

岸壁に作用する地震時土圧の計算

CALCULATION OF SEISMIC EARTH PRESSURE ACTING ON QUAY WALL

大原資生*・松田 博**

By Sukeo ŌHARA and Hiroshi MATSUDA

Mononobe-Okabe's equation has been proposed in 1924 and has been used for the aseismic design of the retaining wall, today. But it is well known that the effect of cohesion is not considered in this equation.

Author measured a resultant force and a distribution of seismic earth pressure acted on a movable model wall, using a shaking table test. Sand used in the tests is slightly cohesive. The test results were discussed by the comparison with the theoretical results proposed by S. ŌHARA in 1960.

Also, we try to verify the base sliding of the gravity type quay walls which were occurred during the earthquakes by our theoretical results.

1. 緒 言

岸壁など、擁壁に作用する地震時土圧の計算には、現在、物部・岡部の式が用いられている。これは1924年に提案されたものであり、震度法を応用して導かれた地震時の主動土圧および受働土圧の計算式であるが、これには、粘着力までは考慮されていないことは衆知のことである¹⁾。そのために、最近粘着力を考慮した2, 3の計算式^{2), 3)}が発表されているが、その実用に対する評価はまだできていない。

地震時土圧の評価は、粘着力のない乾燥砂の場合についても長年月を要し、まだそのすべてが明らかでないことから、粘性土の場合にも、その解明には今後、多くの研究結果の蓄積が必要と考えられる。

著者の一人は以前から地震時土圧についての実験的研究を行うとともに、裏込土を弾性体とみなしての理論計算結果を発表^{4), 5)}した。最近、粘着力をもつ土の地震時土圧の実験を行い、その結果の考察を行った。その際に、先の理論計算結果を用いると、粘着力のあるときの地震時土圧も非常によく説明できることがわかった。

地震時土圧の実験では、通常、振動台の上に所要の大きさの砂槽をのせ、その中に砂を詰めて、所定の加速度の水平振動を加え、振動方向に直角な側壁に作用する土圧を測定するという方法がとられる。その際の土圧測定には、土圧計によって土圧分布を求める方法と、壁をロードセルで支え壁全体に加わる土圧合力を求める方法とがある。

われわれの先の実験⁶⁾⁻⁸⁾では、主として土圧計による測定が行われた。粘着力のある土を、その単位重量をできるだけ均一にして砂槽に詰めるには、砂をある程度締め固めながら、詰めなければならない。そのために、土圧計が受圧面近くの締め固めの影響を直接受け、土圧測定値にかなりのばらつきが生じることが多かった。そこで今回の実験では壁全体に加わる土圧合力を測定するようにして、土圧計による測定の不備を補った。

すなわち、側壁は、その下端がヒンジとなっていて、わずかに回転するが、左右のヒンジは上下、水平方向ともロードセルで支えられ、また、壁の上端も水平方向にロードセルで支えられている。

実験では、地震時土圧と壁の変位（裏込土のひずみレベル）の関係を明らかにし、地震時主動土圧を求めるために、振動中に側壁の上支点を2.0 mmだけ外側および内側に繰り返し変位させて、土圧変化を調べた。

* 正会員 工博 山口大学教授 工学部土木工学科
(〒755 宇部市常盤台 2557)

** 正会員 工博 山口大学助教授 工学部建設工学科(同上)

実験結果の検討には、オシログラフの記録から読み取った壁の変位と土圧計の測定値、各ロードセルの出力との関係を履歴曲線として示し、これらの曲線から、地震時主働土圧の合力および分布、土圧合力の作用高、壁面摩擦角などについての特性を考察した。

そして、これらの実験結果、乾燥砂の結果はもちろん、粘着力のある場合の実験結果が、前述の理論計算値^(1,5)によって適切に説明できることがわかった。本報告では、まずその点について述べ、改めて、先の理論計算値を既往の被災岸壁に適用した結果についても述べ、本計算結果の位置付けを明らかにした。

2. 試料および実験装置

粘着力のある試料は、前回³⁾同様に豊浦標準砂にグリセリンを質量比(砂：グリセリン)10：1の割合で混合した砂(これを以後グリセリン砂という)を用いた。

グリセリンを混合した砂を用いたのは、実験に使用した砂槽の深さが50 cmであるので、粘着力が大きく、それによる限界深さが50 cm以上となる試料を用いることは実験結果の一般性が乏しくなる。そこでわずかの粘着力をもった試料を作るために、グリセリンを混合した砂を用いた。

このようにして作られたグリセリン砂の強度定数は三軸試験によって求められた。Fig. 1, Table 1 にその結果を示す。供試体の単位重量は砂槽に詰められた状態のそれに等しくし、側圧も砂槽の深さが50 cmであることを考えて2.5~10.0 kPaとして試験が行われた。

求められたグリセリン砂の粘着力は1.18 kPaとなり、この値から求められる限界深さは約17 cmである。

なお、実験結果の比較・検討のため、気乾状態の豊浦砂(以後乾燥砂という)についても改めて実験を行い、粘着力のない場合の実験結果を求めた。

実験に用いた砂槽は軽金属板製で、Fig. 2 に示すよう

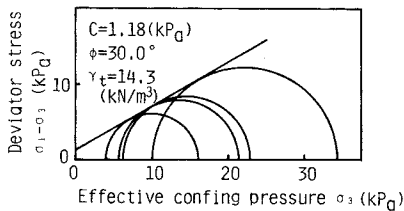


Fig. 1 Triaxial test result on glycerin sand.

