

言寸 言義

第 23 卷 第 12 號 昭和 12 年 12 月

清水港岸壁の復舊並に補強工事に就て

(第 23 卷 第 9 號 所載)

会員 松 尾 春 雄*

昭和 10 年 7 月 11 日の地震による清水港港壁工事の震害に就ては既に本誌第 21 卷第 8 號（昭和 10 年 8 月）に鳴野技師の速報があり、第 21 卷第 10 號（昭和 10 年 10 月）に鮫島技師の詳細報告があつて、その被害状況が明にされてゐたが、更に今度發表された表記論文にはその復舊工事に對する詳細が示されて總てが知悉された事は誠に結構な事と思ふ。原著者の言にある如く我國には此の方面的資料が割合に乏しく、殊に災害の場合に然るのであるが兩氏が、現場の極めて多忙であつて筆硯に親しみ難い中から、かゝる報告を作成された事に對し滿腔の敬意を表し、將來ともかかる資料が續々發表される事を大いに期待する。

軟弱なる地盤上にある岸壁を十分耐震的ならしめ、しかも工費を在來の常識程度に納める爲には容易ならぬ苦心が必要ある事と思ふ。幸に清水港に於ては港壁工事の兩權威が十分研究的な態度を以て臨まれ、綱欄たる諸工法を以て世に問ひ、多くの研究すべき問題を提供された事に對し大いに敬意を表する。

自分は地震直後現場に於ける震害の調査を命ぜられて、岸壁の安定度に關し二三算定を試み崩壊原因等に關し推論を試みた草稿が手許にあつたから、之を以て討議に代へ原論文を補足したいと思ふ。地震直後の舊稿であつて前記既發表のものと重複する處もあり冗長に亘る處もあるが、時間の關係上その儘發表する事を原著者並に諸家に御容赦を願ふ。

尙本文の資料に關しては當時横濱土木出張所勤務であつた鮫島、黒田、伊藤各技師に、又材料試験に就ては土木試験所青木技師に負ふ處が大である。茲に感謝の意を表する。

1. 安定計算の方法

最も著しい被害を受けた内岸壁及之に次ぐ甲岸壁に就て、當時及その時の震度による地震時安定計算を行ひ、崩壊の原因に關し推論を試みたものである。順序として被害状況に就ても簡単に述べる事とした。

計算の方法等に就ては論議の餘地も多々ある事と思ふ。又徒に末節に拘泥して大本を忘れた様な事なきを保し難い。ただ現在の土木工事中最も弱い構造物の一とされてゐる岸壁を特に耐震的に丈夫にする事は我國の技術家に課せられた責任であると思ふ。幼稚な計算に拘らず之を發表する所以は、之に依つて此の種構造物の弱點が何であるかを探り、諸家の御叱正を得てその技術的發達に資したいと思ふからに外ならない。

清水港は既に昭和 5 年 11 月 26 日の北伊豆地震の際に乙岸壁が滑出した爲その補修及在來の儘の岸壁に對する補修工事が行はれた。この工事の設計は水平震度 0.15 に耐える事を標準として行はれたが、昭和 10 年の地震は之よりも大であつて岸壁に直角の方向に於ては震度約 0.23 と推定されるから、被害を受けた事は止むを得ないが、弱點は底面の滑出に對する安定度不足及控桿であつて此等の點に十分注意を拂ふ事は震害を軽減するに極めて必要である事を示してゐると思ふ。

* 内務技師 工学士：内務省土木試験所勤務

計算の基本數字例へば砂利の重量、内部摩擦角等は同港修築の設計に用ひた數字を踏襲した。

地震時安定計算の方法は筆者が既に岸壁及物揚場計算例として謄寫印刷に附したものと略同様であつて、計算は主として全体の安定に關係する部分についてのみ行ひ個々の箇所の強度等には及んでゐない。

尙地震によつて崩壊した岸壁に使用した控桿に關する試験結果及 地震時計算の基礎となるべき清水港岸壁附近の震度につき地震直後筆者が踏査して得た資料及それより推論した結果を終りに掲げた。

2. 内 岸 壁

(a) 構造及被害状況 昭和 10 年 7 月 11 日の地震を受けた當時の内岸壁断面及平面は図-1, 2 に示す通りであつて、かゝる構造の延長は 225 m である(土木學會誌第 21 卷第 8 號 1177 頁参照)。

図-1. 内岸壁断面及平面図

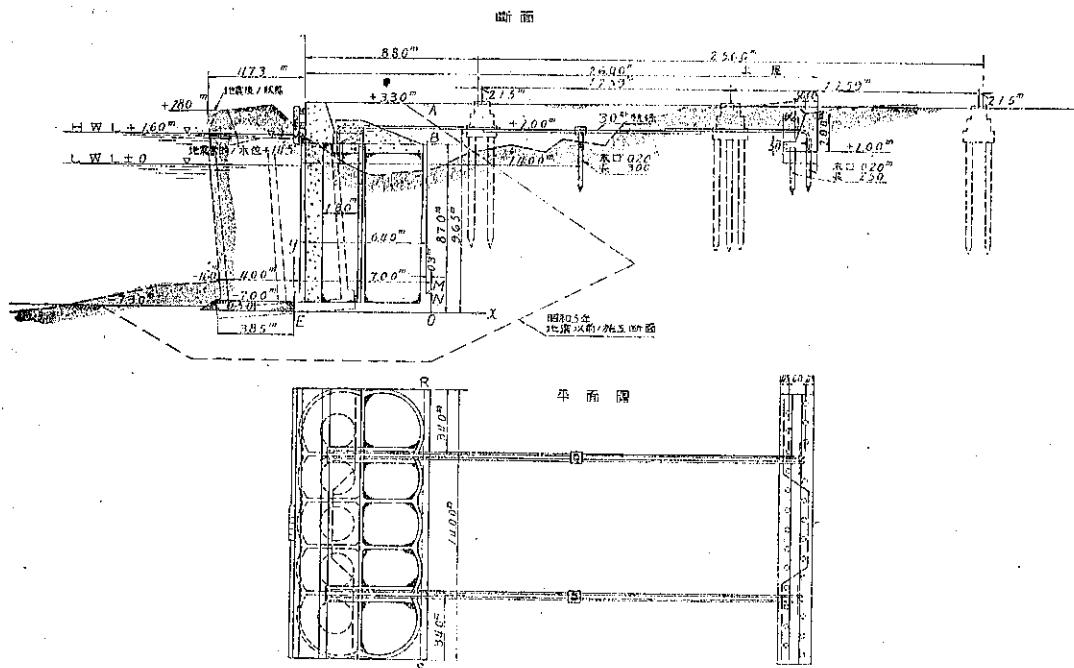
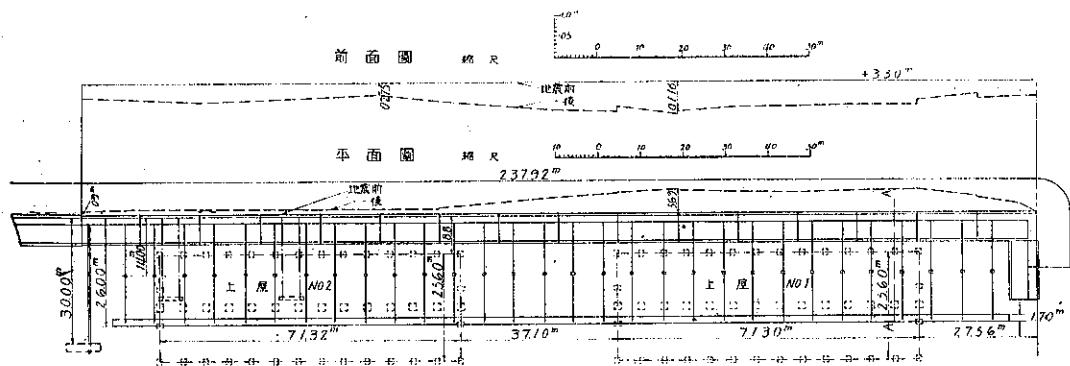


