

竜の口層における高圧平板載荷試験実測例

高橋 邦 幸

1. はじめに

仙台市街地の地下に広く分布する竜の口層は、大半がN値60以上の軟岩であり、高層建築物の支持層としての実績も多い。しかし、竜の口層の強度定数については、以下の推定方法によることが多く、かなり精度の低い数値を使用しているのが現状である。

- ① 砂質土としてN値より内部摩擦角 ϕ を推定する。ただし、粘着力 $C=0$ とする。
- ② 一軸圧縮試験によって q_u 値を求め、粘性土と考えると $C=q_u/2$ $\phi=0$ とする。
- ③ 三軸圧縮試験、または一軸圧縮試験と圧裂試験（引張り伸長試験）から C 、 ϕ を求めめる。
- ④ 平板載荷試験によって支持力度を確認する。

竜の口層は、たしかに十分な強度を有しており、例えば①のようなかなり精度の低い推定値でも、支持力度で問題となることは少ない。

②と③はボーリングコアで実施することが多いが、いわば“コア”となるほど硬い部分での強度であり、これが地山の強度をどの程度代表し得るかに疑問が残る。

④は反力装置の関係で“地盤の破壊”まで至ることは少なく、単に設計支持力を確認するに止まっている。

本件では、総重量約35tfの反力装置を使用する機会を得たことから、 $\phi 30\text{cm}$ の標準タイプの載荷試験の他に、 $\phi 15\text{cm}$ 載荷板で $P_{\max}=1,800\text{tf}/\text{m}^2$ の試験を行い、これまで施工実績の先行している竜の口層の高圧下における挙動について多少の知見を得ることができた。

2. 試験方法

(1) 試験地盤

竜の口層の砂質凝灰岩、N値60/9～60/11。

(2) 反力装置

H鋼で4 m×6 mの構台を組み、その上に敷鉄板とバックホー（総重量約35tf）を載せて反力装置とした。

(3) 載荷板

載荷板は、 $\phi 30\text{cm}$ 試験が $\phi 300\text{mm}$ 、 $t = 25\text{mm}$ の円形鉄板を2枚重ね、 $\phi 15\text{cm}$ 試験が $\phi 150\text{mm}$ 、 $t = 25\text{mm}$ の円形鉄板上に $\phi 300\text{mm}$ 、 $t = 25\text{mm}$ の円形鉄板を載せ、合計 $t = 50\text{mm}$ 載荷板とした。

(4) 沈下量測定装置

沈下量は、載荷板（ $\phi 15\text{cm}$ 試験では上板）の対称部4点に設置したひずみ変換式ゲージで測定し、4点の平均値をもってその時の沈下量とした。また、 $\phi 15\text{cm}$ 試験では載荷板周辺地盤の変動を調べるため、図1.1に示す位置に電動ダイヤルゲージを設置した。ひずみ変換式・電動式ともにストロークは50mmである。

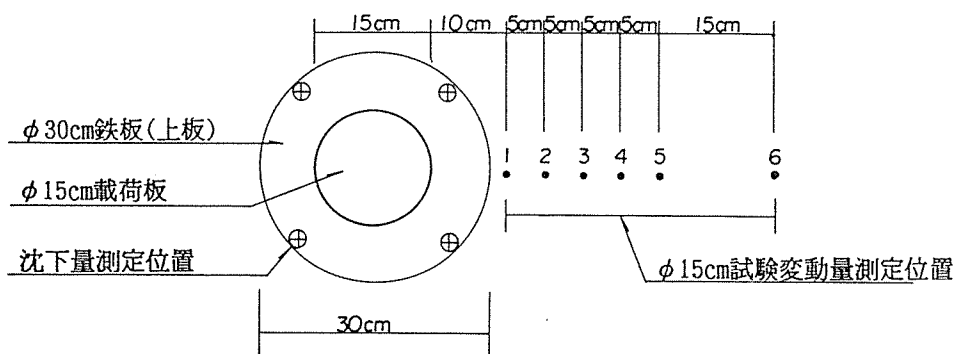


図1.1 沈下量および変動量測定位置

(5) 荷重段階

$\phi 30\text{cm}$ 試験では12段階3サイクル、 $\phi 15\text{cm}$ 試験では $\phi 30\text{cm}$ 試験の最大荷重までを第1サイクルとして、その後反力装置の限界までを第2サイクルとする変則2サイクルの荷重段階とした（表1.1）。

