

# 鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究

## Study on Dynamic Behavior of Steel Cellular-Bulkhead Quaywalls during Earthquake

2014年12月

佐藤 成

Shigeru SATO



# 鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究

## Study on Dynamic Behavior of Steel Cellular-Bulkhead Quaywalls during Earthquake

2014年12月

早稲田大学大学院創造理工学研究科

建設工学専攻 構造設計研究

佐藤 成

Shigeru SATO



## 目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 本論文の構成.....	7
第2章 既往の研究と実績.....	10
2.1 はじめに.....	10
2.2 セル式構造物の実績.....	10
2.2.1 鋼矢板セル構造物.....	10
2.2.2 鋼板セル式構造物.....	17
2.2.3 施工実績に基づく特徴.....	22
2.3 既往の研究.....	23
2.3.1 セル構造物の静的水平耐力に関する研究.....	23
2.3.2 セル構造物の地震時挙動に関する研究.....	29
2.3.3 セル式岸壁の耐震設計方法に関する研究.....	32
2.4 被災事例.....	34
2.4.1 港湾技術基準と被害地震およびセル構造物関連研究の経緯.....	34
2.4.2 兵庫県南部地震における摩耶ふ頭岸壁の被災事例.....	36
2.5 現行基準の設計方法.....	42
2.5.1 岸壁の設計方針.....	42
2.5.2 簡易法（震度法）.....	54
2.5.3 詳細法（2次元地震応答解析）.....	59
2.5.4 その他の方法.....	61
2.6 まとめ.....	66
第3章 現行設計法による断面検討.....	70
3.1 はじめに.....	70
3.2 検討条件.....	70
3.2.1 一般.....	70
3.2.2 要求性能.....	71
3.2.3 レベル2地震動作用時の偶発状態における性能規定.....	71
3.2.4 設計条件.....	78
3.2.5 地盤条件.....	83
3.2.6 入力地震動条件.....	89
3.3 簡易法（震度法）および詳細法（2次元地震応答解析）による耐震性能照査.....	92
3.3.1 照査用震度.....	92
3.3.2 セル構造比較.....	93
3.3.3 板厚の検討.....	109

3.4	3次元静的解析による検討.....	115
3.4.1	3次元モデルの構築.....	115
3.4.2	2次元地震応答解析.....	119
3.4.3	解析ケースの設定および作用荷重の設定.....	138
3.4.4	鋼板および継手応力の照査.....	141
3.4.5	3次元静的解析のまとめ.....	185
3.5	考察.....	186
3.6	まとめ.....	187
<b>第4章</b>	<b>1G場模型振動実験による地震時挙動の検討.....</b>	<b>190</b>
4.1	はじめに.....	190
4.2	実験の方法と条件.....	190
4.2.1	実験装置.....	190
4.2.2	相似則.....	191
4.2.3	実験模型の製作方法と計測項目.....	191
4.2.4	加振波形.....	195
4.3	実験結果.....	196
4.3.1	加速度応答.....	196
4.3.2	変位応答.....	199
4.3.3	過剰間隙水圧応答.....	201
4.3.4	セル殻円周方向ひずみ応答.....	203
4.3.5	残留変形.....	209
4.4	2次元地震応答解析によるシミュレーション.....	211
4.4.1	解析方法.....	211
4.4.2	モデルの作成.....	212
4.4.3	解析結果.....	215
4.4.4	考察.....	225
4.5	まとめ.....	227
<b>第5章</b>	<b>50G遠心場振動模型実験による地震時挙動の検討.....</b>	<b>229</b>
5.1	はじめに.....	229
5.2	実験の方法と条件.....	229
5.2.1	実験装置.....	229
5.2.2	相似則.....	230
5.2.3	実験模型の作成方法と計測項目.....	231
5.2.4	加振波形.....	235
5.3	実験結果.....	236
5.3.1	加速度応答.....	236
5.3.2	変位応答.....	240
5.3.3	セル殻およびアークのひずみ応答.....	242

5.3.4	セル天端応答とセル殻およびアークのひずみ応答.....	258
5.3.5	残留変形.....	264
5.4	2次元および3次元地震応答解析によるシミュレーション.....	265
5.4.1	解析条件.....	265
5.4.2	解析結果.....	268
5.5	考察.....	289
5.6	まとめ.....	292
第6章	結論.....	294

謝辞

付録資料





## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景と目的

昨今、国際競争力のある港湾、空港施設等の整備・改修が計画され、大水深の構造物が構築されるようになってきた。このような施設の多くは、地震後の損害を最小限にとどめ継続的に施設を使用するため、レベル2地震時においても短期間で復旧し、早急に機能を回復できることが要求されている<sup>1), 2)</sup>。

また、生活環境の保全、資源の有効利用の観点から循環型社会の形成促進が施策として進められる中で、廃棄物処理施設やエネルギー施設等の護岸構造物が構築されている。これらは適当な建設地が不足する状況下で、大水深、かつ、軟弱な地盤条件での建設を余儀なくされることも多くなっている。これらの構造物では、長期安定性、遮水性、急速施工性などが求められる<sup>3), 4)</sup>が、一方で、東北地方太平洋沖地震(2011年, Mw9.0)における原子力発電所の被害の教訓から、レベル2地震動や津波の作用に対する有害物質の流出の可能性など、施設の有する性能やリスクの透明性、説明性が社会的に求められている<sup>5), 6), 7)</sup>

大水深で、かつ、軟弱な地盤条件において有利な岸壁・護岸の構造形式のひとつに鋼板セル式構造がある。鋼板セル式構造は、あらかじめ製作された鋼製円筒体「セル」を海底地盤に設置あるいは打設し、中詰めを行った後、隣接する相互のセルを円弧状の鋼板「アーク」で接続し、さらにこれを中詰めして構築する壁状構造物である。図1.1に鋼板セル式構造物の概念図を示す。この工法は、工場やヤードで製作したセルおよびアークを運搬し、現地での比較的単純な作業で施工することができることから、大水深や急速施工に適している。また、溶接による一体構造であり、アークとの接続もCT継手など、鋼管矢板構造等で使用されている既往の継手を用いて構築することから、止水性に優れた特徴を有している<sup>5), 21)</sup>。

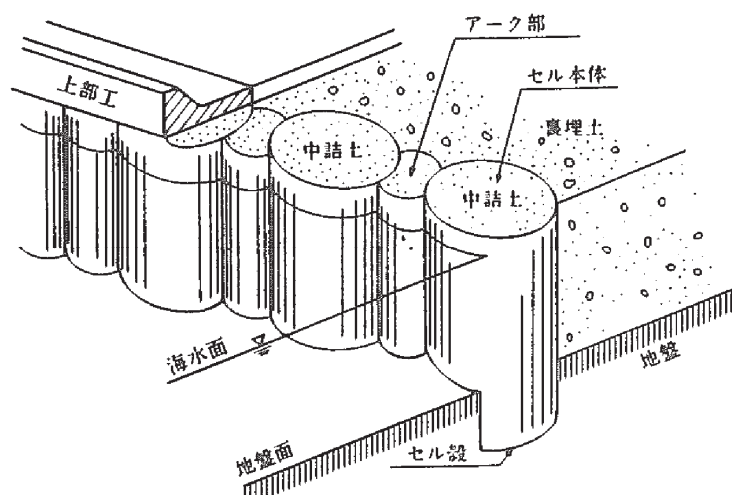


図 1.1 鋼板セル式構造物の概念図<sup>8)</sup>

セル式構造物は、もともと鋼矢板を用いてセル殻を構築する「鋼矢板セル工法」として米国で開発されたものであり、自立性と遮水性が優れていることから、締切り堤構築技術として発達してきた。これが日本に導入され、岸壁、護岸などに採用されることになったが、海上での長期間に及ぶ円筒状建て込み施工となることから、しばしば波浪などによる建設中の事故に見舞われている。このような事故を防ぎ、合理化を図ることを目的のひとつとして「プレハブ鋼矢板セル工法」や「根入れ式鋼板セル工法」などの急速施工法が開発されてきた経緯がある<sup>22)</sup>。

セル式構造物は、海底面が比較的柔らかい地盤に打込んで構築する「根入れセル」と、良好な地盤上にほとんど根入れなしに設置される「置きセル」に大別される。鋼矢板セルは根入れセルが基本であるが、鋼板セルは置きセル、根入れセルの両タイプに対応するものであり、近年での国内のセル式構造物の実績は鋼板セル式がほとんどとなっている（図 1.2 参照）<sup>24), 25)</sup>。

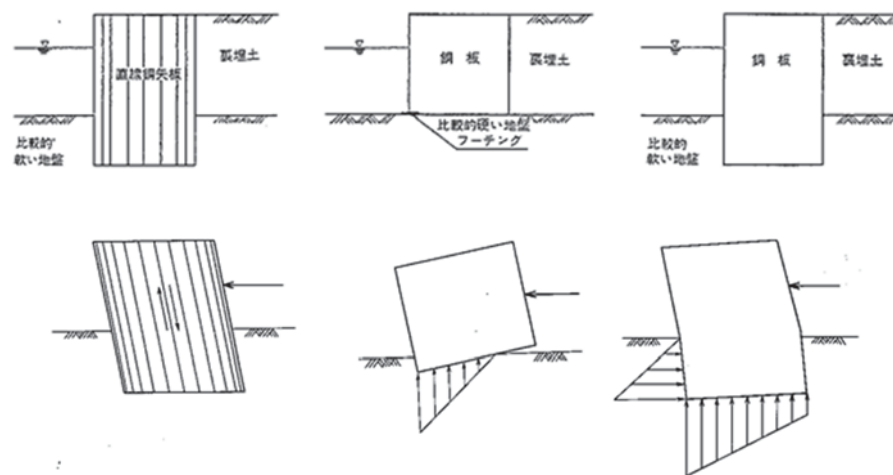


図 1.2 セル構造（鋼矢板セル、鋼板置きセル、根入れ鋼板セル）<sup>28)</sup>

既往の地震では、セル本体の安定性が損なわれて崩壊に至るなどの致命的な被害は報告されていない。最も大きな被害となったのは兵庫県南部地震(1995年, M7.3)において、摩耶ふ頭の鋼板セル式岸壁が1~4mの残留水平変位を生じ、係船および荷役機能が停止した事例<sup>26)</sup>である。このように大きな残留変位が生じているにもかかわらず、重力式岸壁のように隣接する函体同士のスレなどは生ぜず、構造部材の著しい損傷は認められなかった<sup>34)</sup>。したがって、経験的に耐震性が高い構造形式と考えられている。

セル式岸壁・護岸の設計方法は、鋼矢板の円筒と中詰土が一体となって外力に抵抗する一種の重力式構造物と考える1965年の北島の研究<sup>27)</sup>に基づいており、その後の模型実験等による研究で確認されているように剛体的な挙動を呈することから重力式に準じ、かつ、根入等の影響を考慮した方法に集約されている<sup>30), 31)</sup>。すなわち、下記(1)~(5)の各項目の照査を行って壁高や壁幅、根入れなどの諸元を決定し、(6)によって中詰め土圧による円筒体のフープテンションに対し肉厚を決定するものである。

- (1) 中詰め土のせん断変形
- (2) 地盤支持力
- (3) 壁体の滑り出し
- (4) 壁体天端の変位
- (5) 円弧すべり安定性
- (6) 円筒体フープテンションの検討

平成 18 年 5 月、港湾法（昭和 25 年法律第 218 号）が改正され、平成 19 年 7 月、「港湾の施設の技術上の基準」（以下、港湾技術基準と略記）が改訂された<sup>8)</sup>。同基準は、兵庫県南部地震（M7.3, 1995 年）の後に示された土木学会の提言<sup>9), 10), 11)</sup>を受け、平成 11 年度の改訂の際、耐震設計として「2 段階設計法」がすでに導入されていたが、これに加え、グローバル化に対応するため、IS02394（構造物の信頼性に関する一般原則）等の国際基準を遵守する「性能規定型」を採用していることが大きな特徴である。設計の原則は信頼性設計法の考え方に立脚しており、構造物の設計供用期間を定め、この期間の中での作用の組み合わせで定義される永続状態、変動状態、偶発状態の 3 つの状態に対して使用性、修復性、安全性について性能を規定するものであり、不確定性を評価する方法としては部分係数法を基本としている<sup>8), 12)</sup>。（図 1.3 参照）

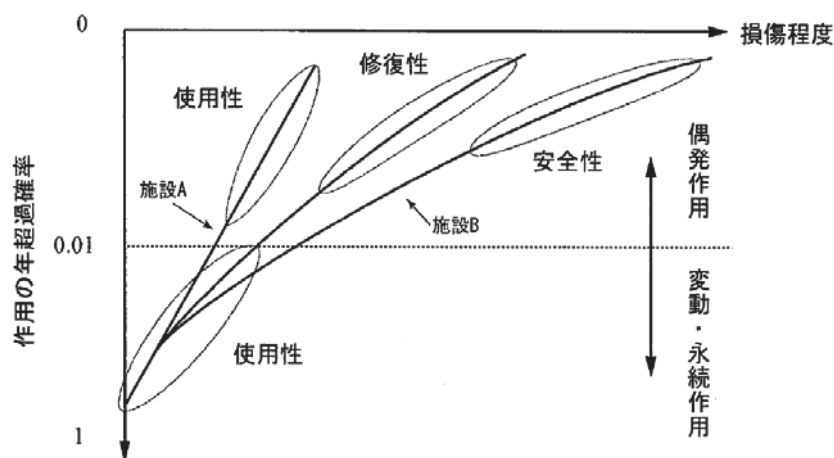


図 1.3 設計状態と要求性能の概念<sup>7)</sup>

耐震設計に関わる変更点で大きな特徴となっているのは、従来の設計震度（＝地域別震度×地盤種別係数×重要度係数）に代わって、工学的基盤面で地震動を統一的に定義している点である。これにより、工学的基盤面で加速度時刻歴を用いた地盤の 1 次元地震応答解析を実施し、地表面の応答加速度時刻歴の有する周波数特性や継続時間などから、構造物の許容変位量に応じた照査用の震度を算出する方法がとられている。この照査用震度算出の際には、基礎地盤の改良効果が補正係数として反映されることから、地盤改良あるいは根入れ等の構造物諸元変更の選択が震度法においても可能となっている<sup>13), 14), 15)</sup>。この背景として兵庫県南部地震(1995 年、

M7.3)以降、全国強震観測網<sup>16)</sup>(防災科学技術研究所 K-net, Kik-net)、港湾地域強震観測<sup>17)</sup>などをはじめ、全国的な地震計の設置あるいは観測記録データの公開により種々の分析が可能となり、グリーン関数法などの断層モデルやサイト増幅特性を反映したシナリオ地震による強震動の推定が実用に供するようになってきた<sup>18)</sup>こと、さらに、液状化を伴う港湾構造物の残留変位挙動を再現するための有効応力法による2次元地震応答解析プログラム(FLIP<sup>36), 37)</sup>や大型振動台による模型実験あるいは遠心載荷装置による模型振動実験などが実用化し、実績が数多く蓄積されてきたことが挙げられる<sup>19)</sup>。

平成19年改訂の港湾技術基準では、耐震強化施設(レベル2地震時においても性能を評価する必要がある施設)としての鋼板セル式岸壁・護岸の設計は、土圧や自重作用などによる永続状態に加え、レベル1地震動作用の変動状態、レベル2地震動作用の偶発状態に対して構造体の安定や変形を照査することが要求される。レベル1地震動に対しては前述の剛塑性体理論を基本とした震度法による安定計算でセル径、根入れ、地盤改良の有無を含めた断面の検討を行い、レベル2地震動に対しては地盤～構造物の動的相互作用を考慮した数値解析や模型実験により変形量などの照査を行うことが望ましいとされている<sup>8)</sup>。

レベル2地震時の挙動については、菅野らによって兵庫県南部地震で被災した摩耶ふ頭岸壁を対象とした1G場の振動台模型実験と2次元地震応答解析によるシミュレーションが行われており、背後地盤の液状化による土圧の増加、置換土層の片振りせん断変形の蓄積、設計震度をはるかに超えた慣性力作用、そしてセル殻と中詰土の相互作用によりセル本体はほぼ剛体的に挙動したことなど、被災メカニズムの考察が行われており、鋼板セル式岸壁の2次元地震応答解析における数値モデル(菅野モデル)が提案されている<sup>35)</sup>。

図1.4に北島の提案したせん断変形に対する検討モデル<sup>27)</sup>と、高橋、野田らが提案した剛体バネモデル<sup>28), 29)</sup>の概念図を示す。せん断変形の検討モデルは2重壁と見え、中詰土に主働および受働の塑性領域と、基部には剛性域があるとする抵抗メカニズムを想定している。一方、剛体バネモデルは、セルおよび中詰土の変形は無視し、根入れされた壁体の安定性を剛体変位として評価するものである。いずれも土圧論を基本とした安定性を評価する方法である。

一方、菅野モデルはセル殻およびアークは梁部材を組合せ、回転拘束を施した骨組で2次元的な変形を表現するものであり、中詰土は平面ひずみ要素を適用し、構造物との境界にはジョイント要素が設置され、すべりや剥離を可能としている<sup>33)</sup>。このモデルは、図1.5に示すように、2次元有限要素法を前提とした地盤～構造全体系モデルに組み込まれ、壁体の鉛直曲げ変形および中詰土のせん断変形を再現することに配慮したものである。

菅野モデルは2次元の平面ひずみモデルであり、セル殻やアークの3次元的な幾何形状を無視し、従来の二重壁の概念で2次元の骨組を構築している。課題としては、セル殻やアークあるいは継手の応力・変形状態を評価することは困難であるが、一方で、水深20m、セル径24.5mのような大口径、大水深条件でのセル殻やアーク、継手の応力・損傷状態などの問題点が不明である。また、被災事例が兵庫県南部地震の摩耶埠頭の1例しかないことから、SCP改良やCDM改良といった改良地盤上に設置する場合や、中詰土が液状化してしまう場合など、レベル2地震動作用時の挙動が十分に把握されているとは言いがたい。

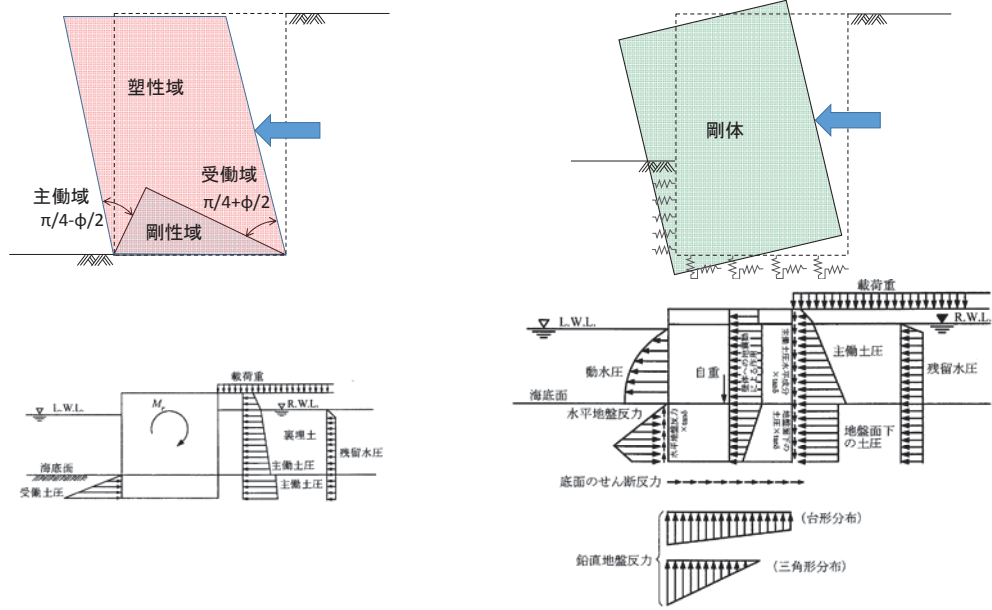


図 1.4 せん断変形検討モデル<sup>27)</sup>と剛体バネモデル<sup>28), 29)</sup>

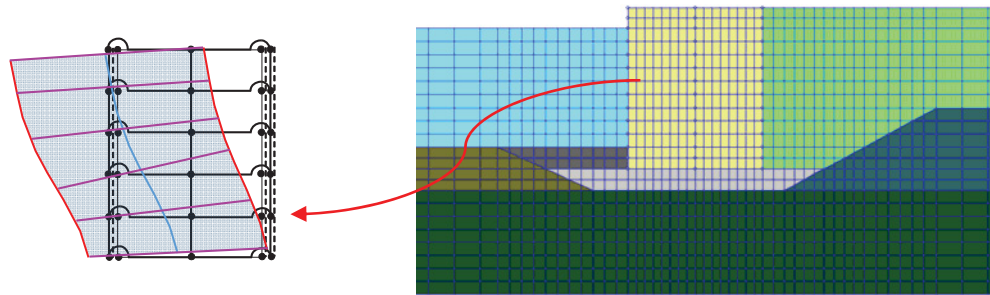


図 1.5 菅野モデル<sup>33)</sup>

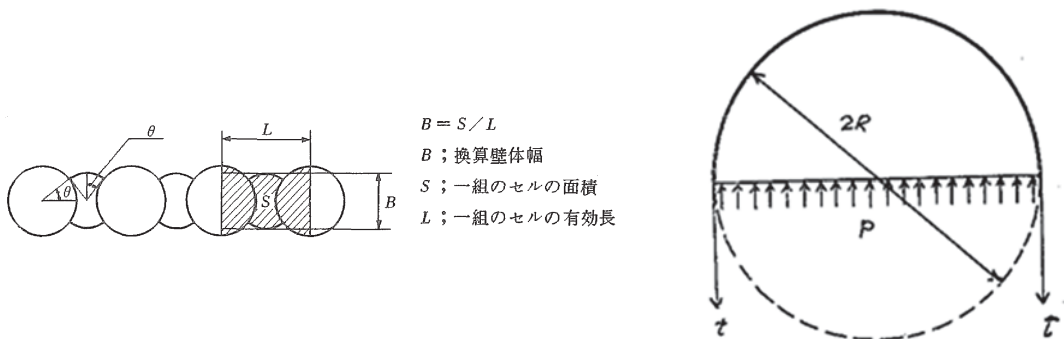


図 1.6 二重壁への換算<sup>8)</sup>および円筒体モデルによる肉厚設定<sup>27)</sup>

---

液状化の発生を抑制することを前提とすると、現行基準における課題は以下のとおりである。

- 1) 兵庫県南部地震で被災した摩耶ふ頭岸壁は、砂置換された基礎地盤を有する置き鋼板セルであるため、現地調査、地盤調査を基にした地震応答解析や模型実験による知見は、SCP 工法や CDM 工法による改良断面にそのまま適用することは困難である。
- 2) 地盤改良による変形抑制効果を見込んだ照査用震度の算出と震度法による安定計算は、レベル 1 地震動に対する解析検討により構築されたものであり、レベル 2 地震動に対しては 2 次元地震応答解析や模型実験によって性能を照査することが必要となる。しかしながら、上記の理由で 2 次元地震応答解析の数値モデル（菅野モデル）を改良断面にそのまま適用することについては検証が必要である。
- 3) 大口径、大水深条件でのセル殻、アーク、継手の損傷に関する問題点が不明であり、模型実験等による検証が必要である。部材の応力・損傷状態を評価する方法として 2 次元地震応答解析と 3 次元静的解析を組合せた応答変位法などが考えられるが、既往の鋼板セル式岸壁、護岸のセル殻やアークのひずみに着目した模型振動実験は 1G 場でのものであり、構造部材の有意なひずみレベルでの鋼板の挙動に着目した実験は実施されておらず、また、3 次元地震応答解析による被災事例や模型実験のシミュレーションも行われていないため、3 次元静的解析を用いた応答変位法の適用性ですら確認されていない。

そこで、本研究は、耐震強化岸壁として現行の港湾技術基準の方法により決定された鋼板セル式岸壁断面を対象に、レベル 2 地震動に対する模型実験と数値解析によるシミュレーションを行うことで、セル殻やアークの動的挙動の確認、現行設計方法および設計結果の妥当性の検証、課題の抽出を行うことを目的とする。

まず、現行の平成 19 年改訂港湾技術基準にしたがった大口径、大水深条件の耐震強化岸壁の設計断面を基に、2 次元地震応答解析と 3 次元静的解析を組合せた応答変位法を適用し、セル殻、アーク、継手の耐震性能照査を行い考察する。

次に、基礎地盤の固化改良を前提とした鋼板セル式岸壁の残留変位性状と 2 次元地震応答解析の妥当性を検証するため、1G 場大型水中振動台模型実験および 2 次元地震応答解析によるシミュレーションを行い、評価する。

最後に、セル殻およびアークの 3 次元的な応力変形挙動に着目し、鋼板に発生する円周方向および鉛直方向応力の検証を行うため、遠心載荷装置を用いた 50G 場における模型振動実験を実施し、2 次元および 3 次元地震応答解析を行い比較することで評価を行う。

---

## 1.2 本論文の構成

本論文は、第1章から第6章で構成している。

第1章は、本章に示すとおり、序論として研究の背景や目的および論文の構成を示している。

第2章では、セル構造物の施工実績および既往の研究、被災事例の概要ならびに現行の平成19年改訂港湾技術基準の設計方法について整理を行った。

第3章では、横浜港南本牧ふ頭 **MC3** 岸壁を例にした現行基準による設計結果を示すとともに、2次元地震応答解析と3次元静的解析を用いた応答変位法による耐震性能照査<sup>1), 40)</sup>を行い、結果に対する考察と現行設計方法における課題を記述した。

第4章は、基礎地盤を改良された条件での鋼板セル式岸壁の1G場における大型水中振動台模型実験と、2次元地震応答解析プログラム(**FLIP2D**<sup>36), 37)</sup>を用いた再現解析を実施し、レベル2地震動に対する鋼板セル式岸壁の挙動に関する考察を行うとともに、2次元地震応答解析のセル～アーク構造系の数値モデル(菅野モデル)の適用性を評価した。

第5章では、セル殻に発生する応力性状を把握することを目的に50G場の遠心载荷装置を用いた模型振動実験と、2次元および3次元地震応答解析プログラム(**FLIP2D**, **FLIP3D**<sup>36), 37), 38)</sup>を用いた再現解析を行うことで、セル殻およびアークの地震時挙動に注目して評価を行った。

第6章に本研究の結論を示した。

---

## 参考文献

- 1) 諸星一信, 渡部昌治, 清宮理, 北澤壮介, 伊庭智生: 新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計, 海洋開発論文集, 第 24 巻, pp177-182, 2008.
- 2) 例えば, 国土交通省航空局: 地震に強い空港のあり方検討委員会報告, 2007.
- 3) 港湾空間高度化環境研究センター: 管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル (改訂版), 2012.
- 4) 港湾空間高度化環境研究センター: 管理型廃棄物埋立護岸への根入れ式鋼板セル利用指針, 2003.
- 5) 斉藤純, 北澤壮介, 安間清, 山本修司: ゴミゼロ型資源循環型技術に関する研究, 国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告, 第 15 号, 2006.
- 6) 足立一美, 安間清: 管理型廃棄物埋立護岸遮水工の耐震性能照査手法に関する考察, 国土技術政策総合研究所資料, 第 215 号, 2005.
- 7) 土木学会東日本大震災フォローアップ委員会原子力安全土木技術特定テーマ委員会: 原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言 (土木学会からの視点) (案), 2013.
- 8) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 9) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言 (第一次提言), 1995.
- 10) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言 (第二次提言), 1996.
- 11) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言 (第三次提言), 2000.
- 12) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本, 2002.
- 13) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宣, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル 1 地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No.310, 2006.
- 14) 北詰昌樹, 長尾毅: 深層混合処理地盤の性能設計法導入に向けた検討について, 港湾空港技術研究所報告, 第 46 巻, 第 1 号, pp.3-44, 2007.
- 15) 北詰昌樹, 長尾毅: サンドコンパクションパイル改良地盤の性能設計法導入に向けた検討について, 港湾空港技術研究所報告, 第 46 巻, 第 1 号, pp.45-71, 2007.
- 16) 防災科学技術研究所: 全国強震観測網(<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- 17) 国土交通省: 港湾地域強震観測(<http://www.mlit.go.jp/kowan/kyosin/eq.htm>)
- 18) 野津厚, 菅野高弘: 経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法-内陸活断層地震および海溝型地震への適用性の検討-, 港湾空港技術研究所資料, No.1120, 2006.
- 19) 例えば, 土質工学会: 地盤工学における模型実験入門, 入門シリーズ 19
- 20) 長尾毅, 山田雅行, 野津厚: フーリエ振幅と群遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析, 土木学会論文集, No.801, I-73, pp.141-158, 2005.
- 21) 根入れ式鋼板セル協会: 根入れ式鋼板セル工法設計・施工マニュアル, 2005.
- 22) 石綿知治: プレハブ鋼矢板セル工法, 鹿島出版会, 1978.
- 23) 飯田毅: 根入れ鋼板セル護岸の耐震設計と施工に関する基礎的研究, 京都大学博士学位論文, 1986.
- 24) プレハブ鋼矢板セル工法研究会: プレハブ鋼矢板セル工法工事実績一覧表, 1997.
- 25) 根入れ式鋼板セル協会: 施工実績一覧, 2012. (<http://www.steel-cell.jp/>)
- 26) 富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人,



- 
- 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 27) 北島昭一: セル岸壁の安定性に関する研究, 運輸省運輸技術研究所報告, Vol.12, No.3, 1962.
- 28) 北島昭一, 野田節男, 中山種清: 根入れ鋼板セルの静的挙動, 港湾技研資料, No.357, 1981.
- 29) 野田節男, 北澤壮介, 飯田毅, 森信夫, 田渕博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 運輸省運輸技術研究所報告, Vol.21, No.3, pp.79-167, 1982.
- 28) 高橋邦夫, 野田節男, 神田勝巳, 三浦聡, 水谷太作, 寺崎滋樹: 鋼矢板セルの水平載荷実験その1 静的挙動, 港湾技術資料, No.638, 1989.
- 29) 野田節男, 高橋邦夫, 神田勝巳, 寺崎滋樹, 三浦聡, 水谷太作: 鋼矢板セルの水平載荷実験その2 動的挙動, 港湾技術資料, No.639, 1989.
- 30) 片山猛雄, 中野祐治, 蓮見隆, 山口孝市: 1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港湾技研資料, No.93, 1969.
- 31) 北島昭一, 上部達夫: 矢板岸壁地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, 第18巻, 第1号, pp.67-127, 1979.
- 32) 上部達生, 篠澤巧, 松永康男: 神戸港の各種岸壁の被災変状分析, 第2回 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp243~pp250, 1997.
- 33) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 油井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, E-3, pp.1867-1872, 1998.
- 34) 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.
- 35) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83 1990.
- 36) Iai, S. and Ozutsumi, O.: Yield and cyclic behavior of a strain space multiple mechanism model for granular materials, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., No. 29, pp.417-442, 2005.
- 37) 諸星一信, 小濱英司, 清宮理, 山本修司, 佐藤成: 大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析, 海洋開発論文集, 第24巻, pp207-212, 2008.
- 38) 諸星一信: 大水深・軟弱地盤海域における耐震強化岸壁の性能設計法に関する研究, 横浜国立大学博士学位論文, 2008.
-

## 第2章 既往の研究と実績

### 2.1 はじめに

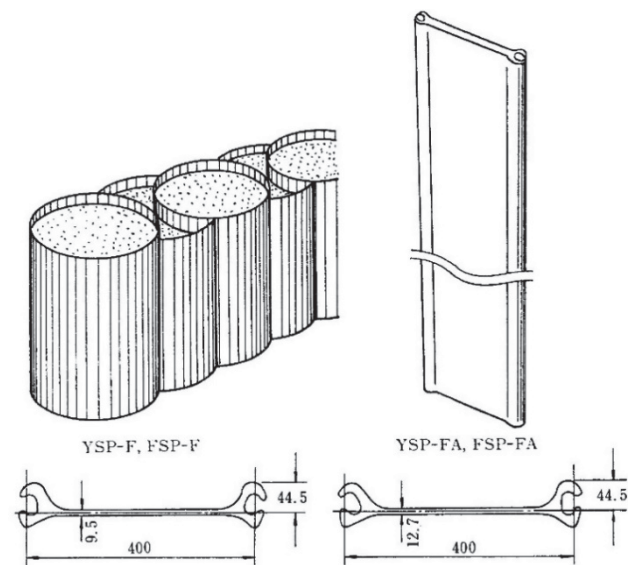
本章では、セル構造物の施工実績および既往の研究、被災事例の概要ならびに現行の平成19年改訂港湾技術基準の設計方法について整理を行う。

### 2.2 セル式構造物の実績

セル式構造物は、外壁を閉合させて構成する殻（セル）の中に、中詰砂を詰め込んで築造される壁体構造物である。工法としては鋼矢板セル工法あるいは鋼板セル工法などがあるが、自立性、遮水性に優れているため、水門やダム工事の仮締切に使用され発達してきたものである。以下に鋼矢板セル工法、鋼板セル工法各々の施工法や実績について示す。

#### 2.2.1 鋼矢板セル構造物

鋼矢板セルは、直線型鋼矢板を筒状に組んだセル殻内に砂や砂礫により中詰した壁状構造物である。ほとんどがアークを介して円筒を連ねて壁体を構成する円形セル型であるが、この他にアークで接続しない分離型や、たいこ（ダイヤフラム）型、クローバー型など、平面配置形状の異なる形式がある（図2.1）。



セル構造物と直線型鋼矢板

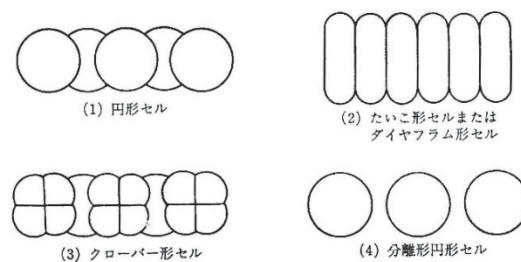


図 2.1 セルの形式

鋼矢板セルは、1908年にアメリカのBlack Rock 港で使用されたのが始まりとされている。次いで1910年キューバのハバナ港で沈船メイン号の引揚修理のための仮締切工事に採用され、その後、1936年のアメリカTVA (Tennessee Valley Authority) など、各国で水門やダム工事の仮締切として数多く使用されていった。

日本国内での最初の施工実績は1954年(昭和29年)～1958年(昭和33年)にかけて実施された塩釜港1万t岸壁工事である。これに続いて戸畑港-11m岸壁、名古屋港6号地-9m岸壁、青森港浜町ふ頭-9m岸壁、室蘭港日本ふ頭-7.5～-9m岸壁、清水港-9m石炭ふ頭岸壁など、岸壁工事の実績を重ねている。一方、仮締切工事としては1965年～1971年(昭和40年～46年)に行われた利根川河口堰建設工事に大規模に使用された例が有名である。

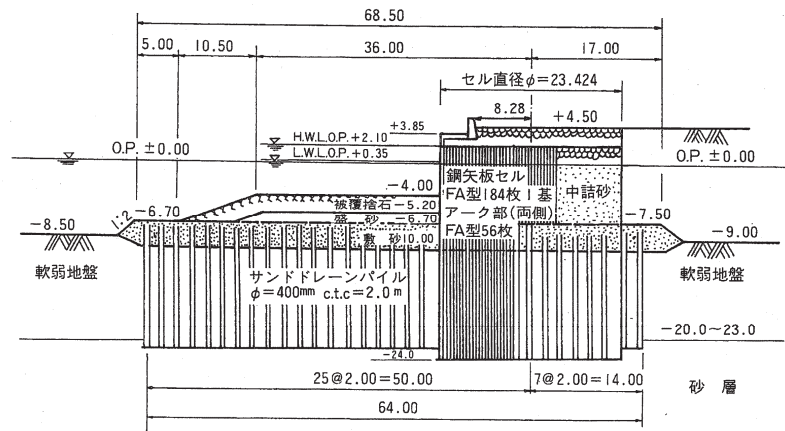
従来の鋼矢板セルの施工法は、現場で鋼矢板を1枚1枚建て込んで打ち込むため、1セルの完成まで日数を要し、この間、中詰め土砂を入れるまで構造的に不安定であり、波浪による事故発生の懸念があるなど、施工上多くの欠点があった。これを克服するため、矢板の建込作業と打ち込み作業を完全に分離したプレハブ鋼矢板セル工法が開発された(1977)。この工法は、陸上または静穏な海域での組み立て作業基地または台船上で多数の鋼矢板を用いてセルを組み立て、築造現場まで所要のクレーン船または専用作業船で運搬し、所定の位置に設置後、多数のハイブローハンマーで一気に鋼矢板を打ち込み、セル構造物を急速に築造するものである。現在ではこの工法は確立しており、数多くの実績を有している。その代表的な護岸・岸壁の施工事例を表2.1、表2.2および図2.2～図2.4に示す。なお、実績は平成7年までとなっており、日本国内においては根入れ式鋼板セル工法での施工が主流となっている。

表 2.1 鋼矢板セル護岸・岸壁の施工実績 (その1)

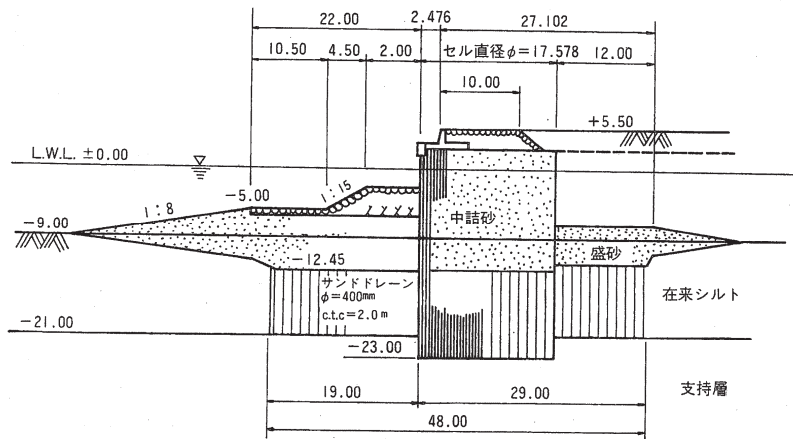
場所	施主	施工年度	セル径(m)	高さ(m)	鋼矢板	函数	延長(m)
1 境7-3区航路側護岸	大阪府企業局	昭和49~52年	23.424	26.5	YSP-FA	52	1390
2 徳山港T-8埋め立て護岸	徳山曹達(株)	昭和50	17.578	27.0 27.5	FSP-FA FSP-F	31	600
3 本牧産業廃棄物外周護岸	横浜市港湾局	昭和52~55年	24.97	22.5	FSP-FA	59	1680
4 東京湾廃棄物中仕切り護岸第2次	東京都港湾局	昭和52	10.7	11.5	YSP-F FSP-F	12	140
5 東京湾廃棄物中仕切り護岸第3次	東京都港湾局	昭和52	10.7	11.5	YSP-FA KSP-F	12 4	135 45
6 荇田沖土砂処分場護岸	運輸省第四港湾建設局	昭和52~53年	29.54	22.0 24.5	YSP-F	31	1060
7 浮島産業廃棄物埋め立て護岸	川崎市港湾局	昭和53~55年	15.796 18.852	12.5 14.0	YSP-F KSP-F	29 53	1660
8 水俣港(緑鼻地区)岸壁(-6.5m)	運輸省第四港湾建設局	昭和57年	29.54	25.0 30.5	YSP-FA YSP-FX KSP-FA KSP-FX	13	400
9 水俣港(明神地区)護岸A	運輸省第四港湾建設局	昭和58年	22.918	30.5 34.5	YSP-FA YSP-FX KSP-FA KSP-FX	8	200
10 水俣港(明神地区)岸壁(-10m)(-7.5m)	運輸省第四港湾建設局	昭和59年	29.54	24.0 31.5	YSP-FA YSP-FX KSP-FA KSP-FX	12	390
11 水俣港(明神地区)護岸A	運輸省第四港湾建設局	昭和60年	22.918	27.5 34.5	YSP-FA YSP-FX KSP-FA KSP-FX	17	380

表 2.2 鋼矢板セル護岸・岸壁の施工実績 (その2)

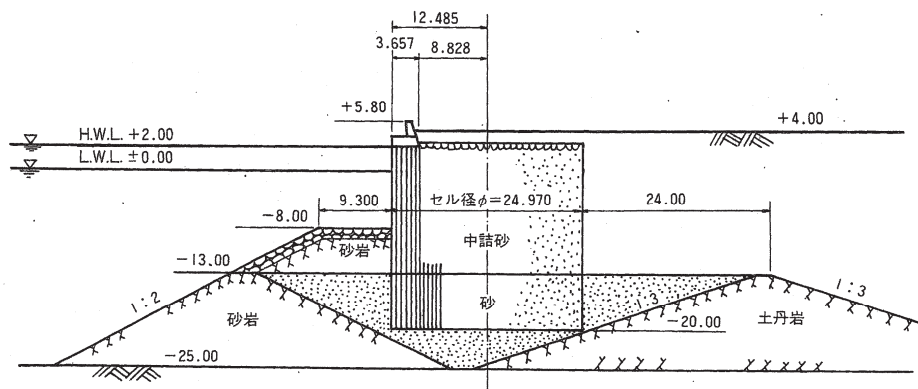
	場所	施工年度	セル径(m)	高さ(m)	鋼矢板	函数	延長(m)
12	名古屋港第二PI・A工区	昭和60年	22.918	21.0 22.5	SP-F SP-FA	14	313
13	名古屋港第二PI・AB工区	昭和60~61年	19.616	20.5 21.0	SP-F SP-FA	23	521
14	名古屋港第二PI・B工区	昭和61年	19.616	19.5 20.5	SP-F SP-FA	7	158
15	名古屋港第二PI・ABC工区	昭和61~62年	19.616	18.5 19.5 20.5	SP-F SP-FA	18	428
16	浮島産業廃棄物埋め立て護岸	昭和64年	18.852	14	YSP-F	3	66
17	中部電力碧南火力発電所灰捨て場護岸	平成1~2年	17.07	19.0 30.5	YSP-FL	33	638
18	中部電力碧南火力発電所灰捨て場護岸	平成3年	17.07	17.0 30.5	YSP-FL	44	856
19	東京湾横断道路木更津人工島中(その2)及び東	平成3~4年	22.282	37.0 37.5	FX	48	1186
20	四日市港震ヶ浦北埠頭南仮護岸	平成7年	22.282	11.5	SP-FL	23	406



境港 7-3 工区 産業廃棄物処分地護岸

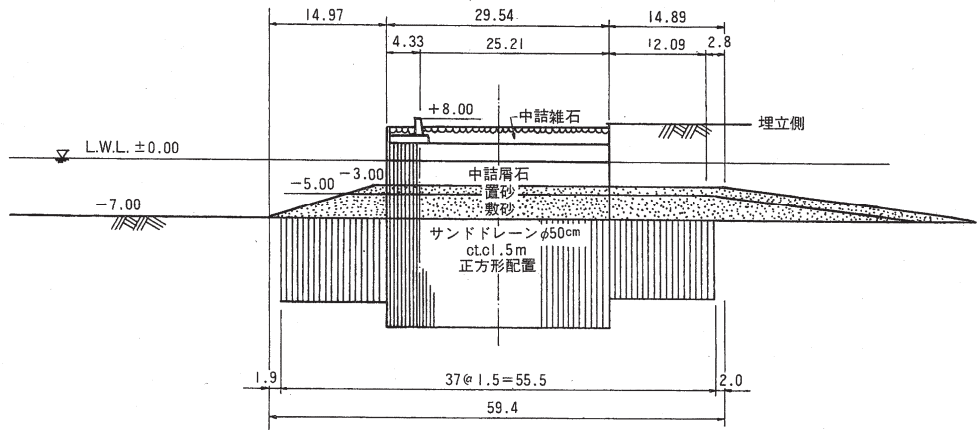


徳山港内汚泥処理地護岸

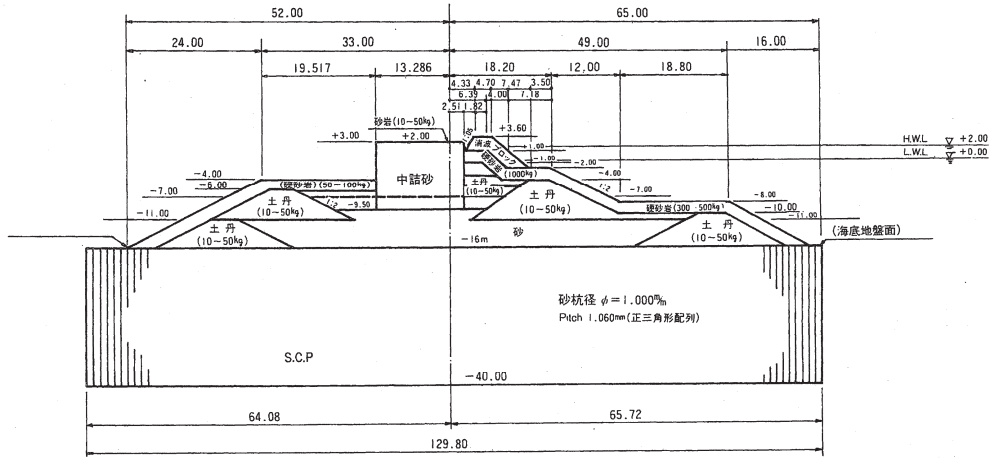


横浜市本牧ふ頭D突堤地先 産業廃棄物処理場護岸

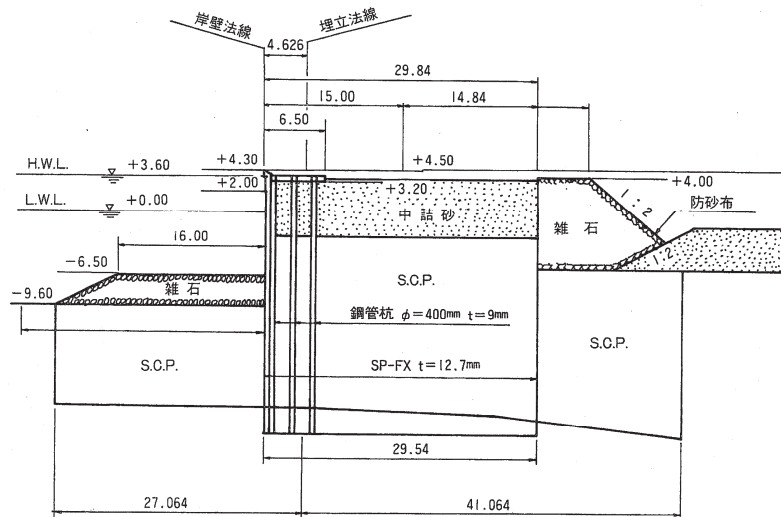
図 2.2 鋼矢板セル工法の代表的な施工実績断面 (その1)



菊田港土砂埋立地護岸



浮島地先産業廃棄物埋立護岸



水俣港緑鼻地区岸壁

図 2.3 鋼板セル工法の代表的な施工実績断面 (その2)

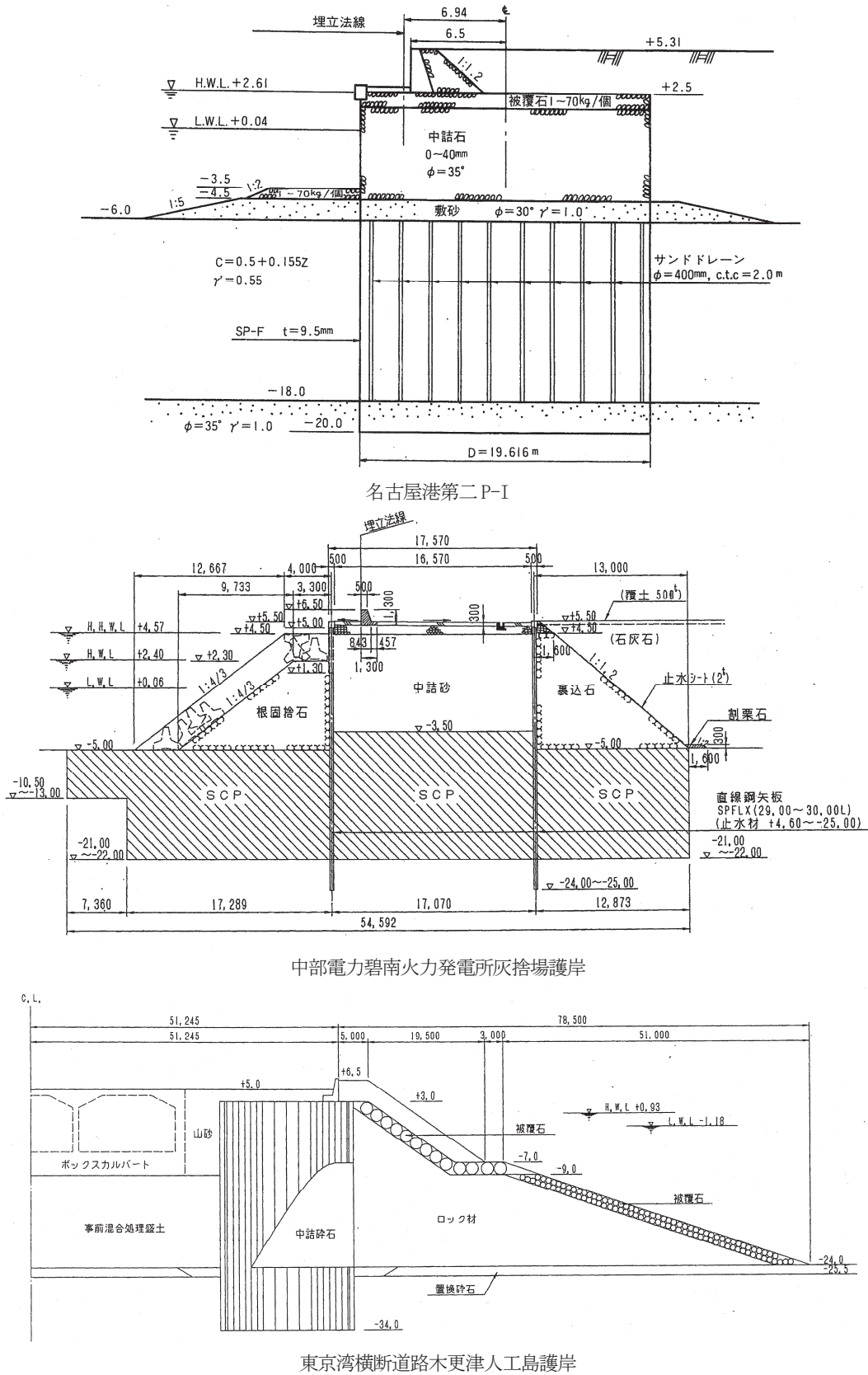


図 2.4 鋼矢板セル工法の代表的な施工実績断面 (その3)



### 2.2.2 鋼板セル式構造物

従来の鋼矢板セルの施工上の問題点を克服するために、陸上において平鋼板でセル殻を製作し、これを直接海中に据付け、その後直ちに中詰めを行う工法が考案された。この工法は、鋼板を溶接により円筒状にしたセル殻を、十分な支持力を持つ基礎地盤に敷設する「置きセル」形式であり、神戸港摩耶ふ頭の建設(1959～1967)で大規模に使用されたのが始まりである。

一方、海底地盤を掘削することなく鋼板セルを打ち込み、十分な根入れを確保する根入れ鋼板セル工法が開発されている(1979)。この工法は、あらかじめ加工した鋼板セルを同調運転させた数台のバイブロハンマーによって一気に海底地盤に打ち込み、中詰めを行った後、セル間をアーケで接続し、中詰することで護岸や岸壁を構築するものである。この工法も既に確立しており、数多くの実績を有している。その代表的な護岸・岸壁の施工事例を表 2.3 および図 2.6～図 2.8 に示す。

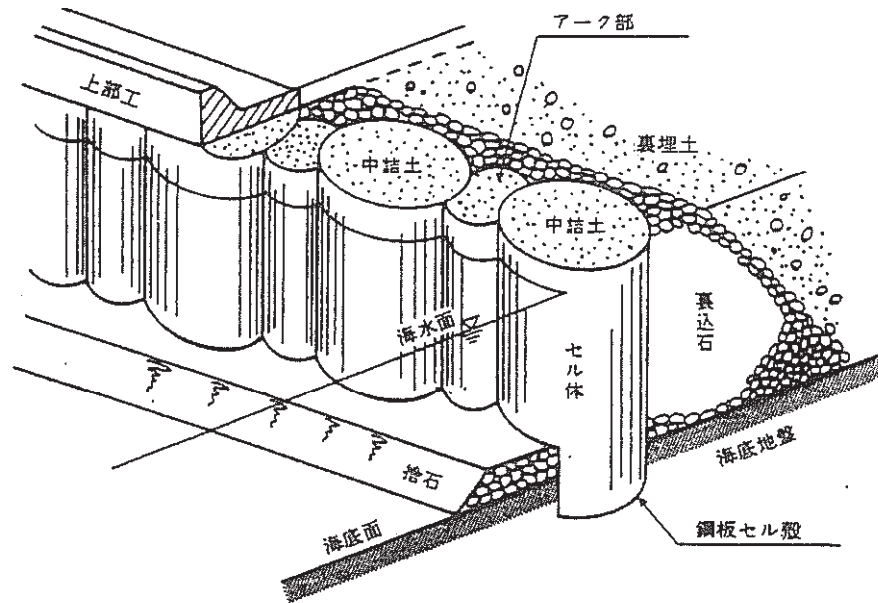
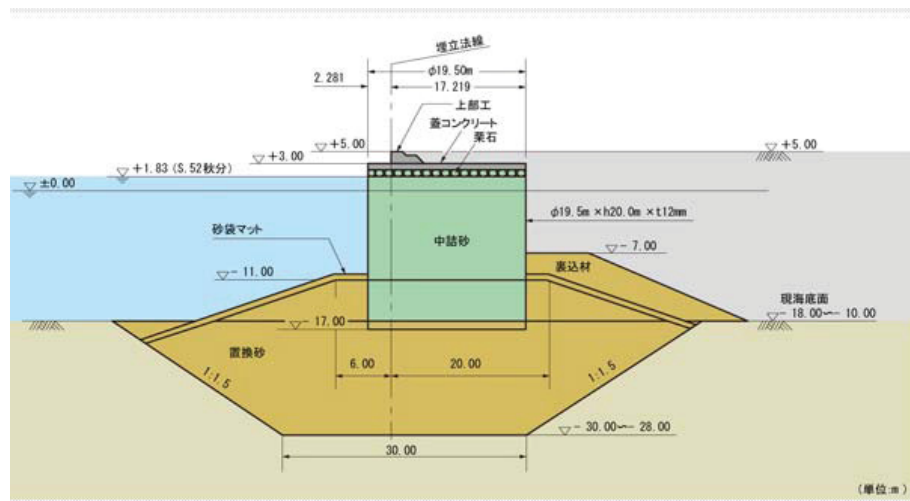


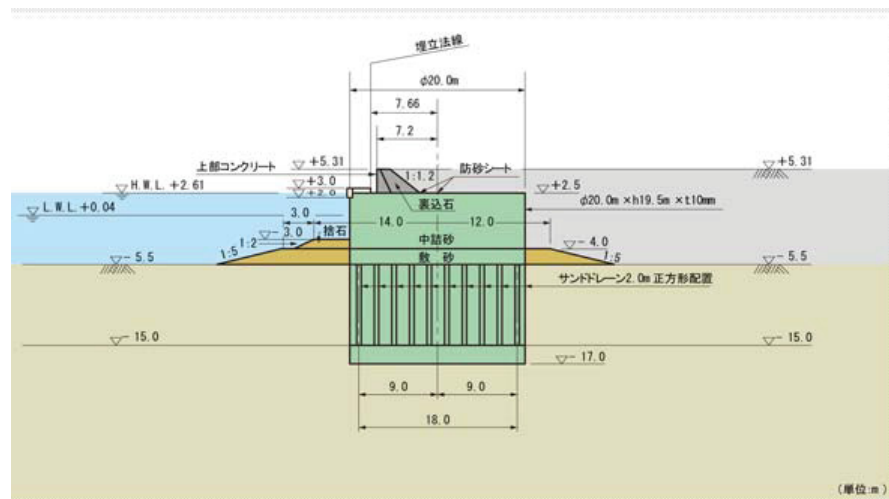
図 2.5 鋼板セル岸壁の概念図

表 2.3 鋼板セル護岸・岸壁の施工実績

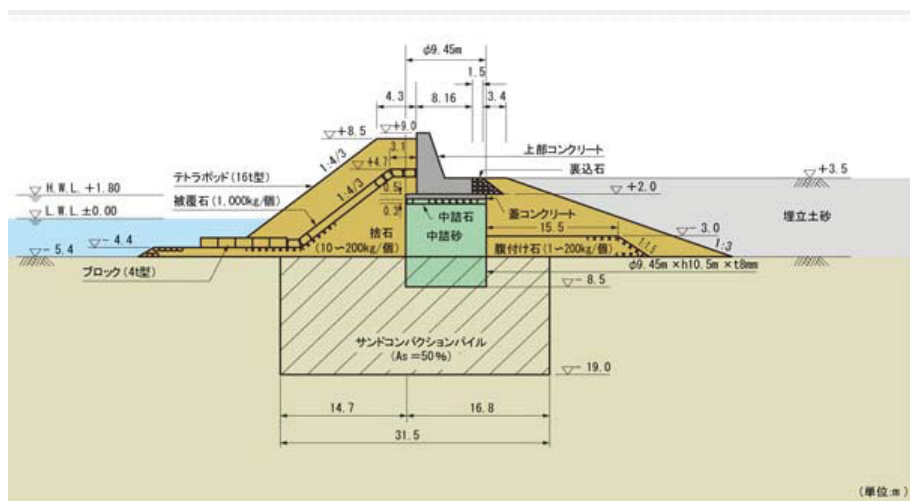
	場所	施主	施工年度	セル径	高さ	板厚	函数	延長
1	和歌山市住友金属工業(株)和歌山製鉄所西防沖埋立I期護岸	住友金属工業(株)	昭和55年	18	18	9	3	53
2	和歌山市住友金属工業(株)和歌山製鉄所西防沖埋立II期護岸	住友金属工業(株)	昭和58年	19.5	20	12	57	1245
3	名古屋市名古屋港第二ポートアイランド	運輸省第五港湾建設局	昭和60年	20	19.5	10	10	220
4	徳島市小松島港沖の洲地区外周護岸	運輸省第三港湾建設局	昭和62年	9.45	10.5	8	52	545
5	大阪湾泉州沖関西国際空港C護岸	関西国際空港(株)	昭和62~63年	23	23	13	69	1790
6	茨城県鹿島港埋め立て護岸	茨城県	平成2~4年	19	13.2	10	26	561
7	鳥根県三隅発電所仕切り護岸・揚炭護岸	中国電力(株)	平成3~4年	19	12.5 19	10	37	788
			平成6年	21	19.5 19.0	12	18	433
8	三重県四日市港霞ヶ浦地区北埠頭南仮護岸	運輸省第五港湾建設局	平成7年	13	12.5	8	34	505
9	神戸市神戸港新港地区東岸壁(-12m)	運輸省第三港湾建設局	平成7年	20	19	10	25	552
10	徳島県橘湾発電所西岸壁	四国電力(株)	平成7年	20	12.5 17	13	17	405
11	石川県七尾港(大田地区)岸壁(-13m)	運輸省第一港湾建設局	平成7~12年	20.5	17 27	12	13	290
12	和歌山下津港北港地区防波堤(南)	国土交通省近畿地方整備局	平成13~15年	25	30.9 31.4	14	11	290
13	大阪湾泉州沖関西国際空港2期島B1護岸	関西国際空港用地造成(株)	平成19~20年	22	24.1	12	8	210
14	大阪港新島地区大阪沖埋め立て処分場東護岸	大阪湾広域臨海環境整備センター	平成18~20年	18.5	16 19.5	9	31	649
15	横浜港南本牧地区岸壁(-16m)(耐震)	国土交通省関東地方整備局	平成19~24年	24.5	32	17	15	400



住友金属和歌山製鉄所西防沖埋立護岸

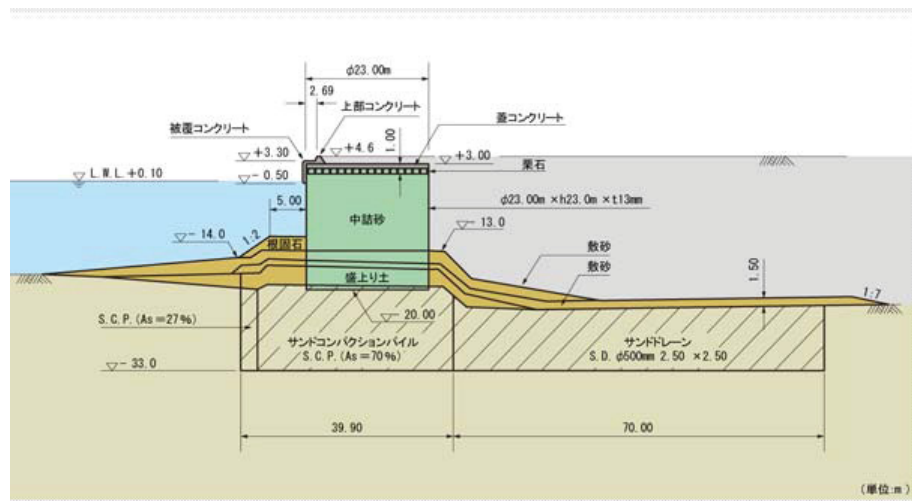


名古屋港第二ポートアイランド

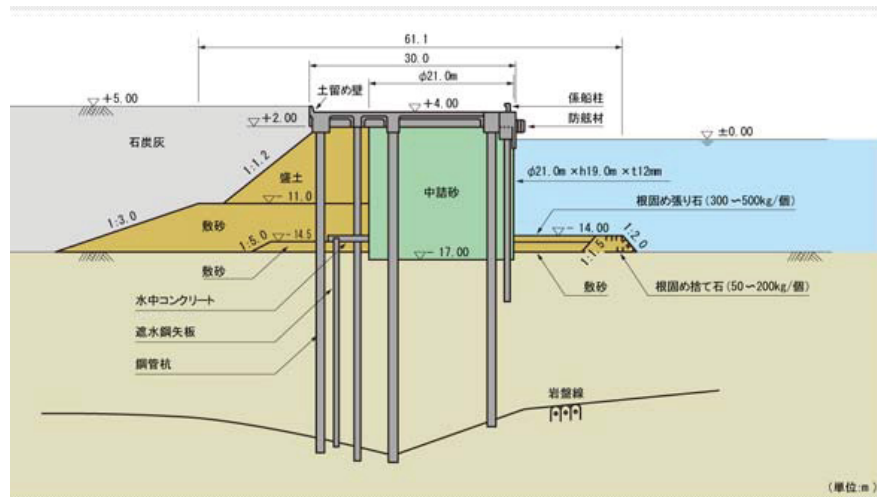


小松島港沖洲地区外周護岸

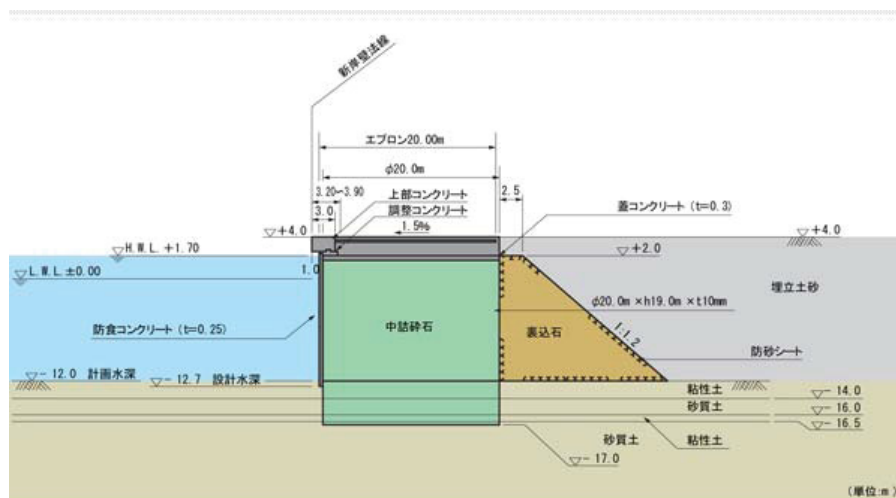
図 2.6 根入れ式鋼板セル工法の代表的な施工実績断面(その1)



関西国際空港C護岸

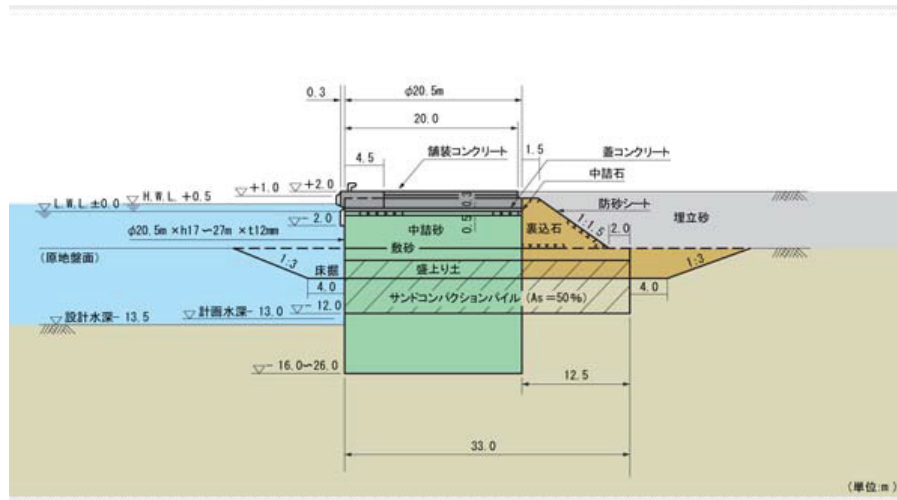


三隅発電所仕切護岸・揚炭岸壁

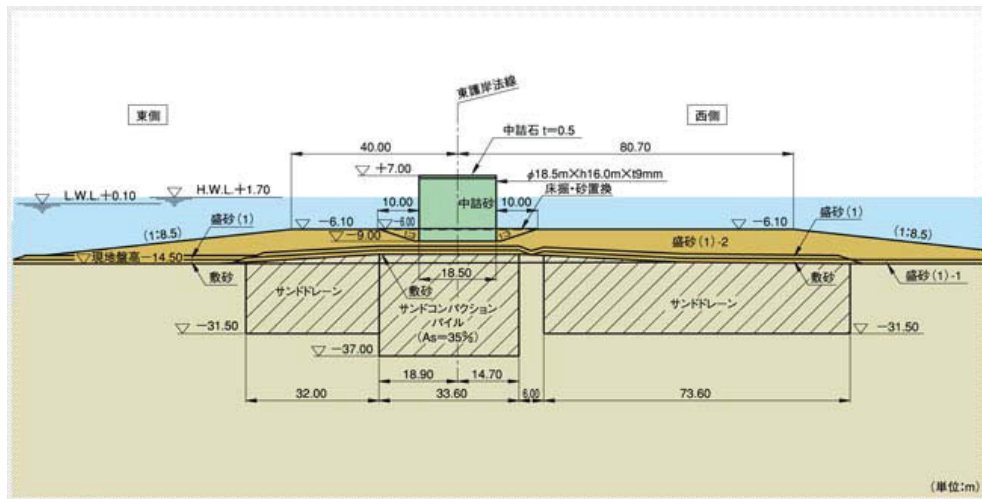


神戸港新港地区東岸壁(-10m)

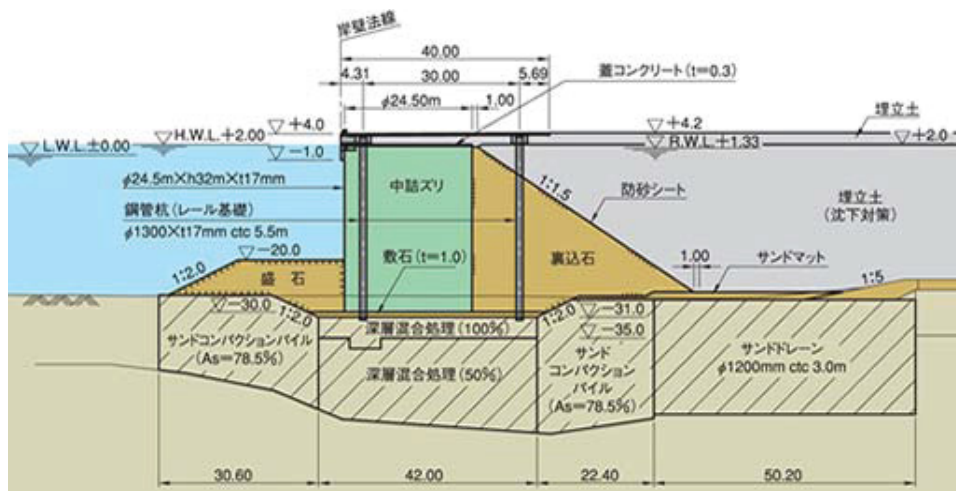
図 2.7 根入れ式鋼板セル工法の代表的な施工実績断面(その2)



七尾港大田地区岸壁(-13m)



大阪沖埋立処分場東護岸



横浜港南本牧地区岸壁(-16m)

図 2.8 根入れ式鋼板セル工法の代表的な施工実績断面(その3)

### 2.2.3 施工実績に基づく特徴

図 2.9, 図 2.10 に施工実績事例のセル径  $D$  とセル高  $H$  の比をとってプロットしたものである。鋼矢板セルで  $H/D=0.5\sim 1.8$ , 肉厚は2タイプ (F, FA など) 9.5mm, 12.7mm である。鋼板セルは  $H/D=0.6\sim 1.4$ , 肉厚は8mm~17mm であり, ほとんどが13mm 以下である。 $H/D$  が2よりも小さく高さが低いので, 鋼管杭や鋼管矢板のように曲げや軸力に抵抗する構造物ではなく, せん断に抵抗する構造物形状といえる。また, 肉厚が非常に薄いので液体タンクのような円周方向の軸力で内容物を拘束する機構を有する構造物である。

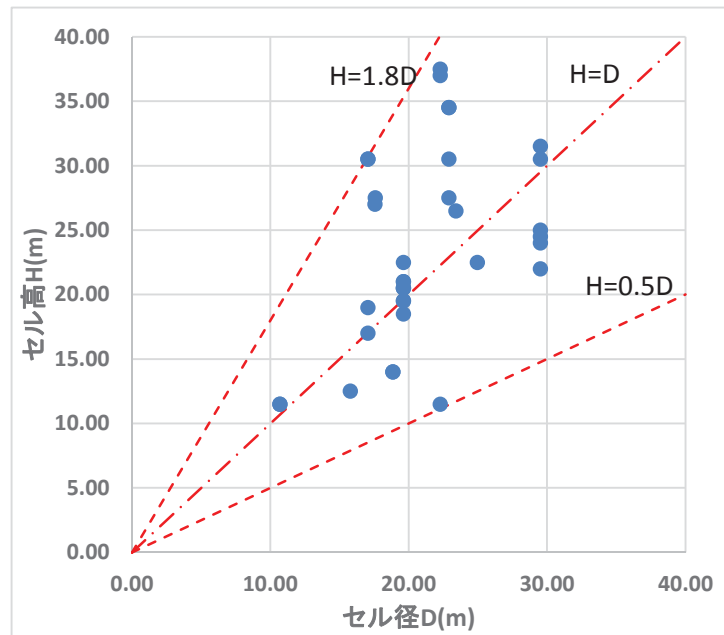


図 2.9 鋼矢板セル施工事例の H/D 分布

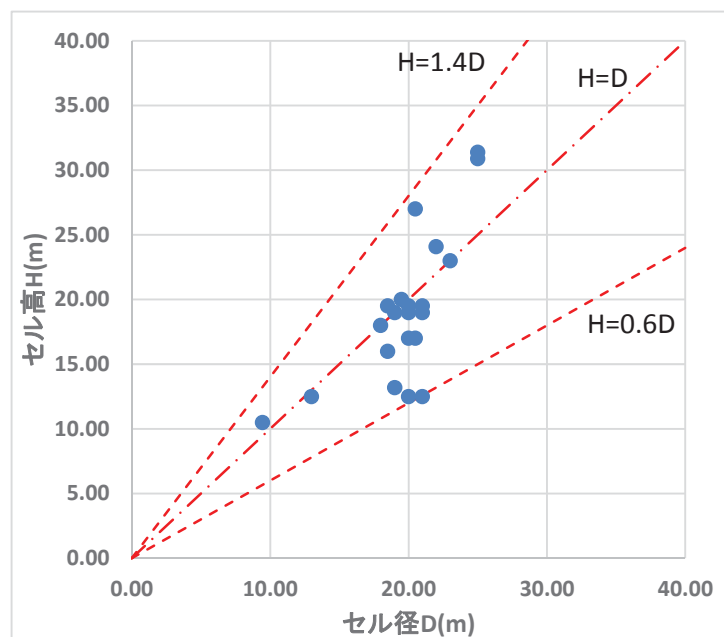


図 2.10 鋼板セル施工事例の H/D 分布

## 2.3 既往の研究

セル式構造物の設計は、鋼矢板の円筒と中詰土のせん断力とが一体となって外力に抵抗する一種の重力式構造物と考えることが基本としており、重力式岸壁と同様に壁体構造物として滑動、転倒、支持の安定性を確保することが前提となり、それに加えて、壁体そのものの破壊に着目し、中詰砂と鋼矢板で構成される壁体の円周方向の張力に対する破壊とせん断変形に対する破壊の安全性を確保することを要件として課している。特に、壁体のせん断変形に関してはこれまで数多くの研究が行われている。また、岸壁や護岸などの永久構造物としては地震時においても一定の要件を満たす必要があることから、地震時の挙動を模型実験や数値解析、地震観測などにより確認し、耐震設計方法を構築するための研究が行われている。

ここでは、国内における設計法の研究の礎となった北島（1962）以降の、①静的水平耐力に関する研究、②地震時挙動に関する研究、③耐震設計法に関する研究の3つについて整理を行った。

### 2.3.1 セル構造物の静的水平耐力に関する研究

#### ①北島の研究(1962)

北島はそれまでのTerzaghi, Cummings, Schneebeliらの鋼矢板セル構造物に関する設計方法を概観するとともに、根入れのない二重壁構造の模型実験を行い、壁体の破壊、中詰土およびセル構造体のせん断変形に対する設計方法の提案を行っている。これによると、せん断変形による破壊は前壁背後の主働状態の土くさびに後壁前面の受働状態の土くさびが接触することによって、接触点に顕著な滑り出し現象が発生し、中詰め全体が大きく変形することに起因するとして、粒状体力学を基本とする矢板壁と中詰土の抵抗モーメント算出式を示している。また、前壁の土圧計測の結果から、中詰土圧は中詰め終了時点が最も大きく、土圧係数はほぼ $\tan \phi$ に近い値となり、また、模型が変形するにしたがって減少し、中詰土がせん断破壊を始めるときに最小となり、土圧係数は $1/2 \tan \phi$ よりもやや大きい値となることを明らかにしている。

$$M_S = \frac{1}{6} \gamma H^3 \left( \frac{2}{3} v \cdot f \cdot \tan \phi \right) \quad (\text{式 2.3.1})$$

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 (3 - v \cdot \cos \phi) \cdot v^2 \cdot \sin \phi \quad (\text{式 2.3.2})$$

ここに、 $M_S$ ：矢板壁の海底面に対する抵抗モーメント(kN・m/m)

$M_f$ ：中詰土の海底面に対する抵抗モーメント(kN・m/m)

$f$ ：矢板継手間の摩擦係数

$v$ ：B/H

B：換算壁体幅(m)

H：壁高(m)

R：セルの半径(m)

2L：法線方向のセル中心間隔(m)

$\gamma$ ：中詰土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$ ：中詰土の内部摩擦角(deg)

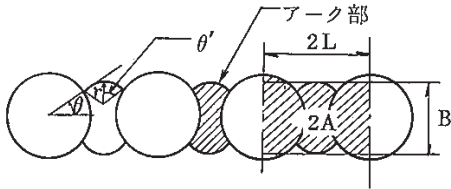


図 2.11 セルの換算壁体幅

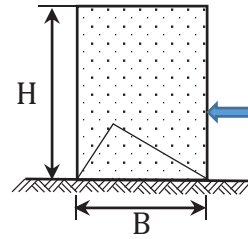


図 2.12 壁体高 H と換算壁体幅 B

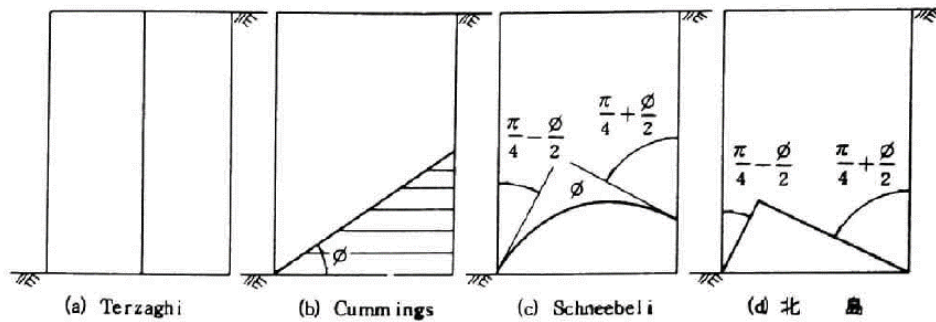


図 2.13 中詰土内のすべり面形状

セル内部の中詰が広がろうとして生ずる円周方向張力  $t$  は、セル径を  $R$ 、土圧係数を  $C$ 、中詰土の単位体積重量を  $\gamma$ 、壁高  $H$ 、土圧を  $P$  として次式で表される。

$$t = R \cdot P = R \cdot \gamma \cdot H \cdot C \quad \dots\dots(式 2.3.3)$$

それまでの研究では以下の値が示されていた。

$$C = 0.4 \sim 0.5 \quad (\text{Terzaghi})$$

$$C = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad (\text{Krynine})$$

$$C = 0.6 \quad (\text{立石})$$

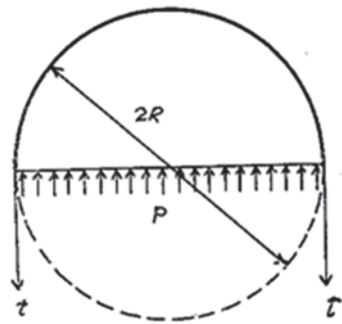


図 2.14 円周方向応力

北島は、二重壁の実験から、 $C = \tan \varphi$  を提案している。



②北島ら(1966)

北島らは、置き鋼板セルを模擬した鋼板セル単体を砂地盤およびコンクリート打設地盤上に設けて模型実験（ $2R/H=1.0$ ， $\phi=40^\circ$ ）を実施した。

鋼板セルに背後から水平力を載荷し漸増させると、中詰土のせん断抵抗による抵抗モーメントが働いて安定が保たれるが、せん断抵抗がピークに達し、中詰土が塑性状態に入ると、セルの後趾が浮き上がり始め、セルの回転現象が進行する。このときの抵抗モーメントを変形抵抗モーメントとよび、（式2.3.4）で表している。

さらに変形が進み、中詰土の塑性化が進行すると、前壁周辺の中詰土は前壁にぶら下がり、前壁とともに傾き、後壁にぶら下がった中詰は後壁とともに持ち上がる。中央部の中詰は取り残されるが、セルの回転によって強制的に変形を受ける。このときの抵抗モーメントを転倒モーメントとし、（式2.3.5）で表している。

$$M_{rd} = \frac{1}{6} \gamma \cdot H^3 \cdot R_d \quad (\text{式2.3.4})$$

$$R_d = v^2 \cdot (3 - v \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi$$

$$M_{r0} = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H_0^3 \cdot R_0 \quad (\text{式2.3.5})$$

$$R_0 = v_0'^2 \cdot (3 - v_0' \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi + 3 \cdot (\alpha^2 - \beta^2) + 6v_0\beta$$

ここに、

$M_{rd}$  : 変形抵抗モーメント(kN・m/m)

$M_{r0}$  : 転倒抵抗モーメント(kN・m/m)

$v$  :  $B/H$

$v_0$  :  $B/H_0$

$v_0'$  :  $v_0 - (\alpha + \beta)$

$B$  : 換算壁体幅(m)

$H$  : 壁高(m)

$H_0$  : セル下端から天端までの高さ(m)

$R$  : セルの半径(m)

$\gamma$  : 中詰土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$  : 中詰土の内部摩擦角(deg)

$K_a$  : 主働土圧係数

$\delta$  : 壁面摩擦角 (=15°)

$\alpha$  :  $K_a \cdot \tan\delta$

$\beta$  :  $K_a \cdot \tan\delta + \frac{1}{2} v_0' \cdot (4 - v_0' \cdot \cos\phi) \cdot \tan\phi \cdot \tan\delta$

③北島, 野田, 中山(1981)

北島らは、根入れのある鋼板セルの水平力に対する静的挙動を明らかにするために、 $\phi 500\text{mm}$ 、板厚  $t=0.27\text{mm}$  の小型模型と、 $\phi 2000\text{mm}$ 、板厚  $t=1.2\text{mm}$  の大型模型による静的水平載荷模型実験を行い、セルの変位、底面反力、中詰土圧、セル殻の応力などを計測した。その結果、中詰の変形抵抗やセル殻と中詰の一体性および置き鋼板セルの設計方法がほぼ適用できることを明らかにした。しかし、根入れ長  $D$  が壁高  $H$  の  $1/8$  以上ないと変形抵抗モーメントや転倒抵抗モーメント算出式が保障されないことや、外力作用時の前面地盤に受働土圧を考慮してもよいことなどを明らかにしている。

④高橋, 野田, 神田, 三浦, 水谷, 寺崎(1989)

高橋らは、根入れのある鋼板セルの静的挙動を解明するため、厚さ  $0.27\text{mm}$  の 8 枚の亜鉛鉄板を円筒状に建込み、板の端を折り曲げた継手部にテフロンシートを挟んで嵌合させ、摩擦係数を極力低減した継手フリーセル模型の水平載荷試験を実施した。セルの直径は平均的な実物セルの  $1/20$  の縮尺となる  $50\text{cm}$ 、 $100\text{cm}$  の 2 種類で、根入れ長  $D$ 、壁高  $H$  (地盤面からセル天端までの高さ) としたときの根入れ比  $D/H$  を  $0\sim 1.5$  の範囲で変化させ、セルの力学的挙動の変化を調査した。また、亜鉛鉄板を円筒状に丸めた鋼板セル模型も比較のため併せて実験を行った。その結果、以下の事項を明らかにした。

- 1) セルの塑性化荷重は根入れ比の増大とともに直線的に増加し、セルの耐力に対する根入れ効果が認められる。
- 2) セル前面において中詰の沈下がセル殻の沈下よりも大きいため、地盤の支持力の検討で安定が確保されていれば、セル殻の沈下に対する安定も同時に満足される。
- 3) 根入れが極端に深い場合などの特殊な条件を除けば、継手フリーセルと鋼板セルの変位挙動に差がなかったものの、底面土圧、根入れ部前面土圧、中詰鉛直変位などに微妙な差が認められた。
- 4) セル天端変位は、セルを剛体と仮定し、地盤をバネでモデル化した計算モデルにより予測することができる。

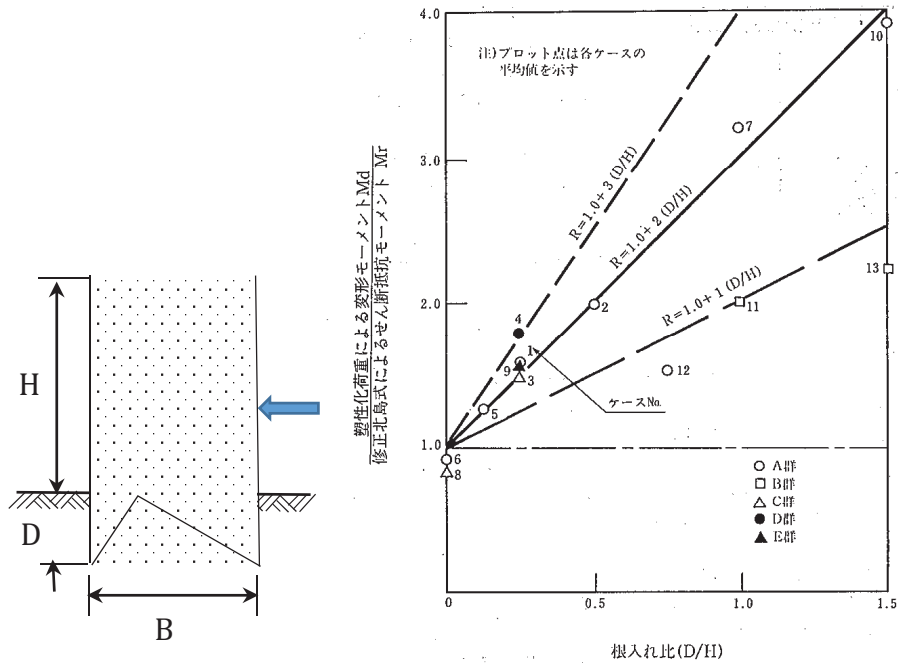


図 2.15 抵抗モーメントと根入れ比との関係

$$M_r = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (H + D)^3 \cdot (R_0 + R_S) \cdot \left(1 + \alpha \frac{D}{H}\right) \quad (\text{式 2.3.6})$$

ここに,

$$R_0 = v^2 \cdot (3 - v \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$R_S = \frac{3}{2} v \cdot f \cdot \tan \varphi$$

$M_r$  : 単位壁体帳あたりのセル底面に対する抵抗モーメント(kN・m/m)

$R_0$  : 中詰土のせん断抵抗係数(kN・m/m)

$R_S$  : セル殻のせん断抵抗係数(kN・m/m)

$f$  : 矢板継手間の摩擦係数

$v$  :  $B/(H+D)$

$B$  : 換算壁体幅(m)

$H$  : セル壁高(m)

$D$  : 根入れ長(m)

$R$  : セルの半径(m)

$2L$  : 法線方向のセル中心間隔(m)

$\gamma$  : 中詰土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\varphi$  : 中詰土の内部摩擦角(deg)

$\alpha$  : 根入れ効果係数

剛体バネモデルは、セルを剛体と仮定し、根入れ地盤をバネでモデル化したもので、以下の6個の力とモーメントの釣合から載荷重  $L_{LOAD}$  と水平変位  $D_{TOP}$  の関係を算出するものである。横方向地盤反力は受働抵抗、底面鉛直反力の最小値は初期底面土圧に等しくなった時点、せん断反力は摩擦抵抗角 ( $\delta=15^\circ$ ) で計算される値に達した時点で頭打ちする非線形解析を行うものである。

- ① 水平方向集中荷重  $L_{LOAD}$
- ② セル自重  $W$
- ③ 横方向地盤反力  $P_h$
- ④ 底面鉛直方向地盤反力  $P_v$
- ⑤ 底面せん断反力  $P_s$
- ⑥ 根入れ部側面せん断反力  $P_f$

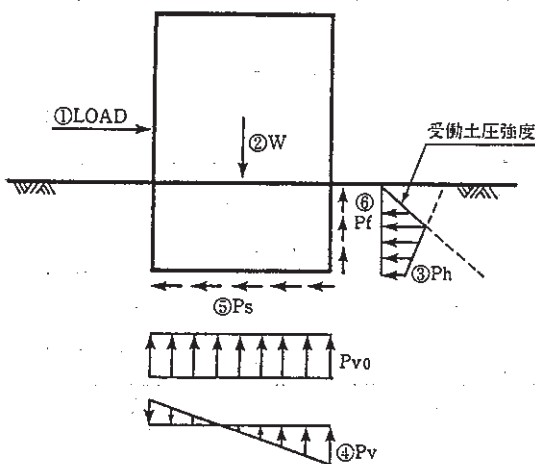


図 2.16 剛体バネモデルにおける作用の想定

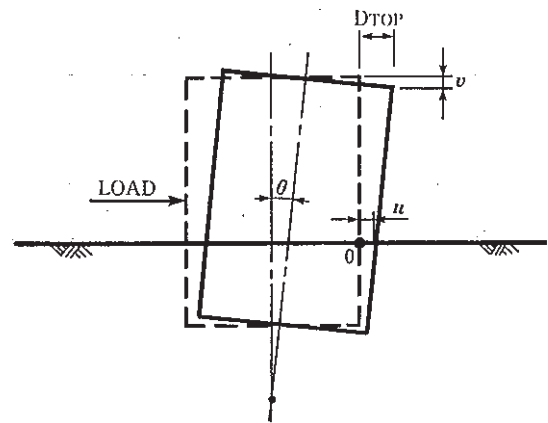


図 2.17 剛体バネモデルにおけるセルの変位

### 2.3.2 セル構造物の地震時挙動に関する研究

#### ①林, 宮島(1961)

林らは、八幡製鉄 K. K. 戸畑港鋼矢板セル式岸壁において、地盤振動に対する構造物の応答および構造物各部の震度分布、振動時のフープテンションの変動に着目し、爆破実験を行った。応答加速度波形の周波数特性から岸壁の固有周期はおおむね 0.15sec であること、さらに、フープテンションの変動量は側面（中間矢板）において最大加速度 10Gal で初期値に対して 1%程度、前面側（前面矢板）で最大加速度 7Gal に対して 2%程度であったことから、震度 0.01 に対する値ととらえれば、当該施設での設計震度 0.05 に対しては 5~15%の変動量となるので、振動によるセルの破裂は考えにくいとしている。

#### ②野田, 北澤, 飯田, 森, 田淵(1982)

野田らは、根入れ鋼板セルの耐震性を明らかにするために、直径 1m, 壁高 1m, 3種類の根入れ比 (D/H=0, 1/4, 1/2) の3連セル護岸模型に対する振動実験（衝撃波加振, 自由振動, 常時微動）を行い、以下の事項を明らかにした。

- 1) 振動時のセルは外観上剛体的であり、ロッキング振動が卓越している。
- 2) 残留水変位は根入れ比が大きいほど小さく、根入れの効果は顕著である。
- 3) 裏埋め土圧の合力は、物部・岡部式による主働土圧合力より小さい。
- 4) 根入れ部前壁は支持地盤表面付近で最大逆三角形分布を示し、その合力は地震時受働土圧に比べてかなり大きい。の合力は、物部・岡部式による主働土圧合力より小さい。
- 5) セルの慣性力に寄与する中詰土質量は見かけ上、加速度の増加とともに減少し、見かけの質量と全質量の比で定義される有効質量係数 $\xi$ の上限値として次の実験式が得られた。この値を用い、地盤をバネに置換する安定計算法により、セルの変位や土圧などを適切に評価できる。

$$\xi = \begin{cases} 1.0 - K_H & (K_H \leq 0.2) \\ \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3} & (K_H > 0.2) \end{cases} \quad (\text{式 2.3.7})$$

#### ③野田, 高橋, 神田, 寺崎, 三浦, 水谷 (1989)

根入れされた鋼矢板セルの動的挙動を明らかにするために、直径 50cm, 海底面上の壁高 50cm の模型を用いて、単体セル模型の共振試験 (D/H=4), 3連セル護岸モデルの振動実験 (D/H=1/4, 1/2, 正弦波加振) を実施した。なお、セル殻の継手の有無が動的挙動に与える影響を評価するため、文献と同様に継手フリーセル模型と鋼板セル模型を対象としている。この結果、以下の事項を明らかにした。

- 1) セル殻継手の有無は、振動時の変位、変形挙動にはほとんど影響せず、ほぼ剛体的であった。また、セル中詰土の慣性力の大きさもほぼ同じであった。ただし、継手のあるセルの方が振動時の地盤反力は小さく、せん断ひずみが若干大きかった可能性がある。しかし、両者ともにせん断破壊は生じなかった。
- 2) 振動中のセル背面に作用する土圧、また、前面壁に作用する中詰土圧はおおむね物部・岡部式による地震時主働土圧で表現することが可能である。
- 3) 土圧係数 0.6 で計算される円筒体初期応力と振動時のセル殻発生引張応力の最大値を加算した値と常時許容応力度との比をとると、セルの加速度 100Gal までは 0.9~1.2 倍、150Gal までは 1.0~1.3 倍、200Gal までは 1.2~1.6 倍程度であり、地震時のセル殻破断に対して安全な結果となっている。
- 4) 限界震度振動後 1.5%残留頭部水平変位が生じるときの(式 2.2.5)に示す野田上部式で求められる作用震度 0.23 (D/H=1/4) , 0.25 (D/H=1/2) と、昭和 54 年版港湾技術基準における設計計算上の限界震度 0.15 (せん断変形と重力式安定計算) の結果より、根入れのある鋼板セル式構造物に対する地震時安定計算方法は、かなり安全側である。

$$K_H = \begin{cases} \alpha / g & (\alpha \leq 0.2g) \\ \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3} & (\alpha > 0.2g) \end{cases} \quad (\text{式 2.3.8})$$

ここに、

$K_H$  : 作用震度

$\alpha$  : 作用加速度 (Gal)

$g$  : 重力加速度 (980Gal)

#### ④野田, 倉田, 飯田, 武藤, 吉田, 荻野(1989)

野田らは、和歌山港に建設された根入れ鋼板セル護岸で 1984~1987 年の間に実施された地震観測結果により実物大鋼板セル構造物の地震時挙動と、文献 に示す設計方法の妥当性を検証している。観測対象のセルは、直径 19.5m、高さ 20m、根入れ深さ 6m であり、基礎地盤および中詰土、セル天端の加速度、根入れ部前壁土圧、底面反力、根入れ部後壁土圧を計測している。

- 1) 観測された記録は、基盤の最大加速度が 33Gal、セル天端で 61Gal と、加速度レベルとしては小さいが、4 年間で 52 地震記録が得られた。その周波数特性と最大加速度の深度方向の分布から、固有振動数が約 2Hz の 1 次モードロッキング振動が卓越していた。
- 2) 地震時の前壁土圧および底面反力の分布形状はセルのロッキング振動に基づく分布を示しており、既往の模型実験と整合的であった。

- 3) 等価線形化法による2次元地震応答解析結果は観測結果とよい一致を示した。
- 4) 支持地盤をバネに置換する安定計算法は安全側の結果を与えるが、実用に供すると判断された。

⑤ 菅野, 北村, 森田, 由井(1998)

菅野らは、兵庫県南部地震(1995年, M=7.3)において被災した摩耶ふ頭置き鋼板セル岸壁(直径15.5m, 高さ16.5m, 水深-12m)の被災調査をもとに、大型水中振動台を用いた1/22縮尺模型振動実験(観測記録の相似則調整波入力)および2次元有効応力法FEM(FLIP)による地震応答解析を実施した。この結果、被災の原因が背後地盤の液状化及び構造物直下の床掘置換土層の片振りせん断変形の蓄積による水平残留ひずみの発生、設計震度を超える過大な入力加速度によることを明らかにした。この研究により、水中振動台を用いた模型振動実験、鋼板セルの構造特性に基づいた2次元モデル(菅野モデル)による数値解析、両者の組合せによる客観的な評価手法の適用性が示された。なお、詳細については2.4.2で記述する。

⑤ 中村, 上部(1999)

中村らは、名古屋港第二ポートアイランドの根入れ鋼板セル護岸において1986~1998年にわたって地震観測を行い、そのうちの7地震の観測記録について、計測結果の分析と地震応答解析によるシミュレーションを行った。その結果、以下の事項を明らかにしている。

- 1) 最も大きな観測記録は基盤で48Gal, セル天端で71Galであり、基盤から天端への加速度の増幅が認められた。また、地震時のセル構造物の伝達特性から、一次固有振動数は2.0Hz程度であった。
- 2) セル天端両端の鉛直変位および鉛直加速度は値がほぼ同じで符号が反転しており、ロッキング振動をしていた。土圧計測結果より、側壁土圧は海底面付近で大きくなる逆三角形に近い分布形状であった。ただし、底面土圧分布は小さく台形分布であった。
- 3) 剛体バネモデルによる側壁地盤反力は逆三角形分布を示し、観測結果と整合的であったが、底面土圧は観測値に比べ大きかった。
- 4) 等価線形化法による2次元地震応答解析(BEADⅢ)により、2.0Hz付近の伝達関数が得られた。さらに、変位および加速度は観測値によく一致しており、側壁土圧は逆三角形を示し、整合的であった。

### 2.3.3 セル式岸壁の耐震設計方法に関する研究

#### ①長尾, 北村(2004)

長尾らは、根入れ鋼板セル式岸壁の最適断面設定方法について検討を行ったもので、水深-11m、3種類の地盤条件に対し、異なる根入れ長および壁体換算幅の断面を設定し、経済的に最も有利となる原則を確認するとともに、根入れ長、壁体幅の異なる断面の2次元地震応答解析(FLIP)を実施し、耐震性能に対する影響について検討を行っている。その結果、以下の事項を明らかにしている。

- 1) 滑動を断面決定要因に考慮する場合は、滑動で断面が決定される領域と滑動以外で断面が決定される領域の境界、またはそれより根入れの浅い地点で最適根入れ長が得られる。
- 2) 滑動を断面決定要因に考慮しない場合は、根入れの最も浅い地点(壁高の1/8)となる。
- 3) 滑動安全率が同一の断面においては、根入れが長いほど地震応答解析による残留変位量が大きくなる。
- 4) 剛体バネモデルで水平変位が同一の断面では、根入れが長いほど地震応答解析による残留変位量が小さくなる。
- 5) 換算壁体幅が同一の断面においても、根入れが長いほど地震応答解析による残留変位量は小さくなる。

このことから、地震応答解析の適用が合理的な設計につながる可能性を指摘している。

#### ②長尾, 北村(2005)

長尾らは、根入れ鋼板セル岸壁の板厚信頼性設計法の確立を目的として、既往の実測事例をもとに鋼板降伏強度、中詰土圧係数、残留水位の平均値、変動係数を設定し、レベル1地震動に対する設計計算を行った断面(換算壁体幅、根入れ)条件での肉厚の設定を行い、信頼性指標と部分係数の計算を行っている。この結果、以下の事項を明らかにしている。

- 1) 中詰土圧は0.6、締固めを行った場合は $\tan \phi$ 、アークはその半分の数値を設計で用いているが、実測事例では平均が6割程度とかなり安全側に設定されている。
- 2) 地震時においてセルが剛体として挙動することを期待しているため、引張降伏に対する破壊確率はかなり小さくなっている。



③住谷, 長尾(2006)

セル式岸壁の根入れの効果を明らかとするため、水深-7.5m、壁高 11.5m、設計震度 0.1 で設定した根入れ長 2m, 4m, 6m の 3 種類の断面に対して、正弦波（最大振幅 200Gal, 0.8Hz, 継続時間 40sec）を入力地震動とした非液状化条件での 2 次元地震応答解析 (FLIP) を実施した。その結果、残留水平変位量は根入れ長の増大とともに小さくなり、残留傾斜角は大きくなることを明らかにしている。この中で、根入れの効果として地盤のせん断応力の発生個所を拘束圧が高く、強度の高い地中の深い位置に下げる点であるが、設計で用いている剛体バネモデルは回転による変位のみを考慮しており、地盤の変形量を取り込んでいないことを指摘している。

④長尾, 岩田, 藤村, 森下, 佐藤, 尾崎(2006)

この研究は、平成 19 年版港湾技術基準の最も大きな変更点のひとつである照査用震度計算式の根拠を示すものである。長尾らは、それまでの背後地盤における応答加速度時刻歴の最大加速度値と被災量の関係から設定された野田・上部式をより合理的にするため、背後地盤における応答加速度時刻歴の周波数特性や継続時間、許容変位量、壁高および地盤の初期固有周期の条件によって耐震性能照査用の震度が算出できる式を提案している。検討は、設計震度 0.1~0.27 の 5 条件、水深-7.5~-16.0m の 4 条件、地盤は I~III 種地盤の 3 条件の重力式、矢板式の設計計算を行い設定した断面に対し、9 波形の入力地震動に対する 2 次元地震応答解析 (FLIP) ならびに背後地盤の 1 次元地震応答解析 (FLIP) を実施し、照査用震度の算出式を回帰式等によりフィルターおよび補正式として求めている。なお、レベル 1 地震動での設計を想定していることから、液状化は発生しない条件を課している。

⑤北詰, 長尾(2007)

この研究は、SCP および CDM による改良を施した時の岸壁断面時の照査用震度の補正方法に関する研究である。北詰らは、SCP 改良および CDM 改良設計の部分係数法を用いた設計法の整理と、地盤改良による残留変位低減効果を岸壁本体工の照査用震度の補正について検討を行っている。照査用震度は未改良地盤の 1 次元地震応答解析により求められることから、未改良断面および改良断面を対象に 1 次元および 2 次元地震応答解析 (FLIP) を実施し、残留変位量と地表面応答加速度時刻歴を用いて補正係数を求めている。この結果、SCP 改良で 0.75 倍、CDM 改良では 0.64 倍の補正を行うことが可能であることを明らかにしている。

## 2.4 被災事例

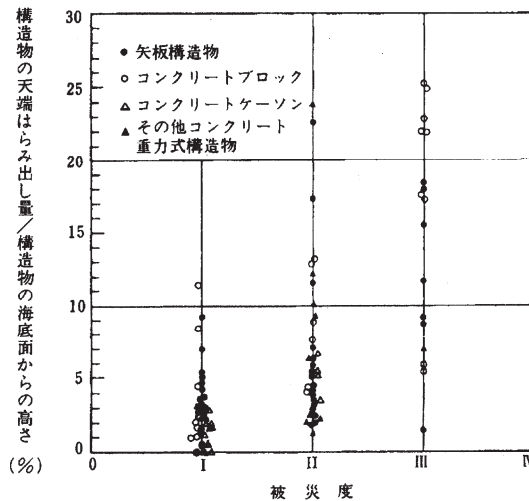
### 2.4.1 港湾技術基準と被害地震およびセル構造物関連研究の経緯

表 2.4 に港湾技術基準の改訂と主な被害地震ならびにセル構造物に関する研究を各年代別に整理して示す。

1960年代は新潟地震が発生したことで、液状化に関する工学的な研究が精力的に行われた時期である。また、セル構造物の基礎的研究である北島の二重壁模型実験および剛塑性体の極限耐力に関する解析解に関する研究が実施され、その成果は昭和43年版の港湾構造物設計基準に反映された。一方、1970年代は「プレハブ鋼矢板セル工法」（昭和51年度土木学会技術賞）が開発され、急速施工法の基礎的な研究が進められた時期であり、「根入れ式鋼板セル工法」も1984年（昭和54年）において土木学会技術開発賞を受賞するなど、大規模な根入れを有する構造物の施工が可能となった。

このような背景から、それまでの根入れのない条件での模型実験を前提とした設計法の見直しが1980年代に行われた。高橋、野田らの研究は鋼矢板セルと鋼板セルを包括した成果となっており、剛体ロッキング変位を前提としたバネモデルによる設計計算方法が考案された。

この時期に至るまで、十勝沖地震(1968)、宮城県沖地震(1978)、浦賀沖地震(1982)、日本海中部地震(1983)など、港湾構造物が被災した地震が発生しているが、セル構造物はほとんど被害を受けていない。図 2.18 は新潟地震、十勝沖地震、根室半島沖地震、宮城県沖地震による被災データをプロットしたものであるが、兵庫県南部地震以前では、セル構造物のほとんどが無被災であって、ごく限られた施設で被災度 I の状況であった。



被災度	被災の状況
0	無被災。
I	本体に異常はないが、附属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起こったもの。
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊が起こったものと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

図 2.18 兵庫県南部地震以前の港湾構造物被災程度

表 2.4 港湾技術基準と被害地震およびセル構造関連の研究の経緯

年代	港湾技術基準の改訂	被害地震	セル構造関連の研究
1950年	○1950(S25) 港湾工事設計示方書要覧・ 係船岸設計示方書 ○1959(S34) 港湾工事設計要覧 ・鋼矢板セル式	1948(S23) 福井地震(M7.3)	1955 (立石:鋼矢板セル設計法)
1960年	○1968(S43) 港湾構造物設計基準 ・鋼矢板セル式	1964(S39) 新潟地震M7.5 1968(S43) 十勝沖地震(M7.9)	1961 (林ら:鋼矢板セル地震観測) 1962 (北島:二重壁模型実験) 1966 (北島ら:鋼板置きセル模型実験)
1970年	○1979(S54) 港湾の施設の技術上の基準 ・鋼矢板セル式	1973(S48) 根室半島沖地震(M7.4) 1978(S53) 宮城県沖地震(M7.4)	1976 (プレハブ鋼矢板セル工法開発)
1980年	○1989(H1)港湾の施設の技術 上の基準 ・鋼矢板セル式 ・鋼板セル式 ・根入れ鋼板セル式	1982(S57) 浦賀沖地震(M7.4) 1983(S58) 日本海中部地震(M7.7)	1981 (北島ら:根入れ鋼板セル模型実験) 1982 (野田ら:根入れ鋼板セル模型実験) 1984 (根入れ式鋼板セル工法の開発) 1989 (高橋ら:鋼矢板セル模型実験) 1989 (野田ら:根入れ鋼板セル模型実験)
1990年	○1999(H11)港湾の施設の技術 上の基準  ・鋼矢板セル式 ・置き鋼板セル式 ・根入れ鋼板セル式	1993(H5) 釧路沖地震(M7.8) 1993(H5) 北海道東方沖地震(M7.8) 1995(H7) 兵庫県南部地震(M7.3) 1999(H11) 台湾集集地震(M7.6)	1998 (菅野ら:被災事例の模型実験,地震 応答解析) 1999 (中村ら:地震観測,地震応答解析)
2000年	○2007(H19)港湾の施設の技術 上の基準  ・根入れ式セル ・根入れのないセル	2000(H12) 鳥取県西部地震(M7.3) 2003(H15) 十勝沖地震(M8.0) 2004(H16) 新潟県中越地震(M6.8) 2005(H17) 福岡県西方沖地震(M7.0) 2007(H19) 能登半島地震(M7.1) 2007(H19) 中越沖地震(M6.8)	2004 (長尾ら:根入れ鋼板セル,既往研究) 2005 (長尾ら:根入れ鋼板セル,地震応答 解析) 2006 (住谷ら:根入れ鋼板セル,地震応答 解析) 2006 (長尾ら:重力式・矢板式,地震応答 解析と震度法) 2007 (北詰ら:重力式,地震応答解析)
2010年		2011(H23) 東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0)	

### 2.4.2 兵庫県南部地震における摩耶ふ頭岸壁の被災事例

セル構造物が大きな地震被害を受けたのは兵庫県南部地震(1995)である。この地震においてはじめて、レベル2地震動として解釈される観測記録が得られ、また、構造物の損傷や残留変位などが測量調査等によって明らかとなった。

写真 2.1は1995年1月18日に撮影された摩耶ふ頭の第一突堤～第三突堤の航空写真である。これによると、埋立地の中央部では多量の噴砂が生じており、また、岸壁法線付近ではセル形状および背後の段差や突堤隅角部付近でのクラックが確認できる。



写真 2.1 地震直後の摩耶ふ頭岸壁航空写真 (1995年1月18日撮影)<sup>35)</sup>

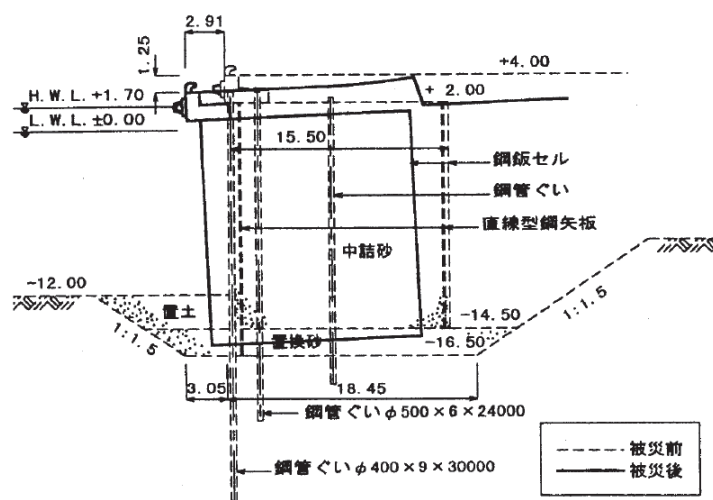


図 2.19 摩耶ふ頭第一突堤岸壁被災断面

図 2.20 に示すように、神戸港では 13 のセル式岸壁の被災が報告されているが、形式はすべて置き鋼板セル構造物である。図 2.19 に摩耶ふ頭第一突堤岸壁の被災断面状況を例として示す。重力式岸壁と同様に岸壁本体が海側に移動し、沈下している。海側に傾斜した鋼板セル本体は、法線直角方向を長軸とする楕円形に変形していることが確認されている。また、セル内の一部の杭には屈曲が認められた。セル内の中詰めは砂質土、砂礫土で、その N 値は 10~20 である。セル式岸壁は施設数が少なく、その設計水深は-14. m か-12m であり、設計震度は 0.15、法線方向はほとんどが南北方向であった。基礎地盤の置換砂の厚さが 2~3m と、重力式に比べると薄い。重力式とほぼ同程度の残留水平変位量、残留沈下量および残留傾斜角を示す結果であった。

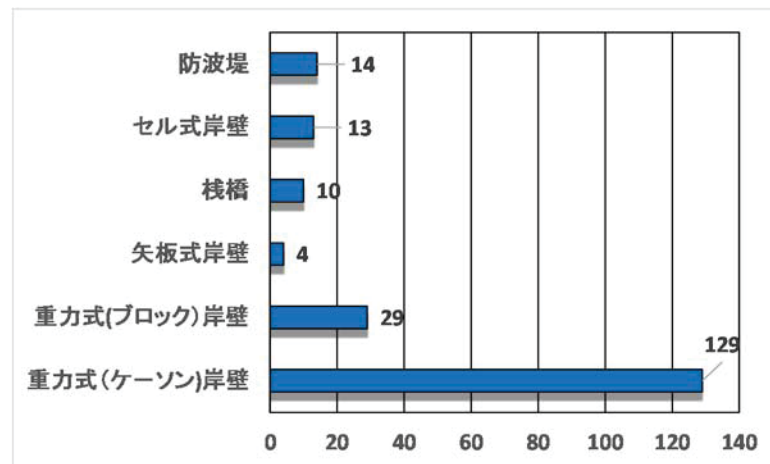


図 2.20 神戸港における構造形式別被災施設数

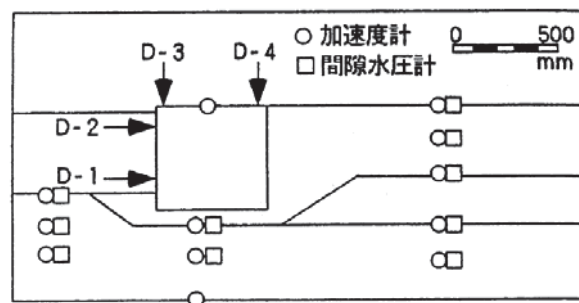


図 2.21 模型機器配置図

表 2.5 1G 場相似則

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	$\lambda$	22
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	10.16
応力	$\lambda$	22
間隙水圧	$\lambda$	22
変位	$\lambda^{1.50}$	103.19
速度	$\lambda^{0.75}$	10.16
加速度	1	1

文献30)は、現地調査結果を踏まえた模型実験と数値解析により被災状況の再現とメカニズムの考察を行っており、鋼板セル岸壁のレベル2地震動に対する挙動を把握する上で重要な方法を提示していることから、ここではその具体を整理して示す。

菅野らは、図2.21に示す1/22縮尺の模型を構築し、大型水中振動台を用いてポートアイランド観測波(KP-28m)を表2.5に示す1G場相似則を適用し、時間軸を短縮して入力し被災状況の再現を行っている。また、重力式岸壁の被災状況の再現で実績の多かった有効応力解析プログラムFLIPを用いて2次元地震応答解析を実施している。

この結果、図2.22に示すように模型実験の残留変位は、実測値と比較してやや大きめの値となっているが、模型セルは海側へ移動し前傾する変位モードであり実際の変位モードとほぼ一致した。また、図2.23のセル天端部の平面的変状図から、やや楕円形に変化しているがほぼ形状を保ったまま海側へ移動しており、現地調査結果と整合していた。このことから、セル殻はほぼ剛体的に移動したと考えられた。

このような剛体的な変位性状を再現するため、図2.24に示す梁部材とジョイント要素、マルチスプリング要素を組み合わせた2重壁に回転拘束を与えたモデル(菅野モデル)を構築し、2次元地震応答解析を行っている。図2.25に残留変形および過剰間隙水圧比コンターを示す。現地調査結果および模型実験結果と同様に、セル構造物は海側へ移動し前傾する変位モードが得られている。また、背後地盤は過剰間隙水圧比が0.9まで上昇し、ほぼ液状化状態となっており、現地で観測された噴砂痕と整合的であった。一方、セル直下の置換砂は過剰間隙水圧比が0.4以下と液状化には至っていなかった。

図2.26に模型実験と地震応答解析におけるセルの変位時刻歴、表2.6は残留変位量を一覧にして示す。これによると、セルの海側への移動および沈下は主要動部分で徐々に進行しており、概ね一致した傾向を示した。また、残留変位量は模型実験、地震応答解析ともに現地調査結果と同程度の値であった。

図2.27は2次元地震応答解析における置換砂要素の有効応力経路とせん断応力～せん断ひずみ履歴である。これによると、置換砂では片振りせん断挙動を示し、せん断ひずみが海側の向きに蓄積していた。

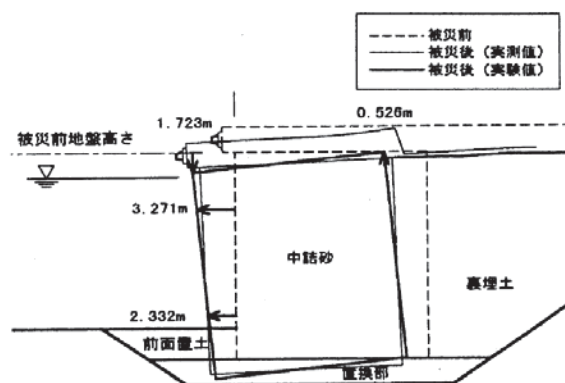


図 2.22 模型実験残留変位と現地調査結果

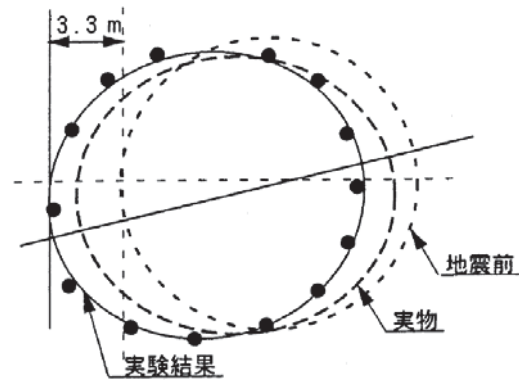


図 2.23 模型残留変形図と現地計測結果

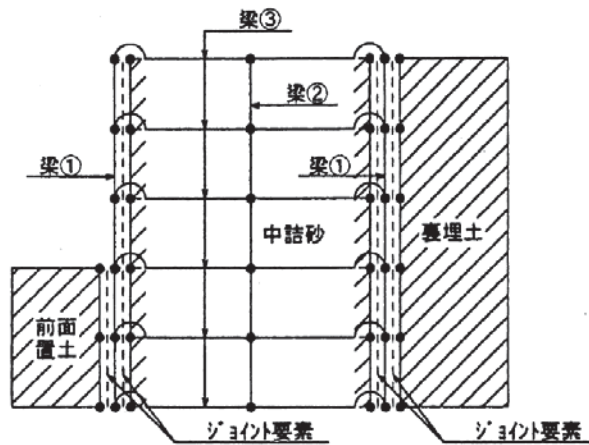


図 2.24 鋼板セル構造～地盤モデル

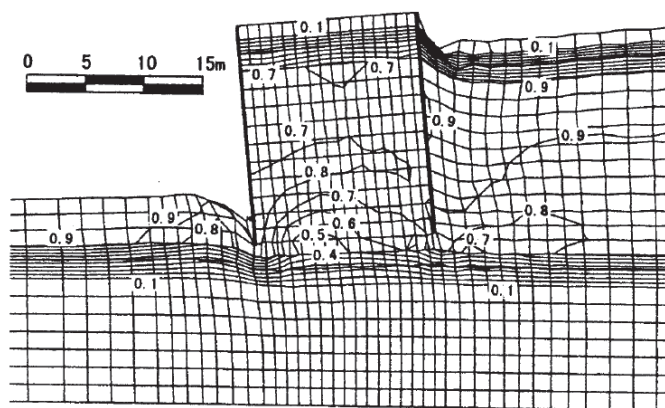


図 2.25 残留変形および過剰間隙水圧比コンター

表 2.6 実測値と模型実験および数値解析の結果比較 (実寸)

	残留水平変位量	残留沈下量
現地調査結果 (実測値)	1.3~2.9m	0.6~1.3m
模型実験結果	3.3m	1.7m
2次元地震応答解析結果	2.3	0.9m

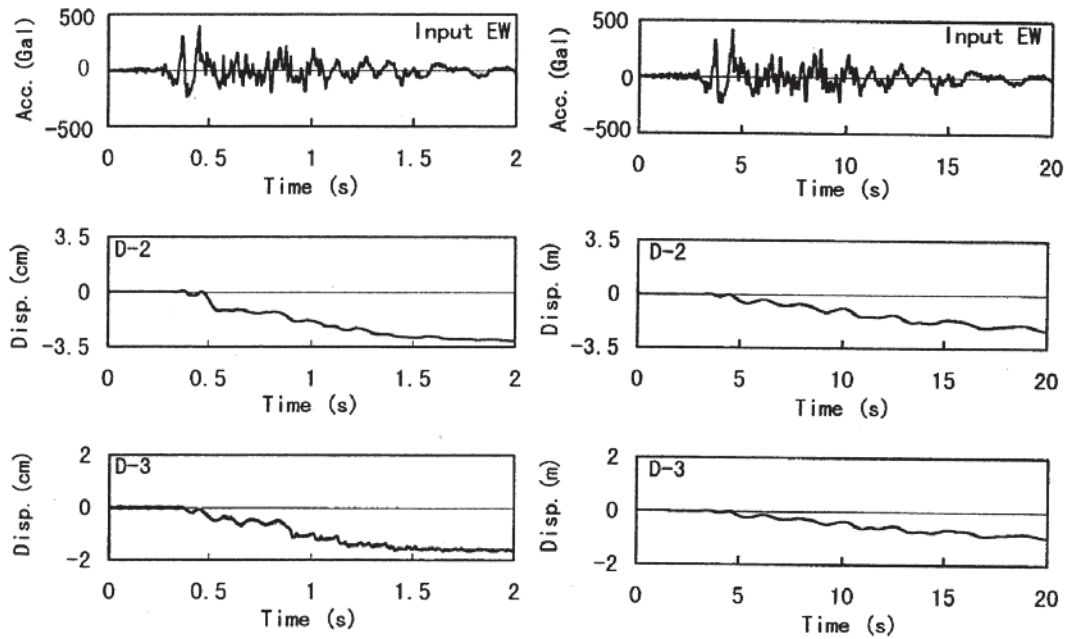


図 2.26 模型実験 (左図) と地震応答解析 (右図) のセル変位時刻歴

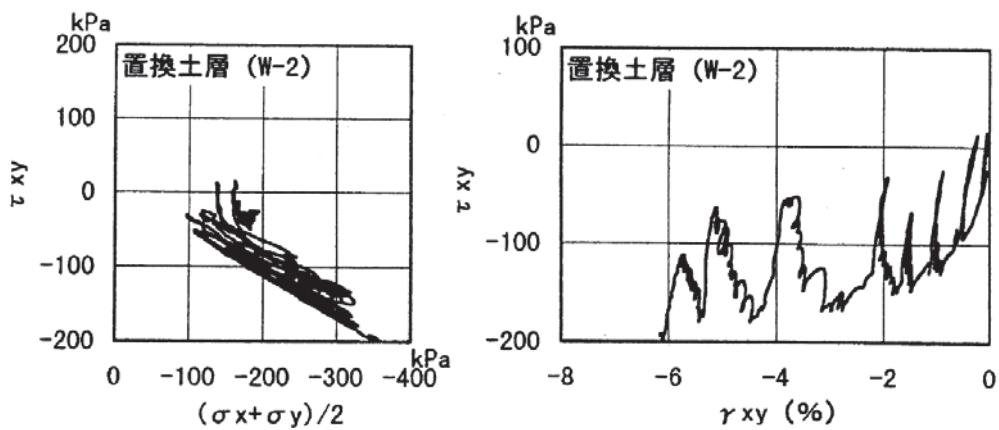


図 2.27 置換砂の有効応力経路とせん断応力せん断ひずみ履歴



以上の結果を踏まえ、被災メカニズムは、背後地盤の液状化による土圧の増加、置換砂の片振りせん断変形の蓄積による水平残留ひずみの発生、極めて大きな慣性力作用によるものと考察している。また、セル殻と中詰め砂の相互作用により形状を保持することで、ほぼ剛体的に挙動するものと考えている。

この研究の重要なポイントは以下の3点である。

- 1) 現地情報として構造物に関する現地調査結果、凍結サンプリングを含む地盤調査結果ならびに鉛直アレー観測記録が得られていたこと
- 2) 1G 場相似則にしたがった大型水中振動台実験を現地の地盤材料を用いて実施し、現地調査結果との整合性が確認されたこと
- 3) 有効応力法による2次元地震応答解析により残留変形や加振中の挙動も模型実験と概ね整合することを確認し、解析の妥当性を評価したこと

