

# W.F. によって支持された構造物の動的解析に関する一考察

中川 恭次      金谷 祐二      茶谷 文雄  
渡辺 清治      後藤 洋三      若松 邦夫  
武田 寿一      鈴木 哲夫

## A Study Regarding Dynamic Analysis of Structures Supported by WALL FOUNDATION

Kyoji Nakagawa      Yuji Kanatani      Fumio Chatani  
Seiji Watanabe      Yozo Goto      Kunio Wakamatsu  
Toshikazu Takeda      Tetsuo Suzuki

### Abstract

The authors studied the seismic behavior of a structure-WALL FOUNDATION-plus-soil system by a lumped mass method. This report describes the assumptions and solutions of the constants in this analytical method, and the examples of dynamic analyses of imaginary buildings, in which the buildings and the soil were assumed to be elastic. The items studied were the differences in response stresses when unit WALL FOUNDATION panel sections were varied, forces exerted on panels, and the influence of ground surrounded by a WALL FOUNDATION, thereby attempting to roughly grasp the dynamic behaviors of the structures.

### 概 要

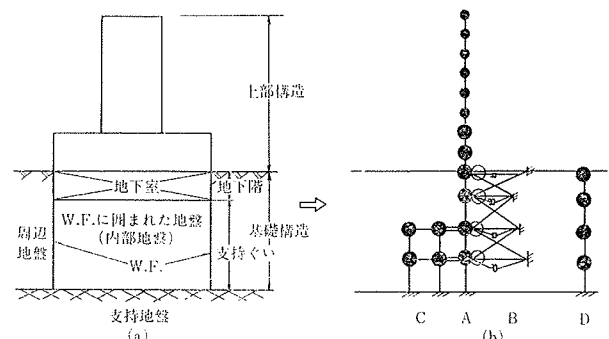
この報告は WALL FOUNDATION によって支持された構造物—地盤連成系の地震時挙動を質点系により検討したものであり、解析假定、諸定数の解法、および仮想建物の動的解析例について述べたものである。動的解析例においては、建物・地盤共弾性と仮定し、WALL FOUNDATION 単位パネルの断面形状の違いによる応答応力の差異、周辺地盤の外力効果、WALL FOUNDATION で囲まれた内部地盤の影響等について検討を加え、地震時における振動性状の大略を把握しようと試みた。

### 1. 序

WALL FOUNDATION (以下W.F. と記す) は OWS-SOLETANCHE 工法 (大林組で施工している場所打ち鉄筋コンクリート地中壁体の構築工法の名称) によって構築した鉄筋コンクリート地中壁体に地下外壁、耐力壁、および支持ぐいなどの構造機能を単独またはそれらの組合せでもたせた地下構造体の通称である。W.F. による構造物の基礎は 1) 支持ぐいの断面形状が壁状となり方向性を有すること 2) 地下外周に構築する地中連続壁全断面を支持層に根入れし支持ぐいとする場合が多く、地盤を周辺部と内部に分離していることなどの特色がある。

本報告は、この様な W.F. を有する構造物—地盤系の地震時挙動を質点系により検討したものである。基本的には Penzien 等<sup>1)</sup>が提案したくい基礎の場合とほぼ同様な取扱いであるが、地盤を周辺部と内部に分離してモデ

ル化していること、また周辺地盤の水平相互作用バネ等の諸定数の評価に関しては面的広がりをもつ W.F. の特性を考慮していること、などが相違している。以下、振動モデル、解析假定、および諸定数の解法を述べるとともに、仮想建物の動的解析結果について検討する。



図一1 振動モデル化

## 2. 振動モデル, および解析仮定

振動モデルは図一1(a)に示した様な W.F. によって支持された構造物, および地盤を図一1(b)に示した様な質点系に置換するものとした。

地震入力は支持層からとするが, 基礎構造物への側面からの入力は予め求められた Free Field の応答と建物系列との応答の差分に周辺地盤の諸定数を掛け合せたものとしている。以下, 図中 A, B, C, D の各系列に関する解析仮定を示す。

(1) A系列: 構造物(上部建物, 地下室, W.F.)系のモデル

- a. 上部建物は曲げせん断, またはせん断振動系とする。
- b. 基礎構造物は全体を数層のスライド可能な重箱にモデル化する(以下重箱モデルと称する)。
- c. 支持ぐいの剛性評価は W.F. パネルの曲げせん断変形, また場合によっては先端で支持層へのめり込みを考慮して形状の異なる各パネル毎の剛性を求めた後, それぞれを加え合わせる。
- d. W.F. パネル相互間の施工ジョイントは結合されておらず, 力の伝達はないものとする。
- e. 同一層に位置する各 W.F. 節点の水平変位は, 面内, 面外パネルとも同一とし, 対応する重箱の一つに結合されたものとする。但し, 節点における W.F. の回転変形は拘束されない。
- f. 地下室も含めた基礎全体のロッキングは剛体回転として考慮する。即ち, 基礎構造物(各重箱)は全体として回転するが, 箱相互の相対回転はない(軸歪による伸縮変形は無視する)。
- g. 全体回転は基礎構造物下端での回転バネで考えることとする。

