

傾斜基礎岩盤における大型 タンク基礎の設計

武山正人¹・末澤等²・岩原廣彦³・井桜政泰⁴

¹フェロー会員 工修 四国電力株式会社 取締役建設部長 (〒760-8573 香川県高松市丸の内2番5号)

²正会員 四国電力株式会社 建設部計画課長 (〒760-8573 香川県高松市丸の内2番5号)

³正会員 四国電力株式会社 建設部石炭灰有効活用拡大プロジェクトチーム副主査
(〒760-8573 香川県高松市丸の内2番5号)

⁴正会員 四国電力株式会社 建設部土木課 (〒760-8573 香川県高松市丸の内2番5号)

橘湾発電所の工業用水タンク基礎は、直径が85mと大型であり、同一基礎内において基礎岩盤が一部地表面に露出するとともに全体としては比較的急に傾斜していることから、岩盤までの深さが大きく異なっている。このため、直接基礎と杭基礎の複合基礎とした場合は平面的に、また杭基礎のみとした場合にも杭長によってせん断剛性が異なり、地震時に大きなねじれ振動を起こす懸念がある。そこで、傾斜基礎岩盤に建設される大型タンク基礎のねじれ振動に注目し、2次元ならびに3次元での解析により地震時のねじれ安定性および杭体・コンクリートスラブの変形特性等を確認・総合評価し、傾斜基礎岩盤における大型タンク基礎の設計手法の提案と最適基礎型式の選定を行った。

Key Words: foundations of water tank, torsional vibration, shearing rigidity, pile

1. はじめに

徳島県阿南市に位置する橘湾発電所の工業用水タンクは、直径82m、高さ27.3m、貯水容量12.5万kLを有している。また、その基礎は直径が85mと大型であるのに対し、スラブ厚が0.70~1.05mと薄い柔スラブ構造である(図-1)。

本タンクが建設される地盤は、基礎岩盤線が傾斜するとともに一部が地表面に露出するなど、岩盤までの深さが大きく異なっており、このような地盤における大型タンク基礎の実績は数が少ない。このため、直接基礎と杭基礎の複合基礎とする等、同一基礎内で異種の基礎を併用した場合には、静的にも動的にも固有の強度特性(せん断剛性)が異なることから、地震時に異種基礎部分の境界付近で大変形を生じやすい傾向にある¹⁾。

また、杭基礎のみとした場合でも傾斜基礎岩盤であることから、杭長が大きく変わり杭長によりせん断剛性が異なるため、地震時においてねじれ振動を起こすことが懸念される。

一般にタンク本体とその基礎は設計規準が異なり、それぞれ個々に設計を行っている。このため、タンク基礎の設計にあたっては、地震時における基礎のねじれ振動等でタンク本体に作用する地震力の割増し等設計条件を不利な方向にならないようにするこ

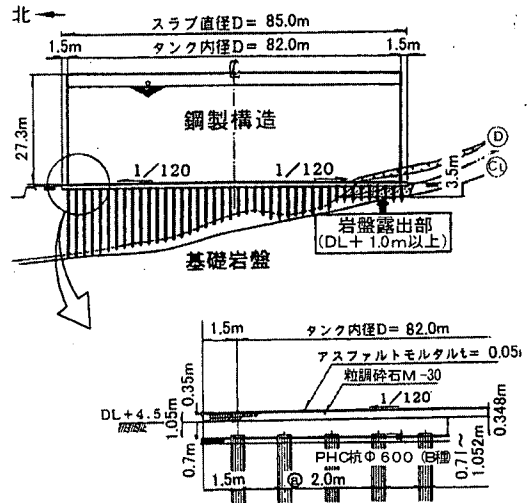


図-1 工業用水タンク基礎断面図

とが肝要である。

そこで、著者らは杭基礎を基本とした3種類の基礎型式を抽出し、これらの課題に対する2次元ならびに3次元での解析的検討を行うことにより、傾斜

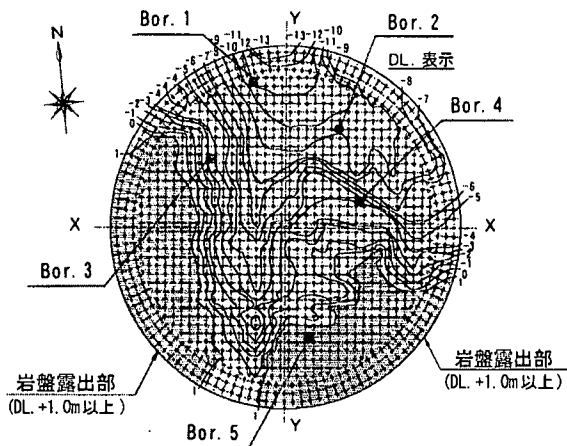


図-2 基礎岩盤コンター図

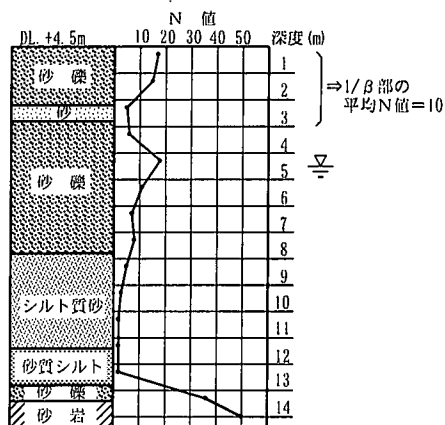


図-3 地盤概要図 (Bor. 2)

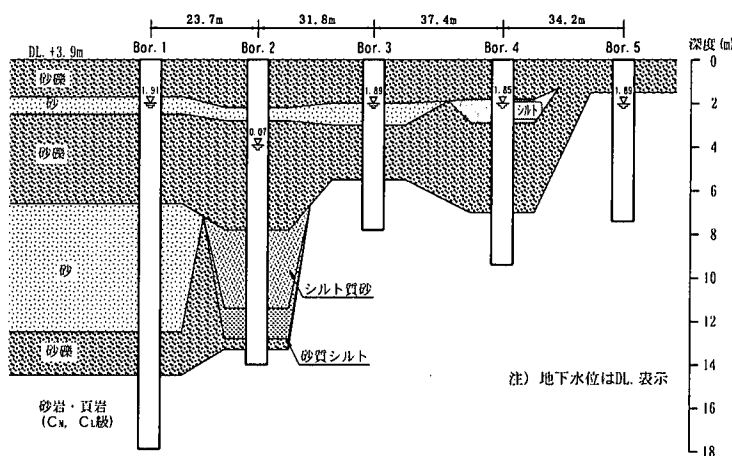


図-4 地質縦断面図

基礎岩盤における大型タンク基礎の設計手法の提案と最適基礎型式の選定を行った。主な着目点は以下のとおりである。

- ①同一基礎内でせん断剛性が異なることにより、基礎型式によっては地震時に大きなねじれ振動を起こすことが懸念される。このため、建築基礎構造設計指針の偏心率の考え方を導入し、基礎のねじれ安定性について検討する。
- ②設計においては、設計上必要とする精度の中で比較的簡易なモデルによって評価することが望まれる。このため、2次元変位法、3次元変位法、3次元骨組み解析により杭ならびにスラブの変形、応力等の算出を行い、解析手法による違いを検証し、最適な設計手法を提案する。
- ③傾斜基礎岩盤における最適なタンク基礎型式を選定する。

