

(2) 風化花崗岩における土被り圧と変形特性との関係

本州四国連絡橋公団 高畠 豊・田村弘文

中央南院株式会社 ○宮島圭司・石川浩次・城ヶ崎勝美

1. はじめに

本四連絡橋 尾道・今治ルートは、風化のすすんだ花崗岩が基礎地盤となるため、その変形特性の把握を目的として、計画設計段階において多数のボーリング孔内水平載荷試験（以下孔内載荷試験と略す）と試験坑における平板載荷試験が実施された。また、基礎の施工段階において事前調査結果を確認するため、掘削底面において変形試験が実施されている。

本報告は、主として伯方・大島大橋の基礎地盤となる風化花崗岩で実施した各種の変形試験結果にもとづき、土被りによる拘束圧と風化花崗岩の変形特性の関係について考察するものである。

2. 孔内載荷試験による変形係数と土被り圧との関係

本四連絡橋の建設地となる大三島及び生口島に分布する風化花崗岩で実施した孔内載荷試験による変形係数 E_{sp} と測定深度 Z との関係を図-1に岩盤区分別にプロットすると図-1のようになる。これより同一区分に属する花崗岩であっても、深度方向に変形係数が増大すること、また風化程度によつて、その増加傾向が異なることがわかる。このような特徴は、 $E_{sp} = \alpha \cdot Z^{\beta}$ として表示することができる。ここに、 α は風化区分別の材料定数、 Z は土被り厚さ、 β は土被りの影響度を示す指数である。この関係を岩盤区分別にまとめると、次のようになる。

$$\text{DL級岩盤} \quad E_{sp} = 12.5 Z^{0.73} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{DM級岩盤} \quad E_{sp} = 62.0 Z^{0.76}$$

$$\text{DH級岩盤} \quad E_{sp} = 180.0 Z^{0.63}$$

これより、花崗岩の風化がすすむほど β の値が大きくなり、土被り効果が大きいと解釈することができる。

岩盤区分は、岩盤間隙率 n_R と対応関係があるので、土被り厚さをパラメーターとした E_{sp} と n_R の関係を示すと、図-2のようになる。図-2によると同じ岩盤間隙率（＝岩盤区分）であっても土被り厚さにより E_{sp} が変化し、土被り厚さとともに E_{sp} の増大する傾向が認められる。ここに、岩盤間隙率とは岩石と岩盤の割れ目を総合した特性値であり、物理検層（速度・比抵抗・密度）結果を組み合せ、Archie と Wiley の示した関係式より算出した。

つぎに、原位置の土被りによる拘束圧を反映すると考えられる孔内載荷試験による初期圧力 P_0 と測定深度 Z との関係を図-3に示す。これによると、D～CL級の風化花崗岩では、いずれも深度方向に P_0 が増大する傾向が認められる。また、これらの P_0 は、土被り荷重（ $\gamma \cdot Z$ ）より大きくなっている。

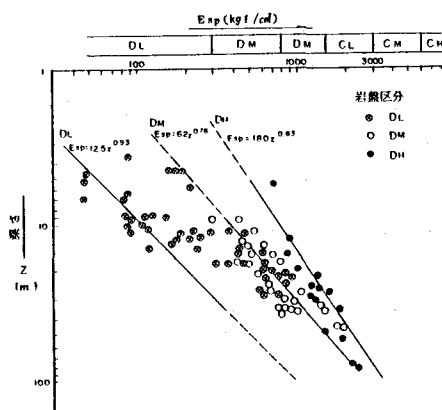


図-1 孔内載荷試験による変形係数と深度との関係

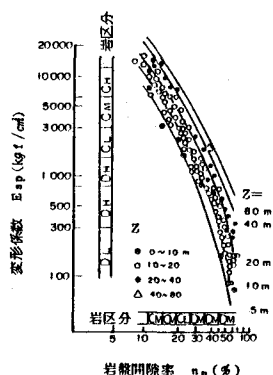


図-2 測定深度をパラメーターとした変形係数と岩盤間隙率との関係

以上のことより、風化のすすんだD~CL級花崗岩では、岩盤間隙率の等しい同一材料であっても、土被りによる拘束圧の影響を受けて E_{sp} が変化すると解釈することが可能である。

3. 伯方・大島大橋の基礎地盤における変形試験結果

中央径間560mの吊橋となる伯方・大島大橋のアンカレイジ(4A)は、見近島の丘陵斜面を掘削し、最大20~30mの土被りを除去して築造されている。基礎地盤は細粒~粗粒花崗岩より構成され、表層は風化が著しい。

