プラント構造物の耐震性に関する基礎的研究*

横井重三**, 大森弘一**, 縄田義祐***

A Basic Study on the Behavior of Plant Structures in Time of Earthquake*

by Juzo Yokoi**, Kōichi Omori**, Yoshisuke Nawata***

Summary : The desperate shortage of land in Japan for industrial development has necessitated extensive land reclamation of areas previously underwater areas.

The reclaimed land is usually unstable. Therefore before designing refinery plants to be built on such ground, study of the behavior of such structures during earthquake loadings is essential.

This paper presents the analysis of the dynamic response of certain structure at Kawasaki Refinery, Toa Nenryo Kogyo K.K.

1) First the basic properties of the foundation were determined by measurement of elastic wave and micro-tremor.

2) The finite element method was applied to a section including the revetment and the tanks, using the result of 1), and the displacements and the stresses in the foundation during an earthquake were calculated. The safety of the foundation was assessed.

3) Finally the dynamic response of a flare-stack as a single discrete mass system was analyzed.

The analytical study described above appeared to be very helpful in clarifying the dynamic behavior of the refinery foundation during earthquakes and assessment of the safety of structures.

1 はじめに

わが国のプラントは、立地上の諸条件により、その大部分が、大都市周辺の臨海工業地帯として、比較的軟弱な埋立地に建設されてきている。また、日本の経済の成長に伴って、各地に大規模工業地帯が建設されようとしているが、その場合も、比較的軟弱な埋立地に建設を余儀なくされており、必然的に地震の危険にさらされていると言って良いであろう。

したがって、いうまでもなく個々の構造物の耐震性の検討がまず必要であり、同時にその構造物の集中の度合を考え、地域全体を総合的には握けるような耐震計画、防災計画が必要であろうと思われ、その研究の一端を報告するしだいである。

2 研究概要

従来、耐震設計の主流は、震度法に代表される静的解析方法であった。震度法による設計は、簡易計算として広く実用的であり、かつ、かなりの信頼性が経験的に知られ、それなりの利用価値と意味を持っていた。

しかし、最近のように埋立軟弱地盤に構造物が建設され、しかもそれが、かなりの集中の度合をもって行なわれる時、従来の設計では適用解析できない種々の問題が生じてきた。それは次のような理由によるものと思われる。すなわち、

(1) 地盤の地震時の挙動に不明確な点が多く、特に軟弱な

地盤や、流動化しやすい砂地盤は、静的な土の性質から単純に類推できない。

(2) 長固有周期を持つ構造物は、静的震度法の適用範囲を越えるため、それを直接利用するには無理がある。したがって、地盤の振動特性をつかんだ上で、動的な応答解析をする必要がある。

(3) 構造物の集中の度合と、災害の重大さを考え、地域的にみた耐震性を検討しなければならない。

以上の理由により、最近、動的解析の必要性が高まってきている。それは、過去の大地震の苦い経験以来、痛切に感じられてきたことであるが、まだまだ開発の歴史も浅く、手法としての確立が急がれている。

そこで、今回、不十分ながらも、それに対する試みとして、東亜燃料工業川崎工場浮島 400 号地を対象として、以下のような解析を行なった。

(1) 地盤の弾性波測定と常時微動測定から、地盤の振動特性を求めた。

(2) 護岸構造物と付近の構造物(タンク)を包含するゾーンに対して、有限要素法を適用し、地域的な地震時の解析を試みた。

(3) フレアスタックに対して、地震応答解析を行なった。このような塔状構造物は、固有周期が長く、振動モデルのとり方が重要な意味を持っている。

これらの解析から得られた数値は、地域、構造物に固有なもので、さしあたり普遍性を持ちえないと考えられるが、それらを求める手法は、普遍性を持ちうるものと考えられる。したがって、その辺に着目していただければ幸いである。

