

地盤の地震応答解析手法の比較検討

古田一郎・殿内啓司・今野政志

A Comparison of Ground Seismic Response Analysis Methods

Ichiro FURUTA, Keiji TONOUCHI and Masashi KONNO

Abstract

In recent years, startling progress has been made in the development of ground seismic response analysis methods. These methods have come to assume an important role in studies of aseismic design for civil engineering. However, there exist a variety of response analysis methods, that differ according to their numerical calculation procedures and mechanical models to be used in analysis. It is necessary to select the most appropriate methods to the objective, and to have an understanding of the characteristics and differences in the results given by each method.

From this standpoint, this paper examines the present state of response analysis methods, and, on the basis of actual analysis results, compares the various methods. It consists of the following:

1. Introduction

2. Present State of Ground Seismic Response Analysis Methods

Gives the main response analysis methods (Attached Table), classifies them according to the following, and describes the characteristics of each method:

(1) Stress-strain models of soil (Figure 2)

(2) Methods for evaluating pore fluid

- Pore water pressure models (Figure 3)

- Analytical approaches to the interaction between soil skeleton and pore fluid (Figure 4)

(3) Numerical calculation methods for solving equation of motion (Table 2)

(4) Methods in general use for evaluation of aseismicity

3. Investigation and test methods for seismic response analysis

Before giving actual response analysis examples, the types of investigations and tests that provide the information necessary for response analysis are given (Tables 3 and 4). Also, actual examples of results from tests yielding data for stress-strain and pore water pressure models are given:

(1) Types of dynamic testing equipment and test methods (Figure 5, Table 5)

(2) Stress-strain models and soil tests (Figures 7 and 8)

(3) Pore water pressure models and soil tests (Figures 9—14)

4. Comparison of Seismic Response Analysis Methods

First, a comparison is made of time and space discretization methods, and analysis dimensions. Also, effective stress analysis (a method now under development) is compared with the total stress analysis method (in general use) as a way of identifying the limits to total stress analysis. The results are as follows:

(1) Comparison of Discretization Methods

From the comparison of various discretization methods used in response analysis, the following conclusions can be drawn:

- Differences according to the time domain integration method are slight, but there are notable changes according to the method by which damping characteristics are expressed (Figures 16, 17).
- In methods such as the Finite Element Method, in which spacial areas are divided up, analyzable frequencies are limited according to the size of the elements (Figure 18).

(2) Comparison of Analysis Dimensions

It is clear from the comparison that two dimensional analysis of the ground near structures provides results of greater reliability than one dimensional analysis. One dimensional analysis results become further unreliable when the model used includes narrow structures, such as dikes or road embankments. (Figure 23).

(3) Comparison of Effective Stress Analysis and Total Stress Analysis

The following differences are evident from the comparison:

- In the case of effective stress analysis, pore pressure damps out high frequency vibration components. (Figures 27, 31 and 32). When this occurs, acceleration and shear stress decline, and shear strain and displacement increase (Figures 29, 33 and 34).
- In some cases, residual pore pressure can be more accurately estimated with effective stress analysis, rather than simplified total stress analysis. (Figure 36).

(4) Applicability of Total Stress Analysis, and Problems Therewith

At present, the total stress analysis method is generally used. The following points must be born in mind when using this method:

- As long as aseismicity is evaluated on the basis of stress and acceleration, there is little risk in using this method.
- When projects for flexible underground structures such as pipelines are to be conducted in ground where strain or displacement of the ground is a major problem, it may be riskier to use this method.

5. Afterword

As this paper demonstrates, research on ground seismic response analysis methods tends to progress from linear to nonlinear analysis, and from total stress to effective stress analysis, i. e., towards more accurate methods. These more advanced methods provide more useful descriptions of ground behavior during earthquakes. Progress in this research is clarifying the range of applications of these methods. However, there is a need for more study of ways to increase the practicality of these methods.

1 まえがき

地盤の地震応答解析手法は、近年目覚ましく発展しており、地盤や構造物の耐震性を検討するための方法として、重要な役割を担うようになった。一般に応答解析といっても、対象とするものの構造とこれを形成している物質の取扱い方や、運動方程式を解くための数値計算の

種類によって、様々な手法が存在している。したがって、地震応答解析の実施にあたっては、解析手法の前提条件を十分に理解した上で、目的に適した手法を選択しなければならない。そのためには、各手法の特徴および解析結果の相違点を、把握しておく必要がある。

この報文では、まず、現在までに発表された主要な地盤の地震応答解析手法を整理するとともに、解析の基本

表-1 地震応答解析手法の変遷
Table 1 Researchers who have proposed methods for analyzing seismic response of ground

西 暦	土の力学モデル				
	線形弾性	等価線形	非線形		Endochronic
			実験式	弾塑性論	
1952	Kanai ¹⁾				
1963					
1964	Penzien ²⁾				
1965					
1966					
1967	Clough ³⁾ Dibaj ⁴⁾				
1968					
1969				Dibaj ⁵⁾	
1970					
1971	林 ⁶⁾				
1972		Schnabel ⁷⁾			
1973		Idriss ⁸⁾			
1974			Ghaboussi ¹⁰⁾ Streeter ¹¹⁾	Finn ⁹⁾	
1975		Lysmer ¹²⁾			
1976		Seed ¹³⁾ 石原 ¹⁴⁾			
1977			Finn ¹⁵⁾		
1978		Yoshimi ¹⁶⁾ 山内 ¹⁸⁾	大崎 ¹⁷⁾		
1979		山内 ²³⁾	Martin ¹⁹⁾	柴田 ²⁰⁾ 田中 ²¹⁾ 後藤 ²²⁾	
1980			石原 ²⁶⁾ 西尾 ²⁸⁾ 大西 ²⁷⁾	Zienkiewicz ²⁵⁾	Ansai ²⁴⁾
1981		Shen ³⁰⁾ Zhiliang ³¹⁾	Gyoten ²⁹⁾ 浅田 ³²⁾ 多賀 ³⁴⁾	岡 ³³⁾	那須 ³⁵⁾
1982		Kitazawa ³⁸⁾	Iai ³⁶⁾ Katsikas ³⁷⁾ 国生 ⁴¹⁾	Watanabe ³⁹⁾ 土岐 ⁴²⁾	Zienkiewicz ⁴⁰⁾
1983		山内 ⁴⁵⁾	森尾 ⁴³⁾	今井 ⁴⁴⁾	
1984			森尾 ⁴⁹⁾	大槻 ⁴⁶⁾ 塩見 ⁴⁷⁾ 平井 ⁴⁸⁾	
1985			Finn ⁵⁰⁾ 社本 ⁵¹⁾		田中 ⁵²⁾

凡例
1)~52) : 付表文献番号
□ : 全応力
□ : 有効応力

的な考え方およびその特徴を明らかにした。ついで、これらの解析に必要な情報を得るための調査および試験の方法を概説し、最後に、実際の解析結果に基づいて、解析手法の比較例を示した。

2 地盤の地震応答解析手法の現況

地盤工学の分野における応答解析手法の発展を通観するとき、数値解析手法の導入もさることながら、土の力学的性質をいかに表現するかに主眼が置かれていることが認められる。

1950年頃から今日までの間の約35年の間に発表された主要な地盤の地震応答解析手法を年代順に整理し、それらの各手法の要点を付表に示してある。この付表に示すように、多くの手法が提案されているが、これらの特徴

づけている事項は、土の構成式や有効応力に対する考え方である。

付表に示してある土の力学モデルに基づいて、地盤の地震応答解析手法を整理すると、表-1に示すようになり、時代の流れを見ることができる。

ここでは、土の力学的性質に関する考え方に着目して解析手法を整理し、そこに用いられている数値解析手法を紹介することにする。

2.1 土の応力・ひずみ関係に基づく分類 (線形解析から非線形解析へ)

1960年代までは、地盤の応答解析に必要な数学的解析手法の導入期であった。Kanai(1952)は、地盤を伝播する地震波を重複反射理論で説明し、Penzienほか(1964)は、地盤を質点系で表す方法を提案した。また、Clough

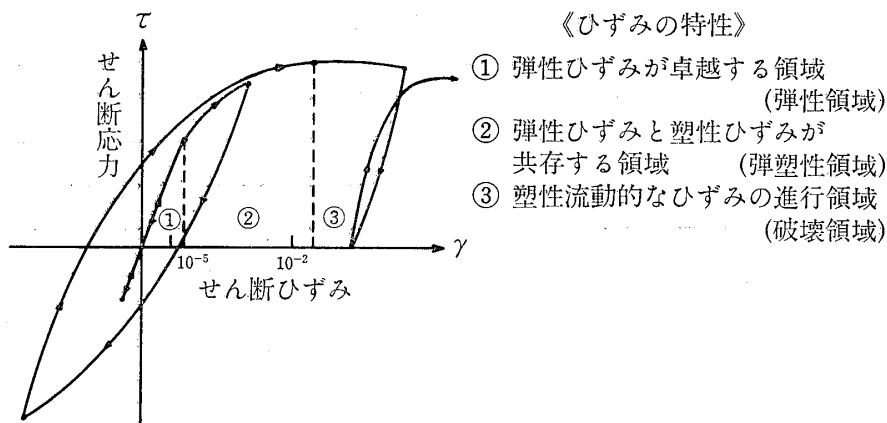


図-1 土の応力・ひずみ特性

Fig.1 Illustration of stress-strain characteristics of soils

ほか(1967)およびDibajほか(1967)は、土構造物を二次元的に表現するために有限要素法を導入した。この時期においては数値解析手法を地盤に適用するための研究が中心であり、地盤は線形弾性体として取扱われていた。

しかしながら、土の応力・ひずみ関係には著しい非線形性があり、図-1に示すように、発生するひずみの大きさによって、その性質を次のように区分できる。

- ① 弾性ひずみが卓越する領域
(ひずみが 1×10^{-5} 付近まで)
- ② 弾性ひずみと塑性ひずみが共存する領域
(ひずみが 1×10^{-2} 付近まで)
- ③ 塑性流動的なひずみの進行領域
(ひずみが 1×10^{-2} 以上)

したがって、地盤を解析するためには、これらの性質を評価する必要がある。

このような背景のもとに、土の非線形性を考慮した応答解析手法が、1960年代の後半に登場した。この種の解析手法の開発は、1970年代に入って本格化し、現在までに数多くの手法が提案されている。これらの手法を整理すると図-2のようになる。

以下に、土の応力・ひずみ関係からみた解析手法の特徴を示す。

2・1・1 線形解析

応力とひずみの間に線形関係を仮定する方法であり、土の剛性は常に一定であるとしている。土の変形特性をこのように表すことにより、各種の数値解析手法を地盤に適用することができる。この方法では、材料の非線形性は考慮できないが、地盤や土構造物の基本的な応答特性を把握するには有効な方法であり、現在でも広く用いられている。林ほか(1971)は、フィルダムの三次元解析を実施し、二次元解析との比較を行った。

- 《ひずみの特性》
- ① 弾性ひずみが卓越する領域
(弾性領域)
 - ② 弾性ひずみと塑性ひずみが共存する領域
(弾塑性領域)
 - ③ 塑性流動的なひずみの進行領域
(破壊領域)

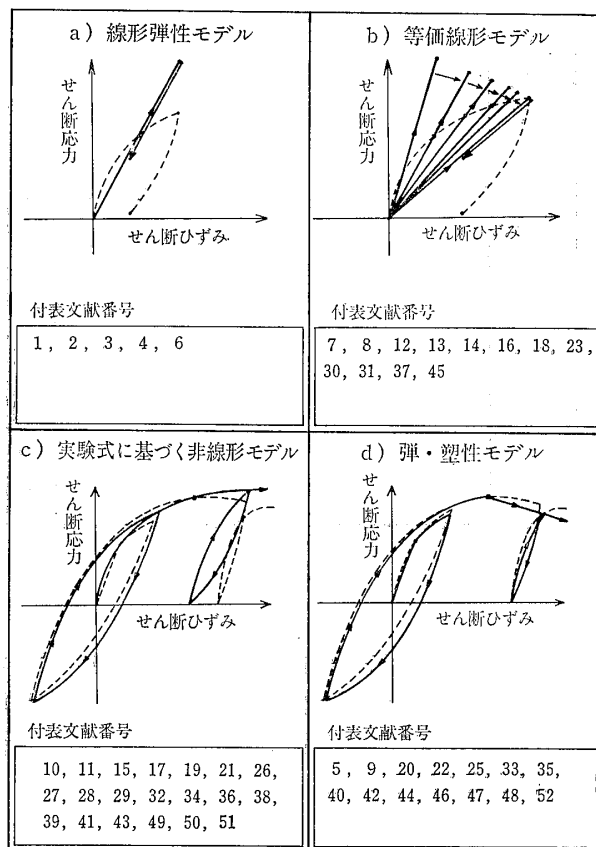


図-2 土の応力・ひずみモデル

Fig.2 Typical stress-strain models for response analyses

2・1・2 破壊に着目した解析

線形解析による応答特性の研究に対し、1960年代後半には、破壊や塑性変形を評価する解析手法が提案された。この種の解析では、降伏点(あるいは破壊点)を定め、弾性領域と塑性領域を設けており、弾塑性論に基づ

く解析を導入する端緒となった。

この方法によれば、降伏領域の進行や変位の累積を表すことができるが、解析の過程で降伏の有無を判定する必要があり、そのためには、荷重の変化を逐次追跡する必要がある。

Dibaj ほか(1969)および Finn ほか(1974)は、この方法をフィルダムの解析に適用し、その後も同種の解析が行われている。

2・1・3 等価線形解析

地震動を考える場合、地盤に発生するひずみは、図-1に示す②弾塑性領域に達する。したがって、破壊に至らない領域にあっても、土の非線形な応力・ひずみ関係を考慮した解析が必要となる。この非線形性を近似的に表現する方法として、等価線形解析が考案された。この方法は、本来非線形である応力・ひずみ関係に対し、図-2に示すような等価な線形関係によって近似するものである。したがって、等価な線形材料を設定するために、物性を変更して線形解析を繰返すことによって、解を非線形である応力・ひずみ曲線上に収束させる必要がある。

1970年代に入って、Schnabel ほか(1972)は、等価線形解析を重複反射法に適用して実用化した。このプログラムが、良く知られている“SHAKE”である。

また、Idriss ほか(1973)は、有限要素法を用い、地盤や土構造物の二次元解析に適用しており、Lysmer ほか(1975)は、構造物との相互作用を考慮した解析に適用した。後者のプログラムは、原子力プラントの設計のために開発されたプログラムで、“FLUSH”と称されており、地盤工学の分野で広く用いられている。

等価線形解析は、後に述べる本来の非線形解析に比べて演算時間の短縮が可能であるが、破壊ひずみに近い領域においては誤差が増大する。

2・1・4 実験式に基づく非線形解析

土の非線形な応力・ひずみ関係を、より忠実に追跡する試みが、1970年代の中頃から本格化した。地震動のような不規則な荷重履歴に対し、土の挙動を追跡するためには、履歴挙動を表す応力・ひずみの関係式が必要である。この方法の1つとして、まず実験式の適用が行われた。

実験式は、繰返し載荷試験で得られる応力・ひずみ曲線を、骨格曲線と履歴曲線に分離し、それぞれを関数として表示している。例えば、“Hardin-Drnevich モデル”のように、骨格曲線を双曲線で表すものや、“Ramberg-Osgoodモデル”のように指数関数で表すものがある。

実験式に基づく非線形解析では、微小な時間間隔で運動方程式を解き、応力・ひずみ関係を逐次追跡する方法

が用いられる。この場合、微小な時間内に発生する荷重増分に対し、土を線形材料で近似し、応力・ひずみ曲線の接線勾配を用いて弾性定数を変化させている。このため、非線形弾性解析と呼ぶことがある。

この種の解析は、主として次元問題を対象として開発された。とりわけ、有効応力解析へと発展させたものが数多くあり、Ghaboussi ほか(1974)、Finn ほか(1977)および Martin ほか(1979)の研究が、その後の応答解析手法の方向性を示した点で注目される。また、最近では次元問題に拡張した研究が、国生ほか(1982)、森尾ほか(1982)、Finn (1985)によって報告されている。

2・1・5 弾塑性論に基づく非線形解析

土の弾塑性の性質に着目し、弾塑性論によって土の力学的挙動を説明する方法が、構成式に関する研究の主流を占めている。これを反映し、1970年代後半から数多くの研究者が、応答解析に適用するようになった。

弾塑性論の特徴は、土の複雑な力学的挙動を統一的に表せる点にある。例えば、応力径路依存性やダイレタンシー特性を説明することができ、地震時の間隙水圧挙動やひずみの累積現象を求めることができる。

一口に弾塑性論といっても、必ずしも一つの明確な理論が存在するわけではなく、種々の考え方を基にして、様々な理論が提案されている。その中において、国内においては、後藤ほか(1979)、柴田ほか(1979)および Oka ほか(1981)が、それぞれ独自の理論を用いた応答解析を先駆的に実施しており、海外では、Zienkiewicz ほか(1980)による研究がある。その後現在に至るまで、多くの研究が行われており、その多くは有効応力解析を可能にしている。

この方法においては、構成法則に従って塑性領域の判定を行うため、実験式を用いる方法と同様に、微小な時間間隔で逐次計算する必要がある。弾塑性論に基づく解析は、土の力学的性質をより詳細に表現できる点で、将来性のある方法といえる。しかし、構成式に含まれている土質定数の数が多く、これらを求めるための試験は複雑である。

2・2 間隙流体の評価法による分類

(全応力解析から有効応力解析へ)

1964年に発生した新潟地震を契機として、砂質地盤の液状化が注目され、そのメカニズムも次第に明らかになってきた。地盤の応答解析手法についても、液状化現象をシミュレートする方法が、1970年代の中頃から試みられ始めた。

