

2011年4月8日

## 井戸の耐震性について

地盤環境エンジニアリング（株）

根岸基治

本小文は1995年1月17日に起きた阪神・淡路大震災後に書いた、井戸の耐震性についてのレポートを、一部改めて再録したものである。今回の東日本大震災でも、ライフラインがずたずたとなっている地区が多いが、おそらく井戸は文字通り「命の水」を供給していると思う。このような大震災で、緊急用として井戸を考えるのに一助となることを望む。なお、計算に用いた単位はSI単位ではないことをあらかじめお断りしておく。

### 1. はじめに

平成7年1月17日早朝、ようやく1日が始まろうとしていた5時46分、「兵庫県南部地震」により、わずか10秒間揺れただけで淡路島から神戸市・西宮市・宝塚市などは壊滅した。10秒の揺れのために、5500名の人命と推定10兆円の資産が失われた。マグニチュード7.2の、明石海峡付近を震源とする直下型地震であった。阪神間は、全半壊家屋16万戸で、2千万トンの瓦礫の山となった（小松,1995）。

揺れが収まって、神戸市長田区などで発生した火災は丸2日間以上燃え続け、焼失家屋1万1千世帯、焼失面積100ヘクタールを数えた。火災件数300件は、消防能力を遥かに越えたものであった。被災者は28万人にも達した。

電気・ガス・水道の、いわゆるライフラインはずたずたとなり、復旧に電気は1週間、ガス・水道は2カ月かかったという。特に水不足は深刻で、飲料水は給水車などでしのいでいたが、水洗トイレは全く使用できない状態が続いた。六甲山麓の湧水や井戸から水を運ぶ被災者の姿が目立った。

今更ながら、異常事態に弱い近代都市の実体を見せつけられた1月17日であった。このなかで、各所の井戸が被害を受けず、被災者に貴重な水を供給していたことは、地下水を扱うことを職務の一部とする筆者にとって、一筋の光明をみた思いがする。拙稿では、なぜ井戸が地震に強いのか、井戸の耐震とは何かを、深井戸を例としてみていきたい。

### 2. 地震が井戸に及ぼす影響

ケーシング管に鋼管を使用した井戸は、形状は上載荷重を受けない鋼管杭と同様である。一般に、杭やトンネルなどのような細長い地下構造物で、上部から慣性力を受けない場合には、地震時の構造物の挙動は地盤の挙動とほぼ等しくなるため、構造物に対する影響は小さなものとなる。断層運動のような地盤の食い違いがその部分に生じない限り、破壊は生じないものと考えられる。ただし、直径数十mと言うような地表に開口した空間を持つ場合には、地表付近の周辺地盤の振動性状を変化させて損害を被る可能性はある。これらのことについては、近年の大深度空間の開発にともない研究が進められてはいるが、未だ解明されてはいないようである。しかしながら、通常の井戸の

ような小規模構造物では、ほぼ地盤と一体となった挙動をするものと考えられるので、耐震性については特に考慮はしてこなかったし、今後もその必要性は小さいと考えている。

しかし、軟弱地盤における液状化では、新潟地震においていくつかの井戸で継ぎ手部分の食い違いなどの被害が生じていることが報告されている。現在のところ、活断層直上部や液状化する地区の井戸を除けば、特に耐震性は考慮する必要はないが、今後はそれらに対する耐震性の検討も必要となろう。

### 3. 井戸の耐震性

井戸は支持杭とは異なり、上部にフーチングやビルのような重い荷重を受けてはいない。せいぜい500kg位のピットがのる程度である。原則として地盤と一体構造となっているので、上下動に対してはフリーの状態にある。

水平方向に対しても荷重がかかっていないので、検討しようがないといえる。ただし、たとえば井戸の頭部に水平力が働くと仮定して、強度を解くことはできる。つぎに、(社)日本道路協会の「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(1994)およびV耐震設計編(1994)」に準じて、井戸の耐震性というものを考えてみる。

#### 3.1 曲げモーメントによる応力度の検討方法

井戸を長さ半無限長の杭と仮定し、水平力  $H_0$  が働くものとする。このような場合の最大曲げモーメントは、杭とフーチングとの結合方式の違いによって異なってくる。杭とフーチングとの結合方式は、①ヒンジ結合と②剛結合がある。

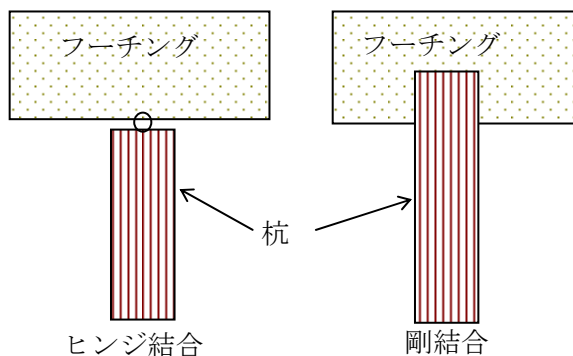


図 3.1 杭とフーチングの結合

杭頭ヒンジ結合は、押し込み力・引き抜き力・水平力には抵抗するが、モーメントに対しては抵抗しない構造である。杭頭にかかるモーメント  $M_0$  はゼロになり、地中部のある点に最大曲げモーメントが作用する。

これに対し、剛結合は押し込み力・引き抜き力・水平力・モーメントのすべてに対して抵抗できる構造となる。「道路橋示方書IV下部構造編」では、「杭頭とフーチングは剛結合とする」と規定している。さらに、杭には設計地盤面の考え方により、全長が地中に埋め込まれたものと、杭の上部が地上に突出したものとがある(図 3.2)。

