

### 3.14 小名浜港

#### (1)基本情報

小名浜港を擁する小名浜地区はいわき市の約 4 割の製造品出荷額を占める市内最大の生産拠点である。さらに、小名浜港は、古より親潮と黒潮がぶつかる豊かな漁場に隣接する漁業拠点として繁栄し、最近では、年間 250 万人もの観光客が訪れるアクアマリンパークを有する県内有数の観光拠点にもなっている。

このように小名浜港は、物流、工業、漁業、観光など、様々な経済活動の拠点として、地域経済に不可欠な存在となっている。

小名浜港の港湾計画図を図-3.14.1 に示す。

#### (2)地震動と津波

小名浜港における強震記録の加速度波形を図-3.14.2 ~図-3.14.3 に示す。地表では最大加速度は 1429.9Gal、PSI 値は  $79.0\text{cm/s}^{0.5}$  であった (いずれも EW 成分)。波形の特徴としては、岩手県・宮城県の港湾で観測された地震動とは異なり、大きくふた山に分かれる波形とはなっていない。この記録は小名浜港湾事務所敷地内で得られたものであるが、当該地点のサイト特性を反映して短周期成分の卓越したものとなっている。しかしながら、小名浜港の係留施設に作用した地震動はこれとは大きく異なっていたと考えられ、余震観測等の結果に基づき、係留施設に作用した地震動の推定が行われている<sup>29)</sup>。特に、係留施設に対して影響を及ぼしやすい周波数帯域<sup>31)</sup>に着目すると、3 号埠頭での地震動が大きかったと推察される。

小名浜港の津波痕跡図を図-3.14.4 に示す<sup>1)</sup>。図中の数値は、T.P. 表記である。図より小名浜港の背後域は広範囲で浸水しており、大剣ふ頭地区において、津波浸水高が T.P. 3.7m を示し、7 号ふ頭地区においては、3.1m ~ 4.1m を示している。

#### (3)被災概況

小名浜では、東日本大震災により甚大な被害を受け、さらには福島第一原子力発電所の事故による放射線風評被害により復旧・復興において事態をより深刻化させた。

小名浜港の被災状況は、他港と比較して、津波よりも地震に起因する被害が支配的であった。設計値を超える地震力、液状化の影響により、岸壁・護岸構造物本体が被災し、エプロン・ふ頭用地に不同沈下が生じた。また、地震による地殻変動により、小名浜港周辺一帯が一律 50cm 程度地盤沈下している<sup>22)</sup>。

#### (4)復旧概要

小名浜港では、平成 23 年 8 月時点で、概ね 2 年以内を目処に主要な岸壁の復旧を完了させ、概ね 3 年以内に全ての港湾施設の復旧を目指すこととした<sup>21)</sup>。復旧・復興方針としては、次の 4 つの柱を掲げた。

1. 港湾施設の早期かつ適切な機能への復旧
2. まちづくりと一体となった交流拠点機能の復旧
3. 漁業拠点港としての漁港区の復旧
4. コンテナ機能の復旧

小名浜港における港湾取扱貨物の復旧状況を図-3.14.5 に示す。震災のあった平成 23 年 3 月の港湾取扱貨物量は、対前年同月比 37% まで低下した。港湾利用企業の生産活動の再開や港湾施設の復旧が進み、取扱貨物量は平成 24 年で約 1,790 万トン (対前年比 120%) を記録している。

#### (5)外郭施設 (直轄分)

小名浜港における被災港湾施設 (外郭施設、直轄分) を図-3.14.6 に、被災施設一覧 (外郭施設、直轄分) を表-3.14.1 に示す。

##### a) 沖防波堤 (No. 1)

図-3.14.6 のように、沖防波堤は A~F に分けられる (付録 4 の図-A.14.7 に詳細図を示す)。

沖防波堤の原設計条件を表-3.14.2 に、被災前の断面図を図-3.14.7 に示す。

原設計での設計波高は、A 区で有義波高  $H1/3=8.0\text{m}$ 、 $H_{\text{max}}=13.3\text{m}$ 、E 区で有義波高  $H1/3=8.0\text{m}$ 、 $H_{\text{max}}=14.3\text{m}$  であった。設計水深は A 区で 23.7m、E 区で 27.5m であった。地盤条件については、支持力の検討では、基礎マウンドは粘着力  $c=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角  $\phi=35^\circ$ 、基礎地盤 (砂質土) は  $\phi=40^\circ$  が用いられて設計された。

防波堤構造は、矩形ケーソンおよび台形ケーソンを用いた混成堤である。A 区では基礎マウンド厚が約 7m でその上に幅 20m の矩形ケーソンが設置された。E-III 区では厚さ約 8m 基礎マウンド上に底辺 40m の台形ケーソンが設置された。

被災状況 (付録 4 の表-A.14.3~表-A.14.5 に各ケーソンの変位量を示す) は、ケーソンの転倒などが生じず、比較的軽微であった。ケーソンの沈下は、概ね 1m 程度で、消波ブロックも同様に沈下が生じた。ケーソン本体の水平方向の移動は、D-V 区と E-I 区で 1m を超える変位量が計測されたが、それ以外では 1m 以下であった。また、傾斜、マウンドの洗掘はほとんど見られなかった。

(小名浜港)

復旧は、ケーソン本体に顕著な異常が確認されず、被災断面においても所定の安定性を満足しているが、沈下に伴って防波堤内部の静穏度確保に必要な防波堤の天端高が不足している状態であったことから、上部工の嵩上げを復旧の基本方針とした。原設計条件・基準に準拠し安定性の照査を行い、復旧断面を設定することとした。図-3.14.8 に復旧断面図を示す。

b) 西防波堤 (第二) (No. 2)

図-3.14.6 に示したように、西防波堤はA~Gに分けられる(付録4の図-A.14.20 に詳細図を示す)。

沖防波堤の原設計条件を表-3.14.3 に、標準断面図を図-3.14.9 に示す。

原設計での設計波高は、C区で有義波高  $H1/3=6.1\text{m}$ 、H区で有義波高  $H1/3=8.9\text{m}$  である。設計水深はC区で16m、H区で15mである。地盤条件については、基礎地盤(砂質土)は  $\phi=40^\circ$  が用いられている。

防波堤構造は、直立式ケーソン(前面消波有)を用いた混成堤である。C区では基礎マウンド厚が5mでその上に幅15mのケーソンが設置され、前面に25t型の六脚ブロックが設置された構造である。C区(変更)、H区では幅18mのケーソンで、前面に消波ブロックが設置された構造である。

被災状況(付録4の表-A.14.7に各ケーソンの変位量を示す)は、ケーソンの転倒などが生じず、比較的軽微であった。ケーソンの沈下は、概ね1m程度で、消波ブロックも同様に沈下が生じた。ケーソン本体の水平方向の移動は、A区で1mを超える変位量が計測されたが、それ以外では1m以下であった。また、傾斜、マウンドの洗掘はほとんど見られなかった。

復旧は、ケーソン本体に顕著な異常が確認されず、被災断面においても所定の安定性を満足しているが、沈下に伴って防波堤内部の静穏度確保に必要な防波堤の天端高が不足している状態であったことから、沖防波堤と同様に、上部工の嵩上げを復旧の基本方針とした。原設計条件・基準に準拠し安定性の照査を行い、復旧断面を設定した。図-3.14.10 に復旧断面図を示す。

c) 大剣ふ頭地区先端護岸 (No. 3)

大剣ふ頭地区先端護岸は図-3.14.11の標準断面図に示すように厚さ3mのマウンド上に幅8mのケーソンを設置した重力式構造で、前面水深は11m、天端高は3.5mで、設計震度は0.1である。

地盤は、施設建設前の土質調査(付録4:図-A.14.313)によると、海底面はD.L.-10m~D.L.-12mに海底面があり、海底面以深は土丹層となっている。地震後の護岸背後での土質調査結果(付録4:図-A.14.314)

によると、D.L.+1.50mに孔内水位があり、D.L.-1.6mまでが岩ズリ、D.L.-10.6mまでが細粒分含有率が20~60%程度の砂質土による埋立層で、それ以深は土丹である。D.L.-1.6m~-10.6mの砂質土層のN値は5以下と緩い土層である。

図-3.14.12~図-3.14.15に大剣ふ頭地区先端護岸の被災状況を示す。

図-3.14.12は、被災前後の平面図で、護岸法線が海側に0.4m程度変位し、ケーソン背後の地盤に法線に平行に亀裂が入ったことがわかる。

図-3.14.13は図-3.14.12の測線1と測線4の被災前後の護岸の断面図である。図-3.14.13から、ケーソンが海側に沈下しながらせり出し、背後の埋立地盤が沈下していることがわかる。測線1ではケーソンの沈下量は海側で60cm程度、埋立地盤の沈下量は最大90cm程度、測線4では、ケーソンの沈下量は海側で約60cm、埋立地盤の沈下量は約60cmとなっている。

図-3.14.14は、各測点のケーソンの海側への傾斜角を示したもので、最大で海側に1.5°程度傾斜したことがわかる。

図-3.14.15は、図-3.14.12の測線0から法線方向の状況を撮影したもので、護岸が海側にせり出している状況が観察される。

復旧断面図を図-3.14.16に示す。復旧にあたっては、土圧軽減を目的として、護岸背後のD.L.+0.5mまでを軽量混合処理土(SGM)で置き換えることになった。また、D.L.-1.6m~-10.6mまでの砂質土層は液状化すると判断されたので、締固め工法による液状化対策を行うことになった。

d) 3号ふ頭地区先端護岸 (No. 4)

3号ふ頭地区先端護岸の被災前後及び復旧後の平面図を図-3.14.17に示す。護岸構造は、図-3.14.17のように、隅角部は控組杭矢板式と控直杭矢板式で、標準部はケーソン式となっている。

標準部の設計断面は、図-3.14.18(a)に示すように、水深7mの海底地盤に基礎捨石が水深5.5mまで設けられ、その上に幅8mのケーソンが据え付けられた天端+4mの重力式構造である。

矢板部は、図-3.14.18(b)、(c)のように、矢板の根入れ深さは控え直杭式でD.L.-18.50m、控え組み杭式ではD.L.-14.0mで、天端高さはD.L.+3.0mと標準部よりも低くなっている。

地盤条件は、施設建設前の土質調査結果(付録4:図-A.14.315)では、D.L.-7m付近の海底面からD.L.-20m程度までは上層がN値30~50、下層がN値5~15程度の砂

層で、その下部に軟弱シルト、硬質シルトの薄層を挟み土丹層が現れている。地震後の土質調査結果(付録 4: 図-A. 14. 316)では、ボーリング孔面が D.L. +2. 6m, 孔内水位が D.L. +1. 5m で, D.L. -7. 98m までが N 値 4~12 で細粒含有率が 5%以下の埋め土層, D.L. -7. 98m~-20. 15m は上層部が N 値 50, 下層部は N 値 10~20 の As 層, D.L. -20. 15m~-22. 75m は粘土層, D.L. -22. 75m 以深は土丹層となっている。

設計震度は矢板部で  $kh=0. 15$  が用いられ, ケーソン部は  $kh=0. 10$  が用いられている。

被災状況は, 法線変位については図-3. 14. 17 のように, 最大 0. 5m のせり出しが測点 7 (①で示すところ)であった。

断面の変状は図-3. 14. 19 に示すとおりである。標準部については図-3. 14. 19(a)に示す測点 7 (図-3. 14. 17 の①)では, ケーソンが前面にせり出しながら 1m 弱沈下し, 背後の埋立地盤は 1m 強沈下した。図-3. 14. 19(b)に示す測点 2 (図-3. 14. 17 の②-2)では, ケーソンの沈下量は 1m 強で, 背後地盤の沈下量は 3m に及んだ。矢板部については, 図-3. 14. 19(c)に示すように, 矢板と控え組み杭間で 1. 2m, 控え組み杭の背後地盤で 1. 7m の沈下があった。

図-3. 14. 20 に沈下量と被災状況の写真を示す。法線の沈下量は最大で約 1. 1m, 最大沈下量は 2. 7m 程度であり, ケーソン上部よりもケーソン背後のエプロン部で沈下量が大きくなる傾向である。法線の沈下量は, 東側へ向かうに従い大きくなる傾向である。写真から, 背後での沈下, 亀裂, 陥没が発生していることが分かる。

津波による護岸前面の海底の洗掘は全体的に軽微であったが, 東側に位置する岸壁(3-2)との隅角部付近で 2. 5~3m を超える洗掘が見られた(付録 4: 図-A. 14. 317)。

3 号ふ頭地区先端護岸の復旧方針は, 護岸復旧天端高の嵩上げは行わず, エプロン(水叩き)は原形復旧することになった。

復旧断面図を図-3. 14. 21 に示す。復旧にあたっては, 埋立部では液状化対策が必要と判断された。標準部については, 図-3. 14. 21(a)のようにケーソンは据え置きとし, 背後の液状化対策は締固め工法で行うことになった。矢板部については, 図-3. 14. 21(b), (c)のように, 液状化対策は変位抑制型の固結工法で行い, 洗掘された矢板前面は受働抵抗を確保するために捨石で補強することになった。図-3. 14. 21(c)の控え組み杭については土圧軽減を目的として, 護岸背後の D.L. +0. 5m までを軽量混合処理土(SGM)で置き換えることになった。

e) 5・6 号ふ頭地区先端護岸 (No. 5)

5・6 号ふ頭地区先端護岸は, 図-3. 14. 22 のように, 標準部(I), 標準部(II), 取付部(I), 取付部(II)からなっている。

地盤条件は, 施設建設前の土質調査(付録 4: 図-A. 14. 318)によると, 海底面は D.L. -10m 付近にあり, 標準部(I)の西側では海底面から D.L. -20m 程度まで砂層で, その下部に固結シルトが現れている。標準部(I)の東側では砂層と固結シルト層の間に粘土層が現れ, 粘土層は最も厚いところで 5m の層厚(D.L. -16m~-21m)となっている。標準部(II)では, 海底面から D.L. -16m まで砂層で, その下部に粘土層と風化した固結シルトが堆積し, 固結シルトが現れている。

地震後の護岸背後の土質調査(付録 4: 図-A. 14. 319)によると, D.L. 2. 79m~1. 79m まではコンクリート, 碎石, 砂礫などがあり, D.L. 1. 79m~-0. 21m は N 値が 1 の細砂層, D.L. -0. 21m~-1. 51m は N 値が 3 のシルト混じり砂礫層, D.L. -1. 51m~-4. 31m は N 値が 2~5 の礫混じりシルト, D.L. -4. 31m~-8. 71m は N 値が 3~12 の細砂, D.L. -8. 71m~-9. 61m は N 値 6 の礫混じりシルト, D.L. -9. 61m~-10. 71m は N 値 27 の細砂層となっている。孔内水位は D.L. 1. 27m の位置にあった。

設計震度は  $kh=0. 10$  が用いられている。

被災前の断面図(標準部(I))を図-3. 14. 23 に示す。護岸構造は, 水深-7. 4m まで捨石による基礎マウンドが設けられ, その上の方塊を 2 段積み, イグルー-ML-40 を 4 段積み上げた, 直立消波ブロック式護岸である。

被災状況は, 法線変位については図-3. 14. 22 に示されたように, 護岸法線中央になるほど海側へのせり出しが大きくなり, 最大 4. 4m のせり出しが発生した。

図-3. 14. 24 に被災断面図を示す。図-3. 14. 24 から, 護岸ブロックが 1m 程度沈下しながら海側にせり出し, 背後地盤が 3m を超える大きな沈下をしていることが分かる。

図-3. 14. 25 に沈下状況図, 図-3. 14. 26 に被災状況の写真を示す。図-3. 14. 25 の No. 14, No. 15 で大きな沈下が発生しており, 法線の沈下量は最大で 1. 4m, 当該区間の最大沈下量は 3. 1m 程度であり, 護岸部よりも護岸背後で沈下量が大きくなっていた。図-3. 14. 26 より, 一部が水没していることがわかる。

地震後の深浅測量(付録 4: 図-A. 14. 320)によると, 洗掘は 6 号ふ頭側よりも 5 号ふ頭側の方が大きく, 計画水深よりも 3m 以上深くなっているところの確認された。

復旧は, ブロック背後を掘削してブロックを据え直し, 図-3. 14. 27 に示すように原形復旧することとした。埋め戻しに際して液状化の可能性のある材料については,

液状化対策を目的として、岩ズリに置き換えた。図-3.14.27中の緑色と青色で示す部分が岩ズリで置き換えた部分で、青色の部分は必要対策範囲外であるが、施工の都合で岩ズリを使用した部分である。

f) 7号ふ頭地区先端護岸 (No. 6)

7号ふ頭地区先端護岸は、図-3.14.28に示すようにI区、II区、III区からなっている。

地盤条件は、当施設設計前の原地盤の土質調査(付録4:図-A.14.321)によると、海底面近くの層は砂質土層であるが、I区、II区にはその下部に粘性土層が存在している。

地震後の護岸背後地盤の土質調査(付録4:図-A.14.322)によると、地表D.L.2.73mからD.L.0.7mまではコンクリート、砂礫、細砂、岩ズリ、D.L.-5.87mまではN値が2~9の細砂層、D.L.-6.87mまではN値が9のシルト混じり砂礫層、D.L.-7.27mまでは粗砂、細砂の薄層、D.L.-8.77mまではN値7~9の砂礫層、D.L.-10.77mまではN値4~9の礫混じり細砂層、D.L.-11.17mまでは細砂の薄層、D.L.-12.77mまでは砂礫層となっている。孔内水位はD.L.1.28m付近であった。

設計震度は $kh=0.10$ が用いられる。

被災前の断面図(標準断面図)を図-3.14.29に示す。護岸の設計天端高はD.L.3.5mで、I区~III区で断面が異なっている。I区は図-3.14.29(a)のように、D.L.-14m~-34mまで置換砂層が設けられ、D.L.-16m~-13mまで基礎捨石、その上に幅12mの消波ブロックを有する直立消波ケーソンを設置した重力式の護岸構造である。II区は、図-3.14.29(b)のように、D.L.-13m~-28mまで置換砂層が設けられ、D.L.-13.5m~-10.5mまで基礎捨石、その上に幅9mの消波ブロックを有する直立消波ケーソンを設置した重力式の護岸構造である。III区は、図-3.14.29(c)のように、I区、II区と異なり置換砂層は無く、D.L.-12m~-10.5mまで基礎捨石、その上に幅9.5mのスリット孔を有する直立消波ケーソンを設置した重力式の護岸構造である。

被災状況は、法線変位については図-3.14.28に示されたように、最大0.5mのせり出しが発生した。

図-3.14.30に被災断面図を示す。図-3.14.30(a)はせり出しが最大となった図-3.14.28の①における護岸断面図、図-3.14.30(b)は背後地盤の沈下が最大となった図-3.14.28の②における護岸断面図を示す。図-3.14.30から、ケーソンが1m程度沈下しながら海側にせり出し、背後地盤も1m程度の沈下をしていることが分かる。

図-3.14.31に沈下状況図、図-3.14.32に被災状況の写真を示す。図-3.14.31の東側より西側の方が沈下は大きい傾向にあり、最大で1.6m程度の沈下量になっている。図-3.14.32から、段差、亀裂、陥没が発生したことが確認できる。

また、地震後の深浅測量(付録4:図-A.14.323)によると護岸前面の海底面が計画水深よりも3m以上深くなっているところが部分的に確認された。

復旧は、図-3.14.33に示すように、ケーソンは据え置きで、土圧軽減のために軽量土(SGM)で残留水位(R.W.L.)以上を置き換え、また液状化が発生すると判断された層は締固め工法(SCP工法)による液状化対策が施される復旧断面となった。

#### (6) 外郭施設(補助分)

小名浜港における被災港湾施設(外郭施設、補助分)を図-3.14.34に、被災施設一覧(外郭施設、補助分)を表-3.14.4に示す。また、参考資料の図-A.14.160~図-A.14.233に各施設の断面図、平面図等を示す。

被災状況として、方塊ブロックの崩壊、本土工傾斜、洗掘・沈下、上部工の傾斜や目地の開きなどが確認された。

#### (7) 係留施設(直轄分)

小名浜港における被災港湾施設(係留施設、直轄分)を図-3.14.35に、被災施設一覧(係留施設、直轄分)を表-3.14.5に示す。

##### a) 藤原ふ頭地区-12m岸壁 (No. 1)

藤原ふ頭地区岸壁(-12m)は、I区、II区、取付部(1)、取付部(2)からなっており、被災前後の平面図を図-3.14.36、設計条件を表-3.14.6に、また原設計の標準断面を図-3.14.37に示す。

地盤条件は、原設計時の設計条件の表-3.14.6によるとI区、II区で異なっており、沖側のII区ではD.L.-12.5m以深は土丹となっている。内陸側のI区では土丹層はD.L.-26m以深で、D.L.-20m~-26mは礫混じりシルト層、D.L.-15m~-20mはシルト層、D.L.-15m以浅は砂層となっている(付録4:図-A.14.324)。地震後の背後地盤の土質調査(付録4:図-A.14.325)によると、D.L.3.19m~3.09mがエプロンのアスファルト、D.L.3.09m~D.L.2.59mが路盤材の碎石、D.L.2.59m~-7.66mがN値3~14、一部で50を超える岩ズリ層、D.L.-7.66m~-8.51mがN値6の礫混じりシルト層となっている。孔内水位はD.L.0.88mである。

設計震度は、I区、取付部(1)、取付部(2)で $kh=0.12$ 、II区で $kh=0.10$ である。

原設計断面は、重力式岸壁を-12m 岸壁に増深した構造となっている。

I 区は、**図-3.14.37(a)**のように、土丹層の上の D.L. -26m~-15m までは改良率 75%の SCP 工法で地盤改良がなされている。その上の砂層は捨石で置き換えられて D.L. -12.1m までがマウンドとなり、幅 13.5m のケーソンが据え付けられている。天端高は D.L. 3.5m である。背後の既設ケーソンとの間は岩ズリで埋め立てられている。背後のケーソンは幅 10m で、床掘り置き換え砂の上のマウンドに設置されている。

II 区は、**図-3.14.37(b)**のように、土丹層を D.L. -13.1m まで床掘りして捨石で置き換え、D.L. -12.1m までが捨石マウンドとなっている。マウンド上に幅 13.5m のケーソンが据え付けられている。ケーソンの中詰めは銅カラムとなっている。背後の既設ケーソンとの間は岩ズリで埋め立てられている。背後の既設ケーソンは幅 10m で、土丹層上のマウンドに設置されている。

取付部(1)は、**図-3.14.37(c)**のように、D.L. -20m 付近の土丹層上面から D.L. -15m までは改良率 75%の SCP 工法で地盤改良がなされ、その上の砂層は捨石で置き換えられて D.L. -12.1m までがマウンドとなっている。マウンド上に幅 10m のケーソンが据え付けられた天端高が D.L. 3.5m の重力式岸壁である。背後の既設ケーソンとの間は裏込め割石、岩ズリ、裏埋め土で埋め立てられている。背後の既設ケーソンは幅 8m で、マウンド上に設置されている。

取付部(2)は、**図-3.14.37(d)**のように、土丹層上面の位置が D.L. -15m 付近であることを除いて、取付部(1)の設計断面とほぼ同じである。

被災状況は、法線変位については**図-3.14.36**に示されたように、最大 0.3m のせり出しが発生した。

**図-3.14.38**に被災断面図を示す。**図-3.14.38(a)**はせり出しが最大となった**図-3.14.36**の①における断面図、**図-3.14.38(b)**は背後地盤の沈下が最大となった**図-3.14.36**の②における断面図を示す。**図-3.14.38**から、ケーソンが 0.5m 程度沈下しながら海側にせり出し、背後地盤は 0.5~0.9m 程度の沈下をしていることが分かる。

**図-3.14.39**に沈下状況および被災状況の写真を示す。**図-3.14.39**より、全体的に 0.2~0.9m 程度の沈下が発生していることがわかる。また、写真からは、エプロン等に段差や亀裂が発生していることが分かる。

被災後の岸壁前面の深浅測量(付録 4:**図-A.14.326**)では、水深は概ね計画水深~-1m であるが、一部で計画水深から-1m~-2m と深くなっている箇所が確認された。

復旧断面(案)を**図-3.14.40**に示す。施設が供用中であることを考慮し、被災した状態(被災後法線)で利用することを前提としている。ケーソンの安定性を確保するために、土圧を軽減することを目的として、軽量土(SGM)で背後地盤の浅部を置き換えている。さらに、ケーソンが偏心していることから I 区では**図-3.14.40(a)**のように、カウンターウェイトとしてケーソン本体背後隔室上に高比重コンクリート( $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$ )を打設している。

b)藤原ふ頭地区-10m 岸壁 (No.2)

藤原ふ頭地区岸壁(-10m)は、I 区、II 区、取付部からなっており、被災前後の平面図を**図-3.14.41**、設計条件を表**表-3.14.7**に、また原設計の標準断面を**図-3.14.42**に示す。

地盤条件は、地震後の背後地盤の土質調査(付録 4:**図-A.14.327**)によると、D.L. 2.59m~2.29m がエプロンのアスファルト、D.L. 2.29m~D.L. 1.99m が路盤材の碎石、D.L. 1.99m~-0.51m が N 値 9~11 の岩ズリ層、D.L. -0.51m~-10.11m は N 値 6~12 の細砂層(下端で N 値が 2)、D.L. -10.11m~-11.41m が N 値 2 の礫混じりシルト層となっており、D.L. -11.41m~-11.86m に N 値 20 のシルト混じり細砂層が現れている。孔内水位は D.L. 1.76m であった。

設計震度は、I 区、II 区で  $kh=0.15$ 、取付部で  $kh=0.05$  である。

設計水深は、I 区、II 区で 10m、取付部で 7.5m、設計天端はそれぞれ 3.5m である。

I 区の原設計断面は、**図-3.14.42(a)**のように、D.L. -13m~D.L. -10m まで基礎捨石があり、その上に幅 10m のケーソンが据え付けられた天端高が 3.5m の重力式岸壁である。

II 区は、**図-3.14.42(b)**のように、基礎捨石層厚が 1m である他は、I 区と同様な構造である。

取付部は、**図-3.14.42(c)**のように、D.L. -8.5m~D.L. -7.5m まで基礎割石があり、その上に幅 8m のケーソンが据え付けられた天端高が 3.5m の重力式岸壁である。

被災状況は、法線変位については**図-3.14.41**に示されたように、標準部(I)で最大 0.9m のせり出しが発生し、標準部(I)の方が標準部(II)よりも大きな法線のせり出し量となっている。また、背後に法線方向に平行に亀裂が発生した。

**図-3.14.43**に被災断面図を示す。**図-3.14.43**から、ケーソンが 0.9m 程度沈下しながら海側にせり出し、背後地盤は 0.5~1m 程度の沈下をしていることが分かる。

図-3.14.44 に沈下状況および被災状況の写真を示す。図-3.14.44 より全体的に、0.2~1m 程度の沈下が発生していることがわかる。また、写真からは、エプロンに亀裂、法線に段差が発生していることが分かる。

被災後の岸壁前面の深浅測量（付録4：図-A.14.328）では、水深は概ね計画水深~-1m で、一部で計画水深から-1m~-2m と深くなっている箇所が確認された。

復旧断面（案）を図-3.14.45 に示す。復旧断面は、施設が供用中であることを考慮し、被災した状態（被災後法線）で利用することを前提としており、ケーソンが偏心していることからカウンターウェイトとしてケーソン本体背後隔室上に高比重コンクリート（ $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$ ）を打設する断面となっている。

c) 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端 (No. 3)

藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端は、標準部と先端護岸巻き込みからなっており、被災前後の平面図を図-3.14.46、設計条件を表-3.14.8 に、また原設計の標準断面を図-3.14.47 に示す。

地盤条件は、原設計時の設計条件の表-3.14.8 によると原地盤は土丹となっている（付録4：図-A.14.329）。地震後の背後地盤の土質調査（付録4：図-A.14.330）によると、D.L. 3.32m~3.22m がアスファルト、D.L. 3.22m~D.L. 2.82m が砕石、D.L. 2.82m~D.L. -4.33m が上部でN値5~13、下部でN値1~4の岩ズリ層、D.L. -4.33m~-7.13m が上部でN値3であるがN値13~15の砂礫層となっている。孔内水位はD.L. 0.83mであった。

設計震度は $kh=0.15$ で、設計水深は標準部で-8.0m、先端護岸巻き込みで-10.5mである。

標準部の原設計断面は、図-3.14.47(a)のように、既設ケーソンの前面を増深した構造となっている。土丹層がD.L. -10.5mまで掘削され、掘削面はケーソン端跡から傾斜して浅くなっている。掘削面からD.L. -8mまで基礎割石によるマウンドがあり、幅7mのケーソンが据え付けられている。ケーソン中詰めには銅カラミが用いられている。背後の既設ケーソンとの間は裏込め割石、岩ズリ、裏埋め土で埋め立てられ、既設ケーソンは幅8mで、マウンド（D.L. -7.0m~-5.5m）上に設けられている。

先端護岸巻き込みの原設計断面は、図-3.14.47(b)のように、土丹層がD.L. -11.1mまで掘削され、D.L. -11.1mからD.L. -10.1mまで基礎割石によるマウンドが設けられ、その上に幅10mのケーソンが据え付けられた天端高がD.L. 3.5mの重力式構造である。ケーソン中詰めには銅カラミが用いられている。

被災状況は、法線変位については図-3.14.46 に示されたように、最大0.6mのせり出しが発生した。

図-3.14.48 に被災断面図を示す。図-3.14.48 から、ケーソンが0.5m程度沈下しながら海側にせり出し、背後地盤も沈下していることが分かる。

図-3.14.49 に沈下状況および被災状況の写真を示す。図-3.14.49 より全体的に、0.1~0.9m程度の沈下が発生していることがわかる。また、写真からは、エプロン等に段差や亀裂、上部工のずれが発生していることが確認できる。

復旧断面（案）を図-3.14.50 に示す。ケーソンの安定性を確保するために、土圧を軽減することを目的として、背後地盤のD.L.-0.5mまでを軽量土（SGM）で置き換えている。

d) 大剣ふ頭地区岸壁(-10m), (-7.5m) (No. 4, No. 5)

大剣ふ頭地区岸壁(-10m)は標準部①、標準部②、隅角部、大剣ふ頭地区岸壁(-7.5m)は標準部のみからなっており、被災前後の平面図を図-3.14.51、原設計の標準断面を図-3.14.52 に示す。

地盤条件は、施設建設前の原地盤の土質調査（付録4：図-A.14.329）によると、-10m岸壁では海底面はD.L. -10m付近にあり、海底面以深は一部で3m程度の貝殻を含む砂層が堆積しているが、土丹が露出あるいは薄い砂層が堆積してすぐに土丹層となっている。-7.5m岸壁では、隣接する-10m岸壁から離れるに従って海底面は浅くなっている。海底面以深は薄い砂層が堆積してすぐに土丹層になっている。地震後の背後地盤の土質調査（付録4：図-A.14.331）によると、D.L. 3.19m~3.04mがアスファルト、D.L. 3.04m~D.L. 2.69mが礫混じり砂、D.L. 2.69m~D.L. 2.44mが微細砂、D.L. 2.44m~-9.51mは上端でN値9、下端でN値13の部分があるが概ねN値2~5のシルト混じり砂礫層、D.L. -9.51m以深は泥岩層となっている。孔内水位はD.L. 0.79mであった。

設計震度は $kh=0.10$ であった。

原設計断面については、-10m岸壁は、原地盤を掘削して基礎割石による層厚1m程度のマウンドを設け、幅11mのケーソンを設置した重力式構造となっている。-7.5m岸壁は、原地盤を掘削して基礎割石による層厚2.5mのマウンドを設け、幅8mのケーソンを設置した重力式構造である。

被災状況は、法線変位については図-3.14.51 に示されたように、せり出しが発生し、法線に平行に亀裂が発生した。

図-3.14.53 に被災断面図、図-3.14.54 に法線変形量（水平変位、沈下、傾斜角）、図-3.14.55 に岸壁の沈下量、図-3.14.56 に被災状況の写真を示す。

図-3.14.53 からケーソンが沈下しながら前面にせり出し、背後地盤が沈下していることが分かる。

図-3.14.54 から、法線のせり出しは-7.5m で最大 0.5m 発生し、傾斜は-10m 岸壁で最大  $1.9^\circ$  発生し、沈下は-10m 岸壁で 0.63m 発生している。

図-3.14.55 からエプロン部の沈下量は、-10m 岸壁では最大 1.29m、-7.5m 岸壁では最大 0.95m 発生していることが分かる。

図-3.14.56 から、エプロン部に亀裂等が発生していることがわかる。

被災後の岸壁前面の深淺測量(付録 4: 図-A.14.332)では、全体的に軽微な洗掘傾向である。-7.5m 岸壁と-10m 岸壁の境界部で計画水深に対して-2.0 程度の箇所が若干見受けられるが、水深のすりつけ部と思われる。

復旧は、図-3.14.57 に示すように、地震により沈下が生じたが嵩上げは行わず、背後の埋立地盤が液状化すると判断されたため、液状化対策を行うこととした。

液状化対策は、締固め工法が採用されたが、クレーン基礎のあるところでは対策による地盤変位を抑制するために、変位抑制型の固結工法が採用されている。

#### e) 3号ふ頭地区岸壁(-10m) (No.6)

3号ふ頭地区-10m 岸壁は、3-1, 3-2, 3-3, 3-4 からなっており、図-3.14.58 に平面図を示す。

地盤条件は、施設建設前の地盤調査(付録 4: 図-A.14.333)によると、原地盤面は設計水深よりも浅い位置にあり、原地盤面から D.L.-20m 付近まで砂層となっている。原地盤の砂層は、N 値が部分的に 10 以下のところもあるが、概ね N 値 10~50 の締まった層である。砂層以深は以下のように、3-1~3-4 で土層構造が異なっており、3-1 では砂質シルト、砂、シルト質、砂質シルト、シルト、シルト質粘土が堆積している。3-2 ではシルト質砂、砂質シルト、軟弱シルトが堆積しており、その下に岩盤が現れている。ただし、3-2 では、3-1 から 3-3 にかけて岩盤面の位置が D.L.-35m から D.L.-20m に浅くなり、これに伴い、シルト質層や軟弱シルト層は薄くなっている。3-3 では、シルト質砂、砂質シルトが堆積し、その下に岩盤が現れている。岩盤面の位置は 3-2 から 3-4 にかけて D.L.-20m から D.L.-25m と深くなっている。また、上部の砂層下端は D.L.-20m から D.L.-15m と浅くなり、シルト質砂層の層厚が厚くなっている。3-4 では、シルト質砂、砂質シルト、粘土が堆積し、その下に岩盤が現れている。岩盤面は 3-3 から陸側にかけて D.L.-25m から D.L.-40m と深くなり、それに伴い粘土層も厚くなっている。

埋立地盤(Bs 層)は、一部で N 値が 50 となっている部分はあるが、概ね N 値は 10 前後となっている(付録 4: 図-A.14.334)。

設計震度は  $kh=0.15$  である。

原設計断面は、図-3.14.59 に示すように、控え組み杭式の矢板構造である。また、3-3 と 3-4 の背後地盤についてはグラベルドレーンによる液状化対策がなされていた。

被災状況は、法線変位については図-3.14.58 に示されたように、最大せり出し量は、3-1 で 1.6m、3-2 で 0.5m、3-3 で 0.4m、3-4 で 0.3m となり、3-1 が最も大きな変位となった。

図-3.14.60 に被災断面図を示す。矢板が海側に変位し、背後地盤が沈下していることが分かる。特に、図-3.14.60(a), (b)の 3-1 では、矢板が前面に大きく変位し、背後の控え工も海側に変位していることが確認できる。

図-3.14.61 に沈下状況図と被災状況の写真を示す。

図-3.14.61(a)から、3-1, 3-2 では、法線の最大沈下量は 1.4m 程度、当該区間の最大沈下量も 1.4m 程度であり、法線の背後位置で大きな沈下を生じる傾向を示した。図-3.14.61(b)から、3-3, 3-4 では、最大沈下量は 1.0m 程度で、岸壁法線の沈下量の最大値は 69cm、平均値は 56cm であることから概ね均一な沈下傾向であるが、背後地盤の沈下量は 20~100cm 程度とばらつきが大きい。

被災後の岸壁前面の深淺測量(付録 4: 図-A.14.335)では、全体的に軽微な洗掘傾向であるが、3-2 から 3-先端にかけて、-2.5~-3.0m 以上の大きな洗掘が見られた。3-3 と 3-4 区間の境界付近で計画水深-10m に対して 2~3m 程度の洗掘が認められる区間が 20m 程度存在した。さらにその区間の法線からやや離れた位置においては計画水深から-1.0~3.0m 程度の洗掘が広い範囲で認められた。また、3-3 の海側では局所的に若干大きな洗掘が見られた。

復旧断面を図-3.14.62 に示す。原形復旧を基本としたが、土圧低減を目的として軽量材で背後地盤の浅部を置き換えた。また、3-1, 3-2 の背後地盤では液状化が発生すると判断されたため変位抑制型の対策工法が計画された。なお、3-3, 3-4 についてはグラベルドレーン工法施工済みである。

#### f) 3号ふ頭地区岸壁(-4.5m, 取付部) (No.7, No.8)

3号ふ頭地区-4.5m 岸壁と取付部の被災前後の平面図を図-3.14.63 に、標準断面図を図-3.14.64 に示す。

図-3.14.64 のように、当岸壁は控え逆 T ブロックの矢板式岸壁である。-4.5 岸壁は、矢板の根入れが D.L.-10m、

控えまでの距離が22m、天端高がD.L. 3.5mで、前面の海底面は被覆石が設置されている。取付部は、設計水深が-10mで矢板の根入れがD.L. -24.6m、控えまでの距離が39mで矢板背後に裏込め石が設置されている。

設計震度は、-4.5m岸壁が $kh=0.10$ 、取付部が $kh=0.15$ であった。

地盤条件は、設計諸元では、-4.5m岸壁の原地盤は砂、取付部の原地盤はD.L. -15mまでが砂、D.L. -15m以深は粘土となっていた。地震後の背後地盤の土質調査（付録4：図-A. 14. 336）によると、D.L. 2.76m～2.58mがコンクリート舗装、D.L. 2.58m～D.L. 2.26mが碎石、D.L. 2.26m～D.L. 0.16mがN値18～23の砂礫層、D.L. 0.16m～D.L. -2.69mがN値7～20の礫混じり細砂層となっている。孔内水位はD.L. 1.06mであった。

被災状況については、図-3. 14. 65に被災断面図、図-3. 14. 66に法線の変位量、図-3. 14. 67に沈下量と被災状況の写真を示す。

被災形態は、図-3. 14. 65のように、矢板が前面にせり出し、エプロンが沈下している。図-3. 14. 65(a)、(b)で示すように、-4.5m岸壁では控えブロックも沈下しながら海側に移動している。

法線変位量については、図-3. 14. 66のように、最大で、1.3mのせり出し、 $6.5^\circ$ の傾斜角、1.32mの沈下量が、いずれも-4.5m岸壁で発生している。取付部の方が-4.5m岸壁よりも法線変位は少ない。

沈下状況については、図-3. 14. 67のように、-4.5m岸壁では最大1.97m(No. 11)、取付部では最大0.92m(-No. 1)の沈下が確認されており、法線から背後地盤にかけて概ね均一に沈下している。また、エプロンに亀裂が法線に平行に発生している。

被災後の岸壁前面の深淺測量（付録4：図-A. 14. 337）では、洗掘は全般に護岸の角部分に発生しており、埠頭の付け根部分には発生していないようである。これは埠頭の付け根部分は津波によってできる重複波の腹になるために水平方向流速が小さくなり洗掘されにくく、埠頭の角部や防波堤の先端では流れが縮流したり渦が発生したりするために洗掘されやすくなるためだと思われる。

復旧断面（案）を図-3. 14. 68に示す。-4.5m岸壁は、図-3. 14. 68(a)のように、新たに矢板を設置して前出しを行い、控え工として直杭を設置する。また、天端高さをD.L. 3.0mに嵩上げする。取付部については、図-3. 14. 68(b)のように、擦り付け調整する。

g) 4号ふ頭地区岸壁（-10m）（No. 9）

4号ふ頭地区岸壁（-10m）は、図-3. 14. 69に示すように、矢板式岸壁の4-2、重力式岸壁の4-3からなっている。

地盤条件は、施設建設前の地盤調査（付録4：図-A. 14. 338）によると、原地盤面は設計水深よりも浅い位置にあり、4-2では海底面から砂層、貝混じり砂層、シルト質砂層、シルト層が堆積し、岩盤が現れている。4-3では、4-2との境界から急激に岩盤の位置が浅くなり、中央付近では計画水深よりも浅い位置に岩盤が現れている。地震後の背後地盤での土質調査（付録4：図-A. 14. 339）によると、D.L. 3.04m～2.74mがコンクリート舗装、D.L. 2.74m～D.L. 2.39mが碎石、D.L. 2.39m～-0.66mがN値7～10の砂礫層、D.L. -0.66m～-9.41mが上部でN値1～5、下部で9～22の細砂層となっている。地下水位はD.L. 0.84mであった。

設計震度は $kh=0.15$ である。

原設計断面を図-3. 14. 70に示す。図-3. 14. 70(a)の矢板式岸壁では、矢板の根入れはD.L. -19.5mで背後に裏込め石が設置され、天端高さはD.L. 3.5mであった。控えは組み杭で、またクレーン基礎として杭基礎が設置されている。さらに、施設整備後に、背後地盤はグラベルドレーンによる液状化対策がなされ、鋼管矢板の劣化対策として、鋼管矢板内側にH形鋼（H400×400×13×21）と中詰めコンクリートによる補強がなされていた。図-3. 14. 72(b)の重力式岸壁では、D.L. -11mまで掘削が行われ層厚1mの基礎割石が設けられ、幅9.5mのケーソンが設置されている。背後に裏込め石が設置され、ケーソン中詰めには銅カラムが使用されている。また、クレーン基礎が基礎割石を用いて設けられている。

被災状況は、図-3. 14. 69のように、矢板式区間の法線の出入りは30cm程度、重力式は90cm程度に達している。重力式の法線出入りが大きい傾向にある。

図-3. 14. 71に被災断面図を示す。矢板式岸壁については、矢板が海側に傾斜し、全体的に沈下している。重力式岸壁についてはケーソンが海側に沈下しながら変位し、背後地盤でさらに沈下が生じている。

図-3. 14. 72に沈下状況および被災状況の写真を示す。図-3. 14. 72より矢板式岸壁では全体的に0.5m～0.9mの沈下、重力式岸壁では埋立地盤で沈下が大きくなり最大で1.56mの沈下が発生している。また、エプロンにクラック等が発生している。

被災後の岸壁前面の深淺測量（付録4：図-A. 14. 340）では、水深は岸壁直近で概ね計画水深～-1m、やや沖側で計画水深から-1m～-2mと深くなっている箇所が確認された。

復旧断面(案)を図-3.14.73に示す。矢板岸壁では、土圧軽減を図るために人工軽量盛土材により背後地盤の浅部を置き換えることになった。また軽量盛土材は既存のグラベルドレーンの排水性を確保するために、排水可能な材料が選ばれた。重力式岸壁では、土圧軽減のために軽量土(SGM)で背後地盤の浅部を置き換えることになった。さらに、液状化が発生すると判断されたことから静的締固め工法で液状化対策を行うこととなった。

h)4号ふ頭地区岸壁(-4.5m)(No.10)

4号ふ頭地区岸壁(-4.5m)の平面図を図-3.14.74に示す。

施設建設前の原地盤条件は、海底面は計画水深よりも深い位置にあり、海底面からD.L.-15m~-20m付近までが砂層で、その下部にシルト質層、シルト層があり、岩盤が現れている(付録4:図-A.14.338)。

設計震度は $kh=0.10$ である。

原設計断面を図-3.14.75に示す。岸壁構造は、控え組み杭式の矢板式岸壁である。天端高さはD.L.3.5mで、矢板の根入れはD.L.-10m、組み杭先端はD.L.-11.7mの位置にある。矢板前面の海底地盤には被覆石が設置されており、背後には裏込石が設置されている。

被災状況は、図-3.14.74のように、矢板式区間の法線の出入りは確認されていない(法線が直線を保っているということで矢板が海側に変位していないということではない)。

図-3.14.76に被災断面図を示す。図-3.14.76から矢板は海側に傾斜し法線エプロンが沈下していることがわかる。

図-3.14.77に沈下状況および被災状況の写真を示す。図-3.14.77よりほぼ1m程度沈下し、エプロン部に亀裂や段差が生じていることが確認できる。

被災後の岸壁前面の深浅測量(付録4:図-A.14.340)では、局所的に計画水深に対して-2.5~-3.0m程度の大きな洗掘が確認された。

復旧は、図-3.14.78に示すように、上部工の調整(嵩上げ)、エプロン舗装の修復のみを行うこととなった。

i)4号ふ頭地区\_-6m岸壁、先端護岸(No.11)

4号ふ頭地区\_-6m岸壁、先端護岸の平面図を図-3.14.79に示す。-6m岸壁は、4号岸壁、5号岸壁、6号岸壁で構成されている。

施設建設前の地盤調査(付録4:図-A.14.338)によると、海底面は計画水深よりも深い位置(D.L.-7m~-9m)にあり、4号岸壁、5号岸壁では土丹が露出し、6号岸壁では土丹の上に砂層が薄く(1m程度)堆積していた。地震後に背後地盤で土質調査(付録4:図-A.14.341)で

は、地表面はD.L.3.10m、地下水位はD.L.1.50mに設定され、埋土地盤はN値5~10、細粒分含有率が5~10%の砂層がD.L.-5.5mまで堆積し、D.L.-5.5m以深は土丹層としてモデル化されている。

設計震度は-6m岸壁で $kh=0.15$ 、先端護岸で $kh=0.10$ である。

原設計断面を図-3.14.80に示す。岸壁構造は、-6m岸壁は図-3.14.80(a)のように、D.L.-7m~-6mに基礎割石を設け、幅8mのケーソンを据え付けた重力式岸壁である。ケーソン中詰めには銅カラミが用いられている。先端護岸は図-3.14.80(b)、(c)のように-6m岸壁側と-10m岸壁側で異なっており、-6m岸壁側ではD.L.-7.0m~-5.5mまで基礎割石が設けられ、幅8mのケーソンが据え付けられている。-10m岸壁側では、D.L.-11.2m~-10.0mまで基礎割石が設けられ幅9.5mのケーソンが据え付けられている。ケーソン中詰めには銅カラミが使用されている。

被災状況は、図-3.14.81に示すように、-6m岸壁では、エプロン、ふ頭用地の沈下量は最大で1m程度で、4号岸壁側で大きな沈下傾向である。しかし、岸壁法線の沈下量は、6号岸壁で最大沈下量68cmが発生し、全体平均で60cm程度である。法線の出入りは最大20cmが4号岸壁で発生し平均で5cm程度となっている。傾斜角については最大 $1.3^\circ$ が4号岸壁で発生している。

図-3.14.82に-6m岸壁の被災断面図を示す。図-3.14.82からケーソンが海側にせり出し背後地盤が沈下していることがわかる。ただし、図-3.14.82(a)では図-3.14.81の沈下量図でも確認できるようにエプロンの一部で若干盛り上がりが見受けられる。

図-3.14.83に-6m岸壁の被災状況写真を示す。図-3.14.83よりエプロンの亀裂、段差、陥没が確認できる。

先端護岸の被災状況は、図-3.14.84に示すように、エプロン、ふ頭用地の沈下量は最大で1.1m程度で、3号岸壁(-10m岸壁)側で沈下が大きい傾向である。しかし、岸壁法線の沈下量は、4号岸壁(-6m岸壁)側で最大沈下量104cmが発生し、全体平均で65cm程度である。法線の出入りは最大20cmが発生し平均で5cm程度となっている。傾斜角については最大 $5.6^\circ$ が3号岸壁(-10m岸壁)側で発生している。

図-3.14.85に先端護岸の被災断面図を示す。図-3.14.85からケーソンが海側にせり出し背後地盤が沈下していることがわかる。

図-3.14.86に先端護岸の被災状況写真を示す。図-3.14.86よりパラペットの破損、エプロン部の亀裂、段差、陥没が確認できる。

被災後の岸壁前面の深浅測量（付録4：図-A. 14. 342）では、計画水深より若干深くなっているところが確認されたが、一部で堆積傾向であったところがあった。

復旧は、図-3. 14. 87 に示すように、上部工、エプロン修復、液状化対策を行うことになった。液状化対策は静的な締固め工法が計画されている。

j) 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁 (No. 12)

5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁は、図-3. 14. 88 の平面図に示すように、I区、II区、取付部I、取付部II、取付部IIIからなっている。図-3. 14. 89 に、I区、II区の標準断面図を示す。

地盤条件については、設計での原地盤の設定は、図-3. 14. 89 のようにI区では、D.L. -15. 1m以深は固結シルト、D.L. -15. 1m~D.L. -8. 5mが砂層となっている。II区では、固結シルト層はD.L. -18. 3m以深、砂層はD.L. -18. 3m~D.L. -8. 5mを想定して設計されている（付録4：図-A. 14. 343）。設計で用いられたパラメータは、固結シルトは有効単位体積重量が $0.9\text{t/m}^3$ 、粘着力が $20\text{t/m}^3$ 、砂は有効単位体積重量が $0.9\text{t/m}^3$ 、摩擦角が $30^\circ$ と設定されている。

岸壁構造は図-3. 14. 89 に示したように、ケーソンを用いた重力式構造で、ケーソン中詰めには銅カラミが用いられている。また、岸壁背後の裏込めには岩ズリが使用されている。岩ズリの内部摩擦角は $30^\circ$ が設計で採用されている。

地震後に背後地盤で土質調査（付録4：図-A. 14. 344）が行われており、裏込め部と裏込め背後の埋立部の結果は以下の通りである。

裏込め部では、D.L. 2. 65m~1. 85mが砂礫（復旧盛土）、D.L. 1. 85m~1. 65mが碎石（路盤材）、D.L. 1. 65m~1. 05mが砂礫、D.L. 1. 05m~-15. 15mが岩ズリ（シルト混じり玉砂礫）でN値は2~27で大きくバラツキ平均的には10を上回る程度である。D.L. -15. 15m~-15. 75mは貝混じり細砂、D.L. -15. 75m~-16. 05mに泥岩が現れている。孔内水位はD.L. 1. 80mであった。

裏込め背後の埋立部では、D.L. 2. 35m~2. 15mが表土（水路に堆積した有機質シルト）、D.L. 2. 15m~0. 55mがN値5の岩ズリ、D.L. 0. 55m~-0. 65mがN値2の礫混じり細砂、D.L. -0. 65m~-2. 15mがN値10の貝殻混じり中砂、D.L. -2. 15m~-5. 15mがN値7~10の細砂、D.L. -5. 15m~-6. 15mがN値8のシルト質細砂、D.L. -6. 15m~-6. 45mが砂礫、D.L. -6. 45m~-7. 65mがN値8の細砂、D.L. -7. 65m~-8. 15mがN値7の礫混じり粗砂、D.L. -8. 15m~-8. 35mが細砂、D.L. -8. 35m~-9. 15mがN値5のシルト質細砂、D.L. -9. 15m~-15. 35mが原地盤の細砂でN値12~22と深

さ方向に増加している。D.L. -15. 35m~-16. 00mに泥岩（固結シルト）が現れている。孔内水位はD.L. 1. 45mである。

被災状況については、図-3. 14. 88 のように、0. 3m~0. 8m程度の法線のせり出しが生じ、最大せり出し0. 8mが、I区の取り付け部との近くで発生した。

図-3. 14. 90 に被災断面図を示す。ケーソンが海側に変位し、ケーソンおよび背後地盤が沈下していることが分かる。特に、先端護岸との隅角部にあたる図-3. 14. 90 (b)では、エプロン、背後地盤で3mを超える沈下（陥没）が発生し、ケーソンとの間に大きな段差が生じている。

図-3. 14. 91 に沈下状況図と被災状況の写真を示す。図-3. 14. 91 から、全体的には0. 5~1. 5m程度の沈下が発生しており、背後地盤とエプロンの境界付近の沈下が多い。先端護岸との隅角部付近では4m近い沈下（陥没）が発生している。また、写真から、法線の湾曲、エプロンの亀裂、段差、陥没の状況が確認される。

地震後の深浅測量（付録4：図-A. 14. 345）によると、隅角部で計画水深より2m程度深くなっているところが確認されている。

復旧は、原形復旧を基本としたが、I区ではケーソンの安定性を確保するために荷重低減が必要となり、図-3. 14. 92 に示すように、土圧低減を目的として軽量材（SGM）で背後地盤の浅部を置き換えることになっている。

j) 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁 (No. 13)

5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁は、図-3. 14. 93 の平面図に示すように、標準部I区、標準部II区、取付部(I)、取付部(II)、取付部(III)からなっている。

施設建設前の土質調査（付録4：図-A. 14. 346）によると、原地盤の海底面は計画水深より浅い位置にあった。標準部II区では海底面からD.L. -13m程度までN値が20程度の砂層が堆積し、その下部にN値が50を超える固結シルトが現れている。標準部II区では海底面からD.L. -15m程度までN値が20程度の砂層が堆積し、その下部に最も深いところでD.L. -20m程度までN値が10以下の固結シルト（風化岩）層が堆積し、その下部にN値50を超える固結シルトが現れている。地震後に裏埋め土部で行った土質調査（付録4：図-A. 14. 347）によると、D.L. 2. 65m~2. 45mがコンクリート舗装、D.L. 2. 45m~1. 95mはN値が5~9の砂礫層、D.L. 1. 95m~-1. 35mはN値が5~11の細砂層となっている。孔内水位はD.L. 0. 45mであった。

岸壁構造は、ケーソン式の重力式岸壁である。図-3. 14. 94 に標準部I区の標準断面を示す。標準部I区で

は、固結シルト層 (D.L. -18m) まで掘削され、雑石で置き換えられている。雑石の上に基礎割石が (D.L. -13.6m ~ D.L. -12.0m) 設けられ、その上に幅 13.5m のケーソンが設置され、天端高さは D.L. 3.5m である。ケーソン中詰めには銅カラムが使用されている。ケーソン背後には岩ズリが裏込めとして用いられている。前述の地震後の土質調査は、岩ズリよりも背後の裏埋め土のところで行われた。設計では、固結シルトの粘着力は  $30\text{tf}/\text{m}^2$ 、有効単位体積重量  $0.8\text{tf}/\text{m}^3$ 、固結シルト (風化部) の粘着力は  $3\text{tf}/\text{m}^2$ 、有効単位体積重量  $0.8\text{tf}/\text{m}^3$ 、砂質土の内部摩擦角  $30^\circ$ 、有効単位体積重量  $1.0\text{tf}/\text{m}^3$ 、岩ズリの内部摩擦角  $35^\circ$ 、有効単位体積重量  $0.8\text{tf}/\text{m}^3$ 、湿潤単位体積重量  $1.8\text{tf}/\text{m}^3$  が用いられた。H.W.L. は 1.50m、L.W.L. は 0.0m、R.W.L. は 0.50m である。

取付部 (I) も標準部 I 区と同様な構造であるが、標準部 II 区、取付部 (II)、取付部 (III) では固結シルトが浅い位置にあるため雑石による置換層がない。

設計震度は耐震強化岸壁であるため、 $kh=0.20$  が用いられている。

被災状況については、**図-3.14.93** のように、法線の出入りは最大で 80cm 程度あり、雑石置換を行った I 区の方が雑石置換を行っていない II 区よりもはらみ出し量が大きくなる傾向であった。

**図-3.14.95** に被災断面図を示す。ケーソンが海側に変位し、ケーソンおよび背後地盤が沈下していることが分かる。クレーン基礎杭のところは地表面沈下量が部分的に少なくなっている。

**図-3.14.96** に沈下状況図と被災状況の写真を示す。**図-3.14.96** から、法線の沈下量は最大で 1.1m、当該区間の最大沈下量は 2.2m 程度であり、ケーソンよりもケーソン背後のエプロン部で沈下量が大きくなる傾向を示した。また、法線部の沈下量は南側に向けて大きくなる傾向であった。写真からエプロンの亀裂、段差、陥没が確認できる。

地震後の深浅測量 (付録 4: **図-A.14.348**) によると、先端護岸側の隅角部で最大 3.0m 以上の洗掘が確認されている。

復旧は、原形復旧を基本としたが、ケーソンの安定性を確保するために荷重低減が必要となり、**図-3.14.97** に示すように、土圧低減を目的として軽量材 (SGM) で背後地盤の浅部を置き換え、ケーソン上部にカウンターバランスとして高比重コンクリートが打設されている。また、原設計の標準断面では岩ズリの内部摩擦角は  $35^\circ$  となっていたが、復旧断面では  $30^\circ$  に低減されている。

k) 7号ふ頭地区\_-13m岸壁 (No.14)

7号ふ頭地区\_-13m岸壁は、**図-3.14.98** の平面図に示すように、7-1 (I 区)、7-1 (II 区)、7-2 (I 区)、7-2 (III 区)、取付部からなっている。

施設建設前の土質調査 (付録 4: **図-A.14.349**) によると、原地盤の海底面は計画水深より浅い位置にある。取付部、7-1 (I 区)、7-2 (I 区) では、海底面近くに砂層が薄く堆積し、すぐに土丹層が現れている。7-1 (II 区) では、海底面から D.L. -23m まで砂層となっており、土丹がその下部に現れている。7-2 (III 区) では砂層、シルト層、粘土質シルト層、礫混じり粘土層が D.L. -35m まで堆積し、その下部に土丹層が現れている。

地震後に裏埋め土部で行った土質調査 (付録 4: **図-A.14.350**) によると、D.L. 2.67m ~ 2.57m がコンクリート舗装、D.L. 2.57m ~ 1.22m は N 値が 8 の砂礫層、D.L. 1.22m ~ -0.93m は N 値が 5 ~ 9 の細砂層、D.L. -0.93m ~ -2.78m は N 値が 2 のシルト質細砂、D.L. -2.78m ~ -5.28m は N 値が 2 ~ 6 の細砂層、D.L. -5.28m ~ -6.78m は N 値が 1 ~ 2 のシルト質細砂、D.L. -6.78m ~ -7.28m シルト層、D.L. -7.28m ~ -9.08m は N 値が 10 ~ 12 の細砂層、D.L. -9.08m ~ -11.28m は N 値が 6 ~ 7 のシルト質細砂層、D.L. -11.28m ~ -11.78m は N 値が 14 の礫混じりシルト層、となっている。孔内水位は D.L. 1.12m であった。

