

塔槽類や配管系は地震のときどのように揺れるか

株式会社 プラント耐震設計システムズ
池 田 雅 俊

1. まえがき

化学工業、石油化学工業、石油精製設備等の危険物を扱う設備や、電力、ガス、水道等のライフラインの設備は、国民の生命、財産を守る為、それぞれ法規で耐震設計を行うことが義務付けられ、それぞれの法規で詳細に耐震性の評価のための計算方法が規定されている。法規ごとに異なる設計計算方法が規定されているが、総体的には大差のない規定となっている。

しかしながら、規定は地震の加速度、応力等の計算式及び許容条件が羅列されているだけで、きわめて分かり難いものとなっている。地震のゆれはどのような特徴があり、貯槽類、压力容器、配管などがどのように揺れるのか、どのように壊れるのかなどは読み取れない。これらの地震時の状態を考慮して地震に対してどのような考え方や方針で計算式が規定されているかは記述されていない。

今回は、適切な耐震設計を行うために必要な情報として、実地震の特徴を解説し、構造物がどのように応答するか、構造物の耐震設計を行うために地震動に関するどのようなデータが必要か、また、どのような方法により地震時の状態をシミュレーションするか等の耐震設計の基本的な方法の解説を行う。

2. 構造物は地震のときどのように揺れるか

地震により地表が揺れ（「地震動」という。）ると、貯槽類、压力容器、配管系などの構造物（以下単に「構造物」という。）は揺れ（以下「地震応答」という。）変形あるいは変位する。地震動の強さ（一般には最大加速度）が同じでも、地震動の特性や構造物の振動特性が異なればその構造物の地震応答は異なる。これらのことを考慮して耐震設計は行われなければならない。

2.1. 地震のゆれとは

耐震設計でよく利用される代表的な地震動の加速度波形をあげると、

- (1) 1940年5月18日 Imperial Valley地震のEl Centroで記録された地震波
- (2) 1952年7月21日 Kern Country地震のTaftで記録された地震波
- (3) 1968年5月18日 十勝沖地震の八戸港で記録された地震波
- (4) 1995年1月17日 兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で記録された地震波

などが有名で地震波の特性、計測条件などもよく知られており、耐震設計を行う時の標準

的な地震波形として利用されている。

ここでは、(2)の Taft 波を図 1 に例示しておく。Kern Country 地震波はマグニチュード 7.7 の地震（震源深さ 18km）で、Taft は震源から 41.5km の位置にある。波形は水平 2 方向（N21E 及び S69E）と鉛直方向の波形が記録されている。N21E 方向は最大 152.7 Gal、S69E 方向は 175.9 Gal と記録されている。

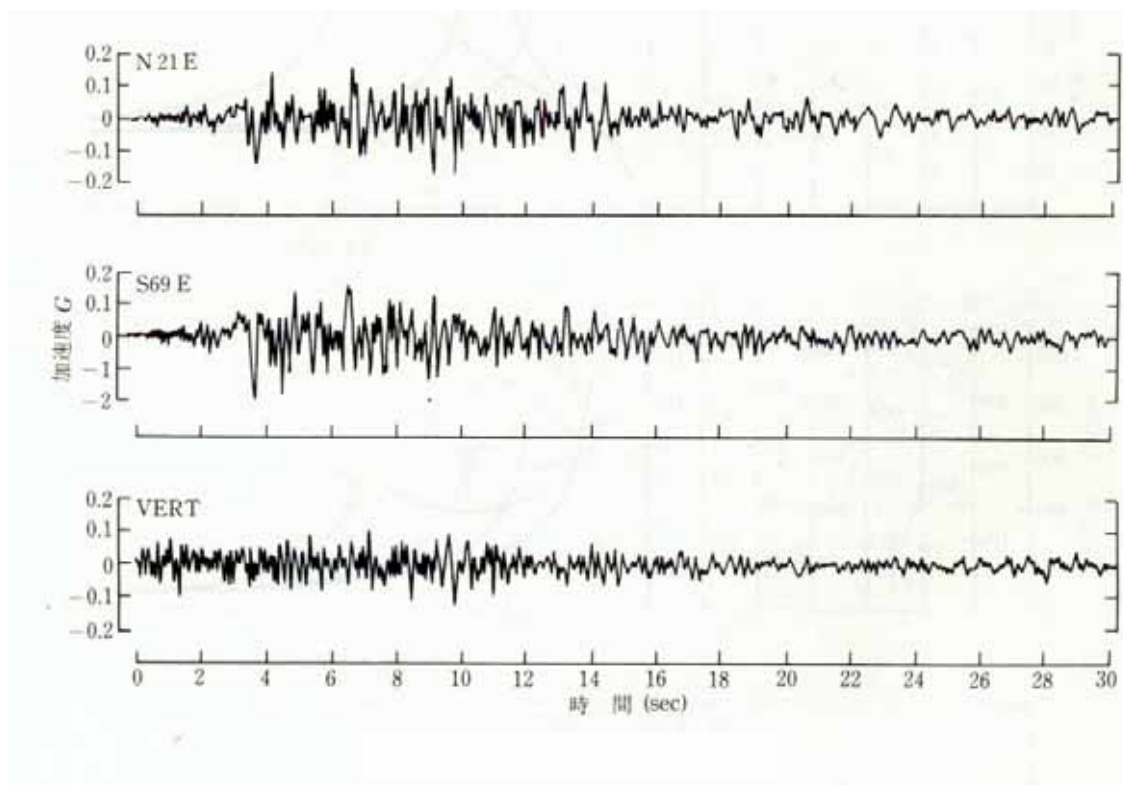


図 1 1952 年 7 月 21 日 Kern Country 地震の Taft で記録された地震波

耐震設計を行う場合に地震波の特徴は、地震波がいろいろの周期の正弦波（サインカーブ）を足し合わせたものに分解して考えること（数学的にフーリエ展開という。）できることを利用するとわかりやすい。（正確に言うと地震波は非定常波であり統計的にその成分を取り出してくることになる。）