h. 減衰は各部の減衰性の違いを考慮して各部減衰とする。

(2) B系列: 周辺地盤系のモデル

- a. 周辺地盤は図一2に示した様に周辺地盤—基礎構造物の相互バネ, 有効質量, および周辺地盤の減衰 dashpot より成るものとする。
- b. 周辺地盤の相互バネは重箱にモデル化された基礎構造物が半無限弾性体中で剛体的変位をするとした時の地盤反力より求める。
- c. 周辺地盤の有効質量は Penzien 等と同様な方法で求める。
- d. 周辺地盤の減衰係数は下式の様に臨界減衰に対する比で与える。

$$C_i = 2h \sqrt{m_i K_i}$$

h: 減衰定数

$m_i$ : i 層の有効質量

$K_i$ : i 層の相互バネ定数

(3) C系列: 内部地盤系のモデル

- a. 周辺地盤とは独立に定義し, 内部地盤は支持ぐいと一体となって運動する部分と, その動きには無関係な部分とに分けて考え, 両者を相互バネで連結させたモデルとする。
- b. 地下階底面と内部地盤は結合されていないものとする。

(4) D系列: Free Field 系のモデル

- a. 地下構造物の動きには無関係な遠隔地盤を意味しており, 質点系にモデル化する。

## 3. 運動方程式

図一3に示した系において支持層が  $x_G$  だけ動いた時の力の釣合いを考えると次式となる。

$$[M] \{\ddot{X} + \ddot{x}_G\}_t + [C] \{\dot{X}\}_t + [K] \{X\}_t + [M^s] \{\ddot{U}\}_t + [C^s] \{\dot{U}\}_t + [K^s] \{U\}_t = 0 \quad \dots\dots(1)$$

$[M], [C], [K]$ : 建物, W.F. および内部地盤系の質量, 減衰, 剛性マトリックス

$[M^s], [C^s], [K^s]$ : 周辺地盤の有効質量, 減衰, 相互バネのマトリックス

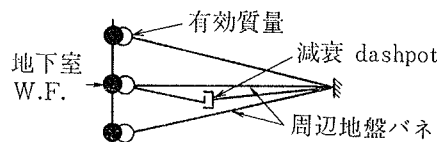
$\ddot{x}_G$ : 支持層の加速度

$\ddot{X}_t, \dot{X}_t, X_t$ : 建物, W.F. および内部地盤系の応答加速度, 速度, 変位

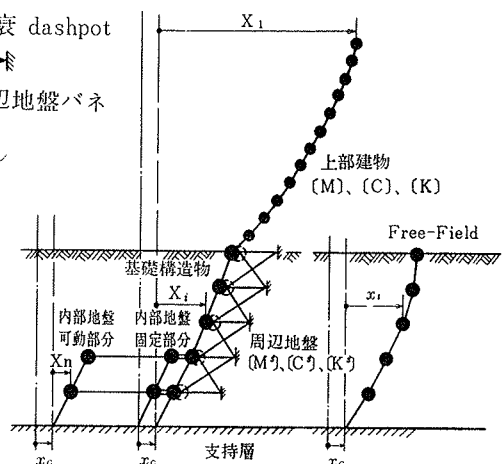
$\ddot{x}_t, \dot{x}_t, x_t$ : Free Field の応答加速度, 速度, 変位

$\ddot{U}_t, \dot{U}_t, U_t$ : 地下構造部分と Free Field の応答差

(1)式を下式の様に変換し支持層からの地震入力および



図一2 周辺地盤モデル



図一3 振動モデル

予め求められた Free Field の応答値を用い応答計算を行なう。

$$[M+M^s] \{\ddot{X}\}_t + [C+C^s] \{\dot{X}\}_t + [K+K^s] \{X\}_t = -[M] \{\ddot{x}_g\}_t + [M^s] \{\ddot{x}\}_t + [C^s] \{\dot{x}\}_t + [K^s] \{x\}_t \dots(2)$$

4. 諸定数の解法, および解の検討

4.1. 周辺地盤の水平相互作用バネ

この解析における地盤の水平バネの解法は大崎博士の方法<sup>2)</sup>, 風間氏の方法<sup>3)</sup>を若干修正している。即ち, 図-4に示した様に基礎構造物を数層のスライド可能な重箱にモデル化し変位法により地盤の水平バネをもとめている。解法手順としては図-5に示した様に基礎構造物の前面, および側面上をメッシュに分割し変位点  $U_i$ , 着力点  $P_i$  を同面上に設定し, 任意層に単位変位  $U_x=1.0$ ,  $U_y=U_z=0.0$  をさらに他の層には  $U_x=U_y=U_z=0.0$  を与え拘束する。このとき変位点はそれぞれのメッシュの交点に, 着力点は一つおきにメッシュの中心点に設定する。以後の解法は大崎博士の解法と同様であり Mindlin の I, II 解を用いて各変位点における影響係数マトリックスを作成し着力点における集中荷重を未知数とした連立方程式をマトリックス最小二乗法により解くものである。

つぎに解の検討として, ここでは地中に埋設された剛体に作用する地盤の水平バネ ( $K_{xx}$ ) について大崎博士の解, 3次元 F.E.M. による解, および本方法の解の3者を比較した。計算モデルを図-6に, また3次元F.E.M.における分割を図-7に示した。結果を表-1に示したが, それら3者の差異は殆どなく良く一致している。さらに本方法において自由度を縮小して変位方向のみの荷重と変位を考慮して同様な計算を行なった結果を同表に示した。その結果より水平バネの値は殆ど変化なく, 変位方向と直交方向の自由度を考慮しなくても十分な精度で解を得ることが可能と思われる。また, 縮小したモデルにおいて水平バネに及ぼすポアソン比の影響を大崎博士の解と比較した。図-8に計算モデル, および計算結果を示したが, 同図よりポアソン比が水平バネに及ぼす影響は小さく両者はほぼ同様な傾向を示している。

