

初期応力状態を考慮した有効応力解析による 鋼矢板岸壁の地震被害の評価

Evaluation of earthquake damage to sheet pile type quay walls by effective stress analysis considering initial stress condition

三輪 滋^{*}・小堤 治^{**}・池田隆明^{***}, 岡 由剛^{****}・井合 進^{*****}

Shigeru MIWA, Osamu OZUTSUMI, Takaaki IKEDA, Yoshitake OKA and Susumu IAI

^{*}飛島建設株式会社 技術研究所 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

^{**}株式会社日本科学技術研修所 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷 5-10-9)

^{***}工修, 飛島建設株式会社 技術研究所 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

^{****}川崎製鉄株式会社 建材技術部 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-3)

^{*****}工博, 京都大学防災研究所地盤災害研究部門 (〒611-0011 京都府宇治市宇治市五ヶ庄)

Seismic behaviors of steel sheet pile type quay walls are affected not only by structural condition, soil condition including liquefaction characteristics, input motion, but also initial stress condition of ground before earthquake. In this study, multi stages analyses for initial stress condition considering the procedure for construction of quay walls by excavating original ground is proposed. Two methods, which are the one mentioned above and the one considering the procedure for construction of quay walls at reclaimed ground are applied to the damaged quay walls at 1983 Nihonkai-chubu earthquake. 2 dimensional FEM effective stress analysis method "FLIP" is used in this study. Results of multi stages analyses considering the construction procedure agreed well with the actual damages.

Key Words: Sheet pile type quay walls, Earthquake damage, Liquefaction, Effective stress analysis, Initial stress condition

キーワード: 鋼矢板岸壁, 地震被害, 液状化, 有効応力解析, 初期応力

1. はじめに

盛土構造物や護岸構造物など, 構造物を構成する地盤に偏土圧がかかる構造物の地震時挙動を考える場合, 地盤の初期応力状態がその後の地震時挙動に及ぼす影響が大きいと考えられる。特に液状化が生じるような地盤などの軟弱地盤での地震時挙動を考える場合には, 地盤の初期応力状態の影響が大きいことが議論されている¹⁾。また地震工学以外の分野でも, 様々な地盤工学の問題に対して施工過程などを考慮した初期応力条件の影響の検討がなされている²⁾。

背後に液状化する可能性のある地盤での鋼矢板式岸壁の地震被害としては, 1983年日本海中部地震における秋田港大浜岸壁³⁾, 1991年釧路沖地震における釧路港岸壁⁴⁾

などがあげられる。鋼矢板式岸壁の地震時挙動に関しては, その構造断面, 液状化強度などの地盤条件, 入力地震動特性などが影響するものと考えられるが, 地震直前の応力状態(初期応力状態)の違いが, 地震時挙動におよぼす影響も大きいことが報告されている⁵⁾。しかし, どのような条件の寄与が大きいかに関して実際の被害事例を用いた検討は多くはなされていない。

井合らは, 2次元 FEM を用いて, 埋立て地盤における矢板式岸壁の施工過程を考慮した方法で多段階の自重解析の考え方を提案し, この考え方で初期応力解析を行なった後, 地震応答解析を実施し, 初期応力状態の影響を検討している⁵⁾。また, 岡らは, この方法を用いて, 1983年日本海中部地震の際に液状化により大きな被害を受けた秋田港大浜地区-10m・2号岸壁³⁾と, 比較的被災の少なかった

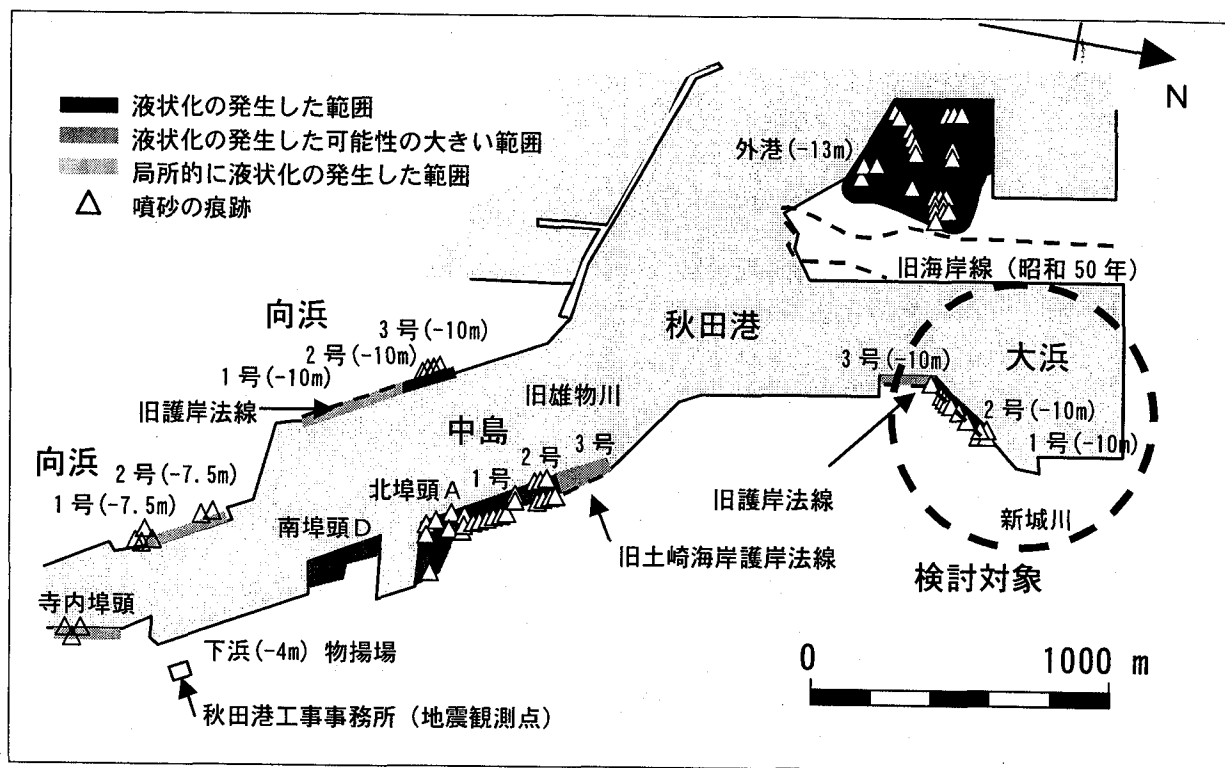


図-1 検討対象(文献3に加筆)

た同1号岸壁³⁾を対象に、初期応力状態の影響を検討している⁹⁾。しかし、被害の少なかった大浜1号岸壁は埋立て地盤ではなく、原地盤を掘削して岸壁を築造したものであり、その自重解析手順は必ずしも実際の施工過程を反映しているとはいえない。

そこで、本研究では、2次元FEMモデルにおいて、新たに現地盤を掘削するといった施工過程を反映する多段階の自重解析手順を提案した。さらに、提案した多段階の自重解析手法の有効性の検証と地震時挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的に、被災事例に適用して地震応答解析を実施し、被災状況と比較検討した。

被災事例として1983年日本海中部地震の大浜1号、2号岸壁を対象とし、これらの施工過程を考慮した地盤各部の応力状態を反映できるような数段階に分けた自重解析と、これを初期応力条件とする地震時有効応力解析を実施した。また、比較対比のため、初期応力状態の解析を単純化して1段階で行なった自重解析と、これを初期応力条件とする地震応答解析を実施した。この際、大浜2号岸壁には埋立て地盤における施工過程を反映した方法⁵⁾、大浜1号岸壁には、新たに提案した方法を用いることで、それぞれの岸壁における施工過程の違いを表現している。また、ジョイント要素の有無といった施工過程を反映した自重解析以外の要因についても考察を加えた。解析には多重せん断ばねモデル⁷⁾と井合の過剰間隙水圧上昇モデル⁸⁾を組み込んだ有効応力解析手法FLIP⁹⁾を用いた。また、ここでは過剰間隙水圧上昇時に応答加速度時刻歴にスパイク状のピークが多発するのを改善するため、その原因の一つと考えられた骨格曲線の変動による不平衡力の解消のための

多重せん断ばねモデルの非線形反復計算法を改善したモデル⁹⁾を用いた。

2. 岸壁の被災状況と地盤・構造物の条件

解析の対象となる秋田港大浜地区-10m・1号岸壁および2号岸壁は、新城川の河口を挟んで隣接して位置する。それぞれの岸壁の位置関係と1983年日本海中部地震での液状化の発生地点³⁾を図-1に示す。