* 昭和 47 年 10 月 16 日受理

** 東亜燃料工業株式会社 (100 東京都千代田区一ツ橋 1-1-1) Toa Nenryo Kogyo K.K. (1-1-1, Hitotsubashi, Chiyoda-ku, Tokyo 100)

*** 大成建設株式会社 (104 東京都中央区銀座 2-5-11) Taisei Construction Co., Ltd. (2-5-11, Ginza, Chūō-ku, Tokyo 104)

3 地盤の振動特性

弾性波速度測定と常時微動測定により地盤の振動特性を解析した。

3.1 弾性波測定

一般に、弾性波測定は、地表下あるいは地表面で人工的に弾性波を発生させ、その伝ばを観測することによって、地盤の諸弾性定数を求めるものである。弾性学的には波動を次の2種に分ける。すなわち、(1) 波面に垂直な変位を持つP波（縦波）、(2) 波面の方向に変位するS波（横波）である。このS波はさらに、SV波、SH波の二成分に分けられている。

解析方法は、P波、S波の走時曲線を描き、次式により計算する。

$$V_P = \sqrt{\frac{G + 4/3 K}{\rho}} \quad \text{ここで } G: \text{剛性率}$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad K: \text{体積弾性率}$$

$$\rho: \text{密度}$$

埋立地のような、比較的軟弱な地盤では、一般に $V_P \gg V_S$ であるから $4K/3 \gg G$ であり、結局、

$$V_P \approx \sqrt{\frac{4K}{3\rho}}$$

となる。すなわち、 V_P は K に、 V_S は G に支配されていると考えて良いわけである。

土の骨格構造を考えるなら、体積弾性率 (K) には間げき水が非常に大きな役割をはたし、一方、剛性率では、水の影響はなく、骨組だけで剛性抵抗を受け持つことが予想される。した

がって、海岸付近とか海底などのように、水で飽和されている地層では、土の骨組に比べ水の体積弾性率が大きいから、 V_P は地質に左右されないと考えて良い。なお、ヤング率を E とすると、次のような関係を得る。

$$G = \rho \cdot V_S^2$$

(a) Block Diagram

(b) Section of Bore Hole Detector

Fig. 1 The Measurement Method of Velocity Logging

Fig. 2 Records of Elastic Wave

Fig. 3 Time-Distance Curves

$$K = \frac{3}{4} \rho \cdot (V_P^2 - V_S^2)$$

$$E = 2(1 + \sigma)G \quad \text{ここで } \sigma: \text{ポアソン比}$$

これらの式から、ボーリング土質試験により、密度 ρ が求まるから G, K, E, σ を求める。以上のことは軟弱地質における土の性質と弾性波速度についての一般論であり、岩盤の場合については別の考察が必要である。

弾性波測定に使用した計器を Fig. 1 に示す。図の a) は測定系のブロックダイアグラムを示す。孔中受振器は、加圧装置から水を送り孔壁に固定される。受振器の向きは、方向計の指示メーターで読み取ることができる。受振器の出力は、減衰器によって適当な振幅にそろえ、そのあと増幅器によって増幅し、オシログラフに記録される。孔中受振器は、図の b) に示す構造となっており、器体に取り付けたゴムチューブがふくらんで、ボーリング孔壁に固定する。器体の内部には3成分の変振器が組み込まれている。また、先端には孔内水圧の変化を検出し、S波の判別を容易にするためのハイドロホンと、受振器の向きを検出するための方位計ヘッドが組み込まれている。

今回の測定では、雷管をボーリング孔内におろし、孔底から順次 3 m 間隔に深度を変えながら雷管を爆発させ、人工的に弾性波を発生させた。この場合、発生するS波はSV波である。受振器は、地表面に孔口から 1.8 m, 7.9 m 離れた2地点に設置した。受振器をこのように孔口から離れたのは、SV波が真上に行かず斜上に出やすいことを考慮したためである。

Fig. 2 a), b) は地表面に設置した受振器の記録であり、測定深度ごとに並べなおしてある。a) はP波(上下動成分)、b) はSV波(水平動成分)の記録である。

