-7,8に示す $\delta'_H/\delta'_V \sim \delta'_V$ 、 $\delta'_g/\delta'_V \sim \delta'_V$ 関係に86年8月時点を境に明確な折れ点が現れた(変位増分比 $\Delta\delta'_H/\Delta\delta'_V$ 、 $\Delta\delta'_g/\Delta\delta'_V$ が $\delta'_V$ 軸に対して低下した)。比較として護岸施工時(85年9~86年3月)を見ると、図-6に示すように沈下速度 $\delta'_V$ は各護岸部の施工直後最大値を示し、その後低下する現象を示した。これは各護岸部の施工直後一時的に基礎地盤のせん断変位が卓越し、その後圧密沈下現象として沈下速度 $\delta'_V$ は経過時間と共に低下する現象と考えられ、基礎地盤の安定を示すものと考えられる。しかしながら、+8.7m築堤施工とその後のポンド内水位の上昇後の挙動は、浚渫土の投入を停止したにもかかわらず3週間程度に渡り沈下速度 $\delta'_V$ は比較的大きな値を保ったまま進行した。この現象は下部砂質シルト層が受働側最大端趾圧に対して部分的にせん断破壊し降伏したことを示すものと考えられる。

着底型DM改良地盤の支持力破壊の形態は、これまで実施事例から明らかにされているわけではない。支持力破壊に対して適切な管理基準を設定するに際し、支持力破壊の形態(実態)を把握する必要がある。

現行設計法における支持力の安定の検討方法<sup>20)</sup>は、DM改良体の最大端趾圧を許容支持力以下とするもので、この検討方法自体が最大端趾圧に対する基礎地盤の“部分的支持力破壊”に対する検討を意味し、DM改良体下部の“基礎地盤全体”の破壊を規定するものではない。浮型の場合、DM改良体の下層に軟弱層が存在するため、部分的な支持力破壊は着底型の場合と異なり大きな沈下を伴うことが考えられる。しかしながら、着底型DM改良地盤においては、比較的確固な基礎地盤に地盤反力を伝えるため受働側端部において部分的な支持力破壊を起こしても、一般に支持力破壊として考えている様な大きな沈下を伴うものとならない。当DM改良地盤の変形挙動がこのような基礎地盤の“部分的破壊現象”を示したものと考える。

比較としてSCP改良地盤の場合を考えると、安定は円弧すべり法を基本原理として適用し、部分的要素の降伏は検討していない。DM改良地盤においても、SCP改良地盤の場合と同様に円弧すべりで規定するような大きな変形を伴うDM改良体下部の“基礎地盤全体の破壊”が基本的に問題となると考える。なぜなら当事例でのDM改良地盤の部分的支持力破壊により生じた沈下量はSCP改良地盤と比較すると極めて小さな値(86年8月~11月で5cm程度)であり問題となる値ではない。したがって、支持力破壊はDM改良体下部の“基礎地盤全体の破壊”と定義し、安定管理上の管理基準を設定する

必要がある。

支持力破壊に対する管理基準としては、以下の点が目安となるものとする。当地点のDM改良地盤の挙動に示される様に沈下速度 $\delta'_v$ が大きくなり、図-7.8に示す $\delta_H/\delta_v \sim \delta_v$ 、 $\delta_g/\delta_v \sim \delta_v$ 関係で折れ点が生ずる時点を受働側端部の部分的支持力破壊のチェックポイントとして、その後沈下速度 $\delta'_v$ が増加傾向を示し、沈下 $\delta_v$ が大きくなる現象は危険と考えられる。ここで着底型の場合、比較的堅固な地盤に着底しているため、基礎地盤全体の支持力破壊に対する安全率（以降c）の項参照）は高いことも考えられる。このとき支持力破壊の管理基準として上部工からの許容沈下量（ex. 0.3~0.5m）を設定し管理する方法が考えられる。

なお、受働側端部の最大端趾圧に対する基礎地盤の部分的支持力破壊により回転変位 $\delta_g$ が前面側に大きくなることも考えられたが、図-6に示すように変位速度 $\delta'_v$ は大きくなっても $\delta'_g$ は大きくならなかった。これはDM改良体の前面側の回転に対し正のフリクションがDM改良体前面壁で作用したため回転変位が抑制されたことが考えられる。この点は基礎地盤構成が影響していることも考えられるため部分的支持力破壊と回転変位 $\delta_g$ の関係は今後の挙動計測結果の蓄積を待って判断する必要がある。

