

(117) 鉄筋コンクリート製地中構造物への限界状態設計法の適用に関する研究 —地盤・構造系の相互作用を考慮した地震荷重算定法—

(財)電力中央研究所 当麻純一

同 上 大友敬三

同 上 岩楯敏広

東京電力(株) 片平冬樹

1. はじめに

限界状態設計法による地中構造物の耐震設計にあたっては、地盤-構造物連成系の動的解析によれば、部材の剛性低下のために地震力が変化することを考慮した安全性照査が可能となる。そのためには、構造物の断面を仮定する基本設計段階においても、剛性低下による地震力の変化を考慮しておくことが望ましい。

著者らは、まず、動的解析によって地中構造物の横断面に作用する地震の影響(地震荷重)の性状をあきらかにし、つぎにそれに基づいて静的設計法を考案した。従来、静的設計法に適用すべき動土圧として物部・岡部の式があるが、それは地盤・構造系の相互作用を考慮しているとはいえない。本報で提案する方法は、簡便ながらも相互作用効果を取り入れており、限界状態設計法に適した合理的な耐震設計法である。

2. 動的解析モデル

鉄筋コンクリート製地中構造物の例として、原子力発電所の海水管ダクトを対象とした。砂層の厚さ(H)は20mである。表層の下には半無限の基盤岩が存在するものとしている。

砂のせん断弾性波速度(V_s)は300m/sとし、岩は700m/sとした。ダクトは砂に直接支持されている。埋戻し土の物性は周辺地盤の物性に等しいとした。土被り厚は3.3mである。ダクトの壁厚は40cmに設定したが、この厚さは、従来の許容応力度法による厚さの約2/3となっている。

動的解析はFLUSHを用いて行った。表層地盤は平面ひずみの地盤要素で表し、ダクトは梁要素によって線形フレームとして表した。FLUSH解析のためのひずみに適合した土の物性を決定するために、Hardin-Drnevichモデルに基づく等価線形化法を用いた。RC部材の剛性低下は、強震時に起こりうるひびわれに対して、初期値の50%になるものと仮定した。したがって、RCのヤング係数(E)は一律に $1.25 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ に設定した。RCの履歴減衰比は5%一定と仮定した。

3. 動的解析の結果

ダクトの最も危険な変形は、頂版と底版との間の水平相対変位が最大となるときに起こる。このモードは、ダクト断面の最大せん断型変形とみなされる。動的な最大曲げモーメントも、ほとんどすべてのRC部材において、このモードの時に発生する。図-2は、設計用限界地震に基づく標準地震動(S_2)に対する地盤-構造物系の瞬間的な変形図を表している。頂版と底版との最大相対変位は、この瞬間でもわずかに2.9mmである。

動土圧は、上述の動的解析から、ダクト表面の応力分布に基づいて定められる。ダクト表面には直応力(σ)とせん断応力(τ)とが作用している。したがって、これらの応力を動土圧として考えなければならない。図-3に示した分布図から、動土圧の性質を以下のように観察することができる。

①直応力の作用方向は、側壁に沿って逆転する。

②直応力は、せん断応力と慣性力によって生じる変形に対して、抵抗力としてふるまう。

4. 動土圧に対するダクト剛性の影響

動土圧の直応力成分は、“受働的な”力としてダクトに作用する。これは、構造物の剛性が地盤の剛性より小さいために起こる。たとえば、図-1に示したダクトのせん断剛性（Gd）は、1600t/m²と計算されるが、地盤のそれ（Gg）は11000t/m²である。したがって、せん断剛性比は、0.15と計算される。なお、非線形性により、Gdは初期値の1/2に、Ggは初期値の2/3に低減されている。

我々は、GdとGgのさまざまな組合せについて多くの動的解析を行った。そのケーススタディのパラメータは、ダクトの厚さ（t）やヤング係数の低減率（E/E₀）、埋設深さ、表層地盤の厚さ（H）、入力地震動の種類などである。図-4は、ケーススタディの結果の一例を示している。このケースは、従来の許容応力度法による標準的な設計断面に相当している。厚さ（t）は60cmであり、許容応力度法の考えに従い、剛性の低下はないものとしている。したがって、Gd/Ggは0.59と計算される。

図-3を図-4と比較すると、動土圧の直応力成分はGd/Ggの増加にしたがい減少すること、一方、せん断応力成分には大きな違いが現れないことがわかる。このことは、地震時の曲げモーメントはGd/Ggの低減とともに減少することを意味している。

5. 地震荷重を決定するための簡便な手順

動土圧の効果を考慮して、地震荷重を決定するための簡便な静的な解析法を提案する。

- L 1：土被りによって頂版に作用する水平せん断力。
- L 2：底版に作用する水平反力。
- L 3：側壁に沿って分布する動土圧の直応力成分。
- L 4：構造部材の慣性力。