**図-3.14.99** に示すように、岸壁構造は、取付部はブロック式であるが、ケーソン式の重力式岸壁である。**図-3.14.99(a)** のように、I 区では、原地盤を D.L. -14.6m まで掘削し、土丹層の上に基礎割石を D.L. -13.1m まで設け、幅 12m のケーソンが設置されている。II 区では、原地盤を D.L. -23.1m まで掘削し設計水深 D.L. -16.1m まで置換砂で置き換えられ、基礎割石が D.L. -13.1m まで設けられ、幅 12m のケーソンが設置されている。また、基礎割石前面は置換砂で置き換えられている。III 区では、D.L. -37m まで掘削され、D.L. -37m ~ -36m が割石、D.L. -36m ~ D.L. -16m が置換砂で置き換えられ、D.L. -16m ~ -13.1m に基礎割石が置かれ、幅 12m のケーソンが設置されている。取り付け部は基礎割石を設け、幅 6.1m の直立消波ブロックが設置されている。

設計震度は  $kh=0.10$  である。

被災状況については、**図-3.14.98** のように、法線の出入りは最大で 0.9m 程度あり、置換層の厚さが大きかった 7-2 の III 区でははらみ出し量が大きくなる傾向であった。

**図-3.14.100** に被災断面図を示す。ケーソンが海側に変位し、ケーソンおよび背後地盤が沈下していることが分かる。

図-3.14.101 に沈下状況図と被災状況の写真を示す。図-3.14.101 から、法線の沈下量は最大で 1.3m、当該区間の最大沈下量は 1.4m 程度であり、沈下量は III 区で大きくなる傾向であった。写真からエプロンの亀裂、段差、陥没が確認できる。

地震後の深浅測量（付録 4：図-A.14.351）によると、先端護岸側の隅角部で最大 3.0m 以上の洗掘が確認されている。

図-3.14.102 に復旧断面図を示す。復旧は原型復旧を基本としたが、裏埋め土が液状化すると判断されたために液状化対策、またケーソンの安定性を確保するために土圧低減、カウンターバランスなどがとられている。

図-3.14.102(a)、(c)の 7-1(I 区)、7-2(I 区)の断面では、裏埋め土の法線側では締固め工法 (SCP) による液状化対策、クレーン基礎付近では注入固化（浸透固化処理工法）による液状化対策が行われている。

図-3.14.102(b)の 7-1(II 区)の断面では、液状化対策に加え、ケーソンの安定性を改善するために、重量コンクリートがケーソン後趾上部にカウンターウェイトとして打設されている。

図-3.14.102(d)の 7-2(III 区)の断面では、ケーソンの安定性を改善するために、重量コンクリートによるカウンターウェイトに加え、土圧低減のために軽量土 (SGM) による置き換えが行われている。軽量土の背後は注入固化（浸透固化処理工法）による液状化対策がなされている。

k) 7号ふ頭地区\_-10m 岸壁 (No. 15)

7号ふ頭地区\_-10m 岸壁は、図-3.14.103 の平面図に示すように、I 区、II 区-1、II 区-2 からなっている。

施設建設前の土質調査（付録 4：図-A.14.352）によると、原地盤の海底面は計画水深より深い位置にある。堆積層下端である岩盤（シルト岩、砂岩）面は、I 区で D.L. -35m 付近にあるが、II 区のと境界付近で急激に浅くなり D.L. -15m~-20m となり、II 区に入ると急激に深くなり II-1 区中央で D.L. -30m~35m に達し、再び浅くなり海底面 (D.L. -10m~-15m) に達している。

堆積層の土層構成は、I 区では海底面から砂~シルト質砂 (N 値 5~40)、シルト (N 値 15)、砂礫混じり粘土 (N 値 1~15) が D.L. -35m 付近まで堆積している。II-1 区では、海底面から砂~シルト質砂 (N 値 5~40)、砂質シルト~シルト質粘土 (N 値 0~7)、砂礫混じり粘土 (N 値 2~10) が D.L. -32m 付近まで堆積している。II-2 では岩盤面は II-1 との境界で最も深くなっており、勾配を持って海底面に達しており、その上部に砂 (N 値 5~40) が堆積している。

地震後に裏埋め土で行った土質調査（付録 4：図-A.14.353）によると、D.L. 2.72m~2.47m がコンクリート、D.L. 2.47m~2.02m は碎石層、D.L. 2.02m~0.02m は N 値 5~10 の砂礫（岩ズリ）層、D.L. 0.02m~-2.88m は N 値が 6~9 の細砂層、D.L. -2.88m~-8.78m は N 値 3~6 の砂混じり礫層（下端で N 値 19）、D.L. -8.78m~-9.28m は細砂層、D.L. -9.28m~-10.78m は N 値が 19 の砂礫層となっている。孔内水位は D.L. 1.12m であった。

図-3.14.104 に示すように、岸壁構造はケーソン式の重力式岸壁である。図-3.14.104(a)のように、I 区では原地盤を掘削して置換砂で置き換え、D.L. -13.1m~-10.1m まで基礎割石でマウンドを設け、幅 11m のケーソンを設置している。図-3.14.104(b)の II 区の構造は I 区と同じであるが、在来地盤（原地盤）の海底面の位置が D.L. -12m と I 区 (D.L. -11m) よりも深くなっている。

図-3.14.104(c)の II-2 区では、置換層は設けられておらず、在来地盤（原地盤）上に基礎割石によるマウンドが設けられ、幅 11m のケーソンが設置されている。

設計震度は kh=0.10 である。

被災状況については、図-3.14.103 のように、法線の出入りは最大で 0.7m 程度で、I 区~II-2 区で大きな差は見られない。

図-3.14.105 に被災断面図を示す。ケーソンが海側に変位し、ケーソンおよび背後地盤が沈下していることが分かる。

図-3.14.106 に沈下状況図と被災状況の写真を示す。

図-3.14.106 から、法線の沈下量は最大で 1m、当該区間の最大沈下量は 1.2m 程度であり、沈下量は II-1 区で大きく II-2 区で小さい傾向であった。写真からエプロンの亀裂が確認できる。

地震後の深浅測量（付録 4：図-A.14.354）によると、先端護岸側の隅角部で計画水深よりも 2~3m 深くなっているところ確認されている。

図-3.14.107 に復旧断面図を示す。復旧は原型復旧を基本としたが、裏埋め土が液状化すると判断されたために、裏込め背後の D.L. 0.5m~-8.5m までの範囲で液状化対策が行われている。また、図-3.14-107(b)の II-1 区ではケーソンの安定性を改善するためにケーソン背後の浅部を軽量材 (SGM) で置換して土圧低減が行われている。

l) 7号ふ頭地区\_-7.5m 岸壁 (No. 16)

7号ふ頭地区\_-7.5m 岸壁は、図-3.14.108 の平面図に示すように、I 区、II 区、取付部からなっている。

施設建設前の土質調査（付録 4：図-A.14.355）によると、原地盤の海底面は計画水深より深い位置にある。堆積層下端である岩盤（シルト岩、砂岩）面は、取付部

で D.L. -10m 程度のところにあり、I 区では緩やかに深くなっていき II 区との境界で D.L. -15m 程度になり、II 区では急激に深くなり隣接する -10m 岸壁との境界で D.L. -30m 程度になっている。

堆積層の土層構成は、取付部では海底面から岩盤面 (D.L. -10m 程度) まで N 値 16 の砂礫層が堆積している。I 区では取付部側で砂層 (N 値 16)、II 区側で砂層 (N 値 16~19)、砂礫層 (N 値 18)、シルト質砂層が堆積している。II 区では、I 区側で砂層 (N 値 18~20)、-10m 岸壁側で砂礫層 (N 値 10~20)、砂質シルト (N 値 1)、砂層 (N 値 8)、シルト質砂層 (N 値 10)、シルト質粘土層 (N 値 2)、粘土層 (N 値 4) が堆積している。

地震後に裏埋め土部で行った土質調査 (付録 4: 図-A. 14. 356) によると、D.L. 3. 09m~2. 79m がコンクリート、D.L. 2. 79m~2. 44m は碎石層、D.L. 2. 44m~-3. 91m は N 値 4~8 の細砂層、D.L. -3. 91m~-5. 51m は N 値 2 の砂混じり砂質シルト層、D.L. -5. 51m~-7. 11m は N 値 7 の礫混じり砂層、D.L. -7. 11m~-9. 19m は礫混じりシルト、シルト砂が互層で上部が N 値 3、下部が N 値 29 で、D.L. -9. 19 で泥岩層が現れている。孔内水位は不明である。

図-3. 14. 109 に示すように、岸壁構造は重力式岸壁である。図-3. 14. 109 (a) のように、I 区では原地盤を床掘りして D.L. -9. 1m~-7. 6m まで基礎割石でマウンドを設け、幅 8m のケーソンが設置されている。図-3. 14. 109 (b) の II 区では、床掘り置換砂が D.L. -10m まであり、D.L. -10m~D.L. -7. 6m まで基礎割石でマウンドを設け、幅 8m のケーソンが設置されている。図-3. 14. 109 (c) の取付部では、在来地盤 (原地盤) の D.L. -7. 5m から D.L. -5. 50m まで基礎割石によるマウンドが設けられ、D.L. -5. 50m~-5. 00m まで幅 6m 基礎コンクリートブロックが設置され、その上部にブロックが積まれている。

設計震度は  $kh=0.10$  である。

被災状況については、図-3. 14. 108 のように、法線の出入りは最大で 0.8m 程度で、置換砂層のある II 区で大きな変位が発生している傾向にある。また、岸壁法線に平行に亀裂が発生している。

図-3. 14. 110 に被災断面図を示す。ケーソンが海側に変位し、ケーソンおよび背後地盤が沈下していることが分かる。

図-3. 14. 111 に沈下状況図と被災状況の写真を示す。図-3. 14. 111 から、法線の沈下量は最大で 0.8m 程度、当該区間の最大沈下量は 1m 程度であり、沈下量は II 区で大きい傾向であった。写真からエプロンの亀裂が確認できる。

地震後の深浅測量 (付録 4: 図-A. 14. 357) によると、計画水深~1m になっているところの確認されている。

図-3. 14. 112 に復旧断面図を示す。復旧は原型復旧を基本としたが、裏埋め土が液状化すると判断されたために裏込め背後を、I 区では D.L. 1.5m~-8.6m、II 区では D.L. 1.5m~-7.95m、取付部では D.L. 1.5m~-4.26m までの範囲で液状化対策が行われている。

#### (8) 係留施設 (補助分)

小名浜港における被災港湾施設 (係留施設, 補助分) を図-3. 14. 113 に、被災施設一覧 (係留施設, 補助分) を表-3. 14. 9 に示す。また、参考資料の図-A. 14. 235~図-A. 14. 312 に各施設の断面図、平面図等を示す。

被災状況として、本体工の傾斜、法線のはらみ、岸壁の沈下などが見られた。



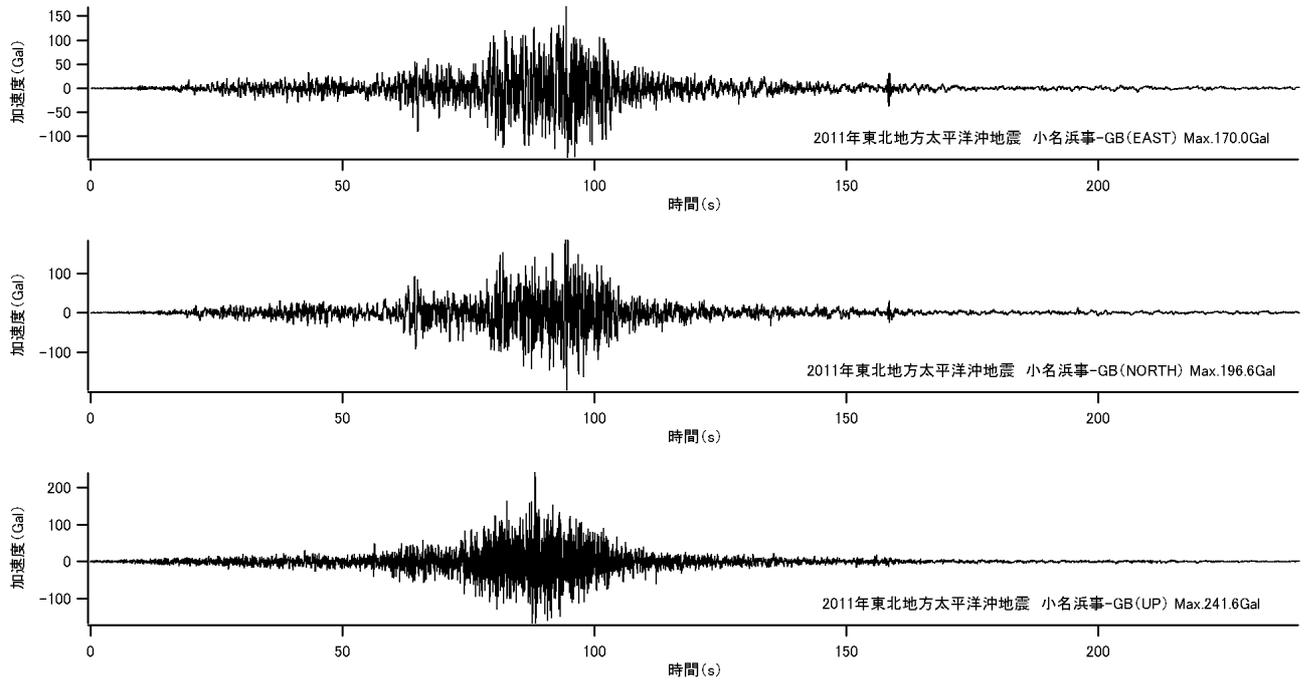


図-3.14.2 小名浜港の地中(小名浜事-GB)において観測された本震の加速度波形<sup>28)</sup>

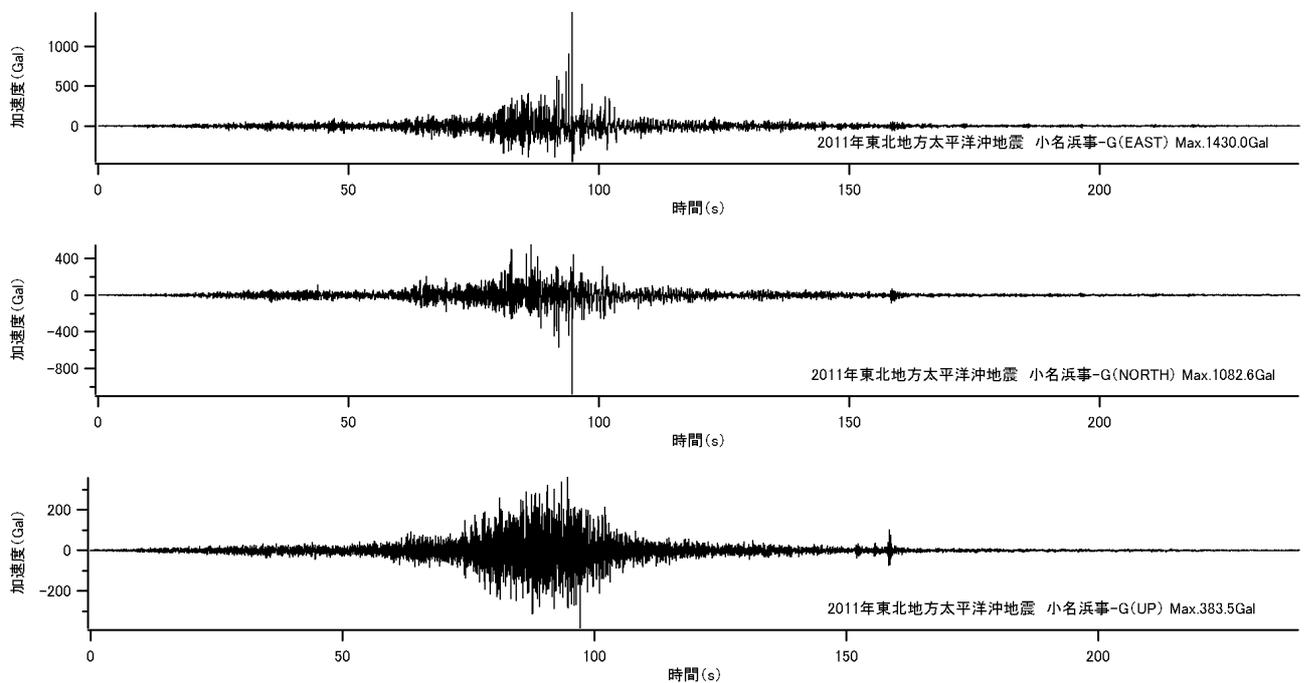


図-3.14.3 小名浜港の地表(小名浜事-G)において観測された本震の加速度波形<sup>28)</sup>

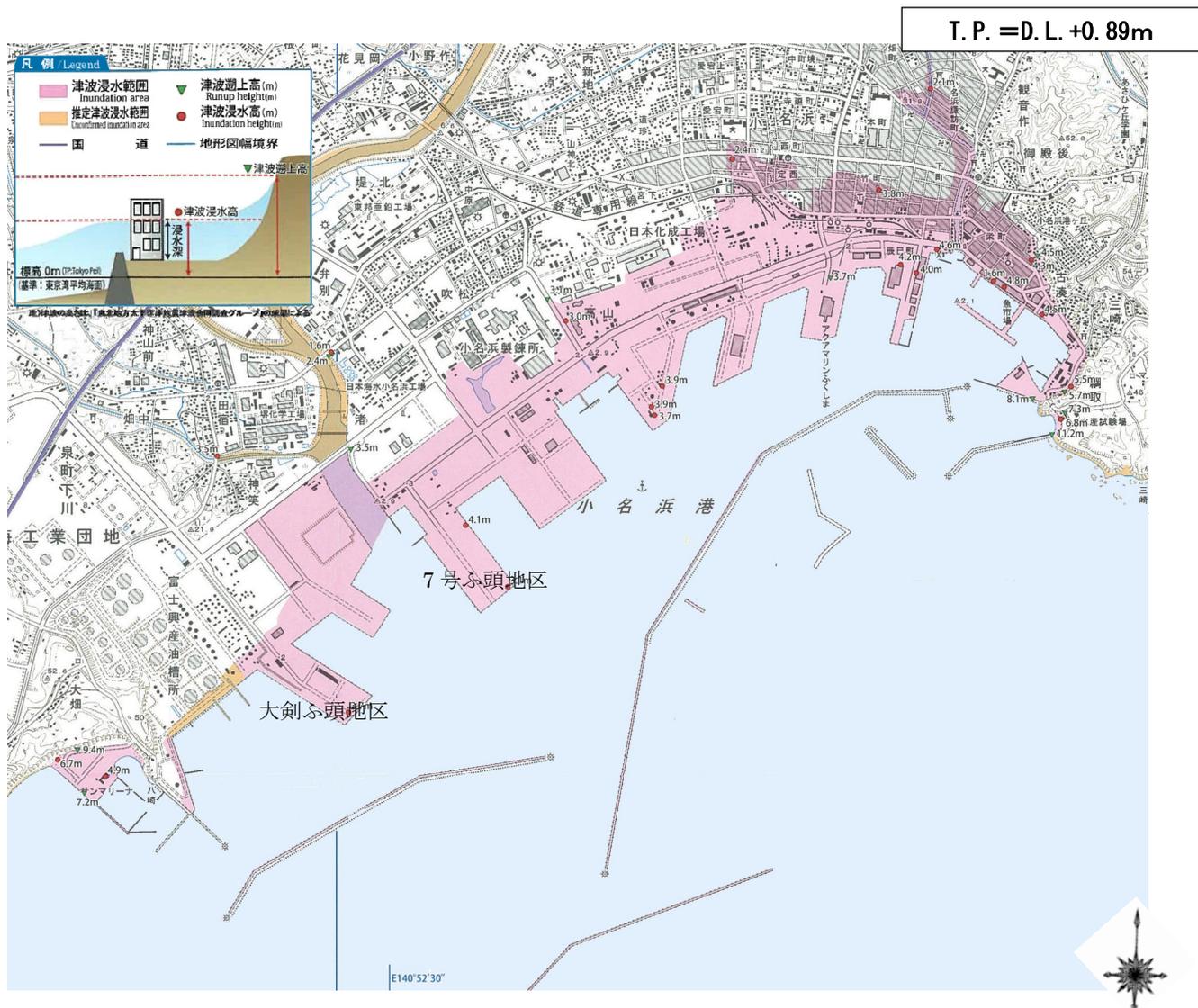


図-3.14.4 小名浜港の津波痕跡図 (概要版)<sup>1)</sup>  
 (※具体的な値については、電子データ参照のこと)

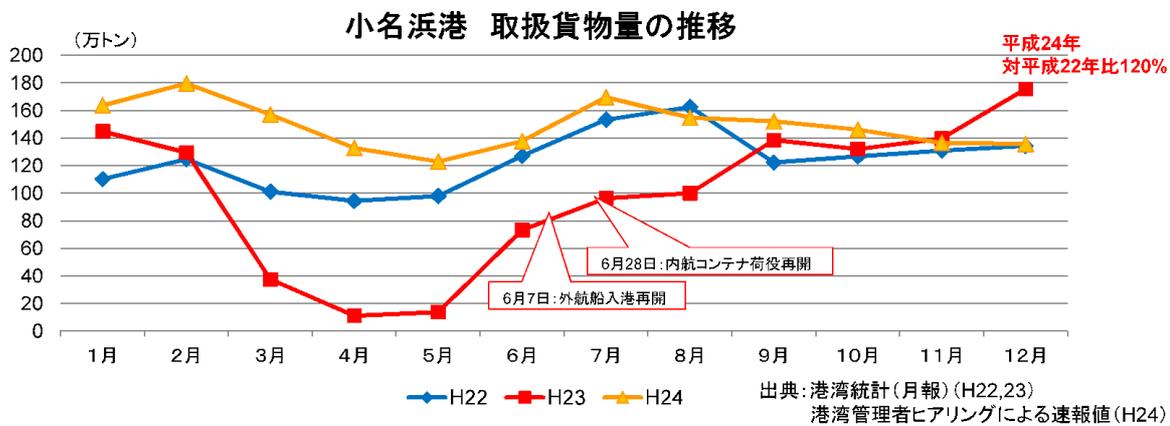


図-3.14.5 小名浜港 港湾取扱貨物の復旧状況

小名浜港 外郭施設 (直轄分)

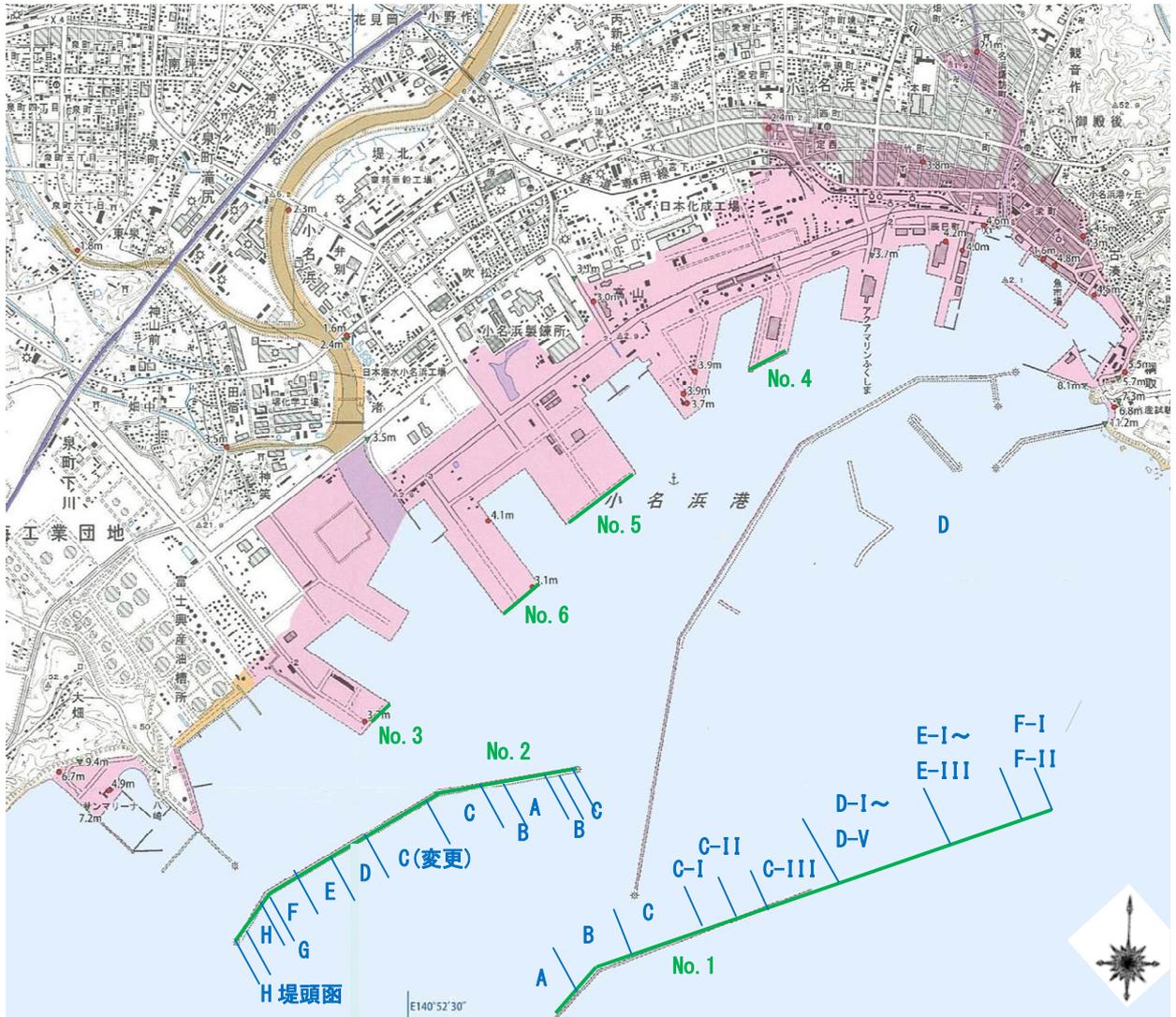


図-3.14.6 小名浜港の被災港湾施設 (外郭施設, 直轄分) 1)に加筆

表-3.14.1 小名浜港の被災施設一覧 (外郭施設, 直轄分)

No.	施設名	完成年度	延長	構造形式	水深	天端高	設計震度	被災延長
1	沖防波堤	—	2,359m	台形ケーソン 直立式ケーソン	-23.7~-29.35m	+6.0m	—	2,359.0m
2	西防波堤 (第二)	—	2,050m	直立式ケーソン (前面消波有)	-16.5~-17.68m	+5.0m	—	2,050.0m
3	大剣心頭地区_先端護岸	—	89.71m	重力式	-8.0m	+3.5m	0.10	89.71m
4	3号心頭地区_先端護岸	—	198.1m	鋼矢板式	-10.0m -7.0m	+3.0m	0.15	198.1m
5	5・6号心頭地区_先端護岸	—	424.2m	直立消波ブロック式	-7.4~-12.1	+3.5m	0.10	424.2m
6	7号心頭地区_先端護岸	—	196.3m	重力式 (直立消波ケーソン)	-10.5~-13.0	+3.5m	0.10	196.3m

表-3.14.2 No.1 沖防波堤の設計条件

		E-III区	E-II区	E-I区	A区
設計年度	昭和52年度~平成14年度				
設計延長	2,359m				
設計供用期間	—				
設計水深	-27.5m				
潮位	H.W.L.+1.50m	H.W.L.+1.50m	H.W.L.+1.40m	H.W.L.+1.40m	H.W.L.+1.40m
	L.W.L.±0.00m	L.W.L.±0.00m	L.W.L.±0.00m	L.W.L.±0.10m	L.W.L.±0.10m
土質条件	地盤改良	—	—	—	—
	$\gamma$ t	—	—	—	—
	$\phi$	—	—	—	—
	c	—	—	—	—
波浪条件	Hmax : 14.30m H1/3 : 8.00m	Hmax : 14.30m H1/3 : 8.00m	Hmax : 14.30m H1/3 : 8.00m	Hmax : 13.30m H1/3 : 8.00m	
設計震度	—				
利用条件 (係留施設)	—				

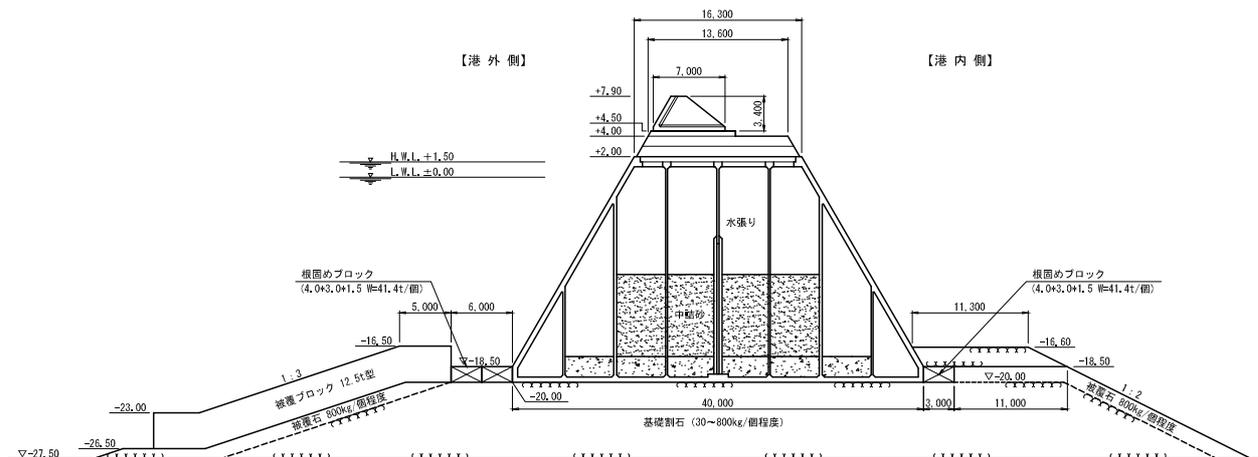


図-3.14.7(a) No.1 沖防波堤の断面図 (被災前) A-A'

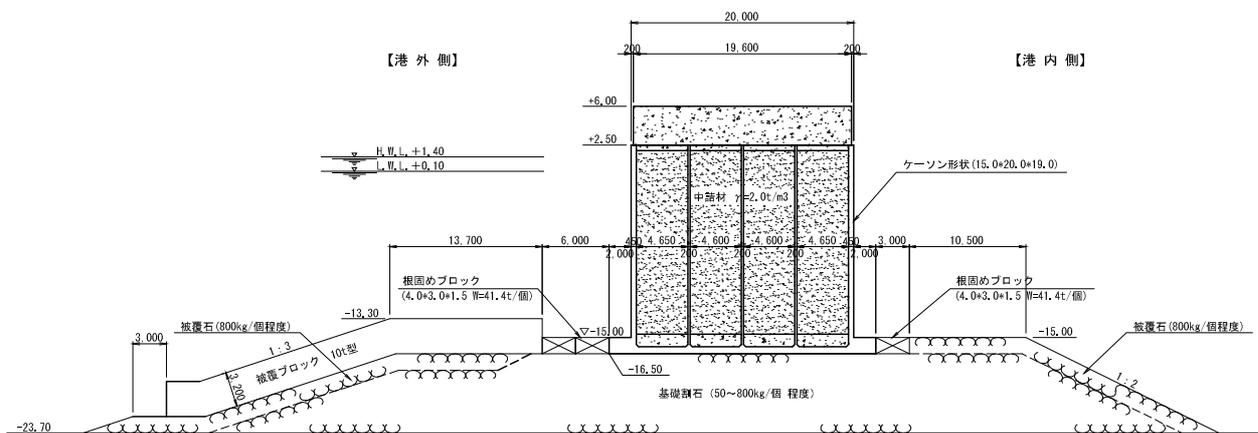


図-3.14.7(b) No.1 沖防波堤の断面図 (被災前) B-B'

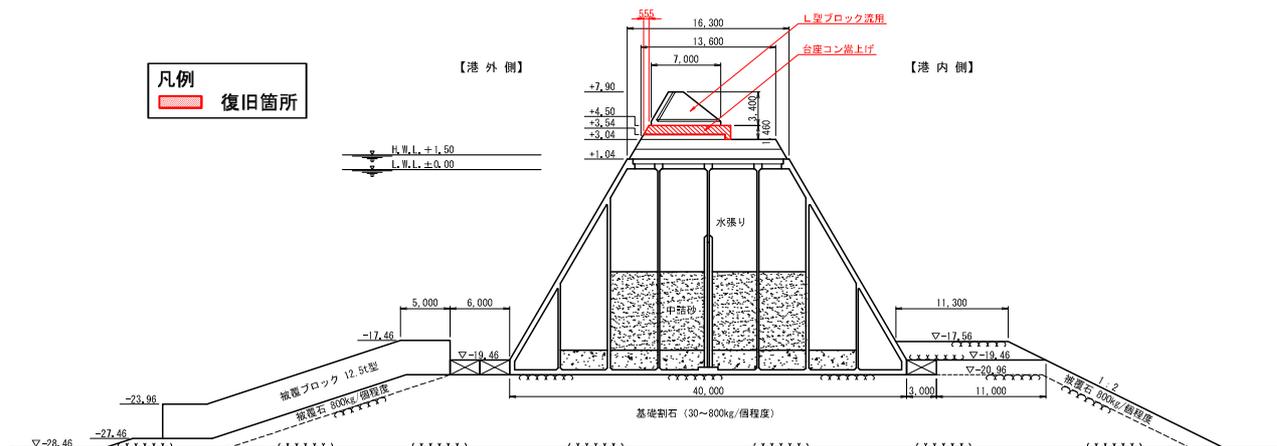


図-3.14.8(a) No.1 沖防波堤の断面図(案) (復旧後) A-A'

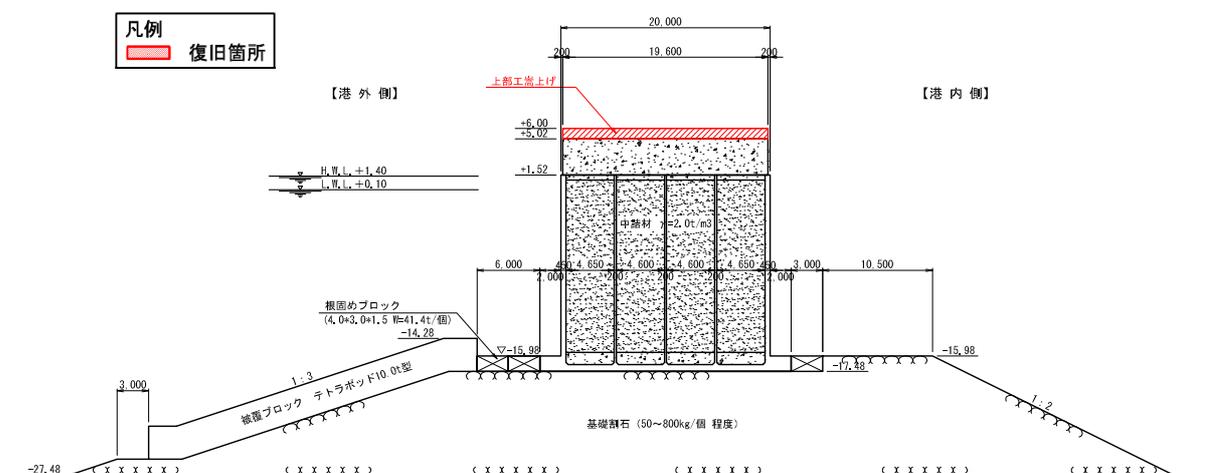


図-3.14.8(b) No.1 沖防波堤の断面図(案) (復旧後) B-B'

表-3.14.3 No.2 西防波堤(第二)の設計条件

		C区	H区
設計年度		昭和45年度~昭和51年度	
設計延長		2,050m	
設計供用期間		—	—
設計水深		-16.0m	-15.0m
潮位		H.W.L.+1.40m L.W.L.+0.10m	H.W.L.+1.40m L.W.L.+0.10m
土質条件	地盤改良	—	—
	$\gamma t$	—	—
	$\phi$	砂質 $\phi=40^\circ$	砂質 $\phi=40^\circ$
	c	—	—
波浪条件		Hmax : — H1/3 : 6.10m	Hmax : — H1/3 : 8.90m
設計震度		—	—
利用条件(係留施設)		—	—

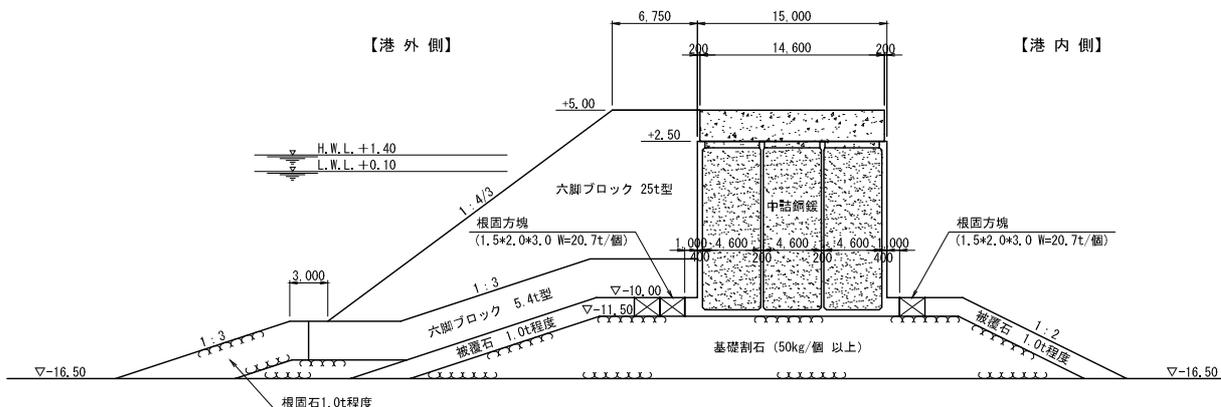


図-3.14.9(a) No.2 西防波堤(第二)(C区)の断面図(被災前)

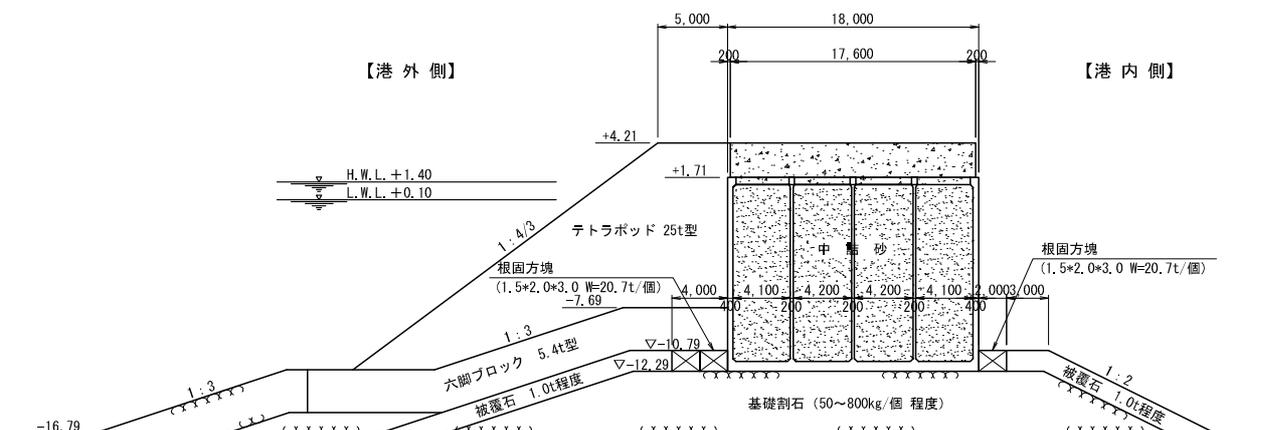


図-3.14.9(b) No.2 西防波堤(第二)(C区(変更))の断面図(被災前)

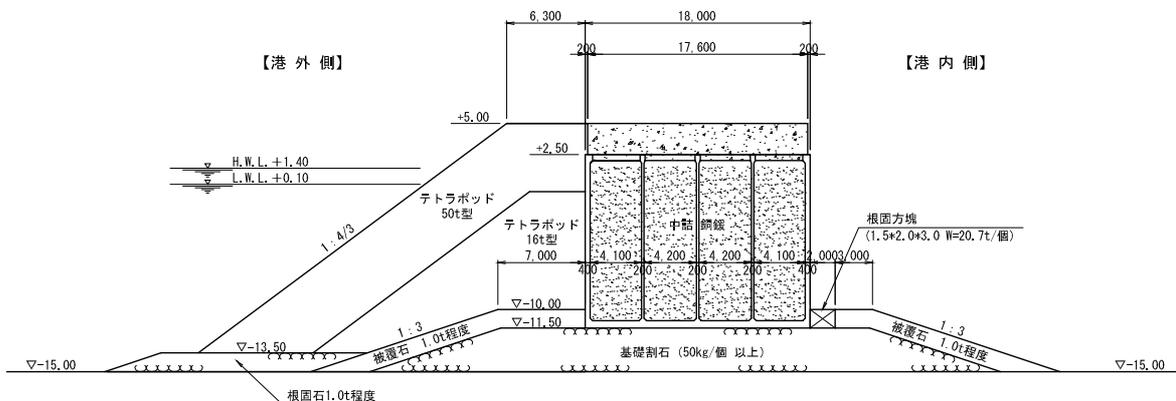


図-3.14.9(c) No.2 西防波堤(第二)(H区)の断面図(被災前)

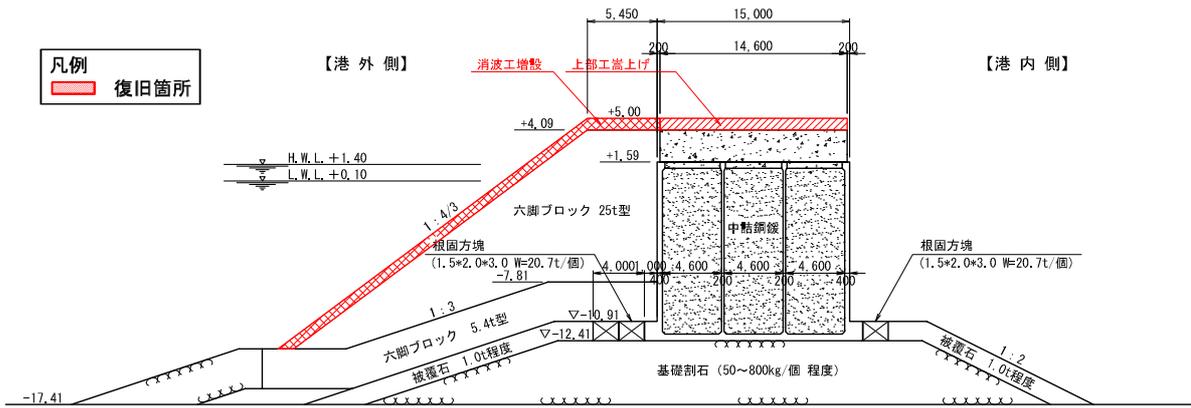


図-3.14.10(a) No.2 西防波堤(第二)(C区)の断面図(案)(復旧後)

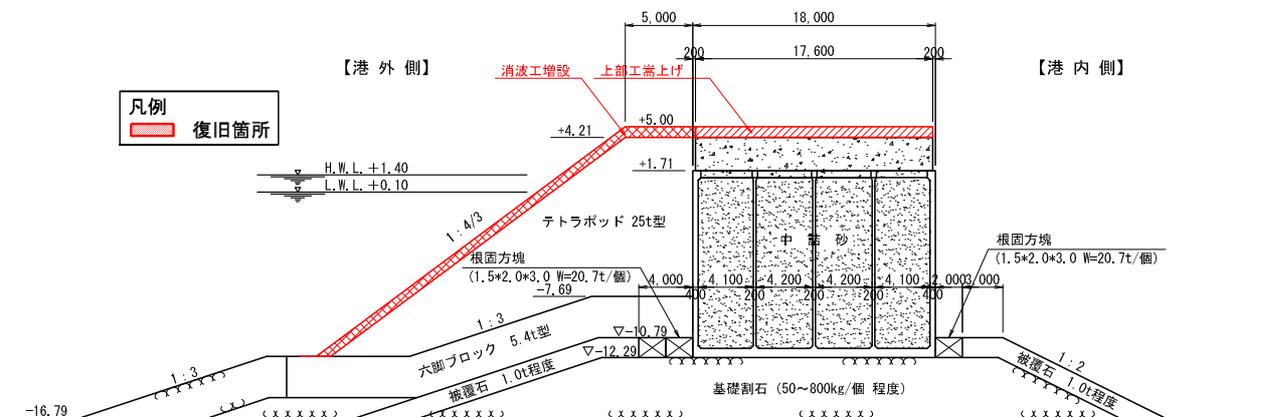


図-3.14.10(b) No.2 西防波堤(第二)(C区(変更))の断面図(案)(復旧後)

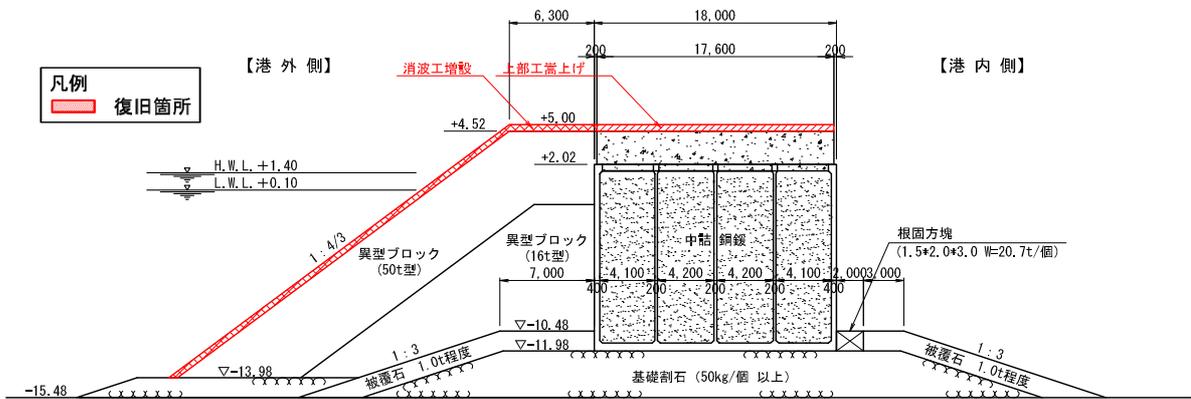


図-3.14.10(c) No.2 西防波堤(第二)(H区)の断面図(案)(復旧後)

(先端護岸)

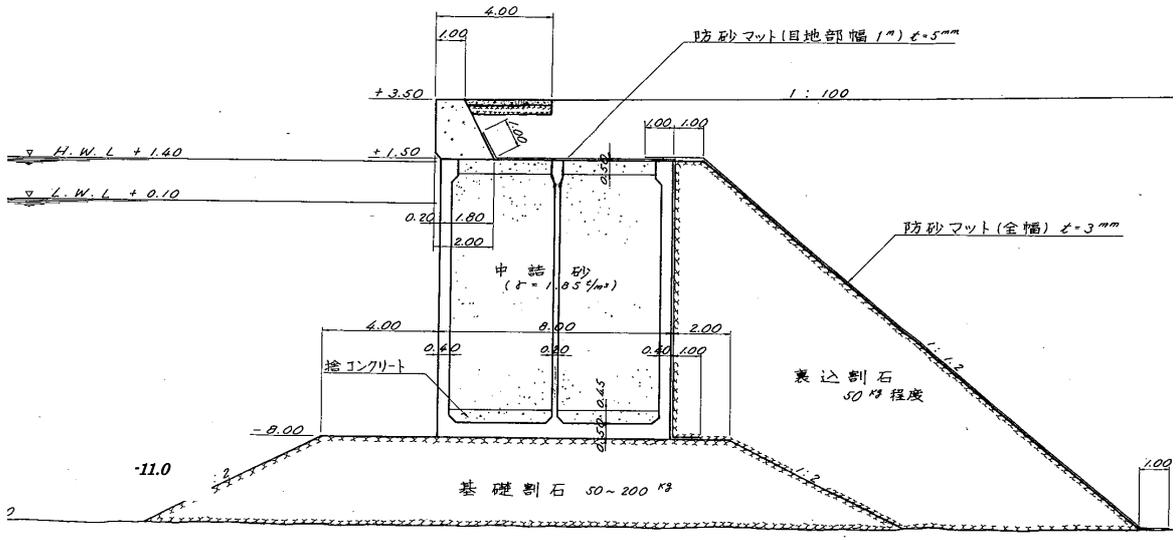


図-3.14.1 No.3 大剣ふ頭地区\_先端護岸の断面図 (標準部) (被災前)

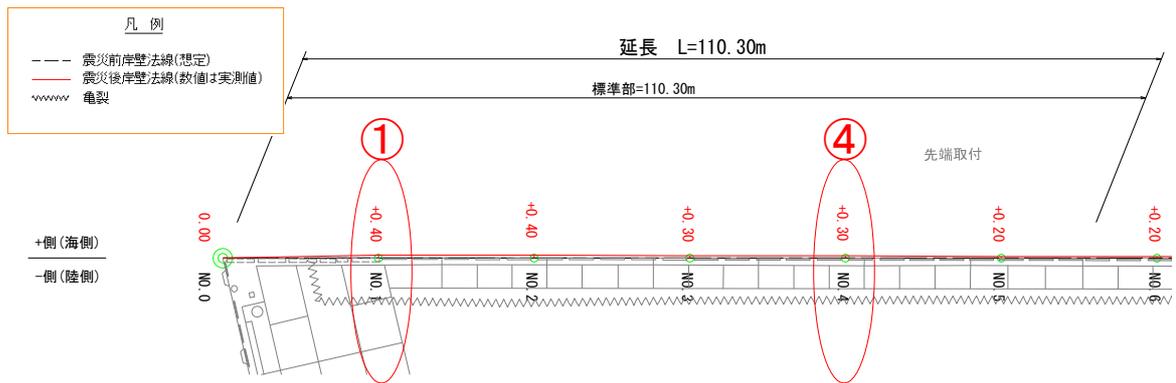


図-3.14.12 No.3 大剣ふ頭地区\_先端護岸の平面図 (被災前後)

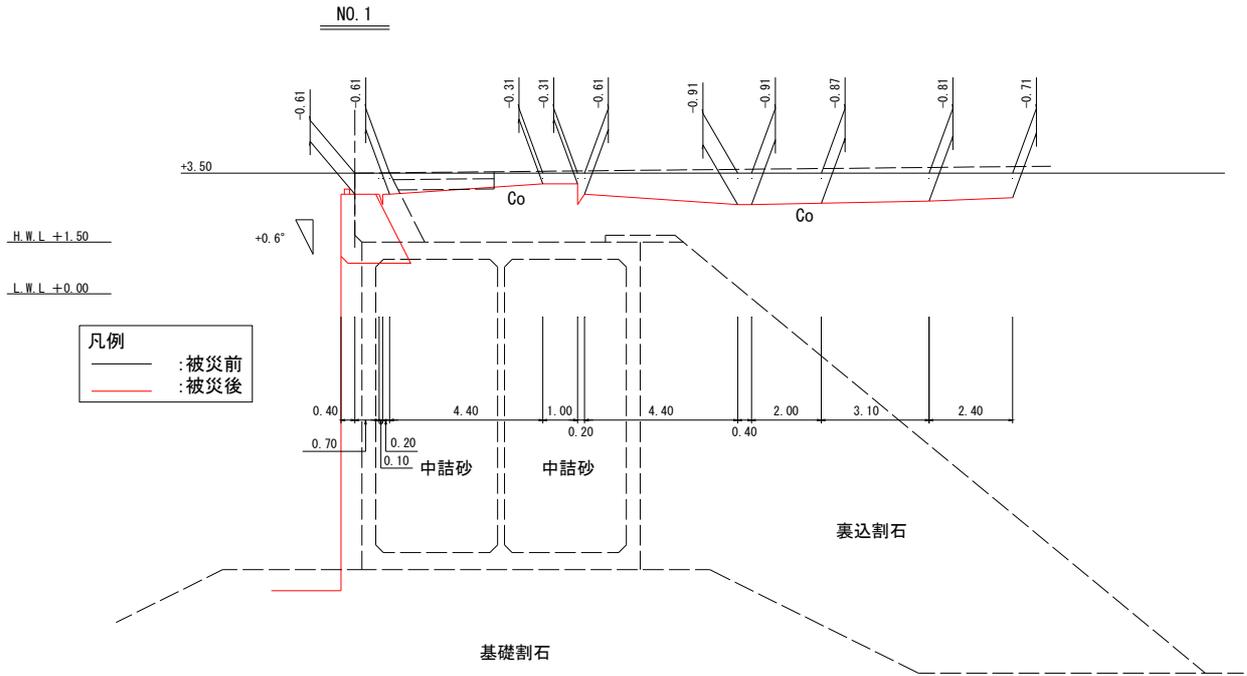


図-3.14.13(a) No.3 大剣ふ頭地区\_先端護岸の断面図 No.1 測線 (被災前後)

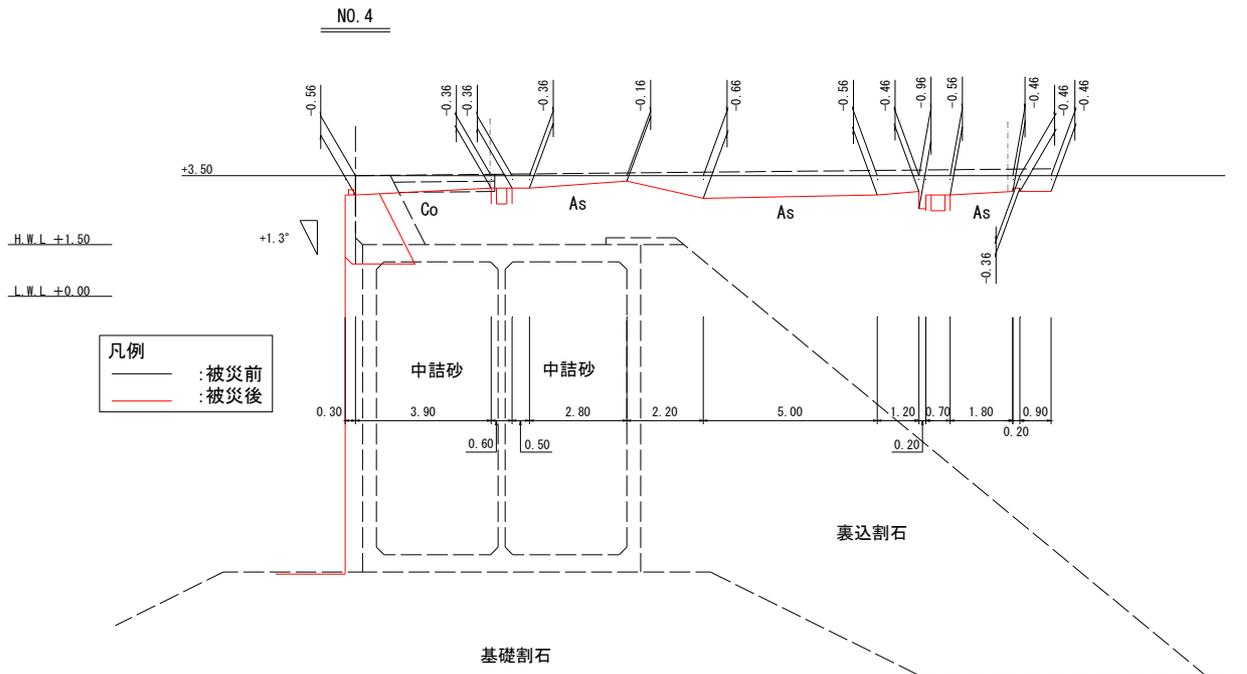


図-3.14.13(b) No.3 大剣ふ頭地区\_先端護岸の断面図 No.4 測線 (被災前後)



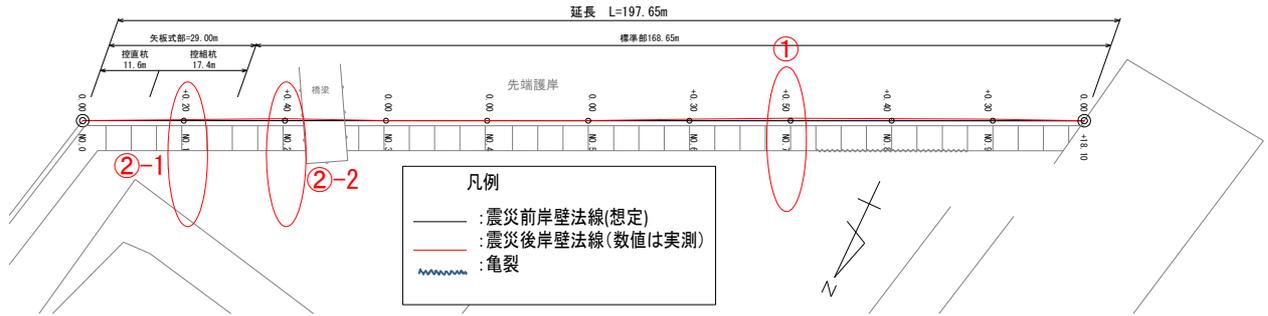


図-3.14.17 No.4 3号ふ頭地区先端護岸の平面図(被災前後)

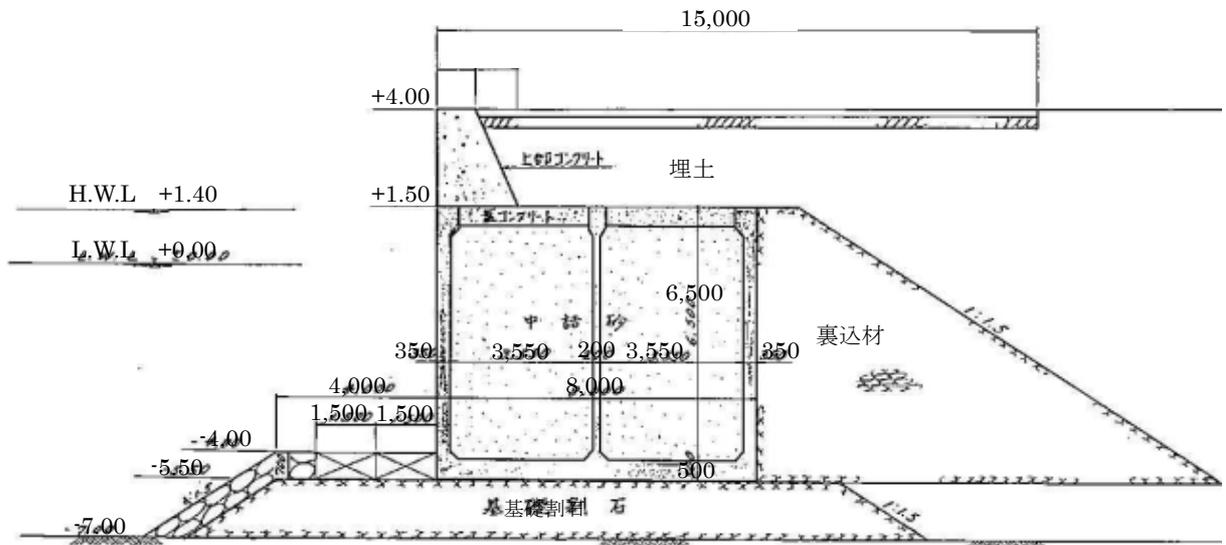


図-3.14.18(a) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の標準断面図(標準部)

