

# 風化花崗岩を基礎とする 長大橋梁基礎地盤の変形特性評価

山本茂樹<sup>1</sup>・成瀬善果<sup>2</sup>・園田玉紀<sup>3</sup>・山浦昌之<sup>4</sup>

<sup>1</sup>本州四国連絡橋公団 第二管理局 技術管理課長 (〒700-0031 岡山市富町2-19-12)

<sup>2</sup>正会員 本州四国連絡橋公団 第一建設局 保全部 道路維持課長  
(〒651-0083 神戸市中央区浜辺通5-1-4 神戸商工貿易センタービル21F)

<sup>3</sup>正会員 (株)ダイヤコンサルタント (〒171-0014 豊島区池袋3-1-2光文社ビル)

<sup>4</sup>正会員 (株)ダイヤコンサルタント (〒330-0031 大宮市吉野町2-273-3)

長大橋梁の基礎構造物を風化花崗岩等の軟岩上に設置する場合、その地盤の変形特性を正しく評価することが、変形予測や基礎構造物の合理的な設計のために重要である。本論では、風化花崗岩の変形予測を検討するため、施工段階における地中変位計測の解析結果から、岩盤等級のD<sub>H</sub>およびC<sub>L</sub>クラスにおいて得られた以下の知見について報告する。

- ①浅い深度では、変形係数のひずみ依存性が大きいこと
- ②深い深度では、岩級区分に関わらず変形係数の拘束圧依存性が大きいこと
- ③基礎地盤の表層付近では、大規模掘削等が地盤の変形特性に影響を与えること

**Key Words:** design methods, deformation characteristics evaluation, underground deformation, back analysis, strain level-dependency, release area of in-situ stress

## 1. はじめに

本州四国連絡橋公団における長大橋梁直接基礎は、新第三紀の泥岩・砂岩（明石層，神戸層）および花崗岩類等の軟岩～硬岩上に建設されている。特に、橋梁基礎が新第三系の堆積岩または風化花崗岩等のいわゆる軟岩上に設置される場合、これら地盤の変

形特性を把握・解明することは、設計時および将来の変形予測のためにも、また、今後のより合理的・経済的な設計を考える上でも、非常に重要である。

本稿で紹介する図-1の多々羅大橋<sup>1)</sup>は、本州四国連絡道路・西瀬戸自動車道（今治～尾道）ルート架橋の一つで、完成すると生口島と大三島間を結ぶ中央支間長890m、橋長1,480mの世界最大の斜張橋

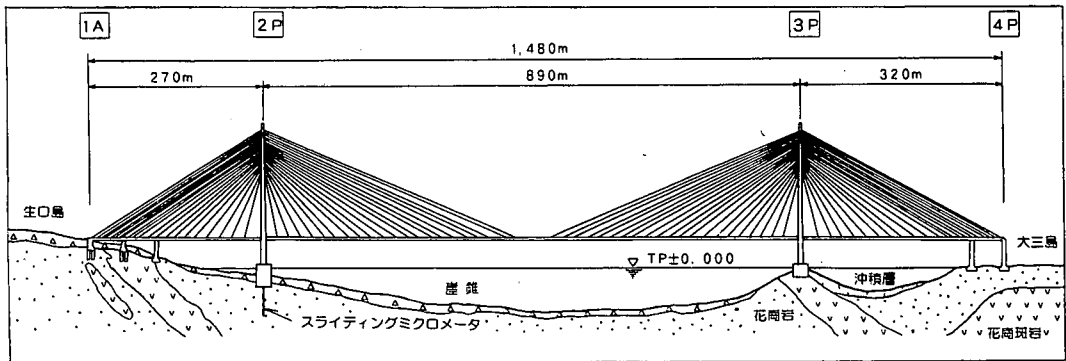


図-1 多々羅大橋の概要説明および地質概要図

となる。この橋梁は強風化花崗岩上に建設され、設計地盤反力（常時）は0.82MPaで、基礎地盤の変形（許容鉛直変位量、不等沈下量）について検討する必要があった。このため、多々羅大橋主塔基礎2P（以下、2Pと記す）直下地盤に地中変位計を埋設し、施工時の管理データとして、各施工段階での直下地盤の地中変位量（以下、計測変位と記す）を測定した。計測変位と設計に用いた地盤定数による順解析結果および計測変位を用いた段階的な線形逆解析結果の比較検討より、2P地点における風化花崗岩の変形特性の評価に関し、以下の項目についての考察を行った。

- ① 岩盤分類<sup>2), 3)</sup>を用いた地盤モデルおよび順解析結果と実測結果との違い
- ② 変形係数のひずみ依存性および拘束圧依存性等<sup>4)~7)</sup>
- ③ 基礎地盤の掘削にともなう応力解放等の影響を強く受けたと考えられる領域<sup>5)~6)</sup>の存在とその評価

なお、明石海峡大橋においては、同様な変位計測が行われ、洪積層～新第三系の堆積軟岩に関する疑似弾性逆解析<sup>8)</sup>による同様の検討が行われている。

## 2. 変形特性評価の概要

### (1) 逆解析の意義と概念

各施工段階での累積した計測変位と数値解析により、基礎地盤の変形特性を確実に把握することができれば、将来の変形予測を効果的に行うことができ、より合理的な設計・施工をすることができる。設計定数を用いたFEM解析により、変形に関するある程度の予測は可能となっても、予測変位が施工時の実測変位量と一致しない場合が多いのが現実である。

この精度をさらに高めるためには、建設中の計測変位を用いた段階的な線形逆解析を行い、設計定数を見直した後の順解析により、変形に関する将来予測を行い施工にフィードバックすることが必要である。このような橋梁基礎地盤の変形評価について報告された事例は少なく、国内で公表されているもの<sup>8)~9)</sup>としては多くない。

### (2) 地盤モデルの設定

図-2は、ボーリング調査結果およびダイバー潜水による底面観察結果より、岩盤分類を考慮して作成した2P基礎地盤の橋軸方向中心の地質断面図である。この地質断面図を解析のモデルの基とした。

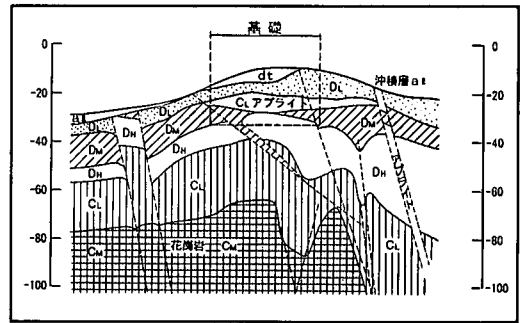


図-2 岩盤分類による2P直下の地質構造  
(橋軸直交方向)