Table 1 Physical properties of sand.

specific gravity	G_s	2.640
Uniformity coefficient	U_c	1.58
average grain diameter	D_{50}	0.205 mm
maximum grain diameter	D_{max}	0.840 mm

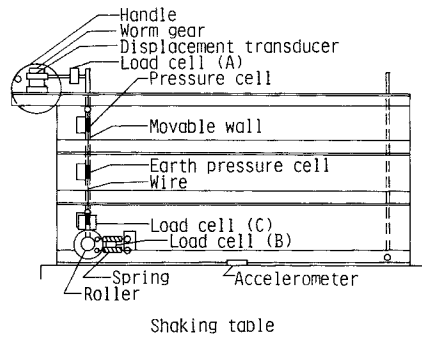


Fig. 2 Shaking sand box.

に、深さ、幅、長さがそれぞれ50 cm×50 cm×90 cmで、振動方向に直角な側壁は、両方とも下端をヒンジとした可動壁となっている。そしてその1つは、下端のヒンジが水平および鉛直方向ともロードセルで、上支点も水平方向にロードセルで支えられており、壁に作用する土圧合力の水平成分、鉛直成分が測定できるようになっている。

また、この壁面には、砂層表面からの深さが、それぞれ10 cm, 25 cm, 40 cmの位置に土圧計が付けられ、土圧分布も測定できるようになっている。

この側壁は、ハンドルを回転することによって、上支点をゆっくりと水平方向に変位することができる。

もう1つの側壁は上支点が板ばねで支えられていて、振動中に生じる砂層の変位を極端に拘束しないように、加わる力に比例して変位する構造になっている。

ロードセルおよび土圧計の出力は、振動台の加速度、壁の変位を測る変位計などの出力と一緒にペンオシロに記録される。

グリセリン砂は、6層に分け、タンパー(底面積14 cm×20 cm)を用いて、試料上面を軽く押さえ、単位重量ができるだけ均等になるように、砂槽に詰めた。このようにして用意されたグリセリン砂層の単位重量は14.3 kN/m³であった。この値は3層目の試料を詰める際に、直径7.5 cm、深さ7.0 cmの容器3個を置いて砂を詰め、あとで取り出して測定するという方法によるものである。

乾燥砂は、バケツに入れたものを釣り上げ、ホースを通して砂槽に静かに流し込んで詰めた。単位重量の測定方法はグリセリン砂と同様であるが、乾燥砂では、深

Table 2 Shearing properties of sands.

	sand ($\gamma_t = 13.4 \text{ kN/m}^3$)	glycerin sand ($\gamma_t = 14.3 \text{ kN/m}^3$)
cohesion (kPa)	0	1.18
angle of internal friction (°)	37.4	31.0

さ 10 cm, 25 cm, 40 cm の位置での測定であり, その平均値は 13.4 kN/m³であった。

3. 実験方法

砂槽への砂詰め後, 振動台を水平震度 $k_h=0.1$, 振動数 3 Hz で振動する。そして, 振動中に, 可動壁の上支点 (砂表面上 6.6 cm の位置) の水平変位が 2 mm となるまで壁を 0.01 mm/s の速度で, 静かに外側 (主働側) に倒す。次に, 同じ速度で内側 (受働側) へ変位が 4 mm (はじめの位置からの変位は 2 mm) となるまで倒す。さらに, 同じ速度で 2 mm 外側に動かしてはじめての位置に戻す。

次に, 乾燥砂の場合には, 振動台をいったん止めて振動中に生じた砂表面の沈下量を測定し, 砂層の単位重量の変化を求め, 沈下量を補う分だけの砂を補充して詰め, 砂表面を元の高さに戻した。この方法によって求められた乾燥砂の単位重量は震度 0.4 の振動後, 平均値は 13.8 kN/m³であった。なお, グリセリン砂では振動中の沈下はほとんど生じなかったため, 上記の作業は行わなかった。

このようにして, 順次, 震度 0.2, 0.3, 0.4 として同様な実験を行った。

上述の動的試験に先立って, 壁を同じように 3 回変位させて静的試験が行われた。

4. 実験結果とその考察

Fig. 3, Fig. 4 は静的および動的試験での土圧合力と壁の上支点の変位の関係, すなわち壁を内および外側に最大 2.0 mm 変位したときの土圧合力の水平成分の変化を示す。これらはベンシロの記録の読取値をプロットして作られたものである。なお, この実験では主働土圧

を求めるのが目的であるので, 動的実験では土圧振幅の山の値 (土圧の最大値) をとった。

これらの図から, 変位サイクル回数が多くなるに従って, 壁近傍の砂が締まるために, 履歴曲線が全く同一にはならないが, 静的の場合も, 動的の場合もともに主働側への変位量が 0.8 mm 以上になると, 土圧合力はほぼ一定値となり主働状態とみなせる土圧合力が得られていると判断される。