2・2・1 間隙水圧の評価法

モデル	実験式		応力径路モデル	弾塑性論モデル	エンドクロニックモデル	
	間隙水圧の直接評価モデル	体積ひずみモデル				
間隙水圧の算出法		Type 1 $\Delta \epsilon_v = f(\% \epsilon_v)$	Type 2 $\Delta \epsilon_v = f(N, \tau / \sigma'_{vo})$	応力径路と降伏曲線 (変相線内の範囲) 	塑性体積ひずみの算出 <せん断成分> 	
		$u = \frac{\Delta \epsilon_v}{ms}$ 膨潤モデル 	τ (変相線に達した場合) 	Δεvs + Δεvc = 0 の条件 膨潤圧の算出 <圧密成分> 	せん断応力 <input type="checkbox"/> の入力 	損傷係数の導入 $\kappa = f(\gamma) \cdot \exp(\lambda \gamma)$
付表文献番号	13, 16, 18, 19, 23, 28, 37, 41, 45, 51	15, 30, 34, 50	29, 31, 38	10, 14, 26, 27, 42, 43, 49	20, 22, 25, 33, 44, 47, 48	24, 35, 36, 40, 52

図-3 応答解析に用いられる間隙水圧モデル
Fig.3 Typical pore pressure models for response analyses

液状化現象を解析するためには、せん断に関する応力・ひずみ関係に加え、過剰間隙水圧の発生を評価する必要がある。せん断応力が繰返し作用する場合に発生する過剰間隙水圧の評価法は、図-3 に示すように、次の4種類に分けることができる。

1) 実験式に基づく方法

この方法は、非排水繰返しせん断試験結果から残留間隙水圧を直接求める方法と、排水繰返しせん断試験結果より得られる残留体積ひずみから求める方法とに分けられる。

残留間隙水圧を直接求める実験式は、Seedほか(1976)の研究に代表されるように、間隙水圧と繰返し回数の関係式で表される。

一方、残留体積ひずみから求める方法では、非排水状態における体積変化がゼロとなる条件を、せん断に伴う体積ひずみの残留量と膨潤に伴う体積ひずみの和がゼロであると考え、圧密圧力の減少量として残留間隙水圧を求めている。この方法は Finn ほか(1977)の研究にみられるように、残留体積ひずみとせん断ひずみ(あるいはせん断応力)の関係式と、圧密試験で得られる圧密圧力と膨潤ひずみの関係式とを組み合わせている。

これらの方法は残留間隙水圧を求めるものであり、せん断応力の変化に伴う過剰間隙水圧の挙動を追跡するものではない。

2) 応力径路を追跡する方法

非排水せん断試験結果から得られる応力径路と塑性論における降伏の概念を用い、不規則載荷時の応力径路を予測し、全応力径路と有効応力径路の差から過剰間隙水圧を求める方法である。石原ほか(1976)は、サイクリックモビリティも表現できる方法を示している。

3) 弾塑性論に基づく方法

弾塑性論に基づく構成式では、せん断時の応力・ひずみ関係を体積変化を含めて表すことができ、間隙水圧を特別に評価する必要はない。体積変化がゼロとなる条件から、過剰間隙水圧を求めることができる。

4) Endochronic 理論に基づく方法

熱力学の分野で提案された Endochronic 理論を用いて間隙水圧や体積ひずみを表す方法であり、降伏条件の代わりに、内部状態変数と呼ばれる単調増加型の状態量を用いている。

Ansai ほか(1980), Iai ほか(1982), Zienkiewicz ほか(1982)らの適用例があり、近年特に注目されている方

法である。

2・2・2 全応力法による過剰間隙水圧の予測

地震時の間隙水圧挙動を予測する試みとして、通常の全応力解析で得られるせん断応力波形から、過剰間隙水圧を予測する方法が、1970年代の後半に相次いで提案された。石原ほか(1976)は、重複反射法による等価線形解析の結果を、応力径路予測式に適用した。Seed ほか(1976)は、間隙水圧を直接求める実験式と圧密方程式を組み合わせ、間隙水圧の消散を考慮した解析を行った。Yoshimi ほか(1978)は、Biot の方程式を用いて二次元に拡張すると共に、透水を考慮しない場合との比較を行い、全応力法によっても、かなりの精度で間隙水圧挙動のシミュレーションが可能であることを示した。

2・2・3 有効応力解析

地震時の地盤挙動に対する間隙流体の影響を評価するために、有効応力に基づく地震応答解析手法が提案された。土の骨格と間隙流体の相互作用を表現し得る理論として、多孔質弾性体の波動理論がある。この理論は、1950年代に Biot によって確立され、広く土質力学の分野で用いられてきた。地盤の地震応答解析に対し、間隙流体を直接取り込む場合も、Biot (1956) の理論に基づいている。

多孔質弾性体の波動理論を構成する支配方程式は、次

のとおりである。

- ① 土の骨格に対する運動方程式
- ② 間隙流体に対する運動方程式
- ③ 間隙流体に対する連続の式
- ④ 有効応力の表示式
- ⑤ 有効応力に基づく土の構成式
- ⑥ ひずみの適合条件式

上記の条件を考慮した解析が、有効応力解析であり、土の運動方程式(①, ②)の取り扱い方により、連成解析と非連成解析に分けることができ、さらに、間隙流体の評価法によって分類すると、図-4 のようになる。

1) 非連成解析

非連成解析は、動的なせん断運動と静的な圧密現象に分離して解く方法であり、両者の間を間隙水圧の発生に伴う物性の変化で結んでいる。例えば、一次元問題において水平方向にせん断振動を生じ、鉛直方向に透水する場合を考えると、水平方向には骨格と流体が一体として振動する。一方、鉛直方向に対しては振動が起らないため、静的な圧密現象となる。このような場合には、一体として解くことに等しくなる。しかし、透水方向に振動している場合については、近似的な解法となる。

Finn ほか(1977)は、間隙水圧の評価法として、体積ひずみに関する実験式を用いた解析手法を提案した。こ

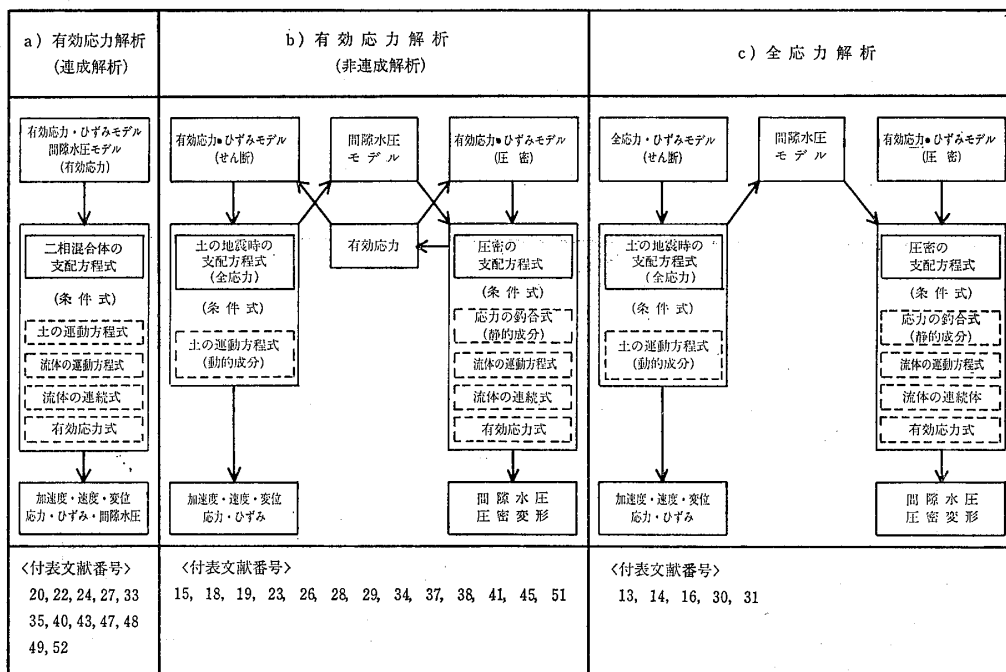


図-4 間隙流体の評価法による分類

Fig.4 Analytical approaches to a coupling problem: (a) coupling; (b) non-coupling; (c) total stress approaches

の提案が本格的な有効応力解析の端緒となって、Martin ほか(1979)は、Finn の提案にある砂の膨潤指数を精度良く求めることの難しさを指摘し、これに対して間隙水圧を直接求める方法を提案した。その後、石原ほか(1980)は、応力径路予測式を導入し、サイクリックモビリティを考慮した解析例を示した。Iai ほか(1982) および Finn ほか(1985)は、新たに Endochronic 理論を導入すると共に、当初の解析手法を二次元に拡張している。

一方、非連成解析の特徴を利用した簡便法の提案も行われている。さきに述べた Martin の方法もその1つである。この方法では、ある時間間隙で平均的な間隙水圧上昇量を求めている。山内ほか(1978, 1979, 1983)は、等価線形解析を用いた簡便法を提案している。

2) 連成解析

先に示したように、多孔質弾性体を伝播する波動は、複数の支配方程式で表わされる。連成解析は、これらの支配方程式を同時に満足するような解を求めるものであり、土粒子骨格と間隙流体の相互作用を、厳密に評価することができる。

連成問題を解くための数値解析手法としては、従来、差分法が用いられ、地盤の圧密問題の解析が行われていた。これに対して、Zienkiewicz (1971) や Ghaboussi ほか(1972)は、有限要素法を適用するための方法論を提示し、これを契機として、有限要素法の地震応答解析への導入が始まった。

地震時の連成解析手法の開発は、1970年代の後半から活発となり、図-4に示すような数多くのものが提案されている。とりわけ、Zienkiewicz ほか(1980) や Oka

ほか(1981)に代表されるように、弾塑性論に基づく構成式を用いた連成解析が盛んに行われている。この種の解析は、土の弾塑性的な性質や、土粒子骨格と間隙流体との相互作用を考慮している点で、ここまでに述べた他の方法に比べて、より厳密な方法であるといえる。しかし、非連成解析においては、それぞれ独立に取扱っていたせん断運動と圧密現象を同時に解く必要がある。このために、連立方程式に含まれる未知数が多くなり、演算時間が飛躍的に増大することになる。

2・3 運動方程式の数値解析手法

2・1 および 2・2 においては、地盤の土質力学的な特徴に着目して、地盤の地震応答解析手法の発展をみてきたが、それらの方法に用いられている運動方程式の数値解析手法は、表-2のように分類することができる。すなわち、地盤を連続体として運動方程式を解く方法と、地盤を連続体と等価な離散化モデルに分割し、振動論に基づき、運動方程式を解く方法に大別される。前者には、波動の定常応答解を利用して周波数領域で解く重複反射法、双曲線型偏微分方程式の特性曲線を利用する特性曲線法、および運動方程式を差分近似する差分法などがある。後者には、構造を近似する方法として集中質量法(質点系)や有限要素法があり、その中で時間領域の積分法として、モード毎に分解して解を求め、これを合成するモード合成法、時間軸に沿って運動方程式を数値積分する直接積分法、および周波数領域に変換して解く複素応答法などに分けられる。

これらの手法について、土の力学特性や有効応力とい

表-2 運動方程式の数値解析手法

Table 2 Numerical calculation methods for response analyses

構造モデル	適用項目 解析方法	次元		地盤物性			減衰			応力の取扱い		動的相互作用 地盤と構造物の
		一次元	二(三)次元	線形	等価線形	非線形	粘性減衰	非粘性減衰	履歴減衰	全応力	有効応力	
連続体 (運動方程式を直接解く方法)	重複反射法 (周波数応答解析)	○	×	○	○	×	○	○	×	○	×	×
	特性曲線法	○	×	○	○	○	○	×	○	○	○	×
	差分法	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○
等価な力学モデルで空間を離散化 (質点系モデル 有限要素モデル)	モード合成法	○	○	○	○	×	○	○	×	○	×	○
	直接積分法	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○
	複素応答法 (周波数応答解析)	○	○	○	○	×	○	○	×	○	×	○

った問題に対する地盤の応答解析手法としての適用性を検討すると、表-2に示すような特徴がある。現在までに提案されている個々の地震応答解析手法が、いずれの数値解析方法を用いているかについては、付表に示してある。

2・3・1 線形解析に用いられる方法

一次元解析では重複反射法が、最も広く用いられている。この理由には、地中の任意の位置に入力できることおよび基盤の半無限的な広がりがあるため、基盤内への波動の逸散が評価できることなどがあげられる。

多次元問題に関しては、有限要素法によるモード合成法が適用されている。この方法によれば、差分法や直接積分法に比べて演算時間が短かく、また、卓越する振動形態を、振動モードとして直接みることが出来る。

2・3・2 等価線形解析に用いられる方法

等価線形解析には、周波数領域で解析する方法が主として用いられている。等価線形解析では土の非線形性を考慮しているため、減衰特性を履歴減衰と等価な形で与える必要がある。土の減衰は、地震動のような周波数領域では、周波数に依存しないことが知られており、非粘性型の減衰が与えられる重複反射法や複素応答法が適している。また、他の方法に比べて演算時間が短かく、有限要素法のように限定された領域を設けた場合に境界の影響を取り除く手法が、容易に導入できる利点もある。

2・3・3 非線形および有効応力解析に用いられる方法

非線形解析や有効応力解析では、微少な時間幅で物性を変化させる必要がある。このためには、時間領域で逐次計算が可能な方法を用いなければならない。したがって、他の解析に比べて演算時間が膨大となる。

一次元解析では、連続体での特性曲線法や質点系として直接積分法が用いられている。また、二次元への拡張や離散化の精度を考え、有限要素法による直接積分や差分法も用いられているが、一次元問題に限定すれば、他の方法に比べて演算時間が長くなる。また、特性曲線法は、入力を速度波形で与える必要があり、現在では、それ程利用されなくなった。

多次元解析では、有限要素法と差分法の2法にほぼ限定されているが、境界条件の設定が容易であり、また、複雑な地盤構造を表すのに適した有限要素法が、現在の主流となっている。

2・4 実務レベルでの地盤の地震応答解析

以上に示した地盤の地震応答解析の全てが実用に供さ

れているわけではない。

実務レベルで定着しつつある方法は、次のようにまとめられる。

① 地盤および土構造物の安定性評価

液状化の評価に対しては、全応力法による等価線形解析が用いられている。

ダム等の安定性評価に対しては、上記の方法以外に、塑性性を考慮した非線形解析が導入されている。また、モード合成法を用いた多次元解析による振動特性の把握が行われている。

② 構造物に伝達される地震動の評価

この場合にも、全応力法による等価線形解析が主として用いられている。しかし、場合によっては、線形解析で処理されることもある。

③ 広域的な地震動予測

現状では、対象領域をメッシュに区分し、一次元解析を適用している。この場合、地盤を分類する上で有効な伝達関数を求めることができる重複反射法が利用されている。また、地表の応答を求める際には、等価線形解析が行われている。

表-3 数値解析と土質定数の対応表

Table 3 Soil properties used for numerical analyses of ground (after Imai et al, 1983)

土質定数	解析の種類	応力・変形	圧密	浸透	動的(全応力)	動的(有効応力)
地下構造		◎	◎	◎	◎	◎
地下水位		○	◎	◎	○	◎
単位体積重量 γ_t		◎	◎		◎	◎
間隙比 e			◎	○	◎	◎
含水比 w			◎		◎	◎
静止土圧係数 K_0		○	◎			◎
静的弾性係数 E_s		◎	◎			◎
静的ポアソン比 ν_s		◎	◎			◎
圧縮指数 C_c			◎			◎
膨張指数 C_s			◎		○	◎
圧密降伏応力 P_y			◎		○	◎
粘着力 C		○	◎		○	◎
内部摩擦角 ϕ		○	◎		○	◎
クリープ係数 η, G		○	◎		○	◎
透水係数 k			◎	◎	○	◎
ダイラタンシー係数 μ			◎		○	◎
P波速度 V_p					◎	◎
S波速度 V_s					◎	◎
動的弾性係数 E_d					◎	◎
動的剛性率 G_d					◎	◎
動的ポアソン比 ν_d					◎	◎
減衰比 h					○	◎
動的変形特性 $G_d, h \sim \gamma$					○	◎
動的強度 τ_d / σ'_m					○	◎
間隙水圧 u		○	○	○	○	◎

◎: 最低限必要な基本定数 (今井ほか, 1983に加筆)
 ○: 弾塑性あるいは非線形といった拡張した解析に必要な定数
 △: 他の定数との経験的関係式により利用される定数

以上のように、現在のところ、全応力に基づく解析法が広く用いられている。しかし、このことは、有効応力法が必要でないことを意味するものではない。すなわち、応答解析手法の歴史は浅く、全応力法がようやく定着し始めたばかりであり、近い将来には、有効応力法の導入が行われるものと思われる。

しかしながら、地震を対象とした解析の分野では、手法を検証すべき事例が少なく、さらに、演算時間の面で静的な問題の場合と比べると、比較にならないほどの経費を要する。これらの要素は、実務レベルへの高度な手法の導入を妨げている。

3 地震応答解析のための調査・試験の方法

地震応答解析を含め、地盤の数値解析を有効に実施するためには、地盤の構造とこれを構成する土の力学特性

を、如何に適切にモデル化するかが重要な課題となる。地盤の構造に関する情報は、各種の地盤解析に共通して必要となるが、土の力学特性を表すために必要な土質定数は、解析に用いられている構成式によって異なってくる。解析の種類に応じて必要とする土質定数を整理すると、表-3 のようになる。

これらの情報を得るための調査および試験の方法については、今井ほか(1983)が整理してとりまとめているが、これに筆者らが加筆したものを表-4に示す。

応答解析を実施するに当っては、先に示した種々の調査・試験の結果が重要な役割を果すことはいうまでもない。ここでは、これらのうちの室内動的試験の方法についてその概要を述べ、さらに、筆者らが不攪乱試料を用いて実施した試験結果に基づいて、“応力・ひずみ”および“間隙水圧”に関する関係式の設定方法を示す。これらの関係式には、2節で述べるように、数多くの種類

表-4 土質調査および試験と土質定数の対応表

Table 4 Investigation and testing methods for obtaining soil properties (after Imai et al, 1983)

