

第15回 地盤震動シンポジウム

地盤における地震動の減衰評価

1987. 8 .27

日本建築学会 構造委員会
振動運営委員会 地盤震動小委員会

第15回地盤震動シンポジウム(1987)

地盤における地震動の減衰評価

目次

STATE OF THE ART

地震動の減衰評価に関する最近の研究動向
～地殻・上部マントルから表層地盤まで～

長橋 純男(長崎総合科学大学)… 1

第I部

- I-1 地震動強さの距離減衰 田中 貞二・福島 美光(清水建設大崎研)… 7
- I-2 室内試験、S波検層および観測地震動に基づく地盤の減衰評価
石田 寛・太田 外気晴・原 昭夫・高橋 克也(鹿島建設技研)… 17
- I-3 表層地盤における土の非線形性の取扱い
大川 出・二木 幹夫(建設省建研)… 27

第II部

- II-1 地球内部における地震波の減衰と距離減衰式 武村 雅之(鹿島建設小堀研)… 33
- II-2 高密度震度調査資料にもとづく地震動の減衰特性と地盤増幅特性の考察
岡田 成幸・鏡味 洋史(北海道大学)… 47
- II-3 表層地盤の減衰特性の観測と実験 北澤 巧次・萩尾 堅治(大成建設)… 57
- II-4 地盤の非線形地震応答特性
田蔵 隆・清水 勝美・横田 治彦(清水建設技研)… 63

石田
大工部
総合討論
大沢 朋

1. 距離減衰 1/9セント(既載)
2. 表層
3. 非線形解析法
4. 測定精度

まとめ

STATE OF THE ART

地震動の減衰評価に関する最近の研究動向 ～地殻・上部マントルから表層地盤まで～

長崎総合科学大学工学部 長橋純男

§1. はじめに

振動を扱う世界において、『減衰』に関わるテーマを研究することは“泥沼中の泥沼に足を踏み入れる”に等しいことと、以前からよく言われたものである。

例えば、建物の重量とか剛性等の物理量については、構造物の規模・部材断面・材料物性などが知れば、設計段階においても大凡の定量評価は可能であるが、建物の減衰性能については、理論的な定量評価を事前に行うことは至難のわざであり、多くの場合、構造種別や地盤種別などを考慮して建物固有周期との関係から経験的に定量予測を行うか、あるいはまた、同様の既存実在建物の地震動観測記録や常時微動測定により得られた減衰特性の結果から類推しているというのが、その実情である。すなわちこれは、減衰メカニズムの定式化はこれまでも種々試みられているものの、実際の減衰作用に関わる因子は様々であり、全体を明解な減衰機構にモデル化することがなかなか難しい、という事実と捉えるものと考えられる。しかしながら、減衰性能の差異はその振動応答に大きな影響を及ぼすものであるため、減衰性能の定量評価がかねてより重要な工学的課題でありつづけたことも、また事実である。減衰問題に絡むこの様なジレンマが、“泥沼中の泥沼”という先の表現の背景に潜んでいるものと思われるのである。

さて、此度第15回地盤震動シンポジウムが議論の対象として選んだテーマ『地盤における地震動の減衰評価』の問題も、上記の事柄と同様に、工学的にみても大変に重要な研究課題であると同時に、いままってなかなか難しい研究課題である。このためか、後述の如く、これまでの地盤震動シンポジウムにおいては、この問題についてその重要性に見合うだけの議論を深めてきたとは必ずしも言いがたい。ところで、14年前の1973年11月30日に開かれた第2回地盤震動シンポジウムは『ストレン・レベルによる地震動』をテーマに催されたが、その折りに「地盤の動力学的性質とその応用」と題する2つの講演がなされ、その中で地盤の減衰問題が既に取り扱われているのである。すなわち、[原昭夫] (文献1)は、粘性土の減衰性能につきその動的三軸試験結果に基づいて、① 等価履歴減衰定数は歪速度には依存しないと考えられるためその減衰性状は履歴型と見なすべきこと、② ストレンレベルとの関係ではせん断歪度振幅 γ が0.01%～1%の範囲で減衰定数 h は2%～20%と歪度振幅が大きくなるにつれて大きな減衰の値になること、などを指摘し、また[太田外気晴] (文献2)はいわゆるく3要素モデルに基づく波動方程式の弾性計算のシミュレーション解析を表層地盤(GL-90Mまでを対象)に適用した結果から、低次の見かけの減衰定数 h_r は逸散減衰が主体であり内部減衰はかなり小さい(高次の減衰は小さい)ことを示している。この様に、『地盤の減衰』の問題は、歪度に依存する地盤の動的諸特性との関連において、地盤震動シンポジウムの当初より重要視されていたわけである。我々はいま、当小委員会の諸先輩の先見性にあらためて倣い、この“難しくて地味な”大テーマをじっくりと検討する機会をもつこととしたものである。

なお、今回の当シンポジウムにおいて『地盤の減衰』という場合の「減衰」とは、標記の副題にも示した如く、〈地殻或は上部マントルから表層地盤に至るまでの伝播過程における地震波動の減衰作用〉の全体を一応の対象とし、《ATTENUATION》と《DAMPING》との、見かけ上のいわば“2つの観点”にわたって議論することとする。

§2. 『地盤における地震動の減衰評価』に関連した地盤震動シンポジウムでの議論の蓄積

前節にも述べた様に、これ迄の当地盤震動シンポジウムにあつては、『地盤における地震動の減衰評価』の問題をその主題として、これを前面に押し立てた形での議論の仕方はしてこなかったものの、第3回地盤震動シンポジウム以降も、概して主題に付随して部分的にはあるが、折りにふれて研究成果が紹介され、知見の蓄積が計られてきたのである。以下、その概略を示す。

① [河村壮一] (文献3)は、比較的浅い(約4m)埋立軟弱層を有する地盤(千葉県稲毛海岸)を対象として質点系置換モデルを作成し、GL-24Mでの観測地震動を入力とする応答計算を行い、地表面の応答加速度波形と入力波形のフーリエスペクトル比が実測値と近似するような各次の減衰定数を求めたところ、1次で8.5%と大きく、2次で1.85%、3次で1.90%という具合に高次で減少する、という結果が得られたことを紹介している。また、[河村壮一] (文献4)は、上記の稲毛海岸の他にも更に2ヶ所の埋立地盤における地中・地表地震動記録から、スペクトル・フィッティング法により求めた質点系モデルの各次減衰定数を示している。これによれば、1次の減衰定数は4%~13%程度の値であるが、いずれも共通して高次減少型の特徴を示している。

② [横田治彦] (文献5)は、東京の軟弱地盤(江東区豊洲及び港区芝浦)における6回の地震による地中地震観測記録のフーリエスペクトル比を基に多質点系地盤モデルを作成し、等価な減衰定数を求めている。これによると、豊洲ではGL-38Mまでを対象にした場合に1次で4.3%、2次で3.4%、3次で2.9%となり、また芝浦ではGL-60Mまでを対象とした場合に、1次で8.4%、2次で7.4%、3次で3.0%の如く、等価な減衰定数はいずれも高次になるに従って小さな値となることを示している。

③ [角田智彦] (文献6)は、表層に一樣な厚さ7mの関東ローム層が拡がっている地盤上(東京都清瀬市)におけるRC造円型基礎の起振機定常加振実験より、地盤の減衰定数を求めている。また、この強制振動実験から求めた質点系モデルの粘性減衰項の値は、半無限弾性地盤中の逸散減衰値と等価なものと見なし得る、としている。

④ [太田外気晴] (文献7)は、表層地盤の地震動記録から得られる地盤の減衰性などについて問題点の整理を行っているが、これと併せて、国立防災科学技術センターの岩槻に於ける深井戸底3,500M($V_s=2,500\text{M/s}$)での観測記録と、この位置から18.5KM南に位置する王子団地の地表近傍での同時記録を用いて、王子サイトの地盤を17層の成層地盤(基盤位置GL-3,500M)にモデル化し、各層の減衰定数としてはその層のせん断弾性定数Gの0.25乗に反比例する値を用いたシミュレーション解析を紹介している。その結果が示唆するところによれば、洪積層から基盤岩に到る地層の減衰は0.1%~1%の値に近いと考えられる、としている。

⑤ [太田外気晴] (文献9)は、硬質地盤中における鉛直アレー観測の例として、〈いわき〉及び〈富岡〉の観測システムを紹介すると共に、基盤岩(いずれも $V_s=2.8\text{KM/S}$ の花崗岩)以浅の地盤の減衰性を、(イ)室内試験による資料の減衰評価、(ロ)S波検層の直達波による減衰評価、と併せて(ハ)地震の直達S波による減衰評価の結果を示している。それによれば、(ハ)の方法による減衰評価が、他の2つの方法によるそれに比して、より大きな減衰定数を与えることを指摘している。

⑥ [澤田義博・石田勝彦] (文献12)は、“N値ゼロ”という極軟弱地盤(千葉県我孫子市手賀沼干拓地)での地中地震観測記録(12地震)を用い、GL-55Mまでの地盤の V_s 及びQ値を最速勾配法により同定した結果から得られたQ値について、 $Q=10\sim30$ に収束すること、 V_s との相関は殆ど認められないこと、粘性土では広いS波速度にわたってQ値はほぼ一定($Q=20$)、砂質土では $Q=8\sim20$ (平均10)程度であることを示している。

⑦ [北川良和] (文献13)は、 $V_s=36\text{M/s}$ の軟弱な腐食土(ピート)が5mほどの厚さで堆積する極軟弱地盤(静岡県麻機地区)での地中地震観測及び基盤岩中($V_s=720\text{M/s}$)での比較観測の記録を用い、シミュレーション解析により地盤モデルの妥当性について検討している。それによれば、内部減衰として振動数 ω に対し一定とした地盤モデルは、 ω 比例型のモデルに比して、観測記録との近似度が低いことを指摘している。

以上に紹介した研究成果は、その多くが表層地盤における減衰性能を対象としたものであり、⑤のように所謂「地震基盤」以浅の、基盤構造全体の減衰性能を扱ったものは、未だあまりみられないのが実情である。が、いづれにせよ、広義の《地盤》における減衰問題を扱っているものであることには相違ない。しかしながら、先にも述べた如く、地震波の伝播過程における減衰作用全体を対象とするならば、「地震基盤」よりも更に深い層での減衰についても議論せねばならない。これに関連した議論としては、[武村雅之](文献8)が当シンポジウムにおいては最初のものであった。

⑥ これは、1983年5月26日に発生した日本海中部地震(M=7.7)の際に各地で記録された強震地動について、(イ)震度分布を近年の大地震と比較すると太平洋側の地震に比してマグニチュードの割には震度の広がり狭いこと、(ロ)最大加速度の震央距離に対する関係は従来の経験式に比して加速度の減衰が大きいこと、などを指摘すると共に、その事実については、東北日本におけるQs構造特性との関連で説明を試みている。すなわち、深さ30KMのモホ面以深の上部マントルのQ構造は火山フロントを境として顕著に異なり、火山フロントよりも西側の上部マントルにあるLOW-Qゾーンを通過することにより、地震波の距離減衰が大きくなるものと考えられているものである。

⑦ ところで、いわゆる《三重会合》を控えた南関東の地殻・上部マントル構造は相当に複雑なようであり、そのことが地震波の伝播特性に及ぼしていると思われる影響についても、諸々の観測事実からしばしば指摘されてきたところである。そこで[長橋純男](文献10)は、1961年1月～1984年3月の期間に関東地方周辺で発生したM≥4.8の548地震において気象庁観測網により記録された水平動成分振幅値をデータとして、それらの距離減衰について伝播経路の地域特性を調べ、この問題の今後の重要性について示唆を与えている。関東・東海地域は、地震予知事業と関連した種々の観測ネットが比較的豊富であることも幸いして、その地殻・上部マントル構造については幾つかのモデルが提案されている。これまでの研究では、構造モデルとしては速度構造で示されるのが一般であるが、今後更に3次元Q構造モデルについて議論されるようになると、我々の観点からしても大変に興味深いものであり、今後の成果が大いに期待されることである。

⑧ 1982年3月21日に発生した浦河沖地震(M=7.1)の際に、太田裕らが行った高密度震度調査の結果も、本論が対象としてきたテーマとの関連からして仲々興味深い問題を示唆しているように思われる。すなわち、札幌市の震度分布をみると大凡は震度3～5の範囲に入り、その差は2程度であるが、他方北海道全域の震度分布から震源距離の影響を一応取り除いてみた結果にも震度にして2程度の差異がみられる。このことは、「より深い地下構造あるいは伝播経路の地域特性」によるものと考えられる影響の度合いが、札幌市内のいわばローカルな地盤特性による影響にも見合う程に抽出され、したがって工学的にも重要な問題へと今後発展しうるのである。これについては、昨年の当シンポジウムにおいても[鏡味洋史・岡田成幸](文献11)で紹介されているが、今回のシンポジウムにおいてもあらためて更に深められた議論が展開されることになっている。

⑨ 以上が、これまでの地盤震動シンポジウムで取り扱われた『地盤における地震動の減衰評価』に関連した議論の大凡の流れである。なお、周知の如く、地盤震動小委員会ではシンポジウムの10年の歩みを記念して、『地震動と地盤』を1983年7月に刊行したが、その第4章第3節において太田外気晴・原昭夫が「地盤の動力特性」(文献14)を執筆している。前述の第2回地盤震動シンポジウムから丁度10年を経た時点であったが、この間の関連分野の研究成果も踏まえたものであり、地盤震動の最も基礎的な事柄に関わることであるだけに、ほぼ同時期に刊行された[石原研而・国生剛治](文献15)と合わせて、貴重な情報源となっている。なお、更にその後の関連情報としては、[土質工学会](文献16)にまとまって整理されている。

さて、以上の様にこれまでの地盤震動シンポジウムに限定しただけでも、『減衰評価』問題の裾野の広がり、現在の地震工学上の関心事が奈辺にあるのか、伺い知れようというものであるが、極く最近の研究状況を更に整理してみるために、昨年12月に開催された第7回日本地震工学シンポジウムで発表された関連論文を例に、次節において概観してみることにする。

§3. 最近の研究動向 ～第7回日本地震工学シンポジウム(1986)を中心として～

① 地震動の距離減衰、とりわけ地震動最大加速度振幅の距離減衰に関する研究は、洋の東西を通じて“数え切れぬほど”沢山ある。8WCEE(1984)では、《GROUND MOTION ATTENUATION》のTYTLEで一項目設けて、12の論文が発表されているほどである。データが増える程に距離減衰式も増える一方で、同一研究者が複数の減衰式を発表している場合も決して稀ではない。この様な傾向に歯止めを掛けるには、例えば[武村雅之ほか](文献30)が提案しているように、多様な距離減衰式の式の型を、物理的基礎に基づいて何等かの絞り込みを計るなどの必要があろう。が、ともあれ、地震動の減衰問題と言え、いまもってこの距離減衰式が第一線のテーマであることは事実であり、需要もまた大きなものである。そこで、[田中貞二ほか](文献17)は、1953年に我が国の強震観測が始まってから今日までのおよそ30年間に蓄えられた強震記録のうち、地盤上で観測された約1600の加速度データを用いて、幾つかの考察を行っている。そのなかで特に興味深いことの一つは、日本全国を5地域に分けて、それぞれについて減衰式の係数を求めていることである。それによれば、東北地方の日本海側の地震は太平洋側の地震に比べて減衰が大きいこと、関東の地震は東北に比べると減衰が平均的に小さいこと、などが裏付けられている。また、[神田順ほか](文献18)は、1880年以降の我が国の主要な85の被害地震における各地の震度階分布を資料として、その距離減衰式の式の型を11の地域毎に検討している。[山辺克好ほか](文献19)は、距離減衰の“地域特性”について、大都市域に存在する多数の(非木造)建築物による影響との関連で考察している。他方、震源距離(或は震央距離)をパラメータとした減衰式は、震源域近傍では“無力”であることがしばしば指摘されているが、[佐藤忠信ほか](文献21)は断層の広がりや破壊過程を考慮した理論的な距離減衰則を求めている。

② 同一地点で観測される地震動でも、地震の震源地域によって周期特性等が異なることは先に述べたことである。[横田治彦ほか](文献22)は、東京都心部で観測されるやや長周期成分の大きさ及びその周期特性について、東京を中心とした震源への方位によってその震源地域特性を検討した結果、TRANSVERSE成分では北及び西から南にかけて平均より2倍ほど振幅(周期7秒～13秒のフーリエ速度スペクトル)が大きいことなどの傾向を示しているが、その理由の一つとして震源深さの相違(つまり伝播過程の相違)を挙げている。また、[望月利男ほか](文献23)も、東松山・銚子・館山・修善寺でのアレー観測記録を用いて、そのスペクトル特性に顕著な震源の地域性が認められることを指摘し、スペクトル特性の類似性から震源区域を8グループに区分している。但し、この場合の震源区域特性については、主として各区域毎の震源メカニズムの特性によるものと解釈されている。

③ 次に、硬質地盤での減衰性能についてであるが、[表俊一郎ほか](文献24)は、前述の文献9との関連で述べたので、ここでは省略する。なお、[山水史生ほか](文献40)は、国立防災科学技術センターの下総深井戸観測井(2,300M)について、深さごとの Q_s 値を求めている。また、[木下繁夫](文献41)は府中の深井戸について Q_s 値を求めている。

④ [北川良和ほか](文献25)は、地盤・建物を対象とした高密度強震観測記録により、建物周辺部における相互作用系の減衰定数を評価している。また、[大友敬三ほか](文献26)は、軟弱地盤上の基礎の埋設効果について実験を行った際に、側面地盤等値減衰定数を求め、振動数との関係で示している。そのほか、[北澤巧次ほか](文献28)及び[松田隆ほか](文献29)大型せん断土層による実験により、減衰性能を評価している。

§4. 結び

以上に見てきた如く、『地盤における地震動の減衰評価』に絡む問題は大変に広く、且ついつれもその定量評価はなかなか難しいものばかりである。しかしながら、冒頭にも述べた如く、減衰の大きさは振動応答に対し効果が著しいものであるだけに、いずれも工学的には“地味だが重要な”テーマというべきであろう。なお、他の関連文献(土の動特性に関するもの以外の)の幾つかを文献表の後半に挙げておいた。

参 考 文 献

- 1) 原昭夫：地盤の動力学的性質とその応用 その1. 地盤の動力学的性質（ストレン・レイト、レベルによる粘性土の力学的性質の変化）、第2回地盤震動シンポジウム資料集、1973
- 2) 太田外気晴：地盤の動力学的性質とその応用 その2. 表層地盤の弾塑性解析、第2回地盤震動シンポジウム資料集、1973
- 3) 河村壮一：稲毛海岸埋立地に杭支持された建物の地震動観測、第3回地盤震動シンポジウム資料集、1974
- 4) 河村壮一：各種地盤での地表・地中地震動特性、第5回地盤震動シンポジウム資料集、1977
- 5) 横田治彦：東京の軟弱地盤における地中地震観測、第5回地盤震動シンポジウム資料集、1977
- 6) 角田智彦：地中地震観測から（東京近郊、関東ローム地盤）、第5回地盤震動シンポジウム資料集、1977
- 7) 太田外気晴：地震動と地盤の減衰特性、第6回地盤震動シンポジウム資料集、1978
- 8) 武村雅之：強震地動、第12回地盤震動シンポジウム資料集、1984
- 9) 太田外気晴：硬質地盤の震動特性を探る、第13回地盤震動シンポジウム資料集、1985
- 10) 長橋純男：設計用地震動への活かされ方 ー関東地方における地震動の場合ー、第13回地盤震動シンポジウム資料集、1985
- 11) 鏡味洋史・岡田成幸：石狩平野の震動特性、第14回地盤震動シンポジウム資料集、1986
- 12) 澤田義博・石田勝彦：手賀沼極軟弱地盤での地震観測、第14回地盤震動シンポジウム資料集、1986
- 13) 北川良和：麻機地区極軟弱地盤での地震観測、第14回地盤震動シンポジウム資料集、1986

- 14) 太田外気晴・原昭夫：地盤の動力学特性、『地震動と地盤 ー地盤震動シンポジウム10年の歩みー』、日本建築学会、1983
- 15) 石原研而・国生剛治：土の動的性質、『土質工学ハンドブック』、土質工学会、1983
- 16) 土質工学会：『地震応答解析のための土の動的性質』、土質工学会、1986

- 17) 田中貞二・福島美光・坂上実・吉沢静代：強震計記録の最大加速度データに関する統計的考察、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、74
- 18) 神田順・野澤貴：震度階分布に基づく地震動距離減衰の特性について、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、92
- 19) 山辺克好・金井清：地震波の距離減衰に関する研究（第2報）、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、94
- 20) 尾ノ井芳樹・小野実・馬場恭平：ダム地点地震観測例からみた加速度の減衰性について、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、93
- 21) 佐藤忠信・清野純史・松岡利一：Attenuation of Peak Ground Motion Taking into Account the Fault Extent、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、91
- 22) 横田治彦・片岡俊一・田中貞二：東京で観測されるやや長周期地震動とその特性、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、33
- 23) 望月利男・荻本孝久・栗山利男：関東地方を対象とした強震アレー観測に基づく岩盤における地震動特性について、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、82
- 24) 表俊一郎・大村文・飯塚節夫・太田外気晴・高橋克也：鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、81
- 25) 北川良和・鹿嶋俊英：建物とその周辺地盤における高密度強震観測と記録の解析、第7回日本地震工学シンポジウム（1986）講演集、156

- 26) 大友敬三・当麻純一・竹内幹雄：軟質地盤上の基礎の埋設効果に関する実験的検討、第7回日本地震工学シンポジウム(1986)講演集、142
- 27) 孔憲京・龍岡文夫・T.B.S.Pradhan：Dynamic Deformation Properties of Sand at Extremely Low Pressures、第7回日本地震工学シンポジウム(1986)講演集、106
- 28) 北澤巧次・河村壮一・大澤胖：地盤の振動減衰性に関する研究 — 大型せん断土槽による振動台試験 —、第7回日本地震工学シンポジウム(1986)講演集、38
- 29) 松田隆・後藤洋三：大型せん断土槽を用いた地盤動特性に関する実験手法、第7回日本地震工学シンポジウム(1986)講演集、133
- 30) 武村雅之・太田外気晴・稗圃成人：地震動の平均応答スペクトルを評価する経験式の物理的基礎、日本建築学会構造系論文報告集 第375号、1987
- 31) 海野徳仁・長谷川昭：東北日本弧の三次元Qs値構造、地震 第2輯、第37巻 第2号、1984
- 32) R.W.Burger, P.G.Somerville, J.S.Barker, R.B.Herrmann and D.V.Helmberger：The Effect of Crustal Structure on Strong Ground Motion Attenuation Relations in Eastern North America, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.77 No.2, 1987
- 33) S.W.Roecker, B.Tucker, J.King and D.Hatzfeld：Estimates of Q in Central Asia as a Function of Frequency and Depth Using the Coda of Locally Recorded Earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.72 No.1, 1982
- 34) S.Rhea：Q Determined from Local Earthquakes in the South Carolina Coastal Plain, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.74 No.6, 1984
- 35) C.J.Rebollar, C.Traslosheros and R.Alvarez：Estimates of Seismic Wave Attenuation in Northern Baja California, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.75 No.5, 1985
- 36) I.N.Gupta and K.L.McLaughlin：Attenuation of Ground Motion in the Eastern United States, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.77 No.2, 1987
- 37) 額野一起・嶋悦三：Qp Structure of Sediments in the Kanto Plain, 東京大学地震研究所彙報 第60号 第4冊、1985
- 38) L.J.Hwang and W.D.Mooney：Velocity and Q Structure of the Great Valley, California, Based on Synthetic Seismogram Modeling of Seismic Refraction Data, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.76 No.4, 1986
- 39) 佐藤春夫：関東・東海地域におけるコーダQ⁻¹の地域性、地震 第2輯、第39巻 第2号、1986
- 40) 山水史生・後藤典俊・太田裕・高橋博：Attenuation of Shear Waves in Deep soil Deposits as Revealed by Down-Hole Measurements in the 2,300 Meter-Borehole of the Shimohsa Observatory, Japan Journal of Physics of the Earth, Vol.31 No.2, 1983
- 41) 木下繁夫：深層井観測により推定された厚い堆積層の地震応答特性、国立防災科学技術センター研究報告 第38号、1986
- 42) P.C.Rizzo, P.F.O'Hara and E.G.Zullo：Ground Motion Amplification Studies for Sites in the Charleston Area, Proceedings of the Third U.S. National Conference on Earthquake Engineering Vol.1, 1986
- 43) 岸本清行：軟弱地盤におけるLove波の減衰とQs構造の推定、地震 第2輯、第35巻 第1号、1982
- 44) 木下繁夫：表層地盤の減衰特性に関する考察、土木学会論文報告集 No.330, 1983
- 45) 瀬戸川稔：既往の地盤—基礎系の起振機試験の調査に基づく地盤の減衰定数、日本建築学会論文報告集 第328号、1983

地震動強さの距離減衰

田中貞二・福島美光*

1. はじめに

地震動強さの距離減衰は、古くて新しい研究課題である。米国では、Gutenberg と Richter(1942)の先駆的研究を始めとして、現在まで断層近傍の強震動予測を主な目的とした距離減衰の研究が盛んである。Richter(1935)のローカル・マグニチュードの研究も距離減衰に関わる研究であったと言うことができよう。日本では、河角(1943)の震度と距離に関する研究や、坪井のマグニチュードの研究(1954)を別にすれば、金井(1957)の基盤における地震動特性の半実験式が最初である。その後、強震観測の発展に伴って強震計記録に基づく距離減衰の研究が活発になった。とくに近年になって強震データの蓄積が加速され、統計解析手法の活用や、新しい観点からのアプローチがなされるなど、地震動の距離減衰は今なお興味ある研究課題の一つとなっている。一方、観測データが乏しい時代に作られた距離減衰式は、新しいデータベースや解析法を使って改訂され、また新たな研究も次々に加わるので、これまでに発表された国内、外の研究はおびただしい数に上っている。そこで、ここでは比較的古い研究は割愛し、最近10年ほどの間(1977-1987)の研究に限って概観することにした。

アメリカ合衆国におけるこの種の研究については、K.W. Campbell(1985)²³⁾による詳しいレビューと解説(1974年-1984年、本文約30ページ、文献約200)があり、19の距離減衰式が紹介されているので、その一部を引用するととどめる。米国と日本では地震の性質や地盤条件の違いも大きいので、個々の距離減衰式についてはあえて比較しないことにする。

地震動強さのパラメータには、震度、加速度、速度、変位、RMS、フーリエ・スペクトル、各種の応答スペクトル、など色々ある。紙面の関係もあるので、ここでは強震観測データを用いた加速度の距離減衰に重点をおき、また距離減衰研究の要点と問題点に視点をあてて考察することにした。

2. 距離減衰式について

まず、距離減衰式を考える際に考慮すべき以下の項目について簡単に考察する。

- (1)目的変数および説明変数
- (2)距離減衰式のモデルまたは関数形
- (3)データベース
- (4)統計的解析手法

(1) 目的変数および説明変数

目的変数である地震動パラメータとしては最大加速度が最も多い。地震動強さの指標として加速度が依然として重視されていること、SMAC型強震計をはじめ、地震工学分野の観測が加速度を偏重していること、また波形の時刻歴の利用が限られている、などの事情によるものと思われる。地震動の水平成分の取り扱いでは、①2成分独立、②2成分の平均、③2成分の最大、④ベクトル合成値、など色々ある。平均的に③は②より約10%大きく、④は③より約8%大きいとの報告がある。地震動の直角2成分の間には強い相関があるので、独立なデータとして扱うと人為的に統計的有意さを増す結果になるという指摘がある²³⁾。

説明変数としては、①地震パラメータ、②伝播経路パラメータ、③サイト・パラメータが用いられる。地震パラメータとしては、マグニチュード(M)が一般的であるが、地震モーメント(M₀)やモーメント・マグニチュード(M_w)も用いられる。しかし、地震モーメントはルーチ的に求められていないので問題がある。Mとの経験式から換算したM₀を使う場合は、Mを用いるのと同質的な違いは無いであろう。②は、伝播経路における地震波の拡がりによる幾何学的減衰、媒質の非弾性による内部減衰、などによる減衰効果を表わすが、用いられる変数は「距離」である。日本では専ら震央距離(Δ)が震源距離(x)が使われるが、アメリカのように主に内陸の地震で、断層の位置や大きさがかなり明らかな場合には、種々の「断層距離」が用いられる。しかし、

「エネルギー放出中心」のような予測できない断層距離を用いることには議論の余地があろう。図-1に種々の距離定義を示す。サイトパラメータには「地盤種別」や簡単な地質的分類、例えば、岩盤、洪積地盤、硬質地盤、普通地盤などが使われる。また、地震波速度による分類も用いられる。サイト地盤の影響として、例えば薄い堆積層は比較的近距离で地震動の短周期成分を、厚い堆積地盤ではやや遠距離で中～長周期成分を増幅させる効果があり、距離減衰式のマグニチュード係数や距離係数に周期依存性をもたらすと言われている。米国では、多くの岩盤サイトが比較的急な崖縁にあるので、地形の影響も取り入れるのが望ましいとの意見もある²³⁾。

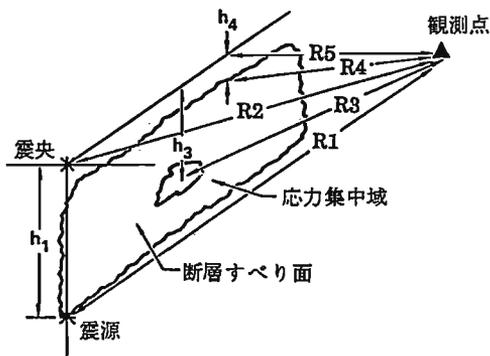


図-1 距離減衰式に用いられる種々の距離定義
R1:震源距離、R2:震央距離、R3:エネルギー放出中心距離、R4:断層面最短距離、R5:地表の断層線最短距離
(A.F. Shakal & D.L. Vernreuter, 1981 に加筆)

(2) 距離減衰式のモデルまたは関数形

目的変数と説明変数を結びつけるための数学的関数形またはモデルは、用いるデータベースの性質や関係式の利用範囲を考慮して選ばれる。データベースが比較的均質な場合には2～3の説明変数をもつ簡単な関数形でよいが、データの重心から離れた範囲まで外挿する目的には、外挿に意味があるような物理的根拠をもつモデルが要求される。データベースの性質はデータの追加によっても変わるので、特定のデータセットへの適合を重視して複雑な関数形を導入する意味は薄いであろう。Exploratory Data Analysis (EDA) と呼ばれる統計的手法によると、モデルを仮定せずに最適関数形が求められるが、全く物理的に意味のない関数形が得られたという報告

もある²³⁾。

一般に用いられる距離減衰式の形は各説明変数の線形結合として(1)式で表わされる。

$$\log Y = f(M) + f(R) + f(M, R) + f(S) + \varepsilon \quad (1)$$

ここで、Yは地震動パラメータ、f(M)、f(R)はそれぞれ、マグニチュードおよび距離の関数、f(M, R)はMとRの結合関数、f(S)はサイトに関する関数、また、 ε はYの不確定性を表す確率変数である。

以下、a～d、hを定数(変数を含むこともある)とすれば、f(M)はMの定義式に由来して、 aM を仮定するのが普通であるが、Mの二次式も用いられる。f(R)の一般形は $-b \cdot \log(R+h) - d \cdot R$ (C型の回帰モデルと呼ぶ。A、B型は後出)である。これは、距離減衰を、 $\Delta^{-n} \cdot e^{-\gamma R}$ で表現する地震学の基礎的知見によっている (nは実体波のとき1、表面波のとき1/2、 γ は距離減衰係数)。Q (quality factor) が導入されて以来 $\gamma = \omega / 2QV$ (Vは地震波の位相速度) の関係により、 γ は一般に周期依存性をもつ。最近、武村・他(1987)は断層震源モデルの遠方近似解から形の上で同様なスペクトルの距離減衰式を導いている。上の式はスペクトルの距離減衰式に使うのが適当であるが、ある周期範囲の平均値を考えたり、また $Q \propto f$ という研究結果を考慮すれば、最大振幅の距離減衰式に使うこと (Joyner & Boore, 1981; ほか) も不合理ではないだろう。しかし、一般には $d = 0$ としbに内部減衰ほかの距離減衰効果も含めている ($b = 0$ もある²⁴⁾)。hは近距离でのYの値を制限するために持ち込まれた便宜的な定数である。f(M, R)はbやdにマグニチュード依存性を持たせたものが該当する^{25), 14), 21)}。f(s)は震源から地表までのもろもろの影響を含む。普通は地盤の分類のみで表現し定数とするが、MやRの関数とすることも考えられる。 ε はYの確率分布が対数正規分布に近いので、対数標準偏差で表わされる。距離関数の形式による減衰曲線の形の違いを図-2に示す。

(3) データベース

データの選定では、最低の質が保証されること、他のデータと矛盾するデータを含まないこと、などが必要とされる。基本的には、①地震の震源特性や

距離減衰特性が似ているテクトニック地域を選び、②似た特性を持つ地震計の記録、できれば周期特性の補正記録を用いることである。矛盾するデータを採すには、地震毎に距離減衰曲線を描いて異質のデータの有無を調べるのも一つの方法であろう。いうまでもないが、データの数は統計解析上安定した解析ができる程度に多いことが必要である。

独立変数の間に統計的な相関があるときは係数の推定値に偏りが生じ、正しい値が得られない。日本の場合にはマグニチュードと距離の間に明らかな相関が認められるので、この問題は重要と考えられる。

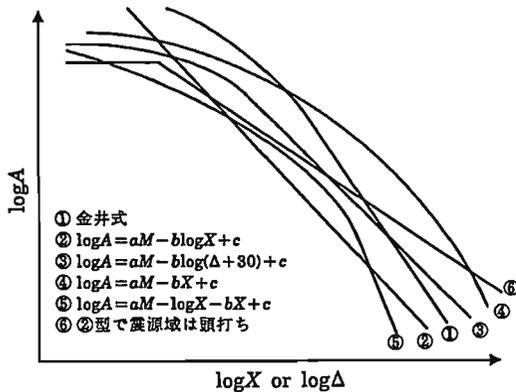


図-2 種々の回帰モデルと減衰曲線の形状

(4) 統計的解析手法

最大振幅 Y の確率分布が対数正規分布に近いので、 $\log Y$ または $\ln Y$ について最小二乗法による重回帰分析を行ない、式(1)に含まれる未定定数を決定するのが普通である。各パラメータに関してデータが一樣に分布していない場合、例えば、①一部の地震や観測サイトに関するデータ数が卓越している場合、②地盤分類毎に回帰するには十分なデータ数が無い場合、或いは、③観測データのマグニチュードと距離が統計的に相関を持つ場合、などには偏った係数値が得られるので解析上の配慮が必要である。①に対する一般的な解析法は「重み付き回帰分析」であるとされ、アメリカでは Campbell(1982)、その他の研究者が用いている。日本での適用例は不明である。②に対しては各地盤分類に対する母回帰係数は同じで地盤条件により定数項のみが異なると仮定し、層別因子を用いて回帰分析を行なう方法がある。

データ数に対して推定すべきパラメータの数が減るので推定の精度も向上する。③は同様に層別因子を用い、マグニチュードと地盤のパラメータを1つのダミー変数として、まず距離の係数を決定し、その後両者を分離する方法である。回帰式による $\log Y$ の平均値の推定誤差は対数標準偏差(σ)で、回帰式の有効性は重相関係数(ρ)で記述されるのが普通である。また、同じデータベースに対して得られた複数の回帰モデルの適合性の評価は、赤池の情報量規準(AIC)が有効とされている¹⁷⁾。

3. 既往の距離減衰式

約20年前に発表された金井式は別格として、最近の10年間(1977~1987)に提出された最大加速度、最大速度および最大変位の水平成分に関する距離減衰式を、それぞれ表-1、表-2および表-3に示す。ただし、各研究者の結果を詳しく紹介するのが趣旨ではないので、地盤別あるいは解析方法別に複数の回帰式が提出されている場合は、地盤については中間の種別を、方法については新しい方を取り、一つの回帰式のみを掲げた。詳細は原論文を参照されたい。また、同じ研究者やグループによる研究で以前の距離減衰式を改訂したと思われるものは、原則として新しい結果のみを記載するようにした。なお、取り上げた距離減衰式は筆者らの気付いたものだけであり、総てを網羅していないかも知れない。

一覧表は各種距離減衰式を比較し易いように次の点を考慮して作成した。

- ① 原論文の関数形によらず、回帰式はすべて最大振幅の常用対数($\log Y$)の表現式に統一する。
- ② 回帰式の推定誤差および式の有効性を表わす対数標準偏差および重相関係数の値を調べる。
- ③ データベースの内容として、地震数、回帰データ数、マグニチュードおよび震源(震央)距離の範囲、最大振幅値のデータソースを調べる。
- ④ 最大振幅の定義、および地盤分類。

これらの解析条件を論文の記述から、また一部は図からの読み取りであるが、論文の読みが浅いために見落したり、また引用時の誤りもあるかも知れない。ご指摘を頂ければ幸いです。

(1) 最大加速度の距離減衰式

表-1には金井式を除いて17の距離減衰式が示されている。日本の場合、回帰式の関数形は比較的簡単なものが多い。 $\log A = aM + b \cdot \log x + c$ (A型と呼ぶ)と、 $\log A = aM + b \cdot \log(\Delta + d) + c$ (B型)がほとんどで、それぞれ8例、6例に対して4例が独特の関数形を用いている。B型は主に土木関係の研究者に使われ、dの値はほぼ30に落ちついている(アメリカでは25が多い)。データベースについてみると、地震数は10~90、加速度値の回帰データ数は数10~1000程度まで広い幅がある。地震はM4~4.5以上から用いているものが多く、最大加速度の値は数値化記録によるものが多い。距離変数がΔのものやxのものに分け、データの範囲を考慮して距離減衰曲線を図示したものが図-3および図-4である。アメリカの距離減衰式については言及しないが最大加速度に関する13例²⁹⁾を図-7に示した。

(2) 最大速度および最大変位の距離減衰式

表-2の最大速度、表-3の最大変位の距離減衰式は、それぞれ7例および5例で、最大加速度に比べて提案が少ない。加速度のデジタル記録を積分して求めた最大速度および最大変位に対して、最大加速度と同じ回帰モデルをあてはめて解析した例が大部分である。その場合、データベースその他の解析条件は表-1と同じである。ただし、変位の距離減衰式には、気象庁の1倍強震計記録を用いたもの¹⁰⁾、中央気象台の気象要覧を用いたもの(田中・福島)も混ざっている。回帰式の関数形は、金井式を除けばA型かB型に限られている。速度および変位の距離減衰曲線を図-5および図-6に、またアメリカの速度の7例²³⁾を図-8に示した。ただし、各図では距離の採り方の区別はしていない。

(3) マグニチュードおよび距離の回帰係数について

最大加速度に関する回帰式のうち Nos. 5、12、17の3例を除いてマグニチュード係数(a)はすべて定数なので比較しやすい。また、距離係数(b)は関数形が幾つかあるので、仮に100 kmの距離における減衰傾度(b_{100})で比較することにし、各表の第10欄にその値を示した。係数値の範囲は次のようである(ただし、加速度の金井式および Nos. 5、12、17、変位の No. 18を除く)。

最大加速度: $a=0.16 \sim 0.64$, $b_{100}=-0.58 \sim -1.78$
 最大速度 : $a=0.20 \sim 0.75$, $b_{100}=-0.41 \sim -1.56$
 最大変位 : $a=0.30 \sim 0.63$, $b_{100}=-0.17 \sim -0.97$

数が少ないのでその意味は薄い、ちなみに平均をとると次のようになる(ただし、加速度のa、 b_{100} のうち最大の各1例を除く)。

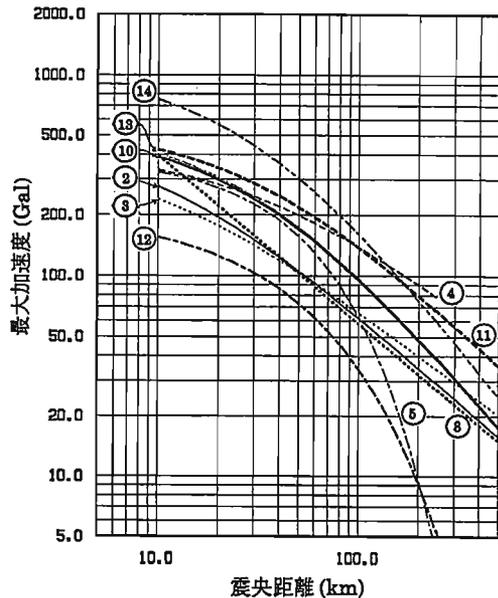


図-3 最大加速度の距離減衰式 (M=7.0)
 距離変数が震央距離(Δ)のグループ

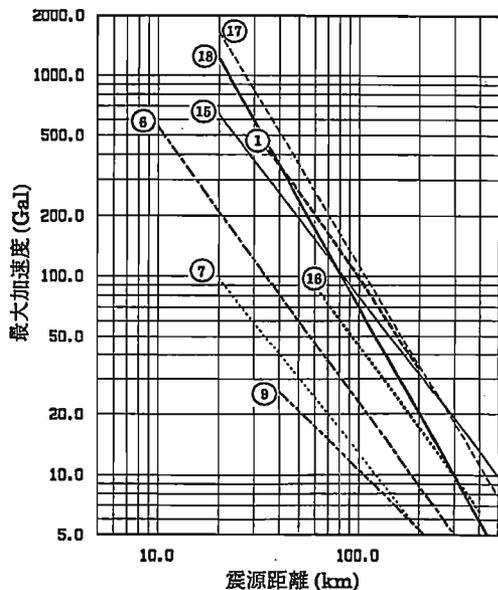


図-4 最大加速度の距離減衰式 (M=7.0)
 距離変数が震源距離(x)のグループ

最大加速度: $a=0.327 \pm 0.082$, $b_{100}=-1.00 \pm 0.26$
 最大速度 : $a=0.490 \pm 0.200$, $b_{100}=-1.03 \pm 0.41$
 最大変位 : $a=0.465 \pm 0.160$, $b_{100}=-0.47 \pm 0.35$