そこで, 静的・動的いずれの場合でも主働側への変位が 2.0 mm となった点の土圧合力を主働土圧合力と考えて, それらと震度との関係を示したのが, 図-5 に示す測定値である。

また, 主働土圧合力の壁の上支点と下端のヒンジ点に作用する水平分力から主働土圧合力の作用高さを求め, 震度との関係を示したのが, Fig. 6 の測定値である。

Fig. 5 から, 乾燥砂, グリセリン砂のいずれの場合も, 主働土圧合力は震度が大きくなるに従って大きくなっており, 土圧合力は, 乾燥砂の方がグリセリン砂より大きいことがわかる。この土圧合力の差は粘着力によるものであるが, これは震度によって, ほとんど変化していないことが Fig. 5 からわかる。

このことは, 粘着力によって生じる静的主働土圧合力の減少量が, 粘着力がある場合とない場合の地震時土圧合力の差に等しいことを示す。

「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」には, 地震時主働土圧の計算式として次式を与えている。

$$p_{Ea} = \gamma \cdot x \cdot K_{Ea} - 2c \cdot \sqrt{K_{Ea}} + q' \cdot K_{Ea} \dots \dots \dots (1)$$

ここで,

- p_{Ea} : 深さ x における地震時主働土圧強度
- K_{Ea} : 地震時主働土圧係数
- γ : 土の単位重量

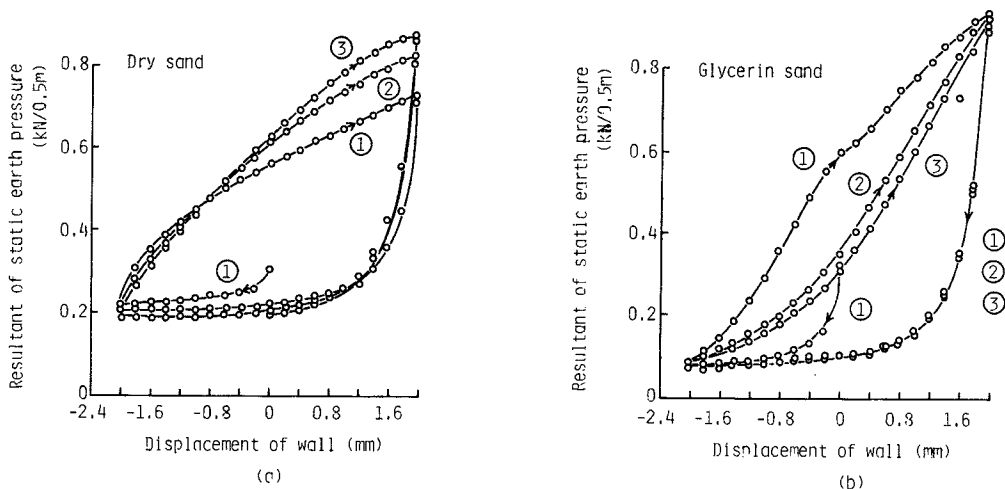


Fig. 3 Relationships between resultant of static earth pressure and displacement of wall top.

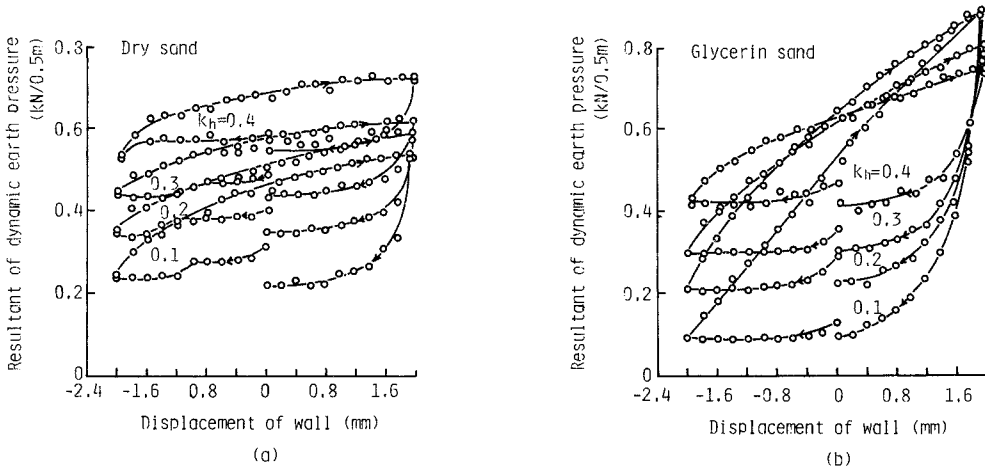


Fig.4 Relationships between resultant of dynamic earth pressure and displacement of wall top.