したがって、現地調査結果、現地被災を再現する模型実験と数値解析を組合せることにより客観的にパラメータを設定でき、高精度な耐震性評価ができることを示している。

## 2.5 現行基準の設計方法

### 2.5.1 岸壁の設計方針

#### (1) 平成19年版港湾技術基準の枠組み

港湾技術基準は、平成19年において性能規定型に改訂された。その背景は国際標準化や基準・規格・検査・検定に関するコスト削減、技術革新に対する柔軟な対応のためとされており、基準適合性の確認体制、信頼性設計法の導入、地震動の考え方の変更、耐震強化施設や港湾の施設の対象の変更などが大きな変更項目となっている。本研究では、レベル2地震動の作用に対して限定的な損傷にとどめ早急な機能回復が要求される耐震強化岸壁を対象とすることから、同基準における性能規定にかかわる事項について、基本的な枠組みや用語などについて整理する。

基本的な枠組みとしては図2.28に示すように目的、要求性能、性能規定、性能照査の4階層で構成されている。目的は当該施設の必要理由、要求性能とは目的を達成するために施設が保有しなければならない性能を、説明責任の観点から平易に表現したものであり、性能規定は要求性能が満足されるために必要な照査に関する規定を、技術的観点で表現したものである。「港湾の施設の技術上の基準の細目を定める省令」（以下、省令と略記）では施設の目的と要求性能を、また省令に適合する要件を定めた「港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示」（以下、告示と略記）では性能規定を定めている。また、性能照査とは性能規定が満足されることを照査する行為のことであり、特定の手法が義務付けられているわけではなく、設計者の判断に委ねられている。

同基準では、省令で定める要求性能を便宜的に、適用する施設の範囲、性能の種別、許容する損傷の程度に応じて、使用性、修復性、安全性、供用性、施工性、維持管理性に分類している。耐震設計に関わるものとしては、許容する損傷の程度で定義分類している使用性、修復性、安全性を用いて要求性能が記述されており、その定義を表2.7に示す。

また、作用についても発生確率と変動の観点から、永続作用、変動作用、偶発作用に分類しており、さらに、想定する作用の組み合わせについて永続状態、変動状態、偶発状態の3つに分類している。作用および設計状態の定義を表2.8、表2.9に一覧にして示す。

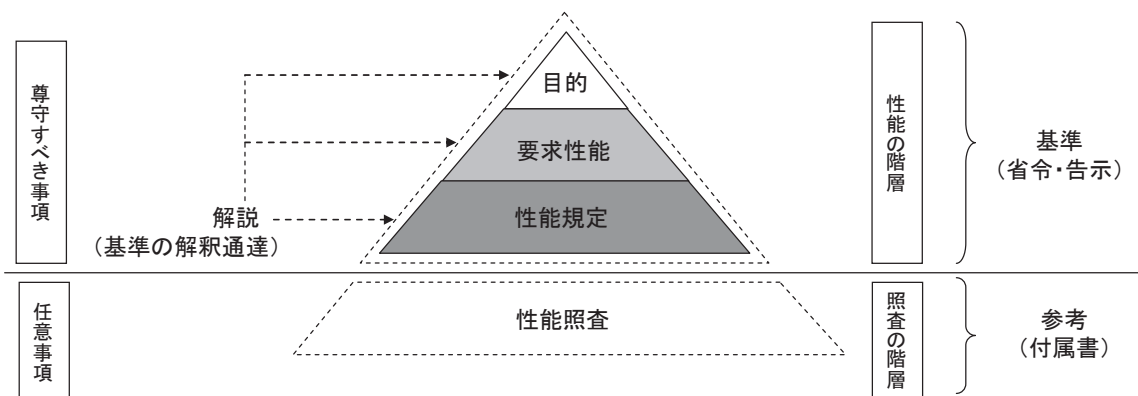


図 2.28 性能の階層および性能照査の位置づけ

さて、許容される損傷の程度の関係は、安全性 > 修復性 > 使用性 である。図 2.29 に示すように、縦軸は作用の年超過確率、横軸は損傷の程度、曲線は施設の性能を模擬している。基本的には永続作用と変動作用に対しては使用性を求め、偶発作用に対しては施設の発揮すべき機能や重要度に応じて使用性、修復性、あるいは、安全性のいずれかの性能を満足することを照査するものである。

表 2.7 要求性能に関する用語の定義

要求性能	定義
使用性	使用上の不都合を生ぜずに施設等を使用できる性能のことであり、想定される作用に対して損傷が生じないか、わずかな修復により速やかに所要の機能が発揮できる損傷にとどまることである。これが満足されることにより、修復性も安全性も確保されるものである。
修復性	技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のことであり、想定される作用に対して軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる範囲にとどまることである。これが満足されることにより、安全性も確保されるものである。
安全性	人命の安全等確保できる性能のことであり、想定される作用に対してある程度の損傷が発生するものの、損傷の程度が施設として致命的とはならず、人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲にとどまることである。

表 2.8 作用の定義と主な例

作用の種類	定義	主な作用の例
永続作用	構造物の供用期間を通して絶えず作用することが想定される作用で、時間的変動が平均値に比較して小さいもの、または、その大きさの変動が一定の限界値に達するまでは一定傾向で単調に増加または減少する傾向にある作用	自重、土圧、温度応力、腐食、凍結融解等の環境作用 等
変動作用	大きさの変動が平均値に比べて無視できず、一方向的な変化をしない作用であり、その特性値が確率的に与えられる作用	波浪、風、水位（潮位）、貨物・車両等による載荷重、船舶の接岸・牽引による作用、レベル1地震動 等
偶発作用	確率統計的手法による予測は困難であるか、年超過確率が変動作用に比べて小さいものの、特性値の大きさが非常に大きいため社会的に無視できない作用	接岸以外の船舶衝突、火災、津波、レベル2地震動、偶発作用の波浪等

表 2.9 設計状態の定義

設計状態	定義
永続状態	1つまたは複数の永続作用の組み合わせおよび、永続作用と変動作用を組み合わせる状態で、主たる作用が永続作用の状態
変動状態	1つまたは複数の変動作用の組み合わせおよび、永続作用と変動作用を組み合わせる状態で、主たる作用が変動作用の状態
偶発状態	偶発作用および偶発作用と永続作用を組み合わせる状態

岸壁の要求性能【省令】は以下のように定められている。本研究で対象とする耐震強化施設に関しては、表 2.10 に示す分類が設けられている。

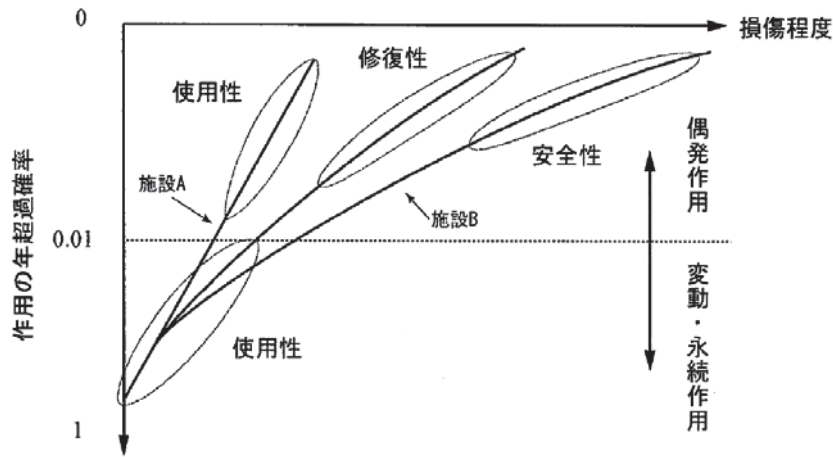


図 2.29 設計状態と要求性能の関係の概念

【省令】(岸壁の要求性能)

<p>第二十六条 岸壁の要求性能は、構造形式に応じて、次の各号に定めるものとする。</p> <p>一 船舶の安全かつ円滑な係留、人の安全かつ円滑な乗降及び貨物の安全かつ円滑な荷役が行えるよう、国土交通大臣が定める要件を満たしていること。</p> <p>二 自重、土圧、レベル地震動、船舶の接岸及び牽引、載荷重等の作用による損傷等が、当該岸壁の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。</p> <p>2 前項に規定するもののほか、耐震強化施設である岸壁の要求性能にあつては、レベル2地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復によるレベル2地震動の作用後に当該岸壁に必要な機能の回復に影響を及ぼさないこととする。ただし、当該岸壁が置かれる自然状況、社会状況等により、更に耐震性を向上させる必要がある岸壁の要求性能にあつては、レベル2地震動の作用後に当該岸壁に必要な機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。</p>			
--	--	--	--

表 2.10 耐震強化施設の種類

	耐震強化施設		
	特定		標準
	緊急輸送対応	幹線貨物輸送対応	緊急物資輸送対応
レベル2地震動の作用後に必要とされる機能	地震後、構造的な安定が保たれ、速やかに船舶の利用、人の乗降及び緊急物資等の荷役を行うことが出来る	地震後、構造的な安定が保たれ、速やか(短期間の後)に船舶の利用及び緊急物資等の荷役を行うことが出来る	地震後、構造的な安定が保たれ、一定期間の後に緊急物資等の荷役を行うことが出来る
	地震後に必要な機能(本来の機能は不要)	本来の機能	地震後に必要な機能(本来の機能は不要)
要求性能	使用性 <sup>*</sup>	修復性	修復性 <sup>*</sup>
許容される修復の程度	軽微な修復	軽微な修復	ある程度の修復

\*この要求性能は、地震後に必要な機能(緊急物資輸送)に対するものであり、施設本来の機能に対するものとは異なる

(2) 入力地震動

港湾の施設のこれまでの耐震設計においては、地震動による動的な作用の影響を静的な慣性力に置き換える震度法の適用を基本としており、工学的基盤における「地域別震度」を基準に、表層地盤の地震動増幅を考慮した「地盤種別係数」、構造物の重要度を考慮した「重要度係数」を乗じて設計震度を求めていた。また、動的解析等による耐震性能照査や液状化予測を行う場合には、「八戸波」、「大船渡波」、「ポートアイランド波」など、対象施設とは必ずしも一致しない地点で観測された地震波形を標準波として用いてきた。

平成19年版の港湾技術基準では、耐震性能照査において考慮する地震動による作用は、震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して得られる工学的基盤における地震動の時刻歴波形で定義される。表層地盤や構造物の特性に依存しない汎用的な地震動の定義を行っている点が重要であって、工学的基盤よりも上にある地盤～構造全体系の挙動を考慮した性能照査を意図するものである(図2.30)。

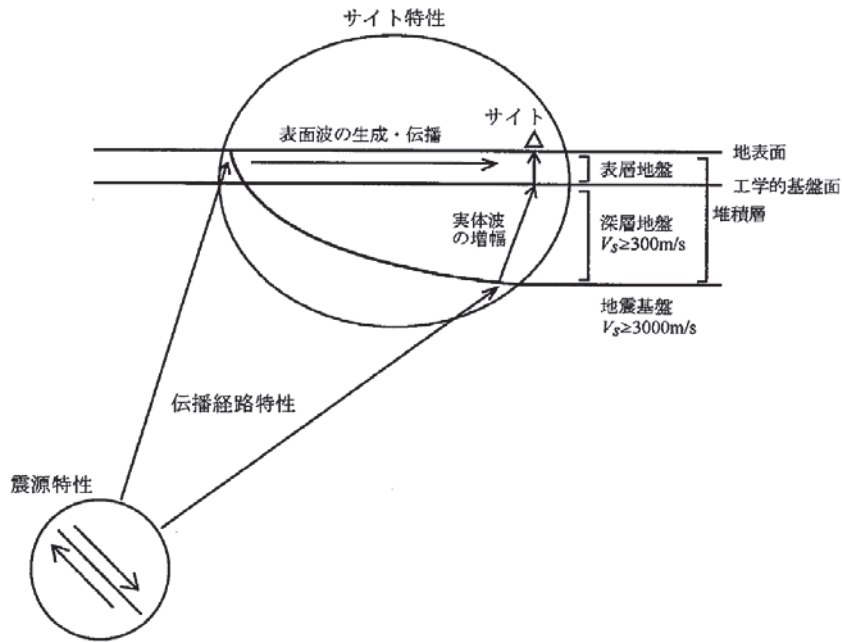


図 2.30 震源特性・伝播経路特性・サイト特性

表 2.11 地震動の定義と設定方法

	用語の定義	告示地震動
レベル1地震動	当該地点で想定される地震動の再現期間と設計供用期間との関係から、当該施設の設計供用期間中に発生する可能性の高いもの	地震動の実測値をもとに震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して確率論的時刻歴波形を適切に設定する
レベル2地震動	当該地点で想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの	地震動の実測値、想定される地震の震源パラメータ等をもとに震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して時刻歴波形を適切に設定する

① レベル1地震動

従来の時刻歴加速度作成方法は、既往地震による最大加速度あるいは加速度応答スペクトルに対して統計処理を行い、目標とする振幅特性あるいは最大加速度振幅に適当な素材波を適合させて模擬波を作成するものであった。平成19年版の港湾技術基準では、図2.31に示すように、震源をあらかじめ特定しにくい地震は地震カタログデータ、震源を特定できる地震は活断層データや断層モデルデータなどにより個々の地震による時刻歴加速度波形やフーリエスペクトルを計算し、これらの発生頻度を統計処理することにより一定の年超過確率を有するフーリエスペクトルが得られる。レベル1地震動は一様ハザードフーリエスペクトルの再現期間は75年を標準とし、また、位相特性は群遅延時間の統計処理などを考慮して定め、時間領域に戻すことで加速度時刻歴波形を作成している。

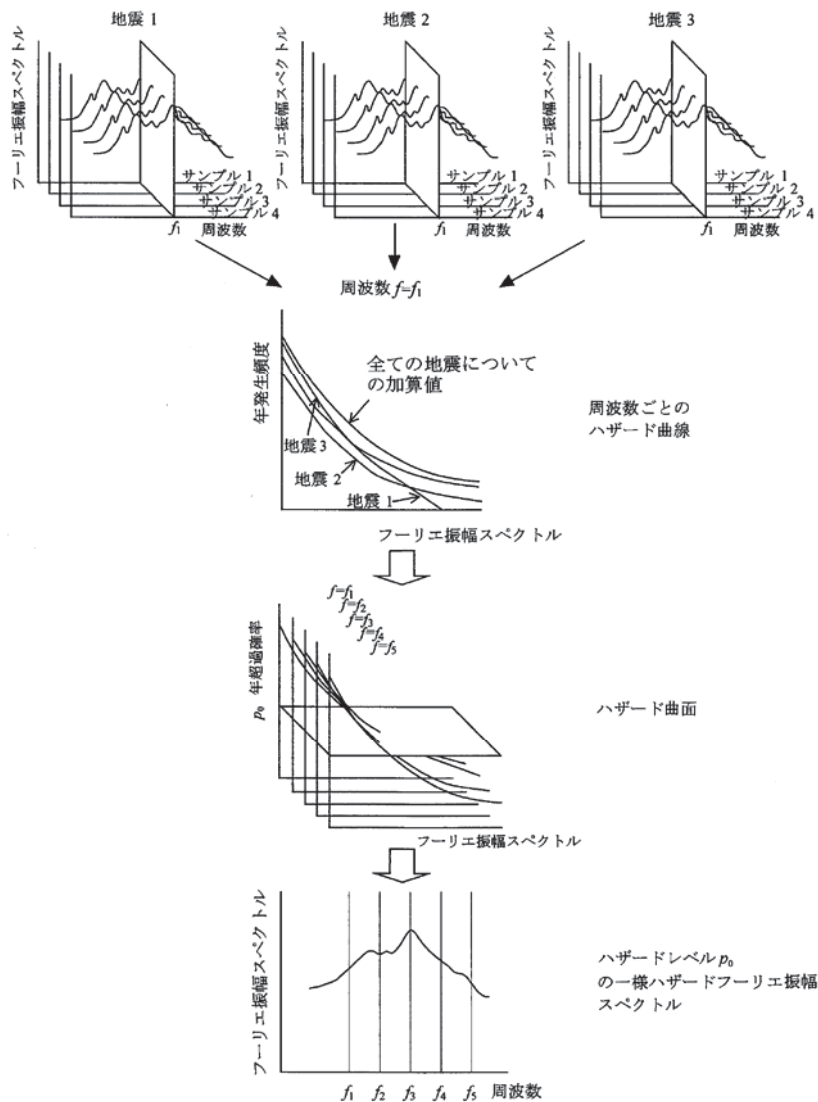


図 2.31 一様ハザードフーリエ振幅スペクトルの算出手順

② レベル2 地震動

地震動は統計的グリーン関数法によって計算を行う。統計的グリーン関数法は、小規模な地震による対象地点での地震動を評価し、これを重ね合わせることにより、大地震による揺れを評価する方法である。アスペリティー領域を $N \times N$ に分割し、分割後の各々と同じ面積の小地震を考える(図 2.32)。小地震の震源特性および伝播経路特性を乗じて地震基盤における小地震波形のフーリエ振幅を定め、さらに、サイト増幅特性を乗じることで地表面における小地震波形のフーリエ振幅を求める。また、中小地震記録の位相特性を用いることでフーリエ逆変換を行い、地表面における統計的グリーン関数  $u(t)$  を求める。この結果、アスペリティーからの地震動が次式によって合成することができる。

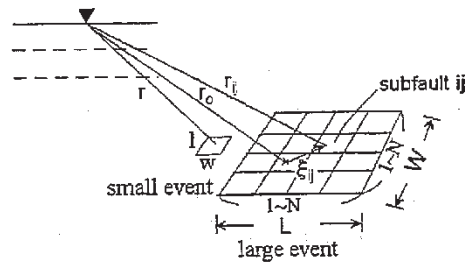


図 2.32 地震動合成方法のパラメータ説明図

$$U(t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (r/r_{ij}) \cdot f(t) \cdot u(t-t_{ij}) \quad \dots\dots\dots (式 2.5.1)$$

$$f(t) = \delta(t) + \{1/n' / (1-e^{-1})\} \cdot \sum_{k=1}^{(N-1)n'} [e^{-(k-1)/(N-1)/n'} \cdot \delta\{t-(k-1)\tau/(N-1)/n'\}]$$

$$t_{ij} = (r_{ij} - r_0) / V_s + \xi_{ij} / V_r$$

ここに

- $U(t)$  : アスペリティーからの地震動
- $u(t)$  : 地表面における統計的グリーン関数
- $f(t)$  : 大地震と小地震の滑り速度時間関数の違いを補正するための係数
- $r$  : 小地震の震源距離
- $r_{ij}$  :  $ij$  要素から対象地点までの距離
- $N$  : 分割数
- $\tau$  : ライズタイム
- $n'$  : 波形の重ね合わせの際に現れる見掛けの周期性を除去するための整数
- $r_0$  : アスペリティーの破壊開始点から対象点までの距離
- $\xi_{ij}$  : 破壊開始点から  $ij$  要素までの距離
- $V_s$  : 地震基盤のS波速度
- $V_r$  : 破壊伝達速度

小規模な地震での統計的グリーン関数は、特性化震源モデル  $S(f)$ 、伝播特性  $P(f)$ 、サイト増幅特性  $G(f)$ 、位相特性  $\phi(f)/|\phi(f)|$  を設定することで得られる。

$$O(f) = |S(f)| \cdot |P(f)| \cdot |G(f)| \cdot \phi(f)/|\phi(f)| \cdots \cdots \text{(式 2.5.2)}$$

$S(f)$  : 震源特性

震源パラメータにより次式で与えられる。

$$S(f) = C \cdot \frac{M_0}{4\pi\rho V_s^3} \cdot \frac{(2\pi f)^2}{1+(f/f_c)^2}$$

- $M_0$  : 地震モーメント
- $f_c$  : コーナー周波数
- $\rho$  : 地震基盤における媒質の密度
- $V_s$  : 地震基盤における S 波速度
- $C$  : 定数

$$M_0 = \mu A D_0$$

- $\mu$  : 震源付近の岩盤のせん断剛性
- $A$  : 震源断層の面積
- $D_0$  : 震源断層における最終滑り量の平均値

$P(f)$  : 伝播経路特性

$$P(f) = \frac{1}{r} \exp(-\pi f r / Q V_s)$$

- $r$  : 震源距離
- $Q$  : 伝播経路における  $Q$  値

$Q = A \cdot f^B$  の係数  $A, B$  で与えられる (表 2.12) .

表 2.12 全国の一般的な  $Q$  値特性

東日本の海溝型地震	$114 f^{0.92}$
西日本の海溝型地震	$152 f^{0.38}$
東日本の内陸部	$166 f^{0.76}$
関西地方	$63.8 f^{1.00}$
鹿児島県・熊本県	$104 f^{0.63}$
沖縄県	$130 f^{0.70}$



$G(f)$  : サイト増幅特性

強震観測が行われている地点でのスペクトルインバージョンにより求められる。しかし、既に「港湾空港技研資料 No. 1112」において全国の港湾領域における KNET（全国強震観測網）観測点と港湾地域強震観測システムの観測点でのサイト増幅特性を設定している。さらに国総研のホームページには全国の港湾における工学的基盤でのレベル1 地震動時刻歴加速度波形とサイト増幅特性および表層地盤モデルが公開されている。したがって、サイト増幅特性が既知の観測点と当該地点での同時観測記録があれば、サイト増幅特性を求めることができる。

$o(f)$  : 中小地震観測記録

当該地点での観測記録により、想定地震とほぼ同じ方向で発生している地震記録を抽出する。この記録の位相特性  $o(f) / |o(f)|$  が地震動に適用されることとなる。複数ある場合には群遅延時間等位相特性を確認しながら選択する。

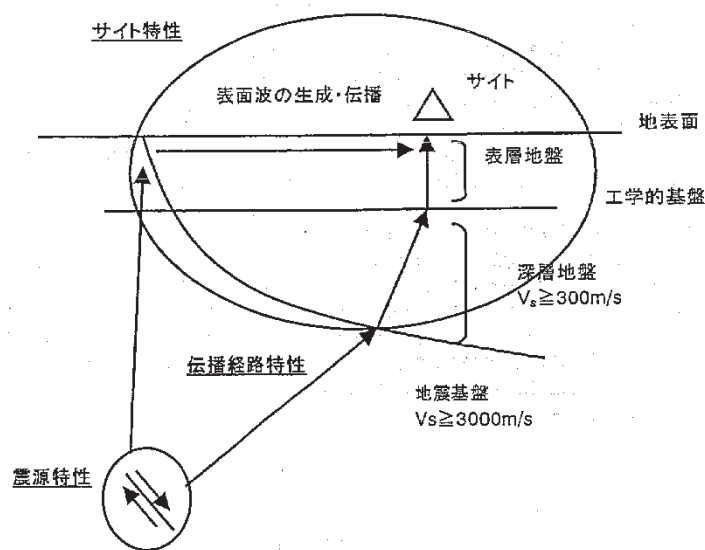


図 2.33 地震動の概念

(3) 照査用震度

レベル1地震動に関する変動状態の照査は、照査用震度  $K_h$  を用いた震度法によって行うことができる。ここで、照査用震度とは地震動の周波数特性と継続時間による残留変形量への影響を考慮した震度である。なお、照査用震度  $K_h$  は、図 2.35 のイメージで図 2.34 の手順にしたがって算定する。また、基礎地盤の改良による残留変位抑制効果を考慮することが可能であり、サンドコンパクション改良によって  $K_h$  を 0.75 倍、CDM 改良によって 0.64 倍を行うことが可能となっており、この結果、地盤条件に依存するが、残留変位を制限する場合の方法として根入れと基礎地盤の改良による組合せによってセル径、セル高、地盤改良範囲、地盤改良諸元などの選択肢が簡易計算によって比較することが可能である。

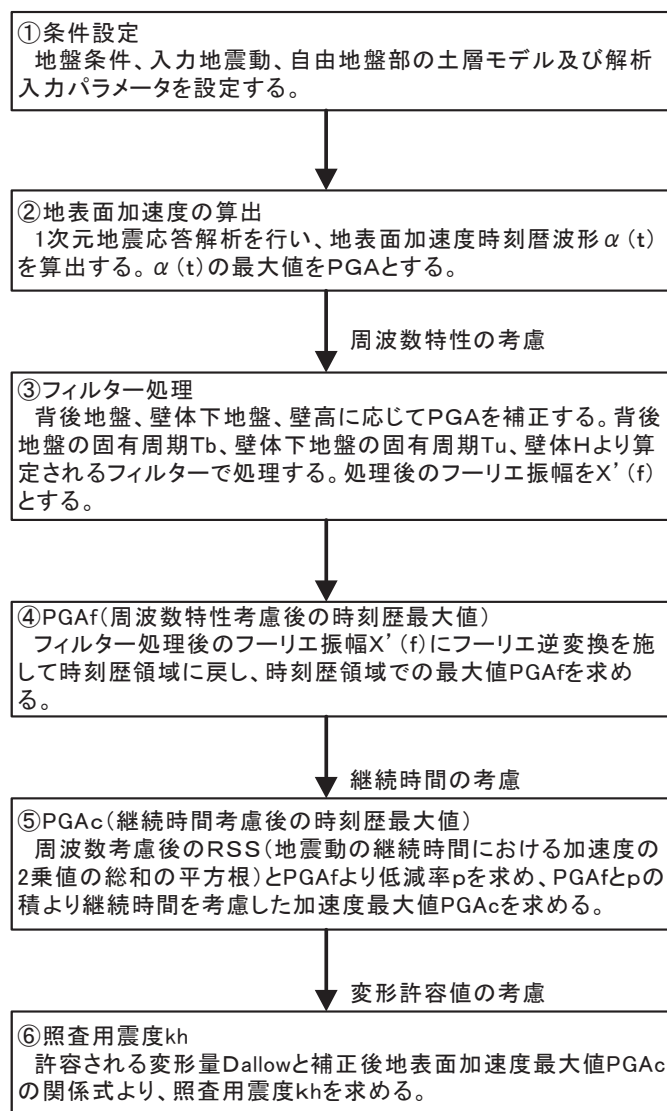


図 2.34 照査用震度の算出手順

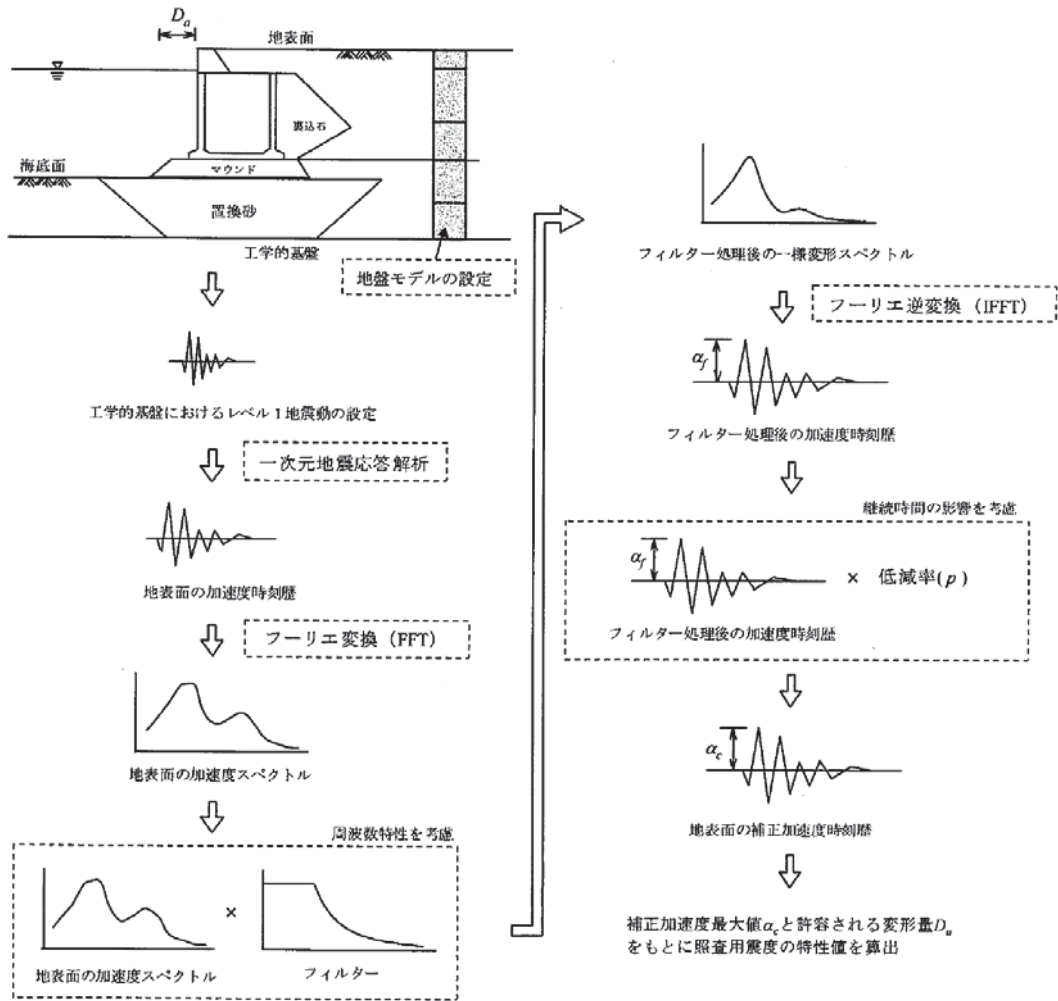


図 2.35 照査用震度算出手順の概念図

<フィルター処理>

補正係数  $b$  は、背後地盤の固有周期  $T_b$ 、壁体下地盤の固有周期  $T_u$  から下式により算定する。

$$\begin{aligned} T_b &= \Sigma (4 \cdot H / V_s) \\ T_u &= \Sigma (4 \cdot H / V_s) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2.5.3)}$$

ここで、 $H$  ; 層厚(m),  $V_s$  ; せん断波速度 (m/s)

$$b = 1.05 \times H / H_R - 0.88 \times T_b / T_{bR} + 0.96 \times T_u / T_{uR} - 0.23 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2.5.4)}$$

ここで、

$H$  ; 壁高 (m) ,  $H_R$  ; 基準壁高 (=15m) ,  $T_b$  ; 背後地盤の初期固有周期 (s) ,  
 $T_{bR}$  ; 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.8 s) ,  $T_u$  ; 壁体下地盤の初期固有周期 (s) ,  
 $T_{uR}$  ; 壁体下地盤の基準初期固有周期 (=0.4 s)

なお、 $b$  の値については、壁高 $H$ に応じて下式に示される範囲の値を設定する。

$$0.04H+0.08 \leq b \leq 0.04H+0.44 \quad \dots\dots\dots (式 2.5.5)$$

ただし、 $b \geq 0.28$

$$filter = \begin{cases} base & 0 \leq f \leq 1.0 \\ \frac{base}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 6.8 \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^i} & 1.0 < f \end{cases} \quad \dots\dots (式 2.5.6)$$

ここで、 $f$  : 振動数(Hz)

<PGA<sub>c</sub> (継続時間考慮後の時刻歴最大値)>

周波数特性を考慮した後のRSS(地震動の継続時間における加速度の2乗値の総和の平方根)とPGA<sub>f</sub>から下式により低減率 $p$ を求める。更に、算定した $p$ とPGA<sub>f</sub>を乗じることにより継続時間を考慮した加速度最大値PGA<sub>c</sub>を求める。

$$p = 0.36 \ln(RSS / PGA_f) - 0.29 \quad \text{ただし、} p \leq 1.0 \quad \dots\dots (式 2.5.7)$$

$$PGA_c = p \cdot PGA_f$$

<照査用震度K<sub>h</sub>>

照査用震度K<sub>h</sub>は下式より算定する。

$$K_h = 6.33 \times Dallow^{0.55} \times PGA_c / g + 0.04 \quad \dots\dots\dots (式 2.5.8)$$

ここで、

K<sub>h</sub> ; 照査震度の特性値 ,                      PGA<sub>c</sub> ; 補正加速度最大値(cm/s<sup>2</sup>),  
g ; 重力加速度 (=980 cm/s<sup>2</sup>),                      Dallow ; 許容変形量 (10cm)

(4) レベル2 地震動作用時の偶発状態における性能規定

セル式岸壁の永続状態およびレベル1 地震動作用時の変動状態における性能規定は、簡易法による安定計算を前提としたものとなっており、付録資料1を参照されたい。

レベル2 地震動作用時の偶発状態における性能規定は、重力式岸壁に準じて法線変形量の制限値で照査を行うこととしており、変形量の標準的な限界値は、施設の要求性能に応じて表2.13のような値を示している。なお、限界値の設定に当たっては兵庫県南部地震直後の緊急支援物資等運搬実績などが参考になるとしている。また、当該施設の建設される地点の状況、当該施設の要求性能及び構造形式等を勘案して、総合的な判断に基づき変形量を設定する場合はこの限りではないとも記述されている。つまり、あくまで標準的な目安値であって、適宜、使用性や修復性に配慮した適切な値を設定することが重要となる。

大水深の耐震強化岸壁では、これらの標準値は神戸港の被災事例を中心に整理されたものであり、構造物の規模が非常に大きくなるとそのままの値を適用することは困難で、兵庫県南部地震における地震後復旧までの期間や岸壁の稼働状況などを踏まえ、係留機能、荷役機能、また、模型実験や数値解析による残留水平変位量だけではなく、傾斜角や背後の段差、クレーン基礎の水平および鉛直相対変位、セル殻やアークあるいは継手の損傷状態を何らかの3次元挙動を反映した方法で確認しておくことが大切である。

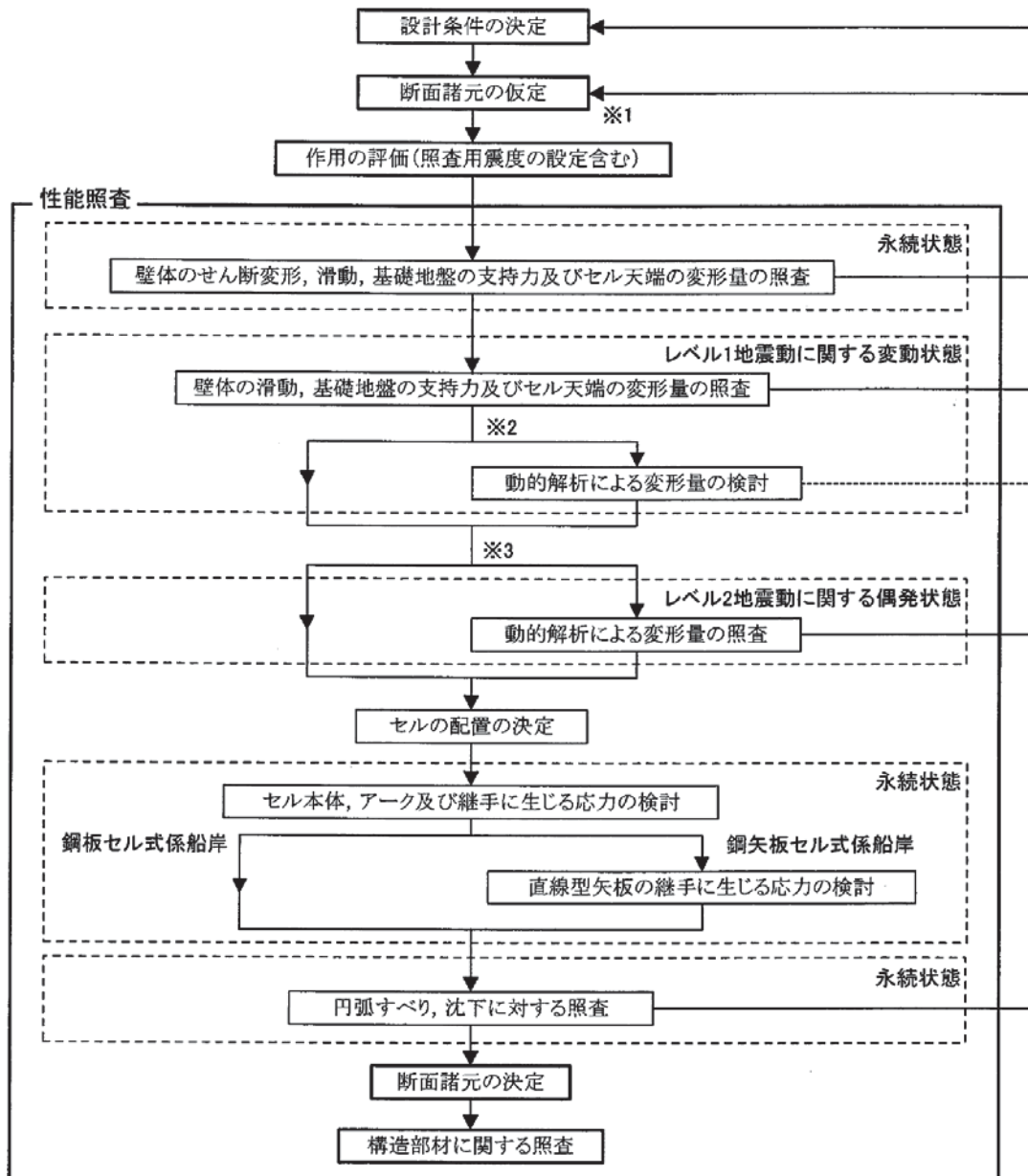
表 2.13 耐震強化施設のレベル2 地震に対する変形量の限界値の標準的な考え方

耐震強化施設	標準的な値	備考
特定 (緊急物資輸送対応)	残留変形量の限界値：30~100cm 程度 残留傾斜角の限界値：3° 程度	機能上の観点からの標準的な値
	残留変形量の限界値：100cm 程度	緊急修復用資材の常備や復旧体制が整備され使用性が確保できる場合
特定 (幹線貨物輸送対応)	残留変形量、傾斜角の限界値：上記参照 クレーン構造部材：弾性範囲 レールスパン相対変位量： 荷役機械の特性に合わせて設定	所期の機能を回復できるまでの期間に基づいて設定 免震・制震機構搭載のクレーンを前提として相対変位量を設定
標準 (緊急物資輸送対応)	残留変形量の限界値：100cm 程度以上の適切な値	地震動作用後の一定期間の後の荷役が行えることを勘案して設定

2.5.2 簡易法（震度法）

(1) 根入れを有するセル式岸壁

鋼矢板セルおよび根入れ式鋼板セルを対象とした設計方法の詳細は、巻末の付録資料1（「2.9 根入れを有するセル式係船岸」(PP1052-1078)）に示す。図 2.36 に設計手順を示す。



- ※1：液状化の影響の評価については表示していないため、別途考慮する必要がある。
- ※2：必要に応じて、レベル1地震動に対して動的解析による変形量の検討を行うことができる。  
なお、耐震強化施設にあっては、動的解析による変形量の検討を行うことが望ましい。
- ※3：耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。

図 2.36 根入れを有するセル式岸壁の性能照査手順

壁体幅  $B$  は図 2.37 に示すように断面積が等価な壁体幅として換算する。また、海底面からの高さ  $H$  を壁高、セル下端までの長さ  $D$  を根入れとする。性能照査項目は表 2.14、表 2.15 に示す6項目である。

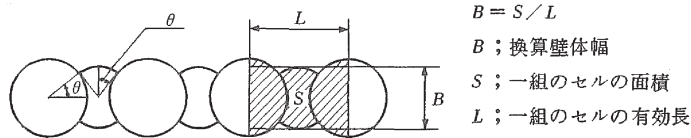
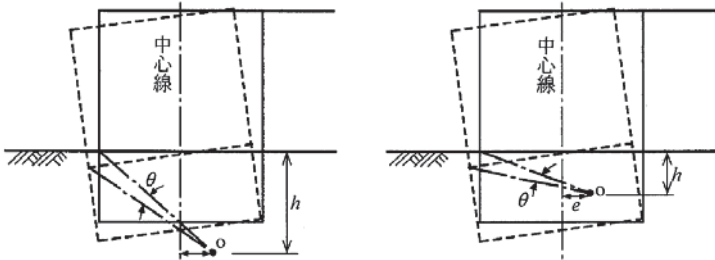
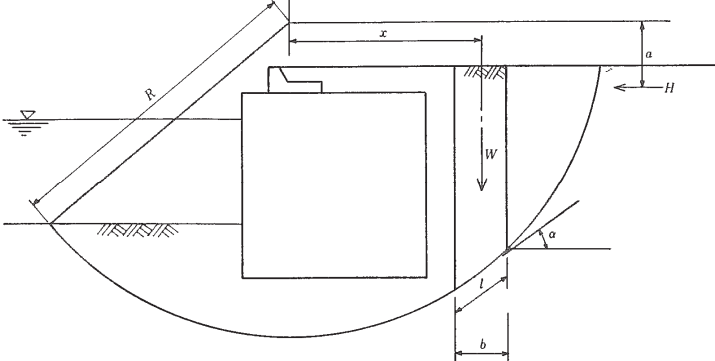
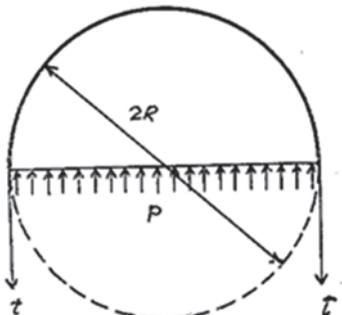


図 2.37 換算壁体幅

表 2.14 性能照査の概要(その1)

性能照査項目	内容
(1) せん断変形	<p>• セル底面および海底面における変形モーメント <math>M_d</math> を抵抗モーメント <math>M_r</math> で照査</p>
(2) 滑動	<p>• 剛体バネモデルの底面せん断バネ反力を滑動抵抗限界値で照査</p>
(3) 支持力	<p>• 剛体バネモデルの鉛直地盤バネ反力を Bishop 法による鉛直支持力の限界値で照査</p> <p style="text-align: right;">             地盤圧力が台形分布の場合: <math>q = \frac{(p_1 + p_2)}{4b} B</math>              地盤圧力が三角形分布の場合: <math>q = \frac{p_1 b}{4B}</math> </p>

表 2.15 性能照査の概要(その2)

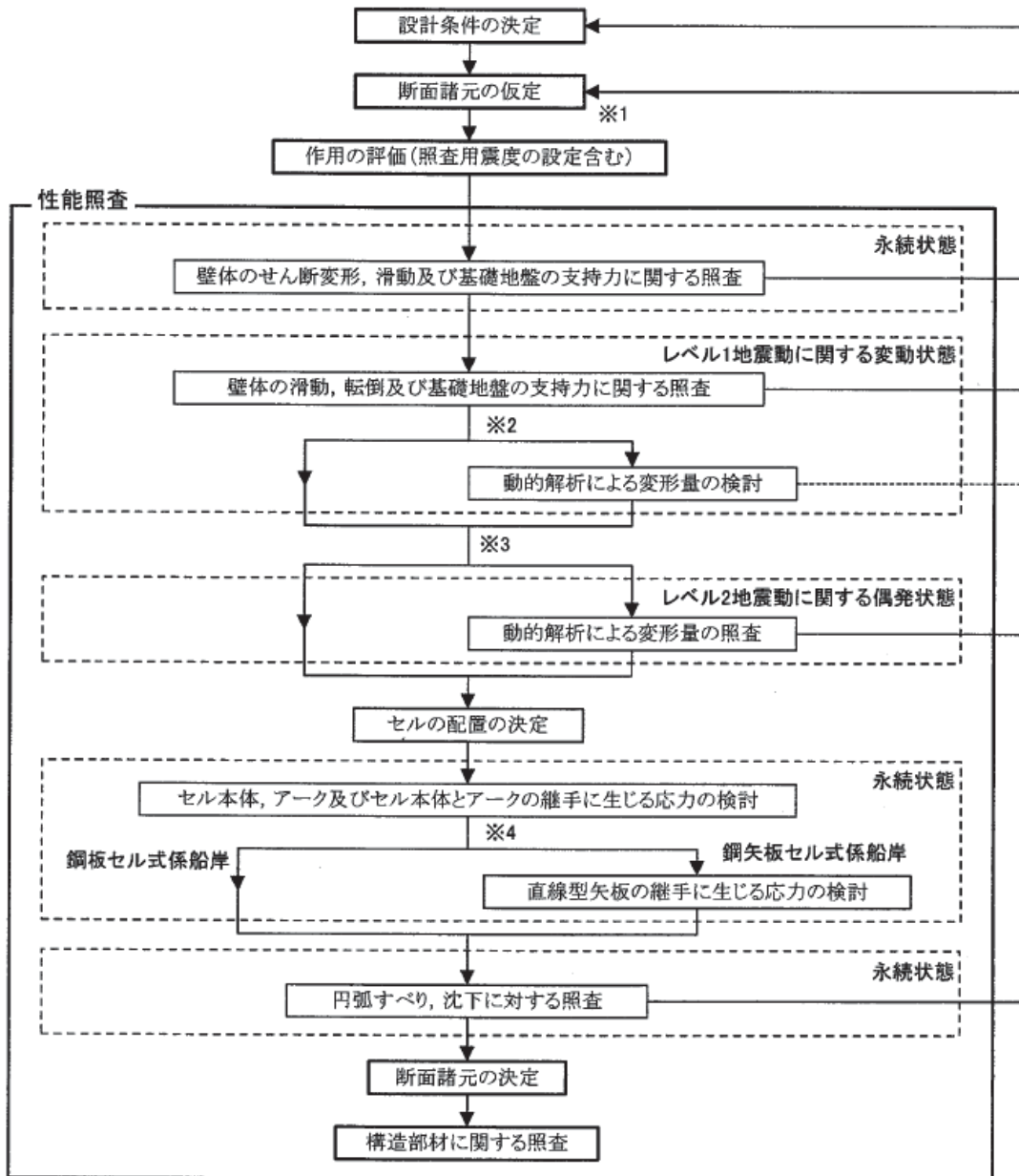
性能照査項目	内容
(4) 天端変形量	<p>・剛体バネモデルのセル天端変位量（傾斜角）と変位量（傾斜角）限界値で照査</p> 
(5) 円弧すべり	<p>・壁体を包括する全体すべり面におけるすべり力を抵抗力の限界値で照査</p> 
(6) 鋼板張力	<p>・円筒体の中詰土圧が作用したときの鋼板応力を限界値で照査</p> 

(1)のせん断変形の照査は、従来からの剛塑性体理論に基づく水平耐力特性を反映したものであるが、根入れに関する模型実験により修正されている。(2)(3)(4)は剛体バネモデルによるロッキング挙動を基本とした地盤反力と極限值に基づく限界値あるいは既往被災事例における被災状況にもとづく変形率(=水平変位/壁体高)の限界値(=1.5%)で照査を行う。ただし、基礎地盤の変形や中詰砂のせん断変形を無視したモデルであることから、実際の残留変位と比較するためには、忠実に地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる2次元地震応答解析を適用することが必要とされている。



(2) 置きセル式岸壁

置きセルを対象とした設計方法の詳細は、巻末の付録資料 1 (「2.10 置きセル式係船岸」(PP1079-1085))に示す。図 2.38 に設計手順を示す。



- ※1: 液状化の影響の評価については表示していないため、別途考慮する必要がある。
- ※2: 必要に応じて、レベル1地震動に対して動的解析による変形量の検討を行うことができる。  
なお、耐震強化施設にあつては、動的解析による変形量の検討を行うことが望ましい。
- ※3: 耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。
- ※4: 鋼矢板セル式係船岸については、直線型矢板の継手に関する照査を行う。

図 2.38 置きセル式岸壁の性能照査手順

(1)のせん断変形の照査は、置き鋼板セルの模型実験をもとにした抵抗モーメント式を適用している。(2)(3)(4)は根入れのない置きセルの模型実験から得られた成果を反映している。また、(5)(6)は根入れのあるセル式岸壁と同じ方法である(表 2.16)。

表 2.16 性能照査の概要

性能照査項目	内容
(1)せん断変形	・セル底面および海底面における変形モーメント $M_d$ を抵抗モーメント $M_r$ で照査 (鋼板置きセルの模型実験をもとにした北島らの方法を適用)
(2)滑動	・底面せん断反力を滑動抵抗限界値で照査 (滑動抵抗限界値は根入れのあるセル式岸壁に同じ)
(3)転倒	・転倒モーメントを抵抗モーメントの限界値で照査
(4)支持力	・転倒モーメントと転倒抵抗モーメントが等しくなった時のセル前趾反力と鉛直支持力の限界値で照査
(5)円弧すべり	・壁体を包括する全体すべり面におけるすべり力を抵抗力の限界値で照査 (根入れのあるセル式岸壁に同じ)
(6)鋼板張力	・円筒体の中詰土圧が作用したときの鋼板応力を限界値で照査 (根入れのあるセル式岸壁に同じ)

### 2.5.3 詳細法（2次元地震応答解析）

詳細法は、地盤～構造物の動的相互作用を考慮することができる有限要素法などの数値解析である。岸壁の地震時挙動は耐震性能を照査する上では、法線直角方向に加振する方がより残留変位を生じることから、奥行き方向には連続して同じ断面とする仮定での2次元有限要素法を適用することが一般的である。これは、数値計算のためのコンピュータハードおよびソフトの能力の制約から、演算時間や前後処理の労力の観点で2次元地震応答解析が現実的であったためである。

2次元有限要素法での時刻歴応答解析では、地盤のせん断剛性や減衰がせん断ひずみの発現に応じて変化することや、間隙水圧の上昇に伴い有効拘束圧が低下し、これに応じてせん断剛性や減衰などが変化すること、あるいは、構造物と地盤との境界面ですべり、剥離が生じること、さらには、加振中の自重作用に伴う岸壁構造物の側方流動現象が再現できることが要求される。既往の研究では、加速度レベルの小さな観測記録に対して等価線形化法の有効性を報告する文献がいくつかあるが、レベル2地震動を想定した強震動に対しては、1%を超える大きなせん断ひずみが生じることとなり、また、背後地での液状化現象も視野に入れる必要があることから、逐次積分法を用いた非線形動的解析が基本となる。平成19年改訂の港湾技術基準では、プログラム **FLIP** を推奨している。これは、既往の岸壁、護岸の被災、無被災シミュレーションにおいて他のプログラムに類を見ないほど実績が多いためである。

**FLIP** は1988年に運輸省港湾技術研究所において開発されたプログラムで、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものとし、これらのせん断面に対し双曲線モデルを適用するマルチスプリングモデルを装備している。また、過剰間隙水圧の発生に関しては、累積塑性せん断仕事に基づいて、液状化の進展に伴う過剰間隙の上昇、有効応力の減少、せん断剛性の低下等の評価している。ただし、構成側における液状化の進行のモデル化（液状化フロントの進展）において非排水条件を前提としており、地盤内の間隙水の移動に伴う地盤挙動の評価は不可能である。

昨今、新たな構成則（カクテルグラスモデル）が導入され、間隙水の移動に伴う地盤挙動の変化も解析上考慮できるようになった。

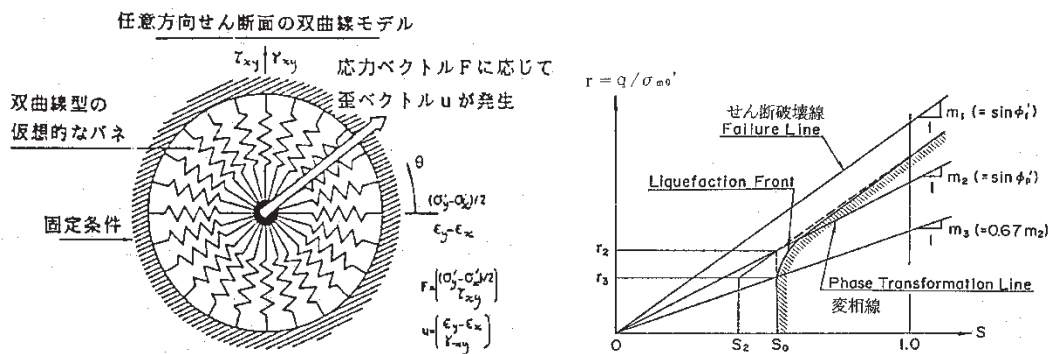


図 2.39 マルチスプリングモデルと過剰間隙水圧上昇モデルの概念図

次に、文献 30) に示される菅野らのモデルの具体を記述する。

鋼板セルは円筒をアークで結合した 3 次元的な構造を有するが、これを梁要素、平面要素、ジョイント要素を用いた 2 次元モデルとするものである (図 2.40)。

- (1) 前面土、中詰土、裏込土は平面要素としている
- (2) 梁①は、「セル殻+アーク鋼板の堤体中心軸回りの単位奥行きあたりの曲げ剛性の 1/2」を有し、軸剛性 (断面積) は十分に小さい仮想梁である。
- (3) 梁②は、「セル殻+アーク鋼板の単位奥行きあたりの軸剛性 (断面積)」を有し、曲げ剛性が十分に小さい仮想梁である。
- (4) 梁③は、梁①~梁②~梁①を水平方向に接続する曲げ剛性が十分大きく、軸剛性 (断面積) が十分に小さい仮想梁である。

このモデルでは、梁①で曲げ剛性を、梁②で軸剛性 (断面積) を表現し、梁③で結合することで構造全体の EI と EA が再現できるように工夫されている。また、セル殻やアークと背後地盤、中詰土、前面地盤との鉛直方向の滑りを表現するためにジョイント要素を配置している。

セル式構造物においては、中詰地盤、セル殻アーク構造体によってせん断力を負担することが設計上の基本思想となっているが、このモデルにおいては、断面積を有している梁②は曲げ剛性を十分に小さくしていることから、せん断力の負担はない。また、梁①に関しても断面積が十分に小さいために、せん断力の負担がない。さらに、梁③の軸剛性も十分に小さく設定することから、やはりせん断力の負担がない。この結果、せん断力は中詰め土のみが負担するモデルとなっている。

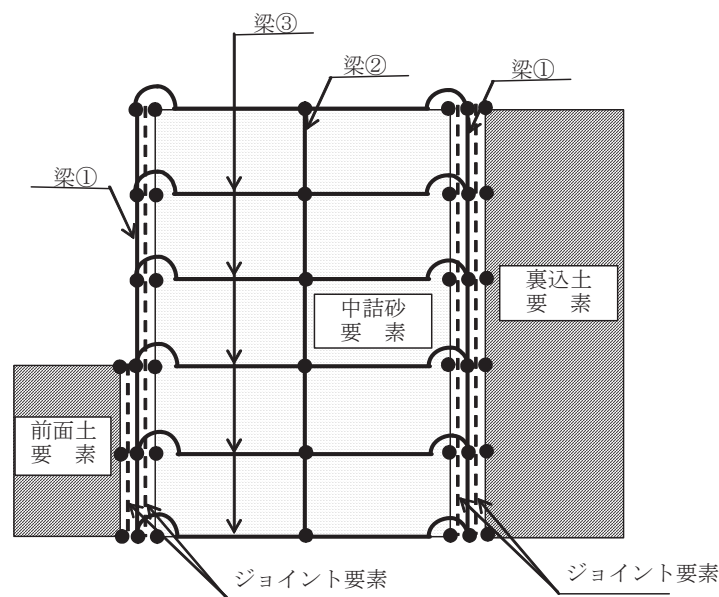


図 2.40 菅野らの鋼板セル 2 次元モデル

#### 2.5.4 その他の方法

護岸や岸壁のような水際にある構造物の地震時は、周辺地盤と構造物の動的な相互作用によって地震時の応答が構造部材と地盤材料の構造物および地盤の地震時挙動を把握あるいは推定するための方法には以下の4つの方法がある。

- 1) 大型振動台模型実験 (1G 場)
- 2) 遠心载荷振動模型実験 (遠心場)
- 3) 数値解析
- 4) 実構造物観測

##### 1) 大型振動台模型実験 (1G 場)

この方法は、なるべく実物大に近い大縮尺模型を振動させるものであり、防災科学技術研究所の **E-difence** が典型的な実験施設の例である。可能な限り実物を対象とするものであるが、施設の規模や能力に制限があるので、スケール効果の影響を極力小さくするため大スケールの模型を構築し、1G 場における相似則を用いて実物大の応答を推定するものである。1G 場での相似則は、飽和した土の骨格、間隙水、矢板や杭、海などの流体に関する釣合、収支バランスの方程式により導出された井合の相似則がよく用いられている。

表 2.17 1G 場での相似則

パラメータ	実物/モデル
長さ	$\lambda$
密度	1
時間	$\lambda^{0.75}$
応力	$\lambda$
間隙水圧	$\lambda$
変位	$\lambda^{1.5}$
加速度	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$
透水係数	$\lambda^{0.75}$

##### 2) 遠心载荷振動模型実験 (nG 場)

この方法は、実物と同じ土中の応力、ひずみが模型で再現するためのものであり、nG 場の遠心場を作り、その状態で模型を加振するものである。相似則は表 2.18 に示すように単純である。ただし、大きな遠心場を作るには回転半径を大きくし、かつ、回転速度を速くすることが必要であり、施設の規模や能力において制限が厳しい。近年では、遠心場の相似則だけではなく、1G 場の相似則と組合せた拡張型相似則が提案され適用される例が多くなってきた。表に組合せた相似則を示す。この考え方によって、大規模な施設であっても模型実験で得られた応答から実物の応答を推定することが可能となってきた。

表 2.18 nG 場での相似則

パラメータ	実物/モデル
長さ	n
密度	1
時間	n
応力	1
間隙水圧	1
変位	n
加速度	1/n
ひずみ	1
透水係数	1/n

表 2.19 1G 場と nG 場の組合せ相似則

相似則	遠心場	1G場	組合せ
	1/nモデル	1/λモデル	(1/n)(1/λ)モデル
長さ	n	λ	nλ
密度	1	1	1
時間	n	λ <sup>0.75</sup>	nλ <sup>0.75</sup>
応力	1	λ	λ
間隙水圧	1	λ	λ
変位	n	λ <sup>1.5</sup>	nλ <sup>1.5</sup>
加速度	1/n	1	1/n
ひずみ	1	λ <sup>0.5</sup>	λ <sup>0.5</sup>
透水係数	1/n	λ <sup>0.75</sup>	λ <sup>0.75</sup> /n

### 3) 数値解析

この方法は、差分法、有限要素法、境界要素法、個別要素法などの数値解析による地盤および構造物の応力変形あるいはひずみ、過剰間隙水圧などを求めるものである。護岸や岸壁のレベル 2 地震動に対する挙動を解析する場合には、せん断ひずみの増大に伴うせん断剛性の低下や減衰定数の増大、過剰間隙水圧の上昇や拘束圧に依存したせん断剛性の低下など、地盤の顕著な非線形性を考慮する必要があり、さらに、構造物の非線形性も考慮することが必要で、場合によっては幾何非線形が要求される場合もある。また、護岸や岸壁は前面側への残留変位を生じる被災形態が確認されており、これらの現象を再現することが大切である。昨今では FEM による 2 次元有効応力法地震応答解析が実用的であり、**GEOASIA**<sup>38)</sup>、**LIQCA**<sup>36)</sup>、**FLIP**<sup>37)</sup>、**UWLC**<sup>39)</sup>などの実績が目立つ。しかし、3 次元となると演算時間が大幅に増え、1 ケース 20 日程度かかることも珍しくない。したがって、静的解析を組合せるなどの簡便化が現実的である。

3 次元的な構造部材の応力変形を扱う方法として、簡便性に配慮して 2 次元地震応答解析と 3 次元静的解析を組み合わせた方法が考えられる。特に、応答変位法や応答震度法などの静的 FEM 解析を用いた設計方法は地中構造物の耐震設計で既に採用されていることから、ここでは、その理論的な背景を整理して示す<sup>40)</sup>。

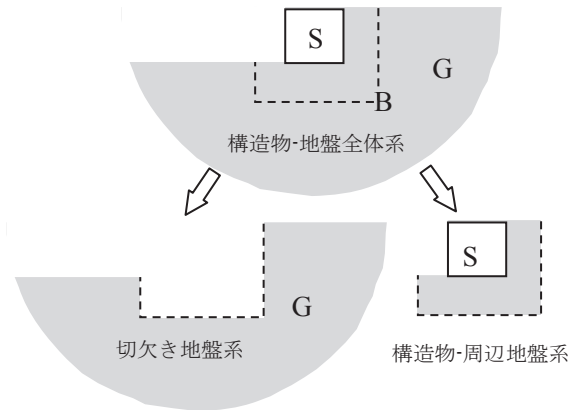


図 2.41 動的サブストラクチャー法の適用

図 2.41 に示すように構造物および近傍地盤を S, 切欠き地盤を G, 近傍地盤と切欠き地盤の境界を B とし, 切欠き地盤との動的相互作用に対して動的サブストラクチャー法を適用すると, 運動方程式は振動数領域において (2.5.9) 式で表される.  $[S]$  は構造物および近傍地盤の動的剛性マトリクスで, (2.5.10) 式のように表される.

$$\begin{bmatrix} [S_{SS}] & [S_{SB}] \\ [S_{BS}] & [S_{BB}] + [S_B^G] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_S\} \\ \{u_B\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_B^G] \{u_B^G\} \end{Bmatrix} \dots (2.5.9)$$

$$[S] = -\omega^2 [M] + i\omega [C] + [K] \dots (2.5.10)$$

ここに,  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  は各々質量, 減衰, 剛性マトリクス,  $\omega$  は円振動数, 下添字 S, B は構造物および近傍地盤, 近傍地盤と切欠き地盤の境界, 上添字 G は切り欠き地盤を示す.  $\{u_S\}$  は構造物および近傍地盤の変位,  $\{u_B\}$  は近傍地盤と切欠き地盤境界における変位を表す. また,  $[S_B^G]$  は地盤インピーダンス,  $\{u_B^G\}$  は切欠き地盤系での入力変位である. 地盤インピーダンスは振動数の関数であるが, 簡単のため振動数に依存しないバネとダッシュポットに置換する.

$$[S_B^G] = [K_{B0}^G] + i\omega [C_{B1}^G] \dots (2.5.11)$$

式 (2.5.10), 式 (2.5.11) より時間領域での動的サブストラクチャー法の運動方程式は (2.5.12) 式のように表わされる. ここに  $\dot{\cdot}$  は時間微分を表し,  $r$  は時間領域における変位を表す.

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} [M_{SS}] & [M_{SB}] \\ [M_{BS}] & [M_{BB}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_S \\ \ddot{r}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{SS}] & [C_{SB}] \\ [C_{BS}] & [C_{BB}] \end{bmatrix} + [C_{B1}^G] \begin{Bmatrix} \dot{r}_S \\ \dot{r}_B \end{Bmatrix} \\
 & + \begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SB}] \\ [K_{BS}] & [K_{BB}] \end{bmatrix} + [K_{B0}^G] \begin{Bmatrix} r_S \\ r_B \end{Bmatrix} \\
 & = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [C_{B1}^G] \dot{r}_B + [K_{B0}^G] r_B \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.5.12)
 \end{aligned}$$

静的解析で簡便に着目時刻の応答を求めることを考えると、最大変位時のように速度の影響が無視できる状態が考えられるため、減衰項を消去する簡易化を導入すると、慣性力項を移項することで(2.5.13)式が得られる。

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SB}] \\ [K_{BS}] & [K_{BB}] \end{bmatrix} + [K_{B0}^G] \begin{Bmatrix} r_S \\ r_B \end{Bmatrix} \\
 & = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [K_{B0}^G] r_B \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} [M_{SS}] & [M_{SB}] \\ [M_{BS}] & [M_{BB}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_S \\ \ddot{r}_B \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2.5.13)
 \end{aligned}$$

(2.5.13)式の左辺は、構造物および近傍地盤ならびに境界面における変位と、境界面におけるバネを含めた剛性マトリクスである。また、右辺第一項は境界面におけるバネと切欠き地盤の境界面における変位である。さらに、第二項は構造物および近傍地盤の慣性力である。

(2.5.13)式は一般化されており、2次元でも3次元でも同じ概念となる。2次元モデルと3次元モデルの剛性が仮にせん断変形に関して等価であった場合には、3次元モデルに、2次元地震応答解析のある時刻における慣性力と境界変位を静的に作用することで、中詰土～セル殻～アーケ系の見掛けのせん断変形が再現され、奥行き方向（岸壁法線方向）の剛性と境界条件にしたがって変形や応力が再配分されるものと考えられる。



#### 4) 実構造物観測

この方法は、注目する構造物の位置に、想定する地震動が襲来することは現実的とはいえないが、当該施設での中小地震の観測を通して応答性状を確認することが可能であり、セル式の構造物でもいくつか報告がある。また、摩耶ふ頭岸壁のように被災後の写真・測量調査などにより変形状況を推定することが可能ではあるが、震度階6強～7程度に相当するような強烈な加速度時刻歴が類似構造物で運よく観測された場合に、構造物の変位やひずみ、地盤の加速度や過剰間隙水圧をモニタリングすることにより地震時挙動を把握する方法がある。第3章に紹介する横浜港南本牧ふ頭MC3岸壁において、東北地方太平洋沖地震（2011年、Mw9.0）での観測記録は残念ながら得られなかった。

以上、1)～4)の方法は各々長所短所があり、摩耶ふ頭における現地調査結果、現地被災を再現する模型実験と数値解析を組合せることにより客観的にパラメータを設定でき、高精度な耐震性評価ができたという実績からすれば、未解明な挙動については各々の組合せで評価することが望ましい。

## 2.6 まとめ

本章では、セル式構造物の主な施工実績、既往の研究、被災事例、現行基準における設計方法について整理を行った。

- (1)セル式構造物には鋼矢板を用いて構築する「鋼矢板セル」と、鋼板を溶接して構築する「鋼板セル」がある。また、根入れを有する「根入れセル」と根入れのない「置きセル」がある。現在では、急速施工法として「プレハブ鋼矢板セル工法」「根入れ式鋼板セル工法」が既に確立し実績も豊富である。
- (2)セル式構造物に関する既往の研究では、剛塑性体の挙動に着目した水平耐力特性について多く研究され、せん断変形の照査、剛体バネモデルによる照査方法が設計基準に反映されている。現行の平成19年改訂港湾技術基準では、「鋼矢板セル」、「根入れ鋼板セル」、「置き鋼板セル」は、「根入れを有するセル」「置きセル」に集約されている。
- (3)セル式構造物は、港湾施設が被害を受けた既往の被害地震において、兵庫県南部地震(1995年、M7.3)以外はほとんど被災していない。神戸港摩耶ふ頭岸壁の被災事例に対する菅野らの研究によって、現地調査、観測記録などを踏まえた模型実験と数値解析を組み合わせた評価方法がレベル2地震動に対する有効な検討方法とされている。
- (4)現行の港湾技術基準は性能規定型となっており、鋼板セル式岸壁の設計は、土圧や自重作用時の永続状態、レベル1地震動作用時の変動状態に対して使用性が要求され、既往の設計法である簡便法(震度法)を適用し、レベル2地震動作用時の偶発状態に対しては修復性、安全性が要求され、地盤～構造物の動的相互作用を考慮した数値解析や模型実験を適用して照査することを推奨している。
- (5)セル式岸壁のレベル2地震動作用による偶発状態の性能規定は、岸壁法線の変形量で使用性や修復性に配慮した限界値を設定して照査を行うが、地震動の大きさによってはレベル2地震動が支配的になる可能性があり、その場合、大水深の岸壁構造物においてはセル殻やアーク、継手等の損傷状態を照査することが大切である。
- (6)現行の港湾技術基準における岸壁構造物の照査用震度は、岸壁背後地盤の応答加速度波形の周波数特性や継続時間と構造物の残留変位量ならびに基礎地盤の地盤改良の有無などによって計算するものであり、セル式岸壁は重力式と同じ算出式を適用している。

- (7) 2次元有効応力地震応答解析における菅野らの解析モデルは、セル殻およびアークの剛体変位と中詰のせん断変形を表現するモデルであるが、基礎地盤が置換砂の条件での事例であり、地盤改良された条件に対しては検証が必要である。
- (8) 永続状態における円筒体フープテンションによって、セルとアークの肉厚を決定しているが、レベル2地震動作用時における3次元的な挙動および限界状態は確認されていない。

---

## 参考文献

- 1)ISO2394 : General Principales on reliability for structures,1998.
- 2)土木学会：包括設計コード(案)，（性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則，2006.
- 3)地盤工学会：性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則，2006.
- 4)野津，長尾：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性，港湾空港技術研究所資料 No.1112，2005
- 5)防災科学技術研究所強震観測網など (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- 6)国土交通省港湾局港湾地域強震観測システム (<http://www.mlit.go.jp/kowan/kyosin/eq.htm>)
- 7)国土技術政策総合技術研究所港湾施設研究室 (<http://www.nilim.go.jp/engineer/index.html>)
- 8)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 9)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
- 10)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1990.
- 11)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979.
- 12)日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967-1968.
- 13)日本港湾協会：港湾工事設計要覧，1959.
- 14)立石哲郎：Cellar Bulkhead の設計法，土と基礎，Vol.3，No.8，pp49-55，1955.
- 15)林聰，宮島信雄：各種繫船岸の振動性状に関する研究（第4報），運輸技術研究所報告，第11巻，第3号，pp.101-112，1961.
- 16)北島昭一：セル岸壁の安定性に関する研究，運輸省運輸技術研究所報告，Vol.12，No.3，1962.
- 17)石綿知治：プレハブ鋼矢板セル工法，鹿島出版会，1978
- 18)北島昭一，野田節男，中山種清：根入れ鋼板セルの静的挙動，港湾技研資料，No.375，1981.
- 19)野田節男，北澤壯介，飯田毅，森信夫，田淵博：根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第21巻，第3号，pp.79-167，1982.
- 20)プレハブ鋼矢板セル工法研究会：プレハブ鋼矢板セル工法研究会調査研究報告書，1983.
- 21)高橋邦夫，野田節男，神田勝巳，三浦聡，水谷太作，寺崎滋樹：鋼矢板セルの水平載荷実験その1 静的挙動，港湾技術資料，No.638，1989.
- 22)野田節男，高橋邦夫，神田勝巳，寺崎滋樹，三浦聡，水谷太作：鋼矢板セルの水平載荷実験その2 動的挙動，港湾技術資料，No.639，1989.
- 23)野田節男，倉田栄一，飯田毅，武藤裕之，吉田洋二郎，萩野秀雄：根入れ鋼板セル護岸の地震観測，港湾技研資料，No.648，1989.
- 24)中村充裕，上部達夫：根入れ鋼板セル護岸の地震観測と地震応答解析，港湾技研資料，No.932，1999.
- 25)飯田毅：根入れ鋼板セル護岸の耐震設計と施工に関する基礎的研究，京都大学博士学位論文，1986.
- 26)片山猛雄，中野祐治，蓮見隆，山口孝市：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技研資料，No.93，1969.
- 27)北島昭一，上部達夫：矢板岸壁地震時被災の分析，港湾技術研究所報告，第18巻，第1号，pp.67-127，1979.
- 28)富隆昌，善巧企，外山進一，上部達生，井合進，菅野高弘，寺内潔，横田弘，藤本健幸，田中祐人，山崎浩之，小泉哲也，長尾毅，野津厚，宮田正史，一井康二，森田年一，南兼一郎，及川研，松永康

- 
- 男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 29) 上部達生, 篠澤巧, 松永康男: 神戸港の各種岸壁の被災変状分析, 第2回 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp243~pp250, 1997.
- 30) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 油井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, E-3, pp.1867-1872, 1998.
- 31) 沿岸開発技術研究センター: 鋼矢板セル設計マニュアル, 1990.
- 32) プレハブ鋼矢板セル工法研究会: プレハブ鋼矢板セル工法工事実績一覧表, 1997.
- 33) 根入れ式鋼板セル協会: 根入れ式鋼板セル工法設計・施工マニュアル, 2005.
- 34) 根入れ式鋼板セル協会: 施工実績一覧, 2012. (<http://www.steel-cell.jp/>)
- 35) アジア航測株式会社, 阪神・淡路大震災航空写真撮影・編集グループ: 阪神・淡路大震災航空写真集, 1995.
- 36) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83, 1990.
- 37) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, No.52, pp.209-245, 1994.
- 38) T., Noda, A., Asaoka, M., Nakano: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008
- 39) Li, Q.: Development of a new finite element program for liquefaction analysis of soils and its application to seismic behavior of embankments on sandy grounds, 群馬大学学位論文, 1999.
- 40) 立石章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441, pp.157-166, 1992.
- 41) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宣, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No.310, 2006.
- 42) 北詰昌樹, 長尾毅: 深層混合処理地盤の性能設計法導入に向けた検討について, 港湾空港技術研究所報告, 第46巻, 第1号, pp.3-44, 2007.
- 43) 北詰昌樹, 長尾毅: サンドコンパクションパイル改良地盤の性能設計法導入に向けた検討について, 港湾空港技術研究所報告, 第46巻, 第1号, pp.45-71, 2007.
- 44) 柴田大介, 長尾毅: レベル1地震動に対する根入れセル式岸壁の耐震性能照査用震度の設定方法, 国土技術政策総合研究所資料 No.562, 2010.
-

## 第3章 現行設計法による断面検討

### 3.1 はじめに

本章では、耐震強化岸壁(幹線貨物輸送対応)に位置づけられる横浜港南本牧 MC-3 岸壁(図 3.1) を例にとりて、現行基準に示される簡易法(震度法)および詳細法(地盤-構造物の動的相互作用を考慮した 2 次元地震応答解析)による耐震性能照査結果<sup>1)~5)</sup>を示し、さらには 3 次元静的解析を用いた応答変位法によるセル殻、アーク、継手の耐震性能照査を行い、課題の抽出を行う。

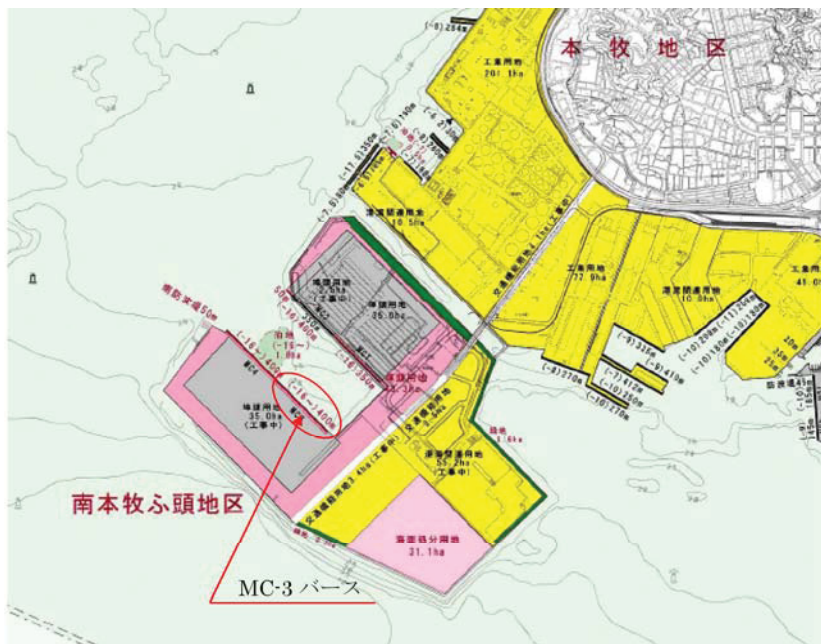


図 3.1 横浜港南本牧ふ頭 MC 岸壁案内図

### 3.2 検討条件

#### 3.2.1 一般

MC-3 パースの岸壁延長区間 ( $L=480m$ ) は、基盤となる土丹層の不陸が著しく、その上部に堆積する沖積粘性土層とともに複雑な地盤条件となっている。また、現況水深が $-27\sim-30m$ と深く、計画水深が $-16m$ 以上となっているため、人工的にかなり大規模な岸壁構造物を構築することとなる。さらに、幹線貨物輸送対応の耐震強化施設(特定)のコンテナバースとして位置づけられているため、レベル2地震動に対する性能規定値をコンテナクレーンの機能に配慮して設定する必要があった。

当該地におけるレベル2地震動は関東地震(1923年,  $M7.9$ )の再来を想定した極めて大きなスペクトル特性を有する波形であるため、相当量の残留変形が生じることが予測された。仮に $20m$ の壁高を有する重力式岸壁では $3^\circ$ の傾斜が生じた場合であっても剛体変位によって $20m \times \tan 3^\circ = 1.0m$ の水平変位が生じることとなる。また、地盤条件の変化を考慮すれば法線方向に

も不等な水平・鉛直変位が発生する可能性が高く、コンテナクレーンの機能維持を目標に掲げることは現実的ではないと考えられた。このため、崩壊などのように、人命に及ぼす影響という観点での地震時安全性は最低限確保することを前提とするが、平常時の保守管理値から判断すると、一時的な機能停止はやむを得ないと考え、地震後の軽微な修復により係留および荷役機能を回復できるという使用性・復旧性に配慮した性能を目標とすることにした。ここでいう軽微な修復とは、復旧時間として1週間程度で機能回復可能な対応と位置付けた。

### 3.2.2 要求性能

対象施設は、幹線貨物輸送対応の耐震強化施設（特定）であり、要求性能は以下のとおりとなる。レベル2 偶発状態に対する要求性能は、「平成19年度 港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、H19 港湾技術基準と略記）により修復性としている。

- 1) 船舶の安全かつ円滑な利用及び貨物の安全かつ円滑な荷役が行えること。
- 2) 自重、土圧、船舶の接岸及び牽引による作用、レベル1 地震動、載荷重その他の作用による損傷等が、施設の機能を損なわず継続して使用できる程度であること。（使用性）
- 3) レベル2 地震動の作用による損傷等が、軽微な修復により施設の機能を回復することができる程度に留まること。（修復性）

### 3.2.3 レベル2 地震動作用時の偶発状態における性能規定

既往の被災事例では兵庫県南部地震(1995, M7.3)での残留水平変位量や傾斜角、隣接する構造体とのズレなどと施設の係留機能および荷役機能との対比をすることが具体的な性能規定値を設定することにつながると考えられた。

図 3.2 は兵庫県南部地震において被災したポートアイランドおよび六甲アイランドの残留水平変位量とクレーンを暫定供用したバース、ならびに、当該採用構造形式であるセル構造岸壁であった麻耶ふ頭岸壁の被災状況を示している。これによると、岸壁の残留水平変位量が 1.5m～5m であっても暫定供用していたことが明らかである。また震災直後の緊急物資海上輸送に多く使用された新港突堤地区においては、岸壁変形量が 1m 以上(最も大きい場合は 2m 以上)の施設にも緊急用船舶が係留されていたことが報じられている<sup>6)</sup>。さらに麻耶ふ頭地区に設置されていた鋼板セル構造の事例<sup>8)</sup>によれば、水深-10～-12m の鋼板セル岸壁が 100～400cm 程度前面側に移動し、50～100cm 沈下しているが、アーク、継手ともに損傷しておらず、構造体の安定性は確保されていることが確認されている。これらの事例から本岸壁では、構造体が安定性を保ち、かつ、船舶の接岸が可能であれば、残留水平変位量が一般的に許容値として設定されることが多い 1.0m を超えても許容できるものと判断した。

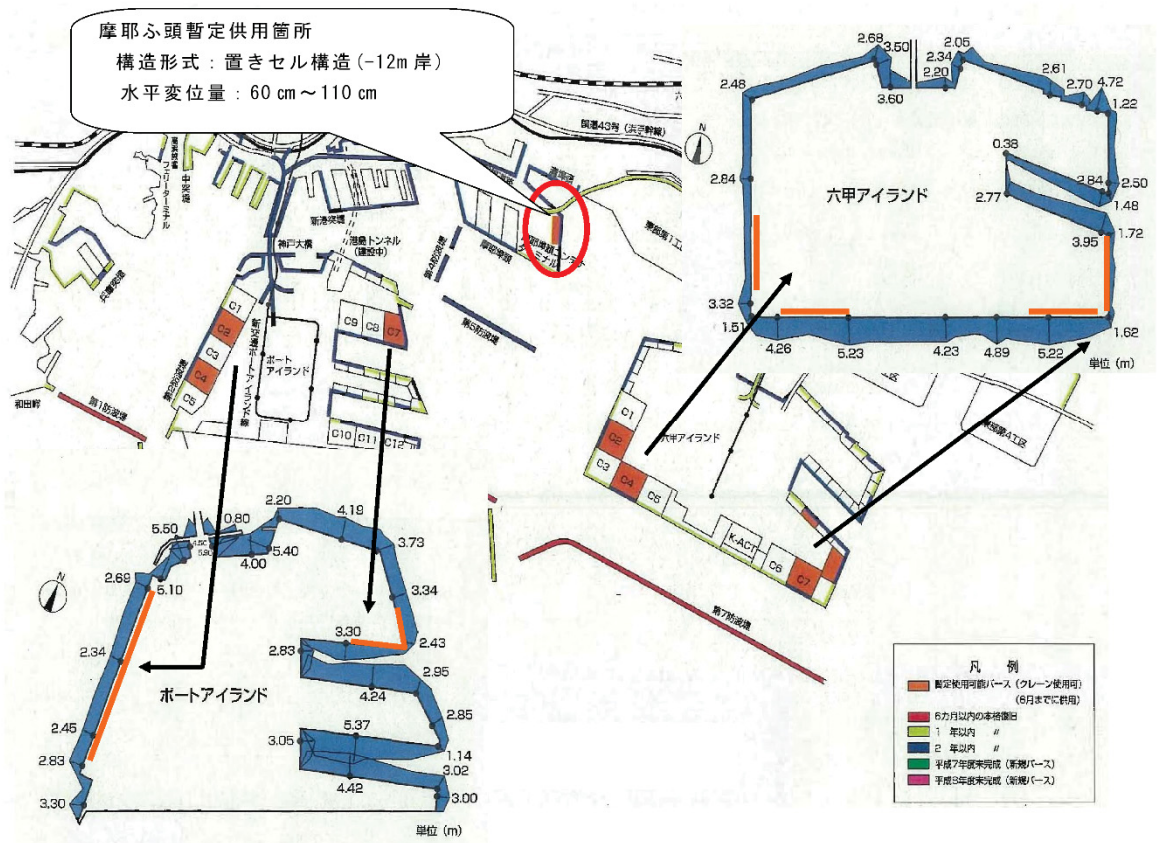


図 3.2 兵庫県南部地震における被災事例

次に、岸壁法線の出入り量は2次元地震応答解析によって直接想定することが困難である<sup>4)</sup>。本岸壁では、図 3.11 に示すように軟弱地盤層厚が法線上で大きく変化するため、工区分けを行い、各々の断面で計算される残留変形量により相対量を評価することとした。

本岸壁の対象船舶は10万DWT級であり、船長は350mである。地震時に法線の凹凸が生じて、それによるはらみ出し量が防舷材の変形吸収量以下であれば、船舶の利用は可能である(図 3.3)。防舷材の高さは類似岸壁の事例では110cm、変形吸収量は46.5%で約50cmである。このため性能規定としては、法線のはらみ出し量を約50cm以内に抑えることとした。

荷役機械の損傷状態については兵庫県南部地震における被災事例の確認を行った。軽微なものは脚部の部品の交換程度の損傷で済んでいるが、重度なものでは脚部材の座屈等の損傷(写真 3.1)に至っており、損傷の要因はレールスパンの開きによる損傷、脱輪による部品の破損であった(図 3.4)<sup>8)</sup>。

クレーンの脚部材の損傷は、部材の座屈に直結し、部材交換等長期間の補修に結びつきやすいので避けるべきであるが、走行装置の部品交換は予備部品や交換用機器の常備により短期間の修理が可能と思われた。



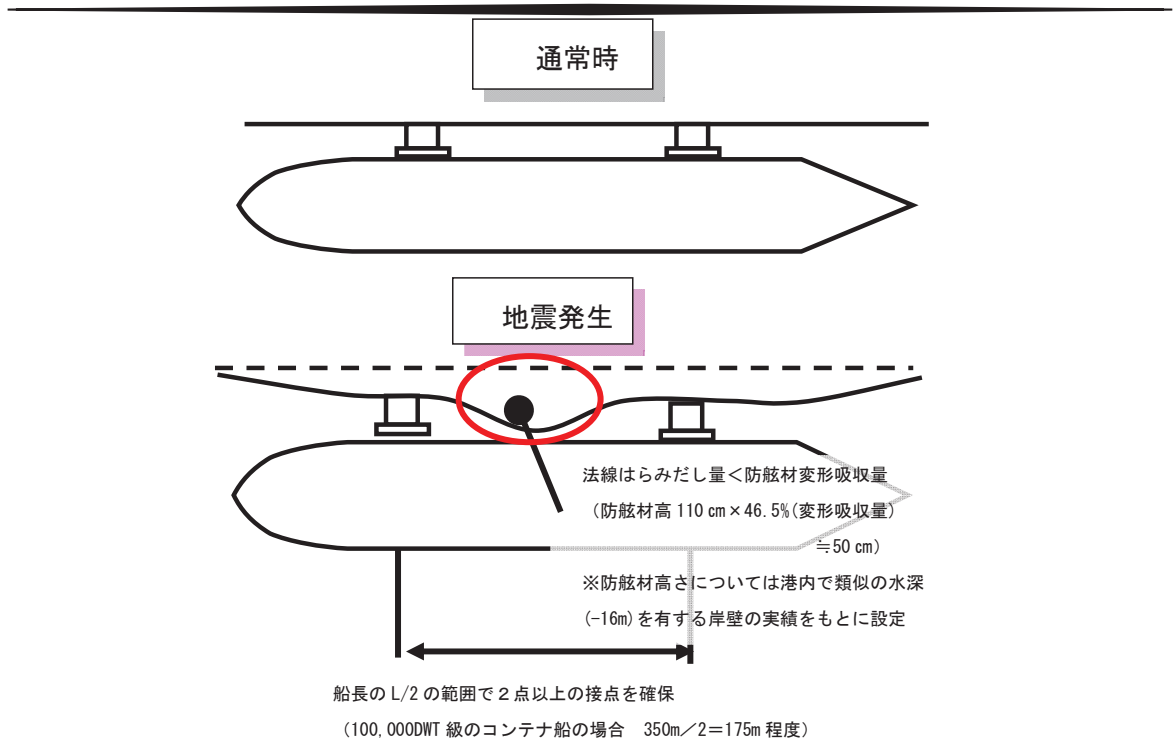


図 3.3 船舶の接岸性



写真 3.1 クレーン脚損傷と脱輪の事例 (六甲アイランド)

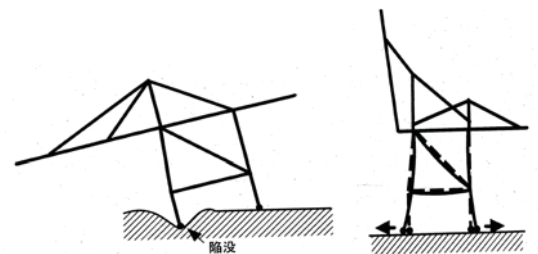


図 3.4 クレーンの被災パターン

参考として既存の荷役機械の耐震性能について調査を行った。国内では横浜港本牧BCや東京港大井ふ頭に代表されるように大規模なクレーンは免震装置を装備する、いわゆる免震クレーンが一般的である。

表 3.1 は各メーカーで想定しているレール間の相対水平変位量である。これによると、クレーン構成部材が 30～50cm の変形を吸収し、免震装置で 50～60cm の変形を吸収することが可能となっている。したがって、レール間の相対変位量を 100cm 程度に抑えることを目標にすれば現実的な対応が可能であると考えられた。

地震後の荷役再開については海側陸側ともクレーン軌道を常時の管理限界内（高低差除く）に回復させることが前提となる。表 3.2 に既往の荷役機械にて対応可能な高低差調整範囲を示す。これによると、40 cm～80 cm の調整能力があることが確認できる。

表 3.3 に横浜港南本牧ふ頭 MC-1 において実施されたクレーン基礎補修工事に要した期間を示す。軽微な修復をレールの敷き直し程度と考えると、アスファルトモルタル撤去に 1 日、レール取替えに 3 日（昼夜作業）、アスファルトモルタル復旧で 1 日の実績から、概ね 1 週間程度で作業が完了する。このことから、図 3.6 の例のようにレール溝及びベースプレートに設計時の変形量を吸収できる余裕代を設けた構造とすることで地震発生後も軽微な修復の範囲で機能回復が可能であると考えられた。



写真 3.2 免震クレーンの例

表 3.1 各メーカー想定 of レール間相対水平変位量

メーカー	免震部分	構造部分
A社	60 cm	40 cm
B社	60 cm	30 cm
C社	50 cm	30 cm
D社	50 cm	50 cm

表 3.2 レールスパン・高低差の調整機構能力

港名	スパン	高低差
横浜港 MC-1・2	各脚外側 20 cm	海側 ↓ 50 cm
		陸側 ↑ 30 cm
六甲 C-4・5	各脚外側 23 cm	各脚 ↑ ↓ 20 cm

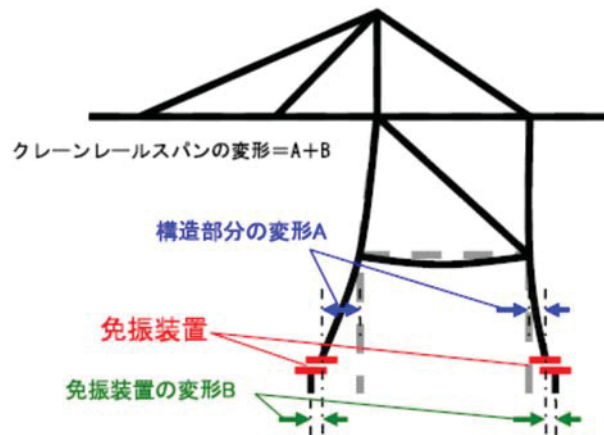


図 3.5 免震クレーンの変位の考え方

表 3.3 クレーン基礎補修工事に要した期間 (MC-1 実績)

各工種の所要期間(のべ日数、工事は5ヶ月程で完了)	
アスファルトモルタル撤去	約 1日
陸側既設固定装置撤去	約120日
レール溝拡幅	約 90日
陸側固定装置取付	約 40日
拡幅プレート取付	約 30日
レール取替	約 3日(昼夜)
アスファルトモルタル復旧	約 1日

※本事例の場合、レールの相対的なスパン長が当初想定していた変位(約50mm)よりも大きくなったため固定装置取付・撤去等も含めた大がかりな補修を行っている

※クレーン用レール(GR100kg)はメーカーヒアリング(新日鐵)によれば在庫のストックは行っていないため、注文生産となる(生産ローンは3ヶ月/回の割合)。  
このことより、地震発生時にレールの変形が想定される場合は、資材のストックが必要となる。

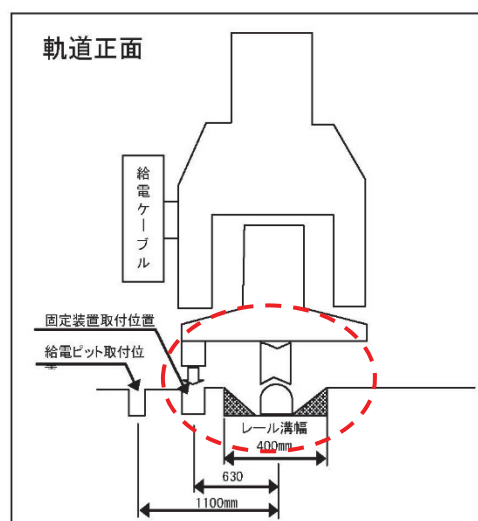


図 3.6 ベースプレートとレール溝の幅 (例)

表 3.4 は文献 7) を参考に整理した鋼板セル式岸壁の被害程度を示す目安値である。海底面から岸壁天端までの高さを 30m (海底面-26m, 天端+4m) と仮定して変形率より天端水平変位量を計算している。これらも参考にしながら, レベル 2 地震動作用時の偶発状態における岸壁の性能規定を表 3.5, 図 3.7 のように設定した。

岸壁本体の残留変形は荷役機能保持で制限されるため, 岸壁本体の残留水平変位量 1.5m 程度, 傾斜角 3° を目安値とした。また, 構造体の安定性が確保されていれば鋼板および継手部の塑性化は許容するものとした。

クレーン自体が脱輪・転倒に至らないことも 1 週間程度の復旧時間を満足するための要件とした。さらに, 残留変位の発生に伴って発災後短時間のうちにレールを敷き直す必要があり, 写真 3.3 に示すような余裕代を持つ溝を設け, ベースプレートにスリットを入れるなど, 復旧性を向上させる工夫が大事である。これらの配慮を行い, さらに免震クレーンを前提とした上でクレーンレール基礎の最大水平相対変位を 100cm, 残留鉛直相対変位を 50cm とした。ただし, 地震後の敷き直しによってクレーン荷重が偏心载荷されることとなるため, 平常時の要件を満足できることも確認することとした。

本研究では, セル殻およびアーク, 継手の地震時挙動および解析方法に着目するため, クレーンに関する検討部分は割愛して示した。

表 3.4 鋼板セル式岸壁の被害程度を示す目安

許容被害程度			被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV
構造物被害 (直接被害)			無被害～ 軽微な被害	限定的な被害	著しい被害	構造損失
機能被害 (間接被害)			機能維持～ 軽微な機能低下	短期間の機能停止	長期間の機能停止 ～機能喪失	機能喪失
残留変位	セル本体	法線変形率 (d/H)	0～1.5% (～45cm)	1.5～5% (45～150cm)	5～10% (150～300cm)	10%～ (300cm～)
		海側への残留傾斜角	0～3°	3°～5°	5°～8°	8°～
	エプロン	エプロン上の段差	3～10cm	—	—	—
		エプロンと背後地盤 間の段差	30～70cm	—	—	—
		海側への傾斜角	2°～3°	—	—	—
地震時最大応 力・ひずみ	セル本体	鋼板	弾性限界以内	弾性限界以内	許容ひずみ未満	許容ひずみ以上
	セル継手	セル殻アーク (接続継手)	弾性限界以内	許容ひずみ未満	許容ひずみ以上	許容ひずみ以上

表 3.5 レベル2地震動作用時の偶発状態における性能規定

構造物	性能指標	制限値
岸壁本体	天端の残留水平変位	100~150cm程度(目安)
	岸壁(壁体)の残留傾斜角	3°程度(目安)
	躯体の損傷状態	構造体の安定が確保
	継手等の損傷状態	構造体の安定が確保
クレーン本体	部材応力	クレーンの安定が確保
	安定性	クレーンの転倒・脱輪なし
クレーンレール基礎	最大相対水平変位	100cm
	残留相対鉛直変位	50cm

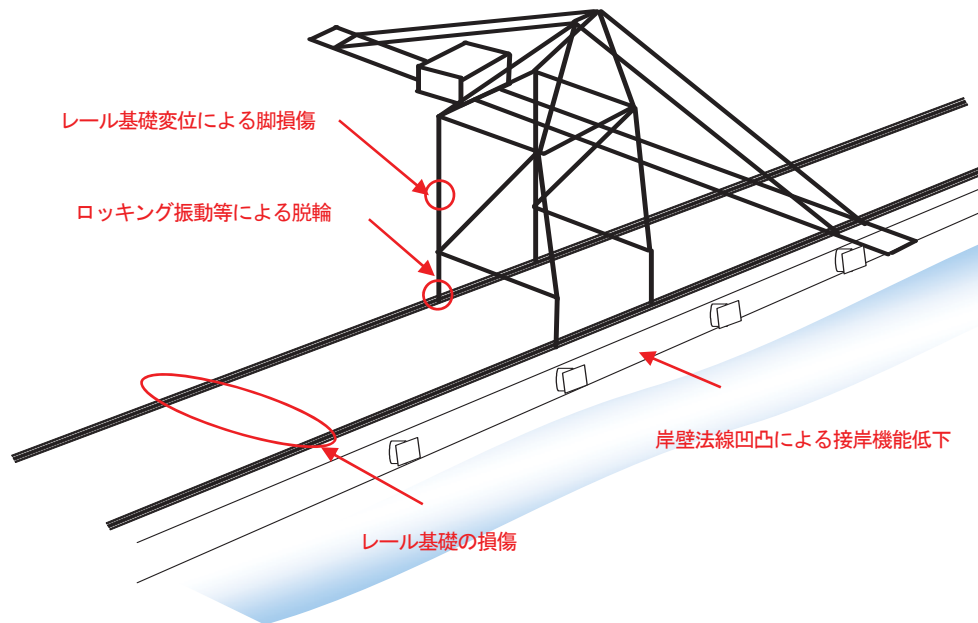


図 3.7 想定されるレベル2地震時の被災状況



写真 3.3 ベースプレートにスリットを入れた例

### 3.2.4 設計条件

以下に設計条件を示す。

#### (1) 計画条件

計画水深	-16.0 m 以上
設計水深	-16.0 m 以上
岸壁延長	MC3 バース 480m (400m+50m +30m)
岸壁天端高	+4.0 m
エプロン幅	61.5m ~ 150.0m
エプロン勾配	0.5/100 (=1/200)

#### (2) 対象船舶

港湾計画では以下の対象船舶条件となっている。

総トン数 (GT)	88,170 トン
重量トン数 (DWT)	100,000 トン
全長 ( $L_{OA}$ )	350.0 m
垂線間長 ( $L_{PP}$ )	335.0 m
型幅 (B)	42.8 m
満載吃水 (d)	14.7 m

主要コンテナ船社の投入予定の超大型船に対応する観点では、なるべく大型船の実績をアピールする目的があり、MC-2 バースにおける実績が示されている。

総トン数 (GT)	170,000 トン
重量トン数 (DWT)	158,000 トン
全長 ( $L_{OA}$ )	398.0 m
垂線間長 ( $L_{PP}$ )	376.0 m
型幅 (B)	56.0 m
満載吃水 (d)	16.0 m
最大排水量 ( $M_S$ )	218,000 トン

#### (3) 接岸速度

$$v = 0.10 \text{ (m/sec)}$$

#### (4) 設計供用期間

50 年

(5) 鋼材の防食対策および腐食速度

鋼材の防食対策を以下に示す.

L. W. L. -1m 以深	電気防食工法
L. W. L. -1m 以浅	塗覆装工法

また, 腐食速度(mm/年)は各腐食環境において以下のとおりである. (電防なし)

海中部(L. W. L. -1m~海底部)	0.20
土中部	0.03
陸側 (R. W. L. 以浅)	0.03
陸側 (R. W. L. 以深)	0.02

(6) 潮位

H. W. L.	: +2.00m
M. S. L.	: +1.40m (平均潮位)
L. W. L.	: +0.00m
R. W. L.	: +0.67m (重力式等の高排水性壁体) +1.33m (矢板式等の低排水性壁体)

(7) 材料

主な材料の単位体積重量

鉄筋コンクリート	24.0 (kN/m <sup>3</sup> )
無筋コンクリート	22.6 (kN/m <sup>3</sup> )
プレストレストコンクリート	24.5 (kN/m <sup>3</sup> )
舗装コンクリート	24.0 (kN/m <sup>3</sup> )
鋼材	77.0 (kN/m <sup>3</sup> )
海水	10.1 (kN/m <sup>3</sup> )

コンクリートの設計基準強度  $f'_{ck}$

栈橋上部工及びケーソン	30 (N/mm <sup>2</sup> )
上部工 (クレーン) 梁	24 (N/mm <sup>2</sup> )
護岸上部工 (無筋)	18 (N/mm <sup>2</sup> )

表 3.6 石材のせん断抵抗角と単位体積重量

	せん断抵抗角(°)	水面上	水面下
		(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
基礎捨石	40	18.0	10.0
裏込石	35	18.0	10.0
砂岩ズリ	30	18.0	10.0
硬質砂岩	35	18.0	10.0
中詰砂	—	18.0 (飽和)	

表 3.7 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

	エプロン上 (w1)	エプロン敷背後 (w2)
永続状態	20	30
接岸時	20	30
牽引時	20	30
暴風時	20	30
レベル1 地震時	10	20
レベル2 地震時	10	20

#### (8) コンテナクレーン輪荷重

使用するコンテナクレーンは、国内最大級の世界最大級メガコンテナクレーンとし、免震装置を備えた構造とする。以下のクレーン仕様は暫定的なものである。

定格荷重	80t
クレーン形式	コンテナクレーン(22列型)
耐震仕様	免震タイプ
アウトリーチ	60m
スパン	30m
バックリーチ	22m
走行ホイールベース	21.9m
走行車輪数(海側)	8輪/コーナー
走行車輪数(陸側)	8輪/コーナー
クレーン自重	1,915 t



表 3.8 コンテナクレーン荷重条件

1.輪圧 (kN/輪)				備考
鉛直方向		海側	陸側	
作業時	海側最大	1049.7	853.5	トrolley位置:アウトリッチ,風速:16m/s
	陸側最大	961.4	902.5	トrolley位置:バックリッチ,風速:16m/s
休業時 (暴風時)	海側最大	1177.2	1304.7	風速:60m/s
	陸側最大	951.6	1540.2	風速:60m/s
地震時 (荷役時)	海側最大	1579.4	784.8	トrolley位置:アウトリッチ, kh=0.20G
	陸側最大	951.6	1402.8	トrolley位置:バックリッチ, kh=0.20G
地震時 (休業時)	海側最大	794.6	1618.7	kh=0.20G,地震の方向:走行方向
	陸側最大	794.6	1618.7	kh=0.20G,地震の方向:走行方向
水平方向		海側	陸側	
作業時	レール直角	73.6	73.6	風速:16m/s
	レール平行	49.1	41.2	風速:16m/s
休業時	レール直角	57.9	119.7	風速:55m/s
	レール平行	108.9	101	風速:55m/s
地震時 (荷役時)	レール直角	122.6	122.6	kh=0.20G
	レール平行	151.1	140.3	kh=0.20G
地震時 (休業時)	レール直角	117.7	117.7	kh=0.20G
	レール平行	76.5	157.9	kh=0.20G
2.最大引抜力 (kN/コーナー)		5768.3		金物2ヶ当り,風速:55m/s
3.最大逸走力 (kN/レール)		1677.5		金物2ヶ当り,風速:55m/s
4.最大ジャッキアップ力 (kN/コー)		6435.4		金物2ヶ当り,風速:16m/s
5.衝突力 (kN/ストッパ)		1667.7		走行速度50m/min

岸壁法線より 4m, レールゲージ 30m

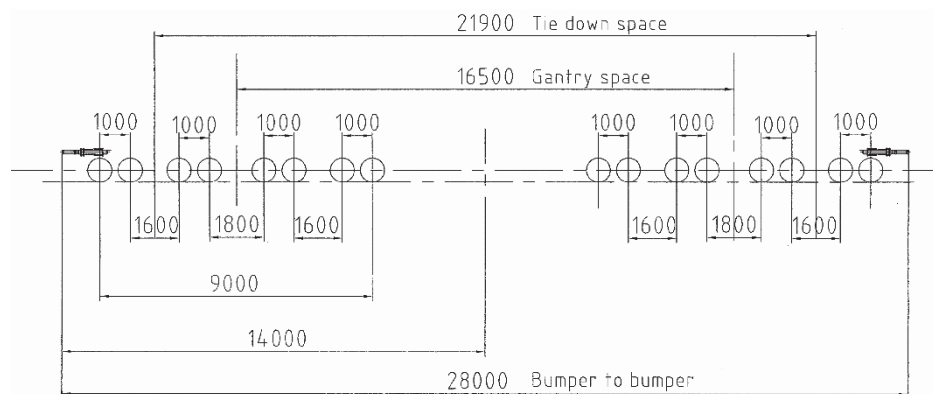


図 3.8 ホイールベース及び車輪位置

(9) 船舶牽引力

総トン数 170,000 GT より

- 係船直柱 P=2000 (kN) (バース両端に 1 基ずつ設置)
- 係船曲柱 P=1000 (kN) (約 20m 間隔に設置)

(10) 潮位

H. W. L : +2.00 m

M. S. L : +1.40 m (平均潮位)

L. W. L : +0.00 m

R. W. L : +0.67 m (重力式; 壁体の排水が良い場合は, 前面潮位差の1/3とする.)

+1.33 m (矢板式; 壁体の排水が良くない場合は, 前面潮位差の2/3とする.)

(11) 深浅図

深浅図より, 現在水深は概ね -27m ~ -30m 程度.