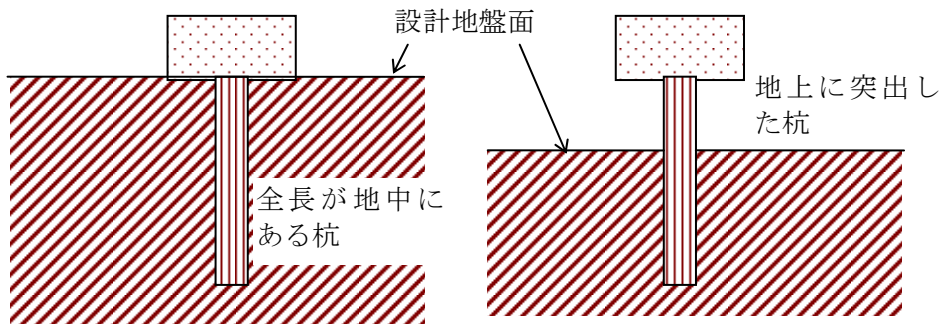


図 3.2 設計地盤面

杭軸直角方向と外力としてのモーメントに対する一般式を、表 3.1 と表 3.2 に示す。

表 3.1 杭軸直角方向力と外力としてのモーメントに対する一般式  
(地中に埋め込まれた杭)

(道路橋示方書・同解説IV下部構造編,1994)

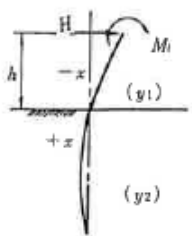
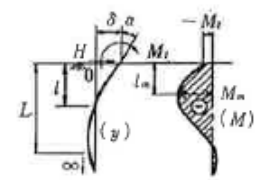
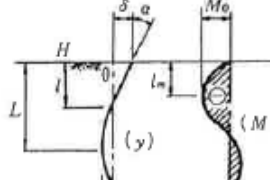
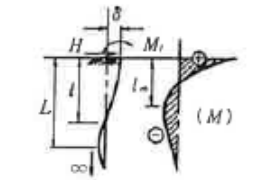
たわみ曲線の微分方程式	 <p>地上部分: <math>EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0</math>      <math>k_h</math>: 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>h</math>: <math>H, M_i</math> の作用する地上高 (cm)          地中部分: <math>EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + p = 0</math>      <math>\beta = \sqrt{k_h D / 4EI}</math> (cm<sup>-1</sup>)  <math>p = k_h D y_2</math>      <math>h_0 = \frac{M_i}{H}</math> (cm)  <math>H</math>: 杭軸(角)方向力 (kgf)  <math>M_i</math>: 杭頭の外力としてのモーメント (kgf・cm)  <math>D</math>: 杭径 (cm)  <math>E</math>: 杭のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>I</math>: 杭の断面二次モーメント (cm<sup>4</sup>)</p>		
杭の状態	地中に埋め込まれた杭 ( $h=0$ )		
たわみ曲線図 曲げモーメント図	1) 基本系 	2) $M_i = 0$ の場合 ( $h=0$ ) 	3) 杭頭が回転しない場合 
a  たわみ曲線 y (cm)	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x]$	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x$	$y = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} [\cos \beta x + \sin \beta x]$
b  杭頭変位 $\delta$ (cm)	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} + \frac{M_i}{2EI\beta^3} = \frac{1 + \beta h_0}{2EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3}$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{kD}$
c  地表面変位 f (cm)	$f = \delta$	$f = \delta$	$f = \delta$
d  杭頭傾斜角 $\alpha$ (rad)	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{M_i}{EI\beta} = \frac{1 + 2\beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2}$	$\alpha = 0$
e  杭各部の曲げモーメント M (kgf・cm)	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_0 \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x]$	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$
f  杭各部のせん断力 S (kgf)	$S = -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x]$	$S = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$	$S = -He^{-\beta x} \cos \beta x$
g  杭頭曲げモーメント $M_0$ (kgf・cm)	$M_0 = -M_i = -Hh_0$	$M_0 = 0$	$M_0 = \frac{H}{2\beta}$
h  地中部 $l_m$ の点の曲げモーメント $M_m$ (kgf・cm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_m)$	$M_m = -\frac{H}{\beta} e^{-\frac{\pi}{4}} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} e^{-\frac{\pi}{4}} = -0.2079 M_0$
i $l_m$ (cm)	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$	$l_m = \frac{\pi}{4\beta}$	$l_m = \frac{\pi}{2\beta}$
j  第一不動点の深さ l (cm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$	$l = \frac{\pi}{2\beta}$	$l = \frac{3\pi}{4\beta}$
k  たわみ角 0 となる深さ $L_0$ (cm)	$L_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1 + 2\beta h_0)]$	$L_0 = \frac{3\pi}{4\beta}$	$L_0 = \frac{\pi}{\beta}$

表 3.2 杭軸直角方向力と外力としてのモーメントに対する一般式  
(突出している杭)

(道路橋示方書・同解説IV下部構造編,1994)

