

函館港岸壁(-6.5m)の設計について

—耐震強化岸壁の最適構造の検討—

函館開発建設部築港課
函館開発建設部築港課
函館開発建設部函館港湾事務所

○廣部 俊夫
浅井 俊輔
佐藤 亘

函館港では1日32便のフェリーが就航しており、道内フェリー貨物の約1/4を占めている。しかし、函館港には耐震強化岸壁の整備がされておらず、大規模地震発生時の緊急物資輸送確保が急務となっている。また、北ふ頭地区ではフェリーの縦付け係留による時間ロスや不安定な荷役、一般貨物船との輻輳が課題となっている。これら諸問題を解消する耐震強化岸壁の整備を行うものである。

本報告は工学的基盤が深いうえ、全国でも希な軟弱地盤が厚い箇所に耐震強化岸壁を設計した際に、構築することが可能な最適構造の検討経過について報告するものである。

キーワード：基礎技術、設計・施工、自然災害

1. はじめに

函館港は津軽海峡に面し、本州との物流や人流を支える大道脈を担っている。函館港では1日32便のフェリーが就航しており、道内フェリー貨物の1/4を占めている。この内、函館港北ふ頭では、函館港のフェリー貨物の約1/3を取り扱っており、近年その取扱量は増加傾向にある。現在、北ふ頭地区を利用しているフェリーは、2000GT級船4隻体制で1日8往復（函館～青森）しており、取扱貨物量の増加に対応するため、フェリーの大型化が計画されている。現状のフェリー荷役は一般貨物専用岸壁での利用となっていることから、縦付け係留を余議なくされており、船体動揺を抑えるため離着岸時のアンカー係留に時間を要しており、一般貨物船の荷役作業との輻輳が課題となっている。

また、函館港周辺では、直下型地震や内陸型活断層による地震が想定されており、日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震防災対策推進地域にも指定されている。しかし、函館港では大規模地震時に対応する耐震強化岸壁が整備されておらず、有事の際に本州との物流・人流に大きな支障が懸念されている。

この様な背景から、北ふ頭地区の岸壁(-6.5m)(耐震)190m(主部160m、船尾部30m)、耐震取付部30mは、大型化するフェリーの安全な係留と運航の定時性を確保するとともに、大規模地震発生時における海上からの緊急物資輸送確保のため、施設の早期(暫定)供用に向けて整備を行っている施設である。

本報告は、工学的基盤が深いうえ、全国でも希な軟弱地盤が厚い箇所に供用開始までの限られた工期内に構築できる最適な耐震強化岸壁の構造形式を検討した経過について報告するものである。