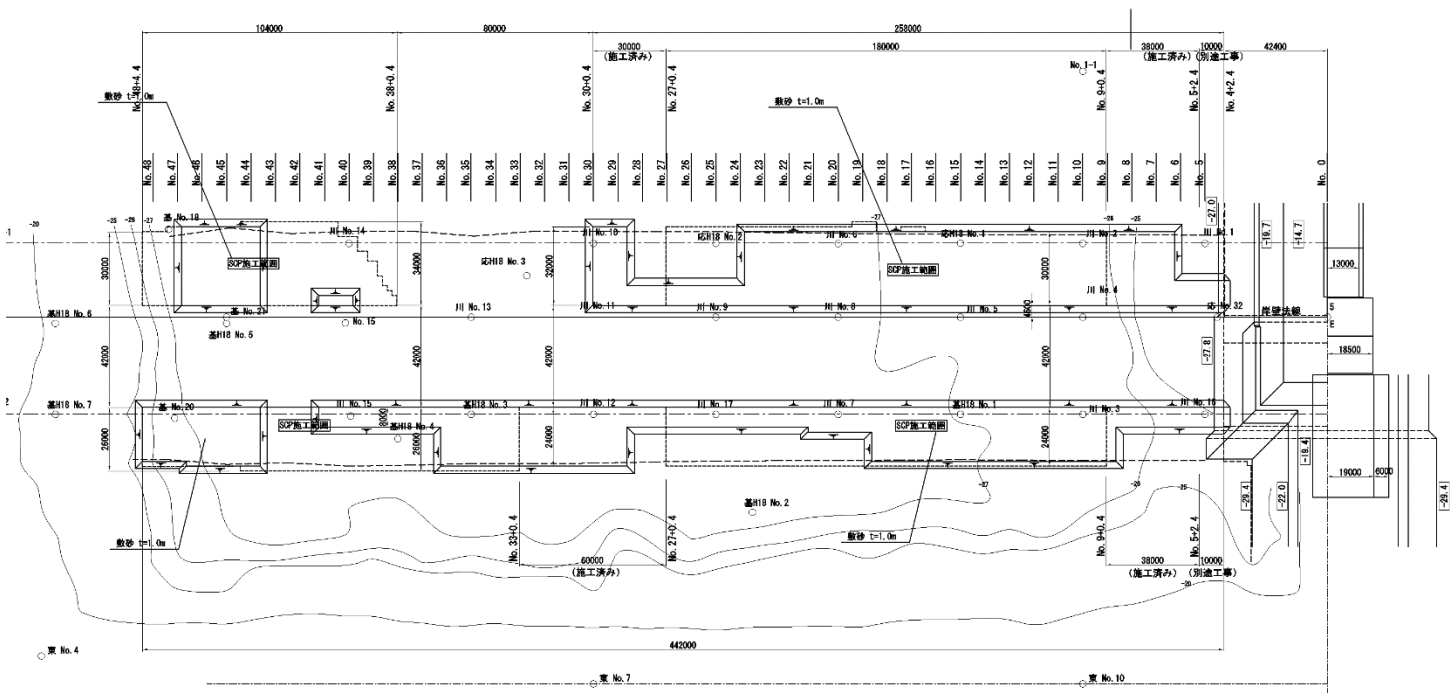


図 3.9 深浅図

### 3.2.5 地盤条件

当設計にあたって岸壁法線に沿った前面側、法線位置、背面側位置で既にボーリングが32箇所実施されていたが、動的特性および圧密特性を設定するための原位置試験、室内試験が不足していたため、追加ボーリングを実施し、土丹上面深さの平面的な分布をコンターで描き、埋没谷形状を特定すること、また、全層の土質定数設定に配慮して調査項目を決定した(図3.10)。

図3.11にMC3岸壁範囲の地盤断面図を示す。支持層あるいは工学的基盤となる土丹層が岸壁法線方向および岸壁法線直角方向に大きく変化しており、部分的にSh層、As層の砂質土が分布しているものの、埋没谷はAc層を中心とする粘性土層が堆積している。このため、施工時・供用時における圧密進行および側方流動現象が懸念され、さらに地震時には部分的に液状化を伴う残留変形が懸念される地盤条件と考えられた。

土質定数の設定は、データの数、データのばらつきに対して補正係数を乗じることで、データの信頼性を客観的に評価する方法が示されており、本設計はこの方法にしたがった。試験結果の分布をモデル化して推定されるパラメータを $a^*$ (推定値:平均値あるいは最小二乗法等により誤差最小とする近似分布)、導出値を $a$ で表し、 $a/a^*$ の標準偏差(SD)をとることで $a$ の変動係数(COV)を求め、表3.9に示す補正係数 $b_1$ および $b_2$ を乗じて特性値の設定を行った。この方法はデータを十分に吟味すること、また、室内試験を実施したことに対して有利に働くよう配慮することで室内試験の実施を促す狙いがある。したがって、動的変形特性を求めるための繰り返し中空ねじり試験によるひずみ依存特性や繰り返し三軸圧縮試験による液状化強度特性は補正の対象外となっている。また、統計処理の数の制約から、層厚が薄く十分な数の試験結果が得られない場合に対し、補正を割愛する例外規定がある<sup>6)</sup>。

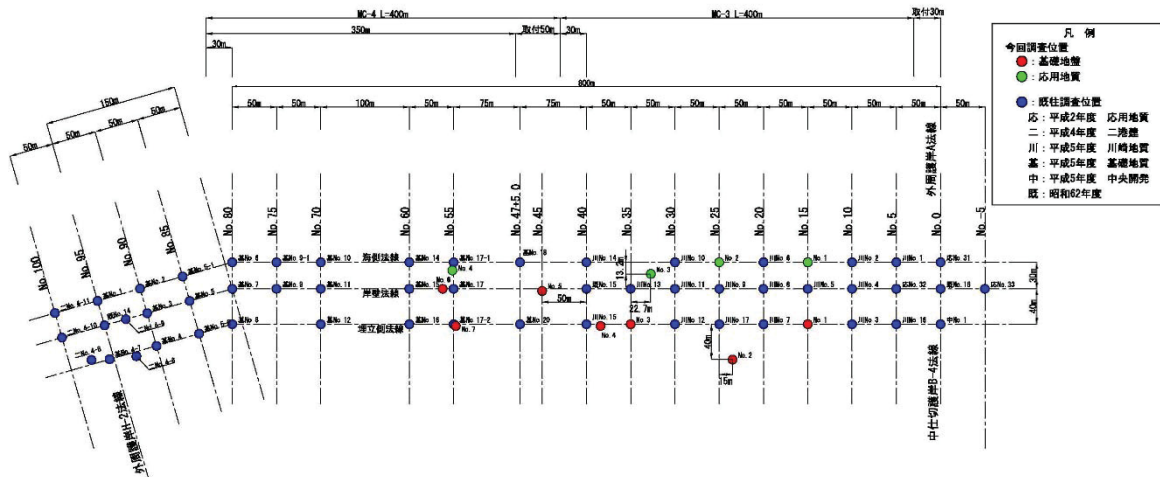


図 3.10 ボーリング平面位置図

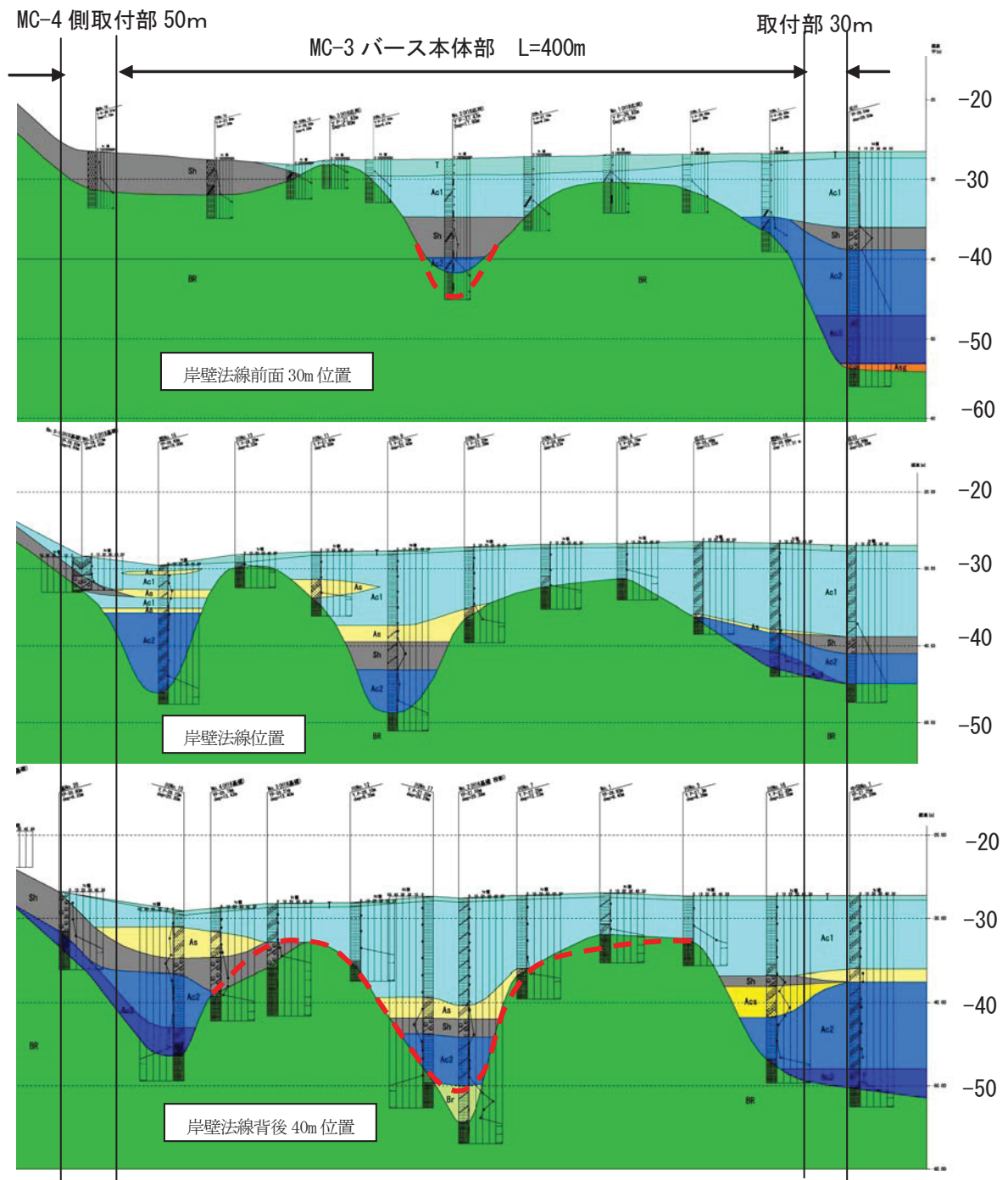


図 3.11 岸壁法線方向の地盤断面図

表 3.9 補正係数

変動係数 COV	補正係数 $b_1$		補正係数 $b_2$
	性能照査上耐力側のパラメータ (設計で安全側に寄与する定数)	性能照査上作用側のパラメータ (設計で危険側に寄与する定数)	
0.1 未満	1.00	1.00	ここに $n$ ; データ数  10 個以上では, $b_2=1.0$
0.1 以上 0.15 未満	0.95	1.05	
0.15 以上 0.25 未満	0.90	1.10	
0.25 以上 0.4 未満	0.85	1.15	
0.4 以上 0.6 未満	0.75	1.25	
0.6 以上	結果の解釈やモデル化の再検討あるいは再調査		

当設計では沖積粘性土層が厚い「深い地盤」、沖積層が極端に薄い「最も浅い地盤」、これらの中間的な「浅い地盤」の3つの代表地盤および土質定数を設定することで基本構造の検討と全体の構造配置ならびに概算工費の算出を行う方針とした。2つの代表地盤で検討を進めるのが一般的ではあるが、土丹層が施工上大きな制約となるため、前面水深とともに構造体の規模あるいは地盤改良範囲を決定することに配慮した。

図 3.12, 図 3.13 および表 3.10~表 3.13 に主な土性と簡易法で用いる土質定数設定結果を示す。Asc 層, As1 層は粘性土と砂質土の互層を成した中間土の特性を示しているが、粒度特性および柱状図記述より主体が粘性土であると判断した。したがって、粘性土層は十分な厚さがあり、試験データも多いため、OCR,  $m$ ,  $c_u$  については統計処理による補正を行って設定するものとした。また、砂質土扱いとなる Sh 層, As2 層は層厚が不足するため、内部摩擦角  $\phi'$  は統計処理による補正は行なわなかった。なお、粘性土層は粘着力  $C$ , 砂質土層は内部摩擦角  $\phi$  を用いた簡易法の計算を行うことから、表 3.10~表 3.13 の粘性土層の内部摩擦角  $\phi$  は「—」と表示している。なお、2次元地震応答解析においては、粘性土も砂質土も内部摩擦角  $\phi'$  を適用するが、粘性土の内部摩擦角  $\phi'$  は正規圧密粘土の一般値  $30^\circ$  を設定した。

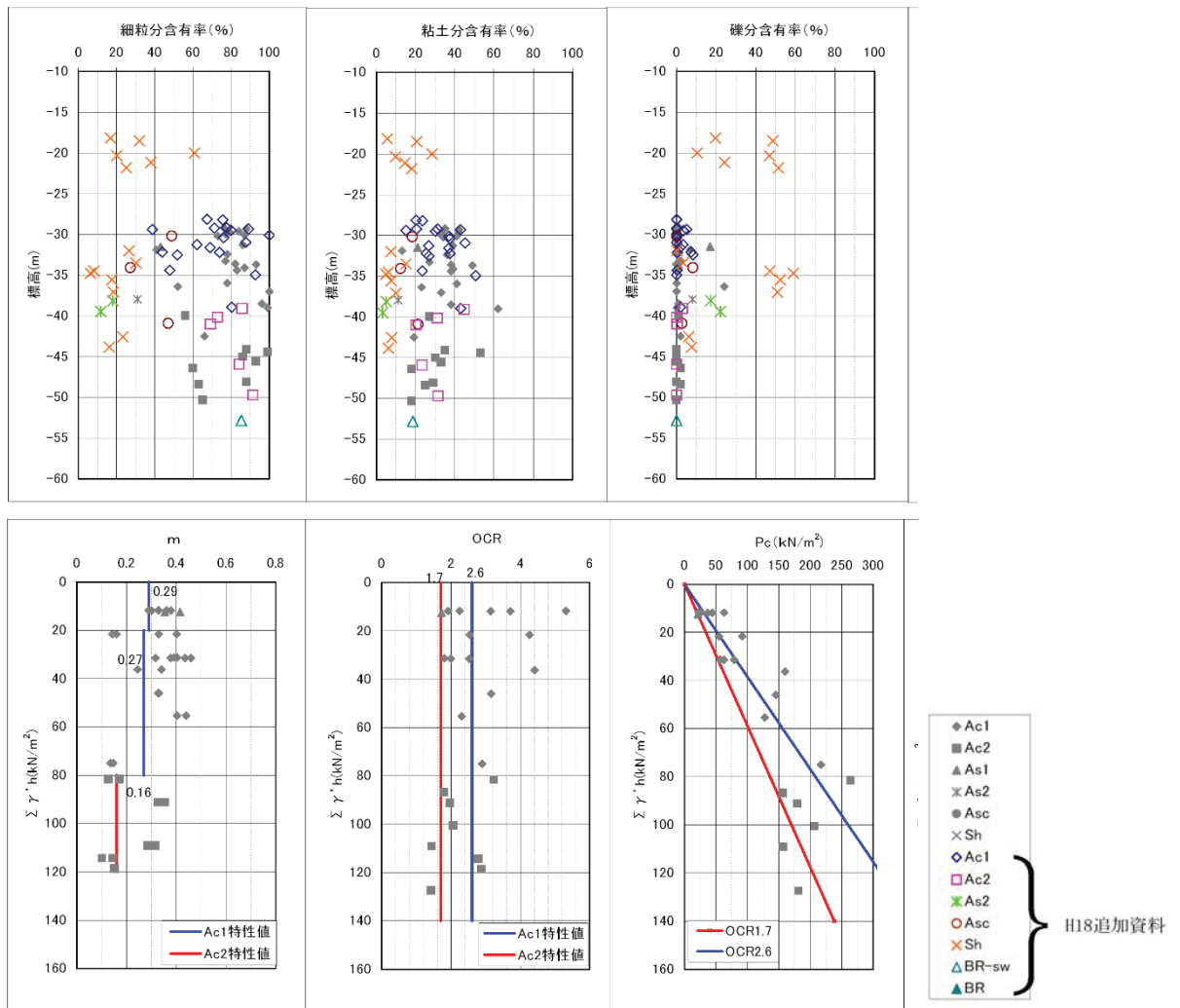


図 3.12 主な土性と土質定数設定結果 (その1)

図 3.13 主な土性と土質定数設定結果（その2）

表 3.10 支持層の深い地盤の土質定数

標高 (DL m)	層厚 (m)	地層	平均 N値 (回)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位 体積重量 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c(kN/m <sup>2</sup> )	m	OCR	$\phi$ (度)	tan $\phi$	Vs (m/s)	hmax
-27.70												
-31.70	4.00	Ac1				10	0.28	2.6	--	--		
-37.30	5.60	Ac1	--	15.0	4.9	c=3.83z	0.27	2.6	--	--	90	0.15
-39.20	1.90	Asc	--	16.5	6.4	c=3.83z	0.27	--	--	--	140	0.21
-43.10	3.90	As2	8	17.5	7.4	--	--	--	31	0.605	150	0.20
-48.70	5.60	Ac2	--	17.0	6.9	43	0.16	1.7	--	--	160	0.17
		BR	--	18.5	8.4	1400	--	--	--	--	450	--

表 3.11 支持層の浅い地盤の土質定数

標高 (DL m)	層厚 (m)	地層	平均 N値 (回)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位 体積重量 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c(kN/m <sup>2</sup> )	m	OCR	$\phi$ (度)	tan $\phi$	Vs (m/s)	hmax
-27.20												
-31.70	4.50	Ac1				10	0.28	2.6	--	--		
-35.20	3.50	Ac1	--	15.0	4.9	c=3.83z	0.27	2.6	--	--	90	0.15
-36.60	1.40	Asc	--	16.5	6.4	c=3.83z	0.27	2.6	--	--	140	0.21
		BR	--	18.5	8.4	1400	--	--	--	--	450	--

表 3.12 支持層の最も浅い地盤の土質定数

標高 (DL m)	層厚 (m)	地層	平均 N値 (回)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位 体積重量 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c(kN/m <sup>2</sup> )	m	OCR	$\phi$ (度)	tan $\phi$	Vs (m/s)	hmax
-26.80												
-30.80	4.00	Ac1				10	0.28	2.6	--	--		
-31.40	0.60	Ac1	--	15.0	4.9	c=3.83z	0.27	2.6	--	--	90	0.15
		BR	--	18.5	8.4	1400	--	--	--	--	450	--

表 3.13 埋立土の土質定数

	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	初期せん断波速度 Vs (m/sec)	最大減衰定数 hmax
埋立土 (地下水位以浅)	18	30	100	0.2
埋立土 (地下水位以深)	20	30	100	0.2



### 3.2.6 入力地震動条件

レベル2地震動は、当該地周辺の地震環境を検討した結果、施設直下で発生するM6.5の地震と関東地震(1923, M7.9)の再来を想定した地震が想定されたが、スペクトルなどの港湾構造物に与える工学的特性で支配的となる関東地震再来を想定した地震動を採用した。表 3.14 に断層パラメータ、図 3.14 にアスペリティ等の特性化震源モデルを示す。

表 3.14 1923年関東地震(M7.9)の再来を想定した震源モデル

巨視的断層パラメータ	長さ	130km	
	幅	70km	
	上端深さ	2km	
	地震モーメント $M_0$	$8.0 \times 10^{27} \text{dyne} \cdot \text{cm}$	
	走向	$290^\circ$	
	傾斜	$25^\circ$	
微視的断層パラメータ	アスペリティ1	位置	図
		長さ	26km
		幅	20km
		上端深さ	10.4km
		地震モーメント $M_0$	$8.36 \times 10^{26} \text{dyne} \cdot \text{cm}$
		ライズタイム	1.5sec
	アスペリティ2	位置	図
		長さ	39km
		幅	30km
		上端深さ	6.2km
		地震モーメント $M_0$	$1.92 \times 10^{27} \text{dyne} \cdot \text{cm}$
破壊開始点	位置	139.22E, 35.41N	
	深さ	14.6km	
その他	地震基盤の密度 $\rho$	$2.6 \text{g/cm}^3$	
	S波速度 $V_s$	3.4km/sec	
	破壊伝播速度 $V_r$	3.0km/sec	

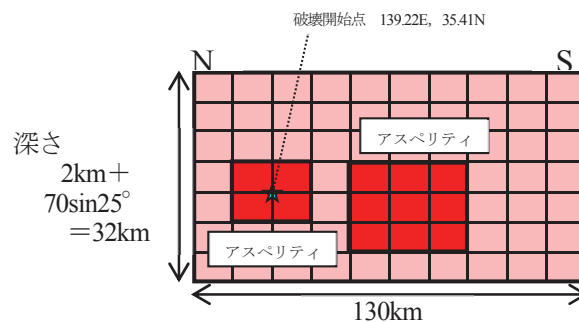


図 3.14 特性化震源モデル (Wald and Somerville(1995))

サイト増幅特性は、山下-F (港湾地域強震観測システム) におけるサイト増幅特性を横浜市高密度強震計ネットワークの観測記録や常時微動観測結果に基づき補正を行い設定した。また、位相特性は同山下-F において観測された中小地震観測記録 (F-1032) を適用した。なお、レベル1地震動についてもこれらの補正結果を用いて再現期間75年の一様ハザードフリースペクトルを計算し設定した。

工学的基盤におけるレベル1地震動、レベル2地震動の加速度時刻歴波形 (露頭) を図3.15に、フリースペクトルを図3.16に、減衰定数5%の条件での加速度応答スペクトルを図3.17に示す。レベル1、レベル2地震動はEW成分、NS成分で計算されるため、岸壁法線直角方向に方向補正を行っている。

埋立地盤の初期せん断波速度  $V_s$  から計算される固有周期は1.3~1.6sec、前面側地盤で0.4~0.7secである。また、強震時には剛性低下によって2倍程度の伸び ( $V_s$  が1/2,  $G$  が1/4) を想定すると、2.6~3.2sec, 0.8~1.4sec となる。

このことから、波形の特徴を整理すると、レベル1地震動は、最大振幅が120Gal、継続時間160sec程度、レベル2地震動は最大振幅が430Gal、継続時間が200sec程度となっており、継続時間の長さがひとつの特徴である。地盤および岸壁構造物の強震時における固有周期を0.4~3.2secの範囲でみると、加速度応答スペクトル ( $h=0.05$ ) からレベル1では50~200Gal、レベル2では500~1100Gal程度の特徴を有しており、工学的基盤における波形としては大きい。

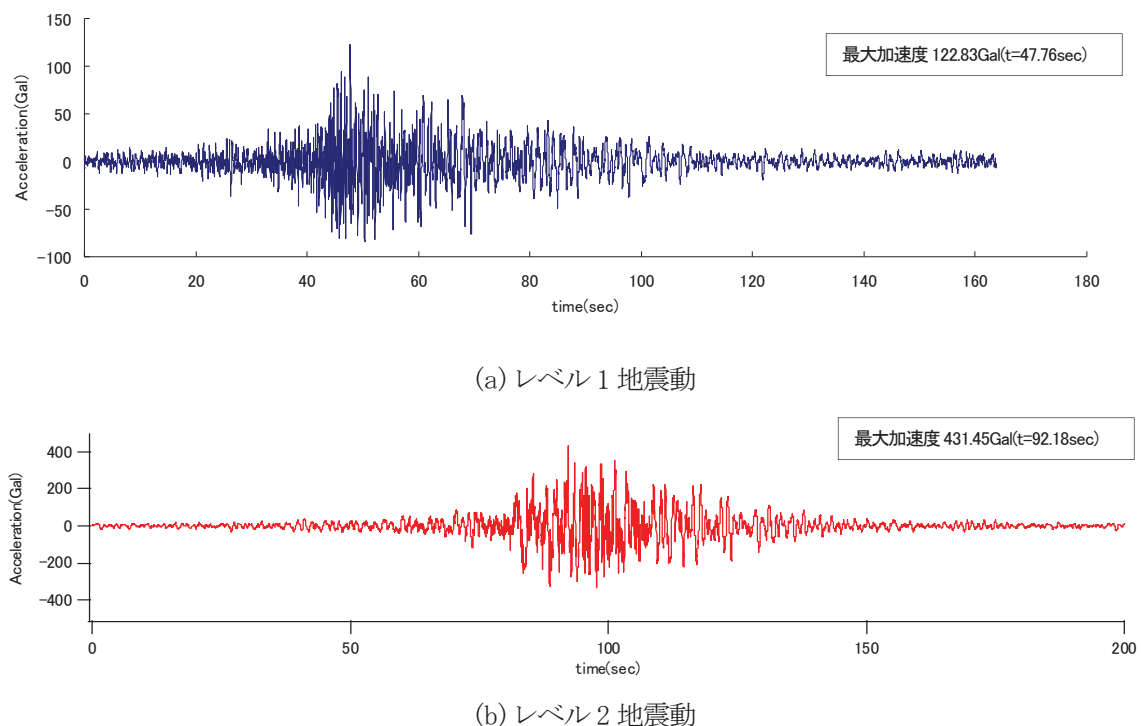
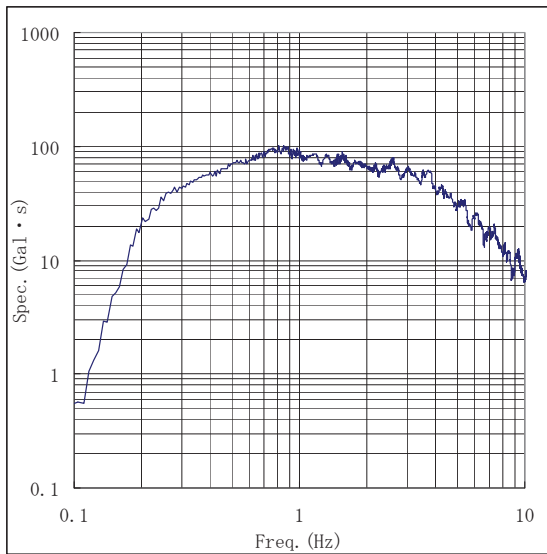
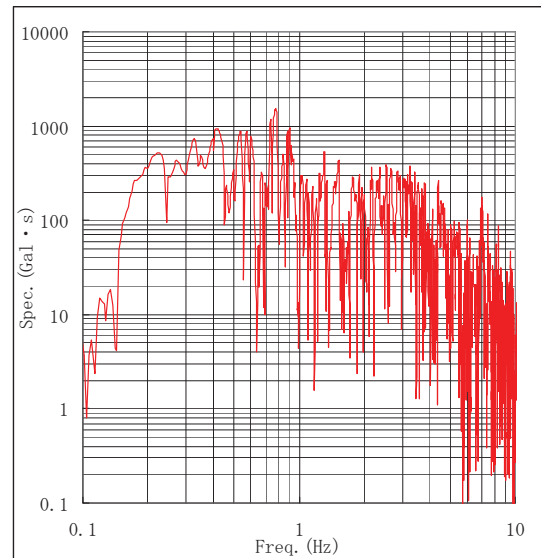


図3.15 工学的基盤における時刻歴加速度波形 (露頭)

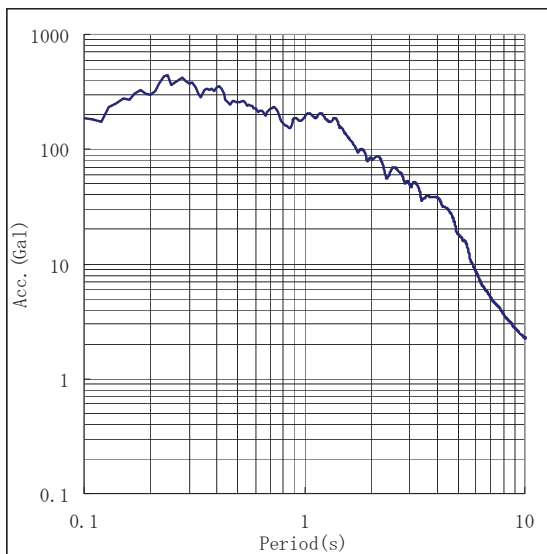


(a) レベル1 地震動

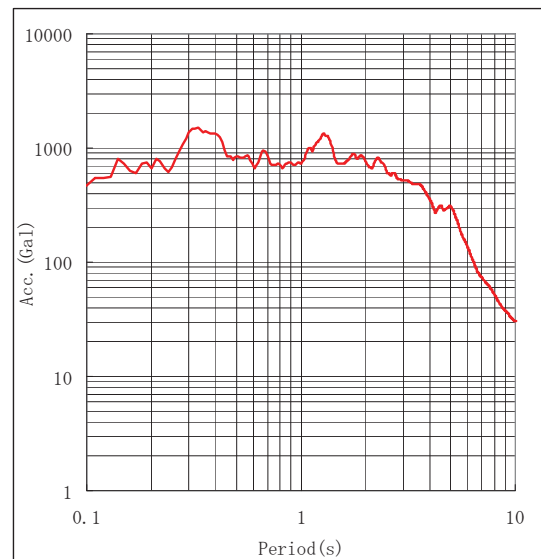


(b) レベル2 地震動

図 3.16 フーリエスペクトル



(a) レベル1 地震動



(b) レベル2 地震動

図 3.17 加速度応答スペクトル(h=0.05)

### 3.3 簡易法（震度法）および詳細法（2次元地震応答解析）による耐震性能照査

#### 3.3.1 照査用震度

表 3.15 にセル式における照査用震度を示す。前面水深が深ければ壁高が大きく変位しやすいため、照査用震度は大きくなり、より大きな壁体幅が必要となる。また、基礎地盤の地盤改良の有無および地盤改良種別により照査用震度が変化する。前述のように SCP 改良、CDM 改良の順に変形しにくくなることから、CDM 改良の場合が最も小さな照査用震度となる。さらに、工学的基礎である土丹層が浅い場合には、沖積層が厚く堆積する支持層が深い地盤を CDM 改良したときよりも小さな照査用震度となる。ここで注意しなければならないのは、レベル1地震動に対する残留変位をもとに調整された適合式であることから、レベル2地震動作用時の残留変位については2次元地震応答解析で照査する必要があることである。

表 3.15 照査用震度計算結果一覧（重力式適用）

ボーリング	設計水深	照査用震度			備考
		原地盤	SCP改良地盤	CDM改良地盤	
No4	-18.1m	0.19	0.15	0.14	支持層が最も浅い
	-20.1m	0.20	0.16	0.14	
No8	-18.1m	0.20	0.16	0.14	支持層が浅い
	-20.1m	0.20	0.16	0.14	
No9	-16.1m	0.23	0.18	0.16	支持層が深い
	-18.1m	0.24	0.19	0.17	
	-20.1m	0.24	0.19	0.17	
	-22.1m	0.24	0.19	0.17	
	-24.1m	0.24	0.19	0.17	
	-27.1m	0.24	0.19	0.17	

### 3.3.2 セル構造比較

設計の基本方針として、レベル2地震動作用時において基礎地盤に軟弱層があると極めて大きな残留変位が生じることから、CDM改良によって残留変位を抑制する必要がある。また、法線方向に工学的基盤である土丹層が大きく変化しているため、経済性と施工性の観点から、改良地盤にセルを直接設置することとした。

セル構造諸元の比較として、セル径と水深に関する計算結果を以下に示す。

#### (1) セル径の比較

クレーンスパンおよび杭の平面配置の制約から、以下の3パターンについて、永続状態およびレベル1地震動作用時の変動状態、レベル2地震動作用時の偶発状態での耐震性能照査結果について示す。なお、地盤条件は「深い地盤」を例として示すこととした。

- セル径 40m : セル内にクレーン基礎を設置した場合
- セル径 32m : セルの直背後にクレーン基礎を設置した場合
- セル径 24.5m : レベル1地震動に対する安定計算で定まるセル径とした場合  
(セル外にクレーン基礎を設置)

簡易法(震度法)での共通条件は以下のとおりである。図 3.18~図 3.20 に断面図、表 3.16 に深い地盤条件でのプログラム FLIP の解析パラメータを一覧にして示す。

天端高	+4.00m	
上載荷重	永続状態 : 20.00 kN/m <sup>2</sup>	レベル1地震動変動状態 : 10.00kN/m <sup>2</sup>
残留水位(R. W. L)	+1.33m	
前面水位(R. W. L)	+0.00m	
裏込石	内部摩擦角 40°	(土圧算出に適用)
埋土	内部摩擦角 30°	(土圧算出に適用)
中詰砂	内部摩擦角 30°	(せん断変形の検討に適用)
敷石	内部摩擦角 40°	(土圧算出に適用)
	バネ値	鉛直方向 60000kN/m <sup>3</sup> (回転変形の検討に適用)
		水平方向 20000kN/m <sup>3</sup> (回転変形の検討に適用)

根入れ部のバネ値は2000N(kN/m<sup>3</sup>)より算出することとした。また、N値についてはダナムの式( $\phi = \sqrt{12N+20}$ )を用いて、敷石の内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ より算出し、 $N \approx 30$ とした。ただし、水平方向のバネ値はSCP地盤を考慮し $\phi = 30^\circ$ とダナムの式より $N \approx 10$ としている。盛石の水平方向のバネは安全側の配慮から見込まないこととし、上載荷重の効果のみ期待することとした。

---

照査項目

永続状態	: 中詰砂のせん断抵抗, 壁体の滑動, 基礎の支持力 (円弧すべりは, 地盤改良を行うため省略する.)
レベル1地震動変動状態	: 壁体の滑動, 基礎の支持力

永続状態およびレベル1地震動作用時の変動状態の簡易法計算結果を表3.17～表3.19に示す。水深20.1mの条件ではセル径24.5mが性能規定値を満足する最も小さい径である。したがって、32m, 40mのケースでは制限値に対して余裕のある計算結果となっている。

表3.20～表3.22, 図3.21～図3.26にレベル2地震動に対する2次元地震応答解析結果を示す。大水深の施設であることから, セル径40mの条件で傾斜角が $0.90^\circ$ と小さく, 1.03mに残留水平変位が抑制される結果が得られている。セル径24.5mの条件では残留水平変位1.69m, 傾斜角 $1.83^\circ$ となっており, レベル2地震時の限界値の目安1.5m,  $3^\circ$ を若干上回っている。

3.2.3で行ったように, 使用性や修復性の観点でレベル2地震動作用時の偶発状態における性能規定を十分吟味することが大切である。言い換えれば, レベル2地震動の設定と性能規定が構造物の諸元を決定する支配的な条件になり得るということである。

ここで, 簡易法は剛体変位を前提とした安定計算であり, さらに, 2次元地震応答解析においても剛体変位を仮定した菅野モデルを適用している。セル径40mでこの剛体挙動の仮定が妥当かどうか問われるところである。菅野モデルの構築は兵庫県南部地震における摩耶ふ頭岸壁の被災事例を対象としており, 水深10～12m, 設計震度0.15, セル径15.5m, セル高16.5m, 肉厚9mmの鋼板置きセルである。同じように, 兵庫県南部地震以外の地震で無被災だった事例もセル径40mは規格外である。鋼矢板セルを含めた実績では30m程度が最大であり, 既往の施工技術という観点からも破格であり, また, 経済性についても評価が必要となることは言うまでもない。

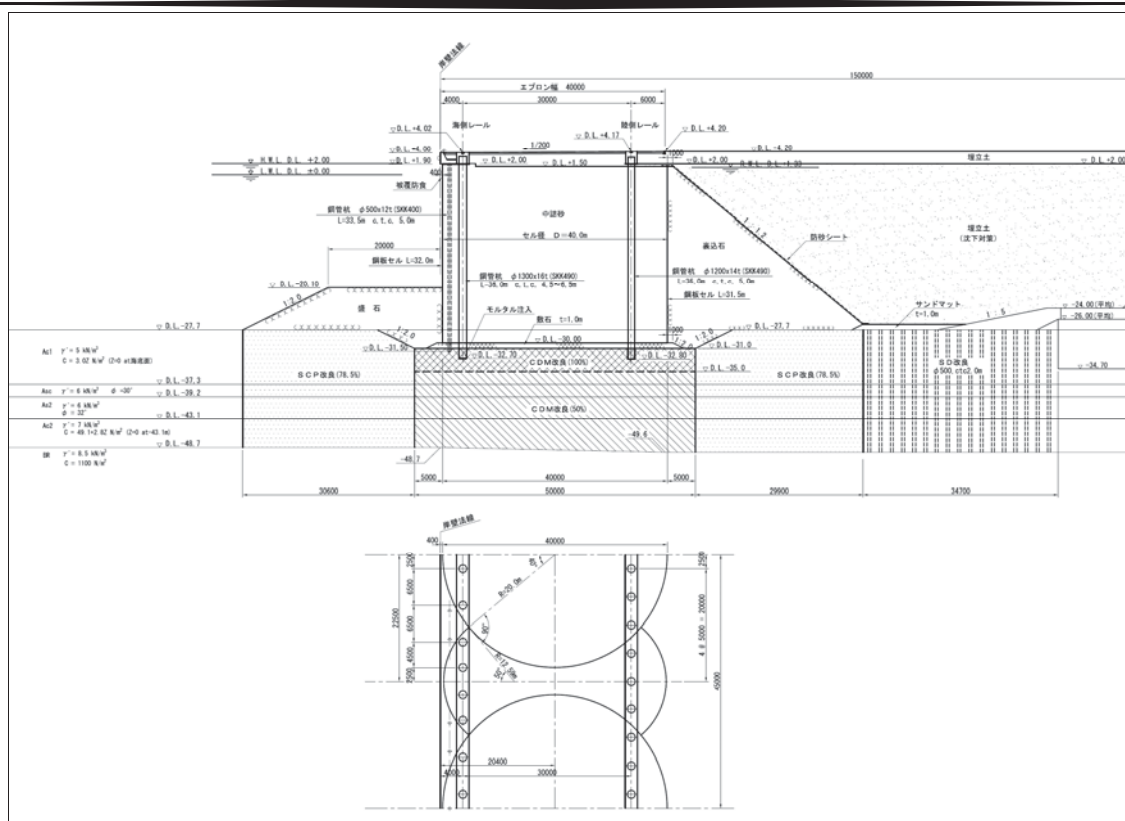


図 3.18 セル径 40m の標準断面図 (支持層が深い)

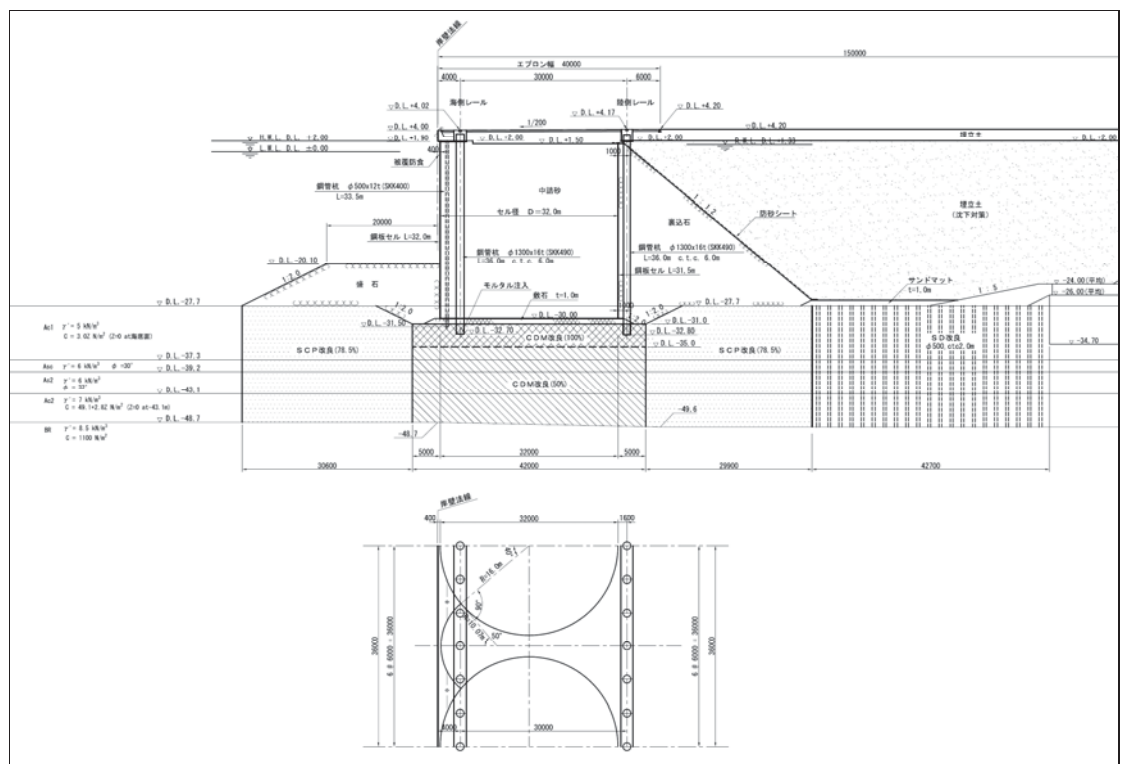


図 3.19 セル径 32m の標準断面図 (支持層が深い)

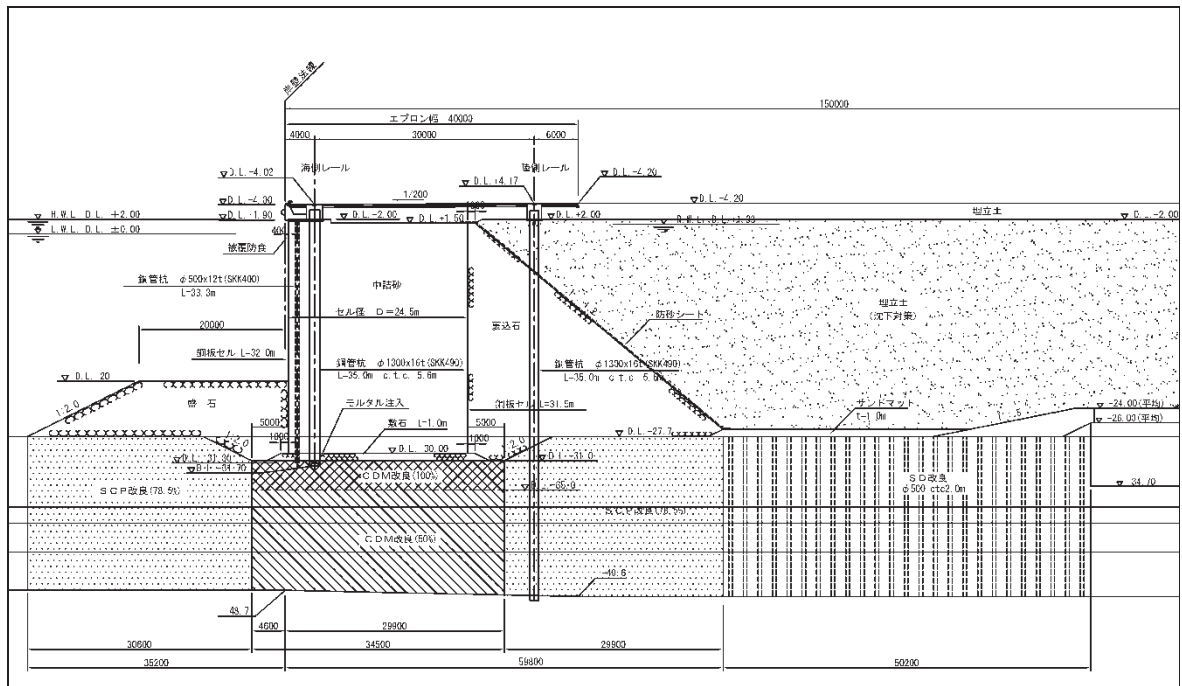


図 3.20 セル径 24.5m の標準断面図 (支持層が深い)



表 3.16 「深い地盤」のFLIPにおける地盤の解析パラメータ

地盤物性値一覧(支持層が深い場合・原地盤)

標高(m)	層厚	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
-27.70	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	10.0	87.0	57.4	7.5	5040	13143	7.3	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-37.30	5.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	34.0	87.0	105.8	25.5	17135	44686	23.9	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-39.20	1.90	Asc	16.5	6.5	0	54.2	43.0	145.4	40.6	35613	92873	38.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.210
-43.10	3.90	As2	17.5	7.5	8	75.0	43.0	157.2	56.2	44148	115130	0.0	39.12	0.500	0.330	0.450	0.200
-45.90	2.80	Ac2-1	17.0	7.0	0	99.4	88.0	161.2	74.6	45089	117584	43.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170
-48.70	2.80	Ac2-2	17.0	7.0	0	119.0	88.0	176.4	89.3	53979	140769	48.4	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170
-60.00	11.30	BR(基礎)	18.5	8.5	0	176.8		450.0	$V_p=1653$							0.460	

※砂質土の $\phi$ は、N値より簡易法で設定した。  
 ※粘性土は、 $C$ を用いずに $\phi=30^\circ$ とした。  
 ※Ac1とAscの粘着力 $C$ は、 $C=OCR \times m \times \sigma_v'$ で設定した。  
 ※Ac2の粘着力 $C$ は、 $C=OCR \times m \times \sigma_v'+16$ で設定した。

地盤物性値一覧(支持層が深い場合・埋立地盤)

標高(m)	層厚	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
4.20	2.87	埋立土(水面上)	18.0	18.0	0	25.8	15.0	100.0	19.4	18367	47899	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-8.00	9.33	埋立土(水面下①)	20.0	10.0	0	98.3	15.0	100.0	73.7	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-18.00	10.00	埋立土(水面下②)	20.0	10.0	0	195.0	15.0	100.0	146.2	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-27.70	9.70	埋立土(水面下③)	20.0	10.0	0	293.5	15.0	100.0	220.1	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-31.70	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	352.0	87.0	211.1	264.0	68224	177917	98.5	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-37.30	5.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	376.0	87.0	218.2	282.0	72876	190049	101.5	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-39.20	1.90	Asc	16.5	6.5	0	396.1	43.0	243.9	297.1	100157	261193	107.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.210
-43.10	3.90	As2	17.5	7.5	18.92	416.9	43.0	241.5	312.7	104108	271497	0.0	39.12	0.500	0.330	0.450	0.200
-45.90	2.80	Ac2-1	17.0	7.0	0	441.4	88.0	228.7	331.0	90747	236654	86.6	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170
-48.70	2.80	Ac2-2	17.0	7.0	0	461.0	88.0	240.3	345.7	100166	261218	89.8	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170
-60.00	11.30	BR(基礎)	18.5	8.5	50	518.8		450.0	$V_p=1653$							0.460	

※砂質土は0.5乗則にしたがうものとした  
 ※粘性土は強度増加を $C=C_0+m \Delta \sigma_v'$ で計算し、原地盤と埋立地盤の $C$ の比で $G$ を設定した。また、正規圧密粘土として $\phi=30^\circ$ とした。

改良地盤等物性値一覧(マルチスプリング要素)

No.	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
1	SCPM改良(78.5%)	20.0	10.0	-	-	-	-	98.0	134000	348451	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.240
2	礫石・敷石・裏込石	20.0	10.0	-	-	-	-	98.0	180000	469412	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.300
3	中詰め土	20.0	10.0	10	65.0	-	-	98.0	84495	220350	0.0	39.67	0.500	0.330	0.450	0.240

※No.1のSCPMは、 $N_{65}=20$ (砂杭の値)の砂質土として設定。  
 ※No.2のせん断剛性は $G_{ma}=180000 \times (\sigma_{ma}/98)^{0.5}$ で算出。  
 ※No.3の中詰め土は、 $N_{65}=10$ の砂質土として簡易法で設定。

改良地盤等物性値一覧(線形平面要素)

No.	名称	ポアソン比 $\nu$	せん断剛性 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	質量密度 $\rho$ (t)
1	CDM 100%	0.330	8.0E+05	原地盤
2	CDM 50%	0.330	4.0E+05	原地盤

※No.1のせん断剛性は、 $E=500 \times 500 \times 0.8 \times q_{uc}$ で設定(設計基準強度 $q_{uc}=2000 \text{ kN/m}^2$ )。

液状化パラメータ

No.	名称	液状化パラメータ						備考
		PHIP	S1	W1	P1	P2	C1	
1	As2	28.000	0.005	4.400	0.500	1.062	1.600	液状化三軸結果より

表 3.17 セル径 40.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	79,182.14	23,868.34	3.32 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	7,709.44	11.22	687.12 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.002	-
	基礎の支持力	kNm/m	2,408,650	549,078	4.39 $\geq$ 1.2
	円弧すべり	kNm/m	-	-	- $\geq$ 1.0
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	7,884.19	210.62	37.43 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.022	-
	基礎の支持力	kNm/m	1,623,158	671,005	2.42 $\geq$ 1.0

表 3.18 セル径 32.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	55,335.67	23,868.34	2.32 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	6,165.56	13.88	444.20 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.003	-
	基礎の支持力	kNm/m	1,712,813	363,377	4.71 $\geq$ 1.0
	円弧すべり	kNm/m	-	-	- $\geq$ 1.0
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	6,340.31	287.35	22.06 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.040	-
	基礎の支持力	kNm/m	933,824	424,513	2.20 $\geq$ 1.0

表 3.19 セル径 24.5m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	34,332.52	23,868.34	1.44 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	4,667.59	17.55	265.96 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.009	-
	基礎の支持力	kNm/m	1,031,419	232,509	4.44 $\geq$ 1.2
	円弧すべり	kNm/m	-	-	- $\geq$ 1.0
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	4,842.34	617.52	7.84 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.221	-
	基礎の支持力	kNm/m	554,679	513,581	1.08 $\geq$ 1.0

表 3.20 セル径 40.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.740	-0.717	-2.057	-0.734	-2.843	-1.869
法肩	1774	-2.290	-1.839	-2.598	-1.934	-3.109	-2.224
岸壁底面	5581	-0.653	-0.451	-0.827	-0.474	-2.622	2.862
岸壁天端	5563	-1.030	-0.453	-1.292	-0.478	3.918	2.941
セル中央	3082	-1.057	-0.110	-1.339	-0.110	4.884	-0.575
背後地盤	4486	-0.341	-0.169	0.981	-0.457	2.611	1.532
海側レール	6597	-1.073	-0.216	-1.303	-0.216	-4.299	-0.496
陸側レール	6636	-1.077	-0.019	-1.317	-0.023	4.214	0.254
						残留傾斜角	0.897 deg

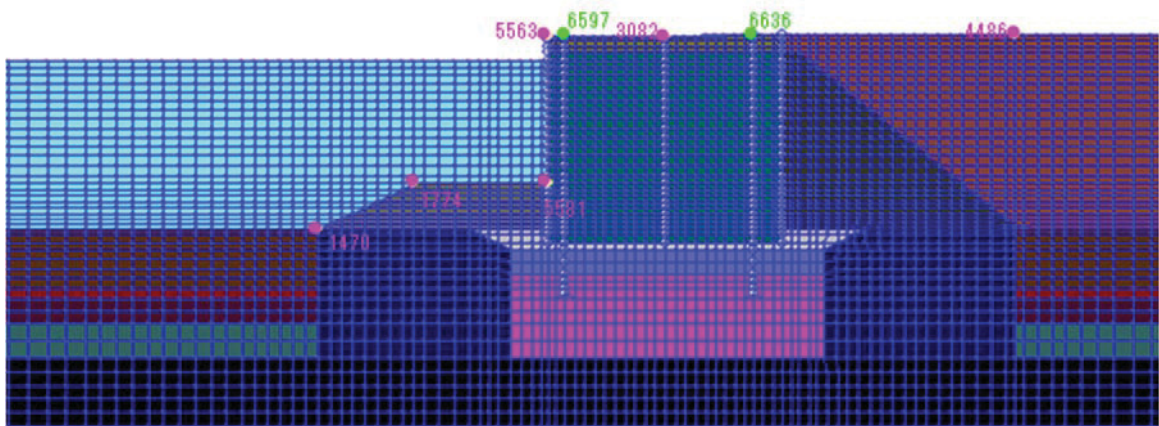


図 3.21 着目位置の節点番号

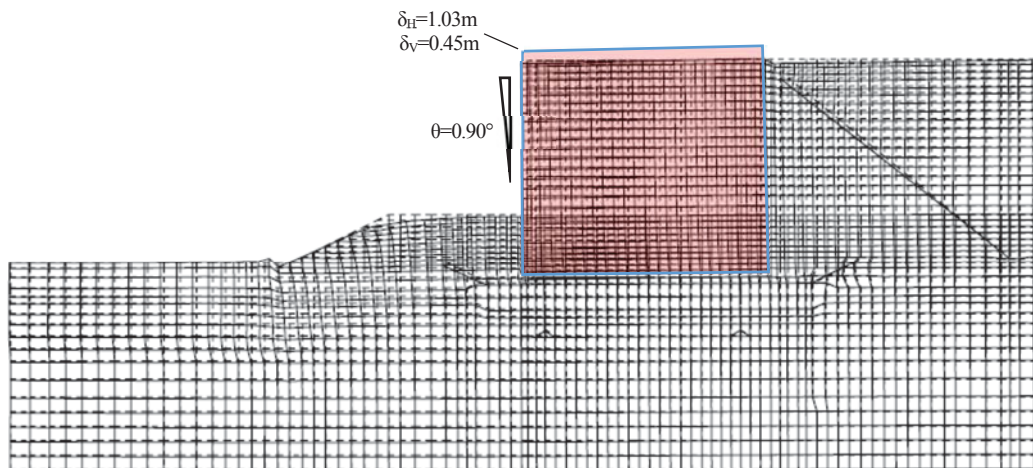


図 3.22 残留変形図

表 3.21 セル径 32.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.720	-0.716	-2.042	-0.734	-2.925	-1.924
法肩	1774	-2.084	-1.620	-2.372	-1.695	-3.116	-1.982
岸壁底面	5581	-0.788	-0.491	-0.954	-0.508	-2.635	2.774
岸壁天端	5563	-1.324	-0.492	-1.600	-0.513	4.175	2.847
セル中央	3004	-1.342	-0.114	-1.631	-0.115	4.734	-0.481
背後地盤	4486	-0.452	-0.232	-1.077	-0.468	-2.867	1.563
海側レール	6597	-1.357	-0.201	-1.607	-0.201	4.481	-0.625
陸側レール	9374	-1.300	0.016	-1.589	0.061	4.923	-0.838
						残留傾斜角	1.275 deg

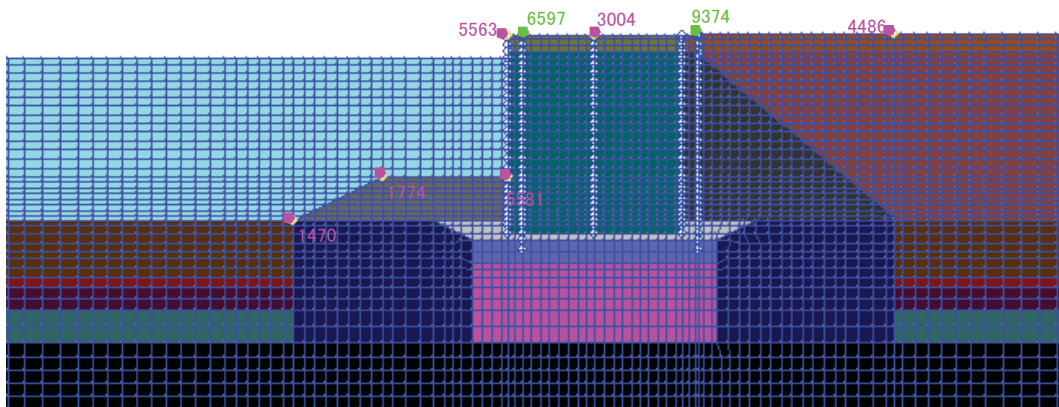


図 3.23 着目位置の節点番号

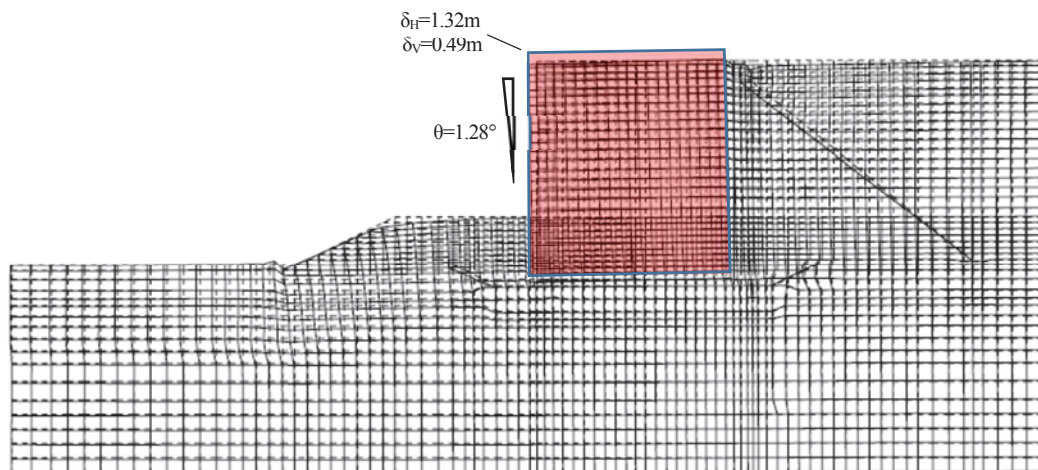


図 3.24 残留変形図

表 3.22 セル径 24.5m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.672	-0.707	-1.992	-0.718	-3.105	-1.852
法肩	9493	-1.850	-1.371	-2.125	-1.411	-3.008	-2.049
岸壁底面	9521	-0.920	-0.513	-1.067	-0.519	-2.461	2.421
岸壁天端	5563	-1.692	-0.516	-1.970	-0.524	-4.717	2.608
セル中央	2926	-1.702	-0.120	-1.986	-0.120	5.381	0.435
背後地盤	4486	-0.547	-0.295	-1.212	-0.462	-3.281	1.674
海側レール	6597	-1.753	-0.184	-1.970	-0.184	-5.019	0.568
陸側レール	9357	-1.243	0.029	-1.683	0.058	-6.189	0.182
残留傾斜角						1.834 deg	

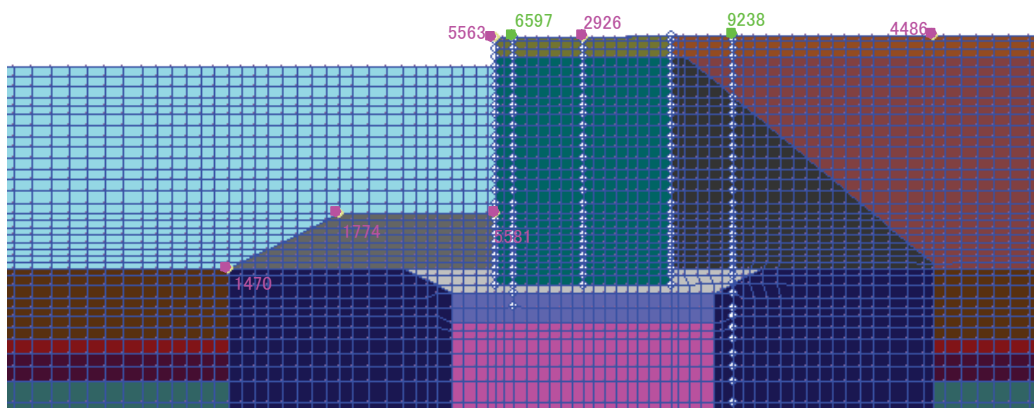


図 3.25 着目位置の節点番号

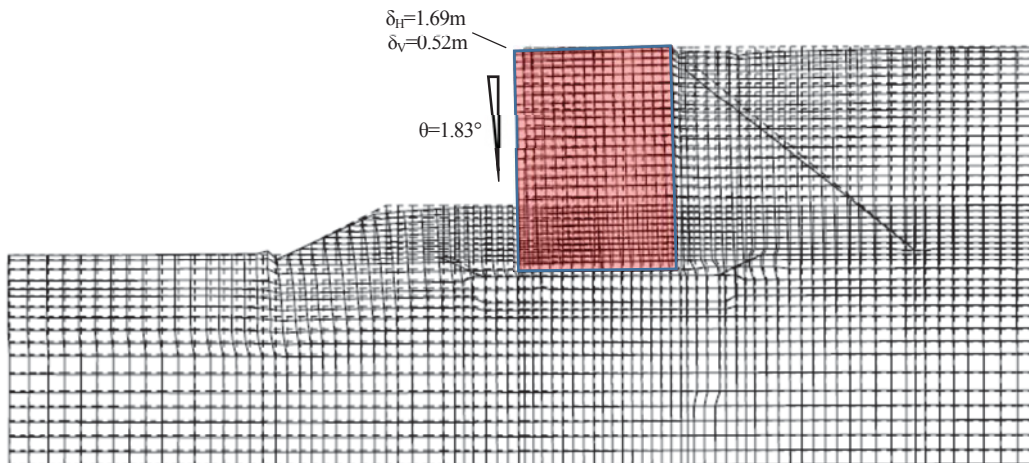


図 3.26 残留変形図

(2) 水深の比較

港湾計画の水深-16m以上の条件で、最も経済的な前面水深条件について検討するため、-18.1m、-20.1m、-22.1mの3つについて成立するセル径を求めた。図3.28～図3.30に断面図、表3.23～表3.25に永続状態およびレベル1地震動作用時の変動状態における簡易法の計算結果を示す。いずれのケースも基礎地盤の支持力で諸元が決定しており、各々セル径が24.0m、24.5m、25.0mとなる。

表3.26～表3.28、図3.31～図3.36にレベル2地震動に対する応答結果を示す。残留水平変位は水深-18.1mで残留水平変位が1.46m、傾斜角 $1.47^\circ$ 、水深-20.1mで1.69m、 $1.83^\circ$ 、水深-22.1mで1.68m、 $1.96^\circ$ となり、前面盛石とSCPの改良範囲、セル径とCDM改良の範囲経済比較の結果、裏込めとSCP改良範囲などにより微妙に変形量が異なっている。

図3.27は水深-20.1mの工費を100%と仮定して、地盤改良工、鋼板セル工、盛石工、その他について工費の内訳を示したものである。セル径が大きくなれば鋼板セル工比が増大する一方で、前面水深が小さくなると盛石工および地盤改良工が増大する傾向にあり、経済的な合理性という観点で水深-20.1mが選定される結果となった。

設計上のこの判断は、予算や工期などの条件に依存するものではあるが、レベル2地震動作用時の偶発状態が支配的となる場合には2次元地震応答解析を繰り返し実行して諸元を確定する作業が必要となる。

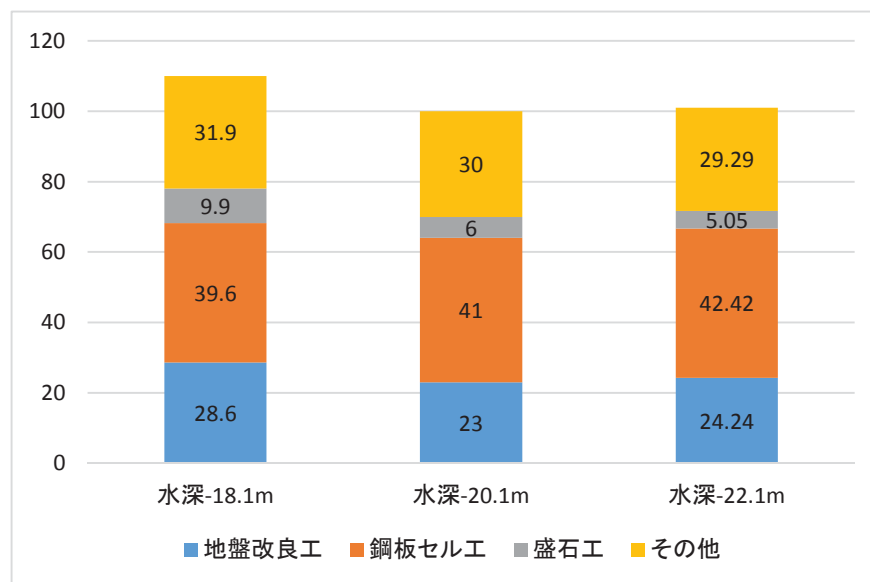


図 3.27 コスト比（水深-20.1mの工費を100%として表示）

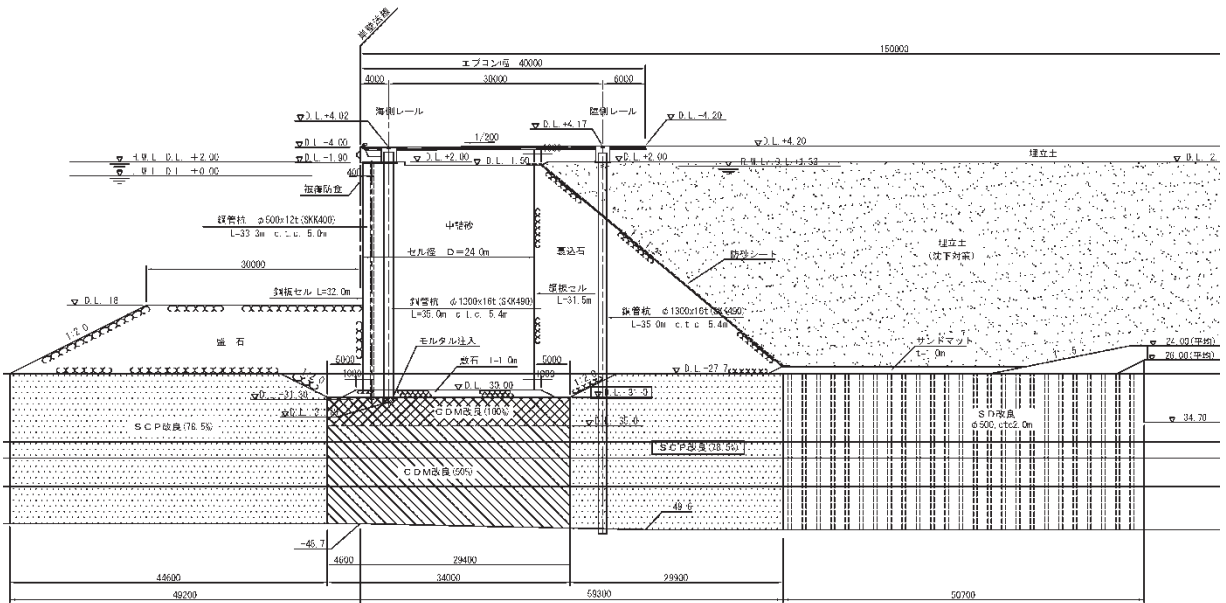


図 3.28 セル径 24.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-18.1m)

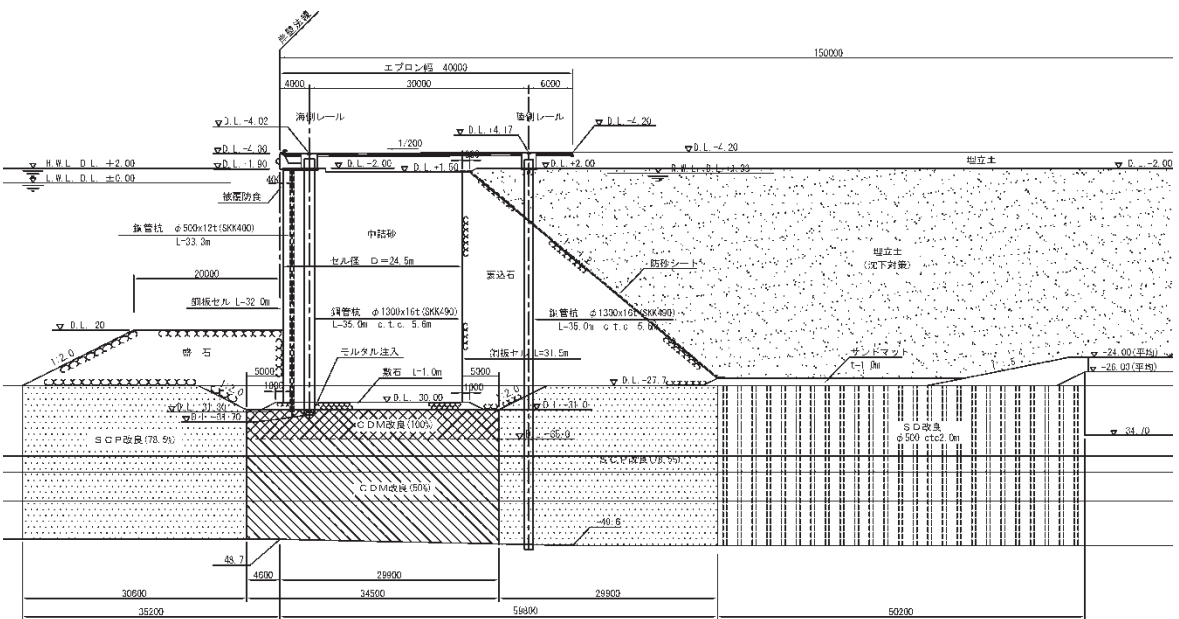


図 3.29 セル径 24.5m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

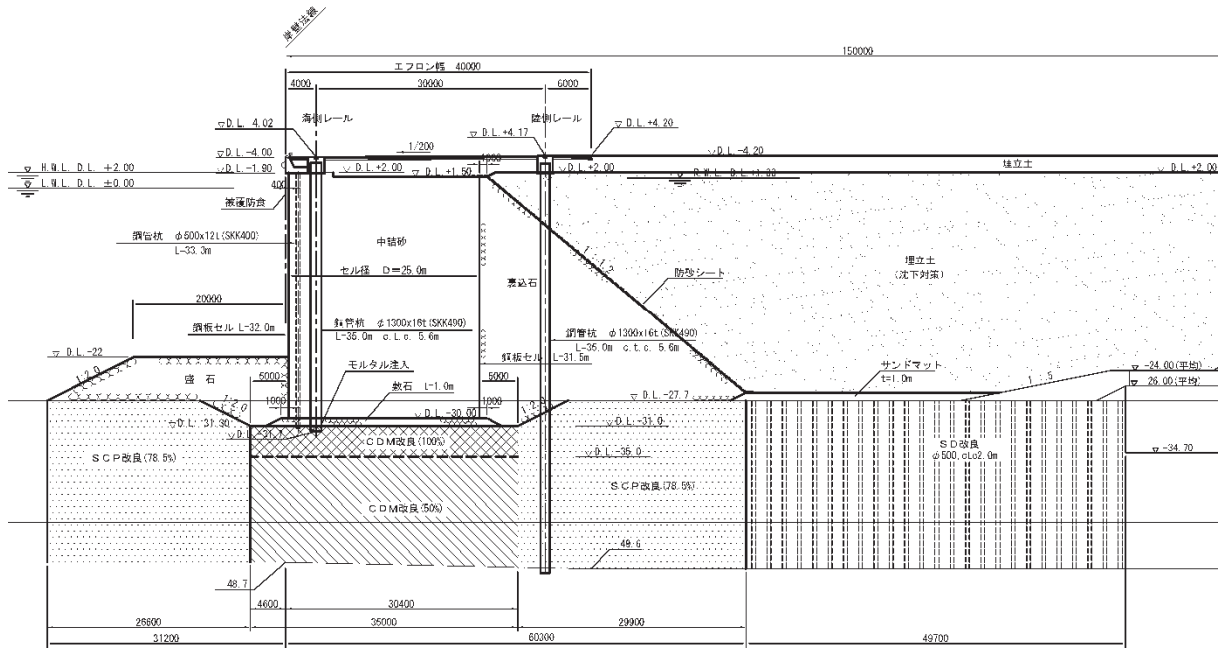


図 3.30 セル径 25.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-22.1m)



表 3.23 セル径 24.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-18.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	33,150.12	23,868.34	1.39 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	4,519.57	-0.06	-75326 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.008	-
	基礎の支持力	kNm/m	1,675,140	312,172	5.37 $\geq$ 1.2
	円弧すべり	kNm/m	-	-	-
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	4,694.32	579.90	8.10 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.254	-
	基礎の支持力	kNm/m	212,944	177,565	1.20 $\geq$ 1.0

表 3.24 セル径 24.5m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	34,332.52	23,868.34	1.44 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	4,667.59	17.55	265.96 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.009	-
	基礎の支持力	kNm/m	1,031,419	232,509	4.44 $\geq$ 1.2
	円弧すべり	kNm/m	-	-	- $\geq$ 1.0
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	4,842.34	617.52	7.84 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.221	-
	基礎の支持力	kNm/m	554,679	513,581	1.08 $\geq$ 1.0

表 3.25 セル径 25.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-22.1m)

		単位	耐力	作用	耐力作用比
永続状態	せん断抵抗	kNm/m	35,556.25	23,868.34	1.49 $\geq$ 1.0
	滑動	kN/m	4,808.04	31.56	152.35 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.010	-
	基礎の支持力	kNm/m	861,178	208,961	4.12 $\geq$ 1.2
	円弧すべり	kNm/m	-	-	-
レベル1地震動に関する変動状態	滑動	kN/m	4,982.79	649.84	7.67 $\geq$ 1.0
	天端変位量	m	-	0.196	-
	基礎の支持力	kNm/m	462,506	442,050	1.05 $\geq$ 1.0

表 3.26 セル径 24.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-18.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-2.086	-0.724	-2.454	-0.745	-2.692	-1.732
法肩	8833	-2.306	-1.763	-2.623	-1.823	-2.965	-2.104
岸壁底面	9527	-0.844	-0.461	-0.996	-0.465	-2.652	2.414
岸壁天端	5563	-1.461	-0.463	-1.726	-0.468	4.628	2.573
セル中央	2926	-1.469	-0.128	-1.738	-0.128	5.273	0.491
背後地盤	4486	-0.465	-0.253	-1.116	-0.472	-3.089	1.913
海側レール	6597	-1.516	-0.182	-1.725	-0.183	4.906	0.549
陸側レール	9357	-1.037	0.021	-1.501	0.060	-6.017	-0.753
残留傾斜角						1.467 deg	

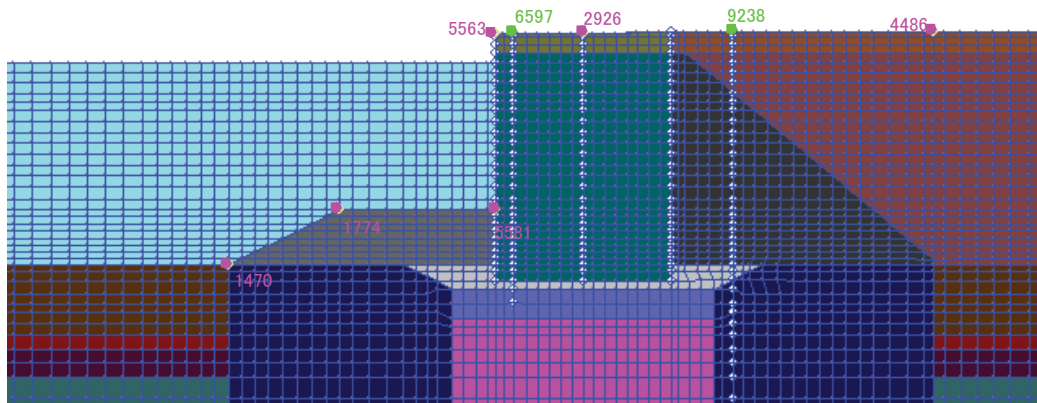


図 3.31 着目位置の節点番号

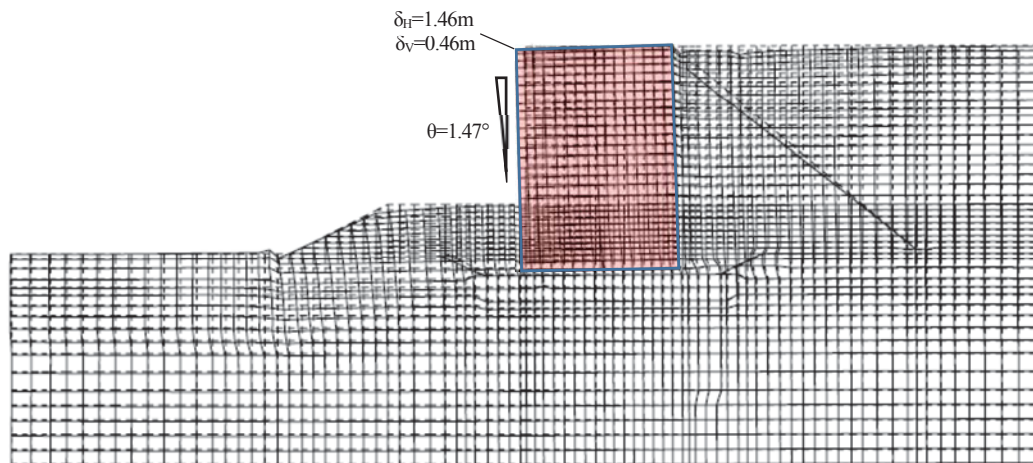


図 3.32 残留変形図

表 3.27 セル径 24.5m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-20.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.672	-0.707	-1.992	-0.718	-3.105	-1.852
法肩	9493	-1.850	-1.371	-2.125	-1.411	-3.008	-2.049
岸壁底面	9521	-0.920	-0.513	-1.067	-0.519	-2.461	2.421
岸壁天端	5563	-1.692	-0.516	-1.970	-0.524	-4.717	2.608
セル中央	2926	-1.702	-0.120	-1.986	-0.120	5.381	0.435
背後地盤	4486	-0.547	-0.295	-1.212	-0.462	-3.281	1.674
海側レール	6597	-1.753	-0.184	-1.970	-0.184	-5.019	0.568
陸側レール	9357	-1.243	0.029	-1.683	0.058	-6.189	0.182
残留傾斜角						1.834 deg	

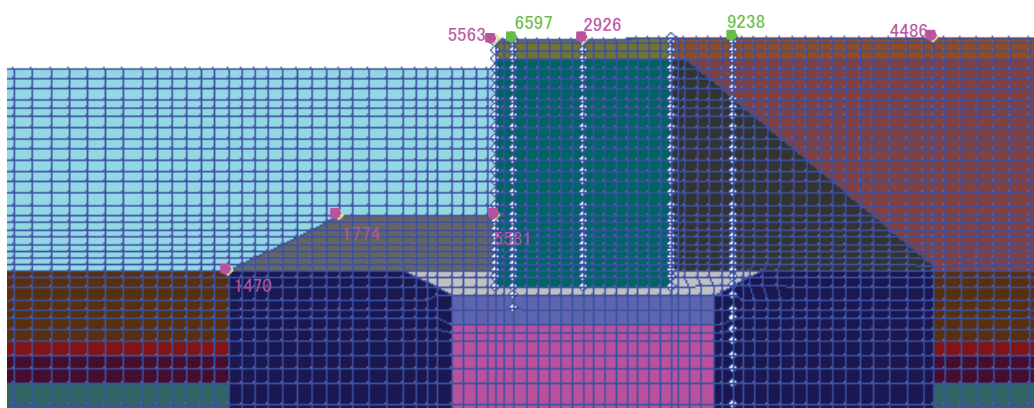


図 3.33 着目位置の節点番号

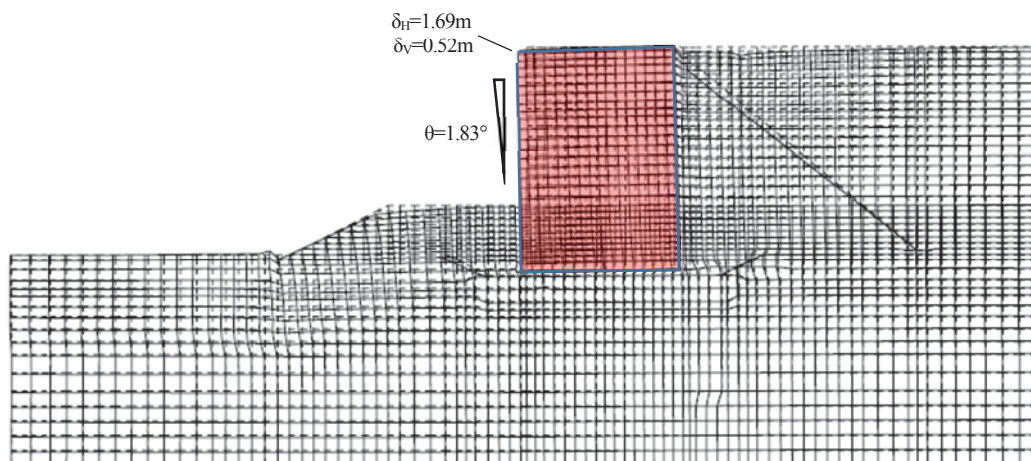


図 3.34 残留変形図

表 3.28 セル径 25.0m CDM 改良 支持層が深い断面 (水深-22.1m)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.522	-0.680	-1.803	-0.688	-3.064	-1.884
法肩	1698	-2.082	-1.611	-2.360	-1.649	-3.301	-2.555
岸壁底面	5583	-0.850	-0.538	-0.975	-0.543	2.496	2.343
岸壁天端	5563	-1.675	-0.540	-1.933	-0.545	4.468	2.609
セル中央	2926	-1.686	-0.140	-1.949	-0.140	5.125	0.382
背後地盤	4486	-0.549	-0.303	-1.214	-0.471	-3.269	1.740
海側レール	6597	-1.737	-0.200	-1.933	-0.201	4.749	-0.551
陸側レール	9357	-1.265	0.013	-1.664	0.056	-5.893	-0.811
残留傾斜角						1.961 deg	

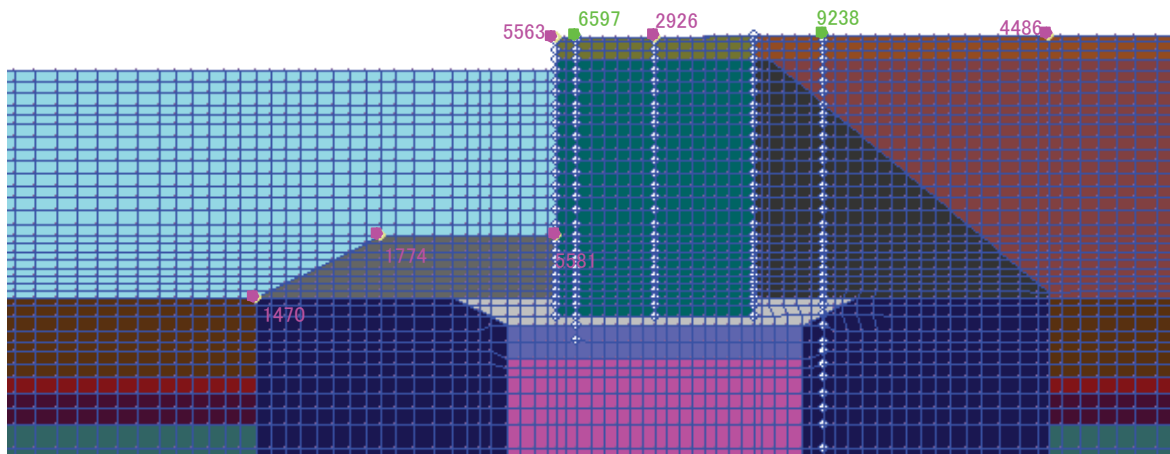


図 3.35 着目位置の節点番号

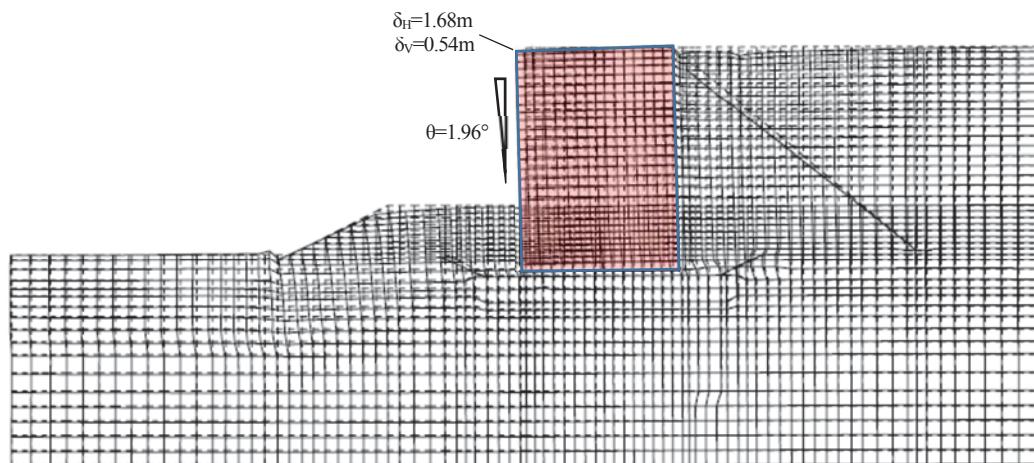


図 3.36 残留変形図

### 3.3.3 板厚の検討

現行の港湾技術基準では、海底面にセル殻を設置あるいは打設後、中詰めされた状態での応力計算によって肉厚を設定する方法を採用している。中詰め土圧係数は0.6、永続状態での限界値は鋼材降伏強度の0.65倍としている。一方、アークについては、セルの中心間隔とセルの直径の比が0.5以下であれば、中詰め土の土圧係数はセルの1/2以下という現場計測の結果より、1/2の低減を行って肉厚を決定している。

以下に、径24.5mセルおよびアークの肉厚設定に関する設計計算を示す。なお、レベル1地震動作用時の変動状態、レベル2地震動作用時の偶発時についての板厚および継手応力の確認は行われていないため、3.4に示す3次元静的解析を用いた応答変位法により検証することとした。

#### (1) セルの板厚

##### 1. 検討条件

###### 1) 計画

天端高		4.00	m
海底面		-20.10	m
前面水位	H.W.L	2.00	m
	L.W.L	0.00	m
内水位		1.33	m

###### 2) 上載荷重

上載荷重	20.0	kN/m <sup>2</sup>
------	------	-------------------

###### 3) 海水の単位体積重量

10.1	kN/m <sup>3</sup>
------	-------------------

###### 4) 土質条件

中詰め土(海底面まで)

土質		E.L		$\gamma_i$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ °	C kN/m <sup>2</sup>
		上端;m	下端;m			
中詰めスリ	気中	4.00	1.33	18.0	30.0	0.0
中詰めスリ	水中	1.33	0.00	10.0	30.0	0.0
中詰めスリ	水中	0.00	-20.10	10.0	30.0	0.0

###### 5) 部分係数

鋼材降伏強度	$\gamma_{\sigma y}$	0.65
中詰め土圧係数	$\gamma_{ki}$	1.15
中詰めの換算単位体積重量	$\gamma_{w0}$	1.00
載荷重	$\gamma_q$	1.00
残留水位	$\gamma_{RWL}$	1.05

2. 換算壁高の算定

$H_0'$ ; 換算壁高

$$H_0' = \frac{\gamma'}{\gamma_0} H_w + \frac{\gamma}{\gamma_0} (H_d - H_w)$$

$H_d$ ; 海底面から天端までの高さ (m)

$$H_d = 24.10 \text{ m}$$

$H_w$ ; 海底面から内水位面までの高さ (m)

$$H_w = 21.43 \text{ m}$$

$\gamma$ ; 内水位面から上の中詰の単位体積重量

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$\gamma'$ ; 水で飽和した中詰の単位体積重量

$$\gamma' = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$\gamma_0$ ; 中詰の換算単位体積重量

$$\gamma_0 = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} H_0' &= 10.0 \div 10.0 \times 21.43 + 18.0 \div 10.0 \times (24.10 - 21.43) \\ &= 26.24 \text{ m} \end{aligned}$$

3. セル殻に作用する最大水平方向力

$$T = \{(w_{0d} \cdot H_0' + q_d) \cdot K_{id} + \rho_0 \cdot g \cdot h_{wd}\} \cdot R$$

ここに,

$T$ ; 水平方向張力

$w_{0d}$ ; 中詰換算単位体積重量

$$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k} = 10.00 \text{ kN/m}^3$$

$$w_{0k}; \text{中詰の換算単位体積} \quad w_{0k} = 10.00 \text{ kN/m}^3$$

$H_0'$ ; 海底面上の換算壁高  $H_0' = 26.24 \text{ m}$

$q_d$ ; 載荷重

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k; \text{載荷重} \quad q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

$K_{id}$ ; 中詰土圧係数

$$K_{id} = \gamma_{ki} \cdot K_{ik} = 0.69$$

$$K_{ik}; \text{中詰土圧係数} \quad K_{ik} = 0.6$$

$\rho_0$ ; 海水の密度  $1.025 \text{ t/m}^3$

$g$ ; 重力加速度  $9.805 \text{ m/s}^2$

$h_{wd}$ ; セル内と前面との水位差

$$h_{wd} = \gamma_{hw} \cdot \{LWL + 2/3 \cdot (HWL - LWL)\} - LWL = 1.40$$

$R$ ; セル殻の半径  $R = 12.25 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \therefore T &= \{(10.00 \times 26.24 + 20.00) \times 0.69 + 1.03 \times 9.81 \times 1.40\} \times 12.25 \\ &= 2559.35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. セル殻の必要板厚

$$t_o = \frac{b \cdot T}{\sigma_{yd}}$$

ここに、

to; 必要板厚 (mm)			
b; 単位幅	b =	1.000 m	
T; 水平方向張力	T =	2559.35 kN/m	
$\sigma_{yd}$ ; 許容引張応力度	$\sigma_{yd}$ =	211 N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_{yk}$ =	325 N/mm <sup>2</sup>	SM490

$$\therefore t_o = 1 \times 2,559.35 \div 211 = 12.13 \text{ mm}$$

5. 腐食しろ

$$\Delta = v_1 T_o (1 - \varepsilon / 100) + v_1 (TL - T_o) + v_2 (TL - T_i) = 2.00 \text{ mm}$$

設計供用期間	TL =	50 年
防食期間 セル殻外面	To =	50 年
セル殻内面	Ti =	0 年
腐食速度 水中	v1 =	0.2 mm/年
土中	v2 =	0.02 mm/年
電防効率	$\varepsilon$ =	90 %

6. 使用板厚

$$t = t_o + \Delta t = 12.13 + 2.00 = 14.13 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{t = 15.00 \text{ mm}}} \text{ SM490}$$

したがって、腐食しろ 2.00mm を差し引いた板厚は 13.00mm であり、N と mm に単位系を調整し、

$$\sigma_d = T / (b \cdot t_o) = 2559.35 \times 10^3 / 1.000 \times 10^3 / 13 \times 10^{-3} = 197 \text{ N/mm}^2$$

である。

(2) ア-クの板厚

1. 検討条件

1) 計画

天端高		4.00	m
海底面		-20.10	m
前面水位	H.W.L	2.00	m
	L.W.L	0.00	m
内水位		1.33	m

2) 上載荷重

上載荷重	20.0	kN/m <sup>2</sup>
------	------	-------------------

3) 海水の単位体積重量

10.1	kN/m <sup>3</sup>
------	-------------------

4) 土質条件

中詰土(海底面まで)

土質		E.L		$\gamma_i$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ °	C kN/m <sup>2</sup>
		上端;m	下端;m			
中詰スリ	気中	4.00	1.33	18.0	30.0	0.0
中詰スリ	水中	1.33	0.00	10.0	30.0	0.0
中詰スリ	水中	0.00	-20.10	10.0	30.0	0.0

5) 部分係数

鋼材降伏強度	$\gamma_{\sigma y}$	0.65
中詰土圧係数	$\gamma_{ki}$	1.15
中詰の換算単位体積重量	$\gamma_{w0}$	1.00
載荷重	$\gamma_q$	1.00
残留水位	$\gamma_{RWL}$	1.05



2. 換算壁高の算定

$H_0'$ ; 換算壁高

$$H_0' = \frac{\gamma'}{\gamma_o} H_w + \frac{\gamma}{\gamma_o} (H_d - H_w)$$

Hd; 海底面から天端までの高さ (m)

$$H_d = 24.10 \text{ m}$$

Hw; 海底面から内水位面までの高さ (m)

$$H_w = 21.43 \text{ m}$$

$\gamma$ ; 内水位面から上の中詰の単位体積重量

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

$\gamma'$ ; 水で飽和した中詰の単位体積重量

$$\gamma' = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$\gamma_o$ ; 中詰の換算単位体積重量

$$\gamma_o = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} H_d' &= 10.0 \div 10.0 \times 21.43 + 18.0 \div 10.0 \times (24.10 - 21.43) \\ &= 26.24 \text{ m} \end{aligned}$$

3. アークに作用する最大水平方向力

$$T = \left\{ \frac{1}{2} \cdot (w_{0d} \cdot H_0' + q_d) \cdot K_{id} + \rho_0 \cdot g \cdot h_{wd} \right\} \cdot R$$

ここに,

T; 水平方向張力

$w_{0d}$ ; 中詰換算単位体積重量

$$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k} = 10.00 \text{ kN/m}^3$$

$$w_{0k}; \text{中詰の換算単位体積} \quad w_{0k} = 10.00 \text{ kN/m}^3$$

$H_0'$ ; 海底面上の換算壁高  $H_0' = 26.24 \text{ m}$

$q_d$ ; 載荷重

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k; \text{載荷重} \quad q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

$K_{id}$ ; 中詰土圧係数

$$K_{id} = \gamma_{ki} \cdot K_{ik} = 0.69$$

$$K_{ik}; \text{中詰土圧係数} \quad K_{ik} = 0.6$$

$\rho_0$ ; 海水の密度  $1.025 \text{ t/m}^3$

$g$ ; 重力加速度  $9.805 \text{ m/s}^2$

$h_{wd}$ ; セル内と前面との水位差

$$h_{wd} = \gamma_{hw} \cdot \{LWL + 2/3 \cdot (HWL - LWL)\} - LWL = 1.40$$

R; アークの半径  $R = 7.57 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \therefore T &= \{1/2 \times (10.00 \times 26.24 + 20.00) \times 0.69 + 1.03 \times 9.81 \times 1.40\} \times 7.57 \\ &= 844.04 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. アークの必要板厚

$$t_o = \frac{b \cdot T}{\sigma_{yd}}$$

ここに,

to; 必要板厚 (mm)			
b; 単位幅	b =	1.000 m	
T; 水平方向張力	T =	844.04 kN/m	
$\sigma_{yd}$ ; 許容引張応力度	$\sigma_{yd} =$	159 N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_{yk} =$	245 N/mm <sup>2</sup>	SS400

$$\begin{aligned} \therefore t_o &= 1 \times 844.04 \div 159 \\ &= 5.31 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. 腐食しろ

$$\begin{aligned} \Delta t &= v_1 T_o (1 - \varepsilon / 100) + v_1 (TL - T_o) + v_2 (TL - T_i) \\ &= 2.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

設計供用期間	TL =	50 年
防食期間 セル殻外面	To =	50 年
セル殻内面	Ti =	0 年
腐食速度 水中	v1 =	0.2 mm/年
土中	v2 =	0.02 mm/年
電防効率	$\varepsilon =$	90 %

6. 使用板厚

$$\begin{aligned} t &= t_o + \Delta t = 5.31 + 2.00 = 7.31 \text{ mm} \\ &\rightarrow \underline{\underline{t = 8.00 \text{ mm}}} \text{ SS400} \end{aligned}$$

したがって、腐食しろ 2.00mm を差し引いた板厚は 6.00mm であり、N と mm に単位系を調整し、

$$\sigma_d = T / (b \cdot t_o) = 844.04 \times 10^3 / (1.000 \times 10^3 / 6 \times 10^{-3}) = 141 \text{ N/mm}^2$$

である。

### 3.4 3次元静的解析による検討

FLIP による2次元地震応答解析での応答結果を前提に岸壁の耐震性能照査を行い、構造物の諸元と地盤改良範囲および諸元を設定し断面を確定した。しかし、2次元地震応答解析ではセルおよびアークを梁要素でモデル化するため、鋼板に発生する応力・ひずみ、ならびに継手に発生するズレなどを確認することが困難である。

そこで、本検討では、セルおよびアークを3次元シェル要素、中詰め土をソリッド要素でモデル化し、底面および背後には地盤バネを配置した3次元モデルを構築し、応答変位法による3次元静的解析を実施した。解析では施工ステップに応じた自重解析を行って地震前の初期応力を求め、次に、FLIP でのセルの応答変位と応答加速度を抽出し、バネ先に強制変位を作用するとともに中詰め土および鋼板部材に慣性力を作用することで構造物の応答を求めた。

#### 3.4.1 3次元モデルの構築

図 3.37 に解析モデル図を示す。検討対象は図 3.38 に示すとおり「支持層が深い地盤」と「最も浅い地盤」が隣接するセル No. 11～No. 14 を対象とした。

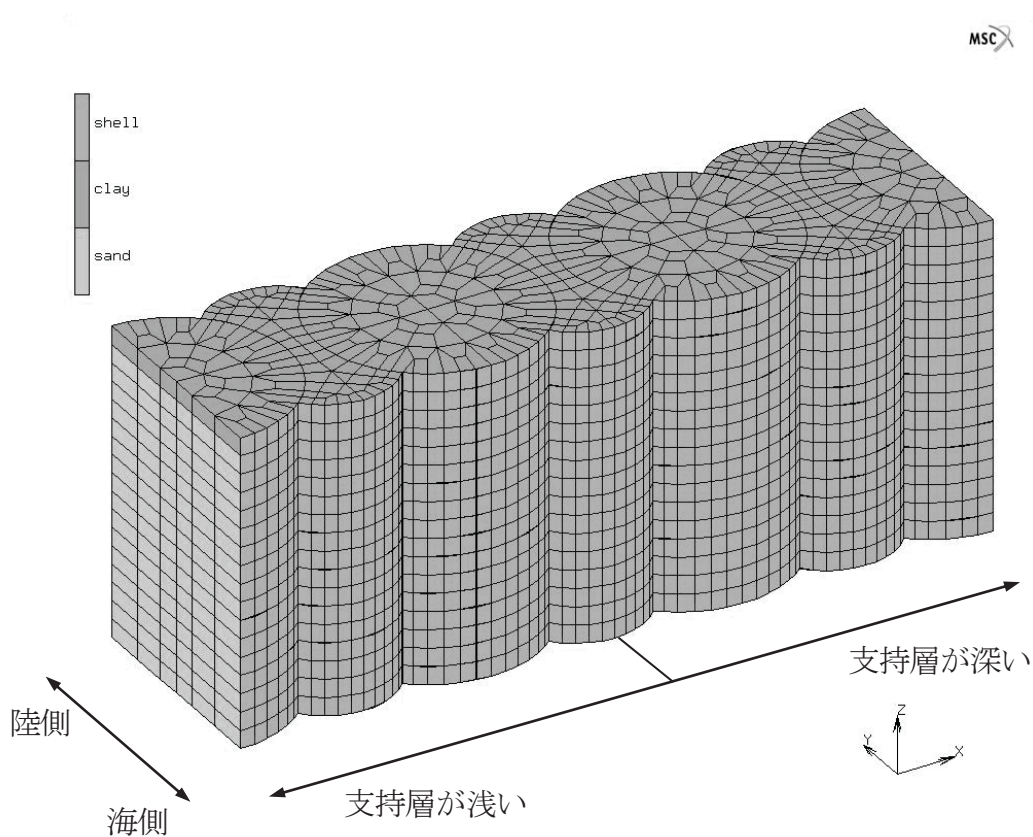


図 3.37 解析モデル図

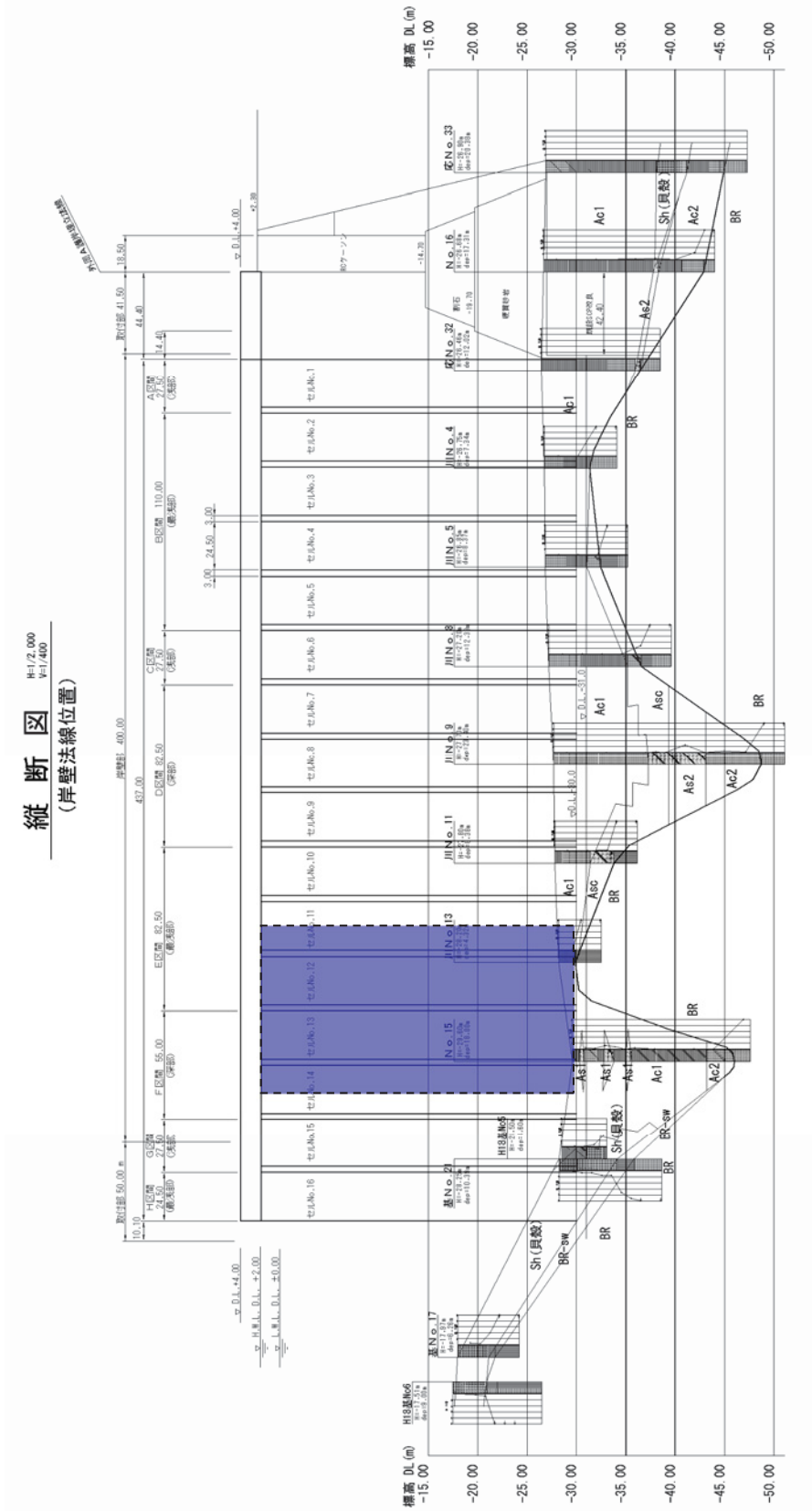


図 3.38 解析対象箇所

使用した要素は以下の通りである。

セル殻・アーチ : 厚肉四辺形シェル要素

鋼材の弾性定数  $E_s = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

ポアソン比  $\nu = 0.3$

単位体積重量  $\gamma = 77.0 \text{ kN/m}^3$

板厚  $t = 15 \text{ mm}$

材質 セル殻 : SM490 ( $\sigma_y = 315 \text{ N/mm}^2$ )

アーチ : SS400 ( $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ )

中詰砂 : ソリッド要素  $\rightarrow \phi = 30^\circ$  相当 ( $N=10$ )

変形係数  $E_0 = 2800 \text{ N} = 2800 \times 10 = 2.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$

ポアソン比  $\nu = K_H / (1 + K_H) = 0.6 / 1.6 = 0.375$

設計静止土圧係数  $K_H = 0.6$

湿潤単位体積重量  $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$

飽和単位体積重量  $\gamma_t' = 10.0 \text{ kN/m}^3$

継手 : バイリニア型非線形2節点バネ (3並進バネ+1回転バネ)

(図 3.39)

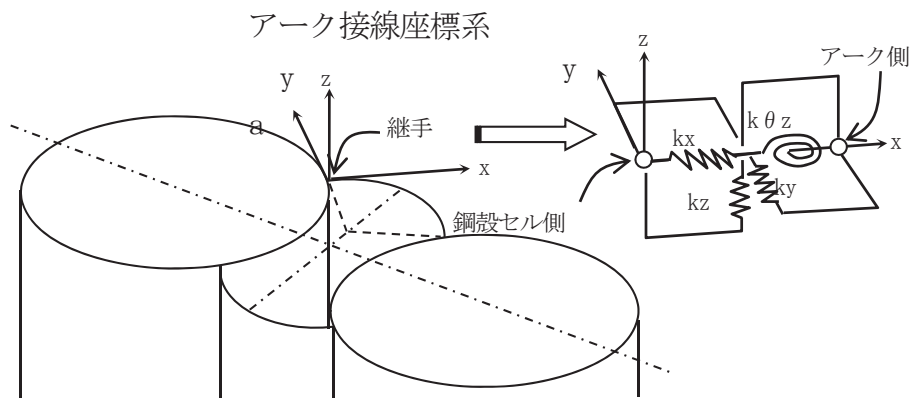


図 3.39 継手バネのモデル化

鉛直方向は摩擦型の上限值を有する継手特性を設定した。

バネ値 :  $k_z = 1200 \text{ MN/m}^2$  (p-p継手と同様とした)

バネ反力の上限值 :

水平軸方向引張時  $\tau_{\max} = \mu \sigma_x$  ( $\mu = 0.6$ ,  $\sigma_x$  : 水平軸方向反力)

$\tau_{\max}$  を超える場合 Kを初期勾配の 1/1000

水平軸方向圧縮時  $\tau_{\max} = 0$ , Kを初期勾配の 1/1000

なお、水平軸方向バネ反力の符号が反転することに鉛直方向バネの相対変位をゼロリセットする。

基礎敷石 : 線形2節点バネ (鉛直+水平せん断バネ) →  $N=10$

変形係数  $E_0 = 2800 \text{ N} = 28000 \text{ kN/m}^2$

ポアソン比  $\nu = 0.33$

鉛直方向バネ  $k_v = k_{v0} (B_v/0.3)^{3/4}$ ,  $k_{v0} = \alpha E_0/0.3$

ここに,  $B_v$  : 基礎の換算載荷幅

$\alpha$  : 地盤反力係数推定における係数

水平せん断バネ  $k_s = 0.3k_v$

前面盛石 : 線形2節点バネ (水平+鉛直せん断バネ) →  $\phi = 40^\circ$  相当 ( $N=30$ )

変形係数  $E_0 = 2800 \text{ N} = 2800 \times 30 = 8.4 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$

ポアソン比  $\nu = 0.33$

水平方向バネ  $k_H = \alpha_k \cdot k_{H0} (B_e/0.3)^{3/4}$ ,  $k_{H0} = \alpha E_0/0.3$

ここに,  $\alpha_k$  : 井筒側面のせん断抵抗や中詰め内部の抵抗の割り増し係数なので本検討では 1.0.

$B_e$  : 連続壁として  $B_e = 10 \text{ m}$  を設定

$\alpha$  : 地盤反力係数推定における係数. 地震時を適用して  $\alpha = 2$ .

鉛直せん断バネ  $k_{svb} = 0.3k_H$

背後裏込 : 線形2節点バネ (水平+鉛直せん断バネ)

前面盛石に同じ.

接触部 (中詰砂) : 非線形2節点バネ (水平+鉛直せん断バネ)

セル殻と中詰砂を繋ぐ水平方向バネは圧縮方向は剛, 引張方向は  $k \doteq 0$  とし, セル殻と中詰砂の離れを考慮し, セル殻に作用する土圧を抽出する. 鉛直方向せん断バネは, 上限値を  $Ph \cdot \tan \phi$  としたバイリニア型非線形バネとして設定する. ここに,  $Ph$  は FLIP の初期応力解析時の背後水平有効応力  $\sigma_x$  である. バネ値は十分剛な値を用いる.

3.4.2 2次元地震応答解析

3次元静的解析に用いる着目時刻の地盤変位，慣性力を求めるため，2次元地震応答解析の応答を確認する．応答変位法は減衰力を無視するために速度ゼロを仮定していることから，最大変位時あるいは残留変位時に着目することが考えられる．しかし，当該地盤条件が法線方向に変化していることから，隣接するセル同士の相対変位が最も大きくなる状態についても着目する必要がある，図 3.40～図 3.45，表 3.29，表 3.30 に示すとおり「支持層が深い地盤」と「最も浅い地盤」の2断面を対象とした．

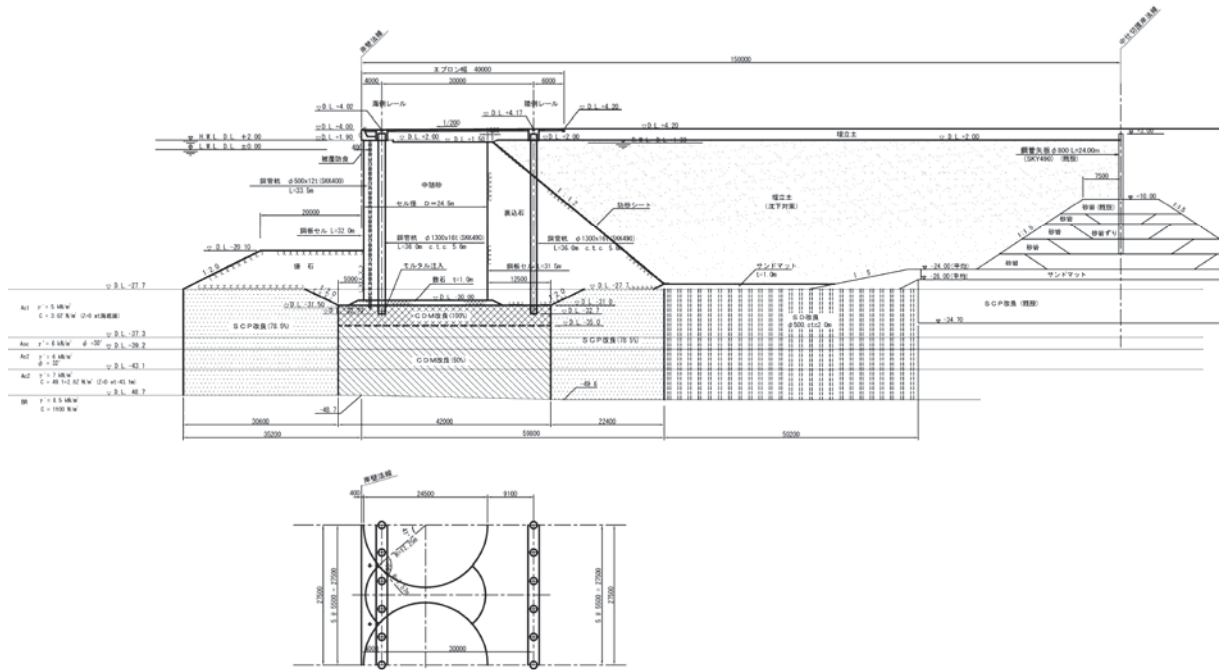


図 3.40 構造図（深い地盤）

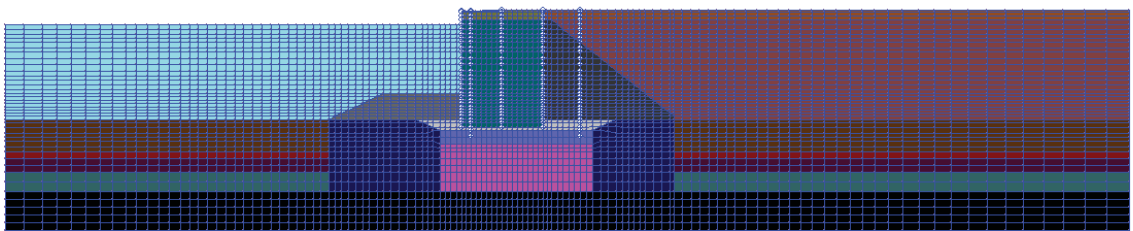


図 3.41 メッシュ図（深い地盤）

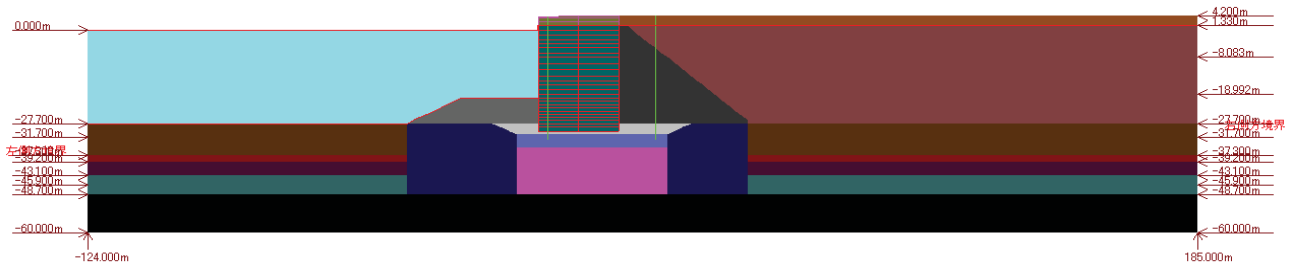


図 3.42 土層区分図（深い地盤）

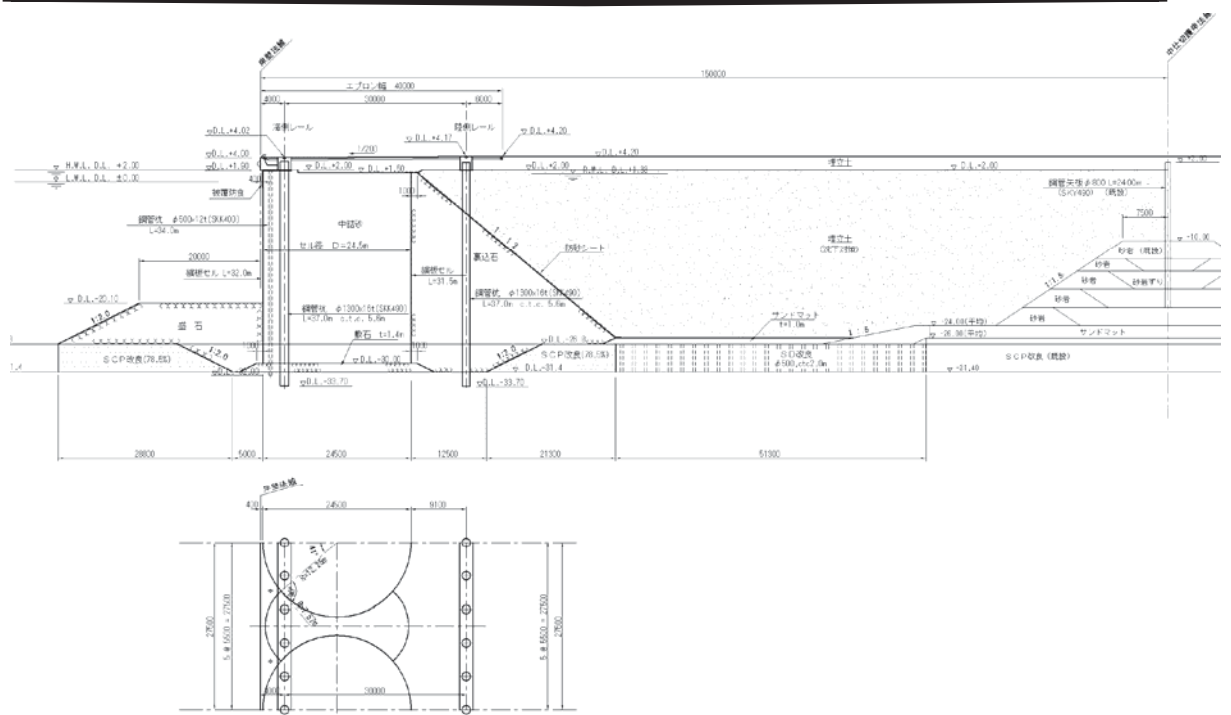


図 3.43 構造図 (最も浅い地盤)

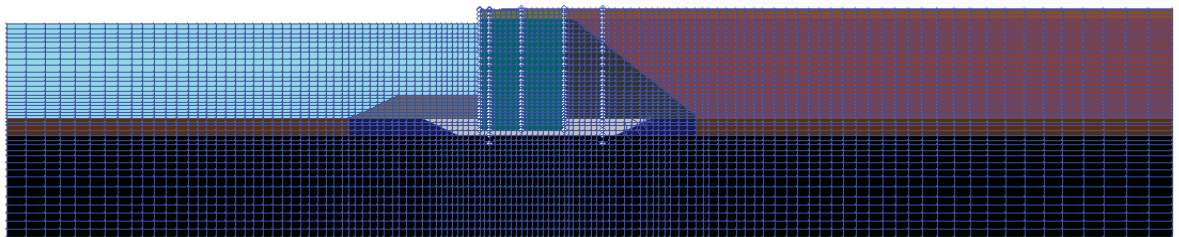


図 3.44 メッシュ図 (最も浅い地盤)

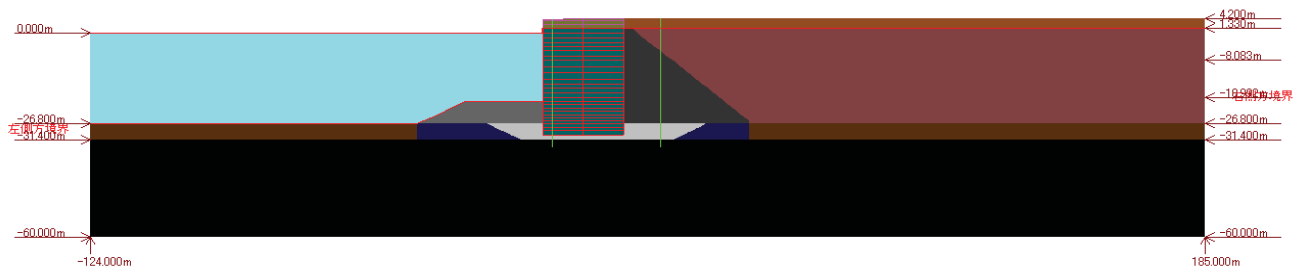


図 3.45 土層区分図 (最も浅い地盤)



表 3.29 「深い地盤」のFLIPにおける地盤の解析パラメータ

地盤物性値一覧(支持層が深い場合・原地盤)

標高(m)	層厚(m)	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断剛性 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰	
-27.70																		
-31.70	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	10.0	87.0	57.4	7.5	5040	13143	7.3	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150	
-37.30	5.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	34.0	87.0	105.8	25.5	17135	44686	23.9	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150	
-39.20	1.90	Asc	16.5	6.5	0	54.2	43.0	145.4	40.6	35613	92873	38.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.210	
-43.10	3.90	As2	17.5	7.5	8	75.0	43.0	157.2	56.2	44148	115130	0.0	39.12	0.500	0.330	0.450	0.200	
-45.90	2.80	Ac2-1	17.0	7.0	0	99.4	88.0	161.2	74.6	45089	117584	43.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170	
-48.70	2.80	Ac2-2	17.0	7.0	0	119.0	88.0	176.4	89.3	53979	140769	48.4	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170	
-60.00	11.30	BR(基礎)	18.5	8.5	0	176.8		450.0	$V_p=1653$							0.460		

※砂質土の $\phi$ は、N値より簡易法で設定した。  
 ※粘性土は、 $C$ を用いず $\phi=30^\circ$ とした。  
 ※Ac1とAscの粘着力 $C$ は、 $C=OCR \times m \times \sigma_v'$ で設定した。  
 ※Ac2の粘着力 $C$ は、 $C=OCR \times m \times \sigma_v'+16$ で設定した。

地盤物性値一覧(支持層が深い場合・埋立地盤)

標高(m)	層厚(m)	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断剛性 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰	
4.20																		
1.33	2.87	埋立土(水面上)	18.0	18.0	0	25.8	15.0	100.0	19.4	18367	47899	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200	
-8.00	9.33	埋立土(水面下①)	20.0	10.0	0	98.3	15.0	100.0	73.7	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200	
-18.00	10.00	埋立土(水面下②)	20.0	10.0	0	195.0	15.0	100.0	146.2	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200	
-27.70	9.70	埋立土(水面下③)	20.0	10.0	0	293.5	15.0	100.0	220.1	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200	
-31.70	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	352.0	87.0	211.1	264.0	68224	177917	98.5	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150	
-37.30	5.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	376.0	87.0	218.2	282.0	72876	190049	101.5	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150	
-39.20	1.90	Asc	16.5	6.5	0	396.1	43.0	243.9	297.1	100157	261193	107.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.210	
-43.10	3.90	As2	17.5	7.5	18.92	416.9	43.0	241.5	312.7	104108	271497	0.0	39.12	0.500	0.330	0.450	0.200	
-45.90	2.80	Ac2-1	17.0	7.0	0	441.4	88.0	228.7	331.0	90747	236654	86.6	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170	
-48.70	2.80	Ac2-2	17.0	7.0	0	461.0	88.0	240.3	345.7	100166	261218	89.8	30.00	0.500	0.330	0.550	0.170	
-60.00	11.30	BR(基礎)	18.5	8.5	50	518.8		450.0	$V_p=1653$							0.460		

※砂質土は0.5乗則にしたがうものとした  
 ※粘性土は強度増加を $C=C_0+m \Delta \sigma_v'$ で計算し、原地盤と埋立地盤の $C$ の比で $G$ を設定した。また、正規圧密粘土として $\phi=30^\circ$ とした。

改良地盤等物性値一覧(マルチスプリング要素)

No.	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma_{av}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断剛性 $K_{av}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰
1	SCPM改良(78.5%)	20.0	10.0	—	—	—	—	98.0	134000	348451	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.240
2	礫石・敷石・裏込石	20.0	10.0	—	—	—	—	98.0	180000	469412	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.300
3	中詰め土	20.0	10.0	10	65.0	—	—	98.0	84495	220350	0.0	39.67	0.500	0.330	0.450	0.240

※No.1のSCPMは、 $N_{65}=20$ (砂杭の値)の砂質土として設定。  
 ※No.2のせん断剛性は $G_{ma}=180000 \times (\sigma_{ma}/98)^{0.5}$ で算出。  
 ※No.3の中詰め土は、 $N_{65}=10$ の砂質土として簡易法で設定。

改良地盤等物性値一覧(線形平面要素)

No.	名称	ポアソン比 $\nu$	せん断剛性 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	質量密度 $\rho$ (t)
1	CDM 100%	0.330	8.0E+05	原地盤
2	CDM 50%	0.330	4.0E+05	原地盤

※No.1のせん断剛性は、 $E=500qu=500 \times 0.8 \times qu$ で設定(設計基準強度 $qu=2000kN/m^2$ )。

液状化パラメータ

No.	名称	液状化パラメータ					備考	
		PHIP	S1	W1	P1	P2		C1
1	As2	28.000	0.005	4.400	0.500	1.062	1.600	液状化三軸結果より

表 3.30 「最も浅い地盤」のFLIPにおける地盤の解析パラメータ

地盤物性値一覧(支持層が最も浅い場合・原地盤)

標高(m)	層厚(m)	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma'_{v'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma'_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
-26.80	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	10.0	87.0	57.4	7.5	5040	13143	7.3	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-31.40	0.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	21.5	87.0	84.1	16.1	10836	28258	15.1	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-50.00	18.60	BR(基盤)	18.5	8.5	0	102.1		450.0	$V_p=1653$						0.460		

※粘性土は、Cを用いずに $\phi=30^\circ$ とした。  
※Ac1の粘着力Cは、 $C=OCR \times m \times \sigma'_{v'}$ で設定した。

地盤物性値一覧(支持層が浅い最も場合・埋立地盤)

標高(m)	層厚(m)	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma'_{v'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma'_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
4.20	2.87	埋立土(水面上)	18.0	18.0	0	25.8	15.0	100.0	19.4	18367	47899	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-8.00	9.33	埋立土(水面下①)	20.0	10.0	0	98.3	15.0	100.0	73.7	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-18.00	10.00	埋立土(水面下②)	20.0	10.0	0	195.0	15.0	100.0	146.2	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-26.80	8.80	埋立土(水面下③)	20.0	10.0	0	289.0	15.0	100.0	216.7	20408	53221	0.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.200
-30.80	4.00	Ac1-1	15.0	5.0	0	343.0	87.0	208.4	257.2	66479	173367	96.0	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-31.40	0.60	Ac1-2	15.0	5.0	0	354.5	87.0	211.9	265.8	68708	179180	95.7	30.00	0.500	0.330	0.550	0.150
-50.00	18.60	BR(基盤)	18.5	8.5	0	435.0		450.0	$V_p=1653$						0.460		

※砂質土は0.5乗割にしたがうものとした。  
※粘性土は強度増加を $C=C_0+m\Delta\sigma'_{v'}$ で計算し、原地盤と埋立地盤のCの比でGを設定した。また、正規圧密粘土として $\phi=30^\circ$ とした。

改良地盤等物性値一覧(マルチスプリング要素)

No.	名称	単位体積重量(湿) $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効単位体積重 $\gamma'_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	有効上載圧 $\sigma'_{v'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	細粒分含有率 $F_c$ (%)	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準となる平均有効 $\sigma'_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期せん断 $G_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準となる初期体積剛 $K_{e0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	パラメータ $mG, mK$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
1	SCPM改良(78.5%)	20.0	10.0	—	—	—	—	98.0	134000	349451	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.240
2	盛石・敷石・裏込石	20.0	10.0	—	—	—	—	98.0	180000	469412	0.0	40.00	0.500	0.330	0.450	0.300
3	中詰め土	20.0	10.0	10	65.0	—	—	98.0	84495	220350	0.0	39.67	0.500	0.330	0.450	0.240

※No.1のSCPIは、N65=20(砂杭の値)の砂質土として設定。  
※No.2のせん断剛性は $G_{ma}=180000 \times (\sigma_{ma}/98)^{0.5}$ で算出。  
※No.3の中詰め土は、N65=10の砂質土として簡易法で設定。

主要な点における応答結果の一覧を表 3.31 および表 3.32, 残留変形図を図 3.47, 図 3.52 に示す。

「深い地盤」で岸壁天端の残留水平変位が 1.65m, 「最も浅い地盤」で 1.47m であり, 同程度の応答結果を示している。また, 残留変形図をみると, 中詰め基部に変形の大きなゾーンが形成されていることがわかり, 重力式では基礎マウンドおよび基礎地盤の変形によって変位するのに対し, セル構造では中詰めおよび敷石付近の変形に着目すべきである。

クレーン基礎天端では 460~500Gal の最大応答加速度を示しており, クレーン本体に対してかなり大きな地震動となることが推察される。また, クレーン基礎は陸側と海側で変位挙動が異なっており, 陸側基礎と海側基礎の天端が水平方向に広がっている。しかし, 最大水平相対変位は 90cm 程度に抑えられている。

表 3.31 変形照査結果一覧 (深い地盤)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1470	-1.657	-0.710	-1.969	-0.719	-3.082	-1.860
法肩	9493	-1.876	-1.457	-2.144	-1.498	-3.046	-2.325
岸壁底面	9521	-0.890	-0.518	-1.021	-0.522	2.571	2.067
岸壁天端	5563	-1.645	-0.520	-1.920	-0.524	4.699	2.366
セル中央	2926	-1.658	-0.141	-1.940	-0.141	5.250	0.519
背後地盤	4486	-0.532	-0.286	-1.211	-0.464	-3.289	-1.754
海側レール	6597	-1.724	-0.199	-1.928	-0.200	5.075	0.472
陸側レール	9357	-1.211	0.014	-1.679	0.055	-6.157	-0.806
残留傾斜角						1.795 deg	

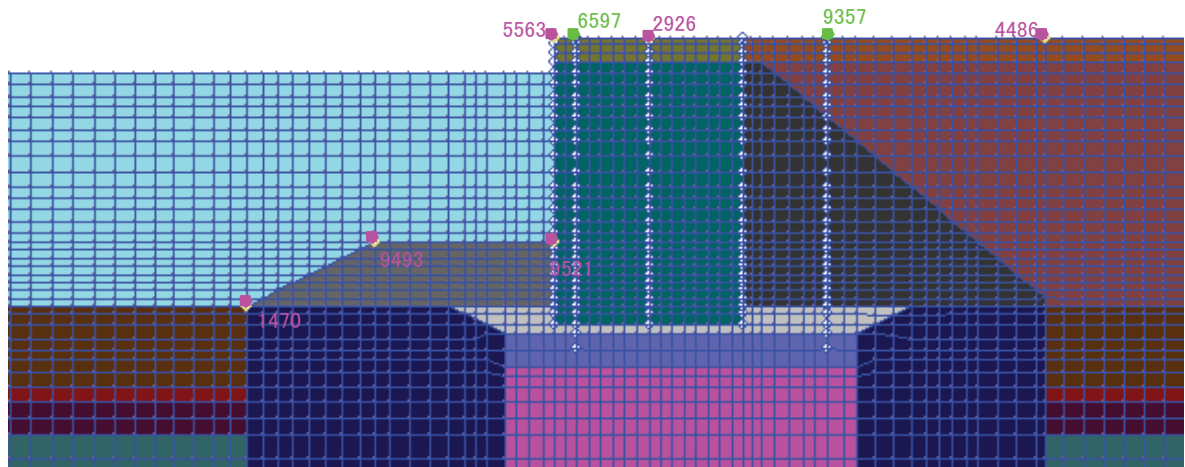


図 3.46 着目節点位置と節点番号 (深い地盤)

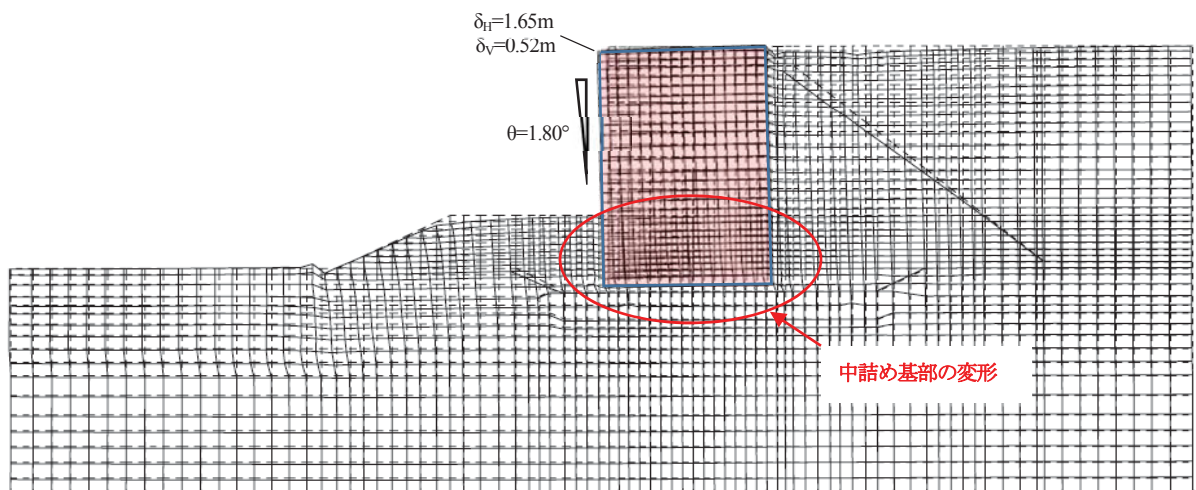


図 3.47 残留変形図 (深い地盤)

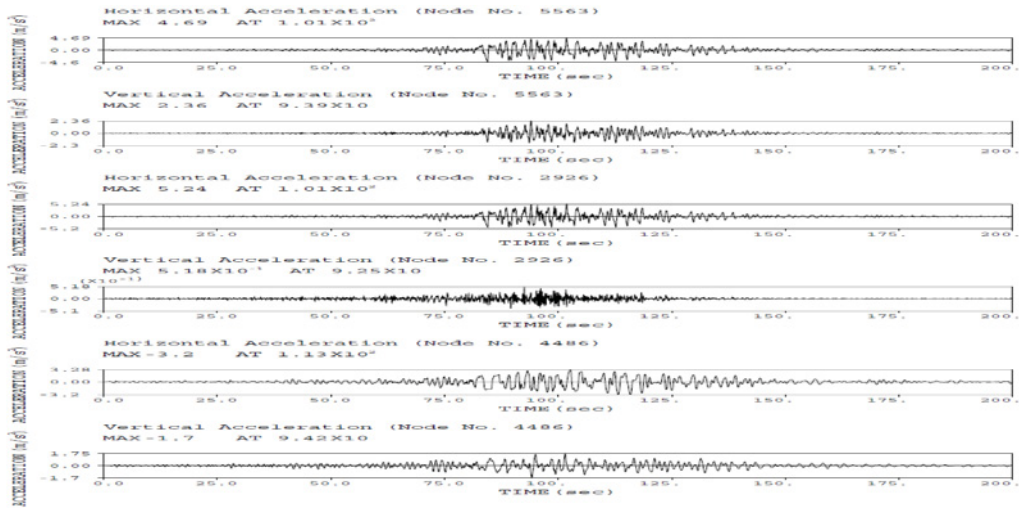


図 3.48 岸壁天端加速度応答時刻歴(深い地盤)

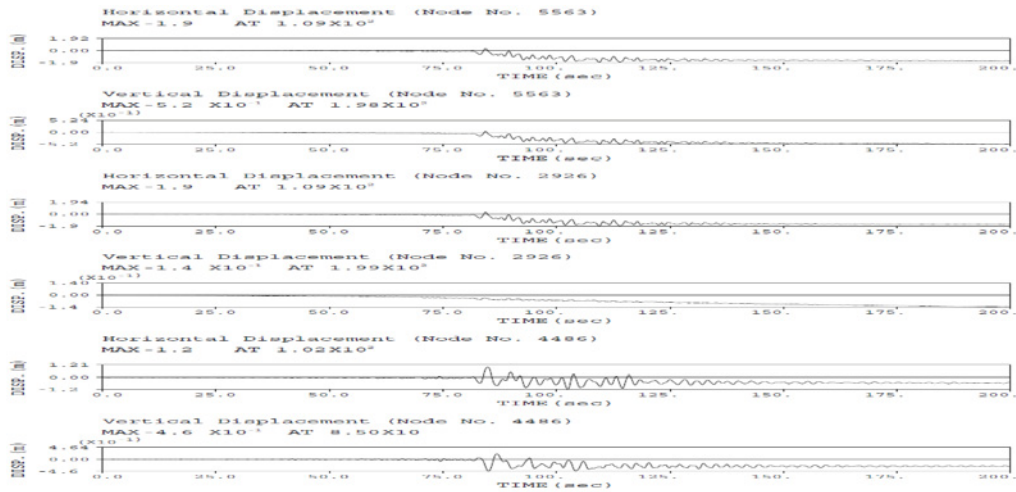


図 3.49 岸壁天端変位応答時刻歴(深い地盤)

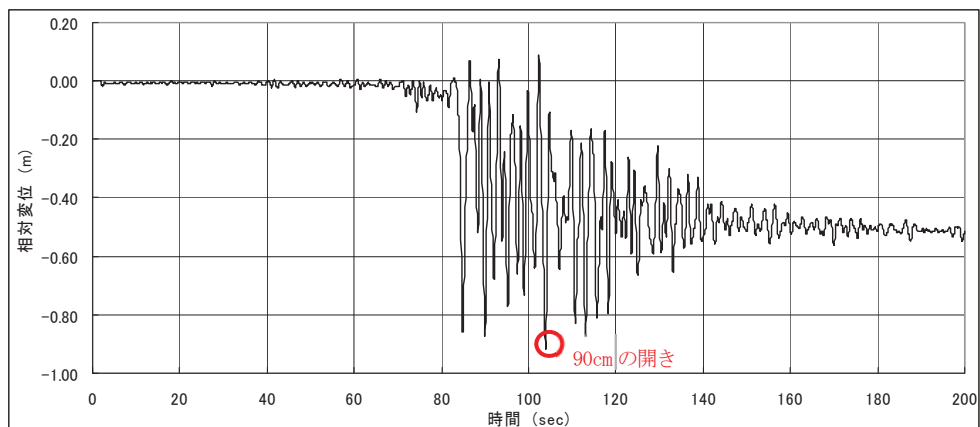


図 3.50 クレーン基礎相対水平変位(深い地盤)

表 3.32 変形照査結果一覧 (最も浅い地盤)

位置	Node No.	残留変位 (m)		最大変位 (m)		最大加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
法先	1508	-0.889	-0.211	-1.098	-0.224	-3.403	1.095
法肩	9422	-0.951	-0.456	-1.152	-0.462	-3.368	1.517
岸壁底面	9518	-0.745	-0.408	-0.894	-0.451	-2.590	1.886
岸壁天端	5563	-1.465	-0.410	-1.754	-0.455	-4.048	2.077
セル中央	2926	-1.470	-0.051	-1.763	-0.051	-4.643	0.328
背後地盤	9616	-0.513	-0.325	-1.311	-0.499	-3.226	-1.125
海側レール	6597	-1.520	-0.059	-1.750	-0.059	-4.585	-0.242
陸側レール	9357	-1.099	-0.018	-1.583	-0.018	5.929	-0.142
残留傾斜角						1.711 deg	

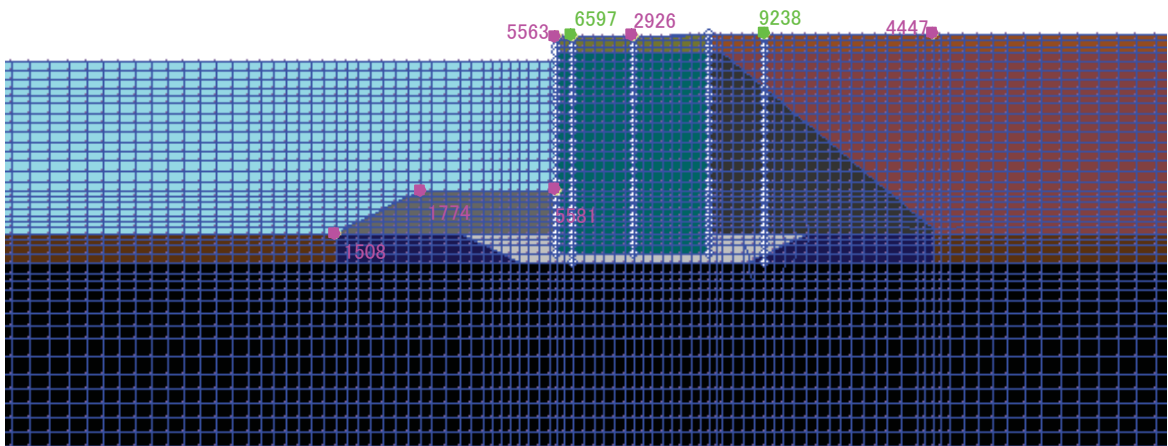


図 3.51 着目節点位置と節点番号 (最も浅い地盤)

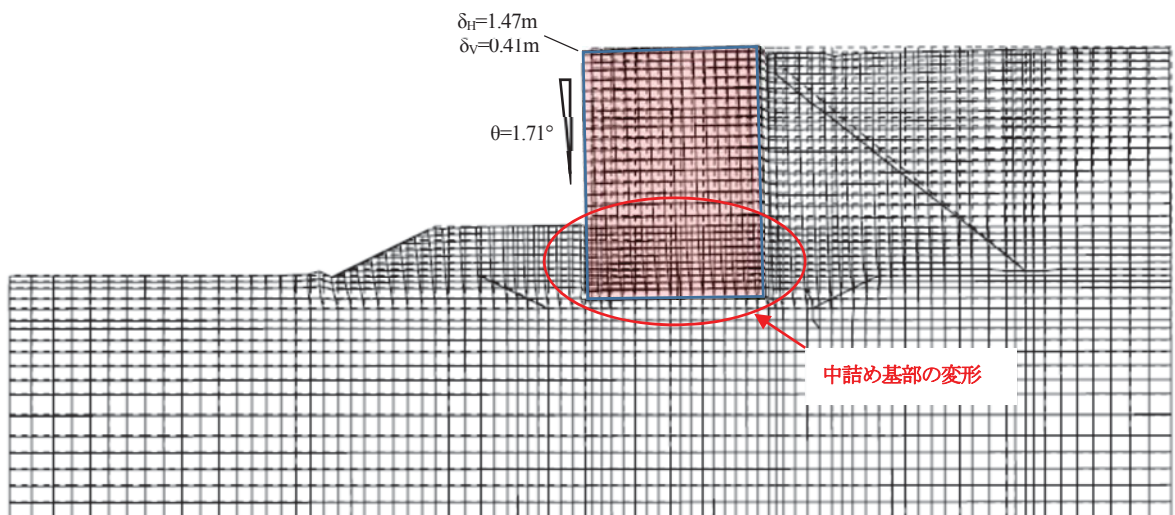


図 3.52 残留変形図 (最も浅い地盤)

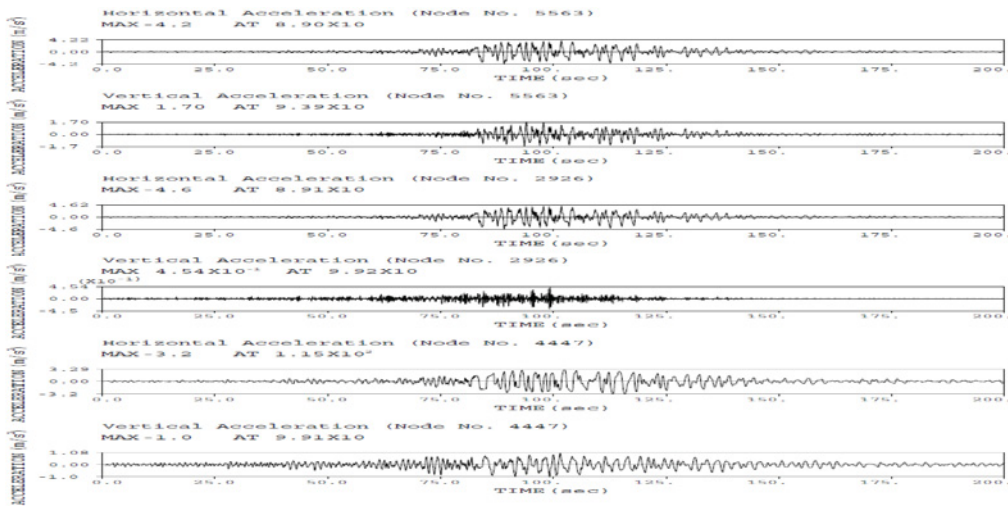


図 3.53 岸壁天端加速度応答時刻歴 (最も浅い地盤)

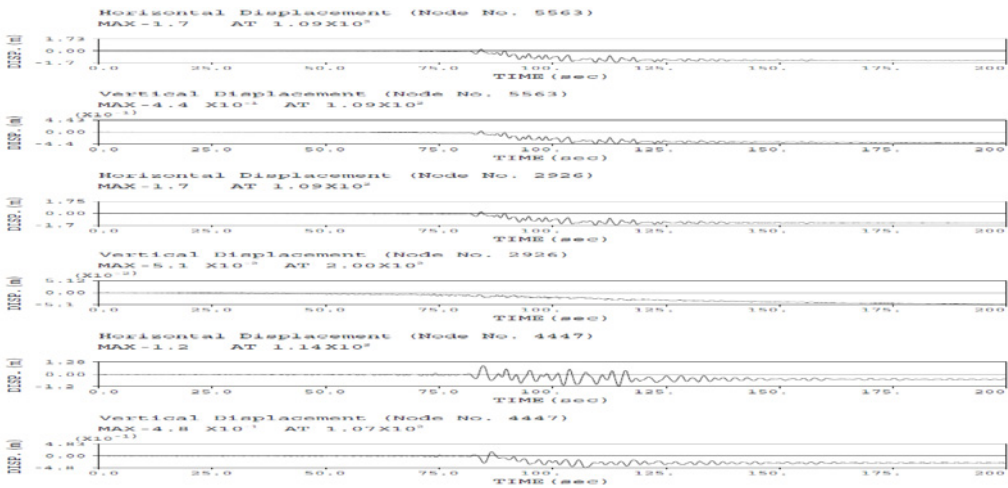


図 3.54 岸壁天端変位応答時刻歴 (最も浅い地盤)

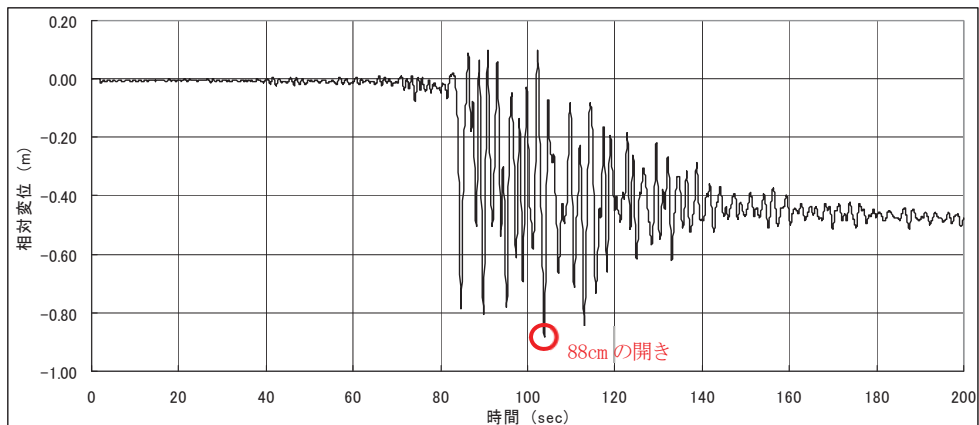


図 3.55 クレーン基礎相対水平変位 (最も浅い地盤)

図 3.56, 図 3.59 に「深い地盤」, 図 3.57, 図 3.60 に「最も浅い地盤」の岸壁天端変位時刻歴と, 図 3.58, 図 3.61 に両者の相対変位時刻歴を示す. また, 図 3.62～図 3.76 に各時刻におけるせん断応力  $\tau_{max}$ , せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  の分布図を示す.