図より、基礎地盤直下の状況は、概ねD<sub>n</sub>級岩盤（以下、D<sub>n</sub>級と記す）で、その下位には厚さ約25mのC<sub>L</sub>級岩盤（以下、C<sub>L</sub>級と記す）、さらにその下位にはC<sub>M</sub>級岩盤（以下、C<sub>M</sub>級と記す）の順で分布する。図-2では、基礎直下のD<sub>n</sub>級とC<sub>L</sub>級の一部にD<sub>n</sub>級岩盤（以下、D<sub>n</sub>級と記す）が岩脈状に斜交（見かけ45°程度）して挟在している。

## 3. 多々羅大橋2Pでの実況<sup>10), 11)</sup>

### (1) 主塔基礎2P概要

多々羅大橋2Pの基礎地盤は、中生代白亜紀に形成された広島型の風化花崗岩<sup>12), 13)</sup>である。2Pは、主に岩盤分類によるD<sub>n</sub>級を支持層とする剛体直接基礎で、設置高はT.P.-33mである。図-3に2Pケーソンの平面図および断面図を示す。

下部工の形状は橋軸直角方向が43m、橋軸方向25mで、高さは39m（海面上6m、海面下33m）の矩形鋼ケーソン（以下、ケーソンと記す）である。また、ケーソンは底無しで、内側は10ブロックに仕切られている構造である。

2Pの施工は、海底面を当該支持層の深度まで掘削した後、ケーソンを沈設し、内部にコンクリートを打設した。コンクリートの打設概要は、水中モルタル（荷重約19,600MN）、水中コンクリート（約32,340MN～33,320MN/区画）および気中コンクリート（約30,380MN～38,220MN/区画）の順で行なった。コンクリートの総荷重は約548,800MN相当である。

### (2) 施工時の実測変位

#### a) 原位置計測

地中変位計の設置状況概要を図-4に示す。基礎底面（T.P.-33m）から深度43m（T.P.-76m）まで

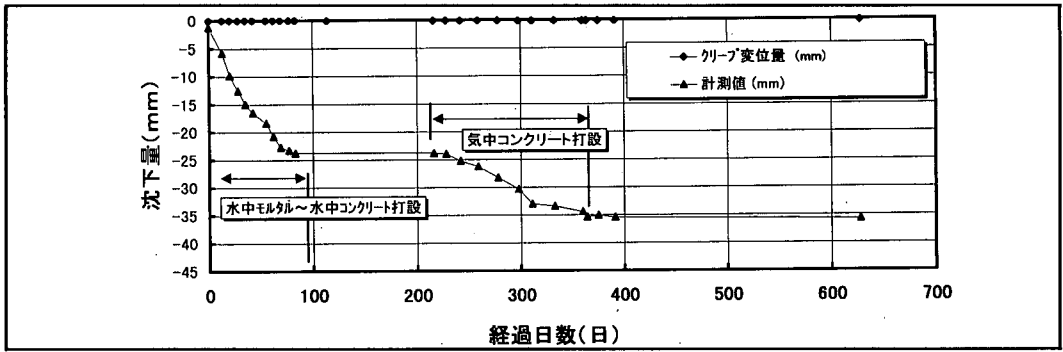
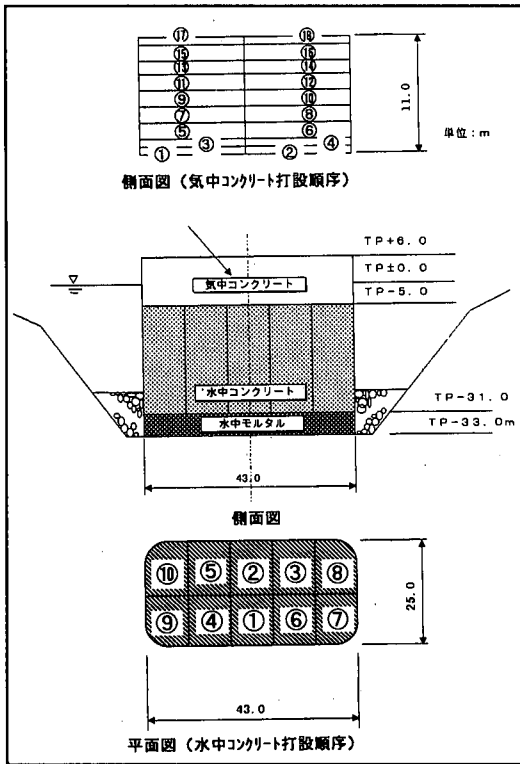


図-5 2P基礎底面の累積地中変位量と経時変化図



※数字は各コンクリートの打設順序を示す。  
図-3 2Pケーソン設置図

の間を、1m間隔で地中変位量(鉛直変位)が計測できるように、ボーリング孔内に1mごとのメジャリングマークを設置し、基準長(1m)のゾンデ(スライディングマイクロメータ)により電氣的に計測した。測定に用いた変位計器の仕様は $\pm 4\mu\text{m}$ 精度である。

また、ケーソン基礎上に水準測量点を設け、これと生口島に設けた基準点との渡海測量により主塔基礎の変位、傾斜を確認したが、変形の傾向に違いは

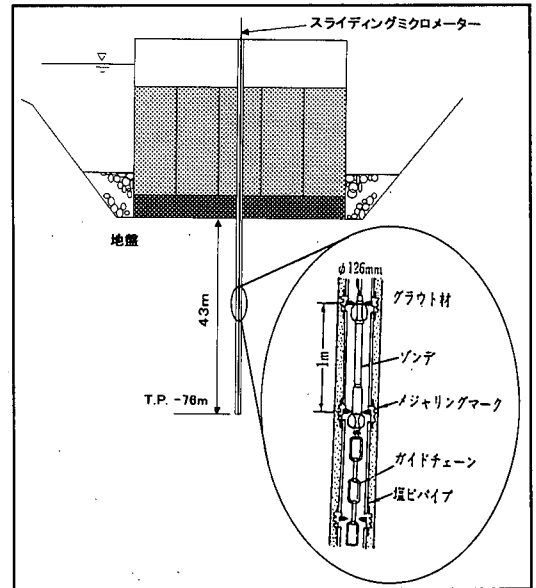


図-4 スライディングマイクロメーター設置図

見られなかった。

b) 下部工施工に伴う基礎地盤の変位

図-5には、明石海峡大橋設計要領案<sup>14), 15)</sup>により、設計定数を用いて算出したクリープ変位量(3要素フォークトモデルによる簡易計算)と基礎底面での累積沈下量の経時変化を示す。なお、計測変位量には、弾性沈下量とクリープ変位量が含まれている。解析を行う上でクリープ変位量を論理的に除去するのは困難なため、今回の解析では計測変位によるクリープ変位量の検討は行わないことにして、前述の設計定数を用いた簡易計算により、クリープ変位量を求めた。算出されたクリープ変位は約1mm程度で、気中コンクリート打設終了時の全変位量(35.34mm)に対するクリープ変位量の割合は3%程度となった。

