

The field observation and improvement of soft ground on HAYASHIMA interchange

天 野 弘 也* (Hiroya Amano)
石 田 健 二** (Kenji Ishida)
坂 田 直 文** (Naofumi Sakata)

キーワード：管理／測定／沈下／軟弱地盤／変形／盛土（IGC：E2/K6）

1. ま え が き

早島インターチェンジ（以下ICと称する）は、本州四国連絡橋児島～坂出ルートの本州側一般国道30号の起点で、山陽自動車道と一般国道2号を結ぶ連絡施設である（図-1）。総面積は約20万㎡、ランプ総延長は約5kmにおよび、本線料金所は17箇所、ランプブースは本四公団側が8箇所、日本道路公団側が5箇所あり日本でも有数の大規模ICである（写真-1）。IC内には、遊水池の役割を果す水路および生活道路があり、かつ本線およびランプが国道2号を跨ぐなどのため、構造物として橋梁、高架橋を11橋、函渠を15箇所計画している。

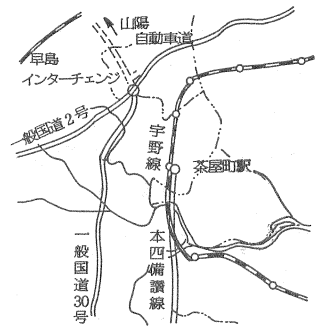


図-1 位置図

土工量は約120万㎡を予定し、軟弱地盤上に5～11mの高盛土を構築する。このため、約4,000mに及ぶ外周部分には、盛土のすべり防止・側方流動・隣接地の地盤隆起・引き込み沈下等に対応するため、DJM(Dry Jet Mixing), GCP(Gravel Compaction Pile), 盛土補強工等の軟弱地盤対策工を施している。また当ICの工事期間は約2年半と短期間であるため、IC内面には、供用後の残留沈下を最小限に低減する目的と、函渠等構造物箇所での载荷盛土による地盤の強度増加を図る目的で、CBD(Card Board Drain)を施工している。

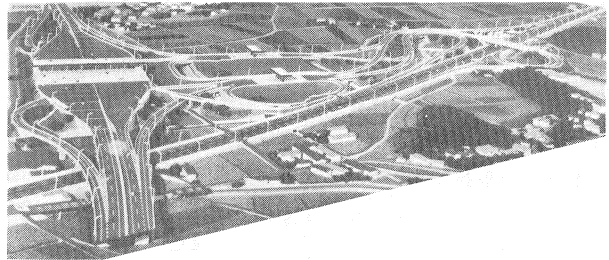


写真-1 早島ICの完成予想図

現在、現場では地盤改良をほぼ終了し、鋭意盛土を施工中である。本文では、既往の設計手法に加えて改良柱体の曲げ応力を考慮したDJM工法、全国で初めて実施した盛土補強工の各軟弱地盤対策工の設計法について紹介する。次いで、盛土の安定管理、沈下管理を図るべく実施している動態観測について、施工途中ではあるが、これまで得られたデータ結果の中間報告を行なう。

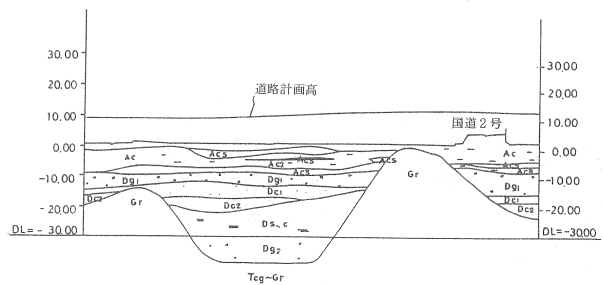


図-2 本線土層縦断面図

* 本州四国連絡橋公団, ** ㈱計測リサーチコンサルタント

2. 早島ICの地盤概要

ICの建設地域は、南北に標高80m前後の丘陵に囲まれた地盤高TP-0.6mくらいの狭長な沖積低地であり、干拓により陸化した水田地帯である。

本域を構成する地層は、古生層の花崗岩類および第三紀層を基盤とし、これを被覆して、新生代第四紀洪積～沖積世の未団結堆積土層が厚く分布している。基盤は起伏に富み、その埋没地形に沿って堆積する土層は、TP-10mくらいを境として上部の沖積層と下部の洪積層に区分できる。なかでも沖積層は、極めて軟弱かつルーズな土層より構成されている。洪積層は、最上部に扇状地性の砂礫層が連続的に分布しており、それ以深は粘性土、砂質土の互層となり、最下部は砂礫層となっている(図-2, 表-1)。

沖積層厚は、7~13mと比較的均一で、このうち粘性土層は上層よりAc1, Ac2, Ac3の3層に区分できる。一軸圧縮強度は、概ね $qu = 0.2 + 0.026z$ (kgf/cm²) で表わされる。上層付近の粘性土は若干過圧密であるが、設計上は正規圧密地盤として取扱っている。各種の地盤改良は、この沖積層を対象に実施している(図-3)。