- 1) 80sec 付近から 120sec 付近までが主な残留変位の発生時刻となっている. このうち①～⑮のピーク時刻を抽出する.
- 2) 「深い地盤」と「最も浅い地盤」の岸壁天端における水平変位の相対量が最大となるのは 95sec 付近であり, 約 35cm の水平相対変位量である. また, 鉛直変位の相対量も 95sec 付近で大きな値が発生しているが, 結果的に残留時が最大値を与えている. しかし, その量は 12cm と微小である.
- 3)  $t=83.16\text{sec}$  (①) の応答をみると, せん断応力 ( $\tau_{max}$ ) が前趾側と後趾側裏込石直下の CDM 改良体に集中している. また, せん断ひずみ ( $\gamma_{max}$ ) は前面盛石の底面およびセル前面隣接部, セル直背後隣接部裏込石, それと裏込石基部に集中し, さらに, セルの剛体的な挙動に伴って前趾側と後趾側の基部敷石層にせん断ひずみが集中している.
- 4)  $t=84.36\text{sec}$  (②) では逆にセルが陸側に振れたときの性状を示している. この場合には, 裏込石直下の CDM 改良体にせん断応力が集中し, また, 埋立土と裏込石の境界部にせん断ひずみが集中している. セルは剛体的に陸側に向けて回転する挙動を示しており, 前面盛石と裏込石との境界部にせん断ひずみが集中している.
- 5)  $t=88.56\text{sec}$  (③),  $90.52\text{sec}$  (⑤),  $92.76\text{sec}$  (⑦),  $101.92\text{sec}$  (⑩),  $109.40\text{sec}$  (⑫),  $113.96\text{sec}$  (⑭) の時刻は海側に振れた性状として  $t=83.16\text{sec}$  (①) の応答と同様の挙動となっているが, せん断ひずみが時間を経るにつれて累積している.
- 6)  $t=89.52\text{sec}$  (④),  $91.64\text{sec}$  (⑥),  $94.84\text{sec}$  (⑧),  $98.48\text{sec}$  (⑨),  $103.40\text{sec}$  (⑪),  $112.60\text{sec}$  (⑬) の時刻は逆に陸側に振れた性状として  $t=84.36\text{sec}$  (②) の応答と類似の挙動を示している. 上記と同様に時間を経るごとにせん断ひずみが蓄積している.
- 7) 残留時 ( $t=200\text{sec}$ , ⑮) を確認すると, セルは剛体挙動を保ったまま前面側に転倒するモードで残留変位を生じている. セル下端部中詰め土では直線的にせん断ひずみが集中しており, すべり面が形成されている. 前趾側と後趾側の敷石層はせん断変形しているにもかかわらず, セル中央部下端の敷石層はせん断ひずみが小さい. 前面側盛石が法に沿って変形が進行しているが, CDM 改良体は堅固な基礎地盤となって全体の変形を抑制している. 一方, 背後地盤は主働領域を形成しているが, セルの転倒モードに対して直背後の裏込石との境界部にせん断ズレが生じ, また, 背後地盤は地表面が沈下している. 陸側の基礎杭周辺において埋立土が杭の影響を受けてひずみが集中する領域が認められる.

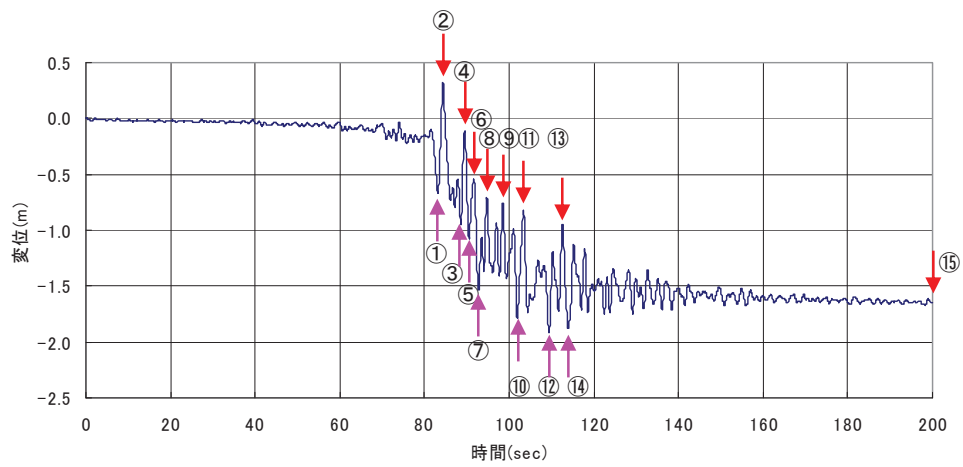


図 3.56 岸壁天端水平変位時刻歴 (支持層が深い)

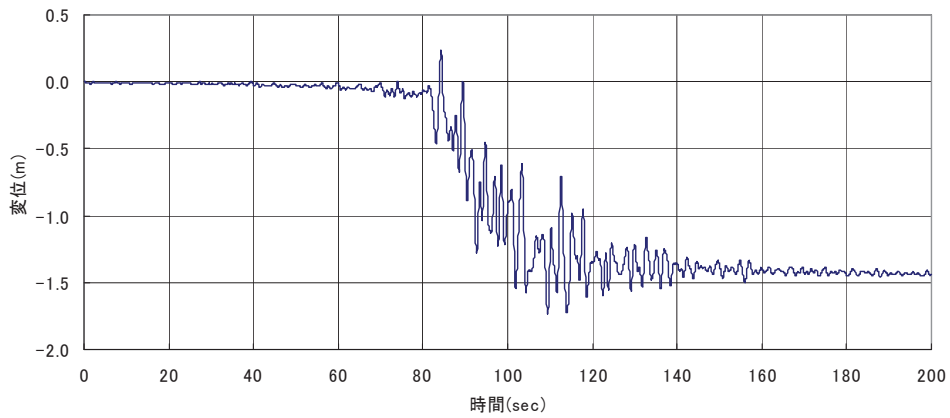


図 3.57 岸壁天端水平変位時刻歴 (支持層が最も浅い)

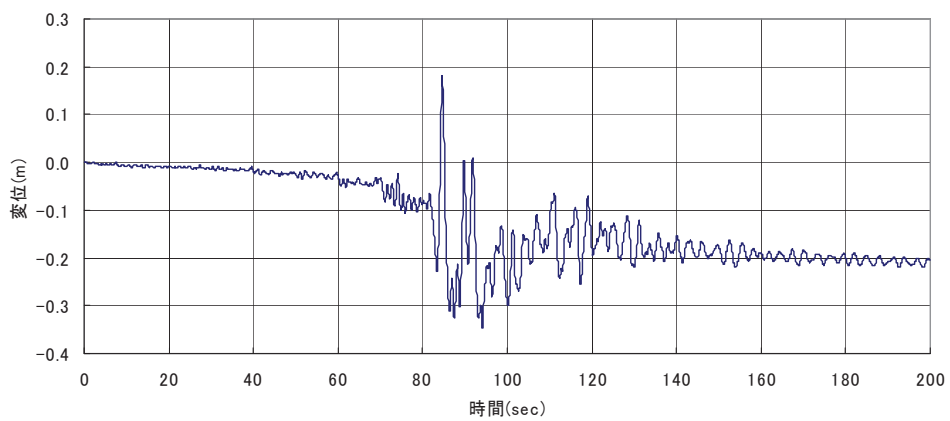


図 3.58 岸壁天端相対水平変位時刻歴



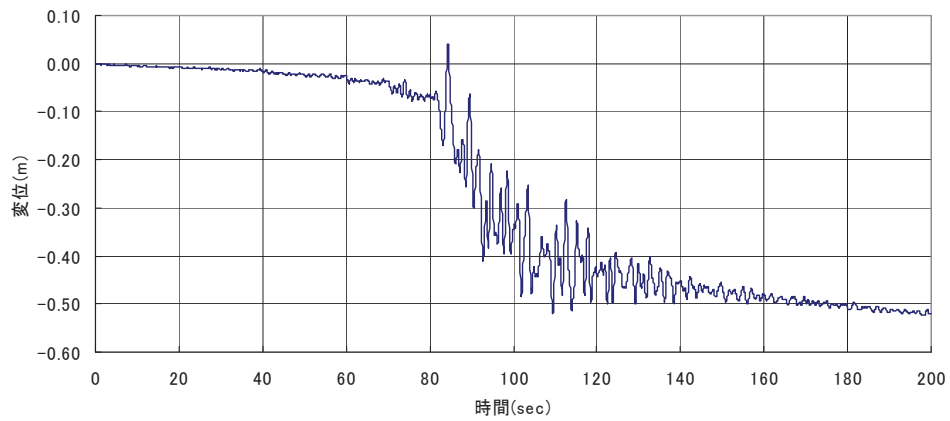


図 3.59 岸壁天端鉛直変位時刻歴 (支持層が深い)

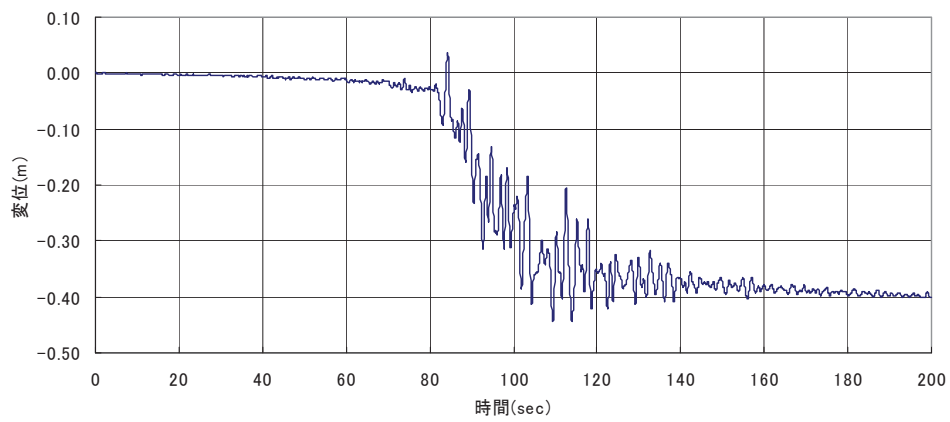


図 3.60 岸壁天端鉛直変位時刻歴 (支持層が最も浅い)

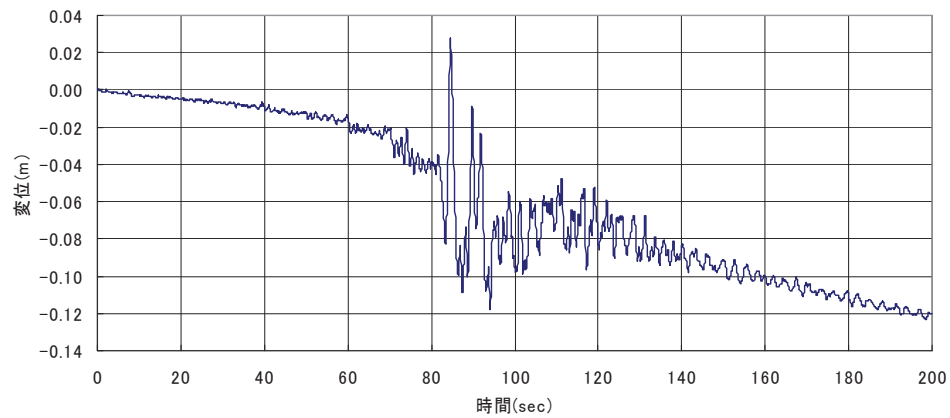


図 3.61 岸壁天端相対鉛直変位時刻歴

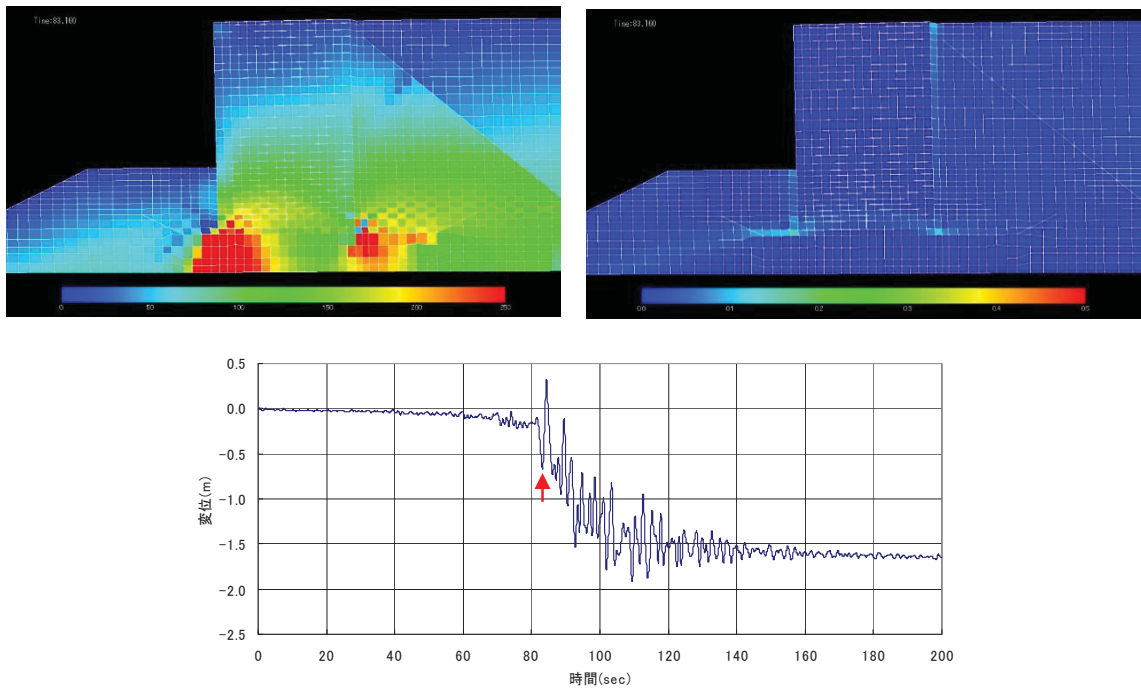


図 3.62 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (① t=83.16sec 支持層が深い)

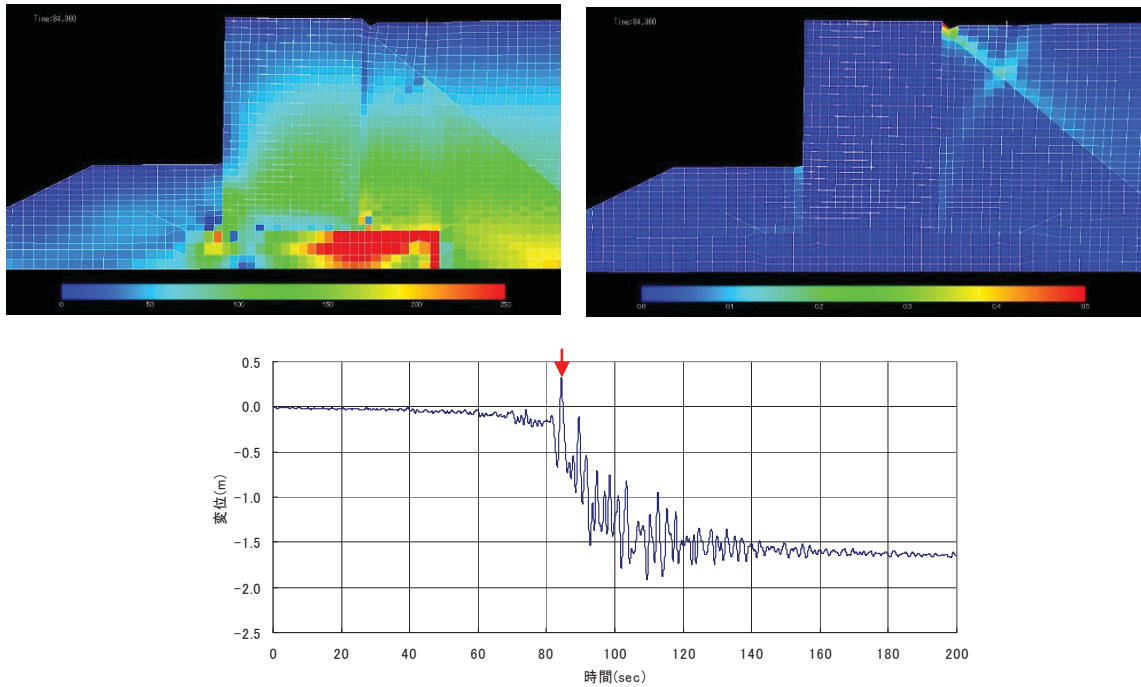


図 3.63 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (② t=84.36sec 支持層が深い)

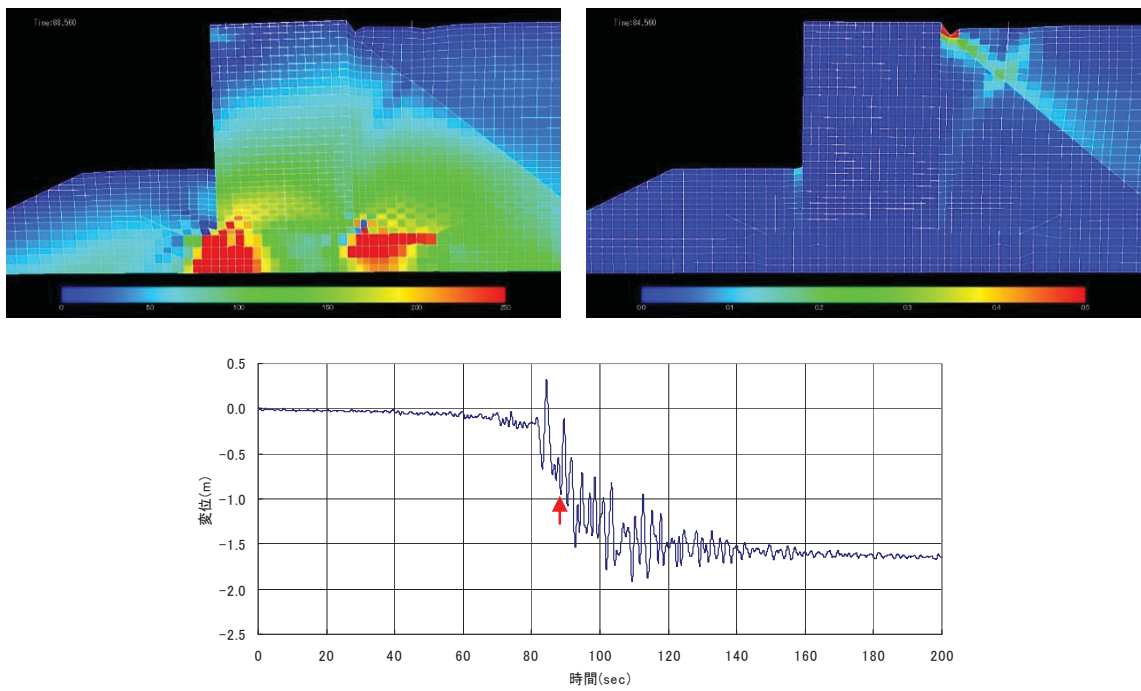


図 3.64 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (③ t=88.56sec 支持層が深い)

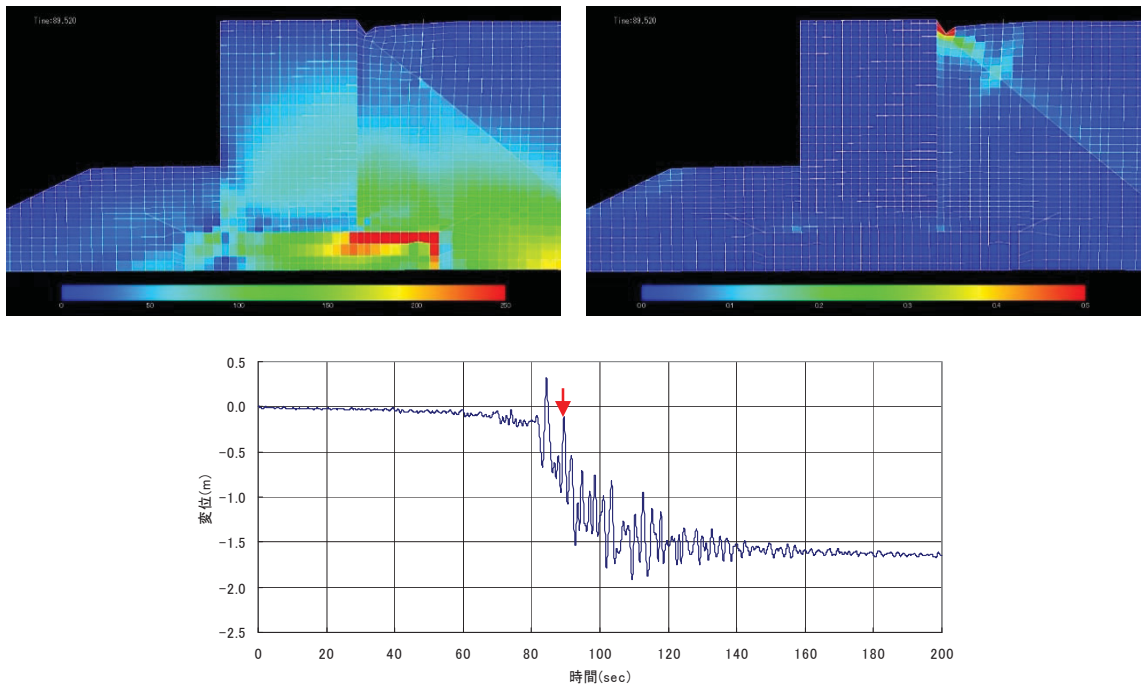


図 3.65 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (④ t=89.52sec 支持層が深い)

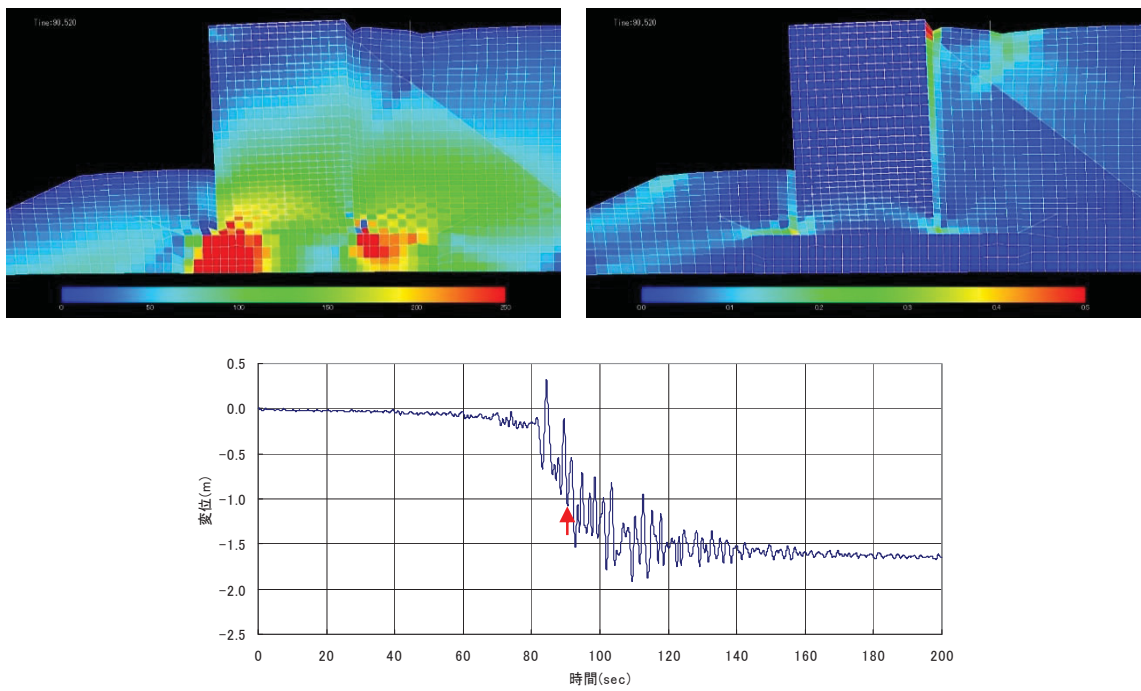


図 3.66 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑤ t=90.52sec 支持層が深い)

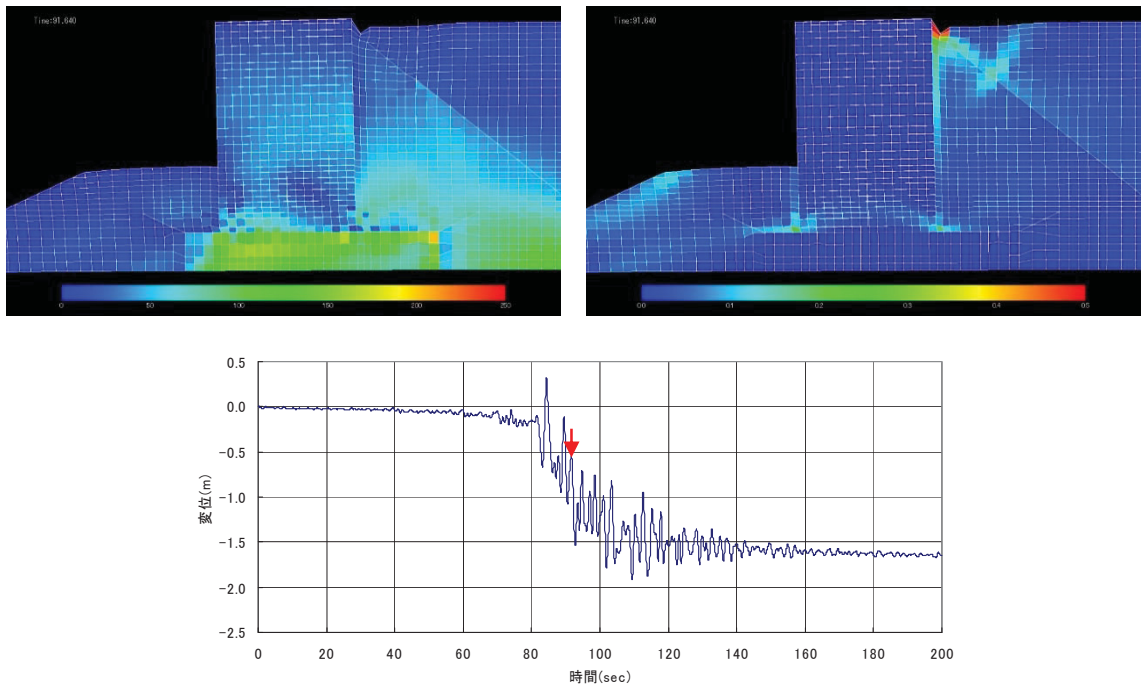


図 3.67 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑥ t=91.64sec 支持層が深い)

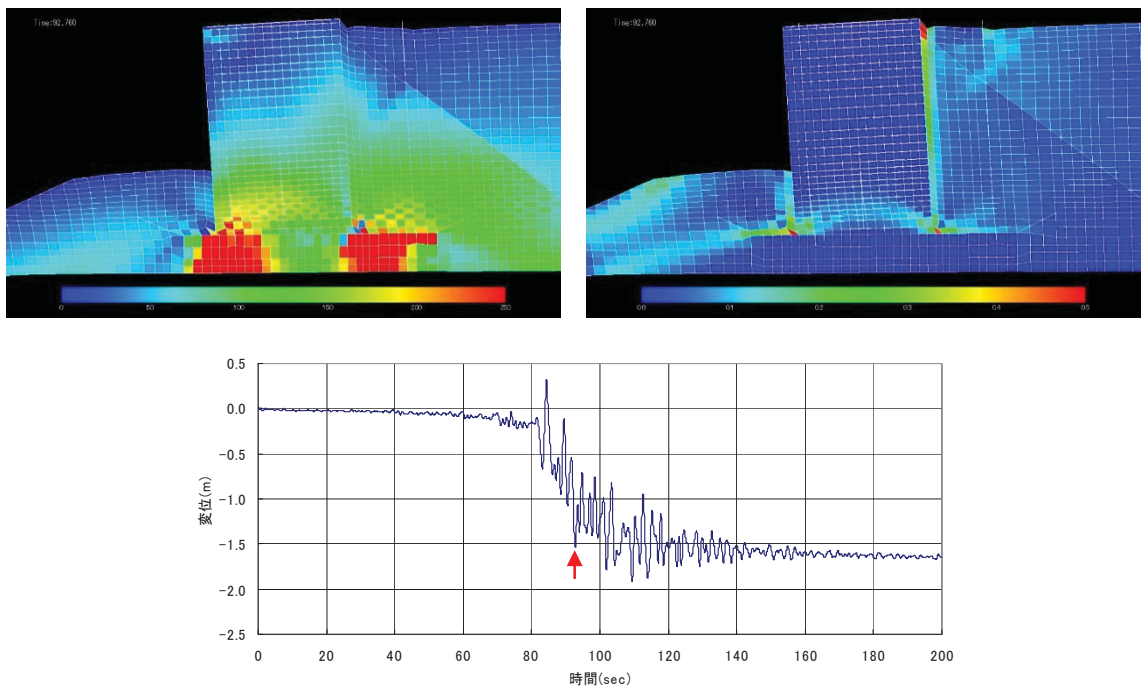


図 3.68 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (⑦)  $t=92.76\text{sec}$  支持層が深い)

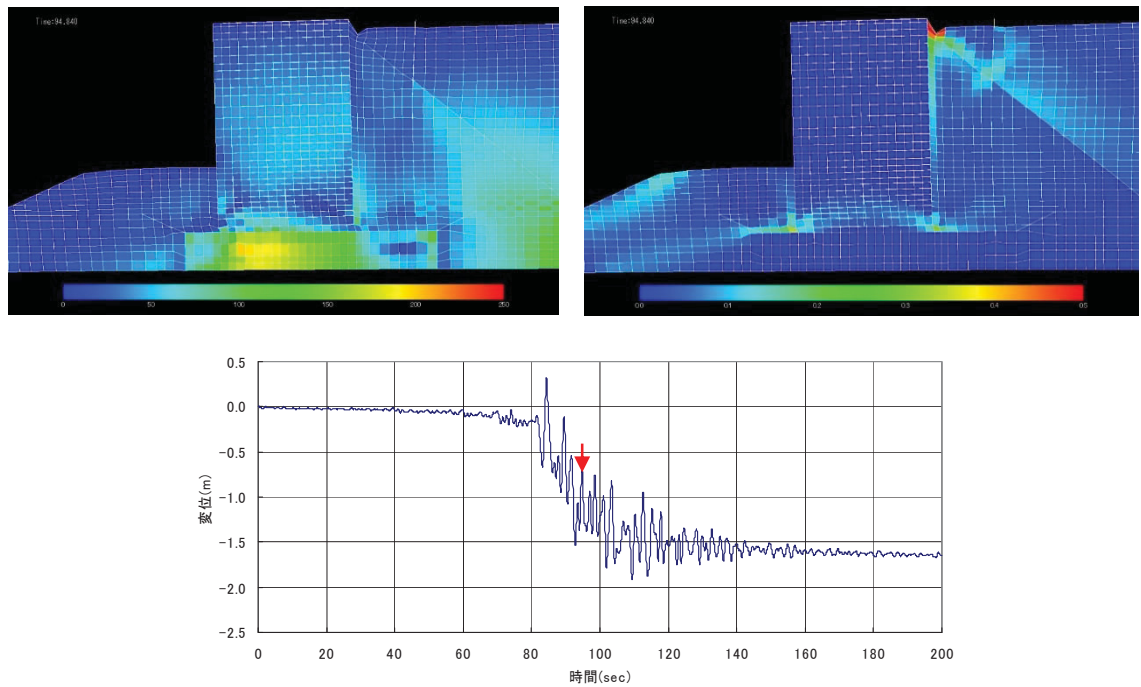


図 3.69 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  分布図 (⑧)  $t=94.84\text{sec}$  支持層が深い)

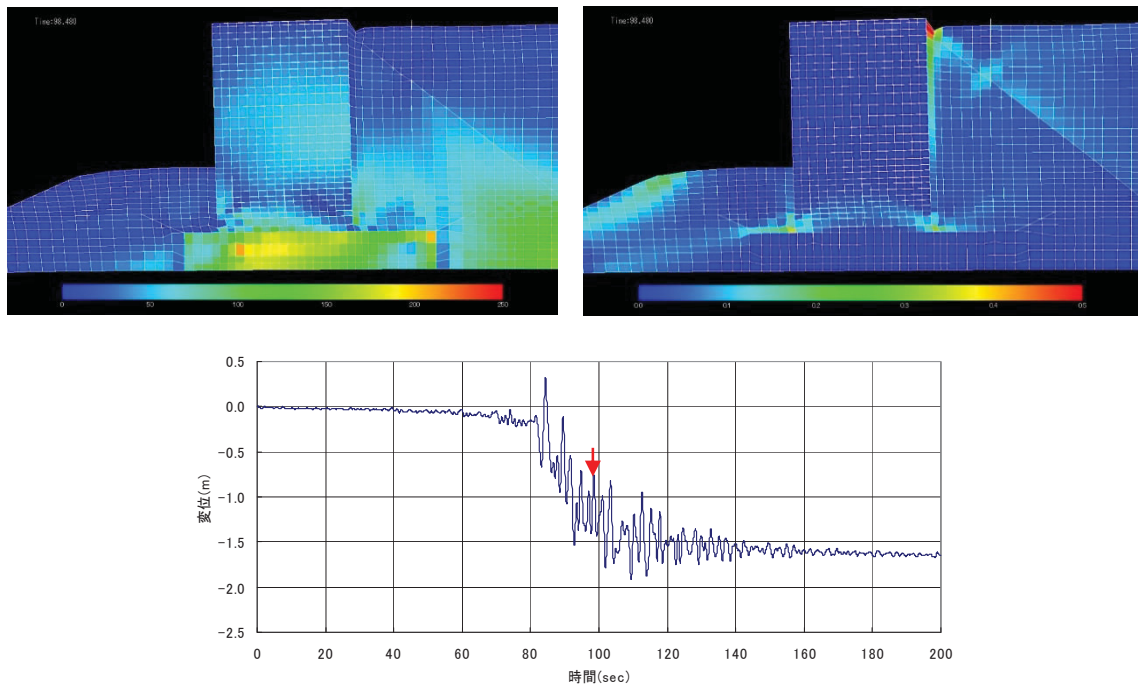


図 3.70 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑨ t=98.48sec 支持層が深い)

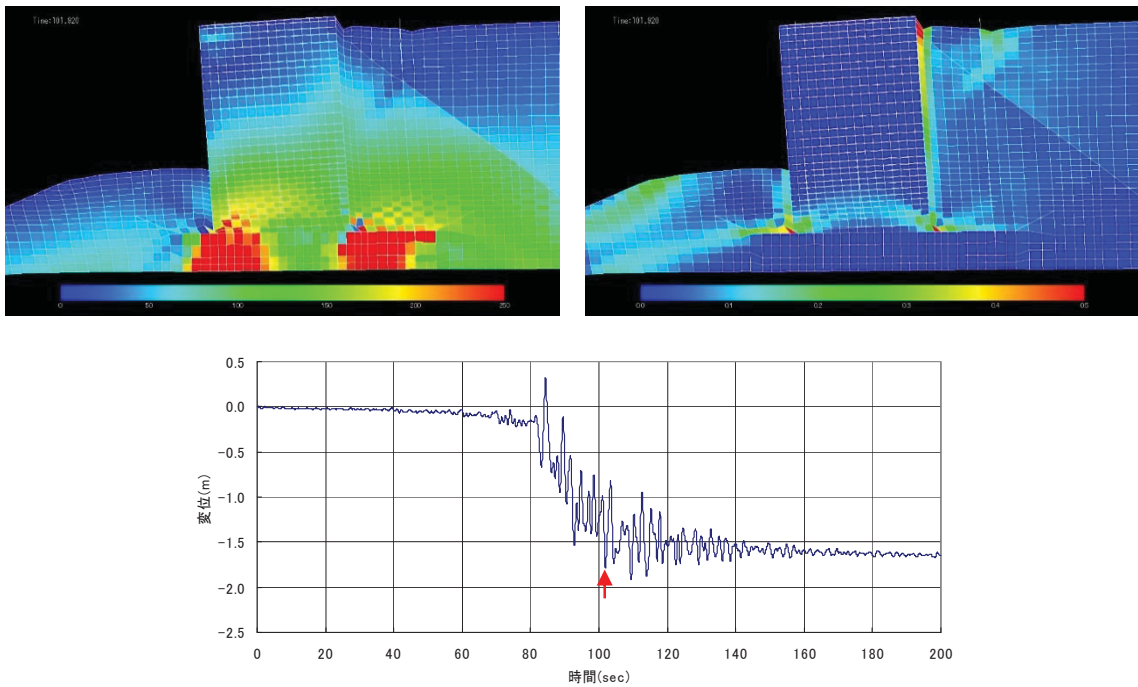


図 3.71 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑩ t=101.92sec 支持層が深い)

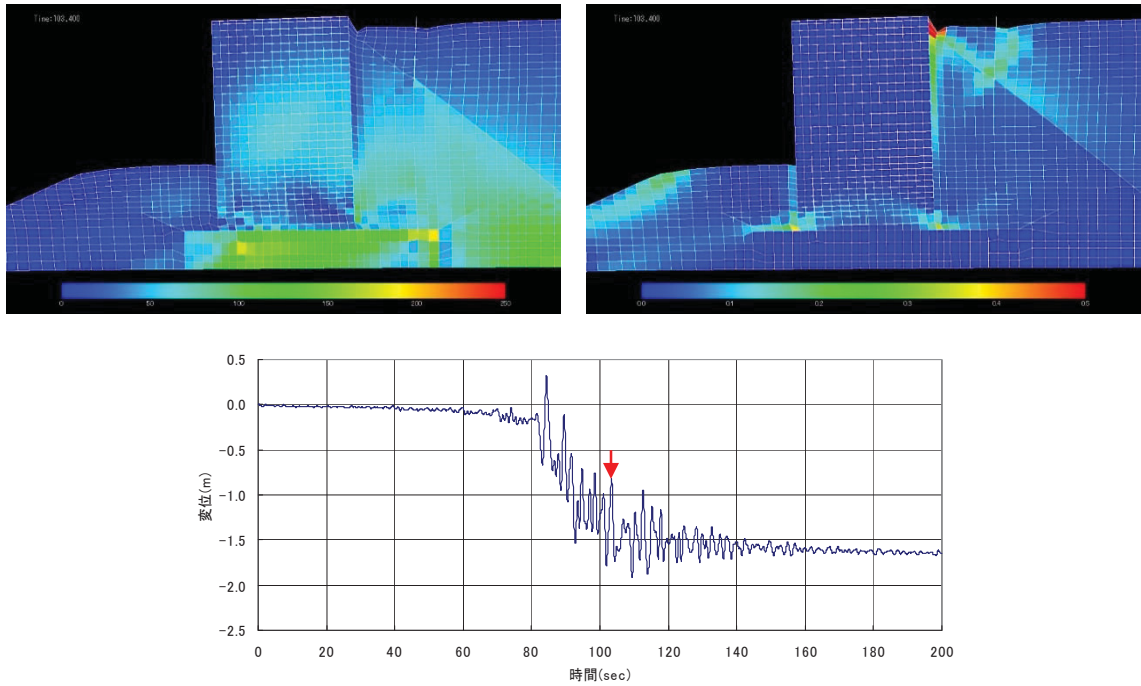


図 3.72 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑪  $t=103.40\text{sec}$  支持層が深い)

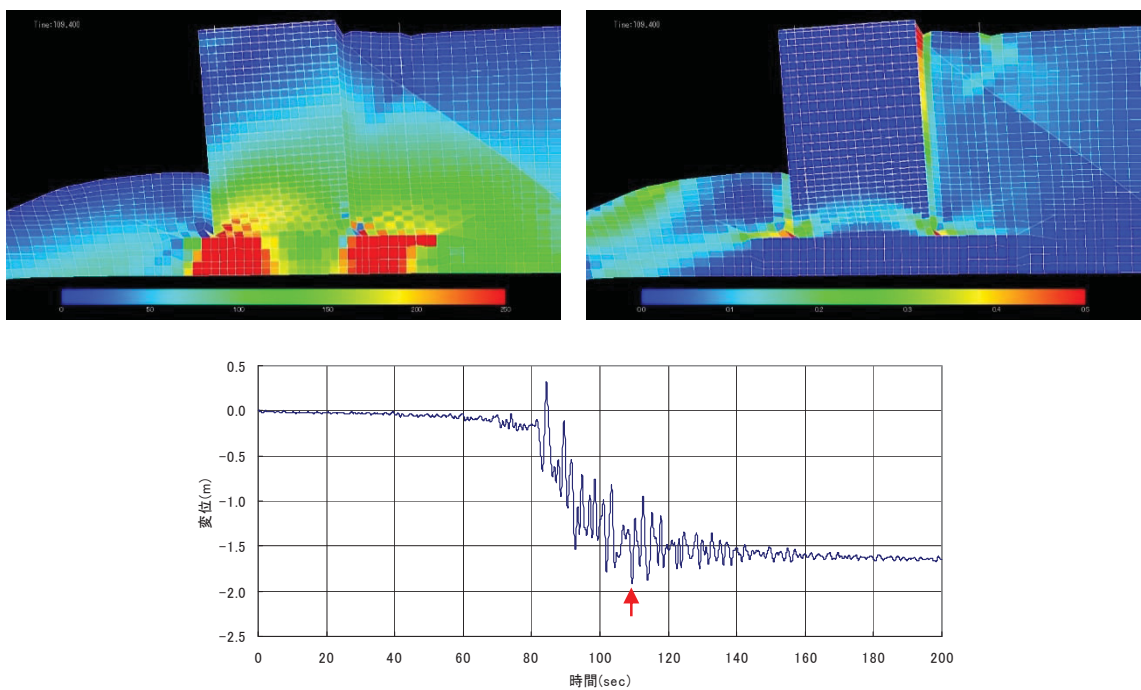


図 3.73 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑫  $t=109.40\text{sec}$  支持層が深い)

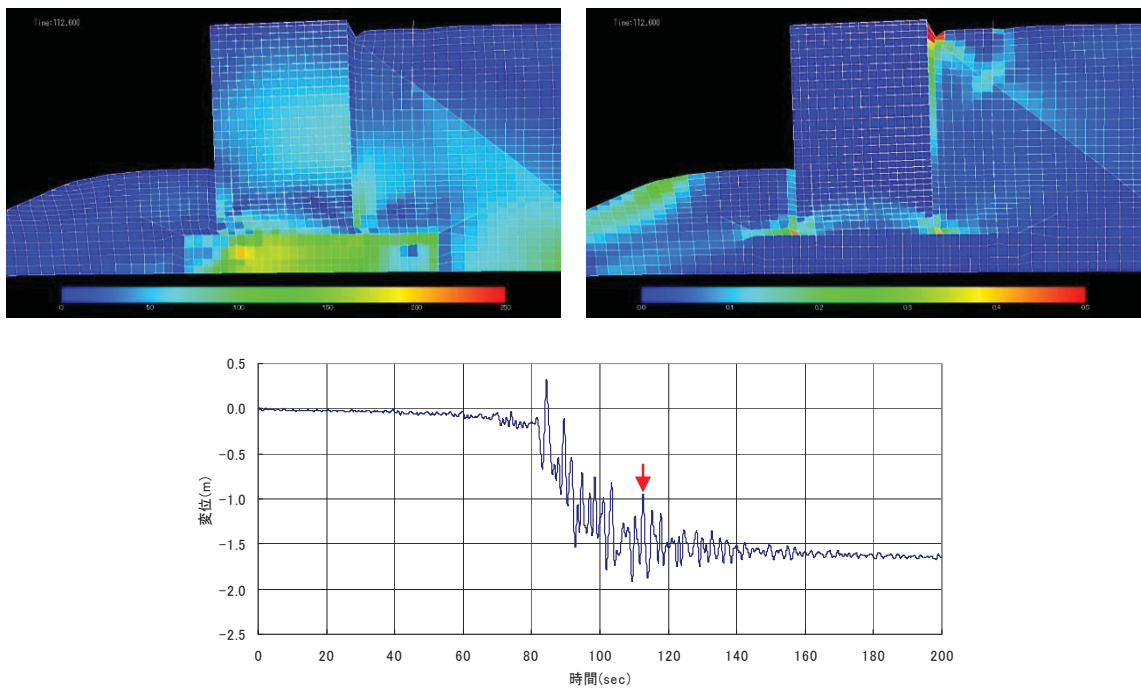


図 3.74 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑬  $t=112.60\text{sec}$  支持層が深い)

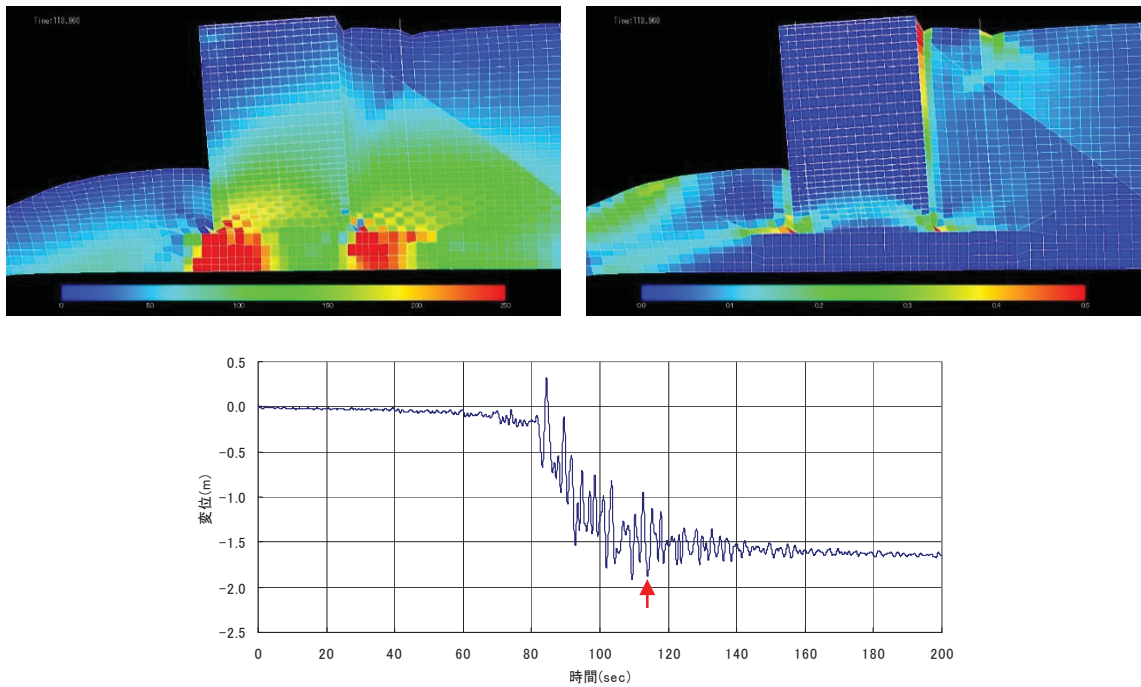


図 3.75 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑭  $t=113.96\text{sec}$  支持層が深い)



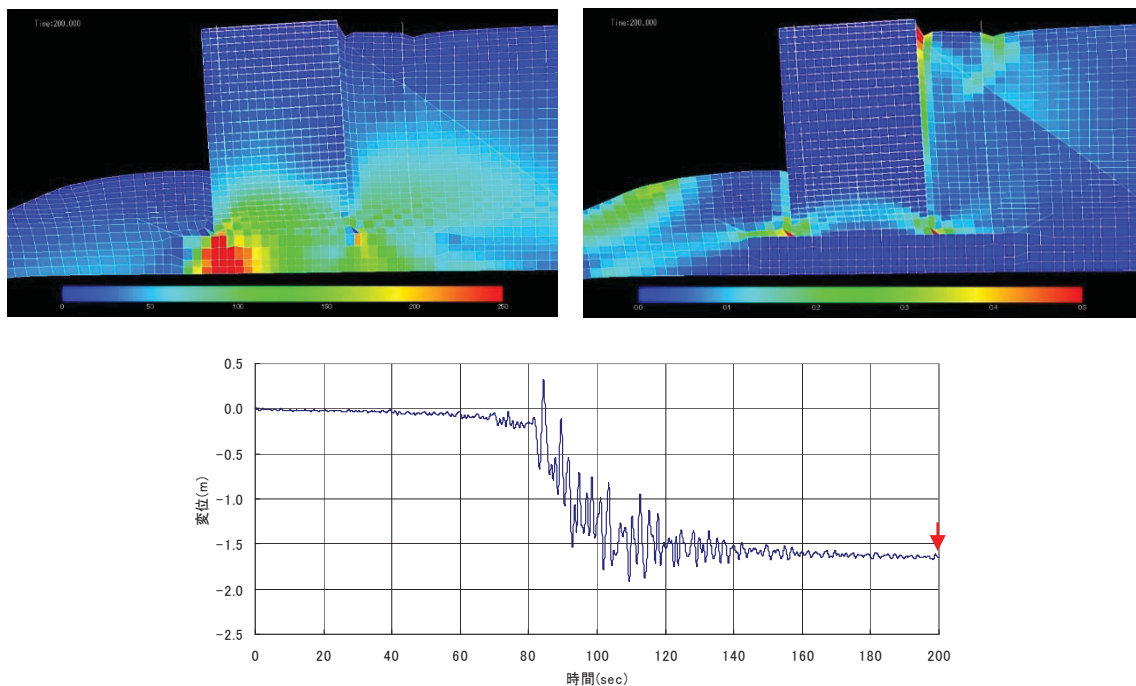


図 3.76 天端水平時刻歴の着目時刻における変形図および  
 $\tau_{max}$ ,  $\gamma_{max}$  分布図 (⑮ t=200.00sec 支持層が深い)

兵庫県南部地震における摩耶ふ頭岸壁は床掘砂置換で改良された地盤上の置きセルであり、置換砂の過剰間隙水圧上昇に伴う片ぶりせん断の累積によって前面側に変位するメカニズムで説明されていたが、CDM 改良地盤上では中詰土の基部および敷石にせん断ひずみが集中し転倒モードで変位するメカニズムで沈下を伴いながら水平変位を生じている。そのひずみレベルは前趾、後趾付近に集中しており、最大せん断ひずみで 20%以上の値を示している。基礎地盤の CDM 改良体は微小なせん断ひずみであってほとんど変形していない。振動中には前趾、後趾側にせん断応力が集中しており、CDM 改良体が基礎地盤の変形を抑止している挙動となっている。

2次元地震応答解析では、平面ひずみを仮定し、かつ、剛体変位を仮定した菅野モデルを適用していることから、セル殻、アークおよび中詰土は二重壁のモデルとなっており、応力、ひずみが集中する前趾、後趾部分での鋼板や継手の損傷が懸念されるところであり、重要な着目点である。

### 3.4.3 解析ケースの設定および作用荷重の設定

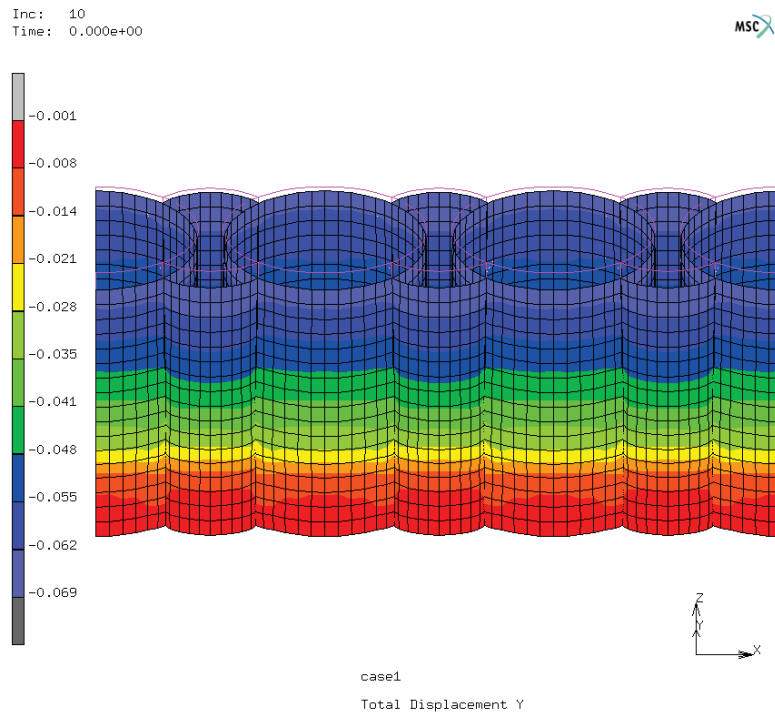
2次元地震応答解析におけるセル構造物の挙動を踏まえ、セルおよびアークの鋼板応力と継手応力あるいは継手ズレ量に着目し、表 3.33 の3ケースについて抽出することとした。なお、初期応力解析では表 3.34 のステップを再現するように要素の増設と荷重の作用を行った。図 3.77, 図 3.78 に変形図および変位コンターを示す。自重解析により鉛直方向に沈下し、CASE1 では左右で変位差が発生しており、CASE2, 3 ではほぼ一様に海側に転倒するモードで変位している。

表 3.33 解析ケース一覧

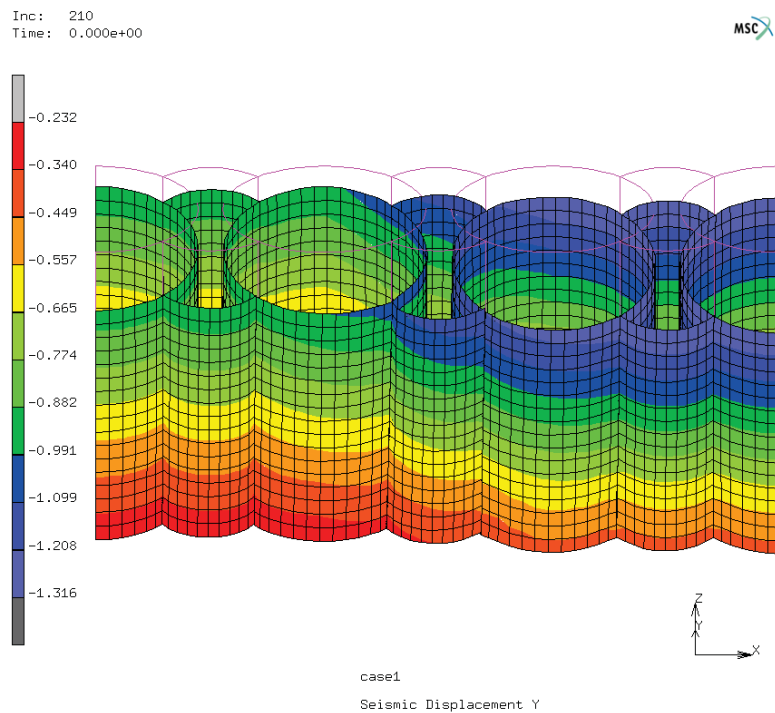
ケース	内容	着目点
CASE1	最大水平相対変位量最大時	「深い地盤」と「最も浅い地盤」での岸壁天端の水平変位の差が最も大きくなる時点が、セルやアークおよび継手に負担がかかる可能性がある。
CASE2	水平変位最大時	セルやアークおよび継手に対して岸壁天端の水平変位が最大となる時点が最も厳しくなる可能性がある。
CASE3	残留時	セルやアークおよび継手に対する残留応力および残留ひずみが最も厳しくなる可能性がある。

表 3.34 解析ステップ

ステップ	内容	構造系	作用荷重
STEP1	セル設置	セル構造を底面バネで支持	セルの自重作用
STEP2	セル中詰め	セル構造と中詰土を底面バネで支持	中詰土の自重作用
STEP3	アーク設置	セル構造と中詰土、アークを底面バネで支持し、継手部は鉛直方向をフリー	アークの自重作用
STEP4	アーク中詰め	セル構造と中詰土、アークと中詰土を底面バネで支持する構造系で継手部は鉛直方向をフリー。	アーク中詰土の自重作用
STEP5	背後地盤埋め立て (初期状態)	STEP 4 の構造系に、セルおよびアーク前面側盛石バネを配置した構造系で、継手部は鉛直方向の摩擦特性を反映	背後埋立てによる土圧作用
STEP6	地震時	STEP5 の構造系に背後地盤バネを配置した構造系	セルとアーク周辺地盤バネのバネ先に地震時変位を強制変位とし、慣性力も同時に作用

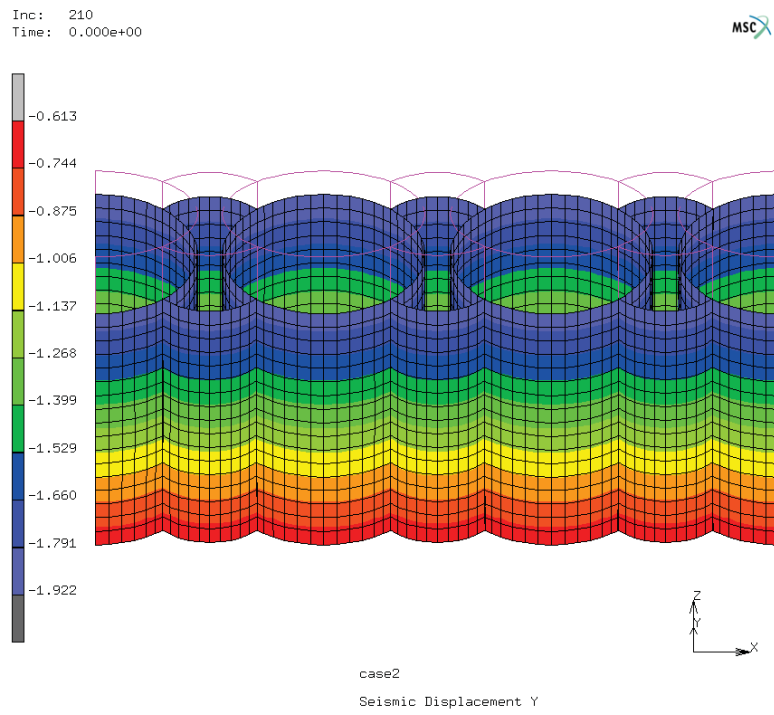


a) 初期応力解析

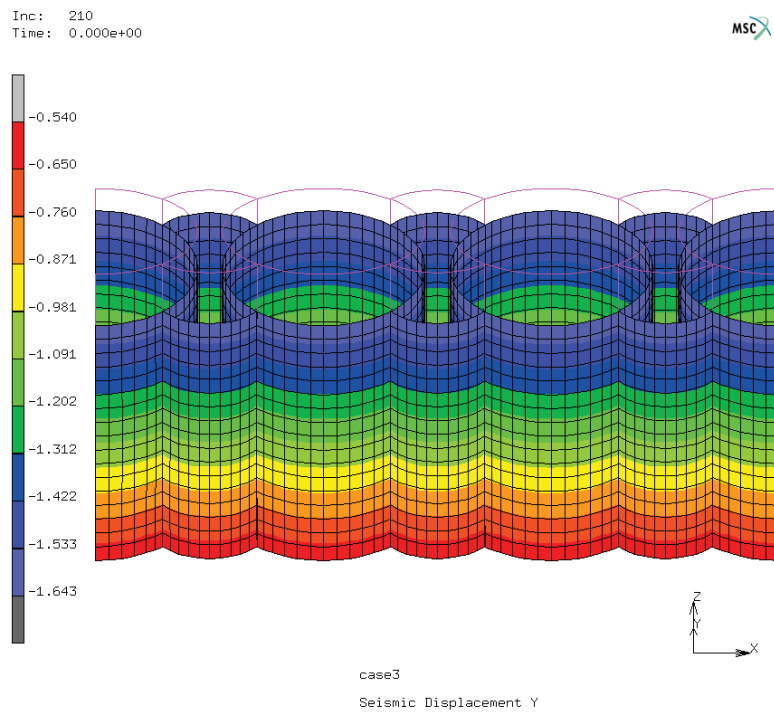


b) CASE1 (相対変位最大時)

図 3.77 護岸法線方向変位コンター [m] (変形倍率 50 倍) ※自重載荷後からの変位



c) case2 (最大変位時)



d) case3 (残留時)

図 3.78 護岸法線方向変位コンター [m] (変形倍率 5 倍) ※初期土圧载荷後からの変位

### 3.4.4 鋼板および継手応力の照査

図 3.80～図 3.87 に初期応力状態および CASE1 における円周方向応力度，鉛直方向応力度のコンター図をセルおよびアークの海側面と陸側面における分布を示す。

初期応力解析とは自重および背後からの土圧を載荷したものであり，作用土圧は 2 次元地震応答解析における初期応力解析で得られた要素応力を用いている．初期応力状態では周方向応力はほとんど引張領域である．セル・アークともに海側の盛石に接する DL-20～25m 付近は応力が小さくなり，一部圧縮となっている．また，鉛直方向応力は海側で圧縮，陸側で引張となっており，ピークが円周方向と同じように DL-20～25m 付近である．

CASE1 の円周方向応力については，左右の応力レベルが異なる性状を示し，DL-20m までは海側は引張，陸側は圧縮となっている．海側 DL-20～25m 付近は一部圧縮となる．また，陸側の深部では円周方向応力が引張となっている．一方，鉛直方向応力は海側が圧縮，陸側は引張の範囲が広い．アークとセルでは傾向はまったく同じであるが，アークの応力レベルがセルに比べて小さい傾向を示している．

図 3.88，図 3.89 はセルおよびアークの最外縁位置での初期応力状態および CASE1 における円周方向応力，鉛直方向応力の深度分布を示す．円周方向応力は DL-20m を境界にして浅部と深部で圧縮，引張が反転する傾向を示しており，鉛直方向応力は海側が圧縮，陸側が引張の傾向が顕著に示されている．左右の変位が異なるためセルの A，B，C，D，アークの a，b，c で各々幅を持った応力分布を示しているが，傾向はほぼ同じである．アークについても同様であるがセルに比べて応力レベルが小さい．しかしながら，その傾向は円周方向応力よりも鉛直方向応力の方が，その差が小さい．

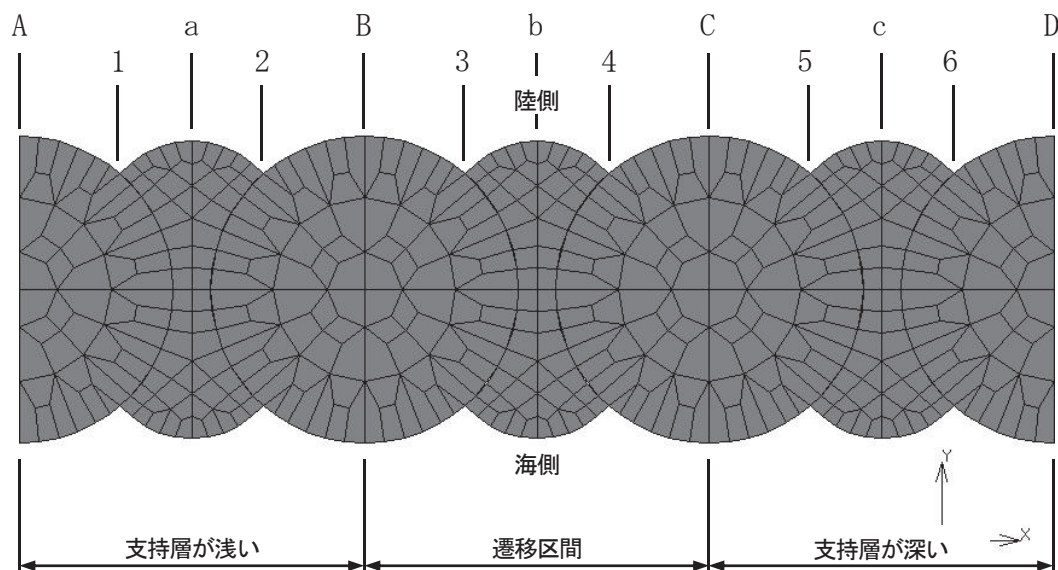
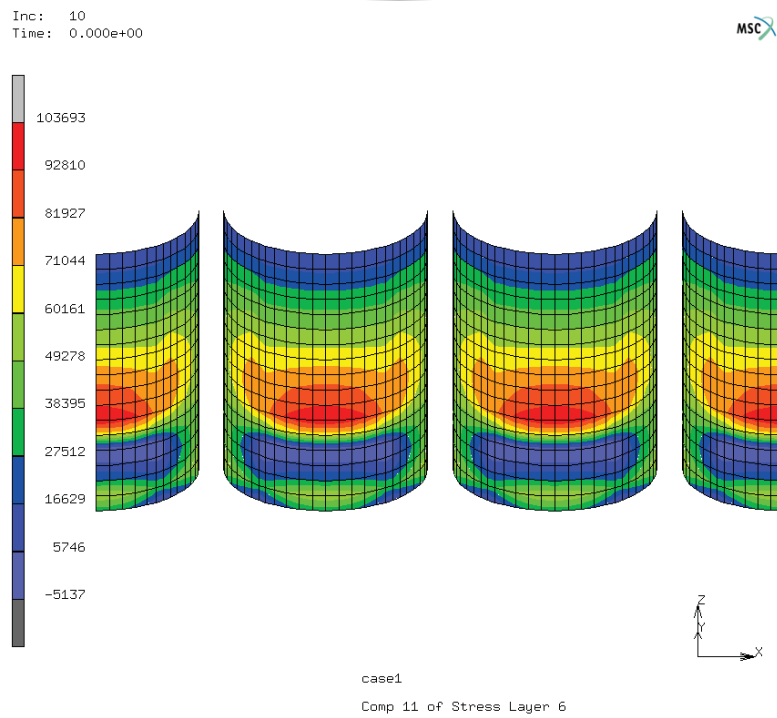
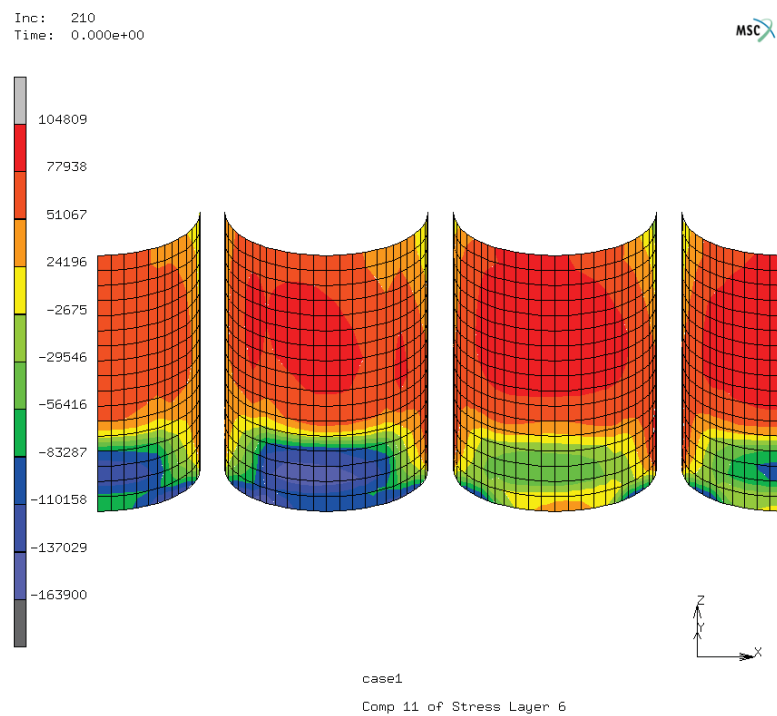


図 3.79 解析モデルにおける着目位置

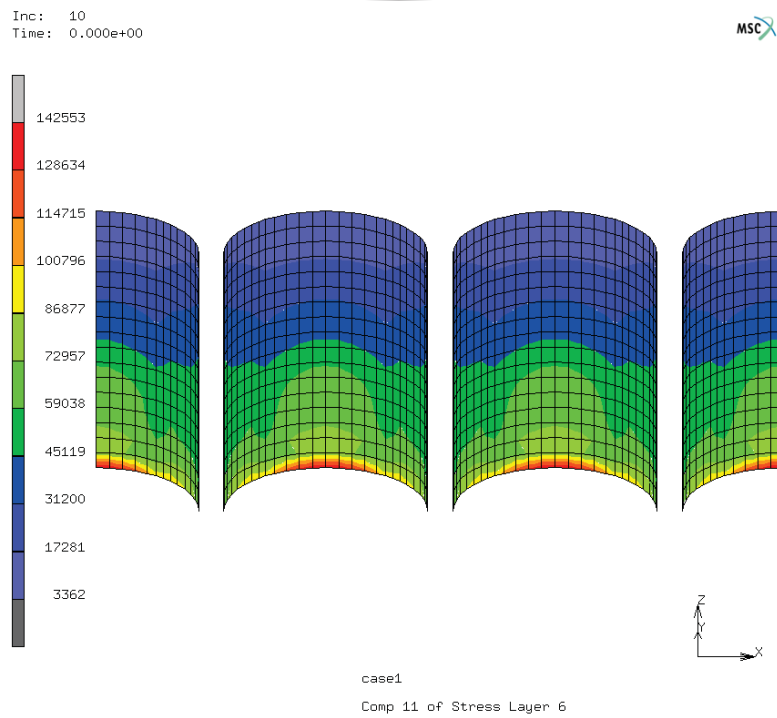


a) 初期応力解析

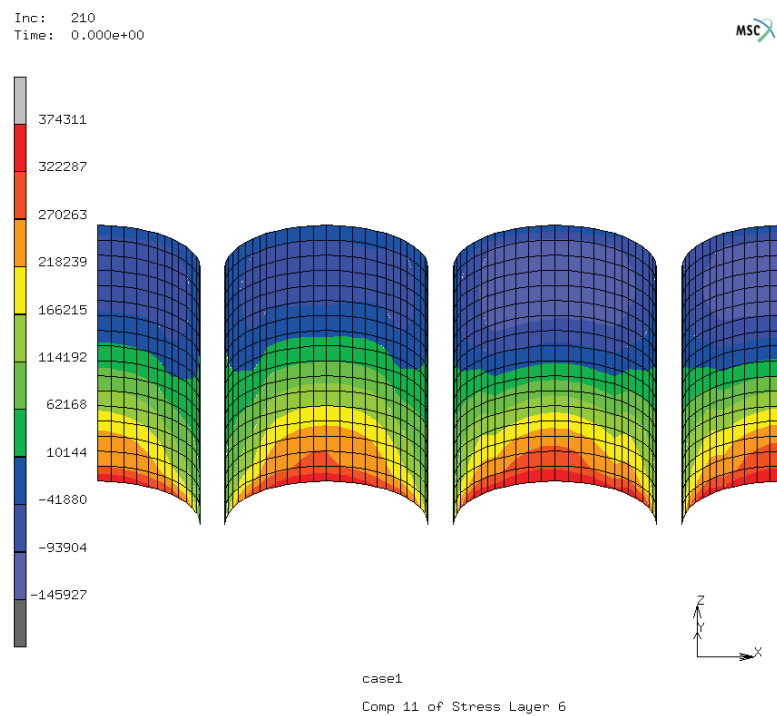


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.80 セル海側 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

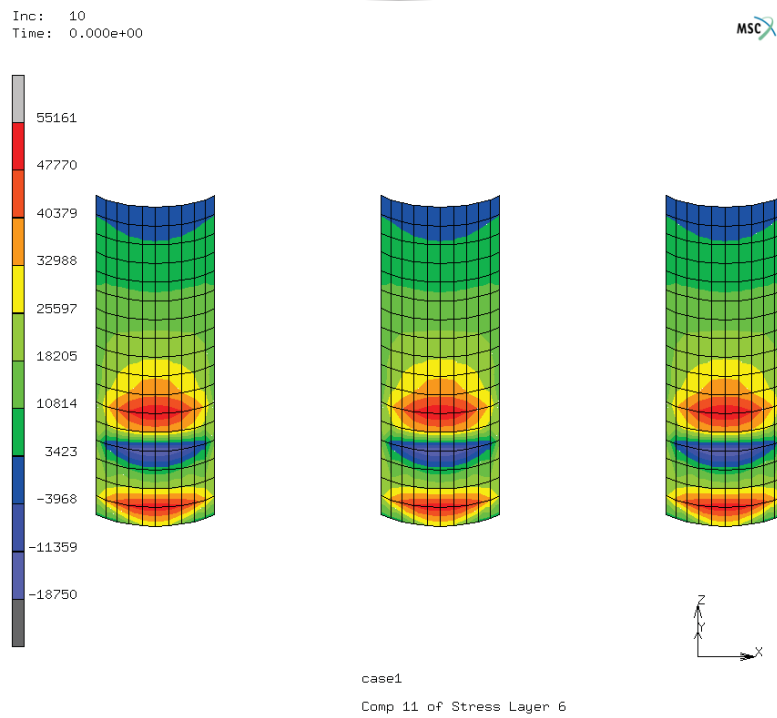


a) 初期応力解析

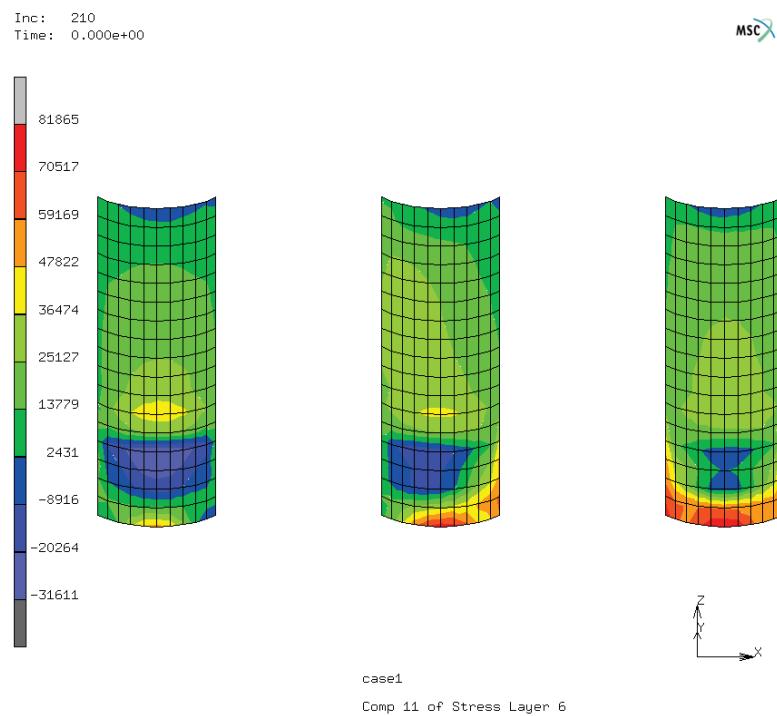


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.81 セル陸側 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



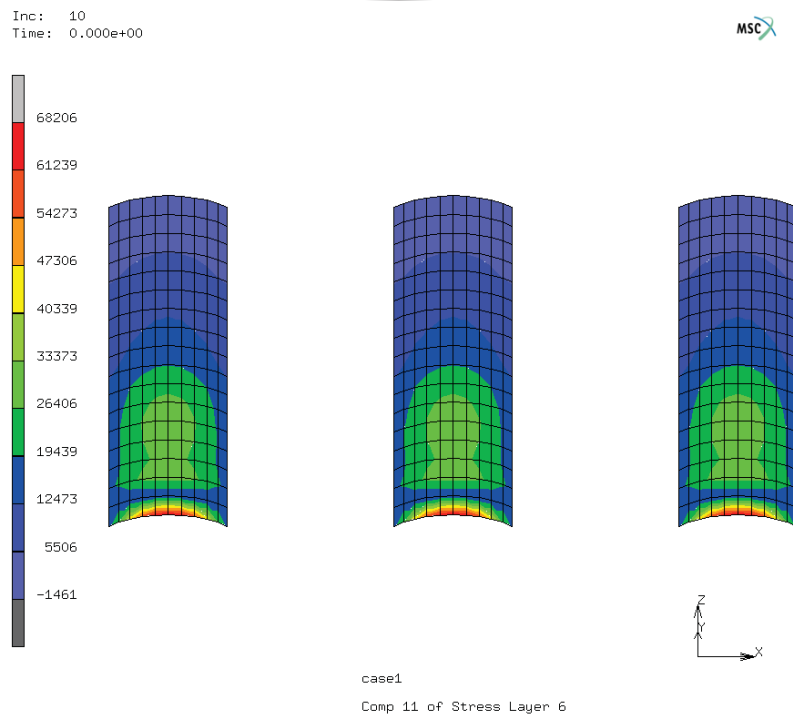
a) 初期応力解析



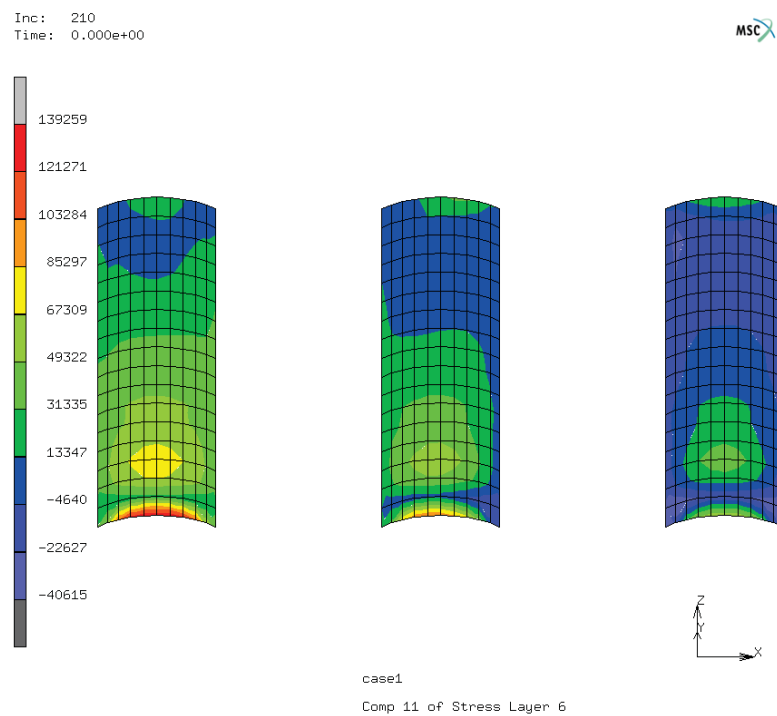
b) case1 (相対変位最大時)

図 3.82 海側アーチ 円周方向応力コounter [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



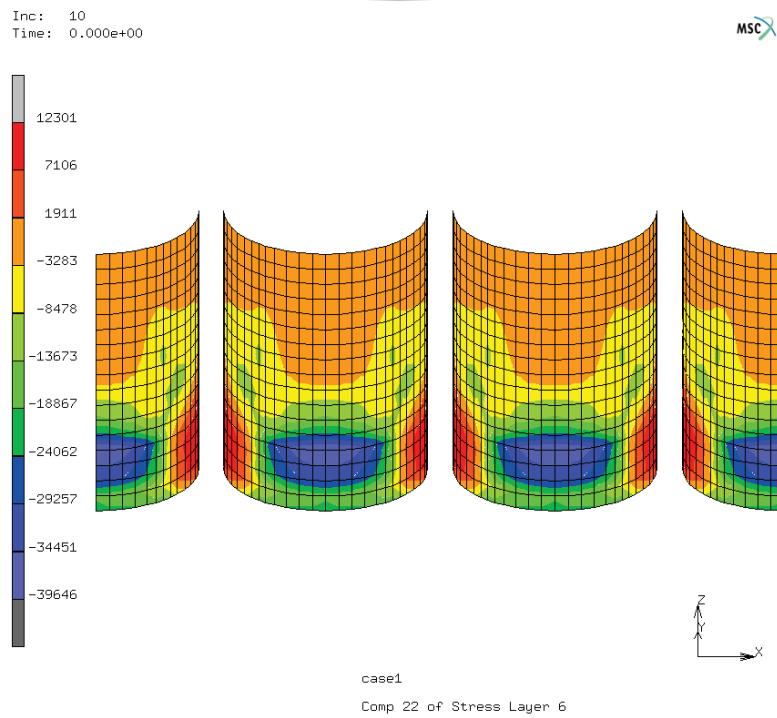


a) 初期応力解析

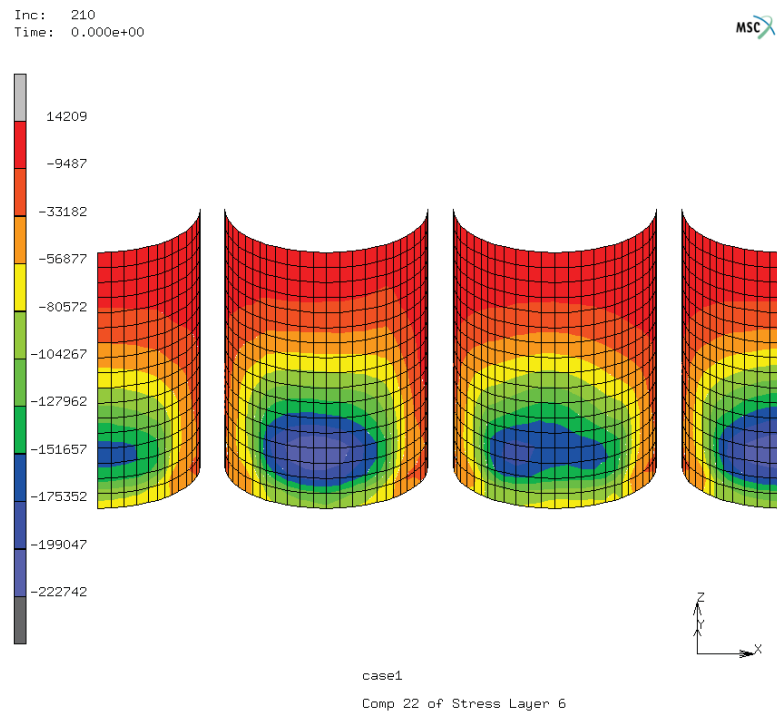


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.83 陸側アーチ 円周方向応力カウンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

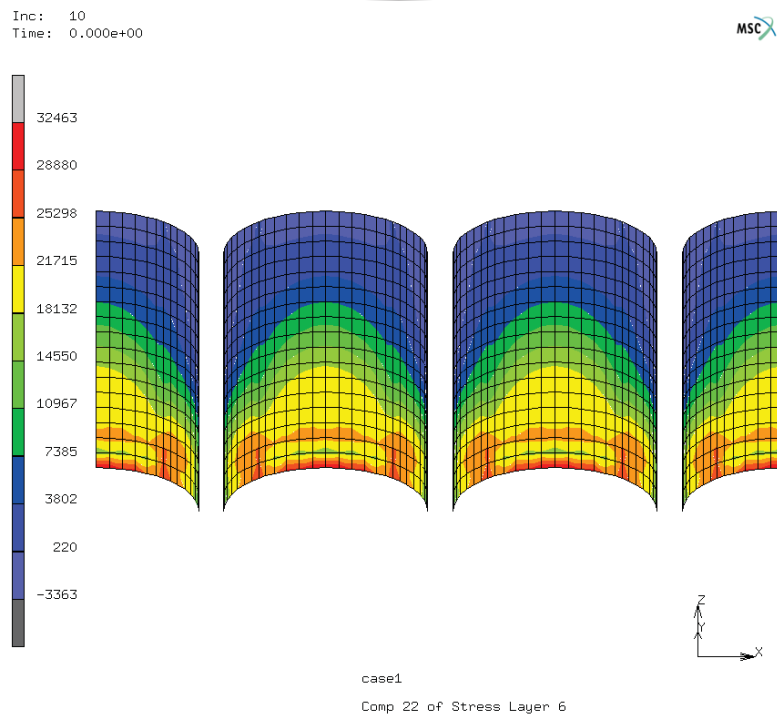


a) 初期応力解析

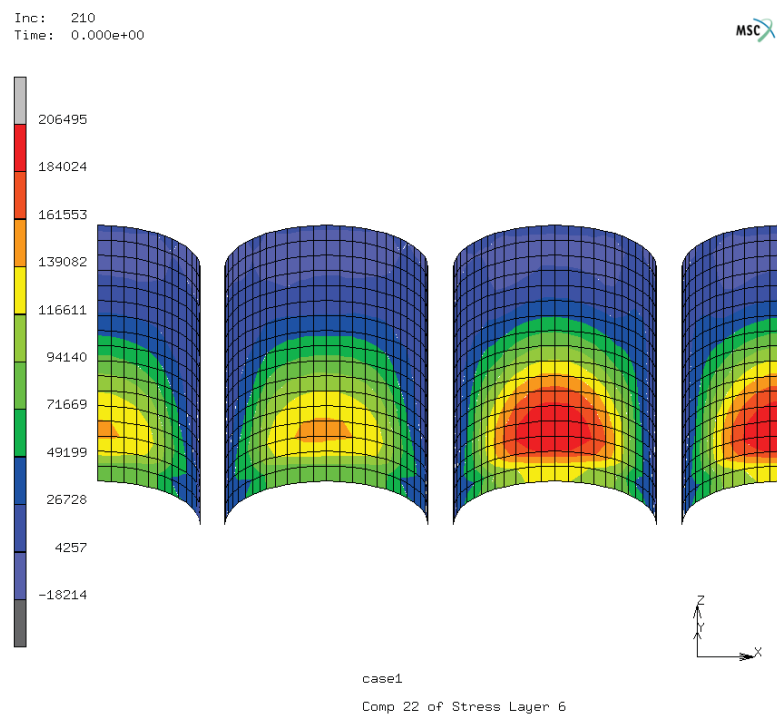


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.84 セル海側 鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

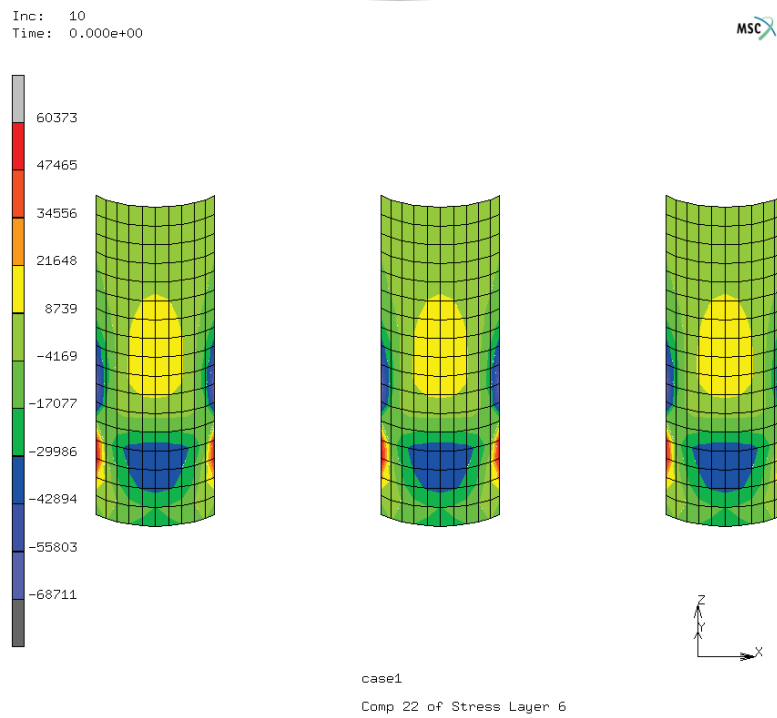


a) 初期応力解析

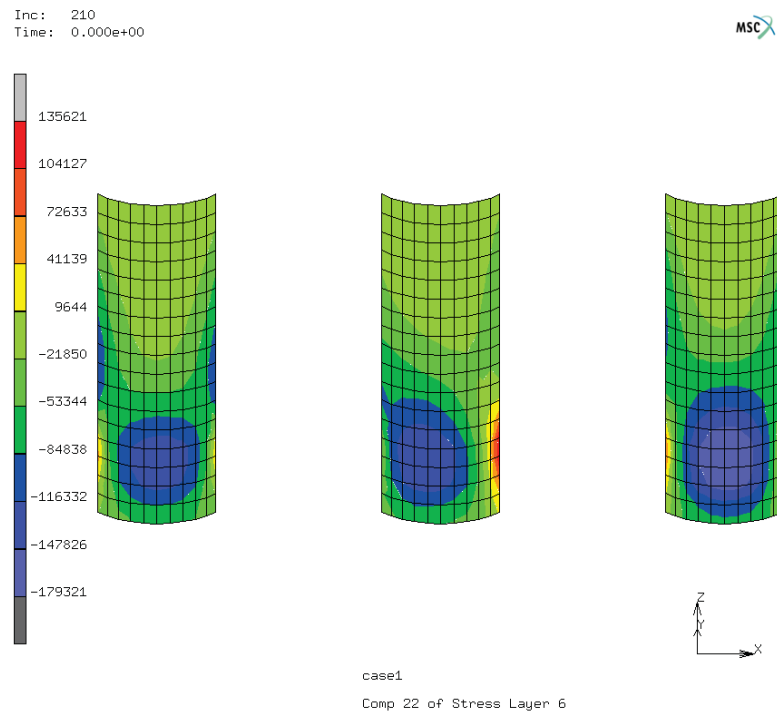


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.85 セル陸側 鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

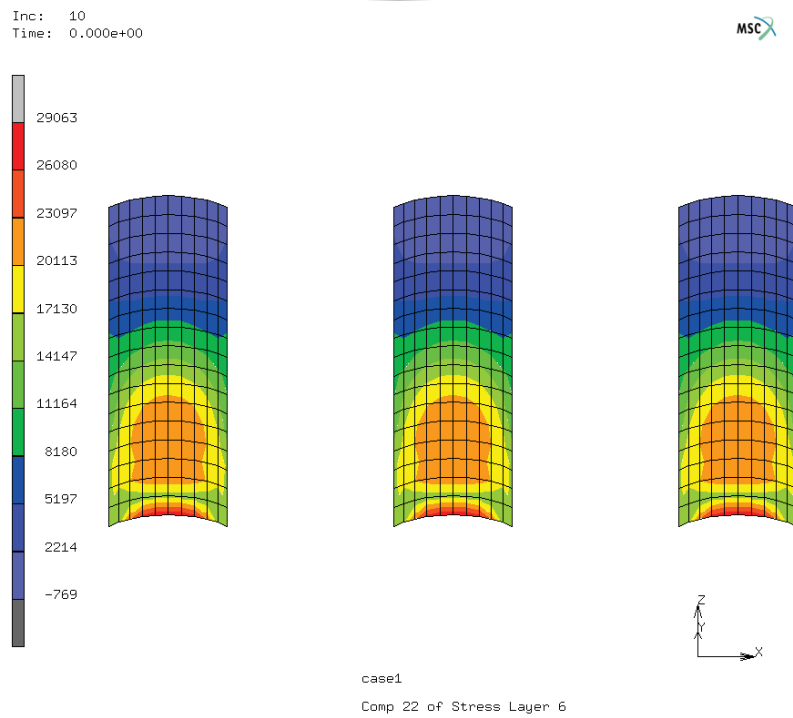


a) 初期応力解析

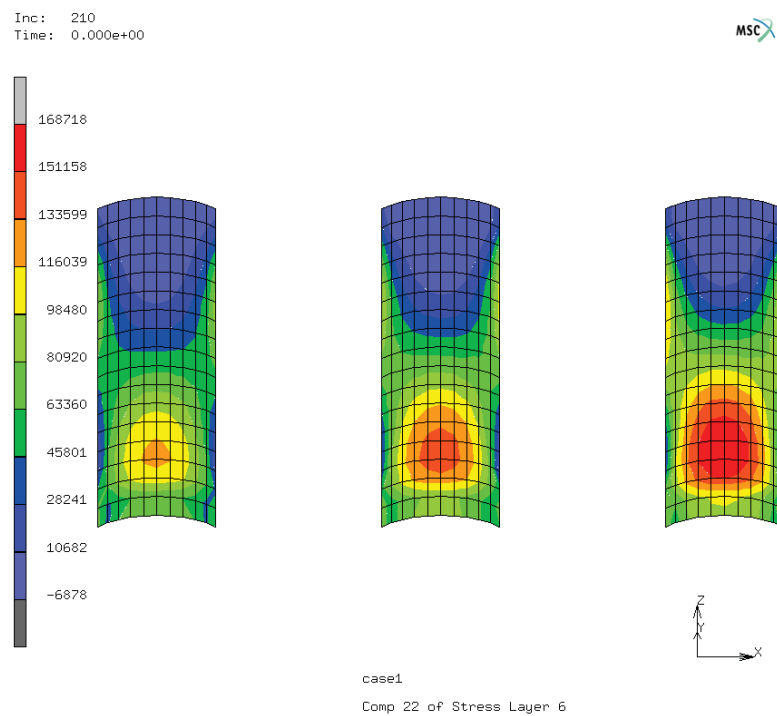


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.86 海側アーチ鉛直方向応力カコンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



a) 初期応力解析



b) case1 (相対変位最大時)

図 3.87 陸側アーチ鉛直方向応力カウンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

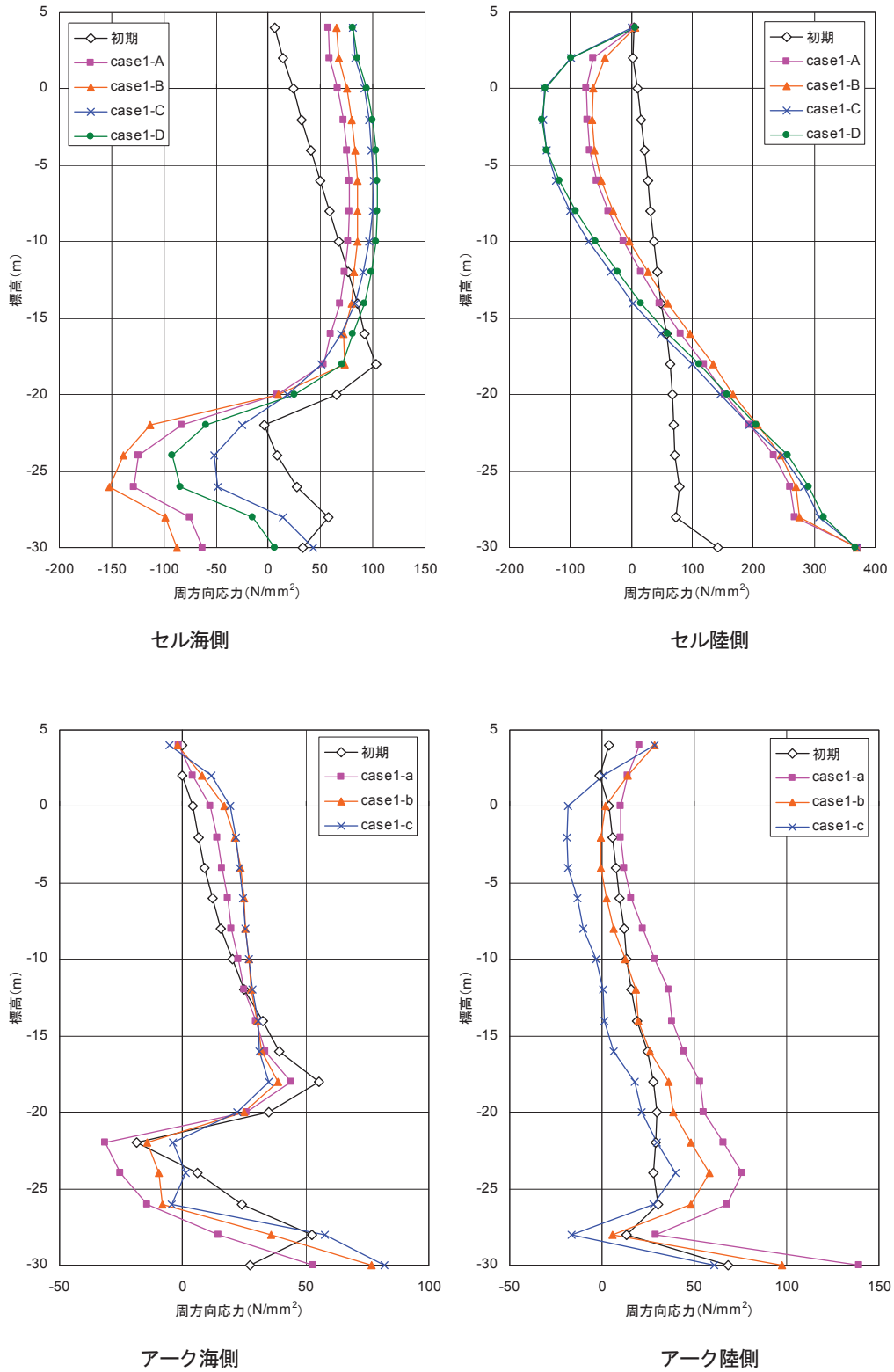


図 3.88 鋼殻セル 円周方向応力 ( $N/mm^2$ ) (－：圧縮，＋：引張)

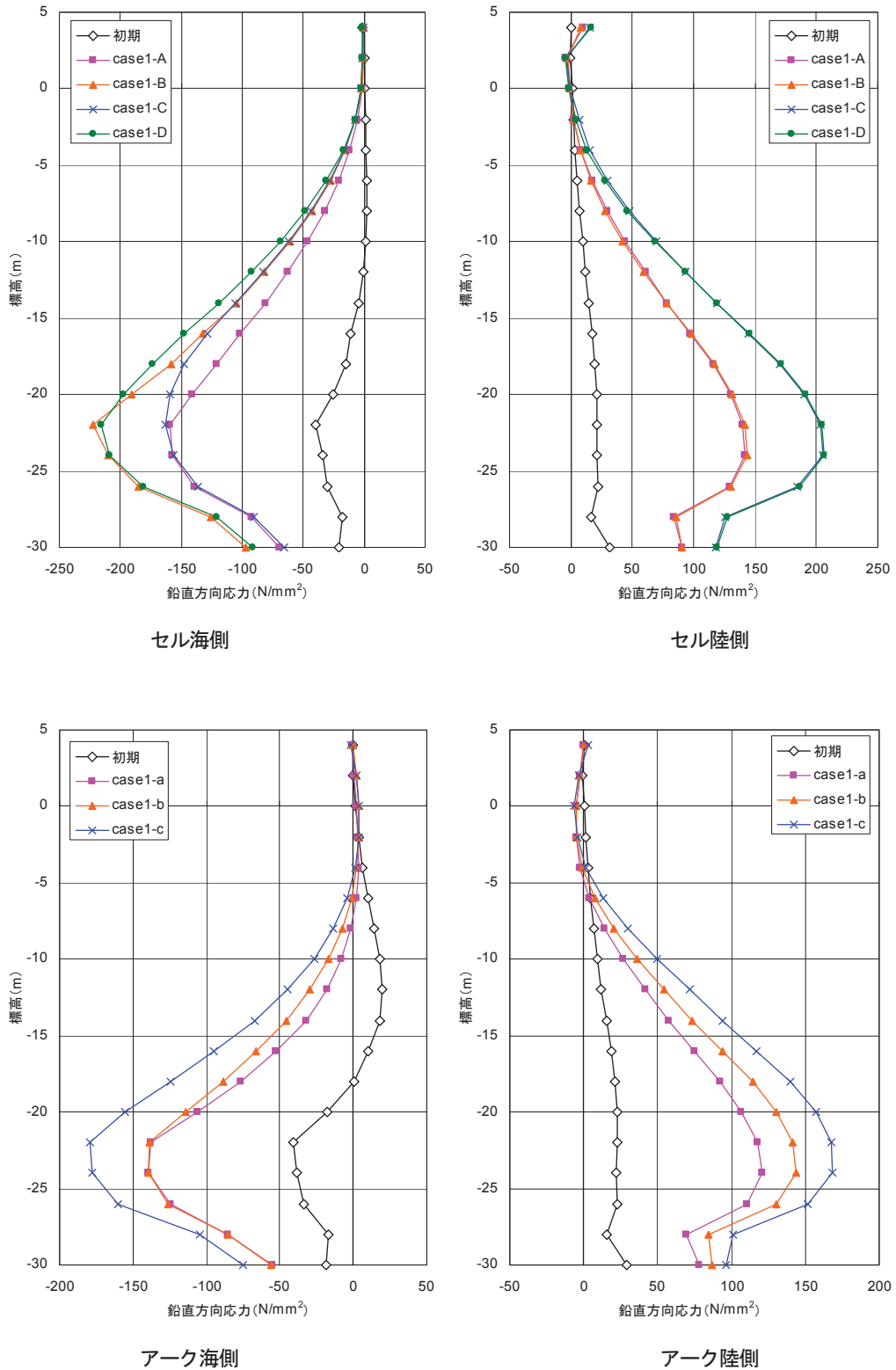


図 3.89 鋼殻セル 鉛直方向応力 ( $N/mm^2$ ) (－：圧縮，＋：引張)

図 3.91～図 3.98 に CASE2 および CASE3 における円周方向応力度，鉛直方向応力度のコンター図をセルおよびアークの海側面と陸側面における分布を示す。CASE1 と傾向は同様であるが，CASE2 と CASE3 は左右対称の一様な応力分布のため，プロットは 1 ラインである。

分布性状は CASE1 とまったく同じであり，円周方向応力については，DL-20m までは海側は引張，陸側は圧縮となっている。海側 DL-20～-25m 付近は一部圧縮となる。また，陸側の深部では円周方向応力が引張となっている。一方，鉛直方向応力は海側が圧縮，陸側は引張である。アークとセルでは傾向はまったく同じであるが，アークの応力レベルがセルに比べて小さい傾向を示している。

図 3.99，図 3.100 はセルおよびアークの最外縁位置での CASE2，CASE3 における円周方向応力，鉛直方向応力の深度分布を示す。アークについても同様であるがセルに比べてやはり応力レベルが小さく，その程度は円周方向応力の方が顕著である。

なお，CASE2 と CASE3 はほぼ相似形となっており，海側への最大変位時である CASE2 が最も大きな応力を示している。CASE2 において陸側セルの DL-24m 付近から深部は頭打ちとなっている。

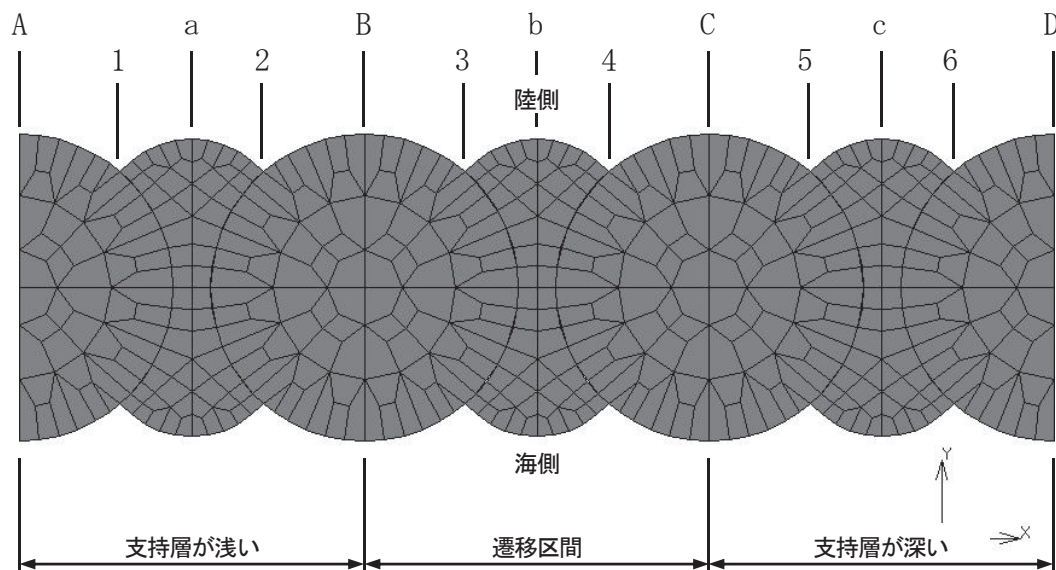
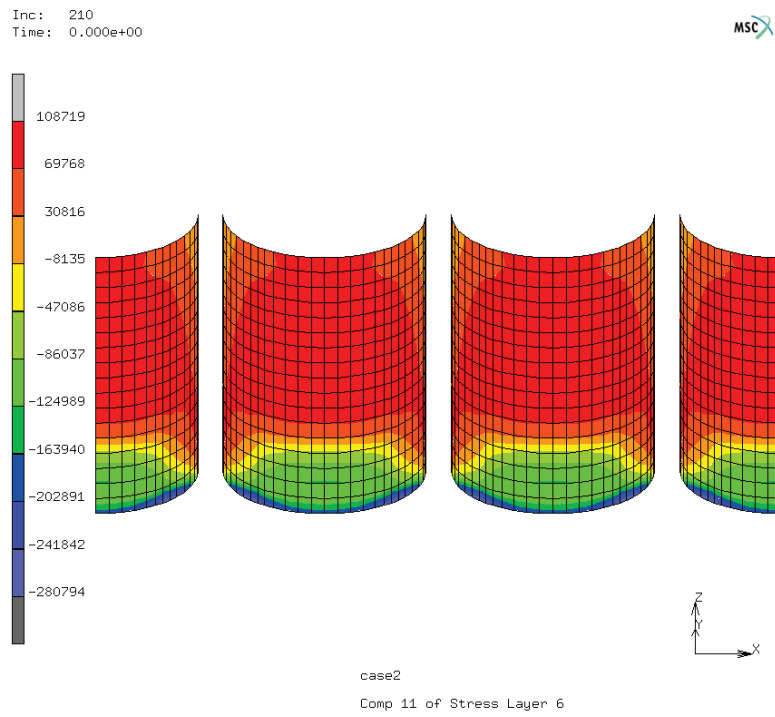
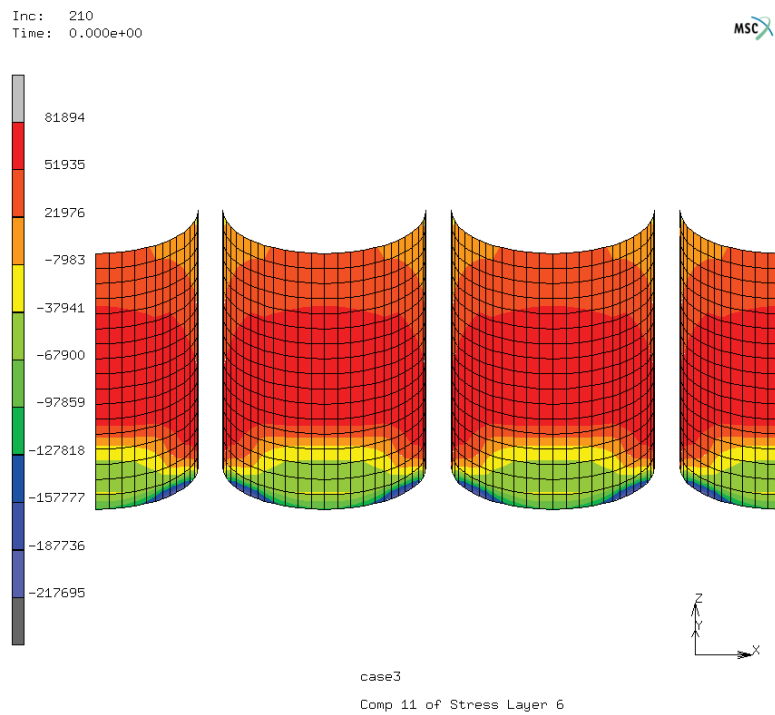


図 3.90 解析モデルにおける着目位置



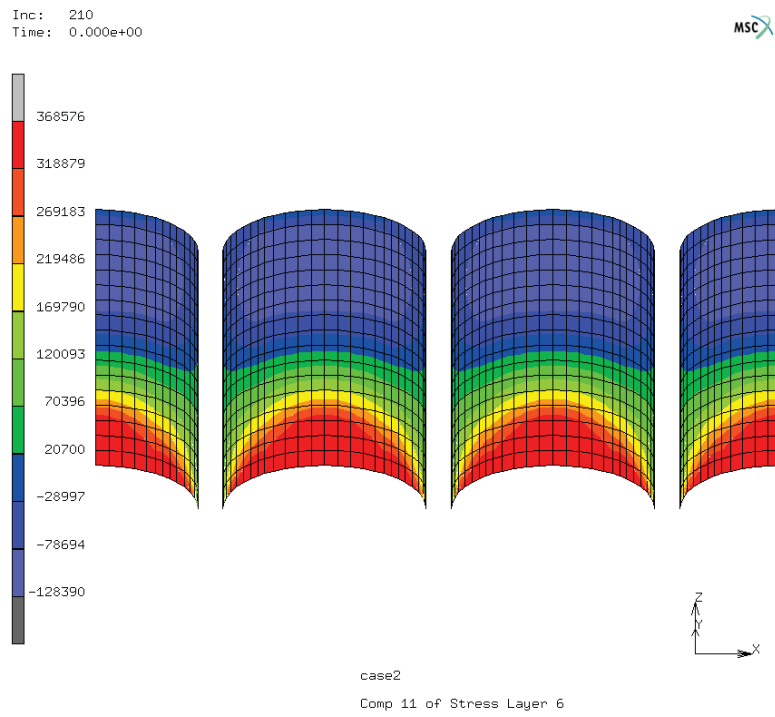


c) case2 (最大変位時)

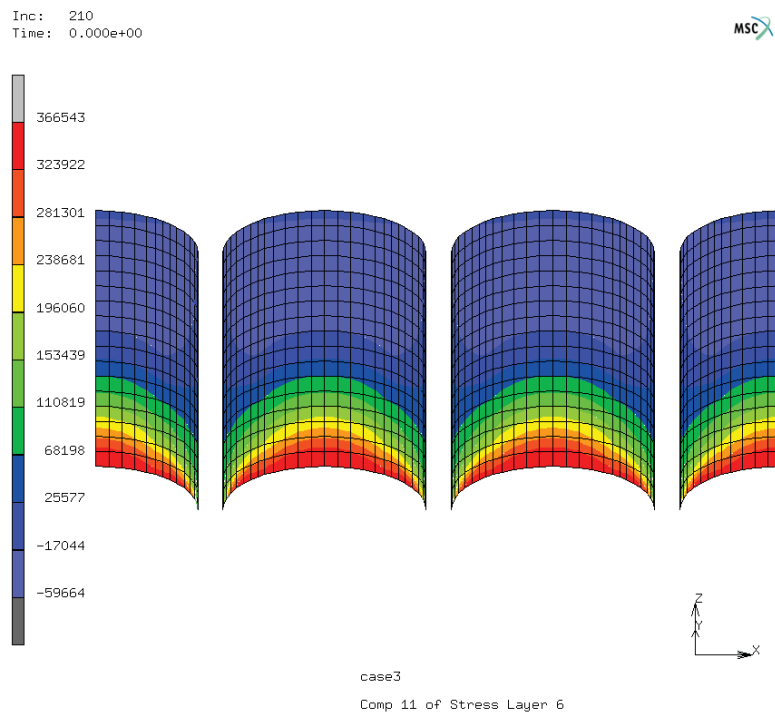


d) case3 (残留時)

図 3.91 セル海側 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

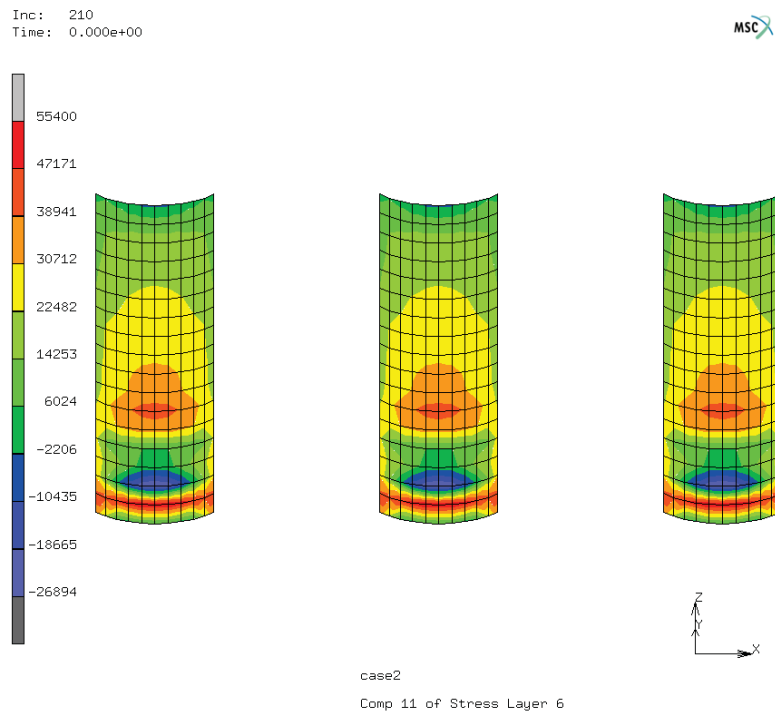


c) case2 (最大変位時)

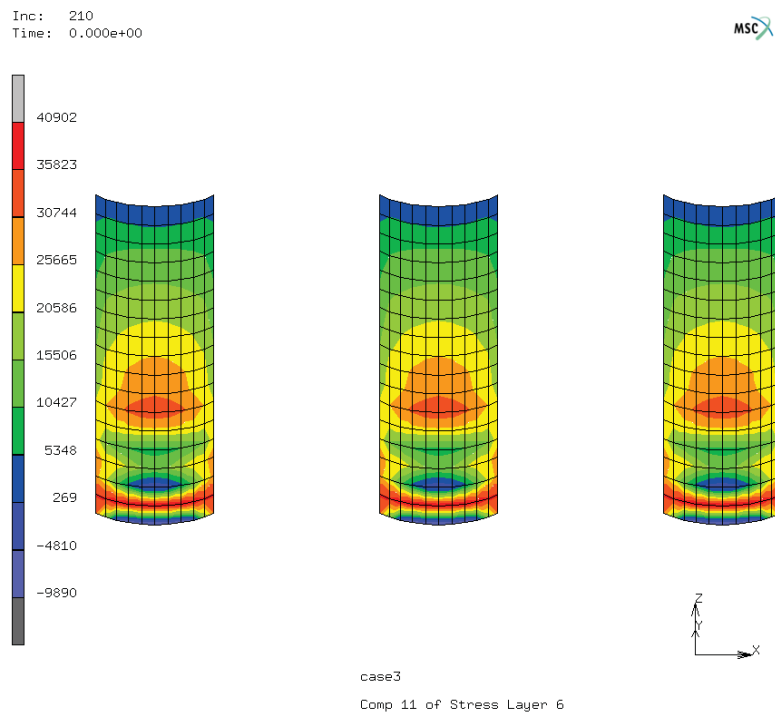


d) case3 (残留時)