L 3は近似的につぎのように表せるものと仮定する。

$$L 3 = \beta (L 1 + L 4) \quad \dots\dots\dots (1)$$

β が負のときL 3は受働となる。L 2はつぎのように表せる。

$$\begin{aligned} L 2 &= L 1 + L 2 + L 3 \\ &= (L 1 + L 4) + \beta (L 1 + L 4) \\ &= (1 + \beta) (L 1 + L 4) \\ &= \alpha (L 1 + L 4) \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

α と β との関係はつぎのように定義する。

$$\alpha = 1 + \beta \quad \dots\dots\dots (3)$$

地震荷重を得るための手順はつぎの通りである。

- ① 地中構造物の静的線形フレームモデルを作成する。
- ② 地中震度（Kh）にしたがって、L 1とL 4を計算する。
- ③ α または β の値を決定する。
- ④ フレームモデルに $\alpha L 1$ 、 $\alpha L 4$ およびL 2を作用させ、断面力を求める。

上記の過程の中に動土圧L 3が現れていない。その効果は、荷重の低減係数 α に取り込まれているのである。 α の平均的な値は、前述の動的解析のケーススタディの回帰分析から導いた次式によって表せる。

$$\alpha = 1.0 + 0.5 \log_{10} (Gd / Gg), \quad 0.01 \leq Gd / Gg \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4)式から、GdがGgに近づくと α は1.0になることがわかる。これは、このような特別な場合においては動土圧の効果がないことを意味している。 α はGd/Ggの低下にしたがい減少する。これは、受働的な動土圧のための地震荷重の軽減とみなすことができる。極限的な力の釣合は、 $\alpha = 0$ の時に起こる。この状態は、

底版の水平反力(L2)を無視していることに対応する。

RCの断面を安全側に定めるという実務設計においては、ケーススタディのすべての結果を包絡するために(4)式に余裕を付して、以下のように提案する。

$$\alpha = 1.15 + 0.5 \log_{10} (G_d / G_g), \quad 0.01 \leq G_d / G_g \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

上式は、土被りが約3 m以上ある場合に適用できる。

6. 設計の例

この節では、提案した方法の有用性を示すために、基本設計の例を示す。地盤条件と構造物の骨組みは図-1と同じであるとする。提案した方法は、下記のように地震力に対して部材の最適厚さを与える。

まず、部材厚を、たとえば30cm、40cmあるいは50cmと仮定する。つぎに、表-1に示すように、(5)式によって低減係数 α の値を定める。静的な設計震度(たとえば、 $k_h=0.3$)の下で、曲げモーメントと軸力とを計算する。これらの値を静的荷重と鉛直地震荷重とに加えて、表-2に示すように、それぞれのケースに対して要求される鉄筋比を得る。設計鉄筋比は、規定の最小鉄筋比(0.2%)より大きくなければならないので、鉄筋比0.29%の部材厚40cmが最適厚さとして選定される。なお、この断面は、基本設計に続く動的解析によって、限界状態設計法で要求される安全性照査基準を満足することを別途確認した。

7. 結 語

- (1) 動土圧の直応力成分は、構造物と周辺地盤とのせん断剛性比に大きく依存する。動的解析によって、動土圧の直応力成分は、構造物の剛性が周辺地盤の剛性よりも小さな場合には、地震慣性力に対して受働的な力としてふるまう。
- (2) 地中のRCカルバートの地震荷重を定めるための簡便な静的手法を提案した。この方法は、構造物の剛性と地盤の剛性を両方考慮する。それゆえに、詳細な動的解析に先立って行う基本設計段階で、地盤-構造物系の剛性低下を適切に取り込むことが可能となった。

【謝 辞】

本研究は、電力共通研究「限界状態を考慮したAクラス土木構造物の耐震設計に関する研究」の一部であり、(財)電力中央研究所の技術指導により、東京電力(株)、北海道電力(株)、東北電力(株)、中部電力(株)、北陸電力(株)、関西電力(株)、中国電力(株)、四国電力(株)、九州電力(株)、日本原子力発電(株)によって行われた。