表-1 土層構成一覽表

地質時代	地質名	模式柱状図	土記号	土質名称	N値	層厚(m)	土性	工学的な特性
沖積	新沖積	上層	Ac1	粘性土	0	2.0前後	極めて軟弱な後背湿地性の粘性土層であり、砂分を全体に混入する。	軟弱地盤で盛土荷重によるすべり、沈下、側方移動の可能性が大きく、地盤改良の検討が必要である。
			Ac2	砂質土	0~3	0~25	非常に悪い。	
			Ac3	粘性土	0	6.0前後	均質な海成粘性土層であり、極めて軟弱である。Ac2層中の挟在砂層(Ac2)はN=0と非常に悪い。	
古生代	洪積	下層	Ac3	粘性土	2~5	2.0前後	沖積低地に分布する汽水性の堆積物であり、層相変化が著しい。	以ては地盤は悪くないが、すべり、沈下の検討が必要である。
			Dst	砂礫	10~70以上	3.0~5.0	扇状地性の堆積物であり、広範囲に分布する。レネ層としては軟質であり、具殻片を混入する均質な海性粘土である。	
			Dc1	粘性土	2~5	0~5.0	Dc1に比べるとかなり硬質で安定している。	
第四紀	沖積	中層	Dst	砂礫	10~20	0~4.0	扇状地性の堆積物であり、広範囲に分布する。レネ層としては軟質であり、具殻片を混入する均質な海性粘土である。	N値のパラメータが大きく層厚も変化しており、堆積物の支持層となり得るか否かの検討を要する。
			Dc1	粘性土	10~20	0~4.0	Dc1に比べるとかなり硬質で安定している。	
			Dc2	砂質土	5~70以上	0~25.0	互層堆積層を示す。洪水～汽水性の堆積土層であり、硬質～部土性を示す。	
第三紀	基盤岩	第三紀層	Ts3	砂岩	ほぼ70以上	—	非海成の三紀層であり、砂質は亜炭を挟在し、礫岩は花崗岩・古生層起源の礫を主体とする。	工学的には安定しており特に問題はない。
			Ts2	砂岩	ほぼ70以上	—	非海成の三紀層であり、砂質は亜炭を挟在し、礫岩は花崗岩・古生層起源の礫を主体とする。	
			G1	花崗岩	70以上	—	花崗岩であり、起伏に富む埋没地形を形成している。風化層を形成しマチャ化する。	

(カッコ内は平均値)

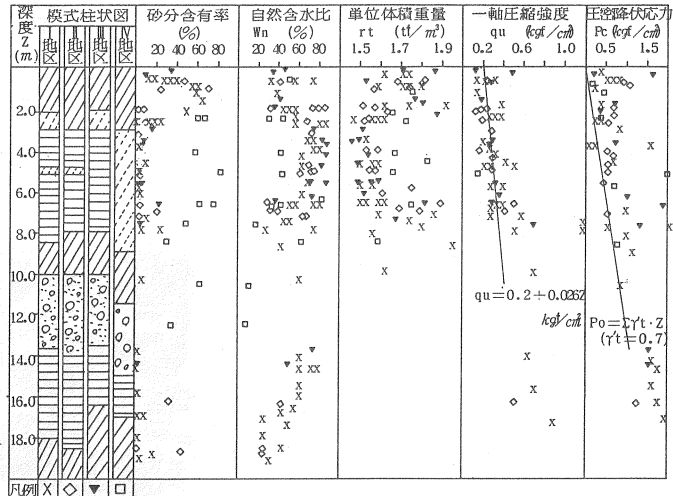


図-3 土性一覽図

3. 盛土計画

盛土は、高さ別にそれぞれ4ブロックに区分できる(図-4)。以下ブロック別に盛土概要を述べる。

Aブロックは、本四道路と山陽自動車道の本線部分で約500mの区間である。盛土高は、国道2号を跨ぐため10.5mと高く、山陽自動車道側に向かって約8mの高さに漸次変化している。本線盛土内には、原地盤高より2mの高さに本四道路(流出)、山陽自動車道(流入)のおおのランプ函渠(各延長約120m)2本がある。また盛土法尻の外側には、7m幅の町道振り替え道路と6m幅の水路を並列して計画している。

Bブロックは、ICの中央部に位置し、盛土高は5~6mの平坦部で、この中に本四道路および山陽自動車道の各事業別のランプブースと、本四公団の管理事務所を計画している。

Cブロックは、第2インターの国道2号北部分で、国道を跨ぐことおよび本四道路ランプと山陽自動車道ランプが立体交差する関係から、盛土高は5~10mとなっている。なお、ブロック中央に幅8mの水路がある。

Dブロックは、国道2号沿いの on, offランプ部分で、国道および都市計画道路を跨ぐため、盛土高9mより国道の路面にすりつき、国道沿いには部分的に8~9mの盛土が隣接するかたちとなる。