2. タンク基礎の地盤状況

タンク基礎建設位置の地盤は、大別すると基礎岩盤であるC_M、C_L級の砂岩・頁岩の互層と、その上部に分布する沖積層からなる。基礎岩盤は北側へ向かって約10°～20°で傾斜しており、タンク中央部は谷形状となるなど複雑な様相を呈している(図-2)。沖積層は表層から砂礫・砂・砂礫・シルト質砂・砂質シルトなどであり、この砂質土の平均N値は10程度である(図-3)。また、沖積層の層厚、地質種別は、スラブ基礎径85mの比較的狭い範囲において変化に富んでいる(図-4)。

3. タンク基礎型式の抽出

タンク基礎の設計にあたっては、図-5に示すフローに従い、まず検討基礎型式の抽出を行った。

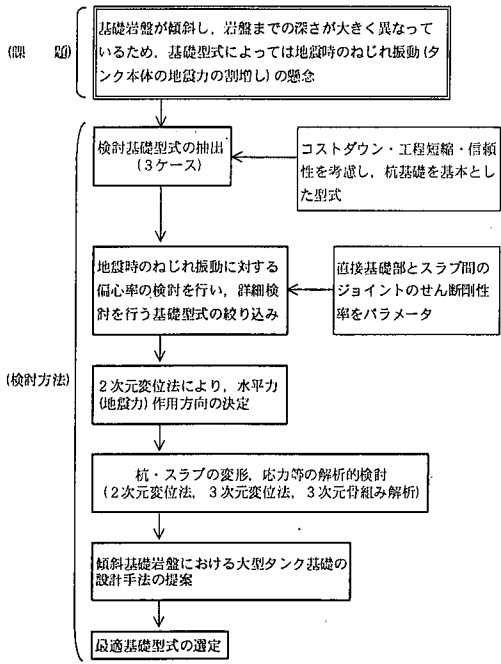


図-5 タンク基礎設計における課題と検討フロー

検討基礎型式は、深層混合処理工法による直接基礎ならびに連続地中壁等も考えられたが、コストダウンや工程短縮ならびに信頼性の観点から杭基礎を基本とし、

- (a) 岩盤露出部を岩盤直接基礎とした「岩盤と杭の複合基礎」
- (b) 岩盤露出部を掘削し、碎石で置換えた「置換碎石と杭の複合基礎」
- (c) 岩盤露出部を碎石に置換えた後に杭を打設する「置換による全面杭基礎」

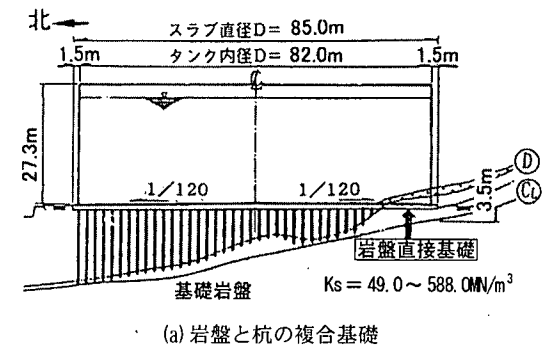
の3種類を対象とした(図-6)。

4. 地震時のねじれ振動に対する検討

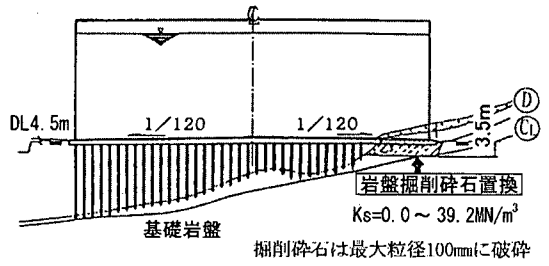
(1) 偏心率

タンク基礎がねじれ振動を起こした場合は、タンク本体に作用する地震力を割り増す必要が生じる²⁾。建築構造物では、ねじれ振動の起こしやすさを示す指標として、重心と剛心の隔たりの割合で表した偏心率を定義し、その数値が大きいくほど偏心の度合いが大きく、ねじれ振動を起こしやすいとしている。また、水平震度の割り増しを考慮しなくても良い範囲として偏心率を0.15以下としている³⁾。

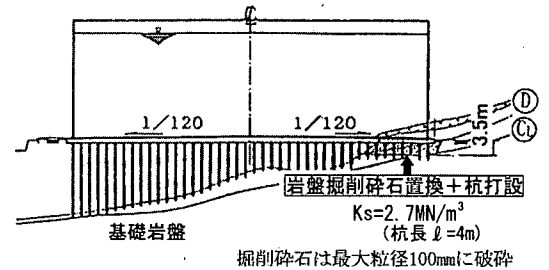
直接基礎と杭の複合基礎とした場合には、平面的にせん断剛性の違いがあり、また、杭のみの基礎の



(a) 岩盤と杭の複合基礎



(b) 置換碎石と杭の複合基礎



(c) 置換による全面杭基礎

図-6 タンク基礎型式(Y-Y断面)

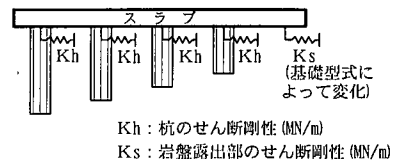
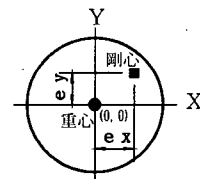


図-7 偏心率の検討概念図

場合でも杭の長さによってせん断剛性が異なる。このため、これらの場合には重心と剛心の隔たり(偏心距離)が大きくなり、ねじれ振動を生ずることが懸念されることから、3種類の基礎型式について偏心率を検討した。偏心率検討の概念図を図-7に示

表-1 杭基礎部のせん断剛性

杭長 (m)	フーチング底面から先端支持層までの層厚 L (m)	地盤反力係数* k (MN/m³)	せん断剛性 K _s (MN/m)	備考	
4.0	2.8	20.3	11.10	有限長	
5.0	3.8	17.2	12.30		
6.0	4.8	17.2	14.30		
7.0	5.8	17.2	15.33		
8.0	6.8	17.2	15.62		
9.0	7.8	17.2	15.57		
10.0	8.8	17.2	15.45		
11.0	9.8	17.2	15.36		無限長
?	?				
18.0	16.8				

* : 福岡-宇都の式 ($k=0.691N^{0.406}$) による。ここに、Nは1/βの平均N値とし、その値は岩盤掘削砕石置換部(杭長4.0m) : N=15, その他(杭長5.0~18.0m) : N=10である。

表-2 岩盤露出部の各基礎型式におけるせん断剛性率ならびにせん断剛性

岩盤露出部の基礎型式	せん断剛性率 k _s (MN/m³)	せん断面積 A (m²)	せん断剛性 K _s (MN/m)
岩盤*	588.0	4.0	2,352
	294.0		1,176
	98.0		392
	49.0		196
置換砕石	39.2		157
	29.4		118
	19.6		78
	9.8		39
	4.9		20
杭(杭長4m)	0.0		0
杭(杭長4m)	2.7	11	

* : 亀裂を含む岩盤のジョイントならびに断層部の直接せん断試験値を参考

す。また、偏心率の算出は次式による。

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}}, \quad R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (1a),(1b)$$

ここに、

R_{ex}, R_{ey} : 偏心率

e_x, e_y : 偏心距離 (m)

$$e_x = |I_x - g_x|, \quad e_y = |I_y - g_y| \quad (2a)(2b)$$

g_x, g_y : 重心 (m)