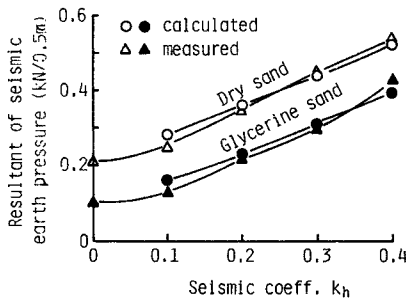


Fig.5 Resultant of seismic active earth pressure.

c : 土の粘着力

式 (1) の右辺第 2 項が粘着力による主動土圧の減少量となるが、 $\sqrt{K_{ea}}$ は内部摩擦角を 35° とすると、震度 0.4 では、常時 ($k_h=0$) の 1.45 倍となるので、式 (1) が成り立つならば、両者の土圧合力値の差は、震度の増加とともに大きくならなければならない。

また、乾燥砂の地震時主動土圧の実験値は通常物部・岡部式の計算値より大きく、両者の差は震度が大きくなるに従って大きくなるのが知られている¹⁾。Fig. 5 の乾燥砂の測定値からもそのことはわかる。すなわち内部摩擦角が $35^\circ \sim 40^\circ$ では震度 0.4 のときの K_{ea} の計算値は常時のその約 2 倍となるが、Fig. 5 の土圧合力の測定値では約 2.5 倍となっている。

この原因は別途検討されている¹⁾が、振動による砂層の単位重量の増加に伴う内部摩擦角の増加は振動中の内部摩擦角の減少によって打ち消され、単位重量の増加のみが地震時土圧の増加を支配するとの考えも成り立つ。

以上の考察から、Fig. 5 に示される両者の土圧合力測定値の差は式 (1) によっては簡単に説明できなかった。

Fig. 7 は、著者の一人が、裏込め土を弾性体とみなし

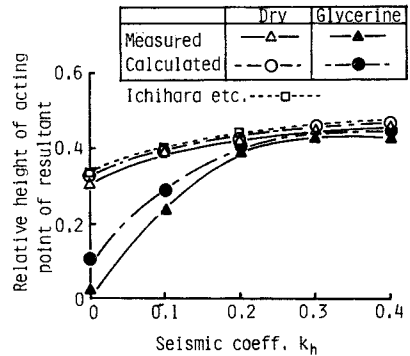


Fig.6 Relative height of application point of resultant.

て求めた、地震時土圧の弾性理論解である。この詳細については、すでに多くの発表があるので、ここでは改めて述べない。

この理論解は、Fig. 7(b) に示しているように、砂層の弾性定数 (λ, μ : ラメの定数) は深さとともに直線的に変化するとし、Ritz の近似解および階差法を用いて数値計算したもので、Fig. 7 に示す圧力分布は振動土圧振幅分布である。この理論解を求めるに際して、著者は地震時土圧は Fig. 7 に示す振動土圧に静的主動土圧を加えたものとなると考えた^{4), 5), 9)}。

この考え方に従って、今回の実験値に相当する地震時土圧分布の理論解を求めれば、Fig. 8, Fig. 9 に示す分布が得られる。

Fig. 8 がグリセリン砂、Fig. 9 が乾燥砂の場合である。Fig. 8, Fig. 9 の分布を求めるために用いた、それぞれの場合の静的主動土圧分布は、土圧計による主動土圧分布の測定結果を Fig. 3 に示される主動土圧合力で照合して求められた。図中に、土圧計によって測定された地震

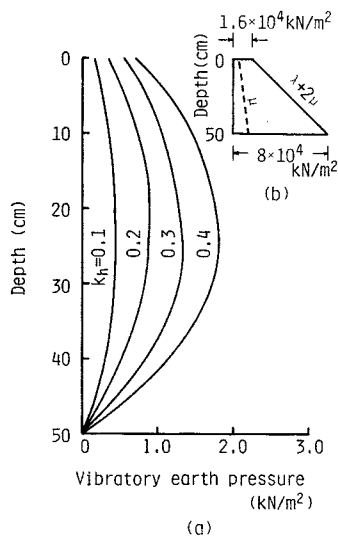


Fig. 7 Distribution of vibratory earth pressure.

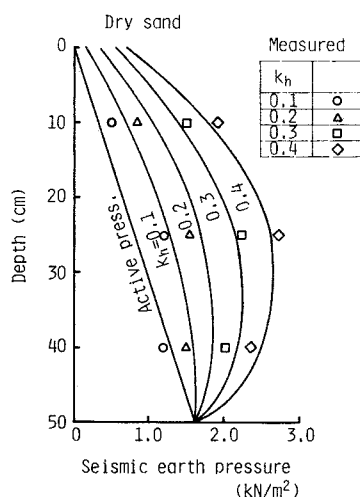


Fig. 8 Distribution of seismic active earth pressure for dry sand.

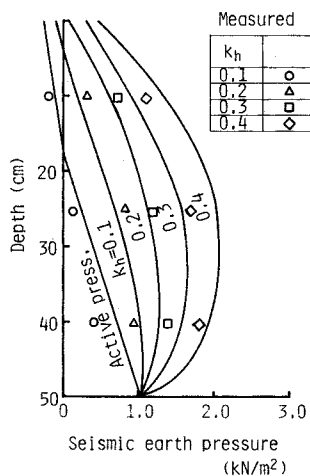


Fig. 9 Distribution of seismic active earth pressure for cohesive sand.

