1995年兵庫県南部地震の港湾被害に基づく 海岸護岸の照査基準に関する一考察

小泉 勝彦¹・一井 康二²・曾根 照人³・平井 俊之⁴・村上 巧一⁵・山中 稔⁶

¹正会員 国土交通省 四国地方整備局 高松港湾空港技調査事務所
(〒760-0017 香川県高松市番町一丁目6番1号 住友生命高松ビル2階)
E-mail: koizumi-k88s3@mlit.go.jp

²国際会員 関西大学教授 社会安全学部 (〒569-1098 大阪府高槻市白梅町7番1号)
E-mail: ichiik@kansai-u.ac.jp

³正会員 株式会社 ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)
E-mail: sonekt@newjec.co.jp

⁴正会員 株式会社 ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)
E-mail: hiraits@newjec.co.jp

⁵正会員 株式会社 ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)
E-mail: murakamik@newjec.co.jp

⁶正会員 香川大学教授 工学部 (〒761-0396 高松市林町2217-20)
E-mail: yamanaka@eng.kagawa-u.ac.jp

現在、港湾区域内の海岸保全施設の設計には、海岸保全施設の技術上の基準・同解説¹⁾および港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾に基づいた性能設計が導入されている。文献1)では、目的達成性能の照査〈処理基準〉として津波堤防の天端高についての記述があるが、水平変位に対する記述は見当たらない。文献2)では、海岸保全施設の水平変位は、重力式係船岸の変形量を参照することができるとの規定があるのみである。このことから、海岸護岸の性能設計に用いる水平変位に関する照査基準には研究の余地があると考えられる。本研究では1995年兵庫県南部地震における神戸港の港湾被害を分析し、海岸護岸の設計地震に対する残留変形量を護岸天端幅の2倍とする照査基準を提案し、実際の海岸護岸の改良事業に提案した照査基準を適用した結果を報告する。

Key Words : seismic design, seawalls, tsunami, design example, liquefaction

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降、港湾の分野におけるレベル2地震動に対する変形量照査では、一井ら³⁾の研究をはじめとする解析結果が被災事例を良く説明したことから、ひずみ空間における多重せん断ばねモデルを用いた動的変形解析⁴⁾によって施設の残留変形量を求めた上で、残留変形量を変形量の限界値と比較することが行われている。海岸護岸の設計においては、長尾ら⁵⁾が、護岸と岸壁では求められる性能が異なりながら、用いられている設計法は基本的に違いが無いことを指摘した上で、護岸の保持する性能について岸壁との比較などの観点から検討し、護岸の許容はらみ出し量は岸壁のはらみ出し許容値と比較すると安全側であることを指摘している。

一方、平成23年の東日本大震災において発生した甚大な津波被害を踏まえて、海岸法や海岸保全施設の技術上の基準を定める省令の改正などが行われた。改正に当たっては、減災機能を有する堤防等(粘り強い構造)の海岸保全施設への位置付け、水門・陸閘等の操作規則等の策定等、海岸保全施設の維持・修繕基準の策定、など新しい考え方が盛り込まれている⁶⁾。しかし、南海トラフ沿いの地域のみならず、日本海側も含めた各地域において大規模地震による津波対策は、喫緊の課題⁷⁾となっている。海岸保全施設の技術上の基準については、東日本大震災の教訓を踏まえた知見の蓄積を反映し、設計津波を生じさせる地震がレベル1地震動を超える強度の場合の耐震性能は設計津波の水位が地震後の天端高さを上回らないことなどを確認するものであることが明確にされて

いる⁸⁾。しかし、海岸保全施設の技術上の基準・同解説⁹⁾では、港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾に記載されている耐震強化施設のレベル2地震動に対する変形量の限界値の標準的な考え方²⁾のように護岸などの水平変位に対して残留変形量の限界値を定める記述は見当たらない。港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾においては、海岸護岸のレベル2地震に対する変形量の標準的な限界値は耐震強化岸壁のものが参考にできると記載されているが、海岸護岸そのものの変形量の限界値は定められていない。これらのことから、設計津波に対する護岸の天端高さについては照査基準が明確になっているが、海岸護岸の残留水平変位に対する照査基準は明確になっていないことがわかる。

1995年兵庫県南部地震の港湾被害においては、護岸等の残留水平変位によって護岸の天端高さが実質的に低下していたと考えられる被災事例など、多くの被災事例がある。こういった被災事例に基づいて重力式海岸保全施設の地震動に対する変形量の限界値を設定することは、合理的な海岸護岸の性能照査を進める上で有意義であると考えられる。

本研究では、1995年兵庫県南部地震における港湾被害を分析し、設計地震後に残留する施設の最大水平変位に対する照査基準を隣接する函塊との目地ずれに着目して新しく提案し、四国地方整備局の海岸護岸の改良事業に対して適用した改良断面を示す。加えて、施設の函塊間の目地開きが生じると目地からの浸水が発生することから、函塊間の目地開きについても考察し、隣接する函塊相互が、異なる角度で水平方向に回転することによって生じる目地開き量を推定方法を提案する。さらに、目地開き箇所からの浸水量を算定し、目地からの浸水に関しても本論文で示した手法が適用可能であることを示す。

2. 設計地震に対する護岸の目地ずれ量の限界値

(1) 護岸の水平変位による天端高さの低下

写真-1に、文献9)より兵庫県南部地震での海岸護岸等

の被災例を示す。写真-1(a)が西部1工区護岸（長田西）の被災状況、(b)が東部4工区護岸（信号所）の被災状況、(c)が西魚崎地区物揚場(-4.0m)および護岸の被災状況である。(a)西部1工区護岸では、「地震力により、護岸本体が海側に移動すると共に沈下も生じた。」と記載されている（文献9), p.144)。(b)東部4工区護岸では、「護岸が地震力によって、水平方向に2.3~2.9m海側に移動し、併せて150cm程度沈下した（文献9), p.143)。」と記載されている。(c)の西魚崎地区物揚場(-4.0m)護岸については、文献9)には詳しい記述は無いが、文献10)の図-4.2.1.44~図-4.2.1.47(pp.381-383)に詳しい調査結果が記載されている。写真-1(c)の護岸については15~44cm海側に移動、天端は沈下している（文献10), p.229)と記載されている。

ここで、本研究で用いる用語について明確にしておく。本研究では、写真-1(a)に示すようなコンクリート函塊相互の断面方向のずれを「目地ずれ」、写真-1(b)に示すような施設法線方向に函塊の目地が広がることを「目地開き」と呼称することとする。

写真-1(a)ではケーソンの海側への移動量がケーソン毎に異なるために目地ずれが生じ、目地部分では施設の天端高さが実質的に赤い矢印の高さまで下がっていることがわかる。仮にこの状態で、護岸天端の高さ（写真-1(a)中のA, Bの高さ）の津波・高潮が襲来した場合、護岸の天端高さは足りているが、 $\angle ABC$ で近似される隙間からの浸水が発生するものと考えられる。写真-1(b)では、目地ずれの量は定かでないが、目地開きが生じ、津波や高潮の発生によって目地開き部分から背後地への浸水が生じることが考えられる。写真-1(c)では、写真-1(a)で見られたようなコンクリート函塊（本護岸においてはL型ブロック）の海側への変位による目地部での護岸天端の低下は見られず、目地開きも小さい。文献10)の図-4.2.1.44を参照すると写真-1(c)中央部の目地部に相当する箇所に「目地間詰工0.05m」との記載があり、この目地における上部工の目地開きは0.05mであったと考えられる。もし護岸のこの箇所が地震の被災後であっても津波に対して安定を保つならば、地震後の津波による浸水被害の抑制に役立つものと考えられる。したがって、

(a) 西武1工区護岸（長田西）

(b) 東部4工区護岸（信号所）

(c) 西魚崎地区物揚場（-4.0m）・護岸

写真-1 1995年兵庫県南部地震における護岸の被災例⁹⁾

写真-1(b)のように目地開き部からの浸水量が大きいと想定される場合には、目地開きからの浸水対策を考慮する必要があるものと考えられる。ここで、具体的に目地開きからの浸水対策の必要性の判断および目地開きからの浸水防止対策工の設計に先立って、目地開きを予測する必要があるものと考えられる。

