

## 第 2 編 各 論

### 第 1 章 基 礎 工

#### 第 1 条 基 礎 工

良質の地層における基礎工は 従来の設計慣用法によって設計してよい。ただし、軟弱地盤における基礎工は条件に応じ 特別の考慮を行なってこれを設計しなければならない。

〔解説〕 基礎工の耐震性は 地盤の良否によって異なる。基礎工が洪積層より古い地層またはしまった砂礫層にある場合には従来の慣用設計法によって設計を行なった基礎工の震害は比較的に少ない。しかし、軟弱な沖積層の中につくられた基礎工は その地盤の振動によって震害をうけることが多い。特に地震時に上層の軟弱層が現位置より流動したような場合にはその震害は著しい。以下 井筒について従来の設計法を中心に考察し 各種の基礎工について注意事項を述べる。

#### (1) 従来の耐震設計法の概要

基礎工についての耐震設計法は 上部構造と同様に震度法による水平力に対する地盤の地震時支持力を求めて行なわれている。

基礎工は直接フーチング基礎、くい基礎と井筒基礎に大別されるが、以下主として井筒基礎の現行の耐震設計を述べる。

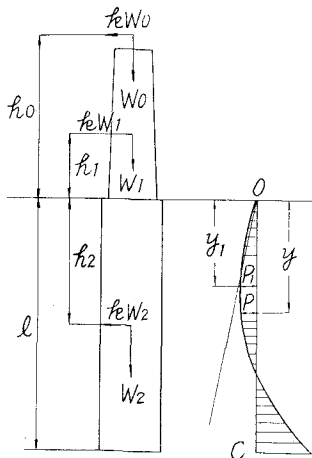


図 2-1-1

図 2-1-1 において橋脚に働く外力は橋げた重量  $W_0$ 、橋脚自重  $W_1$ 、井筒自重  $W_2$  とそれに対する地震力であって、これに抵抗して土応力が働く。物部博士は土応力の分布をエンゲルスの仮定にしたがうものとし、図 2-1-1 の放物線と仮定した。その方程式は

$$P = \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y)$$

である。ここに 2 個の未知量  $P_1$ 、 $y_1$  が含まれるが、これは水平力の平衡とモーメントの平衡とから静力学的に決定される。すなわち、 $K$  を水平震として

$$K(W_0 + W_1 + W_2) = \int_0^{\ell} \frac{P_1 y}{y_1} (2y_1 - y) dy$$

$$KW_0 h_0 + KW_1 h_1 - KW_2 h_2 = \int_0^{\ell} \frac{P_1 y^2}{y_1^2} (2y_1 - y) dy$$

から最大土応力  $P_1$  の大きさが定められる。この値は深さ  $y_1$  における土の地震時受働土圧力以下であれば井筒は安定であるとし、もし、超過する時は根入れを増して安定をはかるのである。

以上の設計法は 物部博士によって提案されたもので 土応力の分布が放物線とすることは地盤の支持力  $\sigma$  が深さ  $y$  と変位  $\eta$  に比例していると仮定していることになる。すなわち

$$\sigma = K\eta \cdot y$$

この考え方をさらに拡張して池原、横山氏は井筒底面の反力を考慮に入れた式を導いている。さらに後藤博士は井筒側面の摩さつ抵抗を考慮に入れて設計することを提案している。最近、白石博士は上記の  $\sigma$  として

$$\sigma = K\eta y^{\gamma}$$

と仮定し  $\gamma$  を変えることによって地盤条件を考慮し また、井筒底面を中心に回転する場合についても検討して設計をすることを提案している。しかし、これらの考え方は物部博士の考え方を修正したもので 本質的には同一の仮定の上に乗っての解析であるので、以下物部博士の方法によって井筒基礎の耐震設計上の実用的な問題点を検討することにする。この方法は現在最も多く用いられているものであり、また、深さが深い井筒ではどの設計方法によってもその差は少ない。

## (2) 良質地盤の井筒の設計例

井筒は一般には洗堀を考へて それ以下に耐震的な根入れ長さをとっている。この根入れ長さを求める場合の第1の問題点は図2-1-1に示すように深さ  $y_1$  の位置における土応力  $P_1$  と抵抗土圧と一致するように設計すると その中間では抵抗土圧線より土応力は計算上は大きくなる。どの位置でも抵抗土圧線より土応力を小さくすると  $y_1$  の位置の抵抗土圧は土応力の2倍にしなければならない。この土応力と抵抗土圧との関係は井筒断面に直接に影響するので 上記のどの考え方をとるかによって 直径4 mの井筒は直径8 mのものともなる。現在は図2-1-1に示すような方法を用いているが 理論的には矛盾する点を含んでいる。