時主働土圧値を記入した。測定値は理論分布曲線にはほぼ対応していることがわかる。

Fig. 8, Fig. 9の地震時主働土圧の理論分布曲線の囲む面積およびその重心位置を計算する方法で、土圧合力、作用高比を求めた結果が Fig. 5, Fig. 6に示す計算値曲線である。

合力、作用高比とも、計算値は実験値と非常に一致を示している。

5. 被災岸壁の考察

以上述べたように、粘着力のある砂の実験結果をも含め、地震時土圧合力の実験値の考察を行った結果、先に発表した振動土圧の理論解を用いることによって、粘着

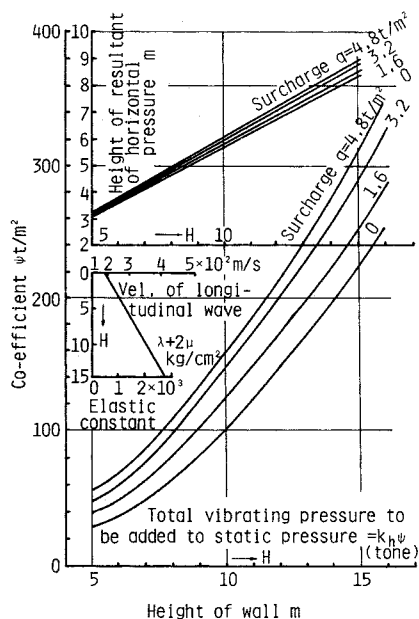


Fig. 10 Diagram for calculations of vibratory earth pressure and point of application of resultant force.

力のある場合も、ない場合も、その地震時主働土圧の特性をよりよく説明できることがわかった。

そこで、この振動土圧の理論解を、実際の岸壁の地震時土圧の計算に用いた場合の評価を明らかにするために、既往の地震によって被災した岸壁などの状況を、この理論計算値を用いて考察してみた。

この理論解を用いて、実際の岸壁に作用する地震時土圧を計算するために、Fig. 10に示す計算図表^{(4), (5)}が作られている。

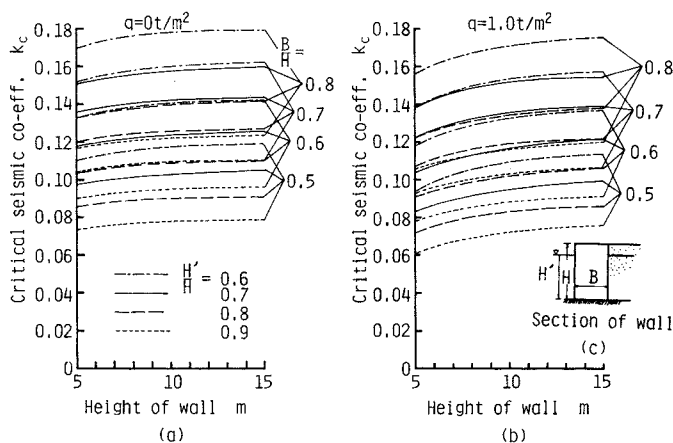


Fig. 11 Critical seismic coeff. of quay wall for base sliding.

すなわち、Fig. 10は先に述べた理論解を壁高5mから15mまでの岸壁について計算した結果を、実際の計算に便利なように、図表としたものである。裏込め土の弾性定数は図中に示すように、深さとともに直線的に変化すると考えている。上図が振動土圧合力の作用高さ、下図が振動土圧合力を求める図表である。下図の縦軸の ϕ の値に、水平震度 k_h を乗じ、その震度での振動土圧合力を求めることができる。

実際の重力式岸壁の震害は底面滑動が最も多いことは衆知のことである。このことから地震時土圧の計算にFig. 10を用い、壁高： H 、壁底幅： B 、裏込め残留水深： H' として、重力式岸壁の地震時の底面滑動限界震度を求めたのが、Fig. 11である。

これらの計算式等については前報告^{4),5)}に詳しく述べたのであるが、重要なことなので、ここでもう一度述べる。

Fig. 11 (c) に示すような岸壁を考え、 γ ：岸壁の空中単位重量、 K_a 、 K'_a ：裏込め土の主働土圧係数の残留水位以上と以下の値、 γ_s 、 γ'_s ：裏込め土の単位重量の残留水位以上と以下の値、 q ：上載荷重、 f ：底面摩擦係数、

k_h ：水中震度、 ϕ ：振動土圧値 (Fig. 10の値)、 P_s ：静的主働土圧合力とし、さらに、壁面摩擦角を 20° 、動水圧は前面にWestergaard値、背面にその70%の値⁵⁾を考えると、この岸壁に作用する鉛直力の総和は

$$\gamma BH - BH' + 0.3 P_s$$

水然平力の総和は、 $k_h \gamma BH + 0.94 P_s + k_h \phi + 1.0 k_h H^2$ となる。水平震度で底面滑動限界の水平震度を k_c とおくと、

$$f(\gamma BH - BH' + 0.3 P_s) = 0.94 P_s + k_c \phi + 1.0 k_c H^2 + k_c \gamma BH \dots\dots\dots (2)$$

