

第9回地盤震動シンポジウム

建築物の耐震性能を考慮した
入力地震動研究の諸問題

1981.4.3

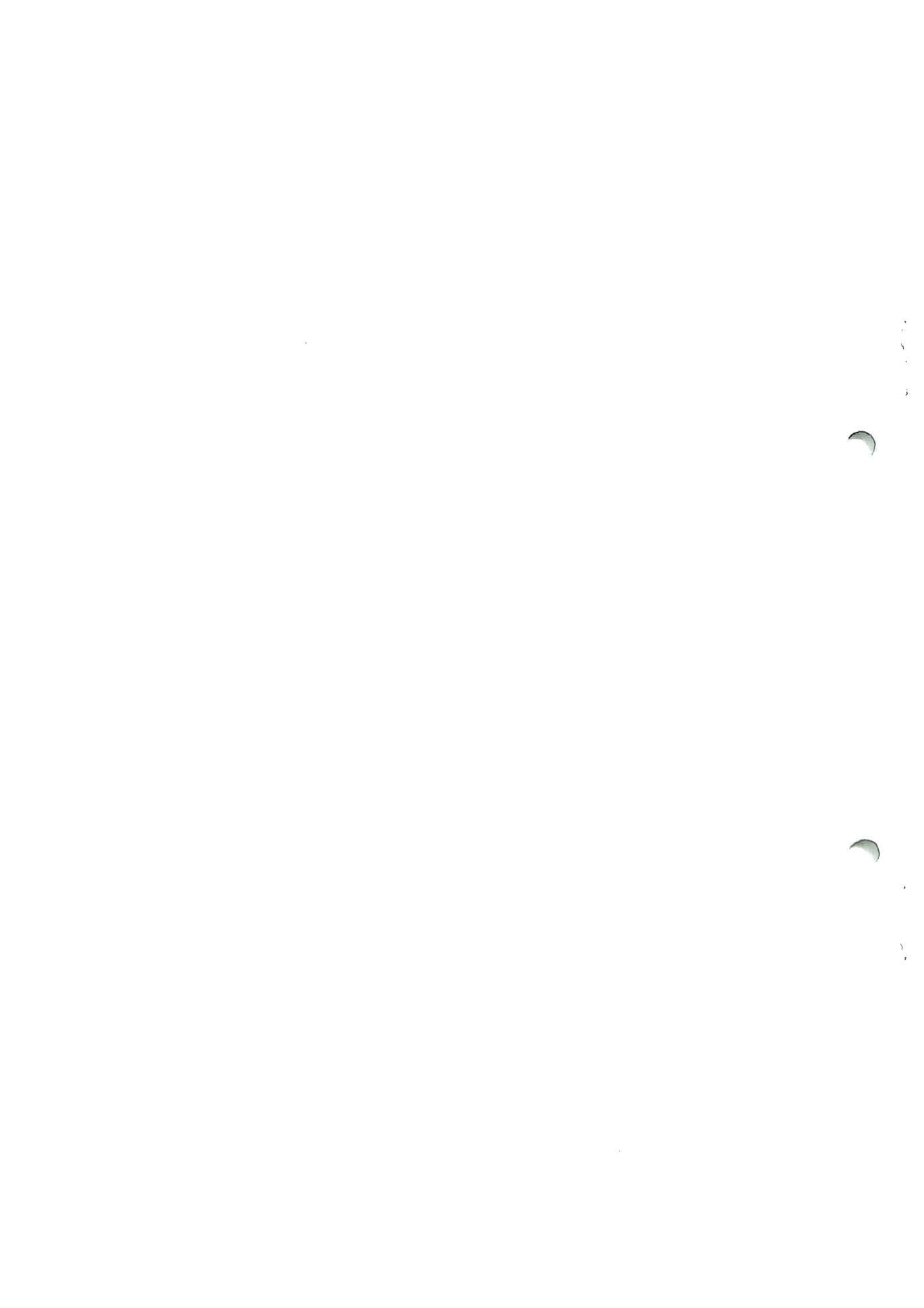
日本建築学会 構造標準委員会
振動分科会 地盤震動小委員会

The 9th Symposium on Ground Vibrations (1981)

**The Problems of Study for Input Earthquake Ground Motion
Considered Aseismic Performance of Structures**

**April 1981
Tokyo**

Sponsored by Architectural Institute of Japan



第9回 地盤震動シンポジウム（1981）
構造物の耐震性能を考慮した入力地震動研究の諸問題

目 次

1. 建築物の耐震性能と入力地震動		
—シンポジウムのテーマ選定の主旨説明—	太田外気晴（鹿島建設技術研究所）…	1
2. 建築構造物の耐震性能		
2.1 構造崩壊から見た応答，地震動及び震源	○山田 稔（神戸大学）……………	3
	河村 廣（ ” ）	
2.2 構造物の応答特性と考慮すべき地震入力	秋山 宏（東京大学）……………	15
3. 最近の地震における事例から		
3.1 建物の地震時挙動と入力特性（宮城県沖地震の場合）	柴田 明德（東北大学）……………	23
3.2 住友生命仙台ビルの耐震設計と地震挙動	○青柳 司（日建設計）……………	33
	内田 直樹（ ” ）	
4. 入力地震動の評価手法とその問題		
4.1 強震記録からみた地震動の強さの評価	田中 貞二（東京大学地震研究所）…	39
4.2 理論地震動の工学への適用性について	石田 勝彦（電力中央研究所）……………	43
4.3 最大加速度予測のための震源モデル	平澤 朋郎（東北大学）……………	53
5. 入力地震動研究の動向	田治見 宏（日本大学）……………	61

The Problems of Study for Input Earthquake Ground Motion
Considered Aseismic Performance of Structures

The 9th Symposium on Ground Vibrations (1981)

Contents

1.	Aseismic Performance of Buildings and Input Earthquake Ground Motion — A View of Selection of the Theme —	1
	by Tokiharu Ohta	
2.1.	Structural Responses, Earthquake Ground Motions and Hypocentral Mechanisms from the Viewpoint of Structural Failures	3
	by Minoru Yamada and Hiroshi Kawamura	
2.2.	Structural Responses and Seismic Inputs to be Considered	15
	by Akiyama Hiroshi	
3.1.	“Characteristics of Building Response and Input Motions in 1978 Miyagi-ken-oki Earthquake”	23
	by Akenori Shibata	
3.2.	Seismic Design and Behaviors of Sumitomo Sendai Bldg.	33
	by Tsukasa Aoyagi and Naoki Uchida	
4.1.	Evaluation of Potential Destructiveness from Strong Motion Accelerograms ..	39
	by Teiji Tanaka	
4.2.	Applicability of Propagating Fault Model to Engineering	43
	by Katsuhiko Ishida	
4.3.	A Stochastic Faulting Model for Peak Accelerations of Strong Ground Motions	53
	by Tomowo Hirasawa	
5.	Some Aspects of Design Earthquake Studies	61
	by Tajimi Hiroshi	

建築物の耐震性能と入力地震動

— シンポジウムのテーマ選定の主旨説明 —

正会員 太田 外氣 晴*

§1 まえがき

地盤震動シンポジウムは1971年に才1回が開催され、以来今回で才9回を数えるに到った。次回は才10回で、云わば1つの節目を迎えるわけであり、新たな視野に立つてシンポジウムの方針を展開することが考えられる。そこで本委員会としてはこの時期にのみならず、過去にとり上げられてきたテーマをふり返り、重要なテーマで未討議の分野はないかどうかを検討し、以下の如く決意した。

§2 過去のシンポジウムにおける討議内容

過去におけるシンポジウムのテーマを総覧したものが表1であり、これらを内容別に概観すると次の如くなる。即ち、この期間にかなりの被害地震として伊豆半島沖地震、2回にわたる宮城県沖地震、伊豆大島近海地震が発生したことからこれらの地震動に関する情報や被害の分析に関するものを初め、地盤の歪レベルと地震動、常時微動と地震動、や、長周期地震動の問題と多岐にわたる。前回の地震危険なと地震動に代表される存在に回を重ねるにつれ最近の地震学的な新知見を含む存在になってきた。

シンポジウムの発言者として御馳いいた方は今回の分を含めると延べ108名で、これらの方を主たる所属学会毎に分類すると、建築学会63名、地震学会35名、土木学会他10名となる。この中に種々の研究分野の方々に御参加頂くことは本々委員の(付)に示す本小委員会の学際的立場上からみて希望する事である。更に研究者と実務家に分けると、研究者106名、実務家はわずかに2名であり、地震動研究の難かたさが伺えることと、両者の連携の方法を符合あるに配慮することが望まれる。

表1 シンポジウムのテーマ名及び発言者数

回数	テ マ	発 言 者 数				
		建築	地震	土木	研究/実務	
1	建築物の設計に考慮すべき地震動	3	3	0	6/0	
2	ストレンレベルによる地震動	6	5	1	12/0	
3	地盤における観測地震波とその考察—1974年伊豆半島沖地震について—	4	3	1	8/0	
4	強震動におけるや、長周期成分について—耐震解析用地震動の再検討—	8	5	0	12/1	
5	地盤種別と地震動	7	5	1	13/0	
6	地盤震動研究の現状と展望	5	5	1	11/0	
7	最近の被害地震に見られる地盤震動の諸問題	15	4	5	24/0	
8	地震危険な研究に関する最近の動向	9	3	1	13/0	
9*	建築物の耐震性能を考慮した入力地震動研究の諸問題	6	2	0	7/1	
	※1: 今回分は併記する。 ※2: 含資料提供者	計	63	35	10	106/2

§3 才9回シンポジウムのテーマ

合計108名

過去8回にわたるシンポジウムにおける討議内容は委員会の性格上当然ながら地盤震動に関するものが多く、耐震設計用の入力地震動に関するテーマは8回であった。組の構造物の破壊機構に関するテーマはない。

そこで上部構造の耐震性と入力地震動にかかわる問題について現在の情勢を考へてみる。地震動評価の問題点としては過去のシンポジウムにおいてとり上げられたテーマが足らぬと当てはまる。上部構造の耐震性に関しては昭和55年新耐震設計法が実施に移され、また既存建築物の耐震診断基準も作成され(昭和52年: 建交法、昭和53年: 建交法、日本建築防災協会)現在採用に供されている。特に既存建築物の耐震診断については予理される大規模地震や死因建物の耐震のため多数にわたって実施されている現状である。その際大地震の発生想定時期や地震力の大きさとその範囲等に関する疑問が提示され、地震学的な知識の裏付けによるより論理的

のあり入力地震動の予想が望まれている。当然震源に近い領域では建築物等を如何に崩壊から防ぐかということが最終的な課題で、耐震性能評価の問題につながり、記録に基づく耐震性能評価例は大いに参考となる。

それではその地震動は計器観測で如何にとらえられていなか問題となる。図1は1例として示した震央付近の加速を最大値である。この図のマグニチュードMの小さいものは論断時間とも短かいし、短周期で破壊力は少ないと考えられるものの、全般的に加速が最大値のレベルは極めて大である。この様な計器観測による情報は観測網の充実と比較して年々大なる値が提供され、設計用入力地震動を如何にとらえれば良いかという問題が指摘される。

将来における発生地震動の予測は地質学的な研究の延長線上にあるが、その際発生挙動が主たるもので短周期の討論には限界があると見られている。工学的には加速も又は速さが如何に予測できるかが問題であり、最近これを明らかにしようとする努力が始められた。この段階で地質学者も加えた討論がなされることは耐震研究発展のためには望ましいことと考えられる。

以上の如き諸点を考慮して、今回のシンポジウムのテーマは構造物の耐震性能を考慮した入力地震動研究の諸問題と考えることとなった。

5.4 正すべ

近い将来の耐震設計は震源から建物頂部まで一時代になりう。その意味で本シンポジウムでの討議範囲は必然的に広くなり成果を意義あるしめし横の連携は次の如く考えられる。

- 1) 他学会も含む研究者との連携
- 2) 建築学会の他の委員会との連携(必要に応じて)
- 3) 一般実務家との連携及び会員への成果の還元

本小委員会は建築学会内では例外的に一般会員及び学会外研究者と直接に接する場をもっており、これを生かしてシンポジウムにおける活発な討議を期待し、耐震研究の進歩に寄与することが出来れば幸いである。

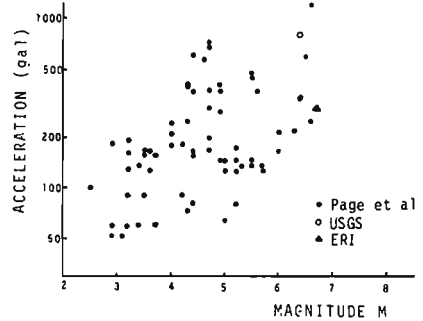


図1 震央域における加速最大値の例

<付> 地盤震動小委員会の活動方針について

昭和55年4月以来、委員会の活動方針を両確認する機会があった。会員各位の御理解を頂く意味でその要旨を示すと次の通りである。

- 1) 委員会設置の背景：地震動の各種性状や評価法については多くの問題点を有し、かつ学際的であるので、広い視野と長期的目標をもって研究活動を推進すべく設置された。
- 2) 役割：委員会の役割は地震時における地盤震動に関する現象把握と評価法について、より科学的、合理的に追求する場を設けて活動し、その成果を学会各員へ還元する。
- 3) 活動範囲：委員会として取り上げる研究の分野は広く地盤震動に関する問題全般であり、自由な形の活動が可能なものとするが、他の小委員会に関連する問題は必要に応じて合同活動等により行うことができる。
- 4) 委員構成：学際的課題に関する委員会の性格上、その委員構成は建築学会各員のみならず、広く関連分野の学識経験者を含み得るものとする。
- 5) 活動方法：地盤震動の諸研究問題に関する追求の方法として「地盤震動シンポジウム」の年1回の開催と予稿集等の発行を行なう。月例委員会はシンポジウム開催のための準備と事後の検討、その他地盤震動全般に関する情報交換と問題点追求のため開催する。

*：阪大建設技研、地盤震動小委員会主催

構造崩壊から見た応答、地震動 及び震源

山 田 稔*
河 村 廣**

1. 序

建築の構造設計とは、造形性、建築機能、経済性等を勘案しながら、定量化された所要の構造安全性を確保すべく、力学的特性が既知の構造素材（鋼やコンクリート、木材等）を、部材、構造物へと構成して行く作業である。しかし、このような建前も、耐震設計となると実情との隔りが著しくなる。何故ならば、構造物への外力としての地震入力に未説明の点が多く、一方で、実験的、理論的に記述されている素材、部材、構造物の力学的諸特性が、地震入力との充分な対応関係を有しているとは言えないからである。

建物の振動現象を弾性又は準弾性域に限定するならば、その解析や制御は、既成の理論（振動論、確率統計論等）の単なる数値計算上の応用問題となろう。しかし、地震毎に実構造物の崩壊例が見られるという実態と、構造物の真の耐震性は極限崩壊状態に対して評価されなければ意味がないという原則に基づけば、地盤震動と構造物の崩壊とを直接結び付け、その因果関係を理論的実証的に解明することは、我々研究者に与えられた最大かつ緊急の課題となる。

構造物の極限耐震性に関する既往の研究は、基準物理量を何に設定するかによって分類される。即ち、耐力⁽¹⁾、エネルギー^{(2)~(5)}、そして疲労損傷^{(6)~(9)}等が挙げられよう。筆者らの従来の研究は、^{01~03} 構造崩壊特性を起点として疲労崩壊の立場から、更に地震入力と構造物応答をも包含するものであったが、その簡明さと大胆さに対する批判^{04~06}もあった。その後、構造物の共振疲労特性⁰⁷、設計用地震動⁰⁸、地震応答性状^{09~22,23}に関する研究を重ねつつ、現時点では、震源から地盤震動、構造物応答、そして構造物の極限崩壊状態をも一貫して^{23~28}連結させた極限耐震性の評価理論の構築を試みている。

筆者らの研究の経緯としては、本来のテーマである構造物の極限崩壊性状、次にそれと直結すべき極限応答解析法、更にその解析を可能にする地盤震動特性、最後にその特性を説明するための震源の断層モデルと言うように、源流を遡る筋道を辿って来ている。本稿

では、率直にその順序に従って、筆者らの研究概要を再整理、再構成することとする。科学技術論文としては逆順の記述となるが、真の耐震性を模索し、専門外の領域に迄足を踏み込まずには居れなかった筆者らの研究意図を、最も忠実に表現することができると思われるからである。

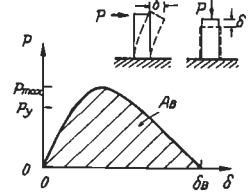
2. 構造物の崩壊性状

2-1 崩壊性状と崩壊規準

素材、部材を含めて構造物の崩壊性状は一方変形と繰返し変形の2つの場合に大別される。

一方変形の場合は、

一般に、構造物は Fig.1 の如き荷重（外力） P と変形 δ の関係を示す。正の荷配から出発し、極大点を越えて負荷配域に入り、最終的に B 点で崩壊に到る。但し、Fig.1 構造物の一方変形荷重-変形関係



によって著しく異なる。例えば、引張力を受ける鋼、細長比の大なる圧縮鋼材、引張力又は剪断力下のコンクリート、圧縮力下の高強度コンクリート等は、それぞれ、破断、弾性座屈、破断、圧壊等の臨界的な現象後極めて急な負荷配を示す。逆に、横撓みは生じるが細長比の小なる圧縮鋼材、軸圧縮力の比較的小なる曲げ降伏型部材等は、共に $P-\delta$ 効果による比較的緩慢な負荷配を示す。現象はともかく、我々としては、ある外力と変形型を有する構造系に対して固有に存在する Fig.1 の如き $P-\delta$ 関係と δ の限界値 δ_B を、最も基本的な情報として認識する必要がある。場合によっては、降伏荷重 P_y や最大荷重 P_{max} が、或いは総吸収エネルギー A_B が意味を持つこともある。一方変形で B 点を極限状態と見做せば、崩壊条件は単調増加変数である変形 δ 或いは吸収エネルギー A について、

$$\delta = \delta_B \quad (1) \quad \text{or} \quad A = A_B \quad (2)$$

神戸大学・教授・工博 ** 同・助手・工博

の如く与えることができる。

繰返し変形を受ける場合はいささか議論が複雑となる。変形振幅が塑性域に及ぶ低サイクル疲労破壊の問題としては、細長比の小なる鋼材について、累積塑性変形効果から損傷率式を与えた Yao, Munse⁽⁷⁾, Manson - Coffin 仮説と Miner 則を結合させた菊川, 城野⁽⁸⁾の線形累積損傷説, 加藤, 秋山, 山内の累積塑性変形と一方向塑性変形との等価説等が, 明確な崩壊規準を与えている。しかし, 鋼素材が構造部材や構造物として用いられると, 特に細長比, 幅厚比が大の場合, 圧縮側では局部屈曲が生じるため, 上記諸説をそのまま適用するわけには行かない。構造素材として一般的なコンクリートについては, その脆性と異方性により複雑性が増すが, 圧縮側片振りの大変形漸増振幅時は, 漸増塑性歪が一方向塑性歪に対応する傾向を示す⁽⁹⁾。

筆者らは, 構造物や部材の繰返し変形による崩壊性状について, P-Δ効果等の幾何学的非線形性によるものを除いて, 構成要素たる素材の破断, 圧壊, 屈曲, 塑性疲労等の崩壊特性と関係付ける試みを行なって来た。研究は未だ途上であり全貌を把握したわけではないが, 如上の種々の研究を総覧すれば, 構造物の繰返し変形時の崩壊規準は形式的に次の6型に分類されよう。但し, 議論を簡明にするため, Fig.2の如きiサイクル目のP-δループにおいて, 原点对称条件を付与する^(註1)。こゝは, Pai, δai, は荷重振幅, 変形振幅であり, Aiは履歴面積である。原点对称性は崩壊規準に一般性を損わせるという異論もあろうが, 想定される地震入力

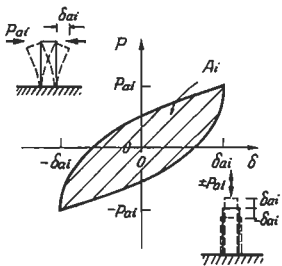


Fig.2 構造物の繰返し変形時の荷重-変形関係

に正負の歪にさ程大きな差異があるとも考えられず, 構造物の特性の方も正負均衡を保つべく設計するのが常識である。但し, P-δの負勾配に入ると応答として一般には一方向に偏向して行くが, その移動が極端な場合は, 一方向載荷時の崩壊規準式(1)or(2)が代用できるのではないかと。

崩壊規準は変形型とエネルギー型に大別され, 各々について, 最大型, 全累積型, 部分累積型に分類される。

(A) 変形限界型

(1)最大変形限界型 $\delta a n_B = \delta_B^m$ - (3)

(2)全累積変形限界型 $\sum^n \delta a_i = \delta_B^c$ - (4)

(3)部分累積変形限界型 $\sum \delta a_i^D = \delta_B^D$ - (5)

(B) 吸収エネルギー限界型

(1)最大エネルギー限界型 $A n_B = A_B^m$ - (6)

(2)全累積エネルギー限界型 $\sum^n A_i = A_B^c$ - (7)

(3)部分累積エネルギー限界型 $\sum A_i^D = A_B^D$ - (8)

但し, n_B は破壊時サイクル数, $\delta_B^m, \delta_B^c, \delta_B^D, A_B^m, A_B^c, A_B^D$ は定数(限界値)である。 $\delta a_i, A_i$ は損傷に寄与する δa とAの成分である^(註1)。上式は, 結局, Yao, Munse, 菊川, 城野らの諸説に, 変形振幅の原点对称性と損傷累積の線形性という限定条件を付与し, 素材を部材や構造物のレベルに流用したに過ぎないが, この簡明化にこそ耐震工学上の意義があることを本稿で明らかにしたい。加藤, 秋山, 山内説はCase(A)-(2)に属する。

具体的な事例を挙げれば, 細長比の大なる鋼プロセス, 鉄筋コンクリート耐震壁, 剪断破壊型鉄筋コンクリート短柱等はCase(A)-(1)に, 軸圧縮力が比較的大なる曲げ降伏型(但しP-Δ効果による崩壊を除いて)の柱材はCase(A)-(2)又は(B)-(2)に, 曲げ降伏型梁材は素材の特性が表出しCase(A)-(3)又はCase(B)-(3)に属する。

2-2. 損傷率と極限耐震性

素材を対象としての累積疲労損傷という概念や用語は, 既に, 疲労研究の先達らにより創案されているが, 損傷率(Damage Factor)として明確に捉え, それを耐震設計における制御因子として活用する手法を提唱したのは, Kasiraji, Jao⁽⁶⁾, 南井ら⁽⁷⁾である。ここで, 損傷率, D.F.という概念を拡大し, 一方向変形時をも含め全ての崩壊型に適用することとすれば^(註2), 叙上のCase(A)-(1)~(3), Case(B)-(1)~(3)に対応して以下の如く, D.F.が定式化される。

(A) 変形限界型

(1)最大変形限界型 $D.F. = (\delta a_i)_{max} / \delta_B^m$ - (9)

(2)全累積変形限界型 $D.F. = \sum^n \delta a_i / \delta_B^c$ - (10)

(3)部分累積変形限界型 $D.F. = \sum \delta a_i^D / \delta_B^D$ - (11)

(B) 吸収エネルギー限界型

(1)最大エネルギー限界型 $D.F. = (A_i)_{max}/A_B^m$ —(02)

(2)全累積エネルギー限界型 $D.F. = \sum A_i/A_B^c$ —(03)

(3)部分累積エネルギー限界型 $D.F. = \sum A_i^D/A_B^D$ —(04)

但し、 n_0 は地震入力による構造物の応答サイクル数である。 $i = 0.5$ を一方向載荷の場合と考えるならば、式(9)、(02)の崩壊規準にも対応することになる。式(9)~(04)を用いれば、崩壊規準の選定を誤らない限り、我々はD.F.を構造物の極限耐震性評価の尺度とし、耐震設計時の目的関数に設定することができよう。崩壊規準が明確に定まらない場合は、式(9)~(04)の全式を適用し、全型式におけるD.F.を算出することにより、より多角的なD.F.の評価を行なうことも無意味ではない。

上式によるD.F.は、更に次の如き利点を有する。即ち、構造物の地震応答を行なう際、我々には δa_i 、 A_i 、そして n_0 を得さえすればD.F.が簡単に求まるということである。そして、それを可能にするために、次章で述べる構造物の地震応答の極限解析法が有力な手段となるわけである。

(注1)

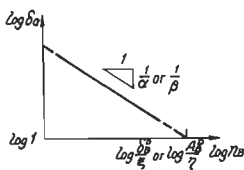


Fig. 3 定変形振幅疲労崩壊条件

けるならば、定変形振幅 δa と n_B との関係

$$n_B \epsilon \delta a^\alpha = \delta_B^D \quad (07) \quad n_B \eta \delta a^\beta = A_B^D \quad (08)$$

より、Fig. 3の如きManson-Coffin型疲労崩壊条件となり、 $\alpha, \beta, \epsilon, \eta$ 等は、実験的に得たFig. 3から逆算すれば求まる。但し、 $\alpha, \beta = \infty$ の時は最大型に $\alpha, \beta = 1$ の時は、全累積型に属することになるので、 $\log \delta a - \log n_B$ 関係が直線状を示せば、Fig. 3は崩壊型判別にも利用可能である。尚、Fig. 3の $\delta a - n_B$ 関係にMiner則を適用して得られるD.F.は、式(00), (04)のD.F.と一致する。

3. 極限応答解析⁽⁰⁹⁾

3-1. 基本原理と仮定

本稿が構造物の動的挙動を対象とする以上に、

式(5), (8), (11), (04)中の $\delta a_i, A_i$ の定量化の一法について述べよう。今、

$$\delta a_i^D = \epsilon \delta a_i^\alpha \quad (09)$$

又は、

$$A_{\alpha i}^D = \eta \delta a_i^\beta \quad (10)$$

但し、 $\alpha, \beta, \epsilon, \eta$ は定数、とお

Newtonの運動の法則を基礎とする古典力学の範疇に属することは言う迄もない。しかし、一般に地震応答解析で行なわれている微分方程式の数値線分による方法では、入力波と応答を時刻歴として扱うことになり、前章で述べた如く $\delta a_i, A_i, n_0$ の応答値のみ求めれば充分という本稿の主旨に反する。そこで、筆者らは次の如くいさきカラフではあるが極めて簡明な応答原理を導入した。それは「選択極大応答原理」である⁽⁰⁹⁾。即ち、構造物は自己に最大の変位又は変位振幅を生じさせるような入力波を、ランダムな入力波の中から選択するということである。本原理の普遍性、一般性についての数値実験の検証は、その一部を終えたに過ぎないが、^{(09)~(22)(09)}現時点では未だ著しい不都合は生じていない。系が与えられた入力の下で最大応答を示そうとすること、ランダムな入力に対し選択性を発揮することとは、個々に見れば極めて自然な原理であるが、理論的には、この両者を併存させることに問題があるかも知れない。叙上の原理は、より深い一般的力学原理(例えばハミルトンの原理?)から導かれるのかも知れないが、今後の課題として残しておこう。

上記原理の地震応答解析への応用のため、以下の如き仮定を設けて議論を前へ進めよう。

- (1) 系は一質点振動子(Fig. 4)である。
- (2) 系の応答はFig. 1の如き一方向変形とFig. 2の如き繰返し変形に大別され、両者は二者択一的である。
- (3) 地震動は、Fig. 5の如きスペクトル特性と継続時間 t_0 を有する定常ランダム数である。

ここで問題となるのは上記仮定第2項であろう。

ランダムな入力を受ける系の応答もランダムであり、

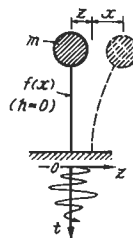


Fig. 4 地震外乱を受ける一質点振動子

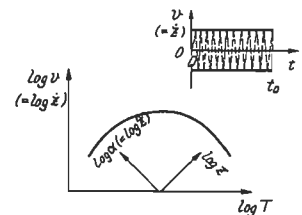


Fig. 5 理想化定常地震動とスペクトル特性

更に、応答変位がどちらか一方に偏向して行く可能性も極めて大きいからである。しかし、若干距離をおいて見れば、ランダムさの中にはある平均的な量も存在

しており、Fig.2の原点对称ループはその平均像と見做せないであろうか？又、偏向性のある応答もその極値をとれば、Fig.1の一方変形応答となるのではなからうか？Figs.1,2は、地震時の応答性状を極値と平均値とに分解したものと云える。

3-2. パルス応答解析

Fig.1の一方変形応答は、パルスの入力波により生じると考えられるので、パルス応答と称することができる。パルス応答時、系は崩壊に到るとは限らないので、Fig.6の如き荷重変形関係を考え、パルス入力により点P迄応答したとする。P- δ をf-xに変えたのは、以後の解析的表示を慣例に従わせるためである。今、ある入力波

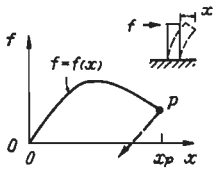


Fig.6 一方復元力特性

ないで、Fig.6の如き荷重変形関係を考え、パルス入力により点P迄応答したとする。P- δ をf-xに変えたのは、以後の解析的表示を慣例に従わせるためである。今、ある入力波

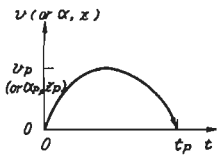


Fig.7 入力波パルス

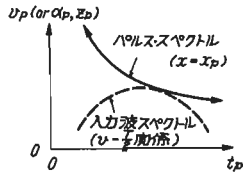


Fig.8 パルススペクトル

パルス (Fig.7) により Fig.6 の点 P ($x=x_p$) に到ったとしよう。パルスの振幅を v_p (or z_p, a_p)、継続時間を t_p とすると、 $x=x_p$ に対し、 v_p (or z_p, a_p) - t_p 関係が Fig.8 の如く双曲線状になる。一方、入力波のスペクトル (Fig.5) を Fig.8 中に併記すれば、図中破線の如く、一般に上に凸状となろう。

ここで、選択極大応答原理を適用すれば、破線の入力波スペクトルが実線のパルススペクトルに接する場合、Fig.6 の $x=x_p$ が、最大応答変位になる。これをパルス極大応答原理と称することもできよう。本原理によれば、入力波スペクトルが破線で与えられた場合、それに接するパルススペクトルに対応する x_p が応答変位であり、逆に、実線のパルススペクトルが崩壊時の変位 x_b に対応する場合、破線の入力波スペクトルとの上下関係で構造物の崩壊未崩壊が判別される。

叙上の如くパルススペクトルを求め入力波スペクトルとの比較から最大応答変位を求めることが、パ

ルス応答解析となるわけであるが、構造物が与えられた場合は、入力波パルスの形状さえ決めれば、構造物固有のパルススペクトルを求めることができる。ここでは一例として、単に矩形速度パルスと単一矩形加速度パルスとを受ける場合についてのパルススペクトルの解析例を示そう。

(A) 単一矩形速度パルスを受ける場合

Fig.9 は単一矩形速度

パルスを受ける場合の f-x 関係を示している。点 P ($x=x_p$) と点 P' ($v=-v_p, t=t_p$) とが対応関係を有するものとする。ここで、初期条件と極大応答条件とを、

$$t=0: x=0, \frac{dx}{dt}=v_p \quad (19)$$

$$t=t_p: x=x_p, \frac{dx}{dt}=0 \quad (20)$$

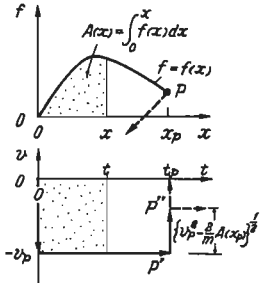


Fig.9 一方荷重変形関係と単一矩形速度パルス

で与えれば、最終的に、

$v_p - t_p$ 関係が、次式の如く与えられる。

$$t_p = \int_0^{x_p} \frac{dx}{\sqrt{v_p^2 - \frac{2}{m}A(x)}} \quad (21)$$

$$\text{但し、} A(x) = \int_0^x f(v) dx \quad (22)$$

式(21)を図示すれば Fig.10 の如く双曲線状になる。但し、入力パルスが $t=t_p$ で $v=0$ になれば、f-x 関係では P 点から破線の如く $\frac{dx}{dt} < 0$ となる。厳密に言えば、入力パルスが P' 点迄戻る場合に、点 P で $\frac{dx}{dt} = 0$ となる。

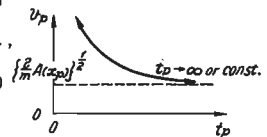
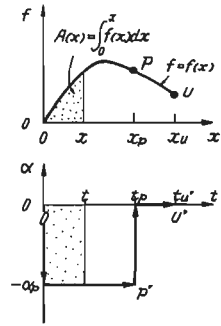


Fig.10 速度パルススペクトル

(B) 単一矩形加速度パルスを受ける場合

Fig.11 は単一矩形加速度パルスを受ける場合の f-x 関係を示している。

点 P ($x=x_p$) と点 P' ($\alpha=-\alpha_p, t=t_p$) 及び点 U ($x=x_u$) と点 U' ($\alpha=0, t=t_u$) とが、各々対応関係を有する。ここで、初期条件、パルス終了条件、Fig.11 一方荷重変形関係と



極大応答条件を、

単一矩形加速度パルス

$$\begin{aligned}
 t=0 : x=0, \frac{dx}{dt} &= 0 & - (23) \\
 t=t_p : x=x_p & & - (24) \\
 t=t_u : x=x_u, \frac{dx}{dt} &= 0 & - (25)
 \end{aligned}$$

で与えると、最終的に、 x_p
- t_p 関係は次式の如くなる。

$$t_p = \int_0^{x_p} \frac{dx}{\left\{ \frac{2}{m} (m \alpha p x - A(x)) \right\}^{1/2}} \quad - (26)$$

但し、

$$x_p = \frac{A(x_u)}{m \alpha p} \quad - (27)$$

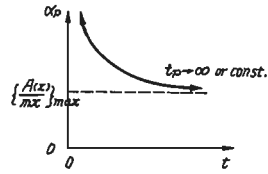


Fig. 12 加速度パルス
スペクトル

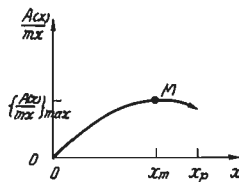


Fig. 13 $A(x)/mx-x$ 関係

式(26)を図示すれば、Fig. 12の如き双曲線状となる。但し、 x_p の下限値は、Fig. 13の $A(x)/mx-x$ 関係の頂点Mの $(A(x)/mx)_{max}$ で与えられる。

ここでは、解析の簡明化上矩形パルスとしたが、地震入力波は正弦波におくのが最も自然な感じがしよう。そこで、矩形波形と正弦波形との関係の定量的評価法が問題となる。一つの試案としては、文献(28)のAppendixに記した如く、等価面積の原理を得た。

3-3 有限共振応答解析^{29~32}

Fig. 2の如く原点对称の履歴ループを描く場合、選択極大応答原理に従い、かつ等価線形化が可能とすれば、選択共振原理が成立する。⁽¹⁾即ち、Fig. 2のループにおいて、等価線形固有周期 T_e 、等価粘性減衰定数 h_e を以下の如く定義すれば(i を省略して)、

$$T_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m \delta a}{p a}} \quad - (28), \quad h_e = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A}{p a \delta a} \quad - (29)$$

