

重力式岸壁の地震時安定性と地震時に作用する土圧の検討

STUDY ON STABILITY OF GRAVITY TYPE QUAY WALL DURING EARTHQUAKE AND SEISMIC EARTH PRESSURE

笹島隆彦¹, 先川光弘², 橋詰知喜³, 大塚夏彦⁴, 三浦均也⁵, 小濱英司⁶

Takahiko SASAJIMA, Mitsuhiro SAKIKAWA, Tomoki HASHIZUME, Natsuhiko OTSUKA, Kinya MIURA and Eiji KOHAMA

¹北海道海発局函館開発建設部 (〒040-8501 函館市大川町 1-27)

²北海道海発局港湾空港部 港湾建設課 (〒060-0808 札幌市北区北 8 条西 2 丁目)

³北海道開発局農業水産部 水産課 (〒060-0808 札幌市北区北 8 条西 2 丁目)

⁴正会員 工博 北日本港湾コンサルタント(株) (〒003-0029 札幌市白石区平和通 2 丁目北 11-18)

⁵正会員 工博 豊橋技術科学大学 建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯字雲雀ヶ丘 1-1)

⁶正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

In this study, close examination about the safety factors of gravity type quay walls that had been stricken by strong earthquake motion during two big earthquakes that occurred in Hokkaido Island, "1993 Kushiro-oki" and "1994 Hokkaido Toho-oki" earthquakes, was conducted. And the characteristics on the seismic earth pressure were discussed based on the extent of damage and seismic forces estimated by the seismic coefficient method.

Key Words: Quay Wall, Seismic design, Liquefaction, Seismic earth pressure

1. はじめに

釧路沖地震, 北海道南西沖地震, 北海道東方沖地震, 兵庫県南部地震など, 近年沿岸域において大きな地震が発生し, 港湾施設に大きな被害を引き起こした¹⁾²⁾³⁾⁴⁾. 施設の被害は, 特に埋立地盤およびその前面の岸壁や護岸施設などに集中した. このうち重力式岸壁においては, 堤体の沈下, 海側へのせり出しなどの変形を生じ, 荷役機能に大きな障害が発生した. またクレーン基礎や地中埋設施設においては, 地盤の液状化, 岸壁堤体の移動による流動化等によって大きな被害を受けた. このような港湾施設への被害は, 物流機能の低下に加え, 多額の復旧費用を要するなど, 港湾背後の地域経済に大きな打撃を及ぼすことになった.

最近の重力式岸壁の地震被害に関する調査・研究により, 地震被害は背後地盤の液状化現象と強く関連していることが指摘されている. また背後地盤に対してサンドコンパクション工法やグラベルドレーン工法などによる液状対策を実施した施設では, 大きな地震に対してもわずかの被害にとどまり, 施設機能を維持することができたことが報告されている⁵⁾⁶⁾. 一般に重力式岸壁の耐震設計には震度法が用いられている. しかし震度法では背後地盤の液状化の影響は考慮されていない. また地盤の地震動と設計

に用いる震度との関係, 堤体・裏込土の地震時挙動と地震時土圧の実態には, 依然として不明な点が多い.

本研究は北海道で発生した2つの被害地震(1993 釧路沖地震, 1994 北海道東方沖地震)を取り上げ, 重力式岸壁の被害事例を用いて震度法による耐震設計法の検証を行うとともに, 重力式岸壁にはたらく地震時土圧特性を確認することを目的としている.

2. 地震時土圧と重力式岸壁の被災

(1) 震度法による重力式岸壁の設計

震度法による重力式岸壁の設計では, 地震力として, 加速度を重力加速度で除した震度係数 k_h をケーソン質量に乗じて求めた慣性力を考慮する. さらに, 前面にはたらく動水圧, 残留水圧, 地震時土圧などを外力として考慮している(図-1). ケーソンの安定性は, ケーソンに働く水平合力, 鉛直合力およびケーソン底面と基礎の間の摩擦抵抗力などの静的な釣り合いにより, 堤体の滑動と転倒について評価される. 滑動安定性の照査式を(1)式に示す. また基礎の支持力については, 合力の偏心を考慮した Bishop 法による円形すべり計算により評価されている.