いま、 $f = 0.6$ とすると

$$k_c = \left[0.6 \frac{B}{H} \left(\gamma - \frac{H'}{H} \right) - 0.76 \frac{P_s}{H^2} \right] / \left[\frac{\phi}{H^2} + 1.0 k_c \left(\frac{H'}{H} \right)^2 + \gamma \frac{B}{H} \right]$$

ただし

$$\frac{P_s}{H^2} = \frac{K_a}{2} \gamma_s \left(1 - \frac{H'}{H} \right)^2 + K'_a \gamma'_s \left(\frac{H'}{H} - \frac{H^2}{H^2} \right) + \frac{K'_a}{2} \gamma'_s \left(\frac{H'}{H} \right)^2 + \frac{q}{H} \left[K_a \left(1 - \frac{H'}{H} \right) + K'_a \frac{H'}{H} \right] \dots\dots\dots (3)$$

ここでは、 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、 $K_a = 0.31$ 、 $K'_a = 0.25$ 、 $\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ 、 $\gamma'_s = 1.0 \text{ t/m}^3$ とし、 H 、 B/H 、 H'/H 、 q などをパラメーターにして、 k_c が求められた。

次に、既往の地震によって被災、またはそれに近い状態となった重力式岸壁¹⁰⁾の底面滑動限界震度 k_c をFig. 11から求め、それとこれらの岸壁が受けたと考えられる震度 k とを比較した。 k の値には主として港湾技研資料 No. 227¹⁰⁾に記載されている作用震度と強震計で求められた最大加速度を採用した。作用震度は、上記文献によれば岸壁法線の沈下・はらみ出し・壁体の傾斜等の被災状況と滑動・転倒・地盤支持力についての三

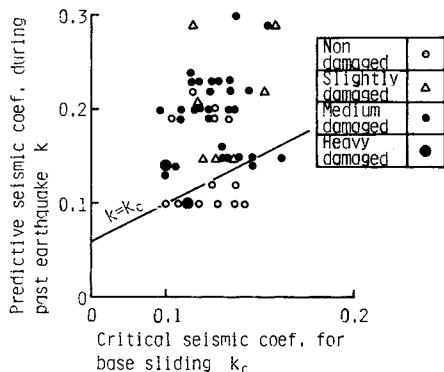


Fig. 12 Examination of stability of damaged quay wall.

Table 3 Examination of stability of damaged quay walls.

地震名	港名	岸壁種別	B	H	B/H	H'/H	kc	k	kcm	被害
関東 (1923)	横浜	新港埠頭 第1号岸壁 (-6.1m ケーソン) (その2)	4.20	7.16	0.59	0.62	0.134	0.20	0.114	あり
		新港埠頭 第4号岸壁 (-9.7m ケーソン)	4.30	8.79	0.49	0.64	0.116	0.20	0.096	あり (すべりなし)
北伊豆 (1930)	清水	日の出埠頭 甲岸壁 (-10.1m ケーソン)	9.6	15.0	0.64	0.84	0.118	0.10	0.098	なし
		日の出埠頭 乙岸壁 (-8.5m ケーソン)	7.8	12.81	0.61	0.82	0.112	0.10	0.094	大被害
		日の出埠頭 丙岸壁 (-7.3m ケーソン)	7.0	10.80	0.65	0.78	0.108	0.10	0.092	なし
		鉄道岸壁	7.0	11.3	0.62	0.73	0.128	0.10	0.107	なし
静岡 (1935)	清水	日の出埠頭 甲岸壁 (-10.1m ケーソン)	9.6	14.90	0.64	0.81	0.118	0.23	0.096	あり
		日の出埠頭 乙岸壁 (-8.5m ケーソン)	7.0	10.80	0.65	0.74	0.128	0.23	0.106	なし
		日の出埠頭 丙岸壁 (-7.3m ケーソン)	7.0	10.80	0.65	0.69	0.134	0.23	0.112	あり
		鉄道岸壁 (-7.3m ケーソン)	7.0	11.50	0.61	0.70	0.126	0.23	0.106	あり
男鹿半島 (1939)	船川	岸壁 (-7.3m アロック)	3.03	6.10	0.50	0.70	0.099	0.13	0.085	あり
南海 (1946)	宇野	第1突堤 2号埠頭 先端部 (-9m アロック、ケーソン)	9.6	13.60	0.71	0.80	0.128	0.15	0.108	ややあり (杭あり)
		第1突堤 -5.2m 岸壁 (アロック)	6.51	9.60	0.68	0.73	0.137	0.15	0.117	ややあり (杭あり)
		第2突堤 -7.9m 岸壁 (ケーソン、アロック)	8.55	13.04	0.66	0.78	0.120	0.15	0.100	ややあり
		第2突堤 -5.2m 岸壁 (ケーソン)	6.5	9.85	0.66	0.71	0.135	0.15	0.114	あり
		第2突堤 2号埠頭	8.55	11.8	0.72	0.67	0.146	0.15	0.123	あり (杭あり)
		第2突堤 1号埠頭 (ケーソン部)	6.5	9.10	0.71	0.57	0.161	0.15	0.136	あり (杭あり)
		坂出	西岸壁 (-6.1m ケーソン2段積)	5.45	10.00	0.55	0.81	0.100	0.14	0.084
		中央埠頭 3号岸壁 (アロック)	7.7	13.40	0.57	0.80	0.104	0.14	0.087	あり
	小松島	新港岸壁 (-6.4m ケーソン)	7.0	10.15	0.69	0.76	0.123	0.20	0.104	あり
	和歌山	わずみ島 岸壁 (-6.1m アロック)	7.3	11.6	0.63	0.72	0.130	0.16	0.109	あり