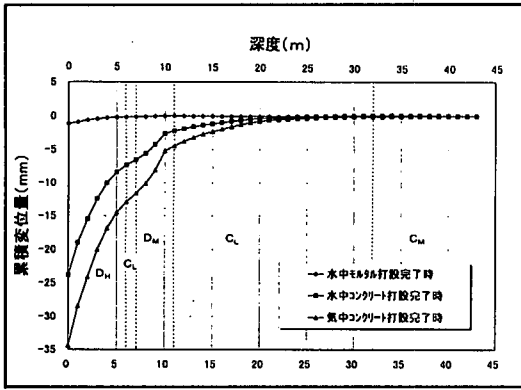


図-6 2P基礎の各施工段階終了時の  
地中変位計の累積変位と深度関係図

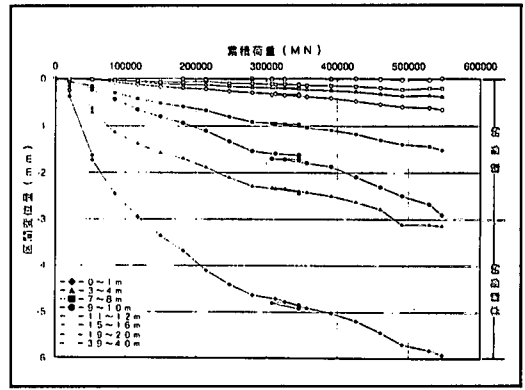


図-7 累積荷重と各深度における地中変位量の関係図

各コンクリート打設完了時における代表的な計測変位の結果を図-6に示す。計測変位は、基礎底面で最も大きくなり、深度が深くなるにしたがって小さくなる傾向を示し、計器設置深度（以下、深度と記す）25m付近で見掛けの変形はほぼ収束していると見ることができる。

#### 4. FEM解析

##### (1) 解析を行う位置付け

図-7は区間変位量と累積荷重の関係を測定深度ごとに示したものである。深度6m程度までの区間変位量および累積荷重には、非線形的な関係が認められ、その傾向は深度の浅い方（深度1～2m）がより顕著である。これらの挙動を検討・解明するには、地盤のモデル化と個々の深度における物性値の評価を適正に行うことであり、次のような3項目について配慮して解析する必要がある。その有効的な方法として、FEM順解析を行った後に段階的なFEM逐次弾性逆解析を行った。

- ① 微小ひずみレベルも含めた変形係数の評価と拘束圧依存性の評価
- ② 掘削等による影響領域の有無およびその物性値の適正な評価
- ③ モデルが同一岩級でも、ひずみレベルおよび応力レベル等の依存性に関連する変形特性の評価

##### (2) FEM順解析

###### a) 変形係数を変化させた場合の順解析結果

図-8には順解析フローの概要説明を、表-1に

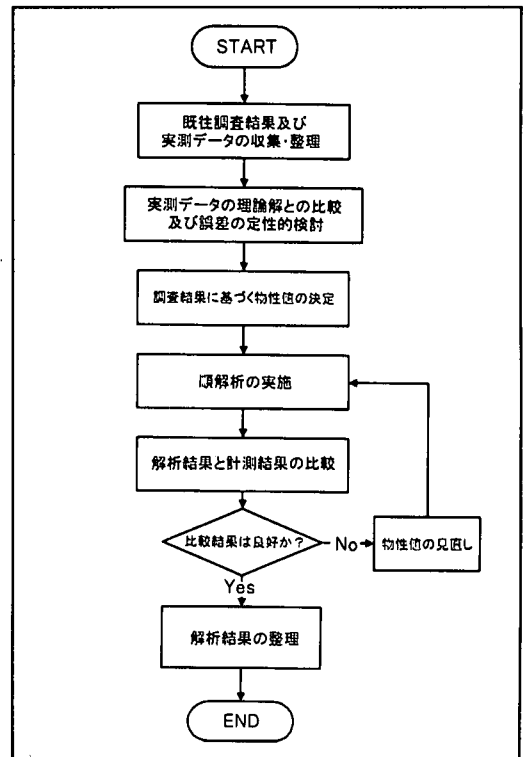


図-8 順解析手法の概要流れ図

は順解析を行った際に用いた物性値を示す。CASE1は、調査全域のボーリング調査結果を基にした設計定数の変形係数 ( $E_s$ )、CASE2は2P直下地盤でのボーリング孔内水平載荷試験結果による平均値 ( $D_M$ ,  $D_H$ 級) および数カ所のデータしかない繰返し孔内載荷試験と類似の値を示す上限値付近 ( $C_L$ 級,  $C_M$ 級) の変形係数 ( $E_{sb}$ , 図-9参照)、CASE3は孔内検層のS波速度の代表値を換算して求めた変形係

表-1 順解析に用いた2P基礎地盤の物性値表

	解析ケース	D <sub>L</sub>	D <sub>M</sub>	D <sub>H</sub>	C <sub>L</sub>	C <sub>M</sub>	水中モルタル	水中コンクリート
変形係数 (MPa)	CASE1	19.6	98.0	196.0	392.0	784.0	17640.0	19600.0
	CASE2	39.2	78.4	196.0	980.0	1078.0		
	CASE3	4351.2	5448.8	7261.8	9800.0	13063.4		
ポアソン比		0.39	0.35	0.33	0.31	0.29	0.29	0.29
単体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		19.62	20.60	21.58	22.56	23.05	19.13	19.13

※ CASE1は調査全域の孔内載荷試験等を基にした設計定数 (E<sub>s</sub>) を用いた。  
CASE2は2P直下地盤での孔内載荷試験から求められた範囲での変形係数 (E<sub>sb</sub>) を用いた。  
CASE3は孔内P-S検層によるS波速度を換算して求めた変形係数 (E<sub>vs</sub>) を用いた。

