

国鉄構造物設計事務所 正員 ○野島弘孝
 国鉄東京第一工務局 正員 阿曾満寿男

1. はじめに

従来、構造物は通常外力に対し抵抗できるように設計されているが、地中構造物の場合には地震時において地盤の相対変位による外力を直接受ける状態では外力の大きさによって、これに抗するよりはむしろ逆に周辺地盤に追随するような構造物にすべきであると考えらる。(図-1)地震時の場合には、多層地盤におかれた構造物はその層の境界面で大きな応力を受けるが、これはすなわち境界面において大きな地盤の変位差が生ずるからである。したがって、これらの影響が予想される場合には、その変位の特性を把握し構造物を設計することが望ましい。ここでは、これらを考慮した地中構造物の設計の一つの考え方を示すものである。

2. 設計方針

設計における基本的考え方を示すと、地震時の場合、図-2のように静的解析法として構造物の自重に水平地震度を乗じる方法が従来用いられたが、実際には地震により地盤変位を生じ地盤の相対変位が起った時、構造物が変位を生じないと仮定すれば図-3のように地盤の相対変位量 δ に水平地盤反力係数を乗じた荷重が作用することになる。また構造物が外力により変位するものとすれば、地盤と構造物との相対変位が図-4のように生ずるものと考えられ相対変位は $\delta = \delta_G - \delta_S$ で表わされる。したがって換算荷重は、 $P = R\delta = R(\delta_G - \delta_S)$ となる。

以上が地盤の相対変位により生ずる荷重の考え方であるが、本来の土圧がどのように変化していくかを想定すれば、図-5に示すように常時では静止土圧であるが、地震時には、構造物の変位が地盤変位よりも大の状態では静止土圧、その逆の状態では構造物と地盤との隙間ができるために、地震時主働土圧程度以下になるものと考えられる。したがって図-4と図-5を組み合わせ図-6の状態で地震時の解析を行い荷重の大きさによっては隅角部の構造が変化してもよいような設計をすれば十分安全であると思われる。これを構造物順序で表わすならば;

- 1) 常時(隅角部が剛) 2) 地震時(隅角部が剛)
- 3) 地震時(隅角部がヒンジ) 4) 常時(隅角部がヒンジ)

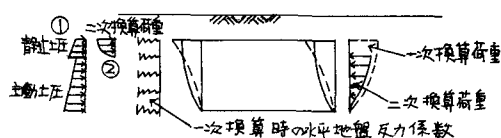


図-6 地震時の組合せ荷重

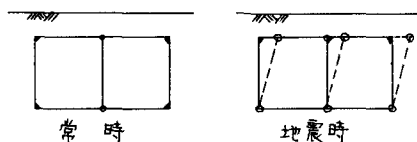


図-1 隅角部の基本構造

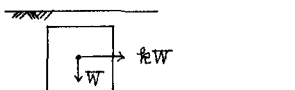


図-2 静的解析法

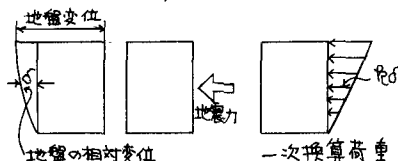


図-3 換算荷重の考え方

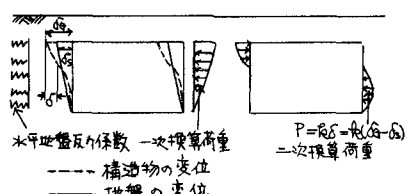


図-4 地盤と構造物との相対変位による換算荷重

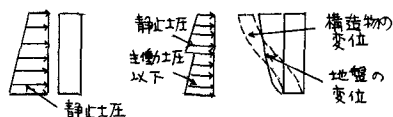


図-5 土圧の変化状態

注) ①+②の土圧の合計が受働土圧より大なる場合には調整する

3. 地盤変位について

地盤と構造物との相対変位が地中構造物に作用する荷重となるとは2.の項で述べた。構造物の変位は空中に突出した構造物として求めることができる。一方地盤変位については地震の大きさ、地盤の密度、せん断弾性係数、層厚などにより異なるが、これら多層地盤における諸数値の関連性については実験データの不足等から確立されていないのが現状である。今後の資料収集と理論解析を待つ次第である。なお現在多層地盤において地震変位計を設置し、実測値および理論値より地震時変位の定量化をはかるべく計画中である。理論解析の手法として多層地盤における波の重複反射理論がある。しかし基礎面に入射する地震波として何を使用するのか、あるいは実測される媒質の密度、剛性率等の工質諸数値の精度などに問題がある。

