ISSN—0386—5878
土 研 資 料 第1992号

土 木 研 究 所 資 料

確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法

昭和58年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1983 fiscal year by P.W.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor transland into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.
この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま　え　が　き

地震応答解析により構造物の耐震性を検討する際には，入力地震動を適切に選定することが重要である。入力地震動としては，古くはエルセントロの波形が，また，最近では1968年十勝沖地震による八戸港の記録，あるいは1978年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録等，過去の代表的な実地震による強震記録が用いられる事例が多い。しかしながら，地震動の特性は地震の規模，伝播特性，構造物建設地点周辺の地形・地盤等により複雑に変化するとともに，現状ではどの程度の耐震性を確保するのかという耐震設計の目標水準が一般には必ずしも合意されていないことから，入力地震動波形の強度および特性を選定するに際して，一定の手順化された考え方が提示されていないのが現状である。

本報告は，動的解析の目的を分類し，これに基づいて入力地震動に必要とされる事項を整理するとともに，現状において入力地震動を設定するために取り得る手法をとりまとめた。また，このような検討結果を踏まえて，入力地震動の設定方法として，想定地震に基づく方法と統計確率的に求める方法の両者を併用することを提案するとともに，後者の方法については既往の地震活動度に基づき，当該建設地点で予想される地震動の加速度応答スペクトルの期待値を求め，これに応答スペクトル特性が近似する強震記録を振動数領域で振幅調整する方法を提示するものである。

昭和58年3月

建設省土木研究所地震防災部振動研究室

室　　長　　荒川直士
主任研究員　　川島一彦
研究員　　田村敬一

目　　次

まえがき
1. 概　　説 …… 1
1－1. 動的解析の分類 …… 1
1－2. 現在までに動的解析に用いられた入力地震動の設定法 …… 3
1－3. 本報告で提案する入力地震動の設定法 …… 11
2. 地震応答スペクトルの期待値の解析 …… 13
2－1. 解析手法の概要 …… 13
2－2. 東京湾湾央部に対する試算例 …… 16
3. 入力地震動強度の目安 …… 25
4. 時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形 …… 27
5. まとめ …… 31
謝　辞 …… 32
参考文献 …… 33
付属資料－I　地震動強度期待値における最小地震のマグニチュード m_0 の影響 …… 37
付属資料－II　目標とする応答スペクトルに合わせた強震記録の振幅特性調整法 …… 43

1. 概　説

1－1. 動的解析の分類

一般に動的解析は震度法で設計計算された構造物の耐震性を構造物が地震時に経験するであろう実際の動的挙動を再現することにより詳細に検討する際に行われる。

すなわち，震度法における耐震計算は動的な地震力を静的な力に置きかえるとともに，構造物を簡単な系に置きかえて行うため，こうした仮定が実際の状況と一致しにくい構造物に対しては，動的解析により詳細に耐震性を確認しようとするものである。

現行の震度法による設計計算の過程を分類すると以下の3ステップから構成されている。

i) 設計震度 k_H の決定（外力の決定）

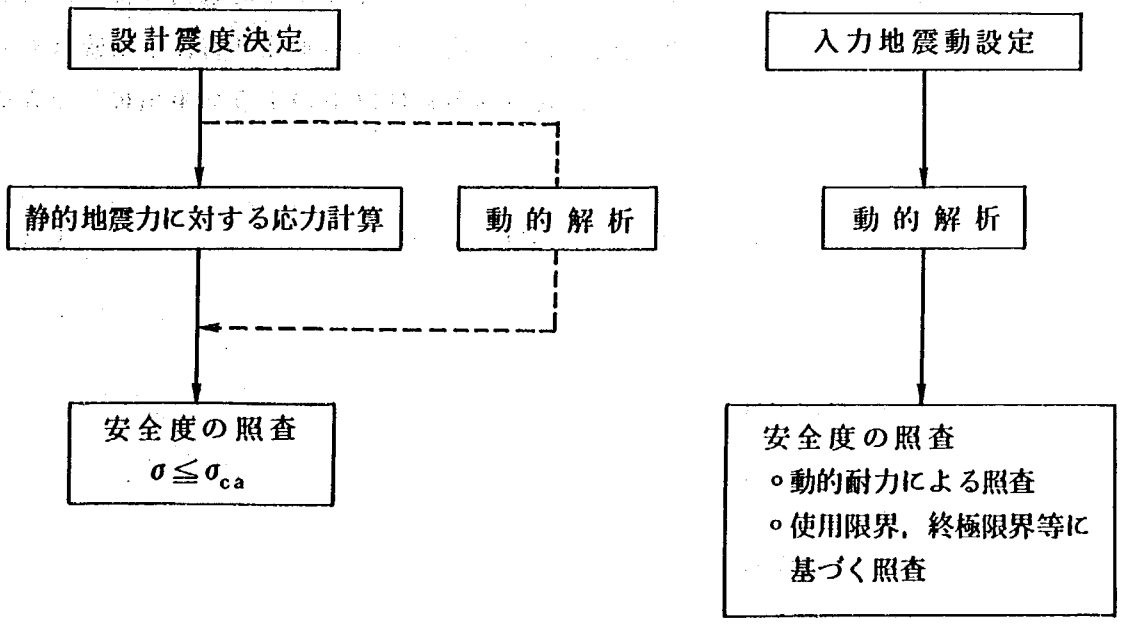
ii) 静的地震力 $k_H W$（W：当該検討箇所に作用する構造物の重量）によって生じる断面力，応力度 σ 等の計算（応力計算）

iii) 一般には $\sigma \leqq \sigma_a$ で代表される応力度の照査（安全度の照査）

このような震度法の設計計算のうち，どの部分を動的解析で代替するかによって，現在一般に行われている動的解析は以下のように大きく2種類に分類することができる。

1) 静的応力計算の確認のための動的解析

震度法の計算では，静的荷重に置きかえた地震力に対して，構造物の応力を静的に計算するが，これを構造物の動的特性を考慮して動的に検討しようとするものが静的応力計算の確認のための動的解析である。すなわちこの場合には，震度法における設計計算のうちステップ2（応力計算）を動的解析で代替しようとするものである（図1－1(a)参照）。



(a) 静的応力計算の確認のための動的解析　　(b) 広義の動的解析

図1－1　動的解析の目的別分類

この場合には，地震力の大きさは設計震度により与えられるため，動的解析に用いる入力地震動は静的地震外力（ $k_H W$ ）と等価な効果を持つことが期待される。動的解析では，安全度の照査の基準として断面力の最大値を用いる場合が多いため，入力地震動についても最大値，すなわち，一般には最大加速度 a_{max} に着目して強度を以下のように与える場合が多い。

$$a_{max} = 980 \times k_H \text{〔 gal 〕} \qquad (1-1)$$

ここで重要なのは，静的応力計算の確認のための動的解析においては，個々の箇所における断面力の値も重要ではあるが，それと同程度に震度法により求められた断面力の分布と動的解析による断面力の分布に著しい相違があるか無いか，あるとすればどのような箇所において動的応答を考慮することにより断面力が集中しやすいかを調査することに検討の重点が置かれる場合がある点である。したがってこのような場合には，極端に言えば，入力地震動の強度は必ずしも重要ではなく，各種の周期特性を包含した数種類の地震波形による動的解析から，その構造物に最悪な状態を見つけ出すことに重点が置かれている。したがって，基本的には，あくまで震度法による設計計算の結果得られた断面力を標準として，これに動的解析の精度，入力地震動の確かさ等を工学的に判断して，動的解析による断面力の増分に対する対策を講じることで設計に反映しようとするものである。

2） 広義の動的解析

震度法による静的耐震計算とは別の枠組みで，動的に構造物の耐震性を検討するために行う動的解析をここでは広義の，もしくは一般の動的解析と呼ぶ。広義の動的解析は上述した震度法の３要素を全て動的解析用に置き直したものであり，図１－１(b)に示すように，i)入力地震動の設定，ii)動的解析，iii)動的耐力に基づく安全性の照査の３項目から構成される。

一般には，次節に示すように要求される耐震性のレベルを与えて構造物の安全性を照査する場合に用いられることが多く，入力地震動は周期特性のみならず強度特性も明確なものでなければならない。したがって，この場合には，入力地震動は以下のような事項に基づき決定する必要がある。

$$\text{入力地震動} = f\,(\,EQ,\ GC,\ ST,\ p\,) \qquad (1-2)$$

ここで，

EQ ： 地震条件

GC ： 地盤条件

ST ： 構造条件

p ： 考慮すべき安全度の指標

震度法における耐震計算では地震条件 EQ および考慮すべき安全度の指標 p は標準設計震度 k_0（一部は，荷重の組み合わせおよび安全率に含まれる）として，また，地盤条件 GC および構造条件 ST は，それぞれ地盤別補正係数，構造特性別補正係数（修正震度法）として与えている。したがって，前節に示した静的応力計算の確認のための動的解析では式（1－2）の各項目を一々検討しなくても，たとえば式（1－1）に示したように設計水平震度 k_H をもとに，入力地震動の強度を定めることができる。しかし，広義の動的解析では，入力地震動を設計水平震度に基づいて定めるのではなく，個々の地点の特性に合せて定めることができるため，より当該構造物の特性に見合った正確な耐震性の評価が可能ではあるが，一方では考慮すべき安全度の指標 p のように，現状では，考え方がはっきり定められていない事項もあるため，こうした点について責任技術者の適切な行政判断が求められる。ただし，ここで注意しなければならないのは，このような事情は基本的には震度法でも同様であるはずである点であり，設計水平震度 k_H の値を求める前に，どの程度の地震を対象として，構造物の被害をどの程度にとどめるか，いいかえれば，安全性の指標をどの程度にとればよいかが十分議論されている必要がある。

1－2. 現在までに動的解析に用いられた入力地震動の設定法

現在までに実施された構造物に対する主要な動的解析について，入力地震動の設定根拠および入力地震波を示すと表1－1のようになる。これによれば，入力地震動は，その時点での耐震工学上の知見に基づき，個々に判断して定められているが，これらを整理すると以下の4種類に分けることができる。

1）設計震度に準じた強度特性の設定法

式（1－1）により設計震度 k_H に応じて定める方法で，一般には地表面で $k_H = 0.2$，基盤面ではこの3／4程度を見込み（$k_H = 0.15$），それぞれ200 gal，150 gal程度とされる場合が多い。

2）狭義の想定地震に基づく方法

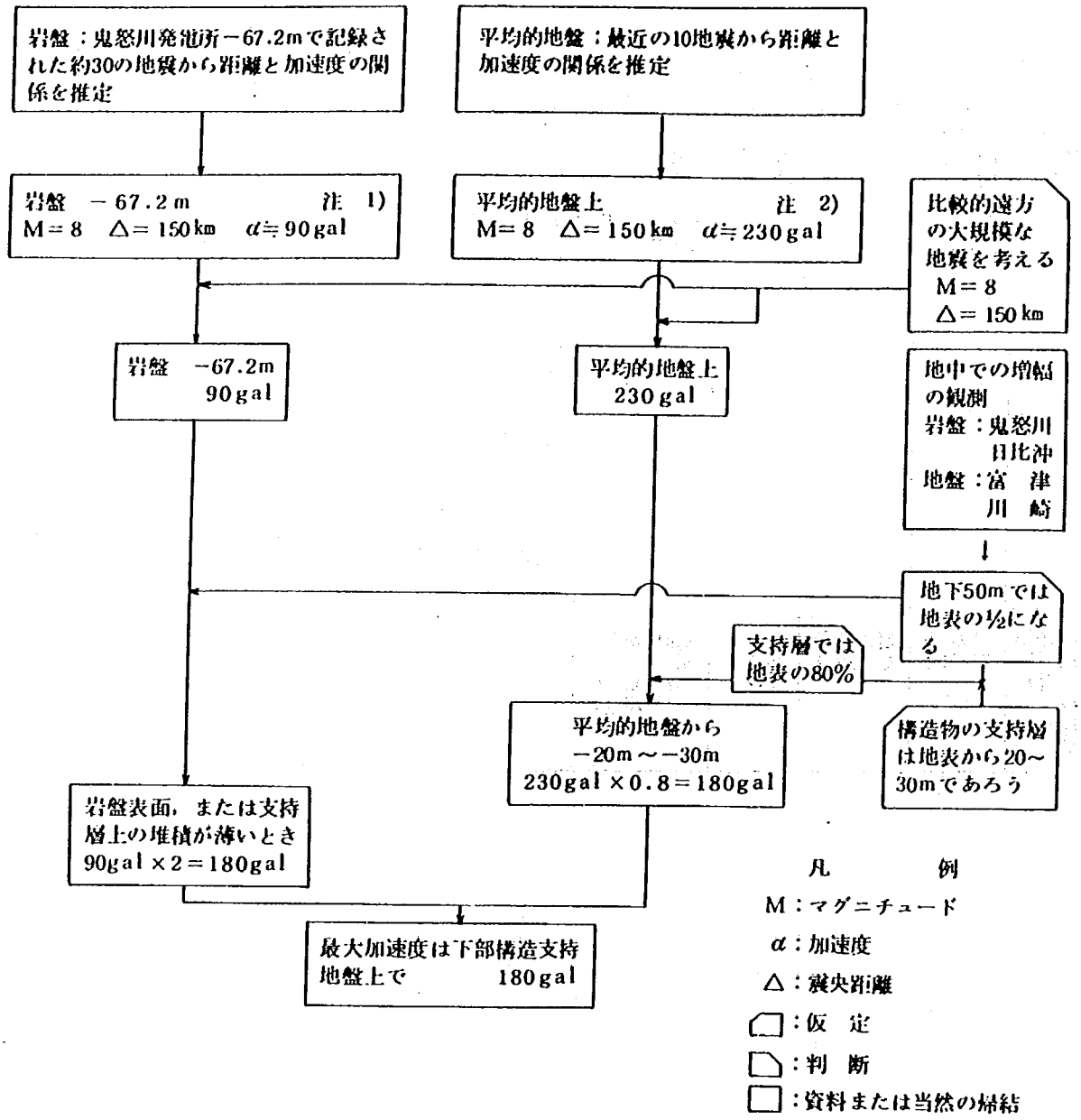
当該構造物の建設地点周辺の地震発生状況を調査し，この中から構造物の耐震性を検討する上で目標とすべき地震を抽出し，これによる当該地点で想定される地震動を推定して動的解析の入力とする方法である。

一例として，本州四国連絡橋耐震設計指針では，構造物に影響を与える地震として土佐沖に起こる再現期間50～100年のM8クラスの地震と瀬戸内海およびその周辺地域に起こる再現期間25～33年のM7クラスの地震の両者を対象地震として抽出している。[3] このうち，本州四国連絡橋に対する影響度は，前者の方が後者よりも格段に大きいため，前者の地震により本州四国連絡橋架橋地点で想定される地震動強度（最大加速度）を図1－2の流れに従って検討した結果，最終的に下部構造支持地盤上で180 galの設計加速度を考慮することにしている。ここで重

表 1－1　現在までに動的解析に用いられた主要な入力地震動の設定根拠

構造物	機　関	竣　工	動的解析方法	入力地震動設定根拠	入力地震動					備　考
					地震名	M	Δ (km)	波形もしくはスペクトル	最大加速度〔gal〕	
浦戸大橋[42]	日本道路公団	昭和47年7月	時刻歴地震応答解析法	設計震度に基づく k_H＝0.2→200 gal	Imperial Valley 地震	7.0	数km	エルセントロ記録	200	
関門橋[37][38]	日本道路公団	昭和48年11月	応答スペクトル法および時刻歴地震応答解析	設計震度に基づく k_H=0.15→150gal k_V=0.075→75gal	—	—	—	土木研究所平均応答スペクトル（1964）	水平150 上下 75	
					1962年4月23日の地震	7.0	100	釧路気象台地盤上の記録		
浜名大橋[41]	日本道路公団	昭和51月8月	応答スペクトル法	使用実績が多く，本四連絡橋耐震設計指針(案)(1972)においてその適用を指定している。最大加速度は設計震度 02 に合わせる。	Imperial Valley 地震	7.0	数km	エルセントロ記録	200	
				大地震によるものであり，最大加速度も比較的大きい。また，震央距離も想定している程度であり，地盤条件も本地点と類似している。最大加速度は設計震度 0.2 に合わせる。	1968年	7.9	150	八戸港記録	200	
東京湾沈埋トンネル[35]	首都高速道路公団	51.8	時刻歴地震応答解析法	M＝8程度の大規模地震に対しては被害の規模を検討する。震央距離 Δ=100kmを想定し，地表面で350 gal とする。	1968.5.16 十勝沖地震	7.9	200	青森港，NS成分	地表面において350galとなるようにスケーリング	
				M＝7程度の中規模地震。地表面での最大加速度を320 galと想定	1940.5.18 Imperial Valley 地震	7.0	数km	エルセントロ，NS成分	地表面において320galとなるようにスケーリング	
平戸大橋[39][40]	長崎県	昭和52年4月	応答スペクトル法	遠距離・大規模地震	1973.6.17 根室半島沖地震	7.4	306	静内橋地中記録	150	
					1968.4.1 日向灘沖地震	7.5	104	板島橋周辺地盤記録	150	
				平均的な地震動	—	—	—	平均応答スペクトル	150	

構造物	機関	竣工	動的解析方法	入力地震動設定根拠	入力地震動					備考
					地震名	M	Δ〔km〕	波形もしくはスペクトル	最大加速度〔gal〕	
川崎港海底トンネル[36]	運輸省第2港湾建設局	昭和54年12月	時刻歴地震応答解析法	遠距離・大規模地震（M＝8, Δ＝60km）	1968. 5. 6 十勝沖地震	7.9	190	八戸港，EW成分	160	
				近距離・中規模地震	1940. 5. 18 Imperial Valley 地震	7.0	数km	エルセントロ，NS成分	170	従来の使用実績が多いため
					1972. 2. 29 八丈島近海地震	7.0	280	川崎，NS，EW成分	〃	川崎での唯一の記録
					1968. 7. 1 埼玉県中部	6.1	80	品川，EW成分	〃	川崎近くであり，比較的加速度が大きい
					1970. 7. 26 宮崎沖	6.7	175	板島，NS成分	〃	地盤構成が比較的似ている
沼尾川橋[43] 永井川橋 片品川橋	日本道路公団	昭和60年（予定）	応答スペクトル法	設計震度に基づく k_H=0.2→200gal				平均応答スペクトル	200	



注 1）試験式による外挿値である。

2）M＝8，△＝150kmにおける平均的地盤上の最大加速度を230galと推定したがこれは強震記録を単純に処理して得られた平均値ではない。平均値は230galよりもかなり小さな値であるが，1968年十勝沖地震（M＝7.9）の強震記録の中には，軟弱な地盤上とはいえ，△＝200km程度で200galに近い測定値があることを勘案し，大きめの推定値として230galを仮定した。

図1－2 本州四国連絡橋耐震設計指針（1974）における入力地震動強度の設定フローチャート

要な点は，180 galという最大加速度は土佐沖という巨大地震の発生する位置と，本州四国連絡橋の建設地点の両者を指定して初めて出てきた値であり，本州四国連絡橋の耐震設計で想定し，

ているレベルが180 gal であることを根拠に本州四国連絡橋以外の地点に建設される構造物の地震動強度を設定することは基本的には合理的ではない点である。また，図１－２の注に示されているように，上記の過程においてM＝8，Δ＝150 km に相当する地震による平均地盤上の最大加速度が230 gal と推定されているが，これは強震記録に基づく最大加速度の予測値をかなり大きめに評価した値であり，平均値を使っている訳ではない点に注意しなければならない。たとえば，ＳＭＡＣ型強震計の短周期成分を補正した最大加速度の推定式によれば，道路橋示方書・耐震設計編の２種および３種地盤上では，最大加速度 $\tilde{a}_{max}$ は次のようになる。[28)]

$$\tilde{a}_{max} = 227.3 \times 10^{0.309M} \times (\Delta + 30)^{-1.201}$$
$$= 227.3 \times 10^{0.309\times 8} \times (150 + 30)^{-1.201}$$
$$= 132 \text{ gal} \qquad (1-3)$$