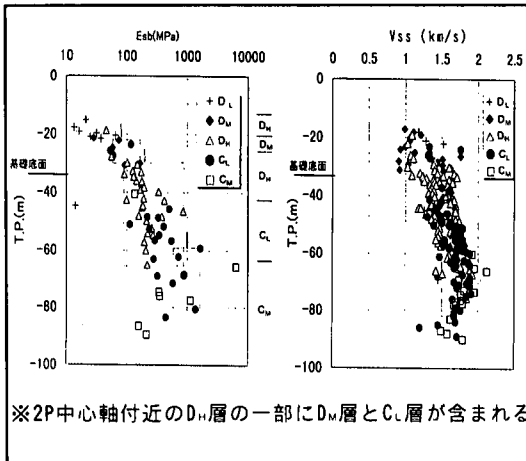


図-9 2P直下地盤の実測EsbおよびVssの深度分布図

数 (E<sub>vs</sub>) である。図-9には、2P直下地盤で実測のEsbと孔内のS波速度 (V<sub>ss</sub>) の分布状況と2P中心軸における各深度での岩盤分類 (D<sub>L</sub>級~C<sub>M</sub>級) を示した。

図-10には、水中コンクリート最終打設時における順解析の結果 (計測値および累積変位量) を示す。2P基礎地盤の累積変位量と解析結果の比較から、CASE1よりCASE2の方が計測変位とは類似的な結果が得られた。また、CASE3の場合は、求めた累積変位量が1mm以下と小さいため、他のCASE1およびCASE2とは縮尺を変えて示した。これを、図-10(1)の計測値との対応で見ると、2Pの直下から深度20m付近までの対応性は悪いが、それ以深では非常に整合した結果である。

#### b) 順解析結果のまとめ

順解析による結果と計測変位との違いについて、次のことが考えられる。

① 水中コンクリートの打設工程は、概ね3日 / 段階のサイクルで施工された。これに伴う地盤の変形は、施工の進捗にともない、変形量が小さくなっており、応力解放の影響領域の存在や各層締め固まり効果等の影響と思われる。

② CASE2で用いた物性値は、孔内水平載荷試験より推測したE<sub>sb</sub>を用いたもので、深度10m以浅での計測変位との対応は比較的良好な結果が得られている。しかし、深度10m以深では、深度が深くなるほど計測変位との比較では、その比率の乖離が大きくなる。一方、CASE3ではCASE2とは逆に、深度10m以深での対応は良いといえる。現状の順解析では、CASE2およびCASE3を取り混ぜたような精度で計算結果と計測変位を整合させることは、解析に用いる物性値を意図的に組み合わせることになる。このような解析ストーリーの展開は論理性を欠き、現状での適用は困難なことといえる。

③ 図-6および図-10中に示したD<sub>M</sub>級は、計測変位と解析結果を比較するため、図-2の地質構造において狭在する局所的な深度を示したものである。これより、CASE1およびCASE2とも計測変位と対応するような変化を示しているが、CASE3ではそのような明確な変化が見られない。これは、表-1に示すような解析に用いた変形係数の値がCASE2では78~98MPaに比べて、CASE3では5,449MPaというように、オーダーの違いによるためと考えられる。したがって、計測変位より判断されることは、深度の浅い部分では10<sup>-6</sup>のひずみレベルの変形係数をそのまま解析には、適用することは出来ないと考えが必要があるといえる。

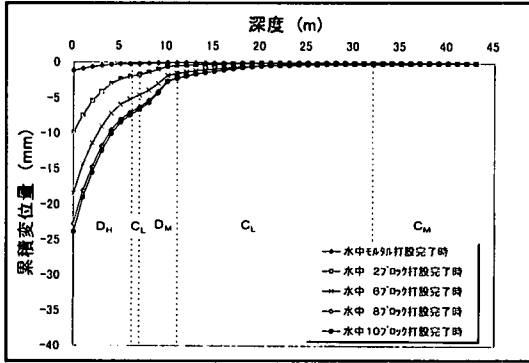
### (3) FEM逆解析

#### a) 逆解析の概要

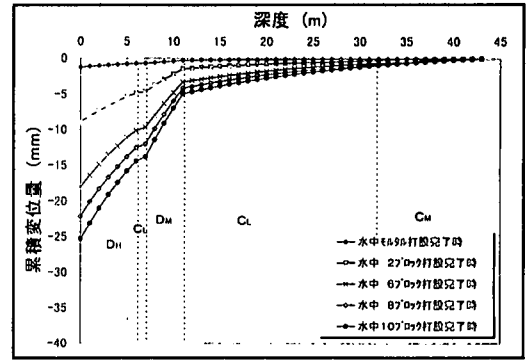
図-11は、FEM逆解析を行うために図-2の地質構造をモデル化し、予め実施した順解析結果のひずみ分布に基づき評価領域を設定したものである。この評価領域内のD<sub>H</sub>級、C<sub>L</sub>級岩盤の各施工段階に伴う変形係数の変化を、計測変位に基づく逐次弾性逆解析により求めた。なお、基礎直下に分布するD<sub>M</sub>級については、局所的なため、評価対象からは除外した。

D<sub>H</sub>級、C<sub>L</sub>級岩盤は、変形係数の深度方向の変化

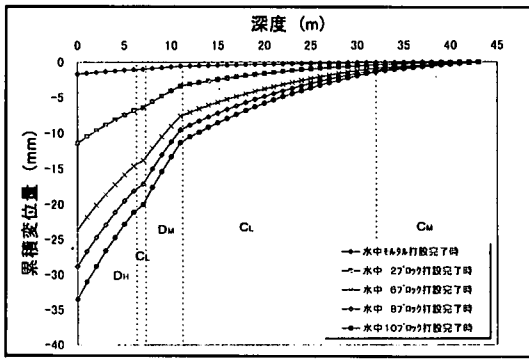
(1) 計測値



(3) CASE2の順解析値



(2) CASE1の順解析値



(4) CASE3の順解析値 (変位量の縮尺10倍)

