

# 重力式岸壁裏込め石の地震変形特性に関する 現地調査

FIELD OBSERVATION OF DEFORMATION OF GRAVEL BACKFILL OF  
GRAVITY TYPE QUAY WALL CAUSED BY EARTHQUAKE

千葉 仁<sup>1</sup>・中内 勲<sup>2</sup>・中野克彦<sup>1</sup>  
松本浩史<sup>1</sup>・先川光弘<sup>3</sup>・大塚夏彦<sup>4</sup>

Hitoshi Chiba, Isao Nakauchi, Katsuhiko Nakano, Hiroshi Matsumoto, Mitsuhiro Sakikawa and  
Natsuhiko Otsuka

<sup>1</sup>北海道開発局釧路開発建設部 釧路港湾事務所 (〒084-0914 釧路市西港1丁目)

<sup>2</sup>正会員 北海道開発局小樽開発建設部 小樽港湾事務所 (〒047-0008 小樽市築港2-2)

<sup>3</sup>正会員 北海道開発局 港湾空港部 (〒060-8511 札幌市北区北8条西2丁目)

<sup>4</sup>正会員 工博 北日本港湾コンサルタント株式会社 (〒003-0029 札幌市白石区平和通2丁目北11-18)

In the early morning of Sep. 26, a huge earthquake, which named "2003 Tokachi-oki earthquake" had stricken to the eastern coast of Hokkaido Island. This earthquake caused serious damage to roads, dikes, lifelines as well as harbor facilities. The significant damage of quay walls was found in the wharf No.4 in the western port of Kushiro. This paper aims to examine the process of seismic damage which occur to the gravity type quay walls of the wharf No.4 in the western port of Kushiro. Field survey to measure the deformation of gravel backfill behind concrete caisson and numerical simulation of seismic response on the damaged quay walls were conducted. And the causal factor and process of seismic damage to quay walls were discussed.

**Key Words :** Quay wall, Gravel backfill, Earthquake, Effective stress analysis

## 1. 研究の目的

2003年9月26日未明, 北海道の襟裳岬沖の深さ42kmにおいて, マグニチュード8.0におよぶ大規模な地震, 「2003年十勝沖地震」が発生し, 北海道の太平洋岸では震度6弱の震動を記録した. この地震によって北海道東部を中心に, 家屋, 道路, 堤防, 水道, 港湾・漁港などにおいて, 強震動, 地盤の液状化, 津波などに起因する大きな被害が発生した. 港湾施設における顕著な被害として, 釧路港西港区第4埠頭では, ケーソン構造の重力式岸壁法線のはらみ出しとエプロンの顕著な沈下が発生し, 物流機能に様々な障害を引き起こした. このような重力式岸壁の被災形態は, 1993年釧路沖地震, 1994年北海道東方沖地震においても同様に認められている<sup>1)2)</sup>. 本研究は, この釧路港西港区第4埠頭の重力式岸壁に発生した被害の調査をもとに, その被災原因とプロセスを明らかにするとともに, 今後の岸壁施設の耐震設計における注意点について検討することを目的

として実施したものである.

## 2. 地震被害の概要

### (1) 地震の概要

港湾強震観測網によって釧路港にて観測された2003年十勝沖地震の観測記録は表-1のとおりである.

表-1 加速度観測記録 (釧路港)

地震	震源位置, 深さ, マグニチュード	発生年月日	SMAC換算最大加速度(gal)	
			基盤	地表
釧路沖地震	釧路南方沖, 107km, M7.8	1993.1.15	185	315
			155	246
北海道東方沖地震	根室半島東方沖, 30km, M8.1	1994.10.4	72	163
			76	212
2003十勝沖地震 <sup>3)</sup>	襟裳岬沖, 42km, M8.0	2003.9.26	120	286
			154	467