I_x, I_y : 剛心 (m)

$$I_x = \sum (K_y \cdot X) / \sum K_y \quad (3a)$$

$$I_y = \sum (K_x \cdot Y) / \sum K_x \quad (3b)$$

K_x, K_y : せん断剛性 (MN/m)

X, Y : 各座標 (m)

r_{ex}, r_{ey} : 弾力半径 (m)

$$r_{ex} = \sqrt{K_R / \sum K_x} \quad (4a)$$

$$r_{ey} = \sqrt{K_R / \sum K_y} \quad (4b)$$

K_R : ねじり剛性 (MN · m)

$$K_R = \sum [K_x \cdot (Y - I_y)^2] + \sum [K_y \cdot (X - I_x)^2] \quad (5)$$

(2) せん断剛性

偏心率の算出に用いた基礎のせん断剛性は、杭基礎 (K_h) と岩盤露出部 (K_s) について図-7のモデルで表したバネ定数である。

杭基礎部のせん断剛性 (K_h) は、地盤反力係数 (K 値) を道路橋示方書の基準変位に対して算出される K 値に相当する福岡-宇都の式 ($k=0.691N^{0.406}$)⁴⁾ より換算し、有限長杭 ($l=4\sim 10$ m) ならびに無限長杭 ($l=11\sim 18$ m) について次式⁵⁾ から求めた。算出結果を表-1に示す。

有限長杭の場合

$$K_h = \frac{2EI\beta^3(1-2s\sin 2\beta L \cdot e^{-2\beta L} - e^{-4\beta L})}{(1-2\cos 2\beta L \cdot e^{-2\beta L} + e^{-4\beta L})} \quad (6)$$

無限長杭の場合

$$K_h = 2EI\beta^3 \quad (7)$$

表-3 偏心率の検討結果(代表値)

基礎型式	岩盤露出部のせん断剛性率 k _s (MN/m³)	偏心率	偏心距離 (m)	判定 (許容値 = 0.15 ⁴⁾)
岩盤と杭の複合基礎	588.0	X=0.55	15.98	×
		Y=0.30	8.82	×
	49.0	X=0.43	12.84	×
置換砕石と杭の複合基礎	9.8	Y=0.24	7.08	×
		X=0.18	5.38	×
	0.0	Y=0.10	2.96	○
		X=0.28	7.33	×
置換による全面杭基礎 (杭長4m)	2.7	Y=0.16	4.06	×
		X=0.05	1.55	○
		Y=0.03	0.87	○

* : 建築構造計算指針・同解説³⁾ による偏心率の許容値

ここに、 E : 弾性係数 (N/m²)

I : 断面2次モーメント (m⁴)

β : 杭の特性値 (m⁻¹) = $\sqrt{KD/4ET}$

k : 地盤反力係数 (N/m³)

D : 杭径 (m) = 0.6m

L : フーチング底面から先端支持層までの層厚 (m)⁵⁾ = 杭長 - 岩盤根入長等 (= 1.2m)

また、岩盤露出部のせん断剛性 (K_s) は、1本のせん断バネが負担する直接基礎の面積(せん断面積)と岩盤とスラブ間のジョイントにおけるせん断剛性率の積として求めた。せん断面積は、岩盤露出部のせん断バネを杭の間隔と同様に配置したことから、4 m² (杭間2m × 2m) としている。

各基礎型式において採用した岩盤露出部のせん断剛性率ならびにせん断剛性(バネ定数)を表-2に示す。

なお、岩盤露出部における基礎のせん断剛性率の値は、

・基礎が岩盤の場合、当該地点における砂岩頁岩互層の弾性係数から換算した水平方向地盤反力係数ならびに亀裂を含む岩盤のジョイント、断層材の

剛心の位置と偏心率の関係

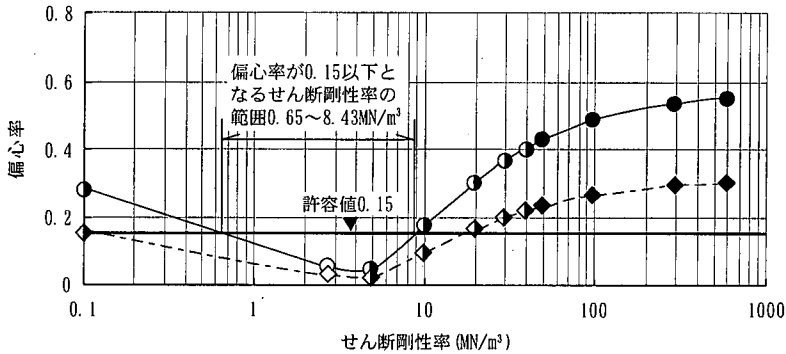
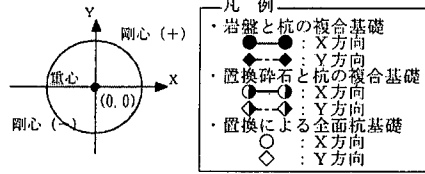


図-8 岩盤露出部のせん断剛性率と偏心率の関係

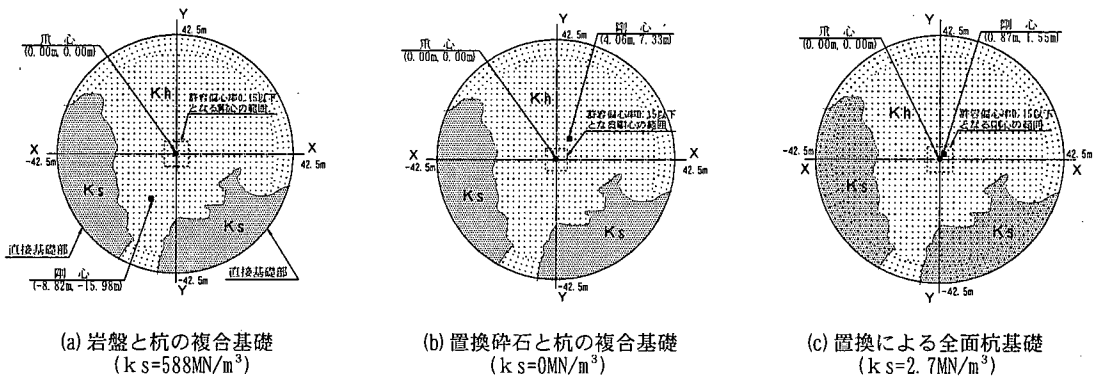


図-9 各基礎型式における重心と剛心の位置関係

せん断試験等に基づき49~588MN/m³とした。

- 基礎が置換砕石の場合、標準貫入試験ならびに孔内水平載荷試験から得られた水平方向地盤反力係数に基づいた4.9~39.2MN/m³とともに、地震時において滑動を始めた瞬間を想定してせん断剛性がゼロの値とした。
- 基礎が杭の場合、福岡-宇都の式に基づき算出した杭(杭長4m)のせん断剛性 K_s (表-1)を、杭1本当たりの負担面積(杭間が2m×2mから4m²)で除した値とした。

(3) 検討結果

偏心率の検討結果の代表値を表-3に、岩盤露出部のせん断剛性率と偏心率の関係を図-8に、各基礎型式における重心と剛心の位置関係を図-9に示す。これらから、以下のことが確認できた。