### c) 着底型DM改良地盤の支持力破壊に対する現行設計法の見直しについて

壁式DM工法の現行設計法<sup>20)</sup>では、許容支持力算定に常時・異常時を問わず安全率として3.0を採用しており、基礎地盤の部分的破壊をも許容していない。かつ、DM改良体は一体化したある幅を持っており、この改良体を軟弱な地層を貫入して比較的堅固な基礎地盤に着底したとき、一体化した改良幅を持つことが安定上非常に有利になっているにもかかわらず、現行設計法では改良体幅の効果は考慮されていない。内部安定は、3.(2)で記したように、結果として高い安全率が設定されていることを考慮するとき、支持力破壊についてこのような高い安全率を考慮することは地盤系全体の安定上アンバランスになっているように考える。また、DM改良地盤の支持力破壊についてSCP改良地盤と比較しても安定照査条件が極めて厳しく設定されたものになっている。

当計測管理結果からの支持力破壊の実態について明確になった点を考慮するとき、着底型DM改良地盤の支持力破壊は、b)で述べたように大きな沈下を伴う基礎地盤全体の支持力破壊を基本的に問題にすべきと考える。

したがって、DM改良体下部の基礎地盤全体の支持力破壊の検討においては、最大地盤反力の大きさ、偏心量、DM改良幅、改良率、基礎地盤構成とそのせん断強度、土被り等の要素を考慮した適切な検討方法の構築が必要であると考える。現行設計法で検討するにしても、許容

支持力算定時の安全率は過大であり、基本的に小さくしても問題にならないものとする。ただし、最大端趾圧は地盤の許容支持力以外に内部安定の検討（DM改良体の許容圧縮応力度以下とする）から自ずと制約を受ける。

### d) 転倒破壊について

転倒破壊が生ずる可能性は、DM改良体幅が比較的狭く、現行設計法において部分的支持力破壊を許容し、かつDM改良体の下端が比較的堅固な支持層に貫入されDM改良体底面のせん断抵抗が比較的大きな場合に想定される。部分的支持力破壊を許容しない現行設計法においては転倒破壊を起こす可能性は極めて小さいものと考えられる。また転倒破壊を生ずる場合、回転変位が大きくなるため、現行設計法において小さい回転変位を前提に想定している土圧分布およびDM改良体と周辺地盤とのせん断抵抗が大きく異なることが想定される。この場合現行設計法の作用外力に回転の影響を考慮し、設計の前提そのものを見直しする状況も考えられる。

現行設計法においては部分的な支持力破壊を許容していないので転倒破壊がクリティカルになるとは考えられない。転倒破壊については図-9に示す $\delta_H \sim \delta_g \sim \delta_g / \delta_H$ 関係により回転の影響の程度を把握しつつ変位速度 $\delta'_g$ が大きくなる傾向やあるレベル以上で持続的に進行する場合は危険であり、変位速度 $\delta'_g$ 等（図-6参照）の動向により管理することができる。

## 6. 内部安定に関するDM改良体の挙動と安定管理基準

C地点の内部ひずみと経過時間の関係 $\epsilon_i \sim t$ 管理図、ねじれに関する関係 $\delta_H \sim h \sim \delta_v$ 管理図を図-10、図-11に示す。内部安定の管理は、DM改良体の地盤改良施工時の品質管理結果を基に、実際の施工時にDM改良体が一体化した挙動をしているか否かを管理するものである。内部安定管理は図-10、図-11の他に地盤変形分布図の図-5により行った。

節点間ひずみ $\epsilon_{i, i=1 \sim 3}$ の挙動（図-10参照）は以下のとおりである。水平方向の節点間ひずみ $\epsilon_{i, i=1 \sim 4}$ は埋立施工時DM改良体前半部のひずみ $\epsilon_1$ 、 $\epsilon_3$ が大きくなる傾向が見られた。この主な原因としては、前面側の多段式固定傾斜計（一方向の変位しか計測できない）の計器が法線直角方向に対してやや斜めになったために計測変位が実際より小さくなったものと考えている。鉛直方向の節点間ひずみ $\epsilon_{i, i=5 \sim 7}$ は、DM改良体上の荷重が大きくなった埋立側の $\epsilon_7$ が前面側の $\epsilon_5$ より大きくなった。ここで受働側端部において端趾圧がDM改良体の一軸圧縮強度より大きくなり圧縮破壊した場合前面側の $\epsilon_5$ が大きくなることも考えられたが、その傾向は現れなかった。DM改良体の斜め方向の節点間ひずみ $\epsilon_8$ 、 $\epsilon_9$ はね