$$F_s \leq \frac{fW}{P} \quad (1)$$

ここに、

- W: 堤体に作用する鉛直合力 (kN/m)
- P: 堤体に作用する水平合力 (kN/m)
- f: 数堤体底面と基礎の間の摩擦係数
- F_s: 許容安全率

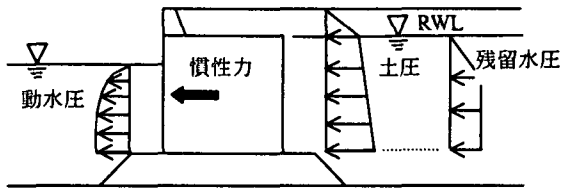


図-1 重力式岸壁に作用する地震時水平力

地震時にケーソンに働く砂質土の土圧は、物部・岡部⁷⁾⁸⁾による(2)式、(3)式が用いられている。しかしながら物部によれば、震度係数が地盤の最大加速度より求められていること、および同式は静的な力の重ね合わせによっていることなどから、地震時土圧の合力としては過大な値をあたえる可能性のあることを指摘している。野田らは、最大加速度が2.0m/s²以上となる場合、設計に用いる震度係数を最大地表面加速度から算出すると過大な設計となる可能性を指摘している⁹⁾。風間らは重力式岸壁の地震時挙動について、乾燥砂を用いた振動台実験を行い、ケーソンに働く地震時土圧とケーソン慣性力の位相が逆であることを指摘している¹⁰⁾。また三浦らは、重力式岸壁模型に関する振動台実験より、裏込め地盤が液状化しないときは地震時土圧の振動成分とケーソン慣性力が逆位相となり、液状化が発生すると両者の位相は同じになることを示し、背後地盤の軟化による地震時土圧特性の変化について検討した¹¹⁾¹²⁾。このように重力式岸壁の耐震設計においては、ケーソンおよび裏込め土の動的な挙動を踏まえた検討を行うことが必要であると考えられる。

$$P_{ai} = K_{ai} [\sum \gamma_i h_i + w] \quad \dots (2)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\delta + \theta)} \right]^2} \quad \dots (3)$$

ここに、

- θ: 地震合成角:
 $\theta = \tan^{-1} k$ (地下水位より上方)
 $\theta = \tan^{-1} k'$ (地下水位より下方)
- k: 震度係数
- k': 残留水位より下方の見かけの震度係数

(2) 重力式岸壁の地震被害

1993年釧路沖地震および1994年北海道東方沖地震では、最大地表面加速度が2.0m/s²をこえる強い振動が発生し、北海道東部に位置する釧路港・霧多布港・根室港の港湾施設、および道路・堤防・ライフラインなどに広範な被害をもたらした。図-2、図-3

および表-1に各地震の概要を示す。

表-1 地震の概要

	Details
1993 釧路沖	Date : Jan.15 1993 Epicenter : N42-53,E144-22, Depth 103km JMA Magnitude : 7.8
1994 北海道東方沖	Date : Oct.4 1994 Epicenter : N43-23,E147-43, Depth 23km JMA Magnitude : 8.1

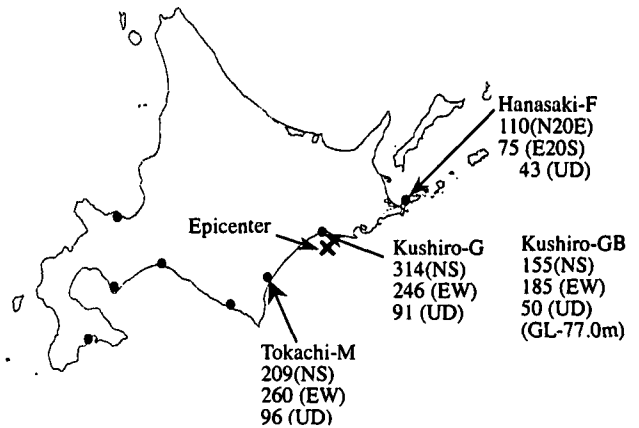


図-2 釧路沖地震時の地表面最大加速度 (cm/s²)