図-2. 内岸壁一般平面図

(地震による沈下及滑出状態を示す)



この地震により被害状況は図-1, 2, 3 に示した通りであつて、地震前の岸壁線より最大 5.6 m 滑出し、控桿たる軌条はその縦手に於て何れも切断したが控版には殆ど異状はなかつた。潜函滑出の爲に背面土砂が沈下し上屋は基礎の足を拂はれて倒壊した。

(b) 計算の基礎条件及假定 地震の強さ： 地震時安定計算には岸壁断面に平行に海の方に向つて水平震度 $k=0.23$ が働いたものとして計算を行ふ（本文終の 6 参照）。鉛直方向の地震は考へないが、前記水平震度の中に之等も含めてあるものとする。之は鉛直方向の震度が水平に比して大なる場合には再考を要するが、現在の處現場に於て鉛直震度を推定する資料がないから止むを得ず上の方法に依つた。

岸壁前面の水位： 同港内に設置された検潮儀記録によれば地震當時の水位は同港基準面上 +1.45 m であつて、朔望平均満潮位に近い。依つて岸壁背面の水位も略々之に近いと推定されるから、計算では水位は岸壁前後共に +1.45 m とする。

載荷重： 上屋内には袋入の肥料類が積まれてあつてその荷重は平均 1.0 t/m^2 と推定されるから、計算には潜函背後の地表面上には一様に 1.0 t/m^2 の載荷重があり潜函自身の上部には載荷重はないものとする。

土圧の働く面及方向： 潜函の上部鉛直背面に働き（図-1 平面図に於ては RS にて表はさる面）その方向は水平と 20° の傾をなすものとする。

材料の単位重量： 鉄筋コンクリート 2.4 t/m^3 ; 中詰コンクリート 2.3 t/m^3 ; 裏込砂利（稍濕つた状態） 1.6 t/m^3 ; (飽和状態) 2.0 t/m^3 , (水中) 1.0 t/m^3 ; 海水 1.02 t/m^3

裏込土砂の内部摩擦角： 水面上 35° , 水中 30°

許容応力： 底面圧力強度 30 t/m^2 ; 潜

函底面に於ける摩擦係数 0.45

(c) 岸壁の重量 図-1 ABMNO より左の部分の岸壁の延長 1 m に對する當時に於ける重量及重心の位置は右の表の通り。

但し E を原點とし x, y 軸を図に示した如くとする。

(d) 常時に於ける安定 (図-4 参照)

(1) 岸壁重量: $W = 83.5 \text{ t/m}$; 重心の位置 $x = 3.38 \text{ m}$,

(2) 正土圧: 表-1 の通り。

図-3. 丙岸壁滑出状況



	重量 (t)	重心の位置 (m)	
		x	y
浮力を考慮しない場合	140.7	3.47	5.16
浮力を考慮した場合	83.5	3.38	5.66

表-1.

区間	土砂の 単位重量 w (t/m ³)	内部摩擦 角 φ	高さ h (m)	土圧係数 C_0	各深さまでの 重量と載荷重 の和 $g + wh$ (t/m ²)	土圧力強度 p (t/m ²)	土圧力 P (t)	土圧力作用 点の高 さ y (m)	P_y (tm)
AB	1.6	35°	1.85	0.25	(A) 1.0	0.25	1.15	9.71	11.17
					(B) 3.96	0.99			
BC	1.0	30°	8.95	0.30	(C) 12.91	1.19	22.70	3.65	82.90
						3.87	$\sum P = 23.85$		$\sum P_y = 94.07$

$$y = \frac{\sum P_y}{\sum P} = 3.94 \text{ m} \dots \dots \text{合成土圧力 } \sum P = 23.85 \text{ t の作用點の高さ。}$$

(3) 抵抗土圧力: 潜涵前面

埋設部に働く抵抗土圧力は

$$Q = \frac{1}{2} wh^2 C_0 = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.62 = 0.578 \text{ t}$$

之は他の値に比し小であるから以後の計算には省略する。

(4) 合成力: 1) 指揮に

張力が働くとした場合。

図-4 C の周りの諸力のモーメント M_c , 合成力 R , その鉛直分力 N , 水平分力 H , R の傾 θ 及びその作用點の底面中心よりの偏倚 e , 底面に於ける圧力強度 p を求める。

$$M_c = 83.5(7.0 - 0.3 - 3.33) + 23.85 \times 3.94 \times \cos 20^\circ = 365.6 \text{ tm}$$

$$N = 83.5 + 23.85 \times \sin 20^\circ = 91.66 \text{ t}, H = 23.85 \times \cos 20^\circ = 22.42 \text{ t}, R = 94.36 \text{ t}$$

$$f = \tan \theta = \frac{H}{N} = 0.245, \theta = 13^\circ 50'$$

$$e = \frac{M_c}{N} - \left(\frac{7.0}{2} - 0.3 \right) = 0.79, p = \frac{N}{6} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \begin{cases} 21.95 \text{ t/m}^2 \\ 4.23 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

(5) 合成力: 2) 底面に於ける圧力強度が一様になる程度に指揮に張力が働く場合。

C 點よりの鉛直距離 9.65 m にある水平の指揮に働くべき岸壁長 1 m に対する力を Q とすれば

$$M_{c'} = M_c - Q \times 9.65 = N \left(\frac{b}{2} - 0.3 \right)$$

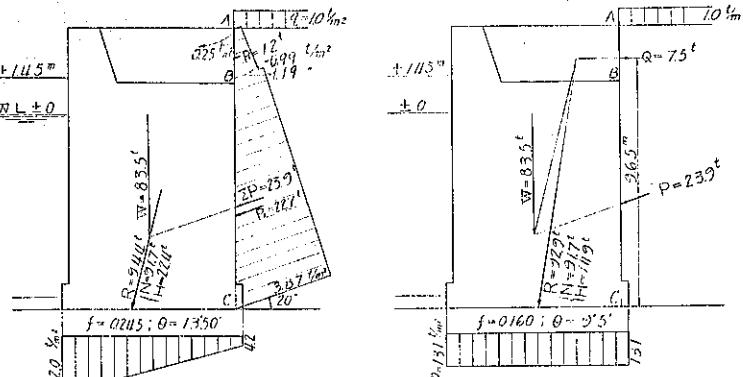
$$M_{c'} = 293.0 \text{ tm}; Q = 7.53 \text{ t}; N = 91.66 \text{ t}; H = 22.42 - 7.53 = 14.89 \text{ t}; R = 93.86 \text{ t}$$

$$f = \tan \theta = \frac{H}{N} = 0.16; \theta = 9^\circ 5'; e = 0; p = \frac{91.66}{7} = 13.1 \text{ t/m}^2$$

指揮は図-1 に示す如く長さ 14 m の潜涵に對し 4 本の 30 kg の古軌條を長さの方向に接合したものを使用してある。この軌條の断面の性質は次の如くである。

図-4. 西岸壁常時(地震直前)安定

a. 指揮が働く場合(合成力: 1)) b. 指揮が働く場合(合成力: 2))



断面積 $A = 38.3 \text{ cm}^2$, 断面の慣性モーメント $I = 604.4 \text{ cm}^4$

断面重心の軌條底面よりの高さ $h = 5.21 \text{ cm}$

$$\text{依つて軌條に働く直張応力は } \sigma_t = \frac{Q}{A} = \frac{7.53 \times 14/4}{38.3} = 0.69 \text{ t/cm}^2$$