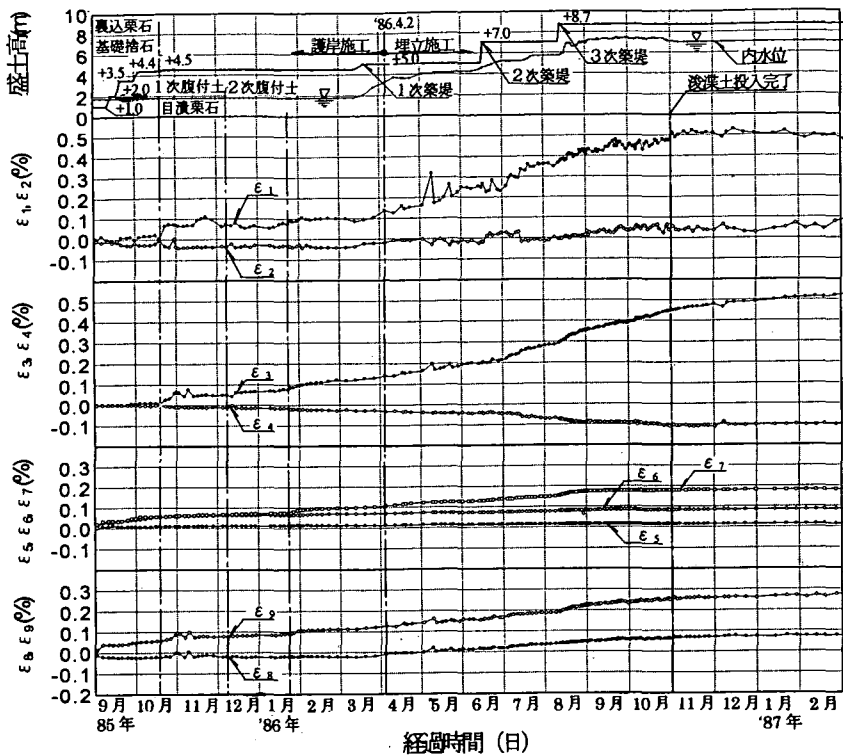


図-10  $\epsilon_i \sim t$  関係管理図

じれhに関係するもので護岸施工時に  $\epsilon_9$  が圧縮,  $\epsilon_8$  が引張となり, 埋立施工時と同様な傾向で変位が進んだ。ねじれh(図-11 参照)も護岸・埋立施工時に同様に進行した。DM改良体の節点間ひずみは以上  $\epsilon_{i, i=1 \sim 9}$  により全ての方向についてのせん断破壊を管理できるものとなっている。図-5の地盤変形分布図の結果からもDM改良体の水平変形はほぼ直線分布であり局部的な変位の進行は確認されなかった。

DM改良体の内部破壊の形態としては, 寺師らの研究<sup>6)</sup>や現行設計法のマニュアル<sup>20)</sup>によれば上部工前趾部鉛直方向(改良ユニットの接合部に沿って生ずることが考えられる)または前斜め方向のせん断破壊, 上部工の直下に生ずる前斜め方向のせん断破壊, 受働側最大端趾圧によるDM改良体の圧縮破壊が考えられる。前二者の破壊はDM改良体全体の破壊であり, 後者の最大端趾圧による圧縮破壊は局部的破壊と考えられる。DM改良体の内部破壊は節点間ひずみ  $\epsilon_{i, i=1 \sim 9}$  で直接的に管理し, その管理基準としてはDM改良体の一軸圧縮試験の平均破壊ひずみ(当地点では  $\epsilon_f = 0.68\%$ )<sup>11)</sup>が目安となる。実際の破壊時には部分ひずみが問題であり, 節点間ひずみは部分ひずみより小さいことが想定されるが, 全般的に施工とともに節点間ひずみが進行する傾向や側方変形における局部変位の進行は基本的に注意を要する。また, 受働

