

地盤連成を考慮した建築構造物の震害ポテンシャル

小堀 鐸二・南井良一郎・鈴木 有

EARTHQUAKE DAMAGE POTENTIALS OF BUILDING STRUCTURES INCLUDING THE COUPLING EFFECTS OF SUB-SOIL GROUND

By *Takuji KOBORI, Ryoichiro MINAI and Tamotsu SUZUKI*

Synopsis

The concepts of macro- and micro-zoning and earthquake damage potential are defined in the first part of this paper. Secondly, a practical method of the earthquake response analysis is presented applicable to the analysis of damage potentials for coupled soil and building structures. The method considering the elasto-plastic characteristics of both sub-soils and structures is based on the modal analysis, use of response spectrum and linearization and iteration techniques. The distributions of damage potentials are completed in combination of the types of earthquakes, soil grounds and structures. The illustrative examples for the typical structures constructed in the Osaka area are finally calculated and discussed.

1. ま え が き

1° 研究の目的

近年、都市規模の肥大化と都市施設の過密化が進行するなかで、いわゆる都市災害と呼ばれる各種の災害が続発し、人命・財産を含めて都市機能の上に少なからぬ損害を与えるようになってきている。幸いわが国の近代都市は、1923年の関東大震災以降大地震の経験をもたずにすんでいるが、あのような大地震が都市域を襲う場合を考えると、現在個別に発生している各種の災害が、複合して同時に大規模に発生すると思われるから、その被害の大きさははかり知れぬものがある。こうした状況を背景として、最近地震災害が社会的な関心を呼び、肥大・過密化した都市圏をかかえる主要な自治体においては、不十分なながらも防災会議が設けられ、地震発生時の被害想定や防災計画の立案が進められるようになってきた。地震災害は各種の災害が複合する故に、個別の災害現象の実態だけでなく災害拡大の機構を同時に把握することが必要となるが、現状では災害の規模と影響力がもっとも大きいとして火災対策に主力が置かれている場合が多く、地震発生時の一次災害であり、また二次災害を拡大する大きな要因でもある各種建造物の被害を扱う耐震学的な、あるいは構造学的なアプローチの面での立遅れが目立つように思われる。これは、耐震工学があらゆる分野で未知の領域を多く残しており、学問研究のレベルとして基礎的な段階に止まるか、個々の建造物に関する極めて具体的な課題の解決に止まる場合が多いからであろう。いずれにしても、都市を各種建造物の集合としてとらえ、地震災害の発生と対策を耐震学的な面から総括的に把握しうる方法論の確立が必要なのは確かである。

ところで、このような被害想定や防災計画を立案する場合、一般に対象とする地域の災害特性や応答特性の分布を定める“ゾーニング”という概念が導入され、これが重要な基礎資料のひとつとなっており、ゾーニングをどのような指標で如何なる方法で行なうかがこの種の研究の主要な位置を占める。また上記のような被害想定という観点は、既設建造物の耐震性能を評定する立場といえようが、これは防災計画につながる

耐震設計という観点, すなわち新設構造物に耐震安全性を付与する立場と表裏の関係にあると考えられる。

本章の目的は, 建築構造物を対象に, 上述の既設構造物の被害想定と新設構造物の耐震設計という二つの立場を統一的にとらえること, その耐震性能や耐震安全性の評価を耐震工学的な総括的な手法で行なうこと, そして地震と地盤と構造物の特性を総括する“震害ポテンシャル”なる概念を導入してゾーニングを行なうこと, という基本的な考え方のもとに, 各種の概念の導入と定義づけを行ない, 比較的簡単に実用的な弾塑性地震応答解析法に基づくひとつの解析手法を提案し, あわせてこの手法の適用を特定の地域に対して具体的に試みることにある。

2° 既往の研究概観

ゾーニングの詳しい定義は次節で述べるが, これは最近になってマクロゾーニングとマイクロゾーニングという2つの概念に分化してきたように思われる。

まず“マクロゾーニング”とは, 歴史的な地震活動度を考察し, 震源や伝播経路等の性質を考慮して, 地盤で予想される地震動の大きさにしたがってひとつの国全体をいくつかの地方に分割すること, のように一般には用いられている。この系列の研究には, 標準地盤で予想される最大加速度の日本での分布図を統計的に作成した著名な河角マップ¹⁾をはじめとして, いくつかの関連する研究がみられるが, 本論での内容はマイクロゾーニングに属するものなのでここでは詳述することを避けたい。

一方“マイクロゾーニング”とは, 基盤から地表に至る表層地盤がもつ地震動の増巾作用に注目し, この部分の地質・土質条件や地盤構成を考慮して, 上記の地方をさらにいくつかの地域に分割すること, のように用いられている。このような定義にしたがって日本のマイクロゾーニングの歴史をみると, 以下に述べるような4つの段階に分けられるであろう。

第1は, 過去の震害経験と地盤の条件(主として表土を構成する土の種類や沖積層の厚さ)との関連に注目して地盤を分類するゾーニングである。1951年に制定された建築基準法ではわが国の地盤を5つの種別に区分し, 構造物の種類との組み合わせによってその基本震度を定めている。第2は, 構造物の主要な振動性状がその固有周期と地盤の卓越周期との相対的な関係で定まるとの考えから, 地盤をその周波数特性にしたがって分類するゾーニングである。このゾーニングでは, 表層地盤に固有な特性は常時微動の観測によって抽出でき²⁾, またこうして抽出された特性と先の地盤種別との間には対応関係がみられるという研究³⁾に立脚して, 微動計測の手段で地盤の分類を行なおうとする方法をとる。第3は, 基盤に到達する地震動を何らかの形で予想し, 地表面での応答を求め, その分布にしたがって地盤を分類するゾーニングである。この場合には, 成層地盤中のSH波の伝播を扱う理論によって表層地盤の地震応答特性が説明できるとする研究⁴⁾に立脚して, 地盤構成を知りこの重複反射理論によって地盤応答を計算するという解析的な方法を取り, 現行のマイクロゾーニングの一般的な手法となっている。

以上の段階は地盤のみの分類に止まるゾーニングであったが, 第4は地盤の分類を構造物の応答特性に結合させて行なおうとするもので, これには外国の例を加えて2つの代表的な研究をあげることができる。H. B. Seed等は, まず, 震源となる断層の位置と予想される地震のマグニチュードから基盤で期待される地震動の主要な特性(最大加速度, 卓越周期および継続時間)を想定し⁵⁾, 次に, このような特性をもつ地震波を入力として, 土の非線形な応力-歪関係を導入した剪断型の多質点系モデルで表層地盤の増巾作用を解析し, 地表面地震動を応答スペクトラムの形で計算し⁶⁾, 最後に, 構造物の固有周期に対応する応答スペクトラムと設計用ベース・シア係数との比によって“damage potential”なる量を定義し, その分布をいくつかの地方の具体例で示した⁷⁾。工学的に割り切った判断から粗い近似も多く, とくに地盤の弾塑性々状に対応する構造物の性状が弾性域に限定された表現となっているため, damage potentialの指標が数十にもなるなどの不自然さを内包するが, damage potentialなる概念を初めて導入し, 震源から構造物に至る一貫した解析法を提案しているところに意義のある研究といえよう。一方, 小林・鏡味・長橋は, まず, SH波(弾性波)の重複反射理論によって任意の波動の伝播を扱う計算法を工夫し⁸⁾, 金井の実験式⁹⁾から定まる最大加速度をもつTaft記録の基盤での波形を基盤地震動として与え, 地表面地震動を計算し, 次に, 木造建築

物を硬化形と完全弾塑性形を組合わせた復元力特性をもつ1質点系に抽象し、固有周期によって構造物の型を分類し周期のばらつきを正規分布で与えて、地表面地震動を入力とする応答解析を行ない、変位応答量の限界値で半壊・全壊を定めて被害率を算定し¹⁰⁾、最後に、川崎と東京東部を例にとりて関東地震のときの被害率分布を推算し、実際の被害分布との対応を検討し、この手法の妥当性を論じた^{11),12)}。前者の研究が弾塑性性状をとり入れた地盤応答の解析に特徴があったのに対して、これは木造建築物の弾塑性応答解析に主体を置いたひとつの貫した解析法の提案といえるであろう。

しかし、いずれの研究にしても、damage potentialに関する概念の捉え方や表現方法に、また構造物の型と性質の表現形式などにあいまいさが残り、動的相互作用の効果が無視され、地盤と構造物の弾塑性性状が同時には考慮されていないなどの不十分さが残されている。

3° 問題の設定

本章で扱う問題は次の3つに区分される。まず第1に、本章の目的と立場を明らかにしつつ、マクロゾーニングとマイクロゾーニングならびに震害ポテンシャルの考え方と定義を与え、相互の関連を明白にする。第2に、震害ポテンシャルによってゾーニングを行なう基礎となる、地盤-構造物連成系の実用的で簡便な弾塑性地震応答解析と震害ポテンシャルの評価の手法を提案する。最後に、大阪という特定の地域に対する数値解析を通じて、震害ポテンシャルの分布を実際の例で算定し、本解析法の有用性を確認する。

4° 解析手法の特徴と本論の構成

まず第2節で、ゾーニングに対して最終的には地震と地域と構造物の各型の組合わせで表現されるという定義を与え、耐震性能評定と耐震設計という2つの立場を統一的に把握しうる震害ポテンシャルなる概念を導入し、構造物の保有する性能と地震応答特性との関係によって規定されるその具体的な尺度を選定し、これら相互の関連を考察した。次に第3節では、地盤-構造物連成系の地震応答解析法の骨子と解法上の仮定を述べた。本解析法の主要な特徴は、大地震時を前提にして、地盤・構造物ともに弾塑性挙動を考慮しうること、基礎地盤と構造物の動的相互作用を導入すること、そして詳細な応答解析法によらずに結果を算出できること、にあるので、解法の基礎を文献²⁴⁾の Dynamical Ground Compliance の理論の導入とともに等価線形化法、応答スペクトル法および iteration 法においている。bi-linear 型復元力特性をもつ剪断型多質点系にモデル化した上部構造物の等価線形化法と、土の応力-歪関係を考慮した基礎地盤の等価線形化法、ならびに基礎地盤を等価な半無限地盤に置換しその特性値を算出する方法を第4節に示した。第5節では、構造物の動特性の適正分布の存在を前提に振動モードを算出し、全体として等価線形化された連成系の基本固有周期に対応する地表面地震動の変位応答スペクトラムから応答値を計算する応答解析の基礎式を導いて、構造物の損傷や破壊に関係する主要な尺度の最大靱性率と構造物の耐震安全性を規定するシステム・パラメータのベース・シア係数との関係を、他のシステム・パラメータと入力地震動を知って iteration により比較的簡単に導く解析法を提示した。このとき構造物の性質は弾性限度の層間変位と許容靱性率と階数を主なパラメータとして表現されている。最後に第6節で、吉川・岩崎による大阪地方で予測される地震動と地盤応答解析の結果¹³⁾を使用して、大阪地方の典型化された構造物モデルに対して若干の数値解析を行ない、最大靱性率とベース・シア係数との関係、動的相互作用の影響、震害ポテンシャルの分布などについて明らかにした。

2. ゾーニングと震害ポテンシャル

2.1 マクロゾーニングとマイクロゾーニング

地震災害の防御を考えると、新しく建設される構造物（以下では建築構造物を意味する）の耐震設計のために規定や指針を作成する場合にも、また既存の構造物を中心とする被害想定から防災計画を立案する場合にも、所謂“ゾーニング”という概念が導入され、これが重要な基礎資料のひとつとなっている。現在このゾーニングはさらに“マクロゾーニング”と“マイクロゾーニング”という2つの概念に分化しているように思われるが、未だ定着した概念とはなっておらず、その内容も明確に定まっているとは言い難い。従来