※上段NS方向, 下段EW方向

釧路港における今回の地震の最大加速度は、卓越方向およびその直交方向ともに1993年釧路沖地震を上回る規模であった。

(2) 重力式岸壁被害の概要

2003年十勝沖地震による釧路港における重力式岸壁施設の被災状況を表-2、図-1に示す<sup>4)</sup>。

表-2 被災状況

施設名	被害の概要
第4埠頭岸壁 (-14m, -12m, -10m)	ケーソンのせり出し最大0.15~0.4m, 裏込め石・ケーソン背後地盤の沈下最大0.78m, 地盤に法線方向の亀裂. エプロン舗装に亀裂・沈下および空洞化.
第3埠頭 西側 -12.0m岸壁	ケーソンのせり出し, エプロン舗装に沈下及び0~30mmのクラック発生
第2埠頭 西側 -4m物揚場	上部工法線のせり出し. エプロン舗装に亀裂, 最大0.70mの沈下. 上部工とエプロンの目地の開き.
第2埠頭 西岸壁: -9m, -7.5m 第1埠頭 西-9m	岸壁背後約12~15m位置のエプロン舗装に亀裂, 最大0.28~0.47m沈下. 上部工法線のせり出し.
東港漁港埠頭岸壁; 西-7m, 南-7.5m, 東-7m	法線の最大変位0.3m, エプロンに亀裂, 沈下による段差0.1~0.4m.
東港北埠頭岸壁: 西, 東, 突端	法線の最大変位0.05m, エプロンに亀裂, 沈下による段差0.05~0.3m.

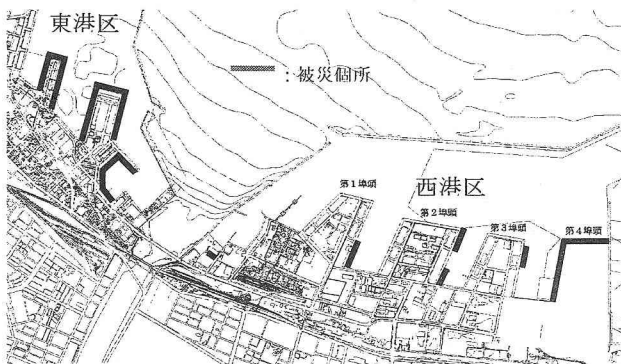


図-1 釧路港施設被害状況

(3) 西港区第4埠頭岸壁の被災状況

釧路港では、西港区第4埠頭-10m, -12m, -14mの各岸壁および背後用地において顕著な被害が発生した。これらの施設は平成13年度以降に完成した施設であるため、それ以前に発生した1993年釧路沖地震, 1994年北海道東方沖地震を経験していない。構造は-10m岸壁および-14m岸壁はコンクリートケーソン, -12m岸壁はハイブリッドケーソンによる重力式構造となっており, 被災限界となる震度は0.188~0.196である(表-8)。各施設とも, 裏込め石背後には幅約100mにわたってセメント系の固化処理土によって埋立されている(図-5, 6, 7参照)。

今回の地震により, -10m岸壁では法線が最大0.4m海側にせり出し, ケーソン背後のエプロン舗装コン

クリート版が幅約10m, 延長約140mにわたって折損・陥没した。-12m岸壁ではエプロンに岸壁並行にクラックが発生し, 舗装コンクリートの下に8cm程度の空洞が生じた。-14m岸壁では法線が最大0.3m海側にせり出すとともに, ケーソン背後の地盤が0.4~0.8m程度沈下した。また飛散防止のためのアスファルト舗装には, 法線と並行にクラックおよび, 固化土には地割れが発生した。被害の状況を図-2, 図-3に示す。