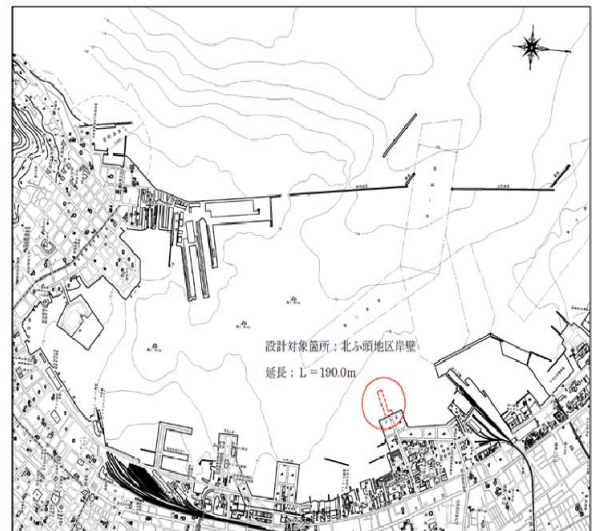


図-1 岸壁(-6.5m)(耐震)整備位置図

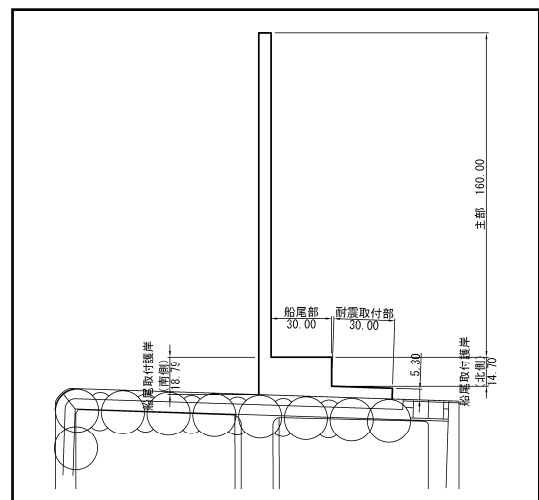


図-2 岸壁(-6.5m)(耐震)平面図

2. 整備計画

(1) 港湾計画における大規模地震対策施設

函館港の港湾計画では、北ふ頭地区岸壁(-6.5m)(耐震)は函館港にて大規模地震が発生した直後における住民の避難、物資の緊急輸送等を確保するとともに、緊急物資の輸送終了後においても、被災した港湾施設が復旧するまでの間、最小限の港湾機能を保持するため活用するものと位置付けられている。

耐震強化岸壁の必要整備量については、過去の大災害の実績等を勘案し、背後圏人口 330,598 人、大規模地震による背後圏の被災率 0.3%、一人当たりの緊急物資必要量 40kg/人・日、港湾の輸送分担率 0.1、岸壁の 1 バース当たり緊急物資取扱能力 250t/日・バースの条件から表-1 の通り想定している。(被災率等は「臨海部防災拠点マニュアル」に基づき設定)

大規模地震発生時の緊急物資輸送の背後圏を概ね函館港から 10km の圏内にある函館市と北斗市、七飯町として背後圏人口を設定している。背後圏人口には函館市を訪れる観光客も想定して加算している。

函館港では北ふ頭の他に若松地区において耐震強化岸壁 1 バースが計画されているため、北ふ頭地区では 1 バースの配置となっている。

表-1 耐震強化岸壁の必要整備量

背後圏人口	330,598 人
想定被災人口	99,179 人
1 日当たりの緊急物資量	40kg/人日
ピーク時緊急物資量	3,967 トン/日
港湾利用緊急物資量	396.7 トン/日
整備地区	北ふ頭地区
対象船舶	フェリー7,000GT 貨物船3,000DWT
水深	-6.5m
バース数	1 バース
延長	190m
機能	緊急物資等の輸送

(2) 港湾計画と事業採択施設

北ふ頭地区岸壁(-6.5m)(耐震)は、現港湾計画では主部幅 15m に加え、背後用地 20m が配置されており、これらの整備により大規模地震発生時の災害物資の荷役・荷捌きスペースが確保され、港湾計画で位置付けられた機能を発揮する。しかし、現在事業採択されている施設は岸壁のみとなっている。

このことにより、大規模地震発生後の海上保安部の巡視船による緊急物資輸送や貨物船等によるバルク貨物の荷捌きは、背後用地が使用できないことによって大変非効率な形態を強いられることにはなるが、対応は可能となっている。

3. 設計条件等

(1) 耐震強化岸壁の要求性能

本施設は耐震強化施設(特定(緊急物資対応))であり、レベル 2 地震動の作用後、速やかに船舶の利用、人の乗降及び緊急物資等の荷役を行うことができる施設であるため、設計諸元を表-2の通り設定した。

表-2 設計諸元

	主部	船尾部	耐震取付部
計画水深	-6.5m	-6.5m	-4.0m
設計水深	-6.6m	-6.6m	-4.0m
天端高	+3.0m	+3.0m	+3.0m
施設延長	160m	30m	30m
エ プ ロ ン	幅	15.0m(6.1m)	15m
	勾配	1.3%	1.3%
	荷重形式	CP4	CP4

また、通常時には本州と北海道を結ぶフェリー航路の道内発着岸壁として利用されるため、対象船舶は大型に新造されるフェリーを考慮して設定している。大規模地震発生時には、港湾計画より函館～青森航路の全フェリーを対象船舶としているため、最大の船舶を設定した。(表-3参照)