一方，式（１－３）による推定値を超す最大加速度の生じない確率（非超過確率）ｐに応じて式（１－３）に乗じるべき補正係数Uaは図１－３に示す通りである。

いま，U_a＝230/132≒1.74 であるから，これに相当するｐを求めると0.85程度となる。すなわち，M＝８，Δ＝150 kmの地震により平均地盤上で最大加速度が230galと推定したことは，既往の強震記録の統計解析から求めた推定式に，非超過確率0.85程度の割増しを加えたことに相当している。このような入力の不確かに基づく荷重の割増しは，安全度の照査における許容応力度の割増し等とともに，式（１－２）中の考慮すべき安全性の指標ｐに反映されている必要がある。

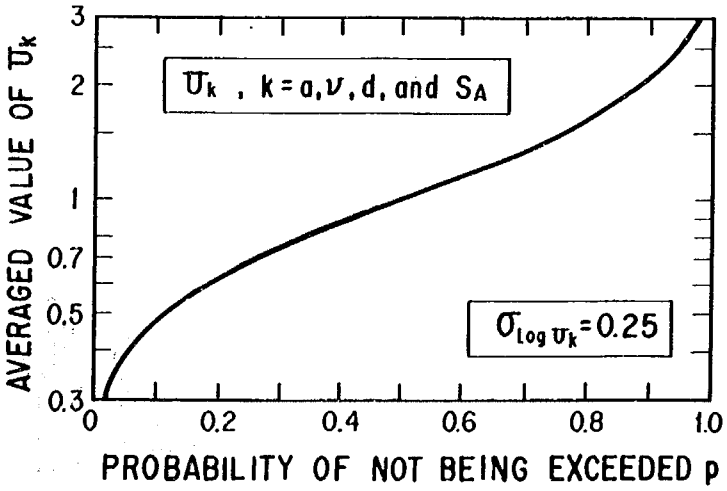
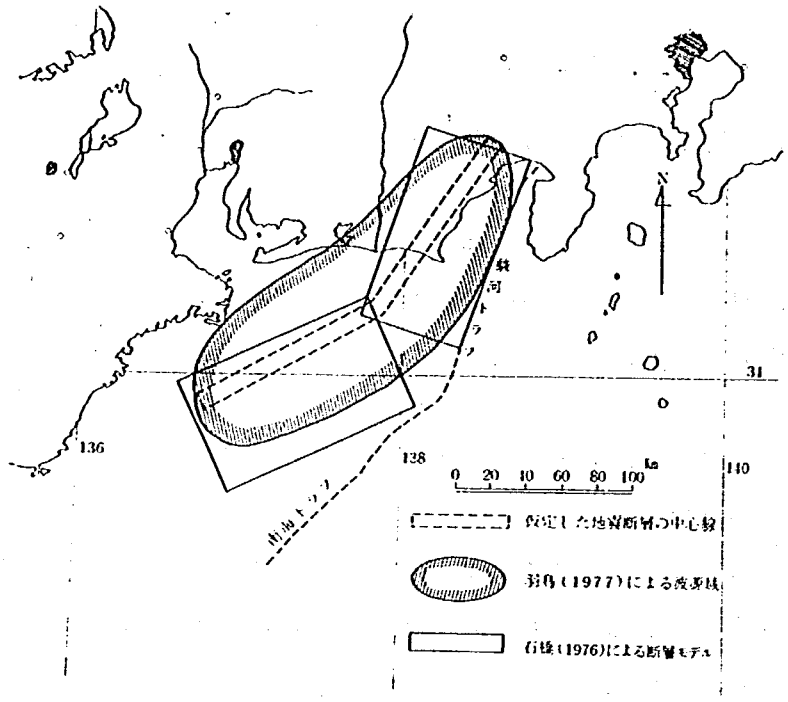


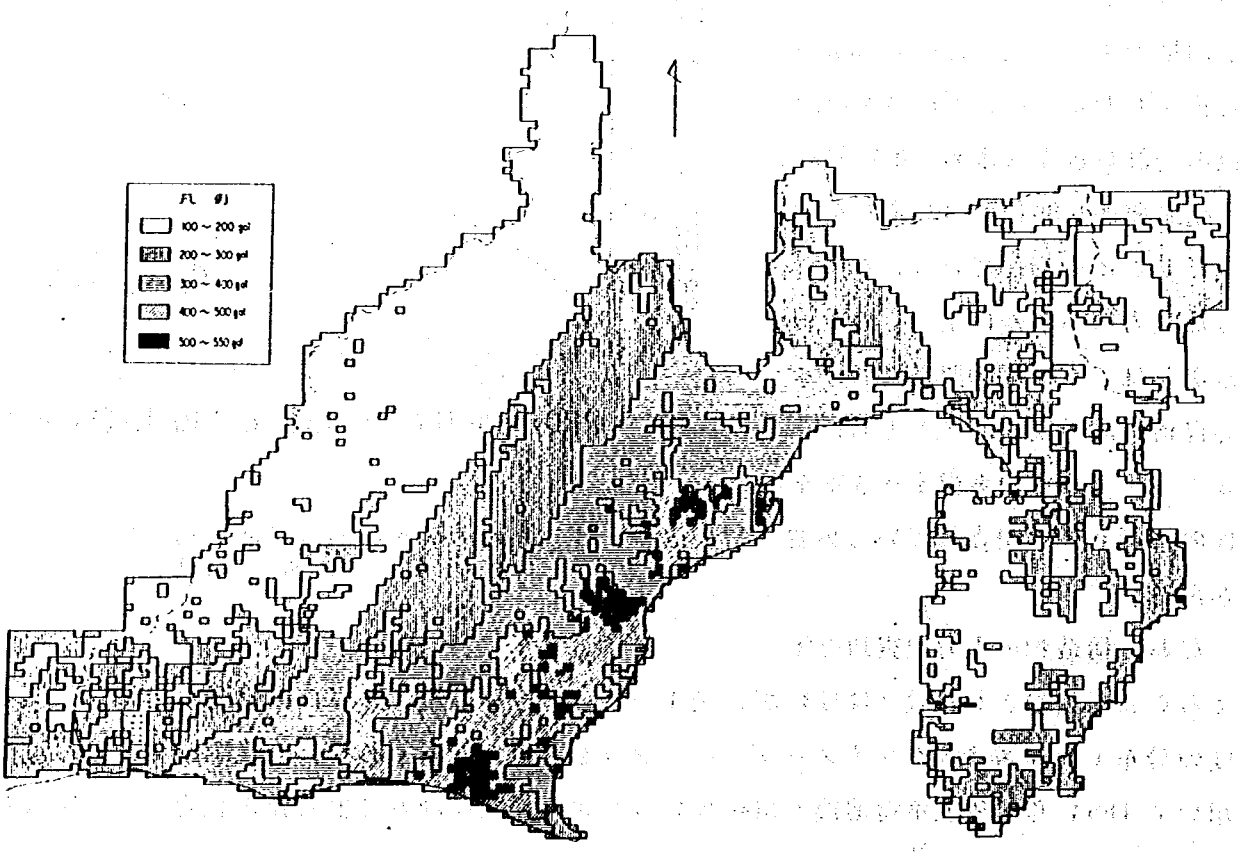
図１－３　非超過率ｐに応じて推定式に乗じるべき係数 U_k（$k = a, v, d, S_A$）

なお，構造物の入力地震動を定めることを目的とした訳ではないが，図１－４は，想定地震に基づき広範囲な地域の地震動強度の分布（サイスミックマイクロゾーニング）を求めた一例であり，強震記録の距離減衰式を用いて1854 年の安政東海地震（M＝8.4 ）により静岡県地方で生じたと想定される最大加速度の分布を示している。[6)]

さらに，想定地震による実体的な地震動の予測法としては，断層モデルによる方法がある。たとえば，図１－５は，1946年南海大地震（M＝8.1 ）による明石海峡における理論加速度波

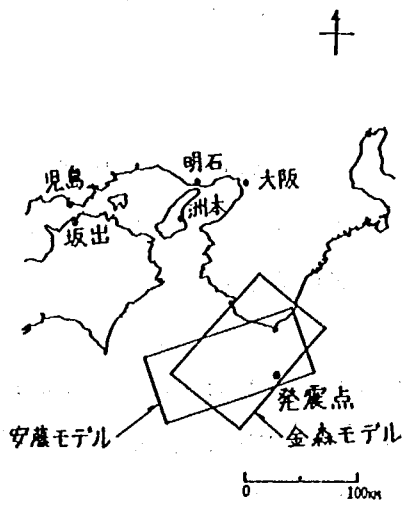


(a) 安政東海地震の震源域と計算に仮定した地震断層の中心線

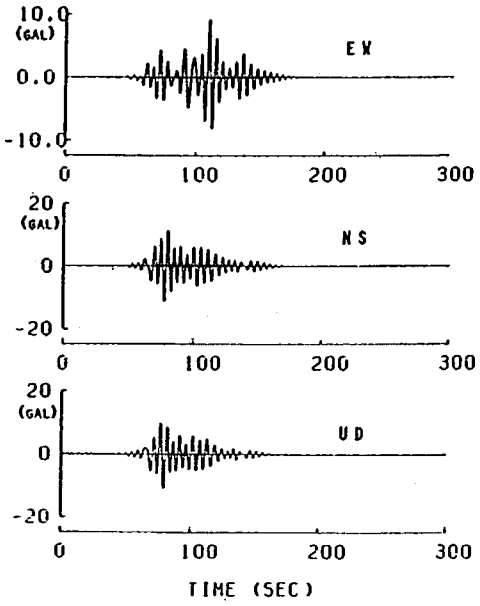


(b) 最大加速度分布

図１－４　1854年安政東海地震に対する最大加速度の分布の試算例

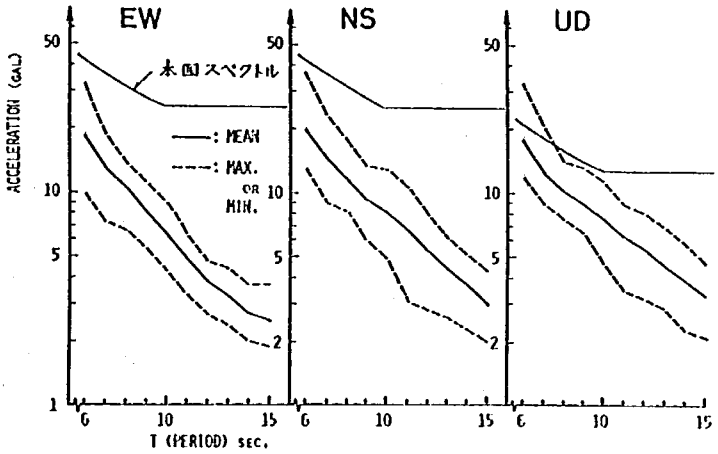


(a) 1946年南海道大地震（M＝8.1）の断層モデル



(b) 理論加速度波形の試算例（ケース②）

形を断層モデルにより計算した結果であり，固有周期6～15秒の範囲で理論加速度波形の応答スペクトルと本四スペクトルとの比較も示されている。[7] これによれば，水平動に関しては，断層モデルにより計算されたスペクトルは，本四の設計スペクトルをかなり下まわっているが，上下動の場合には，本四スペクトルを上まわる場合もあり得ることがわかる。なお，断層モデルによる地震動の予測法は，現状では5～6秒程度以上の長周期の地震動に対してはある程度適用できるとされているが，これより短周期の地震動，特に工学的に重要な周期2秒以下の加速度に関しては，今後の研究の



(c) 理論加速度波形の加速度応答スペクトルと本四スペクトルの比較

図1－5 断層震源モデルを用いた1946年南海大地震（M＝8.1）による明石における理論加速度の試算（〔7〕による）

進展を待つ所が大きい。また，波形の予測に関しては，断層の大きさ，破壊の進行方向，破壊速度等各種のパラメータを与える必要があり，これをどのように与えるかに関して各種の判断が必要とされる。

3) 広義の想定地震に基づく方法

耐震設計で目標とする地震を，どこに生じるどの程度の地震という所までは想定しないが，漠然と「大地震」，「直下型地震」というように概略のイメージを定め，これによる当該地点での地震動を推定して動的解析の入力とする方法を，一応地震を想定しているという点から，ここでは広義の想定地震に基づく方法と呼ぶ。

たとえば，建設省新耐震設計法(案)では，地震をマグニチュードおよび震央距離に応じ図1－6に示すように，i)大規模地震，やや遠距離，ii)中規模地震，中距離，iii) 小規模地震，近距離，の3種類程度の地震を想定して耐震設計をすることを求めている。[5] このような考え方の根底にあるのは，一定の財政事情の制約下では大規模地震が構造物の直下に生じるような条件下では，事実上耐震設計が不可能となる可能性もあること，また，当該構造物から遠距離に小規模地震が発生したとしても構造物に対する影響は小さく，事実上耐震設計に考慮する必要はないこと，したがって両者の中間に耐震設計で対処することが現実的な地震が存在するという考え方である。ただし，大規模地震，中規模地震，小規模地震とはどの程度の地震を指すのか，また，やや遠距離，中距離，近距離とはどの程度の距離を指すのかは，ともに各種の条件によって判断すべき事項であり新耐震設計法(案)では示されていない。

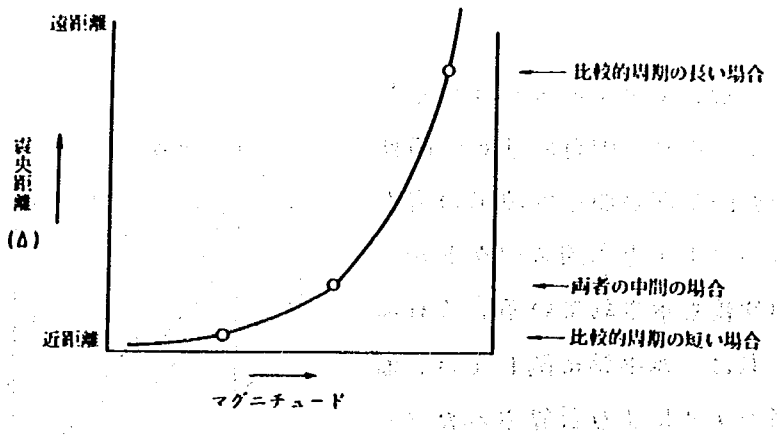


図1－6　地震の主要な諸元と地震動の周期特性
（建設省新耐震設計法(案)）

4) 確率的に地震動強度を求める方法

当該構造物周辺の既往の地震発生状況に基づき，地震動の強度と再現期間の関係を求め，これより構造物の耐用年数，構造物が保持すべき安全性の指標等を勘案して地震動の強度を求める方法である。

たとえば，土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会においては，昭和52年度の検討事項と

して，下部構造支持地盤上における180 gal の設計加速度の根拠を，明石海峡大橋周辺の既往の地震発生状況から審議検討している。[4] ここで用いられている方法は，明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を図1－7のように推定し，これより地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間（≃再現期間）を算定するものである。この方法により，上記小委員会では，本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する180 gal に対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。ここでは，すでに他の方法（狭義の想定地震に基づく方法）により定められた設計加速度の根拠付けをするために，確率的方法が用いられたが，この手法は最初から入力地震動を設定するために使用することができる。

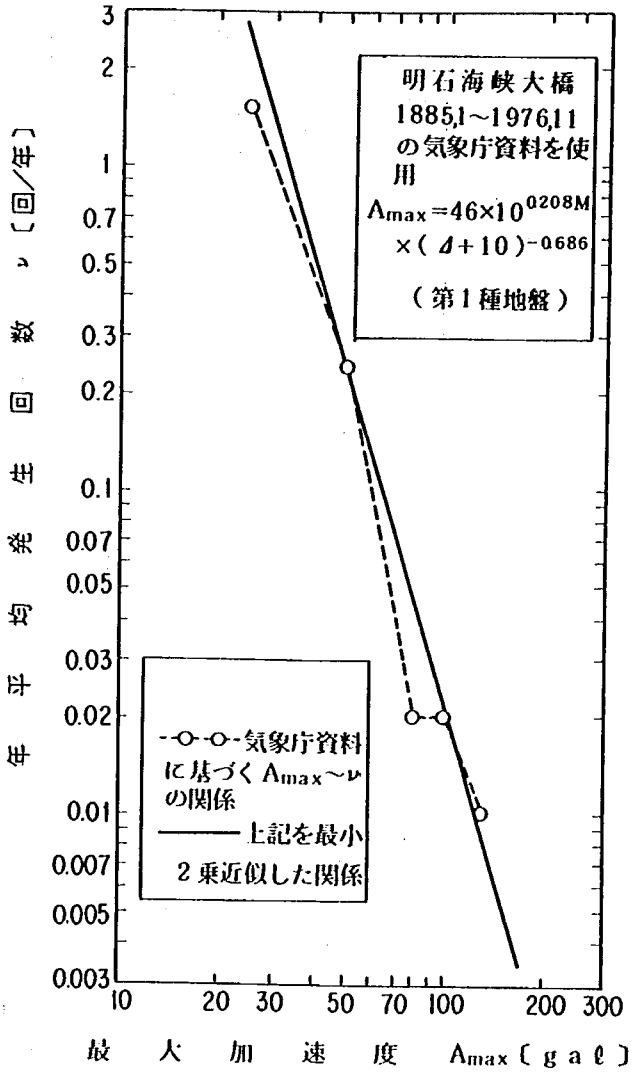


図1－7　明石海峡大橋建設地点における最大加速度～年平均発生回数の関係（土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会）

1－3　本報告で提案する入力地震動の設定法

現在までに各種動的解析に用いられてきた入力地震動の設定方法は以上の通りであるが，ここでは，広義の動的解析に用いる入力地震動（ただし，固有周期が3～4秒程度以下の構造物を対象とする）の設定方法として，図1－8に示すように想定地震に基づく方法と確率的に期待値を求める方法の両者を併用することを提案する。これは，想定地震に基づく方法では，耐震設計の目標としている地震を具体的にとらえられる点に特徴があるが，一方では，構造物の耐用年数内に発生する地震を適確にとらえることは現状では困難な場合が多いこと，また，確率的に期待値を求める方法では，既往の地震活動に基づき，地震動強度の目安を定めることができるが，将来の地震発生に関しては何も考慮できないこと等を考慮し，両者を相互補完的に用いるのがよいと考えたためである。