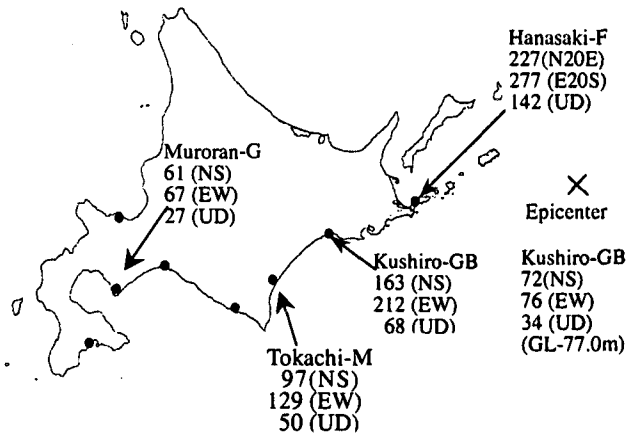


図-3 北海道東方沖地震時の地表面最大加速度(cm/s²)

両地震による重力式岸壁への被害は、ケーソンなど堤体の海側へのはらみ出しと沈下、ケーソン背後の沈下とエプロン舗装の破損などであった。また、多くの施設において埋立地盤の液状化の痕跡である噴砂跡が確認された。表-2に各地震における被災した重力式岸壁施設の数、および変形量を示す。また図-4には、釧路沖地震における代表的な岸壁被害例を示す。

表-3は釧路港において、岸壁背後地盤に液状化対策が実施された施設と未対策の施設の1993年釧路沖地震時の水平変形量を比較したものである。比較した施設はともに同じ水深、同じ法線のものを抽出してある。表から明らかのように、背後地盤に液状化対策を実施した施設では、無被害かわずかの被害に収まっている。

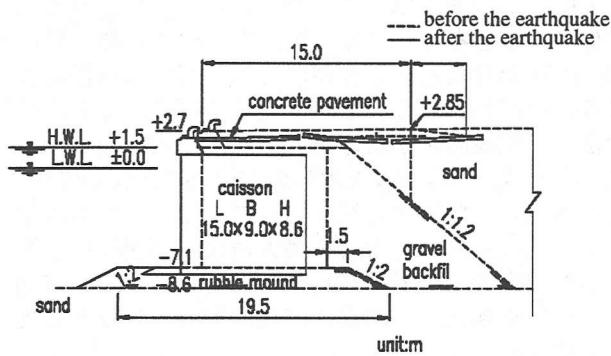


図-4 重力式岸壁の地震被害例（釧路港）

表-2 地震の被害状況 単位: (m)

地震	港	被災施設数	水平変形量	沈下量	
				堤体	背後地盤
1993 釧路沖地震	釧路	19	0.0 ~1.9	0.05 ~0.5	0.1 ~ 0.6+ α
	霧多布	8	0.1 ~0.45	0.05 ~0.2	0.1 ~ 0.35
1994 北海道 東方沖地震	根室 (花咲)	23	0.05 ~1.65	0.05 ~0.47	0.0 ~0.6
	根室	12	0.0 ~0.35	0.05 ~0.3	0.1 ~0.3
	霧多布	13	0.16 ~ 0.90	0.06 ~ 0.39	0.0 ~0.5
	釧路	5	0.07 ~0.32		0.4

表-3 背後地盤の液状化対策の効果

設備		最大水平変形量	平均水平変形量
-7.5m	未対策	25cm	13cm
	対策済	15cm	5cm
-10m	未対策	5cm	3cm
	対策済	0cm	0cm
-12m	未対策	26cm	23cm
	対策済	6cm	1.6cm

