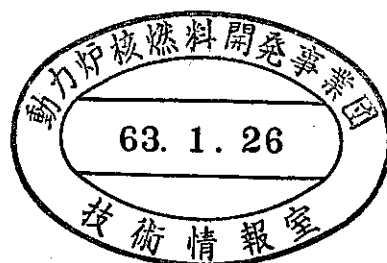


# 地下部を有する構造物の耐震研究及び設計

1986年5月



株式会社 日建設計

この資料は動燃事業団の開発業務を進めるため、限られた関係者だけに配布する  
ものです。したがって、その取扱いには充分注意を払って下さい。なお、この資料  
の供覧、複製、転載、引用等には事業団の承認が必要です。

## はじめに

一般に構造物においては、地下を有する場合は耐震的に優れているとされており、「建築基準法」においても地上部に対して地下部は、約半分の地震力を規定している。

一方、日本建築学会等でも耐震設計に関しては、構造物と地盤の動的相互作用の解明を重要な課題として検討を行っている。最近になって基礎構造に対する耐震設計が試みられつつあるが、地震時における動的相互作用の影響は、未だ十分検討しつくされていないとも言えない。

しかるに原子炉施設や再処理施設においては、地下部の地震力の定量的な把握が困難なため、地下部の面積が大きく多量の鉄筋コンクリート壁を有する場合でも、設計用地震力を大きく評価しており必ずしも合理的な設計となっていないのが現状である。

本研究は、地震時における構造物と地盤の動的相互作用に関するこれまでの研究・実験等の成果を調査・整理し、代表的手法について比較検討する。これを踏まえて、実建家モデル（「高レベル廃液ガラス固化プラント」詳細設計(Ⅱ)での建家モデル）で、パラメーターを変化させたものによるシミュレーション解析を行ない、定性的検討を行い、設計用地震力について定量的検討をするものである。

地下部を有する構造物の耐震研究及び設計\*

林	聰**	水津	秀夫**	寺本	隆幸**
鷹羽	信勝**	浅野	美次**	正木	範昭**
角南	進**	深井	悟**	小坂	正明**
多田	元英**	野村	和男**	長瀬	悟**

要 旨

本研究は、根入れ（地下）を有する構造物の、地盤-建家連成振動解析を行い、根入れ効果について検討したものである。

まず、検討手法を確認するため連成系のモデルを作成し、FEMモデルと格子モデルでの計算結果を比較した。次に、格子モデルを主体として、建家の根入れ効果について、実建家を標準ケースとして、パラメトリックスタディを試みた。最後に設計用地震力について考察を加えた。

その結果、建物に作用する地震力は、根入れにより低減され、根入れを有する事により、耐震上有利になる傾向にある事がわかった。

---

\* 本報告書は、（株）日建設計が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した耐震研究の成果である。

\*\* 株式会社 日建設計

## 目 次

はじめに	0-1
要 旨	0-2
第1章 文献調査	1-1
1-1 文献の抽出	
1-2 FEMモデルと格子モデル	
第2章 解析手法の比較	2-1
2-1 対象建家と地盤	
2-2 検討モデルの設定	
2-3 地盤バネの設定	
2-4 減衰定数の設定	
2-5 入力地震波の設定	
2-6 解析手法の比較	
第3章 建家の根入れ効果の検討	3-1
3-1 検討方針	
3-2 検討ケース	
3-3 解析結果	
3-4 結果の考察	
第4章 設計用地震力の検討	4-1
4-1 検討方針	
4-2 静的地震力の考え方	
4-3 静的地震力の比較	
4-4 動的検討によるせん断力係数の分布	
4-5 設計用地震力	
第5章 まとめ	5-1
5-1 根入れ効果について	
5-2 設計用地震力について	
おわりに	6-1
付 研究体制表	6-2

## 第1章 文献調査

### 1-1 文献の抽出

地盤-建物系の動的相互作用を扱った解析的研究、実験的研究は、非常に多岐にわたっており、その目的も様々である。ここでは、土木学会耐震工学委員会編「地震工学文献目録」に掲載されている文献から連成系のものを抽出する。抽出は、昭和50年以降にしぼるものとする。最近の研究においては、FEMモデル及び格子モデルによるものが大半となっており、これらのもので、本研究に比較的近いものについて、モデル、境界条件、減衰、解析パラメーター等について調査する。

抽出文献・調査結果は、資料編にまとめて示す。

### 1-2 FEMモデルと格子モデル

検討の基本となっているのは、FEMモデルと格子モデルである。

#### (a) FEMモデル

本モデルは、周辺地盤も含めたモデルのうち、現在では、最も詳細で、忠実なモデルである。

#### (b) 格子モデル

本モデルは、周辺地盤も質点系にモデル化したもので、実用面から工学的判断を加えて簡易化したものである。

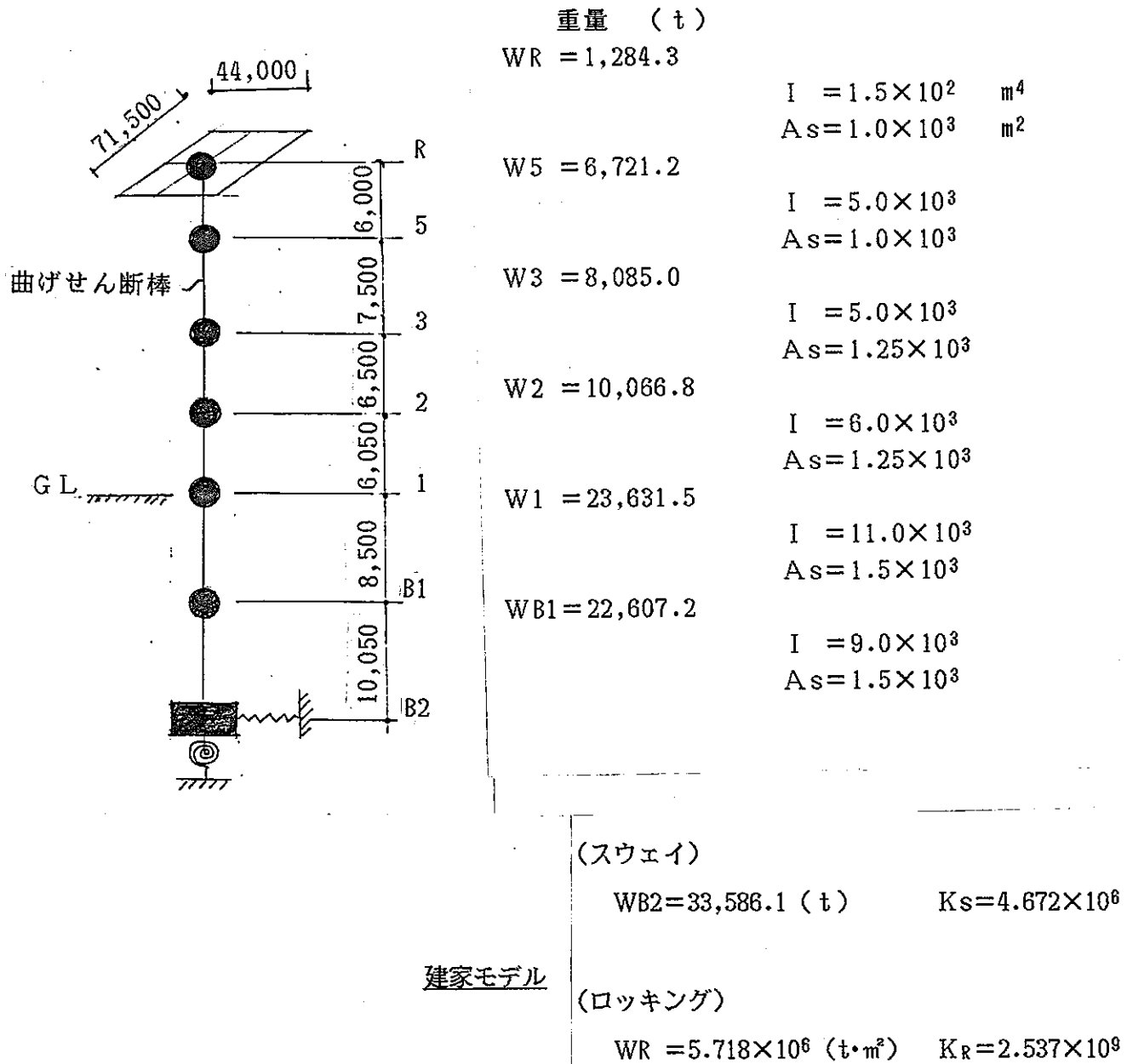
これらのモデル化の手法については、「改良標準化」でまとめられているので、資料編に示す。

## 第2章 解析手法の比較

### 2-1 対象建家と地盤

対象とする建家は、「高レベル廃液ガラス固化プラント，詳細設計(Ⅱ)」における建家とする。方向は，短辺方向を採用する。

ロッキングスウェイ (R/S) モデルにおける諸元は，以下のものである。



また，地盤の動特性は，次頁に示すものである。

モデル地盤							実地盤				
0 m	$V_p$ m/s	$V_s$ m/s	$\rho$ t/m <sup>3</sup>	Q	$\nu$	$\times 10^2$ t/m <sup>2</sup> E/G	$V_p$	$V_s$	$\rho$	Q	
- 4	4.0	550	180 (1.72)	10	0.42	162 / 57	300	100	(1.70)	10	- 2m
							780	250	(1.74)	10	- 5
-8.5	4.5	1080	460 (1.79)	30	0.35	1042 / 386	1080	460	(1.79)	30	
-13	4.5	1080	460 (1.79)	30	0.35	1042 / 386					- 14
-19	6	1080	520 (1.79)	30	0.30	1285 / 494					
-25	6	1080	520 (1.79)	30	0.30	1285 / 494	1080	520	(1.79)	30	
-31	6	1080	520 (1.79)	30	0.30	1285 / 494					- 30
-37	6	1600	470 (1.83)	30	0.43	1178 / 412	1600	470	(1.83)	30	
-43	6	1600	470 (1.83)	30	0.43	1178 / 412					- 42
-49	6	1600	570 (1.82)	30	0.40	1689 / 603					
-55	6	1600	570 (1.82)	30	0.40	1689 / 603	1600	570	(1.82)	30	
-61	6	1600	570 (1.82)	30	0.40	1689 / 603					- 63
-67	6	2000	600 (1.81)	30	0.43	1902 / 665					
-73	6	2000	600 (1.81)	30	0.43	1902 / 665	2000	600	(1.81)	30	
-79	6	2000	600 (1.81)	30	0.43	1902 / 665					
											- 84

$V_p$  : P波速度 (m/sec)     $\nu$  : ポアソン比  
 $V_s$  : S波速度 (m/sec)    E : ヤング係数 (t/m<sup>2</sup>)  
 $\rho$  : 密度 (t/m<sup>3</sup>)         G : せん断弾性係数 (t/m<sup>2</sup>)  
Q : Q値 (Q=1/2h)



## 2-2 検討モデルの設定

比較検討は、FEMモデル及び格子モデルについて行う。地盤-建家系のモデル化は、既往の研究・解析から標準的なものとして、以下の様にする。

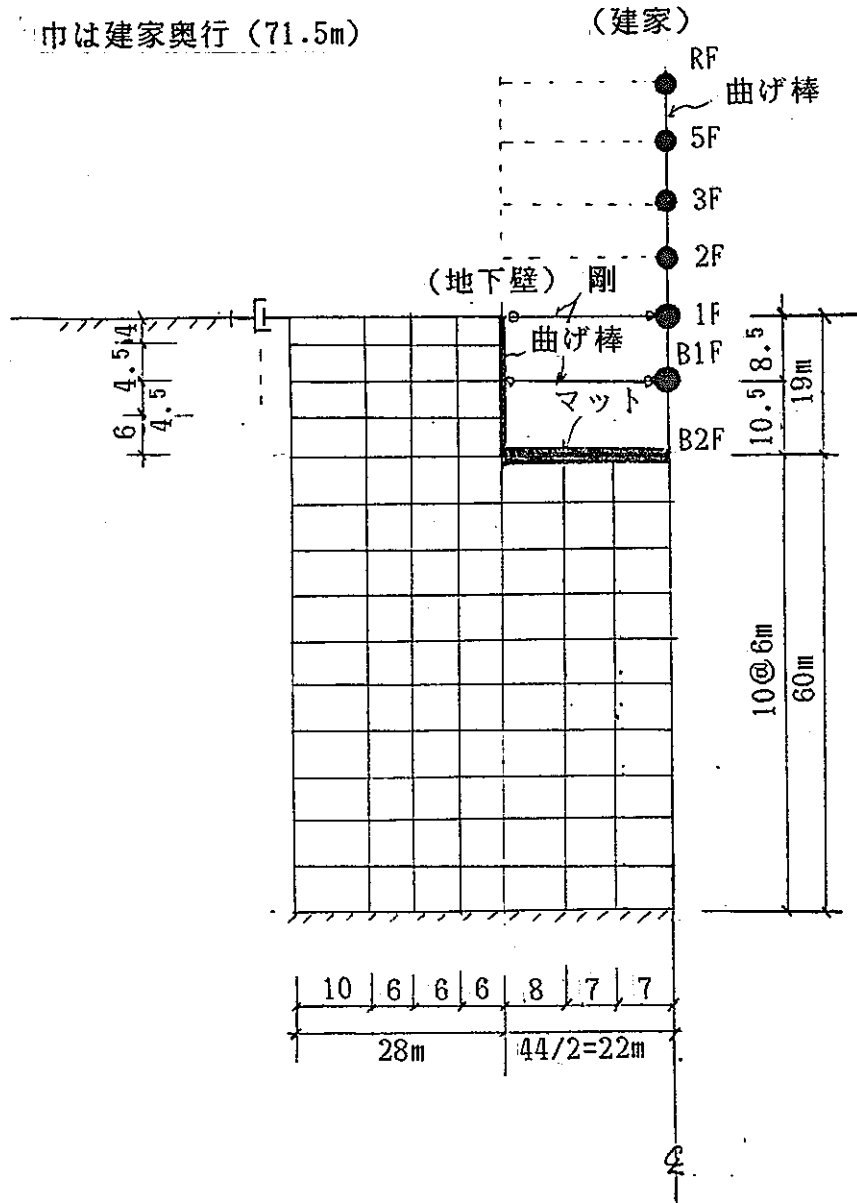
		FEMモデル	格子モデル
プログラム		FLUSH	DYNAMICS
領域	深さ	◎底部固定 $V_s$ ・ $H > \frac{V_s}{4 \cdot f_{min}}$ ・ 建家基礎巾の1.5~2.0程度	◎底部固定 ・ 建家基礎巾と同程度であれば工学上十分であるとされている。
		$V_s = 550 \text{m/s}$ $f_{min} = 2.5 \text{Hz}$ → $H = 55 \text{m}$ $H = B \times 1.5 = 44 \text{m} \times 1.5 = 66 \text{m}$ これらより本研究では深さ 60mとする。	
領域	側方	◎伝達境界（平面方向無限性） ・ 建家基礎巾の1.5倍程度で十分	◎フリー ・ 4~5倍が多い
		$B \times 1.5 = 66 \text{m}$ （片側33m） ↓ 建家面より11m （本研究では、28mとする）	$B \times 4 = 176 \text{m}$ （片側88m） ↓ 建家面より66m （本研究では、58mとする）
領域	奥行	◎平面歪 ・ 建家基礎巾（奥行）	◎平面歪 ・ 建家基礎巾（奥行）
		本研究では巾として、建家基礎巾 71.5mとする。	

次に、地盤のメッシュの大きさを設定する。

	FEMモデル	格子モデル
深さ	$\frac{h}{V_s} \leq \frac{1}{5 \cdot f_{\max}}$ <p>(透過させる周波数の 1/5程度より)</p> <p><math>V_s = 550\text{m/s}</math> <math>f_{\max} = 20\text{Hz}</math> とすると <math>h = 5.5\text{m}</math> 本研究では6mとする</p>	
巾	$\text{巾} / \text{深さ} \leq \frac{V_p}{V_s} \approx 3$ <p>(スウェイ成分はP波の伝達)</p>	遠方で粗く 近傍で密 片側で4~5本の土柱列
	<p style="text-align: center;">↓</p> <p>近傍は、正方形に近く、遠方は10m程度</p>	<p style="text-align: center;">↓</p> <p>建家外に4本</p>

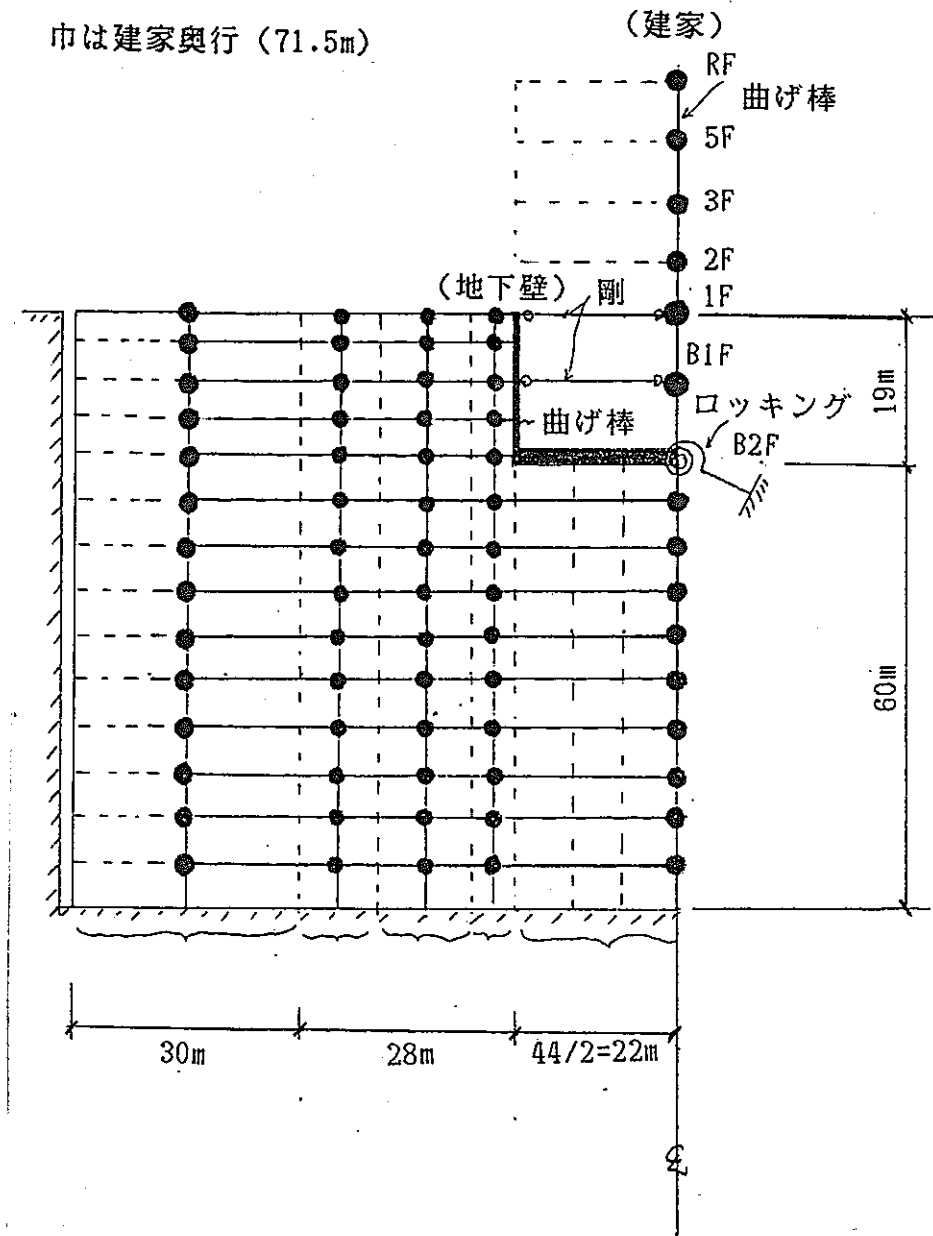
次ページに各モデル図を示す。

FEMモデル



格子モデル

巾は建家奥行 (71.5m)



## 2-3 地盤バネの設定

### a. FEMモデル

FEMモデルにおける地盤定数は、各メッシュ毎にせん断弾性係数(G)、ポアソン比( $\nu$ )、密度( $\rho$ )を定義した。

・ヤング係数(E)  $E = 2(1 + \nu) \cdot G$

$$\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2$$

・ポアソン比( $\nu$ )

$$\nu = \frac{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2}{2 \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$$

$$2 \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1$$

$V_p$ .....P波速度(m/s)