このうち次章以下では，確率的に期待値を求める方法によって図１－９のフローチャートに従い入力地震動の加速度波形を求めた例について示す。

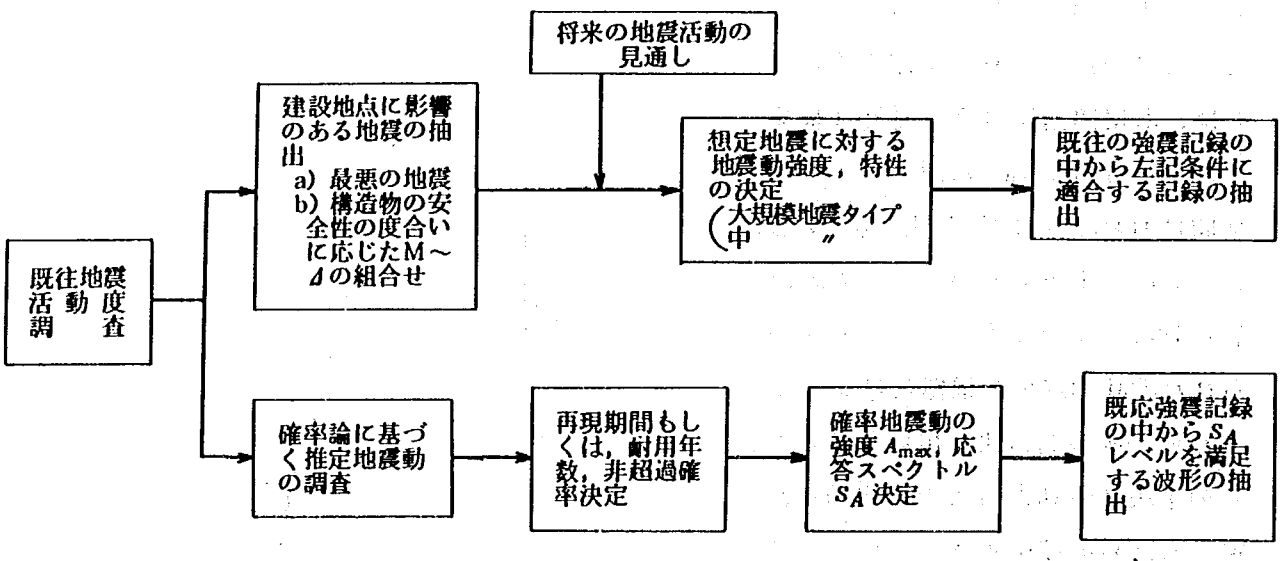


図１－８　動的解析における入力地震動の設定方法

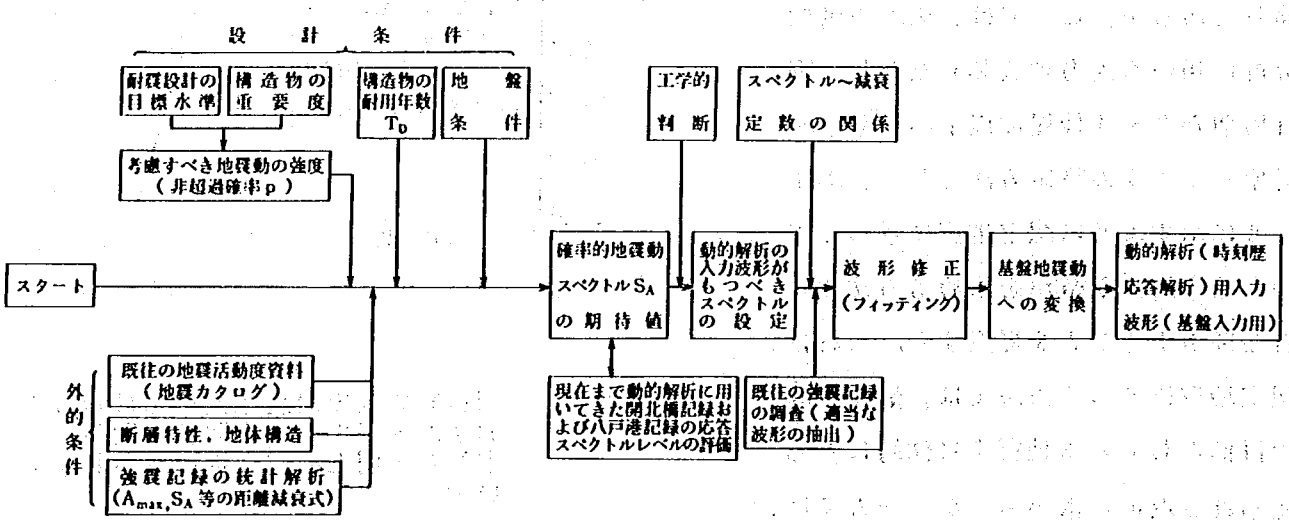


図１－９　動的解析用基盤入力加速度波形の設定フロー

2. 地震応答スペクトルの期待値の解析

2－1. 解析手法の概要〔1〕

任意の構造物建設地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は Gutenberg－Richter により次式で表わされるとされている。

$$\log_{10} N(m) = a - bm \qquad (2-1)$$

ここで，

$N(m)$: マグニチュードMがm以上である地震の発生回数

a, b ：定数

式（2－1）は，a, b等の定数を地域ごとに変化させることにより，既往の地震資料をよく表わすといわれている。しかしながら，式（2－1）は原理的にMの大きい地震は発生頻度が減少するだけで，地震の規模は有限であり，ある限界値以上のMの地震は生じ得ないという事実を反映していない。このような点を解析に取り入れるために，起こり得る最大の地震のマグニチュードm_uをパラメータとして，式（2－1）を次のように修正する方法が提案されている。

$$\left.\begin{array}{ll} \log_{10} N(m) = a - bm \cdots\cdots\cdots\cdots & m \leqq m_u \\ N(m) = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots & m > m_u \end{array}\right\} \qquad (2-2)$$

もしくは，

$$\left.\begin{array}{ll} \log_{10} N(m) = a - bm + \log(m_u - m) \cdots\cdots\cdots & m < m_u \\ N(m) = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots & m \geqq m_u \end{array}\right\} \qquad (2-3)$$

式（2－2），式（2－3）は一般にそれぞれ，切りつめたGutenberg-Richter（truncated G−R formula），および改良Gutenberg-Richter 式（modified G−R formula）と呼ばれている。式（2－2），式（2－3）のいずれが実際の地震発生状況とよく一致するかは地域特性等もありすぐにはわからないが，いま，式（2−2）を使用した場合には，地震発生の累積密度関数$F_M(m)$は次式となる。

$$F_M(m) = P(M < m \mid m_o \leqq m \leqq m_u)$$

$$= \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} \cdots\cdots\cdots\cdots \quad m_o \leqq m \leqq m_u \qquad (2-4)$$

ここで，m_oは式（2−2）により対象とする地震の最小マグニチュードであり，また，$\beta = b\ln 10$である。また，式（2−4）に対応する確率密度関数$f_M(m)$は次式となる。

$$f_M(m) = \left\{\begin{array}{ll} \dfrac{\beta \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} \cdots\cdots\cdots\cdots & m_o \leqq m \leqq m_u \\ 0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots & \text{その他} \end{array}\right. \qquad (2-5)$$

ここで，地震動の距離減衰特性を次式で与える。

$$y=f(m,\ r) \qquad (2-6)$$

ここで，

y ：地震動の最大加速度（広義には，解析対象とする地震動の特性値）

r ：震央距離（広義には，距離減衰の指標となる距離）

たとえば，道路橋示方書・耐震設計編の付属資料，「設計地震入力に関する資料」には次の形の距離減衰式が示されている。

$$f(m,\ r)=A\times 10^{Bm}\times(r+r_0)^C \qquad (2-7)$$

式(2−6)を変換すれば，mおよびrはそれぞれ次式で与えられる。

$$m=g_1(y,\ r)$$
$$r=g_2(y,\ m) \qquad (2-8)$$

式(2−4)および式(2−8)を用いれば，地震動強度の期待値は以下のように定式化できる。すなわち，いま，地震発生状況の違いを，(i)同一の規模の地震の平均発生回数が異なること，および，(ii)生じ得る最大の地震の規模が異なることによるとし，このような点を解析に反映させるため，ここでは以下の仮定をおく。

(i) 架橋地点周辺の解析対象範囲を図２－１に示すように多数の小領域（以下，これをサブゾーンと呼ぶ，$SZ=1,\ 2\ \cdots\cdots\ n$）に分割する。

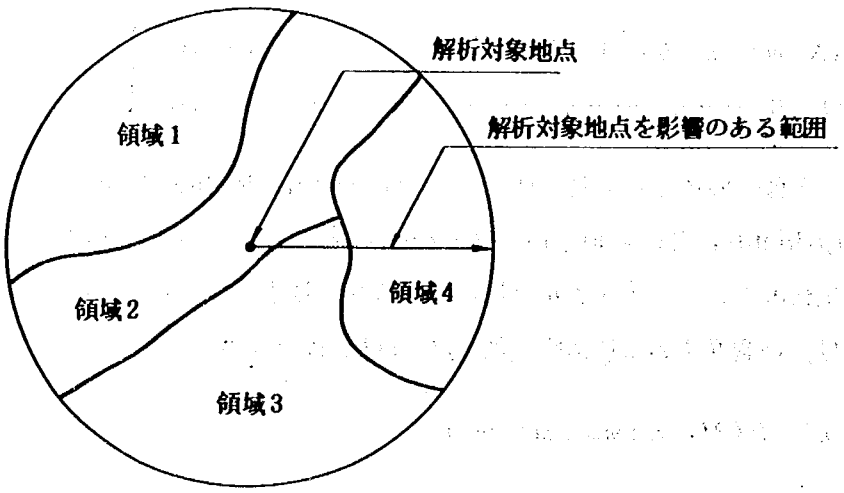


図２－１．サブゾーンの分割

(ii) サブゾーンは，解析地点を中心とする円心円の半径および余弦を与え，これらの集合として定義する。

(iii) 年平均発生回数および最大地震の規模はサブゾーンごとに評価する。

いま，サブゾーンの個数をN，第iサブゾーンの単位面積当たりの年平均地震発生回数を$\overline{\nu}_i$，最大地震のマグニチュードをm_{ui}とすれば，第iサブゾーンでYがyを超える確率は次式で与えられる。

$$P(Y>y \mid E_i)=P(M>m \mid E_i) \qquad (2-9)$$

ここで，$m=g_1(y, r)$であり，切りつめたG−R式の場合には，式(2−4)より，

$$P(M>m \mid E_i)=1-\frac{1-\exp\left[-\beta_i(g_1(y, r)-m_o)\right]}{1-\exp\left[-\beta_i(m_{ui}-m_o)\right]} \qquad (2-10)$$

となる。したがって，第iサブゾーンの範囲を$r_i=r_{2i}\sim r_{1i}$，$\theta_i=\theta_{2i}\sim\theta_{1i}$とすれば，第$i$サブゾーン内で，$Y>y$となる地震の発生回数は次式で与えられる。

$$\int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}}\int_{r_{1i}}^{r_{2i}} P(M>m \mid E_i)\overline{\nu}_i\, r dr d\theta$$

$$=\overline{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp\left[-\beta_i(g_1(y,r)-m_o)\right]}{1-\exp\left[-\beta_i(m_{ui}-m_o)\right]}\right\} r dr \qquad (2-11)$$

したがって，$Y>y$となる地震発生回数を全サブゾーンに対して求めると式(2−11)より，

$$\sum_{i=1}^{N}\overline{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp\left[-\beta_i(g_1(y,r)-m_o)\right]}{1-\exp\left[-\beta_i(m_{ui}-m_o)\right]}\right\} r dr \qquad (2-12)$$

となり，これより再現期間T_Rは次式で与えられる。

$$T_R=\frac{1}{\sum_{i=1}^{N}\overline{\nu}_i\,\theta_i\int_{r_{1i}}^{r_{2i}}\left\{1-\frac{1-\exp\left[-\beta_i(g_1(y,r)-m_o)\right]}{1-\exp\left[-\beta_i(m_{ui}-m_o)\right]}\right\} r dr} \qquad (2-13)$$

以上で，地震動の強度yと再現期間$T_R(y)$の関係が求められたが，ここで，構造物の耐用年数T_Dを導入し，この期間内に再現期間$T_R(y)$の地震動強度が発生する確率を求めてみる。すなわち，$P[Y>y, T_D]$は，

$$P[Y>y, T_D]=1-\{1-P[[Y>y, t=1]\}^{T_D} \qquad (2-14)$$

ここで，再現期間はその定義から，$P[Y>y, t=1]$の逆数であるから式(2−14)は次式となる。

$$P[Y>y, T_D]=1-\left\{1-\frac{1}{T_R(y)}\right\}^{T_D} \qquad (2-15)$$

したがって，T_D年間にYがyを超さない確率(非超過確率)$P[Y<y, T_D]$を求めると，

$$P[Y<y, T_D]=\left\{1-\frac{1}{T_R(y)}\right\}^{T_D} \qquad (2-16)$$

となる。式(2−16)より，$P[Y<y, T_D]$をパラメータとし，$T_D\sim T_R$の関係を示すと，図2−2のようになる。

以上の解析方法に基づいて，土木研究所では設計地震動強度の期待値解析プログラムRISK−2を開発した。以下には，この計算例を示す。

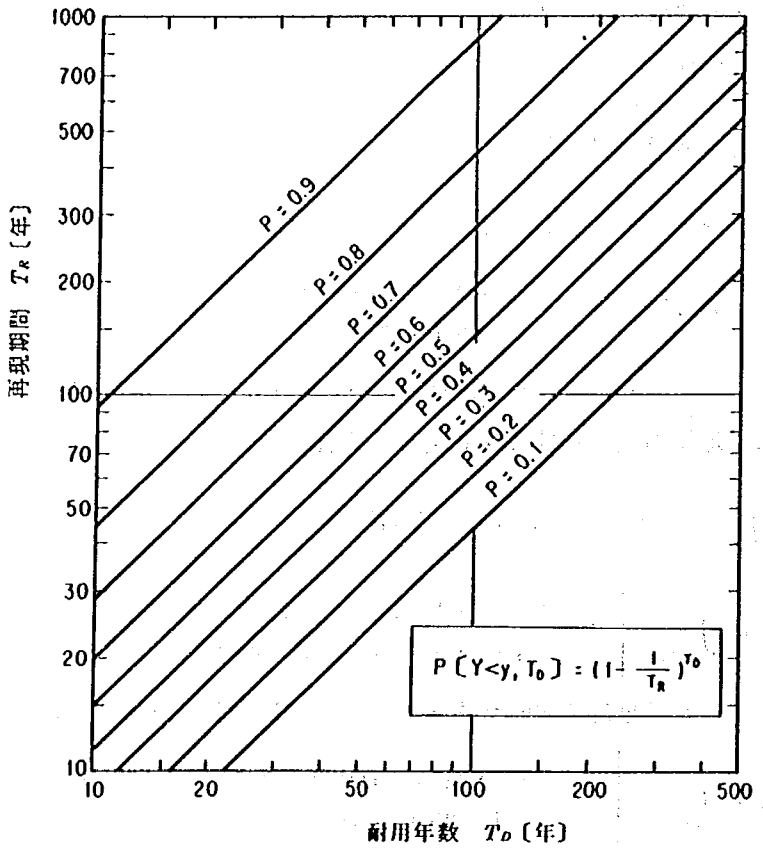


図２－２　再現期間T_R〔年〕～耐用年数T_D〔年〕～
非超過確率P〔$Y<y$, T_D〕の関係

２－２．東京湾湾央部に対する試算例

図２－３は宇津による見直しを含んだ1885年1月～1979年12月間に東京湾湾央部を中心とする半径300㎞の範囲に生じた地震の震源をM別に示したものである。また，図２－４は勝又による我国の地震活動帯の構成を巨視的に示したものであるが，これによれば東京湾地域は東日本島弧系に属し，プレート境界の地震の東側に位置することがわかる。また，図２－５および表２－１は活断層研究会による我国の活断層区を示している。[21] 東京湾周辺は，伊豆小笠原弧先端部（主要断層の活動度Ｂ），中央構造線地帯（同，Ａ），西南日本太平洋斜面（同，ＡＡ），東北日本太平洋斜面（同，Ａ）に大きく区分されることを示している。

以上のような点を考慮し，ここでは図２－３に示した東京湾湾央部の地震発生状況を図２－６に示すように５つのサブゾーンに分割した。ここで，各サブゾーンごとのM～地震発生回数$N(M)$の関係は図２－７に示す通りであり，Mが６以上の地震の個数（1885～1979）は，サブゾーン1, 2, 3, 4, 5 に対して，それぞれ，216, 27, 17, 9, 7 である。また全領域では276となる。これより，サブゾーンごとのb値および1885年以後の既往最大地震を示すと表２－２のようになる。b値に関しては，サブゾーンごとにかなりのばらつきがある。この原因としては，サブゾーンごとのb値の違いも考えられるが，それ以上に図２－７

に示した関係からわかるように少数の地震資料をもととした b 値推計の誤差が大きいと考えられる。解析地点を中心とする半径300kmの範囲全体から b 値を求めると1.012となり，これは我国周辺の b 値が 1.0 程度といわれていることと矛盾しない。したがって，ここでは b 値の地域的な変化を考慮しないで，全サブゾーンに対して $b=1.012$ とすることとした。

次に各サブゾーンごとに起こり得る最大地震の M は表２－２のように与えた。これは，表２－１および図２－４，２－５をもとに総合的に判断して定めた値であり，加速度強度期待値が安全側の結果となるよう配慮している。

基盤地震動の加速度応答スペクトルは，道路橋示方書耐震設計編の第１種地盤表面における加速度応答スペクトルから次式により求めた。

$$S_A^{BR}(T)=S_A(T)\times\gamma_1(T)\times\gamma_2(T) \qquad (2-17)$$

ここで，

$S_A^{BR}(T)$：基盤スペクトル〔gal〕

$S_A(T)$ ：第１種地盤表面でのスペクトル〔gal〕

$\gamma_1(T)$ ：$S_A(T)$スペクトルの推定式の予測精度を考慮する場合の補正係数

$\gamma_2(T)$ ：第１種地盤表面から基盤への変換補正係数

本年度の解析では，東京湾沿岸における地中地震観測結果等を参考に，$\gamma_2(T)=0.8$ とした[29]。また，$S_A(T)$ スペクトルの予測精度を考慮する場合の係数 $\gamma_1(T)$ は1.0とした。また，第1種地盤表面でのスペクトル $S_A(T)$ は次式により求めた。

$$S_A(T)=a(T)\times10^{b(T)M}\times(\Delta+30)^{c(T)} \qquad (2-18)$$

ここで，

$S_A(T)$：加速度応答スペクトル〔gal〕

M　　：マグニチュード

Δ　　：震央距離〔km〕

$a(T)$，$b(T)$，$c(T)$：表２－３に示す係数

式(2－18)はSMAC型強震計記録の短周期の計器補正を施すとともに水平2成分の合成を加えた応答スペクトルの距離減衰式である[27]。

以上のようにして，再現期間 $T_R=225$年および475年に対する式(2－17)による基盤の応答スペクトル $S_A^{BR}(T)$ の期待値を求めると図２－８の通りとなる。図中には従来地震応答解析の入力として利用される事例の多い八戸港記録(最大加速度100gal)および開北橋記録(最大加速度150gal)の応答スペクトルも示されている。これによれば，八戸港記録の応答スペクトル値は一部に谷があるが固有周期0.6 秒以上の領域においては450年の再現期間に対応する応答スペクトルの期待値をかなり上廻っている。したがって，八戸港記録はこの領域では非常に大きな応答レベルを与える入力地震動であるということができる。