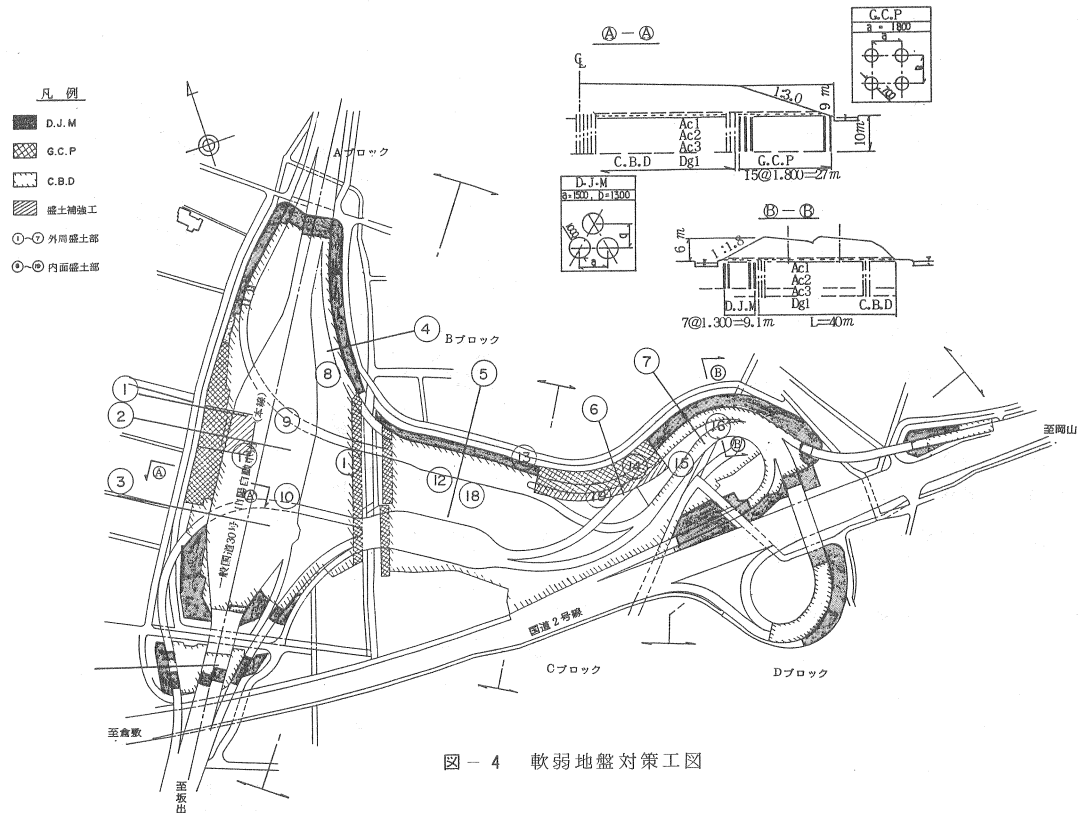
4. 軟弱地盤対策工の設計¹⁾

4.1 設計条件

軟弱地盤対策工の設計にあたっては、特に早島における地盤条件・環境問題・盛土規模等を検討の上、次記事項について留意し設計した。

- ① 軟弱地盤層厚の内、地盤改良可能部分は沖積層のみで、層厚は7～13m程度である。
- ② 計画盛土高は5～11mと高く、外周盛土部の場所ごとで異なる。
- ③ 盛土のすべり防止あるいは側方流動対策に対して、押さえ盛土工は用地幅の関係から実施できない。
- ④ 工期は昭和63年3月までで、約28ヶ月で全工事を完了させる必要がある。一方、供用後の残留沈下量は10～30cm以下程度となることを目標とする。
- ⑤ IC内には、水路、函渠、橋台等の構造物が数多く存在する。これらは杭基礎構造となるため、盛土との取付部などの不等沈下、残留沈下をできる限り低減しなければならない。
- ⑥ 工事中外周水路、場内水路を一部切断するか部分的に迂回し、農業用かんがい用水を確保する必要がある。
- ⑦ 騒音、振動など周辺地域住民の生活環境保全に留意した軟弱地盤対策工とする必要がある。

この他、構造安定性、経済性、施工性等総合的に勘案し、図-4に示すような軟弱地盤対策工を採用した。



4.2 粉体噴射攪拌(DJM)工法の設計²⁾

(1) 工法概要

当工法は、軟弱地盤中に粉体状の改良材を供給し、強制的に原位置土と攪拌混合することにより土と改良材を化学的に反応させて、土質性状を安定なものとするとともに強度を高める工法である。これの一般的な設計検討項目は、①複合地盤としての改良域および改良域外を通るすべり(円弧すべりや滑動)、②改良柱体に発生する

応力、⊙改良柱体着底層の支持力の3項目のチェックである。このうち⊙は、式(1)のように鉛直荷重Wによる圧縮応力の検討のみであり、通常は図-5に示す水平荷重Pによる応力に関する検討を省略することが多い。

$$F_s = \frac{q_{uf}}{(w/a_p)} = \frac{q_{uf}}{(\gamma_E \cdot H_E/a_p)} \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

ここに、 q_{uf} :改良柱体の設計強度
 a_p :置換率 w :鉛直荷重
 γ_E :盛土の単位体積重量 H_E :盛土高

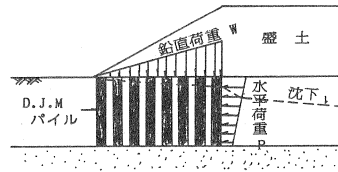


図-5 改良柱体に作用する外力の模式図

(2) 改良柱体に発生する曲げ応力

しかし実際は、改良柱体には曲げ変形が生じ、曲げ変形による応力が発生する。これを考慮すると、改良柱体に発生する縁応力は式(2)のように表わされる。

$$\sigma = \sigma_c \pm \sigma_B = \frac{\gamma_E \cdot H_E}{a_p} \pm \frac{E}{R} \left(\frac{d}{2} \right) \leq \begin{matrix} \sigma_{ca} \\ \sigma_{ta} \end{matrix} \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

ここに、 σ_c :鉛直荷重による圧縮応力
 σ_B :水平荷重による曲げ応力
 E :改良柱体の弾性係数
 R :曲げ変形から求まる曲率半径
 d :改良柱体径
 σ_{ca} :許容圧縮応力
 σ_{ta} :許容引張応力 (固化土の室内試験より σ_{ca} の20%)

式(2)により、数例の同様な現場例の実測データについて試算してみると、いずれもクラックが生じた可能性があるというものであったが、直接盛土の破壊には結びついていない。これは、クラックの不連続性および残留強度に起因するものと考えられよう。

(3) 曲げ応力を考慮した設計手法

早島ICでは、

- i) 地盤が極めて軟弱である。
- ii) 盛土高が最大11mの高盛土である。
- iii) 工期が2年半と短い。

と厳しい施工条件であり、D I M工法の改良部が従来の円弧すべり計算等で安全性を確保できても、周辺地盤および盛土自体の変状が大きくなることが懸念されるため、曲げ応力によるクラックは許容しないという方針で設計した。なお改良幅の設定に際しては、改良域の転倒の安定を確保するため、改良域に作用する合力がミドルサードに入ることを確認し、かつ複合すべり計算による検討も行って