図 2 は地震波形にその周期 T の正弦波成分がどのくらいの強さで含まれているかを、数学的な処理をして求めた結果を実線 $A(T)$ でしめす。一般にフーリエスペクトルといわれている。将来の地震にたいしても特定のサイトで襲来する地震波のフーリエスペクトルは、地震学の発達で震源データ、マグニチュード、震源距離及び地盤特性データから理論的に概略推定することが可能となってきている。

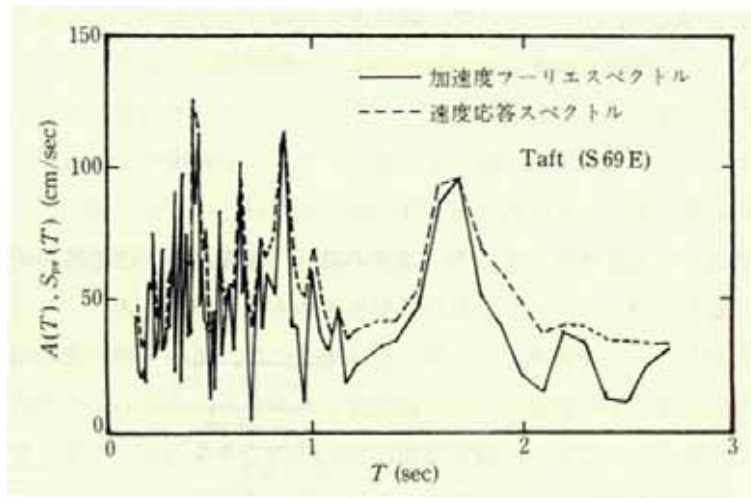
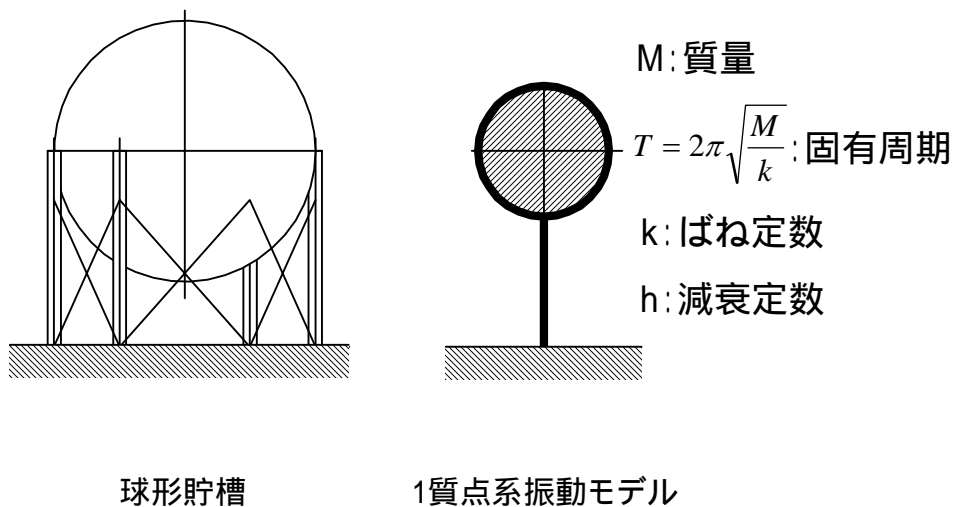


図 2 Taft (S69E) 波のフーリエスペクトルと速度応答スペクトル (文献 1)

通常地震波は非常に短い周期から地震の揺れが収まるまでの時間に相当する周期までの波がほぼ連続的に分布しているが、その周期の正弦波の強さに山谷があることが分かる。耐震設計を行おうとしている構造物の固有周期にたいするフーリエスペクトルの値(その周期の正弦波成分の強さ)によって地震応答量を計算することができる。なお、同図で速度応答スペクトルも示されているが、後で説明する。

2.2. 構造物のゆれの特徴

ほとんどの塔槽類は、たとえば球形貯槽は、球殻の中心に球形貯槽の全質量が集中しているとして、図 3 のような 1 質点系振動モデル(振動方程式)により地震応答が計算できる。



球形貯槽

1質点系振動モデル

図 3 球形貯槽の振動モデル

一質点系振動モデル

一般に 1 質点系振動モデルでは、重心の位置の変位量が決まれば各部材の変形量や応力が計算できる。たとえば、球形貯槽の場合、球殻の中心の移動量が決まれば（球殻が剛で地震時の変形が少ないとき）支柱、ブレース、アンカーボルト各部の変形、応力が計算できる。この場合、たとえば、ブレースは局部的に揺れるかもしれないが球形貯槽を地震時支持するという機能にはほとんど影響がない。球形貯槽全体の揺れはすべて計算できることになる。