岸壁の構造形式は、いずれも控え杭式の鋼矢板岸壁で、控え工の構造形式は1号岸壁が鋼管杭の直杭式、2号岸壁は2列の鋼管杭の頭部をコンクリートで剛結した構造である³⁾。矢板、控えおよびタイロッドの仕様³⁾を表-1に示す。図-2に両岸壁の断面図および1983年日本海中部地震の際の被災状況を示す¹⁰⁾。この地震で2号岸壁では噴砂が観察され、U形鋼矢板が海側に大きく湾曲し、水面下6m付近の広範囲にわたりクラックあるいは折損が発生した。鋼矢板頭部での水平変位は、0.5m～1.8m、控え杭の頭部でも0.5m～2m程度に達した³⁾。一方、1号岸壁では噴砂は確認されず、鋼矢板頭部での水平変位も5cm程度と小さく、被害が生じなかった。

液状化は、大浜2号岸壁から3号岸壁にかけて発生しているが、大浜1号岸壁では発生していない。大浜1号岸壁が前面を掘削して築造されたもので背後地盤は現地盤の砂層で構成されているのに対し、大浜2号岸壁は旧岸壁の前面に対して、陸上からの海砂のまきだしにより埋め立て造成されたという違いがあり、それぞれの背後地盤では液状化強度に違いがあったことが確認されている¹⁰⁾。地

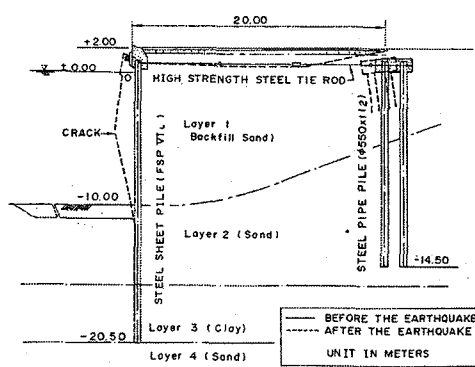
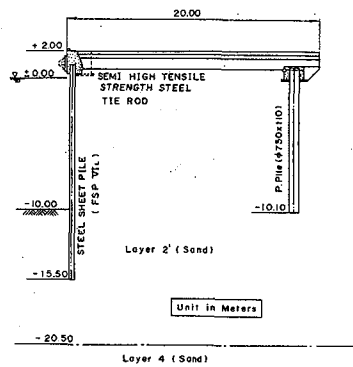


図-2 大浜 1 号岸壁 (左側) 及び大浜 2 号岸壁 (右側) の断面図 (文献 10) より引用)

表-1 鋼材の諸元³⁾

	大浜 1 号	大浜 2 号
矢板	FSP VL, l=16.5m 降伏応力 294MN/m ² 断面係数 3820cm ³ /m	FSP VL, l=21.5m 降伏応力 294MN/m ² 断面係数 3820cm ³ /m
タイロッド	Φ=52mm, l=18.4m c. t. c=2.0m	Φ=55mm, l=21.9m c. t. c=2.0m
控え杭	Φ750×t10, l=11.0m c. t. c=2.0m 降伏応力 235MN/m ² 断面係数 2160cm ³ /m	Φ550×t12, l=15.5m c. t. c=2.0m 2列 (1.5m間隔) 降伏応力 235MN/m ² (STK400) 断面係数 1330cm ³ /m
控え杭頭		高さ1m, 幅3.0mの コンクリート

*大浜1号の控え杭の材質は大浜2号と同じと推定

盤の構成は、図-2 に示すように大浜 1 号岸壁では、深さ 20.5m の砂層上は原地盤の砂層が堆積しているが、大浜 2 号岸壁では深さ 20.5m の砂層上に粘性土、原地盤の砂層が堆積し、海底面から上では矢板背後は深度こそ護岸から離れるにしたがって浅くなるものの、控え矢板部分も含めて埋立て砂層となっている。このように、近接した岸壁の被害の違いは、岸壁そのものの構造形式、地盤の構成の違いだけではなく、岸壁の建設過程での地盤の応力状態の違いが影響した可能性もあり、施工過程の応力状態の影響を検討することは、これらの構造物における耐震性の評価に重要であると考えられる。

3. 初期応力状態の設定法

3.1 設定法の提案と整理

前述の秋田港大浜岸壁は近接した二つの岸壁であるが施工過程が異なる。原地盤を掘削して岸壁を建設する過程、埋立て地盤に岸壁を建設する過程に対して、これらの初期応力状態を反映するために、前者に対しては新たに初期応力解析法を提案する¹⁾。また、後者に対しては、井合らが提案した方法⁵⁾を再度整理して使用する。

3.2 原地盤を掘削する場合の方法

(1) 第1段階

原地盤中に矢板、控え杭を打設し、矢板前面を掘削して護岸を構築する過程を2段階でモデル化する方法を提案す

る。それぞれの段階の模式図を図-3に示す。まず、原地盤中に矢板、控え杭を打設した状態で、矢板には変形が生じていない状態までの自重解析を行う。実際には、次のような状態で自重解析を行う。海の部分に地盤要素は設けず、海底面に上載地盤の有効応力分の分布荷重を作用させる。また、矢板前面の掘削前に打設した矢板や背後地盤には前面にはらみだす変形が生じないものとし、矢板および矢板位置の地盤の水平変位を拘束する。この段階では、矢板、控え杭の剛性はゼロとし、周囲の土の変形には影響を与えないようにする。両岸壁とも矢板・控え杭の鋼材の自重はこの解析段階を含め、以降の自重解析の各段階で無視する。

(2) 第2段階

矢板前面を掘削し、控え杭・タイロッド・矢板に剛性を持たせ、それらによって矢板背後地盤の土圧に抵抗する段階の自重解析を行う。この段階では、護岸前面の掘削に伴って、前段階で海底地盤に作用させた有効土圧分の分布力をうち消すとともに、矢板の水平変位を拘束したことで発生した反力を解消するため逆向きの節点力を矢板の各節点に作用させる。なお、控え杭の背後地盤は原地盤であり、控え杭の変形に追従して変形するとは考えにくいいため、控え杭とその背後地盤を切り離し、控え矢板背後の主働側地盤が海側に人為的に変形するのを防ぐ。この解析により、控え杭とその主働側地盤には、大きさが等しく向きが反対の水平方向外力が自動的に作用し、前段階で解析した原地盤の K_0 がほぼ維持され、控え杭にも前段階で得られた土圧が作用することになる。これら2段階の自重解析により、地震前の応力状態を設定する。以上の解析段階を通じて、それぞれ、矢板および控え杭受働側の鋼材と土の間の接触は、ジョイント要素 (摩擦角 15 度) を用いて解析し、それぞれ受働側土要素に作用すると思われる土圧を再現することとする。埋立て地盤の場合も同様に考えジョイント要素を適用する。

