

1. まえがき

1968年十勝沖地震は北海道南部および東北地方北部の大平洋岸の港湾施設に被害を与えた。これらの施設は0.05~0.15の設計震度で設計されていたが、八戸、青森および室蘭港の地盤に設置されていた強震計は200gal以上の加速度を記録したにもかかわらず、被害の程度は一般に軽微であった。このことは、0.10~0.12の震度で設計されていた新潟港の施設が、180gal程度の新潟地震で大きな被害を受けたことと様相を異にする。本文は、けい船岸および護岸について構造形式ごとに被害の特徴を述べ、200gal以上の地震を受けたと思われる八戸、青森、函館、室蘭、苫小牧の諸港の施設について、現行耐震設計法により解析を行った結果を報告したものである。

2. 被害の概要

今回の地震による被害は、これまでの地震と同様、法線のはらみ出し、上部工の沈下、エプロンの沈下およびき裂が一般的な様相である。一般に大型けい船岸で大きな被害を受けたものは少い。被害程度の大きな施設は、物揚場、護岸等に多く、簡単な構造の護岸の被害が著しい。

重力式構造物は、数十mのはらみ出しを生じたものが多いが、ケーソン式壁体は被害の程度が軽微であり、大きな被害を受けたものは簡単なブロック構造などに多い。重力式壁体の被害の型は、背面土圧、慣性力に対する地盤支持力不足のために壁体に前傾を生じたものであり、なかには転倒に近いものもあった。被害の著しい護岸には、斜面崩壊現象と思われるものもあった。矢板壁は、若干の変形を生じたものが多いが、一部老朽化したものを除いては、その被害の程度は一般に軽微であった。矢板壁の被害の型は、一部タイロッド取付部が破損したもののほか、控え工の抵抗不足による全般的な前のめり現象が多く見られ、控え工の上部の地盤に法線方向のき裂を生じ、その背後が沈下している例が多い。さん橋構造本体は無被害であった。

鋼矢板セル式壁体および斜控えぐい式矢板壁は今回の地震ではじめて強度の地震を経験したが、セル式けい船岸は無被害であった。斜控えぐい式矢板壁は1例は無被害であったが、他の1例はくいおよび矢板が弾性限界以上に曲げられており、くいの取付部が破損していた。しかし倒壊はまぬがれた。

3. 現行耐震設計法による被災例の解析

検討方法は主として“港湾構造物設計基準”によった。即ち土圧は見掛けの震度を用いて物部・岡部式により計算した。この場合、内部摩擦角は原設計条件にかかわらず良質の裏込めが十分設けられているものは 40° 、通常の砂質土は 30° 、その中間は 35° とした。残留水位は、重力式壁体で地震時の潮位上H.W.L.との差の $\frac{1}{2}$ を、矢板壁の場合は $\frac{2}{3}$ を考えた。上載荷重は地震時の状態にあわせ0とした。また、考察は震度0.2程度の計算結果を用いて行った。

なお、後掲の図において○●●×は被災の程度をなし、それぞれ無被災、変形の程度の軽いもの、相当の変形を生じたもの、本体に被害のあったものを示す。

3.1 重力式構造物

外力として土圧、残留水圧および壁体に作用する慣性力を考え、静的に滑動および地盤支持力の検討を行った。支持力の検討には偏心傾斜荷重に対する立石の方法とマイヤホフ式を用いた。

図1、図2にそれぞれケーソン式7例とブロック式8例の滑動に対する計算結果を示す。ケーソンブロックとも震度0.2における滑動安全率は1を割っているが、実際には滑動したと思われるものはなかった。新潟地震では、0.8程度の安全率でも滑動したものがあつたが、地震時の安全率を1.0としている現行設計法は十分安全な設計法といえる。主働土圧係数は内部摩擦角が5°大きいと約80%となるので、土圧計算用の内部摩擦角は現在用いられているものより5°大きい値を用いてよいとも考えられる。

図3、図4にケーソンおよびブロック式壁体の地盤支持力の安全率を立石法によって計算した結果を示す。この場合基礎礫層の内部摩擦角は50°とした。これは通常土圧計算に用いられるものよりも10°程度高いが、新潟地震の解析結果にもとづいた。図によると、支持力の安全率の傾向は被災の度合と完全には一致していないが、次のことがいえると考えられる。1) 壁体の変位を全く生じさせないためには少くとも1.5の安全率(設計基準の値)を要する。2) 安全率が1を割っても前しのめりこみによる壁体の軽度の前傾に終わったものが多い。3) 安全率0.25以下では倒壊に近い状態となっているものもある。

また、図3、図4はブロック式壁体がケーソン式壁体より被害の程度の大きいものが多いという事実と全般的な傾向としては一致している。なお、マイヤホフ式による計算結果も類似の傾向を示している。

3.2 矢板壁

根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力ならびに控え工の安定について検討を行った。根入れの安定はタイロッド取付点に対するモーメントの釣合いより、また矢板の曲げモーメントおよびタイロッドの張力は、海底面とタイロッド取付点を支点とする仮想ばりの曲げモーメントおよび支点反力として求めた。控え工については、控え版と根入れの短い控え矢板は、控え前面の受働土圧でタイロッド張力に抵抗するものとし、控え直ぐいおよび根入れの大きい控え矢板は横荷重を受ける長ぐいとして篠原・久保の方法を用いて計算した。