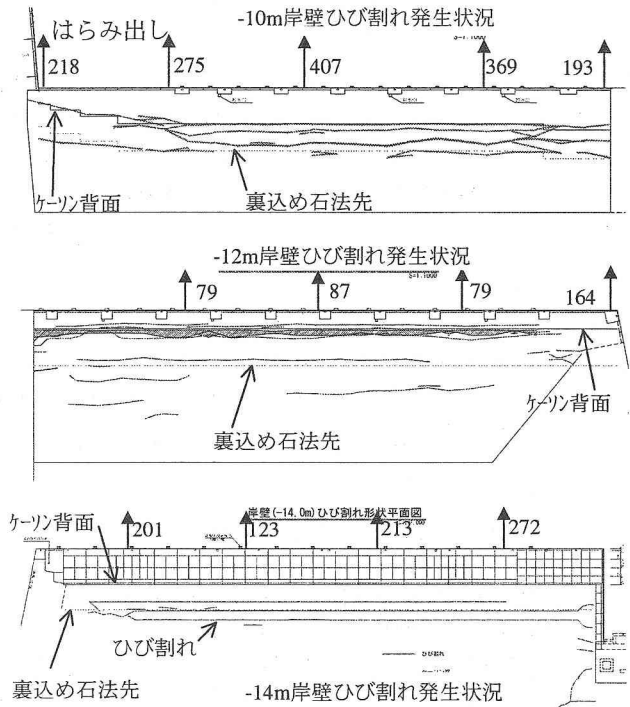


図-2 第4埠頭被災状況図



図-3 -10m岸壁被災状況

図-2中には, 地震によるケーソンのはらみ出し量(単位:mm)を記入してある。これは基準点測量の結果より, 施設近傍において地震による移動が十分少ないと判断された工事に用いた基準点を用い, 被災の見られなかった第2埠頭岸壁との位置関係を確認して算定した暫定値である。同時に, 施設横断方向にクラック幅を測定し, その合計を算出した結果を表-3に示す。両者は概ね一致しており, 基準点測量による値を施設の暫定の変形量として用いることとした。

表-3 施設のはらみ出し変形量の検証

位置	基準点測量値	クラック合計値
-10m岸壁 (SP117)	407	70+270=340
-12m岸壁 (SP130)	87	70+40=110
-14m岸壁 (SP190)	213	120+30=150

※単位：mm

(4) エプロンの亀裂・沈下

西港区第4埠頭岸壁の被災状況を図-4～図-7に示す。  
-10m岸壁では、ケーソン背面位置と床掘りの法肩かつ裏込め石の法尻位置に大きなクラックが生じ、この間で沈下が発生している。また沈下が最大となるのはこの区間の中心よりやや海よりの部位で、コンクリート舗装版 (t=300mm) は折損するとともに、その下に300mm程度の空洞が発生した。

-12m岸壁も同様に、ケーソン背面位置と床掘りの法肩かつ裏込め石の法尻位置のエプロン舗装にクラックが発生した。沈下量は-10m岸壁よりも少ないものの、この範囲では舗装版の下に50～130mmの空洞が生じた(窄孔調査にて確認した)。

-14m岸壁では、ケーソン背面位置における埋立地盤の沈下が最も大きく、床掘りの法肩付近の固化土地盤に法線と並行の亀裂がほぼ全延長にわたって発生した。なお当該施設の背後地盤は完工前であるため、飛散防止としてアスファルト簡易舗装が行われた状態であった。