の関連する諸研究を参照すると、いちおう次のように規定できるであろう。“マクロゾーニング”とは、『主として地震活動度 (seismicity) に基づいてひとつの国全体をいくつかの地方に分割すること、すなわち、震源の位置や震源での地震動の性質、伝播経路等の考察から、各地方の所謂地震基盤において予想される地震動の主要な性質の分布を表現すること』をさす。一方、“マイクロゾーニング”とは、『主として局地的な地質および土質条件に基づいて、マクロゾーニングで分割されたひとつの地方をさらにいくつかの地域に分割すること、すなわち、地震基盤から地表面に至る地層の地盤構成と土質性状等の考察から、各地域の地表面付近で予想される地震動の主要な性質の分布を表現すること』をさす。このようなゾーニングの規定は要するに地震の型と地域の型の組み合わせによる表現といえよう。

ところで、地表面付近で予想される地震動の性質が同一であっても、その上に位置する構造物が異なれば、構造物の動特性の差異そして周辺の基礎地盤との動的相互作用のために、一般に応答特性が異なることが知られている。わが国においても木造の住宅が圧倒的多数を占めていたこれまでの時代とは異なり、現在では構造材料・形式・種別・規模などが非常に多様な性格をもつようになっているので、地震動のスペクトル特性の形によっては種々の構造物の応答特性の差異が強調されるような結果も当然考えられる。したがって、地震災害一般ではなく構造物にかかわる地震災害の防御を対象にする場合のゾーニングは、地震の型と地域の型に加えて構造物の型との組み合わせによって最終的には表現されるべきであろう。

この意味におけるマイクロゾーニングをここでは次のように規定することにしよう。『主として局地的な地質および土質条件ならびに構造物の動特性に基づいて、マイクロゾーニングで分割されたひとつの地方をさらにいくつかの地域に分割すること、すなわち、地震基盤から入射する地震動の表層地盤による増巾作用や構造物と基礎地盤との動的相互作用等を考慮することによって、各地域の構造物の主要な応答特性の分布を表現すること』である。そして、次節に述べるように、この応答特性の分布を構造物の破壊あるいは耐震安全性を規定する尺度を用いた“震害ポテンシャル”なる量によって表現するのである。

2.2 震害ポテンシャルの評価と耐震設計の立場

構造物の“震害ポテンシャル (earthquake damage potential)”という場合、“新設構造物の耐震設計”と“既設構造物の震害予測”という2つの立場が考えられる。“耐震設計の立場”は、予想される地震動の特性と地盤の性状ならびに構造物の性質に基づいて、所要の耐震安全性を保持しうるような適正な動特性を構造物に実現すること、にある。これに対して、“震害予測の立場”は、主として過去の地震活動度によって分類された予想される地震の型および主として地盤構成と土質性状によって分類された地域の型の組み合わせに基づいて、新しい知見として提出されたゾーニングの結果を適用し、既存の構造物の震害予測を行なうこと、にある。いずれの観点に立っても、構造物の損傷あるいは破壊を測りうるような耐震安全性を表現する基本的な量または尺度によって、構造物の保有する能力と地震応答を比較し、前者の場合は安全率、後者の場合は危険率——単純には安全率の逆数——の形式で表現することになろう。

ここでは上述の2つの立場を統一的に捉えることにし、構造物の震害ポテンシャルを次のように定義しよう。『“震害ポテンシャル”とは、地震と地域の型の組み合わせによって表現されたある敷地において、新しく建設される (または既に建設されている) 構造物がどの程度の耐震安全性や耐震性能を要求されるか (または保有しているか) を、構造物の損傷あるいは破壊に結びつく量または尺度によって表現したものである』、と考える。このとき、震害ポテンシャルを安全な大きさにかつゾーニングされた地域にかかわらず一様に収めるのが“耐震設計の立場”であり、震害ポテンシャルの大きさとその分布を明らかにするのが“震害予測の立場”になる。

2.3 震害ポテンシャルの表現

構造物の震害ポテンシャルを表現する量または尺度には、構造物の損傷や破壊あるいは耐震性能や耐震安全性を最も適確に表現しうるパラメータを選ばなければならない。ここで韌性率 (ductility ratio) μ を基本

的な破壊の尺度と想定すると¹⁴⁾、震害ポテンシャルを表現する量として次の2つを考慮することができる^{15)~17)}。

$$R_n = \frac{\mu_r}{\mu_a} \dots\dots\dots (2.1a)$$

$$R_p = \frac{p_r}{p_a} = \frac{2\mu_r - 1 + r(\mu_r - 1)^2}{2\mu_a - 1 + r(\mu_a - 1)^2} \dots\dots\dots (2.1b)$$

ここに、 R_n は瞬時的な破壊に関連した変位系統の尺度である韌性率 μ をそのまま選んだもの、 R_p は塑性変形能力あるいは復元力特性の安定性を規定する単位重量当りの準静的弾塑性ポテンシャル・エネルギー p を尺度に選んだものである。(2.1b)式の右辺は構造物の復元力特性をbi-linear型とした場合の表現式である(式中の r は第1分枝に対する第2分枝剛性比を表わす)。また上式中添字の r および a は応答として評価される量(response)および構造物に固有の許容量(allowable)をそれぞれ意味する。なお $0 < \mu_r \leq 1$ のときには第2式の分子に $r=1$ を代入する。

以下の解析では大地震時を対象に構造物の弾塑性領域の挙動を問題にするので、構造物の破壊に関連する応答評価の尺度——“韌性率”とともに、構造物の耐震安全性を規定する重要なシステム・パラメータ——“ベース・シア係数”に着目し、両者相互の関連を評価することにしよう。したがって、“耐震設計の立場”とは、新設構造物の震害ポテンシャル R_n あるいは R_p の値が1(あるいはそれ以下)になるよう、設計用ベース・シア係数を構造物に付与することであり、一方“震害予測の立場”とは、既設構造物のベース・シア係数に基づいて、その震害ポテンシャル R_n あるいは R_p の値を評価すること、になる。

3. 地盤—構造物連成系の地震応答解析法における諸仮定

本論の地震応答解析の目的は、第1に、ゾーニングされた地域の地震動特性と構造物の基礎地盤の性状を考慮して、構造物の初期構造設計における適正な耐震設計資料を求めること、第2に、類型化された地域と

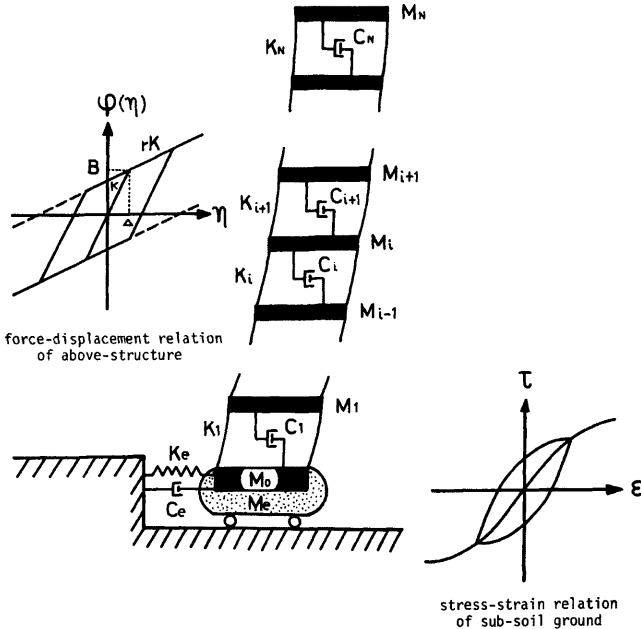


Fig. 1. Mathematical model of soil-structure interaction system.

典型的な構造物を対象に、既設構造物の震害ポテンシャルの概略を把握すること、にある。以下においてはこの2つの目的に共通に適用しうる地盤—構造物連成系の概括的な弾塑性地震応答解析法のひとつを提案する。震害ポテンシャルの解析には、個々の具体的な構造物の詳細な地震応答解析の場合とは異なり、分類された地震および地域に対して、類型化された構造物の主要な地震応答性状もしくは耐震性能を大づかみに把握しようとする立場をとる。ここに提案する解析法の骨子は、等価線形化法と応答スペクトル法に立脚しており、耐震安全性の基本尺度として靱性率応答を採用し、構造物とその基礎地盤の弾塑性挙動を考慮した動的相互作用を取入れて、最大靱性率応答と耐震設計用ベース・シア係数との関係を求めるものである。

Fig. 1 に示すような連成系の解析モデルを設定し、解析にあたって以下の仮定をおく。

- 1) 地震動および連成系の振動方向として水平1成分のみを考慮する。
- 2) 構造物系の振動モデルは bi-linear 型の履歴特性をもつ剪断型多質点系とする。
- 3) 構造物の周辺地盤すなわち基礎地盤の振動モデルには、文献²⁴⁾で3次元波動論から導いた Dynamical Ground Compliance を導入し、等価な質量、剛性および粘性減衰定数をもつ質点系でこれを構成し、連成系の動的相互作用の影響を評価する。
- 4) 構造物および基礎地盤にはともに履歴特性をもつ復元力特性を想定し、連成系の弾塑性動特性を剛性の低下と粘性減衰の増加として変換する等価線形化法に基づいて線形化し、その弾塑性応答を解析する。
- 5) 連成系の最大靱性率応答は、等価線形化された系の基本固有周期とその減衰定数（臨界減衰比）に対応する地表面地震動の変位応答スペクトラムから評価する。
- 6) 上部構造物系には各層の最大靱性率応答を一樣にするような適正な動特性の分布が存在することを前提に、各層の弾性限変位分布に基づいて連成系の基本固有振動に関するモードを想定し、これより基本固有周期とその減衰定数を算定する。

4. 連成系の動特性の等価線形化

4.1 上部構造物系の等価線形化

次の2段階の等価線形化を行なう^{13),19)}。

[1] 第1段階——等価擬線形化 (quasi-linearization)：bi-linear 型の安定な閉じた履歴特性を対象とし、靱性率応答の振巾に応じて、原点と履歴振巾を結ぶ割線勾配に等しくなるよう等価剛性を、また粘性減衰をもつ線形系もとの履歴系で1サイクル当りの消費エネルギーが等しくなるよう等価粘性減衰定数を定める。

[2] 第2段階——統計的等価線形化 (statistical-linearization)：靱性率応答は定常確率過程に属し、その履歴振巾は Rayleigh 分布に従うと仮定する。さらに履歴の安定性と slowly varying を前提にして、前段で導いた等価擬線形化された履歴特性と本段で求める等価線形化系の特性との間の一周期当りの2乗平均誤差が最小になるよう、統計的に等価剛性と等価粘性減衰定数を定める。

このような手順で等価線形化された結果は次のように表わされる。まず、第1段階の結果は

$$\frac{K_e(\chi)}{K} = Q_r(\chi, r), \quad \frac{C_e(\chi)}{K} = \frac{T}{2\pi} \cdot Q_d(\chi, r) + \frac{C_0}{K} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

ここに

$$Q_r(\chi, r) = \begin{cases} \frac{1}{\chi} \{1+r(\chi-1)\} \\ 1 \end{cases}, \quad Q_d(\chi, r) = \begin{cases} \frac{4}{\pi\chi^2} (1-r)(\chi-1) & [1 \leq \chi] \\ 0 & [0 \leq \chi \leq 1] \end{cases} \quad \dots\dots(4.2)$$

$K_e(\chi)$, $C_e(\chi)$ ：等価擬線形化系の等価剛性および等価粘性減衰定数、

K , C_0 ：原履歴系の弾性域の剛性および粘性減衰定数、

χ ：靱性率応答の履歴振巾、

r ：bi-linear 型履歴特性の第1分枝に対する第2分枝剛性比、

T ：等価線形化された連成系の基本固有周期

次に、第2段階の結果は

$$\frac{K_e}{K} = R(\mu, r), \quad \frac{C_e}{K} = \frac{T}{2\pi} \cdot D(\mu, r) + \frac{C_v}{K} \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