1 質点系の質量、ばね定数及び減衰定数の 3 個のパラメータを決めてやれば、球形貯槽全体の揺れは完全に計算することができる。

質量とは全質量である。保有流体の質量、構造物の質量、保温材の重量、その他その上の付属品、配管の重量なども含む。（保有流体が揺動（スロッシング）する場合には有効重量でよい。）

ばね定数とは重心が単位量だけ変位したとき重心に作用する外力である。静的な荷重条件で材料力学的に計算し求められる値である。ばね定数が大きいと同じ変位をさせるためには大きな外力が必要となる。変位を大きくするには、外力は、これに比例して大きくせねばならない。

減衰定数は、数値としては把握しがたい概念であり、一律に設定することの困難なパラメータである。一般に振動する構造物は自由振動するとき振動エネルギーが減衰してゆき時間が経つと振動は止まる。この減衰は等比級数的に進み、1 周期あたりエネルギーの減少割合（を 4 で除した値）を減衰定数といっている。減衰定数は、構造力学的な条件、使用材料や周り設置条件などに影響を受け再現性のない値であるが、耐震基準では規定されることが多い。減衰定数の大きいほど揺れは小さな値となり、揺れも早く終息する。塔槽類、配管、架構などの減衰定数は 2 % ~ 10 % 位の値となる。

塔槽類や配管系のように質量が長さ方向に分布するような場合は必ずしも 1 質点系で表せないが、数学的な処理をすれば 1 質点系の地震応答の和で表すことができる。したがって、構造物の揺れの特徴を理解するためには 1 質点系の地震応答を把握すればよい。

1 質点系の地震応答特性パラメータ

塔槽類の地震応答は 1 質点系の運動方程式を解けば得ることができる。この解（加速度や変位）は上述した固有周期と減衰定数の 2 パラメータだけにより決定することになる。ここで、固有周期は質量 M とばね定数 K から次式により算出できる値である。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

1 質点系は地震波が入力されたとき、地震波には前節で述べたとおり多くの正弦波が含んでいるが、塔槽類の耐震設計に当たっては、1 質点系に正弦波が入力される時の応答特性を理解することが基本となる。これらの応答の和として塔槽類の地震応答を把握すれば

よい。

正弦波に対する応答

特定の周期の正弦波が 1 質点系の構造物に入力される時の応答を説明する。いま、以下の説明では、図 4 に示すように、ばねの取り付け点（球形貯槽の例ではアンカー部）を A 点として、重心（球殻の中心）を B 点とする。A 点を正弦波で揺らすことを考える。

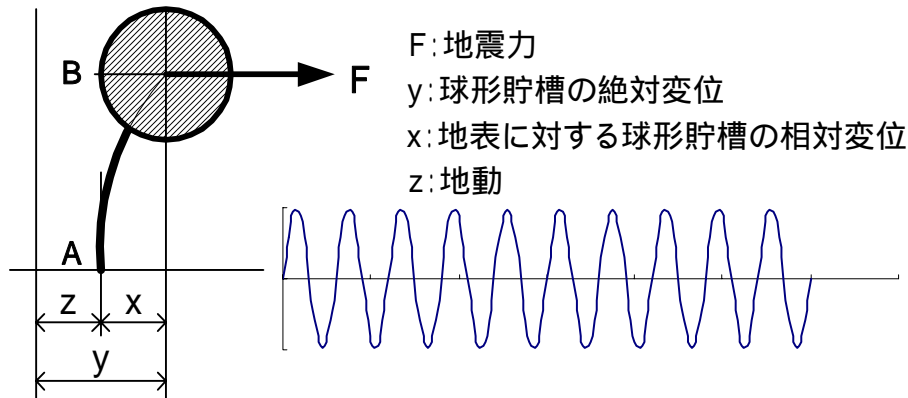


図 4 1 質点系振動モデルの正弦波応答

入力正弦波が固有周期に比して長い周期であるとすると、A 点はゆっくり移動するので B 点も A 点と同じように移動する。いいかえれば、A 点と B 点の間にはほとんど変位の差（相対変位）はなく移動するので、応力はほとんど発生しない。このような時、構造物は加振波に対して剛（剛構造）であるという。

入力正弦波の周期を短くして、速くしてゆくと、B 点の振動は、A 点より大きく揺れ始め、ついには固有周期に一致する周期で極端に大きな振幅を示すことになる。この時、構造物は加振波に対して共振しているという。

つづいて、入力正弦波の周期をさらに短くしてゆくと、B 点の揺れは小さくなり、さらには、A 点の揺れに追従できなくなる。ついには、B 点はほとんど動かなくなる。このとき、A 点と B 点の相対変位は A 点の振幅（加振正弦波の振幅）と等しくなる。このような状態を構造物は加振波に対して柔であるという。

このような正弦波に対する応答の様子を図 5 にしたものが共振曲線といわれるものである。

横軸は T_s / T_g （ T_s : 構造物の固有周期、 T_g : 加振周期）であり、ゆっくり揺ることから始めてだんだん早く揺るのは、横軸を左から右へ移動して行くことを表す。縦軸は、(a) 図では A 点と B 点間の最大相対変位、(b) では重心の最大加速度を表す。

前述したように、構造物の耐震設計はこの変位又は加速度の最大値にそれぞればね定数又は質量を乗じることにより地震力が計算され、耐震設計に必要な値は全て得られることになる。