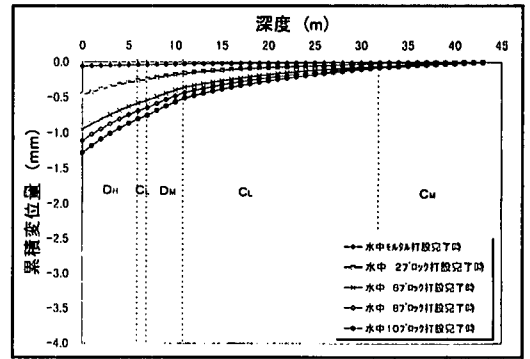
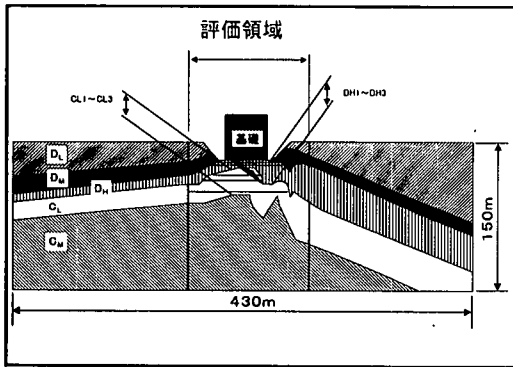


図-10 水中モルタル～水中コンクリート打設完了時における累積変位量との比較



CL1~CL4, DH1~DH3: 計測結果に影響を与える領域の中で評価の対象とする領域  
 (解析メッシュを細分割し, 変形係数の非線形性を評価する領域)  
 評価領域 : 計測結果に影響をあたえる領域  
 (変形係数が非線形的な挙動を示す領域)  
 評価外領域 : 計測結果に影響を与えない領域  
 (変形係数が線形的な挙動を示す領域)

図-11 変形係数の非線形性の検討評価領域(逆解析)

を評価するため, 評価領域を深度方向にそれぞれ3分割 ( $D_{H1} \sim D_{H3}$ ), 4分割 ( $C_{L1} \sim C_{L4}$ ) した. 深度方向の分割数はAIC (An Information Criterion) <sup>16), 17)</sup> によるモデルの妥当性評価に基づいて行った.

また, 逆解析の入力値となる計測変位量は, 予め実施した順解析結果から求められたクリープ変位量を差し引いた値を用いた.

b) 累積荷重の変化に伴う変形係数の変化

逆解析の結果と施工の進捗に伴う累積荷重と変形係数の変化について, 代表的なものを図-12, 図-13に示す.

これらから, 解析上3層に分けた $D_H$ 級の変形係数は, 水中コンクリート第2ブロック (以下, 水中2ブロックと記す) ~水中コンクリート第10ブロック (以下, 水中10ブロックと記す) 打設の間では変形係数が大きくなり, 水中10ブロック打設時において, 各層とも167MPa~353MPa程度の値を示す結果となった. その後は施工の進捗にともない徐々に小さくなり, 気中コンクリート打設終了時点では3層ともほぼ108MPaの一定値に収束する傾向が得ら

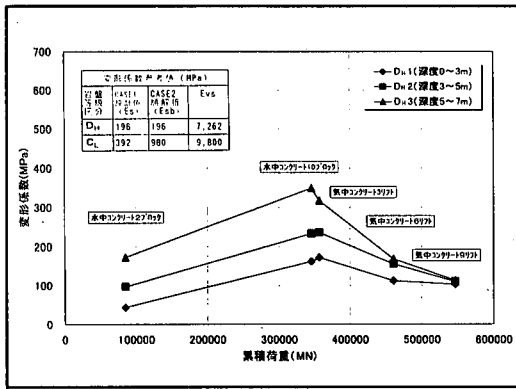


図-12 累積荷重と変形係数の変化 (D<sub>H</sub>層)

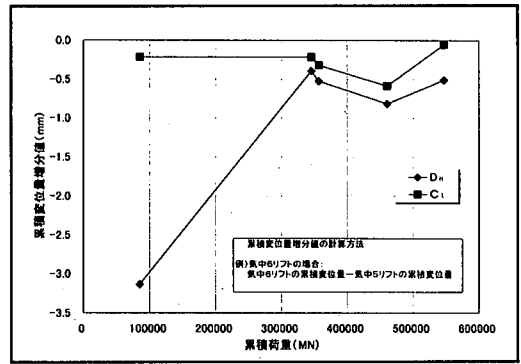


図-14 累積荷重と累積変位量増分値

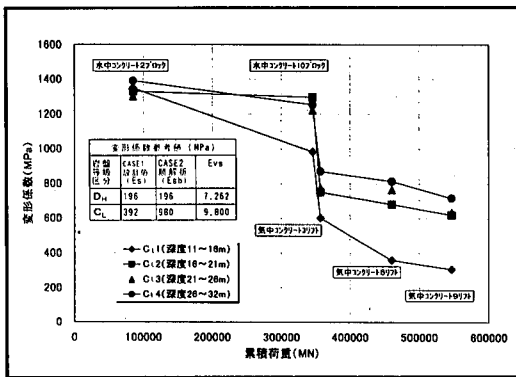


図-13 累積荷重と変形係数の変化 (C<sub>L</sub>層)

れた。一方、C<sub>L</sub>級は、C<sub>L1</sub>層～C<sub>L4</sub>層の各層において、水中コンクリート打設時は1,324MPa前後の値を示したが、気中コンクリート打設時から変化し始め、C<sub>L1</sub>層では304MPa程度、他のC<sub>L2</sub>～C<sub>L4</sub>層では657MPa前後の結果が得られた。

これらから次のことがいえる。

① 水中コンクリート打設期間中の変形係数の変化は、D<sub>H</sub>級の各層およびC<sub>L1</sub>層において明らかに見られる。この水中コンクリート打設時の変形は、図-10の変位計測結果に示すような、主にD<sub>H</sub>層の変形によるものと推察される。

② C<sub>L2</sub>～C<sub>L4</sub>の各層の気中コンクリート9リフト打設時の変形係数は概ね620～720MPa程度で、水中コンクリート打設時(概ね1,300MPa程度)の約1/2の値である。これは、C<sub>L2</sub>～C<sub>L4</sub>の各層が、気中コンクリート打設時の頃から、施工の進捗に伴う変形挙動が顕著になったためと考えられる。

③ 逆解析による2P基礎底盤でのD<sub>H</sub>級の各層およびC<sub>L</sub>級の各層における変形係数の変化は、施工の進捗に伴い、地盤内での深度方向への応力分布

状況の変化や、それに伴う地盤の締め固まり効果および軟化等の過程を示すものとして考えられる。

④ 図-12に示すように水中2ブロック打設時におけるD<sub>H</sub>級各層の変形係数の変化傾向より2P直下地盤の表層付近のD<sub>H1</sub>層(0m～3m)は約44MPaで、2P直下のEsb(図中変形係数参考値)の1/4以下となっていることから推定すれば、掘削等による影響があるものと考えられる。