ここに

$$R(\mu, r) = \frac{E[\chi^2 Q_a(\chi, r)]}{E[\chi^2]}, \quad D(\mu, r) = \frac{E[\chi^2 Q_d(\chi, r)]}{E[\chi^2]} \quad \dots\dots\dots(4.4)$$

K_e, C_e ; 統計的等価線形化系の等価剛性および等価粘性減衰常数,

μ ; 最大靱性率応答 (履歴振巾の最大値),

$E[\]$; 期待値を表わす演算子

さて、靱性率応答の最大値 μ は履歴振巾 χ の平均値とその標準偏差の α 倍の和で表わされるとすれば、靱性率応答 η の分散 $R_{\eta\eta}$ と最大靱性率応答 μ の間には次の関係が成立つ。

$$R_{\eta\eta} = \left[\frac{\mu}{\sqrt{\pi/2 + \alpha^2/2 - \pi/2}} \right]^2 \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

ここに

$$\mu = E[\chi] + \alpha\sqrt{V[\chi]} \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

また、 $V[\]$: 分散を表わす演算子, である。ただし、 α は等価線形化が適正に行なわれるよう設定する
もので、通常は3程度の値をとる。

ここで、履歴振巾 χ の分布としてその上限が μ で与えられる“truncated Rayleigh 分布”

$$P(\chi) = \frac{\frac{\chi}{R_{\eta\eta}} \exp\left(-\frac{\chi^2}{2R_{\eta\eta}}\right)}{\int_0^{\mu} \frac{\chi}{R_{\eta\eta}} \exp\left(-\frac{\chi^2}{2R_{\eta\eta}}\right) d\chi} \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

を仮定すると、(4.4) 式の $R(\mu, r)$ および $D(\mu, r)$ が具体的に次式のように定まる。

$$R(\mu, r) = \frac{1 - (1-r)e_p(1 - \left\{ r(1+\zeta) + (1-r)\frac{\zeta}{\mu} \right\} e_p(\mu) + \frac{1-r}{2} \sqrt{\frac{\pi}{2R_{\eta\eta}}} e_f(\mu))}{1 - (1+\zeta)e_p(\mu)} \quad [1 \leq \mu] \dots\dots(4.8a)$$

$$D(\mu, r) = (1-r) \sqrt{\frac{2}{\pi R_{\eta\eta}}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{2}{\pi R_{\eta\eta}}}(1-\mu)e_p(\mu) + e_f(\mu)}{1 - (1+\zeta)e_p(\mu)}$$

$$R(\mu, r) = 1, \quad D(\mu, r) = 0 \quad [0 \leq \mu \leq 1] \dots\dots(4.8b)$$

ここに

$$e_p(\mu) = \exp\left(-\frac{\mu^2}{2R_{\eta\eta}}\right), \quad e_f(\mu) = \operatorname{erf}\left(\frac{\mu}{\sqrt{2R_{\eta\eta}}}\right) - \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2R_{\eta\eta}}}\right), \quad \zeta = \frac{\mu^2}{2R_{\eta\eta}} \quad \dots\dots(4.9)$$

4.2 基礎地盤系の等価線形化

上部構造物の断面寸法に較べて下部構造物の根入れ深さが小さい場合に限定すると、文献²⁴⁾で導いた基礎地盤系の力-変位間の伝達関数を表わす Dynamical Ground Compliance (D.G.C.) を導入して、動的相互作用を評価しうる基礎地盤のモデルを構成することができる。このとき構造物の基礎地盤系は、下部構造物の質量 M_0 と D.G.C. から定まる等価質量 M_e 、等価剛性 K_e および等価粘性減衰常数 C_e を用いて、質点系の振動モデルで表現できる。後の3つの係数は一般に振動数の関数になるが、とくに Voigt solid からなる半無限粘弾性地盤で並進振動の場合に限ると、通常の振動数範囲ではほぼ常数とみなして差支えない〔文献²⁴⁾ 6.1 参照〕。

ところで、D.G.C. は (粘) 弾性理論に立脚して導かれたものであるから、基礎地盤の弾塑性々状を考慮するには何らかの等価線形化が必要になる。ここでは、上記の3つの等価係数の大きさを定める地盤のパラメータ (縦波および横波に関する剛性係数あるいは伝播速度ならびにその粘性係数) の等価線形化を

H. B. Seed 等の方法²⁰⁾によって予め行ない、それらの結果を用いて、全体として等価線形化された地盤—構造物連成系の基本固有振動数に対応する等価係数の値を定めることにしよう。Seed 等の方法とは、土の試料に対して実験室内の準静的な繰返し加力試験を行ない、応力—歪関係を表わす閉じた履歴曲線を求め、その履歴振巾と原点を結ぶ割線の勾配から等価剛性を、履歴面積から等価履歴減衰定数を定めて、この 2 つの量を歪レベルの関数として表現したものを用意しておく。これより地盤応答から定まる歪レベルに応じて地盤内の各層の平均的な等価剛性と等価減衰定数を求めるといふ、前項の第 1 段階と同じような性格をもった等価線形化法である。

なお下部構造物の根入れ深さが大きい場合にも、例えば文献²⁵⁾で導いた根入れをもつ連成系の振動特性からその等価係数を振動数の関数として換算することができ、上と同様の手法によって基礎地盤系の等価線形化を行なうことが可能である。

4.3 基礎地盤系の平均特性の算出

構造物の基礎地盤は通常層構造をなしているので、その D. G. C. から定まる質点系モデルの等価係数は一般に振動数に依存する。上部構造物と基礎地盤を含めて等価線形化された連成系の基本固有振動数を算出し、これに対応する等価係数を求めることによって、動的相互作用をより正当に評価することはもちろん可能であるが、後述の iteration を用いた解析過程がやや複雑になる。ここでは解析の簡略化をはかるため、対象とする成層地盤を振動数依存性の小さい係数が得られる半無限地盤に等価的に置換する一つの方法を示そう。

断面 $2b \times 2c$ の剛体基礎が水平加振力の作用を受けるとき、地盤に生じる水平変位振巾の深度分布は近似的に

$$u(Z) = -\frac{\beta_2}{Z + \beta_1} \quad [Z = \frac{z}{l}, l = \sqrt{bc}, z; \text{地表面からの鉛直座標}, \beta_1, \beta_2; \text{定数}] \quad \dots\dots(4.10)$$

で表わしうること²¹⁾、そして、動的相互作用に影響を及ぼす地盤領域の深度 H_c は近似的に

$$\frac{H_c}{l} = Z_c \approx 10 \quad \dots\dots(4.11)$$

で与えられることがわかっている [文献²⁴⁾ 6.2 参照]。

ところで、基礎層から入射する地震動による地盤の弾塑性応答解析を 1 次元剪断型連続体の重複反射理論に基づいて行なうという前提に立てば [例えば、連続体から等価的に置換させた質点系モデルを用いた H. B. Seed 等の等価線形化法²⁾ など]、適当に分割された各層毎に、密度 ρ_e とともに等価線形化された剪断弾性係数 G_e と履歴消費による減衰定数 h_{oe} が求められることになる。そこで、対象となる等価線形化された成層地盤を等価な半無限地盤に置換するために、(4.10) 式で示される変位場において、基礎底面から (4.11) 式の地盤深度の間で、原地盤と置換地盤のポテンシャル、運動および消費の各エネルギーがそれぞれ等しくなるよう等価な平均特性 (密度 $\bar{\rho}_e$ 、剪断剛性 \bar{G}_e および減衰定数 $\bar{h}_{oe}\bar{G}_e$) を算出する。すなわち、

$$\bar{\rho}_e = \int_{H_0}^{H_c} \rho_e(Z) \{u(Z)\}^2 dZ / \int_{H_0}^{H_c} \{u(Z)\}^2 dZ \quad \dots\dots(4.12a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{G}_e \\ \bar{h}_{oe}\bar{G}_e \end{array} \right\} = \int_{H_0}^{H_c} \left\{ \begin{array}{l} G_e(Z) \\ h_{oe}(Z)G_e(Z) \end{array} \right\} \left\{ \frac{du(Z)}{dZ} \right\}^2 dZ / \int_{H_0}^{H_c} \left\{ \frac{du(Z)}{dZ} \right\}^2 dZ \quad \dots\dots(4.12b)$$

ここに、 H_0 は構造物の基礎底面位置を表わす鉛直座標である。このようにして定められた平均特性を用いて、横波速度 V_{se} および横波に関する粘性係数パラメータ η_{se} が次式から求められる [文献²⁴⁾ 6.2 (6.12) 式参照]。

$$V_{se} = \sqrt{\frac{\bar{G}_e}{\bar{\rho}_e}}, \quad \eta_{se} = \frac{V_{se}}{l} \cdot \frac{G_e'}{G_e} = \frac{2}{\omega_0 l} \cdot \frac{\bar{h}_{oe}\bar{G}_e}{\sqrt{\bar{\rho}_e}\bar{G}_e} \quad \dots\dots(4.13)$$

ここに、 ω_0 は等価線形化された連成系の固有振動数である。

以上の手順によって横波に関する平均特性が得られるが、縦波に関する平均特性にも同じ性質が保持され

ており同様の関係式が成立つと仮定する。すなわち、等価粘性係数パラメータは

$$\eta_{pe} = \eta_{ss} = \eta \quad \dots\dots\dots(4.14)$$

とともに等しく、かつ原履歴系のポアソン比は等価線形化された系においても不変とする。

5. 連成系の地震応答解析

5.1 動特性の適正分布と振動モードの想定

本項では、上部構造物に適正な動特性の分布を仮定することにより、連成系の基本固有振動モードを近似的に略算する方法について述べる。文献²²⁾によれば、適正な動特性とは、構造物の耐震安全性を規定する第一義的に重要な尺度を選ぶとき、建設敷地で将来予想される地震群に対して、基礎地盤を含む構造物系各部のこの尺度で表わした地震応答が、予め各部で定められた許容値内にできるだけ一様にかつ安定に収まるような工学的合理性と経済性を兼ね備えた動特性をさす。また、耐震安全性の尺度として靱性率応答を選び、横造物系の動特性として設計用剪断力係数に着目するとき、次に述べるような性質の存在は、各層の最大靱性率応答を一様にするという意味において、弾性限度設計用の耐震上適正な剪断力係数あるいは震度を想定しうることを意味する。すなわち、①靱性率応答の分布は主として設計用剪断力係数の分布に影響されること、②履歴特性の型が高方向に一様な場合には、設計用剪断力係数と剪断力係数応答の分布形を一致させると、最大靱性率応答の分布が一様化すること、③最大剪断力係数応答の分布形は地震動の周波数特性や構造物の基本固有振動数・質量分布・剛性分布・減衰定数の変動にもほとんど影響されないこと、等の性質の存在である²²⁾。

さて、適正剪断力係数においてベース・シア係数を規準量にとり、その分布形を分離する。弾塑性履歴特性をもつ剪断型多質点系のパラメトリックな地震応答解析の結果から適正弾性限度分布を導き、これに基づいて適正剪断力係数分布 $c(\xi)$ を定めると、一般に次式のように表わされる²²⁾。

$$c(\xi) = c_1 + c_2(1-\xi) + c_3(1-\xi)^2 \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