表-3 利用条件

対象船舶	常時	発災時		
	フェリー 5000GT	フェリー 7000GT	貨物船 3000DWT	
接岸速度	0.2m/sec	0.2m/sec	0.15m/sec	
接岸エネルギー	136.09kN・m	196.33 kN・m	60.46kN・m	
防舷材間隔	20.0m	20.0m	20.0m	
船舶けん引力(曲柱)	500kN	500kN	500kN	
曲柱間隔	20.0m	20.0m	20.0m	
上載荷重	永続状態	10.0kN/m ²	10.0kN/m ²	10.0kN/m ²
	変動状態	5.0kN/m ²	5.0kN/m ²	5.0kN/m ²

また、求められる機能を確保するために、表-4の通り性能規定を設定し照査することとした。レベル 1 地震動に関する変動状態、及びレベル 2 地震動に関する偶発状態に対しては、以下の通り性能規定値を設定することとした。

①主部・船尾部

レベル 1 : 残留変形量の限界値 10cm以下

レベル 2 : 残留変形量の限界値 100cm以下

レベル 2 : 残留傾斜角の限界値 3度以内

②耐震取付部

レベル 1 : 残留変形量の限界値 10cm以下

レベル 2 : 残留変形量の限界値 200cm以下

レベル 2 : 残留傾斜角の限界値 3度以内

耐震取付部は船尾部と隣接しており、耐震取付部箇所

の既設護岸が倒壊した場合には、既設護岸の壁高が海底面から8.5mあるため、土砂が流出すると想定した場合には、船尾部まで影響を及ぼすことから配置した。しかし、耐震取付部に係留することはないため、②のレベル2地震動における残留変形量の限界値は、耐震強化施設(標準)を準用することとした。

表-4 耐震強化岸壁の性能規定

要求性能	設計状態		照査項目	標準的な要求性能の指標	
	状態	主たる作用			従たる作用
使用性	永続	自重	水圧 載荷重	地盤の円弧すべり 堤体の滑動 堤体の転倒 基礎地盤の支持力	自重及び土圧の永続状態のシステム破壊確率 ($PF=1.0 \times 10^3$)
		土圧	自重 水圧 載荷重		
使用性	変動	L1地震動	自重 土圧 水圧 載荷重	堤体の滑動 堤体の転倒 基礎地盤の支持力	滑動に関する限界値 転倒に関する限界値 支持力に関する限界値 (岸壁天端の許容変位力: $D_a=10\text{cm}$)
修復性・使用性	偶発	L2地震動	自重 土圧 水圧 載荷重	法線の変形	残留変形量の照査