表 1. 1 荷重サイクルと荷重段階

載荷板	サイクル	荷 重 段 階 (tf/m ²)
φ 30cm	1	0 ⇨ <u>30</u> ⇨ <u>60</u> ⇨ <u>90</u> ⇨ <u>120</u>
	2	0 ⇨ <u>60</u> ⇨ <u>120</u> ⇨ <u>150</u> ⇨ <u>180</u> ⇨ <u>210</u> ⇨ <u>240</u>
	3	0 ⇨ <u>60</u> ⇨ <u>120</u> ⇨ <u>180</u> ⇨ <u>240</u> ⇨ <u>270</u> ⇨ <u>300</u> ⇨ <u>330</u> ⇨ <u>360</u>
φ 15mm	1	0 ⇨ <u>60</u> ⇨ <u>120</u> ⇨ <u>180</u> ⇨ <u>240</u> ⇨ <u>300</u> ⇨ <u>360</u>
	2	0 ⇨ <u>120</u> ⇨ <u>240</u> ⇨ <u>360</u> ⇨ <u>480</u> ⇨ <u>600</u> ⇨ <u>720</u> ⇨ <u>840</u> ⇨ <u>960</u> ⇨ <u>1080</u> ⇨ <u>1200</u> ⇨ <u>1320</u> ⇨ <u>1440</u> ⇨ <u>1560</u> ⇨ <u>1680</u> ⇨ <u>1800</u>

【注】アンダーラインは処女荷重を表す。

(6) 測定時間

載荷後1'、2'、5'、10'、15'、30'の測定とし、30分経過した後、次の荷重段階へ進んだ。また、除荷荷重と履歴荷重の測定時間は一律5分間とし、最終0荷重のみ30分間の測定とした。

3. 試験結果

(1) 荷重度 (P) - 沈下量 (S)

φ 30cmとφ 15cmの載荷板による荷重度と沈下量の関係を図 2. 1、2. 2に示す。また図 2. 2には後述するP=1,800tf/m²以降の推定沈下量も破線で記載している。φ 30cm試験ではP=360tf/m²載荷時の沈下量がわずかS=1.17mm、φ 15cm試験でもP=1,800tf/m²でS=4.84mmであり、載荷板幅の0.4~3.2%の沈下量で極限状態には達していない。

なお、φ 30cm、φ 15cmの両試験とも、第1サイクルや第2サイクルの低荷重時に“上に凹”の沈下曲線が認められた。これは、深い根徹底での試験によくみられる現象で、根切り掘削によって応力解放を受け、試験地盤がゆるむためと解されていた。しかし、この傾向はP=200tf/m²付近まで続いており、排土重量をはるかに上まわ

るため、“排土重量分のゆるみ”といった弾性変形的な解釈だけでは説明できない。

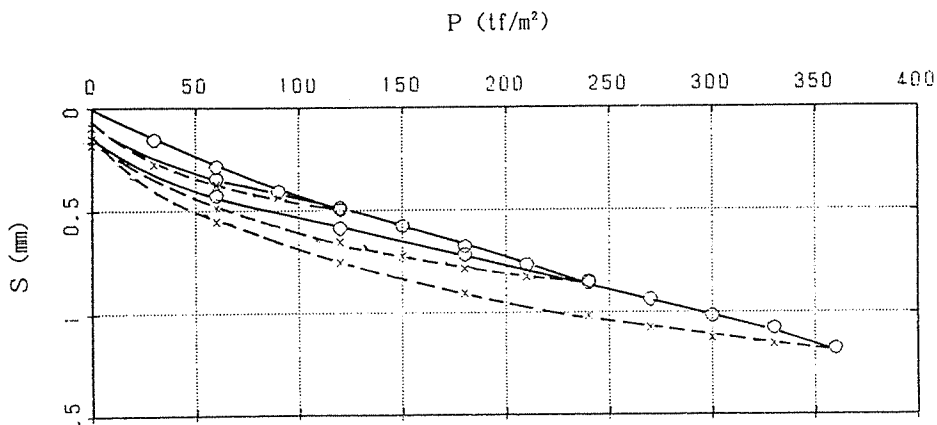


図 2. 1 ϕ 30cm試験による P～S 曲線

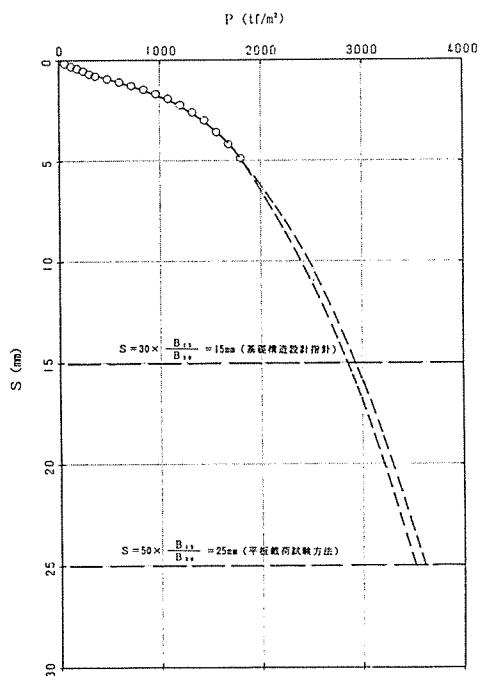


図 2. 2 ϕ 15cm試験による P～S 曲線

($P=1,800\text{tf/m}^2$ 以降の推定沈下量を含む)