- ①「岩盤と杭の複合基礎」とした場合は、偏心距離が7.1~16.0mと大きく、偏心率は0.24~0.55となり、許容値0.15を超える(表-3)。しかしながら、この基礎型式においては、偏心率が大きいものの直接基礎部のせん断剛性率が大きい場合、荷重の大半を岩盤部が負担し、回転角、最大ねじりモーメント、最大変位量は小さくなることも予想されるため、最終的な判断はせん断剛性率の最大値588MN/m³を用いた以降の解析的検討結果に基づくこととした。
- ②「置換砕石と杭の複合基礎」とした場合は、置換砕石間のせん断剛性率4.9~39.2MN/m³と小さな変化に対して偏心率の変動が0.03~0.40と大きい。また、偏心率が0.15以下となるせん断剛性率は0.65~8.43MN/m³と小さい範囲となる(図-8)。この様な微妙なせん断剛性率の施工管

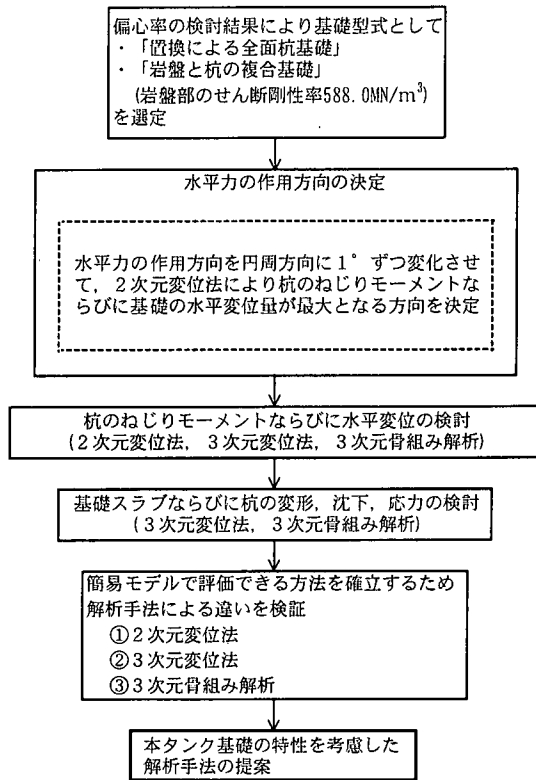


図-10 解析的検討フロー

理は、実施工においては難しいことから、基礎としては不適と判断し、以降の解析的検討からは除外することとした。

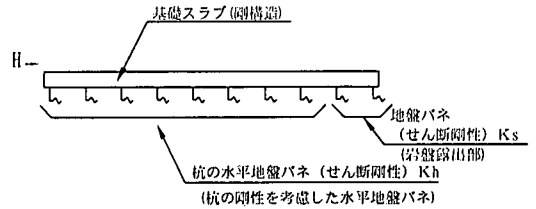
- ③「置換による全面杭基礎」とした場合、有限長(杭長4~10m)と無限長(杭長11~18m)の杭が混在するが、偏心距離が0.9~1.6mと小さく、偏心率は0.03~0.05となり、地震時のねじれ振動に対して安定した基礎となる(表-3)。

5. 基礎スラブならびに杭の解析的検討

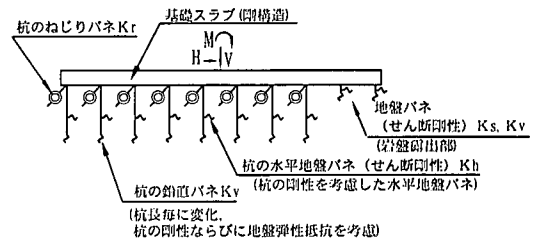
タンク基礎の基本設計は、消防法による「屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準」に基づき行い、杭径、杭本数、スラブ厚を決定している。

今回行った基礎スラブならびに杭の解析的検討では、「岩盤と杭の複合基礎」と「置換による全面杭基礎」において2次元変位法、3次元変位法、基礎スラブを3次元シェル要素でモデル化した3次元骨組みモデルにより地震時の解析を行い、設計上必要な精度の中で比較的簡易なモデルで評価できる手法を確認する。

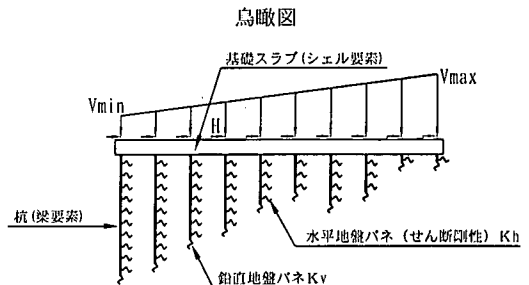
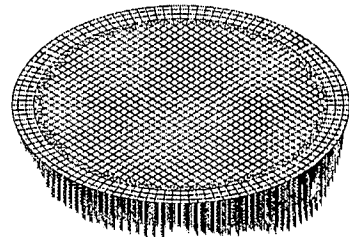
なお、ここでいう「2次元」は、基礎スラブを剛



(a) 2次元変位法モデル



(b) 3次元変位法モデル



(備考) 杭の配置 2.0m×2.0mの正方形配置
⇒ 1本の杭の受圧面積 4 m²

断面図

(c) 3次元骨組み解析モデル

図-11 解析モデル

体の円盤とみなし、杭基礎の場合は、円盤下にせん断剛性を持つパネを杭位置につけたもので、水平面上の変形のみを取り扱うという意味での「2次元」である。

(1) 解析条件

基礎スラブならびに杭の解析的検討は、図-10に示すフローに従って行った。解析モデルを図-11、

表-4 今回の解析モデルにおける解析手法の特徴

解析手法	2次元変位法	3次元変位法	3次元骨組み解析	
解析方法	杭の水平方向バネ定数(せん断剛性) K_h および直接基礎部の地盤バネ定数(せん断剛性) K_s と水平力 H の釣合いから、 ・基礎の水平変位量 ・基礎の回転角 ・杭のねじりモーメントを求める。	杭の水平方向バネ定数(せん断剛性) K_h 、鉛直方向バネ定数 K_v 、ねじりバネ定数 K_r および岩盤部の地盤バネ定数(せん断剛性) K_s 、鉛直剛性 K_v と外力 (H , V , M)との釣合いから、 ・基礎の水平変位量 ・基礎の回転角 ・基礎の沈下量 ・杭のねじりモーメント ・杭の断面力を求める。	杭の長さや剛性、スラブの剛性、地盤条件に応じた杭の水平バネ定数(せん断剛性) K_h 、鉛直バネ定数 K_v および岩盤部のせん断バネ定数(せん断剛性) K_s 、鉛直バネ定数 K_v と外力 (H , V)との釣合いから、 ・基礎の水平変位量 ・基礎の回転角 ・基礎の沈下量 ・スラブの断面力 ・杭のねじりモーメント ・杭の断面力を求める。	
解析の容易度	◎	○	△	
スラブ	剛構造	剛構造	柔構造(シェル要素: 4節点)	
杭とスラブの結合	ヒンジ	ヒンジ	ヒンジ	
杭	水 平	杭の剛性と水平方向に抵抗する範囲である $1/\beta$ 部の N 値から求めたバネ ⁵⁾ 。	同 左。	水平方向に抵抗する範囲である $1/\beta$ 部の N 値から求めたバネ ⁶⁾ 。
	鉛 直	—————	杭の剛性ならびに載荷試験に基づき推定した地盤の弾性抵抗から求めたバネ ⁵⁾ 。	杭の剛性を考慮した梁要素(2節点)ならびにその先端に杭先端地盤の N 値から求めたバネ ⁶⁾ 。
	ね じ り	—————	杭の剛性から求めたバネ。	—————
岩盤部	1本の水平・鉛直バネが負担する岩盤部の面積(約4m ²)と、せん断剛性率との積から求めたバネ。	同 左。	同 左。	
荷 重	スラブ外部から作用。 (H)	スラブ中央に作用。 (H , V , M)	スラブ要素の各節点(杭位置)作用。 (H , V)	