(3) 限界震度と重力式岸壁の地震被害

表-2 に示した各施設について、地表面で観測された最大加速度より岸壁施設断面方向の最大加速度を算定し、これを重力加速度で除して作用震度 kh_{op} を算定した。一方、釧路港・根室港・霧多布港における重力式岸壁施設の滑動安全率および支持力安全率それぞれが 1.0 となるときの限界の震度係数を求め、小さい方をその施設の限界震度とした。なお、この計算においては、地震発生時に背後地盤上に上載物がなかったことを考慮して、上載荷重は無視した。海水面は地震時の潮位観測記録より定めた。また、地震時の前面水位が設計残留水位よりも高いため、残留水位は前面の水位と同じとした。

このようにして算出した施設別・地震別の限界震

度と、最大地表面加速度から算出した作用震度を、被災程度および背後地盤の液状化の有無とあわせて比較し、図-5、図-6 に示す。

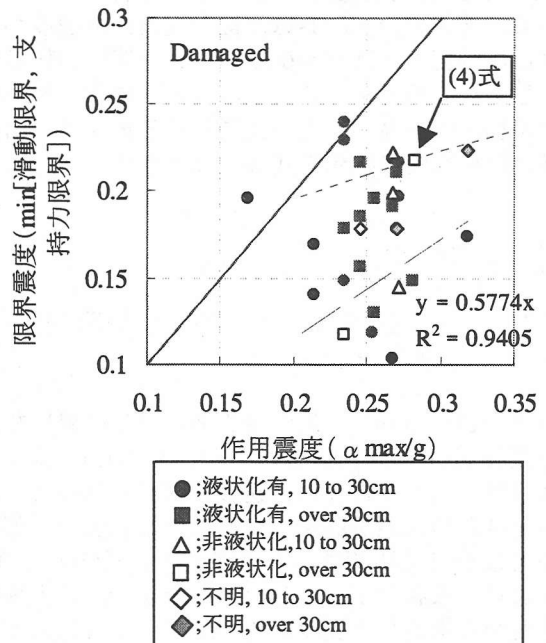


図-5 安定限界震度と地震被害

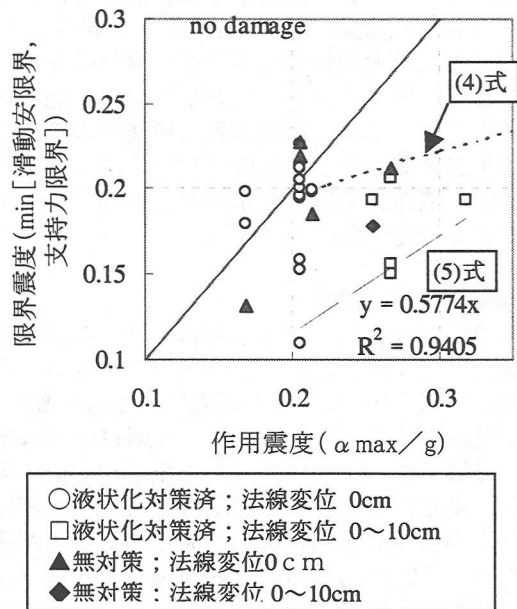


図-6 安定限界震度と地震被害（液状化なし）

図-5 は、水平変形量が 10cm 以上となった施設の場合である。塗りつぶしてあるプロット点は、背後の地盤に液状化の痕跡が認められたものを示している。ほとんどの施設で液状化痕跡があり、また作用震度が限界震度よりも大きくなっている。

図-6 はケーソンの水平変形量が 10cm 未満であった施設の場合である。作用震度が限界震度を越えているにもかかわらず、被害がわずかであったケースが多数あることがわかる。また、いずれの施設にお

いても背後地盤に液状化痕跡は認められなかった。

野田¹³⁾は、液状化の発生していない場合における、重力式岸壁の被害と震度法による限界震度、および最大地表面加速度の関係について検討した。その結果、被災の発生限界は、最大地表面加速度から算定した震度の0.35倍～0.85倍程度を実際の作用震度としたところにあることを示した。また、 2.0m/s^2 以上の加速度が発生した地震における最大地表面加速度と作用震度の関係を式(4)にて示した。

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha_{\max}}{g} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 k_h : 震度係数、 α_{\max} :最大地表面加速度
 g :重力加速度