3.3 埋立て地盤の場合の方法

(1) 第1段階

埋立て前の原地盤に矢板を打設し、矢板と控え杭間を埋立て、さらに控え背後地盤を埋立てるという施工手順を想定し3段階でモデル化する。図-4 にそれぞれの段階の模

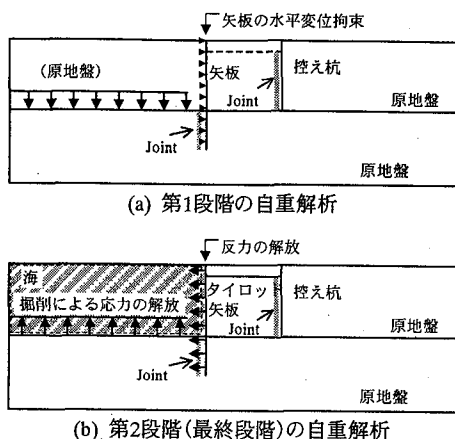


図-3 原地盤掘削の場合の矢板式岸壁の多段階自重解析の各段階で考慮する主な解析要素の概念図

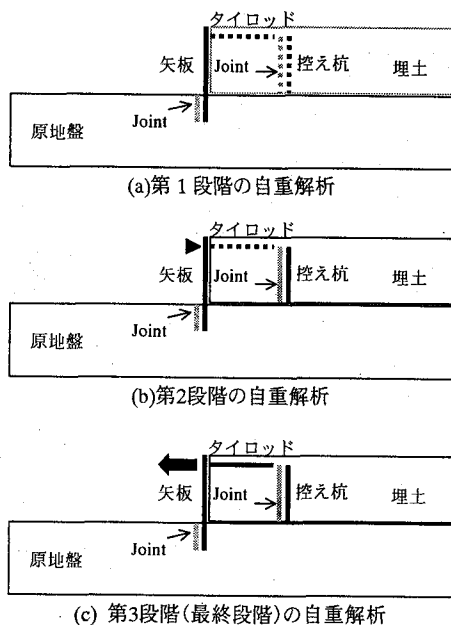


図-4 埋立て地盤の場合の矢板式岸壁の多段階自重解析の各段階で考慮する主な解析要素の概念図

式図を示す。まず、岸壁建設前の埋立て地盤のない原地盤のみの応力状態を模擬することを考え、海底面以深の地盤および矢板壁のみを解析対象として自重解析を行う。

(2) 第2段階

矢板式岸壁の建設では、その施工段階で、控え工周辺に土盛りして控え工の安定を確保しつつ前面矢板への裏埋めを行う。これを簡易的に解析するため、自重解析の第2段階では、矢板のタイロッド取付け点を水平方向に固定し、矢板背後のすべての埋土および控え杭を加えて自重解析を行う。この段階では矢板前面地盤の受働抵抗の増加を期待する。ただし、この解析段階では、控え杭の剛性はゼロとし、控え杭周囲の土の変形には影響を与えないようにする。

(3) 第3段階

自重解析の最終段階である第3段階では、タイロッドを加え、控え杭の剛性も解析で考慮することとし、矢板のタイロッド取付け点に第2段階で生じた人為的な反力が解

消されるまで逆向きの節点力を加えて解析する。矢板式岸壁の建設では、控え工背後の地盤を最後に埋立てるが、これを簡易的に解析するため、自重解析の第3段階でタイロッド取付け点の節点力を解消する解析を行なう。ここでは控え杭とその背後地盤を切り離し、控え矢板背後の主働側地盤が海側に人為的に変形するのを防ぐ。この解析により、控え杭とその主働側埋立て土には、大きさが等しく向きが反対の水平方向外力が自動的に作用し、前段階で解析した埋土の K_0 がほぼ維持され、控え杭にも前段階で得られた土圧が作用することになる。この段階では、控え杭前面の受働抵抗の増加を期待する。結果的に、矢板式岸壁の施工において、控え工背後の土を最後に埋立てて施工した地盤の応力状態が模擬されるものと考えられる。

4. 秋田港大浜岸壁への適用

4.1 初期応力解析

大浜1号岸壁の矢板背後地盤は原地盤の砂層であり、護岸は原地盤へ矢板を打設後、矢板前面を掘削して構築された。一方、大浜2号岸壁の矢板背後地盤は、海砂を陸上まき出しすることで造成された埋立て地盤である。これら2つの岸壁では、上述したように近接しているものの、1983年日本海中部地震において無被災と被災という被害状況の違いが見られた。矢板背後地盤は原地盤と埋立て地盤の違いから地盤の液状化強度そのものに違いがあること、さらに施工過程が異なり応力状態の違いがあることが地震時挙動に影響をおよぼした可能性がある。以上のような条件の違いを前提とし、地震直前の地盤-構造物系の応力状態（以後、初期応力状態とよぶ）を再現するため、それぞれの岸壁の施工過程を模擬することを念頭におき、多段階の自重解析を行った。また、比較のために施工過程を単純化した1段階の自重解析のケースも併せて実施した。

以後、施工過程を考慮した多段階の自重解析を用いる一連の解析を多段階法、1段階の自重解析による一連の解析を1段階法と呼ぶ。提案する多段階法では、解析の中に矢板と矢板前面地盤、控え矢板とその前面地盤の間にジョイント要素を設けている。1段階法ではジョイント要素を設けず矢板・控え杭と地盤間は鉛直ローラーとしている。多段階法の有効性を示すためには、矢板や控え杭前面(受働側)に設けたジョイント要素の影響を検討する必要がある。そこで、解析は次の3つのケースを比較することとした。すなわち、1段階法、ジョイント要素を用いた1段階法(初期応力解析時に土圧の増加を考慮し、動解時に鉛直の摩擦力を考慮)、多段階法である。これらの解析ケースを表-2に示す。以上でモデル化した大浜1号、2号のそれぞれの解析モデル図を図-5に示す。

1段階での自重解析では、岸壁完成後の状態をモデル化し重力に相当する荷重をかけることになる。このとき鋼矢板や控え工と周辺地盤との摩擦を考慮したモデルとすると、重力により周辺地盤が沈下する際、鋼矢板や控え工に

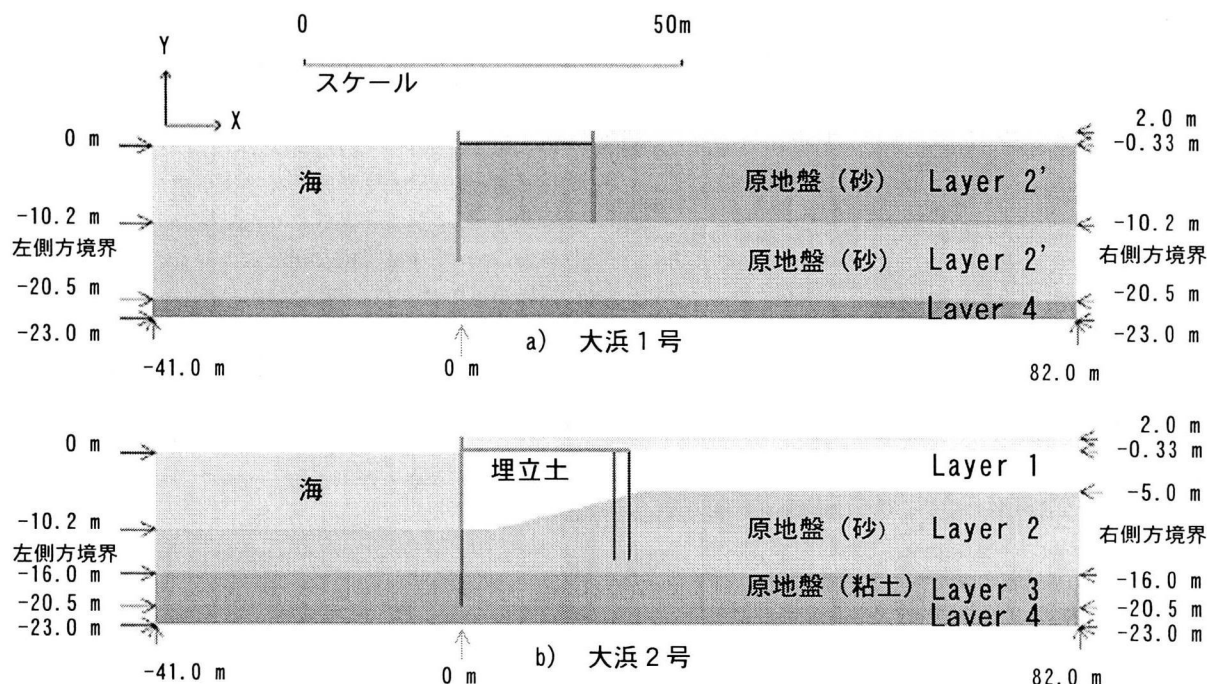


図-5 解析モデル

表-2 検討ケース

	大浜 1 号	大浜 2 号
1	1 段階法 (Joint なし)	1 段階法 (Joint なし)
2	1 段階法 (Joint あり)	1 段階法 (Joint あり)
3	多段階法 (2 段階)	多段階法 (3 段階)

土要素がぶら下がる形となり、土要素に引張り力が生じるなど、土要素に適切な初期有効拘束圧を与えることができないという問題がある。また、矢板や控え杭の変形により地盤が水平方向にも引張り力を受ける場合も生じる。

なお、大浜2号岸壁は控え杭が2列あり、文献6)においてはその杭頭部の接合を考えていなかったが、本検討においては、杭頭部は材料相当の剛性を持つ部材で結合されているとして検討している。

