

二次元有効応力解析法の 解析精度向上に関する検討

STUDY OF THE IMPROVEMENT OF ACCURACY FOR THE 2-DIMENSIONAL EFFECTIVE STRESS ANALYSIS METHOD

小堤治¹・塩崎禎郎²・一井康二³・井合進⁴・森玄⁵

Osamu OZUTSUMI, Yoshio SHIOZAKI, Koji ICHII, Susumu IAI and Gen MORI

¹正会員 工博 (株)日本科学技術研修所 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷 5-10-9)

²正会員 工修 J F E技研(株) 土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

³正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

⁴正会員 工博 京都大学教授 防災研究所 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

⁵(財)沿岸開発技術研究センター (〒102-0092 東京都千代田区隼町 3-16)

The influences of many factors on the accuracy of the damage prediction have been evaluated for a two-dimensional effective stress analysis program code: FLIP. Although many improved numerical models for more precise prediction have been proposed, the influences of those improved models varied with the difference of structural type and situation. This study was carried out to verify the accuracy of the seismic damage estimation for various types of quay wall on the liquefiable ground by the FLIP code with all these improved models simultaneously.

Through the seismic damage analyses of sheet pile quaywall, gravity quaywall and piled pier constructed on the liquefiable ground, it was observed that the improved models work well not only for the structure in which the conventional model had worked well, but also for the structure in which the conventional model cannot work.

Key Words: Quay wall, effective stress analysis, earthquake damage, predictive accuracy

1. はじめに

液状化地盤上の岸壁、護岸などの構造物が所定の耐震性能を保有していることを照査するためには、当該構造物の想定地震による残留変位や矢板・杭などの部材の損傷程度を評価する必要がある。このような評価を行うために、地盤-構造物の動的相互作用や液状化現象の取扱いに優れている有限要素法に基づく動的有効応力解析法が用いられることが多い。ただ、大地震時の地盤・構造物系の挙動は複雑であるので、この種の解析法は、はじめから全ての構造形式や全ての状況に対して高い予測精度を持つとは限らない。むしろ、種々の形式の地盤・構造物系の被災事例解析などを通じて、その応答の傾向から精度向上が必要とされる部分を見出し、その部分に対してより合理的なモデルを提案することにより、解析精度の向上を図ると言う方法を取らざるを得ない場合が多い。筆者らは、このような方法により、2次元動的有効応力解析法コード FLIP¹⁾の解析精度向上を図った。本論文では、その過程で提案された各

種修正モデルを説明するとともに、それら修正モデルを同時に各種形式の構造物の被災事例解析に適用した場合に、従来から精度のよい解が得られていた構造形式に対しても、そうでない構造形式に対しても、ともに被災事例を説明する解が得られることを示す。

FLIPは、土のせん断応力-せん断ひずみの非線形関係を多重せん断ばねモデル²⁾で表現し、過剰間隙水圧モデルとしては井合のモデル¹⁾が採用されている。また、変位-ひずみ関係には微小変形理論を用い、さらに、土の間隙水には非排水条件を課している。FLIPは、1995 兵庫県南部地震の際に被災した神戸港ケーソン式岸壁などの事例解析によりその適用性が既に確認されており³⁾、耐震強化岸壁の変形照査を中心として種々の実務において使われている。その後、同コードによる矢板式岸壁や盛土構造物など各種形式の構造物に対する被災事例解析が積み重ねられた。特に、矢板式岸壁の解析では、矢板頂部の水平変位や矢板や控え工に発生する断面力が過大になる傾向が見られた。この原因として、構成則、

運動方程式の数値解析法，初期応力状態などの影響が検討され，それぞれ，修正モデルが提案された．また，その他の形式の構造物の事例解析を通じても各種修正モデルが提案されている．