図-5及び図-6中に、最大地表面加速度を用いた震度＝限界震度となる直線(実線)、および(4)式による関係を示す。また無被害施設に関する図-6には、限界震度と最大地表面加速度を用いた震度の下限の関係を最小二乗法で求めた直線とその式(5)を示す。これより、液状化が発生しなかった場合、最大地盤加速度から算定した震度の約0.6倍が、実際の作用震度に相当する結果となった。これは野田らの研究結果と同様の傾向を示す。

地震時にケーソンに作用する加速度が背後の地盤のそれと大きく変わらないとすれば、最大の慣性力・動水圧は最大加速度に基づく震度係数を用いて評価できると考えられる。にもかかわらず地震被害事例による解析では、最大地表面加速度の0.6倍程度が作用震度係数として近似されたのは、地震時土圧・水圧と慣性力の最大値が同時に作用していないことによる可能性がある。

(4) 地震時土圧の検討

背後地盤に液状化が発生しない場合、地震時にケーソンに作用する力には、ケーソンの慣性力、背後地盤内の残留水圧、ケーソン前面にはたらく動水圧、および地震時土圧が考えられる。一般に大きな地震においては、ケーソンに作用する慣性力が最も大きくなる。また、ケーソン前面にはたらく動水圧は、ケーソンの慣性力と同じ位相で発生することが報告されている¹⁴⁾。一方地震時土圧は地盤・ケーソンの応答の影響を受けつつ動的に振動している。さらには、前述したようにケーソン慣性力と地震時土圧の振動成分が必ずしも同時に最大値を取るとは限らないことがわかっている。

そこで、最大加速度発生時に最大の慣性力と動水圧が発生し、これにその時点の地震時土圧が加わったときに、ケーソンが最も移動しやすくなると考えた。ケーソンが動き出す限界の水平合力はさきに算定した限界震度より既知であるとするれば、この限界水平合力から最大加速度発生時における慣性力・動水圧・残留水圧を差し引いた残り H_{diff} を抽出し、被災事例と比較することによって地震時土圧を推定することができる(図-7)。すなわち、最大加速度が発

生しケーソンが動き出す限界の状態にある施設においては、この H_{diff} は、その時点における地震時土圧に相当すると考えられる。そこで、1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震において岸壁背後地盤に液状化が発生しなかった事例について、被災岸壁および無被災の岸壁両方を取り上げて H_{diff} を算出した。図-8は、この H_{diff} を常時の主働土圧(有効成分)で正規化し、施設被害程度別にプロットしたものである。また図-9は、 H_{diff} を最大地表面加速度から算出した震度を用いて計算した地震時主働土圧(有効成分)で正規化し、施設被害程度別にプロットしたものである。

図-8においては、ケーソンの移動が発生する限界は、推定地震時土圧 H_{diff} が常時の主働土圧と同程度のところにある。また図-9においては、ケーソンの移動が発生する限界は、推定地震時土圧 H_{diff} が地震時主働土圧の1/2程度のところにある。すなわちケーソンの残留変形は、水平力が、地震時最大加速度から求めた震度による慣性力・動水圧と残留水圧に、常時の主働土圧(有効成分)、あるいは現行の地震時主働土圧合力(有効成分)の1/2を加えた値をこえたところで発生していた。