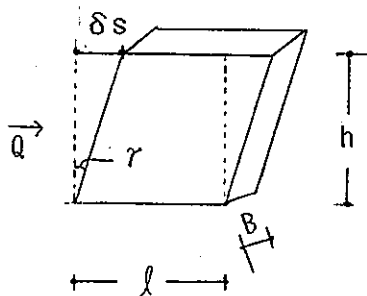
$V_s$ .....S波速度(m/s)

$G$ .....せん断弾性係数 (t/m<sup>2</sup>)

### b. 格子モデル

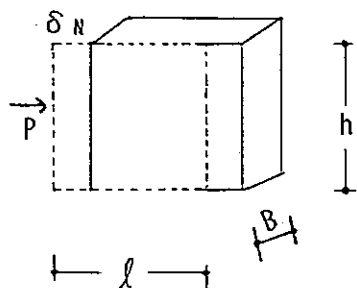
格子モデルにおける地盤のバネは、以下の式を用い、各土柱で定義した。

・せん断バネ ( $K_s$ )



$$K_s = \frac{Q}{\delta_s} = \frac{l \cdot \tau \cdot B}{h \cdot \gamma} = \frac{l \cdot B}{h} \times G$$

・軸バネ ( $K_N$ ) .....平面歪とする



$$K_N = \frac{P}{\delta_N} = \frac{1}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{E \cdot B \cdot h}{l}$$

## 2-4 減衰定数の設定

### a. FEMモデル

※1

各要素毎に，材料減衰として与え，複素剛性係数を用いた複素応答法で設定した。  
これは，振動数に依存しない定値減衰となっている。  
各要素の減衰定数は，格子モデルと同じ値を採用した。

また伝達境界には，半無限粘弾性領域を仮想の境界力によって評価した逸散減衰を用いた。

### b. 格子モデル

※2

格子モデルは，歪エネルギー依存型の等価減衰定数で設定した。

その時各部減衰定数としては，

建家，地下外壁	$h = 5\%$	※3
地盤	$h = 1.7\%$	( $Q = 30$ )
ロッキング	$h = 10\%$	

として与えた。

---

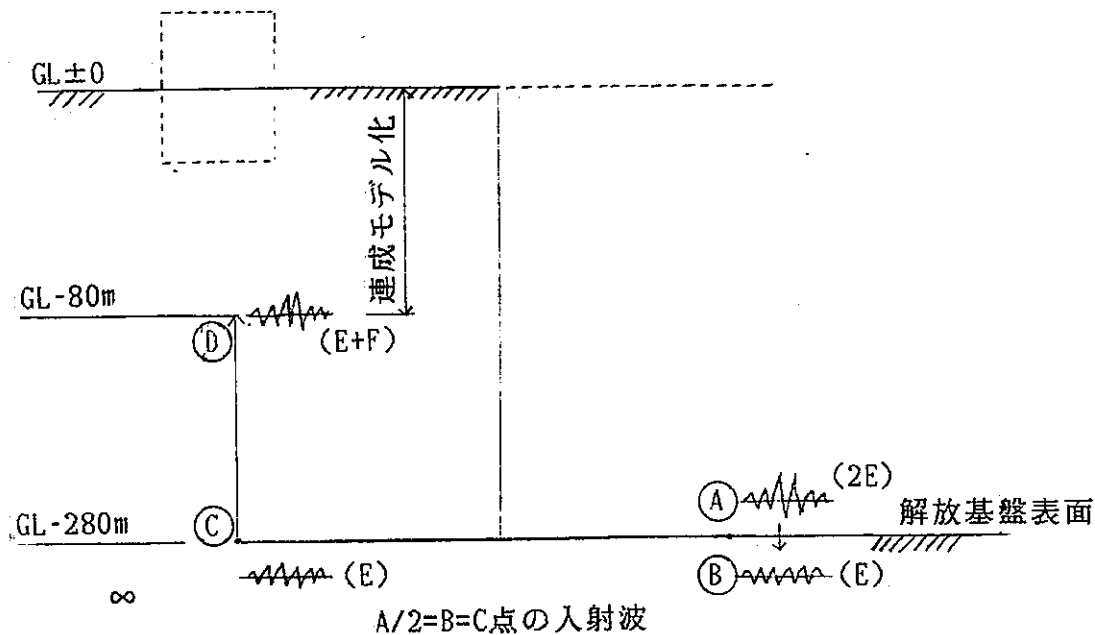
※1 「A COMPUTER PROGRAM FOR APPROXIMATED 3-D ANALYSIS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION PROBLEM」 JOHN LYSMER et al. report No.EERC75-30.Nov.1975

※2 「原子炉施設の耐震設計に慣用されている各種減衰理論の比較研究」 武藤他  
日本建築学会論文報告集第265号

※3 「地震動と地盤」 日本建築学会 P.118

## 2-5 入力地震波の設定

連成モデルの入力波は、S波の重複反射論を用いて地中波として作成した。



すなわち、開放基盤面で定義された、観測波(A)を地中入射波(B)に戻し、それを本敷地の基盤の入射波とする。この入射波を本敷地の地盤定数を用いて、地中点の入力波(D)を作成する。

次頁に(A)点 2E波のフーリエスペクトル

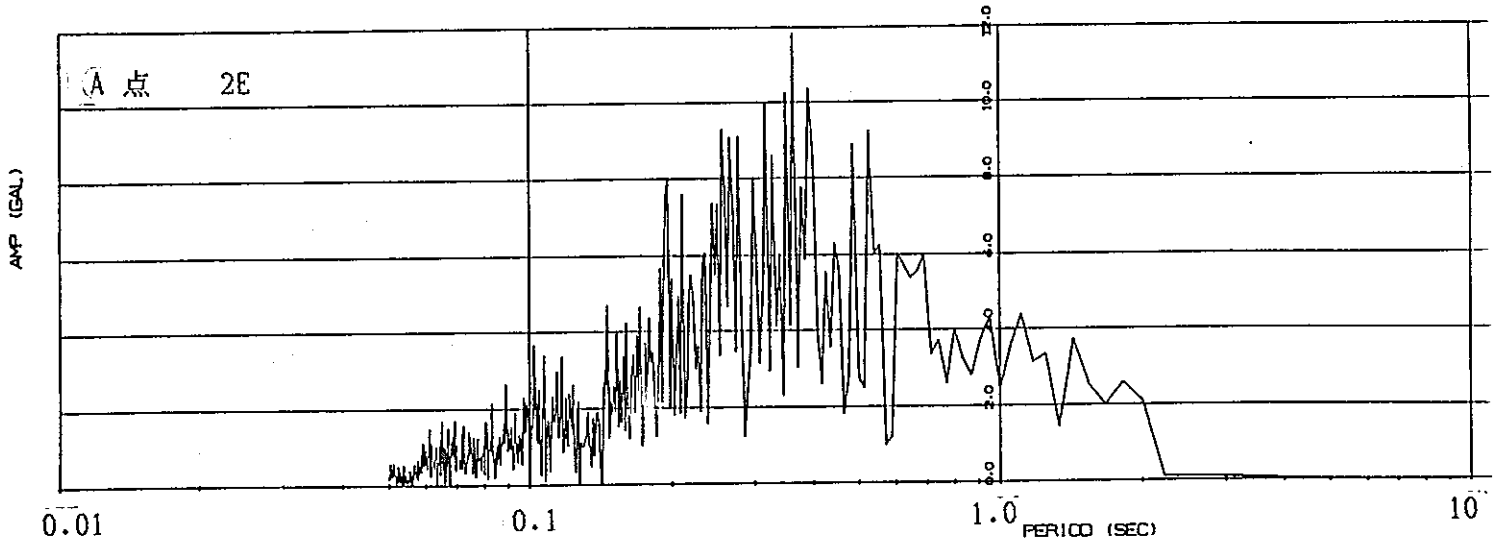
(C)→(D)点の地盤の増巾率 (地中波→地中波の増巾率)

(D)点 E+F波のフーリエスペクトル

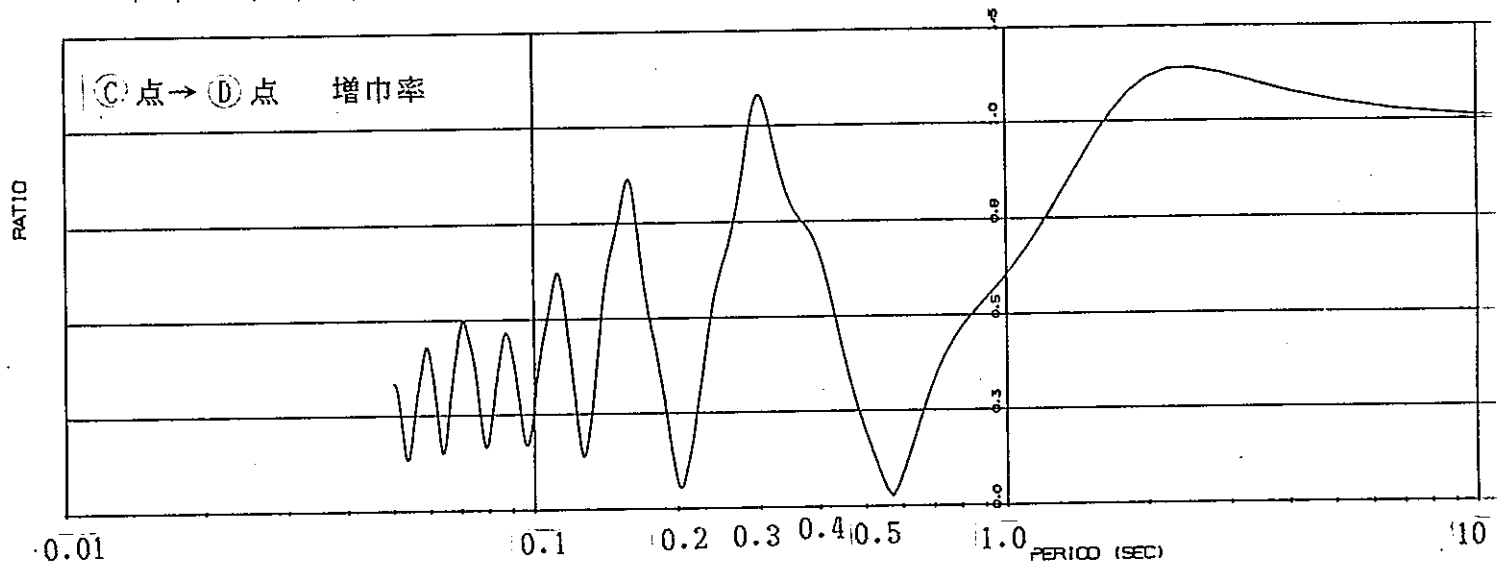
を示す。

この(D)点のE+F波を、GL-80mを固定としたモデルの入力波とする。

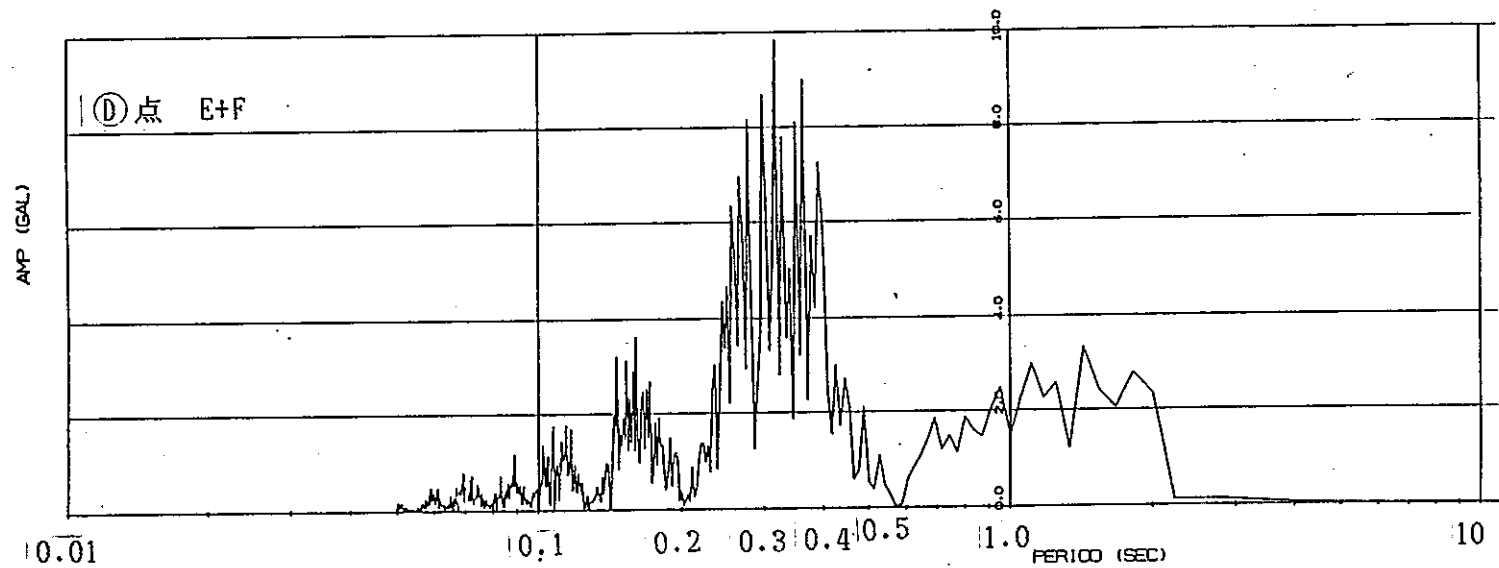
FOURIER SPECTRUM OF INPUT WAVE M=7.5 X=60



RATIO OF TWO POINTS



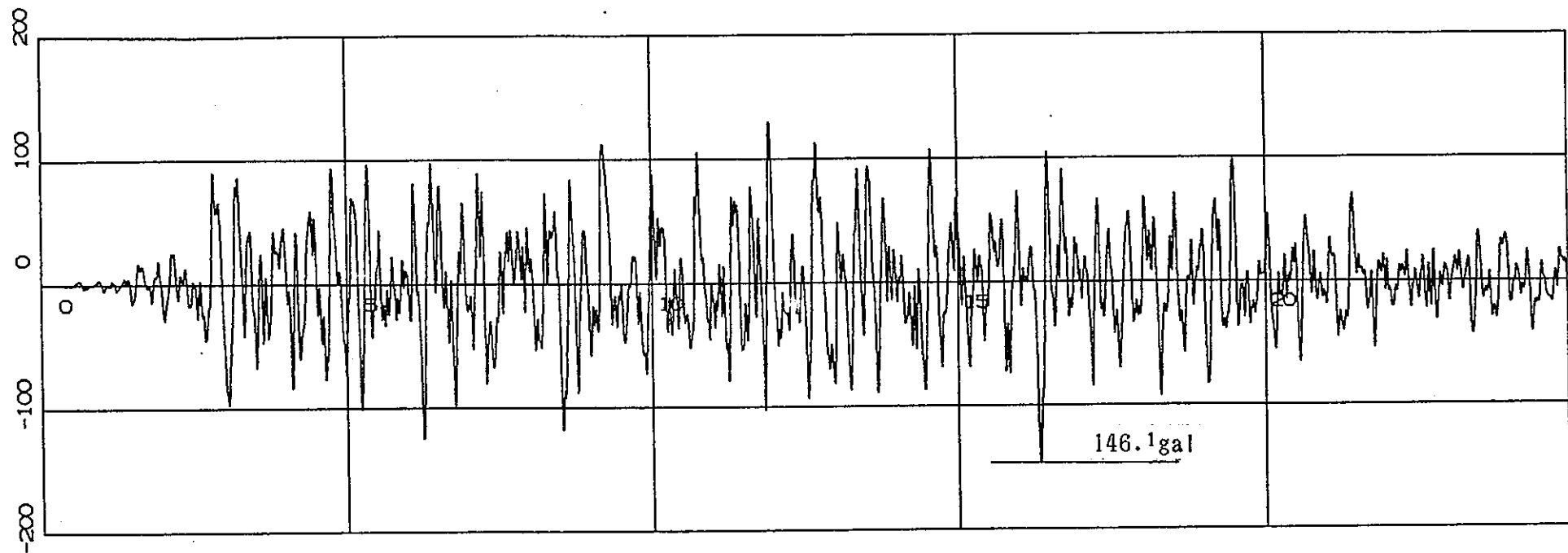
MODIFIED AMP SPECTRUM





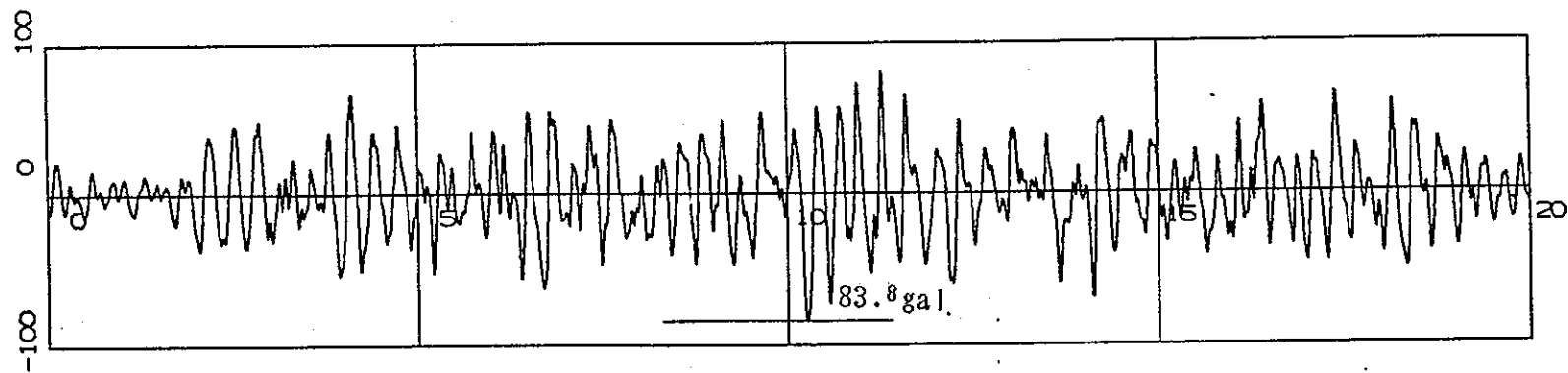
M=7.5 X=60 FOCUS (ROCK)

Ⓐ点 2E波



(-80M)

Ⓓ点 E+F波



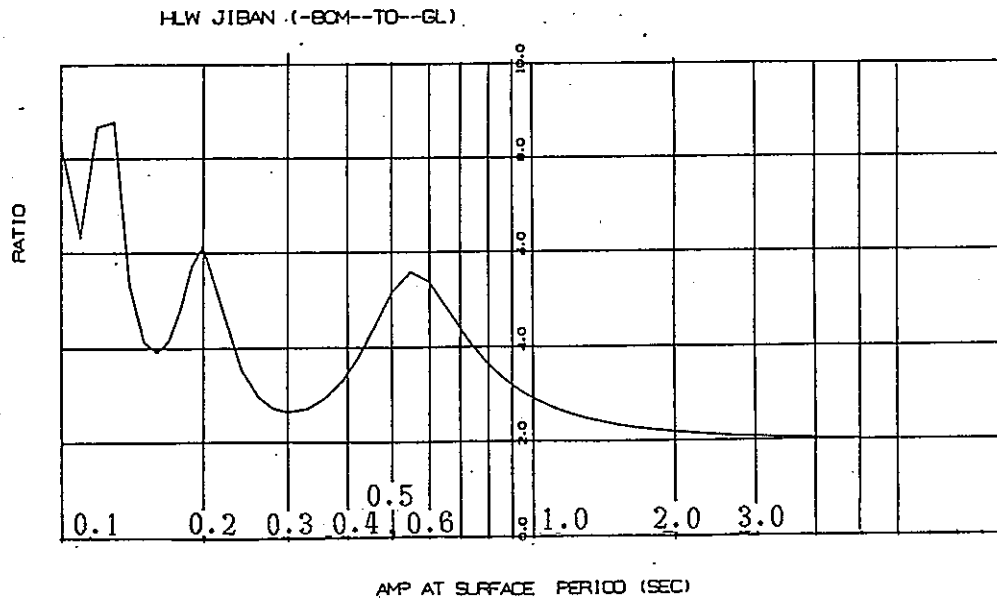
## 2-6 解析手法の比較

### (a) 固有周期

本敷地の地下-80mから地表までの地盤の卓越周期を求めた。

#### 1) 重複反射による場合

垂直上昇S波の重複反射理論による地盤の増巾率を下図に示す。



これによると、卓越周期は、

$$1 T = 0.55 \text{秒} (1.82 \text{Hz})$$

$$2 T = 0.20 \text{秒} (5.00 \text{Hz})$$

$$3 T = 0.13 \text{秒} (7.69 \text{Hz})$$

となっている。

2) FEMモデルの場合  
変位振幅関数の卓越周期

自由地盤 (A点)