軌條接合點は図-5 の如く $\phi 1.9 \text{ cm}$ のボルトを片側に 11 本宛

計 22 本を使用した爲この部分では断面積は幾分小となつてゐる。継手の偏心力により起る曲げモーメント M は

$$M = Q \times 2 h = 7.53 \times 14/4 \times 2 \times 5.21 = 274.5 \text{ tcm}$$

之に依つて起る縦張応力は

$$\sigma_f = \frac{274.5}{604.4} \times 5.21 = 2.37 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 0.69 + 2.37 = 3.06 \text{ t/cm}^2$$

以上は何れも継手のボルトの孔がないものとして算定したものであるから、實際には σ は之より尙多少大となる筈である。

普通軌條の強度は弾性限度約 3.5 t/cm^2 、破壊強度約 6.0 t/cm^2 、であつて（尙之に就ては本篇の終 5 控桿用軌條に關する試験の項参照）上記の力は弾性限内外の応力と考へられる。

(6) 地震直前に於ける力の平衡状態： 控桿は基礎底面が前方に傾かんとする時初めて作用するものであるから前記の(4)と(5)の中間にあつたと考へられる。然して傾斜は長い期間に極めて徐々に起るから之に對し控桿が餘り有效に作用してゐるとは考へ難い。依つて地震直前に於ては殆ど(4)に述べた状態にあつて控桿は殆ど作用してゐなかつたと考へられる。

この状態では底面の最大圧力強度は 21.95 t/m^2 で許容圧力強度以下であるから安定である。

(e) 地震時に於ける安定 昭和 10 年 7 月 11 日の地震に對する計算(図-6 参照)

図-6. 丙岸壁 地震時 安定 (震度 0.23)

(a) 控桿が働かない

合成功: 1) の場合

(b) 控桿が働いた

合成功: 2) の場合

(c) 控桿が働いた

合成功: 3) の場合

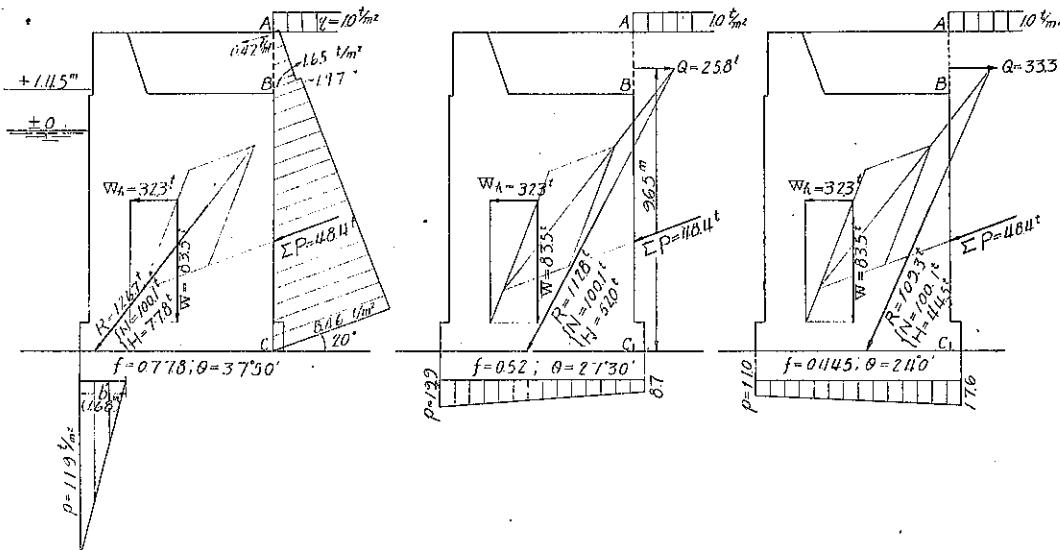
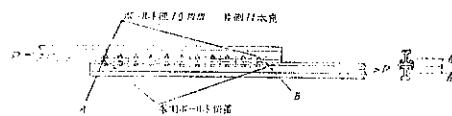


図-5. 控桿の継手



- (1) 岸壁重量: $W=83.5 \text{ t/m}$; 重心の位置 $x=3.38 \text{ m}$
- (2) 岸壁に働く水平力: 震度 $k=0.23$ とすれば (“5. 清水港附近の震度に就て” 参照)
 $W_h=0.23 \times 140.5=32.3 \text{ t/m}$; 作用點の高さ $y=5.16 \text{ m}$
- (3) 正土圧: 表-2 の通り (図-6 参照)。

表-2.

	w (t/m ³)	φ	h (m)	C_0	$g+wh$ (t/m ²)	P (t/m ²)	P (t)	y (m)	P_y (tm)
AB	1.6	35°	1.85	0.416	(A) 1.0	0.42	1.91	9.68	18.5
					(B) 3.96	1.65 1.94			
BC	1.0	30°	8.95	0.490 ^① 0.729 ^②	(C) —	8.46 ^③	46.50	3.50	162.8
							$\sum P=48.41 \text{ t}$		$\sum P_y=181.3 \text{ tm}$

$$\bar{y} = \frac{\sum P_y}{\sum P} = 3.75 \text{ m}$$

1) $\varphi=30^\circ$, $\varphi_0=20^\circ$, $k=0.23$ に対する土圧係数

2) $\varphi=30^\circ$, $\varphi_0=20^\circ$ の $k=0.23$ に相当する水中に於ける震度 $k'=0.384$ に対する土圧係数。

土圧算出に際し水面以下の部分に對しては水面以上の部分とは別途に計算する必要がある。今一般土砂の平均値をとり重量を普通の状態に於て 1.6 t/m^3 とすれば震度 0.23 の場合この土砂の受ける水平力は水面下及下の如何に拘らず $1.6 \times 0.23=0.368 \text{ t/m}^2$ である。之に對し鉛直力は浮力の影響を受け水中に於ては 0.96 t/m^2 とすれば水平力の鉛直に對する比は $\frac{0.368}{0.960}=0.384$ となる。即ち水面以下の土圧係数にはこの値をとらなければならぬ。但し上記の水中に於ける重量 0.96 t/m^3 は 2 (b) に述べた 1.0 t/m^3 とは異なるが上記の水中に於ける震度は何れの土砂に對しても常に近似的に同一とした爲多少の差を生じたが計算値に對する影響は僅かである。

3) $P=8.95 \times 1.0 \times 0.729 + 1.94 = 8.46 \text{ t/m}^2$.