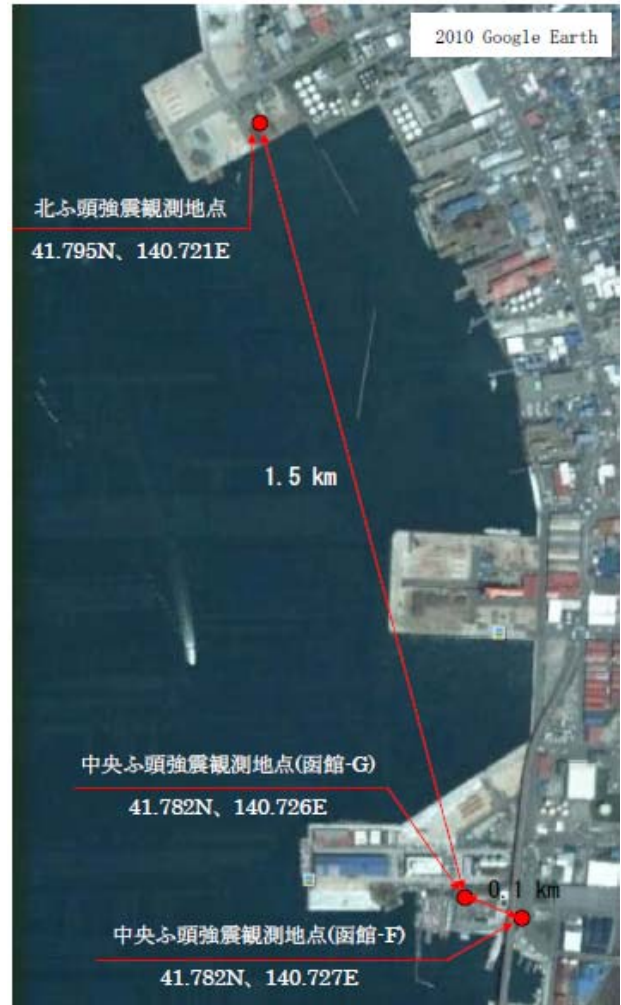


図-4 強震観測地点位置図

(2) レベル1照査用震度

函館港のレベル1地震動の基盤加速度波形は、国総研HPにて図-3の波形が公開されているが、中央ふ頭強震観測地点(函館G)において設定されたものである。

(図-4参照) 中央ふ頭では工学的基盤が比較的浅い(-27.0m)のに対し、設計箇所の工学的基盤は-83.0~93.0mと深いことから、中央ふ頭における基盤深度と同等の深さまで引き戻しを行い、北ふ頭におけるレベル1地震動の基盤加速度波形を設定した。(図-5参照) 設定されたレベル1地震動の基盤加速度波形に基づき重力式の照査用震度を算定すると重力式構造においては表-6の通り照査用震度が算出される。

ジャケット式については、 $k_{ik}=0.25$ と算出された。

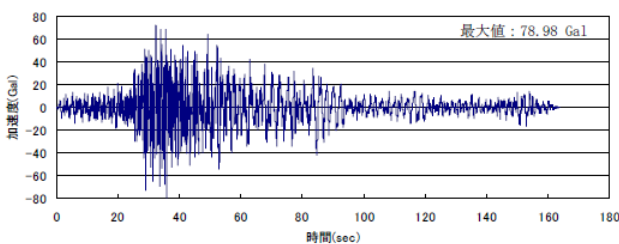


図-3 中央ふ頭(函館G)におけるレベル1地震動基盤加速度波形

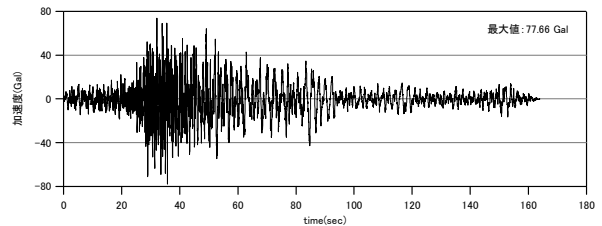


図-5 北ふ頭におけるレベル1地震動基盤加速度波形

表-6 照査用震度(重力式)

照査用震度: k_{ik}		主部	主部将来港形	船尾部	耐震取付部
堤体		0.09	0.11	0.11	0.10
改良体	改良体にかかる土圧算出用	0.12	0.14	0.14	0.13
	上部構造物の慣性力算出用	0.09	0.11	0.11	0.10
	改良体自体の慣性力算出用	0.06	0.07	0.07	0.07

(3) レベル2地震動の設定

函館港におけるレベル2地震動の対象地震については、M6.5の直下型地震の地表面最大加速度（361.68gal）より震度（震度6強）を算出し、これを指標として過去の地震や活断層より対象地震を選定した結果、内陸活断層については函館平野西縁断層帯による地震が選定され、直下型地震と内陸活断層による地震の2つの地震波形より、偶発状態による安定性の照査を行った。解析に用いたレベル2地震動基盤加速度波形の算定結果を図-6に示す。