たわみ曲線の微分方程式		<p>地上部分: <math>EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0</math>      <math>k_h</math>: 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>h</math>: <math>H, M_1</math> の作用する地上高 (cm)</p> <p>地中部分: <math>EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + p = 0</math>      <math>\beta = \sqrt[4]{k_h D / 4EI}</math> (cm<sup>-1</sup>)  <math>p = k_h D y_2</math>      <math>h_0 = \frac{M_1}{H}</math> (cm)</p> <p><math>H</math>: 杭軸(角)方向力 (kgf)  <math>M_1</math>: 杭頭の外力としてのモーメント (kgf・cm)  <math>D</math>: 杭径 (cm)  <math>E</math>: 杭のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  <math>I</math>: 杭の断面二次モーメント (cm<sup>4</sup>)</p>	
杭の状態	地上の突出している杭 ( $h > 0$ )		
たわみ曲線図 曲げモーメント図	<p>イ) 基本系</p>	<p>ロ) <math>M_1 = 0</math> の場合 (<math>h_0 = 0</math>)</p>	<p>ハ) 杭頭が回転しない場合</p>
a  たわみ曲線 y (cm)	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^2 + 3\beta^2 (h+h_0) x - 3(1+2\beta(h+h_0))\beta x + 3(1+\beta(h+h_0)) \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta(h+h_0)) \cdot \cos \beta x - \beta(h+h_0) \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^2 + 3\beta^2 h x^2 - 3(1+2\beta h)\beta x + 3(1+\beta h) \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3} \{ 2\beta^3 x^2 - 3(1-\beta h)\beta^2 x - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h) \}$ $y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x + (1-\beta h) \sin \beta x \}$
b  杭頭変位 $\delta$ (cm)	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 1/2}{3EI\beta^3} H + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^3} M_1$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 1/2}{3EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 2}{12EI\beta^3} H$
c  地表面変位 f (cm)	$f = \frac{1+\beta(h+h_0)}{2EI\beta^2} H$	$f = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^2} H$	$f = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^2} H$
d  杭頭傾斜角 $\alpha$ (rad)	$\alpha = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H + \frac{1+\beta h}{EI\beta} M_1$	$\alpha = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = 0$
e  杭各部の曲げ モーメント M (kgf・cm)	$M_1 = -H(x+h) - M_1 = -Hx + h + h_0$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta(h+h_0) \cos \beta x + (1+\beta(h+h_0)) \sin \beta x \}$	$M_1 = -H(x+h)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h \cos \beta x + (1+\beta h) \sin \beta x \}$	$M_1 = \frac{H}{2\beta} \{ -2\beta x + (1-\beta h) \}$ $M_2 = \frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} \{ (1-\beta h) \cos \beta x - (1+\beta h) \sin \beta x \}$
f  杭各部のせん断力 S (kgf)	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1+2\beta(h+h_0)) \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1+2\beta h) \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} \{ \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \}$
g  杭頭曲げモーメント $M_0$ (kg・cm)	$M_0 = -M_1 = -Hh_0$	$M_0 = 0$	$M_0 = \frac{1+\beta h}{2\beta} H$
h  地中部分 $l_m$ の点の曲げモーメント $M_m$ (kgf・cm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{1+(\beta h)^2} \cdot \exp(-\beta l_m)$
i $l_m$ (cm)	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$
j  第一不動点の深さ l (cm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta(h+h_0)}{\beta(h+h_0)}$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h}$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left( \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right)$
k  たわみ角 0 となる深さ $L_0$ (cm)	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1+2\beta(h+h_0)) \}$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1+2\beta h) \}$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -\beta h \}$

杭が全長にわたって地中に埋め込まれているとすると、杭頭ヒンジの場合の最大曲げモーメントは次式で示される。

$$M_{\max} = \frac{H_0}{\beta} \cdot e^{-\frac{\pi}{4}} \cdot \sin \frac{\pi}{4} \dots \dots \dots (1)$$

$$= 0.3224 \frac{H_0}{\beta}$$

杭頭剛結でフーチングが回転しない場合は、杭頭に生ずるモーメント  $M_0$  が最大となる。

$$M_{\max} = M_0 = \frac{H_0}{2\beta} \dots \dots \dots (2)$$

(1),(2)式でわかるとおり、(2)式の方がモーメントは大きくなる。杭の特性値  $\beta$  は次式で求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $M_{\max}$ :最大曲げモーメント(kgf・cm)、 $H_0$ :水平力(kgf)  
 $k_H$ :水平方向地盤反力係数(kgf/cm<sup>3</sup>)、 $D$ :直径(cm)  
 $E$ :ヤング率(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $I$ :断面二次モーメント(cm<sup>4</sup>)  
 $\beta$ :杭の特性値(cm<sup>-1</sup>)

水平方向地盤反力係数  $k_H$  は、次のようにして求めることができる。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $k_{H0}$ :直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kgf/cm<sup>3</sup>)で、土質試験や  $N$  値から求めた変形係数から推定する場合には次式による。

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \dots \dots \dots (5)$$

$B_H$ :荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅 (cm) で、表 3.4 に示す。  
 $E_0$ :表 3.3 に示す方法で測定したあるいは推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ : $E_0$  の求め方に対する表 3.3 に示す係数

表 3.3  $E_0$  と  $\alpha$  の関係

地盤の変形係数 $E_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	常時の $\alpha$	地震時の $\alpha$
直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
一軸または三軸圧縮試験で求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $E_0=28N$ で推定した変形係数	1	2

表 3.4 基礎の換算載荷幅  $B_H$

基礎形式	$B_H$	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎( $\beta l < 2$ )	$\sqrt{A_H}$	安定計算・部材計算
ケーソン基礎( $1 < \beta l < 2$ )	$\sqrt{D/\beta}$	弾性変位量計算
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta}$	

このようにして求めた曲げモーメントによる応力と、杭の軸方向に作用する応力とが、杭の許容応力度を上回るか下回るかで、安全か否かを判断する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 $\sigma$ :曲げ応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $N$ :軸力(kgf)、 $A$ :杭の有効断面積(cm<sup>2</sup>)

$M$ :曲げモーメント(kgf・cm)、 $Z$ :杭の断面係数(cm<sup>3</sup>)

$\sigma_a$ :許容応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)