2. 修正モデル

有効応力解析法による数値解析の精度向上のためには，①砂の構成則のみならず，②運動方程式とその数値解析法，③境界条件・接触条件などの各モデル，④初期状態の設定法，⑤砂以外の土や材料あるいは各種部材に関する力学モデルの各範疇に含まれる解析精度に影響する諸要因を検討する必要がある．前述の通り，各種形式の構造物の被害事例解析などを通じて，これらの範疇の中から以下に示す諸要因が取り上げられ，それらが解析結果に及ぼす影響検討がなされ，また FLIP に則して解析精度向上を図るための方法が提案された．

- 変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法
- 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法
- 初期応力状態の評価法
- 減衰の与え方（レーレー減衰の与え方）
- 捨石の材料定数

(1) 変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法⁴⁾⁵⁾

FLIP で採用されている過剰間隙水圧モデルでは，累積塑性せん断仕事に応じて液状化を進行させている．変相線より下の応力空間でなされた塑性せん断仕事と，変相線を越えて破壊線に至るまでの領域においてなされた塑性せん断仕事は，それらが同じ量であっても，負のダイレタンシーへの寄与程度は異なる．従来モデルでは，変相線応力の 2/3 以下の領域での寄与係数 R を 1 とし，変相線応力の 2/3 から破壊線に至るまでの領域では，寄与係数 R を線形に低減させ，破壊線でちょうど 0 となるように設定した（図-1左図）．塑性せん断仕事は，その時の応力

状態に応じて，寄与係数 R を乗じて累積される．応力状態が破壊線に近づくほど，大きなせん断応力の下で大きな塑性せん断ひずみが生じるので，変相線応力以下とは比較にならないほど大きな塑性せん断仕事が行なわれるが，この方法では，寄与係数 R は線形でしか低減されないため，破壊線近傍での挙動が負のダイレタンシーの発現に大きく影響する．このことは，軸差応力作用下での非排水繰返しねじりせん断試験を模擬する要素シミュレーションで発生するひずみが実験結果に比べてかなり大きくなることから裏付けられる⁴⁾．このメカニズムにより矢板式岸壁など基礎地盤が軸差応力の作用下で繰返しせん断を受けるようなタイプの構造物の地震応答は過大なものになると考えられたので，変相線を越えた応力空間における塑性せん断仕事は，負のダイレタンシーの発現に寄与しないという修正モデル⁴⁾（以下，tmp3 法）や，変相線と破壊線の間に第 2 変相線を設けて，それを越えた応力空間における塑性せん断仕事は，負のダイレタンシーの発現に寄与しないという修正モデル⁵⁾（図-1右図参照）が提案された．第 2 変相角の決定法は明らかでないため，ここでは，tmp3 法と第 2 変相角を変相角と破壊角のちょうど中間に取った方法（以下，tmp7 法）を試みる．

(2) 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法⁵⁾

FLIP を用いて地震応答解析を行うと，応答加速度時刻歴にスパイク状のピークが多発することがある．従来は各時間ステップ内では砂の応力-ひずみ関係は変動しないという前提の基に非線形反復計算を行っていた．この方法によれば，次のステップに進んだ場合，間隙水圧の変動による応力-ひずみ関係の更新に起因して不平衡力が生じる（図-2）．そして，これが原因で，スパイク状のピークが発生し，また，不自然に大きな塑性せん断仕事が行なわれてしまうことになる．この対策として，各時間ステップ内で応力-ひずみ関係の変動を追跡しながら非線形反復計算を行う方法（以下，改良型非線形反復計算法）が提案された．