(4) 抵抗土圧: 常時よりも微小であるから省略。

(5) 合成力: 1) 振幅が全然働かないと假定した場合。

$$M_c=83.5(7.00-3.38-0.30)+32.3 \times 5.16+48.41 \times 3.75 \times \cos 20^\circ=614.0 \text{ tm}$$

$$N=83.5+48.41 \times \sin 20^\circ=100.1 \text{ t}, \quad H=32.3+45.5=77.8 \text{ t}, \quad R=126.7 \text{ t}$$

$$f=\tan \theta=\frac{H}{N}=0.778, \quad \theta=37^\circ 50', \quad e=\frac{M_c}{N}-\left(\frac{70}{2}-0.3\right)=2.94 \text{ m}, \quad b'=3\left(\frac{b}{2}-e\right)=1.68 \text{ m}$$

$$P_{\max}=\frac{2N}{3b'}=119 \text{ t/m}^2$$

(6) 合成力: 2) 常時振幅が働かない状態の下に地震を受け地震力が主として振幅と底面に働く兩水平力に依り支へられるとした場合。

即ち振幅が働かない状態で C の周りの諸力のモーメント M_c を考へ、地震時の M_c と常時の M_c の差は振幅の張力 Q にて支へられるとして算定する。

$$Q=\frac{M_c(\text{地震時})-M_c(\text{常時})}{9.65}=\frac{614.0-365.6}{9.65}=25.8 \text{ t/m}$$

従つて控桿の作用を除いて考ふれば

$$M_c = 365.6 \text{ tm}, \quad N = 100.1 \text{ t}, \quad H = 77.8 - 25.8 = 52.0 \text{ t}, \quad R = 112.8 \text{ t}$$

$$f = 0.520, \quad \theta = 27^\circ 30', \quad e = 0.456 \text{ m}$$

$$p = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \begin{cases} 19.9 \text{ t/m}^2 \\ 8.7 \text{ " } \end{cases}$$

控桿の軌條に働く張応力 σ_t 及軌條の継手の構造(図-5)により起る偏心力の爲の曲げモーメントに依る縁張応力 σ_f は次の如くなる。

$$\sigma = \frac{Q}{A} = \frac{25.8 \times 14/4}{38.3} = 2.36 \text{ t/cm}^2, \quad \text{控桿 1 本に働く力は } Q' = 90.5 \text{ t}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{I} h = \frac{Q \times 14/4 \times 2 h \times h}{I} = \frac{25.8 \times 14/4 \times 2 \times 5.21 \times 5.21}{604.4} = 8.13 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 10.49 \text{ t/cm}^2$$

- (7) 合成力: 3) 常時控桿が既に働き函底面の鉛直圧力強度が一様なる状態にある時(常時安定計算の合成力 2) に相當する場合) 地震力を受けた場合

$$Q = \frac{M_c(\text{地震時}) - M_c'(\text{常時})}{9.65} = \frac{614.0 - 293.0}{9.65} = 33.3 \text{ t/m}$$

控桿の作用を除いて考ふれば

$$M_c = 293.0 \text{ tm}, \quad N = 100.1 \text{ t}, \quad H = 77.8 - 33.3 = 44.5 \text{ t}, \quad R = 109.3 \text{ t}$$

$$f = 0.445, \quad \theta = 24^\circ 0', \quad e = -0.27, \quad p = \begin{cases} 11.0 \text{ t/cm}^2 \\ 17.6 \text{ " } \end{cases}$$

控桿に働く応力を計算すれば

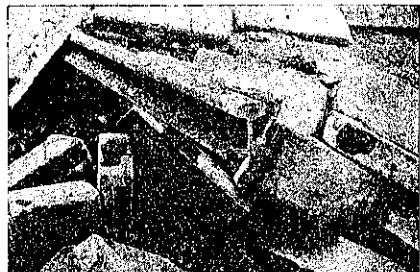
$$\sigma_t = 3.50 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_f = 10.50 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma = 14.00 \text{ t/cm}^2$$

(8) 崩壊の原因に對する推論: 崩壊直前に於ける状態が前述の合成力 1) の如く控桿が全然働いてゐなかつたと考へる事は勿論出來ない。一方函底面の鉛直圧力強度の分布状態が一様になる程度に控桿が働いてゐたとして合成力 3) の如く考へる事も出來ないと思ふ。又地震時に於ては控桿に働く力が増大すると共に底面の圧力強度も常に於けるよりも底面前趾に於て殊に著しく大となる事を豫期しなければならぬ。即ち崩壊直前に於ける状態は前記合成力 2) と 3) との間にあるよりも寧ろ 1) と 2) との間にあると考へなければならぬ。その何れに近いかは控桿の構造、函底面の地盤の性質等に支配され實際上之を定める事は殆ど不可能であるが、今假りに 2) の状態に近いとして安定状態を検する。

控桿に働く直張応力は $\sigma_t = 2.36 \text{ t/cm}^2$ であつて軌條の彈性限度より小であるから耐へ得る筈であるが、軌條継手に於て偏心力の爲の曲げモーメントに依る縁張応力 σ_f が本來の σ_t の約 3.5 倍に及びその結果 $\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 10.49 \text{ t/cm}^2$ は軌條の推定破壊限度 6.0 t/cm^2 を遙に超過してゐる。この計算から軌條の折損は図-5 A 若しくは B 點に生ずる事が期待される。図-7 はその場所に於ける切断の状態を示す。

控桿切断の後は前記 1) の状態となり p 及 f は何れも許容限度を遙に超過し、當然前方への傾斜及滑出を生ずべきである。ある程度滑出すれば前面の抵抗土圧が著しく増大して平衡を保つに至り、滑出及傾斜は茲に停止する筈である。

図-7. 西岸壁控桿(軌條)切断面



底面の滑出に対する係数は $f=0.52$ であつて許容摩擦係数 0.45 を超へてゐるから、この面でも滑出を生じ得る。しかし 0.45 なる値は施工を十分丁寧にし基礎面と函底面との間に泥土等が入らないやうにすれば實際には尙大になり得ると考へるから、控桿縦手に一層の考慮が排はれてゐたならば、豫定の震度を超へた此の地震にも控桿は切断する事なく、底面の滑出も——極めて危険なる状態ではあるが——或は防ぎ得たかもしないと考へる。

尙本岸壁に使用した控桿の軌條を地震後に清水港現場より送附を受け、引張強度、衝撃及實物の儘の縦手に依る引張り試験を行つた結果を本文の終 5. に掲げた。

3. 乙 岸 壁

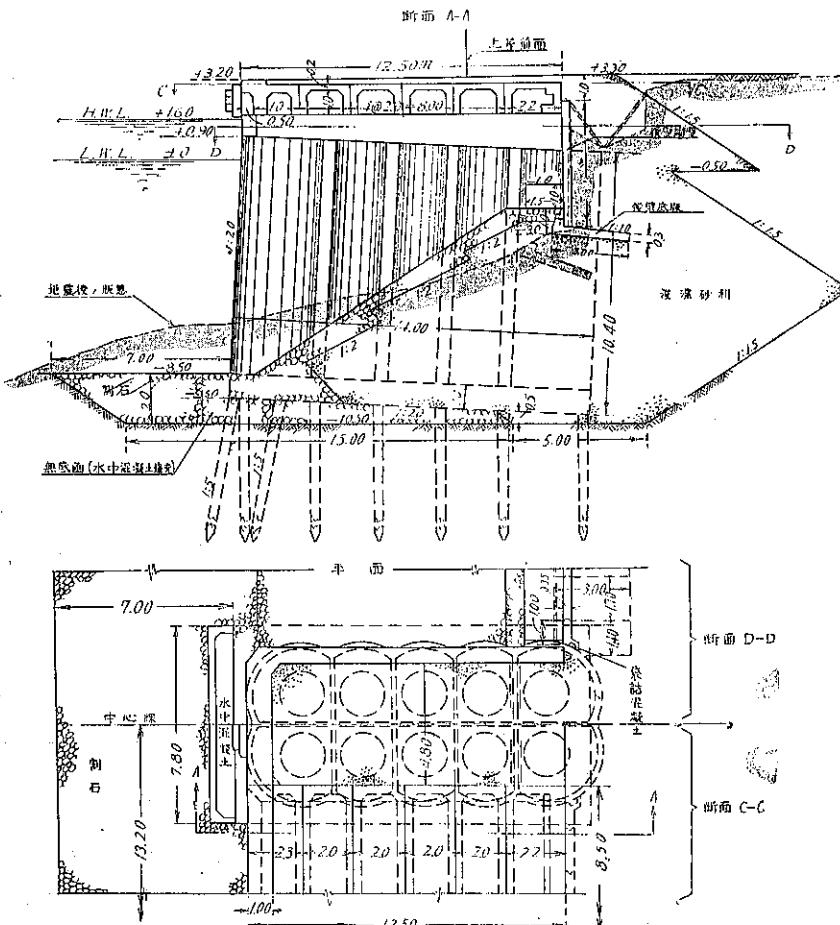
丙岸壁に接して水深 8.5 m, 延長 183.4 m の乙岸壁があるが(図-12), 之は昭和 5 年 11 月 26 日の北伊豆地震により滑出したので、元來は丙岸壁と略同様の構造であつたのをその大部分を全く改造して図-8 に示す様にした。