地すべりの鋼管杭では、軸力  $N$  は無視することが多い。

鋼管の許容応力度は、構造用鋼管の場合には各機関で決めたものがある (表 3.5)。

表 3.5 鋼管の許容曲げ応力度

	相当鋼管	短期許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	長期許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
河川砂防技術基準	STK400	2,400	1,600
	STK490	3,300	2,200
道路公団	STK400	2,100	1,400
	STK490	2,850	1,900
道路橋示方書	SKK400	—	1,400
	SKK500	—	1,900
建築基準法	STK400	2,400	1,600
	STK490	3,300	2,200

建築基準法は、肉厚 40mm 以下の杭に適用

しかし、井戸に使用する配管用炭素鋼管（SGP）には、このような許容応力は規定されていない。鋼材の引張強度を、表 3.6 に示す。

表 3.6 鋼管の引張強度

鋼材	引張強度(kgf/cm <sup>2</sup> )
STK400	4,100
STK490	5,000
SGP	3,000

表 3.6 の引張強度から、配管用炭素鋼管の許容曲げ応力に相当する値としては、およそ長期で 1,000kgf/cm<sup>2</sup>、短期で 1,500kgf/cm<sup>2</sup> が推定される。したがって、地震時の加速度によって生じる水平力による曲げ応力が 1,500kgf/cm<sup>2</sup>（短期許容応力度）を越えなければ井戸は地震に対して安全といえる。

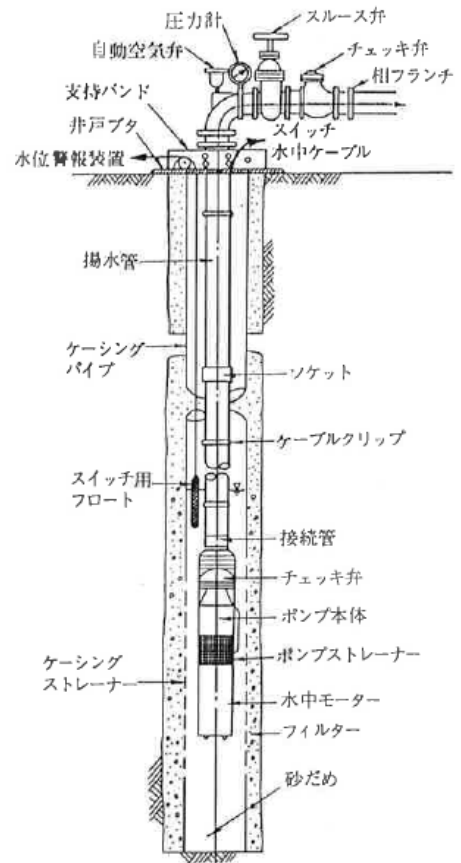


図3.3 井戸一般構造図  
(地下水ハンドブック,1979)



### 3.2 検討例

つぎに、 $N$  値が 10 回の地盤で、口径 300A の井戸を想定して、モーメントを検討してみる。検討方法としては、「道路橋示方書」のように、杭の許容応力度を一定として地震時に曲げ応力を割り掛けする（水平方向地盤反力係数を常時の 2 倍見込む）方法と、地すべりなどで用いられている曲げ応力は変えずに杭の許容応力度を短期と長期に分けて考える方法がある。ここでは「道路橋示方書」の考え方にしたがって、杭の許容応力度は一定とする。また、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」では、杭の耐震設計では

①鉛直震度は一般には考慮しない

②地中部分には設計震度は考慮しなくてよい

③ごく軟弱な土層、地震時に流動化する土層などでは液状化を考慮する

などと規定されている。ここでの検討では、杭は地中に埋め込まれた杭で、液状化はしないものとして検討する。なお、地震による地盤の液状化についての考え方は後で述べる。

井戸で、一般的に使用されている配管用炭素鋼管（JIS-G-3452）は、300A の場合、外径は 318.5 mm、肉厚 6.9mm である。この材料でできた井戸に作用する水平力を、 $H_0=5tf$  と仮定する。

最初に、 $\beta$  を求めるために水平方向地盤反力係数  $k_H$  を求める。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ところが、換算載荷幅  $B_H$  の中にも  $\beta$  が入っているので、ちょっとした工夫を要する。最初に  $1/\beta$  を、杭径の 5 倍程度の 150cm と仮定する。そこまでの平均  $N$  値を 10 回とし、表 3.3 と(5)式から地震時として  $\alpha$  は 2 となり、

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = \frac{1}{30} \times 2 \times 28 \times 10 = 18.67 \text{ kgf/cm}^3$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} = \sqrt{31.85 \times 150} = 69 \text{ cm}$$

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 18.67 \times \left( \frac{69}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 10.00 \text{ kgf/cm}^3$$

このときの  $\beta'$  は

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10.00 \times 31.85}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8202}} = 8.24 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$1/\beta' = 121 \text{ cm}$  となり、仮定した  $\beta$  と異なるので、収束計算を行う。

$$B_H = \sqrt{D/\beta'} = \sqrt{31.85 \times 121} = 62 \text{ cm}$$

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 18.67 \times \left( \frac{62}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 10.83 \text{ kgf/cm}^3$$

このときの  $\beta''$  は

$$\beta'' = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10.83 \times 31.85}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8202}} = 8.41 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$1/\beta'' = 119 \text{ cm}$  で、 $1/\beta' = 121 \text{ cm}$  とほぼ等しいので収束したものと見なす。

$$B_H = \sqrt{D/\beta''} = \sqrt{31.85 \times 119} = 62 \text{ cm}$$

したがって、水平方向地盤反力係数  $k_H$  は

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 18.67 \times \left( \frac{62}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 10.83 \text{kgf / cm}^3$$