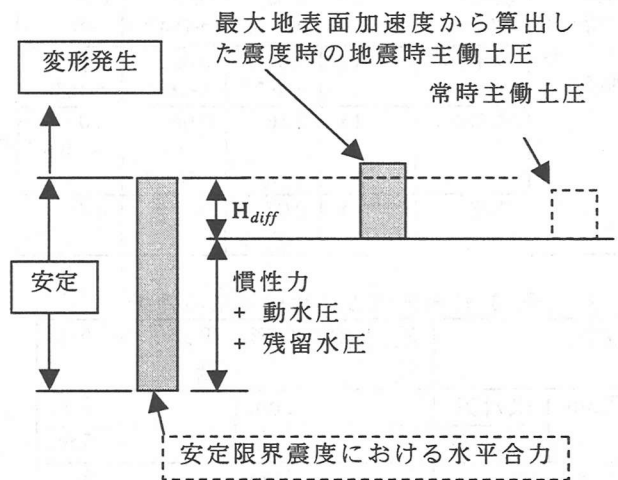


図-7 図-8・図-9における地震時土圧の推定法概念図

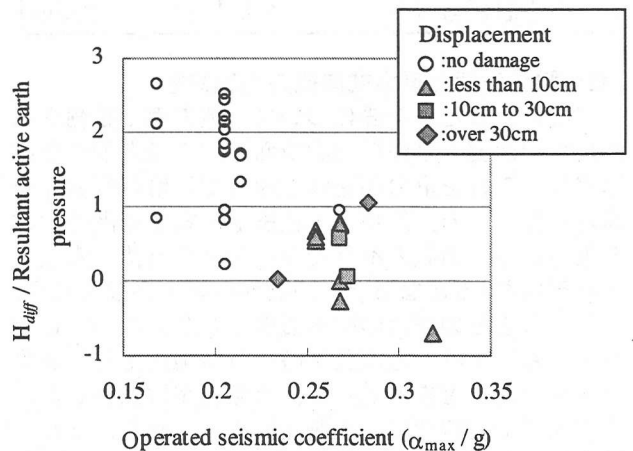


図-8 H_{diff} と常時主働土圧との比較

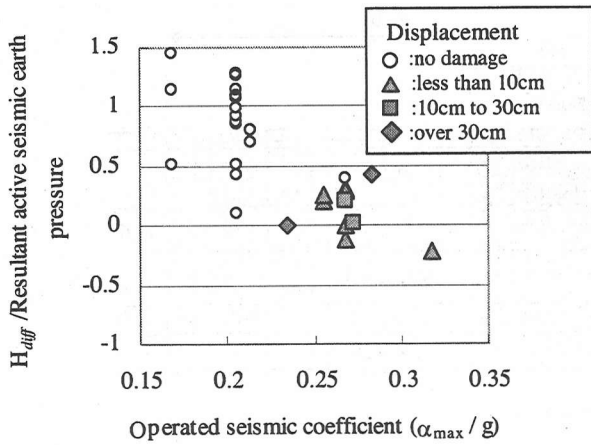


図-9 H_{diff} と地震時主働土圧との比較

3. 重力式岸壁の耐震設計法

(1) 地震時土圧と耐震設計法

釧路港西港第2埠頭岸壁(-12m)南(図-10)は1993年釧路沖地震において海側に約0.3m程度はらみ出す被害を受けた。同地震後に液状化対策が実施された後の1994年には北海道東方沖地震が発生したものの、施設への被害は生じなかった。この両地震における作用震度に対して、現行設計法および地震時土圧として常時土圧を用いた場合について安定性検討を行った結果を表-4に示す。

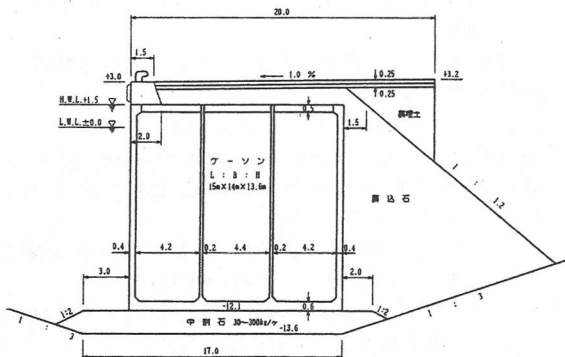


図-10 釧路港西港第2埠頭岸壁(-12m)南

表-4 地震時土圧の違いによる安定性検討結果の比較

作用地震	釧路沖地震(NS)		北海道東方沖地震(NS)	
	現行 P_{AE}	常時 P_A	現行 P_{AE}	常時 P_A
作用震度	0.23		0.17	
滑動安全率	0.846	1.00	1.08	1.253
底面反力(kN/m ²)	608.47	529.276	453.621	416.829
支持力安全率	0.747	0.892	1.021	1.185

現行設計法に基づく安定性検討では、釧路沖地震時には安定性不足となり、顕著な被害の出ることが

予想される。これは実際の被害状況を概ね再現していると考えられる。ただし液状化対策が実施された現状においても、安定性不足と評価されることとなる。東方沖地震時には、安定限界内となっており、無被害であろうと予想される。