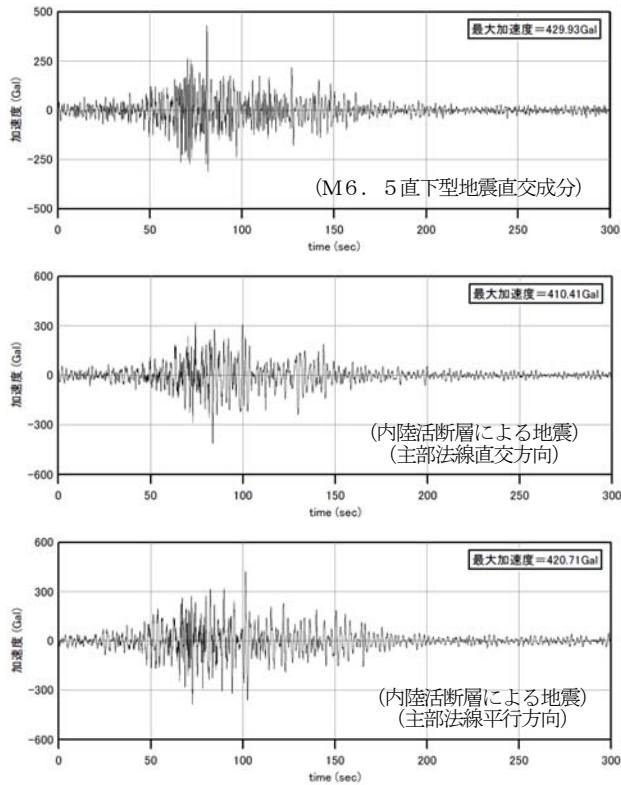


図-6 レベル2地震動基盤加速度波形

(4) 液状化判定

液状化判定に用いる地震応答解析手法としては、等価線形解析の「SHAKE」が基本となるが、この手法の適用可能なひずみレベルは0.5~1.0%以下である。しかし、北ふ頭地区のような軟弱な沖積粘土層を有する地盤においては、これを超えるひずみが発生する可能性が高いことから、大きなひずみレベルでも精度の高い結果が得られる「FLIP」により、地震応答解析を行った。

岸壁背後については図-7の通り、レベル1地震動に対して、埋立土の一部粘性土層を除いて液状化しない結果となったが、レベル2地震動に対しては-19.5mの深さまで液状化する結果となった。