第2の問題点は 抵抗土圧のとり方である。現在一般に用いられている方法は物部博士 または佐野博士の地震時のクーロン受働土圧を用いて 井筒側面と土との摩さつ角を土の内部摩さつ角の  $1/3$  にとっている。この考え方にしたがって設計した1例として国鉄日野川橋りょうの井筒の設計結果を示す。この井筒は図2-1-1に示す地盤中に約40 mスパンのプレストレスト コンクリ

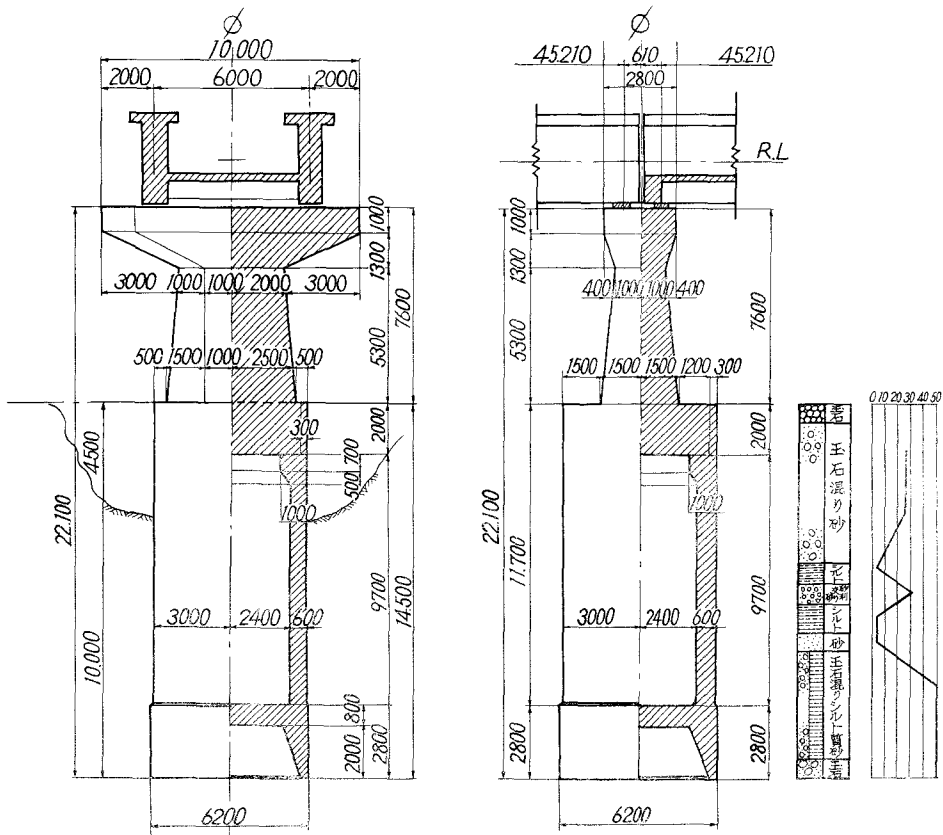


図 2 - 1 - 2

[図 2 - 1 - 2]

け	た	PC下路単純ばりスパン	4 5.2 1 m
		死荷重反力	9 2 6 t
		活荷重反力 (KS18)	2 9 4 t
		制動力	2 9 t
		地震時水平力 (Kh = 0.2)	1 8 5 t
橋	脚	死荷重	2 4 3 t
		コンクリート体積	1 0 1 m³
ケー	ソン	掘さく土量	4 1 5 m³
		鉄筋コンクリート体積	2 0 6 m³

地耐力	平常時	$6.8 C / m^2$
	地震時	$1.24 t / m^2$
水平支持力	平常時	$3.9 t / m^2$
	地震時	$2.78 t / m^2 (< 3.09 t / m^2)$
土	内部摩さつ角	$\varphi = 40^\circ$
	コンクリートの摩さつ角	$\sigma = \frac{\varphi}{4}$
	水中重量	$\omega = 1.0 t / m^3$
	常時抵抗土圧係数	$C = 7.6$
	地震時	$C = 3.8$

