

防波堤H形鋼沈に関する模型実験

東北大学工学部 正員 佐 武 正 雄

東北大学工学部 正員 ○伊 藤 駿

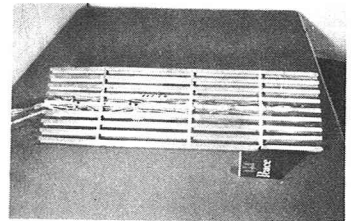
(1) まえがき

宮城県石巻工業港の防波堤の基礎にはH形鋼沈床を用いる工法が採用されたが、従来この工法に用いる資料はほとんどないので、現場測定と並行してH形鋼沈床の模型実験を行った。ここにその概要を報告する。

(2) 実験の概要

前面ガラス張りの容器(100cm×50cm×240cm)に模型地盤としてベントナイトとフライアッシュを1:8に混合し、水で練り合せたものを深さ60cm充填し、その上に1/40の真鍮製模型沈床(写真-1)を載せ、荷重としてケーソンに相当する立方体容器に鉛錠を計量しながら入れ、載荷を行った。実験に用いた模型と実際との比較は表-1に示すとおりである。

地盤の反力係数、ケーソン荷重等は相似律に従って計算し、なるべく実際に相似するようにしたが、完全に相似させることは困難であった。模型地盤の反力係数 K は模型沈床と同形の載荷板による載荷試験を行い、その結果得られた荷重-沈下曲線(図-1)から求めた。図-1からわかるように荷重-沈下曲線の傾向としては地盤の含水比 w によって大体3種類の形があり、含水比が高くなると次第に非線形性が大きくなる。含水比(w %)と地盤反力係数(kg/cm^2)



<写真-1>

との関係は、

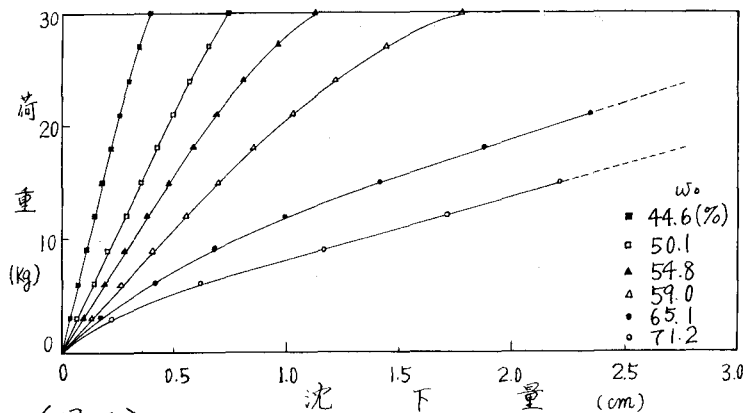
$$\log K = 1.205 - 0.0433w$$

となり、これを図示すれば図-2のようになる。

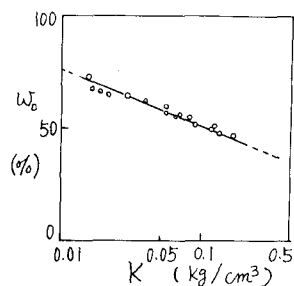
模型沈床のフランジには8等分英にストレインゲージを貼付し、載荷段階毎にフランジ最大曲げ応力を測定した。底面の土圧も同時に測定したが、ここでは省略する。また模型地盤の沈下の様相も厚さ5cmの屑毎に自線を入れて測定した(写真-2)。

表 - 1

沈 床		単位	実 際	模 型
	材 質		鋼	真 鍮
	フランジ巾	cm	30	0.75
	高 さ	cm	60	1.0
	長 さ	cm	2100	52
	フランジ肉厚	cm	1.9	0.05
	ウェブ肉厚	cm	1.2	0.05
	ヤング率 E	kg/cm^2	2.1×10^6	1.15×10^6
	断面二次モーメント I	cm^4	113,990	0.0202
	ケーソン荷重 W	Kg	1,497,000	10, 20, 30, 40, 50, 65
	地盤反力係数 K	kg/cm^2	0.22	0.015~0.188
	基礎地盤の土質		シルト質ローム	フライアッシュ+ベントナイト(シルト質粘土ローム)



〈図-1〉



〈図-2〉

[3] 実験結果

実験結果の一例を図-3(a)に示す。沈床(はり)に生ずる曲げモーメントの分布は後に述べる地盤反力法による計算結果と類似の分布となっていることがわかる。また図-4に