水平力を  $H_0=5\text{tf}$  とした場合、最大曲げモーメントは、杭頭ヒンジの場合(1)式から

$$M_{\max} = 0.3224 \times \frac{5000}{8.41 \times 10^{-3}} \\ = 191677 \text{kgf / cm}^2$$

杭頭剛結の場合は(2)式から

$$M_0 = \frac{5000}{2 \times 8.41 \times 10^{-3}} \\ = 297265 \text{kgf / cm}^2$$

となる。杭頭剛結の方が大きいので、設計曲げモーメントは杭頭剛結の場合のモーメントを採用する。

曲げ応力度  $\sigma$  は(6)式から

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、 $N$ :軸力で  $1\text{tf}$  程度と仮定する、 $A$ :純断面積( $300A$  で  $67.6\text{cm}^2$ )

$Z$ :断面係数 ( $300A$  で  $Z=515\text{cm}^3$ )

したがって、

$$\sigma = \frac{1000}{67.6} \pm \frac{297265}{515} \\ = 592 \text{kgf / cm}^2$$

井戸で使用される配管用炭素鋼管 (JIS G 3452) の、推定された許容曲げ応力度は  $1,000\text{kgf/cm}^2$  程度であるので、計算された程度の水平力  $H_0=5\text{tf}$  であれば十分対応できる。

許容応力度  $\sigma_a=1,000\text{kgf/cm}^2$  に対応する曲げモーメントは

$$1000 = \frac{1000}{67.6} \pm \frac{M}{515} \\ M = 507275 \text{kgf / cm}^2$$

となる。曲げモーメントは水平力に比例するので、軸力が  $1\text{tf}$  の場合は

$$H_0 = 5 \times (507275 / 297265) = 8.5\text{tf}$$

と、 $8.5\text{tf}$  の水平力に耐えることになる。

### 3.3 井戸にかかる水平力

杭の上に構造物が載っている場合、地震時に構造物に作用する力は、単純には次のように表される。

$$F = m \alpha \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 $F$ :力(kgf)、 $m$ :質量、 $\alpha$ :加速度

質量  $m$  は、重量  $W$  を重力加速度  $g$  で割って求めることができるので、(7)式は

$$F = W \frac{\alpha}{g} \quad \dots \dots \dots (8)$$

と、表すことができる。

通常、井戸の上部に接続して設置する井戸ピットの重さは、1t程度以下と考えられる。1tの井戸ピットに、阪神大震災で観測された最大の重力加速度 800 ガル（水平動）が作用した場合の水平力は

$$F = 1 \times \frac{800}{980} = 0.82 \text{tf}$$

にすぎない。1tの井戸ピットを備えた口径 300mm の井戸は、曲げ応力における耐力では 8.5tf と試算されており、この程度の加速度で破壊されることはない。

曲げ応力 8.5tf は、重力加速度は 8300 ガルに相当する力である。地震による地盤の崩壊や断層によるずれ、あるいは液状化がない限り、通常の井戸は震度 7 の地震にも十分耐えると判断される。

参考として、 $N$  値が 5 回と 10 回の地盤の、軸力が 1tf、水平力が 1tf 作用した井戸の、井戸口径と曲げ応力から試算した耐震力の一覧表を表 3.7 に示す。表からは、口径の大きな井戸ほど地震には安全であるが、150A の井戸でさえも、 $N$  値 5 回の地盤でも、兵庫県南部地震の 2 倍以上の水平震度に耐えることが理解されよう。

表 3.7 井戸に水平力 1tf,軸力 1tf が作用した場合の曲げ応力度と  
地震時における井戸の耐震力

外径 mm	肉厚 mm	$I$ $\text{cm}^4$	$Z$ $\text{cm}^3$	$N$ 値	$E_0$ $\text{kgf/cm}^2$	$\beta$ $\text{cm}^{-1}$	$M$ $\text{kgf}\cdot\text{cm}$	$\sigma$ $\text{kgf/cm}^2$	耐震性 ガル
165.2	5.0	808	97.8	5	140	$1.18 \times 10^{-2}$	42373	473	2170
				10	280	$1.43 \times 10^{-2}$	34965	397	2630
216.3	5.8	2126	197	5	140	$9.45 \times 10^{-3}$	52910	295	3550
				10	280	$1.14 \times 10^{-2}$	43860	249	4290
267.4	6.6	4601	344	5	140	$7.92 \times 10^{-3}$	63131	202	5240
				10	280	$9.59 \times 10^{-3}$	52138	170	6350
318.5	6.9	8202	515	5	140	$6.96 \times 10^{-3}$	71938	154	6910
				10	280	$8.41 \times 10^{-3}$	59453	130	8360
355.6	7.9	13047	734	5	140	$6.24 \times 10^{-3}$	80128	121	8870
				10	280	$7.55 \times 10^{-3}$	66225	102	10740

$I$ :断面二次モーメント、 $Z$ :断面係数、 $E_0$ :地盤の変形係数

$\beta$ :杭の特性値、 $M$ :曲げモーメント、 $\sigma$ :曲げ応力度

井戸の鋼材を SGP とし、その許容曲げ応力度を  $1,000\text{kgf/cm}^2$  と仮定した

### 3.4 地盤の液状化

地震によって液状化する可能性がある地盤は、道路橋示方書では

地下水面が地表面から 10m 以内にある沖積層で、現地盤面から 20m 以内の範囲における平均粒径  $D_{50}$  が 0.02mm 以上 2.0mm 以下である飽和砂質土層