1  $T = 0.57$ 秒 (1.66Hz)

2  $T = 0.20$ 秒 (4.98Hz)

3  $T = 0.12$ 秒 (8.10Hz)

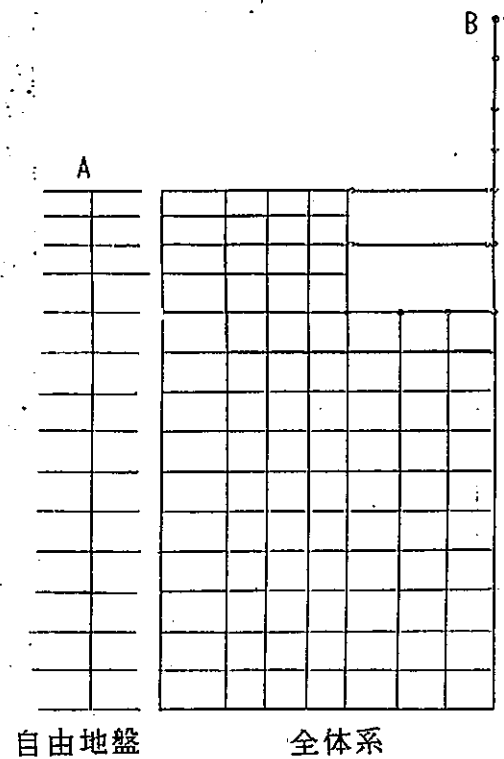
全体系 (B点)

1  $T = 0.57$ 秒 (1.66Hz)

2  $T = 0.35$ 秒 (2.86Hz)

3  $T = 0.20$ 秒 (4.98Hz)

となっている。



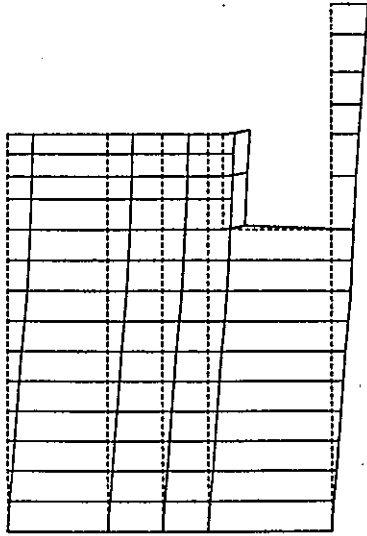
3) 格子モデルの場合

連成系の固有値解析結果によると

- |                      |              |
|----------------------|--------------|
| 1 T = 0.57秒 (1.66Hz) | 地盤 1次, 建物 1次 |
| 2 T = 0.26秒 (3.82HZ) | 建物 1次        |
| 3 T = 0.20秒 (5.09Hz) | 地盤 2次        |

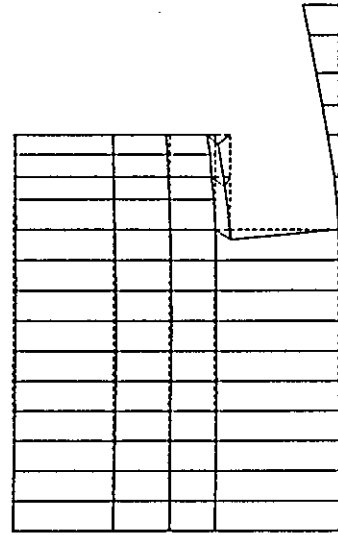
となっている。

H.L.W GRID MODEL (UMEMODOSI ARI)



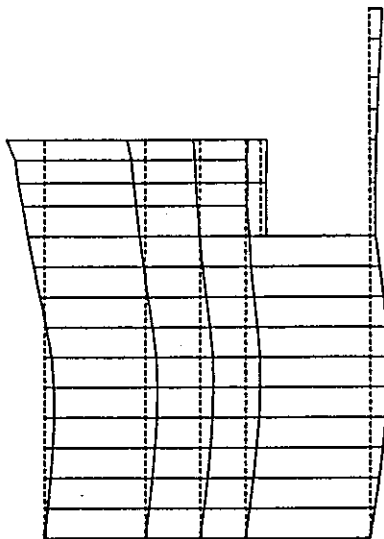
1-ST MODE T = 0.570 SEC N = 1.76 HZ

H.L.W GRID MODEL (UMEMODOSI ARI)



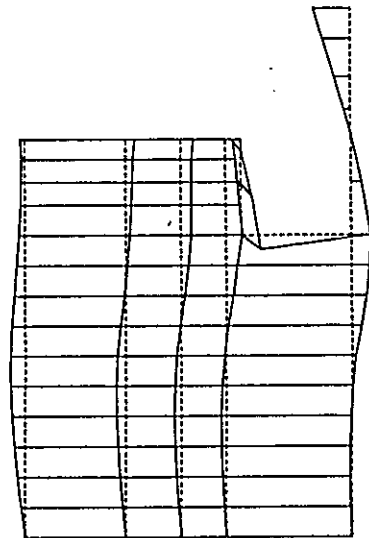
2-ND MODE T = 0.263 SEC N = 3.82 HZ

H.L.W GRID MODEL (UMEMODOSI ARI)



3-RD MODE T = 0.197 SEC N = 5.09 HZ

H.L.W GRID MODEL (UMEMODOSI ARI)



4-TH MODE T = 0.172 SEC N = 5.82 HZ

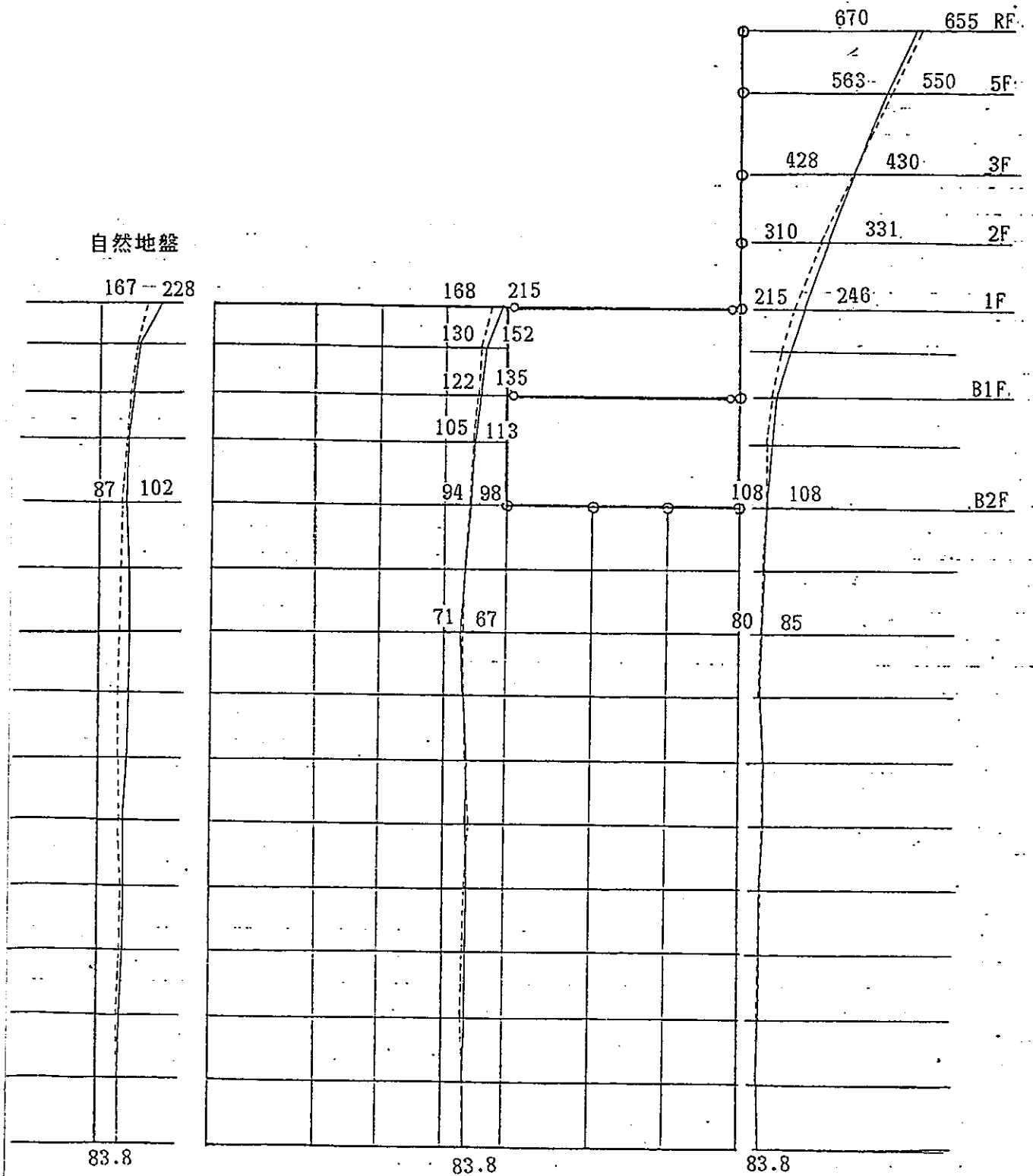


最大加速度分布 (単位: gal)

—— 格子モデル

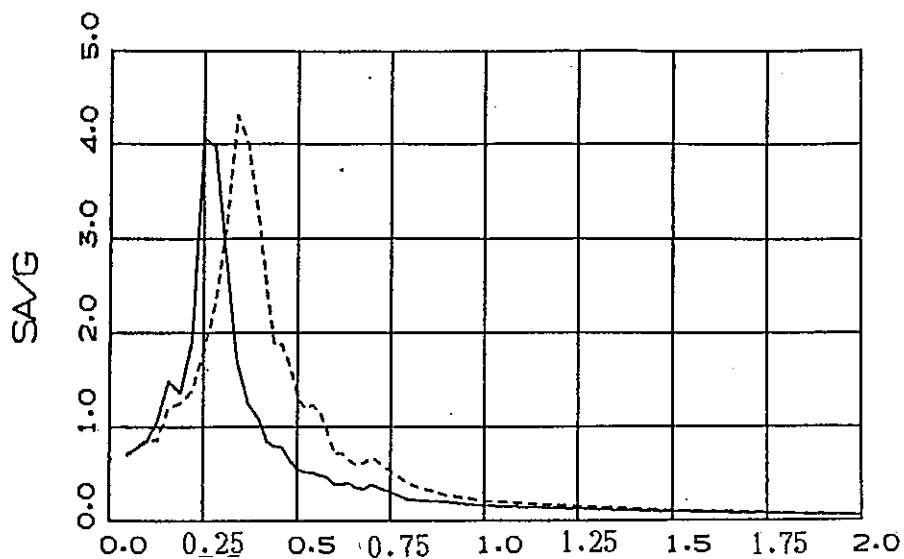
----- FEM

FEM <--- ---> 格子モデル



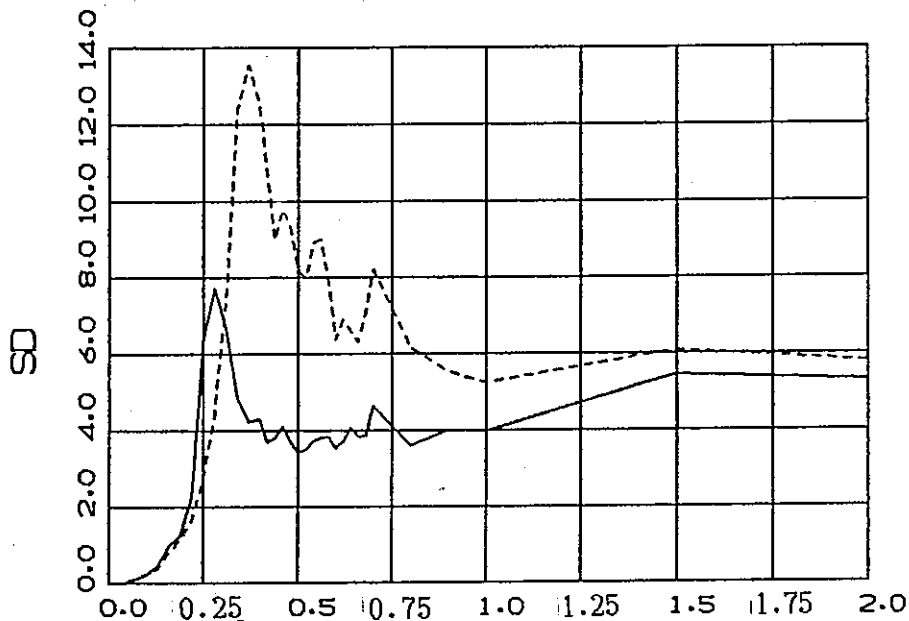
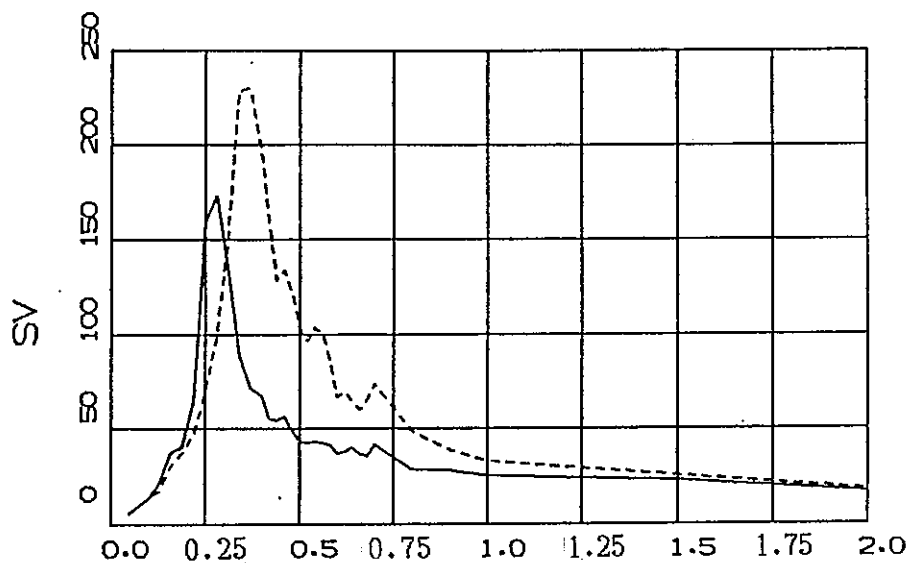
c) フロアーレスポンス

RESPONSE SPECTRA RF

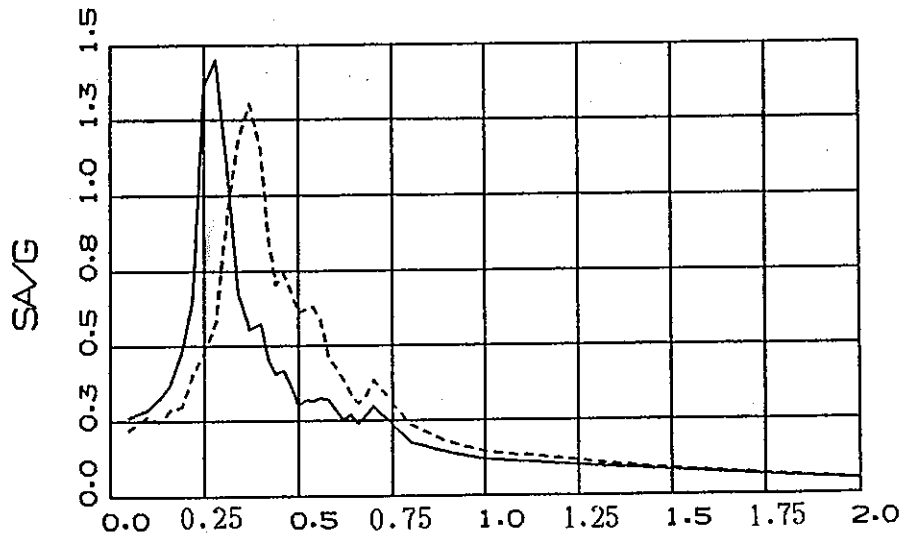


451 \_\_\_\_\_  
 RF (GRID)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 665.109 (GAL)

461 -----  
 RF (FLUSH)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 670.126 (GAL)

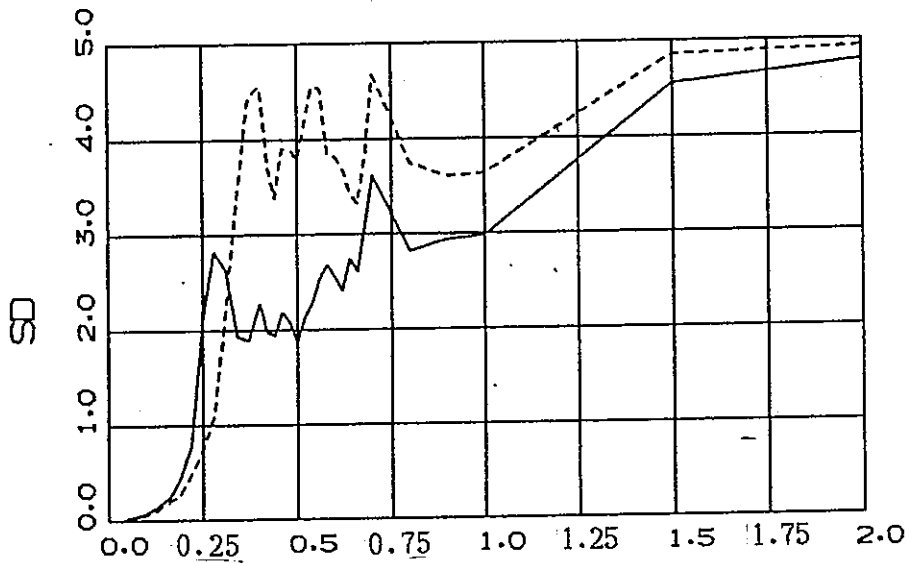
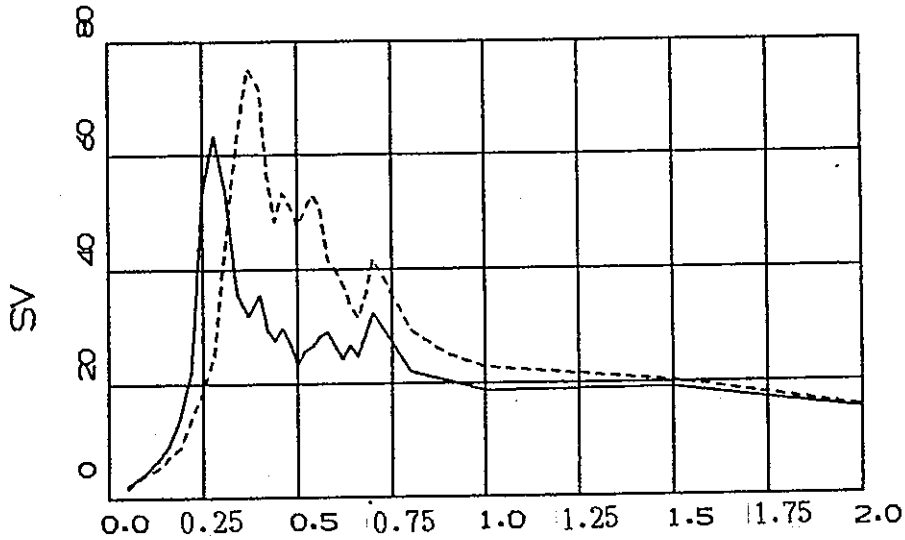


# RESPONSE SPECTRA 1F



455 \_\_\_\_\_  
 1F (GRID)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 246.571 (GAL)

465 - - - - -  
 1F (FLUSH)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 215.192 (GAL)

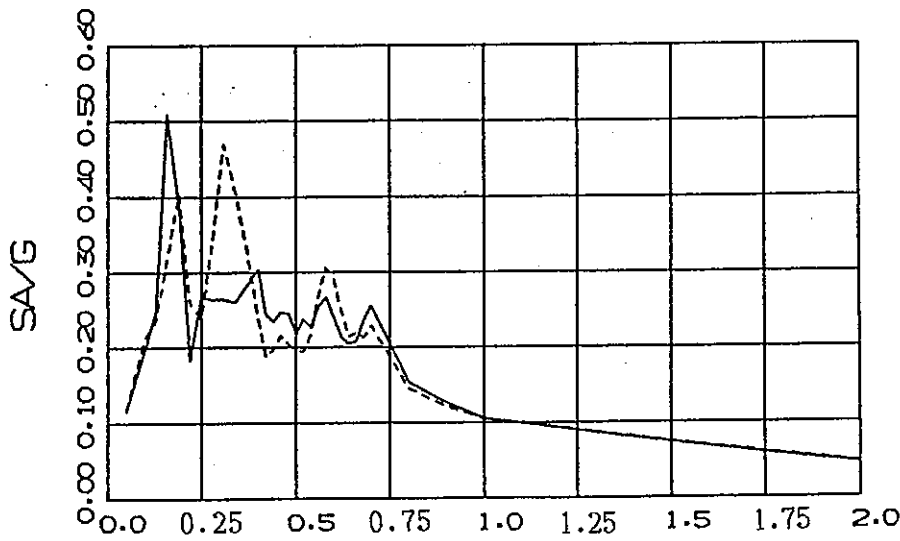


PERIOD (SEC)



