

佐藤工業(株)

田中 勉 正員 吉田 望

センチュリーリサーチセンター

龜岡裕行 正員 長谷川豊

1. はじめに 地中構造物の動的応答解析では図1(a)のモデルが、経済性、簡易さなどの長所があるため、色々な問題点が指摘されながらも¹⁾、広く用いられている。ところで、地盤に関しては非線形や液状化を考慮できるプログラムは数多くあり、これらの結果を用いて構造物の応答を求めるには、図1(a)のような多入力系のモデルを用いるのが便利である。本報はこのような多入力系に対し、任意形骨組/バネ構造物の非線形動的応答解析プログラム MULSUP で用いた多入力解析手法を紹介し、計算例を示す。

2. 多入力系の運動方程式 (1)式で表わされる振動系を扱う。Cloughら²⁾は変位を静的変位と動的変位に分け、動的変位に関しては(2)式の多入力系の振動方程式を得ている。

$$M\ddot{u}^t + C\dot{u}^t + Ku^t = 0 \quad (1)$$

$$M_{aa}\ddot{u}_a^d + C_{aa}\dot{u}_a^d + K_{aa}u_a^d = M_{aa}K_{aa}^{-1}K_{ab}u_b^s - \{C_{aa}C_{ab}\}\{\dot{u}_a^s \dot{u}_b^s\}^T \quad (2)$$

この方法は、別に静的変位の計算がいること、 K_{aa}^{-1} の項があることなどのため、特に弾塑性問題に対しては計算量が多くなる。図1(b)のように基盤が明確なときには変位を基盤に対する相対変位と剛体変位(=基盤の絶対変位)に分けるのが便利である。この場合、内部自由度に関する相対変位の運動方程式は(3)式となる。右辺第二項は減衰行列が加振自由度と内部自由度に関し非連成($C_{ab}=0$)であれば0に、また減衰力が慣性力に比べ小さいときはこの項が無視でき、(3)式は(4)式となる。

$$M_{aa}\ddot{u}_a + C_{aa}\dot{u}_a + K_{aa}u_a = -M_{aa}\ddot{u}_a^R - C_{ab}\dot{u}_b - K_{ab}u_b \quad (3)$$

$$M_{aa}\ddot{u}_a + C_{aa}\dot{u}_a + K_{aa}u_a = -M_{aa}\ddot{u}_a^R - K_{ab}u_b \quad (4)$$

剛体変位 $u_a^R = I_a Z$ かつ、基盤の相対変位は0であることから、基盤は加速度、その他の入力点では変位(および速度)の時刻歴を与えることで応答値を求めることができる。

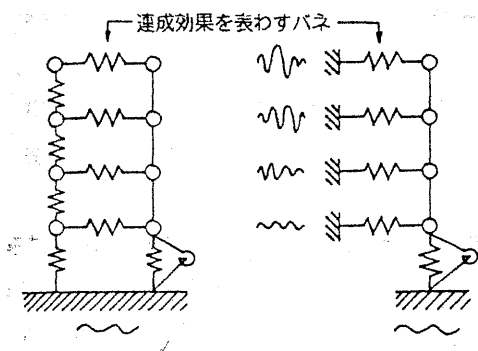
3. 解析例 図2のモデルを解析する。諸定数を表1に示す。地震波はTAFT 1952 N-S成分の最初の10秒を用い最大加速度を150galに正規化し基盤に入力し(図3)、地盤の応答を、図2(a)の地盤部の解析により求めた。この際、GL-8m以深は弾性、これより上は弾塑性とし、せん断応力-せん断ひずみ関係はHardin-Drnevichモデルを用いた。この解析結果を図2(b)の多入力モデルに入力したが、多入力計算ではGL-8mより上のバネが弾性的の場合と弾塑性の場合とを行った。いずれも減衰はひずみエネルギー比例型とし、弾塑性バネについては履歴減衰があることから、粘性減衰はないとした。多入力の解析手法は、前述の2通りを用いた。前者では入力点の加速度だけでなく変位、速度も必要であるが、これらは加速度よりNewmarkの β 法($\beta=1/4$)で積分し用いた。後者の方法では、減衰力は小さいとし、(4)式を用いている。いずれも数値積分はNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用いている。