4.2 地震応答解析

初期応力状態を設定した後に、地震応答解析を行い地震時挙動の検討を行った。この地震では図-1に示すように、検討地点から約2.7~2.8kmはなれた港湾地域強震観測網の秋田港観測地点で地震動記録が得られている。解析の入力地震動は、秋田港観測地点の地表面加速度波形をせん断波速度 $V_s=390\text{m/s}$ の工学的基盤の入射波(2E)に引き戻し、それを大浜1号岸壁、大浜2号岸壁のそれぞれの法線直角方向(それぞれN261E, N298E)に方位変換したものであり、この地震動を解析断面の入力波として、解析モデルの底面粘性境界に作用させた。なお解析対象時間は地震動の主要

動がほぼ収まるまでの80秒間を用いることとし、解析の時間刻みは0.01秒とした。入力地震動を図-6に示す。地盤物性値は、現地の試料を用いて行なわれた繰り返し三軸試験結果³⁾をもとに設定された値¹⁰⁾を用いた。地盤の液状化強度を図-7に、地盤物性値を表-3に示す。解析では剛性比例型のレイリー減衰を与え、剛性比例係数 $\beta=0.002$ とした。なお、Layer3の粘性土は表-3に示すように、非排水せん断強度と同等な強度となるように、せん断抵抗角を与えてモデル化した。

ここで用いる有効応力解析法FLIPにおいて、変相線を超えて破壊線に至る応力空間で液状化の進行が、実際よりも急激にすすむ傾向が見られる場合がある。これは、この空間でなされる塑性せん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与度を大きく設定したのが一因であると考えられ、寄与度を低減させた場合には、ある種の実験結果をよく説明することが示されている¹²⁾。また、非線形反復手法が各時間ステップ内の骨格曲線の変動を追跡しない場合は、それに伴って次ステップで発生する不平衡力の解消のために人工的な塑性せん断仕事が行なわれることも考えられる⁹⁾。特に、変相線を超えて破壊線に至る応力空間では、正のダイレタンシーの影響により骨格曲線の変動も大きいので、この空間では、これら二要因が複合して、液状化を急激に進行させるものと思われる。

本論文での検討はすべて、過剰間隙水圧モデル⁸⁾を伴う多重せん断ばねモデル⁷⁾を対象に、各時間ステップ内の骨格曲線の変動を追跡するよう改善された非線形反復法⁹⁾を用い、後者の要因による液状化の急激な進行に対応することにした。しかしながら、前者の要因も無視できない場合もあり、この問題については、さらなる検討が必要である。

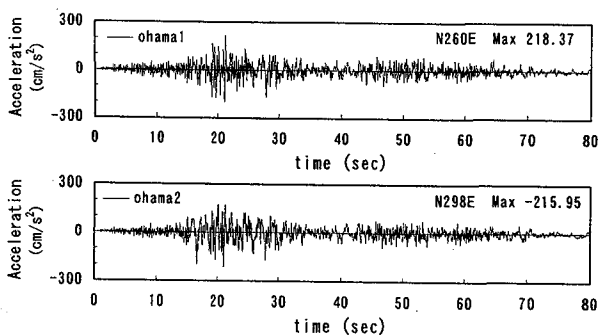


図-6 入力地震動

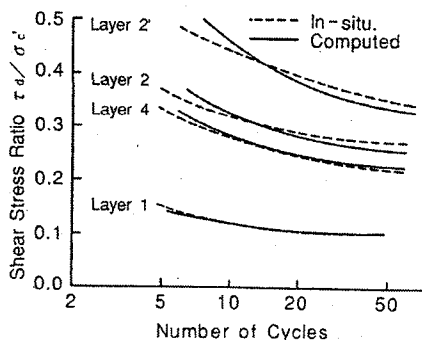


図-7 地盤の液状化強度比 (文献 10) より引用
(液状化強度比は両振幅ひずみ 5%で定義している)

表-3 地盤物性値 (文献 10) より引用

	Layer1	Layer2	Layer2'	Layer3	Layer4
G_{ma} (kPa)	33800	72200	72200	74970	168200
K_a (kPa)	89930	192100	192100	199470	447530
σ'_{ma} (kPa)	50	110	69	140	157
ϕ_r (deg)	37	41	43	39	44
ϕ_p (deg)	30	30	30	-	30
$s1$	0.005	0.005	0.005	-	0.005
$w1$	0.5	8.5	14.0	-	3.8
$p1$	0.4	0.5	0.5	-	0.5
$p2$	0.42	0.8	1.0	-	0.84
$c1$	1.5	3.3	4.6	-	2.4

5. 初期応力状態の検討

多段階法と 1 段階法による初期応力解析終了時点で得られた、大浜 1, 2 号岸壁のせん断強度($\sigma'_{m0} \sin \phi_f$)に対する最大せん断力(τ_{max})の比($\tau_{max}/\sigma'_{m0} \sin \phi_f$)の分布図を図-8 に示す。また初期応力解析終了時点での岸壁の矢板、控え杭の変形分布・曲げモーメント分布を図-9 に示す。

初期応力解析終了時の地盤のせん断応力の比($\tau_{max}/\sigma'_{m0} \sin \phi_f$)はジョイント要素の有無では大きな違いはなく、ジョイント要素の影響は小さいと考えられる。矢板・控え杭の変形や曲げモーメントを見ると、大浜 1 号ではジョイント要素の有無でほとんど違いが見られない。大浜 2 号では矢板・控え杭の変形がジョイント要素の影響でやや小さくなっているものの、曲げモーメントには違いがほとんど見られない。施工過程の考慮の仕方、ジョイント要素の影響には若干の違いが見られ、埋立て地盤

を考える場合にはその影響が見られると考えられる。

一方、施工段階を考慮した初期応力解析により、矢板や控え杭の受働側では、土と鋼材の間に考慮した摩擦により土の拘束圧が大きくなり、したがって、受働抵抗の増加が期待される。また、1 段階法の初期自重解析結果に見られるような、控え杭背後地盤のせん断破壊に近い状態が解消されることが期待される。初期応力解析終了時点において、1 段階解析では、控え背後地盤、矢板背後地盤において、せん断破壊に近い状態の領域が多く存在するのに対し、施工段階を考慮した 2 段階あるいは 3 段階の解析を行うことで、控え背後での初期せん断応力の大きな領域が解消し、また矢板背後においてもその領域が小さくなっている。また、控え杭の受働土圧が増すことで、矢板背後地盤の初期せん断応力の大きな領域が小さくなっていると考えられる。さらに、大浜 2 号では、多段階法は 1 段階法に比べ、矢板前面の受働抵抗の増加がはかれ、海底面付近でのせん断応力の比($\tau_{max}/\sigma'_{m0} \sin \phi_f$)が小さくなっている。大浜 1 号では矢板、控え杭の変形や曲げモーメントは、解析法の違いによってあまり大きな違いは見られない。大浜 2 号では矢板・控え杭の変形が違うが、これは埋立て地盤の施工過程を考慮したことで矢板、控え杭が最初から大きな土圧を受けず、変形が抑制されたことによると考えられる。このように施工段階を考慮するかどうかで初期状態の応力状態にかなりの違いが見られ、矢板式岸壁の地震時挙動を評価するためには、初期応力状態の評価が重要となることがわかる。

6. 矢板式岸壁の地震時挙動

6.1 地盤・矢板・控え杭の変形

それぞれの初期応力状態を基にして地震応答解析を実施した。図-10 に地震応答解析終了時点での残留変位を示す。また、図-11 に地震時の岸壁の矢板、控え杭の変形・曲げモーメントを示す。1 段階法では大浜 1 号、2 号岸壁ともに、その量の違いはあるものの、地震後、前面矢板・控え杭が海側に大きく変形している。矢板頭部の水平変位は、大浜 1 号ではおおよそ 40cm、大浜 2 号では 1.4m であった。控え杭に関しても、それぞれ 40cm、大浜 2 号では 1.4m であった。大浜 2 号に関しては、被害調査などで得られた護岸の変形量とほぼ一致するものの、無被害の大浜 1 号に関してはかなり大きな値となった。地盤の液状化強度の違いから液状化の程度に大きな違いがあり、変形にも違いが見られるが、1 段階の解析においては、両岸壁の、被災・無被災の差を的確に評価できていたとはいえない。

ジョイント要素の影響に関しては、大浜 1 号に関しては、その有無にかかわらず変形はほぼ同様であり、ジョイント要素の有無が地震時挙動の評価の違いに及ぼす影響は小さいと考えられる。変形量の大きな大浜 2 号に関しては、矢板天端での変位が 1.4m から 1.0m と小さくなり、その影