調査法 土質定数	原位置調査													室内土質試験								
	土質調査					物理探査								静的			動的					
	ボーリング	標準貫入試験	サウンディング	LLT (エラスト)	透水試験	間隙水圧測定	屈折法探査	反射法探査	電気探査	地下レーザ探査	PS検層 (SS検層)	電気検層	放射能検層	物理試験	一軸圧縮試験	三軸圧縮試験	圧密試験	透水試験	動的変形試験	動的強度試験	超音波速度測定	
地下構造	◎	◎	○				◎	◎	◎	◎	◎	○	○									
地下水位	◎						○		◎		○	○										
単位体積重量 γ_t													◎	◎								
間隙比 e												□		◎								
含水比 w													◎	◎								
静止土圧係数 K_0	△			◎											◎	◎						
静的弾性係数 E_s	△	△	◎											○	◎	△						
静的ポアソン比 ν_s				□											◎							
圧縮指数 C_c																◎						
膨張指数 C_e																◎						
圧密降伏応力 P_y	△	△	○													◎						
粘着力 C	△	△												◎	◎							
内部摩擦角 ϕ	△	△													◎							
クリープ係数 η, G															◎							
透水係数 k					◎				△			△				□	◎					
ダイラタンシ係数 μ															○							
P波速度 V_p							◎			◎												○
S波速度 V_s	△	△					◎			◎												○
動的弾性係数 E_d	△	△					□			□		□							◎	○	□	
動的剛性率 G_d	△	△					□			□		□							◎	○	□	
動的ポアソン比 ν_d							□			□									○	○	□	
減衰定数 h							□			◎									◎	○		
動的変形特性 $G_d, h-\gamma$																			◎	△		
動的強度 τ_d/σ'_m	△	△																	△	◎		
間隙水圧 u					○	◎																
N値 N	◎	△																				

◎：直接求まるもの、確立した有効な方法 ○：直接求まるもの □：間接的に求まるもの(理論的) △：間接的に求まるもの(経験的)(今井ほか,1983に加筆)

があることはいうまでもない。

3.1 動的試験装置の種類と試験方法

土の動的性質を調べる方法に関しては、陶山 (1980)

は、図-5に示すような図を提示している。この中で、土の力学特性を設定する役割を担うものは、室内動的土質試験である。土の構成式は、そもそもが室内土質試験の結果に基づいて成り立っているため、解析に用いられて

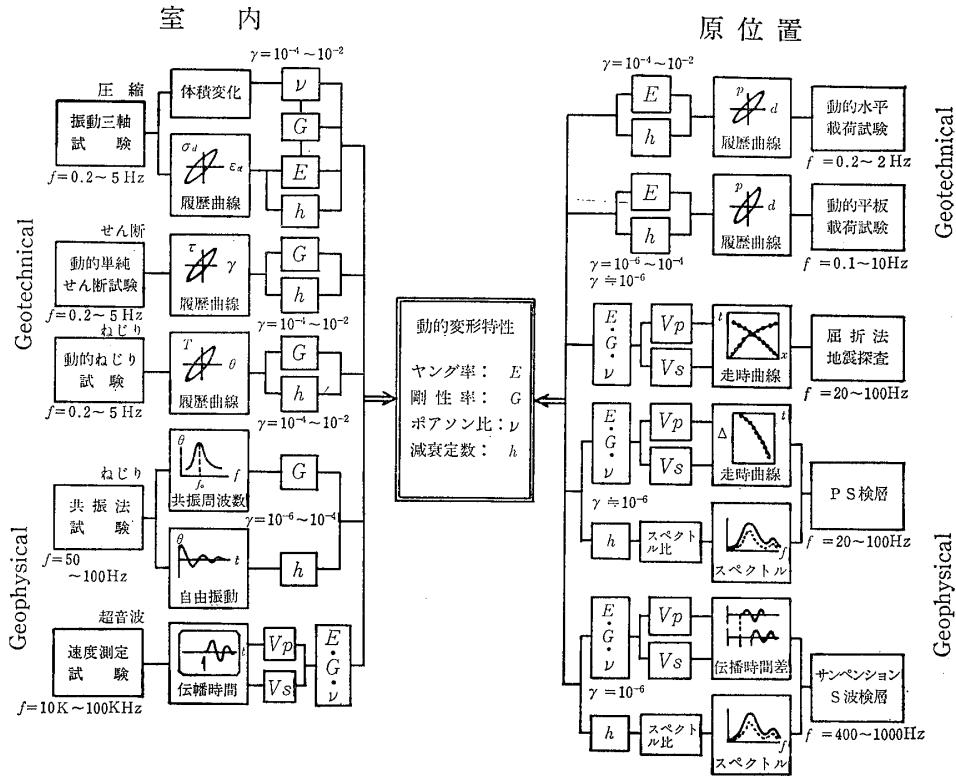


図-5 土の動的性質を求めめるための試査・試験法 (陶山: 1980)

Fig. 5 Procedures for indentifying deformation characteristics of soils (after K. Suyama, 1980)

表一5 主な室内動土質試験とその応力条件

Table 5 Characteristics and description of laboratory testing apparatus

名称	応力状態	動的測定項目	求められる力学量			試験時ひずみレベル
			強度特性	変形特性	ゲイレンシー特性	
振動三軸試験		<ul style="list-style-type: none"> 軸荷重: P_a 軸変位: d_a 間隙水圧: u 体積変化: ΔV 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化強度: R_{120} 粘土のくり返し強度: R_{f20} 	<ul style="list-style-type: none"> 弾性係数: E 減衰定数: h (ポアソン比: ν) ($\sigma_a \sim \epsilon_a$ 関係) 	<ul style="list-style-type: none"> 間隙水圧: u 体積ひずみ: ϵ_v ($u/\sigma'_c \sim \epsilon_a$) ($\epsilon_v \sim \epsilon_a$) 	$10^{-4} \sim 10^{-2}$ 装置によっては ($10^{-5} \sim 10^{-2}$)
単純せん断試験		<ul style="list-style-type: none"> せん断力: s 水平変位: a 間隙水圧: u 体積変化: ΔV 	<ul style="list-style-type: none"> 動的履歴後のせん断強度 動的荷重に対するせん断強度 その他 		<ul style="list-style-type: none"> 間隙水圧: u 体積ひずみ: ϵ_v ($u/\sigma'_v \sim \gamma$) ($\epsilon_v \sim \gamma$) 	$10^{-4} \sim 10^{-2}$
ねじり試験		<ul style="list-style-type: none"> ねじり力: T ねじり角: θ 間隙水圧: u 体積変化: ΔV 		<ul style="list-style-type: none"> 剛性率: G 減衰定数: h ($\tau \sim \gamma$ 関係) 	<ul style="list-style-type: none"> 間隙水圧: u 体積ひずみ: ϵ_v ($u/\sigma'_m \sim \gamma$) ($\epsilon_v \sim \gamma$) 	$10^{-4} \sim 10^{-2}$ 装置によっては ($10^{-5} \sim 10^{-2}$)
共振法試験		<ul style="list-style-type: none"> 加速度: a 共振振動数: f_0 				$10^{-6} \sim 10^{-4}$

いる構成式に適した試験装置および試験方法を選択する必要がある。

動的試験装置として一般に普及している装置名とその特徴を、表-5に示す。試験から求められる力学量のうち、強度および変形特性に関するものは応力・ひずみの関係式を定める量であり、ダイレタンシー特性が間隙水圧の関係式を定める量である。

これらの動的な力学特性を求めるためには、一般に、図-6に示すような3種類の荷重方法が、主として用いられている。

1) 一定振幅による繰返し荷重

動的試験における最も一般的な方法で、土の強度や変形特性の試験には、主としてこの荷重方法が用いられている。この場合の圧密方法としては、三軸試験では等方圧密であり、ねじり試験および単純せん断試験では等方圧密あるいは K_0 圧密である。

この種の試験では、荷重振幅の異なる数組の試験を実施することによって、広範なひずみレベルを網羅する方法がとられている。場合によっては、同一供試体に対し

て段階的に振幅を変化させるステージテストが行われる。ステージテストは、主として、不攪乱試料を用いて広範なひずみレベルの変形特性を調べる場合に実施されている。

2) 一定振幅による繰返し荷重後の静的荷重

繰返し荷重が作用した後の、剛性や強度の変化を調べるために実施される。直接的には応答解析に必要な情報ではないが、地震後の安定性や変形の解析に用いることができる。圧密条件は、上記の“一定振幅による繰返し荷重”の場合と同様である。

3) 初期せん断力作用状態での繰返し荷重

静的なせん断応力が常に作用している状態における強度および変形特性を調べるために実施される。盛土や斜面の周辺では、常にせん断力が働いていることから、このような場合を想定した荷重方法である。最近では、初期せん断応力の影響によるひずみの累積現象を利用し、地震時の永久変形を解析するために用いられている場合もある。

3.2 応力・ひずみの関係式と土質試験

応答解析に用いられている応力・ひずみの関係式は、線形表示や等価線形表示のように、線形弾性体に置き換えたものと、実験式や弾塑性論に基づく非線形な履歴挙動を表したものがある。各々の考え方により、関係式に必要な土質定数が異なり、これらを定めるための土質試験の方法も異なってくる。これらの解析法と土質試験の方法との関係を整理すると、次のとおりになる。

1) 線形解析に必要な情報と土質試験

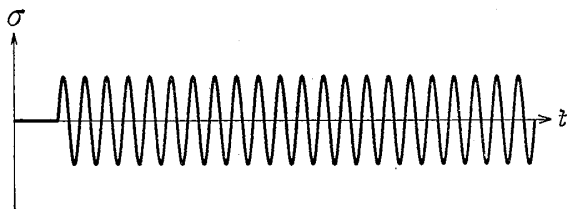
線形材料を表す土質定数には、剛性率（あるいは変形係数）、減衰定数およびポアソン比がある。土を線形材料として表す場合、発生するひずみが微小であることを前提にしているため、微小ひずみ領域での情報を得るための試験が行われる。これらの試験法には、共振法試験や速度測定試験があるが、地盤を対象とした場合には、原位置での情報が直接得られるPS検層が主として用いられている。

2) 等価線形解析に必要な情報と土質試験

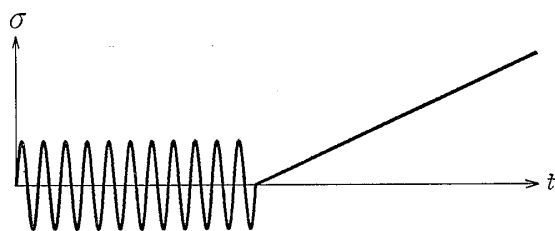
この場合には、線形材料を表す土質定数を、ひずみレベルに応じて求める必要がある。このためには、表-5に示す動的試験装置によって、広範なひずみ領域での変形特性を求める試験が行われる。この時の荷重方法は、先に示した“一定振幅による繰返し荷重”が、一般的に用いられ、この結果を原位置速度測定結果と組み合わせると、土質定数を定めることが多い。

一例をあげると、通常行われている動的試験では、図

a) 一定振幅による繰返し荷重



b) 一定振幅による繰返し荷重後の静的荷重



c) 初期せん断力作用状態での一定振幅繰返し荷重

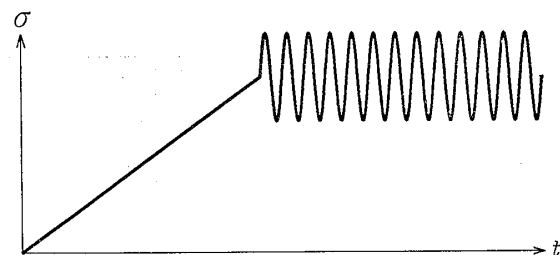


図-6 動的試験における荷重方法

Fig.6 Illustration of dynamic testing conditions

図-7(a)に示すように、一定振幅の正弦波で、段階的に振幅を増大させる荷重方法が用いられている。各荷重段階毎に描かれるヒステリシスループから、図-7(b)に示すように、等価剛性率および等価減衰定数を求める。これらの定数は、たとえば、共振法と繰返しねじり試験の組み合わせによっても求めることができる。図-8は、この方法によって、せん断ひずみが 1×10^{-6} から 1×10^{-2} の範囲の等価定数を求めた結果である。

3) 実験式に基づく非線形解析に必要な情報と土質試験

実験式に基づき土の非線形な応力・ひずみ関係を表すために、任意のひずみレベルにおける履歴曲線を求める必要がある。この時の割線勾配が、等価線形表示で用いる剛性率（あるいは変形係数）に相当する。実験式に含まれている定数を定める方法としては、上記の等価線形解析の場合と同様の試験を実施する。

図-7(c)に示すように、荷重段階毎の応力およびひずみの最大値を包絡して得られる骨格曲線を近似する実験式を求める。また、履歴曲線については、Masing の法則を適用して、図-7(e)に示す関数形によって表す。図から明らかなように、履歴曲線が描くループは、一定振幅の荷重に対し必ず閉曲線となるように設定されている。

この種の代表的な実験式としては、“Ramberg-Osgood モデル” および “Hardin-Drnevich モデル” が一般的に用いられている。これらの関数形とその特徴を表-6に示してある。動的試験結果から定数を定める方法としては、骨格曲線を用いる方法と、等価な剛性率および減衰

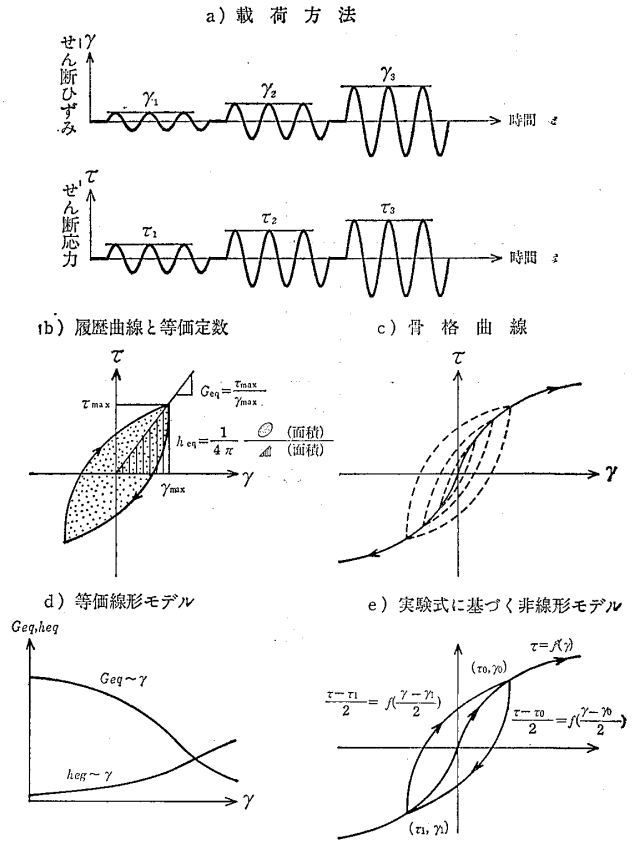


図-7 一般的な動的試験の結果と応力・ひずみモデル
Fig.7 Determination of equivalent linear and non-linear stress-strain models by conventional cyclic loading tests

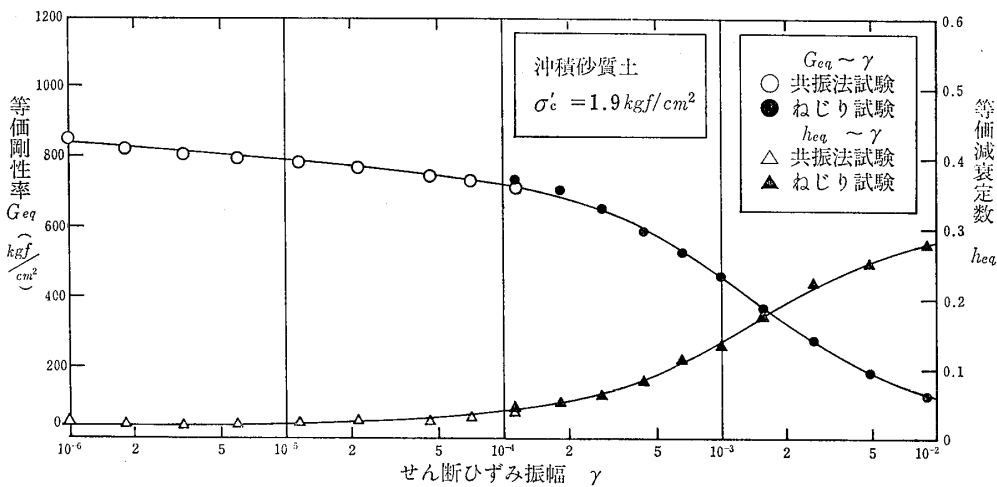


図-8 動的変形特性試験結果の一例
Fig.8 Strain-dependent properties of shear modulus and damping ratio in resonant-column and cyclic torsion tests

表-6 非線形モデルの表示式と特徴
 Table 6 Characteristics and description of non-linear stress-strain models
 (modified Ramberg-Osgood model and modified Hardin-Drnevich model)

	修正Ramberg・Osgoodモデル	修正Hardin・Drnevichモデル
骨格曲線	$\gamma = \frac{\tau}{G_{max}} (1 + \alpha \tau ^\beta)$	$\tau = G_{max} \gamma / (1 + \gamma/\gamma_r)$
履歴曲線	$\gamma = \gamma^* + \frac{1}{G_{max}} (\tau - \tau^*) \left[1 + \alpha \left(\frac{ \tau - \tau^* }{2} \right)^\beta \right]$	$\tau = \tau^* + G_{max} (\gamma - \gamma^*) / (1 + \gamma - \gamma^* / 2\gamma_r)$
G/G_{max}	$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \alpha \tau_0 ^\beta}$	$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_0/\gamma_r }$
h	$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right)$	$h = \frac{2}{\pi} \left[\frac{1+X}{1-X} + \frac{2X}{(1-X)^2} \ln X \right], X = G/G_{max}$
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・実験結果との対応は比較的良好。 ・ひずみの増大と共に、応力が無制限に増大する。 ・実験定数により h も近似できる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・実験結果との対応は若干劣る。 ・ひずみの増大と共に応力は一定値に漸近し、強度を越すことはない。 ・h は、$G/G_{max} \rightarrow 0$ で $2/\pi$ となり、ひずみの大きい領域で過大となる。 ・C、ϕ 及び G_0 からモデルが作成できる。