図 3.92 セル陸側 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

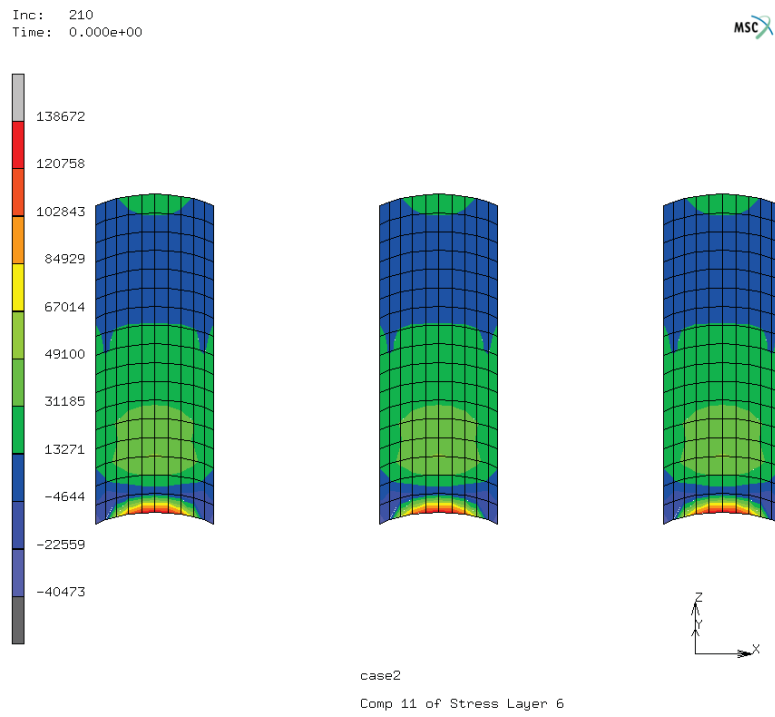


c) case2 (最大変位時)

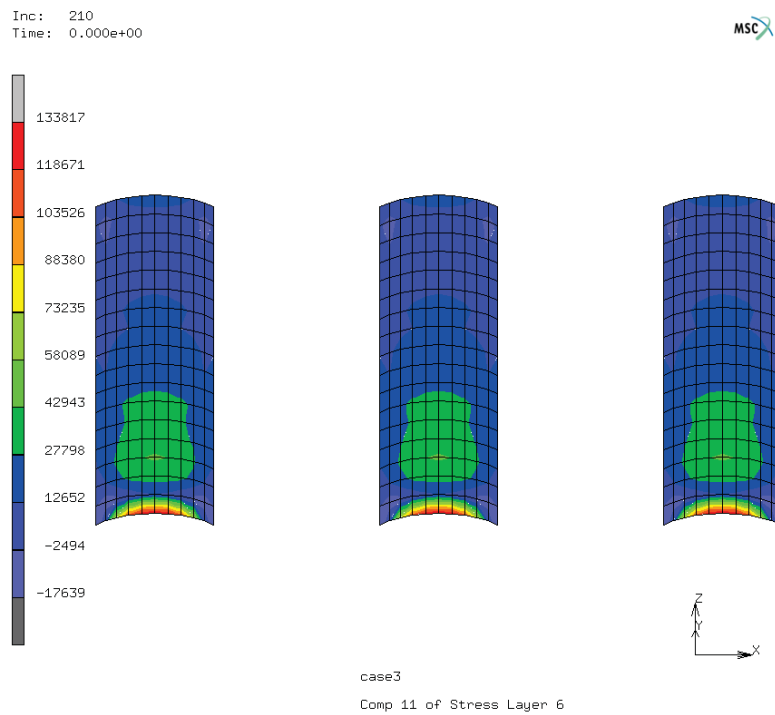


d) case3 (残留時)

図 3.93 海側アーチ 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

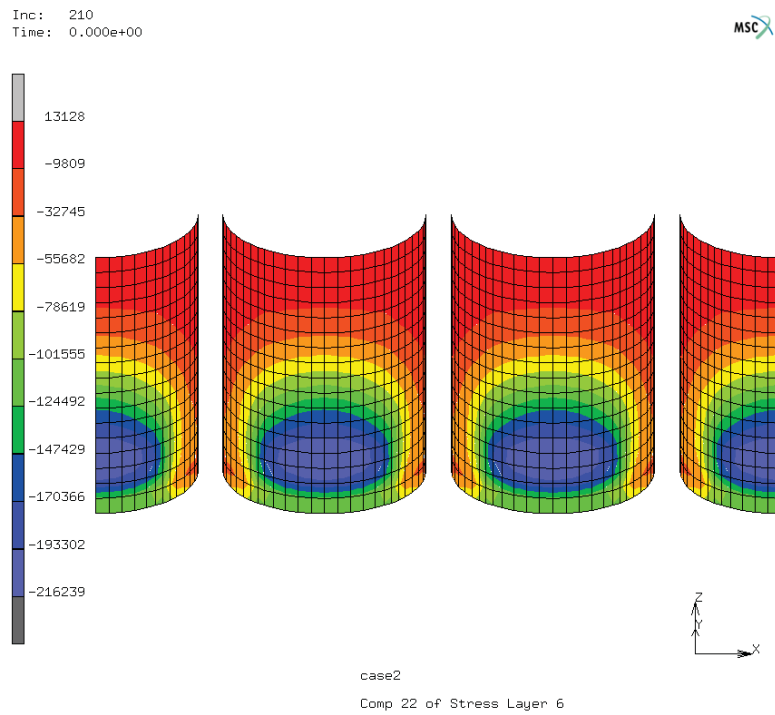


c) case2 (最大変位時)

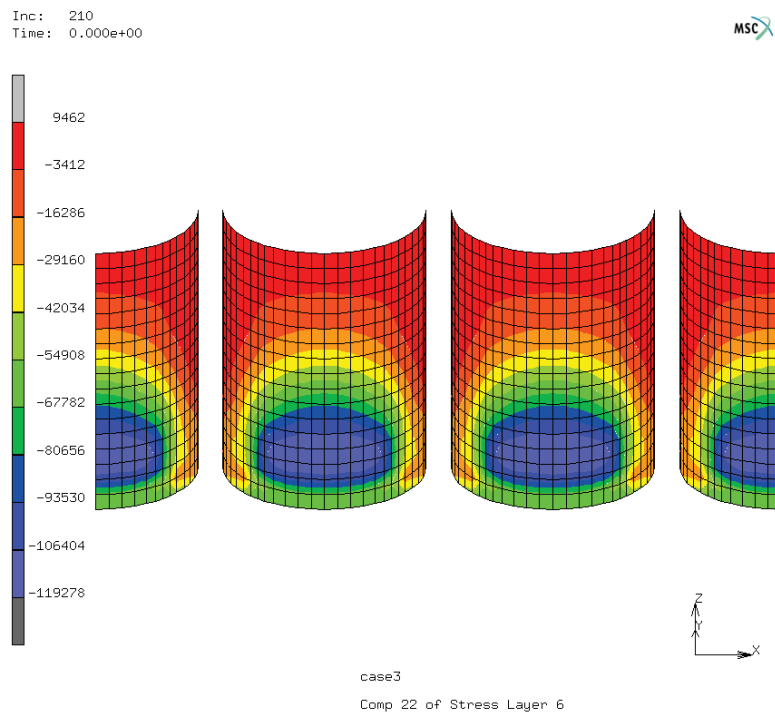


d) case3 (残留時)

図 3.94 陸側アーチ 円周方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

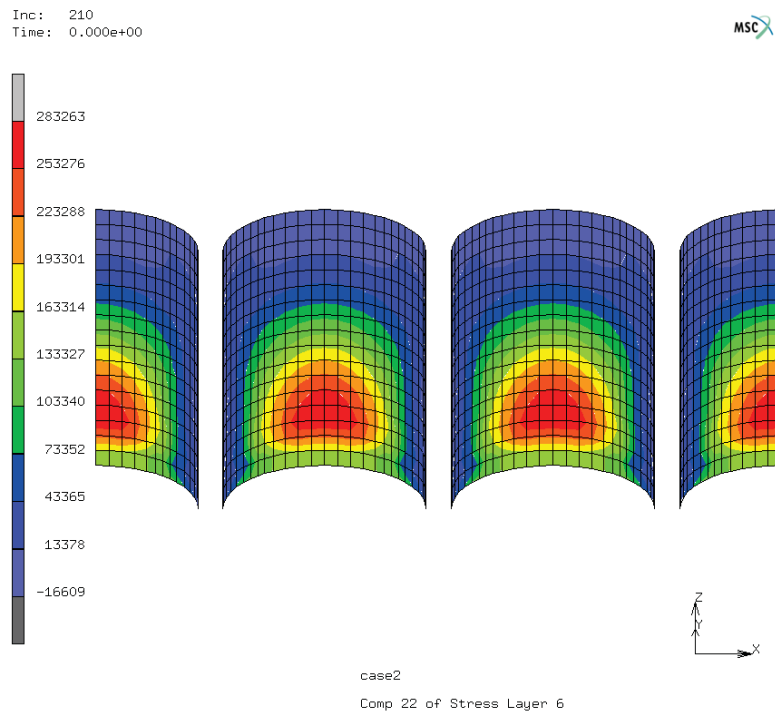


c) case2 (最大変位時)

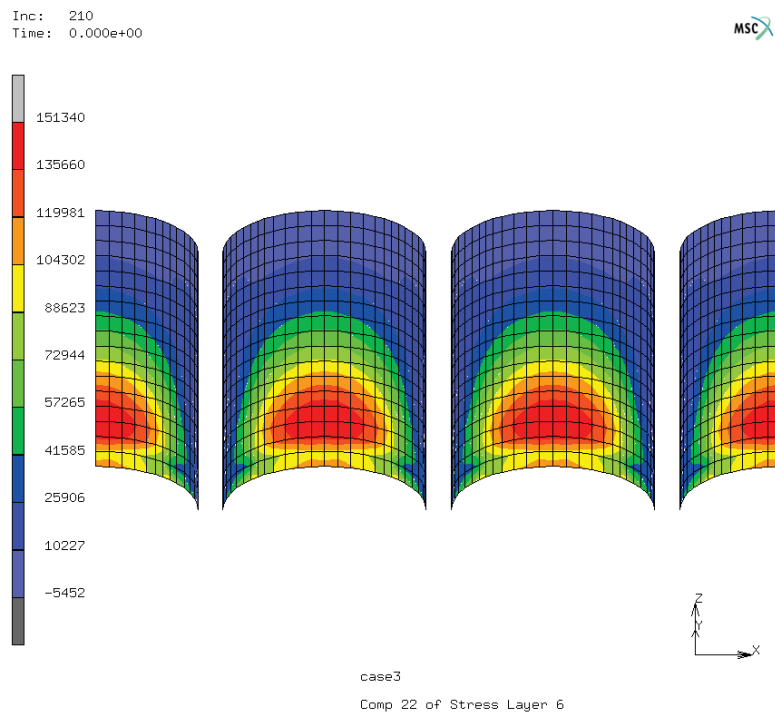


d) case3 (残留時)

図 3.95 セル海側 鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>)]

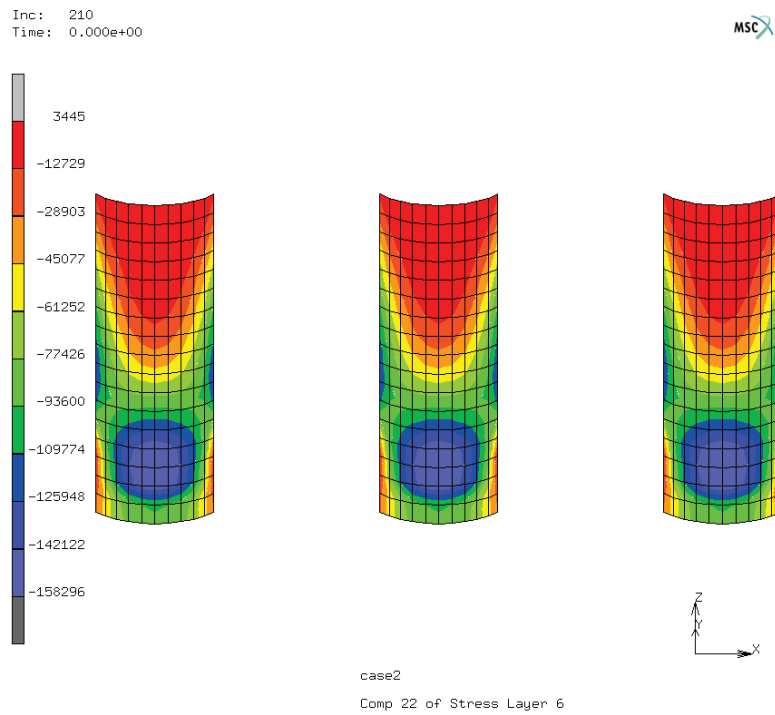


c) case2 (最大変位時)

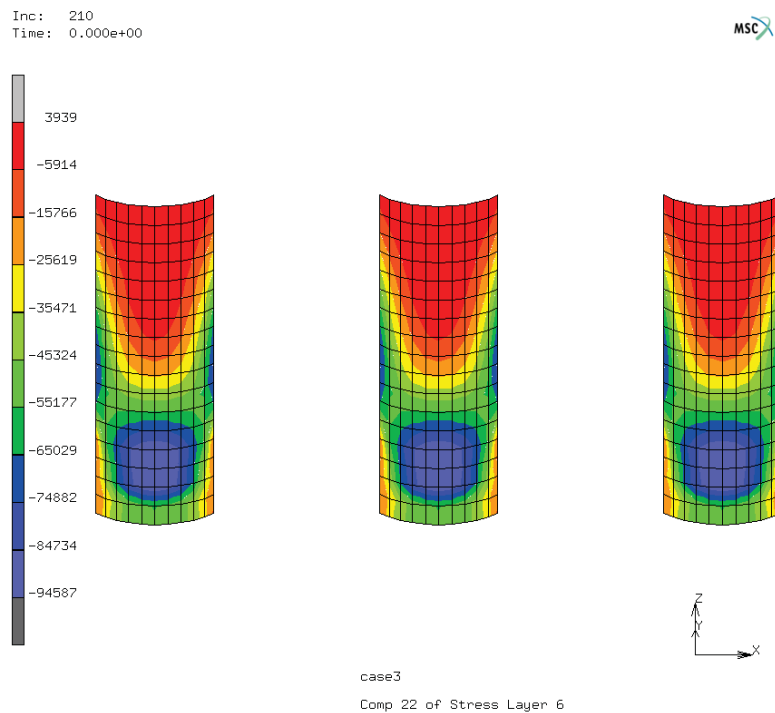


d) case3 (残留時)

図 3.96 セル陸側 鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

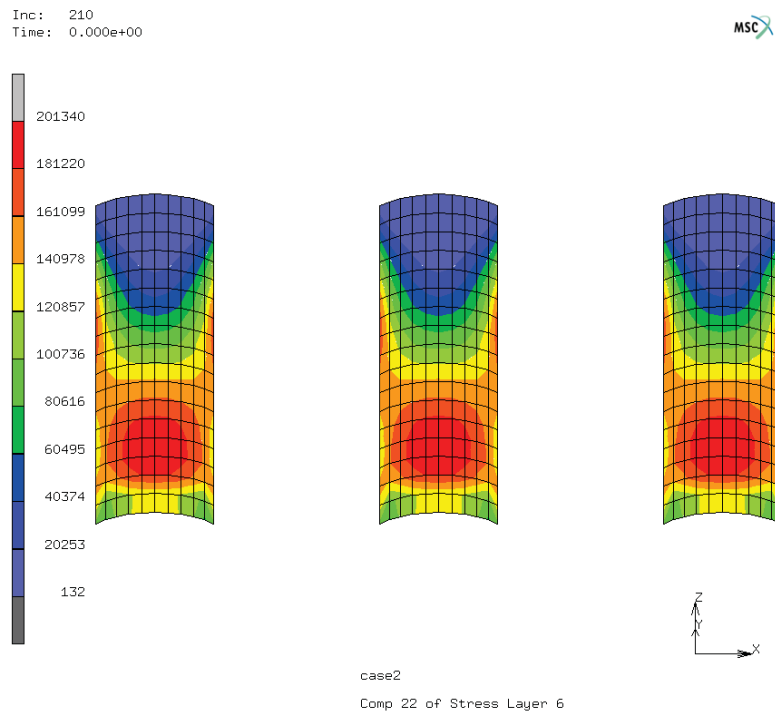


c) case2 (最大変位時)

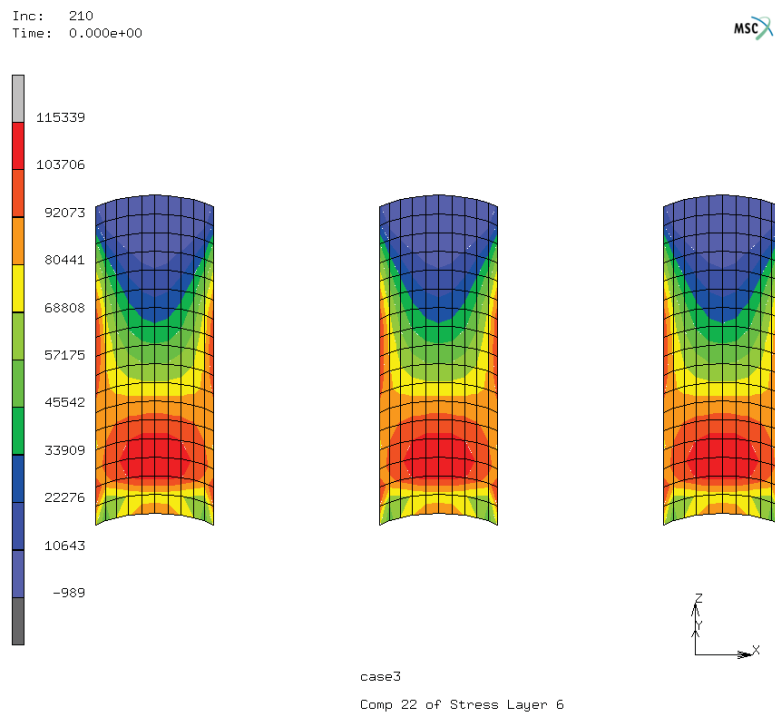


d) case3 (残留時)

図 3.97 海側アーチ鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



c) case2 (最大変位時)



d) case3 (残留時)

図 3.98 陸側アーチ鉛直方向応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



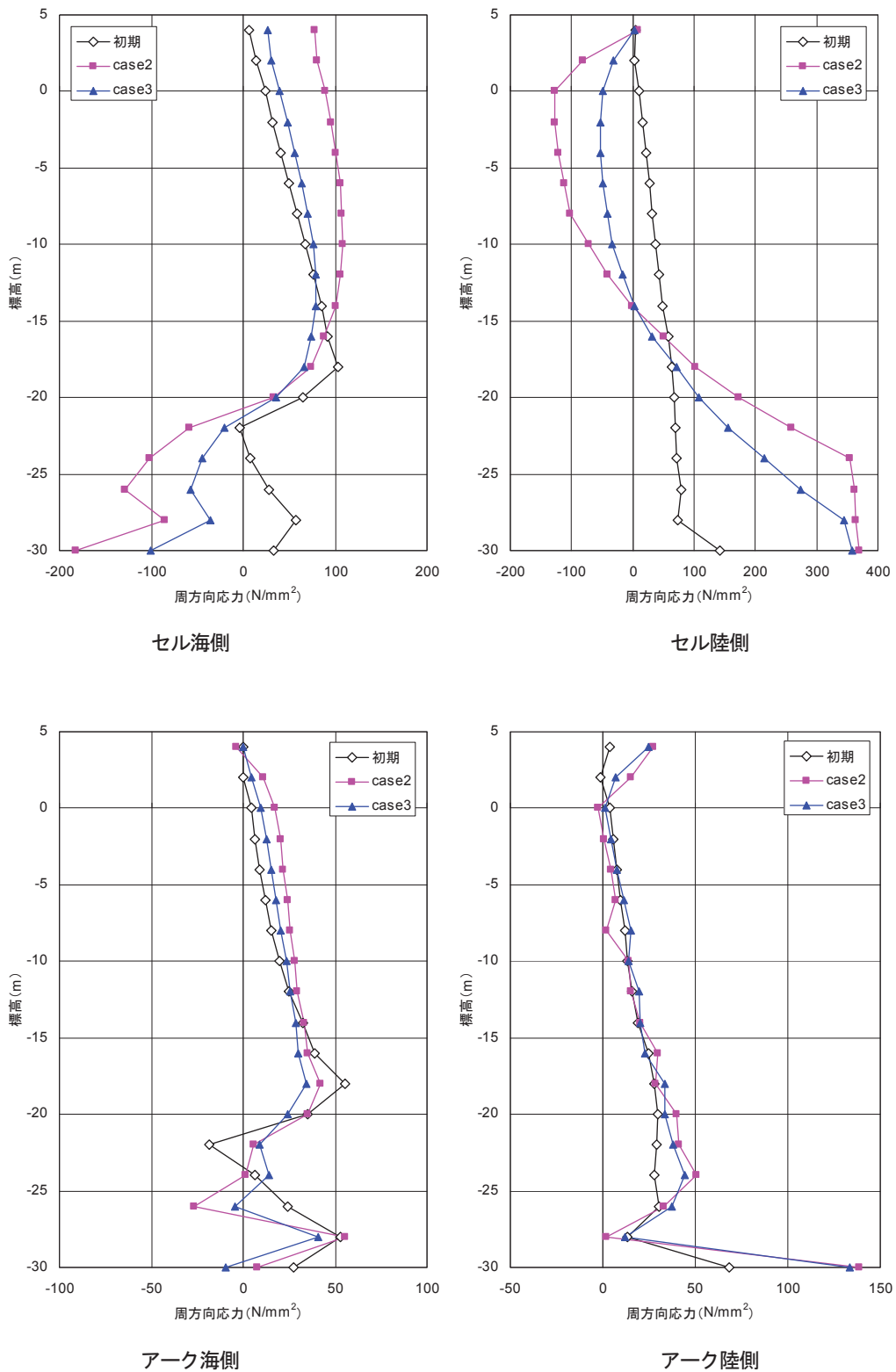


図 3.99 鋼殻セル 周方向応力 (N/mm<sup>2</sup>) (－：圧縮, ＋：引張)

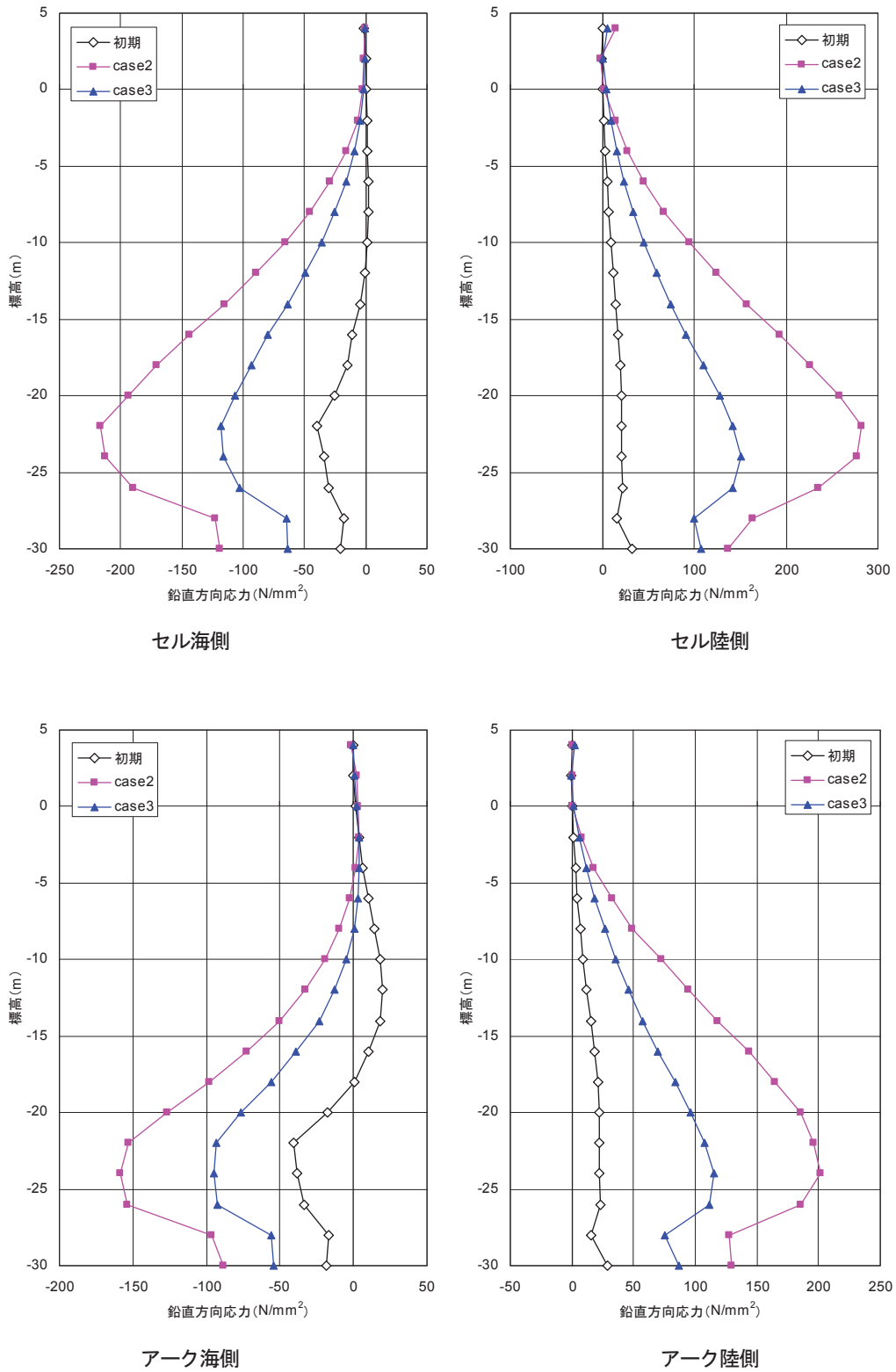


図 3.100 鋼殻セル 鉛直方向応力 ( $N/mm^2$ ) (－：圧縮，＋：引張)

図 3.102～図 3.105 に初期応力状態および CASE1 におけるミーゼス相当応力の深度方向分布図を示す。

初期応力状態においてはセルの海側では盛石天端の DL-20m よりも若干上方の DL-18m 付近に応力が集中しているが，陸側はセル下端が顕著である。

一方，CASE1 では，海側ではセル側面に応力が集中し，陸側ではセル側面と下端に集中する傾向がある．セル側面のミーゼス応力は，円周方向応力や鉛直方向応力が比較的小さい箇所であるため，アーチとセルの挙動の違いによるせん断力によるものと推察され，セル下端は逆に円周方向応力と鉛直方向応力が大きい箇所であるため，両者の連成作用によるものと推察される。

図 3.106 はセルおよびアーチの最外縁位置での初期応力状態および CASE1 におけるミーゼス応力の深度分布を示す．これによると，セル海側は DL-18m，セル陸側は下端で最大応力が生じている．また，アーチは DL-22～24m で最大応力が生じている。

CASE1 においてはミーゼス応力がセルで  $315\text{N/mm}^2$ ，アーチ  $235\text{N/mm}^2$  に達してはならず，弾性範囲内であることが明らかである。

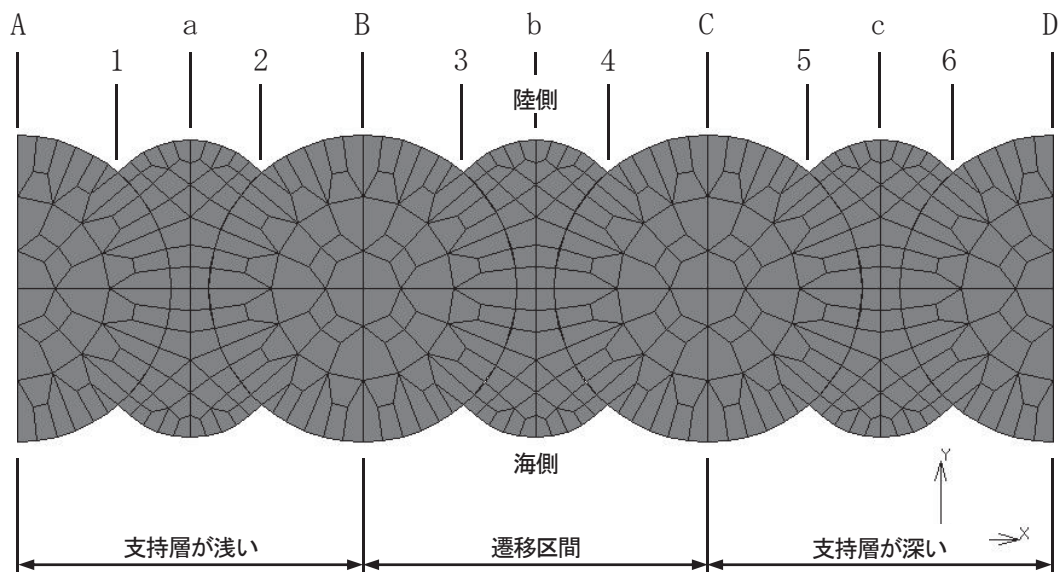
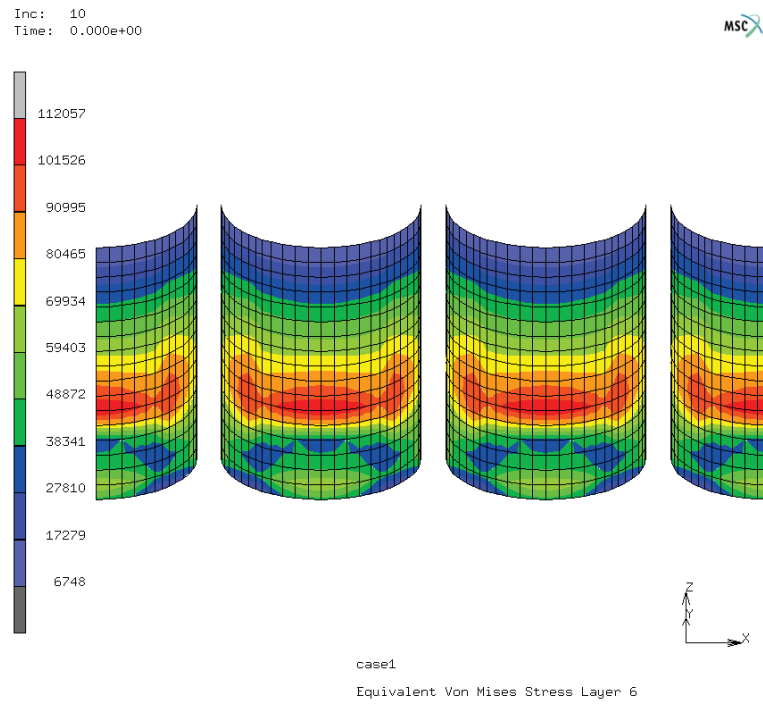
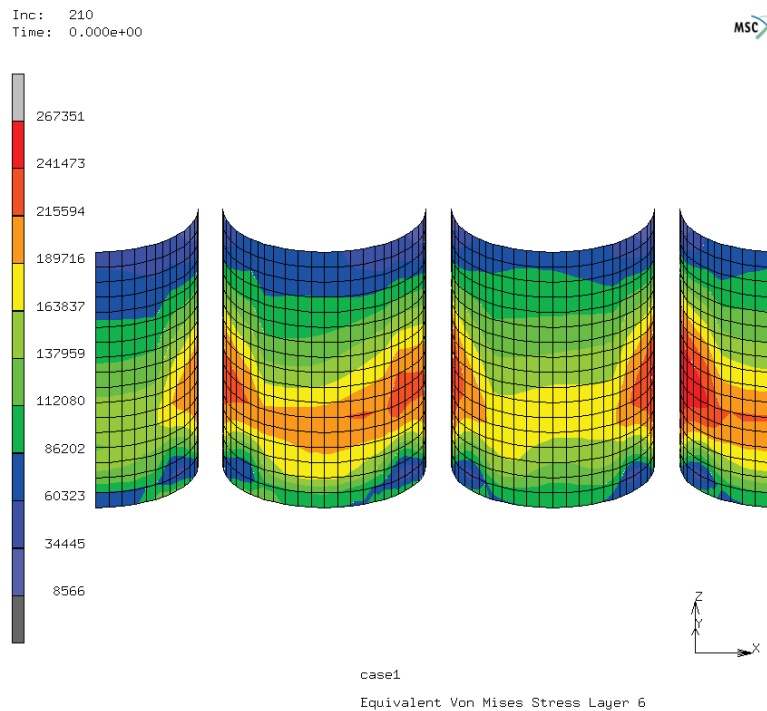


図 3.101 解析モデルにおける着目位置

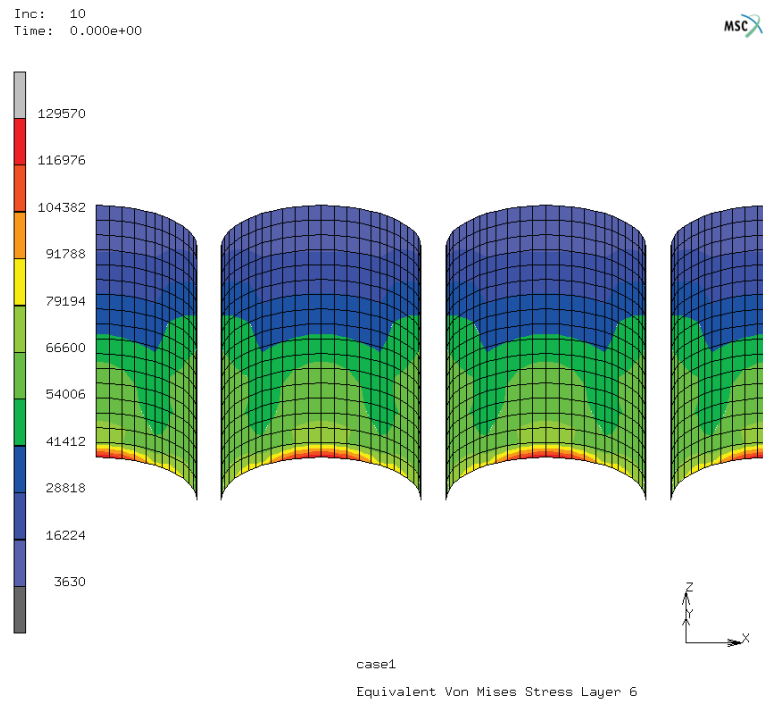


a) 初期応力解析

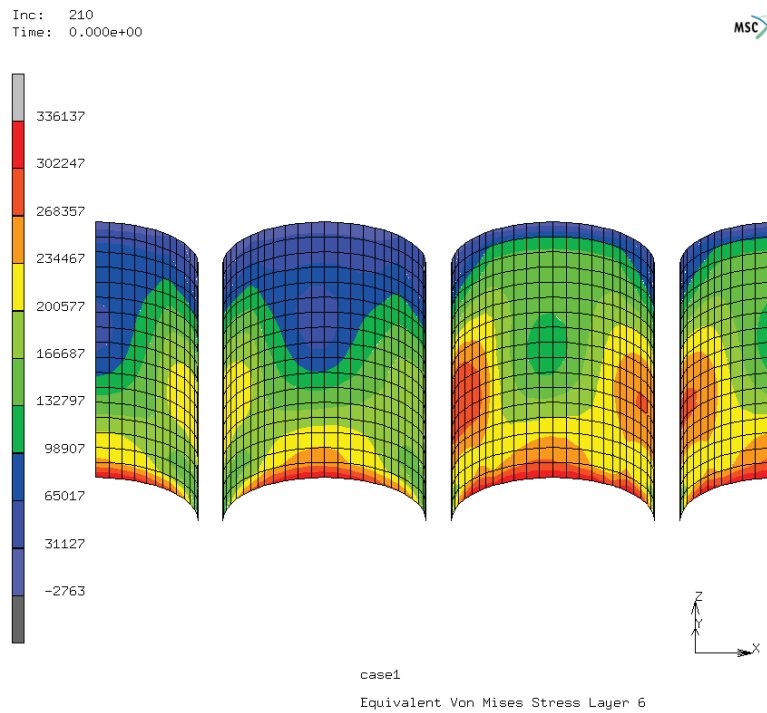


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.102 セル海側 ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

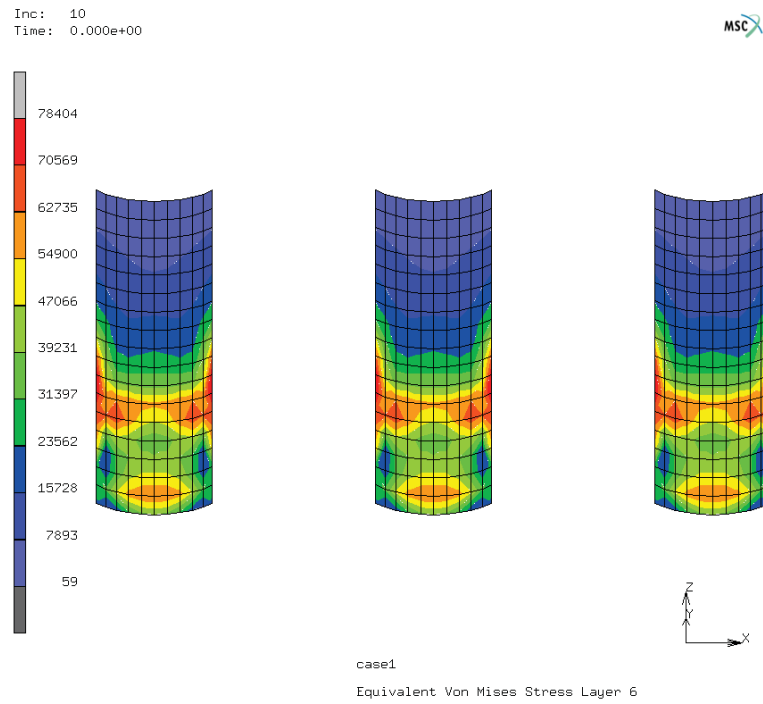


a) 初期応力解析

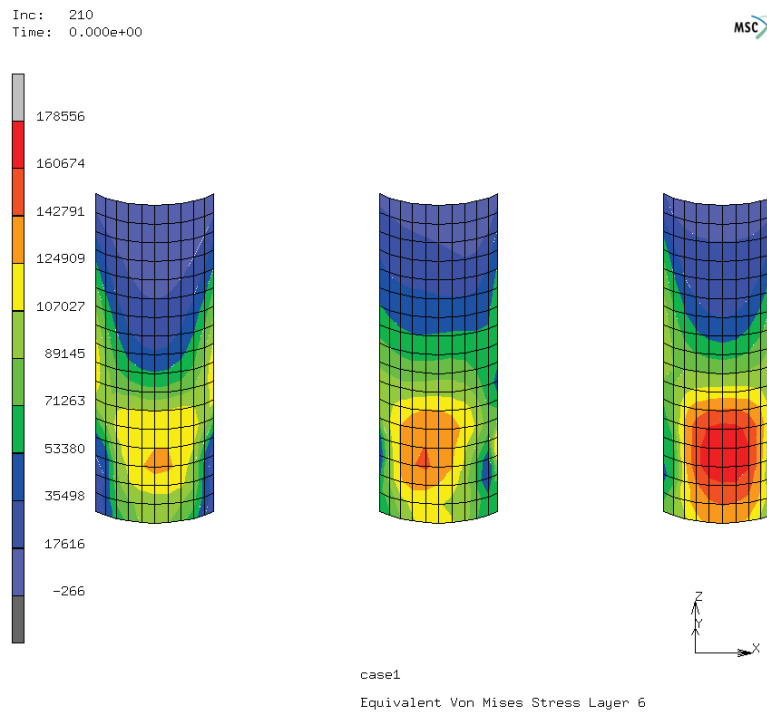


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.103 セル陸側 ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

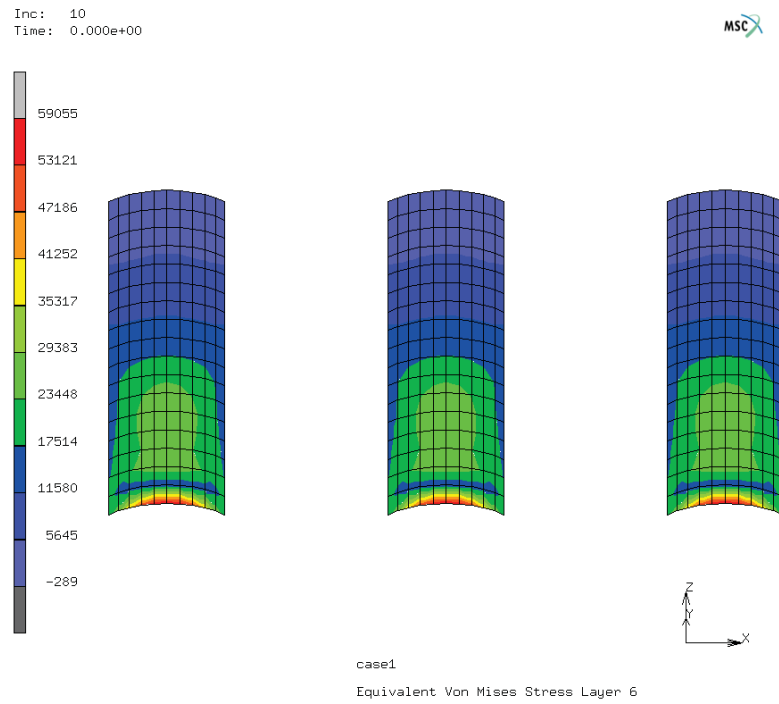


a) 初期応力解析

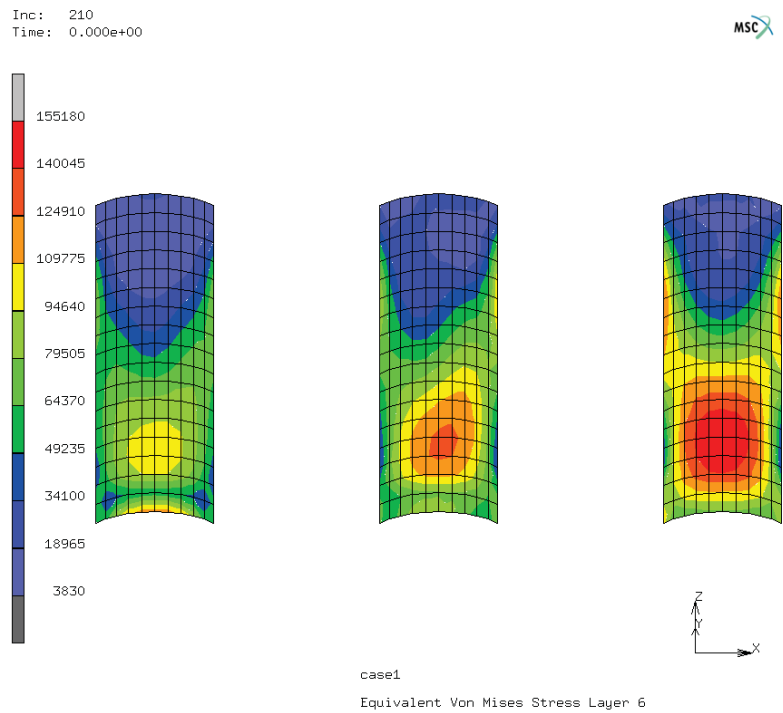


b) case1 (相対変位最大時)

図 3.104 海側アーク ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



a) 初期応力解析



b) case1 (相対変位最大時)

図 3.105 陸側アーク ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

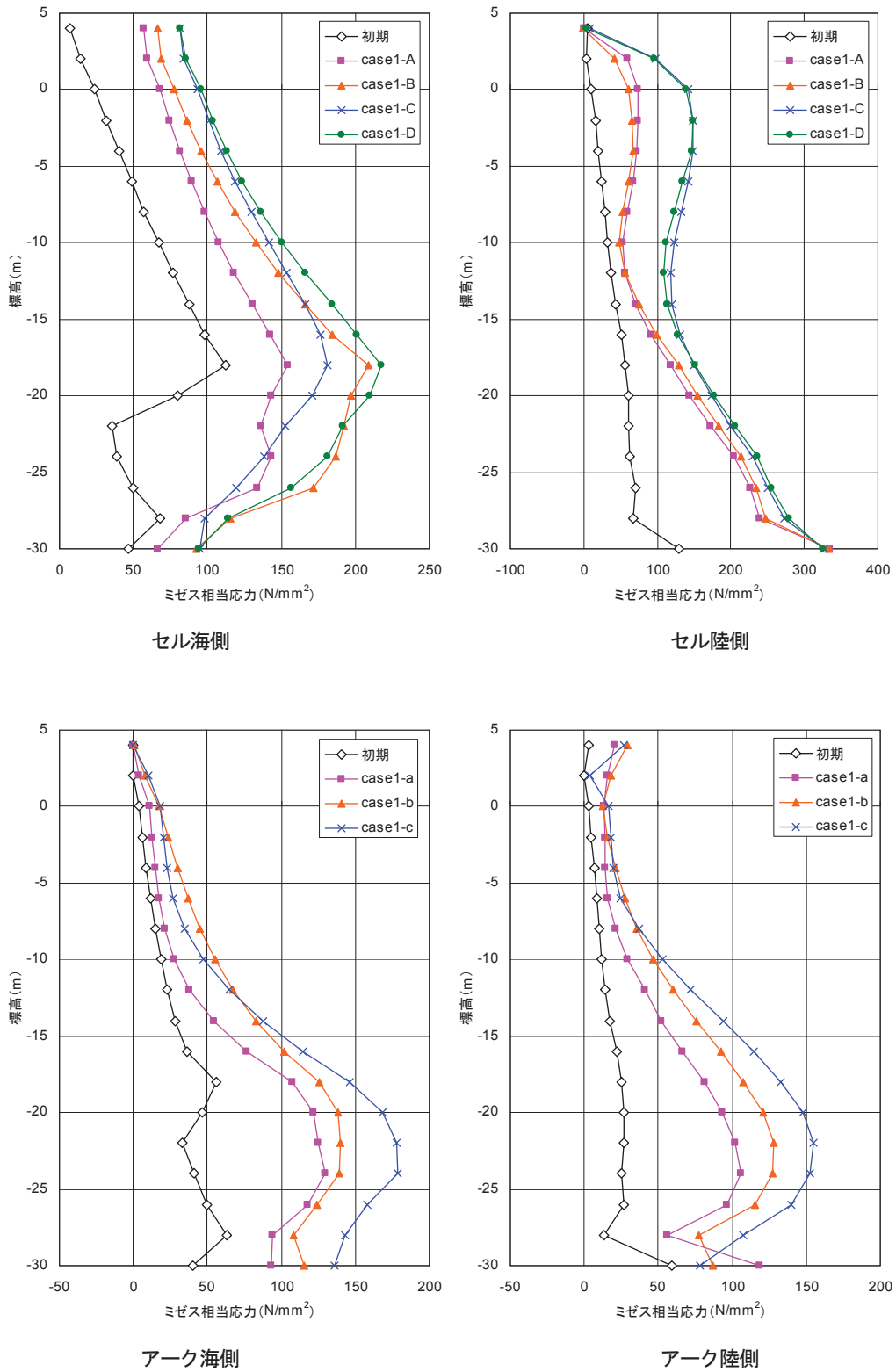


図 3.106 鋼殻セル ミーゼス相当応力 (N/mm<sup>2</sup>)



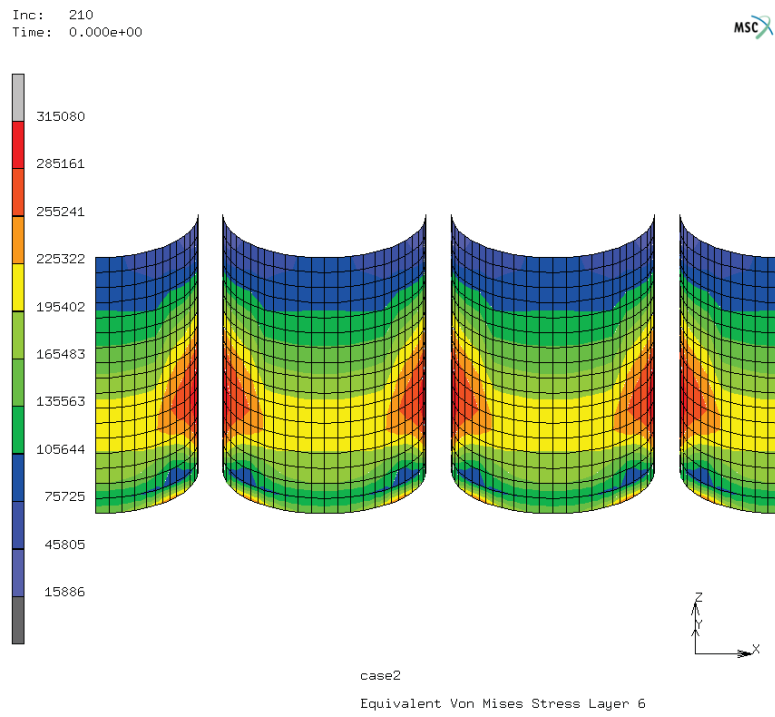
図 3.107～図 3.110 に CASE2 および CASE3 におけるミーゼス相当応力の深度方向分布図を示す。

CASE2, CASE3 は、やはり CASE1 と同様の傾向であるが、海側ではセル側面に応力が集中し、陸側ではセル側面と下端に集中する傾向がある。セル側面のミーゼス応力は、円周方向応力や鉛直方向応力が比較的小さい箇所であるため、アーチとセルの挙動の違いによるせん断力によるものと推察され、セル下端は逆に円周方向応力と鉛直方向応力が大きい箇所であるため、両者の連成作用によるものと推察される。

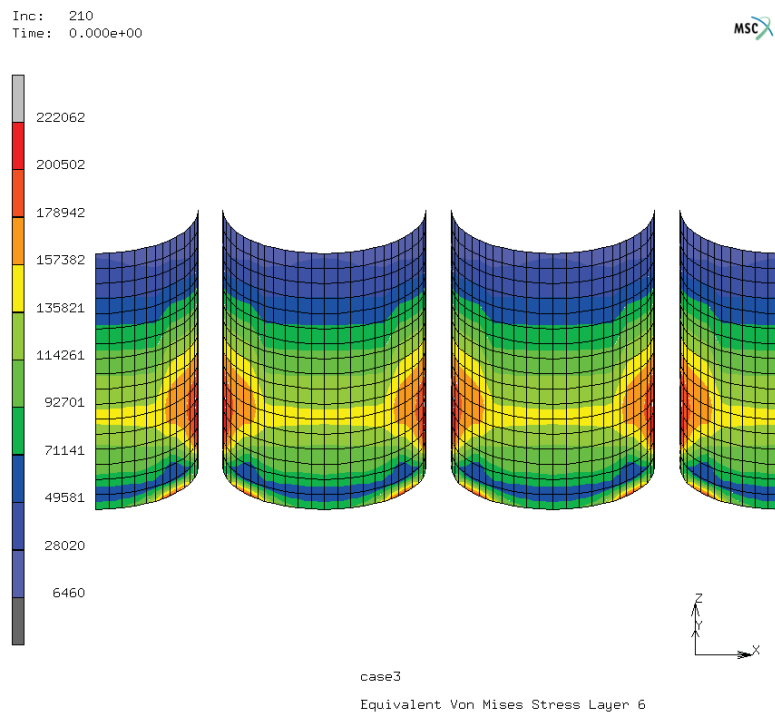
図 3.111 はセルおよびアーチの最外縁位置での初期応力状態および CASE2, CASE3 におけるミーゼス応力の深度分布を示す。これによると、セル海側は DL-18m、セル陸側は下端で最大応力が生じ、頭打ちとなっている。応力の値が 315N/mm<sup>2</sup> であることから、陸側セル下端において塑性化していることがわかる。また、アーチは DL-22～-24m で最大応力が生じているが降伏には至っていない。

図 3.112 は CASE2 および CASE3 における塑性ひずみのコンターを示す。これによると、塑性化する領域は陸側セル下端中央部と、セル側面の陸側継手との接続部セル下端付近である。

さらに、図 3.113 はセル下端の応力分布、また、図 3.114 は同様にセル下端での塑性ひずみ分布を示す。これによると、塑性化はほぼ円周方向応力が支配的であるが、最大ひずみ量で 0.5%（相当塑性ひずみでは 0.4%）であり、1%以下の微小なひずみ量であること、また、陸側の下端領域に限定していることから、構造系全体の安定性に影響を及ぼすものではないと考えられる。

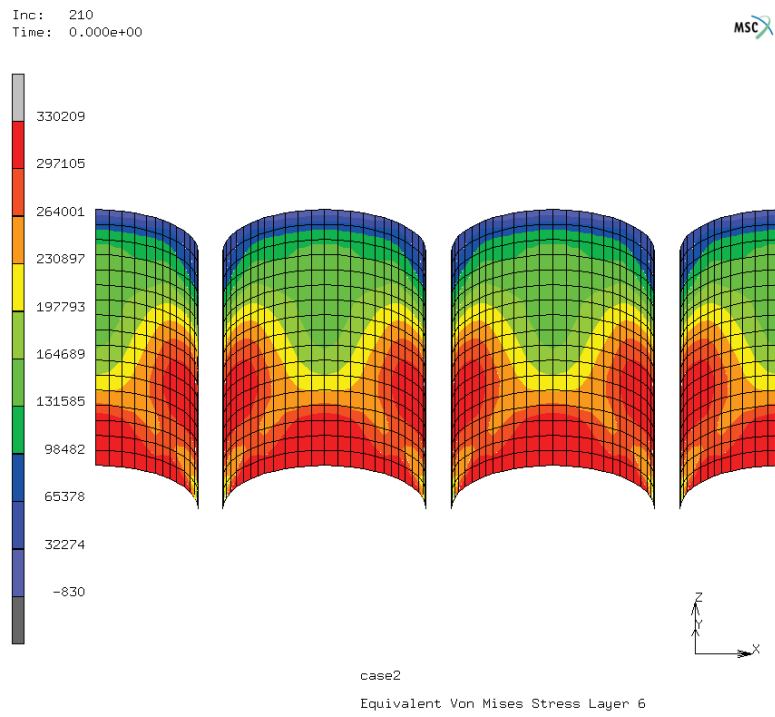


a) case2 (最大変位時)

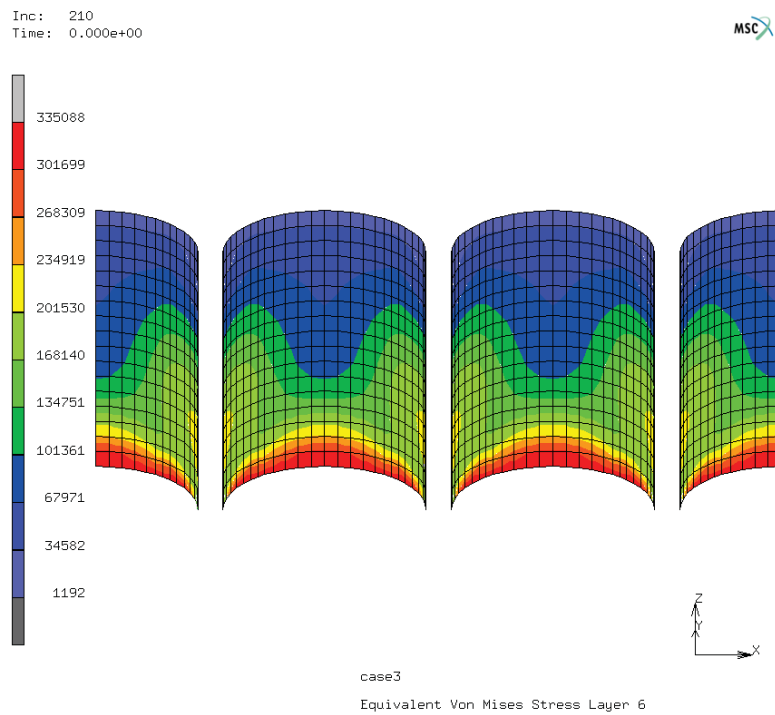


b) case3 (残留時)

図 3.107 セル海側 ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

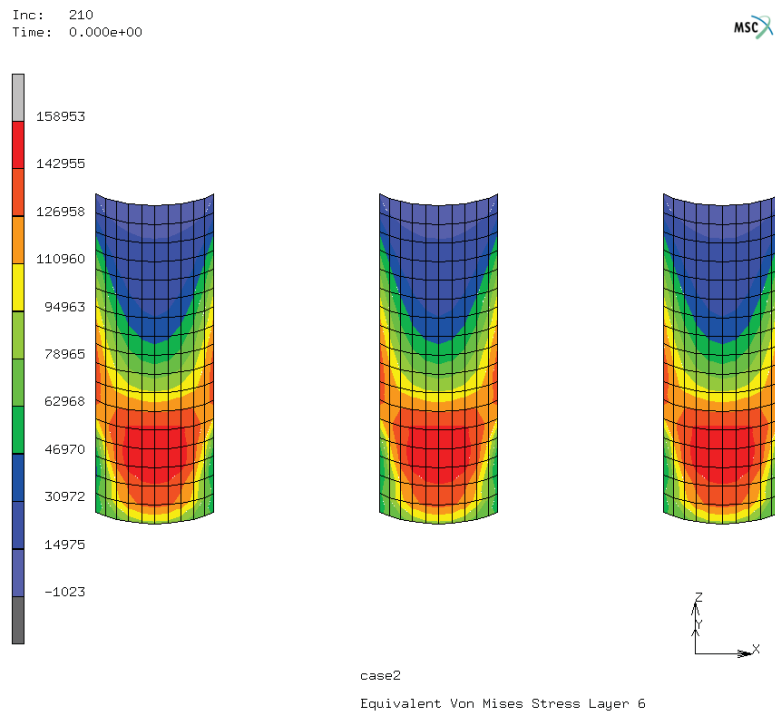


c) case2 (最大変位時)

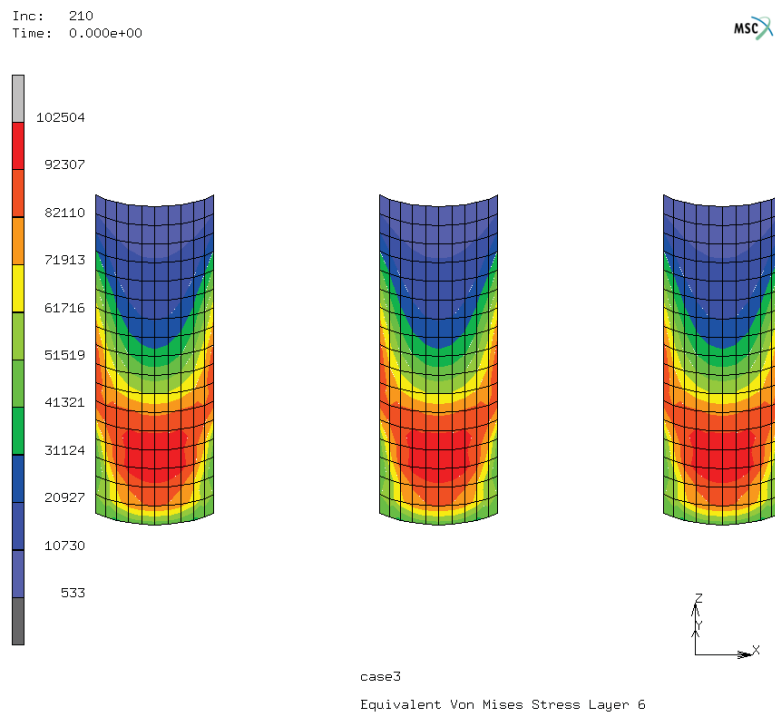


d) case3 (残留時)

図 3.108 セル陸側 ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

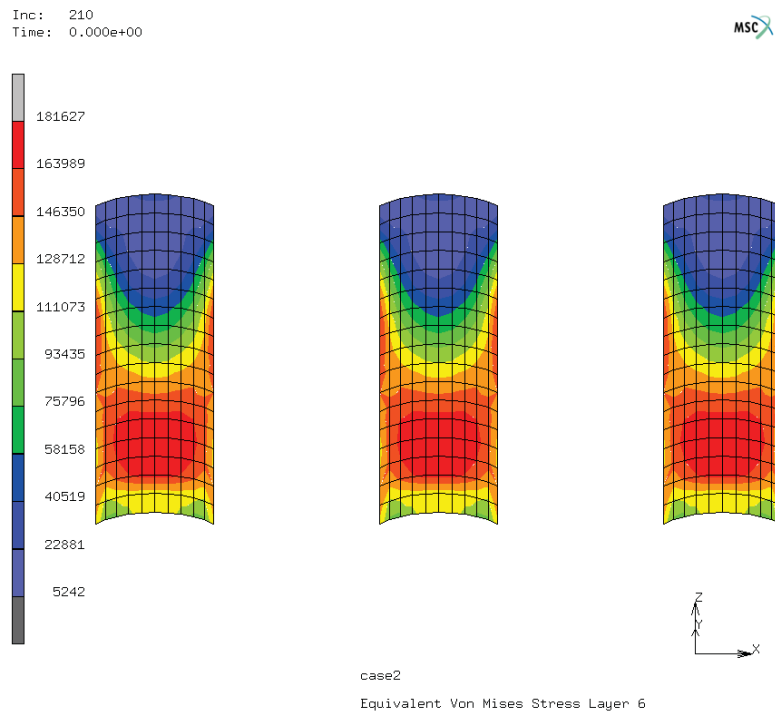


c) case2 (最大変位時)

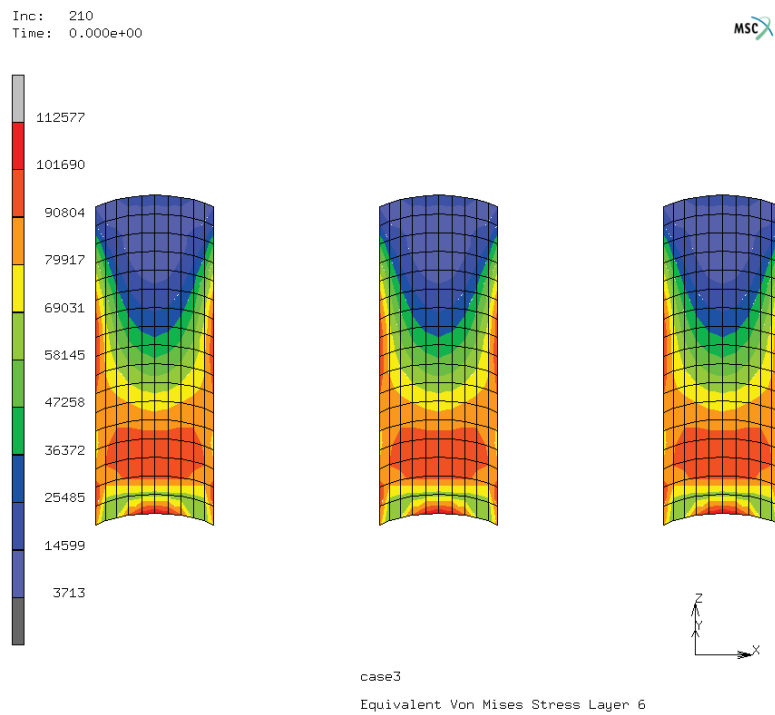


d) case3 (残留時)

図 3.109 海側アーク ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]



c) case2 (最大変位時)



d) case3 (残留時)

図 3.110 陸側アーク ミーゼス相当応力コンター [kN/m<sup>2</sup> (= × 10<sup>-3</sup>N/mm<sup>2</sup>) ]

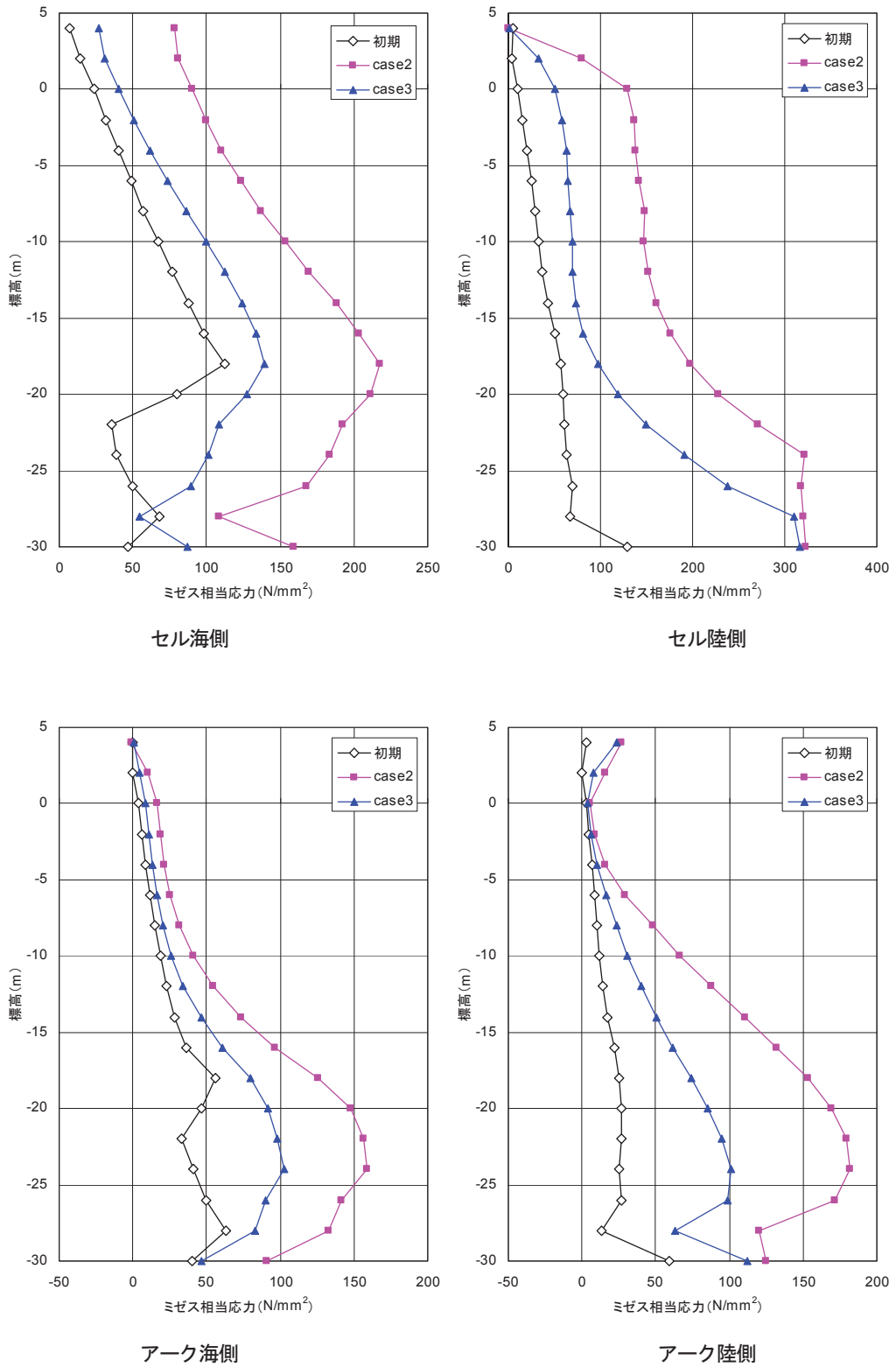
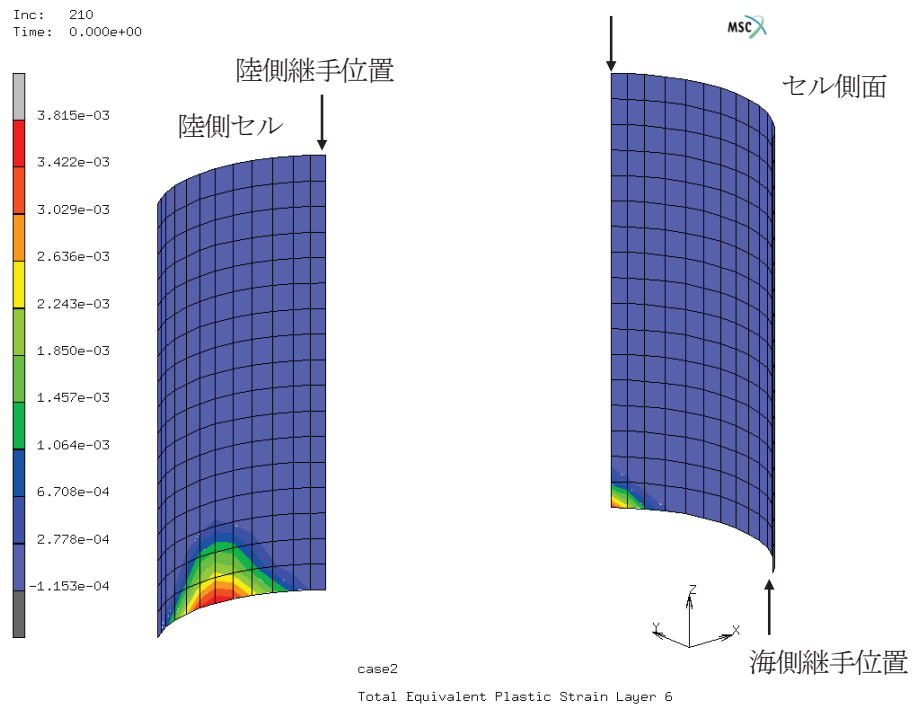
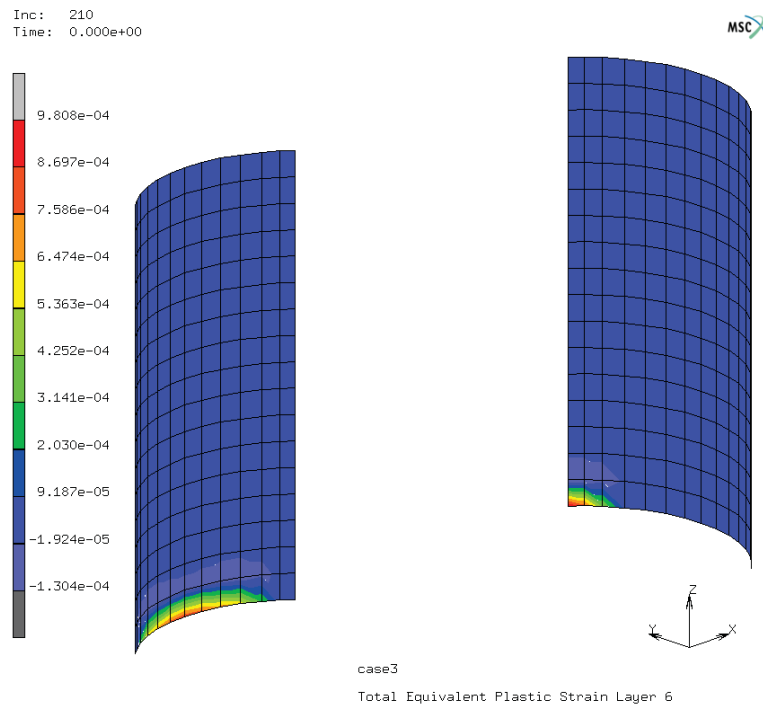


図 3.111 鋼殻セル ミーゼス相当応力 (N/mm<sup>2</sup>)

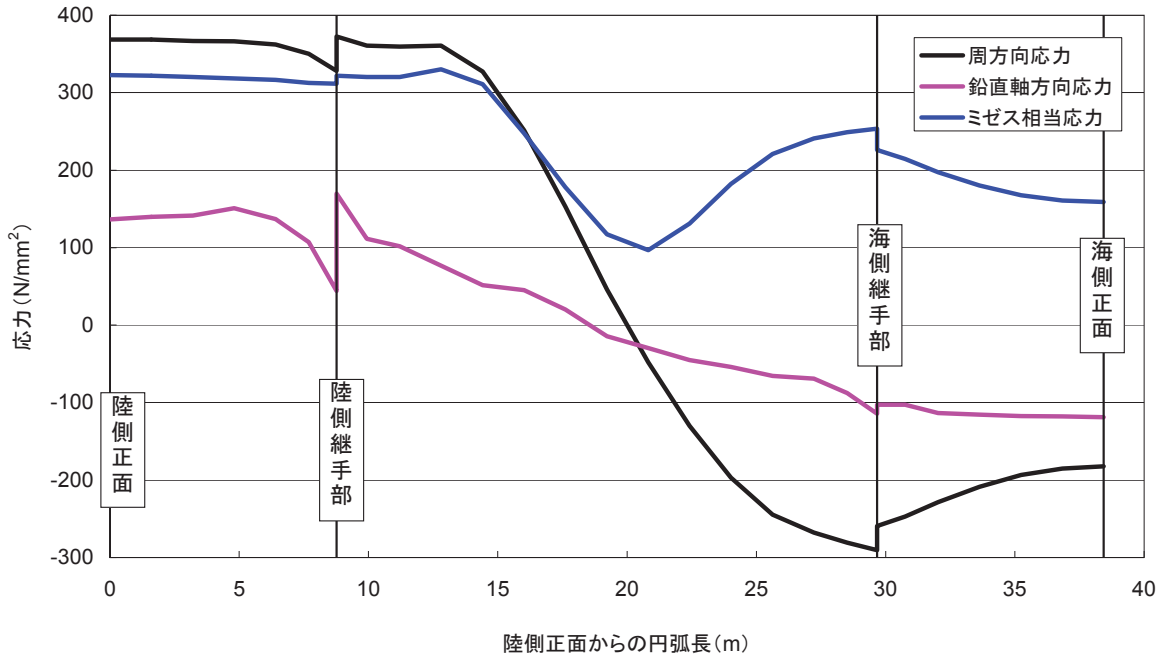


a) case2

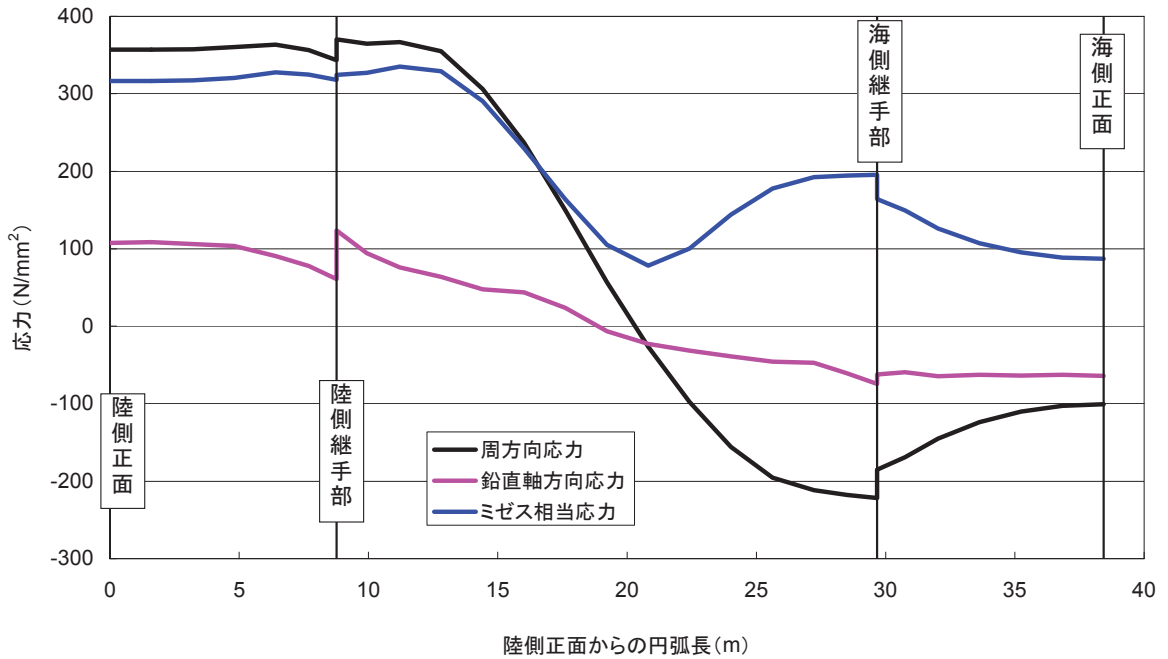


b) case3

図 3.112 相当塑性ひずみコンター



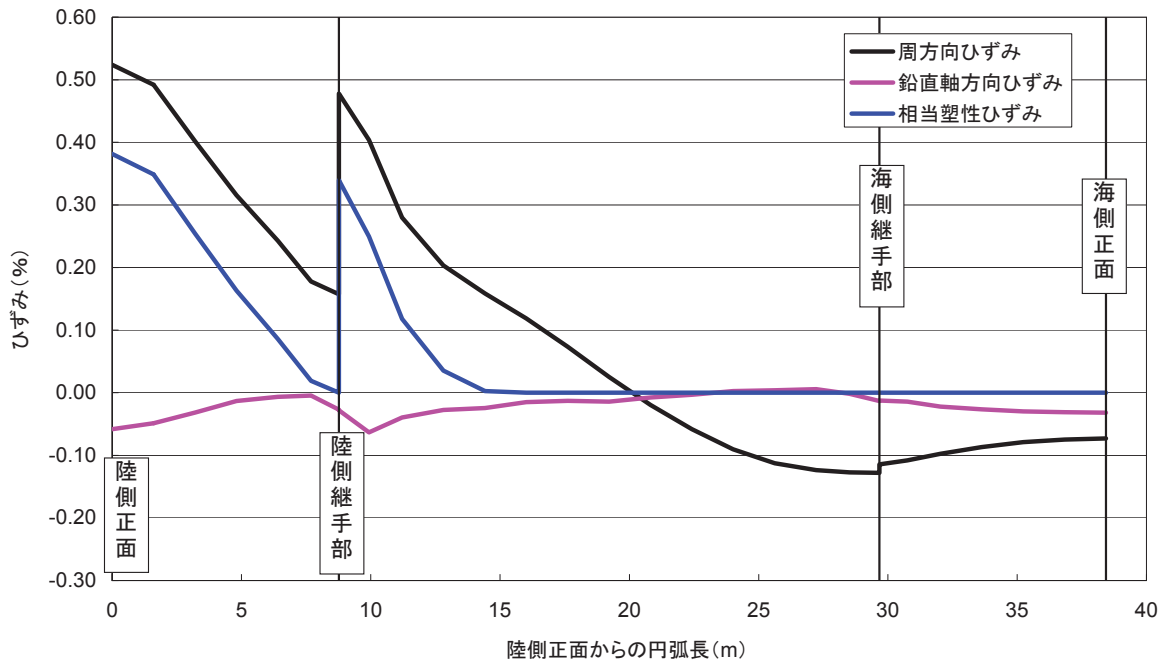
a) case2



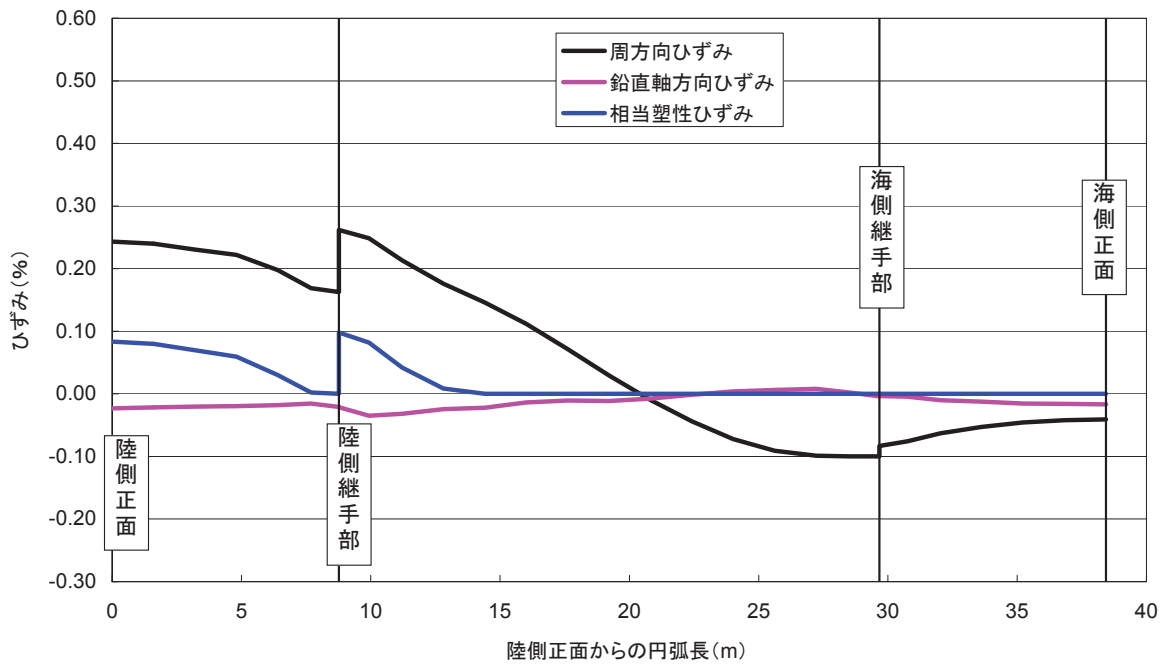
b) case3

図 3.113 セル下端の応力分布





a) case2



b) case3

図 3.114 セル下端のひずみ分布

継手はほぼすべての領域で鉛直ズレを伴っており、発生している最大反力とズレ量を総括して一覧表のまとめると表 3.35, 表 3.36 となる。継手構造は鋼板と同等の強度特性を有する規格を要求するものとして、板厚 13mm (板厚 15mm で腐食しろ 2mm 考慮) で除した鋼板応力度相当で評価する。この結果、鉛直方向の最大ズレ量 46mm, 最大応力度 (鋼板応力度換算値) 68(N/mm<sup>2</sup>)であり、SM490 および SS400 の降伏強度 315(N/mm<sup>2</sup>), 235(N/mm<sup>2</sup>)に比べて低い応力レベルとなっている。

図 3.115～図 3.120 に継手反力の深度分布を示す。

表 3.35 最大反力および最大ズレ量の一覧表 (1m あたりの力で表示)

	水平軸方向 K <sub>x</sub>		鉛直方向 K <sub>z</sub>				水平せん断方向 K <sub>y</sub>	
	最大反力 (kN/m)		最大反力 (kN/m)		最大ズレ量		最大反力 (kN/m)	
	海側	陸側	海側	陸側	海側	陸側	海側	陸側
初期応力時	279	226	168	97	2.0	0.2	164	182
地震時 CASE1	884	463	539	270	45.8	19.3	508	794
地震時 CASE2	520	578	334	192	22.0	17.3	210	742
地震時 CASE3	513	395	314	103	7.4	9.7	178	538

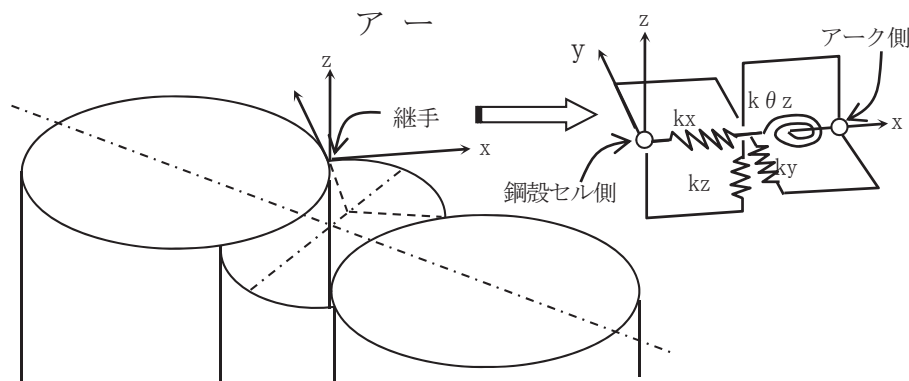


表 3.36 最大応力および最大ズレ量の一覧表 (応力表示)

	水平軸方向 K <sub>x</sub>		鉛直方向 K <sub>z</sub>				水平せん断方向 K <sub>y</sub>	
	最大応力 (N/mm <sup>2</sup> )		最大応力 (N/mm <sup>2</sup> )		最大ズレ量 (mm)		最大応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
	海側	陸側	海側	陸側	海側	陸側	海側	陸側
初期応力時	21	17	13	7	2.0	0.2	13	14
地震時 CASE1	68	36	41	21	45.8	19.3	39	61
地震時 CASE2	40	44	26	15	22.0	17.3	16	59
地震時 CASE3	39	30	24	8	7.4	9.7	14	41

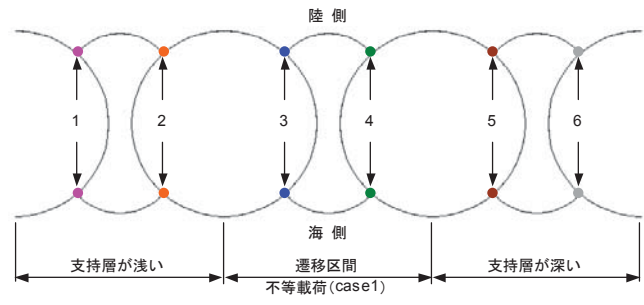
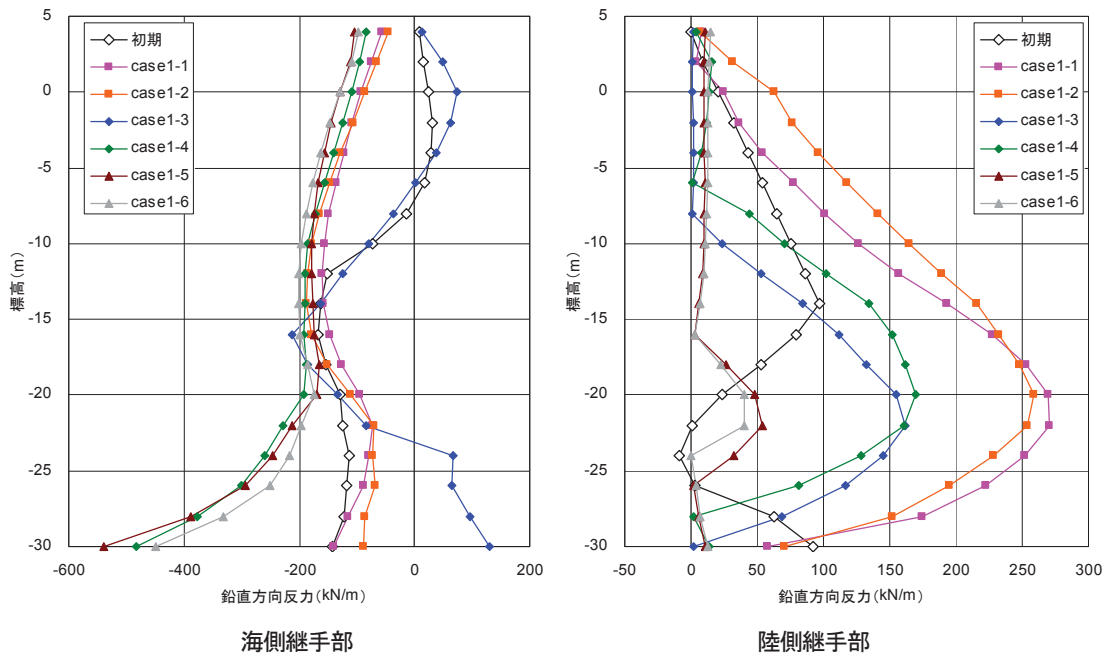


図 3.115 継手部の鉛直方向反力

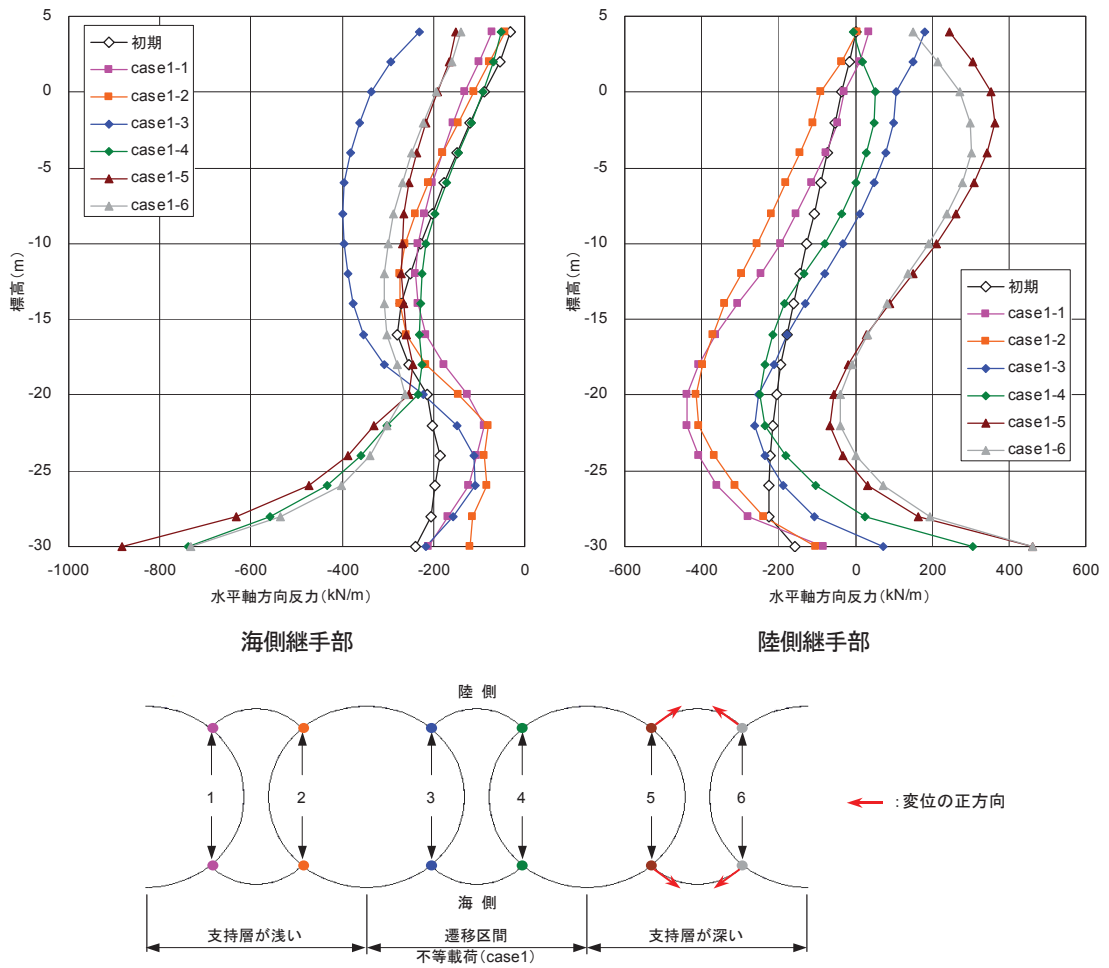


図 3.116 継手部の水平軸方向（アーク周方向）反力（+：圧縮，-：引張）

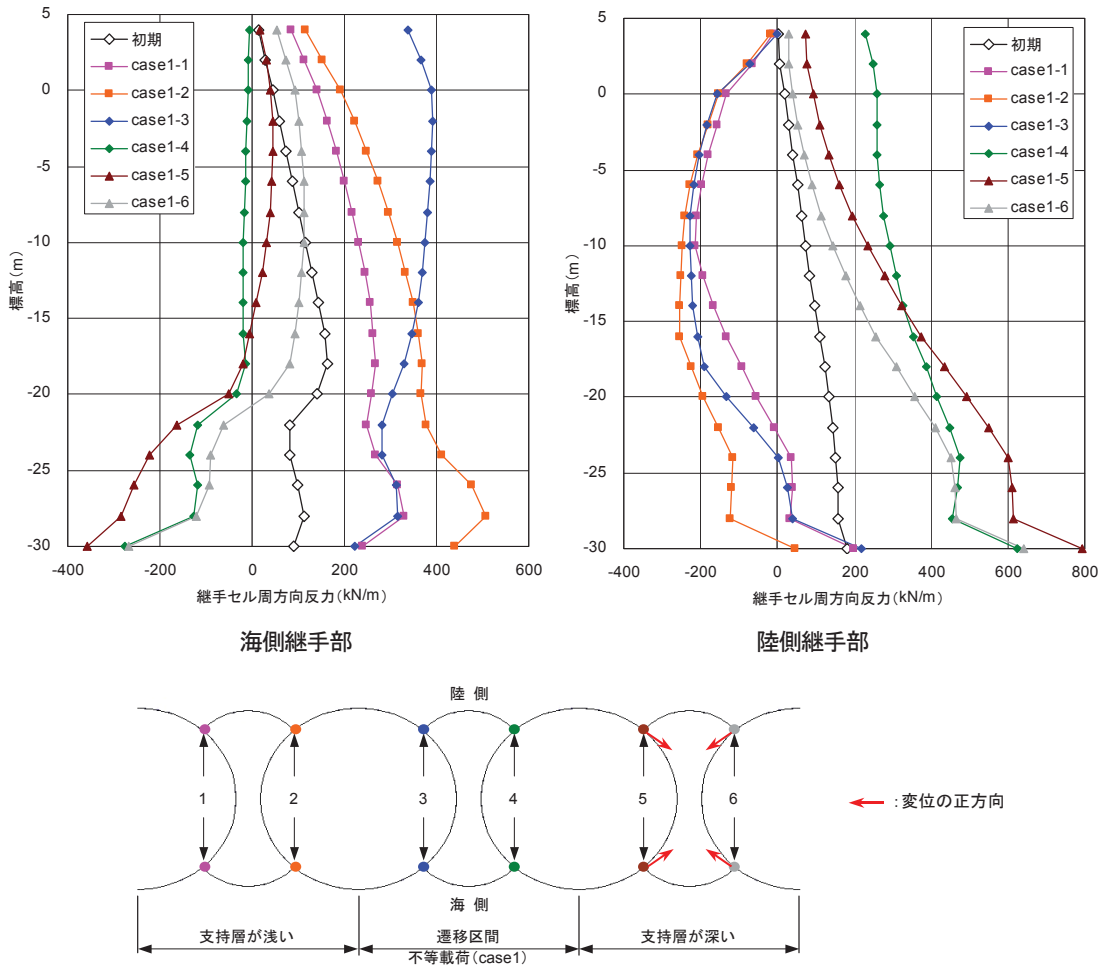


図 3.117 継手部の水平軸方向（セル周方向）反力（+：圧縮，-：引張）

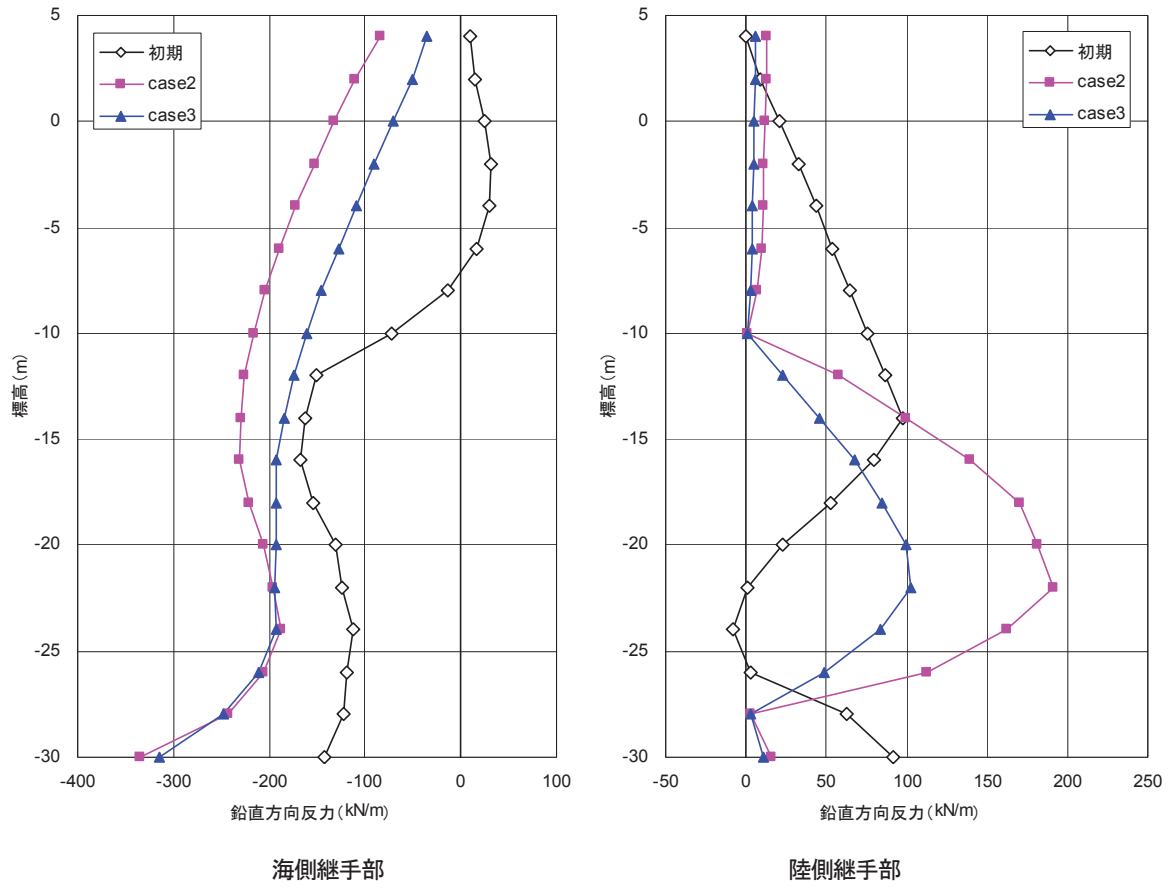


図 3.118 継手部の鉛直方向反力

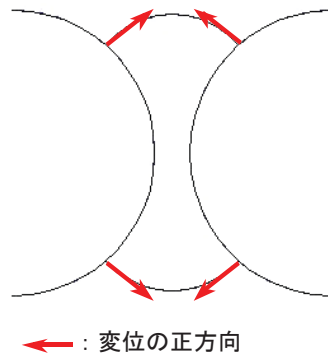
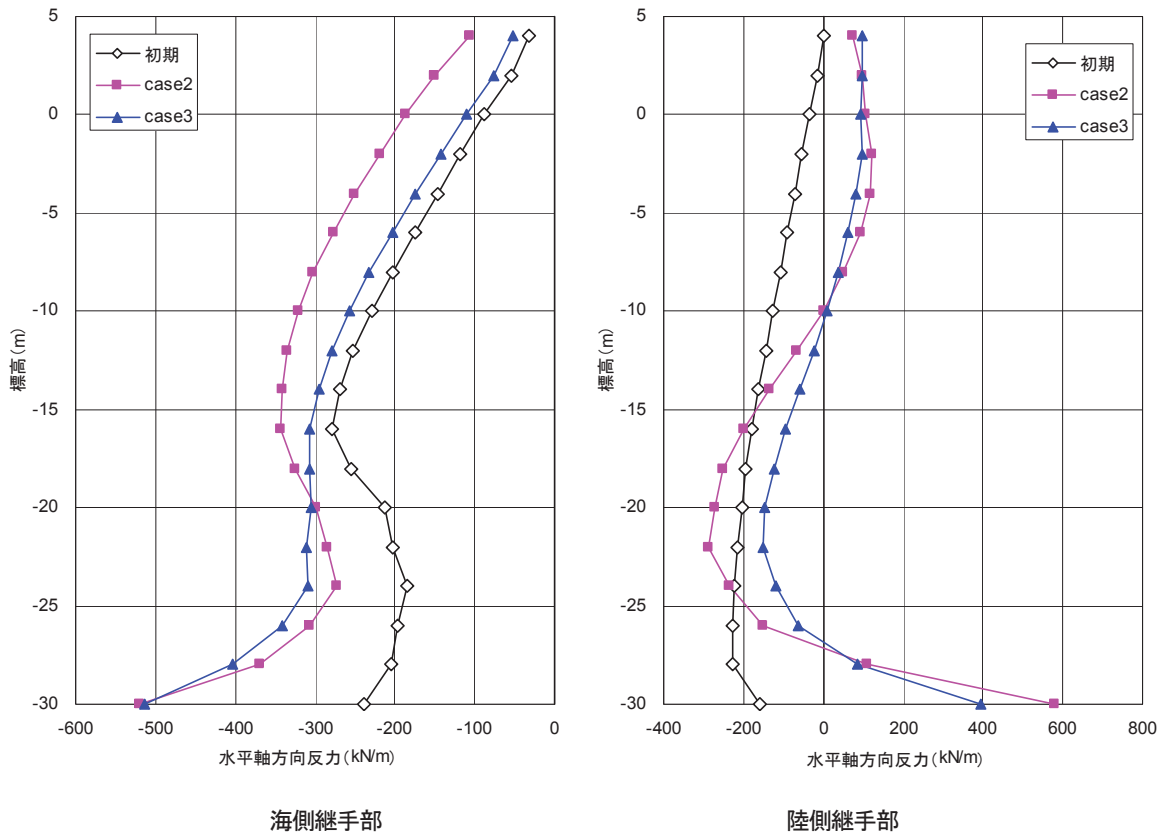


図 3.119 継手部の水平軸方向（アーク周方向）反力（+：圧縮，-：引張）

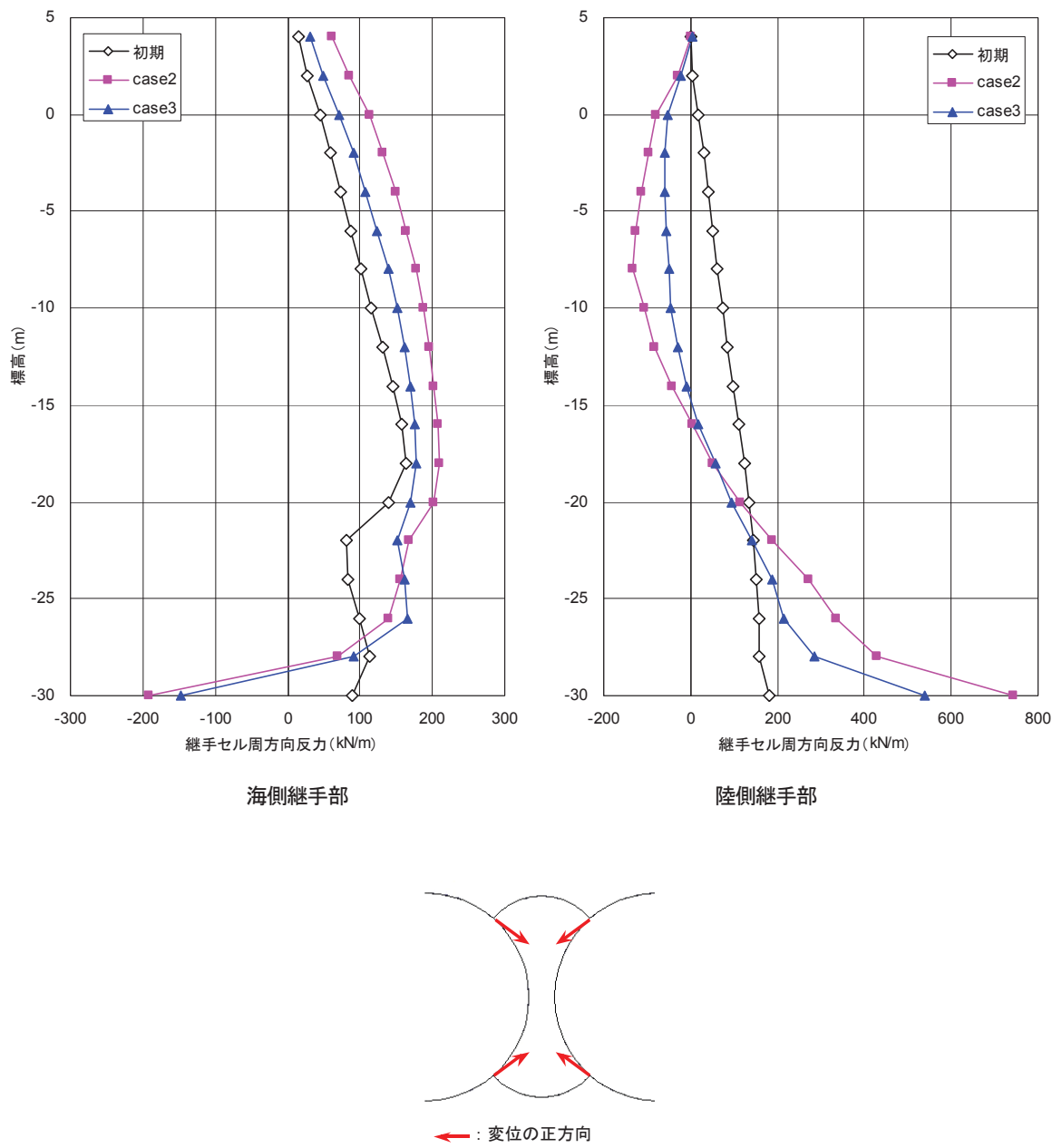


図 3.120 継手部の水平せん断（セル周方向）反力



### 3.4.5 3次元静的解析のまとめ

本検討ではセルおよびアークを3次元シェル要素，中詰め土をソリッド要素でモデル化し，底面および背後には地盤バネを配置した3次元モデルを構築し，応答変位法による3次元静的解析を行った。その結果，表 3.37 に示す事項が明らかとなった。

表 3.37 本解析結果の総括

構造部材	解析結果
セル鋼板 (SM490)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時では CASE2 (最大水平変位時) が最も厳しい応答結果となっている。</li> <li>周方向応力が海側基部 (DL-20~-25m) で圧縮，陸側基部 (DL-20~30m) で引張となった。</li> <li>鉛直方向応力が海側で圧縮，陸側で引張となった。</li> <li>陸側基部周方向の応力が支配的となって (セル中央部とセル側面継手接続部) 塑性化に至っている。しかし，最大0.5%のひずみにとどまっている。</li> <li>海側は圧縮応力状態であるが，弾性範囲内である。</li> </ul>
アーク鋼板 (SS400)	<ul style="list-style-type: none"> <li>周方向応力，鉛直方向応力ともに挙動はセルと同様である。</li> <li>周方向応力はセルの応力レベルに対してかなり小さい。</li> <li>鉛直方向応力はセルと同等の応力レベルとなっている。</li> <li>全部材弾性範囲内である。</li> </ul>
継手 (CT タイプ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時では CASE1 (相対変位最大時) が最も厳しい応答結果を示している。</li> <li>継手はほぼすべての領域で鉛直ズレを伴っている。</li> <li>鉛直方向の最大ズレ量 46mm である。</li> <li>継手反力の最大応力度 (鋼板応力度換算値) は <math>68 \text{ (N/mm}^2\text{)}</math> であり，鋼材の降伏強度に比べて低いレベルである。</li> </ul>

以上から，鋼板の塑性化する領域が限定的であり，ひずみレベルも最大で0.5%程度であること，また，継手部の鉛直方向ズレ量の最大値が46mm，反力による鋼板換算応力も  $68 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  と小さいことから，当該断面の岸壁構造物は地震時における安定性を確保していることが明らかとなった。

### 3.5 考察

2次元地震応答解析では、平面ひずみを仮定し、かつ、剛体変位を仮定した菅野モデルを適用していることから、セル殻、アークおよび中詰土は二重壁のモデルとなっており、応力、ひずみが集中する前趾、後趾部分での鋼板や継手の損傷が懸念されるところである。セル岸壁天端の変位応答時刻歴より、ピーク時刻を抽出して検討を行ったが、CASE2（最大変位時）もCASE3（残留時）も海側への転倒及び水平移動のモードであったため、変位量の大きかったCASE2で応力が最も大きく発生したと考えられる。前趾側は前面盛石があり、バネで拘束されることになるため円周方向応力が圧縮、また、転倒の性状から海側鉛直方向応力は圧縮である。一方、後趾は前面側への移動と転倒モードから円周方向応力が引張、陸側鉛直方向応力も引張となることから、前趾側も後趾も応力的に厳しい条件といえる。初期応力状態をみると、円周方向応力は前趾側も後趾側も引張状態であり、この結果、後趾側のミーゼス応力が大きかったために塑性化に至っている。

セル側面にはせん断によるミーゼス応力の増加が認められたが、その集中度は前趾側、後趾側に比べれば小さかった。この挙動は、中詰土がすべてのせん断力を負担する菅野モデルとは異なり、アークとセル側面に囲まれた範囲が一定のせん断力を負担しているためであるが、動的挙動ではよりせん断力が集中する可能性が示唆される。さらに、継手の鉛直方向のせん断剛性やせん断耐力によっても負担が異なってくることに留意する必要がある。

セル、アークおよび継手に発生する応力は、速度の影響を無視すれば、理論的には静的な相互作用で説明することができるので、地盤の変形が慣性力の分布と地盤剛性およびひずみの分布を反映することで応答変位法と動的解析はほぼ同等の結果を与えるはずである。しかし、着目時刻の抽出や2次元モデルのせん断剛性と3次元モデルのせん断剛性の違い、あるいは、自由度の違い、中詰土の剛性分布やバネ値の妥当性など、動的挙動を静的解析に近似するだけでなく、簡便さに配慮した仮定が結果に影響することも認識する必要がある。

一方、CASE1の相対変位が生じる変位パターンによって、継手に比較的大きな応力が発生した。法線方向に地盤変位が急変する程度は、応答変位法で与える変位分布に支配されることになる。現時点では法線方向への地盤条件の変化に伴う応答の変化を表現するには3次元的な広がりモデル化することが必要であることから、設計として応答変位法に頼らざるを得ない側面がある。

同様に、埋立地における護岸法線や岸壁法線の地震時の挙動は複雑であり、地震後の法線の形状によって護岸や岸壁構造物の相対変位を左右するものである。実現象としては地盤条件や構造物条件あるいは地震動条件などによって動的な相互作用で法線形状が決まることから、隅角部等に変形が集中する可能性がある。セル構造物は連続した壁状構造物であり、重力式のような地震後のズレなどが生じない代わりに、法線の形状が変化することによる応力の負担が懸念されるところである。したがって、被災事例はないものの、壁体の単独の安定ではなく、法線上の相対変位が最も大きい箇所の損傷という観点で限界状態を設定することが今後必要となる可能性もある。

### 3.6 まとめ

本章では、耐震強化岸壁(幹線貨物輸送対応)に位置づけられる横浜港南本牧MC-3岸壁を例にとり、現行基準に示される簡易法(震度法)および詳細法(地盤・構造物の動的相互作用を考慮した2次元地震応答解析)、3次元静的解析を用いた応答変位法による耐震性能照査を行い、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 簡易法による安定計算を、永続状態およびレベル1地震動作用時の変動状態に対して適用し、また、プログラム **FLIP** を用いた2次元地震応答解析によりレベル2地震動作用時の偶発状態に対して実施した(表 3.38)。その結果、変位抑制を目的とした基礎地盤のCDM改良を行うとともに、セル径 24.5m、セル高 32.0m、原海底面からの根入れ 2.3~3.2m、前面水深-20.1m、セル殻 SM490 (t=15mm)、アーク SS400 (t=8mm)、CT継手の諸元が得られた。

表 3.38 セル径 24.5m、水深-20.1mの耐震性能照査結果

	照査項目	永続作用時	L1変動作用時
簡易法	せん断抵抗安全率	1.44 $\geq$ 1.0	—
	滑動安全率	265.96 $\geq$ 1.0	7.84 $\geq$ 1.0
	天端水平変位	0.9 cm	22.1 cm
	支持力安全率	4.44 $\geq$ 1.2	1.08 $\geq$ 1.0
永続作用時 板厚の検討		セル殻SM490 t=15	197 N/mm <sup>2</sup>
		アークSS400 t=8	141 N/mm <sup>2</sup>
L2偶発作用時 2D地震応答解析		天端残留変位	1.69 m
		傾斜角	3.20 $\times 10^{-2}$ rad

- (2) 当該施設は大水深(-20.1m)を有しており、また、入力地震動の特性が強大であることから、2次元地震応答解析の残留変位が比較的大きくなった。したがって、被災事例等を参考に、レベル2地震動作用時の偶発状態の使用性や修復性に配慮した性能規定および制限値の設定は非常に重要と考えられた。

- (3) フープテンションや継手の応力あるいは損傷状態を評価する目的で実施した3次元静的解析(応答変位法)の結果、継手は隣接するセル同士が異なる変位を生じる際に厳しくなり、また、セルおよびアークを構成する鋼板は、最大変位時において陸側基部が塑性化に至っている。しかしながら、鋼板の塑性化領域が限定的であり、ひずみレベルも最大で0.5%程度であること、また、継手部の鉛直方向ズレ量の最大値が46mm、反力による鋼板換算応力も59(N/mm<sup>2</sup>)と小さいことから、当該断面の岸壁構造物は地震時における安定性を確保していると考えられた。

また、簡便法（震度法）、詳細法（2次元地震応答解析）、3次元モデルによる応答変位法を実施した結果明らかとなった課題を列挙する。

- 1) セル径を40mとした場合、セル天端の残留変位をほぼ1.0mに抑制することが可能となる設計結果が得られた。しかし、施工実績としては経験がなく工費も増大するため適用しなかった。この背景としては、中詰土に対する拘束効果が摩耶ふ頭の被災事例や模型実験の諸元よりもかなり大きく、剛体挙動の保証がないためである。したがって、今後、適用できるセル径の範囲を明らかにすることが大切である。
- 2) プログラムFLIPによる2次元地震応答解析は、摩耶ふ頭における基礎地盤が置換砂の鋼板置きセルで菅野らにより有用性が確認されている。しかし、CDMによる基礎地盤の固化対策を行った場合の適用性が不明であり検証が必要である。
- 3) 現行の港湾技術基準の設計方法では、レベル2地震動作用時の偶発状態が支配的となったが、性能照査方法がプログラムFLIPおよびその結果を用いた3次元応答変位法であり、他の数値解析あるいは模型実験等で検証することが望ましい。
- 4) 応答変位法は静的解析を適用する際の仮定が、最大変位時のような速度がゼロの状態を想定している。セルやアークに発生する応力は鉛直方向および円周方向の挙動を含んだ3次元動的な挙動と考えられることから、抽出する時刻や結果の妥当性について検証が必要である。
- 5) 相対変位が最大となる時刻での応答変位法の結果が、継手にとって最も厳しい結果であった。したがって、相対変位が生じやすい岸壁法線方向の地盤条件や構造物条件、拘束条件が変化する箇所において大きな応力や損傷、ズレなどの変形が集中する可能性がある。したがって、岸壁一般部を対象とした断面検討においては、鋼板セル構造物が法線方向に連続していることから、転倒や滑動による崩壊に至る可能性よりも、埋立地の護岸法線形状が動的相互作用により、どのような形状になるかで負担する応力が変わるものと推察される。

本研究では、現行基準で設計された施設を対象に課題の2)3)4)の課題に着目するものである。

2)の課題に対しては、第4章において、1G場の大型水中振動実験と菅野らのモデルを適用した2次元有効応力地震応答解析により適用性の検討を行っている。

3)4)の課題については、第5章において、遠心場における模型振動実験と2次元および3次元有効応力地震応答解析を行い、レベル2地震動作用時におけるセル構造物の3次元動的挙動の確認を第5章で行っている。

---

参考文献

- 1)国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所, 沿岸技術研究センター:平成18年度耐震強化施設構造への性能設計法の導入手法確立業務報告書, 2007.
- 2)国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所, 沿岸技術研究センター:平成19年度耐震強化施設構造への性能設計法の導入手法確立業務報告書, 2008.
- 3)諸星一信, 渡部昌治, 清宮理, 宮田正史, 北澤壮介, 伊庭:新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計, 海洋開発論文集, 第24巻, pp.207-211, 2008.
- 4)諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 山本修司, 佐藤成:大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008.
- 5)諸星一信:大水深・軟弱地盤海域における耐震強化岸壁の性能設計法に関する研究, 横浜国立大学博士学位論文, 2008.
- 6)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 7)井合進, 菅野高弘, 野津厚, 一井康二, 佐藤陽子, 小濱英司, 深澤清尊:港湾構造物の性能照査型設計体系について, 港湾空港技術研究所資料, No.1018, 2002.
- 8)富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦:1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No857, 1997
- 9)一井康二, 高橋宏直, 中本隆, 赤倉康寛:地震時における重力式岸壁の変形量の評価, 第10回日本地震工学シンポジウム, k-4, pp3242-3243, 1998

## 第4章 1G 場模型振動実験による地震時挙動の検討

### 4.1 はじめに

本研究では基礎地盤を地盤改良された鋼板セル式岸壁の地震時挙動の把握と 2 次元地震応答解析モデルの妥当性を検証するため、大型水中振動台実験および 2 次元地震応答解析により検討を行った。

### 4.2 実験の方法と条件

#### 4.2.1 実験装置

実験にあたっては、独立行政法人港湾空港技術研究所の構造振動研究室実験棟内に設置されている水中振動台を使用した。水中振動台の主な性能および全景は表 4.1 および図 4.1 に示すとおりである<sup>16)</sup>。

表 4.1 水中振動台の主な性能

テーブル寸法	直径 6 m
加振方向	水平 (X, Y), 上下 (Z), 回転 ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ )
制御型式	電気・油圧サーボ式
搭載重量	定格 30 tf, 最大 40 tf
水槽寸法	13 m × 13 m
水深	最大 1.8 m
最大変位	X : ±200 mm, Y : ±300 mm, Z : ±100 mm
最大速度	X : ± 75 kine, Y : ±150 kine, Z : ± 50 kine
最大加速度	X : ±2.0 G, Y : ±1.0 G, Z : ±1.5 G
最大回転加振角度	X軸まわり $\theta_x : \pm 1^\circ$ Y軸まわり $\theta_y : \pm 1^\circ$ Z軸まわり $\theta_z : \pm 1^\circ$

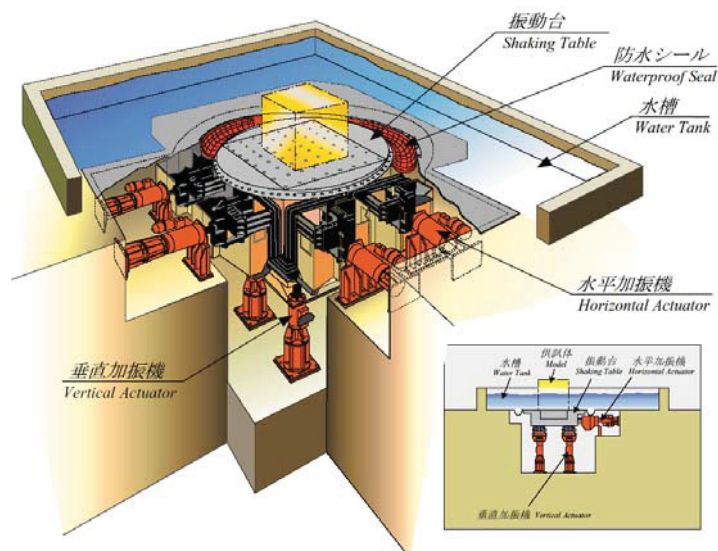


図 4.1 水中振動台の全景

#### 4.2.2 相似則

模型の縮尺比 $\lambda$ は、対象とする地盤の範囲と土槽の大きさを考慮して、長さの縮尺比を $\lambda=30$  (実物スケール/模型スケール)とした。相似則は井合により提案されている1G場における相似則<sup>1)</sup>を適用した。この相似則は地盤を2層系飽和材料(間隙水と土粒子骨格)と仮定した時の支配方程式に基づいて導き出されたものである。本相似則において、飽和地盤の密度の相似比を1、地盤ひずみの相似比を $\lambda^{0.5}$ と仮定することで得られる相似則を、本振動実験において適用した。表4.2に本実験で使用した相似則と模型縮尺比を示す。

表 4.2 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比
長さ	$\lambda$	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	$\lambda$	30
間隙水圧	$\lambda$	30
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82

#### 4.2.3 実験模型の製作方法と計測項目

図4.2に実験模型断面図を示す。対象とする岸壁はセル径が0.8m、海底面以深への根入れ $D=0.0\text{m}$ 、高さ $H=1.0\text{m}$ の形状である。これは水深-20m、セル径24.5m、セル高32mの耐震強化岸壁を模擬した1/30モデルである<sup>8)</sup>。実断面は基礎地盤のCDM改良効果を見込んだ照査用震度0.17を用いて安定計算を行い決定しており、レベル2地震時であっても短期間の復旧作業で機能が回復できるよう残留変位を抑制し、構造物の損傷を軽微にとどめることを目標としたもので、中詰土として砂岩ズリなどの液状化しない材料を用い、埋立土は液状化対策などにより液状化しないことを前提としたものである<sup>9)10)</sup>。

実験に用いた土槽は、長さ4.0m、高さ1.5m、奥行き2.8mの箱型の剛土槽である。土槽底部に支持層としてSCP改良層およびCDM改良層を有し、CDM改良層の直上に敷石および鋼板セル式岸壁模型を設置した。岸壁背後には裏込石および埋立土、前面には盛石を設置した。なお、相似則は表4.2に示すように1G場の相似則にしたがった<sup>11)</sup>。