表2－3　$S_A(T)$の定数$a(T)$，$b(T)$，$c(T)$および重相関係数$R(T)$

固有周期 T〔秒〕	1　種　地　盤				2　種　地　盤				3　種　地　盤			
	$a(T)$	$b(T)$	$c(T)$	$R(T)$	$a(T)$	$b(T)$	$c(T)$	$R(T)$	$a(T)$	$b(T)$	$c(T)$	$R(T)$
0.1	2.543	0.2189	−1.199	0.74	982.0	0.2892	−1.289	0.66	1.306	0.2074	−1.176	0.62
0.15	2.090	0.2024	−1.120	0.66	696.1	0.3067	−1.255	0.67	930.3	0.2024	−1.064	0.58
0.2	1.558	0.2595	−1.258	0.76	504.5	0.3294	−1.238	0.62	1.121	0.2164	−1.140	0.62
0.3	1.140	0.3134	−1.447	0.79	242.7	0.3282	−1.106	0.59	1.254	0.2098	−1.133	0.61
0.5	111.0	0.2611	−0.9239	0.61	86.50	0.3581	−1.052	0.63	598.7	0.3380	−1.360	0.59
0.7	60.24	0.2857	−0.9687	0.69	34.42	0.4407	−1.180	0.70	71.33	0.5737	−1.669	0.66
1	57.69	0.3657	−1.321	0.74	4.448	0.5256	−1.084	0.67	7.684	0.6202	−1.433	0.56
1.5	13.47	0.4691	−1.428	0.82	0.6847	0.6209	−1.140	0.75	0.8030	0.6477	−1.180	0.60
2	10.77	0.4537	−1.422	0.80	0.2851	0.6078	−1.028	0.78	0.3284	0.5414	−0.7751	0.62
3	2.466	0.4849	−1.331	0.82	0.2890	0.5462	−1.010	0.76	0.2515	0.5618	−0.9433	0.62

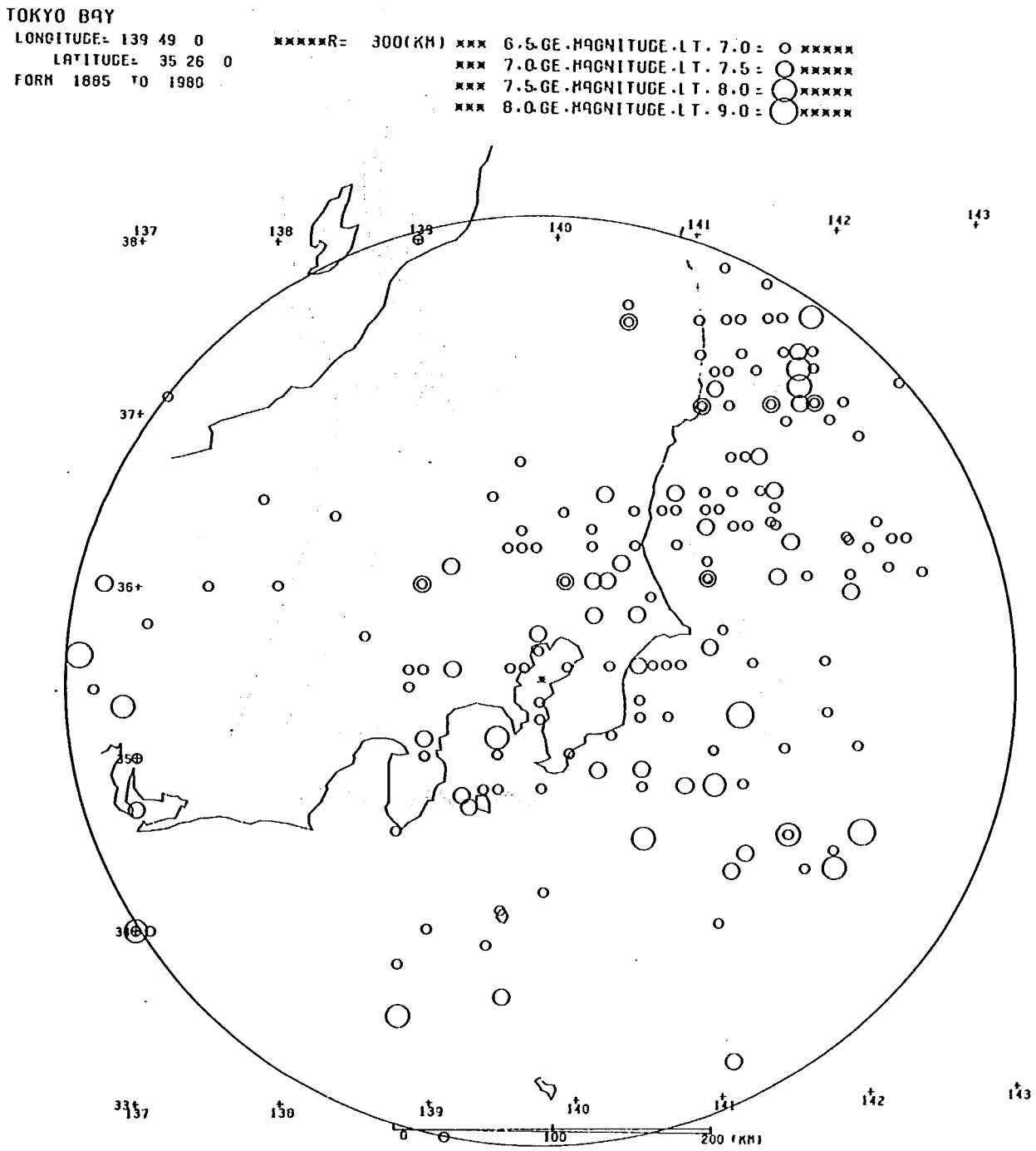


図２－３　東京湾湾央を中心とする半径300㎞以内の範囲に1885～1979年間に発生したマグニチュード6.5以上の地震の分布

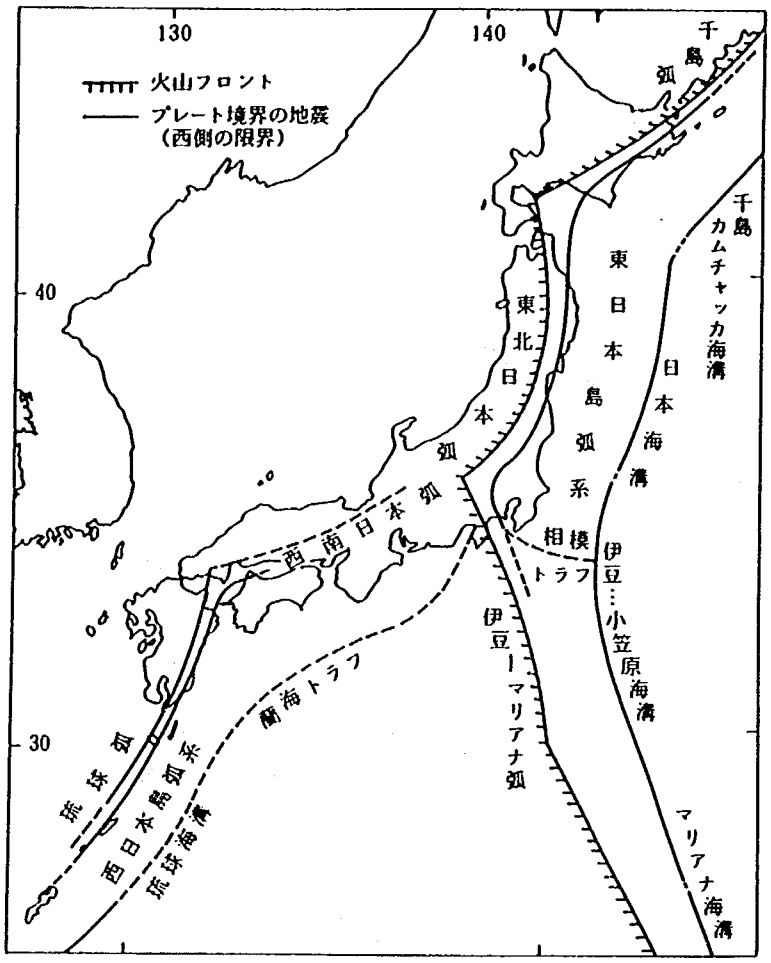


図２－４　日本列島の活動帯（勝又による）

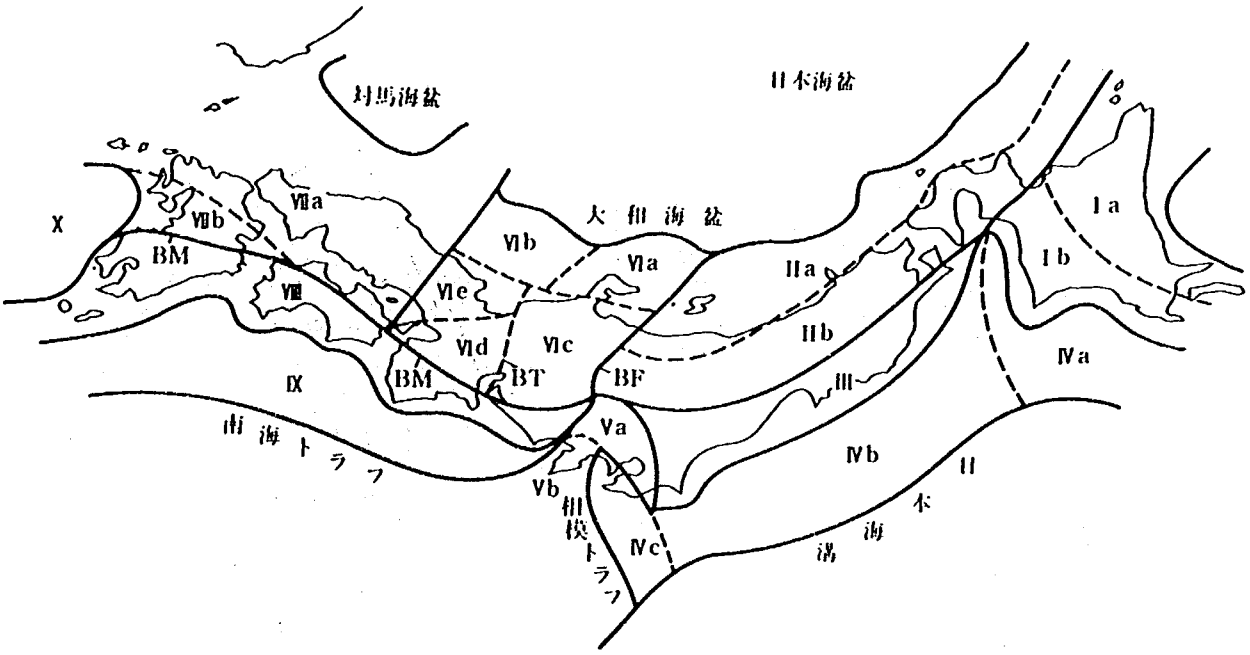
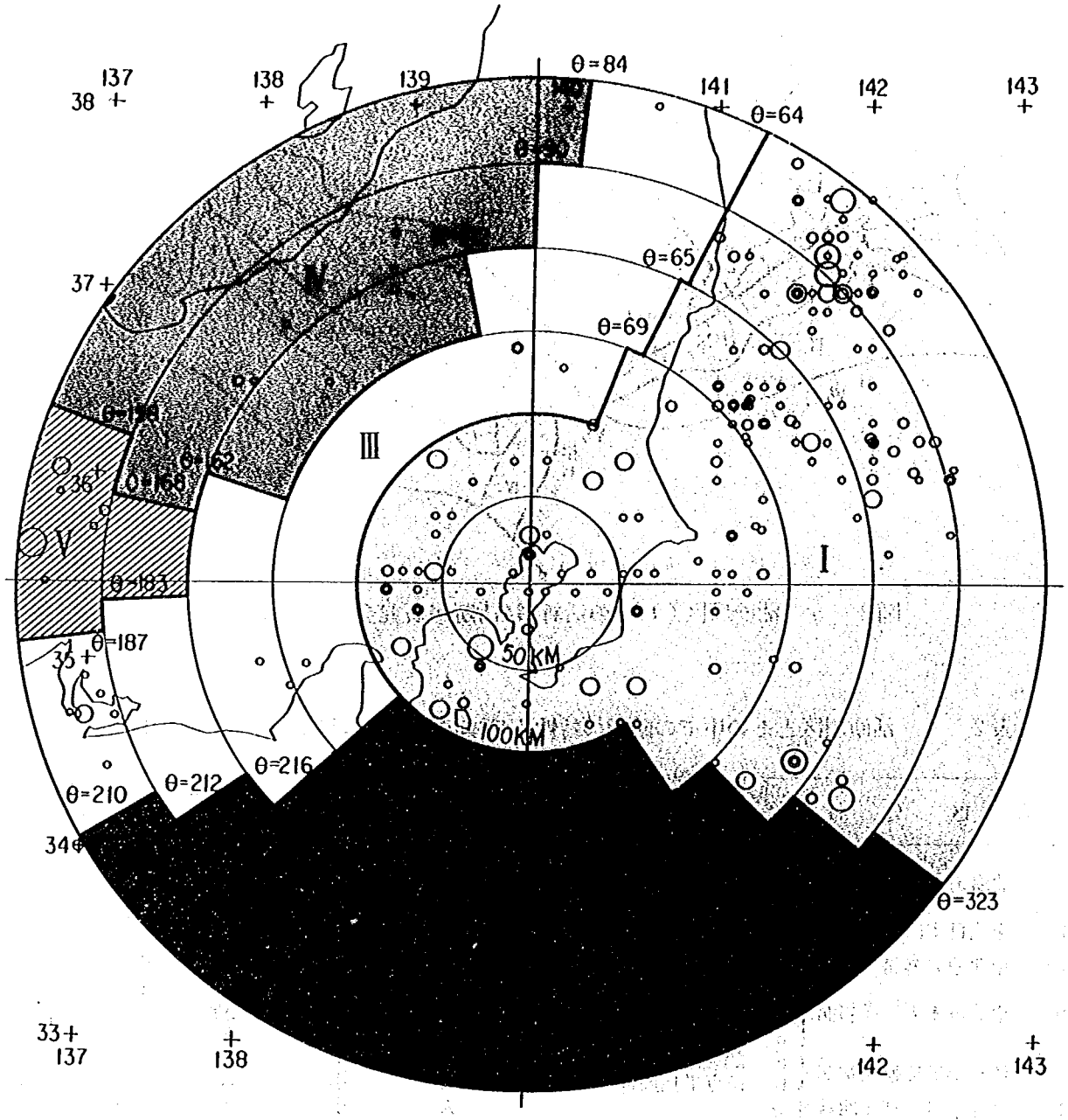


図２－５　活断層区（日本の活断層（活断層研究会）〔21〕による）

表２－１　活断層区とその中での断層の特性（日本の活断層（活断層研究会）〔21〕による）

大区分		小区分		密度	主要断層の長さ*	主要断層の活動度	卓越する断層型**	備考
I	北海道主部	a	北海道主部内帯	小	小	C	逆?	
		b	北海道主部外帯	小	中	B	逆	
II	東北日本内帯	a	東北日本内帯大陸斜面	大	大	A?	逆	海底
		b	東北日本内帯陸上	中	小	B	逆	火山地帯
III	東北地方外帯			極小	中	B	逆・横	
IV	東北日本太平洋斜面	a	北海道南岸沖	大	大	A?	逆・横?	海底
		b	三陸・常磐・鹿島沖	大	大	A?	逆	海底
		c	相模舟状海盆周辺	大	大	A	逆・横	主に海底
V	伊豆小笠原弧先端部	a	関東山地周辺	中	小	B	逆・横	
		b	伊豆半島周辺	大	小	B	横	火山地域
BF	フォッサマグナ西縁地帯			大	小	A	横・逆	
VI	西南日本内帯東部	a	能登半島周辺	小	小	B・C	逆	陸と海底
		b	隠岐舟状海盆周辺	中	中	B?	逆?	海底
		c	中部山地	大	大	A	横・逆	
		BT	敦賀―伊勢湾線地帯	大	中	A・B	横・逆	
		d	近畿三角地域	大	中	B・A	逆・横	
		e	近畿北西部	中	中	B	横・逆	
VII	西南日本内帯西部	a	中国・瀬戸内・北九州	小	小	B・C	横・逆	
		b	中九州火山地域	大	小	B	正	火山地域
BM	中央構造線地帯			大	大	A	横	
VIII	西南日本外帯			極小	小	B・C	逆・横	
IX	西南日本太平洋斜面			大	大	AA	逆・横	海底
X	沖縄舟状海盆北部			中	大	B?	正?	海底
	南西諸島			大～極小（地域差大）	小	B・C	正	陸上のみ
	伊豆・小笠原諸島			小?	小	C	逆?	陸上のみ

* 小：20 km以下，中：20～50 km，大：50km 以上，海底と陸上は元の資料がちがうが，別図による長さ。
** 逆：逆断層，正：正断層，横：横ずれ断層



0 100 200KM

サブゾーン区域	凡　例
I	
II	
III	
IV	
V	

6.0 ≦ M < 6.5 = ∘
6.5 ≦ M < 7.0 = ∘
7.0 ≦ M < 7.5 = ○
7.5 ≦ M < 8.0 = ○
8.0 ≦ M < 9.0 = ○

図２－６　東京湾周辺の地震発生状況とサブゾーンの分割

表２－２　東京湾周辺の地震発生状況の特徴とこれに基づくサブゾーン分割

サブゾーンNo.	サブゾーンの特性	単位面積当年平均地震発生回数	b値[1)		既往最大地震			解析に用いた最大地震のMu
			サブゾーン値	全体で求めた場合	発生年月日	地震名	マグニチュード	
1	日本海溝～プレート境界～相模トラフ	2.11×10^{-5}	0.99	1.012	1923. 9. 1	関東地震	7.9[2)]	8.0
2	相模トラフ～南海トラフ	0.39×10^{-5}	0.99		1972.12. 4	八丈島東方沖地震	7.2	8.5
3	プレート境界～火山フロント	0.35×10^{-5}	1.31		1945. 1.13		7.1	7.25
4	火山フロント以西	0.22×10^{-5}	2.00		1918.11.11		6.5	7.5
5	根尾谷断層系	0.74×10^{-5}	0.67		1891.10.28	濃尾地震	8.0	8.0

注１）　ｂ値は場所ごとに異なるとする意見と場所ごとに変わらないとする意見がある。
ｂ値をサブゾーンごとに与えても全サブゾーンに対して同一のｂ値を与えても，結果はほとんど変わらないことから，ここでは全領域から求めたｂ値を全サブゾーンに対して与えることとした。

注２）　関東地震のマグニチュードに関しては従来 7.9 とされてきたが，最新の理科年表によれば 7.8 と修正されている。しかしここでは気象庁，宇津等の資料に基づき 7.9 とした。

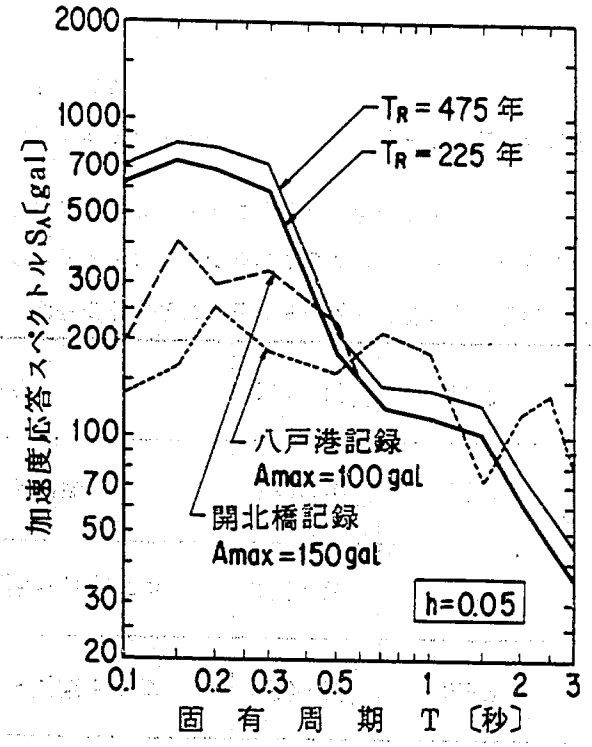


図２－８　再現期間225年および475年の応答スペクトルと従来動的解析の入力として利用される事例の多い八戸港記録（最大加速度100galに振幅調整），および開北橋記録（最大加速度150galに振幅調整）