(3) 極限支持力度 (P_u) の推定

ϕ 15cm試験でも極限状態には達していないが、図 2. 2 でわかるように P-S 曲線

に明確な変曲点が認められた。これは以前降伏荷重 (P_y) と呼ばれていたもので、両対数紙にプロットすると $P_y \approx 1,100 \text{ tf/m}^2$ が読み取れる (図 3. 1)。また、極限支持力を確認できない場合、降伏荷重より $P_u = 1.5 P_y$ で推定することもあったが、 $\phi 15 \text{ cm}$ 試験での $1.5 P_y \approx 1,650 \text{ tf/m}^2$ に対応する沈下量は $S \approx 4 \text{ mm}$ であり、とても極限状態とはいえず、この推定方法は適当でない。

図 2. 2 の推定沈下量は、 $\phi 15 \text{ cm}$ 試験の $P \sim S$ より図 3. 2 に示す $P \sim (S_i - S_{i-1})$ の関係を求め、この関数式より求めたものである。また、図 2. 2 には極限状態を判定する目安として、「建築基礎構造設計指針 (建築学会)」と「地盤の平板載荷試験方法・同解説 (土質工学会)」の極限沈下量 (それぞれ 30 mm 、 50 mm) を示した。なお、極限沈下量はいずれも $\phi 30 \text{ cm}$ 載荷板に対応する値が示されているが、図 2. 2 は $\phi 15 \text{ cm}$ 載荷板による結果であるため、極限沈下量も半分の値を示した。

図 2. 2 によると、極限支持力度は建築基礎構造設計指針の極限沈下量で $P_u = 2,850 \sim 2,950 \text{ tf/m}^2$ 、地盤の平板載荷試験方法で $P_u = 3,500 \sim 3,600 \text{ tf/m}^2$ となる。ただし、沈下量は地盤が極限状態に近づくにつれて加速度的に大きくなるのが普通で、このことを考えると極限支持力度は $P_u = 3,000 \text{ tf/m}^2$ 程度ではないかと推定される。

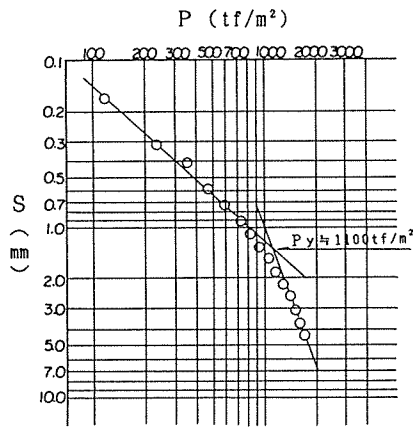


図 3. 1 $\log P \sim \log S$

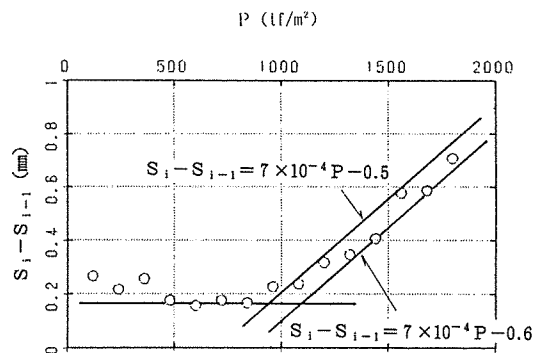


図 3. 2 $P \sim (S_i - S_{i-1})$ の関係

(4) 載荷板幅による沈下量の変化

載荷板幅と沈下量には密接な関係があり、弾性地盤であれば沈下量は載荷板幅に

1 : 1で比例するといわれている。

図4. 1はφ30cm試験とφ15cm試験の沈下量 S_{30} と S_{15} を示したもので、もし1 : 1の比例関係が成り立つならば、図中の破線のようにになる。しかし、試験結果は実線のとおりで、 S_{15} は S_{30} の半分よりも大きい。言い換えれば、 S_{30} は S_{15} の2倍以下、すなわち、載荷板幅の割合ほどに沈下量は大きくなる。