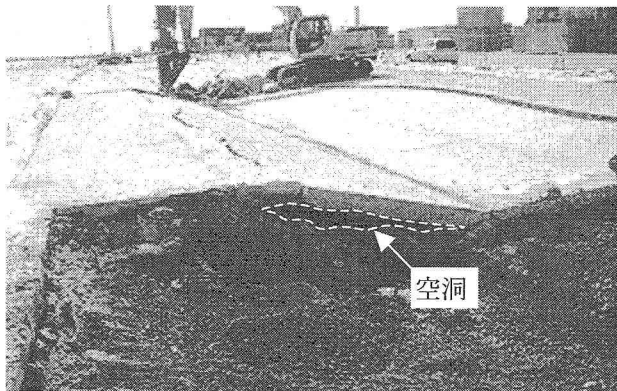


図-4 -10m岸壁エプロン舗装下の空洞

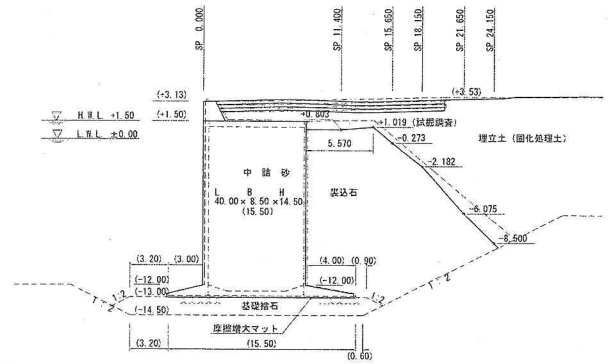


図-6 -12m岸壁被災状況

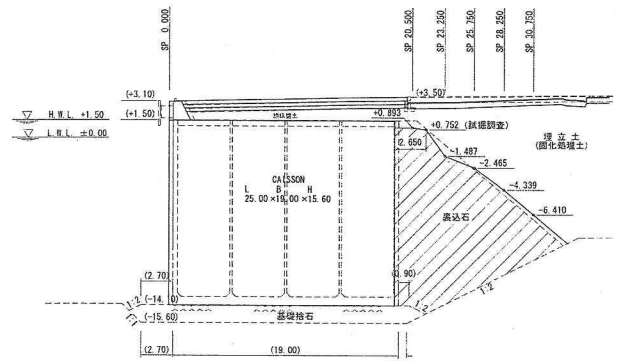


図-7 -14m岸壁被災状況

3. 裏込め石の変状調査

(1) 裏込め石掘削調査

以上のように、岸壁ケーソンの背後に発生した沈下や亀裂は、裏込め石および床掘り範囲との関係性を予想させるものであった。そこで当該施設の被災原因を確認するため、被害のあったケーソン背後を掘削し、固化土の状況および裏込め石の変状の調査を行った。さらに、ボーリングにより、裏込め石の上面の位置を確認した。調査地点は-10m岸壁2ヶ所、-12m岸壁1箇所、-14m岸壁3箇所である(図-8)。

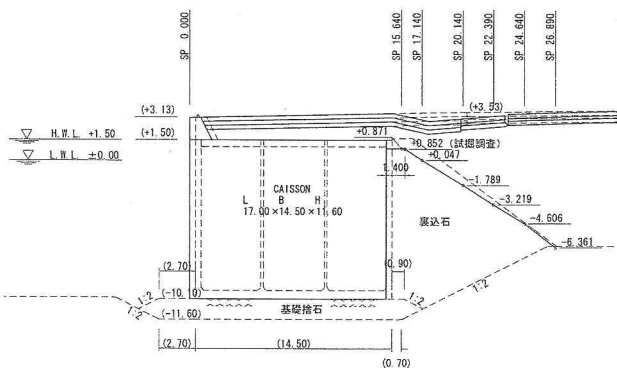


図-5 -10m岸壁被災状況

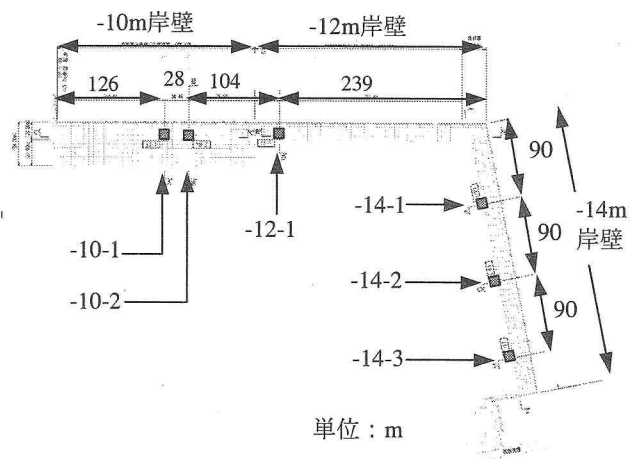


図-8 裏込め石掘削調査地点

調査の結果は図-5～図-7中に記入した。また裏込め石天端部の状況を図-9～図-10に示す。以上の結果より、裏込め石の沈下とエプロンの被災状況が良く一致していることがわかる。