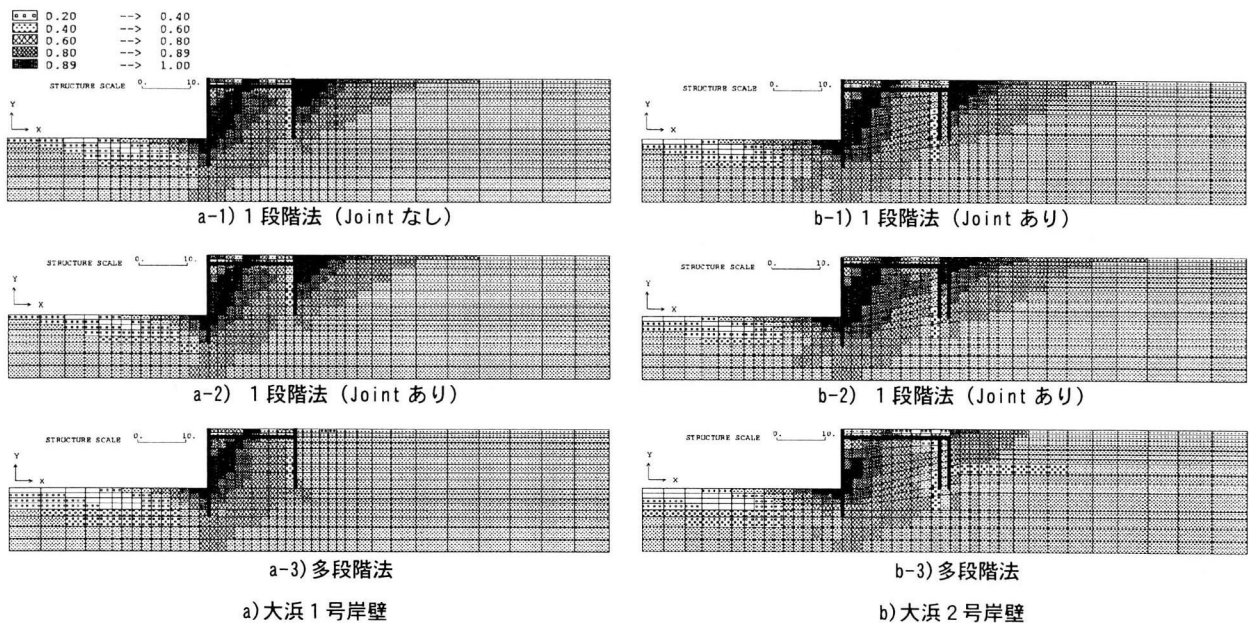


図-8 初期応力解析終了時のせん断強度($\sigma_{m0} \sin \phi_0$)に対する最大せん断力(τ_{max})の比($\tau_{max}/\sigma_{m0} \sin \phi_0$)の比較

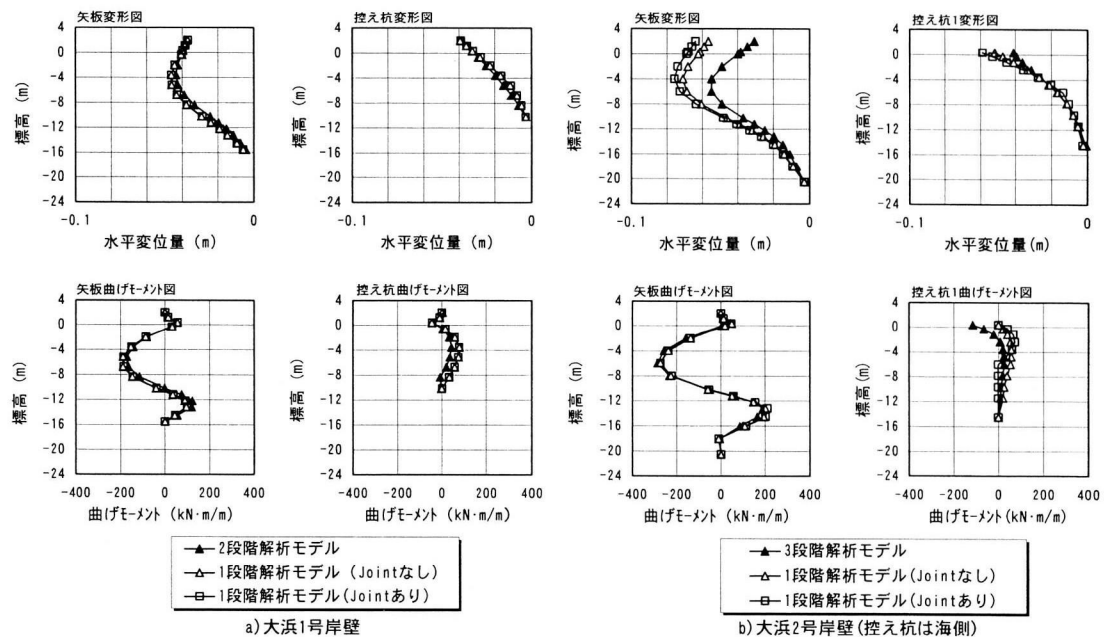


図-9 初期応力解析終了時の矢板・控え杭の変位及び曲げモーメント分布

響はあることがわかる。施工過程の考慮の仕方によってジョイント要素の影響度が違うことがわかる。したがって、本検討においては、1段階法と多段階法とでの結果の違いは、大浜1号に関しては、原地盤掘削という施工過程の考慮の有無としてとらえることができる。また、大浜2号に関しては、埋立て地盤を考える場合にはジョイント要素の影響も無視し得ないと考えることができる。

多段階法では大浜1号では、控え杭の頭部変位がほとんどなくなり、前面矢板も海底面付近がはらみだす変形モードになり、矢板頭部の水平変位は残留値で8.4cmと被害調査時に無被災であった結果に近い値が得られた。控え杭の変形も小さい。大浜2号岸壁では、1段階法も多段階法も矢板・控え杭頭部で最大変位となる変形モードは同じである。多段階法でも、前面矢板の頭部水平変位の残留値が1段階