ここに

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} M_j}{\sum_{j=1}^N M_j} \quad \dots\dots\dots(5.2)$$

c_1, c_2, c_3 は分布形を与える常数で、許容靱性率の大きさによって多少変動する。構造物の第 i 層の高さ方向の座標 ξ_i は (5.2) 式のように質量分布 $\{M_j\}$ によって無次元化して与えるが、これは適正剪断力係数分布が規準化された無次元座標によって、総層数 N や質量分布等に独立に統一的に表現されることを意味している。このとき、適正弾性限度分布 $\beta(\xi)$ および適正震力分布 $k(\xi)$ は (5.2) 式の座標を用いてそれぞれ次式で与えられる。

$$\beta(\xi) = (1-\xi)c(\xi) \quad \dots\dots\dots(5.3)$$

$$k(\xi) = -\frac{d}{d\xi} \{(1-\xi)c(\xi)\} \quad \dots\dots\dots(5.4)$$

そこで、上部構造物系の基本固有振動モード $s\{\phi\}_1$ は (5.4) 式の適正震力分布 $k(\xi)$ が準静的に作用するとき生じるこの系の層間変位の分布 $\delta_i [i=1, 2, \dots, N; \delta_1=1]$ によって与えられると仮定する。すなわち

$$s\{\phi\}_1 = \left\{ \sum_{j=1}^i \delta_j \right\} \quad \dots\dots\dots(5.5)$$

また、連成系の基本固有振動モード $\{\phi\}_1$ は基礎地盤系を表わす質点の振動モード δ_0 を導入することによって、次式で表わすことができる。

$$\{\phi\}_1 = \delta_0 [1] + \left\{ \sum_{j=0}^i \delta_j \right\} \quad \dots\dots\dots(5.6)$$

(5.4) 式の適正震力分布は (5.3) 式の適正弾性限度分布に対応するから、このようにして定められた上部構造物系の基本固有振動モード (5.5) 式の層間変位の分布 $s\{\delta\}$ は弾性限度分布に一致するという簡単な関係式が得られる。したがって、弾性限度分布 $s\{\delta\}$ を知れば (5.5) および (5.6) 式によって連成系の基本固有振動モードを近似的に略算することができる。なお基礎地盤系の振動モード δ_0 の算定につ

いては次項に述べる。

5.2 応答解析の基礎式

上部構造物系の総層数を N として、前項で述べたように、弾性域におけるその基本固有周期 sT に対する振動モード $s\{\phi\}_1$ の層間変位の分布が弾性限変位分布 $s\{\delta\}$ に等しいとおき、各層の最大靱性率応答分布を一様にするような剪断力係数分布 $\{c(\xi)\}$ を想定する。このとき、上部構造物および基礎地盤ともに等価線形化された連成系 ($[N+1]$ 質点系) の基本固有周期 T とその減衰定数 h は (4.3) 式の関係を用いて次式で表わすことができる [誘導過程は APPENDIX A を参照]。

$$\frac{T}{sT} = \sqrt{\frac{B(\mu, r, C)}{A(\mu, r, C)}}, \quad h = \frac{D(\mu, r)}{2A(\mu, r, C)} + \frac{sh + G(C)}{\sqrt{A(\mu, r, C) \cdot B(\mu, r, C)}} \quad \dots\dots\dots(5.7)$$

ここに

$$\left\{ \begin{aligned} A(\mu, r, C) &= R(\mu, r) + \delta_0^2 \frac{K_e}{s\bar{K}_1}, & s\bar{K}_1 &= s\{\phi\}_1^T s[\kappa] s\{\phi\}_1 \\ B(\mu, r, C) &= 1 + 2\delta_0 \frac{\bar{S}_e}{s\bar{M}_1} + \delta_0^2 \frac{\bar{S}_e}{s\bar{M}_1}, & s\bar{M}_1 &= s\{\phi\}_1^T s[m] s\{\phi\}_1 \\ & & s\bar{B}_1 &= s\{\phi\}_1^T s[m] [1] \\ G(C) &= \frac{\delta_0^3}{2} \cdot \frac{c_e}{2\sqrt{s\bar{M}_1 \cdot s\bar{K}_1}}, & \bar{S}_e &= s m_T + m_{e0} \end{aligned} \right. \quad \dots\dots\dots(5.8)$$

- $s[m], s[\kappa]$; 上部構造物系の無次元質量および剛性マトリックス
- sT, sh ; 上部構造物系の弾性域における基本固有周期とその減衰定数
- C ; 規準層 (第 1 層) の弾性限強度を与えるベース・シア係数
- δ_0 ; 上部構造物系の最下層の振動モードを 1 にとったときの基礎地盤系を表わす質点の振動モード

ここで、関数 A, B, G がベース・シア係数 C の関数となる理由は、上部構造物の剛性マトリックスが C の大きさによって規定されるからである。一方、質量、剛性および粘性減衰の規準量 (第 1 層の量をとる) と無次元量を次式で与える。

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{M} &= \frac{sW_T}{s m_T g}, \quad \bar{K} = \frac{C \cdot sW_T}{\bar{d}}, \quad sW_T = \sum_{i=1}^N W_i, \quad s m_T = \sum_{i=1}^N m_i \\ m_i &= \frac{M_i}{\bar{M}}, \quad \kappa_i = \frac{K_i}{\bar{K}} = \frac{(1 - \xi_i)c(\xi_i)}{\delta_i}, \quad \xi_i = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} m_j}{\sum_{j=1}^i m_j}, \quad \delta_i = \frac{d_i}{\bar{d}} \\ m_{e0} &= \frac{M_e}{\bar{M}}, \quad m_e = \frac{M_e}{\bar{M}}, \quad m_{e0} = m_0 + m_e, \quad \kappa_e = \frac{K_e}{\bar{K}}, \quad c_e = \frac{C_e}{\sqrt{\bar{M}\bar{K}}} \end{aligned} \right. \quad \dots\dots\dots(5.9)$$

ここに

- $\bar{M}, \bar{K}, \bar{d}$; 質量, 剛性, 弾性限変位の規準量 (第 1 層)
- $W_i, M_i, K_i, d_i [i=1, 2, \dots, N]$; 第 i 層の重量, 質量, 剛性, 弾性限変位
- $m_i, \kappa_i, \delta_i [i=1, 2, \dots, N]$; 対応する質量, 剛性, 弾性限変位の無次元量
- M_0, m_0 ; 下部構造物の質量およびその無次元量
- M_e, K_e, C_e ; 基礎地盤系の等価な質量, 剛性, 粘性減衰常数
- m_e, κ_e, c_e ; 対応する等価な質量, 剛性, 粘性減衰常数の無次元量
- g ; 重力の加速度

基礎地盤系を表わす質点の振動モード δ_0 は、第 1 層と下部質点の剪断力係数が等しいとおくことによつて、下式で求められる。

$$\delta_0 = \frac{K}{K_e} R(\mu, r) \frac{\bar{M}g(sm_T + m_{e0})}{\bar{M}gsm_T} = \frac{R(\mu, r)}{\kappa_e} \left(1 + \frac{m_{e0}}{sm_T}\right) \dots\dots\dots(5.10)$$

δ_0 はまた構造物系の弾性限変位分布に対応する基礎地盤系の等価弾性限変位を与える係数を意味する。

次に、最大靱性率応答 μ は、地表面（自由表面）における地震動の変位応答スペクトラム $S_D(T, h)$ を用い、連成系（ $[N+1]$ 質点系）のモーダル・アナリシスによって 1 次振動成分のみを考慮することにすれば、次式で与えられる〔誘導過程は APPENDIX B を参照〕。

$$\mu = \frac{\phi_1^i - \phi_1^{i-1}}{\bar{A}\delta_i} \cdot \frac{\bar{B}_1}{\bar{M}_{e1}} S_D(T, h) = \frac{1}{\bar{A}} \cdot \frac{\bar{B}_1}{\bar{M}_{e1}} S_D(T, h) \dots\dots\dots(5.11)$$

ここに

$$\bar{M}_{e1} = \{\phi\}_1^T [m]_e \{\phi\}_1, \quad \bar{B}_1 = \{\phi\}_1^T [m] \{1\} \dots\dots\dots(5.12)$$

$\{\phi\}_1$; 連成系の固有振動モード

$[m]_e, [m]$; 連成系の無次元質量マトリックス、ただし後者は m_e を含まない

(5.11) 式の最右辺は上部構造物系の基本固有振動モードの層間変位の分布 $s[\phi_i - \phi_{i-1}]$ が弾性限変位分布に等しいという (5.5) 式の関係から導かれる。この関係式が成立つとき、(5.8) および (5.12) 式中の各マトリックスを剪断力係数と弾性限変位の無次元分布によって書改めれば

$$\left\{ \begin{array}{l} s\bar{K}_1 = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^i \delta_j \right) [(1-\xi_i)c(\xi_i) - (1-\xi_{i+1})c(\xi_{i+1})] \\ s\bar{M}_1 = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^i \delta_j \right)^2 m_i, \quad \bar{M}_{e1} = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=0}^i \delta_j \right)^2 m_i + \delta_0^2 m_{e0} \\ s\bar{B}_1 = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^i \delta_j \right) m_i, \quad \bar{B}_1 = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=0}^i \delta_j \right) m_i + \delta_0 m_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(5.13)$$

他方、想定された振動モードから上部構造物系の基本固有周期を算出する式を変形すると、ベース・シア係数と基本固有周期 sT または T との間には次の関係が成立つ〔誘導過程は APPENDIX C を参照〕。

$$C = \frac{\bar{A}}{sm_T g} \cdot \frac{s\bar{M}_1}{s\bar{K}_1} \left(\frac{2\pi}{sT} \right)^2 = \frac{\bar{A}}{sm_T g} \cdot \frac{s\bar{M}_1}{s\bar{K}_1} \cdot \frac{B(\mu, r, C)}{A(\mu, r, C)} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \dots\dots\dots(5.14)$$

以上のように、連成系のシステム・パラメータを介して入力（地震動）と出力（連成系の応答）との関係を詳しい応答解析によらずに求める基礎式が (5.7)、(5.11) および (5.14) 式のように定められた。

5.3 変位応答スペクトラムの略算法

地表面で観測されたある地震波形に対して、特定の減衰定数についての速度あるいは変位応答スペクトラムが計算されているとき、他の任意の減衰定数に対する変位応答スペクトラムを略算する方法について述べよう。

E. Rosenblueth and J. I. Bustamante²⁹⁾ によれば、主要動の継続時間 T_d および周期 T に対する加速度スペクトル密度 $\bar{S}_A(T)$ をもつ地震群を対象にすると、その速度応答スペクトラム $S_V(T, h)$ の期待値を次式で表わすことができる。

$$E[S_V(T, h)] = H(\zeta) \sqrt{T_d \bar{S}_A(T)} \dots\dots\dots(5.15)$$

ここに

$$H(\zeta) = 1.174 \sqrt{\frac{1}{\zeta} \{0.424 + \log(\zeta + 1.780)\} [1 - e^{-\zeta}]}, \quad \zeta = 4\pi h \frac{T_d}{T} \dots\dots\dots(5.16)$$

いま地震外乱として $\{T_d, \bar{S}_A(T)\}$ の代わりに、特定の減衰定数 h_0 のときの速度応答スペクトラム $E[S_V(T, h_0)]$ が与えられたとすれば、上の関係を利用して、他の任意の減衰定数 h のときの速度応答スペクトラムを次のように換算することができる。

$$E[S_V(T, h)] = \frac{H(\zeta)}{H(\zeta_0)} E[S_V(T, h_0)] \dots\dots\dots(5.17)$$

ここに

$$\zeta_0 = 4\pi h_0 \cdot T_a / T \quad \dots\dots\dots(5.18)$$

したがって、任意の減衰定数 h に対する変位応答スペクトラム $E[S_D(T, h)]$ は、特定の減衰定数 h_0 に対する速度応答スペクトラム $E[S_V(T, h_0)]$ が与えられているときには

$$E[S_D(T, h)] = \frac{T}{2\pi\sqrt{1-h^2}} \cdot \frac{H(\zeta)}{H(\zeta_0)} E[S_V(T, h_0)] \quad \dots\dots\dots(5.19a)$$