示すように、捨

石マウンドや表

面の砂層を模擬

したものであ

るため、実験を

行、たが、その場

合の応力分布は

図-3(b), (c)に

示すようになり、

応力がはりに一

様分布化される

傾向にあること

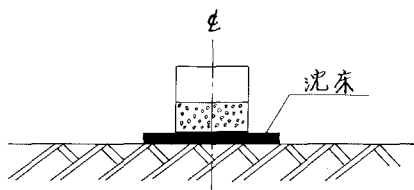
がわかる。写真

-2は地盤沈下

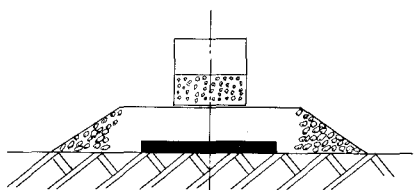
の一例($K=0.14$

kg/cm^3 , $w_0 =$

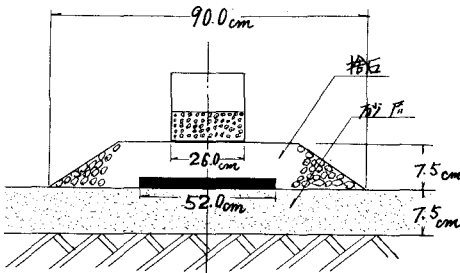
62.5%)である。



(a) 基礎地盤のみ

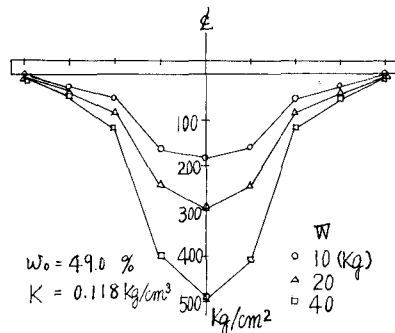


(b) 捨石がある場合

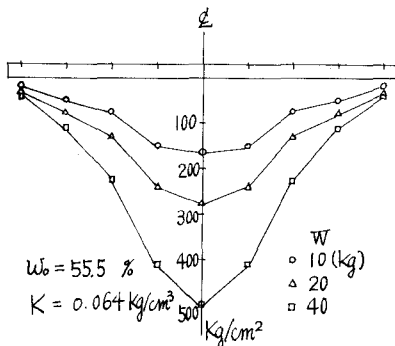


(c) 捨石と砂層がある場合

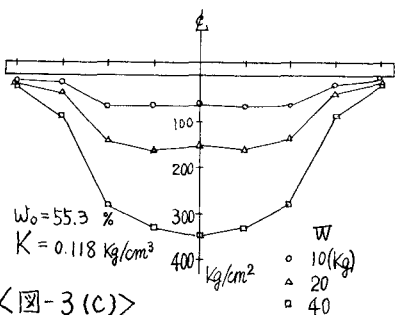
〈図-4〉



〈図-3(a)〉



〈図-3(b)〉



〈図-3(c)〉

[4] 地盤反力法による計算値との比較および考察

はりの応力および沈下の計算を地盤反力法で取り扱い、結果と比較する。一般に断面一定な弾性床上的はりの基礎方程式は、地盤反力係数を k とすれば、

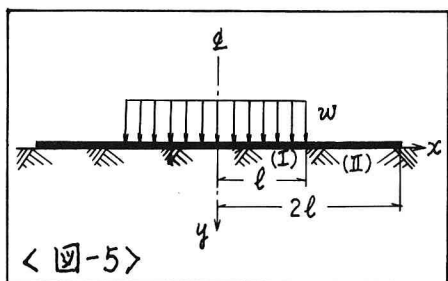
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = w(x) - k \cdot y \quad (4.1)$$

($k = K \times$ フランジ中)

であり、図-5のような荷重状態の場合 はりを(I)と(II)の2つの部分に分けて考える。(4.1)式の一般解を(I)と(II)でそれぞれ $y_{(I)}$, $y_{(II)}$ とすれば、

$$y_{(I)} = \frac{w}{k} + B_1 \sin Ax \cdot \sinh Ax + B_2 \cos Ax \cdot \cosh Ax \quad (4.2)$$

$$y_{(II)} = C_1 \sin Ax \cdot \sinh Ax + C_2 \sin Ax \cdot \cosh Ax + C_3 \cos Ax \cdot \sinh Ax + C_4 \cos Ax \cdot \cosh Ax \quad (4.3)$$



ここに、 $A = \sqrt{\frac{k}{4EI}}$ である。

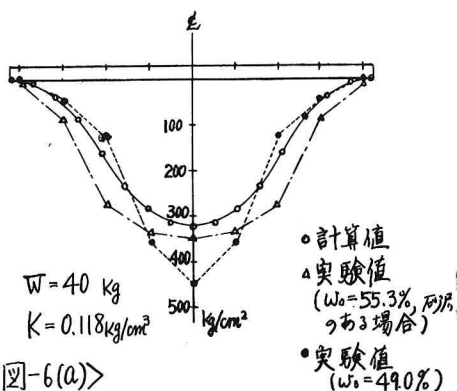
境界条件は、

$$x=l \text{ で、 } y_{(I)} = y_{(II)}, y'_{(I)} = y'_{(II)}, y''_{(I)} = y''_{(II)}, y'''_{(I)} = y'''_{(II)}$$