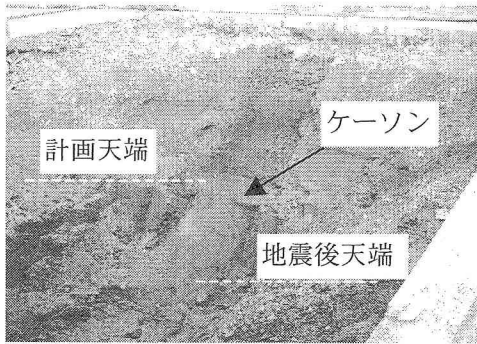


図-9 -10m岸壁裏込め石沈下状況

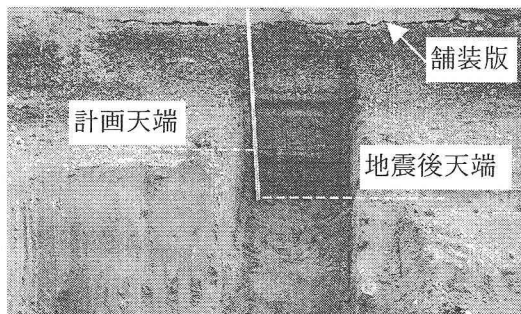


図-10 -12m岸壁裏込め石沈下状況

## (2) 裏込め石の体積変化

基礎地盤面が動かないと仮定すると、地震によってケーソンが海側に移動した場合、裏込め石は、ケーソン移動による空隙を埋めるように変形するものと考えられる。従って体積一定であれば、裏込め石の上面は沈下することが容易に予想される。そこでケーソンのはらみ出しを考慮して、地震前後における裏込め石体積の変化を算定した結果を表-4～5に示す。ここに、地震前の体積は施工時の計測結果を用いている。なお施工時の裏込め形状は設計計画値とほぼ同値であった。

-10m岸壁におけるボーリング調査による裏込め石形状は、石の厚さが厚くなるに従って沈下が増大する傾向を示し、エプロン舗装の沈下被害と整合している。一方-14m岸壁では、掘削調査した裏込め石天端付近は地表の沈下と整合するのに対し、ボーリング調査による法先部形状は、沈下とは逆にわずかに隆起している。固化土の体積変化は無いと思われることから、これは誤差とみなし、図-7中ハッチングで示した領域を地震後の裏込め石体積とした。また-12m岸壁は施工時の裏込め形状はほぼ計画どおりであったのに対し、ボーリングによる法面・法先部の沈下が著しく、法先では1.0m以上となっている。しかしこの領域の地表の沈下は0.1～0.3m程度、空洞は0.05～0.1m程度であり、ボーリングで得られた沈下量は過大であると思われる。同様に、体積変化量も過大であると思われる。

表-4 裏込め石体積の変化 (-10m, -12m岸壁)

裏込め天端高	-10m-1	-10m-2	-12m-1
被災前 h0 (m)	+1.560	+1.550	+1.580
被災後 h1 (m)	+0.852	+0.766	+1.019
沈下量 $\Delta h = h0 - h1$	0.708	0.784	0.561
ケーソ前出し量 (m)	0.432	0.449	0.154
被災前体積V0 (m <sup>3</sup> )	83.36	83.36	169.11
被災後体積V1 (m <sup>3</sup> )	81.54	81.72	156.05
体積変化量 $\Delta V = V0 - V1$	1.82	1.64	13.06
体積変化率 $\Delta V/V0$	2.2%	2.0%	7.7%

表-5 裏込め石体積の変化 (-14m岸壁)

裏込め天端高	-14m-1	-14m-2	-14m-3
被災前 h0 (m)	+1.530	+1.530	+1.540
被災後 h1 (m)	+1.023	+1.090	+0.752
沈下量 $\Delta h = h0 - h1$	0.507	0.440	0.788
ケーソ前出し量 (m)	0.165	0.180	0.328
被災前体積V0 (m <sup>3</sup> )	127.38	127.38	127.38
被災後体積V1 (m <sup>3</sup> )	126.59	126.70	129.19
体積変化量 $\Delta V = V0 - V1$	0.79	0.68	-1.81
体積変化率 $\Delta V/V0$	0.6%	0.5%	-1.4%

上表より、地震前後の裏込め石の体積は全体的に約0.5～2%程度減少する傾向を示している。これは、施工時にはバケット等で直接投入された捨石が、地震動によって相対密度が増大したためと思われる。なお-14m岸壁No.3断面では体積が増大している。これは、ケーソンの前出し量が他の断面より大きく、これに対して沈下による断面減少分が小さかったことより、このような結果となったものである。

## (4) 被災プロセスに関する考察

以上をもとに、今回の地震による被災プロセスについて検討する。まず大きな地震動によってケーソンおよび裏込め石の安定性が低下し、ケーソンが海側に移動、拘束圧が低下して裏込め石の変形性は高まり、ケーソンの移動を埋めるように裏込め石の変形が発生した。この際、裏込め石には揺すり込みによる体積の減少も発生した可能性がある(図-11)。