図で明かである如く之は

耐震的には有利な構造である爲に今回の地震にも著しい被害はなく、一部分に断面図の陰線にて示した如き被災を受けたに止まつた。土留擁壁の底版は縦壁とは別になつて居り且つ縦壁は兩翼の潛函に支持されて沈下を妨げられる構造であるから、底版の沈下は縦壁下端部との間に隙を生じてから裏込土砂が逸出したと考へられる。堆積した土砂の地震によるゆり込みと共に底版の沈下を招來したのであつて、地震の初めに於けるゆり込みが土圧に及ぼす影響が相當大である事は實験の結果^{*}からも明にされてゐるが、未だ數量的に示されるに至つてゐない。從

つて上記の原因に就ては計算によつて之を明にする事が出来ないのを遺憾に思ふ。

図-8. 乙岸壁震災前後の断面及平面圖

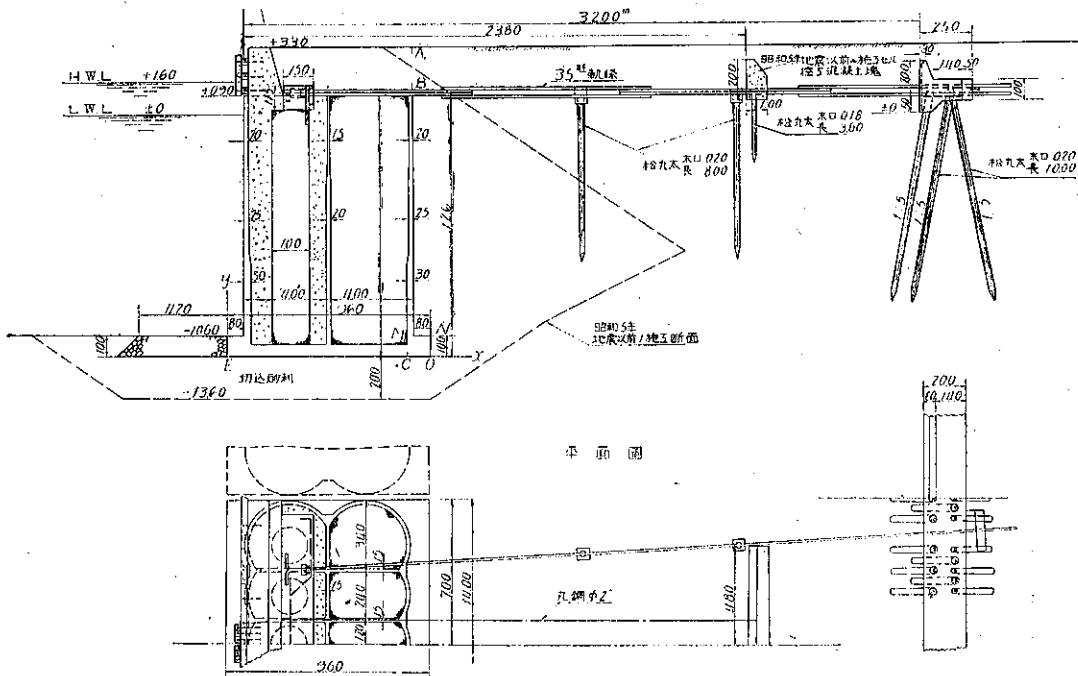


* 内務省土木試験所報告第 22 號

4. 甲 岸 壁

(a) 構造 乙岸壁の北方に隣して水深 10.6 m, 延長 211.7 m の甲岸壁があるが, 之は図-9 に示す如く大体の構造は丙岸壁と同様であつて, ただ控桿が 2 種類あり, 各潜函毎に 4 本の 75 封度軌條の外に径 2" の丸鋼が 2 本

図-9. 甲岸壁断面及平面図



宛取付けてある。之は昭和 5 年の地震以前に既に丸鋼は 1 面に 4 本宛取付けてあつたが, 同地震後その中の 2 本を取除き更に丈夫な軌條と取換へたものである。軌條の取付状態は図-9 に示す如く丙岸壁とは多少異なる。

控桿: 前述の如く長 14 m の潜函 1 個に對し 4 本の 75 封度軌條を長さの方向に 3 本連結したものと, 2 本の径 2" の丸鋼とを使用してあるが, 此等の断面積等は概略次の通りである。

75 封度軌條 (1 本につき)

断面積 45.6 cm^2 (締手ボルト 1 本の断面積を差引いた値)

断面の慣性能率 $I = 951.5 \text{ cm}^4$, 断面重心の軌條底面よりの高さ $h = 5.87 \text{ cm}$

径 2" 丸鋼 (1 本につき) 断面積

断面積 19.6 cm^2

σt を算定する爲に潜函の長さ 1 m に對する断面積を出せば

$$\frac{1}{14} \{ 45.6 \times 4 + 19.6 \times 2 \} = \frac{1}{14} \{ 182.4 + 39.2 \} = \frac{221.6}{14} = 15.8 \text{ cm}^2.$$

尙軌條總断面積と丸鋼總断面積との比は 4.66:1 である。

被害状況: 外見上は殆ど被害なく一様に約 10 cm の前方への移動が認められるのみであつて實際の岸壁使用上には何等差支ない程度である。其の後内務省横濱土木出張所の調査によれば 控桿は大部分丙岸壁と同一の箇所で切断されてゐるとの事である。

(b) 計算の基礎条件及假定 地震の強さ、岸壁前後面の水位、土圧の働く面及方向、材料の単位重量及裏込土砂の内部摩擦角等は丙岸壁の場合と同様であるから、茲には異なるもののみに就て述べる。

載荷重： 甲岸壁には地震當時は未だ上屋の設けもなく特別に載荷重と考へられるものはないから、計算には考へない。

許容応力： 底面圧力强度 25 t/m²；
潜水面底面に於ける許容摩擦係数は丙岸壁と同様 0.45 である。

(c) 岸壁の重量 図-9 ABMNO より左の部分の常に於ける重量及重心の位置は表-3 の通りである。E を原點とし x, y 軸は図-10 の如くとする。

(d) 常時に於ける安定 (図-10 参照)

(1) 岸壁重量: $W = 143.5 \text{ t}$,
 $x = 4.79 \text{ m}$

(2) 正土圧: 表-4 の通りである。
(3) 抵抗土圧: 丙岸壁の場合と同様小であるから省略。

表-3

重量 (t)	重心の位置 (m)	
	x	y
249.2	4.79	7.12
143.5	4.77	7.68

図-10. 甲岸壁常時安定

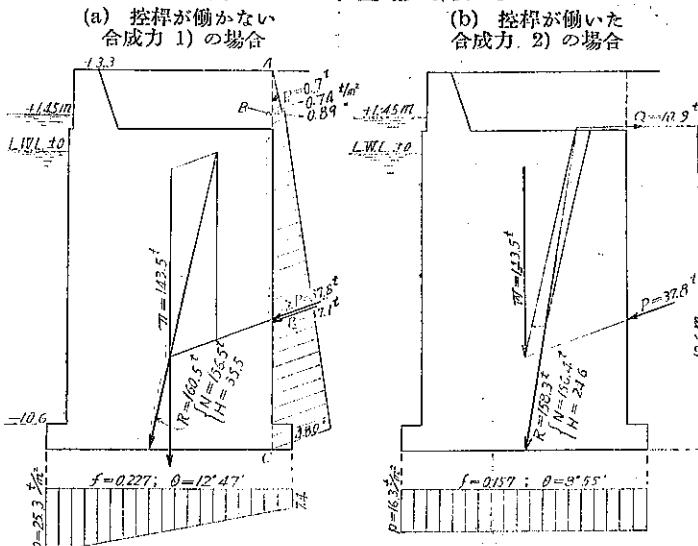


表-4.