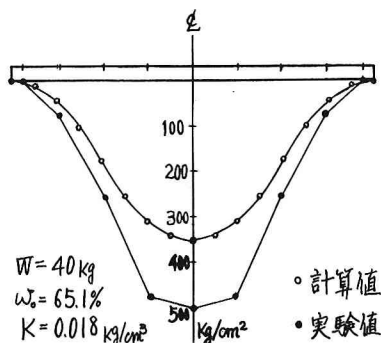
$$x=2l \text{ で、 } y''_{(II)} = 0, y'''_{(II)} = 0$$

となり、(4.2)式、(4.3)式の6個の未定係数は、上記の6条件で決定される。計算はすべて電子計算機で行ったが、

得られた応力の一例を図示して実験値と比較すれば、図-6(a)、(b)のようになる。図-6(a)は比較的硬い地盤、図-6(b)は軟弱地盤の例である。実験値は一般に計算値よりも大きな値を示す。図-6(a)の場合は、実験値は中央部で計算値より大きく端部では逆に小さくなっている。△線は砂層を入れた場合であるが、応力は平均化され計算値に近づいている。図-6(b)では、実験値の中央部がやや平坦となって、分布傾向は計算値に近いが、計算値との差異は大きい。これは沈下の非線形性を



<図-6(a)>



<図-6(b)>

無視した影響と考えられる。図-7は沈下の比較である。荷重の小さい範囲では実験値と計算値はほとんど一致しているが、実験値は荷重が増加すれば計算値よりも大きくなる傾向にある。

[5] 地盤反力法の修正

図-1に示したように 荷重-沈下量の関係は地盤が軟弱になるほど非線形の傾向を強くする。前章の地盤反力法では非線形性を考えない一定の地盤反力係数 K を求めこれを用いて計算しているので実験値との差が大きくなっている。この差を修正するため次のようなことを考えた。

荷重-沈下の曲線を図-8のように両対数グラフで示し

$$p = k \cdot y^\alpha \quad (5.1)$$

と置いて、 k, α を求める。

含水比 w_0 に対する k, α の変化を求めれば、

$$\log k = 0.834 - 0.0366w_0 \quad (5.2)$$

$$\alpha = 1.58 - 0.0150w_0 \quad (5.3)$$

となり、図示すれば図-9、図-10のようになる。従ってより正確な計算を得るためには、 $p = k y^\alpha$ の代わりに(5.1)式を用いなければならぬことがわかる。しかし、 α を連続的に変化させることは困難であるから、図-10に示すような二段階に分け、

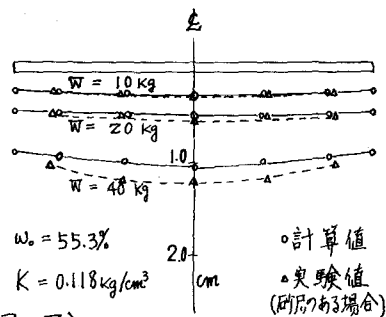
$$w_0 > 55 \quad \alpha = 0.75$$

$$w_0 < 55 \quad \alpha = 1$$

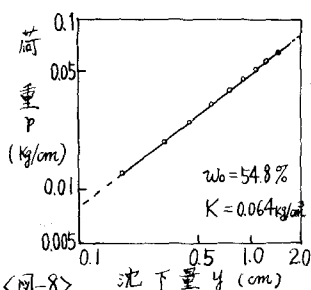
と置いて計算すれば適当であると考えられる。

[6] むすび

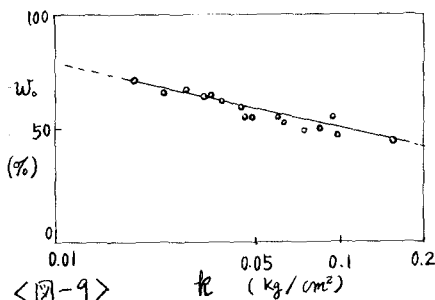
以上、月形沈床に因して行った模型実験ならびに理論解析について述べ、考察を行った。相似律を完全に満足させる実験は困難であるが、応力分布、地盤沈下の傾向については大体、上記の実験結果によって推察することかできると思う。なお、本研究は、石巻工業港工事事務所の委託によって行、本研究の一部であることを附記する。



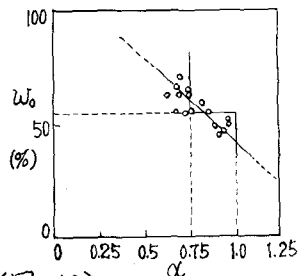
<図-7>



<図-8>



<図-9>



<図-10>