側最大地盤反力に対するDM改良体の圧縮破壊は改良体全体の破壊になるものとは考えられないが, DM改良体の鉛直ひずみ  $\epsilon_5$  でその動向を把握することができる。

ねじれhおよび  $\epsilon_8, \epsilon_9$  はDM改良体全体を要素として見た場合の単純せん断試験時のせん断ひずみに相当するものであり, これらについても管理基準を設定し内部安定を管理することができるものとする。

## 7. 安定管理上の施工修正・対策工とその有効性

DM工法における安定管理システムにおいて取り得る施工修正, 対策工の効果を明らかにしておく必要がある。当事例において施工時DM改良体に作用する実測外力とSD改良域の地盤強度を調査した結果<sup>7)</sup>から主働土圧は平均としてSD改良域の強度増加により小さくなっていると判断することができ, 外部安定に関する安全率は大きくなることが明らかとなった(例えば表-2ケスC-a, C-b参照)。このことはDM改良地盤の安定性が主働側地盤の排水に伴う強度増加により変化することを示しており, この点は従来工法の地盤の安定と同様に施工速度(またはSD改良仕様)により安定の管理ができることを示す。

DM改良体自体の破壊後の強度特性<sup>22)</sup>は, 破壊後粒状

体（摩擦材料）として取り扱うことの可能性も考えられるが、実地盤におけるDM改良体の破壊後の挙動は確認されていない。実際にはこれまでの現場実験や遠心模型実験から明らかとなっているように、許容応力度法の採用により実際には極めて高い強度を設定しているため、DM改良体自体の破壊は接合部の不良を除き実際には殆ど発生することはないものと考えられる。DM改良体の急激な破壊が無いかがり、対策工としてカウンターウェイトが従来地盤同様に有効と考えることができる。

以上DM改良地盤においても従来工法と同様な手法により安定管理することができる。

## 8. 結論

着底型壁式DM改良地盤に変位を主体にした簡便・実用的な安定管理システムを提案し、実際の護岸・埋立工事に適用した。別途行った作用外力の計測結果および解析結果<sup>7)</sup>から外力の動員状況が安定に及ぼす影響を明らかにした。これらの事例・解析結果に基づき得られた本論文の主要な結論は、以下に示すとおりである。

- (1) DM改良地盤において、設計上の様々な不確定要因を考慮するとき、その安定のメカニズムと特徴を考慮した簡便で実用的な安定管理システムの構築・導入が必要不可欠であり、このときの要件を明らかにした。
- (2) DM改良地盤の安定を管理する安定管理指標と管理図を提案した。外部安定については、剛体を代表する基礎変位量  $\delta_H$ 、 $\delta_V$ 、 $\delta_\theta$  が滑動、支持力、転倒破壊、DM改良体を内包するすべり破壊に密接に関係するためにこれらに着目することが合理的である。各破壊モードについて安定を直接的に判断する指標として鋭敏な変位速度  $\delta'_H$ 、 $\delta'_V$ 、 $\delta'_\theta$  が効果的であり、各安定に対して限界の基準値の設定が可能と考える。当地点の様に基礎地盤に粘性土層を介在するとき  $\delta_H$ 、 $\delta_V$ 、 $\delta_\theta$  が下部地盤の圧密、せん断変形により相関して挙動するため  $\delta_H/\delta_V$ 、 $\delta_\theta/\delta_V$  に着目することが同様に効果的である。
- (3) 内部安定についての安定管理指標としてDM改良体内の節点間ひずみ  $\varepsilon_{i,j=1\sim 9}$  により直接管理することができる。この他ねじれ  $h$  や地盤変形分布図の側方変形の局部的変位の進行の有無により管理することができる。
- (4) 滑動は外力の動員状況により受働側が実質的に静止土圧に近い土圧時に生ずる滑動（初期滑動）と、受働土圧動員後に生ずる最終的な滑動破壊がある。滑動破壊は受働土圧が動員されるまで水平変位が大きく進行するものと考えられるため、上部工から決まる許容水平変位量を考慮する必要がある。具体的な滑動破壊に対する管理基準としては、DM改良体の初期滑動時