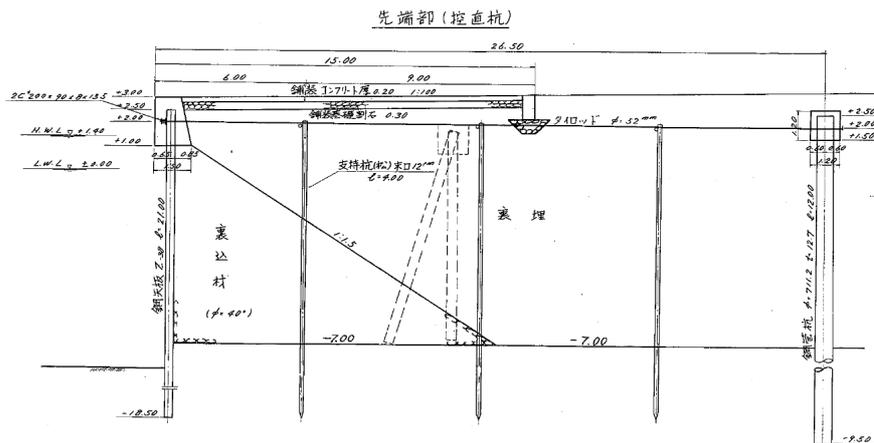


図-3.14.18(b) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の標準断面図(矢板式控え直杭部)

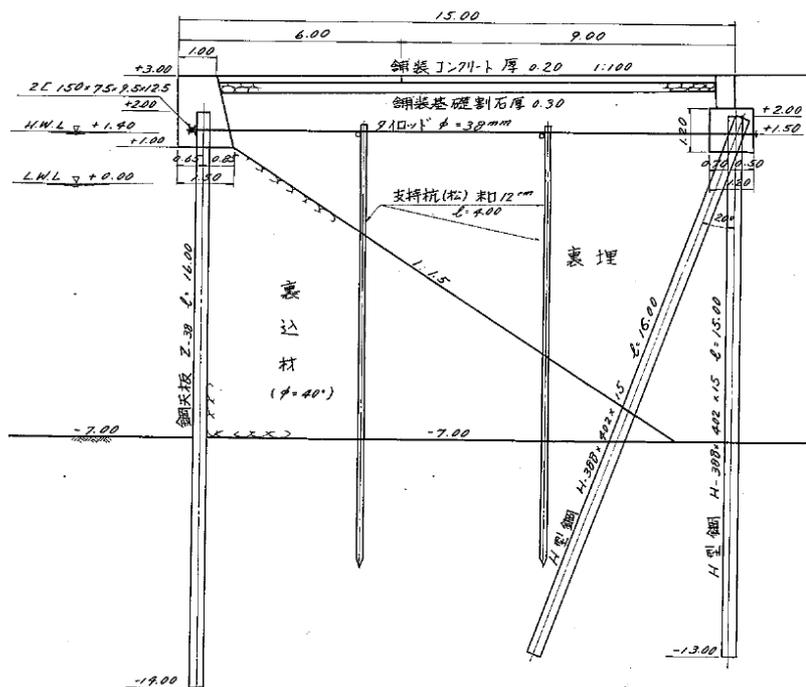


図-3.14.18(c) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の標準断面図 (矢板式控え組杭部)

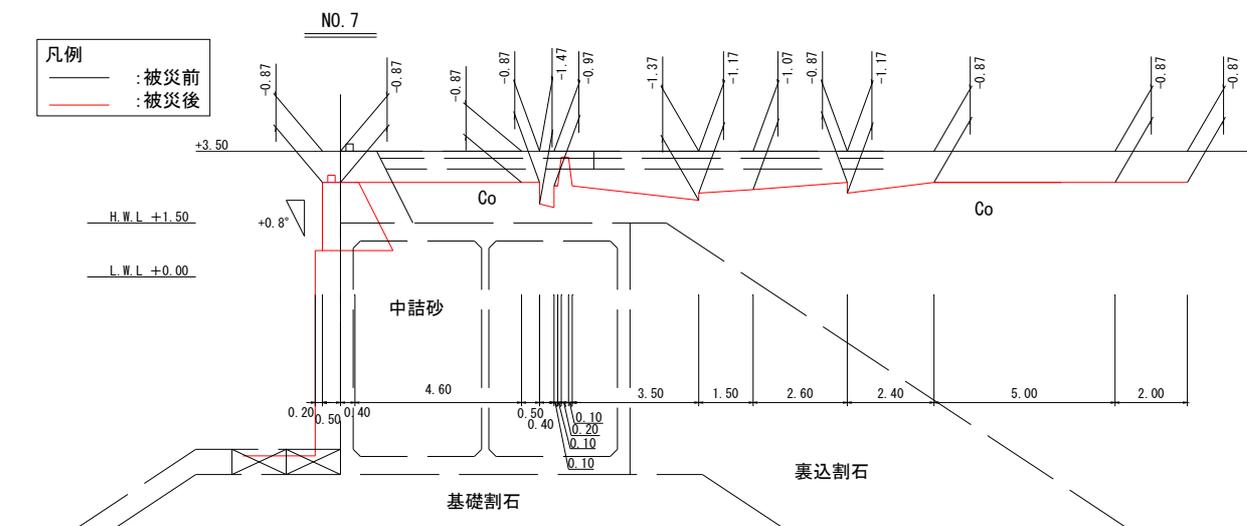


図-3.14.19(a) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図 (被災前後) (図-3.14.17の①)

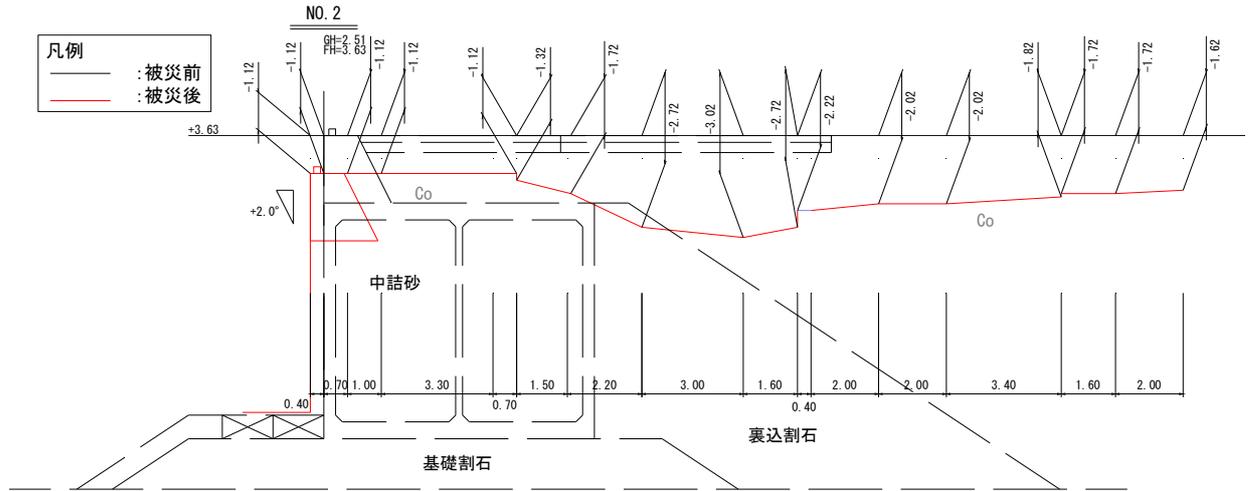


図-3.14.19(b) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図(被災前後) (図-3.14.17の②-2)

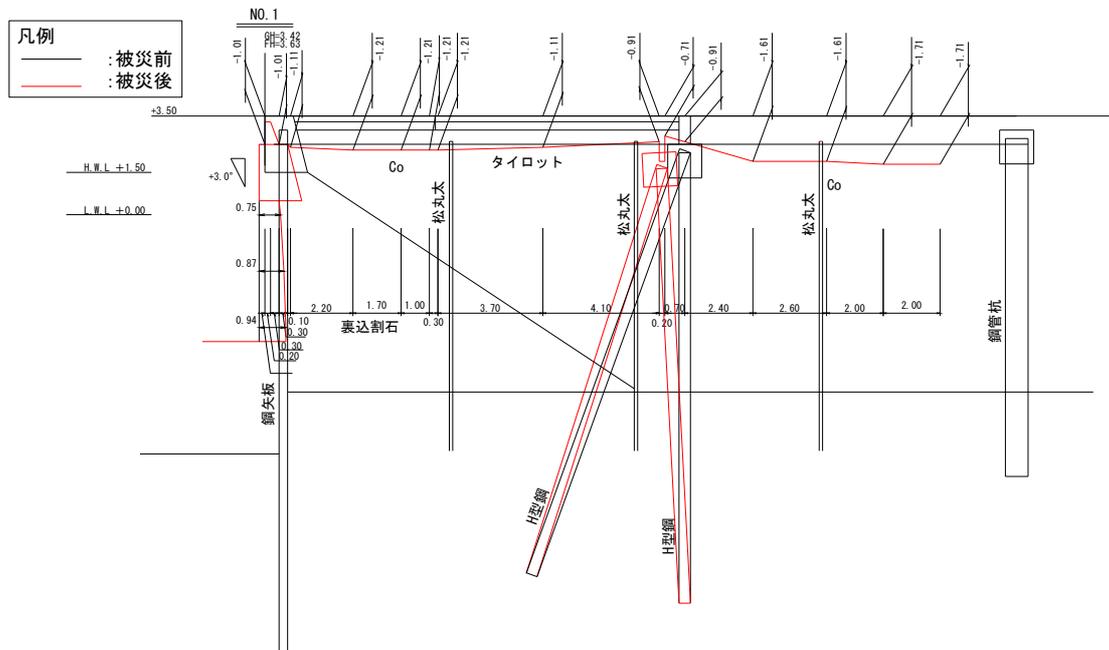


図-3.14.19(c) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図(被災前後) (図-3.14.17の②-1)

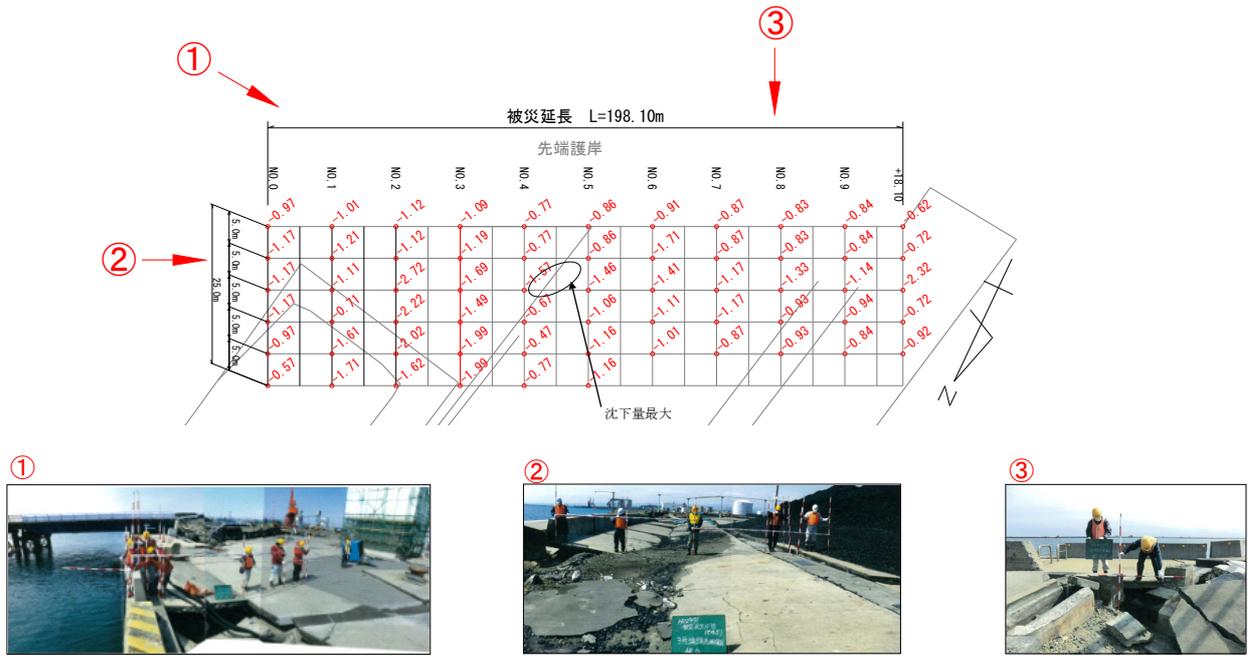


図-3.14.20 No.4 3号ふ頭地区先端護岸の沈下量と被災状況

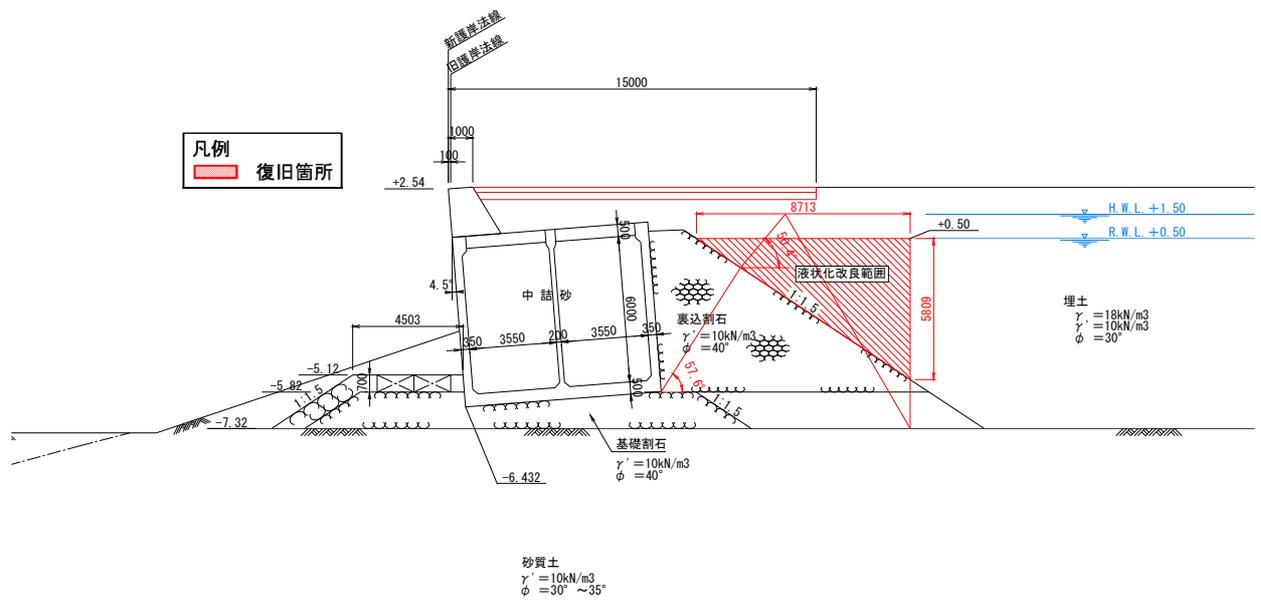


図-3.14.21(a) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図(ケーソン部) (案) (復旧後)

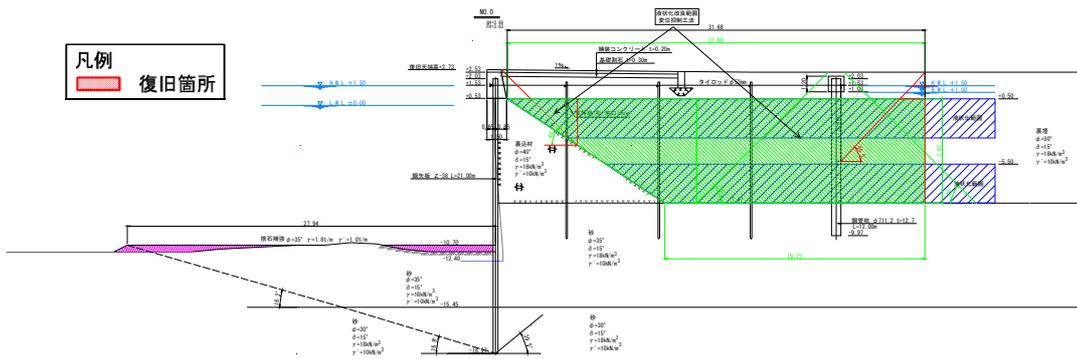


図-3.14.21 (b) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図(矢板式部(控直杭)) (案)(復旧後)

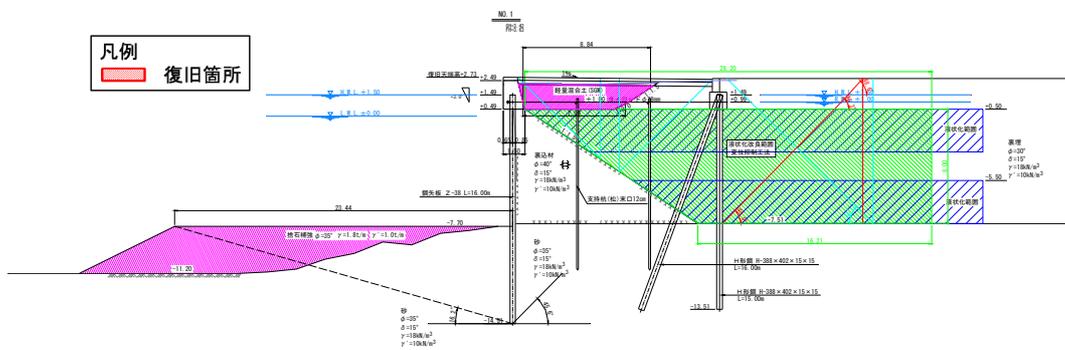


図-3.14.21 (c) No.4 3号ふ頭地区先端護岸の断面図(矢板式部(控組杭)) (案)(復旧後)

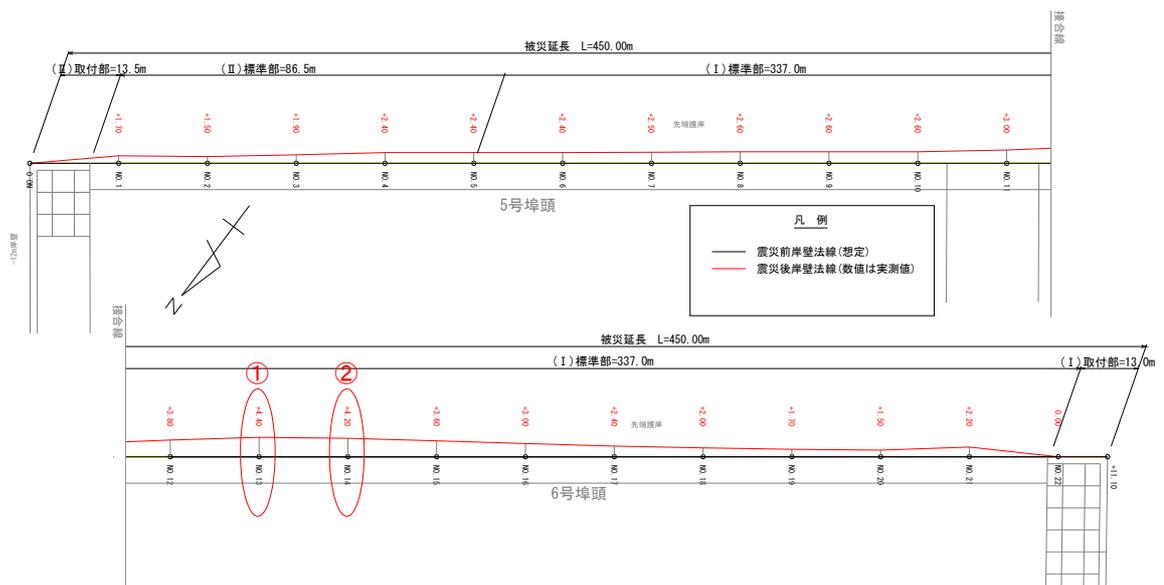


図-3.14.22 No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸の平面図(被災前後)

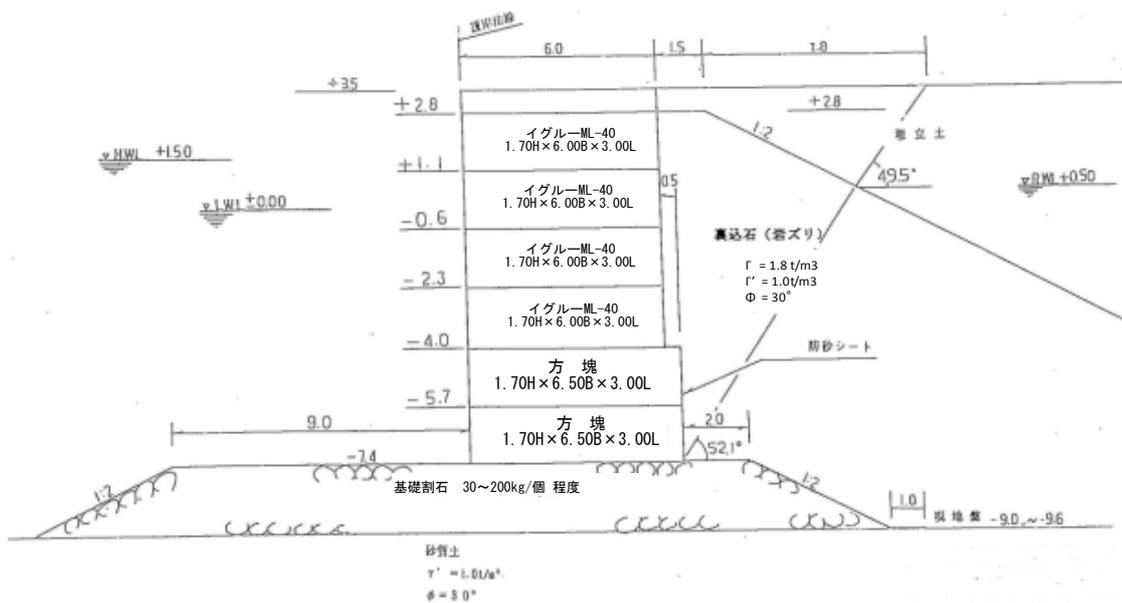


図-3.14.23 No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸の標準断面図 (標準部 (I))

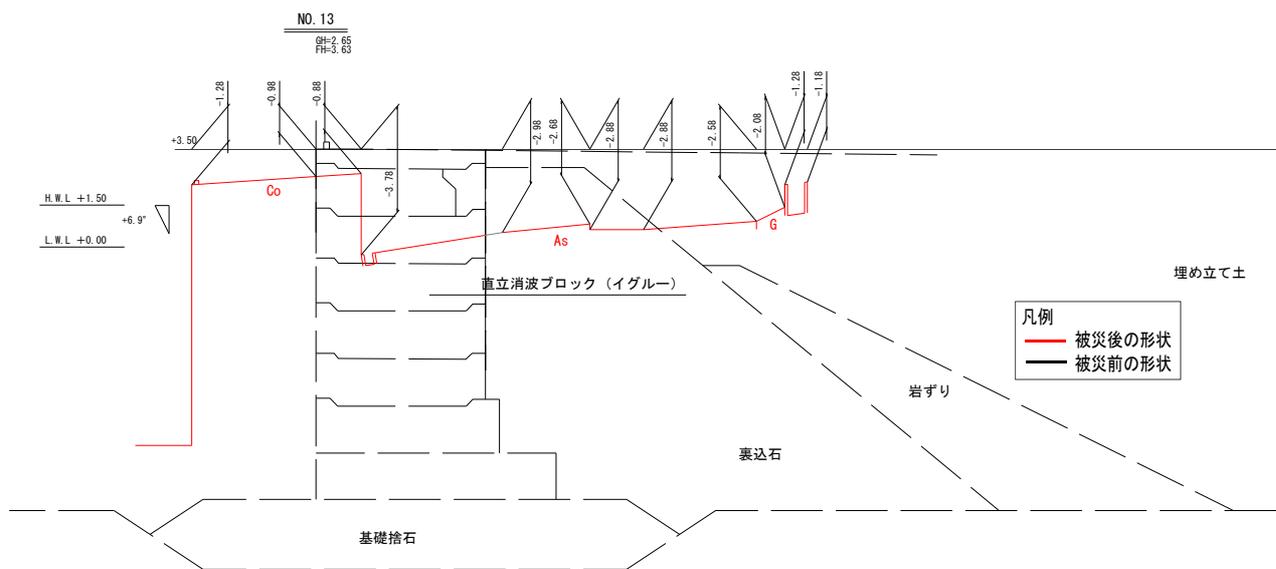


図-3.14.24(a) No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸の被災断面図 (法線水平変位最大, 図-3.14.22の①)

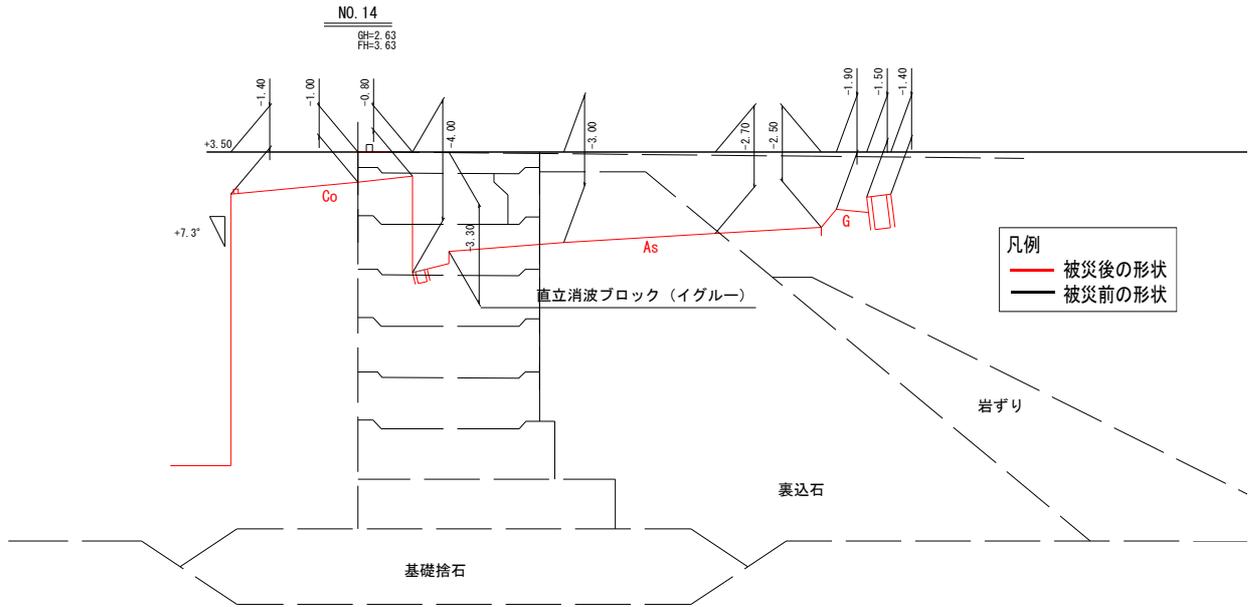


図-3.14.24(b) No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸の被災断面図 (エプロン背後沈下最大, 図-3.14.22の②)



図-3.14.25 No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸沈下状況図



図-3.14.26(a) No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸被災状況 (図-3.14.25の①から撮影)



図-3.14.26(b) No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸被災状況 (図-3.14.25 の②から撮影)

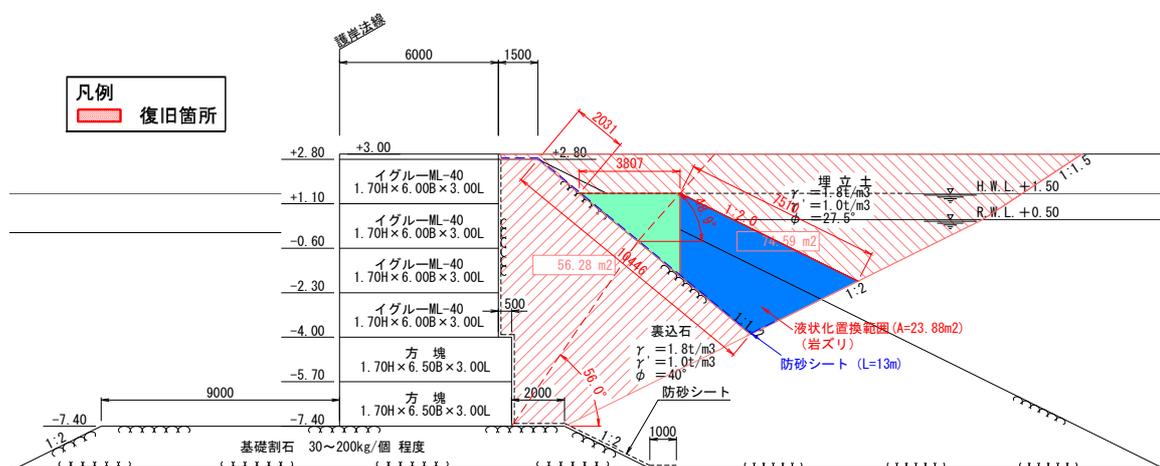


図-3.14.27 No.5 5・6号ふ頭地区先端護岸の復旧断面図 (標準部 (I))

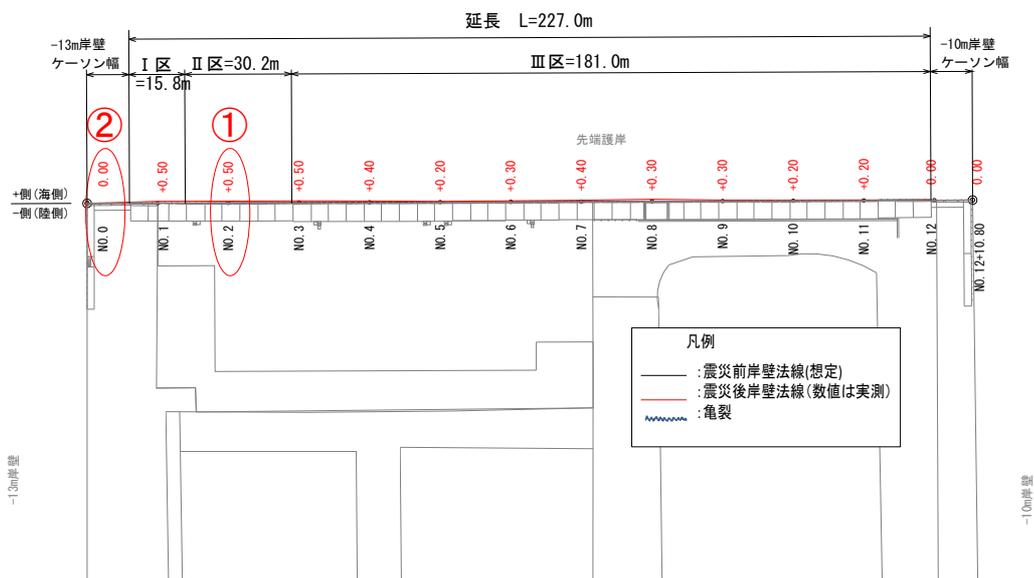


図-3.14.28 No.6 7号ふ頭地区先端護岸の平面図 (被災前後)

(小名浜港)

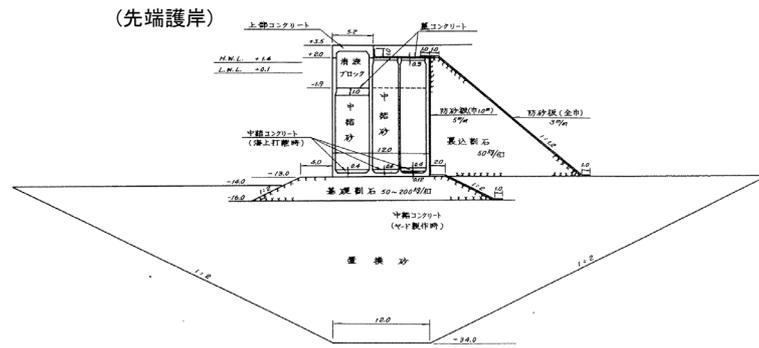


図-3.14.29 (a) No.6 7号ふ頭地区先端護岸標準断面図 (I区) (被災前)

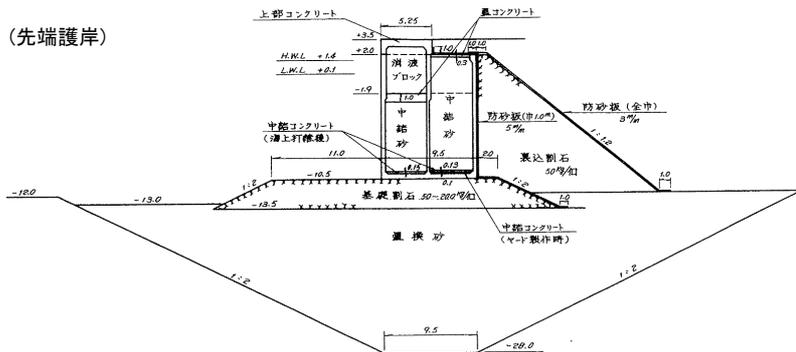


図-3.14.29 (b) No.6 7号ふ頭地区先端護岸標準断面図 (II区) (被災前)

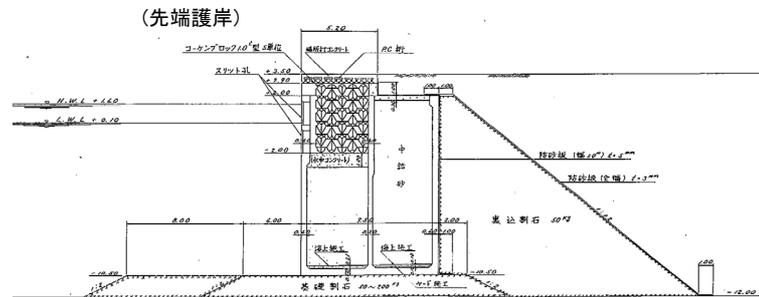


図-3.14.29 (c) No.6 7号ふ頭地区先端護岸標準断面図 (III区) (被災前)

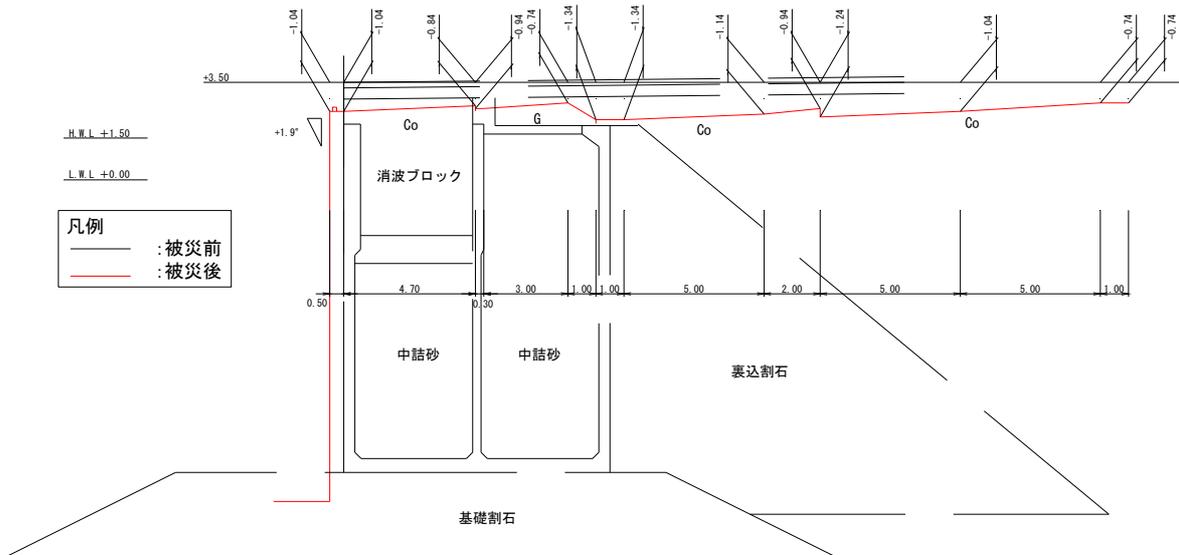


図-3.14.30(a) No.6 7号ふ頭地区先端護岸被災断面図 (法線変位最大, 図-3.14.28の①)

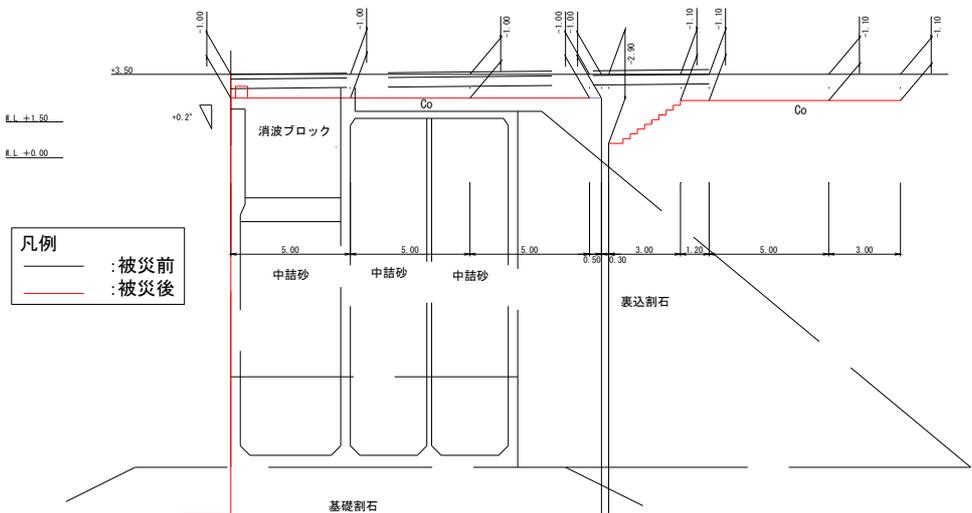


図-3.14.30(b) No.6 7号ふ頭地区先端護岸被災断面図 (背後沈下最大, 図-3.14.28の②)

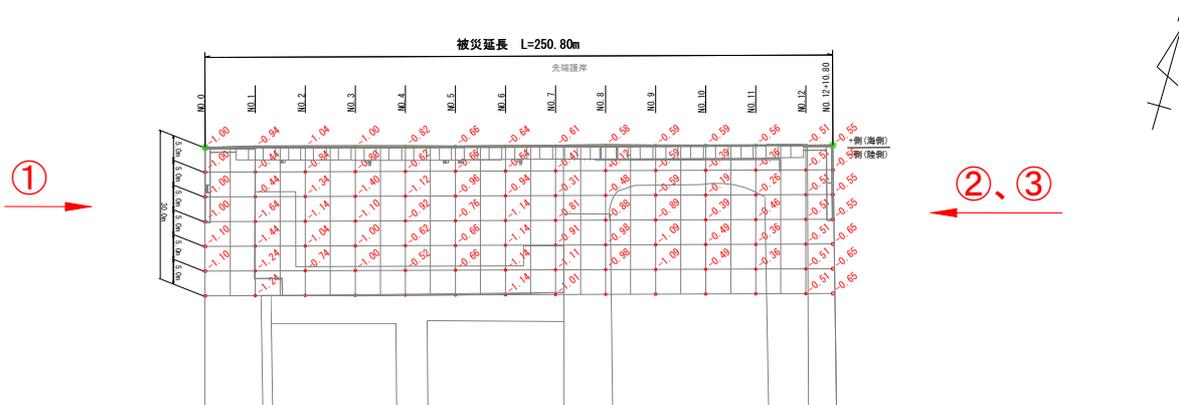


図-3.14.31 No.6 7号ふ頭地区先端護岸沈下状況図



図-3.14.32(a) No.6 7号ふ頭地区先端護岸被災状況(図-3.14.31の①から撮影)



図-3.14.32(b) No.6 7号ふ頭地区先端護岸被災状況(図-3.14.31の②から撮影)



図-3.14.32(c) No.6 7号ふ頭地区先端護岸被災状況(図-3.14.31の③から撮影)

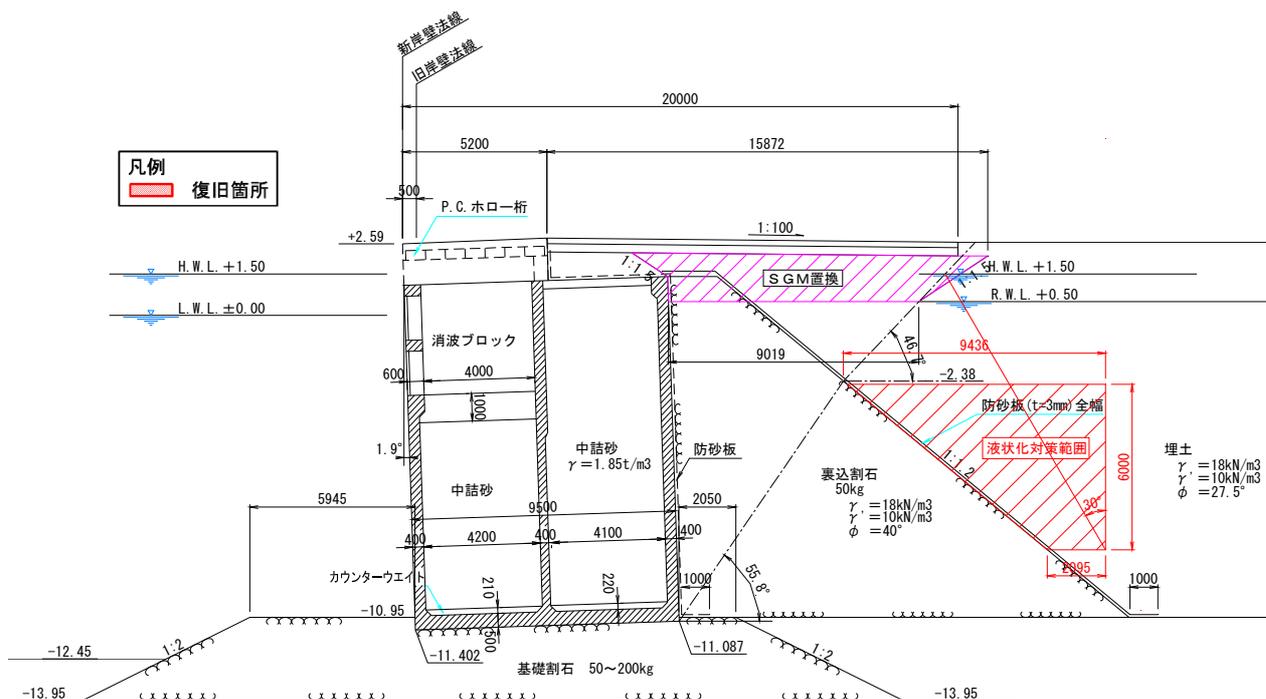


図-3.14.33(a) No.6 7号ふ頭地区先端護岸復旧断面 (II区)

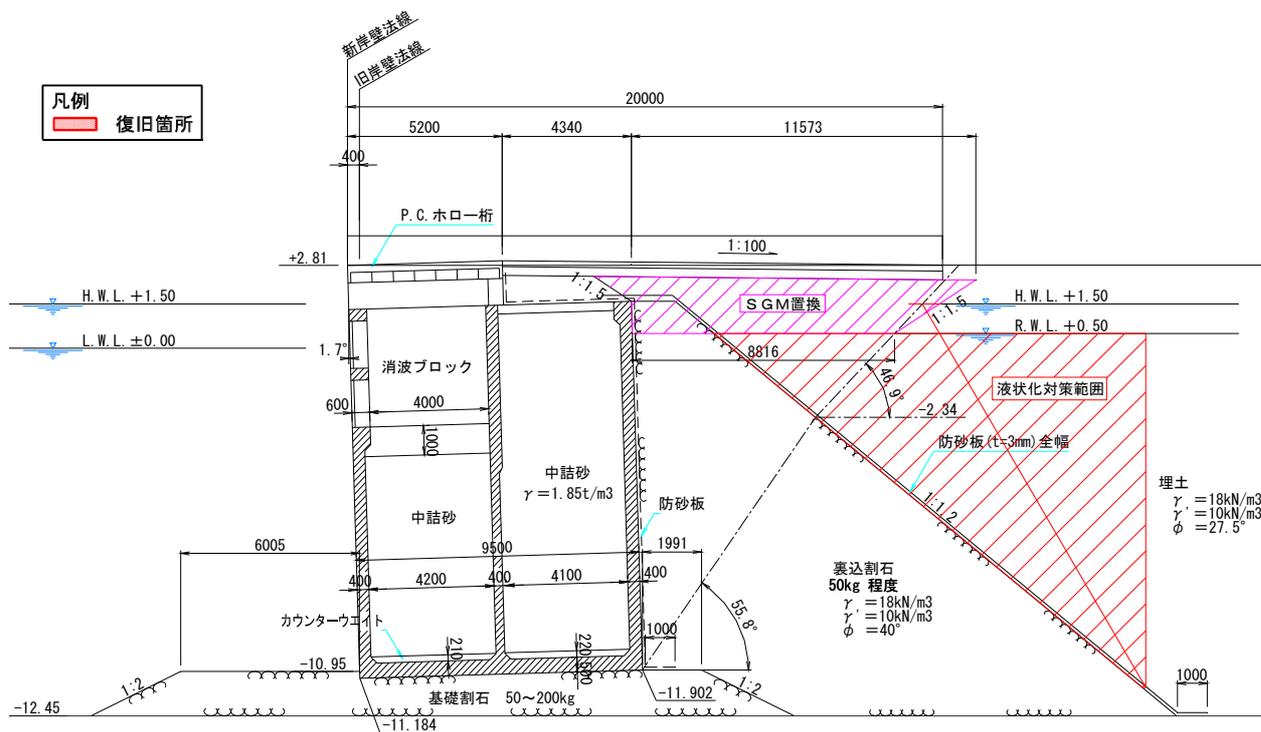


図-3.14.33(b) No.6 7号ふ頭地区先端護岸復旧断面 (III区)

表-3.14.4 小名浜港の被災施設一覧 (外郭施設, 補助分)

No.	施設名	完成年度	延長	構造形式	水深	天端高	設計震度	被災延長
1	松下地区_三崎防波堤	—	671.9m	ケーソン	—	+5.0m	—	53.0m
2	松下地区_東防波堤	—	129.7m	ブロック	—	+3.3m	—	20.0m
3	松下地区_第一西防波堤	—	3623.2m	ケーソン	—	+5.0m	—	18.8m
4	漁港区_綱取護岸	—	47.3m	コンクリート単塊	—	+1.8m	—	18.5m
5	漁港区_小名川防波堤	—	178.4m	ブロック	—	+3.0m	—	107.75m
6	漁港区_栄町護岸 (小名川)	—	178.4m	空石積	—	+3.0m	—	135.3m
7	1号心頭地区_1号埠頭先端護岸	—	45.0m	空石積	—	+0.0m	—	44.5m
8	1号心頭地区_第3護岸	—	118.0m	ブロック	—	+3.0m	—	39.2m
9	漁港区_1号埠頭船溜まり護岸	—	52.4m	鋼矢板	—	+3.0m	—	52.4m
10	漁港区_1号埠頭波除堤	—	194.5m	ケーソン	—	+3.0m	—	194.5m
11	2号心頭地区_第5護岸	—	190.5m	鋼管矢板	—	+3.0m	—	92.8m
12	5号心頭地区_5号埠頭護岸	—	140.7m	鋼矢板	—	+3.5m	—	43.0m
13	藤原心頭地区_藤原A護岸	—	324.8m	ブロック	—	+3.5m	—	94.0m
14	大剣心頭地区_先端護岸	—	220.6m	ケーソン	—	+3.5m	—	25.0m
15	東港 A護岸	—	402.9m	鋼矢板	—	+3.5m	—	402.7m
16	東港 E護岸	—	636.8m	ケーソン	—	+3.5m	—	636.8m
17	東港 起債護岸	—	287.0m	ケーソン	—	+3.5m	—	287.0m

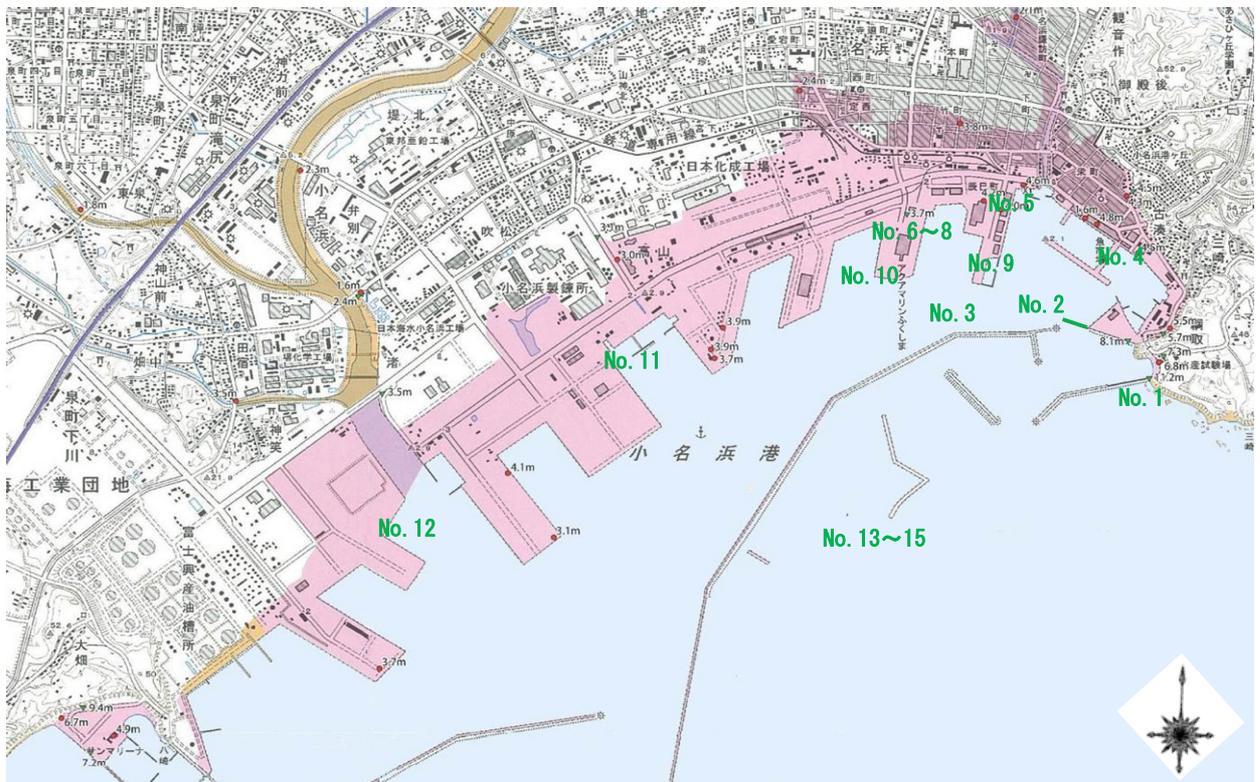


図-3.14.34 小名浜港の被災港湾施設 (外郭施設, 補助分) 1)に加筆

表-3.14.5 小名浜港の被災施設一覧（係留施設，直轄分）

No.	施設名	完成年度	延長	構造形式	水深	天端高	設計震度	被災延長
1	藤原心頭地区_-12m岸壁	—	270.31m	重力式	-12.42m	+3.03m	0.10~0.12	239.0m
2	藤原心頭地区_-10m岸壁	—	264.8m	重力式	-10.32m	+3.03m	0.05~0.15	264.8m
3	藤原心頭地区_岸壁取付先端	—	140.0m	重力式	-8.32m	+2.99m	0.10	140.0m
4	大剣心頭地区_-10m岸壁	—	370.05m	重力式	-10.42m	+3.06m	0.10	370.05m
5	大剣心頭地区_-7.5m岸壁	—	150.06m	重力式	-7.92m	+3.19m	0.10	150.06m
6	3号心頭地区_-10m岸壁	—	720.4m	矢板式(控組杭)	-10.4~-11.5m	+2.70~+3.06m	0.15	720.0m
7	3号心頭地区_-4.5岸壁	—	220.0m	矢板式(控逆Tブロック)	-5.7m	+3.00m	0.10	220.0m
8	3号心頭地区_取付部	—	60m	矢板式(控逆Tブロック)	-10.0m	+3.00m	0.10	60m
9	4号心頭地区_-10m岸壁	—	400.0m	矢板式，重力式	-10.32~-10.88m	+3.00m	0.15	400.0m
10	4号心頭地区_-4.5m岸壁	—	90.0m	矢板式(控組杭)	-4.95~-10.0mm	+2.85m	0.15	90.0m
11	4号心頭地区_-6m岸壁・先端護岸	—	395.0m	重力式	-6.0m	+3.63m	0.15	395.0m
12	5・6号心頭地区_-14m岸壁	—	310.19m	重力式	-12.42m	+2.99m	0.10	310.19m
13	5・6号心頭地区_-12m岸壁（耐震）	—	300m	重力式	-12.1m	+2.70m	0.20	300m
14	7号心頭地区_-13m岸壁	—	558.06m	重力式	-13.55m	+3.13m	0.10	558.06m
15	7号心頭地区_-10m岸壁	—	370.0m	重力式	-10.55m	+3.13m	0.10	370.0m
16	7号心頭地区_-7.5m岸壁	—	160.13m	重力式	-8.05m	+3.18m	0.10	151.68m

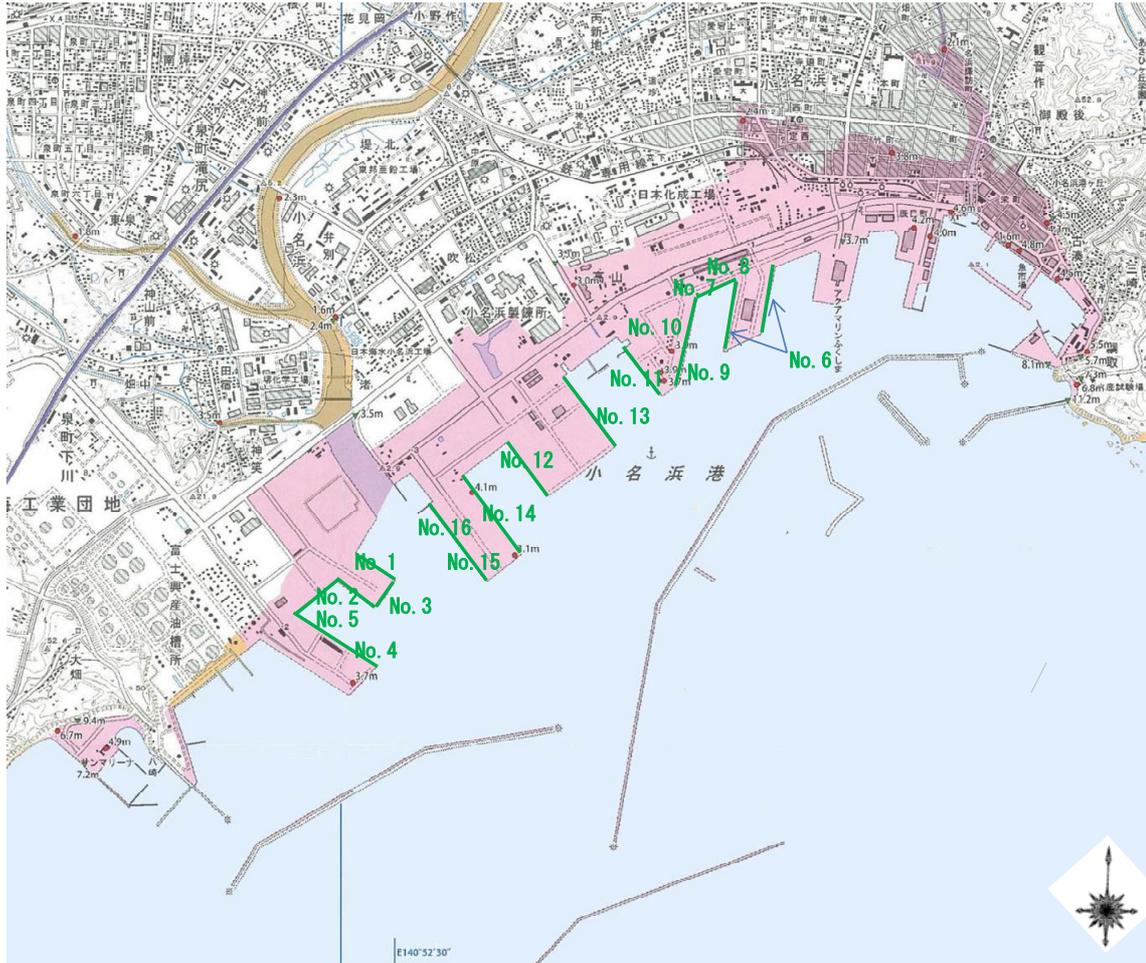


図-3.14.35 小名浜港の被災港湾施設(係留施設, 直轄分) 1)に加筆

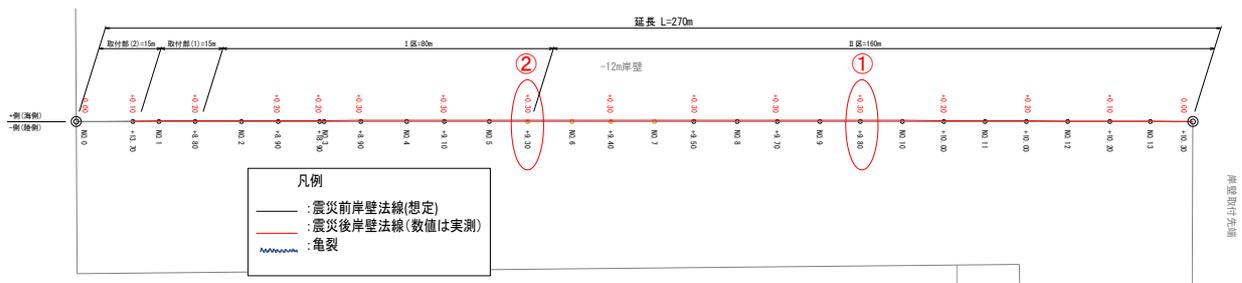


図-3.14.36 No. 1 藤原ふ頭地区-12m岸壁の平面図(被災前後)

