
二重矢板壁構造物の振動時特性

Seismic Characteristics of Double Sheet Pile Wall Structures

水谷 太作(Taisaku Mizutani) 金子 忠男(Tadao Kaneko) 原 道彦(Michihiko Hara)

要旨：

二重矢板壁構造物の設計法の検討に資するために、地震時の挙動特性について検討を行った。模型を用いた振動試験を実施した結果から次の知見が得られた。(1)固有振動数は、入力加速度が大きくなるに従って減少する。これは、主として、砂の持つ非線形性、弾塑性によるものである。(2)壁体幅 B の効果は、2つの相反する形で現れる。すなわち、慣性力として壁体を変形させる効果と、中詰セン断抵抗の効果である。(3)今回の試験の範囲では、残留変形量は振動中の変形の動的成分よりも大きい。

Synopsis：

Dynamic characteristics of a static model of double sheet pile wall structures, which are important to design, have been evaluated in vibration tests on model structures. Experimental results are shown below. (1) Natural frequency decreases as the value of input acceleration increases. This fact is mainly related to sand properties, such as non-linearity and elasto-plasticity. (2) The effect of wall breadth is revealed as two opposite roles ; one is the deformation effect as inertia force, and the other is the shearing resistance. (3) Residual deflection has a tendency to be larger than the dynamic component of deformation during deflection.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

Seismic Characteristics of Double Sheet Pile Wall Structures



水谷 太作

Taisaku Mizutani

エンジニアリング事業
部 研究開発センター
建材研究室

金子 忠男

Tadao Kaneko

エンジニアリング事業
部 研究開発センター
建材研究室 主任研究
員(課長)・工博

原 道彦

Michihiko Hara

エンジニアリング事業
部 研究開発センター
構造研究室 室長(部
長)

1 緒 言

二重矢板壁は、2列に打設した鋼矢板に土砂を中詰めして構築されるもので、その止水性と安定性の高さ、工法の簡易性、経済性から、仮締切堤として広く用いられている構造物である。工法の確立を図る一助として、著者らは、運輸省港湾技術研究所との共同研究¹⁾において、二重矢板壁の静的挙動が地盤反力、鋼矢板の曲げ抵抗、ならびに中詰砂のせん断抵抗によって表現できることを示し、その解析モデルを提案した。

一方、二重矢板壁が大規模な工事の仮締切堤として、あるいは護岸や防波堤のように永久構造物として利用されることも多くなっており、こうした場合、地震時における挙動特性の把握が構造物の安全性を検討するうえで不可欠なものとなってくる。

しかしながら、二重矢板壁の固有の設計法が確立されていないことから、現在のところ係船岸の設計などに用いられる静的震度法を流用する形となっている。上述のように二重矢板壁はたわみ性に富む構造物であるために、静的震度法概念ではその挙動を表現しきれない可能性があり、振動特性を十分に照査した設計法の確立が望まれている。

こうした設計上の問題の検討に資するために、設計の大きな因子となる壁体幅および根入れ長をパラメータとした模型振動実験を行った。当該構造物の動的挙動特性の把握をしたので、ここに報告する。

2 試験方法の概要

2.1 相似則

模型体の寸法は次のような相似則の検討により行った。運輸省港

要旨

二重矢板壁構造物の設計法の検討に資するために、地震時の挙動特性について検討を行った。模型を用いた振動試験を実施した結果から次の知見が得られた。

- (1) 固有振動数は、入力加速度が大きくなるに従って減少する。これは、主として、砂の持つ非線型性、弾塑性性によるものである。
- (2) 壁体幅Bの効果は、2つの相反する形で現れる。すなわち、慣性力として壁体を変形させる効果と、中詰せん断抵抗の効果である。
- (3) 今回の試験の範囲では、残留変形量は振動中の変形の動的成分よりも大きい。

Synopsis:

Dynamic characteristics of a static model of double sheet pile wall structures, which are important to design, have been evaluated in vibration tests on model structures. Experimental results are shown below.

- (1) Natural frequency decreases as the value of input acceleration increases. This fact is mainly related to sand properties, such as non-linearity and elasto-plasticity.
- (2) The effect of wall breadth is revealed as two opposite roles; one is the deformation effect as inertia force, and the other is the shearing resistance.
- (3) Residual deflection has a tendency to be larger than the dynamic component of deformation during deflection.

湾技術研究所との共同研究において提案した解析モデル¹⁾では、その基礎式の原形は壁体の単位延長に対して

$$EI \frac{d^4}{dx^4} (Y_A + Y_B) - BG \frac{d^2}{dx^2} (Y_A + Y_B) = p_A + p_B$$

E : 矢板のヤング率

I : 断面2次モーメント

B : 壁体幅

G : 中詰砂のせん断弾性係数

Y : 変位

p_A, p_B : 分布荷重

で表される。これより、二重矢板壁の変形に支配的なパラメータとして $\alpha = BG[L]^2/EI$ が導かれる。ここで、 $[L]$ は長さの次元を持つ量を示しており、壁高あるいは壁体幅で代表させることができる。 G は一般に砂の上被り圧とせん断ひずみの関数で表現できるものである。

また、高橋ら²⁾の報告で示されている Rowe の理論に基づく次元解析では、無次元数としてたわみ指数 ρ が次式で与えられる。

$$\rho = H^4/EI$$

これらの α, ρ を実物と模型で一致させればよい。壁高 13.0 m の堤

* 昭和63年9月21日原稿受付

Table 1 Description of static loading tests

	Breadth B (cm)	Penetrate depth D (cm)	Thickness of pile		Filling sand		Ground sand		Compaction
			t_1 (cm)	t_2 (cm)	γ (gf/cm ³)	D_r (%)	γ (gf/cm ³)	D_r (%)	
Case 1	50.0	50.0	0.3	0.3	1.65	73.3	1.61	60.0	YES
Case 2	50.0	50.0	0.3	0.3	1.44	3.3	1.51	26.7	NO
Case 3	30.0	50.0	0.3	0.3	1.46	10.0	1.52	30.0	NO
Case 4	70.0	50.0	0.3	0.3	1.46	10.0	1.50	23.3	NO
Case 5	50.0	50.0	0.5	0.5	1.48	16.7	1.50	23.3	NO
Case 6	50.0	50.0	0.3	0.5	1.51	26.7	1.49	20.0	NO
Case 7	50.0	18.0	0.5	0.5	1.51	26.7	1.54	36.7	NO