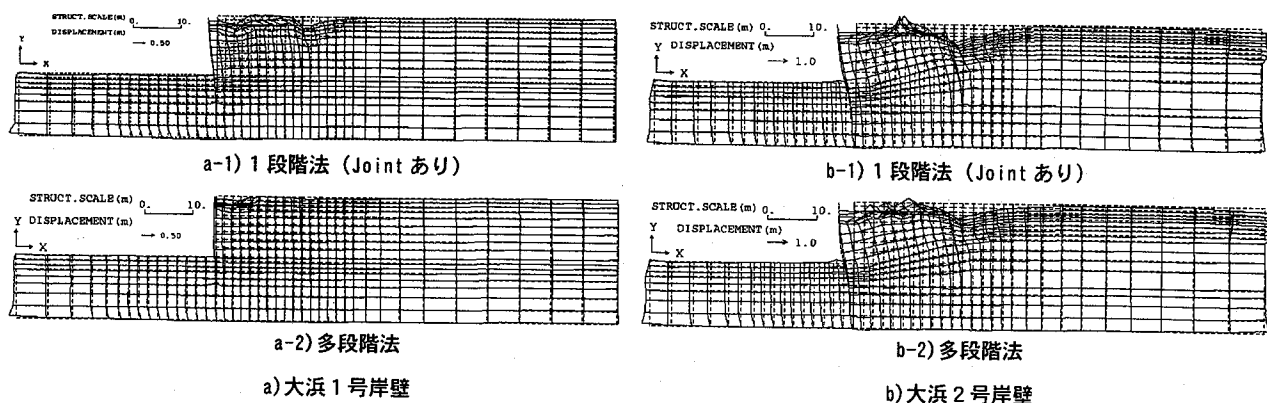


図-10 地震応答解析終了時の変形図

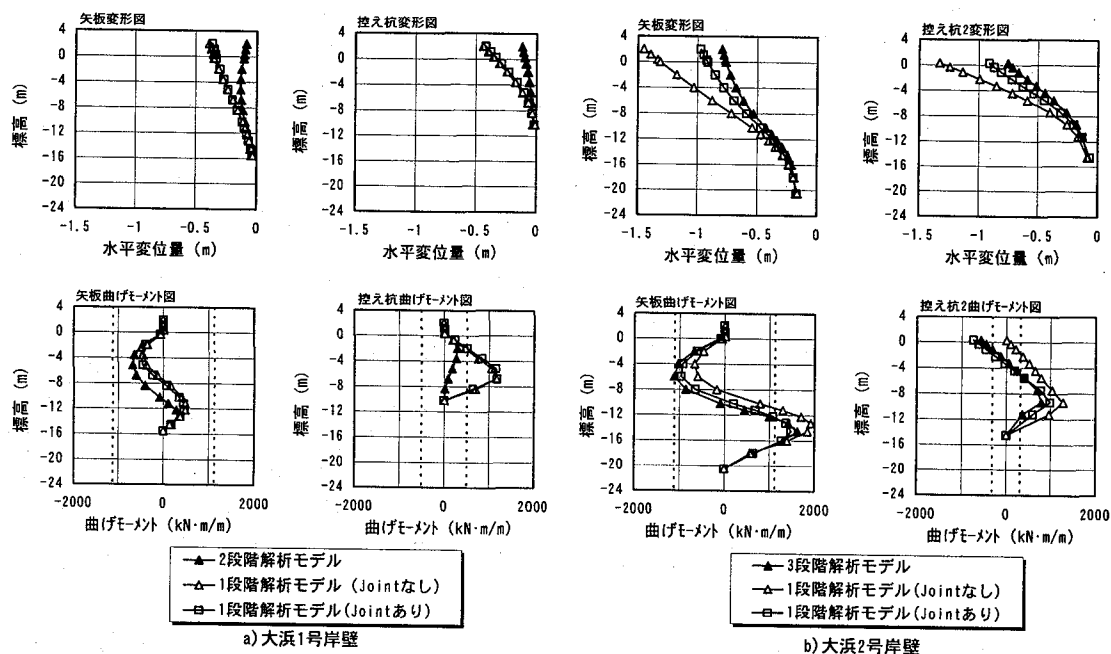


図-11 地震応答解析の矢板・控え杭の変位 (残留値) 及び曲げモーメント分布 (最大値)

法に比べると小さいものの80cmを超え、また、控え杭も約80cmと大きく変形し、前面矢板が全体に海側に倒れる変形モードとなっている。このように、多段階法では、地盤条件の違いによる被害の有無、液状化の程度が変形量や変形モードにおよぼす影響などを適切に評価しうることを示している。

6.2 矢板・控え杭の曲げモーメント

大浜1号岸壁では、矢板の曲げモーメント分布は1段階法と多段階法では違いがあるものの、いずれの解析法でも降伏モーメント以下である。一方、多段階法は控え杭の地中部での曲げモーメントが大きく減少し、1段階法ではジョイント要素の有無に関わらず超えていた降伏モーメント以下に収まっていることが注目される。これは1段階法では、控え杭の周辺地盤の抵抗がほとんど発揮されず、全体が大きく変形しているのに対し、多段階法では、控え杭受働側地盤の反力が大幅に増加し控え杭の変形が大幅に抑

制されていることによると考えられる。このように、大浜1号の矢板の変形、控え杭の変形や曲げモーメントに関しては、多段階法により地震で被災を免れた挙動を評価できたと考えられる。

大浜2号岸壁に関しては、矢板の曲げモーメントはいずれの解析手法でも大きな違いはないが、1段階でもジョイント要素を考慮した場合、および多段階法では、矢板前面の海中に面した部分で曲げモーメントが大きくなり、特に多段階法では降伏モーメントを超え、控え杭もジョイント要素を考慮した1段階法および多段階法で頭部と地中部で降伏モーメントを超えている。このように、多段階法により、矢板が損傷し護岸が大きく変形した被災状況とよい一致を示した。

以上のように、施工過程を考慮した多段階解析法を用いることで、矢板・控え杭の変形量および断面力の両面から、大浜1号岸壁、大浜2号岸壁の被災の有無を定量的に表現することができた。

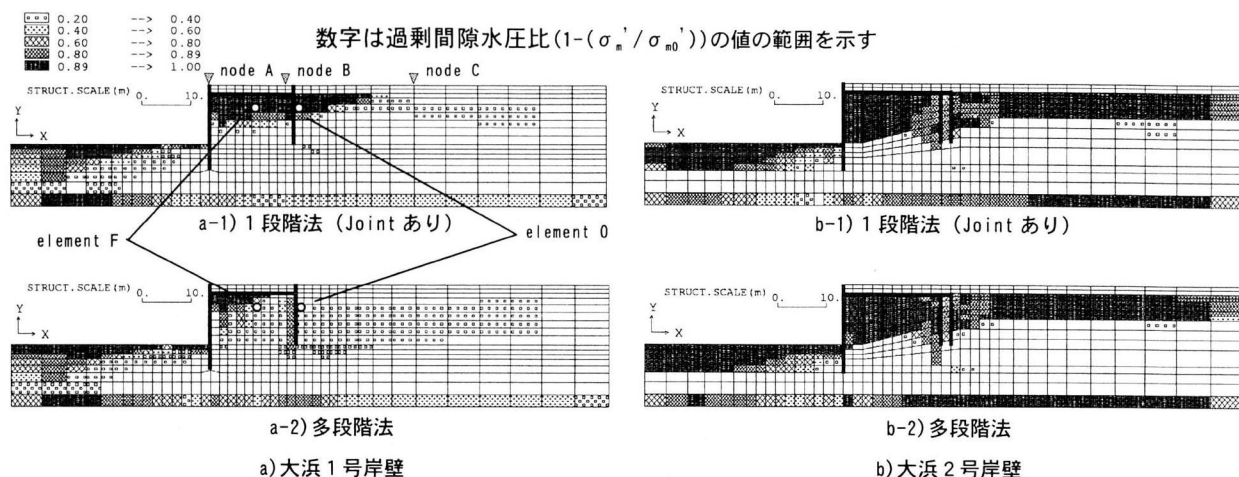


図-12 地震応答解析終了時の過剰間隙水圧比($1-(\sigma'_m/\sigma'_{m0})$)分布の比較

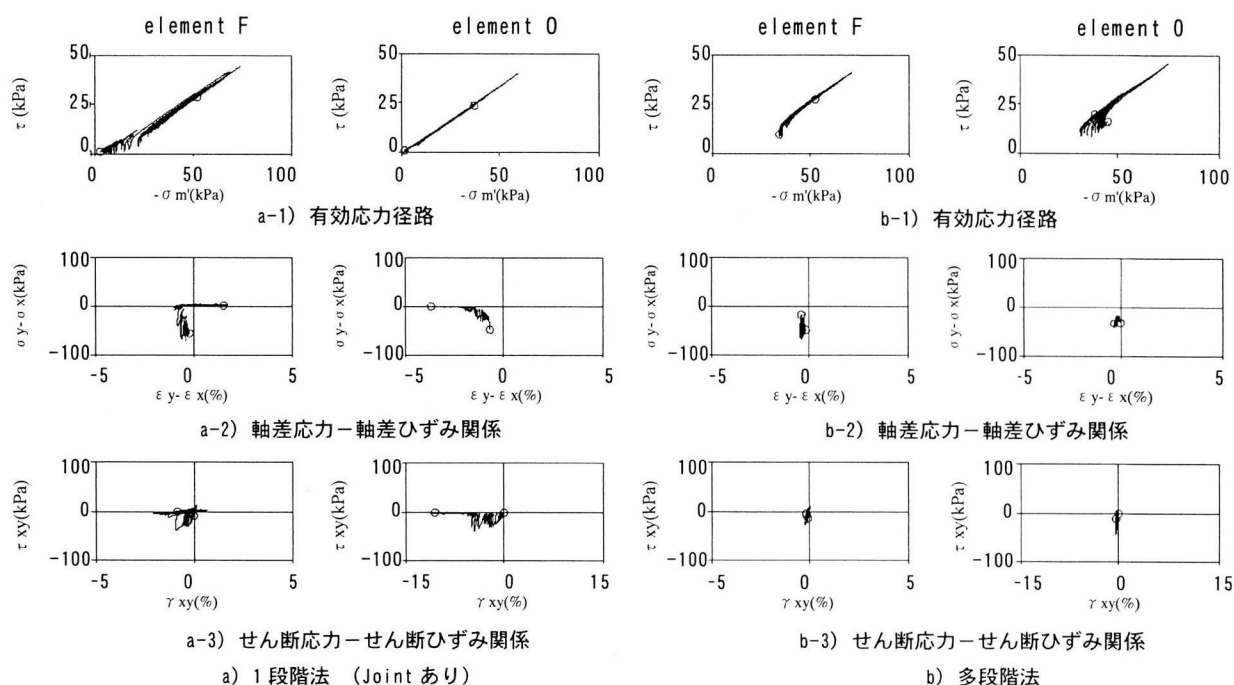


図-13 大浜 1 号岸壁・矢板と控え杭の中間の地盤の挙動 (X, Y の方向は図-12 と同じ, 図中の○は始点と終点を表す)