α, β : 実験定数, G_{max} : $\gamma=0$ の時の G , τ_{max} : $\gamma \rightarrow \infty$ の時の τ , γ_r : τ_{max}/G_{max} , G : τ_0/γ_0 , (τ_0, γ_0) , $(-\tau_0, -\gamma_0)$: 履歴曲線の頂点, (τ^*, γ^*) : 履歴曲線の任意の反転する点 $\rightarrow (\tau^* = \tau_0, \gamma^* = \gamma_0)$ および $(\tau^* = -\tau_0, \gamma^* = -\gamma_0)$

定数とひずみの関係を用いる方法があり、表-6には、各々に対応する関係式も示してある。

4) 弾塑性論に基づく非線形解析に必要な情報と土質試験

弾塑性論に基づく方法には様々な考え方があり、必要となる情報やこれを得るための試験法も、それらの考え方に依って異なっている。しかしながら、弾塑性論に基づく方法に共通していえることは、せん断と圧密の重ね合せによって、応力・ひずみ関係を表現している点である。このために、弾塑性論の基本式（破壊規準、降伏関数、塑性ポテンシャルおよび硬化関数）に含まれている土質定数を、せん断と圧密に分けて求める必要がある。前者については、排水および非排水状態での三軸圧縮・伸張試験が用いられ、後者については、三軸圧密試験が用いられている。

3・3 間隙水圧の評価法と土質試験

有効応力解析を実施するために必要となる間隙水圧の評価法は、先に紹介したように、実験式に基づく方法、Endochronic理論に基づく方法および、弾塑性論に基づく方法がある。これらのうち弾塑性論に基づく方法は、応力・ひずみの関係式を用いて間隙水圧や体積変化を表すことができるため、特別な評価法を必要としない。これに対し、実験式に基づく方法や Endochronic理論に基づく方法では、間隙水圧や体積変化の挙動に着目する

ものであるために、応力・ひずみ関係を求める試験のほか、間隙水圧を評価する試験を実施する機会が多い。試験方法としては、次の方法がある。

1) 残留間隙水圧を直接評価する方法

この方法は、非排水状態において実施される繰返しせん断試験（液状化試験）から残留間隙水圧の挙動を求めるものである。載荷方法としては、一定振幅の正弦波を破壊に至るまで載荷する方法を用い、複数の供試体に対し振幅を変えて実施する。表-5に示す装置のうち、破壊に至るまでの試験が可能なものとしては、振動三軸試験装置、単純せん断装置あるいはねじり試験装置がある。

液状化試験結果の一例を図-9に示す。試験結果を繰返し回数比 N/N_i と残留間隙水圧比 u/σ'_c との関係で表すと、図-10のようになる。この図のように、繰返し回数比 N/N_i と残留間隙水圧比 u/σ'_c との関係を与える実験式を用いることによって、残留間隙水圧を求めることができる。

この種の実験式としては、Seed ほか (1976) の研究が有名である。これによれば、繰返し回数と残留間隙水圧との関係を、次のように与えている。

$$u/\sigma'_c = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_i} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad (1)$$

ここに、 u ; 残留間隙水圧

σ'_c ; 初期有効拘束圧

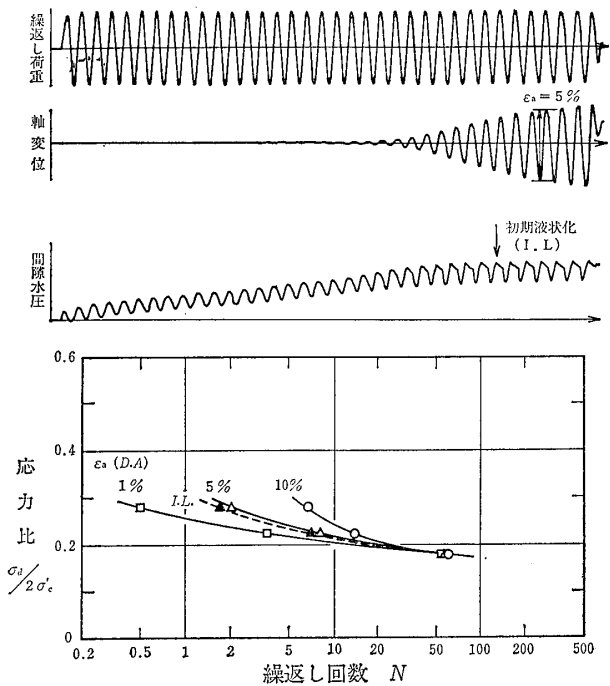


図-9 液状化試験結果の一例
Fig.9 Examples of records and liquefaction resistance curves in cyclic triaxial tests

N ; 繰返し回数
 N_i ; 液状化に至る回数
 α ; 実験定数

である。したがって、実験結果を用いて、 α を定めればよい。図-10に、Seed の実験式から定めた曲線を示してある。

この実験式は一定の応力振幅が作用した場合を想定しており、実際の地震動に適用するために、(1)式を時間で微分し、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$

$$= \frac{2\sigma'_c}{\alpha\pi N_i} \left\{ \sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi u}{2\sigma'_c} \right) \cos \left(\frac{\pi u}{2\sigma'_c} \right) \right\}^{-1} \times \frac{\partial N}{\partial t} \quad (2)$$

のように変換している。(2)式に1波当りの時間を与えれば、間隙水圧増分が求められる。

2) 体積ひずみに基づく方法

体積ひずみから残留間隙水圧を求める方法は、せん断時の残留体積ひずみと、有効応力の減少に伴う膨潤による体積ひずみの和をゼロとして、残留間隙水圧の挙動を求めるものである。したがって、前者を排水状態における繰返しせん断試験から、後者を圧密試験から定めている。

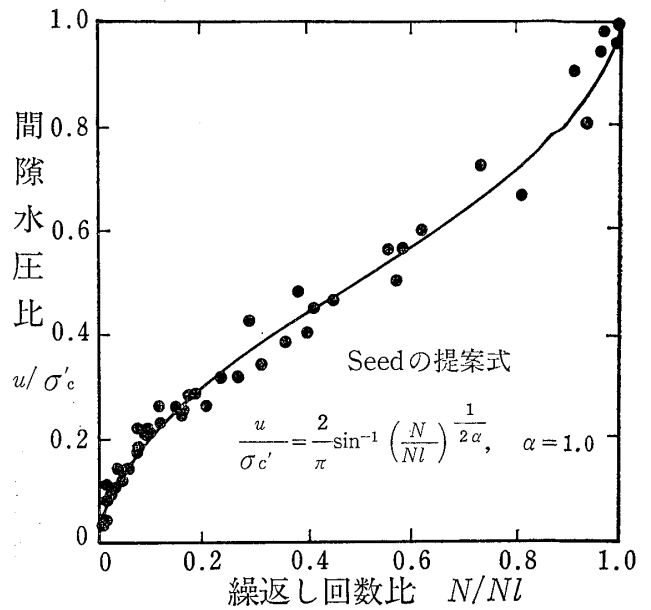


図-10 非排水繰返しせん断試験結果と間隙水圧モデルの比較 (Seed の提案式)
Fig.10 Comparison of computed and measured pore pressures (Seed's model)

この方法において対象としている残留体積ひずみは、せん断に伴う量であり、平均有効主応力の変動に伴う量は考慮していない。

したがって、せん断に伴う平均主応力の変化が少ない試験装置として、単純せん断試験装置およびねじりせん断試験装置が主として使用されている。この種の試験装置では、側方変位を拘束することによって、原位置における地震時挙動と同様に、平面ひずみ状態でせん断することが可能である。また、側方拘束状態では、垂直変位を測定することによって体積変化が求められるため、供試体の飽和度の如何にかかわらず容易に測定できる。これらの特徴は、上記の試験装置が用いられる理由の1つである。

体積ひずみの評価法には、せん断ひずみに着目したものと、載荷重の繰返し回数に着目したものがあり、前者の試験はひずみ制御方式によって実施され、後者の試験は応力制御方式によって実施される。

実験式はいくつか提案されているが、Finnほか(1977)が解析に導入した実験式が、一般的に広く用いられている。この方法は、残留体積ひずみを表す実験式と膨潤に関する実験式から構成されている。

残留体積ひずみを表す実験式は、ひずみ制御方式による繰返し単純せん断試験をもとに、残留体積ひずみ増分とせん断ひずみとの関係を定めたものである。

側方拘束状態で実施した試験の結果は、図-11に示すように、残留体積ひずみと繰返し回数との関係図として整理することができる。このような残留体積ひずみと繰返し回数との関係を用いて、次に述べる手順によって実験式の定数を定めている。

① 各々のせん断ひずみレベルについて、任意の体

積ひずみに対し、1回の繰返しに相当する体積ひずみ増分を、図-11に示すようにして求める。

② 体積ひずみ増分とせん断ひずみとの関係を、体積ひずみをパラメータとして、図-12のように表す。

③ これらの曲線群を関数近似することによって、

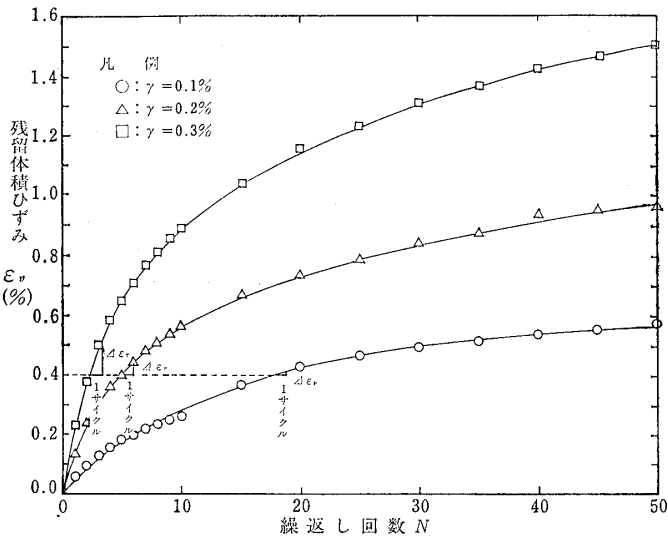


図-11 残留体積ひずみと繰返し回数の関係 (単純せん断試験)

Fig. 11 Relationship between residual volumetric strains and number of cycles in constant strain cyclic simple shear tests

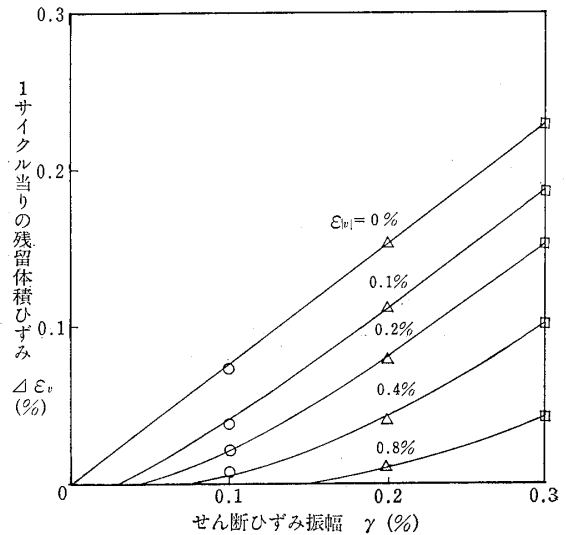


図-12 残留体積ひずみ増分とせん断ひずみの関係 (単純せん断試験)

Fig. 12 Relationship between residual volumetric strain increments and shear strains (obtained from Fig. 11)

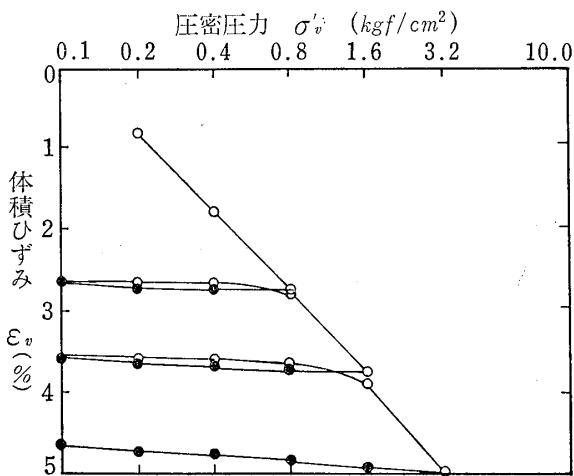


図-13 一次元圧密試験結果

Fig. 13 Relationship between volumetric strains and consolidation pressures in one-dimensional consolidation tests

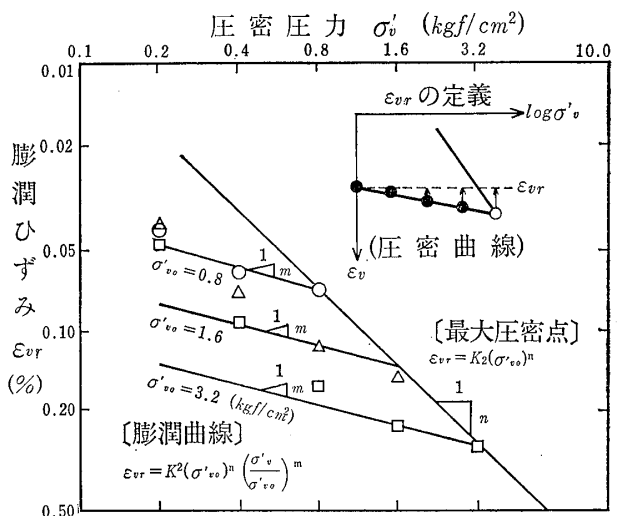


図-14 膨潤ひずみと圧密圧力の関係

Fig. 14 Relationship between rebound volumetric strain potentials and consolidation pressures (obtained from Fig. 13)

次の実験式の定数を定める。

$$\Delta\varepsilon_v = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_v) + \frac{C_3\varepsilon_v^2}{\gamma + C_4\varepsilon_v} \quad (3)$$

表一七 解析モデル

Table 7 Soil profiles used for analyses

深度 (m)	要素番号	層番号	層厚 (m)	剛性率G (kgf/cm ²)	単位体積重量 (gf/cm ³)	ポアソン比 ν
0	(1)	No. 1	4.0	400	2.0	0.49
	(2)					
5	(3)	No. 2	4.0	600		
	(4)					
10	(5)	No. 3	4.0	800		
	(6)					
15	(7)	No. 4	4.0	900		
	(8)					
	(9)	No. 5	4.0	1000		
	(10)					

表一八 モデル地盤の固有値解析結果

Table 8 Results of eigen value analysis

モード次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数	有効質量 (t)
1	2.56	3.90×10^{-1}	-6.14	3.77×10^1
2	6.90	1.45×10^{-1}	-2.23	4.95
3	1.14×10^1	8.79×10^{-2}	1.32	1.75
4	1.58×10^1	6.34×10^{-2}	9.19×10^{-1}	8.45×10^{-1}
5	2.06×10^1	4.85×10^{-2}	6.82×10^{-1}	4.65×10^{-1}
6	2.42×10^1	4.13×10^{-2}	-3.77×10^{-1}	1.42×10^{-1}
7	2.74×10^1	3.65×10^{-2}	3.25×10^{-1}	1.06×10^{-1}
8	2.76×10^1	3.62×10^{-2}	-1.68×10^{-10}	2.83×10^{-20}
9	3.08×10^1	3.25×10^{-2}	3.22×10^{-1}	1.04×10^{-1}
10	3.14×10^1	3.19×10^{-2}	-3.46×10^{-12}	1.20×10^{-23}
11	3.30×10^1	3.03×10^{-2}	-9.73×10^{-13}	9.47×10^{-25}
12	3.51×10^1	2.85×10^{-2}	2.62×10^{-1}	6.84×10^{-2}
13	3.65×10^1	2.74×10^{-2}	-2.33×10^{-11}	5.41×10^{-22}
14	3.89×10^1	2.57×10^{-2}	6.51×10^{-11}	4.24×10^{-21}
15	3.93×10^1	2.55×10^{-2}	-1.93×10^{-1}	3.72×10^{-2}
16	4.11×10^1	2.43×10^{-2}	9.87×10^{-13}	9.73×10^{-25}
17	4.31×10^1	2.32×10^{-2}	4.61×10^{-14}	2.12×10^{-27}
18	4.49×10^1	2.23×10^{-2}	8.43×10^{-15}	7.11×10^{-29}
19	4.70×10^1	2.13×10^{-2}	4.94×10^{-15}	2.44×10^{-29}
20	4.94×10^1	2.02×10^{-2}	3.31×10^{-10}	1.10×10^{-19}

ここに、 $\Delta\varepsilon_v$ ；体積ひずみ増分

γ ；せん断ひずみ

ε_v ；体積ひずみ

$C_1 \sim C_4$ ；実験定数

一方、膨潤に関する実験式として、Finn は、圧密試験の結果に基づいて、膨潤係数 \bar{E}_r と圧密圧力との関係を次式で表している。

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mK_2} (\sigma'_{v0})^{n-m} \quad (4)$$

ここに、

σ'_v ；圧密圧力

σ'_{v0} ；初期圧密圧力

n, m, K_2 ；実験定数

したがって、図-13に示す圧密試験結果から、膨潤ひずみと圧密圧力の関係を図-14に示すように整理し、(4)式によつて膨潤係数 \bar{E}_r を求める。

そして、(3)式の体積ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_v$ と、(4)式の膨潤係数 \bar{E}_r を用い、次の関係式によつて、間隙水圧増分 Δu を求めることができる。

$$\Delta u = \bar{E}_r \times \Delta\varepsilon_v \quad (5)$$

4 地震応答解析の手法の比較

先に述べたように、地盤の地震応答解析手法は数多く提案されているが、これらの手法を用いて得られた解析結果に、どのような違いがあるかをみるために、解析例に基づいて比較検討を行った。

4.1 応答解析に用いられている離散化手法の比較

地盤の地震応答解析に広く用いられている運動方程式の解析手法には、地盤を連続体とする重複反射法と、要素に分割する有限要素法がある。

この2種類の手法の比較計算に用いた解析モデルは、表-7に示す水平成層地盤とし、入力波形は、図-15に示す3種の波形である。解析に先立って実施した固有値解析の結果を表-8に示す。この解析モデルの1次の固有周期は、0.39秒(2.56Hz)である。