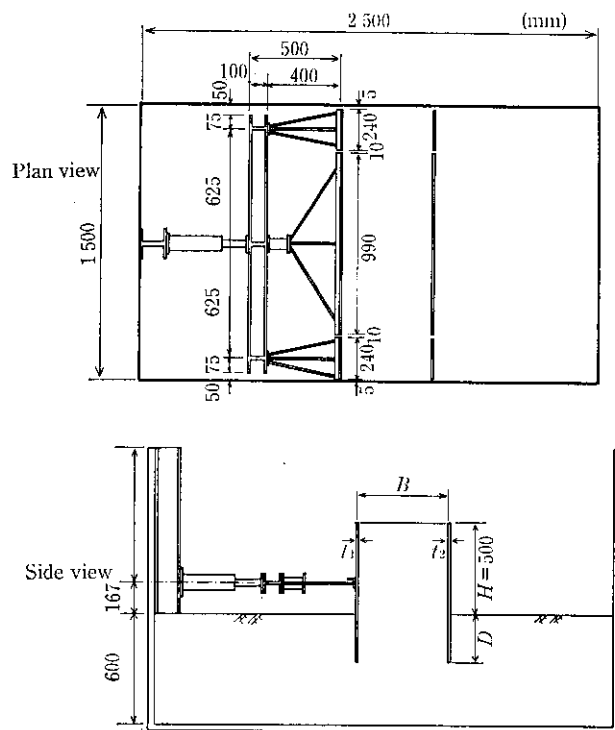


Fig. 1 Schematic illustration of static loading test

体を、実験施設の規模と能力を考慮して壁高 50 cm の模型とすると、模型矢板材質として加工性のよいアルミを用いた場合、板厚は 3.0~5.0 mm となる。

2.2 静的載荷試験結果

二重矢板壁の静的挙動に関しては、1 章でも触れたように既に共同研究のとりまとめが行われている^{1,3-8)}。これらの研究では模型試験結果と解析解の比較を中心に議論されているが、今回の振動試験に先立ち、主として次の 4 項目を対象に共同研究と同じ試験方法により静的載荷試験を再度実施した。

- (1) 壁体幅の影響
- (2) 根入れ長の影響
- (3) 矢板剛性の影響
- (4) 砂の締固め度の影響

Fig. 1 に試験法の概略を示す。また、Table 1 に実施した静的載荷試験条件、Table 2 および Table 3 にアルミ板とアルミ棒の材質を示す（後述する振動試験でも同じものを用いている）。

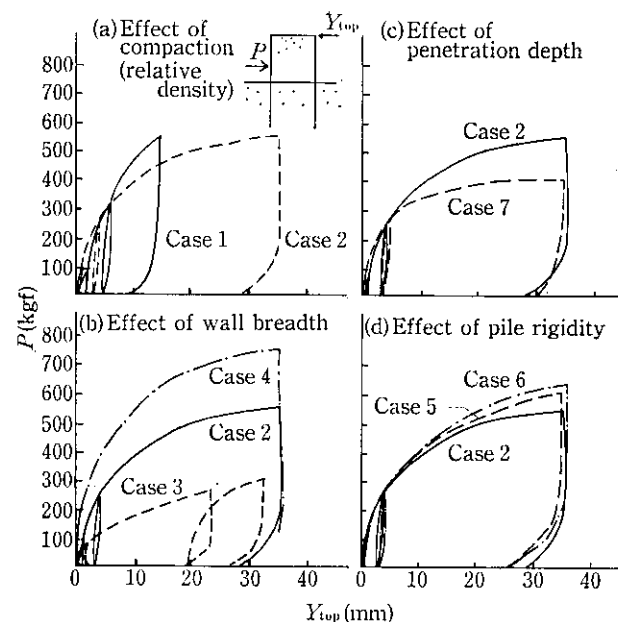
各ケースの荷重-頭部水平変位曲線を、前述したパラメータについて整理したものが、Fig. 2 である。試験結果を概括すると、当然

Table 2 Aluminum sheet pile

Thickness (cm)	Width (cm)	Section area (cm ² /100 cm)	Inertia (cm ⁴)	Young's ratio (kgf/cm ²)	Unit weight (gf/cm ³)
0.3	100	30.0	0.225	0.714×10^6	2.7
0.5	100	50.0	1.042	0.714×10^6	2.7

Table 3 Aluminum tie rod

Diameter (cm)	Section area		Young's ratio (kgf/cm ²)	Unit weight (gf/cm ³)
	Per 1 rod (cm ²)	Per unit width (cm ² /cm)		
0.5	0.196	0.00588	0.714×10^6	2.7

Fig. 2 Results of static loading tests (P - Y_{top} curve)

のことながら、地盤、中詰砂の相対密度が大きいほど変形が小さく (a)、壁体幅が大きい方が変形は小さくなっている (b)。また、根入れが長い方が変形が小さくなっている (c)。これら、(a)~(c) では、各パラメータの影響が明確に現れているのに対して、(d) に示した矢板剛性の違いは変形にあまり大きく現れてこない。さらに、Fig. 3 に示した変位分布では、ケース 2、5 および 6 の間には分布形状にも大差がないことがわかる。

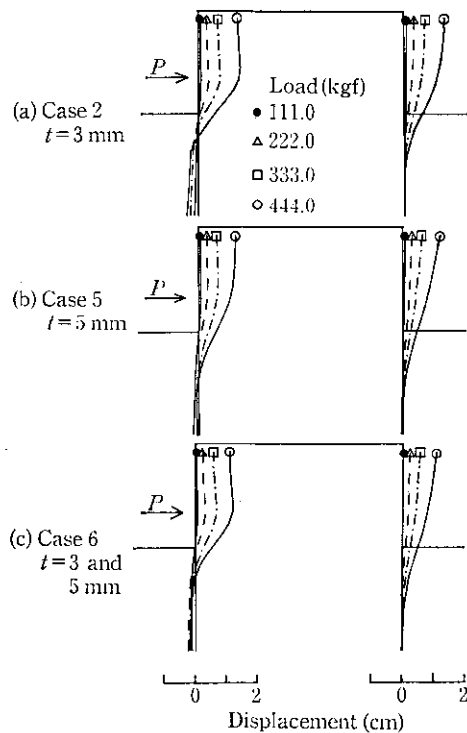


Fig. 3 Distribution of displacement (static loading test)

2.3 振動試験の条件

高橋らの研究²⁾では、主として二重壁構造の矢板板厚の影響を中心に正弦波、擬似地震波など種々の入力による応答特性を検討し、とくに変形の残留値が大きかったことから、設計上の検討としては、その残留値を重要視している。我々は、二重矢板壁の地震時の変形を解析するためのモデル化における要点の抽出のために、基礎的な振動性状を捉えることを目的として、振動試験を計画した。

振動試験のケースは、静的試験の結果をふまえて、Table 4 のように設定した。模型矢板の板厚は 3.0 mm のみとし、また、砂の締固めが緩い場合は、振動による砂の変状が大きくなるため、ここでは比較的強い締固めを行っている。さらに、ケース 6 として背面に裏込めを施した護岸タイプの試験も行った。