また、岸壁前面についても図-8の通り、レベル1地震動に対して、液状化しない結果となったが、レベル2地震動に対しては-24.0mまで液状化する結果となった。

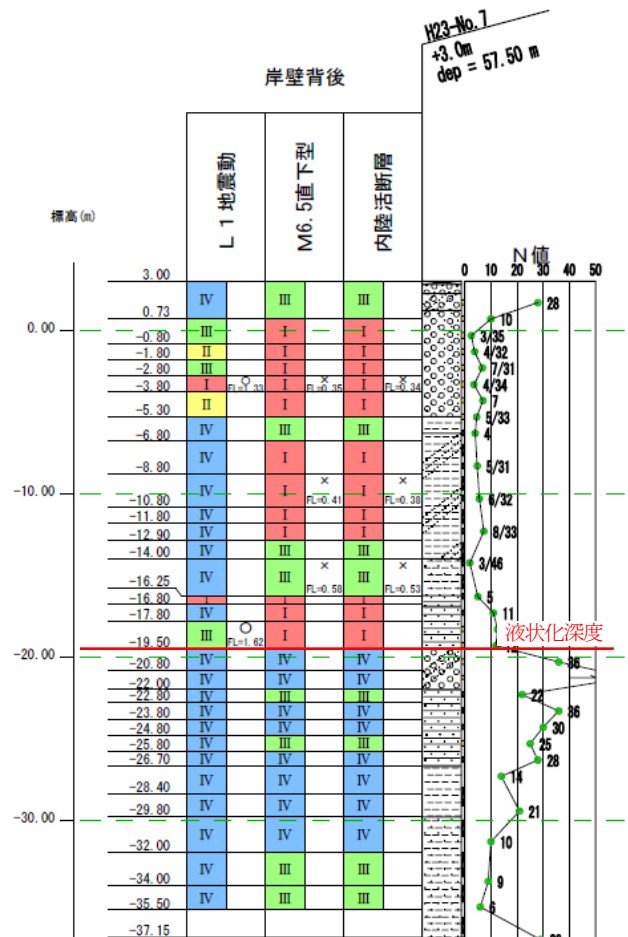


図-7 岸壁背後の液状化判定結果

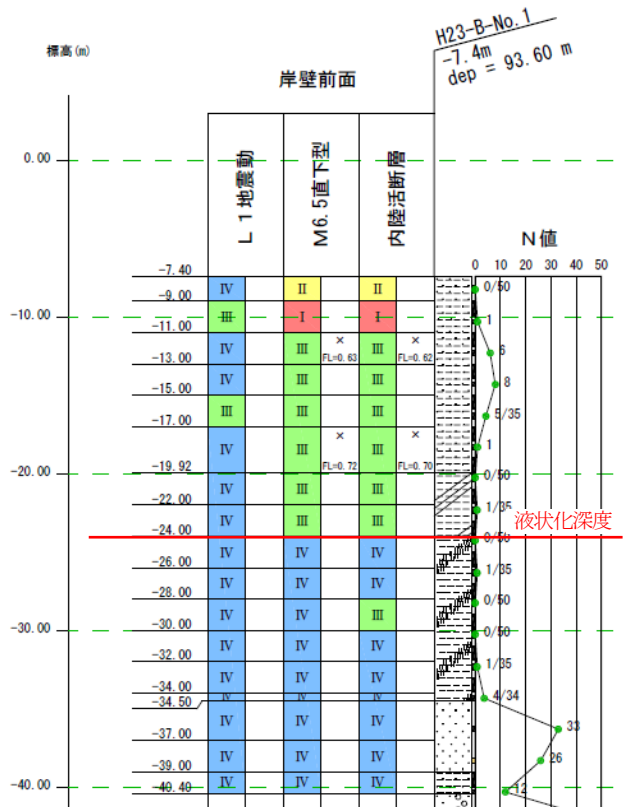


図-8 岸壁前面の液状化判定結果

4. 構造形式の比較検討

(1) 評価項目の設定と選定結果

本施設は突堤形式にて北ふ頭先端護岸に接続する。当該地点の土質は表層から約40mまで軟弱な沖積粘性土層が存在し、工学的基盤となる洪積砂層は約80mと深い。通常時はフェリーバースとして利用され、大規模地震発生時には、緊急物資輸送の拠点となる耐震バースとして利用されるように整備される。また、整備スケジュールは平成24年度着手、平成26年春の供用開始を予定していることから、効率的・効果的な整備が求められる。このような状況を踏まえ、各種構造形式の特徴、安定性、経済性、施工性などについて表-7の項目を設定して概略的な比較検討を行った。

表-7 構造形式の評価項目

評価項目	備考
安定性	円形すべり、水平変位
耐震性	地震時の安定性、水平変位、液状化に対する安定性
軟弱地盤	地盤改良の必要性
施工性	施工のしやすさ、特殊機械の有無
工期	
維持管理	防食の有無
経済性	
ふ頭形式への対応	対応の可否

総合的な比較検討評価の結果、ケーソン式、直杭式棧橋、水中ストラット式、ジャケット式の4構造形式が評価点が高くなったため、ケーソン式と棧橋式にて比較検討を行うこととした。なお、ケーソン式は地盤改良を併用するものとして、適用可能な深層混合処理工法とサンドコンパクションパイル工法を選定して検討を行った。しかし、サンドコンパクションパイル工法は施工可能な締め固め強度を超えてしまうため、深層混合処理工法を選定することとなる。

(2) 構造形式の比較

抽出された構造形式より、概略設計時に経済的に優位とされたジャケット式を採用断面、ケーソン式を比較用の断面として検討を進めていたが、ジャケット式では変動状態（レベル1地震動、接岸時）にて決定した断面に対して、偶発状態（レベル2地震動）での耐震照査を行った結果、変形量は満足するが、鋼材応力が表-8の通り、鋼管杭、キャン部材、レグ部材、上部H鋼材、斜ブレース材で許容値をはるかに超え、レベル2地震動に対して耐震性能を確保できない結果となった。

許容値を確保できない要因としては、図-9のように支持層となる基盤が深く、杭長が約9.0mと長くなるのに対して、地盤上層のN値が1~4と低く、杭長の約4割強がレベル2地震時には地盤にて拘束されないまま揺ら