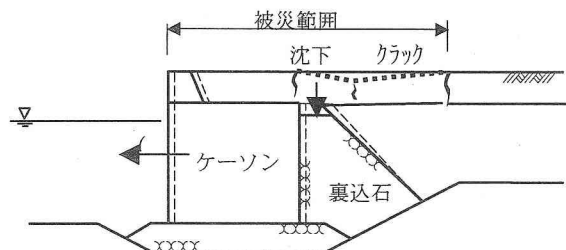


図-11 被災プロセス

裏込め土を固体と考え、裏込め石の変形によって地盤下方からの支えが無くなる、または支持

力が低下し、応力の高くなる部にクラックが入り、裏込め石上の地盤ブロックが沈下した、というプロセスが考えられる。

#### 4. 地震応答解析による検証

##### (1) 解析条件

第4埠頭岸壁の背後に投入された固化土が地震時にどのような応答をとったか、および岸壁被害に何らかの影響を及ぼしたのかどうかについて検証するため、液状化解析プログラムFLIP（研究会版 ver4.2.8）<sup>9)</sup>を用いて地震応答解析を行った。解析モデルを図-12～14に示す。地盤条件は、埠頭建設前に実施された土質調査結果および地震後に実施された固化土埋立地盤の土質調査結果をもとに定めた。基礎地盤であるAs1層はN値7～26の細砂、その下のAs2層はN値30以上の中粗砂、Ac1は平均粘着力80(kPa)程度のシルトである。各層のせん断波速度はPS検層結果より定めている。解析に用いた地盤条件を表-6に示す。基礎捨石マウンド、裏込め石と重合する間隙水要素の体積剛性は、擬似的に排水条件を模擬するため、通常の1/100としている。

入力地震波は、釧路港の地中GL-77.5mで観測された（Kushiro-GB）波形を底面固定境界より入力した。なお、地震波は施設法線と直交する方向となるように、-10m・-12m岸壁はEW方向波、-14m岸壁はNS方向波を用いている。解析で用いたレーレー減衰パラメータは、1次元地盤モデル解析において最大変位がほぼ収束する値（ $\beta=0.005$ ）を複数回の計算で得た後、これをもとに、2次元モデルにおいて実際の地盤変形量の再現性がよくなるように設定した。実際に使用したパラメータは、-10m岸壁:0.002、-12m岸壁:0.007、-14m岸壁:0.003である。

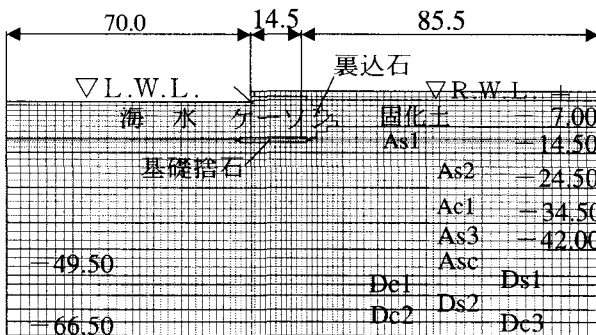


図-12 -10m岸壁解析モデル図

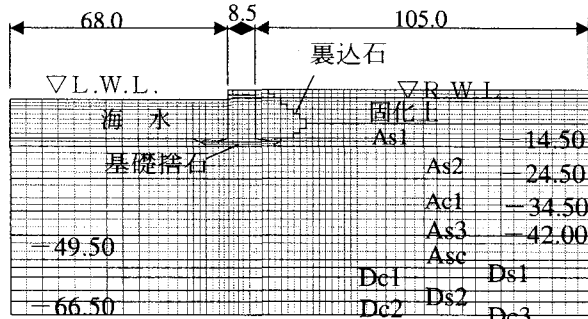


図-13 -12m岸壁解析モデル図

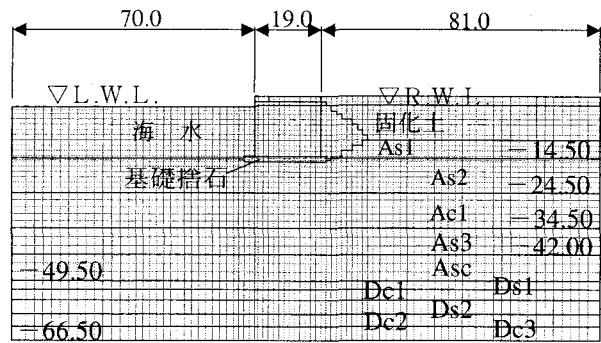


図-14 -14m岸壁解析モデル図

表-6 地層モデル ( $\sigma_{ma}$ ; kPa,  $c$ ; kPa)