4. 既往の距離減衰式に対する考察

以上の距離減衰式に対して若干の考察を行ない、

検討すべき問題点を挙げてみよう。

(1) マグニチュード係数: 係数(a)の値は相当な幅がある。最大加速度では 0.16~0.64 で4倍になり、速度や変位の場合も同程度の幅になる。第1の問題はこのような推定値のばらつきを生む原因であり、第2の問題は係数の値そのもの、および加速度、

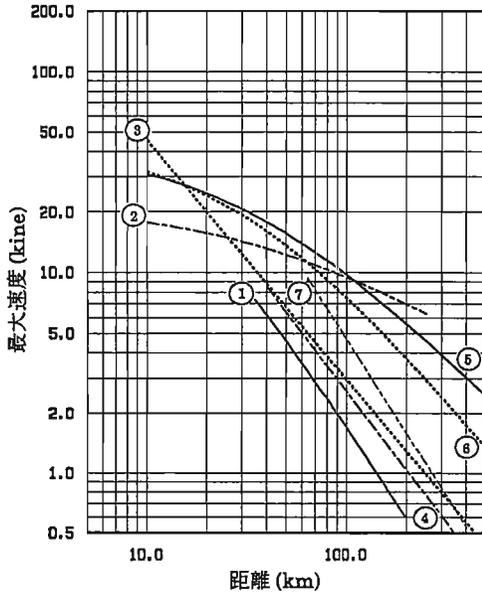


図-5 最大速度の距離減衰式 (M=7.0)

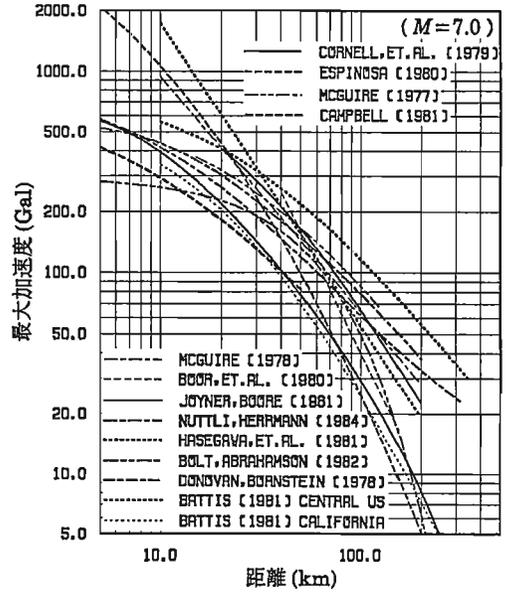


図-7 アメリカの距離減衰式 (最大加速度)

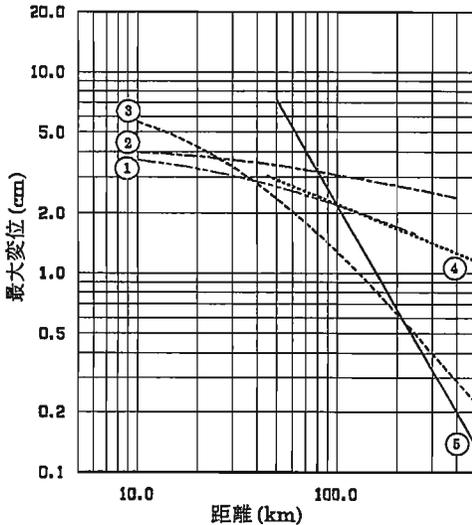


図-6 最大変位の距離減衰式 (M=7.0)

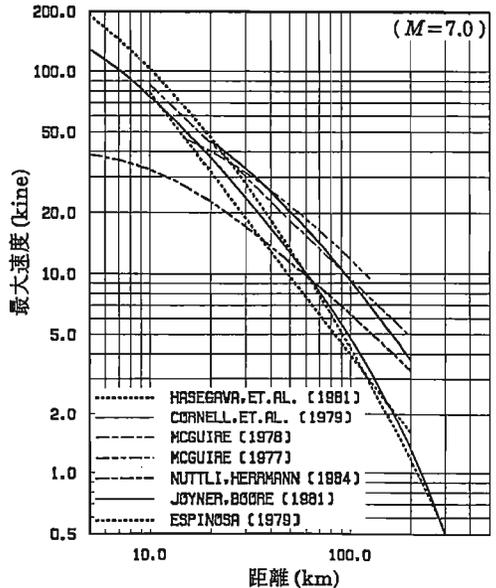


図-8 アメリカの距離減衰式 (最大速度)

速度、変位相互間の値の妥当性であろう。

関数形が同じでも係数値がばらつくのは、用いたデータベースの違いに起因すると考えられる。同じデータベースから求めた加速度、速度、変位の回帰式(例として、⁸⁾、¹⁶⁾)についてみると、係数aの値は上記の順にそれぞれ30~50%ずつ大きくなっている。マグニチュード係数の周期依存性についての議論もあり(武村・他、1987)、最大振幅を与える地震動の周期が次第に長くなることを考えると、定性的には妥当である。前記係数aの平均値が系統的に変化していないのは、この場合やむをえない。

係数aの絶対値の評価は議論の種となろう。例えば、坪井式の導出に使われたのと殆ど同じデータセットから、新たに求めた変位の距離減衰式(No.5)のMの係数は0.88であるのに、表-3のMの係数が一般に小さいことをどう解釈すべきだろうか。

(なお、坪井式などのMの推定式からlog Dの推定式を求める「逆推定」の問題は簡単ではない)。

(2) **距離係数**：減衰傾度 b_{100} の値の幅は3~5倍強で相当大きい。平均値は加速度および速度がほぼ-1で、変位がほぼ-0.5である。A型の距離減衰式が内部減衰などの効果を含めて、実体波のそれを表わしているなら係数bが-1.0を越え、同様に最大変位(数秒以上の周期で、表面波とみなせれば)では-0.5を上回れば妥当と言われてきた。しかし、例えば、周期2~4秒の波の変位振幅を用いた坪井式の距離減衰傾度が-1.73であるのに、上記の最大加速度の減衰傾度が平均-1.0程度である事実をどう解釈したらよいのだろうか。

(3) **地盤分類と回帰係数**：地盤分類毎の距離減衰式を求める際、その分類毎にデータを分け別々に回帰式を求めるのが普通であった。篠・他¹¹⁾が指摘しているように、観測点近傍の条件を表わすに過ぎない地盤の種類毎に、Mや距離の係数が変わるのは合理的でないとの考えから、最近では層別因子(ダミー変数)を用いた回帰分析も利用される(アメリカの例では Trifunac, 1976; McGuire, 1978 など)。

その違いをI、II、III種地盤の最大加速度について検討した結果¹⁴⁾によれば、Mの係数は前者が0.221~0.308 に対して後者が0.274、B型の関数形のb値は-1.20~-1.25に対して-1.20で大きな差はな

いが、サイト係数の値は前者がII、III、Iの順に数値が大きくなるのに対して、後者はIII、II、Iの降順で系統的に約10%ずつ大きくなり、層別因子による回帰分析の有効性が認められる。

(4) **データベース**：データの質は高いほど良いことは言うまでもない。SMAC記録を積分して最大速度や最大変位を求める場合には適切な計器特性の補正を必要とする。しかし、数10 Gal以下の記録はふつう数値化されず、またデータ公開の問題もあって利用できる数値化記録の数は限られる。原記録からの最大加速度読取値はある程度の誤差を伴ってはいるが、ほとんど総てが公表されるので数の点では有利である。

水平45成分のSMAC原波形と補正波形について最大加速度の回帰係数を比較した結果⁶⁾によれば、Mや△の係数値は余り差がないが定数項は後者が10%程度大きく、標準偏差、相関係数が改善されたという。また、用いる振幅データの足切り(閾値)を高くすると回帰式の減衰傾度が小さくなる傾向についても指摘されており留意すべき問題であろう。

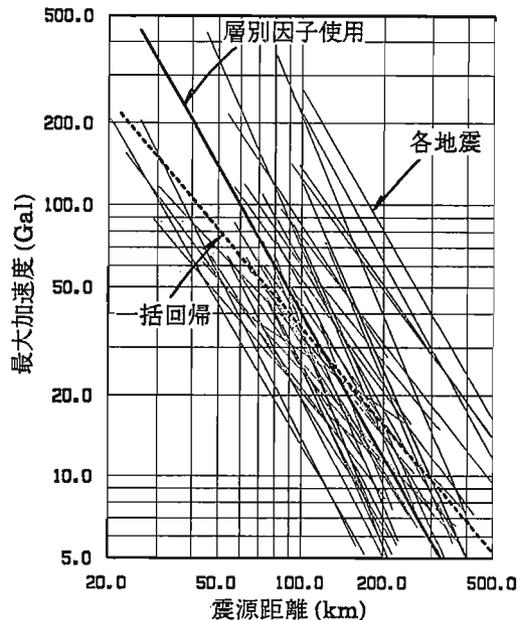


図-9 地震毎の距離減衰直線(43地震、細線)と全データの一括回帰(破線)および層別因子による2段回帰結果(実線)の比較

4. 距離減衰式作成に関する一つの試み²²⁾

さて、われわれが知りたい地震動の距離減衰の意味を考えてみよう。或る震源地域を対象としたとき、もしその地域に起った多数の中～大地震により、種々の距離の各種地盤における観測記録が地震毎に多数あれば、地震のマグニチュード別、地盤別に距離減衰式を作ることができる。これが震源地域毎に作られれば理想と言えよう。われわれはこのような意味をもつ距離減衰式を求めている筈である。

図-9はM6以上の43地震(日本海中部地震、同余震を除く)について、地震毎の最大加速度データに対して $\log A = b \cdot \log x + c$ の形で求めた回帰直線(細線)をまとめて示したものである。距離係数 b の値は-0.6~-2.7の幅があるが、平均は-1.71である。この値が日本の地震の平均的距離減衰を表わすものだとすれば、第1表の距離減衰式の多くは減衰傾度の推定値が小さいと言わざるをえない。利用できる記録データが少ない時代には、震源地域、マグニチュード、距離、地盤条件などが異なり、かつ地震毎に少数の観測データを寄せ集め、一括して重回帰分析を行うのが普通であった。この解析法に問題があるのではなからうか。

上記の43地震、1,102データ(水平2成分の平均)を、 $\log A = aM + b \cdot \log x + c$ の関数形で一括回帰した結果を図-9の破線で示す(M=6.5の場合)。 b 値は-1.19と小さく、明らかに個々の地震の減衰特性とは違っている。これまで、2つの地域のデータ群をまとめて回帰すると、それぞれを別に回帰した場合より減衰傾度が小さくなる場合があることが経験されていた。さらに、データのMと距離の間に強い相関がある場合、回帰係数 a と b は独立ではなく互いに影響する。そして、 $\log x$ 軸上で二組のデータが均一に分布していても、M軸上の分布が偏っていれば a の値が小さくなり、結果的に b の値も小さくなることもある。

これらの影響を避けるには地震毎に距離変数以外の項を層別因子とした回帰モデルを用い、まず全地震の平均的減衰傾度に適合する距離係数 b' を求め、次に a' と c' を統計的関係式を使って決定する。地震毎に得られた定数群に、 $aM + c$ の一次式などをあてはめて求めることもできる(Joyner & Boore,

1981)。このようにして求めた各回帰係数は、

$a' = 0.42$ 、 $b' = -1.78$ 、 $c' = 2.46$ で図-9に実線で示す(M=6.5の場合)。以上は前記A型の関数形に対する適用例であるが、B型、C型に対しても同様な解析を行なった。結果を図-10および表-4に示す。いずれも層別因子を用いた場合の減衰傾度は一括回帰に比べてかなり大きくなった。各回帰モデルとデータとの適合性をAICで評価した結果、今回のデータセットに関してはAICの数値が最も小さいB型のモデルが最良となった。

なお、層別因子を用いる2段階の解析で各係数を決定する手法はJoyner and Boore(1981)が用いているが、彼らの場合はマグニチュード依存性を明確にすることが目的であった。

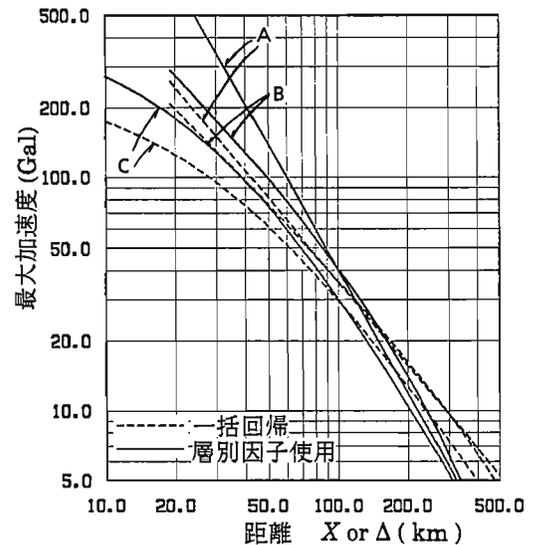


図-10 3種の回帰モデル(表-4)に対する回帰結果の比較

表-4 層別因子による3種の距離減衰式

モデル	回帰曲線, $\log A =$	AIC
A	$0.42M - 1.78 \log X + 2.46$	2621
B	$0.52M - 1.87 \log(\Delta + 30) + 2.09$	2301
C	$0.40M - (\log X + 0.00164X) + 1.18$	2555

5. むすび

最大加速度に関する日本の距離減衰式を中心に地震動強さの距離減衰の問題を考えてみた。距離減衰

式だけが独り歩きすることが多ので、式の信頼性や適用範囲が推定できるデータを付けて発表し、また引用することが大切と思われる。なお、これまで数多くの距離減衰式が提案されてきたが、地震動の距離減衰について、共通の理解に達しているとは言い難い。しかるべき研究組織のもとに強震観測実施機関などが総てのデータを持ち寄って、総合的な検討を行なうことができれば、距離減衰問題の急速な前進が期待できるのではなかろうか。

議論の種を蒔くことを意識したこともあり、独断と偏見の記述や評価が随所にあると思う。討論の中で御叱正を乞う次第である。終りに、本稿の作成にあたって助言と協力を頂いた清水建設技術研究所の横田治彦、片岡俊一の両氏に感謝いたします。

参考文献

(日本の文献は発表年代順に配列した)

- 1) 金井 清: 地震動の振動特性に関する実験式, 第2回日本地震工学シンポジウム(1966)講演集, pp.1-4, 1966.
- 2) 土木研究所: 昭和51年度総合技術開発プロジェクト・耐震技術に関する研究開発総合報告書, 土木研究所資料, No.1250, 1977.
- 3) 大崎順彦・渡部 丹: 地震動の最大値について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525-526, 1977.
- 4) 佐伯光昭・片山恒雄・岩崎敏男: わが国の地盤上で得られた加速度記録の特性, 土木学会第32回年次学術講演会, 第1部, pp.304-305, 1977.
- 5) 後藤尚男・亀田弘行・今西直人・橋本修身: 強震記録の補正効果を考慮した地震動パラメータの統計的性質, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.49-55, 1978.
- 6) 田村重四郎・岡本瞬三・加藤勝行: 岩盤地帯の地震動の最大加速度について, 土木学会第15回地震工学研究発表会講演概要, pp.181-184, 1979.
- 7) 渡部 丹・藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究, その1, 日本建築学会論文報告集, No.303, pp.41-51, 1981.
- 8) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太: 地震動の最大地動予測におけるN値を用いた地盤条件の評価法について, 土木学会論文報告集, No.317, pp.69-78, 1982.
- 9) 土木研究所: 最大地動および地震応答スペクトルの推定法(その3), 土木研究所資料, No.1864, 1982.
- 10) 太田外気晴・足立・越田・稗圃・武村: 硬さの異なる岩盤で観測された地震動の最大加速度とスペクトル特性の比較, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.209-215, 1982.
- 11) 篠 泉・大角恒雄・片山恒雄: 強震データの統計解析における問題点, 土木学会第37回年次学術講演会概要集, pp.659-660, 1982.
- 12) 横田治彦・塩谷清人・渡辺弘之: 観測に基づく東京の入力地震動特性の検討, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.217-224, 1982.
- 13) 後藤尚男・杉戸・亀田・斉藤・大滝: 工学的基盤における地震動予測モデル, 京都大学防災研究所年報, No.27, B-2, pp.1-30, 1984.
- 14) 中村豊・富田健司: 最大地震動加速度の推定式, 土木学会第39回年次学術講演会概要集, pp.785-786, 1984.
- 15) 川島一彦・相沢興・高橋和之: 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, No.166, 1985.
- 16) 片山恒雄・篠 泉: 気象庁変位強震計記録の数値化と解析(II) - 北美濃、新潟、十勝沖地震(本震、余震) -, 昭和59年度科学研究費補助金研究成果報告書, pp.29-64, 1985.
- 17) 畠山昭四郎・伊藤哲次: A I Cによるアテニューエーション式の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.403-404, 1986.
- 18) Sato, T., J. Kiyono and T. Matsuoka: Attenuation of Peak Ground Motion Taking into Account the Fault Extent, 第7回日本地震工学シンポジウム講演集, 541-546, 1986.
- 19) 田中貞二・福島美光・坂上実・吉沢静代: 強震計記録の最大加速度データに関する統計的考察, 第7回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.439-444, 1986.
- 20) 稗圃成人・太田外気晴・内山正次・福岡篤信: 第4紀層で観測された地震動の最大振幅について, 地震学会講演予稿集, No.1, pp.268, 1987.
- 21) 山辺克好・金井清: 地震動の最大加速度に関する一つの経験式, 地震学会講演予稿集, No.1, pp.264, 1987.
- 22) 福島美光・田中貞二: 最大加速度の平均的距離減衰に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (投稿中), 1987.
- 23) Campbell K.W., (1985): Strong Motion Attenuation Relations: A Ten-Year Perspective, Earthquake Spectra, Vol.1, No.4, pp.759-804.

* 清水建設(株)大崎研究室

表 - 1 最大加速度の距離減衰式

A:最大加速度(gal), σ :常用対数標準偏差, ρ :重相関係数, m/n:地震数/回帰データ数, M/ Δ , x: Mの範囲/距離(km)の範囲
データ: R;アナログ波形読取值, D; デジタル波形読取值, C; 特性補正波形読取值, 地盤分類:道示は道路橋示方書の種別
減衰傾度: 100kmにおける減衰傾度

番号	研究者 (発表年)	回 帰 式 log A =	σ ρ	データベース			Aの 定義	地盤分類 V(km/s)	減 衰 傾 度	備 考
				m/n	M/ Δ , x	テ-タ				
1	金井 清 (1966)	$0.61M - (1.66 + 3.60/x) \log x + (0.167 - 1.83/x) - \log T$		16 16	4.3~5.9 35~197	—	1成分	岩盤 Vp=5.5	-1.70	坪井式と結合
2	土木研究所 (1977)	$0.261M - 0.886 \log(\Delta + 10) + 1.77$	— 0.62	51 301	5.0~	R		道示Ⅲ種	-0.81	I, II, IV種あり A \geq 50Gal
3	佐伯・片山・ 岩崎(1977)	$0.299M - 0.793 \log \Delta + 1.28$	— 0.62	51 301	5.0~	R		道示Ⅲ種	-0.79	層別因子使用A I, II, IV種あり
4	後藤・亀田・ 他 (1978)	$0.160M - 0.752 \log(\Delta + 30) + 2.61$	0.19 0.61	— 45	4~8 10~250	C	2成分 独立	道示Ⅲ種	-0.58	約A \geq 50Gal
5	田村・岡本・ 加藤(1979)	$0.5K + 0.01K \cdot \Delta + 3$ K = $-0.043M^2 + 0.89M - 4.93$		194 —	4~ ~280	R	1成分	岩盤 Vs \approx 1.6	-1.86*	1観測点、地中
6	渡部・藤堂 (1981)	$0.440M - 1.38 \log x + 1.04$		— 74	4.5~ 5~600	D	2成分 平均	硬質地盤	-1.38	上下動も含む
7	太田・足立・ 他 (1982)	$0.312M - 1.266 \log x + 1.453$		— 688	3~7 20~600	D	2成分 独立	Vs \approx 0.7	-1.27	層別因子使用A 3観測点
8	篠・大角・ 片山(1982)	$0.353M - 0.837 \log \Delta + 0.963$	— 0.62	100 723	5.0~7.9 7~866	R	2成分 独立	道示Ⅲ種	-0.84	層別因子使用A I, II, IV種あり
9	横田・塩谷・ 渡辺(1982)	$0.323M - 0.979 \log x + 0.720$	— 0.52	44 44	4~7.9 40~700	D	2成分 の最大	Vs \approx 0.5	-0.98	1観測点、地中
10	土木研究所 (1982)	$0.308M - 1.201 \log(\Delta + 30) + 2.36$	0.22 0.69	90 197	5~7.9 5~500	C	2成分 の合成	道示Ⅱ, Ⅲ種	-0.92	道示Ⅰ, IV種 あり
11	後藤・杉戸・ 他 (1984)	$0.232M - 0.959 \log(\Delta + 30) + 2.54$		— 91	4.5~7.9 10~500	D		沖積洪積	-0.74	
12	中村・富田 (1984)	$0.168M - 0.5 \log(\Delta + H) - 0.0551 \cdot 10^{-0.156M} \cdot \Delta + 1.86$		15 —	4.5~7	R	2成分 の最大	各種	-1.41* H=30	log Δ の係数は 0.5に固定
13	川島・相沢・ 高橋(1985)	$0.313M - 1.218 \log(\Delta + 30) + 2.366$	0.22 0.71	88 197	5~7.9 5~500	C	2成分 の合成	道示Ⅱ, Ⅲ種	-0.94	層別因子使用A 道示Ⅰ, IV種有
14	佐藤・清野・ 松岡(1986)	$0.397M - 1.323 \log(\Delta + 30) + 2.22$		8 24			2成分 独立	岩盤	-1.02	
15	田中・福島・ 他 (1986)	$0.428M - 1.30 \log x + 1.5$	0.29 —	34 281	6.5~7.9 20~500	R	2成分 独立	各種	-1.30	東北、太平洋側
16	稗圃・太田・ 他 (1987)	$0.637M - 1.38 \log x - 0.051$	0.46 —	— 55	5.4~7.9 64~400	D	2成分 独立	洪積層	-1.38	層別因子使用A 地中の式あり
17	山辺・金井 (1987)	$1.29M - (0.38M - 0.99) \log x - 3.64$		22 306	5.3~7.9 20~500	R	2成分 の最大	各種	-1.67*	京浜地域を除く
18	福島・田中 (1987)	$0.42M - 1.78 \log x + 2.46$	0.35	43 1102	6.0~7.9 20~700	R	2成分 の平均	各種	-1.78	層別因子使用B

*: M=7.0に対する減衰傾度を表す。 層別因子使用: A;地盤で層別, B;地震で層別

表-2 最大速度の距離減衰式

V: 最大速度(kine). 他の説明は表-1に同じ

番号	研究者 (発表年)	回帰式 log V =	σ ρ	データベース			Vの 定義	地盤分類 V(km/s)	減衰 傾度	備考
				m/n	M/Δ, x	データ				
1	金井 清 (1966)	0.61M-(1.66+3.60/x)logx -(0.631+1.83/x)		16 16	4.3~5.9 35~200		1成分	岩盤	-1.70	坪井式と結合
2	後藤・亀田・ 他(1978)	0.200M-0.530 log(Δ+30)+0.696	0.32 0.44	— 45	4~7.9 10~250	C	2成分 独立	道示Ⅲ種	-0.41	
3	渡部・藤堂 (1981)	0.607M-1.19 logx-1.40		— 74	4.5~ 5~600	D	1成分 か平均	硬質地盤	-1.19	上下動を含む
4	横田・塩谷・ 渡辺(1982)	0.60 M-1.31 logX-1.17	— 0.83	43 43	4~7.9 40~700	D	2成分 の最大	Vs≒0.5	-1.31	1観測点、地中
5	後藤・杉戸・ 他(1984)	0.353M-0.977 log(Δ+30)+0.582		— 91	4.5~7.9 10~500	D		沖積洪積	-0.75	
6	川島・相沢・ 高橋(1985)	0.430M-1.222 log(Δ+30)+0.449	0.24 0.72	88 197	5.0~7.9 5~500	C	2成分 合成	道示Ⅱ, Ⅲ種	-0.94	層別因子使用A 道示Ⅰ,Ⅳ種有
7	稗圃・太田・ 他(1987)	0.750M-1.56 logx-1.460	0.58 —	— 55	5.4~7.9 64~400	D	2成分 独立	洪積層	-1.56	層別因子使用A 地中の式もあり

表-3 最大変位の距離減衰式

D: 最大変位(cm) 他の説明は表-1に同じ

番号	研究者 (発表年)	回帰式 log D =	σ ρ	データベース			Dの 定義	地盤 分類	減衰 傾度	備考
				m/n	M/Δ, x	データ				
1	後藤・亀田・ 他(1978)	0.303M-0.433 log(Δ+30)-0.865	0.39 0.58	— 45	4~8 10~250	C	2成分 独立	道示Ⅲ種	-0.33	
2	後藤・亀田・ 杉戸(1982)	0.356M-0.219 log(Δ+30)-1.54	0.27 —	28 84	4.3~7.9 10~400	D	2成分 独立	沖積洪積	-0.17	
3	川島・相沢・ 高橋(1985)	0.567M-1.254 log(Δ+30)-1.21	0.26 0.77	88 197	5.0~7.9 5~500	C	2成分 合成	道示Ⅱ, Ⅲ種	-0.97	層別因子使用A 道示Ⅰ,Ⅳ種有
4	片山・篠 (1985)	0.633M-0.403 logΔ-3.28		4 129	7.0~7.9 45~700	C	2成分 独立	各種	-0.40	1倍強震計記録 D≥1cm
5	田中・福島 (未発表)	0.88 M-1.73 logΔ-2.36	0.38 —	83 331	5.9~8.1 50~2900	R	2成分 独立	各種	-1.73	坪井とほぼ同じ JMAデータ

室内試験、S波検層および観測地震動に基づく地盤の減衰評価

○正会員 石田 寛 同 太田 外気晴
同 原 昭夫 同 高橋 克也

1. まえがき

地盤の地震応答解析を行なう場合、地盤は普通、水平多層構造によりモデル化される。このとき、地盤の増幅特性は、各層におけるS波速度、単位体積重量、層厚、減衰定数などの地盤定数により決定されることになる。このうち、減衰定数以外は各種の物理検層等によりある程度信頼性のある構造を求めることができるが、減衰定数は原位置での測定データから直接に求めることが難しく、地盤の増幅特性を評価する上で大きな問題となっている。

本検討は、同一地点に対する室内試験、S波検層および観測地震動に基づく地盤の減衰性の評価手法を示し、それらの結果の比較考察を行ない、そこに存在する問題点について述べたものである。また、付録-1と付録-2には、地盤の減衰性に関して本検討で扱った範囲を越えるいくつかの問題について述べる。

2. 各手法による地盤の減衰性の評価

2.1 評価手法の比較

地盤の減衰性の主な評価手法として、

- ① ボーリングコアを用いた室内試験
- ② S波検層データを用いた解析
- ③ 観測地震動データを用いた解析

が挙げられる。表-1に各手法の特徴をまとめて示す。

室内試験には、いろいろな試験方法があり、ひずみレベルや振動数などの試験条件の選択の幅が最も広いという利点がある。室内試験で得られる減衰定数は亀裂の存在しない良好な岩盤中における特性を表わすものとみなすことができる。

他の2手法は、原位置で測定あるいは観測されたデータを用いる点で共通している。S波検層による方法は、比較的純粋なSH波を発生させることができるが、一般に地震時に比べて、ひずみレベルが小さく、卓越振動数が高くなるという問題がある。一方、観測地震動を用いる方法は、地盤の地震応答解析を行なうときと同様の条件下で減衰性を評価できるという利点はあるものの、地盤内での地震波動の伝播が非常に複雑

であるため、観測地震動が解析の際に仮定した条件に適合するかどうかが問題となる。いずれにしても、原位置データを用いる方法は、地盤が多層構造にモデル化されていることを前提にしているので、層分割に寄与しない薄い層や亀裂の影響を含んだ減衰性が求められることになる。

表-1 各種の手法の比較

方法 項目	室内試験	S 波 検 層	観測地震動
測定場所	室内	原位置	原位置
ひずみレベル	小～大	小	中
振動数	低～高	高 (数十～百数十Hz)	中 (数～数十Hz)
測定成分	ひずみ、応力	速 度	加 速 度
波 動	—	球 面 波	平 面 波
解析対象	—	SH波初動	SH波初動 SH波成分

2.2 対象地盤

福島県浜通りの富岡地点において、上記の3種の手法によって減衰定数が評価されている。ここでは、基盤岩中における深さ950mから地表に至るまでの計6観測点で構成される鉛直アレーにより地盤観測が実施されている。図-1に地盤の構造および観測点の深さを示す¹⁾。地表より深さ240mまでは新第三紀層の砂岩、それより深さ815mまでは古第三紀層の砂岩とシルト岩、それ以深は基盤岩である花崗閃緑岩により構成されている。ただし、基盤岩上部の約105mは風化帯である。

2.3 室内試験による評価²⁾

2.3.1 試験方法

富岡地点でのボーリング資料を対象に、採取深度での圧力を再現して、高圧動的三軸圧縮試験および動的せん断試験が行なわれ、減衰定数が評価されている。

供試体は採取したボーリングコアを直径50mm、高さ125mmに成形したものであり、諸元を表-2に示す。ただし、拘束応力 σ_0 は全応力としている。

載荷方法は拘束圧載荷後、圧密終了を確認して非排水状態とし、表-3に示す試験条件で実施している。三軸圧縮試験とせん断試験の試験条件の違いは、前者が荷重制御による三角波加振であるのに対して、後者はひずみ制御による正弦波加振であることである。

Evaluation of Damping Factor Based on Laboratory Experiments.

S-wave Logging and Seismic Waves

ISHIDA Hiroshi et al.

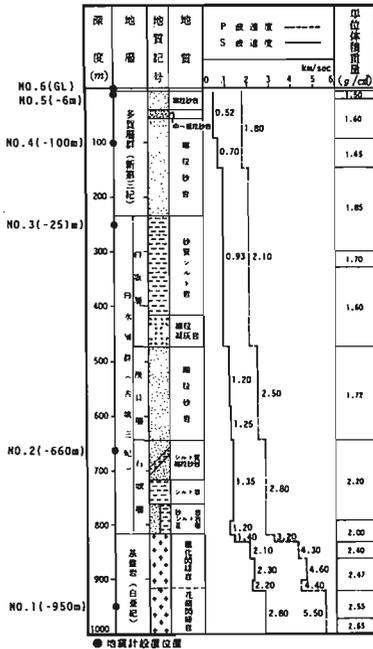


図-1 富岡地点の地盤構造¹⁾

表-2 室内試験供試体の諸元²⁾

供試体深さ (m)	せん断変位速度 V_d (km/sec)	拘束圧力 σ_3 (kg-f/cm ²)	地質名 (地質時代)	三軸試験回数 静的 動的	動的せん断 試験回数
-3.5	0.52	5	細粒砂岩(新第三紀)	1 2	2
-6.0	#	9	中粒砂岩 (#)	1 1	—
-12.5	0.70	20	細粒砂岩 (#)	1 2	—
-16.5	0.93	25	細粒砂岩 (#)	1 2	—
-30.0	#	50	シルト岩(古第三紀)	1 2	—
-52.0	1.2	85	細粒砂岩(#)	1 2	—
-99.0	2.8	190	花崗閃緑岩(白亜紀)	1 2	—

表-3 高圧動的三軸圧縮試験の試験条件²⁾

加振波形	三角波, 1 Hz	
	制御方法	荷重制御, 10段階
地盤深さ	砂岩	0.0002~2%
範囲	花崗閃緑岩	0.0006~0.4%

○ 応力振幅が拘束圧力以上の時は、片側加振とした。
○ 両振りの最終段階から載荷速度は一定とした。

2.3.2 結果と検討

(a) 結果の概要

表-4 に試験結果の概要を、図-2 と図-3 に深さ60mの砂岩と深さ990mの花崗閃緑岩の $h \sim \gamma$ 曲線を $G \sim \gamma$ 曲線とともに示す。また深さ60mの砂岩に対しては、同一ひずみレベルにおける振動数依存性の検討がなされており、結果は図-2 に併せて示した。また、図-4 に深さ35mの砂岩に対して行なわれた三軸試験とせん断試験による結果を比較して示す。両試験の結果にはほとんど差が見られない。

表-4 室内試験の結果の概要²⁾

深さ (m)	35	60	125	165	300	520	990
初期変形係数	0.44	1.5	0.95	2.4	2.7	4.2	74
E_0 ($\times 10^4$ kg-f/cm ²)	0.44	0.86	2.6	2.8	4.3	63	
初期せん断変形係数	—	0.85	—	—	1.2	1.8	32
G_0 ($\times 10^4$ kg-f/cm ²)	—	—	—	—	1.2	1.9	28
減衰定数* (%)	1.1	0.9	0.7	1.4	0.6	0.6	0.5

*) 精度は±0.5%

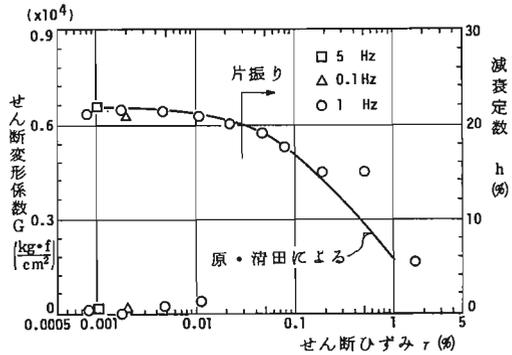


図-2 砂岩(GL-60m)の動的三軸試験結果²⁾

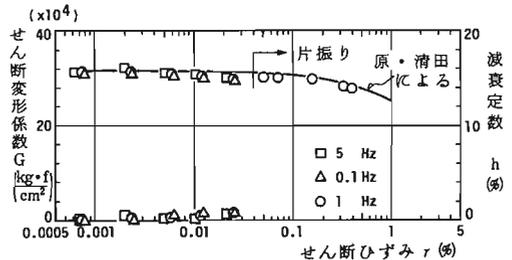


図-3 花崗閃緑岩(GL-990m)の動的三軸試験結果²⁾

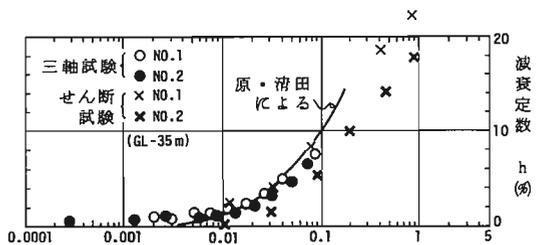


図-4 砂岩(GL-35m)の室内試験結果²⁾

(b) ひずみ依存性

砂岩の場合、せん断変形係数 G はひずみ $\gamma = 0.001 \sim 0.01\%$ のレベルから低下を始め、減衰定数 h は $\gamma = 0.001\%$ 前後から増加するように見える。ただし、 h は低ひずみ領域で $0 \sim 1\%$ であり、これは試験装置およびデータ処理の精度から限界に近いものとされている。花崗閃緑岩の場合、 G は $\gamma = 0.001\%$ 付近から低下を始めているが、 h は砂岩とほぼ同傾向にある。

(c) 振動数依存性

砂岩、花崗閃緑岩ともGに関して極く微量の振動数依存性が認められる。しかし、減衰定数hは振動数依存性がさらに小さく、有意な差は見られない。

2.4 S波検層による方法³⁾⁴⁾

2.4.1 評価方法

(a) 測定方法

ボーリング孔におけるS波検層は、「板たたき」、バネ式S波発生装置およびS大砲を振源として、孔中で主として2m~10mピッチで測定が行なわれた。ただし、通常のPS検層とは異なり、減衰性の評価のためには振幅を正確に測定する必要があるため、孔中受振器の圧着を充分に行い、また振源特性のばらつきを補正するために、固定観測点を地表近くに設置している。図-5に測定システムのブロックチャートを示す。

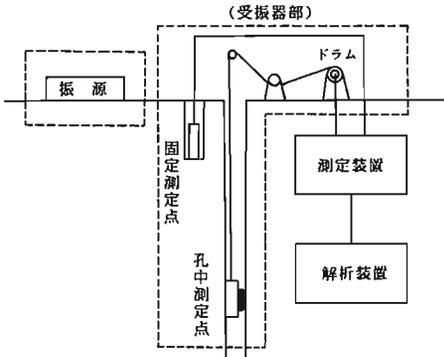


図-5 S波検層測定システムのブロックチャート

(b) 解析方法

ボーリング孔中の第i測定点において測定された直達波部分の振幅 $A_i(f)$ は、

$$A_i(f) = G_i S_i(f) H_i(f) M(f) \exp\left(-\frac{\pi f \tau_i}{Q(f)}\right)$$

と書くことができる。ここに、Gは内部減衰が0のときの水平多層構造地盤内での球面波の拡がりによる振幅の減少率、Sは震源特性、Hは孔壁等の影響による伝播特性、Mは計器特性、 τ は震源から測定点までの走時、QはQ値 ($Q = 1/2h$, h: 減衰定数) である。 $A_i(f)$ を固定観測点の記録の振幅 $A_o(f)$ で基準化して対数をとって整理すると

$$\ln\left(\frac{A_i(f)}{A_o(f)}\right) = -\frac{\pi f \tau_i}{Q(f)} + \ln G_i + \text{const.}$$

となる。従って、 G_i および τ_i を地盤モデルから計算すれば、 $Q(f)$ が求められる。ただし、ここでは地表付近の不安定な部分の影響を避けるために、孔中の

ある測定点を基準点として設定し、基準点以深について振幅の減衰を解析している。図-6に地盤の減衰定数の解析の流れを示す。

なお、測定波形から直達波部分を取り出すために、ガウス型のウィンドー

$$w(t) = \exp\left(-\frac{c^2(t-t_0)^2}{4}\right)$$

を用いて重みづけが行なわれている。ここに、cはウィンドウの幅を与える定数であり、 t_0 はウィンドウの中心時刻である。図-7にS波検層による孔中での記録波形と、重みづけを行なった直達波部分のフーリエ振幅スペクトルの例を示す。

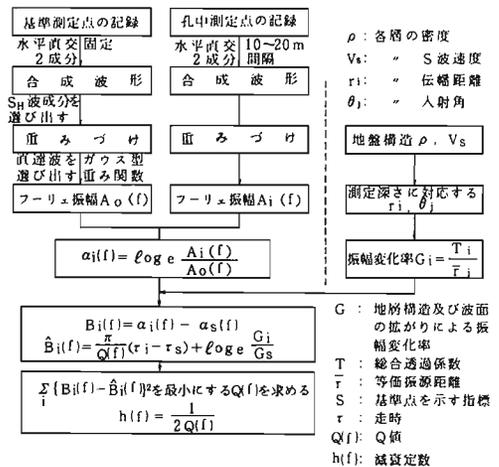


図-6 S波検層による減衰評価の流れ

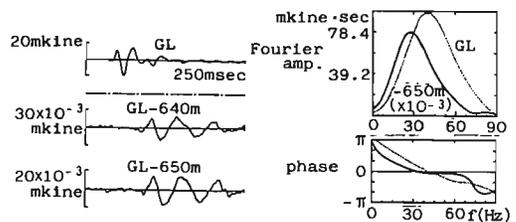
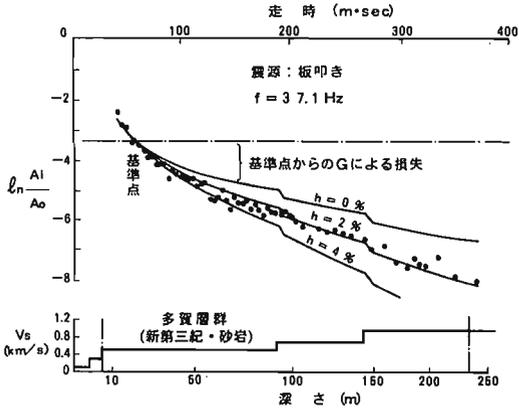


図-7 S波検層の速度波形と直達波のスペクトル³⁾

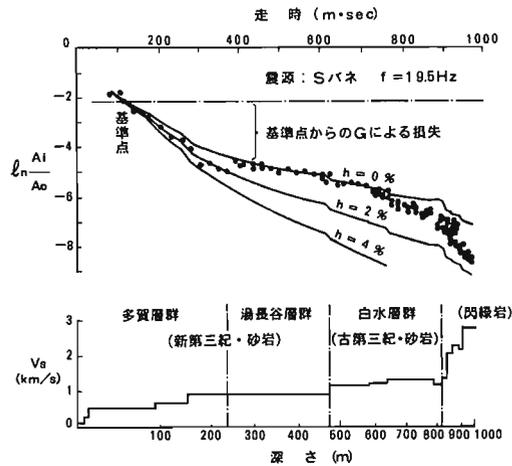
2.4.2 結果と検討

(a) 深さ方向における減衰の分布

固定観測点の記録により基準化された振幅の深さ方向での変化を図-8に示す。深さ250mまでの比較的浅い部分では「板たたき」、また深さ1000mまでの全区間ではバネ式S波発生装置による結果である。深度の区間ごとに評価された減衰定数hの分布を表-5に示す。地盤では0.5~3%であるのに対して基盤岩で4~5%となっている。