つぎに, 前述した解法により地盤の水平バネを求めるとき, 得られたバネは周辺地盤および内部地盤の抵抗に対するものであって本モデルの様に地盤を周辺部と内部に分離した場合はそれらを分離して求める必要がある。ここでは以下に示す様に周辺および内部地盤の有する歪エネルギーの比より分担するバネ効果を決定した。即ち, 外力によってなされる仕事量と地盤内の総歪エネルギーを巨視的に等価と考え下式より内外部地盤のバネの分担率を決定した。

$$W = \sum P_i \delta_i / 2 = \iiint_{内部} U(\sigma, \tau) dV + \iiint_{外部} U(\sigma, \tau) dV = E_i + E_0 \dots\dots\dots(3)$$

ここに,

$P_i$  = 前述した解法により求められた集中荷重

$\delta_i$  = 仮定した節点変位 ( $\delta=1.0$  or  $0.0$ )

$E_i = W.F.$  により囲まれた内部地盤の有する歪エネルギー

$E_0$  = 周辺地盤の有する歪エネルギー

$U(\sigma, \tau)$  = 任意点における地盤の単位体積当りの歪エネルギー

本解法の様に Mindlin の集中荷重解を用いる以上, 加力点においては無限大の外力仕事と歪エネルギーが生じているため, 厳密にはそれらを比較することはできない。ここでは集中荷重の影響を取除くため歪エネルギーをカウントする領域を変位で規定し, 変位が1.0(設定変位)以上または負になる領域を除外して歪エネルギーの積分を行なった。図-9に1辺7mの正方形平面を有する基礎構造物を想定し, その第1層, および第2層を変位させた場合の変位率(設定変位に対する地盤内の変位)と内外部地盤の歪エネルギーとの関係を示した。同図より変位率10%程度以上の領域を考慮すれば, ほぼ外力仕事と地盤内の歪エネルギーとが釣り合う状態になることが分かる。このことは振動モデルを考える場合の有効質量に関する積分範囲の一つの目安になると思われる。また, 基礎構造物の平面的大きさに対する内部地盤の分担率の関係を図-10に示した。同図より平面的に大きくなるに従って内部地盤の分担率は大きくなり, 1辺40m

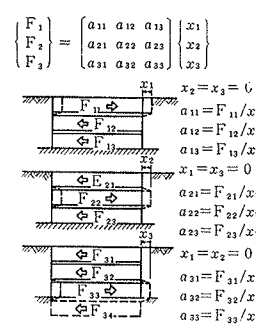


図-4 周辺地盤の水平相互作用バネ

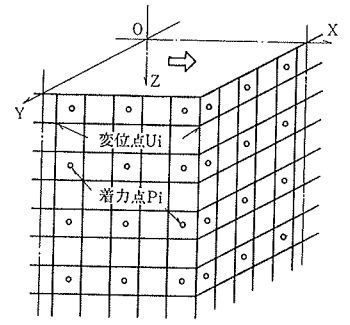


図-5 メッシュ分割

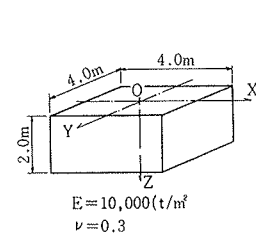


図-6 計算モデル

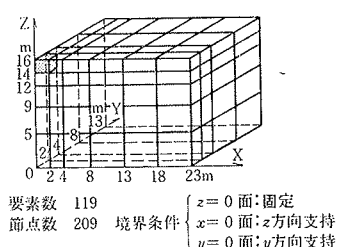
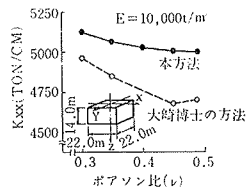


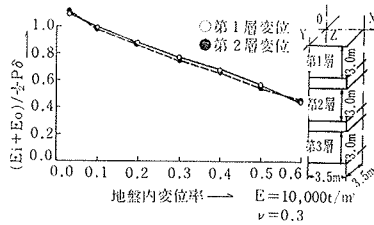
図-7 3次元F.E.M.の分割

解法	K <sub>xx</sub> (ton/m)
大崎博士の方法	81500
3次元F.E.M	88200
本方法(3方向考慮)	85500
“(変位方向のみ考慮)	85100

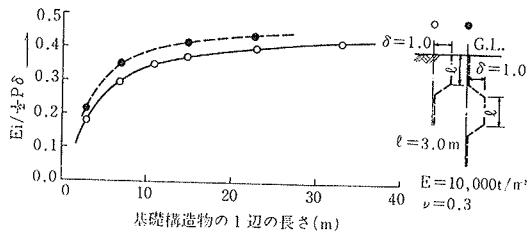
表一 剛体に作用する K<sub>xx</sub>



図一八 水平バネに及ぼすポアソン比の影響



図一九 (E<sub>0</sub>+E<sub>i</sub>)/½Pδ～地盤内変位率の関係



図一〇 外力仕事に対する内部地盤の分担率 (正方形平面を有する基礎の場合)