れてしまうため、部材が破断してしまったと考えられる。

表-8 ジャケット式の耐震応力度照査（単位：kN・m/m）

	M6.5直下型地震		函館平野西縁断層帯地震	
	残留値	最大値	残留値	最大値
鋼管杭(上部)応力	112<195	430>255	84<195	560>255
鋼管杭(下部)応力	23<132	142<165	21<132	190>165
キャン(上部)応力	633<819	1661>1065	634<819	1685>1065
レグ応力	447>364	1311>471	480>364	1311>471
キャン(下部)応力	91<797	398<1039	71<797	530<1039
上部H形鋼応力	8118>202	8727>1159	7966>202	8666>1159
斜ブレース応力	25<47	58>57	23<47	78>57
水平ブレース応力	3<19	9<22	3<19	12<22

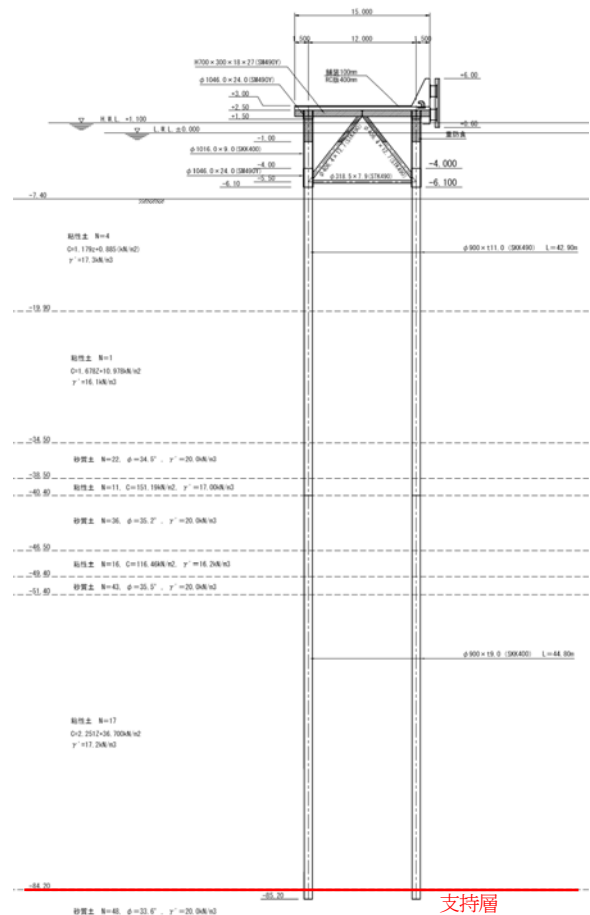


図-9 ジャケット式構造の標準断面図

そこで部材の形状規格を変更し、再度鋼材応力照査を行ったが、ジャケット式では規格を上げててもレベル2地震動に対して耐震性能が確保できない結果となった。

このことから比較用断面としていたケーソン式（深層混合処理との併用）を採用断面として、構造の検討を進めることとした。

5. 耐震性能照査

(1) 主部における堤体形状の検討

選定されたケーソン式（深層混合処理との併用）の断

面にて施工が効率的で経済的になるように、ケーソン幅をエプロン幅と同じ15.0mに設定して検討を行った。しかし、重力式構造における地盤の液状化対策等の地盤改良深さは-24.0~-34.5mまでと非常に深く必要となり、かつ広範囲を実施しなければならないことから、事業量の増大による施工期間の延伸が懸念された。大型に新造されるフェリーの供用開始時期の変更は不可であることから、施工期間の制約には、必要最低限の機能を段階的に確保する暫定断面にて供用開始することで対応することとした。

検討の結果、段階的な整備が可能な主部については図-10のとおり、レベル1地震動の支持力にて安定する必要最低幅を確保した堤体幅にて、レベル2地震動における動的変形照査 (FLIP) を行い許容値内であることを確認することで暫定断面を決定した。