十勝沖 (1952)	釧路	北埠頭 (-9.1m ケーソン)	8.3	12.62	0.66	0.85	0.098	0.20	0.084	あり	
		北埠頭 (-8.2m ケーソン)	7.42	11.71	0.63	0.84	0.109	0.20	0.091	あり	
		北埠頭 (-2.7m L型アロック)	3.6	5.35	0.67	0.77	0.116	0.20	0.102	あり	
	浦河	第2物揚場 (-1.9m アロック)	3.0	5.50	0.55	0.63	0.123	0.22	0.106	あり	
日向灘 (1961)	内海	-4.7m 岸壁 (アロック)	5.1	8.80	0.57	0.66	0.117	0.20	0.099	ややあり	
		-7.5m 岸壁 (ケーソン)	6.9	8.50	0.81	0.90	0.121	0.19	0.105	あり	
		-5.0m 岸壁 (アロック)	4.9	6.90	0.71	0.90	0.108	0.19	0.095	あり	
		-6.6m 岸壁 (ケーソン)	6.0	10.30	0.58	0.79	0.105	0.19	0.089	なし	
新潟 (1964)	岩船	物揚場 (-3m L型アロック)	3.4	4.9	0.69	0.70	0.134	0.20	0.118	あり	
	酒田	第4酒田 護岸 (-3.8m アロック)	2.87	4.95	0.58	0.82	0.100	0.08	0.089	なし	
	秋田	1万トン 岸壁(-9m ケーソン)	9.0	11.6	0.78	0.84	0.139	0.10	0.118	なし	
十勝沖 (1968)	浦河	第3物揚場 (L型アロック)	3.2	5.05	0.63	0.64	0.139	0.30	0.122	あり	
		宮古	-7.3m 岸壁 (ケーソン)	7.5	10.85	0.69	0.77	0.124	0.12	0.104	なし
		出崎地区 -4m 物揚場 (ケーソン)	5.0	7.1	0.70	0.68	0.139	0.12	0.120	なし	
		出崎地区 -7.3m 岸壁	7.5	10.85	0.69	0.67	0.141	0.10	0.118	なし	
	函館	中央埠頭 北側-9.0m (ケーソン)	8.4	12.45	0.67	0.77	0.122	0.20	0.102	なし	
	室蘭	西1号埠頭 西側 -4.5m 岸壁	5.0	7.5	0.67	0.60	0.152	0.22	0.130	ややあり	
		西1号埠頭 西側 -5.5m 岸壁	5.7	8.5	0.67	0.65	0.135	0.22	0.116	あり	
		西2号埠頭 -7.5m 岸壁	7.5	10.50	0.71	0.71	0.144	0.22	0.122	あり	
	青森	浜町埠頭 -5.5m 岸壁 (ケーソン)	4.5	8.0	0.56	0.69	0.114	0.24	0.107	あり	
	八戸	鯨地区 -5.0m 岸壁	4.5	7.5	0.60	0.67	0.122	0.19	0.104	なし	
白銀埠頭 -9.0m 岸壁		9.0	12.0	0.75	0.75	0.133	0.19	0.113	なし		
根室半島沖 (1973)	厚岸	-4m 岸壁 (L型アロック)	4.8	6.3	0.76	0.71	0.147	0.14	0.129	あり	
	花咲	-5.5m 岸壁 (L型アロック)	6.3	7.9	0.80	0.70	0.156	0.29	0.135	あり	

		-4.0m 中央物揚場 (ケーソン)	3.5	6.1	0.57	0.66	0.112	0.29	0.099	ややあり
	根室	-5.5m 岸壁 (L型ブロック)	6.3	7.9	0.80	0.70	0.156	0.29	0.135	ややあり
伊豆半島沖 (1974)	下田	-4m 物揚場 (ブロック)	4.0	7.0	0.57	0.65	0.115	0.23	0.099	あり
	福取	-4m 陸揚物揚場 (清灰ブロック)	5.0	7.0	0.71	0.71	0.139	0.15	0.122	あり
	妻良	-3m 岸壁 (ブロック)	3.8	5.7	0.67	0.73	0.130	0.15	0.116	あり

種の安定計算で求められた震度から判定された値である。強震計による最大加速度は新潟地震以降は記載されているので、その分についてはこれを採用した。

なお、これらの値は震度階分布図¹¹⁾との対応によって照合した。

また、 k の値はそれぞれの岸壁について異なった値を用いず、同じ地震の同じ港では同一とした。

Table 3がその結果である。被災岸壁のほとんどにおいて、 k が k_c を上回っていて、被災を裏付けている。しかし、この中には、北伊豆地震の清水港甲および丙岸壁や十勝沖地震の宮古港の-7.3m岸壁のように $k_c > k$ となって、被害がほとんどなかったことが裏付けられた岸壁もあるが、そうでないものもある。