程度になるとその分担率はほぼ0.5に近く、また同一平面の場合は第1層よりも第2層の方が分担率は大きくなっている。

#### 4.2. 周辺地盤の有効質量, および変位分布

周辺地盤の有効質量については Penzien 等と同様に地震時における実際の基礎構造物—地盤系に生ずる運動エネルギーに対し、モデル化した質点系の運動エネルギーを等しいとすることによって下式の様に求めることができる。

$$M_1^s = \rho_1 \iiint [u^2 + v^2 + w^2] dx dy dz \quad \dots\dots(4)$$

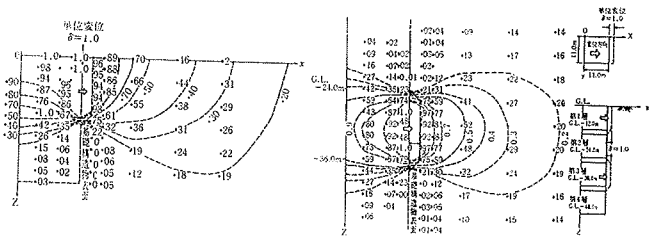
P<sub>i</sub>: i 層の密度

u, v, w: 基礎構造物が単位変位 1.0 を受けるときに生ずる周辺地盤内任意点の変位ベクトル

また、4.1. に示した解法を用いた場合の第1層および第3層を変位させたときの周辺地盤における変位分布の一例を図一11に示した。同図より、Z方向断面の等変位線は球根状の形状をしており変位を与えた上下の層にはあまり影響はない様である。そのため周辺地盤の有効質量を求める場合、(4)式を簡略化した下式で近似できるものと考えられる。

$$M_1^s = \rho_i h_i \iint [u^2 + v^2 + w^2] dx dy \quad \dots\dots(5)$$

h<sub>i</sub>: i 層の層厚



(第1層変位の場合) (第3層変位の場合)  
図一11 地盤の変位分布 (y=0 section)

#### 4.3. 支持ぐいの剛性評価

単一の W.F. パネルの剛性マトリックスは(6)~(8)式に示した様なセン断変形を考慮した梁の撓角式よりもとめた。

$$M_A = \frac{4EK \left(1 + \frac{3EK}{GAh}\right)}{d} \theta_A + \frac{2EK \left(1 - \frac{6EK}{GAh}\right)}{d} \theta_B + \frac{6EK}{d} R \quad \dots\dots(6)$$

$$M_B = \frac{2EK \left(1 - \frac{6EK}{GAh}\right)}{d} \theta_A + \frac{4EK \left(1 + \frac{3EK}{GAh}\right)}{d} \theta_B + \frac{6EK}{d} R \quad \dots\dots(7)$$

$$Q = \frac{6EK}{d} \theta_A + \frac{6EK}{d} \theta_B + \frac{12EK}{hd} R \quad \dots\dots(8)$$

ただし、 $d = 1 + \frac{12EK}{GAh}$ ,  $EK = \frac{EI}{h}$  である。

支持ぐいの各節点においては回転変形  $\theta$  と水平変位  $x$  ( $R = \frac{x_A - x_B}{h}$ ) の2自由度を持つ。支持ぐい先端での回転剛性を考慮して、(6)~(8)式を各節点の力の釣合式に導入し、回転項を消去することにより支持ぐいの剛性マトリックスを作成した。

#### 4.4. 内部地盤の評価

W.F. 内部の土は先に述べた様に支持ぐいと一体となって運動する固定質量 (M<sub>f</sub>) と独立な運動をする可動質量 (M<sub>m</sub>) とにモデル化する。M<sub>f</sub> と M<sub>m</sub> との質量の分配は M<sub>f</sub> を先の(4)式に従って求め、M<sub>m</sub> は変位を与えた層の土の総質量から M<sub>f</sub> を差し引いたものとした。実際の計算では M<sub>f</sub> を後述する2次元 F.E.M. で計算した代表的ケースより推測して求めるか、あるいは Mindlin の解を利用して求めるかのどちらかによる。

まず、2次元 F.E.M. (弾性、平面歪み) による検討について示す。本来、この様な定数は3次元で考えるべきものであるが、2次元 F.E.M. は、(1)計算が簡便である、(2)支持層の影響を考慮することができる。という利点があり定性的な傾向や概略値を知る方法として有効であると思われる。ここでは W.F. 内部の地盤を図一12に示した様に5層に分割し地表付近の第1層、支持層付近の第

5層、および境界の影響が比較的小さいと考えられる第3層について  $M_f$ ,  $M_m$  の値を計算した。また、W.F. の設置間隔  $L$  の変化を考慮し上記の計算は、各節点の  $x$  座標を縮小もしくは拡大することによって  $L/H$  ( $H$ : 層厚) を種々変化させて行なった。なお、地盤は均質とし、弾性係数  $E=10,000$   $t/m^2$ , ポアソン比  $V=0.45$ , 密度  $\rho=1.5$   $t/m^3$  とした。

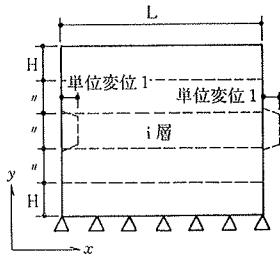


図-12 基本モデル

内部地盤の代表的な変位分布を図-13に示した。さらに  $M_f$  および  $M_m$  を層の総質量  $M$  で除した無次元量  $R_f$ ,  $R_m$  と  $L/H$  との関係を図-14に示した。同図より、 $L/H$  の増加にともなって  $R_f$  は減少し、 $R_m$  は増加する傾向が認められる。また、境界の影響によって地表面に近い層ほど  $R_f$  は大きく、 $R_m$  は小さくなっている。同図中に正方形平面を有する基礎について既述の Mindlin 解を用いた方法による計算も併せて示した。この方法による計算結果は2次元 F.E.M. による計算結果とよい相関関係を示しているが、値はやや大きくなっている。これは Mindlin 解による方法では側面の影響が考慮されているためと推測される。

