

重力式擁壁の合理的な耐震設計手法に関する研究

中村 伸也*

Rationalized Seismic Design Method for Gravity Retaining Wall

Shinya Nakamura

要旨

重力式擁壁の現行耐震設計法は、地震力を静的荷重に置き換えたうえで土圧及び慣性力を算出する震度法であり、土圧については物部・岡部式を代表とするクーロン土圧を地震時に援用する手法を用いて算定している。しかしながら、地震時の動的な現象を静的な現象に置き換えることの妥当性については明確な根拠は無いことから、従来の震度法による重力式擁壁の設計は、前面土圧抵抗の無視、安全側の盛土のせん断強度の設計値の採用、安全率による安定性評価という安全側の結果が得られるような各種の余裕を持った設定をすることにより、現象の不明な面をカバーする設計法であるとも言える。そこで、本研究では現行設計法を合理化するためには、地震時の擁壁の実挙動を明確に把握したうえで実際の挙動を適切に設計に反映することが必要であるとの考えの下に、遠心力模型実験により得られた加速度・土圧・変位・座標データを詳細に分析した。データ分析の結果、物部・岡部理論で用いられている仮定は地震時の擁壁の挙動を適切に表現していないことや、重力式擁壁の耐震設計に用いる背面土圧は常時主働土圧で十分であることが分かった。さらに、背面土圧の作用位置、慣性力の算出に用いるピーク加速度の値、前面土圧抵抗の効果等を明らかにすることにより、現行設計法(道路土工一擁壁工指針)の合理化を行うことができることが分かった。また、入力加速度と土圧の関係を簡単な経験式として定式化することにより、重力式擁壁の応答加速度と変位量の算出ができることを示した。

キーワード：物部・岡部理論、重力式擁壁、震度法、遠心模型実験

Summary

The seismic coefficient method which computes earth pressure and inertia power by transposing earthquake power to static load is used for seismic design of gravity retaining wall. Earth pressure is calculated by modification of the Coulomb's earth-pressure theory (like Mononobe-Okabe solution) which is computed from the balance of power of static state. There is no clear basis about the validity of transposing the dynamic seismic phenomenon to a static phenomenon. Therefore, it can be said that the present seismic coefficient method is a designing method which covers some unknown fields of phenomenon by various kinds of margins, for example, disregarding of front soil resistance, adoption of design value of soil by the safety side, stability evaluation by the safety factor, etc. In order to rationalize the present designing method, it is required to reflect the actual behavior of gravity retaining wall during earthquakes. Then some model tests of gravity retaining wall were conducted using centrifugal equipment, while measuring acceleration, displacement and modification situation of back-filling and retaining wall, and acting earth pressure on the retaining wall. Data analysis shows that the assumption used in Mononobe-Okabe solution is not appropriately expressing the behavior of back-filling and retaining wall during earthquakes, and active earth pressure of static state is enough for calculating the earth pressure during earthquakes. And the present designing method is able to be rationalized by clarifying the action point of back-filling earth pressure, the value of the peak acceleration used for calculation of inertia power, the effect of passive earth pressure of the front soil resistance, etc. Furthermore the response acceleration and displacement of gravity retaining wall can be calculated by a simple experience formula setting relationship between input acceleration and earth pressure.

Keywords: Mononobe-Okabe theory, gravity retaining wall, seismic coefficient method, centrifuge model test

* (社)日本建設機械化協会 施工技術総合研究所 (元 独立行政法人土木研究所 技術推進本部)

目 次

第1章 序論	
1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究	2
1.3 現行設計法の概要	3
1.4 研究目的	9
第2章 実験内容	
2.1 実験装置	
(1) 遠心载荷装置	10
(2) 擁壁模型	11
2.2 検定・予備試験	12
2.3 実験手順	12
2.4 実験ケース	13
第3章 結果解析	
3.1 地震時挙動の把握	
3.1.1 変位に関する検討	14
3.1.2 背面土圧に関する検討	
(1) 静止土圧	20
(2) 地震時土圧	21
3.1.3 加速度に関する検討	
(1) 加速度分布	28
(2) 規則波と不規則波の比較	32
3.1.4 前面土圧抵抗に関する検討	
(1) 静止時前面土圧抵抗	33
(2) 地震時前面土圧抵抗	34
3.1.5 壁面・底面摩擦に関する検討	37
3.1.6 盛土のせん断強度特性に関する検討	38
3.1.7 底面反力作用位置に関する検討	39
3.2 合理的な耐震設計法の提案	
3.2.1 設計震度の検討	
(1) 神戸波と青森波の比較	40
(2) ピーク加速度からの換算係数	41
3.2.2 新設計法の提案	43
3.2.3 新旧設計法による擁壁断面形状の検討	44
3.3 変位計算手法の検討	
3.3.1 土圧経験式の導出	45
3.3.2 水平応答加速度の算出	51
3.3.3 変位計算	55
3.4 新設計法と変位計算手法の適用	56
第4章 結論	57
謝辞	
参考文献	58

第1章 序論

1.1 はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多くの犠牲者を出すとともに道路、鉄道、河川、港湾、地下施設等に大きな被害を発生させた。特に、土留構造物に関しては、道路擁壁に関しては甚大な被害が生じることはなかったが、一部の鉄道擁壁に関して重力式およびもたれ式擁壁に被害が見られた。

平成7年5月23日に出された「土木構造物の耐震基準等に関する提言(第一次提言)」(土木学会)には、「兵庫県南部地震による地表の強震記録の中には0.8Gを超える最大加速度や1m/s前後の最大速度を示すものがあり、これらは日本で観測された強震記録として最大級のものと言える。・・・兵庫県南部地震を生じさせたような活断層は日本の内陸部に少なくない。・・・今後、土木構造物の耐震性能を検討するにあたっては、兵庫県南部地震のように震源が浅く、かつ規模の大きい直下型地震による地震動も考慮の対象に含めることが必要である。」との基本的見解に基づき、耐震設計において想定する地震動として「1)構造物の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動強さ、および2)海洋型地震や直下型地震による地震動のように、供用期間中に発生する確率が低い地震動強さ、の2段階を考慮する。」とされている。また、平成7年7月に改訂された防災基本計画の第2編 第1章 第1節においても、「構造物・施設等の耐震設計に当たっては、供用期間中に1~2度程度発生する確率を持つ一般的な地震動、及び発生確率は低い直下型地震又は海溝型巨大地震に起因する更に高レベルの地震動をともに考慮の対象とするものとする。」とあり、土木学会提言と同様の方針が述べられている。

これらの提言・方針等を受けて、高レベルの地震動(レベルⅡ地震動)の入力加速度に対応するよう各種土木構造物の耐震設計法の見直しが行われてきており、その一環として、旧建設省土木研究所においては、重力式擁壁の耐震安定性の向上を図るため、重力式擁壁の挙動を明らかにするとともに、現行地震時土圧算定手法では極端に大きな土圧あるいは算定不能となる土圧計算法の合理化及び変形量照査法の開発を目的として、平成9年度より12年度まで遠心力載荷装置を用いた実験的研究が行われた。平成9、10年度には通常的基础地盤上に建設された擁壁の耐震性について入力波、地盤密度、擁壁高さを変化させることにより地震時の重力式擁壁の挙動に関する概要検討が行なわれた¹⁾²⁾。11年度には基礎地盤を作成せず鉄板の上に擁壁模型を設置することにより、支持力破壊の影響を除いた滑動破壊と転倒破壊のモードの違いによる挙動の相違に関する検討が行なわれた³⁾⁴⁾。12年度は実際の現場での擁壁の施工状況を考慮に入れ、特に根入れの効果について詳細な検討が行なわれた⁵⁾⁶⁾⁷⁾。また、独立行政法人土木研究所に移行後、平成13年度は、荷重偏心の影響を考慮するための支持力実験を行うとともに、それまでの検討結果をとりまとめることにより塑性ポテンシャル面を用いた擁壁の変位計算手法の提案が行われた⁸⁾。

本研究は、重力式擁壁に関する現行設計法を合理化するためには、土圧を含めた地震時の擁壁の全挙動を明確に把握したうえで、実際の挙動を適切に設計に反映することが必要であるとの考えの下に、旧建設省土木研究所において行われた実験により得られた加速度・土圧・変位データおよび高速度カメラ計測により得られた擁壁および裏込土の座標データを詳細に分析することにより、重力式擁壁の地震時挙動を明らかにし、当該挙動を適切に現行設計法(震度法)に取り入れることによる設計合理化の観点から検討を行った結果をとりまとめたものである。

1.2 既往の研究

土木構造物の設計にあたっては外力の算定は必要不可欠であり、したがって、重力式擁壁の耐震設計を行うにあたっての外力の一つとして地震時土圧を算定することは、古くから耐震工学、地盤工学分野における重要な研究課題の一つであった。

地震時土圧に関する研究は、1924 年に物部、岡部両氏⁹⁾¹⁰⁾によって地盤の塑性平衡状態を想定したうえで震度法をクーロン土圧に適用した計算式が提案され、現在、物部・岡部式は、構造物の片側にのみ地盤がある場合の設計においては、日本ばかりでなく、広く海外においても使用されている。

地震時土圧に関する研究は、実験的研究や理論的研究が数多く続けられてきた。

実験的研究については、主として物部・岡部式の妥当性の検証が目的とされており、初期の頃は、松尾ら¹¹⁾により振動箱の内壁に作用する砂の土圧の計測が行われた。その結果、土圧合力については、物部・岡部式におおむね一致するが、土圧分布については全く異なることが指摘された。

その後、1960 年代以降においては、大原¹²⁾、市原¹³⁾、Sherif¹⁴⁾、Ishibashi ら¹⁵⁾¹⁶⁾により物部・岡部式の設定条件に対応して地盤が塑性平衡状態になるよう、振動中に壁体を移動させる実験が行われてきた。これらの実験的研究においても、土圧分布は深さ方向に三角形分布ではなく、壁体上部の土圧が大きな値を示すことが明らかとなったが、主働土圧合力は、物部・岡部式とおおむね合ったことから、物部・岡部式は地震時土圧を与えることがほぼ定説となった。そこで、1970 年には Seed、Whitman¹⁷⁾は、物部・岡部式による地震時土圧をチャート化し、裏込土の内部摩擦角と入力加速度を指標として簡単に地震時土圧を算出する手法を提案している。

1980 年に入って、理論的研究が行われるようになり、各種の変位計算手法が提案されてきた。

代表的なものとしては、Richards、Elms ら¹⁸⁾¹⁹⁾は、ニューマークのスライディングブロック法を適用することにより、さらに、Nadim、Whitman ら²⁰⁾は裏込土内における加速度の増幅も考慮した二次元有限要素法解析により擁壁の水平変位量の算出手法を提案している。また、Prakash ら²¹⁾は、裏込土および地盤の剛性、減衰係数を複数のバネ、ダッシュポットによりモデル化して擁壁の変位量を算出するプログラムの開発を行っている。

一方、1980 年代以降、日本においては、岩楯ら²²⁾により周辺地盤が塑性状態に達していない地中構造物に作用する地震時土圧を物部・岡部式により算定した場合、過度に安全側となること、また、風間ら²³⁾により、重力式構造物であるケーソン式護岸の地震時土圧に関する研究の結果、動的土圧はケーソン・地盤全体系の振動現象としてとらえる必要があることや、慣性力と動的土圧は逆位相の関係にあり物部・岡部式とは一致しないことなどが指摘された。

1995 年 1 月の兵庫県南部地震の発生以降、再び地震時土圧の検討が活発にされるようになった²⁴⁾。古関ら²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾はひずみの局所化によって裏込土中に形成されたすべり面でのせん断抵抗が、ピーク強度から残留強度まで低下することの影響を考慮した修正物部・岡部式を提案している。さらに、岡村ら⁷⁾⁸⁾は基礎－地盤系をマクロな要素として捉え、塑性ポテンシャル面を用いた、剛な基礎の水平、鉛直及び回転変位量を同時に求める方法を擁壁変位に応用した方法を提案している。

1.3 現行設計法の概要

地震時の擁壁に関する現行設計として、ここでは、「道路土工 擁壁工指針」（社団法人 日本道路協会）²⁸⁾の概要を以下に示す。

1 検討項目

擁壁の安定に関しては、一般に下記の①②③について検討すればよいが、擁壁が軟弱層を含む地盤上や斜面上に設置される場合は④について、また擁壁の規模や重要度によっては⑤についても検討する必要がある（表 1）。

- ①滑動に対する安定
- ②転倒に対する安定
- ③基礎地盤の支持力に対する安定
- ④背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤地震時における安定

2 安定検討

①滑動に対する安定

擁壁の底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので、通常はこれを無視して設計する。滑動に対する安全率は式(1)を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{(\Sigma V) \cdot \tan \delta + c \cdot B}{\Sigma H}$$

$$= \frac{(W + P_v) \cdot \tan \delta + c \cdot B}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{式(1)}$$

ここに

- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)
- ΣH : 底版下面における全水平荷重 (kN/m)
- W : 擁壁の自重 (kN/m)
- P_v : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
- P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m)
- $\tan \delta$: 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数
 - 場所打ちコンクリートの場合: $\delta = \phi$ (基礎地盤の内部摩擦角)
 - 場所打ちでない場合: $\delta = \frac{2}{3} \phi$
 - ただし、基礎地盤が土の場合 $\tan \delta$ の値は 0.6 を超えないものとする。
- C : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m)
- B : 擁壁の底版幅 (m)

②転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載荷重および土圧などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力は、これら荷重合力の作用位置により異なる。図 1 において、つま先からの合力 R の作用点までの距離 d は式(2)で表される。

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v} \quad \dots \dots \dots \text{式 (2)}$$

ここに

$\sum M_r$: つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m/m)

$\sum M_o$: つま先まわりの転倒モーメント (kN・m /m)

a : つま先と擁壁重心との水平距離 (m)

b : つま先と P V の作用点との水平距離 (m)

h : かかとと P H の作用点との鉛直距離 (m)

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離 e は式 (3) で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots \dots \dots \text{式 (3)}$$

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用位置は底版幅 B の中央 1 / 3 以内でなければならない。すなわち、偏心距離 e は式 (4) を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \dots \dots \dots \text{式 (4)}$$

③ 基盤地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は式 (5. 1 ~ 2) により求める。(図 1 (a))

$$q_1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \dots \dots \dots \text{式 (5. 1)}$$

$$q_2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \dots \dots \dots \text{式 (5. 2)}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この q_1 及び q_2 は式 (6) を満足しなければならない。

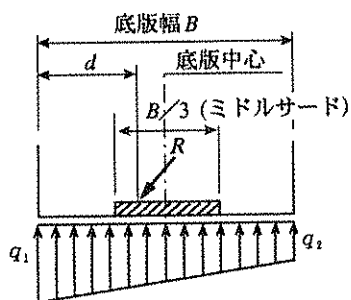
$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots \dots \dots \text{式 (6)}$$

ここに

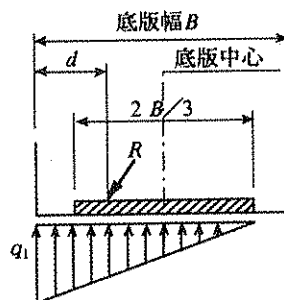
q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m² (tf/m²))

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m² (tf/m²))

F_s : 地盤の支持力に対する安全率で $F_s = 3$ とする。



(a) 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 の中にある場合 (台形分布)



(b) 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にあり、かつ底版中央の底版幅 1/3 の外にある場合 (三角形分布) (地震時)

図 1 地盤反力度の求め方

④背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定

省略

⑤地震時における安定

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、地震の影響として、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、裏込め土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし、過去の経験によれば常時のもので設計と施工を綿密に行っておけば、地震の影響を特に考慮しなくても、通常規模の地震に対しても機能的には耐え得ることが認められている。したがって、高さ 8m 以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよい。ただし、高さ 8m 以下の擁壁であっても擁壁の重要度および復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震時の安定検討を行うものとする(表 1)。

表 1 地震時の安定検討における設計地震動

重要度	復旧の難易度	
	困難	容易
重要	耐震検討を行う 中規模地震動対応 ただし、きわめて重要な二次的 被害のおそれのあるものについ ては大規模地震動対応	耐震検討を行う (中規模地震動対応)
その他	耐震検討を行う (中規模地震動対応)	耐震検討を行う 中規模地震動対応 ただし、高さ 8 m 以下の擁壁の場 合は地震時の検討を省略できる。

注) 重要とは、万一崩壊すると隣接する施設等に重大な損害を与える場合や、迂回路がなく交流ができなくなる場合を判断の目安とする。

復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合を判断の目安とする。

大規模地震動とは、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ激しい地震動を意味する。

中規模地震動とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

地震時の安定検討は、前述の①②③の方法に準じて行うことができる。

なお、地震時安定計算における安全率などは次のものを用いるものとする。

1) 滑動に対する安全率

$$\underline{F_s \geq 1.2}$$

2) 転倒に対する安定

合力 R の作用位置は底版幅 B の中央 2/3 以内でなければならない。すなわち、式(3)に示す偏心距離 e は式(7)を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{3} \quad \dots \dots \dots \text{式(7)}$$

3) 基礎地盤の支持力に対する安全率

$$\underline{F_s \geq 2}$$

ただし、地盤反力度は式(8.1)、(8.2)により求める。(図 1 参照)

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots \dots \dots \text{式(8.1)}$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \quad \dots \dots \dots \text{式(8.2)}$$

ここに、

P_{VE} : 地震時土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

4) 地震時土圧

地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いることができる。

土圧合力の作用位置は、擁壁の底版下面より $H/3$ の点とし、壁面摩擦角 δ については、土圧がコンクリート壁面に直接作用する場合には $\delta = \frac{\phi}{2}$ としてよい。

5) 地震時慣性力

設計水平震度を k_h 、擁壁の自重を W とすると、擁壁の地震時慣性力は擁壁の重心 G を通って水平方向に $k_h \cdot W$ として作用させるものとする。(図 2)

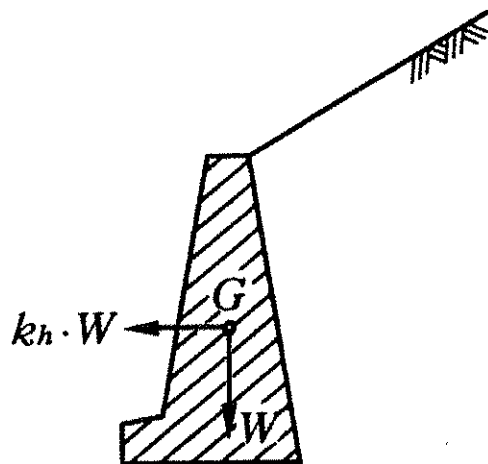


図 2 地震時慣性力の考え方

3 設計定数

(1) 裏込土

設計に用いる諸定数は、土質試験を行うなど十分な検討によって求められた定数により算出する。
 なお、高さ 8m 以下の擁壁で、土質試験を行うのが困難な場合、以下の値を用いてもよい。

表 2 セン断定数

種 類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c)
礫 質 土	35°	—
砂 質 土	30°	—
粘 性 土	25°	—

表 3 単位体積重量

(kN/m³(tf/m³))

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18(1.8)	20(2.0)
	砂質土	17(1.7)	19(1.9)
	粘性土	14(1.4)	18(1.8)
盛 土	砂および砂礫	20(2.0)	
	砂質土	19(1.9)	
	粘性土	18(1.8)	

(2) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

土質試験や地盤調査により支持地盤のせん断定数 c 、 ϕ が求められた場合、基礎底面の摩擦角 ϕ_B は、現場打ちコンクリート擁壁では ϕ 、プレキャストコンクリート擁壁では $2\phi/3$ とする。

土質試験などを行うことが困難な場合には、次表の値を用いてもよい。

表 4 摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤 の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi$	付着力 c
岩または礫とコンクリート	岩 盤	0.7	考慮しない
	礫 層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、
 摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

(3) 設計水平震度

地震の影響を考慮する場合の設計水平震度は式(9)により算出するものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad \dots \dots \dots \text{式(9)}$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

k_{h0} : 設計水平震度の標準値

c_z : 地域別補正係数(1.0, 0.85, 0.7)

表 5 設計水平震度の標準値

地 盤 種 別	I 種	II 種	III 種
中規模地震動対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震動対応	0.16	0.20	0.24

注) 高さ 8m 以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよい。

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_g により区別し、表 6 によるものとする。

表 6 耐震設計上の地盤種別

地 盤 種 別	地盤の特性値 T_g (s)
I 種	$T_g < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_g < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_g$

$$T_g = 4 \sum H_i / V_{si} \quad \dots \dots \dots \text{式(10)}$$

ここに、 H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土層の場合 : $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)

砂質土層の場合 : $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

N_i : 標準貫入試験による番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき
の地表面から i 番目の地層の番号

1.4 研究目的

重力式擁壁に関する現行設計法は、重力式擁壁の地震時挙動が不明であるが故に、交番不規則載荷である地震力を震度という静的一様荷重に置き換えたうえで、受働土圧の無視、土質定数の過小評価等の安全側の仮定を採用し、さらに安全率というファクターを用いて全体として安全側の設計になることを目指した設計法であると言える。

しかしながら、現行設計法で採用している震度はレベルⅡ地震動に比較して小さな値となっていることや、高さが8m以下の擁壁については地震時の検討を省略することは、危険側の設定であり、また、地震時の土圧の算定手法(物部・岡部式を代表とするクーロン土圧を地震時に援用)が本当に正解値を与えるのか、また、擁壁の安定に大きな影響を及ぼす壁面の摩擦係数を地震時に低減させる必要があるのか等については明らかとはなっていない。したがって、これら全ての条件を勘案した時、現行設計法が実際に安全側となっているかどうかは明らかではない。(表 1.4-1、図 1.4-1)

そこで、本研究は、重力式擁壁に関する遠心力模型実験の結果を詳細に分析することにより、表 1.4-1 の諸仮定条件の妥当性を、地震時の実挙動を把握したうえで検討し、実際の挙動を適切に設計に反映することによる合理的な耐震設計法の確立を目的として実施するものである。

なお、重力式擁壁は底版反力が大きいため支持地盤が良好な箇所に設置される場合に採用される形式であり、杭基礎となる場合には適していない。したがって、本研究においては重力式擁壁を直接基礎形式により設置する場合を検討対象としており、杭基礎形式により設置する場合には検討対象とはしていない。

表 1.4-1 現行設計法の前提条件

設 計 条 件	前 提	安全側 or 危険側	
慣 性 力	震度(最大 250gal 程度)	危険側	不明
	一様載荷(実際は交番載荷)	安全側	不明
背 面 土 圧	クーロン系土圧	不 明	
	作用位置: $H/3$	不 明	
壁面摩擦係数	地震時: $\phi/2$, 常時: $2\phi/3$	安 全 側	
前 面 土 圧	根入れ: 無視	安 全 側	
土 質 定 数	ϕ : 小さめ	安 全 側	
	γ : 大きめ		
安 全 率	地震時 1.2	安 全 側	

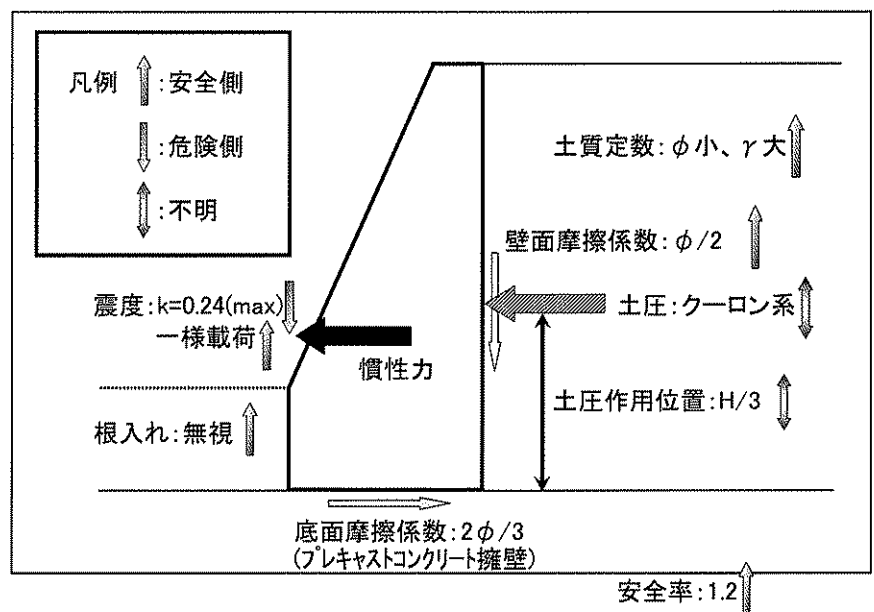


図 1.4-1 現行設計法の前提条件

第 2 章 実験内容

2.1 実験装置

(1) 遠心载荷装置

装置の主な仕様を表 2.1-1、施設全体写真を写真 2.1-1、施設全体図を図 2.1-1、にそれぞれ示す。

遠心力载荷装置による模型実験は、現地盤の応力、ひずみ状態を小型模型において再現できるという優れた特徴を有しており、現在、土質・地盤に関する研究機関においては数多く用いられている。

本研究において用いた装置の主な特徴としては以下が挙げられる。

表 2.1-1 装置の主な仕様

遠心力载荷装置	有効回転半径	6.6m
	最大遠心加速度	静的:150G 動的:100G
	最大積載重量	5ton
	最大積載容量	400ton・G
	揺動架台	2台
加振装置	最大加振加速度	40G
	最大速度	90cm/s
	最大変位量	±5mm
	最大加振容量	40ton・G
	加振周波数	10～400Hz
計測機能	測定点数	静的:100ch 動的:80ch

①有効半径 6.6m の世界最大級の規模の遠心力载荷試験装置である。

②遠心力場において大地震を再現できる大出力の加振装置を搭載している。遠心加速度 50G 場において兵庫県南部地震で観測された 800gal 相当の加振が可能である。

③剛性の高い回転腕に揺動架台を強制着座させることにより精度の高い大地震を再現できる。

④制御・計測のための信号通信にノイズが小さく、耐久・信頼性の高い光ロータリージョイントを採用することにより、地震動の制御や地盤の変形計測等を高速高精度で行える。

⑤回転腕の左右両端に揺動架台を有することにより、模型地盤の圧密に長時間の遠心力载荷を必要とする静的試験を効率的に行える。

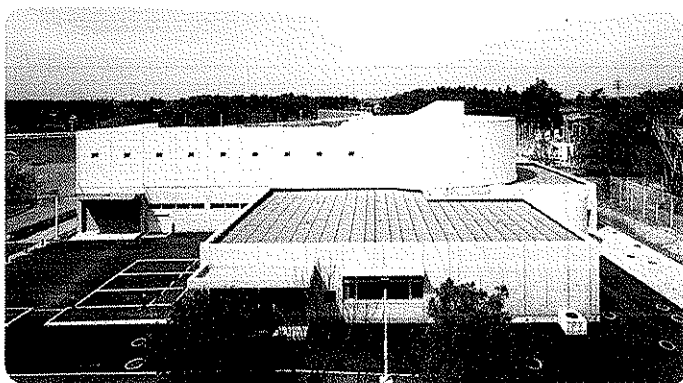


写真2.1-1 遠心実験施設全体写真

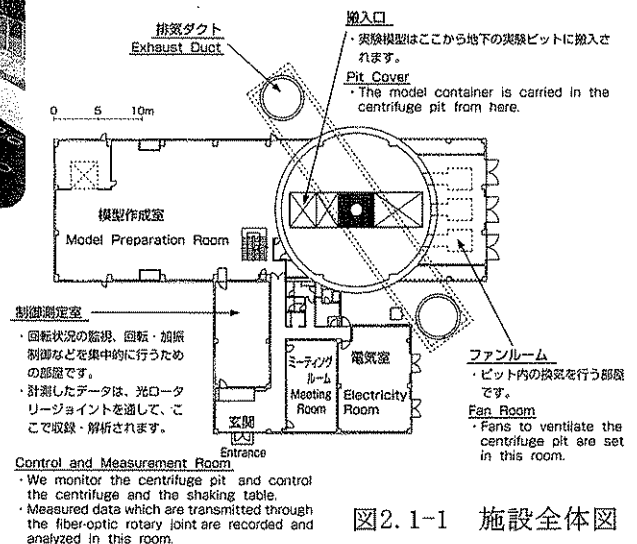


図2.1-1 施設全体図

(2) 擁壁模型

用いた重力式擁壁模型の全体側面図、断面図、正面図を図 2.1-2、2.1-3、2.1-4 に、模型完成写真を写真 2.1-2 にそれぞれ示す。

模型は奥行き方向に 3 分割されており、各種テフロン製品により横断方向の摩擦抵抗軽減を図るとともに、模型に作用する全土圧(背面、底面、前面)計測のために地盤に接する部分全てをロードセル受圧板により覆っている。

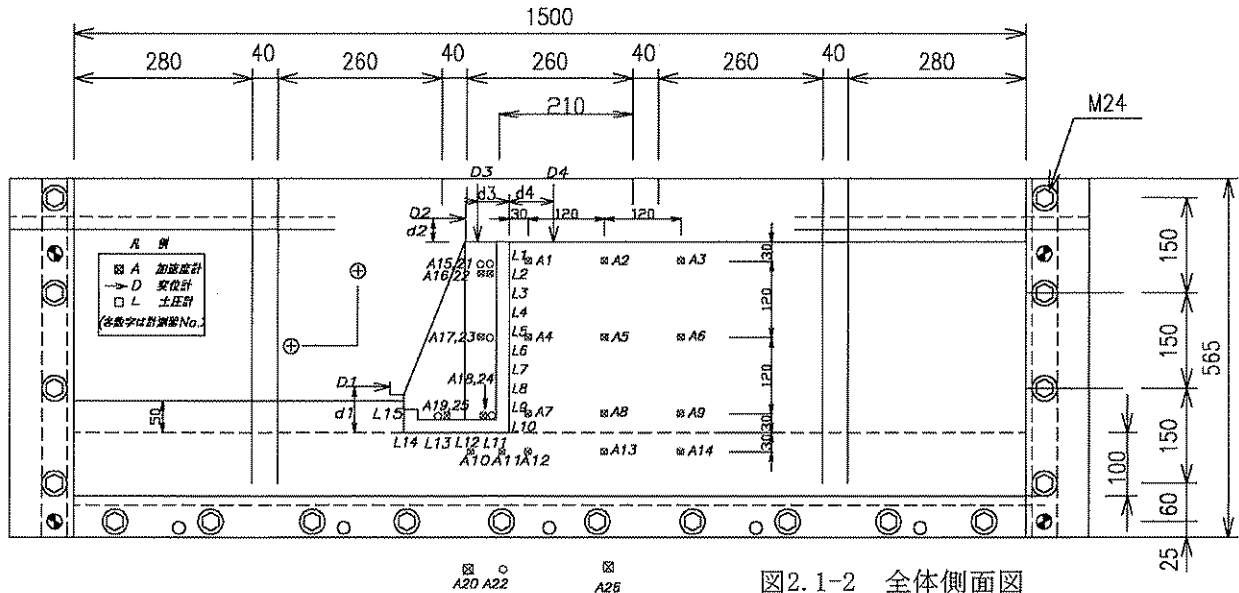


図2.1-2 全体側面図

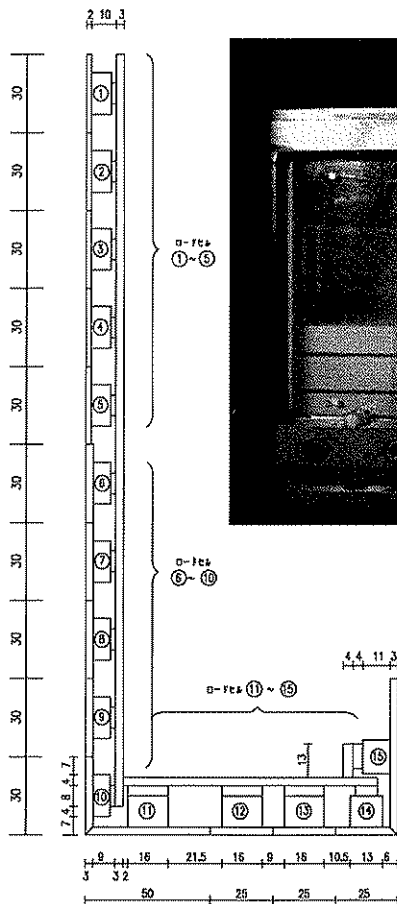


図2.1-3 模型断面図 (H12)

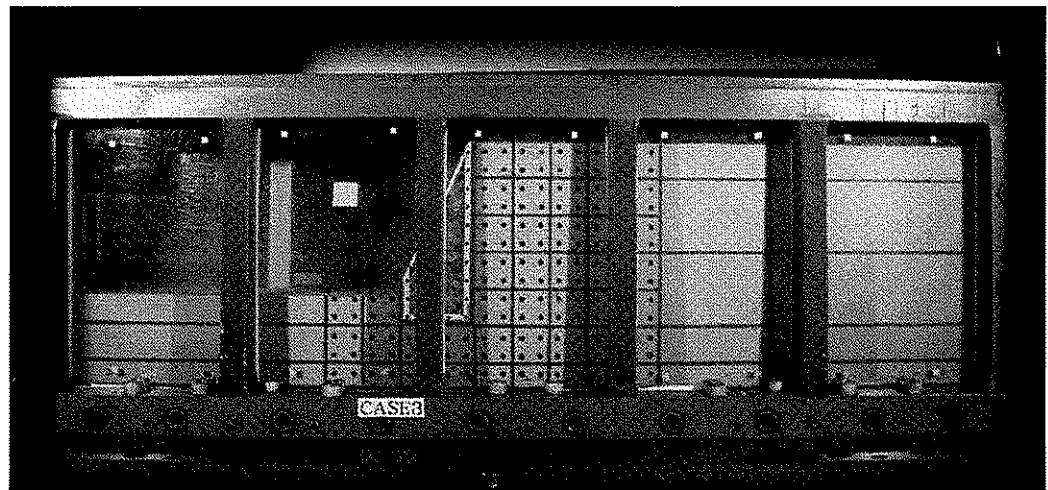
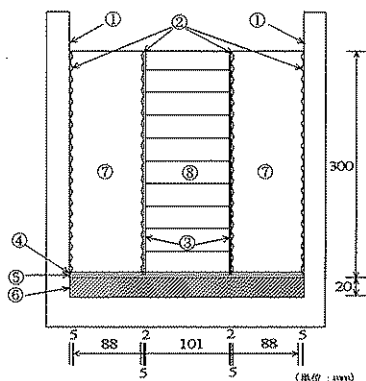