から、また変位応答スペクトラム $E[S_D(T, h_0)]$ が与えられているときには

$$E[S_D(T, h)] = \sqrt{\frac{1-h_0^2}{1-h^2}} \cdot \frac{H(\zeta)}{H(\zeta_0)} E[S_D(T, h_0)] \quad \dots\dots\dots(6.19b)$$

からそれぞれ略算することができる。

5.4 地震応答解析法

前節までに得られた関係を用いれば、連成系のシステム・パラメータを設定し地震外乱を与えて、構造物の破壊に関連する応答量とその耐震安全性を規定するシステム・パラメータとの関係を、応答解析を仲介にして求めることができる。すなわち、構造材料と構造形式に応じて、第1分枝に対する第2分枝剛性比 r と弾性限変位規準量 \bar{d} (通常柱の弾性限界における部材回転角と階高の積をとる) を他のシステム・パラメータとともに設定して、最大靱性率応答 μ とベース・シア係数 C との関係を次のようにして求めることができる。(以下の2つの立場に対する解析法のブロック・ダイアグラムを Fig. 2 に一括して示した。)

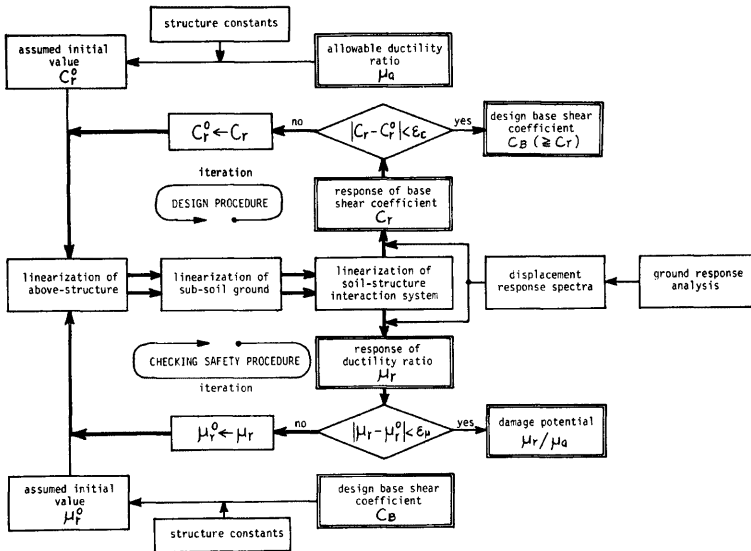


Fig. 2. Block diagram of design and checking safety procedures of structures.

[1] μ (許容値 μ_a) を与えて C (設計用ベース・シア係数 C_B) を求める場合——耐震設計の立場

まず C の値を適当に仮定して、(5.7) の第2式から等価減衰定数 h を計算する。次にこの h に対する変位応答スペクトラム $S_D(T, h)$ を用い、(5.11) 式を逆算して連成系の等価基本固有周期 T を定める。

最後に (5.14) 式によってベース・シア係数 C を求める。得られた C の値と初期値とを比較し、両者の差が許容範囲外にあれば、得られた C の値を初期値として許容誤差内に収まるまで、以下この操作を繰返す。最終的に得られた C 以上の値が設計用ベース・シア係数 C_B を与える。

[2] C (設計用ベース・シア係数 C_B) を与えて μ (応答値 μ_r) を求める場合——震害予測の立場

まず μ の値を適当に仮定して、(5.7) の第 2 式から等価な減衰定数 h を定め、(5.14) 式を逆算して同じく基本固有周期 T を定める。次に、これらの値に対応する変位応答スペクトラム $S_D(T, h)$ を用いて、(5.11) 式から最大靱性率応答 μ を求める。[1] の場合と同様に応答値 μ が収束するまで以下この操作を繰返す。最終的に得られた μ_r と許容値 μ_a によって (2.1) 式から震害ポテンシャル R_a または R_p が与えられる。

上述の解析法の繰返し演算過程のなかで、変位応答スペクトラムの計算には、特定の減衰定数に対する周期—スペクトラムの表を用意しておき、5.3 に述べた方法を適用し、周期に対する補間法を併用して、他の減衰定数に対応するスペクトラムの値を略算するのが便利である。

本解析法では、上部構造物および基礎地盤系ともに弾塑性の履歴特性を想定しているため、重ね合わせの原理が成立しない。したがって、厳密に言えば、両者の非線形の程度を定めるには、等価線形化の手法を使うにしても、波動媒体としての成層地盤をも含めた総合系の応答解析を行わなければならない。また、この成層地盤および基礎地盤の非線形の程度を決めるには、その応答の歪レベルを知らねばならない。このような解析には複雑な手順を必要とするので、ここでは次のような略算法をとることとする。すなわち、基礎から入射する地震動に対する自由表面をもつ地盤の応答解析と、地表面の地震動が与えられたときの上部構造物—基礎地盤連成系の応答解析を分離して扱うのである。このとき、波動媒体としての成層地盤に生じる歪レベルは地盤応答の解析から定めるが、動的相互作用によって基礎地盤に生じる歪レベルについては、① ほぼ弾性域にある場合 (土の歪レベルで 10^{-4} 程度以下) と ② 地盤応答の解析結果とほぼ同程度の場合 (次節の具体的な解析例での試算によれば最大値としてこの程度のオーダーになる)、という 2 つの特別な場合を a priori に設定し、動的相互作用における塑性化の影響を検討する。

6. 数値解析例

6.1 地震の型および地域の型の想定

地震および地域の型の想定ならびに地盤応答解析から得られる地表面地震動の応答スペクトラムには、大阪地方について具体的に解析されている吉川・岩崎¹³⁾の結果を使用する。彼等の研究の概要は次のとおりである。

大阪地方の歴史的な地震活動を分析すると、破壊的な地震をその震央距離にしたがって近地、遠地およびその中間距離の 3 つの地震の型にほぼ分類でき、それぞれのグループについて大阪地方の地震基盤に達する地震動の最大加速度と卓越周期を、主として H. B. Seed 等の半経験式⁵⁾に基づいておおよそ予測することができる。一方、大阪地方の地盤構造については局地的な地質・地層構成とその動的性質に関する調査結果を総合し、沖積層からなる表層地盤の浅い構造と洪積層からなる岩盤までの深い構造との組み合わせによって、大阪地方全体をいくつかの地域の型に分類する。さらに、Seed 等の方法に基礎をおき、地層を構成する土の非線形な応力—歪関係を等価線形化によって導入し、地層構造の局地性を考慮して表層地盤の多質点系モデルを構成し、モデル・アナリシスによって地盤応答解析を行なう。このような地域の型の設定と解析手法の適用が妥当かどうかを実測値と計算値の比較によって確認したのち、最終的には地域的・局所的な地震動特性を地表面での速度応答スペクトラムの形で提示するのである。

ここでは連成系の地震応答解析における数値解析例として、次のような地震と地域の型を設定する。

地震の型：文献¹³⁾では Taft の地震記録 (1952 年) と十勝沖地震における八戸の記録 (1968 年) を遠地および近地地震の地震波形として扱っている。ここでは近地地震の型に属する Taft の記録波形を借り、大阪地方の基盤で予想される特性に修正した Mod. Taft を基盤への入力地震動に選ぶ。

地域の型：文献¹³⁾では、沖積層の浅い地表層の構造を5, 10, 15, 25, 35m の5種類の深さに分類して、それぞれ1, 2, 3, 4, 5の記号を付し、岩盤に至る深い表層構造を630, 1050, 1150, 1300m の4種類の深さに分類して、それぞれA, B, C, D, Eの記号を付し、これを組合わせて分類された地域の型を1-A, 2-A, …, 5-Dに記号化している。ここでは地表層が比較的厚い4-A, 4-B, 4-C, 4-Dの場合を解析対象の地域に選ぶ。

6.2 構造物の型の想定

大阪地方の一般的な中低層建築物を確認申請書のなかから適宜抽出し、これを典型化したものとして、Table 1 に示すような3種の構造物の型を想定した。

Table 1 Constants of structures in the illustrative example.

型	材 料	総層数 N	基礎面積 $2b \times 2c$	規準質量 (1階) \bar{M}	下部質量 M_0	規準弾性限変位 (1階) $\bar{\Delta}^*$	弾性域の減衰 定数 s_h
S_1	S	4	10 m × 10 m	60 t	100 t	1.5 cm	0.005
S_2	RC	4	〃	120 t	180 t	1.0 cm	0.01
S_3	SRC	10	12 m × 24 m	400 t	650 t	1.0 cm	0.01

* 1階階高を3mに選んでいる

なお概括的な特徴を押える解析法の便宜のため、上部構造物の動特性については以下の場合を扱う。

- ・質量分布 = 一様分布； $s\{m\} = \{1\}$
- ・弾性限変位分布 = 一様分布； $s\{\delta\} = \{1\}$
- ・剪断力係数分布 = 適正分布； $c(\xi_i) = 2.5 - 2.7(1 - \xi_i) + 1.2(1 - \xi_i)^2$
- ・第1分枝に対する第2分枝剛性比； $r = 0.25$ (等価線形化にさいして安定な結果が得られる限界値を考慮して、通常の構造材料・形式の値よりやや大きめに設定されている)

6.3 解析例の検討

結果の表示：基礎における Mod. Taft およびこれを入力として地盤の弾塑性応答解析から求められた地表面応答を、それぞれ減衰定数 $h = 0.1$ に対する速度応答スペクトラムの形で表現して Fig. 3 に示した。また、5.3 に述べた方法で Fig. 3 の応答スペクトラムから算出した平均速度応答スペクトラムを地域 4-A および 4-D の場合について Fig. 4 に示した。さらに 4.2 および 4.3 で述べた方法により算出した基礎地盤の平均特性を Table 2(a) [動的相互作用によって生じる土の歪が弾性域にある場合——記号 E で表わす] と Table 2(b) [同じく土の歪が地盤応答と同程度の塑性領域にある場合——記号 P で表わす] に示した。

地震応答解析の結果によると、連成系の応答特性とシステム・パラメータとの関係は、ここに設定した構造物および地域の型の如何にかかわらず、定性的には同じ傾向をもっているため、代表例として 4-D 地域の S_1 型構造物の場合を Fig. 5 に示した。図の左側にはベース・シア係数 C および上部構造物の弾性域での基本固有周期 sT と最大靱性率応答 μ との関係を示している。図中の記号 E および P は上述の弾性的相互作用および弾塑性的相互作用の場合を表わし、記号 R は比較のために計算した動的相互作用がない場合、すなわち基礎が剛な地盤上に設置されている場合を意味している。次に、連成系の応答特性に及ぼす地域の影響をみるため、Fig. 5 と同じ表現形式に基本固有周期の延び T/sT を加えて、動的相互作用が最も強く