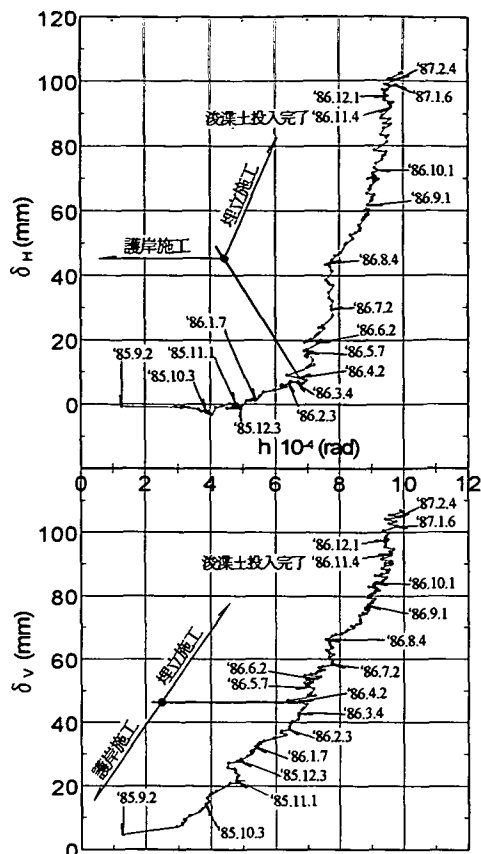


図-11  $\delta_H \sim h \sim \delta_V$  関係管理図

点をチェックポイントとして許容水平変位量により管理することができる。

- (5) 現行設計法で規定する最大端趾圧に対する下部粘性土層の支持力破壊は、基礎地盤の“部分的破壊”である。当地点におけるDM改良下端の受働側最大端趾圧に対する下部粘性土層の“部分的支持力破壊”は、沈下速度  $\delta'_V$  が大きくなり、 $\delta_H/\delta_V \sim \delta_V$ 、 $\delta_\theta/\delta_V \sim \delta_V$  関係において明確な折れ点が現れた。着底型の場合、支持力破壊の定義は基本的に大きな沈下を伴うDM改良体下部の“基礎地盤全体”の破壊と捉えるべきである。具体的な支持力破壊に対する管理基準として最大端趾圧に対する部分的な基礎地盤破壊をチェックポイントとして沈下速度が増加傾向になるような場合は注意する必要がある。また、支持力破壊は上部工への影響を考慮した許容沈下量を設定して管理することができる。
- (6) 現行設計法の支持力破壊の検討は“部分的支持力破壊”に対するものであり、SCP工法と比べて安定照査条件が非常に厳しくなっている。着底型の基礎地盤全体の支持力破壊は、最大地盤反力、偏心量、DM改

良幅、改良率、基礎地盤構成とその強度、土被り圧等の要因を考慮した適切な検討方法が必要である。

(7) 転倒破壊は、現行設計法において部分的な支持力破壊を許容し、DM改良体が基礎地盤に貫入して下端のせん断抵抗が極めて大きい場合等の特殊な条件下でない限り生ずることは考えられない。転倒破壊は、 $\delta_H \sim \delta_g \sim \delta_g / \delta_H$  関係による転倒卓越型の挙動とその程度を判断しながら変位速度 $\delta'_g$ 等により管理することができる。

(8) DM改良地盤の安定を管理できる根拠は、主働側地盤の排水の程度（施工速度、SD仕様）に伴う強度増加により作用外力が変わり、安定度が変化することにある。DM改良地盤においても安定管理に際し従来地盤と同様な管理が可能と考える。

今後、DM改良地盤の計測管理事例の蓄積により着底型DM改良地盤の安定性を再評価し、その安定性が明らかとなった時点で今回提案した安定管理システムをさらに簡略化することが可能と考えられる。

**謝辞：**清水建設株、㈱竹中土木、不動建設株には外力計測結果を快く提供して戴きました。中電技術コンサルタント㈱上田昭彦君、岡原隆君には安定管理図の作成について多大なご協力を得ました。また佐賀大学三浦哲彦理工学部低平地防災研究センター長、山口大学村田秀一工学部長には絶えず励ましの言葉を戴きました。ここに深謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 矢野弘一郎、花園博：現場計測による施工管理の実施例、土と基礎、土質工学会、pp.69-76,1984.
- 2) 矢島道夫、寺師昌明：壁状深層混合処理地盤の実大載荷実験、複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.67-74,1984.
- 3) 矢島道夫、寺師昌明：深層混合処理地盤における現場計測、地質と調査、pp.26-38,1984.
- 4) 奥村樹郎、寺師昌明他：土質工学ハンドブック、第23章土質安定処理、土質工学会、pp.1011-1014,1982.
- 5) 北詰昌樹：壁式改良地盤の滑动破壊に関する遠心模型実験、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.171-178,1996.
- 6) 寺師昌明、北詰昌樹、中村健：深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード、港湾技研資料、

No.622,1988.