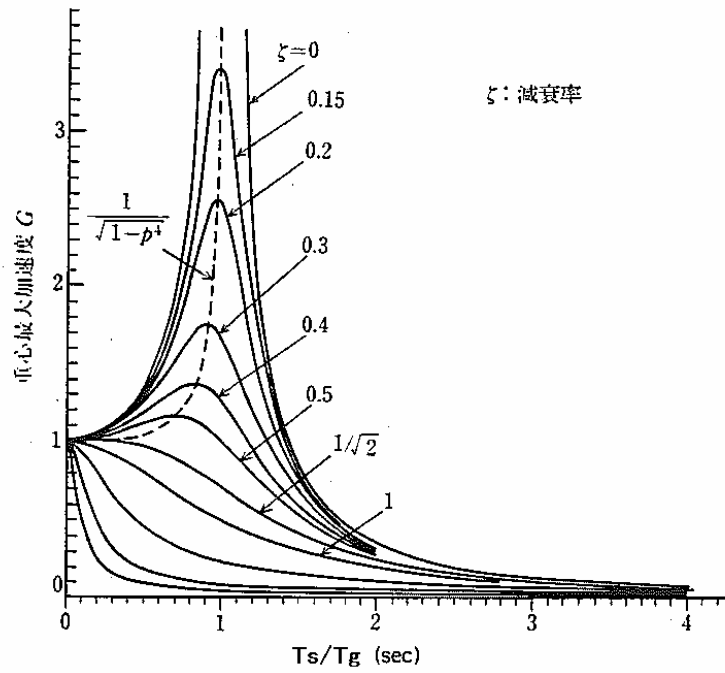
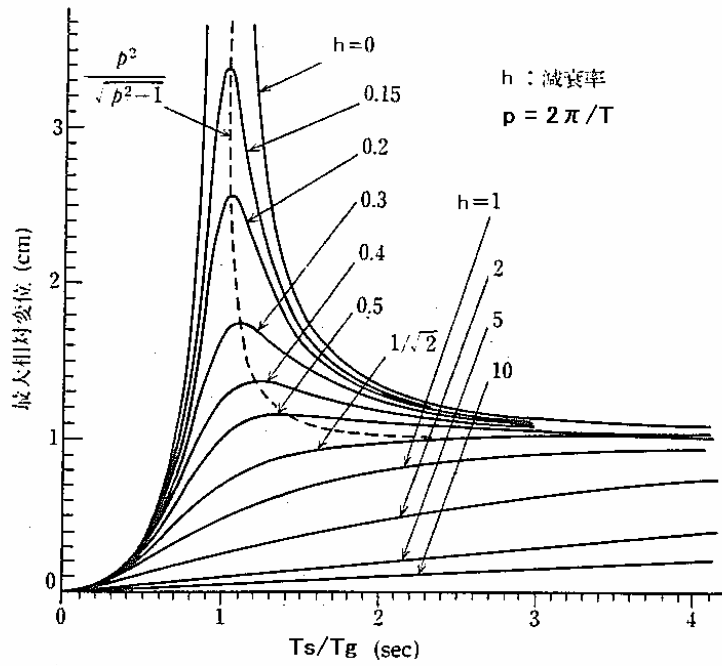