区間	w (t/m ²)	φ	h (m)	C_o	wh (t/m ²)	p (t/m ²)	P (t)	y (m)	P_y (tm)				
AB	1.6	35°	1.85	0.25	(A) 0	0	0.68	13.67	9.30				
					(B) 2.96	0.74 0.89							
BC	1.0	30°	13.05	0.30			37.13	5.03	187.12				
					(C) 16.01	4.80							
						$\Sigma P = 37.81$			$\Sigma P_y = 196.42$				
$\bar{y} = 5.19 \text{ m}$													

(4) 合成力 1)： 振幅に張力が働く場合。図-10 (a)

$$M_c = 143.5(9.6 - 4.77 - 0.8) + 37.81 \times 5.19 \times \cos 20^\circ = 762.8 \text{ tm}$$

$$N = 143.5 + 37.81 \times \sin 20^\circ = 156.43 \text{ t}, \quad H = 37.81 \times \cos 20^\circ = 35.5 \text{ t}, \quad R = 160.5 \text{ t}$$

$$f = \frac{H}{N} = 0.227, \quad \theta = 12'47', \quad e = \frac{M_c}{N} - \left(\frac{9.6 - 0.8}{2} \right) = 0.88 \text{ m}, \quad p = \begin{cases} 25.25 \text{ t/m}^2 \\ 7.33 \text{ t/m} \end{cases}$$

(5) 合成力 2)： 底面に於ける圧力強度が一様なる程度に振幅に張力が働く場合。図-10 (b)

$$M_c' = M_c - Q \times 12.6 = N \left(\frac{b}{2} - 0.8 \right) = 138.0 \text{ tm}, \quad Q = 10.88 \text{ tm}$$

$$N=156.43 \text{ t}, \quad H=24.62 \text{ t}, \quad R=158.30 \text{ t}$$

$$f=0.157, \quad \theta=8^{\circ}55', \quad e=0, \quad p=\frac{156.43}{9.6}=16.30 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Q}{A^*} = \frac{10.88}{15.80} = 0.69 \text{ t/m}^2$$

縦手に生ずる曲げモーメントによる縁張応力を求める爲に軌條 1 本に作用する力を出せば

$$Q'=0.69 \times 45.6=31.4, \quad \sigma_f = \frac{Q' 2 h}{I} = \frac{31.4 \times 2 \times 5.84 \times 5.84}{951.5} = 2.25 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma=\sigma_t + \sigma_f = 0.69 + 2.25 = 2.94 \text{ t/cm}^2$$

(6) 地震直前の力の平衡状態：丙岸壁に述べたと同様の事(2. (d) (6) 参照)が茲にも考へられるのであつて、

常に於ては前述合成功 1) の

状態に近かつたものとして差支

ないと思ふ。この状態では地盤

の支持力は許容圧力强度に略々

等しいから安全率は小ながら、

安定は保つてゐる筈であり、若

し支持力が不足して前方に傾か

んとする傾向があれば直ちに控

桿が作用し合成功 2) に近づ

く。

(e) 地震時に於ける安定 水平震度 $k=0.23$

(1) 岸壁重量: $W=143.5 \text{ t}$,

$$x=4.77 \text{ m}$$

(2) 岸壁に働く水平力:

$$W_h=0.23 \times 249.2=57.9 \text{ t},$$

$$y=7.12 \text{ m}$$

(3) 正土圧:

表-5 の通り(図-11 参照)。

図-11. 甲岸壁地震時安定 (震度 0.23)

(a) 控桿が働くかない
合成功 1) の場合

(b) 控桿が働くいた
合成功 2) の場合

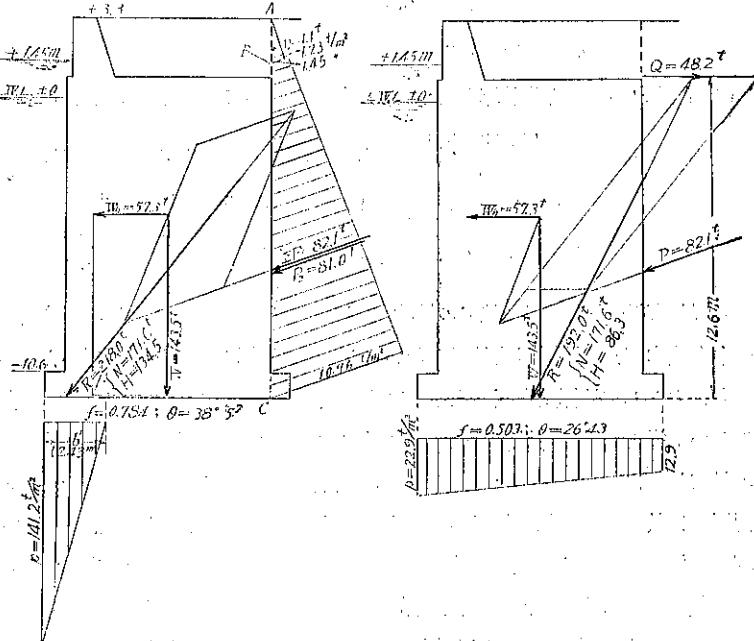


表-5.

	w (t/m ³)	φ	h (m)	C_0	wh (t/m ²)	p (t/m ²)	P (t)	y (m)	P_y (tm)									
AB	1.6	35°	1.85	0.416	(A) 0	0	1.14	13.67	15.54									
					(B) 2.96	$\begin{cases} 1.23 \\ 1.45 \end{cases}$												
BC	1.0	30°	13.05	(0.490) ^b (0.729) ^b	(C) —	10.96	81.00	4.85	392.90									
$\sum P=82.14$																		
$\bar{y}=4.97 \text{ m}$																		

* 4. (a) 控桿の項参照、假りに控桿と丸鋼とは断面積に比例して力が働くとして算定。

^b 表-2 脚註 1) 及 2) 参照。

(4) 抵抗土圧: 省略

(5) 合威力 1): 指揮が全然働かないこととした場合。図-11 (a)

$$M_c = 1370.3 \text{ tm}, N = 171.6 \text{ t}, H = 134.5 \text{ t}, R = 218.0 \text{ t}, f = 0.784; \theta = 38^\circ 5', c = 3.99 \text{ m}, b' = 2.43 \text{ m}, p_{\max} = 141.2 \text{ t/m}^2$$

