

4. 片持ばりとしての改良柱体の解析結果

ここでは、改良区域を一体構造物としてではなく、改良区域内の3本の柱に着目し、柱体を弾性支持の梁として取扱い、3列ある柱の変位を各々独立に計算した。計算には、次の手順及び仮定を用いた。

4. 1 手順および仮定

i) 改良柱体第1列に作用する荷重は、弾性有限厚地盤に盛土荷重が作用した場合の水平応力を算出した結果、荷重分布は図-4(d)のように直線と見なして計算を行なった。

ii) 第1列の変位は、有限長の条件となるため下記の4次常微分方程式を解き、4つの積分定数を片持ばりの境界条件より求めた。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky + (Pa + \frac{Pb - Pa}{L_0} x)$$

iii) 第1列めの変形量(y)は、 $y = p/k$ (p:荷重 k:地盤反力係数)の関係により図-5のようになるので、第2列めの荷重分布を3次元と見なして求め、その分布荷重を第2列の柱に載荷する。

iv) 以下、第3列まで変形を求める。なお、改良柱体の力学的諸数値は、表-2のとおりである。

4. 2 計算結果および考察

解析による改良柱体の変位およびモーメント図を、図-5(a), (b)に示す。また、実測による改良柱体の変位量は図-6に示すとうりである。

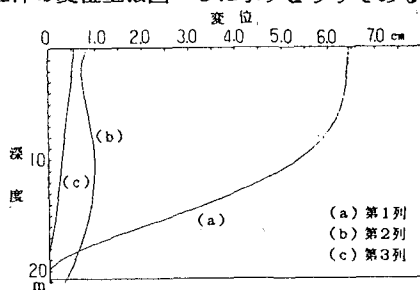


図-5(a) 柱のたわみ(盛土高6.5m) 図-5(b) 柱の曲げモーメント(盛土高6.5m)

観測値およびFEM計算による改良柱体の変位量と片持ばりとしての変位量を比較すると、変位量そのものの値は実測に比べ小さいものであるが、変形の形態は非常に似ている。又、曲げモーメントは、図-5(b)より、改良柱体中央部と柱下端において最大となっているため、曲げ破壊は、改良柱体中央部と柱下端に生じるものと考えられる。

また、改良柱体の剛性が強いと第1列の抵抗が第2列の変位、応力の緩和に役立っているが、剛性が弱いと役に立たない。また、地盤反力係数:kと柱のたわみ、曲げモーメント等の関係は、柱の剛性と同様なものとなるが、紙面からは省略した。

5. あとがき

上記のような結果が得られたが、片持ばりとしてのDJMの変位量計算には、地盤反力係数:kや剛性:Eなどによるところが大きいので、これらの物性値の決定なども含めて今後さらに研究を進めていく必要がある。

<参考文献> 1) H.G.Poulos, E.H.Davis ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS (102P)

2) 六角川技術委員会資料

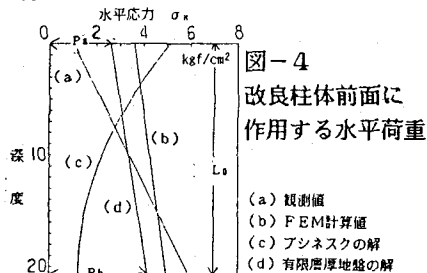


図-4 改良柱体前面に作用する水平荷重

表-2 特性値

材質名	諸数値
剛性 E (tf/m ²)	2.0×10 ⁴
地盤反力係数 K (tf/m ³)	2.5×10 ⁻⁴
2次モーメント I (m ⁴)	4.808×10 ⁻²
柱の直径 D (m)	1.00

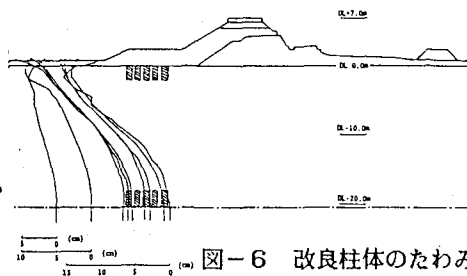
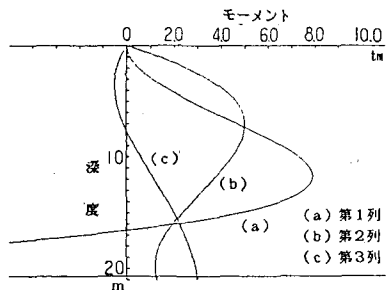


図-6 改良柱体のたわみ(観測値)