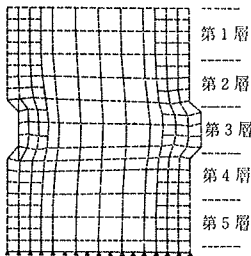


図-13 内部地盤の変位分布 ( $L/H=4.0$ , 第3層)

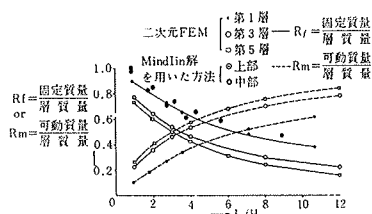


図-14  $R_f, R_m \sim L/H$  の関係

つぎに、 $M_f$  と  $M_m$  のそれぞれに結合される地盤のせん断バネ  $K_{sf}$ ,  $K_{sm}$ , および  $M_f$  と  $M_m$  のそれぞれを結合する圧縮バネ  $K_e$  は図-15の様なモデルを想定し下式に従いが求めた。なお図中の荷重  $P_i$  は前述したエネルギー分担を考慮したとした。

$$K_{sf(m)} = \frac{GA_{f(m)}}{h} \quad h: \text{層厚}$$

$$A_{f(m)} = \frac{M_{f(m)}}{\rho h} \quad \dots\dots(9)$$

$$K_e = \frac{P_i - K_{sf}^1 \delta_1 - K_{sf}^{1+} \delta_1}{\delta_1 - \delta_2}$$

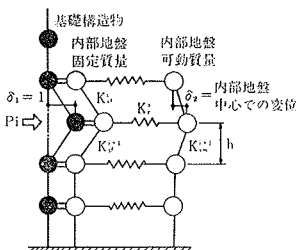


図-15 内部地盤モデル

4.5. 回転バネ

回転バネは支持層の影響を若干考慮できる様に、図-16に示した①、②種類の計算によるものの和として評価した。

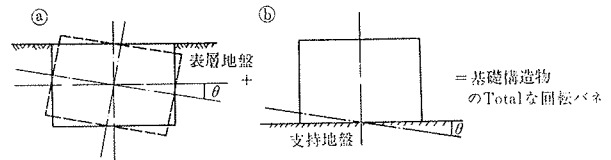


図-16 回転バネの評価

①表層地盤に関する回転バネの評価は、大崎博士の方法により半無限弾性体中の剛体に単位の回転を与えたときの側面、および前後面に発生する応力を積分することにより求めるものとした。

②支持層に関する回転バネの評価は、半無限弾性体上の矩形板の回転に対するバネ定数の算定方法<sup>4)</sup>によった。その際、W.F. が支持層に接する部分のみを考慮し、その接地応力分布は triangular loading と仮定した。

4.6. 構造物各部の減衰

上部構造物、基礎構造物および W.F., 内部地盤の減衰は各部の減衰性の違いを考慮して、各部減衰で与えることとした。即ち、各要素で次式の様な係数を定義する。

$$C_{m1} = 2\alpha_1 m_1$$

$$C_{k1} = 2\beta_1 k_1 \quad \dots\dots(10)$$

$\alpha, \beta$ : 各要素の減衰定数  
 $m_i, k_i$ : 要素の質量, バネ

(10)式を各要素重ね合わせるにより全体系の減衰マトリックス  $[C_M]$ ,  $[C_K]$  が作成される。ここではこの  $[C_M]$ ,  $[C_K]$  より Caughy の方法を参考にして、減衰マトリックスを次式で定義した。

$$[C] = [C_M]^{1/2} \{ [C_M]^{-1/2} [C_K] [C_M]^{-1/2} \}^{1/2} [C_M]^{1/2} \quad \dots(11)$$

上式は Caughy の減衰マトリックスが対角化される必要十分条件式

$$[C] = 2\beta\omega [M]^{1/2} \left\{ \frac{1}{\omega^2} [M]^{-1/2} [K] [M]^{-1/2} \right\}^n [M]^{1/2} \dots(12)$$

における  $n=1/2$  の時に対応するものであり、振動数  $\omega$  に無関係に与えられているものである。

5. 仮想建物の動的解析結果とその検討

5.1. 想定した構造物、地盤、および入力地震動

ここではいくつかの上部構造物、および基礎構造物を想定し、前述した解法に従って応答計算(建物、地盤共弾性)を行なった。想定した構造物、地盤、および入

力地震動は以下に示す様なものである。

a. 上部構造物：総重量の等しい上部20層、および5層の2種類のセン断系構造物を想定した。それぞれの基礎固定時の1次固有周期は前者で2.0秒、後者で0.5秒とした。諸定数を図-17に示した。

b. 基礎構造物：W.F.により支持された2層の地下階を有する構造物とし、それを図-17に示した様に5質点に分割した。支持ぐい部分は図-18に示した様に等しい全断面積を有し、W.F.単位パネルの断面形状のみを変化させたModel-A, B, Cを想定した。それらの基礎構造物のみの1次固有周期はそれぞれ0.42秒, 0.25秒, 0.17秒である。また、地下階底面において支持ぐいは地下階に完全固定とし、先端においては回転のみ支持層に弾性固定とした。支持ぐいに作用する平均的な長期軸力はModel-A, B, C共約100t/m<sup>2</sup>になる様に設定した。