図4. 2は P と S_{15}/S_{30} の関係を示したもので、図4. 1と同様に破線は1 : 1の関係、実線は試験結果である。両者の関係は荷重量が大きくなるにつれて広がり、沈下量比が大きくなる傾向、すなわち、荷重量が大きくなると載荷板幅による沈下量の増加は少なくなる傾向を示している。

ただし、通常の構造物の支持力度 $P = 100 \text{ tf/m}^2$ 程度までの荷重であれば、沈下量は載荷板幅（基礎幅）に比例するとみてよさそうである。

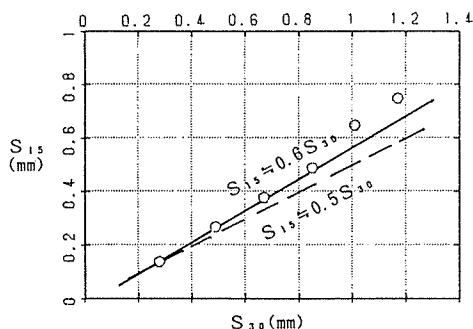


図4. 1 S_{30} と S_{15} の関係

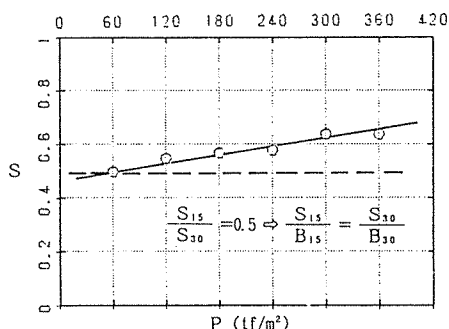


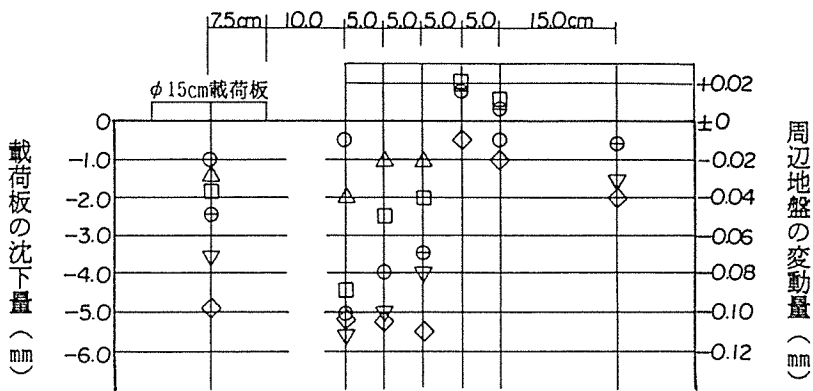
図4. 2 $P \sim S_{15}/S_{30}$ の関係

(5) 周辺地盤への影響

一般に、載荷による周辺地盤への影響は、載荷板中心より $3B$ （ B ：載荷板幅）程度の範囲とされており、このことから載荷試験では、試験地盤として $3B$ 以上の平坦面を確保することとなっている。

本試験によるこの影響は、図5. 1に示すように載荷板中心より $2.5B$ の範囲まで認められており、砂質凝灰岩においても $3B$ の範囲は適当といえる。

ただし、影響があるといっても、その変位量は載荷板の沈下量の $1/50 \sim 1/100$ と非常に小さい。また、変位は載荷板中心より $2B$ までは沈下を示したが、その外側でわずかであるが浮き上がりが認められた。



○: P=600, △: P=840, □: P=1080, ⊕: P=1320, ▽: P=1560, ◇: P=1800tf/m²

図 5. 1 周辺地盤の変動量

4. あとがき

本試験は、最大1,800tf/m²までの載荷（φ15cm載荷板）が可能であったため、あわよくばφ30cm載荷板の試験と合わせ、仙台市の軟岩のC、φを覗いて見よう、とのもくろみで実施した。

しかし、対象地盤は硬く、竜の口層の強固さを思い知らされる結果となった。ただ、φ15cm載荷板で載荷板幅の3%余の沈下を生じさせ、P～Sの折曲点を確認したことやかなり大まかではあるがP_uを推定できたことは成果だと思われる。

平板載荷試験で何千トンもの支持力が確認できたからといって、それをそのまま設計支持力度とすることはできない。しかし、今後高圧下におけるクリープ変形などのデータも蓄積できれば、これまでかなり余裕をもって設計されていた基礎も、精度の良い支持力度で、安全かつ経済的な設計が可能になるものと考えられる。

(株東京ソイルリサーチ)