試験では、地盤部および中詰部に同じ乾燥砂を用いた。砂は木更津産の山砂で、その粒径加積曲線を Fig. 4 に示す。一方、実験に

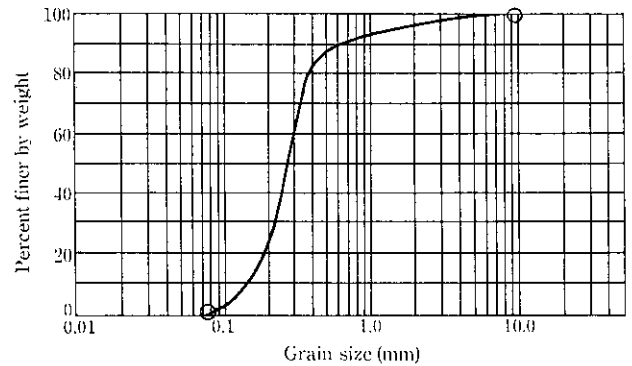


Fig. 4 Grain size distribution of Kisarazu sand

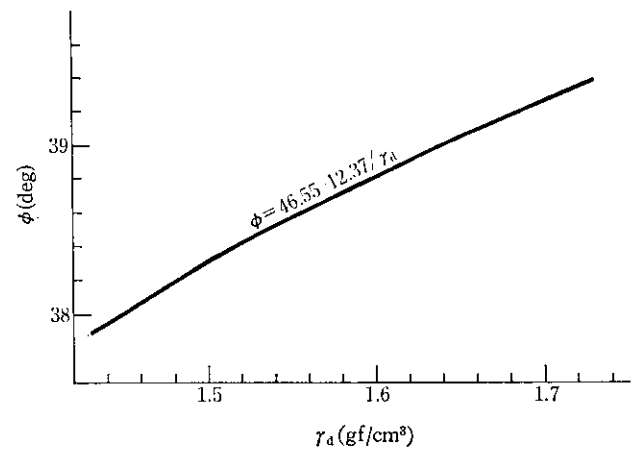
Fig. 5 Relationship between γ_d and ϕ

Table 5 Unit weight and angle of internal friction of ground and filling sand

	Ground γ_g (gf/cm ³)	Ground ϕ_g (deg)	Filling sand γ_{fu} (gf/cm ³)	Filling sand ϕ_{fu} (deg)
Case 1	1.55	38.6	1.64	39.0
Case 2	1.55	38.6	1.51	38.4
Case 3	1.60	38.8	1.68	39.2
Case 4	1.60	38.8	Ground only	Ground only
Case 5	1.64	39.0	1.61	38.9
Case 6	1.62	38.9	1.68	39.2

Table 4 Description of vibrating test

	Wall height H (mm)	Penetration Depth D (mm)	Wall Breadth B (mm)	Back Filling
Case 1	500	500	500	NO (Cofferdam)
Case 2	500	500	300	NO (Cofferdam)
Case 3	500	500	700	NO (Cofferdam)
Case 4		Ground only		
Case 5	500	180	500	NO (Cofferdam)
Case 6	500	500	500	YES (Bulkhead)

Note 1) Thickness of each aluminium model pile is 3.0 mm.

先立ち実施した土質試験より、間隙比 e と内部摩擦角 ϕ の関係が求まっており、乾燥砂の場合、ただちに単位体積重量 γ_d と内部摩擦角 ϕ の関係が導かれる。この関係を Fig. 5 に示す。

模型地盤および中詰は、砂槽 (内容量 2 500 mm × 1 500 mm × 1 500 mm) を振動台にボルトで固定したのち、重量を測った砂を一定の落下高さから投入し、電動パイプレーターによって格子状に均一な締固めを行い、途中、所定の位置で 2 列に模型矢板を建て込み、さらに砂を投入していく方式で作成した。これら一連の地盤作成作業と作成地盤の容積の計測により、地盤部および中詰部の単位体積重量が得られる。各ケースの単位体積重量と Fig. 5 より求まる内部摩擦角の値を Table 5 に示す。

2.4 実験装置と加振方法

実験に用いた振動台は、動電駆動型で、最大 7.5 t · G の加振力を

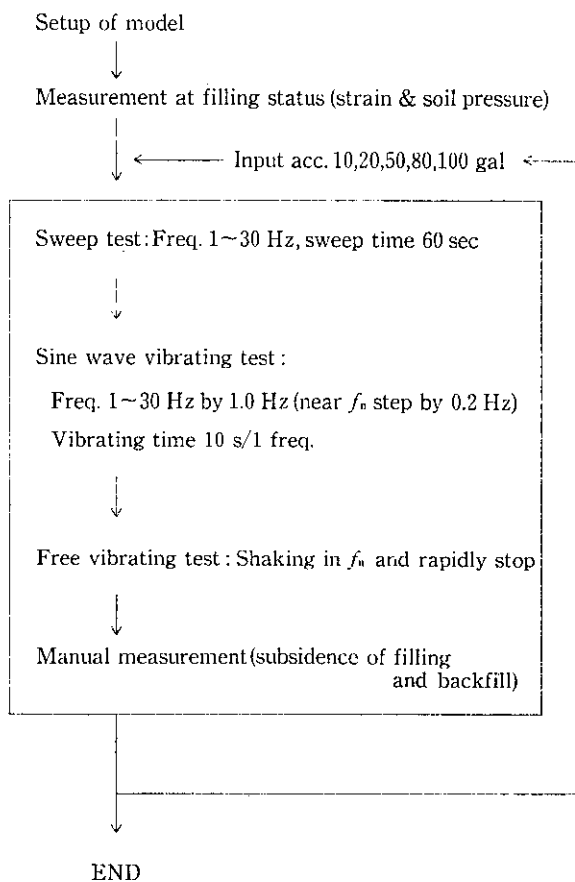


Fig. 6 Flow-chart of vibrating test

有し、0.1~50 Hzの周波数帯域で正弦波、ランダム波などを精度よく再現できるものである。加振方法は、Fig. 6の振動試験フローに示したとおりである。

周波数応答を調べる正弦波加振試験を中心にしているが、この際、加振時間を約10秒とかなり大きく取っている。これは、今回の試験ではマニュアルモードで振動台を制御していたために、数波という短い加振が不可能であったことによるものである。

2.5 測定項目と測定方法

振動試験の概要をFig. 7およびPhoto 1に示す。実験槽側壁の影響を避けるために、二重矢板壁模型は3つの部分に分け、中央部の100 cmを測定の対象とした。

測定項目は、模型矢板のひずみと変位、矢板、中詰砂および地盤砂の加速度と土圧である。測定点は、Fig. 8に示すとおりである。また、中詰、地盤の加速度は、砂の挙動への追随性を高めるために、プラスチック容器にモルタルを用いて加速度計を固定し、その重量が砂と等しくなるようにして測定した。

各測定器のデータは、動ひずみ測定器を介してデータレコーダーに記録し、必要に応じてA/D変換した値を用いて解析している。

3 振動試験結果と考察

3.1 固有振動数

二重矢板壁の固有振動数に関して、高橋ら²⁾は周波数応答曲線、パワースペクトルおよび伝達関数の位相差から求めた値の差異に言及しているが、本試験では、正弦波加振であるため、周波数応答曲