c. 地盤：表層地盤は層厚25mの軟弱層を想定し、そのセン断波速度、ポアソン比、および密度はそれぞれV<sub>s</sub>=100m/sec, ν=0.45, ρ=1.6t/m<sup>3</sup>と仮定した。また支持地盤はV<sub>s</sub>=400m/sec, ν=0.4を想定した。なお、表層の1次固有周期は1.0秒である。

d. 入力地震波：支持層からの入力地震波は、EL-CENTRO 1940 NS, および HACHINOHE 1968 EWをそれぞれ最大加速度100galに基準化したものを用いた。

e. 減衰：減衰は上部構造物1%, 基礎構造物5%, 地

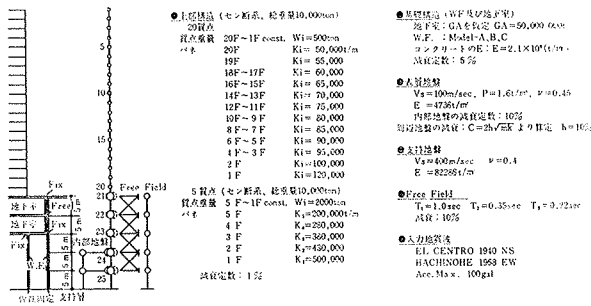


図-17 想定建物

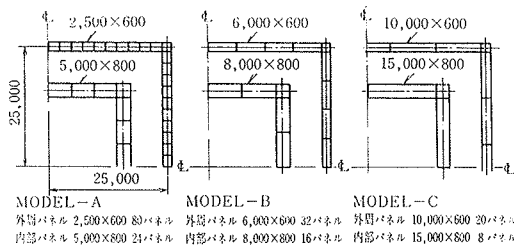


図-18 想定した基礎構造物

盤10%をそれぞれ仮定した。

f. 内部地盤：2質点にモデル化した内部地盤の固定可動質量の分配は前述のF.E.M.の結果より推測した。Model-A, B, Cにおける各層質量に対する固定質量の比は上層よりそれぞれ0.25, 0.2とした。さらに周辺・内部地盤の影響を検討するためModel-Bにおいて、内部地盤をすべて固定とみなした場合、および表層地盤を無視した場合の2つのモデルについても検討した。これらのモデルをそれぞれ、Model-B' および B'' と称する。以上の様な構造物、地盤を想定して応答計算を行なった。計算ケースを表-2に示した。

5.2. 応答解析結果

5.2.1. 固有値, 減衰定数 および固有モード 上部20層を有するModel-A, B, C, B' および B'' の固有周期, 減衰定数, および固有モードを表-3, 図-19に示した。同図表より、剛性の異なる基礎構造物Model-A, B, Cにおいて、その1次, 2次の固有周期, およびモードは殆ど変化はないが、基礎構造物が卓越して振動する3次ではその剛性の違いが顕著に現われる。

	W.F.および地盤の状況	上部20層	上部5層
Model-A	外周パネル 2,500×600 80パネル 内部パネル 5,000×800 21パネル 内部地盤：固定+可動	○	-
Model-B	外周パネル 6,000×600 32パネル 内部パネル 8,000×800 16パネル 内部地盤：固定+可動	○	○
Model-C	外周パネル10,000×600 20パネル 内部パネル15,000×800 8パネル 内部地盤：固定+可動	○	-
Model-B'	W.F.パネルはModel-Bに同じ 内部地盤すべて固定質量	○	○
Model-B''	W.F.パネルはModel-Bに同じ 表層地盤無視	○	-

表-2 計算ケース

	MODEL-A (内部地盤：固定+可動)	MODEL-B (内部地盤：固定+可動)	MODEL-C (内部地盤：固定+可動)	MODEL-B' (内部地盤：全固定)	MODEL-B'' (表層地盤なし)
1次	2.0717sec(1.30%)	2.0713sec(1.28%)	2.0713sec(1.28%)	2.069sec(1.27%)	2.104sec(1.17%)
2次	0.7129(1.77)	0.7107(1.30)	0.7904(1.16)	0.711(1.28)	0.713(1.07)
3次	0.5740(19.0)	0.4985(16.34)	0.4564(13.84)	0.498(16.34)	0.444(1.85)
4次	0.4259(1.52)	0.4241(2.17)	0.4241(3.35)	0.424(2.20)	0.354(4.83)
5次	0.3080(1.23)	0.3078(1.21)	0.3077(1.22)	0.307(1.10)	0.302(1.63)
6次	0.2930(9.94)	0.2891(10.08)	0.2886(10.14)	0.242(1.08)	0.297(10.05)
7次	0.2419(1.20)	0.2416(1.14)	0.2414(1.13)	0.200(1.06)	0.240(1.14)

表-3 上部20層の場合の固有値, 減衰定数 ( )内

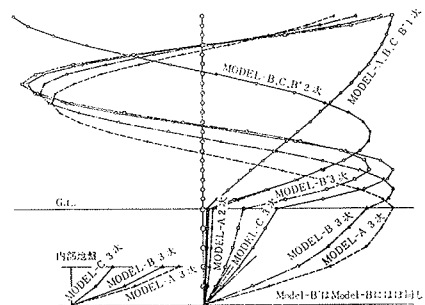


図-19 固有モード

5.2.2. 最大応答加速度, 最大応答変位, および応答波形 上部20層の場合のModel-A, B, C および B'' において前述した2地震波を作用させた場合の最大応答加速度, および最大応答変位を図-20, 21に示した。図-21