系は、 T_e に等しい正弦波を入力波の中から選択し共振しようとする、ということである。但しここで問題となるのが共振応答倍率 β の評価である。

一般に、粘性減衰定数になる粘弾性系の速度応答スペクトル Svh を見れば、 $h=0$ の場合でも有限値である。この有限性の原因については種々考えられようが、本稿の如く共振性を想定するならば、共振現象の過渡性と有効な共振波数の有限性に依るものと考えられる。有効共振波数を Nw とおけば、変位の共振応

答倍率 β は、次式で与えられる。

$$\beta = \frac{1}{2h} (1 - e^{-2\pi h Nw}) \quad - (30)$$

この β が速度応答に対しても近似的に適用可であると仮定すれば、Housnerの平均速度応答スペクトル³³や、高田、大久保、栗林の標準速度応答スペクトル³⁴から、 Nw を逆に推定することができる。即ち、 $Svh/Svo = \beta/\beta_{h=0}$ であるから、応答スペクトルから Svh/Svo を求め h 軸に対してPlotし、一方式(30)から求めた、

$$\beta/\beta_{h=0} = \frac{1}{2\pi h Nw} (1 - e^{-2\pi h Nw}) \quad - (31)$$

と近似的に一致するように Nw を決めればよいわけである。Fig. 14は、前者を(太)破線(細)線で、後者(式28)を(太)破線で描いたもので、本図より、 Nw として次式を得る。

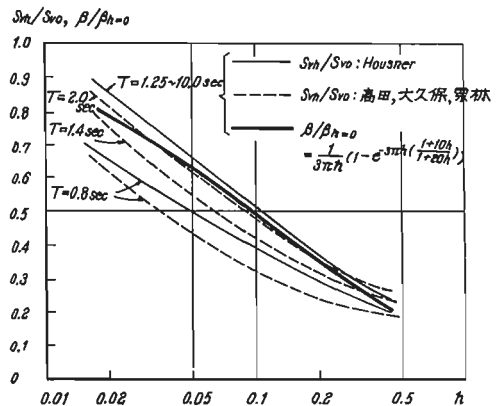


Fig. 14 $Svh/Svo, \beta/\beta_{h=0}-h$ 関係

$$Nw = 1.5 \left(\frac{1+10h}{1+20h} \right) \quad - (32)$$

従って、 β は h の関係として次式の如くなる。

$$\beta = \frac{1}{2h} (1 - e^{-3\pi h \left(\frac{1+10h}{1+20h} \right)}) \quad - (33)$$

厳密には、周期の関数になるが、ここでは無視した。式(33)は共振性とその有限性を示すものであり、有限共振原理と称することができる。

ここで、 $h=h_e$ と等価におき、更に、式(33)を簡単な代数式に近似化すれば、

$$\beta = \frac{0.6\pi}{h_e \pi + 0.4} \quad - (34)$$

とおくこと
 ができる。
 式(80)・(31)
 を比較して
 図示したの
 がFig. 15
 であり、参
 考のため、

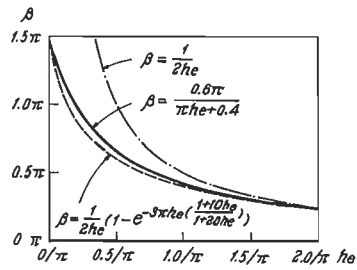


Fig.15 共振応答倍率の比較

Nwが無限大の完全共振時の $\beta(=1/2he)$ も併記した。Fig.5の地震動のスペクトルにおいて与えられる z , $v(=\dot{z})$, $\alpha(=\ddot{z})$ は、有限共振応答振幅 δa と

$$\delta a = \beta \cdot z = \beta \frac{T}{2\pi} v = \beta \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \alpha \quad (82)$$

の関係を有し、又、共振の仮定により、

$$T = T_e \quad (88)$$

が成立する。上記の式(82)(88)及び(81),更に式(25)(26)を組み合せれば、最終的に、次式を導くことができる。

$$\alpha = \frac{1}{m} \left(\frac{A}{1.2\pi\delta a} + 0.212Pa \right) \quad (84)$$

$$\text{or } v = \frac{1}{\sqrt{m}} \left(\frac{A}{1.2\pi\sqrt{Pa}\delta a} + 0.212\sqrt{Pa}\delta a \right) \quad (85)$$

$$\text{or } z = \frac{A}{1.2\pi Pa} + 0.212\delta a \quad (86)$$

右辺の $A, Pa, \delta a$ は i サイクル数目に対応するから、厳密には、 $A_i, P_{ai}, \delta a_i$ と記すのが正しい。(Fig.2)右辺の量を上から順に $C_{\dot{a}}, C_{\dot{v}}, C_{\dot{a}\delta}$ とおき、筆者らは、各々、有限共振加速度、速度、変位容量と称した。それらは、構造物固有の量である。 A, Pa を δa の関数とおき、式(84)~(86)の内いずれを使用してもよいが、Fig.2の地震動スペクトルに合わせて解けば、 δa 、そして、 A も求まることになる。上式は i サイクル数目において成立するが、 A, Pa が δa_i のみならず、 $\delta a_{i-1}, \delta a_{i-2}$ 等の関数となれば、上式は δa_i の差分式となる。従って、解も i の関数として求まる。

一方、地震動の継続時間は t_0 であるから、共振性より、叙上の有限共振応答解析は、

$$\sum_{i=1}^{n_0} T_{ei} = t_0 \quad (87)$$

の総サイクル数 n_0 によって限界付けられる。

有限共振応答解析をスペクトルの観点から幾何学的に捉えれば、次の如くなる。今、地震動の速度スペ

クトルと $C_{\dot{a}v}$ とを等値しよう。

i サイクル目において、 $C_{\dot{a}v}$ は δa_i の、従って、 T_{ei} の関数となることから、 $C_{\dot{a}vi} - T_{ei}$ 関係をFig.16実線の如く描くことができ、地震動スペクトルを破線で

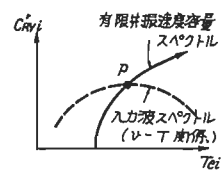


Fig.16 有限共振速度容量スペクトル

せば、交点Pが求める解である。 $C_{\dot{a}vi} - T_{ei}$ 関係は、有限共振速度容量スペクトルと称することもできよう。

定常、非定常応答を含めて、有限共振性が近似的に成立することは、既往の研究⁹⁹⁻¹⁰²で検証済みである。

4. 地震動スペクトル

パルス応答解析により一方向変形時の最大変位、有限共振応答解析により変位振幅、履歴面積、繰返し回数等が直接に求まり、損傷率D.Eの算定に支障はない。従って、両解析即ち選択極大応答原理による極限応答解析には、地震動スペクトルが基本的な入力として重要な役割割りを持つようになる。

地震動スペクトルの定量化には、二通りのアプローチが考えられる。一つは、ある与えられた時刻関数としての観測確定波から求める方法、他の一つは、震源のメカニズムや対象地盤の振動特性等を考慮して決める方法である。前者は結果から、後者は原因からアプローチしようとするものである。

4-1 応答スペクトル法

前者のアプローチは、有限共振原理に従えば可能となる。具体的には、式(80)の有限共振応答倍率 β を1とする h を h_1 とすれば、 $h = h_1$ での応答スペクトルを入力波のスペクトルと見做すことができる。式(80)より h_1 として、

$$\beta = 1; h = h_1 = 0.458 \quad (88)$$

を得る。¹⁰¹本法による地震動スペクトルは、式(84)~(86)の左辺の α, v, z に相当するべきものであり、系に有限共振を生じさせるような地震動振幅という物理的意味を有する。本スペクトルは、有限共振原理の妥当性の検証の際にも利用される。

応答スペクトルが、各周期の応答の最大値をplot

したものであること、及び、応答解析時間が地震動の全継続時間であることは、厳密に言えば、有限共振原理の基本思想に反することになる。何故ならば、共振性を応答の平均像を見做しており、又、共振応答の各サイクル毎に残りの継続時間は減少してゆくからである。更に、実際の地震動が時間軸に対して定常的でないことも仮定に反するので、定量的評価に誤差を与える要因となろう。しかし、式(84)~(86)も平均的な応答スペクトルから近似的に定式化されたものであることを考えれば、余り細い議論は意味がないかも知れない。

有限共振原理が、あく迄も応答の平均像を対象とするという認識を踏まえておけば、各種の地震波についての幅広い数値解析結果を集積することにより、標準偏差を含めた確率統計量として、より明確に定量化されて行くべきものと筆者らは考えている。

4-2 台形近似法⁶⁸⁾

Fig.17は、Veletsos, Newmark⁽⁸⁵⁾、武藤、久田⁽⁸⁶⁾らによるEl Centro波の擬速度応答スペクトルである。

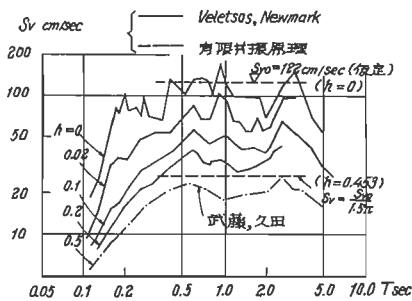


Fig.17 擬速度応答スペクトル⁶⁸⁾
(El Centro, 1940 (NS))

地震動の最大振幅のみを包絡した台形が、ほぼ $h = 0.2$ の応答スペクトルに相当すること、及び、設計用応答スペクトルとしても台形が妥当性を有していること等が、既にNewmarkらにより指摘され提唱されている。特に、 h が大になると応答スペクトルが滑かになり、かつ台形形状を明確に示す傾向も、Fig.17に見られる。とすれば、パルス応答解析、有限共振応答解析用の入力スペクトルとしても、最初から、4軸対数スペクトルとして、Fig.18の如き台形を仮定し

ておくのも、極めて有力な手法である。式表示すれば、次式の如くなる。

$$T_0 \leq T_0: \alpha = \alpha_0 = \text{const.} \quad - (39)$$

$$T_0 < T < T_c: v = v_0 = \text{const.} \quad - (40)$$

$$T_c \leq T: z = z_0 = \text{const.} \quad - (41)$$

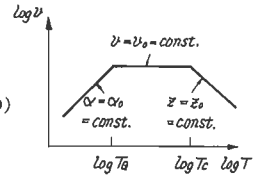


Fig.18 台形近似化
地震動スペクトル

ここに、 T_0, T_c は折点周期、 α_0, v_0, z_0 は、各々、加速度、速度、変位振幅の一定域における定数である。この台形近似法によれば、式(84)~(86)の有限共振応答式の適用が、周期範囲さえ判明すれば、極めて容易となるのも大きな利点である。

ここで問題となるのが、如上の定数の決め方である。地盤震動に関しては、金井による最も先駆的、実用的な地盤震動スペクトル式がよく知られている。本スペクトルをそのまま使用するのも一法であるが、本稿の極限応答解析用としては、もう少し単純化したい。しかし、金井の研究によれば、⁶⁹⁾基盤の概念、表層地盤の卓越周期と増幅特性、⁶⁹⁾基盤での速度スペクトルの一定性とその上限周期等が、⁶⁹⁾実証的、理論的に明確にされている。更に、⁶⁹⁾我国でのMの算定式となっている次の坪井式

$$\log Z = M - 1.73 \log \Delta - 3.17 \quad - (42)$$

ここに、Z:最大振幅(cm)、 Δ :震央距離(km)を併用することにより、Mの持つ物理的意味を損わずに転用した。これらのアイデアは極めて示唆的であり、Fig.18の台形近似スペクトルの定量化にも大いに有用となる。筆者らは、Fig.18の定量化について以下の如き仮定を設けることとする。

- (1) T_0 は地盤の卓越周期である。
- (2) T_c は震源の折点周期である。
- (3) z_0 は坪井式(42)のZに等しい。従って、

$$\log z_0 = M - 1.73 \log \Delta - 3.17 \quad - (43)$$

(z_0 :cm)

- (4) 坪井式のZは、気象庁地震観測所の全国平均的な地盤($T_0 = 0.8$)に対応するものであり、 T_0 の地盤上のZは $T_0/0.8$ に比例する。^(註2)従って、式(43)は、

$$\log z_0 = M - 1.73 \log \Delta - 3.17 + \log \frac{T_0}{0.8} \quad - (44)$$

となる。従って、仮定(2)より Fig.18 の v_0 は

$$\log v_0 = \log z_0 + \log \frac{2\pi}{T_c} \quad - (45)$$

仮定(1)より Fig.18 の α_0 は

$$\log \alpha_0 = \log v_0 + \log \frac{2\pi}{T_0} \quad - (46)$$

の如く、 M 、 Δ 、 T_c 、 T_0 の関数で与えられる。

叙上の仮定において、特に注意すべきことは、金井によって導入された基盤の概念を使用していないことである。仮定(4)によりその必要がなくなったからであるが、坪井式の Z が地表面での観測値に基づく以上、その必要性はなく、将来、ある決められた特性を有する基盤上での観測値を基に、より厳密に M を算定する方式が確立された時点で、再検討すべき問題と考える。基盤そのものの定義の問題も当然含まれる。式(44)~(46)で α_0 、 v_0 、 z_0 を決定する際に必要な T_c は、震源に関わる量であり、又、地震の継続時間 t_0 も同様である。 T_c 、 t_0 と震源メカニズムとの関係を明らかにする必要がここに生じて来た。

(注 2) (18)

仮定(4)は、吉田、勝又⁽⁴⁰⁾による Fig.19 の地盤種別 (I~IV) と地盤係数 K (=当該地盤 Z / 全国平均地盤 Z) との関係

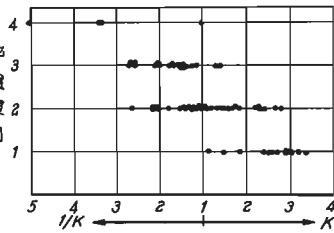


Fig.19 地盤種別と地盤係数 (k)⁽⁴⁰⁾

の実測図を参照して、Fig.20 の地盤種別と周期係数 k ($=T_0/0.8$) の関係との相似性に基づくものである。

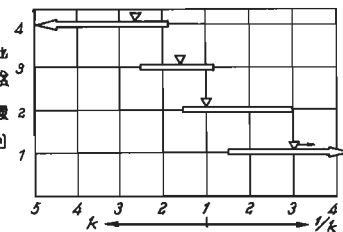


Fig.20 地盤種別と周期係数 (k)

5. 震源断層モデル⁽⁴³⁾⁽⁴⁴⁾

震源の卓越周期 T_m と地震継続時間 t_0 とに関する研究は、Gutenberg, Richter⁽⁴¹⁾ を先駆者として、既に多くの研究者によってなされている。 T_m や t_0 の定量化についても、観測地震波の解析による方法と、震源モデルの設定とその力学的因果関係から推量する方法、

とに大別されよう。しかし、物理的意味の不明確さにもよるため、提案諸量諸式間の不一致性が著しいのも当然のことであろう。卓越周期 T_m と折点周期 T_c も、定義は異ってもその物理的意味に大差はない。

そこで、筆者らは、筆者らの研究意図に合致し、かつ、最も単純な考え方で震源像を捉え、 T_c 、 t_0 の定量化を試みることにした。太田、鏡味らは、平均的な震源像として断層モデルを用い、長周期の上限式を導いた。⁽⁴²⁾ 当研究の発想に示唆を受け、更に大胆かつ極端なる簡略化を施すと如何の如くなる。⁽⁴³⁾⁽⁴⁴⁾

Fig.21 は断層モデル

で、 L 、 W 、 D は、断層長さ、幅、ずりの量である。断層中央は想像上の点震源位置とする。ずりは両面が相対的に生じるものとする。ずりの面は Fig.22 の如くなる。但し、 V 、 \bar{v} は亀裂の伝播速度、ずりの速度である。ここで、次の仮定を設ける。

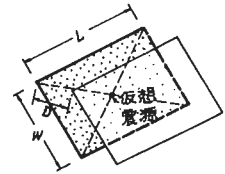


Fig.21 震源断層モデル

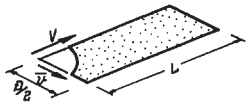


Fig.22 断層ずり面 (片側)

(1) V は一定で、横波伝播速度 V_s に等しく、

$$V = V_s = 8 \text{ km/sec} \quad - (47)$$

(2) \bar{v} はずりの平均速度であり、次式で与える。

$$\bar{v} = 50 \text{ cm/sec} \quad - (48)$$

Fig.22 のずりの量 $D/2$ と仮定(2)の \bar{v} とより、地震波の折点周期 T_c は次式で与えられる。

$$T_c = 2 \cdot \frac{D/2}{\bar{v}} \quad - (49)$$

更に、地震動の継続時間 t_0 は、Fig.22 の断層長さ L と仮定(1)とより、次式の如く与えられる。

$$t_0 = L/V = L/V_s \quad - (50)$$

一方、 L 及び D は、大塚⁽⁴³⁾ 及び飯田⁽⁴⁴⁾ により各々次式の如く M の関数で与えられている。

$$\log L = 0.5M - 1.8 \quad - (51)$$

$$\log D = 0.55M - 8.71 \quad - (52)$$

式(52)は $M = 5 \sim 8$ の範囲では次式に近似化できる。

$$\log D = 0.5M - 8.8 \quad (62)'$$

以上の式により、 T_c 、 t_0 は M の関数として、

$$\log T_c = 0.5M - 8.00 \quad (68)$$

$$\log t_0 = 0.5M - 2.28 \quad (64)$$

となる。 T_c を他の研究者による提案値と比較したのが Fig.23, t_0 を Gutenberg-Richter の実測値と比較したのが Fig.24 である。

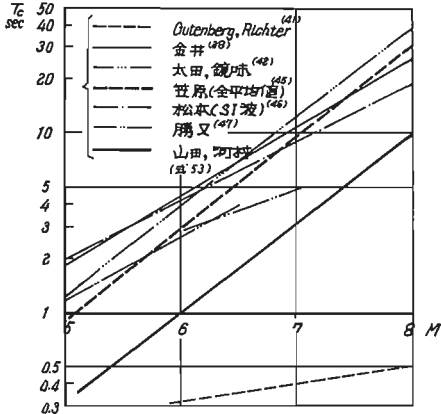


Fig.23 マグニチュード・震源折点(卓越)周期関係

必ずしも良好な一致が見られるという訳ではなく、定量的な検討の余地は多く残されている。しかし、震源モデルとの関連性を踏まえて、可能な限り簡明化するという所期の目的は一応果たされている。上記の T_c を用いれば、Fig.18 の台形近似化地震動スペクトルが、 M 、 Δ 及び T_0 の関数で表わされることになり、 t_0 も M の関数で与えられるので、結局、極限応答解析入力力が、 M 、 Δ 、 T_0 で全て表わされる。

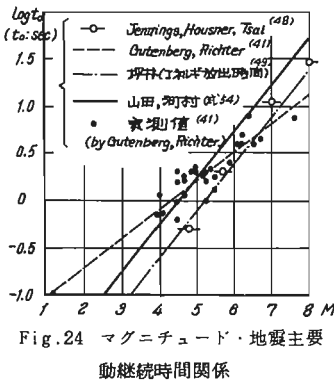


Fig.24 マグニチュード・地震主要動継続時間関係

6. 構造物の極限耐震性評価

6-1 D.F.(損傷率)評価法

構造物の極限耐震性は、ある想定された地震に対する構造物の D.F. を算出することによって、明確に定量化される。その手順を略示すれば以下の如くなる

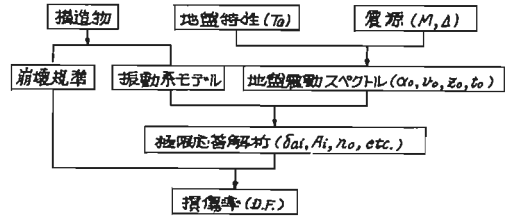


Fig.25 損傷率 (D.F.) 評価手順概略図

ここで注意すべきことは、ある構造物に限定すれば、D.F. が M 、 Δ の関数となることである。筆者らは、結局、簡略化を重ねて、D.F. と M 、 Δ とを一本の糸で連結させるべく努めて来たわけである。D.F. と M 、 Δ の関数関係は、耐震計画上の有力な武器となるばかりでなく、地殻の破壊(地震)と構造物崩壊の力学現象の因果関係をも示すものである。

6-2 M-Δ評価法

ここで発想を逆転すれば、 M 、 Δ が D.F. の関数としても表わすことも、構造物の極限耐震性評価の有力な手法となることに想到する。Fig.26 は、 M - Δ 平面上に D.F. の等高線を描いた概念図である。D.F.=1 の曲線が、限界の $M_{cr}-\Delta_{cr}$ 関係を与えることになる。更に、 M 、 Δ が確率的に与えられるならば、本図より構造物の生存確率も算出できよう。

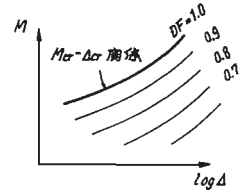


Fig.26 マグニチュード・震央距離・損傷率 (D.F.) 特性

更に気宇壮大なる発想

を行なえば、Fig.26 は、地域計画、都市計画的な規模での耐震構造群計画へも応用できる。何故ならば、 M 、 Δ や、 T_0 という量そのものが地域の規模において定量化されるべき量であり、D.F. 等高線は各種構造形式により特色的な様相を与えることより、地域的な構造物群としての最適耐震計画に適しているからである。

7. 結

本稿では、構造物の崩壊性状、崩壊規準について述べると共に、地震時に構造物の受ける損傷の程度を評価するための地震応答、地盤震動、震源モデルの捉

え方に関する一つの試案を提案した。筆者らは、構造崩壊特性を研究する者であり、応答、地震等に関する記述には、重大因子の欠落や錯誤が含まれているかも知れない。従って、斯界の権威ある研究者の方々からの御批判、御指摘を切に希望する次第である。

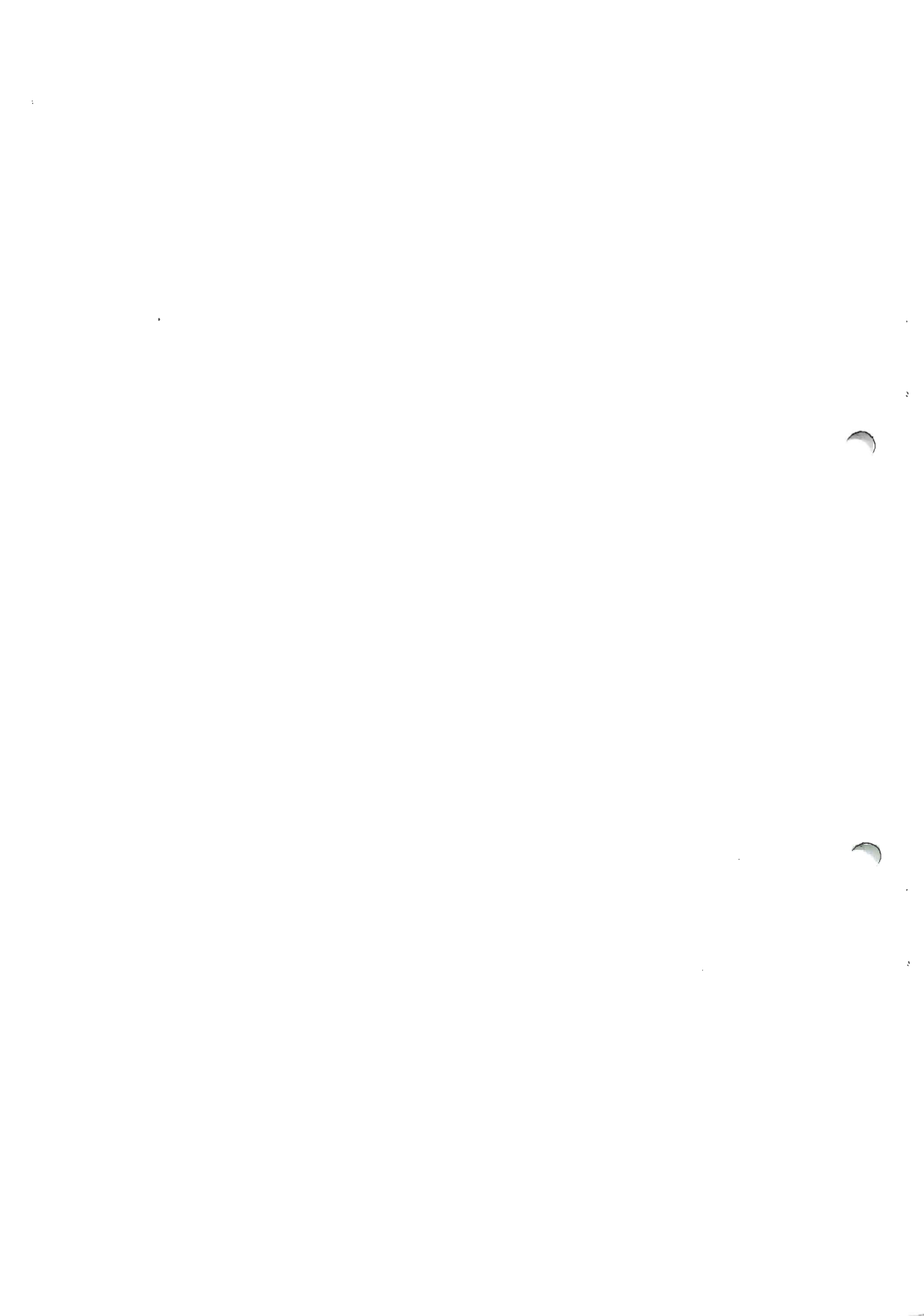
本稿の論理構成において、筆者ら自身が認識している問題点や今後の課題は以下の如く挙げられる。構造物については、崩壊規準の定量化、任意履歴下におけるD.F.の妥当性の検証、共振疲労特性に関する資料収集と解析等である。極限応答解析については、パルス応答原理の数値実験による検証、パルス応答と共振応答間の過渡的応答崩壊の解析、極限応答解析法の高多点多点系、地盤連成系への応用拡張と実構造物による検証等である。地盤震動、震源については、レスポンススペクトル法と台形近似法との比較検証、地盤の増幅特性の精密化と基盤の意味の明確化、坪井式やMの物理的意味の再検討、震源域の特性と α_0, ν_0, z_0 の上界値と Δ の下限値の定式化等である。

最後に強調したいことは、構造物の極限耐震性の評価は、あく迄も構造物の実崩壊特性を踏まえなければならぬこと、そして、震源メカニズム、地盤震動、地震応答、構造物崩壊の各特性は力学的物理的に十分なバランスと一貫性を以て連結されなければならないことの二点に尽きる。本稿は、そのさきやかなExampleとして提示されたものである。

文 献

- (1) 佐野利器：家屋耐震構造論(上編)。震災予防調査会報告、 $\#$ 88(甲)、大5.6.
- (2) 棚橋諒：地震の破壊力と建物の耐震力に関する私見。建築雑誌、日本建築学会、 $\#$ 10.5, pp.578~589.
- (3) Housner, G.W.: Limit Design of Structures to resist Earthquakes, Proc., 1st WCEE, Berkeley, 1956, pp.5-1~5-18.
- (4) 加藤勉、秋山宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物への損傷。日本建築学会、論報、 $\#$ 235, 昭50.9, pp.9~18.
- (5) 秋山宏：建築構造物の耐震極限設計。東大出版会、1980.9.
- (6) Kasiraj, I., Jao, J.T.P.: Fatigue Damage in Seismic Structures, Proc., ASCE, Vol. 95, ST8, Aug.1969, pp.1678~1692
- (7) 南井良一郎：建築構造物の耐震安全性について。京大防災研究所、年報、18号A、昭45.11, pp.85~88.
- (8) Mizuhata, K.: Low Cycle Fatigue under Multiaxial Stress Conditions, Proc., 4th WCEE, Santiago, Chile, Jan.1969, Vol. I, B-2, pp.81~46.
- (9) Yamada, M.: Effect of Cyclic Loading on Buildings, Proc., International Conf., Planning & Design of Tall Buildings, ASCE-1 ABSE, Aug.1972, Vol. II, pp.725~789.
- 00 山田稔、河村廣：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性について。日本建築学会、論報、 $\#$ 190, 昭46.12, pp.45~53.(2) $\#$ 209, 昭48.7, pp.21~80.(8) $\#$ 218, 昭48.11, pp.1~10.(4) $\#$ 225, 昭49.11, pp.19~28.
- 01 山田稔編著：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性。技報堂出版、昭51.8.
- 02 山田稔、河村廣：鋼構造物の耐震安全性について。日本建築学会、論報、(1) $\#$ 227, 昭50.1, pp.67~74,(2) $\#$ 230, 昭50.4, pp.29~35.(8) $\#$ 278, 昭54.4, pp.56~66,(4) $\#$ 288, 昭54.9, pp.58~67.(5) $\#$ 284, 昭54.10, pp.69~77.
- 03 山田稔、河村廣：極限耐震設計の基本構想。日本建築学会、論報、 $\#$ 240, 昭51.2, pp.89~50.
- 04 小谷俊介、柴田明徳：山田、河村両氏の論文「鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性について(2)」に対する討論。日本建築学会、論報、 $\#$ 228, 昭49.9, pp.59~62.
- 05 加藤勉、秋山宏：山田稔、河村廣両氏のご討論に対する回答。日本建築学会、論報、 $\#$ 252, 昭52.2, pp.146~148.
- 06 文献(1)、序章、pp.1~6.
- 07 山田稔、河村廣：構造素材及び要素の共振疲労特性。日本建築学会、論報、(I) $\#$ 240, 昭52.10, pp.85~45, (II) $\#$ 261, 昭52.11, pp.61~69, (III) $\#$ 268, 昭53.6, pp.81~88, (IV) $\#$ 269, 昭53.7, pp.78~88, (V) $\#$ 277, 昭54.3, pp.18~22, (VI) $\#$ 285, 昭54.11, pp.29~40.
- 08 山田稔、河村廣：極限耐震設計と設計用地震動。日本建築学会、論報、 $\#$ 279, 昭54.5, pp.29~40.
- 09 山田稔、河村廣：有限共振原理に基づく履歴系構造物の地震応答解析。日本建築学会、論報、 $\#$ 287, 昭55.1, pp.65~76.
- 010 河村廣：整形骨組構造物の極限耐震性(I)。日本建築学会、近畿支部研報、昭54.6, pp.825~828, (II) 日本建築学会、大会梗概集、昭54.9, pp.607~608.
- 011 山田稔、河村廣、土居靖：履歴系構造物の地震応答における有限共振原理。日本建築学会、大会梗概集、昭55.9, pp.657~658.
- 012 Yamada, M., Kawamura, H.: Resonance Capacity Method for Earthquake Response Analysis of Hysteretic Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, $\#$ 4, Jul.-Aug. 1980, pp.299~818.
- 013 山田稔、河村廣：構造物の極限耐震性。第5回日本地震工学シンポジウム講演集、Nov.1978, pp.1861~1868.
- 014 山田稔、河村廣：鉄筋コンクリート建物の耐震設計における諸原則。第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979, pp.289~292.
- 015 Yamada, M., Kawamura, H.: Ultimate Aseismic Safety of Reinforced Concrete Structures, Proc., 7WCEE, Vol.4 Istanbul, Turkey, Sept.1980, pp.851~858.
- 016 河村廣：地震時構造物応答の極限解析。第27回構造工学シンポジウム、Feb.1981, pp.95~102.
- 017 Yao, J.T.P., Munse, W.H.: Low Cycle Axial Fatigue Behavior of Mild Steel, ASTM, Spec. Tech. Pub. $\#$ 888, 1962, pp.5~24.
- 018 Kikukawa, M., Jono, M.: Cumulative Damage and Behavior of Plastic Strain in High and Low Cycle Fatigue, Interl. Conf., Kyoto, Aug.1971, Abstracts, Vol.1, pp.815~817.
- 019 Kato, B., Akiyama, H., Yamanouchi, Y.: Predictable Properties of Material under Incremental Cyclic Loading, IABSE, Symp., Lisboa, 1978, Reports of W.C., Vol.18, pp.119~124.
- 020 Sinha, B.P., Gerstle, K.H., Tulin, L.G.: Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading, ACI, Proc. Vol.61, $\#$ 2, Feb.1964, pp.195~212.
- 021 Yamada, M.: Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending Under Axial Compression As An Evaluation Basis or Design Criterion for Aseismic Capacity, Proc., 4th WCEE, Santiago, Chile, 1969, Vol. I, B2-pp.187~152.

- 32 山田稔, 河村廣: 地震時構造物応答における地震工学的原理(II). 日本建築学会. 大会梗概集. 昭58.9, pp.717~718.
- 33 Housner, G.W.: Behavior of Structures During Earthquakes. Proc., ASCE, EM4, Oct. 1959, pp.109~129.
- 34 高田孝信, 大久保忠信, 栗林栄一: 橋梁の耐震設計に関する研究(I). 土木研究所報告, 128号. 昭41.4, pp.109~129.
- 35 Veletsos, A.S., Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motions, Proc., 2nd WCEE, 1960, pp.895~912.
- 36 武藤清監修, 久田俊彦編: 超高速建築2, 構造編. 鹿島出版会. 昭46.1.
- 37 金多藻訳. Blume, J.A., Newmark, N.M., Corning, L.H. 原著: 超高層鉄筋コンクリート建築の耐震設計, 日本セメント技術協会. 昭40.11.
- 38 金井清, 小堀輝二, 姪田捨太郎: 地震・振動学, 建築学大系11, 昭48.7(初 昭88.8), 彰国社, pp.132~136.
- 39 坪井忠二: 地振動の最大振幅から地震の規模Mを定めることについて. 地震. 2輯. 7巻8号. 1954.10, pp.185~193.
- 40 気象庁地震課(吉田弘, 勝又護): 気象庁地震観測官署の地盤調査. 地震時報(気象庁)第87巻. 第8号. 1972, pp.118~115.
- 41 Gutenberg, B., Richter, C.F.: Earthquake Magnitude, Intensity, Energy, and Acceleration (2nd Paper), Bull., Seism. Soc. Am., Vol.46, 1956, pp.105~145.
- 42 太田裕, 鏡味洋史: 耐震工学上考慮すべき地震波の周期の上限と下限. 日本建築学会. 論報, №249, 昭51.11, pp.53~60.
- 43 大塚道男: 地震のマグニチュードと地表にあらわれる断層について. 地震. 2輯. 18巻. 1965, pp.1~8.
- 44 Iida, K.: Earthquake Magnitude, Earthquake Fault, and Source Dimensions, Journ., Earth Sciences, Nagoya Univ., Vol.13, II, 1965, pp.115~132.
- 45 Kasahara, K.: The Nature of Seismic Origin as Inferred from Seismological and Geodetic Observations (1), Bull., Earthq. Res. Inst., Vol.35, 1957, pp.473~532.
- 46 Matsumoto, T.: On the Spectral Structure of Earthquake Waves. Bull., Earthq. Res. Inst., Vol.38, 1960, pp.13~27.
- 47 勝又護: 地震動振幅の地盤係数(その2). 地震時報, (気象庁). 第80巻, 第4号. 1967, pp.119~128.
- 48 Jennings, P.C., Housner, G.W., Tsai, N.C.: Simulated Earthquake Motions for Design Purposes, Proc., 4th WCEE, Jan. 1969, Vol.1, pp.145~160.
- 49 坪井忠二: 新・地震の話. 1972(初 1967). 岩波新書. 岩波書店.
- 50 山田稔, 河村廣: 鉄筋コンクリート(RC)構造の力学的特質. 建築構造の耐震性. 日本建築学会近畿支部. 1977.10, pp.225~240.