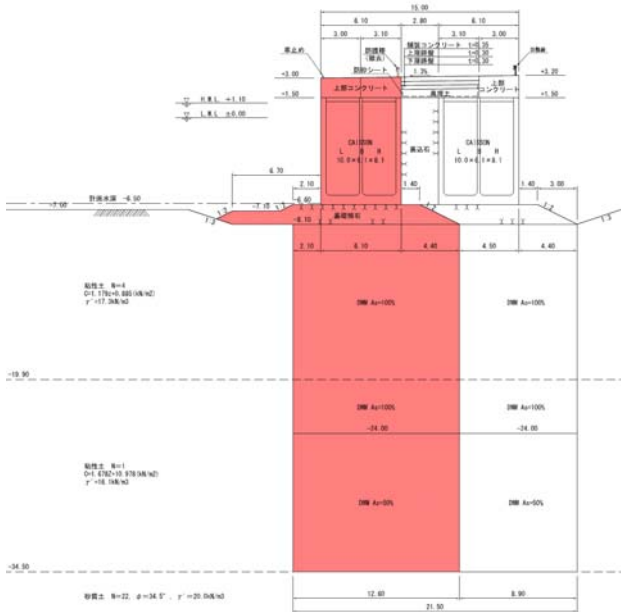


図-10 ケーソン式主部の標準断面図

(2) 船尾部における堤体形状の検討

本施設が突堤形式での接続であるため、船尾部については既設護岸と接続されることとなるが、背後地盤や堤体前面地盤の液状化の影響が大きく、船尾部法線の残留変形量を許容値内に納めるため、地盤改良範囲変更しながら繰り返して動的変形照査 (FLIP) の計算を行った。

堤体の背後と前面の地盤改良にて、残留変形量の抑制をしなければならないが、許容値内になかなか収まらず、傾向をつかむため既設護岸背後の陸上地盤改良範囲を10mラウンド、岸壁前面の海上地盤改良範囲を5mラウンドにて広げてそれぞれのケースにて計算をおこなったが、陸上地盤改良では既設堤体法線から70m下がった位置、海上地盤改良では本体の荷重分散を考慮した最小幅から

10m広げた位置にて頭打ちになってしまった。このことから、レベル2地震動での動的変形照査 (FLIP) 結果にて残留変形量が許容値に収まったうえで経済的な組合せとして、陸上地盤改良範囲は既設護岸法線から60m下がった位置、海上地盤改良は荷重分散を考慮した最小幅から5m前出しした位置であると求めることができた。耐震取付部の地盤改良範囲についても船尾部と同様に、陸上と海上の地盤改良範囲の組合せを変えたケースにてレベル2地震動での動的変形照査 (FLIP) を繰り返し行うことによって決定した。

函館港のように軟弱地盤が厚い箇所に耐震強化岸壁を構築するためには、レベル1地震動による変動状態での照査にて決まった堤体幅では、レベル2地震動による偶発状態での動的変形照査 (FLIP) にて性能規定値を満足できないことがわかった。動的変形照査 (FLIP) は計算時間が長く、最適断面を求めるために色々なケースを計算するのは、大変な時間と労力がかかることになるため、今回の基本設計を行っていただいたコンサルの担当者の方々は本当に苦労しておりました。ここに記して感謝の意を表します。

6. まとめ

ここでは、函館港北ふ頭地区に整備される耐震強化岸壁である岸壁(-6.5m)(耐震)の設計に際して、概略設計にて経済的に優位とされたジャケット式構造が、レベル2地震動による動的変形照査 (FLIP) の結果、杭が大きく変形し耐震機能を確保できないことから、重力式構造に再設定して検討を進めたが、レベル2地震に耐える構造とするためには、地盤の液状化対策を広範囲に実施しなければならないが、施工期間が延伸する結果となった。平成26年春の供用開始予定を目指して事業を進めていることから、段階的な整備が可能な主部のふ頭幅を堤体が安定する最低幅にて暫定供用することで、北ふ頭地区での効率的な荷役形態の確保と大規模地震発生時におけるフェリーを利用した緊急物資の輸送に対応することとした。また、背後地盤の液状化により、レベル2地震動での許容変形量を確保するために時間のかかる動的変形照査 (FLIP) を様々な組合せのケースにて繰り返し計算を行うことにより最適な断面を導くことができた。このように、液状化層が厚い地盤にて耐震強化岸壁の最適構造を決定する際に、限られた事業期間にて、必要最低限の機能を確保して段階整備をする設計を行った事例について報告した。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説