より、基礎構造物の変形は周辺地盤の変形量に大きく依存しているのが分かる。また、地盤を無視した Model-B'において最大応答加速度は地盤を考慮したものより大きな値を示しているが、最大応答変位は逆に小さな値を示しており、周辺地盤の周期性に関係している様である。つぎに Model-A, B, C における地下階最上部、および Free Field の応答波形を図-22 に示した。同図は、HACHINOHE 1968 EW を入力させたときのものであるが、基礎構造物の剛性の違いにより応答波形に若干の差異が現われ、Model-A の様に比較的柔な基礎構造物では地盤と一体となって振動する傾向があり、逆に、Model-C の様に剛な場合はそれ自体の固有振動が現われる。

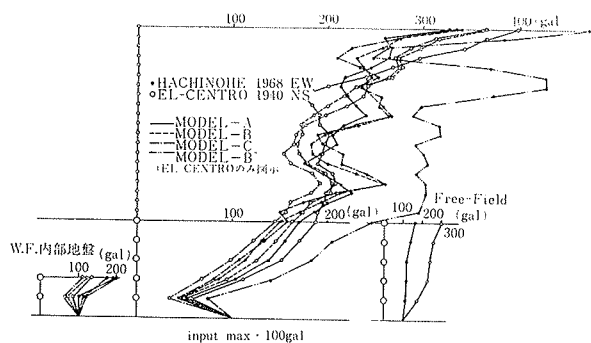


図-20 上部20層の場合の最大応答加速度

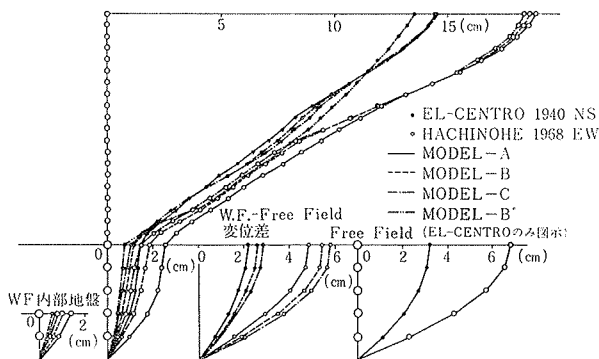


図-21 上部20層の場合の最大応答変位

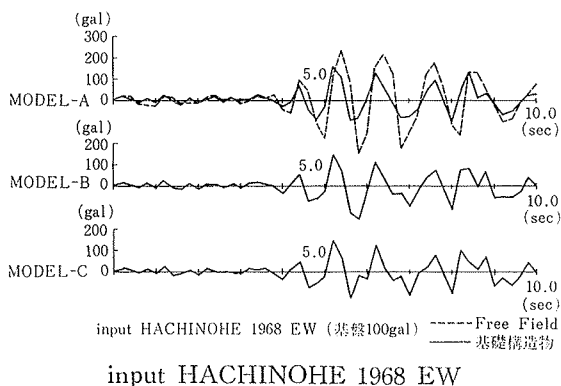


図-22 基礎構造物 TOP での応答加速度波形

5.2.3. 層せん断力 前項に示したモデルに作用する層せん断力を図-23, 24 に示した。同図より、基礎構造物の剛性の違いが上部構造物の層せん断力に与える影響は小さい。また、支持ぐい部分において、表層地盤を無視した Model-B' の層せん断力は地盤を考慮した Model-A, B, C より小さな値を示しており、本モデルの様にかかなりの軟弱層を想定した場合には地盤は基礎構造物の振動を増長させる様に作用しているのが分かる。また、Model-A の場合層せん断力が支持ぐい中間部で小さくなり地盤がせん断力を分担している様な傾向も認められるが、Model-C の様に剛な場合はその様な傾向は認められず、その形状は地盤を無視した Model-B' のそれに近い。

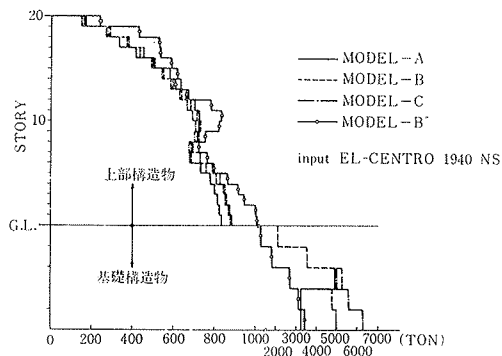


図-23 層せん断力

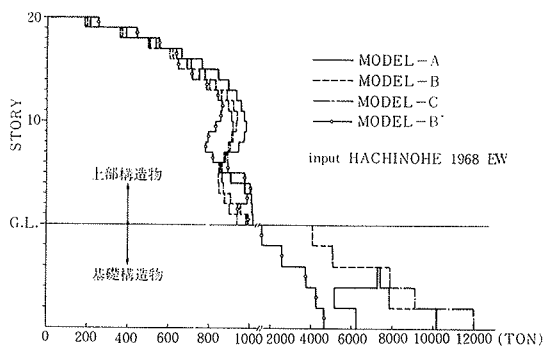
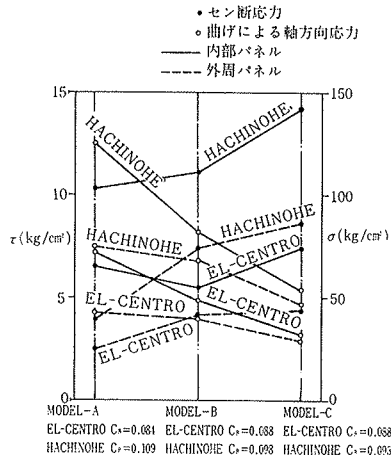