6.3 地盤の液状化の過程と加速度・変位応答

図-12に多段階法と1段階法による地震応答解析終了時の過剰間隙水圧比($1-(\sigma'_m/\sigma'_{m0})$)の分布図を示す。大浜1号岸壁では、多段階法では自重解析時に控え杭と控え杭背後地盤を切り離したことに伴い、控え杭背後地盤までおよんでいた過剰間隙水圧が初期有効上載圧まで上昇する領域が著しく小さくなり、矢板背後の地下水位付近だけに収まっている。控え杭近傍地盤では、受働側のごく近傍を除いて、過剰間隙水圧比で0.4以下と上昇が小さくなっている。前面矢板の受働側地盤については、違いはあまりない。

このように、施工過程を考慮することで、液状化強度が大きい原地盤である大浜1号岸壁では、ほとんど液状化被害が発生しないという、実際の地震時の地盤挙動がほぼ表

現でき、矢板、控え杭の変形を著しく小さくさせたものと考えられる。図示はしていないが、1段階法のジョイント要素の有無による差もほとんどない。

大浜2号岸壁では、矢板背後の埋土部分と海底面付近の地盤がほぼ完全に液状化するため、1段階法と多段階法では著しい違いは見られない。しかし、控え杭周囲の過剰間隙水圧分布は若干低下しており、受働土圧の増加などが表現できたものと考えられる。

図-13に大浜1号岸壁の前面矢板と控え杭の中間部、および控え杭の主働側地盤の有効応力経路図、軸差応力～軸差ひずみ関係、せん断応力～せん断ひずみ関係を示す。なお、表示した地盤要素(element F, element O)の位置は図-12中に○で示す。

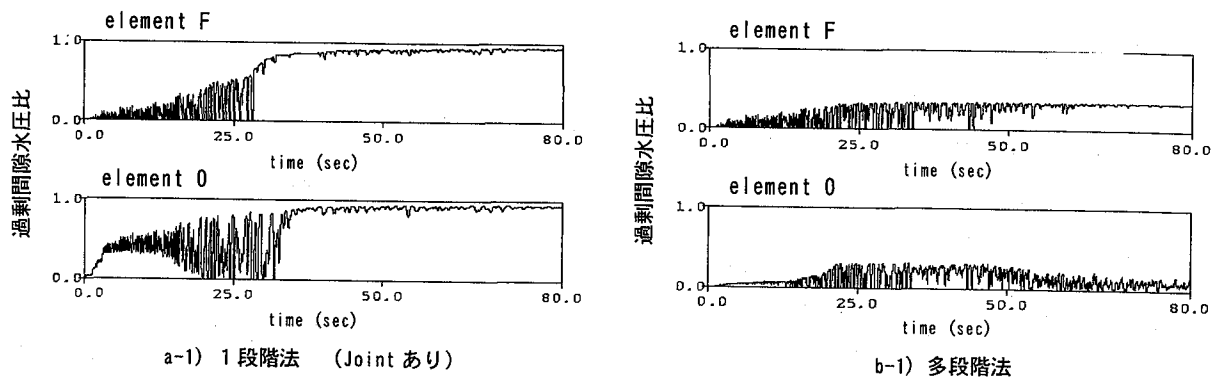


図-14 大浜1号岸壁・矢板と控え杭の中間の地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴

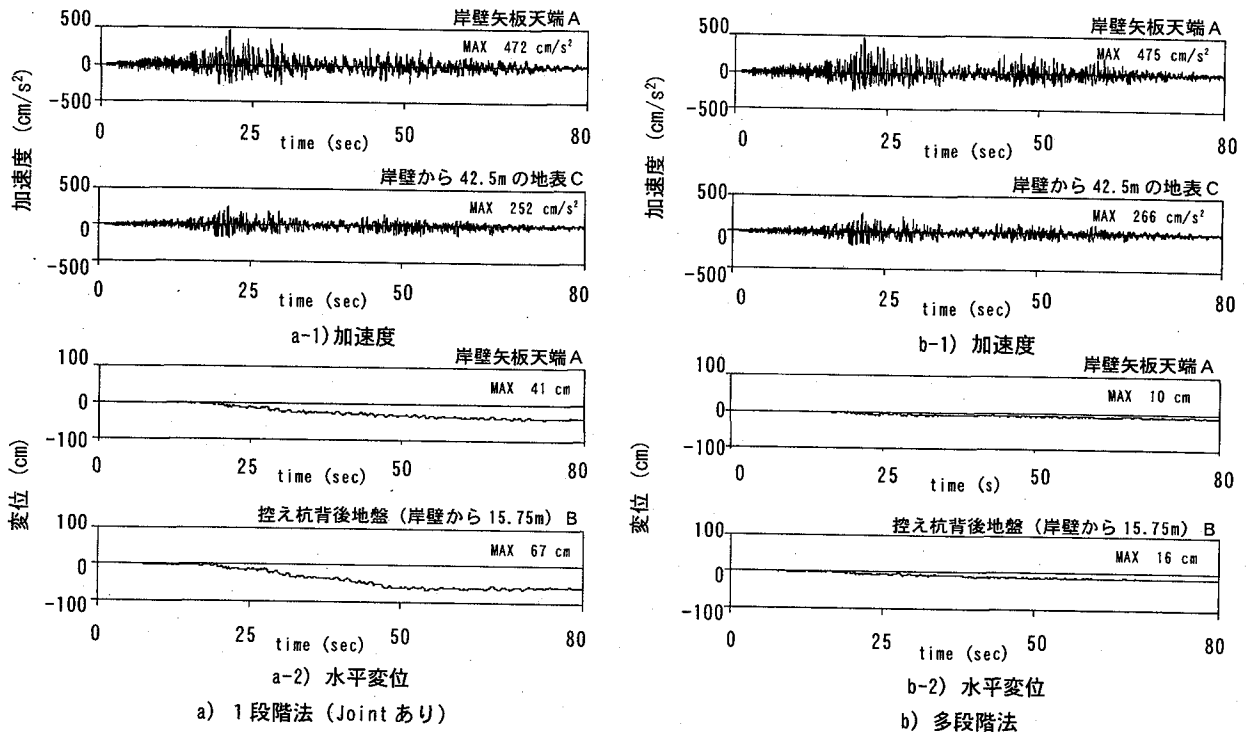
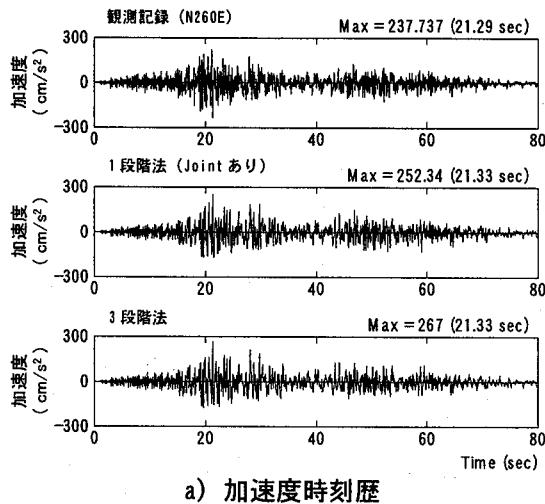


図-15 大浜1号岸壁の加速度および変位時刻歴

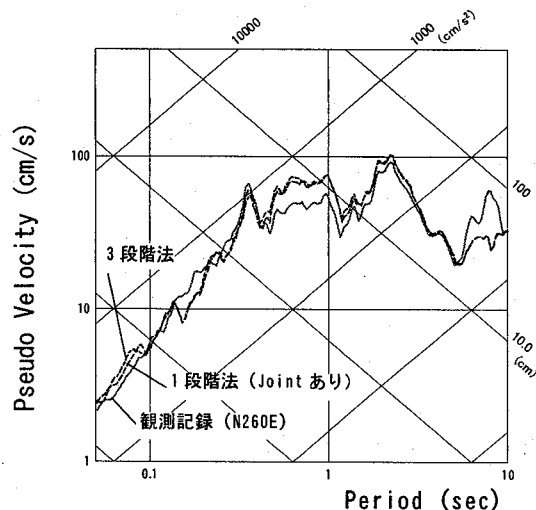
控え杭背後の地盤(element 0)においては、1段階法では初期応力解析時の控え杭の変形を受けて、せん断応力は破壊線近傍に位置し、さらに地震動により有効応力は大きく減少し、応力径路は破壊線に沿って原点に近づき液状化に至っている。それに比べ多段階法では控え杭の変形の影響を受けないため、開始時点でのせん断応力は小さく、地盤の抵抗力が残っていると考えられる。そのため地震動を受けても、有効応力はそれほど低下せず、応力径路も急激に原点に近づく挙動を示さない。これは過剰間隙水圧分布図からもわかる。応力～ひずみ関係を見ると、1段階法では地震応答解析の初期段階ではある程度剛性を保っているが液状化によりほとんど剛性を失い、ひずみが大きく伸びていることがわかる。これに対し、多段階法では、地震動終了時まで剛性の低下は小さく、ひずみの急増はない。この初期応力条件の違いが控え杭背後地盤の広い範囲で生じたことが、変形の違いとなって現れたと考えられる。