表-3.14.6 No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の設計条件

港名	地区名	施設名	設計条件						
			設計水深(m)	天端高(m)	エプロン幅(m)	エプロン勾配	設計震度	地盤条件	地盤改良
小名浜港	藤原埠頭	-12m岸壁 I区	-12.5	+3.5	20.0	1:100	0.12	置換砂	有り
小名浜港	藤原埠頭	-12m岸壁 II区	-12.5	+3.5	20.0	1:100	0.10	泥岩	
小名浜港	藤原埠頭	-12m岸壁 取付部(1)	-12.5	+3.5	20.0	1:100	0.12	置換砂	有り
小名浜港	藤原埠頭	-12m岸壁 取付部(2)	-12.5	+3.5	20.0	1:100	0.12	置換砂	有り

設計年度	平成10年	
設計延長	270.0m	
設計供用期間	—	
設計水深	-12.5m	
潮位	HWL+1.5m LWL±0.0m	
土質条件	地盤改良	(I区) 地盤改良：SCP改良(As=75%以上) $\gamma' = 0.89\text{tf/m}^3$ $\phi = 27.5^\circ$ (~-15.0)砂
	$\gamma t$	$\gamma' = 1.00\text{tf/m}^3$ $\phi = 27.5^\circ$ (~-20.0)シルト $\gamma' = 0.54\text{tf/m}^3$ $c = 3.00\text{tf/m}^2$
	$\phi$	(~-26.0)れき混じりシルト $\gamma' = 0.54\text{tf/m}^3$ $\phi = 22.5^\circ$ (-26.0~)土丹 $\gamma' = 1.00\text{tf/m}^3$ $c = 140\text{tf/m}^2$
	c	(II区) (-12.5~)土丹 $\gamma' = 1.00\text{tf/m}^3$ $c = 140\text{tf/m}^2$

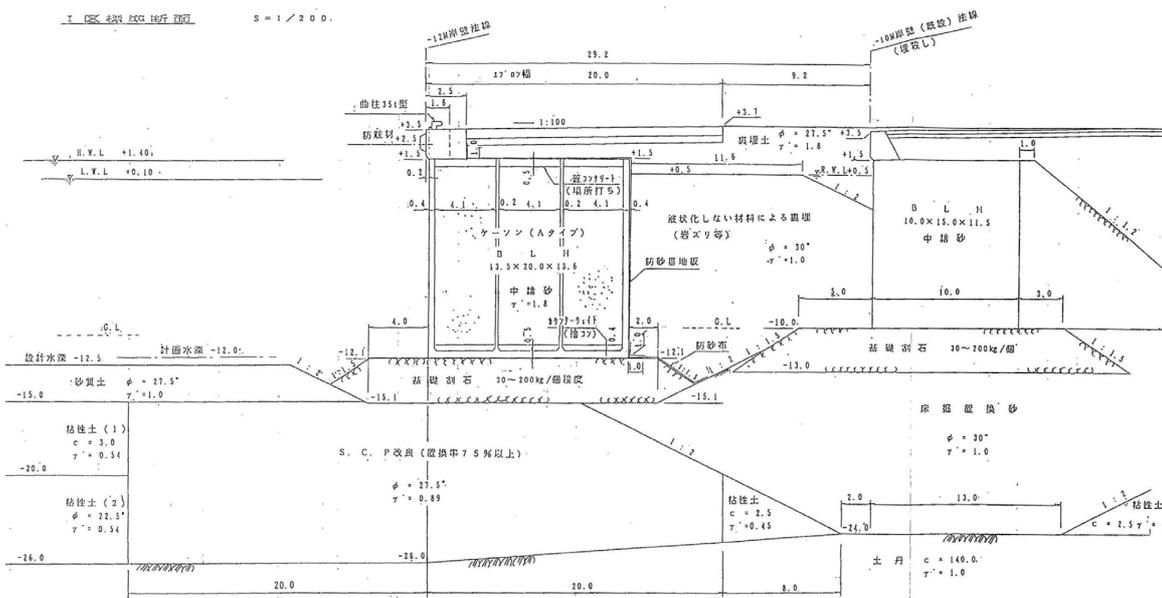


図-3.14.37(a) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の標準断面図 (I区)

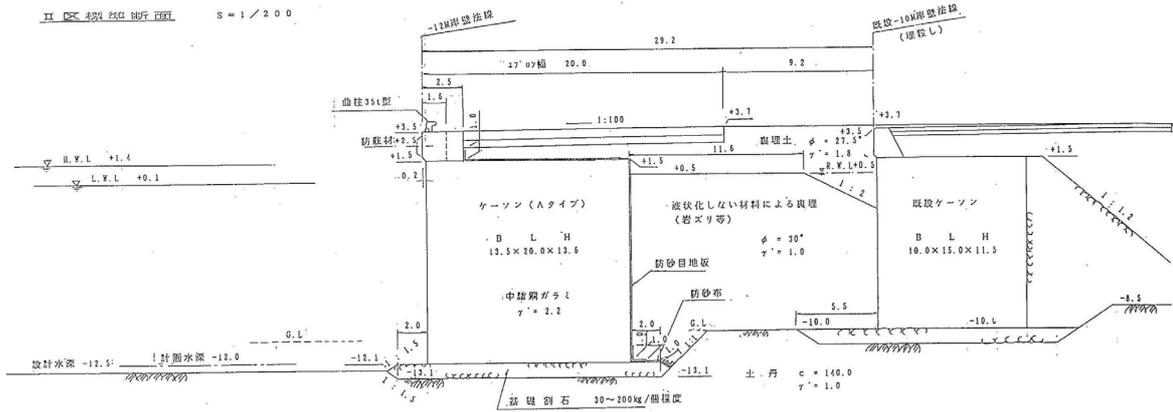


図-3.14.37(b) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の標準断面図 (II 区)

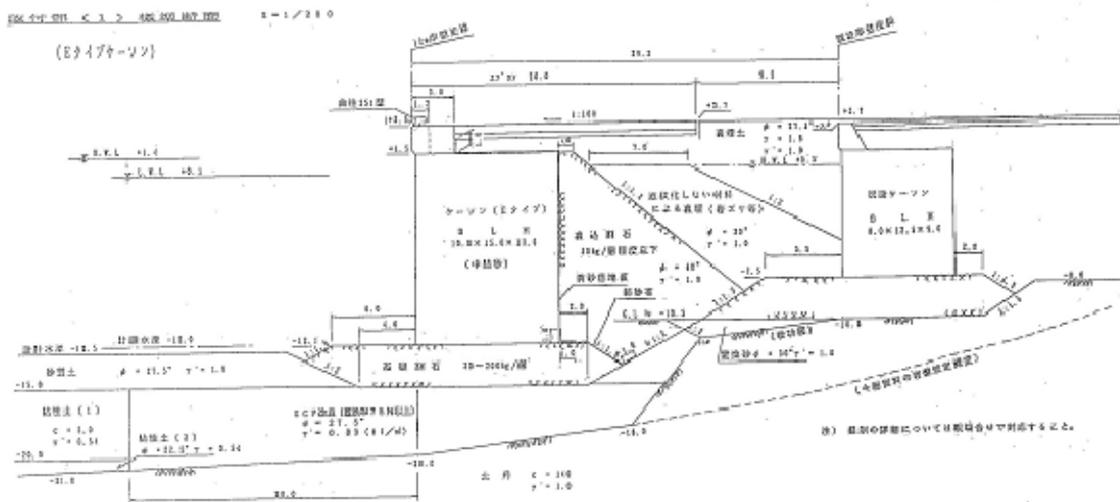


図-3.14.37(c) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の標準断面図 (取付部 (1))

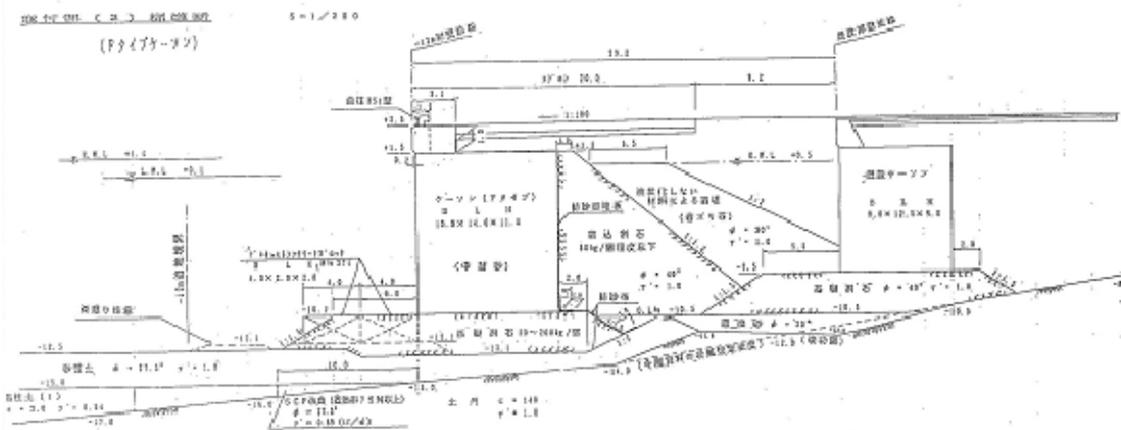


図-3.14.37(d) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の標準断面図 (取付部 (2))

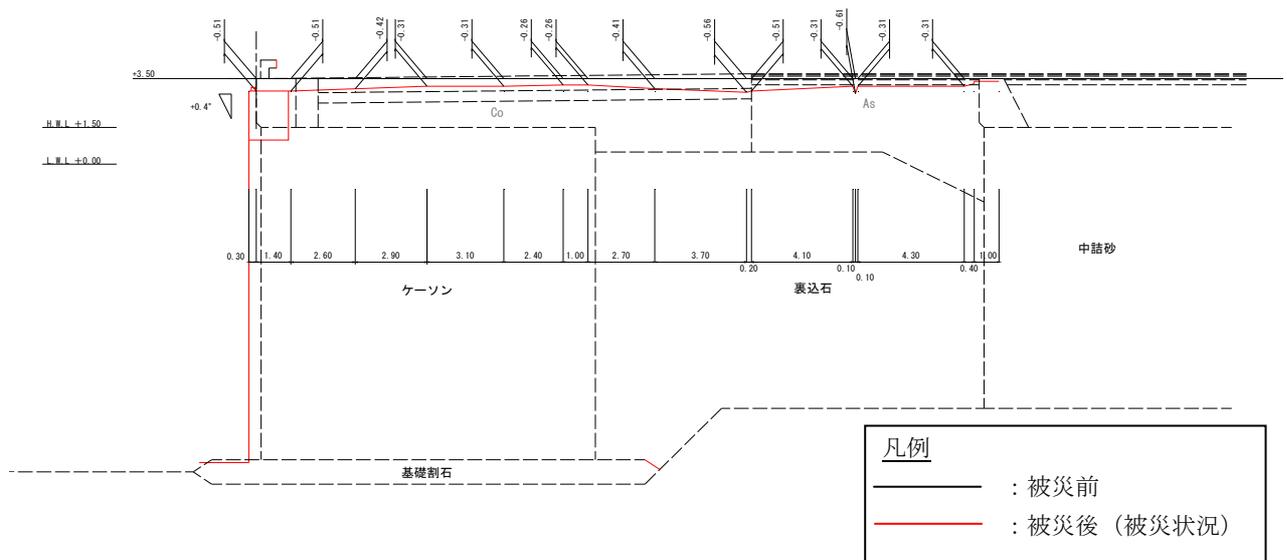


図-3.14.38(a) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の被災断面図 (法線水平変位量最大, 図-3.14.36 の①)

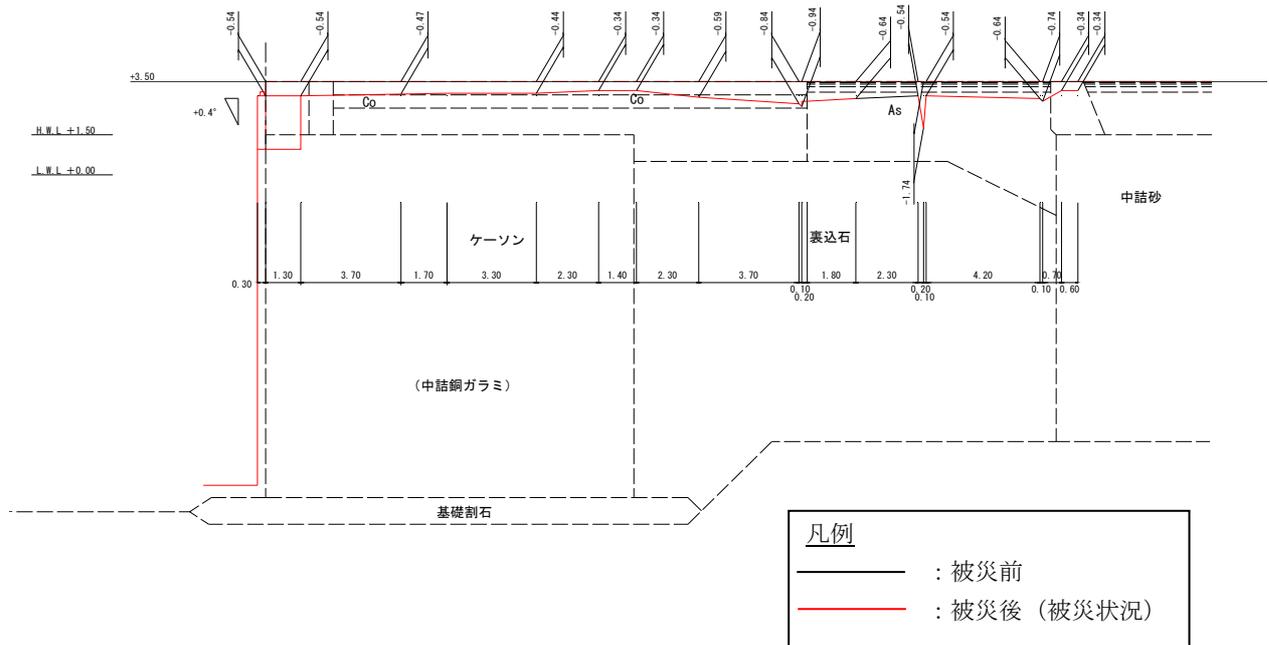


図-3.14.38(b) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の被災断面図 (エプロン背後沈下最大, 図-3.14.36 の②)

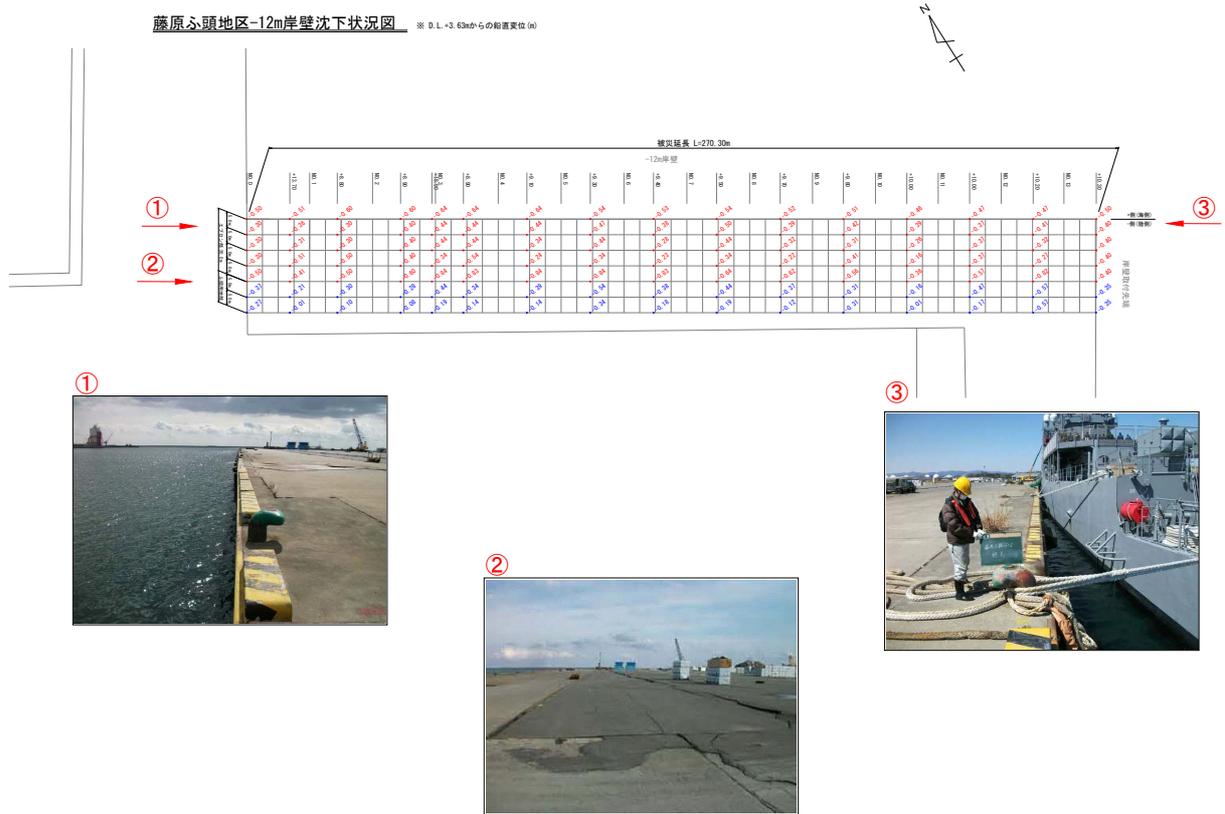


図-3.14.39 No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の沈下量および被災状況図

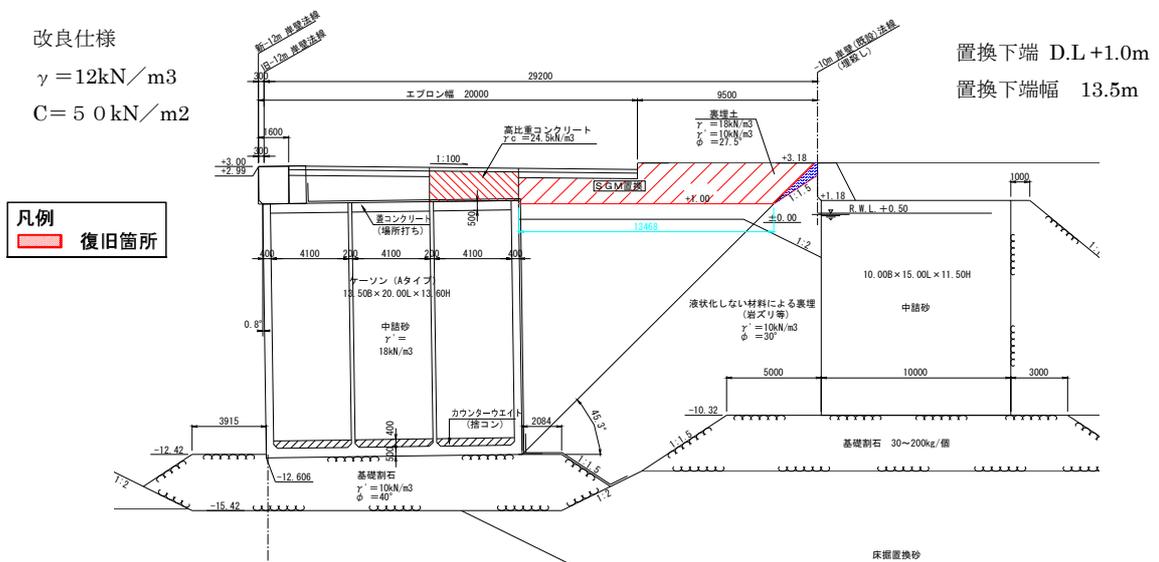


図-3.14.40(a) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の復旧断面図 (I 区) (案)

改良仕様

$\gamma = 12\text{kN/m}^3$

$C = 5.0\text{kN/m}^2$

凡例  
 復旧箇所

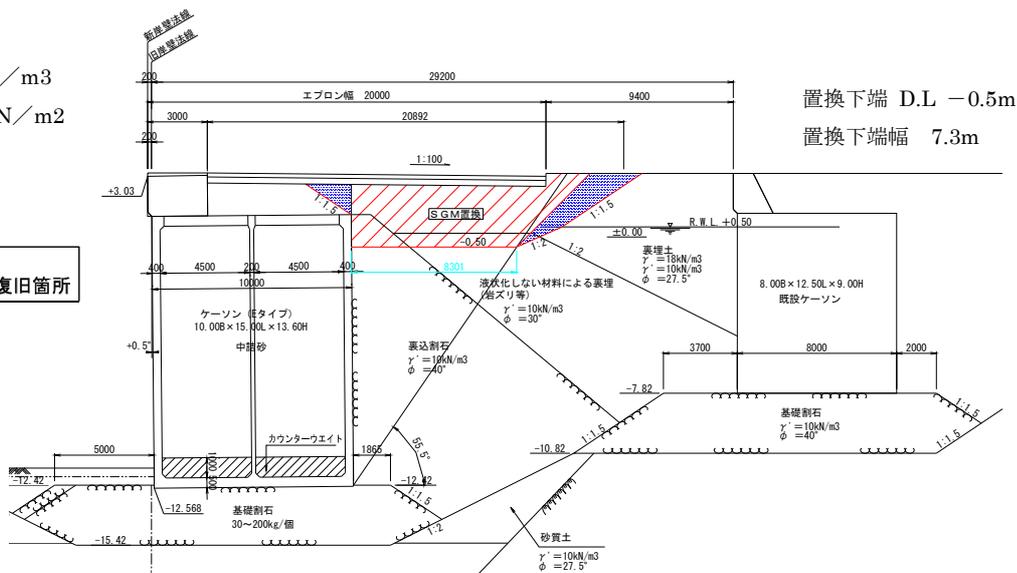


図-3.14.40(b) No.1 藤原ふ頭地区-12m 岸壁の復旧断面図(取付部(1)) (案)

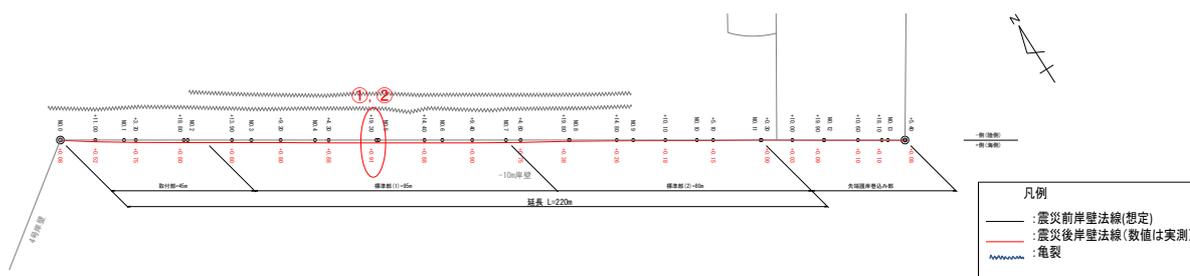


図-3.14.41 No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の平面図(被災前後)

表-3.14.7 No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の設計条件

港名	地区名	施設名	設計条件						
			設計水深 (m)	天端高 (m)	エプロン幅 (m)	エプロン勾配	設計震度	地盤条件	地盤改良
小名浜港	藤原埠頭	-10m岸壁	-10.0	+3.5	20.0		0.15		
小名浜港	藤原埠頭	-10m岸壁 取付部	-7.5	+3.5	20.0		0.05		

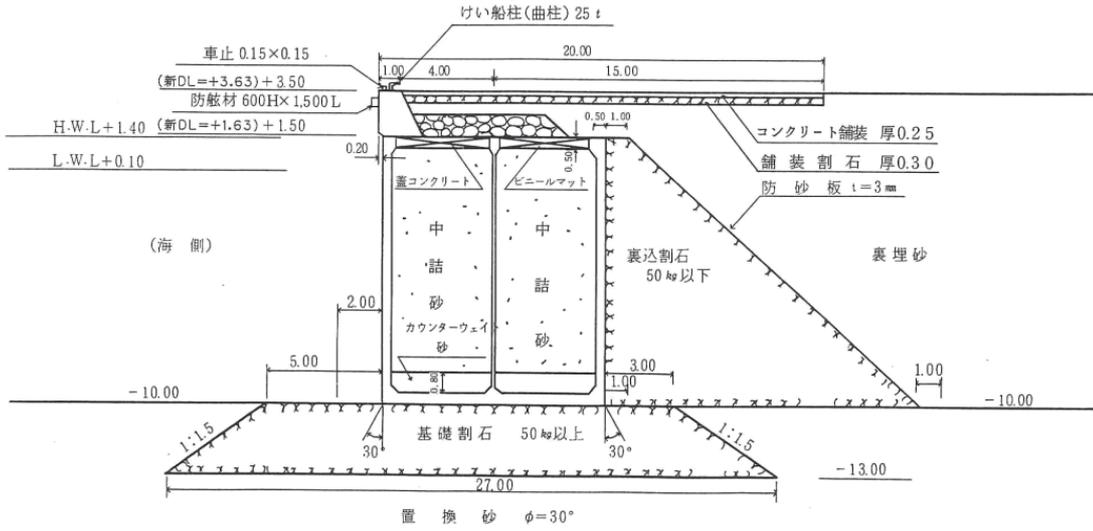


図-3.14.42(a) No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の断面図 (標準部 I) (被災前)

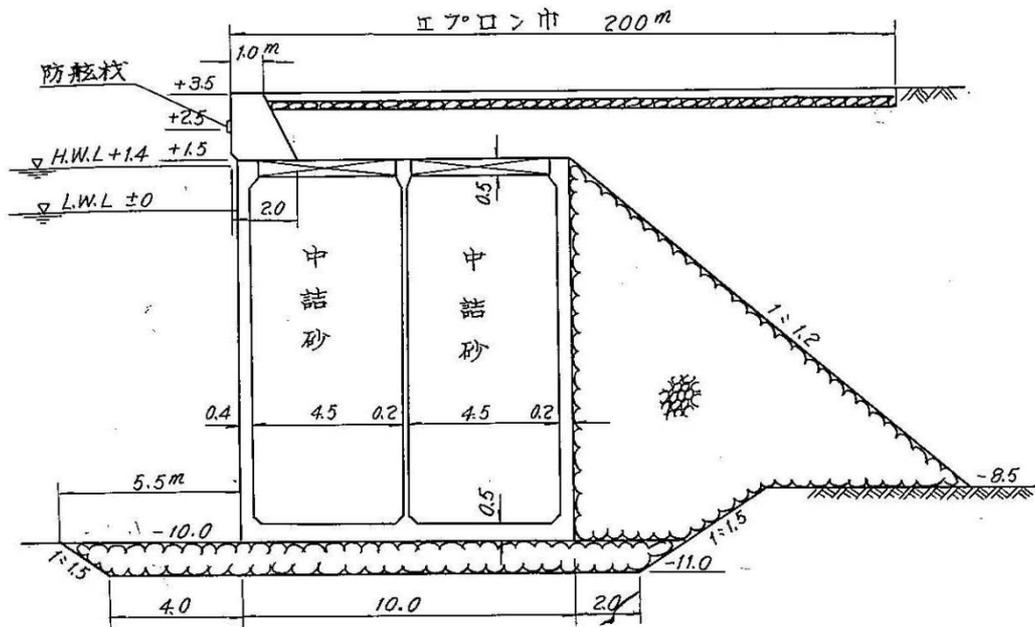


図-3.14.42(b) No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の断面図 (標準部 II) (被災前)

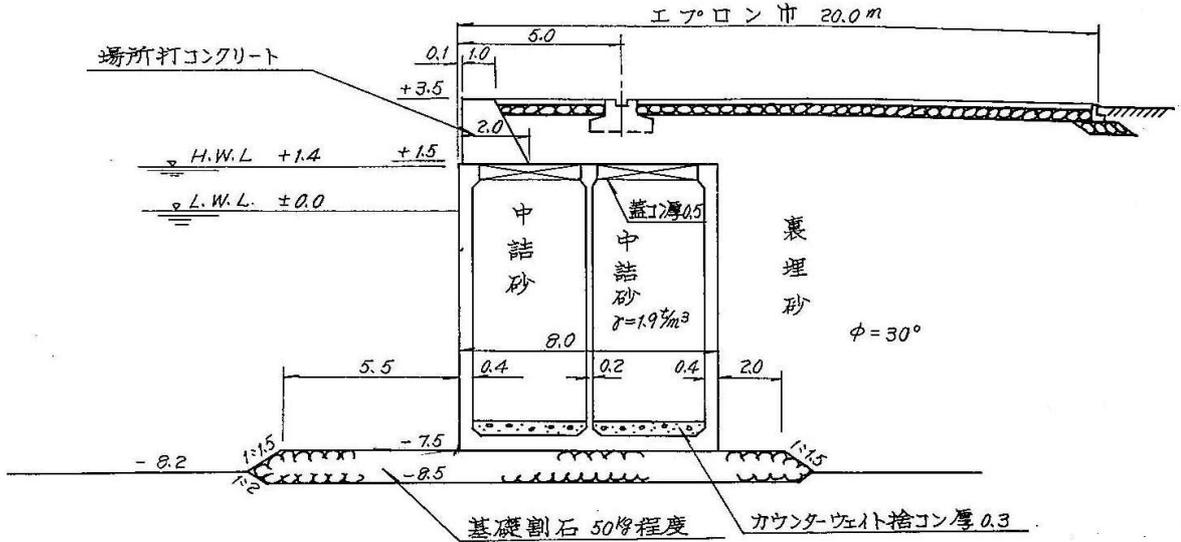


図-3.14.42(c) No. 2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の断面図 (取付部) (被災前)

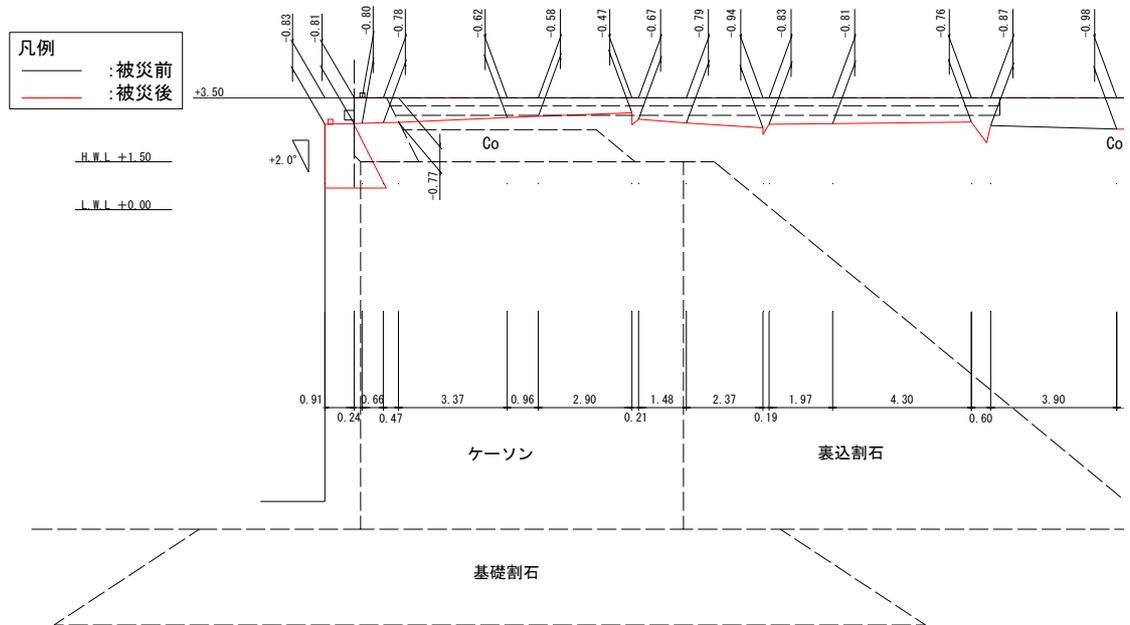


図-3.14.43 No. 2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の被災断面図 (標準部(I))

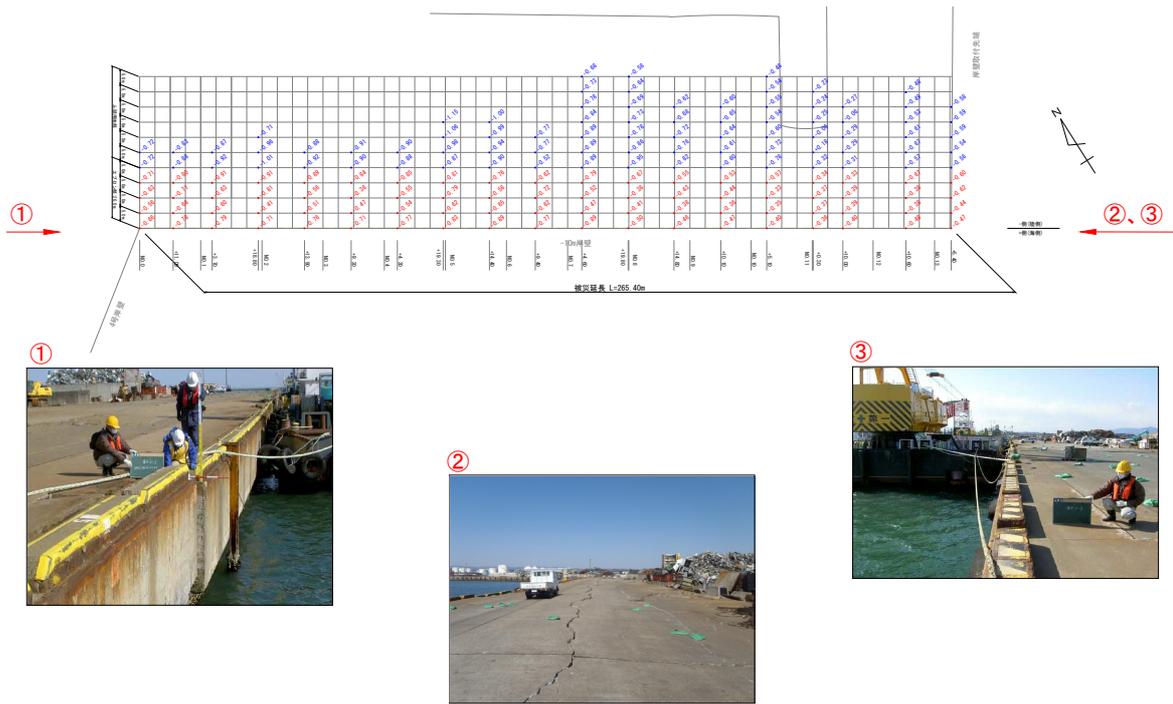


図-3.14.44 No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の沈下および被災状況図

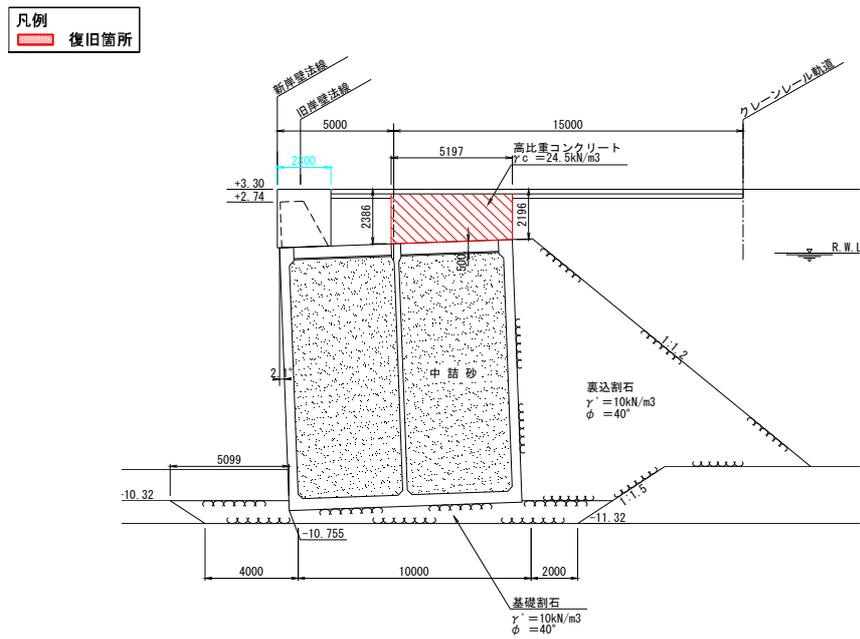


図-3.14.45 No.2 藤原ふ頭地区-10m 岸壁の復旧断面

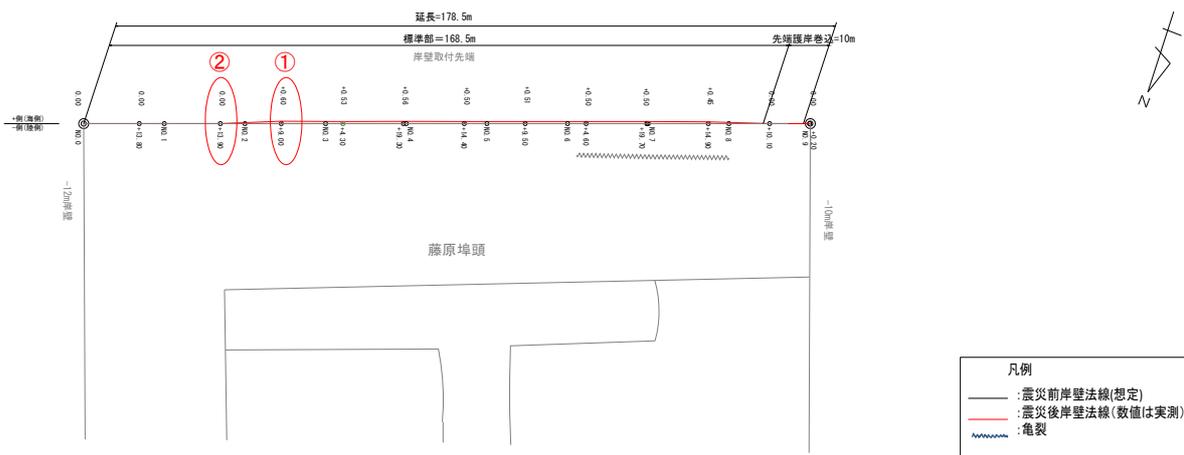


図-3.14.46 No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の平面図 (被災前後)

表-3.14.8 No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の設計条件

港名	地区名	施設名	設計条件						
			設計水深 (m)	天端高 (m)	水叩き幅 (m)	エプロン勾配	設計震度	地盤条件	地盤改良
小名浜港	藤原埠頭	岸壁取付先端標準部	-8.0	+3.5	3.0		0.10	泥岩	
小名浜港	藤原埠頭	岸壁取付先端 尤端護岸帯込み部 (Cタイプ)	-10.5	+3.5	3.0		0.10	泥岩	
小名浜港	藤原埠頭	岸壁取付先端 尤端護岸帯込み部 (Dタイプ)	-10.5	+3.5	3.0		0.10	泥岩	

設計年度	平成2年度	
設計延長	35.6m	
設計供用期間	—	
設計水深	-8.0m	
潮位	HWL+1.4m LWL±0.1m	
土質条件	地盤改良	土丹 $\gamma' = 1.0\text{tf/m}^3$ $c = 140\text{tf/m}^2$
	$\gamma_t$	
	$\phi$	
	c	

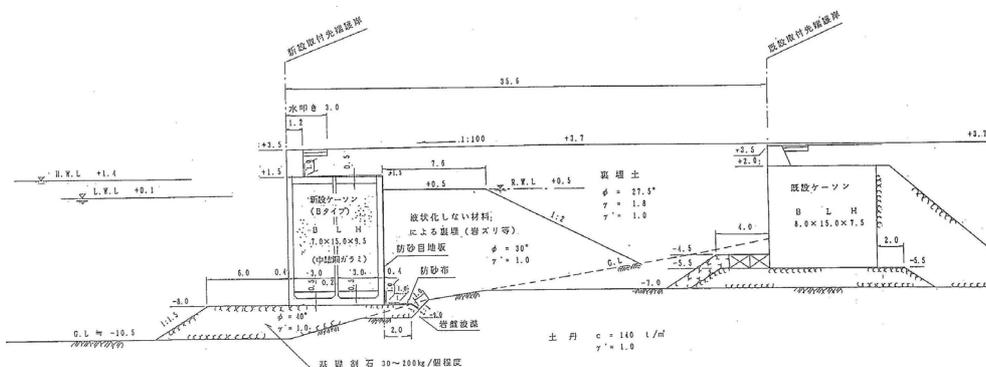


図-3.14.47(a) No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の標準断面図 (標準部)

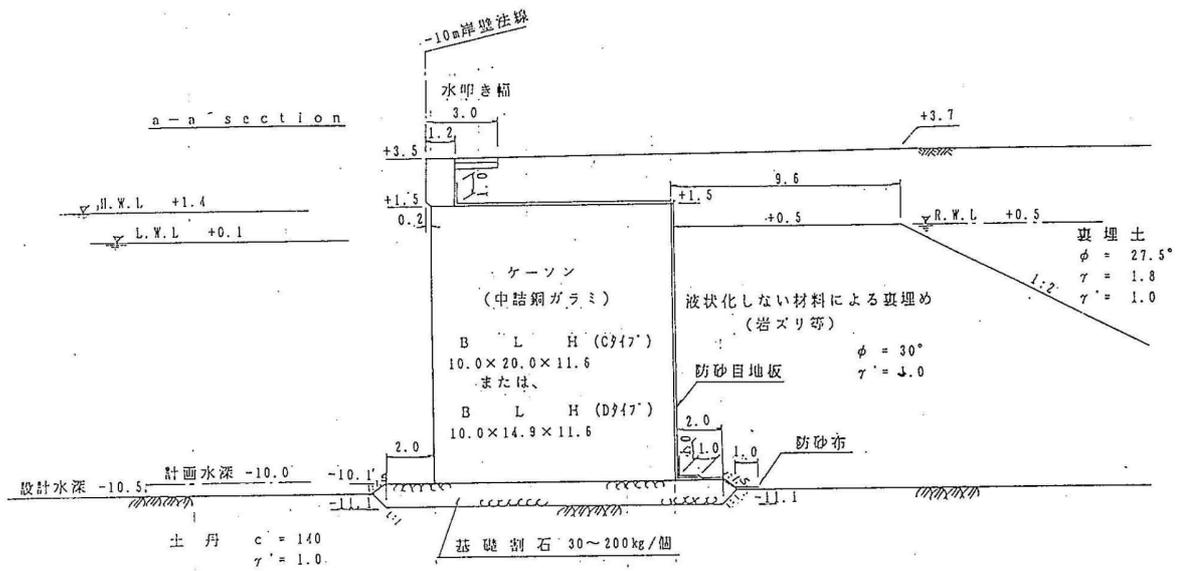


図-3.14.47(b) No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の標準断面図(巻込み)

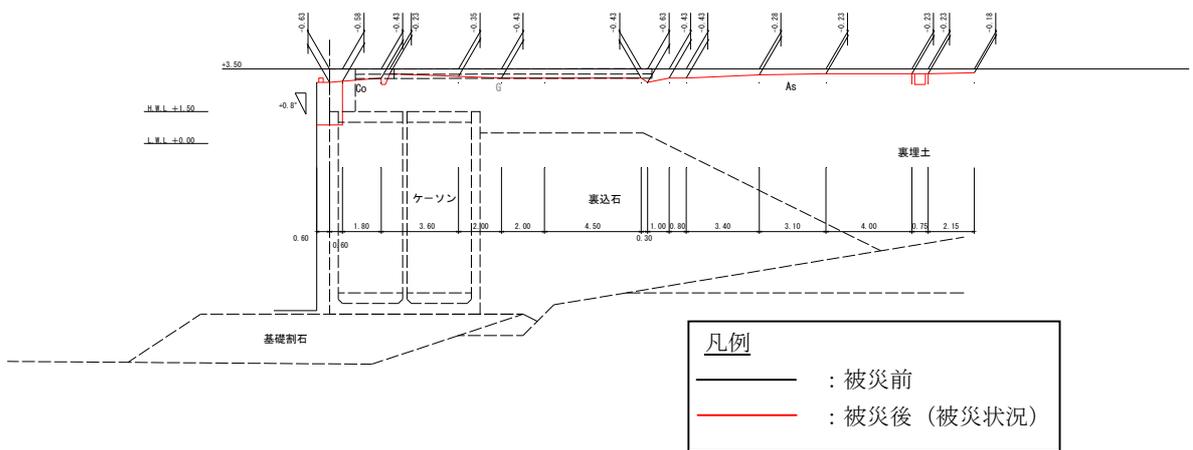


図-3.14.48(a) No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の被災断面図(法線水平変位量最大, 図-3.14.46の①)

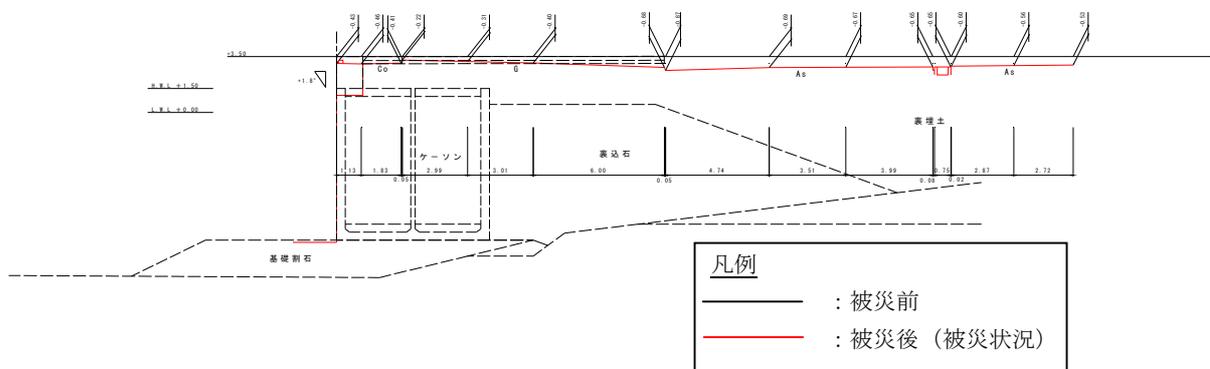


図-3.14.48(b) No.3 藤原ふ頭地区\_岸壁取付先端の被災断面図(エプロン背後沈下最大, 図-3.14.46の②)



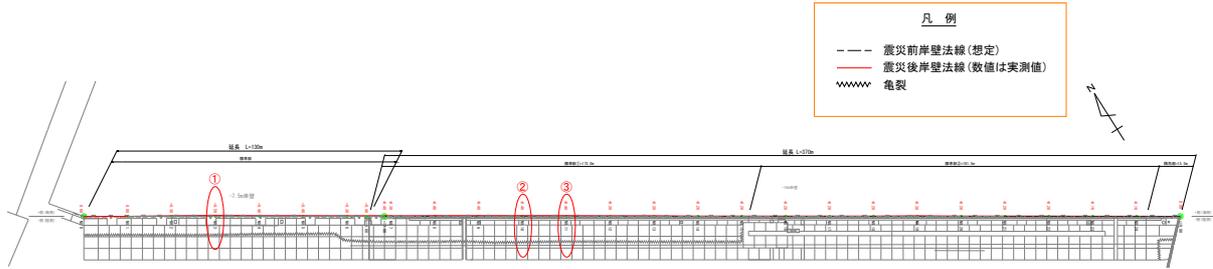


図-3.14.51 No.4, No.5 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁, -7.5m 岸壁平面図 (被災前後)

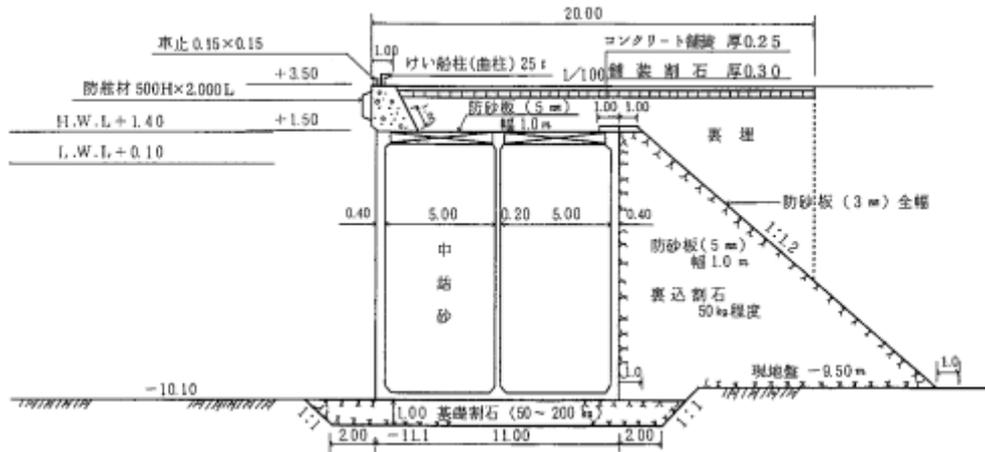


図-3.14.52(a) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁標準断面図 (標準部①)

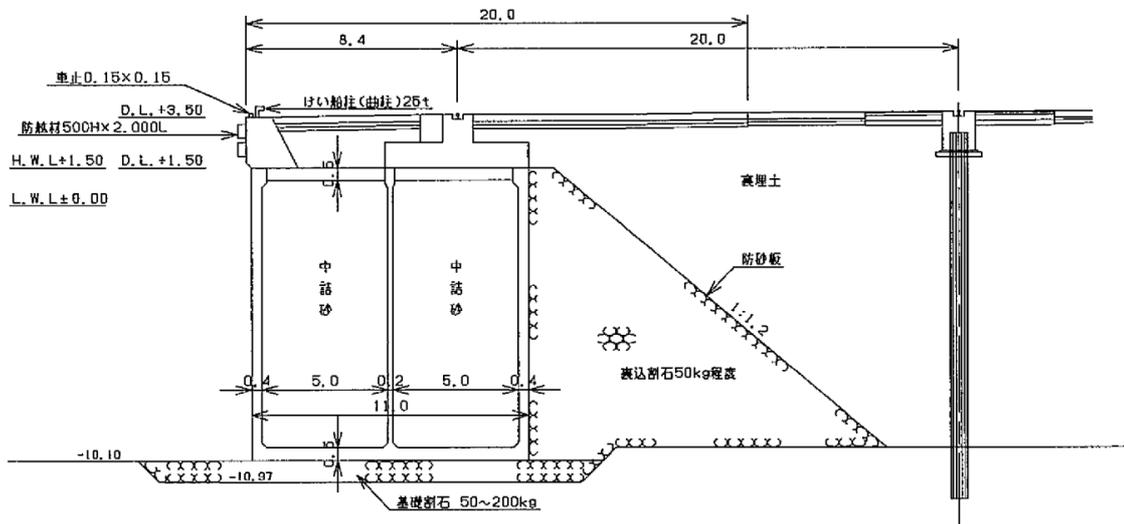


図-3.14.52(b) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁標準断面図 (標準部②)

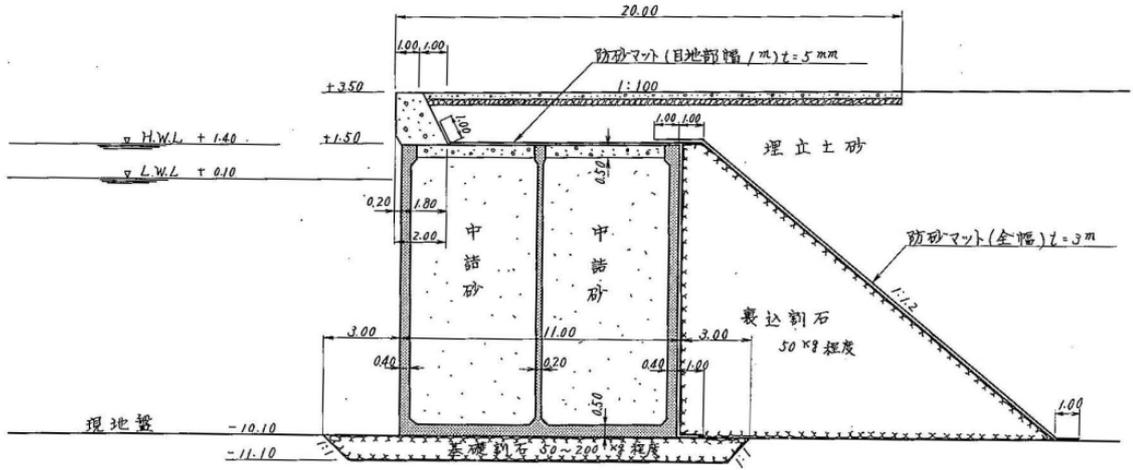


図-3.14.52(c) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁標準断面図 (隅角部)

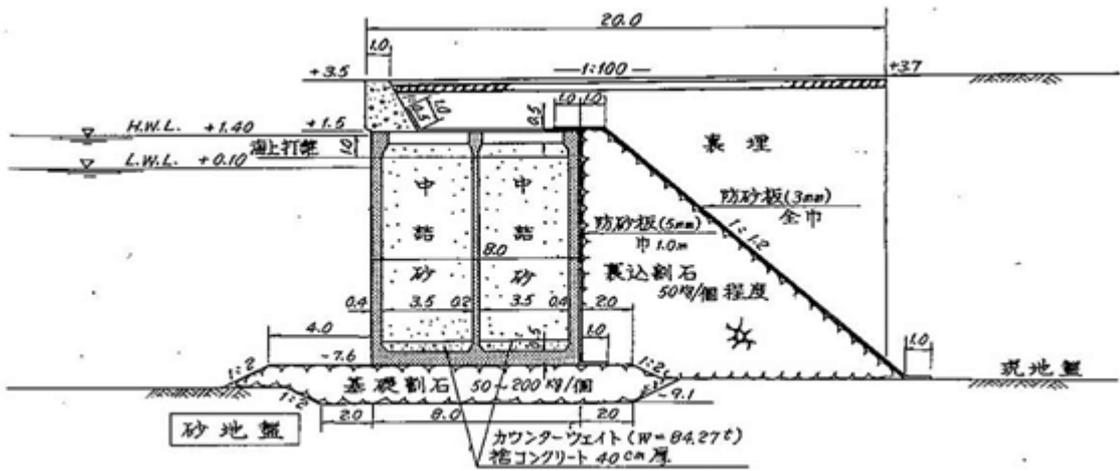


図-3.14.52(d) No.5 大剣ふ頭地区\_-7.5m 岸壁標準断面図

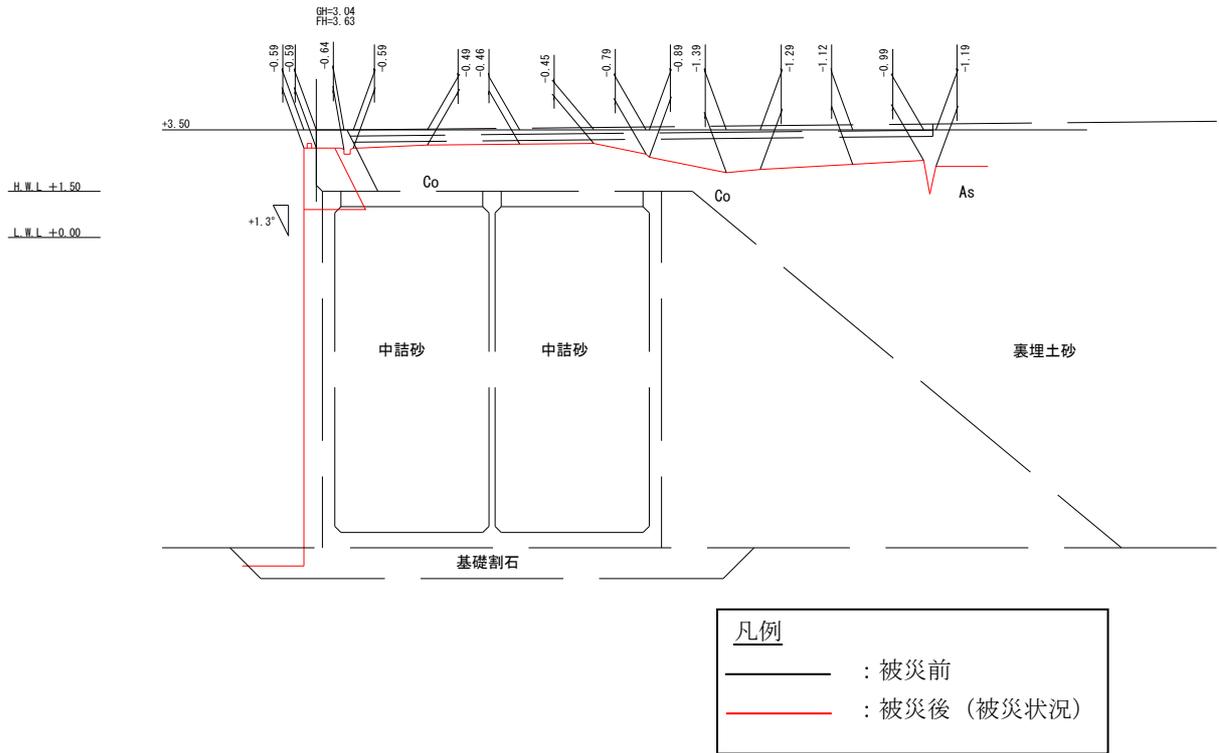


図-3.14.53(a) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面 (エプロン背後沈下最大, 図-3.14.51 の②)

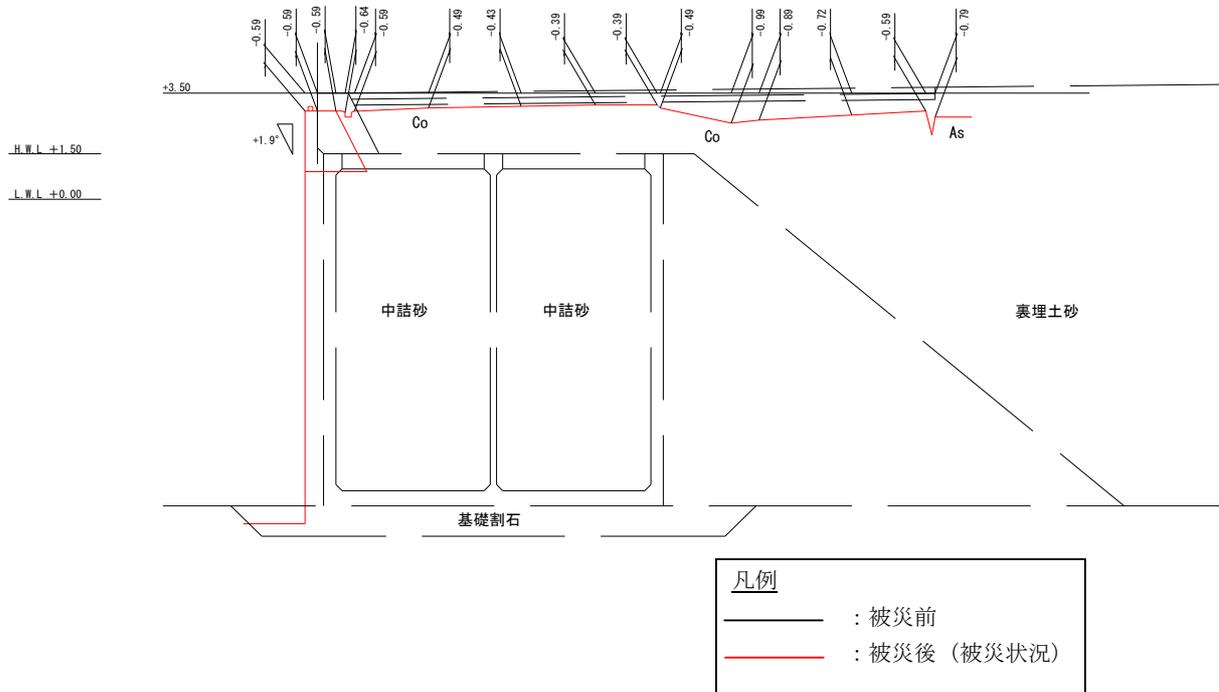


図-3.14.53(b) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面 (法線水平変位量最大, 図-3.14.51 の③)