4.1.1 時間領域の離散化手法の比較

時間領域の離散化手法としては、時間領域で解く方法と、周波数領域に変換して解く方法がある。時間領域での解法には直接積分法とモード合成法を用い、周波数領域での解法には重複反射法と複素応答法を用いて、比較計算を行った。これらの比較計算を行うに当たって必要となる減衰特性については、直接積分法では Rayleigh 減

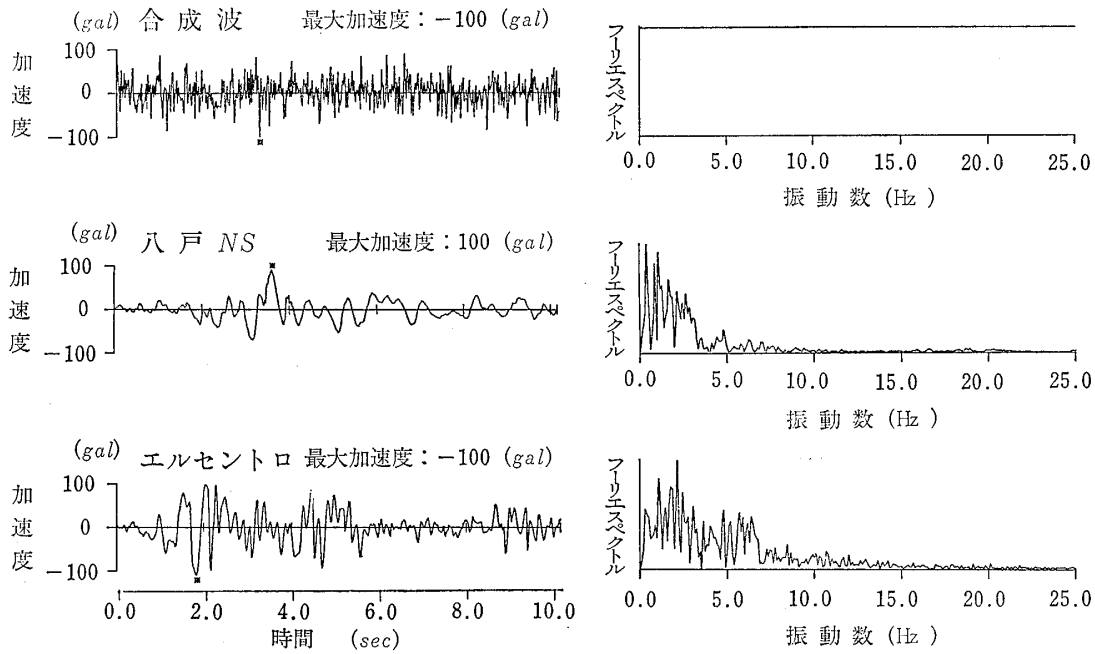


図-15 入力波形

Fig.15 Input base motions in response analysis

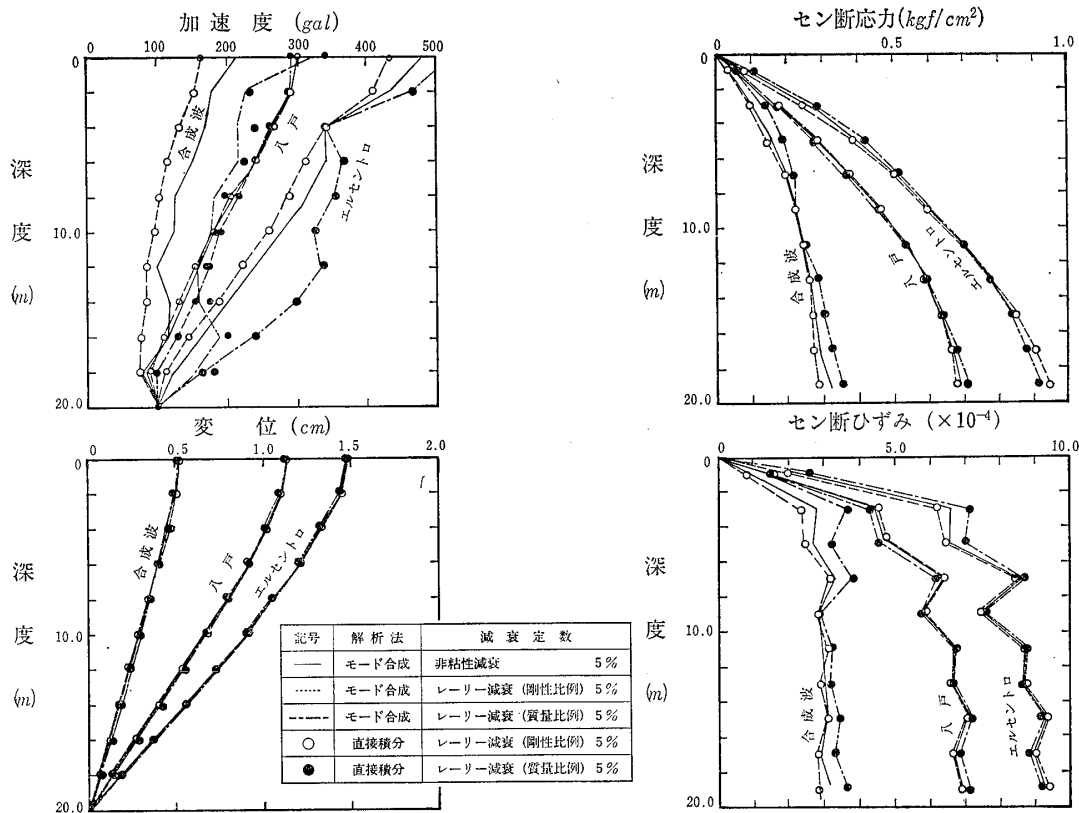


図-16 時間領域の解法の比較 (モード合成法と直接積分法)

Fig.16 Comparison of computed maximum response values by modal analysis and direct integration methods (several damping types are used)

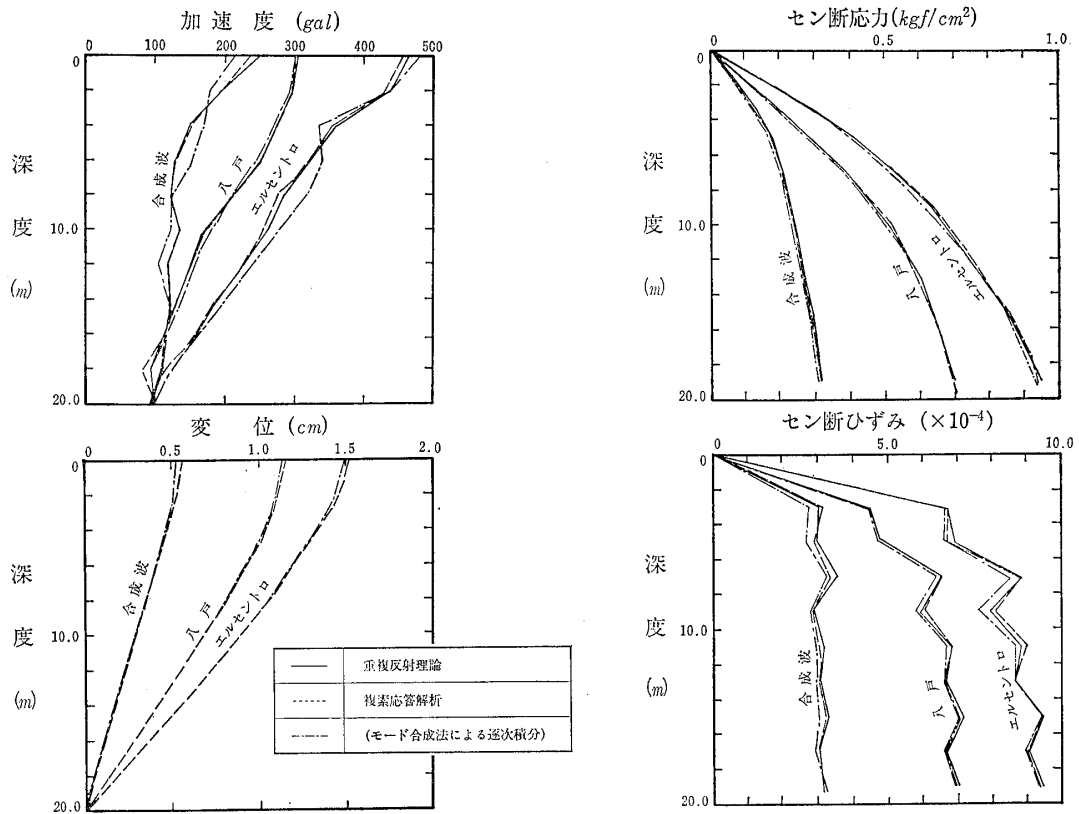


図-17 周波数領域の解法の比較

Fig. 17 Comparison of computed maximum response values by multiple reflection and finite element methods (non-viscous damping are used)

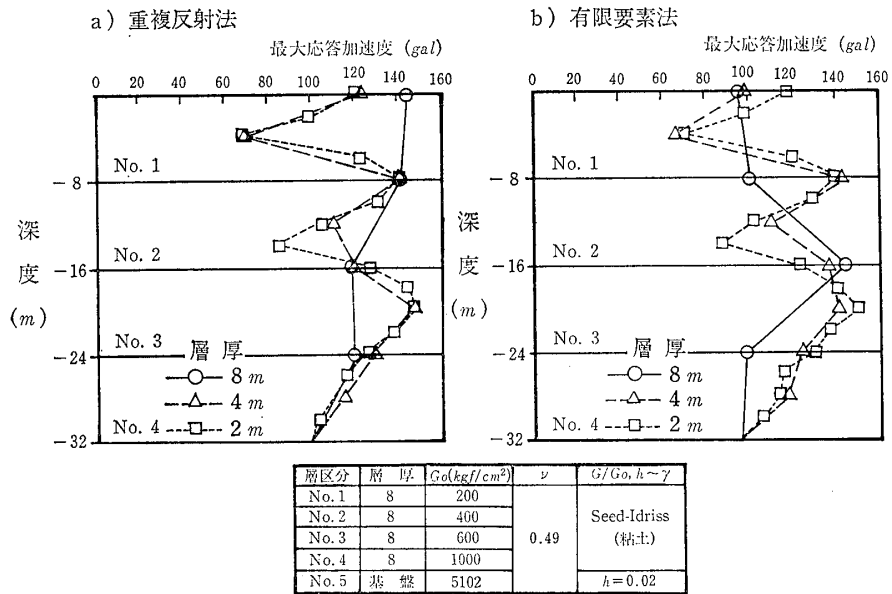


図-18 層厚の違いによる応答の比較

Fig. 18 Effect of element size on response analyses: (a) multiple reflection methods; (b) finite element method

衰を、モード合成法では非粘性型のモード減衰と Rayleigh 減衰を用い、また、周波数領域の解法には、非粘性減衰を用いた。

1) 時間領域での解法の比較と減衰特性の影響

図-16は、直接積分法とモード合成法の結果を比較したものである。波形および減衰特性の違いにもかかわらず、両者は非常に良く一致している。

しかしながら、減衰特性に注目するとき、その特性によって解が著しく異なっていることがわかる。したがって、解析にあたっては、特にこの点に対する慎重な配慮が必要である。地震を想定した場合の周波数領域では、土の減衰特性は周波数に依存しないといわれている。この観点からすれば、非粘性型の減衰が適していると考えられる。

2) 周波数領域での解法の比較

非粘性減衰を用いた場合の比較を図-17に示す。これらのうち、重複反射法と複素応答法との結果は、非常に良く一致している。

3) 時間領域と周波数領域での解法の比較

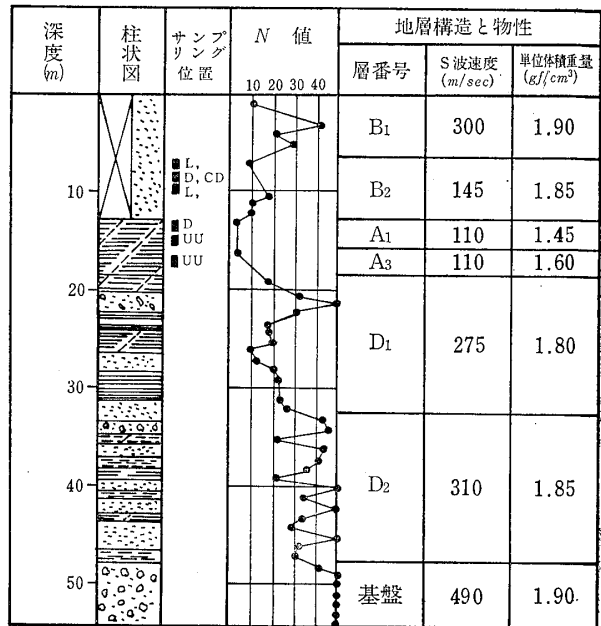
先に述べたように、図-17は非粘性型の減衰の場合について比較したものであるが、時間領域(モード合成法)と周波数領域(重複反射法および複素応答法)の両者の間には、加速度を除けば、応答に顕著な差は認められない。とりわけ、八戸波の場合には、加速度を含めて良く一致している。

図-15に示した入力波の特性から明らかなように、八戸波は高周波成分が少ないのに対し、他の波形では高周波成分を多く含んでいる。この点からすれば、高周波成分が応答に寄与する場合には、周波数領域での解法と時

間領域での解法との間には、その応答に関し、必ずしも一致しないことが考えられる。

4・1・2 空間領域の離散化の影響

有限要素法解析のように、空間領域を有限に分割した要素で近似する場合には、要素の大きさによって応答が変ってくる。この問題について、連続体の場合と有限要素法との比較を行った。この比較計算に当たっては、連続



D ; 動的変形特性試験 CD ; 圧密排水せん断試験
L ; 液状化試験 UU ; 非圧密非排水せん断試験

図-19 二次元解析地点の地盤構造

Fig. 19 Ground conditions (two-dimensional analysis)

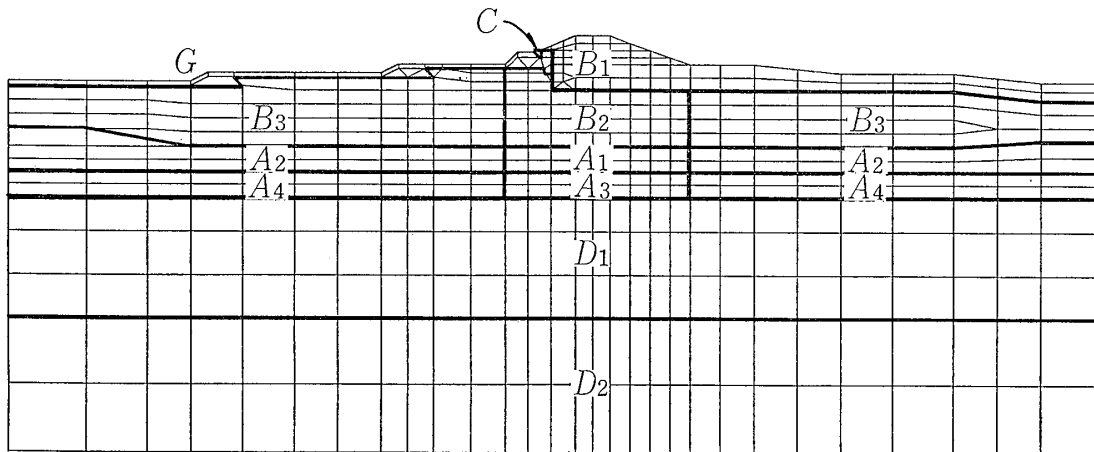


図-20 二次元解析のためのメッシュ図

Fig. 20 Finite element idealization for two-dimensional analysis

体に対しては重複反射法、有限要素法解析に対しては複素応答法を用い、等価線形解析を実施した。

図-18は、両解析法による解析結果を比較して示したもので、この解析に用いた地盤モデルの諸元を併せ記してある。層厚が2 mの場合には両者の応答は一致しているが、8 mの場合には明らかに差が現れている。有限要素法では個々の要素の変位形状は変位関数に支配され、1つの要素で表し得る振動には限界がある。解析精度を考えるならば、考慮すべき最高周波数に対応する波長に対し、層厚は一般に1/5~1/8以下にすべきである。

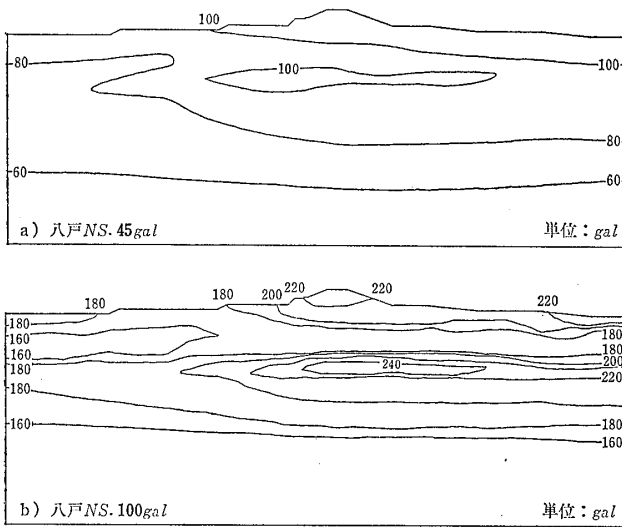


図-21 水平最大加速度分布図
Fig. 21 Contour lines of maximum horizontal accelerations (two-dimensional analysis)

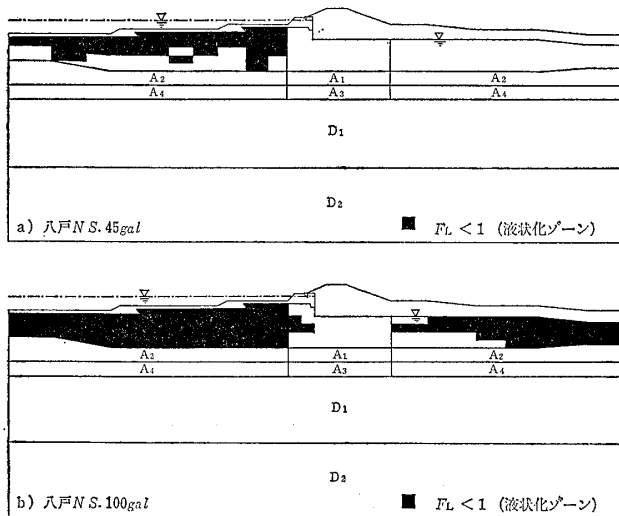


図-22 液状化の判定結果
Fig. 22 Evaluation of liquefaction potential (total stress method)