構造物の応答特性と考慮すべき地震入力

正会員 永火山 宏*

1. 地震入力

1.1 エネルギー入力の基本特性

建築物が倒壊するかどうかを判定する際用いる地震入力として、一つの地震動によって建物に与えられる地震入力エネルギーは基本的な量である(1)。

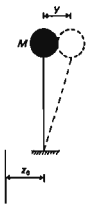


図1 1自由度振動系

図1に示す様な1自由度振動系の振動方程式は次式で与えられる。

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + F(y) = F_e \quad (1)$$

∴ z: M: 質点の質量

C: 粘性減衰力

F(y): 復元力

F_e: 地震外力 = -M\ddot{z}_0

z_0: 水平地震, y: 質点の相対変位

(1)式の両辺に dy = \dot{y} dt を乗じ地震の全継続時間 t_0 まで積分すれば次式が得られる。

$$M \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + C \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} F(y) \dot{y} dt = \int_0^{t_0} F_e \dot{y} dt \quad (2)$$

右辺は地震外力による系へのエネルギー入力の総量と表わしている。左辺はバネ系に蓄えられる弾性エネルギーの総量 W_p、減衰材種による消費されるエネルギー W_h、及び地震終了時の弾性振動エネルギー W_e から成り、

(1)式は次の様にも書ける。

$$W_p + W_e + W_h = E \quad (3)$$

∴ 等価速度 V_E を導入し、E は次式で表わす。

$$E = \frac{M V_E^2}{2} \quad (4)$$

弾性減衰系及び減衰完全弾塑性系の V_E を例示し、総エネルギー入力の特性について述べる。

十勝沖地震の八戸記録を入力波として用い、V_E を求める(図2)が得られる。図2(a)は減衰定数 \eta の変化による V_E の変化を見込めるのである。図中の横軸は固有周期 T を示す。減衰の増大により V_E の T への依存性は緩和されることとわかる。より正確に云えば、無減衰弾性

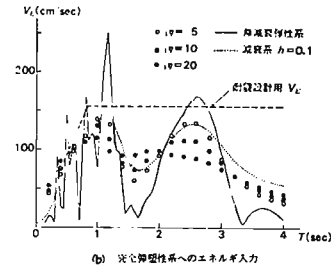
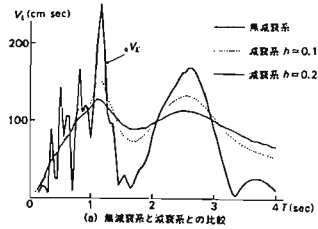


図2 総エネルギー入力

系の V_E \propto V_E とすれば、V_E \in T_0 - \Delta T < T < T_0 + \Delta T の間に平均したときの固有周期 T_0 を持つ減衰系の V_E であるとする。ここで、\Delta T は \eta の増大により小さくなることを示す(2)。

図2(b)には無減衰完全弾塑性系の V_E \in \circ, \bullet, \circ で示す。完全弾塑性系のバネに加わるせん断力 Q と y との関係は図3に示す様のものであり、塑性仕事 W_p は次式で表わされる。

$$W_p = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \times \alpha^2 \eta \quad (5)$$

∴ \alpha: 降伏せん断力係数 = Q_y / Mg

Q_y: 降伏せん断力

\eta: 累積塑性変形係数 = \delta_p / \delta_y

\delta_p: 累積塑性変形量

\delta_y: 降伏変形

g: 重力加速度

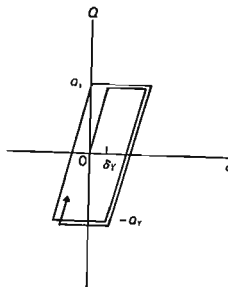


図3 完全弾塑性系

η は構造物の塑性化を示す基本的な尺度とされる。
 図2(a)は η として次の値を設定して求めた応答値である。

$$\eta = \frac{1}{T} \quad (6)$$

ここで η : $T=1$ secの係数
 T : 固有周期 = $2\pi\sqrt{M/k}$
 k : ばね定数

0, 5, 10, 20 に対応する。
 図中には参考の為に $h=0.1$ の弾性系の V_E と実線を示してある。 h の増大と同様に、 η の増大は V_E の T への依存性を緩和する効果を持つことがわかる。また、弾塑性系の V_E は V_E と $T_0 < T < T_0 + \Delta T$ の間に平均したものであるとみられる。 ΔT は、 η の増大に伴って大きくなる。従って、弾塑性系では T が小さい領域では弾性系に比べて V_E が大きくなる。

以上の結果からエネルギー入力と模式的に補えば図4の様になる。

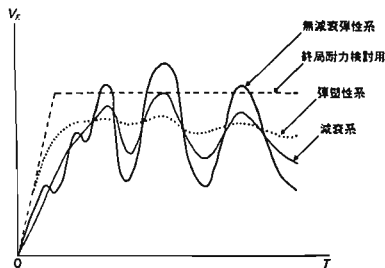


図4 V_E - T 関係の模式図

構造物の塑性変形能力に富む場合、つまり η が大きくなり得る系では η がある程度の値を超えると前述の意味における平均化が進みエネルギー入力の値はほとんど変化しない安定的な値になる。従って、この様な系の終局強度を論ずる際には総エネルギー入力は構造強度による一定値であるのみである。但し、短周期領域では塑性化の程度が大きくなるに従ってエネルギー入力がある程度大きくなることを考慮しなければならぬ。一方、塑性変形能力は乏しい構造物にあっても、終局状態に近い応答を示す場合には構造局部には何らかの塑性変形によるエネルギー吸収が存在し、それと粘弾性減

衰に換算すれば $h=0.1$ 程度の減衰性として考慮できよう。この様に考えれば、図4に示す応答曲線と対応する地震動に対して構造物の終局耐力を検討する為の V_E - T 関係を定めるならば、 η がかなり大きい場合の V_E - T 関係の短周期部分及び $h=0.1$ 程度の減衰に対応する V_E - T 関係を包絡する図中の破線と示す様な bi-linear 型の関係が得られる(3)。図2(b)には作図例を示す。

1.2 3方向地震動に対する考慮

地震面上の1方向地震動は水平2方向と上下方向の3成分から成る。耐震設計用の地震動として2方向等価の様にとらえるべきかを検討する。

まず、各地動成分が与えられるエネルギー入力成分毎に単独に求める。図5はエルセントロ地震記録、八戸地震記録による弾性系へのエネルギー入力である。減衰定数は全て $h=0.1$ とする。図中の実線は水平2方向の地震動による1次元系へのエネルギー入力の速度換算値 $V_{E,EW}, V_{E,NS}$ (EW: 東西方向, NS: 南北方向) の合成値を式で示す値である。

$$V_E = \sqrt{V_{E,EW}^2 + V_{E,NS}^2} \quad (7)$$

EW方向から反時計回りに θ 傾いた方向の地震動による

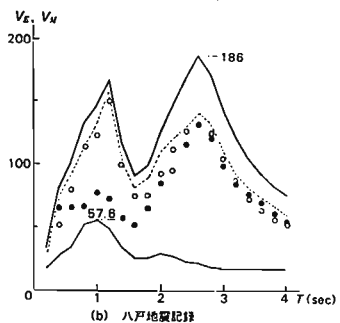
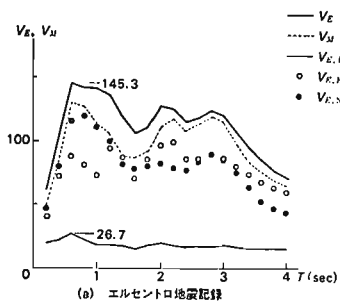


図5 3方向地震動によるエネルギー入力

総エネルギー入力の変換算値 $V_{E,0}$ を求め θ に関する $V_{E,0}$ の最大値 V_M とする。 V_M は図中の破線 \bullet としてある。 水平2方向の総エネルギー入力は \circ 、 \bullet としてある。 図中の細い実線は上下動による総エネルギー入力を示す。 種々の地震記録に対して上下動によるエネルギー入力の最大値の水平動による総エネルギー入力の合成値に対する比を求めると表1に示す如く概ねその値は高く12%である。 従って、一般の建物の倒壊を検討する際には水平地震のみによるエネルギー入力を考慮すれば充分で鉛直地震は無視できるとある。

地震記録 ($V_{E,0}/V_E$) ²	\bar{V}_E/\bar{V}_M	i (層・質点番号)						
		1	2	3	4	5		
エルセントロ 1	0.034	1.14	M_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
			M_2	1.0	0.333	0.333	0.333	0.333
			M_3	1.0	1.0	3.0	1.0	1.0
			M_4	1.0	1.0	1.0	1.0	3.0
エルセントロ 2	0.043	4.23	A_1	1.0	1.10	1.25	1.565	2.0
			A_2	1.0	10.0	10.0	10.0	10.0
			A_3	1.0	10.0	10.0	10.0	1.0
			A_4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.1
ハチ	0.093	1.23	K_1	1.0	0.867	0.733	0.600	0.400
			K_2	1.0	0.820	0.640	0.500	0.200
			K_3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.1
タフト	0.121	1.21	K_1	1.0	0.867	0.733	0.600	0.400
			K_2	1.0	0.820	0.640	0.500	0.200
広尾	0.026	1.26	K_1	1.0	0.867	0.733	0.600	0.400
			K_2	1.0	0.820	0.640	0.500	0.200

表1 3方向地震によるエネルギー入力

一方、 V_M と V_E はそれぞれ θ の値では無い。 また、弾塑性系の応答を調べることによって V_E に対応した総エネルギー入力が建物の1つの方向の塑性歪エネルギーに変換される可能性が極めて高いことがわかった(3)。 このことから、耐震設計に用いる総エネルギー入力としては水平2方向の地震によるエネルギー入力の和を考慮すべきであると云える。

V_E と V_M の差を示す尺度として \bar{V}_E/\bar{V}_M の平均値の比率である次式の値を求めてみる。

$$\frac{\bar{V}_E}{\bar{V}_M} = \frac{\int_{0.2}^4 V_E dT}{\int_{0.2}^4 V_M dT} \quad (8)$$

(8) 式の値は表1中に示す如く、概ね $\bar{V}_E/\bar{V}_M = 1.2$ となる。

1.3 総エネルギー入力の不変性

建物の規模が定まると設計法によって剛性分布、強度分布、復元力特性の形態は異なり、建物の倒壊に至る迄の経路は異なる。 総エネルギー入力 θ がこの等のパラメータの変動に対して不変であることは総エネルギー

入力耐震設計の基礎とする重要な根拠となる。

復元力特性の形態に依りては、降伏耐力、バネ定数が等しい系では完全弾塑性型、スラフ型、劣化型の違いは総エネルギー入力に殆んど変化を及ぼさざることから明らかになっている。 ここでは質量分布 m_i/m_1 、強度分布 α_i/α_1 、バネ定数分布 k_i/k_1 、種々に変化させた場合の5質点系への総エネルギー入力を求めその不変性を調べる。 パラメータは表2に示すものである。

記号	i (層・質点番号)					
	1	2	3	4	5	
$\frac{m_i}{m_1}$	M_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	M_2	1.0	0.333	0.333	0.333	0.333
	M_3	1.0	1.0	3.0	1.0	1.0
	M_4	1.0	1.0	1.0	1.0	3.0
$\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$	A_1	1.0	1.10	1.25	1.565	2.0
	A_2	1.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	A_3	1.0	10.0	10.0	10.0	1.0
	A_4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.1
$\frac{k_i}{k_1}$	K_1	1.0	0.867	0.733	0.600	0.400
	K_2	1.0	0.820	0.640	0.500	0.200
	K_3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.1

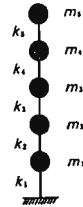


表2 振動系のパラメータ

表中の α_i は i 層の降伏せん断力係数であり次式で定義される。

$$\alpha_i = \frac{Q_{Yi}}{\sum_{j=1}^5 m_j g} \quad (9)$$

ここで Q_{Yi} : i 層の降伏せん断力係数
 m_i : i 質点の質量

表中の M_j は質量分布の場合分けを示す。 同様に A_j 、 K_j は強度分布、弾性剛性分布の場合分けを示す。 復元力特性は完全弾塑性型である。 エルセントロ地震波による

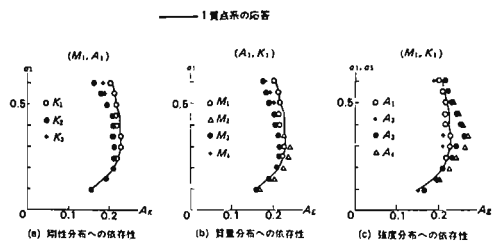


図6 5質点系への総エネルギー入力

る各々の場合の総エネルギー入力 E を図6に示す。図中の総エネルギー入力は E の次式により無次元化し k 値 A_E で横軸に表示されている。

$$A_E = E / \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \quad (10)$$

図中の実線は1質点系への総エネルギー入力を示す。図中の振動系を規走する諸パラメータの変化に対して総エネルギー入力は極めて安定的な量であることがわかる。

1.4 耐震設計用地震入力 V_E

V_E の T による変化は1.1で述べた如く bi-linear型とすることができる。この変換を規走するのは V_E の最大値と二つの線分の交点の周期 T_q である。この等量の支配する因子として次のものが挙げられる。

- (1) 地震規模
- (2) 震源からの距離
- (3) 地盤特性

(1), (2)の要因は建物建設地の地域性として考慮される。即ち、 V_E の基準値 V_{E0} が規走されるのは建設地別の地震の強度を表す係数 β を用いて $V_E = \beta \cdot V_{E0}$ と表現することができる。

地盤特性による V_E の変化としては図7に示すものが考えられる。

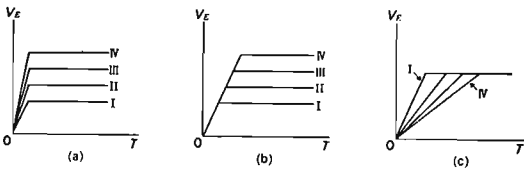


図7 V_E-T 関係の地盤依存性

図7(a)に示すものは地盤の軟弱度に応じて V_E の値は大きくなっていくが、 T_q を一定としている長方形と区別がない。図7(c)に示すものは V_E の最大値を地盤によらず一定とし、 T_q も一定、これによる過去の震害例を説明することはできない。図7(b)に示すものが震害例とも矛盾しない基本的な形態であると考えられる。

また、建物の重要度によるエネルギー入力の割増し係数 β を導入すれば、設計用等価速度 V_D は次式の様に表わされる。

$$V_D = \beta_1 \beta_2 V_{E0} \quad (11)$$

$$\text{よって } T < T_{qk} \text{ のとき } V_{E0} = \frac{T}{T_{qs}} V_{Es}$$

$$T \geq T_{qk} \text{ のとき } V_{E0} = \frac{T_{qk}}{T_{qs}} V_{Es}$$

V_{Es} : 最軟弱地盤における V_{E0} の基準値

T_{qs} : 最軟弱地盤の T_q

T_{qk} : 当該地盤の T_q

V_{Es} は2方向水平地震力によりもたらされるエネルギー入力の和に基づいて規走される。建物は地震下において立体的に振動するが、2方向地震力によりもたらされるエネルギー入力の総和を用いて水平1方向の建物の応答を評価することにより耐震性の安全側の評価が行われ得ると考えられる(3)。

2. 耐震設計法の骨子

総エネルギー入力の一部は減衰により消費され、その残りが骨組の歪エネルギーとなる。 $W_p + W_e$ は次式で表わされる。

$$W_p + W_e = E_D - W_h = \frac{E_D}{(1+3h+12\sqrt{h})^2} \quad (12)$$

$$\text{よって } E_D = M V_D^2 / 2$$

弾性振動エネルギー W_e は次式で近似できる。

$$W_e = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \times \frac{\alpha_i^2}{2} \quad (13)$$

$$\text{よって } \alpha_i: \text{ 第 } i \text{ 層の降伏せん断力係数}$$

せん断性の骨組において各層の復元力特性が完全弾塑性型である場合の W_p は次式で表わされる。

$$W_p = \sum_{i=1}^N W_{pi} = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \sum_{i=1}^N \left[\left(\frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M} \right)^2 \frac{\alpha_i^2 \eta_i}{\mu_i} \right]$$

$$= \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \times \sum_{i=1}^N C_i \alpha_i^2 \eta_i \quad (14)$$

$$\text{よって } M: \text{ 総質量} = \sum_{j=1}^N m_j$$

W_{pi} : i 層の損傷

$\eta_i = \delta_{pi} / \delta_{Yi}$

δ_{pi} : i 層の累積塑性変形量

δ_{pi} : i 層の降伏変形

$$k_i = k_i / k_{eg}$$

$$k_{eg} = \frac{4\pi^2 M}{T^2}, \quad C_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^N M_j}{M} \right)^2 \frac{1}{k_i}$$

せん断型多層骨組において各層の η_i はほぼ一定値と仮定し、降伏せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ ($\bar{\alpha}_1 = 1.0$ とする) を最適降伏せん断力係数分布と名付け、これを応答解析により求めると $\bar{\alpha}_i$ は次式の様になる。

$$\bar{\alpha}_i = f\left(\frac{i-1}{N}\right) \quad (15)$$

$$f(z) = 1 + 1.5927z - 11.852z^2 + 42.58z^3 - 59.48z^4 + 30.2z^5$$

最適降伏せん断力係数分布を持つ多層骨組の i 層の損傷 W_{pi} の W_p に対する比は(14)式より次式で表わされる。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{S_i}{\sum_{j=1}^N S_j} \quad (16)$$

$$\therefore S_j = C_j \bar{\alpha}_j^2 k_j$$

$\alpha_j / \alpha_i \neq \bar{\alpha}_j$ の場合の各層の損傷分布は次式で与えられる。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{1}{\alpha_i} = \frac{S_i \rho_i^{-1.2}}{\sum_{j=1}^N S_j \rho_j^{-1.2}} \quad (17)$$

$$\therefore \rho_j = \frac{\alpha_j}{\alpha_i} / \bar{\alpha}_j$$

α_i は i 層への損傷集中の度合を示す量で損傷集中度と呼ぶことができる。

k 層のみが塑性変形能力に限界があり $\eta_k = u \eta_k$ で、 $j+k$ 以上の層は充分な塑性変形能力を持つ場合の k 層が倒壊する限界の骨組全体の累積塑性歪エネルギーは次の様に書ける。

$$W_p = a_k C_k \alpha_k^2 u \eta_k \times \frac{M g T^2}{4\pi^2} \quad (18)$$

(13), (18)式を(12)式に代入すれば k 層の倒壊する限界の α_1 層の降伏せん断力係数 α_1 が次式の様になる。

$$\alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 2a_k C_k \left(\frac{u \eta_k}{\alpha_1}\right)^2 u \eta_k}} \times \frac{2\pi V_0}{g T (1 + 3h + 1.2\sqrt{h})} \quad (19)$$

$V_0 / (1 + 3h + 1.2\sqrt{h})$ は速度応答スペクトルと見做えることができ、速度応答スペクトルは $2\pi/T$ を乗じれば加速応答スペクトル A はほぼ等しいことから(19)式は次式の様に書ける。

$$\alpha_1 = \frac{A}{g \sqrt{1 + 2a_k C_k \left(\frac{u \eta_k}{\alpha_1}\right)^2 u \eta_k}} = \frac{A}{g D_k} \quad (20)$$

$u \eta_k = 0$ の場合は塑性変形能力が全くない場合でこの場合は $\alpha_1 = A$ となる。 a_k, C_k は骨組の剛性分布、質量分布、強度分布によって定まる値である。 $u \eta_k$ は変形能力を表わす。 D_k はこの等によって定まる設計震度の低減係数を意味している。

各層の剛性に則してこの変形能力 $u \eta_i$ が判れば、(20)式より $\alpha_1 \sim \alpha_i$ が求まりこれらの最小値が骨組を倒壊させるための α_1 層の所要降伏せん断力係数となる。

3. 設計法の具体化

前節で述べた方法は骨組をせん断型とし、また、各層の復元力特性を完全弾塑性型とし、理想化したモデルについて適用できるものである。具体的には現実の建物は種々の長モデルとは異なる。しかし、ある程度の誤差を許容すれば、一見モデルとはかけ離れているものにおいても必ずモデルへの置換法が見出せる。以下に主要な置換法を示す。

3.1 塑性化に伴って固有周期が著しく変化する系

基礎固定の鉄筋コンクリート構造では壁体のせん断降伏変形はラーメン部分の降伏変形の $1/20 \sim 1/30$ であり、壁体とラーメン部分の破壊は同時に起こらない。先ず壁体の破壊し、次いでラーメン部分の塑性化が起こる。この場合は、壁体が吸収し得る塑性歪エネルギー量は w_{Wp} 、ラーメン部分の吸収し得る塑性歪エネルギー量は w_{Rp} とすれば、骨組の倒壊時のエネルギーの釣合式は次式となる。

$$w_{Wp} + w_{Rp} + w_c = \frac{E_D}{(1 + 3h + 1.2\sqrt{h})^2} = E_{Dh} \quad (21)$$

エネルギー入力は壁が破壊される迄は壁とラーメンとの

る成る剛石骨組の固有周期 T_1 に支配される。壁が破壊した後はラーメン部分の剛性により定まる固有周期 T_2 に依存すると考えられる(5)。

一つの固有周期で支配される糸の E_{ph} は $E_{ph}(T)$ である。この糸において地震開始から秒後のエネルギー入力 $E(T)$ とし、 $E(T)/E_{ph}(T)$ が T に関わらず一定値になるとすれば、壁体が先に破壊し、次いでラーメン部分が増強化する骨組への減衰を考慮したエネルギー入力 E_{ph} は次の値となる。

$$E_{ph} = E_{ph}(T_2) - \frac{E_{ph}(T_1)}{E_{ph}(T_1)} wW_p + wW_p \quad (22)$$

従って、(21)式は次式に帰着する。

$$RW_p + W_e = E_{ph}(T_2) - \frac{E_{ph}(T_1)}{E_{ph}(T_1)} wW_p \quad (23)$$

$T_1 \ll T_2$ であるから弾性歪エネルギーは主としてラーメン部分の弾性歪エネルギーから成ると考えられ、ラーメン部分の牙1層の降伏せん断力係数 α_1 を用いて次式で表わせる。

$$W_e = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \times \frac{\alpha_1^2}{2} \quad (24)$$

以上でラーメン部分へのエネルギー入力が定まったことになり、2.2述べてきた方法によりラーメン部分の所要強度が評価できる。

3.2 梁降伏型のラーメン骨組における損傷分布

梁降伏型の多層ラーメン骨組は各層の復元力特性が独立に抽出できることを意味せん断型ではない。しかし、この場合も梁E上下層に適当な比率で分離することによってせん断型骨組に置換することができる。図8には一般の多層骨組の層骨組への分解方法を示す。層骨組は壁体部分とラーメン部分に分離される。ラーメン部分は変形能力を評価する為に更に単純な1層1スパンの単位骨組に集約される。

梁降伏型のラーメン骨組の降伏せん断力 Q_{yi} の分布は最適降伏せん断力係数分布に従うものと考えれば、 Q_{yi}/Q_{y1} は次式の様に書ける。

$$\frac{Q_{yi}}{Q_{y1}} = \bar{Q}_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \alpha_j}{M} \quad (25)$$

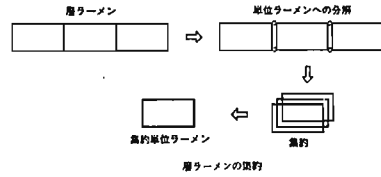
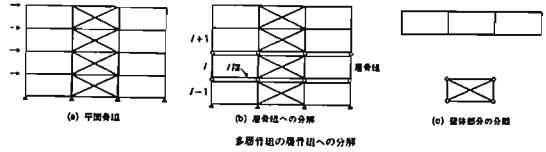


図8 多層骨組の分解

柱の反曲変位置を柱中央であると仮定すれば、i層の下部梁の曲げ応力のうちi層のせん断力に釣合う応力成分の比率 ld_i は次式で表わせる。

$$ld_i = \frac{\bar{Q}_i}{\bar{Q}_{i-1} + \bar{Q}_i} \quad (26)$$

同様にi層の上部梁の曲げ応力のうちi層のせん断力に釣合う応力成分の比率 ud_i は次式で表わせる。

$$ud_i = \frac{\bar{Q}_i}{\bar{Q}_i + \bar{Q}_{i+1}} \quad (27)$$

i層の上下の梁の断面性能に上記の比率を乗じたものを層ラーメンの上下の梁の断面性能とする(6)。但し、牙1層の柱脚コンクリート支持の場合は牙1層の柱の応力分布を考慮して \bar{Q}_1 は(25)式による値の2倍とする。この枠組分解により多層ラーメン骨組はせん断型骨組となる。但し、梁降伏型の骨組では一つの梁が降伏しても柱降伏型の場合の様に一つの層に著しい損傷集中が起こることはない。応答解析結果によれば、梁降伏型の骨組の各層の損傷配分は次式で与えられることが判る。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{\bar{Q}_i \eta_i^{-6}}{\sum_{j=1}^N \bar{Q}_j \eta_j^{-6}} \quad (28)$$

ここで W_{pi} は梁の損傷E比率 ld_i, ud_i Eを用いて各層を分配して得られる層ラーメンの損傷である。

図9に示す骨組について損傷予測の精度を例示する。骨組は5層で左右の柱は等しい。部材の剛性化部分は

柱端の弾塑性ヒンジで代表させる。各ヒンジの降伏曲げモーメント分布が、柱の反曲角を中央と仮定し(最下層と柱脚ヒンジの場合は抱脚位置) $\bar{\alpha}_i$ に基づいて得られる曲げ応力分布(図9(b)参照)に等しい骨組を基準骨組とする。

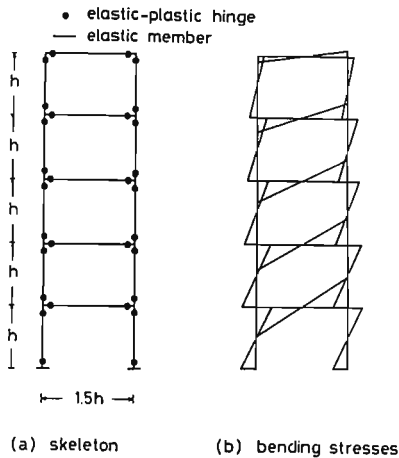


図9 多層骨組

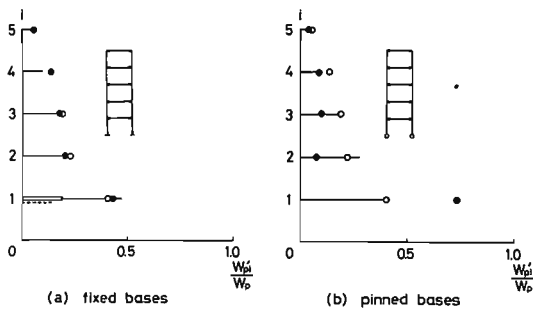
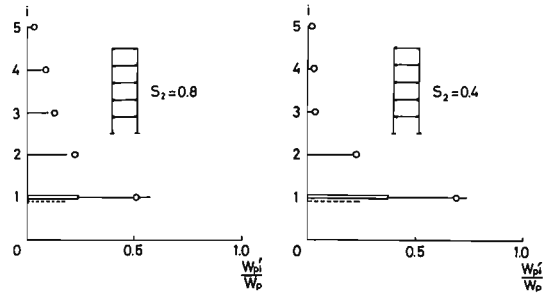
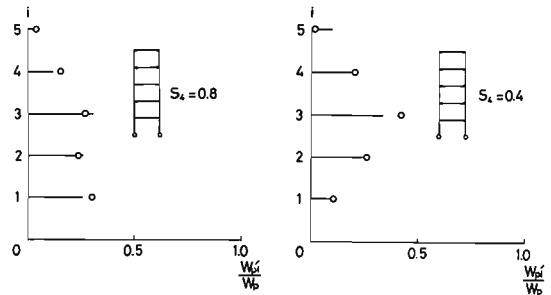


図10 基準骨組の損傷分布

最下層の降伏せん断力係数を $\alpha_1 = 0.1$ とし、 $T=1$ secの場合の応答を八戸地震記録を用いて求めた結果を図10, 11に示す。柱の弾塑性ヒンジは柱脚固定の場合の第1層下端のヒンジを除いて塑性化しない弾性ヒンジとし梁降伏型を実現した。基準骨組の応答が図10に示されている。図中の縦軸は層の位置を示し、横軸は原骨組におけるi層上部の梁(i+1階の梁)の損傷 $W_{pi,i}$ とi層の柱の損傷 W_{pi} と h 和 W_{pi}' の骨組の全損傷 W_p に対する比を示す。最下層柱脚が固定の場合の第1層を除いて $W_{pi} = 0$ である。梁の損傷は単線で、柱の損傷は複線



(a) weak-beam types with fixed bases, $k=2$



(b) weak-beam types with pinned bases, $k=4$

図11 特定層の梁を弱めた場合

で示されている。損傷の予測値は○印で示される。図11には特定層(4階)の梁の強度を基準骨組の梁の強度に対する比 S_k と次の二通りとした場合の応答を示す。

$$S_k = 0.8, 0.4 \quad (29)$$

いずれの場合も予測の精度は満足するものである。

3.3 復元力特性のモデル化

2. で述べた方法を適用するには一般の復元力特性を完全弾塑性型の復元力特性に置換しなくてはならない。置換に際しては単に吸収エネルギーの等価性のみならず損傷集中特性も考慮する必要がある。

代表的ないくつかの場合について置換法を示す。

3.3.1 スリフア型の復元力特性

図12に示されるスリフア型の復元力特性は、昇降型性変形と降伏せん断力 Q_y との1割係数として抱いた完全弾塑性型と同一であり、(14)式と同一の表現が可能である。

3.3.2 鋼構造ラーメン構造

この場合の累積弾塑性変形倍率と塑性域のせん断力 Q_p

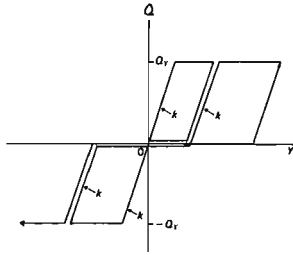


図12 スリッパ型復元力特性

を初期の降伏せん断力 Q_y で除して無次元化した値 τ との関係を図示すれば図13の如くになる。累積塑性変形倍率 η は正、負の方向と分け示してある。
 k_p は一方向荷重下の荷重変形関係の歪硬化域の勾配を弾性勾配で除した無次元勾配であり、同様に k_u は软化域の無次元勾配である。 τ_m は応力上昇率である。 $|\tau| > 1.0$ の領域では層内の損傷配分は完全弾塑性型とほとんど等しく、また正、負方向の累積塑性変形倍率の片寄りも少ないことから、累積塑性変形倍率が A 長に達した状態のエネルギー吸収量 ΔE は次式で表わせる。

$$\Delta E = Q_{y0} \frac{(1 + \tau_m)}{2} \eta_A \delta y \times 2 \quad (30)$$

一方、図中の破線と示すような完全弾塑性型では、 ΔE より生ずる1方向の累積塑性変形倍率を $\bar{\eta}_{epA}$ とすれば ΔE は次の様に書ける。

$$\Delta E = Q_{y0} \bar{\eta}_{epA} \delta y \times 2 \quad (31)$$

従って、 η_A と完全弾塑性系における累積塑性変形倍率は次式で関係づけられる。

$$\bar{\eta}_{epA} = \frac{(1 + \tau_m)}{2} \eta_A \quad (32)$$

A 長と越えた劣化域においてでは損傷集中が起り、変形の1方向への片寄りが生じ、正負のいずれかの荷重領域において荷重変形状態が B 長に到ると倒壊が起る。図に示す A 長の状態は A 層に B 長に到らぬ

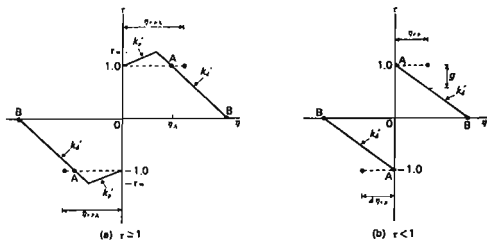


図13 一般系の完全弾塑性系への置換

るエネルギー入力により、完全弾塑性系に生ずる1方向の累積塑性変形倍率増分を $\Delta \eta_{ep}$ とすれば、倒壊時の変形の完全弾塑性系への換算値 w_{ep} は次式の様に与えられる。

$$w_{ep} = \bar{\eta}_{epA} + \Delta \eta_{ep} \quad (33)$$

$\Delta \eta_{ep}$ は次式の様に導かれる。(3)

$$\Delta \eta_{ep} = g / k_A l \quad (34)$$

$$\therefore g: \text{限界劣化率} = \frac{3 + \sum_{j=1}^N s_j \eta_j^{-1.2}}{14 \sum_{j=1}^N s_j \eta_j^{-1.2}}$$

3.3.3 鋼構造筋造構造

軸長比較的小さく筋造材の圧縮力も負担せざる構造の復元力特性は筋造材の座圧により極めて複雑な形態をとるが、これを完全弾塑性型とスリッパ型に分解することができる。

3.4 層内力剛性の混在

3.4.1 剛性が異なる完全弾塑性型要素の混在

それぞれ弾性剛性 k_1, k_2 とし、降伏耐力 Q_1, Q_2 とすれば、層内の損傷配分を求める際には層の降伏耐力 Q_y 及びバネ定数 k と1, 2次の値を用いることができる。

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_1 + 2Q_2 \\ k &= k_1 + 2k_2 \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

但し、層内の損傷分布は弾性剛性に比例し、それぞれの損傷 w_1, w_2 とすれば次式が成り立つ。

$$2w_2 / w_1 = 2k_2 / k_1 \quad (36)$$

3.4.2 完全弾塑性型要素とスリッパ型要素の混在

完全弾塑性型要素の弾性剛性、降伏耐力 k_1, Q_1 、スリッパ型の値 $2k_2, 2Q_2$ とすれば、層内の損傷分布を求める際の層の降伏耐力、バネ定数 k, Q_y 式と与えられる。それぞれの要素の損傷 w_1, w_2 とすれば、層内の損傷分布は次式と与えられる。

$$w_2 / (w_1 + 2w_2) = \sqrt{1 - (2Q_2 / Q_y)^2} \quad (37)$$

参考文献

- (1) Housner, G.W.: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, 1956
- (2) 滝沢 寿男: 地震動のエネルギー応答と耐震性, 1974自然災害科学総合シンポジウム, 1977
- (3) 木村 山法: 建築物の耐震設計, 東大出版会, 1980
- (4) 田治見 忠: 建築振動学, コロナ社, 1965
- (5) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準, 時空建築学会誌=7-1977
- (6) 坂本川良: 保層耐震算定に関する委員会資料, 建築学会小委員会, 1980

建物の地震時挙動と入力特性 (宮城県沖地震の場合)

柴田 明德

1. はじめに

建物の耐震安全性を考えると、建物の耐震性能の特性と建物への入力地震動の特性の二つの面からのアプローチを常に念頭に置き、両者を互いに関連させて問題を捉えてゆくことが必要である。