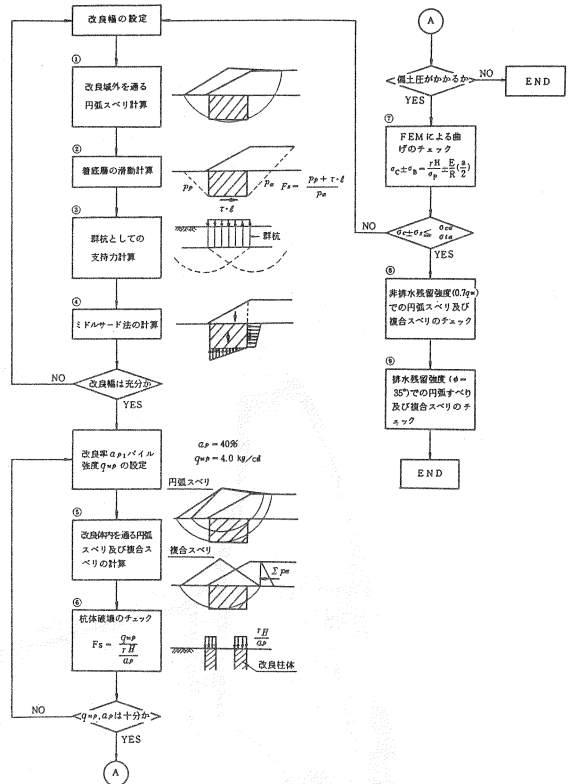


図-6 早島ICにおけるD J M法の設計手順

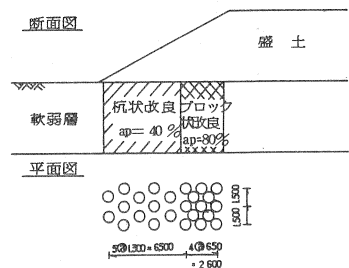


図-7 (杭状+ブロック状)改良例

早島インターチェンジにおける軟弱地盤対策工と動態観測

いる。今回採用した設計手順を図-6に示す。図中⑥、⑦が改良柱体の曲げ応力によるクラック発生に関する検討項目である。⑦の曲げ変形の検討は、早島地盤に類似した鞭木地区での試験工事において実測値と良好に一致したことが確認されている線形FEM解析を用いて行っている。図-7に、早島ICでのDJMの標準的な改良仕様例を参考までに示す。

4.3 盛土補強工の設計⁴⁾

(1) 工法概要

盛土補強工(支圧式アンカー工法)は、盛土の下部路体部にアンカープレート付きの鉄筋を敷設して盛土本体を補強し、盛土の安定性の向上と側方変位の抑制を図る工法である(写真-2)。当現場では、外周盛土部の2箇所において、GCP工法と併用している(図-4)。

当工法の検討は、図-8のフローチャートによった。このうちアンカー諸元の細部検討では、鞭木地区において³⁾和58~59年度と2年間に渡って試験工事を実施し、沈下、変位、土圧および鉄筋応力等の動態観測結果から、各諸元の妥当性を検討した。あるいはIC内において、実際に使用する盛土材を用い、アンカーの原位置引抜試験を実施するなどして引抜特性を確認した。

(2) アンカー諸元

図-9は、引抜試験結果の一例である。プレート寸法やK値が同じであれば、盛土材が異ってもほぼ同じ引抜曲線が得られることがわかる。また最大引抜力として8tf/枚程度は期待でき、その1/2に相当する4tf/枚を設計で用いる目安の引抜抵抗抗力としてよさそうである。

その他鉄筋段数等、動態観測結果を踏まえ早島ICの設計に反映している部分がある。以下に結果のみまとめて示す。

- ① プレート寸法は施工性を考慮して225×225mmとする。
- ② 目安となる引抜抵抗抗力は4tf/枚とする。
- ③ 鉄筋の段数は2段(上段、下段)とする。
- ④ 上、下のプレート支圧力の分担割合は1:2とする。
- ⑤ プレート間隔は鞭木同様4mとする。
- ⑥ 鉄筋径はD25、D29、D32のうち最適なものとする。
- ⑦ 上、下の鉄筋ピッチは撤出し厚を考慮して60cmとする。
- ⑧ 路線(奥行)方向の鉄筋ピッチは原則的に50cmとする。

(3) 盛土の安定性の検討

盛土のすべりに対する安定検討は図-10に示すフローチ

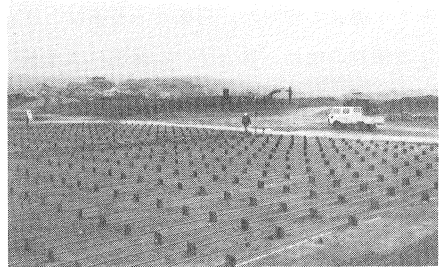


写真-2 盛土補強施工状況写真

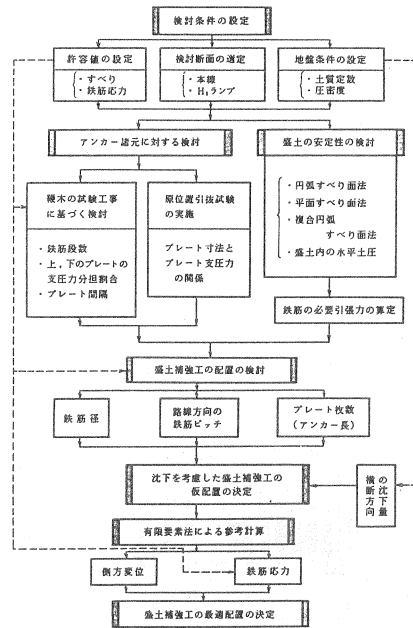


図-8 盛土補強工検討のフローチャート

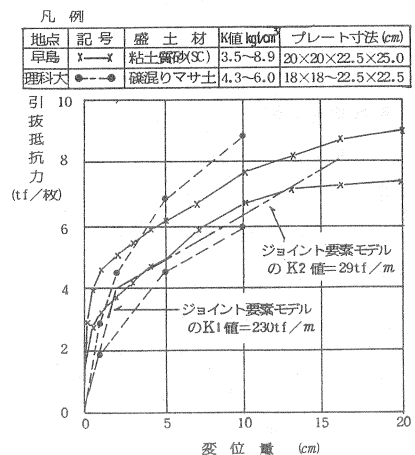


図-9 原位置引抜曲線の分布範囲

ャートに従って行った。円弧すべり面法，平面すべり面法による検討の他に，複合すべり面法による検討も行ない，盛土立上時，供用開始時においてそれぞれ所要の安全率を満足すべく，鉄筋の必要引張力を算出した。各検討手法の模式図を図-11に示す。

(3) 盛土補強工の配置

アンカー長算出にあたっては，深度方向にもすべり面を変えて検討を行ない，鉄筋無で所要の安全率を満足するすべり面の外側に必要なプレート枚数が確保できるアンカー長とした。

また，沈下によって鉄筋に過大な引張力が発生するのを防ぐため，次のように配慮した(図-12)。

- ① あらかじめ盛土の沈下量を計算し，沈下分を上げ越した配置とする。
- ② 沈下量の変曲点が生じないように，GCP改良域とCBD改良域の境界に漸移区間を設ける。