(2) 設計地震に対する護岸の目地ずれ量の限界値

写真-1(a)と写真-1(c)を見比べてみる。写真-1(a)の $\triangle ABC$ は、中央の函塊と奥の函塊との水平方向の水平変位差によって生じていることがわかる。この水平変位差が小さくなるにしたがって、 $\triangle ABC$ も小さくなり、やがては消滅する。写真-1(a)より、 $\triangle ABC$ が消滅する条件は辺 AB が0になることであると理解できる。このことから、目地ずれの発生による実質的な天端高さの低下を防ぐためには、図-1に示すように、護岸天端幅 w が隣接函塊間の最大目地ずれ量 $e_{\max}$ 以上であることが必要であると考えられる。

一方で、比較的簡易な方法で目地開き量が想定できれば、そこからの浸水量を予測し、目地開きに対する浸水防護措置の検討や排水構造の設計などにも用いることができると考えられる。そこで、続く第3章では、既往の地震被災事例のデータを用いて、目地ずれ量と目地開き量の推定方法を検討し、照査基準を提案する。

目地ずれによる護岸天端の低下が発生しない条件
護岸の天端幅 $w \geq$ 隣接函塊間の最大目地ずれ量 $e_{\max}$

図-1 設計地震に対する護岸の目地ずれ量の限界値

3. 設計地震に対する護岸の照査基準

(1) 本研究で用いた地震被害データ

国内において海岸保全施設や港湾施設に大きな被害を与えた地震の代表例は、1995年兵庫県南部地震と平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震である。そして、両地震とも詳細な被害報告が出されている。しかし、平成23年東北地方太平洋沖地震の被害調査報告¹⁰⁾では、施設両端での水平変位を0としている施設がほとんどである。これは、津波の被害が大きく、被災前法線の特定が非常に困難であったためであると考えられる。したがって、文献11)では施設の水平変位を過小に記録している可能性がある。このことから、本研究では1995年兵庫県南部地震の港湾被害報告¹⁰⁾の事例を用いて、護岸の設計地震に対する変形量の限界値の検討を行うこととした。

(2) 兵庫県南部地震における神戸港の港湾被害の特徴

文献10)からコンクリート函塊式の係留施設及び護岸について、施設の水平変位と目地の開き量に着目して被害状況を分析した。その結果、本研究に関連する幾つの特徴が見られた。このことから、まず、その特徴について述べる。

図-2に、兵庫県南部地震における特徴的な港湾被害の状況を文献10)より概略的に示す。

図-2(a)は、神戸港六甲アイランド地区4m物揚場(4)、-12m岸壁W-ZバースおよびZバース取付のケーソン断面方向のケーソン毎の法線出入りとケーソン天端開きである。図-2(a)は、文献10)中で、別々の図として示されていた4m物揚場(4)から-12m岸壁バース取り付けに至る7施設の法線出入りおよび目地開き量について、筆者らがつなぎ合わせて一つの図にまとめたものである。文献10)中では、施設名を示す番号が○囲みの数字で記載させているものがあるが、本論文中では()内の数値として示す。したがって、4m物揚場(4)の(4)は、文献10)中では、○囲みの4と記載されている。図中の四角枠囲いの中の数値がケーソン番号であり、一連の施設においては連番となっている。文献10)においては、上部工の天端出入とケーソン天端出入の実測値が記載されている。加えて、ケーソン下端出入りがケーソン天端出入りとケーソンの傾斜角から計算で求められている施設がある。図-2(a)もそのような施設であり、3種類の法線出入を、各々、黒(上部工天端出入り)、青(ケーソン天端出入り)、マゼンタ(ケーソン下端天端出入り)で示している。ケーソン番号の上下の数値はケーソン天端の目地開きをcm単位で示したものである。この施設の設計上のケーソン目地間隔は5cmと想定されたので、ケーソン天端の目地間隔が5cmを上回る箇所では上部工の目地開きが発生している可能性が高いと考えられる。このことから5cmを

(a) 六甲アイランド地区 -4m 物揚場(4)から Z バース取付に至る施設の水平変位とケーソン天端目地開き
 (b) 兵庫県南部地震の港湾被害の一例 (文献より筆者らが作成)

上回るケーソン天端目地開きは赤色の数値としている。
また、後に記載する目地ずれ量とケーソン上部工回転角について例示している。

図-2(b)には、神戸港新港西地区第三突堤の断面方向の水平変位量とケーソン上端の目地間隔の概略図を示す。図-2(a)と同様に、突堤を構成する3施設の法線出入りと目地開きが別々の図として示されていたものを、筆者らがつなぎ合わせて一つの図にまとめたものである。図-2(b)においては、ケーソン各函ごとの水平変位量は測定されておらず、概ね20m間隔に水平変位が測定されている。また、ケーソンの傾斜は測定されておらず、ケーソン下端の法線出入も計算されていない。図-2(b)中の四角枠いの中の数値がケーソン番号であって一連の施設が連番となっている点は図-2(a)と同様である。図-2(b)には、後に記載する隣接測線間の変位差と法線回転角を例示している。

図-2(b)では、直接的に目地ずれ量が測量されていないため、ケーソン毎に目地ずれが測量されている施設との違いについて当時の被災調査を担当した関係者に聞き取り調査を行った。関係者の話を総合すると、次の(ア)～(オ)のような状況であったことがわかった。(ア)測量用の仮法線からケーソンの出入については、できる限り正確に測量を行った。(イ)20m間隔の測線で測量したのは災害査定官の指示に従ったものである。(ウ)しかしながら、必ずしも20m間隔にこだわらず法線の変化点やずれが発生している点はできる限り測量を行った。(エ)ただし、水没に近い状態にあって測量そのものが危険を伴う施設も多くあり、そのような施設では必ずしも施設の法線の変化点を十分に押さえることが出来なかった。(オ)(エ)のように測量に危険を伴う場合は測量できた点から内挿して水平変位を算出した場合もあった。これらのことから、図-2(b)のように20m間隔の測線で測量された施設には、様々な被災程度、様々な被災測量の程度の施設が混在しているものと考えられる。

a) 施設の隅角部における断面方向水平変位の抑制

図-2(a)を見ると、-4m物揚場とWバースの隅角部およびZバースとZバース取付の隅角部のように、隅角部ではケーソンの水平変位が小さい傾向がある。また、被災後の施設の法線は、緩やかに蛇行しているように見える。-4m物揚場(4)とWバースの隅角部に関しては、両方の施設がそれぞれ海側へ変位しようとして、互いに競り合うことで水平変位が抑制されたものと考えられる。ZバースとZバース取付の隅角部に関しては、隅角部ケーソンが異形函であることに加え、両隣のケーソンの影響で隅角部ケーソンへの作用土圧が小さく、水平変位量が小さくなったものと考えられる。

図-2(b)においても、施設両端付近の水平変位は施設の中央付近と比較すると小さく、被災後の施設法線は蛇行

している。

図-2に見られる隅角部において断面方向の水平変位が小さくなる傾向は、比較的多くの施設に見られ、これに対応して、隅角部ケーソンと隣接するケーソン間の目地ずれ量は大きくなる傾向があった。

b) 目地開きの発生箇所

図-2(a)において、ケーソンの目地開きに注目すると、施設の隅角部に近いほどケーソン上端の目地開きが大きく、目地開きが生じている箇所も多いことがわかる。これらは岸壁の法線方向の移動によって生じているものと考えられる。兵庫県南部地震においては、岸壁や護岸の水平方向変位の影響は100m以上に及んでいることが指摘¹²⁾されている。文献12)を受けて提案された護岸の水平変位に対する研究¹³⁾においても、護岸の水平移動の埋め立て地側への影響は概ね200m程度で収まっているようである。しかし、図-2(a)を見てわかるとおり、目地開きは隅角部から200m以上離れた中ほどの場所でも生じていると考えられる。