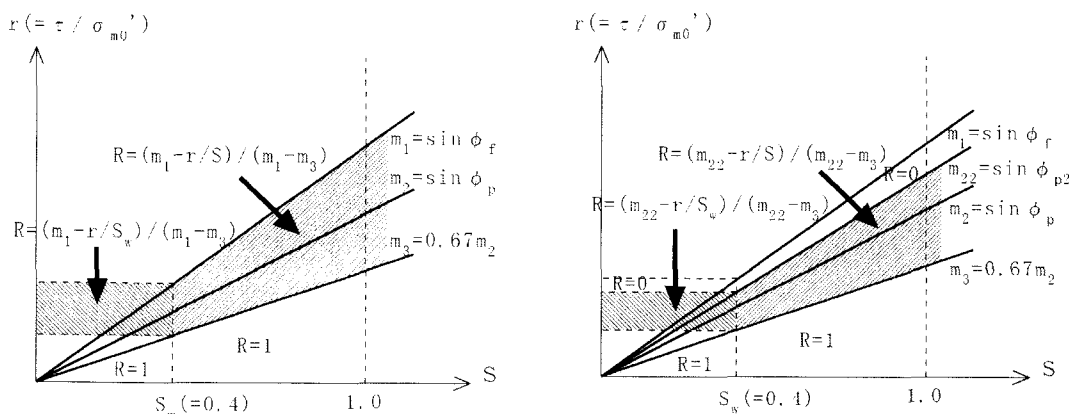


図-1 寄与係数 R の設定法⁵⁾ 従来モデル（左図）と修正モデルの比較
 ϕ_f は内部摩擦角， ϕ_p は変相角， ϕ_{p2} は第 2 変相角， S は状態変数

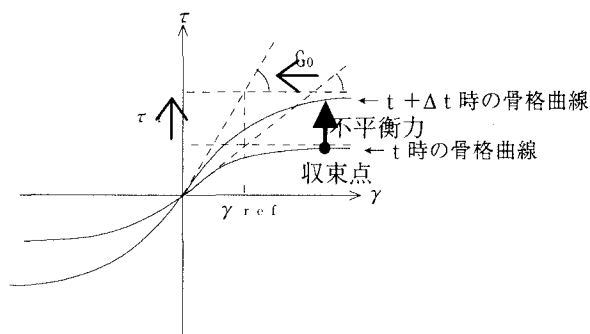


図-2 不平衡力発生の概念図⁵⁾

(3) 初期応力状態の評価法⁶⁾⁷⁾

FLIPによる矢板式岸壁の地震応答解析では、矢板天端残留水平変位などがしばしば過大になった。このため、矢板式岸壁の築造過程を模擬するような手順により多段階の自重解析を行い、その初期応力状態に基づいて地震応答解析を行うという方法が提案された(以下、多段階初期自重解析法)。

(4) 減衰の与え方(レーレー減衰の与え方)

計算安定化のためにレーレー減衰行列を用いる必要がある⁵⁾、少なくとも自由地盤部の非液状化・非線形解析による変位応答に影響を与えないようなレーレー減衰剛性比例係数 β の設定法が提案されている。すなわち、 β を減じるに従い最大変位応答分布が収束するが、その臨界の β を用いる方法である⁸⁾。

(5) 捨石の材料定数⁹⁾

FLIPによるケーソン式岸壁の解析においては、従来、基礎捨石と裏込石の解析定数として、粘着力 $c=0\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi_f=40$ 度が用いられ、また間隙水は非排水条件下での体積剛性を発揮すると言う設定であった(以下、捨石旧定数)。これに対して、内部摩擦角の拘束圧依存性を表現するために見かけの粘着力を与え、また捨石の間隙水が発揮する体積剛性は非排水条件下の体積剛性より小さくする必要性が示された(以下、捨石新定数：粘着力 $c=20\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi_f=35$ 度、間隙水の体積剛性は非排水状態で発揮する体積剛性の1/100以下)。

3. 修正モデルの適用性

上述の各修正モデルは、それぞれの解析対象事例に則して検討されてきたものであり、総合的な形でこの検討は今後の課題となっていた。そこで、本研究では、これら各修正モデルを同時に適用した場合に、液状化地盤上に構築される矢板式岸壁、ケーソン式岸壁および栈橋式岸壁の被災事例における被害程度を説明する精度よい解析結果が得られるか否かについて検討した。