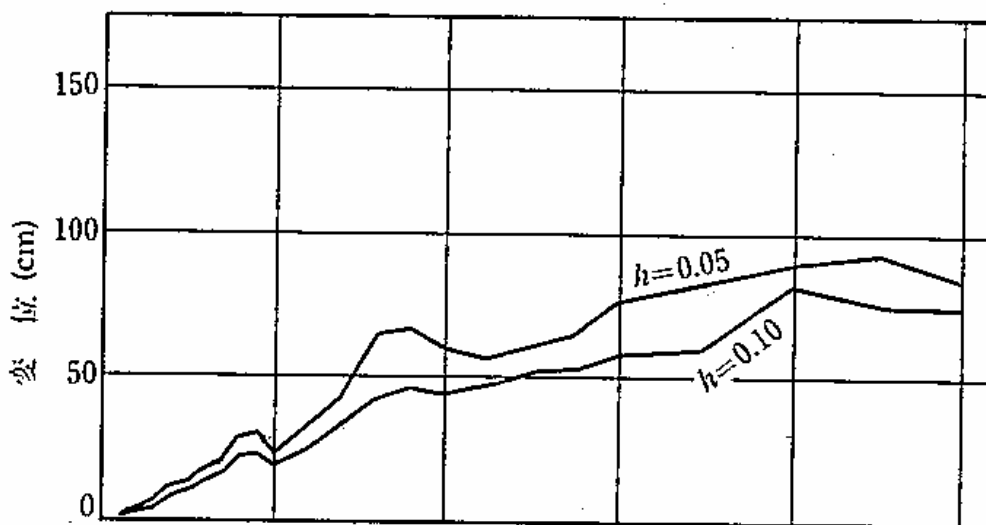
図 5 正弦波に対する共振曲線

1 質点系の地震応答

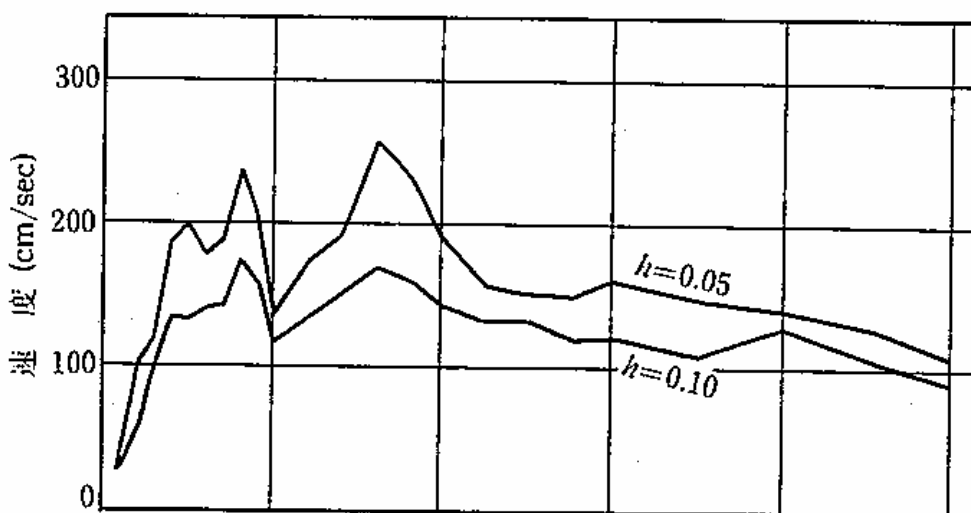
地震波は前述したように、いろいろの周波数の正弦波がいろいろの強さで含まれており、結果として図 1 に示したような波形となっている。主として影響のあるのは固有周期と等しい周期の波の成分であり、この波がどの強さで含まれているかによりかなりな程度ま

で応答量が決まることになる。しかし、他の成分も含まれているのでこれらの影響を無視するわけにはいかないため、概略的な特性を把握するためにはよいが、図 5 を設計曲線として使うわけには行かない。

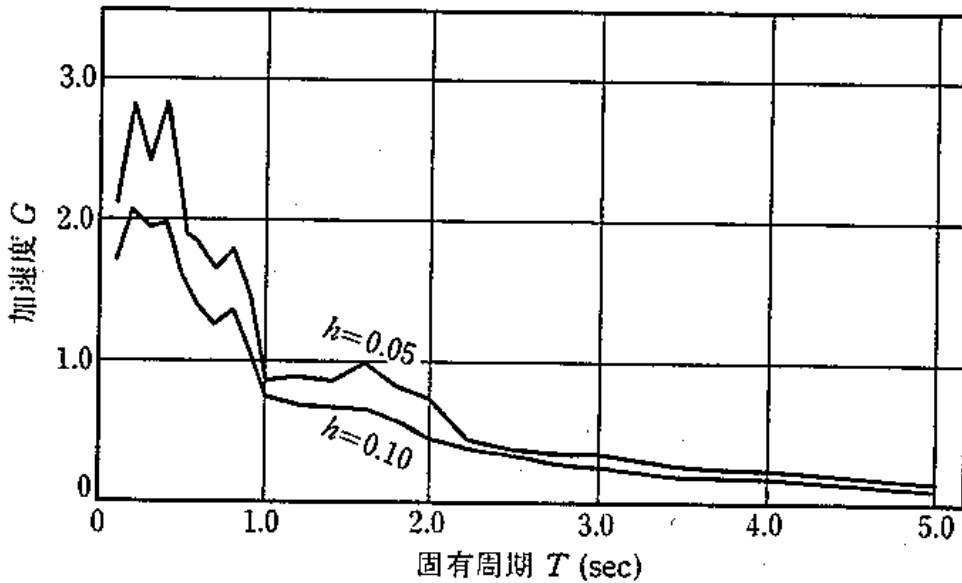
1 質点系の振動方程式に地震波を入力して、設計ごとに積分して解を求めてもよいが、実用的ではない。地震波の応答が固有周期と減衰定数のみの少ないパラメータで表されることを考慮して、この 2 個のパラメータ T 及び h に関して計算結果を準備しておいて、設計時にはこの結果を応答スペクトルという図にまとめて簡単に正しい地震力を得ることができるように活用されている。図 6 に Taft (S69E) 波に関する応答スペクトルを示す。



(a) 変位応答スペクトル $S_D(T)$ (地表加速度を 1 G 標準化)



(b) 速度応答スペクトル $S_V(T)$ (地表加速度を 1 G 標準化)



(c) 加速度応答スペクトル $S_A(T)$ (地表加速度を1 G標準化)

図 6 Taft (S69E) 波の応答スペクトル 文献 3

図 6 において(a)、(b)及び(c)はそれぞれ、固有周期 T の構造物の地震応答解析結果で最大相対変位 $S_D(T)$ 、最大速度 $S_V(T)$ 及び最大加速度 $S_A(T)$ を横軸を T として示している。各図には減衰定数が $h = 0.05$ (5%)及び 0.10 (10%)のケースについて示してある。

一般に、 $S_D(T)$ 、 $S_V(T)$ 及び $S_A(T)$ は近似的に相互に関連があり、次の関係が成立する。

$$S_D(T) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_A(T), \quad S_V(T) = \left(\frac{T}{2\pi}\right) S_A(T)$$