図-2(a)のケーソン下端の法線出入りに注目すると、ケーソン目地開きが発生している可能性の高い(赤色で表示している)箇所が法線出入りが海側に凸になっている箇所および凹になっている箇所の近傍で多いように見える。突堤間に位置している-4m物揚場(4)については、W～Zバースと比較して、目地開きが小さい傾向が伺える。図-2(a)の-4m物揚場(4)の上部工法線出入およびケーソン法線出入とケーソン下端出入を比較すると、両端付近のケーソン番号2, 3, 20において上部工(黒)およびケーソン天端の回転方向(青)とケーソン下端(マゼンタ)の回転方向が逆向きであることがわかる。ケーソンが予め振れて作成されていたとは考え難いことから、ケーソンが垂直軸と回転軸として、水平方向に捻れるような変形をしていることが示唆される。このようなケーソンの振れについて、ケーソンの左右を取り違えたプロットミスの可能性はある(文献10)のp.867 図-4.2.5.94とp.870 図-4.2.5.96の不整合)が、本研究では、先の証言(ア)からこのような調査結果が正しいものとして取り扱うこととした。振れが大きいケーソンの上端及び上部工の回転方向は隣接するケーソンと同じ方向であることが多いこと(例えば、図-2(a) -4m物揚場の2番ケーソンとその両側、20番ケーソンとその両側)から、筆者らはこの振れの要因としてケーソン同士が接触することによるせり合いがあるものと考えている。

図-2(b)神戸港新港地区西第三突堤のケーソンの目地開きでは、施設両端が特に大きいといった傾向は見当たらず、施設の全延長で均等に発生しているように思われる。図-2(b)にはケーソンの正面図のイメージを記載しているが、東岸壁を見るとわかるように施設先端に行くほどケーソンの設置水深が深くなっている。第三突堤の被災後

の延長は文献10)には記載されていないが、施設全体が先端方向に伸びるように変位したことによって施設全体にほぼ均等な目地開きが発生したことが示唆される。

c) 法線出入りの変化と目地開きに関する考察

これまでに示した兵庫県南部地震港湾被害には以下のような特徴があった。これらについて文献10)には明確な表現は見当たらない。

- ・両端が隅角部であるような施設の両端の函塊は水平変位が小さい傾向があり、隅角部ケーソンと隣接するケーソン間の目地ずれ量も大きくなる傾向がある。
- ・施設の隅角部に近いほどケーソン上端の目地開きが大きく、目地開きが生じている箇所が多い。しかしながら、目地開きは隅角部から100～200m以内でのみ生じているわけでは無く、施設延長の中程でも発生している。
- ・ケーソン目地開きが発生している可能性の高い（赤色で表示している）箇所が法線出入りが海側に凸となっている箇所および凹となっている箇所の近傍で多いように見える。
- ・水深の深い方向に向かって設置された突堤においては、施設全体が先端方向に伸びるように変位したことによって施設全体にほぼ均等な目地開きが発生したことが示唆される。
- ・ケーソンが水平方向に振れるように変形したことを示唆する施設が存在する。

両端の水平変位が小さいことについて、海側に凸となった隅角部と陸側に凹んだ隅角部では要因が異なっていると筆者らは考えている。海側に凸となった隅角部ケーソンの陸側では（隣接するケーソンの影響で）土圧が作用していない部分がある。更に、その先の施設の無い海底においては、地盤の変位は更に小さいと考えられる。これらの作用土圧の低下や3次元的な構造の変化による水平変位の減少によって、隅角部の施設端では水平変位が抑制されているものと考えられる。陸側に凹んだ隅角部では、隣接する施設（図-2(a)の-12m岸壁取付では4m物揚場(4)）の存在によって隅角部の変位が抑制されていると考えられる。これらのことから、隅角部付近で目地ずれ量が大きいような傾向が見えるのは、これらの要因で隅角部での水平変位が抑制されているためであると考えられる。このような抑制が一つの要因となって、隅角部の近傍では、目地ずれ量が大きくなる傾向があるものと考えている。ただし、法線出入りの変化は、この2つの要因だけでは無く、埋立土を含む地盤の液状化の程度の相違や施設断面の違いといった他の要因も加わって生じていると考えている。

目地開きに関しては、二つの要因が関係していると筆者らは考えている。一つは、地盤の液状化に伴って発生する法線方向へ伸びるような施設の変形である。筆者ら

は、図-2(a)の-12m岸壁ZバースとZバース取付の隅角部で発生している目地開きが主としてこの要因によるものと考えている。この要因については、文献12)や文献13)で指摘されている側方流動的な変形であると考えられる。ここで、例えば図-2(b)に示した断面(A)-(A')で第三突堤先端の水平変位を動的変形解析³⁾や流動化変形の計算¹³⁾で求めることを考える。これらの研究で提案された手法は2次元のFEM計算であるため、断面(A)-(A')の解析には隅角部の変位抑制効果は考慮できず、断面(A)-(A')の水平変位は東西岸壁の法線延長方向の変位よりも大きめに計算されることが考えられる。したがって、このような解析を実施することで、各々の目地位置での(A)-(A')断面の海側への水平変位量から目地開き量を大き目に想定することが可能であると考えられる。

目地開きの二つ目の要因は、函塊が垂直軸回りに回転することによるものであると思われる。それを示唆するものが、ケーソンの捩れ変形であると筆者らは考えている。図-2(a)の-4m物揚場(4)の両端のケーソンの法線出入りを見ると、ケーソン下端の出入りは、比較的滑らかな変化をしているが、ケーソン上端と上部工の法線出入りは施設両端で鋸の歯のような形をしている。ケーソン下端はケーソン下の地盤の海側への変位に概ね追従しているのに対し、ケーソン上端及び上部工はケーソン同士の接触による拘束を受けてケーソンが振れるような変形をしているように見える。これは、隣接ケーソンによって、何らかの拘束が発生した可能性を示唆しているものと筆者らは考えている。一方、地盤の側方流動的な法線方向に伸びる変形に伴う目地開きが発生すると、隣接ケーソンの拘束は弱くなる方向に向かうであろうから、施設の延長が伸びることによる目地開きによって、函塊の回転角が大きくなる可能性も示唆される。このことから、ケーソンを剛体と仮定し、ケーソン同士が接触していると仮定して、ケーソンの水平方向の回転角から目地開きを推定する手法が成立する可能性があるものと思われる。

既往の研究結果^{8),13)}や文献14),15)で紹介された設計法を用いることで、施設の法線方向への流動的な変形は、大きな推定が可能であると考えられる。このことから、本研究では、函塊の水平面内での回転による目地開き量の推定方法を研究対象とした。

先に述べたように、兵庫県南部地震の神戸港の港湾被害では、函塊の隅角部での隣接ケーソンによる土圧の軽減を含んだ3次元的な断面変化、ケーソン相互や隣接する施設の拘束効果、液状化の程度の相違などが、目地ずれに影響を与えていることが示唆される。仮に、隣接施設の存在によって、ある施設の水平変位が一定値に制限されるとすると、目地ずれ量はその施設の最大水平変位が大きいほど大きくなる傾向があると考えられる。ある施設に部分的に液状化を起こさない箇所があるとする

と、その施設の他の部分の液状化の程度が大きいほど(言い換えれば、その施設の最大水平変位が大きいほど)目地ずれ量は大きくなる傾向があると考えられる。すると、目地ずれ量は施設の最大水平変位と関係がありそうに思える。また、函塊の水平方向の回転角度も地盤の拘束や3次元的な断面変化による法線出入りに影響されると考えられる。また、置換砂の液状化の程度が大きくなるほど、ケーソン下方の地盤の剛性が低下して、水平方向に回転しやすくなることも考えられる。これらのことから、函塊の水平方向の回転角度もその施設の最大水平変位と関係付けられるように思われる。ただし、法線方向へ施設が伸びるような変形で生じる目地開きとの関係については、目地が開くことによって拘束が弱くなって函塊が水平方向に回転し易くなるとも考えられるし、拘束が弱くなることで回転角が小さくなるとも考えられる。このような考察のもとに、次節では、施設の最大水平変位と目地ずれ量および目地開き量の関係を検討し、照査基準の提案を行う。

(3) 照査基準の提案

a) 目地ずれ量の推定方法と照査基準

第1章(2)節の図-1で考察したように、重力式の護岸構造物の天端の水平変位が天端の壁体幅よりも小さければ、写真-1(a)のような状態は生じず、施設としての天端高さには欠損が生じないで高さが維持されるものと考えられる。そこで、文献10)より、重力式函塊の両側の水平変位が数値で記録されているものについて施設ごとの最大法線出入りと函塊間の最大目地ずれ量を調査した。図-2(a)のように個々の函塊の地震前の施設法線からの出入りが調査されている施設を模式的に表すと図-3のようになる。図-3のような調査をした施設の最大水平変位 $d_{\max}$ とケーソン間の最大目地ずれ量 $e_{\max}$ の関係を施設毎にプロットしたものが図-4である。ただし、本研究が延長の長い海岸保全施設を対象としていることから延長が100mに満たない施設については除外した。また、図-2に示したような隅角端の函塊であって隣接する函塊の影響で法線出入りが抑制されていると考えられるものについても除外している。図-4では施設の健全度との関係を見るために施設が倒壊していたり水没状態にあった施設は赤色で着色して表示している。ここで、結果的に図-4の施設は全てケーソン式施設であった。