とされている。また、日本建築学会の「建築基礎構造設計指針」では

地表面から 20m 以内の、細粒土 (0.074mm 以下) 含有量が 20%以下の飽和された砂質土

が、液状化の可能性がある地盤とされている。液状化の判定基準についても、各機関で定められている。しかし、今回の兵庫県南部地震で見直されることは必至であり、ここでは判定方法は述べずに、参考として表 3.8 に「道路橋示方書」の判定基準を載せるにとどめる。

液状化するという判定が下された場合には、液状化に対する抵抗率に応じて変形係数  $E_0$  と水平方向地盤反力係数  $k_H$  を低減させるということは、「道路橋示方書」・「建築基礎構造設計指針」とともに共通している。次に「道路橋示方書」の考え方を述べる。

液状化すると判定された地盤の定数は、表 3.9 に示すように、0~2/3 倍の範囲で低減する。低減率がゼロ以外の場合には、3.1 で述べた方法で、曲げモーメントを検討してよい。問題は低減率がゼロの場合である。このときは、設計地盤面を図 3.7 に示すように、液状化しない地盤とする必要がある。この場合、杭は地上に突出した杭として設計する (表 3.2 参照)。

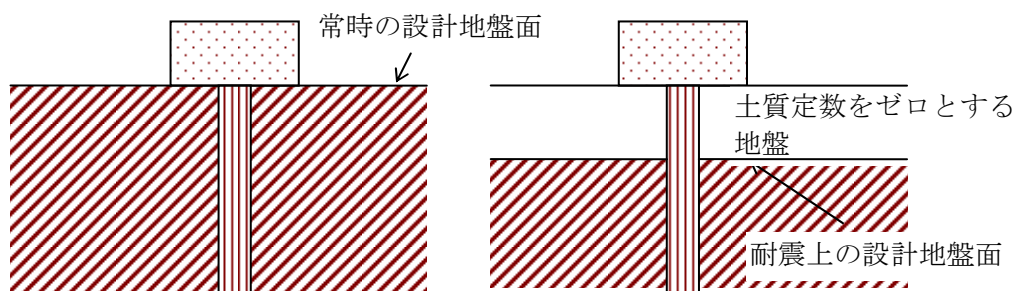


図 3.7 耐震設計上の設計地盤面

表 3.2 でも明らかのように、杭頭が回転しない場合のモーメントは、地中に埋め込まれた杭よりも  $hH/2$  だけ大きくなる。たとえば、地盤の液状化によって地表面から 1m の範囲の土質定数がゼロとなると、水平力が 1tf の場合、モーメントの増加は  $100 \times 1000 / 2 = 50000 \text{kgf} \cdot \text{cm}$  となって、液状化しないときのモーメントとあわせて  $92343 \text{kgf} \cdot \text{cm}$  となる。したがって、150A より細い井戸の場合は、破断する可能性がでてくる。液状化が 10m に及ぶと、300A の井戸でも破断する可能性がある。したがって、液状化の可能性がある地域では、液状化する深度を考慮して井戸口径を決める必要もあろう。表 3.10 に、参考として水平力  $H=1\text{tf}$  と軸力 1tf が作用した場合の、井戸に使用する鋼材許容応力度を考慮した、井戸が破断しない液状化深度を示す。水平力  $H=1\text{tf}$  は、兵庫県南部地震で観測された水平方向の最大加速度 800 ガルによる水平力  $H=0.82\text{tf}$  を上回るもので、今後この程度は設計水平力として考慮する必要があるだろう。

表 3.8 液状化に対する抵抗率  $F_L=R/L$  の換算表 (鋼管杭,1994)

計 算 式	用 語 明
$R=R_1+R_2+R_3$	<p><math>R</math> : 動的せん断強度比</p> <p><math>R_1</math> : <math>N</math> 値と有効上載圧 <math>\sigma'_v</math> の関数で表される動的せん断強度比 <math>R</math> の第 1 項 (図 3.4 参照)</p> <p><math>R_2</math> : 平均粒径 <math>D_{50}</math> の関数で表される動的せん断強度比 <math>R</math> の第 2 項 (図 3.5 参照)</p> <p><math>R_3</math> : 細粒分含有率 <math>FC</math> の関数で表される動的せん断強度比 <math>R</math> の第 3 項 (図 3.6 参照)</p>
$L=r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$	<p><math>L</math> : 地震時せん断応力比</p> <p><math>r_d</math> : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数</p> <p><math>k_s</math> : 液状化の判定に用いる地表面での設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)</p> <p><math>\sigma_v</math> : 全上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\sigma'_v</math> : 有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)</p>
$R_1=0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v+0.7}}$	$N$ : 標準貫入試験から得られる $N$ 値
$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10} (0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$	$D_{50}$ : 土の平均粒径 (mm)
$R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq FC \leq 40\%) \\ 0.004 FC - 0.16 & (40\% < FC \leq 100\%) \end{cases}$	$FC$ : 細粒分含有率 (%) (粒径 74 $\mu$ m 以下の土の質量百分率)
$r_d=1.0-0.015x$	$x$ : 地表面からの深さ (m)
$k_s=c_2 \cdot c_G \cdot c_1 \cdot k_{s0}$	<p><math>c_2</math> : 地域別補正係数</p> <p><math>c_G</math> : 地盤別補正係数</p> <p><math>c_1</math> : 重要度別補正係数</p> <p><math>k_{s0}</math> : 液状化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)</p>
$\sigma_v = (\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)) / 10$	<p><math>\gamma_{t1}</math> : 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (tf/m<sup>3</sup>)</p> <p><math>\gamma'_{t2}</math> : 地下水位面より深い位置での土の単位重量 (tf/m<sup>3</sup>)</p>
$\sigma'_v = (\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)) / 10$	<p><math>\gamma_t</math> : 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (tf/m<sup>3</sup>)</p> <p><math>h_w</math> : 地表面から地下水位面までの深さ (m)</p>