一方、地震時の土圧として常時主働土圧を用いた場合、釧路沖地震時において滑動安全率は許容限界値に等しいものの、支持力安全率は不足する結果となり、小～中規模のはらみ出し等の被害が予想される結果になっている。また、東方沖地震時には十分な安定余裕があるものと予想される。このように、背後地盤に液状化対策が実施されている施設においては、地震時土圧として常時の主働土圧を与えた場合においても、被害状況を概ね説明できる可能性がある。

(2) 地震応答解析による検証

震度法にもとづく現行の設計法と、液状化対策の効果の検証を目的に、釧路港西港第2埠頭岸壁(-12m)南について、釧路沖地震時の観測地震波を用いて地震応答解析を行った。解析には有効応力解析プログラムFLIPver4.2.7 (FLIP研究会版)を使用した¹⁵⁾。解析ケースは、釧路沖地震時の構造(液状化対策なし)、および背後埋立地盤に液状化対策を実施した場合に関する検討の2ケースとした。

釧路港西港地区の工学的地震基盤はDL-60m～-70m近傍と考えられる。このため入力地震波には、西港第4埠頭における土質調査結果を適用してDL-59.5m地点までの地層モデルを作成し、地中基盤で観測された地震波(Kushiro-GB)を用いて、重複反射法にてDL-30m地点における地震波(E+F)を作成したものをを用いることにした。図-11に-30m地点への入力地震波を示す。基盤への入力地震波の最大加速度は0.204m/s²、DL-30m地点への入力地震波の最大加速度は0.234 m/s²である。解析モデルを図-12に示す。また応答解析結果を表-5、表-6に示す。

表-5、表-6より、液状化対策の行われていない場合には、ケーソンは実際の被害と同程度の約0.33m以上はらみだす結果となった。一方、液状化対策の実施された条件では、ケーソンの変位は0.20m程度となった。これは表-4において土圧を常時土圧としたケースで想定される被害と比較的良く一致する。

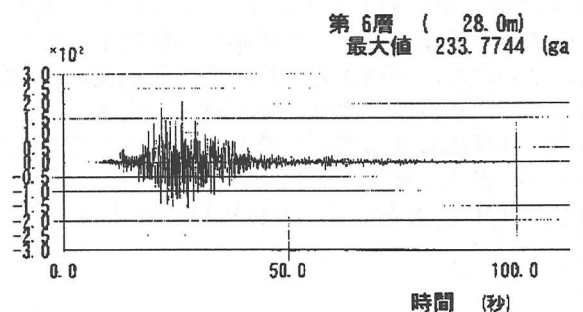


図-11 釧路沖地震時の入力地震波

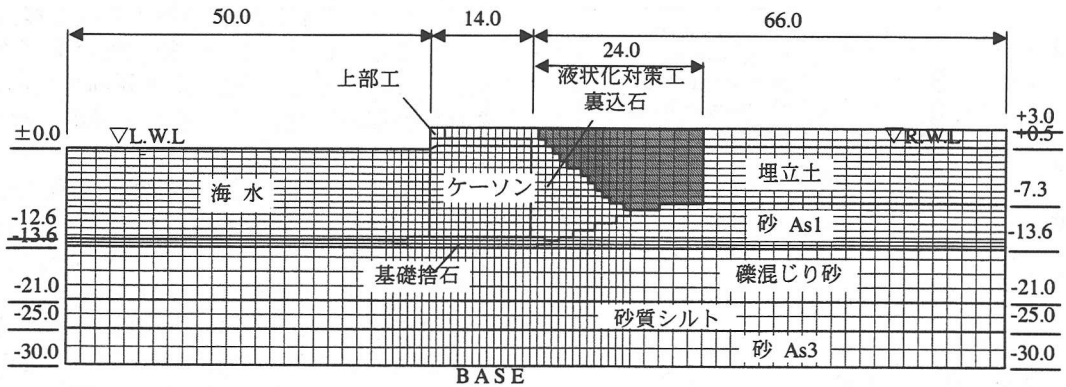


図-12 FEM 解析モデル

表-4 FLIP 解析結果 (液状化対策無し)