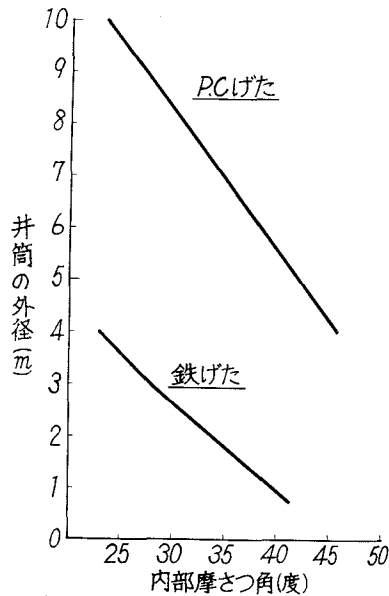


図 2 - 1 - 3

ート橋または鋼トラス橋について比較設計したもので 図 2 - 1 - 3 はその結果を示したものである。これは地盤の内部摩さつ角を  $30^\circ$  にすると約  $8 m$  になり  $40^\circ$  にすれば  $5 m$  になることを示している。同一深さの井筒の工費はほぼ直径の 2 乗に比例するから下部構造の工費は内部摩さつ角のとり方に大きく影響されることになる。

第 3 の問題点は、抵抗土圧を計算する場合の土の重さの仮定である。土の飽和重量はその水中重

量の約2倍であり 抵抗土圧はこの土の重量に比例するから、この仮定の仕方によって井筒断面は倍の単位で変ることになる。地震時の土中の水の動きを考えれば飽和重量をとる仮定の方が実情に近いと考えられる。一般にはこの単位重量を  $1 \text{ t/m}^3$  に仮定している場合が多いが、これは水中重量に近い値である。このように井筒の慣用設計方法にはかなりの問題点を含んではいるが、この方法によって設計された井筒の良質地盤における震害が比較的に少ないので良質地盤においてはこのような方法によって井筒を設計してもよいものと思われる。

### (3) 信濃川橋りょう第1橋脚の震害

信濃川橋りょう第1橋脚の基礎は 図2-1-4に示すような中埋砂を填充した井筒基礎で 新潟地震によって橋脚天端が河心方に1.8 m (角度8°), 川上方に0.5 m (角度3°) 移動し、起点方脊は落下、終点方脊もずれ、最も変形が著しい。他の橋脚の移動量は河心付近が最大で 川上方に第7, 8橋脚が2.4 cm, 第3, 9橋脚が1.3 cm, 他は1.0 cm以下で線路方向の移動は少ない。沈下量は左岸方が大きく第1~5橋脚は1.6~1.2 cmで第1.4橋脚の5 cmを除き右岸方に向い直線的に減少し最少2 cmである。第1橋脚の傾斜が特に大きいのは その位置が堤防上道路外の護岸近くにあり 川全体として兩岸が河心方向にすべりを生じたので、この土圧力を井筒上部にうけたためと思われる。根掘りして調べた結果、第1橋脚と井筒の接合部、井筒壁の蓋下側付近にもひびわれが認められず ぐ体と井筒天端の傾斜角が等しいことが判明し、第1橋脚は井筒下端付近を中心に回転したものと推定される。またこの測定結果より判断すると井筒下部はほとんど移動していな

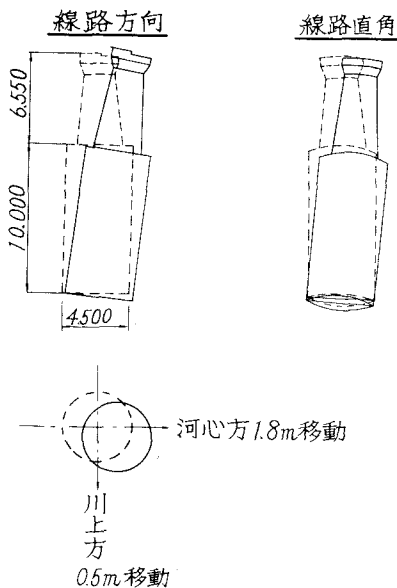


図 2 - 1 - 4

い。  
この井筒基礎について現行の慣用設計方法によって検討すると 図2-1-5に示すように震度0.2として内部摩さつ角を2.7°, 震度0.3として内部摩さつ角を3.5°として設計した場合に安定であることになり、実情とはるかに異なった結果を与える。従来の慣用設計法の最大の仮定は震度法による水平力に対して地盤がすべて抵抗するとして安定計算を行なっている。震度法を用いて水平力を仮定することは重い橋りょうの下部構造の震害が軽い橋りょうの下部構造の震害より少ないことから考えて 下部構造の耐震設計法の仮定として取ってよいと判断することができるが、上述のような被害例から見れば地盤がすべて下部構造を支持する抵抗として考える