表4.3に使用材料と模型地盤の作成方法を一覧にして示す。

支持層であるSCP改良層およびCDM改良層は、気中落下法で相馬硅砂5号を土槽内に投入し、SWEEP(加振周波数範囲5Hz→50Hz、周波数変化速度0.05Hz/秒、最大加速度250Gal)で振動を与えることにより締め固めた。SCP改良層およびCDM改良層は、上下2層に分けて各層1回ずつSWEEP加振を行い、非液状化層とするため相対密度80%以上の地盤を作製した。また、CDM改良層は、十分な強度を得るため、予め相馬硅砂5号に重量比5%のセメントを混合し、SWEEP加振後に水浸させることにより固結させた。

鋼板セル式岸壁模型のセル殻には、実寸 16mm に対して円周方向フープテンション式  $\sigma_t = PD/(2t)$  (P:セル内土圧, D:セル径, t:板厚)をもとに相似則を適用し、厚さ 0.5 mm のステンレス板を使用した。また、中詰砂は、セル底面に砂の流出を防ぐための不織布を敷設し、透水性の良い相馬硅砂 4 号を気中落下法により投入して作製した。

敷石層および裏込石層には砕石 6 号、盛石には砕石 5 号を使用し、それぞれ気中落下法で地盤を作製した。また、埋立土層は、気中落下法により土槽内に相馬硅砂 5 号を投入し、非液状化層を想定して相対密度 80 %以上の地盤を作製した。

本実験で作製した模型地盤は、CDM 改良層、SCP 改良層および埋立土層として投入した相馬硅砂 5 号の重量および投入体積、敷石として投入した砕石 5 号の重量および投入体積、盛石、裏込として投入した砕石 6 号の重量および投入体積を把握し、密度管理を行った。密度管理値を表 4.4 に示す。

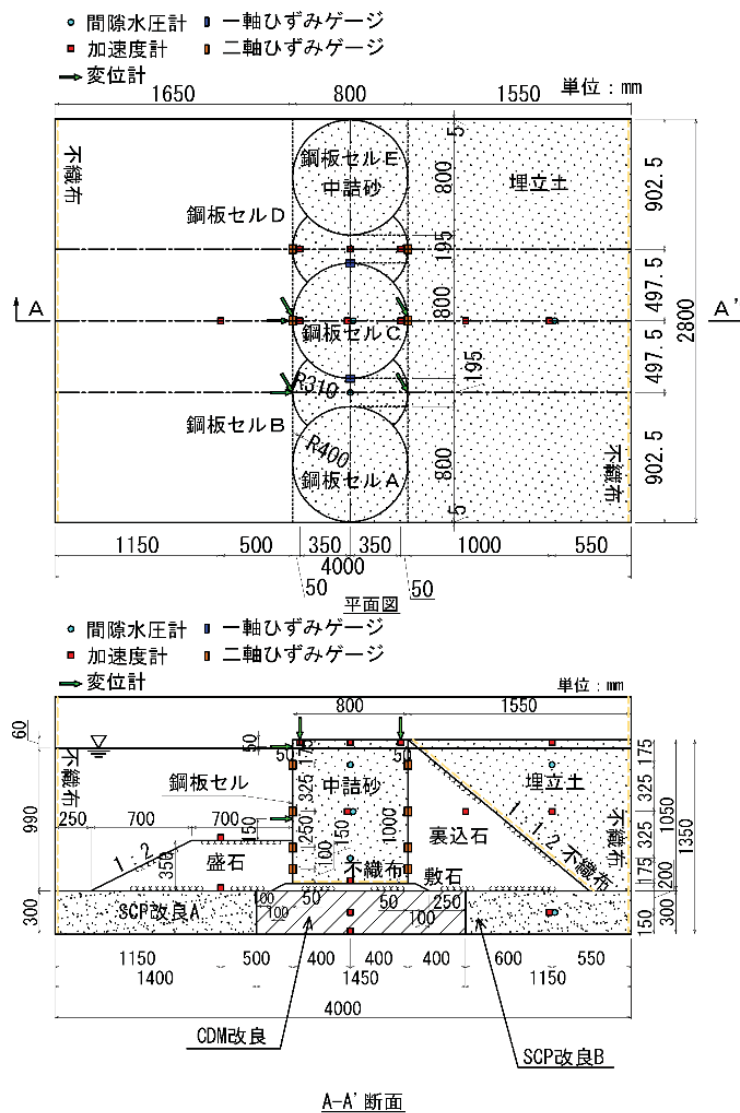


図 4.2 実験模型図



気中落下させた後の水の注入は不飽和になることを極力防ぐため、間隙水圧計の値をモニタリングしながら24時間かけてゆっくり水位を上昇させ、また、注入から加振まで約3日の放置時間を確保した。

図4.2に示すように、間隙水圧計、加速度計および変位計により、それぞれ加振時の地盤内における過剰間隙水圧、加速度および鋼板セル式岸壁模型の水平・鉛直変位を計測した。また、ひずみゲージにより鋼板セル式岸壁模型のセル殻のひずみを計測した。なお、鋼板セル殻の前面側（海側）および背面側（陸側）には二軸ひずみゲージを設置し、円周方向のひずみと鉛直方向のひずみを計測した。一方、二軸ひずみゲージの設置位置から鋼板セル殻の円周方向に沿って90度回転させた位置には、一軸ひずみゲージを設置し、円周方向のひずみを計測した。実験前後の地表面ターゲットの位置を計測することにより、鋼板セル式岸壁模型および模型地盤の地表面変位を算定した。また、実験前後の地盤高さを計測することにより、模型地盤の形状を確認した。

表 4.3 使用材料と作成方法

項目	材料	作製方法	備考
SCP 改良層	相馬硅砂 5 号	気中落下法 SWEEP 加振 (2層各1回加振)	相対密度 Dr > 80 %
CDM 改良層	相馬硅砂 5 号 + セメント	気中落下法 SWEEP 加振 (2層各1回加振) + セメント改良	セメント 重量比 5%混合
鋼板セル殻	ステンレス板	工場製作	厚さ 0.5 mm
中詰砂	相馬硅砂 4 号	気中落下法	—
盛石層	碎石 5 号	〃	粒径 20~13 mm
敷石層	碎石 6 号	〃	粒径 13~5 mm
裏込石層	碎石 6 号	〃	〃
埋立土層	相馬硅砂 5 号	〃	相対密度 Dr > 80 %

表 4.4 密度管理値

地盤名	乾燥単位 体積重量 $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	飽和単位 体積重量 $\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	間隙比 e	相対密度 Dr (%)
SCP改良A(海側)	14.94	19.31	0.775	79.4
SCP改良B(陸側)	14.97	19.32	0.772	80.1
CDM改良	14.95	19.31	0.774	79.7
セルA中詰砂	14.79	19.19	0.786	—
セルB中詰砂	15.41	19.57	0.714	—
セルC中詰砂	14.81	19.20	0.783	—
セルD中詰砂	15.40	19.57	0.715	—
セルE中詰砂	14.80	19.20	0.784	—
敷石	15.80	19.71	0.644	—
盛石	16.07	19.94	0.632	—
裏込石	13.88	18.54	0.871	—
埋立土	15.12	19.42	0.754	84.5

表 4.5 内部摩擦角 (CD 試験結果)

中詰砂 (相馬硅砂 4 号)	38.5°
埋立土 (相馬硅砂 5 号)	41.1°

表 4.6 初期せん断波速度 Vs と卓越周波数 f 計測結果

	SCP 改良層	CDM 改良層	盛石層	裏込石層	埋立土層	中詰砂
Vs (m/s)	112	94	53	41	91	81
f (Hz)	187	157	38	21	46	20

なお、埋立土ならびに中詰砂として使用している相馬硅砂 4 号および 5 号は、表 4.5 に示すように圧密排水(CD)三軸圧縮試験を実施し、内部摩擦角を得ている。

模型地盤に対するパルス加振を行い、加速度応答波形でのピーク時刻の遅れからせん断波速度を設定する方法および加速度波形のフーリエスペクトルより伝達関数を計算し、その卓越周波数よりせん断波速度を求める方法の平均で各層のせん断波速度を求めた。表 4.6 に結果を一覧にして示す。中詰砂や埋立土が盛石などに比べ大きなせん断波速度となっており、土槽壁からの振動の伝達が影響したためと考える。

#### 4.2.4 加振波形

図 4.3 に入力地震動である振動台の加速度時刻歴を示す。また、図 4.4、図 4.5 にフーリエスペクトルおよび加速度応答スペクトル(減衰定数  $h=0.05$ )を示す。この波形は、関東地震(1923年, M7.9)の再来を想定した震源断層モデル, 横浜市本牧地域のサイト特性および中小地震観測波形を用い、統計的グリーン関数法により計算された工学的基盤面での時刻歴加速度波形を、表 4.2 に示す相似則によって時間軸を  $1/12.8$  に縮めたものである。

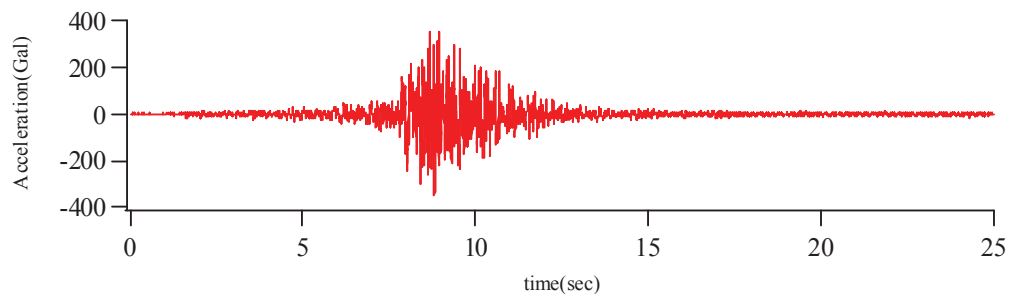


図 4.3 振動台加速度時刻歴 (ACCX)

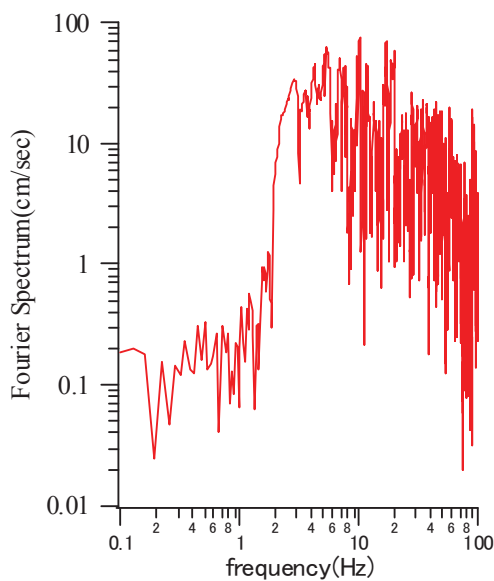


図 4.4 フーリエスペクトル

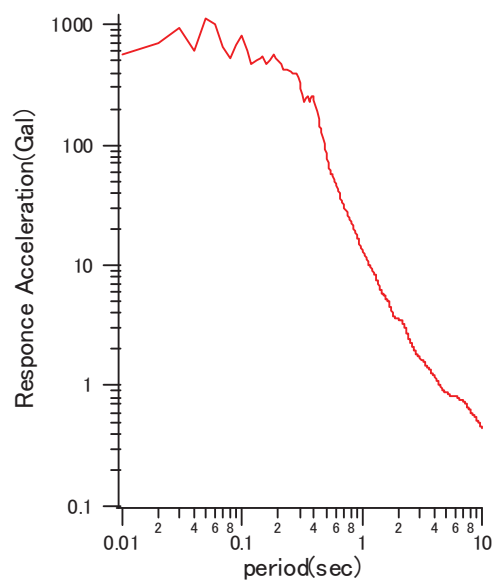


図 4.5 加速度応答スペクトル

### 4.3 実験結果

#### 4.3.1 加速度応答

表 4.7 に水平加速度値の一覧，図 4.6 に加速度計位置，図 4.7 および図 4.8 に水平加速度時刻歴を示す。

図 4.3 に示す振動台加速度に対し，改良された支持層内では減衰や増幅はほとんど認められない。鋼板セル中詰砂および埋立土層では中層 (ACC06, ACC17) で一旦減衰し，天端 (ACC07~09, ACC18) では増幅する傾向を示している。裏込石 (ACC15) でも加速度が減衰する傾向があり，中層部での変形の影響が示唆される。盛石層天端 (ACC02) では左右の加速度振幅が異なっており，盛石斜面部の残留変形の影響を受けている。加速度時刻歴は全般的に高周波成分が含まれており，液状化などによる大幅な特性の変化は認められない。

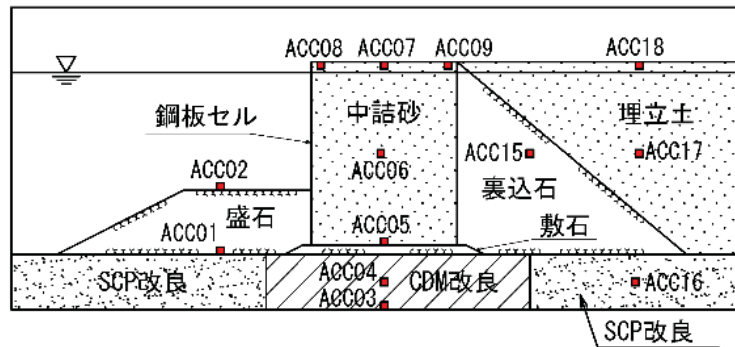


図 4.6 加速度計位置

表 4.7 水平加速度一覧

位置	加速度計	最大値 (Gal)	最小値 (Gal)
盛石天端	ACC02	245	-418
盛石下端	ACC01	352	-339
セル天端前面	ACC08	266	-319
セル天端中央	ACC07	282	-327
セル天端背面	ACC09	247	-310
セル中間深度	ACC06	192	-242
セル下端深度	ACC05	309	-326
CDM 改良	ACC04	357	-323
CDM 改良下端	ACC03	367	-320
裏込石	ACC15	203	-227
埋立土表面	ACC18	395	-365
埋立土	ACC17	258	-277
SCP 改良	ACC16	401	-327
振動台	ACCX	355	-346

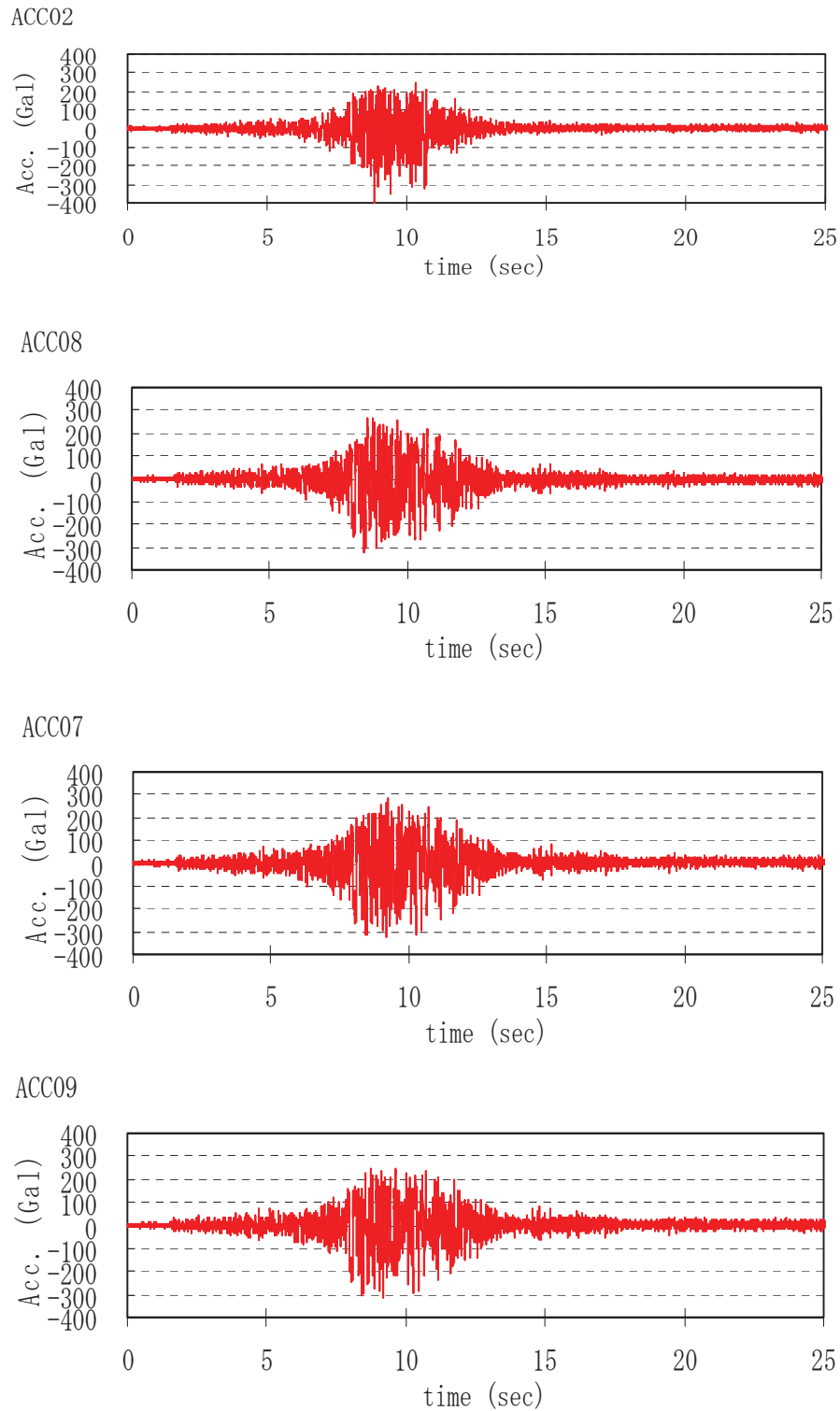


図 4.7 水平加速度時刻歴 (その1)

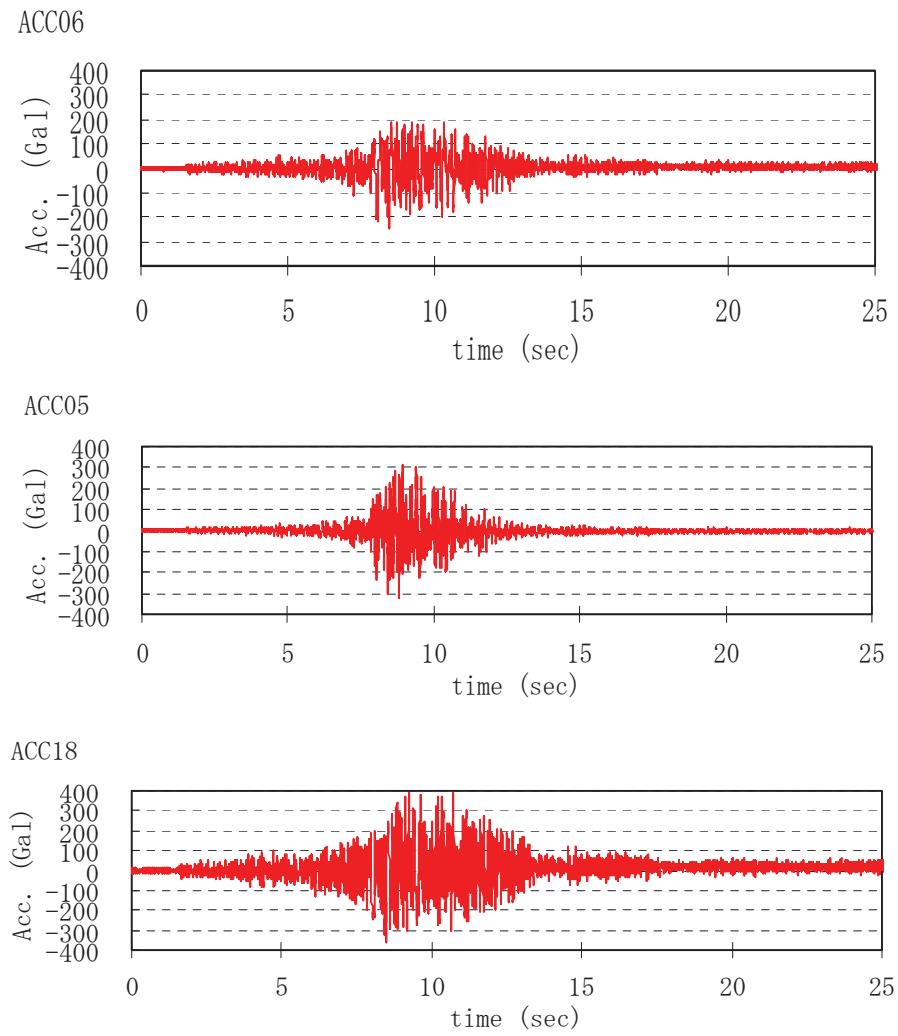


図 4.8 水平加速度時刻歴 (その2)

### 4.3.2 変位応答

表 4.8 に変位量の一覧，図 4.9 に変位計測位置，図 4.10 に変位時刻歴を示す。

前面側への最大天端水平変位は 8.9 mm，前面側の最大沈下量は 1.8 mm である。鋼板セルの鉛直変位を見ると，前面側は沈下し，背面側は浮上っており鋼板セルが前面側へ傾斜している。また，水平変位を見ると，上部，下部ともに前面側へ変位していることから鋼板セルは前面側へ傾斜しながら変位したことがわかる。なお，残留変位の発生は 8～11sec に集中しており，振動台加速度の主要動に対応している。

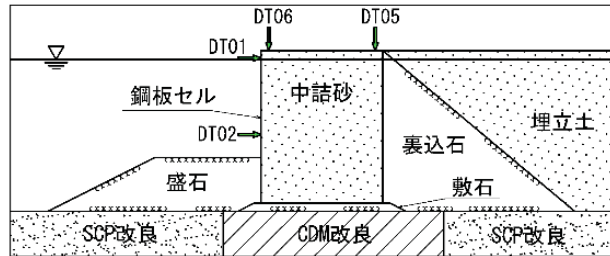


図 4.9 変位計測位置

表 4.8 変位量(+は海側および上方)

位置	変位計	最大値(mm)	最小値(mm)	残留値(mm)
セル天端前面水平	DT01	8.9	-0.9	7.9
セル中間前面水平	DT02	7.1	-0.7	6.5
セル天端前面鉛直	DT06	0.2	-1.8	-1.5
セル天端背面鉛直	DT05	2.6	-0.4	1.8

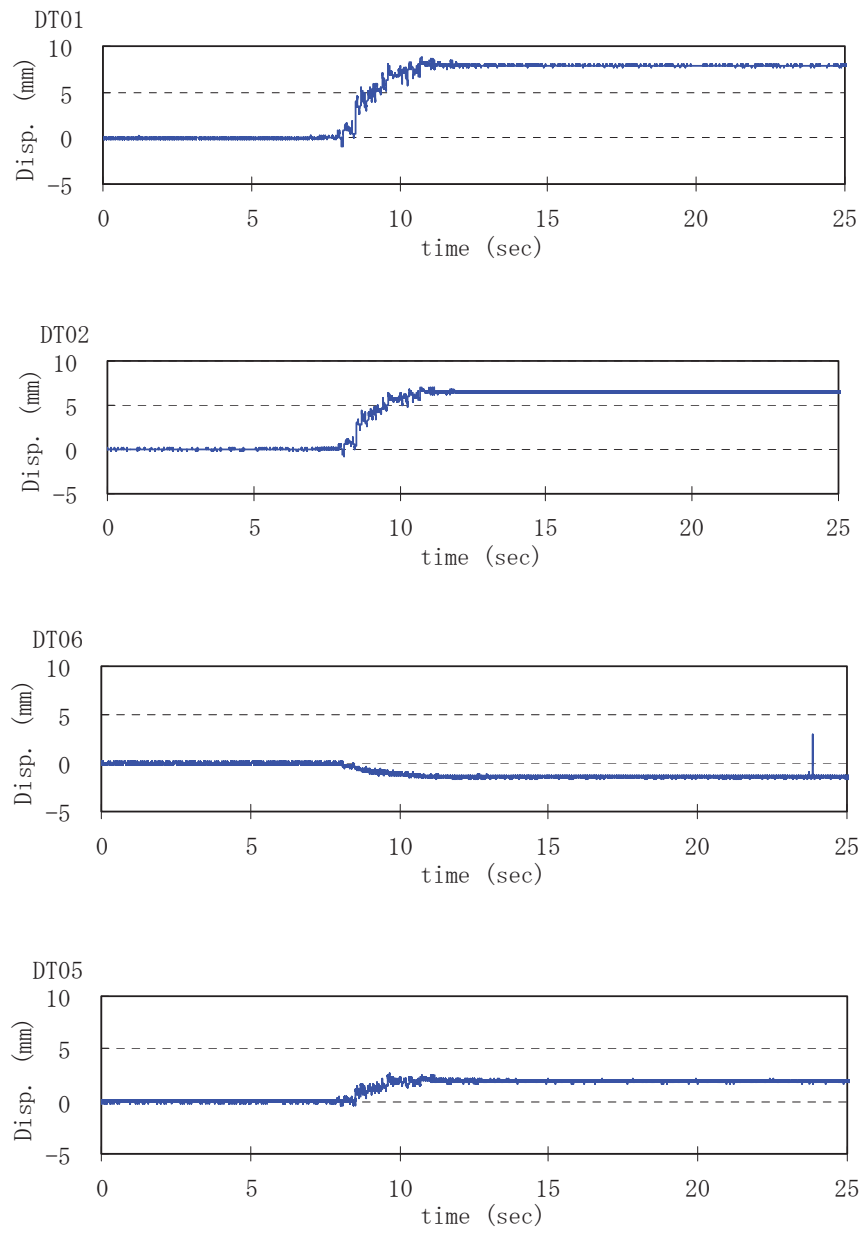


図 4.10 変位時刻歴



4.3.3 過剰間隙水圧応答

表 4.9 に過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の一覧，図 4.11 に間隙水圧計位置，図 4.12 に過剰間隙水圧比時刻歴を示す。

鋼板セル中詰砂(PWP01～03)の過剰間隙水圧比は最大で約 0.3 まで上昇しているが，その後消散している。埋立土層上部(PWP08)の過剰間隙水圧比は 1.0 に達するまで上昇しているが，瞬間的であり 8～11sec の主要動に対して概ね 0.6～0.8 となっており，その後はなだらかに低下し消散している。支持層内(PWP07)では，過剰間隙水圧比は約 0.1 であり，ほとんど上昇していない。したがって，低拘束圧下において一部瞬間的な過剰間隙水圧の上昇は認められるものの中詰砂，埋立土および SCP 改良地盤は想定どおり非液状化地盤の性状を示している。

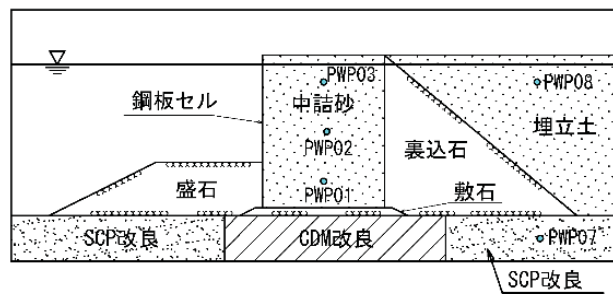


図 4.11 間隙水圧計位置

表 4.9 過剰間隙水圧，過剰間隙水圧比

位置	間隙水圧計	最大値 (kPa)	最大間隙水圧比
セル上部	PWP03	0.65	0.34
セル中間	PWP02	0.91	0.19
セル基部	PWP01	1.71	0.22
埋立土	PWP08	2.14	1.10
SCP 改良	PWP07	0.96	0.09

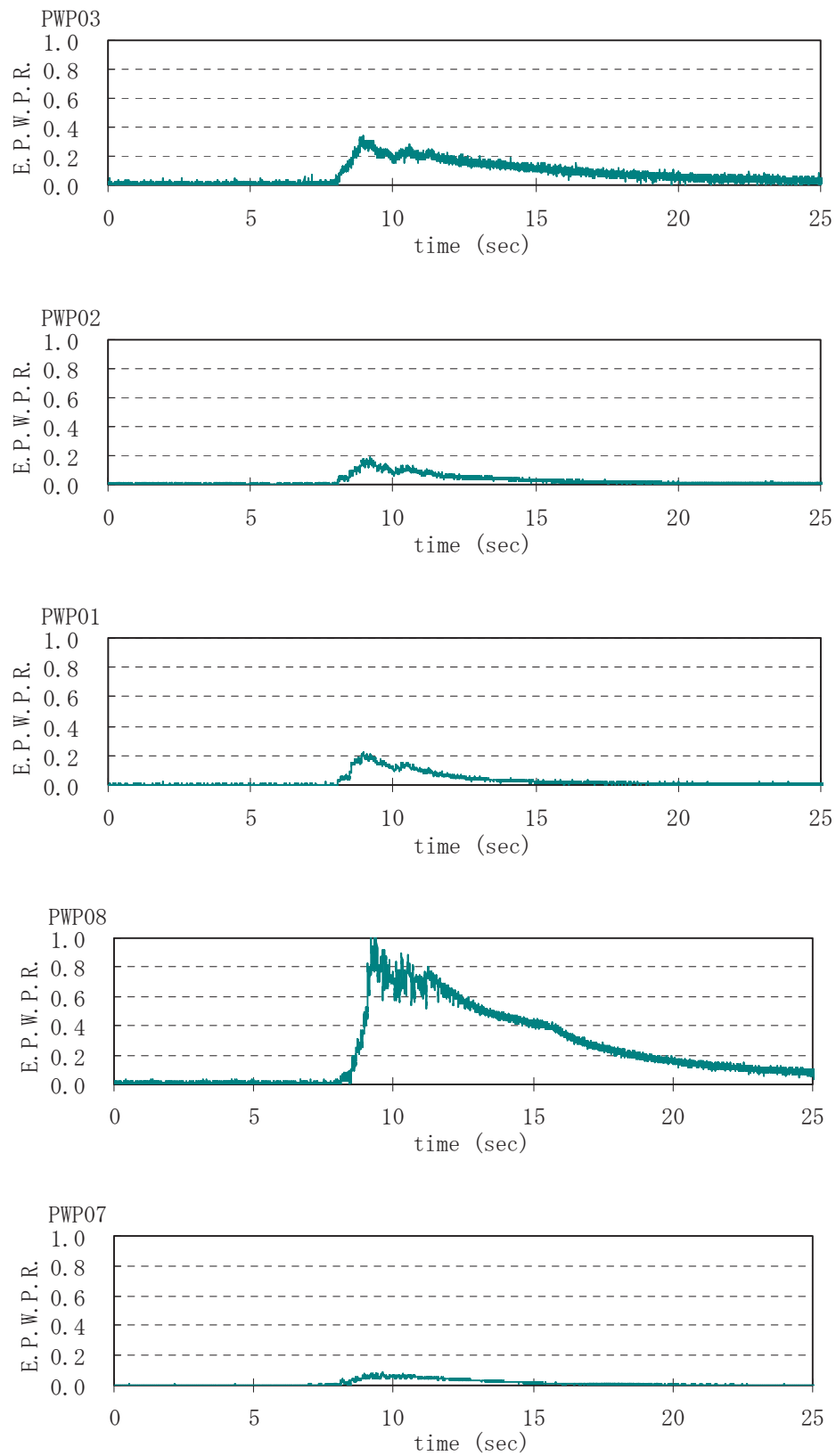


図 4.12 過剰間隙水圧比の時刻歴

4.3.4 セル殻円周方向ひずみ応答

表 4.10 には図 4.13 に示すひずみゲージ設置位置におけるセル殻のひずみ量, 図 4.14, 図 4.15 に円周方向ひずみ時刻歴を示す.

円周方向のひずみは, 加振中に比較的大きく変動し, 引張側 (正) の最大ひずみは背面下端付近 (SG13) で発生しておりその値は  $24(\mu)$ , 圧縮側 (負) の最大ひずみは背面側中間部 (SG15) で発生しておりその値は  $-32(\mu)$  である. この値は相似則を考慮しても弾性範囲内である. セル殻の軸方向ひずみは値が小さい上にノイズが大きく有意なデータは得られなかった.

背面側上部中間部 (SG15~16) では, 全体的にひずみが負 (圧縮側) になる傾向を示し, それ以外の位置では正 (引張側) の傾向を示している.

8~13sec で高周波の振動が卓越しているが, 各々残留ひずみが生じており, 深い位置の方が大きな残留ひずみを生じる傾向が伺える.

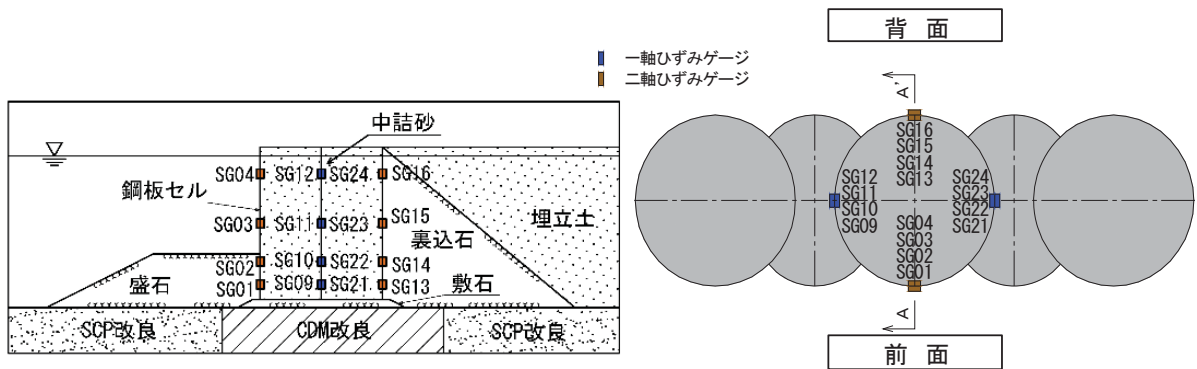


図 4.13 ひずみゲージ設置位置

表 4.10 ひずみ量 (セル円周方向 +引張)

位置	ゲージ	最大値 ( $\mu$ )	最小値 ( $\mu$ )	残留値 ( $\mu$ )
前面上部	SG04	13 (8.712)	-8 (8.486)	0
前面中間部	SG03	14 (8.544)	-7 (8.053)	2
前面下部	SG02	15 (10.692)	-6 (8.050)	6
前面下端付近	SG01	16 (10.077)	-6 (8.815)	7
側面上部	SG24	9 (11.116)	-1 (0.001)	4
側面中間部	SG23	7 (8.882)	-2 (9.639)	1
側面下部	SG22	10 (11.157)	-6 (9.604)	6
側面下端付近	SG21	12 (11.163)	-11 (9.413)	5
側面上部	SG12	9 (11.194)	-1 (4.346)	4
側面中間部	SG11	9 (9.009)	-2 (6.975)	2
側面下部	SG10	8 (8.421)	-8 (9.999)	0
側面下端付近	SG09	11 (10.249)	-12 (9.411)	2
背面上部	SG16	5 (8.059)	-18 (10.731)	-3
背面中間部	SG15	6 (8.049)	-32 (8.542)	0
背面下部	SG14	8 (11.784)	-19 (8.511)	4
背面下端付近	SG13	24 (9.616)	-8 (8.864)	14

( )内は発生時刻 sec

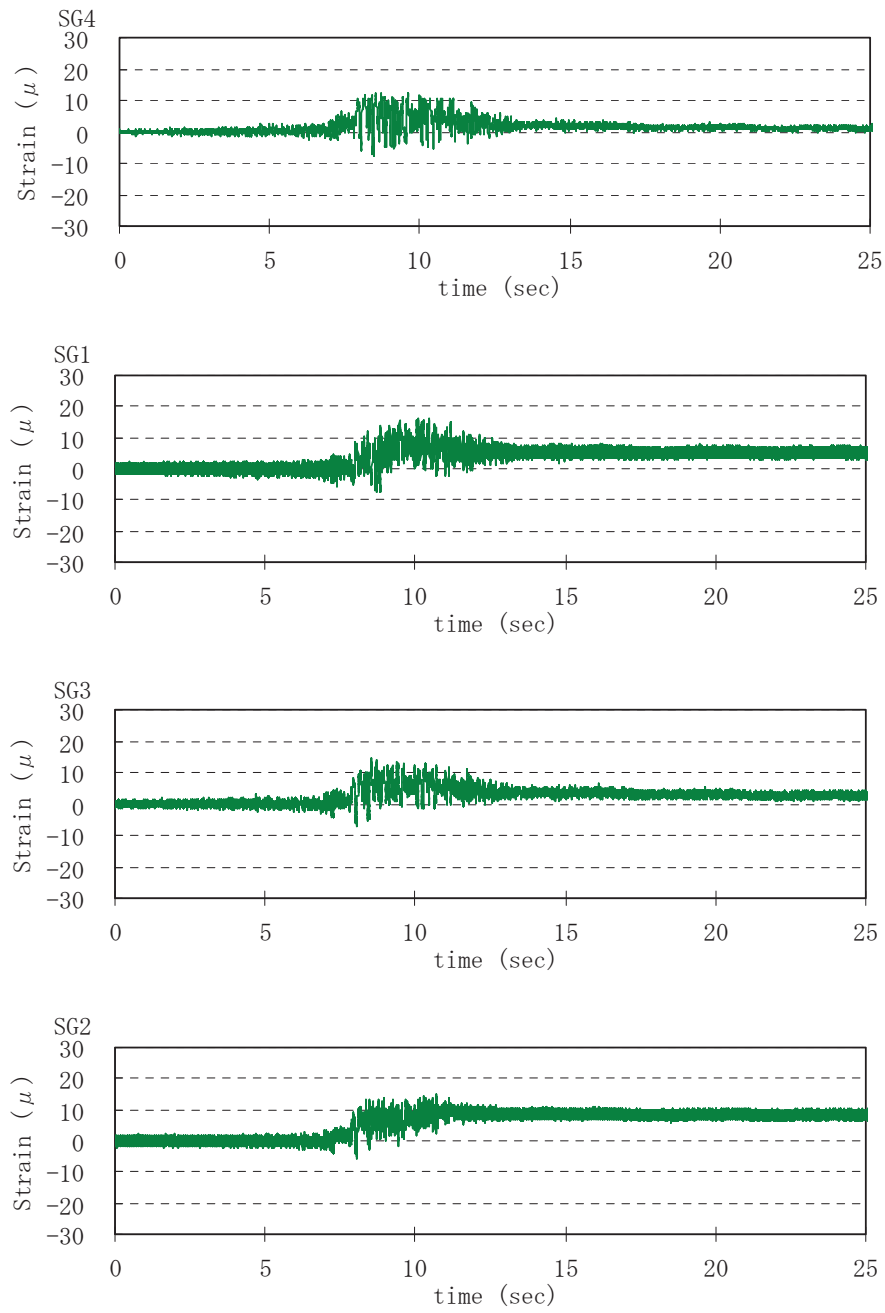


図 4.14 前面側円周方向ひずみ時刻歴

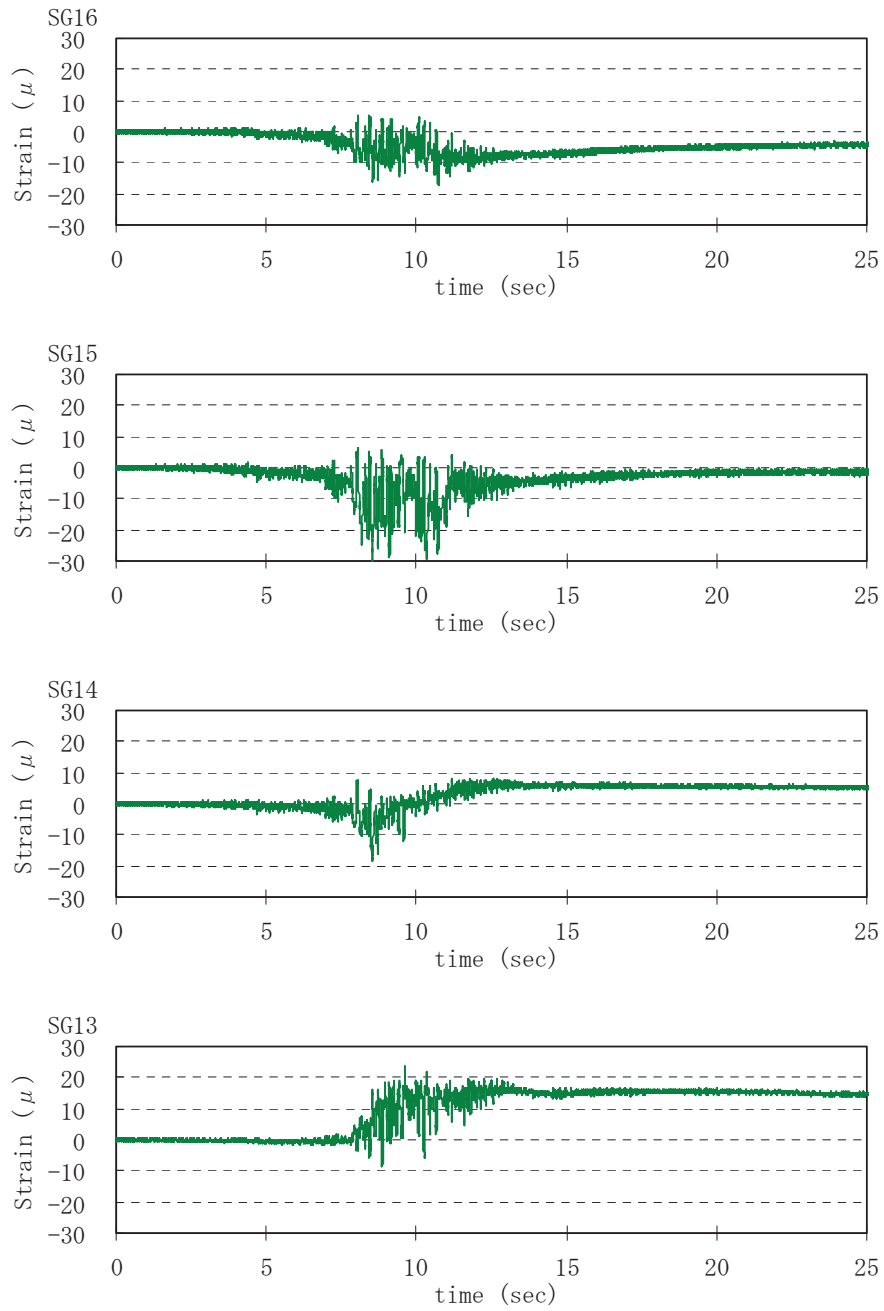


図 4.15 背面側円周方向ひずみ時刻歴

図 4.16 は DT01 の時刻歴変位のうち、残留変位が生じている時間に着目して拡大表示したものである。

変位が背面側に生じた 8.057sec, 8.481sec および前面側に生じている 8.557sec, 10.729sec を抽出し、各時刻および残留時のひずみをプロットして図 4.17～図 4.21 に示す。前面側に変位している 8.557sec と 10.729sec では背後上部・中間部の SG16, SG15 で圧縮ひずみが卓越し、逆に深い位置では背面側 SG13 で 8.557sec 以降、引張が卓越している。したがって、前面側に変位する際、セル殻は上部中間部において背後側がつぶれ、前面側が凸となる卵型に変形し、深部では背後側に凸となっていると推察する。

側面の SG10, SG22 が 10.729sec 以降に非対称の傾向を示しており、必ずしも一様な変位ではなかった。なお、ひずみは加振前の状態をゼロとしており中詰砂の土圧による初期の引張ひずみがあるため、それを考慮して圧縮ひずみを評価する必要がある。

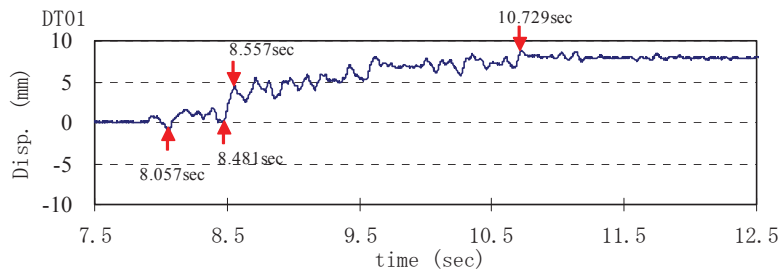


図 4.16 着目時刻（セル天端水平変位時刻歴）

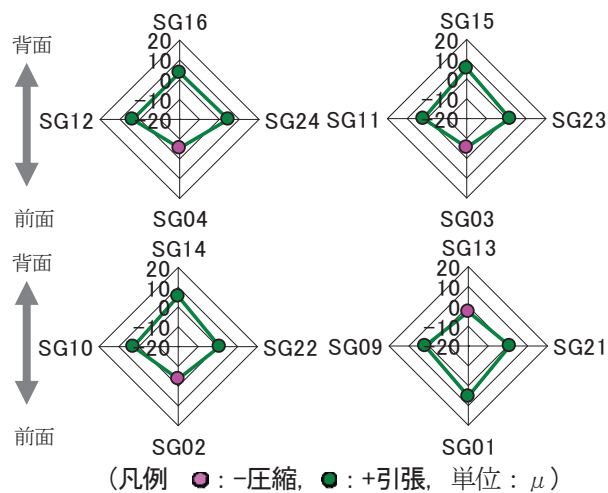


図 4.17 セルのひずみ分布 (t=8.057sec)

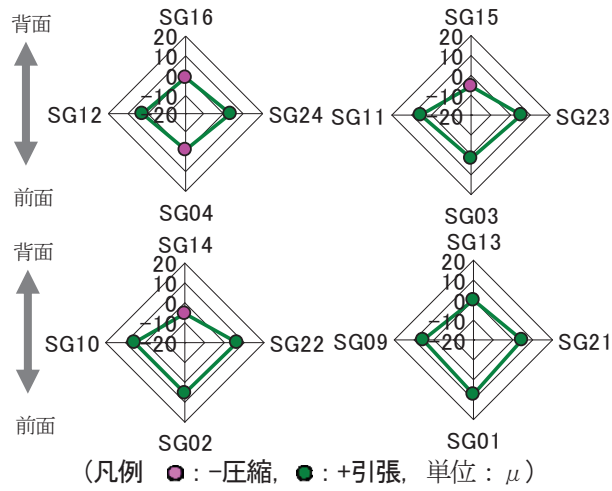


図 4.18 セルのひずみ分布 (t=8.481sec)

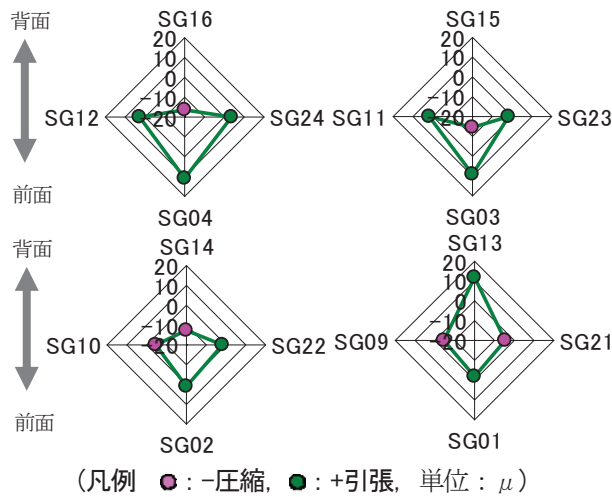


図 4.19 セルのひずみ分布 (t=8.557sec)

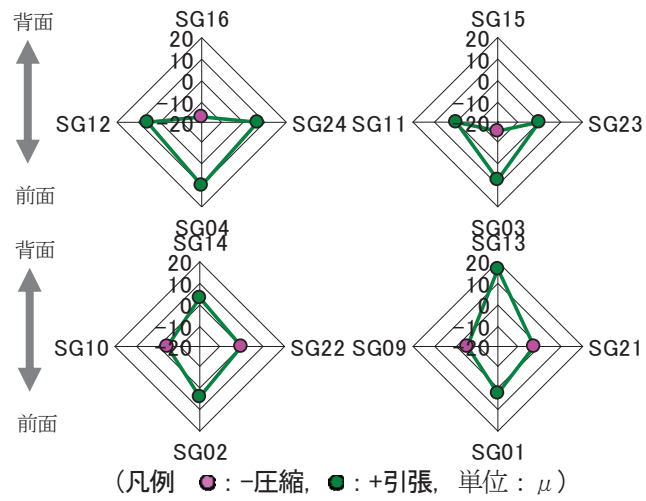


図 4.20 セルのひずみ分布 (t=10.729sec)

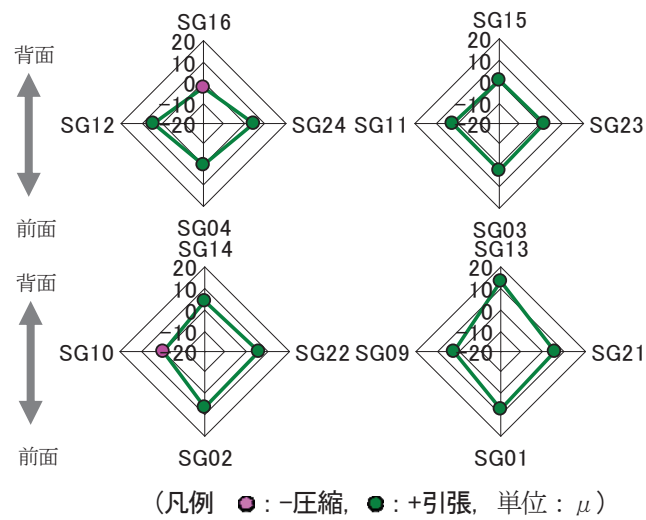


図 4.21 セルのひずみ分布 (残留時)



4.3.5 残留変形

図 4.22 に実験前後のターゲットの位置から算定した加振による地表面変位を示す。埋立土の地表面変位は鋼板セル近傍において前面側への変位および沈下が大きくなっている。これは、鋼板セルが海側へ移動し、背後地盤も鋼板セル側に移動したためである。また、鋼板セル中詰砂の地表面変位も、前面側への変位量および沈下量が大きくなっている。中詰砂は透水性が高いため、締固めやダイレイタンスーによって沈下が生じたものと推察する。

図 4.23 に実験前後の地盤高さから算定した加振による地表面形状を示す。埋立土の鉛直変位は鋼板セル近傍において沈下量が大きくなっている。また、鋼板セル中詰砂の地表面は全体的に沈下している。盛石層地表面の鉛直変位量は比較的大きな値を示しているが、これは碎石の不陸の影響によるものと考えられる。

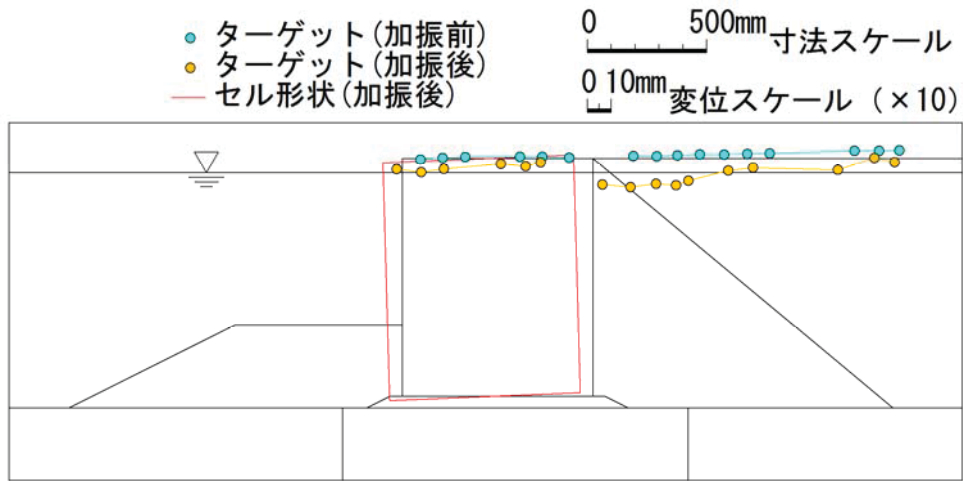


図 4.22 ターゲット位置による地表面変位状況

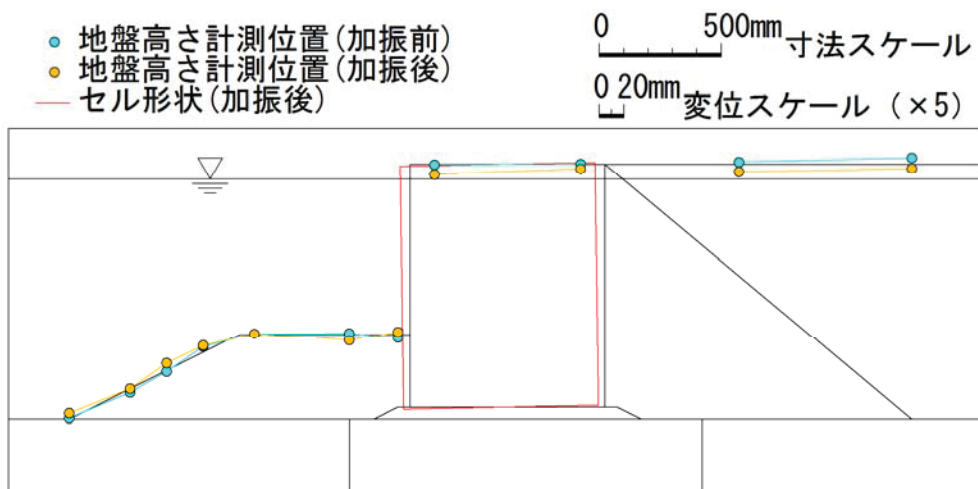


図 4.23 地表面高さ計測による地表面沈下状況

図 4.24 に示すセル殻天端の形状計測位置において加振の前後で長さを計測した。図 4.25 に示すように、円形のセルは加振後、楕円状に変形しており、また、隣接する両側のアーチの変形は必ずしも同じではなく、セル A, B に対してセル D, E の方が大きかった。したがって、セル殻は全般的に剛体的な挙動を呈するものの、厳密には円周方向に変形しながら前傾する 3 次元的な挙動といえる。

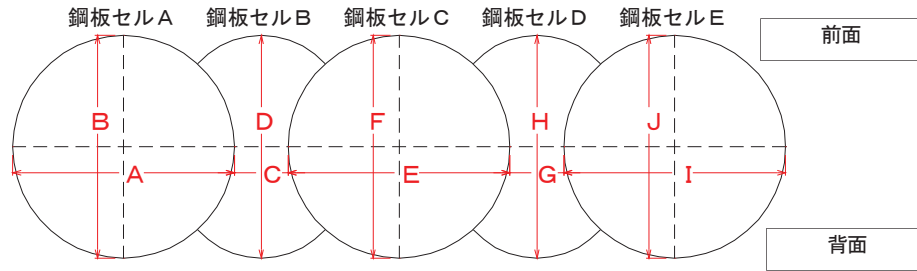


図 4.24 形状計測位置 (天端)

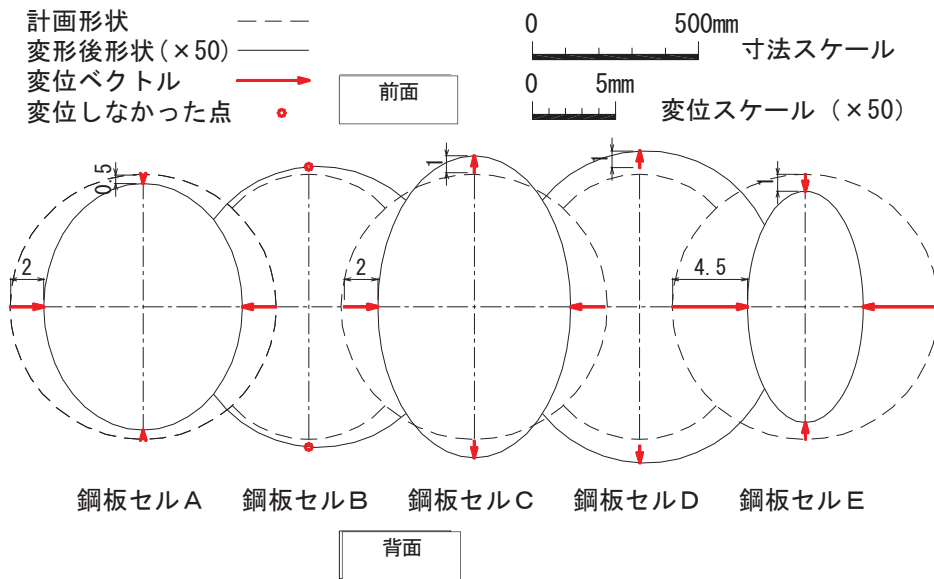


図 4.25 加振前後における形状の変化

## 4.4 2次元地震応答解析によるシミュレーション

### 4.4.1 解析方法

解析は2次元動的有効応力法解析コードFLIP<sup>7)</sup>を用いた。FLIPは、土のせん断応力～せん断歪の非線形関係を多重せん断ばねモデル<sup>12)</sup>で表現している。これは、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生すると考え、そこに双曲線モデルを適用したもので、履歴特性は履歴ループの大きさが調節可能なように拡張してMasing則を修正している<sup>13)</sup>。

このモデルでは、内部摩擦角 $\phi_f$ および有効拘束圧 $\sigma'_{m0}$ 時のせん断剛性 $G_{m0}$ が必要となる。これを用いて初期有効拘束圧 $\sigma'_{mst}$ 時の初期状態における排水せん断強度 $\tau_{mst}$ 、せん断弾性係数 $G_{mst}$ 、双曲線モデルの基準ひずみ $\gamma_{mst}$ を次式で求めている。

$$\tau_{mst} = \sigma'_{mst} \sin \phi_f \quad (4.4.1)$$

$$G_{mst} = G_{m0} \sqrt{\sigma'_{mst} / \sigma'_{m0}} \quad (4.4.2)$$

$$\gamma_{mst} = \tau_{mst} / G_{mst} \quad (4.4.3)$$

一方、過剰間隙水圧は塑性せん断仕事およびせん断応力比の関数として与えている。つまり、静的非排水でかつ全拘束力一定の条件下における $\sigma'_{m} / \sigma'_{mst}$ に等しくなるような状態変数 $S$ をせん断応力比 $r$ と液状化フロントパラメータ $S_0$ によって求め、さらに $S_0$ が正規化した塑性せん断仕事 $w$ の関数として与えられる。ここに、 $\phi_p$ は変相角、 $S_1, w_1, p_1, p_2$ は式(4.4.4)～式(4.4.5)に示される特性を表すパラメータである<sup>13)</sup>。

$$S = \begin{cases} S_0 & (r < r_3) \\ S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \{(r - r_3) / m_1\}^2} & (r > r_3) \end{cases} \quad (4.4.4)$$

$$\text{ここに, } r_2 = m_2 S_0, r_3 = m_3 S_0, S_2 = S_0 - (r_2 - r_3) / m_1 \\ m_1 = \sin \phi_f, m_2 = \sin \phi_p, m_3 = 0.67 m_2$$

$$r = \tau / \sigma'_{mst}, \tau = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma'_y - \sigma'_x) / 2\}^2}$$

$$S_0 = \begin{cases} 1 - 0.6(w / w_1)^{p_1} & (w < w_1) \\ (0.4 - S_1)(w_1 / w)^{p_2} + S_1 & (w > w_1) \end{cases} \quad (4.4.5)$$

$$w = W_s / W_n, W_n = \tau_{mst} \cdot \gamma_{mst} / 2, W_s: \text{塑性せん断仕事}$$

平均有効応力は静的非排水でかつ全拘束圧一定の条件を仮定して算定される状態変数 $S$ に対応する塑性体積ひずみを求め、これを用いて計算を行っている。また、液状化の進行に伴って変化するせん断強度 $\tau_m$ とせん断弾性係数 $G_m$ を状態変数 $S$ より次式で求めている。

$$\begin{cases} \tau_m = \tau_{mst} \cdot S & G_m = \tau_m / \gamma_{mst} \quad (S_0 > 0.4) \\ \tau_m = \tau_{mst} \cdot S + \Delta \tau_m & G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (S_0 < 0.4) \end{cases} \quad (4.4.6)$$

$$\text{ここに, } \Delta \tau_m = \Delta r_m \cdot \sigma'_{mst}, \Delta r_m = (m_1 - m_2)(0.4 - S_0), \\ \gamma_m = \gamma_{mst} / (S_0 / 0.4)$$

なお、本モデルは変位～歪関係に微小変形理論を用い、さらに、土の間隙水は非排水条件を前提としている。

#### 4.4.2 モデルの作成

図 4.26 に示す菅野らの方法<sup>6)</sup>により梁部材、平面ひずみ要素およびジョイント要素で鋼板セル構造をモデル化した。梁①はセル殻およびアーク鋼板の単位奥行きあたりの堤体中心軸まわりの曲げ剛性  $EI$  の  $1/2$  の曲げ剛性を有し、軸剛性が十分に小さい仮想梁部材である。梁②はセル殻とアーク鋼板の単位奥行きあたりの軸剛性  $EA$  を有し、曲げ剛性が十分に小さい仮想梁である。梁③は梁①～梁②～梁①を水平方向に剛結合によって接続する十分大きな曲げ剛性を有する仮想梁である。これによってセル殻は同一回転角の拘束を与え、かつ、中詰砂はせん断変形が可能な自由度を与えるモデルである。

図 4.27 にメッシュ分割図を示す。セルおよびアークは換算壁体幅  $B$  を求め、セル中心を合わせて前面側、背面側の梁①の位置を設定した。

側方境界は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。

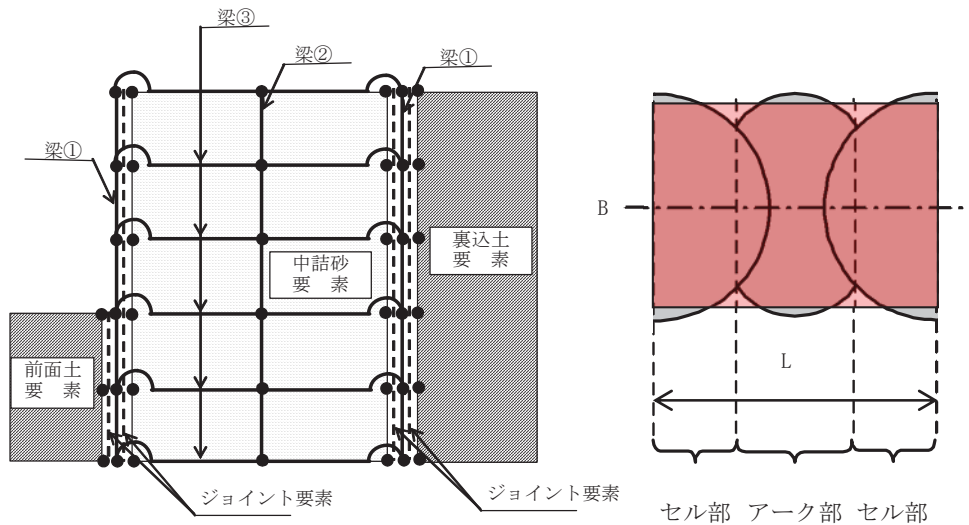


図 4.26 セル構造モデルの概念

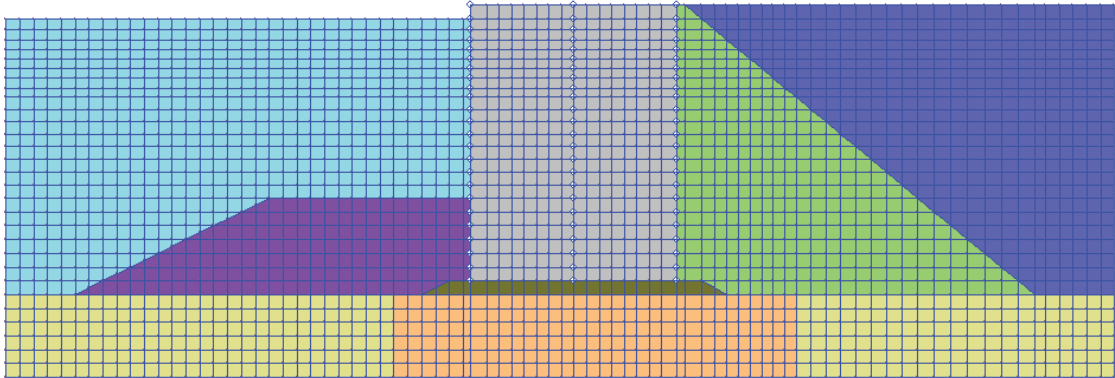


図 4.27 メッシュ分割図

表 4.11 解析パラメータ (その1)

名称	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\sigma_v'$ kN/m <sup>2</sup>	$V_s$ m/s	$\phi_f$ °
埋立土(水面上)	14.82	14.82	0.445	91.0	41.1
埋立土(水面下)	19.03	9.23	4.457	91.0	41.1
中詰砂(水面上)	14.74	14.74	0.442	81.0	38.5
中詰砂(水面下)	18.60	9.16	5.190	81.0	38.5
盛石	19.54	9.74	1.705	53.0	40.0
敷石	19.32	9.52	9.733	45.5	40.0
裏込石	18.17	8.37	6.410	41.0	40.0
SCP改良	18.93	9.13	11.210	112.0	41.1
CDM改良	18.92	9.12	11.339	94.0	41.1

表 4.12 解析パラメータ (その2)

名称	$\sigma_{m0}'$ kN/m <sup>2</sup>	$G_{m0}$ kN/m <sup>2</sup>	$K_{m0}$ kN/m <sup>2</sup>	$h_{max}$	$n$
埋立土(水面上)	3.343	12521	32653	0.240	0.430
埋立土(水面下)	3.343	16082	41939	0.240	0.430
中詰砂(水面上)	3.893	9869	25737	0.240	0.431
中詰砂(水面下)	3.893	12449	32465	0.240	0.431
盛石	1.279	5601	14607	0.300	0.387
敷石	7.300	4083	10647	0.300	0.392
裏込石	4.808	3117	8128	0.300	0.466
SCP改良	8.408	24229	63186	0.240	0.437
CDM改良	8.504	17062	44496	0.240	0.436

表 4.13 解析パラメータ (その3)

$\phi_p$	S1	W1	p1	p2	c1
28.000	0.005	55.740	0.500	0.705	1.000

※埋立土層の液状化パラメータ

中詰砂, 盛石, 裏込石, 埋立土, SCP 改良地盤, CDM 改良地盤は全てマルチスプリング要素<sup>12)</sup>でモデル化した。なお, ジョイント要素は, 直応力 $\sigma_{nj}$ に対して圧縮は剛, 引張りは剥離する特性とした。また, せん断応力 $\tau_j$ に対しては摩擦角 $15^\circ$ を適用し,  $\sigma_{nj} \cdot \tan 15^\circ$ を上限としてすべりを表現した。ただし, 初期応力解析では構築過程に配慮し, 鉛直面におけるすべり方向の剛性をゼロとした。

表 4.11 表 4.13 にマルチスプリング要素の解析パラメータを示す。せん断剛性はパルス加振で求めたせん断波速度 $V_s$ を用い, 各層中心の有効拘束圧 $\sigma'_m$ を基準として拘束圧の0.5乗則にしたがうものとした。内部摩擦角はCD試験の結果を適用した。ただし, 盛石, 敷石, 裏込石に用いた砕石材は一般的に用いられている $40^\circ$ を適用した。

埋立土は過剰間隙水圧の上昇が認められたため, 過剰間隙水圧の上昇を考慮することとした。本来の使用方法とは異なるが, 液状化パラメータは相対密度 $Dr=84.5\%$ , 基準拘束圧 $\sigma'_{ma}=98\text{kPa}$ より換算される $N$ 値=33と $F_c=0\%$ をもとに簡易設定法<sup>14)</sup>により設定した。

時間積分法はWilson $\theta$ 法( $\theta=1.4$ )を用い, 時間積分間隔は振動台加速度時刻歴の $\Delta t$ にあわせて $0.0019531\text{sec}$ (512Hz)とした。また, 減衰はレーレー減衰を用い, 一般的に用いている質量比例係数 $\alpha=0$ , 剛性比例係数 $\beta=0.002$ を適用した。

#### 4.4.3 解析結果

##### (1) 計測結果との比較

表 4.14 に主な位置(図 4.28)での応答値について実験結果と解析結果を比較して示す。これによると水平加速度は中詰砂の天端(ACC07, ACC08)で解析の方が大きく、逆に埋立土の ACC18 では実験値のほうが大きい。変位は DT01 においてほぼ同じ水平変位となっているが、DT02 は解析値の方が小さい。さらに、鉛直変位は DT06 において解析の方が大きく、DT05 は実験の方が大きい。これは解析モデルが軸剛性を梁②に集約し、また、完全な剛体としての変位拘束を与えているためと考える。

表 4.14 主な応答値の比較

計測位置	実験結果		解析結果	
	最大値	最小値	最大値	最小値
ACC02 (731)	245Gal	-418Gal	246Gal	-350Gal
ACC07 (2867)	282 Gal	-327Gal	363Gal	-368Gal
ACC08 (1303)	266 Gal	-319Gal	390Gal	-373Gal
ACC06 (1316)	192 Gal	-242 Gal	222 Gal	-255 Gal
ACC15 (1874)	203 Gal	-227 Gal	189 Gal	-254 Gal
ACC17 (2215)	258 Gal	-277 Gal	215 Gal	-234 Gal
ACC18 (2202)	395Gal	-365 Gal	238Gal	-193Gal
計測位置	実験結果		解析結果	
	最大値	残留値	最大値	残留値
DT01 (2868)	8.9mm	7.9mm	8.5mm	6.2mm
DT02 (2881)	7.1mm	6.5mm	5.5mm	4.5mm
DT06 (2867)	-1.8mm	-1.5mm	-2.8mm	-2.2mm
DT05 (2891)	2.6mm	1.8mm	0.5mm	0.4mm
PWP08 (2105)	1.10	0.00	0.90	0.90

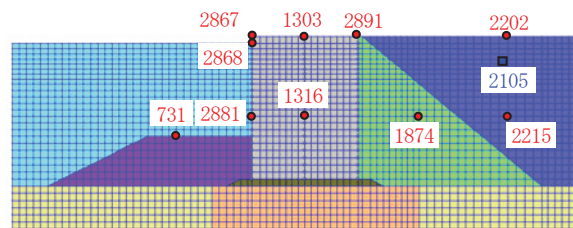


図 4.28 着目点の節点番号・要素番号

図 4.29～図 4.31 に時刻歴応答について実験結果および解析結果を比較して示す。両者はかなり類似しているが ACC18 は実験結果と解析結果で差異が認められる。図 4.31 に示すように解析では加振の初期段階から過剰間隙水圧が上昇しているためである。中詰砂天端の加速度の差の原因も解析では過剰間隙水圧は発生しないが実験では若干の上昇があったためと考える。

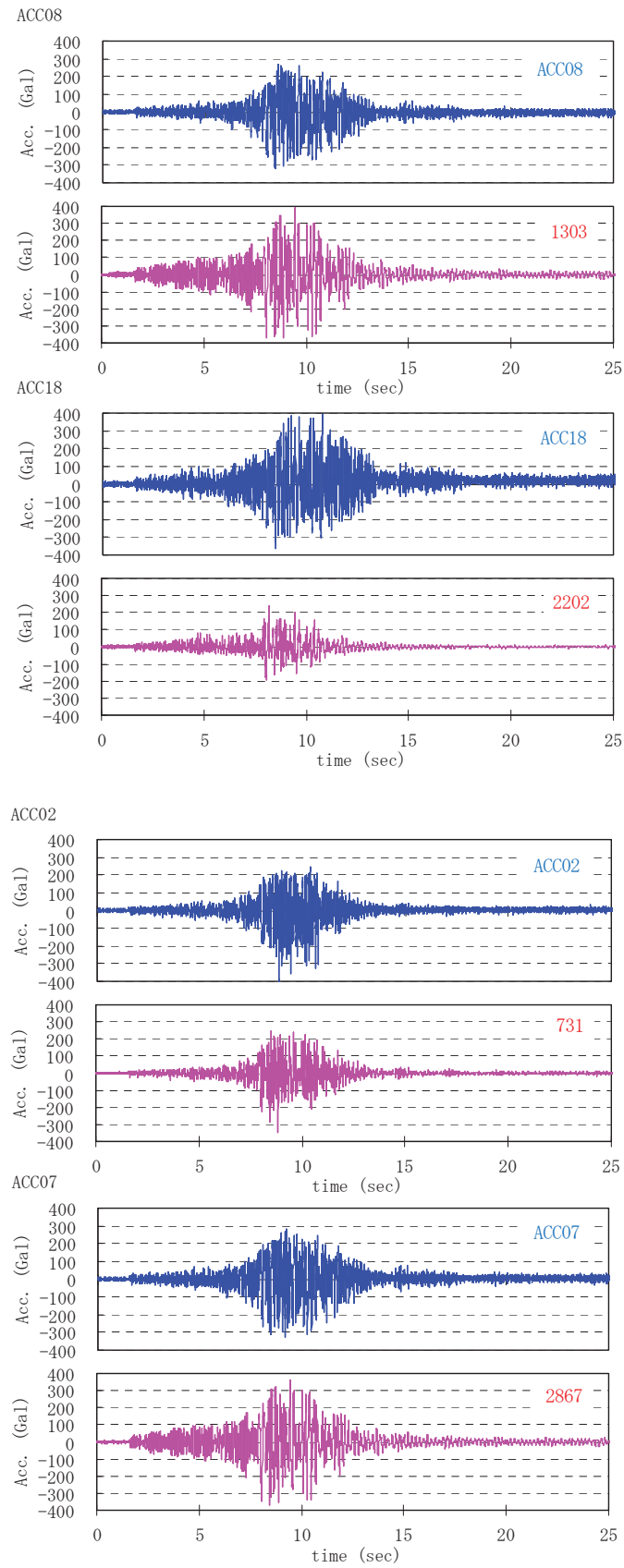


図 4.29 水平加速度応答の比較



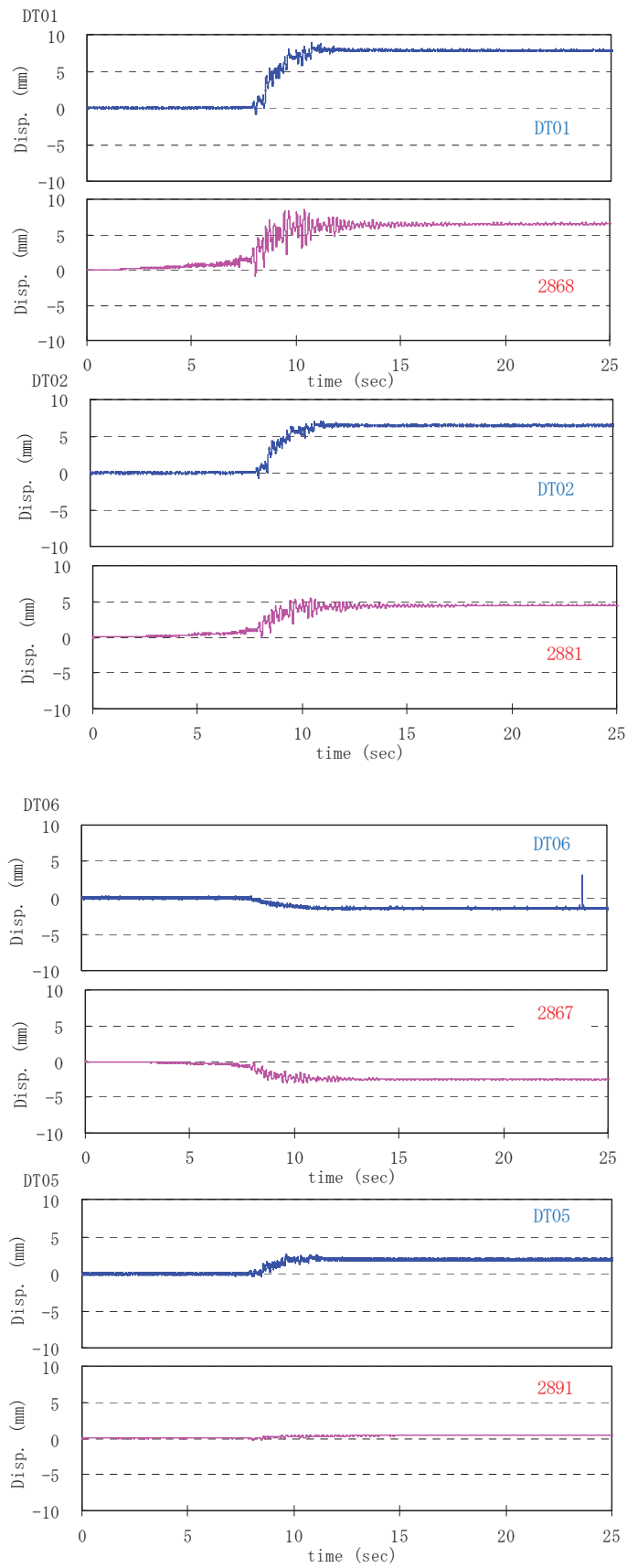


図 4.30 変位応答の比較

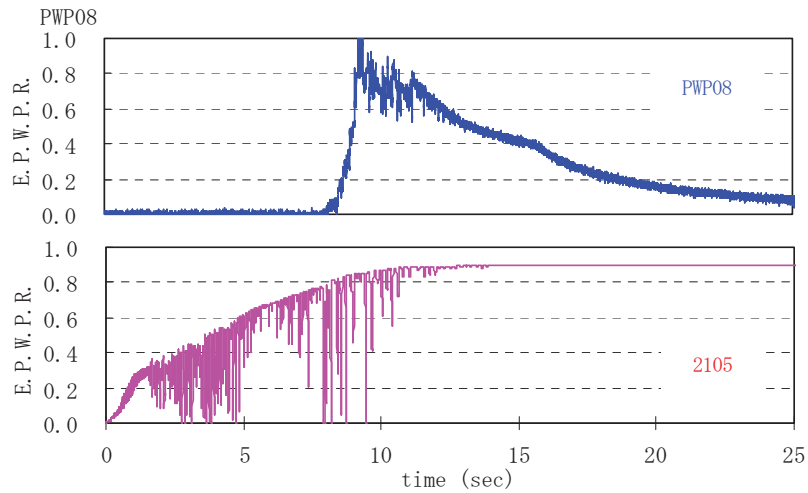


図 4.31 過剰間隙水圧比応答の比較

(2) 地震時応答

図 4.33 に、図 4.32 に示す時刻の変形図と最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ のコンター図を示す。セル前面側基部周辺の盛石および中詰砂ならびにセル直背後裏込石要素にひずみが集中して残留変位が発生し始めている(8.057sec, 8.481sec)。その後、セル前面、背面の隣接要素にひずみを集中させながら残留変位を生じており、とりわけ、前面側基部周辺の敷石と中詰砂要素で大きなせん断ひずみが生じている。中詰砂中間部から基部にかけてせん断破壊面が認められる。

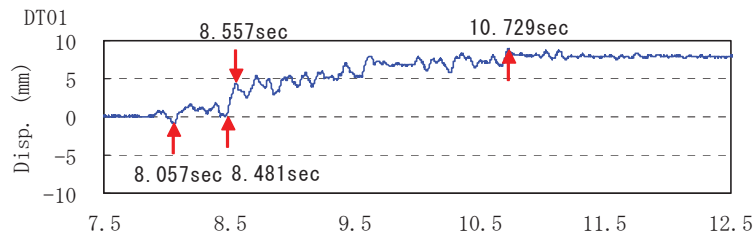


図 4.32 着目時刻

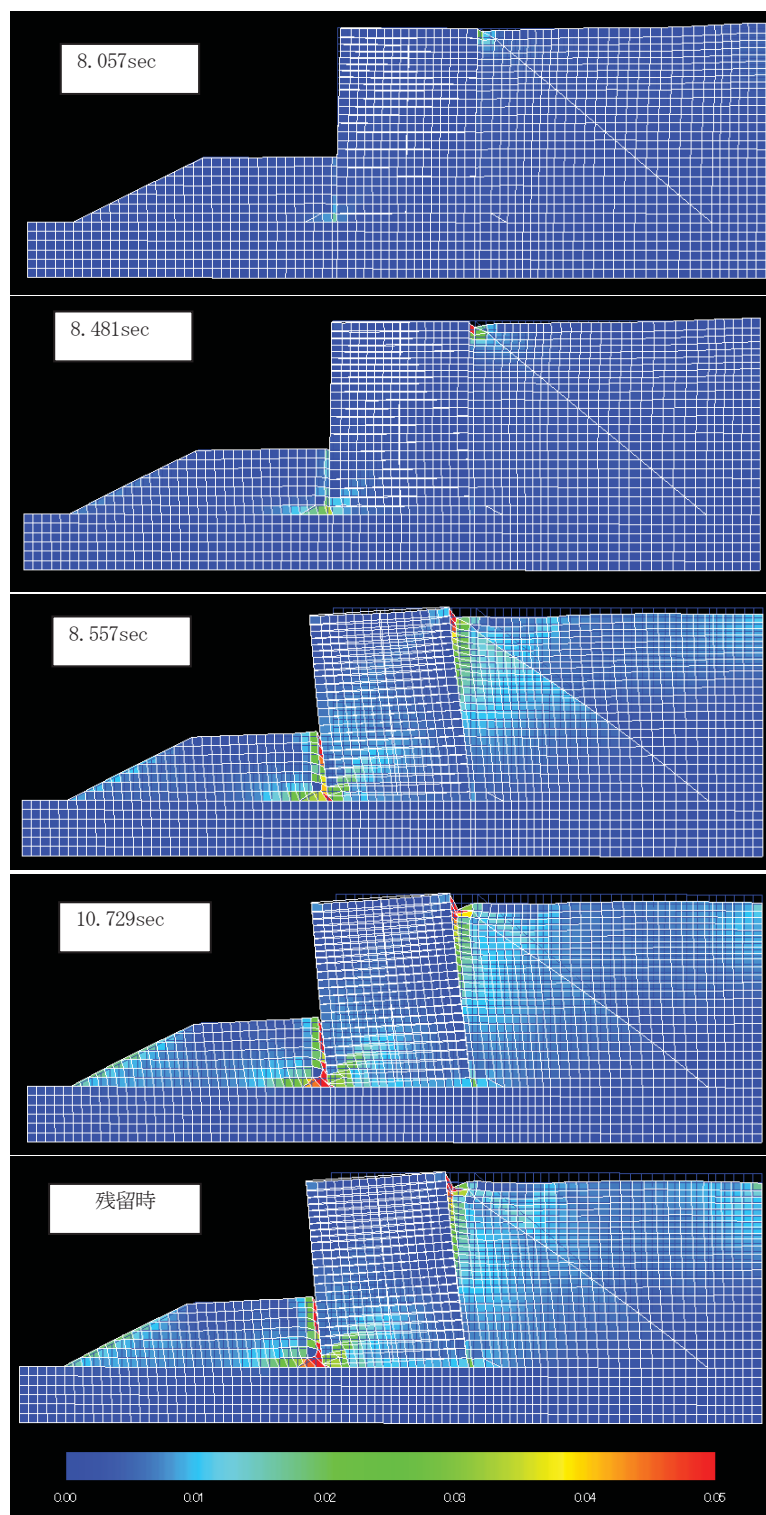


図 4.33 変形図（変位 20 倍スケール）および  $\gamma_{\max}$  コンター

図 4.34, 図 4.35 に前面側盛石, 中詰砂での  $\sigma_x'$  および  $\tau_{xy}$  の分布, また, 図 4.36 に底面敷石の  $\sigma_y'$ ,  $\tau_{xy}$  の分布を示す.

セル前面盛石の  $\sigma_x'$  に着目すると, 初期状態から若干減少していく傾向にあり, 受働領域の大きな値は発生していない. また, 初期値以外はほぼ同程度の値を示している.  $\tau_{xy}$  は初期値がほぼゼロであり加振時に発生している. したがって, 盛石とセル殻の間に発生しているせん断ひずみは主に鉛直面における  $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$  の挙動が卓越している.

一方, 前面側セル殻背後の中詰砂の  $\sigma_x'$  は, 背面側に変位している 8.057sec, 8.481sec ではすべての深度で大きくなっているが, 前面側に残留変位が生じている 8.557sec では盛石天端よりも浅い深さで大きく, 深部の値は初期状態に戻っている. 残留値は初期値と最大値の中間値を示している. また,  $\tau_{xy}$  は加振時の変動が小さい. したがって, 前面側の中詰砂はとりわけ基部における軸差せん断の挙動が卓越している.

セル殻背後側の中詰砂と裏込石の  $\sigma_x'$  は前面側への残留変位が大きくなるにつれて大きくなる傾向を示しているが変動幅は小さい. これに対し,  $\tau_{xy}$  は逆に変動幅が大きく主に  $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$  の挙動が卓越している.

次に, 敷石要素の  $\sigma_y'$  の分布は大きな変動は認められず, 全体的に小さくなっている. これは, 鉛直面でのジョイント要素のせん断バネを初期応力解析においてゼロとしているため, 加振後にジョイント要素を介して鉛直力が再配分されたためと考える. また,  $\tau_{xy}$  は変位の向きに応じて増減しているが, 分布は一樣である.

図 4.37 に示す着目要素の応力ひずみ履歴  $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ ,  $(\sigma_y' - \sigma_x')/2 \sim \varepsilon_y - \varepsilon_x$  を図 4.39~図 4.43 に示す.

これによると, 盛石基部ではせん断ひずみ ( $\gamma_{xy}$ ) が 7%程度発生している. また, 前面側基部の中詰砂は 3%以上の軸差ひずみ ( $\varepsilon_y - \varepsilon_x$ ) を生じている. さらにその下の敷石では 3%以上の軸差ひずみと 1.5%程度のせん断ひずみの両者が卓越している.

一方, 背面側の中詰砂のせん断ひずみおよび軸差ひずみは微小である. また, 敷石および裏込石では 1%以上のせん断ひずみ  $\gamma_{xy}$  が卓越する挙動となっている.

以上から, 前面側セル殻先端周辺の敷石, 中詰砂の軸差せん断による非線形挙動が卓越することにより鉛直方向に沈下し, かつ, 前面側に傾斜したたものとする. また, 盛石の鉛直面内のせん断および敷石の水平面におけるせん断による非線形性の卓越から水平方向に残留変位を生じたものとする.

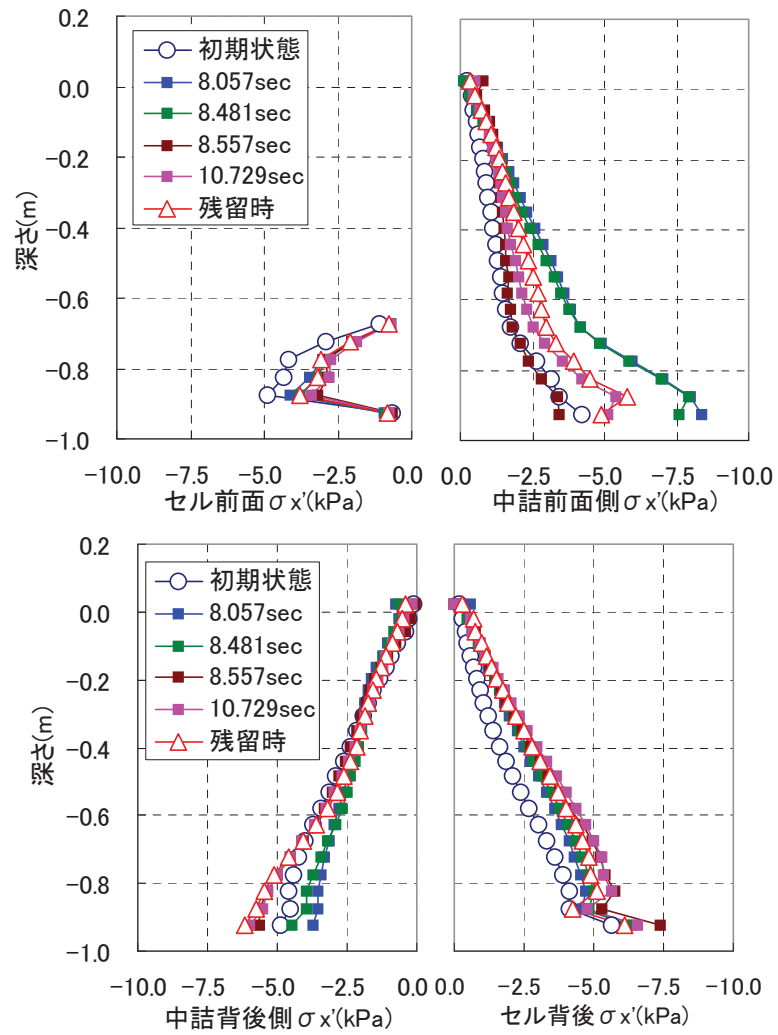


図 4.34 壁面  $\sigma'_x$  分布図

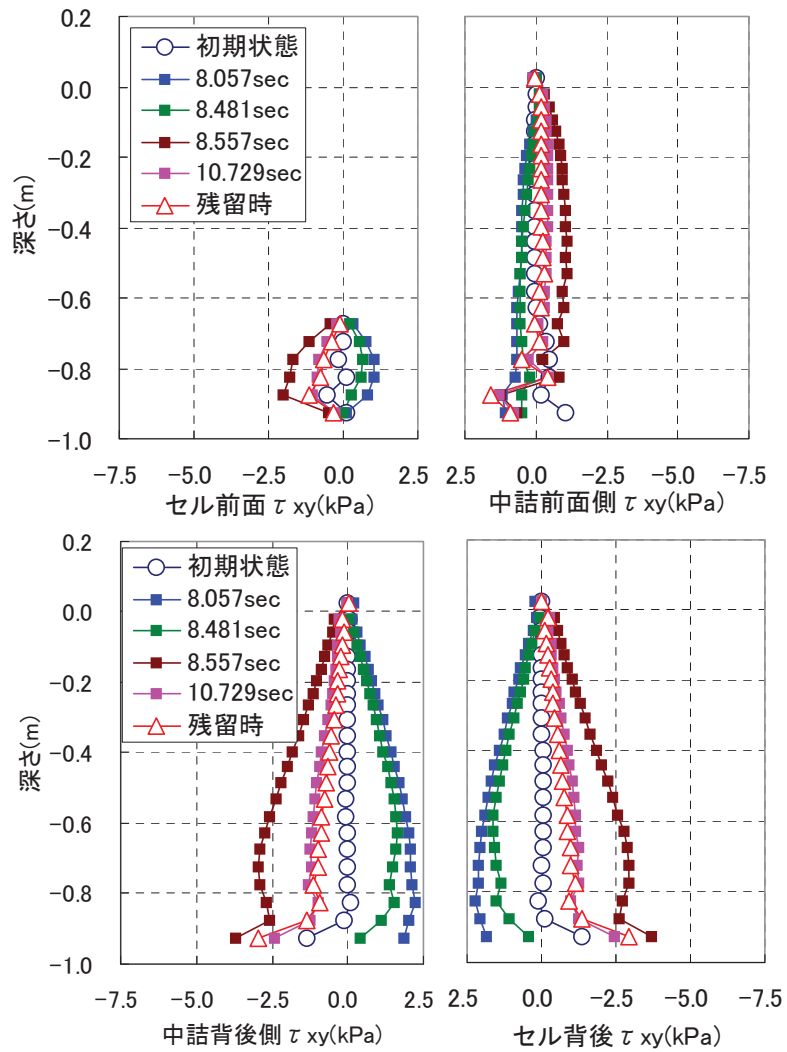


図 4.35 壁面  $\tau_{xy}$  分布図

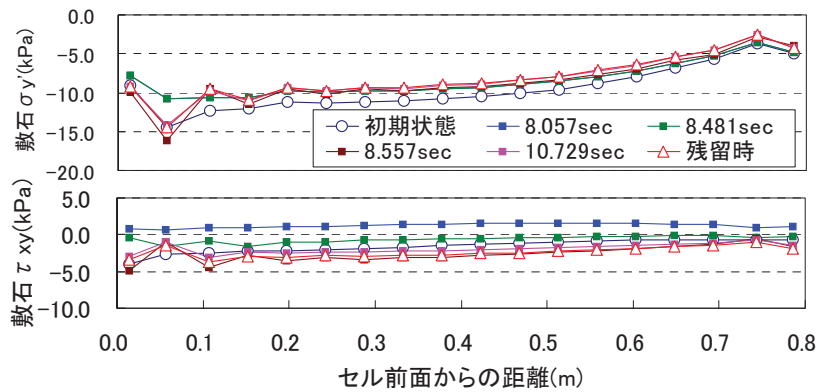


図 4.36 底面敷石  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  分布図

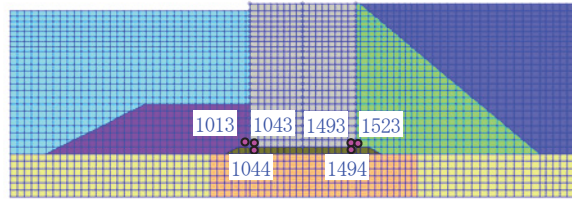


図 4.37 着目要素番号

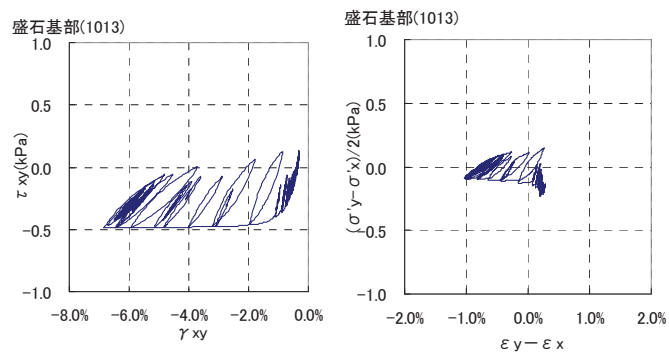


図 4.38 盛石基部応力ひずみ履歴

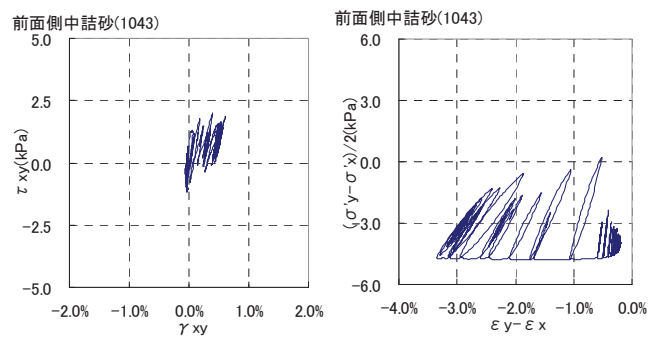


図 4.39 前面側中詰砂の応力ひずみ履歴

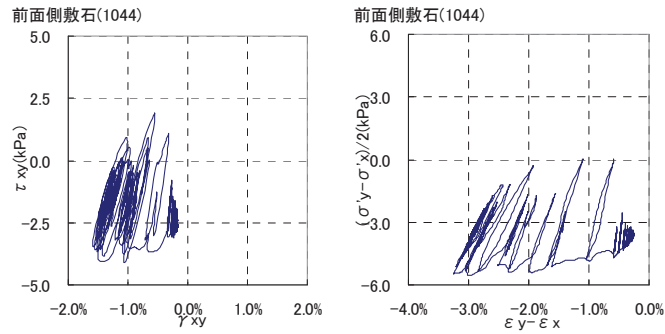


図 4.40 前面側敷石の応力ひずみ履歴

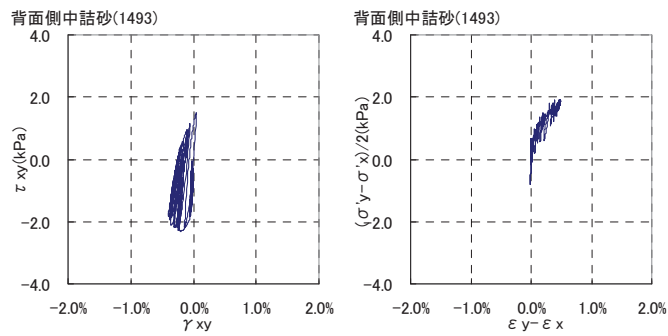


図 4.41 背面側中詰砂の応力ひずみ履歴

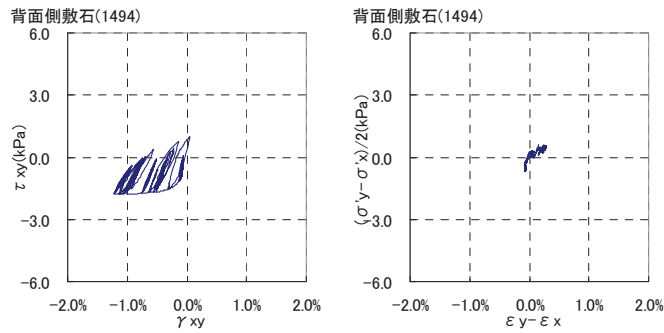


図 4.42 背面側敷石の応力ひずみ履歴

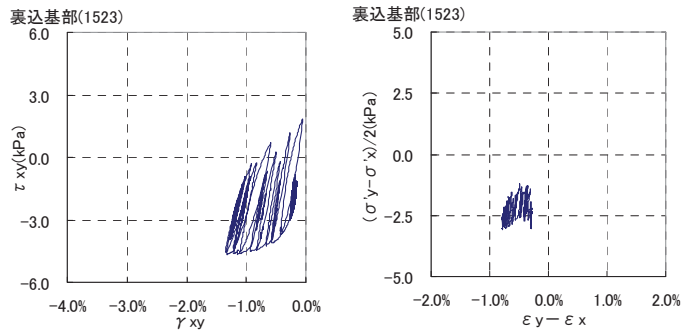


図 4.43 裏込石の応力ひずみ履歴



#### 4.4.4 考察

振動台実験の結果、セル岸壁が前面側に傾斜しながら移動する挙動が示された。表 4.15 に示すように 1/30 スケールの実寸に戻すと、1.3m の最大水平変位量で傾斜角  $4.1 \times 10^{-3} \text{rad} (=0.23^\circ)$  の残留変位量が生じた。兵庫県南部地震の被災事例からみてもセル高の 1% にも満たない残留水平変位量は小さい値である。しかし、耐震強化施設のように地震後の早急な復旧を目標とする場合には十分小さいとは言えず、使用性や復旧性に配慮した検討が重要である。

DT01 と DT02 の最大水平変位量から算出した残留傾斜角は  $2.8 \times 10^{-3} \text{rad} (=0.16^\circ)$  であり、鉛直変位量から算出される値と異なっている。これは、加振前後のセルの寸法計測によって分かるようにセルの形状変化があったことにより、厳密には剛体としての変位拘束とはなっていないためである。セルの円周方向ひずみの発生は、セルの変形が反映されたものであり、剛体変位拘束を前提とした解析では限界があり、セルの変形を再現できる 3 次元的な解析方法で評価する必要が将来ある。

また、振動台実験において中詰砂および埋立土の沈下が目立った。特に、埋立土の最大沈下量が実スケールで 2.1m とかなり大きく、復旧性に十分配慮しなければならない。中詰砂についても沈下が認められ、実スケールで最大 1m となっている。この点については低拘束圧条件であったこともあり、遠心場などでの検証やダイレイタンスーモデルを用いた解析などが今後必要である。

表 4.15 残留変位量一覧

項目	実験結果		実寸
DT01 水平変位	7.9mm	$2.8 \times 10^{-3}$	1.3m
DT02 水平変位	6.5mm	rad	1.1m
DT06 鉛直変位	-1.5mm	$4.1 \times 10^{-3}$	-0.2m
DT05 鉛直変位	1.8mm	rad	0.3m
中詰砂沈下	2mm~6mm		0.3~1.0m
埋立土沈下	直背後 13mm		2.1m

2 次元地震応答解析において解析パラメータ設定の不確定さが残る埋立土の液状化特性と解析方法<sup>15)</sup>、レーレー減衰条件、砕石材の内部摩擦角についてケーススタディーを行った結果を表 4.16 に示す。図 4.44 に示すように過剰間隙水圧比の時刻歴を実験結果に近づけることは可能であるが、埋立土の液状化の影響は低く、むしろ減衰条件の感度が高い。 $\beta = 0.0003$  では加速度応答において 15sec 以降に高周波成分が大きく残るため、数値計算上の安定性から  $\beta = 0.001$  程度が妥当と考える。また、砕石材の物性の感度も高く、地震時挙動の評価では十分な配慮が必要といえる。しかしながら、基本ケースの加速度応答、変位応答は実験結果をよくシミュレートしており、改良地盤であっても菅野らのモデル<sup>6)</sup>による 2 次元地震応答解析の有用性が確認された。

表 4.16 ケーススタディー結果

	埋立土	計算法	$\beta$	$\phi_f$	残留水平変位
CASE1	液状化	従来法 <sup>15)</sup>	0 . 0 0 2	40°	6.2mm
CASE2	液状化	tmp7 法 <sup>15)</sup>	0 . 0 0 2	40°	6.4mm
CASE3	非液状化	—	0 . 0 0 2	40°	5.8mm
CASE4	非液状化	—	0 . 0 0 1	40°	7.1mm
CASE5	非液状化	—	0 . 0 0 0 5	40°	8.3mm
CASE6	非液状化	—	0 . 0 0 0 3	40°	9.0mm
CASE7	非液状化	—	0 . 0 0 0 3	50°	7.4mm
実験	非液状化	—	—	—	7.9mm

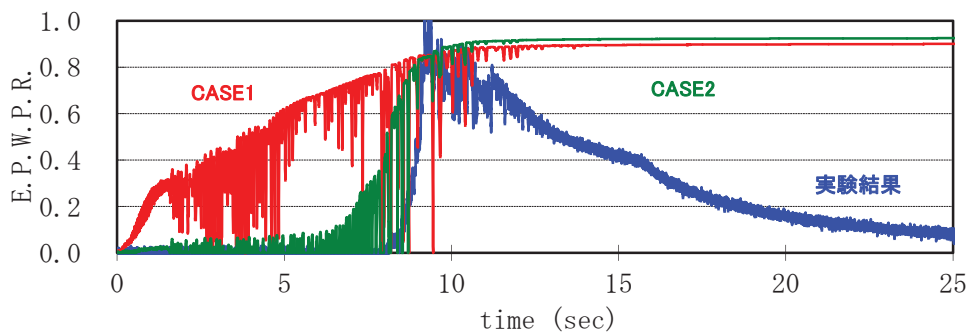


図 4.44 過剰間隙水圧比時刻歴比較

当該断面は照査用震度 0.17 を用いた安定計算で決定した断面である。根入れがなく、前面盛石を荷重として考慮したものであるが、断面の決定要因は支持力であった。また、肉厚の決定は土圧係数 0.6 の土圧を円筒体内面に作用させて計算する張力によっていた。2次元地震応答解析の結果では前面側盛石、中詰砂、敷石の非線形性が卓越し、せん断ひずみや軸差ひずみが残留することでセルの残留変位が発生する挙動が示された。一方、フープテンションに関する検証は2次元地震応答解析ではできなく、三次元解析などの別の計算法の採用が必要と考える。当面、3次元地震応答解析や応答変位法などによる3次元静的解析などの適用性について実験結果のシミュレーションを通して評価することが考えられる。

#### 4.5 まとめ

本章では基礎地盤を地盤改良された鋼板セル式岸壁の地震時挙動の把握と2次元地震応答解析モデルの妥当性を検証するため、大型水中振動台実験および2次元地震応答解析により検討を行った。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) セル式岸壁構造物は、大規模地震時に重力式岸壁と同様前面側に押む残留変位を生じることを模型振動台実験によって確認した。
- (2) 加振中のセルの円周方向ひずみを計測した結果、背面側上部で圧縮ひずみが卓越する傾向となった。また、深い位置ほど残留ひずみ量が大きくなる傾向であった。
- (3) 加振後の残留変位計測により、セル中詰砂および埋立土において比較的大きな残留沈下量が確認された。中詰砂の沈下は振動による締固めおよびダイレイタンスの影響と考えられた。
- (4) 加振前後の寸法測定から、セルは楕円形に変形していることが確認された。
- (5) セルの剛体変位を前提としたモデル化による2次元地震応答解析の結果、振動台実験結果を概ね再現することができた。
- (6) 設計における「中詰め土のせん断変形」「地盤支持力」「壁体の滑り出し」「壁体天端の変位」「円弧すべり安定性」の検討項目に対し、2次元地震応答解析による評価が有効であると考えられた。
- (7) 設計におけるセルの鋼板厚の検証は3次元地震応答解析あるいは応答変位法などによる3次元静的解析などの適用性について実験結果のシミュレーションを通して評価する必要がある。

---

参考文献

- 1) 稲富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No857, 1997
- 2) 長尾毅, 北村卓也: セル式岸壁の最適断面設定方法に関する研究, 海洋開発論文集, 第20巻, pp203-208, 2004
- 3) 長尾毅, 北村卓也: セル式岸壁の板厚のレベル1信頼性設計法, 海洋開発論文集, 第21巻, pp755-760, 2005
- 4) 例えば, 野田節男, 北澤壮介, 飯田毅, 森信夫, 田渕博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第3号, pp79-167, 1982
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 6) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 油井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, E-3, pp1867-1872, 1998
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990
- 8) 竹信正寛, 菅野高弘, 諸星一信, 鈴木貴志: 置きセル式係船岸の地震時挙動に関する1G場水中振動台実験, 第43回地盤工学研究発表会, 2008
- 9) 諸星一信, 渡部昌治, 清宮理, 宮田正史, 北澤壮介, 伊庭: 新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008
- 10) 諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 山本修司, 佐藤成: 大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008
- 11) 井合進: 1g場での地盤-構造-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, pp3-24, 1988
- 12) 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.
- 13) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83 1990.
- 14) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997
- 15) 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精度向上に関する検討, 第29回海洋開発シンポジウム論文集, 2004
- 16) 港湾空港技術研究所地盤・構造部 地震防災研究領域耐震構造研究チーム/地震動研究チーム ([http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/equip/3dust\\_jpn.html](http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bst/taisin/equip/3dust_jpn.html))

## 第5章 50G 遠心場振動模型実験による地震時挙動の検討

### 5.1 はじめに

本章ではレベル2地震時における鋼板セル式岸壁の挙動を把握し、セル殻およびアークに発生する応力を含めた耐震性能に関する基礎資料を得ることを目的に、遠心模型実験および2次元、3次元FEMによるシミュレーションを行った。

### 5.2 実験の方法と条件

#### 5.2.1 実験装置

実験にあたっては、大林組技術研究所ダイナミクス実験棟内に設置されている遠心模型実験装置(写真5.1)を使用した。遠心模型実験装置は、遠心重力を発生させる回転装置(図5.1)と地震動を再現する遠心振動台(図5.2)で構成される。回転装置の最大回転半径は7.00mであり、最大搭載容量は700tf(6,860kN)である。ただし、本計画地盤における有効半径は6.65mになる。この回転装置には2つのバケットが搭載されているが、本実験で使用するのは振動台バケットであり、静的バケットにはバランスウェイトを設置している。

遠心振動台の搭載面積は長さ2.2m、幅1.07mであり、この種の装置としては世界的にも最大である。加振方向は水平一方向で、加振能力は最大加振力120tf(1,176kN)である。加振方式は電気油圧式アクチュエータを採用し、デジタル制御によって高振動数までの応答特性を確保している。

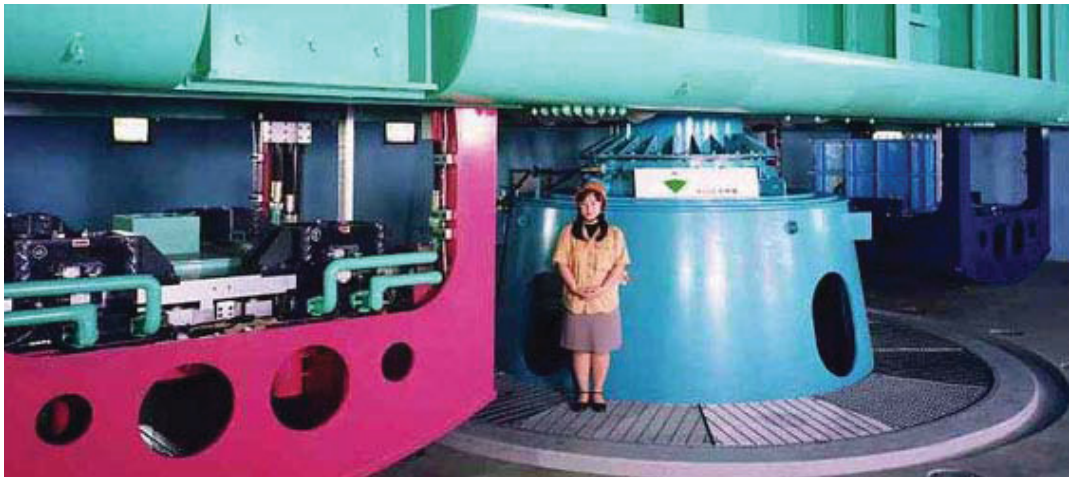


写真 5.1 遠心载荷装置<sup>19)</sup>

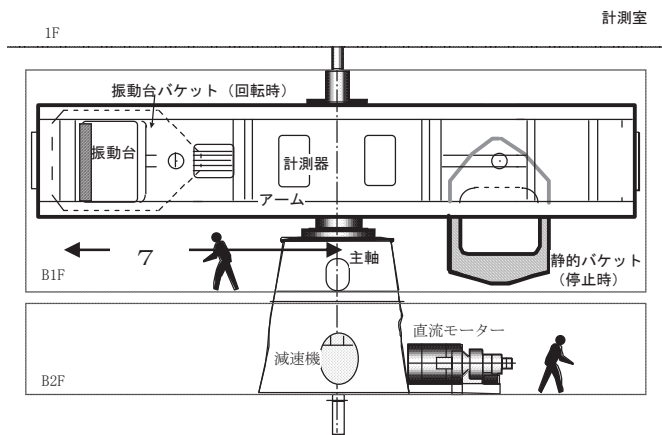


図 5.1 遠心模型実験装置の構成

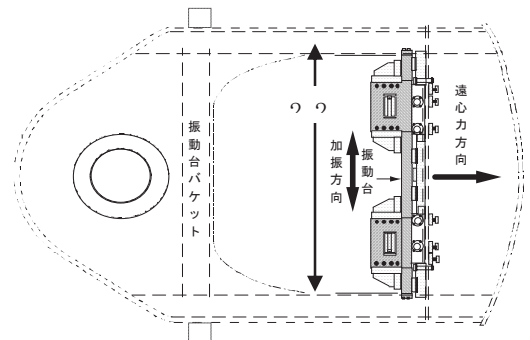


図 5.2 遠心振動台の構成

### 5.2.2 相似則

実験は 50G の遠心力場で行い、模型サイズは実断面の 1/100 で 1.9m×0.8m×0.6m の剛な土槽を用いた。遠心実験の原理によると、本来ならば nG 場において 1/n モデルの模型を使用して実験を行う必要があるが、対象断面が大規模であることと用いる装置のスペックの都合から、上記模型スケールを採用することとした。そのため実験値を実スケール換算するには、表 5.1 に示すように、遠心力場における相似則を適用した後、井合らが示した 1G 場相似則<sup>11)</sup>を用いる方法をとった<sup>13)14)</sup>。

表 5.1 本実験の相似則

相似則	遠心場		1G場		本実験 1/100 モデル
	N	1/Nモデル(1/50)	$\lambda$	1/ $\lambda$ モデル (1/2)	
長さ	N	50	$\lambda$	2	100
密度	1	1	1	1	1
時間	N	50	$\lambda^{0.75}$	1.68	83.3
応力	1	1	$\lambda$	2	2
間隙水圧	1	1	$\lambda$	2	2
変位	N	50	$\lambda^{1.5}$	2.83	141.4
加速度	1/N	1/50	1	1	0.02
ひずみ	1	1	$\lambda^{0.5}$	1.41	1.414
透水係数	1/N	1/50	$\lambda^{0.75}$	1.68	0.0336

### 5.2.3 実験模型の作成方法と計測項目

対象とする岸壁はセル径が 24cm，海底面以深への根入れなし ( $D=0\text{cm}$ )，高さ  $H=30\text{cm}$  の形状である。これは水深-20m，セル径 24.5m，セル高 32.0m の耐震強化岸壁を模擬したモデルである。図 5.3 に模型平面図および側面図を示す。実断面の諸元は基礎地盤の CDM 改良効果を考慮した照査用震度 0.17 を用いた安定計算によって決定しており，レベル 2 地震時であっても短期間の復旧作業で機能が回復できるよう残留変位を抑制し，構造物の損傷を軽微にとどめることを目標としたもので，中詰土として砂岩ズリなどの液状化しない材料を用い，埋立土は液状化対策を施すことで液状化しないことを前提としたものである<sup>9)10)</sup>。

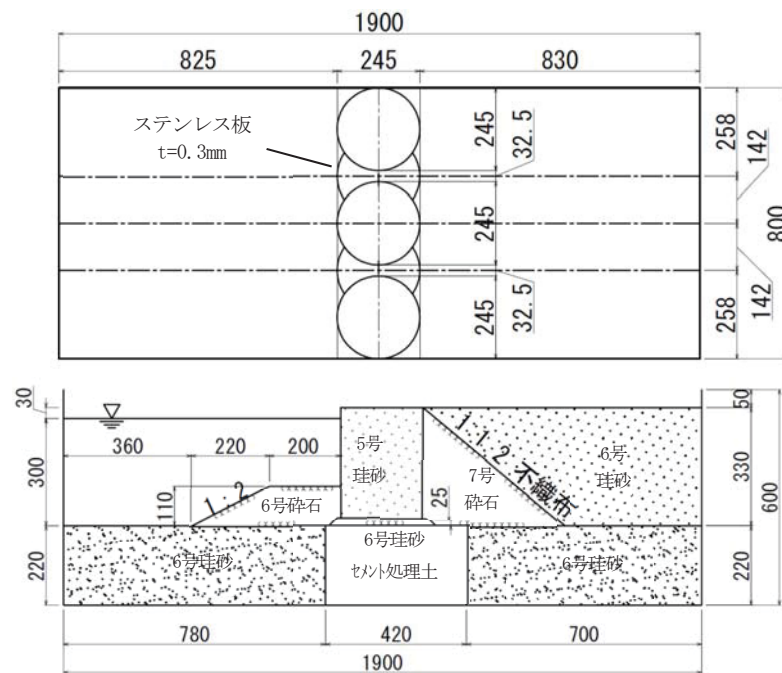


図 5.3 模型の形状寸法 (平面・側面図)

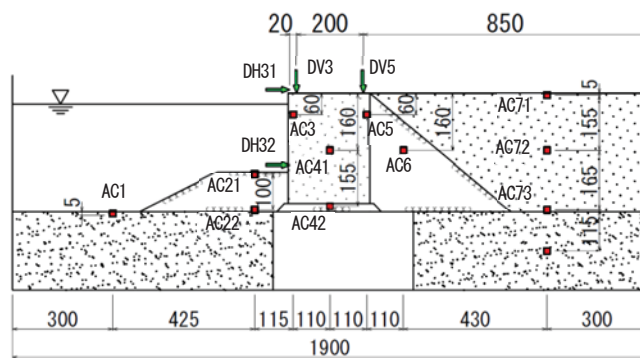
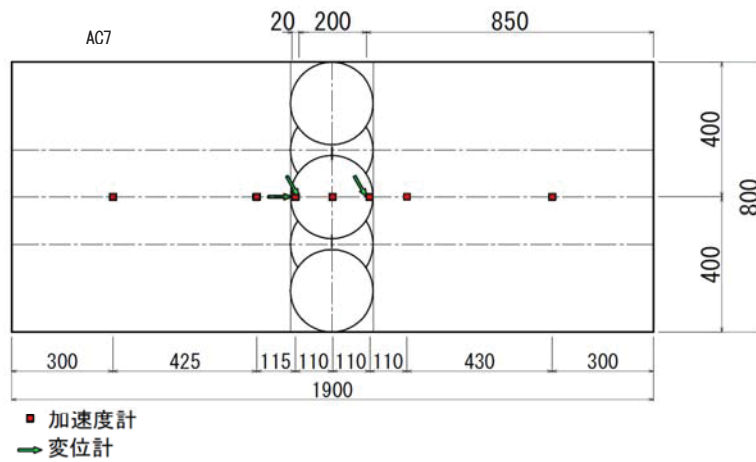


図 5.4 加速度計・変位計位置 (平面・側面図)

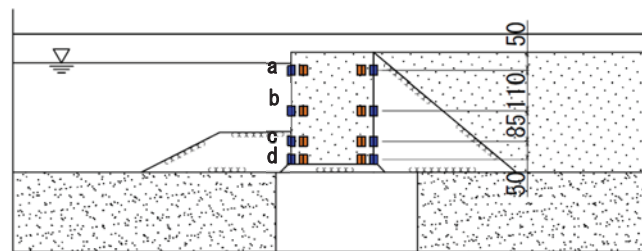
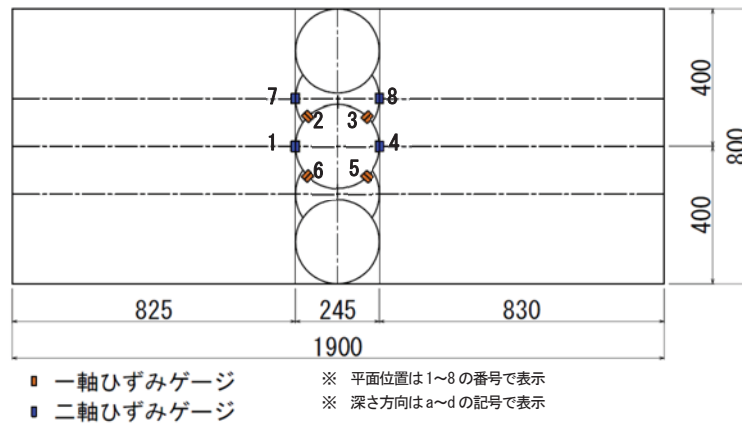


図 5.5 ひずみゲージ位置 (平面・側面図)



模型地盤の使用材料および作成方法を表 5.2 に示す。セル直下の基礎地盤はセメント系固化改良を想定し、6号相馬珪砂にポルトランドセメントを重量比5%添加したセメント改良土 (C/W=20%) を作製し、所定の形状に打設した。次に、SCP改良地盤を想定した海底地盤、陸側地盤とも6号相馬珪砂を用いて相対密度 (Dr) 80%以上を目標に作製した。その後、基礎地盤に敷石を整形して砂漏れ防止の不織布を敷き、その上に厚さ 0.3mm のステンレス板を加工したセル殻およびアークを設置した。なお、セル殻とアークはねじで接合している。

セル内部には5号相馬珪砂を投入して締め、アーク部にも同様に中詰を行った。次に、前面盛石および裏込石を撤出して整形し不織布を設置し、その背後に6号相馬珪砂を用いて、これも相対密度 (Dr) 80%以上を目標に地表面まで埋立土層を作製した。その後、遠心実験装置に搭載して間隙水を注入した。なお、本実験では過剰間隙水圧の蓄積を避けるため、透水を考慮した粘性流体ではなく、透水をよくするために通常の水を使用した。

表 5.2 使用材料と作成方法

項目	材 料	作製方法
SCP改良層	相馬珪砂6号 (相対密度 $Dr > 80\%$ )	計量した乾燥珪砂を1リフト50mm程度にスコップで撒き出し、突固め棒により全体を締め固めて作製
CDM改良層	相馬珪砂6号+セメント (セメント重量比5%混合)	珪砂にポルトランドセメントを重量比5%添加したセメント改良土(C/W=20%)を作製し、打設、脱型、養生。
鋼板セル殻	ステンレス板	工場製作(厚さ0.3mm)
中詰砂	相馬珪砂5号	セル内部に珪砂を2段階に分けて投入し均等に締め固める。セル部を先行して整形し、その後アーク部に投入。
盛石層	砕石6号	撤出し整形(粒径5~13mm)
敷石層	砕石7号	撤出し整形(粒径2.5~5mm)
裏込石層	砕石7号	撤出し整形(粒径2.5~5mm)
埋立土層	相馬珪砂6号 (相対密度 $Dr > 80\%$ )	計量した乾燥珪砂を1リフト50mm程度にスコップで撒き出し、突固め棒により全体を締め固めて作製

表 5.3 には密度管理値，表 5.4 には内部摩擦角を一覧にして示す．図 5.4，図 5.5 に加速度計，変位計およびひずみ計の設置位置を示す．加速度計は地盤全体の応答性状を把握するために設置した．また，セル殻の変位挙動を把握するために天端と前面中央部の合計 4 箇所に変位計を設置した．さらに，セル殻およびアークのひずみ挙動を把握するため，円周方向のひずみゲージは 8 箇所，鉛直方向ひずみゲージは 4 箇所を 4 つの深度に設置した．なお，ひずみゲージはセル殻およびアークの内側に設置した．この他，間隙水圧計も配置したが，間隙水圧の上昇が微小であったため記載は割愛した．

表 5.5 は遠心場において微小振幅のランダム加振によって得られた卓越周波数および加速度計の離隔距離から 1/4 波長を仮定して算出した初期せん断波速度を示す．

表 5.3 密度管理値

地盤名	乾燥単位 体積重量 $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	飽和単位 体積重量 $\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	間隙比 $e$	相対密度 $D_r$ (%)
SCP改良(海側)	14.56	18.87	0.784	84.5
SCP改良(陸側)	14.53	18.86	0.786	83.9
CDM改良	—	—	—	—
中詰砂	14.43	18.79	0.800	73.4
敷石	18.07	21.05	0.437	—
盛石	16.85	20.30	0.541	—
裏込石	16.59	20.13	0.565	—
埋立土	14.46	18.81	0.796	82.0

表 5.4 内部摩擦角 (CD 三軸圧縮試験)

相馬硅砂5号	41.2
相馬硅砂6号	38.5

表 5.5 初期せん断波速度と卓越周波数

地盤名	加速度計離隔 $d$ (m)	卓越周波数 $f$ (Hz)	初期せん断波速度 $V_s=4df$ (m/sec)
SCP改良(海側)	0.215	313	269
SCP改良(陸側)	0.225	355	320
CDM改良	0.235	384	361
中詰砂	0.123	203	99.3
盛石	0.100	365	146.2
裏込石	0.155	277	171.7
埋立土	0.160	307	196.4

#### 5.2.4 加振波形

図 5.6 に振動台に与えた加速度時刻歴, 図 5.7 にフーリエスペクトルを示す. これは表 5.1 の遠心場相似則にしたがって実スケールの入力地震動の加速度振幅を 50 倍, 時間軸で  $1/83.3 = 0.012$  倍したものである.