図5に矢板壁19例について根入れの

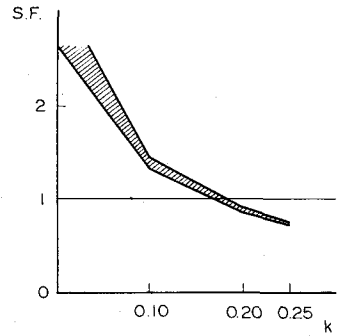


図1 ケーソン式壁体の滑動安全率と震度の関係

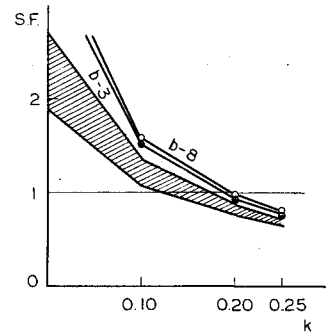


図2 ブロック式壁体の滑動安全率と震度の関係

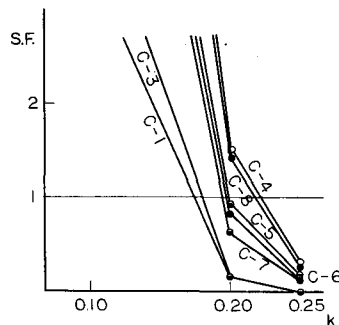


図3 ケーソン式壁体の支持力と震度(立石法)

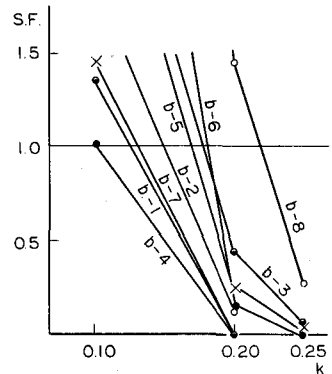


図4 ブロック式壁体の支持力と震度(立石法)

安全率を示す。4例が震度0.2において安全率1を割っているが、根入れの不足による被災例はないうち3例は比較的ゆるい砂地盤に打込まれているので内部摩擦角に 30° を用いた。設計基準では根入れの安全率を1.2としていること別の3例についての計算結果では内部摩擦角を 5° 下げると安全率は58%となることより、通常の砂地盤であれば土圧計算に 35° の内部摩擦角を用いてよいとも考えられる。

矢板の曲げ応力度とタイロッドの引張り応力度のうち比較的高いものを図6と図7に示す。図7は降伏応力度の比によってSS41材に換算してある。震度0.2の応力度はタイロッドの2例を除いては許容応力度以下であり、すべて降伏応力度以下である。事実矢板の曲げ、タイロッドの切断による被災はない。y-5は後述のように解析に不適当な例なので、設計基準の許容応力度はほぼ適当であろう。

控え版および短い控え矢板の安全率を図8に示す。12例中8例の安全率が0.8~1.1となっているが、この程度の安全率では控え版の移動による法線の10~30mmのはらみ出しを生じている。y-22はタイロッド取付部の破損による被災である。安全率が1.5近い3例は法線のはらみ出しがないが、新潟地震の例では安全率1.5は確実に安全とはならないといわれており、従来の矢板壁の震害例が殆んど控え版の抵抗不足であることおよび土の流動化の影響を最も受け易い部分であることより、設計基準通り安全率を2とするのが安全であろう。y-5は計算結果と現象が一致していないが、これを設計法にとり入れることは他の例より見て危険側であり、不適当である。

図9に控え直ぐいおよび長ぐいと見なせる控え矢板の計算変位量を示す。計算結果と被災の度合は傾向としては一致しているが、実際の法線のはらみ出しに比してぐいで $1/30 \sim 1/50$ 、矢板で約 $1/200$ 著しく小さく計算されている。この理由としては次のようなことも考え得る。即ち震動時にはタイロッド周辺の土圧は著しく増大し、これは若干の控えの移動(おそらく1cm程度)で主働状態にもどるが地震動の継続によって変位が累積されるのではな