のは正しくないものと思われる。

#### (4) 井筒および基礎の耐震性

前節までに 井筒の設計に地盤を荷重として取り入れる必要のあることを述べた。この場合には 井筒の設計について最も必要なことは荷重として作用する地盤と 抵抗として作用する地盤の判断である。この場合振動する地層の判断として二つのことが必要である。その一つは振動する地層が 地震振動をうけた後で原位置から大きく変形すると考えられる場合であり、他の一つは振動後ほとんど原位置にもどると考えられる場合である。振動している地層が原位置にもどると考えられる場合には 地震前後における構造物の相対位置に差が少ないから 井筒自体にひびわれ等の変化がなければ その井筒はその後実用的に用いることができる。したがって、このような場合には 井筒自体に必要な曲げ強度があり 十分な支持層に達していれば前節で述べたような方法を拡張してその転倒に対する安全度を検討することができる。新潟地震で多くの井筒が地震後もそのまま用いることができたのは その井筒が表層の振動に抗して個立していたのではなく、地盤とともに動き また、原位置にもどったものと判断することができる。ただし、このような場合でもその大きな地盤の変動に対して井筒および上部構造が耐えられることは必要である。

地震時に流動化した地層が 地震後にその相対位置がずれる場合には その設計方針は耐震時的設計することを放棄する場合と 上層の土圧に抵抗できるだけ深く井筒を下げる場合とに大別される。いま、信濃川橋りょうに併設して橋りょうをかける必要が生じたとする と その第1号橋脚をやめて 大スパンで渡るか その第1号橋脚は他の橋脚より深く耐震的にするか論議しなければならない。

新潟地震におけるベテスタルぐいの施工者の報告によれば くい頭は2 m以上動き その最大の傾斜角は13/100と述べているから 地表面より10 m以上の部分が大きく振動したことになる。このような現象は東京、大阪等の沖積層についても大地震時にはある程度起ると考えてよい。地震時振幅の大きい地盤中にそれ以下の地層まで井筒を下げて設計する場合には上部層の受動土圧を荷重として設計しなければならない。すなわち、特に耐震的な強度を必要とするのは軟弱地盤であ

は正しくないものと思われる。

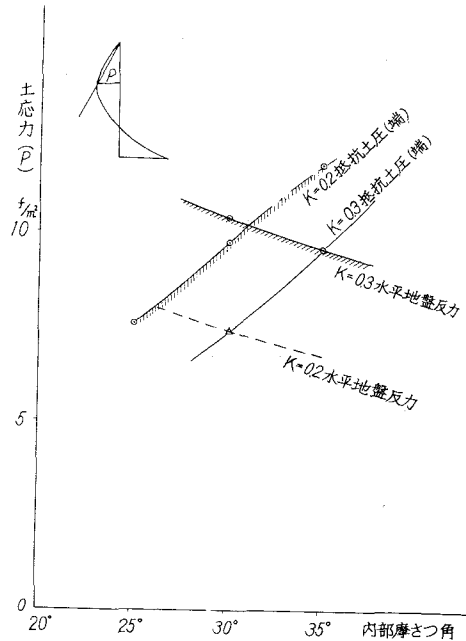


図 2 - 1 - 5

て その上層が流動化して地震後にその相対位置が大きく変る場合だけに限定され、軟弱地盤においてもその相対位置が地震前後で大きく変わらないと判断される場合には地震時における橋脚の変動を許容するような別の考慮が必要である。