写真2.1-2 模型完成写真(H12)



- ① PIFE (テフロンコートスプレー)
- ② コードシール (テフロン製ソフトテープ)
- ③ テフロンシート
- ④ サンドペーパー
- ⑤ ウレタンゴムシート
- ⑥ 鉄板
- ⑦ コンクリート
- ⑧ 計測部

図2.1-4 模型正面図(H11)

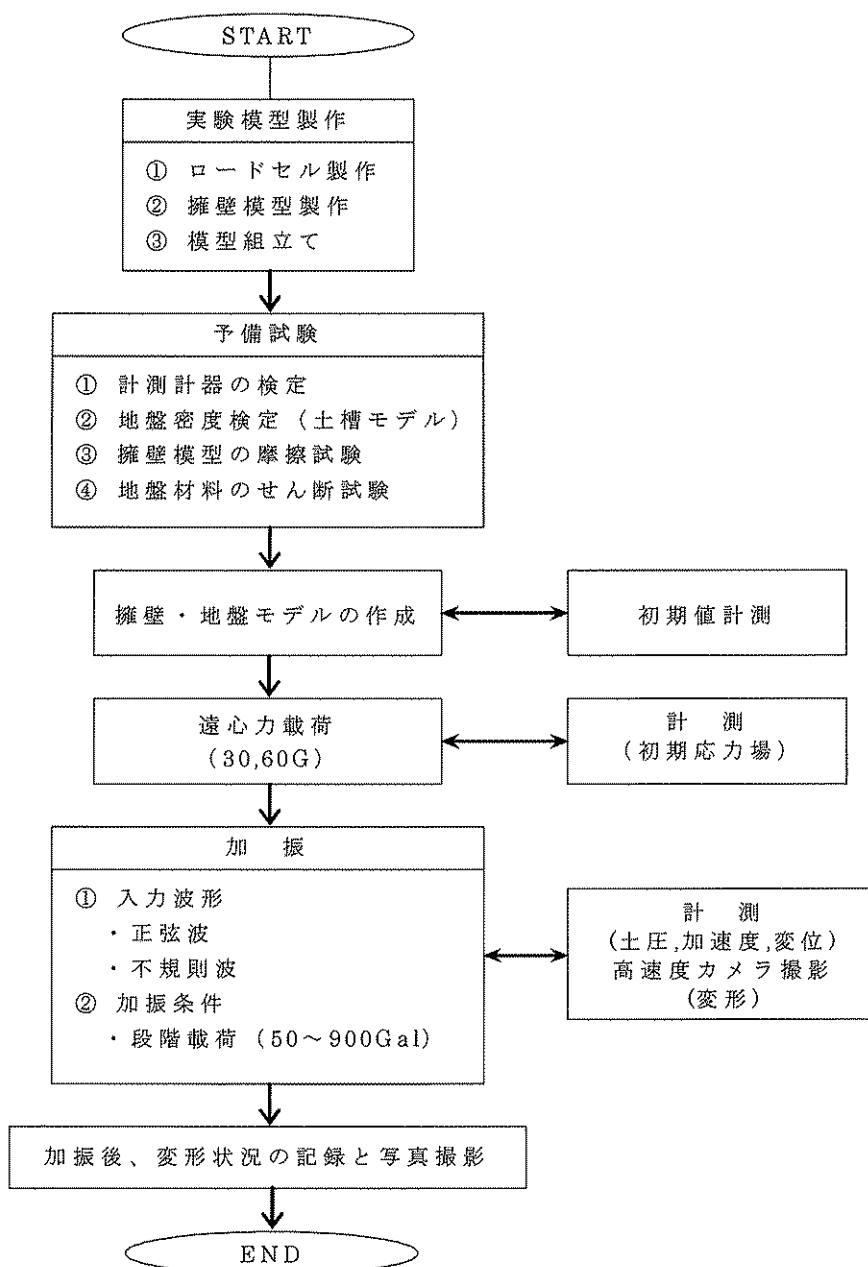
2.2 検定・予備試験

作成した模型を用いた遠心力載荷実験を行う前に、変位計およびロードセルの出力値を各物理量に変換するための校正係数の検定を行った。

また、ロードセルの構造上、実際に土圧を計測しているひずみゲージと土との間にロードセルの脚部と受圧版があるため、この部分に遠心力及び加振に伴う慣性力が作用することになり、ロードセルにより検出した荷重はこれらを含めた値となっている。それで、これらを除去するために、検出値の補正を行う必要があることから、補正手法の検討を行った。その後、当該補正手法の妥当性を検証するために、土槽に水を張り遠心力載荷時における水圧分布を測定することにより、補正後荷重の精度検定を行った。

検定の結果、擁壁模型の背面および底面に設置したロードセルの実測値と計算値の誤差の絶対値平均は、それぞれ 1.2 kN/m^2 、 0.2 kN/m^2 となり、擁壁計測システムとして十分な精度であることを確認した。

2.3 実験手順



2.4 実験ケース

表 2.1-1 に、実験を行った全ケースの一覧を示す。

表 2.1-1 全ケース一覧

年度	ケース 番号	擁壁高		底板幅		根入深		基礎地盤厚		嵩上げ (m)	入力波形				底面 摩擦係数	盛土・地盤 密度 (Dr%)	含水比 (%)	遠心 加速度 (G)	加振レベル		
		実寸 (cm)	換算 (m)	実寸 (cm)	換算 (m)	実寸 (cm)	換算 (m)	実寸 (cm)	換算 (m)		波形	周波数 (Hz)	換算 (Hz)	波数					遠心場 (G)	重力場換算値 (gal)	
H9	case01	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	82	乾燥	30	1.5,3,6,9,10.5,12	50,100,200,300,350,400	
	case02	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	61	乾燥	30	3,6,9,12	100,200,300,400	
	case03	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	神戸波	卓越	40	1.3	—	0.53	82	乾燥	30	6,9,12,15,18,21,24,27	200,300,400,500,600,700,800,900
	case04	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	青森波	卓越	40	1.3	—	0.53	83	乾燥	30	3,6,9,12,15,18,21	100,200,300,400,500,600,700
	case05	30	18	15	9	0	0	10	6	0	正弦波	120	2	20	0.53	84	乾燥	60	6,12,18,21,24,27	100,200,300,350,400,450	
	case06	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	83	乾燥	30	10.5,12	350,400	
H10	地上case1	30	9	15	4.5	0	0	10	3	2.4	正弦波	60	2	20	0.53	77	乾燥	30	6,9,12	200,300,400	
	case07	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	30	1	20	0.53	78	乾燥	30	6,9,12,15	200,300,400,500	
	case08	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	57	5	30	6,9,12	200,300,400	
	case09	30	9	15	4.5	0	0	10	3	0	正弦波	45	1.5	20	0.53	84	乾燥	30	6,9,12	200,300,400	
H11	case10	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	60	2	100	0.5	81	乾燥	30	1.5,6,7.5,13.5	50,200,250,450	
	case11	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	60	2	100	1.1	82	乾燥	30	1.5,6,13.5	50,200,450	
	case12	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	300	10	100	0.5	82	乾燥	30	1.5,7.5,13.5	50,250,450	
	case13	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	60	2	100	0.5	82	乾燥	30	7.5,13.5	250,450	
	case14	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	300	10	100	1.1	81	乾燥	30	1.5,6,13.5	50,200,450	
	case15	30	9	10	3	0	0	0	0	0	正弦波	60	2	100	1.1	81	乾燥	30	6,13.5	200,450	
H12	case16	30	9	12.5	3.75	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	86	乾燥	30	4,6,8,10,12	130,200,270,330,400	
	case17	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	正弦波	120	4	20	0.53	87	乾燥	30	4,6,8,10,12,15,18	130,200,270,330,400,500,600	
	case18	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	87	乾燥	30	4,6,8,10,12,15,18	130,200,270,330,400,500,600	
	case19	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	正弦波	40	1.3	20	0.53	87	乾燥	30	4,6,8,10,12,15,18	130,200,270,330,400,500,600	
	case20	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	神戸波	卓越	120	4	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case21	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	神戸波	卓越	60	2	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case22	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	神戸波	卓越	40	1.3	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case23	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	青森波	卓越	120	4	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case24	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	青森波	卓越	60	2	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case25	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	青森波	卓越	40	1.3	—	0.53	88	乾燥	30	6,12,15,18	200,400,500,600
	case26	30	9	12.5	3.75	5	1.5	10	3	0	漸増波	60	2	40波で ピーク後 正弦波 30波	0.53	88	乾燥	30	0~20 (0.5G/1波)	0~670 1波毎に約17gal増加	
	case27	30	9	12.5	3.75	2.5	0.75	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	86	乾燥	30	4,6,8,10,12	130,200,270,330,400	
斜面case1	30	9	12.5	3.75	5(斜面)	1.5(斜面)	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	84	乾燥	30	4,6,8,10,12	130,200,270,330,400		
case28	30	9	10	3	0	0	10	3	0	正弦波	60	2	20	0.53	84	乾燥	30	4,6,8	130,200,270		

各年度における実験の主眼点は以下のとおりであった。

平成 9、10 年度には通常の基礎地盤上に建設された擁壁の耐震性について入力波形、盛土・地盤密度、擁壁高さの変化や、盛土の嵩上げの有無による地震時の重力式擁壁の挙動に関する概略検討を行う。11 年度には基礎地盤を作成せず鉄板の上に擁壁模型を設置することにより、支持力破壊の影響を除いた滑動破壊と転倒破壊のモードの違いによる挙動の相違に関する検討を行う。12 年度には実際の現場での擁壁の施工状況を考慮に入れ、特に根入れの効果に関する検討を行う。

なお、本研究における定量的な分析には平成 11、12 年度に行った実験結果を主に用いるとともに、第 3 章以降では全て重力場換算値を用いることとする。

第 3 章 結果解析

3.1 地震時挙動の把握

3.1.1 変位に関する検討

物部・岡部理論においては、裏込土内に生じるすべり面に沿った土くさびが、主働時には剛体的に落ち込み、受働時には抜け上がることでなっている。

そこで以下においては、高速度カメラにより撮影された裏込土の各部に設置されたターゲットの位置座標から各点の変位量を算出することにより、すべり面の発生過程を把握・分析することとする。

(1) すべり面の発生過程

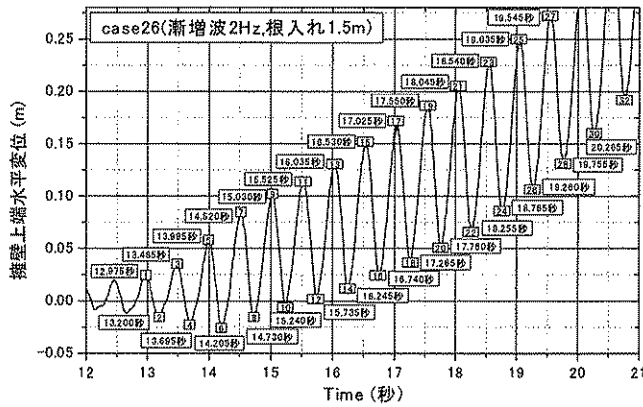
図 3.1.1-1 は、すべり面の発生過程を明らかにするためにピーク加速度に至るまでのテーパ波の振幅を漸増させたケース(case26)についての擁壁上端水平変位時刻歴である。図 3.1.1-2 は変位ベクトル図(図 3.1.1-3.1~11)の模式図であり、加振前の状態を原点 O としている。①上段左は加振開始(原点 O)から擁壁上端水平変位の極大値(A)まで、②上段中は A から極小値(B)まで、③上段右は A から次の極大値(C)まで、④下段左は O から B まで、⑤下段中は B から C まで、⑥下段右は B から次の極小値(D)までのそれぞれの変位ベクトル図。なお、図中には変位ベクトルの大きさを示すコンター図も描画している。

まず、③(上端水平変位の極大値から次の極大値までの累加変位ベクトル図)に注目するなら、図 16.035 秒以降、コンター線は最終すべり面とほぼ平行になっており、図の時、擁壁上端水平変位/擁壁高=0.14m/9m≒1.5%である。さらに、変形が進み、図 19.035 秒以降最終すべり部分におけるコンター線間隔が密になっていることから、最終すべり面部分において特に残留変形が蓄積していることが分かる。

しかしながら、各時刻において②(極大から極小)と⑤(極小から極大)の図を見るなら、変形の初期から大変形後に至るまで、裏込土は、すべり面位置より深部においても動的に変位していることから、すべり面に沿って土くさびが剛体的に形成されて変位しているのではないことが分かる。このことは、すべり土塊の重心位置に設置されたターゲットの座標(図 3.1.1-4)がすべり面に平行方向に直線状に変動するのではなく、左右に変位しつつすべり面に平行方向に残留変位していることから分かる。

さらに、図 3.1.1-3.1~11 において、①(原点から極大値までの累積変位ベクトル図)に着目するなら、変形の初期(0~図 13.995 秒程度)においてコンター線は水平かつ変位ベクトルも水平になっており、図 14.520 秒でやや斜めになった後に図 15.030 秒においてコンター線は最終すべり面に平行となり、以降大変形に至るまでコンター線の傾きは変わらない。しかしながら、コンター線の間隔に着目するなら、変形がかなり進んだ後においては最終すべり面位置における間隔が若干密であるとはいえ、擁壁天端に向かってすべり面に平行方向にほぼ等間隔に並んでいることから、裏込土はすべり面より擁壁側の部分全体が、擁壁の変位に追随するようにして塑性変形して行くことを示している。

したがって、裏込土内に生じるすべり面に沿った土くさびが、主働時には剛体的に落ち込み、受働時には抜け上がりつつすべり面部分のみが塑性変形してゆくとする、物部・岡部理論の仮定条件は、実際の地震時の裏込土の挙動を適切に表現してはいないと言える。



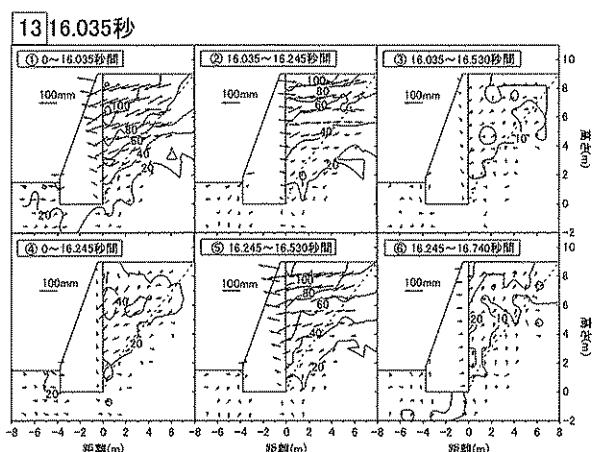


図 3.1.1-3.7 変位ベクトル図(その 7)

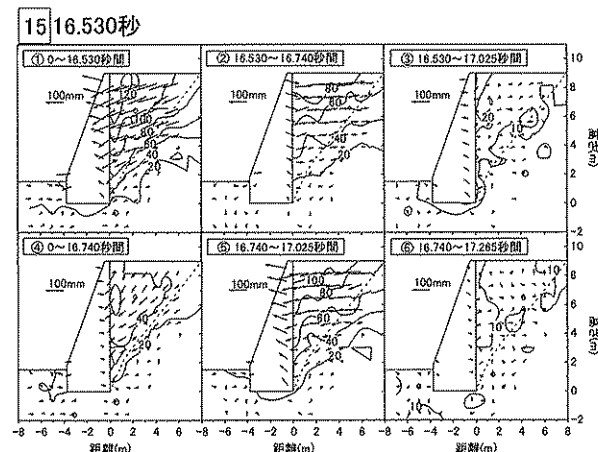


図 3.1.1-3.8 変位ベクトル図(その 8)

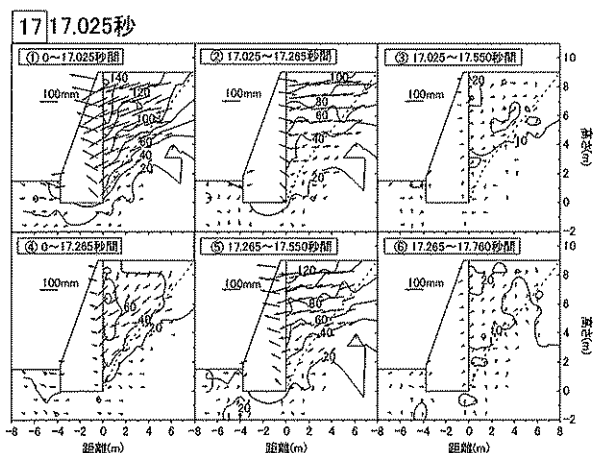


図 3.1.1-3.9 変位ベクトル図(その 9)

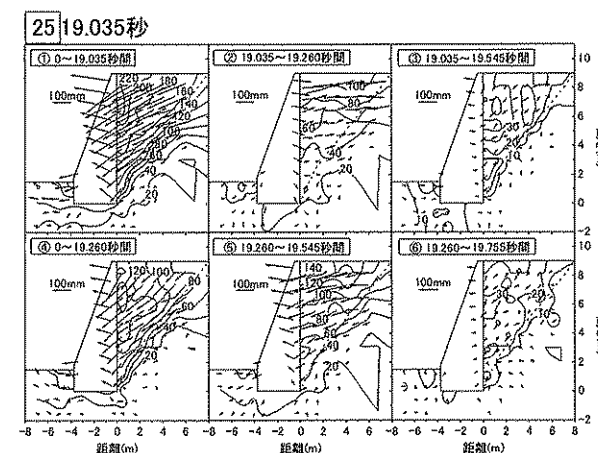


図 3.1.1-3.10 変位ベクトル図(その 10)

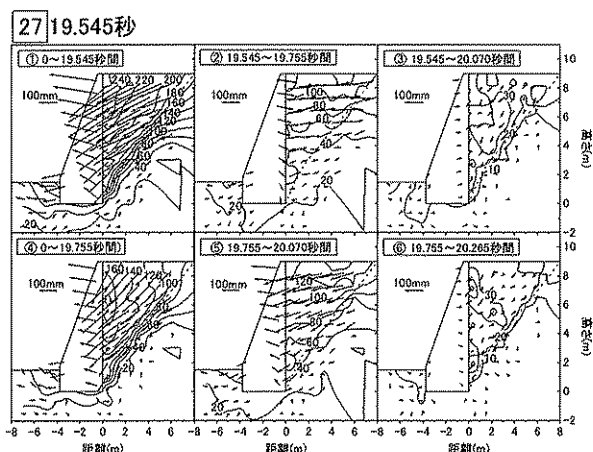


図 3.1.1-3.11 変位ベクトル図(その 11)

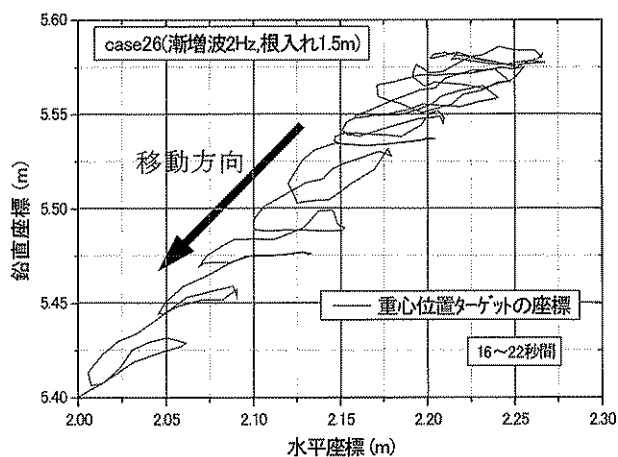


図 3.1.1-4 すべり土塊重心位置の座標変位

(2) 擁壁の変形モードとすべり面の発生過程

物部・岡部理論においては擁壁の変形モードは考慮されていないが、従来からの擁壁の地震時挙動に関する研究¹⁵⁾¹⁶⁾等においては、変形モードの違いが重要な研究課題となっている。そこで、ここでは、擁壁の変形モードとして、滑動および転倒モードをそれぞれ卓越させた実験において、モードの違いによりどのように擁壁および裏込土の変形挙動が異なるかを分析した。

図 3.1.1-5 は滑動モードが卓越するような変形形態を生じさせた場合、図 3.1.1-6 は転倒モードが卓越するような変形形態を生じさせた場合のそれぞれの擁壁上・下端の水平変位時刻歴である。

図 3.1.1-7 は、滑動モードと転倒モードの違いによりどのように変位ベクトル図が異なるかを比較するために、擁壁天端水平変位がほぼ同じ(0.12、0.17、0.24m)になる時点における滑動モードと転倒モードのそれぞれの変位ベクトル図を左右に並べた図である。

図 3.1.1-8 及び図 3.1.1-9 は滑動および転倒モードそれぞれについて、原点(加振前の状態)から各時刻に至る変位ベクトル図である。

図 3.1.1-7 を見るなら、転倒モードについては、擁壁下端部のコンターが乱れており、滑動モードの方が転倒モードよりコンター線が最終すべり面に対して明確に直線状に入っているといえ、大局的に見ればコンター線の形状に大差は無い。このことは、コンター線の最大値は擁壁天端水平変位量によって規定され、また、明確に認識される最終すべり面の発生位置は擁壁の変形モードに関わらず一定であることを示している。

次に、図 3.1.1-8 と図 3.1.1-9 を比較してみると、コンター線は滑動モードにおいては、最終すべり面位置よりも深部には入っておらず、したがってすべり面が明確に形成されているのに対して、転倒モードでは最終すべり面位置よりも深部に入っており、あまり明確なすべり面とはなっていないことが分かる。このことは、(1) すべり面の発生過程の分析で明らかとなったように、擁壁の変位に追従できる部分

が、最終すべり面に平行方向に塑性変形しながらすべり落ちて行くにすぎないことから、転倒モードは滑動モードに比較して擁壁下端部における裏込土の変位量が少ないことに起因するものと考えられる。

また、図 3.1.1-8(滑動モード)では、正弦波第 1 波目(図 3.075 秒)で、図 3.1.1-9(転倒モード)では、第 3 波目(図 4.035 秒)で、それぞれ最終すべり面と平行方向に変形を開始していることが分かるが、これらの時における擁壁天端水平変位は両ケースとも約 0.12m であることから、擁壁高の約 1.5%($=0.12\text{m} \div 9\text{m}$)程度の擁壁上端変位時から、裏込め土はすべり変形を開始していることが分かる。

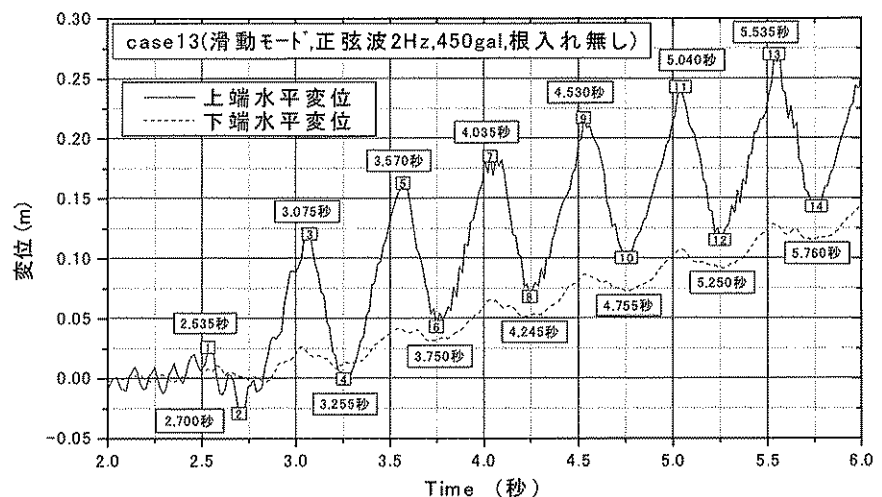


図 3.1.1-5 擁壁水平変位時刻歴(case13)

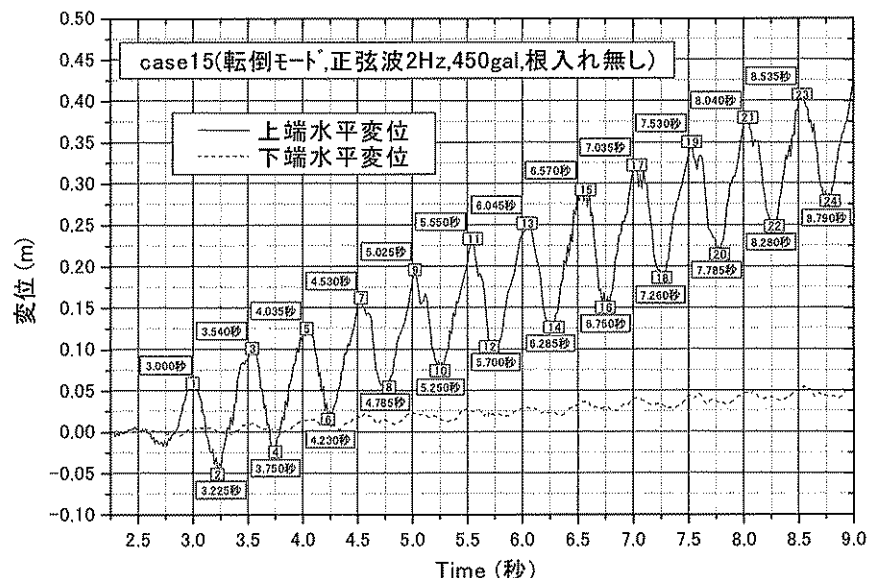


図 3.1.1-6 擁壁水平変位時刻歴(case15)

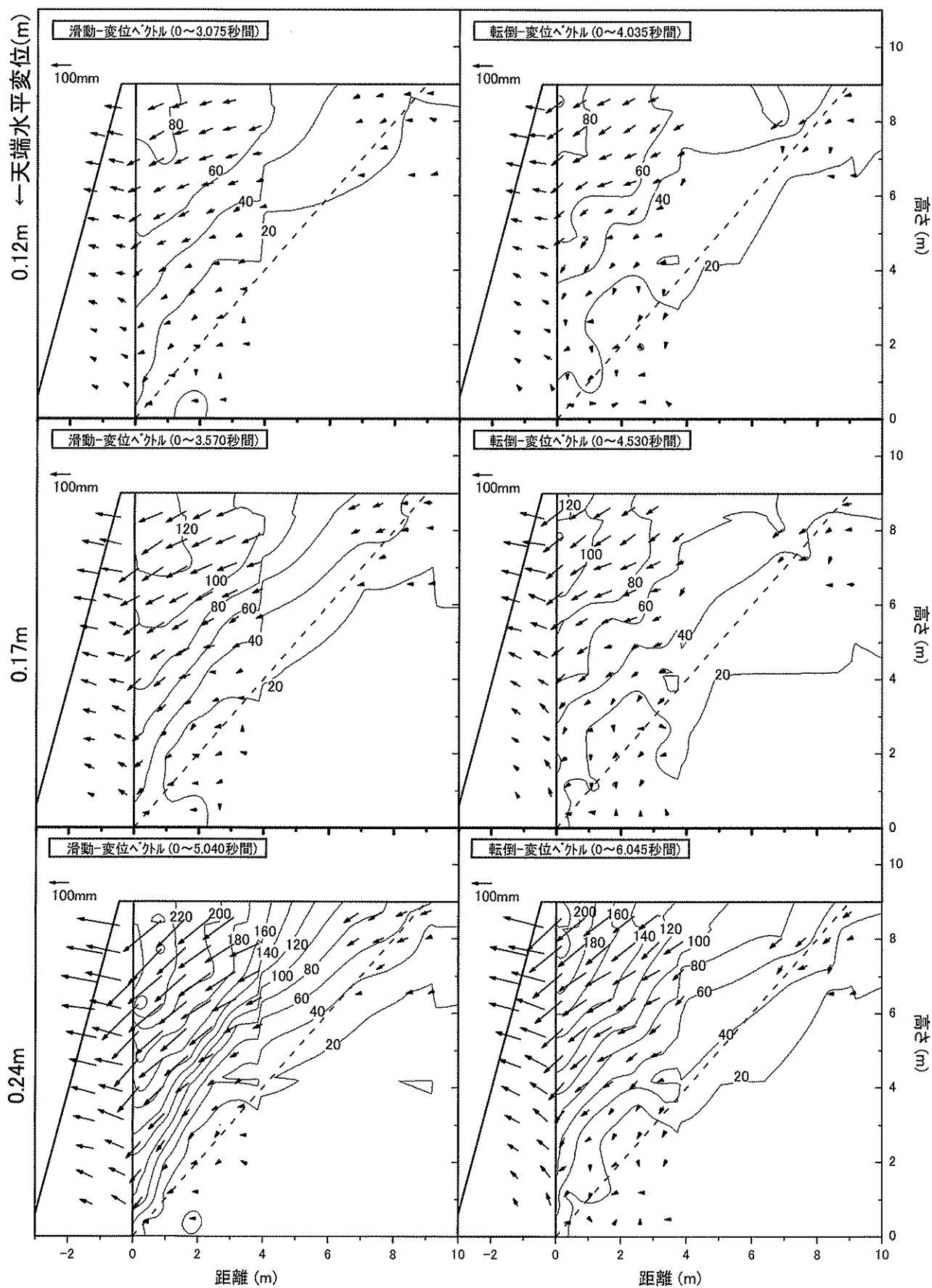


図 3.1.1-7 変形モードによる変位ベクトル分布の比較

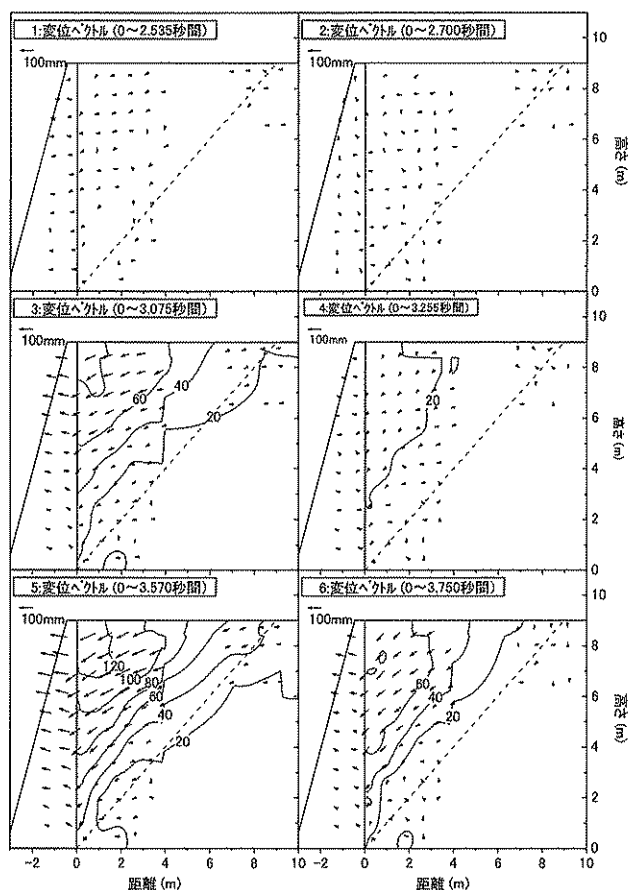


図 3.1.1-8 変位ベクトル図(case13)

(滑動モード)

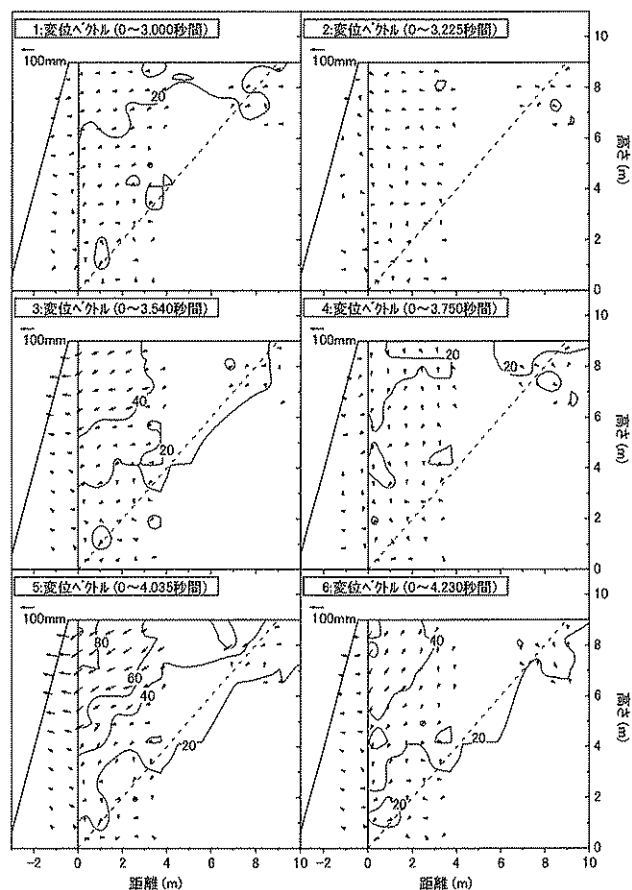


図 3.1.1-9 変位ベクトル図(case15)

(転倒モード)

3.1.2 背面土圧に関する検討

(1) 静止土圧

1) 土圧分布

平成 11、12 年度に用いた擁壁模型(case10～case28 および斜面 case1 において使用)は、擁壁背部全面が 10 枚に分割されたロードセル受圧板で覆われていることから、擁壁背面に作用する背面土圧分布の計測および計測値を用いた背面土圧合力と背面土圧作用位置の算定が可能である。