Fig. 3 a), b) にP波、S波の走時曲線を示す。これは、記録上O印の位相を読み取り、深度と波の到達時間の関係としてプロットしたものである。

この Fig. 2, 3 に対し、さきに述べた解析方法を適用し、地

Fig. 4 Boring for Propagation Velocity Test

質と弾性波速度の関係を求めることができた。この結果は、Fig. 4 に示すとおりである。

3.2 常時微動測定

常時微動を測定し、地盤の卓越周期などの振動特性を求めるのが目的である。

常時微動のようなランダムな波形の解析方法としては、スペクトル解析が用いられる。今、波形(情報) $x(t)$ が定常エルゴード過程の一つの標本関数として、フーリエ積分すると発散するが、補助関数を用いることによって、フーリエ積分ができ、絶対値の2乗のアンサンブル平均が求まる。

フーリエ積分で表わすと、

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f) e^{i2\pi f t} df$$

パワースペクトルを

$$S(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} |X(f)|^2$$

で表わすと、2乗平均は、

$$\bar{x}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S(f) df$$

となる。

パワースペクトルは、 $X(f)$ (周波数スペクトル) の絶対値の2乗、すなわち、振幅の2乗に比例する量であり、エネルギーに相当し、その積分値が2乗平均値 $\bar{x}^2$ に等しくなる。したがって、パワースペクトルを振動数に対してプロットしたものは、エネルギー分布を示し、また、位相に関係しないことから、周波数スペクトル $X(f)$ のピークは、パワースペクトルのピークから求められる。

次に、自己相関関数を、

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t)x(t+\tau) dt$$

で定義すると、

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(f) e^{i2\pi f \tau} df$$

の関係があり、パワースペクトルのフーリエ逆変換として一意的に求まる。

一般に自己相関関数は $\tau=0$ で最大値をとり、ランダムプロセスでは、 τ が増加するに従い漸減し、 $\lim_{\tau \rightarrow \infty} R(\tau)=0$ となる。一方周期成分を含むと、有限な値として残るので、かくれた周期成分の検出に有効である。もし周期関数を、

$$x(t) = a \sin(\omega t + \phi)$$

とすると、

$$R_x(\tau) = \frac{a^2}{2} \cos \omega \tau$$

となり、自己相関関数は周期関数と同じ振動数 ω を持つ周期関数となり、振幅は $a^2/2$ である。

常時微動測定用ボーリング孔は、-15.0 m, -31.0 m, -40.0 m, -50.7 m, -77.4 m の計5本を用意した。測定した計器のブロックダイヤグラムを Fig. 5 に示す。

自己相関関数、パワースペクトラムは、新たに開発した Spectrum Computer により算出した。この電子計算機は、A-D 変換器を内蔵しており、サンプリング間隔とデータ個数を指定して、パルスを送ることにより、自動的にデータレコーダーからアナログ量のデータを、デジタル化して読み込むことができる。これにより、おのおのの深度における同時測定波形の同時刻におけるデータが確実にサンプリング計算される。また、測定波形を二重積分回路に通し、変位波形に変換して、

(a) Measurement System

Fig. 5 System for Measurement and Analysis of Micro-Tremor

変位の自己相関関数およびパワースペクトルも求められる。解析に使用する記録は、計算機の性能上、サンプリング間隔を 0.05 sec で、50 秒間の記録を使用し、最大遅延時間を 5 sec とした。

NS, EW 両方向の加速度と変位のパワースペクトルおよび自己相関関数をそれぞれの深度について検討した。ここでは地表面と、深度 -50.7 m のものを掲載する。なお、加速度の自己相関関数はノイズなどによる高周波成分が多く、グラフとして有用でないと考えられたので示していない。それぞれのグラフを Fig. 6 (1)~(12) に示す。(1), (3) の地表面における自己相関関数のグラフを見ると、周期が約 1.2 sec の周期的な波が(他の深度における自己相関関数のグラフを見ても、周期 1.1~1.3 sec の波の存在が確認される)存在することがわかる。これらの自己相関関数に対応するパワースペクトルの図 (5), (7) をみると、約 0.8 Hz の周波数が卓越している。これは、周期が $1/0.8=1.25$ sec で自己相関関数で見られた 1.2 sec の波と一致している。このことより、この地盤の卓越周期は約 1.2 sec であると思われる。

地表面の自己相関関数から地盤の減衰定数を求めると、NS 方向は 0.10, EW 方向は 0.08 である。スペクトルパターンから考えると、この地盤は方向性を持たないと考えられ、減衰定数を 0.09 と推定した。深度 -50.7 m の加速度のパワースペクトルをみると [(10), (12)], 一様にフラットと考えられるので、この地盤の地震基盤層を -50.7 m とした。