(1) 孔内載荷試験

D級及びCL級の風化花崗岩において基礎掘削前に実施した孔内載荷試験結果を測定深度別にまとめると、図-4のようになる。このように本地奥でも同一区分に属する花崗岩の E_{sp} が深度方向に増大する傾向が認められる。また、この傾向はD級岩盤において著しい。

(2) 試験坑における変形試験

土被り厚15~20mの丘陵斜面に断面寸法2×2mの横坑を掘削し、D級及びCL級岩盤で10回の平板載荷試験をおこなった。そのうち2箇所は動的載荷試験である。また、横坑掘削に先立ち、横坑予定地点に2本の水平ボーリングを削し、孔内載荷試験をおこなった。

平板載荷試験より求められた変形係数Dと孔内載荷試験による変形係数 E_{sp} との関係を図-5に示す。図中には本四連結橋ルート各地点で求められた資料もあわせて図示している。これより、基礎掘削前に測定されたDと E_{sp} との関係は、一般に $D = 1 \sim 3 E_{sp}$ の範囲に入り、平均的には $D = 2 E_{sp}$ とみることができる。したがって、この関係より E_{sp} を設計に用いるE値に換算することができる。見近島の試験坑における変形試験結果も図-5に示すように本地奥と同様の傾向がみられた。

動的平板載荷試験では、各種の方法で変形特性を測定した。すなわち、動的載荷に先立つ静的載荷により静的変形係数(D, E_t)を求め、ついで動的くり返し変形係数(E_d)を求めた。また、載荷板直下に歪計を埋設し、載荷試験前に測定された地中歪より3次元弾性理論にもとづき地中内応力を仮定して、地中内の変形係数を算出した。そのほか、同時に実施した精密なPS検層結果より動弾性係数(E_d)を求めた。

各種の方法で求めた変形係数の深度方向分布を示すと、図-6のようになる。載荷面より深度150cmの範囲の岩盤

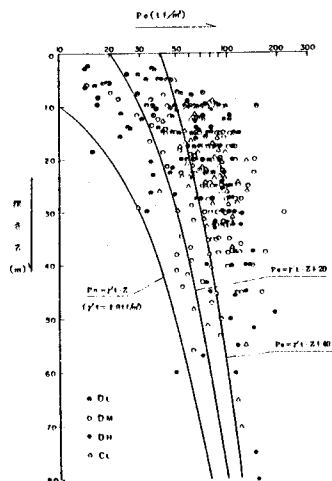


図-3 岩盤区分別初期圧力 P_0 の深さ方向分布

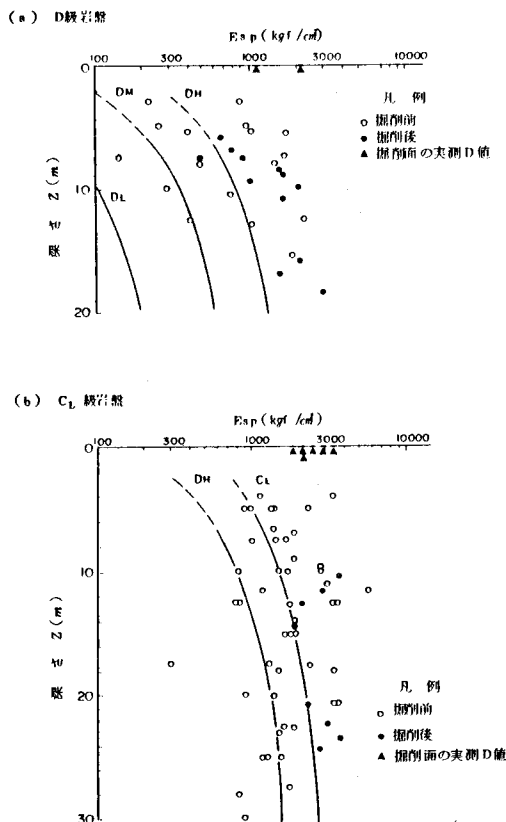


図-4 孔内載荷試験による変形係数と深度の関係

(伯方・大島大橋)