図4に地盤の最大応答値、図5に構造物の最大応答値を、図6、7に弾塑性計算の時刻歴応答例を示す。多入力の解法の差による応答の違いはほとんどないので、図では前項定式化による結果のみを示している。図で点線は弾性応答、実線は弾塑性応答の結果である。また、表2には時刻歴応答に要したCPU時間の比較を示す。計算にはCRAY 1を用いており、ベクトル化機能により行列計算時間の大幅な節約を計っているので、この機能のない機種では計算時間の差は更に大きくなると考えられる。

4. まとめ 本報で示した多入力解析法は、一般の多入力にも適用できる。表2に示されるように、Cloughの方法に比べ計算時間が短かく、特に弾塑性応答の場合に有利である。

参考文献 1)国生剛治、江刺靖行、桜井彰雄『砂層の液状化についての数値シミュレーション』、電力中央研究所報告381023, 1982.1.

2)R. w. Clough and J. Penzen, "Dynamics of Structures", McGRAW-HILL KOGAKUSHA, LTD., Tokyo, 1975

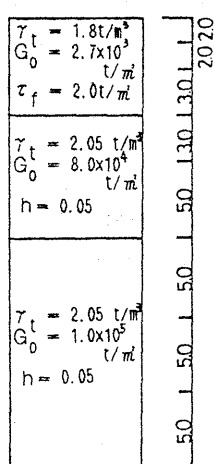


(a) 連成モデル (b) 多入力モデル
図1 地中構造物の動的応答モデル

表1 諸定数一覧

番号	節点	連成バネ			構造物		
		質量 ton	バネ定数 10^5 t/m	強度 ton	h m	A_s m	h m
1	145	0.045	60	0.05	35.00	2300	0.05
2	290	0.36	120	0.05	35.00	2300	0.05
3	360	0.43	150	0.05	35.00	2300	0.05
4	360	1.90	180	0.05	22.25	700	0.05
5	780	4.80	---	0.05	22.25	700	0.05
6	980	6.20	---	0.05	22.25	700	0.05
7	980	6.60	---	0.05	22.25	700	0.05
8	980	7.00	---	0.05	22.25	700	0.05
9	1000	3.50	---	0.05	22.25	700	0.05

$E = 2.1 \times 10^6$ t/m $G = 9.0 \times 10^5$ t/m
ロッキング バネ定数 = 1.0×10^5 tm/rad. 減衰 = 0.10
スウェイ バネ定数 = 3.5×10^5 t/m 減衰 = 0.05



(a) 地盤部

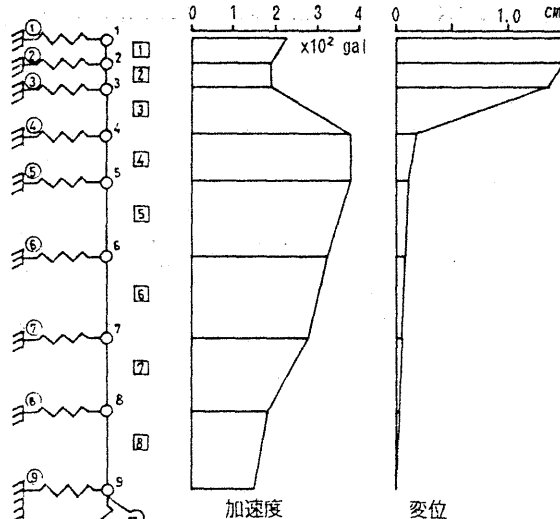


図4 地盤の最大応答値

図2 解析モデル

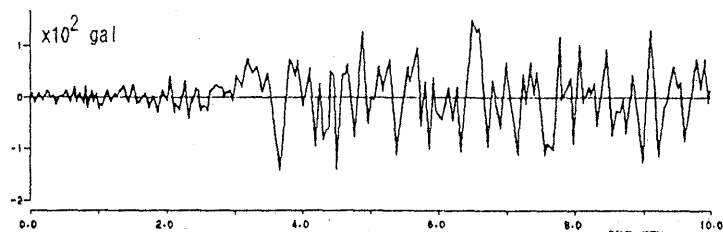


図3 基盤入射波(TAFT 1952 N-S成分)