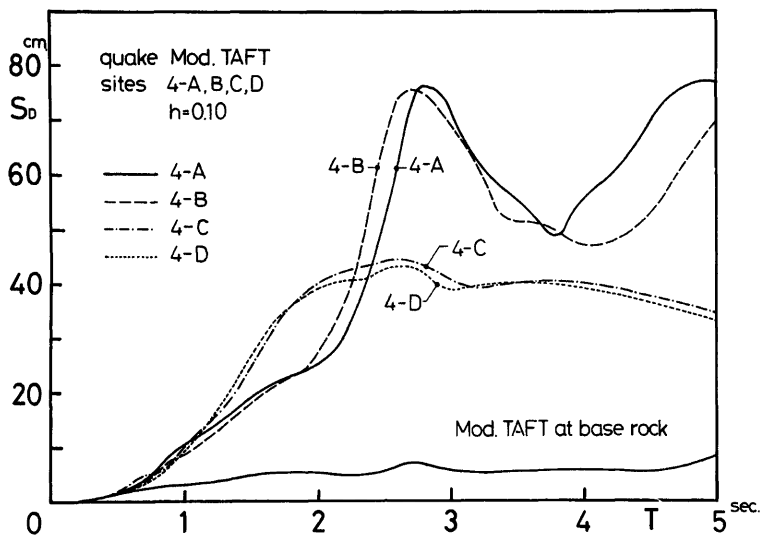
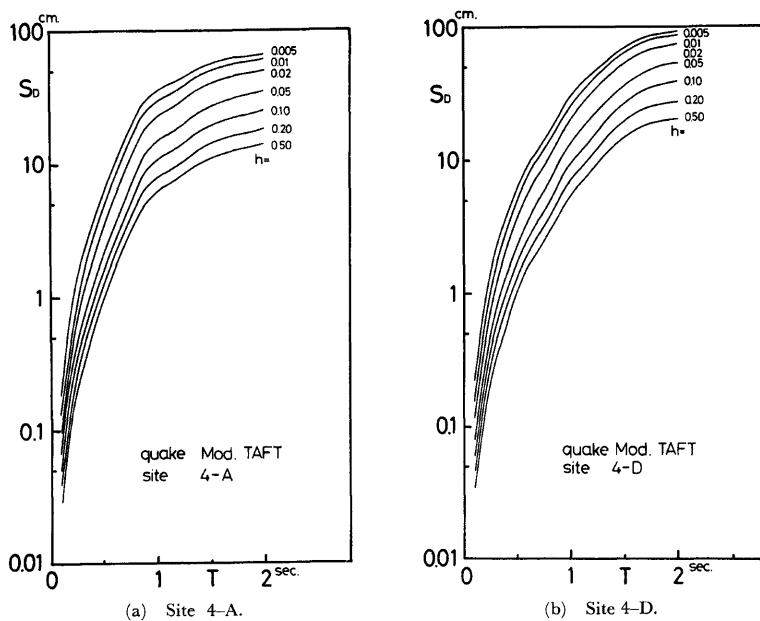


Fig. 3. Displacement response spectrum for Sites 4-A, B, C and D subjected to Mod. TAFT earthquake.



(a) Site 4-A.

(b) Site 4-D.

Fig. 4. Average displacement response spectrum of Mod. TAFT.

Table 2 Equivalent average ground constants.

(a) case E.

Site		4-A		4-B		4-C		4-D	
l	m	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$
ρ_e	t/m^3	1.66	1.67	1.66	1.66	1.71	1.70	1.69	1.70
G_e	kg/cm^2	250	571	213	326	194	349	220	332
V_{se}	m/sec	93	133	91	111	92	120	98	120
h_{ge}	1	0.133	0.120	0.136	0.128	0.156	0.137	0.147	0.144
η_{se}	1	2.20	1.69	2.11	1.43	2.46	1.67	2.40	1.67
m_e	1	2.55	2.37	2.46	2.06	2.80	2.34	2.75	2.34
κ_e	1	4.07	4.34	4.07	4.34	4.07	4.34	4.07	4.34
c_e	1	11.42	10.30	11.04	9.11	12.51	10.21	12.26	10.21

(b) case P.

Site		4-A		4-B		4-C		4-D	
l	m	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$	5	$\sqrt{6} \times 12$
ρ_e	t/m^3	1.61	1.62	1.61	1.62	1.69	1.70	1.68	1.68
G_e	kg/cm^2	26	31	26	30	63	67	72	76
V_{se}	m/sec	40	44	40	43	60	62	65	67
h_{ge}	1	0.174	0.175	0.182	0.182	0.208	0.208	0.200	0.201
η_{se}	1	1.20	0.70	1.21	0.70	2.14	1.24	2.13	1.25
m_e	1	1.55	1.18	1.56	1.18	2.49	1.83	2.48	1.84
κ_e	1	4.07	4.34	4.07	4.34	4.07	4.34	4.07	4.34
c_e	1	7.23	5.75	7.26	5.75	11.15	8.22	11.14	8.26

現われる Case P の場合の応答特性とシステム・パラメータとの関係を Fig. 6 に示した。この図によって、地域の型の影響は 4-A・B と 4-C・D の 2 つのグループに大別されることがわかる。

そこで、4-A および 4-D をそれぞれの代表に選び、最後に、3 種の構造物について、ベース・シア係数 C と最大靱性率応答 μ との関係を Fig. 7 に示した。この $C-\mu$ 関係を表わす図は、設定された許容靱性率 μ_a に対して適正な設計用ベース・シア係数 C_B を与える（耐震設計の立場）とともに、設定されたベース・シア係数 C_B に対する最大靱性率応答 μ_r を与える（震害予測の立場）ことになり、震害ポテンシャルの評価の基礎資料となるものである。

考察：以上に示したように、数値解析は大阪地方の軟弱な厚い沖積層地盤に建設される中低層構造物を対象とするものであるが、解析結果は次のように要約される。

1) 最大靱性率 μ の影響について

まず Fig. 7 によれば、最大靱性率 μ の増加はベース・シア係数 C をほぼ単調に減少させる。 μ が塑性領域にあるとき [$\mu > 1$]、その減少のオーダーは一般に既往の詳細な弾塑性地震応答解析の結果¹⁷⁾とほぼ同様で $1/\mu \sim 1/\sqrt{2\mu-1}$ となっている。

しかし、動的相互作用が強く現われる場合（とくに Case P）には、 μ の比較的小さいところから μ の増加による C の減少の程度が相互作用の低下に伴って非常に小さくなる。このことは、地震動の卓越周期より短い周期の領域におけるスペクトル特性の一般的な傾向とも関連があるが、耐震設計の観点から言えば、靱性率応答を制御するベース・シア係数の効果が消滅することを意味する。このような領域では、設計の安定性が得られるまで許容靱性率 μ_a を低減するか、応答を安定させるまで設計用ベース・シア係数 C_B を割増する必要があろう。

次に Figs. 5, 6 を参照すると、動的相互作用を考慮した Case P および E の場合、連成系の等価減衰定数

h は最大靱性率 μ の変動に関して極小値をもつ。 μ の増大とともに、応答が弾性域にある間は h は減少の傾向を示すが、塑性域に入ると逆に増加の傾向をもつようになり、相互作用のない Case R の結果に漸近

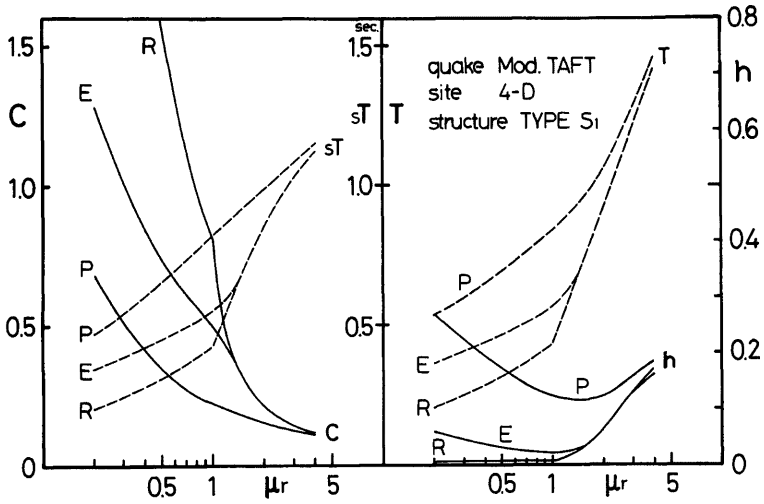


Fig. 5. Relation between system parameters and maximum ductility ratio for Cases R, E and P.

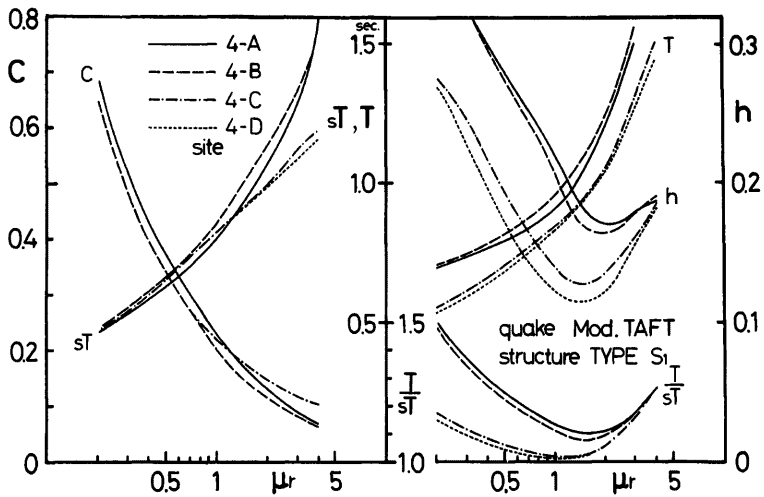


Fig. 6. Relation between system parameters and maximum ductility ratio for Sites 4-A, B, C and D and Case P.

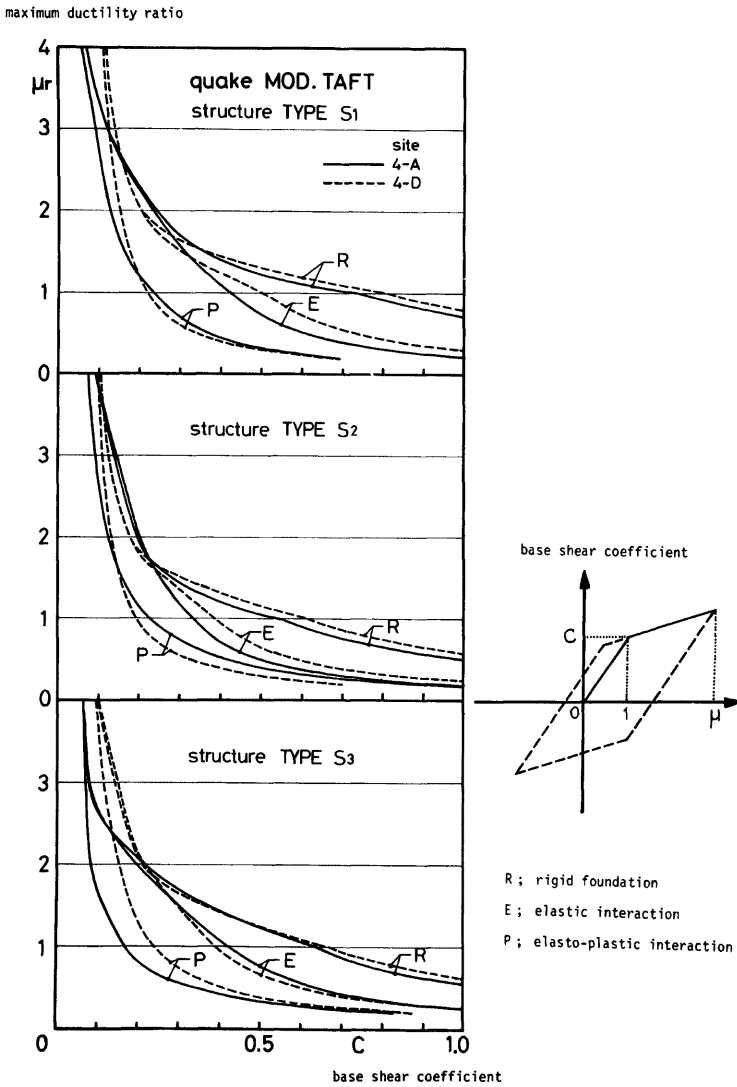


Fig. 7. Relation between maximum ductility ratio and base shear coefficient for Types S₁, S₂ and S₃.