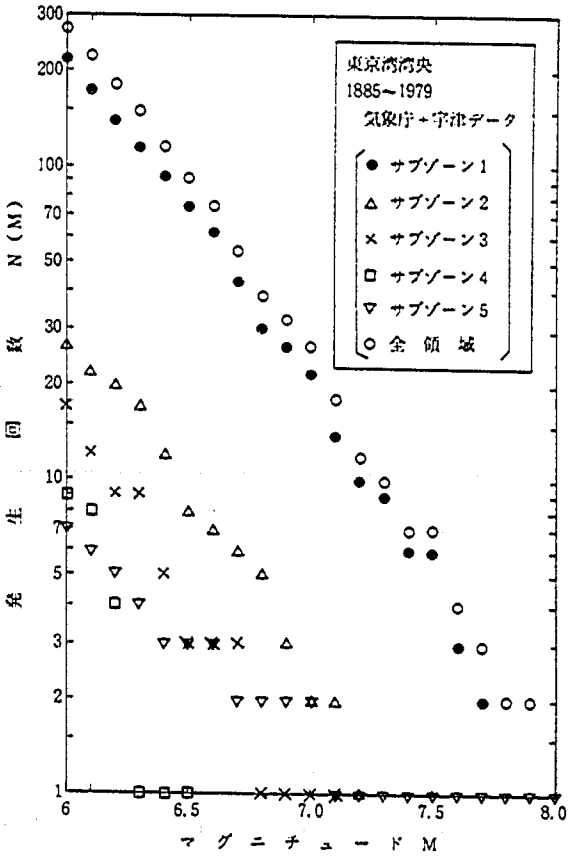


図２－７　サブゾーンごとのマグニチュードM～発生頻度$N(M)$の関係

3. 入力地震動強度の目安

設計地震力の大きさは，目標とする耐震性のレベルに応じて定めることが必要とされる。土木構造物の耐震設計にあたっては，「原則として，耐用年数内に地震により構造物が本質的な機能を損うような損傷を受けない」ことが要求される。しかしながら一方では，いかなる規模の地震に対しても損傷を受けないように設計することは経済性を度外視した構造物となる可能性がある。したがって「当該地点にまれに発生する大地震に対しては，構造物の最終的な崩壊を防止する」というもう一つの水準を設定しておくことが望ましい。

これらの2つの水準に対して，地震応答解析に用いる入力地震力としてどの程度のレベルを設定するかを定める際には，建設費，被害の確率，社会的影響等から導かれる社会的，経済的評価に基づいた総合的な判断が求められるが，実際にはこうした事項を合理的に定めることは現在のところ困難である。

そこで，ここでは第1の水準に対応する入力地震動として再現期間150年に相当する地震動を，また，第2の水準に対応する入力地震動として関東地震と同程度の地震動を採用することとした。これらは，仮に構造物の耐用年数を100とした場合には，それぞれ非超過確率 p が凡そ0.5および0.9に相当する入力地震動に相当するものである。

図3－1は，上記の条件のもとに式（2－17）により，基盤面での応答スペクトルの期待値を求め，これを主として長周期側において包絡するように応答スペクトルを求めたものである。ここでは，上記第1水準および第2水準に対応する応答スペクトルのレベルをそれぞれ $L1$，$L2$ と呼ぶこととする。

図3－1に示した $L2$ が東京湾地区においてまれに発生する大地震による地震動の特性を表わしているかどうかを検討するために，関東地震を想定した地震動スペクトルとの比較検討を行った。すなわち，関東地震は相模トラフ沿いに発生した M 7.9の地震である。いま，東京湾横断道路までの震央距離を25～50km程度と想定し，式（2－18）により第1種地盤の表面における加速度応答スペクトルを求め，これを $L2$（地表面レベルに変換）と比較すると図3－2のようになる。これより，$L2$ は，式（2－18）により推定される関東地震による東京湾湾央地域における応答スペクトルよりも十分大きいことがわかる。また，現在国土庁で実施中の南関東地域地震被害想定調査では，関東地震による震源域の基盤入射加速度は200gal程度と想定されている[10]。いま，単純に反射波の最大加速度を入射波の最大加速度と同程度とすると，基盤の最大加速度は約400galと求められる。固有周期0.1～0.3秒程度の周期領域における加速度応答スペクトル倍率は一般に2.5程度（減衰定数5％）であるから，これより加速度応答スペクトルを求めると400×2.5＝1,000gal程度となる。これは，上記周期範囲においては $L2$ と同程度の値である。

以上の点から，$L2$ は東京湾地区においてまれに発生する大地震による地震動特性を表わしているといってよいと考えられる。

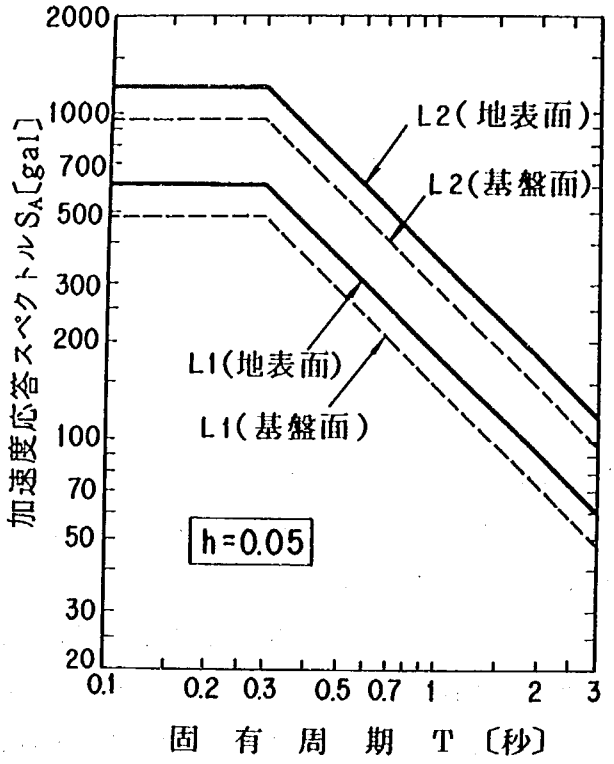


図3－1　$L1$および$L2$（地表面位置および基盤）

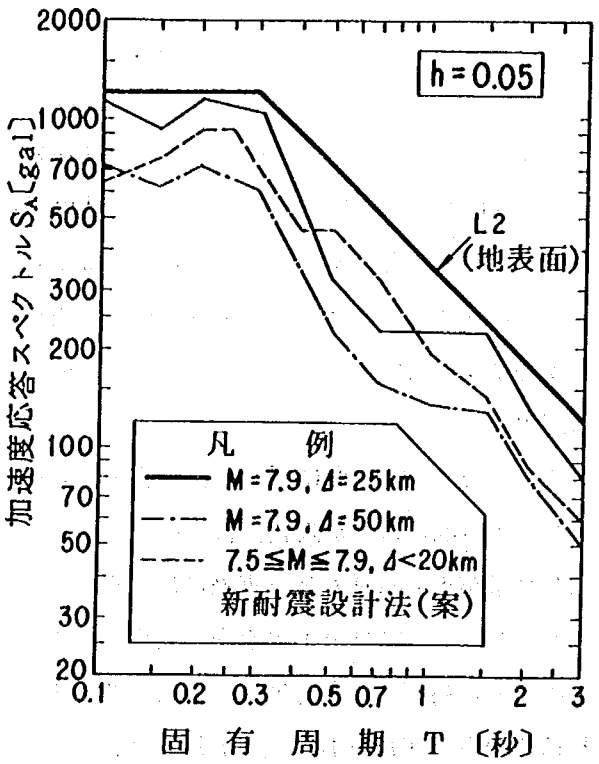


図3－2　$L2$（地表面）の評価

4. 時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形

時刻歴地震応答解析では，地震動の波形が必要とされる。したがって，前章で定めたL1およびL2の応答スペクトルに合致する振動数特性を有する加速度波形を求める一手法として，既往の強震記録の位相特性は変化させず，振幅特性を振動数領域で調整した擬似加速度波形を作成することとした。なお単にL1もしくはL2に合致した応答スペクトル特性を有する加速度波形を作るだけであれば，直接人工地震波を作ることも考えられる。しかしながら，強震記録には"実測された波形"という重みがあり，実務設計に使用するためには，強震記録を基本にした方がよいという判断から，ここでは強震記録を基本として，部分的に振幅特性のみを振動数領域で調整することとしたものである。ここで，振幅特性を調整しようとする強震記録の応答スペクトルが，L1もしくはL2の応答スペクトルと近似している場合には，強震記録の波形特性を微調整しても，もとの強震記録が持つ実測記録としての物理的側面を大きく損うことにはならないと考えられる。ただし，このような条件を満足するためには，以下の2つの条件を満足することが必要とされる。

1) 振幅の調整量を最小にするため，振幅調整しようとする記録のスペクトル特性がもともとL1もしくはL2に近似した特性を有していること。

2) 記録の得られた地震が本来耐震設計で想定することが現実的なMおよびΔの組み合わせの地震であること。

以上のような波形の選定上の基準と，現在までに動的解析に用いられる事例が多いという実績の両者を考慮し，ここでは，次のようにL1およびL2に対応する加速度波形を求めることとした。

(1) L1に適合したスペクトル特性を有する加速度波形

開北橋記録は1978年宮城県沖地震(M=7.4)により震央距離約100kmの岩盤上で得られた記録であり，従来各種の動的解析に用いられてきた実績がある。また，図4−1に示すように，この応答スペクトルはL1に比較的近似した特性を持っている。したがって，開北橋記録を固有周期0.1〜3秒の範囲

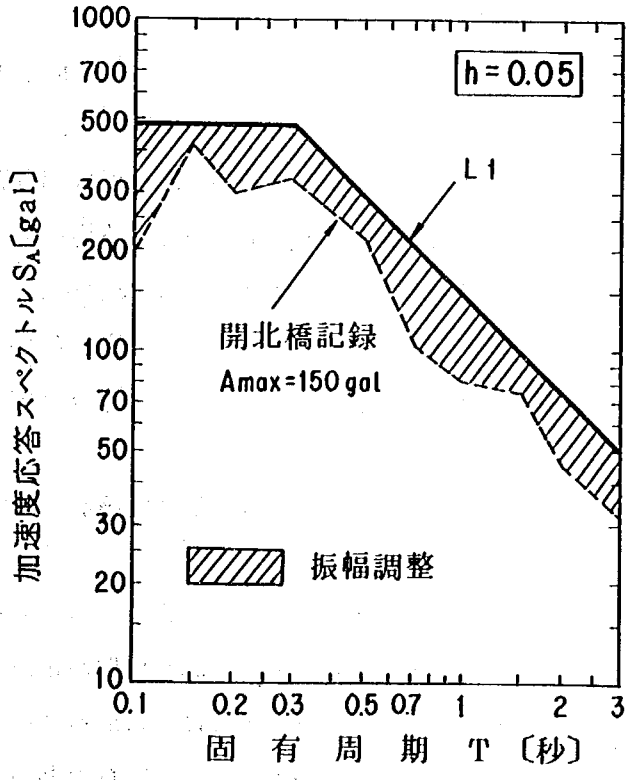


図4−1 L1およびこれに一致するよう開北橋記録を振幅調整する範囲

でL1に一致するよう周波数ごとに振幅調整(図4－1の斜線部)し，これをL1に適合したスペクトル特性を有する加速度波形とすることとした。なお，この加速度波形は周期0.1～3秒の範囲でのみL1に一致しているわけであるから，この周期範囲以外のモードが卓越する構造物の動的解析には使用できない。

(2) L2に適合したスペクトル特性を有する加速度波形

八戸港記録は1968年十勝沖地震により震央距離175kmの砂礫地盤上で得られたものを地表面下約10mに設定した基盤に変換したものであり，現在までに各種の動的解析に使用された実績がある。図4－2に示すように八戸港記録は固有周期約1秒以下の領域ではL2と近似していないが，部分的にスペクトルレベルの谷があるものの周期約1秒以上の長周期側ではL2とある程度近い特性を有している。したがって，ここでは固有周期1～3秒の範囲で八戸港記録のスペクトル特性がL2に一致するよう振幅調整(図4－2の斜線部)し，これをL2に適合したスペクトル特性を有する加速度波形とすることとした。なお，この加速度波形は固有周期1～3秒の範囲でのみL2に一致している訳であるから，この周期範囲外のモードが卓越する構造物の動的解析には使用できない。

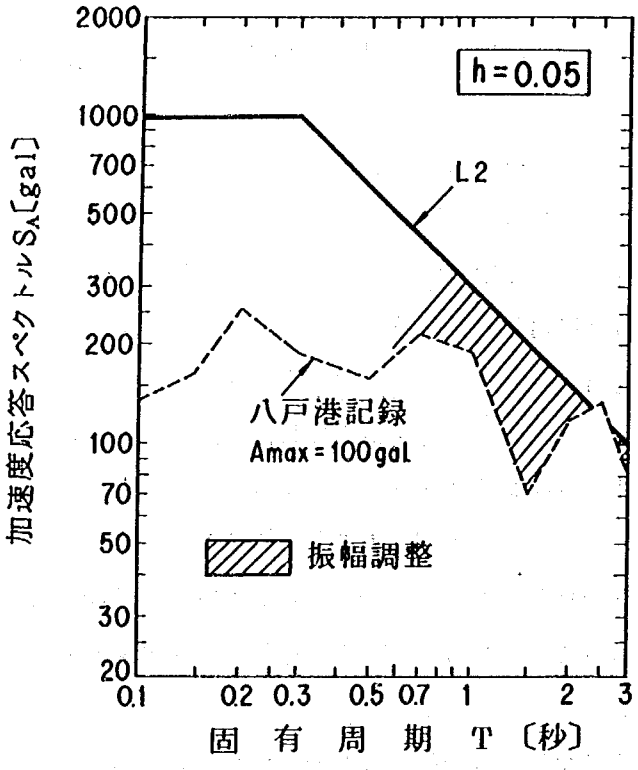


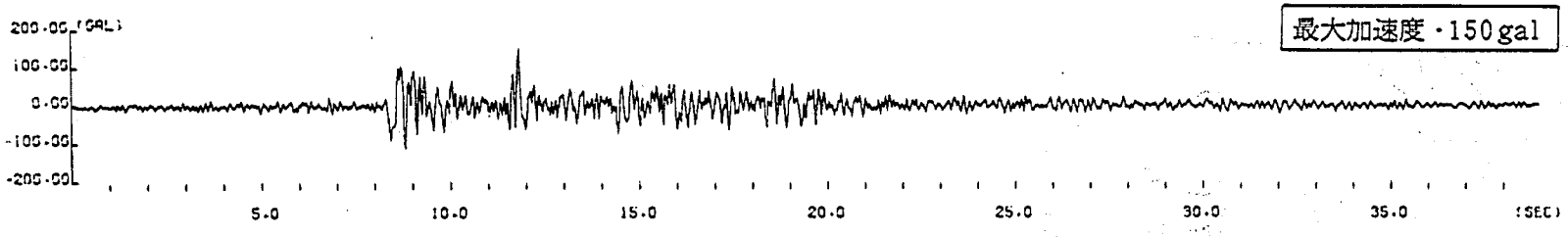
図4－2　L2およびこれに一致するよう八戸港記録を振幅調整する範囲

このようにして求めたL1およびL2の適合加速度波形を，もとの開北橋および八戸港記録とともにそれぞれ図4－3，4－4に示す。振幅特性を調整することによりL1およびL2の最大加速度はそれぞれ210gal，140galとなった。図4－5および図4－6はそれぞれL1，L2適合加速度波形の加速度応答スペクトルを示したものである。

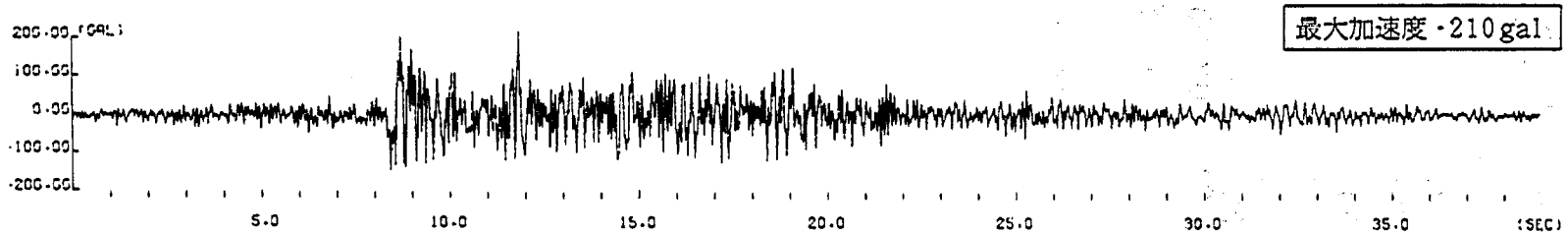
上述した2種類の時刻歴地震応答解析用入力加速度波形の特性と適用の範囲をまとめると下記の通りである。

1) L1適合波形：再現期間150年に相当する応答スペクトルの期待値と同じ応答スペクトル特性を有する加速度波形であり，固有周期が0.1～3秒の範囲の構造物に用いる。

2) L2適合波形：関東地震と同程度の地震による応答スペクトルの期待値と同じ応答スペクトル特性を有する加速度波形であり，固有周期が1～3秒の範囲の構造物に用いる。