地層	$\rho$	$V_s$ (m/s)	$\sigma_{ma}$	$G_{ma}$ (kPa)	$\phi$	$c$
固化土		156-372		$0.54\sim 5.1\times 10^5$	50	
As1	1.72	230	96	$0.910\times 10^5$	40	
As2	1.82	200	65	$0.728\times 10^5$	44	
Ac1	1.62	170	128	$0.468\times 10^5$	37	
As3	1.73	210	178	$0.763\times 10^5$	41	
Asc	1.71	210	222	$0.754\times 10^5$	25	
Ds1	1.82	250	246	$1.138\times 10^5$	41	
Dc1	1.82	250	265	$1.138\times 10^5$	30	
Ds2	1.86	250	293	$1.163\times 10^5$	41	
Dc2	1.74	260	315	$1.176\times 10^5$	30	
Dc3	1.81	260	332	$1.224\times 10^5$	30	
裏込め石	1.80	225	98	$0.911\times 10^5$	35	20

##### (2) 解析結果

FLIPによる地震応答解析結果を表-7に示す。また残留変形状況を図-15～図-17に示す。

FLIP解析による岸壁の水平残留変位は、実際の被災変形量をよく再現している。また-14m岸壁の加速度応答は、近接する仮護岸にて実施されていた地震観測値と同程度であることから<sup>9)</sup>、本解析は概ね地震時の挙動を再現しているものと想定する。ただし変形は基礎地盤であるAs1層から発生しており、これが実際の変形と完全に合致しているかどうかについては、評価できなかった。いま表-4、5において、裏込め石の体積変化によって発生する沈下量を、

$$[\text{裏込め石の厚さ}] \times [\text{体積変化率}]$$

にて算定し、これをFLIP解析結果に加えた場合の裏込め石沈下量を推算し、表-7中に示す。-10m・-14m岸壁では、裏込め石の体積変化分を取り入れても、解析結果の沈下量は実測値よりも小さいものの、概ね被災状況を再現できる結果となった。

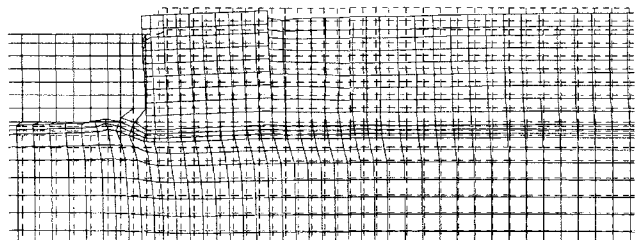


図-15 -10m岸壁残留変形図

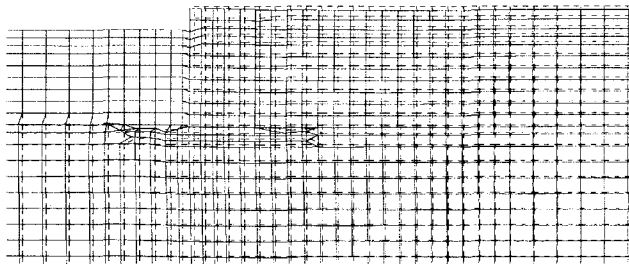


図-16 -12m岸壁残留変形図

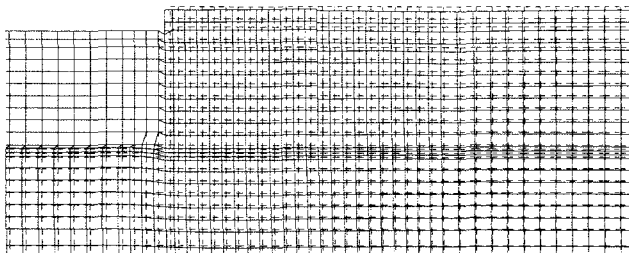


図-17 -14m岸壁残留変形図

表-7 FLIP解析結果 (加速度; m/s<sup>2</sup>)