する。こうした傾向は、靱性率応答の増加に伴って相互作用の効果が減少すると同時に、塑性域に入ると履歴消費エネルギーが増大する性質から容易に説明できる。

2) 動的相互作用の効果について

Fig. 5 の応答特性にみられるように、構造物と基礎地盤の動的相互作用の効果は最大靱性率応答 μ の増加とともに単調に減少する。すなわち、構造物が弾性的場合 [$\mu < 1$] は μ が減少するほど顕著に現われるが、構造物が弾塑性になる [$\mu > 1$] とその効果が薄れてくる。これはベース・シア係数 C 、言換えると構造物の弾性限度の減少とともに、基礎地盤の剛性が上部構造物に対して相対的に上昇し、相互作用に基づく減衰性能が低下して、上部構造物の特性が連成系の周期特性と減衰性状をほとんど支配してしまうからである。

また動的相互作用の効果は、基礎地盤の特性として弾性域 [Case E] より塑性域 [Case P] まで考えた場合の方が強く現われる。すなわち、弾性的な相互作用が μ に及ぼす効果は一般に $\mu > 2$ の範囲ではほとんどみられないのに対して、弾塑性な場合になると、上部構造物が弾塑性領域にあっても相互作用によるかなりの応答抑制効果がみられる。実際の相互作用の効果はこの2つの極端な場合の中間にあると推定される。

3) 地域の型の影響について

Fig. 6 に示されているように、この解析例において地域の型 4-A, B, C, D による応答特性の差が総じて少ないことは、中低層の構造物を対象にする場合、地表層の沖積層厚が大きくなると（本例の沖積層厚の分類 4 では 25m）、基盤に至る洪積層の深い構造（本例の基盤深度の分類 A~D では 630~1300m）の影響が総体に小さいことを意味している。さらに詳しくみると、A と B および C と D がそれぞれ類似の傾向をもっている。この組合わせに注目すると、地表面地震動の特性 (Fig. 3 参照) とともに基礎地盤の性質 (Table 2 参照) がやはり類似の特徴をそれぞれもっており、連成系の応答特性には基礎地盤の動特性が顕著な影響を与えることが確認される。

4) 構造物の型の影響について

Fig. 7 の構造物の3種の型を比較してみよう。まず同じ階数の低層モデルを比較すると、一般には鉄筋コンクリート造 S_2 が鉄骨造 S_1 より周期が短いので、この S_2 型のときに、地震動のスペクトル特性 (Fig. 4 参照) から入力レベルが小さくなり、かつ相互作用の効果がその性質 [前記 2) 参照] から大きく現われる。したがって、同じ靱性率応答 μ に対して要求されるベース・シア係数の値は μ がとくに大きくない限り S_2 の方が大きい。しかし、 μ が大きくなると S_1 と S_2 でそれほど差が認められなくなるが、許容靱性率 μ_a の値が一般に S_2 の方が小さいので、この値に対応して塑性設計で要求される設計用ベース・シア係数 C_B の値は $C-\mu$ 曲線の傾向からやはり S_2 の方が大きくなる。

次に低層モデル S_2 と高層モデル S_3 の比較を行なうと、地震動のスペクトル特性と相互作用の影響を微妙に受けて詳細な点では異なるが、一般的な傾向として μ の比較的小さい範囲では、同じ μ に対して要求される C の値は S_3 の方が大きいことが指摘できる。

5) 現行耐震規定の妥当性について

ここで解析の対象とした大阪地方の地震と地域の型ならびに典型的な中低層の構造物に関する限り、現行の静的震度規定 $C_B \geq 0.2$ で設計された既存の構造物は、適正な動特性の分布が付与されておればいちおう安全と考えてよく、許容靱性率を $\mu_a \geq 2$ 程度とすると、震害ポテンシャルを表わす指標 R_B , R_P ともに 1 以下の数値におさまる。さらに、充分に靱性に富んだ μ_a の大きい構造物に対しては、マイクロゾーニングの結果に応じて、設計用ベース・シア係数の値を 0.2 より減じることも可能であろう。

6) 動的相互作用の効果によるベース・シア係数の低減について

動的相互作用の効果を検討した本解析例の結果を総合すると、構造物の許容靱性率 μ_a に応じて、ベース・シア係数の値を相互作用を考慮しない場合よりおおよそ次の範囲で低減することができるようである。

- ① 脆性な構造物 ($\mu_a \leq 1$) の場合 ; 50%以上
- ② 靱性な構造物 ($\mu_a \geq 3$) の場合 ; 0~10%

- ③ 上の中間の構造物 ($1 < \mu_a < 3$) の場合; 10~50%

7. む す び

震害ポテンシャルの解析の目的と解析法について得られた主要な結論は次のとおりである。

1) マクロゾーニングとマイクロゾーニングについて

地震災害の防御とその対策を計画立案するさい基礎的な資料を与える“ゾーニング”は、マクロゾーニングとマイクロゾーニングという2つの概念に分類することができる。地震災害一般でなく建築構造物にかかわる地震災害に対象を限定するとき、これらを次のように定義する。『“マクロゾーニング”とは、主として地震活動度 (seismicity) に基づいて、発生する地震の震源位置や震源での性格と伝播経路等の解析から、所謂地震基盤で予想される地震動の主要な特性の地方的分布を表現することであり、分類区分の単位はひとつの都市程度の規模となる。』一方、『“マイクロゾーニング”とは、主として表層付近の地盤構成と土質性状ならびに構造物の動特性に基づいて、地表層付近の地層による地震動の増巾作用および基礎地盤との動的相互作用を考慮した構造物の振動性状等の解析から、建設される構造物の主要な応答特性の地域的な分布を表現することであり、マクロゾーニングされた地方を上記の手法によってさらに分割したものが分類区分の単位となる。』従来のゾーニングがマクロゾーニングで想定する地震の型とマイクロゾーニングで想定する地域の型の組み合わせに止まっていたのに対して、本章では、建設される構造物が多様な性質をもちその動特性によってゾーニングの分布性状が異なりうることを考慮して、構造物の型との組み合わせを導入したところにひとつの特徴がある。

2) 震害ポテンシャルについて

構造物の“震害ポテンシャル (earthquake damage potential)”という場合、新設構造物の耐震設計と既設構造物の震害予測という二つの立場が考えられる。これら二つの立場を統一的に把握しうるように、ここでは構造物の震害ポテンシャルを、『地震の型と地域の型の組み合わせによって表現されたある敷地において、新しく建設される(またはすでに建設されている)構造物が、どの程度の耐震性能や耐震安全性を要求されるか(または保有しているか)を、構造物の損傷または破壊に結びつく量あるいは尺度によって表現したもの』と定義する。この震害ポテンシャルの分布に基づいて最終的にマイクロゾーニングが完結することになる。

3) 弾塑性地震応答解析法について

地域的・局所的な地震動特性および構造物と基礎地盤の動的相互作用を考慮した、比較的簡便で実用的な地盤—構造物連成系の弾塑性地震応答解析法を提案した。この解析法は、被害を生じようとする大地震時を前提にして、地盤・構造物ともに弾塑性の履歴特性をもつとの想定のもとに、等価線形化法と応答スペクトル法およびモーダル・アナリシス法に基礎を置いている。そして、構造物の破壊に第一義的に関連する応答評価の尺度——“最大靱性率”と構造物の耐震安全性を規定する重要なシステム・パラメータ——“ベース・シア係数”に着目して、地震外乱と他のシステム・パラメータが与えられたとき両者の相互の関係が求められるようになっている。得られた結果は、前述の二つの立場から、初期耐震設計の基礎資料を集積するためあるいは震害ポテンシャルの評価とその分布性状を把握するために、同時に利用できるものになっている。

特定の地方的震害ポテンシャルの分布から具体的なマイクロゾーニングの結果を示すまでには至らなかったが、数値解析例から得られた主要な結論は次のようにまとめられる。

1) 最大靱性率とベース・シア係数の相互関係について

最大靱性率の増加はベース・シア係数をほぼ単調に減少させる。その減少の程度は基礎固定の構造物に対する詳細な弾塑性地震応答解析の結果と全般的には共通している部分が多い。靱性率が非常に大きい領域に入ると、一般に靱性率応答を抑制するベース・シア係数の効果が失われていくが、とくに動的相互作用が強く現われる場合には、基礎固定の場合に比べると比較的靱性率の小さいところからこの不安定領域に入る

ことがわかる。こうした領域での耐震設計には、許容靱性率を低減するか、設計用ベース・シア係数を割増するか配慮が必要であろう。

2) 動的相互作用と連成系の弾塑性性状との関連について

動的相互作用の効果はこの作用に関与する基礎地盤の特性が弾性領域にあるとき（弾性的相互作用）より塑性領域に入っているとき（弾塑性的相互作用）の方が顕著に現われる。また、上部構造物の特性が弾性領域にとどまっているとき、その地震応答に及ぼす相互作用の効果は非常に顕著であるのに対して、上部構造物の塑性挙動が増大するとともにこの効果が消失していく。しかし、弾塑性的相互作用まで考慮すると、かなりの応答抑制効果が期待できる。

3) 地域の型および構造物の型の影響について

地震動の卓越周期より短い周期特性をもつ中低層の構造物に対象を限ると、一般に地表層の軟弱な沖積層厚が大きくなれば、この部分の影響が支配的になり、基盤に至る洪積層の深い構造の影響は総じて小さいことがわかる。また、連成系の応答性状あるいは震害ポテンシャルには、その地域で予想される地震動の特性とともに、構造物周辺の基礎地盤の動特性の分布が顕著な影響を与える。一方、構造物の材料・規模などがベース・シア係数に与える影響については、通常の耐震設計法のなかで設計用ベース・シア係数を与えるとき常識的に配慮されているような性質が一般的には成立しているが、地震動のスペクトル特性と動的相互作用の影響を微妙に受けて、異なる現われ方をする場合があるから注意を要する。

4) 現行耐震規定の妥当性について

本解析法が基礎としているいくつかの仮定のもとで、ここで解析の対象とした大阪地方の地震・地域および構造物の型に関していえば、許容靱性率を2以上と想定すると、現行の設計震度0.2で設計された構造物は適正な動特性の分布をもつときいおう安全と考えてよい。さらに靱性に富んだ構造物の場合、弾塑性領域の動的相互作用の効果を検討したマイクロゾーニングの結果を適用すると、許容靱性率の値に応じて設計用ベース・シア係数を現行の0.2より減じることも可能であろう。

参 考 文 献

- 1) Kawasumi, H.: Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan as Inferred from the Seismic Activity in Historical Times, Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol. 29, Part 3, 1951, pp. 469-481.
- 2) Kanai, K. and T. Tanaka: Measurement of the Microtremor, Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol. 32, Part 2, 1954, pp. 199-209.
- 3) Kanai, K. and T. Tanaka: On Microtremors VIII, Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol. 39, Part 1, 1961, pp. 97-114.
- 4) Kanai, K., T. Tanaka and S. Yoshizawa: Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground. (Multiple Reflection Problem), Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Vol. 37, Part 1, 1959, pp. 53-87.
- 5) Seed, H. B., I. M. Idriss and F. W. Kiefer: Characteristics of Rock Motions during Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM5, 1969, pp. 1199-1218.
- 6) Seed, H. B. and I. M. Idriss: Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 99-137.
- 7) Seed, H. B. and I. M. Idriss: Influence of Soil Conditions on Building Damage Potential during Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST2, 1971, pp. 639-663.
- 8) 鏡味洋史・小林啓美：水平な多層地盤でのS波の重複反射による増幅，日本建築学会論文報告集，第173号，1970，pp. 31-36.
- 9) 金井 清：地震動の振動特性に関する実験式，日本地震工学シンポジウム講演集，1966，pp. 1-4.