結局、Table 3に掲げた51の岸壁のうち、被害があったのが33、なかったのが14で、被災が裏付けられたのが31、無被害が裏付けられたのが8であった。

この結果を Fig. 12にも示した。

ここで採用した k の値およびTable 3に掲げた重力式岸壁の被害が地震時土圧によるものかどうか等については検討の余地があるが、被害が地盤の液化化によることが明らかである新潟地震の際の新潟港の岸壁は除外し、ここに掲げた岸壁の被害は底面滑動が主であることから、地震時土圧による被害と考えて検討を試みた。

また、Table 3の k_{cm} は、地震時土圧の計算に物部・岡部式を用いて求められた底面滑動限界震度である。 k_{cm} は k_c より小さくなり、 k_{cm} を用いて被災岸壁の裏付け調査を行った場合は、 k_c による調査では裏付けられた北伊豆地震の清水港甲岸壁をはじめ4つの岸壁の無被害が裏付けられなくなる。その結果、無被害の岸壁14のうち、それが裏付けられたのは4とやや少なくなる。

6. 結 語

地震時土圧に対する粘着力の影響を明らかにするために、深さ50cm、幅50cm、長さ98cmの砂槽を振動台におき、わずかの粘着力をもたせるために、グリセリンを混合した豊浦砂を詰めて実験を行った。

実験に用いた砂槽の壁は下端がヒンジとなっており、上支点を変位することによって、わずかに回転する。そして、下端ヒンジは上下および水平方向に、上支点も水平方向にロードセルで支えられており、壁に加わる土圧合力およびその作用高さが求められる。また、壁面には3個の土圧計が取り付けられていて、土圧分布も測定できるようになっている。

実験では、壁は静止時と振動中に内側および外側に変位され、壁の変位と土圧合力、土圧分布との関係がわかり、地震時主働土圧合力、その作用高および分布が求められ、検討された。

土圧合力の測定値において、乾燥砂とグリセリン砂の地震時主働土圧合力の差が震度によって変化せず、静的主働土圧合力の差に等しいという結果に注目して考察を行った。

すなわち、地震時土圧は静的土圧と振動土圧から成り、後者は粘着力には無関係で、震度だけに比例して大きくなると考えれば、地震時主働土圧は、静的主働土圧と振動土圧の和として求められ、上述の実験結果を説明できることになる。

振動土圧としては、著者の一人が先に発表した計算値を用い、実験で求められた土圧合力、作用高および土圧分布と一致する地震時主働土圧の計算値を得ることができた。

そこで、この地震時主働土圧の計算法および計算値を実際の岸壁の設計に用いた場合の評価を明らかにするために、この地震時主働土圧計算法を適用した場合の岸壁の底面滑動限界震度を計算し、既往の地震による岸壁の被害との対応を試みた。

その結果、ここで取り上げた岸壁の80%について、よい対応が得られた。

おわりに、実験を手伝った学生、米原 勝君(現、島根県)と計算および論文作製を手伝った黒田早苗嬢に謝意を表します。また、実験には、昭和58年度科学研究費を支出したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 大原資生：地震時土圧研究の現況と課題，土木学会誌，pp. 2~8, 1979.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計論，pp. 10~12, 1970.
- 3) 市原松平・山田公夫・梶井源一郎：裏込め土が内部摩擦角をもつ粘性土の地震時主働土圧の算定，土木学会論文報告集，第302号，pp. 89~101, 1980.
- 4) 松尾春雄・大原資生：重力式岸壁の耐震性についての一考察，土木学会論文集，第70号，pp. 1~7, 1960.
- 5) Matuo, H. and Ohara, S.: Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earth-Quakes, Proc. of 2nd WCEE, pp. 165~181, 1960.
- 6) 大原資生・前原 博・永田洋文：地震時主働土圧について

- て、土と基礎, 18 卷 2 号, pp. 27~35, 1970.
- 7) Matuo, H. and Ôhara, S. : Dynamic Pore Water Pressure Acting on Quay Walls During Earth-Quakes, Proc. of 3rd WCEE, Vol. 1, pp. 1~11, 1965.
- 8) 大原資生・山本哲朗: 粘着力をもつ土の地震時主働土圧に関する研究, 土と基礎, 30 卷 4 号, pp. 33~37, 1982.
- 9) Seed, H. B. and Whitman, R. V. : Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, conf. on Lateral Stresses and Earth-Retaining Structures, ASCE, pp. 3~147, 1970.
- 10) 野田節男・上部達生: 重力式岸壁の地震被災例集, 港湾技研資料, No. 227, 1975.
- 11) 宇佐美竜夫: 日本被害地震総覧, 東京大学出版会, 1975.
- 12) 松尾春雄: 清水港岸壁の復旧並に補強工事に就て, 土木学会誌, 23 卷 9 号, pp. 1~15, 1937.
- (1984. 8. 6・受付)
-