さらに，盛土に伴う変形，鉄筋応力をシュミレートするためFEM解析を行なった。土とアンカーとは，図-9に示すバイリニアのジョイント要素で結合している。

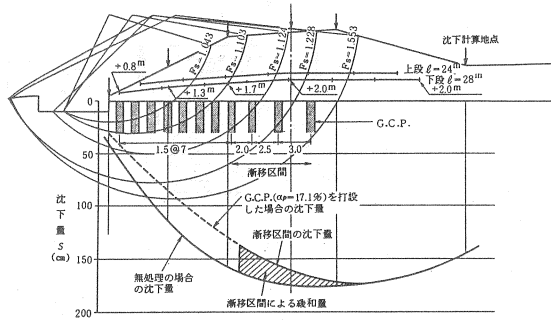


図-12 相対沈下を考慮した盛土補強工の配置例

5. 動態観測計画

表-2に動態観測用計器の一覧表を示す。

動態観測は，盛土の安定および沈下管理を行なうことと，DJM工や盛土補強工の設計手法の確認および基礎データの集積を主たる目的としている。特に後者については，軟弱地盤対策工のうちでも比較的新しい工法であり，設計手法も確立されていない。そこで計測データを基に設計手法の再チェックを行なうとともに，盛土施工に伴う変形，応力等の基礎データを集積して，今後の設計検討に役立てようとしたものである。

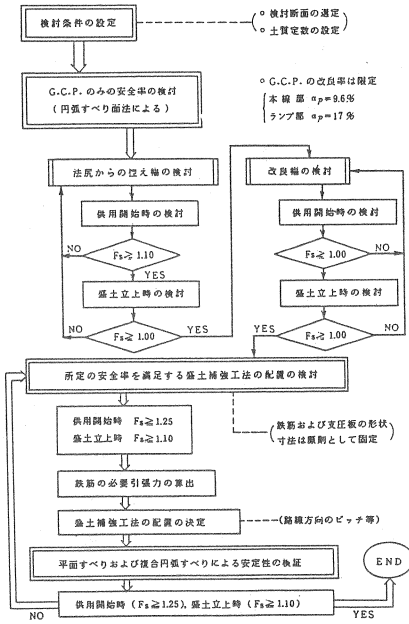


図-10 盛土の安定性検討のフローチャート

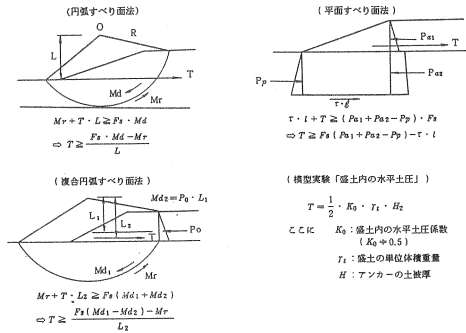


図-11 各種検討手法の模式図

表-2 動態観測用計器一覧表

計器名	型式	観測項目	数		量
			一般部	盛土補強工区	
地表面沈下計	—	地表面沈下	218	24	242
層別沈下計	KRC-V-75	各土層ごとの沈下量	3	2	5
間隙水圧計	P-5	各土層ごとの間隙水圧	10	6	16
地中変位計	KRC-H-75	深度方向の水平変位	23	4	27
地表変位計	—	法尻部地表面の鉛直・水平変位	12	3	15
沈下鏡	—	国道2号線のつれ込み沈下	37	0	37
水位計	Ac s 層	自由地下水位・被圧地下水位	7	3	10
			0	2	2
			3	2	5
傾斜計	INA-60	橋台の傾斜	6	0	6
鉛直土圧計	SPS-200-5	G.C.P.、DJMの応力分担化	5	6	11
水平土圧計	—	盛土内の水平土圧	0	3	3
鉄筋計	ワイヤーストレインゲージ	鉄筋の応力	0	45 (288枚)	45 (288枚)
伸縮計	SRL-3	法尻部地表面の水平変位	0	3	3

6. 動態観測の中間結果

6.1 GCP改良域の挙動について

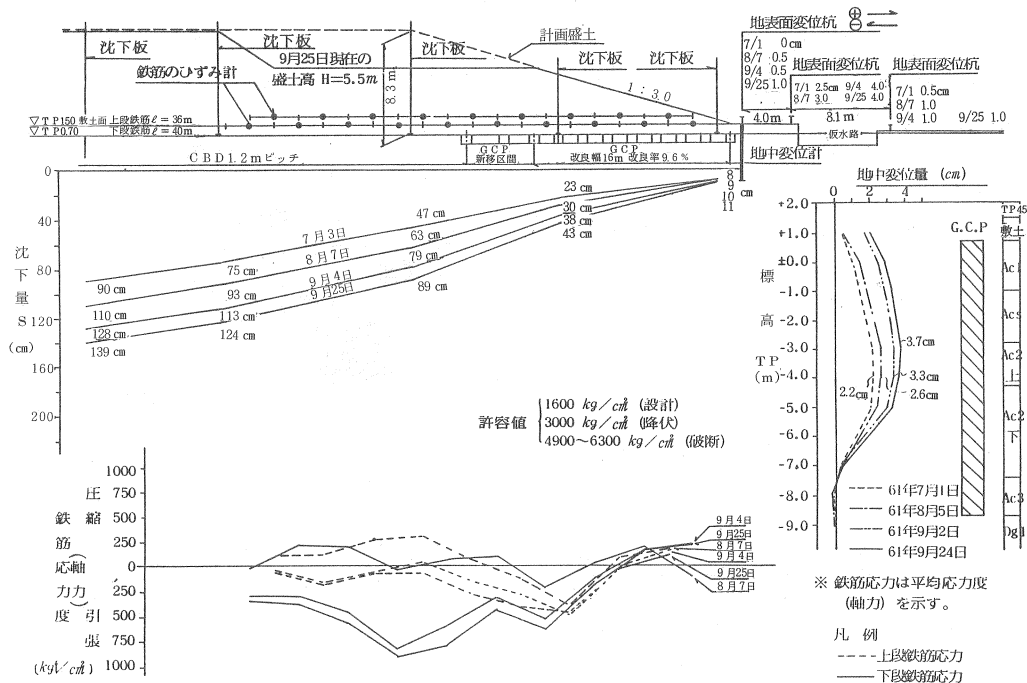


図-13 GCP改良域の挙動状況(②断面)