(6) 合威力 2): 常時指揮が働く状態の下に地震を受け地震力が主として指揮と底面に働く兩水平力に依り支へられるとした場合 (2. (e) 合威力 2) 参照)。図-11 (b)

$$Q = \frac{1370.3 - 762.8}{12.6} = 48.2 \text{ t}$$

$$M_c = 762.8 \text{ tm}, N = 171.6 \text{ t}, H = 86.3 \text{ t}, R = 192.0 \text{ t}$$

$$f = 0.503, \theta = 26^\circ 43', c = 0.45 \text{ m}, p = \begin{cases} 22.9 \text{ t/m}^2 \\ 12.9 \text{ } \end{cases}$$

$$\sigma_t = \frac{Q}{A} = \frac{48.2}{15.8} = 3.05 \text{ t/cm}^2, \sigma_f = \frac{M}{I} h = \frac{\sigma_t \cdot A' \times 2h}{I} h = \frac{3.05 \times 45.6 \times 2 \times 5.84}{951.5} \times 5.84 = 9.96 \text{ t/cm}^2.$$

$$\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 13.01 \text{ t/cm}^2$$

(7) 合威力 3): 常時計算合威力 2) の状態とあつて地震を受けた場合。

$$Q = \frac{1370.3 - 625.6}{12.6} = 59.0; \sigma = \sigma_t + \sigma_f = 3.73 + 12.20 = 15.93 \text{ t/cm}^2$$

$$M_c = 625.6 \text{ tm}, N = 171.6 \text{ t}, H = 75.5 \text{ t}, R = 187.0 \text{ t}$$

$$f = 0.440, \theta = 23^\circ 45', c = -0.35 \text{ m}, p = \begin{cases} 13.95 \text{ t/m}^2 \\ 21.78 \text{ } \end{cases}$$

(8) 地震時の安定状態に就ての推論: 上記は何れも一定の假定の下に極端の場合を計算したものであるが、その中合威力 1) は指揮が全然働かないとし 3) は指揮が非常によく働いた場合である。2) はその中間であるが地震力は主として指揮及底面の水平力に依り支へられるとしたもので、地盤の鉛直支持力が増大する事は餘り考へてゐない。従つて地震時被災を受ける直前には 2) よりも多少 1) に近い状態であったと考へられる。今假りに 2) に就て見るに $p = 22.9 \text{ t/m}^2$ 以下であつて許容强度以下である。 $f = 0.502$ は許容係数 0.45 よりも多少大であるが丙岸壁に於て述べた如く施工が丁寧ならば支へ得る程度である。然るに指揮に作用する力は直張応力 σ_t のみで既に弾性限度に近く、縦手の曲げモーメントに依る繰応力 σ_f をも考へれば、 $\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 13 \text{ t}$ となり破壊強度を遙に超過してゐる。従つて當然指揮は切断すべく、その結果は前記 1) の状態となつて前方への傾斜及滑出を生ずべきである。然るに實際は指揮の切断に止まり、著しい滑出及傾斜を生じてゐない。之は上の計算がすべて静力学的に行つてあつて、函体の大きさ等の影響が全然入つてゐない事も一つの原因であると考へる。同一比幅の角構が同一の振動を受けた場合寸法が大なるもの 1) 方が転倒を生じ難いのであつて斯の如き關係は岸壁にもある筈である。即ち丙岸壁に對しては振動初期の週期の比較的短い大なる水平加速度が有效に働くが、甲岸壁に對しては之は餘り影響がなく、それに続く稍週期の長い比較的小なる加速度が却つて影響が大であるのではないかと考へる。且又甲岸壁の指揮の 1 組 2 本の配置は丙岸壁とは多少異り上下の指揮は縦手に於て互に反対方向のモーメントを受けてその接觸部に於て反対の力を及ぼし合ふ様な構造になつてゐる事が地震の初めの週期の小なる振動の極めて短い時間の作用に對しては、多少は有效であつたのではないか。

その他裏込及基礎に使用した砂利及その施工の相違等に依り、甲岸壁が著しく滑出せなかつた事を説明し得られ

1) 4. (a) 指揮の項参照。

るかもしれないが、自分としては未だ解決するに至つてゐない。

5. 指揮用軌條に關する試験

丙岸壁並に甲岸壁に使用した指揮用軌條の引張り強さ、衝撃及實物継手に就て内務省土木試験所に於て試験した結果を次に掲げる。試材は地震後清水港現場より送附を受けた図-12 の如き継手を有する部分であつて、兩端部を切取つて强度試材を探り中央部にて實物継手試験を行つた。

(a.) 引張り試験 軌條頭部及腹部より採つた試片による結果は表-6. の通りである。

表-6.

	断面形 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏點強さ		極限強さ		標點距離 (mm)	伸率 仲(mm)	伸率(%)	備考
			荷重(kg)	强度(kg/mm ²)	荷重(kg)	强度(kg/mm ²)				
頭部試片 A	径 13.95	152.84			8 300	54.4	50	15.5	31.0	
	B	13.96	153.06		9 400	61.4	50	14.0	28.0	
腹部試片 A	24.99×10.66	266.4	8 000	30	14 400	54.0	200	51	25.5	
	B	24.94×10.58	263.9	7 000	25.5	16 000	60.6	200	(46)	(23.0) 端部切斷

(b) 衝撃試験 断面 10×10 mm, 切込深 5 mm の試片を用ひ Charpy 型試験機による屈曲衝撃試験成績は表-7. に示す。

表-7.

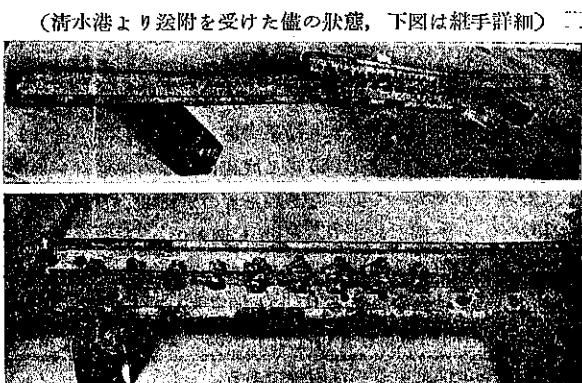
試片	寸法 (mm)	支點間距離 (mm)	切込の深 (mm)	吸収エネルギー (mkg)	比吸収エネルギー (mkg/cm ²)
軌條甲 頭部 A	10×10×55	40	5	3.8	7.6
	B	〃	〃	4.0	8.0
腹部 A	〃	〃	〃	4.2	8.4
	B	〃	〃	4.2	8.4
軌條乙 頭部 A	〃	〃	〃	2.7	5.4
	B	〃	〃	1.3	2.6

備考：構造用材料としての鋼は普通比吸収エネルギーは 15~20 mkg/cm² であるから、試験のものは衝撃に對しては弱いと考へられる。

(c) 實物の儘の継手に依る引張試験 図-13 に示す方法で行つた。試験機は 100 t の能力を有する水平引張試験機を使用し、徐々に張力を加へた。94 t の力が働いた時軌條底部の長さの方向に就て兩端のボルト孔が切断し始めた。試験機の能力の關係上之で取外したのであるが、試験後の形により測定した處、切断ボルト孔附近に於ける偏心距離は約 3 cm であつた。

ボルト孔が切断する時の張力を上記の結果から 94 t とすれば

図-12. 指揮用軌條、丙岸壁の崩壊部に使用したもの



$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{94}{38.3} = 2.45 \text{ t/cm}^2$$

$$M = P \cdot e = 94 \times 3 = 282 \text{ tcm}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{282}{604} = 2.43 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_t + \sigma_f = 2.45 + 2.43 = 4.88 \text{ t/cm}^2$$

上記 σ は引張試験による引張強さの値より稍小であるが、之は偏心距離の測定が正確に行ひ難い事及切断する時の力として 94t の値をとる事が必ずしも妥當でない事に原因してゐると思ふ。