(a) 地盤浅部



(b) 地盤全体

図-8 S波検層記録の振幅の変化³⁾

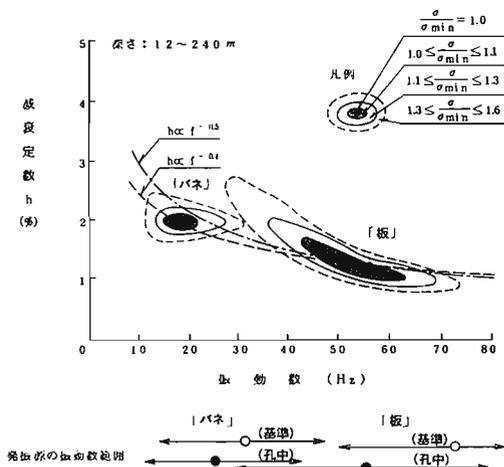


図-9 S波検層による減衰定数の振動数依存性³⁾

表-5 S波検層による減衰定数

深さ	減衰定数 [*]	振源	卓越振動数
12 ~ 88m	1 ~ 3%	「板たたき」	45 ~ 60Hz
12 ~ 240m	1 ~ 2%		
145 ~ 470m	< 0.5%	バネ式 S波発生装置	20 ~ 35Hz
470 ~ 640m	1 ~ 1.5%		
640 ~ 820m	2 ~ 3%		
820 ~ 1000m	4 ~ 5%		

*) 文献3)のデータの見直しを行った。

(b) 振動数依存性

振源の種類によって測定波形の卓越振動数が異なるので、それを利用して減衰定数hの振動数依存性が検討されている。図-9は、GL-12m~240mの区間の地盤を伝播するSH球面波の、理論的な振幅と観測記録の振幅の差のRMS値の分布を求めた結果であり、減衰定数は高振動数よりも低振動数側で大きい。

2.5 観測地震動による評価

観測地震動の主要動において初動付近をSH波の直達波と仮定した場合と、初動後の反射波が混入し始めかつSH波以外の擾乱成分が比較的小さい部分に重複反射理論をあてはめた場合の2通りを考え、それぞれの解析条件の下で特定の地震に対して減衰定数を求めた。波形部分の取り出しは、S波検層の場合と同様にガウス型関数を利用した。

2.5.1 対象地震

解析例に用いた地震の諸元を表-6に、地震動波形を図-10に示す。この地震は富岡地点からの震央距離

表-6 地震諸元³⁾

発生年月日	1983年3月24日
震源	東北地方南部東岸
深さ	74 km
マグニチュード	4.1
震源距離	75 km
震央距離	13 km

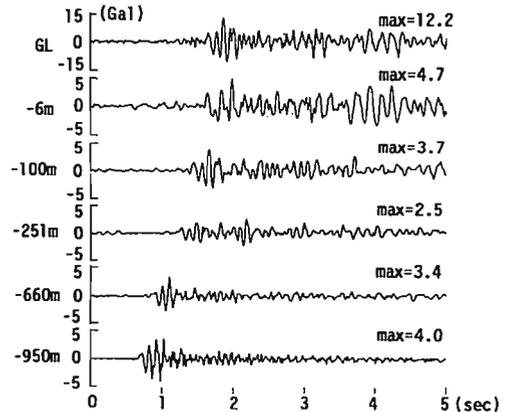


図-10 解析対象地震動 (1983年3月24日 EW成分)³⁾

が13Km、震源の深さが74Kmであり、基盤からほぼ鉛直に入射すると仮定できる。

また、重みづけを行った波形の例として観測点No.1 に対する結果を図-11に示す。

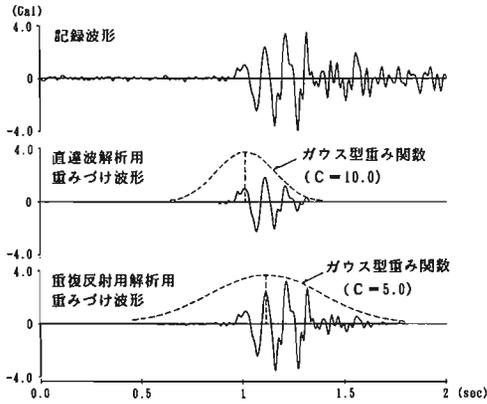


図-11 重みづけ波形 (観測点No.1の例)

2.5.2 直達波を用いる方法

(a) 解析方法

地震動の直達波から地盤の減衰性をもとめる場合には、地震動は平面波として地盤に入射と考えられるので、S波検層の場合とは異なり球面波の拡がりによる振幅の減少は考慮する必要がない。その他の処理については、S波検層の場合と同様の手法を用いているが、この場合は2つの観測点間ごとに減衰定数を求めた。

水平多層構造地盤において、地表から数えて第m層と第n層 ($m < n$) の直達波のフーリエ振幅スペクトルをそれぞれ $A_m(f)$ 、 $A_n(f)$ とすると、

$$\frac{A_m(f)}{A_n(f)} = T \cdot \exp\left(-\frac{\pi f \tau}{Q(f)}\right) = T \cdot \exp(-2\pi f \tau h)$$

と表わすことができる。ここに、Tは第m層から第n層までの透過係数の総積、 τ は2観測点間のS波の伝播時間、Qとhはこの区間での平均的なQ値と減衰定数である。図-12に減衰定数評価のための解析の流れを示す。ただし、本解析では、震源は富岡観測地点のほぼ直下にあるので、RT変換は省略した。

(b) 解析結果

図-13に、一例として観測点No.1 (GL-950m) とNo.4 (GL-100m) における重みづけされた波形のフーリエ振幅スペクトルとその比を示し、図-14に各区間における減衰定数を示す。ただし、地表のNo.6観測点の記録は振幅に1/2を乗じ直達波と仮定した。これより、減衰定数の値はいずれも卓越振動数である9Hz付近で安

定していることがわかる。ただし、7Hz以下と12Hz以上の成分が不安定であり、減衰定数の振動数依存性を検討するだけの精度はないと考えられる。

表-7に観測点のすべての組合せに対して評価された、卓越振動数9Hz付近での減衰定数の値を示す。

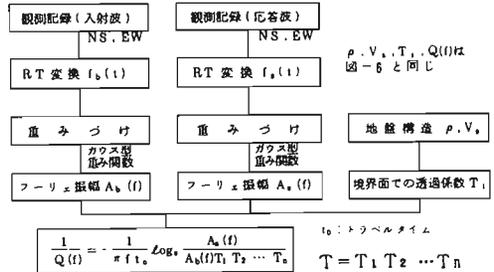


図-12 地震動の直達波を用いた減衰評価の流れ

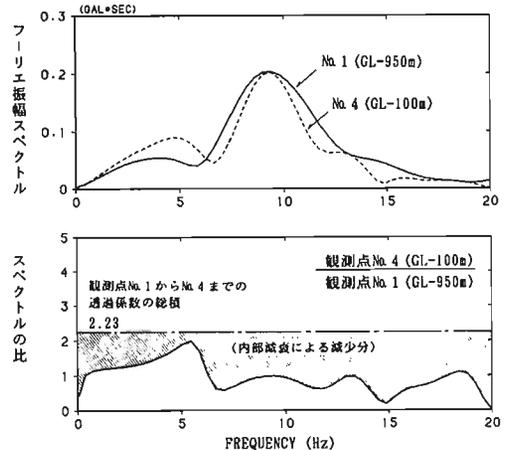


図-13 地震動直達波のスペクトルとその比 (観測点No.4とNo.1の例)

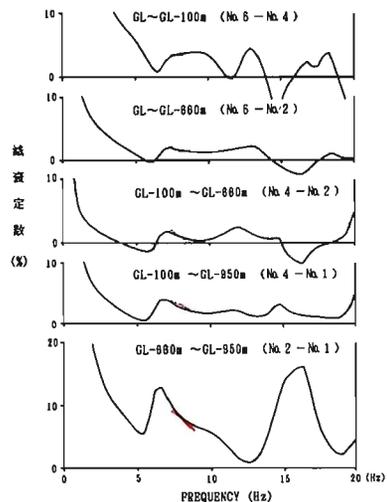


図-14 各区間ごとの減衰定数

表-7 各観測点間ごとの減衰定数

No. 6 出力	区間平均減衰定数 (%)				No. 5 入力
	2.4	1.4	0.2	3.9	
(2.8)	(1.8)	(0.9)	(5.9)		
No. 4 出力	2.0	0.5	[-4.1]	No. 4 入力	
No. 3 出力	4.0	2.7	No. 3 入力		
No. 2 出力	6.7	No. 2 入力			
	No. 1 入力				

9Hz±1Hz での平均値
 注) No. 5 の記録は直達波と地表からの反射波の分離が困難なため参考値とする。

2.5.3 重複反射を仮定する方法

(a) 解析方法

図-11に示した重みづけされた波形に基づいて、各観測点間のS波速度と減衰定数の最適化を行なった。ただし、S波速度についてはPS検層により精度の高い結果が得られているので、この層構造を若干単純化し、この層分割はそのまま保存しながら、PS検層によるS波速度に対する観測点間ごとの補正係数 α を求める手法を用いた。

最適化は次の式で定義される誤差Sを最小とすることにより行なった。⁵⁾

$$S(\alpha, h) = \sum_k |Z(f_k) - H(f_k; \alpha, h) \cdot X(f_k)|^2$$

ここに、XとZはそれぞれ入力と出力のフーリエ変換、Hは重複反射理論に基づいた伝達関数であり、右辺の| |は複素数の絶対値を表わす。

誤差Sを最小とするような α とhは非線形最適化により求められ、そのような定数を持つモデルを最適モデルと呼ぶ。最適化の流れを図-15に示す。最適化は地盤の上部の区間から始め、その区間を得られた最適モデルに固定して次の深さの区間の最適化を実行した。最初に仮定したモデル(初期モデル)および最適化の際に設定した2通りの区間のとり方を表-8に示す。

(b) 結果と検討

初期モデルと最適モデルによる出力および伝達関数の比較の一例として観測点No.6とNo.5についての結果を図-16に示す。また、2つのケースについて得られた α とhの最適解を表-9に示す。観測点No.2とNo.4の区間で減衰定数は小さく、その上下で大きいという結果が得られた。ただし、観測点No.3~No.4の区間では $h \geq 0$ という最適化計算の際に設定した制約条件の効果により $h = 0$ となっている。

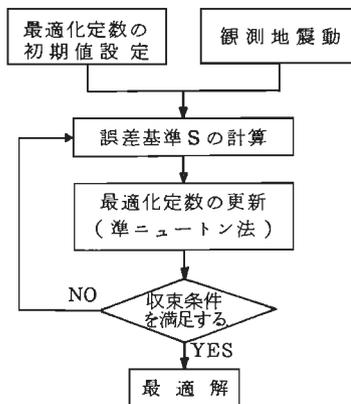


図-15 地盤定数の最適化の流れ

表-8 初期モデルと最適化区間の設定

	固定定数			最適化定数		最適化区間	
	層厚 (m)	単位体積重量 (g/cm ³)	S波速度 (m/s)	補正係数	減衰定数 (%)	ケース1	ケース2
1	4.8	1.50	180	1.0	4	①	①
2	1.0	1.58	520	1.0	4		
3	84.2	1.58	520	1.0	4	②	②
4	9.9	1.85	700	1.0	4		
5	45.1	1.85	700	1.0	2	③	③
6	105.9	1.73	930	1.0	2		
7	219.1	1.73	930	1.0	2	④	④
8	170.0	1.72	1220	1.0	2		
9	20.0	2.16	1330	1.0	2	⑤	⑤
10	170.0	2.18	1330	1.0	2		
11	90.0	2.45	2210	1.0	2	⑥	⑥
12	30.0	2.55	2800	1.0	2		
13	—	2.55	2800	—	—		

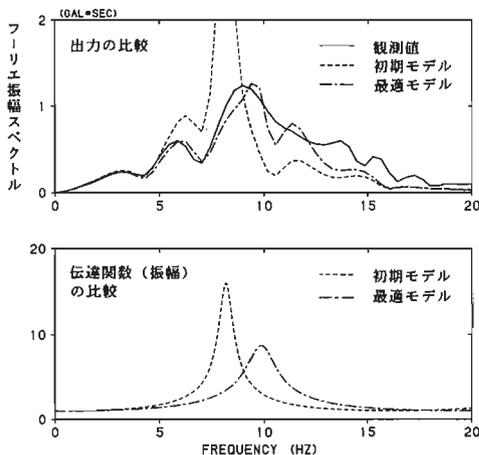


図-16 初期モデルと最適モデルの比較 (観測点No.6/No.5の例)

3. 各手法の結果についての比較考察

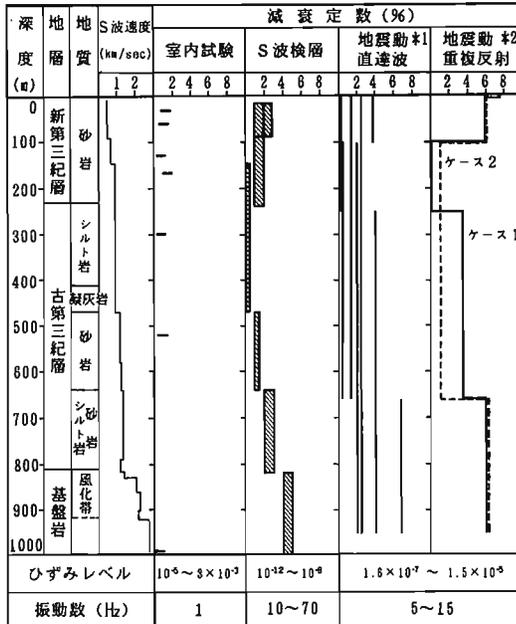
3.1 各手法による結果の比較

各手法によって評価された減衰定数を比較して図-17に示す。この図より次のことがわかる。

表-9 補正係数と減衰定数の最適解

深さ (m)	ケース 1		ケース 2	
	補正係数 α	減衰定数 h (%)	補正係数 α	減衰定数 h (%)
0	1.23	7.6		
5.8	0.97	5.8	1.01	6.1
99.9	1.01	0.0*		
250.9	1.01	3.5	1.02	1.1
660.0	1.01	6.0	1.01	6.2
950.0				

*) 最適化計算における制約条件 $h \geq 0$ により、
 $h = 0\%$ に収束した。



#1) 各観測点間ごとの値を示す

#2) 層分割の異なる2つの最適モデルを示す。

図-17 各種の手法による減衰定数の比較

- ① 室内試験の結果は、原位置データの解析結果に比べてどの深さにおいても最も小さく、新第三紀層で2%以下、古第三紀層および基盤岩で1%以下である。
- ② その他の原位置データの解析による3種の結果には良い整合性が見られる。すなわち、地表付近および基盤岩を含む区間で減衰が大きく、その中間部分で小さく得られている。この中間部分については、室内試験とも整合していると言えることができる。
- ③ 各手法におけるひずみレベルは大きく異なっているが、同時に振動数成分も異なっており、この結果からひずみ依存性について有意な傾向を読みとることはできない。
- ④ S波速度との相関は見出すことができない。

3.2 各手法による減衰の関係

3.2.1 室内試験と原位置データの解析との関係

原位置でのデータによれば、最深部での減衰定数が4.0~6.2%と得られている。これはこの部分のS波速度が1350m/sec~2800m/secであることを考慮すると、異常に大きな値であるかのように考えられる。しかし、ボーリング資料を詳細に検討すると、約720m以深における古第三紀層の基底は泥岩、シルト岩、砂岩、石炭などが数mの厚さで入れ替る層相の変化の激しい所であり、また基盤上部の約105mの厚さを持つ風化帯でもコアに亀裂が多く、一部では割れ目に風化粘土が挟在することも観察されている。従って、このような岩盤の状態を考え合わせると、原位置データの解析結果と室内試験の結果が異なるのは当然と考えられる。なぜならば、室内試験は岩の純粋な内部減衰を求めるものであるのに対して、原位置で測定(観測)されたデータの解析により得られる減衰定数は、亀裂などの層構造に組み込まれない微細な不連続面や、そこに挟在する粘土等による減衰作用をも取り込んだ等価な内部減衰と考えられるからである。

このような室内試験結果と原位置データの解析結果の関係を説明する上で、RQD(長さが10cm以上のコアの採取率)が有効である可能性がある。RQDが小さければ両者の値は離れ、RQDが大きければ接近するということが期待できると考えられる。

また、地表付近についてもRQDの低い区間が多く、基盤岩の風化帯と類似の状態にあると考えられる。

一方、深さ250~720mではRQDは70~80%程度であり、室内試験と原位置データの解析結果が整合していることを説明するものと考えられる。

3.2.2 S波検層と観測地震動の解析との関係

ひずみレベルや振動数成分が異なるのにも拘らず、両者の全体の傾向は良く整合している。しかし、観測地震動の解析により求められた減衰定数の方がより大きな値となっている。これは、地震動の伝播が非常に複雑であり、入射したSH波の透過・反射で単純に規定してしまうことに多少の無理が生じているためと考えることもできる。その点、S波検層は解析条件に良く適合する波形が得られるので、ある程度深いところでは信頼性のある結果が期待できる。ただし、地表の点振源で発生した球面波の拡がり方は、振源付近の構造の不規則性に敏感に影響されるという問題がある。

S波検層で発生する波と地震動とは、地盤内での波の伝播の状況が対照的であり、両者のデータを用いて

地盤の減衰を評価する方法は互いに弱点を補い合う関係にあるべきものと考えられる。

4. 評価結果の適用

4.1 地盤モデルの設定

表-10に示す解析モデルは、S波検層による結果を基にして作成されたものである。ただし、最表層の減衰定数は、最適化の結果から設定した。また、S波速度は最適化計算により、観測点No.4 (GL-100m)以浅で多少の増減が認められたが、これは単に一つの地震に対する結果であること、また元々PS検層の結果にはある程度の信頼性が期待できることなどから、PS検層による評価結果をそのまま用いている。

4.2 地盤の地震応答解析

鉛直入射を仮定し、観測点No.1の地震動を（上昇波+下降波）として与え、重複反射理論に基づいて地震応答解析を行なった。観測点No.2、No.4、No.6における観測波形と計算波形を比較して図-18に示す。S波の初動から約1秒間は比較的傾向が似ているが、浅い観測点の記録には、主要動の後に計算波形にはない後続波が見られる。

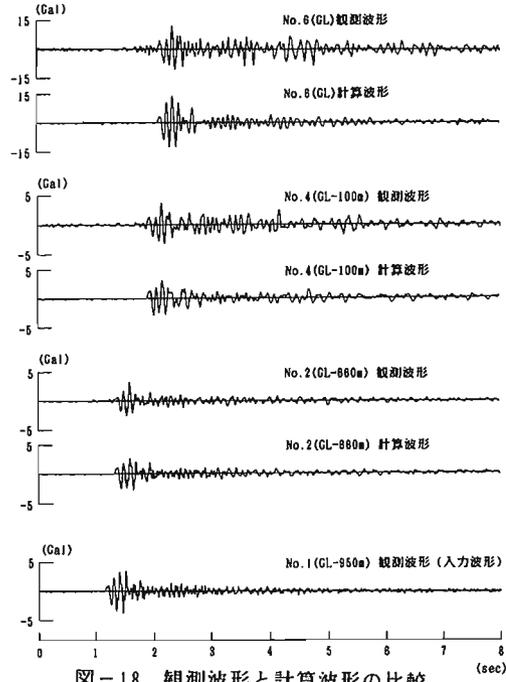


図-18 観測波形と計算波形の比較

5. むすび

各種の方法により評価された地盤の減衰性を比較した。室内試験の結果と原位置で測定（観測）されたデータの解析結果とは、評価された減衰の意味が異なり地震応答解析には後者の値が相応しい。また、観測地震動に基づく減衰定数は、S波検層の結果と比較して全体的な傾向は良く整合しているが、やや大きめに得られている。解析を行なう地震動は、解析の際に仮定される条件を満足するかどうかを十分に吟味して選択する必要がある。今後は、重複反射理論による地震応答解析の限界を把握し、その条件下における減衰定数の評価法を確立すべきであろう。

なお、付録-1および付録-2に、本検討には含まれない非線形性や表面波にかかわる地盤の減衰性について述べた。

[参考文献]

- 1) 表俊一郎他：鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究，第7回日本地震工学シンポジウム，1986
- 2) 吉川宗治他：鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究，その4，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和59年10月
- 3) 嶋悦三他：鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究，その5，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和59年10月
- 4) 高橋克也他：深度1000mのS波検層波形を用いた地盤の減衰性評価，物理探査学会秋季講演会，昭和60年10月
- 5) 石田寛他：鉛直アレー地震観測記録に基づいた地盤定数の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月（投稿中）

表-10 地震応答解析用の地盤モデル

地盤計 設層深さ	地盤モデル				
	層番号	層厚 (m)	単位体積重量 (g/cm ³)	せん断波速度 (m/sec)	減衰定数 (%)
GL	1	2.0	1.50	100	7.6
	2	2.8	1.50	300	7.6
-5.8m	3	1.0	1.50	520	2.0
	4	14.2	1.50	520	2.0
	5	70.0	1.60	520	2.0
-99.9m	6	9.9	1.65	700	2.0
	7	45.1	1.65	700	2.0
-250.9m	8	105.9	1.85	930	0.5
	9	49.1	1.85	930	0.5
	10	30.0	1.70	930	0.5
	11	140.0	1.60	930	0.5
	12	110.0	1.72	1200	1.2
-660.0m	13	60.0	1.72	1250	1.2
	14	20.0	2.20	1350	2.5
	15	130.0	2.20	1350	2.5
	16	25.0	2.00	1200	2.5
	17	15.0	2.00	1400	2.5
	18	30.0	2.40	2100	4.5
-950.0m	19	40.0	2.47	2300	4.5
	20	20.0	2.47	2200	4.5
	21	30.0	2.55	2800	4.5
	22		2.55	2800	4.5

1. はじめに

動土質の分野とは、土が動的荷重（くり返し載荷を含む）を受けるときの変形を扱う土の動的変形特性と液状化、その他を含むが地震動の分野の関連性から、ここでは、土の動的変形特性に限定して述べる。

2. 室内試験による土の減衰定数

付表1.1 に、地盤に生じるひずみのレベルにおける実地盤の現象、土の力学特性、解析に必要な定数、対応する現位置と室内試験法の関係を示した。

付表1.1 より、地盤の常時微動、小規模の地震では、土の力学特性は線形とみなしても大差がないことから、弾性波探査から得られた定数を解析、設計に利用している。ところが、中、大地震となるとひずみが $10^2\%$ 以上となり、土は弾塑性挙動を示すため、土の減衰定数も非線形性の影響を受けることになる。土の減衰特性は、微小ひずみから大ひずみまでの領域の力学特性を把握し易いことから、もっぱら、室内試験が多く行われている。

(1) 試験法の種類と土の減衰定数の定義

代表的な試験法として、共振法土質試験、動的三軸試験、動的ねじりせん断試験、動的単純せん断試験を挙げることが出来るが、万能型土質試験法は存在しないので、目的に応じた試験法の選択が行なわれている。

これらの試験からヒステリシスループを得て、吸収エネルギー ΔW とひずみエネルギー W の比から減衰定数 h が求められている。

土の減衰特性は、せん断変形係数 G と同じように、拘束圧依存性、ひずみ依存性、振動数依存性に着目した研究が行われている。

(2) h の拘束圧・ひずみ依存性

試験体に与える拘束圧が低いほど、 h の値は大きくなる傾向を有している。又、ひずみが大きくなるほど減衰定数は大きくなる性質があることが、上述したいずれの試験によっても得られることが認められている。

動的ねじり試験による代表例を付図1.1 に示した。

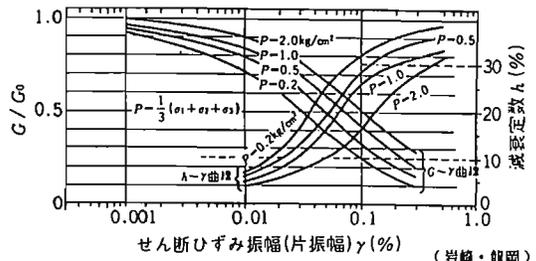
(3) 振動数依存性

h の振動数依存性の一例として、動的せん断試験によるヒステリシスループを付図1.2 に示した。粘土、砂試料に対して、三オーダーの載荷振動数を変化させてもループ形状があまり変化しないことから、土の減衰定数の振動数依存性は少ないと考えられている。

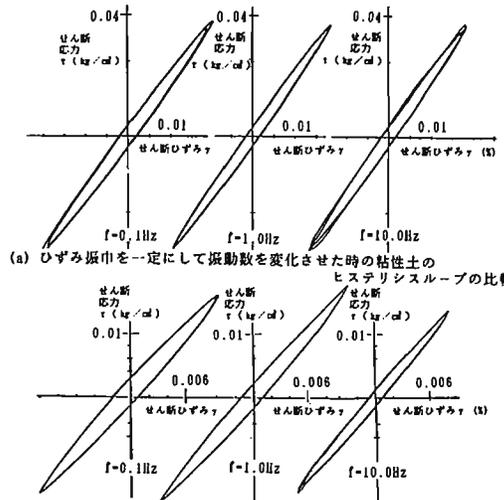
付表1.1 ひずみの大きさによる土の性質の変化

ひずみの大きさ γ (%)	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10
現象	波動・振動		き裂・不等沈下		スベリ・液状化	
力学的性質	弾性		弾塑性		破壊	
力学定数	せん断弾性定数, ヤング率, ボアソン比, 減衰定数		繰返し効果, ヤング率		内部摩擦角, 粘着力	
現位置試験	弾性波探査					
	起振機試験					
	繰返し載荷試験					
室内試験	超音波パルス法					
	共振法					
	動的三軸, せん断試験等					

(石原の原図に加筆)



付図1.1 砂の G/G_0 , $h \sim \gamma$ 関係の拘束圧依存性 (岩崎・龍岡)



付図1.2 動的単純せん断試験による G , h の振動数依存性 (原ほか)

1. まえがき

メキシコ地震におけるメキシコ市 (MXC) の軟弱地盤の振動と、日本海中部地震における大湊村 (OGM) の振動は極めて類似であることが指摘された¹⁾。

ここでは両地域の強震記録の分析によって評価された地盤の歪依存性や、地震時の大歪による地盤の減衰性と、表面波を含む場合についても述べる。

2. 地震動の特徴

MXCの中央市場事務所 (CDAO) の強震記録は継続時間が3分にも及び、これと通信運輸省 (SCT) はそれぞれ3~4秒及び2秒のビート状波形を示す。OGMも2~3秒のビート状波形を示すもので、CDAOと類似である。

これらは共に前半が実体波的、後半が表面波的な波動がみられ、また歪振幅の増加とくり返しによって塑性化し、長周期の振動を呈する傾向も確かめられている。

3. 地盤の剛性低下と減衰性

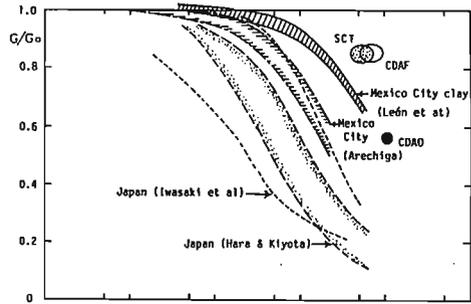
強震記録を分析して、表層の $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ の概算値を求める方法は以下の通りである。

まず、強震記録の積分による速度 $V(t)$ を、常時微動のピーク周期 T_p と地震時のピーク周期 T_{eq} の伸びから求める。せん断歪度は $\gamma(t) = V(t)/V_s$ より得られる。

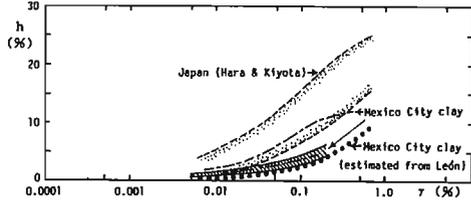
次に、 T_p から設定した V_s によるせん断弾性定数を G_0 、剛性低下したせん断弾性定数を G として、その比 G/G_0 を求める。最表層の深さ (OGM: 40m)を設定すると、ある $\gamma(t)$ 起生時の周期 $T_{eq}(t)$ を時刻歴上で逐次求めて $G(t)/G_0 = (T_p/T_{eq}(t))^2$ が得られる。

MXCの γ と G/G_0 の最大値を付図2.1と付図2.2に示す。MXCの粘土は日本の粘土に比して剛性低下の程度が少ない。OGMの $\gamma(t)$ と $G(t)/G_0$ をMXCの概算値と比較して付図2.3、付図2.4に示し、図中の式により $h(t)$ を求めて付図2.5に示す。²⁾

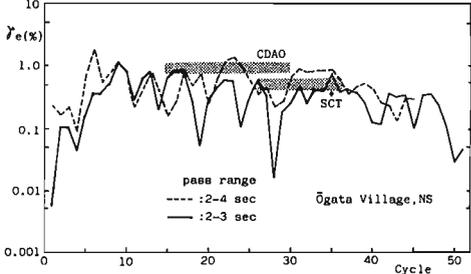
OGM表層地盤歪は最大約1.8%に達し、その他もこの値に近い。大湊村NSの最大加速度起生時までの減衰定数は、実体波的な $T_{eq} = 2 \sim 3$ 秒が5%程度で、その後10%余りに増加する。表面波的部分を含む2~4秒の h はより大きな値である。これらは日本の粘性土の室内試験結果より小さく、MXCの値に近い。今後更に、他の記録による詳細な分析が必要である。



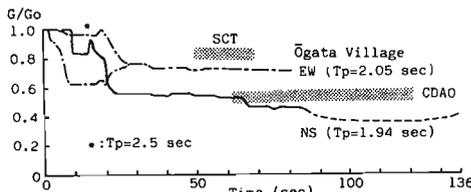
付図2.1 粘性土における G/G_0 の歪依存性



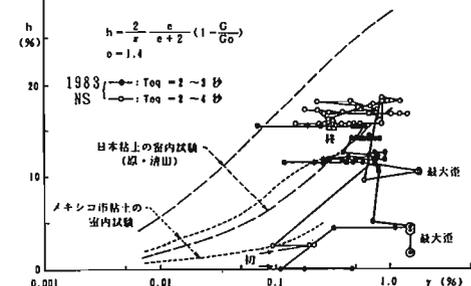
付図2.2 粘性土における減衰定数の歪依存性



付図2.3 大湊村地盤におけるせん断歪の時刻歴



付図2.4 大湊村地盤における G/G_0 の時刻歴



付図2.5 大湊村地盤の減衰定数の歪依存性

1) Ohta et al: KICT Rep. No. 68, Sept. 1986

2) 太田 (外) 他: 地震学会予稿集, 1987年 No. 2

表層地盤における土の非線形性の取扱い

建築研究所 ○大川 出、二木 幹夫

1. はじめに

構造物の地震時挙動を推定するための地表あるいは地中における地震動は、地盤を介在して伝わるために、その推定にあたっては、地盤の振動特性、特に地層を構成する土の動力学特性を十分に理解しておく必要がある。とはいつても、土は、コンクリートや鉄等の人工材料とは異なり、個々の地点で地質、物性、地形などがすべて異なり、それを調査することは大変な作業量であり、忠実に解析モデル化することは不可能に近いことである。したがって地盤の解析モデルは、現実の状態を相当単純化したものであり、局所的に見た場合、解析結果は実際の挙動とかなり相違していることも有り得る。しかしながら建築分野における地盤振動の最終目的は、建築物への入力地震動を推定することであり、それは地表での地震動を合理的に設定することである。

建築分野では構造物の規模が比較的小さいため、地盤を2次元、あるいは3次元的に取り扱うことはほとんどない。大半の解析は地盤を一次元かつ成層状態と仮定して進められる。したがって、解析結果は、このモデル化が適切に行われないために実際の挙動との誤差が極めて大きいものになっている可能性がある。逆に、地震観測の実測値に合わせようとする、モデル化されなかった特性の影響が解析モデルにおける定数の誤差となって現われる。しかしこの実測値が大量に蓄積され、その誤差にある一定の傾向があるとかそのばらつきがある範囲内に収まっていることが確認できれば、解析モデル化手法は物理的意味において不完全ではあっても実用的な価値はある。

地盤震動においては、解析誤差に関連して、上記の解析モデル化の問題の他に物性のモデル化の問題がある。これはいわゆる土の非線形性である。この非線形性は、以前は現在よりも少し力学的に取扱われていたようであるが、最近はせん断剛性と減衰定数の歪み依

存性ということに的が絞られて議論されており、モデルの数学的な取扱いが中心となっている。

地震応答解析にあたり各地層に与える剛性と減衰定数については、明快な設定法がいまだなく、既往の実験結果を参考にしたり、また直感的に決めることも多いように思われる。

地層内の複数の地点での実測地震記録が得られている場合には、解析方法や地盤の諸定数の選定が適切かどうかを確認することができる。しかし、非線形域に入る程度の地震動はそう頻繁に観測されないので、逆に数少ないそういった実測記録に合うように各層の定数を定めているのが実情である。

現在に至るまでに地震時の地盤の動特性を地震観測や解析により明らかにする研究は数多い。最も一般的なものが、地中での多点観測データを理論面から説明しようとするものである。従来、室内実験での結果から土の減衰定数は振動数に依存しないというのが定説であった。その後、地中多点観測システム設置数の増加により、地震観測データから土の諸定数およびその変動性を検討する研究が増加してきた。その結果、減衰定数は振動数に依存するという研究結果も発表されており、高次増大型⁴⁾から高次減少型^{5), 6)}まで相反する結論が種々得られている。

このように種々の結論が出されるため、研究結果を設計等に使用する側では、どちらが本当なのか、判断に迷うところである。少なくとも、現時点で明らかなこととそうでないことを区別し、研究結果の整理をすることが必要と思われる。

そこで本稿では、地盤の非線形地震応答解析法とそれによる応答量の傾向について既往の研究を調査したので以下に紹介する。

2. 土の非線形性と減衰定数

土の非線形性は、その骨格曲線と履歴法則によって

表現される。この場合の減衰は履歴減衰であり、減衰定数は振動数に依存しない。骨格曲線に関しては、

1) Bi-linearモデル、2) Hardin-Drnevich(HD)モデル、3) Ramberg-Osgood(RO)モデルが数式モデルとして提案されている。各モデルに対応する骨格曲線および規準化割線剛性(G)と等価減衰定数は次の通りである。

1) Bi-linearモデル (国生¹²⁾)

$$\tau < \tau_w \text{ の時 } G/G_e = 1$$

$$h = 0$$

$$\tau > \tau_w \text{ の時 } G/G_e = \tau_w/\tau + \mu (1 - \tau_w/\tau)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{(1-\mu)(\delta/\delta_y - 1) \delta_y}{\mu(\delta/\delta_y - 1) + 1} \frac{\delta_y}{\delta}$$

ここに、 τ_w : 降伏ひずみ、 $\mu = G_p/G_e$ 、

G_p : 降伏後の剛性、 G_e : 初期剛性

2) ROモデル (大崎他³⁾)

骨格曲線: $\tau = (\tau/G_e)(1 + a |\tau/S_u|^b)$

$$G/G_e = 1/(1 + a |\tau/S_u|^b)$$

$$h = (2/\pi) [b/(b+2)] (1-G/G_e)$$

ここに、 S_u : せん断強度、 a, b : 定数

3) HDモデル

骨格曲線: $\tau = G_e \tau / (1 + G_e \tau / G)$

$$G/G_e = 1/(1 + \tau/\tau_r)$$

$$h = (4/\pi) (1 + \tau_r/\tau) [1 - (\tau_r/\tau) \ln(1 + \tau/\tau_r)] - 2/\pi$$

ここに、 $\tau_r = \tau_p/G_e$: 規準ひずみである。

このうちHDモデルについては、大歪み領域で過大な減衰を与えることが指摘されている。

渡辺⁷⁾と国生¹²⁾は上記の割線剛性を用いたエネルギー比評価による減衰定数と、非線形バネを有する1自由度振動系の定常応答から導かれる減衰定数の精密解とを比較している。それによると、BilinearモデルおよびROモデルでは両者の差は20~30%に留まっているのに対して、履歴型HDモデルでは、大ひずみ域において最高3倍程度の差異が生ずることを指摘している(図1)。

これらの非線形関係式の他に、粘弾性型のモデルとしてVoigt型、Maxwell型、Rayleigh型等があり、履歴減衰のみで実測結果を説明できない場合に、減衰を追加する目的でよく利用されている¹¹⁾。これらの減衰の振動数依存性については、Voigt型が単調増加型、Maxwell型は単調減少型、Rayleigh型は両者の混合型である。(図2)もちろん、どの減衰も係数の取り方で

振動数による変動の度を制御できるものである。また、室内試験の結果から減衰定数の振動数非依存性がいわれたため、Voigt型においてダッシュボットの粘性係数を便宜的に振動数に逆比例するものと仮定することによって減衰定数自体が振動数に依存しないようにしたモデル(図3)があり、線形履歴減衰と呼ばれ、後で述べる等価線形化法などの線形解析手法を用いて履歴減衰特性を持たせる場合に使われる。

3. 地盤の非線形解析法

土の非線形性を考慮した地盤の地震応答解析法は大別して2種類の方法がある。一つは等価線形化法で、もう一つは逐次積分法と呼ばれている方法である。

3.1 等価線形化法

線形振動理論を適用して地盤の応答を求めるものである。ただし、土の応力-歪み関係は歪みがかかなり小さい段階から非線形性を示すことは、一般的事実なので、SHAKE¹³⁾に代表される解析プログラムでは剛性、減衰定数をせん断歪みのレベルに適合するように、試行錯誤的に、繰り返し計算によって求めていく手法が利用される。等価線形化法は本質的には線形計算であるので、剛性、減衰定数の時間変化は加味できない。また、剛性、減衰を評価するための歪み(effective strain, あるいは characteristic strain)をどのレベルに設定するかは、応答レベルの大小に影響するが、SHAKEでは計算最大歪みの65%に設定している。この手法の欠点は、パラメータが大きな振幅によって決まってしまうために、波形内での低振幅レベルの動きを忠実に再現できない点にある。しかし通常、主な関心は大振幅の値に置かれるので、時刻歴における細かな動きを問題にしなれば、実用的には有用な方法であると考えられる。また線形仮定であるので、我々の直感に訴えやすい利点もある。

3.2 逐次積分法

この方法は、非線形振動方程式を各計算時間刻み毎に、前ステップで計算された歪みから剛性を再評価しながら解いていく方法で、等価線形化法と対比して厳密解法と呼ばれることがある。この場合には、履歴法則によって減衰も時間的に変化している。

この方法では、土の応力-歪み関係としては前述の三つのモデルがよく用いられる。

逐次積分法における履歴法則としては、土の場合 Masings 則を使うことが一般的であり、履歴曲線は骨格曲線により自動的に決まるが、広い歪み範囲での歪み依存性を実験結果と対応させるため、吉田¹⁶⁾他は骨格曲線と履歴曲線を独立して与えることによって精度を向上できると報告している。(図4)

3.3 等価線形化法と逐次積分法の応答値の比較

Joyner&Chen¹⁾は、線形ばねとクーロン摩擦要素を並列に組み合わせた要素をさらに直列に並べた力学モデル(Iwanモデル)により非線形性を取り入れ、この解析結果と等価線形解析法による結果とを比較した。それを応答スペクトルによって比較したものが図5と図6である。この結果によると、等価線形化解析法は短周期域において応答を過小評価するが、長周期域での精度は十分である。

Taylor&Larkin⁶⁾は前の例のモデルとは逆に、線形ばねとクーロン摩擦要素を直列に配置した要素を今度は多数並列に並べた力学モデルにより非線形性を取り入れ、同様にこの解析結果と等価線形化解析法による結果と比較し両者に差があることを示した。(図7)

岩崎他^{2),5)}は、R0モデルを用いた逐次積分法とこれと等価な $G/G_e \sim \tau$ 、 $h \sim \tau$ 曲線を用いた等価線形解析結果を比較した結果、表層地盤の卓越周期付近では逐次積分法の解析結果が等価線形化法による解析結果より大きい応答を示すこと、また、入力に含まれる、表層地盤の卓越周期よりも短い周期の成分は逐次積分法では著しく減衰することを示した。(図8)

田藤他¹⁴⁾は、珍しい例であると断った上で、R0モデルによる逐次積分法と等価線形化法の結果の比較を行ない両者は良く一致したと報告している。

Constantopoulos 他¹⁵⁾はR0モデルを用いた逐次積分法との比較から等価線形化法の精度の検討を行ない、応答スペクトルにおける差はそれほど大きくないと述べている。また、せん断剛性及び減衰定数を評価する有効歪みの求め方に触れ、慣用では最大歪みの65%が用いられるものの、この値自体地盤の定数や入力のレベルによるものであろうから、普遍的な値として設定することは難しいと述べている。

以上の既往研究における両手法による応答値の比較結果を総合すると、等価線形化法の精度は解析条件に依存していることがわかる。とくに、剛性・減衰定数

を評価するためのひずみレベルについては検討を要する。

4. 考察とまとめ

本稿では主として、等価線形化手法と逐次解析法との比較に関する調査結果をまとめたが、少なくとも逐次解析法の方が精度の点で優れていることは確かである。以下に筆者の考えを述べる。

(1) 今はまだ逐次解析法であっても観測地震動を常に再現できる段階にない。というよりも、非線形性を議論できるような地中多点観測による地震動記録が不足している。したがって今後地盤内における高密度配置の地震観測を行ない、利用できるデータを蓄積することが必要である。