- 10) 小林啓美・長橋純男：木造建築物地震被害率による地震動の強さの評価，日本建築学会論文報告集，第163号，1969，pp. 19-28.
- 11) 鏡味洋史・小林啓美：関東地震の川崎における地表面の加速度分布，日本建築学会論文報告集，第176号，1970，pp. 17-22.
- 12) 鏡味洋史・小林啓美：関東地震の東京東部における地表面の加速度分布，日本建築学会論文報告集，第184号，1971，pp. 41-48.
- 13) 吉川宗治・岩崎好規：大阪地盤の地震時特性（大阪市防災会議地震専門部会報告書），1972，pp. 1-44.
- 14) Veletsos, A. S. and N. M. Newmark: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960, pp. 859-912.
- 15) Housner, G. W.: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proceedings of the 1st World Conference on Earthquake Engineering, 1956, pp. 5~1-13.
- 16) Tanabashi, R.: On the Resistance of Structures to Earthquake Shocks, Memories of the College of Engineering, Kyoto University, Vol. IX, No. 4, 1937, pp. 191-205.
- 17) Kobori, T. and R. Minai: Aseismic Design Method of Elasto-Plastic Building Structures, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 13, No. 68, 1964, pp. 1-64.
- 18) Caughey, T. K.: Random Excitation of a System with Bilinear Hysteresis, Journal of Applied Mechanics, Trans. ASME, Vol. 27, 1960, pp. 649-652.
- 19) 小堀鐸二・南井良一郎：非定常ランダム応答の等価線形化解法，京都大学防災研究所年報，第10号A，1967，pp. 235-260.
- 20) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, 1970.
- 21) 小堀鐸二・南井良一郎・鈴木 有・日下部馨：長方形基礎の加振による半無限粘弾性地盤の振動特性，京都大学防災研究所年報，第12号 A，1969，pp. 301-316.
- 22) 南井良一郎：震度とせん断力係数，建築雑誌，Vol. 85, No. 1024, 1970, pp. 457-461.
- 23) Rosenblueth, E. and J. I. Bustamante: Distribution of Structural Response to Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 88, No. EM3, 1962, pp. 75-106.
- 24) 小堀鐸二・南井良一郎・鈴木 有：成層構造をもつ基礎地盤の動特性，京都大学防災研究所年報，第19号 B，1976，pp. 167-217.
- 25) 小堀鐸二・南井良一郎・鈴木 有：成層地盤中に根入れされた基礎構造物の振動特性，京都大学防災研究所年報，第19号B，1976，pp. 219-244.

APPENDIX 応答解析の基礎式の誘導

A. (5.7) 式の誘導

モデル・アナリシスの手法に基づけば，上部構造物系（ N 質点系）の弾性域における基本固有周期 sT と対応する減衰定数 sh は次式で与えられる。

$$\left(\frac{2\pi}{sT}\right)^2 = \frac{s\{\phi\}_1^T s[\kappa]_s \{\phi\}_1}{s\{\phi\}_1^T s[m]_s \{\phi\}_1} = \frac{s\tilde{K}_1}{s\tilde{M}_1} \dots\dots\dots (A. 1a)$$

$$sh = \frac{s\{\phi\}_1^T s[c_e]_s \{\phi\}_1}{2\sqrt{s\{\phi\}_1^T s[\kappa]_s \{\phi\}_1 \cdot s\{\phi\}_1^T s[m]_s \{\phi\}_1}} = \frac{s\tilde{C}_1}{2\sqrt{s\tilde{K}_1 \cdot s\tilde{M}_1}} \dots\dots\dots (A. 1b)$$

ここに， $s[m]$ ， $s[\kappa]$ ， $s[c_e]$ は上部構造物系の弾性域における無次元質量，剛性および粘性減衰常数マトリックス $[N \times N]$ ，また $s\{\phi\}_1$ はその基本固有振動モードである。一方，等価線形化された連成系（ $[N+1]$ 質点系）の基本固有周期 T と対応する減衰定数 h は同様に次式で表される。

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = \frac{\{\phi\}_1^T [\kappa]_e \{\phi\}_1}{\{\phi\}_1^T [m]_e \{\phi\}_1} = \frac{\tilde{K}_{e1}}{\tilde{M}_{e1}} \dots\dots\dots (A. 2a)$$

$$h = \frac{\{\phi\}_1^T [c]_e \{\phi\}_1}{2\sqrt{\{\phi\}_1^T [m]_e \{\phi\}_1} \cdot \sqrt{\{\phi\}_1^T [m]_e \{\phi\}_1}} = \frac{\tilde{C}_{e1}}{2\sqrt{\tilde{K}_{e1} \cdot \tilde{M}_{e1}}} \quad \text{.....(A. 2b)}$$

ここに、 $[m]_e$, $[k]_e$, $[c]_e$ は等価線形化された連成系の無次元質量、剛性および粘性減衰常数マトリックス $[(N+1) \times (N+1)]$, また $\{\phi\}_1$ はその基本固有振動モードである。等価線形化された連成系の各マトリックスのうち上部構造物系に関するものをそれぞれ $s[m]_e$, $s[k]_e$, $s[c]_e$ ($N \times N$) で表わし、各層の最大靱性率応答 μ と第1分枝に対する第2分枝剛性比 r が一様分布をもつとすれば、(4.3) 式より次の変換式が得られる。

$$s[k]_e = R(\mu, r) \cdot s[k] \quad \text{.....(A. 3a)}$$

$$s[c]_e = \frac{T}{2\pi} D(\mu, r) \cdot s[c] + s[c_0] \quad \text{.....(A. 3b)}$$

したがって、(A. 1a), (A. 2a) および (A. 3a) 式を用いれば

$$\frac{T}{sT} = \sqrt{\frac{1 + 2\delta_0 \frac{s\tilde{B}_1}{s\tilde{M}_1} + \delta_0^2 \frac{\tilde{S}_e}{s\tilde{M}_1}}{R(\mu, r) + \delta_0^2 \frac{\kappa_e}{s\tilde{K}_1}}} = \sqrt{\frac{B(\mu, r, C)}{A(\mu, r, C)}} \quad \text{.....(5. 7a)}$$

が、また (A. 1), (A. 2b), (A. 3) および (5. 7a) 式を用いれば

$$h = \frac{D(\mu, r)}{2\left\{R(\mu, r) + \delta_0^2 \frac{\kappa_e}{s\tilde{K}_1}\right\}} + \frac{sh + \frac{\delta_0^2}{2} \cdot \frac{c_e}{2\sqrt{s\tilde{M}_1 \cdot s\tilde{K}_1}}}{\sqrt{\left\{R(\mu, r) + \delta_0^2 \frac{\kappa_e}{s\tilde{K}_1}\right\} \left\{1 + 2\delta_0 \frac{s\tilde{B}_1}{s\tilde{M}_1} + \delta_0^2 \frac{\tilde{S}_e}{s\tilde{M}_1}\right\}}}$$

$$= \frac{D(\mu, r)}{2A(\mu, r, C)} + \frac{sh + G(C)}{\sqrt{A(\mu, r, C) \cdot B(\mu, r, C)}} \quad \text{.....(5. 7b)}$$

なる関係式がそれぞれ導かれる。

B. (5.11) 式の誘導

等価線形化された連成系の無次元運動方程式は

$$[m]_e \{\dot{y}\} + [c]_e \{\dot{y}\} + [k]_e \{y\} = -[m] \{1\} \ddot{y}_0 \quad \text{.....(A. 4)}$$

ここに、 $\{y\} = Y/\bar{d}$; 運動座標無次元変位ベクトル, $\ddot{y}_0 = \bar{M}Y_0''/\bar{K}\bar{d}$; 無次元地動加速度, $\cdot = d/d\tau$, $' = d/dt$, $\tau = \sqrt{\bar{K}/\bar{M}} \cdot t$, $[m]$; $[m]_e$ より下部質点の等価質量 m_e を除いたもの、である。右辺に $[m]$ を用いる理由は、基礎地盤系を表わす下部質点の等価係数が地動変位からの運動座標によって規定されるからである。いま

$$\{y\} = J^{-1}[\delta] \{\eta\} \quad \text{i. e.,} \quad \{\eta\} = [\delta]^{-1} J \{y\} \quad \text{.....(A. 5)}$$

ここに

$$[\delta] = \begin{bmatrix} \delta_0 & & 0 \\ & \delta_1 & \\ & & \ddots \\ 0 & & & \delta_N \end{bmatrix}, \quad J = \begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 \dots \\ 0 & -1 & 1 \dots \\ \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}, \quad J^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & & 0 \\ 1 & 1 & \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{.....(A. 6)}$$

なる変換を行なえば、靱性率応答ベクトル $\{\eta\}$ が定義できる。さらに、 $[\Psi]$; 靱性率に関する固有マトリックス, $[\phi]$; 運動座標変位に関する固有マトリックス, および、 $\{\xi\}$; 規準座標ベクトル, を導入し

$$\{\eta\} = [\Psi] \{\xi\}, \quad [\Psi] = [\delta]^{-1} J [\phi] \quad \text{.....(A. 7)}$$

なる変換を (A. 5) 式の変換とともに (A. 4) 式に適用すれば、 j 次の固有振動に関して次式が得られる。

$$\{\phi\}_j^T [m]_e \{\phi\}_j \xi_j + \{\phi\}_j^T [c]_e \{\phi\}_j \dot{\xi}_j + \{\phi\}_j^T [k]_e \{\phi\}_j = -\{\phi\}_j^T [m] \{1\} \ddot{y}_0$$

$$[j=1, 2, \dots, N+1] \quad \text{.....(A. 8)}$$

仮定により、1次振動成分のみを考慮して最大靱性率応答 μ を規定すると

$$\mu = |\eta^i|_{\max} = \frac{\phi_1^i - \phi_1^{i-1}}{\bar{d}\delta_i} \cdot \frac{\{\phi\}_1^T [m] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [m]_e \{\phi\}_1} \cdot S_D(T, h) \quad \text{.....(A. 9)}$$

ここに

$$S_D(T, h) = \left| \frac{-T}{2\pi\sqrt{1-h^2}} \int_0^{t_d} Y_0^* \exp\left\{-h\frac{2\pi}{T}(t_d-t)\right\} \sin\left\{\sqrt{1-h^2} \frac{2\pi}{T}(t_d-t)\right\} dt \right|_{\max}$$

; 変位応答スペクトラム.....(A. 10)

さらに仮定により、基本振動モードの層間変位の分布は弾性限変位分布に等しいという関係を代入すると、次の関係式が導かれる。

$$\mu = \frac{1}{\bar{d}} \cdot \frac{\tilde{B}_1}{\tilde{M}_{e1}} S_D(T, h) \dots\dots\dots(5.11)$$

ここに、 \tilde{M}_{e1} および \tilde{B}_1 は (5.12) 式で与えられる。

C. (5.14) 式の誘導

モーダル・アナリシスの手法によれば、上部構造物系の弾性域の基本固有周期 sT は次式で与えられる。

$$\left(\frac{sT}{2\pi}\right)^2 = \frac{s\tilde{K}_1}{s\tilde{M}_1} \cdot \frac{K}{M} \dots\dots\dots(A. 11)$$

ところで、剛性の規準量 \bar{K} は第1層（基準層）のベース・シア係数 C を用いて次のように表わすことができる。

$$\bar{K} = \frac{C \cdot sW_T}{\bar{d}} = \frac{C \cdot \tilde{M} g s m_T}{\bar{d}} \dots\dots\dots(A. 12)$$

ここに sW_T および $s m_T$ は (5.9) 式で定義されたものである。この関係を (A. 11) 式に代入し、(5.7) 式を参照すると

$$C = \frac{\bar{d}}{s m_T g} \cdot \frac{s\tilde{M}_1}{s\tilde{K}_1} \left(\frac{sT}{2\pi}\right)^2 = \frac{\bar{d}}{s m_T g} \cdot \frac{s\tilde{M}_1}{s\tilde{K}_1} \cdot \frac{B(\mu, r, C)}{A(\mu, r, C)} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \dots\dots\dots(5.14)$$

のようにベース・シア係数を定める関係式が導かれる。