は同一材料(DH級)と判定される花崗岩であるが、この範囲内において各種の静的及び動的変形係数は、試験精度や算出方法に若干、問題はあとしても、いずれも深度方向に増加する傾向がみられる。前述のように、DH級花崗岩の土被り圧を考慮した E_{sp} の評価式は $E_{sp} = 180 \cdot Z^{0.63}$ である。一方、平板載荷試験と孔内載荷試験による変形係数との平均的な関係式は $D = 2E_{sp}$ であるから、両者の関係より平板載荷による E 値の深度方向の変比は $E = 360 \cdot Z^{0.63}$ と表示することができる。この関係を図-6に示すと、破線の曲線となり、各種の方法により求めた E 値の深度方向分布とよい対応を示す。

また、載荷板上と地中内のいくつかの深度で測定した変形係数と比較すると、載荷板上より求めた変形係数は、地中内の表層部(載荷板の直径範囲)の変形係数とほぼ等しく、表層付近の変形特性を反映している。

(3) 基礎掘削断面における変形試験

アンカレイジ基礎掘削断面において、10回の平板載荷試験をおこなった。また、掘削面より6本のボーリングをおこない、表層部(深度1~16m)において41回の孔内載荷試験をおこなった。平板載荷試験結果を表-1に示す。また、平板載荷試験に近接した位置の同一岩盤区分に屈する岩盤で実施した孔内載荷試験による E_{sp} 及び D/E_{sp} の値も表-1に示す。これによると、 D/E_{sp} はばらつきはあるが、試験坑で求められた D/E_{sp} (図-5)より小さくなる傾向が認められた。

掘削面より実施した孔内載荷試験結果は、図-4に併記したが、図よりわかるように掘削前の測定値と同じ範囲内にあり、とくに変化していない。なお、掘削後に測定した E_{sp} は、掘削前の深度に補正して図-4にプロットしてある。また、初期圧力 P_0 の深度方向分布は、図-7のとおりであり、図-3に示した P_0 の一般的な分布傾向と類似している。

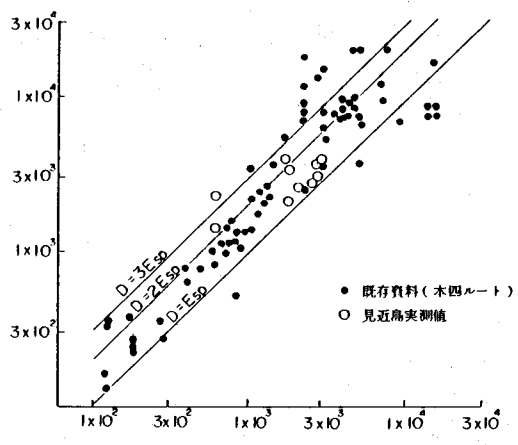


図-5 孔内載荷試験と平板載荷試験による変形係数の関係 (基礎掘削前)

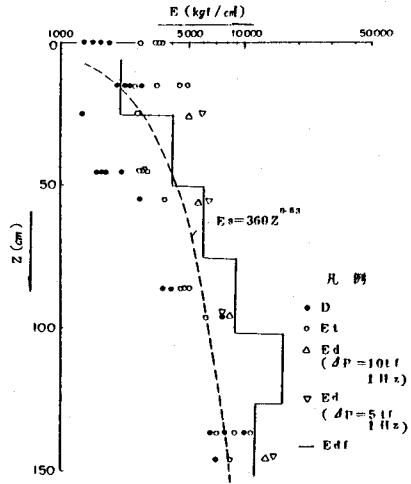


図-6 各種の試験方法による変形係数の深度方向分布

表-1 平板載荷試験及び孔内載荷試験結果(基礎掘削断面)

試験番号	岩盤区分	試験条件	変形係数 D (kgf/cm ²)	地盤弾性係数 E _t (kgf/cm ²)	孔内載荷試験による変形係数 E _{sp} (kgf/cm ²)	孔内載荷試験の測定条件	D/E _{sp}
1	C _H	乾燥	8.110	9.370	(6,000)	—	(1.35)
2	C _L	"	1.960	4.530	1.630	測定深度 2.7m (掘削後)	1.2
3	C _L	浸潤	2.210	4.410	(3,000)	—	(0.73)
4	C _L	"	3.570	6.250	3.800	測定深度 4.1m (掘削後)	0.9
5	C _L	"	2.380	5.000	1.740	測定深度 6.3m (掘削後)	1.36
6	D _H	"	2.300	3.700	2.060	測定深度 1.7m (掘削後)	1.12
7	D _H	乾燥	1.100	2.700	1.340	測定深度 5.0m (掘削前)	0.82
8	C _L	"	3.030	5.830	(3,000)	—	(1.0)
9	C _H	"	5.830	9.480	(6,000)	—	(0.97)
10	C _L	"	2.610	5.140	3.850	測定深度 3.8m (掘削後)	0.68