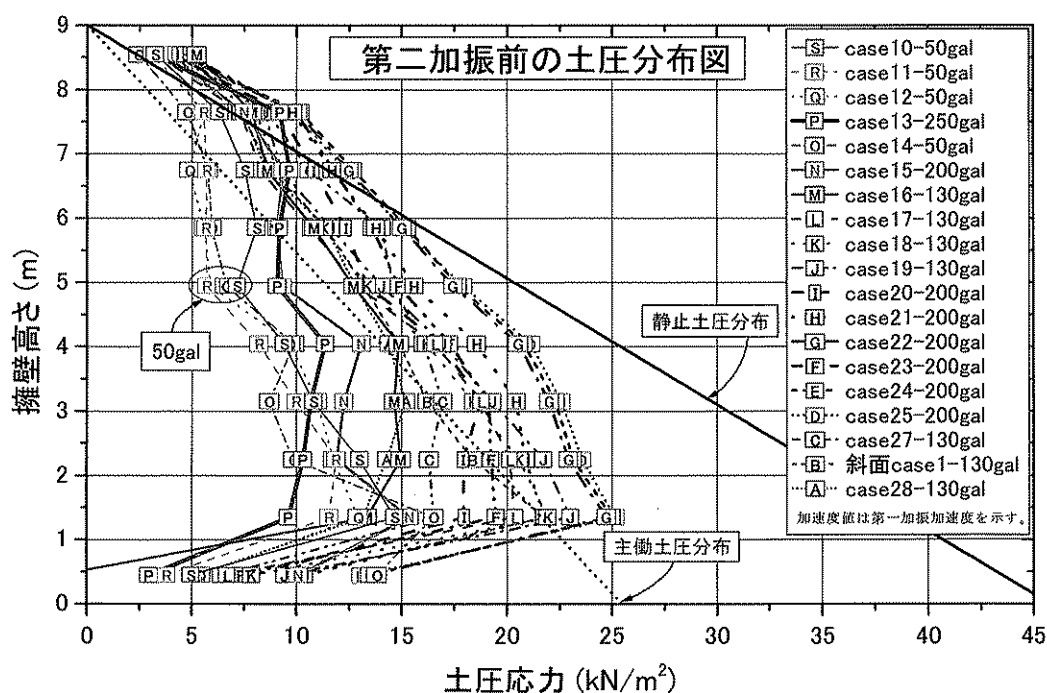
各実験ケースは徐々に加振レベルを上げて行う段階加振により実験が行われている。そこで、図 3.1.2-1 は、case10～case28 および斜面 case1 について、各ケースの第一加振を行った後に第二加振を行う直前の土圧分布図を示したものである。

第一加振と第二加振との間には、続けて加振する場合は 5～10 分程度、回転腕を止めたうえで変形状況の計測・写真撮影等を行う場合は 30 分～1 時間程度の時間がある。砂質地盤において変形は瞬時に収束することから、第二加振前の土圧分布はある程度の地震履歴を受けた擁壁に作用する常時の土圧分布状態であると考えられる。

図 3.1.2-1 から、加振レベルが大きいほど背面土圧応力値は大きくなっており、50gal 加振の場合は主働土圧以下、130～200gal 加振の場合は静止土圧と主働土圧の間、250gal 加振の場合は静止土圧分布より大きな値を取ることが分かる。これは、別途、実験結果時刻歴から確認したところによると、各加振後の擁壁天端水平変位量は擁壁高の 1%程度以内であるとはいえ、100gal 程度の加振により擁壁は主働状態に達することを示している。しかしながら、図 3.1.2-1 からは、何れのケースにおいても、いわゆるサイロ作用あるいはアーチ作用が働いているために最下端部において土圧応力値は極端に小さくなっていることも分かる。

また、図 3.1.2-1 からは、50gal 加振の場合を除いて全てのケースでほぼ同様の土圧分布型をしており、この土圧分布型は、「土質力学(山口柏樹)」²⁹⁾にある図とほぼ同様の形状となっているが、単純な静止土圧、主働土圧という考えでは十分に常時の土圧分布型を得ることはできないことを示している。

なお以上の検討において、静止土圧、主働土圧は、静止土圧係数 $K_0=1-\sin\phi$ とし、 $\phi=42^\circ$ (三軸試験のピーク値)、壁面摩擦 $\delta=2/3\phi$ として計算している。



2) 土圧合力・作用位置

表 3.1.2-1 は、各ケースの第一加振直前、第一加振直後、第二加振直前の土圧作用位置、土圧合力の一覧表である。なお、加振実験においては、実験波形による加振後も暫くの間は微小振動が残留することから、第一加振直後は第一加振波形の入力直後を、第二加振直前は第一加振による微小振動が収まった状態を示している。

土圧作用位置については、50gal 加振の場合を除いて第一加振直後は加振直前に対して若干低下し、また、50gal 加振の場合は若干増加するが、いずれの場合も第二加振前にはほぼ同じ 0.44 程度の値となっている。したがって、常時の土圧作用位置は通常考えられている擁壁高の 1/3 の地点より高い 0.44 程度の位置となっていることが分かる。

また、土圧合力については、50gal 程度の加振によっては背面土圧が主働土圧に達することは無いが、ある程度の加振履歴を受けたとしても土圧はほぼ主働土圧と等しくなる程度であることが分かる。したがって、1) 土圧分布で考慮したように常時の土圧分布型は必ずしも主働土圧分布型とは一致しないが、土圧合力は主働土圧により求められることが分かる。

(2) 地震時土圧

1) 土圧分布

正弦波加振による土圧分布と、不規則波加振による土圧分布の違いを検討するために、図 3.1.2-2.1~2.3、3.1~3.3 は、それぞれ、正弦波周波数と不規則波の卓越周波数が同じ場合 (2、1.3Hz) について、入力加速度時刻歴と土圧分布図を並べたものである。

これらの図において、正弦波加振と不規則波加振では土圧分布形状が全く異なり、特に、不規則波加振では土圧合力に大きく寄与する擁壁下端部における土圧の値が正弦波ほどには大きくならないことが分かる。

このことは、実地震では規則波地震は起こりえないことから、擁壁の地震時挙動を検討するにあたっては、正弦波による実験ではなく不規則波による実験を重視すべきであることを示していると言える。

なお、物部・岡部理論の仮定条件では、擁壁に作用する土圧は三角形分布であり、時間変動については考えていないが、図 3.1.2-2.1~3.3 から、土圧は三角形分布でなく、大きさと分布型が時間的に変動することは明らかである。

表 3.1.2-1 土圧作用位置・合力

No.	第一加振直前		第一加振直後		第二加振直前	
	作用位置	土圧合力	作用位置	土圧合力	作用位置	土圧合力
case10	0.38	66	0.38	94	0.43	77
case11	0.38	58	0.38	82	0.44	64
case12	0.39	68	0.41	75	0.42	68
case13	0.55	85	0.39	213	0.49	77
case14	0.33	73	0.37	80	0.37	76
case15	0.43	135	0.37	180	0.43	91
case16	0.50	65	0.41	121	0.49	92
case17	0.42	88	0.39	131	0.42	112
case18	0.42	112	0.39	135	0.42	118
case19	0.42	118	0.39	136	0.41	124
case20	0.42	92	0.41	132	0.44	116
case21	0.45	124	0.41	146	0.43	133
case22	0.42	148	0.41	157	0.42	147
case23	0.44	116	0.41	144	0.45	124
case24	0.43	133	0.39	183	0.42	148
case25	0.42	147	0.40	162	0.42	149
case27	0.47	104	0.41	131	0.45	112
斜面case1	0.40	87	0.37	135	0.41	113
case28	0.41	70	0.38	124	0.46	96
全平均	0.42	99	0.39	135	0.43	107
(50gal加振除き)	0.44	108	0.39	149	0.44	117
主働土圧		114		114		114
静止土圧		206		206		206

注) 作用位置＝土圧作用位置の擁壁底面からの高さ／擁壁高
土圧合力の単位：kN/m (単位幅あたり)

50gal加振

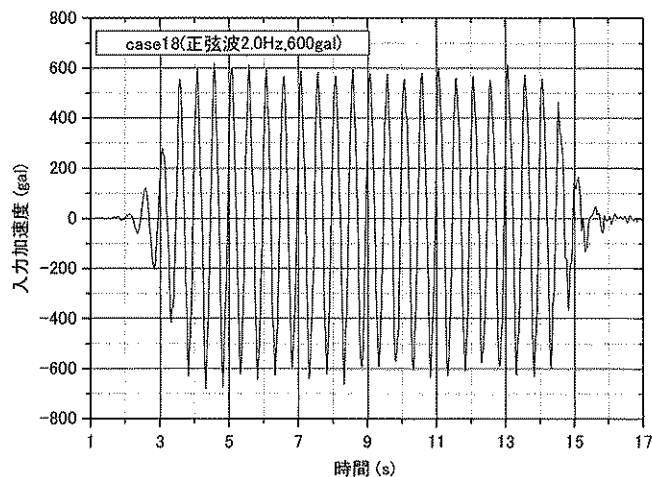


図 3.1.2-2.1 入力加速度・土圧分布図
case18(正弦波 2.0Hz)

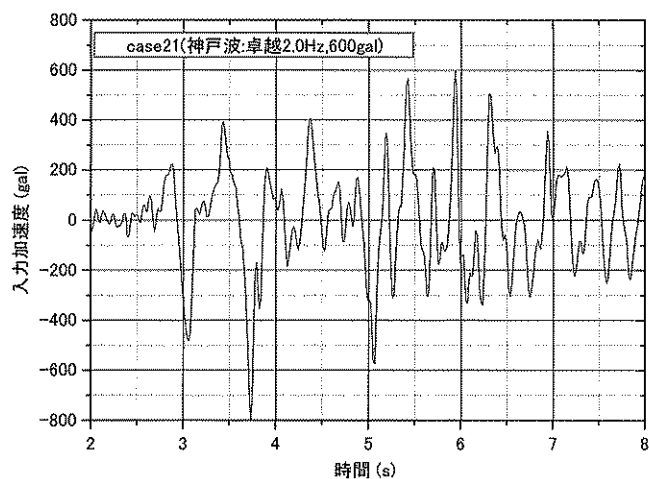
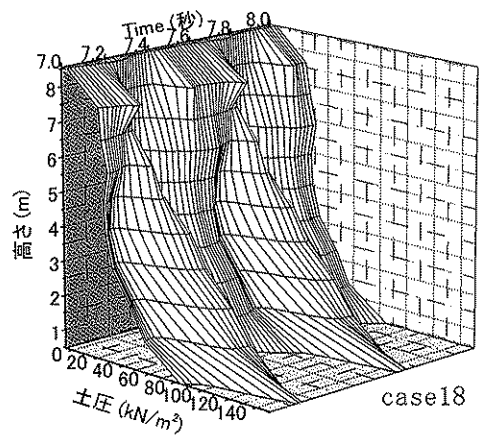


図 3.1.2-2.2 入力加速度・土圧分布図
case21(神戸波:卓越周波数 2.0Hz)

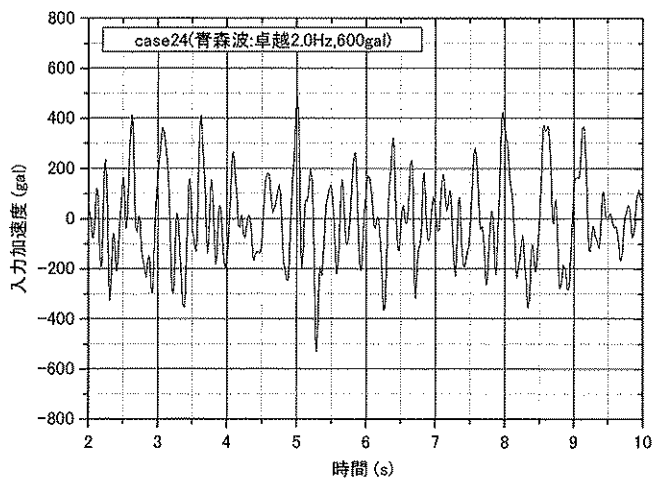
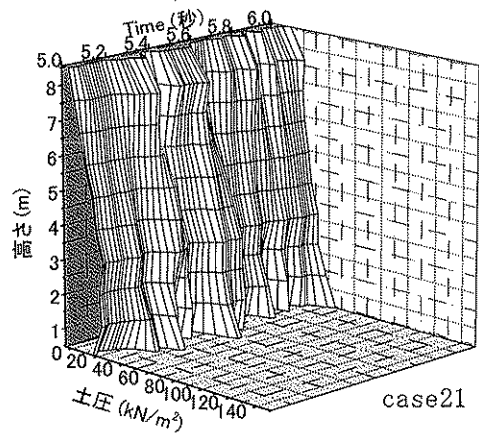
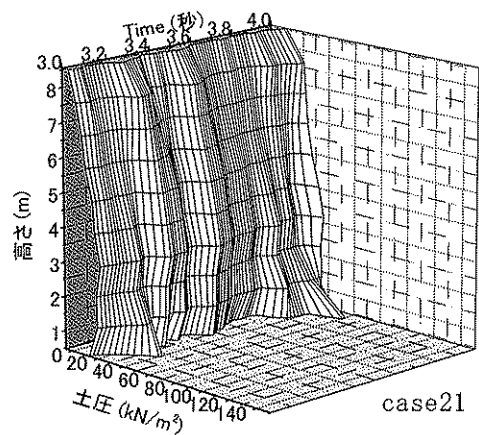
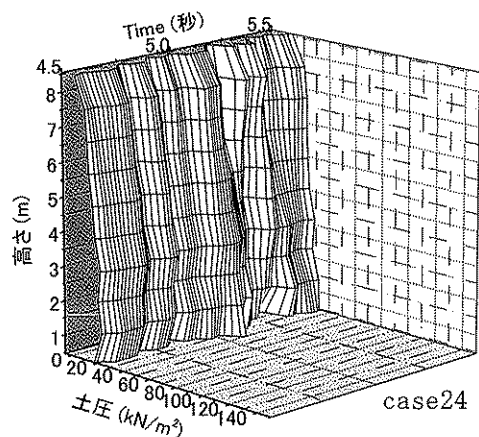


図 3.1.2-2.3 入力加速度・土圧分布図
case24(青森波:卓越周波数 2.0Hz)



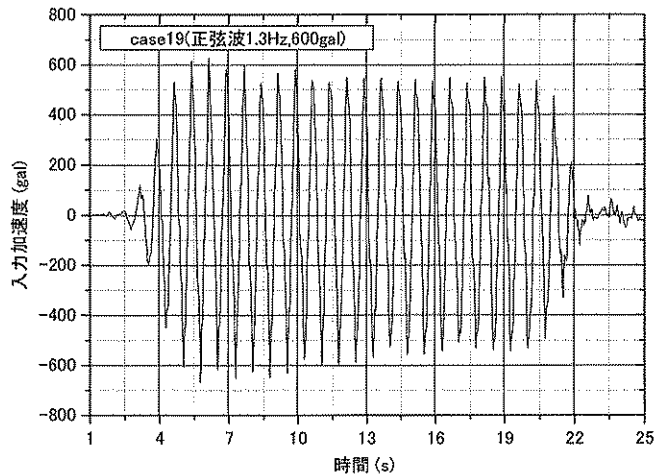


図 3.1.2-3.1 入力加速度・土圧分布図
case19(正弦波 1.3Hz)

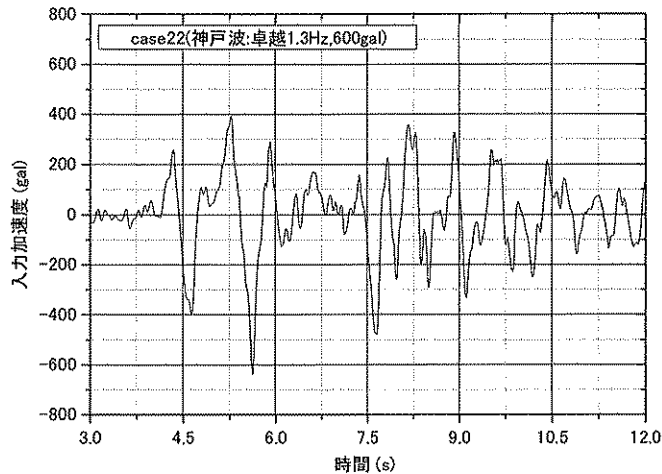
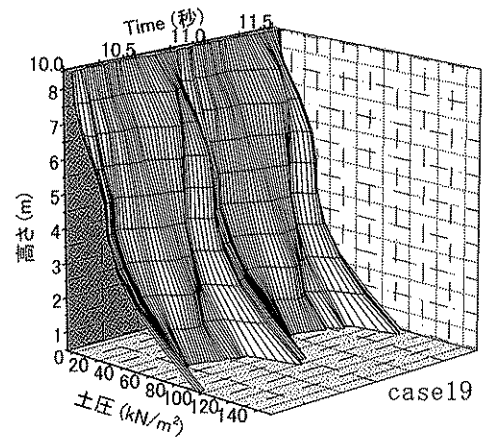


図 3.1.2-3.2 入力加速度・土圧分布図
case22(神戸波:卓越周波数 1.3Hz)

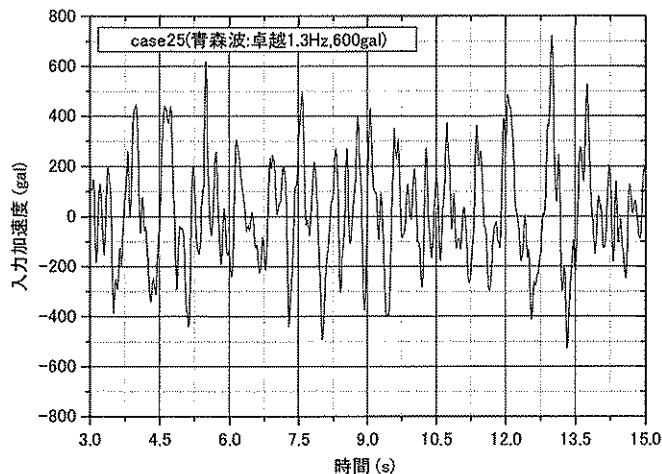
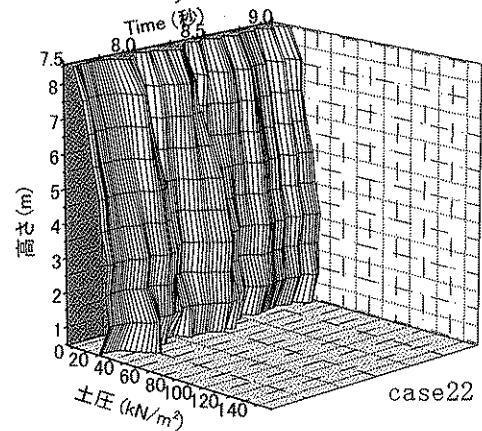
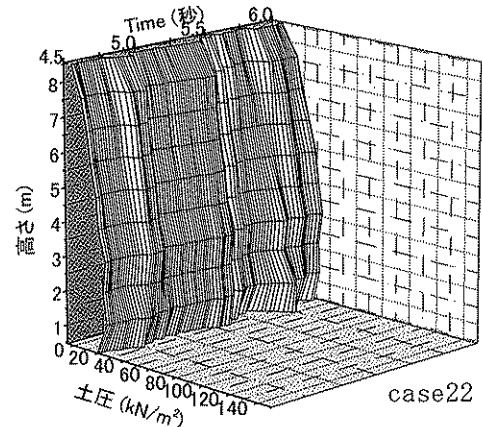
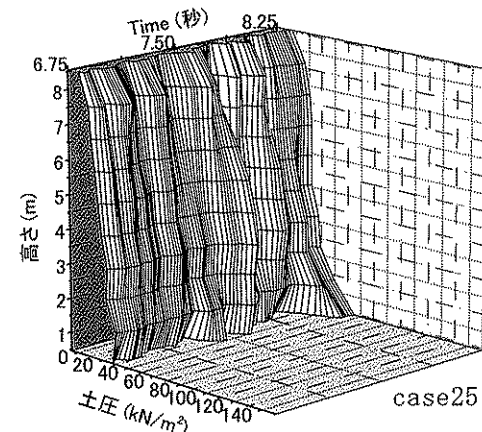


図 3.1.2-3.3 入力加速度・土圧分布図
case25(青森波:卓越周波数 1.3Hz)



2) 土圧増分・作用位置

① 入力加速度と土圧増分との関係

ここでは、入力加速度と土圧増分との関係を検討するために、図 3.1.2-4 は震度(=入力加速度/重力加速度)と土圧係数増分(ΔK =背面土圧の初期値からの増分/($1/2 \gamma H^2$))ここに、 γ :盛土の単位体積重量、 H :擁壁高)との関係を表した図である。規則波加振 3 ケース(case17~19)と不規則波加振 6 ケース(case20~25)について震度と土圧係数増分の関係および震度と物部・岡部式による土圧係数増分の値($\phi=42^\circ$ 、 $\delta=28^\circ$)を併記している。図においては、震度がマイナスの時に裏込土は擁壁側に慣性力を受けている。

これらの図から、震度と土圧係数増分との間には直接的な相関関係は認められず、したがって、入力加速度と土圧増分の間にも相関が無いことが分かる。

物部・岡部式によると、基礎・擁壁共に剛体であり、擁壁は、裏込土が擁壁側に慣性力を受けた時に地震時土圧を受け、慣性力が大きくなるに従って土圧は常に増加することが想定されているが、実際に生じている土圧は規則波、不規則波共に物部・岡部式による土圧より小さく、したがって物部・岡部式による土圧とはかなり異なることが分かる。

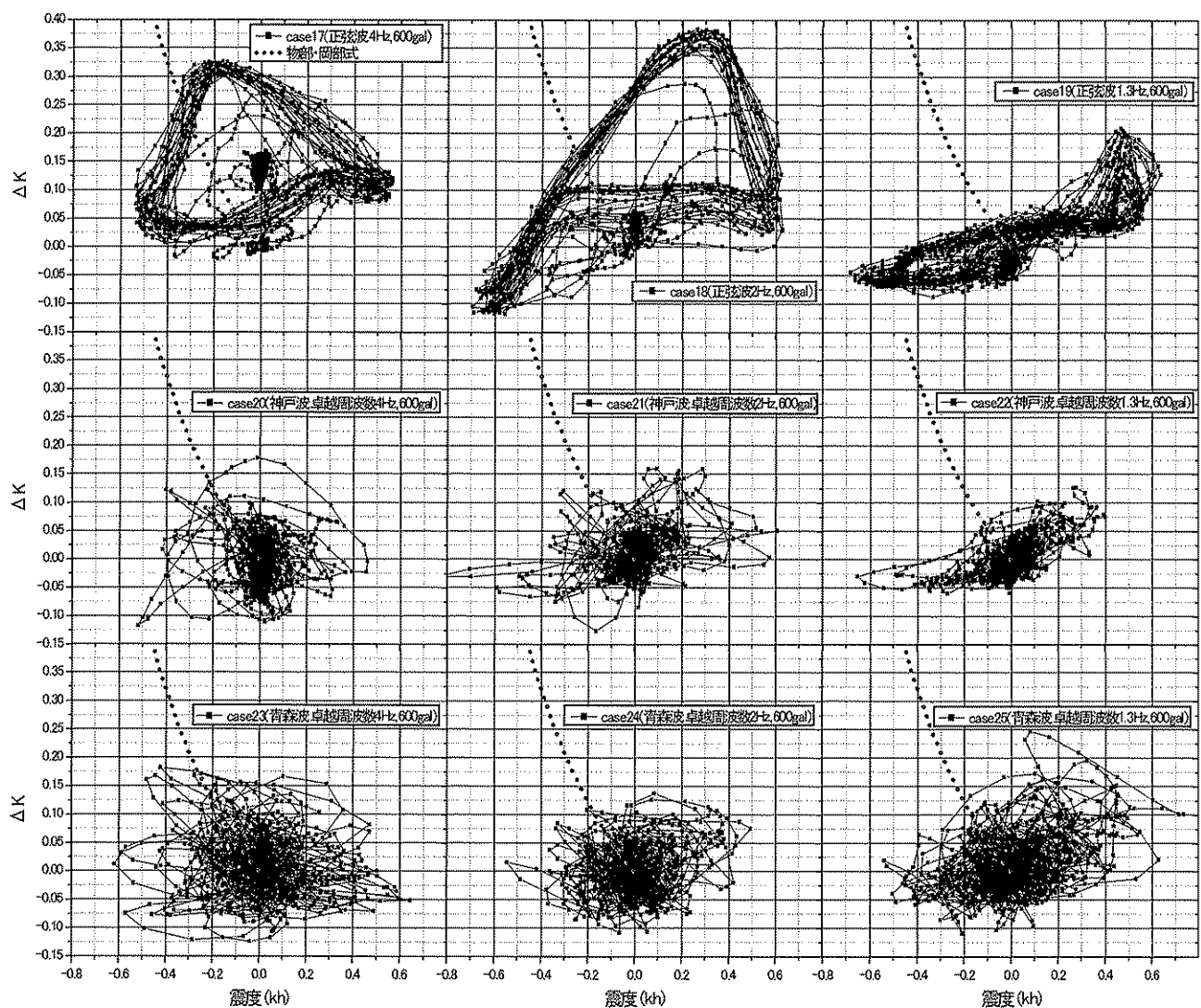


図 3.1.2-4 震度(kh)と土圧係数増分(ΔK)との関係

②慣性力ピーク時における土圧増分・作用位置

重力式擁壁を設計するにあたっては、慣性力ピーク時における土圧と土圧作用位置が問題となる。そこで、以下においては、擁壁に作用する慣性力と土圧増分および土圧作用位置の関係、特に慣性力極大時における土圧増分と作用位置について分析を行うこととする。

図 3.1.2-5.1~5.6 は、代表的な実験ケースについての慣性力、土圧増分および土圧作用位置の時刻歴である。慣性力は(質量×台加速度)により算出しており、擁壁が主働側に慣性力を受ける時が正となっている。また、慣性力極大時における土圧作用位置および土圧増分の対応関係が明らかとなるように、同時刻の値については同じ数字番号を付しており、不規則波加振の場合(図 3.1.2-5.3~5.6)についての数字番号は、慣性力の大きい順に並べている。なお、慣性力と土圧増分の値については、大きさが比較できるよう、縦軸の目盛りの大きさを統一している。

i) 土圧増分

正弦波により加振を行ったケース(図 3.1.2-5.1、5.2)を見ると、慣性力極大時に土圧増分は極小値(値はほぼゼロ)となっている。

この点をさらに重力式擁壁の固有周期との関係で考えてみるため、図 3.1.2-6 は case16~28、斜面 case1 で用いた擁壁模型について、case22 の微小加振(200gal)時における擁壁天端加速度(A13)と地盤入力加速度(A16)のフーリエパワースペクトル比を算出したものである。この図から、1 次モードの固有周波数は 7Hz 程度であることが分かる。

図 3.1.2-5.1、5.2(case18、19)はそれぞれ加振周波数が 2、1.3Hz であり 7Hz 以下であることから、1 次の振動モードが生じていると考えられ、また、いずれのケースも慣性力極大時に土圧極小値が対応している。したがって、一般に正弦波加振の場合において加振周波数が 1 次の固有周波数以下であるなら、慣性力極大時と土圧増分極小値時が対応すると考えられる。

不規則波により加振を行ったケース(図 3.1.2-5.3~5.6)を見ると、必ずしも慣性力極大時に土圧増分が極小とはなっていない。しかしながら、不規則波加振の場合、土圧増分値自身が小さいことや、慣性力の大きい順に上位 5 番目程度までについては土圧増分の値はほぼゼロになっていることが分かる。

これらの実験結果から、慣性力極大時において土圧増分はほぼゼロとなっており、したがって、地震時の背面土圧は常時土圧とすることができると分かる。

ii) 作用位置

次に、土圧作用位置について検討するために、土圧作用位置(最上段)と慣性力(最下段)の関係について着目する。

正弦波加振のケース(図 3.1.2-5.1、5.2)に着目すると、土圧作用位置は慣性力極大時に擁壁高の 1/3 程度以下になることが分かるが、ほとんど変位が進行しない不規則波加振の場合(図 3.1.2-5.3~5.6)は、0.4 の値を中心にして 0.35~0.45 程度の値で変動していることが分かる。このことから、土圧の作用位置は従来想定していた擁壁高の 1/3 地点よりも高く、擁壁高の 4 割地点程度にする必要があることが分かる。

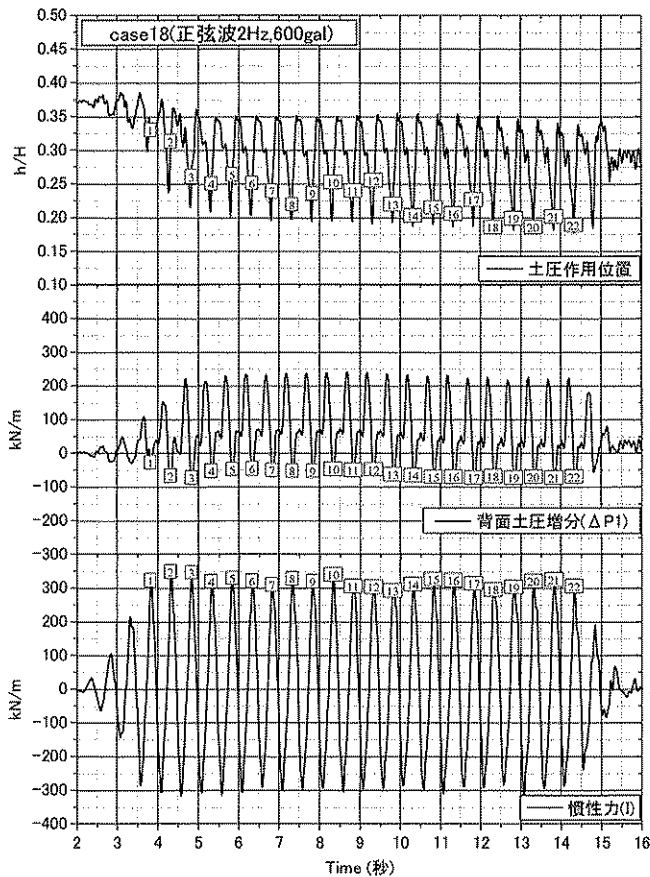


図 3.1.2-5.1 土圧増分・作用位置(case18)
(正弦波 2Hz, 600gal, $B=3.75\text{m}$, $D=1.5\text{m}$, $\mu=0.53$)

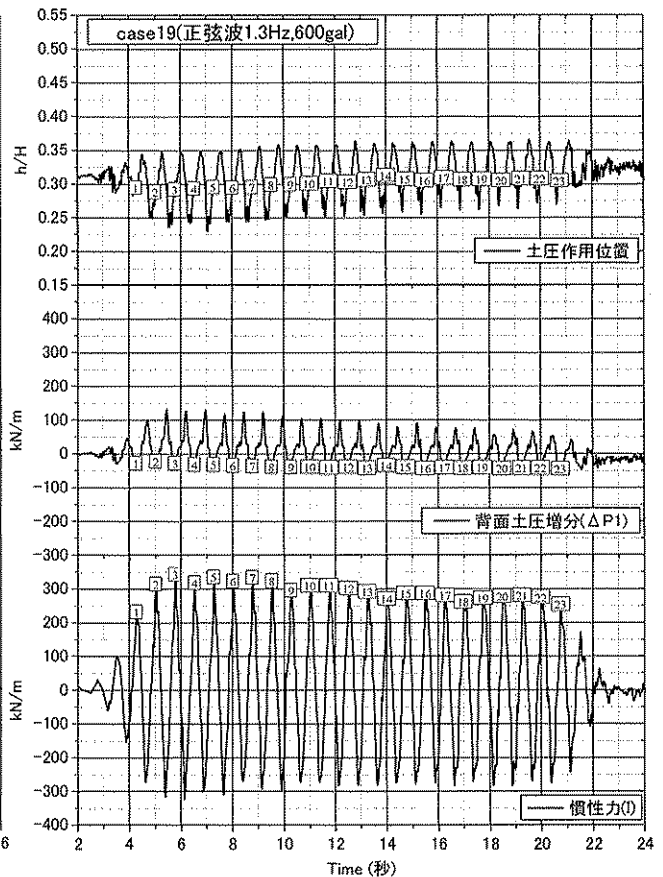


図 3.1.2-5.2 土圧増分・作用位置(case19)
(正弦波 1.3Hz, 600gal, $B=3.75\text{m}$, $D=1.5\text{m}$, $\mu=0.53$)

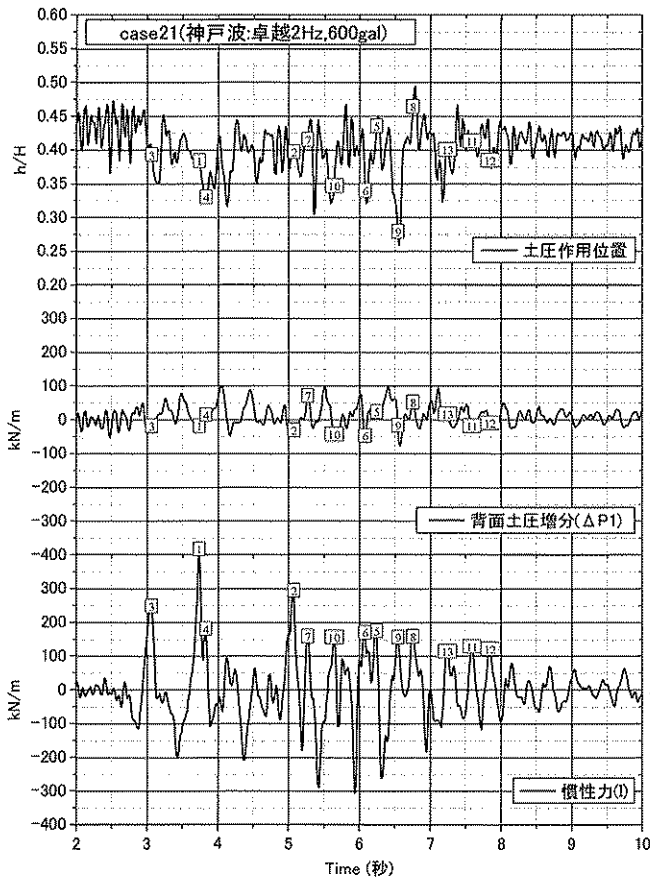


図 3.1.2-5.3 土圧増分・作用位置(case21)
(神戸波 2Hz, 600gal, $B=3.75\text{m}$, $D=1.5\text{m}$, $\mu=0.53$)