RESPONSE SPECTRA

B 2 F

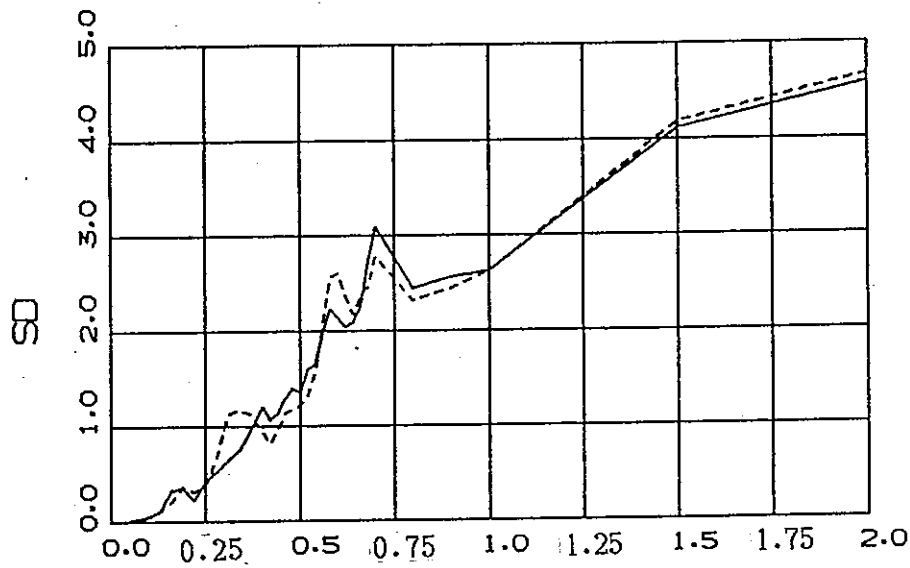
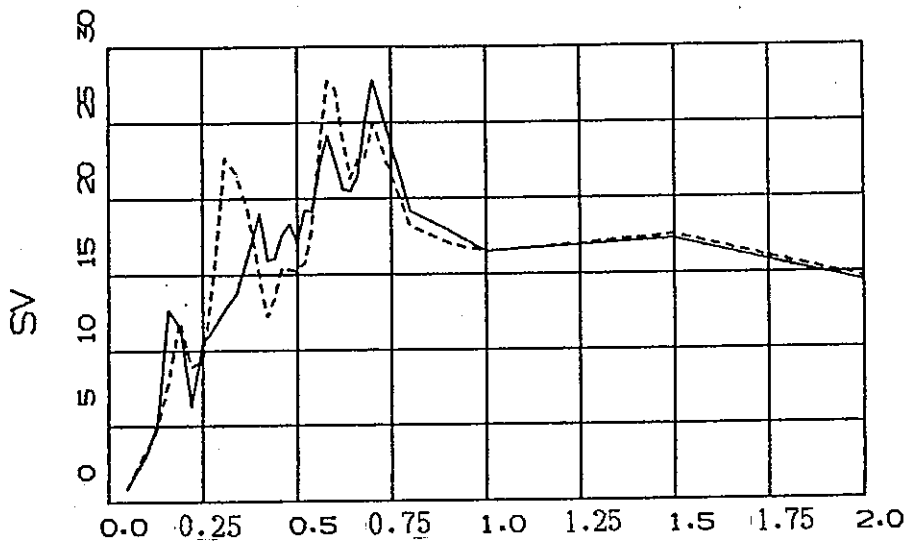


457

CF (GRID)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 108.226 (GAL)

467

CF (FLUSH)  
 H = 0.050  
 END TIME= 20.000 (SEC)  
 MAX ACC.= 107.640 (GAL)



PERIOD (SEC)

#### (d) 結果の考察

##### 1) 卓越周期

地盤の卓越周期は、重複反射による卓越周期を基本に考えると、両モデルの対応は、良く合ったものになっている。地盤のバネ定数の決め方は、今回の方法で十分であると判断される。

建家部分の卓越周期は、全体系の中では、とり出せないが、格子モデルでは、0.26秒附近、FEMモデルでは、0.35秒附近と推定され、格子モデルの方が若干堅く評価されている。FEMモデルでは、周辺地盤の伸び縮み（曲げ変形）等が影響していると思われる。

##### 2) 最大加速度

連成系の最大加速度は、両モデルは良く一致している。自然地盤でやらずれているのは、格子モデルは、最外端の土柱の応答結果になっているため建家の影響が現れたものと思われる。

##### 3) 最大せん断力分布

地上部は、両モデルは良く一致している。地下部では、20~30%応答に差が出ている。地下2Fでは、両モデルとも、B1Fよりせん断力が減少している。

##### 4) フロアーレスポンス

ピーク時の周期には若干差があるが、SAのレベルは、各階同程度になっている。B2Fのレスポンスは、両モデルの対応は比較的良く合っている。これは、ロッキングの影響が少ないからと思われる。

以上より、FEMモデルでは、ロッキングがやや軟らかく評価される傾向にあるが工学的にみて、両者の対応は、良いものになっている。

## 第3章 建家の根入れ効果の検討

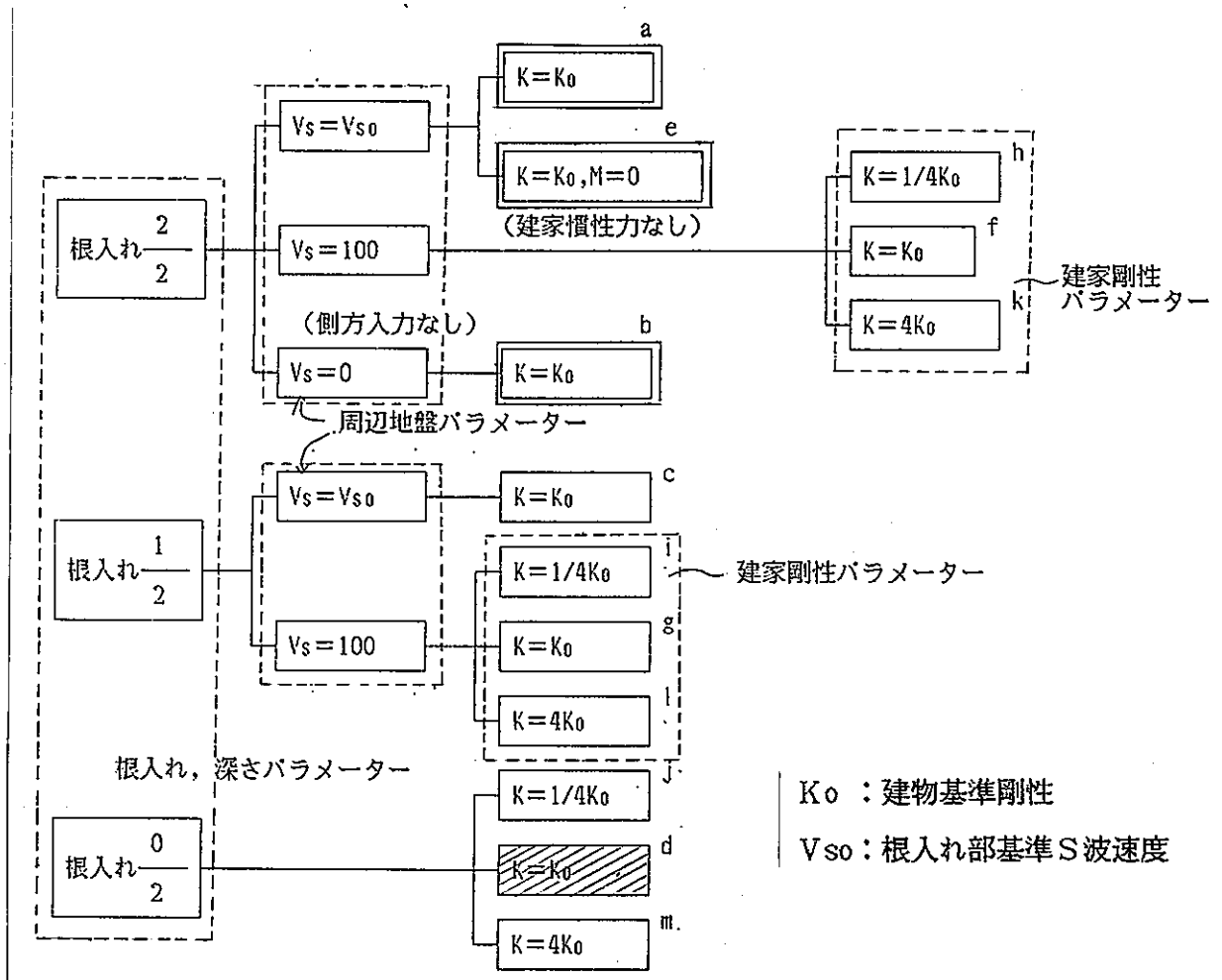
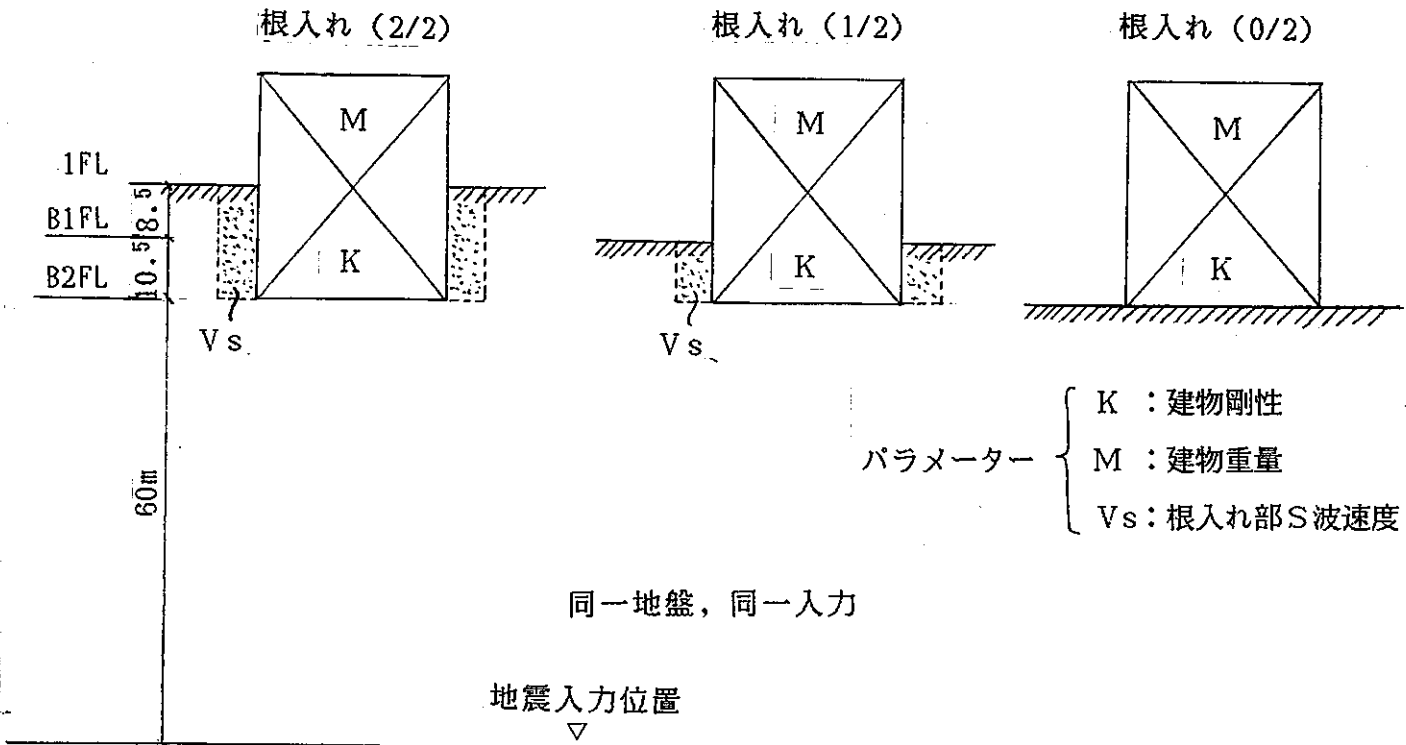
### 3-1 検討方針

根入れのある建家の地下部分には、地震時に慣性力と動土圧が作用する。この慣性力は、根入れ深さの増大により減少する傾向にあると思われるが、動土圧は建家と周辺地盤の相対変位により、建物にとって有利側になったり、不利側になったりすると思われる。

ここでは、格子モデルを主体にして、いくつかのケーススタディを試み、根入れ効果について検討する。支持地盤は、実建家敷地地盤とし、パラメーターとしては根入れ深さ、周辺地盤剛性、建家剛性とする。

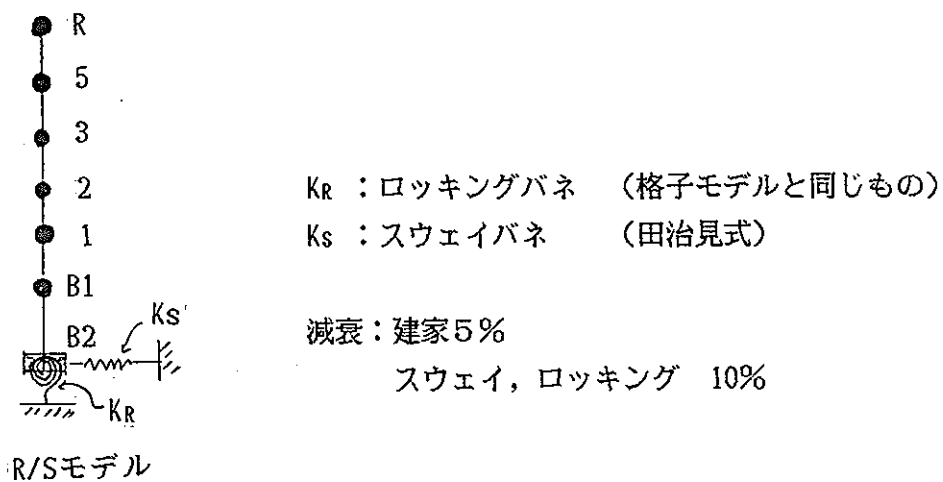
### 3-2 検討ケース

検討ケースを模式的に示すと、以下のものである。



パラメトリックスタディは、格子モデルで解析し、合計13ケースとした。このうち、基本モデル (□で示した3ケース) は、FEMモデルでも解析を行っており、又、根入れ 0/2の基本モデル (▨で示す) については、従来行われているロッキング・スウェイ (R/Sモデル) によるモデルも検討した。

このR/Sモデルは、次の様なものである。



この時の入力は、基礎底とし、開放基盤表面で定義したS波を重複反射理論により基礎底に戻したものである。

### 3-3 解析結果

各ケースでの最大加速度及び最大層せん断力の一覧表を次頁に示す。各ケース毎の固有モード，最大加速度分布，最大せん断力分布は，資料編に示す。

なお，各ケースの1～3次の周期は，次の様になっている。

単位 秒

周辺地盤		$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
建家剛性		$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	1T	0.57	/	0.58	0.57	0.57	0.57
	2T	0.26		0.39	0.29	0.24	0.33
	3T	0.20		0.21	0.21	0.21	0.21
根入れ 1/2	1T	0.53	/	0.55	0.53	0.52	/
	2T	0.29		0.41	0.31	0.25	
	3T	0.20		0.18	0.18	0.18	
根入れ 0/2	1T	/	/	0.54	0.48	0.47	/
	2T			0.40	0.32	0.26	
	3T			0.19	0.18	0.17	

最大加速度一覧表

単位  $\text{cm/s}^2$

(RF)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	655	—	780	636	375	404
根入れ 1/2	658		930	632	533	
根入れ 0/2			1277	911	792	

(1F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	247	—	200	215	157	152
根入れ 1/2	235		220	240	278	
根入れ 0/2			276	392	441	

(B1F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_{s0} = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	143	—	112	142	128	116
根入れ 1/2	178		124	176	200	
根入れ 0/2			146	297	347	

(B2F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	108	—	130	99	132	96
根入れ 1/2	156		182	160	158	
根入れ 0/2			255	220	277	

最大層せん断力一覧表

単位 t

(2F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	4101	—	4356	3887	2408	2388
根入れ 1/2	4095		4928	3862	3533	
根入れ 0/2			7278	5782	5431	

(1F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	5787	—	5606	5414	3424	3395
根入れ 1/2	5729		6186	5495	5251	
根入れ 0/2			9527	8290	8017	

(B1F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	7061	—	5358	6919	4897	5107
根入れ 1/2	8461		8355	8432	8551	
根入れ 0/2			12288	12812	13290	

(B2F)

周辺地盤	$V_s = V_{s0}$		$V_s = 100$			$V_s = 0$
	$K = K_0$	$K = K_0, M = 0$	$K = 1/4K_0$	$K = K_0$	$K = 4K_0$	$K = K_0$
根入れ 2/2	3474	—	4015	6175	5576	5982
根入れ 1/2	4498		6453	7958	9609	
根入れ 0/2			12626	15446	17165	



### 3-4 解析結果の考察

#### (a-1) 根入れ量をパラメーターにした場合 ( $V_s = V_{s0}$ )

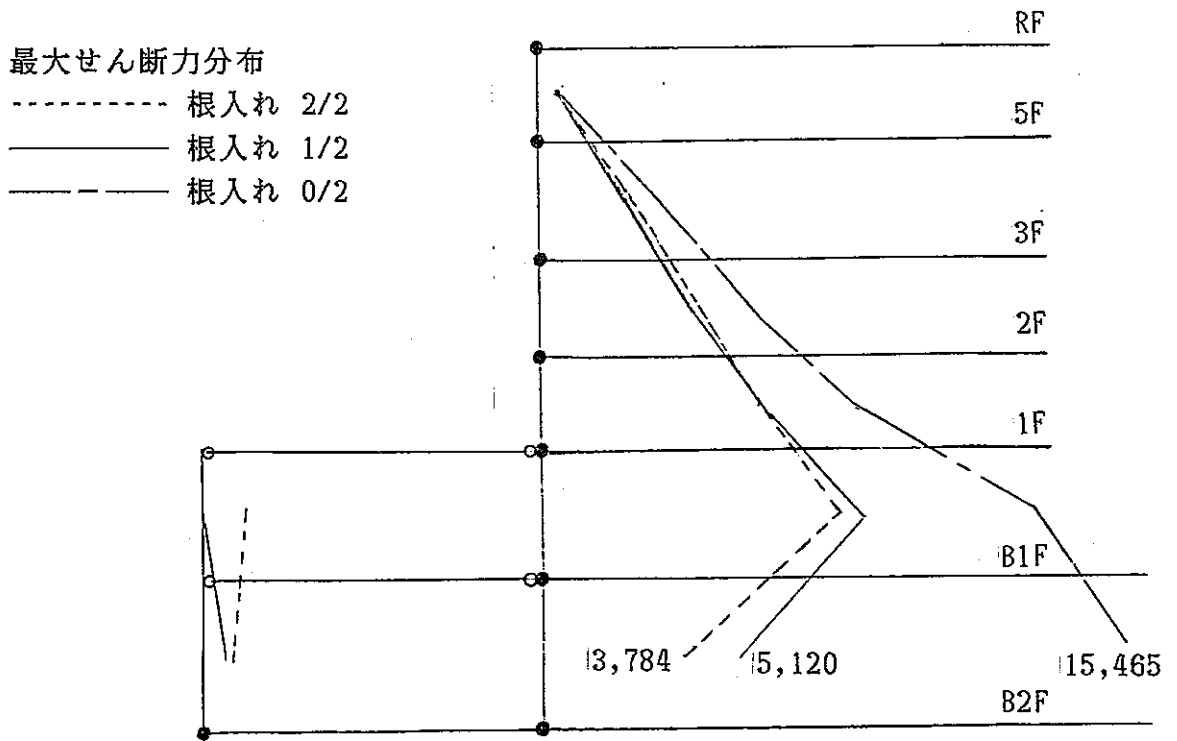
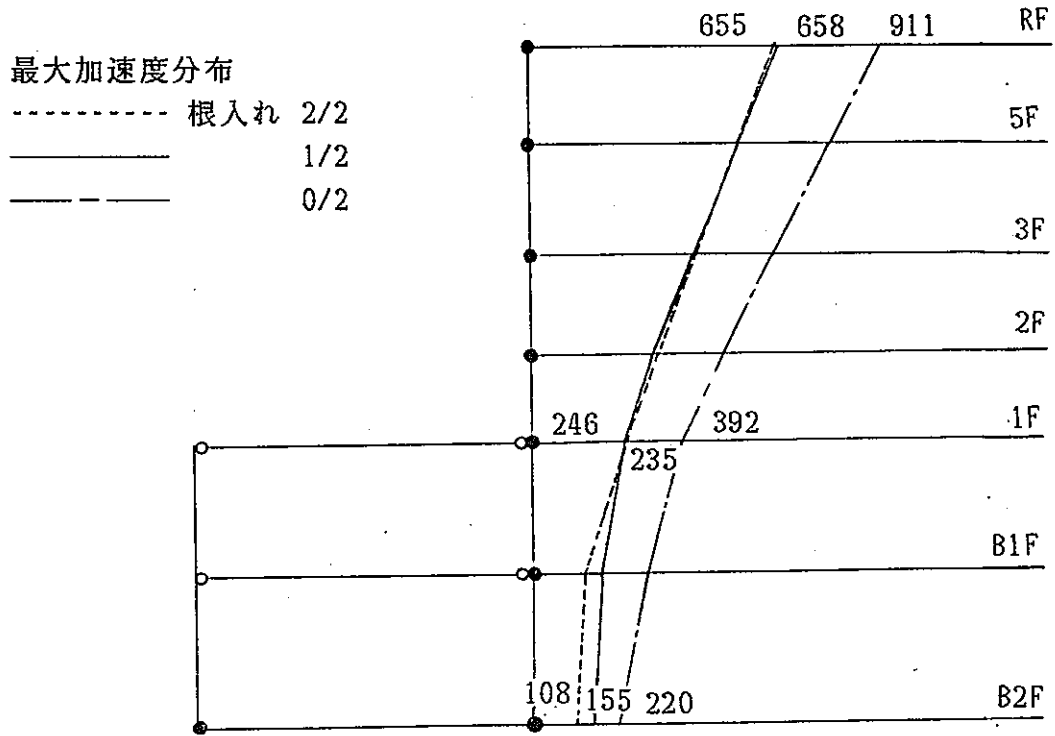
$K = K_0$