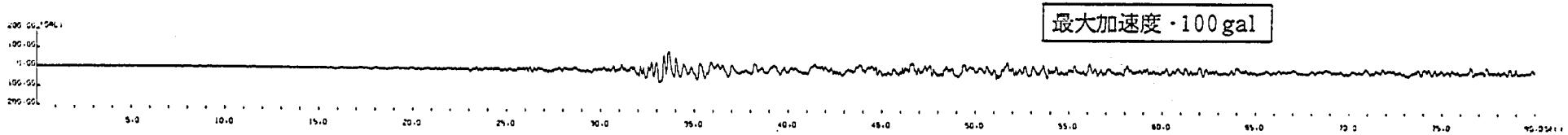


(a) 宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の強震記録（最大加速度150gal）

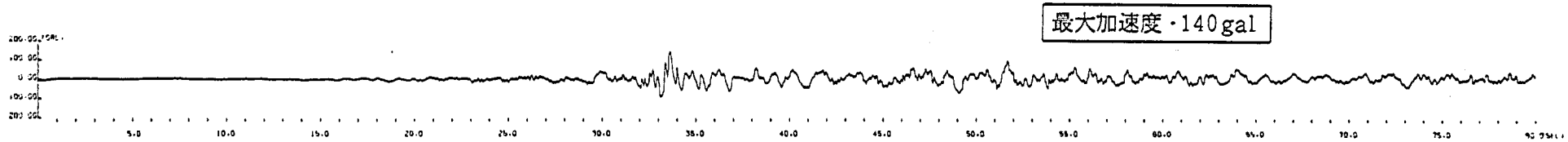


(b) $L-1$に一致するよう振幅特性を調整した波形

図4－3　$L-1$適合波形



(a) 十勝沖地震による八戸港における強震記録を基盤に変換した波形（最大加速度100gal）



(b) $L-2$に一致するよう振幅特性を調整した波形

図4－4　$L-2$適合波形

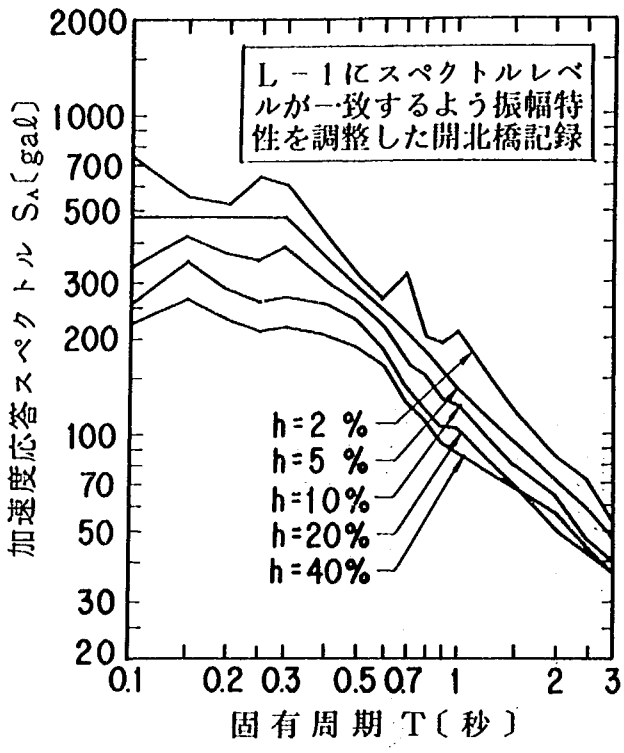


図4－5　L 1 適合波形

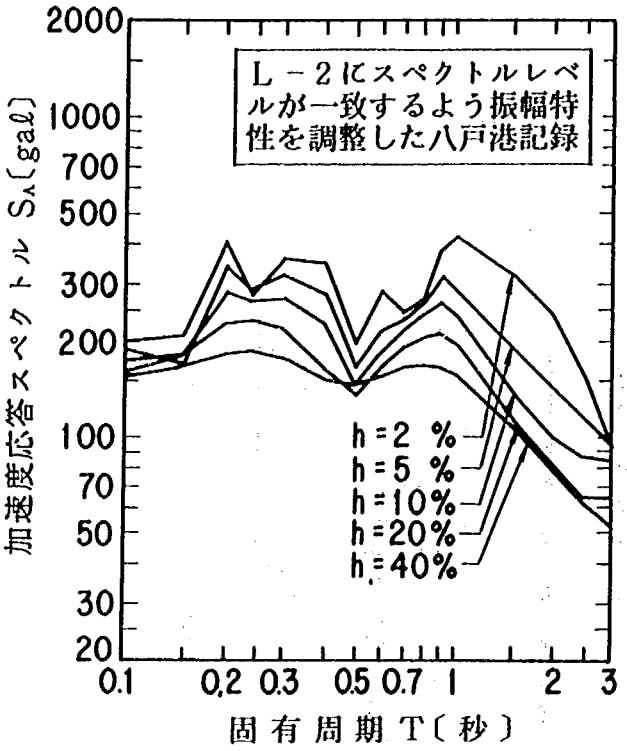


図4－6　L 2 適合波形

5. ま　と　め

当該構造物の建設地点周辺の既往地震活動に基づき，耐震設計に想定した再現期間に対応する応答スペクトルの期待値を定め，これにスペクトル特性が一致するよう既往強震記録の振幅特性を振動数領域で微調整することによって，入力地震動の加速度波形を求める手法を提示し，東京湾湾央部を例に波形を試算した。本手法の特徴を示すと以下の通りである。

1) 入力地震動の強度レベルを再現期間によって評価でき，入力の強度を従来よりも合理的に定めることができる。
2) 入力地震動の強度レベルを最大加速度ではなく，加速度応答スペクトルをもととして周期成分ごとに与えるため，従来のように最大加速度が同じでも，波形の周期特性によって構造物に与える影響が異なるといった点が無い。
3) 入力地震動の強度レベルをＬ１およびＬ２と２段階に分けることにより，耐震設計の対象とする地震の規模を明確にすることができる。
4) 基本的には判断を要する事項が少ないため，個人差の少ない入力地震動の波形を定めることができる。

なお，今回の試算に際しては，各種の判断を加えており，また，解析手法自体にも今後の検討を要する事項が少なくない。主要なものについて示すと以下のようになる。

1) ある程度，規則的な発生の様式を持つと言われる大規模地震の確率的な取り扱い。
2) 地震発生の地域区分。
3) 加速度応答スペクトルの距離減衰式の平均値まわりのばらつきの評価法，およびその設計上の取り扱い。
4) 耐震設計の目標水準の明確化。

これらの点については，今後さらに慎重に検討していきたいと考えている。

謝　　辞

本報告の2章～4章の結果は(財)高速道路調査会・東京湾横断道路耐震検討会(座長：片山恒雄東京大学生産技術研究所教授)において御検討いただくとともに，同調査会トンネル構造検討委員会(委員長：伊吹山四郎氏)，橋梁構造検討委員会(委員長：久保慶三郎 埼玉大学工学部教授)，人工島構造検討委員会(委員長：久野悟郎中央大学理工学部教授)において種々有益な御指導を得た。上記検討会ならびに各委員会の委員各位に厚くお礼申し上げます。また，3章の内容に関しては，元耐震研究室 中嶋威夫研究員(現，環境庁)に有役な助言をいただいたことを記し，厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

1) 建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土研資料，第1696号，昭和56年.

2) 岩崎敏男，川島一彦，相沢　興：地震動強度期待値に及ぼす地域区分の影響，土木技術資料，Vol. 24－2，昭和57年.

3) 本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書，土木学会　本州四国連絡橋耐震研究小委員会，昭和49年9月.

4) 明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会，昭和53年3月.

5) 建設省新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，昭和53年3月.

6) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：想定地震に対する地震動強度の推定法，土木技術資料，20－10，昭和53年10月.

7) 井上涼介，藤野陽三，松原勝己，伯野元彦：断層震源モデルを適用した周期10秒前後の地震動評価の試み，土木学会論文報告集，第317号，1982. 1.

8) 土木学会：屋外貯蔵タンク耐震安全性検討のための入力地震波の変位特性に関する調査報告書，昭和57年12月.

9) 野口　功，伯野元彦，林　聡，栗林栄一，山田善一：耐震設計とその背景，土木学会誌，Vol. 68，増刊号，1983.

10) 国土庁：南関東地域地震被害想定調査2，地震地質に関する調査資料集，昭和57年3月.

11) 宇佐美龍夫，茅野一郎：河角の規模と気象庁の規模との関係，震研彙報，Vol. 48，1970.

12) 宇津徳治：地震学，共立全書，1979.

13) 宇津徳治：地震のマグニチュード分布式のパラメータの推定，地震，第31巻，1978.

14) The Central Meteorological Observatory：The Catalogue of Major Earthquakes which Occured in Japan (1885－1950)，1952.

15) 気象庁：日本付近の主要地震の表(1926－1956)，1958.

16) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動，震研彙報，Vol. 54，1979.

17) Yegian, M. K.：State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States－Probabilistic Hazard Analysis, Miscellaneous Paper S－73－1, WES, 1979.

18) Der Kiureghian, A. and Ang, H－S.：A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 67, No. 4, 1977.

19) Cornell, C. A. and Merz, H. A.：Seismic Risk Analysis of Boston, Proc. ASCE, Vol. 101, No. ST10, 1975.

20) Cornell, C. A.：Engineering Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 58, No. 5, 1968.

21) 活断層研究会：日本の活断層 ― 分布図と資料 ―，東京大学出版会，1980.

22) 勝又　護：日本列島およびその周辺におけるサイスミシティとそれに関連する諸問題，験震時報，第35巻，第3，4号，1970.

23) 勝又　護：日本付近の地震の分布と活動(I)，(II)，(III)，地震，第2号，第19巻，1966，第20巻，1967，第20巻，1967.

24) 勝又　護：地震の規模別頻度の地域性について，(I)，(II)，地震，第2号，第18巻，1965，第19巻，1966.

25) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平2成分合成の影響，土木学会論文報告集，第329号，1983.

26) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：地震応答スペクトルに及ぼす減衰定数の影響，土木学会論文報告集，第335号，1983.

27) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 ―（その3），最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発 ―，土研資料，第1864号，1982. 11.

28) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法 ―(その4)，最大加速度，最大速度，最大変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討 ―，土研資料，第1993号，1983. 3.

29) 川島一彦，相沢　興，高橋和之：東京湾沿岸における地中地震動特性，土木技術資料，Vol. 24－11，1982.

30) 荒川直士，川島一彦，和佐勇次郎：動的解析における入力地震動の設定法，土木学会第10回関東支部年次研究会，昭和58年1月.

31) 川島一彦，友沢武昭，足立敏行：強震記録の振幅特性の調整法，土木学会第10回関東支部年次研究会，昭和58年1月.

32) 荒川直士，川島一彦，浅田博司：地震動強度期待値解析における最小地震m_0の影響，土木学会第10回関東支部年次研究会，昭和58年1月.

33) 和佐勇次郎，荒川直士，川島一彦：動的解析に用いる入力地震動波形の設定法，第38回土木学会年次学術講演会，1983. 10.

34) 和佐勇次郎，西部　剛，荒川直士，川島一彦：大型盛土の地震応答に及ぼす入力地震動波形の影響，第38回土木学会年次学術講演会，1983. 10.

35) 首都高速道路公団編集：東京港トンネル工事誌，土木学会，昭和52年3月.

36) 日本港湾協会：川崎港海底トンネル工事誌，昭和56年4月.

37) 日本道路公団：関門橋工事報告書，土木学会，昭和52年3月.

38) 建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書，土木研究所資料，第825号，昭和48年3月.

39) 長崎県土木部道路建設課：平戸大橋工事報告書，昭和53年3月.

40) 建設省土木研究所：平戸大橋の耐震性に関する調査報告，土木研究所資料，第1201号，昭和52年3月.

41) 日本道路公団名古屋建設局浜名バイパス工事々務所：浜名大橋の耐震性に関する検討報告書，昭和51年7月.

42) 日本道路公団，鹿島建設㈱：浦戸大橋（主橋）動的解析報告書，昭和45年8月.

43) Jun Mise and Tadashi Arakawa : On Planning and Design of High-piered, Long-Spanned Bridges with Consideration to Seismic Effect, 11 th IABSE, 1980. 8, Wien.

付属資料－I

地震動強度期待値における最小地震のマグニチュード m_0 の影響

付属資料Ⅰ 地震動強度期待値における最小地震のマグニチュードm_oの影響[32)]

1. はじめに

地域ごとの既存の地震活動度に基づいて，Gutenberg-Richter 式より確率的に地震動強度を求めるには，最小マグニチュードm_o（式(2－4)参照）を設定する必要がある。基本的にはm_oはなるべく小さな値とすることが望ましいが，観測資料より定める際には，通常の観測網により検知できるm_oの範囲に限界があるため，m_oをあまり小さくできない。気象庁による我国周辺の地震の検知能力に関しては，参考文献1)に文献調査結果を整理したが，以下ではm_oを変化させた場合の地震動強度期待値に及ぼす影響を，東京湾地区を例に具体的に検討した結果を報告するものである。

2. 最小マグニチュードの設定

浜松，宇津は，日本列島付近（沿岸から約200㎞以内）の浅い地震では，マグニチュード6以上でないともれなくm等が求められないとしている。また，勝又は，地震の規模別頻度の分布が直線で表わされる範囲を検討し，付図Ⅰ－1のように1951年以後については，関東，近畿地方等の内陸や近海の観測網の条件のよい地域ではmが4½～4¾以上の地震がもれなくとらえられているとしている。また，沿岸から，200㎞付近の地域では，mが5½以上の地震がほぼもれなく震源，m等が求められているとしている。

一方，m 6以下の地震では，耐震設計された土木構造物に被害を生じた例はほとんどない。したがって仮にm 6以下の地震が解析対象とする最大加速度もしくは応答スペクトル値に寄与したとしても，この寄与分は耐震設計上あまり重要性のないものである。これらの理由により，最小マグニチュードは$m_o=6$程度に設定するのが妥当といえよう。

3. 最小マグニチュードm_oの影響の試算

本文に示した手法により，東京湾湾央部の地震動最大加速度～再現期間および加速度応答スペクトル～再現期間の関係を$m_o=6$とした場合と$m_o'=4$とした場合の両者で比較検討した。最小マグニチュードm_o以外のパラメータは全て2章と同じである。なお，上記2.に示した理由により，地震資料をもとにb値を定めると，$m_o'=4$として求めた値は，$m_o=6$として求めた値と異なってくる。基本的には$m_o=6$として求めた場合の方が正しいと考えられることから，b'値は$m_o=6$の場合と同一とする。また，単位面積当たりの年平均発生回数$\overline{\nu}_i$はGutenberg-Richter 式より外挿で求める。すなわち，$\log N(m)=a-bm$より，

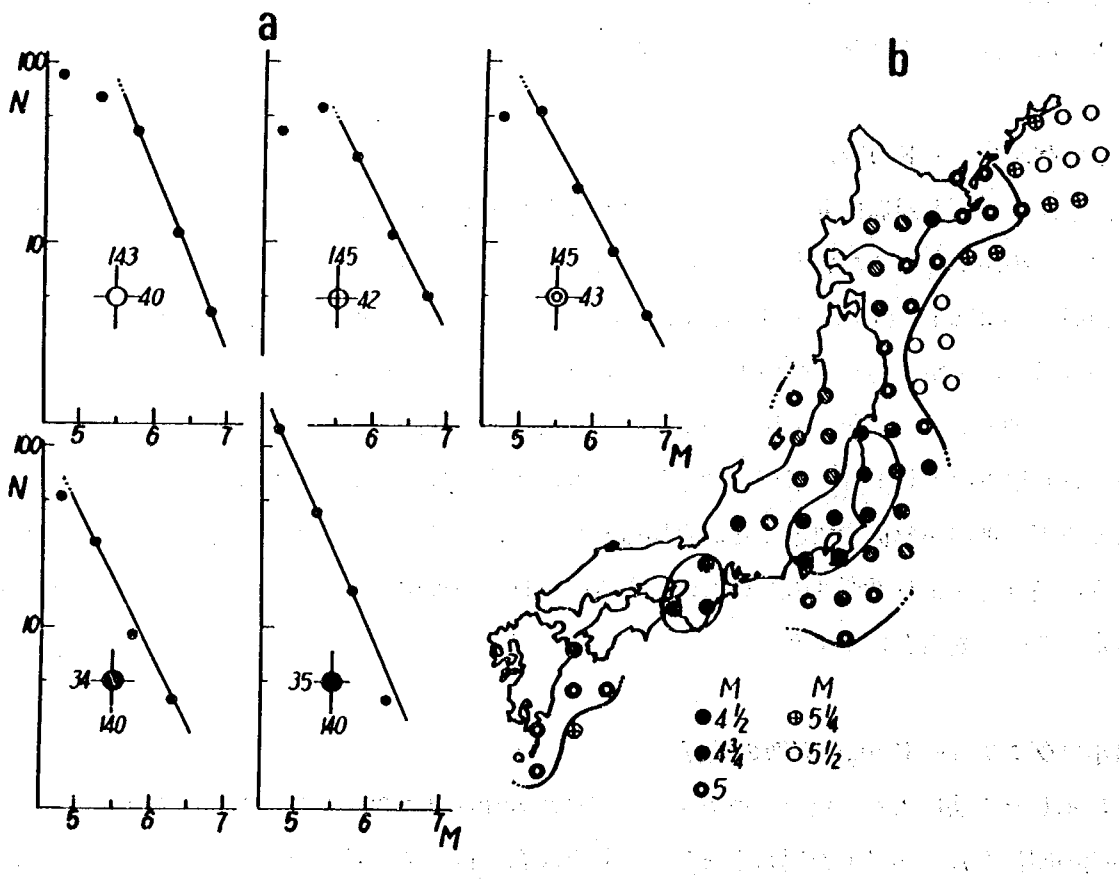
$$\frac{N(m_o)}{N(m_o')}=\frac{10^a\times10^{-bm_o}}{10^a\times10^{-bm_o'}}=10^{-b(m_o-m_o')} \tag{1}$$

となり，次のように求めることができる。

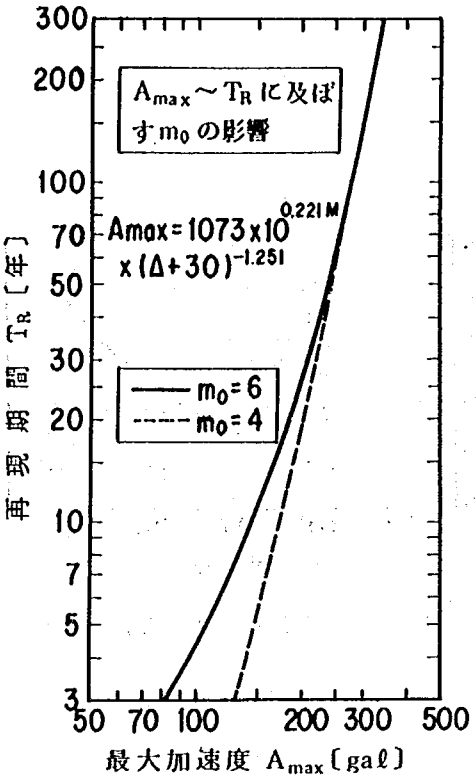
$$\overline{\nu}_i(m_o')=\overline{\nu}_i\times10^{b(m_o-m_o')} \tag{2}$$

以上の値を用いて，A_{max}～T_Rおよび耐用年数50年の場合のA_{max}～非超過確率pの関係を$m_o=4$と6の

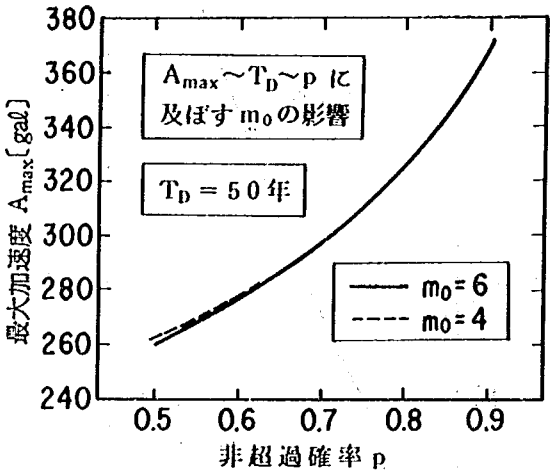
場合を比較して付図Ⅰ－2に，また，固有周期$T=0.5$秒および1.5秒の場合の加速度応答スペクトルに対する結果を付図Ⅰ－3にそれぞれ示す。これによれば，最大加速度の場合には，m_0により小さい加速度は変化するが，再現期間が50年以上になると$m_0'=4$の場合と$m_0=6$の場合はほとんど一致する。また，加速度応答スペクトルの場合には，最大加速度の場合よりもさらに両者の差は小さく，固有周期1.5秒の場合には，再現期間15年以上ではほとんど差がない。これらの結果より，$m_0=6$以下の地震は小さい地震動の期待値には影響するが，耐震設計上重要な領域の加速度および加速度応答スペクトルにはほとんど影響しないということができる。