(2) 現状における減衰定数評価法は基本的に線形振動論の拡張である。この点に関して、地震動のような不規則かつ非定常な波形に対するその有効性を検討する必要がある。

(3) 室内実験では境界条件などを人為的に作って解析モデル化も比較的容易であるが、最初に述べたように実際の地盤はそれを推定することになるので推定誤差とモデル化誤差が入り込み、よい結果を得ることは非常に難しい。

(4) 実測結果に合うように定数の評価をすることは重要なことであるが、単に数式を操作して現象に合わせるのではなく、もう少し力学的なモデルによる評価ということが必要ではないだろうか。そうした方が、将来への発展性があるように思われる。

(5) 実測値と解析値の比較において、時刻歴であわなければ不十分かあるいは応答スペクトルがあれば十分なのかという判断基準が必要である。地盤震動という問題の性質上それほど高い精度による推定は不可能である。

5. 参考文献

- 1) Joyner, W.B., Chen, A.T.F., "Calculation of non-linear ground response in earthquakes", B.S.S.A. Vol.65, No.5, Oct. 1975
- 2) 岩崎、川島、森本「ランベルグオズグッドモデルによる地盤の地震応答解析」第15回土質工学研究発表会
- 3) 大崎、原、清田「地盤の弾塑性地震応答解析」第15

国土工学研究発表会

- 4) 新田、北川「静岡県麻機地区における地震動特性(その2)」建築学会大会梗概集、昭和58年9月
- 5) 岩崎、龍岡、川島、森本「土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討」土木研究所資料、昭和55年3月
- 6) Taylor, P.W., Larkin, T.J., "Seismic site response of nonlinear soil media", ASCE, GT3, March, 1978
- 7) 渡辺「繰り返し載荷時の土の応力～ひずみヒステリシスの等価線形化法に関する一考察」電力中央研究所報告・研究報告; No.377019、1978年5月
- 8) 北沢、河村「地盤の振動減衰性に関する研究—大型せん断土槽による振動台実験—、大成建設技術研究所報、第18号
- 9) 萩尾、河村、「地盤の非線形地震応答性状」大成建設技術研究所報 第18号

- 10) 田中、吉田、辻野他「地盤の非線形地震応答解析に関する研究」(その1～その4) 1982～1984、佐藤工業技研報
- 11) 当麻、大友「砂層の非線形応答解析における粘性減衰の効果」
- 12) 国生「非線形応力～ひずみモデルの等価線形化過程での誤差」
- 13) Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., "SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", EERC:72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 14) 田代他「地盤の非線形地震時挙動特性に関する二、三の考察」第1回地盤工学における数値解析法シンポジウム論文集、pp.147-154
- 15) Constantopoulos, I.V., Rosset, J.M., Christian, J.T., "A comparison of linear and exact nonlinear analysis of soil amplification", 3rd WCBE

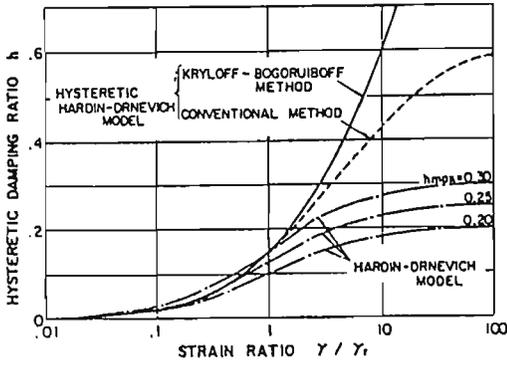


図1 エネルギー比評価と非線形一質点振動系の定常応答評価による等価減衰定数の比較 (国生¹²⁾)

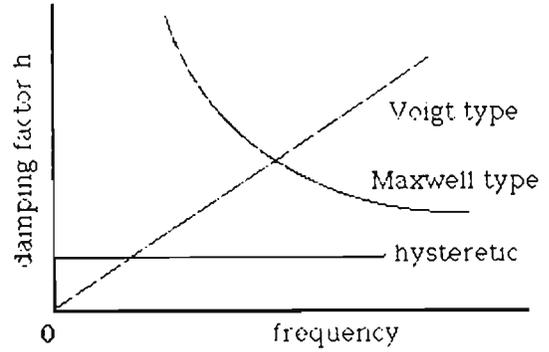


図2 粘弾性系振動モデルの減衰定数の振動数依存性

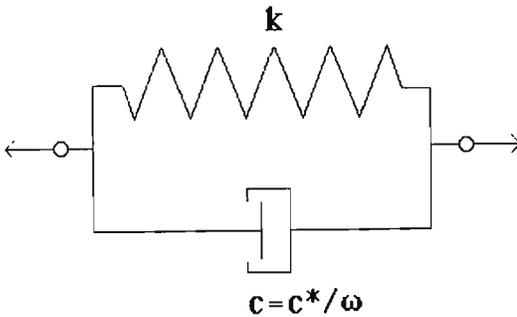


図3 線形履歴減衰モデル

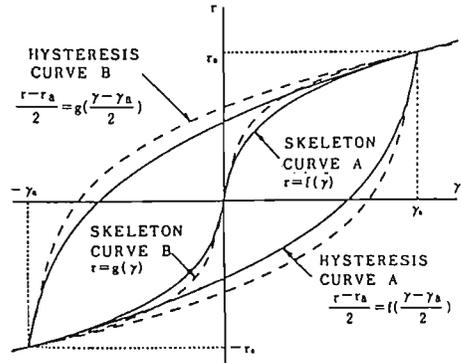


図4 骨格曲線と履歴曲線を独立して与えるモデル (吉田他¹⁰⁾)

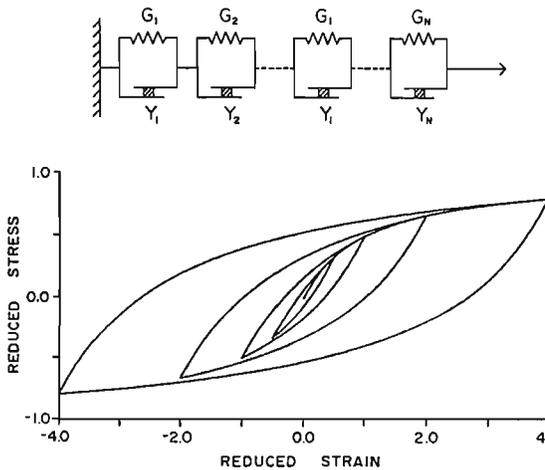


図5 解析に利用された土の非線形モデル (Joyner & Chen¹¹⁾)

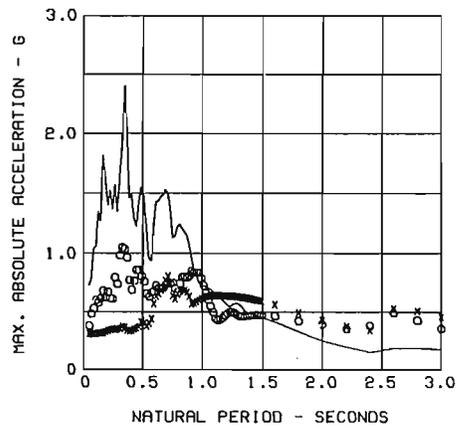
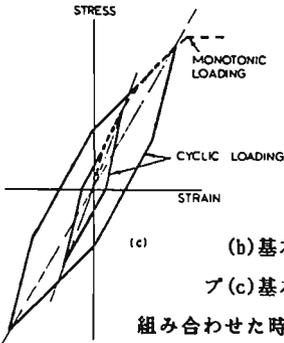
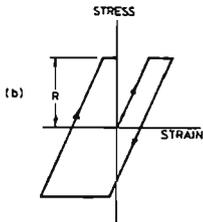
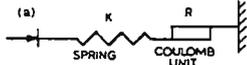


図6-1 等価線形化法と逐次積分法による応答計算結果の加速度応答スペクトルによる比較 (実線は入力地震動、八角形は非線形解析、×印は等価線形化法による結果を示す、Joyner & Chen¹⁰⁾)

図 6-2 等価線形化法と逐次積分法による応答計算結果の速度応答スペクトルによる比較 (実線は入力地震動、八角形は非線形解析、×印は等価線形化法による結果を示す、Joyner & Chen^{1B)})



(a)基本要素モデル
(b)基本要素の履歴ルー
プ(c)基本要素を3個並列に
組み合わせた時の履歴ル
ープ (Taylor & Larkin⁶⁾)

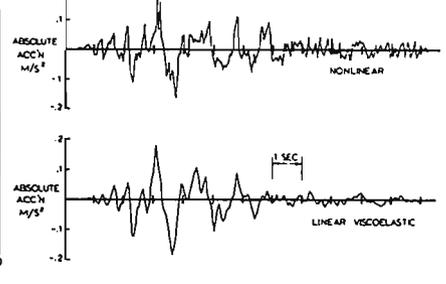
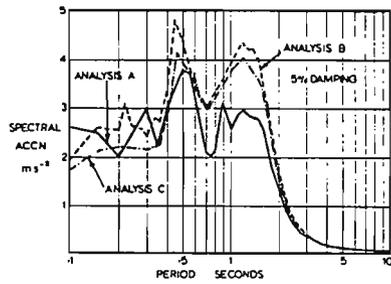
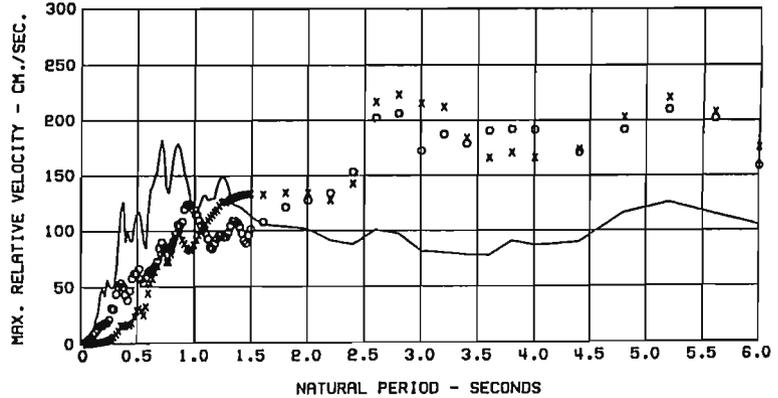


図 7-1 解析に利用した土の非線形振動モデルとその履歴特性、

図 7-2 等価線形化法と逐次積分法による応答値の応答スペクトルによる比較、A: 非線形解析、B: 等価線形解析結果によって決められた減衰定数を用いた等価線形解析 (Taylor & Larkin⁶⁾)

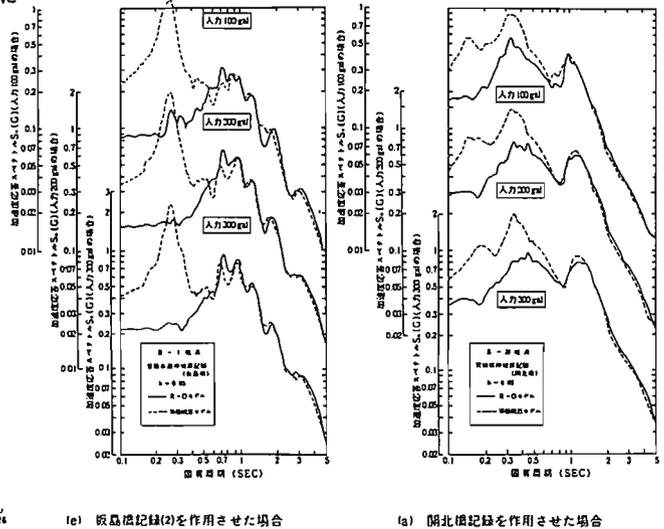
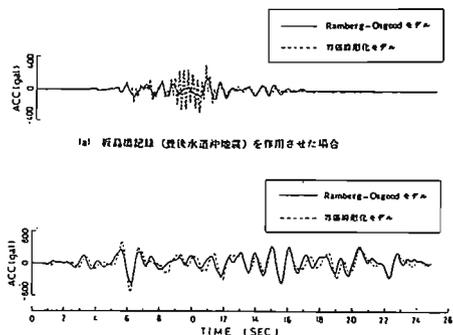


図 8-1 ROモデルを用いた逐次積分法と等価線形化法による地表応答波形の比較 (岩崎他⁵⁾)

図 8-2 ROモデルを用いた逐次積分法と等価線形化法による地表波形の加速度応答スペクトルによる比較 (岩崎他⁵⁾)

地球内部における地震波の減衰と距離減衰式

武村 雅之*

1. まえがき

地震動の最大値やスペクトルをマグニチュードMと震源(震央)距離X(Δ)で表現するいわゆる距離減衰式は、地震動の強さを簡便に評価できるため、以前から多数提案されている。我国における距離減衰式の元祖とも言うべき金井式¹⁾が提案されて約20年になるが、距離減衰式の数は増える一方で、今だに統一される気配もない。それほど距離減衰式とはむずかしいものだと言ってしまえばそれまでであるが、何か今までの研究に欠如していたものがないかを真剣に考えてみるべき時期に来ているように思う。

そのためには、初心にかえってもう一度、地震動の最大値やスペクトルがどのような過程でMとXに依存してゆくのかを考える必要があるのではないだろうか。なるほど、距離減衰式は、地震動のデータに合うように係数が決められるのであるから、MやXの関数形が少々異っていても、評価される地震動はそれほど大きく変わらないし、関数形もデータと最も良く一致するものを選べば問題はないとの考え方もある。しかしながらそれらの考えはいずれも、用いた地震動データが母集団の特性を十分反映できるほどの数と質をそなえている時にはじめて当てはまることであり、今までに提案されている距離減衰式の中でこの条件を十分満足しているものはほとんどない。このことがいかに大きい問題であるかは、距離減衰式に関する20年来の研究の現状から推察することができる。

そこで本稿ではまず、地震動の振幅が何故、距離とともに減衰してゆくのかを考える際の基本となるべき地球内部の減衰構造を取り上げ、研究の現状を紹介する。次に減衰構造と距離減衰式の関連性に関する現状の研究について述べ、さらに距離減衰式に関する研究の今後の方向性について考える。

2. 地球内部の地震波の減衰

2-1 地震波の減衰性評価

地球内部を地震波が伝播する際に、媒質が地震波

をどの程度減衰させるかを示すパラメータとして、以下の定義に基づくQ値がよく用いられる²⁾。

$$\frac{1}{Q(\omega)} = \frac{-\Delta E}{2\pi E} \quad (1)$$

ここでEは振動や波動によってある体積に蓄えられている歪エネルギーの最大値、 $-\Delta E$ は、1周期間に失われるエネルギーを示している。Q>>1の条件下で、ある地点の振動のピーク値A(t)を考えると、初期振幅A₀を用いてA(t)は以下のように書き表わすことができる²⁾。

$$A(t) = A_0 e^{-\frac{\omega t}{2Q}} \quad (2)$$

これに対し波動の伝播を考え、空間的な波動の振幅のピーク値をA(x)とすると同じQ>>1の条件下で、

$$A(x) = A_0 e^{-\frac{\omega X}{2CQ}} \quad (3)$$

となる²⁾。ここでCは波動の位相速度である。

工學上、よく用いられる振動方程式中の減衰定数hとQ値の関係 $h = \frac{1}{2Q}$ は、振動方程式の解と(2)式を比較することによって得ることができる。

地球内部のQ値を観測された地震波から推定する試みは、種々の方法で行なわれているが、それらを対象とする構造の規模および用いるデータの種類の考慮して分類すると以下ようになる。

- (a) 地球の自由振動や長周期表面波等による地球深部までを対象とした評価
- (b) 実体波による上部マントルや地殻までを対象とした評価
- (c) 散乱理論に基づいたコーダ波による地殻を対象とした評価

(d) 堆積層を対象とした評価

このうち (a) は、地球全体を考えた大規模な Q 構造の評価であり、工学的には (b)~(d) の結果が特に興味深いものと考えられる。(d) のうち、ボーリング孔を用いた鉛直アレー観測による方法は他の発表で詳しく紹介されるため、本稿では (b)(c) を中心に (d) の残りの部分について 研究の現状を紹介する。

2-2 実体波による評価

P 波や S 波の観測されるスペクトル振幅 $U_s(\omega)$ は、震源で発生する地震波のスペクトル $S_s(\omega)$ 、伝播経路の Q_s 値、幾何減衰項 G および観測点の地盤応答 $H_s(\omega)$ 等により以下のように書き表わすことができる。

$$U_s(\omega) = S_s(\omega) H_s(\omega) G e^{-\frac{\omega t_s}{2Q_s}} \quad (P \text{波の場合 添字 } S \rightarrow P) \quad (4)$$

ここで t_s は走時を示し、均質な媒質では震源距離 r および地震波の速度 V_s により $t_s = r/V_s$ となる。実体波を用いて Q 値を求める場合、いくつかの方法があるが、同一地震に対し 2 点間 (走時 t_{s1} , t_{s2}) の振幅比、 $U_{s1}(\omega)/U_{s2}(\omega)$ の対数値から求める方法もそのうちの 1 つである。

$$\log[U_{s1}(\omega)/U_{s2}(\omega)] = -\frac{\omega}{2Q_s}(t_{s1}-t_{s2}) \log e + \log[H_{s1}(\omega)/H_{s2}(\omega)] + \log[G_1/G_2] \quad (5)$$

ここで $H_{s1}(\omega)/H_{s2}(\omega)$ の周波数依存性が小さいとすると、 ω に対し、 $\log[U_{s1}(\omega)/U_{s2}(\omega)]$ をプロットした時の傾きから Q_s 値を推定することができる。以下に 1 例を示す³⁾。図 1 に、用いた地震の震源および観測点位置、表 1 に観測点間で求まる Q 値が示されている。Q 値は P 波に対して求められたものを Q_α 、S 波に対するものを Q_β として示されている。一方、(5) 式で Q_s 値を周波数 f に依存するとして、観測点間の組み合わせから、走時差 (又は震源距離の差) に対して、 $\log[U_{s1}(\omega)/U_{s2}(\omega)]$ をプロットして、周波数別に Q_s および Q_p を求めた研究もある。図 2、図 3 は

その例で⁴⁾、西太平洋の Hydrophone Array で観測された記録から、海洋底下の Q 値の周波数依存性を $Q_p \sim f^{0.7}$, $Q_s \sim f^{1.1}$ と求めている。

以上の研究は、いずれも平面的に Q 値を評価しようとする方法であるが、インバージョンによって 3 次元的な Q 構造を推定する研究も行なわれている。海野、長谷川⁵⁾ は、S 波と P 波のスペクトル比 $U_s(\omega)/U_p(\omega)$ を (4) 式より以下のように求めている。

$$\log[U_s(\omega)/U_p(\omega)] = -\frac{\omega}{2}\left(\frac{t_s}{Q_s} - \frac{t_p}{Q_p}\right) \log e + \log[S_s(\omega)H_s(\omega)/S_p(\omega)H_p(\omega)] \quad (6)$$

第 2 項は、周波数に対し、ほぼ一定と仮定して、スペクトル比の周波数に対する傾き

$$-\frac{1}{2}\left(\frac{t_s}{Q_s} - \frac{t_p}{Q_p}\right)$$

を求め、それらをデータとして、3 次元 Q_s 構造を推定している。その際 $Q_p/Q_s = 2.25$ と仮定している⁶⁾。図 4 に用いた観測点と地震の震源、図 5 に結果を示す。図 5 よりもぐり込む太平洋プレートは、 $Q_s > 1000$ 、深さ 30 km 以内の内陸の地殻内では、 $Q_s = 200 \sim 400$ 、火山フロントより西側の上部マントルには、 Q_s が 100 ないしそれ以下の low-Q ゾーンのあることが分る。この他 3 次元的な減衰構造は、データが豊富な震度データを用いても行われている⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。いずれの場合も震度データは経験式により加速度値 a に変換し、 $U_s(\omega)$ の代わりに a を用いて (4) 式と同様の式を導き、減衰率 $D = \frac{\omega}{2Q_s}$ が 3 次元的に求め

られている。図 6 に深さ別の減衰率の分布を示す H は high-Q の意味で D の小さいところ、L は low-Q の意味で D の大きいところであるが、layer 2 に対応する上部マントルでは火山フロントの西側に対応する東北日本の日本海側で L の領域が目立っていることが分かる。

この他、P 波や S 波から、伝播経路の Q 値を求める方法としては、(4) 式の $S_s(\omega)$ を断層モデルにより仮定し (ω^{-2} モデル¹¹⁾¹²⁾ がよく用いられる)、 $U_s(\omega)$ より Q_s を推定する場合がある¹³⁾。また大陸では P 波や S 波だけでなく、大陸性地殻を 3.5 km/s 程度で伝わる短周期表面波 L_g 波を用いた解析も行なわれている¹⁴⁾。

2-3 コーダ波による評価

地球内部が一様な弾性体であれば、地震波の波形は、P波とS波のパルスのみによって構成されるはずであるが、実際の地震波は、P波とS波の後に尾を引く部分（コーダ波）がある場合がほとんどである。最も良く目立つ近地地震のS波のコーダ波（以下コーダ波と呼ぶ）については次のような特徴が知られている¹⁵⁾。

- (1) 通常のP波やS波は、震源距離や地震波の伝播経路によってスペクトルの特徴が大きく左右されるが、コーダ波のスペクトルはそれらにほとんど依存しない。
- (2) 震央距離が100km以内の地震では、P波初動からコーダ波の終わりまでの時間は震央距離や震源からの方向によらず、マグニチュードのみによって決まる。
- (3) 震源時を基準にした時間的な減衰のしかたは、地震の震源位置やマグニチュードによらず、ほぼ一定である。
- (4) コーダ波の振幅はサイト周辺の局地的な地質に関連している。
- (5) コーダ波はP波やS波のように震源から観測点に向かう単純な平面波ではない。

以上の性質を踏まえ、Aki and Chouet¹⁵⁾は、コーダ波を地球内部に存在する不均質性（散乱体）による散乱波と考えると説明している。それによればコーダ波は、震源から出た地震波が震央距離よりも十分遠い所で散乱されて、観測点に到達するものとし、一次散乱を仮定するとその強さは震源から出る地震波の強さと散乱体による後方散乱の強さにより決まり、振幅の減衰傾向は、震源-散乱体-観測点と伝わる波の幾何減衰と媒質のQ値の影響によると考えている。この時、コーダ波のパワースペクトル密度 $P(\omega t)$ は以下のような式で表現される。

$$P(\omega t) = S(\omega) t^{-m} e^{-\omega t / Q_c} \quad (7)$$

$S(\omega)$ は震源スペクトルおよび散乱の強さに関する項、 m はコーダ波が実体波として伝わる時には $m=2$ 、表面波として伝わる時には $m=1$ となる。またコーダ波を Δf のバンド幅をもつバンドパスフィルターで処理し、その振幅包絡線を $A(\omega t)$ とすると、

$$A(\omega t) = 2 [2P(\omega t) \Delta f]^{1/2} \quad (8)$$

となることも示されている¹⁵⁾。コーダ波を用いたQ値の推定は、(7)(8)式を用いて $A(\omega t)$ から求められる場合が多い。

そのようにして求められた Q_c がどのような波のQ値に対応しているかについては、コーダ波を形成する波が媒質中をS波として伝播するか、P波として伝播するか、または表面波として伝播するかによって異なる。無限媒質中の一次散乱モデルを考えれば、その波はP波がP波に散乱される場合（PP）、同様にPS、SP、SSの4種類の場合が考えられる。図7はP波、S波の震源における励起の強さも考慮し、一次散乱モデルを用いて観測点に到達する4種類の波のパワースペクトル密度を計算した例であるが¹⁶⁾、S波の到達時刻後（横軸1.0の後）は、SS波のパワーが断然強くなり、コーダ波はS波であることを示唆する結果となっている¹⁶⁾¹⁷⁾。一方P波、S波、コーダ波の振幅特性を異なる地点で調べ、S波とコーダ波のサイト特性が非常に似かよっているとの研究結果¹⁸⁾もあり、このこともコーダ波がS波であり、 $Q_c \approx Q_s$ であることを示唆する結果となっている。一方、先に示した(2)～(4)のコーダ波の性質を利用して、S波とコーダ波との振幅比を求めることによって、S波の震源特性や地盤特性を消去し、 Q_s 値を直接推定する方法¹⁹⁾も提案され用いられているが、これらの結果もコーダ波のみから求めた Q_c 値とよく一致している²⁰⁾²¹⁾。

以上のようにコーダ波を用いると1地点の観測点から、その周辺の地殻のQ値を推定できることから、近年多数の解析がなされ、Q値の周波数依存性や地域性が議論されている。その際、多重散乱理論を用いた理論的研究²²⁾もあるが、一般には一次散乱理論に基づく(7)式や(8)式がよく用いられている。

周波数依存性については、図8、図9に示すように多数の結果をもとに検討されている²³⁾²⁴⁾。図8は Q_c の結果、図9は Q_s および Q_c の結果をまとめたものである。いずれも周波数1Hz以上で Q^{-1} 値は周波数とともに減少することが分かる。図8、図9には周波数0.1～0.01Hzに、長周期表面波から求まる Q_s 値の範囲が示されている。Aki¹⁹⁾²⁰⁾やSato²⁵⁾は、これらのデータを総合し、0.5～1.5Hz付近に Q^{-1} のピークが存在すると考え、 Q^{-1}

の周波数依存性と地球内部の構造の不均質性との関連を議論している。

このようにQ値が単に地震波の減衰の程度を決めるパラメータというだけでなく、地球内部の構造の不均質性を反映するという事は、Q値が地殻の特性を表わす重要なパラメータであることを示している。Q値の地域性が注目されているのもこのためである²³⁾²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾。Q値は周波数に対し図8、図9に示すように $f > 1$ Hzで、 $Q \sim f^{-\eta}$ の関係があることが分る。図10、図11は米国における η および、 $f = 1$ Hzの $Q_c (= Q_0)$ の分布である²⁶⁾。 η は大陸中部で小さく0.1~0.3、西部海岸では大きく0.4前後であることが分る。また図12は関東地方の例²⁷⁾であるが、 η ($-\eta$)の平均は0.86で、関東南東部で $\eta = 0.6$ 、関東西部や東海地方で $\eta = 0.9$ である。これらの結果は、 η の値がテクトニックな活動度の高い地域で大きいことを示している。同様のことは、海洋地殻でも指摘されており、より若い地殻の方が η の値が大きいことが示されている²³⁾。

2-4 堆積層を対象とした評価 (鉛直アレー観測によるものを除く)

堆積層を対象としたQ値の評価も様々な方法で行なわれている。鉛直アレー観測による方法以外のものをあげると、地表で観測されるP波、S波、表面波を用いる場合に大別される。発破実験では、S波が生じにくいので、発破実験の結果を用いたものは、P波を対象としたものが多い。代表例としては工藤²⁹⁾ 植竹・嶋³⁰⁾がある。このうち工藤は、直達P波と反射P波の振幅スペクトルの比から Q_D を評価しているのに対し、植竹・嶋はP波のパルスの幅から Q_D を推定している。図13は、植竹・嶋により求められた、関東平野の堆積層の Q_D の値である。

S波に関しては、研究例が少ないが、小田他³¹⁾が地表層付近で図14のようにP波からS波(P^S)、S波からP波(S^P)に変換する波とP波およびS波のフーリエ振幅の比から表層数百mの Q_s を5~20と推定している。この研究の特徴は、S波のQ値を調べる上で自然地震記録の有効性を指摘している点である。

一方、表面波を利用している例としては、kudo et al.³²⁾、岸本³³⁾等の研究があり、いずれも弾

性波探査の結果、得られた水平アレー記録中の表面波を利用してあり、10m程度の極く表層のQ値が推定されている。

堆積層を対象としたQ値の評価は、近年PS検層や自然地震の鉛直アレー観測を用いて、基盤と地表で記録された波動から行なわれる場合が多い。しかしながら、ボーリングには多額の費用もかかり、一般に深さは高々100m程度であるため、特に深い堆積層中のQ値については今後とも様々な方法を駆使して評価されるものと思われる。この分野は、地震学で勢力的に研究されている(b)(c)の分野の結果と、鉛直アレー観測を用いた評価結果を結びつける上でも、今後増々工学的に重要性を増すものと考えられる。

3. 距離減衰式の物理的意味

3-1 距離減衰の地域性

地震動の振幅が距離とともに減衰してゆくことと、地球内部のQ値構造が密接に関連していることは誰しも認めるところであるが、地震動の距離減衰式とQ値構造の関係を明確に説明することは意外に困難である。その原因として多くの距離減衰式が地震波の減衰過程を念頭に導かれたものでなく、実用上の目的で単に経験的に求められているという点をあげることができる。しかしながら、近年、より正確に地震動の強さを評価する目的で距離減衰式の地域性を検討した研究の中には、Q値構造との関連性を議論したものも見うけられる。

図15は、日本付近で発生した大地震の震度分布であるが、明らかに太平洋側で発生した地震の震度分布は日本列島沿いに細長く、しかも震度VIの範囲が広いことが分る。武村他³⁴⁾は、同様の現象を最大加速度の距離減衰式にあてはめて検討している。図16が解析の対象とした地震である。図17に示すように(a)太平洋側の地震を火山フロントの東側で観測した場合、金井式¹⁾との対応が良いが、(b)太平洋側の地震を火山フロントの西側で観測した場合(図18)や(c)日本海側の地震の場合(図19)には振幅の減衰が金井式より大きいことが分る。このことを図5に示す海野、長谷川の結果⁵⁾や、図6の橋田の結果⁶⁾をもとに考えると、太平洋プレートのもぐり込みに伴うHigh-Qゾーンと火山フロントの西側の上部マントルにあるlow-Qゾーンの存在が上記

の地域性を定性的に説明している。つまりlow-Qゾーンの影響を受ける(b)や(c)の場合には減衰が大きくなるのである³⁴⁾。また1985年メキシコ地震の震源域に面した海岸線に沿う観測点の最大加速度の距離減衰が、1968年十勝沖地震の火山フロント以東の地点の結果に類似しているということ(図20)も示されており³⁵⁾、メキシコ地震の場合も我国の場合と同様、距離減衰の傾向が海洋プレートのもぐり込みの影響を受けている可能性が指摘されている。

一方、気象庁によるM 7.5クラス以上の大地震の最大変位データを用いた検討では、太平洋側の地震でも振幅分布は比較的円状で距離減衰の傾向も太平洋側の地震と日本海側の地震でそれほど大きな差がないとの指摘がなされており、この理由として地震波の周期帯の違いや、大地震によるやや長周期地震動には表面波成分が多く、上部マントルのQ値構造の地域性を受けにくいこと等が考えられている³⁶⁾。従って卓越周期のやや短い中小規模地震記録の割合が多い解析では地域性を指摘しているものもある³⁷⁾。

スペクトルに関しては、木下³⁸⁾が非減衰の速度応答スペクトル S_v 、0.0対し、以下のような回帰式を用いて、検討を行っている。

$$\log S_v, 0.0 = a(T) M - b(T) \log X + c(T) \quad (9)$$

図21に解析の対象とした地震の震源および観測点を示す。(9)式は、火山フロントの東側と西側の地震群に分けて適用されている。図22に回帰係数を示すが、 $b(T)$ は0.5秒以下で西側の地震群(モデルⅡ)の方が大きく0.5秒以上では、両者の差が比較的小さいことが分る。このことは、武村他³⁴⁾や武村・太田³⁶⁾の結果と調和的である。

この他距離減衰式の地域性に関しては、地球内部のQ値構造以外にも都市域での建物群の増加とともに最大加速度の距離減衰が大きくなるとの指摘³⁹⁾や、海での減衰が陸に比べて小さく、この原因が地表土と大洋水の違いによるとの指摘がある⁴⁰⁾。いずれも、Q値構造との関連性の議論と同様興味深い指摘である。

3-2 物理的基礎

距離減衰式としては、良く(9)式のタイプの式が使われる。しかしながら、距離減衰式と地球内部の

Q値構造との関連を考える場合、(9)式にはいくつかの不都合な面が生じる。その1つは地震波の振幅の減衰が(3)式で与えられることから、Q値と(9)式の $b(T)$ との関係を容易に導くことができないことである。また一般的に(9)式は物理的検討に不向きであると考えられる。なぜなら $b(T) \log X$ の項は $X^{b(T)}$ に対応し、 X は長さの次元を持つことから、 $X^{b(T)}$ は $b(T)$ の値によって次元が常に変化し、(9)式の右辺と左辺の次元の差が常に問題となるのである。

武村他⁴¹⁾は以上の点を考慮し、断層モデルの遠方近似解に基づき以下の回帰式を提案している。

$$S_v(T) = a(T) M - (m \log X + b(T) X) + c(T) \quad (10)$$

m は実体波を対象にした場合 $m=1$ 、表面波を対象にした場合 $m=2$ である。またS波を対象とした場合、いくつかの仮定により回帰係数は以下のように物理的パラメータによって表現できることが示されている。

$$a(T) = 1 - k \log (T_M / T) \quad (11)$$

$$b(T) = \pi (Q V_s T \ln 10)^{-1} \quad (12)$$

$$c(T) = \log \frac{H_g(T) \delta r, h(T) s(T)}{T^2} + \log \frac{R \theta \phi \pi P}{\rho V_s^3 C_x} \quad (13)$$

ここで T_M はMの決定周期(気象庁マグニチュードの場合 $T_M \approx 4$ 秒)、 k は $T \leq T_M$ での震源スペクトル $M_0(T)$ の傾きを決める係数、 Q 、 V_s 、 ρ は媒質のQ値、S波速度、密度、 $H_g(T)$ は地盤の伝達関数、 $s(T)$ は非減衰速度応答スペクトル S_v 、0.0とFourierスペクトルの比、 $\delta r, h$ は減衰定数 h の応答スペクトルと S_v 、0.0との比、 $R \theta \phi$ はS波の振幅方位分布、 P は M と $M_0(T_M)$ の関係を決める係数、 C_x は右辺と左辺の長さに関する単位の差の補正項である。

池浦他⁴²⁾は福島県富岡町における観測記録に対し(10)式を適用し、回帰係数を求めている。図23に $b(T)$ の結果を示す $b(T)$ の図には $V_s = 3 \text{ km/s}$ と仮定した際のQ値も示されている。大局的には、

b(T) はほぼ周期に対し一定で、(12)式より $Q \sim f$ であることが分る。図には参考のために、佐藤²⁷⁾(図12)により求められたYSTでの関係 $Q_c^{-1} = 4.6 \times 10^{-3} f^{-0.70}$ を示す。地点が異なるため直接比較はできないが、Qが f に強く依存していることは、両者の共通点である。

地球内部のQ値構造の結果を距離減衰式に反映させるためには(10)式のように物理的基礎が明確な回帰式を用いて距離減衰式を評価することが重要である。

Q値構造との関連が少ないので詳しい説明は避けるが物理的考察によって新しく距離減衰式の見直し、および提案を行っている最近の例としては、Sato⁴³⁾および石田⁴⁴⁾の検討がある。

前者は、断層面の広がり効果が震源近傍での距離減衰式の形にどのように影響するかを検討しており、後者は断層モデルに基づいて、地震動スペクトルの距離減衰に関する半実験式を導いている。いずれも距離減衰式の物理的意味を検討する上で興味深い研究である。

4. まとめ

地球内部のQ値構造は、地震学で势力的に研究が進められ、近年、コーダ波の活用やインバージョン手法の導入によりQ値の地域性も明らかになりつつある。これらの結果を、距離減衰式に反映し、距離減衰式の精度を高めることは、耐震工学上有益である。

しかしながら、従来の多くの距離減衰式は、あくまでも経験的に決められており、地震波の発生過程や伝播過程を踏まえて作成されていないため、単純に両者を結びつけることは困難である。

近年、以上の状況を踏まえ、距離減衰式を物理的に見直そうという研究がいくつか行なわれている。この中には、断層モデルから半実験的に距離減衰式を導こうとする研究も含まれている。この種の研究は距離減衰式による地震動評価結果に普遍性を与えるために不可欠であるとともに、Q値構造等、地震学的な研究成果を工学上の地震動評価に役立てるためにも重要であり、今後の発展が期待される。

参考文献

1) Kanai, K., K. Hirano and S. Yoshizawa: Observation of Strong Earthquake Motions in

Matsushiro Area, Part 1, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol.44, pp.1269 ~1296, 1966.

- 2) Aki, K. and P. G. Richards: Quantitative Seismology Theory and Methods, W. H. FREEMAN AND COMPANY, SAN FRANCISCO, 1980
- 3) Rebolgar, C. J., C. Traslosheros, and R. Alvarez: Estimates of Seismic Wave Attenuation in Northern Baja California, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.75, No.5, pp.1371-1382, 1985.
- 4) Butler, R., C. S. McCreery, L. N. Frazer, and D. A. Walker: High-Frequency Seismic Attenuation of Oceanic P and S Waves in the Western Pacific, J. Geophys. Res., Vol.92, No.82, pp.1383-1396, 1985.
- 5) 海野徳仁, 長谷川昭: 東北日本弧の三次元Qs値構造, 地震, Vol.37, pp.217-228, 1984.
- 6) Anderson, D.L., A. Ben-Menahem and C.B. Archambeau: Attenuation of Seismic Energy in the Upper Mantle, J. Geophys. Res., Vol.70, pp.1441-1448, 1965.
- 7) Hashida, T., and K. Shimazaki: Determination of Seismic Attenuation Structure and Source Strength by Inversion of Seismic Intensity Data: Method and Numerical Experiment, J. Phys. Earth, Vol.32, pp.299-316, 1984.
- 8) 橋田俊彦: 日本列島下の3次元減衰構造, 地震学会講演予稿集, No.1, p.85, 1985.
- 9) 佐竹健治, 橋田俊彦: ニュージーランド北島下の3次元減衰構造, 地震学会講演予稿集, No.1, p.85, 1985.
- 10) 田中猛士, 小田仁, 瀬谷清: 中国, 四国地方の3次元減衰構造, 地震学会講演予稿集, No.2, p.212, 1986.
- 11) Aki, K.: Scaling law of seismic spectrum, J. Geophys. Res., Vol.72, No.4, pp.1217-1231, 1967.
- 12) Sato, T. and T. Hirasawa: Body wave spectra from propagating shear cracks, J. Phys. Earth, Vol.21, pp.415-431, 1973.
- 13) 山田尚幸, 小菅正裕, 佐藤裕: 東北地方北部日本海沿岸のQs値, 地震学会講演予稿集No.1, p.174, 1987.

- 14) Campillo, M., J. L. Plantet, and M. Bouchon: Frequency-Dependent Attenuation in the Crust Beneath Central France from Lg Waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.75, No.5, pp.1395-1411, 1985.
- 15) Aki, K and B. Chouet: Origin of Coda Waves: Source, Attenuation, and Scattering Effects. *J. Geophys. Res.*, Vol.80, No.23, pp.3322-3342, 1975.
- 16) 武村雅之: 地震波の一次散乱モデルにおける散乱波の振幅について, 地震学会講演予稿集, No.1, p.116, 1979.
- 17) Sato, H: Attenuation and Envelope Formation of Three-Component Seismograms of Small Local Earthquakes in Randomly Inhomogeneous Lithosphere, *J. Geophys. Res.*, Vol.89, pp.1221-1241, 1984.
- 18) Tsujiura, M: Spectral Analysis of the Coda Waves from Local Earthquakes, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Vol.53, pp.1-48, 1978.
- 19) Aki, K.: Attenuation of shear-waves in the lithosphere for frequencies from 0.05 to 25Hz, *Phys. Earth Planet Inter.*, Vol.21, pp.50-60, 1980.
- 20) Aki, K: Scattering and Attenuation; *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.72, No.6, pp.5319-5330, 1982.
- 21) 田中克人, 山田尚幸, 奥田光升, 佐藤魂夫: Coda wave とS波の減衰特性, 地震学会講演予稿集No.1, p.26, 1987.
- 22) Gao, L. S., L. C. Lee, N. N. Biswas, and K. Aki: Comparison of the Effects between Single and Multiple Scattering on Coda Waves for Local Earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.73, No.2, pp.377-389, 1983.
- 23) Jim, A., T. Cao, and K. Aki: Regional Change of Coda Q in the Oceanic Lithosphere, *J. Geophys. Res.*, Vol.90, No.B10, pp.8651-8659, 1985.
- 24) Biswas, N. N. and K. Aki: Characteristics of Coda Waves: Central and Southcentral Alaska, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.74, No.2, pp.493-507, 1984.
- 25) Sato, H.: Attenuation of S waves in the lithosphere due to scattering by its random velocity structure, *J. Geophys. Res.*, Vol.87, pp.7779-7786.
- 26) Singh, S. and R. B. Herrman: Regionalization of Crustal Coda Q in the Continental United States, *J. Geophys. Res.*, Vol.88, No.B1, pp.527-538, 1983.
- 27) 佐藤春夫: 関東・東海地域におけるコーダ Q^{-1} の地域性, 地震, Vol.39, pp.241-249, 1986.
- 28) 松本聡, 長谷川昭, 高木幸雄: コーダ波を用いた東北地方の地震波減衰構造, 地震学会講演予稿集, No.1, p.160, 1987.
- 29) 工藤一嘉: 人工破砕帯を通過する波群について — 主としてP波群への影響, 地震探査実験グループ会報, Vol.64, pp.1-10, 1973.
- 30) 植竹富一, 島悦三: 首都圏のQp 構造, 地震学会講演予稿集, No.1, p.272, 1987.
- 31) 小田仁, 佐藤魂夫, 山本清彦, 平沢朋郎, 三塚隆: 地表付近におけるS波の減衰, 地震, Vol.30, pp.275-282, 1977.
- 32) Kudo, K., A. M. Allam, I. Onda, and E. Shima: Attenuation of Love Waves in Soil layers, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Vol.48, pp.159-170, 1970.
- 33) 岸本清行: 軟弱地盤におけるLove波の減衰とQs 構造の推定, 地震, Vol.35, pp.1-18, 1982.
- 34) 武村雅之, 太田外気晴, 池浦友則: 大地震における最大加速度の距離減衰の地域性について, 日本建築学会大会梗概集, pp.567-568, 1984.
- 35) 武村雅之: 震源域およびその周辺地域における強震地動特性, 第14回地盤震動シンポ, メキシコ地震を探る, pp.25-34, 1986.
- 36) 武村雅之, 太田外気晴: 大地震により励起されたやや長周期地震波の距離減衰特性, 地震学会講演予稿集No.1, p.120, 1985.
- 37) 長橋純男: 地震動やや長周期成分の距離減衰に関する地域性, 地震学会講演予稿集No.1, p.187, 1984.
- 38) 木下繁夫: 深層井観測により推定された厚い堆積層の地震応答特性, 国立防災センター研究報告, No.38, pp.25-145, 1986.