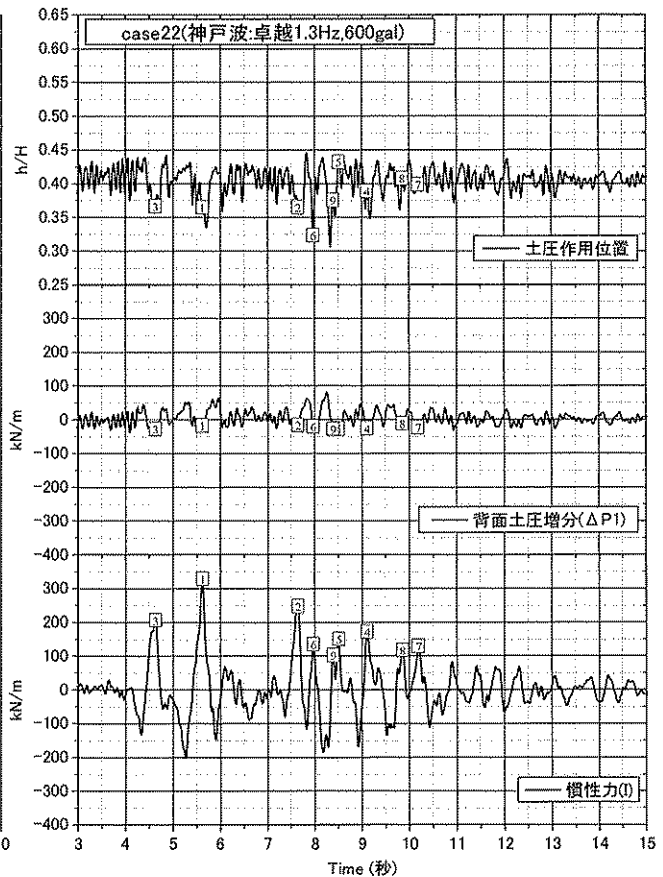


図 3.1.2-5.4 土圧増分・作用位置(case22)
(神戸波 1.3Hz, 600gal, $B=3.75\text{m}$, $D=1.5\text{m}$, $\mu=0.53$)

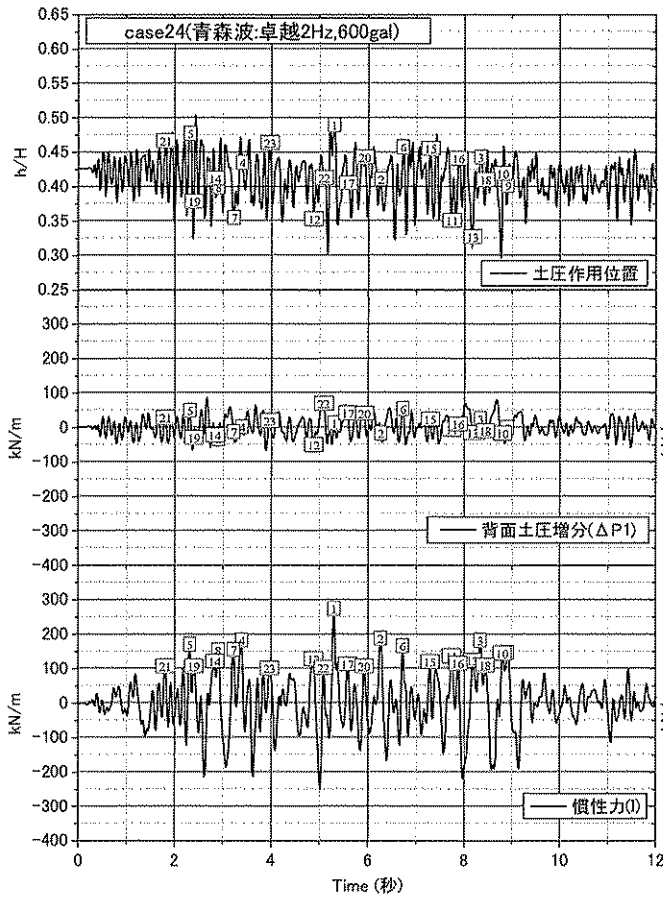


図 3.1.2-5.5 土圧増分・作用位置 (case24)
(青森波 2Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

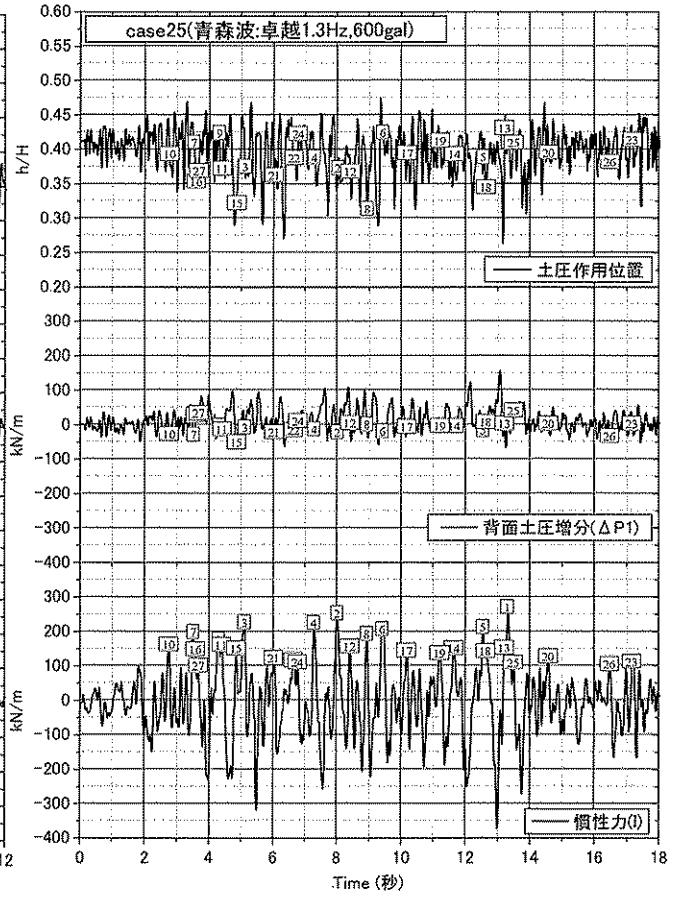


図 3.1.2-5.6 土圧増分・作用位置 (case25)
(青森波 1.3Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

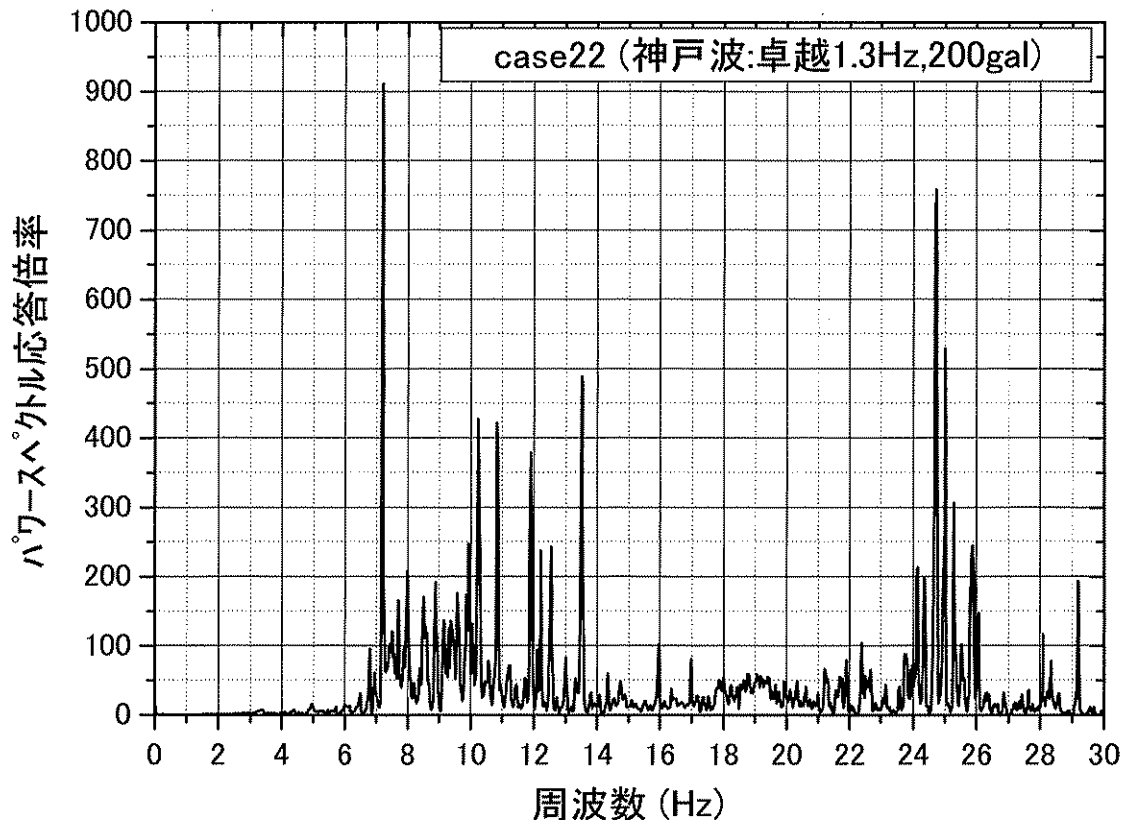


図 3.1.2-6 固有周波数 (case16~28、斜面 case1 用)

3.1.3 加速度に関する検討

(1) 加速度分布

次にここでは、擁壁及び裏込土内において加速度がどのように伝搬して行くかの検討を行う。図 3.1.3-3 は、case26(擁壁高 9m、底幅 3.75m、根入れ 1.5m、漸増波:周波数 2Hz、45 波で 600gal に達した後正弦波 30 波)に関する入力加速度と擁壁上端水平変位の時刻歴である。図において、加速度がマイナスの時に擁壁は転倒側に慣性力を受ける。

図 3.1.3-4.1～4.2 は図 3.1.3-3 に示す入力加速度が極大・極小時における擁壁・裏込土内の加速度分布図である。

図 3.1.3-4.1 から、入力加速度が小さい時は、擁壁と裏込土の加速度は水平方向にほぼ一様に伝達しているが、図 3.1.3-4.2 から、入力加速度が大きくなると、擁壁中の加速度伝達の方が早くなることが分かる。特に擁壁が転倒方向に加振された時(図、図、図)には、入力加速度と擁壁天端の加速度は同符号であるのに対して、擁壁直近裏込土天端の符号は逆転していることから擁壁と裏込土の加速度値の相違が大きくなっていることが分かる。

さらに詳細に加速度の伝搬状況を調べるために、図 3.1.3-6.1～6.3 は、図 3.1.3-5 に示す加速度時刻歴(19.215～19.725 秒時)についての各時刻における加速度分布図を表したものである。

図 3.1.3-6.1 において擁壁が裏込側への加振から反転して転倒側への加振ピークに至る 19.215～19.365 秒間に、擁壁上端加速度は 1300gal から -600gal へ約 2000gal の変動があるのに対して、裏込土天端の加速度は 700gal から 300gal へ約 400gal しか変動していない。また、ピーク時(19.335 秒、19.365 秒)には、入力加速度と擁壁内部全体における加速度が均一であり、入力加速度が一瞬にして上端にまで伝達していることから、裏込土との加速度の相違が大きくなっていることも分かる。このことは、擁壁は転倒側への加振と同時に変位を開始し、遅れて裏込土が変位を開始することを示している。

これらの実験事実から、物部・岡部の仮定条件である、擁壁と裏込土全体で震度が同時一様に作用し、位相差がないという前提が間違っていることは明らかである。

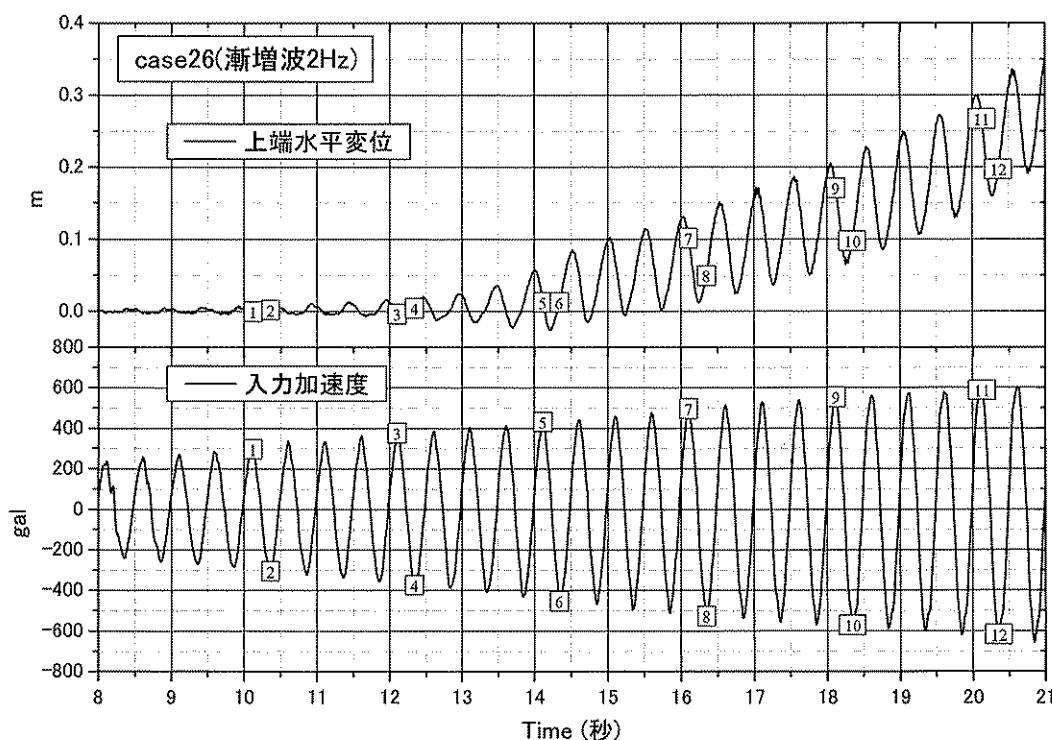
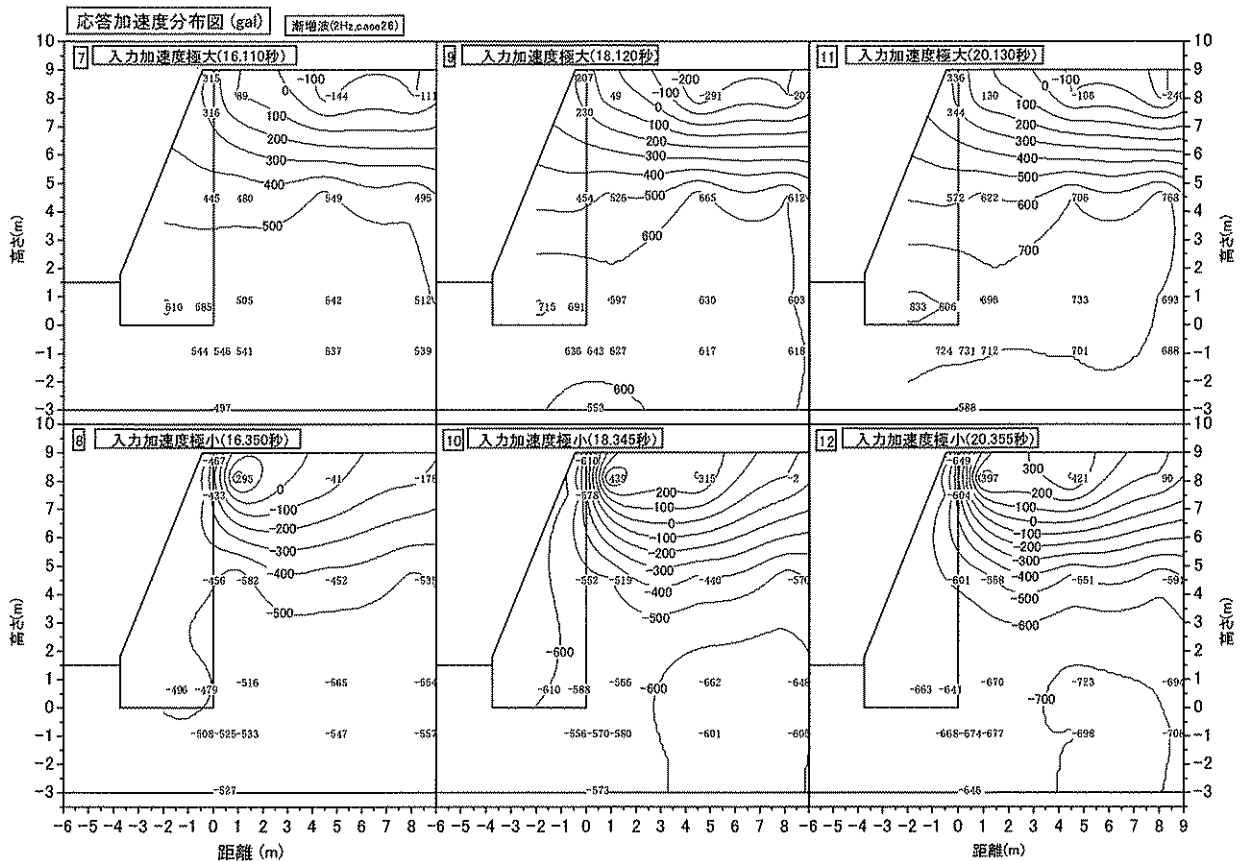
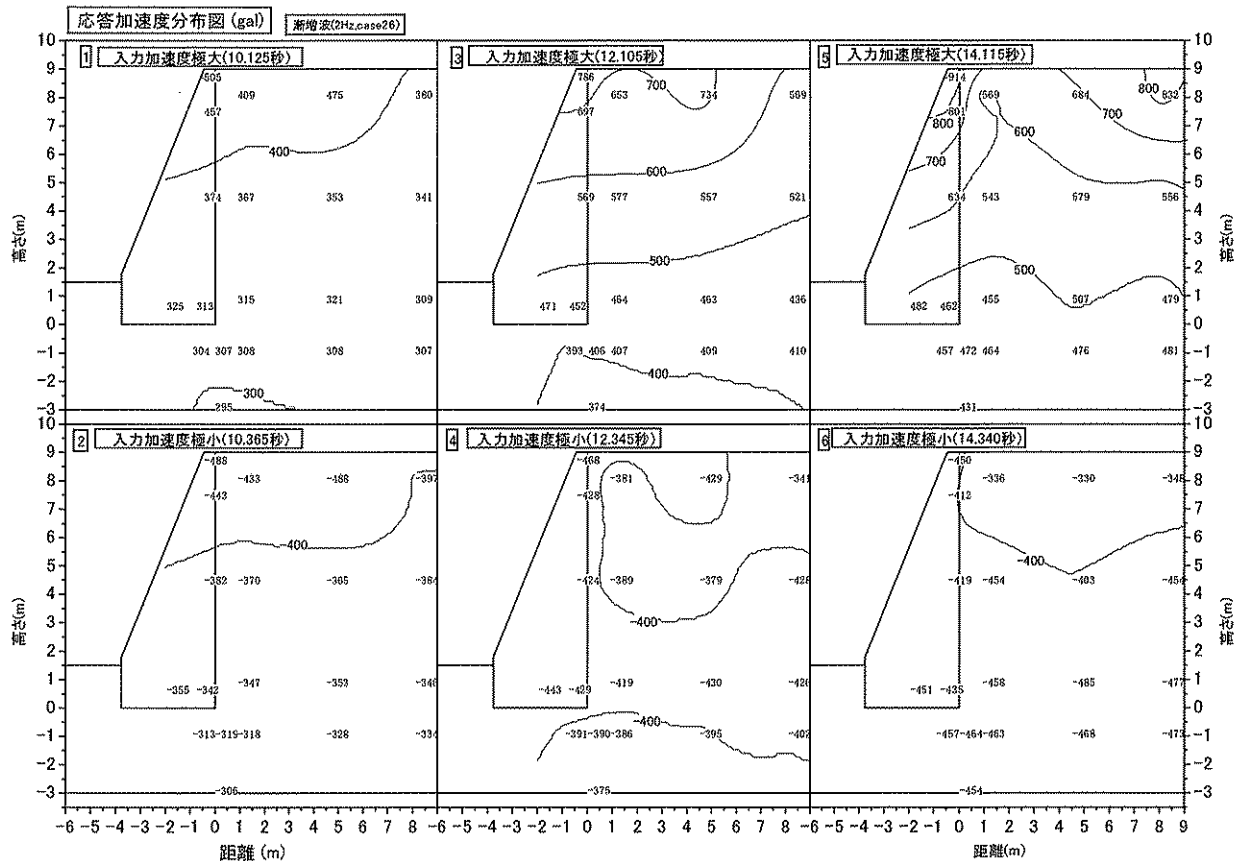


図 3.1.3-3 入力加速度・上端水平変位時刻歴



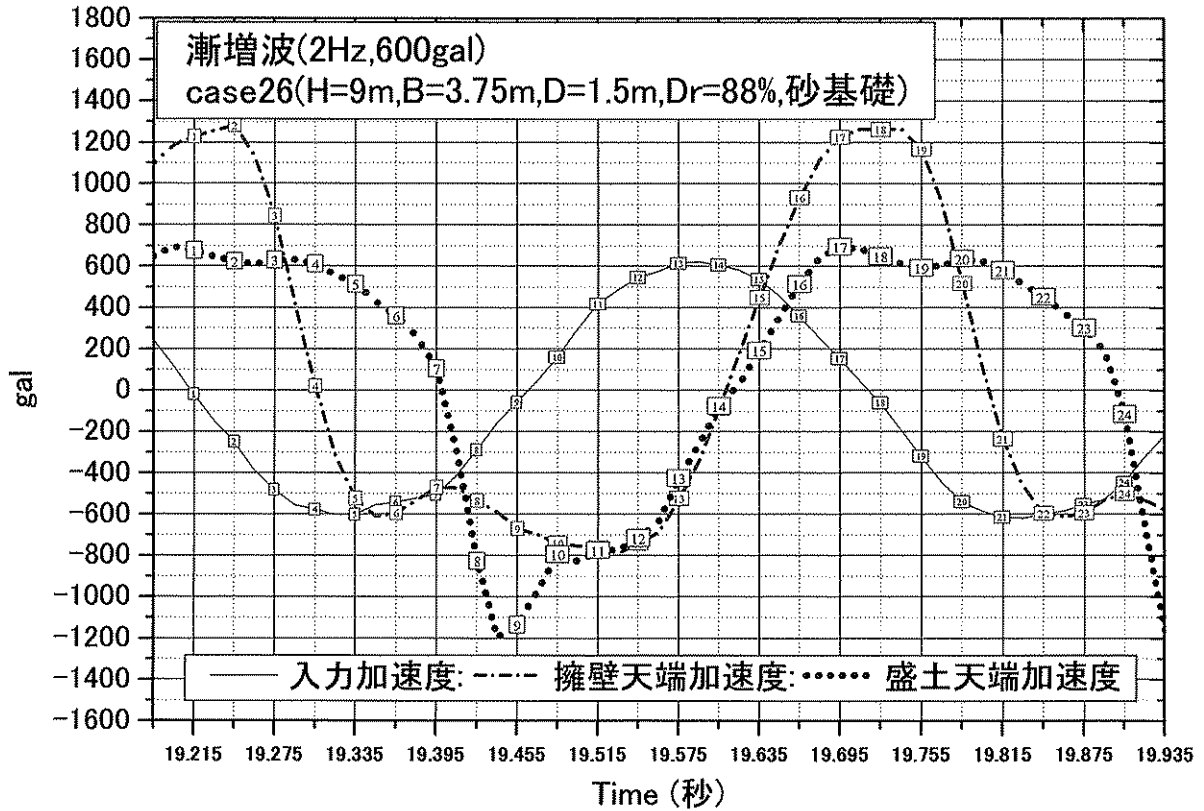


図 3.1.3-5 入力・擁壁天端・盛土天端加速度

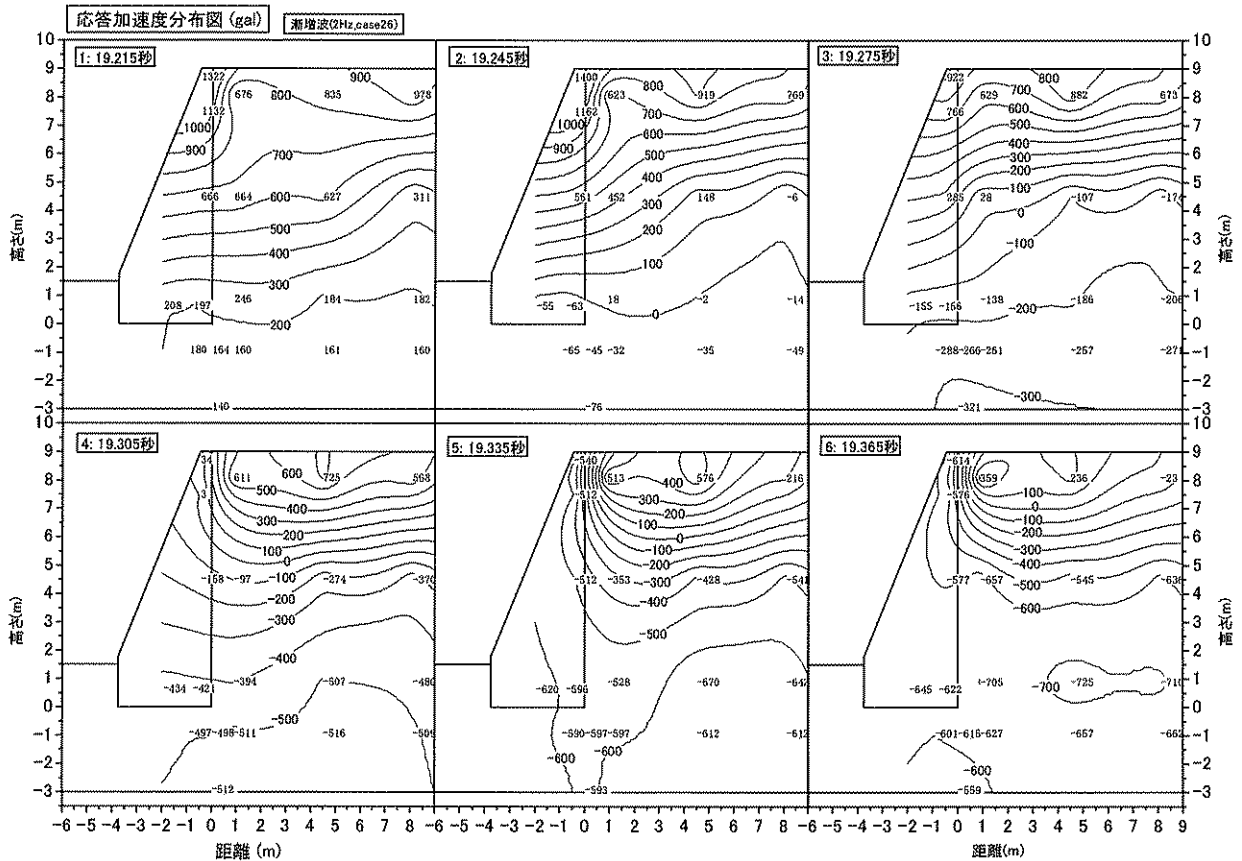
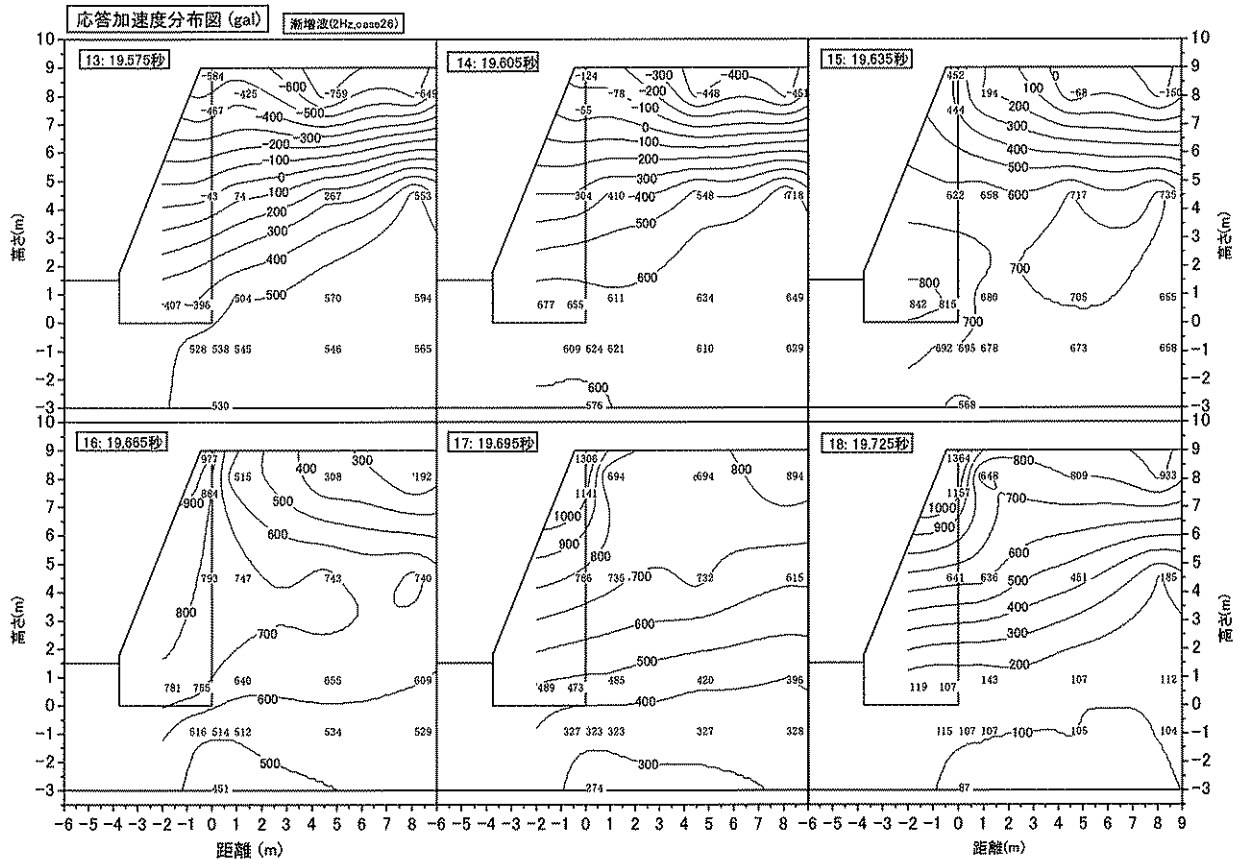
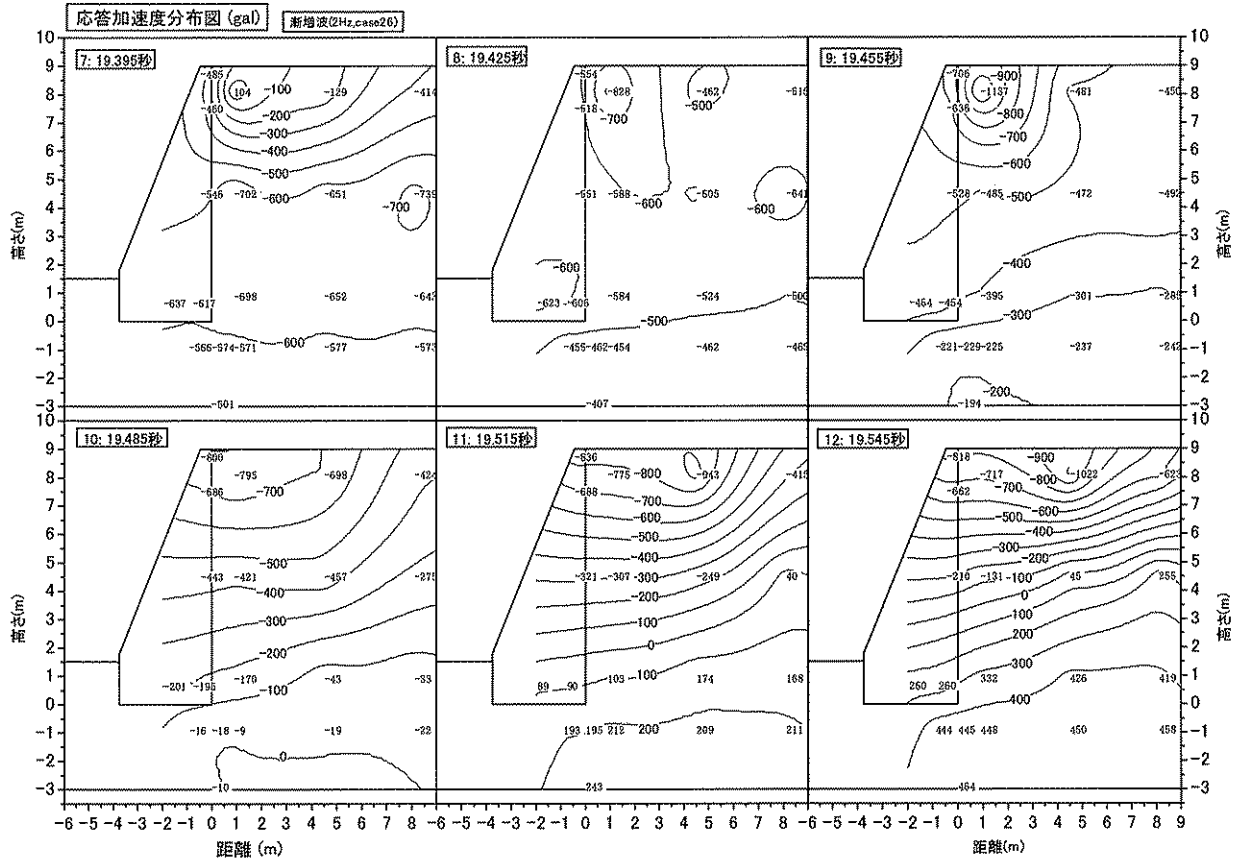


図 3.1.3-6.1 加速度分布図(19 秒時その 1)



(2) 規則波と不規則波の比較

図 3.1.3-7.1 と 7.2 は、底面幅が異なる 2 つの擁壁形状の場合について、規則波および不規則波で加振した実験で得られた擁壁上端水平変位量を、入力加速度に対してプロットし、さらに指数関数フィッティングした図である。なお、正弦波は 20 波加振していることから、変位量を 20 で割ることにより、正弦波 1 波分の変位量についても併記している。

図 3.1.3-7.1、7.2 において、水平変位量が擁壁に与えられたダメージを表していると考え、正弦波 (20 波) と不規則波 (神戸波、青森波) それぞれについて、同じ水平変位量を与える入力加速度を比較すると、神戸波の場合は正弦波の約 2 倍、青森波の場合は約 $3/2$ 倍となっている。つまり、神戸波は正弦波 (20 波) の約 $1/2$ 、青森波は約 $2/3$ 程度にしか擁壁にダメージを与えないことがわかる。さらに、不規則波による実験結果を正弦波 1 波分と比較してもまだ不規則波の場合の方が水平変位量は小さいこ