図-24 層せん断力

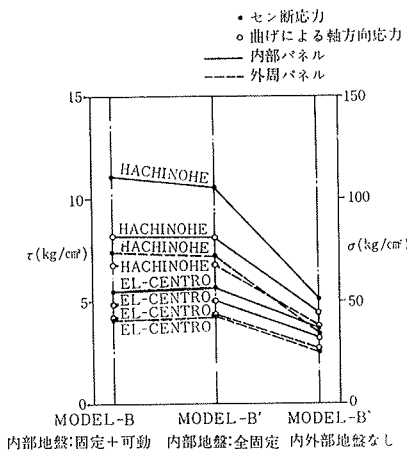
5.2.4. 最大応答応力 面内力を受ける W.F. パネルに発生する最大応答応力について検討した。応力は各節点における W.F. パネルの水平変位より評価した。図-25 は上部20層・基礎構造物を Model-A, B, C に変化させたときの曲げによる軸方向応力  $\sigma$  ( $= \frac{M}{Z}$ )、せん断応力  $\tau$  ( $= \frac{Q}{A}$ ) の最大値、および base shear 係数を示したものである。同図より、Model-A の様に単一の W.F. パネルの面内剛性が低い場合は曲げによる軸方向応力が、逆に Model-C の様にパネルの面内剛性が高くなるとせん断応力がかなり大きな値を示している。それ故、ある構造

物—地盤系を想定した場合、最適なパネルの断面形状を見いだすことも可能と思われる。また、ここで想定した程度の基礎構造物では、その剛性が上部構造物の base shear に及ぼす影響はあまり大きくない様である。



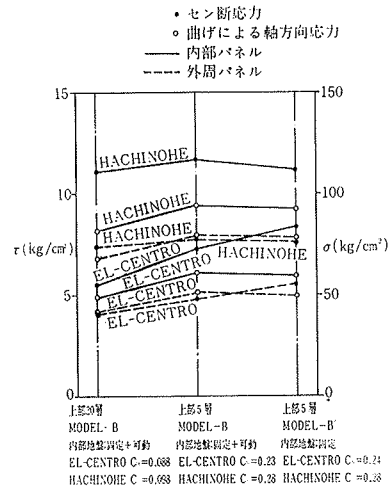
図—25 W.F. パネルの断面形状の違いによる最大応答応力 (上部20層)

つぎに、周辺および内部地盤の評価の違いが応答応力に及ぼす影響を図—26に示した。同図は Model-B, B', B'' の場合について示したものであるが、内部地盤を固定、可動質量に分配した Model-B の場合と、すべてを固定質量と見なした Model-B' とではその最大応答応力に殆ど差異はなく本モデルでは内部土の影響は少ない様である。また、内外部地盤が全くない Model-B'' の場合の応答応力は地盤を考慮したもの比べてその値は小さく、同図からも地盤が負に作用しているのが分かる。



図—26 表層地盤の評価の違いによる最大応答応力(上部20層)

また、同一の基礎構造物 Model-B を有し上部 構造物を 20 層、および 5 層に変化させたときの応答応力、および base shear 係数を図—27に示した。同図よりパネルに発生する応力は上部20層、および 5 層のいずれもあまり変化はないが、その base shear 係数は 5 層の方が約 3 倍程度大きくなっている。即ち、本モデルにおいては、W.F. パネルの応力に及ぼす外力は周辺地盤からのものが支配的にきいていていると考えられる。また、同図に上部



図—27 上部建物の違いによる最大応答応力

5 層基礎構造物 Model-B' の場合も併せて示したが、上部が低層の場合も内部地盤の評価の違いによる応答応力の差異はあまり認められない。

## 6. 結 び

以上、W.F. によって支持された構造物の動的解析に関し、その解法の一手段、および計算例についてしめした。ここで想定した地盤は極端に軟弱であったため、基礎構造物にとって地盤が負に作用し、W.F. パネル (支持ぐい) に発生する応力もかなり大きな値をしめしている。これは周辺地盤の引張バネも考慮した弾性計算であること、また解析仮定にも示した様に重箱各節点は同一変位としたため面外パネルの荷重分担は殆ど無いこと等、応答応力を過大に評価している要素がいくつかある。

今後、本解法をさらに発展させて行くとともに、実際の W.F. を有する建物の地震観測等を行ない解法の妥当性を検討して行くつもりである。

## 参考文献

- 1) J. Penzien: Seismic Effects on Structures supported on Piles extending through deep sensitive Clays, (1964)
- 2) 大崎順彦: On Movements of a Rigid Body in semi-infinite Elastic Medium, 地震工学シンポジウム, (1973)
- 3) 風間 了, 他: 建物—地盤系の振動性状(その 8) 地下室の静的水平バネ常数, 建築学会大会号, (昭和49)
- 4) 田治見宏, 他: 地震工学, 彰国社, (昭和43)