これより、地震波の特性と構造物の動的な特性を考慮した耐震設計は、この加速度応答スペクトル $S_A(T)$ にすべてが凝縮されているといえる。

T という固有周期を有する構造物の設計を行う時、減衰定数が h の応答スペクトルから $S_A(T)$ を読み取り、地震力 $F = M \cdot S_A$ ($F = K \cdot S_D$ でもよい。)を算出し、これより各部の応力を算出して設計を行えばよい。

図 6 は、Taft 波に対して計算された応答スペクトルであり、他の地震波では異なる応答スペクトルとなる。設計で用いる場合は多くの地震波に対して応答スペクトルを算出して、形状を分類した上で (通常は地震波の記録されたサイトの地盤種別で分類して) 包絡曲線又は平均曲線に標準化して設計に用いる設計応答スペクトルとして地震波の特殊性を除き信頼性をあげている。図 7 に高圧ガス保安法で規定している特 A 地区標準加速度応答スペクトルを示す。

高圧ガス保安法による 加速度応答スペクトル(5%)

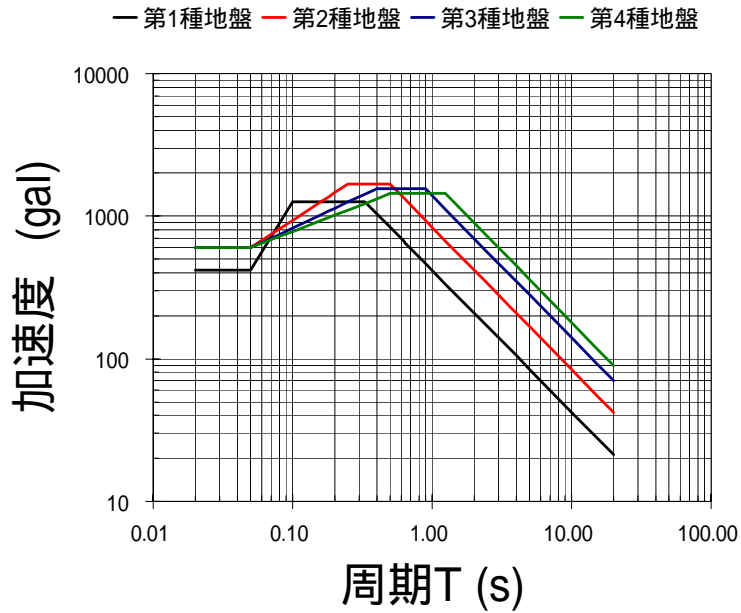


図 7 高圧ガス保安法における加速度応答スペクトル

なお、応答速度スペクトルは前述した地震波のフーリエスペクトルと密接な関係が有り、減衰定数 $h=0$ の応答スペクトルは図 2 に示すようにフーリエスペクトルとほぼ等しいといえる。このことは、地震学的に求められた地震波のフーリエスペクトルから応答スペクトルを得ることができることになる。

3. 構造物の揺れに対してどのように設計するか

各種耐震基準で定められている塔槽類、配管系等の構造物の耐震設計法は、震度法、修正震度法、応答スペクトル法及び時刻歴解析法などが挙げられる。これらの方法について前述した地震波特性と構造物動特性の関連から解説することにする。

通常の耐震設計設備及び配管系の場合、その固有周期は、0.05 秒から 1 秒（長くて 1.5 秒）にあり、図 7 に示す応答スペクトルで応答量の山の部分にある。このため、高圧ガス設備等の耐震設計の場合には動的な応答を考慮した修正震度法、応答スペクトルによるモード解析法又は時刻歴応答解析法が適切である。通常は修正震度法によることが行なわれているが、1 質点系モデル化できない場合（一部のスカー支持の自立塔及び配管系）には、応答スペクトルによるモード解析法が適用される。時刻歴応答解析法はレベル 1 耐震性能評価の場合は用いられることは少ない。

3.1. 震度法

震度法は、関東大地震（1923）の翌年、市街地建築法で採用された耐震設計法である。1916 年佐野利器により提案された方法で佐野震度とも言われる。

構造物を剛構造（図 4 で A 点と B 点がほとんど変位の差がない）と見なし、この場合、地震波の加速度がそのまま構造物の加速度になるので、この地震波の加速度に構造物の質量を掛けた慣性力（地震力）がその構造物に作用する。このことは、構造物の質量を M 、地震波の最大加速度を K とすれば、構造物に作用する地震力 F は、 $F = K \cdot M$ となる。そこで、 $K = \dots / g$ 、ここで g は重力加速度として、

$F = \dots \cdot M = (\dots / g) W = K \cdot W$ 、ここで W は構造物の自重で、 $W = g \cdot M$ と表される。この K を震度（設計震度、静的震度、又は佐野震度）という。

このように、震度に自重を乗じて得られる地震力を静的に構造物に作用させて各部応力を算定して行う耐震設計法を震度法（又は 3.2 の修正震度法と区別して静的震度法）という。

もちろん、構造物は地震波にたいして剛体とはいえないので、地震波が 300Gal でも、構造物の各部の加速度が 300Gal というわけではないが、小さな構造物の場合でレベル 1 耐震性能評価では、近似的には適用しても（構造物の降伏後の粘りに安全性を担保して）問題ないと考えられる。