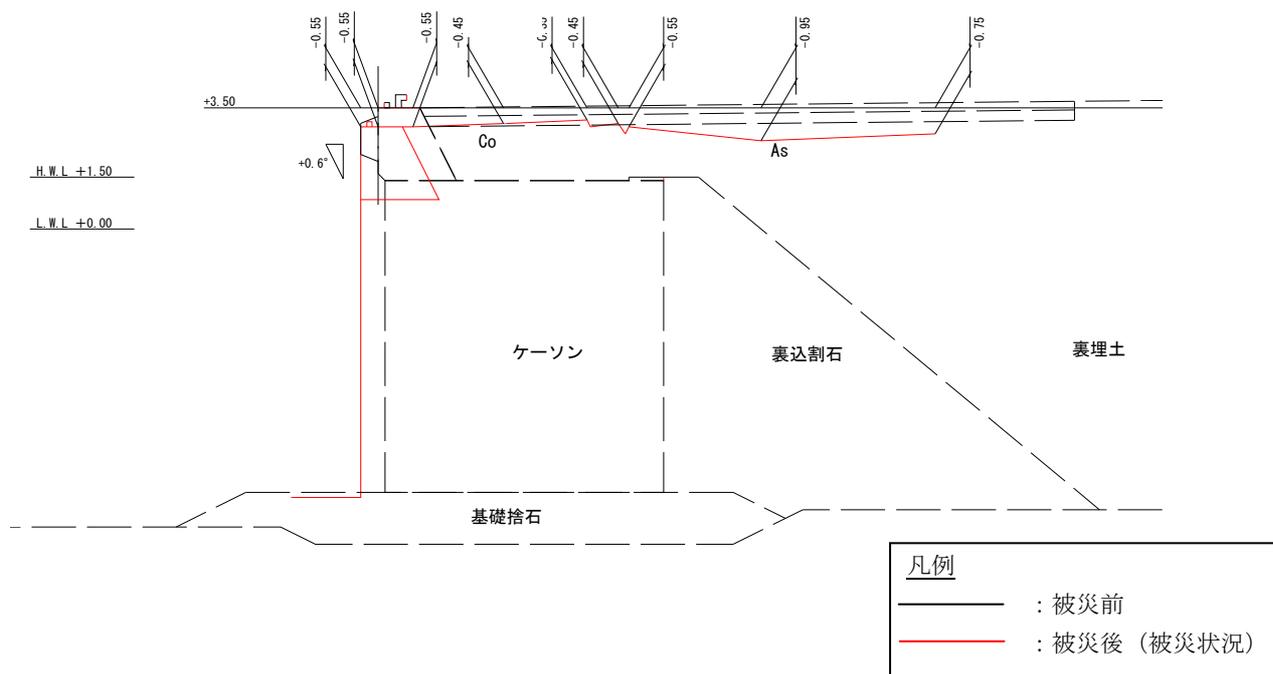


図-3.14.53(c) No.5 大剣ふ頭地区\_-7.5m 岸壁被災断面 (法線水平変位量最大・エプロン背後沈下最大, 図-3.14.51 の①)

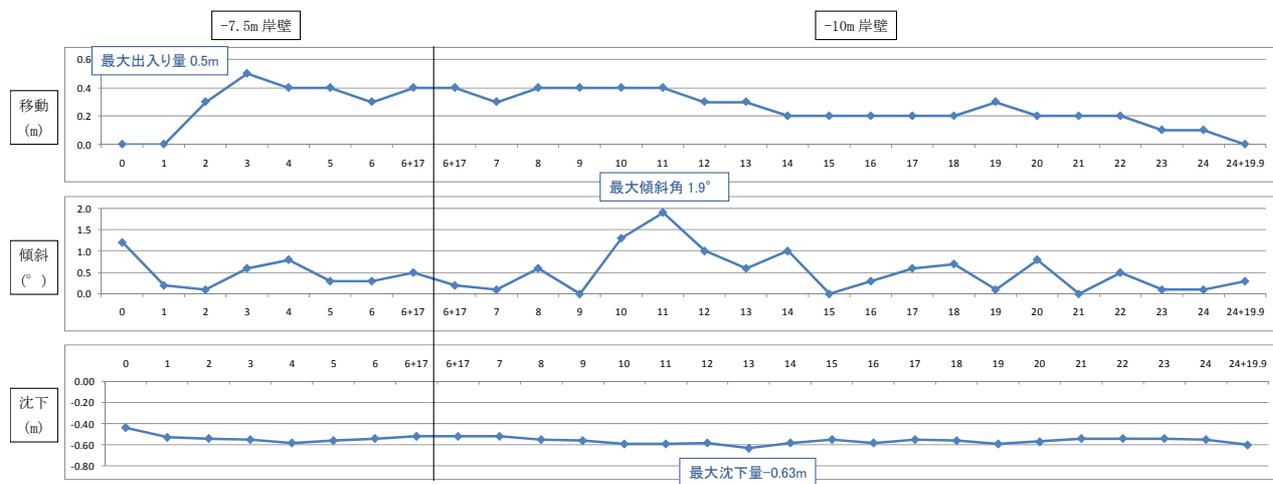


図-3.14.54 No.4, No.5 大剣ふ頭地区\_-10m, -7.5m 岸壁法線変位量

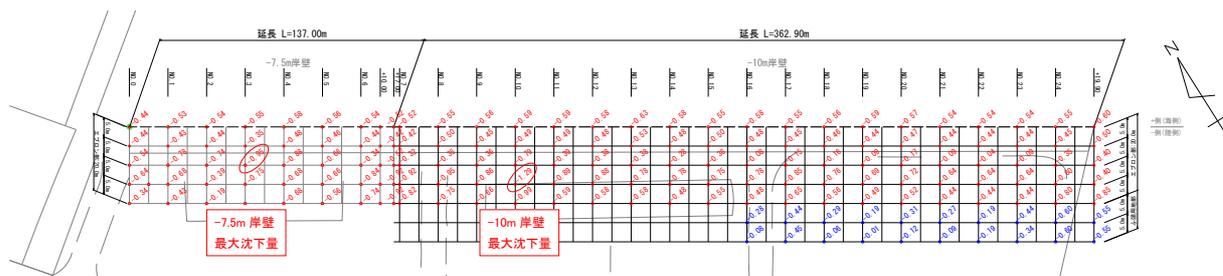


図-3.14.55 No.4, No.5 大剣ふ頭地区\_-10m, -7.5m 岸壁沈下状況図



図-3.14.56 No.4, No.5 大剣ふ頭地区\_-10m, -7.5m 岸壁被災状況図

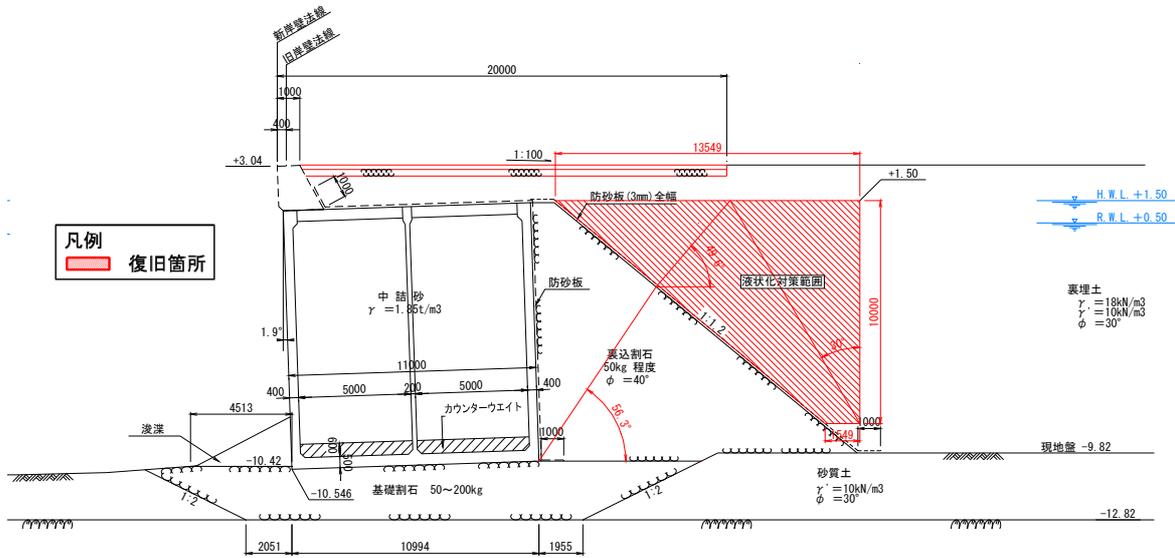


図-3.14.57(a) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁復旧断面図(クレーン基礎無し)(案)

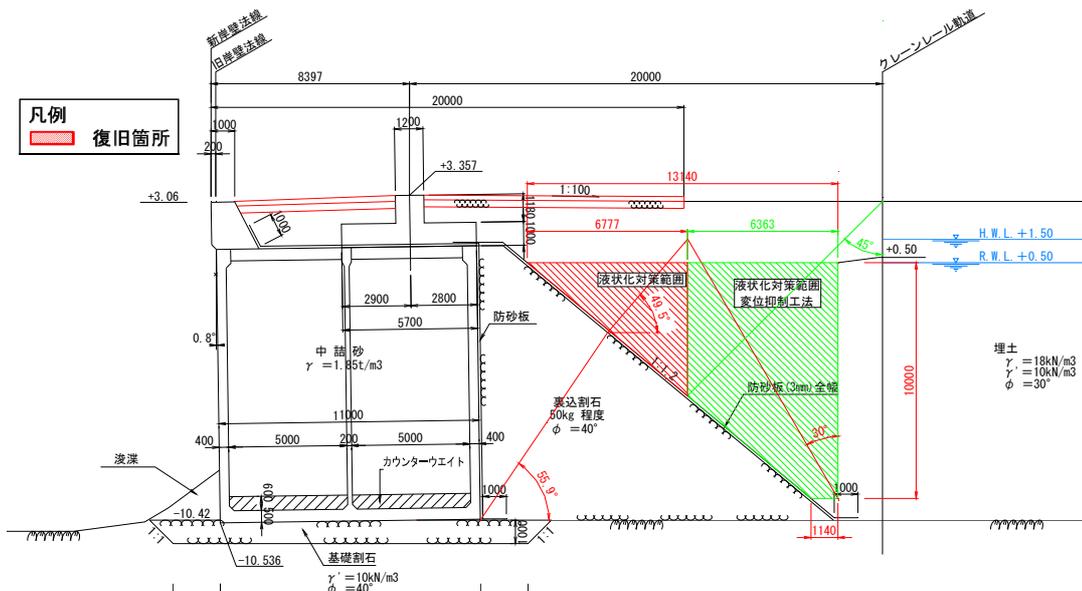


図-3.14.57(b) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁復旧断面図(クレーン基礎有り)(案)

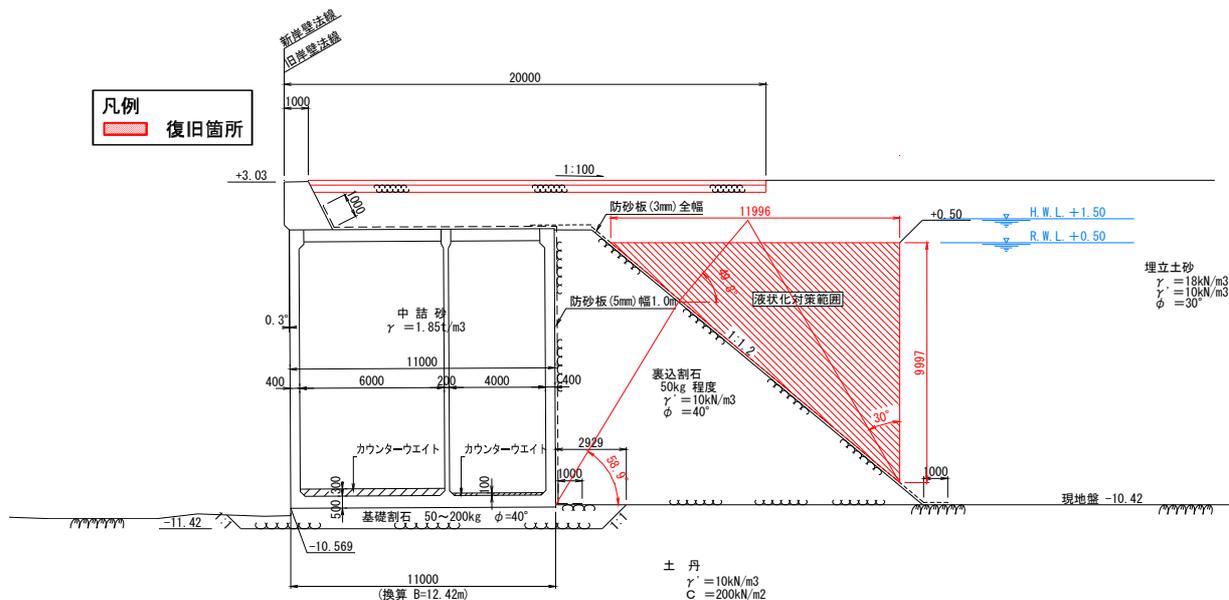


図-3.14.57(c) No.4 大剣ふ頭地区\_-10m 岸壁復旧断面図 (隅角部) (案)

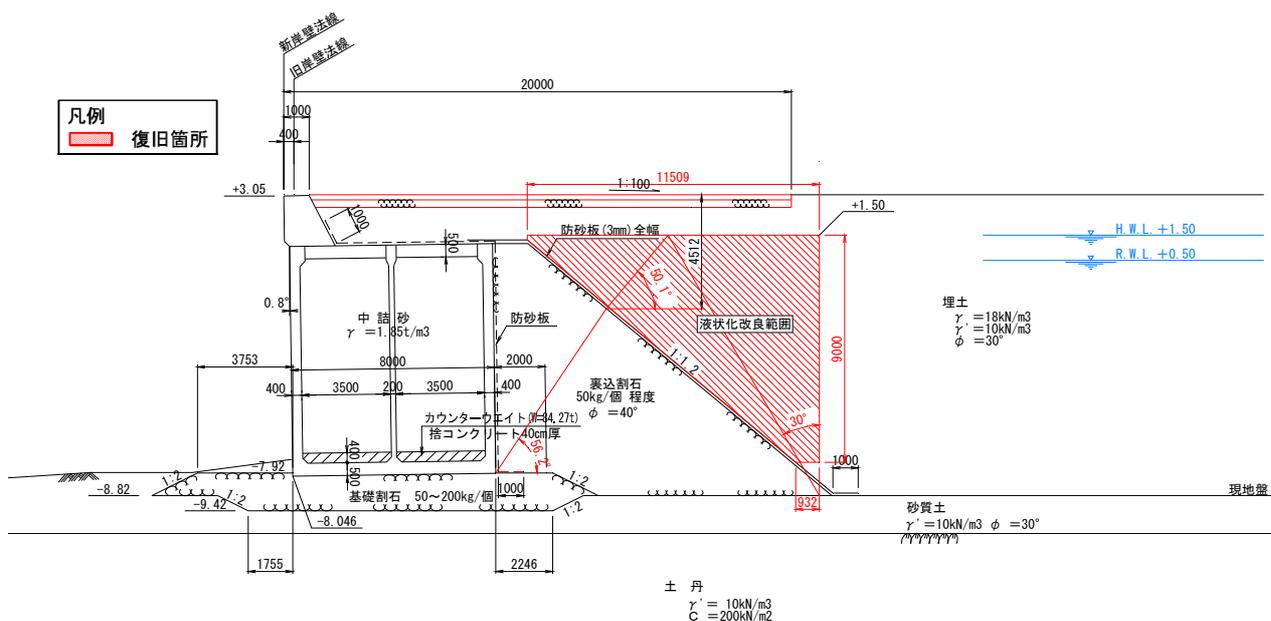


図-3.14.57(d) No.5 大剣ふ頭地区\_-7.5m 岸壁復旧断面図 (案)

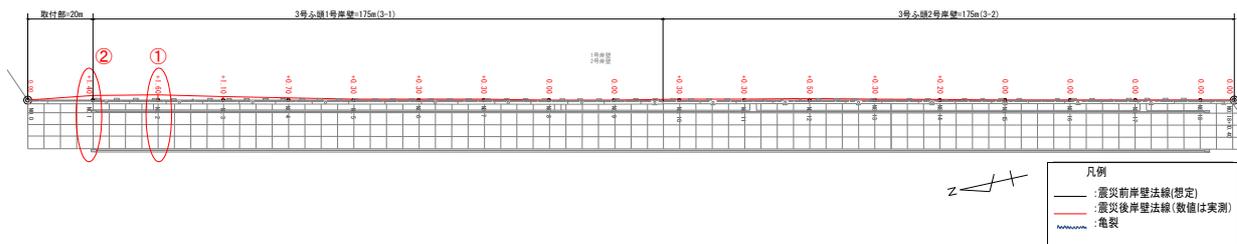


図-3.14.58(a) No.6 3号ふ頭地区\_-10m 岸壁の平面図 (3-1, 3-2) (被災前後)

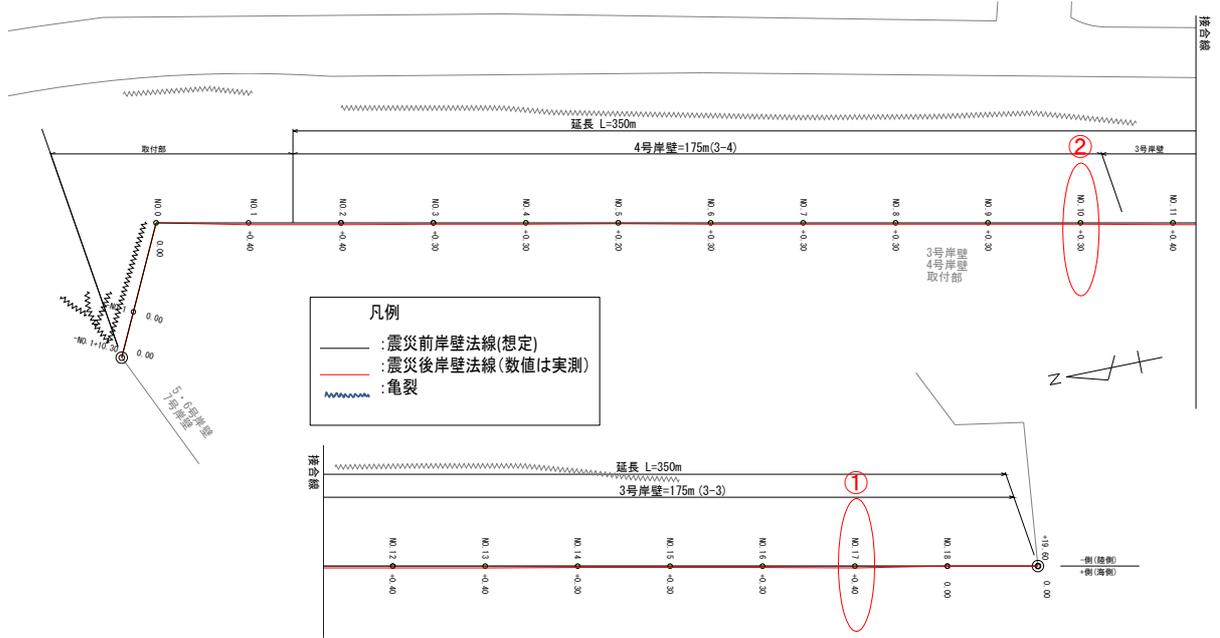


図-3.14.58(b) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の平面図 (3-3, 3-4) (被災前後)

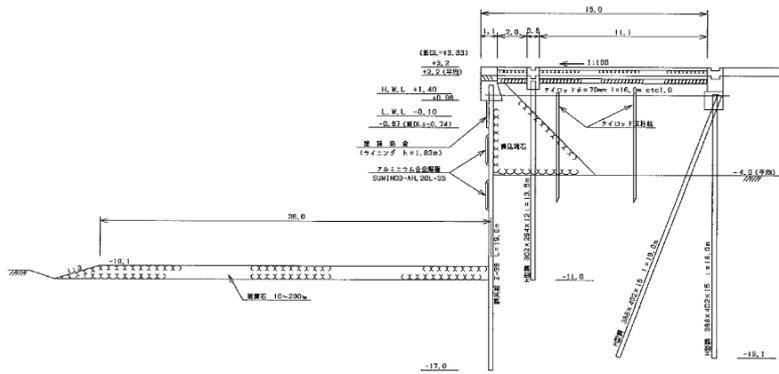


図-3.14.59(a) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の標準断面図 (3-1)

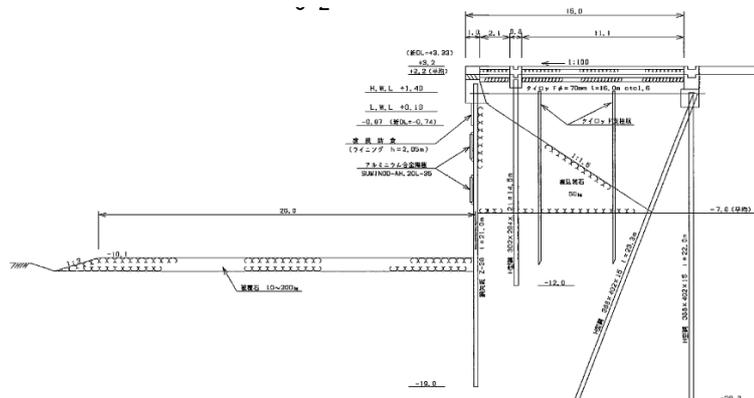


図-3.14.59(b) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の標準断面図 (3-2)



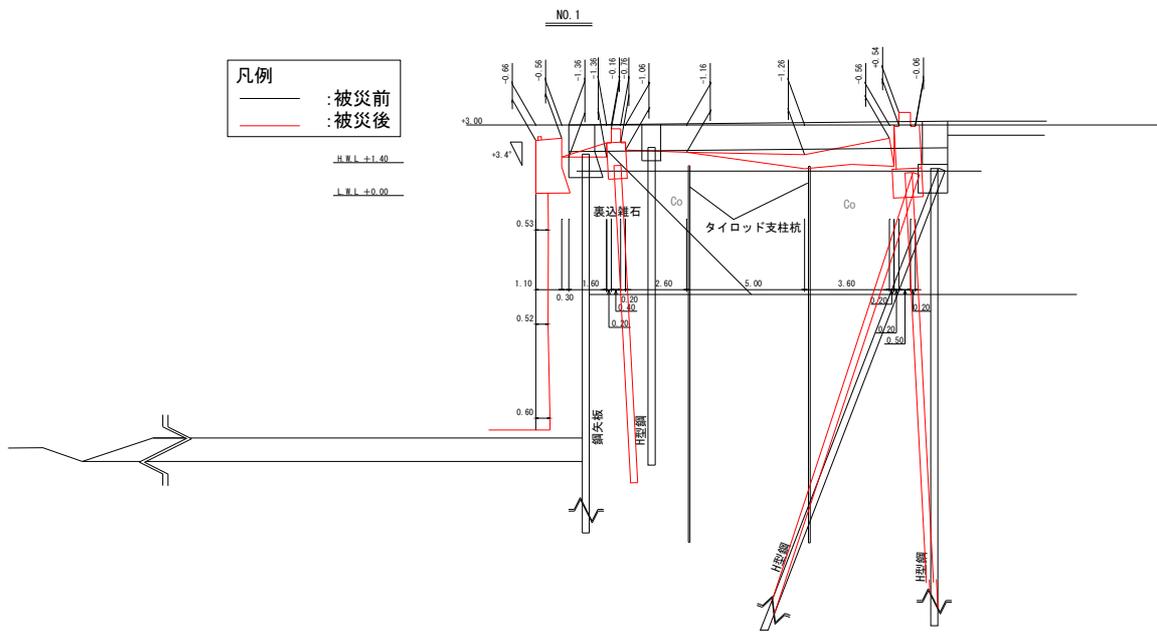


図-3.14.60(b) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の被災断面図 (図-3.14.58(a)の②)

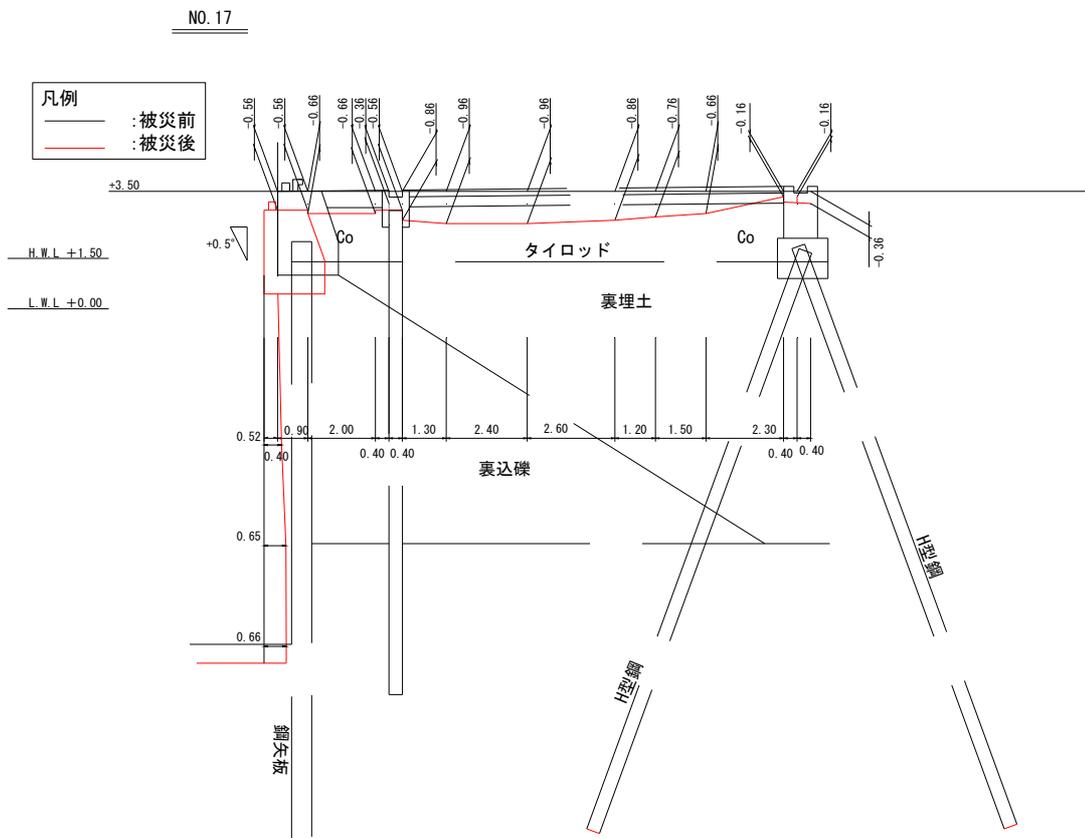


図-3.14.60(c) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の被災断面図 (図-3.14.58(b)の①)

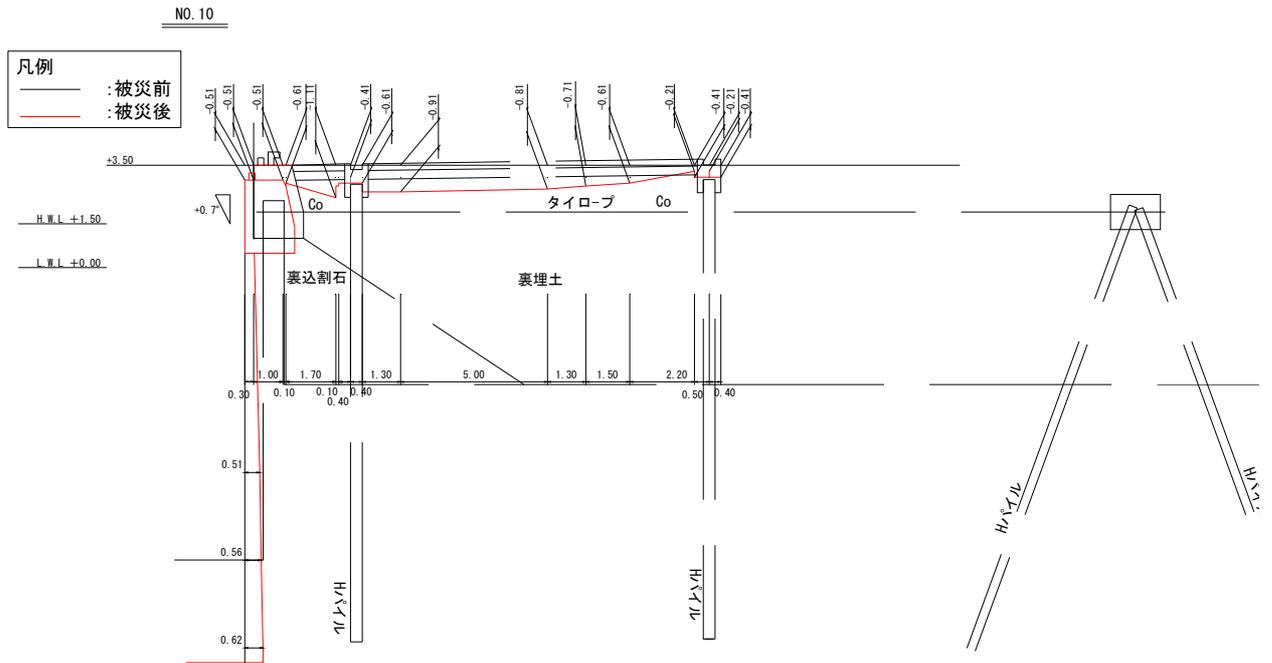


図-3.14.60(d) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の被災断面図 (図-3.14.58(b)の②)



図-3.14.61(a) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の沈下量, 被災状況図 (3-1, 3-2)

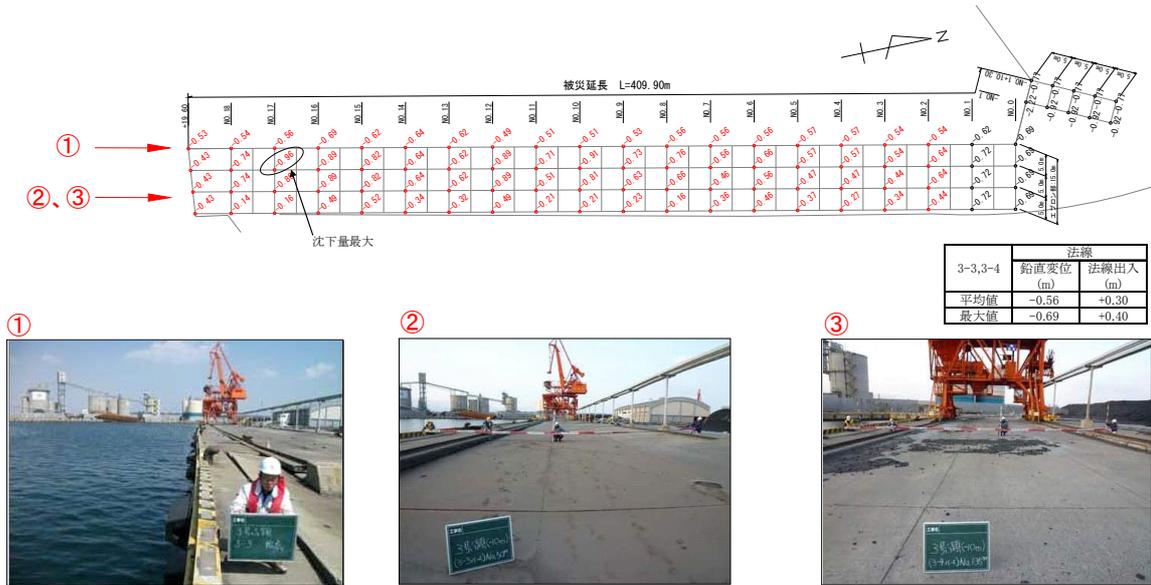


図-3.14.61(b) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の沈下量, 被災状況図(3-3, 3-4)

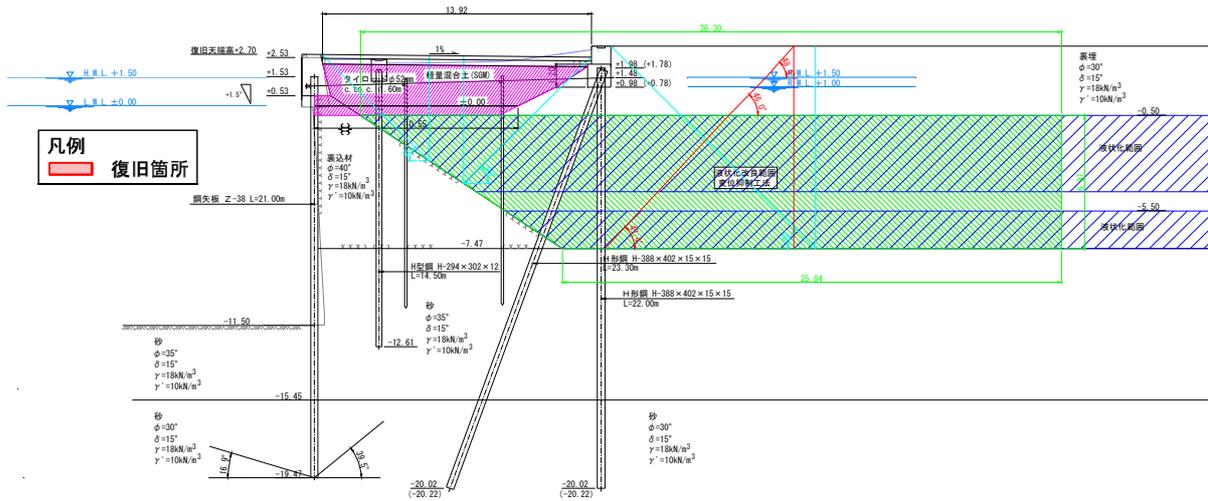


図-3.14.62(a) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の復旧断面図(3-2)

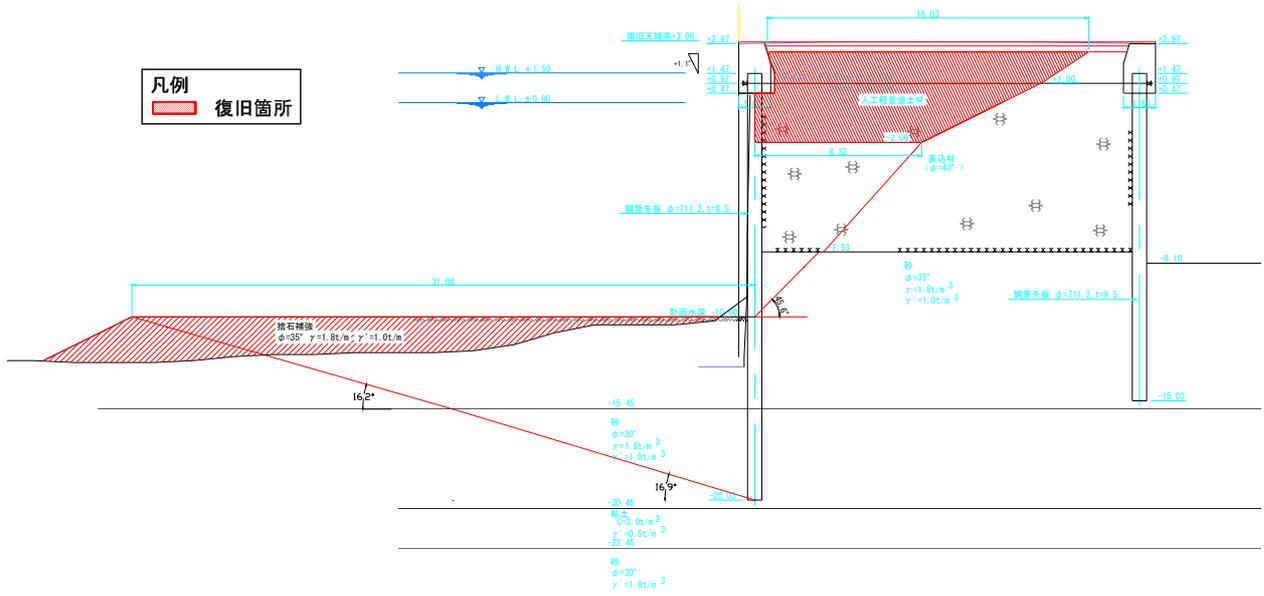


図-3.14.62(b) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の復旧断面図 (3-3)

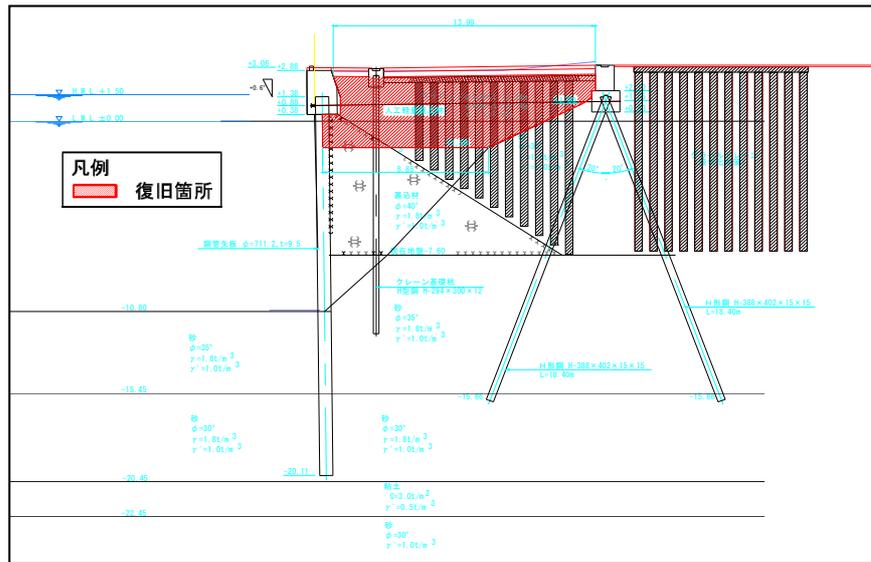


図-3.14.62(c) No.6 3号ふ頭地区\_-10m岸壁の復旧断面図 (3-4)

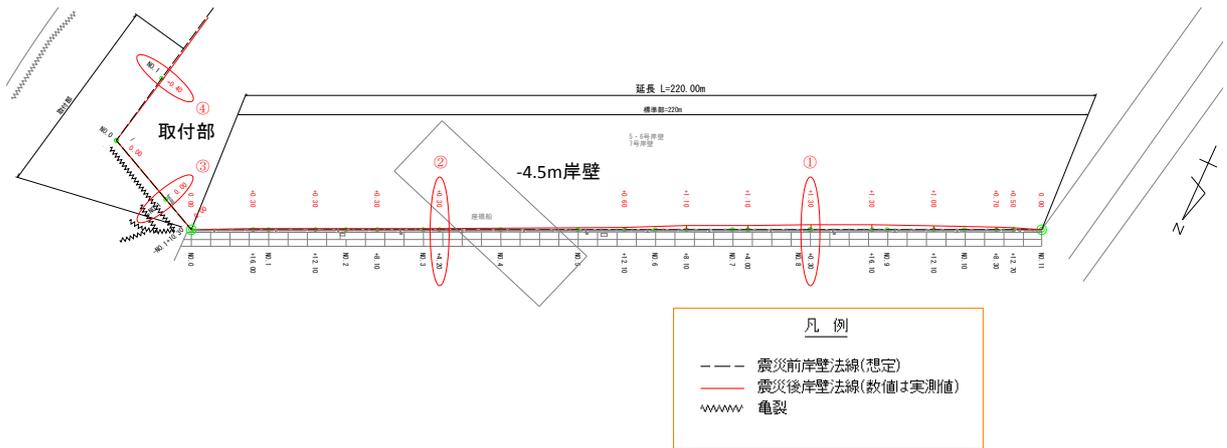


図-3.14.63 No.7, No.8 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁, 取付部の平面図 (被災前後)

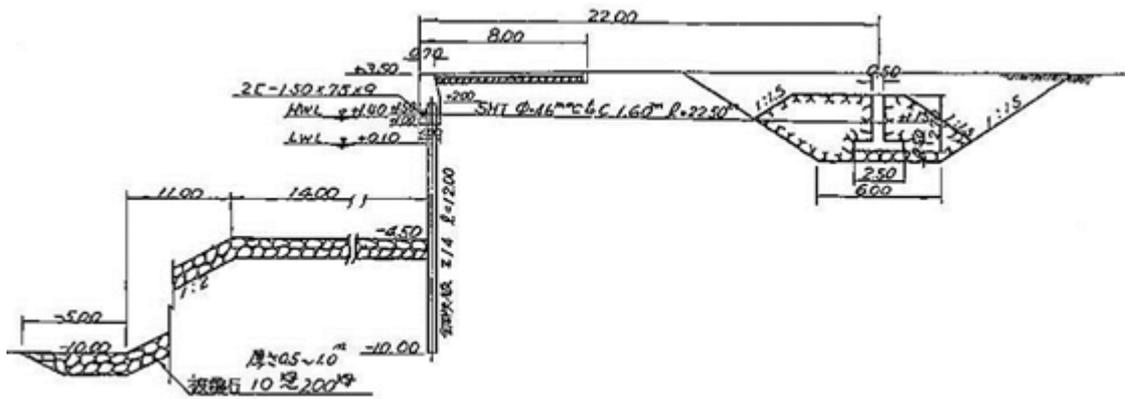


図-3.14.64(a) No.7 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁の標準断面図

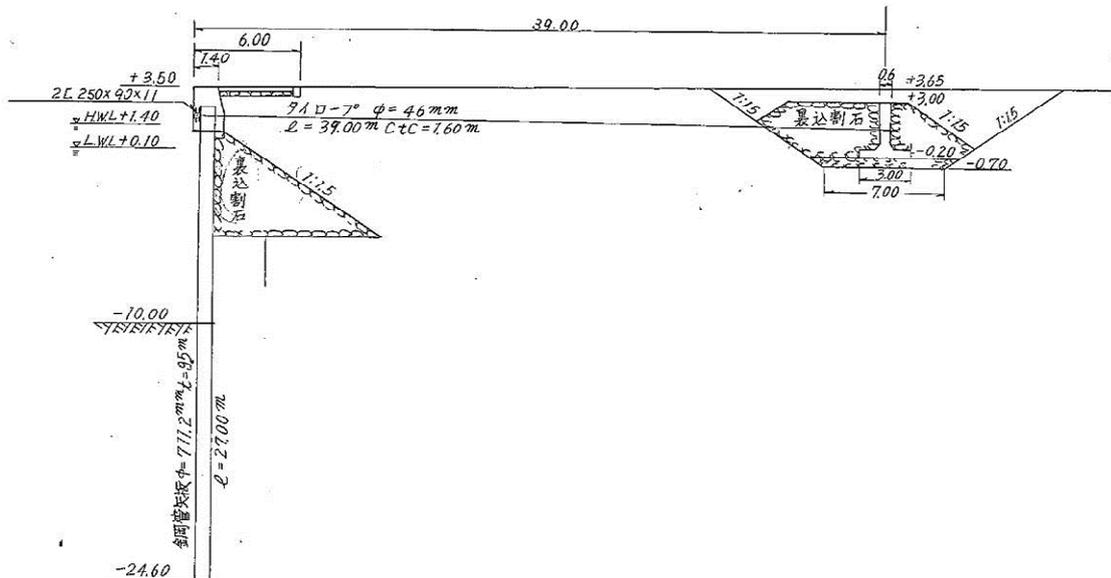


図-3.14.64(b) No.8 3号ふ頭地区\_取付部の標準断面図

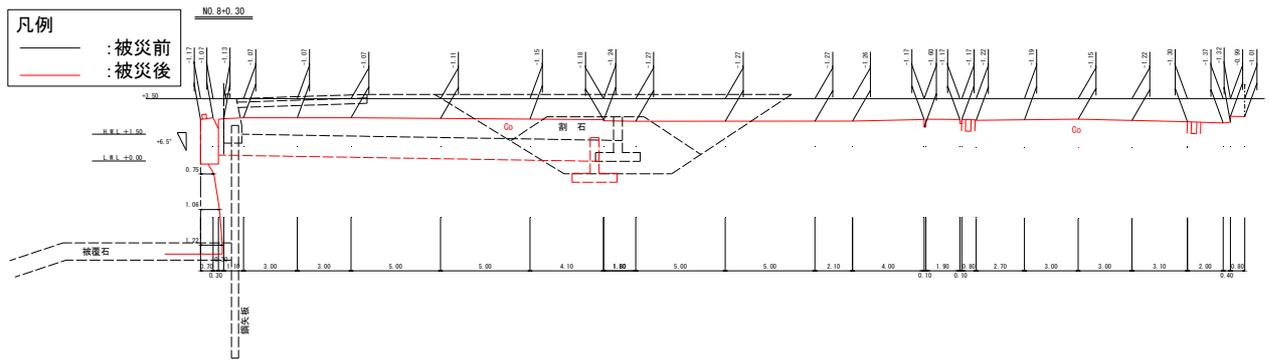


図-3.14.65 (a) No.7 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁の被災断面図 (法線水平変位量最大：図-3.14.63の①)

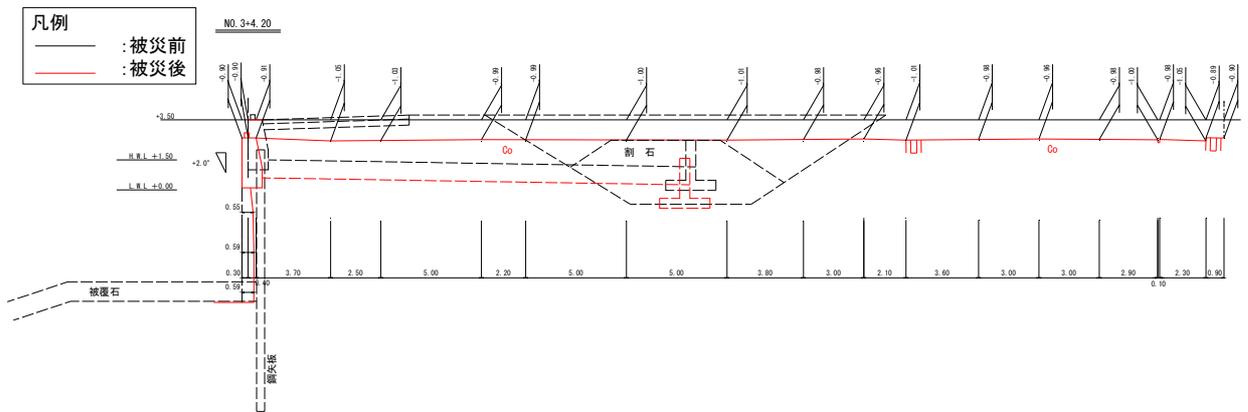


図-3.14.65 (b) No.7 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁の被災断面図 (前面水深最大：図-3.14.63の②)

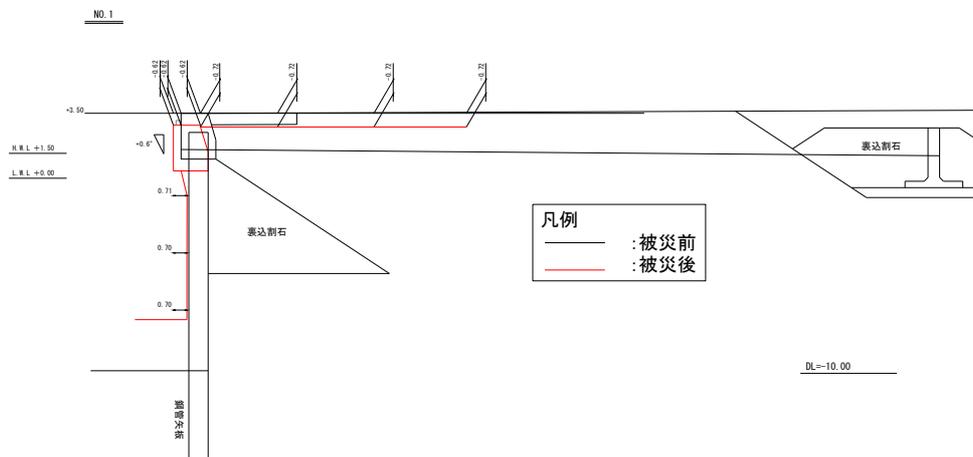


図-3.14.65 (c) No.8 3号ふ頭地区\_取付部の被災断面図 (法線水平変位量最大：図-3.14.63の③)

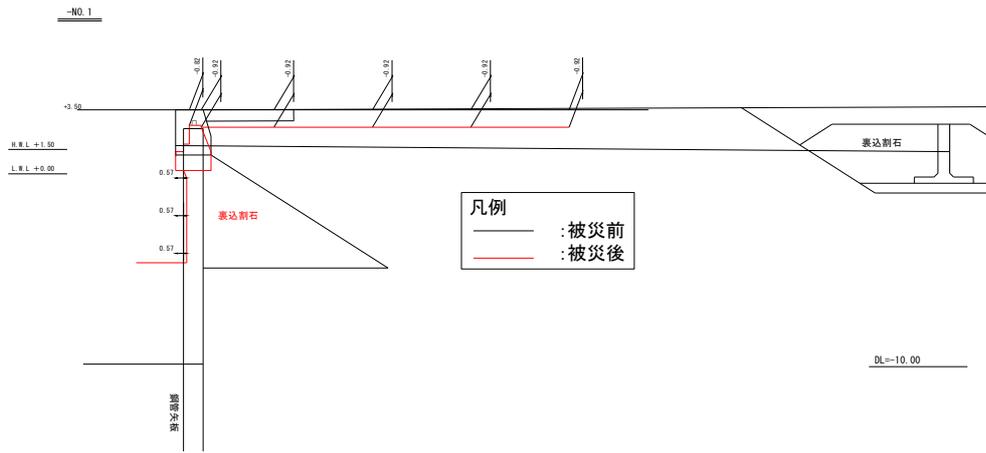


図-3.14.65(d) No.8 3号ふ頭地区\_取付部の被災断面図 (エプロン背後最大沈下: 図-3.14.63の④)

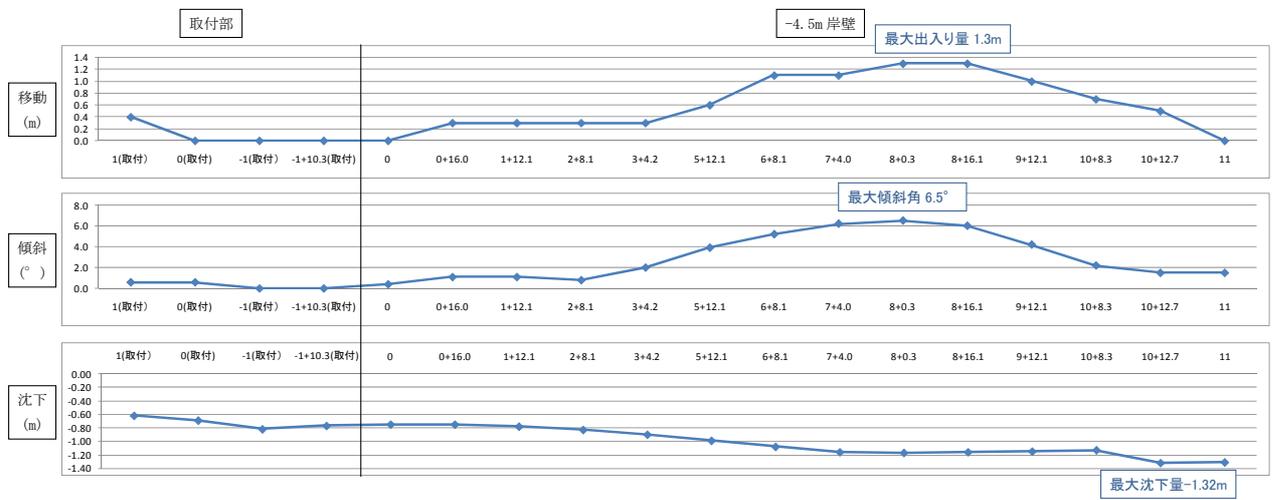


図-3.14.66 No.7, No.8 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁, 取付部の法線変位量

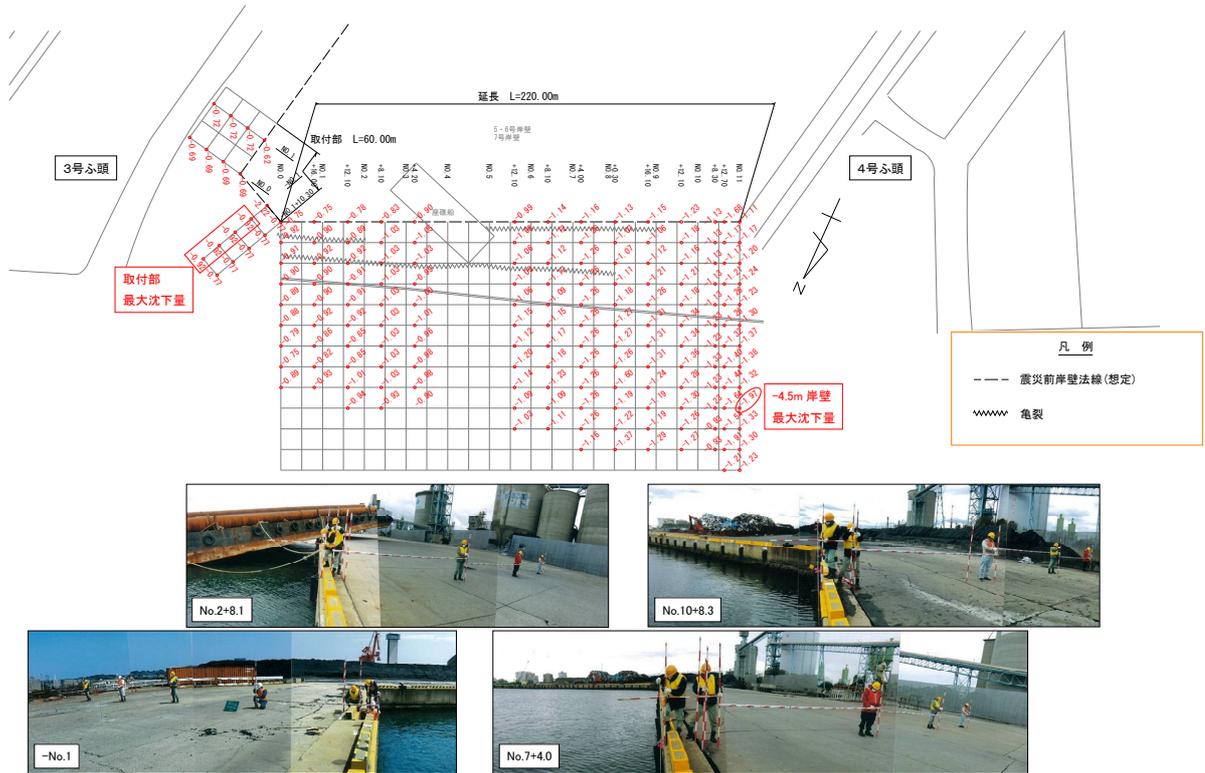


図-3.14.67 No.7, No.8 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁, 取付部の沈下, 被災状況

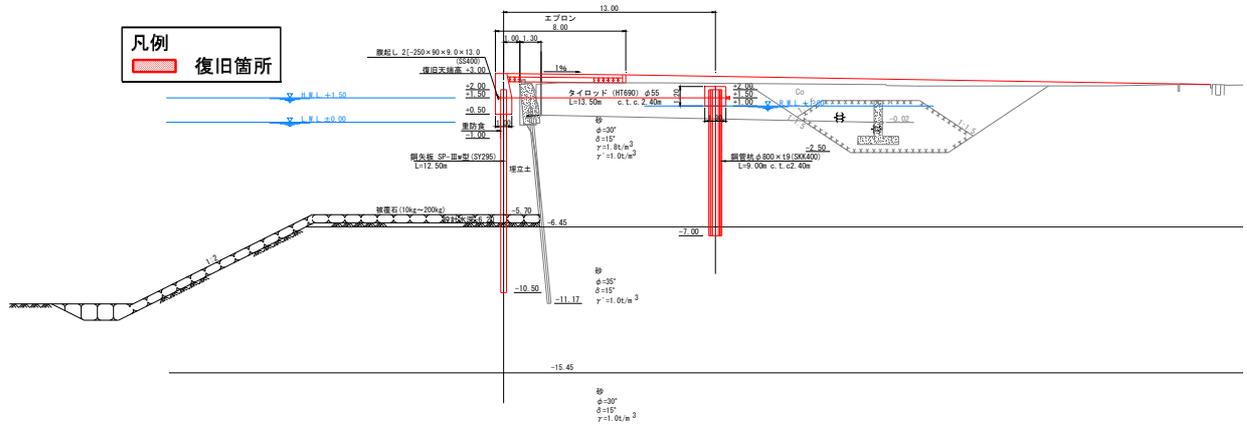


図-3.14.68(a) No.7 3号ふ頭地区\_-4.5m岸壁復旧断面(案)