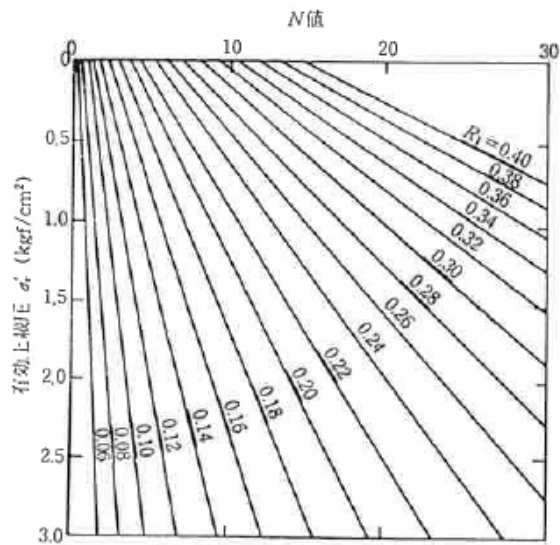


図 3.4 N 値、有効上載圧  $\sigma'_v$  と動的せん断強度比の第 1 項  $R_1$  の関係

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編)

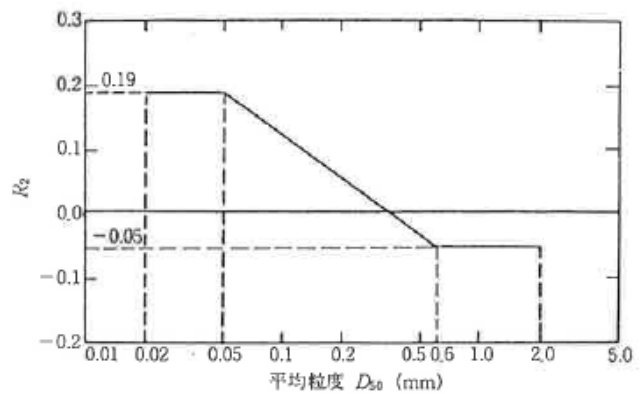


図 3.5 平均粒径  $D_{50}$  と動的せん断強度比の第 2 項  $R_2$  の関係 (出典 4-29)

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編)

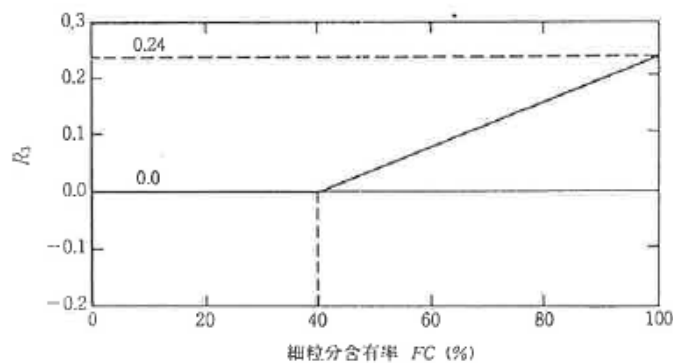


図 3.6 細粉分含有率  $FC$  と動的せん断強度比の第 3 項  $R_3$  の関係 (出典 4-29)

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編)

表 3.9 土質定数に乗ずる係数  $D_E$

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編)

$F_L$ の 範囲	現地盤面からの深度 $x$ (m)	土質定数に乗じる係数 $D_E$
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	1/3
	$10 < x \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	2/3
	$10 < x \leq 20$	1

表 3.10 井戸に水平力 1tf,軸力 1tf が作用した場合の  
井戸の許容応力度を越えない液状化深度と井戸口径の関係

外径 mm	N 値	H=1tf の時のモー メント $M_1$ kgf·cm	$\sigma_a=1000\text{kgf/cm}^2$ の 時の最大曲げモー メント $M_{\max}$	$M_{\max}-M_1$ kgf·cm	許容応力度を越え ない液状化深度 m
165.2	5	42373	93919	51546	1.03
	10	34965	93919	58954	1.18
216.3	5	52910	191878	138968	2.78
	10	43860	191878	148018	2.96
267.4	5	63131	337636	274505	5.49
	10	52138	337636	285498	5.71
318.5	5	71938	507275	435337	8.71
	10	59453	507275	447822	8.96
355.6	5	80128	725486	645358	12.91
	10	66225	725486	659261	13.19

$M_1, M_{\max}$ :液状化しない地盤のモーメント

$M_{\max}-M_1$ :許容しうる増加モーメント

井戸の鋼材を SGP とし、その許容曲げ応力度を  $1,000\text{kgf/cm}^2$  と仮定した



## 4. 想定しうるその他の被害

直接的な地震による井戸の破壊のほかにも、井戸に対する地震の影響が考えられるので、その点も検討する。

### 4.1 地震による水中モーターポンプの落下

地震の震動により井戸内の水中モーターポンプが落下することが考えられる。しかし、ポンプが始動するときにはウォーターハンマーという衝撃が生じており、通常地震よりも強い衝撃を常時経験していることになる。したがって、地震時にポンプが落下したとしても、それはたまたま揚水管との継ぎ手が寿命にきていたものと考えた方がよい。定期的に井戸改修工事等の点検をしていれば、そのようなことは避けられよう。

### 4.2 地震による水質への影響

地震によって、一時的に水が濁ったことはある。それは、井戸掘削時の泥水が井戸外周に残留していたのと、砂利充填が十分でなく、地震の影響で充填砂利が落下し、それに伴って残留泥水が井戸内に侵入したものと考えられた。しかし、このような例はきわめて希である。いずれにしろ、揚水を継続すれば水は清澄となる。