(1) 矢板式岸壁

1983日本海中部地震($M=7.7$)の際に大きな被害を受けた秋田港大浜2号岸壁(-10m)と無被害であった隣接する大浜1号岸壁(-10m)を対象に被災事例解析を行った。

a) 被災時断面と入力地震動

大浜1号・2号岸壁の断面図と被災状況を図-3に示す。控え工は1号岸壁が鋼管杭の直杭式、2号岸壁は2列の鋼管杭直杭の頭部をコンクリートで剛結した構造である。1号岸壁は矢板前面を掘削して築造されたのに対して、2号岸壁は海砂の陸上まき出しによって造成された。

港湾地域強震観測の一環として2.5km離れた地点の地表に設置された強震計の記録波形を、観測地点のGL-6mから現れる工学的基盤における2E波に引き戻し、それを大浜1号、2号岸壁のそれぞれの法線直角方向に方位変換し、粘性境界とした解析モデルの底面(-23.0m)に入力した。

b) 解析モデルと解析ケース

過剰間隙水圧モデルのパラメータ(以下、液状化パラメータ)は、地震応答解析で採用する修正モデルと同じ修正モデルを適用した要素シミュレーションにより決定した。

前面鋼矢板と控え鋼管杭はバイリニア型のM- ϕ 関係を有する非線形はり要素でモデル化した(従来法によるケースAのみ線形はり要素を使用した)。

解析ケースは、従来法によるケースAと修正モデルを用いたケースBおよびケースCの三ケースとした。各ケースの解析条件を表-1に示す。

c) 被災状況と解析結果

この地震で2号岸壁では噴砂が観察され、鋼矢板が海側に大きく湾曲し、水面下6m付近で広範囲にわたりクラックあるいは折損が発生した。鋼矢板頭部の水平変位は海側に1.0m~1.8mであった。一方、1号岸壁では噴砂は確認されず、岸壁の被害もなかった。

ケースBとCの解析結果である矢板頭部の残留水平変位を表-2に示す。ケースBの結果は実測値と整合する。なお、ケースAは、両岸壁とも非常に大きな残留変位となった。

各部材に発生した曲げモーメントの時間最大値の比較を図-4に示す。ケースA(従来法)の場合は、鋼材を線形部材としてモデル化したので他のケースとの比較は出来ないが、両岸壁の鋼材には非常に大きな断面力が生じた。ケースBとCの結果は、大浜1号と2号の被害の違いを表現している。図-5には、ケースBについて、前面矢板と控え杭の曲げモーメント分布を示す。2号岸壁の控え杭は、断面力の大きい陸側の杭について示した。大浜2号岸壁では、標高-5mと-12mで曲げモーメントが極大となり、-5mでの時間最大値は概ね降伏モーメントに、-12mでは全塑性モーメントに到達した。これらは-6m付