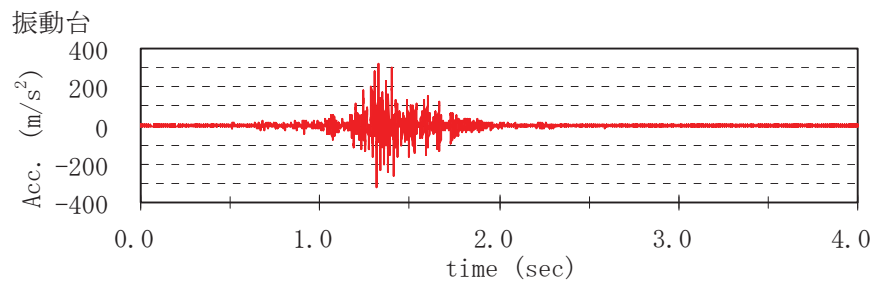


図 5.6 振動台加速度時刻歴

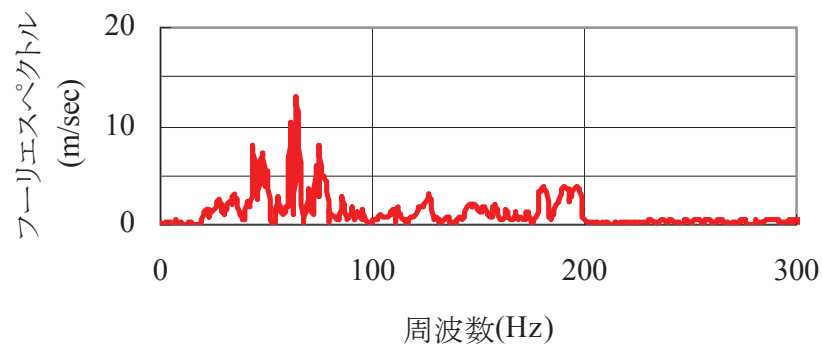


図 5.7 振動台加速度フーリエスペクトル

### 5.3 実験結果

#### 5.3.1 加速度応答

表 5.6 に、図 5.4 に示す位置での応答加速度の最大値、最小値を一覧にして示す。また、図 5.8、図 5.9 に各位置の応答加速度時刻歴、図 5.10 に応答加速度のフーリエスペクトルを示す。これによると、最大応答加速度は  $170\sim 440\text{m/sec}^2$  であり、100Hz（実物スケール換算 1.2Hz）までの周波数領域が卓越する特性を示しているが、100Hz 以上の高周波成分も含まれている。セル殻付近の AC3、AC5 において 40~70Hz（実物スケール換算 0.48~0.84Hz）の周波数帯で顕著な増幅が認められる。これは、表 5.5 に示すように中詰砂の初期せん断波速度は 99m/sec であり、敷石より上方の 1/4 波長を仮定した固有周期を計算すると、 $4 \times 0.3 / 99 = 0.012\text{sec}$ （83Hz）となる。強震時にはセル構造物近傍にせん断ひずみが集中するなど、伝達特性が図-6 に示す 40~70Hz の周波数帯で大きくなったためと考えられる。

図 5.11 に中詰砂の中央部 AC41 と埋立土中央部 AC72 の位置に配置した間隙水圧計で観測された過剰間隙水圧を土かぶり圧で除した過剰間隙水圧比を示す。ともに加振中の過剰間隙水圧の上昇はかなり小さい。このことから、液状化などによる極端な長周期化や位相の変化は発生していない。

表 5.6 加速度応答値一覧 ( $\text{m/sec}^2$ )

位置	最大値	最小値	位置	最大値	最小値
AC1	440	-292	AC5	298	-264
AC21	216	-212	AC6	215	-199
AC22	254	-193	AC71	249	-350
AC3	361	-342	AC72	235	-228
AC41	259	-168	AC73	345	-303
AC42	238	-271	AC74	333	-339

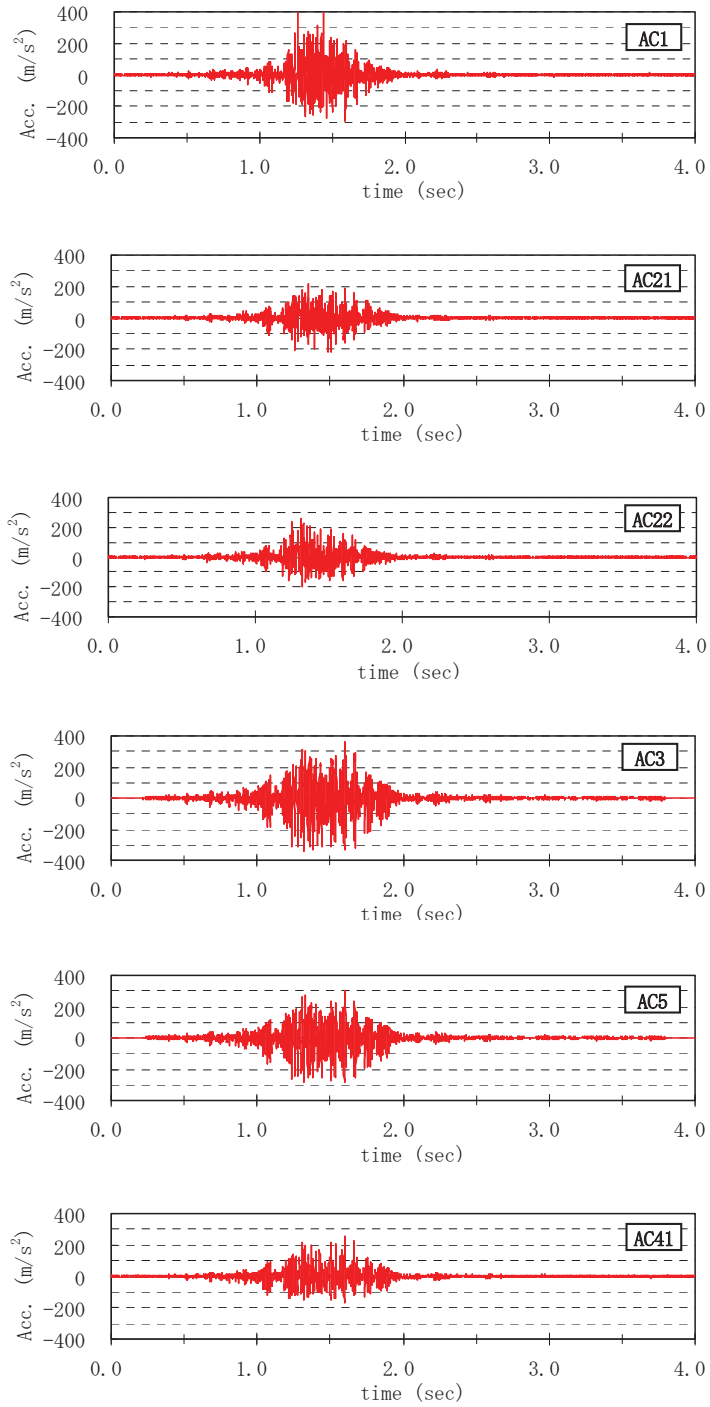


図 5.8 応答加速度時刻歴 (AC1~AC41)

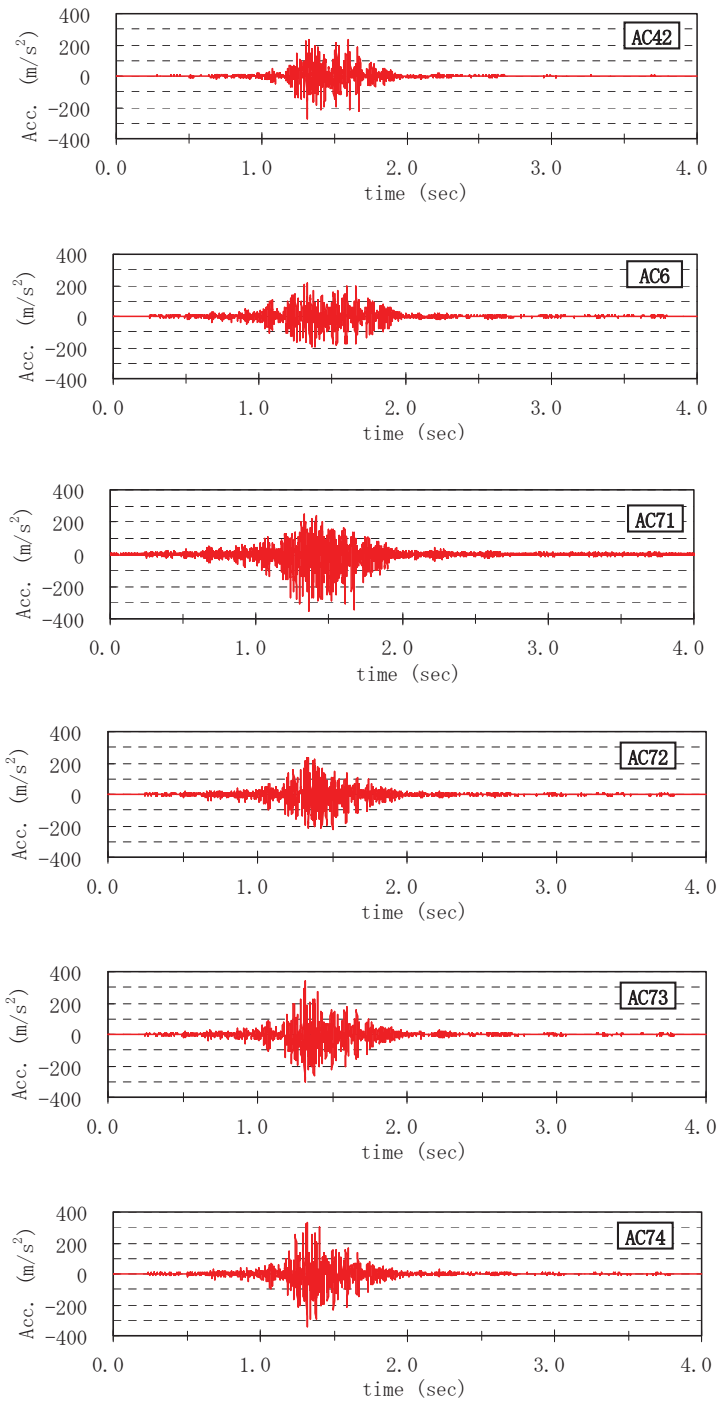


図 5.9 応答加速度時刻歴 (AC42~AC74)

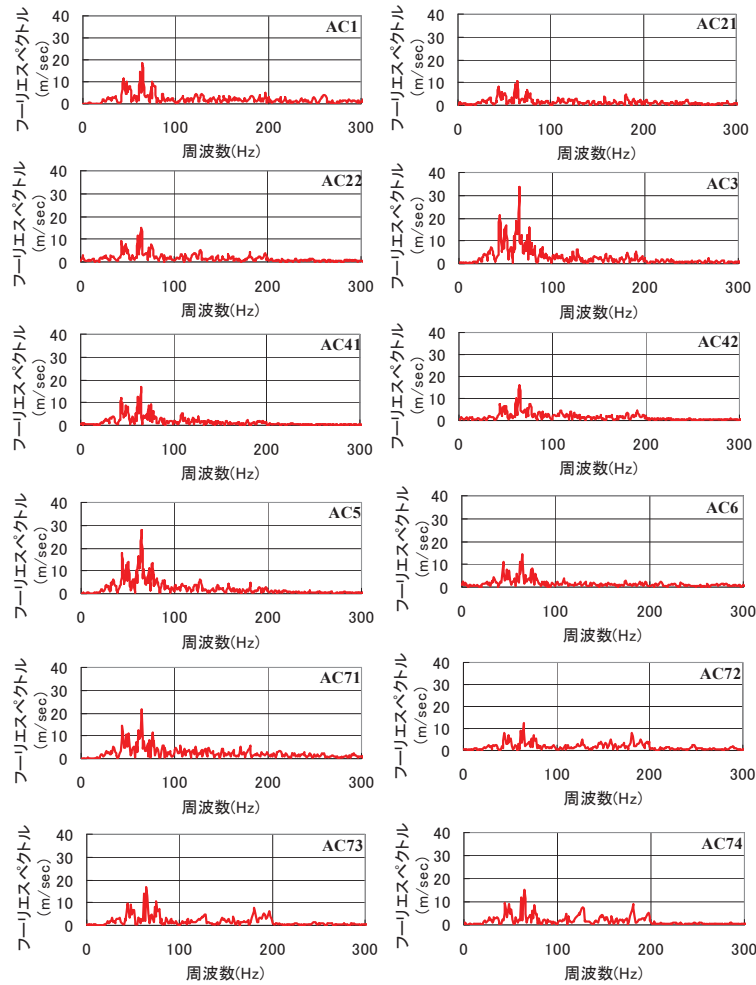


図 5.10 応答加速度フーリエスペクトル

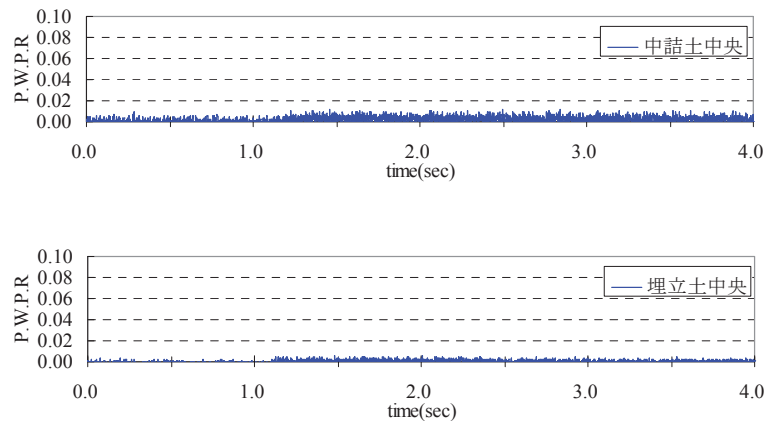


図 5.11 中詰砂と埋立土中央部での過剰間隙水圧比時刻歴

### 5.3.2 変位応答

表 5.7 に、図 5.4 に示す位置での応答変位の最大値、最小値および残留値を一覧にして示す。残留変位に着目すると、離隔 200mm で前面側 DV3 は 2.7mm 沈下、背面側 DV5 は 1.8mm 隆起しており、 $(2.7+1.8)/200 = 1/44$  の傾斜角である。一方、天端 DH31 は 11.1mm、210mm 下方の DH32 は 6.1mm 前面側に水平変位を生じていることから、 $(11.1-6.1)/210 = 1/42$  の傾斜角となる。したがって、概ね剛体的な挙動を示していることがわかる。傾斜角が  $1/42$  とすると、セル天端 11.1mm の水平変位は、セル高  $H=300\text{mm}$  より、 $300/42 = 7.1\text{mm}$  の転倒成分と 4.0mm の水平移動成分が合成された値であり、沈下と傾斜を伴いながら前面側に剛体的に水平移動したと解釈できる。

図 5.12 に応答変位時刻歴を示す。残留変位は概ね 1~2sec に発生しており、残留変位に加振中の振動成分が合成された応答変位波形を示している。特に、DH32 では 1.7sec 付近で 12.4mm の最大水平変位を生じているが、この時刻の天端 DH31 は 11.2mm、また、前面側 DV3 が 2.8mm 沈下、背面側 DV5 は 1.7mm 隆起となっている。このことから、セル天端は前面側に傾斜しているが、水平変位からはセル水中部の方が天端よりも大きく変位しており、完全な剛体挙動ではなく、セル殻およびアーチの複雑な挙動が反映されているものと推察される。DV3 の応答変位波形に対して DV5 は振幅の大きな振動成分を含んでいるが、背後の粒径の大きな裏込石とセル殻の間で相互に作用しながら変形を生じているためと考えられる。



表 5.7 変位応答値一覧(mm)

変位計	最大値	最小値	残留値
DH31	1.4	-14.7	-11.1
DH32	0.3	-12.4	-6.1
DV3	0.3	-3.9	-2.7
DV5	3.2	-0.2	1.8

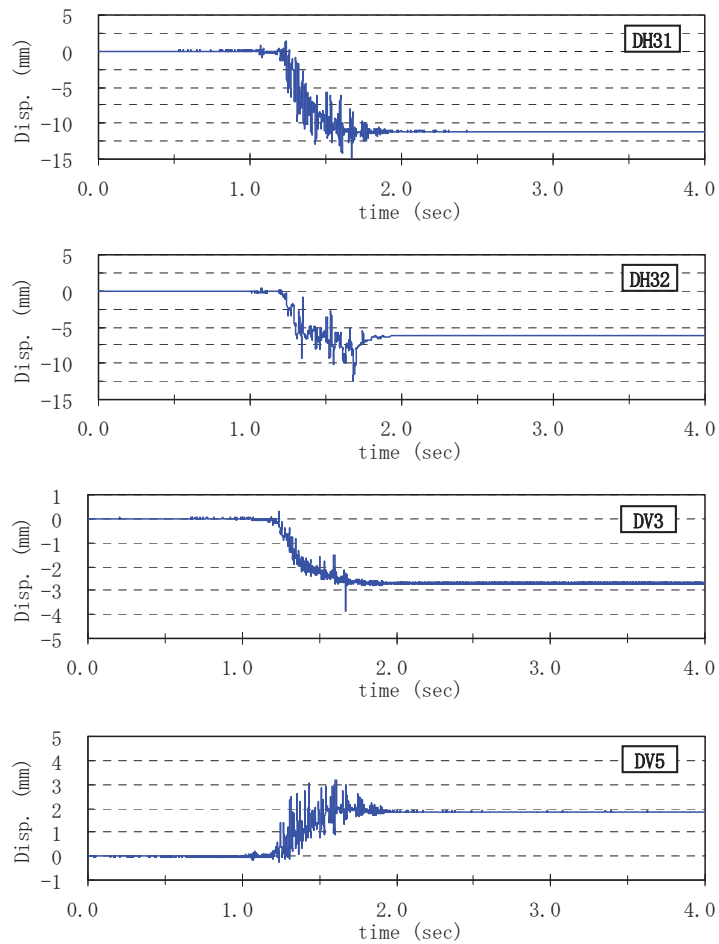


図 5.12 応答変位時刻歴

### 5.3.3 セル殻およびアークのひずみ応答

図 5.13 にひずみゲージ設置位置を示す。表 5.8 および表 5.9 は、各々円周方向ひずみ、鉛直方向ひずみの加振前初期値と加振時増分ひずみの最大値、最小値、残留値を一覧にしたものである。図 5.14 に初期応力状態のひずみ、図 5.15 に加振時増分ひずみ、図 5.16～図 5.27 には各々のゲージ位置におけるひずみ時刻歴を示す。ここで、初期ひずみとは模型作成時をゼロとして遠心载荷時に発生したひずみである。また、加振時増分ひずみとは、加振前の状態をゼロとして加振によって発生したひずみである。また、図 5.15 の各ゲージ位置における 2 つのプロットは加振時増分ひずみの最大値と最小値を示している。これによると、加振前の初期ひずみおよび加振後の残留ひずみは全般的に振動中のひずみに比べて小さい。初期状態においては、セルのひずみ量に比べてアークのひずみ量は微小である。設計<sup>2)</sup>では土圧係数 $K=0.6$ を用いた円筒体フープテンション $T$ を降伏強度の 0.65 倍の制限値で肉厚を設定することとしている。本模型では、セル下端位置での土かぶり厚 $\sigma_v' = 156\text{kN/m}^2$ 、半径 $R=120\text{mm}$ 、肉厚 $0.3\text{mm}$ よりフープテンション応力 $\sigma_T=T/(\sigma_v' \cdot K \cdot R)=38.2\text{N/mm}^2$ となり、これをステンレスのヤング係数 $E=1.96 \times 10^5\text{N/mm}^2$ で除してひずみを求めると、 $\epsilon_T=200\mu$ となる。この値に比べると初期応力状態でのひずみレベルはかなり小さく、また、一様な引張ひずみが生じているわけではなく、前面側、背面側、浅部、深部の各部位で符号が異なっている。これは、セルにアークが接続され中詰めされた状態であり、円筒体とは異なっていることが挙げられる。また、岸壁背後が埋められて土圧の作用を受けていることや、粗粒材の土圧係数は実際には $0.6$ よりも小さいことなど、境界条件、荷重条件さらには材料特性が異なっているためと考えられる。

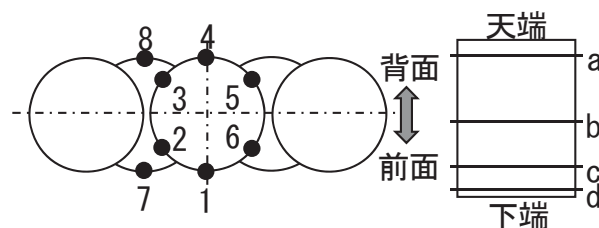


図 5.13 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

表 5.8 円周方向ひずみ応答値一覧

番号	セル天端からの深さ(cm)	平面位置	円周方向ひずみ( $\mu$ )			
			初期	加振時増分		
				最大	最小	残留
1-a	-5.0	セル前面	32	163	-54	27
2-a	-5.0	セル側面前	10	77	-45	2
3-a	-5.0	セル側面後	-28	93	-26	22
4-a	-5.0	セル背面	-15	91	-91	2
5-a	-5.0	セル側面後	-30	104	-23	29
6-a	-5.0	セル側面前	22	89	-49	0
7-a	-5.0	アーケ前面	13	47	-10	12
8-a	-5.0	アーケ背面	-6	30	-43	-1
1-b	-16.0	セル前面	66	165	-104	14
2-b	-16.0	セル側面前	30	74	-98	7
3-b	-16.0	セル側面後	-12	37	-76	11
4-b	-16.0	セル背面	-59	42	-227	20
5-b	-16.0	セル側面後	-21	18	-83	0
6-b	-16.0	セル側面前	37	93	-102	8
7-b	-16.0	アーケ前面	23	97	-26	17
8-b	-16.0	アーケ背面	-1	27	-20	9
1-c	-24.5	セル前面	10	76	-341	-48
2-c	-24.5	セル側面前	42	92	-226	2
3-c	-24.5	セル側面後	29	83	-152	18
4-c	-24.5	セル背面	54	94	-181	15
5-c	-24.5	セル側面後	35	95	-155	19
6-c	-24.5	セル側面前	43	97	-243	7
7-c	-24.5	アーケ前面	-21	42	-113	5
8-c	-24.5	アーケ背面	9	32	-38	-9
1-d	-29.5	セル前面	-41	153	-152	57
2-d	-29.5	セル側面前	-4	102	-284	-3
3-d	-29.5	セル側面後	54	122	-199	0
4-d	-29.5	セル背面	54	183	-253	20
5-d	-29.5	セル側面後	38	138	-191	1
6-d	-29.5	セル側面前	-38	104	-267	-16
7-d	-29.5	アーケ前面	-5	93	-34	17
8-d	-29.5	アーケ背面	5	35	-70	-9

表 5.9 鉛直方向ひずみ応答値一覧

番号	セル天端からの深さ(cm)	平面位置	鉛直方向ひずみ( $\mu$ )			
			初期	加振時増分		
				最大	最小	残留
1-a	-5.0	セル前面	-29	45	-79	-6
4-a	-5.0	セル背面	-1	68	-82	-6
7-a	-5.0	アーケ前面	-25	5	-44	-16
8-a	-5.0	アーケ背面	-5	38	-17	6
1-b	-16.0	セル前面	-54	64	-118	-4
4-b	-16.0	セル背面	38	294	-112	-7
7-b	-16.0	アーケ前面	-22	25	-181	-79
8-b	-16.0	アーケ背面	5	56	-124	-1
1-c	-24.5	セル前面	47	201	-180	-11
4-c	-24.5	セル背面	6	92	-132	-27
7-c	-24.5	アーケ前面	-15	43	-207	-39
8-c	-24.5	アーケ背面	13	60	-124	10
1-d	-29.5	セル前面	51	149	-254	-113
4-d	-29.5	セル背面	10	115	-128	-47
7-d	-29.5	アーケ前面	-29	59	-341	-70
8-d	-29.5	アーケ背面	15	53	-84	4

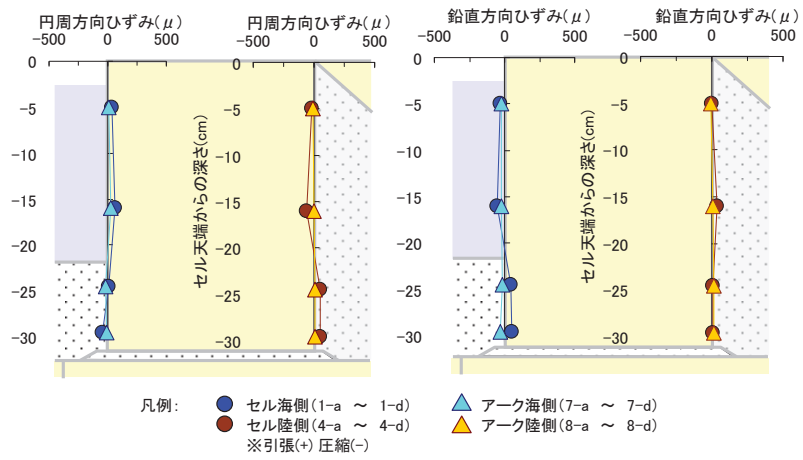


図 5.14 初期ひずみ分布

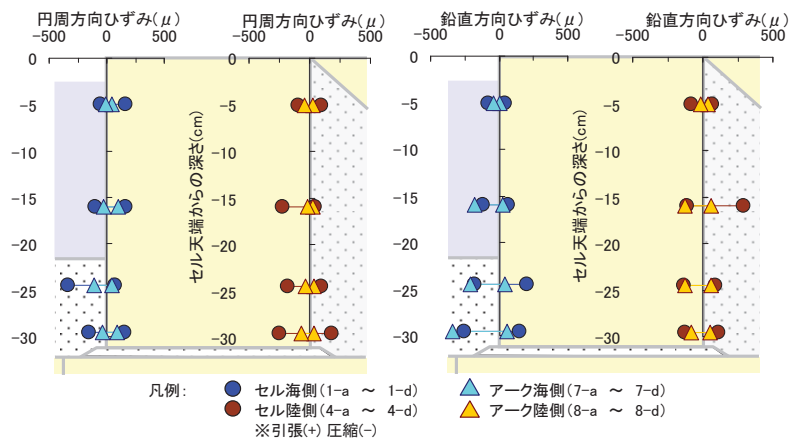


図 5.15 加振時ひずみ増分変動分布

図 5.14 の円周方向初期ひずみに着目すると、セル前面側の水中部(1-b)は引張状態であるが、盛石天端よりも深い地中部(1-c, 1-d)で圧縮に転じる傾向がある。一方、セル背面側の中間部(4-b)は圧縮状態にあり、盛石天端よりも深い位置(4-c, 4-d)で引張に転じている。鉛直方向初期ひずみは、セル前面側の水中部(1-b)は圧縮、盛石天端よりも深い地中部(1-c, 1-d)は引張、セル背面側では中間部(4-b)が引張、盛石天端よりも深い位置(4-c, 4-d)で引張に転じており、円周方向と鉛直方向で逆の傾向である。

図 5.15 の加振時の円周方向ひずみはセルに比べてアークの方が小さい傾向があるが、鉛直方向ひずみはセルとアークではほぼ同程度の値となっている。これは、鉛直方向ひずみは奥行き方向に対して概ね一様に生じていると解釈できる。現行設計<sup>2)</sup>では、セルの中心間隔とセル直径比が0.5以下であれば、中詰土の土圧係数はセル本体の1/2以下という現場計測の結果を参考に、アークの肉厚はセルに対して薄く設定される。しかし、レベル2地震時のように前面側への残留変位を伴う場合などは鉛直方向の挙動に対しても注意が必要といえる。

図 5.16～図 5.23 の円周方向ひずみ時刻歴においては、前面側の地中部(1-c, 2-c, 2-d, 6-c, 6-d)が圧縮側に $200\mu$ 程度を越える比較的大きな値を生じている。また、図 5.24～図 5.27 に示す鉛直方向では、前面側の下端(1-d, 7-d)が圧縮側にやはり $200\mu$ 程度を越える比較的大きな値を生じており、残留ひずみを伴っていることが特徴である。なお、セル背面側中間部(4-b)において大きな鉛直ひずみが生じており、鋼板の実際の挙動はかなり複雑であり局所的に大きなひずみが生じる可能性を示唆するものである。円周方向ひずみの最大値は前面側盛石付近(1-c)で $341\mu$ となっている。これにステンレスのヤング係数 $E=1.96\times 10^5\text{ N/mm}^2$ を乗じ、表-1に示す相似則で実寸の応力を求めると $134\text{N/mm}^2$ となり、使用材料 SM490 および SS400 の降伏強度 $315\text{N/mm}^2$ ,  $235\text{ N/mm}^2$ と比較して小さいことから弾性範囲内の応力レベルであることが確認される。

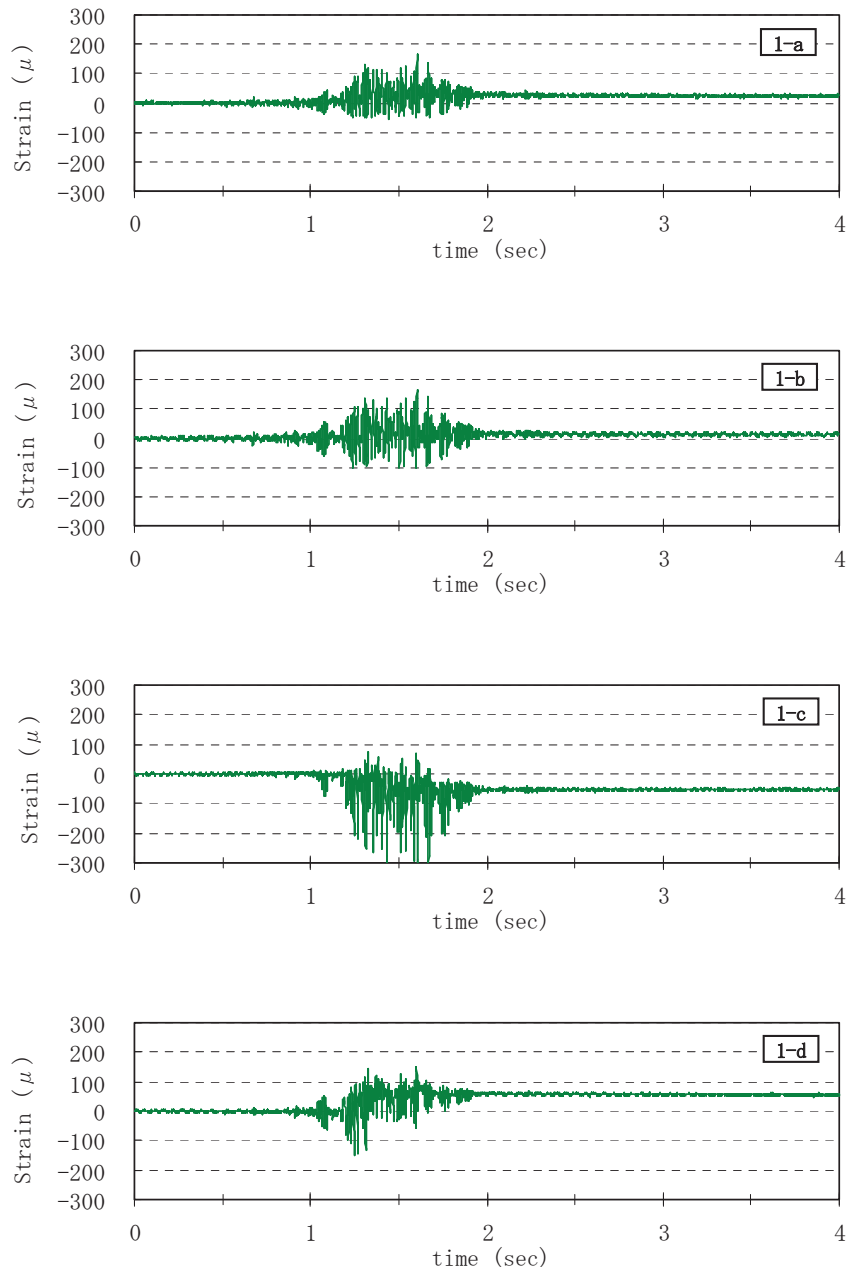


図 5.16 セル円周方向ひずみ時刻歴 (1セル前面)

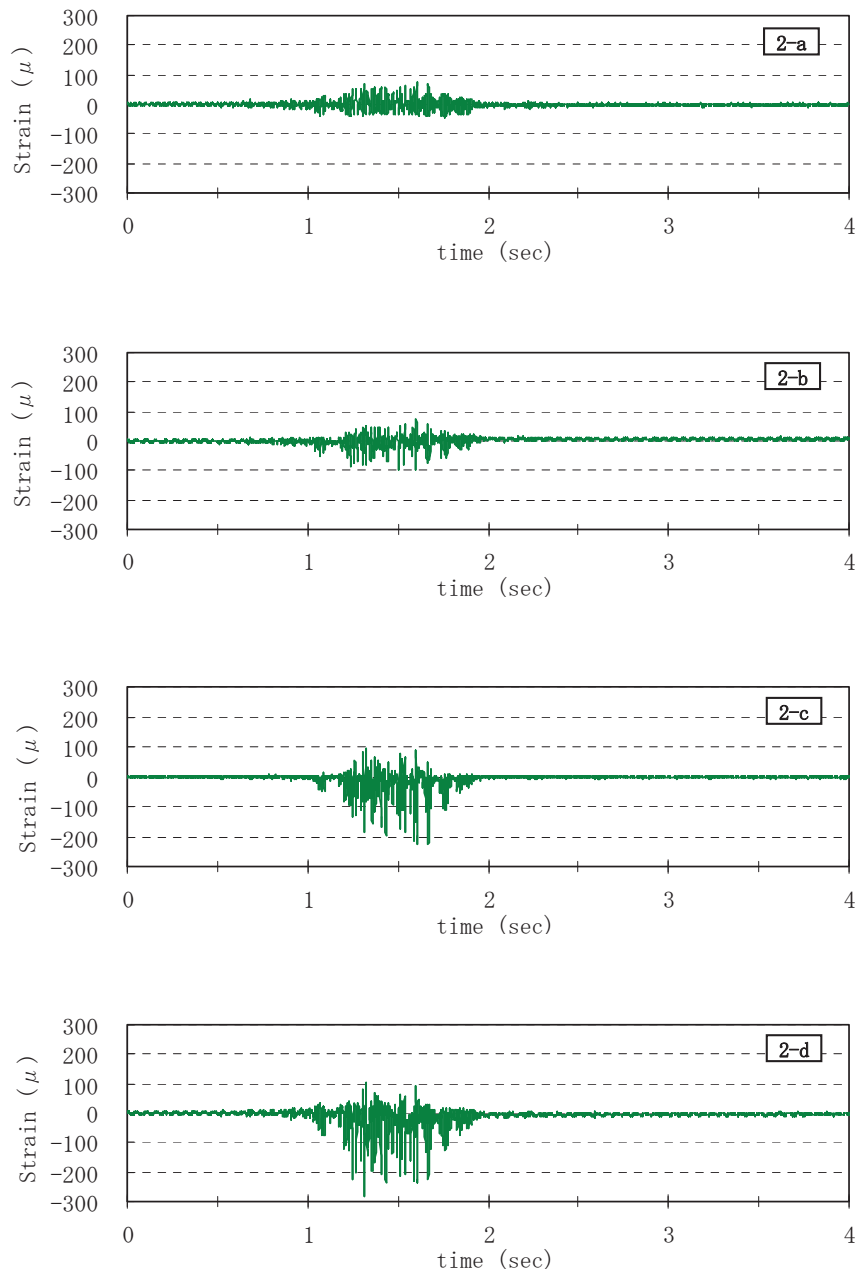


図 5.17 セル円周方向ひずみ時刻歴 (2セル側面前)

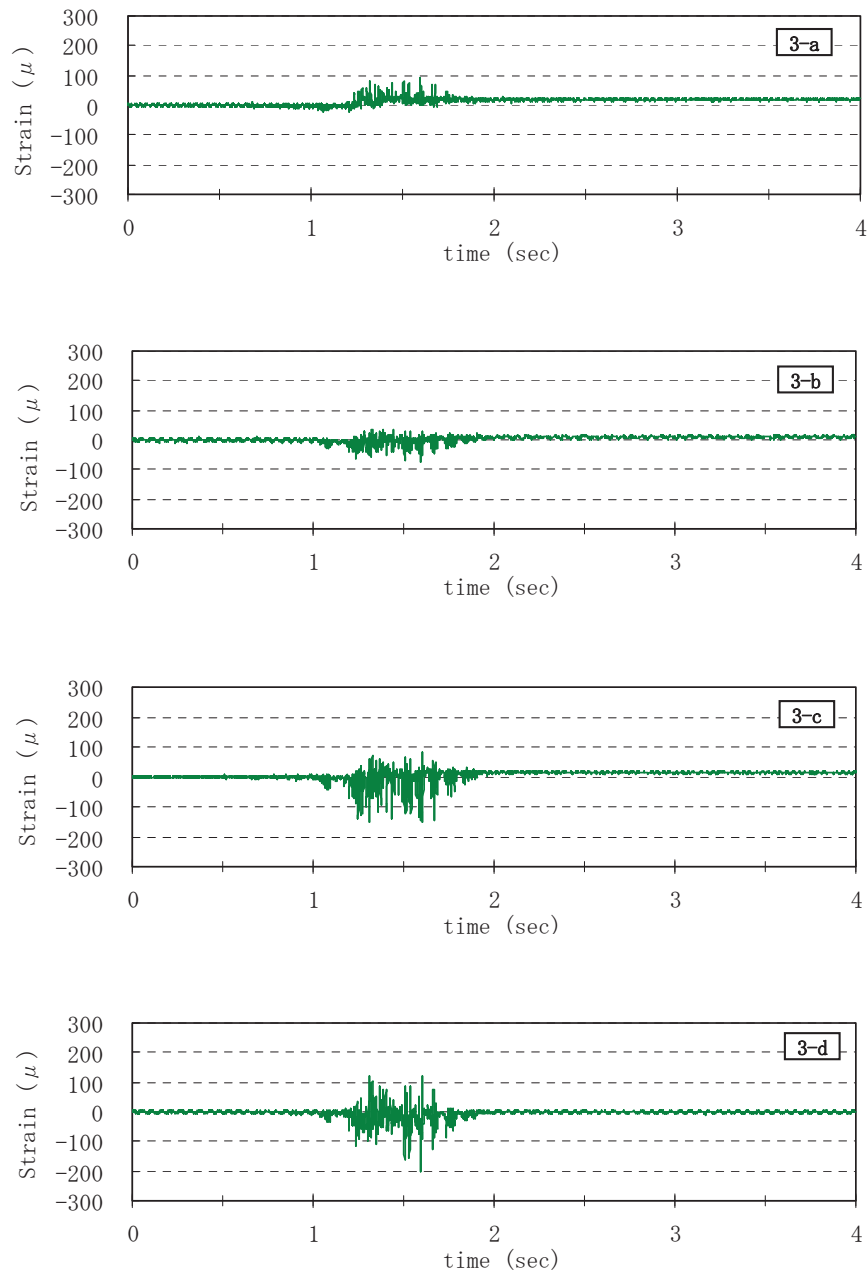


図 5.18 セル円周方向ひずみ時刻歴 (3セル側面後)



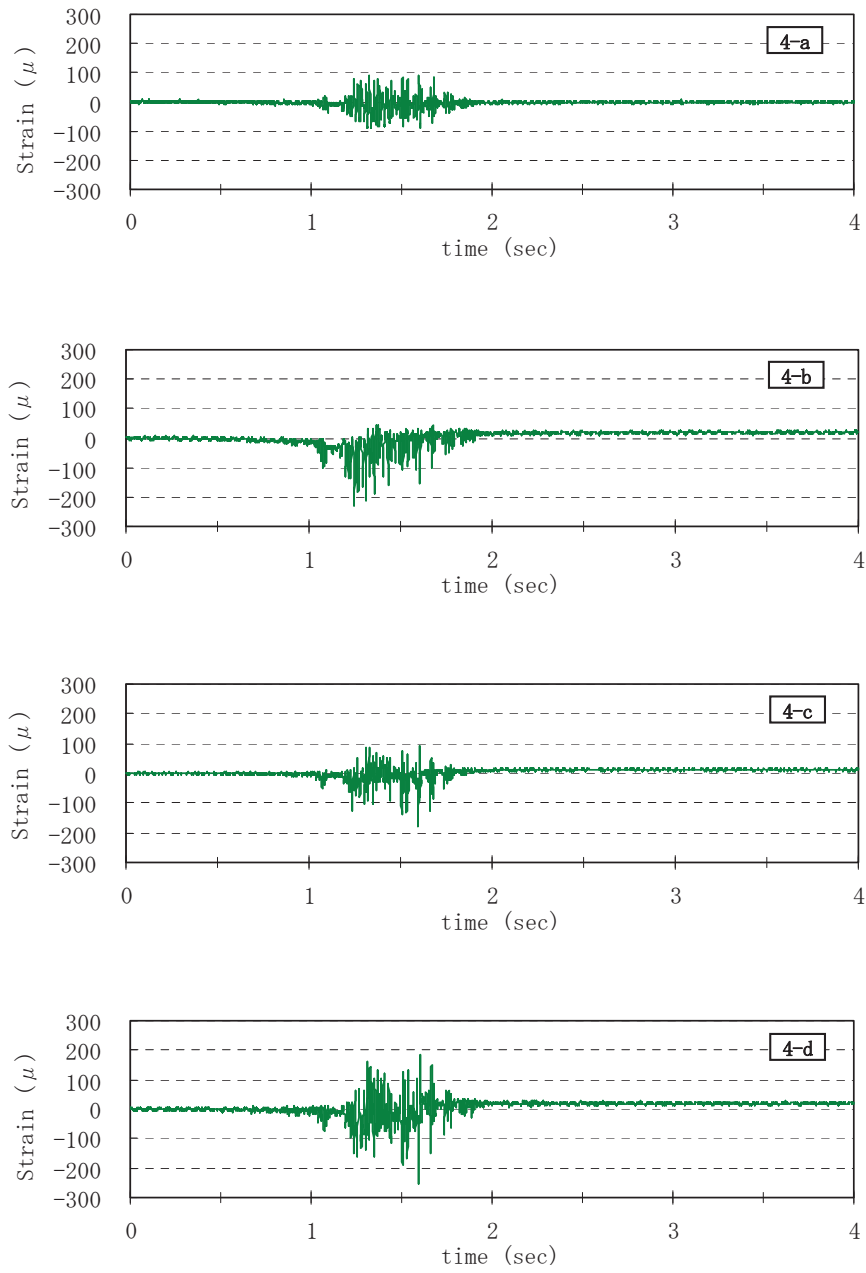


図 5.19 セル円周方向ひずみ時刻歴 (4セル背面)

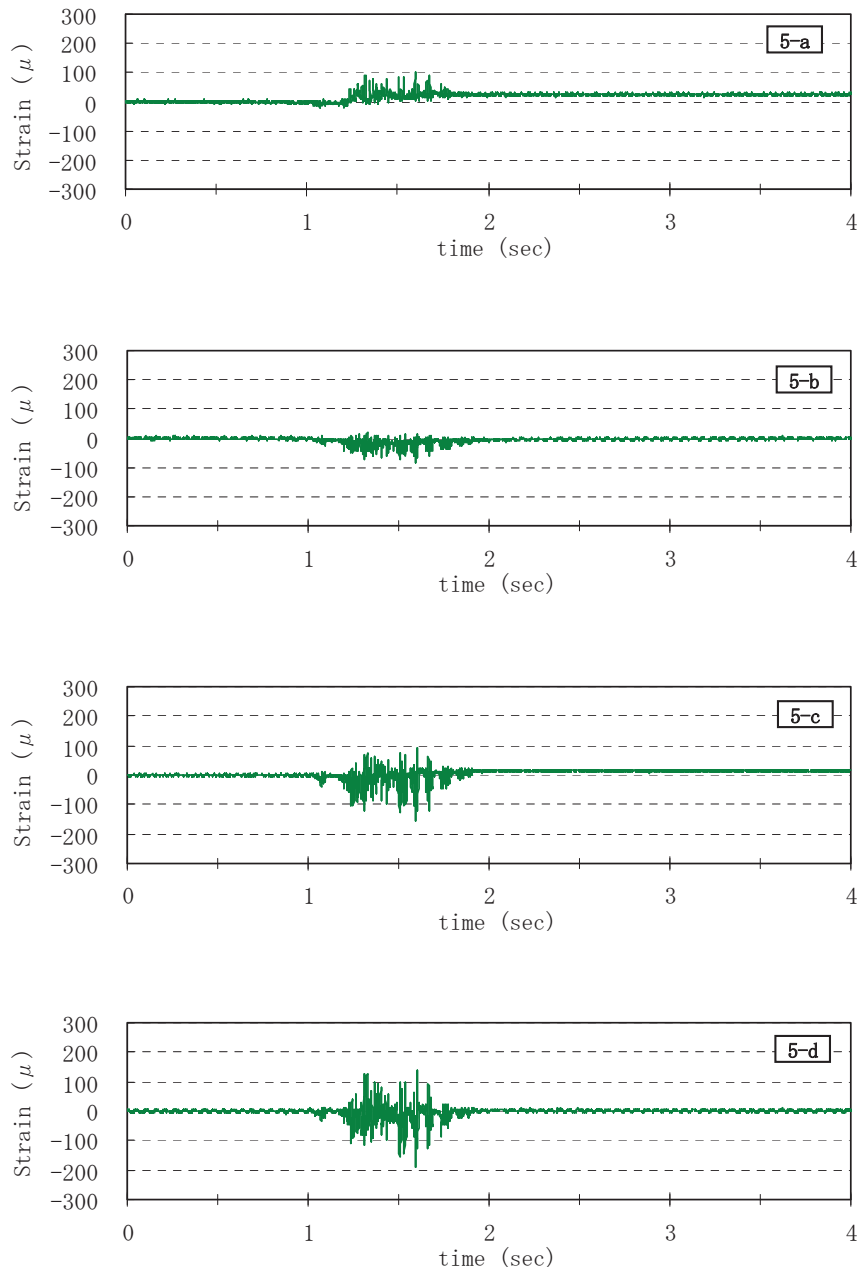


図 5.20 セル円周方向ひずみ時刻歴 (5セル側面後)

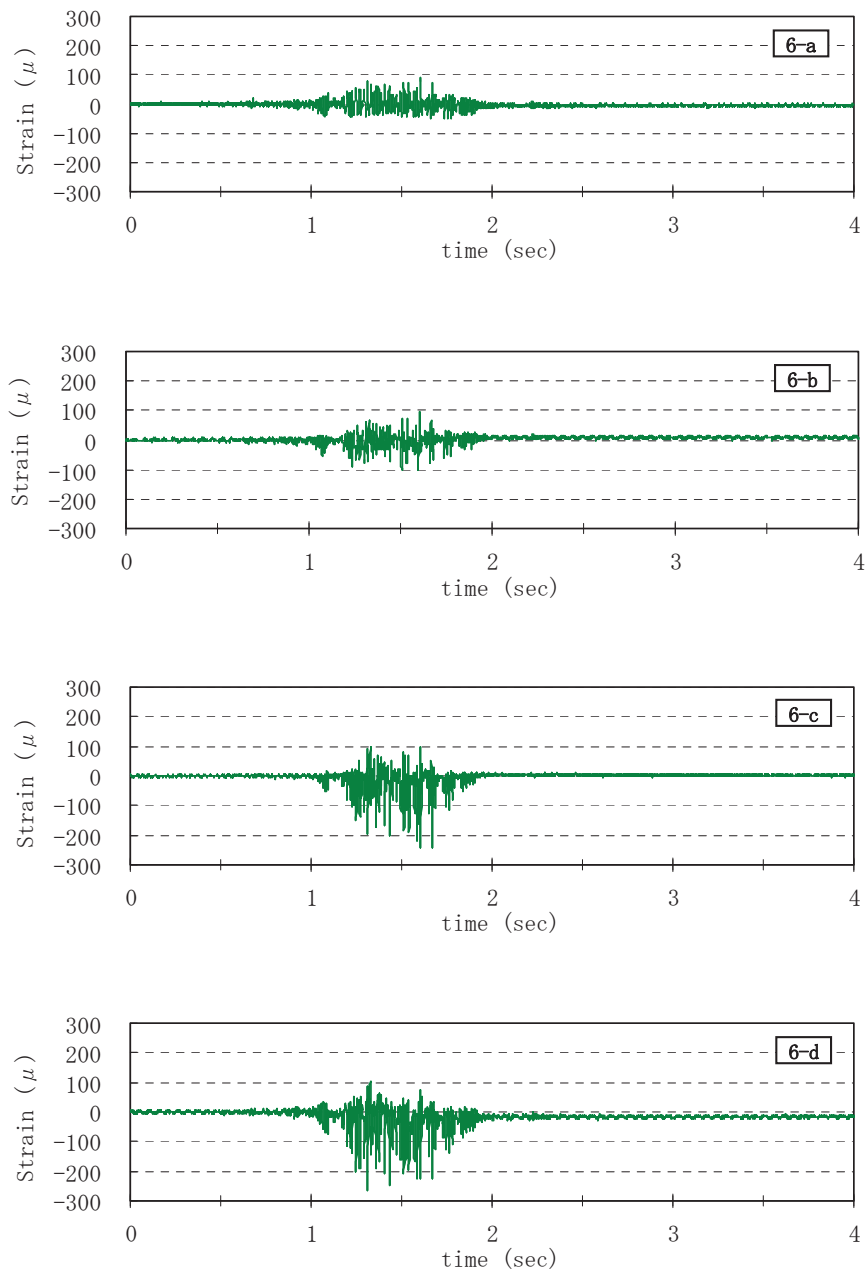


図 5.21 セル円周方向ひずみ時刻歴 (6セル側面前)

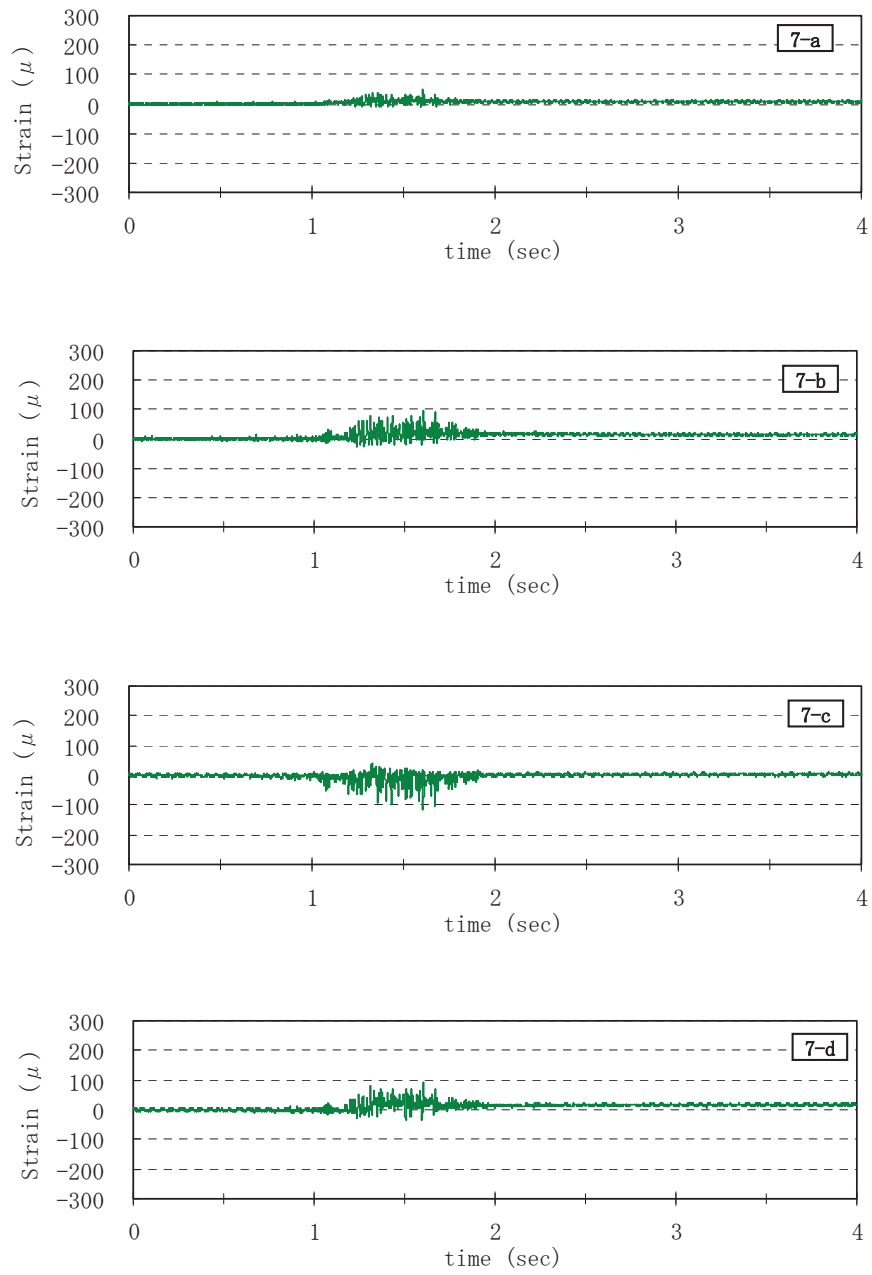


図 5.22 アーク円周方向ひずみ時刻歴 (7 アーク前面)

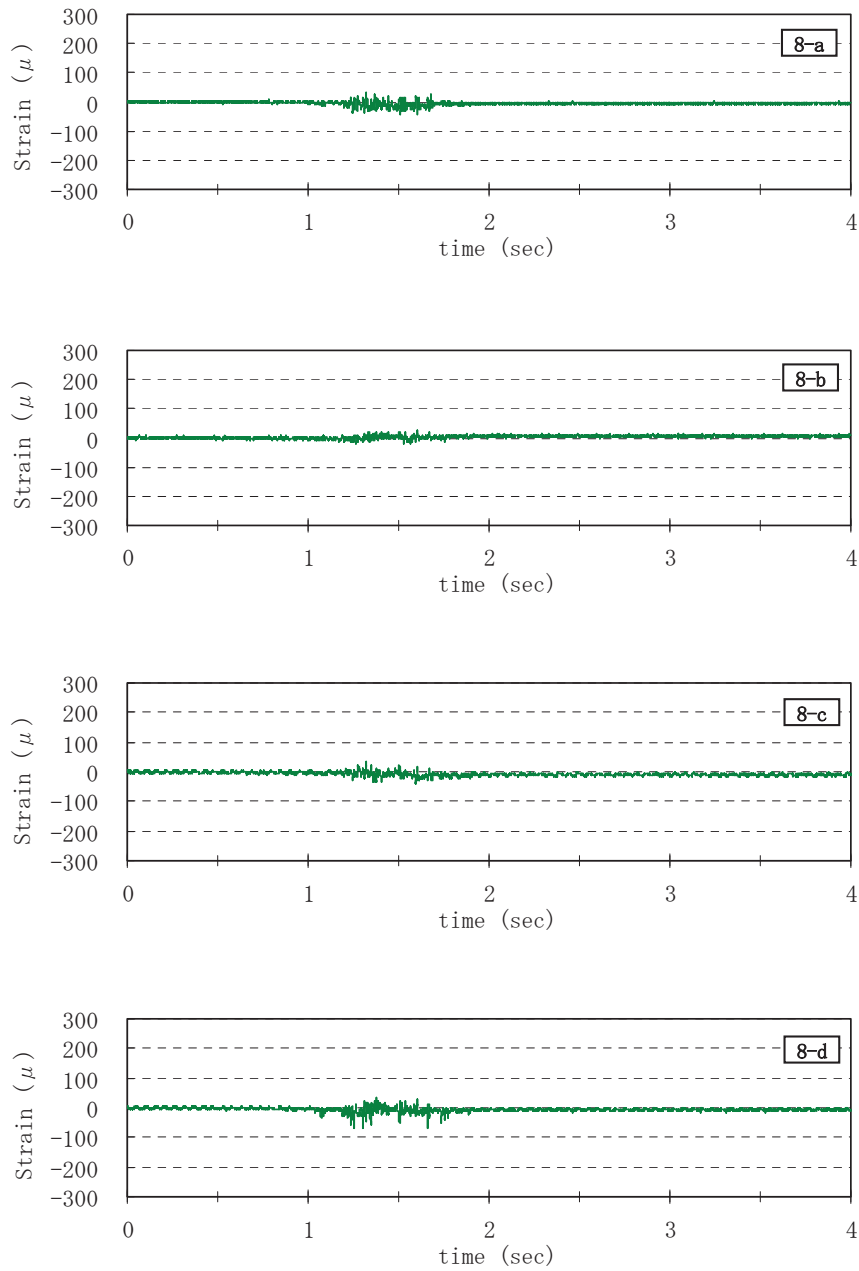


図 5.23 アーク円周方向ひずみ時刻歴 (8 アーク背面)

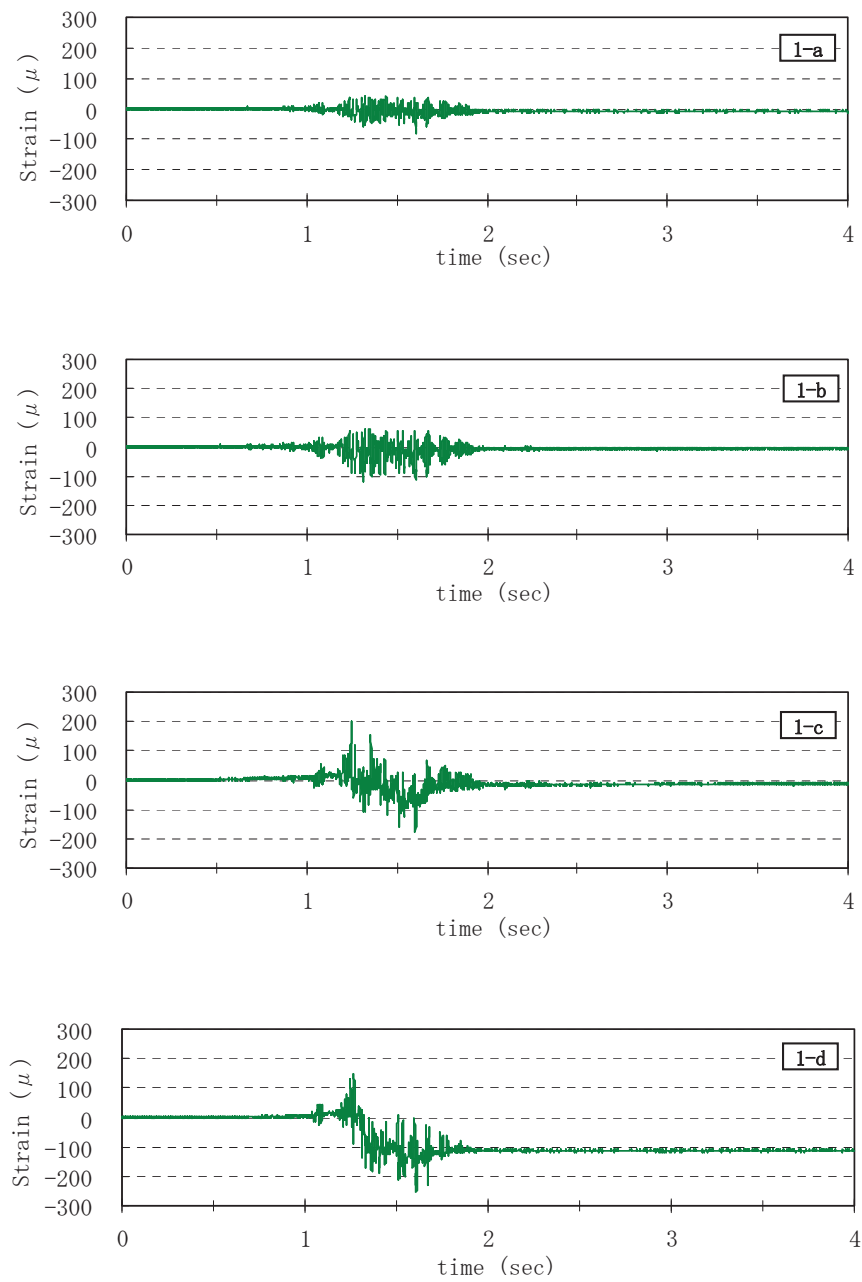


図 5.24 セル鉛直方向ひずみ時刻歴 (1セル前面)

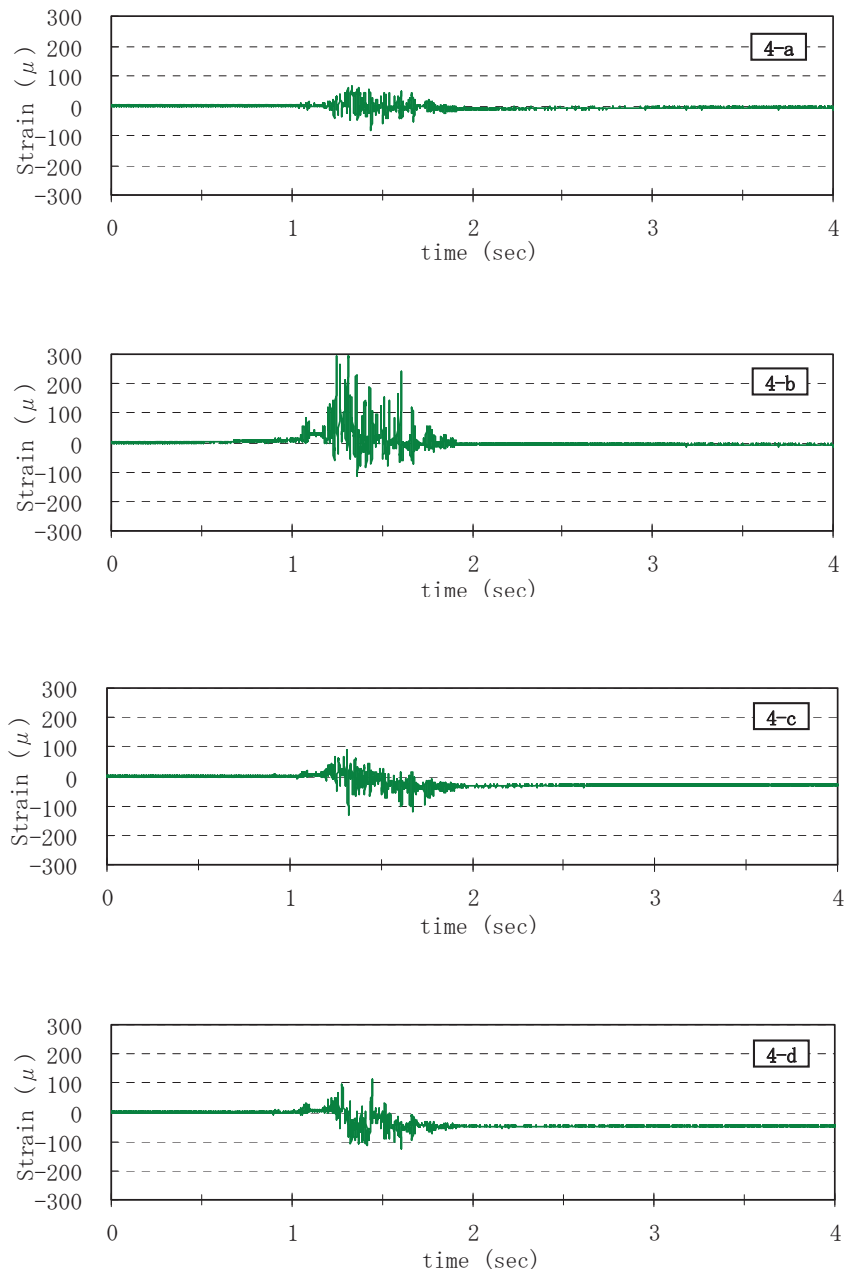


図 5.25 セル鉛直方向ひずみ時刻歴 (4セル背面)

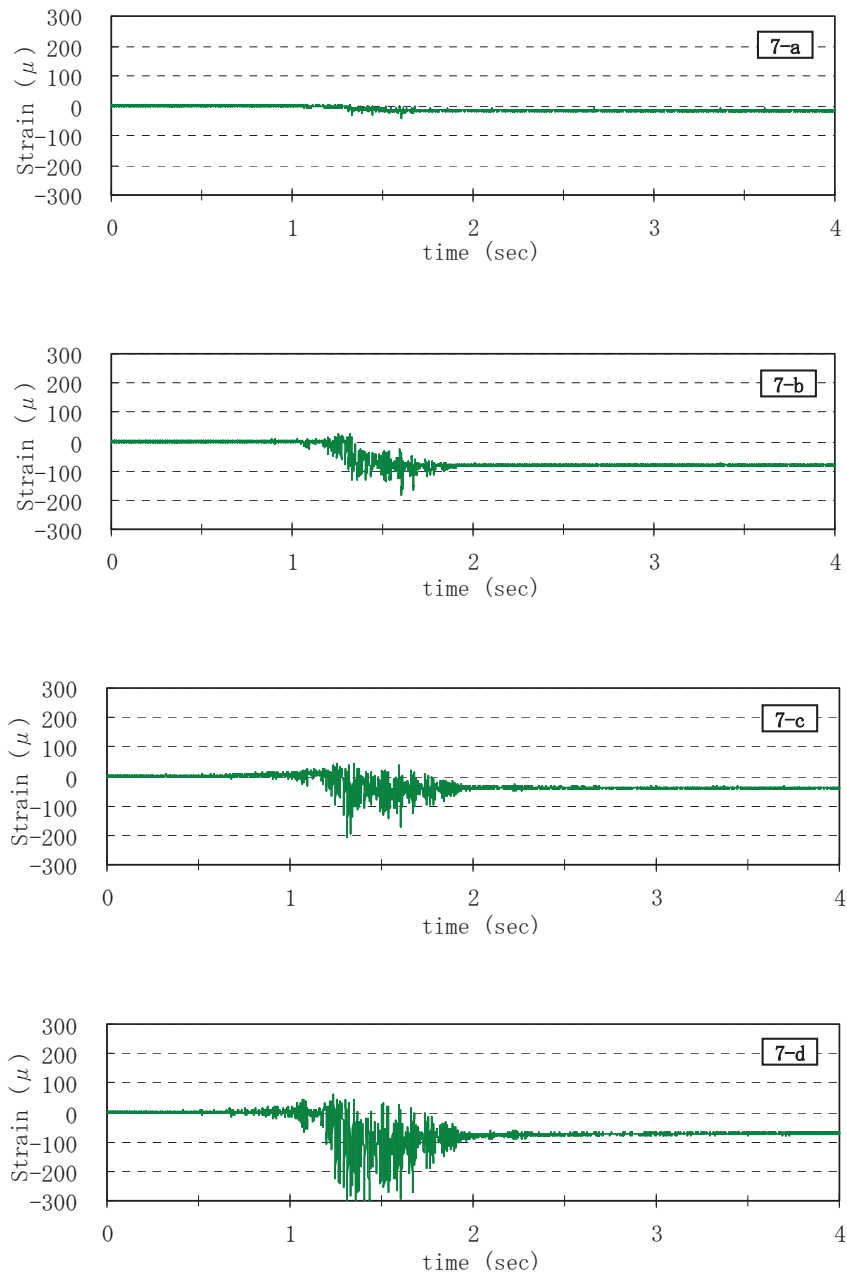


図 5.26 アーク鉛直方向ひずみ時刻歴 (7 アーク前面)



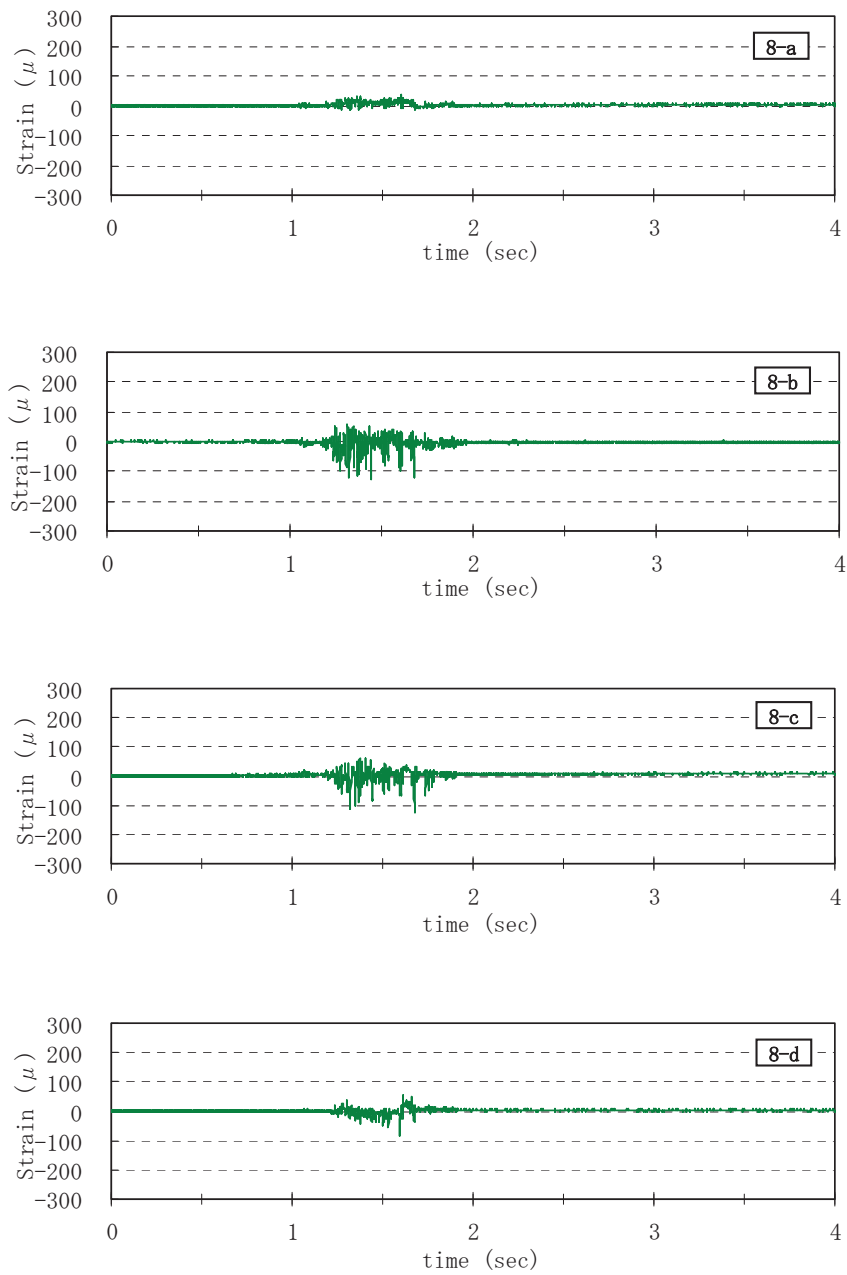


図 5.27 アーク鉛直方向ひずみ時刻歴 (8 アーク背面)

### 5.3.4 セル天端応答とセル殻およびアークのひずみ応答

セル天端(DH31)の水平変位時刻歴のピークを図 5.28 に赤丸で示す. 図 5.29 に加速度時刻歴(AC3)に変位ピーク時刻を赤丸でプロットして示す. これによると, 変位のピークと加速度のピークは概ね同時刻に発生している. 図 5.30, 図 5.32 に示す前面側および背面側セル深部(1-c, 1-d, 4-c, 4-d)におけるひずみ時刻歴に変位ピーク時刻をプロットして図 5.31, 図 5.33 に示す. 1-c や 4-d のように前面側への変位ピーク時あるいは背面側への変位ピーク時のみにひずみのピークが対応する傾向も認められるが, ひずみの主なピークは変位のピークに対応していることが明らかである. そこで, 背面側への最大変位時刻 1.2355sec, 変位のピークとピークとの差が最も大きい時刻 1.3030sec, 1.3130sec, これに次いで大きい時刻 1.3470sec, 1.3565sec, 1.5965sec, 1.6060sec, 前面側への最大変位時刻 1.6690sec, 残留時 2.0000sec を抽出し, 図 5.34 に示す位置での円周方向のひずみ分布を図 5.35, 図 5.37, 図 5.39 に示す. これによると, 前面側にピークとなっている 1.3130sec, 1.3565sec, 1.6060sec, 1.6690sec 時刻と, 背面側にピークとなっている 1.2355sec, 1.3030sec, 1.3470sec, 1.5965sec 時刻の 2 つのひずみ分布形状に分類される. 前面側にピークとなる時刻では, 下端(d)において前面側アーク接続部付近の 2 と 6 の位置, 盛石付近(c)では前面側 2, 1, 6 の位置, さらに中間部(b)では背面側 4 の位置で圧縮ひずみが卓越している. 背後側にピークとなる時刻では, 下端(d)において背後側 4 の位置, 盛石付近(c)でも背後側 4 の位置において圧縮ひずみが卓越している. ひずみゲージはセルの内側に貼付けてあることから, 圧縮ひずみが卓越する部位は外側に凸形状になっているものと推察される.

また, 図 5.31 に示すように, セル前面側下端(1-d)には鉛直方向に圧縮ひずみを生じ, 残留する傾向が認められる.

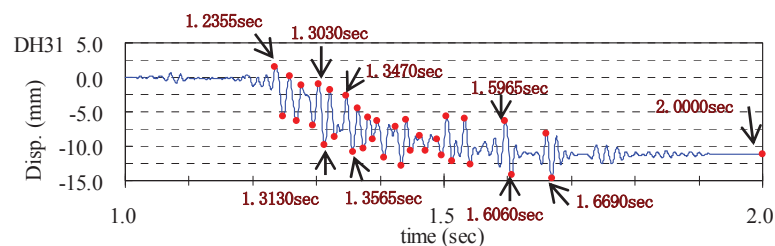


図 5.28 セル天端水平変位時刻歴(DH31)

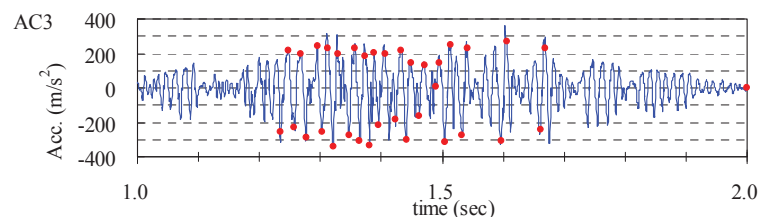


図 5.29 セル天端水平加速度時刻歴(AC3)

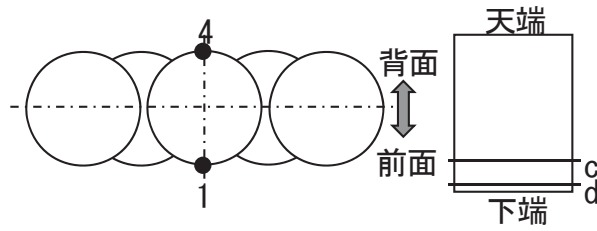


図 5.30 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

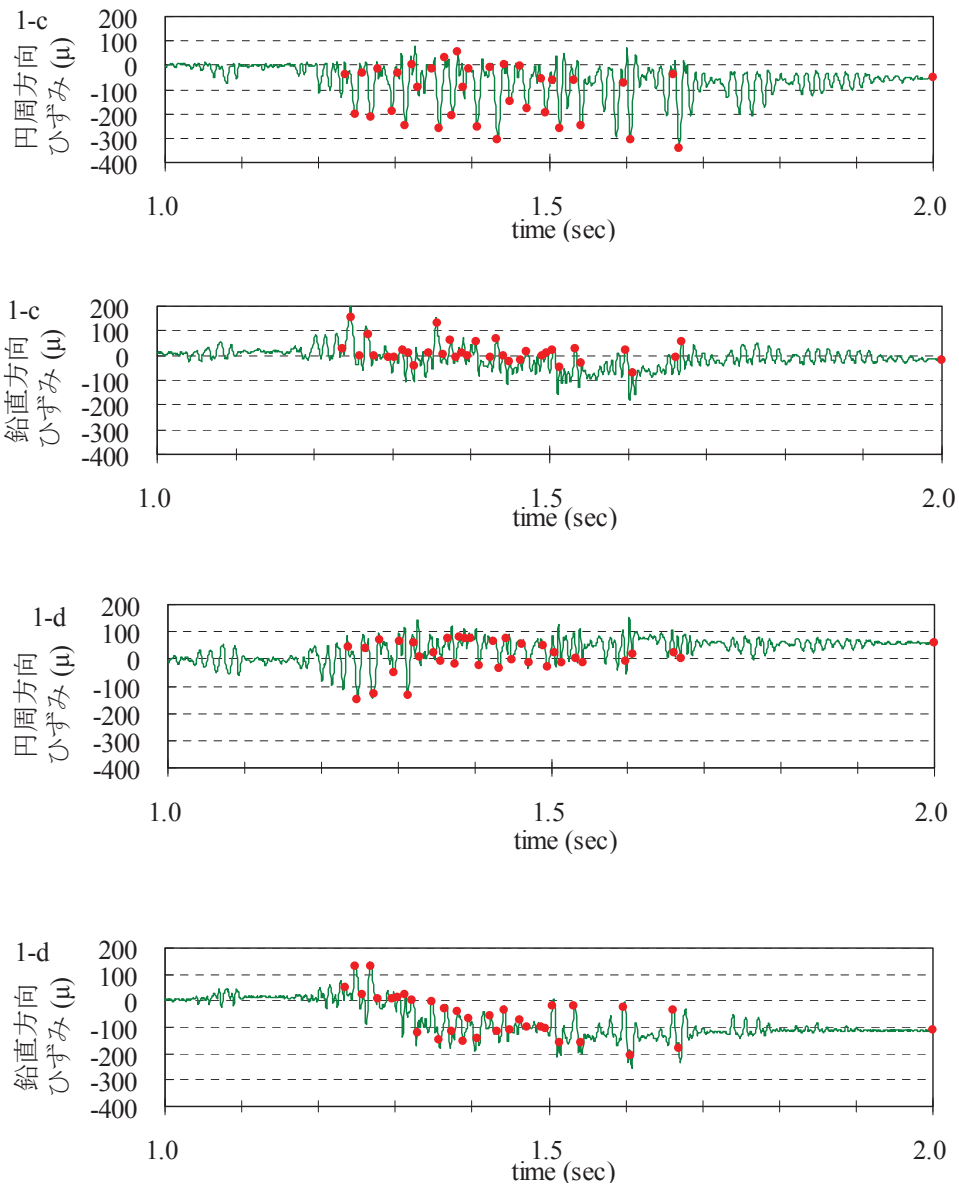


図 5.31 前面側セル殻ひずみ時刻歴

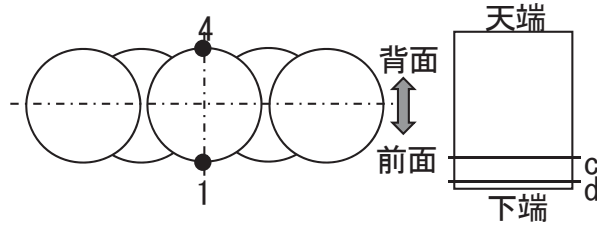


図 5.32 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

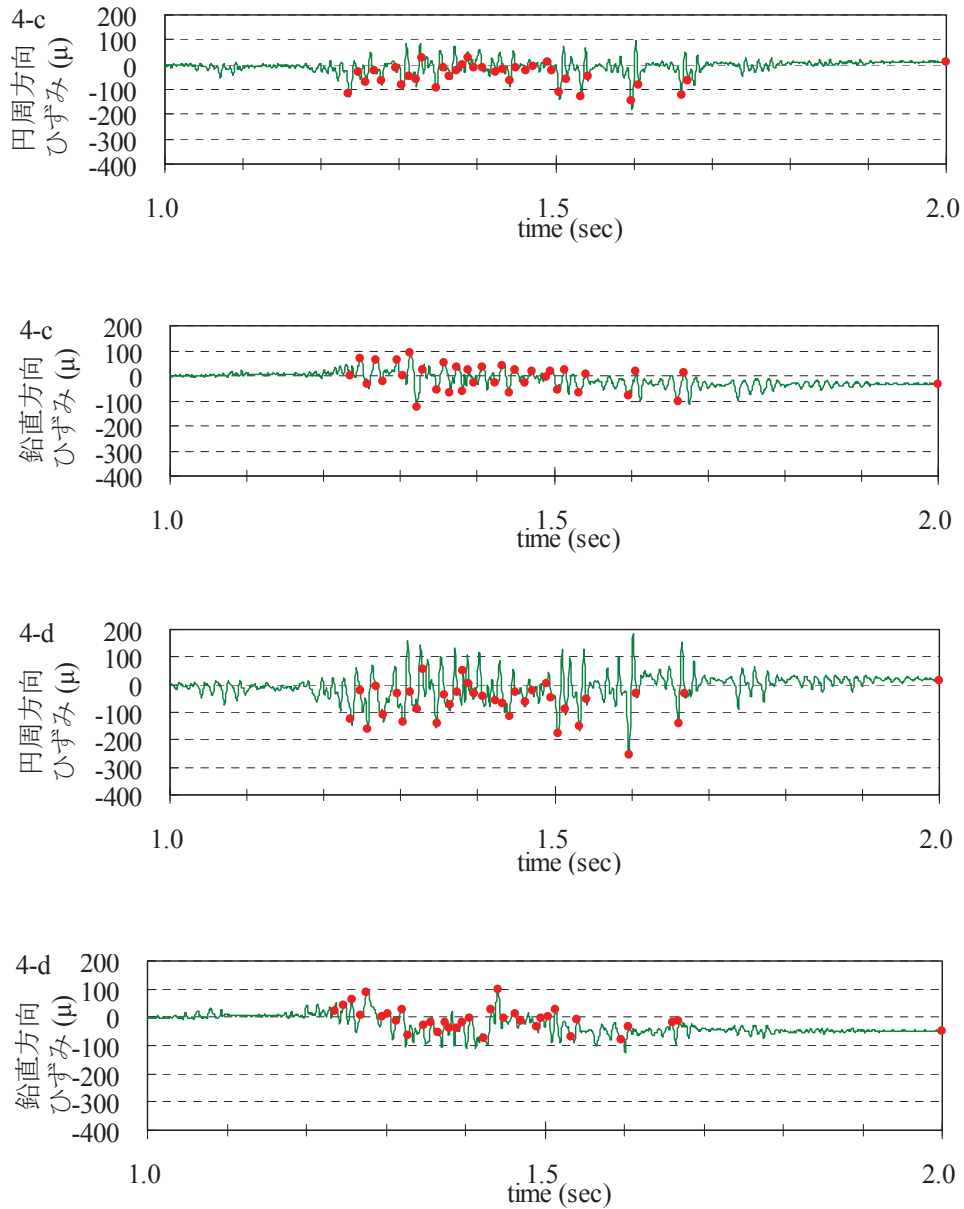


図 5.33 背面側セル殻ひずみ時刻歴

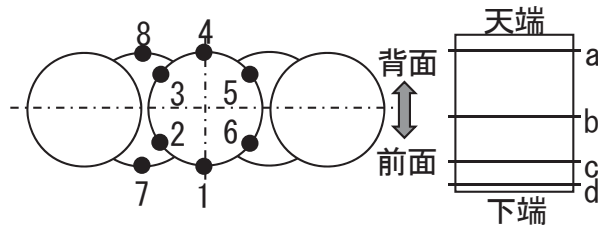


図 5.34 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

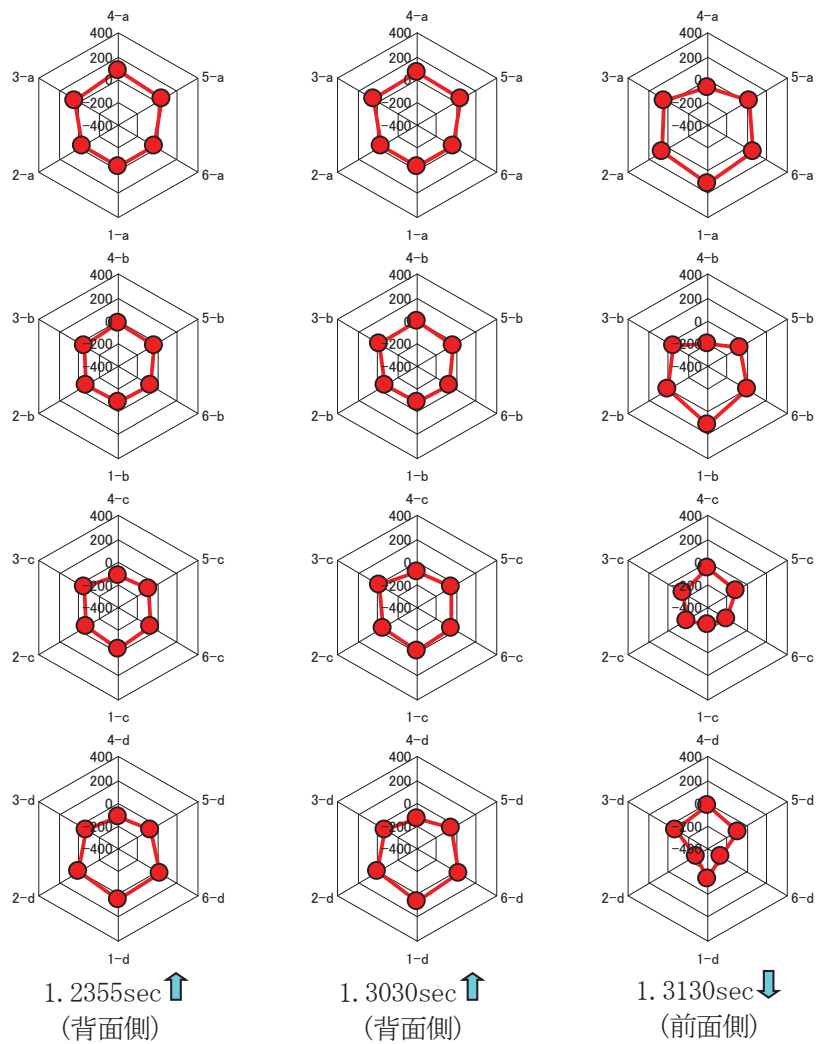


図 5.35 変位ピーク時の円周方向ひずみ分布 (その1)

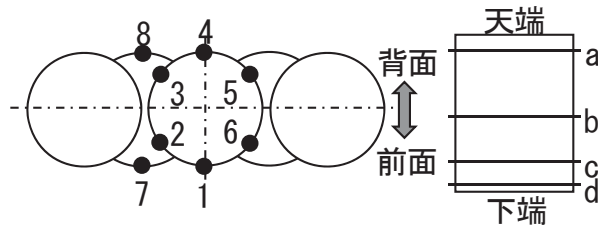


図 5.36 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

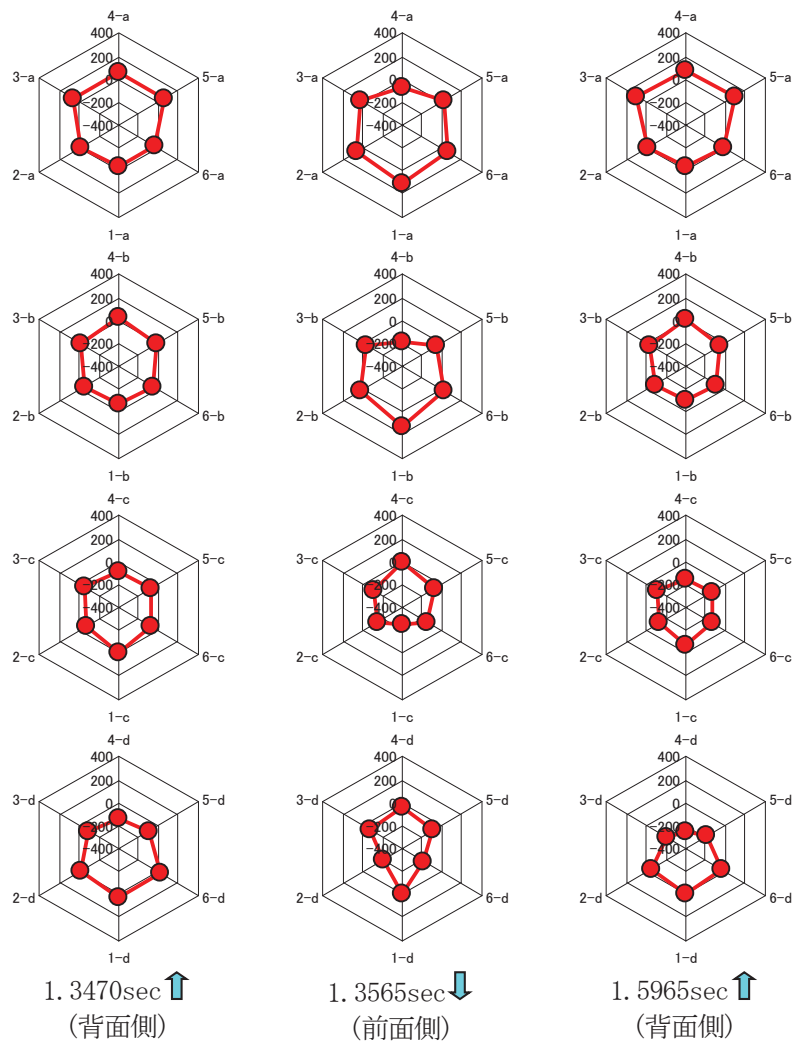


図 5.37 変位ピーク時の円周方向ひずみ分布 (その2)

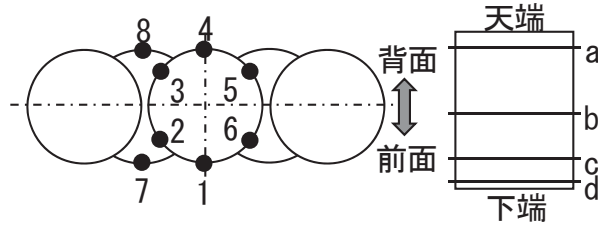


図 5.38 ひずみゲージ平面位置および深さ方向位置

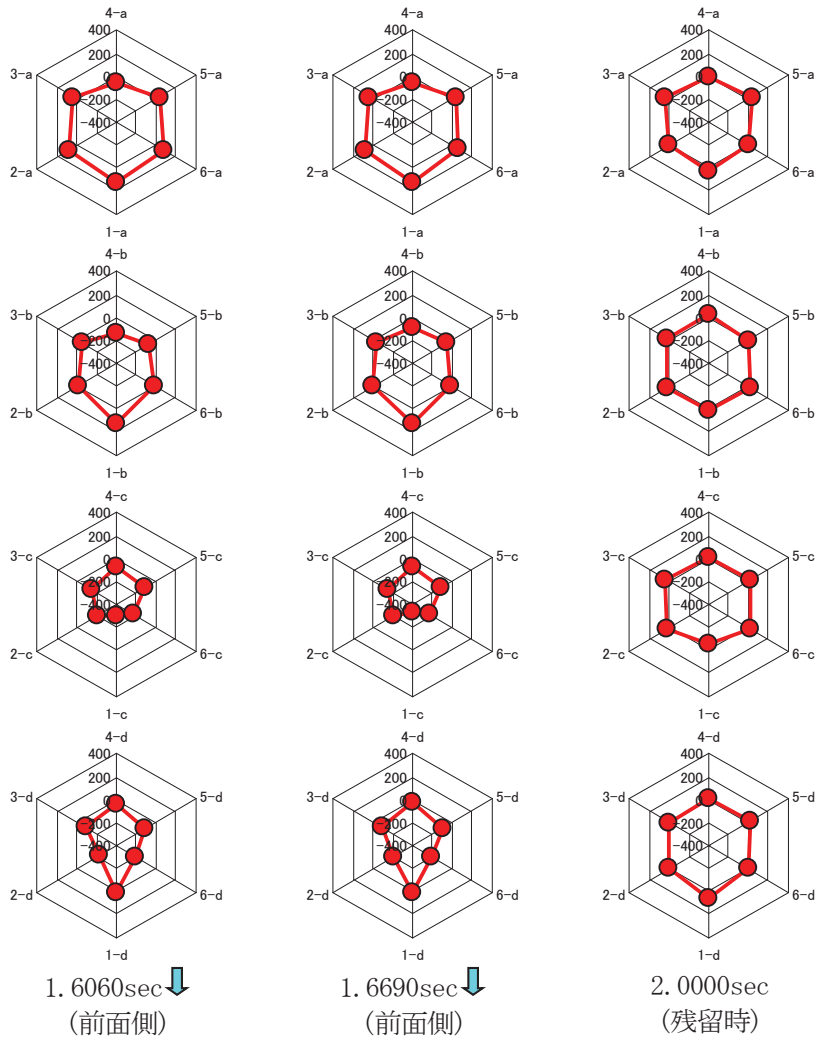


図 5.39 変位ピーク時の円周方向ひずみ分布 (その3)

### 5.3.5 残留変形

図 5.40 に実験前後のターゲット位置から算定した加振による地表面形状，表 5.10 にセルおよび中詰土表面，セル背後の地表面の残留変位量を一覧で示す。埋立土の鉛直変位は鋼板セル直背後において大きな沈下が生じている。また，鋼板セル中詰土の地表面の残留沈下は微小であった。実物スケールに直すと大規模な構造物であるため，残留水平変位が 1.6m となっているが，その 6 割は転倒モードで生じており，残り 4 割が滑動モードである。

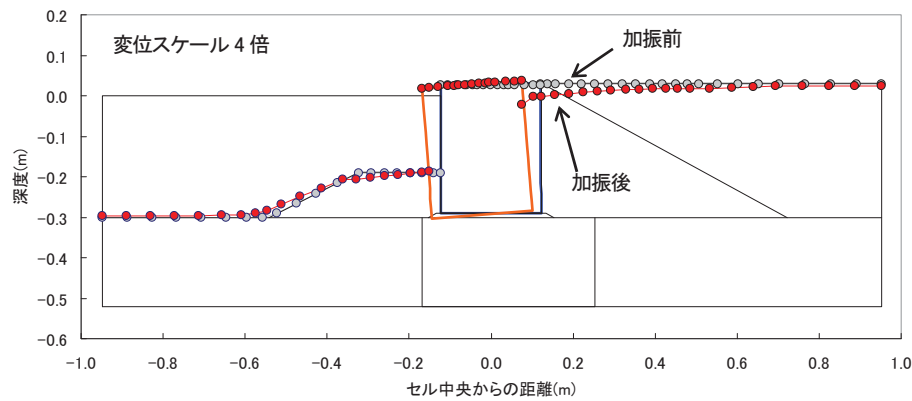


図 5.40 加振前後ターゲット計測結果

表 5.10 残留変位量一覧

項目	実験結果		実寸換算
DH31 水平変位	11.2mm	$2.4 \times 10^{-3}$ rad (1/42)	1.6m
DH32 水平変位	6.2mm		0.9m
DV3 鉛直変位	-2.7mm	$2.3 \times 10^{-3}$ rad (1/44)	-0.4m
DV5 鉛直変位	1.8mm		0.3m
中詰砂鉛直変位	-3mm~+2mm		-0.4~+0.3m
埋立土鉛直変位	直背後-12.9mm		-1.8m



## 5.4 2次元および3次元地震応答解析によるシミュレーション

### 5.4.1 解析条件

#### (1) 2次元モデル

2次元地震応答解析は解析コードFLIP<sup>8)</sup>(Ver. 7.2.2)を用いた。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<sup>14)</sup>で表現している。これは、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生すると考え、そこに双曲線モデルを適用したもので、履歴特性は履歴ループの大きさが調節可能なように拡張してMasing則を修正するものである<sup>15)</sup>。なお、液状化を想定していないため過剰間隙水圧の上昇は無視した。

図5.41に示す菅野らの方法により梁部材、平面ひずみ要素およびジョイント要素で鋼板セル構造をモデル化した。梁①はセル殻およびアーク鋼板の単位奥行きあたりの堤体中心軸まわりの曲げ剛性EIの1/2の曲げ剛性を有し、軸剛性が十分に小さい仮想梁部材である。梁②はセル殻とアーク鋼板の単位奥行きあたりの軸剛性EAを有し、曲げ剛性が十分に小さい仮想梁である。梁③は梁①～梁②～梁①を水平方向に接続する十分大きな曲げ剛性を有する仮想梁である。これによってセル式岸壁が剛体的に挙動する変位の拘束を与え、かつ、中詰土のせん断変形の自由度を与えるモデルである。

図5.42にメッシュ分割図を示す。セルおよびアークは換算壁体幅を求め、セル中心を合わせて前面側、背面側の梁①の位置を設定した。また、側方境界は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。

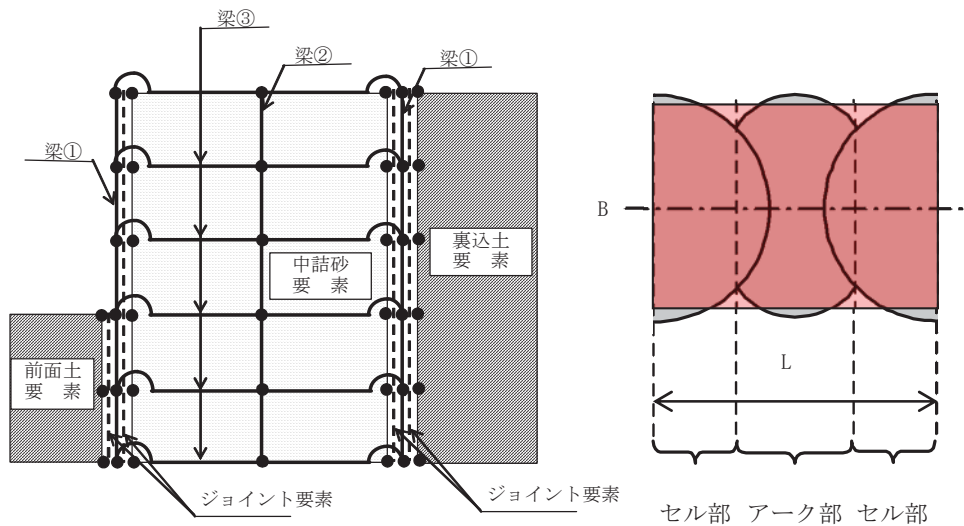


図 5.41 セル構造モデルの概念

表 5.11 に解析地盤定数を一覧にして示す。初期せん断剛性はランダム波加振による応答加速度時刻歴の卓越周波数より 1/4 波長を仮定して求めた表 5.5 に示すせん断波速度から設定した。ただし、敷石は直接設定する計測データがなかったため、同じ材料である裏込石と同じ値を適用した。拘束圧依存性は 0.5 乗則に従うものとし、地盤は全てマルチスプリング要素<sup>14)</sup>でモデル化を行った。内部摩擦角は CD 試験の結果を適用した。ただし、砕石は室内試験結果がなかったため、文献 17) に示される室内試験結果を適用した。ジョイント要素は、直応力  $\sigma_{nj}$  に対して圧縮は剛、引張りは剥離する特性とした。また、せん断応力  $\tau_j$  に対しては一般的に用いられる壁面摩擦角  $15^\circ$  を適用し、 $\sigma_{nj} \cdot \tan 15^\circ$  を上限としてすべりを表現した<sup>2) 18)</sup>。ただし、初期応力解析では構築過程に配慮し、鉛直面におけるすべり方向の剛性をゼロとした。

時間積分法は Wilson  $\theta$  法 ( $\theta=1.4$ ) を用い、時間積分間隔は振動台加速度時刻歴の  $\Delta t$  にあわせて 0.0005sec (2000Hz) とした。また、減衰はレーレー減衰を用い、数値解析が発散しない限界となる質量比例係数  $\alpha=0$ 、剛性比例係数  $\beta=0.00004$  を適用した。

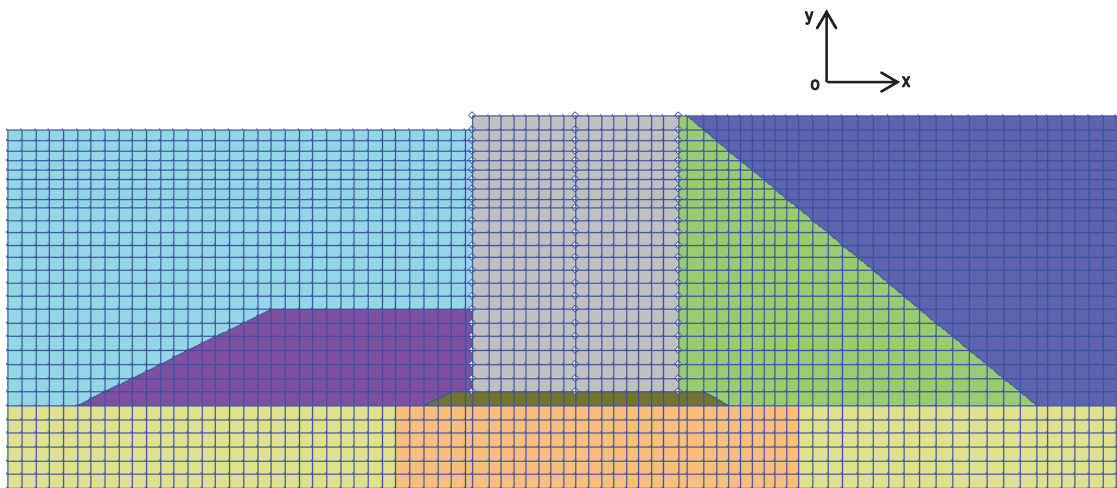


図 5.42 メッシュ分割図

表 5.11 解析パラメーター一覧 (FLIP)

	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	初期せん断波速度 $V_s$ (m/s)	基準有効拘束圧2D $\sigma_{m0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準有効拘束圧3D $\sigma_{m0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準初期せん断剛性 $G_{m0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準初期体積剛性 $K_{m0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	拘束圧パラメータ $m_G, m_K$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	最大減衰 $h_{max}$
埋立て地盤 (水面上)	18.86	18.86	196.4	58.0	65.3	74212	193533	0.0	38.5	0.500	0.330	0.440	0.240
埋立て地盤 (水面下)	18.86	8.86	196.4	58.0	65.3	74212	193533	0.0	38.5	0.500	0.330	0.440	0.240
中詰(水面上)	18.79	18.79	99.3	60.8	68.5	18895	49275	0.0	41.2	0.500	0.330	0.444	0.240
中詰(水面下)	18.79	8.79	99.3	60.8	68.5	18895	49275	0.0	41.2	0.500	0.330	0.444	0.240
前面捨石	20.30	10.30	146.2	18.9	21.2	44266	115440	0.0	55.1	0.500	0.330	0.351	0.300
敷石	21.05	11.05	180.5	105.5	118.8	69982	182503	0.0	55.1	0.500	0.330	0.304	0.300
護岸裏込	20.13	10.13	171.7	86.2	97.1	60519	157823	0.0	53.9	0.500	0.330	0.361	0.300
海側海底地盤	18.87	8.87	268.7	32.5	36.6	139036	362584	0.0	38.5	0.500	0.330	0.439	0.240
陸側海底地盤	18.86	8.86	319.7	122.9	138.4	196651	512835	0.0	38.5	0.500	0.330	0.440	0.240
セメント改良土	18.87	8.87	361.2	139.8	157.4	251175	655024	192.1	0.0	0.500	0.330	0.440	0.240

(2) 3次元モデル

3次元地震応答解析プログラム FLIP3D<sup>16)</sup> (Ver. 1.3.5)を用いたシミュレーションを行った。セルおよびアークのモデルは、板要素と平面応力要素を組み合わせた平面要素を用い、土要素との接触面にはジョイント要素を設置した。土要素は3次元に拡張されたマルチスプリング要素<sup>15)16)</sup>を適用し、前面と背面および底面は固定境界、側面は循環境界とした。また、2次元と同様に表 5.11 に示す解析パラメータを用いた。なお、コンピュータの演算能力と自由度の制限に配慮し2次元モデルと比べてメッシュを粗めに分割した。図 5.43 にメッシュ分割図を示す。さらに、図-2 に示す入力地震動を初期の 1.0sec と後半の 2sec を削除し、1.0sec~2.0sec の 1秒間を解析対象とした。時間積分法および減衰条件は2次元地震応答解析と同様とした。

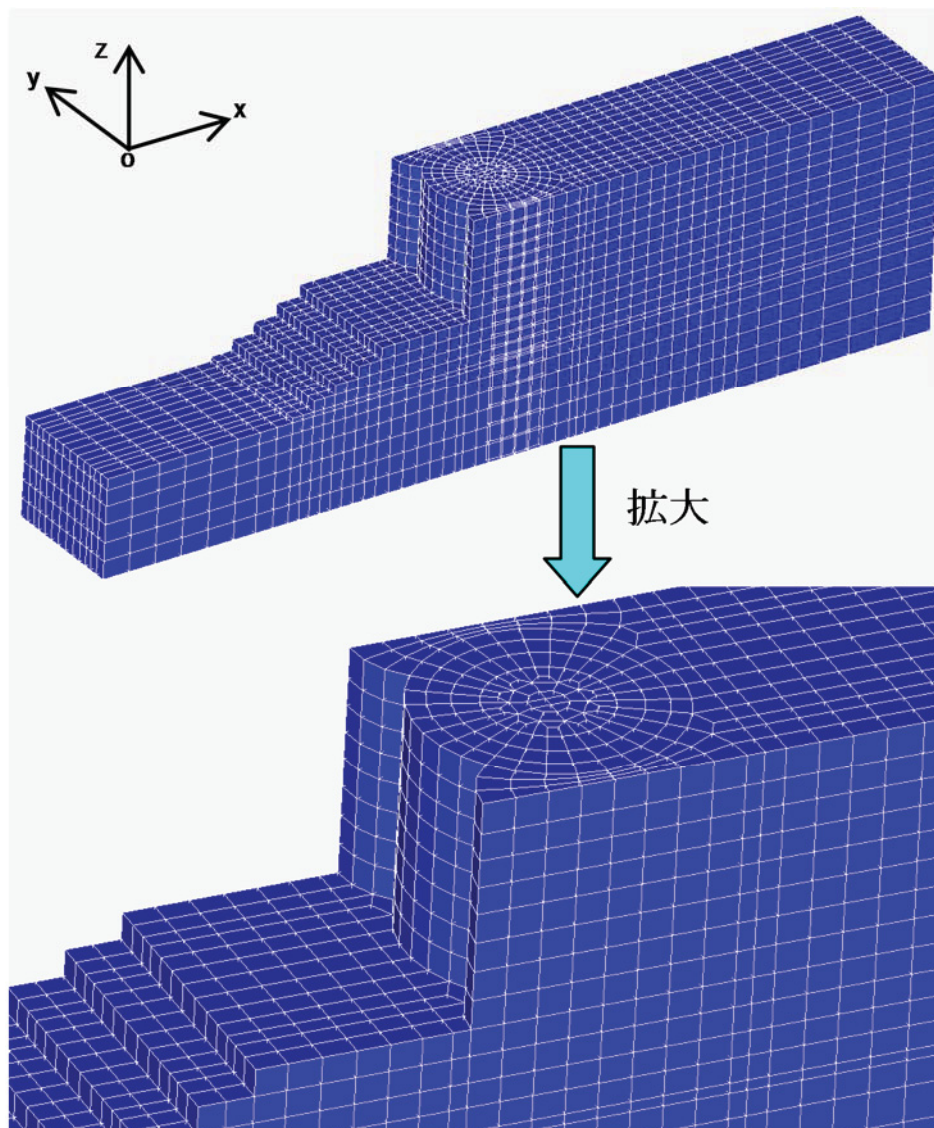


図 5.43 3次元モデル図 (上: 全体図, 下: 拡大図)

#### 5.4.2 解析結果

図 5.4 の加速度計および変位計の位置における実験，2 次元および 3 次元地震応答解析の応答結果を一覧にして表 5.12 に示す．図 5.44 には変位時刻歴，図 5.45～図 5.47 に加速度時刻歴の比較，図 5.48～図 5.50 には加速度時刻歴のフーリエスペクトルの比較を示す．

水平変位時刻歴は 2 次元，3 次元ともに残留変位性状が再現されている．しかし，鉛直変位時刻歴においては 3 次元の方がより実験結果と整合的である．これは，セルとアークの剛性を集約して 2 重壁のように梁で配置している 2 次元モデルに対して，3 次元モデルでは形状を忠実にモデル化しているためと考えられる．セル岸壁の残留変位および傾斜角で比較すると，2 次元解析で 13.7mm， $2.95 \times 10^{-3}$ rad，3 次元解析で 11.7mm， $1.76 \times 10^{-3}$ rad，実験では 11.1mm， $2.38 \times 10^{-3}$ rad となっており，2 次元解析結果がより大きな残留変位を与えている．

加速度時刻歴に着目すると，解析は実験に比べて小さな最大加速度応答を示している．フーリエスペクトルをみると，40～100Hz の範囲で卓越する性状はある程度再現されているが，100Hz 以上では実験の方が大きい．実験の方が大きな最大加速度値となっているのは，主に高周波成分の差によるものである．この理由として，実験では砂粒子の衝突など，高周波成分がのりやすい挙動が計測されている可能性があることや，解析で適用しているレーレー減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.00004$ ) は，周波数に比例する特性を有しており，特に高周波領域において減衰効果が発揮されていることが考えられる．一方，セル中詰砂の上部にある AC3, AC5 の位置では，2 次元モデル，3 次元モデルともに 70Hz 付近のピークが実験に比べて小さな特性となっている．AC3, AC5 以外は 70Hz 付近のピークが概ね一致していることから，構造物周辺の自由度の差が応答の差になっている可能性が高い．つまり，2 次元モデルは平面ひずみ状態を仮定しており，また，3 次元モデルでも 1 セルを対象に切り出したモデルであることから側方境界の影響を受けやすい条件である．実験では 3 セル模型であったため解析の境界条件に比べて自由度が高かったことから差が生じたものと推察される．

図 5.44 の天端水平変位時刻歴をみると，解析の方が最初から残留変位を生じはじめているのに対し，実験では 1.2sec まで残留変位は生じていない．このことから，セル～中詰土～敷石のせん断変形特性は実際よりも若干柔らかく設定された可能性がある．しかしながら，解析は実験と整合性の高い応答を示している．

図 5.51, 図 5.52 に 2 次元および 3 次元地震応答解析におけるセル天端の水平変位時刻歴と AC3 位置における水平加速度時刻歴を示す．実験と同様に前面側と背面側の変位のピーク同士で最も変位差が大きい時刻，2 番目に大きい時刻と加振終了時刻の 5 点を赤丸で示す．これによると，変位のピークと加速度のピークは対応しており，実験と同様の挙動を示していることが明らかである．

2 次元地震応答解析の抽出時刻における最大せん断ひずみ  $\gamma_{\max}$  の分布と寸法スケールと等倍の変位図を図 5.53 に示す．同様に 3 次元地震応答解析については図 5.54, 図 5.55 に全体，図 5.56～図 5.58 にセル中央断面，アーク接続断面，アーク中央断面における結果を示す．

まず，前面側に変位する時刻において岸壁背後から岸壁基部および盛石基部にかけて 5%を越

える大きなひずみのゾーンが広がっており、セルおよびアークの変位が進行する主な変形箇所となっている。したがって、全体的に見ると、基礎地盤である CDM 改良体はひずみが小さく、結果として変形するゾーンが小さくなり、岸壁構造物の変位が抑制されている。

2次元の結果では前趾付近の中詰土と敷石に特にひずみが集中しているが、中詰土全体にわたって2%以上のひずみが広がっている。これに対し、3次元の場合、セル中央断面、アーク接続断面をみるとわかるように、セル内の中詰土のひずみはごく限られた範囲で生じているだけで、主に中詰土の下の敷石に集中している。一方で、アーク中央断面をみると、アークの中詰土には全体的にひずみが生じており、セルよりもアークの中詰めにせん断ひずみが集中する傾向が認められる。

岸壁の背後の地表面では2次元、3次元ともに段差を生じている。これは、セルおよびアークが前面側に転倒を伴った剛体的な変位をすることで直背後の地盤がこれに追隨して沈下が起こったものと考えられ、実験結果と整合的である。また、セルの転倒を伴った前面側への変位によって段差が生じ、境界部の接触によってセル直背後の拘束圧の小さな地表面付近にひずみが集中しているものと推察される。

表 5.12 実験および解析結果（加速度、変位）の比較

加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	実験結果		2次元解析結果		3次元解析結果	
	最大値	最小値	最大値	最小値	最大値	最小値
AC1	292	-440	176	-188	178	-167
AC21	212	-216	172	-203	157	-163
AC22	193	-254	176	-181	161	-155
AC3	342	-361	205	-242	188	-189
AC41	168	-259	173	-170	128	-138
AC42	271	-238	233	-235	257	-223
AC5	264	-298	174	-166	171	-195
AC6	199	-215	158	-159	135	-135
AC71	350	-249	193	-218	219	-258
AC72	228	-235	177	-186	187	-163
AC73	303	-345	236	-219	233	-208
AC74	339	-333	276	-283	274	-279
変位 (mm)	実験結果		2次元解析結果		3次元解析結果	
	最大値	残留値	最大値	残留値	最大値	残留値
DH31	-14.7	-11.1	-17.0	-13.7	-14.9	-11.7
DH32	-12.4	-6.1	-9.3	-7.8	-10.1	-8.0
DV3	-3.9	-2.7	-6.2	-3.4	-3.5	-2.7
DV5	3.2	1.8	2.1	0.8	2.3	1.7

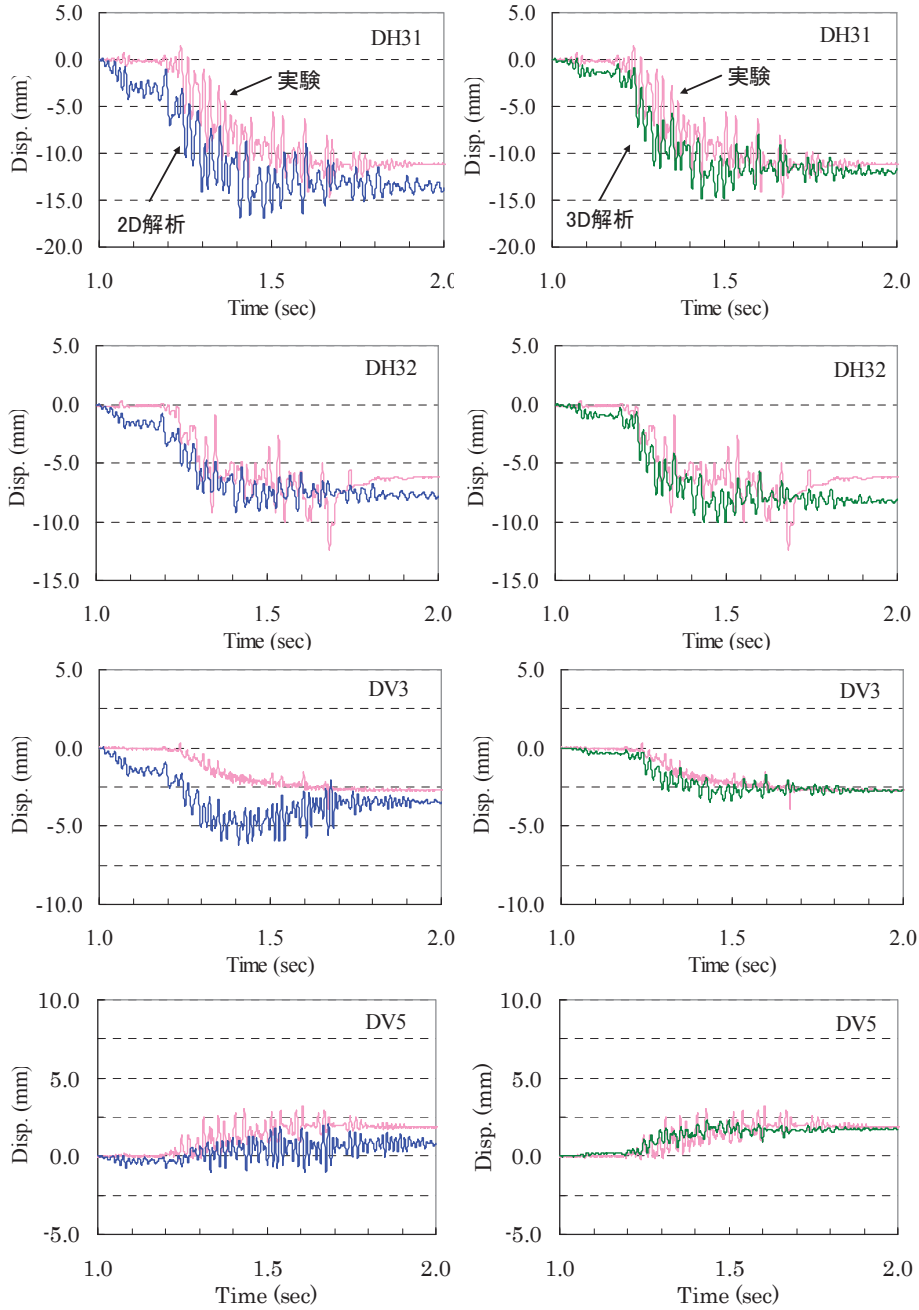


図 5.44 変位時刻歴の比較

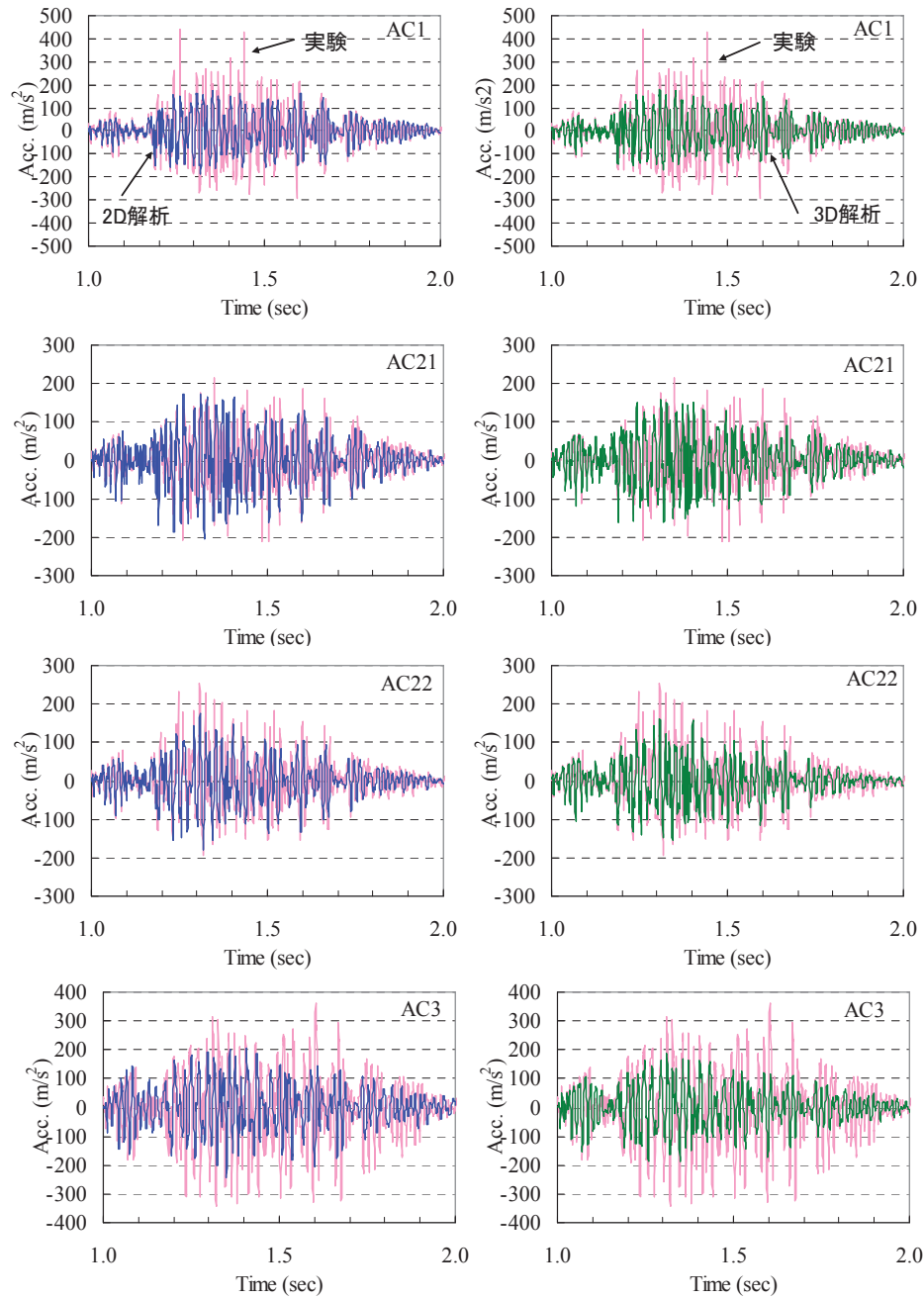


図 5.45 加速度時刻歴の比較 (その1)