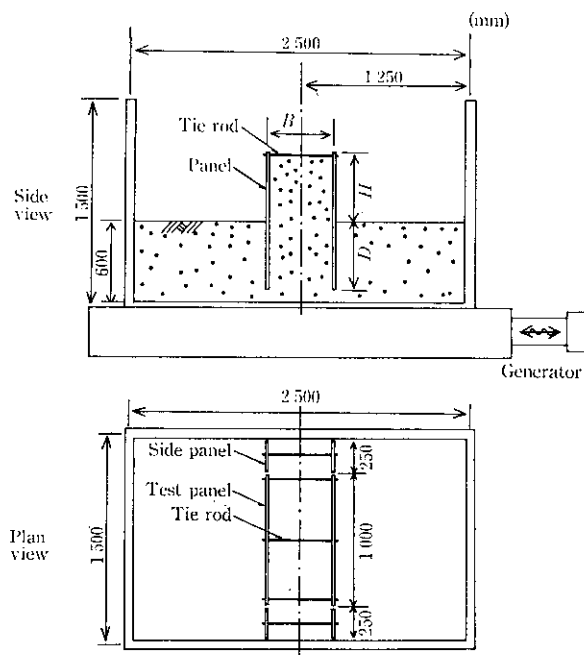


Fig. 7 Schematic illustration of vibrating test



Upper: Case 3

Lower: Case 6

Photo 1 Vibrating test

線により応答が最大となる周波数をもって固有振動数と考えることにした。

Fig. 9は周波数応答曲線の一例(ケース1の矢板天端の加速度)であるが、入力加速度が大きくなるにつれて、大きな応答を示す周

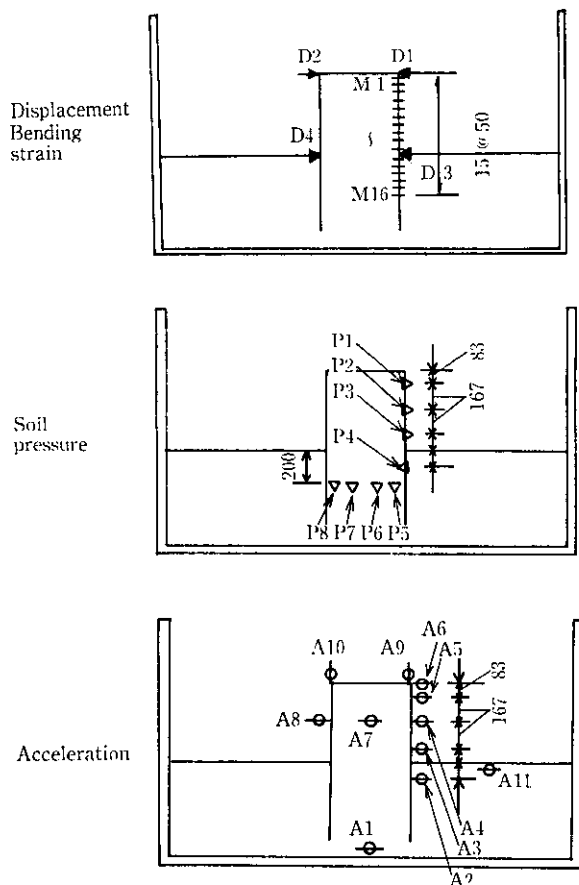


Fig. 8 Arrangement of measurement points

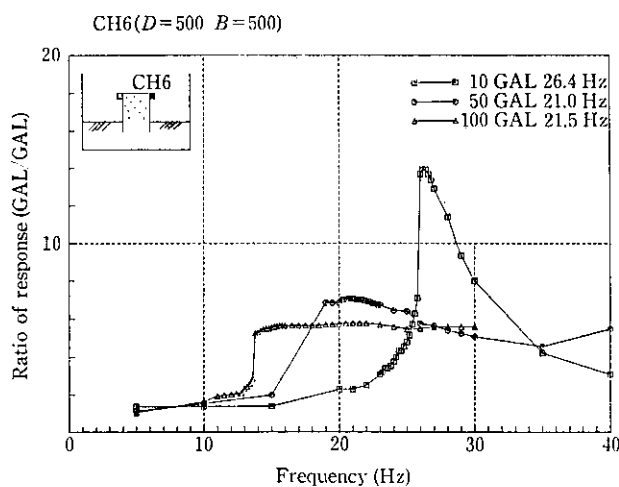
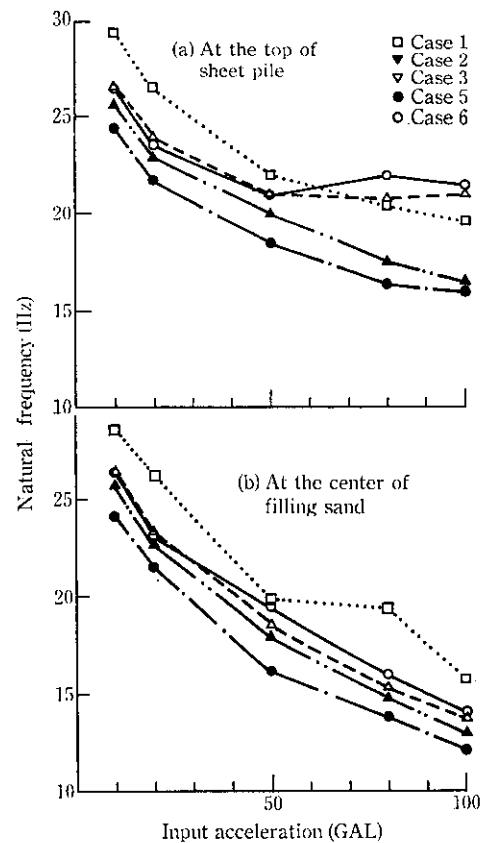


Fig. 9 Example of resonance curve (case 1)

波数帯域が広がる傾向を示し、かつ、明瞭なピークが見られなくなる。

Fig. 10 は固有振動数と入力加速度の関係を示したものである。加速度レベルが高くなるに従って、固有振動数は低周波側へ移行することがわかる。これは、砂の強度がひずみレベルに依存しているために生じるものと考えられる。すなわち、砂の剛性はひずみが大きくなるに従って小さくなり、二重矢板壁の構造的なみかけの剛性は柔なものへと変化していく。この効果によって、固有振動数の変化が生じるものと思われる。

Fig. 10 Relationship between input acceleration and f_n

得られた固有振動数を相似則を考慮して実大スケールに換算すると平均的にみて 3~6 Hz 程度となる。この値は、たとえば石田⁹⁾が行った鋼矢板セルの固有振動数 5~6 Hz にほぼ一致するものであり、セルと二重矢板壁という違いはあるものの、重力式壁体の振動特性値として、ほぼ妥当なものであると考えられる。

3.2 減衰特性

固有振動数における加振状態で、振動台を急停止させることによって模型体を自由振動させ、その減衰特性を調べた。

Fig. 11 に減衰波形の一例を示す。また、波形振幅から求める各

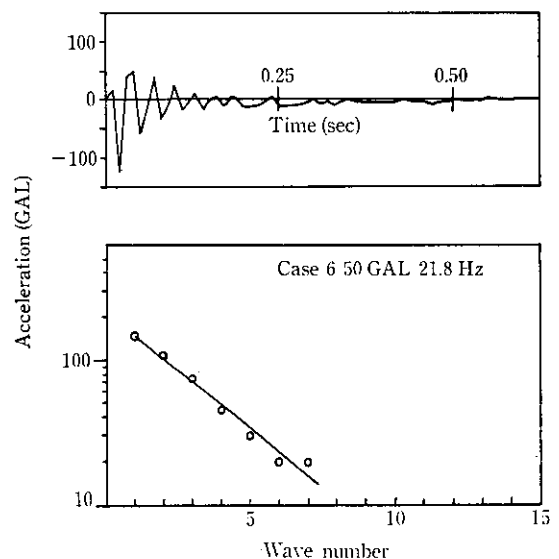


Fig. 11 Example of damping wave

Table 6 Logarithmic damping ratio (%)

	Top of pile			Sand fill
	10 GAL	50 GAL	100 GAL	50 GAL
Case 1	(4.19)*1	9.00	8.16	10.76
Case 2	9.95	8.67	—	9.34
Case 3	10.28	10.09	14.18	12.97
Case 4	—	—	—	1.72*2
Case 5	10.41	13.57	—	17.23
Case 6	11.79	9.11	—	10.76

*1 Dumping factor 4.19 was obtained from a disturbed dumping waveform.