### c) 累積変位量増分値

図-14は、各層の累積変位量増分値を示したもので、各施工段階で次のような変化を示した。

① D<sub>H</sub>級では、水中コンクリート打設時の累積変位量増分値(沈下量)の傾きは約1mm/98,000MN程度である。気中コンクリート打設時は、C<sub>L</sub>級と類似の変化パターンを示すが最大0.8mm/98,000MN程度の範囲内の沈下増分である。

② C<sub>L</sub>級では、水中コンクリート打設時には、累積変位量増分値にはほとんど変化がみられないが、気中コンクリート打設時から最大0.5mm/98,000MN程度の範囲内の沈下増分である。

③ 累積増分値の変化からも水中コンクリート打設時の変形は、主にD<sub>H</sub>級で支配的であったと考えることができる。

### d) 変形係数の変化とひずみおよび応力の分布

逆解析で求めた代表的な施工段階ごとの変形係数の変化とひずみと応力の関係を図-15に示した。なお、図中左側の地中応力は実測されていないので、本稿の地中応力とは、逆解析により求められた各層区分での鉛直応力(σ<sub>v</sub>)を示したものである。図-15の右側のひずみとは、地中変位計の計測結果より得られた各層区分での地中鉛直ひずみ(ε<sub>v</sub>)で、地盤掘削後の累積ひずみである。また、D<sub>H</sub>級およびC<sub>L</sub>級とも、概ねひずみが大きくなるにしたがい、変形係数は低下し一定の値に収束する結果が得られた。これはひずみ依存性を示したものとイえる。

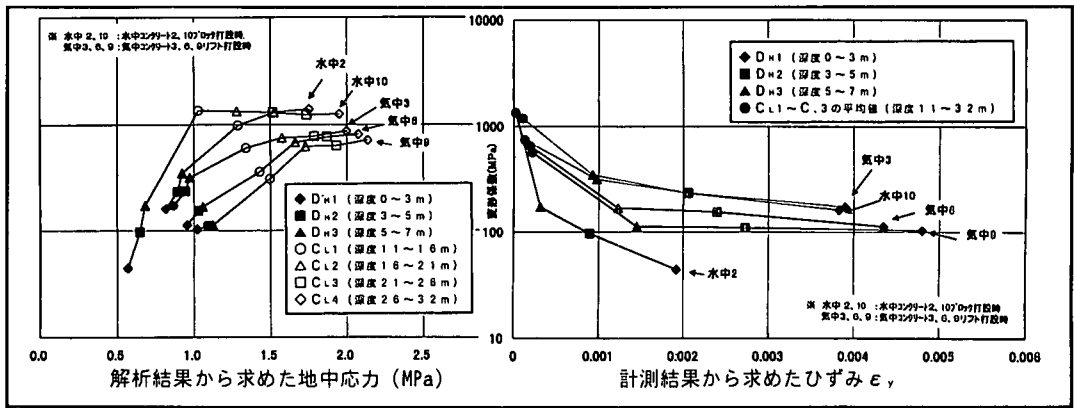


図-15 変形係数と計測変位によるひずみおよび地中応力関係図

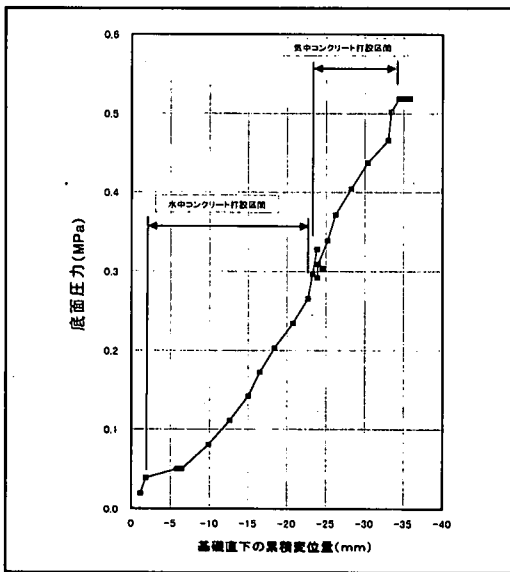


図-16 実基礎底面の平均圧力と実測変位関係図

e) 逆解析結果を用いての変形比較

各施工段階ごとの底面圧力とその時の基礎直下の計測変位の関係を図-16に示す。水中コンクリート打設の初期工程において一部非線形的な挙動が見られるが、その後の工程から気中コンクリート打設区間では、概ね直線状の関係を示している。逆解析により求められた変形係数を用いて順解析を行った結果と、実測値との比較の例（水中2ブロック時および気中9リフト打設完了時）を図-17に示すが、両者は良く一致しているといえる。

f) 逆解析結果のまとめ

逆解析結果と計測結果との比較・検討から次のことが考えられる。

- ① D<sub>H</sub>級の初期変形を除けば、累積荷重の変化

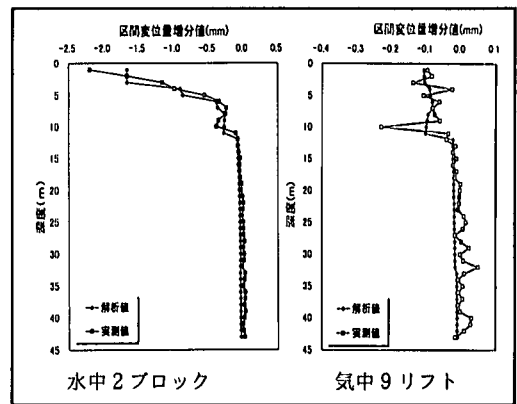


図-17 2P基礎底盤での累積変位量変化図 (区間変位量の増分値)

に対し、D<sub>H</sub>級およびC<sub>L</sub>級ともコンクリート打設終了時の変形係数はほぼ一定の値が得られた。また、当該地点の風化花崗岩における平均圧力と累積変位量の関係は、図-16より、概ね線形的挙動を示しているものと考えられる。

② D<sub>H</sub>級において、地表面付近のD<sub>H</sub>1層(0~3m)は、変形係数が設計値より著しく低下した結果が得られた。これは、D<sub>H</sub>1層は大規模な掘削による影響領域として考えられる。この領域でのD<sub>H</sub>級の変形係数は、2P直下当該岩盤等級でのE<sub>sb</sub>の1/4程度である。