図-4の施設が全てケーソン式の構造物であったことから、水平変位が函塊ごとでは無く、図-2(b)のように概ね20m毎の測線で表示されている施設についても施設の最大水平変位と隣接測線間の最大水平変位差を調査した。図-4を見ると、「崩壊も水没もしていない施設」と「一部が崩壊または水没した施設」の最大変位と最大目地ずれ量の関係に大きな違いがあるようには見えない。図-4

では、最大水平変位と最大目地ずれ量の関係として図中に直線で示した概ね2:1 ($e_{\max}=0.5d_{\max}$)を見込んでいれば安全側だと思われる。

図-2(b)のような調査をした施設を模式的に表すと図-4のとおりとなる。最大水平変位 $d_{\max}$ と測線間の変位差の最大値 $e_{\max}$ の関係を施設毎にプロットしたものが図-6である。図-6にはL型ブロックに近い構造や方塊ブロック積み構造の断面も含まれている。図-4と同様に一部が倒壊または水没した施設は赤色に着色している。さらに、図-4で施設の最大水平変位と最大目地ずれ量の関係として提示した2:1 ($e_{\max}=0.5d_{\max}$)の線も書き加えている。

ここで、先の(エ)のようにいくらか不正確な結果も含まれているかもしれない状況も考慮すると、図-6の測線間の最大変位差を「状況が少し異なれば、目地ずれを起こした可能性のある値」であると安全側の解釈することも可能であると考えられる。図中の2:1の線よりも上側に位置する点の多くが「一部が崩壊または水没した施設」であること、「崩壊も水没もしていない施設」で2:1の線を明確に上回るものが図-6中で青い破線の円で囲った1点のみであることがわかる。この施設は高さ1.21m、幅1.82mと1.52mの方塊を2段に積み重ね、その上に場所打ちコンクリートを打設した構造である。方塊の法線方向の長さは不明であるが、方塊の幅から推測すると数mであると思われる。このことから、この施設については方塊の長さに比べて測線間隔の20mが大きすぎた可能性があると考えられる。ここで、この施設の被災状況には、水没・倒壊などの記載は無く、被災写真にもそのような状況は見られない。しかし、被災状況断面図を見ると、被災後の天端高さがH.W.L.より下にあり、水没に近い状態であったと考えられる。これらのことから、この施設については例外的に取り扱うことができる可能性がある。したがって、図-6からも、隅角端部を除いた重力式港湾施設にあって崩壊も水没もしていない施設については、最大水平変位のおおよそ1/2を最大目地ずれ量であると想定してよいものと考えられる。ただし、一部が崩壊又は水没した施設が、2:1の線の下側にも存在していることから、施設の崩壊や水没の可能性が小さいことについては十分に確認しておくことが必要であると考えられる。また、2次元有効応力解析などで施設が倒壊や水没しないと確認されたとしても、照査基準を適用する最大水平変位に制限を設けておくことも必要であると考えられる。図-6では、施設の最大水平変位1mを越えたところで「一部が崩壊または水没した施設」が現われている。最大水平変位が概ね1.5mを上回ると、「一部が崩壊または水没した施設」に最大水平変位と測線間変位差がほぼ同じとなる施設が現われている。また、最大水平変位2mでは例外かもしれない1施設が現われる。このことから、その制限値としては、1.5m程度が適切であ

$$e_{\max} = \max(e_{n-1}, e_n, e_{n+1}, \dots)$$

図-3 個々のケーソンの水平変位が計測されている施設の模式図

図-4 施設毎の最大水平変位量と最大目地ずれ量の関係

$$e_{\max} = \max(e_{n-1}, e_n, e_{n+1}, \dots)$$

図-5 概ね20mごとの水平変位が計測されている施設の模式図

図-6 施設毎の最大水平変位量と隣接測線間最大変位差の関係

り、最大でも2mまでが適用範囲であると考えられる。しかし、この照査基準をどの程度の最大水平変位にまで適用するかは、最終的には事業実施者の判断になるものと考えられる。

一方、ここで整理した施設の水位変位は施設の傾斜も含めた値であることから、照査基準の適用限界を明らかにする点からも護岸の傾斜角の制限値を導入することが必要であると考えられる。図-4にプロットした89の施設のうち、施設の傾斜角が測定されているのは44施設であり最大の傾斜角は約6.8°であった。このことから、図-4は概ね傾斜角7°程度まで適用できると考えられる。一方、図-6の60施設においては、傾斜角が測定されている施設は5つであって最大傾斜角は約13°であった。うち1施設は部分的に水没していた。このことから、図-6の施設の傾斜角から適用限界を設定することは困難であると考えられる。ただ、図-6の1:2の直線は、水没・倒壊していない施設を対象にしたものであることから、施設の被害程度に相当する傾斜角を照査基準とすることができると考えられる。小泉ら¹⁰⁾は、日本海中部地震、釧路沖地震、北海道南西沖地震、三陸はるか沖地震、兵庫県南部地震の港湾施設の被害と港湾施設の被害程度¹⁷⁾を比較し、応急復旧で暫定利用が可能となる被災程度はIからIIまでと評価している。被災程度IIの港湾施設の傾斜角は1~8°と整理されている¹⁷⁾ことから、傾斜角8°を護岸の傾斜に対する照査基準として準用する考え方も成立すると考えられる。

これらのことから、根入れの無い重力式護岸の設計津波に先行する地震に対する照査基準として、次のとおり提案する。

- ・海岸護岸の設計地震に対する残留水平変位量を護岸天端幅 w の2倍以下とする。
- ・照査基準を適用する施設の残留水平変位量を概ね1.5m程度以下とする。
- ・護岸の傾斜角が8°以下であること
- ・護岸の変形モードが倒壊したり、すべり破壊を起こすようなものにならないこと。

b) 目地開き量の推定方法と照査基準

前節で示したように海岸護岸の変形をある程度許容するような照査基準を適用する際には、断面方向のみならず法線方向の変形も伴うと考えられる。このことから、写真-1(b)に見られるような目地開きに関して目地からの浸水量の照査を行い、浸水量が多いと想定される場合には浸水対策を行うことが望ましいと考えられる。そこで、本節では目地開きの推定方法と照査規準を提案する。

・目地開き量の推定

図-2に見られる隅角端部近くに多く発生している目地開きは施設の延長方向への変形によって生じているものと考えられる。図-2(b)のように突堤の延長全域に生じている目地開きも突堤の先端方向に向かう流動的な変位によって生じているものと考えられる。このことから、例えば文献3), 13), 14), 15)で紹介されている方法などで施設

延長方向への移動量が推定できれば、目地開き量の想定が可能であると考えられる。しかし、図-2(a)のW～Zバースの中程（ケーソン番号8～66）に生じている目地開きについては、このような方法で推定することは難しいと思われる。このことから、比較的簡単な手法でW～Zバースのような延長の長い施設の中程の目地開きを推定できれば、本研究で示す海岸構造物の変形をある程度許容した照査基準の検討の助けになるものと考えられる。目地開き量が想定できれば、目地開きからの浸水量の想定をすることが出来る。すると、本研究の照査基準を用いた場合の浸水量を想定することが出来るとともに、排水構造の設計などにも用いることができると考えられるからである。