$A_{max}$ は、上層になるに従い直線状に大きくなっている。根入れのあるものは、その量による差は小さいが、地下部は根入れ量が多い方がより小さくなっている。根入れのないものは、根入れのあるものに対して、概ね50%程度大きくなっている。

$Q_{max}$ についてみると、根入れのあるものはB1F以上では、ほぼ同じ程度の値になっている。B2Fでは根入れ2/2は、1/2に比べ約25%小さくなっており、更に、B2Fでは、B1Fの50~60%になっている。

根入れのないものに比べ根入れのあるものは、地上で約30%、地下では40~70%も応答せん断力が減少している。地下外壁のせん断力は、根入れ2/2のものについてみると、地下1階の方が地下2階より大きくなっている。平均せん断応力度で見ると、 $1.2\text{kg/cm}^2$ 程度のものである。

$K=K_0$   
 $V_s=V_{s0}$



(a-2) 根入れ量をパラメーターとした場合 ( $V_s=100\text{m/s}$ )

$K=4K_0$

$A_{\max}$ は、上層になる程大きくなってゆき、かつ、根入れが多い程、小さくなってゆく。他のケースに比し、その差は顕著になっている。

$Q_{\max}$ についても、根入れが多い程、全層で応答量は、小さくなっているが、下層になる程、大きくなっており、他ケースの様に、地下で逆転はしていない。これは建物の剛性が大きいため、地盤の拘束が、比較的小さいと思われる。

$K=K_0$

(a-1)での結果と同傾向であるが、B2Fでのせん断力の減少は、このケースの方が少ない。

$K=1/4K_0$

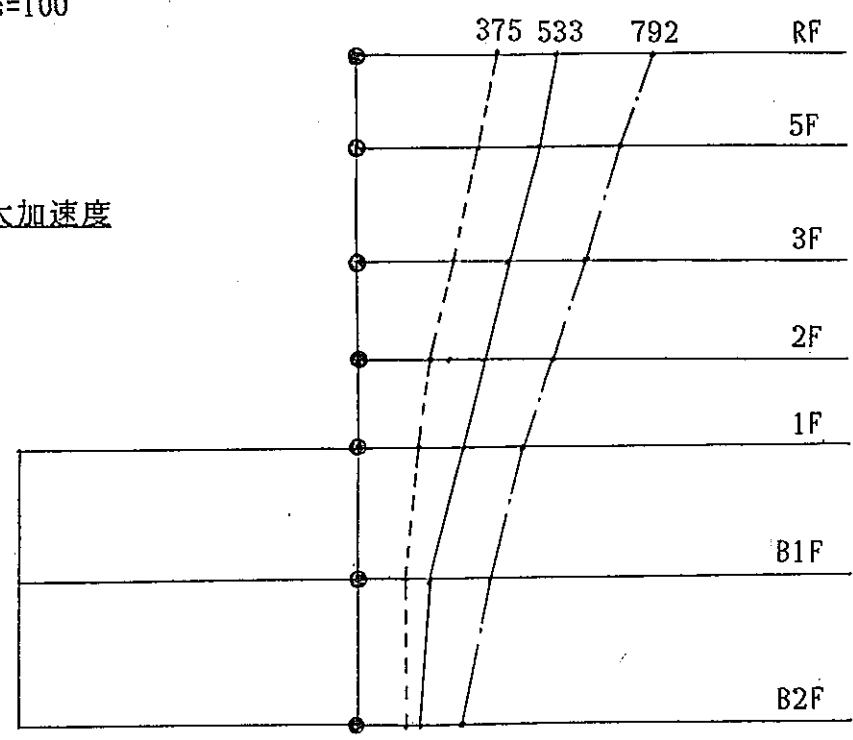
$A_{\max}$ は、B2Fを除いて上層になる程大きくなっている。又、根入れが多い程、小さくなっている。

$Q_{\max}$ についてみると、根入れ部で、応答が上階より小さくなっており、地盤の拘束が大きくなっている。

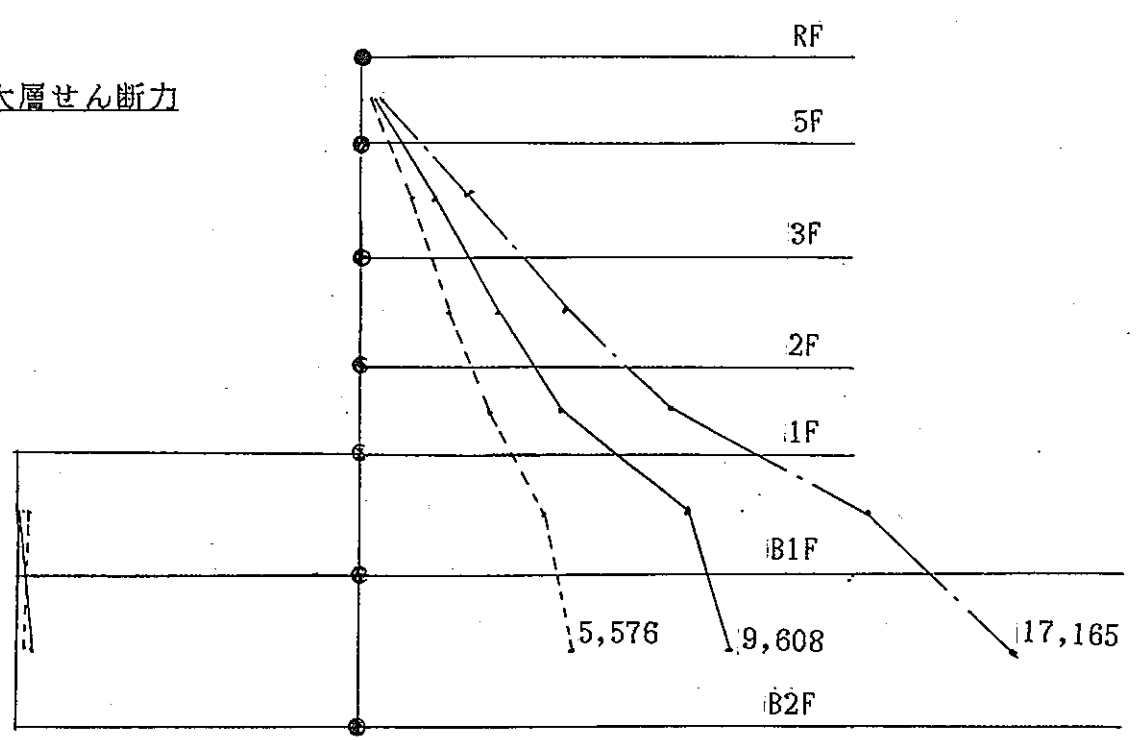
K=4kg  
Vs=100

-----根入れ2/2  
——根入れ1/2  
- - - - -根入れ0/2

最大加速度

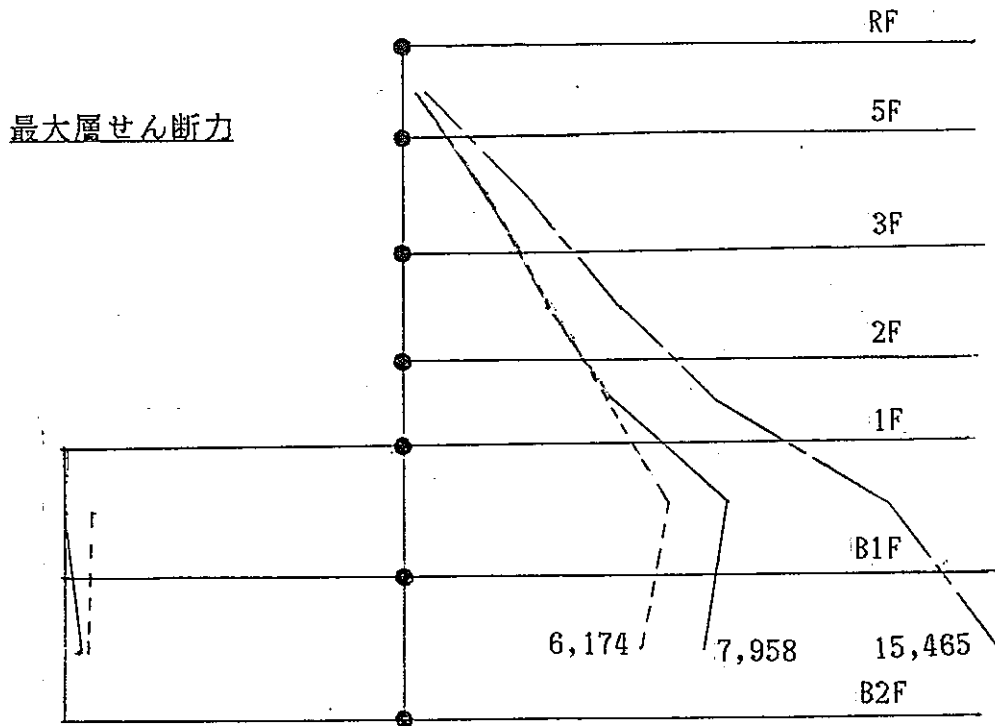
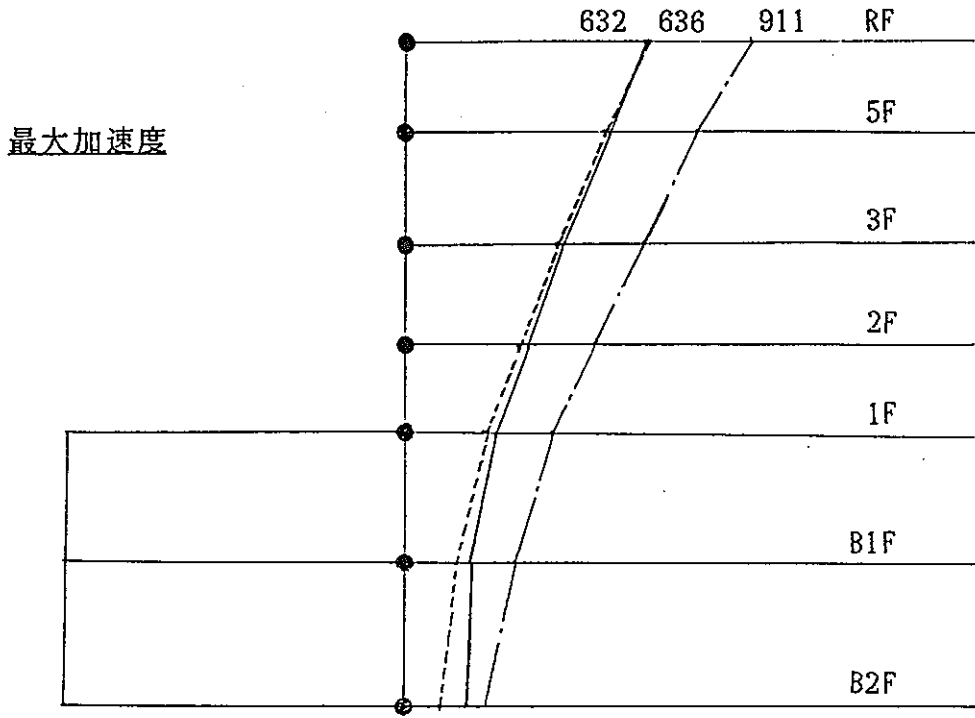


最大層せん断力



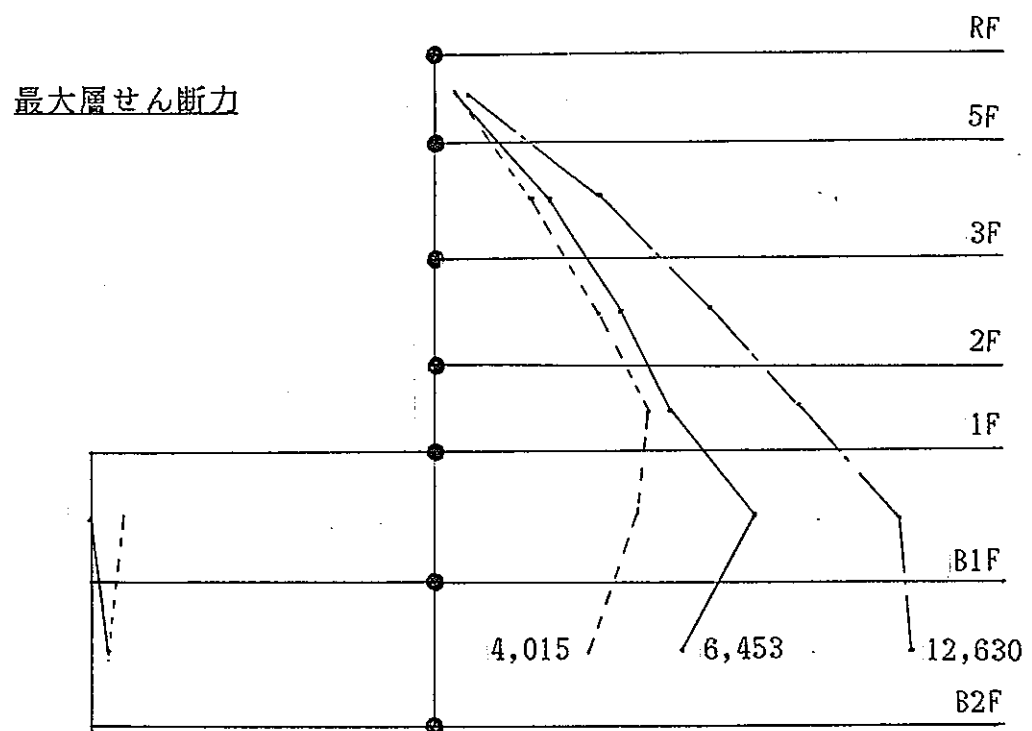
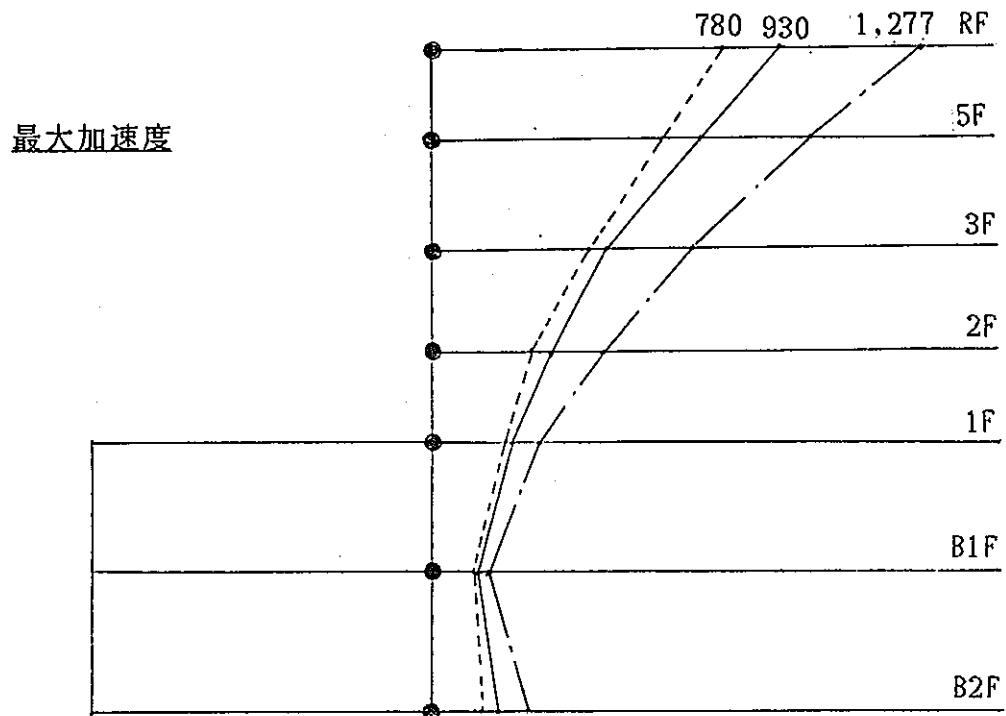
$K=K_0$   
 $V_s=100$

----- 根入れ2/2  
 \_\_\_\_\_ 根入れ1/2  
 - - - - - 根入れ0/2



$K=1/4K_0$   
 $V_s=100$

----- 根入れ2/2  
 ———— 根入れ1/2  
 - - - - 根入れ0/2



(b) 周辺地盤剛性をパラメーターにした場合 ( $K=K_0$ )

根入れ 2/2

$A_{max}$ は、上層になる程大きくなり、又、 $V_s$ が大きくなる程大きくなる傾向にある。

$Q_{max}$ は、 $V_s=0$ は、上層になる程小さくなる。 $V_s=100$ と $V_s=V_{s0}$ は、B1F以上での差は、少ない ( $V_s$ が大きい程若干応答量が大きい) が、B2Fでは、 $V_s$ が大きい程、応答は小さくなっている。地下外壁のせん断力は、 $V_s$ が大きい程大きくなっている。またB1Fは、B2Fより1.2~1.6倍大きくなっている。

根入れ 1/2

$A_{max}$ は、 $V_s$ による差は、ほとんど無い。

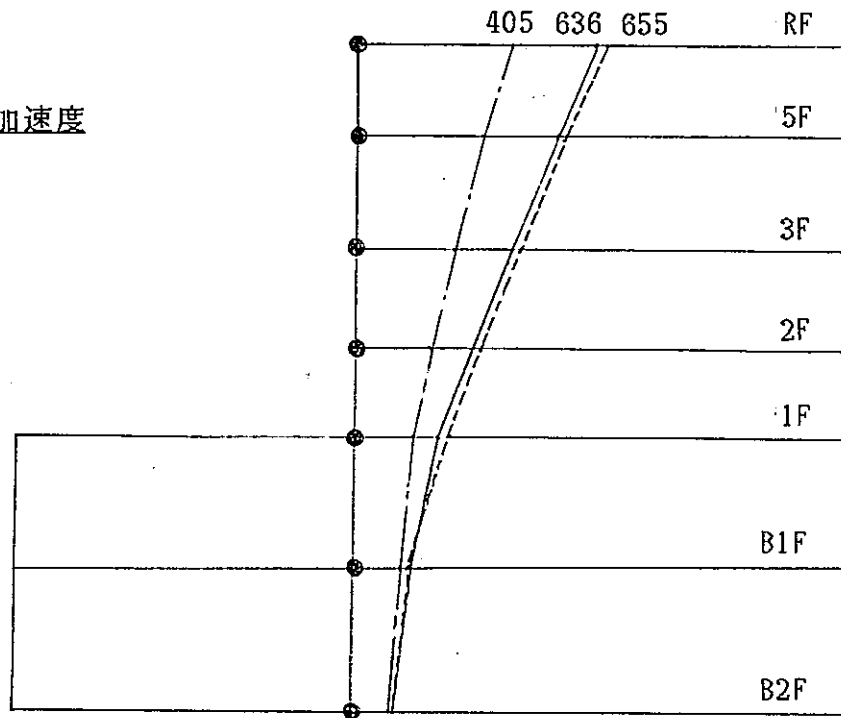
$Q_{max}$ は、B1F以上は差がなく、B2Fでは $V_s$ が大きい程、小さくなっている。地下外壁のせん断力は、 $V_s$ が大きい程大きい。