ここでは、1978年宮城県沖地震における強震動の記録及び建物群の震害調査の結果を次の三つの観点から眺めることにより、入力地震動特性と建物の耐震性能特性が震害状況とどのように関わるかを考える場合の資料を提供する。

- i) 宮城県内の4ヶ所の異なる地質・地盤条件の場所で、同一の地震に対して得られた強震記録の特性と比較し、強震動特性と広域的な地質構造並びに表層地盤構造との関係を考える。
- ii) 仙台市内で地盤条件の異なる3ヶ所の地盤を選んで一定区域内のRC及びSRC建物の全数被害調査を行った結果に基づき、震害状況と局地的な表層地盤条件との関係を考える。
- iii) 東北大学青葉山地区内の中高層RC及びSRC建物群の震害状況を調べ、柱・壁量による耐震指標と被害の程度との関係を考える。

2. 宮城県内の強震動特性と地盤構造

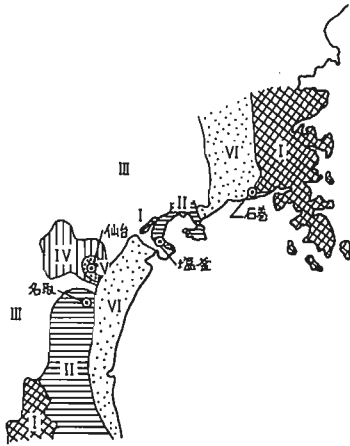
1978年2月20日及び6月12日の宮城県沖地震では、東北地方各地で多数の強震記録が得られている。そのうち、宮城県内の石巻(周北橋)、名取(樽水ダム)、仙台(住友生命ビル)及び塩釜(塩釜工場)の4地点における2月及び6月地震の強震記録をとりあげ、その特性と比較してみる。^[1,6]

図1は、強震計の設置場所と共に宮城県内の概略とその地質状況を示したものである。また図2は、各地別の地層構造の概念図を示したものである。地層の呼称は場所によって異なるが、年代的にはほぼ対応すると思われるものとの連続で結んで示した。最下層の利府層は甲世帯の古い地層で、この地域に共通の基盤層と考えられる。

石巻では、利府層が露頭しており、強震計は風化岩の地盤上に設置されている。名取では、基盤層の上に第3紀中新統の安山岩があり、強震計は樽水ダム(ロックフィルダム)の底部-40mに設置されている。仙台では、基盤層の上に第3紀中新統、鮮新統及び第4紀更新統(段丘礫層)の層があり、強震計は住友生命ビル(地上14階、地下2階)のB2階に設置されている。塩釜では、基盤層の上に第3紀中新統の層の上に、N値はほぼ0の第4紀完新統(沖積層)の層が15mあり、強震計はその地表に設置されている。

各地別の地震動の強さを表わす指標を表1に示す。同表には、最大加速度、最大速度、スペクトル強さ及び加速度の2乗積分の4種類の指標を、2月及び6月の地震について示してある。最大加速度は場所によってあまり大きな差はないが、最大速度やスペクトル強さは場所によって顕著な違いがある。とくに、軟弱地盤上の塩釜におけるスペクトル強さが極めて大きい。仙台のスペクトル強さは塩釜に次いで大きく、名取、石巻ではスペクトル強さはかなり小さい。

図3は、4地点の加速度応答スペクトルを、地震ごとに、方向ごとに、重ねて示したものである。石巻、名取、仙台の強震記録はそれぞれ橋、ダム、建物の軸方向及びその直角方向の記録であるため、NS、EWの方向とは一致していない。塩釜の記録はNS、EW方向のものである。図より、スペクトル特性と地盤構造の間には密接な関係のあることがわかる。石巻のスペクトルは、他と比較して長周期成分が非常に少ない。名取も、石巻に次いで長周期成分が少ない。仙台のスペクトルは、石巻、名取にはみられない1秒附近の成分を多く含む。このことは他の仙台市内の強震記録にも共通している。この成分は、第3紀層の上層部分のやや深い表層地盤の影響によるものと推測される。また、塩釜のスペクトルをみると、NS方向で0.7秒、EW方向で0.9秒に顕著なピークがあり、軟弱表層地盤の影響が極めて強く現われている。この表層地盤の影響を、単純な2層表層地盤モデルを



78.2.20
M=6.7

78.6.12
M=7.4

地質系統	記号	地層例
第四系	VI	沖積堆積物
	V	段丘堆積物
新第三系	IV	大年寺層, 菟の口層, 亀岡層
	III	三滝層, 白沢層, 旗立層
	II	高館層(安山岩)
中世代	I	利府層

図 1

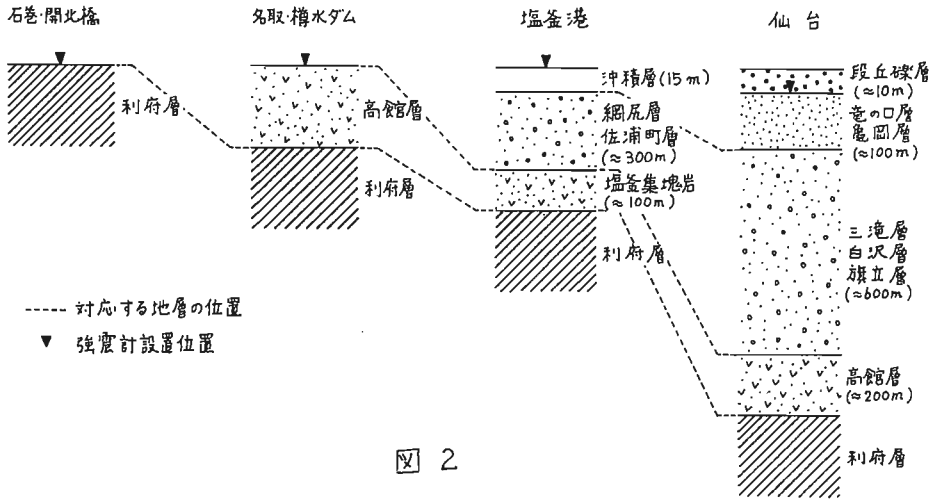


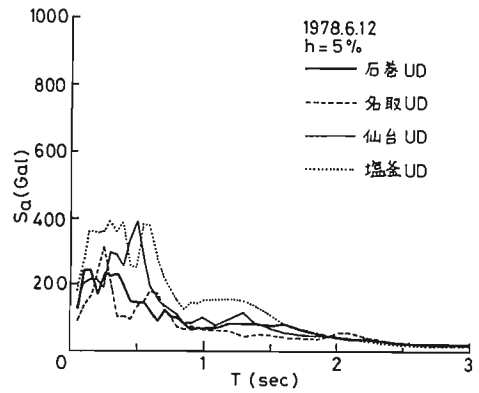
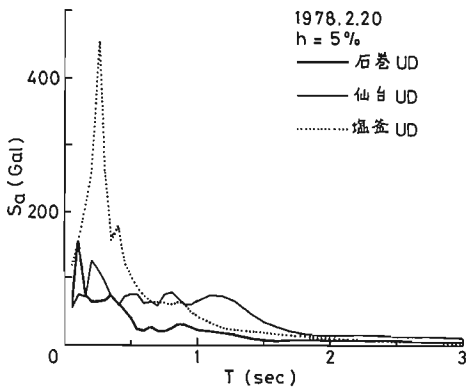
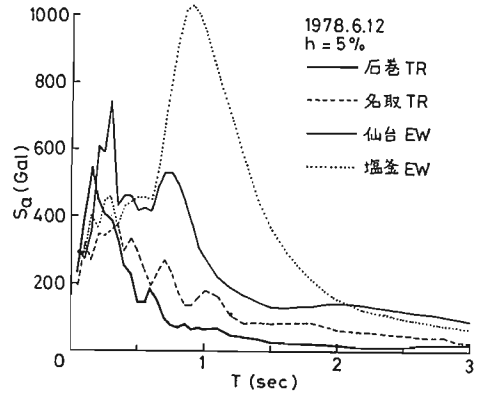
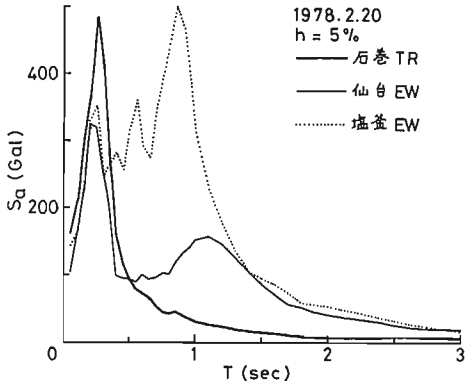
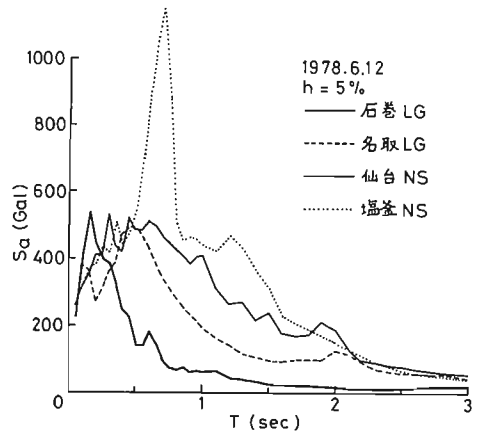
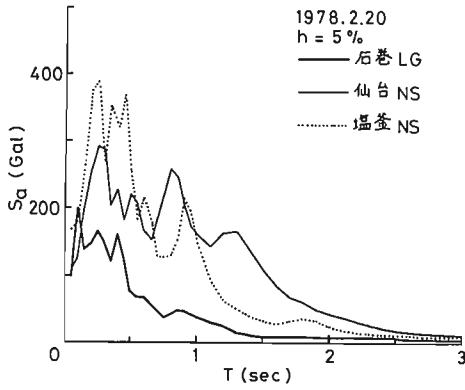
図 2

表 1

強震計 設置場所	1978年2月20日 地震				1978年6月12日 地震				
	最大加速度 (Gal)	最大速度 (cm/sec)	スペクトル強さ ^{*1} (cm)	全エネルギー ^{*2} (10 ³ Gal ² sec)	最大加速度 (Gal)	最大速度 (cm/sec)	スペクトル強さ ^{*1} (cm)	全エネルギー ^{*2} (10 ³ Gal ² sec)	
関北橋 (石巻市)	LG	77	6	11	3	191	16	23	23
	TR	142	6	13	6	273	38	67	49
樽水ダム (名取市)	LG					235	19	70	19
	TR					185	19	51	15
住友生命ビル (仙台市)	NS	105	9	45	7	251	32	107	41
	EW	101	10	36	5	241	46	96	35
塩釜工場 (塩釜市)	NS	104	9	30	14	265	29	137	95
	EW	126	18	61	19	273	51	171	171

*1 スペクトル強さ = $\int_{0.1}^{2.5} S_v(T, h) dT, h=5\%$

*2 全エネルギー = $\int_0^T \{\ddot{y}_v(t)\}^2 dt$



3

次の通りである。

上杉地已： 厚さ0.5～2m程度の表土の下に厚さ5～10m程度の硬質段丘礫層が分布し、その下は古くは新統の竜の口層（凝灰岩、 $N > 50$ ）となっている。

卸町地已： 表層は厚さ約3mの軟弱な盛土、腐植土であり（そこ水田）、その下に硬い砂礫層が約30m続き、その下は竜の口層となっている。

長町地已： 場所によってかなり異なるが、長町駅付近では表層は約4mの軟弱砂質粘土層で、その下は約30m程度まで、数m層の粘土層と砂礫層が2～3層ずつ交互層となっており、複雑な地盤構成となっている。その下は竜の口層である。

調査したRC、SRC造の建物数は、上杉地已146棟（うちSRC造21棟）、卸町地已193棟（RC造のみ）、長町地已46棟（うちSRC造3棟）である。

各地已の建物の用途は、上杉地已では事務所が多く、2/3近くが事務所あるいは事務所兼店舗である。卸町地已は、計画商業団地として昭和41年より造成が開始され、昭和45年ごろに建設工事のピークを迎え、昭和48年にほぼ今日の日付に整備されている。従って、商店や事務所が大部分である。長町地已では、事務所、店舗、住宅がほぼ同数である。

図6には、建物の建設年がRC基準改正前の昭和46年以前のものと昭和47年以降のものとの比率を示す。

図7には、建物の階数の分布を示す。

被害の程度は表2に示すような5段階の被害ランクにより定めた。

表2 被害ランク

程度	記号	被害状況
無被害	0	柱・はり・耐力壁等の構造体、非耐力壁等の二次部材に損傷がほとんど認められず、認められても軽微なもの。
小破	I	構造体の損傷は比較的軽微であるが、二次部材の曲げまたはせん断ひび割れが認められるもの。構造耐力上支障はないと考えられるが、建物使用上二次部材の補修を要するものと考えられるもの。
中破	II	構造体の曲げまたはせん断ひび割れが認められ、さらに二次部材並びに煙突、渡り廊下等付帯部分に破壊が認められるもの。部分的な構造体の補修を要するもの。
大破	III	構造体の曲げまたはせん断破壊が認められ、耐力の著しい低下があると認められるもの。大規模な補修・補強またはとりこわしを要するものと考えられるもの。
全壊	IV	構造体はほぼ全面的に破壊し、建物全体または一部が崩壊したもの。とりこわしを要するものと考えられるもの。

図8には、各地已の被害率分布を示す。構造体が大なり小なり被害を生じた中破（ランクII）以上のものの割合は、上杉地已では6.8%、卸町地已では8.9%、長町地已では17.4%となっている。卸町地已と上杉、長町地已で調査の時点や手法が異なること、被害ランクの決め方に種々の困難さがあることなどを考慮する必要があるが、全体の概観として、地盤の良否と被害率がよく対応した結果になっていることは興味深い。

なお、宮城県沖地震の際、卸町、長町などの沖積地盤地域では強震記録が得られていないので、市内中心部と沖積地域の入り地震動特性を直接比較することはできない。そこで、竜の口層より上の軟弱地盤の層構造を仮定し、市内中心部で得られた竜の口層における強震記録を層構造モデルに入射させてみると、市内中心部の地震動に対して、卸町では最大加速度で1.6～2.0倍、スペクトル強さ（ $b=0.05$ ）で1.3倍程度^[図・3]、長町では最大加速度で1.0～2.0倍、スペクトル強さで1.3～1.6倍程度の地震動となることを解析から予測される。現在では、仙台北の沖積地盤地域にも、各校園によって強震計が設置されており、今後、震害と地盤の問題を解明するための実証的データの得られることが期待される。

- 1-1 工学部建設系研究棟 SRC 地上 9 階
- 1-2   化学系   RC   6 階
- 1-3   金属系   RC   6 階地下 1 階
- 1-4   原子核系   RC   4 階
- 1-5   理学系   RC   5 階
- 1-6   資源系   RC   6 階地下 1 階
- 1-7   機械系   RC   5 階
- 1-8   精密系   RC   4 階
- 1-9   電気系   RC   8 階
- 2-1 理学部化学棟建 物 SRC   8 階
- 2-2   物理棟   SRC   8 階
- 2-3   地学棟   RC   6 階
- 2-4   生物棟   RC   6 階

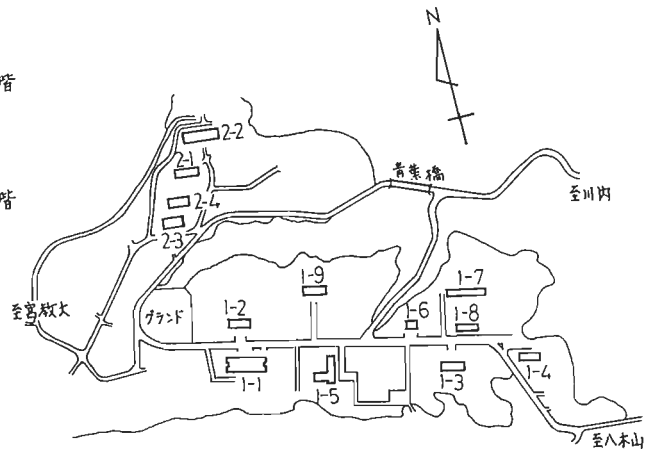


図 9

4. 東北大学青葉山地区の中層建物の震害と柱・壁率指標

東北大学工学部、理学部キャンパスは、仙台市の西にある青葉山のほぼ中央に位置する。地盤の概況は、次のようである。市内中心部の地盤である第三紀の亀ノ口層が青葉山下に降りこんでおり、その上は、向山層（第三紀、砂岩、泥岩、30~35 m 位）、青葉山層（北さ局、30~25 m 位、ローム層、5~7 m 位）が重なっている。市内中心部からの標高差は約 100 m である。理、工学部は互に次々とはこんで位置している。

同キャンパスには中層の研究棟建物（4~9 階建）及び低層の講義棟・実験棟建物（1~2 階建）がある。図 9 に、研究棟建物の配置図を示す。

この地区の中層研究棟建物を対象として震害の状況を調べることに、従来低層建物について広く用いられている柱・壁率による耐震性評価の考え方をこれらの中層建物に適用し、その有効性を検討してみた。^[2.4]

宮城県沖地震を主とした中層建物は、工学部 9 棟、理学部 4 棟である。

工学部の 9 棟は、4~9 階建てで、建設系研究棟だけが SRC 造（9 階）、他の 8 棟は RC 造である。平面はほぼすべて長方形で、構造プランは整形である。中廊下型式で、中廊下に沿って階段室、エレベーター、便所等が設けられコアを形成しており、コア周りに桁行、梁間方向の連層耐震壁が設けられている。

図 10 に、工学部全層建物の骨組図を示す。

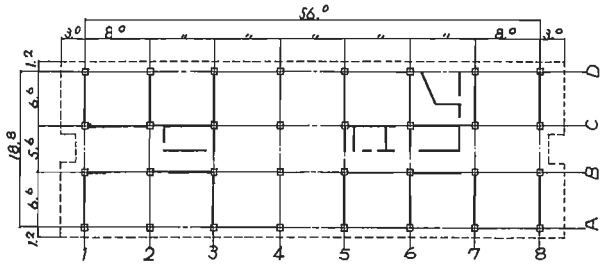
理学部の 4 棟は 6~8 階建てで、化学棟、物理棟の 2 棟（11 m 程度の 8 階）が SRC 造、他の 2 棟は RC 造である。やはり、平面はほぼすべて長方形で、構造プランは整形である。中廊下型式で、廊下の両側に桁行方向耐震壁が配置され、梁間方向耐震壁は、両側の他、数スパンあき配置されている。

図 11 に、理学部物理系建物の骨組図を示す。

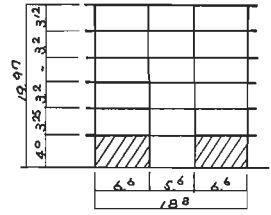
理、工学部の建物の構造被害は概して軽微であった。しかし、いくつかの建物については、耐力壁にひびわれが生ずるなど中破に近い被害が生じた。後述する柱壁率からせん断応力度が大きかった工学部全層建、理学部化学系建物、物理系建物の被害状況を表 3 に示す。なお、これらと同程度の被害を生じた工学部建設系建物については、骨組概要、被害状況及び応答解析結果をまとめて [2.5] にくわしく述べられている。

図 12 には工学部全層建物の、図 13 には理学部物理系建物の、耐震壁のき裂状況のスケッチを示す。

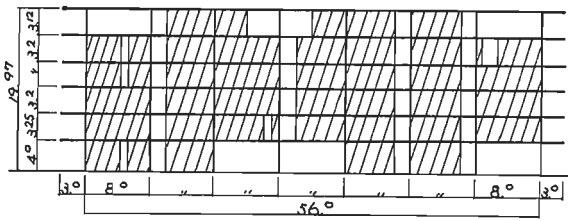
図 14 は、理、工学部の中層建物の柱・壁率からせん断応力度 $1000 \Sigma A_f / (A_c + A_w)$ と、壁率 $A_w / \Sigma A_f$ と、梁間、桁行のそれぞれについて、柱壁率マップにプロットしたものである。ここに、 ΣA_f = 延床面積 (m^2)、 A_c = 1 階柱総断面積 (cm^2)、 A_w = 検討方向の 1 階壁総断面積 (cm^2)。



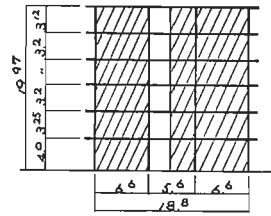
工学部金属系建物1階平面図



1.8ラーメン図

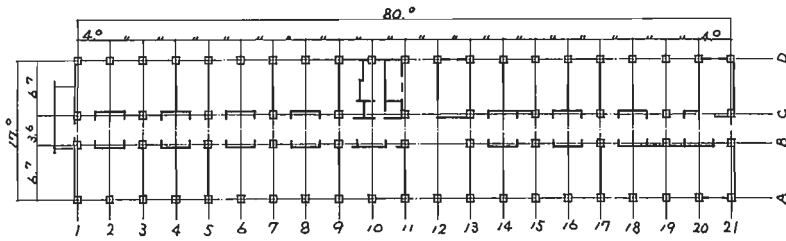


工学部金属系建物Cラーメン図

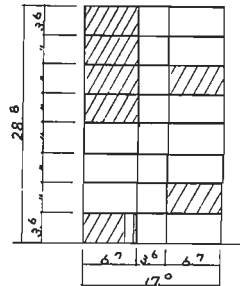


6ラーメン図

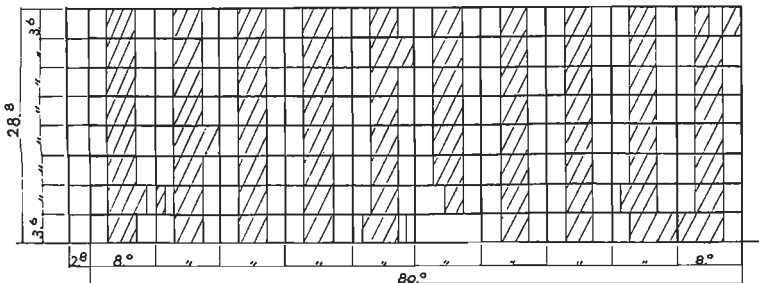
図 10



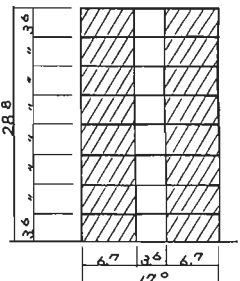
理学部物理棟建物1階平面図



3ラーメン図



理学部物理棟建物Bラーメン図



13ラーメン図

図 11

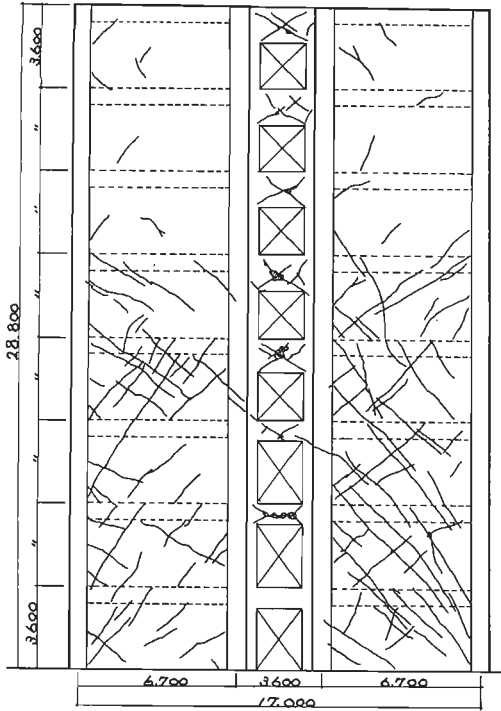


図13 物理種面毒側連層耐震壁きつ歯

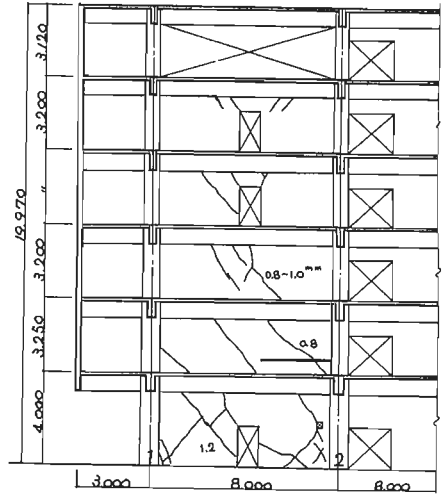


図12 金属系内部連層耐震壁(C-ラーメン)

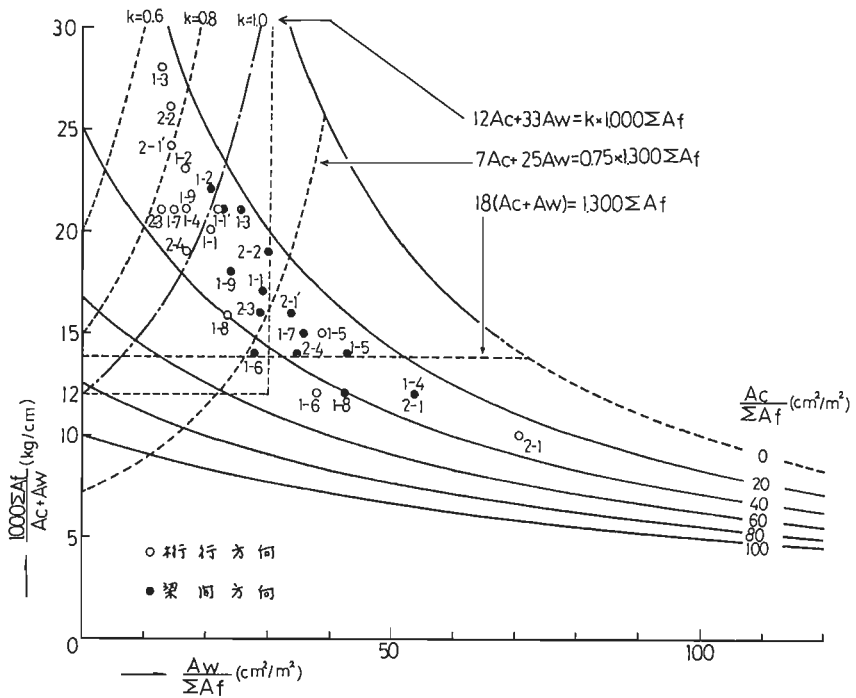


図14

表 3

		工学部金属系研究棟			理学部化学棟			理学部物理棟		
		1階	2~3階	4~6階	1~3階	4~6階	7~8階	1~3階	4~6階	7~8階
構 造 部 材	柱	無被害	同左	同左	無被害	同左	同左	無被害	同左	同左
	梁	無被害	同左	同左	無被害	同左	同左	小さめ	同左	中々
部 材	耐力壁	中々	小さめ	無被害	中々	小さめ	同左	中々	小さめ	同左
	床スリ	無被害	同左	同左	無被害	同左	同左	無被害	小さめ	無被害
二次 部材		3階一部の同仕切壁に、中 々めの被害					西側側小スパン部分の仕切 壁にせん断小さめへ大きめ			
内外 装材		1階一部のタイル剥落 1階事務室南口部石貼剥落			3階外側北東専壁タイル一 部剥落(修理済)			タイル、モルタル等小さめ が多く見られる。		
その他		渡り廊下の片材柱の柱脚50cm 位に大きめ、鉄筋露出			エキスパンションジョイント部 分に約1cmの段差					
無被害0.2 ^m 程度以下、小さめ0.3~0.8 ^m 程度 中々め1.0~1.5 ^m 程度、大きめ1.5 ^m 以上										

図14をみると、従来十勝沖地震や宮城県沖地震における低層建物(主として3階以下)の解析から要注領域とされる範囲(12Ac+33Aw ≤ 1000ΣAf)に、かなりの中層建物がプロットされている。しかも、これらの建物の被害は必ずしも大きくない。つまり、工学部建設棟建物の1階の最大加速度はNS258ガル、EW202ガルであり、十勝沖地震の八戸周辺と同オーダーである。ただし、地形等の影響で、NSの1秒近傍の成分が極めて大きく、1秒近傍の応答加速度(h=0.05)が1G程度になる。EW方向の応答加速度は0.3秒で0.9G、1秒で0.4G程度である。^[文5]

ここで、中高層建物の場合として、周期による震力低減並びに塑性効果による震力低減を考慮し、無被害領域を示す式として次式を考えてみる。

$$12A_c + 33A_w \geq k \cdot 1000 \Sigma A_f \quad \text{----- 1)}$$

1)式の左辺は、一種の累加強度的指標であり、右辺は、建物の単位重量と1.0^t/m²と考えるとベースシヤー係数が1の震力(単位重量1.3^t/m²と考えるとk/1.3のベースシヤー係数)に相当する。

図14中に、k=1.0(低層の場合)及び0.8、0.6の場合の境界を示した。これとみると、ほぼk=0.7とすると、青葉山地已の中層建物がすべて1)式を満たす。なお、建設省告示にある種・壁率の各1)式を、単位重量と1.3^t/m²と仮定して、図14中に併記した。

$$7A_c + 25A_w \geq 0.75(1300 \Sigma A_f) \quad \text{---- 2)}, \quad 18(A_c + A_w) \geq 1300 \Sigma A_f \quad \text{---- 3)}$$

図14に示された建物被害の状況と考えると、上式は中層建物の場合かなり安全な線を与えると思われる。

5. おわりに

1978年宮城県沖地震における強震記録の特性及び仙台市内の建物群の被害状況の調査結果を基に、入力地震動と震害の関係を裏証面から考察してみた。この報告の作成に当たって、東北大学名誉敏男教授より貴重な御助言をいただき、添谷純一氏、高橋純一氏、佐藤紀男氏には多大の御援助をいただき、ここに深謝の意を表す。

また、強震記録資料は港湾技術研究所、工本研究所、及び防災科学技術センターより御提供いただき、謝意を表す。

[1] 志賀・柴田・添谷, "仙台地域の地震と地震動特性" 第17回自然災害科学総合シンポジウム, 1980. 10月

[2] 志賀・柴田・瀧田, "宮城県沖地震におけるRC建物群の被害率に関する統計的研究", 建築学会東北支部研究報告集第37号, B656. 2月

[3] Shibuya, Kimura, Shiga, "Effects of Local Site Conditions on Damage to Buildings During an Earthquake", VIII WCEE, Istanbul, 1980.