目地開き量の想定に当たっては、目地ずれ量と同様に施設の最大水平変位と関連付けられると便利である。図-2(a)において、ケーソンの変位が海側に凹凸である付近で目地開きが生じている可能性が高いと見えること、および、ケーソン同士の接触や競り合いが生じていたと考えられることから、函塊が回転することによる目地開きを考えた。例えば、図-7に示すように、単純にケーソンのような函塊2つが設置されている場合を考える。次に、隣接する函塊2つが破線の初期状態から被災後に実線のように回転を伴った水平移動をした場合を想定する。このような単純な場合、図中の赤字に示すように目地開きが生じると考えられる。このことから、図-7のように単純な函塊の水平回転と断面方向への水平移動によって、実際の目地開き量のどの程度説明できるのかを検討してみた。その結果を幾つかの施設について、図-8に示す。文献10)では、ケーソンの水平変位として、上部工天端法線出入、ケーソン天端法線出入、ケーソン下端出入があり、函塊の変形量としてどの値を用いるかが問題となる。ここでは、フーチングがあるためケーソン底版部分が最も幅が広く、図-7に示すように隣接するケーソンが接触するのはケーソン底版部分であると考えてケーソンの変位量としてはケーソン下端出入を用いた。ケーソン間の目地開きについては、上部工天端、ケーソン天端、堆積土砂表面といった箇所が記載されている施設がある。しかしながら、上部工目地開きは100mm以上の値を示したケーソン天端目地開きのみを記載したと思われる目地

図-7 ケーソンの回転に伴う目地開きの模式図

が大多数であった。このことから、目地開き量にはこのケーソン天端目地開きと堆積土砂上面目地開き量を記載した。ただし、図-8の(a)(c)(d)の施設では、堆積土砂上面目地開き量が計測されていない。加えて、図-2においてケーソンの捩れ変形が見られることから、上部工とケーソンの水平方向の回転角の差をケーソン捩れ角として第二軸に示した。

図-8では、実測値である○と●を計算値である青色の×と比較する。ただし、この計算ではケーソンの捩れは考慮していないことから、上部工のケーソンの捩れ角である赤色の・との関係性も見ることがある。図-8を全体的に眺めてみると、隅角端部に近いケーソンではケーソンの目地間隔の実測値が大きくなる傾向が確認できる。実測値と計算値の比較では、計算値が大きく算出されている場合があり、その左右どちらかのケーソンではケーソンの捩れ角が大きい傾向がある。このことから、ケーソンが水平方向に捩れるような変形が生じており、その結果、上部工の目地開きが抑制されている可能性があることがわかる。図-8(a)のケーソン番号6～8, 19～24, 47～48, 64～68, (b)のケーソン番号16～18, 23～28, (c)の2～4, (d)の15, (e)の4～5のように、目地開きの実測値が大きくなっているところの近傍で計算値が大きくなっているところが見られ、実測値で目地開きが大きな箇所から2～3函離れたところで計算値が大きくなっているところも見られる。このような箇所について調べてみたところ、ケーソンの法線方向の傾きによって目地間隔の開いた位置がずれていると考えられる箇所が多くあった。具体的に例示すると、図-2(a)六甲アイランド地区Zバース64番ケーソンと65番ケーソンの間の目地である。施設の地震後の天端高さの測量結果を見ると、65番ケーソンがほぼ水平に沈下しているのに対して、64番ケーソンが63番ケーソン側に傾斜しながら沈下している。64番ケーソンと65番ケーソン間の目地開きが大きくなっている原因は、64番ケーソンが63番ケーソン側に傾いていることにあると考えられる。加えて、同一方向の傾きが複数函連続すれば、目地開きの箇所が複数函ずれて現われることも考えられる。また、被災前のケーソンの目地間隔とここで設定したケーソンの設計目地間隔50mmの差は誤差となっており、計算値はある程度の幅（ケーソンの据付誤差）を考慮して評価することが適切であろうと思われる。このようなことから、ケーソンの回転角から目地開きを大きめに推定できる可能性は残されているものと思われる。函塊一つ一つの水平変位が計測されているのは全てケーソン式岸壁であって海岸護岸への適合性は必ずしも明らかではない。海岸護岸への適合性の検証は今後の課題であるが、安全側の想定を導入すれば、海岸護岸にも適用できるものと考えた。そこで、図-4と図-6の施設について施設の水平平面内の回転角を調べた。その結

図-8 ケーソンの水平方向回転角から算出した目地開き量と実測値の比較

果を図-9に示す。ただし、図-4の施設においてケーソンの長さを特定できなかったものは除いている。

図-9(a)には、図-4の施設のケーソン毎の上部工の回転角をプロットした。図-2(a)や図-3のようにケーソン各函の水平変位が計測されている施設については、施設の最大水平変位を横軸に、縦軸には図-3の θ で例示した上部工の回転角を各函毎にプロットした。図-9(b)には、図-6の施設について同様の法線の水平方向の回転角を整理した。横軸には施設の最大水平変位を、縦軸には図-2(b)や図-5の最大変位を横軸に、図中 θ で例示した測点間の回転角を縦軸にプロットした。したがって、図-9(a)(b)ともに、一つの最大変位に対して複数のプロットが存在する。ここで、岸壁エプロンまでコンクリート舗装が施されている施設は、ケーソン下端の回転角に対して上部工の回転角が小さい傾向が認められたため、集計から外すこととした。さらに、ケーソンが極端なねじり変形を受けている図-2(a)の六甲アイランド地区4m物揚場(4)の2~4, 19~21番ケーソンも除外した。同一の施設においても個々のケーソンや測点間の回転角度のばらつきが大きい。図-9(a)では施設毎に回転角を単純平均したもの(ケーソン毎の上部工回転角平均値)を白色囲みの赤の塗りつぶしで表現した。同様に図-9(b)では白色囲み青色(法線回転角平均値)で示している。ここで、どの目地で目地開きが生じるかを特定することは非常に困難であると考えられることから、目地からの浸水量を港湾の施設の技術上の基準²⁾の許容越波流量と同様に単位時間、単位延長当たりの浸水量で照査しようとすることを考える。この場合、平均的な目地開き量が得られた方が都合がよい。最大水平変位とケーソン及び法線の回転角は、地盤条件の不均質性や地盤の液状化の度合い、隣接施設による拘束効果、法線方向への流動的な変形の影響などを受けているものと考えられる。筆者らは、このような多くの影響を個別に把握し、定量化する手法の開発までには至っていない。また、このような場合、比較的簡単な式である方が使用しやすい。一方、図-9のプロットは、最大水平変位とケーソン及び法線の回転角の関係が、上に凸の関数形になることを予見させる。これらのことから、図-9には施設毎の最大水平変位と法線回転角の関係を原点を通る2次曲線で回帰した式を示した。

ケーソンや施設法線の回転角は、図-2を見てもわかるとおり両端部で大きく、施設中央付近ではほとんど回転していないケーソンもある。このことから、回転角はその間でばらつくものと想定される。図-9(a)も(b)もこのような傾向が見て取れる。図-9(a)では、最大水平変位が3.5mまでは水平変位が大きくなるに従って回転角が大きくなる傾向が見える。しかし、最大水平変位が3.5mを越えると回転角は小さくなる傾向が現われている。図-9(b)では、最大水平変位が大きくなるほど法線の回転角は大

きくなる傾向を示している。しかし、最大水平変位に対する回転角の増分は最大水平変位が大きくなるほど小さくなる傾向にある。しかしながら、回転角の平均値を見てみると、平均的な値は最大水平変位との関係で表現できそうにも思える。図-9(a)と(b)を比較すると、(b)の方が θ の値が大きい、このため目地開きの推定に用いる場合は(b)の関係の方が適していると考えられる。そこで、図-9(b)の式(1)によって施設法線の平均的な目地開きが推定できるかどうか検討してみる。

$$\theta = -0.0272 d_{\max}^2 + 0.4183 d_{\max} \quad (1)$$

ここで、図-7をさらに単純化して図-10のように、目地ずれが生じず、片方の函塊のみが回転した状態を考える。図-10では、上部工法線の位置にパラペット状の構造が存在し、津波・高潮に対する防護ラインを形成していることを想定している。すると、函塊の目地開きは単純に式(2)で表すことができる。

$$c = B \tan(\theta) \quad (2)$$

式(1)と式(2)から、ケーソンの寸法が特定できた施設について目地開きを推定した。その結果を図-11に示す。図-2に見られるように、隅角部、特に海側に凸となる隅角部では隅角部周辺で目地開きが大きくなる傾向が見られることから、図-11には隅角ケーソンから4-5函間の目

(a)最大水平変位とケーソン回転角の関係

(b)最大水平変位と施設法線回転角の関係

図-9 施設毎の最大水平変位と法線・ケーソンの回転角の関係

地までの目地開き量を凡例のように赤色から深緑色に着色して示した。目地開きは数cmから1m以上に及ぶこと、および図の横幅を小さくするため、横軸は対数軸とした。また、付録に図-11で示した施設の位置図を示す。