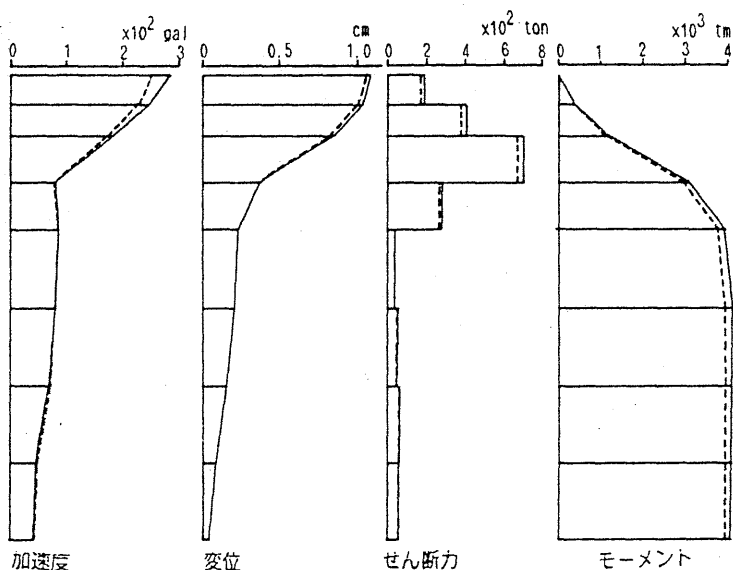


図5 構造物の最大応答値

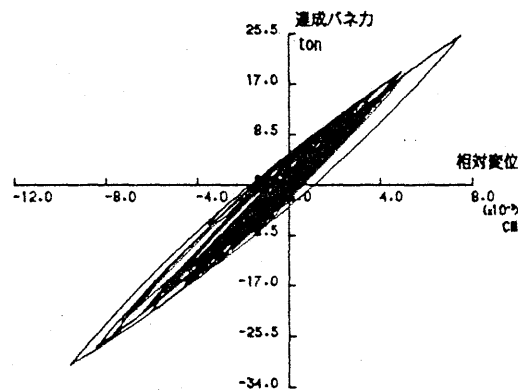


図6 連成バネの力-変位関係(地表部)

表2 計算時間の比較

	本報の定式化	Cloughの方法
弾性応答	1.0	1.35
弾塑性応答	5.44	10.8

(注) 弾塑性の積分時間間隔は弾性の4倍

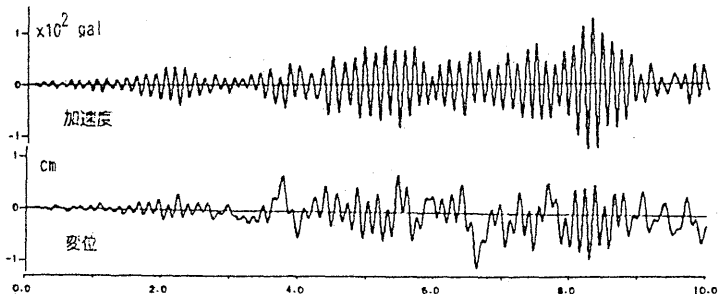


図7 時刻歴応答(地表部)

記号
M 質量マトリックス
C 減衰マトリックス
K 剛性マトリックス
 U^I 絶対変位
 $U^I = \{u_a^I \ u_b^I\} + \{u_s^I \ 0\}^T$
 $= \{u_a \ u_b\} + \{u_s^I \ 0\}^T$
 I_a 地震の作用方向自由度成分が1で他が0のベクトル
Z 基礎の絶対変位
 G_0 地盤の初期せん断弾性係数
 γ_t 単位体積重量
 τ_f 終局せん断強度
h 減衰定数
 A_s 有効せん断断面積
I 断面2次モーメント
E ヤング係数
G せん断弾性係数
添字
a 内部自由度
b 加振点
d 動的変位
s 静的変位
R 剛体変位