表-5 解析に用いたバネ定数値

(a) 杭のバネ定数値

解析手法	杭長 (m)	水平地盤 反力係数* k (MN/m ³)	バネ定数			
			水平方向 K_h (MN/m)	鉛直方向 K_v (MN/m)	ねじり K_r (MN/rad)	
2次元 変位法	4.0	34.5	21.72	—————	—————	
	5.0		23.28			
	10.0		25.82			
	11.0		34.5			25.82
	18.0					
3次元 変位法	4.0	34.5	21.72	1.432	6.135	
	5.0		23.28	1.089	4.521	
	10.0		25.82	544	1.952	
	11.0		34.5	25.82	502	1.753
	18.0				347	1.022
3次元 骨組み解析	4.0	34.5	0.24	270	—————	
	5.0		0.21			
	18.0					

*: 福岡・宇都の式 ($k=0.691N^{0.406}$) による。ここに、 N は $1/\beta$ 部の平均 N 値とし、その値は岩盤掘削砕石置換部(杭長4.0m): $N=15$, その他(杭長5.0~18.0m): $N=10$ である。また、地震時における検討のため地盤反力係数を常時の2倍としている。

(b) 岩盤部のバネ定数値

(せん断剛性率 $k_s=2 \times 588 \text{ MN/m}^3$)

解析手法	1本のバネが負担する面積 A (m ²)	水平バネ定数 K_s (MN/m)	鉛直バネ定数 K_v (MN/m)
2次元変位法	4.0	4.704	—————
3次元変位法		4.704	15.680
3次元骨組み解析		4.704	15.680

注) 鉛直バネ定数 K_v は、道路橋示方書・同解説において鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比を $0.25 \sim 0.33$ と定めている⁵⁾ ため、 $K_v=K_s/0.3$ としている。

解析手法の特徴を表-4、解析に用いたバネ定数値を表-5に示す。なお、バネ定数は地震時の解析を行うことから、道路橋示方書・同解説に準じて地盤反力係数ならびにせん断剛性率を常時の2倍した値で設定している⁵⁾。

(2) 水平力の作用方向

水平力の作用方向は、杭のねじりモーメントならびに基礎の水平変位量が最大となる方向とし、簡易な方法である2次元変位法により求めた。杭の最大ねじりモーメントは、基礎スラブの回転角が最大となるときに生じるため、回転角 α と変位量 δ について検討を行った。

水平力の作用方向 θ と回転角ならびに変位量の関係を図-12に、回転角ならびに変位量が最大となる水平力の作用方向を表-6に示す。これより、水平力の作用方向 θ (図-13参照)は、置換による全面杭基礎が $\theta=61^\circ$ 、岩盤と杭の複合基礎が $\theta=64^\circ$ とした。

(3) 杭のねじりモーメントならびに水平変位

a) 基礎の回転角ならびに杭の最大ねじりモーメント
岩盤露出部のせん断剛性率と杭の最大ねじりモーメントの関係を図-14に、基礎の回転角と杭の最大ねじりモーメントの算定結果を表-7に示す。これ

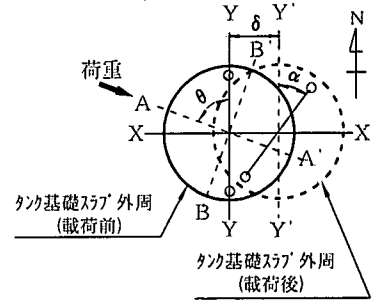
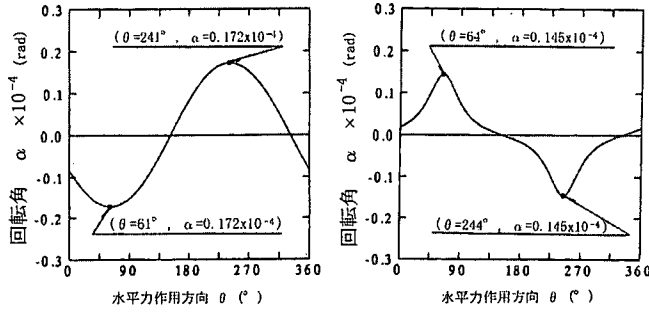


図-13 水平力作用方向 θ ならびに検討断面

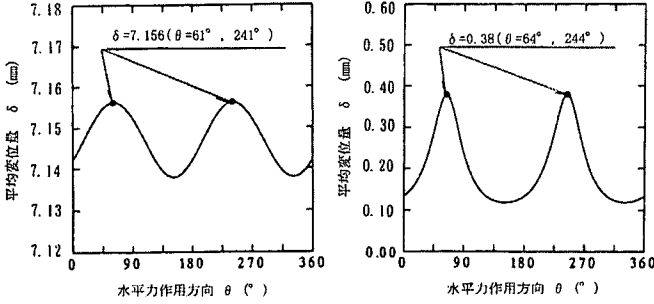


表-6 基礎の回転角ならびに変位量が最大となる方向

基礎型式	水平力作用方向 θ
置換による全面杭基礎	回転角最大 61°
	変位量最大 61°
岩盤と杭の複合基礎	回転角最大 64°
	変位量最大 64°

注) 基礎スラブ中心に対して対称方向の回転角ならびに変位量の絶対値は同値であることから、 $0^\circ \sim 180^\circ$ の範囲における最大値としている。

- (a) 置換による全面杭基礎 ($k_s=5.48\text{MN/m}^3$) (b) 岩盤と杭の複合基礎 ($k_s=1.176\text{MN/m}^3$)

・注) 水平力作用方向 θ は、図-13による。

図-12 水平力の作用方向と回転角ならびに変位量の関係

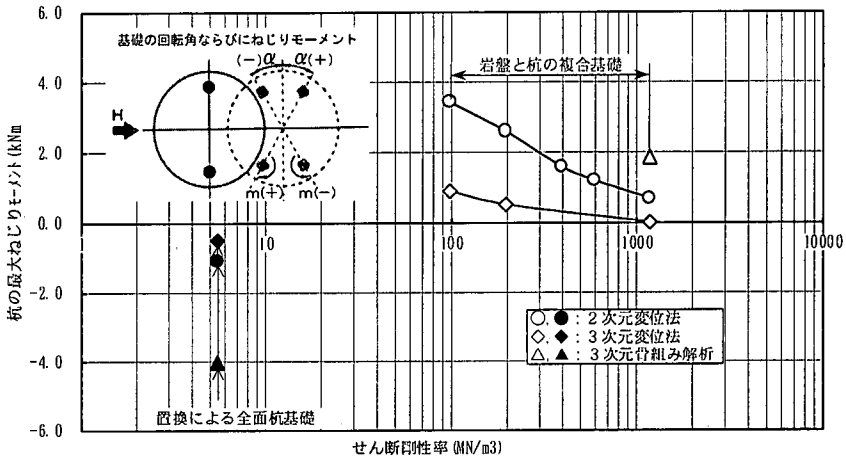


図-14 岩盤露出部のせん断剛性率と杭の最大ねじりモーメントの関係

表-7 基礎の回転角と杭の最大ねじりモーメントの算定結果

基礎型式	岩盤露出部のせん断剛性率 k_s (MN/m^3)	水平力の作用方向 θ ($^\circ$)	回転角 α ($\times 10^{-4}$ rad)			最大ねじりモーメント (kNm)		
			2次元変位法	3次元変位法	3次元骨組解析	2次元変位法	3次元変位法	3次元骨組解析
置換による全面杭基礎	5.48	61	-0.17	-0.09	-0.66	-1.08	-0.49	-4.02
岩盤と杭の複合基礎	1.176	64	0.15	0.03	0.40	0.69	0.10	1.86