*2 Value at ground surface.

ケースの対数減衰率を Table 6 に示す。微小ひずみ振動に対しては、一般に振動数が増加すれば減衰比が減少する傾向がある。今回の自由振動試験の結果、外力 10 GAL~100 GAL につれて固有振動数が減少している。Table 6 のケース 3 と 5 は外力の増加によって減衰率が増加する傾向にあるが、ケース 1, 2, 6 はどちらともいえない。

ひずみ振幅を大きくするとせん断剛性 G は減少し、逆に粘性減衰が増大することが、円柱共振試験などの結果から知られているが¹⁰⁾、今回の測定結果はこのことと一致していない。これは、むしろ減衰機構のうちの逸散減衰の影響が大きく、履歴減衰や、粘性減衰は必ずしも支配的でなかったことによるものと考えた方が妥当であろう。

また、矢板に比べて中詰砂の減衰は大きくなっている。

3.3 中詰砂の沈下

前述のように、1つの試験体に対して、掃引試験から始めて 10~150 GAL と連続的に試験を行ったため、試験体には残留変形が徐々に蓄積されている。中詰砂は、振動締固めによる間隙比の減少と、体積を拘束している矢板壁の変形に伴う横方向への膨張の影響を受けて沈下を生じる。

各入力加速度での加振後の中詰砂ならびに裏込め砂の沈下量を Table 7 に示す。50 GAL 加振終了時点で、沈下が非常に大きくなっている。また、Fig. 12 に加速度と沈下量の関係を壁体幅が異なるケースについて示した。壁体幅の大きさと沈下量には、相関が見出せないが、ここに現れた傾向は後述する壁体幅と変位量の関係と一致するものである。

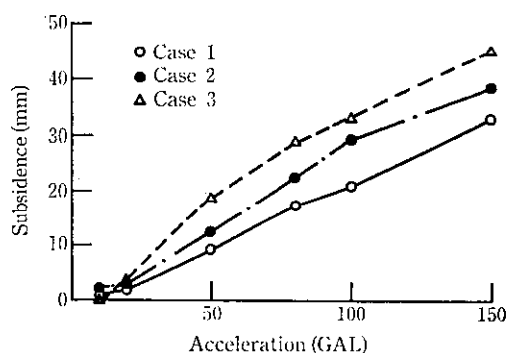


Fig. 12 Relationship between subsidence and undertaken acceleration (effect of wall breadth)

3.4 加速度応答特性

加速度計で検出されたデータを A/D 変換 (サンプリングタイム: 10 ms) し、ある 1 周期の波形を Fig. 13 に示すように 8 分割した点について整理した。変位計でのデータが十分な精度を確保できなかったため、以後の整理では、(1) 頭部加速度が最大となる時刻、あるいは (2) 矢板の曲げひずみ (M5 点付近) が最大となる時刻を基準としている。

入力加速度による応答特性の例として、ケース 1 の 50 GAL における各点に生じた最大加速度ならびに頭部加速度が最大となった時刻の加速度分布を Fig. 14 に示す。10 Hz では、壁体全体がほぼ地盤部の加速度で並進的に振動していることがわかる。固有振動数では、共振によって頭部に近いほど大きな応答を示すモードとなり、固有振動数以上の 30 Hz では、加速度の分布形状は似ているものの、その応答値は共振時に比べて小さくなっている。先に示した周波数応答曲線でもわかるように、本試験の振動数の範囲では、2 次以上の共振点は見出せない。試験において出現する共振状態は、矢板、地盤および中詰がほぼ一体となった 1 自由度の曲げ振動に近いものであることがうかがえる。

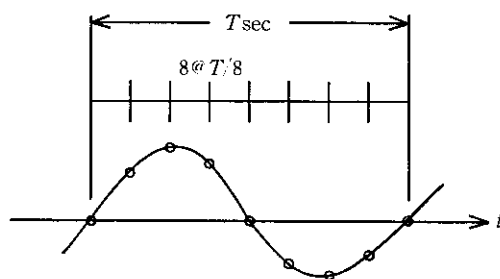


Fig. 13 Description of phase-divided data

Table 7 Subsidence of sand

(mm)

	After 10 GAL	After 20 GAL	After 50 GAL	After 80 GAL	After 100 GAL	After 150 GAL
Case 1	1.0	2.0	9.5	17.5	21.0	33.0
Case 2	2.5	3.0	12.5	22.5	30.0	39.5
Case 3	0.0	3.5	19.0	29.0	33.0	45.5
Case 5	1.0	2.0	10.0	22.0	26.0	42.0
Case 6 (FS*1)	2.5	6.0	15.0	30.0	32.0	41.0
Case 6 (BF*2)	0.0	3.0	19.0	30.0	33.0	41.0

*1 Filling sand *2 Back filling

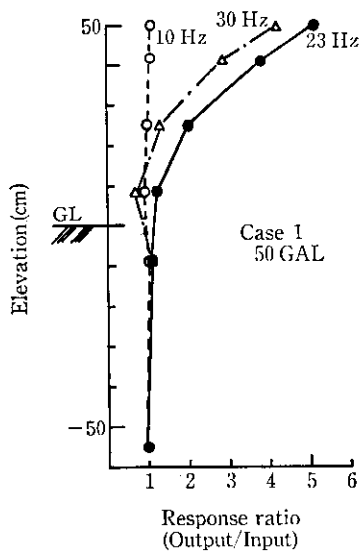
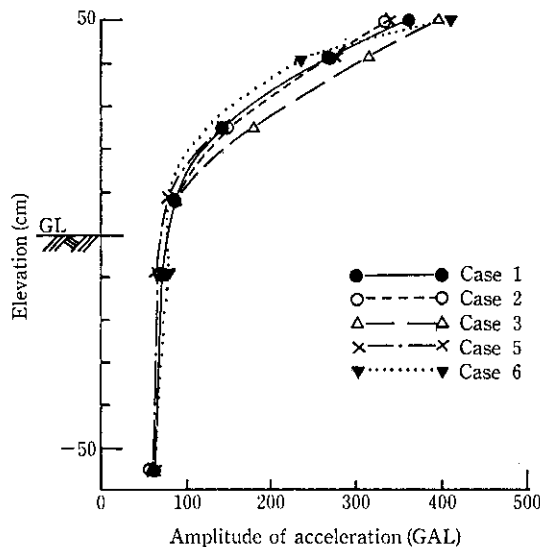


Fig. 14 Example of acceleration response

Fig. 15 Distribution of acceleration amplitude (Input acc.=50 GAL, $f=f_n$)