とから、不規則波加振は正弦波 1 波分のダメージも擁壁に与えることはないことが分かる。

これらのことから、正弦波加振による実験は過大な入力地震動を想定した実験になっており、p21 で述べたと同様、擁壁の地震時挙動を検討するにあたっては、正弦波による実験ではなく不規則波による実験を重視すべきであることが分かる。

なお、実験で用いた青森波と神戸波が擁壁に与えるダメージを比較すると、 $2 \div (3/2) = 4/3$ となり、青森波は神戸波の $4/3$ 倍のダメージを与えることが分かる。

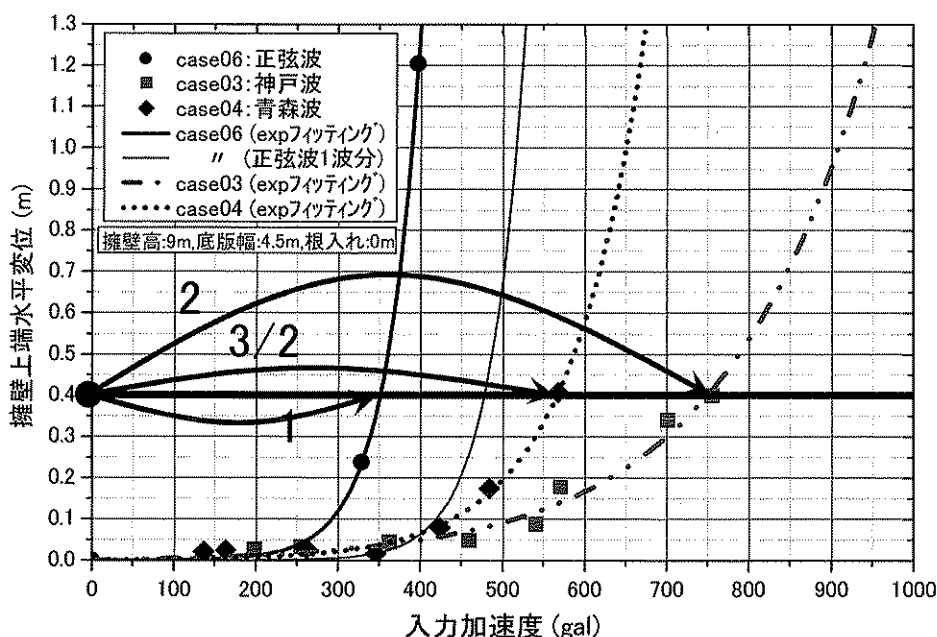


図 3.1.3-7.1 規則波と不規則波の実効加速度の比較図(その 1)

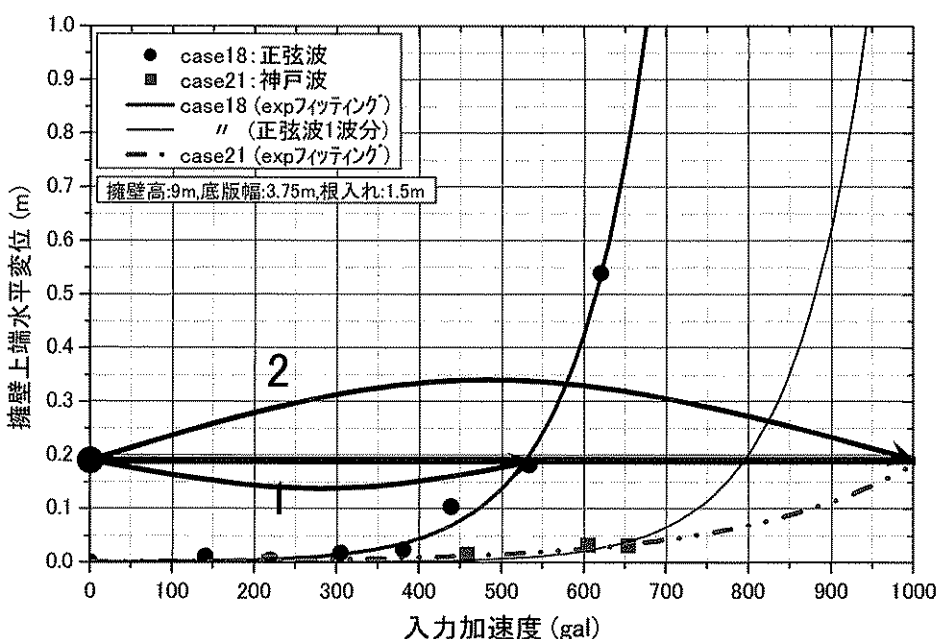


図 3.1.3-7.2 規則波と不規則波の実効加速度の比較図(その 2)

3.1.4 前面土圧抵抗に関する検討

(1) 静止時前面土圧抵抗

図 3.1.4-1 は、根入れを行った実験ケースについて、各加振の前、直後、次加振前のそれぞれ静止状態における前面土圧抵抗値と各加振加速度との関係を表した図である。

この図から、正弦波加振のケース(case17~19、27)の場合は加振レベルが大きくなるに従って前面土圧抵抗が大きくなっているが、ほとんど変位が進行しない地震波加振のケース(case20~25)の場合は加振レベルが大きくなっても、土圧抵抗値はほとんど変化しないことが分かる。

このことは、一般に受働土圧が発揮されるためには、密な砂の場合 4%程度の水平ひずみが必要とされていることから分かるように³⁰⁾、地震波加振の場合は受働状態に達していないことが分かる。

現行設計法(道路土工擁壁工指針²⁸⁾)では、受働土圧を鉛直な面に作用させる場合には $\delta=0^\circ$ とし、クーロンの受働土圧公式により算定した値に 0.5 を乗じた値を受働土圧として用いることが参考として述べられている。図 3.1.4-1 には、三軸試験から得られた $\phi_{peak}=42^\circ$ を用いた計算結果を併記しているが、実験において得られた前面土圧抵抗の最低値とほぼ一致していることから、現行設計法において参考として述べられている静止時における前面土圧抵抗の値は、三軸試験の ϕ_{peak} を用いた場合ほぼ妥当な値を与えることが分かる。

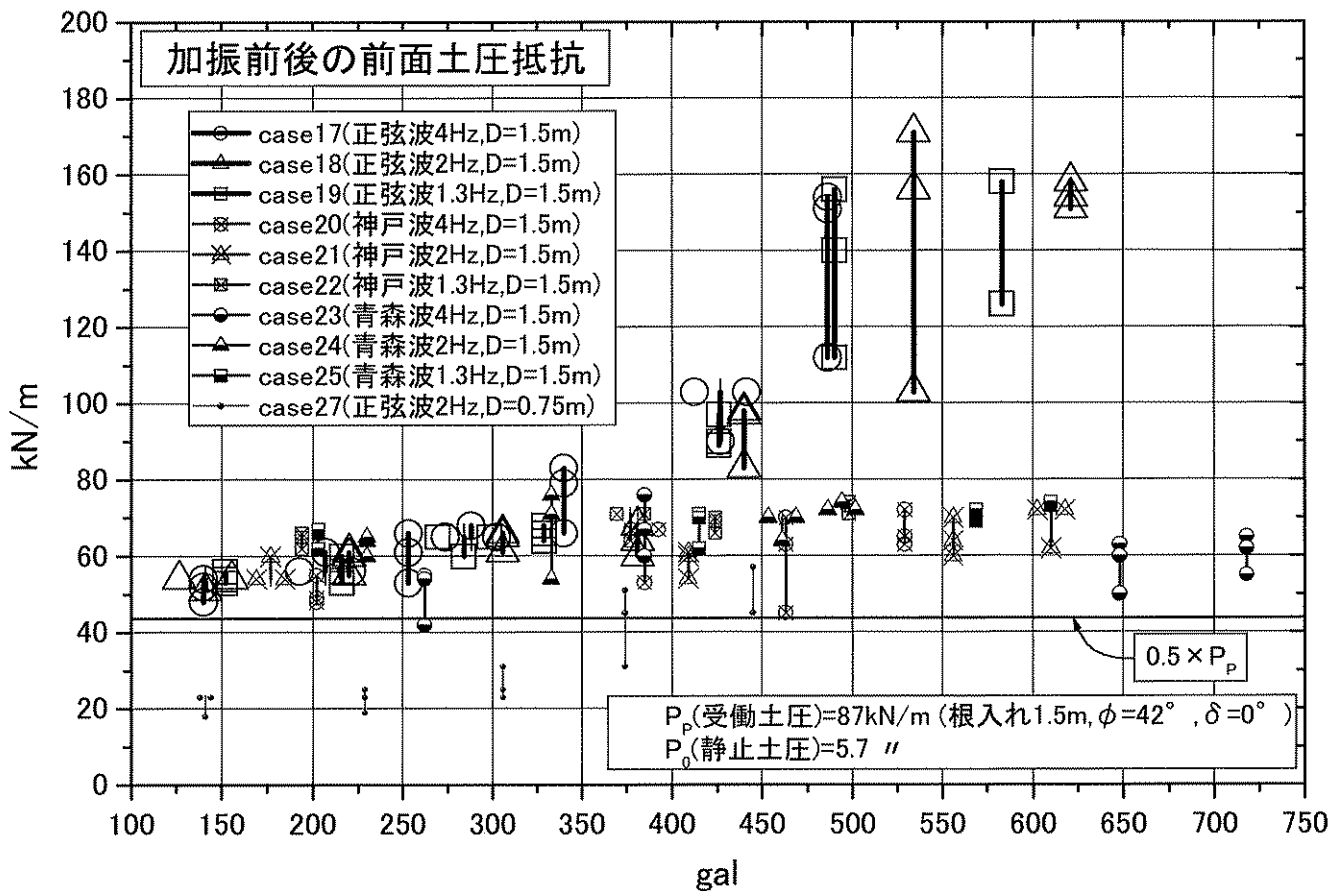


図 3.1.4-1 加振前後の前面土圧抵抗

(2) 地震時前面土圧抵抗

図 3.1.4-2.1～2.6 は、慣性力ピーク時における前面土圧抵抗値の大きさをさらに詳細に検討するために、根入れを行った実験ケースについて、背面土圧 (P1)、前面土圧 (P3)、背面土圧－前面土圧 (P1-P3)、(P1-P3) の初期値からの増分 (Δ (P1-P3)) および慣性力についての時刻歴を表したものである。なお、慣性力極大時に対応する各項目値が分かるように番号を付している。

まず規則波加振の場合である図 3.1.4-2.1～2.2 に着目すると、いずれのケースについても、慣性力が極大時に背面土圧 (P1) は極小値となっているのに対して、前面土圧 (P3) は必ずしも極大値とはなっているわけではなく、極大と極小の中間値となっている。しかしながら、少なくとも初期値よりも大きな値となっていることから、慣性力極大時に前面土圧抵抗値は初期抵抗値以上を期待できると考えられる。

次に、根入れの効果を検討するために P1-P3 と Δ (P1-P3) の値に着目すると、慣性力が極大時に P1-P3 の値はほぼゼロになっており、また、 Δ (P1-P3) の値はマイナスとなっていることから、前面土圧抵抗は背面土圧を相殺するほどの効果を有していることが分かる。

次に、地震波加振のケースである図 3.1.4-2.3～2.6 に着目する。なお、これらの図においては、慣性力が大きい順に番号を並び替えてある。

図から、P1-P3 の値については規則波加振の時のようにほぼゼロになることはない。この理由としては、「(1) 静止時前面土圧抵抗」で考慮したように、地震波加振の場合は前面土圧抵抗が受働状態に達するほど十分には変位をしていないからであると考えられる。しかしながら、各ケースについて慣性力が大きい順に 5 番目程度までについて見ると、P3 の値は初期値以上、 Δ (P1-P3) の値についてもほぼゼロとなっていることから、ある程度大きな慣性力が作用する場合、前面土圧抵抗値は静止土圧抵抗以上を期待できると考えられる。

次に、図 3.1.4-3 は、擁壁が変位している時の「背面土圧－前面土圧抵抗」の値を調べるために、土圧の差し引き値と擁壁上端水平変位/擁壁高の関係を示した図である。

この図を見ると、慣性力が極大時に背面土圧と前面土圧は相殺していたと同様、擁壁の変形が進行している時にも背面土圧と前面土圧は相殺して、ほぼゼロとなっていることが分かる。

以上の分析から、前面土圧抵抗は擁壁の安定に大きく寄与しており、安全余裕ではなく適切に設計に見込む必要のあることが分かる。

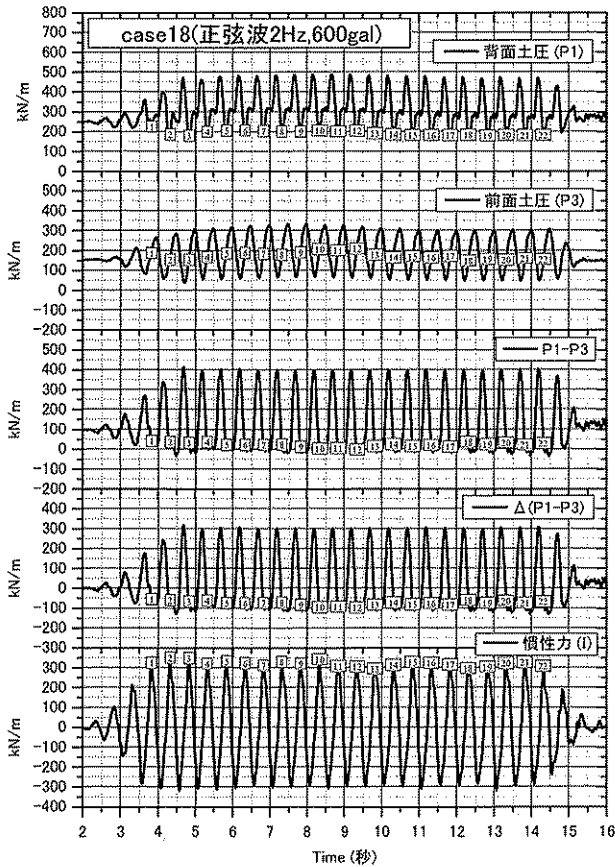


図 3.1.4-2.1 前面土圧・慣性力等 (case18)
(正弦波 2Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

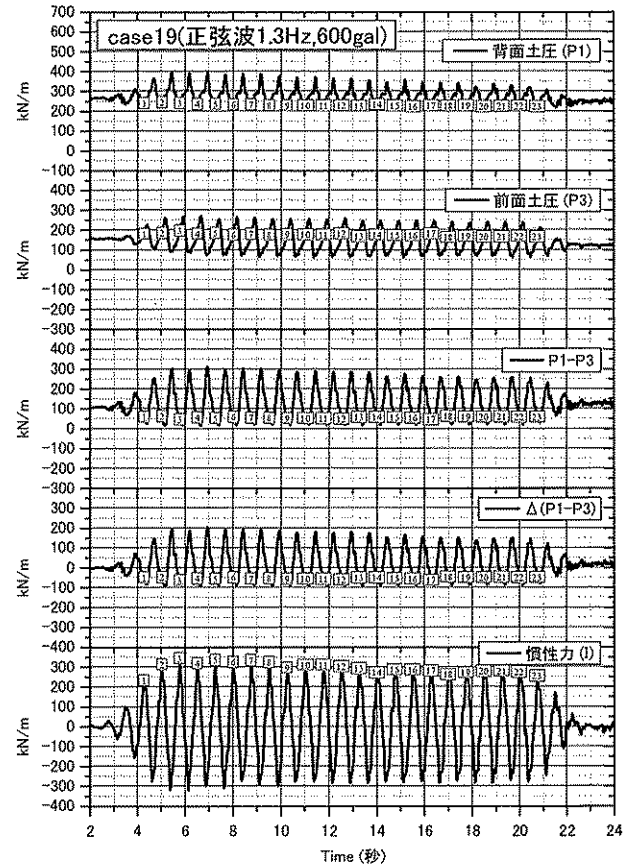


図 3.1.4-2.2 前面土圧・慣性力等 (case19)
(正弦波 1.3Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

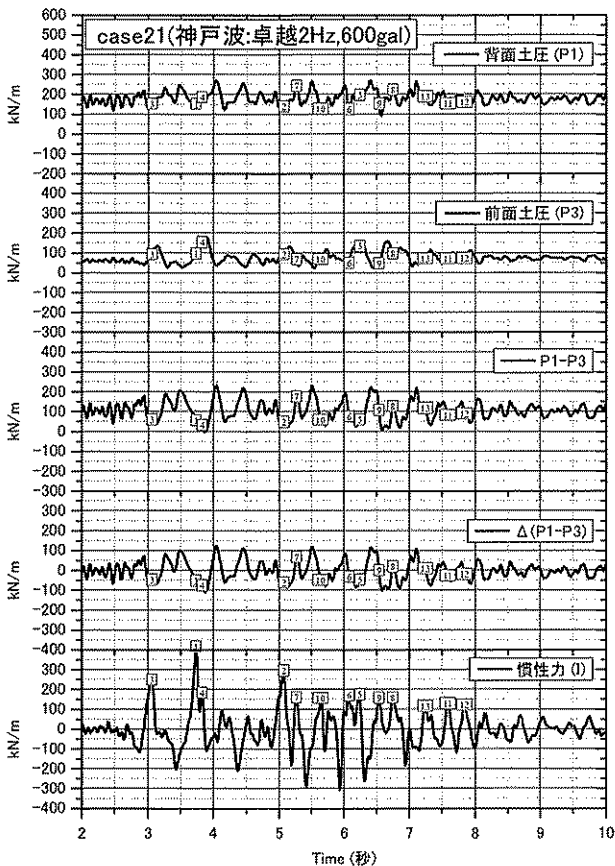


図 3.1.4-2.3 前面土圧・慣性力等 (case21)
(神戸波 2Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

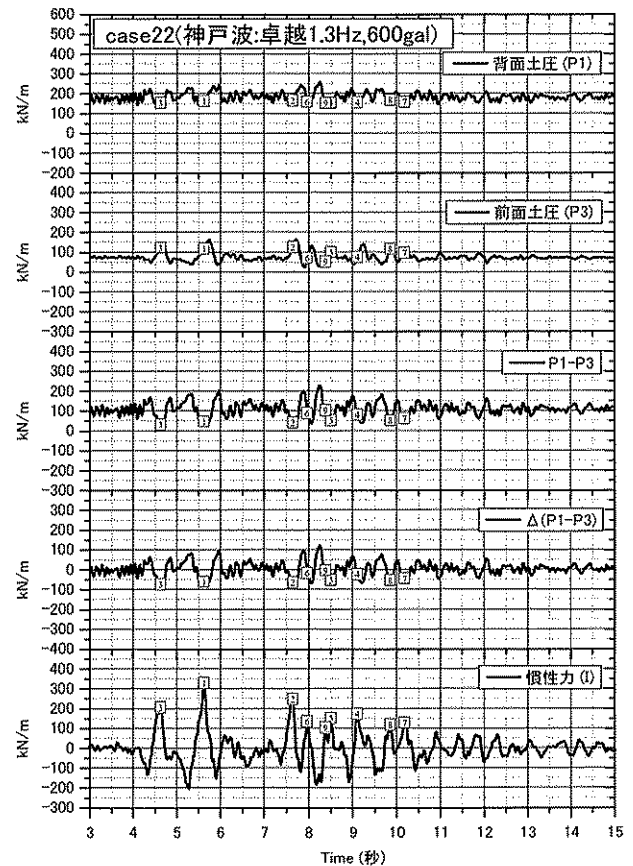


図 3.1.4-2.4 前面土圧・慣性力等 (case22)
(神戸波 1.3Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

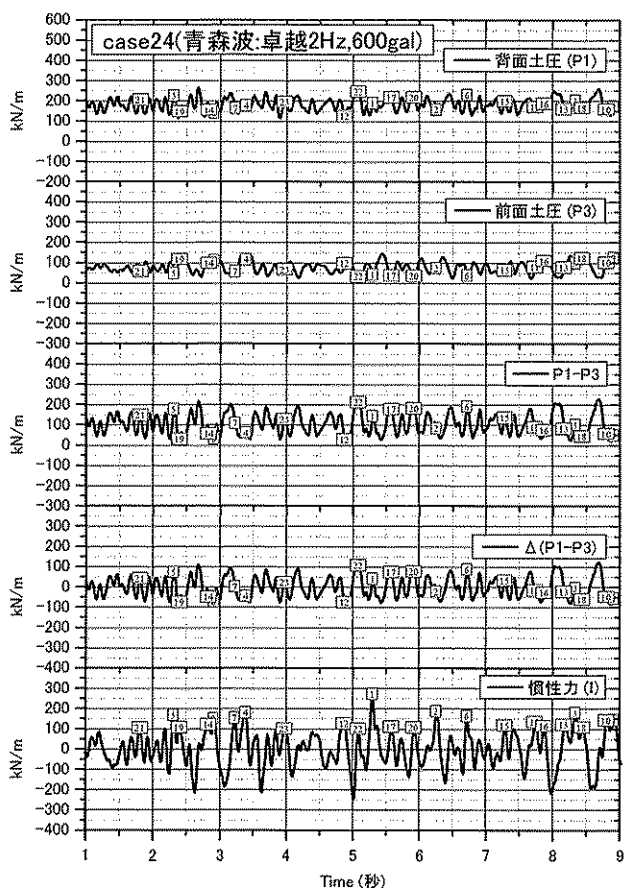


図 3.1.4-2.5 前面土圧・慣性力等(case24)
(青森波 2Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

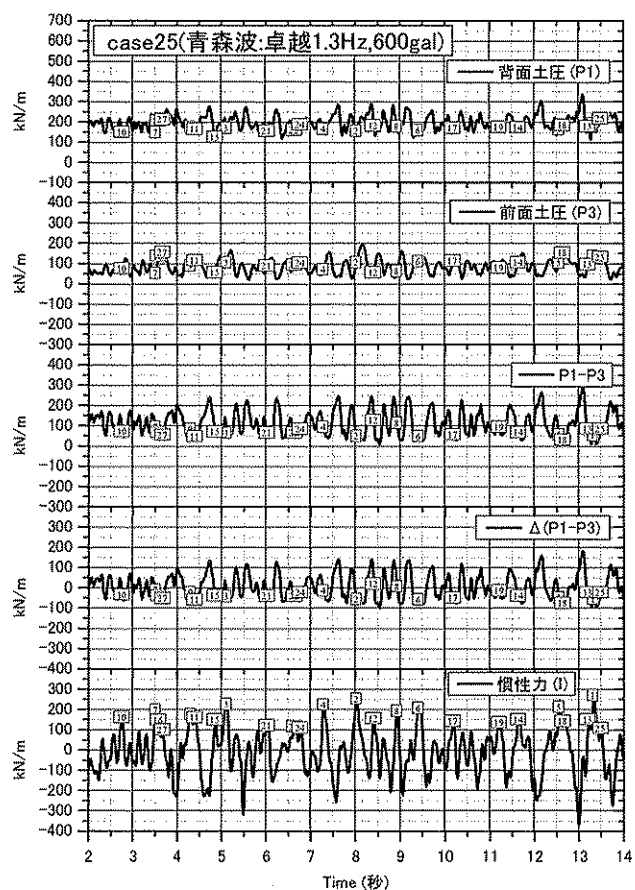


図 3.1.4-2.6 前面土圧・慣性力等(case25)
(青森波 1.3Hz, 600gal, B=3.75m, D=1.5m, $\mu=0.53$)

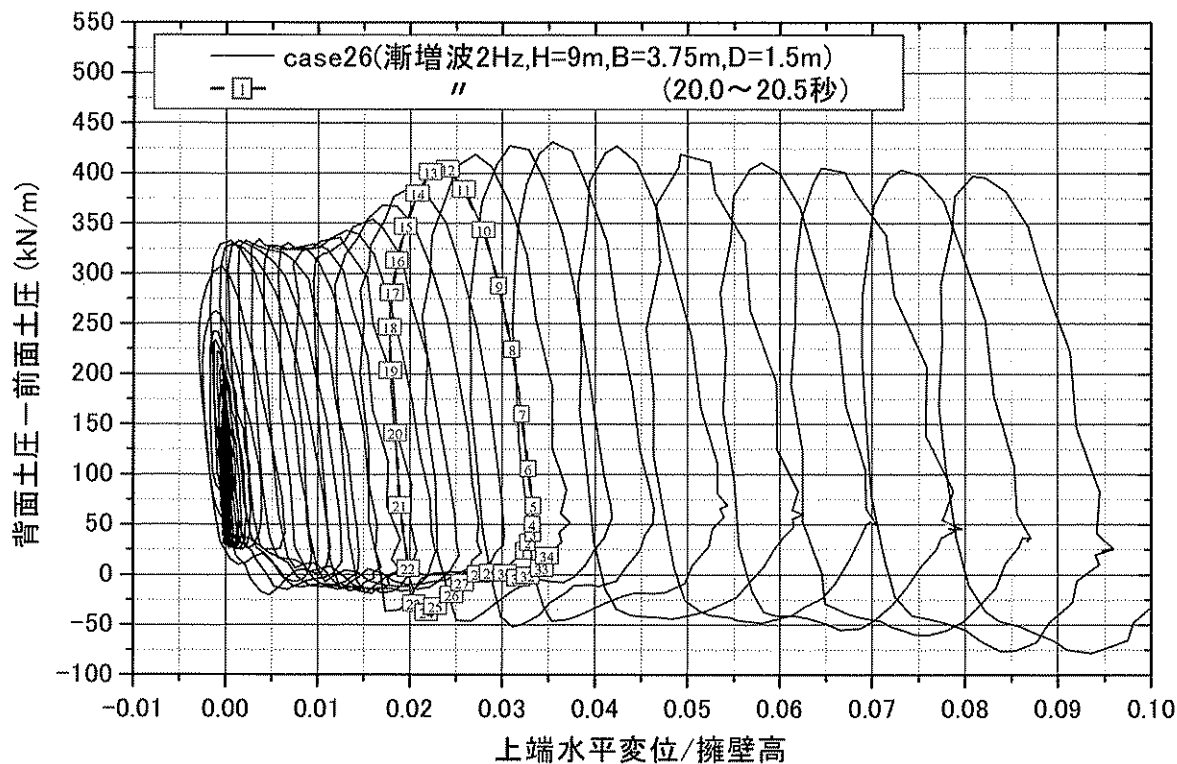


図 3.1.4-3 水平方向土圧合力と擁壁変位

3.1.5 壁面・底面摩擦に関する検討

図 3.1.5-1.1~1.2 は、全背面摩擦力と全背面土圧を計測することができる模型を用いて実験を行ったケースについて、背面摩擦係数(=背面摩擦力/背面土圧)を上端水平変位/擁壁高に対して、波形、周波数、根入れ、底面摩擦に着目しつつ整理したものの代表例である。同様に、図 3.1.5-2 は、底面摩擦係数(=底面摩擦力/底面反力)を上端水平変位/擁壁高に対して整理したものである。なお、座標軸の取り方から、擁壁が主働側に変位する時に摩擦係数は負となっている。

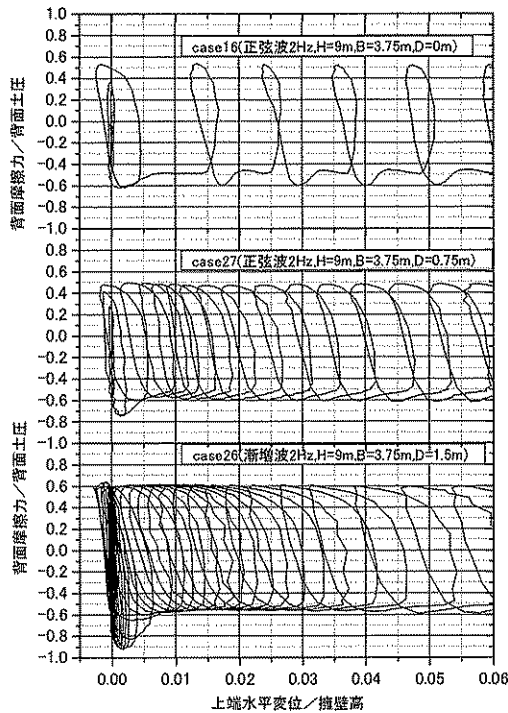
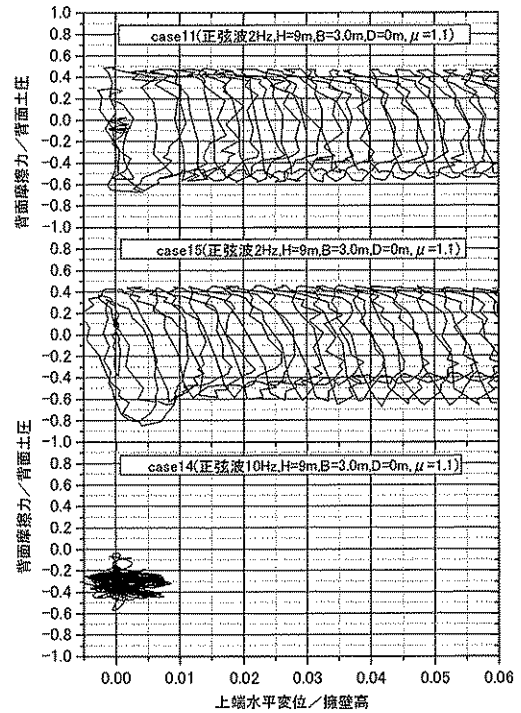
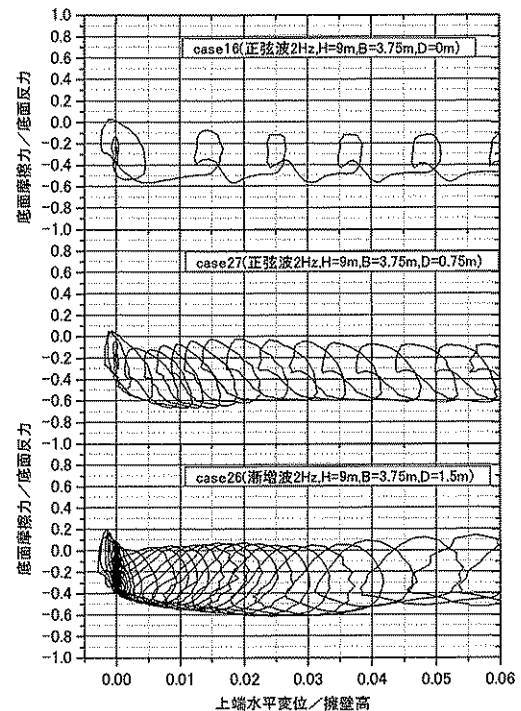
図 3.1.5-1.1

~1.2 から、変位進行時に背面摩擦係数は常時における設計値である 0.5~0.6 程度の値となっていることが分かる。したがって、背面摩擦係数の値については、現行設計法においては、背面摩擦角を常時 $2\phi/3$ に対して地震時 $\phi/2$ に低減させてい

るが、地震時においても常時と同じ値としてよいことが分かる。

底面摩擦係数についても、図 3.1.5-2 から、変位進行時にはほぼ設計値どおりの値である 0.5~0.6 となっている。

なお、本検討において、擁壁と地盤(および裏込土)との間の摩擦係数は、道路土工擁壁工指針で定められている $\tan(2\phi/3)$ に合うようなサンドペーパーを貼附することにより発現させているが、既往の研究によると、コンクリート同士の滑動摩擦抵抗として、道路土工擁壁工指針値では基礎底面の摩擦係数は 0.6 以下と規定しているのに対して 0.65 の値が発揮しているとの報告³¹⁾もある。したがって、擁壁と地盤の間の摩擦係数、並びに擁壁と裏込土との間の摩擦係数が実際にどのような値となるかについては、今後の検討課題であると言える。

図 3.1.5-1.1 背面摩擦係数
(根入れ変化)図 3.1.5-1.2 背面摩擦係数
(底面摩擦 $\mu=1.1$)図 3.1.5-2 底面摩擦係数
(根入れ変化)

3.1.6 盛土のせん断強度特性に関する検討

図 3.1.6-1~2 は、盛土のせん断強度特性値が擁壁の安定計算に与える影響を検討するために、 ϕ (内部摩擦角) および γ (単位体積重量) に実測値 (ただし、 ϕ は三軸試験結果) と道路土工指針値を与えて、現行設計法により転倒および滑動安全率を計算したものである。

図から、 γ の相違は、同一安全率で見たときに震度で 0.05 程度の影響しか与えないが、 ϕ の相違は、転倒安全率に関しては震度で 0.1、滑動安全率に関しては 0.2 の違いとなっている。このことから盛土のせん断強度特性値についても実測値を適切に設計に見込む必要があると言える。

なお、本研究においては全ケース盛土材料に砂を用いている。これは、盛土材料として粘着性の材料を用いる場合、裏込土が安定化することにより擁壁にとっては安全側の設計となると考えられるからであり、また、現行設計法においても粘着力は考慮しないこととなっていることに従ったものである。しかしながら、実際に裏込土として純粋な砂材料を用いることは少ないことから、さらなる設計の合理化という観点からは盛土材料の影響についても今後検討する必要がある。

32)