4・2 二次元応答解析と一次元応答解析の比較

堤防や斜面などに対する応答解析には、二次元解析が必要となる。しかし、場合によっては、二次元構造を便宜的に一次元でモデル化し、解析を行うことがある。ここでは、軟弱地盤上に建設された堤防を対象として、二次元応答解析を適用した場合と、一次元応答解析を適用した場合との比較を示す。

堤防の天端中央部において実施したボーリング調査の結果得られた地盤構造および諸物性値は、図-19に示す通りである。また、図-20にメッシュ図を示す。

入力波形としては、図-15に示す八戸波を用い、複素応答法による等価線形解析を適用した。

解析によって得られた加速度分布図は、図-21に示す通りで、堤体の形状がもたらす影響が、地盤内に及んでいる様子がわかる。解析結果をもとに、地盤の液状化を判定すると、図-22に示すようになる。このように、二次元解析によれば、堤防の押え効果によって、堤防直下の地盤は液状化を起こしにくいこと、また、入力加速度の増加に伴い液状化領域が拡大する様子を知ることができる。

次に、小段部と天端中央部における一次元モデルを作成し、重複反射法による等価線形解析を実施した。二次元解析と比較すると、図-23に示すようになる。図には

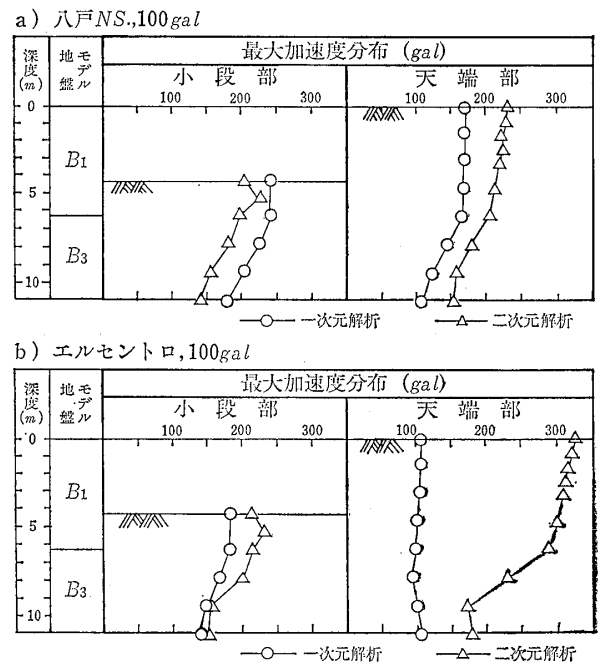


図-23 二次元解析と一次元解析の比較
Fig. 23 Comparison of computed maximum accelerations by one-and two-dimensional analyses

入力波形として八戸波およびエルセントロ波を用いた場合を示してある。小段部においては両者に大きな差はないが、天端部では顕著な差が現れている。次元解析を適用する場合には、小段部のように比較的水平的な広がりを持つ地点を選ぶべきである。二次元形状の影響が強い地点では、誤った判断を下す恐れがあることに留意する必要がある。

4.3 有効応力解析と全応力解析

近年、有効応力に基づく解析手法の研究が盛んに行われ、従来からの全応力法の適用限界が明らかになってきた。有効応力法の優位性は認められるものの、解析手法としていずれの方法が合理的で、さらに実用性を有しているかについては、未だ評価がなされていないのが現状である。

そこで、筆者らは、有効応力法による解析を実施し、全応力解析との比較を行い、その内容を検討した。

解析に用いたプログラムは、Finn ほか(1977)が開発した次元有効応力解析プログラム「DESRA-1」を基本としたものであり、その概要は次の通りである。

- ① 地盤の構造は質点系によりモデル化している。
- ② 応力・ひずみ関係式は、履歴型に修正した Hardin-Drnevichモデル (表-6参照) を用いており、骨格曲線を定める実験定数を有効応力の関数で与えている。すなわち、

$$\tau = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + \frac{G_{max} \gamma}{\tau_{max}}} \quad (\text{骨格曲線}) \quad (6)$$

$$G_{max} = G_{max0} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^{1/2} \quad (7)$$

$$\tau_{max} = \tau_{max0} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (8)$$

ここに、 τ : せん断応力

表-9 動的応答解析に必要な情報と調査・試験項目

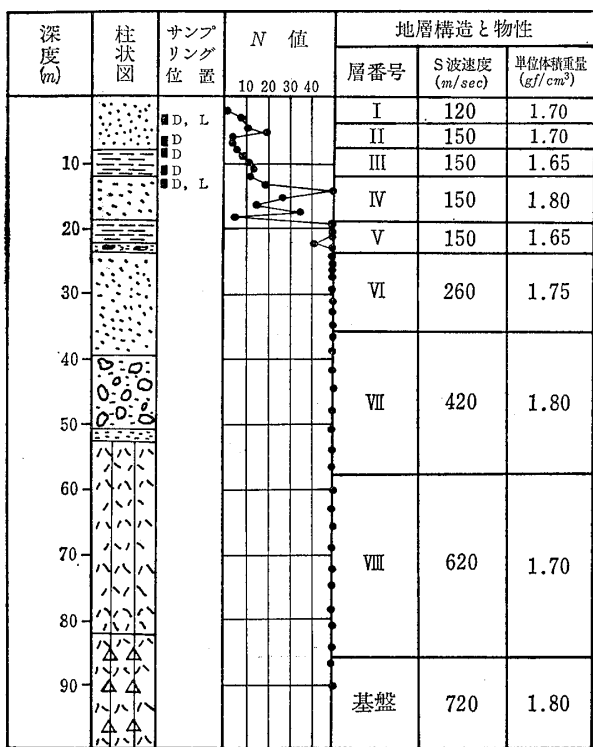
Table 9 Soil properties used for effective and total stress analyses and investigation planning at site A and B

	重複反射解析	有効応力解析	調査・試験項目等
構造条件	連続体 (水平成層)	次元 質点系モデル	<ul style="list-style-type: none"> ・ボーリング(地質構造) ・PS検層(速度層構造) ・密度検層 ・室内土質試験(物性分布) ・水位、潮位
単位体積重量	γ_s, γ'	γ_s, γ'	<ul style="list-style-type: none"> ・密度検層 ・室内試験
応力・ひずみモデル	等価線形モデル $V_s(G_0)$ $G/G_0, h \sim \gamma$	非線形モデル G_0, τ_0 (双曲線モデル)	<ul style="list-style-type: none"> ・PS検層(V_s or G_0) ・室内動的変形特性試験(ひずみ依存特性)
間隙水圧モデル	—	$\varepsilon_{vd} \sim \gamma$ $\bar{E}_r \sim \sigma'_v$ k	<ul style="list-style-type: none"> ・繰返し単純せん断試験 ・圧密試験(次元) ・透水試験(原位置)
地震時の液状化・安定性	液状化強度 (せん断応力比) (間隙水圧特性)	不 要	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化試験
	C, ϕ	C, ϕ	<ul style="list-style-type: none"> ・三軸試験

γ_s : 単位体積重量
 γ' : 水中重量
 V_s : S波速度
 G_0 : 初期剛性率
 G : 剛性率

h : 減衰定数
 γ : せん断ひずみ
 v_d : ボアソン比
 τ_0 : 双曲線近似で得られる強度(動的)
 ε_{vd} : 動的残留体積ひずみ

E_r : リバウンド係数
 k : 透水係数
 C, ϕ : 強度定数



D ; 動的変形特性試験 L ; 液状化試験

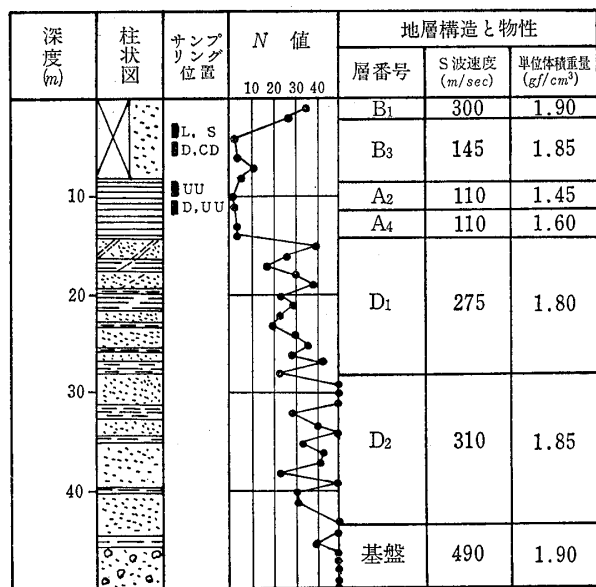
図-24 A地点の地盤構造

Fig. 24 Ground conditions at site A

表-10 A地点の解析モデル

Table 10 Soil profiles used for analyses (site A)

深 度 (m)	層 番 号	層 厚 (m)	単 位 体 積 重 量 (gf/cm ³)	S 波 速 度 (m/sec)	応力~ひずみモデル			間隙水圧モデル				
					G ₀ (kgf/cm ²)	T ₀ (kgf/cm ²)	k (cm/sec)	K ₂	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
0.0	I	4.0	1.70	120	250	0.07	2×10 ⁻⁵	0.035	0.80	—	—	
4.0								0.62	0.79			
								0.43	0.73			
8.0	II	4.0	1.70	150	390	0.21	2×10 ⁻⁵	0.035	0.80	—	—	
12.4								0.62	0.79			
								0.43	0.73			
19.2	III	4.4	1.65	150	380	0.35	1×10 ⁻⁸	0.035	0.80	—	—	
24.0								0.62	0.79			
								0.43	0.73			
36.0	IV	6.8	1.80	150	410	0.64	8×10 ⁻⁶	0.035	0.80	—	—	
58.0								0.62	0.79			
								0.43	0.73			
86.0	V	4.8	1.65	150	380	0.77	1×10 ⁻⁸	0.035	0.80	—	—	
∞ (基盤)								0.62	0.79			
								0.43	0.73			



D ; 動的変形特性試験 CD ; 圧密排水せん断試験
L ; 液状化試験 UU ; 非圧密非排水せん断試験
S ; 動的単純せん断試験

図-25 B地点の地盤構造

Fig. 25 Ground conditions at site B

表-11 B地点の解析モデル

Table 11 Soil profiles used for analyses (site B)

深 度 (m)	層 番 号	層 厚 (m)	単 位 体 積 重 量 (gf/cm ³)	S 波 速 度 (m/sec)	応力~ひずみモデル			間隙水圧モデル				
					G ₀ (kgf/cm ²)	T ₀ (kgf/cm ²)	k (cm/sec)	K ₂	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
0.0	B ₁	2.0	1.90	300	1740	0.67	3×10 ⁻³	0.09	—	—	—	
2.0								1.0	—			
								0.313	—			
8.5	B ₃	6.5	1.85	145	400	0.08	3×10 ⁻³	0.09	0.76	—	—	
11.4								1.0	0.614			
								0.313	0.154			
14.2	A ₂	2.9	1.45	110	180	0.23	1×10 ⁻⁷	0.09	—	—	—	
28.2								1.0	—			
								0.313	—			
43.5	A ₄	2.8	1.60	110	200	0.25	1×10 ⁻⁷	0.09	—	—	—	
∞ (基盤)								1.0	—			
								0.313	—			

γ : せん断ひずみ

G_{max} : 応力・ひずみ曲線の初期接線勾配

τ_{max} : せん断応力の上限值

G_{maxo} : 初期有効応力状態 σ'_{vo} における G_{max} の値

τ_{maxo} : 初期有効応力状態 σ'_{vo} における τ_{max} の値

σ'_v : 圧密圧力

σ'_{vo} : 初期圧密圧力

であり, G_{maxo} , τ_{maxo} は試験によって定める。

(3) 間隙水圧の評価には, 3・3に示した残留体積ひずみを表す実験式を用いている。すなわち,

$$\Delta\varepsilon_v = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_v) + \frac{C_3\varepsilon_v^2}{\gamma + C_4\varepsilon_v} \quad (9)$$

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m \cdot K_2} (\sigma'_{vo})^{n-m} \quad (10)$$

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta\varepsilon_v \quad (11)$$

であり, 記号は, 3・3に示す通りである。

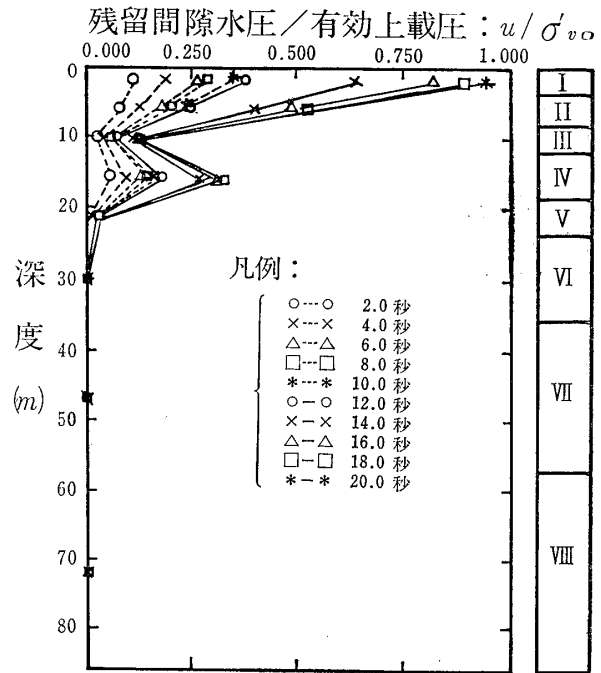


図-26 間隙水圧分布の経時変化 (A地点)
Fig. 26 Pore pressure distribution in stratum (site A)

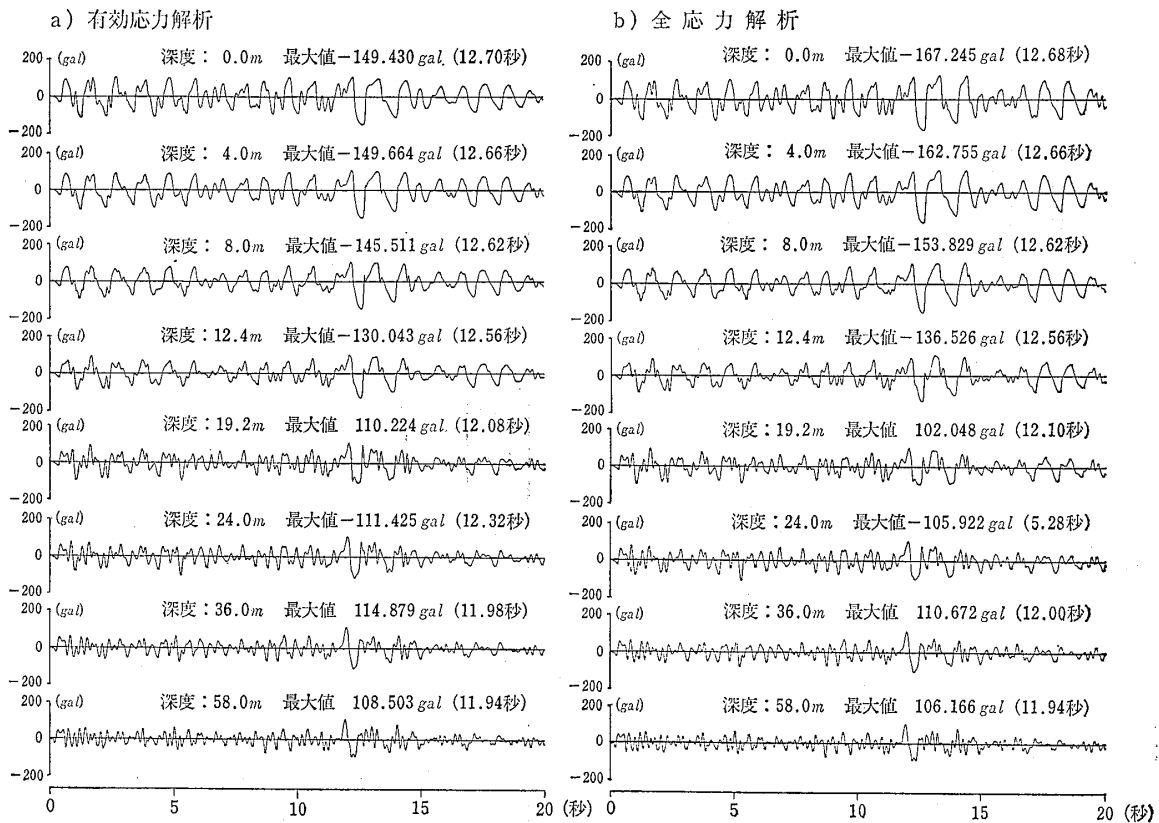


図-27 加速度変形の比較 (A地点)
Fig. 27 Comparison of accelerations by: (a) effective; (b) total stress analyses

4・3・1 地盤条件と解析モデル

有効応力解析と全応力解析の比較においては、応答解析結果の比較のためにはA地点を、また、液状化の判定結果の比較のためにはB地点を、その解析対象とした。図-24および図-25は、それぞれの地点の地盤構造および諸物性値を示したもので、解析に必要な情報を得るために、表-9に示すような調査および試験を実施した。ただし、A地点における間隙水圧モデルの実験定数は、液状化試験に合うように定めてある。両地点の解析モデルは、表-10および表-11に示す通りである。

4・3・2 有効応力解析と全応力解析の比較

1) 応答解析結果の比較 (A地点)

A地点においては、有効応力法による解析および全応力法による非線形解析を実施すると共に、間隙水圧評価式を調整することによって、間隙水圧の上昇量の違いによる応答の変化を比較した。また、重複反射法による等価線形解析との比較も行った。