根入れ2/2

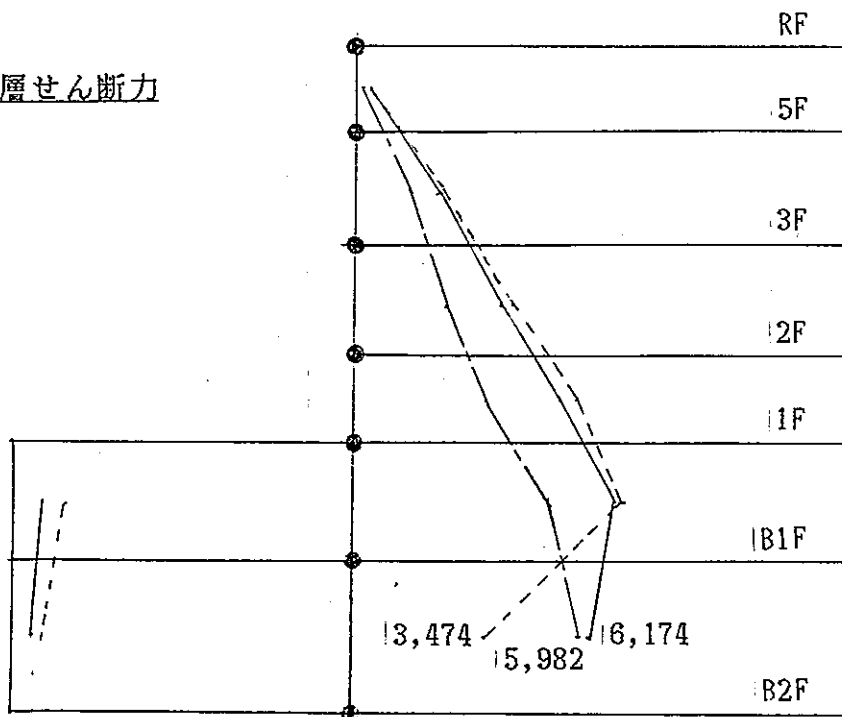
$K=K_0$

-----  $V_s=V_{s0}$   
—————  $V_s=100$   
- - - - -  $V_s=0$

最大加速度



最大層せん断力



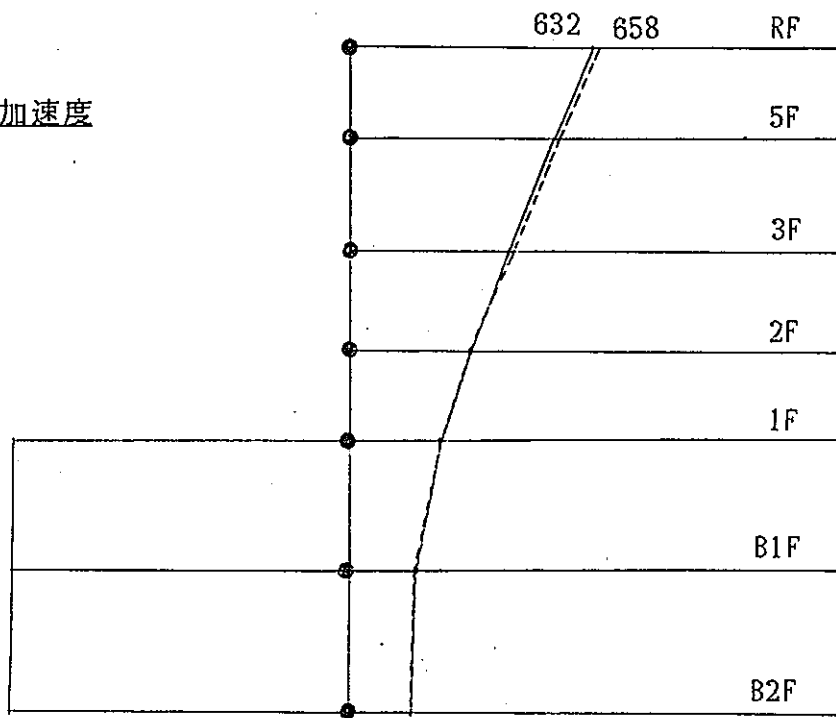


根入れ1/2

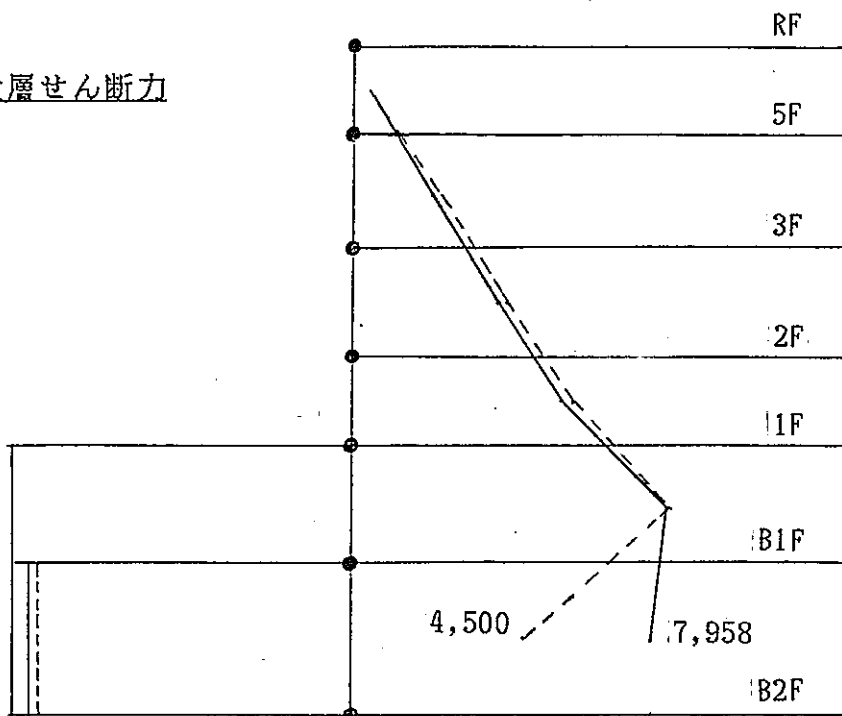
$K=K_0$

-----  $V_s=V_{s0}$   
—————  $V_s=100$

最大加速度



最大層せん断力



(c) 建物の剛性をパラメーターにした場合 ( $V_s=100\text{m/s}$ )

根入れ 2/2

$A_{\max}$ は、 $K$ が小さい程、大きい傾向にあるが、地下部では、あまり差はみられない。

$Q_{\max}$ で見ると、地上部では、 $K$ が小さい程大きい、地下部で見ると $K$ が小さい程、周辺地盤の影響を受けやすく、応答量が減少していく。 $K$ が小さいと地下の浅い部分より応答量が小さくなってゆく傾向にある。

根入れ 1/2

$A_{\max}$ は、上層部は、 $K$ が小さい程、下層部は、 $K$ が大きい程小さくなっていく。

$Q_{\max}$ で見ると、 $K$ が小さい程、地下部の応答は、小さくなる。地下外壁のせん断力は、 $K$ が小さい程大きくなる傾向にある。地上部は、 $K$ が小さい程大きい。

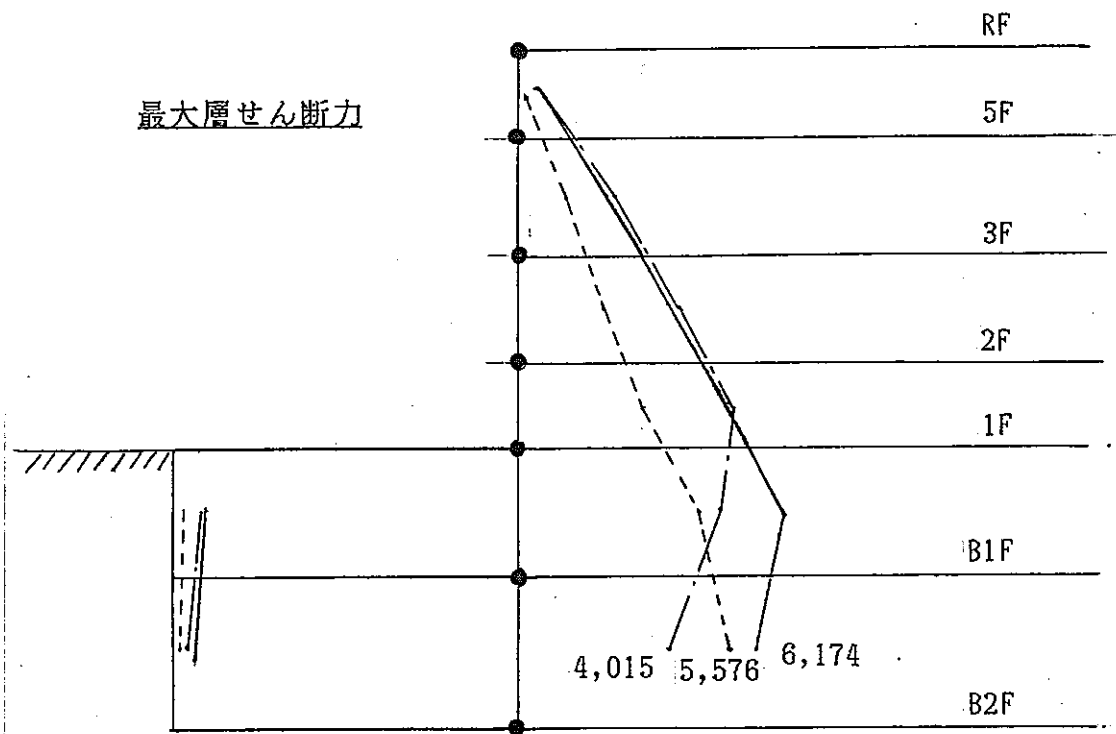
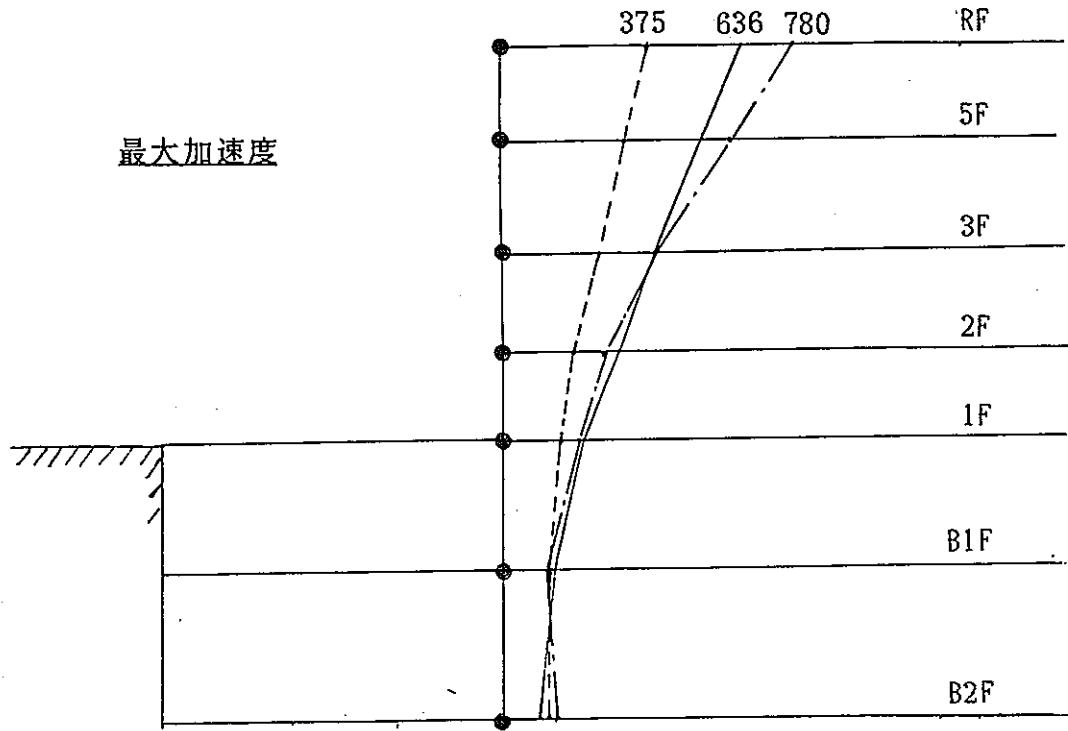
根入れ 0/2

$A_{\max}$ は、上層部は、 $K$ が小さい程、下層部は、 $K$ が大きい程小さくなっていく。

$Q_{\max}$ で見ると、1F以上は、 $K$ が小さい程、B1以下は、 $K$ が大きい程小さくなっていく。

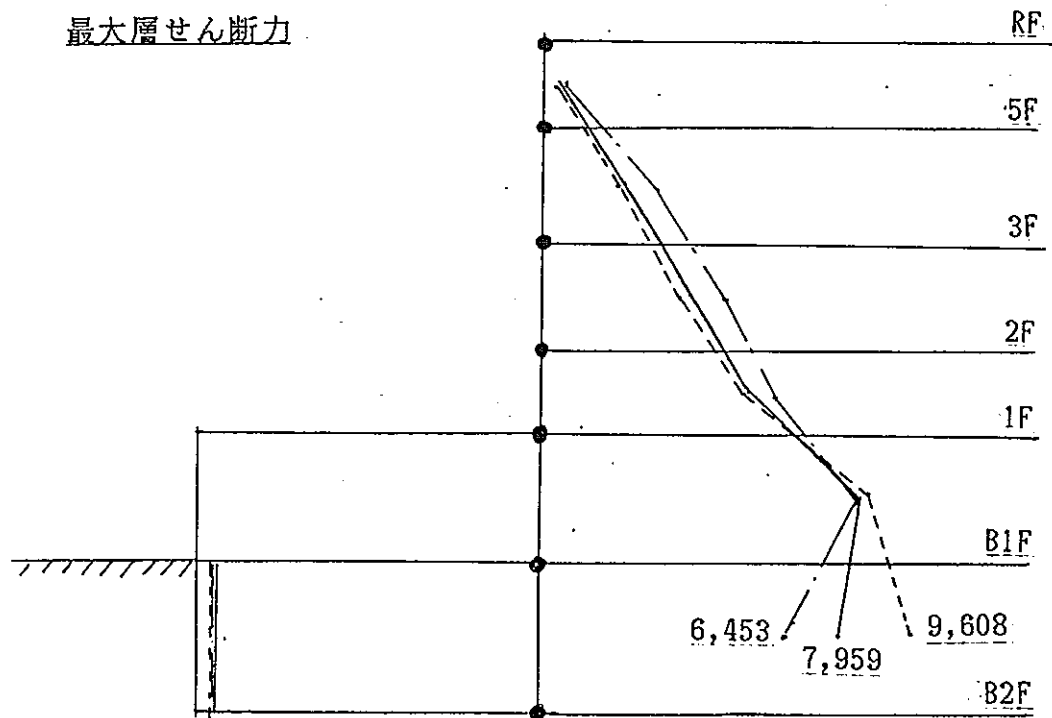
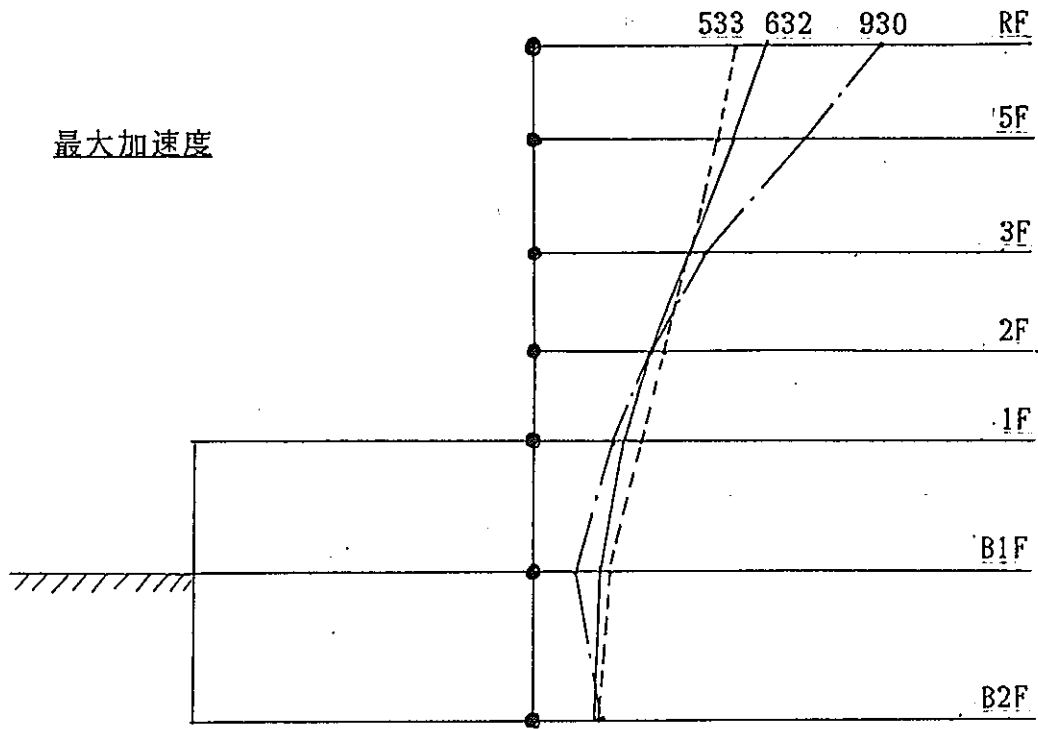
根入れ2/2  
 $V_s=100\text{m/s}$

-----  $K=4K_0$   
 \_\_\_\_\_  $K=K_0$   
 - - - - -  $K=1/4K_0$



根入れ1/2  
Vs=100m/s

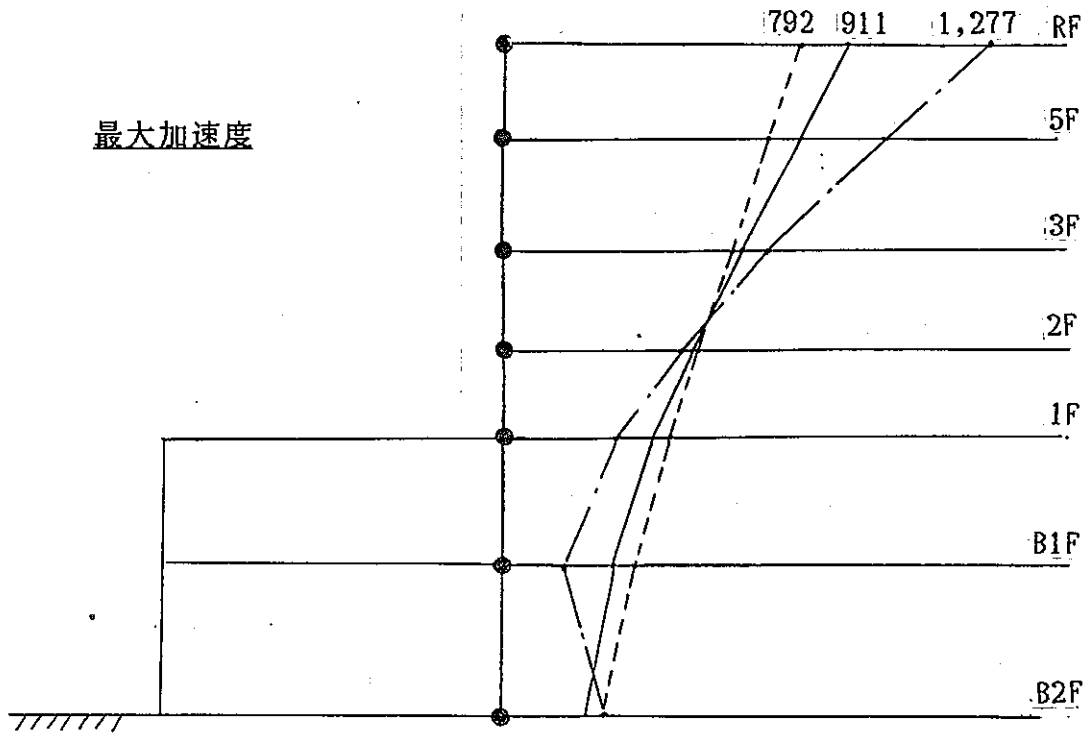
----- K=4K<sub>0</sub>  
————— K=K<sub>0</sub>  
- - - - - K=1/4K<sub>0</sub>