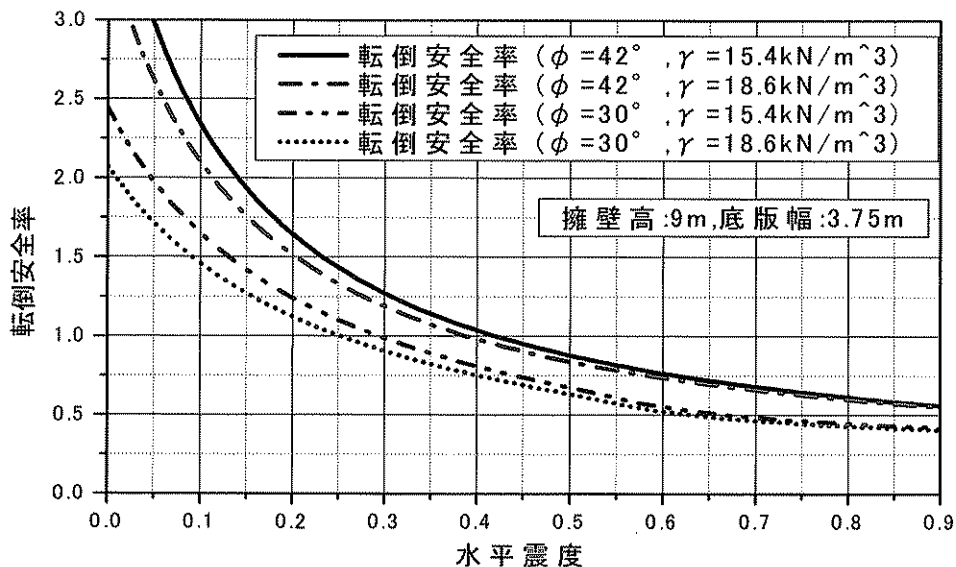


図 3.1.6-1 転倒安全率

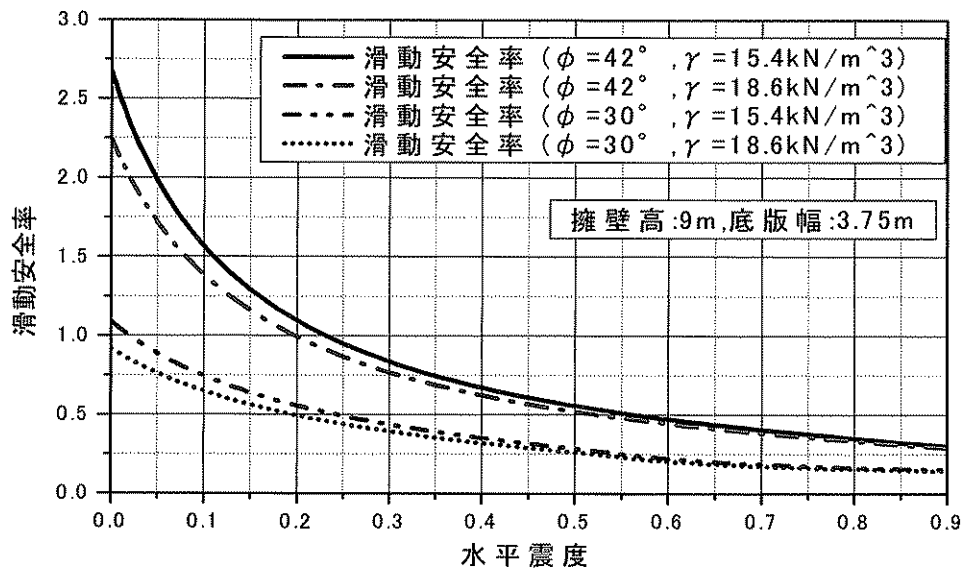


図 3.1.6-2 滑動安全率

3.1.7 底面反力作用位置に関する検討

図 3.1.7-1.1~1.3 は、底面反力作用位置(=つま先からの距離/底版幅)と上端水平変位/擁壁高の関係を示したものである。なお、底面反力作用位置は、底面に取り付けた分割ロードセルの各受圧板の中心に荷重が載荷しているとして算出していることから、受圧板の幅から計算すると「つま先からの距離/底版幅」の値は、case10~15 については 0.125 以下、case16、26、27 については 0.1 以下にはなり得ない構造となっている。

図から、底面反力作用位置は、擁壁上端が擁壁高の 1% 程度水平変位するだけで、つま先部分から底版幅の 1 割程度の位置に移動していることが分かるが、さらに擁壁が傾くにつれて実際の作用位置はさらに先端部(つま先部)にあると考えられる。

したがって、擁壁が転倒することにより、有効載荷幅の減少、荷重傾斜の増大のために、極限支持力が極端に減少すると考えられることから、つま先部の支持力確保は、重力式擁壁の安定にとって極めて重要であることが分かる。

そこで、従来、山岳地や支持地盤として不適な地盤が存在する場合について、一部の地盤をコンクリートで置き換えることが行われているが、耐震性向上の観点から、つま先部についても、必要に応じてコンクリート置き換

え等
地盤改良を施すことにより、支持力破壊を防止する必要があると言える。なお、改良の範囲や必要となる極限支持力の値については、今後の検討課題である。³³⁾

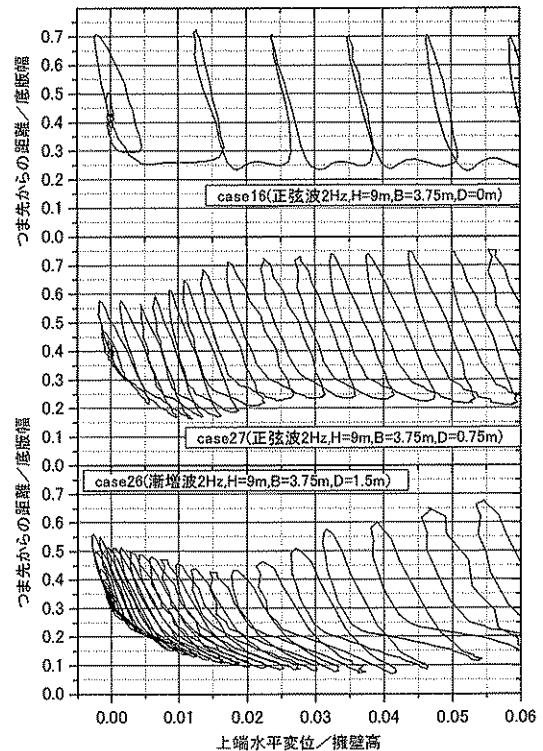


図 3.1.7-1.1 底面反力作用位置
(根入れ変化)

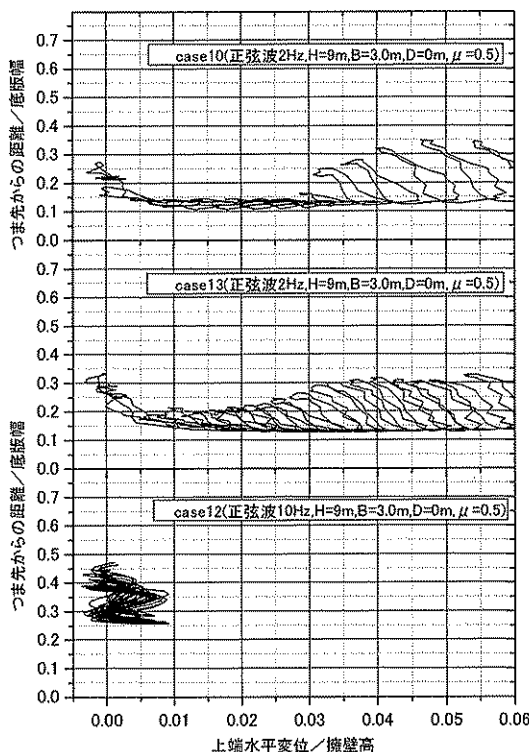


図 3.1.7-1.2 底面反力作用位置
(底面摩擦 $\mu=0.5$)

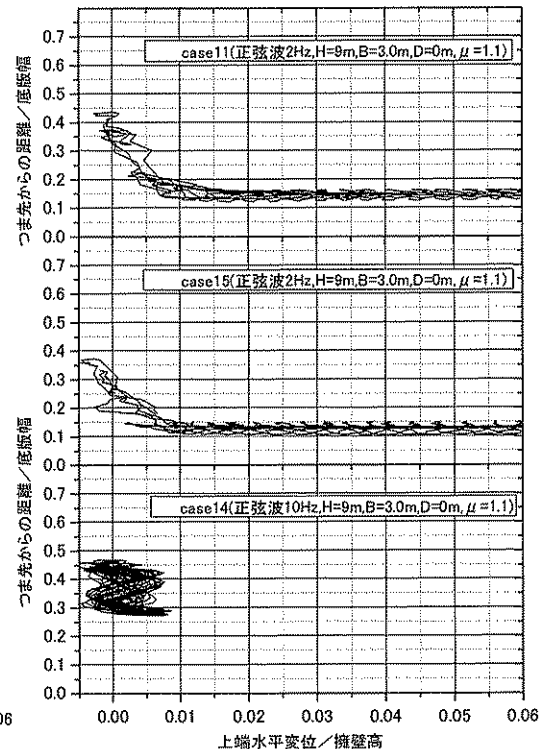


図 3.1.7-1.3 底面反力作用位置
(底面摩擦 $\mu=1.1$)

3.2 合理的な耐震設計法の提案

3.2.1 設計震度の検討

(1) 神戸波と青森波の比較

図 3.2.1-1 は、実験で用いた 2 つの波形(青森波と神戸波)を比較するために、青森波のピーク加速度(86gal)が神戸波のピーク加速度(818gal)と一致するように青森波の加速度値を 9.5 倍(=818/86)したうえで、両波形に対する 1 質点 1 自由度系の応答加速度を減衰率 5% で計算し、道路橋示方書³⁴⁾との比較のために対数表示したものである。

図 3.2.1-1 を見るなら、重力式擁壁の固有周期が 0.1~0.2 秒程度であることからすると、神戸波についてはタイプⅡ(Ⅰ種地盤)については包含していないが、青森波については道路橋示方書で定められている全てのタイプのレベル 2 地震動を完全に包含していることが分かる。したがって、実験で用いた青森波と神戸波の中間的な地震動を基準にして不規則波の実効震度を検討することにより、重力式擁壁に関しては、タイプⅡ(Ⅰ種地盤)を含めて道路橋示方書で想定している全てのレベル 2 地震動に対して安全に設計できると考えられる。なお、図からは地震動タイプおよび地盤種別に応じて実効震度をタイプⅡ(Ⅰ種地盤)に対する震度から低減できることも分かる。低減率としては、タイプⅡ(Ⅱ種地盤):0.7、タイプⅡ(Ⅲ種地盤):0.5、タイプⅠ(Ⅰ~Ⅲ種地盤):0.6 程度の値が考えられる。

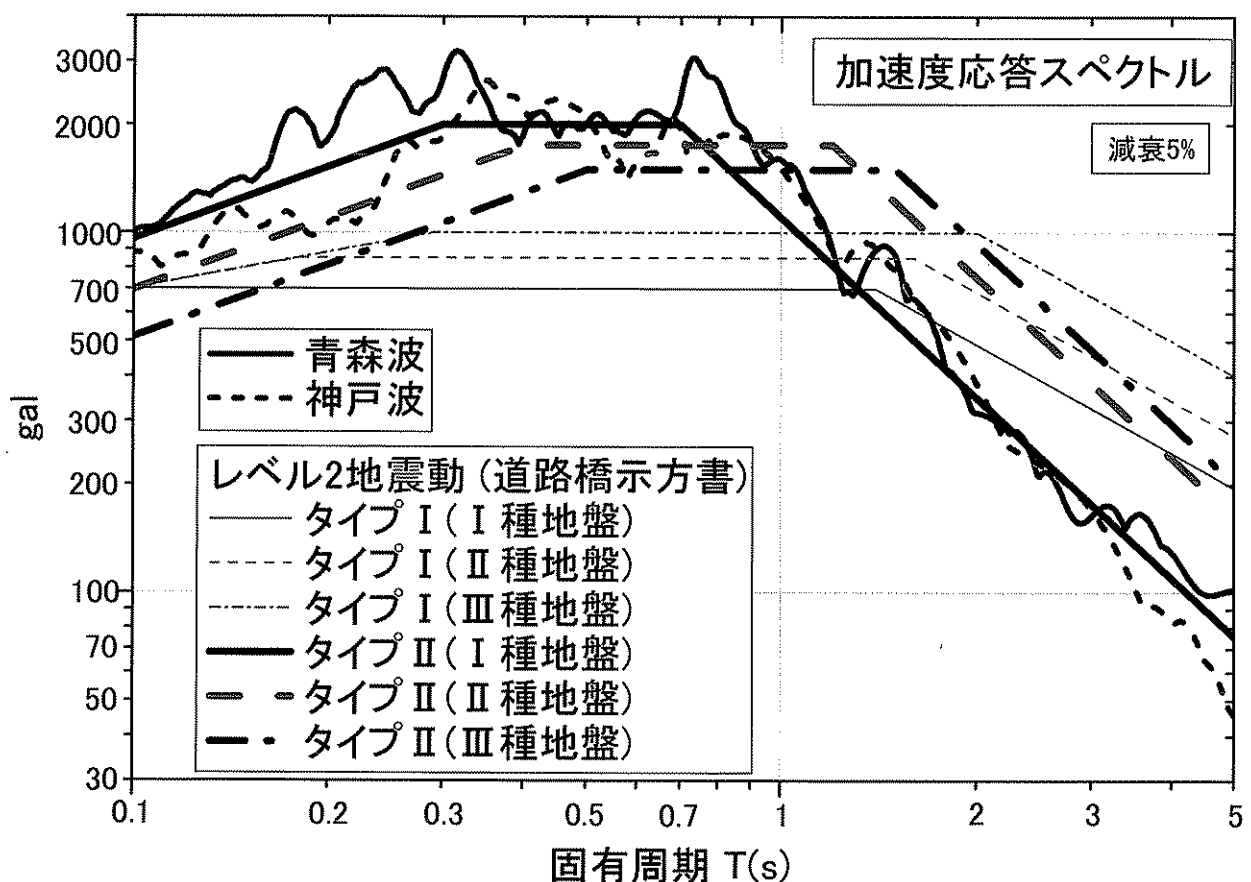


図 3.2.1-1 加速度応答スペクトル(log 表示)

(道路橋示方書との比較)

(2) ピーク加速度からの換算係数

3.1 の検討により、

- i) 擁壁上端水平変位が擁壁高の 1.5% 程度から裏込土がすべり変形を生じること (p7、10)、
- ii) 背面土圧は常時主働土圧を用いることができること (p14、18)、
- iii) 背面土圧作用位置は擁壁高の 4 割地点とする必要があること (p18)、
- iv) 前面土圧抵抗を適切に評価する必要があること (p27)、
- v) 壁面摩擦係数は地震時も常時と同一の値を用いることができること (p30)、
- vi) 盛土のせん断強度は、現地の値を適切に用いる必要があること (p31)、等が明らかとなった。

以下では、道路機能の維持・確保の観点から擁壁の水平変位量が擁壁高の約 1.5% になる時点に限界加速度と定義し、根入れを行った実験模型に対して、上記 ii)～vi) の条件を適用して震度法により算出した滑動、転倒、支持力の各安全率のうちいずれかが 1.0 以下となる加速度と、同じ模型に対して不規則波加振を行った実験により求められた限界加速度との比を算出することにより、不規則波ピーク加速度から設計震度への換算係数を検討することとする。なお、前面土圧抵抗については、p33 で検討したように道路土工擁壁工指針で参考として述べられている手法を用いる。

図 3.2.1-2 は、擁壁高 9m、底版幅 3.75m、根入れ 1.5m のケースについて、上記 ii)～vi) を適用することにより算出した各種安全率であり、385gal で安全率が 1.0 を切ることが分かる。なお、支持力安全率の計算にあたっての極限支持力度は、道路土工擁壁工指針に載せられている許容支持力度に地震時安全率 2 を乗じた値を用いている。

図 3.2.1-3 は、図 3.2.1-2 の算出を行った擁壁形状と、形状が同じ模型を用いて実験を行った case21(神戸波)の場合と、青森波を用いて実験を行った case04 の実験結果を当該形状により実験を行った場合に換算した時の入力加速度と擁壁上端水平変位との関係図である。なお、青森波への換算は、図 3.1.3-7.1 における神戸波の図が図 3.1.3-7.2 における神戸波の図と擁壁の上端水平変位量が擁壁高の 1.5% の位置で一致するよう、図 3.1.3-7.1 の図を縦方向に圧縮することにより算出している。

図 3.2.1-3 から限界加速度を読み取ると、神戸波で約 930gal、青森波で約 670gal となる。

換算係数を計算すると、約 $(930 \sim 670) \div 385 \div 2.42 \sim 1.74 \div 2.1$ となる。

設計に用いる不規則波のピーク加速度を兵庫県南部地震動クラスの約 820gal として設計震度を算出すると、 $820 \div 980.665 \div 2.1 \div 0.4$ となることから、0.4 を道路橋示方書に規定された全てのレベル 2 地震動を包絡する設計震度として提案することとする。

なお、道路橋示方書に規定する加速度応答スペクトルは、従来からの慣行と経験上の事実を総合した上で、規模の大きい地震が起こる可能性が高い地域において適用すべき標準的な加速度応答スペクトルの値として定められていることから、個別・具体箇所における重力式擁壁の設計震度を決めるにあたっては、地域別補正係数を従来どおり適用することとする。

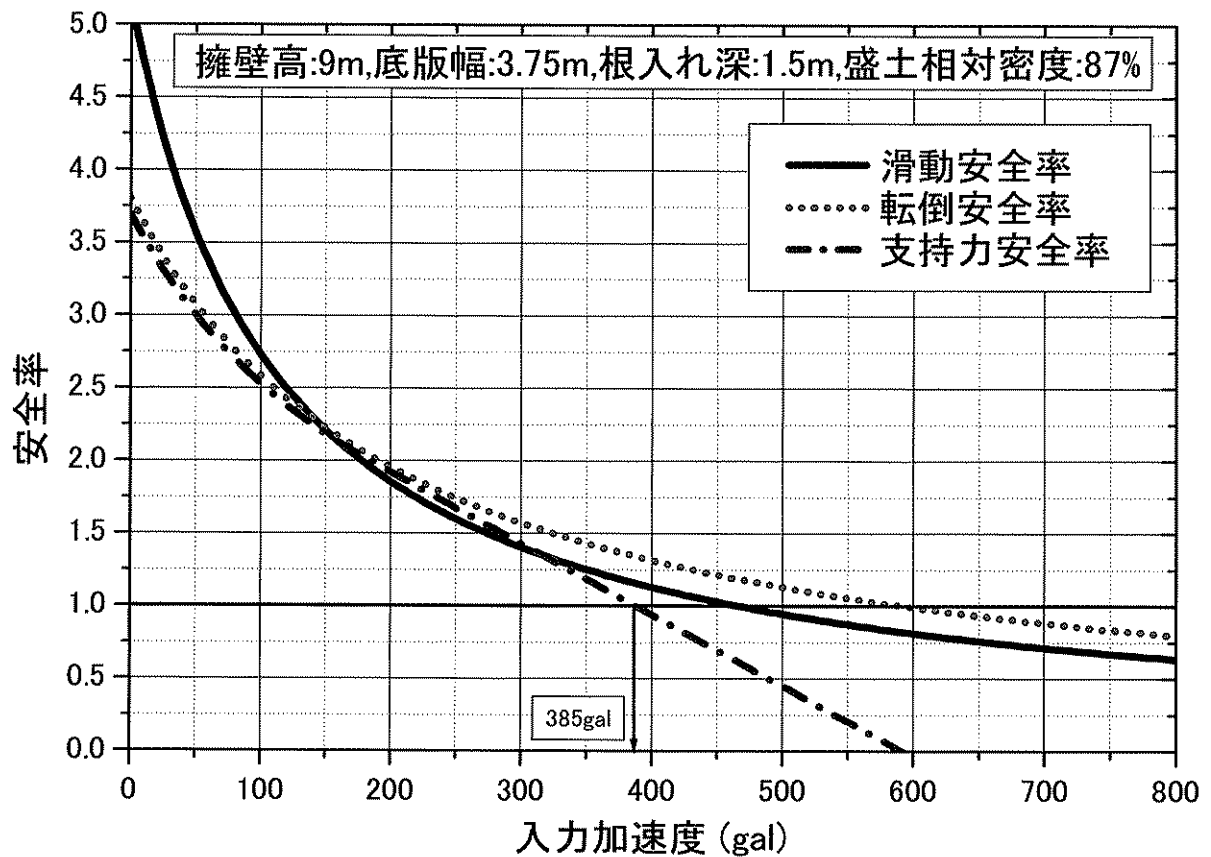


図 3.2.1-2 新設計法による安全率の算出

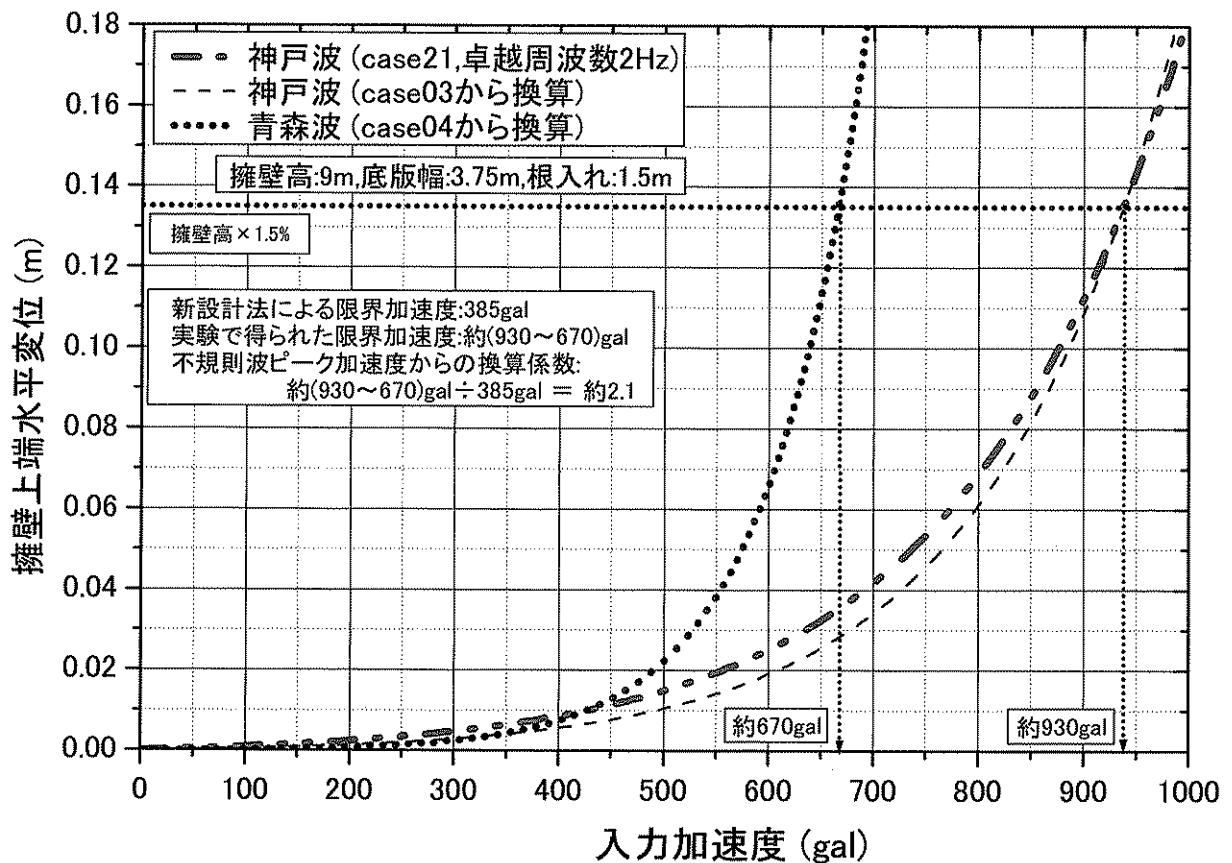


図 3.2.1-3 ピーク加速度の換算係数

3.2.2 新設計法の提案

3.2.1 までの検討結果により明らかになった重力式擁壁の地震時挙動を考慮し、レベル 2 地震動に対応した合理的な耐震設計法として、現行設計法(震度法)を以下のように改良した新設計法を提案する。

なお、現行設計法においては、8m 以下の擁壁については地震時の検討を省略できることとなっているが、その根拠としては過去の経験則に基づき、常時のもので設計と施工を綿密に行っておけば、通常規模の地震に対しても機能的に耐え得ることが認められているにすぎない。ここで新たに提案する設計法は、従来安全余裕として考えられていた設計条件を適切に実挙動と整合させることによりそれらの安全余裕をそり落とした設計手法となっていることから、8m 以下の擁壁に対しても適用することを併せて提案するものである。

- ①背面土圧は常時主働土圧を用い、作用位置は擁壁高の 4 割地点とする。
- ②レベル 2 地震動対応震度として、0.4 を用いる。
- ③前面土圧抵抗を適切に評価する。
- ④壁面摩擦係数は地震時も常時と同一の値を用いる。
- ⑤盛土のせん断強度は、土質試験(三軸試験)を実施することにより現地の値を適切に用いる。
- ⑥つま先部分については、コンクリート置き換え等地盤改良を施すことにより、支持力破壊を防止する。

本研究は、重力式擁壁を直接基礎形式により設置した場合について行ったものである。直接基礎形式による既設重力式擁壁の高さと底版幅の比は、1:1/2 程度であるのに対して、本研究で用いられた擁壁模型の高さと底版幅の比は、1:1/2~1/3 であり、また 1:1/3 の模型については鉄板基礎としていることから、本研究で用いられた擁壁が極端に安定性の悪いものであるとは言えない。

しかしながら、3.1 での検討結果から、直接基礎により設置された重力式擁壁は、擁壁が主働側に慣性力を受けた時に土圧は減少し、受働側に慣性力を受けた時には土圧が増加しており、物部・岡部理論とはかなり異なる挙動をしていることが分かった。このことは、物部・岡部理論は、擁壁が盛土よりはるかに動的に安定である場合を想定しており、実際は、地震時には擁壁の方が裏込土よりも地震力に対して敏感に反応している結果、物部・岡部理論による動土圧は過大な値を与えていることを示していると言える。なお、杭基礎の場合など、擁壁がさらに安定している場合については実験を行っていないことから、今後の検討課題としたい。

3.2.3 新旧設計法による擁壁断面形状の検討

図 3.2.3-1 は、現行設計法と新設計法による断面形状の違いを検討するために、高さ 9m、根入れ 2m、天端幅 0.3m に固定し、盛土のせん断強度は実測値を用いたうえで、底版幅を変化させることにより、現行設計法では震度 0.2(約 200gal)で安全率が 1.2、新設計法では震度 0.4(約 400gal)で安全率が 1.0 となるように底版幅を定めた時の転倒、滑動および支持力安全率を入力加速度に対してプロットしたものである。

下段図は、旧設計法の場合であり、底版幅が 5m 必要となっている。中段図は、つま先部において十分な支持力確保を行わない場合であり、底版幅が 3.7m 必要となっている。上段図は、新設計法の場合であり、底版幅は、2.9m で済むことが分かる。ちなみに、新・旧設計法による断面積は、それぞれ 28.6m²、17.0m²であり、新設計法により約 40%の断面積の節減ができることとなる。

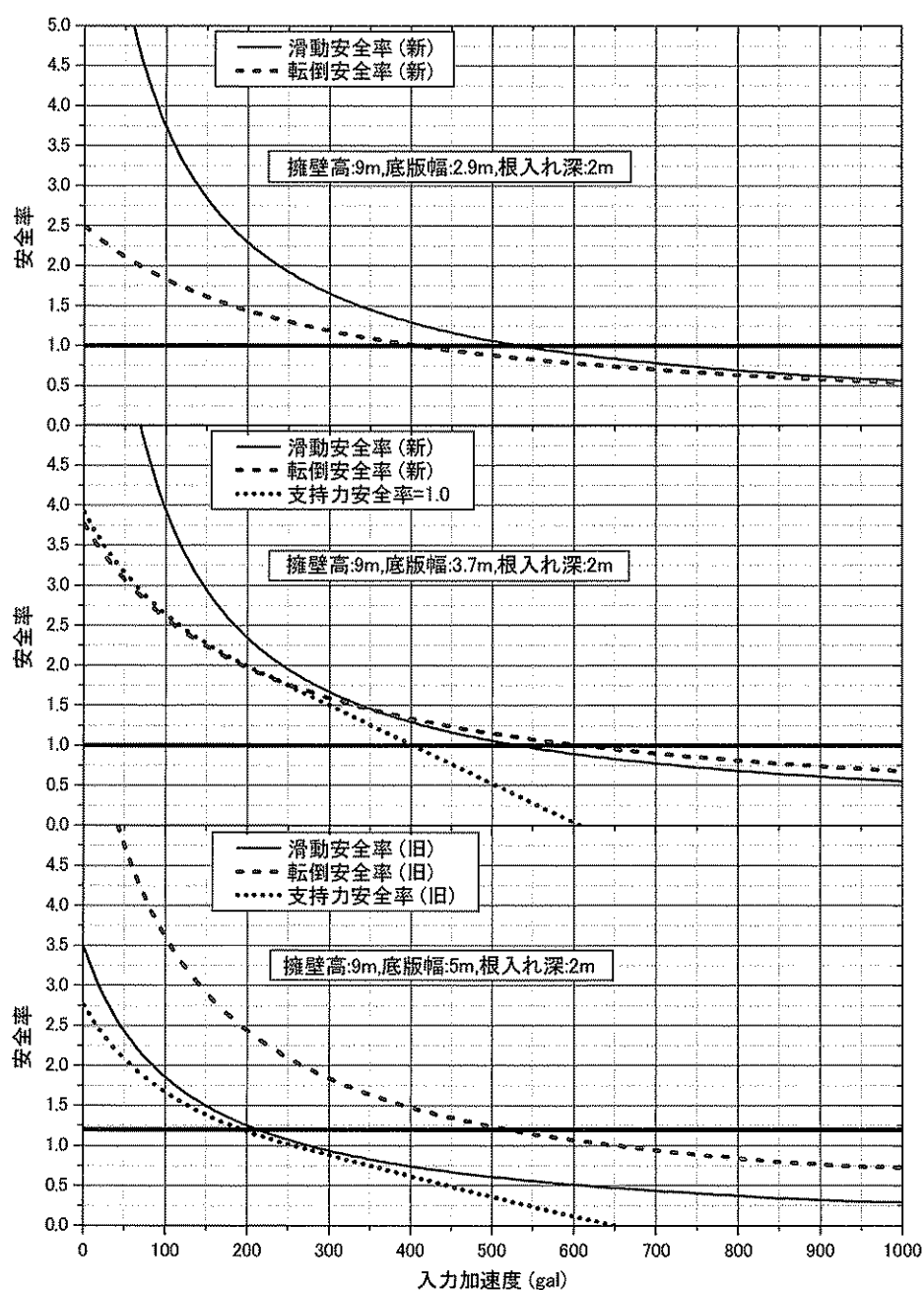


図 3.2.3-1 新旧設計法による断面形状の比較

3.3 変位計算手法の検討

3.3.1 土圧経験式の導出

前節までで考慮してきたように、直接基礎により設置された重力式擁壁については、地震時において、擁壁が主働側に慣性力を受けた時は、擁壁と裏込土間の相対変位量は増加することにより土圧は減少し、受働側に慣性力を受けた時は、裏込土を押すことにより土圧が増加している。

この理由としては、擁壁の剛性は裏込土よりも大きいことから、地震波がより早く伝達し、特に、主働側に慣性力を受ける時は、裏込め土による支えがないことから、擁壁内において瞬時に地震波が伝達し、従って擁壁は裏込土より先に地震波による変位を開始するためであると考えられる。

また、正弦波地震は実際には生じ得ないことや、大変位することのない合理的な耐震設計手法を検討するにあたっては大変位時の挙動まで考慮する必要も小さいことから、本検討においては不規則波を用いて行われた実験結果を重視して検討を進めてきた。

さらに、擁壁に作用する土圧は各深度における土圧応力を積分することにより得られるが、地震時の擁壁の実挙動は、前節までで明らかとなったように、裏込土塊形状の変形、土圧分布の時間変動、裏込土内における加速度の不均一性・位相差など、擁壁と裏込土の相互作用の為に複雑な挙動となっている。

そこで、以下では、ブラックボックス的対処法³⁵⁾を用いることとし、入力地震波と擁壁に生ずる土圧6成分(背面、底面、前面×鉛直、せん断)をそれぞれ入力、出力と考え、入出力の関係を次のような簡単な数式により定式化することを試みる。

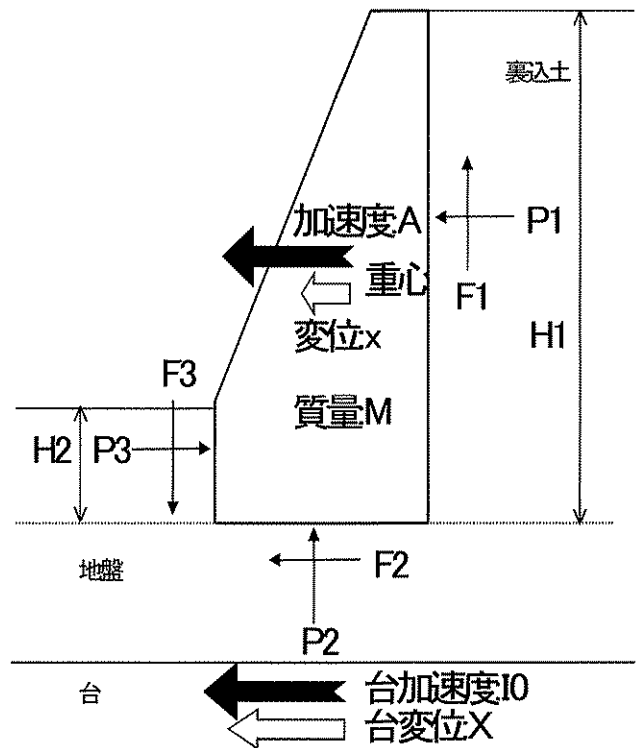


図 3.3.1-1 擁壁概念図

①土圧6成分(背面、底面、前面：鉛直、せん断)を初期土圧と土圧増分に分離する

$$\begin{aligned} P_1 &= P_{10} + \Delta P_1 & F_1 &= F_{10} + \Delta F_1 \\ P_2 &= P_{20} + \Delta P_2 & F_2 &= F_{20} + \Delta F_2 \quad \dots \dots \dots (3.3.1-1) \\ P_3 &= P_{30} + \Delta P_3 & F_3 &= F_{30} + \Delta F_3 \end{aligned}$$

②背面、底面、前面ごとに、下に示す $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ で正規化する

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1/2 \times \gamma \times H_1^2 & \alpha_2 &= M \times g & \alpha_3 &= 1/2 \times \gamma \times H_2^2 \\ P_1/\alpha_1 &= P_{10}/\alpha_1 + \Delta P_1/\alpha_1 & F_1/\alpha_1 &= F_{10}/\alpha_1 + \Delta F_1/\alpha_1 \\ P_2/\alpha_2 &= P_{20}/\alpha_2 + \Delta P_2/\alpha_2 & F_2/\alpha_2 &= F_{20}/\alpha_2 + \Delta F_2/\alpha_2 \quad \dots \dots (3.3.1-2) \\ P_3/\alpha_3 &= P_{30}/\alpha_3 + \Delta P_3/\alpha_3 & F_3/\alpha_3 &= F_{30}/\alpha_3 + \Delta F_3/\alpha_3 \end{aligned}$$