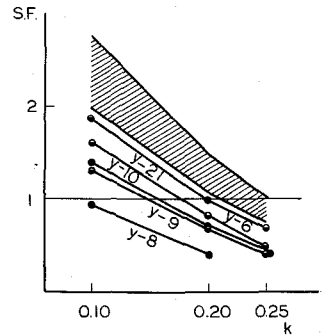


図5. 矢板壁の根入れの安全率と震度の関係

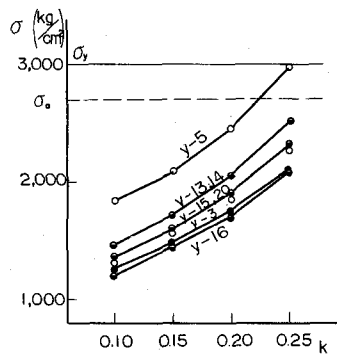


図6. 矢板の曲げ応力度と震度の関係

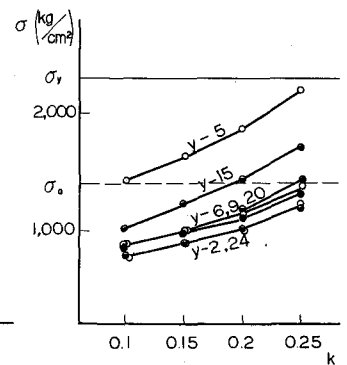


図7. タイロッドの引張り応力度と震度の関係

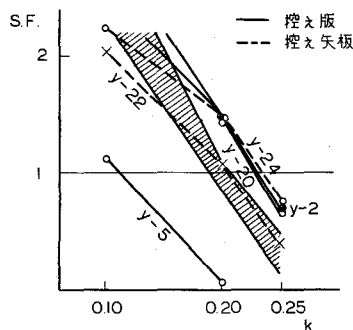


図8. 控え版の安全率と震度の関係

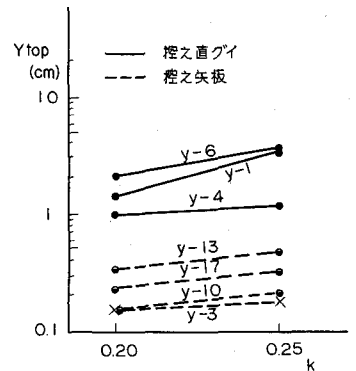


図9. 控え直ぐいの変位量と震度の関係

いかということである。しかしいずれにしても控え直ぐいの設計には今後なお検討を要する。y-3 は控え工とタイロッドの取付部の破損した例である。控え工の応力度は降伏応力度以下である。

3.3 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁

無被災に近い 1 例について、設計基準のフィクストアースサポート法および根入部を塑性域を有する弾性支承と考える北島・岸法で検討した結果を図 10. に示す。タイロッドの応力度および控え版の安全率はいずれの方法でも安全と計算される。しかし矢板の曲げ応力度は北島・岸法ではほぼ降伏応力度となるが、フィクストアースサポート法ではこれをはるかにこえ、この方法が過大設計法であることを示している。

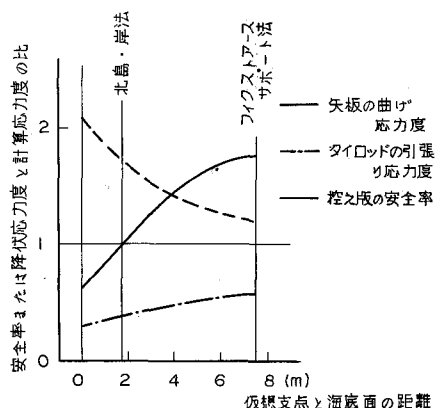


図 10. 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁の安定 ($k = 0.2$)

3.4 斜控えぐい式矢板壁

2 例について、土圧を矢板およびくいにそれぞれの剛比で配分し根入部を弾性支承と考え

表 1. 斜控えぐい式矢板壁安定計算結果 ($k = 0.2$)

て解く石黒法、ならびにくいに作用する土圧を一定比で矢板に伝達し海底面下 $1/\beta$ を固定点として解く大島法で検討した結果を表 1. に示す。ここで n-1 は被災例。n-2 は無被災例である。n-1 では

	計算法	矢板応力度 (Kg/cm^2)	くい応力度 (Kg/cm^2)	矢板押し込み安全率	くい引抜き安全率
n-1	石黒法	2,558	2,608	4.84	0.92
	大島法	1,364	3,776	5.00	1.00
n-2	石黒法	1,114	1,287	4.18	1.85
	大島法	962	1,999	3.00	1.36

くいの応力度が降伏応力度以上に計算されており、ま

表 2. 鋼矢板セルの安全率 ($k = 0.2$)

	せん断	矢板押し込み	全体の滑動
yc-1	1.70	1.61	0.64
yc-2	1.13	3.50	1.18

3.5 鋼矢板セル

2 例について安定の検討を行った結果を表 2. に示す。

yc-1 は粘性地盤上に、yc-2 は砂質地盤上に設けられている。せん断に対する検討は、中詰に発生するすべり面が前壁背後の主働領域の境界面と後壁前方の受働領域の境界面の交点から発生すると考える北島法によって行った。計算結果は yc-1 の全体の滑動の安全率以外は無被災という現象と一致している。全体の滑動の安定については現在の方法は過大と考えられ、今後の検討の余地を残している。

3.6 鋼管直ぐい式さん橋

1 例について静的な検討を行ったが、くいの計算応力度は降伏応力度の $1/2$ 以下であり、無被災という現象とあっている。

4. あとがき

以上の検討により、けい船岸に対する現行耐震設計法が大部分はほぼ妥当なものであるか、または若干安全側であることが判明した。ただし、矢板壁の控えぐい、軟弱地盤上の矢板壁、根入れを有する構造物の全体の安定等に関する設計法については今後なお検討を要する。なお今回の災害は新潟地震とは表面的には異った様相を示したが、計算上は大きな差異は殆んど見られなかった。