- 39) 山辺克好, 金井清: 地震波の距離減衰に関する研究(第1報), 第6回日本地震工学シンポ, 1982.
- 40) 山辺克好, 金井清: 地震波の距離減衰に関する研究(第2報), 第7回日本地震工学シンポ, 1986.
- 41) 武村雅之, 太田外気晴, 稗田成人: 地震動の平均応答スペクトルを評価する経験式的物理的基礎, 日本建築学会論文報告集, pp.1-9, 1987.
- 42) 池浦友則, 表俊一郎, 飯塚節夫, 太田外気晴, 高橋克也: 鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究その11, 日本建築学会梗概集, pp.401-402, 1986.
- 43) Sato, T., J. Kiyono, and T. Matuoka: Attenuation of Peak Ground Motion Taking into Account the Fault Extent, 第7回日本地震工学シンポ, pp.541-546, 1986.
- 44) 石田勝彦: 強地震動スペクトル特性の評価に関する考察, 第7回日本地震工学シンポ, pp.379-382, 1986.

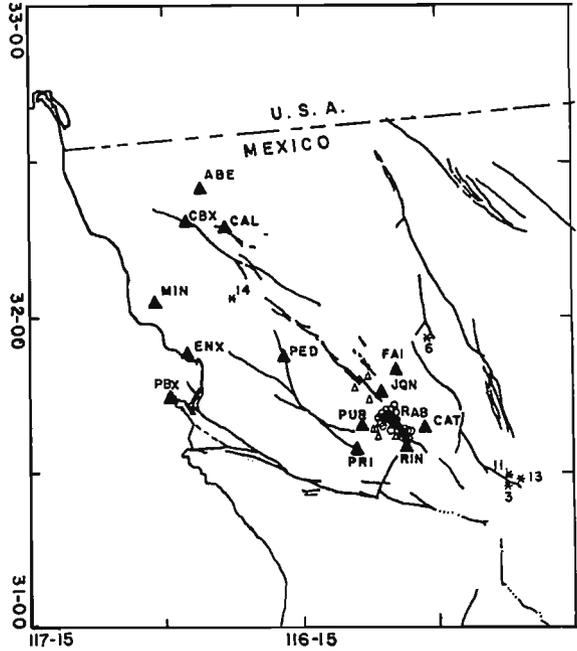


図1 解析に用いた観測点(黒三角)および震央(星印)³⁾
表1 地震, 観測点の組み合わせ, Q 値³⁾

Event No.	Stations	$r_2 - r_1$ (km)	Q_p	Q_s
6	CAL-ABE	14.0	57 ± 7	63 ± 6
11	FAI-CAL	77.0	397 ± 33	588 ± 23
11	FAI-MIN	83.0		614 ± 17
13	FAI-CAL	77.0		679 ± 34
13	FAI-MIN	82.0		548 ± 15
14	ENX-PBX	16.0	76 ± 11	65 ± 7

* Errors represent the variations of our fits.

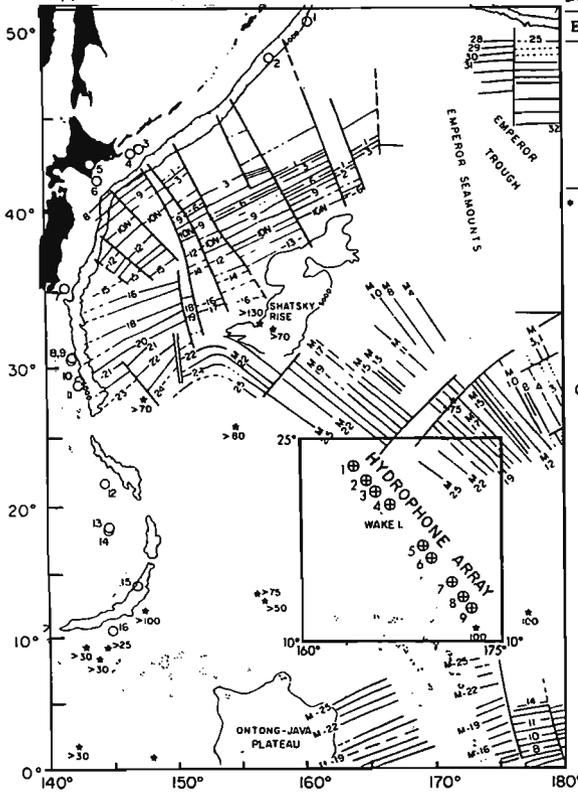


図2 地震の震央(白丸)とアレー位置⁴⁾に加筆
解析はNo.3地震を対象

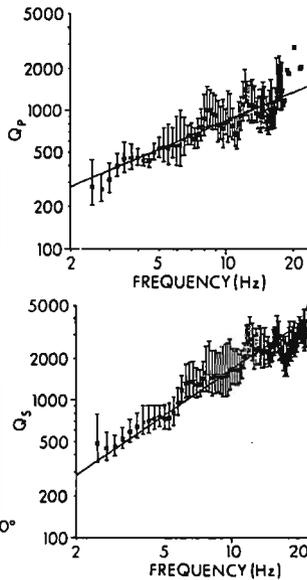


図3
 Q_p , Q_s の周波数依存性⁴⁾
直線は最小二乗法により
求まる関係

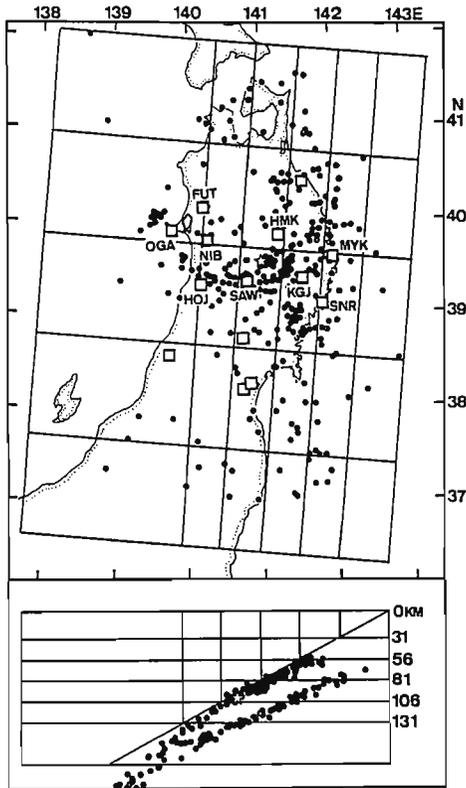


図4 観測点(四角)と震源(黒丸)⁵⁾

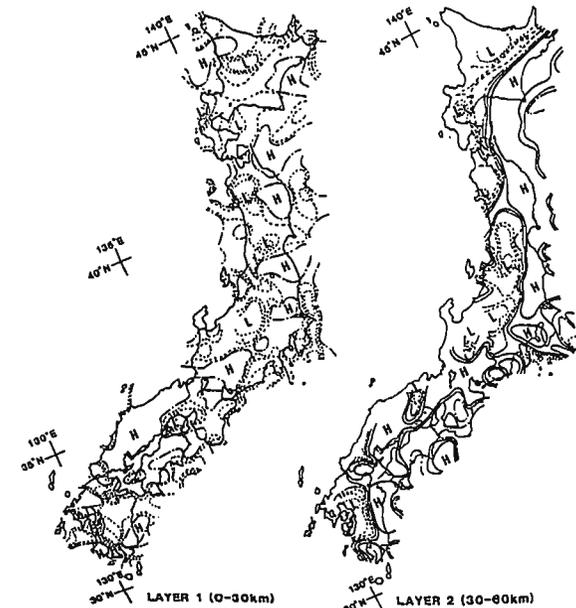


図6 減衰率Dの深さ別分布⁸⁾
Hは High-Q, Lは Low-Q

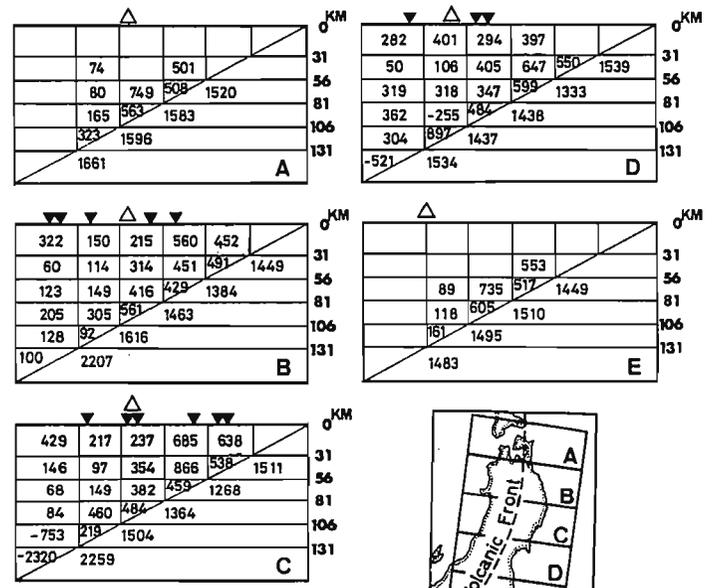


図5 Q_s の3次元構造⁵⁾
黒三角は観測点
白三角は火山フロント

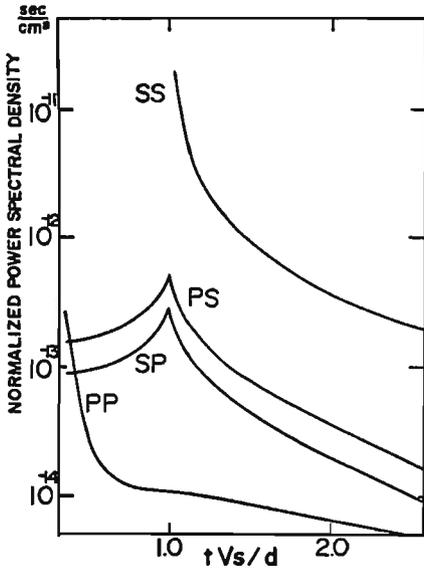


図7 散乱波のパワースペクトル密度¹⁶⁾
横軸1.0は直達S波の到達時刻に対応

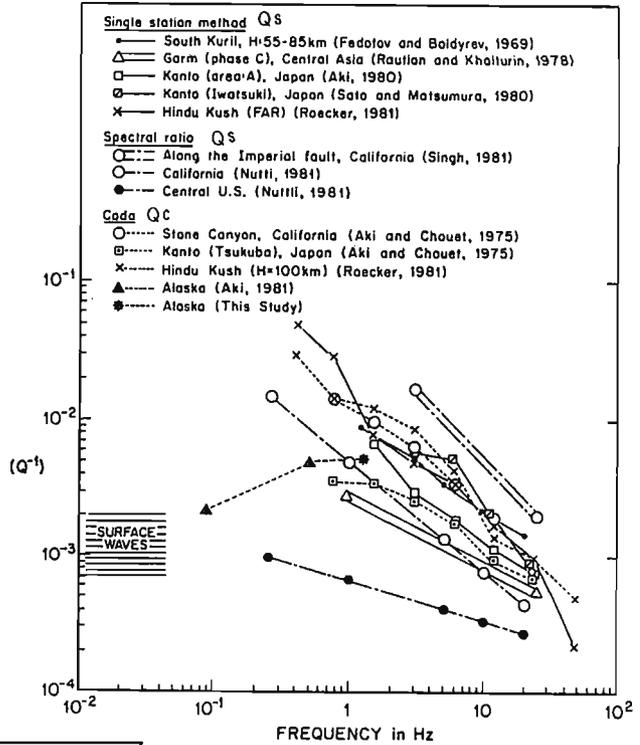
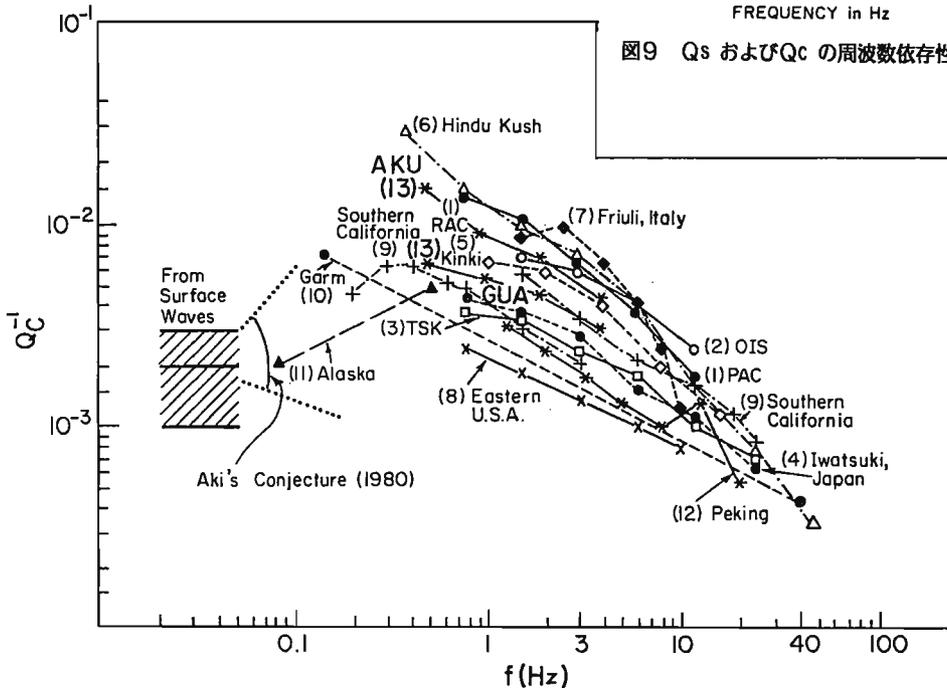


図9 Qs およびQc の周波数依存性²⁴⁾に加筆



1, PAC, central California, USA; 2, OIS, western Japan [Aki and Chouet, 1975]; 3, TSK, Kanto, Japan [Aki and Chouet, 1975]; 4, Iwatsuki, Japan [Tsujiura, 1978]; 5, Kinki, Japan [Akamatsu, 1980]; 6, Hindu Kush, Afghanistan [Roecker et al., 1982]; 7, Friuli, Italy [Rovelli, 1982]; 8, eastern United States, (New England area) [Pulli, 1983]; 9, southern California, [Phillips, 1984]; 10, Garm, central Asia, USSR [Rautian and Khalturin, 1978]; 11, Alaska, [Aki, 1982]; 12, Peking, China [R. B. Shi et al., personal communication, 1980]; 13, this study.

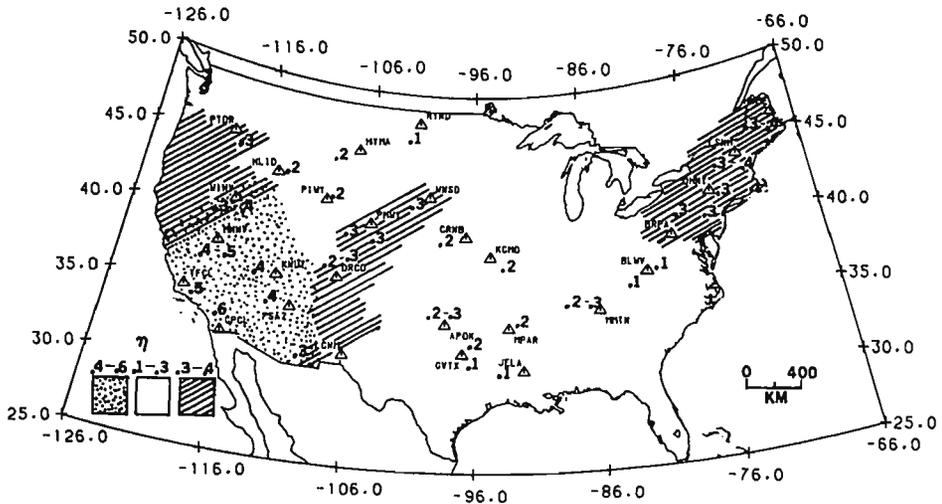


図10 ηの分布 (Q~f η) 26)

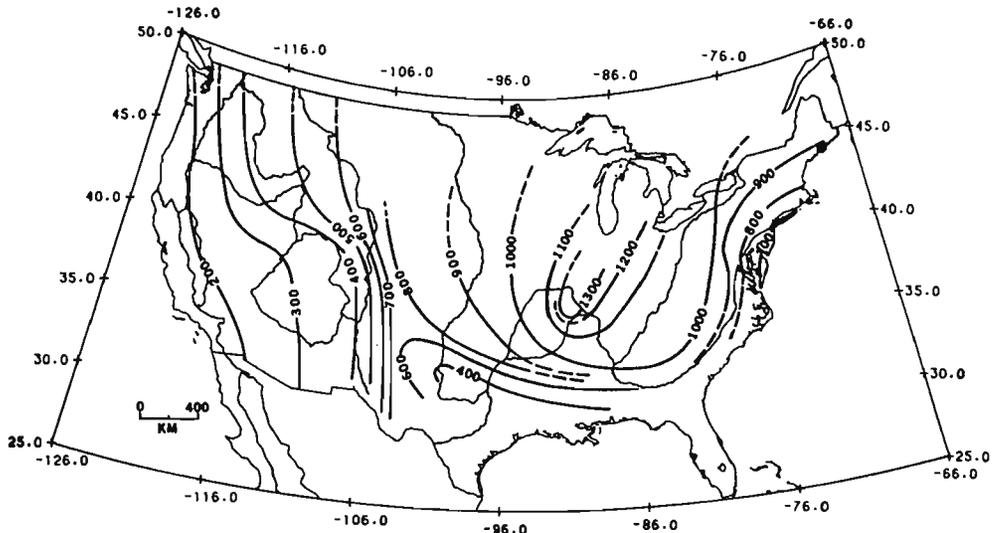


図11 1HzのQc 分布 26)

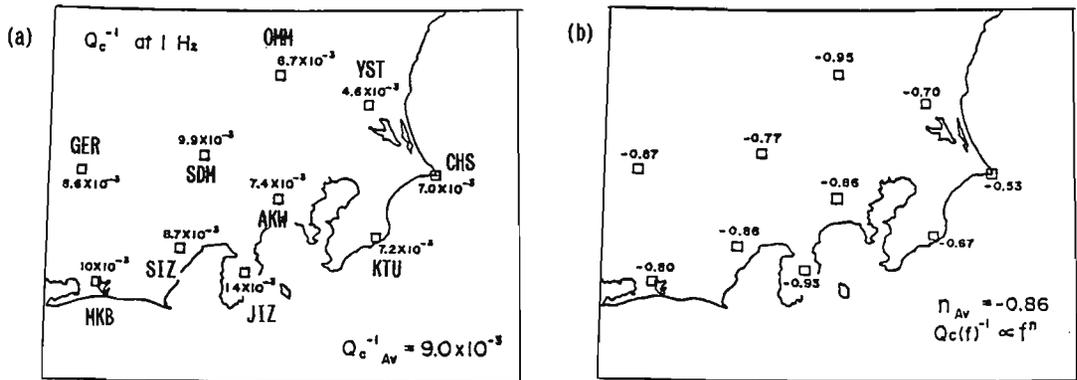


図12 (a) 各点の1HzのQc⁻¹ 27) に加筆

(b) 各点のη (= -η) 27)

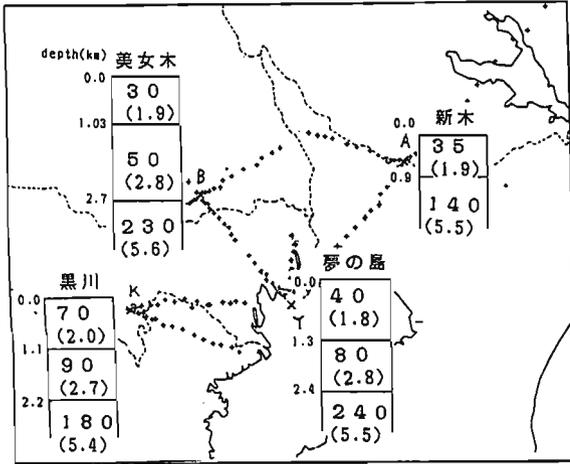


図13 深層地盤のQp値³⁰⁾
()内はP波速度 (km/s)

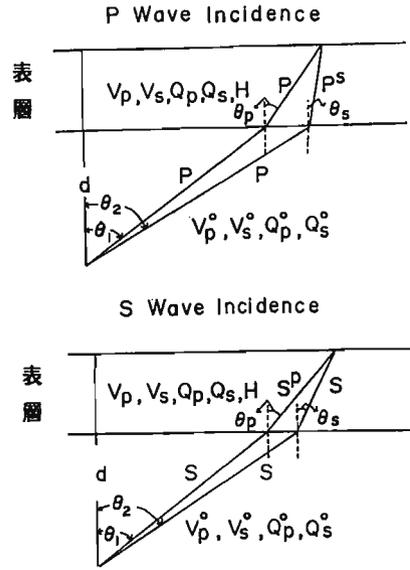


図14 表層のP^S、S^D変換波²¹⁾に加筆

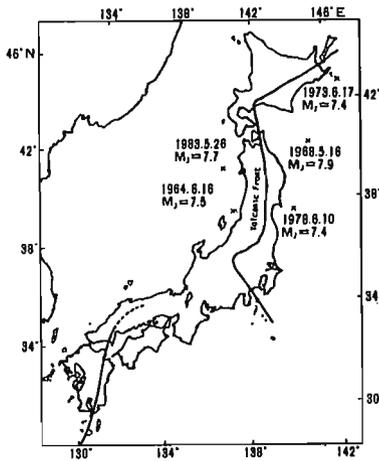


図16 解析対象地震の震央と火山フロント³⁴⁾

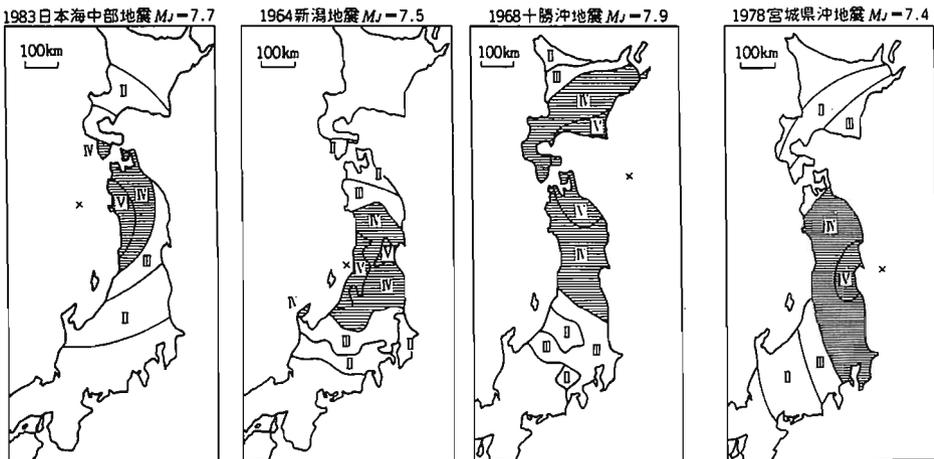


図15 太平洋側と日本海側の大地震の震度分布³⁴⁾

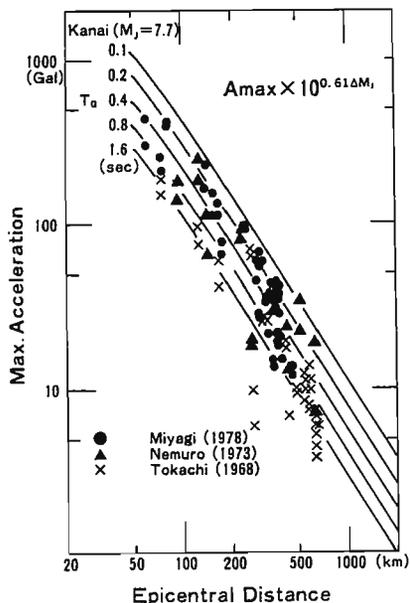


図17 宮城県沖 (MJ=7.4), 根室半島沖 (MJ=7.4), 十勝沖 (MJ=7.9) 地震の火山フロント以東の最大加速度距離減衰³⁴⁾ MJの差は金井式の係数で補正をし, MJ=7.7 相当の値に換算

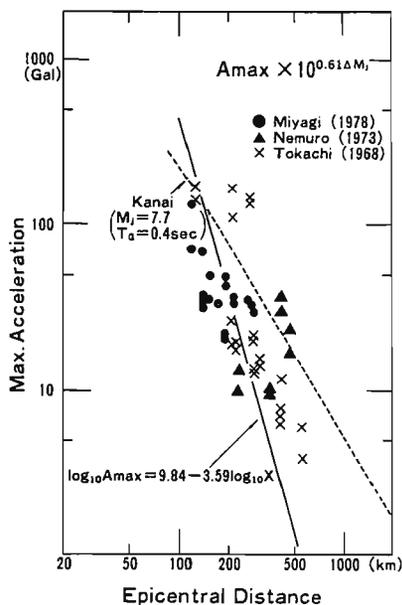


図18 火山フロント以西の最大加速度距離減衰³⁴⁾ 詳細は図17と同じ 点線は金井式, 実線は日本海中部地震に対する回帰式 (図19参照)

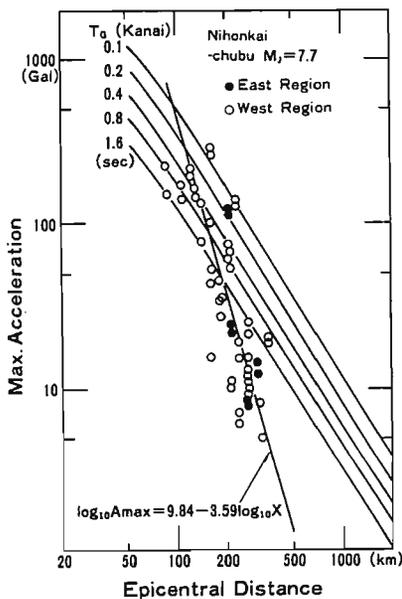
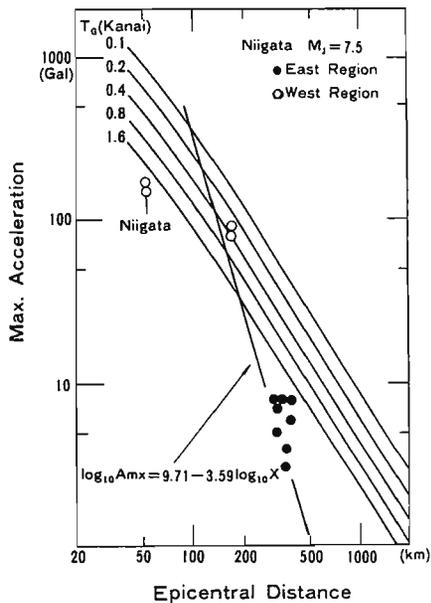


図19 (a) 日本海中部地震 (MJ=7.7) の距離減衰³⁴⁾ 黒丸は火山フロント以東, 白丸は以西



(b) 新潟地震 (MJ=7.5) の距離減衰³⁴⁾

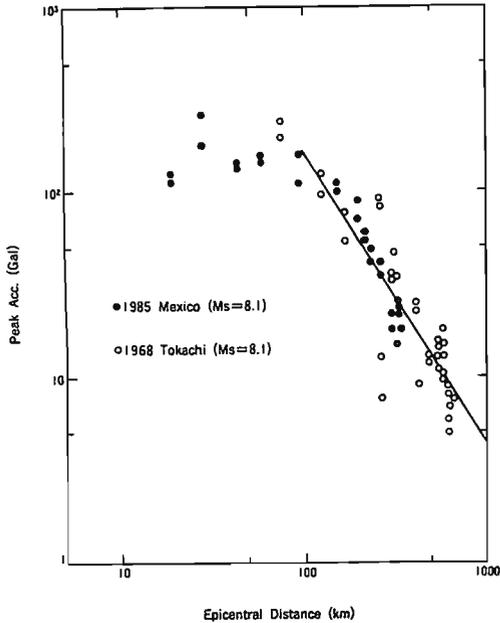


図20 1981年メキシコ地震の最大加速度距離減衰と
1968年十勝沖地震の火山フロント以東のデータ
との比較³⁵⁾ 実線は金井式

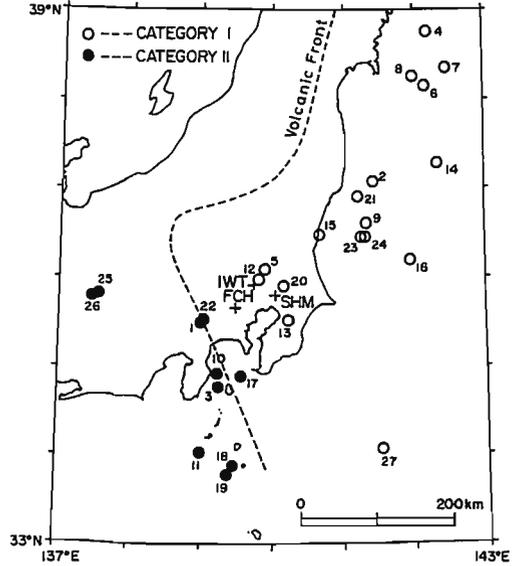


図21 観測点および解析対象地震の震央と火山フロント³⁸⁾

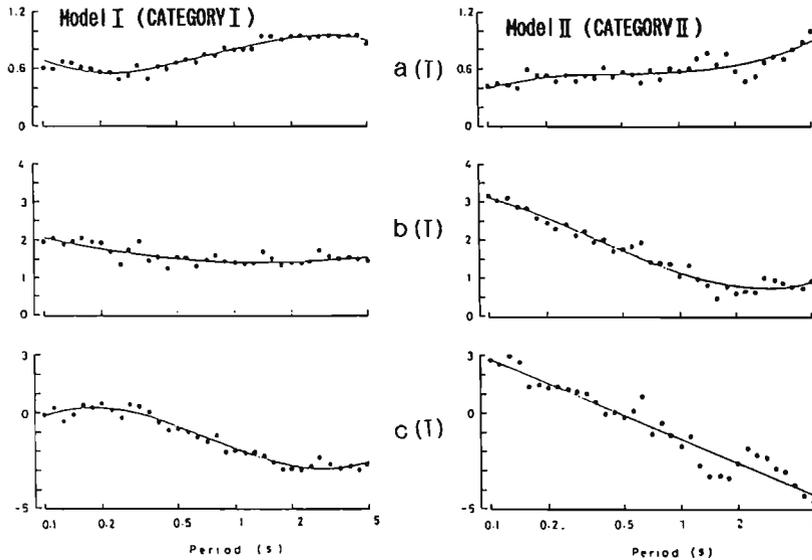


図22
回帰係数の結果³⁸⁾ に加筆
結果は図21のカテゴリー別に
求められた
実線は平滑化により求まる曲線

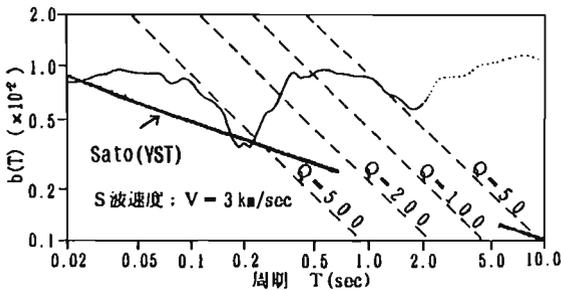


図23 b(T)とQ値⁴²⁾ に加筆
直線(実線)は図12に示す
YSTのQ値より計算された
b(T)

* 鹿島建設小堀研究室 研究員 理博

高密度震度調査資料にもとづく 地震動の減衰特性と地盤増幅特性の考察

北海道大学・工学部 ○岡田成幸
鏡味洋史

1. はじめに

等震央距離にある観測点どおしでも揺れの程度に相当の違いがあるのは周知されているところであり、その物理的な解釈の方法として通常、振幅-震央距離のグラフに観測値をプロットし、それにたとえば以下の関数型をもつ平均的減衰曲線

$$A=C(M) \cdot \Delta^{-n} \cdot e^{-k\Delta} \quad \dots (1)$$

を当てはめ、それからの残差を地盤の影響であるとし、いわゆる地盤増幅特性を求めている。ここにA は観測振幅、 Δ は震央距離である。 Δ^{-n} は幾何減衰項であり、nはAに寄与する波の種類に関わる定数である。 $e^{-k\Delta}$ は粘性減衰項であり、k は媒質の粘性による波動エネルギーから他のエネルギーへの変換吸収および散乱によるエネルギー低減に関わる係数で一般には定数として扱われている。平均的減衰曲線は1つの地震に対し1本求められ、それからの残差を地盤の影響として評価していくのが通例である。この考え方の特徴は、振幅のばらつきの原因を局地的地盤増幅特性のみに帰着させているところにあるが、この方法が増幅特性の評価法として十分であるかは議論の余地がある。なぜなら(1)式中の粘性減衰項に含まれる係数kは地震波が伝播する媒質の減衰定数(一般にQ値として知られている)と

$$k=\pi/(Q \cdot C \cdot T) \quad \dots (2)$$

ここに、C:地震波の位相速度
T:周期

の関係にあり、元来地域的に異なるものであるからである。観測振幅Aから減衰と地盤の影響を分離しそれぞれ



図1(a). 1982年浦河沖地震の強震観測点
黒点: 利用可能なもの
(丸印: SMAC, 三角印: JMA)

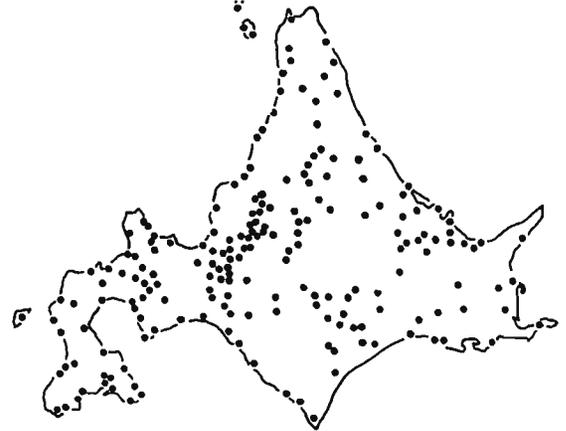


図1(b). 1982年浦河沖地震のアンケートによる震度決定地点(212市町村)

れを正しく評価していく方向の研究が大切であろう。

このような、地震動の地域的な減衰特性・地盤増幅特性の考察には器械計測による地震波記録にもとづくのが理想ではある。しかし、実際に記録を上述の議論に適用しようとする以下の問題に直面する。図1(a)は北海道地域における強震観測点および気象庁の観測点の分布をみたものである。このうち1982年浦河沖地震の際に解析可能な記録を得た観測点を黒塗りで識別してある。この図から判るように、大地震においてさえ観測点分布の粗さから地震波記録は離散的にしか入手できない地域が大部分である。いわゆる地域特性としてこれらの量を議論しようとする場合、高密度にデータを入手することが決定的に重要であり、現時点では、地震波記録を基礎とする研究には自ずと限界がある。一方、同地震について実施した震度調査の調査地点分布を同図(b)に示す。震度は高密度調査が可能であり、上記の議論への有効利用が期待できる。

本論は地震波記録に代わるものとして、情報精度では地震波記録に劣るもの的高密度で入手の容易な震度調査資料に着目しその利用の可能性を探る。すなわち、詳細震度調査による資料を基に、その調査分布密度・広がりに応じた空間フィルタを操作し、異なる広がりで震度分布を解釈することにより減衰特性・地盤増幅特性等の地震工学的諸量の地域的特徴抽出の可能性を探る。

2. 資料

本論では、北海道地域を対象にして得られているいくつかの地震の震度分布を解析の対象とする。震度はその調査法としてアンケートによるものが開発されている[太田・他(1979)]。これは地震直後、当該地域にアンケート票を多数配布・回収し統計処理によって求めていく方法である。、地区ごとの震度は、各回答者ごとに算定した震度の平均値(通常20回答以上)をもって代表させ、そのようにして得られる震度は有効桁数2桁の精度で議論することができ、1桁の数値で表される気象庁の震度に比べ格段に精度が高い。北海道地域においてもこれまで全市町村212を対象にした広域的な調査が1982年浦河沖地震[後藤・他(1983)]・1987年日高山脈北部地震[鏡味・他(1987)]等で行われている。また、特定地域を対象としたものでは1982年浦河沖地震の際の日高海岸線[大橋・他(1983)]・札幌市域[岡田・他(1985)]、1986年沼田町付近の局発地震[岡田・他(1987)]等がある。ここではこれらの調査結果を資料とする。他にも1968年十勝沖地震の際に北海道大学理学部地球物理学教室(1969)が行った北海道全域1,772地点を対象とした震度調査がある。これは専門の調査員が当地に赴き面接・周辺状況調査から判断したものであり、震度階をⅢ～Ⅴについてはさらに各階級を+の2段階に細分類して示している。ここではこの資料も補助的に用いた。

3. 震度分布の平滑化

これら生の震度分布資料には地域的(やや広域的)減衰特性・局地的地盤増幅特性の影響が混在している。しかし、震度の調査分布の広がりに応じて、ある種の空間フィルタを操作し平滑化することにより、異なる広がりに応じた震度分布の特徴を浮かび上がらせることができ、その分布を特徴づける地質構造との関係で議論

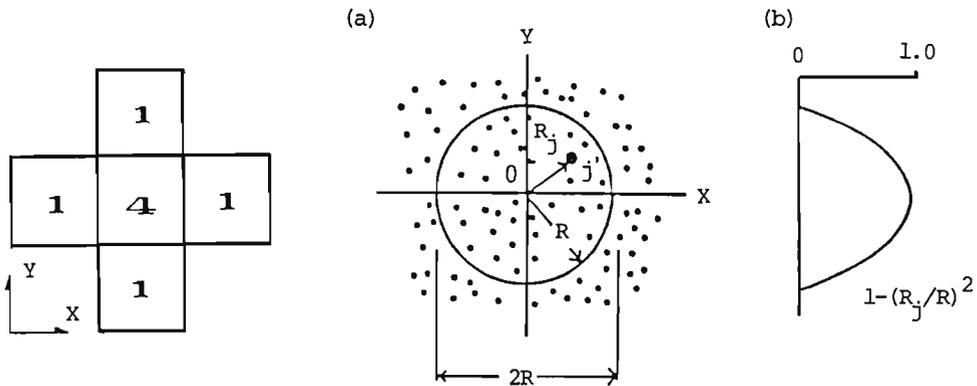


図2. 格子点データ平滑化の重み係数

図3. 不等間隔データの平滑化の重み係数

することができる。たとえば、震度分布に空間的high cutを進め、局地的震度変化を相殺すれば震度減衰の general trendが抽出できよう。これにより深さ数kmの地質構造が関与すると思われる北海道全域の減衰傾向の大略を捉えることが期待される。逆に、局地的変化のみをフィルタにより取り出せばより浅い局地的地盤増幅特性の評価が可能になる。ここで用いた平滑化の方法を以下に示す。

データが空間的に等間隔で一様に与えられている場合は、2次元移動平均による平滑化手法が適用しやすい。これは周辺データとの加重平均を計算し、その操作を2次元的に移動させていくものである。平均を計算する際の重み関数としてたとえば図2のようなものが考えられる。また、この操作を繰り返すことにより平滑化の程度を変えることができる。

データが等間隔にない場合は、空間的平滑化手法[Ohta and Kagami(1982)]が有効である。ある点の震度を、その周辺(半径R以内)の震度分布に2次曲面

$$Z(x,y)=A_0+A_1 \cdot x+A_2 \cdot y+A_3 \cdot x^2+A_4 \cdot x \cdot y+A_5 \cdot y^2 \quad \dots (3)$$

ここに、 $A_0 \sim A_5$:未知係数

を当てはめ、その面上の値として求めることにより平滑化を実行するものであり、図3に示すような重み関数

$$W_j=1-(R_j/R)^2 \quad \dots (4)$$

ここに、 R_j :求めようとする点からの距離

を考慮し、その半径Rを操作することにより平滑化の程度を変えることができる。

これらの手法を用いて震度分布に平滑化を行い、解析を進める。

4. 解析

4.1 やや広域的減衰特性の抽出

まず、深さ数kmの地質構造が関与すると思われる北海道全域の減衰傾向の大局を捉えることを試みる。このためにはアンケートによって北海道全地域について市町村を単位とした詳細震度分布が調査されている1982年浦河沖地震・1987年日高山脈北部地震、および1968年十勝沖地震で報告されている多点での震度資料(分布図から市町村別の震度に置き換え)が利用できる。市町村の位置は空間的に等間隔ではないので、これらの震度分布から局地的地盤の影響を除くために、先に示した空間的平滑化の手法を応用する。ここでは $R=200\text{km}$ を採用し、局地的震度変化を相殺する。