## 5. おわりに

本稿では、主として「道路橋示方書」にもとづいて、井戸の耐震性というものについて考えてみた。しかし、兵庫県南部地震を契機として各機関とも耐震基準の見直しを図ることは確実である。特に液状化というものについては、現象そのものがまだ解明されたわけではない。今後に残された課題は多いといえる。井戸は、その構造上地震にはきわめて強いことが理解されたと思う。しかし、今後はその地区・重要度・地盤強度にあわせた井戸の設計を考慮する必要もあろう。

大正12年9月1日に関東地方をおそった大震災は、東京・横浜を中心として死者・行方不明者20万人という大惨事となった。しかし、当時東京市にあった井戸にはなんらの異常を認めず、焦土の中のオアシスとしての役割を果たした。このことから井戸の安全性が確かめられ、大震災を契機としてさく井施工数が急激に伸びている（図5.1参照）。

今回の阪神大震災においても、今のところ井戸崩壊の情報は入っておらず、深井戸に関する限り何の被害もないようである。これを契機に、井戸の安全性を認識していただければ幸いである。

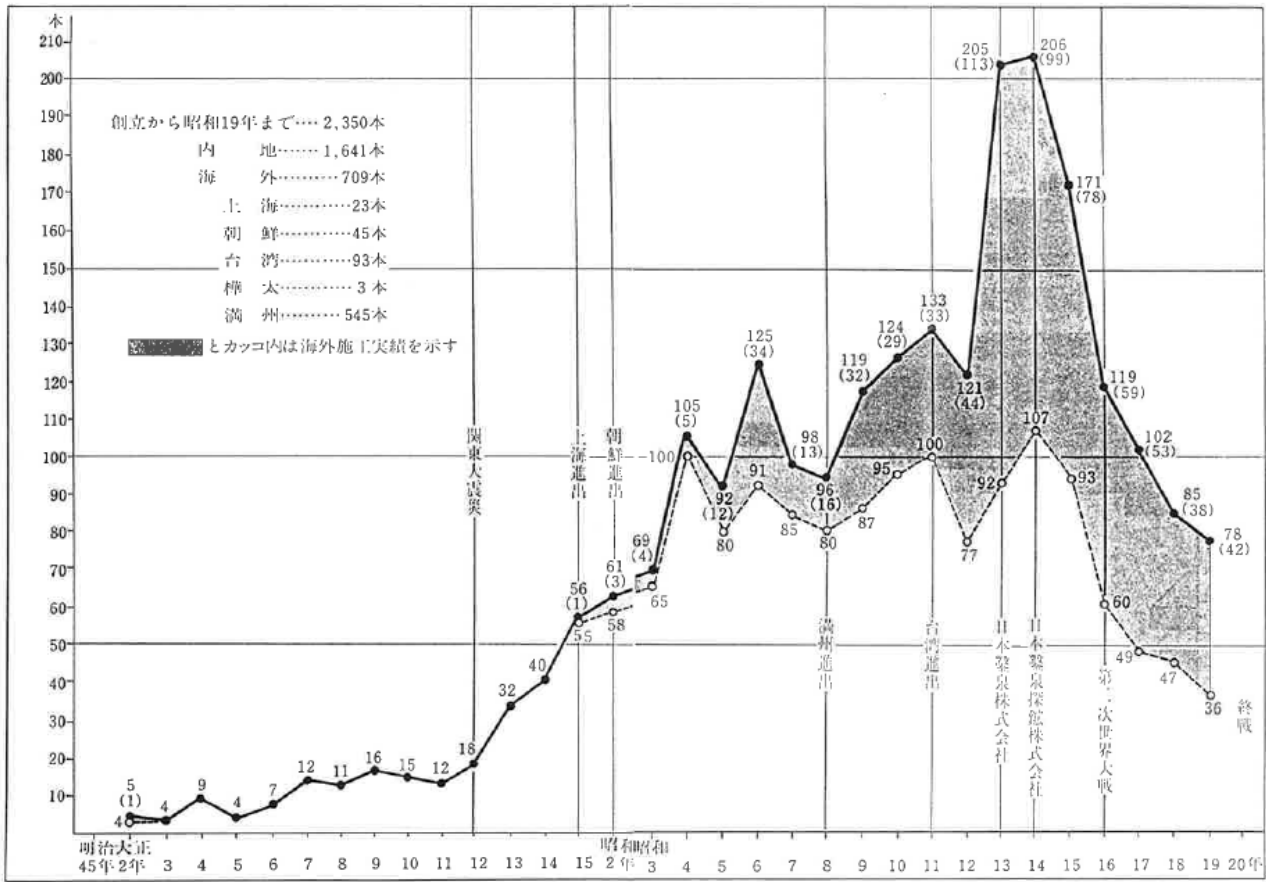


図 5.1 戦前の井戸掘削本数の例 (日さく社史,1981)

参考・引用文献

- 1) 小松左京(1995)：'95 大震災、毎日新聞に連載
- 2) 新日本製鐵 (株) (1985)：鋼管杭の手引
- 3) 建設産業調査会(1979)：地下水ハンドブック
- 4) 日本道路協会(1994)：道路橋示方書・同解説IV下部構造編
- 5) 日本道路協会(1994)：道路橋示方書・同解説V耐震設計編
- 6) 日本建築学会(1988)：建築基礎構造設計指針
- 7) 鋼管杭協会(1994)：鋼管杭—その設計と施工—
- 8) 大原資生(1987)：最新耐震工学、森北出版
- 9) (株) 日さく(1981):七十年史