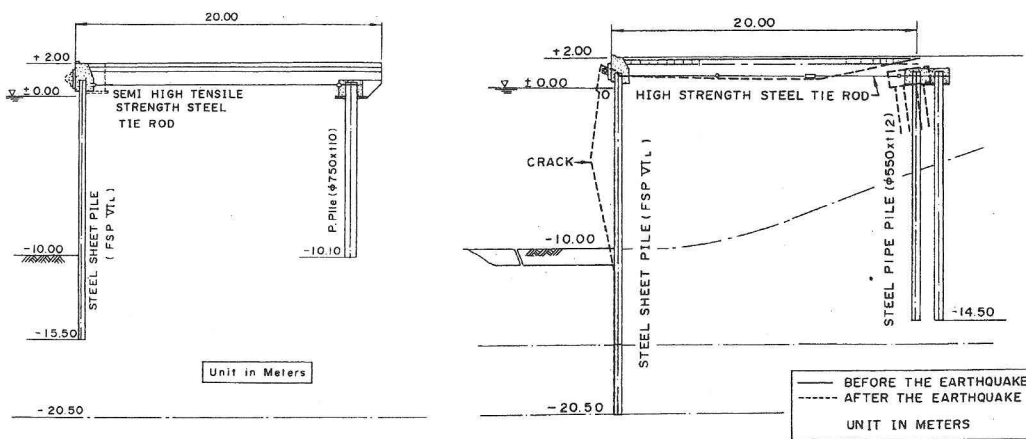


図-3 秋田港大浜1号岸壁(左側)と2号岸壁の断面図¹⁰⁾

表-1 秋田港大浜岸壁：解析ケース

要因	ケースA	ケースB	ケースC
砂の構成則	従来モデル	修正モデル (tmp7法)	修正モデル (tmp3法)
非線形反復計算法	従来型	改良型	
レーレー減衰	自由地盤部最大応答変位分布収斂時の β (=0.0005)を使用		
初期応力状態設定	多段階初期自重解析		

表-2 秋田港大浜岸壁：矢板頭部水平変位(cm)

	大浜1号	大浜2号
実測値	無被災	100~180
ケースB	15.8	157.9
ケースC	11.7	83.0

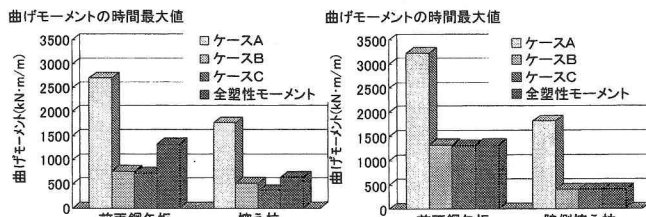


図-4 大浜1号(左図)と2号の鋼材の最大曲げモーメント

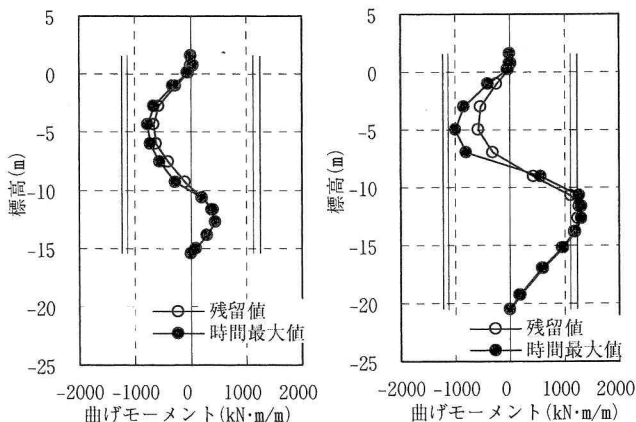


図-5 大浜1号(左図)と2号の前面矢板の曲げモーメント分布(ケースB) 縦線はMy(内側)とMp

近で矢板にクラックや破断が見られた現象と整合的である。ケースCについては、実際よりはやや小さ

めの評価であった。

以上のことから、修正モデルを適用したケースBについては、矢板式岸壁である秋田港大浜地区の1号岸壁と2号岸壁の1983日本海中部地震による被害程度を説明する解析結果が得られた。

(2) ケーソン式岸壁

1995兵庫県南部地震の際に被災した神戸港六甲アイランドのRF3岸壁(水深-8.5m, 設計震度0.15, 床掘置換改良)に対して事例解析を行い、修正モデルの適用性を検討した。

a) 被災時断面と入力地震動

RF3岸壁の断面図と被災状況を図-6に示す。

入力地震動として、1995兵庫県南部地震の際に神戸市開発局が設置した神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網のGL-32mに設置の地震計が記録したNS成分とUD成分の加速度波形を固定境界条件を課した解析モデル底面(GL-26.4m)に入力した。