[4] 志賀・柴田・添谷・佐藤, "鉄筋コンクリート造中層建物の震害と壁率・柱率" 建築学会東北支部研究報告集第37号, B656. 2月

[5] 志賀・柴田・添谷・高橋, "東北工学部建設棟研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析", 建築学会論文報告集第301号, B656. 3月

[6] 志賀・柴田・添谷・永井, "仙台地域の強震動特性", 建築学会東北支部研究報告集第37号, B656. 2月

[7] 港湾技術資料 No.156(1973), No.319(1979) [8] 工本研究所報第Vol. 33(1978) 東北大学助教授(工博)

住友生命仙台ビルの耐震設計と地震挙動

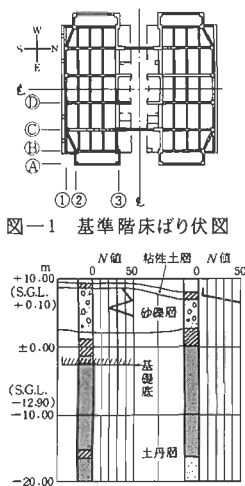
○青柳 司^{*)}, 内田直樹^{**)}

§ 1. 序

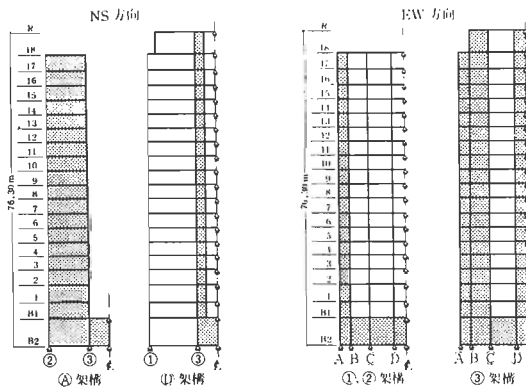
住友生命仙台ビルは 1971 年に設計し、1974 年に竣工した仙台市内に建つ地上 18 階、地下 2 階、高さ 66m のいわゆる超高層事務所建築である。平面形は図一 1 に示すようにはほぼ正方形をしており、東西方向、南北方向とも主たる耐震要素として鉄骨鉄筋コンクリート造の連層耐震壁を採用している。図一 4 の土質柱状図に示すように、基礎は土丹層に直接支持されている。構造設計に当っては動的耐震設計を行って、実施設計に引き続いて耐震壁のせん断性状を把握するため構造実験を実施している。また、竣工時には建家の振動性状を確認するため各種の振動実験を行い、建家内に強震計を設置して強震観測に備えた。竣工後 4 年経過した 1978 年、宮城県沖を震源とする 2 度にわたる地震により得られた強震記録をもとに種々の解析を行い、また強震後、建家の常時微動測定を行って固有周期の推移等に検討を加えたが、それらの詳細については既に報告したとおりである^{1)~5)}。本報は構造計画から確認実験・強震記録・シミュレーション解析に至る一連の結果を耐震設計という観点に立って振り返って設計仮定に若干の考察を加え、今後の建築構造物の耐震性能の評価の一助にしようとするものである。

§ 2. 耐震設計

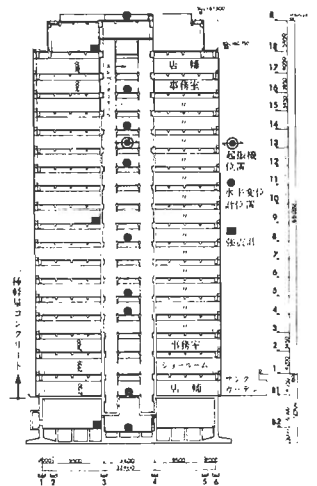
本建物のような地上 18 階程度の事務所建築を設計する場合、その構造種別の選択に当っては、様々な設計条件をもとに比較検討がくり返される。そのようなケース・スタディの中で、在来の中低層建築物のような通常のディテールで外装の取付け方法の可能性を追求することが、本建物の場合、総合的にみて最善の計画であるとの検討結果から、層間変形量の絶対値の小さい建物を設計することを構造計画の 1 つのテーマとした。その結果、東西、南北両方向とも人工軽量骨材を用いた連層耐震壁を配置した鉄骨鉄筋コンクリート造を主体構造として計画することとした。そして地震時のエネルギー吸収機構としては連層耐震壁とその境界ばり架構を主たる耐震要素とし、境界ばりの曲げ降伏を先行させることにより地震時の入力エネルギーを特定の層に集中させずに、できる限り多くの層で吸収しようと意図した。設計時に設定した耐震設計のグレードとしては、地動 200gal の地震に対しては構造体を弾性限内に収めコンクリートにきれつを生じさせないこと、また地動 400gal の極限地震時には構造体に若干の残留変形は許すものの各階の塑性率が 2.0 を超えないことを基本方針とした。地震応答解析では建物を 20 質点系に置換し、弾性応答解析には曲げせん断型、弾塑性応答解析にはせん断型の振動モデルを仮定した。復元力特性の設定に関しては直交壁の立体効果は考慮したものの、はりの曲げ降伏が先行するいわば曲げ系の架構に



図一 1 基準階床ばり伏図



図一 2 架構図



図一 3 断面図

各層が独立したせん断弾性を仮定するせん断型弾塑性解析ではその限界が痛感された。採用地震波としては、SENDAI 501 1962のEW, NS成分, EL CENTRO 1940のNS成分, TAFT CALIF. 1952のNS成分の4波形である。また減衰定数は1次振動に対して5%の振動数比例型とした。図-5~7に応答解析結果を示す。

§ 3. 実験と強震記録

3.1 実験・測定 本設計に関連して以下に述べるような実験・測定を行って構造設計の確認をした。

人工軽量骨材を用いた耐震壁の実験では、設計当時、人工軽量骨材を用いた耐震壁の資料が乏しい状態にあったため約2/5縮小モデルで実験を計画した。設計で仮定した架構の復元力特性等の妥当性を確かめようとしたものである。実験結果より人工軽量コンクリート耐震壁はひび割れ発生から最大耐力に至るまで、強度・変形とも普通コンクリート耐震壁の場合とほぼ同様な傾向を示すこと、周辺架構の拘束が大きいほどひび割れ後の剛性低下は少なく、鉄骨補強によって拘束効果を増大させること、また壁筋の定着長さを短くしても、耐力・変形能力に著しい低下はみられないこと等、人工軽量骨材を用いた耐震壁の基礎的なデータを得ることができた⁶⁾。図-8および表-1に試験体と結果の概要を示す。

躯体完了時の振動実験では起振機による強制振動実験により、東西、南北両方向の1次~3次の共振曲線、振動形および1次共振時における地下2階のロッキング変形等を測定した⁶⁾。また同時にR階で常時微動測定を行った。実験結果から得られた建家の固有周期と固有振動形を測定時の工事の進捗状況を考慮した微振動時解析値等とともに表-2、図-9に示す。強制振動実験から求めた1次固有周期は常時微動測定から得られた値とよく一致しているが、NS, EW両方向とも設計時解析値より小さく、1次周期で約65%, 2次で約70%, 3次で約80%程度の値となっている。また微振動時解析値と比較しても実験値は1次周期で解析値の約75~80%となっている。表-3に実験により得られた減衰定数の値を示す。3種類の方法で求めた値はほぼ良い一致を示しているが、設計時の解析で仮定した1次5%の値に対してはNS, EW両方向とも約1%程度であるからかなり小さな値となっている。

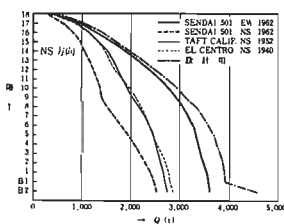


図-5 弾性応答せん断力 (NS方向, 200gal)

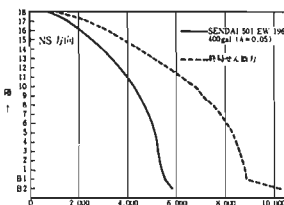


図-6 弾塑性応答層せん断力 (NS方向, 400gal)

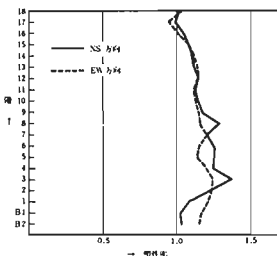


図-7 塑性率 (SENDAI 501 EW 400gal)

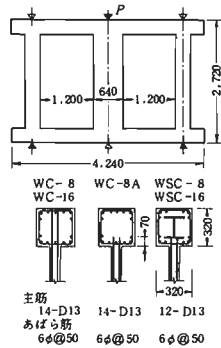


図-8 試験体

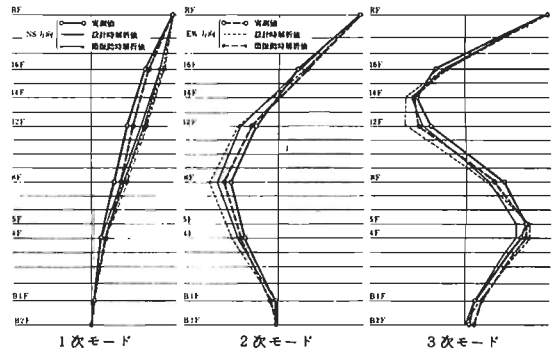


図-9 固有振動形

表-1 試験結果

	正側加力試験				P_{max} (t)	R_{max} (t)	破壊形式
	P_{cr} (t)		$R_{cr} (\times 10^{-3} \text{radian})$				
	右側	左側	右側	左側			
WC-8	60	60	0.18	0.23	190	3.0	壁板のせん断
WC-8A	58	44	0.25	0.19	210	4.75	壁板のせん断
WC-16	140	136	0.59	0.45	317	12.0	柱の圧縮せん断
WSC-8	30	20	0.11	0.09	305	4.27	壁板のせん断
WSC-16	110	100	0.16	0.26	471	4.06	壁板のせん断

P_{cr} : 壁板の斜めひび割れ荷重
 P_{max} : 最大耐力
 R_{max} : 最大耐力時のせん断変形角
 R_{cr} : 壁板の斜めひび割れ発生直前のせん断変形角 ($=\delta/h$)

表-2 固有周期一覧 (単位:秒)

振動形	強制振動実験値 偏心モーメント (kg-m)	常時微動の解析		設計時解析値 曲げせん断型		微振動時解析値 せん断型			
		NS	EW	NS	EW	NS	EW		
		NS	EW	NS	EW	NS	EW		
1次	80 130	0.84 0.85	0.80 0.81	0.84	0.78	1.29	1.27	1.08	1.09
2次	30	0.23	0.23	-	-	0.32	0.34	0.43	0.41
3次	10 8	0.14	0.12	-	-	0.17	0.17	0.28	0.26

表-3 減衰定数 (単位:%)

振動形	偏心モーメント (kg-m)	$1/\sqrt{2}$ 法		応答倍率法		自由振動	
		NS	EW	NS	EW	NS	EW
		NS	EW	NS	EW	NS	EW
1次	80 130	0.8 0.9	0.9 1.1	0.7	0.8	0.9	1.1
2次	30	1.8	2.6	1.2	2.1	-	-
3次	10 8	-	-	5.7	8.8	-	-

強震後の常時微動測定では1978年2月20日および6月12日の宮城県沖地震と2度にわたる地震を経験した後の1978年9月、本建物の常時微動測定を実施して、強震経験後の振動特性を把握した¹⁰⁾。図-10に固有周期の推移を示す。

3.2 強震記録 強震観測に備えて本建物の地下2階、地上9階および18階に設置した強震計により、竣工後約4年経過した1978年2月20日と6月12日の宮城県沖を震源とする地震の完全な観測記録を得ることができた。図-11に地下2階の強震計(SMAC-E型)で観測した加速度波形を示す。また表-4は各強震計が記録した最大加速度を示す。いわゆる“200gal弾性、400gal弾塑性”で動的耐震設計した本建物は1978年2月20日の地動約100galの地震に対しては、構造体は無被害であって、6月12日の地動約250~280galの地震に対しては耐震壁や境界ばりに極く微細なきれつが観察され、設計時の地震応答解析結果とよく対応していると思われる。これに関連して、より詳細な理論的考察を加えたことは別に報告したとおりである。^{1)~3)} また図-12にはNS, UD, EW方向の各階実測記録の1質点応答スペクトルを示す。入力最大の加速度はすべて1gとし減衰定数は1%としている。

表-4 最大加速度(実測値) (単位: gal)

	1978年2月20日の宮城県沖地震 (マグニチュード6.8, 仙台震度IV)			1978年6月12日の宮城県沖地震 (マグニチュード7.4, 仙台震度V)		
	NS	EW	UD	NS	EW	UD
18階	362	344	97	580	506	287
9階	324	275	105	504	422	241
地下2階	105	101	44	278	252	117

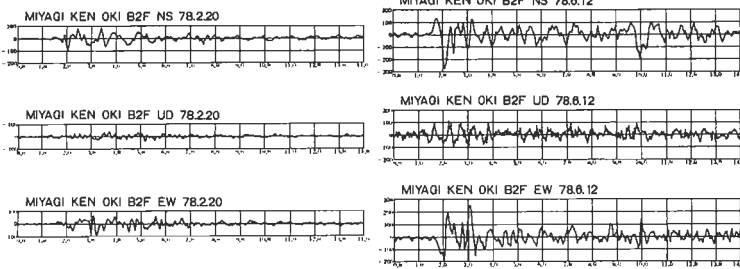
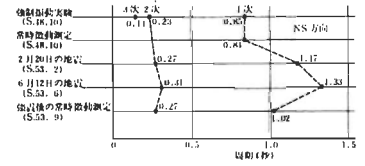
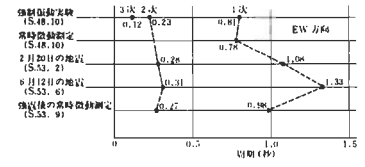


図-11 加速度波形(地下2階) 単位: gal, 秒



(NS方向)



(EW方向)

図-10 固有周期の推移

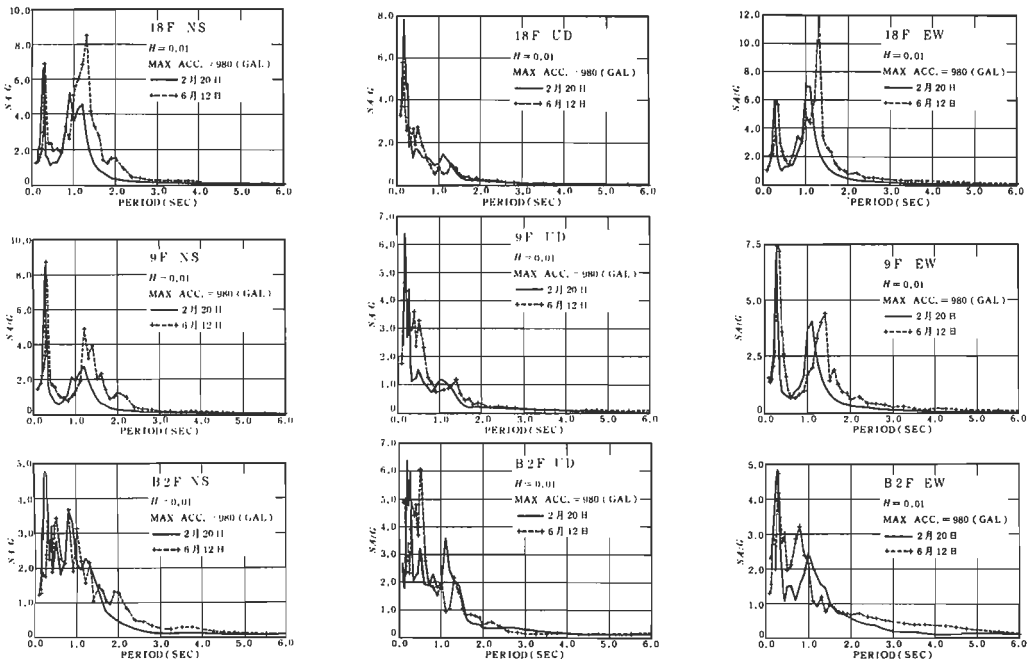


図-12 実測記録の加速度応答スペクトル

§ 4. シミュレーション解析

4.1 曲げせん断型弾塑性応答解析

本構造物のように境界ばりが先行して曲げ降伏をする連層耐震壁を主耐震要素とする架構の弾塑性性状を把握するためにはせん断型の弾塑性応答解析では限界があることは前にも述べたとおりである。

ここでは、その後この種の構造物の弾塑性挙動をより正確に検討するための曲げせん断型の弾塑性解析の開発につとめ、コンピュータ容量の大型化と呼応して数年前にプログラム化に成功していたものを1978年6月12日の宮城県沖地震を対象に適用してみる。本解析は、単純化された曲げせん断型弾塑性応答解析とも呼ぶべきもので、全体架構を耐震壁と境界ばりからなる壁柱架構と、それに並列するラーメン架構に分割し、前者に対しては部材レベルの弾塑性挙動を考慮し、後者については非線形せん断バネに置換する手法である。

本建物に適用するに当たっては、NS方向を例にとると図-13のようなモデル化を行った。すなわち、東西両側面のコアを壁柱架構とし、その他の並列する架構をせん断バネとしてモデル化を行った。壁柱のせん断力およびそれに取りついた境界ばりの曲げモーメントの復元力特性は図-14、15のように仮定した。以上のようにして定めたモデルに1978年6月12日の宮城県沖地震で観測されたB2階の観測波を入力として用い、減衰定数は振動実験の結果を参考にして1次1%の振動数比例形として地震応答解析を行った。

4.2 解析結果 本解析により得られた各階の最大応答加速度を実測値とともに図-16に示す。また9階および18階の応答加速度波形を実測記録とともに図-17に、最大応答層せん断力を図-18に示す。また本弾塑性解析による壁柱、境界ばりおよびせん断バネ架構の塑性率をNS、EW両方向について図-19に示す。塑性率はいずれも各復元力特性の第1折点の変形に対する最大応答変形の割合で示した。

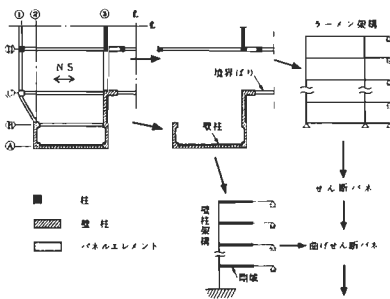


図-13-1 NS方向架構モデル

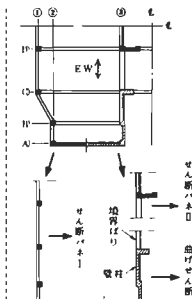


図-13-2 EW方向架構モデル

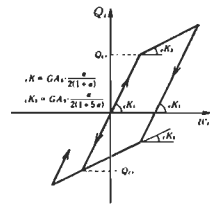


図-14 壁柱せん断力の復元力特性

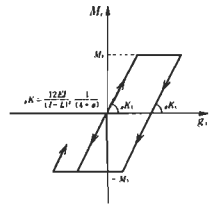


図-15 境界ばり剛域端曲げモーメントの復元力特性

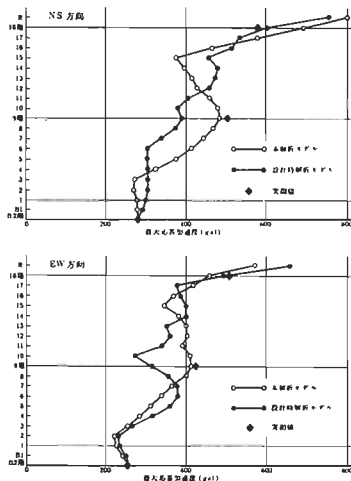


図-16 最大応答加速度

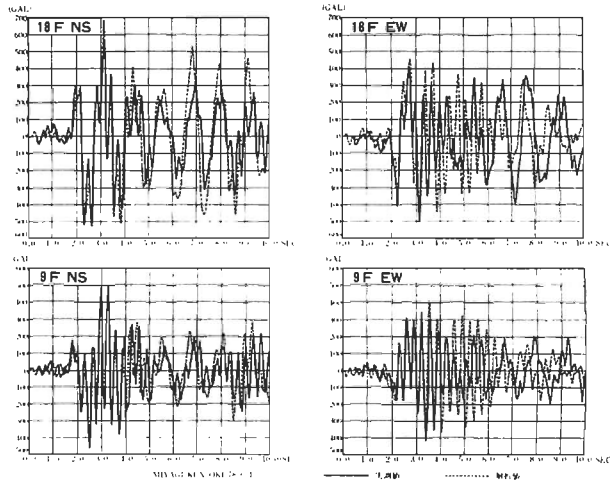
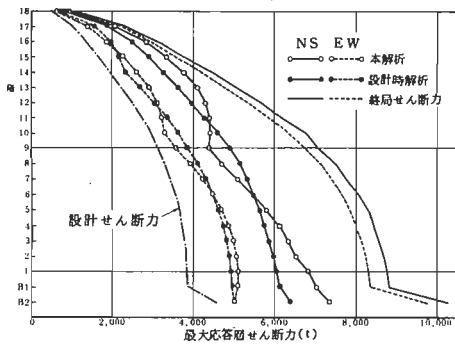
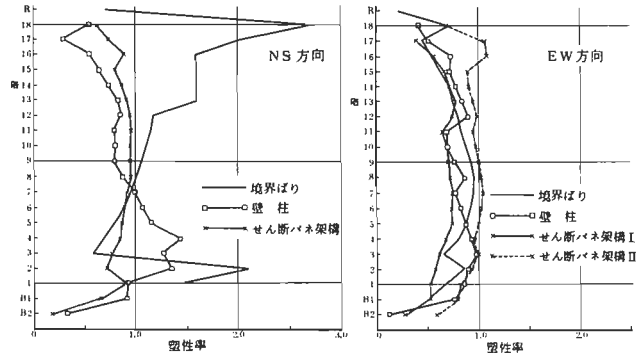


図-17 応答加速度波形



図一 18 最大応答せん断力



図一 19 塑性率

§ 5. 設計仮定の分析

前にも述べたように、本建物は約 10 年前の 1971 年「弾性 200gal，弾塑性 400gal」で動的耐震設計した地上 18 階の SRC 事務所建築である。1974 年に竣工して約 4 年経過した 1978 年 2 月 20 日の地動約 100gal の地震に対しては無被害であった。また 6 月 12 日の地動約 250～280gal の地震に対しては ALC 板またはコンクリート間仕切壁にきれつが生じ、設備機器の取付部等に若干の損傷が生じた他は、構造体の被害としては、中央コア部の EW 方向耐震壁にはほぼ全階にわたって軽微なせん断きれつが生じ、また NS 方向中央スパンの境界ばり外端にはほぼ全階にわたって極く微細な曲げきれつが観察された。これらの被害状況は地動 200gal に相当する構造体の弾性限界を超えて一部塑性化したものと考えられ、設計時の意図をほぼ忠実に再現していると思われる。図一 19 に示される各部の塑性率に関する解析結果によっても、たとえば NS 方向については境界ばりの曲げ降伏状況およびラーメン架構が弾性範囲にとどまったこと等実状とよく対応している。中低層の建物の中にはかなりの損傷がみられることとも勘案すると動的耐震設計の意義を改めて評価すべきであろう。

一方地震応答解析は多くの仮定の上に成り立っていることにも留意する必要がある。たとえば内部粘性減衰定数は設計時には構造種別に応じて半ば慣例的に 1 次振動に対して 5% と仮定したものの、その後実施した微振動時の各種測定結果は 1 次に対してはせいぜい 1% 前後である。また今回試みた曲げせん断型の弾塑性応答解析の結果も、堅地盤に支持されていて地盤の影響をあまりうけないと思われ、本建物の場合は 1% 程度の仮定が事実とよく対応する模様である。このような問題点を詳細に検討するためには、実測データをさらに積み重ねることと、周辺地盤との相関を考慮する等モデル化の問題とあわせて今後の大きな課題であろう。

§ 6. 今後の耐震設計のために

6.1 構造計画と局部設計 本建物のように主たる耐震要素を境界ばりでつないだ連層耐震壁架構として境界ばりを先行して降伏させようとする構造体の大地震における弾塑性域にわたる挙動はここに述べた曲げせん断型の弾塑性解析によって実務レベルではほぼ把握しえたと思われる。大地震時の入力エネルギーを特定の層に集中させずに極力全層で吸収しようとする合理的な構造計画のためには、ここで採用した連層耐震壁のように剛性が大きく、ある層に生じた変形や応力を上下の他の層に伝達させやすいいわば曲げ系の架構が極めて有効である。したがって、この種の架構は層間変位の高さ方向の分布が均等化されてなめらかになり、外装等の取付けディテールも従来の方法を踏襲して解決しえたことになる。一方で曲げ降伏が先行する境界ばりの材端部は解析結果からもわかるように相当の回転変形能力が要求される。このはり部材は構造計画で意図したメカニズムを成立させるための重要な役割りを負っていて、せん断破壊等することなく確実に曲げ降伏させることが重要である。

構造設計では、このように構造計画を適確にすることはもちろん、それを実現するための局所のディテールの設計にも十分に注意を払う必要があると思われる。

6.2 最近の震害について これまでに地上 18 階の鉄骨鉄筋コンクリート造の建物について考察を加えてみた。ここでは最近の鉄骨造の建物の震害について簡単に触れてみる⁹⁾。鉄骨構造物の被害は施工上の不備も種々見うけられるが、それらを

除けば主として構造計画上の問題点と詳細設計上の問題点に分類されよう。構造計画上の問題としては高さ方向の強度分布のバランスが悪く、上層部の設計せん断力が不足するために柱継手カ所の上層階に損傷が集中しているものが挙げられる。その他軸組筋かい等の耐震要素が平面的に偏在していて、ねじれに対する配慮が不十分のものにも被害がみうけられる。詳細設計の上では筋かい接合部、柱・はり接合部、柱脚等いわゆる各種接合部の設計に要約されよう。筋かい接合部に関しては筋かい部材の降伏耐力より接合部の破断耐力が小さいために筋かい部材が十分降伏変形してエネルギー吸収をすることなく接合部で早期破断したものが被害の大部分を占める。柱・はり接合部に関しては溶接の強度不足の他、ダイヤフラムが欠落していたり、位置が著しくずれていたたりしてはりフランジからの力を十分伝達できないいわばディテールの正しい設計がなされていないものの被害がかなり見うけられる。柱脚に関しては、ピン柱脚のものはアンカーボルトが破断したり、抜け出したり、ディテール上不可避の曲げモーメントを負担するための変形能力が無いために損傷をうけた例が多い。固定柱脚のものはピン柱脚のものに比較すれば被害は少ないといえるが、基礎コンクリートに関しては、はく落、圧壊した被害がみうけられ、これらのものは帯筋等でコンクリートを十分拘束することはもちろん、適正なコンクリートヴォリュームの確保にも意を用いるべきであろう。

参考文献

- 1) 内田直樹, 江崎文也, 松永浩一, 青柳 司, 川村政美: 住友生命仙台ビルの強震時の実挙動について(その1・1978年2月20日の宮城県沖地震の強震記録と弾性応答解析), 日本建築学会論文報告集第209号, 昭和55年4月
- 2) 内田直樹, 江崎文也, 松永浩一, 青柳 司, 川村政美: 住友生命仙台ビルの強震時の実挙動について(その2・1978年6月12日の宮城県沖地震の強震記録と弾塑性応答解析), 日本建築学会論文報告集第299号, 昭和56年1月
- 3) 内田直樹, 松永浩一, 江崎文也, 青柳 司, 川村政美: 動的耐震設計したSRC造18階家の強震記録とその解析(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 昭和54年9月
- 4) T. Aoyagi, N. Uchida, H. Kirihara, K. Matsunaga and M. Kawamura: Harmonious Development of Computer Analysis and Structural Design, IBASE 11th Congress, Vienna, 31st August-5th September, 1980
- 5) 川村政美, 青柳 司, 降井繁蔵, 江崎文也, 松永浩一: 1978年宮城県沖地震によるSRC造18階建家の地震観測, 日本建築学会学術講演梗概集(北海道), 昭和53年9月
- 6) 青柳 司, 降井繁蔵, 江崎文也, 富田幸次郎: 人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄骨鉄筋コンクリート耐震壁の実験的研究(その1)(その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和49年6月
- 7) 青柳 司, 降井繁蔵, 江崎文也: 人工軽量骨材を用いた鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁の実験的研究(I)(II), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 昭和49年10月
- 8) 志賀敏男: 住友生命仙台ビル振動実験報告書, 昭和48年12月
- 9) 日本建築学会: 1978年宮城県沖地震災害調査報告, 昭和55年2月
- 10) 戸田建設株式会社技術開発センター: 1978宮城県沖地震経験後の住友生命仙台ビル振動特性調査, 昭和53年11月

*1) 株式会社設計大阪本社構造部長, *2) 同構造設計主管

強震記録からみた地震動の強さの評価

田中貞二

1. はじめに

1948年の福井地震が契機となり、構造物の設計に必要な烈・強震の観測を目的に、わが国における強震観測がスタートした。1953年以後、今日までに得られた強震計の記録は、ゆうに10000本を越すものと推定される。最近の統計によれば、このうち最大加速度が100 galを越える地盤上の記録は約80、建物最下階（1階または地階）で50 galを上回るものは約100記録強である。（図1および図2参照）。このように、強震記録の数はかなり蓄積されてきたとはいえ、烈震（震度VI）や激震（震度VII）地域での強震記録や、大被害を受けた構造物上での記録は無く、烈震・激震の地震動がどのようなものかについての智識は未だ得られていないのが実情である。したがって、地震動による構造物の被害が、地震動のどのような特性と密接に関係するのかがという問題も、観測的には明らかにされていない。

強震動の観測記録が増えるとともに、加速度の大きい記録が次々と得られてきた。例えば、1971年San Fernando地震のPacoima Dam付近の岩盤上における水平動が1150 gal、また1979年Imperial Valley地震のEl Centro付近で、上下動1490 galが観測されている。震源近傍ではさらに大きい加速度の発生が予測されることから、強震計の記録範囲も2g程度に拡大する必要があると言われている。しかしながら、一方では大加速度の地震動が、必ずしも大被害をもたらさない事例もしばしば見られるようになった。これは、加速度の大きさが構造物の破壊に直接的な役割を演じないことと意味する。地震動の何が、構造物に対する破壊力を表わすのかという問題に関連して、構造物の破壊機構と入力地震動の性質に関する研究が進められているが、いまだ十分に解明されたとは言えない。ここでは、地震動の大きさを表わす指標の1つである、最大加速度振幅および最大速度振幅をとりあげ、多数の実測値に基づいて若干の考察を行なってみる。

2. 地震動の強さの評価

理学的な立場における地震動の強さ（または大きさ）は、単に地震動の加速度、速度または変位の振幅そのものを表わす場合が多いが、工学的な意味での「強さ」とは、構造物に対する破壊力の大きさ、あるいは破壊能力を表わす量として定義される。比較的近年まで、これが漠然と加速度、特に最大加速度の大きさと同義語に扱われてきたのは、一般構造物の耐震設計に震度法が採用されてきたことに関連するものと思われる。

1962年の広尾沖地震の釧路気象台におけるSMAC強震計が500 gal（を越える最大加速度（特性補正した値）を記録したのに付近の家屋はほとんど無被害であったという事実は、地震動の強さに関する研究の重要性を指摘するものであった。

地震動の強さに関する研究は、これまで種々観点から行なわれている。すなわち、加速度、速度および変位の最大値、r.m.s. 振幅、震動継続時間、全パワー、平均パワーなど、地震動の基本的な量に関するものから、地

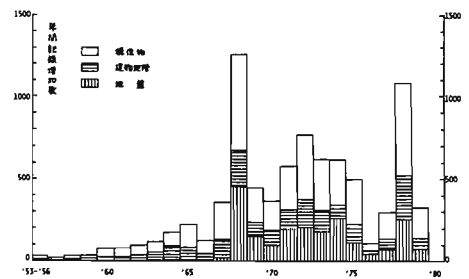


図1. 強震計記録の年間増加数（約10gal以上）

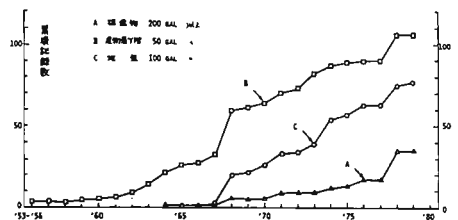


図2. 強震記録の累積記録数

震動の周期特性や波形の時間変化など、複雑な地震動特性と取扱ったもので中広いが、ここでは地震動の最大振幅と地震動の強さとの関係に着目する。この線に沿った研究の 2.3 について結果を要約すれば次のようになる。

約 70 成分の強震記録を用い、1質点弾塑性系、多質点弾塑性系について、種々の固有周期のモデルに対する応答解析の結果と、入力地震波の加速度、速度および変位の最大振幅との相関性を検討した研究¹⁾によれば、ほぼ 0.3 ~ 0.4 sec 以下の短周期構造物では最大加速度が、0.3 ~ 0.4 sec から 1 sec 程度の構造物では最大速度が、また 1.0 ~ 1.5 sec 以上の長周期構造物では最大変位が、地震動の強さを表わす適切な尺度であるという結果が得られた。また、耐震設計に用いる平均応答スペクトルの作成にあたって、有意な平均化(規準化)を行なうための地震動強さを表わす最適パラメータを探するという立場から、主として日本の記録 43 成分を用い、最大加速度、自乗平方根強度(全パワーの平方根)、自乗平方根平均強度(r.m.s. 振幅)について検討した結果²⁾では、周期 0.5 sec 以下の構造物に対しては最大加速度が、また 0.5 sec 以上については、自乗平方根強度が最適パラメータであった。一方、日本の強震計記録 134 成分を用い、変形の増大に伴って剛性低下をおこす、Bi-linear 型の一質点弾塑性モデルの応答解析から、地動最大加速度、最大速度、最大変位、継続時間、全パワーおよび異なる周期範囲の弾性応答スペクトルの面積と独立変数として、重回帰分析の手法により地震動の破壊力に関する推定式を求めた研究³⁾がある。その結果は、構造物の周期 0.1 ~ 0.6 sec の範囲では、最大加速度とスペクトルの面積で、また 0.7 ~ 1.0 sec では最大速度とスペクトルの面積によって破壊力を推定できることが示されている。

地震動の強さ(破壊力)に関するこれらの研究では、採用した地震記録や地震動強さの評価方法にちがいがあリ、その結果は同一に扱えないけれども、大雑把に言えば、固有周期が 0.4 ~ 0.5 sec 程度より短い構造物に対しては地震動の最大加速度が、また 0.5 ~ 1.0 sec 程度の構造物では最大速度が、強さの尺度として適当であるということを示すものであろう。

3. 強震地動の最大加速度および最大速度

前記の研究結果から、固有周期がほぼ 1 sec 以下の一般構造物の地震被害は、地震動の最大加速度または最大速度が密接に関係することがわかった。したがって、加速度および速度がともに大きい地震動は広い範囲の構造物に影響を与え、一般的な意味で地震被害を増大させるものと推測される。このような、加速度と速度の大小関係は地震動の 1 つの特徴を表わすものであり、またこれが地震の大きさ、震源からの距離、あるいは地盤条件との間にどのような関係があるかを知らなくてはならない。

このような観点から、これまでに得られた内外の強震記録について、最大加速度と最大速度の関係をしらべてみた。

日本およびアメリカ合衆国の地盤上および建物地階における観測データのうちから、水平動最大加速度 50 gal 以上のものを選び、それぞれ図 3 および図 4 に示した。日本の場合、この

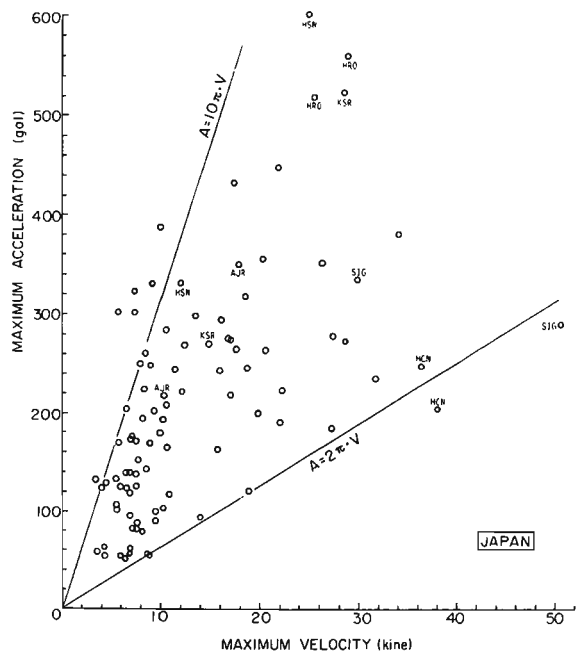


図 3. 強震記録の最大加速度と最大速度の関係(日本)

種のデータは数も少なく、かつ所在が分散しているため、ここにはその一部(46記録92成分)が示されている。アメリカのデータは1933年から1971年までの186記録について、数値化誤差を考慮して再計算した結果⁴⁾に1979年 Imperial Valley 地震のデータを加えたもので、合計141記録282成分である。図において、縦軸に近い点は速度に比べて加速度が大きく、横軸に接近した点は加速度に比べて速度が大きい地震動を表わすが、点のバラツキは意外に大きく、最大加速度と最大速度の間にはなんの関係もないように見える。図中の2本の直線は点の4ラバリの限界を示すものである。これは、最大値付近の波を正弦波と仮定したとき、アメリカの場合それぞれ波の周期が0.2 sec および2.0 sec に相当する。日本の場合は同様に0.2 sec および1.0 sec に相当する。

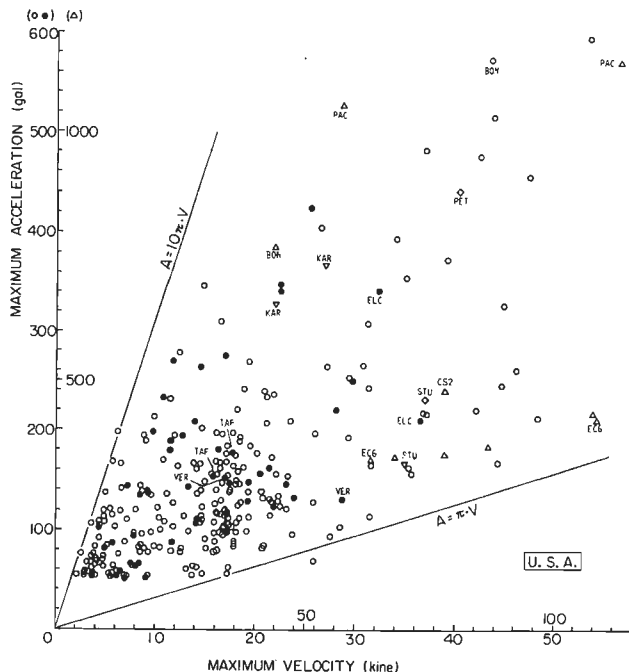


図4. 強震記録の最大加速度と最大速度の関係(アメリカ) (22)

1933年 Long Beach 地震の強震記録をはじめ、最大加速度の大きさや被害程度との関係で関心と呼んだ強震記録を選び表1に示した。加速度の最も大きい記録は水平動で Pacoima Dam の1150 gal, 上下動では El Centro Amay Station No.6 (1979年 Imperial Valley 地震) の1490 gal である。速度については前記 Pacoima Dam の水平動113 kine, 上下動58 kine が最大となる。表1の記録は、図3, 4中に略名を付記してある。図4にはソ連、ユーゴおよびイタリアのデータもプロットしてある。図3で注目すべきことは、保科に代表される松代群発地震の記録、衣尾沖地震の釧路、日高山系地震の広尾、伊豆半島東方沖地震の川奈、網代など、加速度の大きさの割に被害が少なかったグループは、ほぼ A/V が13より大きい範囲に分布しているのに対して、被害

DATE	EARTHQUAKE	STATION	MAX. ACC. (GAL)			MAX. VEL. (KINE)		
			NS	EW	UD	NS	EW	UD
1933 3 10	LONG BEACH	VERNON VER	131	152	150	29	17	12
1940 5 18	IMPERIAL VALLEY	EL CENTRO FLC	342	210	206	32	37	10
1952 7 21	KERN COUNTY	TAFT TAF	153	176	103	16	18	7
1962 4 23	広尾沖	釧路(観音台) KSR	270	524		15	29	
1966 4 5	松代群発	保科 HSN	331	602	58	12	25	3
1966 6 27	PARKFIELD	CHOLAME, SHANDON No.2 CS2	-	480	202	-	78	14
1968 5 16	1968 十勝沖	八戸 HCN	248	204	151	36	38	11
1970 1 21	日高山系	衣尾 HRO	519	560		26	29	
1971 2 9	SAN FERNANDO	PACOIMA DAM PAC	1148	1055	696	113	57	58
1976 5 17	GAZLI(USSR)	KARAKYR KAR	656	738	1300	44	54	49
1978 6 12	1978 宮城県沖	塩釜 SIG	335	290	252	30	51	14
1979 4 15	MONTENEGRO	PETROVAC PET	442	301	209	40		
1979 10 15	IMPERIAL VALLEY	BONSCORNER BON	576	770	348	44	44	12
" "	" "	EL CENTRO, No.6 FC6	341	424	1490	63	109	51
1980 6 29	1980 伊豆半島東方沖	網代 AJR	217	350	333	10	18	16
1980 11 23	イタリヤ群発	STURNO STU	232*	333*		37*	70*	

表1. 主要記録の最大加速度と最大速度

(日本の記録は地震計特性と補正したもの。
*印は概略値
0.15以上

地域の八戸の記録は A/V が 6 前後と小さいことである。図 4 でアメリカの記録は、加速度が大きい場合は速度も大きい傾向がみられ、 A/V は 20 以下のものが多い。Taft, Vernon EW, El Centro (1940) NS, Pacoima Dam NS, Petrovac NS などには中間的で A/V が 10 であるが、El Centro (1940) EW は A/V が 6 以下のものが多い。ソ連 Gazli 地震の Karakyr, ユーゴ Montenegro 地震の Petrovac, 南イタリアの Sturmo などには被害地の記録と言えるものがあるが、構造物 (主に建物) 上のものには問題があり、日本の場合と直接には比較できないと思われる。

なお、図 4 中の黒丸の点は、Jennings と Housner がアメリカの強震記録の中から、重要記録として選んだ 33 の記録を示すものであるが、加速度や速度の値からみると特別な意味はくみとれない。

さて、加速度と速度の相対的大きさの違いは何に起因するものであろうか。データが比較的均質で、数も多しアメリカの記録について、地震のマグニチュード、震央距離、地盤条件との関係をしらべてみた。図 5 は、 A_{max}/V_{max} の比とローカルマグニチュード M_L との関係がある。比の値は大幅にばらつくが全体として右下りの傾向は認められる。図 6 は、San Fernando 地震および 1979 年 Imperial Valley 地震について A_{max}/V_{max} の比と距離 (前者は震央距離、後者は断層からの距離) との関係を示す。2 つの地震は逆の傾向がみられる。また、図 7 は San Fernando 地震について地盤条件の影響をみたものである。点のまとまりは悪いが、Rock site では速度に比べて加速度が大きくなり、Deep Alluvium の site では逆の傾向が認められる。

強震地震の測定値に基づく以上の検討結果は、ごく定性的にはあるが、地震動の強さに関する従来の研究結果を裏付けるものといえよう。個々の強震記録について観測場所における被害状況を詳しくしらべ、加速度や速度の大きさとの関係を明らかにすることが今後の課題であらう。

文献

- 1) 長橋純男・小林啓美, 1971, 地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集, 第 181 号, 15.
- 小林啓美・長橋純男, 1973, 重層建築物の耐震設計を對象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集, 第 210 号, 11.
- 2) 屋谷勝・矢作征・柴田定昭・早野直幹, 1974, 平均応答スペクトル作成に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第 232 号, 17.
- 3) 園田吾隆, 1981, 強震地震動の破壊力に関する研究, 論文準備中.
- 4) Trifunac, M.D. and V.W. Lee, 1978, Uniformly Processed Strong Earthquake Ground Accelerations in the Western United States of America for the Period from 1933 to 1971, Dep. of Civil Engrg. Univ. of Southern California, Report No. CE 78-01.
- 5) Lee, D.M., P.C. Jennings and G.W. Housner, 1980, A Selection of Important Strong Motion Earthquake Records, Earthq. Engrg. Res. Lab., CTP, Report No. EERL 80-01.