次に、各ケース間での比較のために、各測点での加速度振幅を示したものが Fig. 15 である。構造諸元にかかわらず、各点に生じる最大加速度はほとんど差がない。一般に、加速度は振動数の 2 乗に比例することから考えると、固有振動数に差がありながら出現する加速度に大差が無いという結果は、固有振動数の小さなものほど大きく振動しやすいという特性を二重矢板壁が有しているということになる。

もし、Fig. 14 に示したような矢板壁の加速度分布を中詰砂が持っているものとすれば、地震時の慣性力は、震度法によって考慮されている重量×設計震度（地盤加速度）から求まる値に比較して、かなり大きなものとなるかもしれない。しかし、中詰砂の加速度は矢板よりも小さくなる傾向にあり、また、実物大のスケールを FEM モデルで解析した結果¹¹⁾では、鉛直方向のみならず水平方向にも位相差が生じており、結果として慣性力に関する有効質量係数は 0.5~0.8 という値であった。模型実験においては、相似則は砂のセン断ひずみを一定と考えることで成立しているが、実験では場所的な変動があるため、相似則のくずれが生じている可能性も考えら

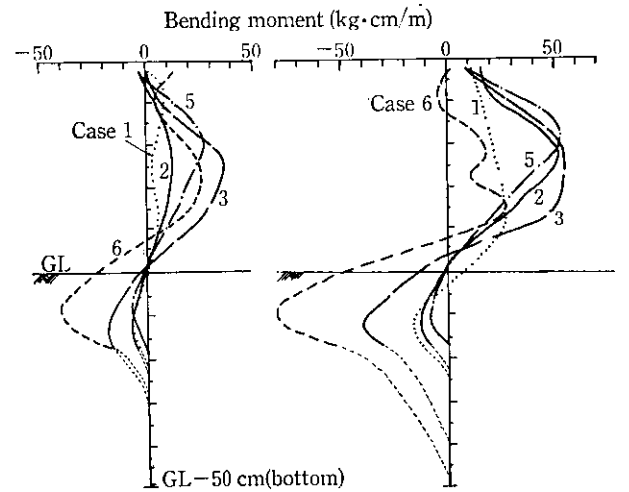
(a) Input acc.=50 GAL, $f=f_n$ (b) Input acc.=100 GAL, $f=f_n$

Fig. 16 Bending moment distribution

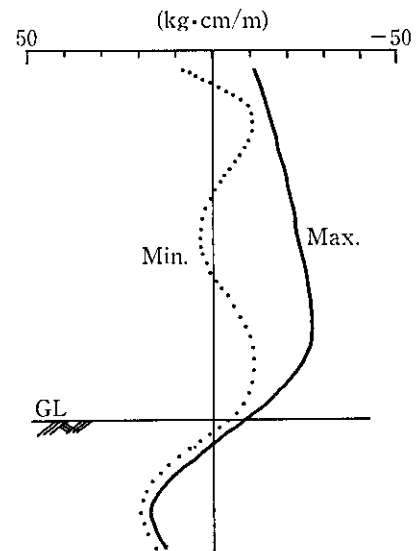


Fig. 17 Simultaneous distribution of bending moment at the time when sensor M5 indicates maximum and minimum value

れる。実物大で考えれば、場所的な変動や位相差はさらに拡大した形で現れ、結果的に FEM 解析と模型実験の間での相違となって現れたものと考えられる。

3.5 曲げモーメント

矢板の表裏に貼ったひずみゲージの測定値より、曲げモーメントを求めた。各ケースの 50 100 GAL、固有振動数加振で DL+27.5 cm の点の曲げモーメントが最大となった時刻の曲げモーメント分布を Fig. 16 に示す。根入れ部のモーメントの極値の発生点は、ケース間でほとんど差がないことがわかる。一方、地上部では、ケース 1 と 6 が壁高の 1/4 点近傍に極値を持つのにに対して、ケース 2, 3 および 5 では壁高の 1/2 点近傍に位置している。曲げモーメントは慣性力によって変形を受けやすいと想定されるものほど、地上部で大きな値を示し、逆に根入れ部では小さくなる傾向を示している。

また、壁体が逆方向に振れた場合の例として、ケース 1 の結果を Fig. 17 に示す。他のケースについてもほぼ同様の傾向を示してい

るが、実線で示した時刻には、中詰砂の慣性力が矢板方向に働くことによって、横荷重を受けた杭に似た挙動となっている。一方、点線で示した時刻には、頭部がタイロッドによって引っ張られ、地上部中腹では、中詰からの圧縮、せん断抵抗を受けているように理解される。これらの抵抗は、位相差の影響を受けているため曲げモーメントは複雑な分布形状となっている。

得られた曲げモーメント値を、仮想ばり法¹³⁾による計算値と比較すると、ケース1の100 GALの場合、慣性力による計算上の最大曲げモーメントは約260 kg・cm/mとなり、実験値はその約1/10程度である。実験では、残留変形の蓄積が曲げモーメント分布に与える影響があるものと思われるが、算定値に比べるとかなり安全側の値となっていると考えてよい。

3.6 変位

曲げモーメントを2階数値積分することによって、変位分布を求めた。この時、境界条件として矢板下端でのたわみ角、変位を0としている。

Fig. 18は、入力50 GAL固有振動数加振時の変位分布を、1周期を8等分した各位相で示したものである。変位振幅については、壁体幅の小さなケース2で小さく、壁体幅の大きなケース3でやや大きくなり、他の3ケースはあまり差がない。このことは、中詰砂の慣性力について、先に示したように加速度分布に差がないため、壁体幅がそのまま慣性力の大きさとして現れた結果と考えられる。また、砂の塑性挙動の結果として、残留変位がかなり大きくなっている。背面に裏込めを有するケース6では、壁体の前面への変形が非常に大きく、裏込め砂の慣性力の影響が大きいことがわかる。ケース3の変位分布では、頭部のタイロッドが非常に有効に作用してい

ることがわかる。壁体幅が大きいため矢板に作用する慣性力が大きく、変位量も大きくなる傾向にあるが、中詰砂の抵抗力も大きくなっているため、前後の矢板壁の変形に差が生じやすく（例えば位相3と7がほぼ同時刻の前後壁の変形と考えられる）、タイロッドに軸力を生じやすいものと思われる。

一方、静的載荷による変位分布（Fig. 3）と比較すると、その分布形状に大きな差は見られず、地震力の適切な設定を行えば、静的なモデルによって地震時の挙動が表現できるものと思われる。ただし、位相差などの振動特性によって前後壁の挙動が大きく異なってくると、タイロッドの効果が大きくなり、変位の分布形状も静的な状態と異なってくるようである。

3.7 土圧

中詰砂土圧の水平成分、横方向地盤反力および地盤砂に生じる鉛直土圧の確認のために土圧計を用いた測定を行った。従来より、土圧計による砂の圧力測定の困難さに関する指摘は多いが、特に矢板のようにたわみやすい壁体に作用する土圧で、かつその振動成分となると、データの測定精度にはかなりの誤差があるものと考えられる。

Fig. 19に初期土圧を示す。地盤砂に働く鉛直土圧は、土被り圧から算定すると、110~120 gf/cm²となるが、実験値もかなりのばらつきがあるものの、ほぼ同程度の値となっている。中詰砂の土圧についても、土圧係数に換算して $K=0.2\sim0.7$ 程度で、主働土圧ないしは静止土圧に近い値となっている。一方、根入れ部での横方向反力（あるいは受働抵抗）は、非常にばらつきが大きい。