施設		残留変位(mm)		最大水平 加速度
		前出し	沈下	
-10m	上部工天端	268 (235~451)	114 (17~82)	3.158
	裏込石天端	235	148 (648~734)	3.005
	体積変化加算		367	
-12m	上部工天端	61 (65~235)	7 (13~78)	1.407
	裏込石天端	47	27 (697)	1.320 埋土:1.62
	体積変化加算		1144	
-14m	上部工天端	171 (128~343)	61 (28~76)	1.574
	裏込石天端	166	65 (477~748)	1.489 埋土:1.74
	体積変化加算		159	

※( )内は実測値, 埋土; 埋立土地表の値

各施設のうちに最も大きな変形の生じた-10m岸壁では、ケーソン・裏込め石ともに最大応答加速度は3.0m/s<sup>2</sup>をこえる大きな応答を示した。一方-12m岸壁はケーソン底面に摩擦増大マットが用いられており、滑動に対して大きな抵抗力が発揮する構造であったこと、背面側に長いフーチングを有するハイブリッドケーソン構造であったことより、-10m岸壁とは応答特性がなり、変形量が小さくなったと考えられる。

また、当該施設の滑動・支持力安全率のいずれかが1.0となる限界の震度は表-8のとおりである。表中には、FLIP解析結果から求めた作用震度を合わせて示している。これより、-12m・-14m岸壁では解析最大加速度は限界震度を超えていないにもかかわらず被害が発生しており、解析ではその状況を再現している。この原因については、今後さらに詳細な検討が必要であると考えられる。現時点では、大きな震動が予想される場合には、震度法による照査だけでなく、動的応答解析を含めた総合的な検討を行うこ

とが、施設の耐震性能を評価する上で必要であると考えられる。

表-8 岸壁ケーソンの限界震度と作用震度

	限界震度	作用震度
-10m岸壁	0.196	0.225
-12m岸壁	0.191	0.143 (0.165)
-14m岸壁	0.188	0.160 (0.178)

※ ( ) 内は表-7 中、埋土地表の加速度より算定した値

## 5. まとめと考察

重力式岸壁が地震で被災した場合によく見られる、ケーソン背後のエプロン沈下に関し、エプロンの下にある裏込め石の変状について現地調査を行い、被災プロセスについて検討した。その結果、現地調査からは、裏込め石の変状とエプロンの被害状況はよく一致すること、裏込め石体積が地震によって減少している可能性のあることを確認した。これらをもとに、固化土で埋め立てられた重力式岸壁が2003年十勝沖地震で受けた被災のプロセスを推定した。また、有効応力解析により岸壁の地震応答を検討し、概ね被災状況を再現することができた。ただし応答加速度だけでは、施設の被災原因を検証することはできなかった。したがって大きな震動が予想される場合には、震度法による照査だけでなく、動的応答解析を含めた総合的な検討を行うことが、施設の耐震性能を評価する上で必要であると考えられる。

謝辞：本論文は『十勝沖地震による釧路港第4ふ頭被災に関する検討委員会』（委員長 井合 進、京都大学教授）による検討成果を参考に作成したものである。ご協力いただいた関係各位に感謝申し上げます。

## 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, 港湾技研資料, No.766, 1993.
- 2) 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被害報告, 港湾技研資料, No.856, 1994.
- 3) 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 構造振動研究室：港湾における強震記録 2003年十勝沖地震の強震記録の特徴：http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/shindo/index.htm, 2003.
- 4) 北海道開発局釧路開発建設部：平成15年十勝沖地震港湾災害復旧工事誌, 2005発行予定.
- 5) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘：ひずみ空間におけるサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告Vol.29, No.4, pp.28-56, 1990.
- 6) 笹島隆彦, 窪内篤, 三浦均也, 大塚夏彦, 浅原信吾, 小濱英司：2003年十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁の振動解析, 第39回地盤工学研究発表会, 2004.