③各土圧増分を水平震度の一次式と仮定する

$$\begin{aligned}
 \Delta P_1 / \alpha_1 &= k h \times \beta_1 & \Delta F_1 / \alpha_1 &= k h \times \gamma_1 \\
 \Delta P_2 / \alpha_2 &= k h \times \beta_2 & \Delta F_2 / \alpha_2 &= k h \times \gamma_2 \quad \dots \dots \dots (3.3.1-3) \\
 \Delta P_3 / \alpha_3 &= k h \times \beta_3 & \Delta F_3 / \alpha_3 &= k h \times \gamma_3
 \end{aligned}$$

図 3.3.1-2 は式 (3.3.1-3) の関係を地震波加振 6 ケースについてプロットしたものの例であるがあまり明瞭な相関は認められない。

そこで、位相差を無視し、震度という入力に対して、各土圧増分という出力の相関がもっとも良くなるよう、震度と土圧増分との関係を FFT により相関分析を行ったうえで土圧の時間軸調整を行うことを試みることにする。

この関係を模式的に表したものが図 3.3.1-1.1~1.3 である。

図 3.3.1-1.1 はモデル的に作成した震度と土圧増分の時刻歴である。図 3.3.1-1.2 は FFT を用いて震度と土圧増分の相関分析を行った図であり、土圧の時間軸を 0.06 秒進めることにより相関が最大となることを示している。図 3.3.1-1.3 の上段図は震度と土圧増分の関係を図示したもの、下段図は 0.06 秒土圧時間軸を進めた後に震度と土圧増分の関係を図示したものである。

図 3.3.1-3 は、上述の操作を図 3.3.1-2 に対して施したものである。なお、この図には、 kh と各土圧増分との関係を kh の正負に応じて単純な直線近似を行った直線も併記している。表 3.3.1-1 は、それらの直線の傾きである β 、 γ をとりまとめたものである。

さらに、図 3.3.1-4.1~4.4 は、表 3.3.1-1 の値を用いて、地震波加振により行った実験 4 ケースについて、擁壁に作用する正規化された土圧 6 成分の増分値を算定したものであり、比較的良く一致していると思われる。

表 3.3.1-1 土圧算定係数一覧

水平震度	背面		底面		前面	
	β_1	γ_1	β_2	γ_2	β_3	γ_3
$kh \geq 0$ (受働側)	0.3	0.5	-0.7	0.5	-5.0	5.0
$kh < 0$ (主働側)	0.15	〃	-0.35	〃	-10.0	〃

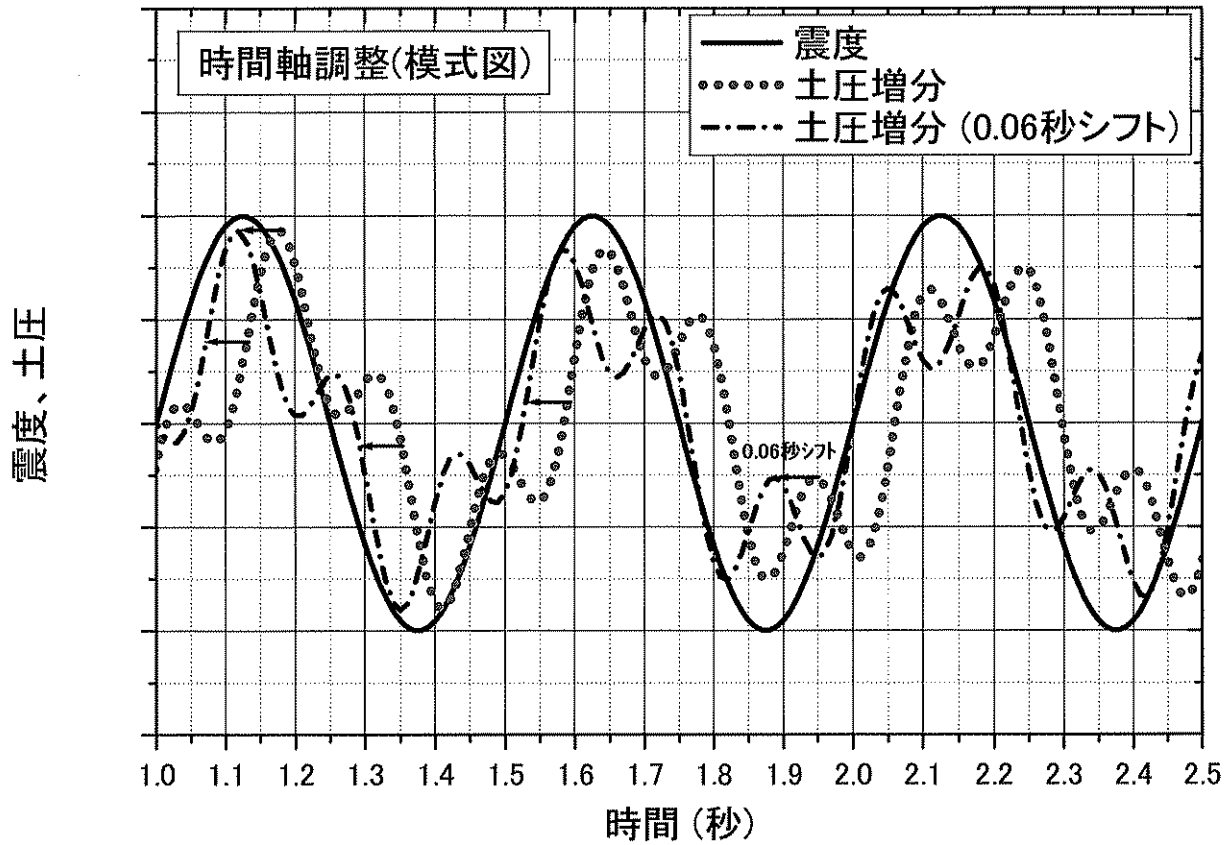


図 3.3.1-1.1 時間軸調整(模式図)

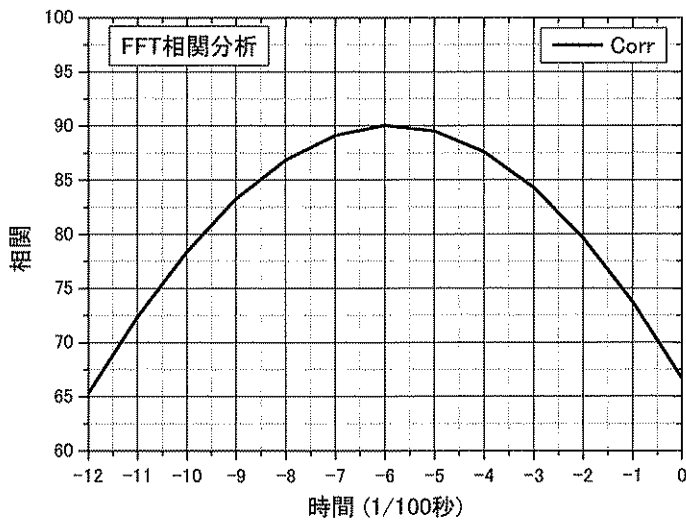


図 3.3.1-1.2 震度—土圧増分相関分析図

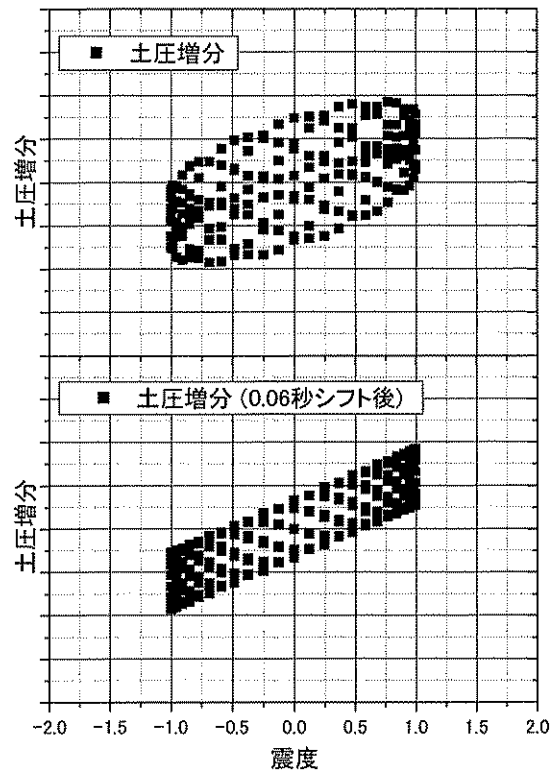


図 3.3.1-1.3 震度—土圧関係図

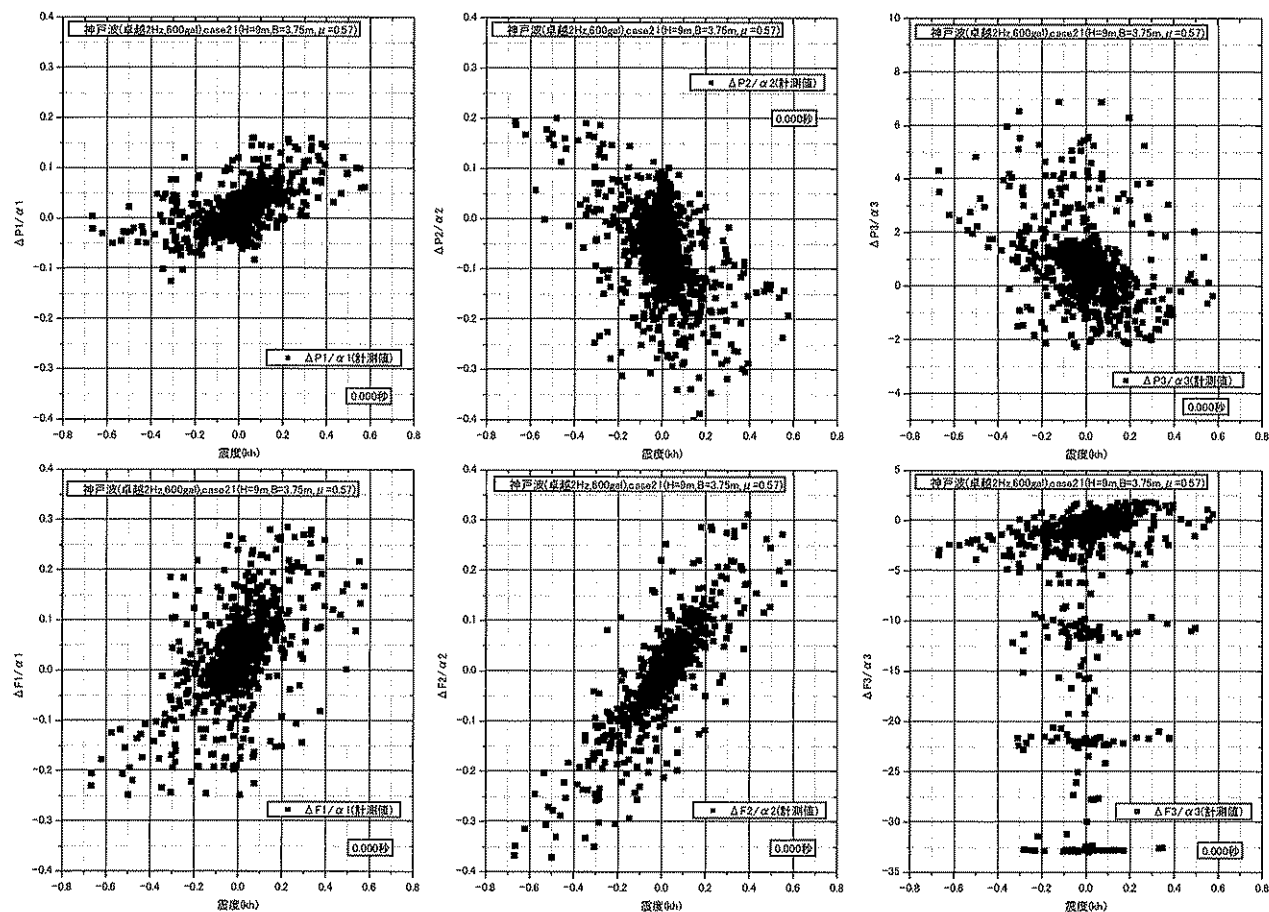


図 3.3.1-2 震度と土圧増分の関係(case21, 神戸波:卓越 2Hz)

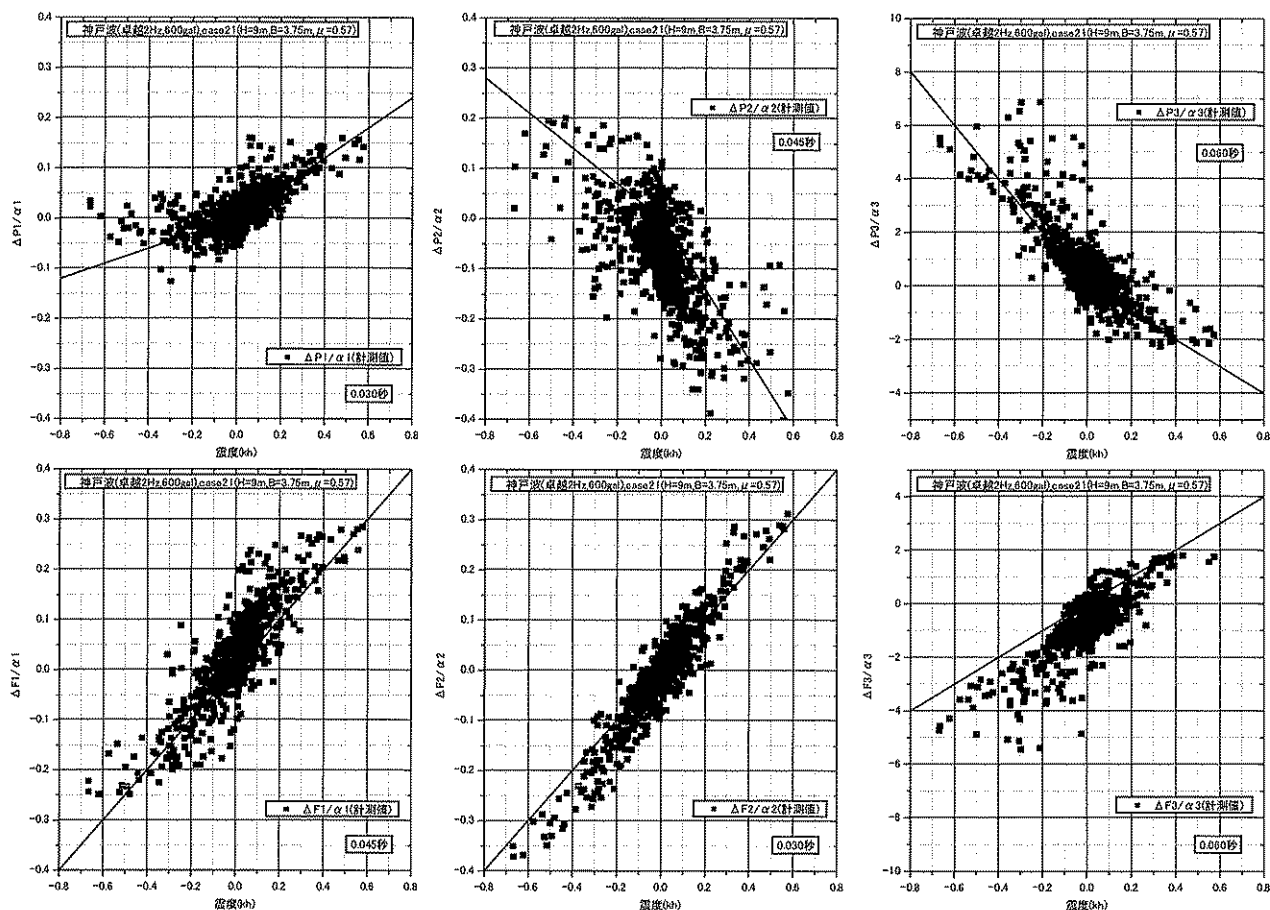


図 3.3.1-3 震度と土圧増分の関係(case21, 神戸波:卓越 2Hz) (遅延修正後)

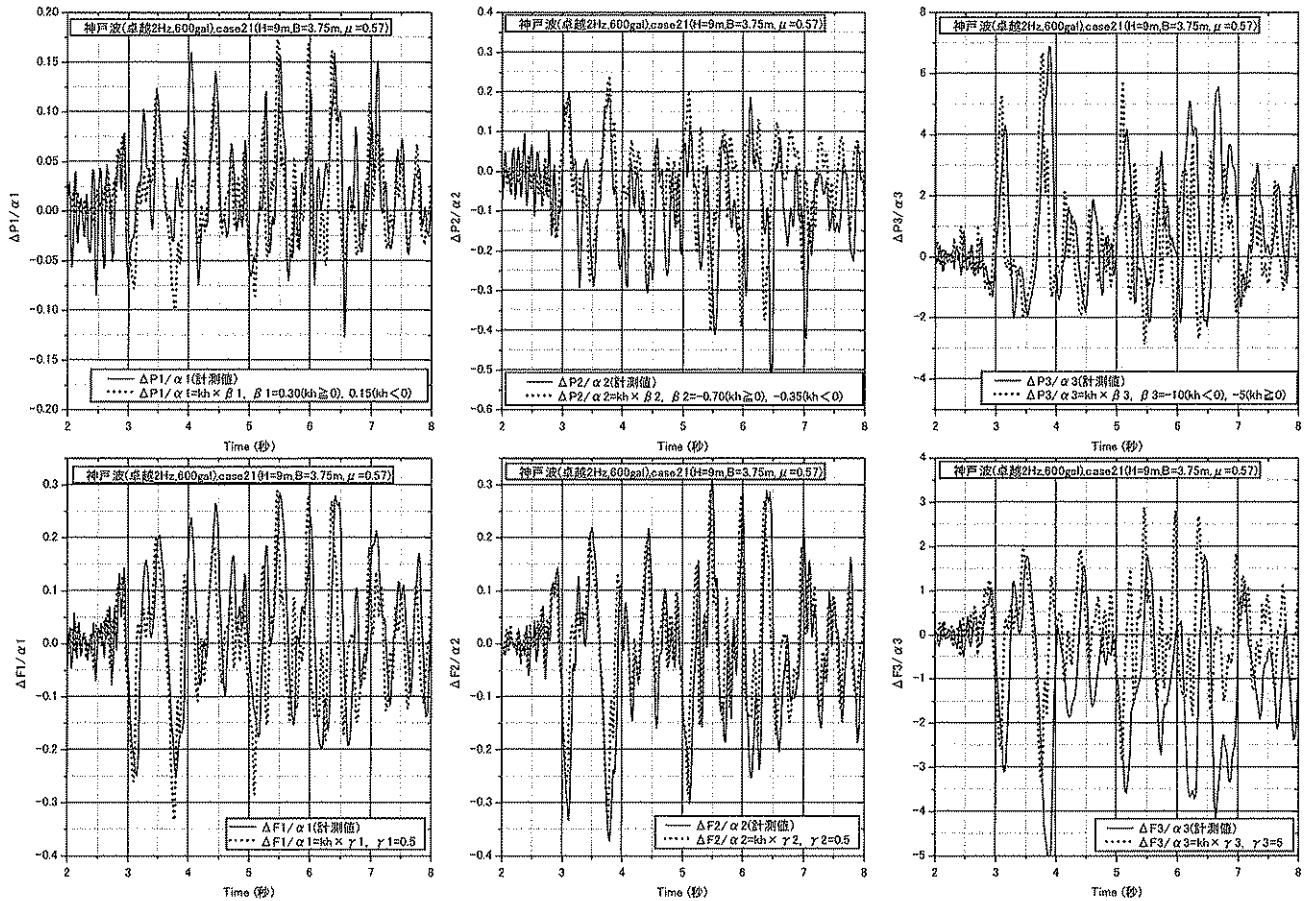


図 3.3.1-4.1 土圧 6 成分増分の計測値と計算値の比較, case21(神戸波:卓越 2Hz)

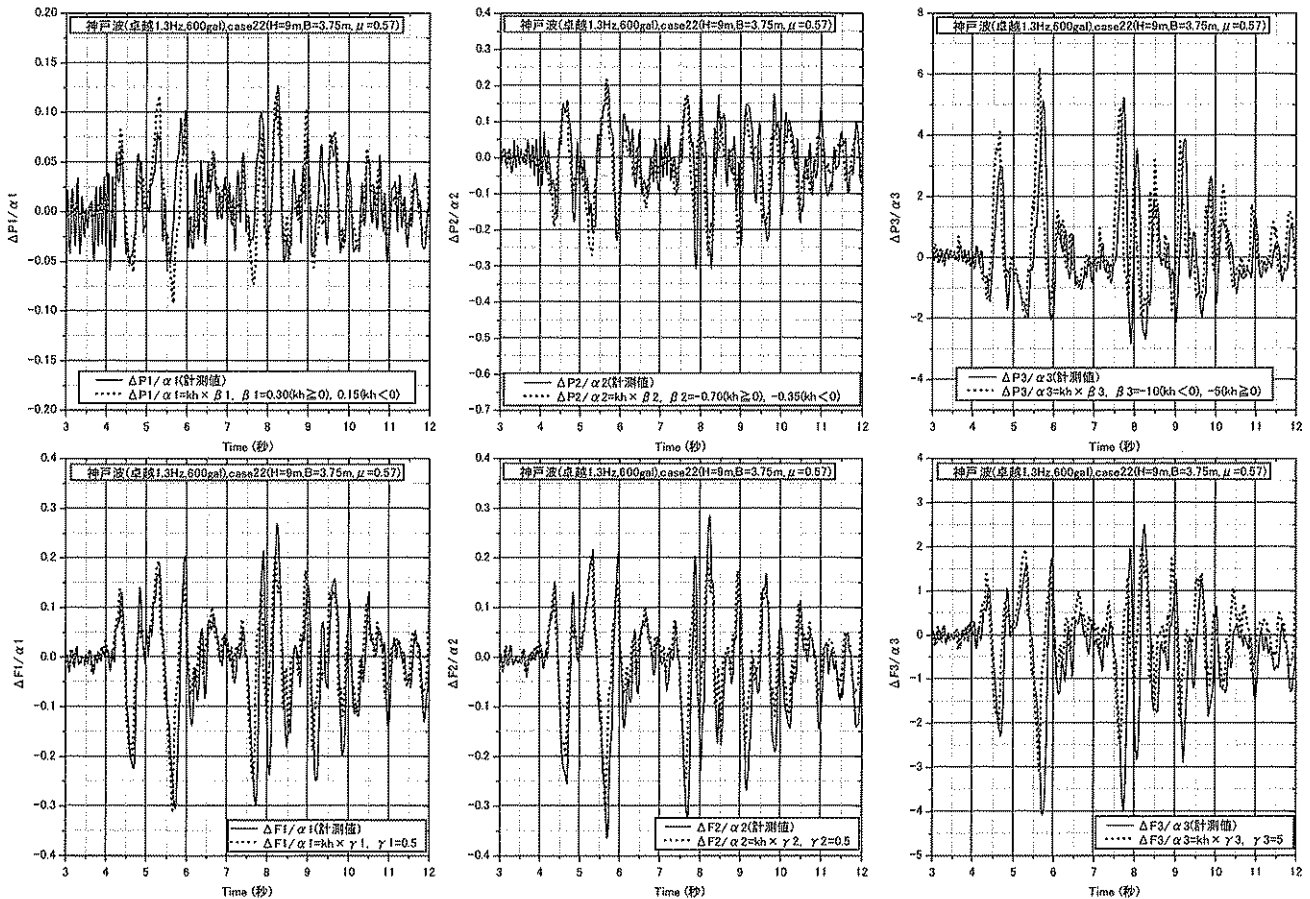


図 3.3.1-4.2 土圧 6 成分増分の計測値と計算値の比較, case22(神戸波:卓越 1.3Hz)

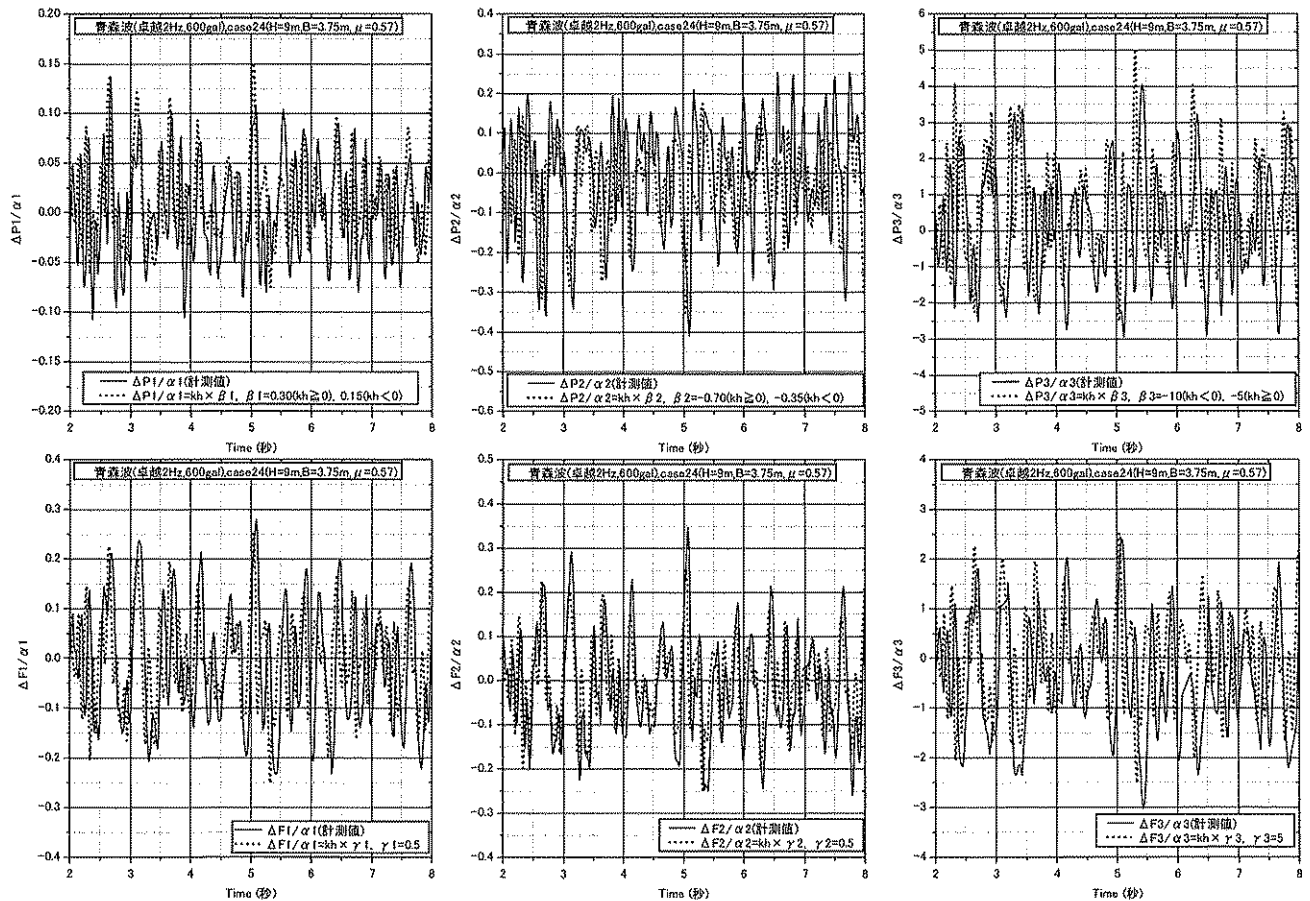


図 3.3.1-4.3 土圧 6 成分増分の計測値と計算値の比較, case24(青森波:卓越 2Hz)

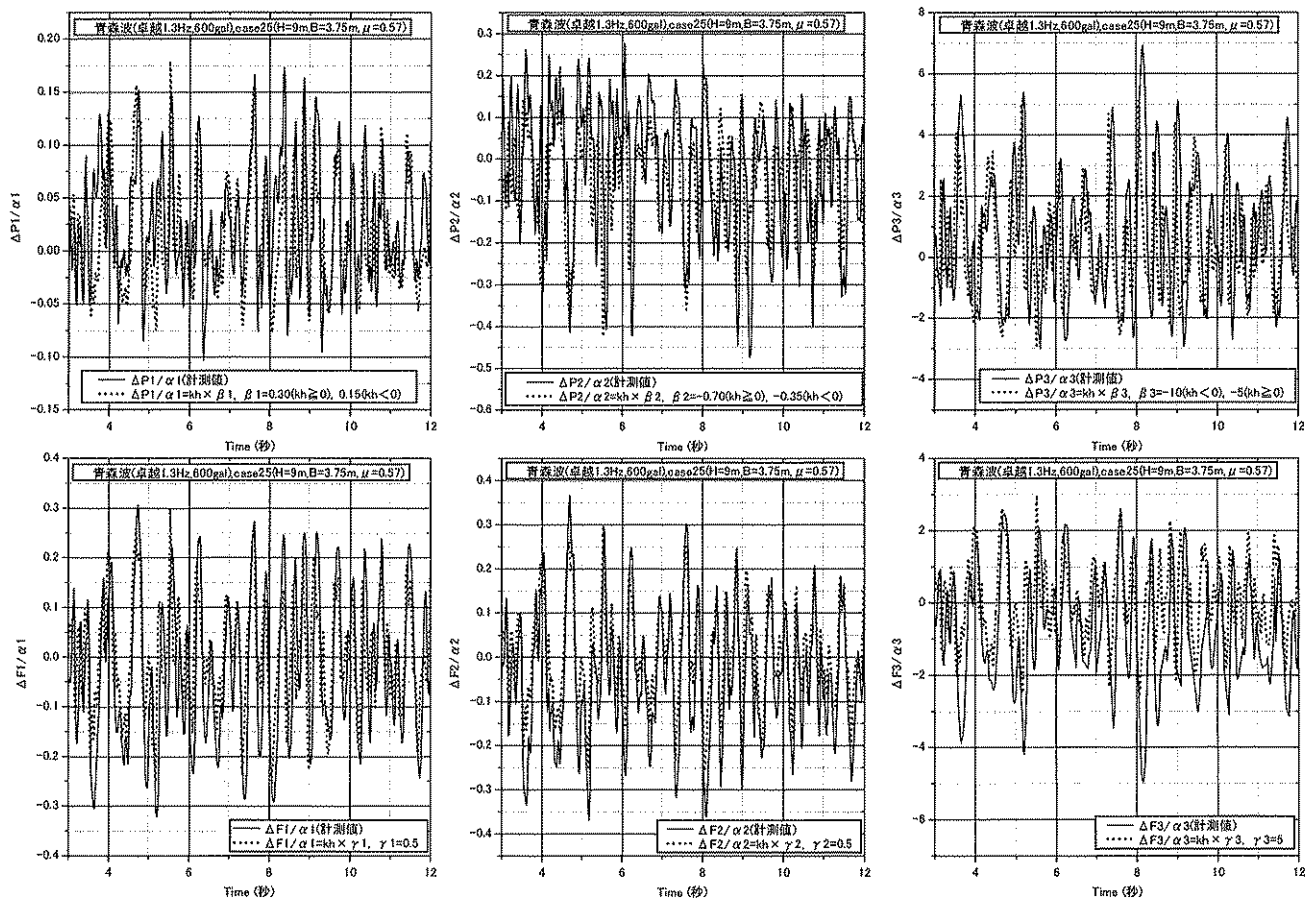


図 3.3.1-4.4 土圧 6 成分増分の計測値と計算値の比較 case25(青森波:卓越 1.3Hz)

3.3.2 水平応答加速度の算出

以下では、3.3.1 で得られた土圧の水平 3 成分 (P_1 , F_2 , P_3) を用いて、水平方向に関する運動方程式を立てることにより擁壁の水平応答加速度を求める。ただし、3.3.1 における土圧の定式化にあたっては、入力加速度と土圧との位相差を無視しており、時刻 t における土圧は、実際には位相差 Δt 前の入力加速度 ($I_{t-\Delta t}$) を用いて計算していることとなっている。

そこで、時刻 t における応答加速度を A_t として、運動方程式は、次のように表される。

$$\begin{aligned}
 M \times A_t &= P_1 + F_2 - P_3 \\
 &= (P_{10} + k h_{t-\Delta t} \times \alpha_1 \times \beta_1) \\
 &\quad + (F_{20} + k h_{t-\Delta t} \times \alpha_2 \times \gamma_2) - (P_{30} + k h_{t-\Delta t} \times \alpha_3 \times \beta_3) \\
 &= (\alpha_1 \times \beta_1 + \alpha_2 \times \gamma_2 - \alpha_3 \times \beta_3) \times k h_{t-\Delta t} \\
 &\quad (\because \text{初期状態で、} P_{10} + F_{20} - P_{30} = 0) \\
 \therefore A_t &= (\alpha_1 \times \beta_1 + \alpha_2 \times \gamma_2 - \alpha_3 \times \beta_3) \times k h_{t-\Delta t} / M \\
 &= \left(\frac{\alpha_1 \times \beta_1 + \alpha_2 \times \gamma_2 - \alpha_3 \times \beta_3}{M \times g} \right) \times I_{t-\Delta t} \quad \dots \dots \dots (3.3.2-1)
 \end{aligned}$$

図 3.3.2-1.1~1.2 は、地震波で加振したケースについて式(3.3.2-1)により算出した加速度と、実験により計測した擁壁上・下端加速度から算出した擁壁重心位置での加速度とを併記した図のうちの代表例である。

さらに、図 3.3.2-2.1~2.2 は、経験式の周波数ごとの適用性を検討するために、図 3.3.2-1.1 と 1.2 に対して、実験で得られた擁壁重心の応答加速度と、経験式で得られる応答加速度のパワースペクトルを比較した図である。

よく合致しており、特に、通常地震波の卓越周波数である 3Hz 以下においては非常に良く一致している。

ここまでは、地震波加振のケースを中心に検討を行ってきたが、表 3.3.1-1 で示した土圧算定係数を用いて規則波加振のケースについても水平加速度を算出した結果が、図 3.3.2-3.1~3.2 である。ここにおいて、表 3.3.2-1 に示すように、 β_1 (根入れ無し、 $kh < 0$) のみ係数を修正している。

表 3.3.2-1 土圧算定係数一覧

水平震度	背 面		底 面		前 面	
	β_1	γ_1	β_2	γ_2	β_3	γ_3
$kh \geq 0$ (受働側)	0.3	0.5	-0.7	0.5	-5.0	5.0
$kh < 0$ (主働側)	0.15 (0.3)	〃	-0.35	〃	-10.0	〃