周波数応答関数(伝達率)は、地表面のパワースペクトルを -50.7 m におけるパワースペクトルで割算し、その平方根として求まる。NS 方向の周波数応答関数を、Fig. 7 に示す。これから、基盤(-50.7 m)~地表面の伝達率は、卓越周期 0.8 Hz 付近で 6.5~7.5 倍程度であることがわかる。これは2の測定波形と比較しても妥当であると思われる。0.5 Hz 以下で8倍以上のものがあるがこれは地震計周波数特性、ノイズによるものと考えられる。

Fig. 6 Autocorrelation Function and Power Spectrum

Fig. 7 Frequency Response Function (Displacement)

次に、せん断振動モードを Fig. 8 に示す。(1) 図は、0.7 Hz, 0.8 Hz, 0.9 Hz における振動モードで、1次振動モードを示していることがわかる。(2) 図は、2.5 Hz, 2.6 Hz, 2.7 Hz の振動モードを示している。これは、理論的に1次振動の周波数の3倍が第2次振動の周波数を表わすと考えたためである。第2次振動モードを表わしているようにも思えるが、実際には種々の振動モードが重なりあっていいると考えられる。

ここには図示していないが、同様の手法によって、垂直方向の振動は、1.5 Hz が卓越している。

3.3 地盤の振動特性

3.1.3.2 において、それぞれ弾性波測定および常時微動測定を行ない、その解析の結果、東燃川崎400号地の地盤振動特性としては、およそ次のように考えられる。すなわち、

(1) 地盤の卓越周期は、1.25 sec 付近にある。変位パワー

Fig. 8 Vibrational Mode

スペクトルをみると、他の周波数部分にもピークが見られるが、ピークの大きさも小さく、その影響は変位については非常に小さいと考えてよい。したがって、地盤の固有周期 1.25 sec をもった、一質点系として近似することも可能であると思われる。

(2) 地震基盤は、-50.0 m 付近に想定できる。

(3) 1.25 sec 付近の地盤の減衰定数は、10% 程度である。

(4) この地盤の振動特性は、方向性を持たない。

以上のように考えられる。

4 有限要素法を用いた護岸構造物の動的応答計算

4.1 計算条件

地震時における護岸構造物の各点の変位、速度、加速度、最大断面力を算定し、同時に周辺の地盤の安全性を解析した。地震基盤に対する入力地震波は El Centro, Taft, Tokyo 101 を採用した。

有限要素法モデルは、護岸法線より海側へ 120 m, 陸側へ 200 m, 深さは、陸側で 55.2 m, 海側で 40 m の地盤を三角形要素に分割している。護岸構造物は剛体として取り扱った (Fig. 9)。

境界条件として、モデルの下端部は完全剛結とし、自重による応力を検討する場合は、鉛直方向スライド、水平動の計算には水平方向スライドとした。地盤のヤング率、ポアソン比は、弾性波測定の結果を用いた。単位体積重量は、自重による応力計算に対しては浮力分を差し引き、水平慣性力による動的応答計算には、間引き水の慣性力を考慮する意味で、単位体積重量を割増した。また付近のタンクに働く慣性力も考慮した。基盤への入力波は単位加速度として 100 gal とした。減衰定数は 15% とし、応答計算はモーダルアナリシスにより、3 次振動まで採用した。

4.2 応答計算

Fig. 9 Section of Revetment

	Density	Cohesion	Internal Friction Angle	N Value	Youngs Modulus	Poisson Ratio		Density	Cohesion	Internal Friction Angle	N Value	Youngs Modulus	Poisson Ratio
1	1.8	0	25	3	9,000	0.49	7	0.7	6.0	0	10	10,000	0.49
2	1.0	0	25	3	9,000	0.49	8	0.5	4.0	0	5	10,000	0.49
3	1.0	0	30	10	10,000	0.49	9	0.6	4.5	0	6	10,000	0.49
4	1.0	0	25	15	12,000	0.49	10	0.6	6.0	0	8	10,000	0.49
5	1.0	0	30	10	12,000	0.49	11	0.6	5.5	0	7	10,000	0.49
6	0.5	25	0	2	10,000	0.49	12	0.75	6.5	0	15	27,000	0.49