このような大規模掘削に伴う影響領域を示す資料として、前述の因島の風化花崗岩の実験<sup>6)</sup>(底面面積2m\*3m)および上島等が行った中生代の砂岩での実験<sup>13)</sup>(底面面積15m\*15mおよび4m\*4m)が挙げられる。これらでは、FEMによるシミュレーションの結果より、S波速度がその下位の層より低下する



層の存在（本稿の影響範囲相当層と判断している）をS波速度比で以下のように推定している。

影響層厚	S波速度比
風化花崗岩（D <sub>H</sub> 級）	1.3m, 1/2程度
中生代の砂岩	0.5m, 1/3程度

③ 図-15より、変形係数は、D級では各層とも施工の進捗（平均圧力の増加）に伴い変化を示し、最初大きくなった後、最終的にはそれぞれほぼ一定値となる。一方、C<sub>L</sub>層を除くC<sub>L</sub>層では、施工の進捗に伴い変形係数は若干低下するが、最終的にはほぼ一定となる。そして、深度が深くなるにしたがい変形係数は大きくなる傾向を示す結果となっている。また、変形係数と対応するひずみも、D級では $10^{-3}$ ひずみレベルで、C<sub>L</sub>級では $10^{-3} \sim 10^{-4}$ オーダーである。これは、浅いところでは変形係数のひずみ依存性の影響がより大きく、深いところでは拘束圧依存性の影響がより大きいことを示すものと考えられる。

④ 計測変位と逆解析の結果から、D<sub>H</sub>級の施工当初（水中コンクリート打設）の変形挙動は、主に応力解放等による影響領域でのひずみ依存性に支配された変形であるといえる。その後、施工の進捗に伴い地盤が締め固まるとともに、拘束圧依存性に支配された変形が主となっていったためと考えられる。

⑤ 気中コンクリート第9リフト打設終了時の逆解析結果を図-12および図-13に示した。D<sub>H</sub>級およびC<sub>L</sub>級の平均値と同図中に参考値として示したCASE2で設定したE<sub>sb</sub>およびCASE3のE<sub>vs</sub>との関係を、E<sub>vs</sub>のひずみレベルを $10^{-6}$ 、E<sub>sb</sub>のひずみレベルを $10^{-2}$ として整理<sup>7)</sup>した場合、概ね次のような結果となる。

ひずみレベル	$10^{-6}$	$10^{-2}$	E <sub>sb</sub> /E <sub>vs</sub>
・D <sub>H</sub> 層	$0.015 \times E_{vs}$	$0.55 \times E_{sb}$	2.7%
・C <sub>L</sub> 層	$0.058 \times E_{vs}$	$0.58 \times E_{sb}$	10.0%

これは、多々羅大橋2P地点の風化花崗岩D<sub>H</sub>級およびC<sub>L</sub>級岩盤のE<sub>sb</sub>/E<sub>vs</sub>の比較結果である。異なる手法で求められた変形係数のひずみ依存性に係わる比率を示したもので、ひずみレベルの違いにおける変形係数の比率を示したものである。ここで示した変形係数の比率は、あくまでも多々羅大橋2P地点の風化花崗岩での比較した1例である。したがって、この比率を調査・設計等において活用するためには、他の地点、岩種等における事例を集積する必要があるといえる。

## 5. まとめ

多々羅大橋2Pの基礎岩盤である風化花崗岩の変形特性に関する事前調査の結果（設計定数）や施工中の計測変位を用いて順解析および逆解析を行い、その結果から次のような知見を得た。

### (1) 得られた知見

#### ① 計測結果を用いた解析での問題点

動態観測による基礎底盤部での累積変位、深度方向累積変位および区間変位量の全てについて、設計定数を用いた順解析の結果と計測変位を整合させることは非常に困難である。

基礎地盤の変形をより実用的な許容範囲内に予測するためには、次の項目について適正な評価がなされないならば、解析の信頼度は低下するものといえる。

- ・岩盤等級と地盤のモデル化および必要な物性値の適正な評価
- ・基礎岩盤の掘削にともなう応力解放等の影響を受けたと考えられる領域（以下、影響領域と記す）の層厚とその物性値の評価
- ・岩盤等級とその深度方向のひずみレベル依存性、拘束圧レベル依存性を関連させての変形係数の評価
- ・完成系での基礎の変形特性評価は、主にクリープ変位による評価となるため、各施工段階での適正な地中応力の評価とクリープ特性の評価

#### ② 地盤の変形特性の評価

解析結果と実測結果の比較検討から、D<sub>H</sub>級の変形係数はE<sub>sb</sub>を、C<sub>L</sub>級の深度20m以深ではE<sub>vs</sub>を用いたのほうが、計測変位と整合的な結果が得られた。

#### ③ 影響領域の推測

逆解析による変形係数、計算によるひずみおよび鉛直応力の結果と設計定数の比較・検討から、影響領域の存在が推測できた。

#### ④ ひずみ依存性および拘束圧依存性

当地点の風化花崗岩のD<sub>H</sub>級およびC<sub>L</sub>級において、変形係数のひずみ依存性および拘束圧依存性が認められた。相互の関係はあるものの、E<sub>sb</sub>/E<sub>vs</sub>の関係等からも、ひずみ依存性は主にD<sub>H</sub>級で、拘束圧依存性は主にC<sub>L</sub>級で支配的であったと推察される。

### (2) 今後、調査・設計実施時の考慮すべき事項

今回の解析検討結果をもとに、地盤の変形特性の評価に関して考慮すべき事項を以下に示す。

### ① 影響領域の推測手法

2P直下での影響領域相当層と考えられる層厚(3m) / 2Pケーソン底面積等価半径の比<sup>6)</sup>は0.16となる。この値は、因島の実験結果(風化花崗岩の根入れのない剛体基礎をSRモデル化した結果)によると、第1層目の影響領域の変形性を無視できない範囲にあたっていると見える。手法・モデルは異なるが、今回の逆解析による影響領域評価と併せて、今後解析を行う上で考慮すべき事項であるといえる。

### ② 地盤の変形係数の評価

多々羅大橋2P地点の風化花崗岩の変形性に関し、 $E_{sb}/E_{vs}$ の比率が3~10%以内程度という結果が得られている。これについては、ひずみレベル依存性、拘束圧依存性および岩級区分との関係を検討することが必要であるといえる。地盤の変形係数を適正に評価するためには、目的に応じた調査手法の選択が必要である。当地点のように、原位置での測定値がある場合には、解析検討結果も含め、原則的には地盤の変形係数を $E_{vs}$ で、表層部(モデルの第1層)や影響領域については、層厚を考慮しながら実測の $E_{sb}$ に比率を乗じる等の手法で評価すること等が考えられる。