#### (5) くい基礎の耐震性

くい基礎はその施工条件から考えて一般に良質の地盤に用いられないから 井筒で検討したように上部地層の振動によって震害をうけたことが多い。

くい基礎は それ自体の曲げ剛性が小さいから地層の振動が大きいところのくい基礎は地層とほぼ同一の変形を強いられることになる。このことは地震時に大きく振動する地層にくい基礎を用いる場合には くい自体にかなりの強度をもたせる必要があるとともに くい基礎を構成している個々のくいの独立の変位を拘束する処置を行なっておく必要がある。さらに地震後地層が原位置より変位するような場合には 一般にくい基礎のみで抵抗させることは困難である。

#### (6) 耐震的な注意事項

以上のような考察を進めると軟弱地盤における基礎工の設計は設計方法よりどのような挙動を地震時に許容するかによって定まってくる。また、良質地盤では施工性、洗掘、沈下等の地震以外の条件から定まってくる。テルツァギー (Terzaghi) はよう壁の荷重として一般の土圧公式を用いることをさけて、荷重を地質別に大まかに分類している。基礎構造に作用する荷重はよう壁土圧よりはるかに複雑であるからテルツァギー (Terzaghi) が取られたような方向、すなわち、ある程度に地盤を分類して、それに対して設計または設計荷重を類形化して行くことが実際的には必要なことである。以下基礎工別に耐震的な注意事項を述べる。

##### ① 直接フーチング基礎

直接フーチング基礎は一般に良質の地盤上につくられることが多いので、耐震上の問題点は少ない。直接フーチング基礎で震害をうけたのは地震時に支持力が低下して著しい沈下、または、すべり出しを生じた場合である。地震時に支持力の低下するのは均等粒形の砂地盤で特にN値が10以下の場合にはくい基礎とするのが望ましい。

地震時に直接フーチング基礎がすべり出すのは地震時荷重が増加し、すべり出し抵抗力が低下することに起因するものが多い。傾斜地につくられたフーチングは支持層自体のすべり出しによって震害をうけた例もある。

根入りを大きくし フーチングを相互に剛性のあるはりで連絡することは 構造物を一般に耐震的にする。

また、一連の構造物の不同沈下をさけるためには 基礎の根入れをできるだけ一定にすることが大切である。

## ② くい基礎

くい基礎は一般に軟弱地盤中につくられるから、その耐震性については問題が多い。特に軟弱層の地震時振幅が大きく、上下でその振幅が異なると思われる場合には、くい基礎を用いるのをさけるのがよい。また、軟弱層が深く、地震時に側圧をうけるような場合には、くい自体が曲げ破壊することも考えられるので、軟弱地盤における長さは、くい径の20倍程度以下にするのが望ましい。一般に長いくいを用いたくい基礎はさけるのがよい。このような側圧に抵抗するためには、くいの中央以下の部分についてもある程度の曲げ強度が必要であり、鉄筋コンクリートぐいでは軸方向鉄筋を上下均等に配置するのが望ましい。このような観点よりすれば、長い斜ぐいの耐震性については直ぐい以上の問題点がある。地盤の振動に対して、くい自体が抵抗して自立することは困難であるから、表層が流動化して移動するようなどころには、くい基礎を用いてはならない。地盤が地震動をうけた後、原位置にもどると思われる場合でも、フーチング相互の相対変位を少なくするため、地中ばかりで連結することは有効である。根入りを深くし、地震動の振幅の小さいところまで、くい基礎の部分を下げることは、構造物を耐震的にするものと思われる。地震時の不同沈下を少なくするためには、一連の構造物のうちのくいの長さは、できるだけ一定にすることが大切である。

## ③ 井筒およびニューマチック ケーソン

よく設計施工された井筒およびニューマチック ケーソンは、耐震性の高い基礎工である。

良質の地盤においては問題はほとんどない。軟弱地盤においては、その軟弱層が地震時に大きく振幅しても原位置より移動しないと思われる場合には、従来の方法によって設計することができる。この場合でも井筒またはニューマチック ケーソンは振動振幅が大きくなるものと考えられるので、上部構造との接合部の構造について特別な考慮を払って設計しておかなければならない。表層の軟弱層が原位置より移動する場合には、良質の地盤中に十分に根入り長さをとり、表層の受働土圧によって大きな曲げモーメントが生ずることを考慮して設計することが必要である。また、構造物の不同沈下をさけるため一連の構造物の中の井筒の根入り長さは、できるだけ一定とすることが大切である。

井筒は施工中に支持層をゆるめるおそれがあるので、地震時の沈下はニューマチック ケーソンより大きいものとされている。