矢板と控え杭間の地盤(element F)においては、地震応答

解析開始時点でのせん断応力は1段階法でも多段階法でもほぼ同じ程度であるが、1段階法では有効応力は大きく減少し、応力径路は破壊線に沿ってゼロに近づき液状化に至っている。それに比べ、多段階法では、地震動を受けても抵抗力が残っており、過剰間隙水圧分布図からもわかるように有効応力はそれほど低下せず、応力径路も急激に原点に近づく挙動を示さない。初期自重解析終了時点で、取り上げた個別の要素では二つの解析法で比較的近い応力状態であるものの、1段階法では矢板と控え杭の間、控え杭背後にせん断応力が大きい領域が広く生じており、地盤全体としては抵抗力が小さい状態であったと考えられる。Element Fの軸差応力-軸差ひずみ関係図によれば、土は加振開始後から水平方向に伸張されていることがわかる。地盤全体の抵抗力が小さいことから、地震動を受けて矢板が変形し、地盤に伸張力が作用し、これが水平方向の有効応力の減少をまねき、最終的には液状化し、さらに変形が進み破壊に至ったものと考えられる。多段階法では、控え杭



a) 加速度時刻歴



b) 加速度応答スペクトル (トリバタイト表示, 減衰定数 5%)

図-16 岸壁から 42.5m 離れた地点での地表面での
応答と秋田港工事事務所の観測記録との比較

背後の地盤が健全であることから、矢板に大きな変形がおきず、地震動が加わっても大規模な液状化には至らなかったと考えられる。

図-14に同じ地盤要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。1段階法では、入力地震動で最も振幅の大きな15秒から35秒の部分の終了時点付近で水圧比がほぼ1.0となり液状化に至っているが、多段階法では水圧の上昇は見られるが大きくはならないことがわかる。

図-15に矢板天端および地表のいくつかの点の水平加速度・水平変位時刻歴を示す。なお、表示した地表位置(A,B,C)は図-12中に▽で示す。図-16には岸壁の影響が大きいと考えられる岸壁から42.5m離れた地点での地表面水平加速度と、秋田港工事事務所の実地震観測記録^{3),13)}を方位を(N260E)に合わせたものとを、加速度時刻歴と加

速度応答スペクトル (トリバタイト表示, 減衰定数5%) で比較して示す。地盤条件の違いはあるものの、観測記録と解析結果の時刻歴波形はよい一致を示し、最大値も観測記録が238cm/s²であるのに対し解析結果は250~260cm/s²ではほぼ同程度である。また、加速度応答スペクトルも観測記録に良く対応している。本解析において、地盤の挙動は良く再現されていると考えられる。

加速度時刻歴はいずれの解析も大きな違いは見られない。一方、水平変位は、1段階法では間隙水圧の上昇とともに生じ始め、液状化後も引き続き大きくなっている。多段階法では主要動終了付近からは大きくなりずほぼ一定値に収束している。

このように、1段階法では大浜1号岸壁においてもかなり広い範囲で液状化が発生し、それに伴い変位も大きくなったが、施工過程を考慮した多段階解析を行なうことで液状化が限定的となり、変位も小さく抑えられ、実際の挙動に一致する評価ができたと考えられる。

7. 結論

矢板式護岸のように、地震時に大きな変形挙動が予想される構造物とその周辺地盤系の挙動評価において、矢板や控え杭などの応答は、周囲の地盤の初期応力状態に大きく影響を受けるため、適切な初期状態を表現することが重要と考えられる。

本論文では、その挙動を適切に評価する手法を提案し、実被害事例に適用した。施工過程を考慮した初期応力解析を行なうことで実被害事例を説明でき、手法の妥当性を確認するとともに、施工過程を考慮することの重要性を指摘できた。本論文で得られた結論は以下のとおりである。

(1)地盤各部の初期応力状態をより実際に近い状態で再現し、その条件を引き継いで地震応答解析を実施する多段階解析手法を、原地盤で矢板前面を掘削し岸壁を構築する場合について提案した。

(2)岸壁の施工過程を踏まえて初期自重解析を3段階あるいは2段階に分けて行うことで、施工過程を考慮した場合の地盤の初期応力状態を適切に評価できる。またこれを引き継いだ地震応答解析により、岸壁の地震時挙動をより適切に評価することができる。

(3)提案した手法を、埋立て地盤中に矢板式岸壁を構築する場合の多段階解析法とあわせて、1983 年日本海中部地震の際の秋田港大浜 1,2 号岸壁の無被災、被災事例に適用し手法の適用性を示した。

(4)大浜1号岸壁では、地盤の過剰間隙水圧上昇が部分的となり、液状化は発生しなかった事実と調和し、また、1段階解析に比べ大きく変形量が減少するとともに控え杭の曲げモーメントも降伏モーメント以下に評価することができ、無被害の事例を説明し得る解析結果が得られた。大浜2号岸壁では、地盤の広範囲での液状化の発生を評価できた。また、矢板の変形量はやや小さめではあったが、実

際と同程度のオーダーの大きな変形が発生する結果が得られ、かつ矢板の曲げモーメントも海中部分で降伏モーメントを上回り実被害を説明できる結果が得られた。

謝辞：秋田港大浜1号岸壁及び2号岸壁に関する資料は国土交通省東北地方整備局秋田港湾工事事務所より提供を受けた。解析に用いた波形は港湾地域強震観測の一環として秋田港に設置された強震計の記録を使用させていただいた。また、本論文は、FLIPの改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立されたFLIP研究会(事務局：(財)沿岸開発技術研究センター他)の活動の一環として実施された研究成果をもとに新たな検討、考察を加えたものである。ここに関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉田望：実用プログラムSHAKEの適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.14-31，1994.10.
- 2) 中井照夫：地盤の変形・破壊予測における施工過程の大切さ，土と基礎，Vol. 50，No.8，(Ser. No. 535)，pp.1-2，2002.8.
- 3) 土田肇，野田節男，稲富隆昌，上部達生，井合進，大根田秀明，外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.511，1985.3.
- 4) 上田茂，稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，松永康男，藤本健幸，菊池喜昭，宮井真一郎，関口信一郎，藤本義則：1993年釧路沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.766，1993.10.
- 5) 井合進，龍田昌毅，小堤治，溜幸生，山本裕司，森浩章：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，pp. 809-812，2001.8.
- 6) 岡由剛，三輪滋，石倉克真，平岡慎司，松田英一，吉田晃：鋼矢板岸壁の被災事例による有効応力解析における初期応力状態のモデル化手法の検証，土木学会第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 813-816，2001.8.
- 7) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp. 523-530, 1985.4.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.6.
- 9) 小堤治，井合進，梅木康之：骨格曲線が変動する場合の多重せん断ばねモデルの非線形反復解法について，地震工学会論文集(投稿予定)
- 10) Iai, S. and Kameoka, T.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.71-91, 1993.3.
- 11) 三輪滋，岡由剛，中山裕章，石倉克真，平岡慎司，松田英一，吉田晃，井合進，小堤治，森浩章：初期応力状態を考慮したモデル化による鋼矢板式岸壁の被災事例の有効応力解析，第46回地盤工学シンポジウム平成13年度論文集，pp.19-25，2001.11.
- 12) 小堤治，井合進，島津多賀夫，三輪滋，中山裕章，溜幸生，沢田俊一，竹島康人，森浩章：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平成13年度論文集，pp.83-86，2001.11.
- 13) 港湾地域強震観測システム
<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp/>

(2002年9月13日受付)