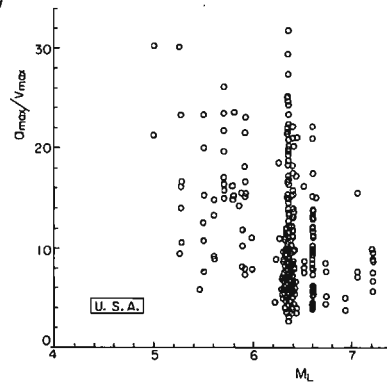


図 5. A_{max}/V_{max} とマグニチュードとの関係

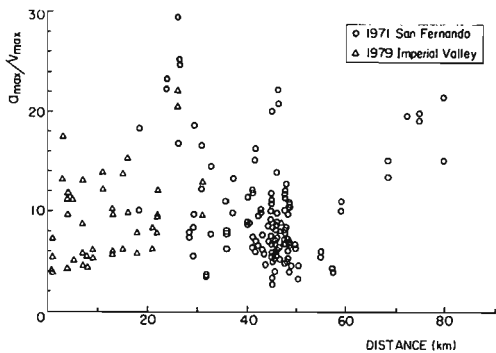


図 6. A_{max}/V_{max} と距離の関係

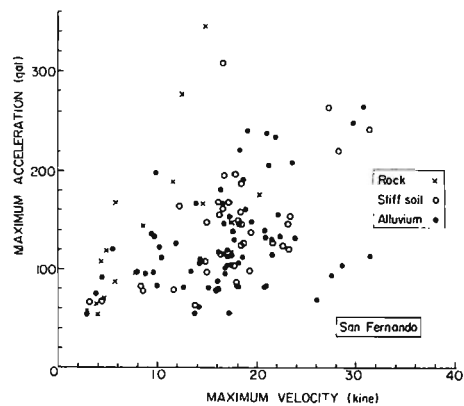


図 7. San Fernando 地震の強震データと地盤条件

理論地震動の工学への適用性について

石田 勝考

§1 はじめに

近年、原子力発電所等の重要構造物の耐震設計において、構造物の建設地点の近傍に存在する活断層の、動的な断層運動特性を考慮して、構造物への地震入力を策定する方法がとられている。従来の構造物の耐震設計用地震入力の策定方法は、(1) 過去の著名な地震記録、例えば、EL CENTRO・TAFT・ハド等の記録をそのまま用いたり、最大加速度値を修正するか、構造物の建設地点の表層の増中特性を考慮して、上記の地震記録を修正したものを入力地震動とするか、(2) 不規則振動理論にもとづいた、人工地震波(又は模擬地震波)によっていると考えたであろう。これらの方法によって、地動の最大値(加速度・速度等)を修正する場合、主として、震源からの距離が大きな観測点において記録された最大地動をもとにして得られた、最大地動予測式によるのが一般的である。Table 1 に、期部(1977)によってまとめられた、最大地動予測の実験式の一覧表と、Magnitude(M) = 7 の場合の減衰曲線を示す。これらの実験式は、震央距離(又は震源距離)とMの関数であたえられており、又、夫々の式のもととなった地震記録は異なったものである。従って、これらの実験式を最大地動の予測に利用する場合には、(1) もととなった記録は、遠地地震のものであり、(2) 夫々の実験式のDataの集合は、異質のものであり、更に(3) Mは、或る特定の周期の波の頂中によるために、各実験式のMは、どの周期の波について得られたものか、等には注意しなくてはならず、又構造物の耐震上重要な、震源域への適用性について、十分な保証が得られていないという問題がある。

一方、主として地震学の分野において、断層運動特性(発震機構)の研究から得られた、地震動の解紋に大きな成功を納めている断層モデル(例えば、Haskell Model)は、これまでのところ、定量的には、周期T之1-2秒の地震動への適用が可能であるが、それ以下の短周期地震動特性の説明は困難である。Fig. 1 は、この断層モデルの、適用可能な周期範囲について、断層の長さ(L)とRISE Time(T_0)の関係からみたもので、図中の実線から下を、Smooth Source Zone、上をIrregular Source Zoneと仮称し、滑らかな断層形成運動のモデルの適用可能な周期領域について、断層長さからみたものである。松田(1976)による、断層長さ L とMの関係式を用いれば、M別に、この断層モデルの適用が可能な周期範囲に対して、一つの目安を手えられよう。

このように、最大地動予測式(工学的知見)と、滑らかな断層運動を仮定した断層モデル(地震学的知見)には、定量的な耐震設計用地震入力を考える上で、夫々重要な問題が含まれている。地震現象は、地殻中の急激な断層運動による自然現象によるものである以上、上記の工学的知見と地震学的な知見の、現時的において内在する問題点は、断層運動特性を考慮しつつ、解決する事は基本の一つであろうと思われる。このような方向の研究については、最近、翠川・小森(1976, 1978, 1980)、佐藤・田中・鈴木(1978)、平以(1977)等の興味深い論文がある。ここでは、このような研究と同じような方向性を持ち、方法論において少し異なった、設計用速度応答スペクトルの予測についての検討結果の一例を、以下に示す。

§2. 加速度フーリエスペクトルの近似予測

2.1 加速度フーリエスペクトルの予測過程

まず、Fig. 2に観測地動と断層モデル(Haskell Model)による理論地動の関係に関する仮定を模式的に示す。即ち、Haskell Modelによる地動は、複雑な断層運動のうち、短周期領域の地震動特性に大きな影響を与えると考えられる微細な断層運動効果を、或る種のLow-Pass Filterによって除去したものであると考える。

今、Far-Fieldにおける、単純な断層モデルによる理論地動のS波部分に対する理論加速度フーリエスペクトルは、Savage(1972)の表記に従うと、次式のようになる。

$$F_A(\omega) = 2 \left[\frac{R_S(\theta, \phi, r) \cdot M_0 \cdot F_2(\omega, Z_0, T_0)}{(1 + \omega^2 T^2)^{1/2}} \right] \exp\left[-\frac{\omega r}{2Q_S V_S}\right] \cdot \omega^2 \quad (1)$$

(Savage, 1972)

但し、 R_S は、S波の Radiation Pattern, M_0 は Seismic Moment, F_2 は破壊が2方向に伝播する(bi-lateral)有限断層による波動の干渉効果である。従って、Fig. 2 に示す仮定は、

$$F_A(\omega) = B(\omega) \cdot A(\omega) \quad (2)$$

という事になる。但し、 $B(\omega)$ は基盤レベルにおける観測地動スペクトル、 $A(\omega)$ は Low-Pass Filter を表す。この $A(\omega)$ を実地震記録から抽出するために、 $F_A(\omega) / B(\omega) = R(\omega)$ を観測記録について求め、この $R(\omega)$ の特性を表わす事が出来る関数として、 $A(\omega)$ を決定する。その場合、Low-Pass Filter の基本的な特性として、(1) 低次 ($T \approx 1-2$ sec) におけるスペクトル特性は、(1) 式によって説明する事が可能である。従って、 $A(\omega)$ はこの周期範囲で、1.0 に漸近する。(2) 高次になる程 ($T \ll 1-2$ sec) $F_A(\omega)$ と $B(\omega)$ の値の差が大きくなる。(3) Low-Pass Filter 特性 ($A(\omega)$) は、周波数領域で連続的に、滑らかに変化する、という条件を付加する。

このような条件を満足する関数は、いろいろあるが、実測記録から得られた $R(\omega)$ の傾向から、ここでは、

$$\left. \begin{aligned} A(\omega) &= (2\pi)^n a / [(2\pi)^n a + \omega^n] \\ \text{又は、} \\ A(T) &= a T^n / [1 + a T^n], \quad T = 2\pi / \omega \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

を仮定し、 $R(\omega)$ に $A(\omega)$ をあてはめる事によって、 $A(\omega)$ の係数、 a と n を決定した。このように、 $A(\omega)$ が決定出来れば、(2) 式から、 $A(\omega)$ の逆フィルター効果によって、 $B(\omega)$ を予測する事が出来よう。

Figs 3-5 にその結果を示す。地震は、十勝沖地震(1968)の八戸港湾・室蘭・宮古下の各観測点、Parkfield地震(1966)の No5, No8 の観測点、及び松代群発地震の記録について解析した。因から、係数 n は、天々の地震に共通し、 $n=2$ の場合が比較的好くあうようである。又、係数 a については、地震ごとに異なった値を示し、 $a=1$ (十勝沖地震)、 $a=8$ (Parkfield地震)、 $a=4$ (松代群発地震) が得られた。

2.2 応力降下量 ($\Delta\sigma$) と係数 "a" の関係

(3) 式で表わされる、Low-Pass Filter $A(\omega)$ を他の強震地動の加速度フーリエスペクトルに適用するために、係数 "a" を断層運動の或る物理量と関係づける必要がある。定性的論議として、加速度のような短周期地震動特性は、断層面上の応力分布状態に強く影響されていると考えられている(例えば Hays, 1979)。

Figs 6(a), 6(b), 6(c) は、このことの一つの例として、最大加速度と応力降下量についてみたものである。Fig. 6(a) は、最大加速度 A_{max} と断層からの距離 R の関係を示し、6(b) は同じ地震記録に対して、 $\{A_{max}/\Delta\sigma\}$ と R の関係を示し、6(c) は、6(b) のうち、比較的硬い地盤上の記録のみについて整理したものである。Fig. 6(c) から、 $\{A_{max}/\Delta\sigma\}$ はかなり狭いはず、ほぼ一つの直線 $\{(A_{max}/\Delta\sigma) = 600R^{-3/2}\}$ に見える。このことは、加速度のような短周期地震動は、応力状態と密接な関係がある事を示す一つの事例と思われる。従って、ここでは、 σ -近似として、 $A(\omega)$ の係数 "a" と応力降下量 " $\Delta\sigma$ " との関係を見ることにする。Figs 7, 8 は、くい違い速度 ($\dot{D} = D/T_0$) と応力降下量 ($\Delta\sigma$) の関係と、"a" と " $\Delta\sigma$ " の関係について示す。夫々に近似的に線形関係の存在を仮定すると、

$$\left. \begin{aligned} a &= 0.045 \dot{D} \\ \Delta\sigma &= 0.64 \dot{D} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

となる。従って、係数 a と $\Delta\sigma$ の間には、

$$a = 0.07 \Delta \sigma$$

(5)

の関係が得られる。Table 2 に、過去の大地震と対して、(5)式から得られる係数“ a ”の値を示す。又、 $A(\omega)$ の一例をFig. 9に示す。Fig. 9と、Table 2の“ a ”の値から、係数 a が小さい程、換言すれば、 $\Delta \sigma$ が小さい程、短周期領域のスペクトル振中が、 $\Delta \sigma$ が大きくなるとくらべ、長い周期領域におけるスペクトル振中との相対関係において、大きくなる事がわかる。

2.3 予測加速度フーリエスペクトルと実測スペクトルとの比較例。

Figs. 10-12に、予測加速度フーリエスペクトルと、観測地動加速度フーリエスペクトルとの比較例を示す。各観測点のうち、本郷(田中・吉沢、1975)、八戸港湾(田中・吉沢、1975)、Cholome No 2, No 5 (Eaton, et. al. 1970, 翠川・小林、1979)については、夫々の研究者によって、S波の速度構造が与えられているので、これらの観測点の表層の増中特性は、これらの値から求めたものを採用する。その他の地点については、観測スペクトルのローク近傍に、金井(1957)による増中率の実験式を採用することにした。観測地動のS波部分のスペクトルとして、強震計加速度記録の主要動部分についてもとめているが、これは強震計加速度記録の主要動部分は、主としてS波により構成されていると考えられている事によって。なお、夫々の地震の断層パラメータは、解析者名と共に、図中に示してある。図中、実線は観測地動の加速度フーリエスペクトル、点線は、予測スペクトルである。

図から、予測スペクトルは、それが単純なモデルから得られたものであるにもかかわらず、実測結果と傾向が比較的良好に一致している事がわかる。

3 速度応答スペクトルの予測。

3.1 速度応答スペクトル予測過程。

Fig. 13に、速度応答スペクトル予測のフローを示す。減衰 (h) がゼロの速度応答スペクトル $S_v(h=0)$ は、近似的に加速度フーリエスペクトルと等しい。又、 $S_v(h=5\%)$ に対する各減衰の速度応答スペクトルへの変換係数は、久田・大崎・渡部・太田(1979)によって、

$$\left. \begin{aligned} \eta &= 1 / \sqrt{1 + 17(h-0.05) \exp(-2.5T/T_0)} & T \geq 0.07 \text{ sec} \\ \eta &= 1.0 & T = 0.02 \text{ sec} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

と与えられている。従って、 $S_v(h=5\%)$ は、加速度フーリエスペクトル $B(\omega)$ に $(1/\eta)_{h=0}$ を乗ずることによって近似的に得られる。

3.2 予測速度応答スペクトルと設計用速度応答スペクトル(大崎スペクトル)

本方法にもとづいた予測速度応答スペクトルについて考察する。想定した観測点は、Fig. 14に示すように、破壊の伝播する方向($\theta=0^\circ$)、と $\theta=60^\circ$ 、 $\theta=90^\circ$ の方向の3地点である。断層の破壊伝播形式は、Uni-Lateralな横ズレ断層を仮定した。速度応答スペクトルは、Magnitude $M=6, 7, 8$ についてもとめたが、夫々の断層パラメータは、Table 3に示した値を仮定した。Figs. 16, 18は基盤レベル($V_s=3.0 \text{ km/sec}$)における予測速度応答スペクトルと大崎スペクトルの比較図を示したが、大崎スペクトルは、 $V_s=0.7-1.0 \text{ km/sec}$ 程度のS波速度をもつ露頭岩盤での応答スペクトルを与えていると考えられるため、 $V_s=3.0 \text{ km/sec}$ での予測速度応答スペクトルと直接比較することには、問題がある。ここでは、一例としてFig. 15に示す2つの増中特性によって、基盤レベルの速度応答スペクトルを、 $V_s=0.7-1.0 \text{ km/sec}$ 程度の露頭岩盤でのスペクトルに変換した結果を示す(Figs. 17, 19)。この2つの増中特性は、嶋・工藤等(1976, 1978)によってとめられた、

東京のS波速度構造(Tokyo Type)と、伊豆半島のS波速度構造(Izu-Peninsula Type)において、 $V_S \approx 3.0 \text{ km/sec}$ の層から、 $V_S = 0.7 - 1.0 \text{ km/sec}$ のS波速度を持つ層までの層構造を取り出したもので、一般性は有していない。Figs. 16, 18において、 $\theta = 60^\circ$ と 90° の場合の速度応答スペクトル振中には、あまり大きな差はみられないので、ここでは、 $\theta = 0^\circ$ と 60° の場合を示してある。図から、破壊のエネルギーが最も集中する、 $\theta = 0^\circ$ の方向については、大崎スペクトル振中を越える場合がある。Fig. 20に大崎スペクトル振中の応答倍率表示と、このスペクトルをもとめるために用いた、夫々の地震記録の応答倍率を示すが、大崎スペクトルは、全データを包絡するように与えられてはいない事がわかる。従って、Figs. 17, 19において、予測速度応答スペクトルが大崎スペクトルを越える場合があるという現象は、Fig. 20と定性的には矛盾しない。

§4 終りに

以上、速度応答スペクトルの予測についての一つの方法について報告したが、ここで考察した予測モデルは、断層運動のメカニズムを、定量的に議論するに足る、十分なデータが存在しない現在の、一つの簡便な手法であり、将来のモデルの更新・改良を念頭に置いたものであること、又基盤レベルの加速度フーリエスペクトルを求める際の、想定基盤までの層構造についても、現在入手可能なデータや実験式をもちいているために、ここでの議論はあくまでもオーソドックスなものであることを付記する。今後とも、更に多くの実測記録にもとづく検証を行なわなくてはならない。なお、この予測モデルが断層運動の、いかなる物理現象を総合的に表わしているかについては、現在考察中である。

参考文献

- [1] Iida, K., (1965). " Earthquake Magnitude, Earthquake Fault and Source Dimension, J. Earthq. Sci., Vol. 13, 488-505.
- [2] Ishida, K., (1979). " An Approximate Method for Estimating the Strong Motion Earthquake Spectra on Bedrock, Proc. 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 273-282.
- [3] Ishida, K., (1979). " Study of the Characteristics of Strong Motion Fourier Spectra on Bedrock, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 69, 2101-2115.
- [4] Ishida, K., (1981). " Approximate Method to Estimate the Short-Period Strong Motion Spectra on a Bedrock, Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 71.
- [5] Morioka T., (1980). " The Ground Motion of the Great Kwanto Earthquake of 1923, Trans. of A.I.J. Vol. 289, 79-91.
- [6] Aki, K., (1968). " Seismic Displacement Near Fault, J. Geophys. Res., Vol. 72, 5359-5376.
- [7] Eaton, J.P. et al. (1970). " Aftershock of the 1966 Parkfield-Cholame Earthquake: A Detailed Study, Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 60, 1151-1197.
- [8] Geller, R.J., (1976). " Scaling Relations for Earthquake Source Parameters and Magnitude, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 66, 1501-1523.
- [9] Hays, W.W., (1979). " Uncertainties in Seismic Input and Site Response, Civil Engineering and Nuclear Power, A.S.C.E., Convention and Exposition, Boston, 1-30.
- [10] Matsuda, T., (1976). " Active Fault and Earthquake - The Geological Aspects, J. Geodet. Soc. Japan. Vol. 12, 15-32.
- [11] Savage, J.C., (1972). " Relation of Corner Frequency to Fault Dimensions, J. Geophys. Res., Vol. 77, 3788-3795.
- [12] Tanaka, T., and S. Yoshizawa. (1975). Vibrational Characteristics of the Ground as Derived from Strong Motion Earthquake Records, Proc. 4th. Japan Earthquake Engineering Symposium, 161-168.
- [13] Hattori, S., Y. Kitagawa and M. Otsuka, (1977). Regional Coefficients of Earthquakes for Aseismic Designs. B.R.I. Research Paper No. 75
- [14] 堀川三郎・木村啓美 "地震動の地震基盤からの入射スペクトル特性" 日本建築学会論文報告集 第273号、昭和53年11月。
- [15] 堀川三郎・木村啓美 "地震断層下層層に在る地震動スペクトルの推定" 日本建築学会論文報告集 第282号、昭和54年。
- [16] 堀川三郎・木村啓美 "震源域及びその周辺の地表を最大加速度分布の推定" 日本建築学会論文報告集 第290号、昭和55年。
- [17] Shima, B., M. Yanagisawa and K. Kudo, On the Base Rock of Tokyo II. Observations of Seismic Waves Generated from 3rd. Yumenoshima and Yoshikawa Explosions, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 51, 1976
- [18] Kudo, K., et al. (1978). "伊豆半島におけるS波地下構造の推定, B.E.R.I.
- [19] 平沢明郎・山本清久 (1977). "震源の確率モデルと最大加速度の推定" 地震学会講演予稿集 No. 2.
- [20] Sato, R., T. Tanaka and Y. Suzuki (1978) "Estimating of Short-Period Accelerations, Velocity and Displacements due to a Fault Model" J.P.E.

TABLE 1. (AFTER S.HATTORI),

Attenuation models which have been proposed until the present. ρ : No. of observed records number, M : M_0 , M_{max} , M_c , M_{max} , M_c , M_{max} (epicentral distance) and T (period)

No.	Author	Formula
1	Okada, G.	$\mu = a_1 \rho^2 / (1 + \rho^2)$
2	Okada, G.	$\mu = a_2 \rho / (1 + \rho)$
3	Okada, G.	$\mu = a_3 \rho / (1 + \rho)$
4	Okada, G.	$\mu = a_4 \rho / (1 + \rho)$
5	Okada, G.	$\mu = a_5 \rho / (1 + \rho)$
6	Okada, G.	$\mu = a_6 \rho / (1 + \rho)$
7	Okada, G.	$\mu = a_7 \rho / (1 + \rho)$
8	Okada, G.	$\mu = a_8 \rho / (1 + \rho)$
9	Okada, G.	$\mu = a_9 \rho / (1 + \rho)$
10	Okada, G.	$\mu = a_{10} \rho / (1 + \rho)$
11	Okada, G.	$\mu = a_{11} \rho / (1 + \rho)$
12	Okada, G.	$\mu = a_{12} \rho / (1 + \rho)$
13	Okada, G.	$\mu = a_{13} \rho / (1 + \rho)$
14	Okada, G.	$\mu = a_{14} \rho / (1 + \rho)$
15	Okada, G.	$\mu = a_{15} \rho / (1 + \rho)$
16	Okada, G.	$\mu = a_{16} \rho / (1 + \rho)$
17	Okada, G.	$\mu = a_{17} \rho / (1 + \rho)$
18	Okada, G.	$\mu = a_{18} \rho / (1 + \rho)$
19	Okada, G.	$\mu = a_{19} \rho / (1 + \rho)$
20	Okada, G.	$\mu = a_{20} \rho / (1 + \rho)$
21	Okada, G.	$\mu = a_{21} \rho / (1 + \rho)$
22	Okada, G.	$\mu = a_{22} \rho / (1 + \rho)$
23	Okada, G.	$\mu = a_{23} \rho / (1 + \rho)$
24	Okada, G.	$\mu = a_{24} \rho / (1 + \rho)$
25	Okada, G.	$\mu = a_{25} \rho / (1 + \rho)$
26	Okada, G.	$\mu = a_{26} \rho / (1 + \rho)$
27	Okada, G.	$\mu = a_{27} \rho / (1 + \rho)$
28	Okada, G.	$\mu = a_{28} \rho / (1 + \rho)$
29	Okada, G.	$\mu = a_{29} \rho / (1 + \rho)$
30	Okada, G.	$\mu = a_{30} \rho / (1 + \rho)$
31	Okada, G.	$\mu = a_{31} \rho / (1 + \rho)$
32	Okada, G.	$\mu = a_{32} \rho / (1 + \rho)$
33	Okada, G.	$\mu = a_{33} \rho / (1 + \rho)$
34	Okada, G.	$\mu = a_{34} \rho / (1 + \rho)$
35	Okada, G.	$\mu = a_{35} \rho / (1 + \rho)$
36	Okada, G.	$\mu = a_{36} \rho / (1 + \rho)$
37	Okada, G.	$\mu = a_{37} \rho / (1 + \rho)$
38	Okada, G.	$\mu = a_{38} \rho / (1 + \rho)$
39	Okada, G.	$\mu = a_{39} \rho / (1 + \rho)$
40	Okada, G.	$\mu = a_{40} \rho / (1 + \rho)$
41	Okada, G.	$\mu = a_{41} \rho / (1 + \rho)$
42	Okada, G.	$\mu = a_{42} \rho / (1 + \rho)$
43	Okada, G.	$\mu = a_{43} \rho / (1 + \rho)$
44	Okada, G.	$\mu = a_{44} \rho / (1 + \rho)$
45	Okada, G.	$\mu = a_{45} \rho / (1 + \rho)$
46	Okada, G.	$\mu = a_{46} \rho / (1 + \rho)$
47	Okada, G.	$\mu = a_{47} \rho / (1 + \rho)$
48	Okada, G.	$\mu = a_{48} \rho / (1 + \rho)$
49	Okada, G.	$\mu = a_{49} \rho / (1 + \rho)$
50	Okada, G.	$\mu = a_{50} \rho / (1 + \rho)$

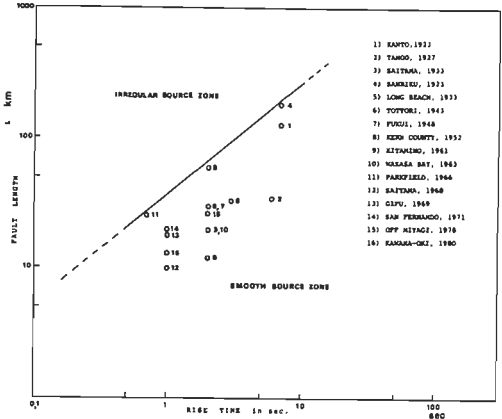
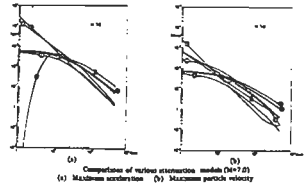
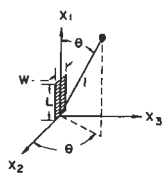


FIG. 1



(c) Maximum acceleration (d) Maximum period velocity

Synthetic Ground Motion
 \neq Low Pass Filtered Ground Motion



($T \geq 1.0$ sec)

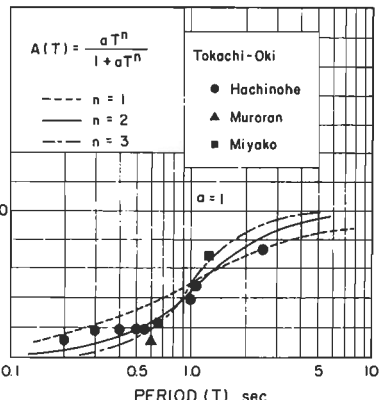


FIG. 3

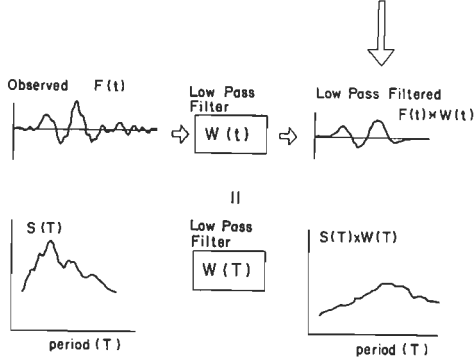


FIG. 2

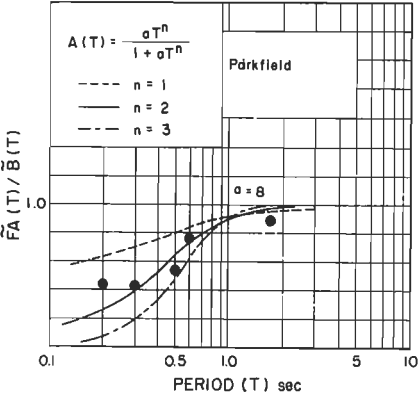


FIG. 4

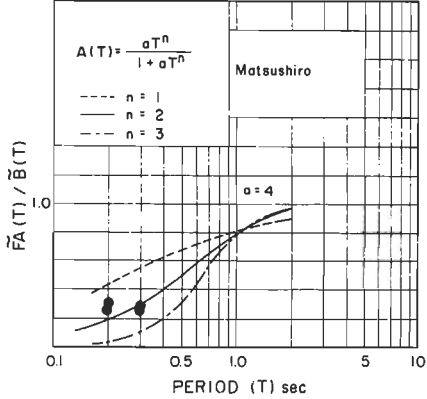


FIG. 5

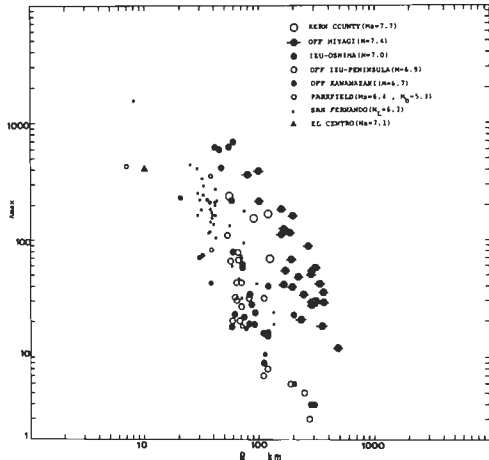


FIG. 6(A)

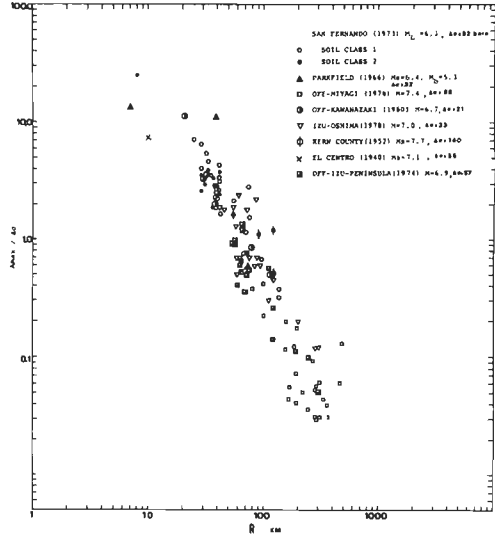


FIG. 6(B)

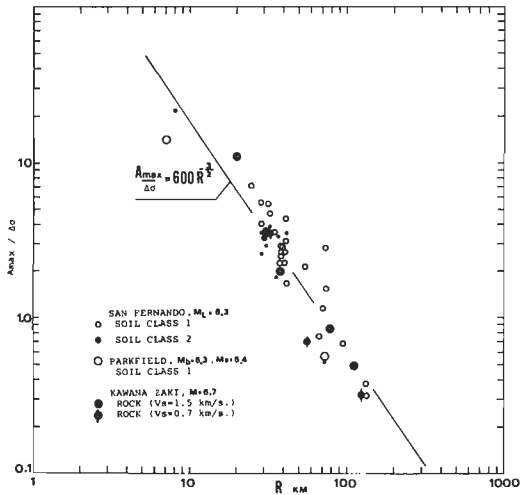


FIG. 6(C)

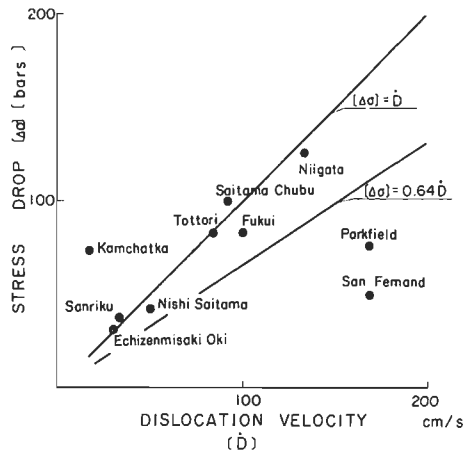


FIG. 7

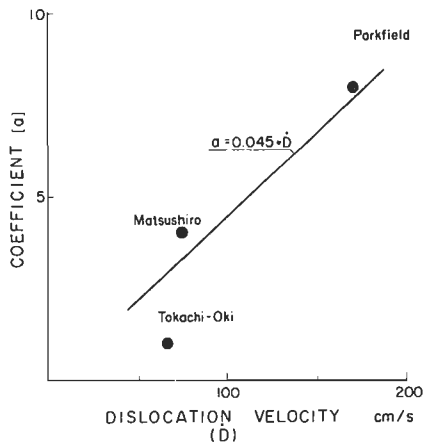


FIG. 8

TABLE 2.