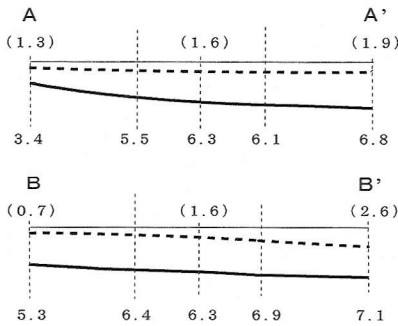
表-8 杭体のせん断耐力の照査結果(3次元骨組)

基礎型式	杭の最大ねじりモーメントによるせん断応力度 (kPa)	杭のせん断力によるせん断応力度 (kPa)	合成せん断応力度 (kPa)	許容せん断応力度 (kPa)
置換による全面杭基礎	124.5	772.2	896.7	< 5.353
岩盤と杭の複合基礎	57.8	6.9	64.7	< 4.877

表-9 杭頭の最大変位量の算定結果

基礎型式	杭頭の最大変位量 δ_{max} (mm)			杭の許容 変位量 (消防法) (mm)
	2次元 変位法	3次元 変位法	3次元 骨組解析	
置換による 全面杭基礎	7.9	7.5	15.4	<50
岩盤と杭の 複合基礎	1.0	0.2	4.4	<50

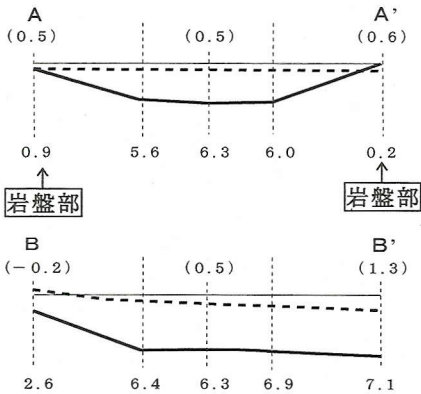
注) 岩盤露出部のせん断剛性率 k_s ならびに水平力作用方向 θ については、表-7の値と同じである。



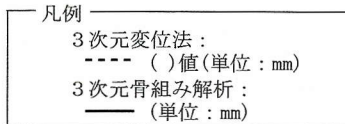
変位法平均: 1.6mm

骨組み解析平均: 6.0mm

(a) 置換による全面杭基礎 ($\theta = 61^\circ$)



(b) 岩盤と杭の複合基礎 ($\theta = 64^\circ$)

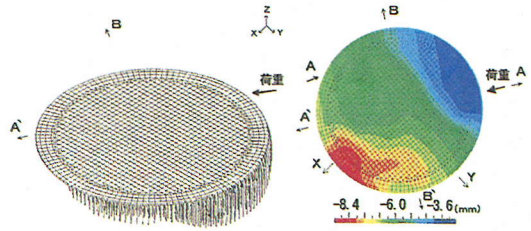


注) A-A', B-B' 断面は、図-13による。

図-15 基礎の沈下状態

より、以下のことが判明した。

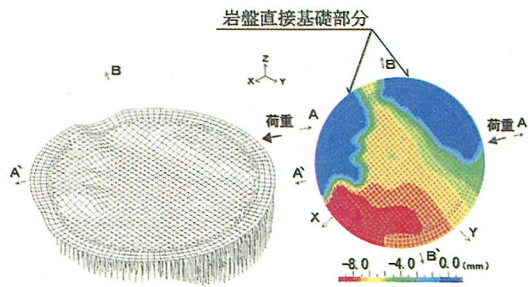
- 杭のねじりモーメントの大きさは、基礎型式に係わらず解析手法によって、3次元骨組み解析 > 2次元変位法 > 3次元変位法の順となり、解析手法の違いによる値の差異は少なかった。



(a) 変形図

(b) 沈下コンター図

(I) 置換による全面杭基礎



(a) 変形図

(b) 沈下コンター図

(II) 岩盤と杭の複合基礎

図-16 基礎ならびに杭の変形・沈下状態(3次元骨組)

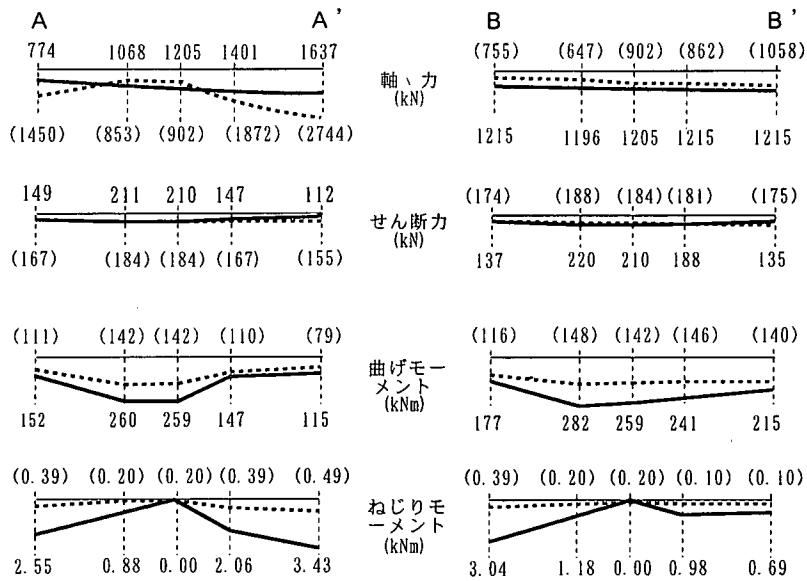
- 最も大きな値となる3次元骨組み解析の結果を用いた最大ねじりモーメントおよびその杭のせん断力による杭体のせん断耐力の照査結果(表-8)より、3次元骨組み解析での値で許容値を十分満足している。このことから、2次元・3次元変位法においても許容値を満足する。