付図Ⅰ－1　気象庁の観測（1951年以後）によりもれなくとらえられている最小の地震（勝又〔23〕による）

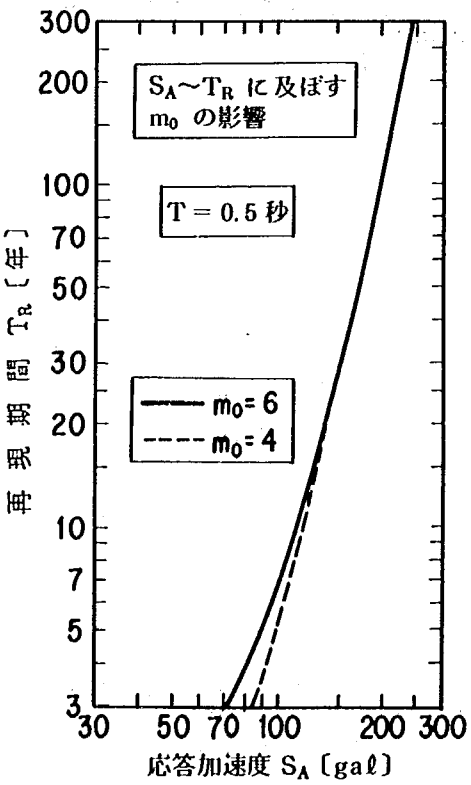


(a)　A_{max}～T_R の関係

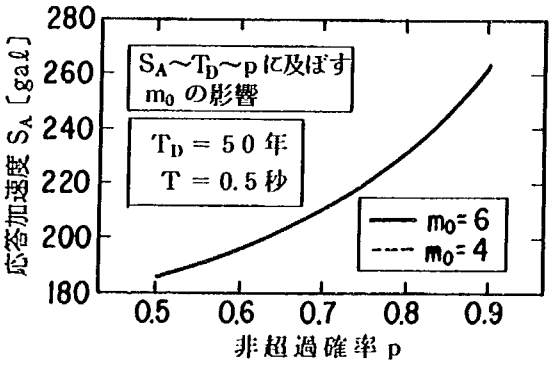


(b)　A_{max}～p～T_D の関係

付図Ⅰ－2　最大加速度の推定値に及ぼす m_0 の影響

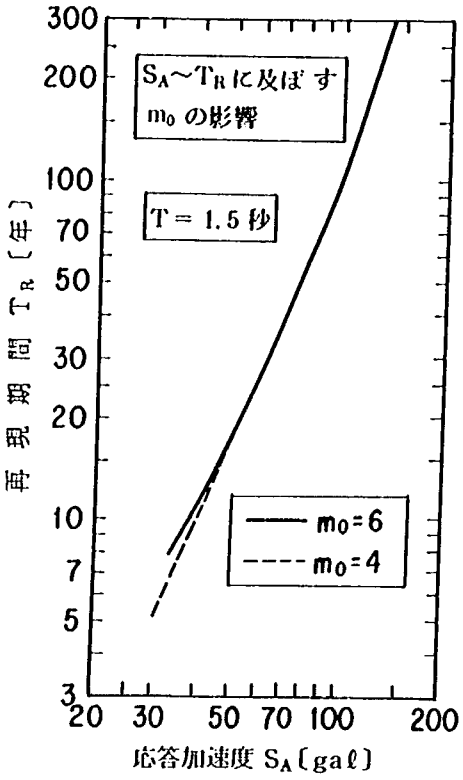


(a)　$S_A(0.5)$～T_R の関係

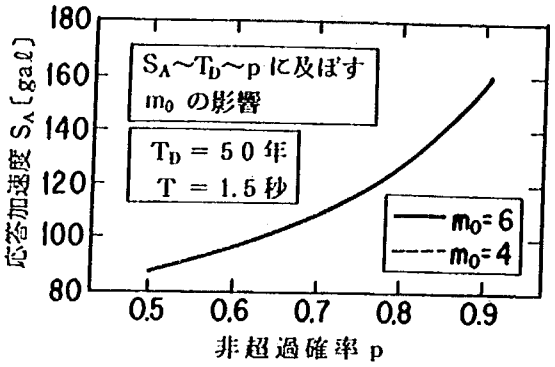


(b)　$S_A(0.5)$～p～T_D の関係

付図Ⅰ－3(1)　加速度応答スペクトルの推定値に及ぼす m_0 の影響
（固有周期 T = 0.5 秒の場合）



(a) $S_A(1.5)$～T_R の関係



(b) $S_A(1.5)$～p～T_D の関係

付図Ⅰ－3(2) 加速度応答スペクトルの推定値に及ぼすm_0の影響
（固有周期 T= 1.5秒の場合）

付属資料－Ⅱ

目標とする応答スペクトルに合わせた強震記録の振幅特性の調整法

付属資料Ⅱ 目標とする応答スペクトルに合わせた強震記録の振幅特性調整法[31)]

1. まえがき

目標とする応答スペクトルのレベルが平均応答スペクトル等の形で与えられた場合に，強震記録の特性を微調整し，その応答スペクトルが目標とする応答スペクトルに合致するよう修正する方法を示す。強震記録の特性を調整するためには，i)位相特性は変化させず振幅特性のみを振動数領域で変化させる，ii)振幅特性は変化させず，位相特性のみを振動数領域で変化させる，iii)振幅特性および位相特性の両者を振動数領域で変化させる，の3種類の方法が考えられる。ここでは，物理的な意味が最も単純なi)の方法を用いることとし，解析方法およびその試算例を示す。

2. 振幅特性の調整法

いま，目標として与えられた加速度応答スペクトルを$S_A(f)$，振幅特性を調整したい加速度強震記録を$a(t)$，その加速度応答スペクトルを$\widetilde{S}_A(f)$とする。ただし$S_A(f)$と$\widetilde{S}_A(f)$の応答スペクトルを計算する際の減衰定数は任意の値でよいが，両者に共通の値を用いるものとする。等時間間隔の強震記録$a(t)$をa_m ($m=0,1,\cdots\cdots,N-1$)と表わすと，このフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k=\frac{1}{N}\sum_{m=0}^{N-1} a_m \exp\left(-i\ \frac{2\pi km}{N}\right) \tag{1}$$

ここで，

$k=0,1,2,\cdots\cdots\cdots,N-1$

C_k：複素フーリエ係数（複素振幅）

複素フーリエ振幅C_kは，

$$C_k=\frac{A_k-iB_k}{2}\quad (k=0,1,2,\cdots\cdots\cdots,N-1) \tag{2}$$

であり，ここで，A_k, B_kはそれぞれ有限フーリエcos係数，有限フーリエsin係数である。式(1), (2)からA_k, B_kは次式となる。

$$\left.\begin{aligned} A_k&=2R_e(C_k)\\ B_k&=-2I_m(C_k)\end{aligned}\right\}\quad \left(k=0,1,2,\cdots\cdots\cdots,\frac{N}{2}\right) \tag{3}$$

k次成分の振幅X_kおよび位相ϕ_kは次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned} X_k&=\sqrt{A_k^2+B_k^2}\\ \phi_k&=\tan^{-1}\left(\frac{B_k}{A_k}\right)\end{aligned}\right\}\quad \left(k=0,1,2,\cdots\cdots\cdots,\frac{N}{2}\right) \tag{4}$$

いま，強震記録の持つ位相特性は保ったまま，振幅特性のみを調整するためには，式(4)から，A_k, B_kに一定の倍率を乗じればよいことがわかる。したがって，いま，目標とする応答スペクトル$S_A(f)$に対する強震記録の応答スペクトル$\widetilde{S}_A(f)$の比$\alpha(t)$を次式で定義し，

$$a(f)=\frac{S_A(f)}{\widetilde{S}_A(f)} \tag{5}$$

修正した複素フーリエ振幅C_k'を次式で求める。

$$C_k'=a(f)\,C_k=a(f)\,\frac{A_k-i\,B_k}{2}$$

これを，逆フーリエ変換すれば，修正した加速度波形 a_m' が次のように求められる。

$$a_m'=\sum_{k=0}^{N-1} C_k' \exp\left(i\,\frac{2\pi k m}{N}\right) \tag{6}$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振幅数領域において一義的な対応関係がないため，特殊な場合を除き，式(6)の a_m' の応答スペクトル $\widetilde{S}_A'(f)$ は $S_A(f)$ と一致しない。したがって，式(1)～(6)の過程を数回イテレーションし，最終的に式(5)がある一定の値以下となるようにする。

以上に示した方法をフローチャートにすると付図Ⅱ－1となる。

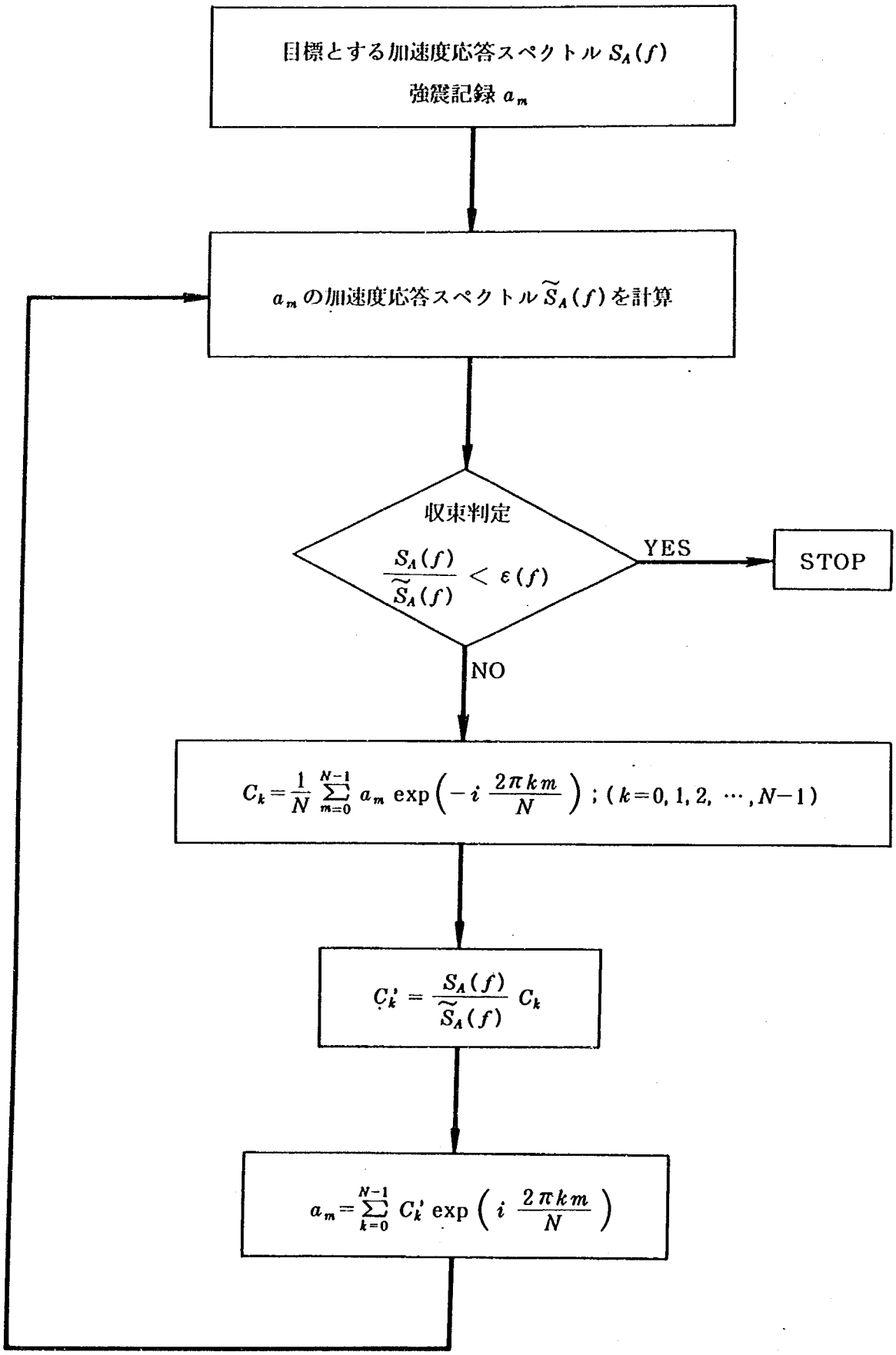
3. 振幅特性の調整例

強震記録として，1978年宮城県沖地震(M=7.4)による開北橋周辺地盤記録(橋軸直角方向成分)および，1968年日向灘地震(M=7.5)による板島橋周辺地盤記録(橋軸直角方向成分)を選び，これらの記録がそれぞれ同一の加速度応答スペクトルを持つよう，上記の方法により固有周期0.1～3秒の範囲で振幅特性を調整した。付図Ⅱ－2(a)，Ⅱ－3(a)は振幅特性補正前の両強震記録の加速度波形を，また，付図Ⅱ－4，Ⅱ－5は目標として与えた応答スペクトル$S_A(T)$(減衰定数5％)と振幅調整前および調整後の2波形の加速度応答スペクトル$\widetilde{S}_A(f)$(減衰定数5％)を示したものである。両波形とも上記手順の繰り返しを10回行ったが，この結果，与えられた応答スペクトル$S_A(T)$と振幅調整された応答スペクトル$\widetilde{S}_A(T)$の差異は，固有周期0.1～3秒の範囲内において，開北橋記録では最大3.3％以内，板島橋記録では最大3.0％以内に収束した。また，各イテレーションごとに代表的な固有周期での応答スペクトル値がどのように目標とする応答スペクトル値に収束していったかを示したのが付図Ⅱ－6，Ⅱ－7である。これによれば，周期成分によって，$a(f)$が，上から収束するものと下から収束するものがあるが，繰り返し回数の増加につれてほぼ単調に1.0に収束していることがわかる。付図Ⅱ－2(b)，Ⅱ－3(b)はそれぞれ振幅調整した開北橋記録および板島橋記録を示したものである。振幅調整を加えることにより，波形の細部は変化しているが，位相特性は変化していないため全体としての特徴はもとの実測記録と大きく変化していない。

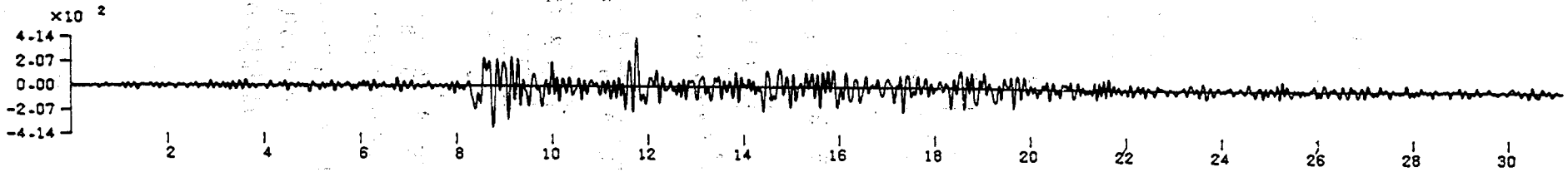
4. 振幅特性を調整した波形による構造物の地震応答解析

振幅調整した開北橋記録および板島橋記録を用いて，実際に時刻歴地震応答解析を行い，両記録による応答特性がどの程度異なるかを検討した。対象としたのは，付図Ⅱ－8に示すような2径間ラーメン橋であり，橋脚の曲げ剛性のみを変化させ，タイプ－1とタイプ－2の2種類の構造系を解析した。この橋の固有周期およびモード寄与率の大きい固有振動モードを示すと，それぞれ付表Ⅱ－1，付図Ⅱ－9に

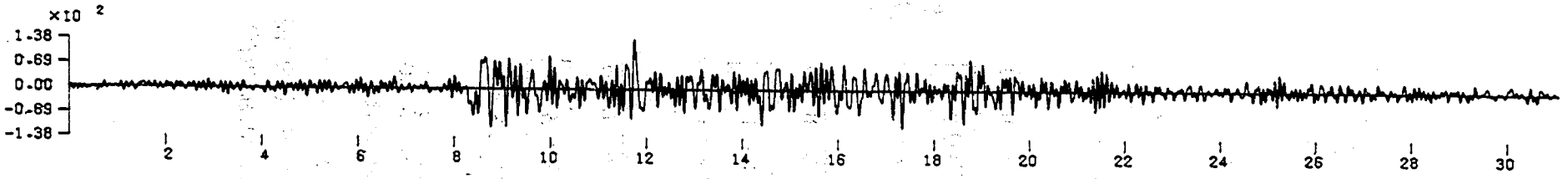
示す通りである。振幅特性を調整してあるのは，固有周期0.1～3秒の範囲であるため，タイプ－1,2ともに1次～9次までのモードを考慮して上記2種類の振幅調整した波形を作用させた場合の最大応答値を計算した。結果は付表Ⅱ－2に示す通りであり，応答値の分布を比較すると付図Ⅱ－10のようになる。これより，異なった2波形をもとに応答スペクトル特性が一致するように振幅調整した波形は，タイプ－1，タイプ－2とも2径間ラーメン橋にほぼ同一の最大応答値を与えることがわかる。