注) () は根入れが無い場合。

式(3.3.2-1)において、係数 $\frac{\alpha_1 \times \beta_1 + \alpha_2 \times \gamma_2 - \alpha_3 \times \beta_3}{M \times g}$ は加速度応答倍率であり、表 3.3.2-1 にあるように、受働側、主働側でその値が異なっていることは、擁壁の加速度応答倍率は加振方向で異なることを示している。

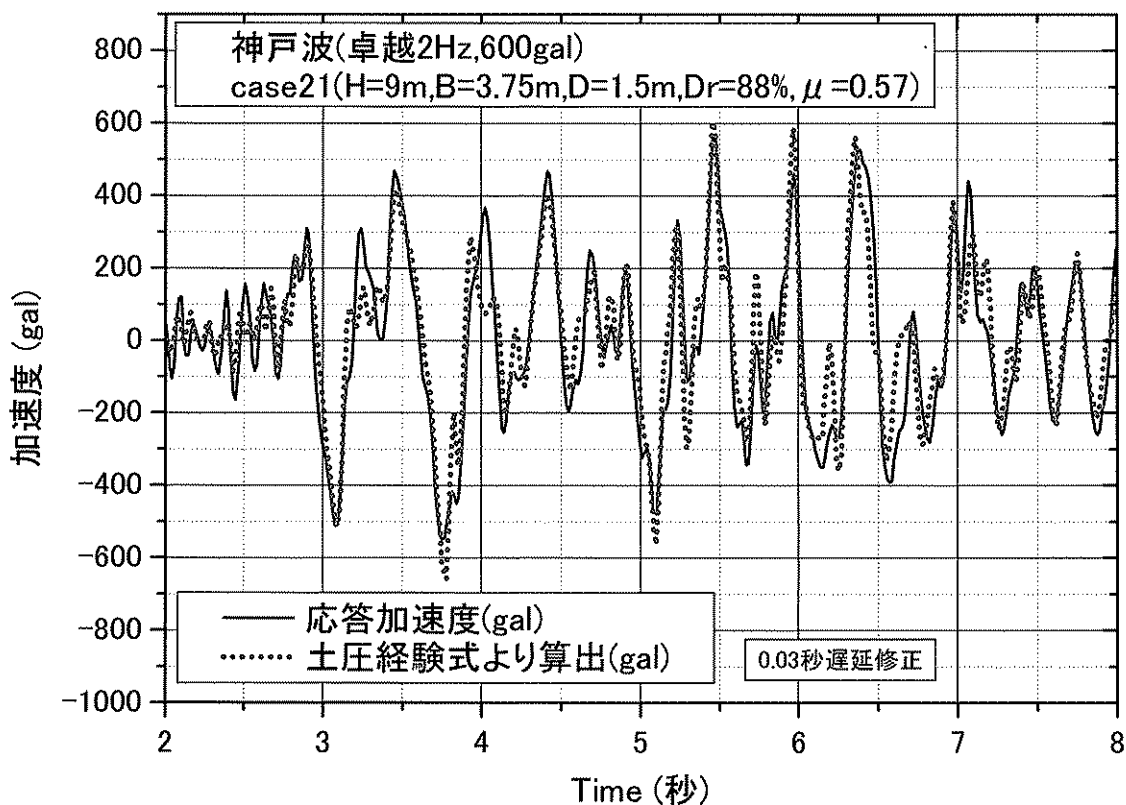


図 3.3.2-1.1 case21(神戸波, 卓越 2Hz, 600gal)

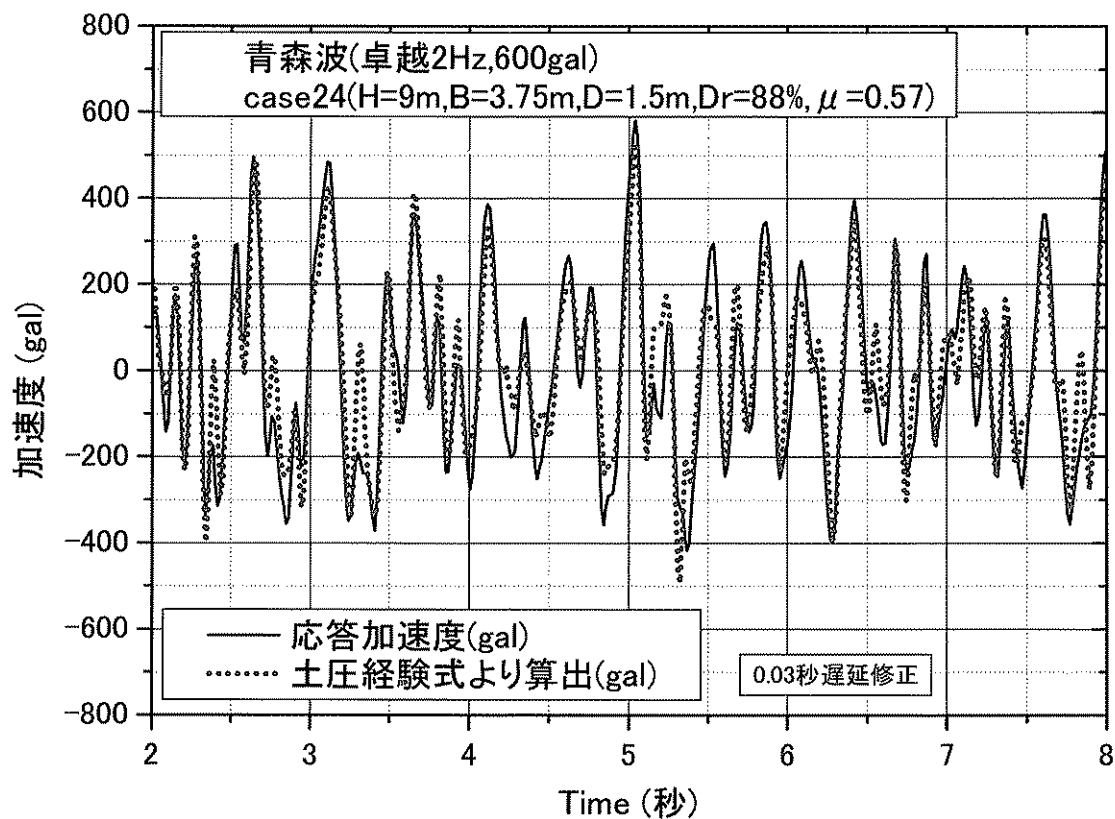


図 3.3.2-1.2 case24(青森波, 卓越 2Hz, 600gal)

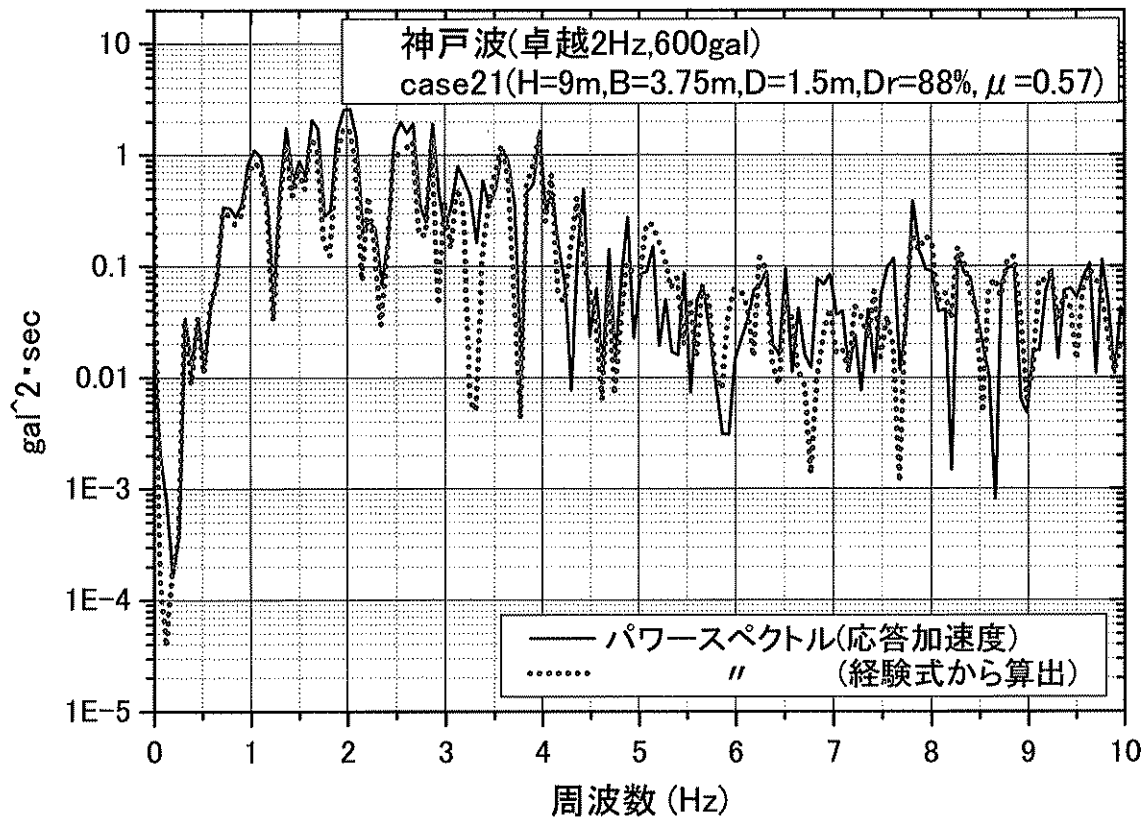


図 3.3.2-2.1 加速度パワースペクトル(case21, 600gal)

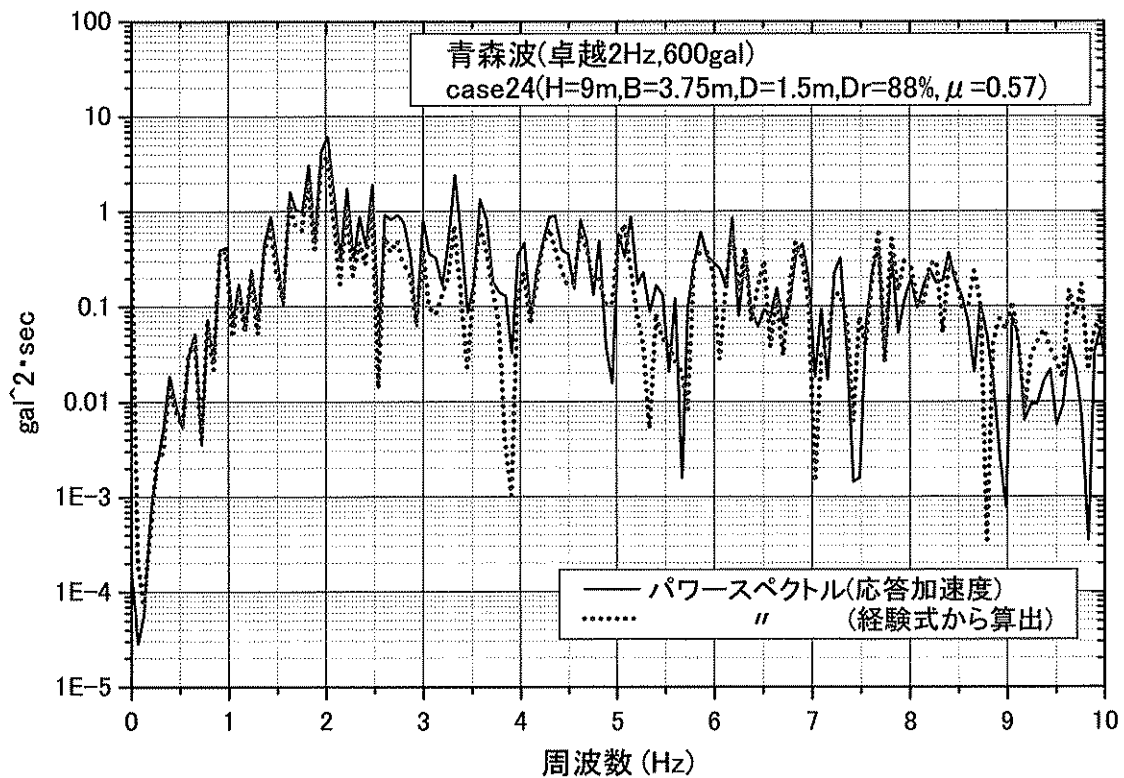


図 3.3.2-2.2 加速度パワースペクトル(case24, 600gal)

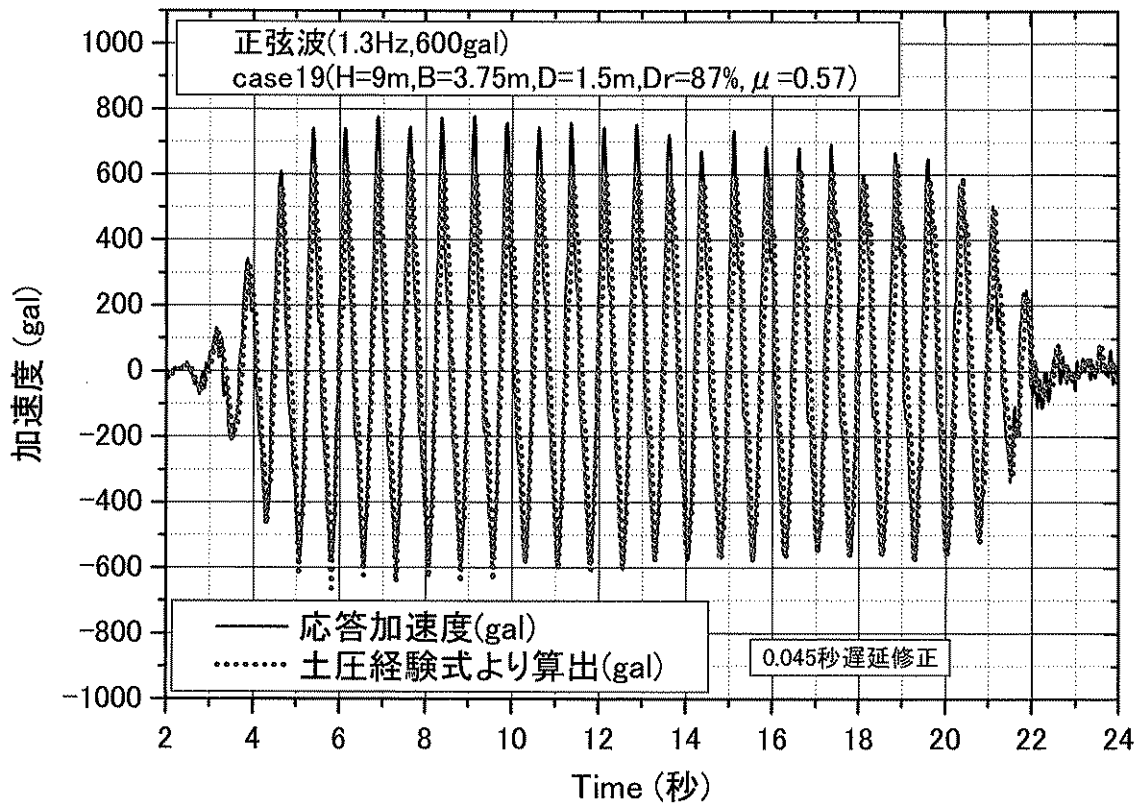


図 3.3.2-3.1 case19(正弦波, 1.3Hz, 600gal)

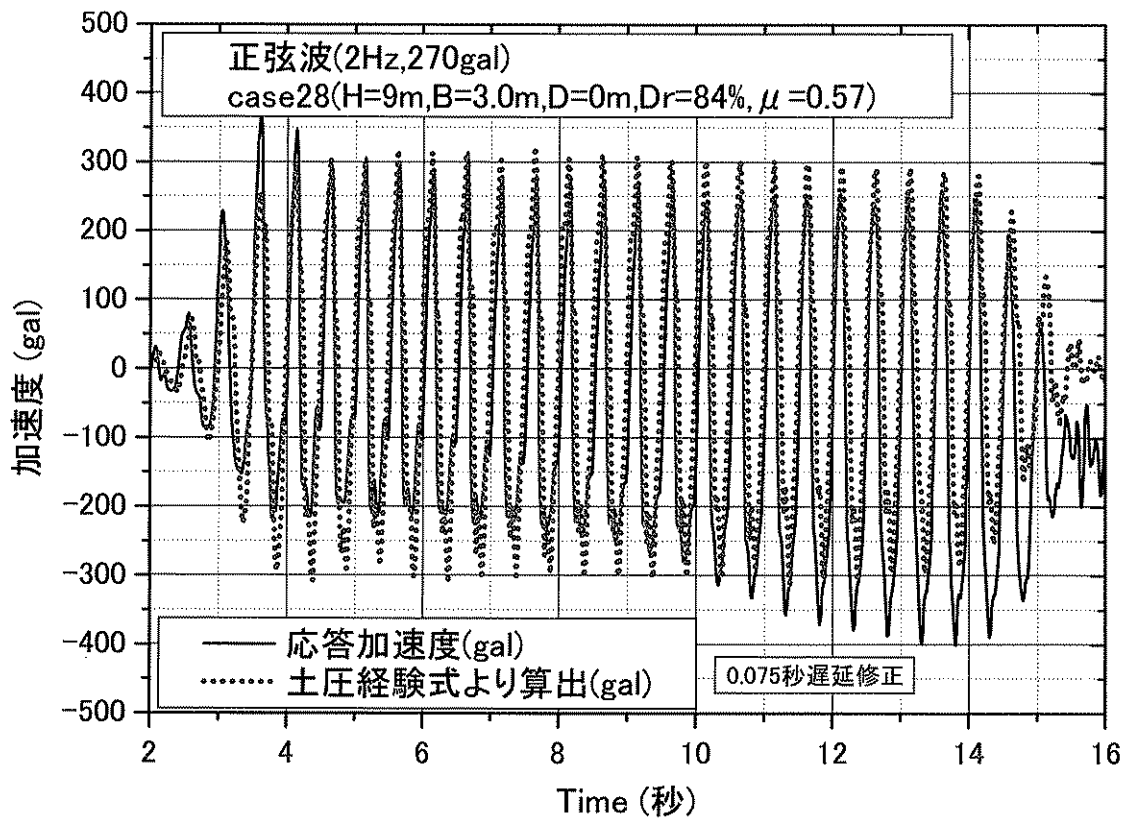


図 3.3.2-3.2 case28(正弦波, 2Hz, 270gal)

3.3.3 変位計算

ここでは、基礎—地盤系をマクロな要素として捉え、支持力破壊局面及び基礎の塑性変位増分方向を与える変位ポテンシャル面を用いて、剛な基礎の水平、鉛直及び回転変位量を同時に求める方法による変位計算を試みる。

この方法では、地盤が破壊し基礎が運動している瞬間の地盤反力は、回転放物線で表される支持力局面上のどこか一点にあり、地盤反力(鉛直荷重、水平荷重、モーメント荷重)が求められれば、鉛直、水平、回転に関する基礎の運動方程式を解くことにより同時に3つの変位成分が求められることとなっている。(文献7)8)参照。)

そこで、図3.3.3-1.1～1.2は、擁壁の変位量を算定するため、3.3.1で定式化した土圧6成分を用いて、擁壁に作用する鉛直荷重、水平荷重、モーメント荷重に関する時刻歴を作成し入力することにより変位を算定した結果の時刻歴であり、比較的よく一致していると思われる。なお、計算するにあたって必要となる入力加速度と応答加速度との位相差は、実験により計測された値を用いている。

なお、位相差をどのように設定するかは、変位量を算出するにあたっては重要な要素であり、今後の課題であると言える。

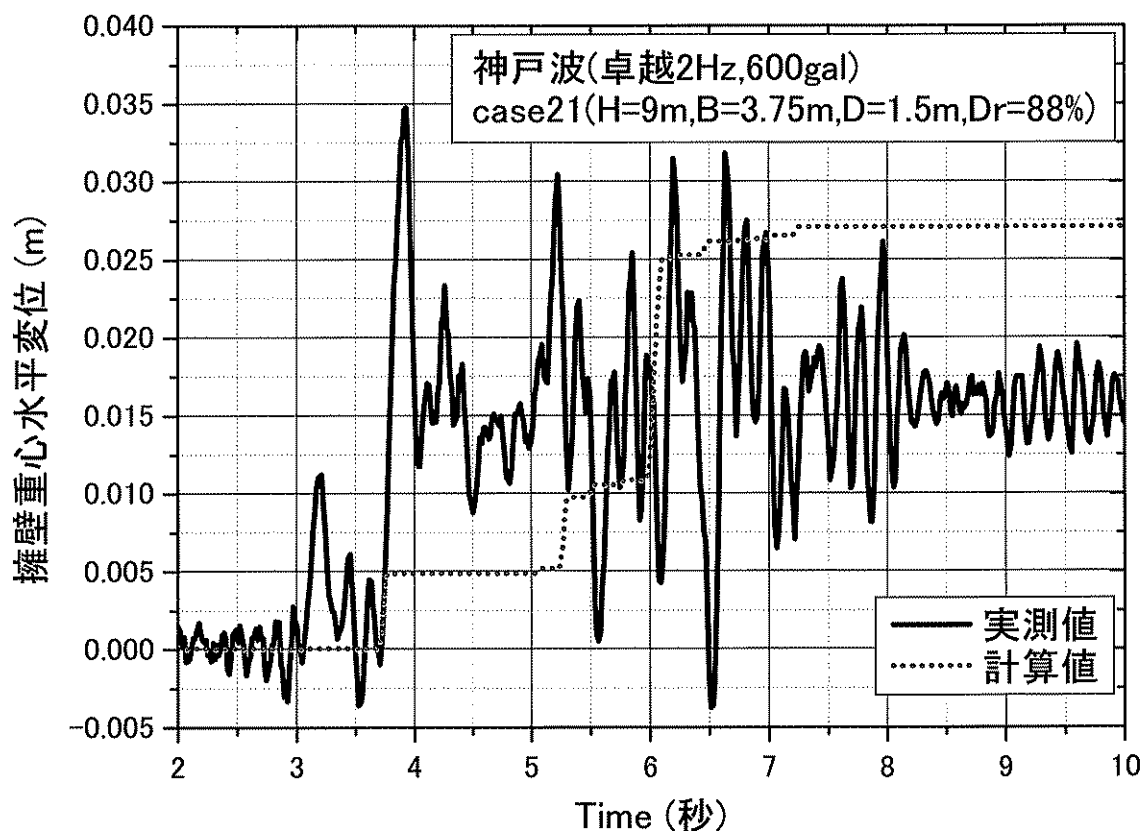


図 3.3.3-1.1 case21(神戸波:卓越 2Hz, 600gal)

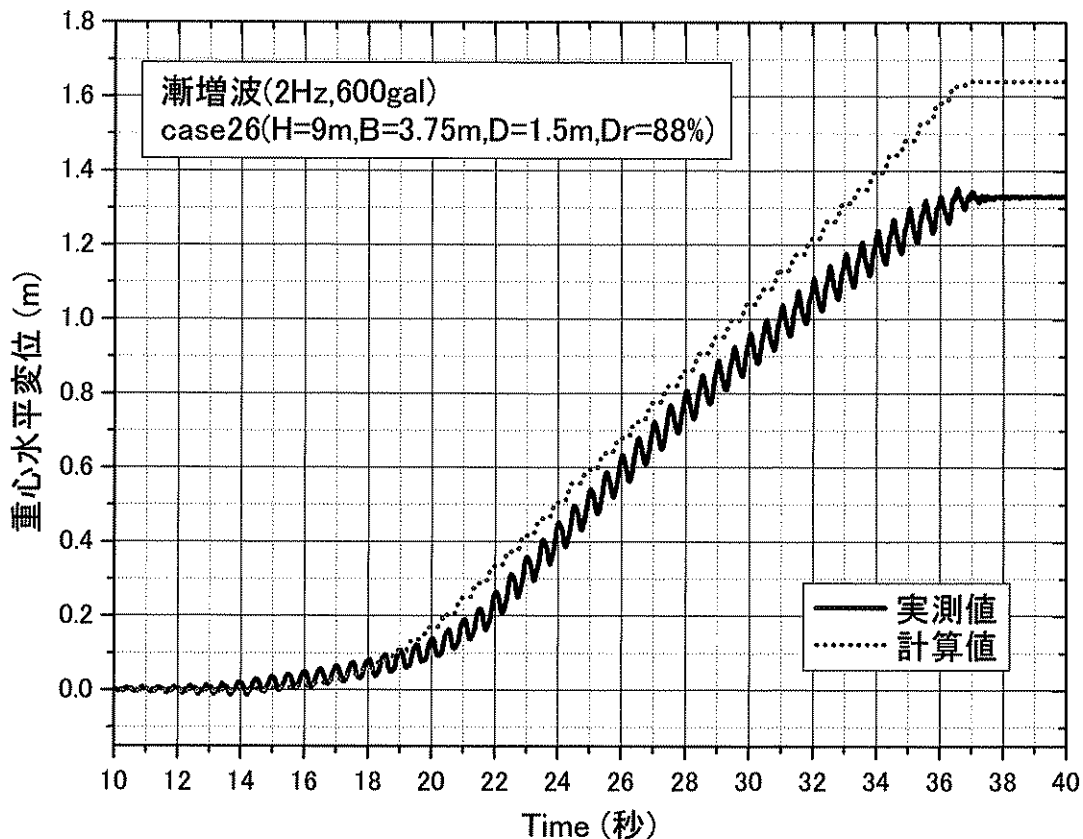


図 3.3.3-1.2 case26(漸増波 2Hz, 600gal)

3.4 新設計法と変位計算手法の適用

3.3 で検討した土圧経験式においては、擁壁が転倒側に慣性力を受ける時に背面土圧を低減させている。一方 3.2 で検討した新設計法においては、背面土圧は常時主働土圧を用いることとしている。

実務的に考えた場合、背面土圧を低減させることは、擁壁を安全に設計するという観点からは危険側となることから現場においては採用を逡巡することが考えられ、また、現行設計法では 8m 以下の擁壁を設計する場合は、常時主働土圧を用いていることを考慮するなら、3.2 で検討した新設計法を用いて擁壁形状を決定することを基本とし、大变位が生じないことを 3.3 で検討した土圧経験式による変位計算手法を補足的に用いて確認するという手順により、3.2 及び 3.3 のそれぞれの検討結果を活用することができる。

第4章 結論

直接基礎形式により設置された重力式擁壁に関する遠心力模型実験から得られたデータを分析した結果、次のような結果が得られた。

1. 物部・岡部理論が想定している地震時における擁壁の挙動は、以下の3点において実際に生じる地震時挙動を適切に表現していない。したがって、物部・岡部による地震時土圧を用いることは合理的ではない。

- ①物部・岡部の仮定では、地震時において裏込土は、すべり面に沿った土くさびが主働時には剛体的に落ち込み、受働時には抜けあがることになっているが、実際には、すべり面より擁壁側の部分全体が、擁壁の変位に追従するようにして塑性変形している。(3.1.1を参照)
- ②物部・岡部の仮定では、裏込土が擁壁の転倒側に加振された時、土圧は常に増加し、また三角形分布をすることになっているが、実際には、入力加速度と土圧との間には直接的な相関関係は無く、分布も時間変動しており三角形分布でもない。(3.1.2を参照)
- ③物部・岡部の仮定では、裏込土・擁壁全体に対して加速度が同時一様に作用し、位相差は無いことになっているが、実際には、擁壁内において入力加速度は速やかに伝達し、遅れて裏込土内を伝達して行く。(3.1.3を参照)

2. 以下のように現行設計法(震度法)を改良することにより、合理的な耐震設計法を提案した。

- ①背面土圧は常時主働土圧を用い、作用位置は擁壁高の4割地点とする。(3.1.1を参照)
- ②設計震度は0.4とする。(3.2.1を参照)
- ③前面土圧抵抗を適切に評価する。(3.1.4を参照)
- ④壁面摩擦係数は地震時においても常時と同一の値を用いる。(3.1.5を参照)
- ⑤盛土のせん断強度は実測値を用いる。(3.1.6を参照)
- ⑥つま先部分については、コンクリート置き換え等地盤改良を施すことにより、支持力破壊を防止する。(3.1.7を参照)

3. ブラックボックス的対処法により、擁壁に作用する土圧6成分を入力加速度に対する簡単な経験式として定式化したうえで、当該経験式を用いて応答加速度と変位量の算出ができることを示した。(3.3を参照)

謝辞

本所報は、筆者が平成10年11月から13年3月までに、旧建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室において斎藤由紀子氏(現 土質研究チーム)と共に行った実験により得られたデータを主に用いて、平成13年4月以降、独法土研技術推進本部に配属されてから後に行った検討を東京大学審査学位論文(主査: 龍岡文夫教授)として取り纏めものを要約したものです。

論文の取り纏めにあたって斎藤氏には何かとご協力をいただいたことを深く感謝致します。

また何よりも、論文取り纏めのためにご指導いただいた龍岡文夫教授には心から感謝致します。

参考文献

- 1) 斎藤由紀子, 松尾修, 堤達也他: 擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 1~3), 第 53 回土木学会年次学術講演会, p. 340-345, 1998
- 2) 斎藤由紀子, 松尾修他: 擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 4), 第 54 回土木学会年次学術講演会, p. 310-311, 1999
- 3) 中村伸也, 斎藤由紀子他: 擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 5), 第 55 回土木学会年次学術講演会, p. 276-277, 2000
- 4) 中村伸也, 斎藤由紀子他: 擁壁の耐震性に関する実験的検討, 土木技術資料, No. 42, Vol. 19, p. 52-57, 2000
- 5) 中村伸也, 斎藤由紀子他: 重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について—動的遠心模型実験(その 6), 第 56 回土木学会年次学術講演会, III-A120, p. 240-241, 2001
- 6) 斎藤由紀子, 松尾修他: 重力式擁壁の地震挙動とその予測法について—擁壁の滑動・沈下・回転を考慮した地震時変位計算法の検証, 第 56 回土木学会年次学術講演会, III-A122, p. 244-245, 2001
- 7) 岡村未対, 松尾修: 重力式擁壁の地震挙動とその予測法について—擁壁の水平・鉛直・回転変位予測法, 第 56 回土木学会年次学術講演会, III-A123, p. 246-247, 2001
- 8) 岡村未対, 斎藤由紀子, 田村敬一他: 重力式擁壁の地震時変位量—基礎地盤の支持力特性, 第 57 回土木学会年次学術講演会, III-535, p. 1069-1070, 2002
- 9) 物部長穂: 地震上下動に関する考察ならびに振動雑論, 土木学会誌, 10 巻 5 号, p. 1063-1094, 1924
- 10) S. Okabe: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌, 10 巻 6 号, p. 1277-1323, 1924
- 11) 松尾春雄: 擁壁に作用する地震時土圧の分布状態に関する実験的研究, 土木学会誌, Vol. 27, No. 2, p. 83-106, 1941
- 12) 大原資生, 前原博, 永田洋文: 地震時主働土圧について, 土と基礎, 18-2(144), p. 27-35, 1970
- 13) M. Ichihara, H. Matsuzawa: Earth Pressure during Earthquake, J. S&F, Vol. 13, No. 4, p. 75-86, Dec. 1973
- 14) M. Sherif, I. Ishibashi, C.D. Lee: Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls, J. Geot. Eng. ASCE, Vol. 108, No. GT5, May, 1982
- 15) Y. S. Fang, & I. Ishibashi: Static Earth Pressure with Various Wall Movements, J. Geot. Eng. ASCE, 112(3), p. 317-333, March 1986
- 16) Ishibashi & Y. S. Fang: Dynamic Earth Pressures with Different Wall Movement Modes, J. Soils and Foundations (JSSMFE), 27(4), p. 11-22, 1987
- 17) H. Seed, R.V. Whitman: Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conf. - Lateral Stress in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 1970, 103-147
- 18) R. Richards, D. Elms: Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, J. Geot. Eng., ASCE, Vol. 105, No. GT4, Apr., 1979

- 19) D. G. Elms & R. Jr. Richards: Seismic Design of Retaining Walls, Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No.25, p.854-871, 1990
- 20) F. Nadim & R. V. Whitman: Seismically Induced Movement of Retaining Walls, J. Geot. Eng., ASCE, Vol.109, No.7, July, 1983
- 21) S. Prakash, Y. Wu, E.A. Rafnsson: On Seismic Design Displacements of Rigid Retaining Walls, Proc., 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geot. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, p.1183-1192, Apr., 1995
- 22) 岩楯尚広, 当麻純一, 国生剛治, 栗原千鶴子, 大友敬三: 地震時土圧に関する実験的研究, 電力中央研究所報告, No.384010, 1985年12月
- 23) 風間基樹, 稲富隆晶: ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験, 土木学会論文集, 第416/I-13, p.419-428, 1990年4月
- 24) R. S. Steedman: Seismic design of Retaining walls, Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 1998
- 25) 前田知就, 渡辺健治, 小林義和, 東畑郁生: 模型振動実験による物部岡部式の妥当性の検討, 第33回地盤工学会研究発表会, p.2393-2394, 1998
- 26) 古関潤一, 龍岡文夫, 堀井克己, 館山勝他: 大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法, 第10回日本地震工学シンポジウム, D2-26, p.1563-1568, 1998
- 27) K. Watanabe, Y. Kobayashi, I. Towhata, T. Maeda: Shaking Table Tests on Seismic Earth Pressure Exerted on Retaining Wall Model, Proc. Second Int. Conf. on Earthquake Engng, p.297-302, 1999
- 28) 道路土工—擁壁工指針: 社団法人日本道路協会, 1999
- 29) 山口柏樹: 土質力学(全改訂), p.243, 技報堂出版, 1986
- 30) 最上武雄, 松尾稔, 富永眞生: 土圧, p.21, 鹿島出版会, 1975
- 31) 多田正明, 富田康成: プレキャスト鉄筋コンクリート擁壁に用いる敷モルタルの滑動摩擦抵抗に関する実験, コンクリート工学, Vol.34, No.6, p.34-38, 1996
- 32) J. Duncan, G. Clough, R. Ebeling: Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures, Proc. Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No.25, p.251-277, 1990
- 33) 道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編): 社団法人日本道路協会, 2002
- 34) 道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編): 社団法人日本道路協会, 2002
- 35) 今井五郎: わかりやすい土の力学, p.10, 鹿島出版会, 1983