1st T = 1.497 sec

2nd T = 0.631 sec

3rd T = 0.487 sec

Fig. 10 Vibrational Mode

固有周期、固有モードは Fig. 10 に示す。それによれば、次のようにまとめることができる。すなわち、1 次の固有周期は 1.497 sec で、陸側の地盤のせん断 1 次振動を示す。2 次の固有周期は 0.631 sec で、海側のせん断 1 次振動の固有周期である。他の振動モードは、複雑な形となり、いちがいにはどの部分が卓越しているか判別できない。特に、護岸構造物付近では、高次振動の影響があり、複雑な挙動を示すことが予想される。

常時微動の観測の結果、地盤の卓越周期は、 $T=1.25$ sec であることがわっている。本計算で1次固有周期は $T=1.497$ sec で、固有周期が長くなっている。これは、タンク重量を考慮したため全体の慣性質量が大きくなったためである。

次に、Fig. 11 の変位図および加速度図によると、タンク中心点の変位が、護岸天端の変位より大きい。これはタンクの慣性重量が原因である。なお El Centro, Taft, Tokyo 101 のうち、Taft, 波に対する応答値が最も大きかった。なお、この場合減衰定数を 15% にしたが、これは常時微動観測値より大きい値である。これは、大地震時には減衰定数が增大することが予想されるためである。

Fig. 12 に、変位と加速度の応答曲線を示す。これは、護岸法線位置と、そこから陸側へ 115 m 地点（タンク中心点）と海側へ 66 m の地点の応答値であるが、変位の応答は各点とも同様な振動性状を示し、位相遅れはなく、全体がほぼ同様に振動していることがわかる。加速度応答では、海側と陸側で位相遅れを生じ、逆向きの加速度で振動していることもある。

次に、モールの破壊条件を適用して、地盤の安全性を検討した。それを Fig. 13 に示す。これは、刻々、各要素の応力状態を算出し、最も危険な状態を時刻とは無関係に図示したものである。破壊の最も著しい部分は、護岸より海側地盤の上層部とタンク基礎周辺部である。この程度の地震では、この破壊が決定的な被害に直結するとは考えられないが、さらに大規模の大きい地震において、この部分より破壊が進行することが考えられる。また、最下層部にも破壊領域があるが、この部分では、せん断強度 6.5 t/m^2 で検討しており、実際の動的強度はこれより大きいのではないと思われる。

5 フレアスタック動的応答計算

5.1 計算条件

地震応答計算に用いる多質点系の振動モデルは、なるべく忠実に実際の構造物を反映していなければならない。そこで Fig. 14 に示すように、立体トラス構造を静的に解析し、質点位置における剛性を検討し、すなわち、単位荷重を加え、その変形量からこれと等価な変断面片持梁を作成した。このとき煙突自体の剛性は無視し、その重量のみを考慮した。Fig. 15 に、このようにして作成した振動モデルを示す。質点数は 12 個であり、片持梁は階段状に変化する変断面として示している。

地震外力は、フレアスタック振動モデルの下端より入力するが、このとき、下端部は完全固定としている。入力波は、弾性波測定と常時微動測定から求めた人工地震波のほかに 3 種の波を使用した。

- (1) Imperial Valley 地震 1940 年 El Centro NS 成分
- (2) Kern Country 地震 1952 年 Taft NS 成分

Fig. 11 Max. Displacement and Max. Acceleration

- (3) 埼玉地震 Tokyo 101
- (4) 人工地震（今回測定に基づき作成したもの）
Kawasaki 401

人工地震は電子計算機により、正規分布するランダム波を発生させ、 $T=1.25$ sec（卓越周期）のフィルターを通過させることにより作成した。入力波の最大加速度は 200 gal とした。

Fig. 12 Calculated Responses of Displacement and Acceleration

モーダルアナリシスで応答計算を行ない、第5次振動までを採用した。また、減衰定数は鉄鋼構造物であることを考慮して $h=0.05$ とした。

5.2 応答計算

まず、固有周期と固有モードを求めると **Table 1**, **Fig. 16** のようになる。第2次振動モードで、上部の振幅が急激に増大しているのが特色である。