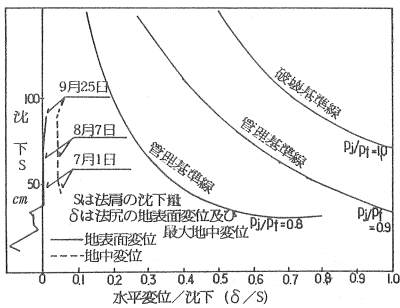


図-14 S ~ δ/S 管理図 (GCP)

図-13に盛土基礎地盤の挙動状況および鉄筋応力の分布を示す。また図-14に $S \sim \delta/S$ 管理図を示す。盛土の立上り速度は、概ね 5 cm/日を目標に施工しており、かつ盛土下には圧密促進工、法面下にはすべり防止工、盛土内には盛土補強工等、種々の対策工を施している。このため、法尻部の地中側方変位量は数 cm と非常に小さい。管理図から判断しても、現在のところまで、安定上何ら問題ない

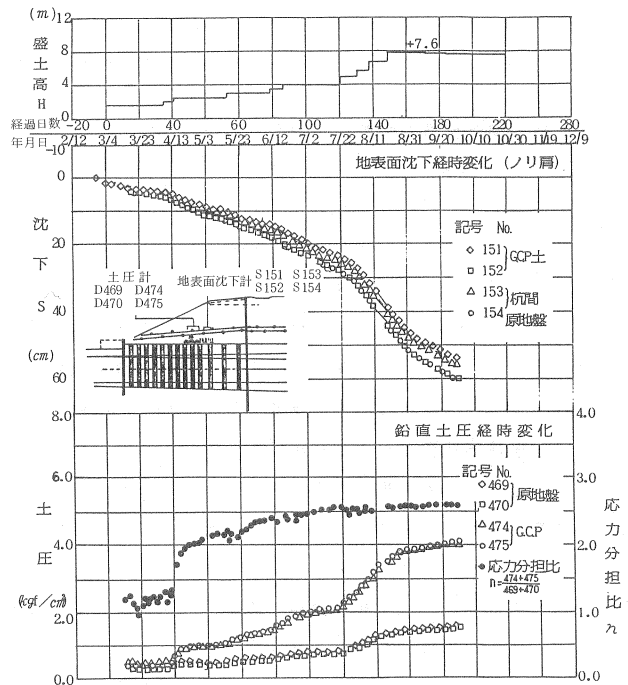


図-15 地表面沈下および鉛直土圧経時変化図(⑥断面)

という結果である。鉄筋応力も現在 $\sigma_{max}=800 \text{ kg/cm}^2$ であり、設計許容値の半分である。

図-15に、GCP改良域での杭芯、杭間上の地表面沈下経時変化図、ならびに鉛直土圧、応力分担比の経時変化図を示す。これによると、まず沈下については杭芯、杭間ともほぼ等沈下していることが明らかで、いわゆる“自由ひずみ”でない“等ひずみ”を生じている。現行設計法は後者の“等ひずみ”の考え方に準拠しており、その妥当性の裏づけとなろう。一方、応力分担比は $n \approx 2.5$ で与えられており、設計採用値 $n = 3$ をわずかに下回る結果となっている。

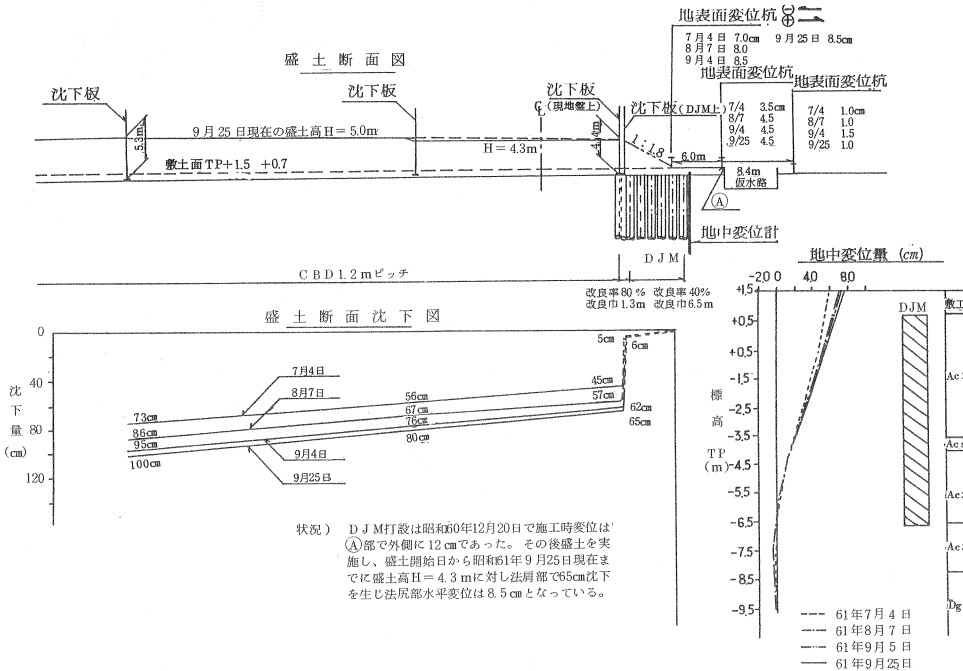


図-16 D J M改良域の挙動状況 (⑤断面)