EARTHQUAKE	MAGNITUDE	STRESS DROP	"a"
San Fernand 1971	6.6	50	3.5
Niigata 1964	7.5	126	8.8
Tottori 1943	7.4	83	5.8
Nishi-Saitama 1931	7.0	43	3.0
Fukui 1948	7.3	83	5.8
Echizen-Misaki-Oki 1963	6.9	32	2.2
Saitama-Chubu 1968	6.1	100	7.0
Sanriku 1968	8.3	39	2.7
Kamchatka 1952	8.3	74	5.2
Kanto 1923	8.2	21	1.5
Tango 1927	7.8	115	8.1
North-Izu 1930	7.1	150	11.0
Saitama 1933	6.8	59	4.1
Long Beach 1933	6.3	7	0.5
Imperial Valley 1940	7.1	55	3.9
Tonankai 1944	8.2	39	2.7
Mikawa 1945	7.1	140	10.0
Nankaido 1946	8.2	39	2.7
Kern County 1952	7.7	140	10.0
Chile 1960	8.3	91	6.4
Kitamino 1961	7.0	170	12.0
Wakasa Bay 1963	6.9	40	2.8
Gifu 1969	6.6	35	2.5
Nemuro-Oki 1973	7.7	35	2.5
Peru 1966	7.5	41	2.9

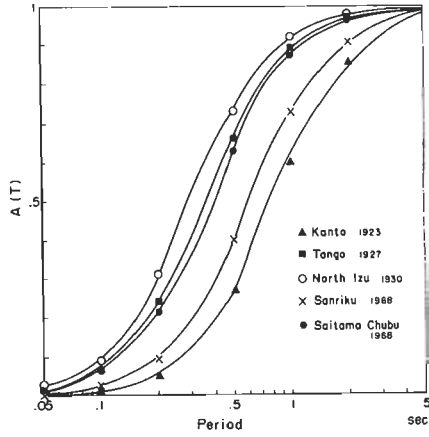


FIG. 9

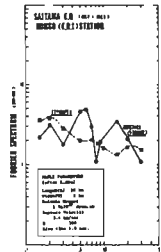
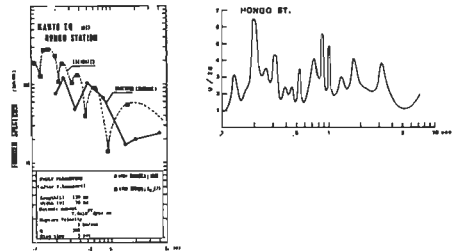


FIG. 10

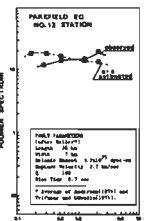
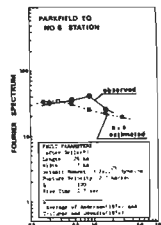
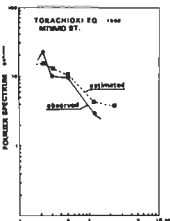
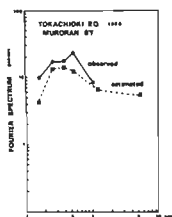
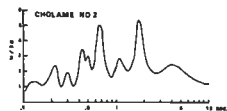
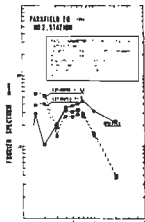
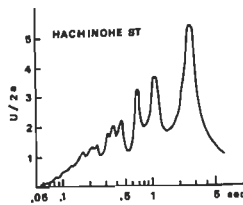
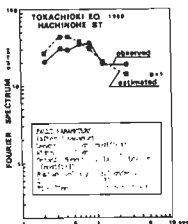


FIG. 11

FIG. 12

大崎 2174 (大崎 2174) 震源 700 ~ 1000 m/sec
 JS

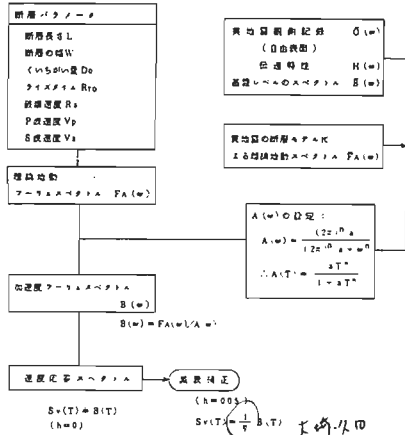


FIG. 13 大崎 2174 震源の Microzonation 補正係数

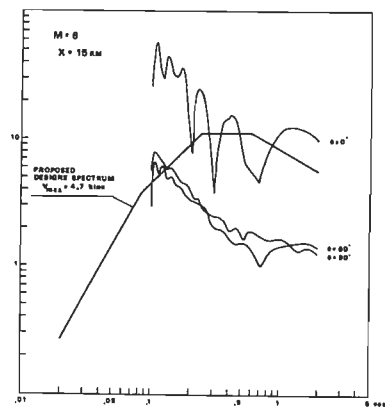


FIG. 16(A)

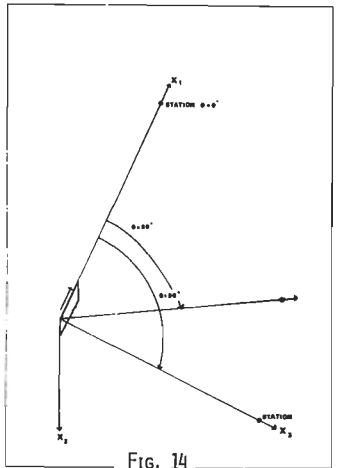


FIG. 14

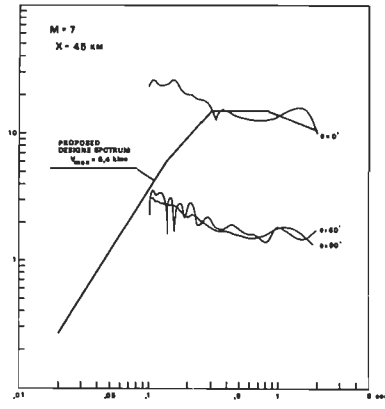


FIG. 16(B)

TABLE 3.

ASSUMED FAULT PARAMETERS

Magnitude (M)	8
Length (L)	79.4 km
Width (W)	39.7 km
V _s	3.0 km/sec
V _p	5.2 km/sec
V _f	2.2 km/sec
T ₀	7.7 sec
Dislocation(D ₀)	630 cm
Stress Drop(Δσ)	93 bars
Seismic Moment(M ₀)	6.8 x 10 ²⁷ dyne·cm
Q	250

Magnitude (M)	7
Length (L)	20.0 km
Width (W)	10.0 km
V _s	3.0 km/sec
V _p	5.2 km/sec
V _f	2.2 km/sec
T ₀	2.0 sec
Dislocation(D ₀)	160 cm
Stress Drop(Δσ)	91 bars
Seismic Moment(M ₀)	1.1 x 10 ²⁶ dyne·cm
Q	250

Magnitude (M)	6
Length (L)	5.0 km
Width (W)	2.5 km
V _s	3.0 km/sec
V _p	5.2 km/sec
V _f	2.2 km/sec
T ₀	0.5 sec
Dislocation(D ₀)	40 cm
Stress Drop(Δσ)	91 bars
Seismic Moment(M ₀)	1.6 x 10 ²⁴ dyne·cm
Q	250

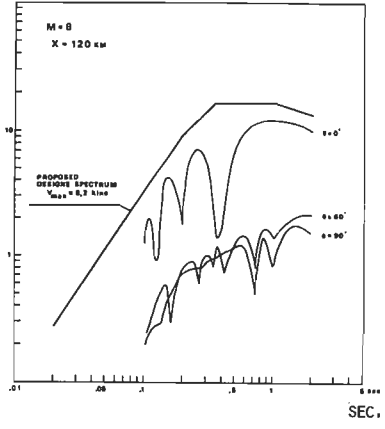


FIG. 16(C)

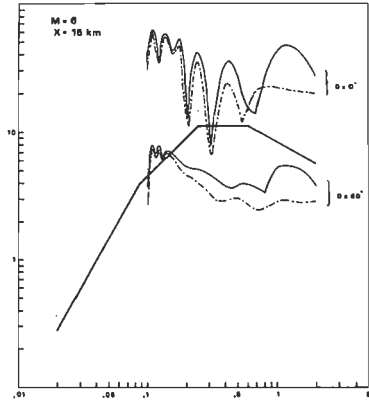


FIG. 17(A)

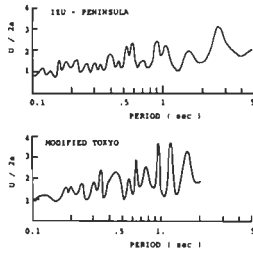


FIG. 15

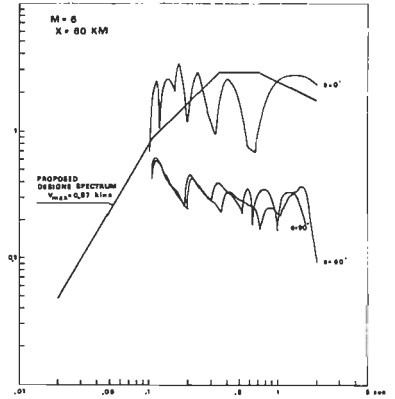


FIG. 18(A)

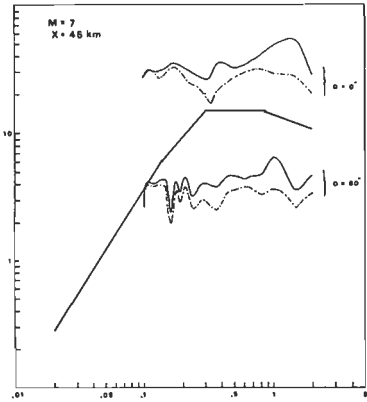


FIG. 17(B)

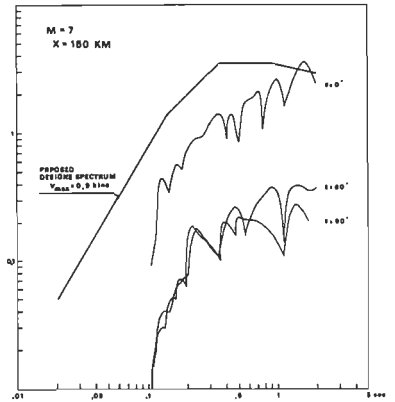


FIG. 18(B)

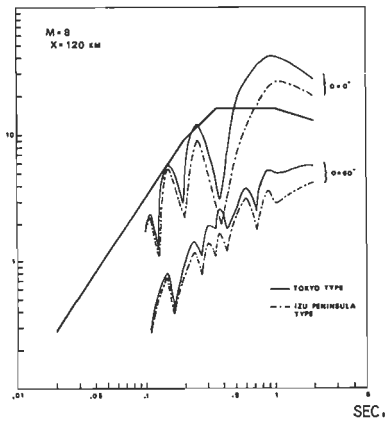


FIG. 17(C)

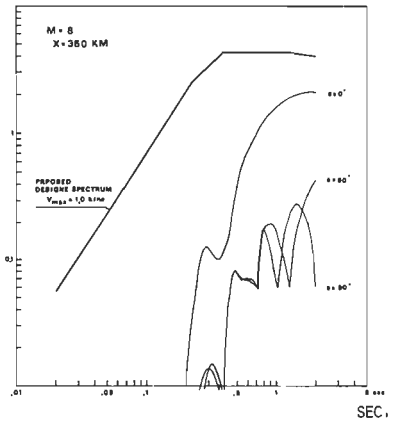


FIG. 18(C)

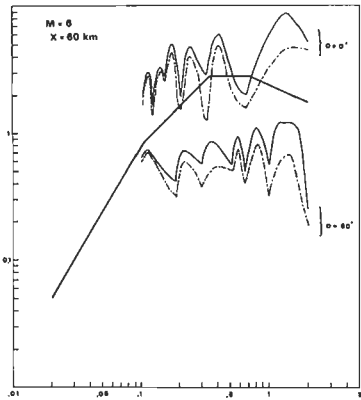


FIG. 19(A)

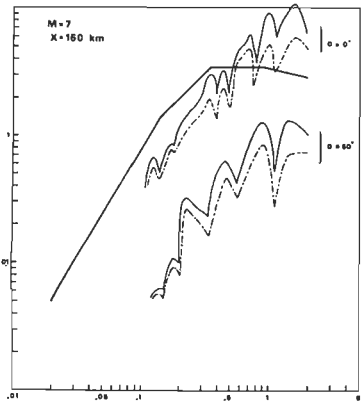


FIG. 19(B)

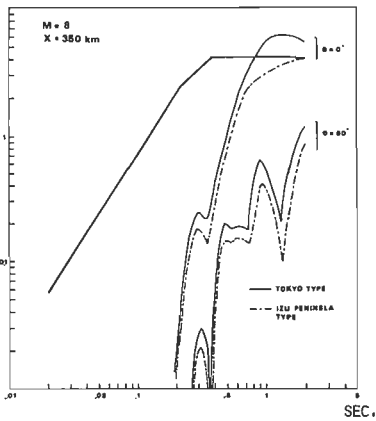


FIG. 19(C)

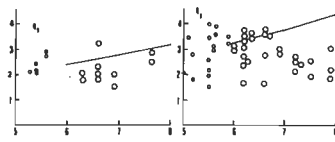


FIG. 20

最大加速度予測のための震源モデル

平澤 明郎*

1. はじめに 来るべき大地震の発生に伴って予測される、任意の地点における微震動波形は、災害対策を立てるために基本的に重要な資料であることはいままできない。この微震動予測に関する工学的・社会的要請の強いことは、理学的な地震学研究者といえども十分に承知していたのである。しかしながら不幸にして、地震動の発生にとって重要な地震動周期（たとえば、 $0.2\text{ Hz} \sim 5\text{ Hz}$ ）は、地震学にとってきわめて取り扱いにくい短周期領域であった。震動源である断層運動の微妙な動き、地盤上部の複雑な構造の短周期地震動に及ぼす影響の著しさは、我々の研究意欲を殺ぐのに十分であったように思われる。

以上のような事情から、地震波の発生源である震源における断層運動の理論においても、その平均像を得る事に力がかかれてきた。たとえば、破壊（あるいはすべり）の拡大する平均的付速さ、断層面上における平均的付すべり量、破壊によって緩和されるせん断応力（応力降下量）の平均値付さの問題である。この目的のために、「くい違い理論」に基づく断層モデルが用いられており、それが観測される長周期変位波形を十分良く説明することは広く認められている。換言すれば、平均像としての断層運動の知識は観測にたえうる程度に持っているといえよう。このような平均像から短周期成分が卓越する加速度を理論的に計算すると、実際の地震について知られている値よりもはるかに小さく付速しは得られない。このことは、取りも直さず、実際の断層運動はきわめて複雑な挙動であって、それが短周期地震動を所起していることの証左にほかならない。逆に、観測される短周期地震動は断層運動の複雑な挙動あるいはその周辺の物理的付状態に関する分解能の良い情報を与えているのである。

この断層運動の非一様性の主たる原因は、断層面上の破壊強度（摩擦強度といってもよい）が一様ではないことにあると思われる。その一例は、1966年のParkfield地震に関連して提唱されたバリアー（barrier）モデル¹⁾である。この地震の余震の震源を断層面上にプロットすると、余震が発生しない部分と密集する部分に分けられる。前者は本震に際してすべりが発生した部分であるのに対し、後者は強度が高いためにすべりの拡大を阻止したバリアーであると推測されている。さらに、先行的地震一本震-余震というように地震の発生時系列を説明する目的で提唱された、アスペリティー（asperity）モデル²⁾というものもある。ここでは、断層面上では強度の高い所と低い所がランダムに分布し、強度の高い所をアスペリティー（突起点）と呼んでいる。ここで興味深い点は、断層面上の強度分布が2つのピークをもつと仮定すると、前記地震活動のパターンを容易に説明できるということである。また、やはり断層面上の摩擦強度分布を適当に与えて、破壊の拡大過程を数値的にシミュレートする試み³⁾も付されている。

断層面上の破壊強度の非一様性に起因する断層運動の複雑な挙動が短周期地震動の所起を支配していると考えられる。この観点から確率論的断層モデルが提唱され⁴⁾、破壊強度分布（特にその分散）と加速度のパワー・スペクトル密度比の関係が率われている。以下、そのモデルと1978年宮城県沖地震への応用を紹介する。

2. 確率論的断層モデル 一般に、断層面上で破壊強度が高い所はその破壊による応力降下量が大きいと考えておけばよい。したがって、すべり破壊がある断層面上で発生したときの応力降下量の分布は破壊強度の分布と相似であると付することはできる。一方、震源理論から明らかになるように、短周期地震波の所起を左右する最も重要な震源パラメータは断層面におけるすべり速度であるが、そのすべり速度は応力降下量によって支配されている。ここでは、実際の断層運動のきわめて複雑な挙動を単純化して、断層面上における応力降下量の確率論的付ある分布で表わそう。すなわち、通常の「決定論的」断層モデルでは、局所的に異なった値をもつ応力降下量 $E(x)$ を破壊域全体にわたって平均した値、 $E(\bar{x})$ によって断層運動を記述していると理解すればよい。

さて、面積 S のすべり面全体を固有の σ_0 をもつ ΔS の小面積部分に分割する。ここで、 σ_0 はある確率分布をもち、 $E(\bar{x})$ と自乗平均値 $(E(\bar{x}))$ が定義されるものとする。まず、個々の小面積部分の破壊によって所起され、

任意の観測点に到達する加速度を推定しよう。 Δz_i ($i = 1, 2, 3, \dots$) の小領域を、同一の半径 ΔL の円形で近似する。この半径は任意に小さくとることから、当該小領域 Δz_i から観測点までの距離 r_i は $\Delta L/r_i \ll 1$ の条件を満足する。すなわち、 Δz_i より発生する波に関して、遠方近似が許される。S波のみを考慮することにして、 t_i の応力降下量をもち Δz_i の領域から発生するS波加速度は、その破壊速度を v とすると

$$\ddot{u}_i \approx \frac{6 r_i}{7\pi^2 \mu \beta r_i} \left\{ -v^2 \Delta L \frac{\pi}{L(U-L)} \delta \left\{ t_i - \frac{\Delta L}{v} (U-L) \right\} + v^2 \Delta L \frac{\pi}{L(U+L)} \delta \left\{ t_i - \frac{\Delta L}{v} (U+L) \right\} + I \right\}$$

$$I \equiv \begin{cases} \frac{4\pi v^3}{L(U-L)^2} & ; 0 < t_i < \frac{\Delta L}{v} (U-L) \\ -\frac{\pi v^3}{L(U+L)^2} & ; \frac{\Delta L}{v} (U-L) < t_i < \frac{\Delta L}{v} (U+L) \end{cases} \quad (1)$$

$$t_i \equiv t - r_i/\beta, \quad L \equiv (v/\beta) \sin \theta,$$

で表わされる⁵⁾。上式では、点震源モデルに基づくS波振幅の指向性は無視してあり、 δ はデルタ関数、 μ は剛性率、 β はS波速度、そして θ は断面面の法線と震源から観測点への方向とのなす角である。モデルの単純化のため、いずれの小領域においても、

$$v/\beta = 0.75; \quad L = 0.6 \quad (2)$$

としよう。この L の値は $\sin \theta$ の期待値が $\pi/4$ であることを利用している。さらに、(1) の I を無視し、デルタ関数のみで \ddot{u}_i を表現する。しかし、このように省略を行おうと、 \ddot{u}_i を t で積分したとき、0 に収らばない。この難点を避けるため、(1) 式の2つのデルタ関数の係数の平均値を用いて、

$$\ddot{u}_i = \frac{15.6 r_i}{7\pi^2 \mu \beta} \frac{\Delta L}{r_i} \left\{ -\delta \left(t_i - 0.4 \Delta L/v \right) + \delta \left(t_i - 1.0 \Delta L/v \right) \right\} \quad (3)$$

のように、正負2個のインパルスで近似する。

観測点からみれば、各小領域を出発したインパルスが次々と到着することになる。ここで、この時系列、 $\ddot{u}(t)$ が確率ショット・ノイズ過程で表わされると仮定する。すなわち、 u_i を互いに独立で平均値0をもち確率変数とすると、

$$\ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^N U_i \delta(t - t_i) \quad (4)$$

で任意の観測点の地動加速度が表わされ、ショット数は定常増加率 λ_0 を有する確率 Poisson 過程である。その自己相関関数は

$$R(t) = \lambda_0 E \{ U_i^2 \} \delta(t) \quad (5)$$

であり、かつ、パワー・スペクトル密度 $S(\omega)$ は周波数にかかわらず一定であって、

$$S = \frac{\lambda_0}{2\pi} E \{ U_i^2 \} \quad (6)$$

で表わされる。

さて、面積 Σ のすべり面全体を半径 L の円で近似し、加速度に実質的に等しいショットの総数 N は Σ に比例するとして、各小領域から正負2個のパルスが発生するから、

$$N = 2L^2 / (\Delta L)^2 \quad (7)$$

と書ける。次に、強震動の継続時間を Σ 全体の破壊に要する時間と考えれば、(7)より、

$$n_0 = \frac{N}{(L/v)} = 2vL / (\Delta L)^2 \quad (8)$$

を得る。ここで、 v は破壊速度であり、前に定義した小領域 $\Delta\Sigma_i$ の破壊速度と等しいと併せている。

(4)あるいは(6)式の U_i は(3)のデルタ関数の係数に相当している。そして、応力降下量の確率変数であるが、その係数に含まれる r_i は定数ではない。観測点から破壊域 Σ までの最短距離を r_0 としたとき、震源域に近い観測点を問題にするためには、 r_i を近似的に r_0 と等しいと併せておけばいい。また、(3)式では媒質の非弾性的性質による減衰の効果を無視しているが、その効果を考慮する場合にも同じ事情が生じる。 r_0 からのずれの効果を評価するために、

$$E[U_i^2] = 2 \left(\frac{15.6}{7\pi\mu} \frac{v^2}{\beta} \right)^2 E \left\{ \frac{(\Delta L)^2}{r_i^2} e^{-2\alpha(r_i - r_0)} \right\} E\{r_i^2\} \quad (9)$$

とおくことにしよう。すなわち、減衰の効果は最短距離 r_0 の地点を基準にして調整される。また、右辺の係数は(3)式の正負のデルタ関数の存在によるものであって、 r_i は負に近づいたものとする。さて、 α は減衰係数であって、一般には周波数に依存する。しかし、その効果を近似的に評価するために、最終的に得られる波形の卓越周波数を代表周波数 f_0 と定義し、その周波数の波の減衰をもって振幅の減衰を代表させる。すなわち、 S 波に対する減衰に関する無次元量を Ω として、

$$\alpha = \pi f_0 / (\beta Q) \quad (10)$$

と表わす。

(9)式に含まれる r_i に関する期待値を求めるときは、観測点と断面の相対的位置関係を指定する必要はない。しかし、必要以上と思われれば厳密性よりも単純化を優先させることにして、半径 L の破壊域の中心の真上に観測点があると併せて期待値を計算しよう。さらに、期待値の積分を解析的に実行するために、

$$e^{-2\alpha(r_i - r_0)} \cong \left\{ 1 + \alpha(r_i - r_0) \right\}^{-2} \quad (11)$$

で近似する。(11)、(9)、(8)を(6)に代入して得られる最終結果は、

$$\left. \begin{aligned} S &= 0.076 \cdot \frac{\beta^3}{L} \frac{E(\tau_0^2)}{\mu^2} F(\alpha r_0, \frac{L}{r_0}) \\ F(\alpha r_0, \frac{L}{r_0}) &= \frac{1}{(1 - \alpha^2 r_0^2)^2} \left(\ln \left(1 + \frac{L^2}{r_0^2} \right) - 2 \frac{\alpha r_0 (1 - \alpha r_0) (\sqrt{1 + L^2/r_0^2} - 1)}{1 + \alpha r_0 (\sqrt{1 + L^2/r_0^2} - 1)} \right. \\ &\quad \left. - 2 \ln [1 + \alpha r_0 (\sqrt{1 + L^2/r_0^2} - 1)] \right) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

である。ここで、 α は(10)で与えられる。すなわち、 f_0 を任意の周波数として、最短距離 r_0 における実際のパワー・スペクトル密度は、 $S \cdot \exp \{ -2\pi f_0 / (\beta Q) \}$ で与えられる。

(12) 式のFは複雑な形をしているので、特別な場合の新直値を求めると、

$$\left. \begin{aligned} F(0, L/r_0) &= \ln(1 + L^2/r_0^2) \\ F(\alpha r_0, L/r_0 \rightarrow 0) &= L^2/r_0^2 \\ F(\alpha r_0, L/r_0 \rightarrow \infty) &= \frac{2}{(1 - \alpha r_0)^2} (\alpha r_0 - 1 - \ln(\alpha r_0)) \end{aligned} \right\} (13)$$

と作る。振動継続時間が L/v であるから、Fは全パワーに、 F^{\pm} はフーリエ・スペクトルの振幅に比例する量である。図1にF $^{\pm}$ の計算例が示されている。その計算には、 αr_0 をパラメーターにとってあるが、もし、 $\beta = 5 \text{ km/sec}$ 、 $Q = 400$ 、 $f_0 = 10 \text{ Hz}$ とすると、図の曲線は、 $\alpha r_0 = 0$ を除いて、 $r_0 = 2.5, 5, 10, 20, 40, 100, 200 \text{ km}$ のそれぞれに対応する。また、(13) からわかるように、 $\alpha r_0 = 0$ を除いて、 $L/r_0 \rightarrow \infty$ で一定の新直値が存在する。すなわち、破壊域がどんなに大きく持ってても、全パワーは無限に大きくすることは無い。

応力降下量の自乗平均値 (E_1^2) を単位の大さきにとって、平均パワーを計算した結果が、図2である。この場合には、図に記入したように、 r_0 と α を個々に指定する必要は無い。もし、 $f_0 = 10 \text{ Hz}$ とすると、図の1, 2, 3の場合には、それぞれ $\alpha = \infty, 400, 200$ に対応する。図で明らかになるように、平均パワーSは L/r_0 のある有限値でピークを持ち、それより大きい L/r_0 の値ではむしろ減少する。これは振動継続時間が長く保てるにも関わらず、 r_0 が大きいために振幅の小さい小領域からの寄与が平均パワーを引き下げている。平均的に見て、最短距離 r_0 からのパルス振幅を規準にして、振幅が左に保てる震源距離に対応する破壊域の半径を臨界半径と名付けて計算して求め、図中の矢印で示してある。矢印の位置はピークの位置にほぼ一致している。このことは、 L/r_0 が

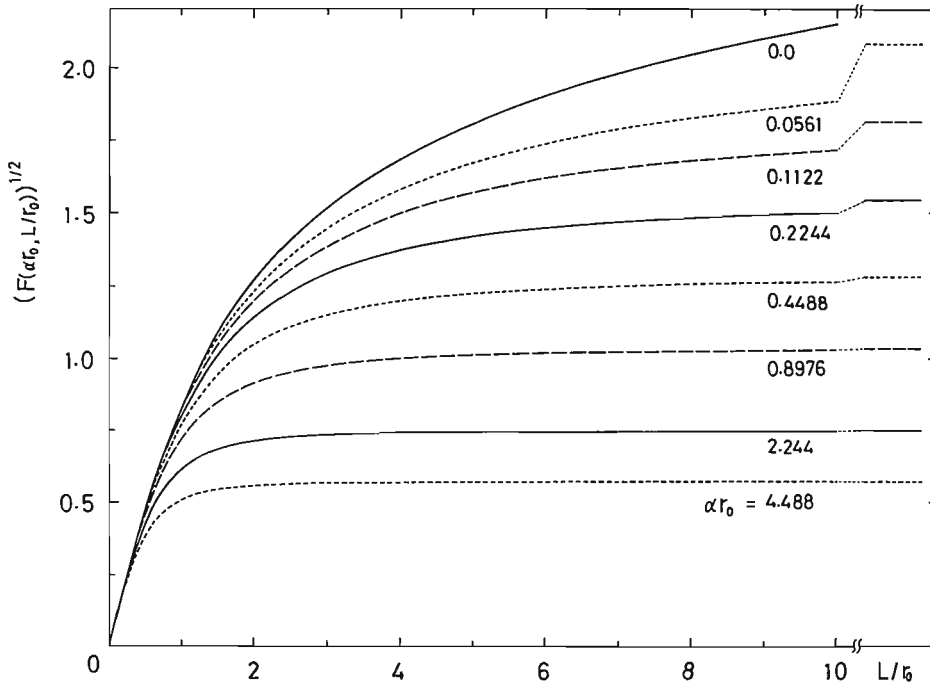


図1. 加速度スペクトルの振幅(縦軸)と最短距離に対する断層半径の比(横軸)

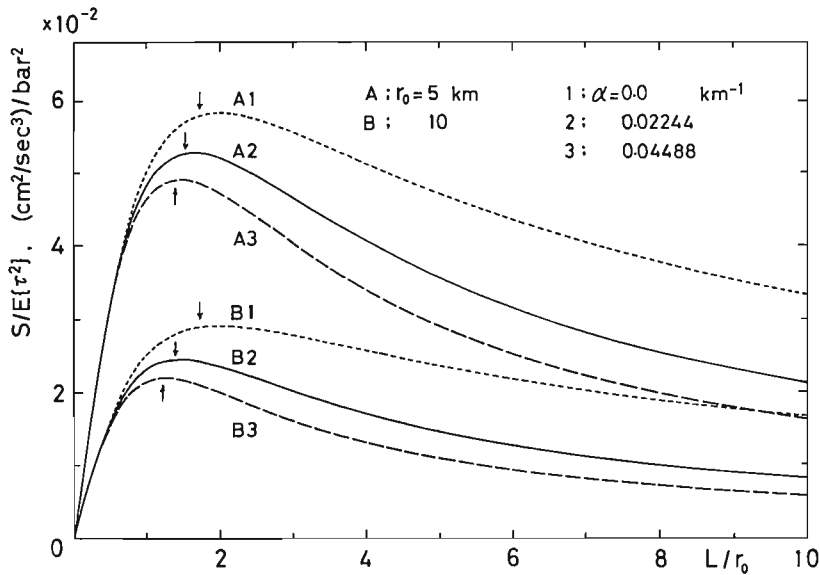


図2. パワー・スペクトル振幅(縦軸)と最短距離に対する断層半径の比(横軸)

大きいときには、全振動継続時間にわたる定常性の近似が成立しないことを示唆している。

ここで得られた重要な結果は、長周期地震波の振幅が応力降下量の平均値に比例するのに対し、短周期地震波は応力降下量の自乗平均の平方根に比例することと、 $L/r_0 \geq 2$ では破壊域がより大きく持つても加速度振幅には効果がないことである。

3. 最大加速度の推定 前記の結果であるパワー・スペクトル密度をもつ入力波が基礎に入射したとして、人工地震波を合成することも不可能ではない。しかし、ここでは、定常確率過程と見做せる時系列の極値の最大値を推定する手法を利用して、最大加速度を推定してみよう。その方法⁽²⁾によれば、

$$\left. \begin{aligned} E[u_{\max}] &\approx \sqrt{2m_0} \left\{ \left[\ln(\sqrt{1-\epsilon^2} N_p) \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{1}{2} \left[\ln(\sqrt{1-\epsilon^2} N_p)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \\ m_0 &= 2 \int_0^{\omega_c} \omega^2 S_0(\omega) d\omega, \quad \epsilon^2 = 1 - \frac{m_0^2}{m_0^2 \pi^4} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

で u_{\max} の期待値が求められる。ここで、 e は Euler の定数、 ω は角周波数、 $S_0(\omega)$ は地表面における加速度波のパワー・スペクトル密度であり、 N_p は時系列のピークの総数である。実際に記録される加速度波形における N_p は、地盤に強く影響されると考えられ、一般論は困難であるが、卓越周波数を仮に 10 Hz とし (前記の f_0 も 10 Hz とする)、振動継続時の L/r_0 を考慮して、

$$N_p = f_0 L/r_0, \quad f_0 = 10 \text{ Hz} \quad (15)$$

とする。また、

$$\left. \begin{aligned} S_0(\omega) &= \begin{cases} 0 & ; \quad 0 \leq \omega \leq \omega_c \\ 4S \frac{\rho \beta}{\rho_0 \beta_0} e^{-2\pi f T/\lambda} & ; \quad \omega_c \leq \omega \end{cases} \\ \omega_c &= 1.85 \beta/L \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

とおく。ここで、 ρ_0, β_0 は地表付近の媒質の密度、 s は速度であり、 T は最短距離 r_0 に対応する伝播経路の走時、 \bar{Q} は平均的存 Q 、 ωL は半径 L の全破壊域を決定論的モデルで記述した場合のコーナー周波数⁽⁷⁾である。(16)式のように $S_0(\omega)$ を定義することにより、地表面の影響 (右辺の係数4) と媒質の不均質性を考慮に入れ、かつ、この理論の適用範囲外の低周波数域はコーナー周波数で振幅をカットしている。決定論的モデルによれば、変位スペクトルは低周波数域でフラットであるから、この振幅のカットは結果に重要な影響を与えとは考えられは

い。
 (14)、(15)式と、すでに述べてきたパラメータの値を用い、単位の大さの $\sqrt{E[\ddot{u}]}$ に対して計算した結果が図3である。最大加速度の期待値の曲線はいずれも $L/r_0 = 2$ 付近から減少している。これは、前述のように、 L が大きく増えるにつれ、観測点から遠い破壊領域からの寄与が平均パワーを引き下げるとともに、振動が継続する全時間にならざる定常性が近似的にも保証され行くからである。したがって、曲線の最大値より右側では、図の高線で示すように、その最大値のまじ横軸に平行に延長すべきであろう。 $r_0 = 5$ kmの場合には、 $Q = 200, 400$ の2例が示されており、 Q の影響が大きいことがわかる。もし、 $\sqrt{E[\ddot{u}]} = 100$ bars とすると、 $r_0 = 20$ km で 740 gal 程度となり、 $r_0 = 10$ km では実に 1460 gal になる。ここで注意すべきことは、 r_0 が小さくはなり得るに、まず、震源が非常に浅い (たとえば深さ数 km) 場合であり、そのような地震の $E[\ddot{u}]$ 、したがって、 $\sqrt{E[\ddot{u}]}$ は小さいはずであることと、平均的 Q も 400 より小さい値を用いるべきであろうことである。

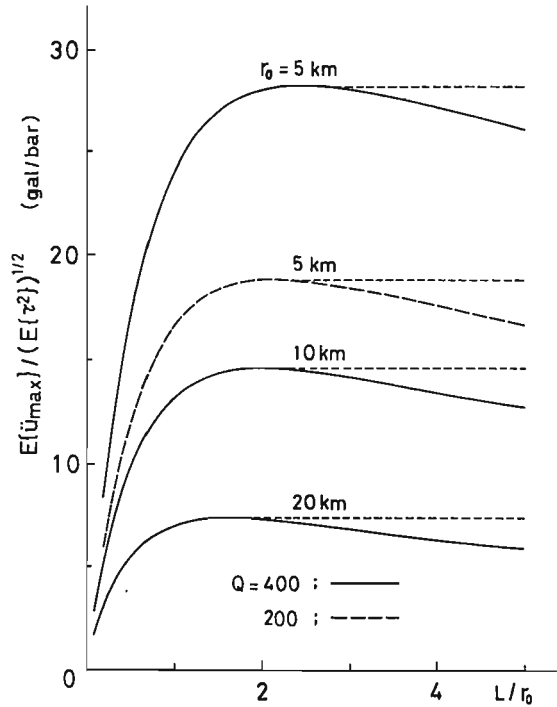


図3. 規格化された最大加速度の期待値 $E[\ddot{u}_{max}]$

4. 宮城県沖地震への応用 確率論的断層モデルで重要なパラメータは、前述のように、応力降下量の自乗平均値である。理論的には $\sqrt{E[\ddot{u}]} \geq E[\ddot{u}]$ であるが、1978年6月12日の宮城県沖地震 (M7.4) とその先行的地震である同年2月20日の地震 (M6.7) の例について、この新しいパラメータの値を推定してみよう。観測データは地盤上に強震計が設置されている大船渡、石巻、塩釜、宮古の4か所の最大加速度である。これらの観測値と比較するために、 $\sqrt{E[\ddot{u}]}$ が 1 bar あたりの最大加速度を (14) 式から理論的に推定する。まず、破壊域の大きさとして、2月20日地震に対しては、 20×10 km² より $L = 8$ km、6月12日地震に対しては、 80×30 km² より $L = 25$ km を採用する。各地点の地盤モデルは表1に掲げているが、宮古については翠川・小林⁽⁷⁾、その他については小林・他⁽⁸⁾ による。表中の最下層は基盤とみられるが、基盤の上部境界面までの非弾性的減衰については $\bar{Q} = 400$ を用い、代表周波数と (15)