図-11を見ると、凸隅角部に近い（着色した○）場所での目地開きが大きい傾向が確認できる。また、凸隅角部に近い着色した○を除いては、概ね実測値を推定値が上回る傾向が見られる。ただし、突堤式の施設については、推定値が実測値を下回る傾向が見られる。ポートアイランド地区防波護岸（北側）（南側）、中突堤地区岸壁でも推定値が実測値よりも小さくなっている。付録の施設位置図を参照すると、これらの施設は海側へ張り出した施設となっており、突堤と同じように施設が法線方向に流動的に変位することで、大きめの目地開きが発生することが考えられる。

これらのことから、海側に張り出した隅角部に近い部分及び突堤のような施設の目地開きの推定値とその他の部分の目地開きの推定値を区分して比較してみた。その結果を、図-12に示す。図-12(a)が海側に張り出した隅角部から4-5箇間の目地と突堤のように海側に突き出した施設に対する推定値と実測値の比較である。図-12(b)は、その他の目地に対する推定値と実測値の比較である。図-12(a)から、突堤等の施設と凸部隅角から5つ目の目地に関しては、妥当な推定が行えていないことがわかる。これは、「突堤等の施設と凸部隅角端から4-5箇間の目地については、函塊の回転による目地開きよりも施設が

図-10 単純化したケーソンの回転角と目地開き量の関係

図-12 目地開きの推定結果

法線方向に伸びるような変位に対する目地開きが支配的であること」を示唆していると思われる。これに対して、図-12(b)では、図-2(a)で示した-12m岸壁取付のケーソン番号1-2間の目地及びケーソン番号2-3間の目地を

図-11 函塊間目地開き量の推定結果

除いては、やや大きめに目地開きを推定できていることがわかる。このことから、隅角部や突堤のように海側に張り出した施設に対する課題は残るものの、兵庫県南部地震の港湾被害のうち延長の長い施設の中ほどの平均的な目地開き量は、式(1)と式(2)を用いて大きめに推定できるものと考えられる。しかしながら、先に述べたように、突堤のように海側に張り出した構造の目地開きを推定する場合は、施設法線が海側へ延びるような変形を解析して予測する必要があると考えられる。

こうして推定した目地開きに対する性能規定としては、護岸が津波の作用に耐えられることを前提として「津波による目地開きからの浸水量が許容できる程度に小さいこと」あるいは「津波による目地開きからの浸水量が次の津波までの間に排水できること」等が考えられる。津波に対する目地からの浸水量についての具体的な照査基準としては、例えば、港湾の施設の技術上の基準²⁾にある許容越波量の規定値を目安とすることが考えられる。

このように定めた照査基準を満足しなければ、目地からの浸水防止策や侵入した津波の排水措置を講じる必要も生じるものと考えられる。

4. 照査基準を用いた設計フローの提案と設計例

(1) 対象事業の概要および事業目的

第3章で考察した照査基準が実務的に適用可能であるかどうかを、実際の海岸保全施設整備事業に適用した事例を示す。本研究で照査基準の検証に用いる事業は、撫養港直轄海岸保全施設整備事業¹⁸⁾である。事業の目的は地震津波から護岸背後の市民を守ることであるが、改良する護岸は1961年の第二室戸台風の高潮被害の発生を受けて、高潮対策として整備されたものであることから、事業の目的は「海岸を整備することによって、高潮や地震津波が発生しても当該海岸背後地域の生活、経済活動に多大な支障を生じさせない。」と定義されている。対象事業は本研究で示した照査基準が最初に導入された海岸事業である。図-13に事業位置図を示す。

(2) 設計条件

a) 設計地震

対象事業（以下、単に「事業」と称する）の着手は平成19年であったことから、中央防災会議の東南海・南海地震等に関する専門調査会が発表したもの¹⁹⁾を用いている。設計地震動の作成は常時微動観測に基づいたゾーニングによって検討²⁰⁾され、スペクトルインバージョンによるサイト特性を用いて統計的グリーン関数法²¹⁾で算定している。したがって、中央防災会議が発表した地震動波形そのものを用いているわけではない。図-14に津波

に先行する地震動の一例として工学基盤における2E波（護岸断面方向成分）を示す。2E波の最大加速度は約225cm/s²である。また、この地震による初期地盤沈降量は約0.7mと推定されている。

b) 設計津波

設計津波の候補としては、次の2種類が選定された。1種類目は設計地震に伴って発生する津波である。2種類目は1854年の安政南海地震津波の発生位置を当該海岸護岸に最も危険になるように調整したものである。この2種類の津波について、文献22)で示されたような非線形長波理論と線形長波理論の2つの基礎方程式を用いた津波シミュレーションを行って比較したところ、当該事業区間における津波は、安政南海地震を調整した津波の方が大きいことがわかった。これを受けて、設計津波は安政南海地震を調整したものとされた。このため、設計地震の震源と設計津波の波源は一致していない。

図-15には、後に設計例として示す断面付近の津波高さの時刻歴図を示す。津波高さの計算潮位はH.W.L.である。津波の到達が地震発生後40分程度、津波高さはC.D.L.+3.84m程度である。他の地点の津波高さも考慮して、この断面における設計津波高さをC.D.L.+3.85mとした。

(3) 護岸改良の設計例

図-16に本研究で提案するコンクリート重力式護岸の照査フローを示す。以下に、図-16のフローを用いた護岸の改良例を示す。

a) 現況断面の耐震性評価

図-16に既存の海岸護岸のうち最も大きな水平変位が想定される工区の断面の一例を示す。この断面に対して、既存海岸護岸の耐震性を評価するため、ひずみ空間にお

図-13 事業位置図（徳島県鳴門市撫養町）

図-14 設計地震地震動の一例（工学基盤2E波）

図-15 設計津波の時刻歴の一例

ける多重せん断ばねモデルを用いた動的変形解析⁴⁾を行った。解析にあたっては、有効応力の減少を塑性せん断仕事に応じて算定するマルクススプリングモデルを使用し、非排水条件で解析している。入力水平地震動は図-14に示したものに、同様な手法で作製した鉛直動を同時に作用させている。時間積分法等の解析条件は、一般に用いられる標準的な方法²⁹⁾に準拠している。図-18に解析結果の一例として護岸の変形図を示す。図中のカラーコンタは過剰間隙水圧比である。護岸の残留水平変位は2.80m、護岸天端の残留沈下量は0.37mであった。

護岸の天端高さは、図-18に示した通りC.D.L.+4.315mである。初期地盤沈降量が約0.7m、地盤の液状化層厚が約23m程度であることから液状化による排水沈下量を3%程度と見込んだ場合には0.7mの沈下が想定される。したがって、護岸天端は $4.315 - 0.37 - 0.7 - 0.7 = 2.545\text{m}$ 程度になるものと想定される。図-15の最大津波高さが約C.D.L.+3.84mであることから、護岸の天端高さを津波が上回り、背後地域は浸水するものと考えられる。護岸の水平変位量も2.80mであり、写真-1(a)で示した西武1工区護岸(長田西)に近い。このことから、護岸の目地ずれも生じる可能性が高く、護岸天端よりも低い津波に対しても浸水が生じる可能性が高い。一方、護岸の傾きは0.1度であって、変形モードも水平方向の変位が卓越しており、倒壊の可能性は低い。以上のことから、当該護岸は倒壊の可能性は低いものの、設計地震によって護岸としての機能を喪失するものと考えられる。当該護岸は倒壊の可能性が低いことから、本論文で示した照査基準が適用できるものと考えられる。

b) 地盤改良の必要性の判断

当該護岸の背後には、地表から4~8mの厚さで埋立土の層が存在し、その下には沖積の砂質土層がC.D.L.-20~27m程度まで存在する。埋立土層の R_{L20} は0.2程度、沖積砂質土層の R_{L20} が0.15~0.35である。図-17を見ると、護岸の直下の一部を除いてB層とAs1層が液状化しており、兵庫県南部地震の港湾被害と同様に水平変位の主な原因は埋立土層と沖積砂質地盤の液状化であると考えられる。このことから、護岸の改良に当たっては地盤改良を行うことが効果的であると判断された。