- 7) 乗安直人、兵動正幸、林重徳、新谷登、田原正登、仲佐俊之：着底型壁式深層混合改良地盤に作用する外力と安定のメカニズム、土木学会論文集、投稿中
- 8) 佐々木秀行、仲佐俊之、花倉宏司：壁状深層混合処理改良体に作用する外力測定結果、土木学会第43回年次学術講演会概要集、III-315,pp.704-705,1988.
- 9) 北詰昌樹：深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究、港湾技研資料、No.774,1994.
- 10) 新谷登、有富務、乗安直人：柳井発電所護岸工事の概要、建設の機械化、pp.26-34,1987.
- 11) Noriyasu,N.,Hayashi,S.,Tahara,M.,Shintani,N.: Construction Control System of the Improved Ground by Deep Mixing Method and its Procedure, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, the Japanese Geotechnical Society etc,pp.537-543,1996.
- 12) 乗安直人、林重徳、新谷登：深層混合処理地盤の挙動と安定管理—内部安定管理について—、第28回土質工学研究発表会、土質工学会、pp.1557-1558,1993.
- 13) 能登繁幸、口田登、寺師昌明：深層混合処理工法の実際と問題点—深層混合処理工法の実施例一、土と基礎、Vol.31, No.7, pp.73-80,1983.
- 14) 寺師昌明、田中洋行、光本司、新留雄二、本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報）、港湾技術研究所報告、第19巻、第1号、1983.
- 15) 寺師昌明、布施寛寛、能登繁幸：深層混合処理工法の実際と問題点—深層混合処理工法の概要一、土と基礎、Vol.31, No.6, pp.57-64,1983.
- 16) 北詰昌樹、大嶺聖、三宅達夫、藤沢一、苗村正三：セメント系改良地盤の設計法、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.57-63,1996.
- 17) 細見尚史、島正憲、杉山勝英、伊藤伊三男、高谷具樹、吉原重紀：地盤改良とロボット化、土と基礎、pp.43-50,1984.
- 18) Matsuo, M. and Kawamura, K.: Diagram for Construction Control of Embankment on Soft Ground, Soils and Foundations, pp.37-52,1977.
- 19) 栗原則夫：軟弱地盤における道路盛土の情報化施工、土と基礎、pp.55-62,1982.
- 20) CDM研究会：セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル（設計・施工編）、pp.8-23,1994.
- 21) Lambe, T.W. and Whitman, R.T.: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., pp.163-194, pp.328-351,1969.
- 22) 田中洋行、寺師昌明、川鍋修：碎りた処理土の強度特性、第17回土質工学研究発表会、pp.2621-2624,1982.

(1997.7.23 受付)

# CONSTRUCTION CONTROL SYSTEM OF THE WALL TYPE DEEP MIXING GROUND IMPROVED UP TO A BEARING STRATUM AND ITS APPLIED RESULTS

Naoto NORIYASU, Shigenori HAYASHI, Masayuki HYODO, Noboru SHINTANI  
and Masato TAHARA

In the DEEP MIXING (DM) ground there has been no practical construction control procedure (construction control system). In order to compensate for uncertainties not only in design but also in construction, it is necessary to build up a practical and plain construction control system. Authors proposed a practical construction control system aiming at displacement, and applied it to the wall type DM ground improved up to a bearing stratum. Construction control system is necessary to be built considering the DM stabilizing mechanism, so the requirements of the way of installation of instruments as well as its system were defined. And stabilizing control indices and construction control diagram were proposed. With its application to actual reclamation work, principal viewpoints of those were shown. The substances of all failure modes of the DM ground were investigated from the monitoring and analyses of this case, stability control criteria were proposed. And it was proposed that the modification of bearing capacity estimation of current design method was necessary.