注: ()内は調査段階の測定資料にもとづく岩盤区分別の代表値により推定した。

4. 試験結果の考察

伯方・大島大橋の基礎地盤において掘削前後に実施した孔内載荷試験及び平板載荷試験結果について比較検討する。

孔内載荷試験による変形係数は、掘削前後の平面的な測定位置が必ずしも一致しないので、若干、問題はあるが掘削前後に測定してえられた E_{sp} の深度方向の分布傾向はよく一致しており、掘削によつて土被りが薄くなつた状態で測定した E_{sp} も、掘削前のそれより小さくなつたとは判断できない。その一つの理由としては、掘削後の孔内載荷試験においても土被りが最小1m以上あること、掘削から試験までの経過時間が短かく（約40日以内）、図-7に示すように地盤内の初期圧力が残留していることによると推定される。

平板載荷試験による変形係数については、試験坑における試験面が掘削後に除去されているため、同一地盤での掘削前後の変形係数の比較はできない。そこで、掘削前後に測定された D/E_{sp} について比較すると、図-5及び表-1に示したように掘削後の D/E_{sp} が掘削前のそれと比較して低下する傾向が認められる。その原因としては、岩盤表層部のゆるみや掘削後の至時変化（劣化）も考えられるが、風化花崗岩の場合は、土被り除去の影響が大きなウエイトを占めていると推察される。

掘削基礎地盤の確認調査において、基礎の設計上重要な E 値の換算係数 (D/E_{sp}) を評価するときには、このような点を考慮する必要がある。

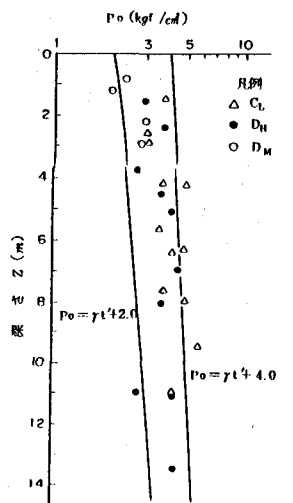


図-7 初期圧力の深度方向分布
(伯方・大島大橋の掘削地盤)

5. まとめ

本州四国連絡橋 尾道・今治ルートに分布する風化花崗岩においては、各種の静的及び動的試験方法によつて測定した変形係数が同一材料であっても、深度方向に増加する現象が認められる。その原因については、風化花崗岩の変形特性が砂質土のような粒状材料の場合と同様、土被りによる拘束圧の影響をうけて変化すると解釈できることを示した。

しにがって、風化花崗岩上の基礎掘削地盤で設計段階に設定した地盤の変形係数の確認調査を実施するときには、掘削による土被り除去に伴う変形特性の変化に留意して結果を判断する必要がある。 E 値の換算係数 (D/E_{sp}) も掘削前と掘削後のそれとは意味合いが異なると考えられる。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：尾道～今治地区海峡部地質調査（その14），1976年。
- 2) 本州四国連絡橋公団：尾道～今治地区海峡部地質調査（その18），1980年。
- 3) 本州四国連絡橋公団：尾道～今治地区海峡部地質調査（その19），1980年。
- 4) 本州四国連絡橋公団：伯方・大島大橋下部工事（その2）4A地盤調査報告書，1982年。

(21) RELATIONSHIP BETWEEN OVERBURDEN PRESSURE AND DEFORMATION
CHARACTERISTICS OF WEATHERED GRANITE

Honshu-Shikoku Bridge Authority	Yutaka TAKABATAKE
	Hirobumi TAMURA
Chuo Kaihatsu Corporation	Keiji MIYAJIMA
	Koji ISHIKAWA
	Katsumi JYOGASAKI

In-situ deformation characteristics of weathered granite distributed in Hakata-Oshima Bridge foundation were studied by pressure-meter test, plate loading test and velocity logging. Test results of various methods showed that measured deformation modulus of weathered granite of the same material properties increased in the direction of depth.

On the otherhand, deformation modulus by plate loading test on the excavated foundation rock have a tendency to reduce their inherent values before excavation. This tendency may be explained that deformation characteristics of weathered granite depend on confining pressure of the overburden.

Thus, it is necessary to consider the overburden pressure dependency on deformation modulus of weathered rock for comparison of these characteristics before and after excavation.