事業区間の前面海域は良好な漁場であり、薬液注入工法やセメント系の混合処理工法では漁業関係者の理解が

図-16 コンクリート重力式護岸の照査フロー

図-17 護岸の標準断面図

得られなかった。一方、サンドコンパクションパイル工法と低スランプのモルタルを圧入する静的圧入締固め工

図-18 既存護岸の動的変形解析結果

図-19 護岸の地盤改良断面の動的変形解析結果

法²⁴⁾は、漁業関係者の理解を得ることができた。しかし、当該箇所が第二種騒音規制区域であることからサンドコンパクションパイル工法は騒音を伴わない工法に限定された。海上からの静的サンドコンパクション²⁵⁾(以下、静的SCP工法)と静的圧入締固め工法の経済比較を行ったところ、海上からの静的SCP工法が安価となった。このことから、海上から陸側に向かって施工できる場所は静的SCPで改良し、それよりも陸域部分は静的圧入締固め工法を採用することとした。改良地盤の諸元は既往の文献²⁶⁾や技術マニュアル²⁷⁾などから設定した。

また、図-17の護岸の背後では、企業が事業を営んでおり、事業主の建屋が存在する。このため、護岸背後の改良範囲は護岸直下までに限定された。このことから、地盤改良範囲を海側へ延長させながら、動的変形解析を行って地盤改良範囲を決定することとした。本護岸の幅は約0.75mであり、護岸幅と同じ幅で嵩上げすることを想定すると、護岸天端幅は0.75mとなる。したがって、第3章2節b)項で提案した照査基準を適用すると、許容される護岸の水平変位量は2倍の1.5mとなる。これは図-6から考えられる護岸の変形量の上限にも一致する。このことから、設計上の目標水平変位量を一先ず1.5mと設定した。護岸の傾斜角の照査基準は8°とした。地盤改良幅を変化させて繰り返し実施した動的変形解析の結果、地盤改良幅は、後の図-20に示すとおり31.7mとなった。

c) 地盤改良効果の確認

所定の地盤改良を実施の後、改良体の品質確認のためのチェックボーリングを行った。当該断面のチェックボーリングでは、標準貫入試験と繰返し三軸圧縮試験(液状化試験)を実施している。その結果、設計時の想定をやや下回っている層があった。設計時の想定地盤改良強度を下回った要因としては、設計時に用いたボーリングでは把握することができなかった細粒分60%程度の土層が狭在していた箇所があったこと、海底面に近い土層では土被り圧が小さいために改良効果が表れにくかったことの2点が考えられた。このことから、再度、改良地盤

の諸元を設定し、護岸の動的変形解析を行った。その結果を図-19に示す。

図-19を見ると、護岸の前面のAs層で既存護岸よりも液状化しない範囲が広がっており、水平変位も2.80mから1.61mに抑制されている。3.(2) b)で定めた水平変位に対する照査基準の1.5mよりも大きいものの、図-6の適用限界と思われる2mは下回っている。護岸の傾きも2.5°と照査基準と比較して小さく、変形モードも水平方向の移動が卓越しており、滑りが生じているようには見えない。これらを総合的に判断して、護岸の水平変位は1.5m程度であり、照査基準を満足していると判断した。ただし、護岸の水平変位がもっと大きかったり、変形モードにすべり破壊のようなモードが現れた場合は追加の地盤改良などを行う必要が生じるものと考えられる。

d) 護岸本体の設計

これまでの地盤改良の結果を受けて、護岸本体の設計を行った。改良護岸に対し初期地盤沈降量0.7m、護岸の動的変形解析結果による護岸の残留鉛直変位は0.01mである。地盤改良を施工しているが、安全側を考慮して液状化に伴う排水沈下量0.7mを加えると、護岸は地震前の状態から1.41m沈下することが想定される。これを図-6の津波高さと比較すると、不足する護岸の天端高さは0.945mとなる。このことから、護岸の天端を5.3mに嵩上げすることとした。護岸の嵩上げ天端幅は、想定される護岸の残留水平変位1.61mの約1/2の0.85mに増厚することとした。設計した嵩上げ断面図を図-20に示す。図-20の護岸本体に対して津波を波力を作用させて安定計算を行った。その結果を表-1に示す。表-1より、改良護岸が津波の作用に対して安定しており、護岸の改良断面が設計できたことがわかる。以上が図-20に示した断面の基本設計の概要である。現地の施工に当たっては、背後構造物への地盤改良の影響を軽減するための仮設矢板の施工や現場の条件に配慮した嵩上げ形状の変更などが行われたため、必ずしも図-20に示したとおりの断面となっていない箇所があることを付記しておく。

e) 目地開きからの浸水に対する検討

図-2(a)において示したように、延長の長い施設であっても施設の海側への隅角部を除く中ほどの区間であっても目地開きが発生する。このことから、目地開きからどの程度の浸水が発生するか、あるいは、目地開きに対する構造的な対処が必要か否かを検討するために、目地開きからの流入水量に対する検討を行った。

式(1)より、この護岸の最大水平変位1.61mに対する平均的な法線の回転角度は 0.603° となる。次いで、図-20の嵩上げ断面において施設前端部より護岸前面の津波の防護ラインまでの距離は図-20中に示したとおり1.6mである。後端からの距離は1.3mである。施設前面からの1.6mに対して、式(1)と式(2)を用いて目地開き量を計算すると17.89mmとなる。したがって、この護岸では平均的に18mmの目地開きが発生する可能性がある。

これを受けて、図-15の設計津波に対して、18mmの目地開きが生じた場合の流量を水山ら²⁸⁾のスリット堰の公式より計算した。ここで、水山らはスリットの幅が小さくなった場合に流量係数が0.4程度まで小さくなることを指摘している²⁸⁾が、酒谷ら²⁹⁾や塚本ら³⁰⁾の研究結果を受けて流量係数は0.5としている。その結果を図-21に示す。1目地1秒間当りの流入量は 0.065m^3 となった。仮に函塊の目地間隔を5mとした場合、護岸延長1m当りの流入量は $0.0125\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ となる。これは港湾の施設の技術上の基準²⁾にある「背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波・しぶき等の進入により重大な被害が予想される地区」の許容越波流量 $0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ 程度を超えているが、「その他の重要な地区」の $0.02\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ 程度よりも小さい。さらに図-21から、津波1波当たりの浸水時間は20分程度であることがわかる。河合らは、東京湾を例と

して、台風による高潮と高波の同時性を検討する中でモデル台風による護岸の累計越波量を試算している³¹⁾。これによると、高潮と高波のピーク時間差によって異なるものの2時間程度は越波が生じている。山口らは、高波の継続時間を気象庁の長期波浪観測資料から統計的に分析している³²⁾。文献³²⁾によれば、50年確率波浪に対する平均継続時間は、日本海側では約3.5時間、太平洋側でも2.2~4.5時間と推計されている。これらの検討と比較すると、津波による目地からの浸水時間は台風などの波浪による越波の継続時間や高波浪の継続時間よりも小さいものと考えられる。

これらのことから、図-21の事例については、目地開きからの津波の浸水があったとしても、大きな被害には至らないものと思われる。したがって、図-20に示した断面においては、浸水流量の観点からは、目地開きからの浸水抑制対策は必ずしも必要ないものと判断される。ただし、当該事業においては、護岸の嵩上コンクリートの目地部には伸縮性を有する止水板を挟み込んでいる。水叩き部分の舗装についても、事情の許す限り実施した。これらのことから、目地付近の浸水による洗掘については、検討していない。目地開きからの浸水流速による洗掘が発生することが想定される場合は、洗掘防止や浸水の抑制といった対応策が必要になると考えられる。

5. まとめ

本研究では、1995年兵庫県南部地震の港湾被害を分析し、長い延長を持つ海岸護岸の中間部分を対象として津波に先行する設計地震の照査基準について考察し、四国地方整備局が実施した海岸保全施設整備事業に適用した。その結果をまとめると次のとおりである。

- 1995年兵庫県南部地震のコンクリート重力式の護岸や岸壁の被害を調査したところ、隅角部における変位の抑制効果を受けない箇所については、施設の最大水平変位量と函塊の最大目地ずれ量の関係は概ね2:1であることがわかった。これを踏まえて、コンクリート重力式の海岸護岸の設計地震に対する残留変形量を護岸天端幅の2倍とする照査基準を提案した。