付図Ⅱ－1　強震記録の振幅特性調整のフローチャート



(a) 宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の強震記録



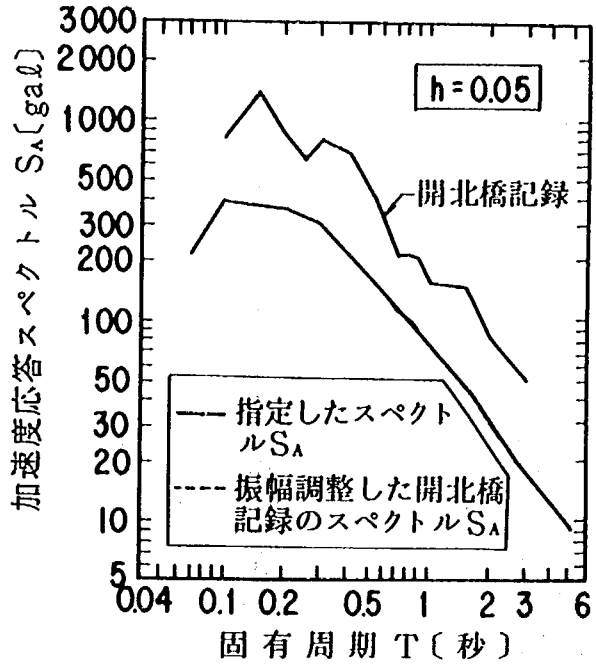
(b) 目標とするスペクトルに合致するよう振幅特性を調整した波形

付図Ⅱ－2　振幅特性の調整例－1（開北橋記録を基本とした場合）

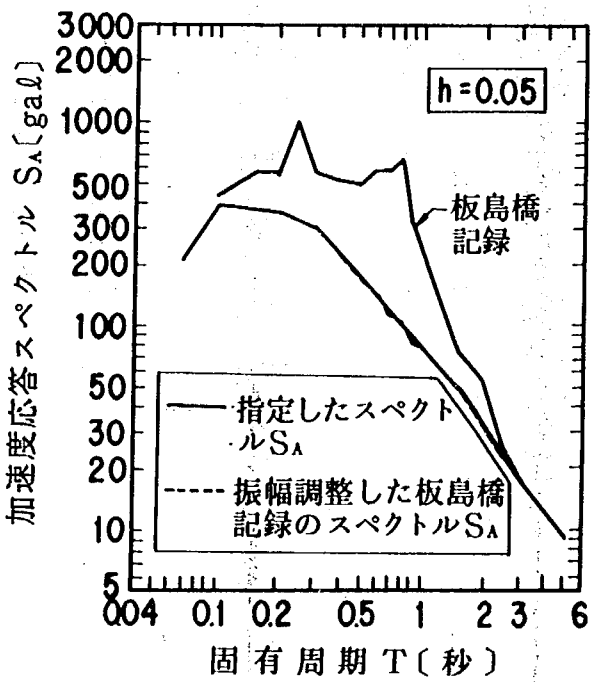
(a) 日向灘沖地震による板島橋近傍地盤上の強震記録

(b) 目標とするスペクトルに合致するよう振幅特性を調整した波形

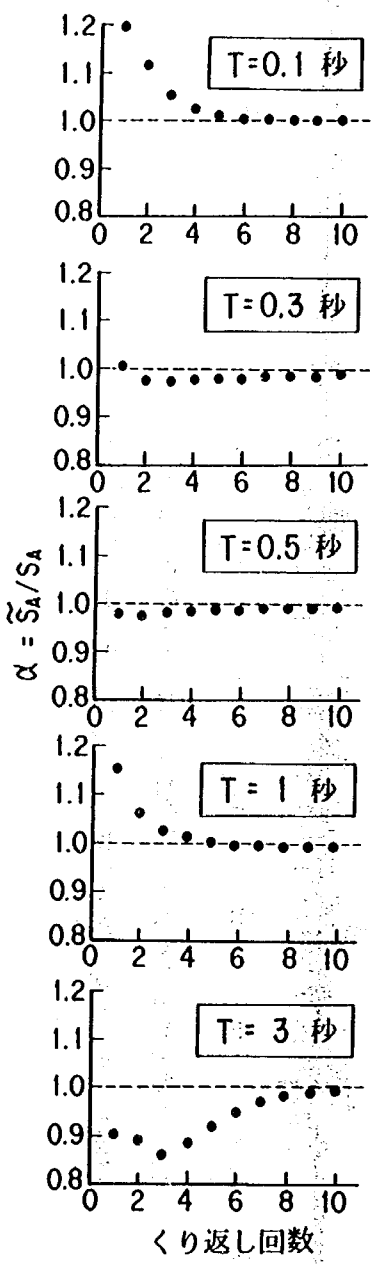
付図Ⅱ－3　振幅特性の調整例－2（八戸港記録を基本とした場合）



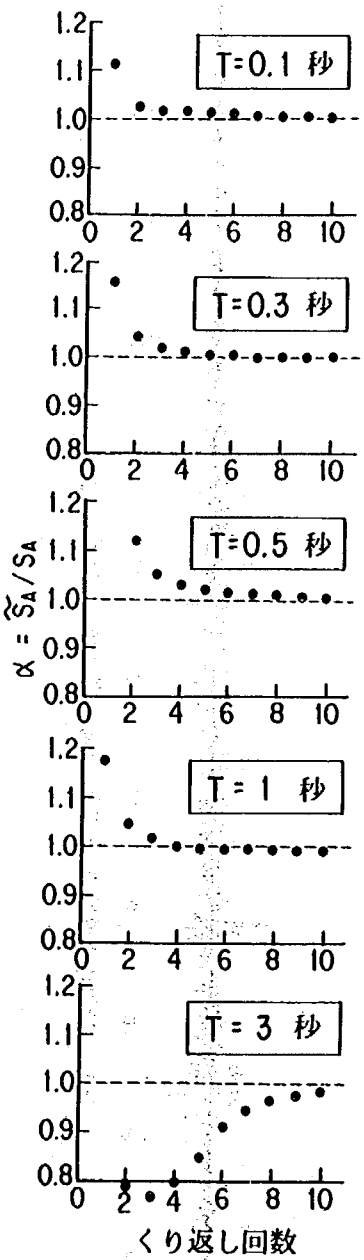
付図Ⅱ－4　もとの強震記録の応答スペクトルと目標とする応答スペクトル（開北橋記録の場合）



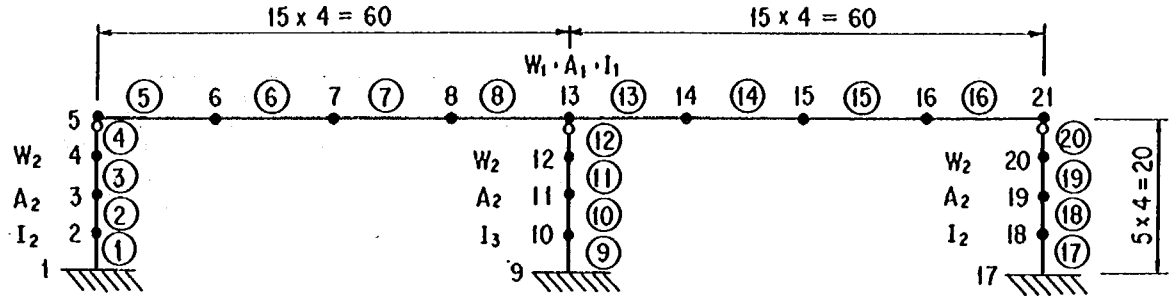
付図Ⅱ－5　もとの強震記録の応答スペクトルと目標とする応答スペクトル（板島橋記録の場合）



付図Ⅱ－6　S_Aスペクトルの収束の状況（開北橋記録の場合）



付図Ⅱ－7　S_Aスペクトルの収束の状況（板島橋記録の場合）



注） i＝節点番号，j＝部材番号，単位〔m〕，幅員 20 m

項　　目	上部工の断面諸元	橋　脚　の　断　面　諸　元	
		タイプ－1	タイプ－2
単位長さ当りの重量	27.0 t/m	3.0 t/m	3.0 t/m
断　面　積	1 m^2	0.5 m^2	0.5 m^2
曲　げ　剛　度	0.5 m^4	端橋脚　0.48 m^4 中央橋脚　0.8 m^4	端橋脚　1.92 m^4 中央橋脚　3.2 m^4

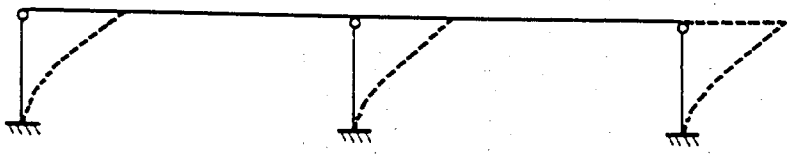
付図Ⅱ－8　解析対象モデル

付表Ⅱ－1　固有値解析結果

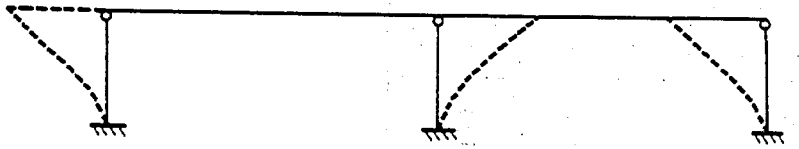
次数	タイプ－1				タイプ－2			
	振動数	周期	モード寄与率		振動数	周期	モード寄与率	
	Hz	sec	水平方向	上下方向	Hz	sec	水平方向	上下方向
1	0.851	1.1753	0.0	0.0	0.851	1.1753	0.0	0.0
2	1.023	0.9772	18.44	0.0	1.320	0.7574	0.0	−15.17
3	1.320	0.7574	0.0	15.17	2.047	0.4886	18.44	0.0
4	3.375	0.2963	0.0	0.0	3.375	0.2963	0.0	0.0
5	4.149	0.2410	0.0	−2.63	4.149	0.2410	0.0	2.63
6	7.168	0.1395	0.0	0.01	7.168	0.1395	0.0	− 0.01
7	7.718	0.1296	0.0	4.48	7.718	0.1296	0.0	− 4.48
8	10.313	0.0970	0.0	0.0	10.480	0.0954	0.0	0.0
9	14.574	0.0686	− 0.07	0.0	14.687	0.0681	0.08	0.0
10	18.470	0.0541	0.0	6.08	18.470	0.0541	0.0	− 6.08
11	24.658	0.0406	0.0	−4.95	24.658	0.0406	0.0	4.95
12	25.494	0.0392	0.0	−4.51	25.494	0.0392	0.0	− 4.51
13	35.309	0.0283	0.0	0.0	70.599	0.0142	0.0	0.0
14	35.310	0.0283	1.78	0.0	70.599	0.0142	−1.78	0.0
15	45.488	0.0220	− 1.26	0.0	90.969	0.0110	−1.26	0.0
16	101.304	0.0099	0.0	1.10	101.304	0.0099	0.0	1.10
17	103.029	0.0097	0.0	1.04	103.029	0.0097	0.0	1.04
18	112.087	0.0089	0.0	0.0	224.173	0.0045	0.0	0.0
19	112.087	0.0089	0.97	0.0	224.173	0.0045	−0.97	0.0
20	144.648	0.0069	0.68	0.0	289.295	0.0035	0.68	0.0
21	209.003	0.0048	0.0	0.0	418.006	0.0024	0.0	0.0
22	209.003	0.0048	− 0.55	0.0	418.006	0.0024	−0.55	0.0
23	269.807	0.0037	− 0.39	0.0	539.614	0.0019	−0.39	0.0

付表II－2　最大応答値の比較

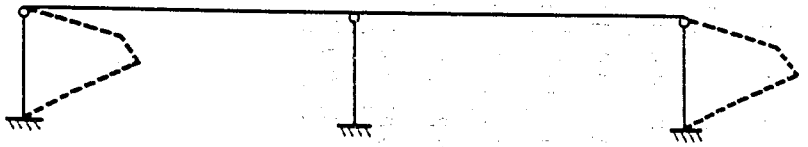
節点番号	タイプ－1								タイプ－2							
	修正した開北橋波形				修正した板島橋波形				修正した開北橋波形				修正した板島橋波形			
	水平変位 mm	加速度 m/sec^2	せん断力 ton	曲げモーメント t・m	水平変位 mm	加速度 m/sec^2	せん断力 ton	曲げモーメント t・m	水平変位 mm	加速度 m/sec^2	せん断力 ton	曲げモーメント t・m	水平変位 mm	加速度 m/sec^2	せん断力 ton	曲げモーメント t・m
1	0.0	0.0	70.1	X10^2 13.9	0.0	0.0	70.2	X10^2 14.0	0.0	0.0	161.2	X10^2 32.1	0.0	0.0	165.0	X10^2 32.8
2	1.58	0.07	70.0	10.4	1.59	0.07	70.1	10.4	0.91	0.15	161.0	24.0	0.93	0.15	164.7	24.5
3	5.75	0.24	69.6	6.9	5.76	0.24	69.8	6.9	3.31	0.55	160.2	15.9	3.38	0.56	163.9	16.3
4	11.64	0.48	68.9	3.4	11.66	0.48	69.0	3.5	6.69	1.10	158.5	7.9	6.85	1.31	162.1	8.1
5	18.38	0.76	0.0	0.0	18.41	0.76	0.0	0.0	10.57	1.74	0.	0.0	10.82	1.79	0.0	0.0
6	18.38	0.76	0.0	0.0	18.42	0.76	0.0	0.0	10.58	1.75	0.	0.0	10.82	1.79	0.0	0.0
7	18.38	0.76	0.0	0.0	18.42	0.76	0.0	0.0	10.59	1.75	0.	0.0	10.83	1.79	0.0	0.0
8	18.39	0.76	0.0	0.0	18.43	0.76	0.0	0.0	10.60	1.75	0.	0.0	10.84	1.79	0.0	0.0
9	0.0	0.0	116.5	23.2	0.0	0.0	116.7	23.3	0.0	0.0	26.9	53.5	0.0	0.0	27.5	54.8
10	1.58	0.07	116.4	17.4	1.58	0.07	116.6	17.4	0.91	0.15	26.9	40.1	0.93	0.15	27.5	41.0
11	5.75	0.24	116.0	11.6	5.76	0.24	116.3	11.6	3.32	0.55	26.8	26.7	3.39	0.56	27.4	27.3
12	11.64	0.48	115.3	5.8	11.67	0.48	115.5	5.8	6.72	1.11	26.6	13.3	6.87	1.14	27.2	13.6
13	18.39	0.76	0.0	0.0	18.43	0.76	0.0	0.0	10.61	1.76	0.	0.0	10.85	1.80	0.0	0.0
14	18.39	0.76	0.0	0.0	18.43	0.76	0.0	0.0	10.60	1.75	0.	0.0	10.84	1.79	0.0	0.0
15	18.39	0.76	0.0	0.0	18.42	0.76	0.0	0.0	10.59	1.75	0.	0.0	10.83	1.79	0.0	0.0
16	18.38	0.76	0.0	0.0	18.42	0.76	0.0	0.0	10.58	1.75	0.	0.0	10.82	1.79	0.0	0.0
17	0.0	0.0	70.1	13.9	0.0	0.0	70.2	14.0	0.0	0.0	161.2	32.1	0.0	0.0	165.0	32.8
18	1.58	0.07	70.0	10.4	1.59	0.07	70.1	10.4	0.91	0.15	161.0	24.0	0.93	0.15	164.7	24.5
19	5.75	0.24	69.6	6.9	5.76	0.24	69.8	6.9	3.31	0.55	160.2	15.9	3.38	0.56	163.9	16.3
20	11.64	0.48	68.9	3.4	11.66	0.48	69.0	3.5	6.69	1.10	158.5	7.9	6.85	1.31	162.1	8.1
21	18.38	0.76	0.0	0.0	18.41	0.76	0.0	0.0	10.57	1.74	0.0	0.0	10.82	1.79	0.0	0.0



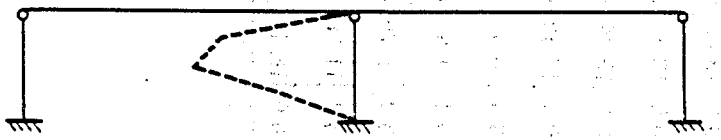
(a) 2 次（T_2 ＝0.98秒）



(b) 9 次（T_9 ＝0.069秒）

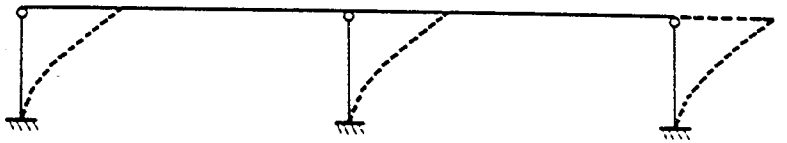


(c) 14次（T_{14} ＝0.028秒）

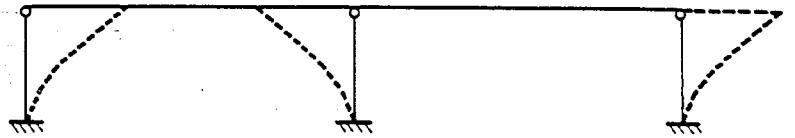


(d) 15次（T_{15} ＝0.022秒）

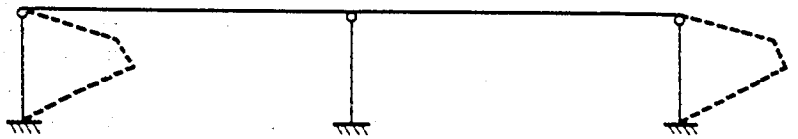
タイプ－1



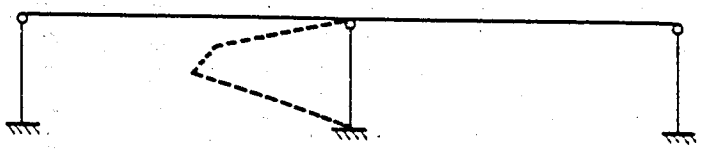
(a) 3 次（T_3 ＝0.49秒）



(b) 9 次（T_9 ＝0.068秒）



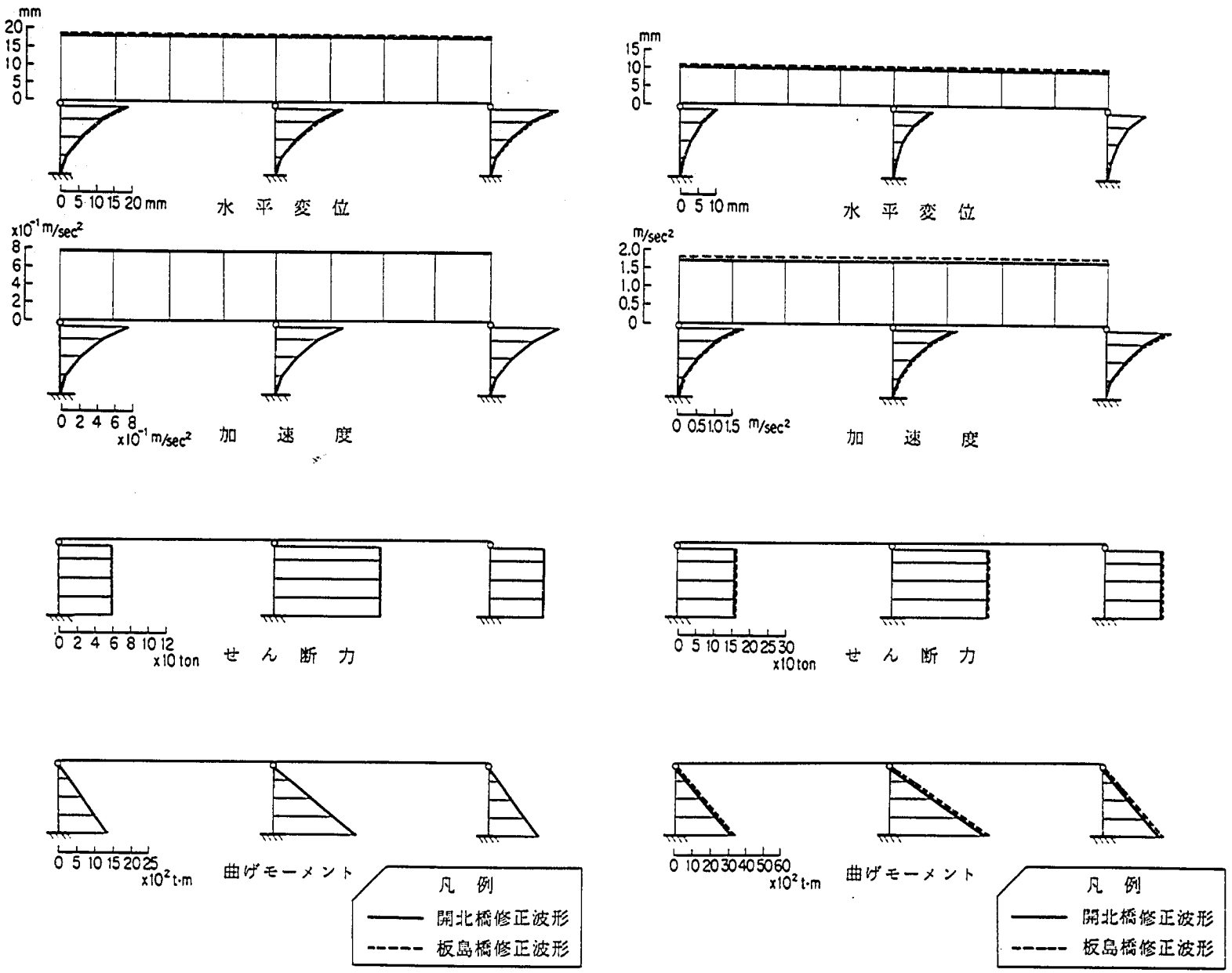
(c) 14次（T_{14} ＝0.014秒）



(d) 15次（T_{15} ＝0.011秒）

タイプ－2

付図Ⅱ－9　主要モードに対する固有振動モード



(a) タイプ－1　　(b) タイプ－2

付図Ⅱ－10　最大応答値の分布の比較

確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法

ISSN 0386-5878
土研資料第1992号
昭和58年 3月

荒川直士
川島一彦
田村敬一

キーワード　入力地震動，耐震設計，地震防災

要　旨

本報告は，動的解析の目的を分類し，これに基づいて入力地震動に必要とされる事項を整理するとともに，現状において入力地震動を設定するために取り得る手法をとりまとめた。また，既往の地震活動に基づき，当該建設地点で予想される地震動の加速度応答スペクトルの期待値を求め，これに応答スペクトル特性が近似する強震記録を振動数領域で振幅調整する方法を提示するものである。

郵便はがき

40円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部振動研究室　御中

No. 180

No. 180

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 1992 号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　名　　印