土質調査結果に基づいて行った有効応力解析で得られた間隙水圧分布の経時変化を図-26に示す。この図においては、間隙水圧を有効上載圧で割った値(間隙水圧比と呼ばれている)を横軸にとって表してある。したがって、この値が1となる箇所では液状化が生じたことになる。図-26によれば、地表近傍において間隙水圧比が0.9を越してはいるが、完全に液状化するまでには至っていない。この場合の両解析による加速度波形を比較すると、図-27のようになる。また、この深度における応力・ひずみのヒステリシスループは、図-28のようになる。

上記の解析の他に、間隙水圧評価式を調整して液状化が発生するようにして解析した結果および重複反射法による等価線形解析の結果を加えて、最大応答値の分布と

してまとめると、図-29のようになる。

図-26から図-29までに示した結果に基づいて有効応力法を全応力法と比較すると、次の点が指摘できる。

- ① 間隙水圧の影響を受けない下部層では、加速度波形に顕著な差は現れていない。
- ② 間隙水圧の上昇が起っている上部層では、ピーク以降の加速度波形に差が現れている。すなわち、最大振幅が減少すると共に、短周期成分が消失する傾向を示す。
- ③ 間隙水圧の上昇に伴い、加速度およびせん断応力が減少し、せん断ひずみが著しく増大している。

一方で、全応力解析についてみるに、非線形解析と等価線形解析との間に、明らかに違いが認められる。すなわち、加速度およびせん断応力に関しては、等価線形解析の方が大きい値を示している。

この原因の1つとしては、応力・ひずみ関係式の違いが考えられる。非線形解析に用いた関係式は双曲線型であり、応力に上限が存在する。一方、等価線形解析においては、物性を変更しながら線形解析を繰返し、応答解を収束させる。したがって、土の平均的な剛性低下を考慮してはいるけれども、外力の不規則な時間的変動に対しては、剛性は常に一定となっている。このために、地盤の固有周期に近い周波数成分の波が共振し易くなり、結果的には応答が増幅されることになる。

もう1つの原因としては、減衰特性の差が考えられる。すなわち、非線形解析に用いた双曲線型の履歴曲線は、ひずみの大きいレベルにおいて履歴減衰を過大に評価することになる。

図-29に示す結果において、どちらの影響が支配的であったかは明らかではないが、一般的には、等価線形解

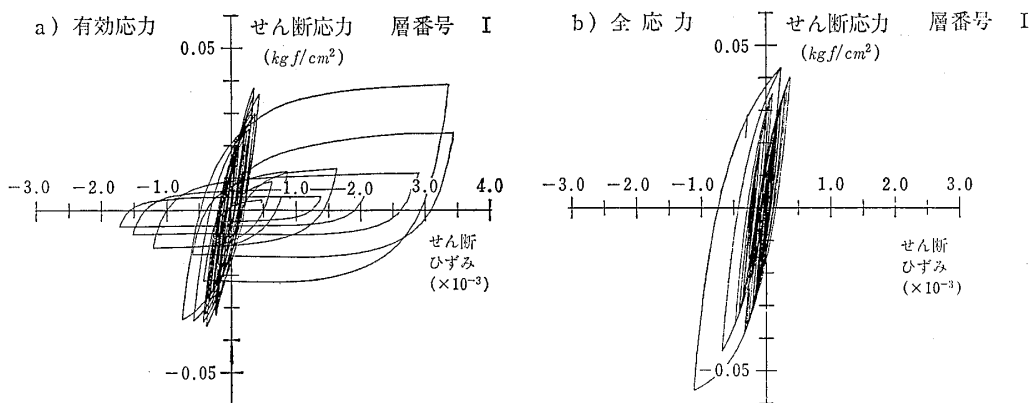


図-28 有効応力・全応力解析で求める応力～ひずみループの比較 (A地点)

Fig. 28 Comparison of hysteretic stress-strain curves by: (a) effective; (b) total stress analyses (site A)

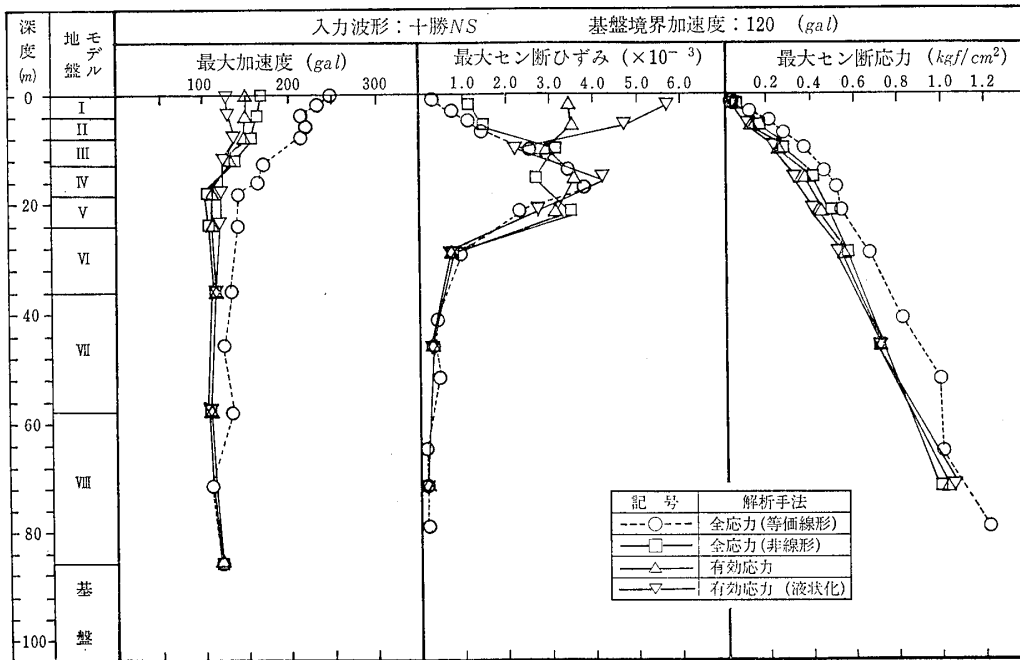


図-29 有効応力法と全応力法の最大応答値の比較 (A地点)

Fig. 29 Comparison of computed maximum response values by equivalent linear, non-linear total stress analyses, and effective stress analysis (site A)

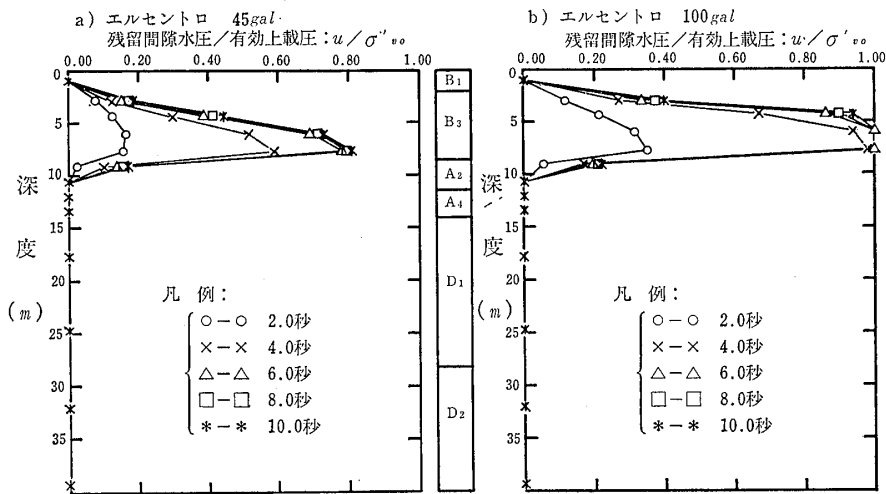


図-30 間隙水圧分布の経時変化 (B地点)

Fig. 30 Pore pressure distribution in stratum for El Centro scaled: (a) 45gal; (b) 100gal

析の応答の方が大きくなることは確かである。

2) 液状化の判定結果の比較 (B地点)

B地点においては、有効応力解析と重複反射法による等価線形解析とを実施し、有効応力解析の結果と全応力法による液状化の判定結果の比較を行った。

図-30は、有効応力解析において、エルセントロ波を用いて得られた間隙水圧分布の経時変化を示したもので

ある。この場合、築堤材に相当する砂層 (B₂層) において、間隙水圧の上昇が著しい。最大加速度が 45gal の入力の場合には、液状化するまでには至っていないが、入力が 100gal の場合には、最終的に B₂層全体が液状化を起こしている。この時の間隙水圧の経時変化をみると、B₂層の下部から上部層へと液状化が進行している状況がわかる。

液状化が発生したB₃層における応答波形および液状化が発生していないD₁層における応答波形を、それぞれ図-31および図-32に示す。

有効応力法によって求められた応答波形の最大値と、全応力法（重複反射法）による応答波形の最大値を深度ごとに比較して示すと、図-33および図-34のようになる。この場合も、A地点の結果に関して指摘したように、有効応力解析の方が、加速度およびせん断応力は小さくなり、せん断ひずみは増大している。

応答解析を実施する主な目的の1つは、地盤の液状化の検討である。有効応力法においては、間隙水圧の発生および消散を解析しているため、図-30に示したように

液状化現象を直接表すことができる。一方、全応力法の場合には、応答解析で得られる地震時の作用せん断応力を、土の液状化に対する抵抗強度と比較することによって、液状化の判定を実施する。この種の方法としては、国内では、岩崎ほか(1978)の方法が広く用いられている。この方法においては、土の液状化抵抗強度と地震時の作用せん断応力の最大値との比をF_Lと称し、液状化に対する安全率を表す指標として定義している。この値については、実際の事例で検討することによって、F_Lが1より小さい場合に液状化することが確認されている。

B地点について、この方法を用いて判定した結果は、図-35に示す通りで、図から明らかのように、45galの入

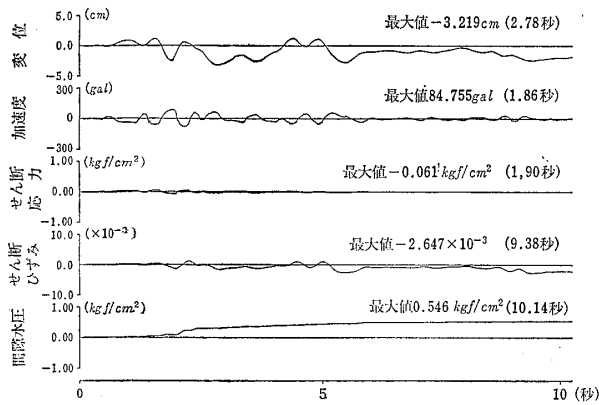


図-31 B₃層の応答波形：エルセントロ，100gal（B地点）
Fig.31 Computed time histories of response values in B₃ layer (site B)

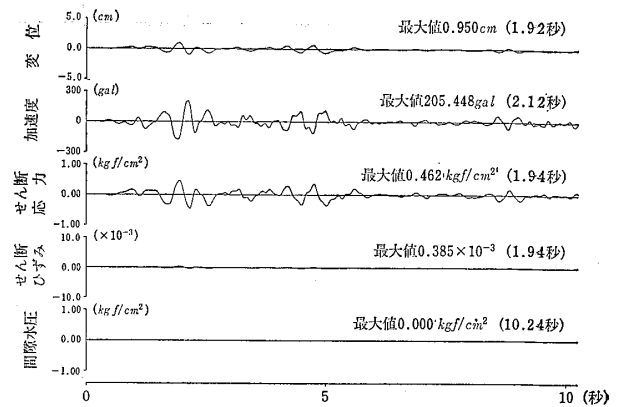


図-32 D₁層の応答波形：エルセントロ，100gal（B地点）
Fig.32 Computed time histories of response values in D₁ layer (site B)

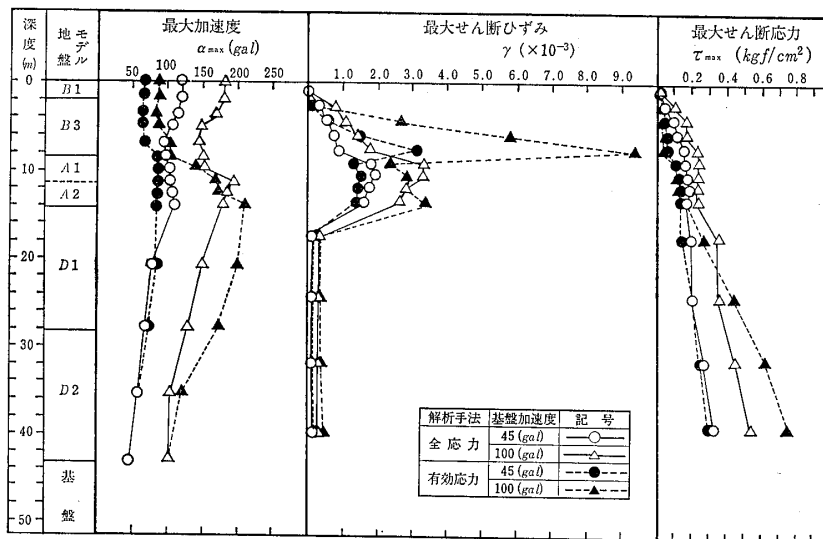


図-33 有効応力法と全応力法の最大応答値の比較：エルセントロ（B地点）
Fig.33 Comparison of computed maximum response values by effective and total stress analyses for Hachinohe NS (site B)

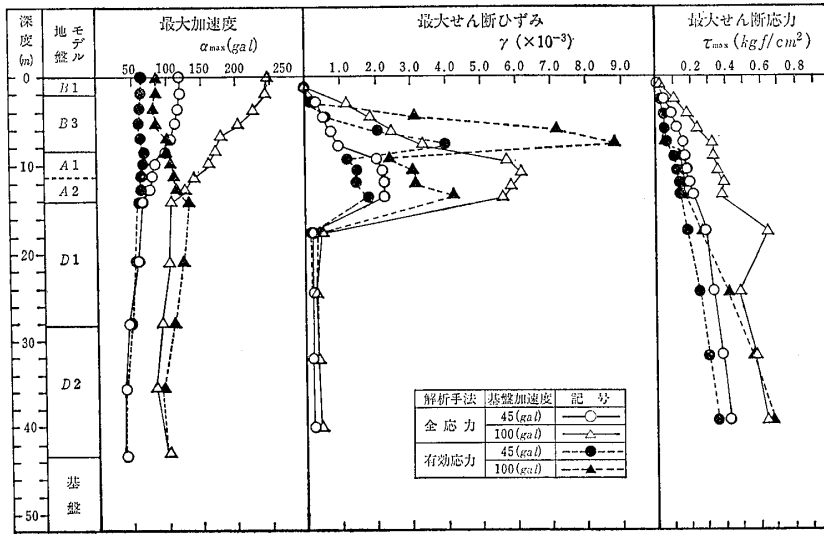


図-34 有効応力法と全応力法の最大応答値の比較：八戸NS (B地点)
 Fig.34 Comparison of computed maximum response values by effective and total stress analyses for El Centro (site B)

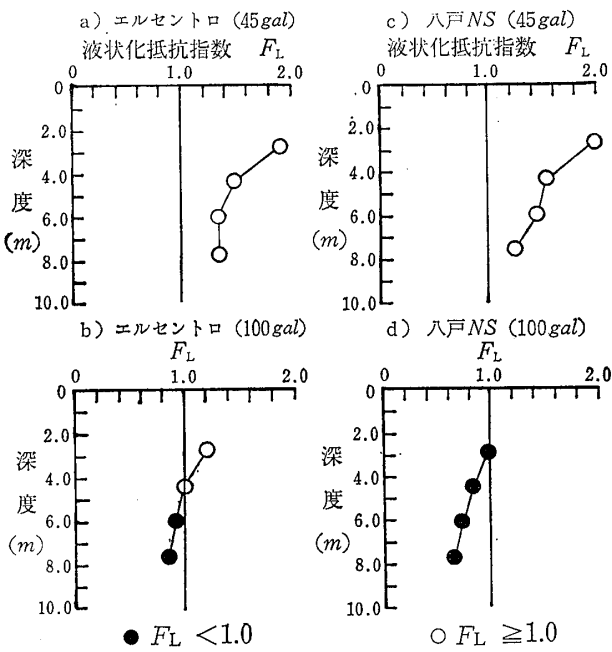


図-35 F_L 法による液状化の判定結果 (全応力法)
 Fig.35 Distribution of factors of safety against liquefaction at site B (total stress method)

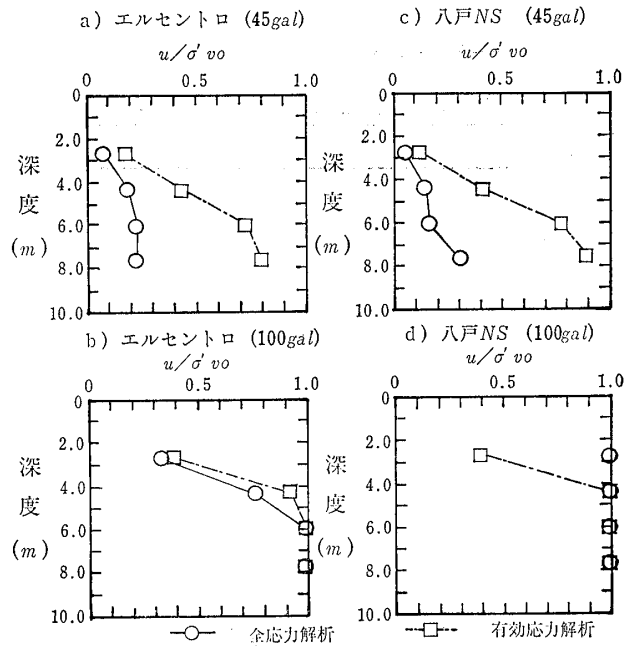


図-36 残留間隙水圧比較図 (全応力と有効応力)
 Fig.36 Comparison of estimated pore pressures by effective and total stress analyses (site B)

力に対しては液状化は見られないが、100galの場合には液状化が発生しており、この判定結果は、図-30に示した有効応力解析の結果と一致している。

次に、液状化試験結果を用いて、Seedの実験式の実験定数を定め、このSeedの式を用いて、さきに示した全応力法による F_L 値から残留間隙水圧を推定し、有効応

力解析の結果との比較を行った。図-36に示すように、液状化に至った場合は当然のことながら有効応力解析と一致しているが、液状化に至らない場合については、有効応力解析に比べてかなり小さい値を示している。このような傾向は、吉見ほか(1978)が全応力法を用いて実施した間隙水圧の予測結果にも現れている。