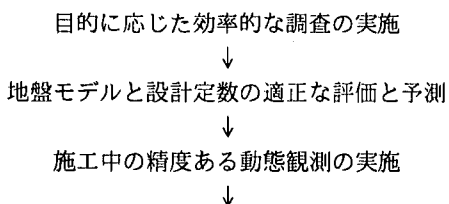
### ③ 地盤のクリープ特性評価

施工は段階的に行われるため、計測変位は地盤の弾性沈下量とクリープ変位量を含んだものとして計測される。今回の計測でも、実際の地中応力は計測されていないため、計測変位によるクリープ評価は行っていない。しかし、橋梁の完成系における基礎地盤の変形は、クリープ変形が主であることから、長期の変形予測には各深度でのクリープ特性の評価は特に必要である。

### ④ より合理的な設計・施工

当該地のような風化花崗岩の岩盤等級による地盤のモデル化とその設計定数による順解析だけの事前評価では、用いられる変形係数が当該調査範囲での平均値あるいは中央値等のため、変形予測の精度に限界があるといえる。

より合理的、効果的な設計施工を行うための手法論としては、次に示すような手法で基礎地盤の正確な変形予測を行うことである。



これ等を用いた逆解析による

基礎地盤の変形特性の再評価を行うこと

そして、再評価結果を施工にフィードバックする情報化施工を行うことが最も合理的な設計に結びつくものといえる。

## 6. おわりに

調査・設計の解析精度を更に高め、より合理的・経済的な施工を行うため、可能ならば次のようなことを含めて検討することが必要であると考えられる。

- ① 2本以上の独立した測定環境を設置し、変位計測および傾斜測定等の動態観測を行うことで、鉛直方向と水平方向の変形および応力分布等に関する検討を可能にすること。
- ② 地盤の変形特性に関する効果的な検討を行うため、各施工段階での地盤内応力に関するデータが得られる測定手法の開発を行うこと。
- ③ 今回の計測変位と、事前調査で行われた室内試験のような要素試験あるいは境界条件を含む原位置での孔内載荷試験や平板載荷試験結果等との対比から、地盤の変形特性評価に関するより効果的な調査手法の検討を行うこと。

今後、同様の地中変位等に関する動態観測が実施され、これらのデータを蓄積・検討することが、より合理的設計に繋がると確信する次第である。

本稿が、事前調査の段階でも、その後の動態観測による逆解析による再評価も含め、より実用的な設計法の開発に繋がる資料となれば幸いです。

謝辞：本稿をまとめるにあたり、耐震基礎委員会(岩崎敏男委員長)、同基礎分科会(吉中龍之進分科会会長)および同耐震分科会(塩井幸武分科会会長)の各委員の方々には多大なる御意見と御指導を賜りました。また、国土館大学工学部岡田勝也教授には貴重な御助言を賜りました。

ここに記して感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY : *Tatara BRIDGE*, MUKAISHIMA CONSTRUCTION OFFICE, March, 1996.

- 2) 本州四国連絡橋公団：風化花崗岩の支持特性判定要領（案），1980.
- 3) Japan Society of Engineering Geology: *Rock Mass Classification in Japan*, Engineering Geology, Special Issue, 1992.
- 4) Atushi Nitta, Shigeki Yamamoto, Keiji Miyajima, Yoshikazu Kaji: *Deformation characteristics of weathered granite taking into account of confining pressure*, Rock Foundation, Proceedings of The International Workshop on Rock Foundation, Balkema Yoshinaka & Kikuchi(eds), pp.75~80, 1995.
- 5) 本州四国連絡橋公団，（財）海洋架橋調査会：耐震・基礎委員会報告書，1991.
- 6) 山本茂樹，山岸一彦，山田勝彦，西森孝三：風化岩盤上剛体基礎の現地実験による動的・静的変形特性，土木学会論文集，No.554/Ⅲ-37, pp.31~45, 1996.
- 7) 越智健三，金有性，龍岡文夫：ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討，土木学会論文集，No.463/Ⅲ-22, pp.133~142, 1993.
- 8) 山縣守，岡田凌太，那須清吾，阿部求：明石海峡大橋主塔基礎の地盤変位計測と解析，土質工学会「土と基礎」，vol.41, No.2, pp.33~36, 1993.
- 9) 小田桐直幸，荻原充信，西田和範，亀谷裕志，平山伸行：吊橋アンカレッジ建設時の基礎地盤における変形挙動の解析，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.91~96, 1994.
- 10) 本州四国連絡橋公団：平成5年度耐震・基礎委員会報告書，1994.
- 11) 本州四国連絡橋公団：平成6年度耐震・基礎委員会報告書，1995.
- 12) 愛媛地学会：愛媛県地質図（1：200,000），1980.
- 13) 広島県：広島県地質図（1：200,000），1964.
- 14) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋設計要領（案）・同解説，1988.
- 15) 土木学会：明石海峡大橋設計要領（案），本州四国連絡橋公団の耐震・基礎に関する調査研究報告書，1988.
- 16) 赤池弘次：情報量規準A I Cとは何か，数理科学，No.153, pp.5~10, 1976.
- 17) 古市徹，林田貴範：誌面講座 地下水汚染のための逆問題，地下水学会誌，第31巻第1号，pp.45~55, 1989.
- 18) 上島照幸，平田和太，塩見哲，渡辺啓行：基礎起振実験による岩盤の弾性および減衰特性の評価，土木学会論文報告集，329号，pp.13~26, 1981.

(1997.7.18受付)

## EVALUATION OF THE DEFORMATION CHARACTERISTICS ON WEATHERED GRANITE FOR LARGE-SCALE BRIDGE FOUNDATION

Shigeki YAMAMOTO, Yoshimi NARUSE, Tamaki SONODA  
and Masayuki YAMAURA

In case of large-scaled bridge foundation of soft rocks such as weathered granite, it is important to evaluate deformation characteristics of bed rock properly for predicting deformation and rational foundation design. As the results of underground displacement measurement during construction, the authors have made to conclude as following points. In the range of the rock mass classification D<sub>H</sub> and C<sub>L</sub> at the survey point,

- ① The deformation characteristics depends on the strain level in the shallower zone.
- ② Whichever the rock mass classification, the deformation characteristics depend on the restrain in the deeper zone.
- ③ The deformation characteristics depends on the large-scaled excavation in the near surface zone.