表1. 地盤モデル

	THICKNESS (m)	DENSITY (g/cm ³)	S-VEL. (km/s)	Q_0
OFUNATO	360	2.3	1.5	100
	—	2.5	3.0	—
ISHINOMAKI	25	1.9	0.4	10
	200	2.0	0.8	30
	—	2.5	3.0	—
SHIOGAMA	24	1.6	0.08	8
	3	1.8	0.3	10
	93	2.0	0.7	30
	80	2.3	1.5	100
	—	2.5	3.0	—
MIYAKO	2.2	1.6	0.12	20
	7.9	1.7	0.23	20
	200.0	2.0	0.8	100
	1200.0	2.4	2.5	200
	—	2.5	3.5	—

表2. 最大加速度の期待値 $E(\ddot{u})$ と応力降下量の自乗平均値 $E[\tau^2]$

	EARTHQUAKE OF FEB. 20, 1978				EARTHQUAKE OF JUNE 12, 1978			
	CLOSEST DIST. (km)	$E[\ddot{u}]/\sqrt{E[\tau^2]}$ (gal/bar)	OBS. PEAK ACCEL. (gal)	$\sqrt{E[\tau^2]}$ (bar)	CLOSEST DIST. (km)	$E[\ddot{u}]/\sqrt{E[\tau^2]}$ (gal/bar)	OBS. PEAK ACCEL. (gal)	$\sqrt{E[\tau^2]}$ (bar)
MIYAKO	112	0.592	70	118	127	1.19	150	126
OFUNATO	72	0.504	113	224	73	1.27	170	134
ISHINOMAKI	76	0.805	144	178	58	2.80	294	104
SHIOGAMA	100	0.865	129	149	70	3.41	284	84
	AVERAGE				AVERAGE			
	167+39				112+20			

式の卓越周波数は、実際の強震記録の卓越周波数を参考にして、1.5Hzから3Hzを採用した。また、地盤特性の計算には簡単のためにSH波入射の近似により(14)式の $S_0(\omega)$ を求めた。

このように、計算された期待値と観測値から表2の $\sqrt{E[\tau^2]}$ が推定される。従来の決定論的断層モデルに基づく応力降下量、すなわち、 $E[\tau]$ は2月20日地震、6月12日地震のいずれも70barsと推定されている。したがって、 $\sqrt{E[\tau^2]}/E[\tau]$ はそれぞれ約2.4倍、1.6倍となり、2月20日地震の方が大きく、短周期成分に富んでいたことを示している。ところで、破壊強度の確率密度関数はWeibull分布；

$$f(\tau) = m\tau^{m-1} \exp(-a\tau^m) \quad (17)$$

で表現されることばかりではない。もし、断面面上の応力降下量の確率密度関数が上式で表わされるとすれば、

$$\sqrt{E[\tau^2]}/E[\tau] = \sqrt{\Gamma(1 + \frac{2}{m})}/\Gamma(1 + \frac{1}{m}) \quad (18)$$

が導かれる。ここで、 Γ はガンマ関数である。もし $m \geq 1$ とすれば、(18)の比の最大値は $m=1$ のときの $\sqrt{2}$ である。つまり、 $m=0$ と作る確率が0の場合には、この比の値は高々1.4程度である。はじめに述べたマスペリテー・モデルの2つのピークをもつ密度関数を想起するならば、この結果は大変興味深い。

宮城県中の2つの地震に対して求めた $E[\tau^2]$ の推定値を利用して、地盤構造知られている任意の場所の最大加速度の期待値を計算することができる。この期待値は宮城県中の地震で経験したはずの最大加速度である。仙台市内の代表的地盤⁽⁷⁾として表3の5ヶ所のそれぞれについて計算した結果が表4である。なお、仙台から破壊域までの最短距離は、2月地震が116km、6月地震が102kmであり、「七十七銀行」と「住友生命」に対しては「仙台駅」のモデルを使用した。建物に設置された強震計による観測値も表4に併記したが、「東北大学」を除いて理論的期待値とよく一致しているといえよう。

表3. 仙台市内各地の地盤モデル

	THICKNESS (m)	DENSITY (g/cm ³)	S-VEL. (km/s)	Q_0
TOHOKU U. (AOBAYAMA)	23	1.9	0.3	20
	157	2.0	0.7	50
	820	2.3	1.5	100
	—	2.5	3.0	—
SENDAI ST.	8	1.8	0.25	20
	132	2.0	0.70	50
	860	2.3	1.50	100
	—	2.5	3.00	—
TAKASAGO	23	1.7	0.16	10
	29	1.8	0.40	20
	28	2.0	0.70	50
	920	2.3	1.50	100
	—	2.5	3.00	—
ROKUGO	7	1.6	0.10	10
	11	1.7	0.23	10
	17	1.8	0.40	20
	65	2.0	0.70	50
	900	2.3	1.50	100
	—	2.5	3.00	—
KASUMINOME	6	1.6	0.10	10
	11	1.7	0.23	10
	19	1.8	0.40	20
	64	2.0	0.70	50
	900	2.3	1.50	100
	—	2.5	3.00	—

表4. 最大加速度の理論値と観測値

	FEB. 20 PEAK ACCEL.		JUNE 12 PEAK ACCEL.	
	THEORY (gal)	OBS. (gal)	THEORY (gal)	OBS. (gal)
TOHOKU UNIV. (1F)	105	170	297	240
77 GINKO (B1F)	95	98	291	294
SUMITOMO-SEIMEI (B2F)	95	105	291	250
KASUMINOME	174	—	488	—
ROKUGO	179	—	495	—
TAKASAGO	137	—	380	—

強震記録がほしいため実測値と比較できず、六郷村との地盤の違い地点ではきわめて大きな最大加速度であったと想像される。

ここで紹介された確率論的断層モデルは、きつるべき大地震による最大加速度を予測する目的としては、単純すぎにきわめて便利モデルと思われる。しかし、全周期範囲にわたる加速度波形を推定するには尚ほ一層の工夫が必要である。もちろん、その短周期部分については決定論的予測は不可能であって、確率論的モデルに従って予測されるべきであるが、その長周期部分については、決定論的モデルからの予測に一致するものを探れば足りない。この異質の両モデルの結合をいっけて、より実用的な入力波を推定することが今後の課題である。

文 献

- 1) Aki, K., Characterization of barriers on an earthquake fault, *J. Geophys. Res.*, Vol. 84, pp. 6140-6148, 1979.
- 2) 金森博雄, 地震活動と地震予知 南カリフォルニアの例, 地震予知研究シンポジウム (1980), pp. 163-174, 1980.
- 3) 三雲健, 地震を発生させる応力の大きさと断層の破壊, 地球, 第2巻, pp. 560-568, 1980.
- 4) 平沢明郎・山本清彦, 震源の確率モデルと最大加速度の推定, 地震学会講演予稿集, No. 2, p. 142, 1977.
- 5) Sato, T. and T. Hirasawa, Body wave spectra from propagating shear cracks, *J. Phys. Earth*, Vol. 21, pp. 445-431, 1973.
- 6) Cartwright, D.E. and M.S. Longuet-Higgins, The statistical distribution of the maxima of a random function, *Proc. Roy. Soc. London, Ser. A*, Vol. 237, pp. 212-232, 1956.
- 7) 翠川三郎・小林啓美, 地震動の地震基盤からの入射波スペクトルの性質, 日本建築学会論文報告集, 第275号, pp. 43-54, 1978.
- 8) Kobayashi, H., K. Seo and S. Midorikawa, Strong ground motions and seismic microzonation, Part I, A report on the Miyagi-oki, Japan, of June 12, 1978, *Second Conf. on Microzonation*, Nov. 1978, pp. 1-13, 1978.

(* 東北大学教授・理博)

まえがき 筆者は入力地震動の研究者ではなく、この課題を扱う能力はないが、8回にわたるシンポジウムの資料集を通覧して、入力地震動を考えるのに直接に関係がありそうな要点のみを取り上げ、関連した研究も含めて要約してみた。このシンポジウムは常に入力地震動の研究を中心テーマにしており、これを理解するには資料集を読むにしくはないが、初めてシンポジウムに参加される人の手引きのつもりで書いた。文中の氏名の次のローマ数字はシンポジウムの開催回次を示している。

1 地震動のパラメータ

地震動のスペクトルは次式で表わされている。

$$E(\omega) \cdot R(\omega) \cdot S(\omega) \tag{1}$$

または、実体波と表面波に分離して次のように書ける。

$$E_b R_b S_b + E_s R_s S_s \tag{2}$$

ここで

$E(\omega)$ = 震源スペクトル

$R(\omega)$ = Radiation スペクトル、または
径路の伝達スペクトル

$S(\omega)$ = 表層の伝達スペクトル

これらのスペクトルは以下に示すパラメータに依存している。

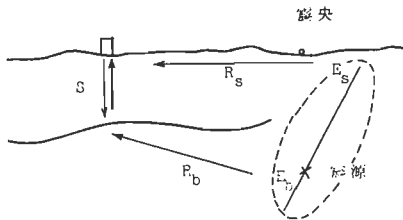


図1

震源パラメータ	
マグニチュード M	
日本気象庁マグニチュード	M_J
表面波マグニチュード	M_b
ローカル (または Richter) マグニチュード	M_L
震源深さ (または、エネルギー解放中心深さ)	
地震モーメント $M_0 = \mu US$	
断層のずれ U、応力降下 $\Delta\sigma$ 、立上り時間 τ	
断層型 (横ずれ、縦ずれ)	
断層の長さ L、幅 W、面積 S、方位	

- (1) M_J は M 6 までは M_L に近く、それ以上では M_b に近い。
- (11) 短周期地動を主として問題にする地震工学では M_L の方が地震の強さとの相関がよいという理由で M_L は米国で多く用いられている。
(Kanamori・他, 1978)

表 1 (Kanamori・他, 1978, 田中, VII)

		M_L	M_b
Long Beach	1933	6.4	6.2
Imperial (El Centro)	1940	6.5	7.1
Kern County (Taft)	1952	7.2	7.7
Parkfield	1966	5.8	6.0
San Fernando	1971	6.3	6.6
伊豆大島近海地震	1978	6.5	7.0

- (111) M と察知の物理量との関係を表わすものとして次の式が知られている。

地震モーメント $M_0 \sim M$

$$\log_{10} M_0 = 1.5 M + 16 \quad (\text{c.g.s}) \quad \text{笠原 (1975)} \tag{3}$$

断層ずれ $U \sim M$

$$\log_{10} U = 0.55 M - 3.71 \quad (\text{m}) \quad \text{飯田 (1967)} \tag{4}$$

$$\log_{10} U = 0.6 M - 4.0 \quad (\text{m}) \quad \text{松田 (1975)} \tag{5}$$

断層長さ $L \sim M$

$$\log_{10} L_c = 0.6 M - 2.9 \quad (\text{km})^* \quad \text{松田 (1975)} \tag{6}$$

$$\log_{10} L_m = 0.5 M - 1.8 \quad (\text{km})^{**} \quad \text{大塚 (1965)} \tag{7}$$

*) 地震断層長さについて平均的關係。

**) 震源断層長さは地震断層長さの上限という考え方から、上限における關係を示す。

余震域の直径 $L \sim M$

$$\log_{10} L = 0.5 M - 1.8 \quad (\text{km}) \quad \text{宇津 (1969)} \tag{8}$$

余震体積の半径 D (km)

$$\log_{10} D = 0.353M - 1.134 \quad \text{飯田 (1963)} \tag{9}$$

コーナー周期 T_c (sec)

$$\log_{10} T_c = 0.5 M - 2.42 \quad \text{太田 (IV)} \tag{10}$$

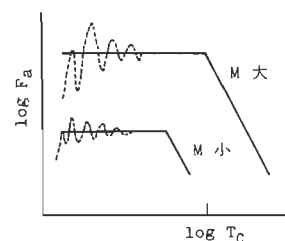


図 2

(iv) 震源スペクトルの基本的な表現は次の積で表される。

(地震モーメント)

× (断層のずりの運動の時間関数のスペクトル)

× (割れ目の伝搬, 方位に関するスペクトル)

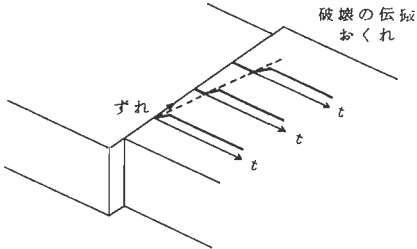


図 3

径路パラメータ	
距離 x 、(震央距離 Δ 、震源距離、エネルギー解放中心距離、地震断層線までの距離、断層面までの最短距離)、方位	
Q 値、地震基盤までの深さ	

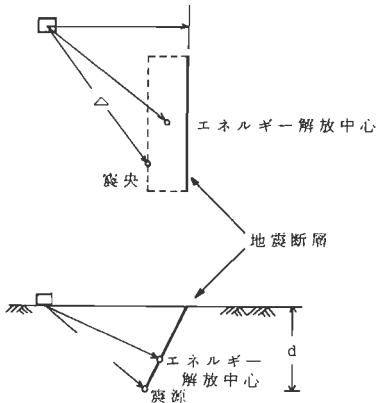


図 4 距離のとり方

図5のように x_1 軸に平行な単純横ずれ断層からの S 波に対して、これを点震源と見なせるような遠距離の地震基盤までの伝達スペクトルは次式で与えられている。

$$R = \frac{(e_\theta \cos 2\theta \sin \phi + e_\phi \cos \theta \cos \phi)}{4\pi\beta^3} \frac{1}{r} \exp\left(-\frac{\omega r}{2Q\beta}\right) \quad (11)$$

(e_θ, e_ϕ) θ, ϕ 方向の単位ベクトル
 β 地殻の横波速度
 ρ " の密度 r 震源距離

岩盤露頭での地震動スペクトルは $2E(\omega)R(\omega)$ で与えられる。上記の単純横ずれ断層の S 波に対して、太田 (IV) は加速度スペクトルを求めている。工藤 (1978) より $F_a = 1.86 \times 10^{0.5M-1} r^{-1}$ (cm/sec), r (km) (12)

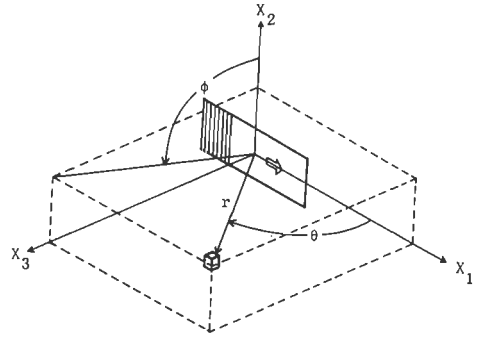


図 5

また、同じ条件のもとで単純横ずれ断層から出る表面波に対して、工藤 (VI) は次の結果を得ている。

$$F_a = 7.2 \times 10^{0.5M-2} \cdot r^{-1/2} \quad (13)$$

以上はいずれも、スムーズな断層ずり運動を仮定しているので、長周期を対象としたものである。

表層パラメータ	
上部	地層構造、地盤種別 地盤卓越周期 地形 (山岳、台地、傾斜地)
下部	地層構造、地震基盤の深さ

(1) 地震基盤

地震動の短周期成分 (主として 1sec 以下) を問題にするときは、 $V_s = 600 \sim 800$ m/sec の地層を地震基盤とし、それよりも長周期を対象とするときは地殻の上面 ($V_p = 5 \sim 6$ km/sec, $V_s = 3$ km/sec) を地震基盤としている。東京首都圏においてはこの下部の基盤深さが求められており、等深度図が提示されている。(鶴、Ⅷ p. 39) これによると 23 区部では 2.4~3 km で西側ではやや深くなっている。そして平均的な地層構造を図 6 のように与えている。

1.4 ~ 1.5 km	$V_p = 1.8$ km/sec $V_s = 0.7$ km/sec
0.8 ~ 1.0 km	$V_p = 2.8$ km/sec $V_s = 1.5$ km/sec
	$V_p = 5.6$ km/sec $V_s = 3.0$ km/sec

図 6

上方の基盤は東京では三浦層群と呼ばれているが、これはまた局所的にしかわかっておらず、(例えば、小林、Ⅲ p. 4) まだ、等深度図が作成されるまでに

はいたっていない。

(2) 地盤種別

地盤種別は、過去の被害で、太平洋側の巨大地震に際しては木造家屋の被害が常に軟弱層に集中的に起っており、しかもその厚さの大きいほど被害率が高かったという経験にもとづいて導入されたものである。新耐震設計法 (1980) ではこれを次のように決めている。

表 2 地盤種別

地盤種別	地盤構成及び特性
第 1 種 (硬質)	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって、岩盤・硬質れき層その他主として第 2 種以前の地層によって構成されているもの、または地盤周期が 0.2 秒以下のもの
第 2 種 (普通)	第 1 種、第 3 種に規定されている以外のもの
第 3 種 (軟弱)	腐植土・泥土その他これに類するもので構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む）で、その深さがおおむね 30 m 以上のもの、沼沢・泥濘等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3 m 以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね 30 年経過していないもの、または地盤周期が 0.75 秒以上であるもの

2 震源域での地震動

日本では震源域における強震記録は松代地震（1966、 $M=4.5\sim 5$ ）で最大 0.6g を記録しているが、 $M>6$ で被害をうけたような場所での記録はない。表 3 は松代地震、表 4 は主として米国の最大速度を示す。

V_h 最大水平速度, V_v 最大上下速度 (cm/sec)

表 3 (震研強震観測センター, 1976)

月日	M	d	Δ	V_h	V_v
4 5	5.1	4.3	4.0	25	3
			3.0	21	2
4 17	4.7	5.6	3.5	9	2
5 2	4.5	3.6	5.5	10	1
20	4.9	5.5	2.5	6	2
			4	19	3
28	4.7	3.2	1.5	34	9
6 12	4.6	6.8	7.5	9	2
7 10	4.4	4.8	5.5	11	3
8 3	5.0	3.2	6.5	22	9
8 28	5.0	7.0	9	20	5

表 4 (Hudson, 1977)

	M_L^{**}	I_{MM}	距離	V_h	V_v
El Centro	1940 6.5 (6.7)	X	6	35	11
"	* 1979 6.5		10	45	
San Fernando	1971 6.3 (6.4)	X - XI	3	85	58
Olympia	1949 6.5 (7.1)	VIII	19	7	
Helena	1935 5.5 (6.0)	VIII	3~8	10	10
Koyna	1967 6.5	VIII	3	28	35
Managua	1972 6.2	VIII	5<	34	18
Long Beach	* 1933 6.3		15	30	
Parkfield No.2	1966 5.8 (5.6)	VII	7	78	14

(I_{MM} 修正メルカリ震度階)

*) Boore (1980) より追加

**) Lee, Jennings and Housner (1980) より修正

() 内は Hudson (1977)

村松 (IV、V) によれば、内陸地震の場合、震度 I 6 の地域はほぼ余震域の全域を占めるといふ。震央域における加速度は、日本では墓石の転倒率、住家の破壊率から推定されている。図 7 は表・他 (1979) がかようにして求めたもので、(1) M が増加するとともに加速度は増加するが限界がある、(2) 震央域の広さは M とともに増加し、その域内では加速度はほぼ一定値を示す。

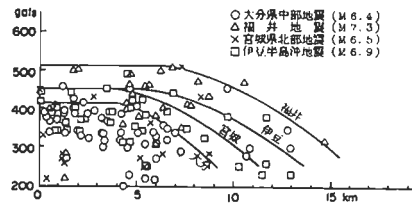


図 7 岩盤地帯における最大加速度と推定断層距離の関係

断層モデルを用いて震源域の地震動を推定しようとする試みもしばしば行われている。図 8 はその一例で $M=7$ に相当するものとして $L=50\text{km}$ 、 $W=40\text{km}$ の垂直横ずれ断層で、 $U=1.2\text{m}$ 、立ち上り時間 2 sec、破壊の伝搬速度 $C=2\text{km/sec}$ を仮定し、かつ短周期は実験式による補正等を行って求めたものである。

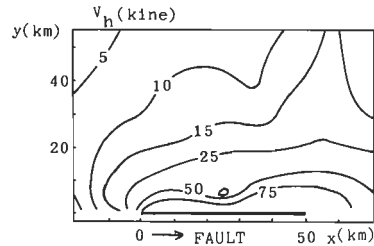


図 8 断層近傍の地表における最大水平速度分布 (計算)、(佐藤・鈴木 (1979) より)

3 入力地震動パラメータ

強震記録は入力地震動を決める最も直接的な実証データであり、その数も最近では統計処理にたえられる程度に増えたので、回帰分析によって地震動に關係する各種パラメータの分析を行い、その結果を総合して、確率統計的な入力地震動を求めていく方向にある。そのとき、入力地震動パラメータとして次のものが用いられている。

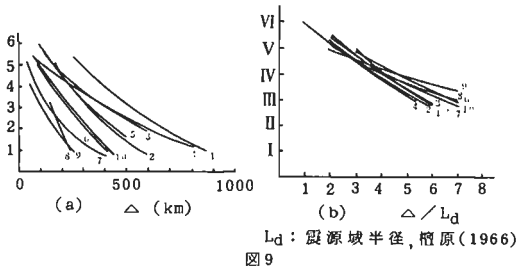
入力地震動パラメータ	γ
震度階	I
最大加速度, 最大速度	A, V
加速度応答スペクトル	$S_a(T, h)$
速度応答スペクトル	$S_v(T, h)$
加速度フーリエ・スペクトル	$F_a(T)$
速度フーリエ・スペクトル	$F_v(T)$

(1) 震度階

河角 (1943) はいろいろの地震について気象庁震度階と震央距離の關係を図 9 (a) のように求め、これより $\Delta=100\text{km}$ の I をもって M_k (河角マグニチュード) を定義し、 M_j との間に次の關係式を導いた。

$$M_j = 4.85 + 0.5 M_k \quad (14)$$

嶋 (1977) はこの図について、横軸を△の代りに、震源域半径との比、△/L_dをとると図9 (b) のように、地震の大きさに関係なくほぼ統一的にあらわされることを示した。



(11) 回帰分析

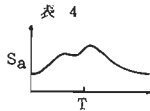
よく用いられる回帰式は、震源パラメータとしてマグニチュード M、径路パラメータとして距離 x、表層パラメータとして地盤種別 S をとりあげ、入力パラメータとの間に次式を設定している。

$$\log_{10} y = aM + b \log_{10} x + c \quad (15)$$

$$\log_{10} y = aM + b \log_{10} (\Delta + d) + c \quad (15')$$

$$\log y = \log f_M + \log f_\Delta + \log f_S \quad (16)$$

(16) は数量化理論にもとづき、アイテム M, x, S をいくつかのカテゴリーに分類し、各カテゴリーごとの重み関数 f_M, f_Δ, f_S を求めていこうとするものである。



T=

データ	M	x	S	←(アイテム)
(No) Sa				←(カテゴリー)
1				
2				
3				
⋮				
⋮				
⋮				
n				

(15) は M, log x の 1 次式に固定されているため、これ以上に高次の変動は求められないが、(16) では可能である。しかし、(16) はカテゴリーの分類を適切に行う必要があるし、カテゴリーの数が増すと計算量が非常に大きくなる。

(11i) 地動の最大値 A, V

金井 (1966) は岩盤における水平の最大速度 V_h について次式を求めた。

$$\log_{10} V_h = 0.6 M - P \log_{10} x - Q \quad (\text{cm/sec}) \quad (17)$$

$$P = 1.66 + 3.60/x$$

$$Q = 0.631 + 1.83/x$$

同じように、大崎・他 (1980) は次式を求めた。

$$\log_{10} A_h = 0.440 M - 1.38 \log_{10} x + 1.04 \quad (\text{gal}) \quad (18)$$

$$\log_{10} V_h = 0.607 M - 1.19 \log_{10} x - 1.40 \quad (\text{cm/sec}) \quad (19)$$

ここで $x = \sqrt{\Delta^2 + (D/2)^2}$

D は (9) の余震体の半径である。

図 10 は (9) の D 及び (7) の L_m を用いて A ~ x/D、V_h ~ x/L_m を書いたもので、ほぼ M に無関係に表せる。計測でも、沢田・他 (1980) は M < 4 に対し、A ~ Δ/L がよい相関を有することを示している。

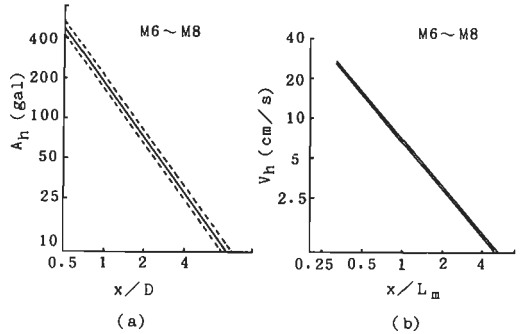


図 10

震央は x/D = 0.5 であるから、この図によると震央の最大加速度は M の如何にかかわらず 0.42 g 程度ということになる。

(iv) 応答スペクトル

小林・長橋・翠川・小林 (VI, p.39) は地表でとれた強震記録から地震基盤における入射波の応答スペクトルを求める過程で (20) の回帰分析を行い、基盤スペクトルの特性を明らかにしている。また、大崎・他 (1980) は岩盤における多数の記録に対して回帰分析を行い、図 11 の結果を得た。

$$\log_{10} S_v(T, 0.05) = a(T) \cdot M - b(T) \cdot \log x - c(T) \quad (20)$$

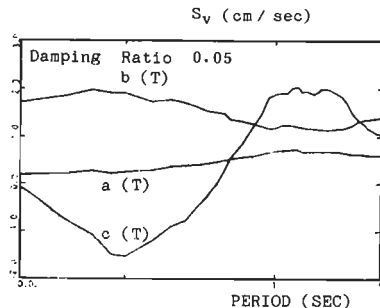


図 11

これより、M が大きくなるにつれて、長周期側が顕著になり、また、距離の近い方は短周期が顕著になることがわかる。

片山 (1977) は日本の 277 の強震記録をサンプルとして (16) によって、 $S_a(T, 0.05)$ を求めている。図 12 はその内の地盤種別による重み関数 f_B を第一種地盤 (岩盤) を基準 1.0 として書いたものである。この図によると、軟弱地盤ほど f_B が増大すること、地盤種別にかかわらずほぼ 1 sec 辺にピークがあること、および、0.25 sec 以下では 2、3、4 種とも $f_B < 1.0$ となっていることがわかる。

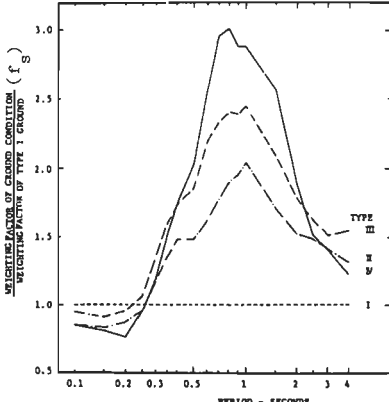


図 12

M、 Δ による分類をせずに、地盤種別のみ注目した平均スペクトルとしては、太田・他 (VI)、土田 (IV) Seed・他 (1974) が有名である。

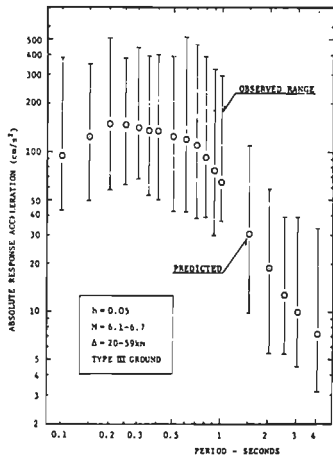
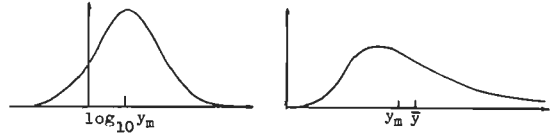


図 13

図 13 は片山 (1977) がある特定の категорияに属するものについて回帰分析による平均値と、実データとを比較したものである。この種のデータはかなりばらつきが大きい。また、データ y の分布は対数正規分布に近いという。つまり $\log_{10} y$ が正規分布になっている。



(a) 正規分布

(b) 対数正規分布

図 14

このため、求められた平均 y_m (中央値、median という)

$$\log_{10} y_m = E(\log_{10} y) \quad (21)$$

は、算術平均

$$\bar{y} = E(y) \quad (22)$$

よりも小さく、次の関係にある。

$$\bar{y} = y_m \exp(s^2/2) \quad (23)$$

$$s = \log_e 10 \cdot \sqrt{\text{Var}(\log_{10} y)} \quad (24)$$

また、変動係数 σ_y / \bar{y} は s と次の関係にある。

$$s^2 = \log [1 + (\sigma_y / \bar{y})^2] \quad (25)$$

片山 (1977) の場合は

$$\bar{y} / y_m = 1.27 \quad (26)$$

になっているという。この種の解析では通常、中央値 y_m が結果として出されているが、データのばらつきが大きいから平均値 \bar{y} よりもかなり下回った値となっていることに注意する必要がある。

(v) 長周期フーリエ・スペクトル

田中・他 (VI) は東京における長周期地動が 2 ~ 8 sec にかけて、平均的に見てフラットであり、その加速度フーリエ・スペクトルを次のように求めた。

$$\log_{10} F_a = 0.74 M - 0.89 \log_{10} \Delta - 2.2 \quad (\text{cm/sec}) \quad (27)$$

地層構造から求められる卓越周期は SH 波、ラブ波は 8 sec、レーレー波は 4 sec 近くである。しかし、これら長周期は常に現われるわけではない。図 15 は八戸の十勝沖地震 (1968) 及びその余震について、とくに八戸の卓越周期 (2.5 sec) 辺のスペクトルが M に大きく依存していることを示した図で、短周期側 (0.1 ~ 1.0 sec) の

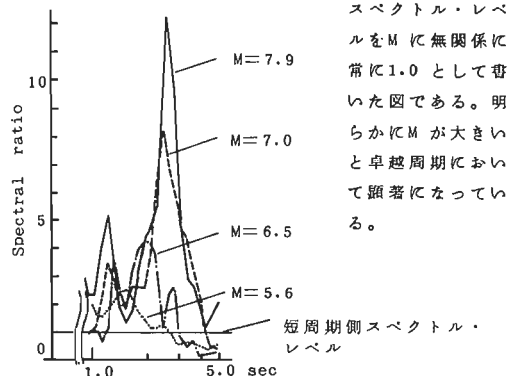


図 15 M < 5.4 の地震に対する長周期側の相対的なスペクトル比 (田中, IV, より作図)

4 上部表層による増幅

地表下数 10 m の表層による増幅は、本シンポジウムでは最も多くの資料が提供されている。そして、例えば東京における水平最大加速度の平均値として、太田(VI)は、第三紀層から東京礫層へは約 1.5倍、東京礫層から地表へは下町で 2.4倍、山手台地で 2.9倍程度と報告している。もちろん、局地的な影響の方が大きい。しかし、このような計測から得られる増幅は弱震動時のものであり、土の非線形性を考慮しなければならない。強震動時のものは解析に頼っている。この場合用いられている方法は下記のものである。

- a. 等価線形化法
- b. Ramberg-Osgood 法
- c. Hardin-Drnevich 法

等価線形化法は実用的な方法であるが、等価な G、h を求めるための有効ひずみ $\bar{\gamma}$ の算出法が経験的であるため、おのずから適用範囲をもつ。(原・他、1980)

5 入力地震動における地盤一構造物の動的相互作用

構造物への入力にとまなり現象をわかりやすくするために線形系とすると、図 16 のように分離して考えることができる。

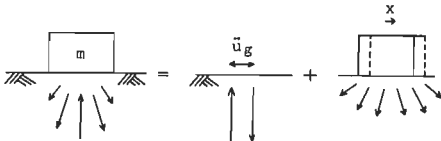


図 16

例えば上部構造を剛体として式で表わすと

$$-m\omega^2 X(\omega) + [k_1(\omega) + ik_2(\omega)]X(\omega) = -m\ddot{u}_g(\omega) \quad (28)$$

$X(\omega)$ = x のフーリエ変換

$\ddot{u}_g(\omega)$ = 地表加速度 \ddot{u}_g のフーリエ変換

このとき基礎面に地震波が水平または斜めに入射したり、下方の地層に凹凸があって地震波が散乱波となって入射する場合(図 17、a)とか、また地下階がある場合(図 17、b)などは、基礎盤や地下壁の存在は地震波を空間的に均等化する効果をもつ。したがって、このような場合は均等化された地震動が構造物に対する入力となる。

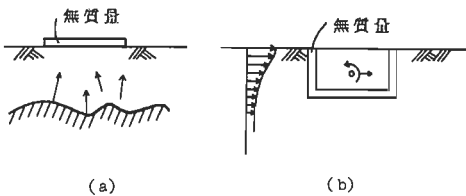


図 17

上記のように、剛基礎の変形拘束効果による入力地震動

の修正は、山原・他(1978)は基礎接地面内に分布する地震動を時間軸上で平均化する方法をとり、渡辺・他(1980)は地下壁について、変形拘束による効果を考慮して求めている。なお、地盤に対して有限要素法を適用した地盤一構造物系モデルによる解析では、上記のような入力地震動の修正は陽には求められていないが、おのずから考慮されている。

引用文献

- 1) Kanamori・他(1978), Bull. Seism. Soc. Am. 68, 2, 471~485
- 2) 工藤(1978), 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 273~280
- 3) 新耐震設計法(1980), 渡部 丹, 建築年報(活動編), 建築雑誌, 95, 1169, 89~94
- 4) 震研強震観測センター(1976), 松代群発地震地域における強震記録のデジタル・データ
- 5) Hudson(1977), Proc. 6 WCEE, Vol. 1, 323~329
- 6) Boore(1980), Proc. 7 WCEE, Vol. 2, 577~584
- 7) Lee, Jennings and Housner(1980), EERL 80-01, California Institute of Technology
- 8) 表・他(1978), 建築学会大会, 549~550
- 9) 佐藤・鈴木(1979), 自然災害特別研究, 研究成果, A-54-3, 25~35
- 10) 嶋(1977), 計測と制御, 16, 685~693
- 11) 金井(1966), 第2回日本地震工学シンポジウム講演集, 1~4
- 12) 大崎・他(1980), Proc. 7 WCEE, Vol. 2, 97~102
- 13) 沢田・他(1980), Proc. 7 WCEE, Vol. 2, 239~246
- 14) 片山・他(1977), Bull. Earthquake Resistant Structure Research Center, The Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo
- Seed・他(1974), EERC 74-12, Univ. California, Berkeley
- 15) 原・他(1980), 建築学会大会, 539~540
- 16) 山原・他(1978), 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 545~552
- 17) 渡辺・他(1980), 建築学会大会, 565~566

MEMO

MEMO