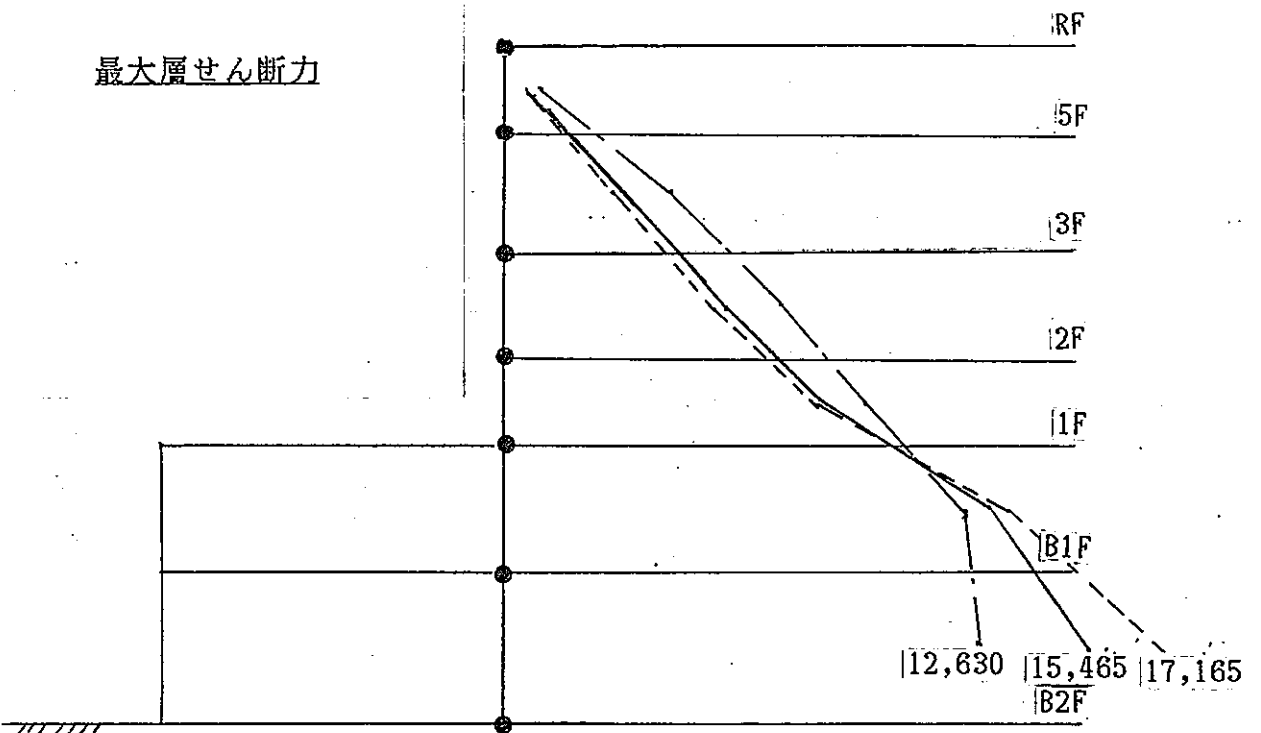
根入れ0/2  
 $V_s=V_{s0}$

-----  $K=4K_0$   
 \_\_\_\_\_  $K=K_0$   
 - - - - -  $K=1/4K_0$

最大加速度



最大層せん断力

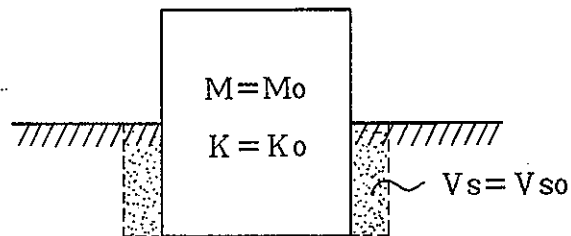


(d) 側方地盤からの入力による応答量の差について

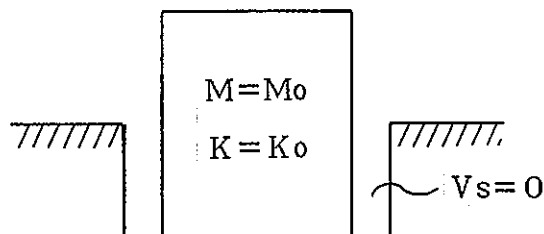
建物への地震入力は、底面及び側壁からである。 $V_s = 0$ のケースは底面のみからの入力による建家の応答（慣性力によるせん断力）を示す。

一方、 $V_s = V_{s0}$ のケースは、底面と側壁からの入力による慣性力と、動土圧の合力である。これら2ケースの差は、主として側方からの入力の違いと動土圧の差である。B2Fでの応答量の減少は、建物の抵抗による土圧を示し、大略 $M = 0$ の応答量と近くなっている。これらより、側方からの入力が必要な要素になっている。

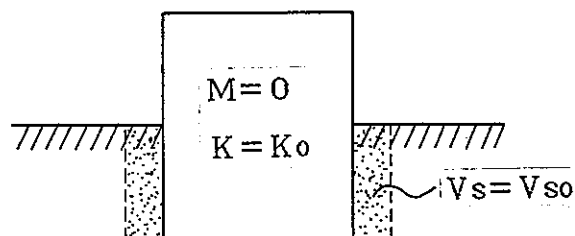
ケース 1



ケース 2



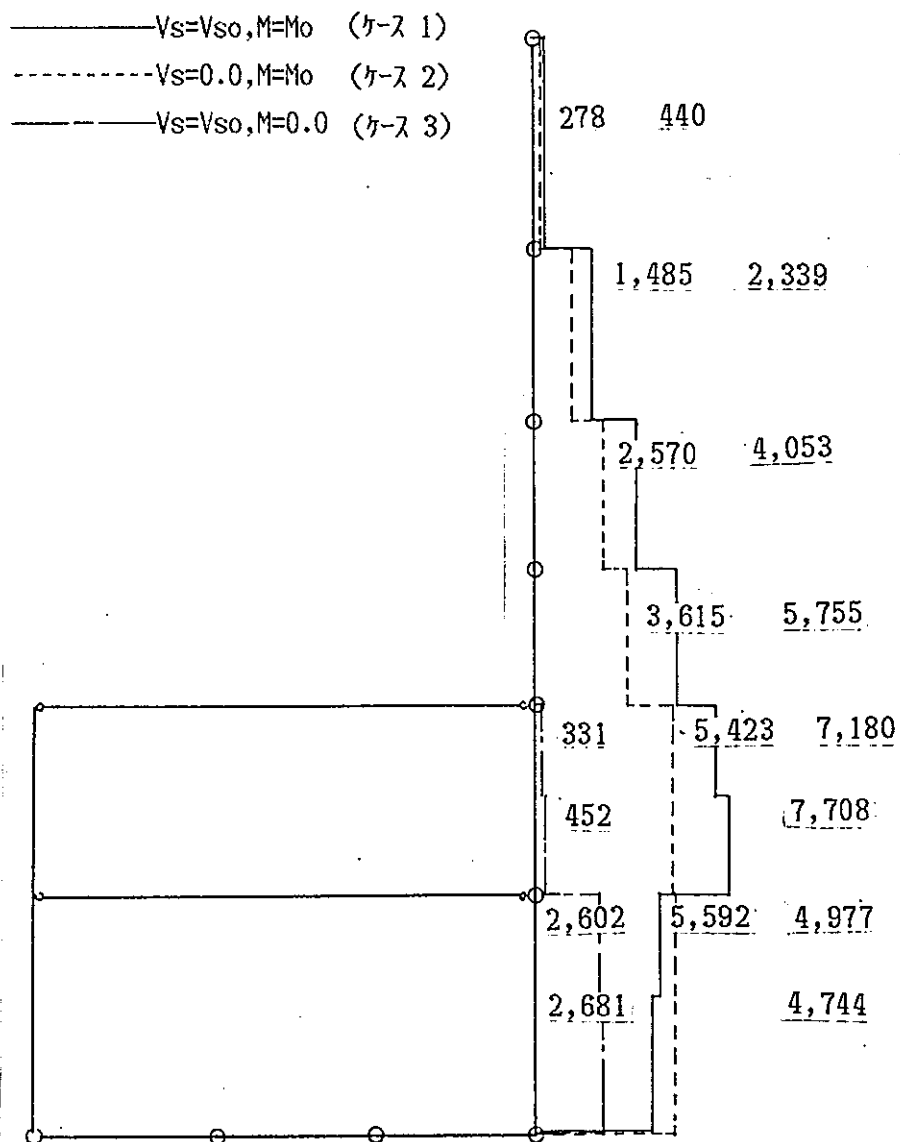
ケース 3



モデル図

根入れ2/2の場合の側方 $V_s = V_{s0}$ および $V_s = 0.0$ （側方入力なし）および $V_s = V_{s0}$ ,  $M = 0.0$ （建家慣性力なし）の最大せん断力を示したものが下図である。

根入れ2/2 （単位：ton）



## 第4章 設計用地震力の検討

### 4-1 検討方針

これまでの動的検討から、地下部の静的地震力（震度分布，せん断力係数分布）を一義的に決める事はむずかしい。

動的検討から静的地震力を言及できる一つ的手段としては，せん断力係数の分布型が，静的に決めた分布型と，どの様な関係になっているかという事である。これが，全く違ったものであれば，静的な分布型を修正する必要があると思われる。分布型が，同程度であれば，基準をどこにするか，基準せん断力をどの値にするかというレベル設定の問題である。

ここでは，動的検討結果を鑑み，無理のない静的地震力の分布型をみつけ，設計用地震力の決め方を検討する。



## 4-2 静的地震力の考え方

耐震Aクラスの静的地震力の考え方としては、以下のものがある。

	地上	地下
基準法ベース (原発指針) (再処理指針)	<p><math>C_1=0.6</math></p>	<p><math>K=0.3</math></p>
原発での 設計例	<p><math>C_1</math></p> <p>基礎底</p>	
		<p><math>C_B=0.6 \times 0.8=0.48</math> (岩着の場合は、0.8を掛けている) (<math>C_1=0.6</math>にする考え方もあると思われる)</p>
従来の 再処理の考え方	<p><math>C_1=0.6</math></p>	<p><math>K=0.6</math></p>
(参考) 耐震特別委(案)	<p><math>C_1=0.6 \times \beta</math> <math>\beta=0.7 \sim 1.0</math></p>	<p><math>K=0.3 \times \alpha</math> <math>\alpha=1.0 \sim 2.0</math></p>

$C_1$ .....ベースシャー係数

$K$ .....震度

#### 4-3 静的地震力の比較

建築基準法（**基**）ベース，従来の再処理の方法（**再**），原発の設計例（**原**）ベース，及び耐震特別委（**特**）ベースによる静的地震力を比較すると，下表の様になる。

基 ベース

階	W(t)	ΣW(t)	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	K <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (t)
R	1,284	1,284	2.524		(1.515) ((5.05))	
5	6,721	8,005	1.513	((2.53)) 1.515	(0.792) ((2.64))	((0.12)) 1,945
3	8,085	16,090	1.225	((1.51)) 0.908	(0.564) ((1.88))	((0.46)) 7,266
2	10,067	26,157	1.000	((1.23)) 0.735	(0.384) ((1.28))	((0.75)) 11,830
1	23,632	49,789	—	((1.00)) 0.600	0.300 ((1.00))	((1.00)) 15,695
B 1	22,607	72,396	—	((0.76)) (0.458)	0.236 ((0.79))	((1.45)) 22,784
B 2	33,586	105,982	—	((0.65)) (0.389)	0.180 ((0.60))	((1.79)) 28,125

A<sub>i</sub>はT=0.35秒として**基**の考え方で算定している。なお，(( ))は，1階を基準とした値を示す。

従来 ㊦ ベース

階	W(t)	ΣW(t)	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	K <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (t)	㊦/㊧
R	1,284	1,284	2.524		(1.515) ((2.53))		
5	6,721	8,005	1.513	((2.53)) 1.515	(0.792) ((1.32))	((0.12)) 1,945	1.00
3	8,085	16,090	1.225	((1.51)) 0.908	(0.564) ((0.94))	((0.46)) 7,266	1.00
2	10,067	26,157	1.000	((1.23)) 0.735	(0.384) ((0.64))	((0.75)) 11,830	1.00
1	23,632	49,789	—	((1.00)) (0.600)	0.600 ((1.00))	((1.00)) 15,695	1.00
B 1	22,607	72,396	—	((1.00)) (0.600)	0.600 ((1.00))	((1.90)) 29,873	1.31
B 2	33,586	105,982	—	((1.00)) (0.600)	0.600 ((1.00))	((2.76)) 43,438	1.54

・ ㊦ は地下部の震度を一率  $K=0.2 \times 3=0.6$  としている。

①ベース

階	W(t)	ΣW(t)	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	K <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (t)	①/②
R	1,284	1,284	3.542		(1.700) ((4.02))		
5	6,721	8,005	1.985	((2.45)) 1.700	(0.810) ((1.91))	((0.12)) 2,183	1.12
3	8,085	16,090	1.646	((1.38)) 0.953	(0.629) ((1.49))	((0.42)) 7,629	1.05
2	10,067	26,157	1.443	((1.14)) 0.790	(0.538) ((1.27))	((0.70)) 12,712	1.07
1	23,632	49,789	1.176	((1.00)) 0.693	(0.423) ((1.00))	((1.00)) 18,127	1.15
B 1	22,607	72,396	1.000	((0.82)) 0.565	(0.293) ((0.69))	((1.55)) 28,131	1.24
B 2	33,586	105,982	—	((0.69)) 0.480	(0.240) ((0.57))	((1.92)) 34,750	1.24

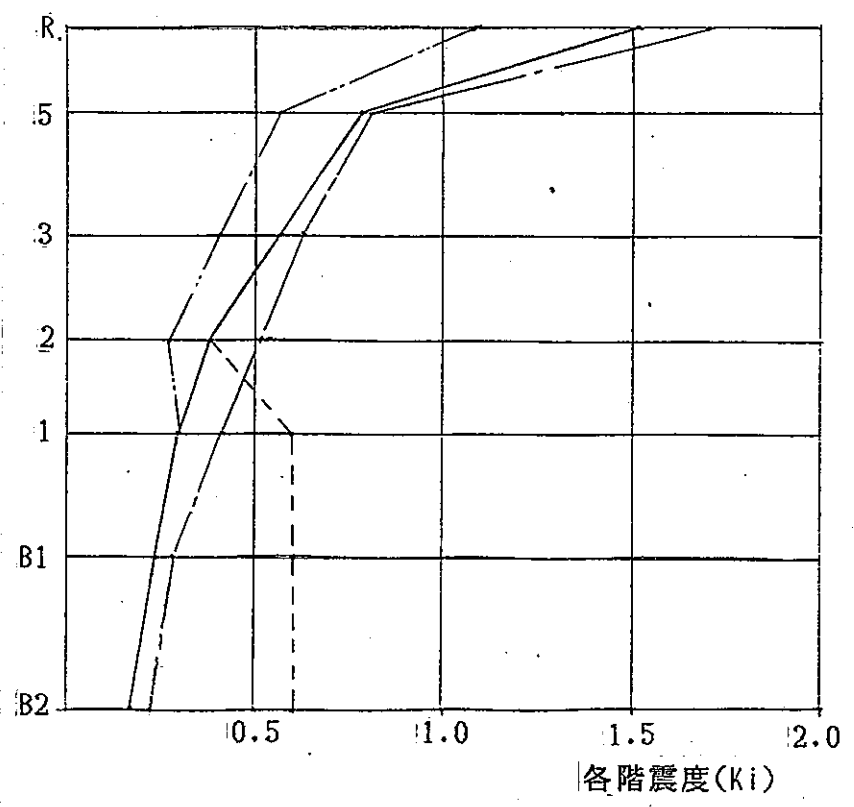
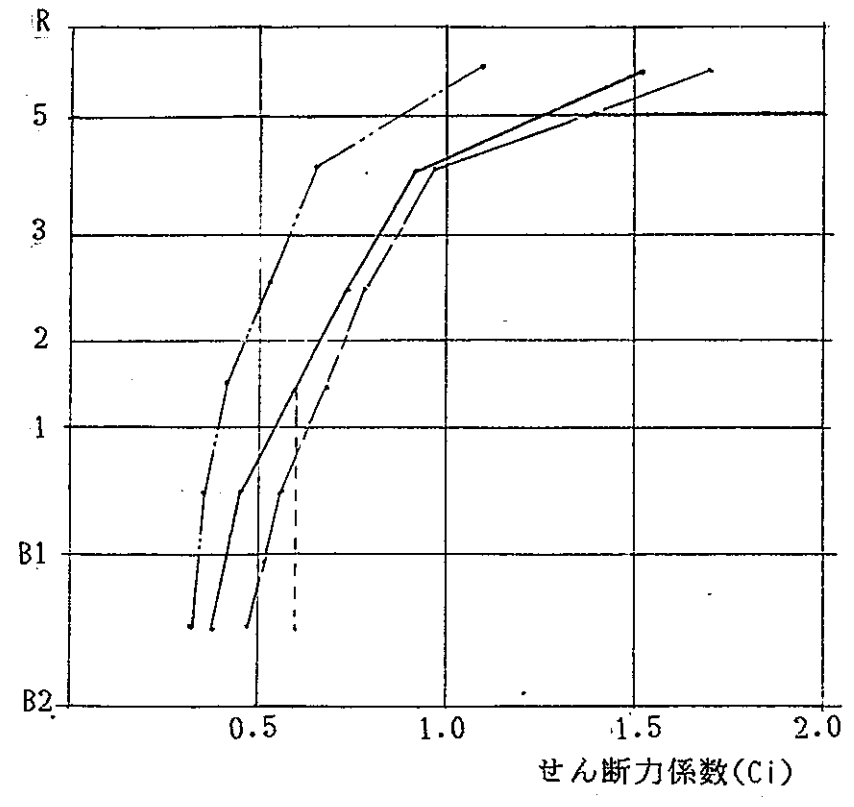
・①はB 2 FLをGL面としてA<sub>i</sub>分布を定義し、岩着による低減率として0.8倍している。