次に、振動による土圧の変動を示すが、矢板頭部での加速度が最大および最小となった位相についてのみ例示する。Fig. 20は両矢

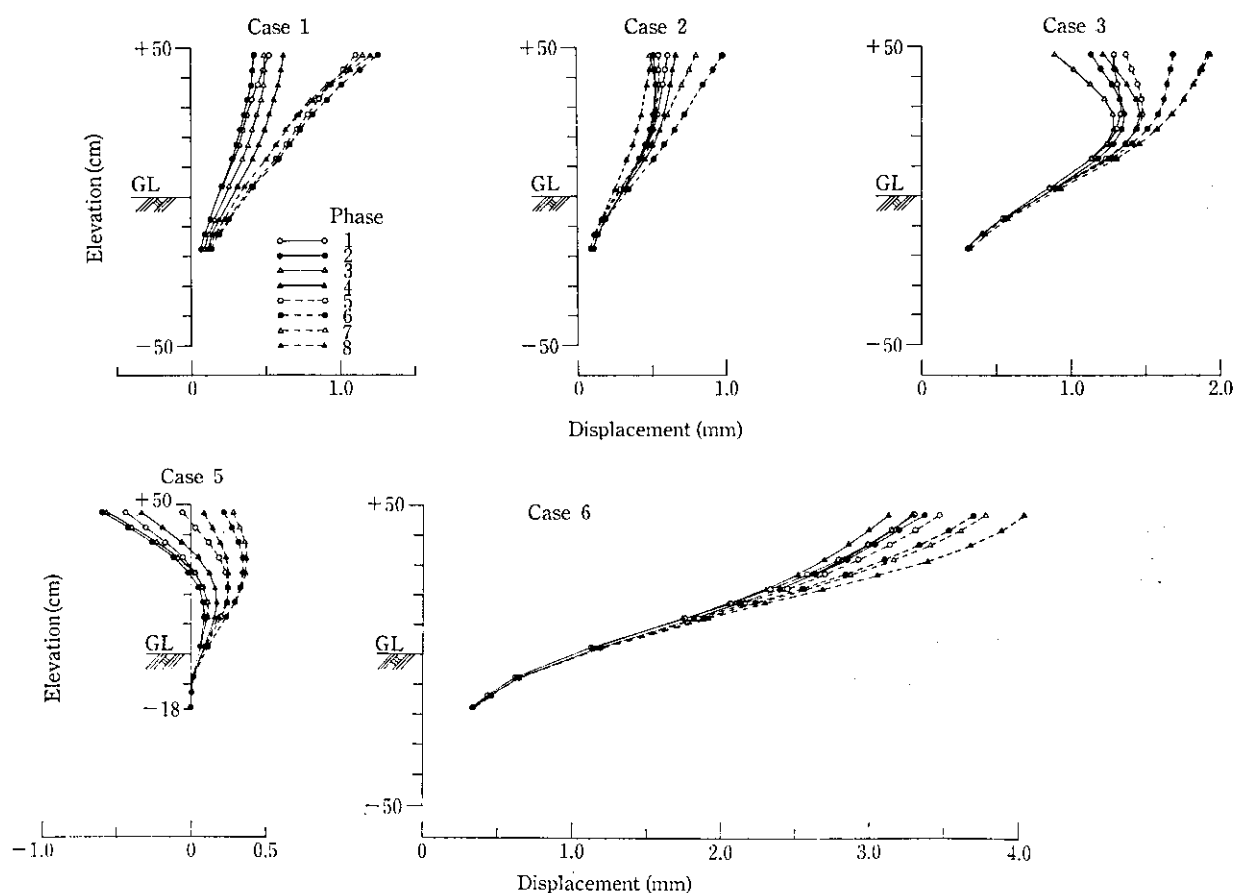


Fig. 18 Displacement distribution

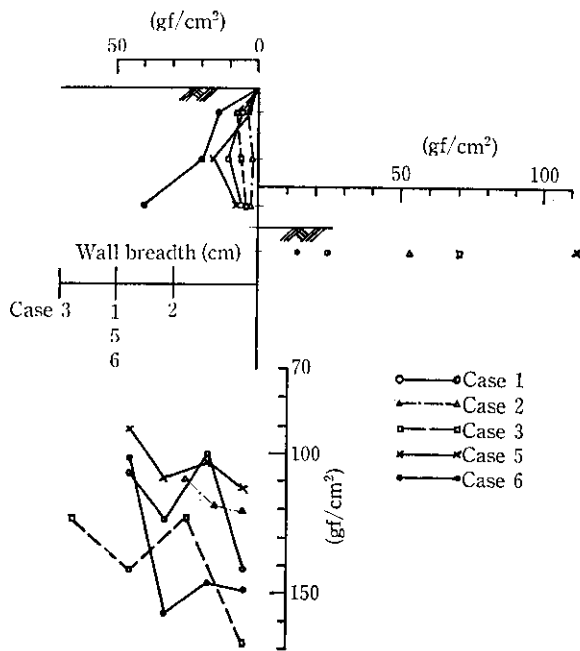


Fig. 19 Initial soil pressure distribution

板間の根入れ部 GL-20 cm の点で測定した鉛直土圧である。分布形からは、壁体軸を中心としたロッキング的な振動が生じていることがうかがえるが、土圧値は振動前に比べて小さくなる傾向が見られ、これは、振動によって中詰砂に遠心力による上向きの力が作用している結果と考えられる。

Fig. 21 は中詰土圧である。分布形状はほぼ静水圧分布に近いものとなっている。もし、慣性力のみが測定されたと考えた場合は、頭部の加速度が大きいくことから逆三角形に近い振動圧力となることが想定されるが、実験結果では異なっている。これは、壁体に作用する中詰砂の慣性力が、震度法のような重量×加速度という単純な形で表現されるものではなく、中詰砂の応力状態や位相差、あるいは矢板壁の変形状態などの複雑な要因で成り立つものであることを示唆している。