6.2 D J M改良域の挙動について

図-16にD J M改良域における地盤挙動状況、図-17に $S \sim \delta/S$ 管理図を示す。これによれば、盛土法尻部の地中側方変形は前述のGCPのそれとはかなり異った変形形状にある。すなわち、GCPの場合にはタイコ状の変形モードであるのに対して、D J Mの場合には直線的で“倒れ”ており、両者の剛性差に起因するものであることが明らかである。前者は複合地盤として円弧すべりを主体に検討し、後者はこれに加えて滑動、転倒といった剛体構造物としての安定性チェックも合わせて行っているが、このことは実挙動に沿うものとして一応評価できよう。

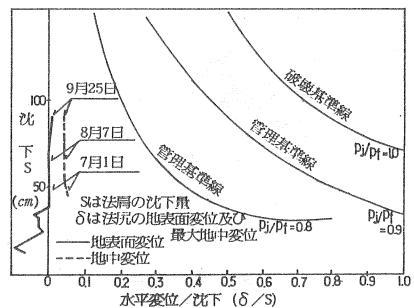


図-17 $S \sim \delta/S$ 管理図 (D J M)

反面安定管理上からすれば、このような挙動を呈するものに対して松尾・河村の管理図を適用するには若干問題があるかもしれない。また、盛土下の沈下分布をみると、D J M改良域とC B D改良域の境界において不連続を生じ、D J M改良域で沈下量が大幅に低減されている。周辺地盤のつれ込み沈下防止工および側方変位の抑制工としても、かなり有効であることが示唆されよう。

次に、D J Mパイルの曲げ応力を、前述の式(2)に従ってチェックした例について紹介する。図-18はD J Mパイルのチェックボーリング結果(改良材:普通セメント,セメント配合量:90~120 kgf/m^2)であるが、同一パイ

ル内でも深度方向で強度がかなりばらついていることがわかる。同様に変形係数 E_{50} についてもばらついていることが予想され、D J Mパイルの強度特性を正確に捉えることは困難であることがわかる。そこで、ここではとりあえず qu について、設計強度が $quf = 4 \text{ kgf/cm}^2$ であり、室内配合試験において目標強度 $qu1 = 3 \times quf$ の関係でセメント量が決定されていることから、 qu を 4.0, 8.0, 12.0 kgf/cm^2 の3種類に設定した。また qu と E_{50} については図-19に示すような関係があり、これより各 qu に対して、 $E_{50} = 100qu$, $200qu$, $300qu$ の3式から E_{50} を求め、これらについてそれぞれ曲げのチェックを行なうものとした。図-20は曲げ応力の照査に供した実測データであり、表-3はその計算結果表である。これによると、 $E_{50} = 100qu$, $200qu$ とした場合にはパイルにクラックは入っていないが、 $E_{50} = 300qu$ の高強度の場合にはパイルの引張側にクラックが生じていることになる。当現場の設計方針は、クラックを許容しないというものであり、この点今後の課題として残る。ただし、仮にクラックが入っていると、変位の経時変化その他から盛土の安定には問題ないと考えている。

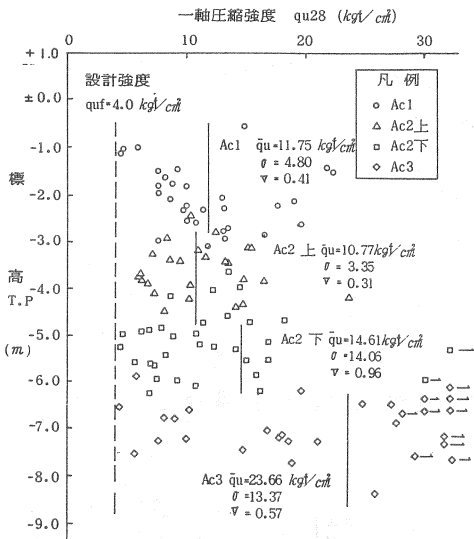


図-18 $quf = 4 \text{ kgf/cm}^2$ のチェックボーリング結果

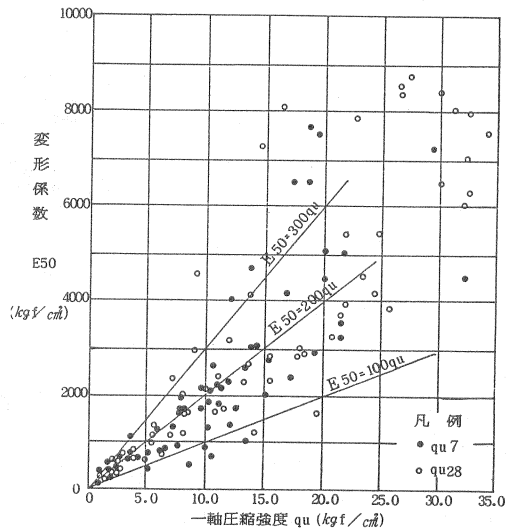


図-19 一軸圧縮強度の E_{50} の関係 (室内配合試験)

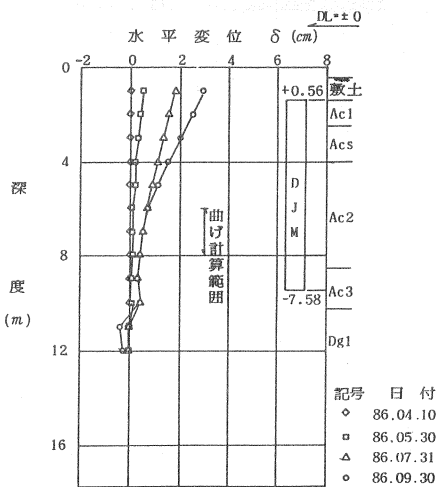


図-20 D J Mパイルの変形図 (⑦断面法尻)

表-3 曲げのチェック (⑦断面法尻)