次に、上記の方法で得られた震度分布から地震動の減衰特性を抽出する方法を考察する。震度を下式で与えられるものと仮定する。

$$I=\alpha \cdot \log A + \beta(\text{site}) \quad \dots (5)$$

ここに、 A は地震波の振幅で(1)式で与えられる。 α は振幅 A の震度への変換定数、 $\beta(\text{site})$ は地盤条件による未知変数である。したがって

$$I=[\alpha \cdot \log C(M) + \beta(\text{site})] - [\alpha \cdot n \cdot \log \Delta] - [\alpha \cdot \log e \cdot k \cdot \Delta] \quad \dots (6)$$

と表される。上式中の k が地震動の粘性減衰に関わる係数で、この値の地域的な分布を求めることをここで

目的とする。他の減衰係数 Q 値とは(2)式の関係にあることは前述のとおりである。ここで観測震度を I_{obs} とし、前章の方法により空間的にhigh cutすることにより地盤の影響は除かれるものとする。

$$\beta(\text{site}) \rightarrow \text{constant}$$

となり、(6)式中の右辺第1項は定数項となる。ところで、震度の減衰式として代表的なもの Kawasumi (1954)によって与えられた下式がある。

$$I_{KW} = [2 \cdot M - 0.32] - 4.601 \cdot \log \Delta - 0.00166 \cdot \Delta \quad \dots (7)$$

この式は(6)式と同型である。ここで(7)式中の幾何減衰項に相当する右辺第3項を0とおき、観測震度 I_{obs} との差をとると

$$\begin{aligned} I_{KW} - I_{obs} &= \delta I \\ &= [2 \cdot M - 0.32] - 4.601 \cdot \log \Delta - I_{obs} + \varepsilon \quad \dots (8) \end{aligned}$$

ここに、 ε は誤差であり、主にマグニチュードが正しく評価されていない場合の震源効果による誤差分、空間フィルタで除去しきれなかった地盤特性による誤差分等である。(8)式により(6)式中の定数項・幾何減衰項は消去されると考えると

$$\delta I = \alpha \cdot \log e \cdot k \cdot \Delta \quad \dots (9)$$

と表される。ただし、誤差分は除いてある。 α は(6)(7)式から定数として求めることができるので

$$k = \text{const} \cdot \delta I / \Delta - \text{const} \cdot \varepsilon / \Delta \quad \dots (10)$$

となり、 ε が十分小さければ震源-観測地点間の平均的減衰係数 k の地域分布が計算できる。

この方法を、3つの地震に適用する。マグニチュード・震源深さはそれぞれ十勝沖地震(7.9, 0Km)・浦河沖地震(7.1, 40Km)・日高山脈北部地震(6.9, 115Km)である。震央位置を図4に示す。得られた減衰係数の値の分布を図5に示す。これらの地震は震源が北海道の南部すなわち太平洋側にあるので、大づかみにいえば、北海道の南側に震源をもつ地震とそれぞれの観測点との間の伝播媒質の平均的な減衰特性を示しているものと理解できる。厳密には、震源位置が3者で一致してはいるが深さも異なっているため波の伝播経路が必ずしも同じとは言えず、かつここで述べた空間フィルタ操作のみでは局地的な地盤増幅の影響は完全には除去できない可能性もあるため、えられた減衰係数の値は絶対的にみるとそれぞれの地震ごとに異なっている。しかしながら、その分布傾向は3地震とも共通である。すなわち、北海道北部(宗谷地域)および南部に位置する渡島半島の西海岸側に沿って k の値が大きく震度減衰が大きいこと、北海道東部(根室・釧路地域)は逆に k の値が小さく震度が減衰しにくいことが共通した特徴として上げられる。

北海道地域の深層構造については、上部マントル部に海溝付近から陸側に向かって斜めにもぐり込むHigh Q ・High V 層の存在が知られており、深発地震には異常震域として現れることはよく知られている(図6参照[Utsu(1966)])。今回得られた減衰特性の地域的傾向はこれに類似しているようにもみえる。地下深部の異常構造が影響しているのかもしれないが、これら地震の波の伝播経路が特定できないので、得られた減衰特性の分布形態を特徴づける物理的根拠はいまのところ定かではない。詳細な議論は今後の関連資料の蓄積に待つところが大い。

1982年浦河沖地震について、震度と震央距離の関係をプロットしたのが図7である。同図にはKawasumi

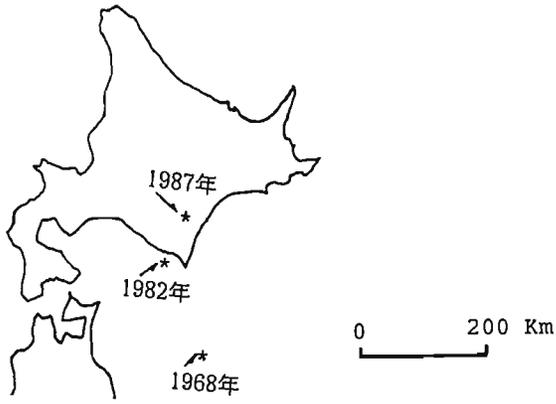


図4. 解析に用いた地震の震央
 (1982:浦河沖地震)
 (1987:日高山脈北部地震)
 (1968:十勝沖地震)

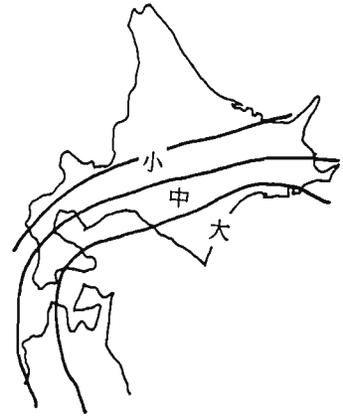
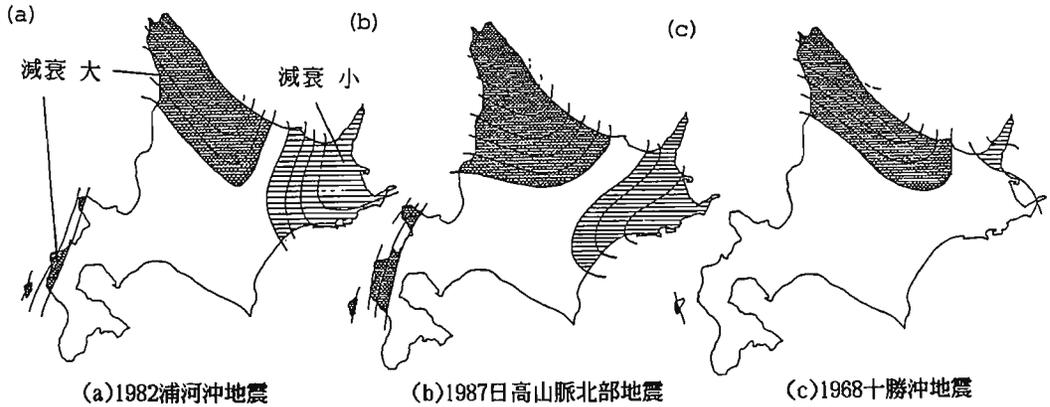


図6. 異常震域の平均像 [Utu(1966)による]



(a)1982浦河沖地震 (b)1987日高山脈北部地震 (c)1968十勝沖地震
 図5. 減衰特性値の地域分布

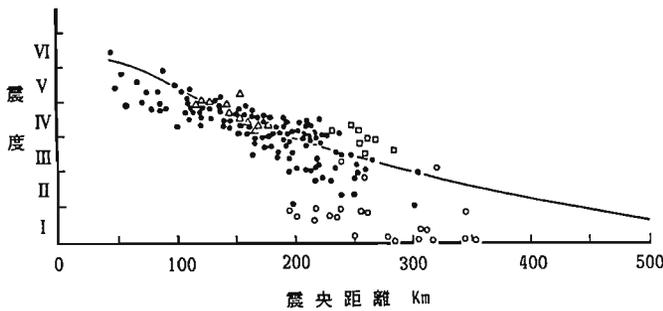


図7. 1982年浦河沖地震の震度と震央距離の関係
 実線: Kawasumiの減衰式
 △: 石狩平野上の市町村
 □: 根釧地域
 ○: 宗谷地域
 ●: その他

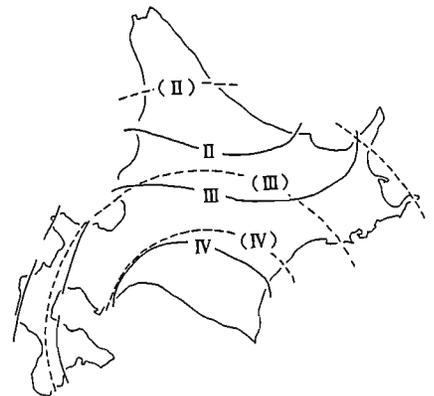


図8. 等震度線図の比較
 実線: 震度調査結果を平滑化したもの
 破線: 河角式による計算値

の平均的減衰曲線(7)式も図示してある。従来、この曲線からの震度残差分を地盤の影響と仮定し考察を進めているが、以上の議論よりKawasumi式からのずれをすべて地盤条件で説明するよりも減衰特性の違いも同時に考慮した方がより実態に近いものと思われる。図8はこれらの地震の震度分布に前章の方法により平滑化(R=200Km)を行ったものであり、同図には、北海道地域の減衰特性を均質と仮定し、(7)式による平均的減衰曲線から求めた等震度線も示されている。両者を比較すると、図5で示された地域的減衰傾向の違いが震度分布に大きく現れている。すなわち、北海道東部一帯は揺れやすく、中央部山岳地帯から北にかけて震度の減衰が急激である。このような広範囲にわたる震度分布異常は局地的なものに原因を求めるよりは、減衰特性の違いとしてそれを正しく評価していく方がより実態に近づくのかもしれない。図7の震度と震央距離の関係に、減衰の大きな宗谷地域・減衰の小さな根室・釧路地域、Kawasumi式で減衰を代表できる札幌市を中心とする石狩平野地域のそれぞれに属する市町村を図中で識別してみたが、それぞれの地域に妥当な減衰式を当てはめそれからのずれを地盤特性として評価して行くべきなのかもしれない。いずれにしても北海道地域に関して1本の平均的減衰曲線で減衰を扱うには無理があるようである。

4.2 局地的地盤増幅特性の抽出

上記の解析より減衰傾向が同等と思われる地域内について平均的減衰曲線を求め、それからの震度残差を地下構造との関係で議論する。本論で扱ったのは日高海岸線と札幌市域で、共に1982年浦河沖地震の際に行った震度調査の資料を基に解析する。

(1) 日高海岸線

ここで対象とするのは日高海岸線のうち長さが150Km程度であり、その測線上に位置する9市町村について求まっている震度を用いた。一市町村に25部のアンゲート票が配布されており、その平均震度で市町村の震度を代表させている。各市町村は断層近傍にあるため面震源を考慮した震度分布算定法 [Ohta and Satoh (1980)]に従って平均的震度分布を算定し、それからの残差を地下構造との関係で考察する。

この方法は図9に示されるとおり、断層の形状・位置を仮定し、観測点への幾何減衰を考慮し、ずれの量を断層面について積分し震度Iに変換するものであり、下式で表される。

$$a(x,y) = \int \int D(\xi, \eta) / r^n \cdot d\eta \cdot d\xi \quad \dots (11)$$

$$I(x,y) = c_1 \cdot \log a(x,y) + c_2 \quad \dots (12)$$

ここに $D(\xi, \eta)$ は断層面上の小領域内のスリップ量を示す。このモデルは静的モデルであるが、断層面の大きさ・形状を考慮することができ、震源近傍の震度分布の考察には有効であることが確かめられている [Ohta and Satoh(1980)、大橋・太田(1982)]。

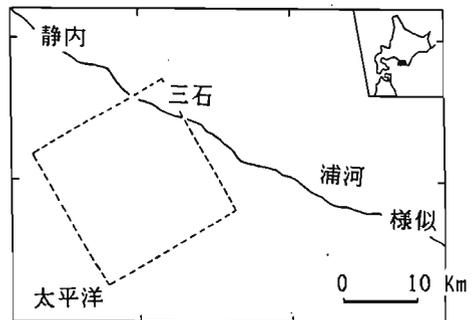
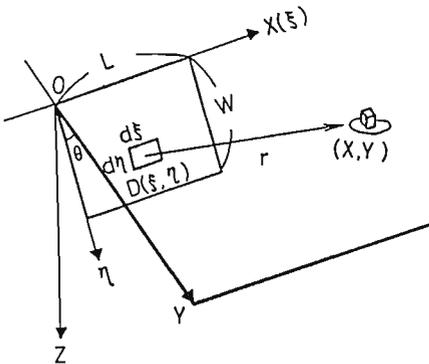


図9. 震度算定モデル [Ohta(1980)による] 図10. 1982年浦河沖地震の震源モデル [武尾(1983)による]

1982年浦河沖地震について採用した断層モデルは武尾・他(1983)による(図10参照)。すなわち、長さ20Km、幅30Km、震源深さ12Km、南下がりdip angle 60°の逆断層である。計算結果を図11に示す。これによると、測線上の地盤状況を均一と考えたモデルによる計算値は断層上の三石町を最大とし東西にはほぼ対称な減衰傾向を示しているのに対し、アンケートによる実測震度は非対称である。すなわち、断層の西側苫小牧市から門別町にかけて計算による平均震度より実測震度が大きくなっており、この周辺の地盤増幅が大きいことを示唆している一方、断層の東側は平均震度よりも実測震度が小さくなっている。震度にみられるこの傾向は最大加速度の調査からも確かめられている[小林・他(1982)]。同図下に、この地域のマクロな地質構造が併せて示されている。これらと比較すると、平均震度よりも実測震度の大きいところが地質年代の新しい第4紀堆積層に、実測震度の小さいところが地質年代の古い白亜紀・三畳紀の岩盤で覆われており、この傾向はここに示すマクロな地質構造に由来するものと思われる。

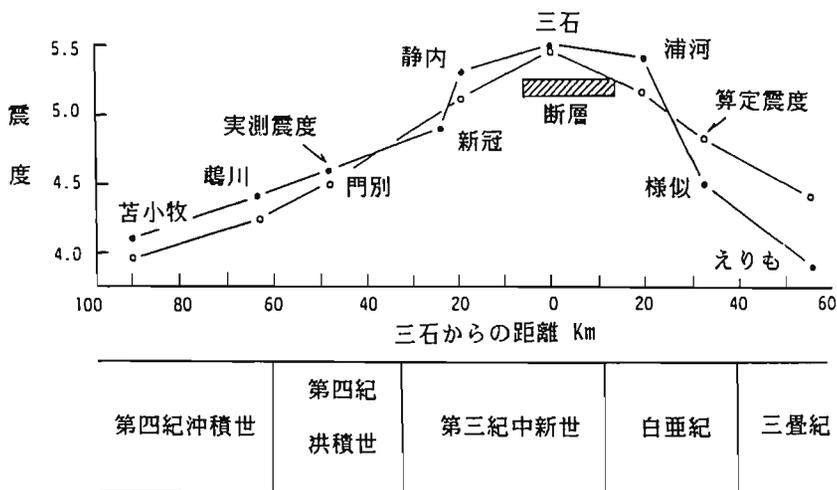


図11. 1982年浦河沖地震の日高沿岸(断層近傍)の実測震度の算定震度・地質条件との比較

(2) 札幌市域

1982年浦河沖地震の際の気象庁発表の札幌市の震度はIVであった。当該地域については、地震後10,000部のアンケート震度調査を実施しており、札幌市を1辺500mの区画で分割し、それを単位とし約210Km²について

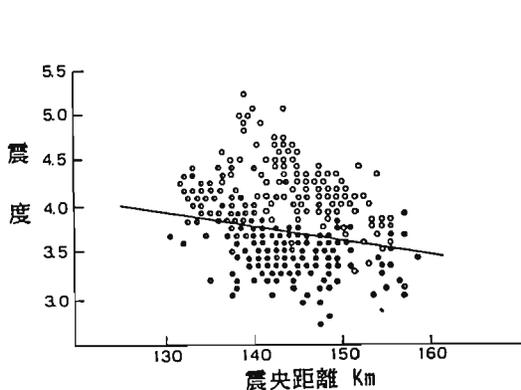


図12. 1982年浦河沖地震の札幌市内の震度と震央距離の関係(直線:河角式)
○: 軟弱な地盤 ●: やや軟弱 ●: 硬質

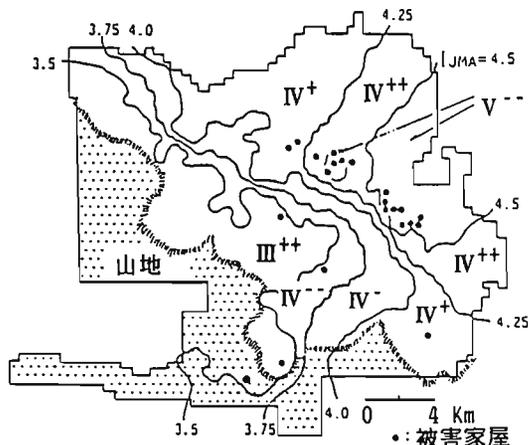


図13. 1982年浦河沖地震の札幌市内の詳細震度分布

て詳細な震度分布が得られている。図12に得られている震度-震央距離の関係を示す。前章の議論より当該市域内は減衰特性は一樣と考えられ、平均的減衰曲線をKawasumiで代表させ図示してある。震央距離の増加にともない震度も減少する一般的傾向がみられる。しかし、そのみでは震度の幅広い揺らぎは説明できない。震度分布に先に示した2次元移動平均法で平滑化し、みかけ上の複雑さをとり除いた結果を図13に示す。札幌市南西部の山側から北東方向に向けて震度増加が極めて顕著であり、局地的な地盤条件の影響が反映したものと推察される。図14は図12に示されている平均的減衰曲線からの震度残差と地下約10m以内に分布する表層地質との関係をみたものである。土質的に粒径の小さいものほど、また地質年代の新しいものほど震度が大きくなる傾向が読み取れ、500m離れた地点間の震度差が表層下10m内の地盤状態の違いに由来していることが確かめられた。

なお、この資料に重回帰分析を適用し市域内震度分布を求める実験式が下式として得られている。

$$I_i = f(M, \Delta) + \begin{matrix} 0.256 & \text{シルト層} \\ 0.182 & \text{泥炭層} \\ 0.050 & \text{火山噴出物層} \\ 0.040 & \text{砂混じりシルト層} \\ -0.051 & \text{砂粘土混じりシルト層} \\ -0.156 & \text{現河川堆積物層} \\ -0.274 & \text{扇状堆積物層} \\ -0.396 & \text{火山岩層} \\ -0.406 & \text{岩錐} \end{matrix} + 0.040 \cdot H_i \quad \dots (13)$$

表層地質

ここに、 $f(M, \Delta) = 2 \cdot M - 4.601 \cdot \log \Delta - 0.00166 \cdot \Delta - 0.32$

H_i : 軟弱層厚(m)

ただし、 $H < 10m$ のとき $H = H$

$H > 10m$ のとき $H = 10m$

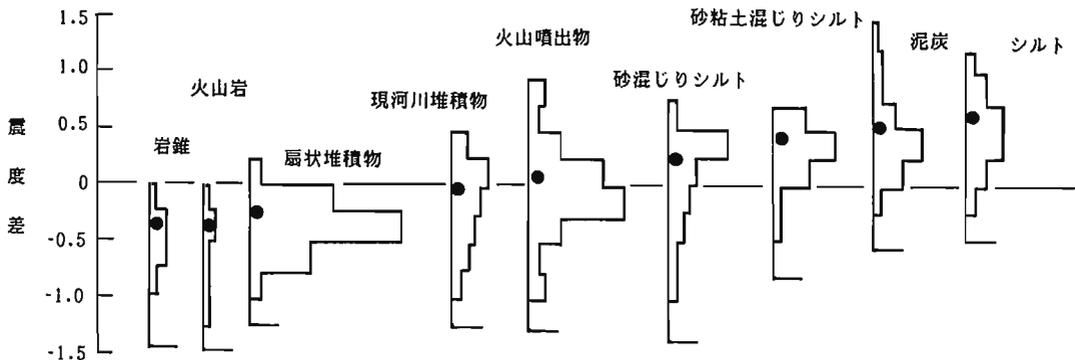


図14. 1982年浦河沖地震の札幌市内の震度の表層地質との比較

4.3 断層極近傍の震度分布

最後に、断層極近傍の震度分布を1986年沼田町の地震を例にみてる。この地震の震源位置は余震分布の観測からN43°48.1', E141°52.0' (北竜町と沼田町の境)、深さ15Kmと求められている[(鈴木・他(1987))]. マグニチュードは5.3である。地震後、震央近傍の3町(北竜・沼田・秩父別)についてアンケート調査を実施し、部落単位で震度を求めている。結果を図15に示す。アンケート票は一部落につき10~40部でその

平均値として各震度が求められている。震度は4.1（気象庁震度でIVの中等度）～5.2（気象庁震度でVの中等度）の範囲で分布している。この幅をもたらす原因について以下に考察する。

断層面の存在を無視できないいわゆるNear fieldでは震源－観測点間距離の設定の仕方により、以後の解析結果が大きく異なる。ここでは断層面の中心からの距離を震源距離にとり震度との関係で眺めてみた。図16に示す。一方、4.2で示した断層面を考えたOhta and Satoh(1980)の方法により震央近傍の震度分布を計算し結果を図15・16に併記する。図16には幾何減衰係数（(11)式中の n ）を1と2の場合について計算した結果が示されている。計算対象とする地域は約10Km四方と狭く、かつ震源距離も小さいので粘性減衰項はここでは無視した。この図によると各部落ごとに観測された震度は距離に対してその減衰傾向が滑らかであり、減衰係数 $n=2$ とした減衰曲線に傾きが一致する。しかも、この曲線からの個々の観測震度の残差は小さく局地的地盤の影響はあまりみられない。すなわち、対象地域内の震度の揺らぎは減衰でほぼ説明される。図15はこの場合（ $n=2$ ）の計算された震度分布線が点線で示されているが、震央位置を中心とするほぼ同心円として描かれており、断層形状が地表面の震度分布にさほど影響しているようには認められない。鈴木・他(1987)によると、この地震は方位角 72°N 、震源深さ約15Km、断層長さ3.5 Km、傾斜角の大きい立った断層面を持つStrike slip型である。震度算定の対象となった各部落に対して断層面はほぼ垂直に位置している。震度が計算された地域の広がりから考え、震源－観測点間距離として断層面からのどの距離をとったとしても図16は大きく変わらない。すなわち、この地震を点震源と考え距離減衰のみの考慮で震源近傍の震度分布の説明は可能である。これは地震規模が小さかったこと、震源深さが深かったこと、断層が高角のstrike slip型であったこと等のためと考えられる。

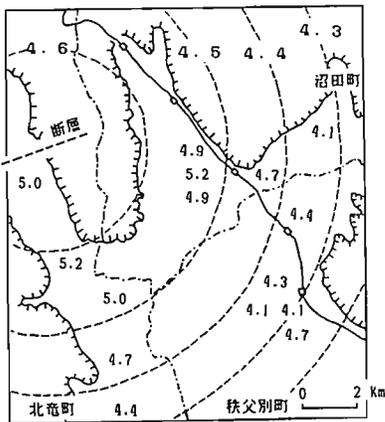


図15. 1986年沼田町の地震の震央付近の震度
破線：断層モデルによる等震度線

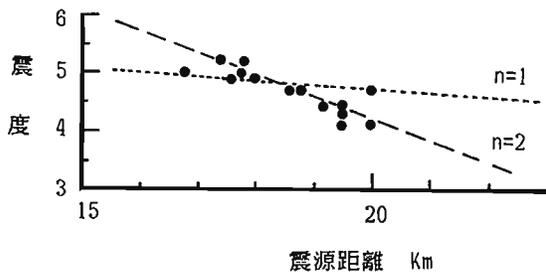


図16. 1986年沼田町の地震の震央付近の震度と
震源距離の関係
点線・破線：モデルによる減衰曲線

4. おわりに

観測点間の震度差をもたらす要因を、得られている震度分布に様々な空間フィルタを操作し抽出する試みを行った。その結果、広域で得られている震度分布に半径200Kmの平滑化を行うことにより、地域的減衰傾向の概要が把握できた。また、日高海岸線150Km内で観測された震度差がその測線下のマクロな地質構造と対応すること、さらに、札幌市内の500mメッシュ間にみられるミクロな震度差は地表下10m内の地盤条件の違いによってもたらされるものであることが判明した。この様な詳細な地域特性の解明には高密度の調査が下地となって初めて可能になるものであり、震度を用いてその可能性をここに示し得たことは、今後のこの方面での研究の一つの有力な方向として期待できよう。

文献

後藤典俊・鏡味洋史・太田 裕(1983). 1982年3月21日浦河沖地震の高密度震度調査 -北海道全域の震度分布-, 1982年3月21日浦河沖地震調査報告, 135-144.

北海道大学理学部地球物理学教室(1969). 北海道内の震度分布の詳細調査, 1968年十勝沖地震調査報告, 1968年十勝沖地震調査委員会, 85-102.

鏡味洋史・岡田成幸・太田 裕(1987). 1987年1月14日日高山脈北部の地震のアンケートによる震度分布調査 (1) -北海道全域(速報)-, 地震学会昭和62年春季大会.

Kawasumi H. (1954). Intensity and Magnitude of Shallow Earthquakes, *Travaux Scientifique, Publ. BCSI, Ser. A*, 19, 99-114.

小林啓美・瀬尾和夫・翠川三郎(1982). 1982年浦河沖地震における震害分布について, 自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 19, 159-162.

大橋ひとみ・太田 裕(1982). トルコにおける地震被害の発生と減災に関する研究 1. 震度分布と被害の解析, 最近の4地震について, 日本建築学会構造系論文報告集, 314, 59-70.

大橋ひとみ・藤林一久・太田 裕(1987). 1982年3月21日浦河沖地震の高密度震度調査 -震央域の震度分布と住民の行動, 1982年3月21日浦河沖地震調査報告, 145-160.

太田 裕・後藤典俊・大橋ひとみ(1979). アンケートによる地震時の震度の推定, 北大工学部研究報告, 92, 117-128.

Ohta Y. and K. Satoh (1980). Analyses on Seismic Intensity and Earthquake Disaster in the Caldiran Earthquake. *Engineering Seismological Studies on the November 1976 Caldiran Earthquake in Turkey, Hokkaido Univ.*, 81-117.

Ohta Y. and H. Kagami (1982). An Automatic Drawing Technique of Contour Maps of Seismic Intensity Data and Other Spatially Distributed Earthquake Engineering Data. *Proc. Intern. Earthq. Microzonation Conf.*, 3, 1405-1416.

岡田成幸・宮川忠芳・太田 裕(1985). 高密度震度調査にもとづく地域内震度予測式の構成 -札幌市を例として-, 日本建築学会構造系論文報告集, 348, 11-18.

岡田成幸・鏡味洋史・太田 裕(1987). 1986年11月13日北海道沼田町付近の局発地震 -震度の詳細調査と被災状況・地域行政体の対応について-, 北海道地区自然災害科学資料センター報告, 北海道大学, 1, 21-42.

鈴木貞臣・岡山宗夫・石川春義・本谷義信(1987). 1986年11月13日北海道沼田町付近の地震 (M5.3) の概要と活動の推移, 北海道地区自然災害科学資料センター報告, 北海道大学, 1, 3-9.

武尾 実・笠原 稔・阿部勝征(1983). 1982年3月21日浦河沖地震の発生機構, 1982年3月21日浦河沖地震の調査報告, 1-17.

Utsu T. (1966). Regional Differences in Absorption of Seismic Waves in the Upper Mantle as Inferred from Abnormal Distribution of Seismic Intensities, *J. Fac. Sci. Hokkaido Univ. Japan, Ser. VII*, 2, 359-374.

表層地盤の減衰特性の観測と実験

大成建設株式会社 ○北澤巧次 萩尾堅治

はじめに

構造物の動的解析において、入力地震動の設定方法は、i) 地表面地震動記録を用いる場合、ii) 敷地の基盤面地震動を設定し、敷地地盤の伝達特性を考慮して地表面地震動を求める場合、iii) 地表面地震動記録を観測地点の地盤の逆伝達関数を用いて基盤面に戻し、これを設計地点の基盤面地震動とみなして敷地地盤の伝達関数を考慮して地表面地震動を求め入力地震動とする場合、の3通りがある。ii)、iii)の場合では地盤の減衰性評価が表層地盤の伝達特性に大きく影響するため、減衰性の設定によって入力地震動が規定されてくることになる。このようなことから表層地盤の減衰特性の設定は設計用入力地震動を考える場合の重要な問題である。

この表層地盤の減衰特性に関する研究は、i) 実地盤の地震動観測およびPS検層による研究、ii) 模型地盤や土試料の室内試験による研究、iii) 地盤減衰のモデル化に関する研究、の3グループに大別できる。実地盤の地震動観測については津川・小林・他¹⁾、北澤・河村・他²⁾、横田³⁾などの研究があり、表層地盤のモード減衰定数は1次で約0.08、2次で約0.05、3次で約0.03の高次減少性を示しているとしている。また実地盤のPS検層結果から正木・飯田⁴⁾は V_s 値が大きくなるにつれ減衰定数は小さくなるとし、減衰定数を V_s 値の関数として表わしている。

模型地盤を用いた振動台試験については、国生・岩橋・他⁵⁾の研究があり、地盤の減衰をH-Dモデルで表現できるとしている。これに対して北澤・河村・他⁶⁾は、地盤のモード減衰は高次減少性を示してその性状はMaxwell型モデルで表現できるとしている。土試料を用いた室内試験については、Hardin⁷⁾、岩崎・龍岡・他⁸⁾などの研究があり、砂の円柱共振試験結果から微小歪域の履歴減衰定数は約0.02としている。

地盤減衰のモデル化についての研究では、太田・丹羽・他⁹⁾はモード減衰の高次減少性を散乱モデルで説明し、北澤・河村¹⁰⁾はMaxwell型モデルで説明している。河村・大石¹¹⁾、安井・吉原¹²⁾らは基盤の底面逸散減衰モデルを提案し、このモデルにより表層地盤のモード減衰の高次減少性を説明している。またHardin-Drnevich¹³⁾は土試料の減衰を非線形ループによるものと考え、減衰定数をせん断歪の関数として表現している。

以上、研究の現状の概要について述べたが、実際の応答計算に用いられる減衰の扱いについてもふれてみる。

1. 応答計算における減衰特性の表わし方

応答計算における減衰モデルは基本的にVoigt型、Maxwell型、履歴型の3種類がある。3種の型のモード減衰定数と振動数との関係を示すと図-1のようである。Voigt型は振動数に比例して減衰定数が大きくなり、Maxwell型は振動数に逆比例して減衰定数が小さくなる。履歴型は振動数に無関係に一定の値をとる。この3種の減衰モデルを仮定した場合の表層地盤の伝達関数を図-2に示す。この図より、伝達関数は振動数が高くなるに従ってVoigt型では振幅比が小さくなり、履歴型は振幅比が漸減し、Maxwell型では振幅比が一定になることが分る。

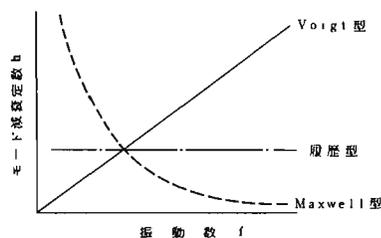
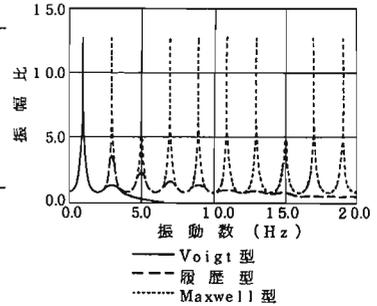
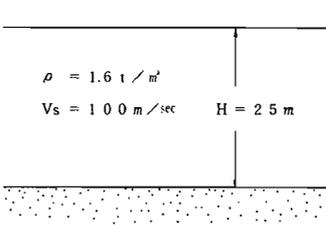


図-1 減衰のモデル

また応答計算時の減衰の与え方としては、下記のような5種類に代表

される。i) Voigt型は、速度項に比例する減衰マトリックス $[C]$ として与えられ、 $[C]=\alpha[K]$ となるような剛性マトリックスの定数倍として決められる。ii) Maxwell型は、i)と同じ $[C]$ マトリックスで $[C]=\beta[H]$ となるよ

うな質量マトリックスの定数倍として決められる。iii) Rayleigh型は、i)とii)の混合した[C]マトリックスで[C]= $\alpha[K]+\beta[H]$ として決められる。iv) Caugheyの方法¹⁴⁾によるモード別減衰(hi)と固有モード行列[ψ]および質量マトリックス[H]より次式により求め、速度項に比例する[C]マトリックスとして与える方法。



(a) 2層構造モデル

(b) 表層の伝達関数

図-2 波動モデルの減衰別伝達関数の比較

$$[C]=[H]^{1/2} [\psi]^T [2hi \cdot \omega][\psi] [H]^{1/2}$$

V)履歴減衰として剛性マトリックスを複素剛性で与える方法。

上記i)~V)の方法は質点系振動モデルに一般的に用いられ、FEMモデルにおいてはiv)を除いた他の方法が一般的に用いられている。

2. 地震動観測により求めた表層地盤の減衰特性

2.1 地盤の概要

千葉県海岸埋立地のI地盤とG地盤の概要を図-3に示す。I地盤はほとんど砂層よりなり、N値は地表面で5と小さく、深さが増すにつれて漸増し、GL-18 mでN値が50以上になる。地震計は、地表、GL-4m、GL-12 m、GL-24 mに各々3成分計を配置している。

G地盤は砂と粘土の互層よりなり、N値分布は約2~50の凹凸のはげしい構成となっている。地震計は、地表面、GL-10 m、GL-45 m、及びGL-85 mに各々水平動2成分計を配置している。

2.2 解析地震波

解析地震波としてはI地盤、G地盤ともに7地震記録を採用した。

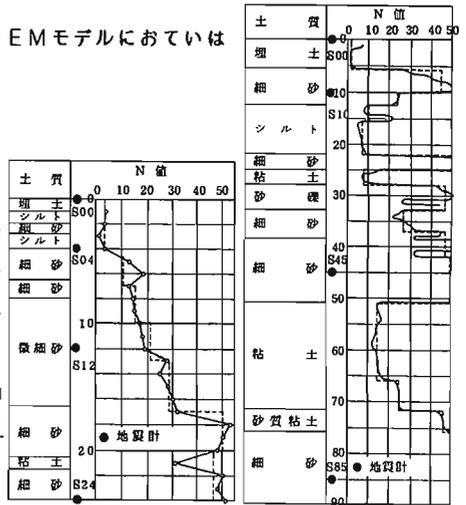
表-1のI地盤の記録は震央距離が55km~570kmの範囲にあり、マグニチュードが5.0~7.6の範囲にある。地表面最大加速度では7Gal~52Galの範囲にある中小地震である。

表-1のG地盤の記録は震央距離が20km~450kmの範囲にあり、マグニチュードが4.1~6.9の範囲にある。地表面最大加速度では8Gal~31Galの範囲にある中小地震である。

2.3 質点系モデルのスペクトルフィッティング法により求めた地盤のモード減衰定数

スペクトルフィッティング法のフローチャートを図-4に示す。

まず、地中及び地表面における観測波形のフーリエスペクトル解析により、2点間の地盤の伝達関数を求め、各次卓越周期を把握する。次いで、観測対象地盤を多質点系モデルに置換し、地層の分割や地盤剛性の評価を調整しつつ、各次固有周期が観測の卓越周期を近似し得るようなモデルを作る。さらに、このモデルの各次モード減衰定数を仮定し、地中の観測波を入力した応答計算を行い、地表面の応答波形を計算する。



(a) I地盤

(b) G地盤

図-3 土質柱状図及びN値分布

表-1 解析記録の諸元

(a) I地盤

地盤コード	震央位置	震央距離 (km)	震源深さ (km)	マグニチュード	地表面最大加速度 (Gal)
I 58	伊豆半島沖	160	20	6.8	8
I 62	茨城県沖	148	20	6.3	23
I 63	利根川中流域	55	50	5.8	52
I 75	鳥島近海	570	350	7.6	17
I 80	茨城県南西部	65	60	5.4	21
I 81	八丈島近海	220	60	5.8	7
I 84	茨城県南西部	66	60	5.0	15

(b) G地盤

地盤コード	震央位置	震央距離 (km)	震源深さ (km)	マグニチュード	地表面最大加速度 (Gal)
G05	千葉県北部	30	60	5.4	31
G13	八丈島近海	220	40	5.8	10
G23	茨城県南西部	20	60	4.1	8
G32	鳥島近海	450	400	6.9	10
G88	千葉県東方沖	40	40	5.0	15
GB8	茨城県南西部	70	60	5.5	8
GF6	房総半島東沖	90	90	5.5	27

応答波と入力波よりモデルの伝達関数を求め、各次モードのピーク高さが観測結果の伝達関数と合うように減衰定数を調整し、モード減衰定数を定める。スペクトルフィッティングにより得られたモデルの伝達関数と観測結果との比較を図-5に示す。解析モデルの伝達関数は卓越周期におけるピーク高さ及び尖锐度とも観測結果をよく近似している。

I地盤、G地盤の7つの地震記録を用いてスペクトルフィッティング法により求めたモード減衰定数とモード次数との関係を図-6に示す。I地盤のモード減衰定数は1次約0.1、2次約0.05、3次0.04~0.06であり、高次減少型を示していることがわかる。また、地盤の層厚(6L~12m, 6L~24m)が異ってもほぼ同じ値を示す。G地盤についても、モード減衰定数は1次約0.15、2次約0.06、3次~5次約0.04と高次減少型を示し、かつ地盤の層厚(6L~45m, 6L~85m)が異ってもほぼ同じ値を示す。以上の結果をふまえて下記の2点が指摘される。

- ① 地盤のモード減衰定数は1次で約0.1という大きな値をとり得るのか?
- ② 地盤のモード減衰は高次減少型と結論づけられるのか?