3.2. 修正震度法

修正震度は、震度法を改良した耐震設計手法である。震度法が剛構造を仮定したのに対して、一般に 1 質点系振動モデルで表される構造物の最大加速度が、標準設計応答スペクトルから得られる $S_A(T)$ であることを考慮して、地震力 F は、 $F = K \cdot S_D(T) = M \cdot S_A(T)$ により計算できるので、

$$F = M \cdot S_A(T) = (S_A(T) / g) W = K_M(T) \cdot W$$

ここで、 $K_M(T) = S_A(T) / g$ を修正震度という。

このように1質点系振動モデルで表される構造物の場合、固有周期及び減衰定数に対して設定された最大地震力 F を静的に構造物に作用させて計算した構造物各部の算定変位量（算定応力）は地震時の実変位量（実応力）と等しい。震度法における静的震度を修正震度に置き換えるだけで震度法と同様に設計を行することができる耐震設計法を修正震度法という。

修正震度法は、 $S_A(T)$ が地震波の動特性及び構造物の動特性を考慮して算出されたものであるので、動的な設計法（構造物の共振状態を考慮した設計法）の一つである。

修正震度法は、各種基準で構造物の標準的な耐震設計法として採用されている。静的震度法とことなる点は a 固有周期を算定すること、b 減衰定数を設定して c 応答スペクトルから修正震度を読み取ることである。高圧ガス保安法では、塔槽類に関して修正震度法を標準的な耐震設計法として、次のように規定している。

a 固有周期

スカート支持の自立式の塔類、平底円筒形貯槽、レグ支持の塔類、球形貯槽及び塔槽類の架構に関する固有周期の算定法が規定されている。これらの算定方法に関してはその由来を別途示すことにする。

スカート支持の自立式の塔類の場合、固有周期（1次）が例えば第4種地盤の時1.5秒を超える場合、1質点系振動モデルを適用することができないので次項に示す応答スペクトル法によらなければならない。

b 減衰定数

減衰定数に関しては、構造力学的、材料的な条件等の条件により影響を受け一律に設定するのが困難な定数であるが、耐震告示では耐震設計設備の種類に応じて、表1及び表2のように設定している。

表 1 塔類、球形貯槽、横置円筒形貯槽及び架構の減衰定数

耐震設計設備の種類			減衰定数
塔類	Tが1.0未満のもの		0.03
	Tが1.0以上1.5未満のもの		0.07 - 0.04T
	Tが1.5以上のもの		0.01
球形貯槽	ブレースが溶接接合のもの		0.03
	ブレースがピン接合のもの		0.05
横置円筒形貯槽			0.07
架構	鋼構造のもの	ブレースを有する構造のもの	0.05
		ブレースを有しない構造のもの	0.03
	鉄筋又は鉄骨コンクリート構造のもの	ラーメン構造のもの又は之に準ずるもの	0.05
		壁量の多いもの又は之に準ずるブレースうするもの	0.10

ここで、Tは耐震設計設備の固有周期(秒)

表 2 平底円筒形貯槽の減衰定数

平底円筒形貯槽の種類		減衰定数			
第1種地盤に設置されるもの又はHI/Dが1.0を超えるもの		0.05			
上欄以外のもの	P \ D	20未満	30以上 40未満	40以上	
		1.5未満	0.08	0.10	0.10
	くいの有るもの	15以上 3.0未満	0.07	0.08	0.10
		3.0以上	0.05	0.07	0.08
くいのないもの		0.05	0.07	0/10	

ここで、HI：最高液面高さ(m)

D：内径(m)

P：くいの間隔(m)

c 応答スペクトル

地盤種別及び地域区分に応じて標準化された減衰5%に対するスペクトルが規定されている。5%とはことなる減衰率に対しては図8に示すような補正係数を乗じて応答スペクトルを得ることができる。特A地区標準設計応答スペクトルの例を図7に示