直応力 (kgf/cm^2)	曲率半径	qu, E (kgf/cm^2)		$\sigma_c + \sigma_b$ $\sigma_c - \sigma_b$	許容応力 (kgf/cm^2)	判定
		$E \sim qu$	qu			
$\frac{I_e + I_p}{I_p} = \frac{0.2}{0.4} = 0.5$ $\frac{1}{2} (qu + \frac{200}{2}) = 50000$	$E \sim 100qu$	4.0	400	-0.9	4.0	○
		8.0	800	0.1	-0.8	○
		12.0	1200	1.3	8.0	○
		8.0	800	-0.3	-1.6	○
		12.0	1200	1.7	12.0	○
		12.0	1200	-0.7	-2.4	○
	$E \sim 200qu$	4.0	800	1.3	4.0	○
		8.0	1600	-0.3	-0.8	○
		8.0	1600	2.1	8.0	○
		12.0	2400	-1.1	-1.6	○
		12.0	2400	2.9	12.0	○
		12.0	2400	-1.9	-2.4	○
$E \sim 300qu$	4.0	1200	1.7	4.0	○	
	8.0	2400	-0.7	-0.8	○	
	8.0	2400	2.9	8.0	○	
		12.0	3600	-1.9	-1.6	×
		12.0	3600	4.1	12.0	○
		12.0	3600	-3.1	-2.4	×

6.3 内面盛土部の層別沈下および間隙水圧挙動について

図-21に層別沈下の経時変化および間隙水圧分布を、また図-22に過剰間隙水圧(Δu)の経時変化を示す。現時点で120 cmの地表面沈下量が観測されているが、そのうちの80数パーセントはAc2層で生じている。Ac1, Ac3層は、当初設計で正規圧密地盤として取扱ったが、実測によると、沈下量が非常に少ないこと、 Δu が生じていないことから、過圧密であったことがわかる。一方Dc層は、当初設計で6.0tf/m²の過圧密量を見込んでいたが、ほぼ盛土の初期段階から Δu の上昇が認められており、正規圧密地盤として取扱って差しつかえなさそうである。

現時点で120 cmの地表面沈下量が観測されているが、そのうちの80数パーセントはAc2層で生じている。Ac1, Ac3層は、当初設計で正規圧密地盤として取扱ったが、実測によると、沈下量が非常に少ないこと、 Δu が生じていないことから、過圧密であったことがわかる。一方Dc層は、当初設計で6.0tf/m²の過圧密量を見込んでいたが、ほぼ盛土の初期段階から Δu の上昇が認められており、正規圧密地盤として取扱って差しつかえなさそうである。

7. あとがき

本文では、早島ICの建設に際して採用した比較的新しいDJM工法と盛土補強工の2つの軟弱地盤対策工の設計法について述べ、合せて現在まで得られている動態観測結果についてその一部を紹介した。紙面の都合上細部まで触れられなかったが、特に設計の考え方、盛土補強工のうちアンカー諸元等の詳細設計、これのバックデータ等は、以下に参考文献掲げたのでこれを参照されたい。なお、今後動態観測のデータが集積されるに伴って、並行して解析を進める予定であり、機会があれば追って報告したいと考えている。

謝 辞

最後に、本工事の設計、施工の多岐に渡って熱心な御指導、御協力をいただいた福岡正己委員長を始めとする「早島～粒江間軟弱地盤対策検討委員会」の諸先生方に、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：早島～粒江間軟弱地盤対策の検討報告書，昭和61年3月，未発表資料
- 2) 天野弘也 他：高盛土における深層混合処理工法の設計の考え方，第21回土質工学研究発表会，1986年
- 3) 福岡正己 他：軟弱地盤における各種対策工の実証実験(その2)，第20回土質工学研究発表会，1985年
- 4) 福岡正己 他：プレート付アンカー鉄筋の盛土補強機構について，第21回土質工学研究発表会，1986年

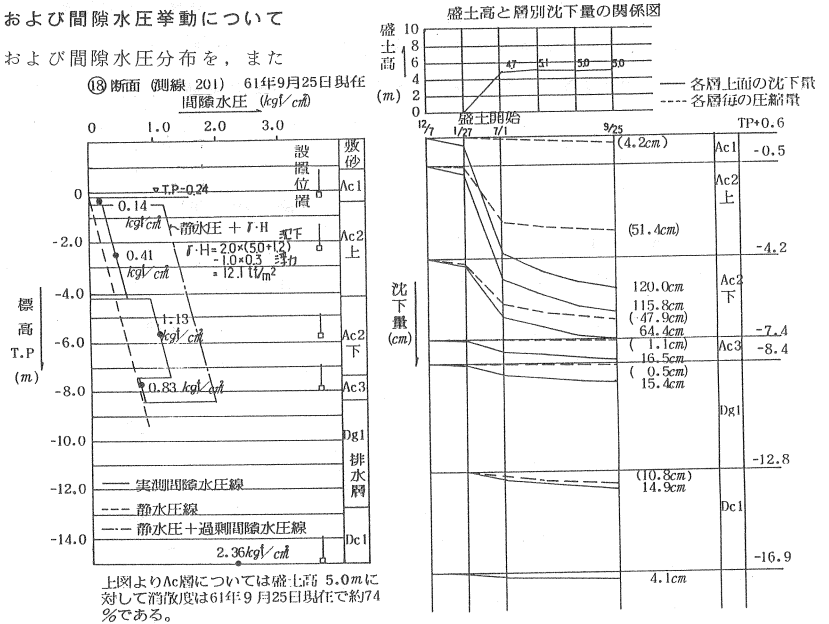


図-21 層別沈下経時変化図および間隙水圧分布図 (18断面)

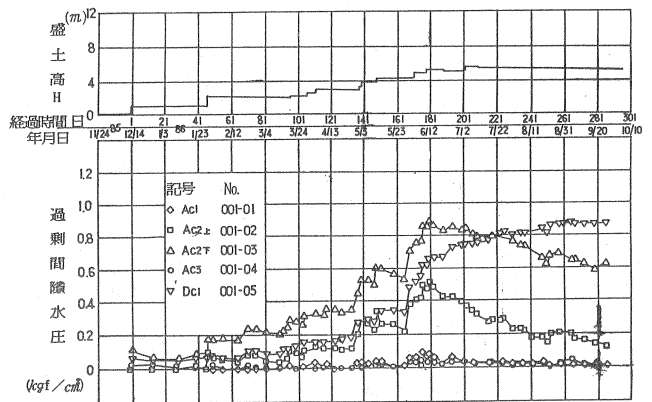


図-22 過剰間隙水圧経時変化 (18断面)