b) 杭の最大変位量

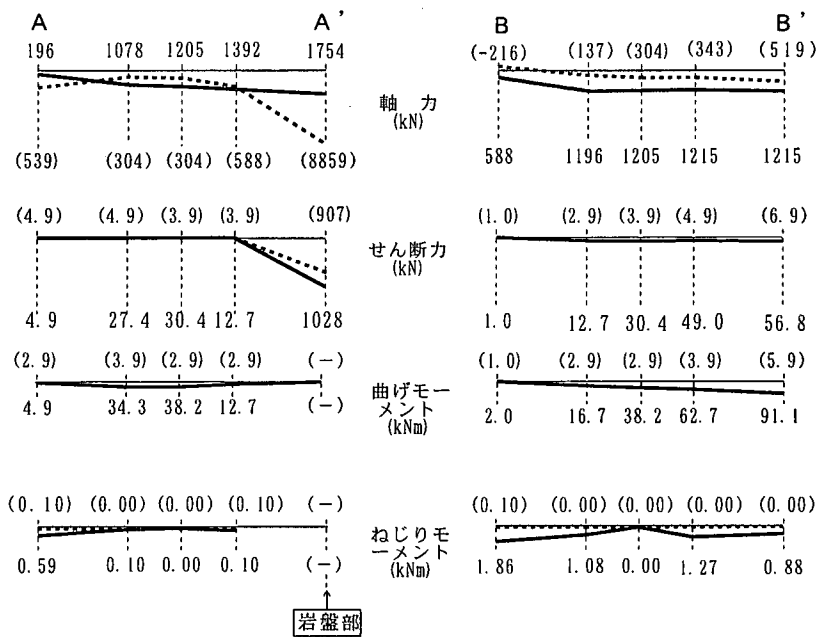
杭頭の最大変位量の算定結果を表-9に示す。

これより、以下のことが判明した。

- 変位量の大きさは、杭のねじりモーメントと同様に解析手法によって、3次元骨組み解析 > 2次元変位法 > 3次元変位法の順となった。
- 全ての値において、消防法による杭の許容変位量(50mm)⁷⁾を十分満足していた。
- 「置換による全面杭基礎」は、いずれも骨組み解析が変位法の2倍程度の値となっている。これは、変位法ではスラブが剛構造であるため変位量は杭の水平バネによる変位のみで決まるのに対し、骨組み解析ではスラブが柔構造であるため、杭の水平バネとともにスラブの剛性に応じた変位が生じているためと考えられる。
- 「岩盤と杭の複合基礎」は、変位法による変位量が極端に少なくなっているが、これは上記の理由



(a) 置換による全面杭基礎 ($\theta = 61^\circ$)



(b) 岩盤と杭の複合基礎 ($\theta = 64^\circ$)

凡例
 3次元変位法 : - - - - () 値
 3次元骨組み解析 : ————

注) A-A', B-B' 断面は, 図-13による。

図-17 3次元変位法ならびに3次元骨組み解析による杭の断面力分布図

とともにせん断剛性の大きい岩盤が多くの荷重を負担したためと考えられる。

以上, それぞれの解析手法により杭のねじりモーメントならびに水平変位の検討を行った結果, 解析手法の違いによって多少の差は見られるものの, い

表-10 杭の断面力検討結果による考察

解析手法	置換による全面杭基礎	岩盤と杭の複合基礎
3次元変位法	<ul style="list-style-type: none"> ・軸力について 1450~2744kNと大きな値を示す個所がある。これは、スラブが剛構造であるとともに、杭のバネ定数が杭長によって異なったものであることから、鉛直剛性の大きな杭長の短い個所(A, A'の置換部付近)において荷重分担が大きくなったためと考えられる。 ・ねじりモーメントについて 最大で0.49kNmと小さく一様である。これは、スラブが剛構造であることから、ほとんど回転しないためと考えられる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・軸力について 「置換による全面杭基礎」型式と同様に、鉛直剛性の大きな岩盤部で8859kNと大きな値を示している。 また、B付近で引抜き力が発生している。これは、スラブが剛構造のため図-15に示すように杭長が長く鉛直剛性の小さいB'側へスラブが全体的に傾斜したためと考えられる。 ・せん断力について A'付近の岩盤部で非常に大きな値となっている。これは、表-5に示すように岩盤のせん断剛性(水平バネ定数)が杭より非常に大きいことから、岩盤部が水平力の大半を負担しているためと考えられる。
3次元骨組み解析	<ul style="list-style-type: none"> ・軸力について 全体に1200kN程度と一定である。これは、スラブが柔構造であることから、平均的に荷重分担がなされているためと考えられる。 ・ねじりモーメントについて スラブが柔構造であることから、杭ならびにスラブの剛性に見合った回転をしている。このため、剛性の大きいA, A'の置換部において大きな値となっている。 	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断力について 同上。 ・曲げモーメントについて 変位法では全体に10kNm以下であるのに対し、相応の値を示している。これは、岩盤部における水平荷重の負担が大きいものの、スラブが柔構造であるため、杭やスラブの剛性に見合った荷重の配分がなされているためと考えられる。

ずれも許容値を十分満足していた。

(4) 基礎スラブならびに杭の変形・沈下

基礎スラブならびに杭の沈下は、3次元での解析が必要となるため、3次元変位法ならびに3次元骨組み解析により求めた。3次元変位法と3次元骨組み解析による基礎の沈下状態を図-15に示す。これより、以下のことが判明した。

- ・「置換による全面杭基礎」の場合は、骨組み解析がA-A', B-B'の平均値6.0mmと変位法の平均値1.6mmより4倍程度大きな値となっているが、両手法ともほぼ一様に沈下している。
- ・「岩盤と杭の複合基礎」の場合は、骨組み解析では岩盤部の沈下量が非常に小さく全体として不等沈下になっているのに対して、変位法ではほぼ均等な沈下となっている。これは変位法がスラブを剛構造としているためであり、スラブを柔構造としている骨組み解析は、杭ならびに岩盤の剛性の違いに起因した基礎の沈下が考慮されているためと考えられる。

また、3次元骨組み解析による基礎ならびに杭の変形・沈下状態を図-16に示す。これによると、「置換による全面杭基礎」の変形が全体に滑らかであるのに対して、「岩盤と杭の複合基礎」の変形は

歪んでおり、特に岩盤直接基礎と杭基礎の境界部で大きなたわみが生じていることが判明した。

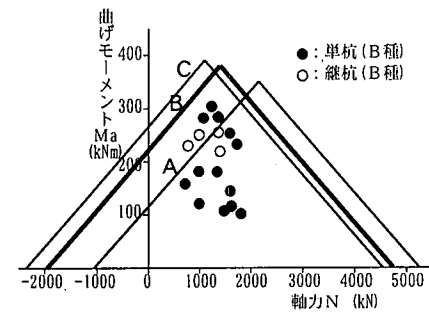
(5) 杭の断面力

杭の断面力の検討は、3次元変位法ならびに3次元骨組み解析により行い、その結果を図-17に示す。また、これより判明した内容について表-10に示す。

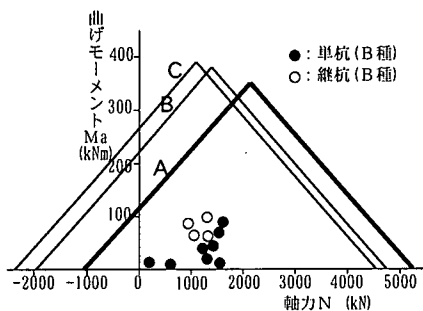
さらに、これらの結果から杭の健全性を確認するため、杭の曲げ耐力に対する検討を行った。曲げ耐力の検討は、曲げモーメントの大きさが3次元骨組み解析>3次元変位法であるため、骨組み解析についてインターアクションカーブを用いて行った。各基礎型式における杭のインターアクションカーブを図-18に示す。ここで、図中のA, B, Cは、PHC杭の有効プレストレスの違いを表す。これより、以下のことが判明した。

- ・「置換による全面杭基礎」は、単杭、継杭ともPHC杭におけるB種の曲げ耐力を満足していた。
- ・「岩盤と杭の複合基礎」は、剛性の大きな岩盤部において水平荷重の大半を負担していることから、杭体に作用する曲げモーメントが小さく、PHC杭におけるA種の曲げ耐力を満足するものであった。