す。

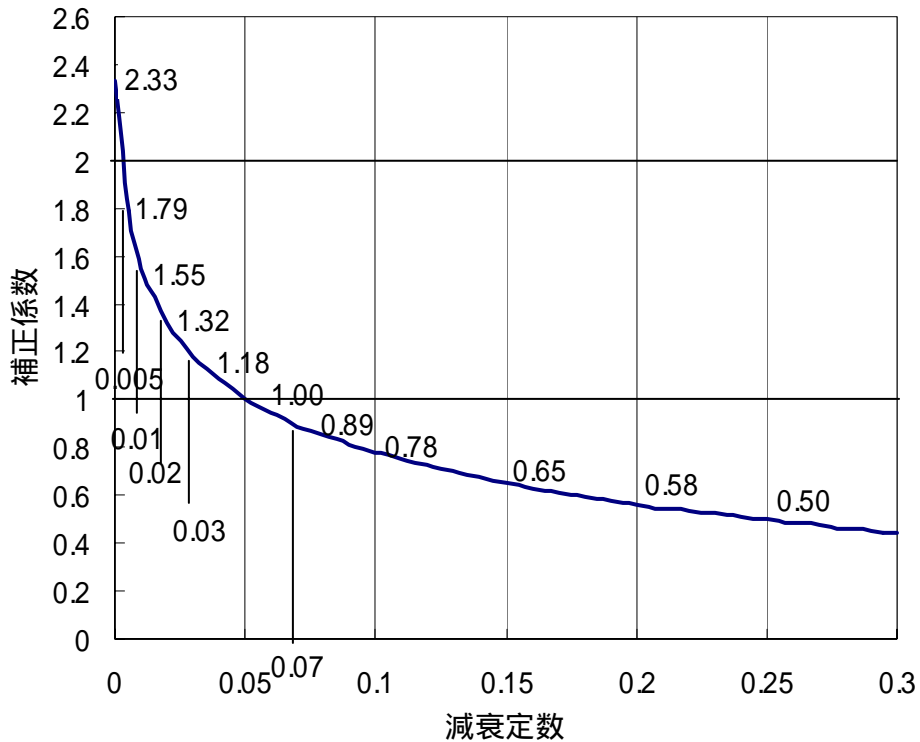


図 8 減衰定数による応答倍率補正係数

3.3. 応答スペクトルによるモード解析法

設備産業における構造物は塔類や配管系のように、必ずしも 1 質点系で表せない。応答スペクトルによるモード解析法は、このような構造物に対して標準設計応答スペクトルを使い多質点系で表される構造物の耐震設計を簡易に行う手法である。すなわち修正震度法を一般の構造物に適用できるように拡大したものである。

一般の構造物は、いくつかの固有周期 T_i をもち、固有周期が T_i である 1 質点系の揺れ $q(T_i, t)$ に比例する揺れ i の和として、次式で表わされるように揺れる。（“モード解析法”という。）

$$(x, t) = x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + \dots$$

ここで、 x : 構造物内の位置を表す。たとえば、塔の場合なら、ベースプレートから高さ 10m の位置などと指定された位置を示す。

x_i : 時刻 t のときの x の位置での揺れ量

$$x_i = \phi_i \cdot Y_i(x) \cdot q(T_i, t)$$

T_1, T_2, T_3, \dots : 各次の固有周期、

ただし、 $T_1 > T_2 > T_3 > \dots$

$q(T, t)$: 固有周期 T の 1 質点系の地震応答変位で時刻 t のみの関数で位置 x によらない値である。 q の時間 (t) に関する最大値は $S_D(T)$ である。

$Y_1(x), Y_2(x), Y_3(x), \dots$: それぞれ固有周期 T_1, T_2, T_3, \dots で単独に揺らせた時の x の位置の揺れ量 (それぞれの固有周期 T_i に対する "i 次のモード" という。) で、 x の位置だけにより、時間によらない値である。

$1, 2, 3, \dots$: それぞれ固有周期 T_1, T_2, T_3, \dots の揺れ (振動モード) の寄与率を表し "刺激係数" と呼ばれる。位置 (x) にも時間 (t) にも寄らない値である。

ここで、 T_1, T_2, T_3, \dots ; $Y_1(x), Y_2(x), Y_3(x), \dots$; $1, 2, 3, \dots$ などは汎用の有限要素法のプログラムや骨組解析プログラムでも容易に算出することができる。

設計に必要な値は最大値 \max で安全側に、

$$\max(x) = |Z_1| + |Z_2| + |Z_3| + \dots$$

ここで、 $Z_i = \gamma_i Y_i(x) \cdot S_D(T_i)$

とすればよいが、各次のモードの揺れの最大値は同時には生じないので安全すぎる設計となる。通常は、各次のモードの自乗和の平方根 (Square Root Sum of Square) を最大応答値として設計する方法を採用している。一般に SRSS 法と称している。

$$\max(x) = \sqrt{Z_1^2 + Z_2^2 + Z_3^2 + \dots}$$

応力など他の量の算出も、各モードの段階で応答スペクトルを用いてその量の最大値を求めておいて、これを SRSS 法で合成することにより、最大応答値 (加速度、変位、地震力、応力など) を応答スペクトルから計算することができる。

たとえば、通常の塔類の場合には、一番長い固有周期から 1 個ないし 2 個の固有周期に関するモードを考慮すればよい。さらに、簡単に $Y_1(T)$ や γ_1 に高次のモードの補正をして修正震度法に類似の計算方法で耐震設計を実施できるように工夫をして実用に供されている例もある。

3.4. 時刻歴解析法

時刻歴応答解析法は、構造物の振動モデル (連立微分方程式) を作成してその方程式に地震波を入力し地震始まりから終わりまで時刻を追って積分して地震時の揺れを刻々シミュレーションして結果を設計に供する耐震設計手法である。複雑な構造物の場合や非線形の変形荷重特性を有する構造物の場合に利用される。このため、時刻歴応答解析法はレベル 2 耐震性能評価を行う場合に利用されることが多い。

4. さいごに

今回は、耐震設計の基本的な計算体系を解説した。少々難しくなったかもしれないが、耐震設計の基本である。修正震度法が標準的に用いられているが、地震波の特徴と構造物の振動特性を考慮した優れた方法ということができる。修正震度法が適用できないケースには応答スペクトルを用いたモード解析法が適切である。

今回の解説では、固有周期が 1 秒ないし 1.5 秒以下の線形系の構造物に対する耐震

設計法を述べた。 平底円筒形貯槽のスロッシング、免震構造物のように固有周期がやや長周期（2 秒～10 秒位の周期）の領域の構造物の耐震設計法については今回の内容とはことなる取り扱いが必要であるので、別の機会に解説することとする。

文献 1) Wiegel,R.L.,(ed.):Earthquake Engineering,Prentice-Hall(1970),p.85

文献 2) Wiegel,R.L.,(ed.):Earthquake Engineering,Prentice-Hall(1970),p.87

文献 3) 武藤 清:構造物の動的解析,耐震設計シリーズ 4 ,丸善,(昭 41),p303