上記各社の関係者に謝意を表すとともに、土木学会内に組織された標準化のための委員会(主査 岡村 甫教授)の委員の方々に感謝いたします。

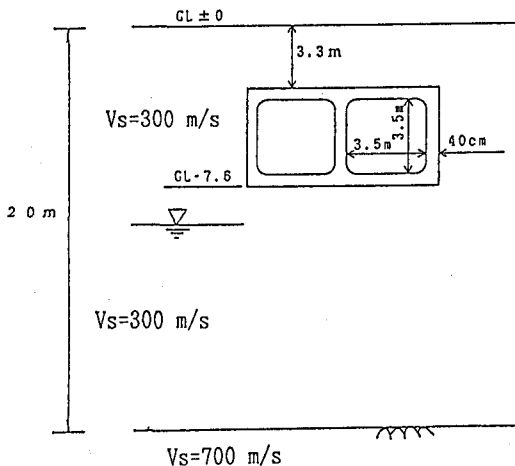


図-1 地中に埋設された海水管ダクト

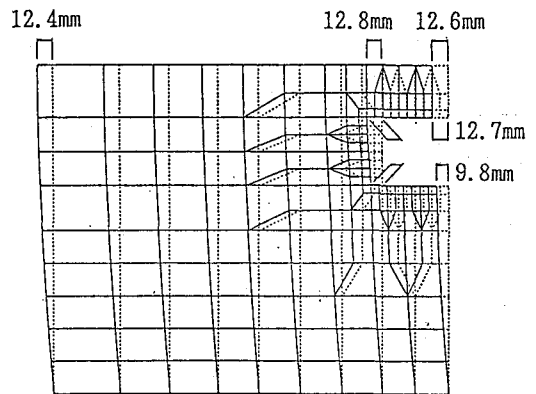
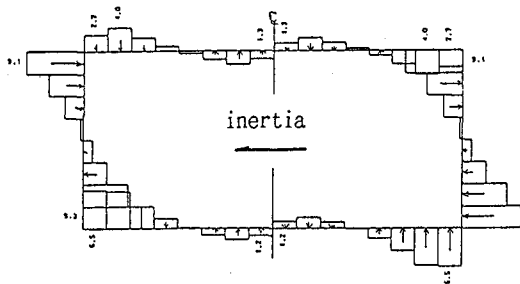
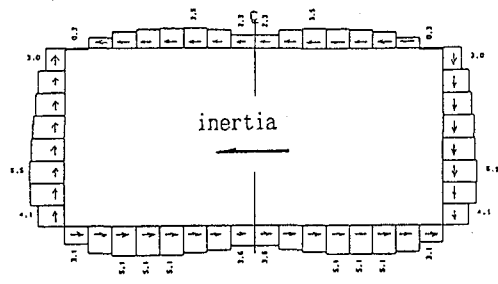


図-2 地盤-構造系の変形

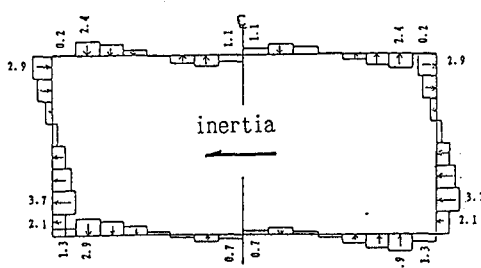


(a) 直応力成分 (tf/m²)

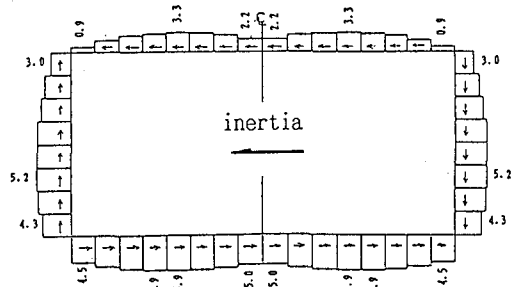


(b) せん断応力成分 (t)

図-3 動土圧 (せん断剛性比 $G_d/G_g=0.15$)



(a) 直応力成分 (tf/m²)



(b) せん断応力成分 (t)

図-4 動土圧 (せん断剛性比 $G_d/G_g=0.59$)

表-1 仮定した部材厚さに対応する地震荷重低減係数 α

thickness of members t	shear rigidity of the duct G_d	shear rigidity of the soil G_g	shear rigidity ratio G_d/G_g	reduction factor α
50 cm	3160 t/m ²	11000 t/m ²	0.29	0.88
40 cm	1600 t/m ²		0.15	0.73
30 cm	670 t/m ²		0.061	0.54

表-2 提案した静的解析法による部材厚さの評価結果

thickness of members t	bending moment* M (tm)	axial force* N (t)	amount of reinforcement A_s (cm ²)	reinforcement ratio p (%)	judgment**
50 cm	6.5	-4.4	7.0	0.17	too thick
40 cm	5.5	-4.3	9.2	0.29	optimum
30 cm	4.1	-4.2	13.6	0.62	too thin

* : 側壁の下端

** : 必要最小鉄筋比は0.20%