地震土圧が急激に壁体に働く場合には上記の如く徐々に力を増した時と異り偏心距離が著しく大となつて、試験の場合よりは小なる力で切断するに至ると思ふ。即ち引張強度 4 回の平均値をとり $\sigma = 57 \text{ t/cm}^2$ として計算すれば控桿 1 本に對し

$$\sigma = 57 = \sigma_t + \sigma = \frac{Q'}{A} + \frac{M}{W} = \frac{Q'}{38.3} + \frac{Q' \times 2 \times 5.21 \times 5.21}{604}$$

$$Q' = 49.3 \text{ t}$$

となつて前記 94t に比し著しく小となる。

附記： 清水港附近の震度に就て：昭和 10 年 7 月 11 日の静岡地方の地震により被害を受けた清水港の岸壁の地震時に於ける安定計算をなすにあたり、岸壁附近に於ける地震の強さを知る必要がある爲、清水市内岸壁附近の墓石に就て筆者が調査した結果を次に述べる。

同地域の墓石は市街の配置上何れも北 $10^\circ \sim 20^\circ$ 西の方向及之と直角の方向に配置されてゐるが、最も多く倒れた方向は東 $10^\circ \sim 20^\circ$ 北の方向であつて、墓石の面に直角な他の 3 方向へ倒れたものは甚少ない。即ち墓石の転倒のみよりすれば水平加速度は東 $10^\circ \sim 20^\circ$ 北の方向に平行に最大であったと推定する事が出来る。然しこの方向に倒れた墓石の比幅（角柱にあつては底面幅の高さに對する比を比幅とする）は 0.33 程度のものも珍くないから、或は此の附近の水平震度は 0.3 以上にも及んだと考へられる。——地震動の振動週期が極めて小なる場合には倒れた墓石の比幅は必ずしも直ちに地震の震度を表はきないが、今回程度の週期では上記の如く取扱つて差支ないと思ふ。——然し墓石の底面は必ずしも正確には水平でなく、多少の破損等があつた事が認められるものもあつたので、倒れなかつたものゝ比幅は震度推定に對して重要な資料であると信ずる。表-8 は倒不倒の墓石の寸法比幅倒れた方向等について調査した結果であるが、海長寺（図-14 参照）ではこの方向に對して比幅 0.245 にて底面に何等の膠着材を用ひず正確に水平に設置されたもので倒れなかつたものがある。しかも別に同型の比幅 0.245 のもの 2 個が並んでゐた中 1 個が倒れ 1 個がその儘であつたものがあり、その他の墓地でも略之と類似の資料があつて之等を総合してこの方向の水平最大震度は略 0.25 と推定することが出来る。

他の 3 方向に對する資料は乏しいので表に示したものゝみで地震の方向及震度を推定するのは困難である。

図-13. 實物引張試験中（上）試験後（下）の状態

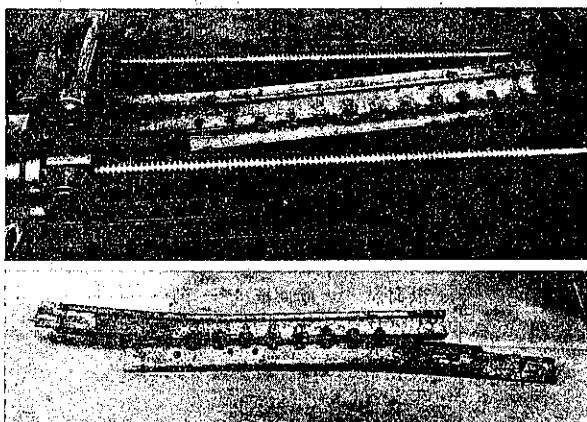


図-14. 清水港附近平面図

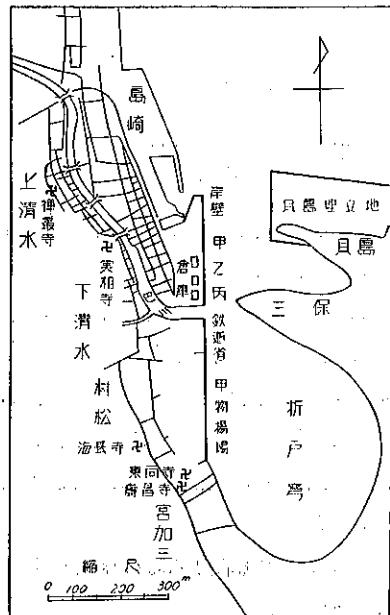


表-8. (表中*印は倒れなかつたもの)

寺名 (及所在地)	墓石の 倒れた 方向	墓石の寸法			備考	寺名 (及所在地)	墓石の 倒れた 方向	墓石の寸法			備考
		幅	高	比幅				幅	高	比幅	
東向寺 (宮加三)	北80°東	10	33	0.30	この墓地では配置上墓石の面は北80°東及之と直角の方 向が多い。	海長寺 (村松)	北70°東	44	337	0.13	門柱
	〃	15	58	0.26			〃	18	48	*0.38	
	〃	14	60	0.23			〃	13	42	*0.31	
	〃	11	49	0.22			〃	10	34	*0.30	
	〃	12.5	56	0.22			〃	53	215	*0.245	
	〃	18	66	*0.27			南20°東	33	135	0.245	同型2個の 中1個は倒 れ1個は倒 れず
	南10°東	11	58	0.19			〃	33	135	*0.245	
	南80°西	9	54	0.17			〃	48	215	*0.22	
壽昌寺 (宮加三)	北80°東	14	43	0.33	墓石の面 同上	實相寺 (下清水)	南20°西	28	135	0.21	
	〃	12	47	0.25			北20°西	14	45	0.31	
	〃	12	57	0.21			〃	11	45	0.245	
	〃	14	75	0.19			南75°西	16	46	0.35	墓石の面 南75°西 及之と直角
	〃	13	47	*0.28			〃	17	52	0.33	
							〃	16	56	0.29	
海長寺 (村松)	北70°東	17	52	0.33	墓石の面 北70°東 及之と直角	禪叢寺 (上清水)	北75°東	17	45	0.375	墓石の面 北75°西 及之と直角
	〃	16	49	0.33			〃	16	51	0.315	
	〃	13	40	0.32			〃	14	54	0.26	
	〃	17	55	0.31			〃	20	59	*0.34	
	〃	14	46	0.31			北60°西	18	55	0.33	
	〃	15	52	0.29			〃	18	56	0.32	
	〃	11	39	0.28							
	〃	13	49	0.26							
	〃	30	145	0.20							

清水港内岸壁の2號上屋内岸壁と反対の側に塔状に稍不規則に積重ねられた板材の底幅0.58m、高2.00m(比幅0.29)のものは倒れなかつたが、底幅0.36m、高2.65m(比幅0.14)のものは東に倒れたものがある。それ等は震度推定の一資料となる。

市内島崎(図-14参照)の民家では北20°西の方向に面した壁には水平の亀裂が多いにも拘らず、それと直角の方向の壁には斜の亀裂多かつた。即ち該区域の家屋に對しては北20°西に平行な方向の振動が大であつたと推定される。これは前記墓石の示す處とは一致しない。

尙清水市内の全潰家屋数は69で全市戸数約11000に對する比率は0.6%であるが、全潰は巴川沿岸に多くこの沿岸地区だけの比率は3%或はそれ以上と推定される。然るに大正12年9月の大地震に就て大森、今村、物部博士等の調査に成る震度0.25に対する舊式木造家屋の倒潰率は平均2~3%であるから、上記地区(岸壁所在を含む)に於ける最大震度は約0.25を推定するのが適當と信ずる。鉛直方向の震度は推定すべき資料がないから、すべて水平方向の震度の中に之を含め重力と最大地震力——鉛直方向を含めて——との合力の方向が鉛直となす角の正切を以て震度を表す。岸壁に對しては地震は之と直角の方向に上記の最大震度に近い。

以上の結果を総合して岸壁法線に對し地震は約70°の角をなし、震度0.25分力即0.23が直角の方向に働いたと考へるのが適當と信じたから計算には此の値をとつた。