特ベース

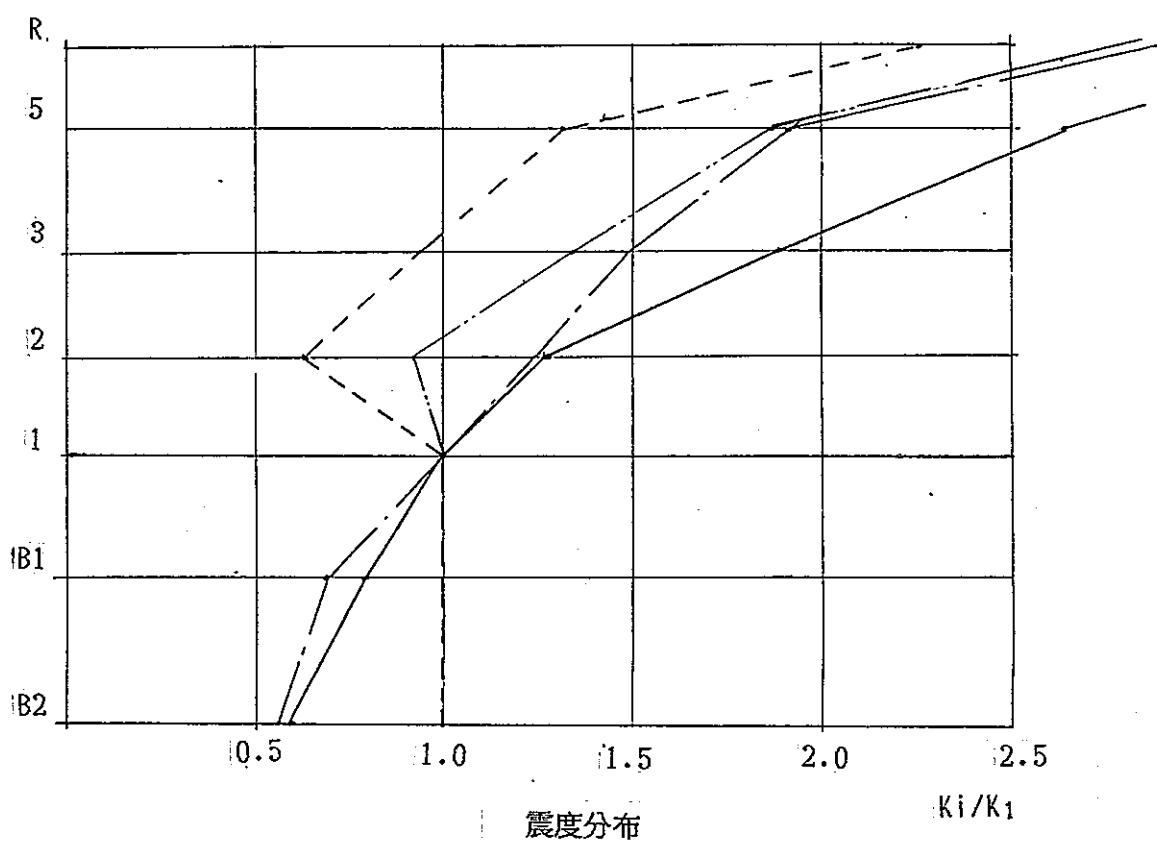
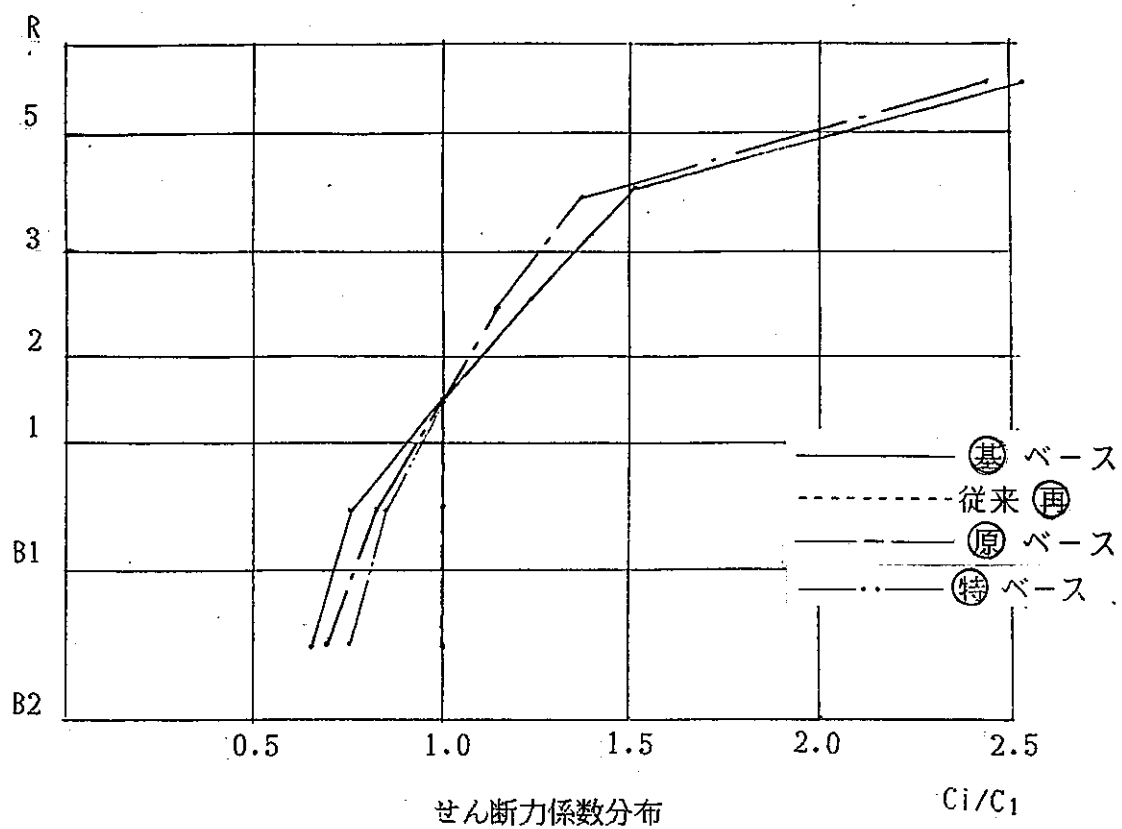
階	W(t)	$\Sigma W(t)$	A i	C i	K i	Q i (t)	特 / 基
R	1,284	1,284	2.524		(1.061) ((3.54))		
5	6,721	8,005	1.513	((2.53)) 1.061	(0.555) ((1.85))	((0.12)) 1,362	0.70
3	8,085	16,090	1.225	((1.51)) 0.636	(0.395) ((1.32))	((0.46)) 5,091	0.70
2	10,067	26,157	1.000	((1.23)) 0.515	(0.269) ((0.90))	((0.75)) 8,278	0.70
1	23,632	49,789	—	((1.00)) 0.420	0.300 ((1.00))	((1.00)) 10,986	0.70
B 1	22,607	72,396	—	((0.86)) (0.363)	0.236 ((0.79))	((1.65)) 18,076	0.79
B 2	33,586	105,982	—	((0.77)) (0.323)	0.180 ((0.60))	((2.13)) 23,411	0.83

・ 特 は、地上部  $\beta = 0.7$  地下部  $\alpha = 1.0$  とする。

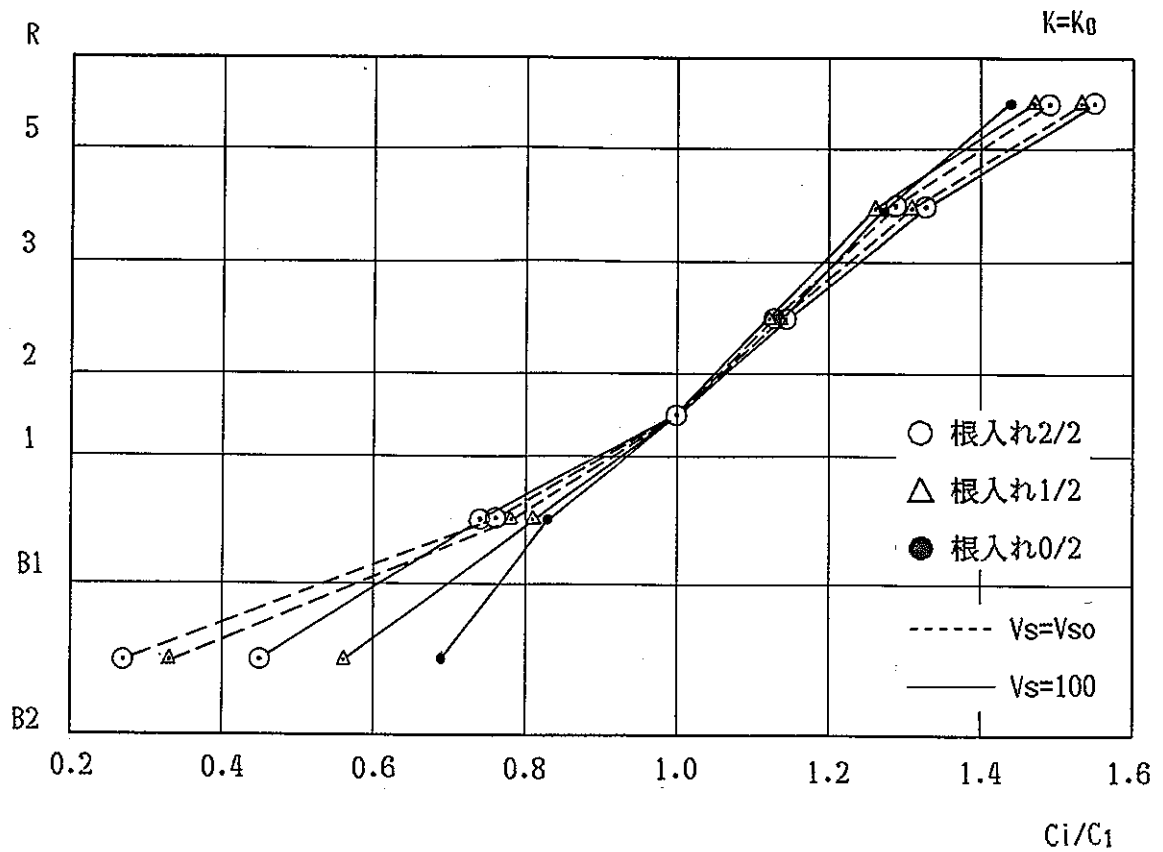
- (基) ベース
- - - - 従来 (再)
- (原) ベース
- · — (特) ベース



これらから1Fを基準とした分布型を調べてみると、下図の様になる。



4-4 動的検討によるせん断力係数の分布



格子モデルにおける $K=K_0$ の場合の振動解析結果から、建家の最大層せん断力係数を1Fを基準にしてプロットしたものが上図である。これによると地上部の分布は、モデルによる差は小さい。しかし、地下部をみると根入れが多い程、また周辺地盤の剛性が高い程、小さくなる傾向がうかがえる。



根入れ 2/2

CASE FL	$V_s = V_{s0}$ $K = K_0$	$V_s = 100$ $K = 4K_0$	$V_s = 100$ $K = K_0$	$V_s = 100$ $K = 1/4K_0$	$V_s = 0$ $K = K_0$
5	1.49	1.41	1.55	1.80	1.58
3	1.29	1.26	1.33	1.64	1.35
2	1.13	1.11	1.14	1.23	1.15
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B1	0.76	0.85	0.74	0.45	0.96
B2	0.27	0.56	0.45	0.23	0.81

根入れ 1/2

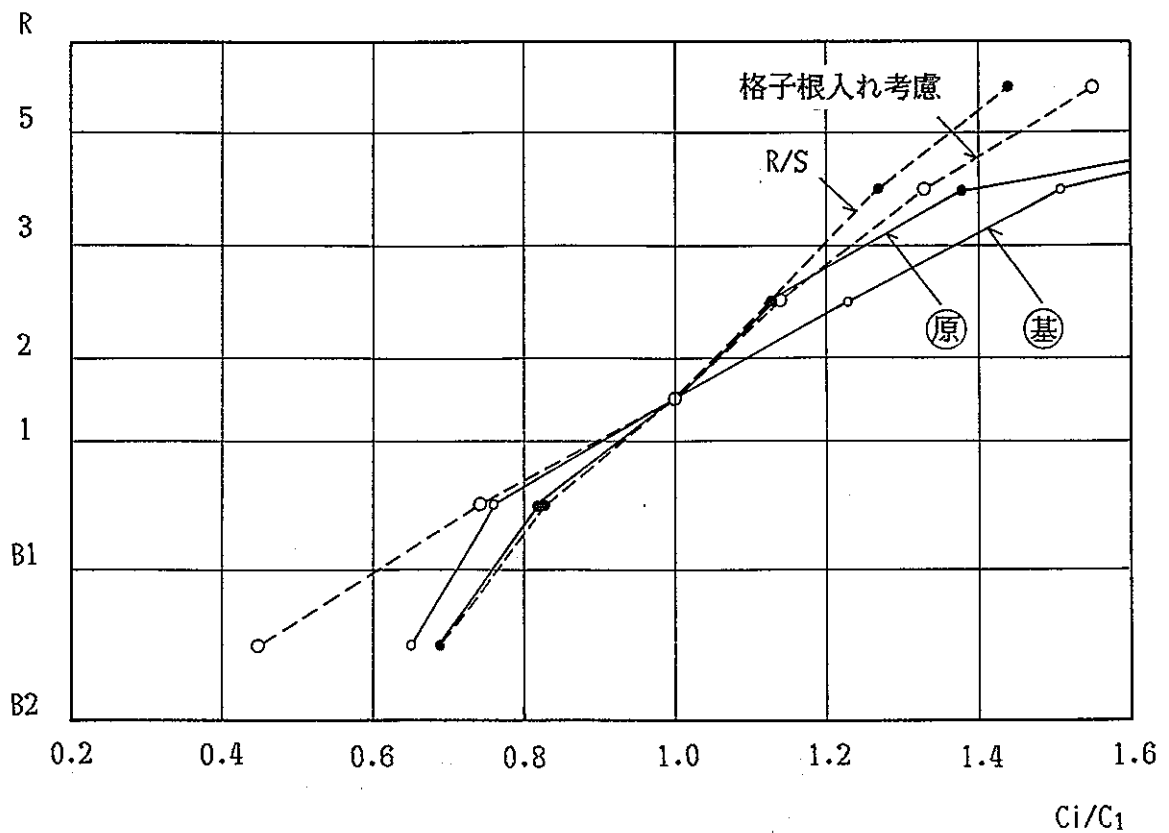
CASE FL	$V_s = V_{s0}$ $K = K_0$	$V_s = 100$ $K = 4K_0$	$V_s = 100$ $K = K_0$	$V_s = 100$ $K = 1/4K_0$
5	1.53	1.29	1.47	1.59
3	1.31	1.14	1.26	0.38
2	1.13	1.00	1.12	0.97
1	1.00	1.00	1.00	1.00
B1	0.78	0.83	0.81	0.67
B2	0.33	0.67	0.56	0.56

根入れ 0/2

CASE FL	$V_s = 100$ $K = 4K_0$	$V_s = 100$ $K = K_0$	$V_s = 100$ $K = 1/4$
5	1.38	1.44	1.81
3	1.27	1.27	1.56
2	1.12	1.13	1.24
1	1.00	1.00	1.00
B1	1.03	0.83	0.74
B2	0.77	0.69	0.47

せん断力係数の規準化

これを静的地震力分布と比較してみると、以下の様になる。



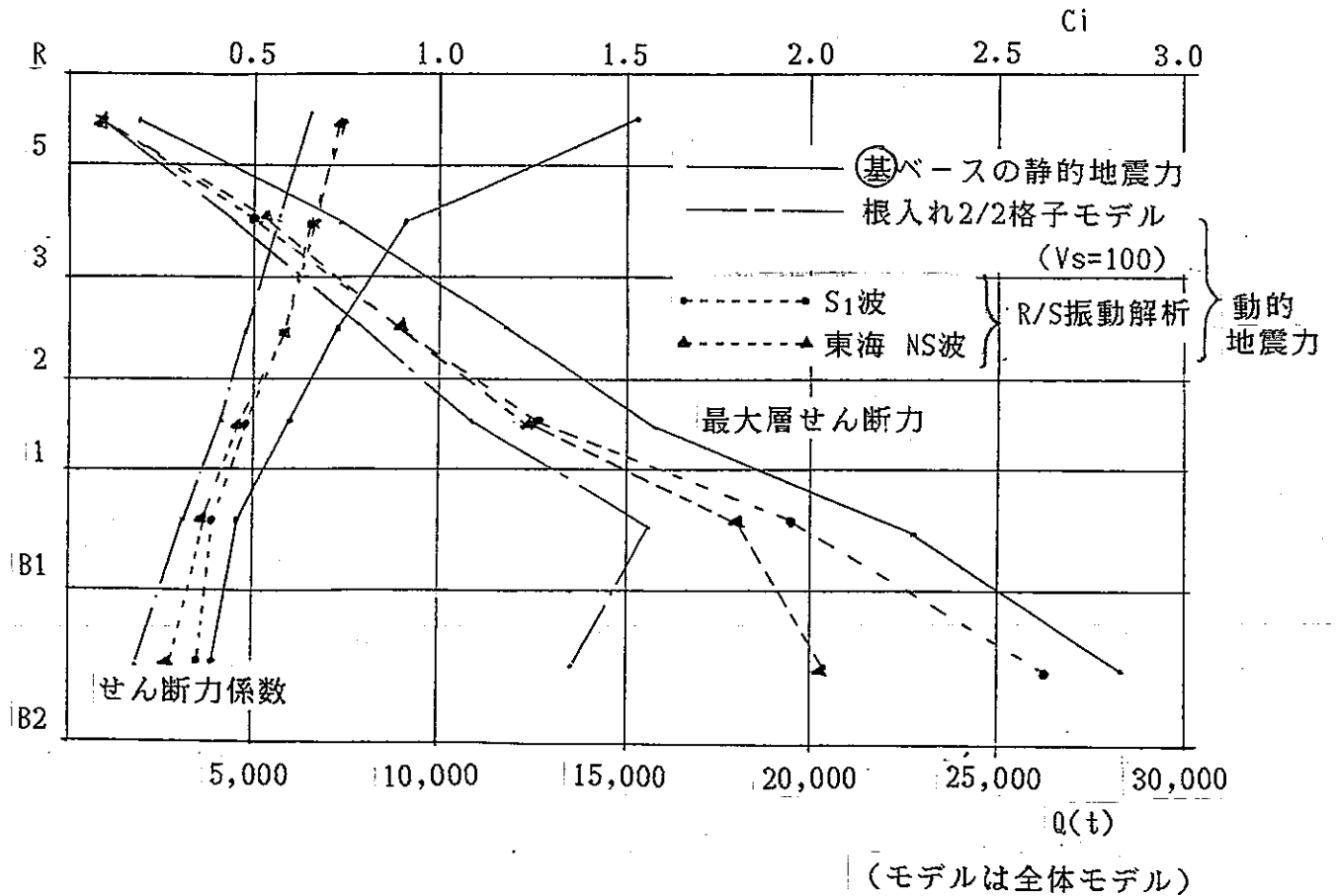
これによると地下部の分布は、根入れがあると、その値は小さくなり地下が深くなる程顕著になっている。静的な基、原は、R/Sモデル応答とコンサーバティブである。すなわち基ベースで考えておいて不合理は生じないものになっている。

#### 4-5 設計用地震力

設計用せん断力としては、静的地震力と動的地震力の包絡したものを採用する。静的地震力としては、**基**ベースとしたものとし、動的地震力としては、通常のR/Sモデル（このモデルは基本モデルである）と、格子モデル（根入れあり）での応答の大きいものとする。

これら3つのケースの値を定量的にみると、下図の様になり、本建家モデル、本地盤モデルにおいては、静的地震力が10~15%程度上廻ったものになっている。

この設計用地震力による設計で、耐震設計上何ら問題がないと思われる。



## 第5章 まとめ

### 5-1 根入れ効果について

#### (a) 根入れ量

- ・根入れ量が大い程，最大せん断力は小さくなる。
- ・根入れ量  $1/2$ と $2/2$ の差は比較的少ない。
- ・地下外壁のせん断力は，根入れ部近傍で大きくなる。

#### (b) 周辺地盤剛性

- ・周辺地盤剛性が大い程，地下部の最大せん断力は小さくなる。
- ・周辺地盤剛性が大い程，地下外壁のせん断力は大きくなる。

#### (c) 建家剛性

- ・地下部でみると，建家剛性が小さくなる程最大せん断力は小さくなっている。
- ・建家剛性が小さくなる程，地下の浅い部分から最大せん断力が小さくなる。
- ・地下外壁のせん断力は，建家剛性が小さい程大きい。

## 5-2 設計用地震力について

### (a) 静的地震力

建築基準法で定めている地下の震度分布を用いたせん断力係数の分布は、動的検討による分布からみて、無理のないものになっている。

### (b) 設計用地震力

設計用地震力としては、静的地震力と動的地震力の大きな方とする。

この時の静的地震力としては、建築基準法で定めるものとする。又、動的地震力としては、これまで慣用されている根入れ無視のロッキングスウェイ・モデルでの地震力と、根入れを考慮した格子モデルでの大きな方とする。

おわりに

本研究は、(株)日建設計が、動力炉・核燃料開発事業団よりの委託によりとりまとめたものであるが、その際、本分野に造詣の深い諸先生方にご指導を頂いた。

ご指導頂いた諸先生は下記の先生である。

東京都立大学教授	渡部 丹
建設省建築研究所第3研究部振動研究室長	北川 良和
(財)電力中央研究所参事	林 正夫
建設省建築研究所国際地震工学部第2耐震室長	水野 二十一
東京工業大学助教授	吉見 吉昭

また、下記の先生よりは貴重な御意見をいただいた。

科学技術庁国立防災科学技術センター	
第2研究部耐震実験室長	大谷 圭一
東京都立大学助手	関 崇夫
筑波大学助教授	松島 豊

ここに深謝の意を表します。また、動力炉・核燃料開発事業団関係各位につきましても、多大なご尽力をいただきました。ここに合せて謝意を表します。

付 研究体制表

本研究は、以下の体制で行った。

動力炉・核燃料開発事業団  
本社 工務建設室

Tel 03-586-3311

総括	関	貞夫	(室長)
実施責任者	春日	忠造	(調査役)
実施担当	大平	満	(主査)
(実施協力)	去来川	汎人	(安全部 主研)
(実施協力)	三宮	都一	(東海 技術開発部 建設室長代理)

㈱日建設計

Tel 03-813-3361

総括	水津	秀夫	(設計部長)
実施責任者	寺本	隆幸	(構造部長)
実施担当	浅野	美次	(構造部主管)
実施担当	正木	範昭	(土木業務所主管)
実施担当	角南	進	(土木業務所主管)
実施担当	深井	悟	(構造部)
実施担当	多田	元英	(構造部)
実施担当	長瀬	悟	(構造部)
実施担当	小坂	正明	(土木業務所)
実施担当	野村	和男	(土木業務所)