この2点の疑問に対しては、更に模型砂地盤の振動台試験を実施して、検証した結果を次章3.で後述する。

2. 4 一次元波動モデルによる伝達特性の最適化

地盤のモードの減衰が高次減少型を示すすれば、図-1より地盤の減衰はMaxwell型モデルに近いと考えられる。そこで、7つの地震観測結果の平均伝達関数を地盤の伝達関数とし、この伝達関数をMaxwell型減衰を考えた一次元波動モデルで最適化して V_s 値と部材減衰定数の最適値を求めた。最適化のプロを図-7に、その結果を図-8に示す。

伝達関数のシミュレーション結果は、観測結果をよく近似しており、地盤の伝達特性はMaxwell型減衰を考えた波動モデルの最適化により近似しうると考えられる。

3. 振動台加振により求めた模型砂地盤の減衰性

ここでは前述の地震観測結果から得られた地盤のモード減衰定数の大きさと高次減少性を模型砂地盤の振動台加振試験で検討した結果について述べる。

3. 1 模型砂地盤の概要

せん断土槽は図-9に示すように直径1.4m、高さ1.8mの円柱形である。外殻は、多段の鋼板テンションリングよりなりゴムメンブレンを内貼りしてある。土槽最上部のリングは基礎

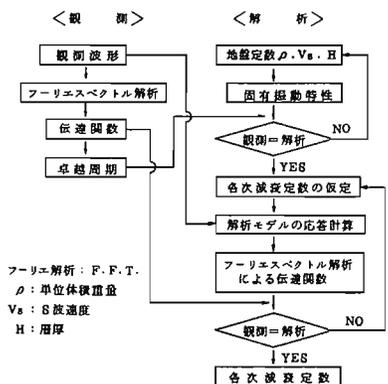


図-4 スペクトルフィッティングフローチャート

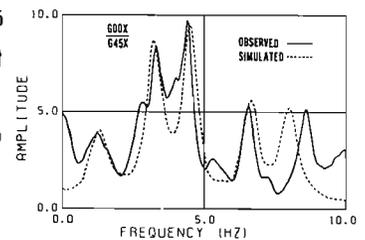


図-5 スペクトルフィッティングした伝達関数

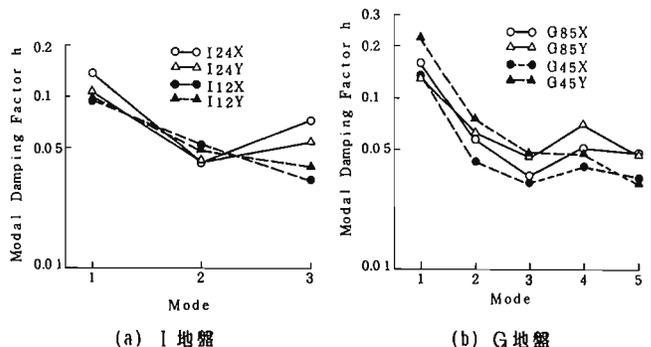


図-6 モード減衰定数

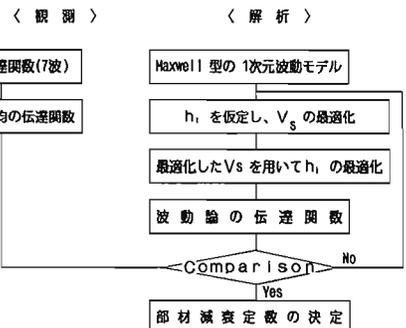


図-7 最適化手法のフローチャート

3.5 地震波加振の結果

地震波加振結果から地表とGL-1800 層との伝達関数を求めスベクトルフィッティング法を用いて計算した模型地盤のモード減衰定数を図-13に示す。モード減衰定数は加振振動が10Gal ~ 100Gal の場合、1次が約 0.06 ~ 0.11、2次が約 0.02 ~ 0.07、3次で約 0.01 ~ 0.04 であり、高次減少型を示すことがわかる。また加振振幅を 200Gal と大きくした場合のモード減衰定数は、1次が約 0.22、2次が約 0.12、3次が約 0.03 であり、加振振幅の増大にともない1次と2次の減衰定数が大きくなり高次減少性がより顕著になっている。これはせん断歪の増大に影響されたものと考えられる。

またMaxwell 型減衰を考慮して1次元波動モデルを用いた最適化手法を適用して求めた伝達関数を図-14に示す。これより、実験の伝達関数は、Maxwell 型減衰を考えたモデルの伝達関数で近似できること、また、模型砂地盤の減衰をMaxwell 型とする場合の1次減衰定数の最適値は $h_1 = 0.1$ であることがわかった。

4. 2つの型の減衰性が実地盤の地震応答特性に及ぼす影響

実地盤の地震動観測および模型砂地盤の振動台試験より得られた1次 $h_1 = 0.1$ のMaxwell 型減衰とした場合、従来の室内試験の $h = 0.02$ の履歴型減衰とした場合の2つの減衰特性の相違が地震応答特性に及ぼす影響を調べるため、I地盤の表層24mを多質点系モデルに置換し、2つの型の減衰特性を与えて実地震波に対する応答の比較計算を行った。入力波は、表-1(a)の近地地震(I80)と遠地地震(I75)の地中記録を用い、最大値を80Galに規準化した。地盤モデルの1次固有周期は0.33secである。これに対して地震波I80の卓越周期は0.7secと0.2secにあり、地震波I75の卓越周期は1.5sec、0.8sec、0.45secにある。最大応答加速度分布と最大応答せん断歪分布の計算結果を図-15、図-16に示す。減衰特性を $h = 0.02$ の履歴型とした場合の応答値は、 $h = 0.10$ のMaxwell 型とした場合と比較すると、加速度分布が10~20%、せん断歪分布が30~40%大きくなること分る。

また、G地盤についても同様の解析を行い、ほぼ同じ結果を得ている。

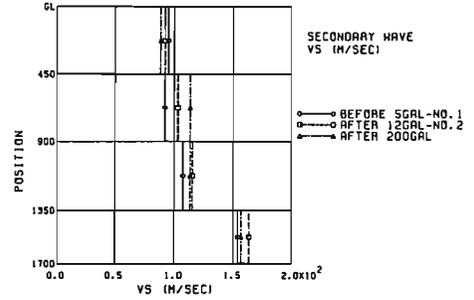


図-11 PS検層より求めたS波速度

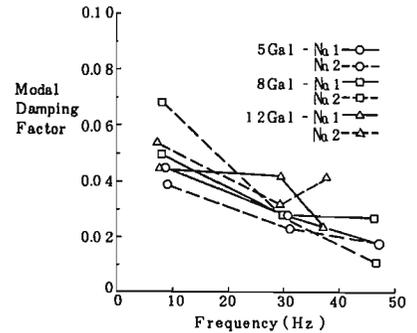


図-12 モード減衰定数と振動数の関係

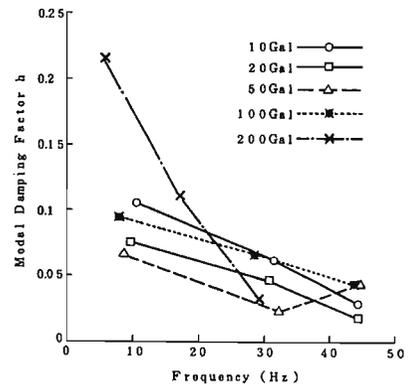


図-13 モード減衰定数と振動数の関係

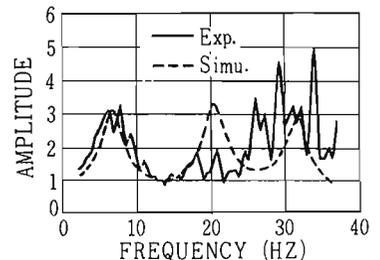


図-14 伝達関数の最適化結果

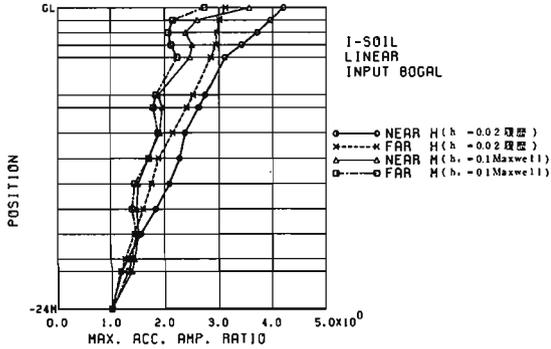


図-15 I地盤の最大応答加速度分布

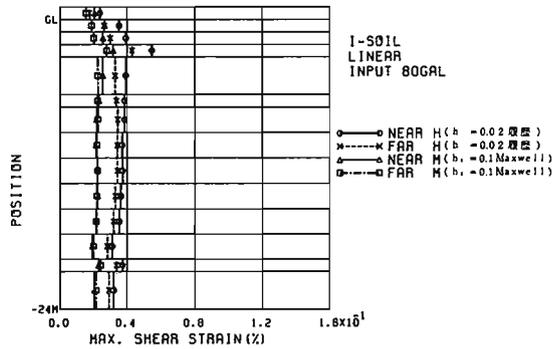


図-16 I地盤の最大応答せん断歪分布

5. まとめ

以上の地震動観測と模型砂地盤の振動台試験結果をまとめると下記のとおりである。

- ① 実地盤の地震動観測記録より求めた地盤のモード減衰定数は1次約0.1、2次約0.05、3次約0.04程度であり、明らかに高次減少型を示す。またこれを簡便な力学的モデルで表現すると1次 $h_1 \approx 0.1$ のMaxwell型が良く対応する。
- ② せん断土槽を用いた模型砂地盤の振動台試験で求めたモード減衰定数は微小加速度レベルの正弦波加振の場合で1次約0.06、2次約0.03、3次約0.02であり、10Gal～100Galの地震波加振の場合は1次約0.1、2次0.05、3次0.03であった。いずれの場合も高次減少型を示し、その伝達特性はMaxwell型減衰モデルで表わしうることがわかった。
- ③ 減衰特性を地震動観測や模型地盤の振動台試験で得られた1次 $h_1 \approx 0.1$ のMaxwell型減衰とする場合に比べ、従来の室内試験の結果に基づいて $h \approx 0.02$ の履歴型減衰とする場合には加速度で約10～20%、せん断歪で約30～40%地震応答を大きく評価しすぎる傾向のあることがわかった。

参考文献

- 1) 津川、小林、他 「軟弱地盤における地震動のシミュレーション解析」第4回日本地盤工学シンポジウム1975
- 2) 北澤、河村、他 「スペクトルフィッティングにより実測記録から求めた地盤の減衰定数」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和50年10月
- 3) 横田 「東京の軟弱地盤における地中地震観測」第5回地盤振動シンポジウム 1977.2
- 4) 正木、飯田 「軟弱地盤のQ値とS波速度、N値との関係」地震 2, 33 1980
- 5) 岡生、岩橋 「地震時における軟弱地盤非線形応答の模型振動実験と数値シミュレーション」電力中央研究所報告 昭和53年10月
- 6) 北澤、河村、他 「地盤の振動減衰性に関する研究—模型地盤の振動台による地震波加振とその解析—」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年 8月
- 7) Hardin 「The Nature of Damping in Sands」Proc. ASSE Vol191. SH1 1965
- 8) 岩崎、龍岡、他 「広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性」土木研究資料1976
- 9) 太田、丹羽、他 「散乱波を考慮した地盤の地盤応答解析」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年 9月
- 10) 北澤、河村、他 「地盤の減衰性に関する研究—軟弱地盤のモード減衰の高次減少性—」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年 9月
- 11) 河村、大石 「地盤のモード減衰の高次減少性に関する検討」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和56年 9月
- 12) 安井、吉原 他 「表層地盤の透過逸散減衰の簡易な計算について」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年 8月
- 13) Harain, Drnevich 「Shear Modulus and Damping in Soils」Proc. ASCE Vol198 SH7 1972
- 14) Caughey 「Classical Normal Mode in Damped Linear Dynamic System」Jurnal of Applied Mechanics, June. 1960

地盤の非線形地震応答特性

田 蔵 隆* 清水 勝美** 横田 治彦*

1. ま え が き

土は非線形性の強い材料であり、強震時に地盤が非線形応答を呈することは周知のとおりである。地盤と構造物の地震被害の高い関連性が、多くの地震被害調査報告において指摘されており^{(1)~(7)}、各種構造物の耐震安全性を論ずる上で、強震時における地盤の非線形挙動予測が重要な検討課題となっている。

一般的には地盤が軟弱なほど地盤震動の増幅度が大きくなることから、非線形地震応答に伴う地盤表層の剛性低下は地盤表層が軟弱なほど顕著となり、耐震安全性の観点からは、軟弱地盤における重要構造物の建設の回避は至極当然のことと言わざるを得ない。しかし、我が国では、国土利用の稠密化に伴い、臨海の埋立地などの軟弱地盤に大型重量構造物を建設する機会は日ごとに増大しており、その耐震性に対する懸念と現実があたかも逆行するかのような状況にある。

地盤の非線形地震応答に関する研究はここ十数年来活発に行われてきており^{(8)~(12)}、解析的研究^{(13)~(24)}をはじめとして、地盤模型に対する実験的研究^{(25)~(33)}、地震観測に基づく実測的研究^{(34)~(40)}、あるいは地震被害事例に基づく研究など^{(41)~(42)}、その研究成果の数は多く、地盤震動に関する研究分野において非線形地震応答に関する研究は、新たな一つの研究分野を形成していると言っても過言ではないように思われる。しかし、地盤の非線形地震応答に関するこれまでの研究において、著しく不足していると考えられる点は、解析的あるいは実験的研究の成果に対する実証である。これらの実証的研究の欠如は、明らかに非線形地震応答を伴うような強震記録の不足によるものである。耐震工学研究の着実な発展は、少なからず地震記録に基づく実証的研究に依存しており、地盤の非線形地震応答特性に対する研究の今後の進展に関しても、このような実証的研究の必要性はきわめて高いと考えられる。

本稿は地盤の非線形地震応答特性に関して述べたものであり、特に強震記録に基づく研究成果の紹介に心掛けた。2章では、地盤の非線形地震応答解析法として一般的に用いられている等価線形解析法と逐次積分法の数値解析上の特徴について述べた。3章では、非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的变化に関する同定手法を示し、その手法を適用して強震時における実地盤の非線形地震時挙動特性について検討した結果について述べた。4章では、5地点の軟弱地盤を対象として非線形地震応答解析を行い、これより得られた地表部の加速度応答波形に基づいて算定した平均加速度応答スペクトル倍率と、線形地震応答に対する非線形地震応答の比に関して考察を行い、軟弱地盤の強震時における動的応答特性の一般的評価を試みた例について示した。

なお、本稿で述べた地盤の非線形地震応答特性は、せん断波入射による1次元地盤モデルに対する非線形地震応答特性であり、2次元および3次元の地盤非線形地震応答問題に関しては言及していない。また、地盤の液化化の問題に関しても除外している。

2. 地盤の非線形地震応答解析

地盤の非線形性を考慮した地震応答解析法として、地盤剛性および減衰のひずみ依存性を等価線形モデルに置き換える等価線形解析法⁽⁴³⁾と、土の履歴型応力ひずみ関係を時々刻々追跡する逐次積分法がある。

本章では、等価線形解析法ならびに逐次積分法によって地盤の非線形地震応答解析を行う場合の留意点、逐次積分法において用いられる土の動力学モデルの実地盤に対する適用性、ならびに等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異に関して検討された研究成果について述べる。

2.1 地層分割数および有効ひずみ換算係数が解析結果に及ぼす影響度に関する基礎的検討⁽⁴⁴⁾

せん断型の1次元多質点ばね系モデルで地盤の非線形地震応答解析を行う場合、その結果は地盤の地層分割数Nによって変化することが考えられる。また、等価線形解析法の場合、最大ひずみから有効ひずみを求めるための係数(本稿ではこれを有効ひずみ換算係数 η と称する)によって結果が異なることが予想される。現状ではこれらを理論的に厳密に定める方法は存在せず、非線形地震応答解析結果の妥当性に曖昧さを残す要因になっている。本節では、地盤地表部の最大応答値に及ぼす地層分割数Nと有効ひずみ換算係数 η の影響度、ならびに最適な地層分割数Nと有効ひずみ換算係数 η に関して、強震記録に基づいて行った検討結果を示す。

図1は地震観測を実施した千葉県君津郡袖ヶ浦の地盤概要について示したものであり、図2は地震観測から得られた強震記録である。当該地盤は地表からG.L.-14m付近までが、せん断波速度 $V_s=110\sim 190\text{ m/s}$ の軟弱な埋立土層である。加速度計はG.L.-1m、G.L.-18mおよびG.L.-42mの深さに埋設されている。図2の強震記録は1980年9月25日の千葉県中部地震(マグニチュード $M=6.1$ 、震源深さ $D=80\text{ km}$ 、震央距離 $\Delta=22\text{ km}$)によって得られたものであり、地盤地表部および基盤での最大加速度はそれぞれ194ガルおよび64ガルである。

図1に併記した解析モデルにおいて、【12分割モデル】とは、地盤のせん断波速度 V_s 、土の単位体積重量 w が変化する位置および加速度計が埋設されている位置を地層分割の基準とした解析モデルであり、【22分割モデル】および【44分割モデル】は、【12分割モデル】の各地層をさらにほぼ2分割および4分割したモデルである。

表1は地表部の最大加速度、最大速度および最大変位について、逐次積分法および等価線形解析法による解析結果について示したものである。修正Ramberg-Osgoodモデル(修正R-Oモデル)を用いた場合、地層の分割数Nが地表部の最大加速度に与える変動は4%程度(154.7ガル/148.6ガル)であるのに対し、修正Hardin-Drnevichモデル(修正H-Dモデル)の場合は27%(61.0ガル/47.9ガル)となっている。しかし、最大速度および最大変位に関しては、地層の分割数Nによる影響はほとんど見られないことが分かる。

等価線形解析法による結果において、地層の分割数Nが地表部の各最大応答値に与える影響はきわめて小さい。しかし、有効ひずみ換算係数 η に関してはかなりの変動が発生し、最大加速度、最大速度および最大変位に関する差は、

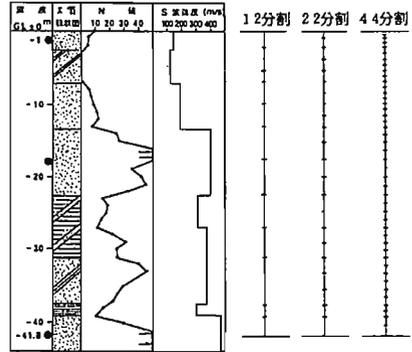


図1 袖ヶ浦地盤の概要および地層分割

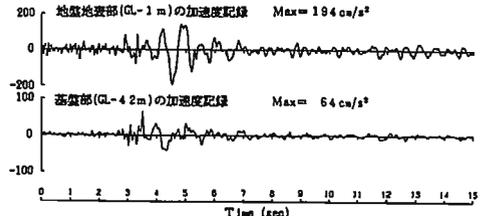


図2 袖ヶ浦地盤で得られた強震記録(1980年9月25日千葉県中部地震)

表1 地盤地表部での最大応答値

地層分割数	等価線形解析法				逐次積分法	
	$\eta=0.30$	$\eta=0.65$	$\eta=0.80$	$\eta=1.00$	修正H-D	修正R-O
最大加速度 (cm/s ²)	117.8	107.9	101.8	86.0	47.9	148.8
最大速度 (cm/s)	12.7	11.9	11.7	11.6	10.2	15.1
最大変位 (cm)	1.5	1.5	1.5	1.8	1.7	2.2

表2 各解析ケースのJ値

応答	地震応答解析手法	地層分割数 N			
		12	22	44	
加速度	逐次積分法	修正H-D	0.747	0.616	0.632
		修正R-O	0.204	0.191	0.192
	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.2297	0.233	0.233
		$\eta=0.40$	0.232	0.232	0.233
		$\eta=0.50$	0.237	0.236	0.236
		$\eta=0.65$	0.337	0.337	0.337
速度	逐次積分法	修正H-D	0.670	0.521	0.535
		修正R-O	0.120	0.116	0.112
	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.2230	0.223	0.223
		$\eta=0.40$	0.223	0.223	0.223
		$\eta=0.50$	0.223	0.223	0.223
		$\eta=0.65$	0.307	0.307	0.307
変位	逐次積分法	修正H-D	1.828	1.894	1.418
		修正R-O	0.253	0.249	0.247
	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.254	0.252	0.252
		$\eta=0.40$	0.253	0.253	0.253
		$\eta=0.50$	0.254	0.252	0.252
		$\eta=0.65$	0.401	0.401	0.400

それぞれ最大で25%、10%、20%となっている。

最適な地層分割数Nおよび有効ひずみ換算係数 η について検討するために、観測記録と計算波の一致度を次式から求まるJ値によって判定した。

$$J = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x^*(t) - x(t)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x^*(t)^2 dt} \quad (1)$$

ここに、 $x^*(t)$ および $x(t)$ は、観測記録および計算波であり、 t_0 および t_1 は一致度を判定する時間区間の開始時刻および終了時刻である。J値が小さいほど、両者の一致度が高いことになる。

各解析ケースについて求めたJ値を表2に示した。なお、これは記録の主要動付近に注目し、 $t_0=3.5s$ 、 $t_1=5.0s$ として求めたJ値である。これより、逐次積分法の場合、修正H-DモデルによるJ値に比較して、修正R-OモデルのJ値はかなり小さいことが分かる。さらに、修正R-OモデルのJ値において、加速度記録に関しては【22分割モデル】のJ値が最も小さいが(J=0.191)、【44分割モデル】のJ値(J=0.192)との差はほとんどない。速度および変位記録に関しては【44分割モデル】のJ値が最も小さいが(速度; J=0.112、変位; J=0.247)、この場合も【22分割モデル】のJ値(速度; J=0.116、変位; J=0.249)との差は大きくない。

一方、等価線形解析法の場合、地層分割数NによるJ値の差はほとんど見られないが、有効ひずみ換算係数 η の値に関しては、 $\eta=0.4$ に対するJ値が加速度、速度および変位とも最小値を与えていることが分かる。

表2の検討をさらに拡張し、入力最大加速度が100ガル、150ガル、200ガルの場合の最適な有効ひずみ換算係数 η に関する検討を行った。これは図2に示した基盤での観測記録の最大加速度を100ガル、150ガル、200ガルとし、逐次積分法による非線形地震応答解析結果を正解として検討したものである。

解析モデルは【22分割モデル】を対象とし、土の動力学モデルとしては修正R-Oモデルを用いた。逐次積分法と等価線形解析法による解析結果の一致度は、(1)式で求まるJ値から検討した。表3は $t_0=3.5s$ 、 $t_1=5.0s$ に対するJ値を示したものである。入力加速度の大きさに対してJ値の最小値を与える η は変動しており、入力加速度が100ガルの場合は $\eta=0.4\sim 0.5$ 、150ガルの場合は $\eta=0.5\sim 0.65$ 、200ガルの場合は $\eta=0.4\sim 0.5$ となっている。

最適な有効ひずみ換算係数 η に関する他の研究として、大崎の研究⁽¹⁷⁾がある。大崎は有効ひずみ換算係数 η を0.5、0.7および0.9とした場合の等価線形解析法の結果と逐次積分法による結果の地表の最大加速度応答値に関する比較を行っている。図3はその解析結果について示したものである。図3の結果は、入力最大加速度が大きくなり、地盤に発生する地震時ひずみが大きくなるほど、有効ひずみ換算係数 η を大きくする必要があることを示している。大崎はこの結果から、有効ひずみ換算係数 η 自身が最大ひずみ γ_{max} の関数として定義されるべきものであり、このことから一概に最適な有効ひずみ換算係数 η を定義することは困難であるとしている。

表3 逐次積分法と等価線形解析法の一致度に対する検討(J値)

応答	有効ひずみ換算係数 η	入力最大加速度(ガル)		
		100	150	200
加速度	0.30	0.227	0.634	0.427
	0.40	0.147	0.288	0.154
	0.50	0.167	0.152	0.169
	0.65	0.343	0.185	0.364
	0.80	0.553	0.344	0.622
	1.00	0.863	0.600	0.933
速度	0.30	0.186	0.424	0.263
	0.40	0.085	0.185	0.090
	0.50	0.091	0.089	0.072
	0.65	0.187	0.081	0.169
	0.80	0.331	0.164	0.329
	1.00	0.538	0.328	0.557
変位	0.30	0.256	0.514	0.425
	0.40	0.143	0.320	0.207
	0.50	0.102	0.184	0.127
	0.65	0.171	0.101	0.162
	0.80	0.361	0.149	0.294
	1.00	0.713	0.332	0.519

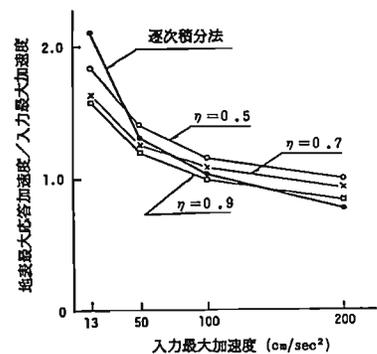


図3 有効ひずみ換算係数 η に対する検討(文献17)

2.2 修正 Ramberg-Osgoodモデルの解析定数 h_{max} の設定方法⁽²³⁾⁽³⁹⁾

R-OモデルとH-Dモデルが、土の履歴型応力ひずみ関係を表す動力学モデルとして代表的である。R-Oモデルはもともと金属材料の動的非線形挙動を解析するために提案されたものであり、土の問題に関しては有効な関数表示にはなっていない。H-DモデルはR.L.Kondnerによって提案された双曲線型の応力ひずみ関係式を基本としたもので、土の非線形問題に関して提案されたモデルである。しかし、H-Dモデルは履歴曲線によって囲まれる面積、すなわち1サイクルの振動で失われる損失エネルギーの量だけを規定したものであり、履歴曲線に関する明確な表示はなされていない。そのため、両モデルともその修正モデルが考えられており、逐次積分法によって地盤の非線形地震応答解析を行う場合はこの修正モデルが用いられている⁽¹³⁾⁽²⁶⁾⁽²⁷⁾⁽⁴⁵⁾。

龍岡ら⁽²⁶⁾の提案による修正R-Oモデルの骨格曲線および履歴曲線は次式のように与えられる。

$$\text{骨格曲線 ; } \gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (2)$$

$$\text{減衰曲線 ; } \frac{\gamma \pm \gamma_a}{2} = \frac{\tau \pm \tau_a}{2 G_0} (1 + \alpha \left| \frac{\tau \pm \tau_a}{2} \right|^\beta) \quad (3)$$

ここに、 γ および τ はせん断ひずみおよびせん断応力であり、 γ_a および τ_a はそれぞれせん断ひずみおよびせん断応力の振幅値である。また、 G_0 は初期せん断弾性係数であり、 β および α は、

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}}, \quad \alpha = \left(\frac{2}{G_0 \gamma_r} \right)^\beta \quad (4)$$

である。さらに、 h_{max} は γ が無大のときの減衰定数であり、 γ_r は規準ひずみである。

一方、Masing則によって履歴曲線を規定した修正H-Dモデル⁽⁴⁵⁾の骨格曲線および履歴曲線は次式のように与えられる。

$$\text{骨格曲線 ; } \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + |\gamma/\gamma_r|} \quad (5)$$

$$\text{減衰曲線 ; } \frac{\tau \pm \tau_a}{2} = \frac{G_0 (\gamma \pm \gamma_a)/2}{1 + |(\gamma \pm \gamma_a)/2 \gamma_r|} \quad (6)$$

ところで、修正R-Oモデルの解析定数は、 G_0 、 γ_r および h_{max} である。 h_{max} は γ が無大のときの減衰定数として定義されるものであるが、修正R-Oモデルにおいて h_{max} をこのように定めると、図4の例に示すように理論上定義される $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線と実際の土の実験曲線とは通常部分的にかなりのずれが生じることになる。このずれが解析結果に与える影響は大きく、解析精度の観点からはこのずれを極力小さくすることが望ましいと言える。

いま、修正R-Oモデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線の定義式に注目すると、これらはいずれも h_{max} の関数として以下のように書くことができる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \{2(\gamma/\gamma_r)(G/G_0)\}^\beta} \quad (7)$$

$$h_{eq} = h_{max} \{1 - (G/G_0)\} \quad (8)$$

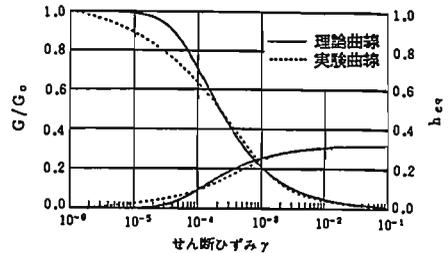


図4 修正 Ramberg-Osgoodモデルで定義される理論曲線と実験曲線の比較

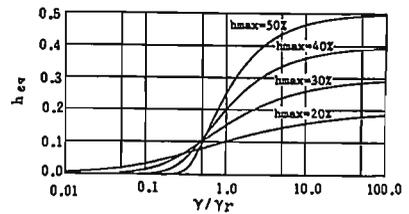
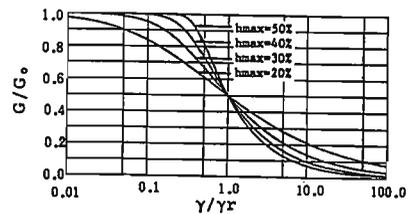


図5 h_{max} に対する $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線の変化特性

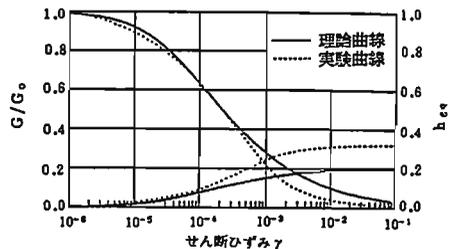


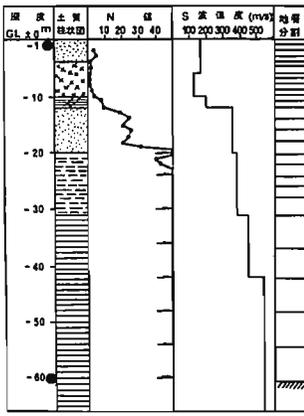
図6 実験曲線と一致するように h_{max} の値を操作した場合の理論曲線

図5は上式において、 h_{max} をパラメータとして $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線の変化特性を見たものである。 $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線は図5から分かるように、 h_{max} の値を変化させることによってその変化率が操作できる。解析上は $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線の理論曲線が地盤の各地層に発生する最大ひずみレベルまでの範囲において、実験曲線に十分近似していれば良く、そのひずみレベル以上で両者を一致させる必要性はない。例えば、ある地層に発生するひずみの最大値が 10^{-4} レベルであった場合、理論曲線と実験曲線の両者はこのひずみレベルまで十分近似していれば解析的には全く問題はないと言える。図6は図5に示した $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線に対して、 10^{-4} のひずみレベルまでの範囲で理論曲線と実験曲線が近似するようにした例について示したものである。

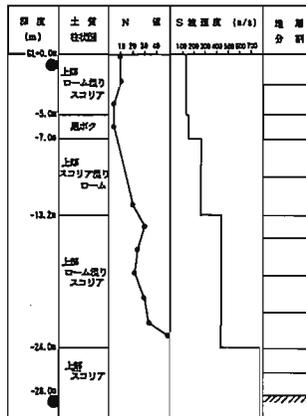
2.3 地震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析⁽³⁹⁾⁽⁴⁰⁾

本節では、地震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析から、土の動力学モデルの実地盤に対する適用性に関して検討した結果について述べる。

解析の対象とした地盤は、図1に示した袖ヶ浦地盤、ならびに図7および図8に示す東京都港区芝浦および静岡県駿東郡の地盤である。地震観測から得られた強震記録は、図2と図9および図10に示す記録である。東京都港区芝浦で得られた強震記録は、1980年9月25日の千葉県中部地震($M=6.1$ 、 $D=80\text{km}$ 、 $\Delta=43\text{km}$)によるものであり、静岡県駿東郡で得られた観測記録は1983年8月8日の神奈川・山梨県境地震($M=6.0$ 、 $D=22\text{km}$ 、 $\Delta=18\text{km}$)によるものである。芝浦地盤での地表部および基盤での最大加速度はそれぞれ96ガル、27ガルであり、駿東郡の地盤では435ガル、134ガルである。



● 地震計設置位置
図7 芝浦地盤の概要および地層分割



● 地震計設置位置
図8 駿東郡地盤の概要および地層分割

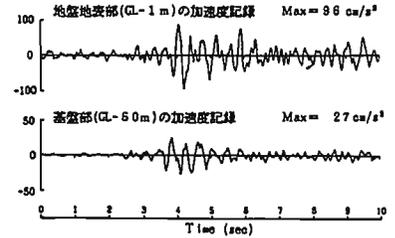


図9 芝浦地盤で得られた強震記録 (1980年9月25日千葉県中部地震)

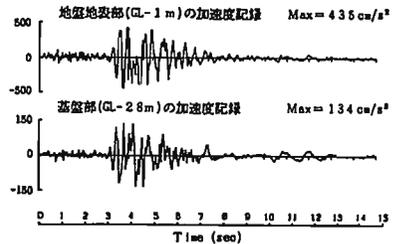
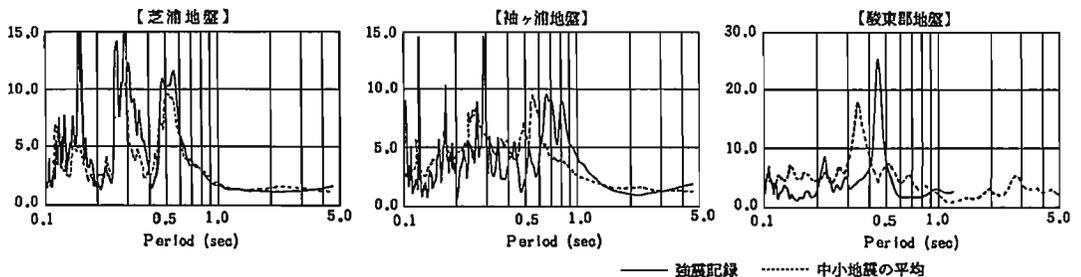


図10 駿東郡地盤で得られた強震記録 (1983年8月8日神奈川・山梨県境地震)



— 強震記録 ——— 中小地震の平均
図11 各地盤の基盤に対する地表の周波数伝達関数

図11は、図2、図9および図10に示した強震記録に基づく基盤に対する地表部の周波数伝達関数とこの強震記録を除く中小地震による観測記録に基づく平均周波数伝達関数と対比したものである。これより、芝浦地盤では両者に大きな差異は見られないが、袖ヶ浦地盤では平均周波数伝達関数の周期0.55秒付近のピークが0.65～0.8秒に移行していることが分かる。また、駿東郡の地盤の場合も中小地震による平均周波数伝達関数に見られた0.35秒付近の卓越周期が、強震記録ではおよそ0.45秒に伸びていることが分かる。

非線形地震応答解析モデルは、いずれもせん断型の1次元多質点ばね系モデルとした。初期せん断弾性係数 G_0 は $G_0 = \rho V_s^2$ から算定し、規準ひずみ γ_r は芝浦地盤および袖ヶ浦地盤に関しては、岩崎らが提案している $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線⁽⁴⁶⁾⁽⁴⁷⁾において $G/G_0 = 0.5$ に対応するひずみとした。また、駿東郡の地盤モデルの規準ひずみ γ_r は、原位置試料に基づく動的三軸試験結果から得られた $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線より定めた。なお、修正R-Oモデルを用いた非線形地震応答解析結果は2.2節に示した方法により、各地層の最大ひずみレベルまでの $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線が実験曲線に十分近似するようにして行ったものである。

図12から図14に地震応答解析結果を示す。比較のために線形モデルによる地震応答解析を行い、その結果も併せて示した。線形地震応答解析はモード合成法によって行い、各モードに対応する減衰定数は、芝浦地盤に関しては、 $h_1 = 0.084$ 、 $h_2 = 0.020$ 、 $h_3 = 0.030$ 、 $h_4 \sim h_{26} = 0.018$ 、袖ヶ浦地盤に関しては、 $h_1 = 0.106$ 、 $h_2 = 0.053$ 、 $h_3 = 0.020$ 、 $h_4 = 0.007$ 、 $h_5 \sim h_{22} = 0.005$ とした⁽⁴⁸⁾。また、駿東郡地盤に関しては、 $h_1 = 0.07$ 、 $h_2 = 0.06$ 、 $h_3 \sim h_{11} = 0.05$ とした⁽⁴⁰⁾。

記録の加速度レベルから考えて、両者の対応について注目すべきところは、いずれもおおよそ時刻3秒から6秒の主要動付近の応答性状であろう。芝浦地盤に対する解析結果では、線形解析の結果を含めて土の動力学モデルの違いによる顕著な差異は見られない。しかし、袖ヶ浦地盤および駿東郡地盤の解析結果には解析モデルの違い

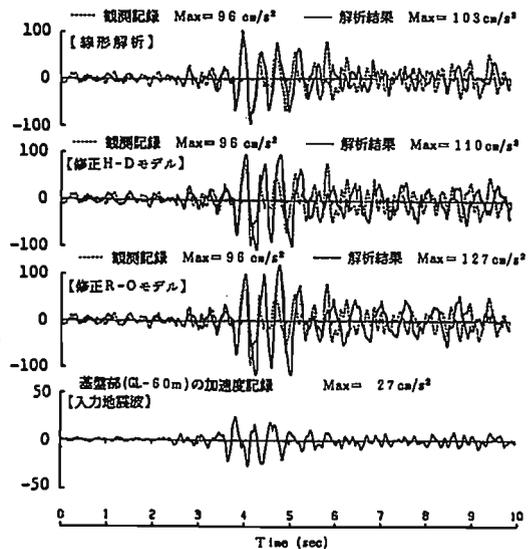


図12 芝浦地盤の非線形地震応答解析結果

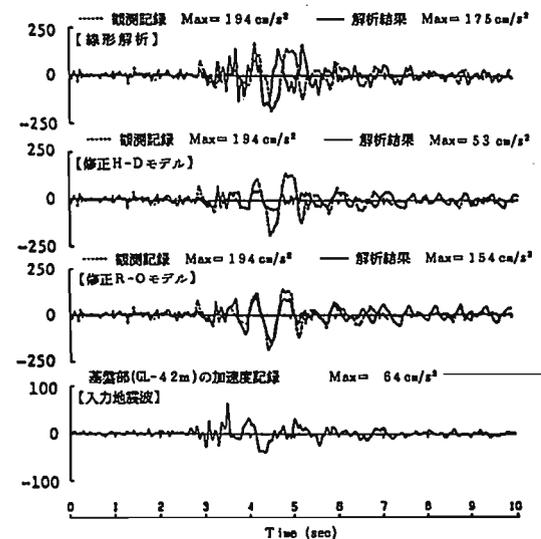


図13 袖ヶ浦地盤の非線形地震応答解析結果

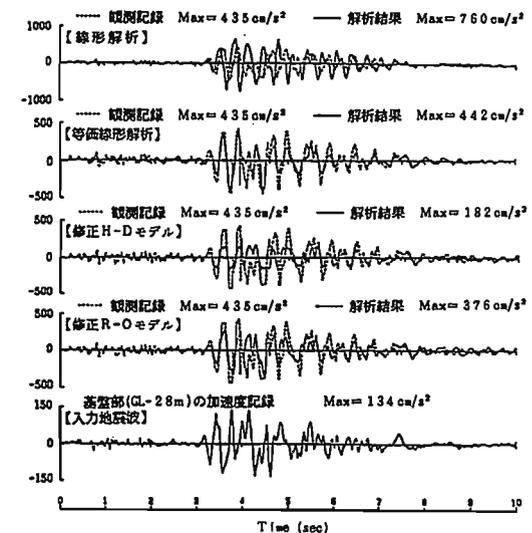


図14 駿東郡地盤の非線形地震応答解析結果

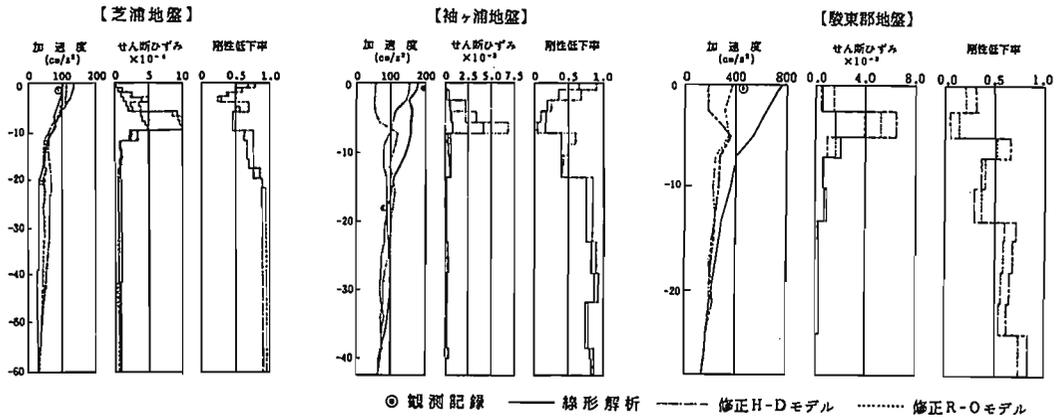


図 15 各地盤の最大応答値分布図

による明瞭な差異が発生している。つまり、線形解析の結果においては主要動付近で計算波と観測記録には大きな位相ずれが見られる。

これに対し、非線形解析の結果は解析モデルに依らず位相特性に関しては十分である。しかし、修正 H-D モデルを用いた解析結果は観測記録と比較して、応答の伸びが著しく抑えられた形になっている。これは修正 H-D モデルの履歴曲線の定義式における問題点であり、修正 H-D モデルの h_{max} は常に $h_{max} = 2/\pi = 0.637$ の一定値を与え、減衰を過大に評価するモデルになっているためであると考えられる。一方、修正 R-O モデルを用いた解析結果は観測記録と良く対応した結果を与えている。

図 15 に最大応答値の分布図を示した。各地層の最大せん断ひずみを比較すると、芝浦地盤では 10^{-4} のオーダーのひずみが発生しており、袖ヶ浦地盤および駿東郡地盤では 10^{-3} のオーダーになっていることが分かる。3 つの地盤に対する解析事例だけから断定的なことは言えないが、地盤の最大ひずみのオーダーが 10^{-3} 程度になると線形解析では十分な応答を得ることは難しく、非線形解析を行う必要があるように思われる。

2.4 等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の比較

数値解析上の簡便さが大きな理由で、等価線形解析法が強震時における地盤の非線形地震応答解析手法として広く用いられている。しかし、この解析結果と逐次積分法による解析結果とは通常差異が見られることが多く、等価線形解析法の有効性に関しては疑問視される向きがある。本節では、等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の比較を行った研究成果について述べる。

岩崎ら⁽²¹⁾は図 16 に示すような卓越固有周期が 1.8 秒、1.6 秒、1.0 秒の 3 つの軟弱地盤を対象として、入

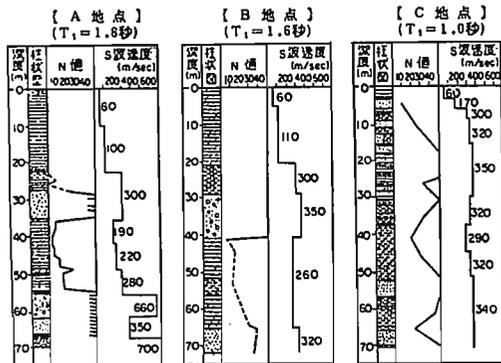


図 16 非線形地震応答解析の対象地盤(文献 21)

表 4 等価線形解析法および逐次積分法による地表面の最大加速度応答値の比較(文献 21)

入力地震波	入力最大加速度 (cm/s ²)	A 地点		B 地点		C 地点	
		逐次積分	等価線形	逐次積分	等価線形	逐次積分	等価線形
宮城県沖地盤 岡北橋記録	100	130	188	142	223	184	216
	200	228	270	218	323	272	381
	300	316	366	286	417	350	534
伊豆半島沖地盤 観音崎記録	100	322	388	284	441	258	277
	200	539	736	422	780	463	421
	300	732	—	482	1045	598	561
日向灘沖地盤 飯島橋記録	100	277	258	159	220	193	265
	200	431	523	261	409	303	403
	300	530	666	322	514	372	517
宮城県沖地盤 樽水ダム記録	100	194	278	188	248	199	257
	200	315	478	294	414	341	501
	300	414	647	370	558	457	725
豊後水道沖地盤 飯島橋記録	100	82	202	123	163	127	250
	200	162	306	178	301	178	378
	300	214	391	208	387	263	472

力最大加速度を100ガル、200ガル、300ガルとした5種類の入力地震波に対する逐次積分法と等価線形解析法による解析を行っている。なお、逐次積分法において採用した土の動力学モデルは修正R-Oモデルである。また、本研究では、等価線形解析法と逐次積分法による解析結果を同一の条件下で比較することを目的にしていることから、等価線形解析における $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線は、修正R-Oモデルによって定められる理論曲線を用いている。

表4は地表面での最大加速度応答値に関して整理した結果である。表4の結果はいくつかの例外を除けば、等価線形解析法による最大加速度応答値は、逐次積分法による最大加速度応答値より大きくなることを示している。