四つの入力地震波に対する応答変位を **Fig. 17** に示す。El Centro の応答値が最も大きい。これは El Centro の卓越周期とフレアスタックの1次周期が近いためである。人工地震に対しては、比較的小さいことがわかる。

同様に地震による各部分の最大曲げモーメント、最大せん断力を求めた。これを **Fig. 18** に示す。この場合もやはり、El Centro が最も大きく、人工地震は比較的小さく出ている。

なお、頂部における変位応答曲線と加速度応答曲線を **Fig. 19** に示す。この場合変位応答では、第1次振動が卓越し、加速度応答では、第2次振動の影響が大きいことがわかる。

6 総括

以上述べてきたように、プラント構造物に関する耐震を考える場合、その基礎地盤の状態が非常に大

Fig. 13 Classification of Stress

きな要素となっている。したがってあるエリアにプラントを計画する場合、地震計の設置によって、実際の地盤の振動特性を測定するのが最良の方法であるが、これに代るものとして常時微動、弾性波等の観測を行ない、そのデータをもとに各プラント構造物の耐震を検討するのも一方法である。

耐震設計は、まだまだ多くの問題点を残しながらも、不規則

Name of Member	Length (m)	Area (cm ²)	Name of Member	Length (m)	Area (cm ²)	Name of Member	Length (m)	Area (cm ²)
V ₁	10.161 ²	148.8	D ₁	12.556 ¹	38.36	H ₀	15.000	
V ₂	7.045	148.8	D ₂	8.705 ³	30.87	H ₁	12.283 ⁵	30.87
V ₃	8.187 ⁶	118.5	D ₃	9.681 ⁷	30.87	H ₂	10.400	
V ₄	6.465	118.5	D ₄	7.642 ⁹	30.87	H ₃	9.176 ¹	30.87
V ₅	6.386 ⁴	86.29	D ₅	7.576 ²	30.87	H ₄	8.210	
V ₆	5.056 ³	86.29	D ₆	5.998 ⁸	22.72	H ₅	7.255 ⁵	30.87
V ₇	4.774 ⁹	67.55	D ₇	5.772 ⁷	22.72	H ₆	6.500	
V ₈	4.235 ¹	67.55	D ₈	5.120 ¹	22.72	H ₇	6.110 ⁶	17.06
V ₉	4.357 ⁵	38.36	D ₉	5.221 ⁷	17.06	H ₈	5.765 ³	
V ₁₀	3.851 ⁶	38.36	D ₁₀	4.615 ⁴	17.06	H ₉	5.410	17.06
V ₁₁	3.881	38.36	D ₁₁	4.640	12.18	H ₁₀	5.095 ⁹	
V ₁₂	3.427	38.36	D ₁₂	4.097 ²	12.18	H ₁₁	4.779 ⁴	17.06
						H ₁₂	4.500	17.06

Fig. 14 Skelton of Flare Stack

Fig. 15 Idealized Dynamic Model

Table 1 (sec)

	Natural Periods		Natural Periods
1 st	0.442	4 th	0.016
2 nd	0.082	5 th	0.010
3 rd	0.031

Fig. 16 Calculated Vibrational Mode

Fig. 17 Calculated Max. Acceleration and Max. Displacement

Fig. 18 Calculated Max. Stress

Fig. 19 Calculated Responses

振動論の適用によってある程度の解析手法が得られつつある。しかし、最終的に必要なのは、いかに構造物が安全であるか（危険であるか）という安全性の理論である。そのために、今後ますます研究，開発されなければならないのは，構造物の動的な強度の問題と構造物のある部分が，一定の応力を越える確率を求め，動的な強度と結びつけて，総合的に安全性を検討す

る信頼性の理論であると思われる。

土を含めて，構造物の動的な強度は，静的に得られた結果を単純にアナロジーできない点に特徴がある。今回の計算例でも，最終的な地盤の安全性を検討する際，静的なせん断強度から類推しているが，このような現在の限界を見きわめた上，さらについてその努力をしたい。