また図-7はマグニチュード8における地表面変位と震央距離との関係性をプロットしたものである。この図はあくまでも地表面の変位であり多層地盤における地盤中の変位は推定できない。また震央距離の大きさにより振幅がかなり違うため、震央距離をどの程度に想定するかも問題となる。したがって現状のところは、ある程度やりきった考えをせざるを得ない。

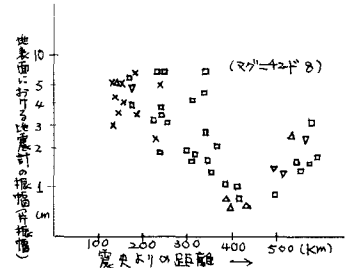


図-7 震央距離と地表面の振幅

4. 地盤反力係数の算定

一般に、ケーソンなどの設計に用いる地盤反力係数は次式により推定している。 $k_H = 0.4 \alpha \rho E_0 B_H^3$ ここで α : 側面に対する補正係数、 E_0 : 地盤の変形係数、 B_H は地盤条件、基礎形状寸法等により異なるが普通ケーソンおよびくいにおいては $B_H = \sqrt{A_H}$ としている。ただし A_H はフーチングおよびケーソンに対しては前面の面積、くいに対してはくい径の2乗とする場合が多いが、幅の4倍を有効とみなして、

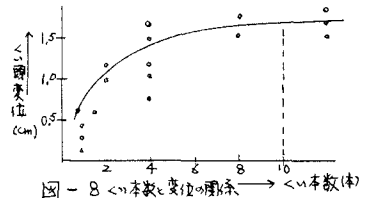


図-8 くい本数と変位の関係

4倍とする考えもあり一概に定めることが困難である。ところで地中構造物のように寸法が非常に大きくなると上式を適用すれば地盤反力係数は極度に小さくなる。しかし常識的に考えてみると、かなりの値の地盤反力係数が期待できるので、地盤反力係数に寄与する構造物の寸法はおのずから限度があると思われる。いま模型くいをを用いて水平載荷試験を行った資料によれば(図-8)、くいの第一不動点の長さと同じ長の横幅との積を A_H として換算幅を算定すれば良いと思われるので、フレキシオメータで実測した変形係数とN値より推定した変形係数より求めた地盤反力係数の比較表を表-1に示す。表よりわかる通り両方の値にはかなりの差がある。この原因としてはフレキシオメータによる実測値の精度がN値による推定法ともの精度にあると思われるが、地盤、N値等より経験的に判断すれば、この場合においてはN値より推定する方が妥当であると思われる。なお E_0 の算定について荷重条件に対する補正係数 α の値も問題となる。通常は常時荷重の補正係数の2倍をとっている。地震時に振動を受けた時と、静的に力が作用した時とでは客観的にみて異なることはわかるが地震力の作用の仕方すなわち突発的な作用と揺動的な作用とはおのずから異なると思われる。これらの諸係数についても今後の研究を期待するものである。

表-1

5. おわりに

今後大規模な地中構造物は増加の一途をたどると思われるが、まだ解決しなければならない問題点は非常に多い。特に地震時における地盤および構造物の挙動は早急に解決すべき問題と考える。現状では、ある程度の仮定を行って設計しなければならないが、近い将来研究の進展にとともに、安全確実かつ合理的な地中構造物の設計指針の確立が望まれる次第である。

参考文献 1) 樋口、弥永、"連続くいの地盤反力におよぼす影響についての実験的考察" 第6回増学研究会講演集昭和46年