b) 解析モデルと解析ケース

ケーソンと基礎捨石・裏込石の接触面では、滑りおよび剥離が生じうるものとして、これをジョイント要素を用いて表現した。

解析ケースは、従来法によるケースAと修正モデルを用いたケースBおよびケースCの三ケースと、ケースBにおいて基礎捨石と裏込石の解析定数を捨石新定数としたケースDの合計四ケースとした。各ケースについて、初期剛性比例型レーレー減衰行列の剛性比例係数 β を0.001および0.002とした場合を検討した。各ケースの解析条件を表-3に示す。

c) 被災状況と解析結果

各ケースの解析結果であるケーソン上部工天端における残留の水平と鉛直変位、ケーソン底部の前出し量およびケーソンの回転角と対応する実測値の最大値と平均値を図-7に示す。

ケースA(従来モデル)で $\beta=0.002$ とした場合は、ケーソン天端の前出し量および沈下量は実測値をよく説明している。ただ、 $\beta=0.001$ とした場合は、前

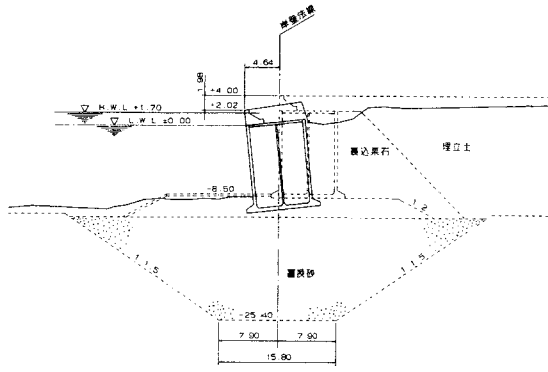


図-6 RF3岸壁の断面図と被災状況¹⁾

出し量や沈下量は大幅に増加して実測値の最大値を超えるようになる。一方、その他のケース（修正モデル）では、 β が0.002から0.001になると残留変位量は若干大きくなるが、ケースAのように大きく変

動することはない。修正モデルを使用することにより、 β に対する感が鈍ったと言える。ケースBおよびケースCでは、ケースAや実測値に比べて、ケーソン天端の前出し量と沈下量が小さい。

ケースDは、ケースBに対して、基礎捨石および裏込石の定数を見直したものである。ケーソン天端における残留水平変位はケースB、Cより大きく、実測値の平均値の80%程度である。ケーソン底部前出し量およびケーソン残留傾斜角も実測値と整合的である。ケーソン天端の沈下量はケースB、Cに比べて増加したものの、実測値の平均値の40%程度に止まっている。

従って、捨石新定数を含めた修正モデルをすべて同時に適用したケースDの結果は、ケーソン式岸壁である神戸港RF3岸壁の1995兵庫県南部地震による被害程度を、沈下量を除き、概ね説明する。

表-3 RF3岸壁：解析ケース

要因	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD
砂の構成則	従来モデル	修正モデル(tmp7法)	修正モデル(tmp3法)	修正モデル(tmp3法)
非線形反復計算法	従来型	改良型		
レーレー減衰剛性比例係数 β	最大応答変位分布収斂時の β (=0.001, 0.002)を使用			
基礎捨石と裏込石の定数	捨石旧定数		捨石新定数	