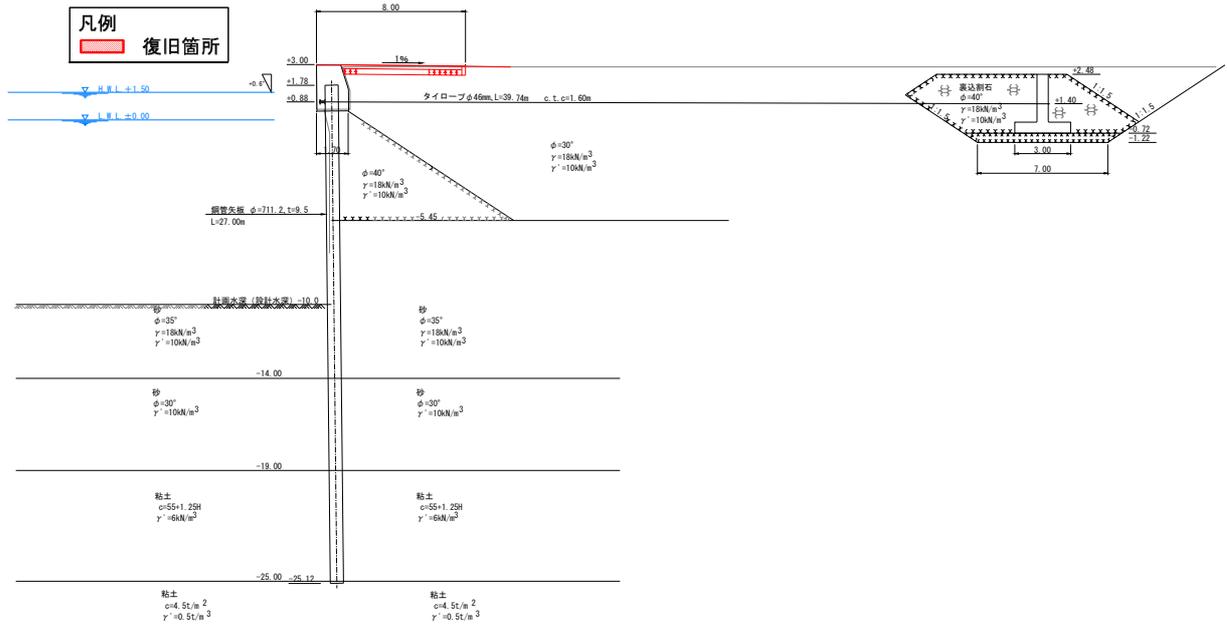


図-3.14.68(b) No.8 3号ふ頭地区\_取付部復旧断面 (案)

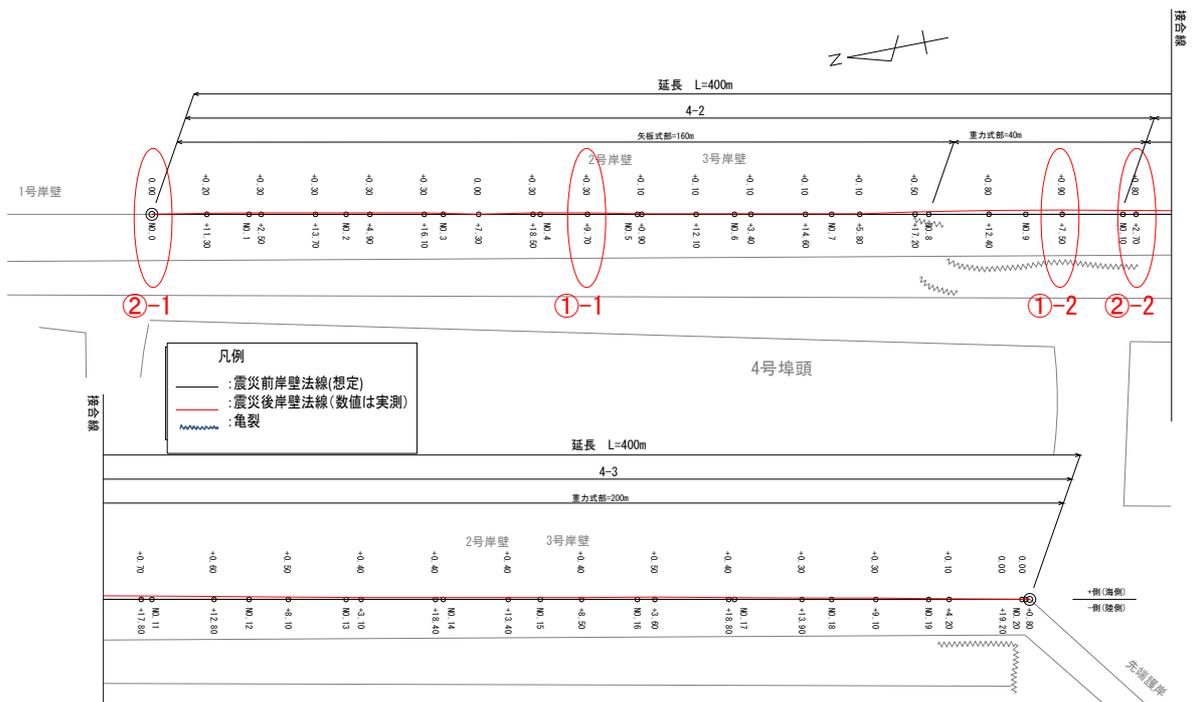


図-3.14.69 No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁平面図 (被災前後)

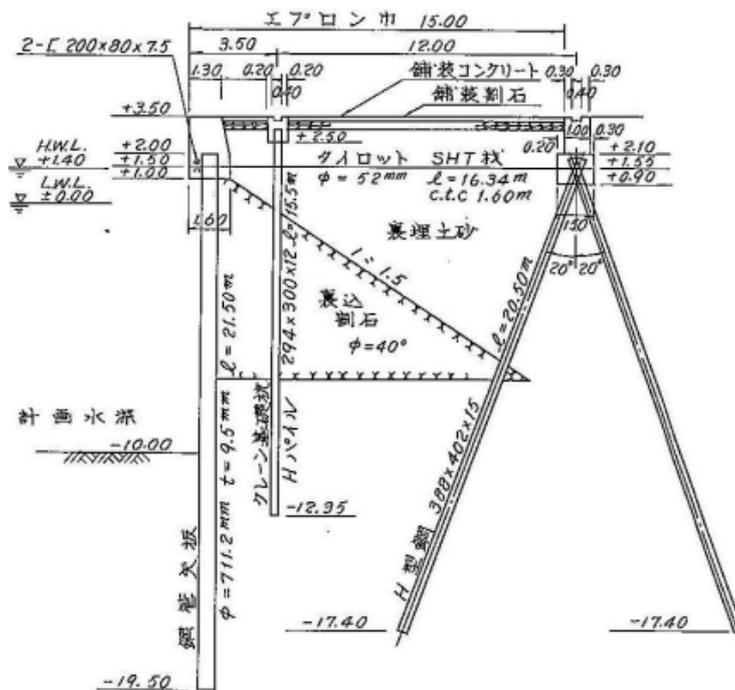


図-3.14.70(a) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁標準断面図 (矢板部)

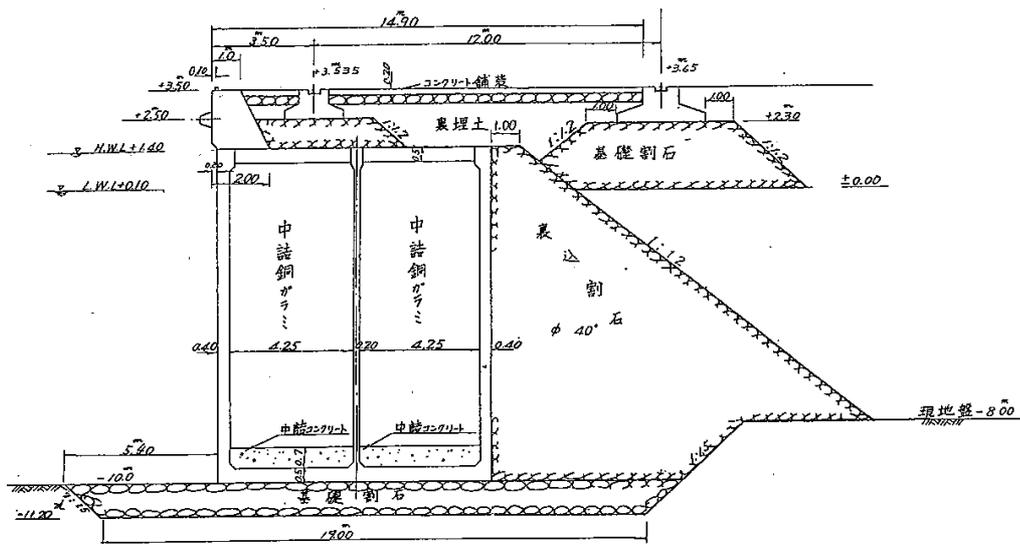


図-3.14.70(b) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁標準断面図 (重力式部)

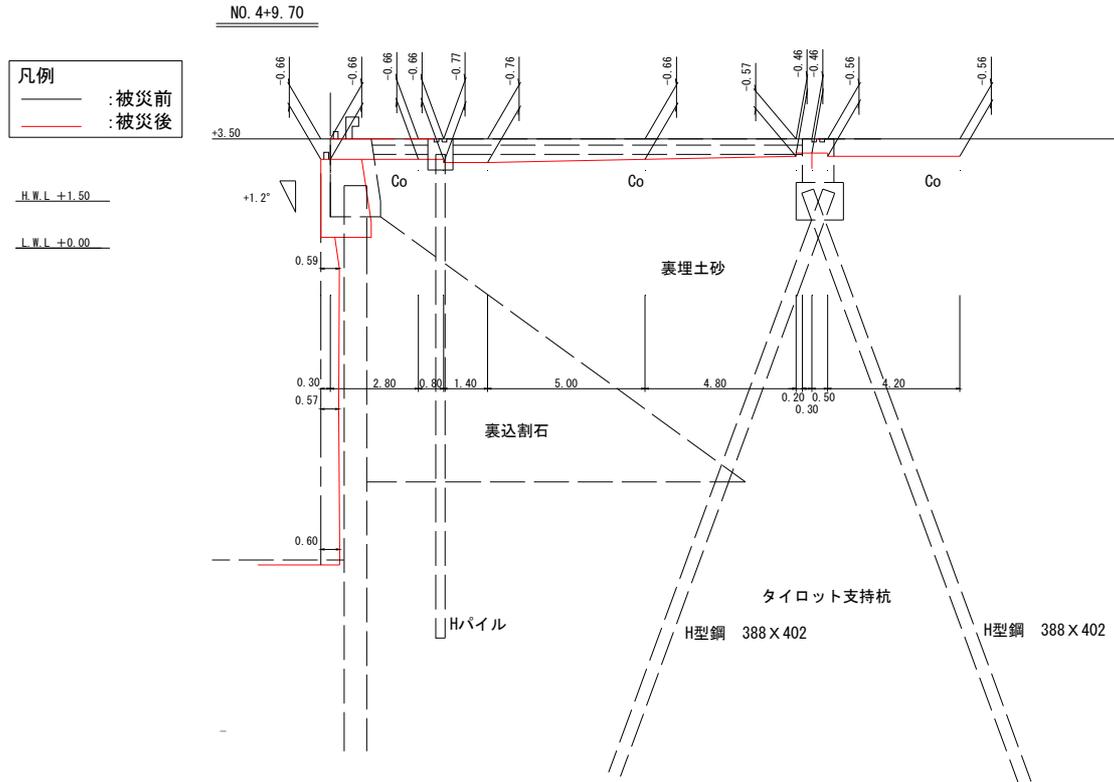


図-3.14.71(a) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面図, 矢板式岸壁区間 (法線沈下量最大: 図-3.14.69 の①-1)

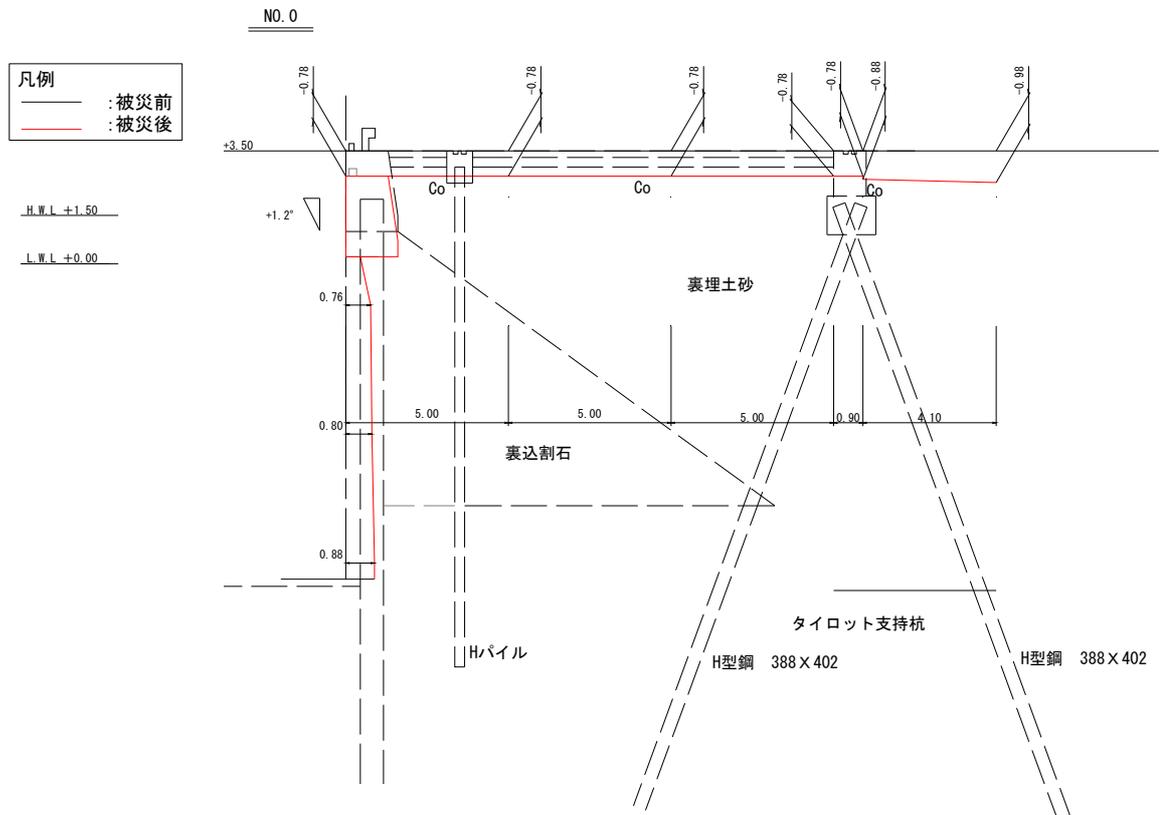


図-3.14.71(b) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面図, 矢板式岸壁区間 (エプロン背後沈下量最大: 図-3.14.69 の②-1)

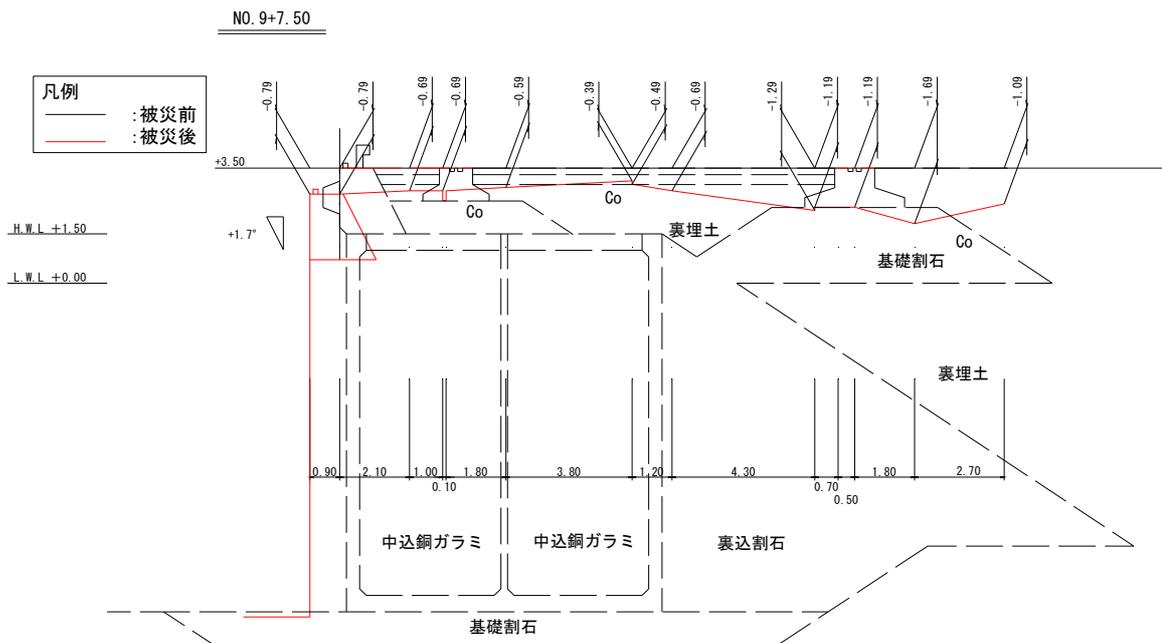


図-3.14.71(c) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面図, 重力式岸壁区間 (法線沈下量最大: 図-3.14.69 の①-2)

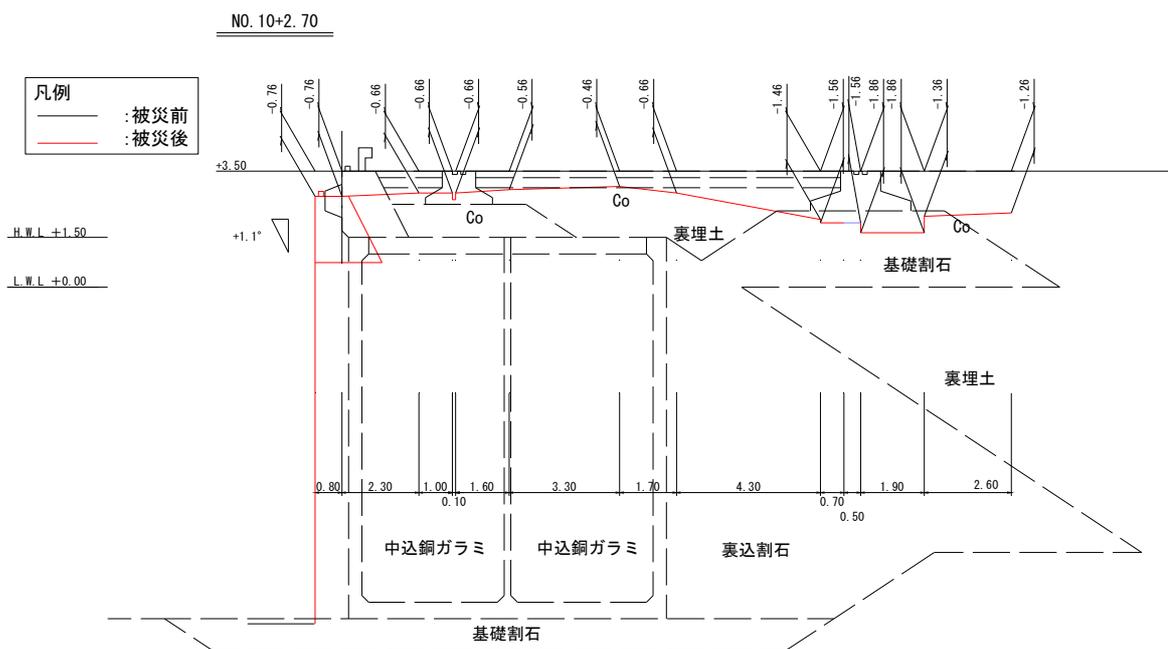


図-3.14.71(d) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁被災断面図, 重力式岸壁区間 (エプロン背後沈下量最大: 図-3.14.69 の②-2)



図-3.14.72 No.9 4号ふ頭地区\_-10m岸壁沈下量,被災状況図

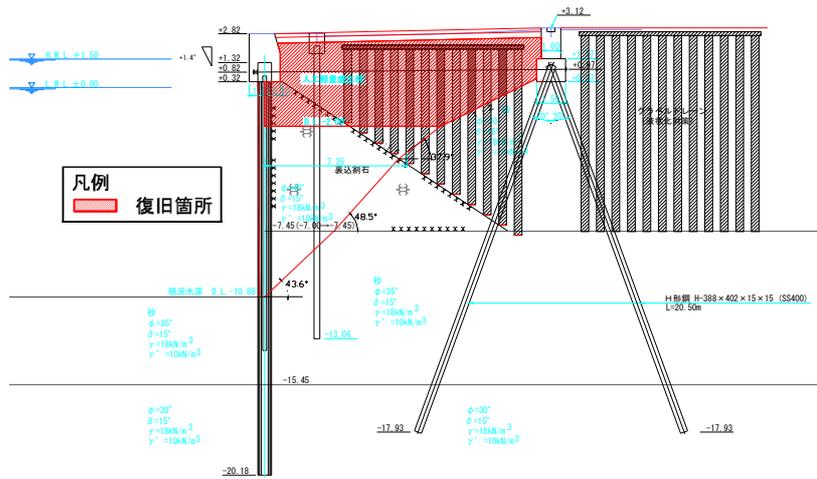


図-3.14.73(a) No.9 4号ふ頭地区\_-10m岸壁復旧断面図(矢板式岸壁)

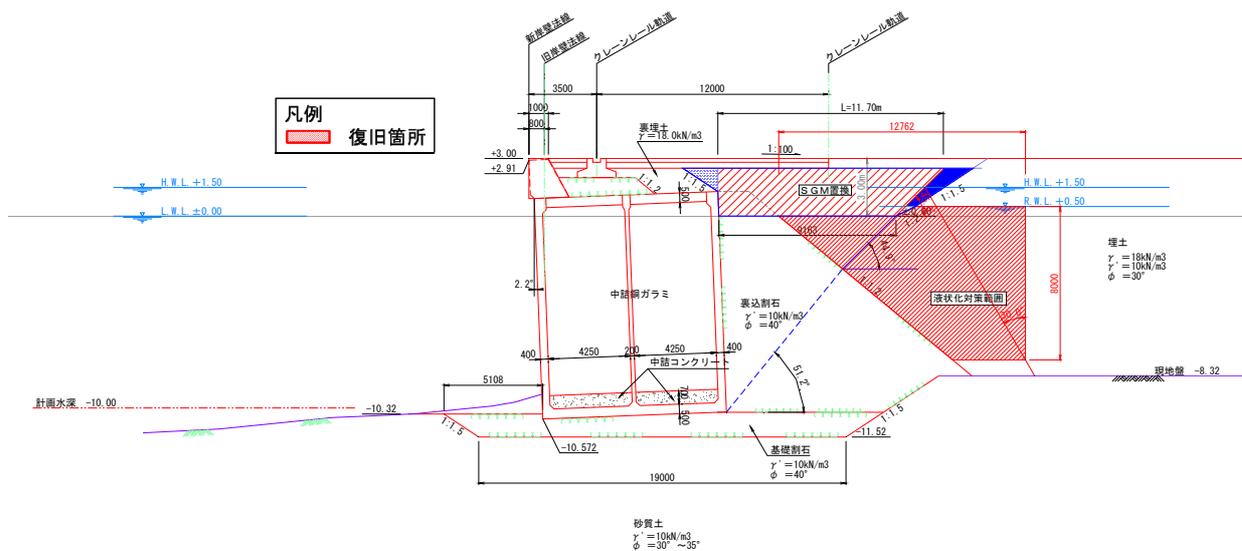


図-3.14.73(b) No.9 4号ふ頭地区\_-10m 岸壁復旧断面図 (重力式岸壁)

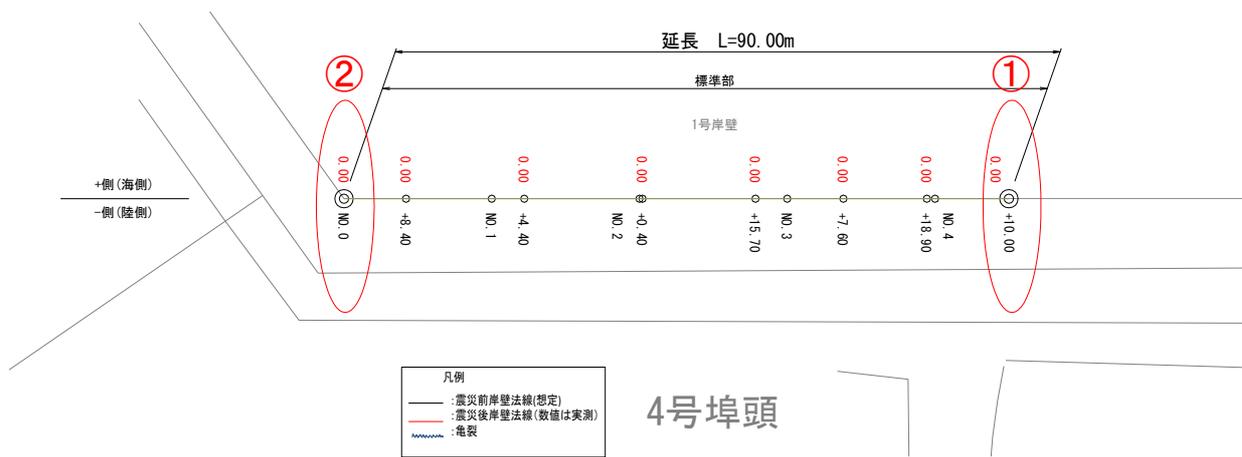


図-3.14.74 No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m 岸壁平面図 (被災前後)

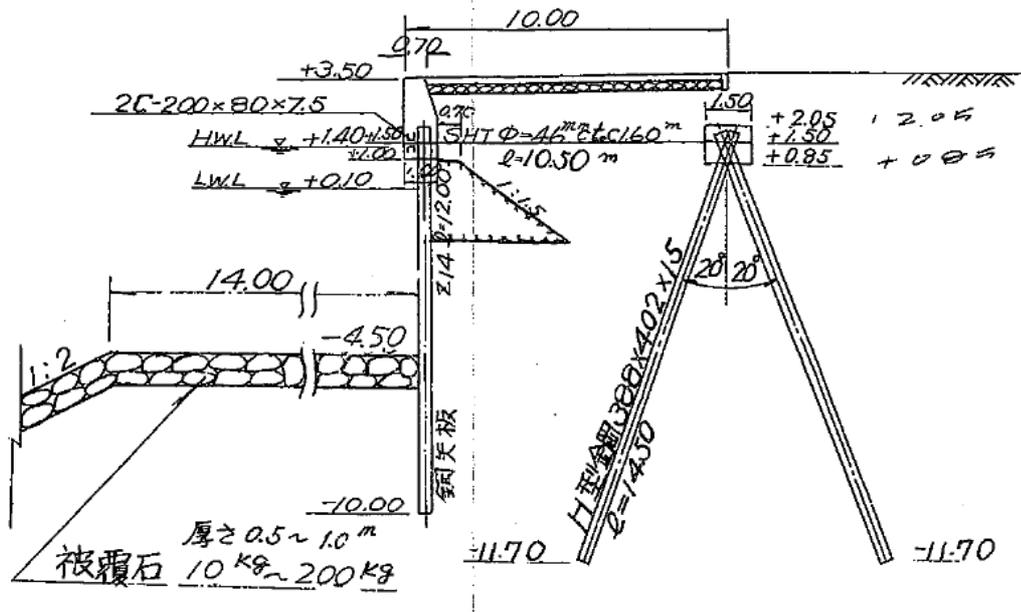


図-3.14.75 No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m 岸壁標準断面図

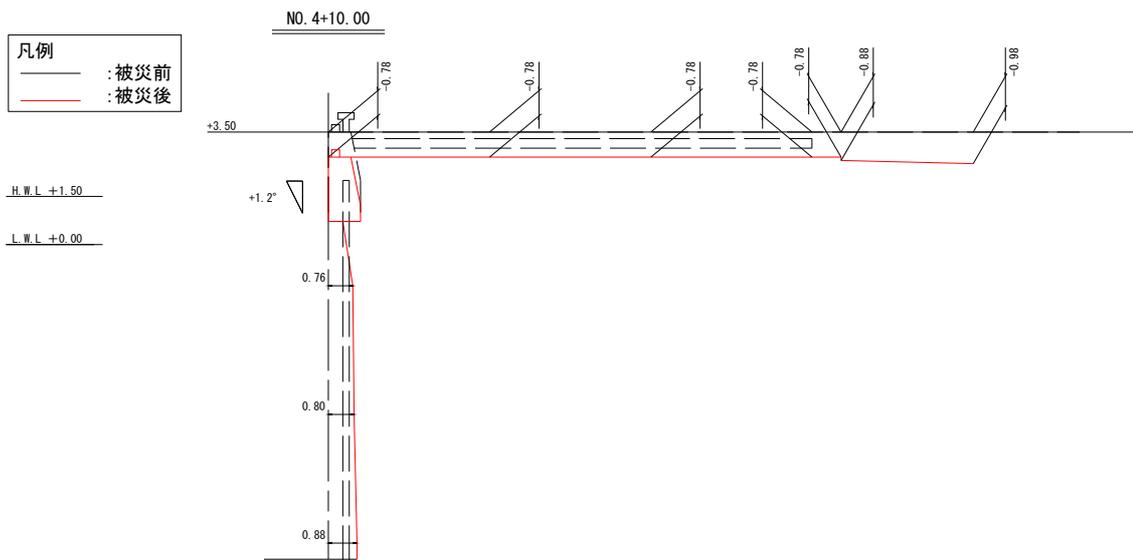


図-3.14.76(a) No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m 岸壁被災断面図 (法線沈下量最大: 図-3.14.74 の①)

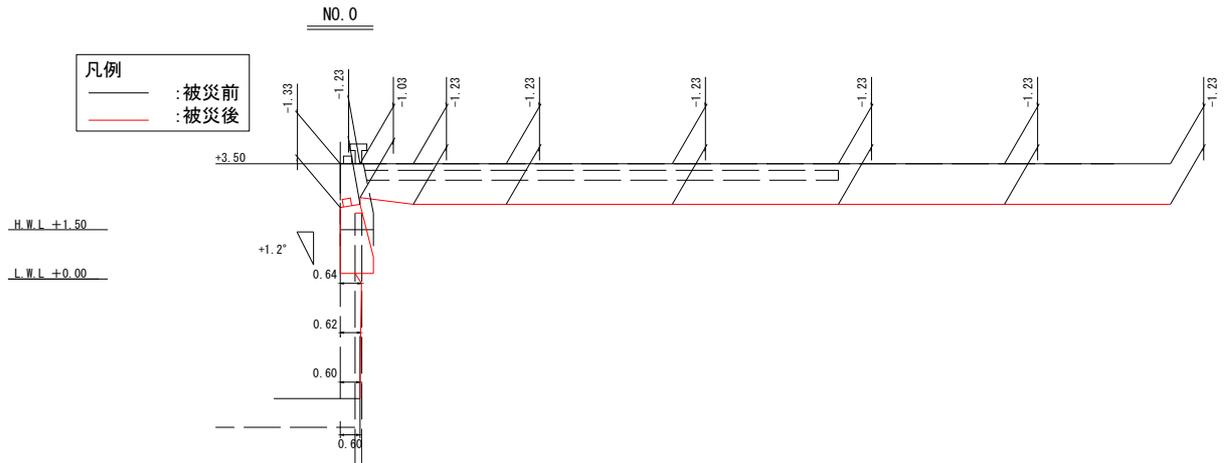


図-3.14.76(b) No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m岸壁被災断面図 (エプロン背後沈下量最大：図-3.14.74の②)

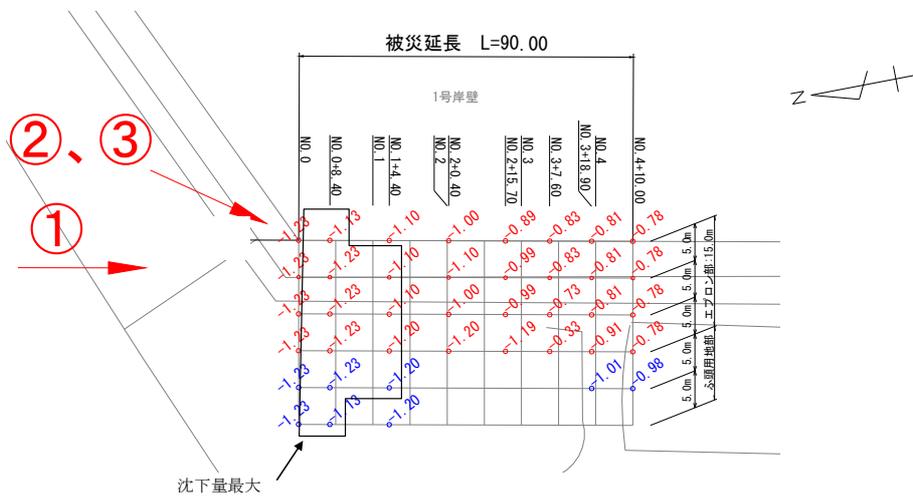


図-3.14.77 No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m岸壁沈下量，被災状況図

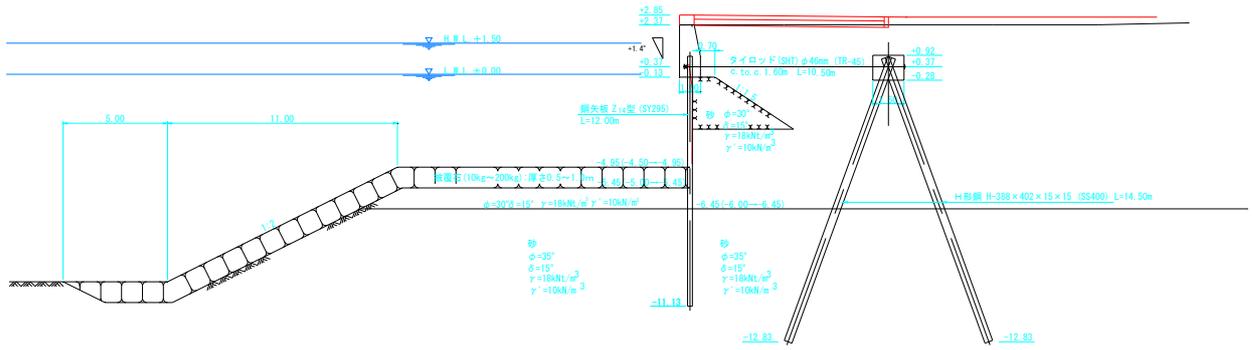


図-3.14.78 No.10 4号ふ頭地区\_-4.5m 岸壁復旧断面図

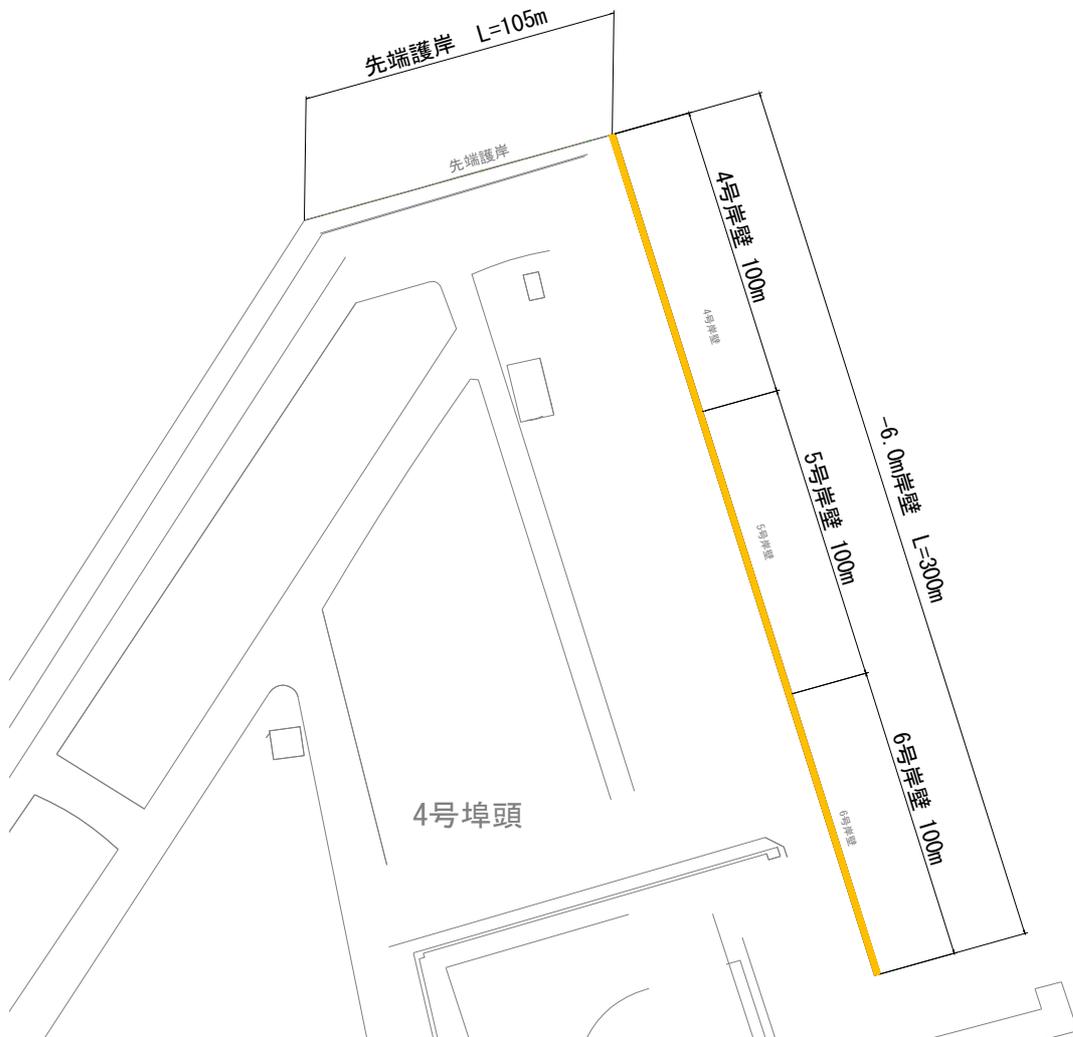


図-3.14.79 No.11 4号ふ頭地区\_-6m 岸壁, 先端護岸平面図

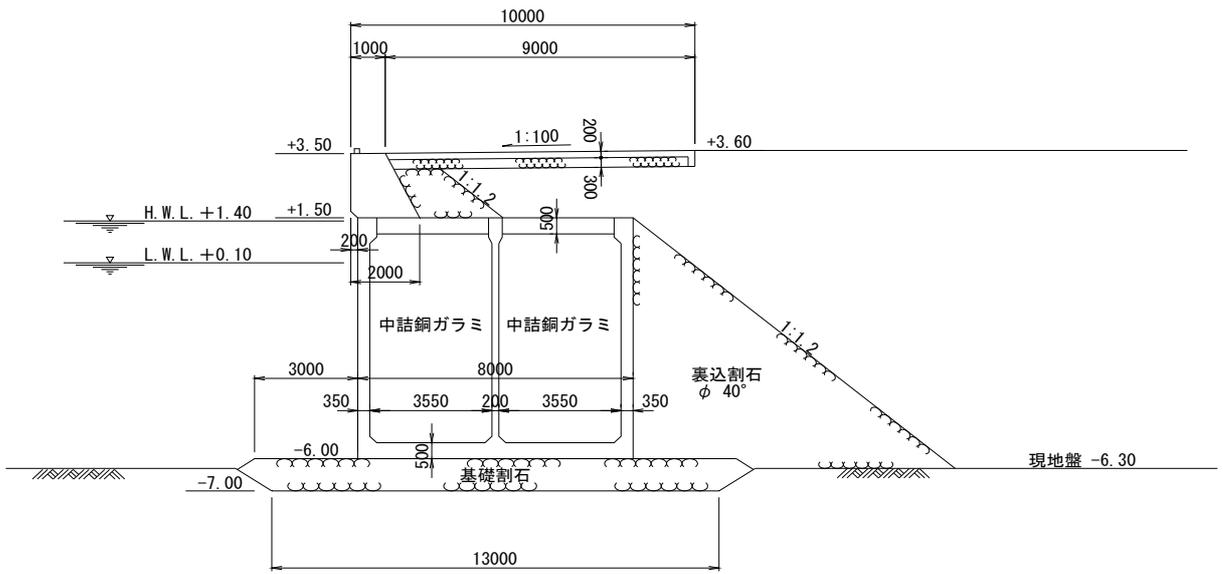


図-3.14.80(a) No.11 4号ふ頭地区\_-6m岸壁標準断面図

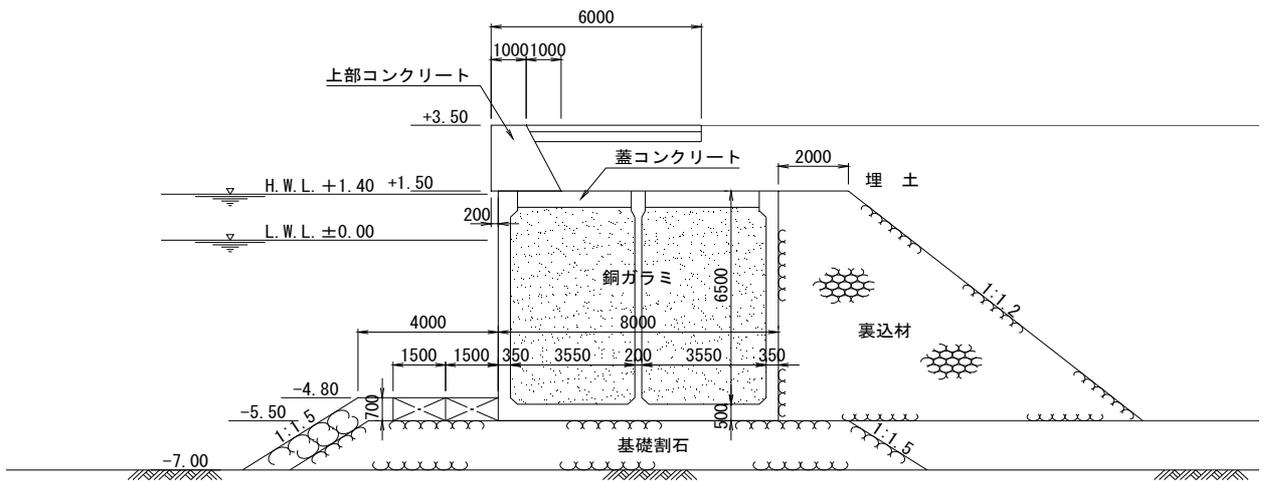


図-3.14.80(b) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸標準断面図 (-6m岸壁側)

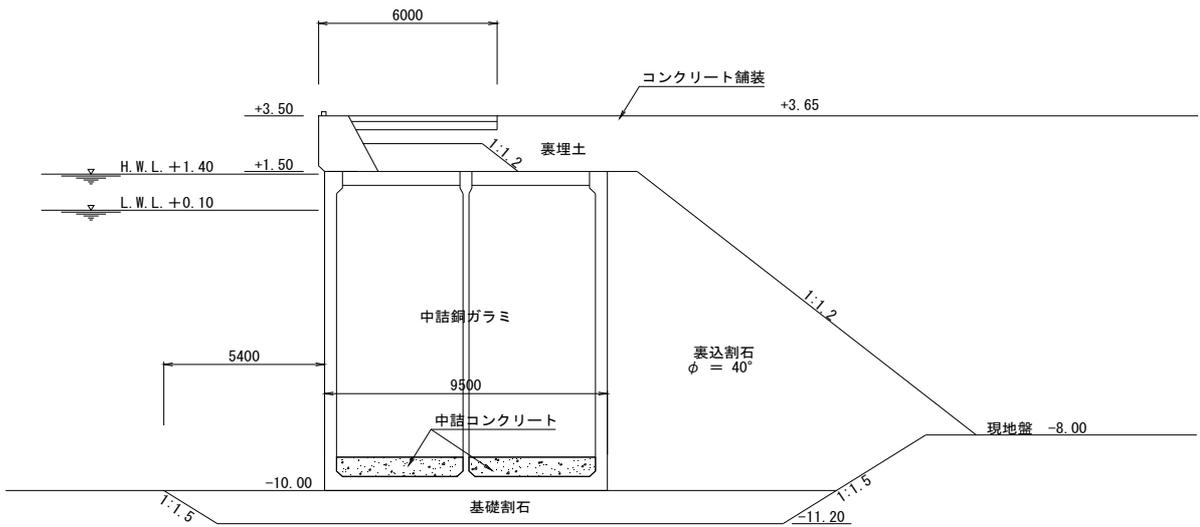
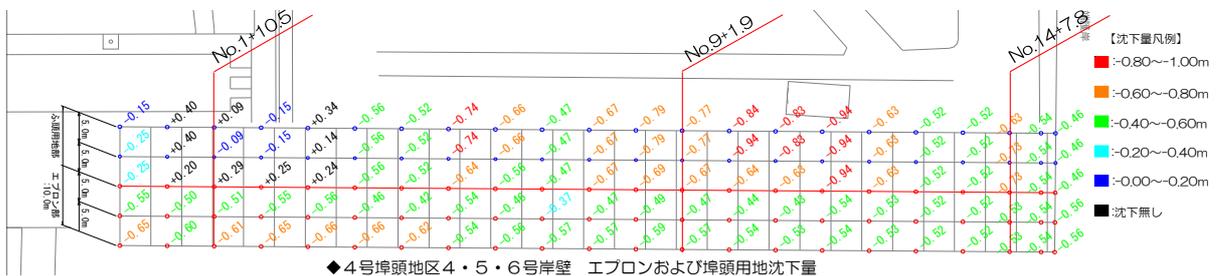
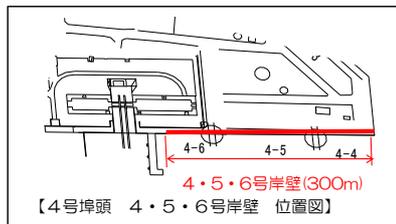
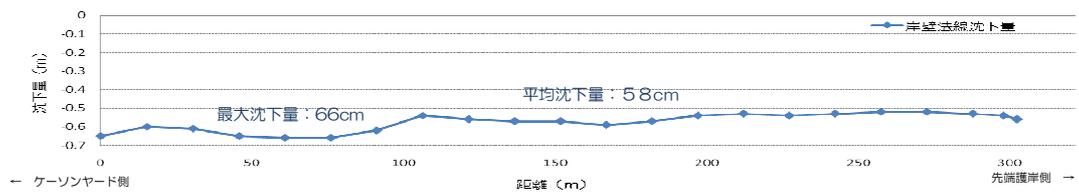


図-3.14.80(c) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸標準断面図 (-10m 岸壁側)

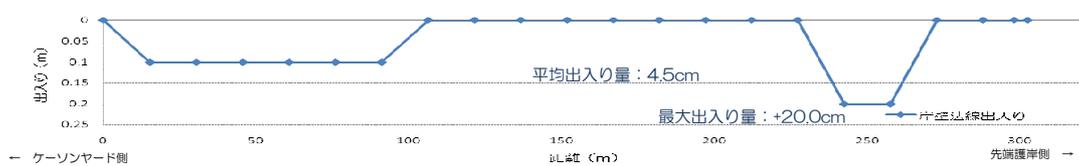


◆4号埠頭地区4・5・6号岸壁 エプロンおよび埠頭用地沈下量

岸壁法線沈下量



岸壁法線出入り



岸壁法線傾斜角

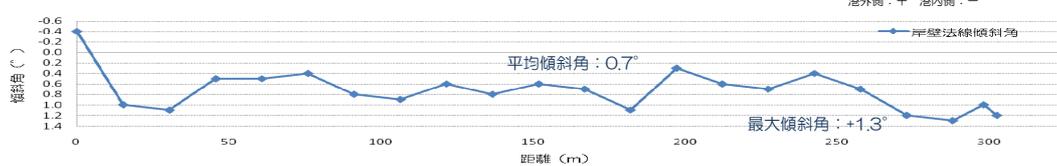


図-3.14.81 No.11 4号ふ頭地区\_-6m 岸壁被災変形量図

(小名浜港)

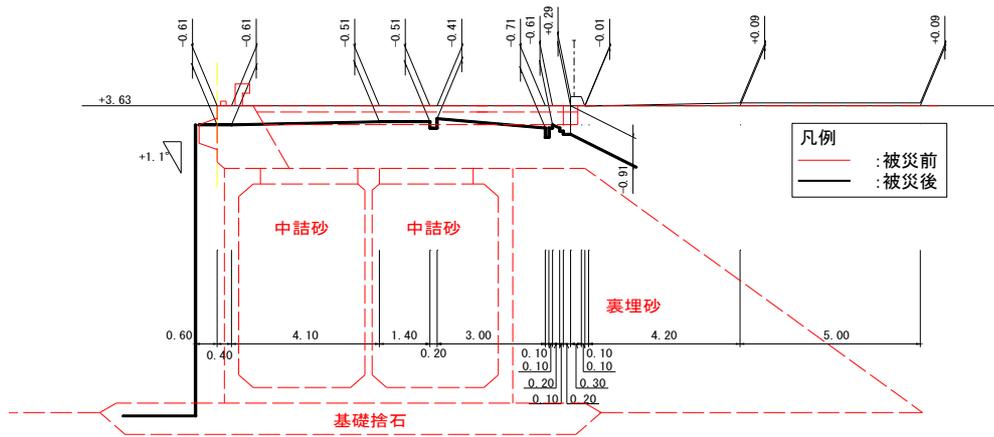


図-3.14.82(a) No.11 4号ふ頭地区\_-6m岸壁被災断面図 (図-3.14.81の平面図のNo.1+10.5)

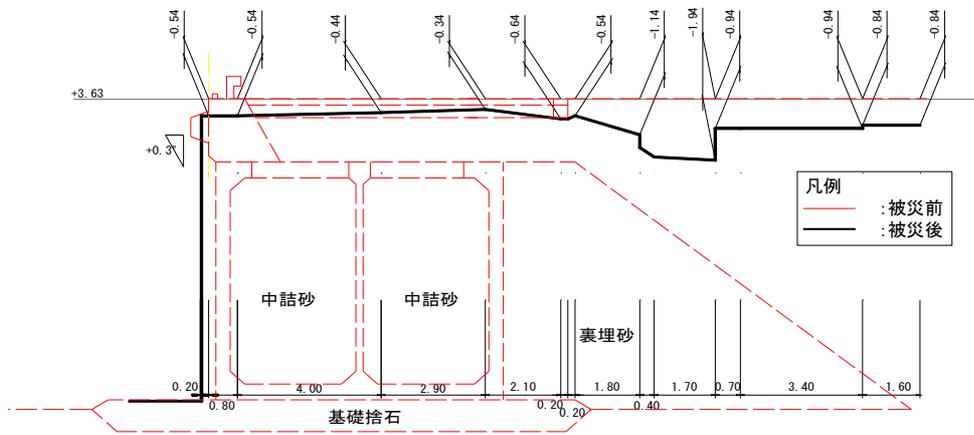


図-3.14.82(b) No.11 4号ふ頭地区\_-6m岸壁被災断面図 (図-3.14.81の平面図のNo.9+1.9)

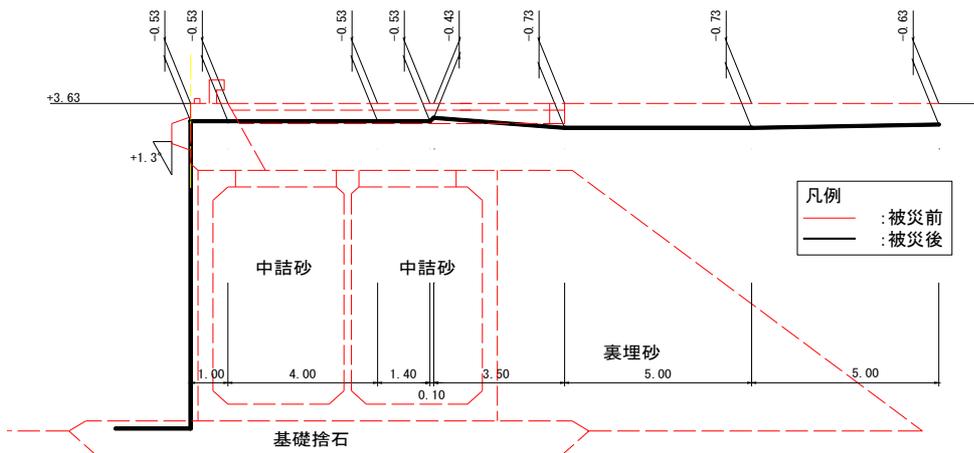


図-3.14.82(c) No.11 4号ふ頭地区\_-6m岸壁被災断面図 (図-3.14.81の平面図のNo.14+7.8)



図-3.14.83(a) No.11 4号ふ頭地区\_-6m 岸壁被災状況 (4号岸壁)



図-3.14.83(b) No.11 4号ふ頭地区\_-6m 岸壁被災状況 (5号岸壁：4号岸壁側)

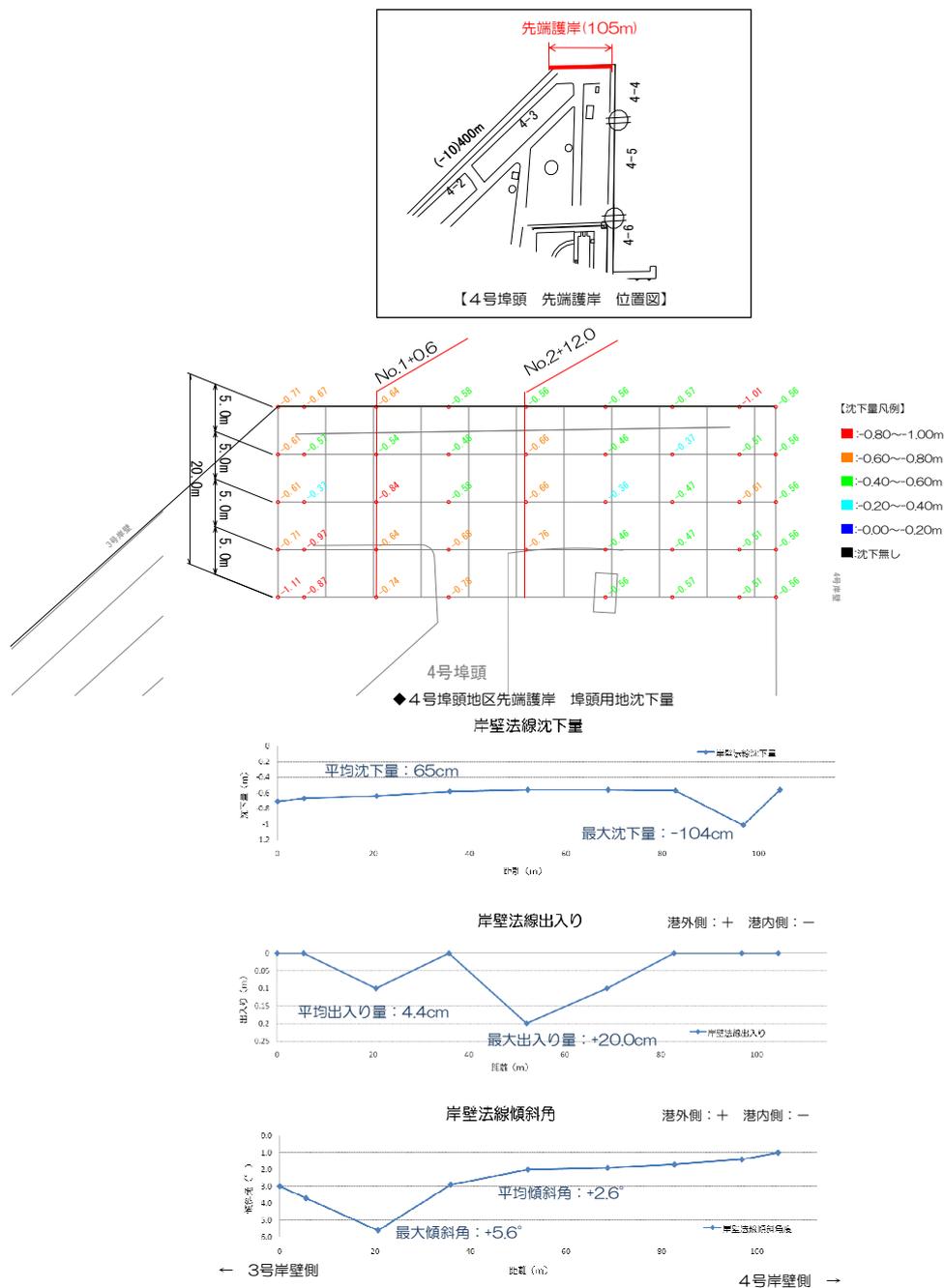


図-3.14.84 No.11 4号埠頭地区\_先端護岸被災変形量図

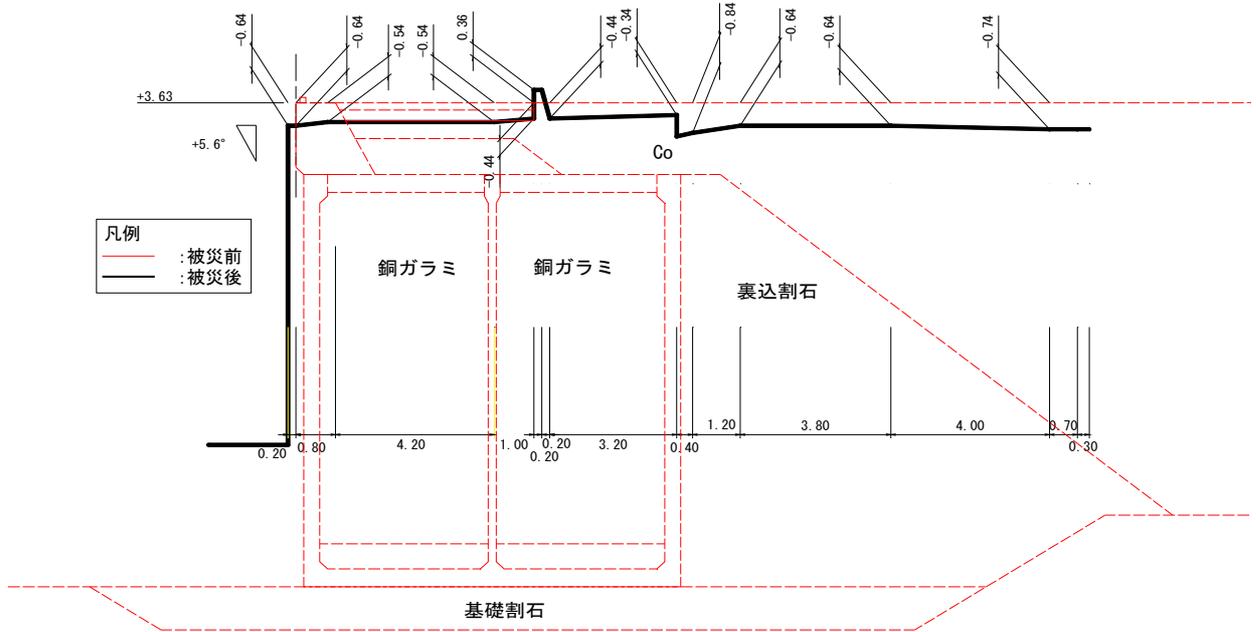


図-3.14.85(a) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸被災断面図 (図-3.14.84 の平面図の No.1+0.6)