4・3・3 全応力解析を実施する上での留意事項
解析例に基づいて、有効応力解析と全応力解析の比較を行った結果から、全応力解析を実施する上で必要な留意点をまとめると、次のようになる。

- ① 地盤および土構造物の安定性を応力で評価する限りにおいては、全応力法とりわけ等価線形解析は、安全側の結果を与える。
- ② 液状化の判定については、その実績が示すように、発生の有無の判断に関しては、妥当な結果を与える。
- ③ ただし、液状化に達しない場合の間隙水圧の予測結果は、必ずしも安全側にあるとはいえない。
- ④ 埋設管や杭基礎などのような長大構造物への入力地震動を考える場合、変位やひずみによる作用が大きく影響するのであって、液状化の発生の可能性が大きい地盤については、全応力解析はむしろ危険側にあると考えられる。

5 あとがき

地震現象は未解明の部分が多く、研究の方向は多岐にわたっている。ここにとりあげた地盤の地震応答解析手法も、様々な提案がなされているが、地震現象は手軽に検証することができず、このために、手法の合理性に関する評価を行うことはなかなか難しいことと思われる。このようなことから、今までに発表された解析手法の持つ特性を、少なくとも統一的に整理してみようとの観点から検討を行った。

地盤の地震応答解析に関する研究は、1970年代から急速に進展し、数多くの解析手法が開発されてきた。地盤の力学的な現象をより正しく説明するために、線形解析から非線形解析へ、また、全応力解析から有効応力解析へというように、より精緻な手法が追求されてきた。解析に必要な地盤定数を得るための調査、試験も、より高度な方法が開発されてきた。

しかし一方では、実際問題への適用にあたっては、上記のように、解析手法の合理性に関する発展に加えて、その実用性に関する重要な課題であり、今後、検討する考えである。

参 考 文 献

- Ansari, A. M., Elzaroughi, A. A., Krizek, R. J. and Bazant, Z. P. (1980): A Finite Difference Model for Liquefaction Analysis, Proc. of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 3, pp. 9~16.
- 浅田博司・川島一彦・岩崎敏夫(1981):ハーディン・ドルネビッチ・モデルによる地盤の非線形地震応答解析 第36回土木学会年次学術講演概要集 I-231, pp. 461~462.
- Biot, M.A. (1956): Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid Saturated Porous Solid, J. Acoustic. Soc. Am., 28-2, pp. 168-191.
- Clough, R. W. and Chopra, A. K. (1967): Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Structural Engineering Laboratory, Report No. 65-8, Univ. of California, Berkeley.
- Dibaj, M. and Penzien, J. (1967): Dynamic Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, Report No. TE-67-3, Univ. of California, Berkeley.
- Dibaj, M. and Penzien, J. (1969): Non-Linear Seismic Response of Earth Structure, Report of Univ. of California, Berkeley.
- Finn, W.D.L. and Miller, R. S. (1974): Dynamic Analysis of Plane Non-Linear Earth Structures, Proc. of 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, pp. 360~369.
- Finn, W.D.L., Byrne, P.M. and Martine, G. R. (1976): Seismic Response and Liquefaction of Sand, Proc. ASCE, GT 8, pp. 841~856.
- Finn, W.D.L. (1985): Dynamic Effective Stress Response of Soil Structures; Theory and Centrifuge Model Studies, 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 35~46.
- Ghaboussi, J. and Wilson, E. L. (1972): Variational Formulation of Dynamics of Fluid-Saturated Porous Elastic Solids, ASCE, EM98, pp. 947~963.
- Ghaboussi, J. and Wilson, E. L. (1974): Liquefaction Analysis of Saturated Granular Soils, Proc. of 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, pp. 380~389.
- 後藤尚男・岡二三生(1979):側方拘束の影響を考慮した砂地盤の液状化解析 第14回土質工学研究発表会 pp. 1301~1304.

- Gyoten, Y., Mizuhata, K., Fukusumi, T., Hamada, H. and Hirose, T. (1981): A model and Dynamic Soil Properties, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp.19~22.
- 林正夫・北原義弘・駒田広也(1972): 連続体の三次元振動の解析 (ロック・フィル・ダム of 二次元振動と三次元振動の比較) 電力中央研究所・技術第2研究所研究報告No.71013
- 平井弘義・佐武正雄・柳沢栄司(1984): 弾塑性構成モデルによる砂地盤の動的応答解析 第19回土質工学研究発表会 pp.701~702.
- Iai, S. and Finn, W.D.L. (1982): EDETS-1 A Program for Endochronic Dynamic Effective and Total Stress Analysis, Soil Dynamics Group, Univ. of British Columbia, Vancouver, B. C..
- Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H. B. (1973): QUAD-4 A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures, Report No. EERC 73-16, Univ. of California, Berkeley.
- 今井貫爾・松本喬・吉清孝(1983): 地盤の非線形性を考慮した地盤応答解析 第18回土質工学研究発表会 pp.627~630.
- 今井常雄・殿内啓司・横田耕一郎(1983): 有限要素解析のための土質調査および試験 基礎工 Vol. 11, No. 5, pp.17~27.
- Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S. and Hirano, H. (1976): Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes, JSSMFE, Vol. 16, No. 1, pp.1~16.
- 石原研而・東畑郁夫(1980): 新潟地盤の動的有効応力解析 第15回土質工学研究発表会 pp.1349~1352.
- 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進(1978): 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例 第5回地震工学シンポジウム pp.641~648.
- Kanai, K. (1952): Relation Between the Nature of Surface Layer and the Amplitudes of Earthquake Motions, Bulletin of Earthquake Research Institute, Univ. of Tokyo, Vol. 30, pp.30~37.
- Katsikas, C. and Wylie, E. B. (1982): Soil Liquefaction with 2-D Pore Pressure Variations, Proc. of 3rd Int. Earthquake Microzonation Conference, Seattle, Vol. 2, pp.1005~1016.
- Kitazawa, S., Uwabe, T. and Higaki, N. (1982): Shaking Table Tests and Seismic Stability Analysis of Large Model Embankments on Saturated Sand Deposits, 第6回日本地震工学シンポジウム pp929~936.
- 国生剛治・江刺靖行・桜井彰雄(1982): 砂層の液状化現象についての数値シミュレーション 電力中央研究所報告 No.381023
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. and Seed, H. B. (1975): FLUSH A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, Univ. of California, Berkeley.
- Martin, P. P. and Seed, H. B. (1979): One-Dimensional Dynamic Ground Response Analysis, Proc. ASCE, GT 6, pp.739~758.
- 森尾敏・安倍勇・兵動正幸・山内豊聡(1982): 液状化過程における共振現象に関する数値解析 第17回土質工学研究発表会 pp.1953~1956.
- 森尾敏・兵動忠信・山内豊聡・安倍勇(1984): 間隙水圧を考慮した二次元液状化解析について 第19回土質工学研究発表会 pp.711~712.
- 那須誠・垂水尚志・山本学(1981): 液状化を考慮に入れた地盤の非線形地震応答解析 第36回土木学会年次学術講演会概要集 III-45 pp.88~89.
- 西尾浩志・柳沢栄司(1980): 動的間隙水圧を考慮した地盤の地震応答解析 第15回土質工学研究発表会 pp.1353~1356.
- Oka, F. and Murase, T. (1981): Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sand Considering A Laterally Confined Condition, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp.151~154.
- 大西有三・村上章(1980): 初期応力状態を考慮した二次元液状化解析 第15回土質工学研究発表会 pp.1361~1364.
- 大崎順彦・原昭夫・清田芳治(1978): 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.
- 大槻明・渡辺浩平(1984): 二次元非線形解析による不整形地盤の地震時挙動の検討 第19回土質工学研究

- 発表会 pp.703~706.
- Penzien, J., Scheffey, C. and Parmelee, R. (1964): Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. ASCE, Vol.90, No. EM3.
- Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. (1976): Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc. ASCE, GT4. pp.323-345.
- 社本康広・中桢新・清水勝美・吉見吉昭(1985): サイクリックモビリティを考慮した砂地盤の有効応力解析手法 第20回土質工学研究発表会 pp.739~742.
- Shen, Z. J. (1981): Dynamically Coupled Percolation and Deformation Analysis of Earth Dams, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol.1, pp.389~394.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. (1972): SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Repors No. EERC 72-12, Univ. of California, Berkeley.
- 柴田徹・佐藤忠信・小坂正明(1979): 砂質地盤の液状化解析例 第14回土質工学研究発表会 pp.1313~1315.
- 塩見忠彦・田中芳行(1984): 塑性モデルによる液状化破壊現象の数値解析 第19回土質工学研究発表会 pp.707~708.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B. and Richart, F. E. (1974): Soil Motion Computations by Characteristics Method, ASCE National Structural Engineering Meeting, April 9-13, San Francisco, Calif., Preprint 1952.
- 陶山國男(1980): 物理探査学会の経営に望む 物理探査 Vol.33, No.6, pp.314~329.
- 多賀直恒・栗本修(1981): 不透水層を含む砂質地盤の液状化性状 第16回土質工学研究発表会 pp.1205~1208.
- 田中忠次・安中正実・仲野良紀・川本治(1979): 土構造物の振動模型実験と三次元非線形応答解析 第14回土質工学研究発表会 pp.1237~1240.
- 田中忠次・安中正実・谷茂(1985): 八郎瀧干拓堤防の液状化解析 第20回土質工学研究発表会 pp.725~726.
- 土岐憲三・三浦房紀・寺田倫康(1982): 水一地盤一護岸構造物系の地震応答解析 京都大学防災研究所年報 第25号B-2 pp.66~83.
- Watanabe, H. and Imaide, H. (1982): Effect of Frequency on Dynamic Failure of Rock Fill Dam Models, 第6回日本地震工学シンポジウム pp.1033~1040.
- 山内豊聡・兵動正幸・長山秀昭(1978): 飽和砂地盤の液状化を考慮した応答解析 第13回土質工学研究発表会 pp.1049~1052.
- 山内豊聡・兵動正幸・後藤恵之輔(1979): 砂地盤の液状化過程における応答解析 第14回土質工学研究発表会 pp.1309~1312.
- 山内豊聡・兵動忠信・橋詰順一郎・釜瀬敏秀(1983): 地震時における飽和砂地盤の等価線形有効応力解析, 第18回土質工学研究発表会 pp.603~604.
- Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1978): Two-Dimensional Pore Pressure Changes in Sand Deposits During Earthquake, Proc. of Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction Research and Application, San Francisco, Vol.2, pp.853~863.
- Zhiling, W. and Yuding, W. (1981): Soil Model of Effective Stress for Seismic Loadings, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol.2, pp.603~606.
- Zienkiewicz, O. C. (1971): The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill, London.
- Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., Hinton, E. and Leung, K. H. (1980): Effective Stress Dynamic Modelling for Soil Structures including Drainage and Liquefaction, Proc. of Int. Symp. on Soils under Cyclic and Trangent Loadings, Swansea, Vol.2, pp.551~554.
- Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H. and Hinton, E. (1982): Earthquake Response Behaviour of Soil with Drainage, Proc. of 4th Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Edmonson, Vol.3, pp.983~1002.

付表 地盤の地震応答解析手法一覽表
Attached table Characteristics and description of methods for analyzing seismic response of ground

文献番号	提案者	応力・ひずみモデル	間隙水圧モデル	解析モデル	解析次元	運動方程式の解法	透水方程式	減衰	備考
1	Kanai (1952)	線形弾性	—	連続体	一次元	重複反射	—	粘性減衰	
2	Penzien, Scheffey Parmelee (1964)	線形弾性	—	質点系	一次元	直接積分	—	粘性減衰	
3	Clough, Chopra (1967)	線形弾性	—	FEM	二次元	モード合成	—	モード減衰	
4	Dibaj, Penzien (1967)	線形弾性	—	FEM	二次元	モード合成	—	モード減衰	
5	Dibaj, Penzien (1969)	弾塑性論	—	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰	
6	林, 北原, 駒田 (1971)	線形弾性	—	FEM	三次元	モード合成	—	モード減衰	
7	Schnabel, Lysmer, Seed (1972)	等価線形	—	連続体	一次元	重複反射	—	非粘性減衰	
8	Idriss, Lysmer Hwang, Seed (1973)	等価線形	—	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰 (要素毎)	
9	Finn, Miller (1974)	弾塑性論	—	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰	
10	Ghaboussi, Wilson (1974)	実験式(双曲線型)	応力径路	FEM	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰 履歴減衰	有効応力 (地震後に排水)
11	Streeter, Wylie, Richart (1974)	実験式(指数型)	—	連続体	一次元	特性曲線	—	履歴減衰	
12	Lysmer, Udaka Tsai, Seed (1975)	等価線形	—	FEM	二次元	複素応答	—	非粘性減衰	
13	Seed, Philippe Martin, Lysmer (1976)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	連続体	一次元	重複反射	Terzaghi	非粘性減衰	
14	Ishihara, Lysmer Yasuda, Hirao (1976)	等価線形	応力径路	連続体	一次元	重複反射	—	非粘性減衰	
15	Finn, Byrne Martin (1977)	実験式(双曲線型)	実験式(体積ひずみ~ τ)	質点系	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
16	Yoshimi, Tokimatsu (1978)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	FEM	二次元	複素応答	Biot	非粘性減衰	
17	大崎・原・清田 (1978)	実験式(指数型)	—	質点系	一次元	直接積分	—	粘性減衰 履歴減衰	

文献番号	提案者	応力・ひずみモデル	間隙水圧モデル	解析モデル	解析次元	運動方程式の解法	透水方程式	減衰	備考
18	山内・兵動・長山 (1978)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	質点系	一次元	モード合成	—	モード減衰	有効応力(簡易法)(非排水)
19	Martin, Seed (1979)	実験式(双曲線形)	実験式(間隙水圧~N)	FEM	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰履歴減衰	有効応力(簡易法)
20	柴田・佐藤・小坂 (1979)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	一次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
21	田中・安中・仲野・川本 (1979)	弾塑性論	—	FEM	三次元	直接積分	—	粘性減衰履歴減衰	
22	後藤・岡・関口 (1979)	弾塑性論	弾塑性論	FDM	一次元	差分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
23	山内・兵藤・後藤 (1979)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	質点系	一次元	モード合成	Terzaghi	モード減衰	有効応力(簡易法)
24	Ansal, Elzaroughi, Krizek, Bazant (1980)	Endochronic	Endochronic	FDM	一次元	差分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
25	Zienkiewicz, Chang, Hinton, Leung (1980)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
26	石原・東畑 (1980)	実験式(双曲線型)	応力径路	質点系	一次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
27	大西・村上 (1980)	実験式(双曲線型)	応力径路	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
28	西尾・柳沢 (1980)	実験式(双曲線型)	実験式(間隙水圧~N)	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰履歴減衰	有効応力(非排水)
29	Gyoten, Mizuhata, Fukusumi, Hamada, Hirose (1981)	実験式(双曲線型)	実験式(体積ひずみ~N)	FEM	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰履歴減衰	有効応力
30	Shen (1981)	等価線形	実験式(体積ひずみ~ τ)	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰	有効応力(簡易法)
31	Zhiliang, Yuding (1981)	等価線形	実験式(体積ひずみ~N)	FEM	一次元	直接積分	—	粘性減衰	有効応力(簡易法)(非排水)
32	浅田・川島・岩崎 (1981)	実験式(双曲線型)	—	質点系	一次元	直接積分	—	粘性減衰履歴減衰	
33	岡・村瀬 (1981)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
34	多賀・栗本 (1981)	実験式(指数型)	実験式(体積ひずみ~ τ)	質点系	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰履歴減衰	有効応力
35	那須・垂水・山本 (1981)	弾塑性論	Endochronic	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰履歴減衰	有効応力
36	Iai, Finn (1982)	実験式(双曲線型)	Endochronic	質点系	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰履歴減衰	有効応力

文献 番号	提 案 者	応力・ひずみモデル	間隙水圧モデル	解析モデル	解析次元	運動方程式 の 解 法	透水方程式	減 衰	備 考
37	Kitazawa, Uwabe Higaki (1982)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	FEM	二次元	複素応答	Terzaghi	非粘性減衰	有効応力(簡易法)
38	Katsikas, Wylie (1982)	実験式(指数型)	実験式(体積ひずみ~N)	連続体	一次元	特性曲線	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
39	Watanabe, Imaide (1982)	弾塑性論	—	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰 履歴減衰	
40	Zienkiewicz Leung, Hinton (1982)	弾塑性論	Endochronic	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
41	国生・江刺・桜井 (1982)	実験式(双曲線型)	実験式(間隙水圧~N)	質点系	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
		実験式(指数型)							
		実験式(双曲線型)							
		実験式(指数型)							
42	土岐・三浦・寺田 (1982)	弾塑性論	応力径路	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰 履歴減衰	有効応力(非排水)
43	森尾・安倍・兵動・山内 (1982)	実験式(双曲線型)	応力径路	質点系	一次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
44	今井・松本・吉清 (1983)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	二次元	直接積分	—	粘性減衰 履歴減衰	有効応力(非排水)
45	山内・兵動・橋詰・釜瀬 (1983)	等価線形	実験式(間隙水圧~N)	質点系	一次元	直接積分	—	粘性減衰	有効応力(簡易法)
46	大槻・渡辺 (1984)	弾塑性論	—	ハイブリッド (質点系+FEM)	二次元	直接積分	—	粘性減衰 履歴減衰	
47	塩見・田中 (1984)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	一次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
48	平井・佐武・柳沢 (1984)	弾塑性論	弾塑性論	FEM	一次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
49	森尾・兵動・山内・安倍 (1984)	実験式(双曲線型)	応力径路	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
50	Finn (1985)	実験式(双曲線型)	実験式(体積ひずみ~ τ)	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
51	社本・吉見・中谷・清水 (1985)	実験式(指数型)	実験式(間隙水圧~N)	質点系	一次元	直接積分	Terzaghi	粘性減衰 履歴減衰	有効応力
52	田中・安中・谷 (1985)	弾塑性論	Endochronic	FEM	二次元	直接積分	Biot	粘性減衰 履歴減衰	有効応力