図17は1次固有周期が1.8秒の地盤における入力最大加速度を300ガルとした場合の等価線形解析法と逐次積分法による解析の地表面での加速度応答波形を比較したものである。これより、入力地震波の卓越周期が、地盤の1次固有周期より短い場合、両解析結果の差異は大きくなり、逆に入力地震波の卓越周期が長周期の場合は両解析結果の一致度は高くなることが理解できる。

図18は地表面の加速度応答波形から計算した加速度応答スペクトルによって、等価線形解析法と逐次積分法の解析結果の差異について検討したものである。これよ

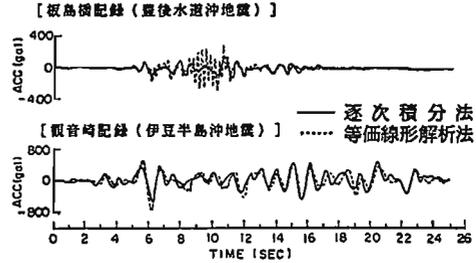


図17 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答波形の比較(文献21)

表5 等価線形解析法および逐次積分法による地表面の最大加速度応答値の比較

解析対象地盤	入力最大加速度 (cm/s^2)	逐次積分法		等価線形解析法	
		修正R-O	修正H-D	修正R-O	修正H-D
芝浦地盤	100	233	155	240	224
	200	423	179	391	258
	300	595	222	563	286
袖ヶ浦地盤	100	208	63	202	123
	200	349	78	390	124
	300	497	76	556	124

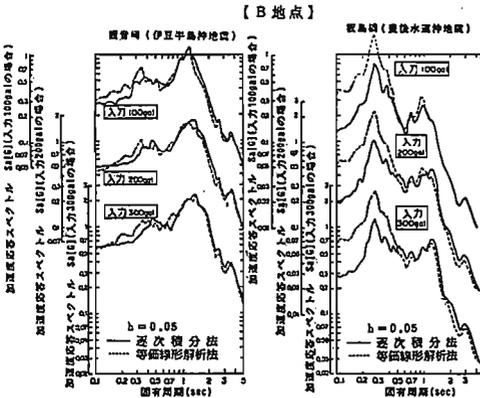
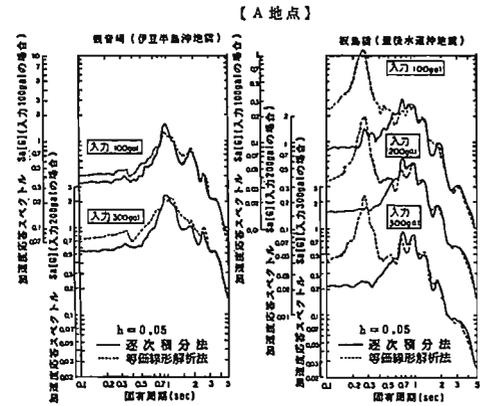


図18 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答スペクトルの比較(文献21)

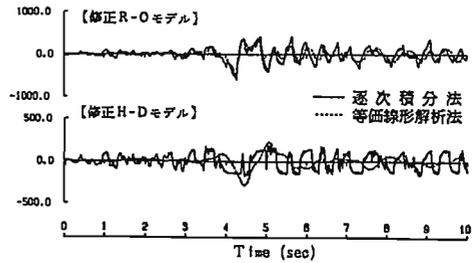


図19 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答波形の比較

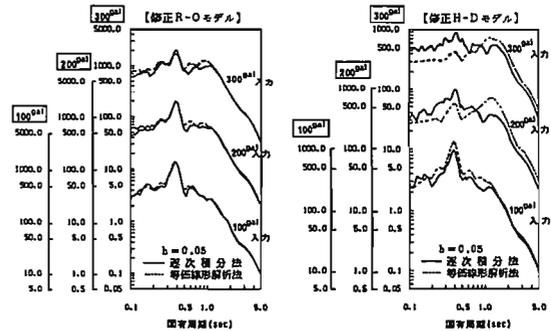


図20 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答スペクトルの比較

り、入力地震波の周期特性の違いによって両解析結果に差異が発生することが分かる。

等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異について、筆者ら⁽²⁴⁾も同様の検討を行っている。解析の対象とした地盤は、図1および図7に示した袖ヶ浦地盤と芝浦地盤である。入力地震波は図2および図9に示した基盤での加速度記録であり、入力最大加速度は100ガル、200ガル、300ガルとした。解析結果を表5、図19、図20に示す。表5の地表部での最大加速度応答値から分かるように、筆者らの検討からは修正R-Oモデルを用いた場合、等価線形解析法による結果と逐次積分法による結果は比較的良く対応するという結果が得られた。このことは、図19の加速度応答波形の比較および図20の加速度応答スペクトルにおける比較からも理解できる。しかし、修正H-Dモデルを用いた解析では、表5、図19、図20のいずれにおいても、等価線形解析法と逐次積分法による解析結果にはかなりの差異が発生するという結果になった。

最後に、等価線形解析法による解析結果と逐次積分法による解析結果がきわめて良く一致した解析事例について紹介する⁽³⁹⁾。図21は図22に示した地盤の地表部で観測された強震記録であり、最大加速度は205ガルである。この地盤では土質調査試験が行われており、各地層の土の動的試験結果が得られている。この試験結果に基づき、地表部での加速度記録から等価線形解析法によって、G.L.-30mに存在するせん断波速度880m/secの基盤上面での入射波を算定した。図23は基盤上面での加速度波形(入射波+反射波)について示したものである。解析上の地層分割は図22に示したとおりである。なお、この解析における有効ひずみ換算係数 η は0.65とした。

逐次積分法による解析は修正R-Oモデルを用い、2.2節の方法により、各地層に発生する最大ひずみレベルまでの範囲で $G/G_0 \sim \gamma$ の理論曲線と実験曲線が近似するように、修正R-Oモデルの解析定数 h_{max} の値を修正した。また、解析は1次元多質点ばね系モデルにより基盤下方への波動逸散を考慮して行った。要素分割は等価

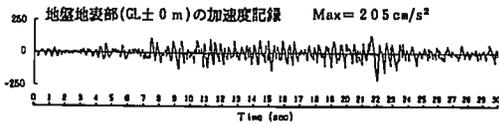


図21 地盤地表部で得られた強震記録

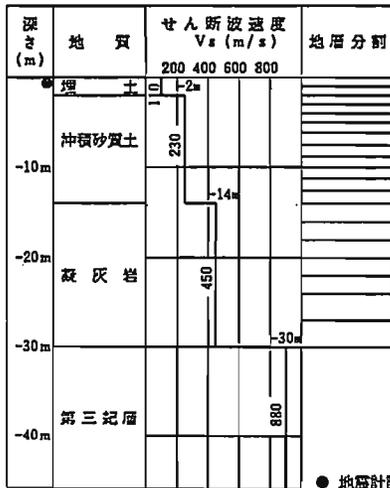


図22 強震記録が得られた地盤の概要および地層分割

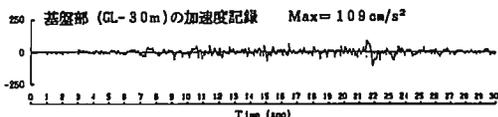


図23 等価線形解析法により算定した基盤面の加速度波形

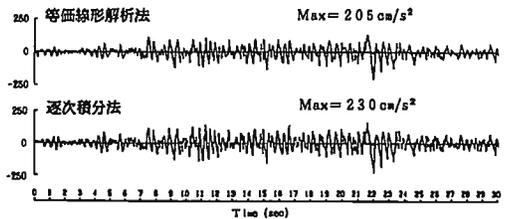


図24 等価線形解析法および逐次積分法による加速度波形の比較

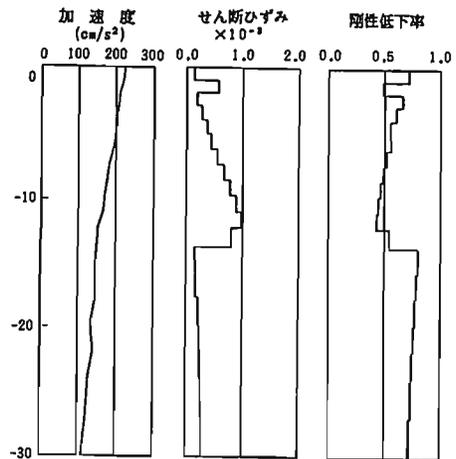


図25 最大応答値の分布図

線形解析の場合と同じである。

図24は逐次積分法による解析結果と観測記録を比較したものである。図23の加速度波形を入力波として等価線形解析法により地表部での加速度応答を求めると、図21の観測記録に一致することから、図24は等価線形解析法による解析結果と逐次積分法による解析結果との比較を行っていることに相当する。図24の結果は、等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異に関して、これまでの指摘とは多少異なり、記録の全継続時間を通じて両者はきわめて良く一致した結果になっている。

逐次積分法によって得られた最大応答値の分布図を図25に示したが、図中の剛性低下率の分布から分かるように、G.L.-14m以浅で剛性低下率は0.5以下になっており、この地層でかなりの非線形挙動が発生したことは明らかである。

3. 非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定

地盤が非線形応答を呈した場合、その地震時挙動特性として予想されることは、地盤の卓越周期の伸びと加速度応答倍率の低下である。これは土の剛性低下と履歴減衰の増加に伴って発生するものであり、地盤の非線形応答における典型的な現象であると考えることができる。

本章では、非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期ならびに減衰定数の時間的変化に関して、地震記録に基づいて行った検討結果について述べる。

3.1 地盤の非線形地震応答問題に対する同定手法⁴⁹⁾

本節で述べる地盤の非線形地震応答問題に対する同定手法は、J.L.Beck⁵⁰⁾の提案手法に修正を加えた方法である。加速度 $\ddot{x}_0(t)$ を入力波とした場合の多自由度系の振動方程式をモード分解し、 j 次モードに対応する振動方程式の両辺に j 次モードの i 自由度成分のモード値 ϕ_{ij} を乗じることにより、次式が得られる。

$$\ddot{u}_{ij}(t) + 2h_j\omega_j\dot{u}_{ij}(t) + \omega_j^2 u_{ij}(t) = -\beta^0_{ij}\ddot{x}_0(t) \quad (9)$$

ここに、 $u_{ij}(t) = \phi_{ij}q_j(t)$ 、 $\beta^0_{ij} = \phi_{ij}\beta_j$ であり、 ω_j 、 h_j 、 β_j および $q_j(t)$ は、それぞれ j 次モードの固有円振動数、減衰定数、刺激係数および基準座標である。また、 t は時間である。

$u_{ij}(t)$ は i 自由度の変位 $x_i(t)$ の j 次モードによる変位成分を表しており、基盤で得られた加速度波形 $\ddot{x}_0(t)$ を入力波とし、(9)式の1自由度系の振動方程式を解くことによって $u_{ij}(t)$ が求められる。Beckの方法は、(9)式を解いて得られた応答 $u_{ij}(t)$ と観測記録 $x^*_i(t)$ を用いて、次式による J_{ij} を計算し、 J_{ij} が最小となるときの固有円振動数 ω_j 、減衰定数 h_j および刺激係数 β^0_{ij} を求めようとする方法である。

$$J_{ij} = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x^*_i(t) - u_{ij}(t)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x^*_i(t)^2 dt} \quad (10)$$

ここに、 t_0 および t_1 は、 $x^*_i(t)$ と $u_{ij}(t)$ の適合度を判定しようとする時間区間の開始時刻と終了時刻であり、 J_{ij} が小さいほど $x^*_i(t)$ と $u_{ij}(t)$ の一致度が高いことになる。

非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期ならびに減衰

定数の時間的変化を検出する上で、(10)式をそのまま適用するには問題がある。このことを図26に示した概念図に基づいて説明する。いま、非線形地震応答に伴い、記録の2秒ごとに卓越周期 T_1 が0.7秒(記録の時刻0秒から2秒の間)、1.2秒(2秒~4秒の間)、……と変化しているものと仮定する。時刻0秒から2秒の間の同定に関しては、(10)式の適用に特に問題は発生しない。しかし、時刻2秒から4秒の間の卓越周期 T_1 を同定する場合、(9)式による解析は再度時刻0秒から開始されることになり、時刻2秒から4秒の間の卓越周期の正解

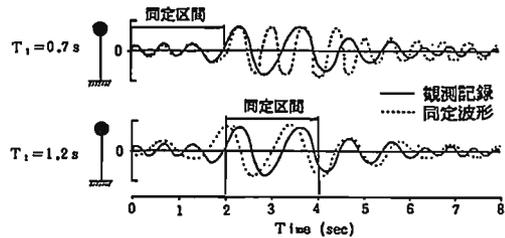


図26 地盤の非線形地震応答問題に対するBeckの方法の適用の問題点

値 $T_1 = 1.2 \text{ s}$ が仮りに同定されていたとしても、時刻 0 秒から 2 秒までの $T_1 = 0.7 \text{ s}$ との周期の違いによって、時刻 2 秒の時点で観測記録と計算波に位相のずれが生じていることになる。わずかな位相のずれであっても、(10)式から求まる J_{11} は大きな値となり、正しい卓越周期の同定は困難になる。このことは時刻 4 秒以降の同定においてさらに顕著となる。

そこで、地盤の非線形地震応答問題に関してはこのような位相のずれが生じることを考慮し、 J_{11} を次式から計算することにした。

$$J_{11}(\pm d\tau) = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x^*_{1i}(t) - u_{1i}(t \pm d\tau)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x^*_{1i}(t)^2 dt} \quad (11)$$

ここに、 $d\tau$ は適当に定めなければならない時間の移動幅で、 $0 \leq d\tau \leq (t_1 - t_0)$ である。なお、観測記録 $x^*_{1i}(t)$ は変位、速度、加速度のいずれであっても構わない。

3.2 強震記録に基づく地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定⁽⁴⁹⁾

図 2 に示した袖ヶ浦地盤で得られた地震観測記録に基づいて行った地盤の卓越周期、減衰定数ならびに刺激係数の時間的変化に対する同定結果を表 6 に示す。これは計算時間間隔を 2 秒として行ったものである。加速度記録に基づく同定結果より、固有周期 T_1 は 0.52 秒、0.59 秒、0.74 秒、0.68 秒、0.72 秒、減衰定数 h_1 は 4.5%、5.0%、10.0%、6.1%、8.9% と推移した結果になっていることが分かる。記録のおよそ 4 秒から 6 秒付近がこの記録の主要動部分であり、この時刻において固有周期 T_1 が 0.74 秒に伸び、減衰定数が 10.0% に増加しているのは地盤の非線形応答によるものと推察される。

図 27 は横軸に固有周期 T_1 、縦軸に減衰定数 h_1 を取り、基盤に対する地表の相対加速度記録に対して同定したときの J_{11} の 2 秒ごとの等値線図を示したものである。ただし、刺激係数 β_1 はいずれの等値線図においても、初期剛性に基づいて計算された値 $\beta_1 = 1.62$ としたものである。これより、 J_{11} が最小となる点を中心とした縦長の楕円が、時刻 4 ～ 6 秒の主要動付近で長周期かつ高減衰側に移行している様子が分かる。

図 28 は表 6 の同定結果に基づく相対加速度の計算波形と観測記録を重ね描きしたものである。両者の一致度は十分であり、上述した固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 の時間的変化の同定は妥当なものになっていると考えられる。

次に、図 10 に示した静岡県駿東郡の地盤で得られた強震記録に基づく同定結果について述べる。なお、ここでは図 10 の記録の 1 秒から 11 秒の 10 秒間について同定を行った。表 7 に示した同定結果より、時刻 1 ～ 3 秒のときの 1 次の固有周期 $T_1 = 0.31 \text{ s}$ が、時刻 3 ～ 5 秒の主要動付近では $T_1 = 0.45 \text{ s}$ に伸びていることが分かる。

表 6 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく同定結果

同定項目	同定区間					
	0～2 sec	2～4 sec	4～6 sec	6～8 sec	8～10 sec	
変位	固有周期 $T_1(\text{sec})$	0.560	0.570	0.759	0.671	0.698
	減衰定数 h_1	0.013	0.234	0.087	0.048	0.090
	刺激係数 β_1	1.453	1.881	1.898	1.117	1.005
速度	固有周期 $T_1(\text{sec})$	0.463	0.346	0.035	0.024	0.168
	減衰定数 h_1	0.548	0.578	0.744	0.677	0.692
	刺激係数 β_1	0.033	0.030	0.094	0.065	0.114
加速度	固有周期 $T_1(\text{sec})$	1.262	1.240	1.898	1.015	1.011
	減衰定数 h_1	0.045	0.050	0.100	0.081	0.089
	刺激係数 β_1	1.368	1.322	1.898	1.001	1.000

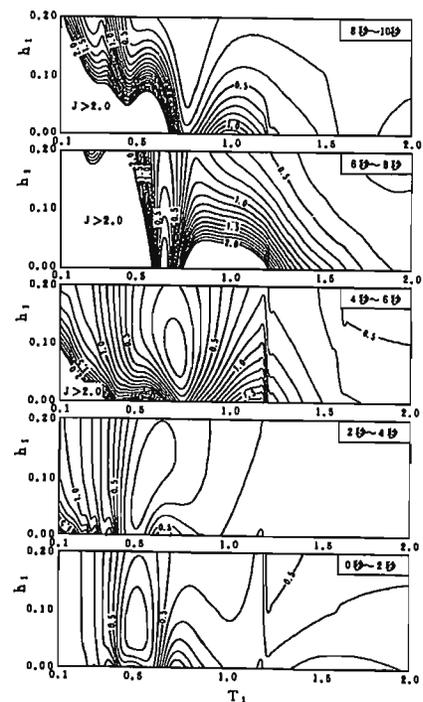


図 27 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく相対加速度に対する J_{11} の等値線図

図29は観測記録(G.L.-28mに対する地表部の相対加速度記録を周期0.3~0.5秒のバンドパスフィルタにより処理したものと、同定結果に基づく相対加速度波形の重ね描きをしたものである。両者の一致度はきわめて高く、このことから表7に示した固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 の時間的変化の同定はほぼ十分なものになっていると考えられる。

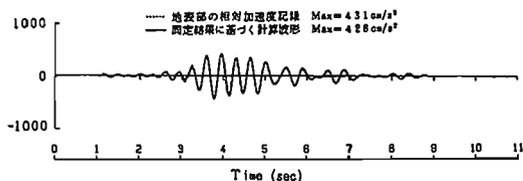


図29 駿東郡地盤の強震記録に基づく相対加速度記録と同定波形の比較

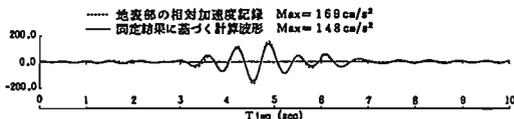


図28 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく相対加速度記録と同定波形の比較

表7 駿東郡地盤の強震記録に基づく同定結果

同定項目	同定区間					
	1~3 sec	3~5 sec	5~7 sec	7~9 sec	9~11 sec	
位	固有周期 T_1 (sec)	0.310	0.453	0.435	0.419	0.417
	減衰定数 h_1	0.103	0.113	0.057	0.024	0.038
	割増係数 β_1	2.442	2.898	2.245	2.052	1.943
速	固有周期 T_1 (sec)	0.309	0.455	0.435	0.422	0.354
	減衰定数 h_1	0.118	0.178	0.068	0.026	0.012
	割増係数 β_1	1.932	2.878	2.158	1.894	1.527
加	固有周期 T_1 (sec)	0.302	0.463	0.436	0.421	0.328
	減衰定数 h_1	0.060	0.168	0.064	0.020	0.011
	割増係数 β_1	1.388	2.898	2.235	2.014	1.204

4. 地盤の非線形地震応答特性を考慮した耐震設計法確立の必要性

軟弱地盤における大型重量構造物の著しい建設増加は、地盤の非線形地震応答特性を考慮した耐震設計法の早急な確立の必要性を示唆するものである。しかし、地盤の非線形地震応答特性をいかに合理的に耐震設計法に反映させるかはかなり難しい問題であると考えられる。

本章では、5地点の軟弱地盤を対象として非線形地震応答解析を行い、これより得られた地表部の加速度応答波形に基づいて算定した平均加速度応答スペクトル倍率と、線形地震応答に対する非線形地震応答の比に関して考察を行い、軟弱地盤の強震時における動的応答特性の一般的評価を試みた例について示す。

4.1 地盤の非線形地震応答特性を考慮した加速度応答スペクトル倍率⁽⁵¹⁾

解析の対象とした地盤は、図30に示す【A地盤】から【E地盤】の5つの地盤である。図中に示したせん断型の多質点ばね系モデルによる各地盤の1次固有周期 T_1 は、0.54秒、0.88秒、0.95秒、1.41秒および1.72秒である。

非線形地震応答解析は、等価線形解析と修正R-Oモデルおよび修正H-Dモデルを用いた逐次積分法による解析の3種類の方法によって行った。5地点の地盤の各層の刚性低下曲線および減衰曲線は、岩崎らによって示されている実験曲線⁽⁴⁶⁾⁽⁴⁷⁾に従った。初期せん断弾性係数 G_0 は $G_0 = \rho V_s^2$ 、規準ひずみ γ_r および最大減衰定数 h_{max} は岩崎らの提案曲線から定めた。また、等価線形解析における有効ひずみ換算係数 η は0.65とした。

各地盤において、最深部に設置された地震計から得られた比較的加速度レベルの大きな記録をそれぞれ4波選び、入力最大加速度を150ガルとして非線形地震応答解析を行った。また、入力最大加速度の大きさによる影響を把握する目的で、修正R-Oモデルによる解析に関しては、入力最大加速度を100ガルおよび200ガルとした場合の解析も行った。

解析結果は地盤地表部の加速度応答波形の減衰定数を5%とした加速度応答スペクトル倍率によって整理した。図31は3つの非線形地震応答解析法の違いによる特徴を考察するために、それぞれの方法による解析結果を区別して示したものである。図32は修正R-Oモデルを用いた場合の入力最大加速度100ガル、150ガル、200ガルと変化させた解析結果である。図31および図32の結果は、いずれも5地点の地盤および4入力地震波による結果(計20ケース)を平均したものである。また、両図において、▲-▲の印で示されている応答スペクトル倍率は、「日本道路協会・同解説 V耐震設計編」に示されている第IV種地盤に対する277成分平均加速度応答スペクトル倍率⁽⁵²⁾である。

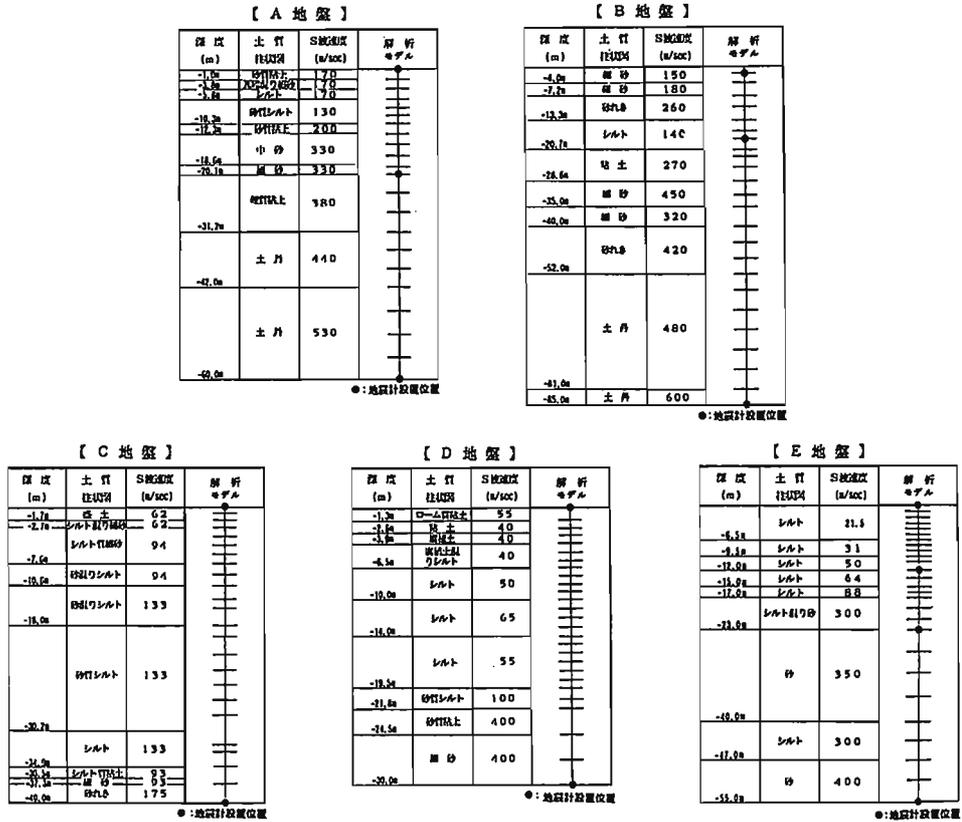


図 30 5 地点の地盤概要および解析モデル

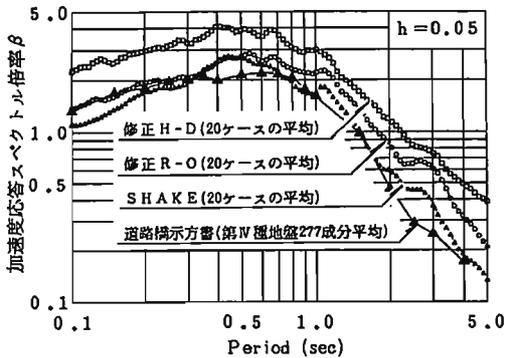


図 31 各非線形解析法による平均加速度応答スペクトル倍率

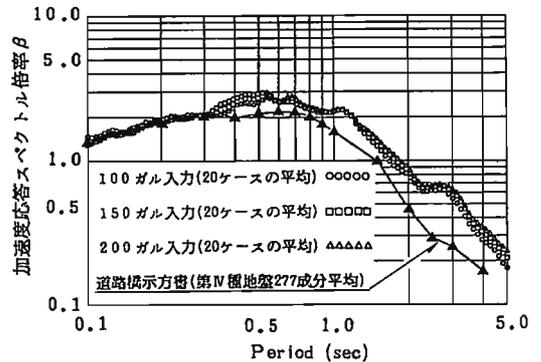


図 32 修正 Ramberg-Osgoodモデルによる平均加速度応答スペクトル倍率

地盤の非線形地震応答に大きく影響される周期領域は、解析の対象とした【A地盤】から【E地盤】の1次固有周期 T_1 を考慮すると、およそ0.5秒から3.0秒付近であると考えられる。図31において、等価線形解析結果はこの周期領域で277成分平均加速度応答スペクトル倍率に比較的近いものになっているが、修正R-Oモデルおよび修正H-Dモデルの結果は277成分平均加速度応答スペクトル倍率をかなり上回るものになっている。また、図32の解析結果から、100～200ガルにおける入力最大加速度の大きさの違いが加速度応答スペクトル倍率に及ぼす影響は予想外に小さいことが分かる。

4.2 地表部の線形地震応答に対する非線形地震応答の比⁽⁵¹⁾

5地点の地盤モデルに対する線形地震応答解析を行い、地表部の加速度応答に関して非線形地震応答解析結果との比較を試みた。図33は線形地震応答解析結果に対する非線形地震応答解析結果のフーリエスペクトル比 ξ を縦軸に取り、横軸 λ を初期剛性に基づく地盤の1次固有周期 T_1 に対する周期 T の比、つまり $\lambda = T/T_1$ として示した結果である。図33の3つの解析法による結果は、それぞれ【A地盤】から【E地盤】の解析結果(各計20ケース)を平均したものである。また、図34は修正R-Oモデルを用いた場合の入力最大加速度を変化させた場合の解析結果(各計20ケースの平均)である。

図33および図34の曲線は、線形地震応答解析の結果を地盤の非線形性を考慮した地震応答に変換するための係数と見ることができる。変換係数 $\xi(\lambda) = 1.0$ は線形地震応答と非線形地震応答の一致を表し、変換係数 $\xi(\lambda) \geq 1.0$ の周期比領域あるいは $\xi(\lambda) \leq 1.0$ の周期比領域は、地盤の非線形応答による影響が現れている領域である。非線形応答の影響を受ける周期比領域で問題になるのは $\xi(\lambda)$ の値であり、この値が地盤の非線形挙動の程度を表す指標になる。

図33における3つの非線形解析法の差異は、 $\lambda \leq 0.2$ の周期比領域において顕著に現れている。等価線形解析の結果はこの周期比領域において、 $\xi(\lambda) = 0.3 \sim 0.4$ であるのに対し、修正H-Dモデルおよび修正R-Oモデルは $\xi(\lambda) \geq 1.0$ になっている。地盤の非線形地震応答解析に関する既往の研究において、一般に修正H-Dモデルあるいは修正R-Oモデルを用いた逐次積分法による解析結果は高振動数が卓越した結果を与え、逆に等価線形解析の結果は高振動数成分の少ない結果を与えられていると言われているが、図33の結果は正にそのことを表したのになっている。

$0.5 \leq \lambda \leq 5.0$ の範囲の周期比領域に注目すると、 $\xi(\lambda)$ の変化の傾向はいずれの解析手法の場合も類似しており、ほぼ $\lambda = 1.1$ を境にして、 $\xi(\lambda)$ が1.0以下から1.0以上に变化する結果になっている。 $1.0 \leq \lambda \leq 5.0$ の周期比領域において、修正H-Dモデルの場合の最大値は $\xi(\lambda) = 1.75$ であるのに対し、修正R-Oモデルおよび等価線形解析の場合は $\xi(\lambda) = 2.0$ になっている。Masing則によって履歴曲線を規定した修正H-Dモデルを用いた解析は、減衰を過大に評価するため、地表部での応答加速度が他の手法に比べて一般に小さくなると指摘されているが⁽²⁴⁾、この結果からもその状況が理解できる。

この最大値を与える周期比 λ は解析手法によって差が見られ、等価線形解析および修正R-Oモデルの場合は $\lambda = 1.5 \sim 2.2$ であり、修正H-Dモデルは $\lambda = 3.0$ である。これより、基盤150ガル入力による地盤の1次固有周期 T_1 は1.5倍以上に伸びることが窺える。

また、図34より、入力最大加速度の大きさの違いによる $\xi(\lambda)$ の変化の様子が理解でき、 $1.1 \leq \lambda$ では入力最大加速度が大きくなるに従い $\xi(\lambda)$ は大きくなり、 $0.5 \leq \lambda \leq 1.1$ では小さくなっている。

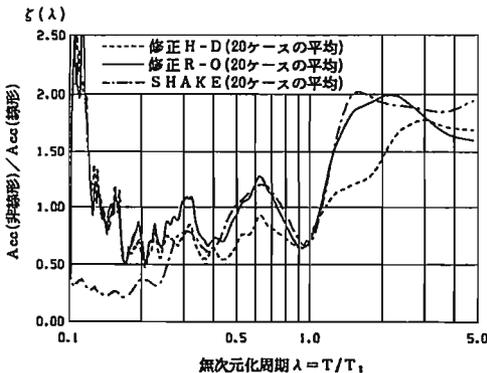


図33 線形応答に対する非線形応答のスペクトル比

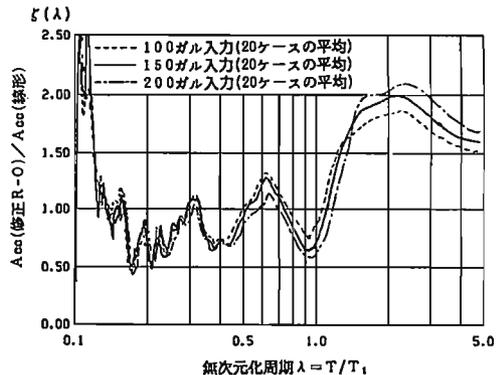


図34 線形応答に対する修正R-berg-O goodモデルによる応答のスペクトル比

5. あとがき

地盤の非線形地震応答特性に関する研究のここ十数年間の発展には目覚ましいものがある。これらの研究の発展は、土の動力学的性質に関する研究および数値解析技術の進展に依るものであり、実現象に対する挙動予測も2.3節で示したように、工学的にかなり満足のできる状況にあると考えられる。

土の剛性低下に伴う地盤の卓越周期の伸びと土の履歴減衰の増加に伴う地盤表層の加速度応答倍率の低下が、地盤の非線形地震応答による典型的な現象であり、このことを大略的に把握しようとした場合、非線形地震応答解析法の違いによる影響は、4.2節の結果から見てそれほど大きくないと思われる。

このような現況から、地盤の非線形地震応答に関する今後の研究課題は、地盤の非線形応答の一般的特性の把握とそれらの耐震設計面へ反映にあると考えられる。多少批判的な目で研究の現状を概観すると、数値解析面の研究の進展に比べて、耐震設計面の研究は必ずしも十分ではないように思われる。本稿の4章における検討が、このことに対する一つの試みのつもりであるが、このような検討において重要な点は解析条件の設定もさることながら、解析結果をいかに整理するかであろう。

なお最後に、地盤の非線形地震応答と題した本稿が筆者らの研究を中心にしてまとめられていることに関し、我田引水の感は免がれないと考えるが、話題提供ということでご理解をお願いする次第である。

6. 参考文献

- (1) Ohsaki, Y.: Niigata Earthquake, 1964—Building Damage and Soil Condition, Soil and Foundation, Vol.6, No.2, pp.112-128, 1966.
- (2) Fukuoka, M.: Damage to Civil Engineering Structures, Soil and Foundation, Vol.6, No.2, pp.45-52, 1966.
- (3) 金井 清: 地震工学—地震動・地盤振動—、建築構造学大系 1、彰国社、pp.40-49、1968.
- (4) 望月利男、宮野道雄: 建物の被害に対する地盤液状化の寄与度—1964年新潟地震による新潟市の建物の被害と復旧調査から、日本建築学会論文報告集、第257号、pp.21-29、1977.
- (5) 土質工学会震害調査委員会: 1968年十勝沖地震による地盤震害調査概報、土と基礎、第16巻、第9号、1968.
- (6) 岩崎敏男、常田賢一: 1978年宮城県沖地震による地盤震害に関する調査、第15回地震工学研究発表会、土木学会、pp.105-108、1979.
- (7) 土木学会東北支部: 1978年宮城県沖地震調査報告書、土木学会、1980.
- (8) 石原研而: 土質動力学の基礎、鹿島出版、1976.
- (9) 石原研而、木村 孟: 土質力学—土の力学的挙動と地盤の地震応答解析—、土木工学大系 8、彰国社、1980.
- (10) 足立紀尚、龍岡文夫: 土の力学(Ⅲ)—圧密・せん断・動的解析—、新体系土木工学 18、土木学会編、技報堂、1981.
- (11) 石原研而ほか: 講座「地盤の液状化」、土と基礎、第29巻、第8号—第30巻、第5号、1981—1982.
- (12) 栗林栄一ほか: 講座「地震応答解析のための土の動的性質」、土と基礎、第33巻、第6号—第34巻、第9号、1985—1986.
- (13) 大崎順彦、原 昭夫、清田芳治: 地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例、第5回日本地震工学シンポジウム、pp.697-704、1978.
- (14) 多賀直恒、大谷泰彦: 土の非線形履歴特性を考慮した地盤の動的応答特性、日本建築学会論文報告集、第271号、pp.53-60、1978.
- (15) 多賀直恒、大谷泰彦、大平 満: 各種減衰効果と土の非線形性を考慮した地盤の動特性、日本建築学会論文報告集、第274号、pp.29-36、1978.
- (16) Ohsaki, Y.: Some Notes on Masing's Law and Non-linear Response of Soil Deposits, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, Vol.35, No.4, pp.513-536, 1980.
- (17) Ohsaki, Y.: Dynamic Nonlinear Model and One-Dimensional Nonlinear Response of Soil Deposits, Research Report 82-02, Department of Architecture, Faculty of Engineering, University of Tokyo, 1982.
- (18) 岩崎敏男、川島一彦、森本 巖: ランベルグオズグットモデルによる地盤の地震応答解析、第15回土質工学研究発表会、pp.1241-1244、1980.
- (19) 川本誠万: 「地盤の動特性および地下構造物の動的挙動に関する研究」(研究代表者 久保慶三郎) 2.3 非線形性を考慮した表層地盤の増幅、自然災害特別研究研究成果、No.A-55-2、1980.
- (20) 岩崎敏男: 土質工学からみた地盤と構造物の動的相互作用、土と基礎、第29巻、第9号、pp.7-10、1981.
- (21) 岩崎敏男、龍岡文夫、川島一彦、森本 巖: 土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討、土木研究資料、第1582号、1980.
- (22) 田茂 隆、横田治彦、土岐彰輝、清水勝美、嶋田 穰: 観測記録に基づく地盤の非線形地震応答解析結果からの2、3の考察、第17回土質工学研究発表会、pp.1853-1856、1982.

- (23) 田蔵 隆、清水勝美、嶋田 穰、横田治彦：土の動力学モデルの振動特性と実地盤に対する適用性について、第6回日本地震工学シンポジウム、pp.665-672、1982。
- (24) 田蔵 隆、清水勝美、嶋田 穰、横田治彦：地盤の非線形地震応答解析手法に関する一考察、第17回土質工学研究発表会、pp.1861-1864、1982。
- (25) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils, Measurement and Parameter Effects, Proc. ASCE 98, SM6, pp.603-624, 1972。
- (26) 龍岡文夫、福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について、生産研究、第30巻、第9号、pp.26-29、1978。
- (27) 社本廣広、森 信夫：Ramborg-Osgoodモデルの硬質粘性土及びシルトへの適応性、第15回土質工学研究発表会、pp.597-600、1980。
- (28) 国生剛治、岩楯広広：軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析、土木学会論文報告集、第285号、pp.57-67、1979。
- (29) 国生剛治：土の動的変形特性と地盤の非線形振動応答、電力中央研究所報告、第301号、pp.176-206、1982。
- (30) 北澤巧次、河村壮一：地盤の振動減衰性に関する研究—大型せん断土槽による振動台試験—、大成建設技術研究所報、第18号、pp.247-255、1986。
- (31) 当麻純一、大友敬三：砂層の非線形応答解析における粘性減衰の効果、第18回地震工学研究発表会、土木学会、pp.129-132、1985。
- (32) 香川崇章：地盤モデルとしての砂層の振動性状について、土木学会論文報告集、第275号、pp.53-67、1978。
- (33) 松田 隆、後藤洋三：せん断土槽を用いた模型地盤の振動実験(その1)—中型せん断土槽と模型乾燥砂地盤の基本的振動特性および動的地盤定数について—、大林組技術研究所報、第32号、pp.42-46、1986。
- (34) 阿部康彦：軟弱地盤(江東区南砂)における観測結果—1978年宮城県沖地震—、第7回地盤振動シンポジウム、日本建築学会、pp.31-34、1979。
- (35) 太田外気晴、原 昭夫：「地震動と地盤—地盤振動シンポジウム10年の歩み—」4.3 地盤の動力学特性、日本建築学会、pp.116-130、1985。
- (36) 河村壮一：各種地盤での地表・地中地震動特性、第5回地盤振動シンポジウム、日本建築学会、pp.45-48、1977。
- (37) 太田外気晴、丹羽正徳：記録地震に基づく表層地盤の増幅率とスペクトル特性、鹿島建設技術研究所年報、第26号、pp.231-236、1978。
- (38) 横田治彦：東京の軟弱地盤における地中地震観測、第5回地盤振動シンポジウム、日本建築学会、pp.39-44、1977。
- (39) 田蔵 隆、清水勝美、横田治彦、片山隆夫：地盤の非線形地震時挙動特性に関する二、三の考察、第1回地盤工学における数値解析法シンポジウム、日本科学技術連盟、pp.147-154、1986。
- (40) 田蔵 隆、佐藤正義、畠山 昭：強震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析、第19回地震工学研究発表会、土木学会、pp.101-104、1987。
- (41) 浜田政則、安田 進、磯山龍二：新潟地震における地盤の永久変位量の測定、第18回地震工学研究発表会、土木学会、pp.345-348、1985。
- (42) 久保慶三郎、浜田政則、磯山龍二：日本海中部地震における地盤の永久変位の測定、第18回地震工学研究発表会、土木学会、pp.353-356、1985。
- (43) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972。
- (44) 田蔵 隆、佐藤正義、清水勝美、小山和夫：地盤の非線形地震応答解析法に関する基礎的研究、第19回地震工学研究発表会、土木学会、pp.105-108、1986。
- (45) 国生剛治、桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevichモデルについて、土木学会第33回年次学術講演会、第Ⅱ部門、pp.116-117、1978。
- (46) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)、土木研究所報、第153号、1980。
- (47) 岩崎敏男、常田賢一、吉田精一、龍岡文夫：沖積粘性土の動的変形・強度特性について、第15回土質工学研究発表会、pp.625-628、1980。
- (48) 横田治彦、渡辺弘之、塩谷清人、石井 清：東京周辺の軟弱地盤における地中地震観測、清水建設研究所報、第30号、pp.21-29、1979。
- (49) 田蔵 隆、清水勝美、佐藤正義、広瀬利光、小山和夫：非線形振動に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定、第19回地震工学研究発表会、土木学会、pp.93-96、1986。
- (50) J.L.Beck: Determining Models of Structures from Earthquake Records, Report No.EERL 78-01, California Institute Technology, Pasadena, 1978。
- (51) 田蔵 隆、佐藤正義、清水勝美、横田治彦、竹脇尚信：軟弱地盤の強震時の動的応答特性、第19回地震工学研究発表会、土木学会、pp.97-100、1986。
- (52) 日本道路協会：「道路標示方書・同解説 V 耐震設計編」、pp.115、1980。

* 清水建設(株)技術研究所 主任研究員 ** 同 研究員