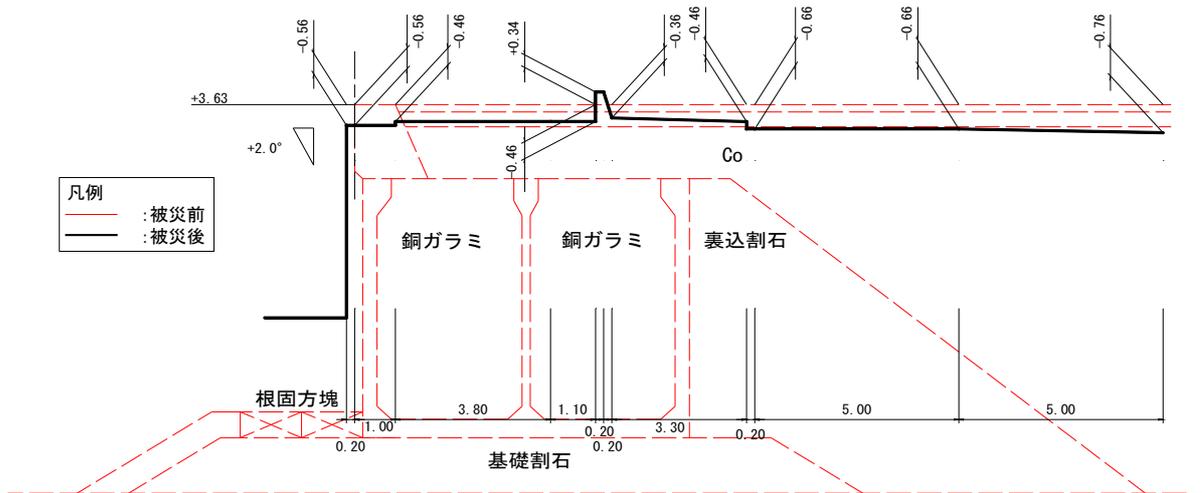


図-3.14.85(b) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸被災断面図 (図-3.14.84 の平面図の No.2+12.0)



図-3.14.86(a) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸被災断面図 (-6m 岸壁側)



図-3.14.86(b) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸被災断面図 (-10m 岸壁側)

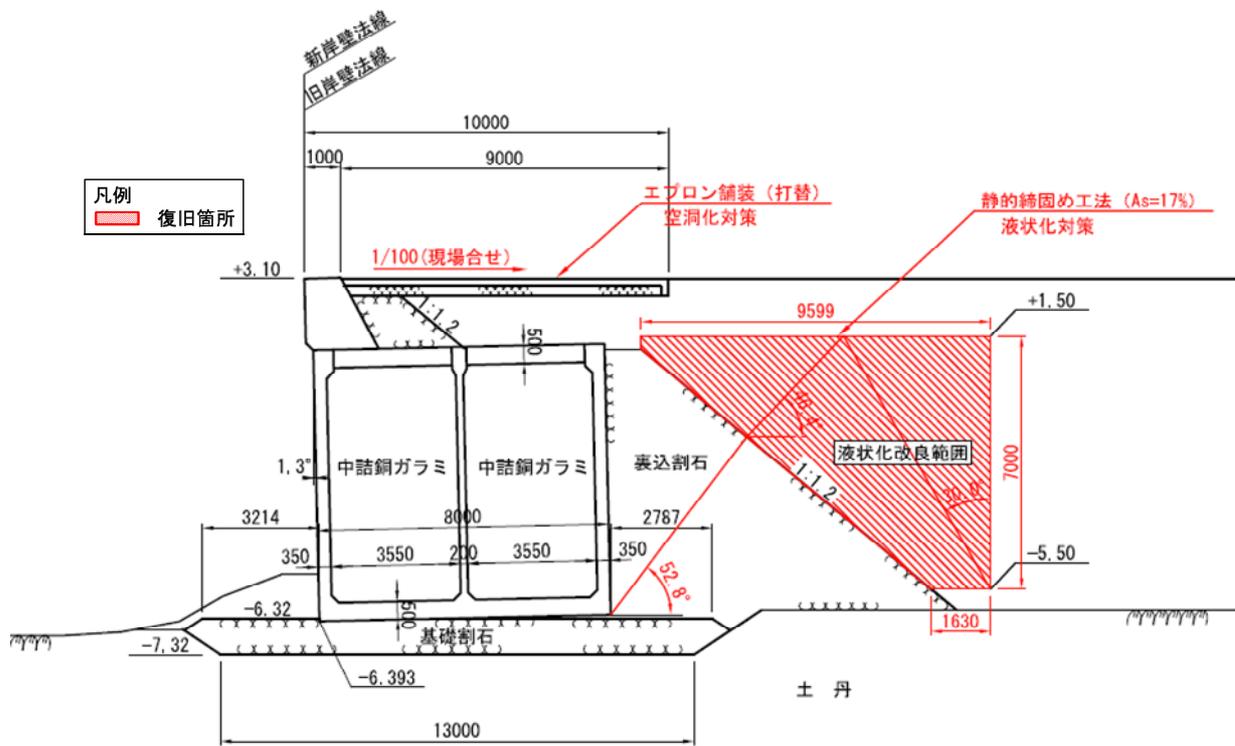
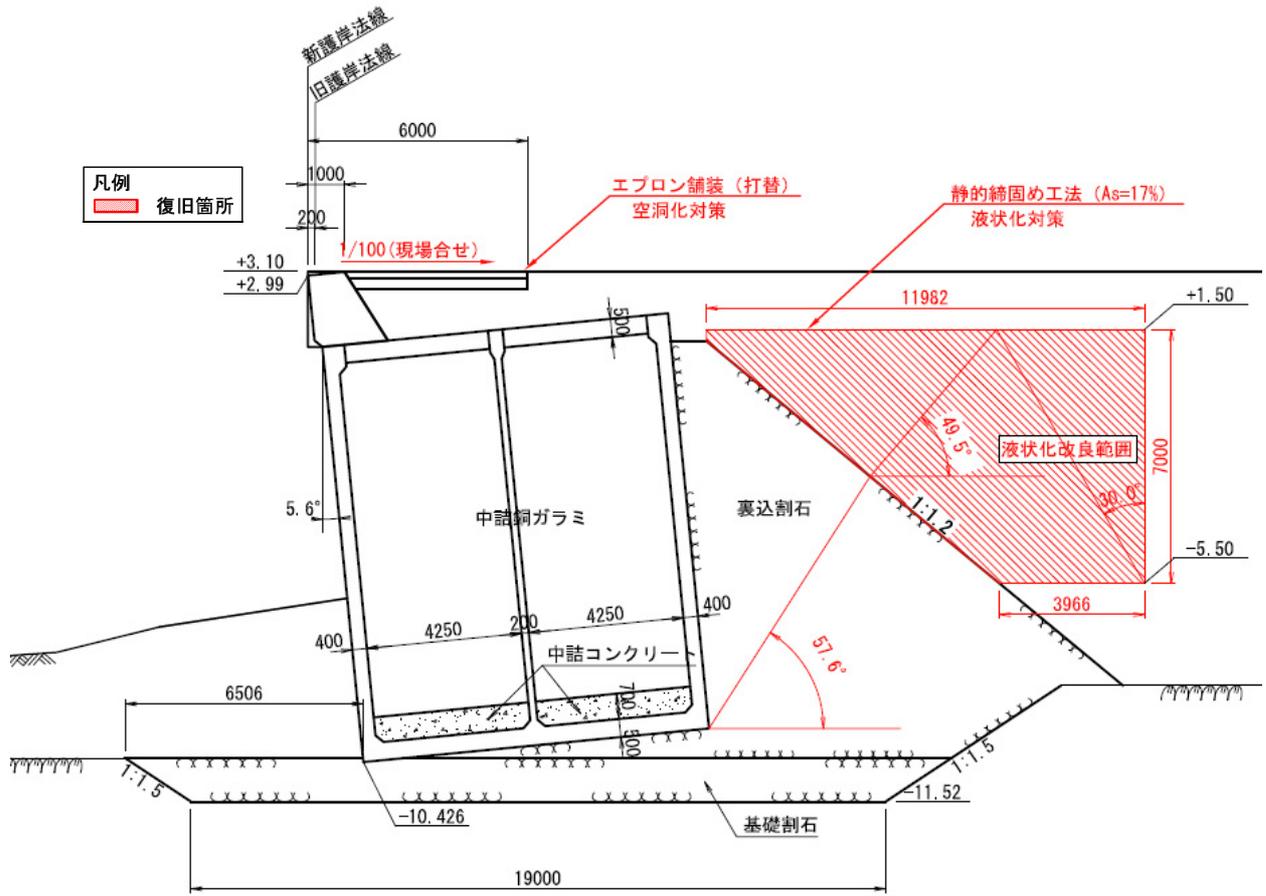


図-3.14.87(a) No.11 4号ふ頭地区\_-6m 岸壁復旧断面図 (案) (4号岸壁)



土 丹

図-3.14.87(b) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸復旧断面図(案) (-10m岸壁側)

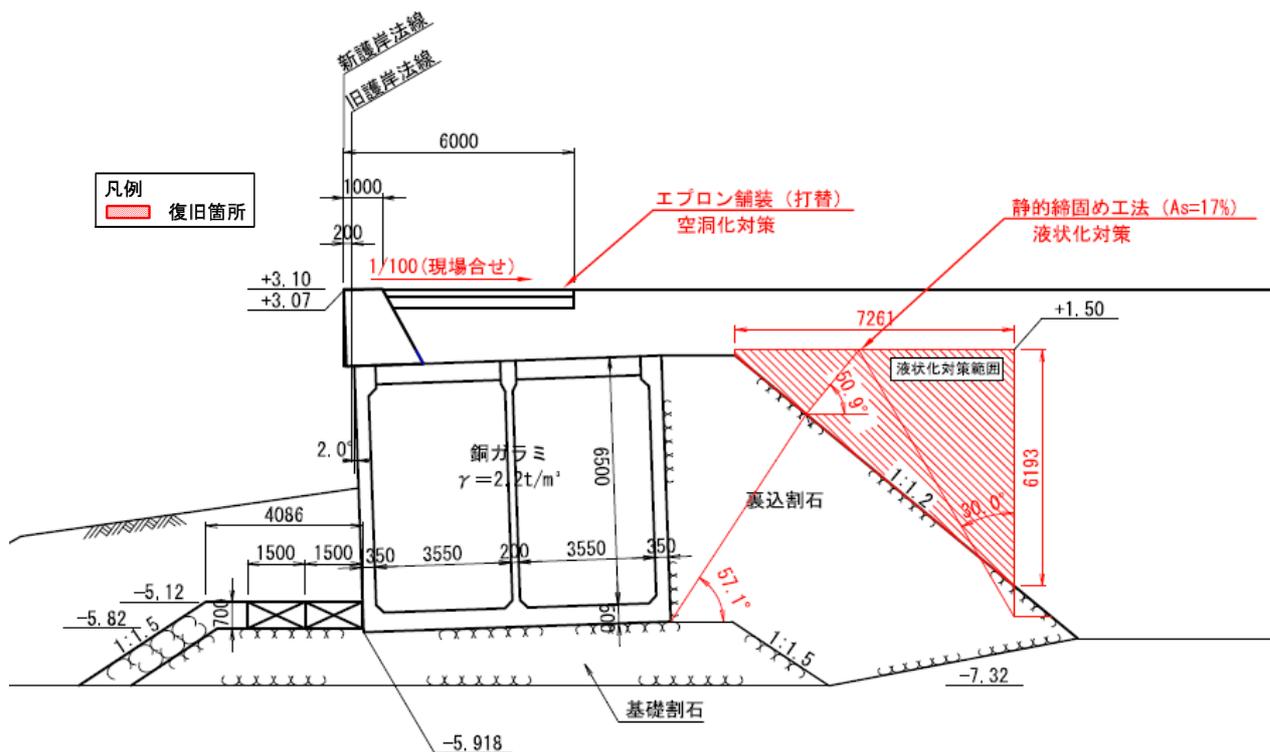


図-3.14.87(c) No.11 4号ふ頭地区\_先端護岸復旧断面図(案) (-6m岸壁側)

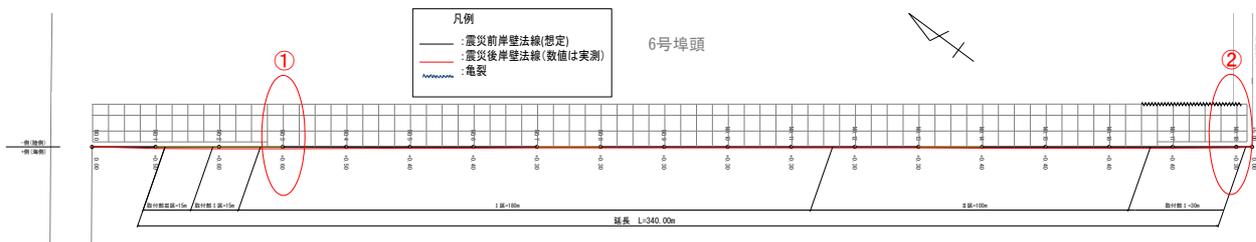


図-3.14.88 No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁平面図(被災前後)

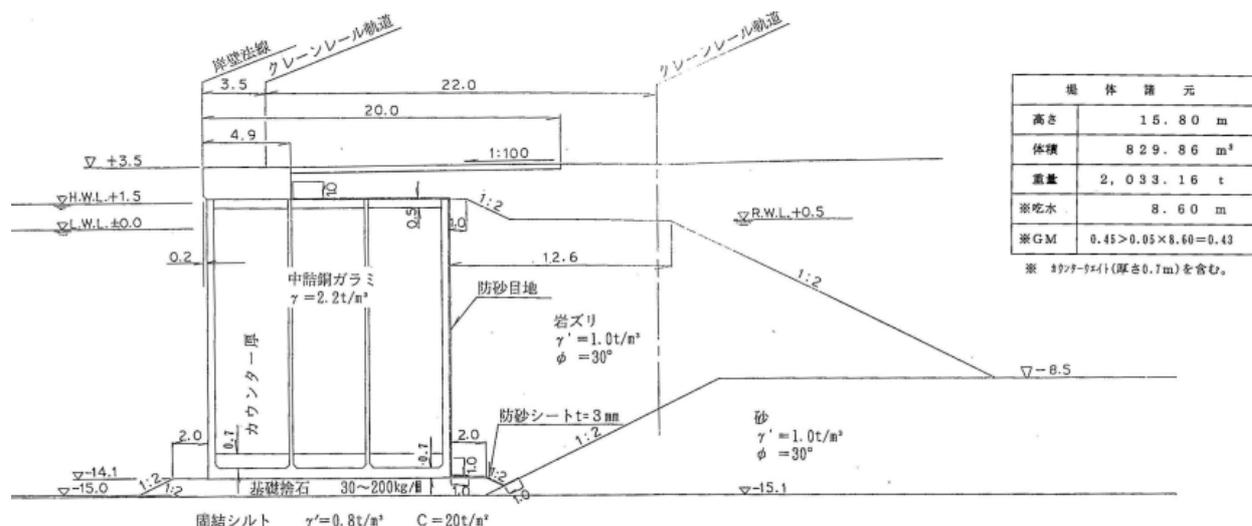


図-3.14.89(a) No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁標準断面図(I区)

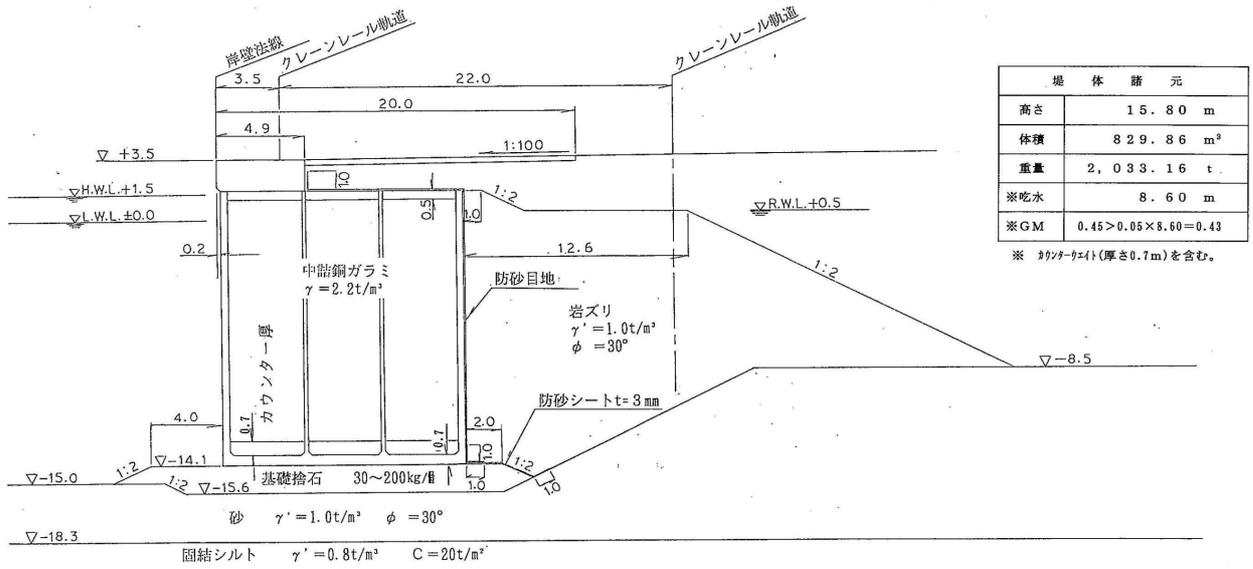


図-3.14.89(b) No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁標準断面図 (II区)

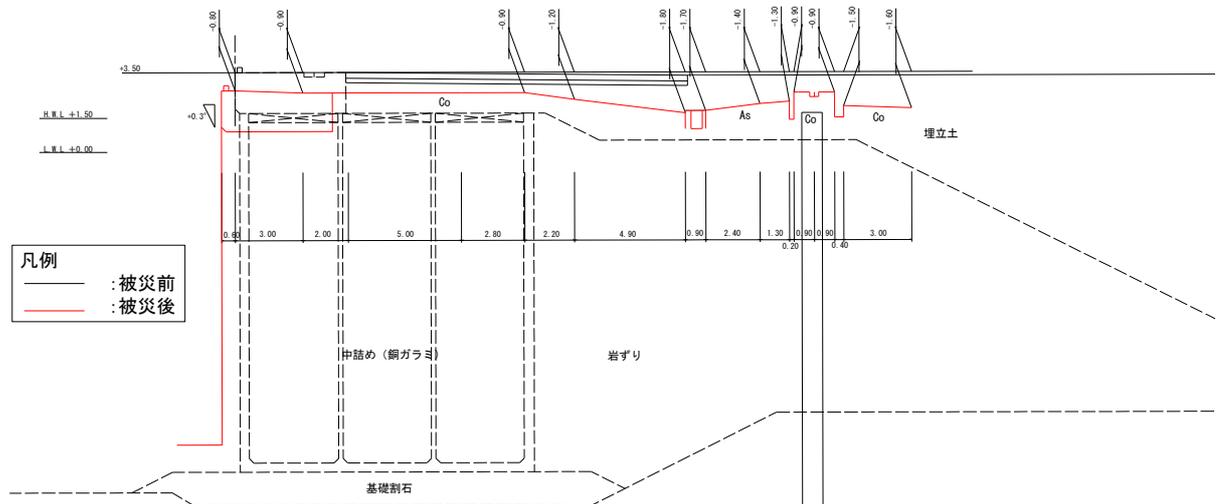


図-3.14.90(a) No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁被災断面図 (図-3.14.88の①, 法線水平変位量最大)

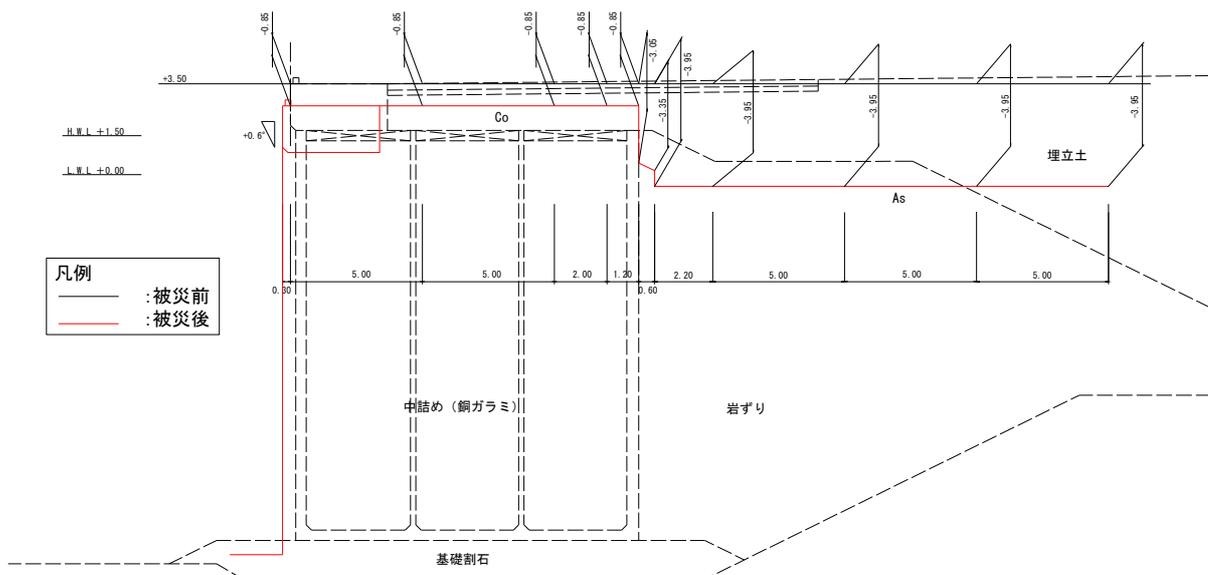


図-3.14.90(b) No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁被災断面図 (図-3.14.88の②, エプロン背後沈下最大)

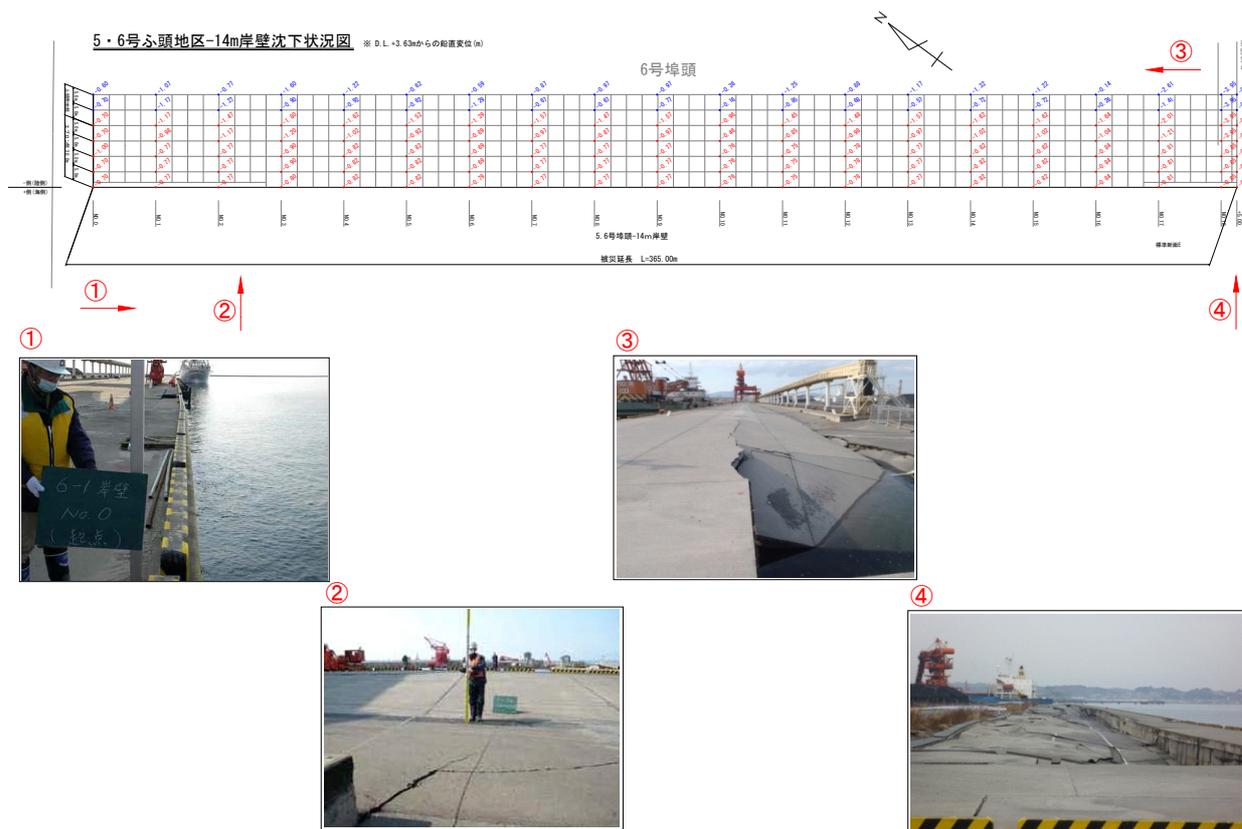


図-3.14.91 No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁沈下量, 被災状況図

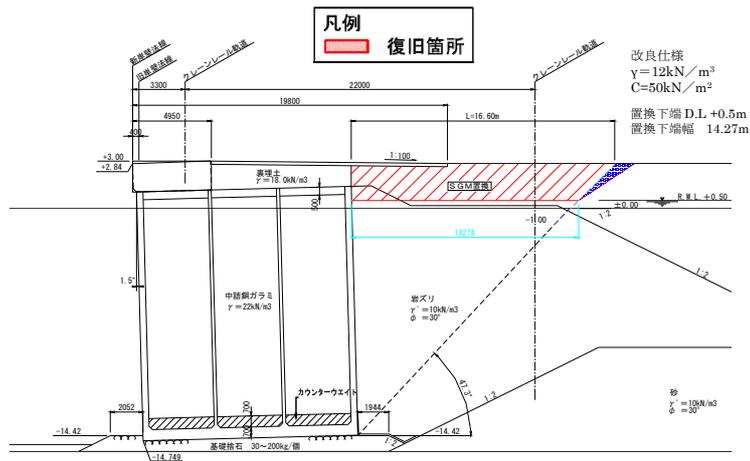


図-3.14.92 No.12 5・6号ふ頭地区\_-14m岸壁復旧断面図 (I区)

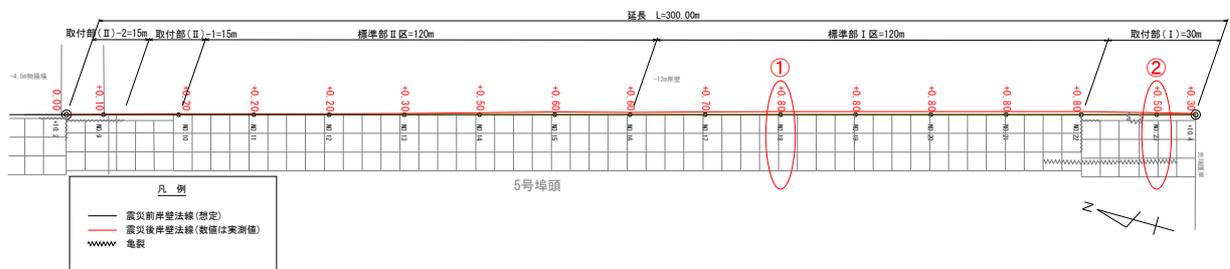


図-3.14.93 No.13 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁平面図 (被災前後)

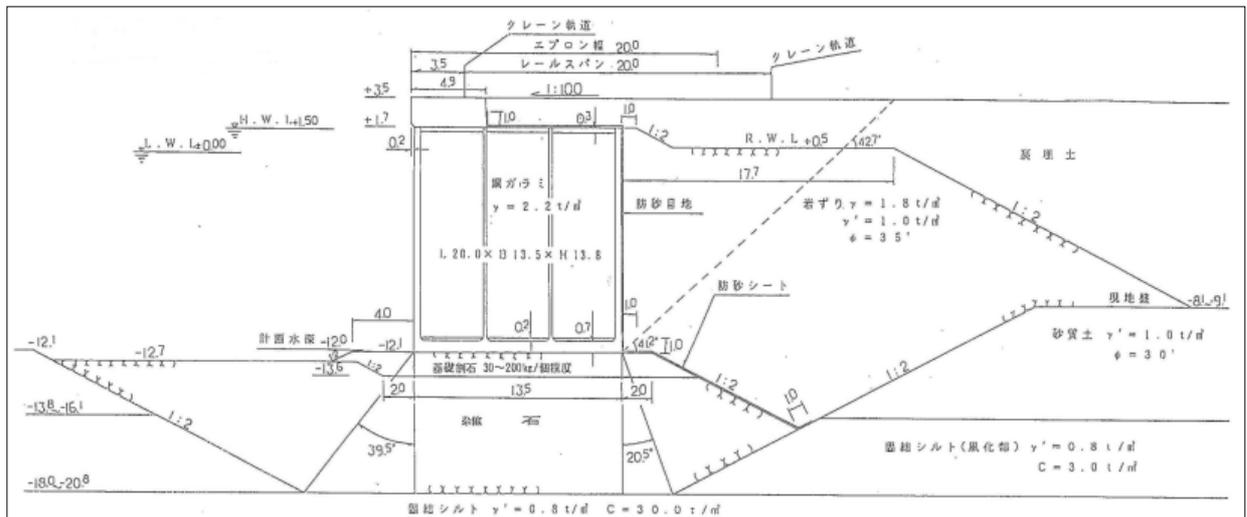


図-3.14.94 No.13 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁標準断面図 (標準部I区)

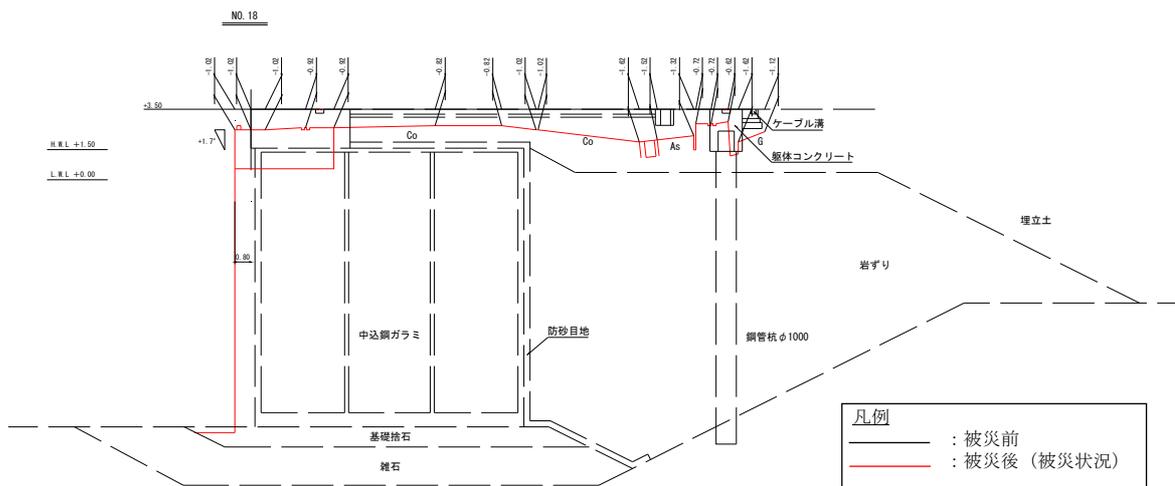


図-3.14.95(a) No.13 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁被災断面図 (法線水平変位最大, 図-3.14.93の①)

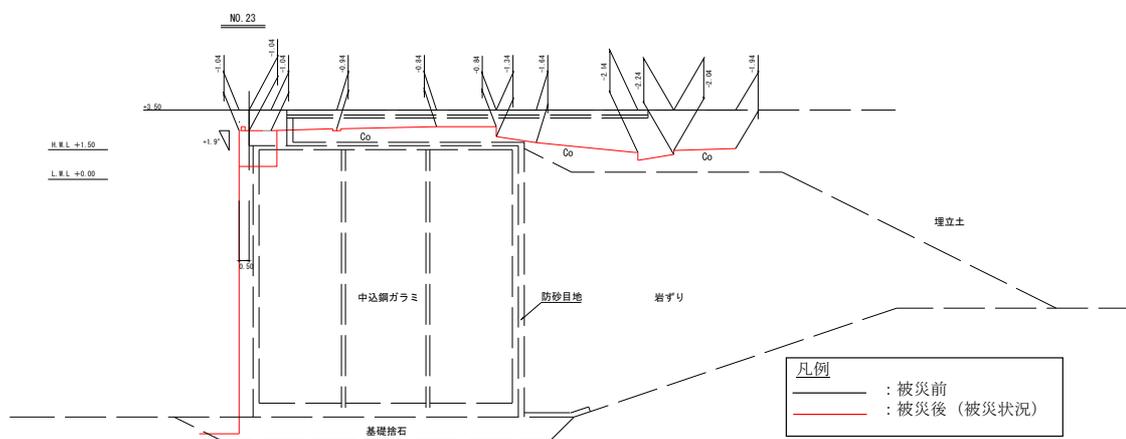


図-3.14.95(b) No.13 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁被災断面図 (エプロン背後最大, 図-3.14.93の②)

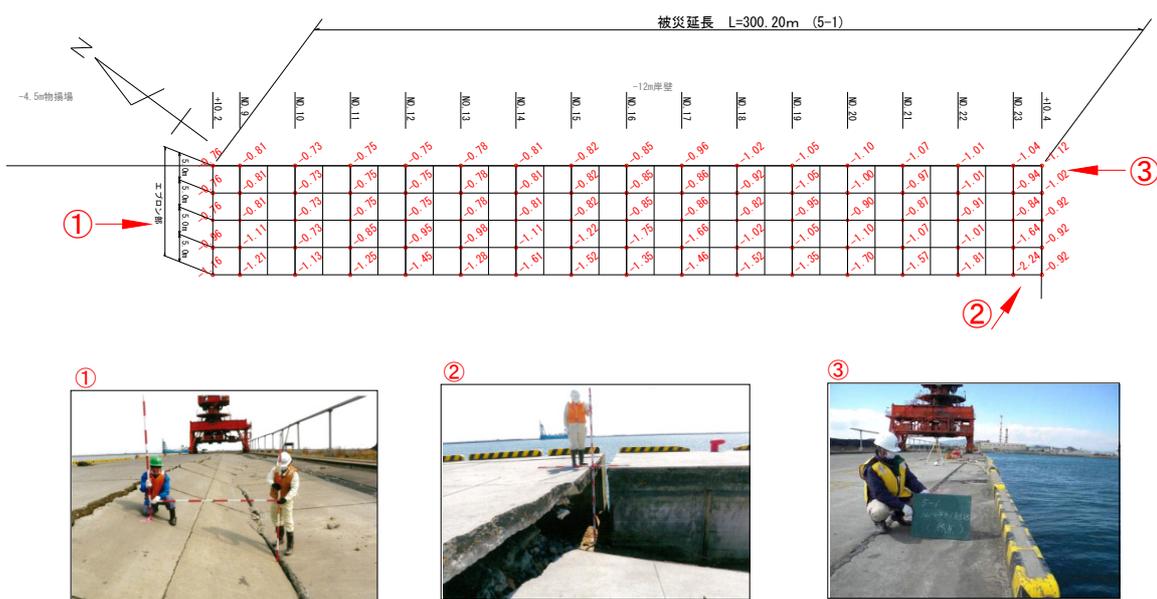


図-3.14.96 No.13 5・6号ふ頭地区\_-12m岸壁沈下量, 被災状況図

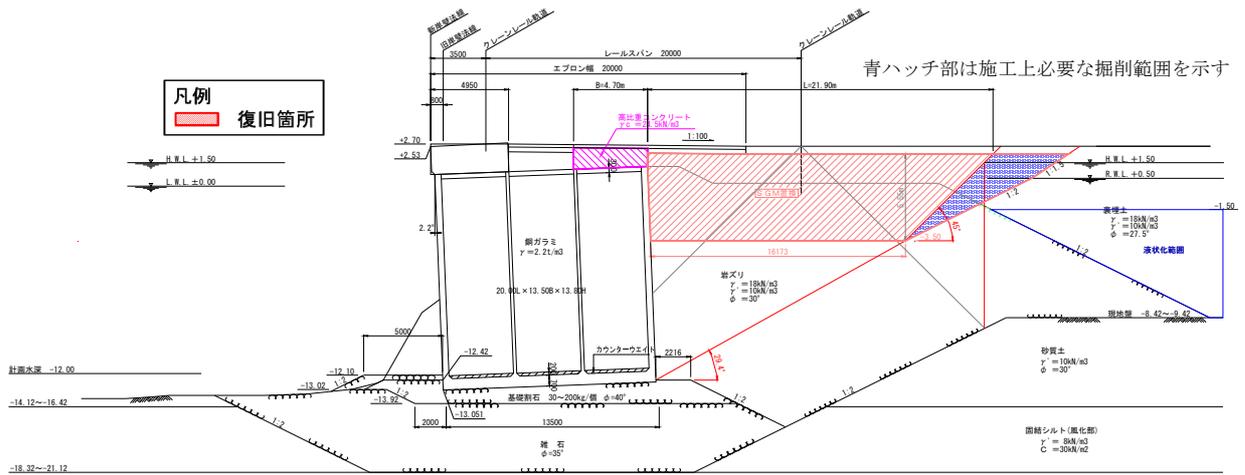


図-3.14.97(a) No.13 5・6号ふ頭地区\_12m岸壁復旧断面図(標準部 (I区))

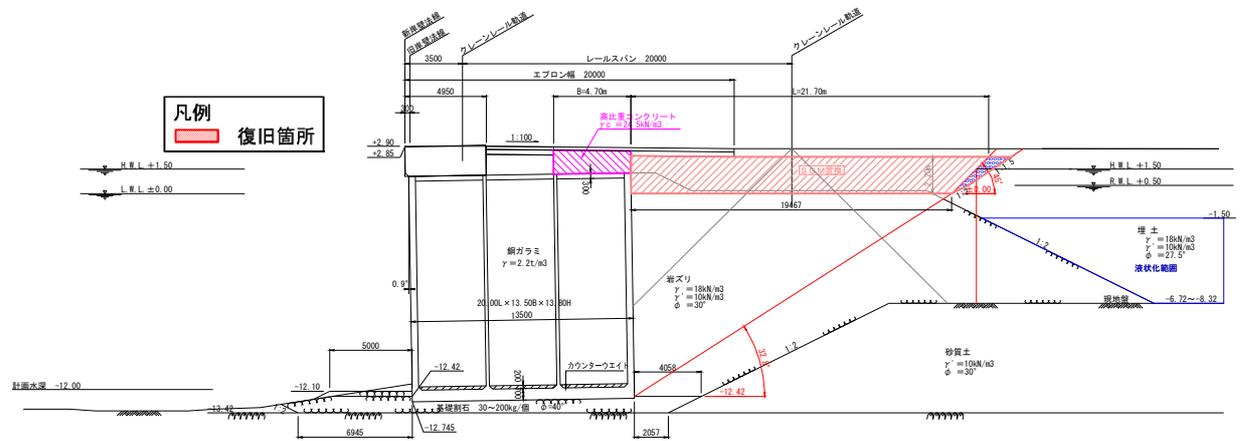


図-3.14.97(b) No.13 5・6号ふ頭地区\_12m岸壁復旧断面図(標準部 (II区))

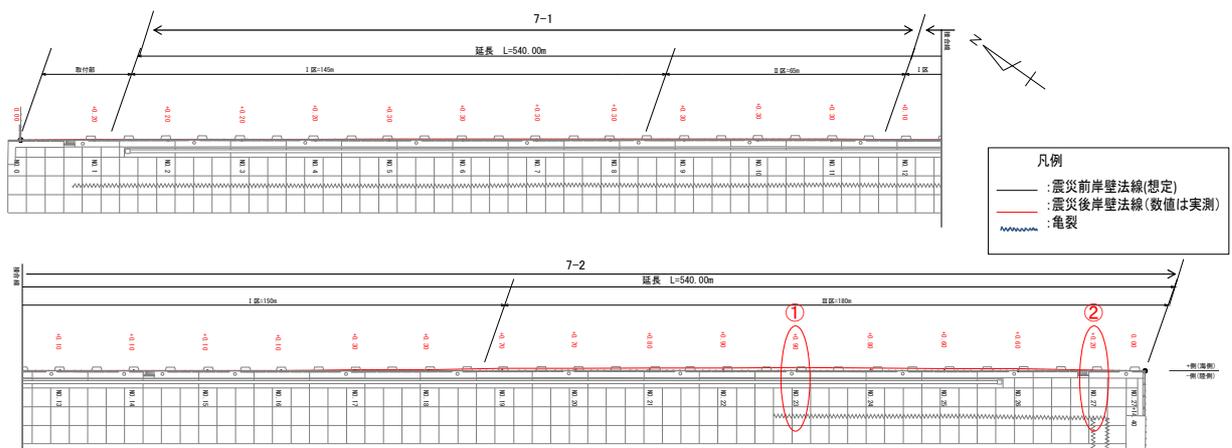


図-3.14.98 No.14 7号ふ頭地区\_13m岸壁平面図(被災前後)

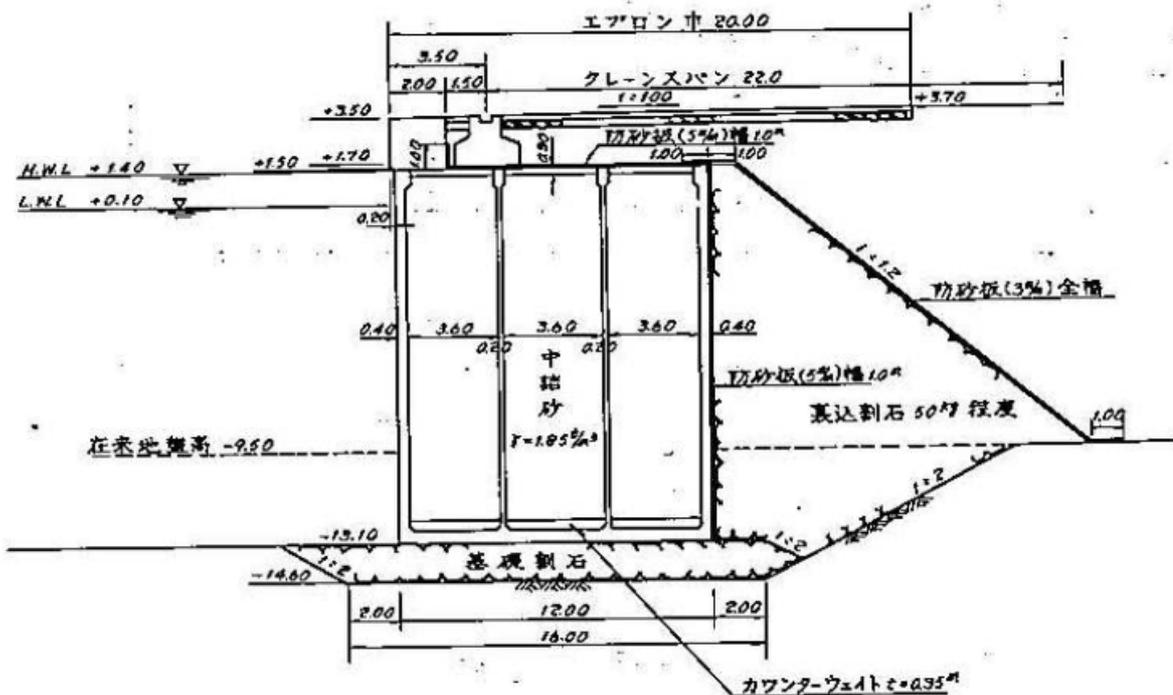


図-3.14.99(a) No.14 7号ふ頭地区-13m岸壁標準断面図 (7-1 (I区), 7-2 (I区))

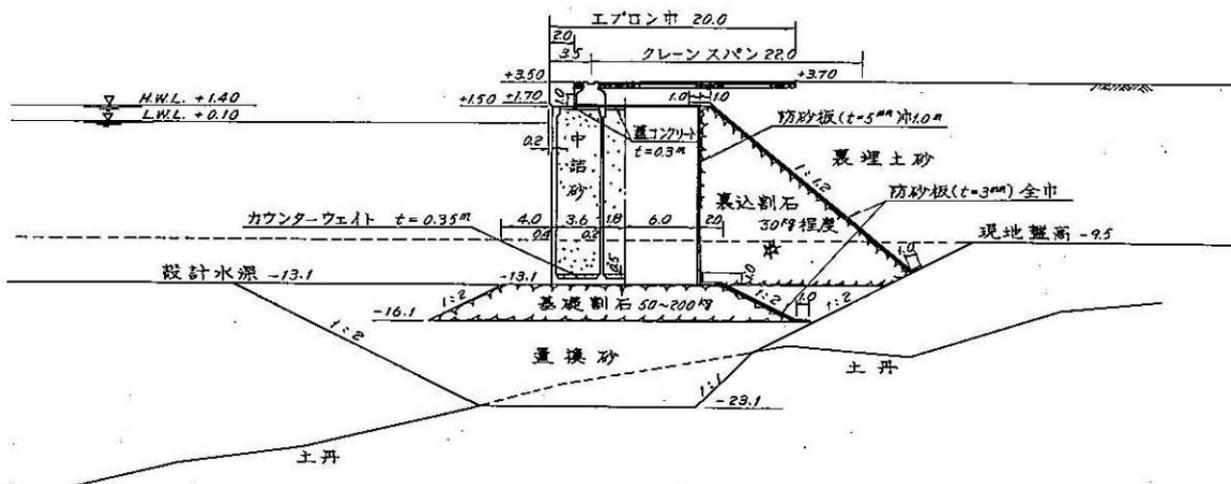


図-3.14.99(b) No.14 7号ふ頭地区-13m岸壁標準断面図 (7-1 (II区))

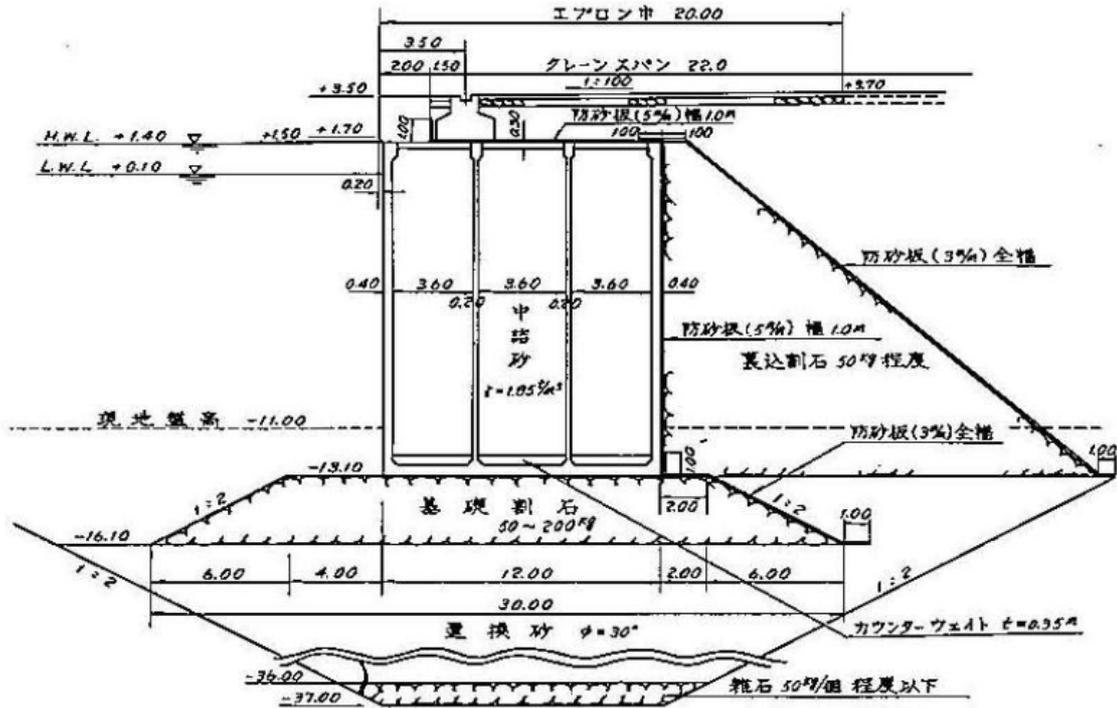


図-3.14.99(c) No.14 7号ふ頭地区-13m岸壁標準断面図(7-2(III区))

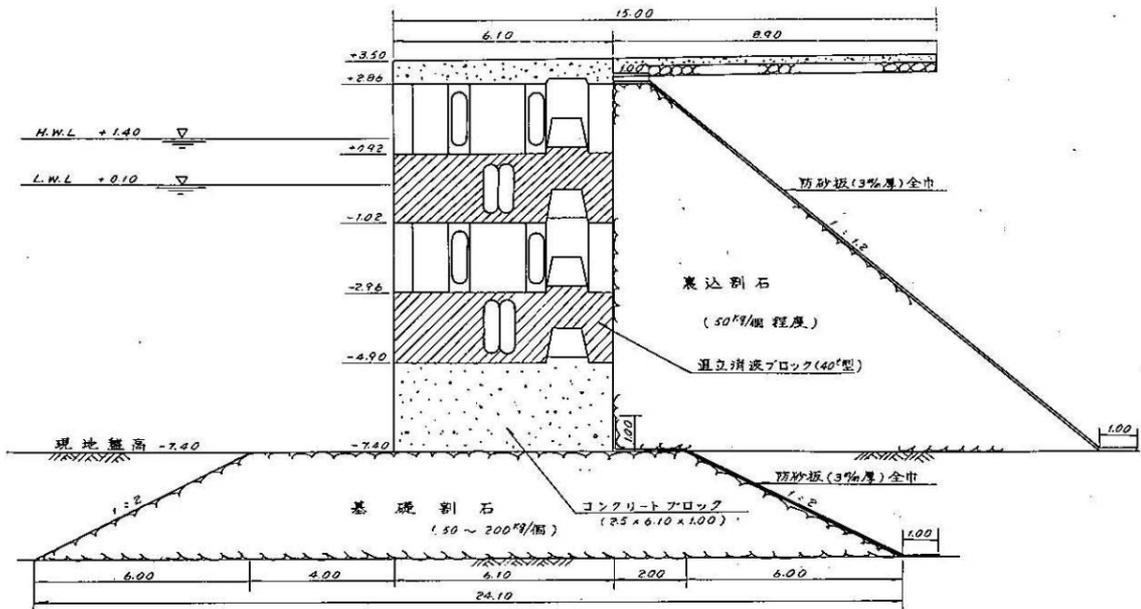


図-3.14.99(d) No.14 7号ふ頭地区-13m岸壁標準断面図(取付部)

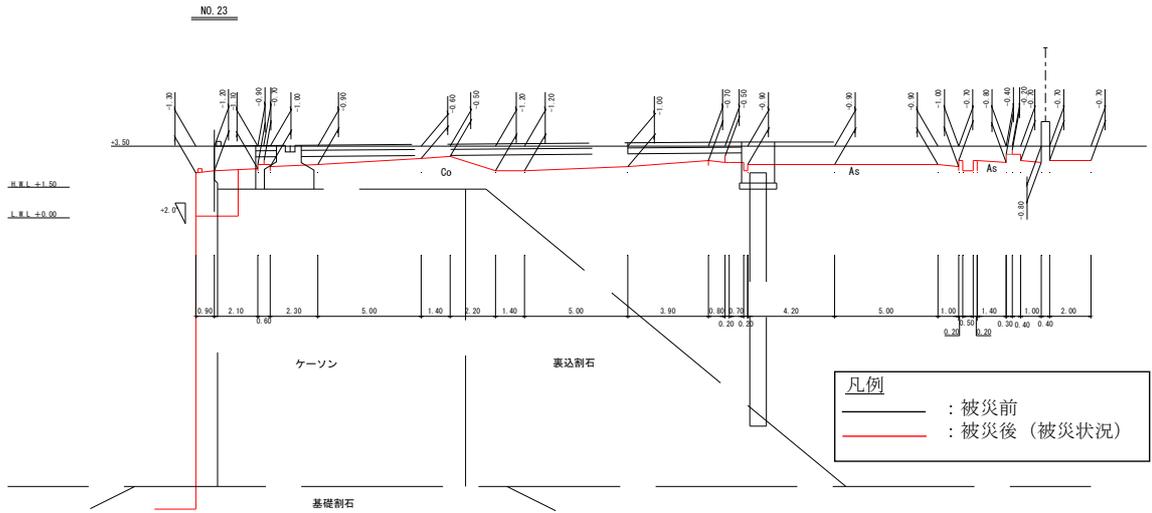


図-3.14.100(a) No.14 7号ふ頭地区-13m 岸壁被災断面図 (法線水平変位最大, 図-3.14.98 の①)

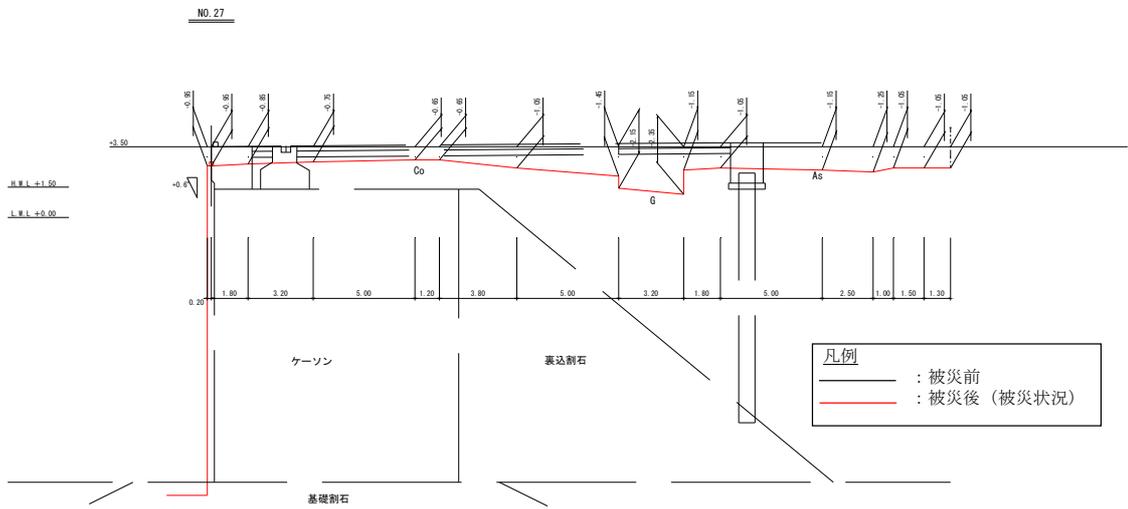


図-3.14.100(b) No.14 7号ふ頭地区-13m 岸壁被災断面図 (エプロン背後最大沈下, 図-3.14.98 の②)

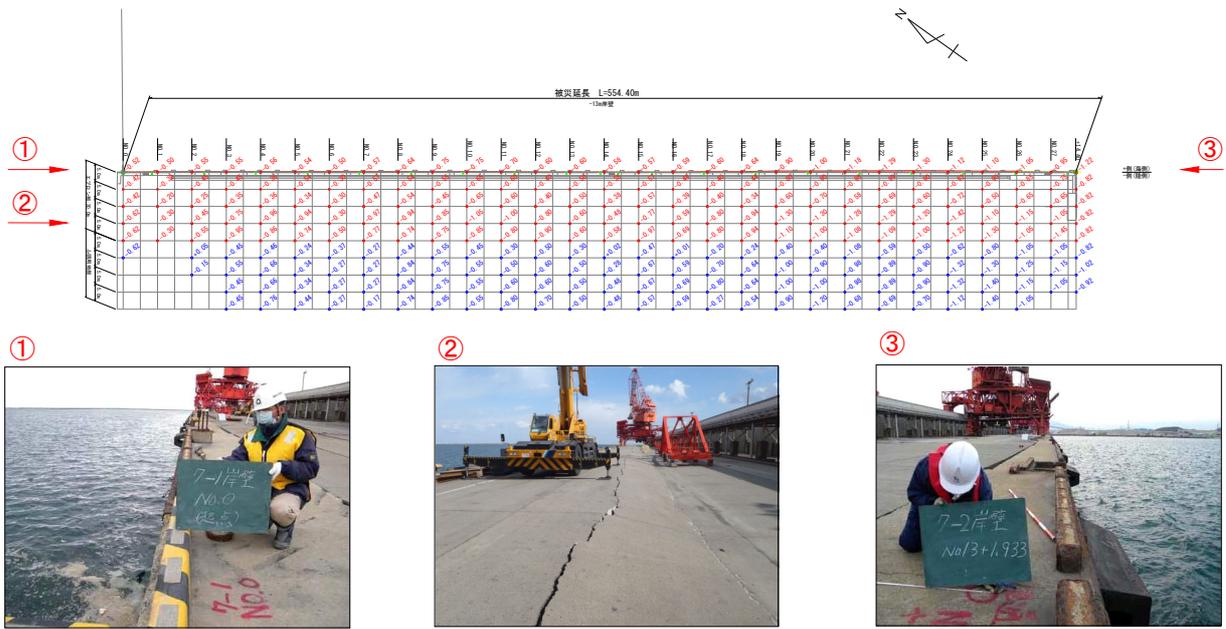


図-3.14.101 No.14 7号ふ頭地区-13m 岸壁沈下量, 被災状況図

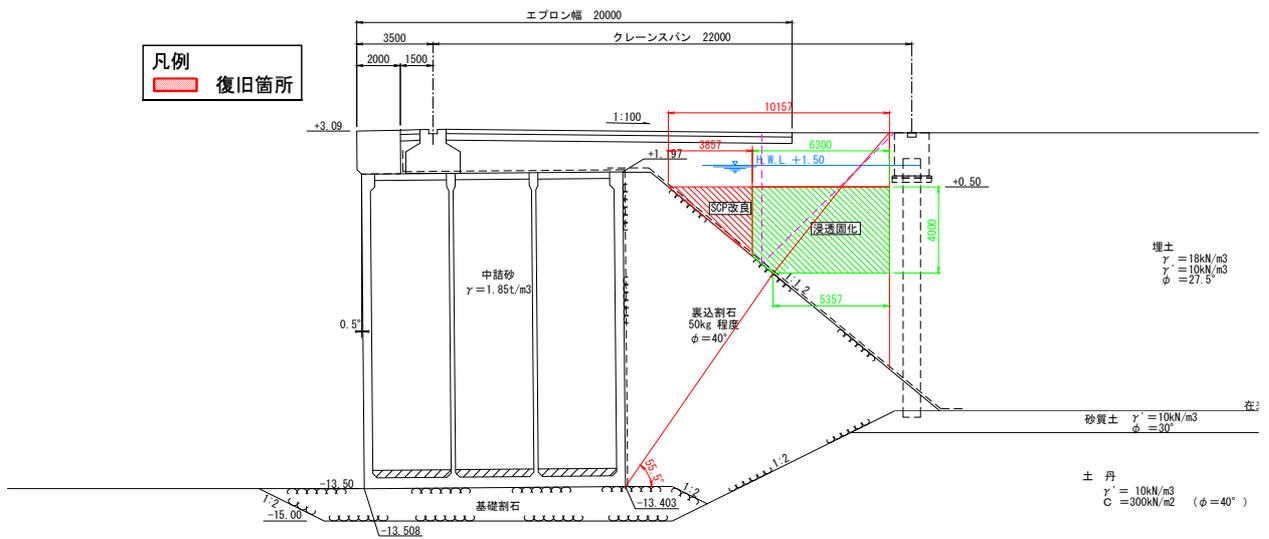


図-3.14.102(a) No.14 7号ふ頭地区-13m 復旧断面図(案) (7-1 (I区))