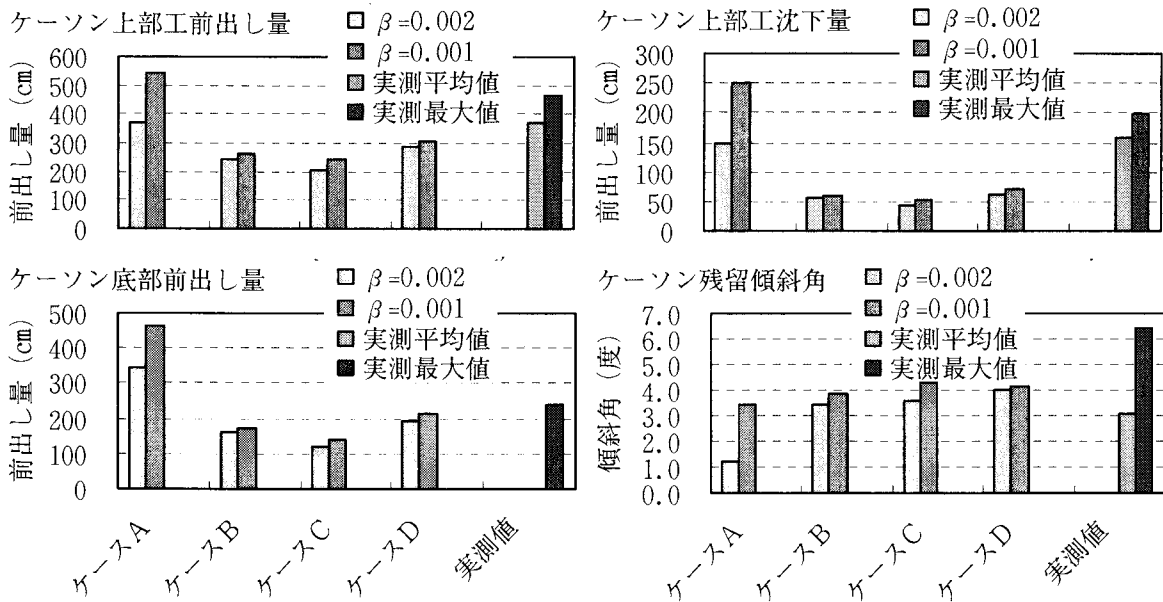


図-7 ケーソン上部工前出し量、沈下量、ケーソン底部前出し量およびケーソン傾斜角の実測値との比較

(3) 栈橋式岸壁

1995 兵庫県南部地震の際に被災した神戸港の栈橋式係船岸であるT栈橋の第10ブロックを対象に事例解析を行った。

a) 検討対象と入力地震動

被災時の断面を図-8に示す。液状化層は埋立土とAs1層である。入力地震動として、神戸市開発局が設置した神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網のGL-83mの地震計が1995兵庫県南部地震の際に記録したNS成分とEW成分の波形をもとに岸壁法線直交方向の波形を合成して使用した。

b) 解析モデルと解析ケース

基盤層は標高-24.6mから現れるDs1層とし、そこに底面粘性境界を設定した。

鋼管杭はM- ϕ 関係をバイリニア型、杭頭部と床版のはりはM- ϕ 関係をトリリニア型とするとする非線形はり要素でモデル化した。

解析ケースを表-4に示す。同表に示すケースBとCが修正モデルを全て適用したケースである。

c) 解析結果と結論

栈橋法線水平変位および各杭の捨石上面レベルを基準とする杭頭の相対水平変位を、対応する実測値

表-4 T 棧橋：解析ケース

要因	ケースA	ケースB	ケースC
構成則	従来モデル	修正モデル (tmp7法)	修正モデル (tmp3法)
非線形反復計算法	従来型	改良型	
レーレー減衰	最大応答変位分布収斂時の $\beta (=0.0005)$		
捨石の材料定数	捨石新定数		