以上の諸事実より推論すると、ここで得られた土圧は、震度を考慮した物部・岡部¹³⁾の地震時土圧式から常時の土圧を差し引いた

$$(K_A' - K_A) \cdot \gamma \cdot h$$

に近いものと思われるが、これについては今後の課題としてさらに詳細な究明が必要である。

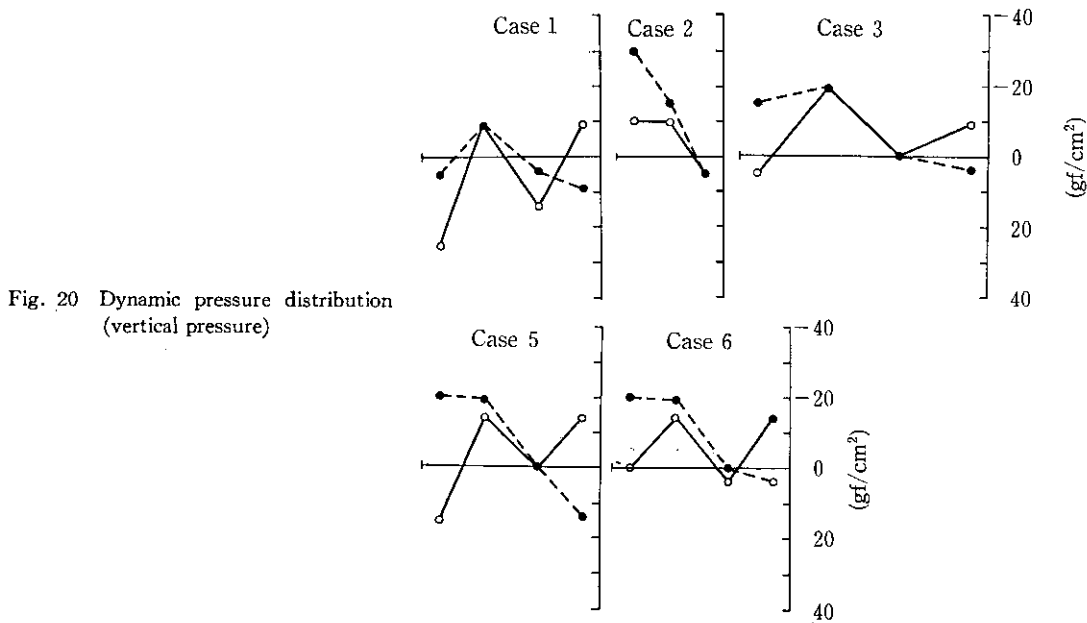


Fig. 20 Dynamic pressure distribution (vertical pressure)

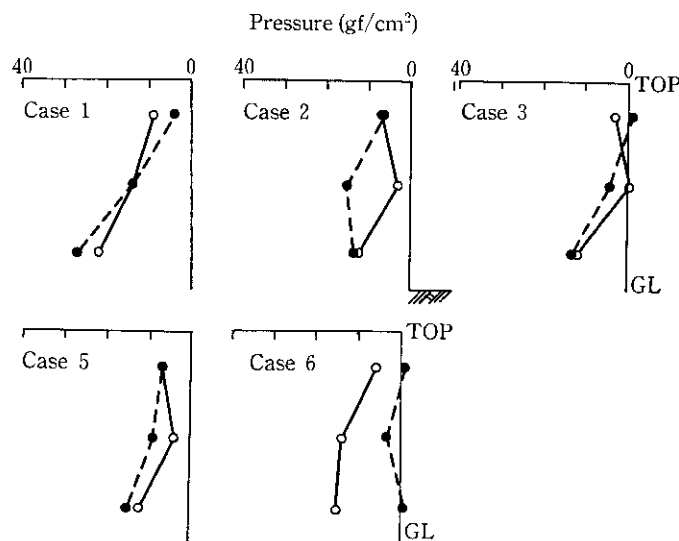


Fig. 21 Dynamic pressure distribution (filling sand) at the time when acceleration of pile top indicates minimum and maximum

4 結 言

本研究において、従来あまり検討されたことのない二重矢板壁の地震時挙動を取り上げ、その基本特性を把握するために模型を用いた正弦波加振試験を実施した結果、次のような知見が得られた。

- (1) 二重矢板壁の固有振動数は、砂というひずみ依存性および非線型性の強い材料の影響を受けて、入力波の加速度が大きくなるに従って小さくなっていく。
- (2) 減衰性能も入力加速度に従って小さくなっていくが、構造寸法と形状による逸散減衰の効果が大きいものと推定される。
- (3) 二重矢板壁の振動応答は、10 Hz という低周波数帯域では並進運動に近い分布形状となるが、固有振動数付近から高周波数側の帯域については、二重矢板壁の持つたわみ性が反映され矢板頭部で大きな応答を示す分布形状となる。

- (4) 残留変位は、変位振幅と同程度あるいはそれ以上となっており、これらの値は壁体幅に比例する傾向にある。
- (5) 壁体幅の影響は、中詰砂慣性力として変形を生ぜしめる効果と、セン断、圧縮抵抗、位相差という変形を小さくする効果として現れる。
- (6) 測定された土圧は、加速度と中詰重量の単純積より小さくなっており、地盤加速度を震度として表現した場合の物部・岡部の地震時土圧に近いものであった。

今回実施した試験は、二重矢板壁の基本振動特性に着目したもので、試験体数およびパラメータの設定が必ずしも十分でなかったが、期待していた検討項目についてはほぼ把握することができた。しかしながら、土と鋼の合成構造の解明において重要な土の性状に関する考察が不十分であり、粘性土や湿潤砂の問題を含めて、今後の検討課題といえる。

参 考 文 献

- 1) 大堀晃一, 莊司喜博, 高橋邦夫, 上田 寛, 原 道彦, 川井 豊, 塩田啓介: 「二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究」, 港湾技術研究所報告, 23 (1984) 1, 103-151
- 2) 高橋千代丸, 石田昌弘, 三好弘高: 「2重壁鋼矢板工法の振動特性に関する実験的研究」, 川崎製鉄技報, 7 (1975) 3, 60-76
- 3) 柳生忠彦, 莊司喜博, 上田 寛, 石田昌弘, 川井 豊, 塩田啓介: 「二重矢板式構造物の模型実験」, 第17回土質工学研究発表会, (1982), H-2, 183, 729-732
- 4) 大堀晃一, 莊司喜博, 高橋邦夫, 上田 寛, 原 道彦, 川井 豊, 塩田啓介: 「二重矢板式構造物の大型模型実験」, 第18回土質工学研究発表会, (1983), H-7, 439, 1147-1150
- 5) 大堀晃一, 莊司喜博, 塩田啓介: 「鋼矢板壁の横方向地盤反力係数」, 土木学会第38回年次学術講演会講演集, (1983), 第3部, III-307, 613-614
- 6) 大堀晃一, 莊司喜博, 高橋邦夫, 上田 寛, 原 道彦, 川井 豊, 塩田啓介: 「二重矢板式構造物の弾塑性解析」, 川崎製鉄技報, 5 (1983) 3, 48-55
- 7) K. Ohori, Y. Shoji, H. Ueda, M. Hara, Y. Kawai, and K. Shiota: "Elasto-Plastic Analysis of Double Sheet Pile Wall Structure", *Kawasaki Steel Technical Report*, No. 9 (1984), 79-88
- 8) K. Ohori, K. Takahashi, Y. Kawai, and K. Shiota: "Static Analysis Model for Double Sheet-Pile Wall Structures", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114 (1988) 7, 810-825
- 9) 石田昌弘, 川井 豊, 城 郁夫, 中川宏夫: 「直線形鋼矢板を用いたセル構造物の特性」, 川崎製鉄技報, 11 (1979) 4, 111-125
- 10) 土質工学会編: 土と構造物の動的相互作用, (1973), 17-24
- 11) 小池 武, 金子忠男, 水谷太作: 「二重矢板式構造物の地震時慣性力評価」, 土木学会第42回年次学術講演会講演要集, (1987), 第1部, I-409, 852-853
- 12) 日本港湾協会: 「港湾施設の技術上の基準・同解説」, (1979), 8-17~8-34
- 13) 日本港湾協会: 「港湾施設の技術上の基準・同解説」, (1979), 2-172~2-184