このように、3次元骨組み解析における杭の曲げ



(a) 置換による全面杭基礎



(b) 岩盤と杭の複合基礎

図-18 杭のインターアクションカーブによる評価
(3次元骨組み解析)

耐力が使用杭のB種内であったことから、簡易なモデルであり曲げモーメントが小さい3次元変位法においても許容値内に収まることが確認できる。

(6) 解析的検討結果

2次元変位法、3次元変位法、3次元骨組み解析による検討を行い、解析手法による違いを検証した結果、全般に解析値は骨組み解析>変位法となるとともに、両手法とも許容値を満足していた。

このように、杭長が大きく異なる杭基礎においても変位法で設計することで特段問題はない結果となったが、杭配置、荷重条件などにより必ずしも今回と同様の結果とはならないことも予想されることから、今後同種基礎での解析的研究が必要である。

また、複合基礎型式の場合は、基礎型式の境界部でスラブの変形に大きな変曲点が生じるため、基礎スラブを3次元シェル要素でモデル化した3次元骨組みモデルによる解析を行い、その変形について確認することが必要である。

表-11 3次元骨組み解析による基礎スラブならびに杭体の変形および断面力検討結果

検討項目		置換による 全面杭基礎	岩盤と杭の 複合基礎	備考
杭水のねじれ の検討	基礎の回転角	-0.66×10^{-1}	-0.40×10^{-1}	(rad)
	最大ねじれM	-4.02	1.86	(kNm)
	最大せん断力	220	62	(kN)
	最大ねじれMとせん断力による杭体せん断耐力	$896.7 < 5.353$	$64.7 < 4.877$	(kPa)
	杭頭変位量	$15.4 < 50 *$	$4.4 < 50 *$	(mm)
判定		○	○	
基下状態 の変換 沈み	沈下状態	ほぼ均等に沈下	不等沈下	
	沈下量	3.4~7.1	0.9~7.1	(mm)
	変換状態	スラブ、杭とも 滑らかに変形	境界部のスラブが 極端に変形	
杭力割 の・力 断面 面検討	軸力	1,205(ワカ中心)	1,205(ワカ中心)	(kN)
	曲げモーメント	259(ワカ中心)	38.2(ワカ中心)	(kNm)
	杭体曲げ耐力	インターアクションカーブ内	インターアクションカーブ内	
	判定	○	○	
	スラブ の曲 断	軸力	0.0	0.0(境界部)
曲げモーメント		62.7	1,311(境界部)	(kNm)
コンクリート応力度		$1.67 < 11.76$	$37.53 > 11.76$	(MPa)
鉄筋応力度		$83.10 < 294.0$	$1,798 > 294.0$	(MPa)
判定		○	×	
総合判定		○	×	

*: 消防法におけるタンク基礎の杭の許容変位量⁷⁾

6. 最適基礎型式の選定

3次元骨組み解析による基礎スラブならびに杭体の変形および断面力の検討結果を表-11に示す。これより、以下のことを確認することができた。

- ① 「置換による全面杭基礎」は、杭のねじれモーメントとせん断力によるせん断耐力、杭頭変位量、杭の曲げ耐力、スラブの曲げ耐力のいずれも許容値を満足し、地震時における基礎の安定性が確認できた。また、基礎の変形が滑らかであるとともに、回転角も小さいことから、基礎の挙動がタンク本体に影響を及ぼすことはない。
- ② 「岩盤と杭の複合基礎」は、杭のねじれモーメントとせん断力によるせん断耐力、杭頭変位量、杭の曲げ耐力では許容値を満足している。しかしながら、スラブの曲げ耐力は岩盤と杭の境界部でスラブが極端に変形し、許容値を大きく上回った。このことは、杭体は健全であるものの、岩盤基礎と杭基礎の境界付近に発生する断面力に対応するためのスラブ厚ならびに鉄筋量は膨大なものとなりコスト面でも非常に不経済なものになることを示している。

以上、各種のタンク基礎型式の地震時における安全性の検討結果を踏まえ、今回の傾斜基礎岩盤における大型タンク基礎としては「置換による全面杭基

礎」が最適であると判断し、本型式を採用した。

7. まとめ

この度のタンク基礎設計において得られた知見を以下にまとめる。

- ①地震時のねじれ振動について、偏心率を導入して検討した結果、許容値(0.15)を満足しない基礎は、3次元骨組み解析による詳細な解析においてもスラブの断面力が大きくなり、基礎として不適であった。これより、地震時のねじれ振動について、偏心率による基礎型式の絞り込みが有効であることが判明した。
- ②杭のねじりモーメントならびに基礎の水平変位量が最大となる水平力作用方向、杭のねじりモーメント、杭頭変位は、簡易なモデルである2次元変位法により求めても設計の精度(信頼性)から問題はない。
- ③基礎スラブならびに杭の変形・沈下と杭の断面力は、全体を通してみると、簡易なモデルの3次元変位法により求めても実務上問題はない。
- ④今回の傾斜基礎岩盤における大型タンクの最適基礎型式は、基礎スラブならびに杭の変形・応力の総合評価により「置換による全面杭基礎」とした。

今回の検討において、偏心率で許容値(0.15)を満足しない複合基礎型式については、地震時における基礎の安全性に問題が生じることが判明した。また、

設計において簡易なモデルである変位法により検討しても実務上問題ない結果を得ることができた。

しかしながら、複合基礎型式の場合においては、せん断剛性の異なる基礎型式の平面的な配置状況によっては、偏心率が許容値以下になるような場合が考えられる。このような場合は、変位法のみによって検討を行っても、問題がないとは言い切れない。このため、今後数多くの地盤、基礎型式について検討を行い、傾斜基礎岩盤におけるタンク基礎の設計手法を確立していくことが望まれる。

謝辞:最後に、本論文の執筆に当たり、貴重な助言とご指導頂いた関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 91-92, 1988.
- 2) 日本建築センター：新しい耐震設計，pp. 103-105, 1979.
- 3) 日本建築センター：構造計算指針・同解説，pp. 147-149, 1991.
- 4) 日本鋼管杭協会：鋼管杭—その設計と施工—，pp. 187-192, 1986.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書同解説IV下部構造編，pp. 237-398, 1996.
- 6) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物，1997.
- 7) 危険物技術研究会編：屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準(杭基礎及びリング基礎について)解説，pp. 51-82, 1983.

(2000. 12. 22受付)

DESIGN OF A LARGE TANK FOUNDATION ON AN INCLINED BASEROCK

Masato TAKEYAMA, Hitoshi SUEZAWA, Hirohiko IWAHARA
and Masahiro IZAKURA

The foundation of the industrial water tank at Tachibana-wan Power Station is very large with a diameter of 85m. Since part of the baserock is exposed at the ground surface and sloped relatively steeply, the depth of the baserock varies greatly in a single foundation. As a result of this, in an event of an earthquake, there is a danger of two-dimensional vibrations when a combined footing of a spread foundation and a pile foundation is used. On the other hand there is a danger of large torsional vibrations due to the difference in the length of the piles when only a pile foundation is used. Placing emphasis on the torsional vibrations of a large tank foundation built on an inclined baserock, the torsional stability, the deformation characteristics and so on of the piles and concrete slabs in an event of an earthquake were confirmed and evaluated by two-dimensional and three-dimensional analysis, and the design method of a large tank foundation on an inclined baserock was proposed and the optimum foundation type was selected.