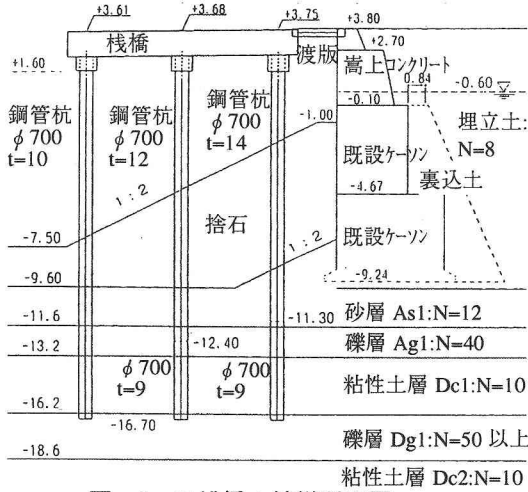


図-8 T 棧橋：被災断面図

と一緒に図-9に示す。同図よれば、ケースBとCの水平変位は被災状況を説明する。また、ケースBとCの杭の捨石より上の変形も被災状況を説明する。

ケースCの鋼管杭の曲率分布を図-10に示す。同図によると杭頭はいずれも塑性化しているが、陸側杭の杭頭の曲率が最も小さく、これは、海側と中間の杭の杭頭で座屈の発生が多く見られ、陸側の杭では少なかったと言う被災状況を定性的に説明する。また、標高-13m付近ではどの杭も塑性化しているが、このことは、どの杭も捨石部では座屈は生じなかったがそれより深い地中部(およそ-10m~-12.5mの範囲)で座屈が生じたことと概ね整合する。ケースBでも同様である。

以上見たように、修正モデルをすべて同時に適用したケースBおよびケースCでは被災状況を概ね説明する結果が得られた。

4. 結論

液化化する地盤上に構築された矢板式岸壁、ケーソン式岸壁および棧橋式岸壁の被災事例解析などを行い、修正モデルをすべて同時に適用した場合には、従来法で既に高い解析精度が得られていた構造形式についても、そうでない構造形式に対しても被災事例を説明する解析結果が得られた。

謝辞：本研究はFLIP研究会(事務局：(財)沿岸開発技術研究センター)における研究成果に基づいて実施した。また、国土交通省近畿地方整備局神戸港湾空港技術調査事務所からは貴重なデータを提供していただいた。ここに関係者の方々に謝意を表します。

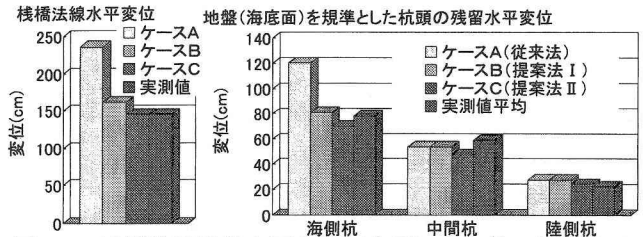


図-9 棧橋法線残留水平変位(左図)と各杭の捨石上面に対する杭頭の残留相対水平変位の実測値との比較

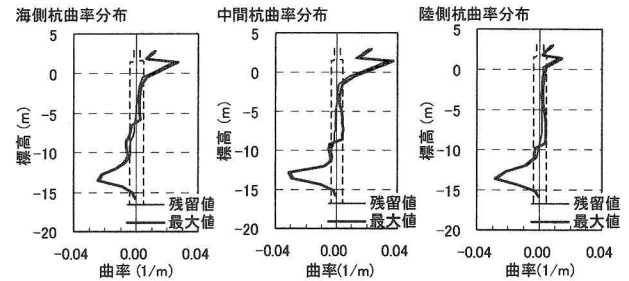


図-10 鋼管杭の曲率分布(ケースC)
破線は全塑性モーメント到達時の曲率

参考文献

- Iai, S. et al.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- Towhata, I. et al.: Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, *Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 井合進他: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技術資料, No.813, pp.253-279, 1995.
- 小堤治他: 変相線を超えた応力空間における塑性せん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与について, 第46回地盤工学シンポジウム論文集, 2001.
- 小堤治: 液化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学学位論文, 2003.
- 井合進他: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 土木学会第26回地震工学研究発表会講演論文集, 2001.
- 三輪滋他: 初期応力状態を考慮したモデルを用いた有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集 Vol.49A, 2003.
- 小堤治他: 1次元有効応力解析のパラメタ感度解析, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 1999.
- 佐藤成他: 非排水有効応力地震応答解析における捨石材のモデル化に関する検討(その1), 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 2001.
- Iai, S. et al.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.1, pp.71-91, 1993.
- 稲富隆昌他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港研資料 No.0857, 1997.