図-20 護岸の改良断面図

表-1 津波に対する護岸の安定性照査結果

滑動		1.73>1.00
転倒		2.38>1.10
支持力	偏心傾斜荷重に対する耐力作用比	2.01>1.00
浸透力	ボーリングに対する安全率	1.25

図-21 設計津波に対する目地1箇所当りの浸水流量

図-A1 図-11に記載した港湾施設の位置図 (文献10)より筆者らが作図)

ただし、護岸の変形モードが倒壊したり、すべり破壊を起こすようなものにならないことを確認するとともに、護岸の残留水平変位は1.5m程度に抑えておくことが望ましい。

- ・護岸の傾きに対する照査基準としては、港湾施設の被害程度Ⅱに対応した 8° を照査基準とすることが考えられる。
- ・延長の長いコンクリート重力式の護岸の中間部分について、目地開き量を推定する手法を提案した。
- ・提案した照査基準に基づく海岸護岸の改良設計のフローを示した。
- ・実施中の海岸保全施設の整備事業を対象に考察した照査基準に基づく改良断面を設計し、その事例を示した。

ただし、本研究で提案した照査基準などは、1995年兵庫県南部地震の施設延長が100m以上の根入れの無いコンクリート重力式の港湾施設の被災事例をもとに提案したものである。また、水平変位が極端に抑制されるような隅角端に対しての適用性は十分ではないと考えられる。本研究によって重力式海岸護岸の最大水平変位の限界値を従来よりも幾らか大きく設定することができると考えられるが、残留水平変位は護岸の変形解析によって求められることから、如何に妥当な変形解析を行うかが従来にも増して重要になるものと考えられる。本研究の成果を海岸護岸に対して適用する場合には、これらの点に注意が必要である。

謝辞：本研究の題材となった撫養港海岸直轄海岸保全施設整備事業においては、その立ち上げ時期に井合進 京都大学名誉教授（一般社団法人 FLIPコンソーシアム理事長）を委員長とした整備検討委員会を設置し、ご指導

をいただきました。本研究はその際の議論を元に執筆者らの見解をまとめたものです。ここに記して深謝します。また、本研究は1995年兵庫県南部地震後の詳細な被災調査なくしては成立しませんでした。当時、自らも被災されながら被災調査やその後の神戸港の復旧、復興に尽力された皆様にあらためて尊敬と感謝の念を捧げます。併せて、東日本大震災の被災調査、復旧、復興に尽力されている皆様にも尊敬と感謝の念を捧げます。

付録

図-11に記載した港湾施設の位置を図-A1に示す。

参考文献

- 1) 海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，2004。
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の規準・同解説，pp. 935-936, 2007。
- 3) 一井康二，井合進，森田年一：兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析，港湾技術研究所報告，Vol. 36, No. 2, pp. 41-86, 1997。
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56, 1990。
- 5) 長尾毅，藤村公宜，森屋陽一：護岸の保有性能評価に関する研究，土木学会海洋開発論文集，第20巻，pp. 101-106, 2004。
- 6) 寺前大：「海岸法の一部を改正する法律」について，海岸，pp. 3-7, 2015。
- 7) 海岸管理のあり方検討委員会：今後の海岸管理のあり方についてとりまとめ，2014。
- 8) 柴田亮，諏訪義雄：海岸保全施設の技術上の基準について，海岸，pp. 12-14, 2015。
- 9) 神戸市：神戸港港湾施設復旧誌－阪神・淡路大震災

- をのりこえて(技術編)一, 1998.
- 10) 運輸省港湾技術研究所: 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料, No. 857, 1977.
 - 11) 国土交通省国土政策総合研究所, 国立研究開発法人港湾空港技術研究所: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による港湾施設被害報告, 国土技術政策総合研究所資料, No. 798, 港湾空港技術研究所資料, No. 1291, 2015.
 - 12) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H.: Soil characteristics and ground damage, *Special Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, pp. 109-118, 1996.
 - 13) 小笠原正史, 角田浩, 牧田篤弘, 坂本俊一, 松尾隆志: 地盤の側方流動を受ける基礎構造物の設計手法, 土木学会構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1623-1628, 1998.
 - 14) 井合進, 堤達也, 鈴木信久: 講座 液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響 5.地盤の流動を考慮した構造物の設計(その 1), 土と基礎, Vol. 48, No. 1, pp. 45-50, 2000.
 - 15) 井合進, 堤達也, 鈴木信久: 講座 液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響 5.地盤の流動を考慮した構造物の設計(その 2), 土と基礎, Vol. 48, No. 2, pp. 41-46, 2000.
 - 16) 小泉哲也, 山本修司, 竹地晃一郎, 門脇陽治: 被災した残存耐力の評価手法の開発, 港湾技研資料, No. 912, 1998.
 - 17) 上部達生: 地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定, 港湾技研資料, No. 473, 1983.
 - 18) 藤野正宏, 深田久: 施工報告海岸堤防の耐震化—撫養港海岸堤防における SAVE-SP 工法の適用(特集 地震防災のための地盤改良), 土木施工, Vol. 52, No. 12, pp. 34-37, 2011.
 - 19) 中央防災会議事務局, 中央防災会議「東南海, 南海地震等に関する専門調査会」(第 7 回)図面集, 2002.12.
 - 20) 長尾毅, 平松和也, 曾根照人, 野津厚: 撫養港海岸における入力地震動のゾーニングに関する研究, 土木学会海洋開発論文集, 第 23 巻, pp. 805-810, 2007.
 - 21) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長: 地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測—統計的波形合成法による予測, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 430, pp. 1-9, 1991.
 - 22) 後藤智明, 佐藤一央: 三陸沿岸を対象とした津波数値計算システムの開発, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 32, No. 2, pp. 3-44, 1993.
 - 23) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第 20 巻, pp. 443-448, 2004.
 - 24) 高野大樹: 先端技術研究 静的圧入締固め(CPG)工法による地盤の締固め(特集 締める), 土木技術, Vol. 70, No. 10, pp. 26-31, 65, 2015.
 - 25) 大塚誠, 磯谷修二: 新工法 SAVE—マリン工法—強制昇降装置と揺動装置を用いた環境対応型の地盤改良工法, 建設機械, Vol. 39, No. 8, pp. 58-61, 2003.
 - 26) 山崎浩之: 液状化対策としての締固め工法の設計法に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No. 1220, 2008.
 - 27) 財団法人沿岸技術研究センター: 液状化対策としての性的圧入締固め工法技術マニュアル—コンパクショングラウチング工法—, 2007.
 - 28) 水山高久, 阿部宗平, 矢島重美: スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状, 新砂防, Vol. 42, No. 4 (165), 1989.
 - 29) 酒谷幸彦, 西川一, 貝塚和彦, 伊藤隆郭, 長山孝彦, 田方智, 水山高久: スリット堰堤のスリット部周辺の水理特性, 砂防学会研究発表会概要集, pp. 454-455, 2010.
 - 30) 塚本博紀, 野嶽秀夫, 渡部春樹, 長山高彦, 小川和彦, 杉山実, 伊藤隆郭, 渡邊康玄: スリットえん堤の流況を再現するための模型実験に関する研究, 第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 2010.
 - 31) 河合弘泰, 竹村慎治, 原信彦: 東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間特性, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp. 251-255, 2002.
 - 32) 山口正隆, 大福学, 畑田佳男: 高波の計測時間の統計的特性とその推定法, 海岸工学論文集, Vol. 40, pp. 116-120, 1993.

(2017. 5. 30 受付)

A PROPOSAL ON THE SEISMIC PERFORMANCE CRITERIA TO SEA WALLS BASED ON THE OBSERVED DAMAGE CASES IN 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

Katsuhiko KOIZUMI, Koji ICHII, Akito SONE, Toshiyuki HIRAI,
Koichi MURAKAMI and Minoru YAMANAKA

The concept of performance-based seismic design has been introduced in the 2004 revision and 2007 revision of the Japanese design codes for coastal structures and port structures, respectively. However, the performance criteria for coastal structures is given as the allowable settlement at the crest of the seawalls, and there is no discussion on the allowable horizontal displacement. In reality observed in 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake disaster, some seawalls lost their function of continuous walls due to uneven horizontal displacement of the walls. Thus, in this paper, the allowable level of horizontal displacement of seawalls is discussed from the observed damage cases, and the performance criteria is proposed. Then, the feasibility of the proposal was discussed in detail with a project of the remediation of sea walls.