	最大水平 加速度	残留変位(m)	
		水平	鉛直
ケーソン上端	-0.226	-0.326	-0.108
ケーソン下端	-0.154	-0.267	-0.108
基礎マウンド	-0.148	-0.161	-0.124
地表	0.081	+0.009	-0.041
現地盤(-7.3m)	0.195	+0.003	-0.012

※加速度の単位: m/s^2

表-5 FLIP 解析結果 (液状化対策あり)

	最大水平 加速度	残留変位(m)	
		水平	鉛直
ケーソン上端	-0.226	-0.202	-0.041
ケーソン下端	-0.156	-0.203	-0.041
基礎マウンド	-0.150	-0.129	-0.096
地表	0.123	-0.043	-0.092
現地盤(-7.3m)	0.177	0.000	-0.017

※加速度の単位: m/s^2

4. 結論

以下に本研究の主な結論を記す。

- 1) 大きな地震動をうけた重力式岸壁のうち、背後地盤に液状化が起きない場合には、地震時における重力式岸壁の永久変形は、構造物に作用する水平合力が、地震時最大加速度から求めた最大慣性力・動水圧・残留水圧に、常時主働土圧を加えた合計水平力を超えたときに発生する傾向のあることを確認した。
- 2) 釧路沖地震の被災事例について、液状化対策の有無による被災量の違いを地震応答解析により検討した。その結果、液状化発生時の変形量は実際の被害と良く一致した。また背後地盤に液状化が生じない場合、震度法による安定計算において地震時土圧として常時の土圧値を用いた場合に予想される被災状況と、FLIP による解析結果は比較的良く一致した。

参考文献

- 1) 上田茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎 関口信一郎, 藤本義則: "1993年釧路沖地震港湾施設被害報告", 港研資料 No.766, 1993.
- 2) 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹, 山崎浩之, 松永康男, 関口信一郎, 水野雄三, 藤本義則: "1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告", 港研資料 No.791, 1994.
- 3) 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 田中祐人, 山崎浩之, 宮井真一郎, 野津厚, 宮田正史, 藤本義則: "1994年北海道東方沖地震による港湾施設の被害報告", 港研資料 No.856, 1997.
- 4) 外山進一, 松永康男: "兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その2)被災状況一岸壁, 防波堤, 海岸保全施設一", 港研資料 No.813, 1995.
- 5) 北海道海発局: "釧路沖地震港湾災害復旧工事誌", 1996.
- 6) 土質工学会: "1993年釧路沖・能登半島沖地震災害調査報告書", 1994.
- 7) 物部長穂: "土木耐震学", 常磐書房, 1933.
- 8) Okabe, S: "General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining-Wall and Dam", 土木学会誌, Vol.10, No.6, pp.1277-1323, 1924.
- 9) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: "重力式岸壁の震度と地盤加速度", 港研報告 Vol.14, No.4, 1975.
- 10) 風間基樹: "土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究", 港研資料 No.752, 1993.
- 11) 三浦均也, 小濱英司, 栗田悟, 大塚夏彦: "地震動を受ける重力式岸壁の振動台模型実験", 地盤工学会誌「土と基礎」, Vol.45, No.8, pp.17-20, 1997.
- 12) 小濱英司, 三浦均也, 井上清敬, 大塚夏彦, 笹島隆彦, 吉田望: "振動特性の異なる岸壁の振動台模型実験", 第34回地盤工学研究発表会概要集, 1999.
- 13) 前出 9)
- 14) 笹島隆彦, 先川光弘, 三浦均也, 大塚夏彦, 菅野高弘, 成田稔: "小規模地震時における実大試験重力式岸壁に作用する動的土圧・水圧の観測", 第37回地盤工学研究発表会概要集, pp.1797-1798, 2002.
- 15) 森田年一, 井合進, Liu Hanlong, 一井康二, 佐藤幸博: "液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法", 港研資料 No.869, 1997.