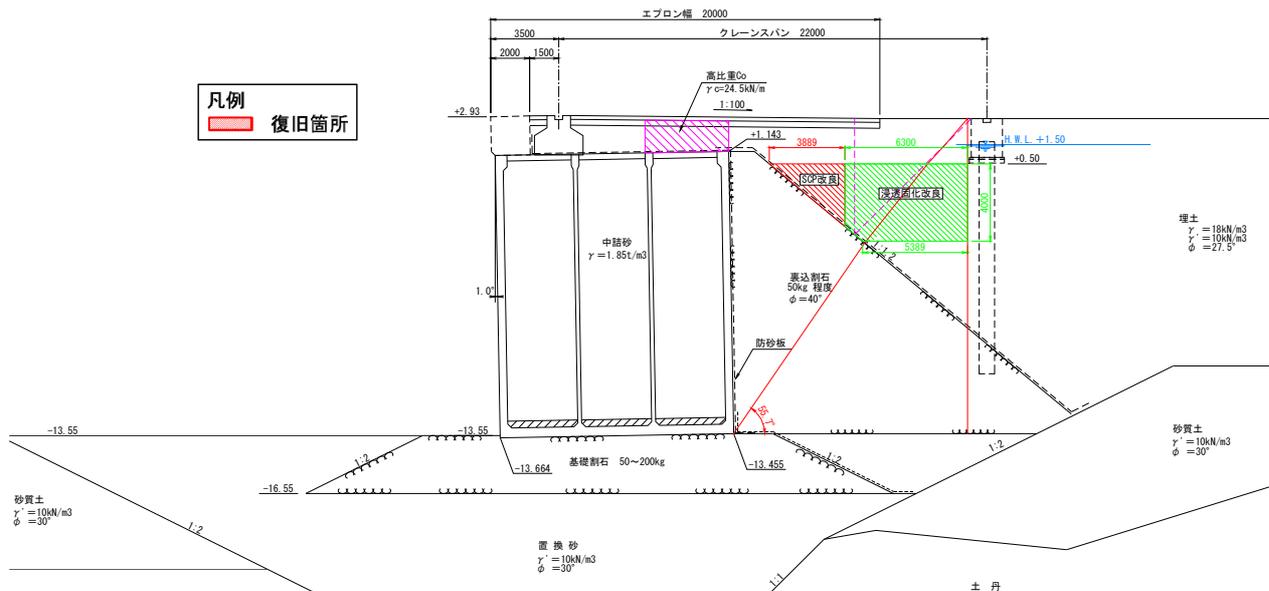


図-3.14.102(b) No.14 7号ふ頭地区-13m 復旧断面図 (案) (7-1 (II区))

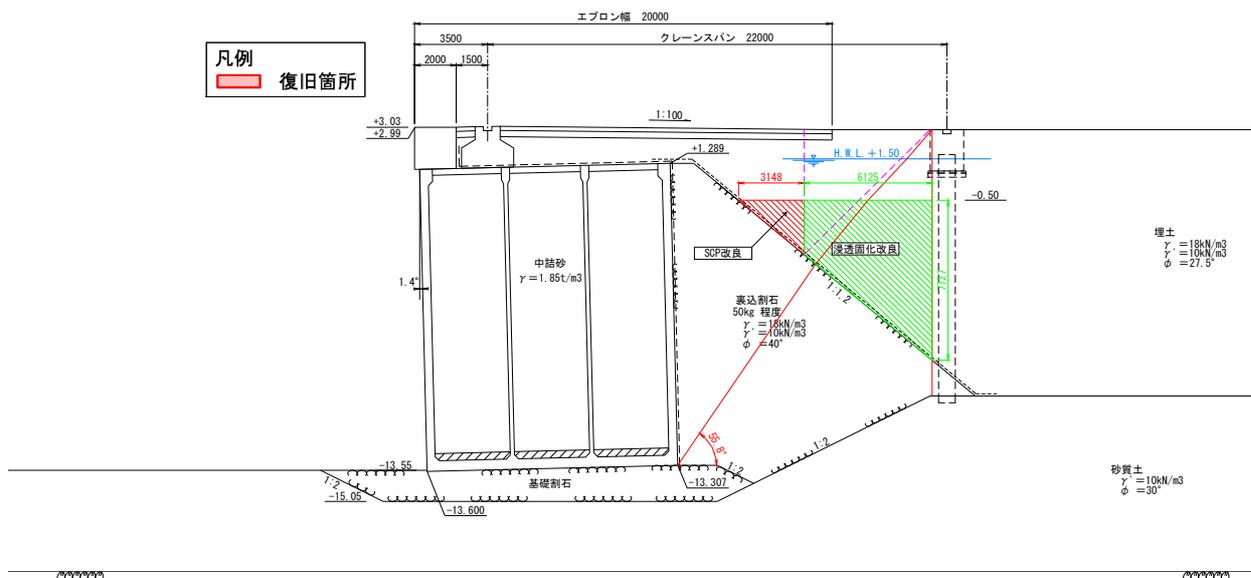


図-3.14.102(c) No.14 7号ふ頭地区-13m 復旧断面図 (案) (7-2 (I区))

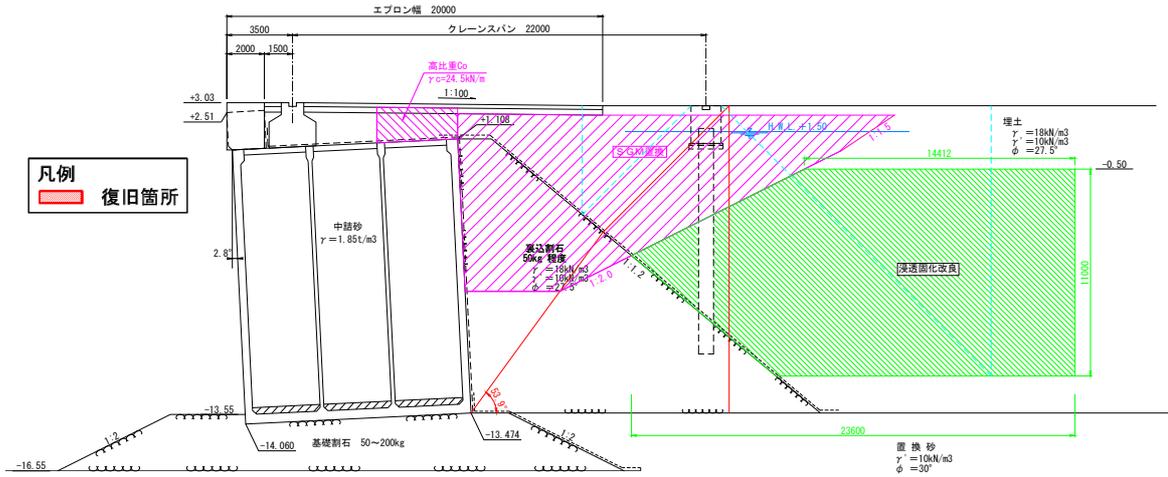


図-3.14.102(d) No.14 7号ふ頭地区-13m 復旧断面図(案) (7-2 (III区))

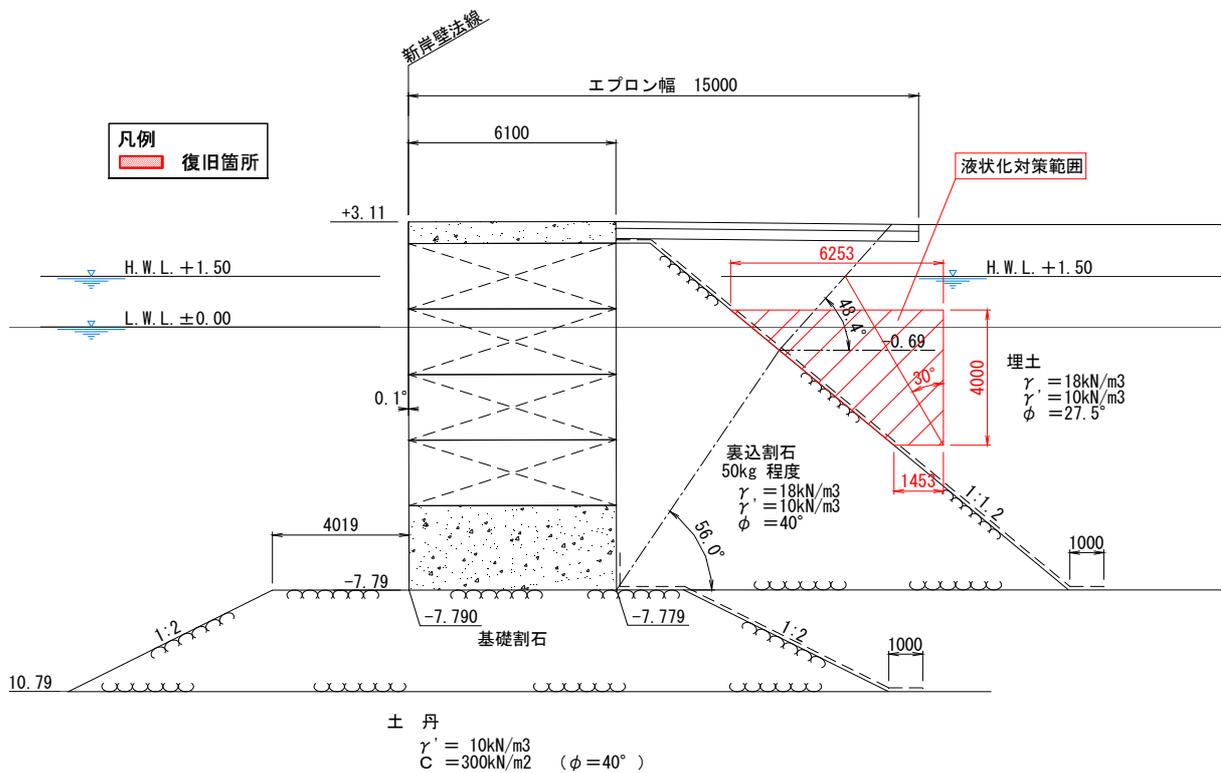


図-3.14.102(e) No.14 7号ふ頭地区-13m 復旧断面図(案) (取付部)

7号ふ頭-10m

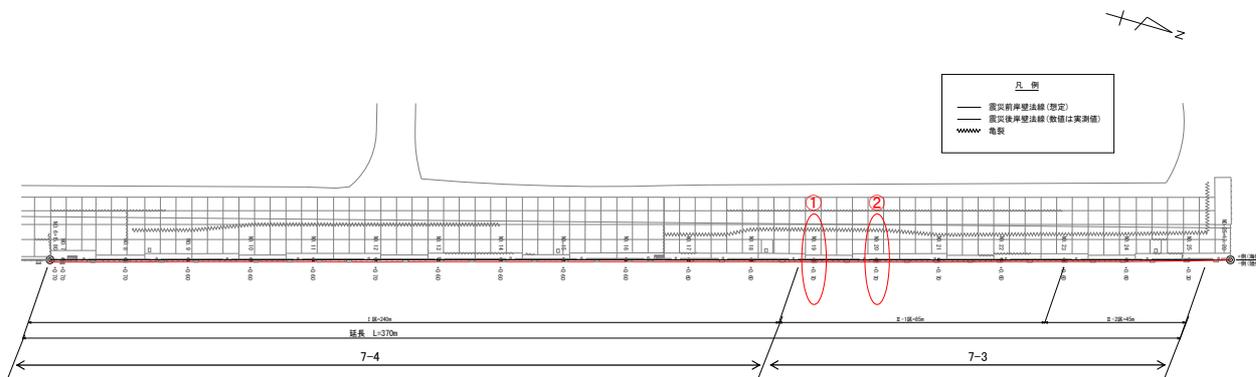


図-3.14.103 No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁平面図(被災前後)

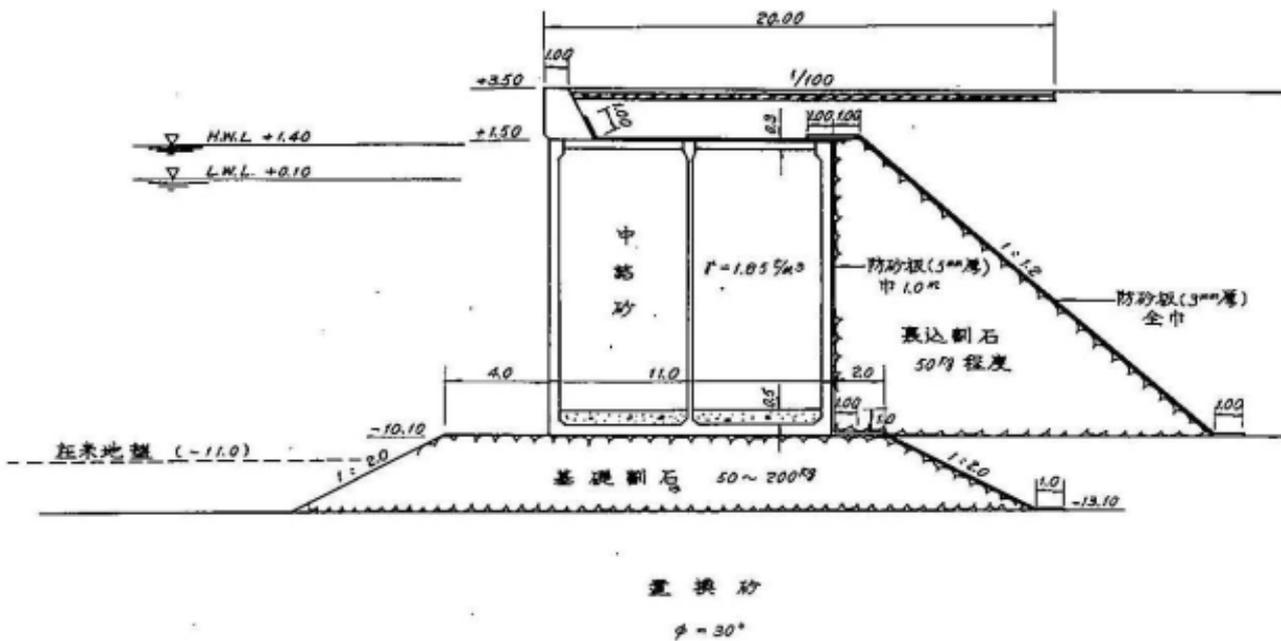


図-3.14.104(a) No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁標準断面図(I区)

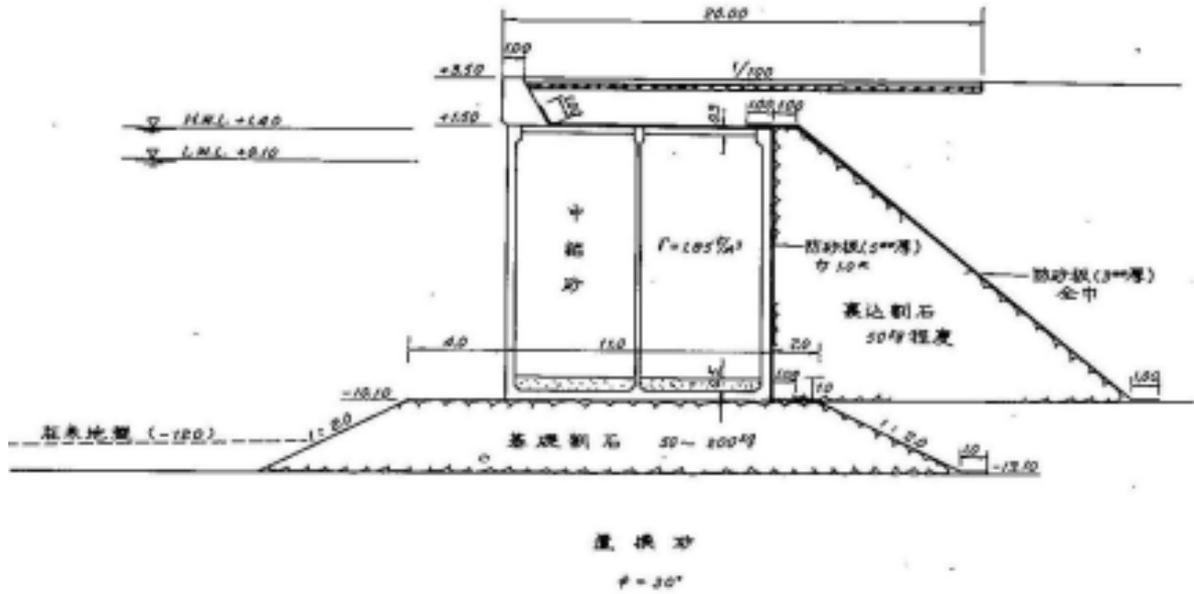


図-3.14.104(b) No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁標準断面図(II-1区)

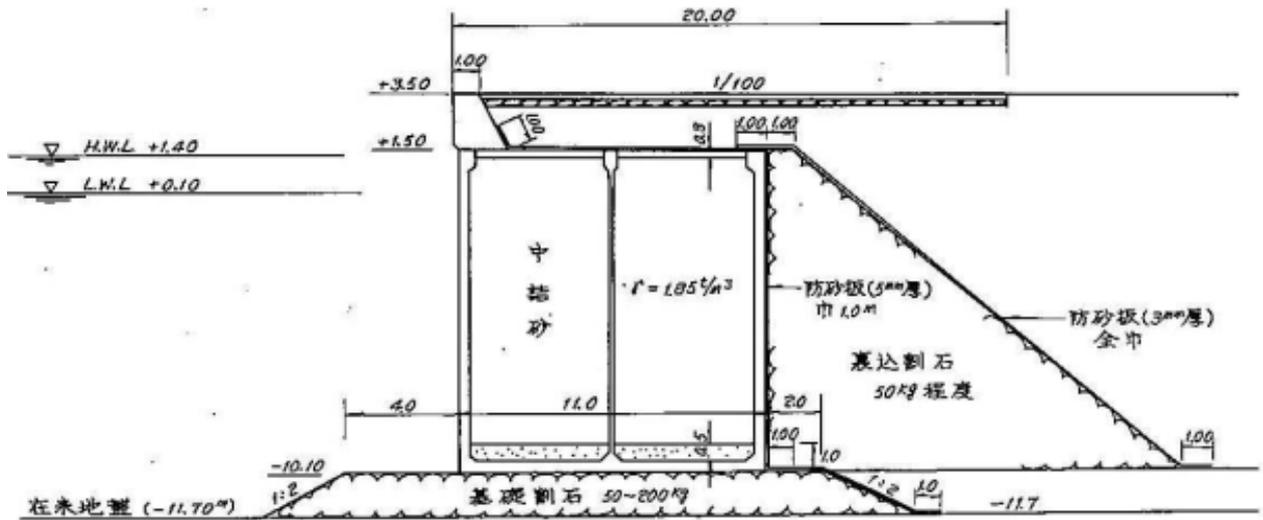


図-3.14.104(c) No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁標準断面図(II-2区)

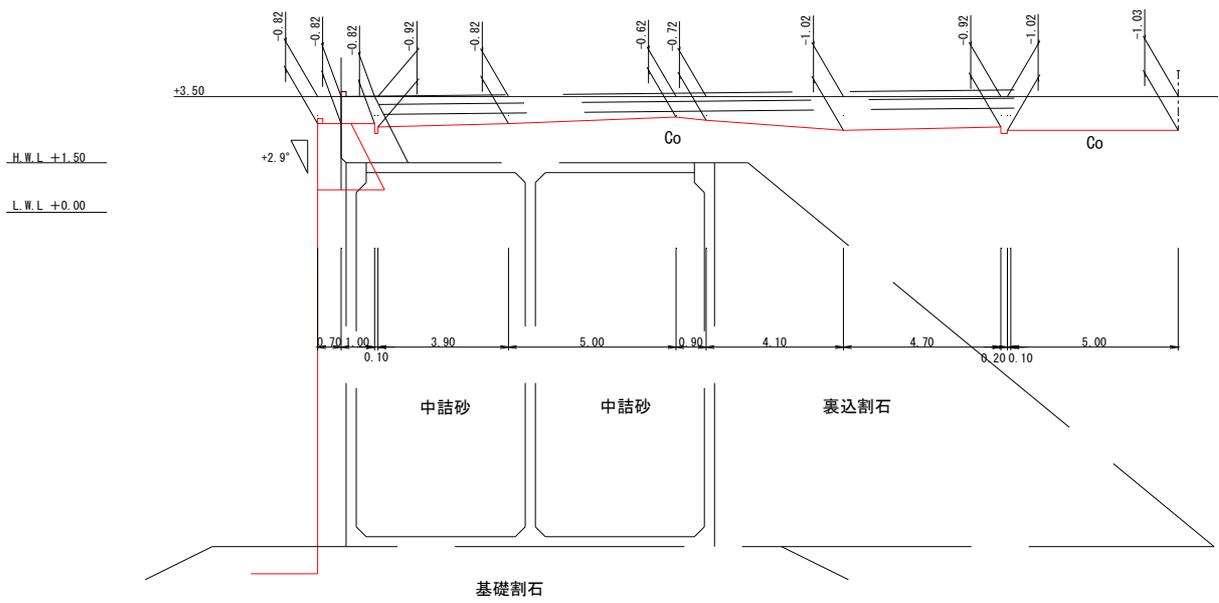


図-3.14.105(a) No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁被災断面図 (法線水平変位量最大、図-3.14.103の①)

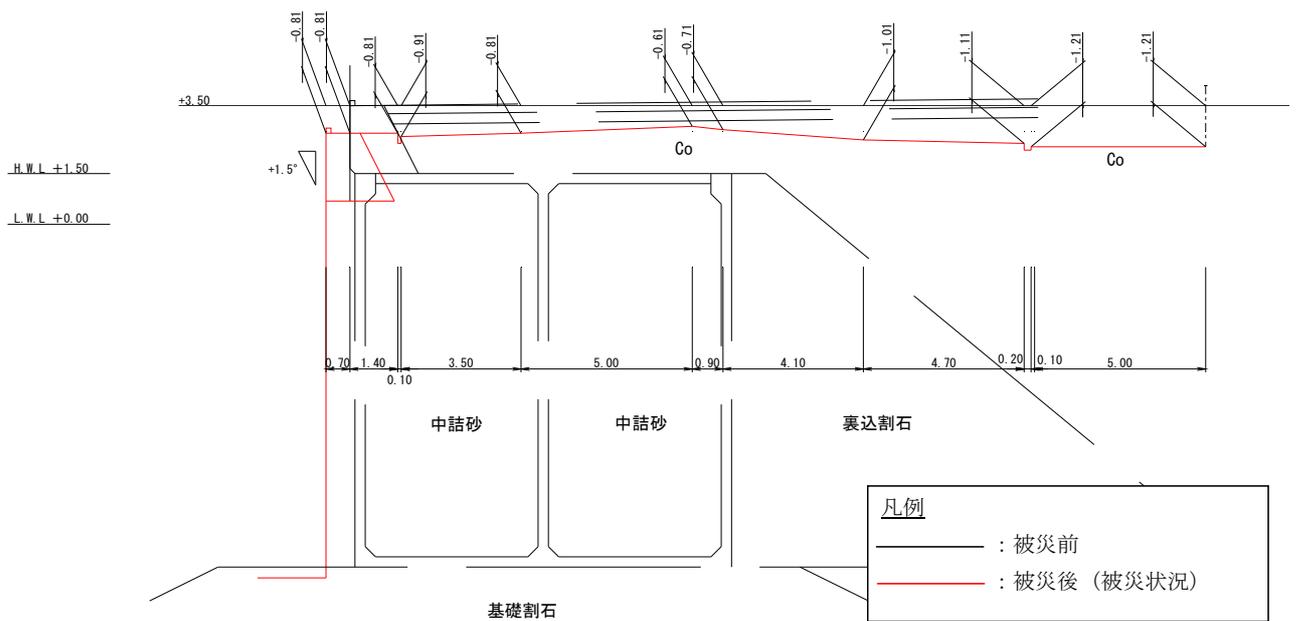


図-3.14.105(b) No.15 7号ふ頭地区-10m岸壁被災断面図 (エプロン背後最大沈下、図-3.14.103の②)

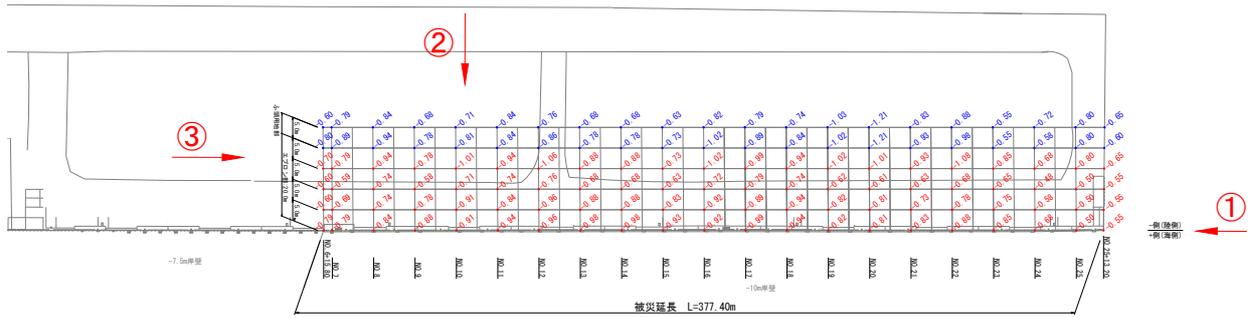


図-3.14.106 No.15 7号ふ頭地区-10m 岸壁沈下量、被災状況図

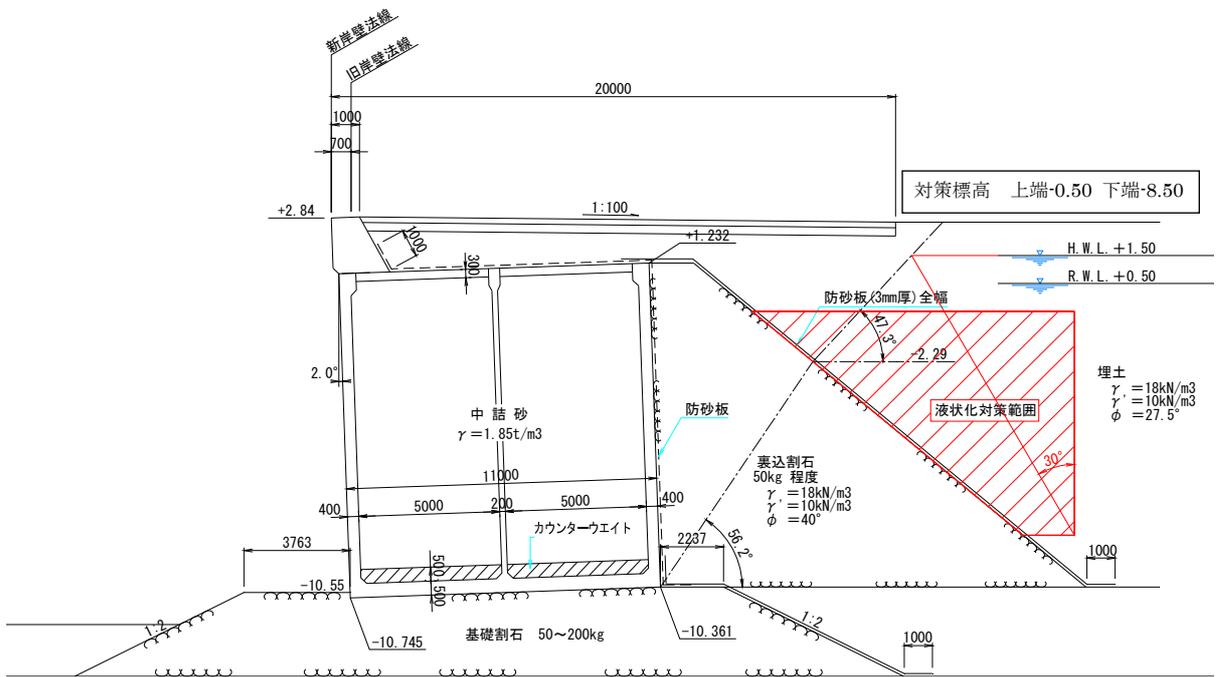


図-3.14.107(a) No.15 7号ふ頭地区-10m 岸壁復旧断面図(案) (I区)

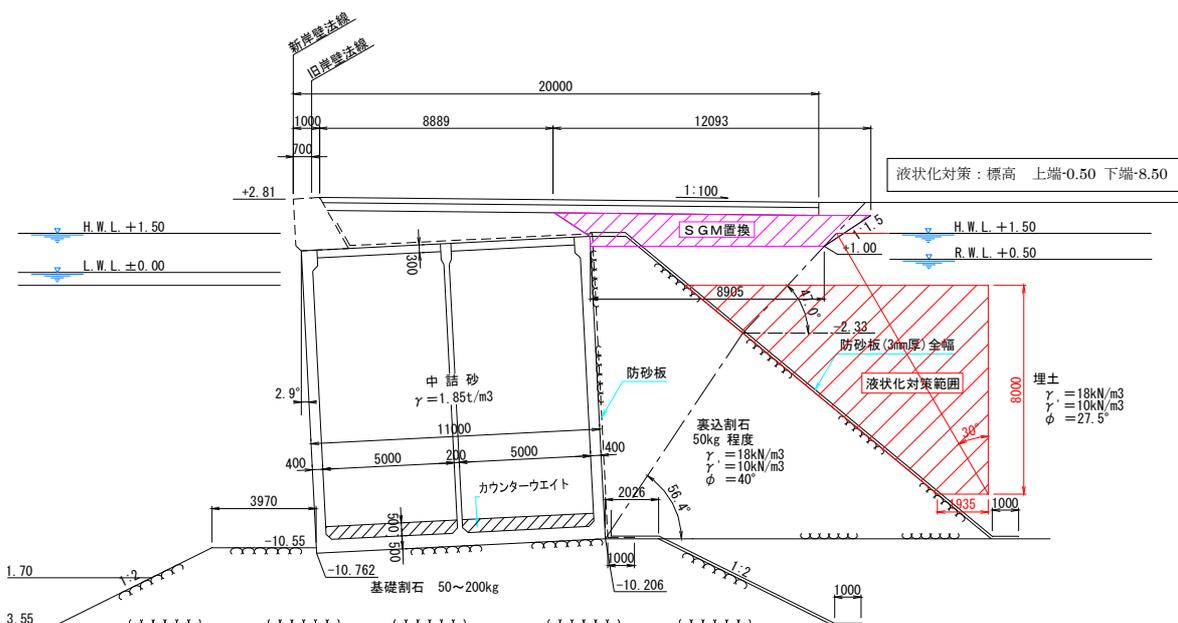


図-3.14.107(b) No.15 7号ふ頭地区-10m 岸壁復旧断面図 (案) (II-1 区)

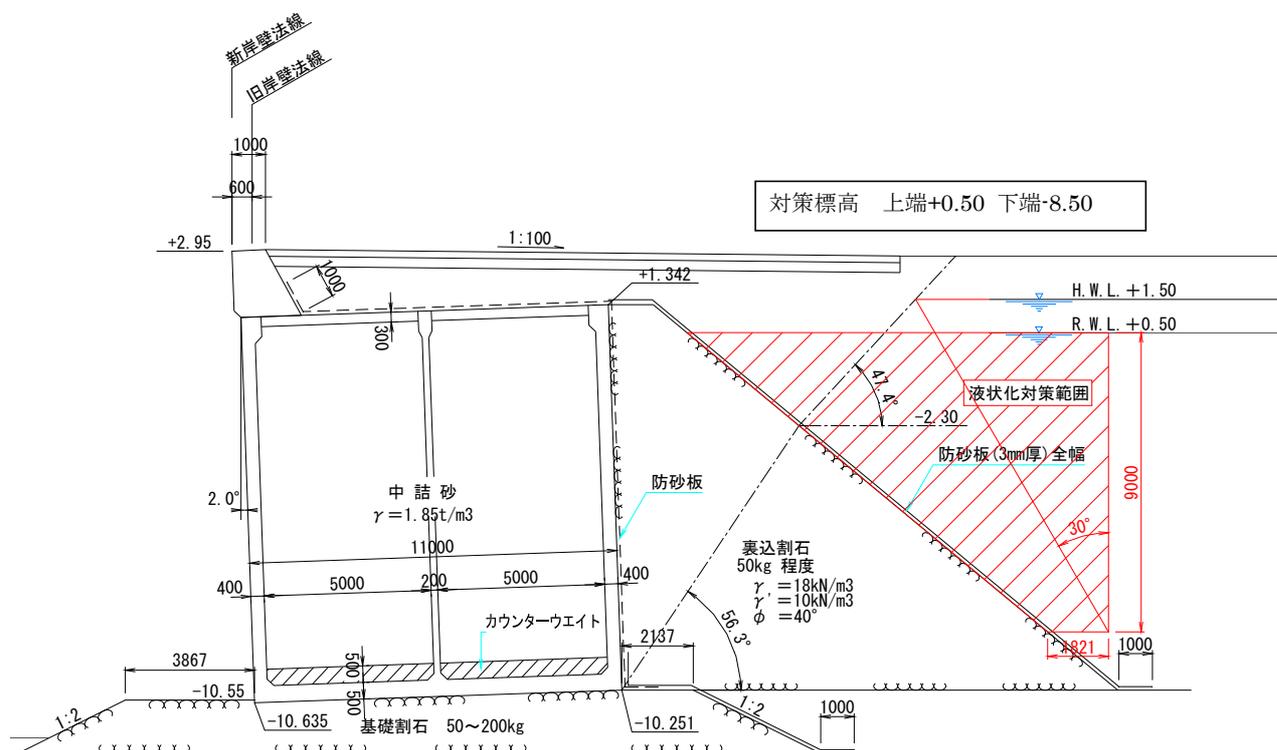


図-3.14.107(c) No.15 7号ふ頭地区-10m 岸壁復旧断面図 (案) (II-2 区)

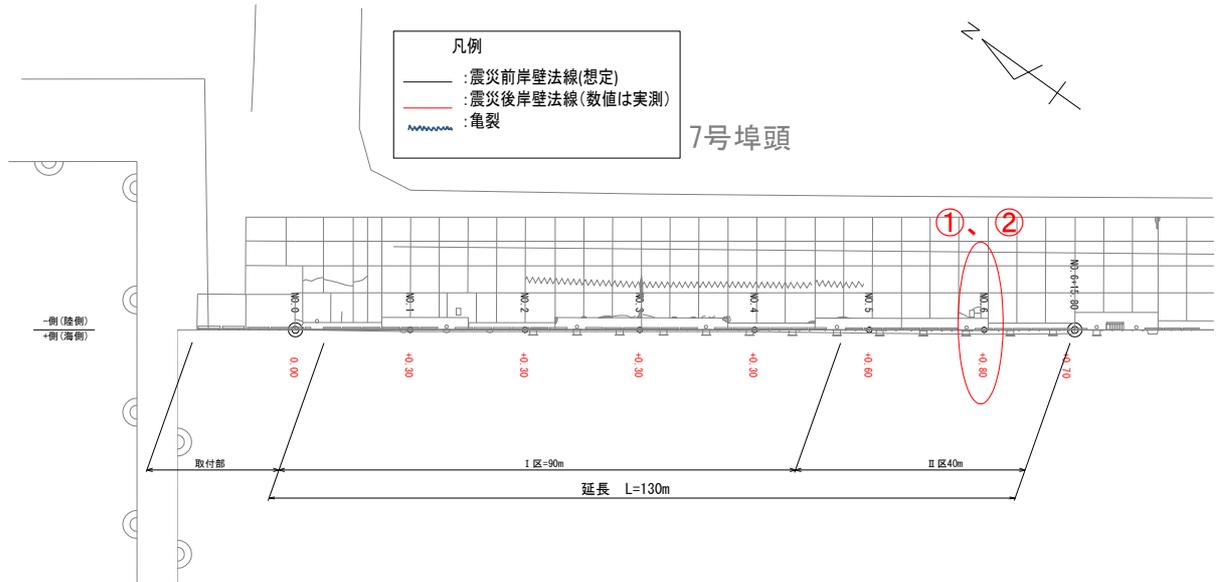


図-3.14.108 No.16 7号埠頭地区-7.5m 岸壁平面図 (被災前後)

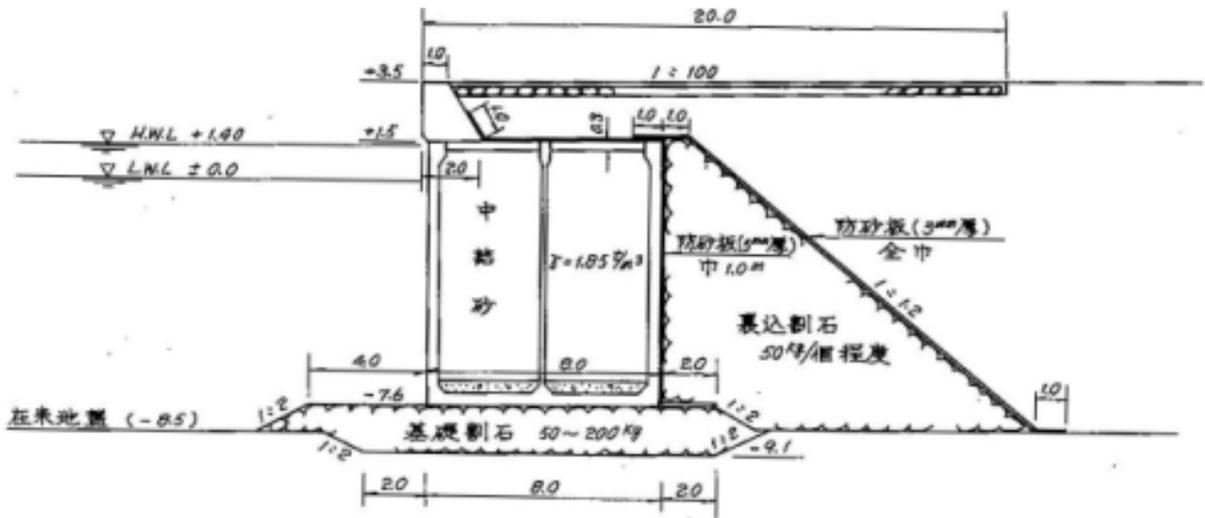


図-3.14.109(a) No.16 7号埠頭地区-7.5m 岸壁標準断面図 (I区)

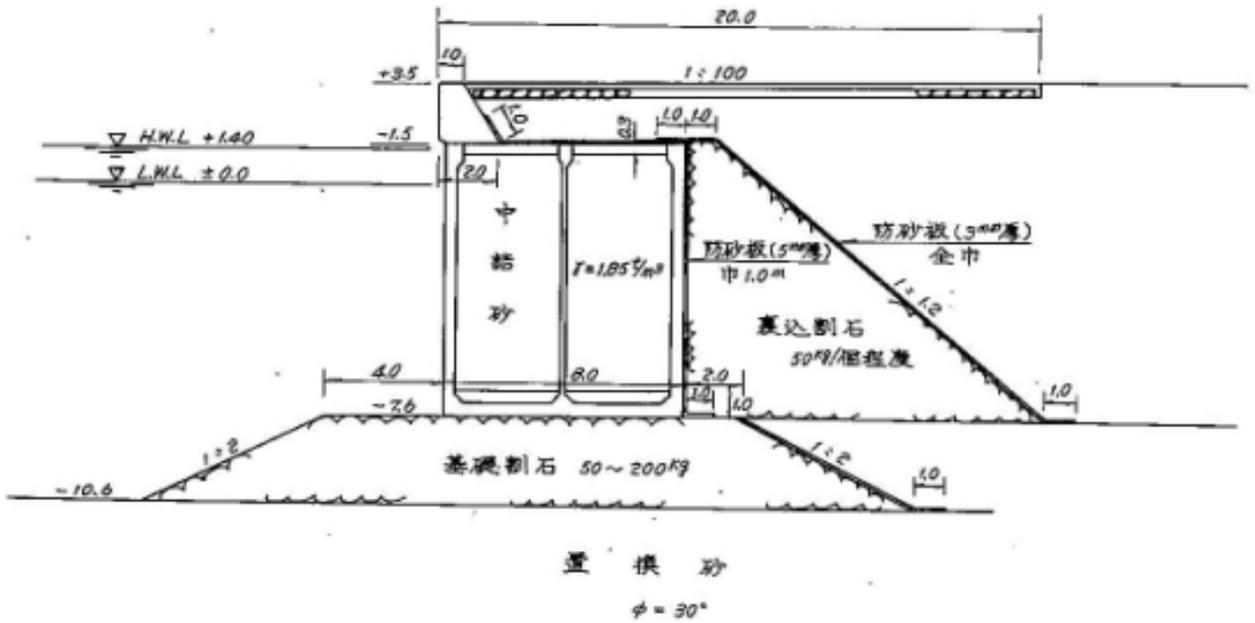


図-3.14.109 (b) No.16 7号ふ頭地区-7.5m 岸壁標準断面図 (II区)

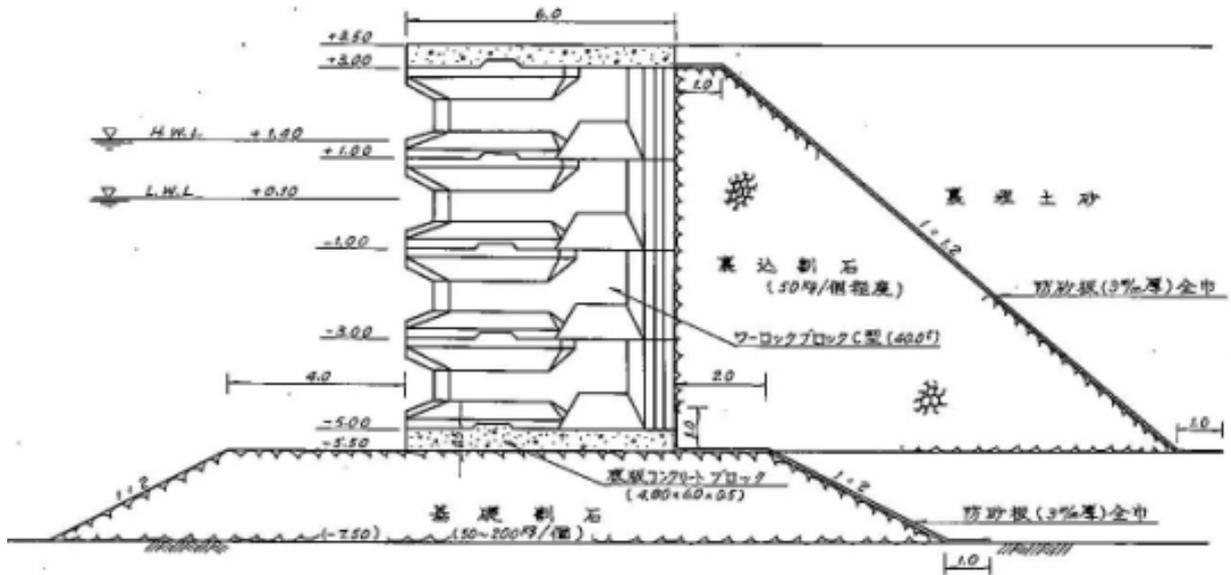


図-3.14.109 (c) No.16 7号ふ頭地区-7.5m 岸壁標準断面図 (取付部)

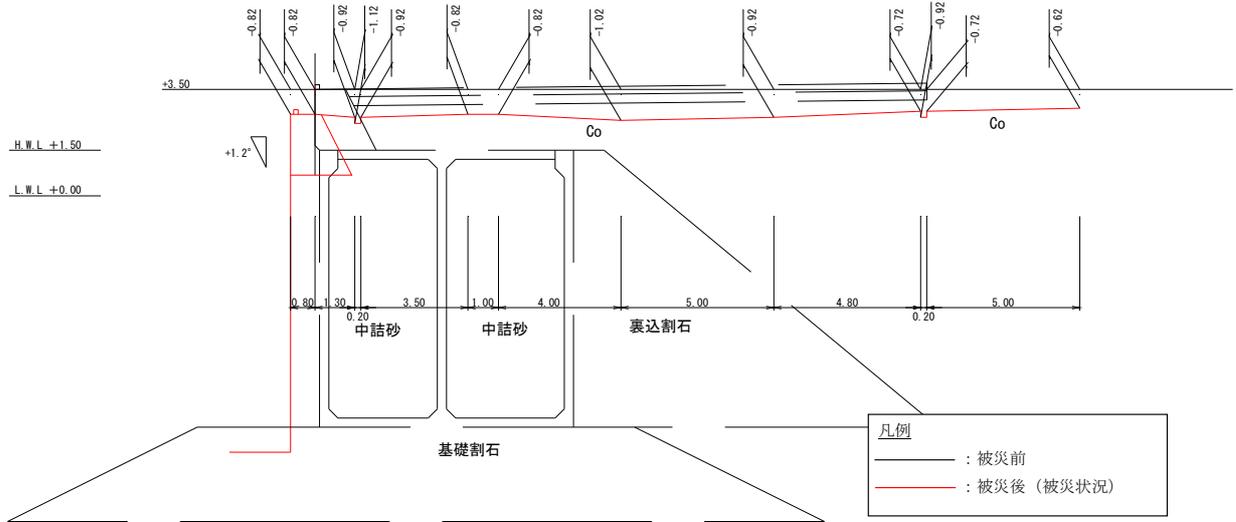


図-3.14.110 No.16 7号ふ頭地区-7.5m岸壁被災断面図(法線水平変位量最大, エプロン背後最大沈下, 図-3.14-108 の①, ②)

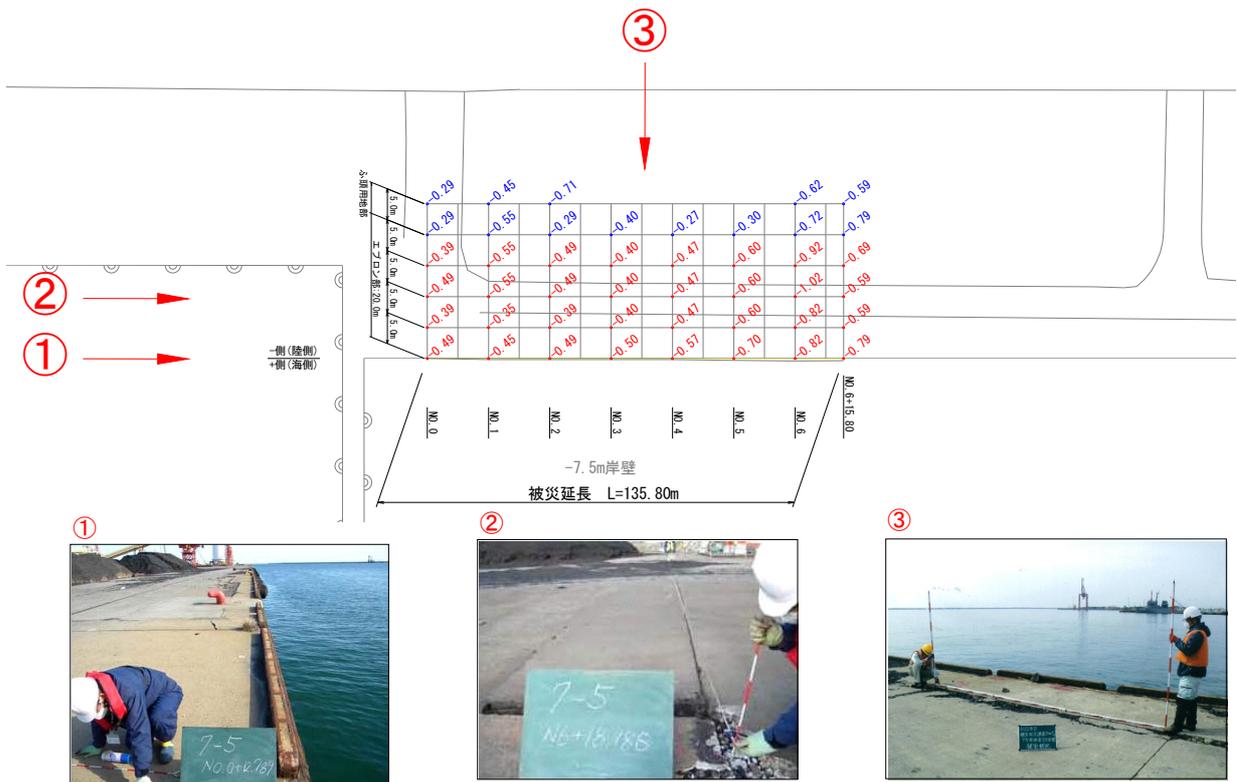


図-3.14.111 No.16 7号ふ頭地区-7.5m岸壁沈下量, 被災状況図

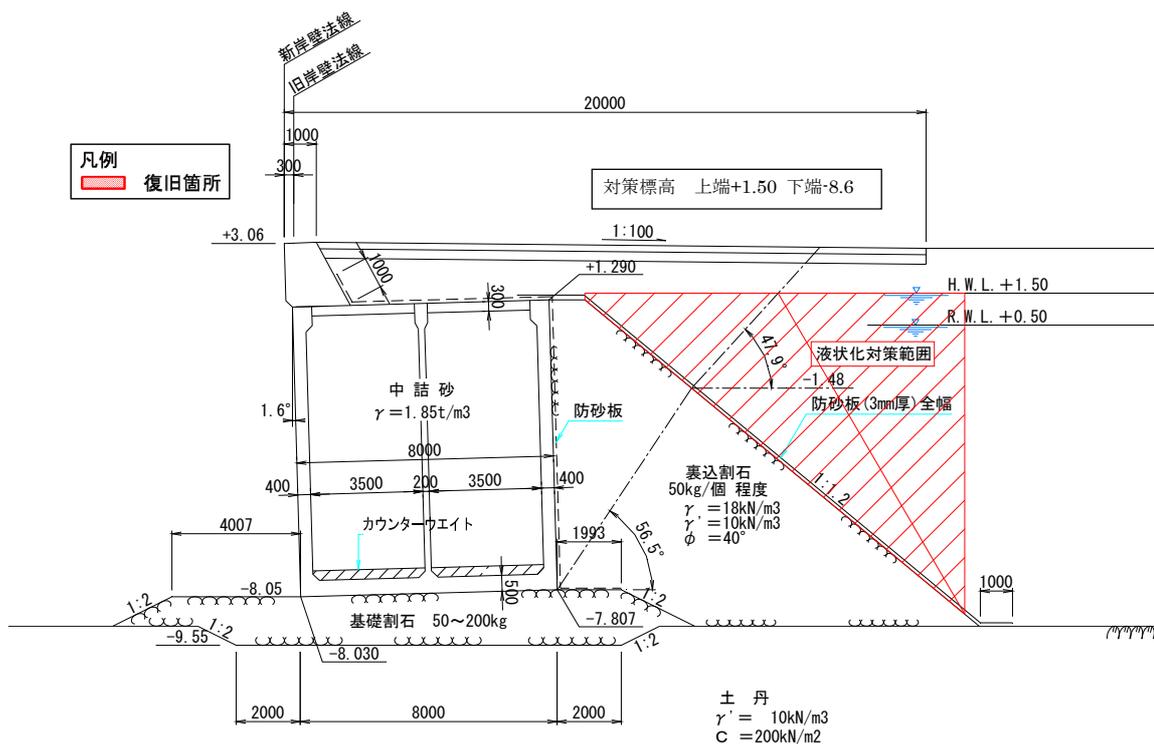


図-3.14.112(a) No.16 7号ふ頭地区-7.5m岸壁復旧断面図 (I区)

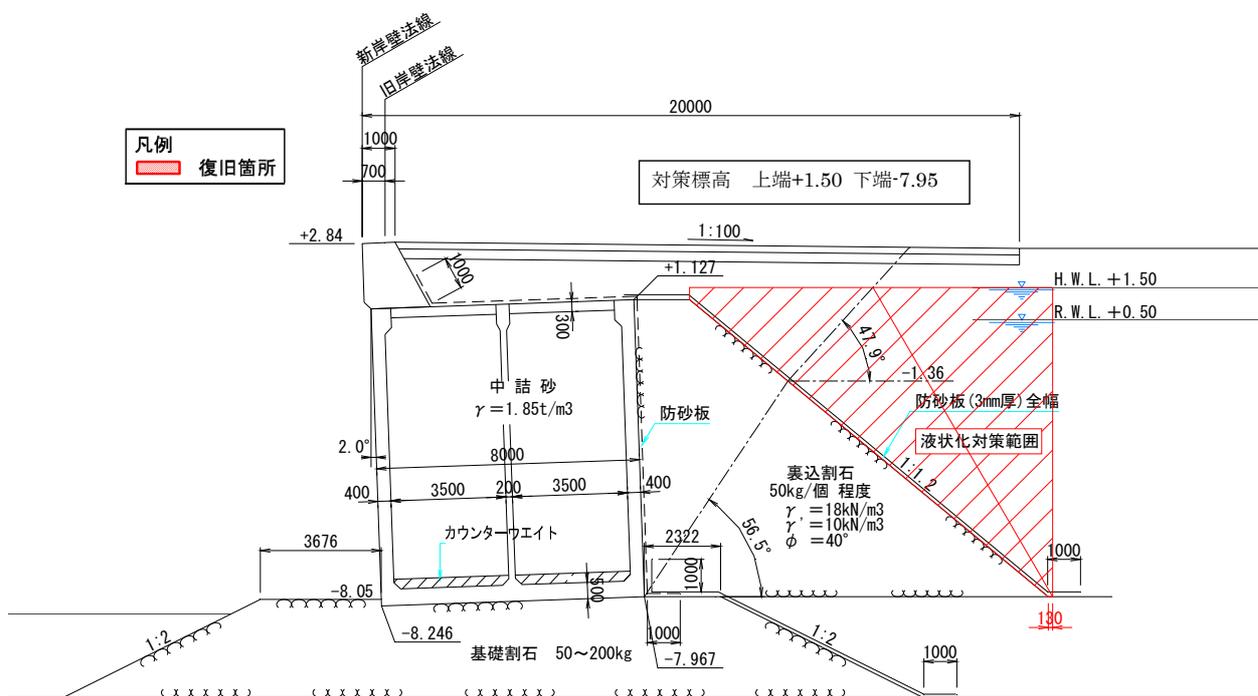


図-3.14.112(b) No.16 7号ふ頭地区-7.5m岸壁復旧断面図 (II区)



表-3.14.9 小名浜港の被災施設一覧（係留施設，補助分）

No.	施設名	完成年度	延長	構造形式	水深	天端高	設計震度	被災延長
1	松下地区_栄町岸壁(-5.0m)	—	200.0m	ブロック	-5.0m	+2.8m	—	195.7m
2	漁港区_綱取第2船揚場	—	49.8m	ブロック	-2.0m	—	—	25.1m
3	松下地区_栄町岸壁(-5.0m)	—	163.0m	ブロック	-5.0m	+2.6m	—	151.3m
4	松下地区_栄町岸壁(-5.0m)	—	402.0m	鋼管杭	-5.0m	+2.85m	—	121.25m
5	漁港区_東棧橋岸壁(-5.0m)	—	170.0m	鋼管杭	-5.0m	+2.6m	—	20.1m
6	漁港区_-4.0m東棧橋物揚場	—	164.0m	鋼管杭棧橋	-4.0m	+2.6m	—	30.2m
7	漁港区_中央棧橋物揚場(-4.0m)	—	297.3m	鋼管杭棧橋	-4.0m	+2.85m	—	125.9m
8	漁港区_栄町-5.5m岸壁	—	277.0m	鋼管杭	-5.5m	+2.6m	—	260.0m
9	漁港区_栄町小船溜物揚場	—	165.7m	コンクリート単塊	-1.5m	+2.2m	—	85.95m
10	漁港区_辰巳町物揚場(-2.5m)	—	38.5m	L型ブロック	-2.5m	+1.6m	—	5.55m
11	漁港区_辰巳町物揚場(-2.5m)	—		L型ブロック	-2.5m	+1.6m	—	32.95m
12	1号心頭地区_1号埠頭-4.5m岸壁	—	250.0m	ケーソン	-4.5m	+3.0m	—	250.0m
13	漁港区_1号埠頭第1・2号岸壁	—	213.0m	ケーソン	-7.5m	+3.0m	—	213.0m
14	漁港区_1号埠頭-2.5m物揚場	—	137.7m	コンクリート単塊	-2.5m	+2.2m	—	137.7m
15	漁港区_1号埠頭第3号岸壁	—	162.9m	鋼矢板	-9.0m	+2.9m	—	162.9m
16	2号心頭地区_2号埠頭3,4号岸壁	—	260.0m	鋼矢板	-7.5m	3.0m~+3.5m	—	260.0m
17	2号心頭地区_2号埠頭5,6号岸壁	—	146.0m	鋼矢板	-4.5m	+3.0m	—	123.8m
18	5号心頭地区_5号埠頭1号岸壁(-4.5m)	—	170.2m	ブロック	-4.5m	+3.5m	—	170.2m
19	6号心頭地区_6号埠頭2,3号岸壁	—	300.0m	ブロック	-7.5m	+3.5m	—	299.8m
20	7号心頭地区_7号埠頭-4.0m物揚場	—	200.0m	ブロック	-4.0m	+3.0m	—	200.0m
21	7号心頭地区_7号埠頭-4.0m物揚場	—	109.2m	ブロック	-4.0m	+3.0m	—	109.2m
22	藤原心頭地区_藤原埠頭-10m岸壁	—	185.0m	ケーソン	-10m	+3.5m	—	164.5m
23	藤原心頭地区_藤原埠頭第4岸壁	—	130.0m	ケーソン	-7.5m	+3.5m	—	128.7m
24	大剣心頭地区_大剣埠頭岸壁(-7.5m)	—	148.6m	ケーソン	-7.5m	+3.5m	—	139.8m
25	大剣心頭地区_大剣埠頭第4岸壁	—	550.8m	ケーソン	-7.5m	+3.5m	—	550.0m