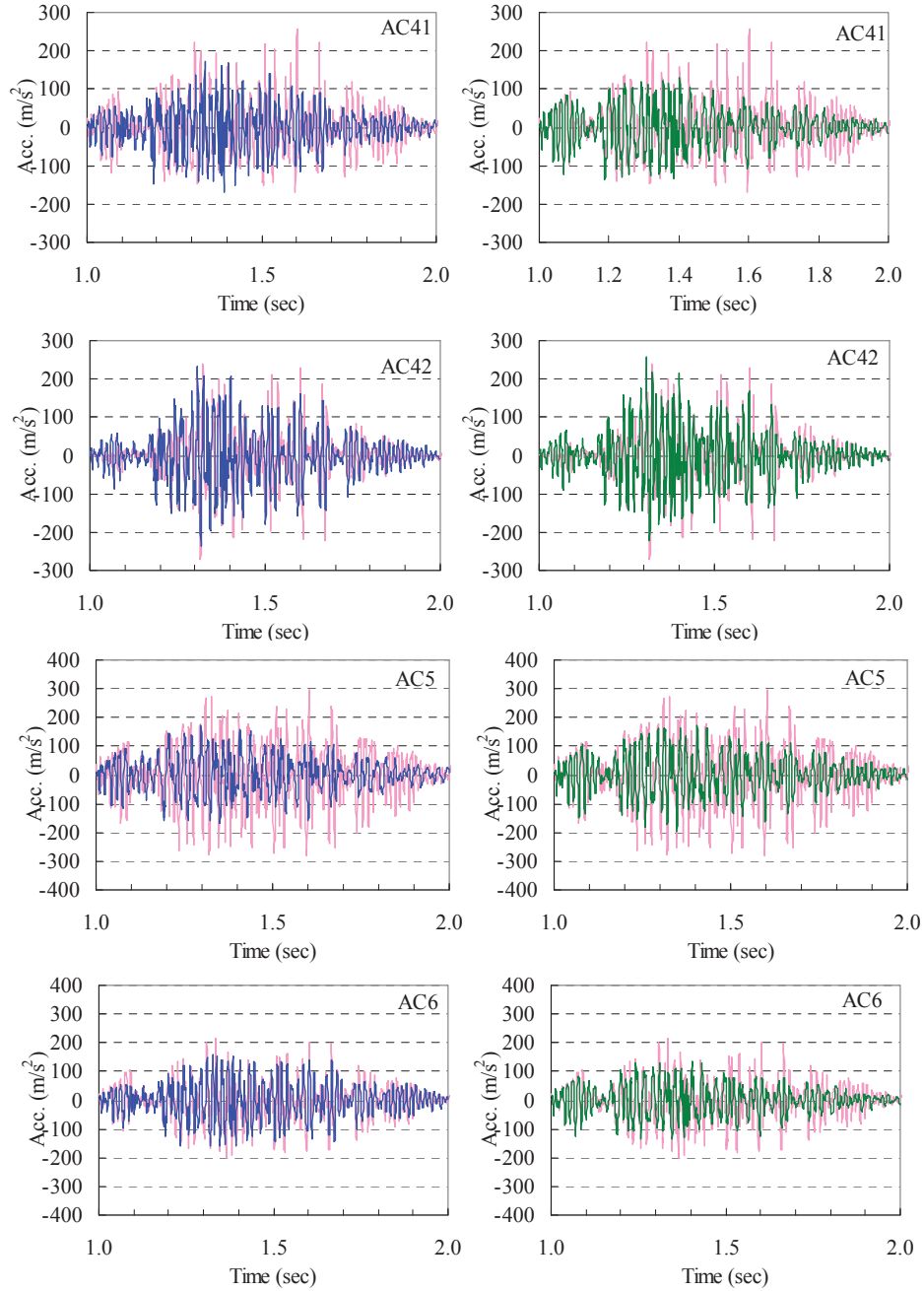


図 5.46 加速度時刻歴の比較（その2）



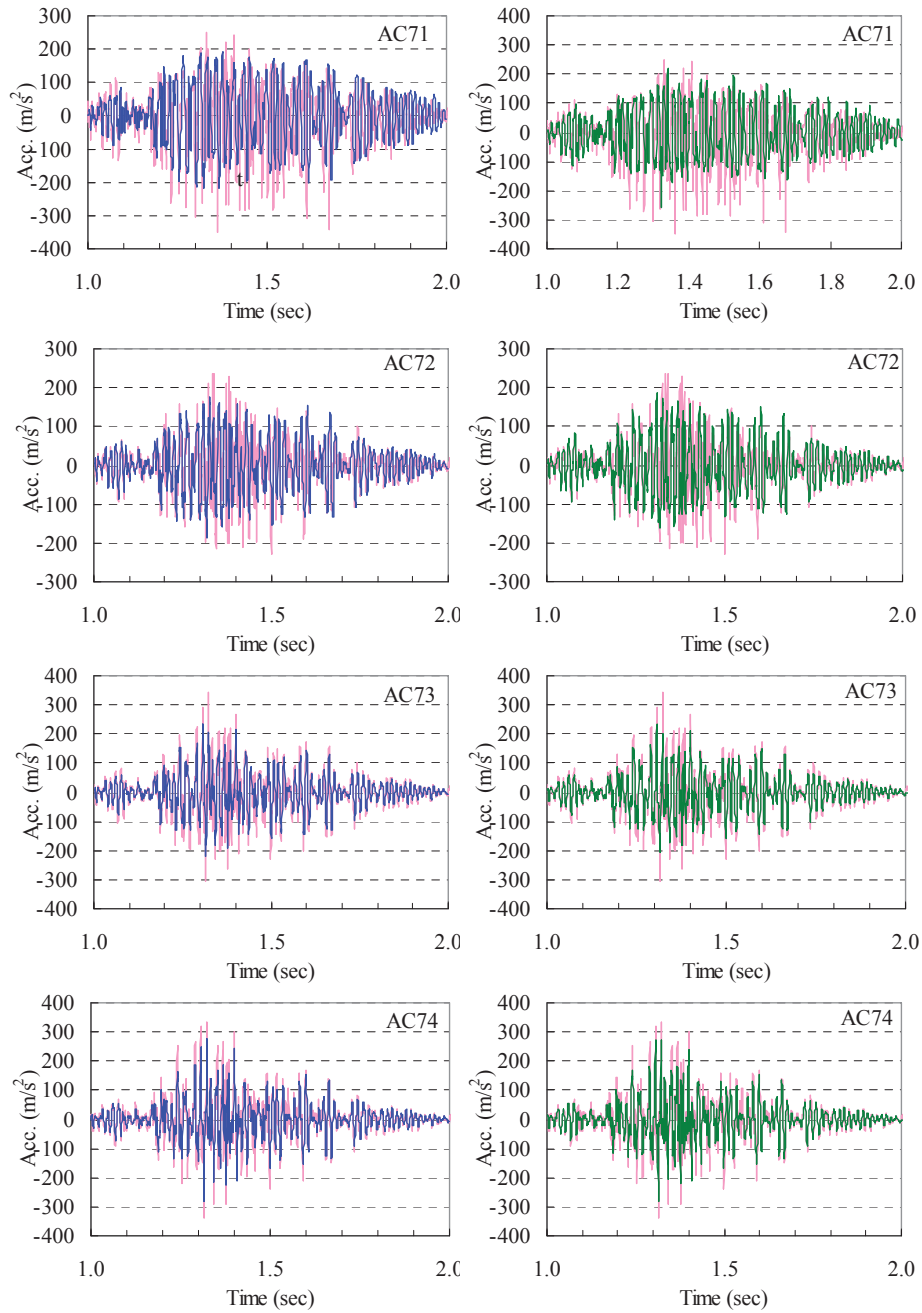


図 5.47 加速度時刻歴比較 (その3)

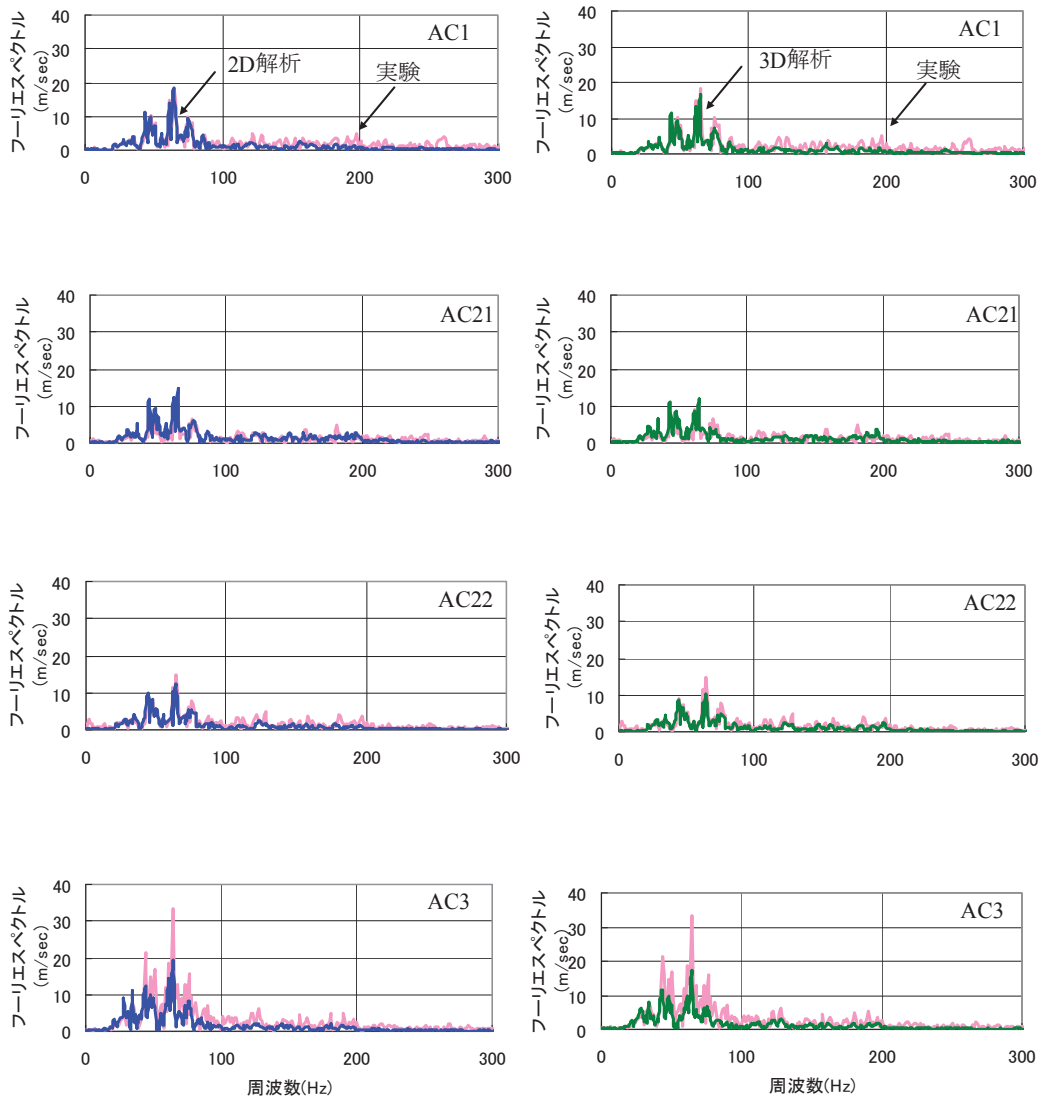


図 5.48 応答加速度フーリエスペクトル比較 (その1)

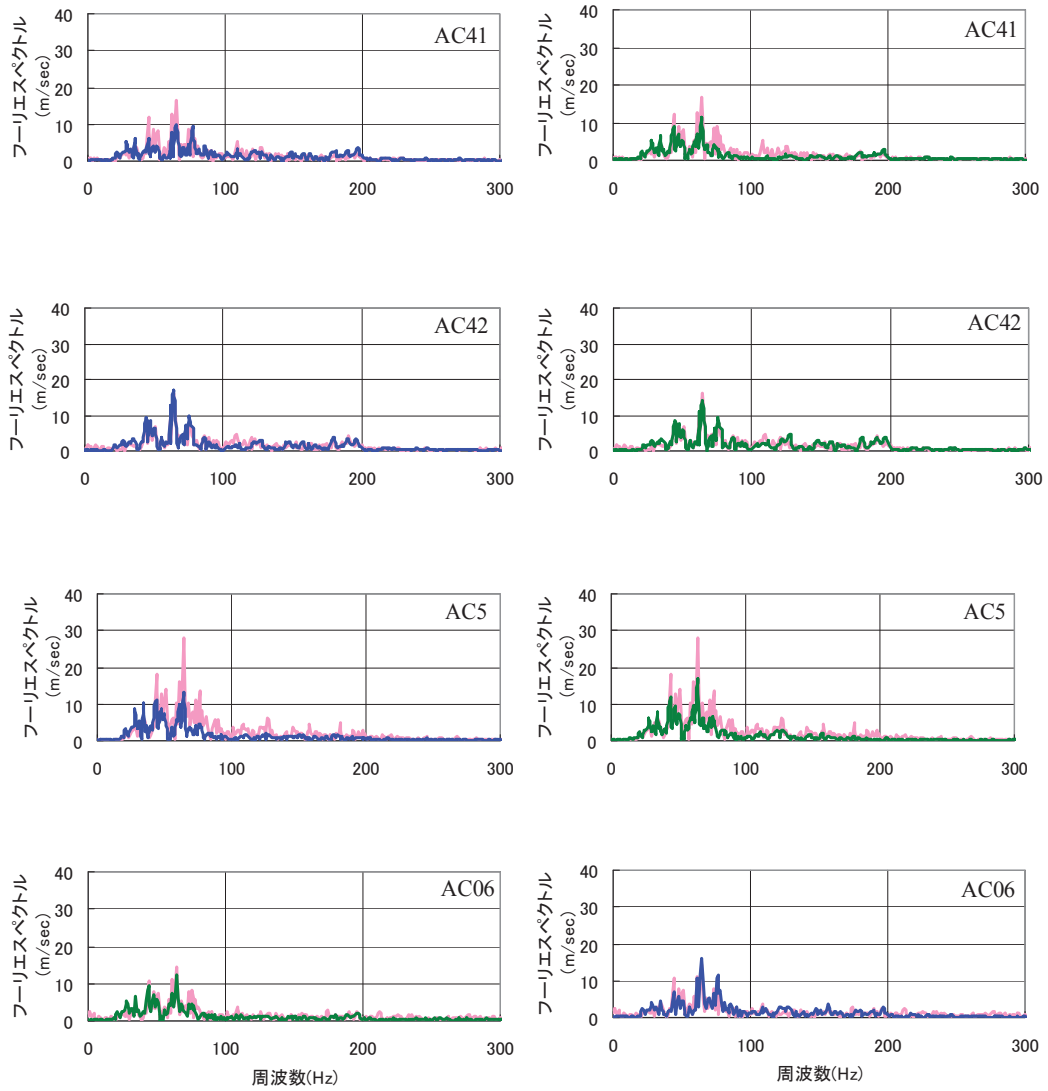


図 5.49 応答加速度フーリエスペクトル比較 (その2)

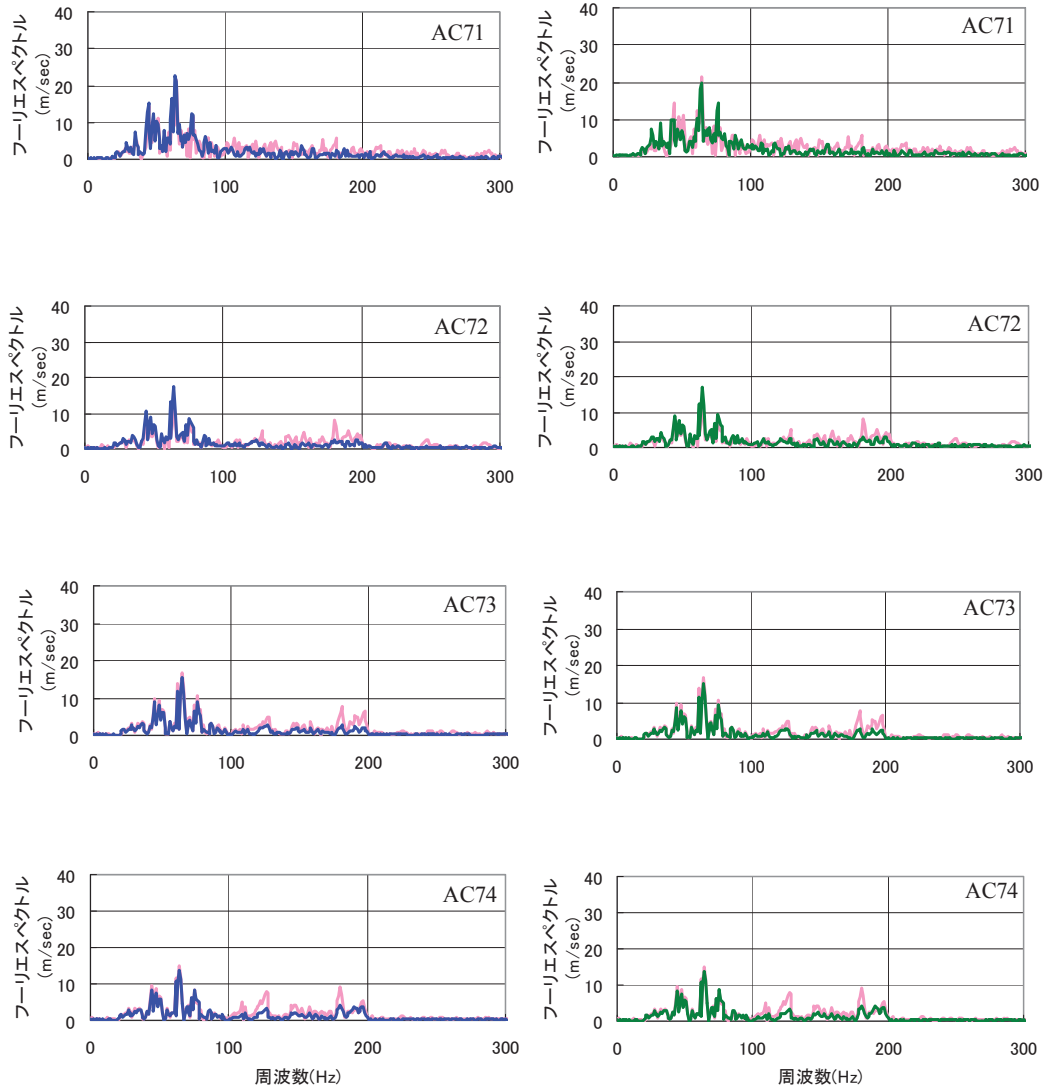


図 5.50 応答加速度フーリエスペクトル比較 (その3)

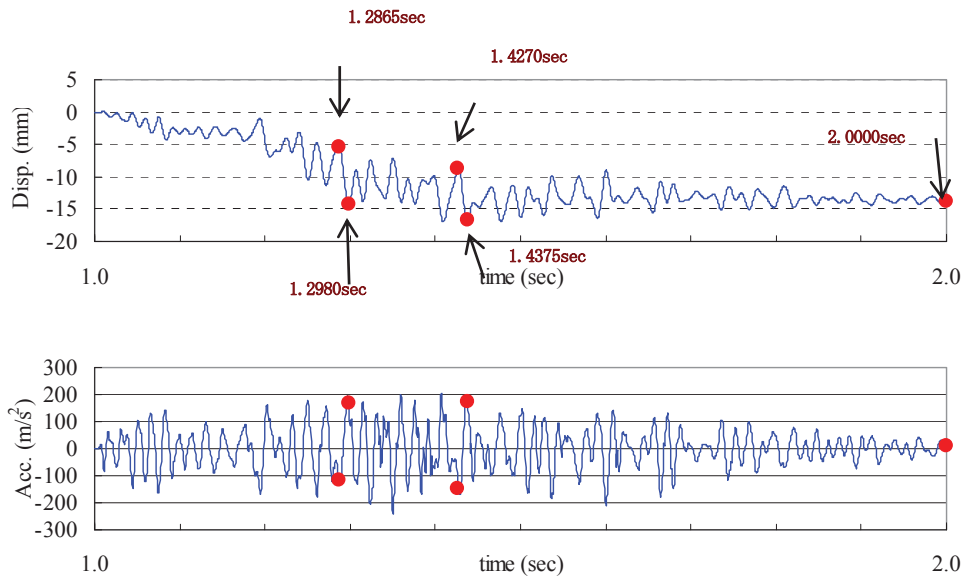


図 5.51 変位ピーク相対値最大時刻と加速度時刻歴(2D 解析)

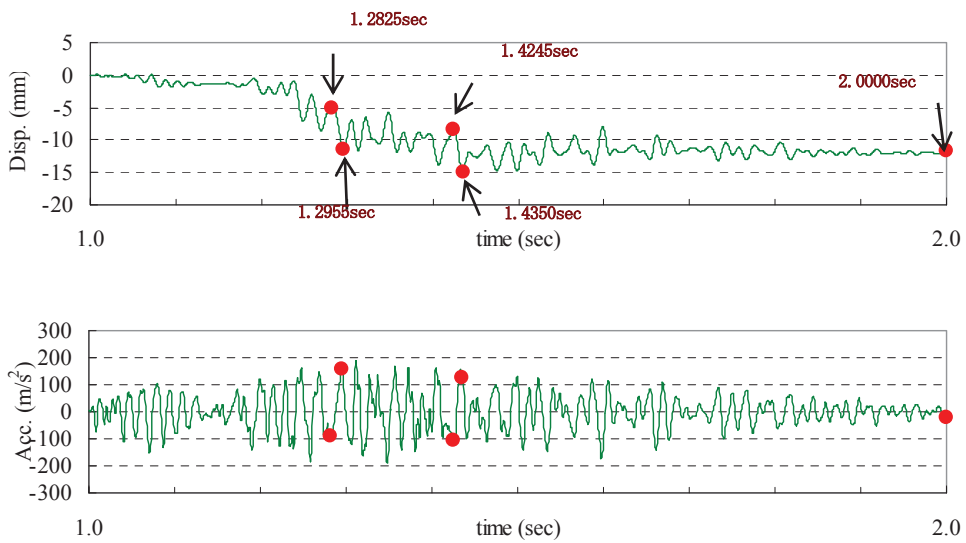


図 5.52 変位ピーク相対値最大時刻と加速度時刻歴(3D 解析)

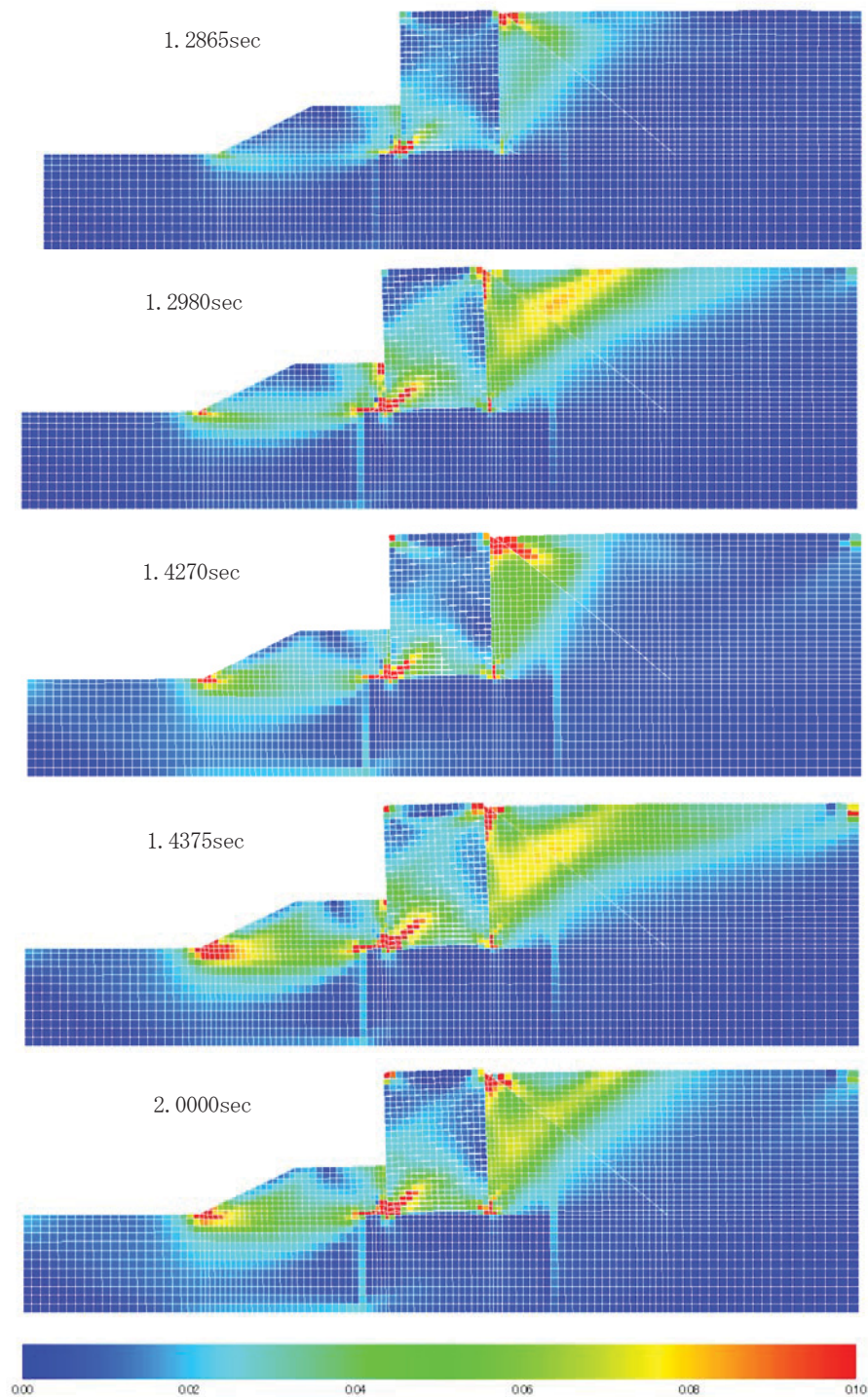


図 5.53 最大せん断ひずみ分布図 (2D 解析)

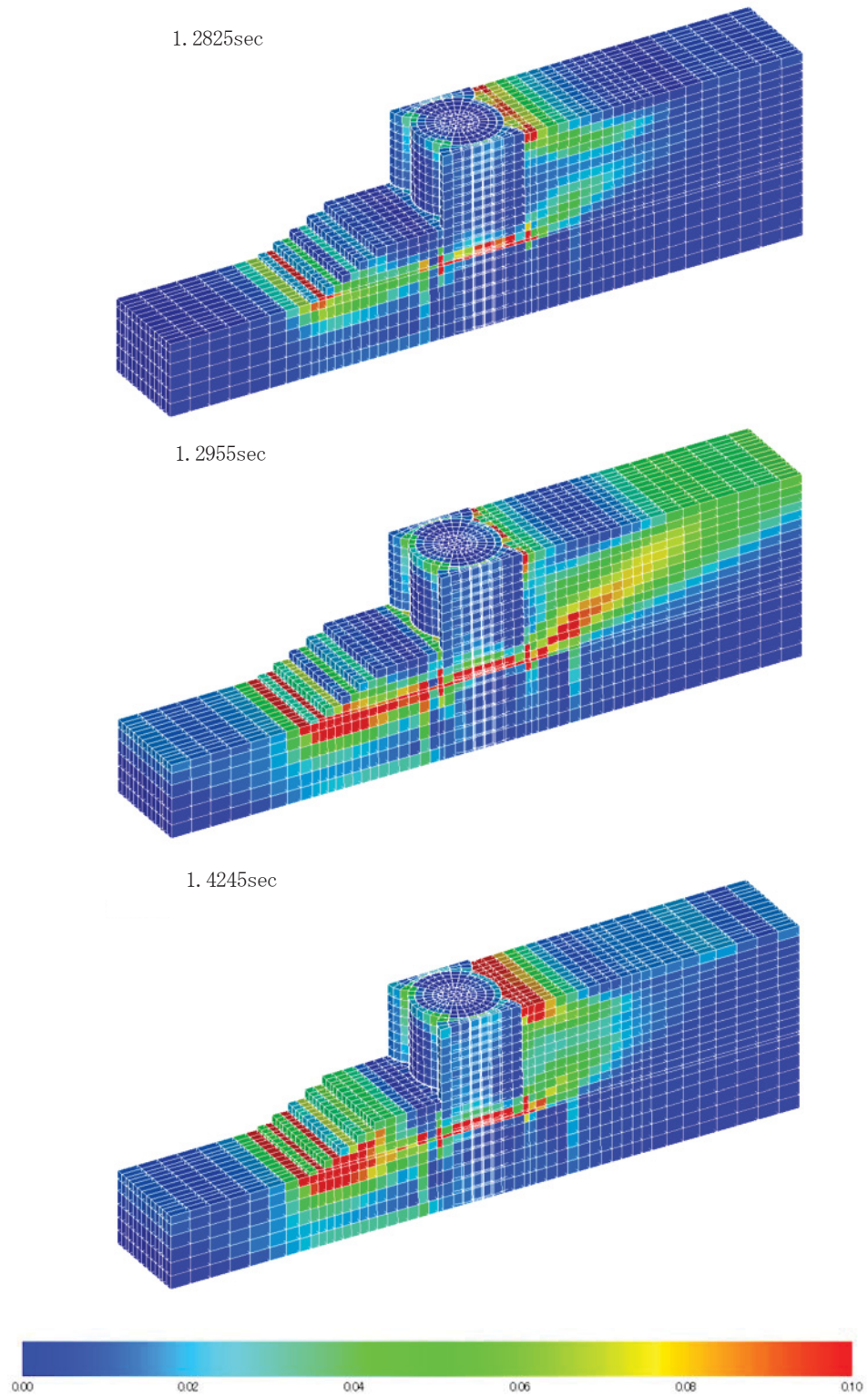


図 5.54 最大せん断ひずみ分布図(3D 解析, 全体)

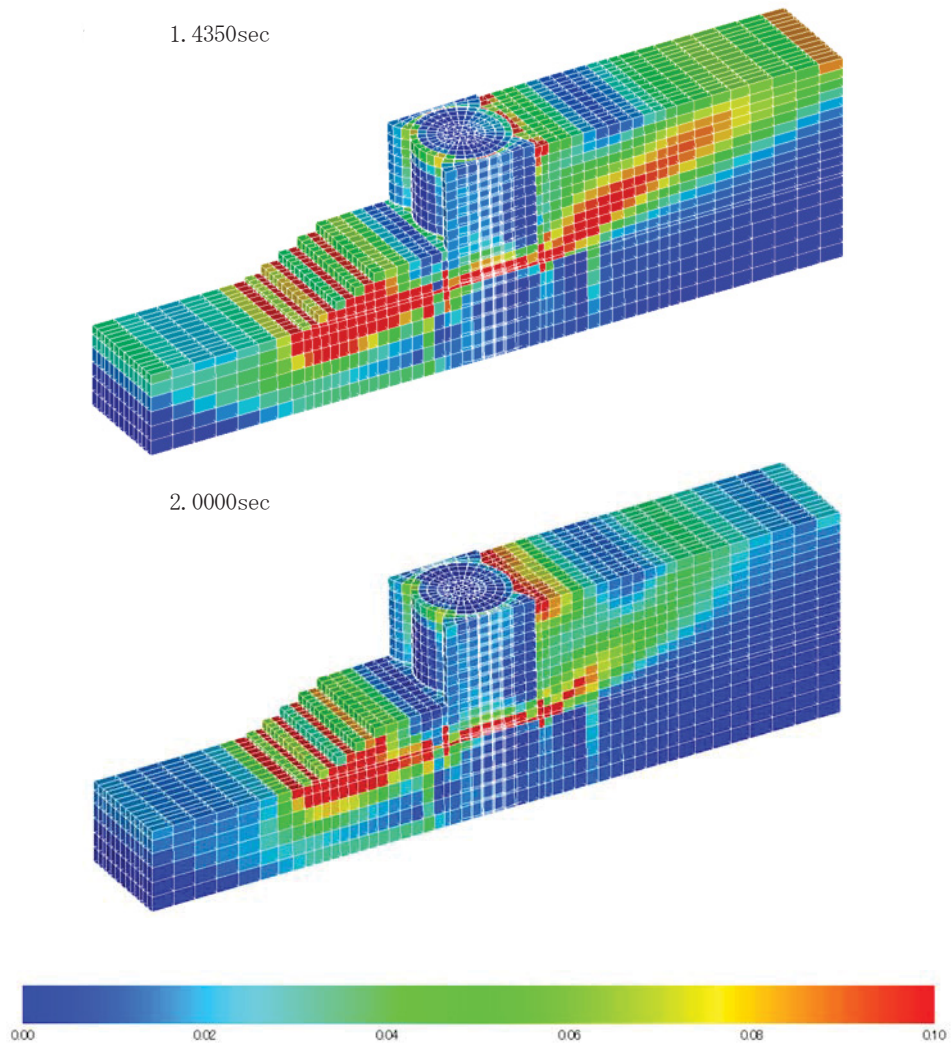


図 5.55 最大せん断ひずみ分布図(3D解析, 全体)



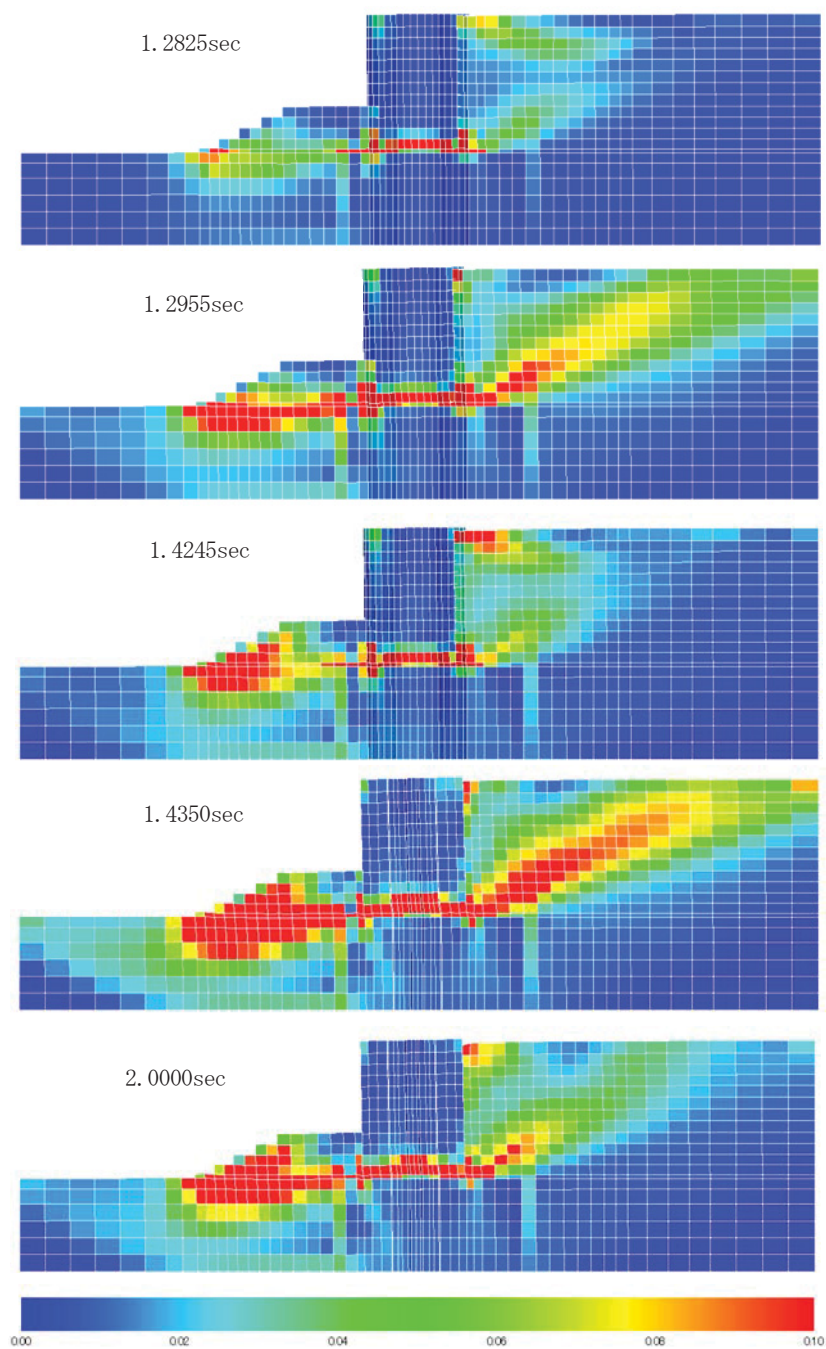


図 5.56 最大せん断ひずみ分布図(3D 解析 セル中央)

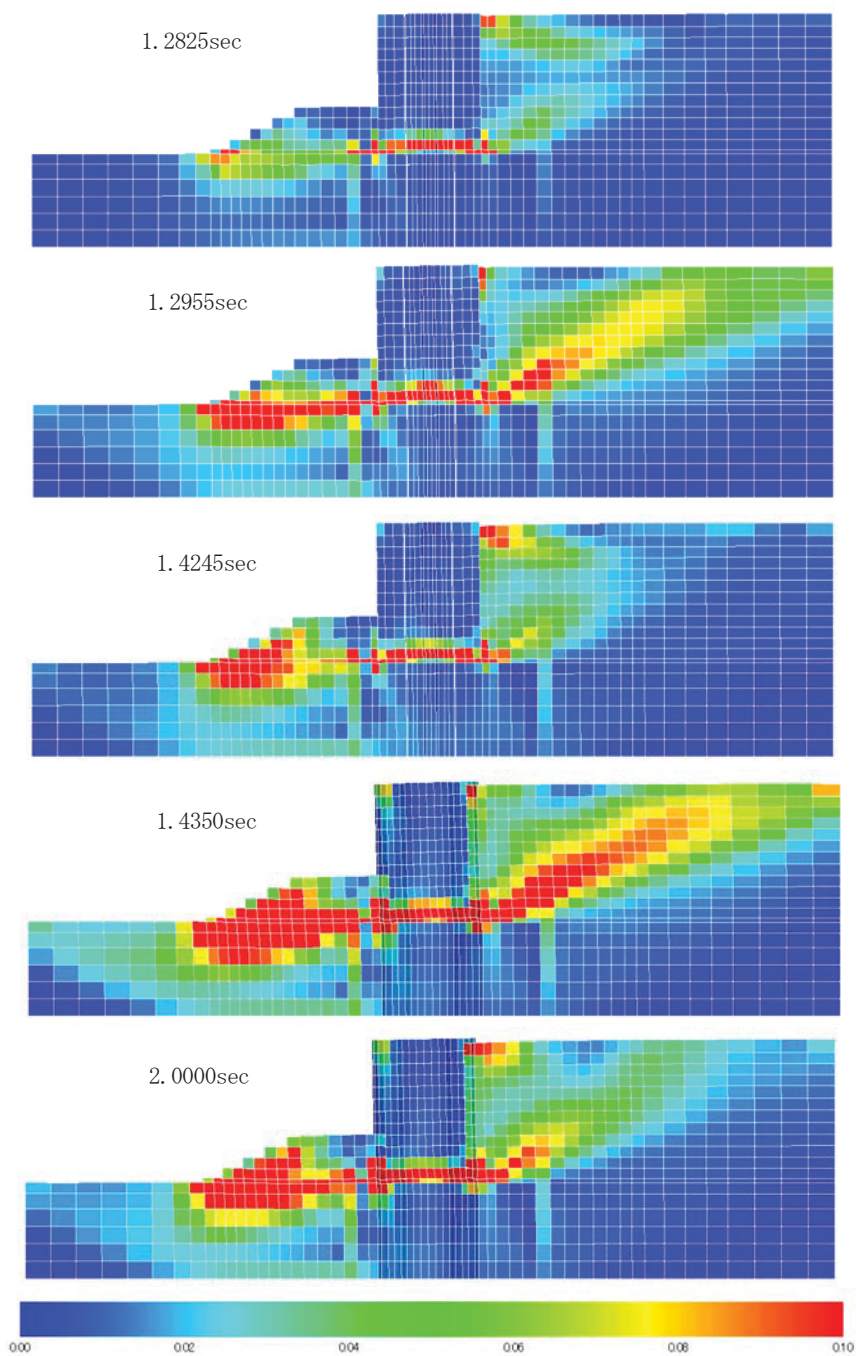


図 5.57 最大せん断ひずみ分布図(3D解析 アーク接続部)

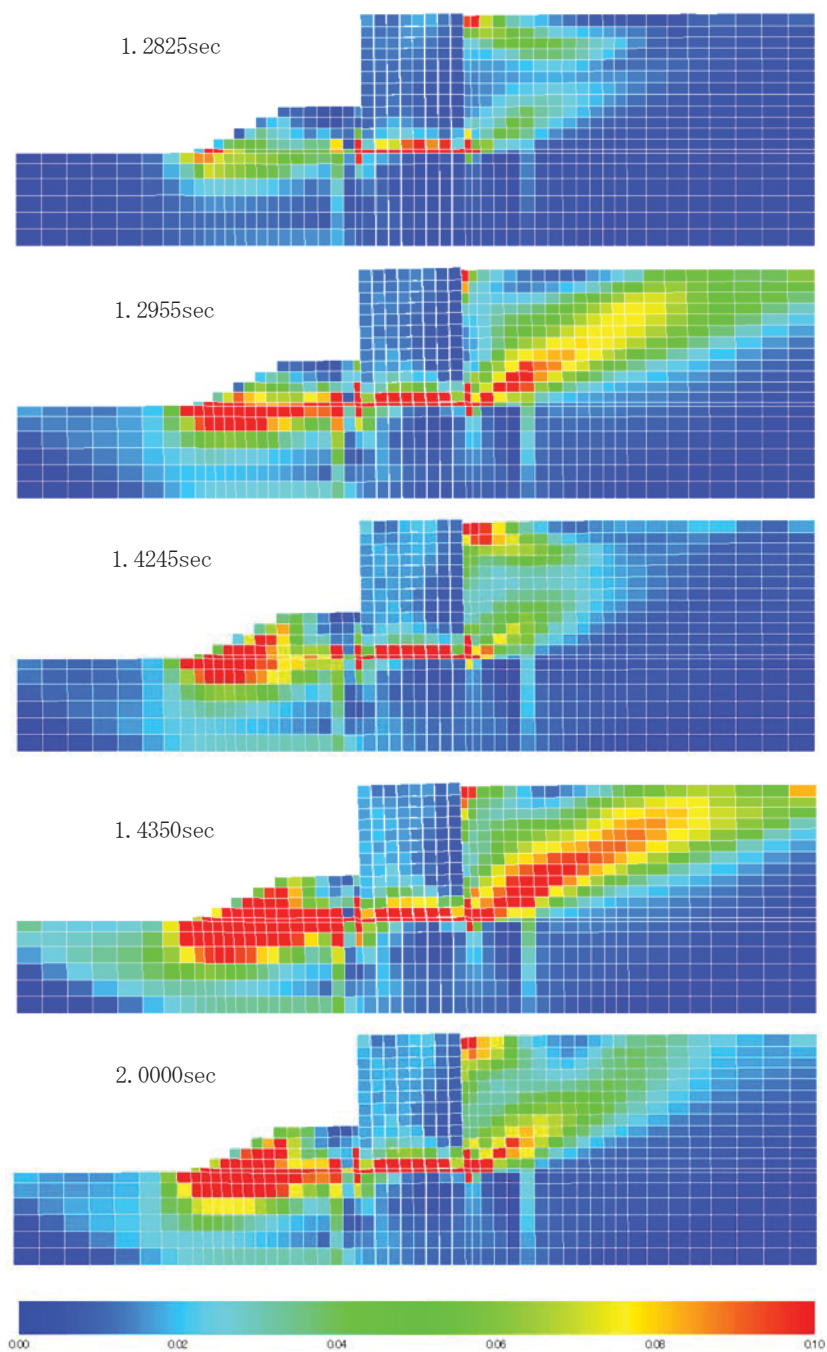


図 5.58 最大せん断ひずみ分布図 (3D 解析 アーク中央)

図 5.59 に示す要素におけるせん断応力～せん断ひずみ履歴を、水平面内のせん断  $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$  と、 $45^\circ$  方向のせん断である軸差せん断  $(\sigma_y - \sigma_x) / 2 \sim \varepsilon_y - \varepsilon_x$  に分けて図 5.60, 図 5.61 に示す。なお、3次元では軸の定義から  $x, z$  軸で表記している。図 5.60 の2次元の結果では前趾側の中詰土および敷石の軸差せん断挙動で大きくひずみが生じており、残留変位を生じる大きな原因となっている。

一方、図 5.61 に示す3次元では、中詰土のせん断応力の発生が小さく、主に敷石での挙動が卓越している。ただし、中詰土ではせん断応力は小さいものの、軸差せん断ひずみの発生が認められ、敷石においては水平面でのせん断と軸差せん断ともに、より大きなせん断応力と残留ひずみを生じている。これはセル殻およびアーチ内にある中詰土と下端より下にある敷石の相違を示すものである。また、敷石のせん断ひずみレベルに着目すると、各断面で概ね同じレベルのせん断ひずみが生じており、奥行き方向にほぼ同じ変位をしていることを示している。

セル中央およびアーチ中央断面では前趾側にせん断応力が集中する傾向が顕著であるが、アーチ接続断面では他の2断面に比べて差が小さい。2次元モデルでは梁①として前面側と背面側に曲げ剛性  $EI$  を集中させているが、中詰土のせん断変形に対して抑制する構造体の剛性がモデル化されていない。これに対し、3次元モデルでは、セルの側面部分が空間的にモデル化されていることから、せん断力のある程度分担する機構が発揮されたためと考えられる。

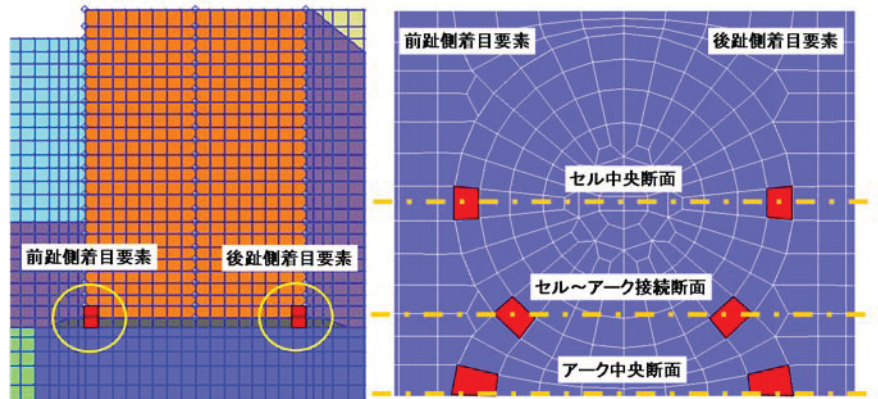


図 5.59 着目要素位置図

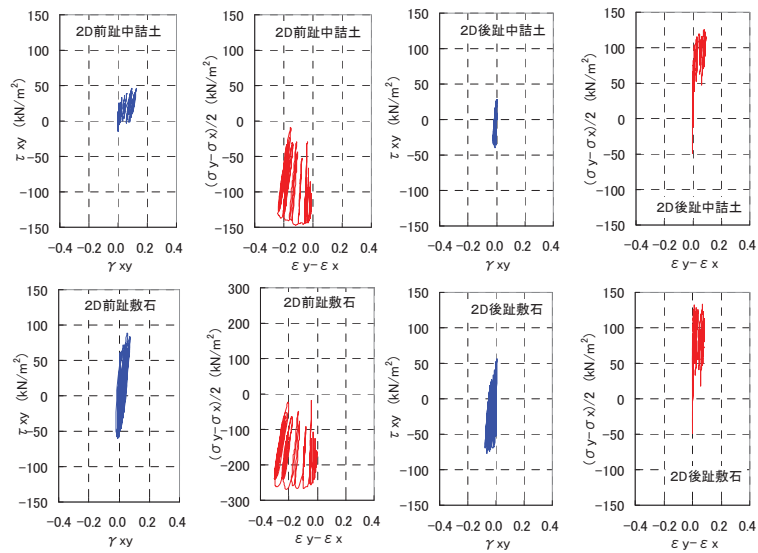


図 5.60 せん断応力～せん断ひずみ履歴(2D 解析)

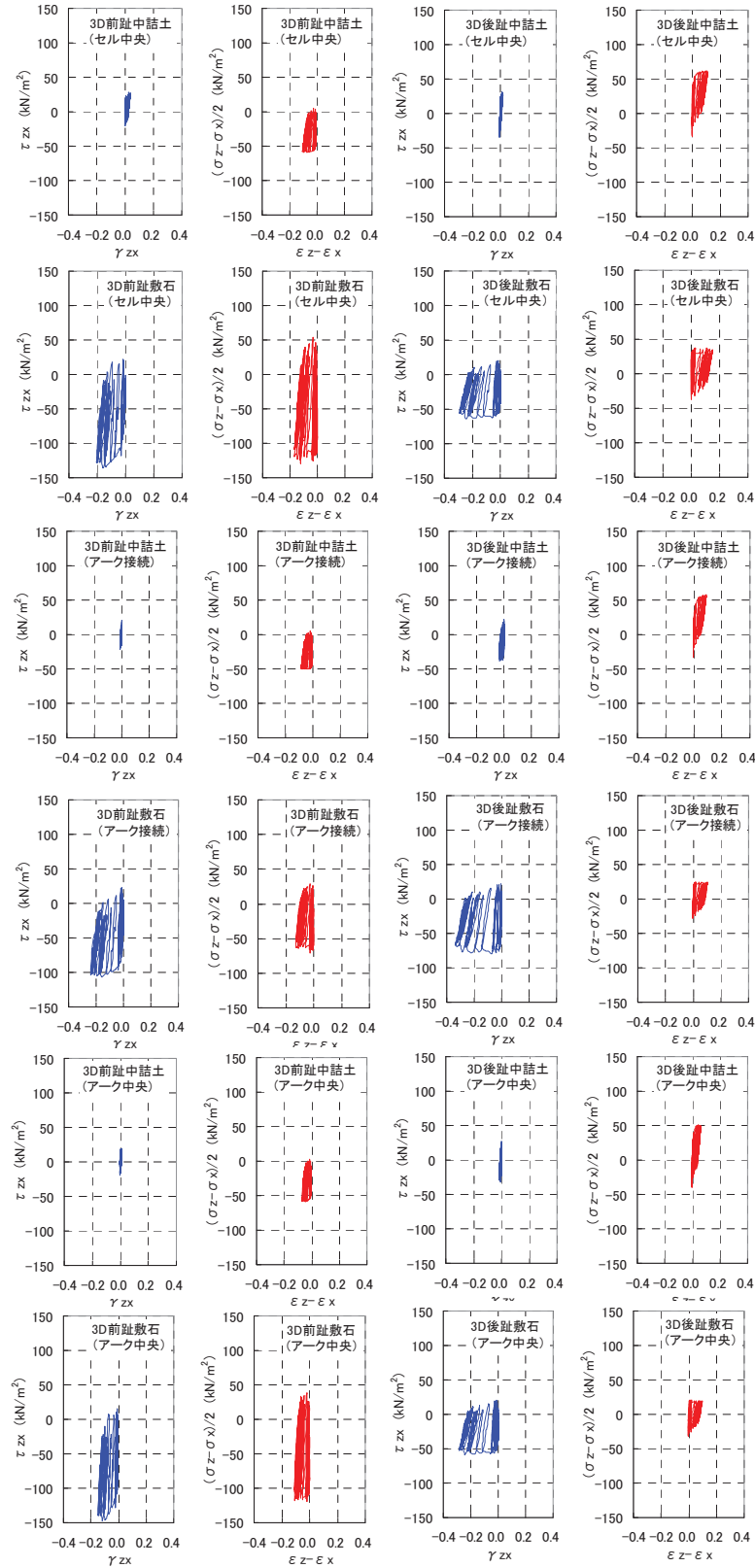


図 5.61 せん断応力～せん断ひずみ履歴(3D解析)

図 5.62 はセルおよびアークの最大ミーゼス応力分布を示しており、前面側下端、側面下端、背面側下端の円周方向応力  $\sigma_x$ 、鉛直方向応力  $\sigma_y$ 、面内せん断応力  $\tau_{xy}$  およびミーゼス応力の時刻歴を図 5.63 に示す。前面側は鉛直および円周方向は圧縮応力が卓越し、背面側は引張応力が卓越することでミーゼス応力が大きくなっており、背面側下端が  $185\text{N/mm}^2$  と最も大きな応力状態を示している。一方、セル側面には面内せん断応力  $\tau_{xy}$  が発生しており、この結果、セル側面から背面側にかけた下端部でミーゼス応力が大きくなっている。

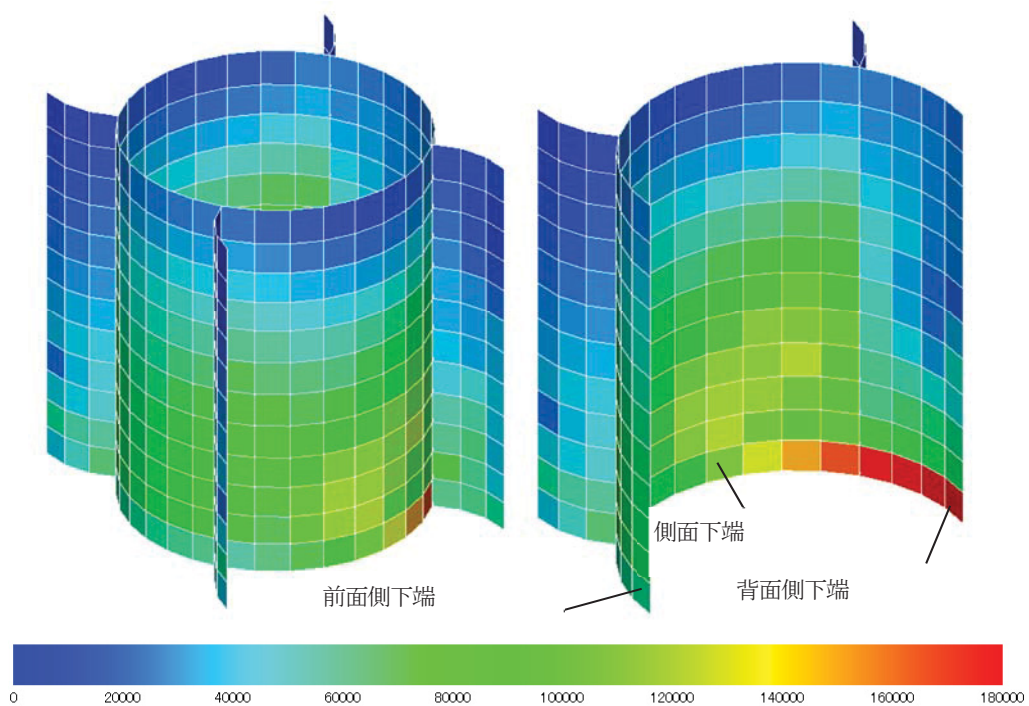


図 5.62 鋼板ミーゼス応力コンター図 ( $\text{kN/m}^2$ )

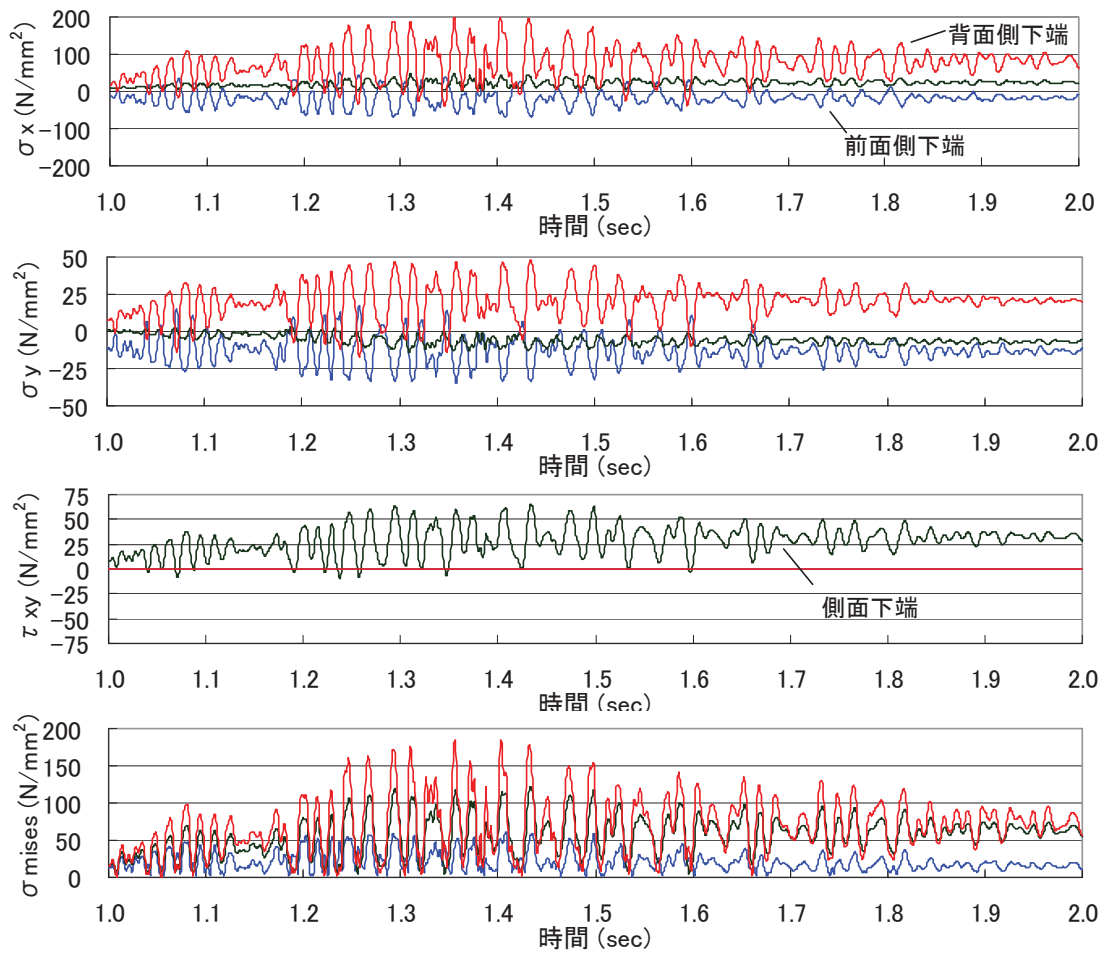


図 5.63 セル下端における応力時刻歴



## 5.5 考察

遠心場での振動実験により、セル式岸壁が前面側に傾斜しながら水平移動する剛体的な挙動が確認された。

表 5.13 に本実験および解析で得られた応答値と 1/100 スケールの実寸に戻したときの値を一覧にして示す。また、表 5.14 には設計時の性能照査結果を一覧にして示す。

残留変位量は最も被害が大きかった兵庫県南部地震における摩耶埠頭の例（水深-10~-12m に対して残留水平変位量が 1~4m）<sup>3)</sup> と比べると残留水平変位量が小さい。しかし、セル高の概ね 4%の水平変位量であり、耐震強化施設のように地震後の早急な復旧を目標とする場合には使用性や復旧性に配慮した検討が重要である。

セル殻およびアークは実験では局所的に変形する挙動が確認されたが、初期値を合成した円周方向および鉛直方向ひずみから推定される最大発生応力は  $143\text{N/mm}^2$  であり、使用材料 SM490, SS400 の降伏強度  $315\text{N/mm}^2$ ,  $235\text{N/mm}^2$  と比較して小さいことから降伏には至っていない。

図 5.64, 図 5.65 に示すように、実験と 3 次元地震応答解析から推定される地震時鋼板応力は、発生時刻や部分的な符号の違いはあるものの、最大発生応力としては同レベルとなっている。ただし、解析上は図 5.62 に示すように、ひずみゲージのないセル背後側最下端において最も大きな応力が発生し、若干の塑性化の可能性を示唆するものである。この点については要素分割の粗さが影響することが推察され、モデル化の留意点と考えられる。

図 5.62 において、セルとアークの継手部に応力が集中している状況は認められないが、継手性能の確認には継手のせん断力とすべり量の特性を 3 次元モデルにバネ要素などで反映し、応答値を照査することが必要である。

2 次元および 3 次元解析の比較から、菅野らのモデルは中詰土のみでせん断力を負担するものであるが、実際にはセル側面部分がある程度せん断力を負担するので、2 次元モデルでの傾斜角は大きく評価され安全側となる。

以上から、現行基準による設計方法は概ね安全側の結果を与えるものの、円周方向および鉛直方向の連成挙動には十分注意する必要がある。

表 5.13 本実験および解析結果

	実験結果	2D解析	3D解析
残留水平変位	11.1mm (1.57m)	13.7mm (1.94m)	11.7mm (1.65m)
傾斜角	$2.4 \times 10^{-2}$ rad	$2.95 \times 10^{-2}$ rad	$1.76 \times 10^{-2}$ rad
最大円周方向応力	64 N/mm <sup>2</sup> (128 N/mm <sup>2</sup> )	—	72 N/mm <sup>2</sup> (144 N/mm <sup>2</sup> )
最大鉛直方向応力	71 N/mm <sup>2</sup> (143N/mm <sup>2</sup> )	—	46 N/mm <sup>2</sup> (93N/mm <sup>2</sup> )

( )は相似則による実物大の推定応答値

表 5.14 設計結果の概要

照査項目		永続作用時	L1変動作用時
簡易法	せん断抵抗安全率	$1.44 \geq 1.0$	—
	滑動安全率	$265.96 \geq 1.0$	$7.84 \geq 1.0$
	天端水平変位	0.9 cm	22.1 cm
	支持力安全率	$4.44 \geq 1.2$	$1.08 \geq 1.0$
永続作用時 板厚の検討		セル殻SM490 t=15	197 N/mm <sup>2</sup>
		アークSS400 t=8	141 N/mm <sup>2</sup>
L2偶発作用時 2D地震応答解析		天端残留変位	1.69 m
		傾斜角	$3.20 \times 10^{-2}$ rad

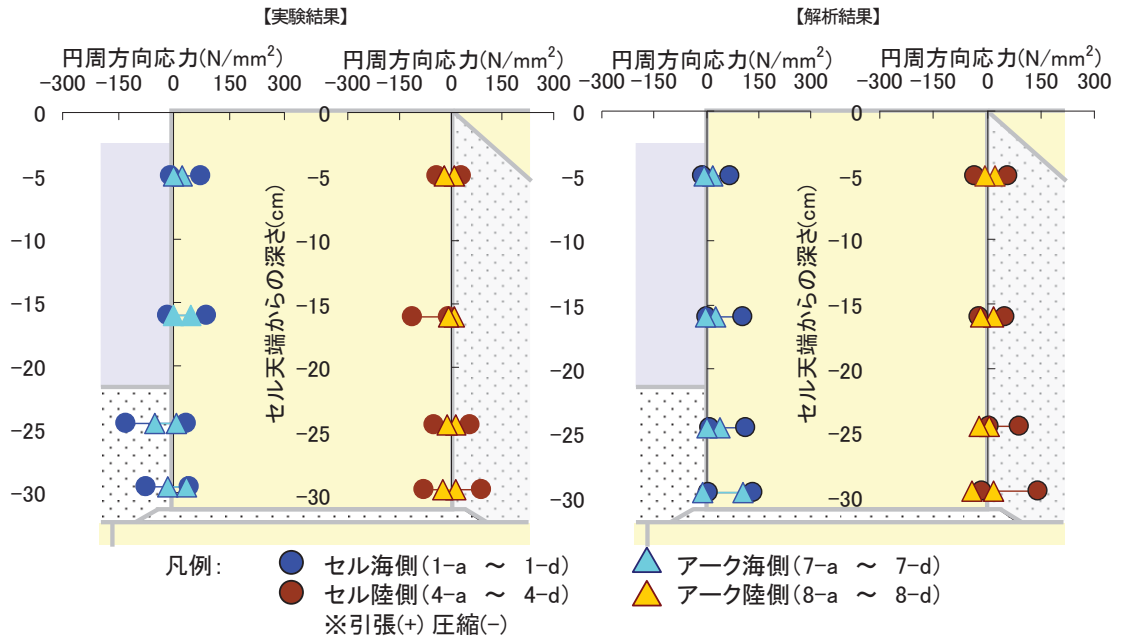


図 5.64 実寸大円周方向応力比較

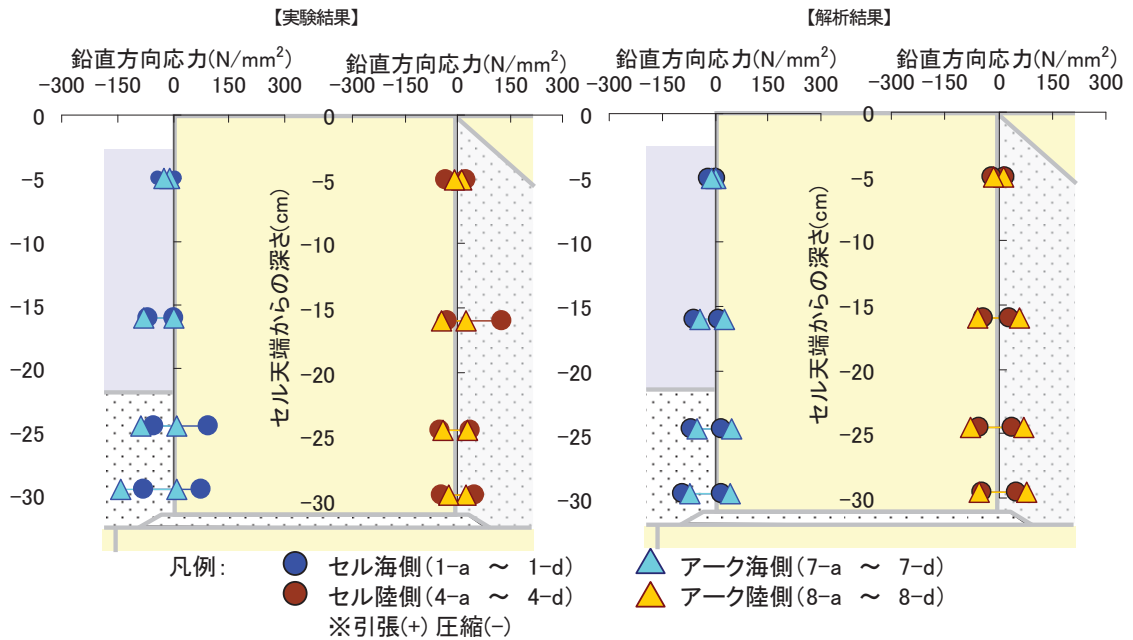


図 5.65 実寸大鉛直方向応力の比較

## 5.6 まとめ

本章ではレベル2地震時における鋼板セル式岸壁の挙動を把握し、セル殻およびアークに発生する応力を含めた耐震性能に関する基礎資料を得ることを目的に、遠心模型実験および2次元、3次元FEMによるシミュレーションを行った。この結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 岸壁構造物は沈下と傾斜を伴いながら前面側に水平移動する剛体的な挙動を示し、残留水平変位量は11.1mm (実スケール換算1.6m) であった。これはセル高のほぼ4%にあたり、耐震強化施設のように地震後の早急な復旧を目標とする場合には使用性や復旧性に配慮した検討が重要と考えられた。
- (2) 初期応力状態の円周方向ひずみは土圧係数0.6で計算される円筒体応力よりもかなり小さく、また、一様ではなかった。これは、セルとアークが接続された状態で背後から土圧作用を受けていることや実際の土圧係数が小さい可能性が考えられた。
- (3) 加振時のセル殻およびアークのひずみが生じる瞬間は概ね加速度と変位のピーク時であり、地盤～構造物への慣性力作用によるものと考えられた。円周方向ひずみは水平面内の複雑な挙動を示しており、セル殻に比べてアークの方が小さかった。一方、鉛直方向ひずみはセル殻とアークでほぼ同程度の値であった。
- (4) 最大のひずみ量から推定されるセル殻およびアークの実寸換算応力は $128\text{N/mm}^2$ 、 $143\text{N/mm}^2$ であり、設計における永続作用時のセルとアークの円周方向応力 $197\text{N/mm}^2$ 、 $141\text{N/mm}^2$ と同程度の値であった。
- (5) 2次元および3次元地震応答解析により、模型実験での岸壁構造物の変位挙動を再現することができた。2次元モデルでは中詰砂の軸差せん断による変形が大きいが、3次元モデルでは敷石のせん断変形が支配的であり、より剛体的な挙動であった。現行基準による設計方法は概ね安全側の結果を与えるものの、円周方向および鉛直方向の連成挙動には十分注意が必要と考えられた。

---

参考資料

- 1) 北島昭一, 野田節男, 中山種清: 根入れ鋼板セルの静的挙動, 港湾技研資料, No.375, 1981
- 2) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 3) 富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No857, 1997
- 4) 北島昭一: セル岸壁の安定性に関する研究, 運輸省運輸技術研究所報告, vol.12, No.3, 1962.
- 5) 野田節男, 北澤壮介, 飯田毅, 森信夫, 田渕博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第3号, pp79-167, 1982
- 6) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 油井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, E-3, pp1867-1872, 1998
- 7) 佐藤成, 竹信正寛, 小濱英司, 清宮理: 鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究, 構造工学論文集 Vol.55A, pp435-448, 2009
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990
- 9) 諸星一信, 渡部昌治, 清宮理, 宮田正史, 北澤壮介, 伊庭: 新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計, 海洋開発論文集, 第24巻, pp207-211, 2008
- 10) 諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 山本修司, 佐藤成: 大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析, 海洋開発論文集, 第24巻, 2008
- 11) 井合進: 1g 場での地盤-構造-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, pp3-24, 1988
- 12) Iai, S., Tobita, T., and Nakahara, T.: "Generalized scaling relations for dynamic centrifuge tests." *Geotechnique*, 55(5), 355-362, 2005
- 13) Tobita, T., Iai, S., von der Tann, L. and Yaoi, Y.: Application of the generalised scaling law to saturated ground., *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 11(4), 138-155., 2011
- 14) 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
- 15) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83 1990
- 16) Iai, Ozutsumi: Yield and cyclic behavior of a strain space multiple mechanism model for granular materials, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* No.29, pp417-442, 2005
- 17) 菅野高弘, 小濱英司, 塩崎禎郎, 宮田正史, 野口孝俊: 岸壁挙動への長周期・長継続時間地震動の影響に関する模型実験と解析, 海洋開発論文集, 第24巻, pp219-224, 2008
- 18) 沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版)(上), 2007
- 19) 大林組技術研究所 (<http://www.obayashi.co.jp/tri/facilities/>)

## 第6章 結論

### (1) 研究の背景と目的 (第1章)

本研究は、耐震強化岸壁として現行の港湾技術基準の方法により決定された鋼板セル式岸壁断面を対象に、レベル2地震動に対する模型実験と数値解析によるシミュレーションを行うことで、セル殻やアークの動的3次元挙動の確認、現行設計方法および設計結果の妥当性の検証、課題の抽出を行うことを目的とする。

### (2) 既往の研究と実績 (第2章)

セル式構造物に関する既往の研究では、剛塑性体の挙動に着目した水平耐力特性について多く研究され、せん断変形の照査、剛体バネモデルによる照査方法が設計基準に反映されている。セル式構造物は、港湾施設が被害を受けた既往の被害地震において、兵庫県南部地震(1995年, M7.3)以外はほとんど被災していない。神戸港摩耶ふ頭岸壁の被災事例(セル径 $\phi$ 15.5m, 水深12m)に対する菅野らの研究によって、現地調査、観測記録などを踏まえた模型実験と数値解析を組み合わせた評価方法がレベル2地震動に対する有効な検討方法とされている。現行の港湾技術基準は性能規定型となっており、鋼板セル式岸壁の設計は、土圧や自重作用時の永続状態、レベル1地震動作用時の変動状態に対して使用性が要求され、既往の設計法である簡便法(震度法)を適用し、レベル2地震動作用時の偶発状態に対しては修復性、安全性が要求され、地盤~構造物の動的相互作用を考慮した数値解析や模型実験を適用して照査することを推奨している。

しかしながら、基礎地盤が固化改良されている場合や、中詰土が液状化する場合などの地震時挙動は十分把握されていないこと、セル~アークの3次元的な応力変形挙動、継手の効果などが検討されていないこと、さらには大口径、大水深条件でのセルの変形、鋼板の座屈、継手応力など、問題点が明らかになっていないことなどが課題として挙げられる。

### (3) 現行設計法による断面検討 (第3章)

現行の平成19年改訂港湾技術基準にしたがった耐震強化岸壁の設計結果を示すとともに、2次元地震応答解析と3次元静的解析を組合せた応答変位法を適用し、セル殻、アーク、継手の耐震性能照査を行い考察した。この結果、残留変位の抑制を目的とした基礎地盤のCDM改良を行うとともに、セル径24.5m, セル高32.0m, 原海底面からの根入れ2.3~3.2m, 前面水深20.1m, セル殻SM490( $t=15\text{mm}$ ), アークSS400( $t=8\text{mm}$ ), CT継手の断面諸元が得られた。当該施設は大水深(20.1m)を有しており、また、レベル2入力地震動の特性が強大であり、残留変位が比較的大きく断面諸元の決定要因となった。したがって、被災事例等を参考に、レベル2地震動作用時の偶発状態の使用性や修復性に配慮した性能規定および制限値の設定は非常に重要と考えられた。

フープテンションや継手の応力あるいは損傷状態を評価する目的で実施した3次元静的解析(応答変位法)の結果、継手は隣接するセル同士が異なる変位を生じる際に厳しくなり、また、セルおよびアークを構成する鋼板は、最大変位時において陸側基部が塑性化することが明らかとなった。しかし、鋼板の塑性化領域が限定的であり、ひずみレベルも最大で0.5%程度である

こと、また、継手部の鉛直方向ズレ量の最大値が46mm、反力による鋼板換算応力も59(N/mm<sup>2</sup>)と小さいことから、当該断面の岸壁構造物は地震時における安定性を確保していると考えられた。

一方、プログラム **FLIP** による2次元地震応答解析は、摩耶ふ頭における基礎地盤が置換砂の鋼板置きセルを対象として菅野らにより有用性が確認されている。しかし、CDMによる基礎地盤の固化対策を行った場合の適用性が不明であり、検証が必要と考えられた。また、現行の港湾技術基準の設計方法では、レベル2地震動作用時の偶発状態が支配的となったが、性能照査方法がプログラム **FLIP** およびその結果を用いた3次元応答変位法であるため、他の数値解析あるいは模型実験等で検証することが必要と考えられた。さらに、応答変位法は静的解析を適用する際の仮定が、最大変位時のような速度がゼロの状態を想定しており、セルやアークに発生する応力は鉛直方向および円周方向の挙動を含んだ3次元動的な挙動と考えられることから、抽出する時刻や結果の妥当性について検証が必要と考えられた。

#### (4) 1G 場模型振動実験による地震時挙動の検討 (第4章)

基礎地盤の固化改良を前提とした鋼板セル式岸壁の残留変位性状と2次元地震応答解析の妥当性を検証するため、1G場大型水中振動台模型実験および2次元地震応答解析によるシミュレーションを行い、評価を行った。この結果、以下の事項が明らかとなった。

- 1) セル式岸壁構造物は、大規模地震時に重力式岸壁と同様前面側に押む残留変位を生じることを模型振動台実験によって確認された。
- 2) 加振中のセルの円周方向ひずみを計測した結果、背面側上部で圧縮ひずみが卓越する傾向となった。また、深い位置ほど残留ひずみ量が大きくなる傾向であった。
- 3) 加振後の残留変位計測により、セル中詰砂および埋立土において比較的大きな残留沈下量が確認された。中詰砂の沈下は振動による締固めおよびダイレイタンスの影響と考えられた。
- 4) 加振前後の寸法測定から、セルは楕円形に変形していることが確認された。
- 5) 梁部材の回転拘束を前提とした菅野モデルによる2次元地震応答解析の結果、振動台実験結果を概ね再現することができ、基礎地盤がCDM改良された断面でも菅野モデルが適用できることが確認された。

#### (5) 50G 遠心場振動模型実験による地震時挙動の検討 (第5章)

セル殻およびアークの3次元動的な応力変形挙動に着目し、鋼板に発生する円周方向および鉛直方向応力の検証を行うため、遠心載荷装置を用いた50G場における模型振動実験を実施し、2次元および3次元地震応答解析を実施し比較することにより評価を行った。

- 1) 岸壁構造物は沈下と傾斜を伴いながら前面側に水平移動する剛体的な挙動を示し、残留水平変位量は11.1mm(実スケール換算1.6m)であった。これはセル

- 高のほぼ4%にあたり，耐震強化施設のように地震後の早急な復旧を目標とする場合には使用性や復旧性に配慮した検討が重要と考えられた。
- 2) 初期応力状態の円周方向ひずみは土圧係数0.6で計算される円筒体応力よりもかなり小さく，また，一様ではなかった。これは，セルとアークが接続された状態で背後から土圧作用を受けていることや実際の土圧係数が小さい可能性が考えられた。
  - 3) 加振時のセル殻およびアークのひずみが生じる瞬間は概ね加速度と変位のピーク時であり，地盤～構造物への慣性力作用によるものと考えられた。円周方向ひずみは水平面内の複雑な挙動を示しており，セル殻に比べてアークの方が小さかった。一方，鉛直方向ひずみはセル殻とアークでほぼ同程度の値であった。
  - 4) 最大のひずみ量から推定されるセル殻およびアークの実寸換算応力は $128\text{N/mm}^2$ ， $143\text{N/mm}^2$ であり，設計における永続作用時のセルとアークの円周方向応力 $197\text{N/mm}^2$ ， $141\text{N/mm}^2$ と同程度の値であった。
  - 5) 2次元および3次元地震応答解析により，模型実験での岸壁構造物の変位挙動を再現することができた。2次元モデルでは中詰砂の軸差せん断による変形が大きいが，3次元モデルでは敷石のせん断変形が支配的であり，より剛体的な挙動であった。
  - 6) 陸側のセルの基部において最も大きなミーゼス応力が発生しており，応答変位法の結果と整合的であった。
  - 7) 現行基準による設計方法は概ね安全側の結果を与えるものの，円周方向および鉛直方向の連成挙動には十分注意が必要と考えられた。

## (6) 本研究の成果

本研究において，1G場および50G場の模型実験ならびに2次元および3次元地震応答解析によるシミュレーションにより得られた成果は以下のとおりである（付録資料3参照）。

- 1) 基礎地盤が改良されている場合でも概ね重力式と同様，沈下と傾斜を伴いながら前面側に水平移動する剛体的な残留変位が生じるが，セル内上部の中詰土は弾性的な挙動を示し，中詰土基部および敷石のせん断変形が発生しており，従来の設計法の仮定と異なる挙動を示した。
- 2) 菅野モデルはセルの安定性に関して概ね妥当な結果を与えているが，2次元モデルであるため，セルおよびアークの変形あるいは応力の計算はできない。また，セル内地盤の地震時抵抗メカニズムを再現できていない。
- 3) 大口径のセルに対して既往設計法は安全側の設計となるが，セル本体の楕円形の変形性状，セル下端での鉛直方向と円周方向の連成挙動，アークおよび継手の応力が照査できないことなどから，3次元解析が必要となる。



- 4) 地盤～構造系の3次元地震応答解析により地震時挙動を把握することが大切であるが、2次元地震応答解析と3次元静的解析を組み合わせた応答変位法も有用な方法である。
- 5) 南本牧のセル式岸壁（大口径，大水深，不陸地盤，大規模地震）はレベル1およびレベル2地震動に対して所定の耐震性が確保されていることを，実験と数値解析によって確認することができた。

#### (7) 今後の課題

今後の課題として，鋼板セル式構造物は，法線方向に連続した壁構造物であることから，圧密沈下をはじめ種々の変状の影響がある場合には，実際に発生している初期応力状態を把握することが重要となる．有効応力法による有限要素法プログラムは **DACSAR**<sup>1)</sup>のような粘性土の圧密連成解析のためのプログラムと **FLIP**<sup>2)</sup>や **LIQCA**<sup>3)</sup>のような砂質土の液状化解析プログラムは各々別々に整備されてきたことから，連続した解析が可能なプログラムの整備が期待される。

また，摩耶ふ頭の被災事例を考慮すれば，中詰土の過剰間隙水圧が上昇した場合でも中詰土が外部に流出することがなければ，構造物の形状が保持され安定性が確保される可能性がある．しかしながら，その挙動はいまだに不明である。

さらに，構造物に発生する応力は地盤のひずみに支配されると考えれば，構造形式の異なる区間との接続部や地盤条件の変化部あるいは岸壁法線や護岸法線の隅角部に応力が集中する可能性があり，セル式構造物は法線上に連続した構造物であるので，法線の長さや埋立地の形状等によって初期応力状態や残留変位性状が変わる可能性があり，広範囲の埋立地を対象とした検討が今後必要と思われる。

最後に，3次元地震応答解析は節点数や要素数の制約から，現在のコンピュータの能力では円周方向に十分な分割ができないことや，側方境界が近く，拘束条件の影響を大きく受けやすいことに注意が必要である．この点はプログラムやコンピュータの高速化，大容量化が待たれるところである。

参考資料

- 1) Iizuka, A., Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elast-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations , Vol.27, No.3, pp71-87, 1987.
- 2) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp57-83, 1990.
- 3) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R. : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, No.52, pp.209-245, 1994.

---

## 謝辞

本研究の遂行ならびに本論文のとりまとめにあたりましては、終始ご指導を賜りました早稲田大学教授 清宮理 先生に深く感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。また、本論文の審査にあたり、同大学教授 小峯秀雄 先生、ならびに同大学教授 赤城寛一先生よりご示唆、ご助言をいただきましたことに御礼申し上げます。

また、元横浜港湾空港技術調査事務所長 諸星一信氏、港湾空港技術研究所 菅野高弘氏 さらには国土交通省国土技術政策総合研究所 竹信正寛氏、港湾空港技術研究所 小濱英司氏のご指導を賜りましたことに深甚たる感謝の意を表します。

本研究に先立って、耐震強化岸壁の断面検討に朝から晩まで議論して業務を共に遂行してきたパシフィックコンサルタンツ株式会社 港湾部 伊庭智生氏、さらには、64bit マシンをお互いの自宅に持ち込み、1か月近くかかる3次元地震応答解析の演算を共に試行錯誤しながら二人三脚で作業に協力していただいた横浜解析株式会社 井口高志氏には尊敬の念とともに深く感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。

鋼矢板セルの剛性算出に関しては、熊本県土木部河川港湾局港湾課 の皆様に貴重な資料を提供していただきました。ここに深く感謝の意を表します。

この他、根入れ鋼板セル協会やプレハブ鋼矢板セル工法研究会をはじめ、多くの方々のご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

2011年3月11日の午後は研究室で投稿論文を作成していました。その折、カタカタと揺れだし、留学生のみなさんが一斉に机の下に隠れていました。自分は、それをわき目にパタパタ文章を打っていましたが、いよいよ揺れが大きくなってきて、本棚から資料がバタバタ落ちだして初めて大きく長い地震だなあと、机の下に隠れたのを記憶しています。その後の2年間、本研究が途絶えることとなった地震を契機に、いろんな分野の方々と議論する機会に恵まれました。ここに記して謝意を表します。

一方で、家族には気をもませ、心配をかけてしまったと反省しきりです。そして感謝しています。

最後に、この研究を行うきっかけを作ってくれたのは、パシフィックコンサルタンツ株式会社 元港湾部長の 故 藤平欣司氏でした。ここに感謝の意を表するとともに、本論文を志半ばで倒れた氏に捧げたいと思います。

2. 9 根入れを有するセル式係船岸

【告示】(セル式係船岸の性能規定)

第五十二条 セル式係船岸の性能規定は、次の各号に定めるものとする。

一 主たる作用が土圧である永続状態に対して、次の基準を満たすこと。

イ 壁体のせん断変形により安定性を損なう危険性が限界値以下であること。

ロ セル式係船岸の部材の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。

二 主たる作用が土圧である永続状態及び主たる作用がレベルー地震動である変動状態に対して、次の基準を満たすこと。

イ 壁体の滑動及び基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以下であること。

ロ セル天端に生じる変形量の変形量の許容値を超える危険性が限界値以下であること。

三 主たる作用が自重である永続状態に対して、地盤のすべり破壊の生じる危険性が限界値以下であること。

四 セル式係船岸の上部工が、主たる作用が土圧である永続状態並びに主たる作用がレベルー地震動並びに船舶の接岸及び牽引である変動状態に対して次の基準を満たすこと。

イ 杭に作用する軸方向力が地盤の破壊に基づく抵抗力を超える危険性が限界値以下であること。

ロ 杭に生じる応力度が降伏応力度を超える危険性が限界値以下であること。

ハ 部材の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。

2 前項に規定するもののほか、置きセル式の性能規定にあつては、主たる作用がレベルー地震動である変動状態に対して、転倒の生じる危険性が限界値以下であることとする。

【解説】

①根入れを有するセル式係船岸 (使用性)

- イ) 根入れを有するセル式係船岸の性能規定は、設計状態及び、構成する部材に応じて用いるものとする。なお、この規定以外に、必要に応じて、基準告示第二十二條第三項 (洗掘及び吸出し) 及び第二十八條 (被覆石及びブロックの性能規定) に関する設定が適用される。
- ロ) セルの構造の安定性及び部材の健全性
- a) セルの構造の安定性及び部材の健全性に関するものは、別表-39のとおりである。

別表-39 根入れを有するセル式係船岸のセルの構造の安定性及び部材の健全性に関する性能規定及び設計状態 (偶発状態を除く) に関する設定

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標					
			主たる作用	従たる作用							
26	1	2	52	1	1	使用性	永続	土圧	水圧、載荷重	壁体のせん断変形	抵抗モーメント
										セル本体の降伏	自重及び土圧の永続状態のシステム破壊確率 ( $P_f=4.0 \times 10^{-15}$ )
										アークの降伏	自重及び土圧の永続状態のシステム破壊確率 ( $P_f=3.1 \times 10^{-15}$ )
										継手部の降伏	設計降伏応力度
					2	イ	永続	土圧	自重、水圧、載荷重	壁体の滑動、 基礎地盤の支持力	土圧の永続状態のシステム破壊確率 (耐震強化施設: $P_f=1.0 \times 10^{-3}$ ) (耐震強化施設以外の施設: $P_f=4.0 \times 10^{-3}$ )
						変動	L1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重		滑動に関する限界値 支持力に関する限界値 (許容変形量:重力式係船岸を準用)	
					2	ロ	永続	土圧	水圧、載荷重	セル天端の変形	変形量の限界値
						変動	L1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重			
					3	永続	自重	水圧、載荷重	地盤の円弧すべり	自重及び土圧の永続状態のシステム破壊確率 (耐震強化施設: $P_f=1.0 \times 10^{-3}$ ) (耐震強化施設以外の施設: $P_f=4.0 \times 10^{-3}$ )	

b) 壁体のせん断変形

壁体のせん断変形の照査とは、壁体のせん断変形に関する変形モーメントが抵抗モーメントを超える危険性が限界値以下であることを照査する。

c) 継手部の降伏

継手部の降伏の照査とは、セル本体とアークの継手部に生じる引張応力度が降伏応力度を超える危険性が限界値以下であることを照査する。鋼矢板セル式の構造の場合は、直線型鋼矢板の爪の引張強度に関しても照査すること。

d) 壁体の滑動、基礎地盤の支持力

壁体の滑動の照査とは、壁体の滑動による破壊の生じる危険性が限界値以下であることを照査することであり、基礎地盤の支持力の照査とは、基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以下であることを照査することである。

主たる作用が土圧の永続状態及びレベルー地震動の変動状態に対する壁体の滑動及び基礎地盤の支持力に関するものについては、基準告示第四十九条（重力式係船岸の性能規定）に関する設定に準じる。

f) セル天端の変形

主たる作用が土圧の永続状態、並びに、主たる作用がレベルー地震動の変動状態に対するセル天端の変形量の限界値は、想定される当該施設の利用状況等を踏まえて適切に設定する。

g) 地盤の円弧すべり

地盤の円弧すべりに関するものについては、基準告示第四十九条（重力式係船岸の性能規定）に関する設定に準じる。

ロ) 上部工

a) 上部工に関するものは、別表-40のとおりである。

別表-40 根入れを有するセル式係船岸の上部工に関する性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定

省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標				
			主たる作用	従たる作用						
26	1	2	52	1	4 イ	使用 永続	土圧	自重、水圧、載荷重	上部工の杭に作用する軸方向力 <sup>*1)</sup>	地盤の破壊に基づく抵抗力(押し込み、引き抜き)
							L1地震動 船舶の牽引	自重、土圧、水圧、載荷重		
			4 ロ	永続	土圧	水圧、載荷重	上部工の杭の降伏 <sup>*1)</sup>	設計降伏応力度		
					L1地震動 船舶の牽引	自重、土圧、水圧、載荷重				
			4 ハ	永続	土圧	水圧、載荷重	上部工の断面の使用性	曲げ圧縮応力度の制限値(使用限界状態)		
					L1地震動 船舶の接岸及び牽引	自重、土圧、水圧、載荷重			上部工の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)

\*1): 上部工支持杭を有する構造の場合に限る。

b) 上部工の杭に作用する軸方向力

上部工の杭に作用する軸方向力の照査とは、上部工の杭に作用する軸方向力が地盤の破壊に基づく抵抗力を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

c) 上部工の杭の降伏

上部工の杭の降伏の照査とは、上部工の杭の応力度が降伏応力度を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

d) 上部工の断面の使用性

上部工の断面の使用性の照査とは、上部工に生じる設計曲げ圧縮応力度が圧縮応力度の制限値を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

e) 上部工の断面破壊

上部工の断面破壊の照査とは、上部工に生じる設計断面力が設計断面耐力を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

②置きセル式係船岸（使用性）

イ) 置きセル式係船岸の性能規定は、根入れを有するセル式係船岸の性能規定（セル天端の変形に関する照査項目を除く）に準じるほか、別表－4 1のとおりである。

別表－4 1 置きセル式係船岸の性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定

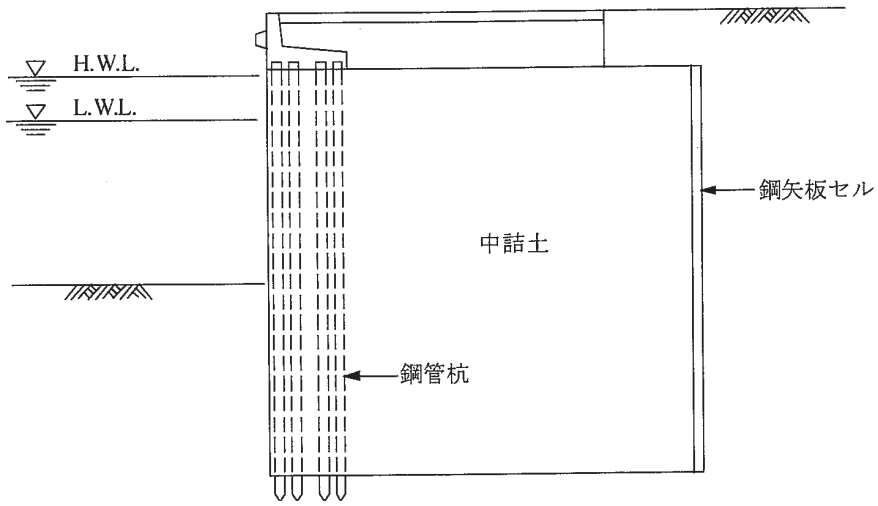
省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
			主たる作用	従たる作用		
26 1 2	52 2 ー	使用性 変動	L1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重	壁体の転倒	転倒に関する限界値 (岸壁天端の許容変形量:重力式係船岸を準用)

ロ) 壁体の転倒

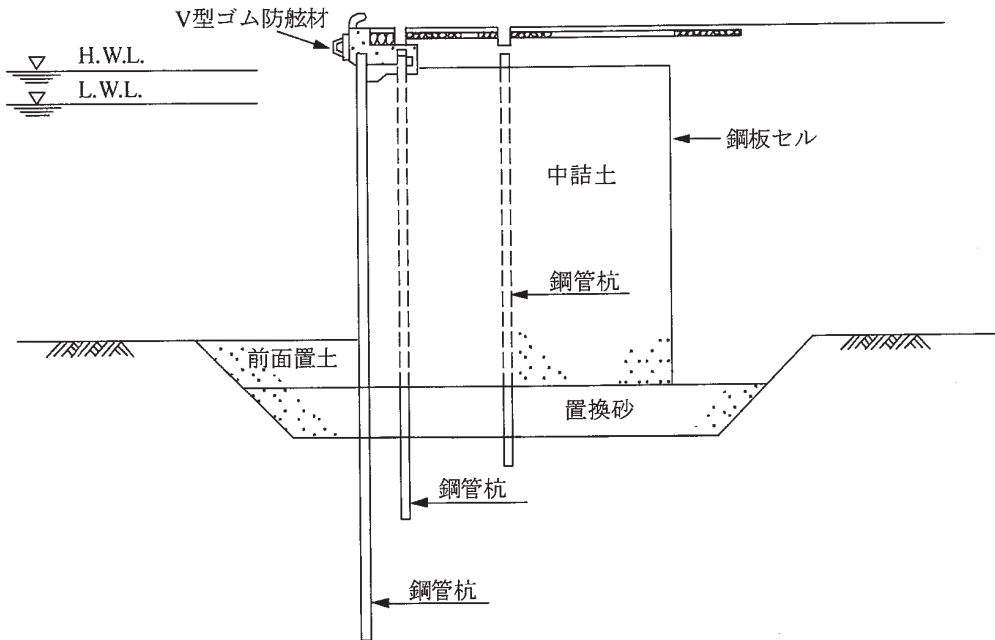
主たる作用がレベルー地震動の変動状態に対する壁体の転倒に関するものについては、基準告示第四十九条（重力式係船岸の性能規定）に関する設定に準じる。

2. 9. 1 性能照査の基本

- (1) ここでの記述は、鋼矢板セル構造を用いた係船岸（以下、鋼矢板セル式係船岸）及び根入れのある鋼板セル構造を用いた係船岸（以下、根入れ鋼板セル式係船岸）の性能照査に適用することができる。
- (2) ここで記述されている性能照査法は、主に砂質地盤に根入れされた、根入れ比が0～1.5、換算壁体幅と壁高の比が1～2.5の範囲のセル式係船岸の模型実験<sup>78)79)80)81)</sup>の結果に基づき得られたものである。なお、根入れ比が著しく小さい場合（1/8程度未満）、換算壁体幅と壁高の比が著しく小さい場合、粘性土地盤及びサンドコンパクションパイル等による改良地盤に設けられる場合などについては、未解明な部分が残されているので、ここに示す性能照査法以外にも地盤の非線形特性等を考慮できる動的解析法等により別途検討を行うことが望ましい。
- (3) 鋼矢板セル式係船岸及び根入れ鋼板セル式係船岸の断面の例を図－2.9.1(a), (b)に示す。
- (4) 2. 9. 2 作用及び2. 9. 4 性能照査に示す考え方は簡易照査法で用いられるものであり、その採用にあたっては、留意する必要がある。また、照査は本来精度の高い方法（模型実験やメカニズムを再現しうる数値解析手法）によるべきである。
- (5) 根入れを有するセル式係船岸の性能照査順序の例を図－2.9.2に示す。ただし、図－2.9.2には、地震動による液状化及び沈下等の影響の評価については表示していないので、例えば、液状化については、第3編第6章 地盤の液状化を参照して、液状化の有無及びその対策について、適切に検討する必要がある。ここで、レベル1地震動に関する変動状態については、簡易法（震度法）により照査することができる。ただし、耐震強化施設においては、詳細法（地盤－構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析等）により変形量の検討をすることが望ましい。なお、耐震強化施設以外の根入れを有するセル式係船岸では、レベル2地震動に関する偶発状態における照査を省略することができる。

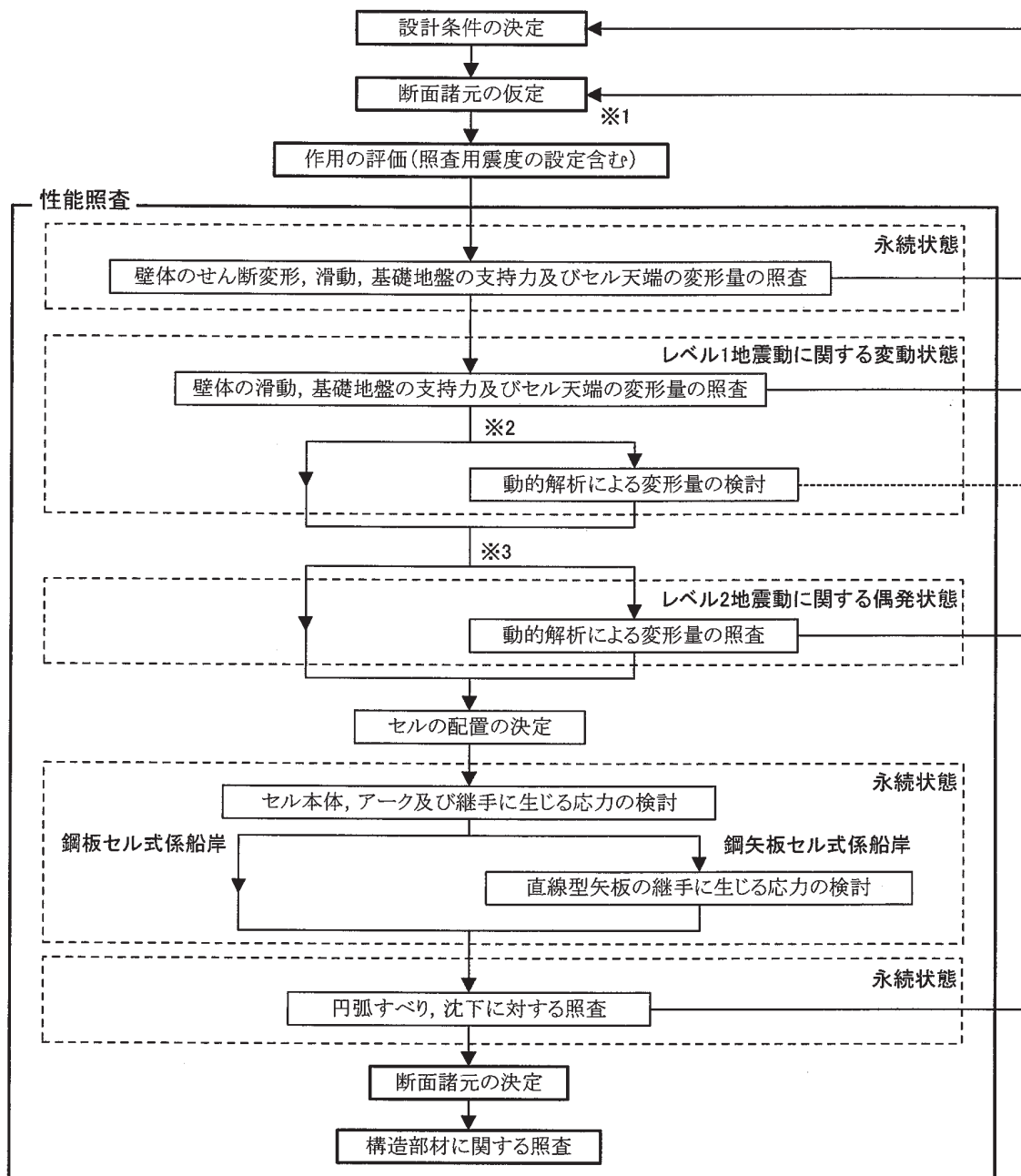


(a)鋼矢板セル式係船岸



(b)鋼板セル式係船岸

図-2.9.1 根入れを有するセル式係船岸の断面の例



- ※1：液状化の影響の評価については表示していないため、別途考慮する必要がある。
- ※2：必要に応じて、レベル1地震動に対して動的解析による変形量の検討を行うことができる。  
なお、耐震強化施設にあつては、動的解析による変形量の検討を行うことが望ましい。
- ※3：耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。

図-2.9.2 根入れを有するセル式係船岸の性能照査順序の例

- (6) セルの中詰は良質な砂又は砂利を用いて十分密に詰めることが望ましい。粘性土による中詰は好ましくないが、セル内に粘性土が残る場合には、セルの変形が大きくなるおそれがあるので別途検討を行うべきである。
- (7) セルの内部にクレーン、上屋、倉庫等の基礎が入るときは、基礎杭を打って作用を支持層に伝えることが望ましい。
- (8) 鋼矢板セルの施工にあつては、セルの中詰未施工による構造上不安定な時間を短くするため矢板打込み後、中詰を急いで行うのがよい。



## 2. 9. 2 作用

- (1) 根入れを有するセル式係船岸の性能照査において考慮すべき作用の算定にあたっては、第3編第4章2 地震作用、第3編第5章1 土圧、第3編第5章2 水圧、第3編第10章 自重及び载荷重を参照することができる。
- (2) セル壁体のせん断変形の検討では、壁体背後に作用する土圧は、主働土圧とすることができる（図-2.9.3参照）。また、模型実験の結果によると、根入れ部のセルの変位は小さいので、根入れ部には、静止土圧程度の大きさの土圧が生じているものと判断される。また、振動実験によると、根入れ部に作用する土圧は、作用効果としてではなく、壁体の転倒に対する耐力として作用しているものと考えられる。したがって、全体系の安定性の検討にあたっては、壁体背後に作用する土圧は、一般に、海底面上では、主働土圧とし、また、海底面下では、裏埋土の重量等による上載圧により生じる土圧とすることができる。裏埋土の重量等による上載圧により生じる永続状態における土圧の特性値は、一般に、式(2.9.1)より求めることができる（図-2.9.4参照）。

$$p_{ac} = 0.5(\sum wh + q) \quad (2.9.1)$$

ここに、

$p_{ac}$  : 壁体背後の海底面下に作用する土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$w$  : 裏埋土各層の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 裏埋土各層の厚さ (m)

$q$  : 载荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

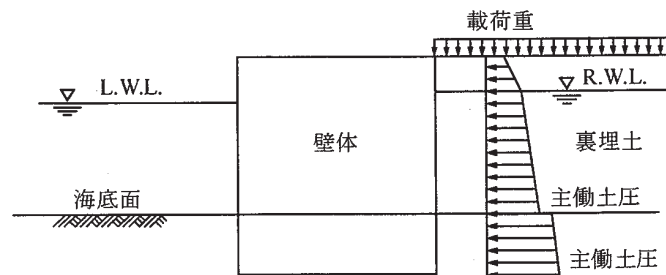


図-2.9.3 壁体に作用する背面の土圧（せん断変形の検討時）

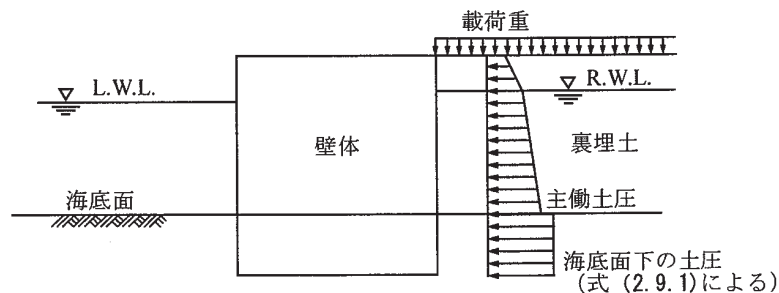


図-2.9.4 壁体に作用する背面の土圧（重力式壁体としての安定の検討時）

- (3) 裏埋土の残留水位は、一般に、L.W.L.上、潮差の2/3とすることができる。ただし、透水性の低い材料を裏埋土として用いる場合にはそれ以上になることがあるので、その設定にあたっては、既往の施設や類似施設を調査した結果に基づいて決定することが望ましい。また、中詰土内の残留水位は、裏埋土内の水位と同じにすることができる。なお、鋼板セルの場合、継手がセルとアークの連結部のみに限られていることから、止水性に関する実測データはないが、鋼板セルの止水性は鋼矢板セルと同等又はそれ以上に高いと判断できる。したがって、降雨等により岸壁背後の地下水位が上昇する場合など、セル前面との水位差が大きくなることがあるので注意する必要がある。

(4) 根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度

レベル1地震動に関する変動状態における根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値及び照査用震度に対応して設定される変形量の許容値は、構造特性を勘案して適切に算定するものとする。なお、便宜的に、根入れを有するセル式係船岸の照査用震度の特性値及び変形量の許容値は、2.2 重力式係船岸の2.2.2 (1)レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の照査に用いる照査用震度及び⑧(b)許容される変形量 ( $D_a=10\text{cm}$ ) に準じて設定してもよい。

ただし、根入れを有するセル式係船岸の根入れが耐震性能に及ぼす影響については、本書に述べる方法では必ずしも十分に評価できていない可能性があることに注意が必要である。詳細については、2.9.4 (2)③(f)参照のこと。

(5) 性能照査にあたり地震動による作用を中詰の慣性力として考慮する場合、慣性力の算定においては、一般に、海底面より上では照査用震度を用い、海底面以下では海底面下10m地点で震度0となるように直線的に低減させた値を用いることができる。なお、これ以深においては慣性力を考慮しないことが一般的である (図-2.9.5参照)。

(6) 潮位の設定にあたっては、第3編第2章3.6 設計潮位条件を参照することができる。

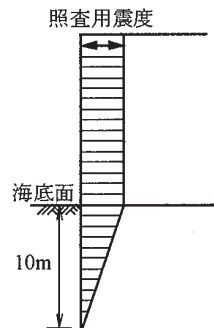


図-2.9.5 慣性力の考え方

2.9.3 換算壁体幅の設定

- (1) 性能照査に用いるセルの壁体幅としては、セル本体及びアーク部を矩形の壁体に置き換えた場合の仮定の壁体幅である換算壁体幅を用いることができる。
- (2) 換算壁体幅は、性能照査を簡便にするために用いる便宜的な量であって、セルを図-2.9.6 に示すように、セル本体及びアーク部を矩形の壁体に置き換えた場合の仮定の壁体幅である。置換えに際しては、水平面で切った断面積が実際の壁体と等しくなるようにする。
- (3) 換算壁体幅は、一般に、壁体のせん断変形に関する検討が満足されるように決定される。

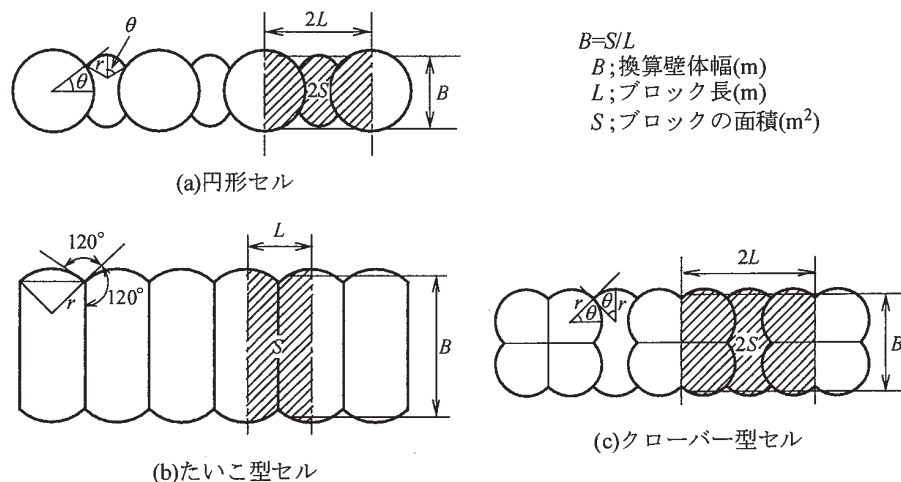


図-2.9.6 セル式係船岸の平面形と換算壁体幅 B

## 2. 9. 4 性能照査

### (1) 壁体のせん断変形に対する検討

- ① セル式係船岸は、中詰土がセル殻により拘束されているため、セル殻と中詰土が一体となり、一般に、セル壁体の変位に対しセル壁体自身の変形が無視でき、その全体の挙動を剛体とみなすことができる。模型実験においても、永続状態及びレベル1地震動に関する変動状態における作用を大幅に上回る作用を受けた場合にも、セル体に大きな変形は認められていない。すなわち、一般的な地盤と中詰土の場合には、セルの中詰土中にはせん断破壊が生じないものと考えられる。しかし、セル径が極端に小さい場合や、中詰土の強度が著しく弱い場合には、セルを剛体とみなす仮定が満たされなくなることが考えられるため、セル壁体の変形を微小範囲に留めるために、永続状態においてせん断変形の検討を行う必要がある。
- ② 一般に、鋼矢板セル式係船岸にあつては、セル底面に関する抵抗モーメントと変形モーメント、及び海底面に関するセル内土の抵抗モーメントと変形モーメントを用いて、式(2.9.2)及び式(2.9.3)によりせん断変形に関する検討を行うことができる。また、鋼板セル式係船岸にあつては、式(2.9.3)によりせん断変形に関する検討を行うことができる。なお、式中、添字  $d$  は設計用値を示すものとし、設計用値の算定にあつては、以下の③変形モーメントの算定、④セル底面に関する抵抗モーメントの算定、⑤海底面に関する中詰土の抵抗モーメントを参照することができる。なお、構造解析係数  $\gamma_a$  については、1.2 以上の適切な値を用いることができる。

$$M_{r_d} \geq \gamma_a M_{d_d} \quad (2.9.2)$$

$$M'_{r_d} \geq \gamma_a M'_{d_d} \quad (2.9.3)$$

ここに、

- $M_r$  : セル底面に関する抵抗モーメント (kN・m/m)
- $M_d$  : セル底面に関する変形モーメント (kN・m/m)
- $M'_r$  : 海底面に関するセル内土の抵抗モーメント (kN・m/m)
- $M'_d$  : 海底面に関する変形モーメント (kN・m/m)
- $\gamma_a$  : 構造解析係数

### ③ 変形モーメントの算定

- (a) 鋼矢板セル式係船岸の性能照査に用いる変形モーメントは、セル底面及び海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等のセル底面及び海底面に対するモーメントとすることができる。また、鋼板セル式係船岸の変形モーメントは、海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等の海底面に対するモーメントとすることができる。
- (b) 変形モーメントの算定にあつては、一般に、土圧についてはその水平分力のみを考慮し、鉛直分力は考慮しない。また、載荷重については、一般に、その鉛直力は考慮しないが、主働土圧の算定では載荷重を考慮する (図-2.9.7 参照)。

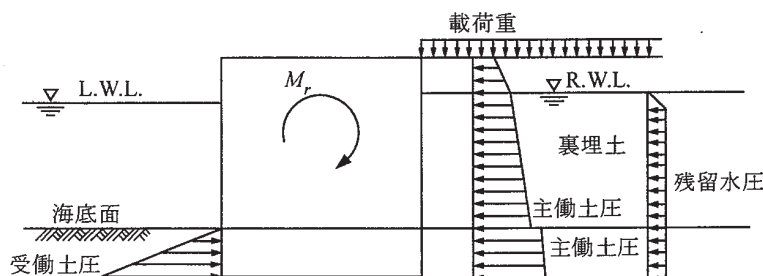


図-2.9.7 せん断変形の検討に考慮する作用及び抵抗力

④ セル底面に関する抵抗モーメントの算定

- (a) セル底面に関する抵抗モーメントは、セルの構造特性、壁体の変形を考慮して、適切に算定する必要がある。
- (b) セル底面に関する抵抗モーメントは、模型実験<sup>78)</sup>の結果より、根入れ比  $D/H$  によって割増しできることが示されており（図-2.9.8 参照）、式(2.9.4)を用いて算定することができる。

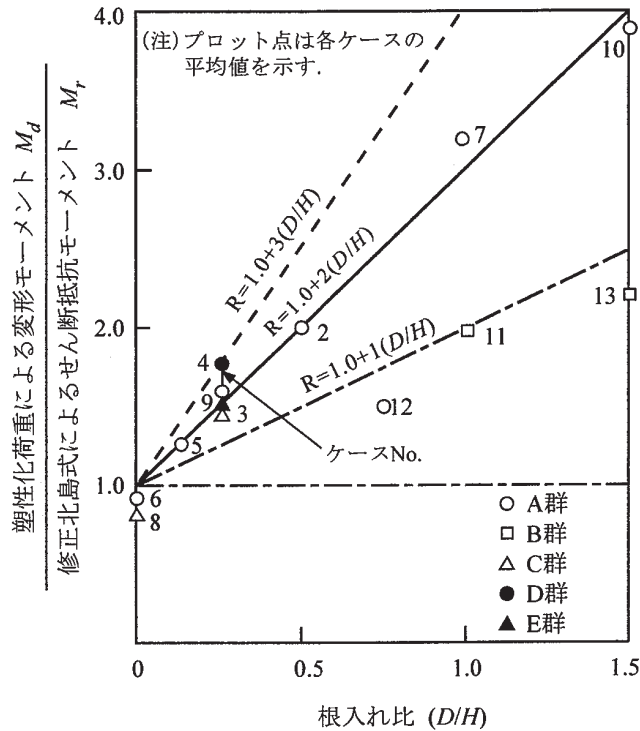


図-2.9.8 抵抗モーメントと根入れ比との関係

$$M_{r_d} = (M_{r_{0_d}} + M_{r_{s_d}}) \left( 1 + \alpha \frac{D}{H} \right) \quad (2.9.4)$$

ここに、

- $M_r$  : セル底面に関する抵抗モーメント (kN·m/m)
- $M_{r_0}$  : セル底面に関する中詰土の抵抗モーメント (kN·m/m)
- $M_{r_s}$  : セル底面に関する継手摩擦力による抵抗モーメント (kN·m/m)
- $D$  : 根入れ長 (m)
- $H$  : セル壁高 (m) (図-2.9.9 参照)
- $\alpha$  : 根入れ比 ( $D/H$ ) による割増係数

なお、割増係数  $\alpha$  は、一般に、1.0 とすることができる。これは、本式が実験結果に基づく実験式であり、理論的な解明は必ずしも十分ではないため、図-2.9.8 の実験結果の下限値に近い  $\alpha = 1.0$  としたものである。

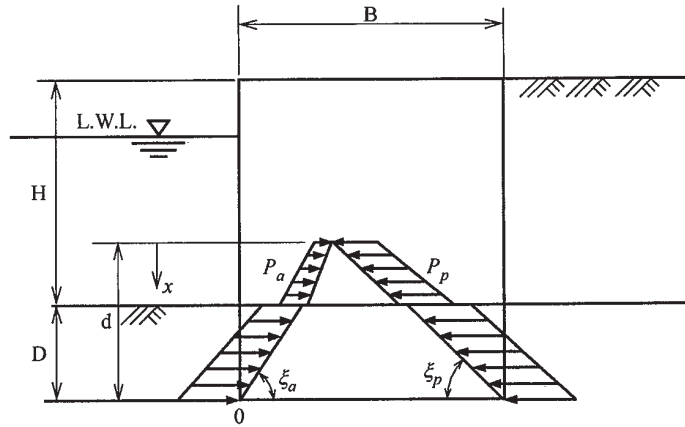


図-2.9.9 中詰土のせん断面の仮定

(c) 中詰土の抵抗モーメントの計算式

セル底面における中詰土の抵抗モーメントを求める場合、一般に、中詰土のせん断破壊面は、図-2.9.9 に示すようにセル底面前面側から主動崩壊面、背面より受働崩壊面が発生すると仮定し、また、これらの崩壊面上にそれぞれ主動土圧、受働土圧が作用するものとする。このとき、主動・受働崩壊角及び主動・受働土圧は以下のようなランキン(Rankine)式を用いることができる。なお、式中の添字  $d$  は設計用値を示す。

$$\begin{array}{ll}
 \text{主動崩壊面} & \zeta_{a_d} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_d}{2} \\
 \text{受働崩壊面} & \zeta_{p_d} = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_d}{2} \\
 \text{主動土圧} & P_{a_d} = K_a w_d h, \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \\
 \text{受働土圧} & P_{p_d} = K_p w_d h, \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d}
 \end{array} \quad (2.9.5)$$

ここに、

- $\phi$  : 中詰土のせん断抵抗角 ( $^{\circ}$ )
- $w$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $h$  : 土層厚 (m)

式(2.9.5)中の設計用値は、以下の式を用いて求めることができる。

$$w_d = \gamma_w w_k, \quad \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k \quad (2.9.6)$$

このとき、せん断面上の土圧によるモーメントは、式(2.9.7)により算出することができる(図-2.9.9参照)。

$$M_{r0_d} = \int_0^d (P_{p_d} - P_{a_d})(d-x) \frac{2}{3} \tan \phi_d dx \quad (2.9.7)$$

また、地盤と中詰の土質定数が異なる場合は、崩壊角及び土圧は土層が変わるごとにその大きさも変わるため式(2.9.7)も煩雑になるが、地盤と中詰のせん断抵抗角があまり差がない場合や、

根入れ比が大きく中詰まで崩壊面が到らない場合には以下の簡略式を用いることができる。なお、式中の添字  $d$  は設計用値を示す。

$$M_{r0_d} = \frac{1}{6} w_{0_d} R_{0_d} H_{0_d}^3 \quad (2.9.8)$$

$$R_{0_d} = \frac{2}{3} v_{0_d}^2 (3 - v_{0_d} \cos \phi_d) \tan \phi_d \sin \phi_d \quad (2.9.9)$$

ここに、

$w_0$  : 中詰土の換算単位体積重量 (中詰土の単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量の特性値としては、一般に、 $w_{0k} = 10$  (kN/m<sup>3</sup>) を用いることができる。)

$H_{0d}$  : 中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の中詰土による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高で式 (2.9.10) で計算する。

$$H_{0d} = \frac{1}{w_{0d}} \sum_i w_{id} h_i \quad (2.9.10)$$

$w_i$  :  $i$  層の中詰土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  :  $i$  層の層厚 (セル底面から係船岸天端まで) (m)

$$v_{0d} = B/H_{0d}$$

$B$  : 換算壁体幅 (m)

式中の設計用値は、以下の式を用いて求めることができる。

$$w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k}, \quad w_{id} = \gamma_{w_i} w_{ik} \quad (2.9.11)$$

なお、中詰土の抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は、1.00 とすることができる。

(d) 継手摩擦力による抵抗モーメントの計算式

継手摩擦力による抵抗モーメントは以下のように計算することができる。なお、式中の添字  $d$  は設計用値を示す。

$$M_{rsd} = \frac{1}{6} w_{0d} R_{sd} H_{sd}^3 \quad (2.9.12)$$

$$R_{sd} = \frac{3}{2} v_{sd} f \tan \phi_d \quad (2.9.13)$$

ここに、

$H_s$  : 中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の矢板継手間摩擦力による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高で、図-2.9.10 において土圧分布図(a)の合力と換算土圧分布図(b)の合力が等しくなるように式 (2.9.14) で計算する。この場合、中詰土の土圧係数は、 $0.5 \tan \phi$  を用いることができる。

$$H_{sd} = 2 \sqrt{\frac{\sum P_{id}}{w_{0d} \tan \phi_d}} \quad (2.9.14)$$

$P_i$  :  $i$  層の中詰土の土圧合力 (kN/m)

この場合、上載圧は考慮しない。

$w_0$  : 中詰土の換算単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$  : 中詰土のせん断抵抗角 (°)

$$v_{sd} = B/H_{sd}$$

$B$  : 換算壁体幅 (m)

$f$  : 矢板継手間の摩擦係数で、一般に 0.3 を用いることができる。

式中の設計用値は、以下の式を用いて求めることができる。

$$w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k}, \quad \tan \phi'_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k \quad (2.9.15)$$

なお、継手摩擦力による抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は、1.00 とすることができる。

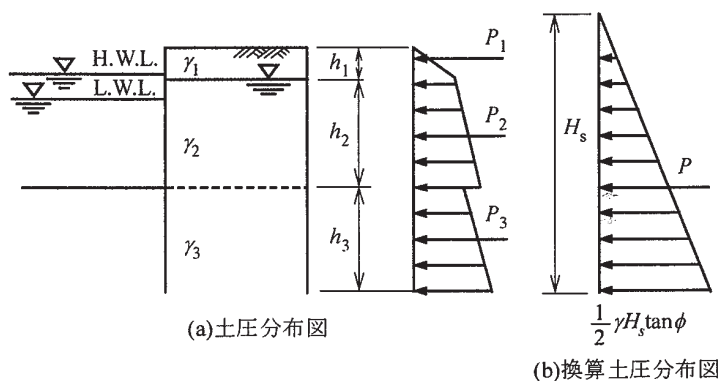


図-2.9.10 換算壁高

⑤ 海底面に関する中詰土の抵抗モーメント

- (a) 海底面に関する抵抗モーメントは、セルの構造特性、壁体の変形を考慮して、適切に算定する必要がある。
- (b) 海底面に関する中詰土の抵抗モーメントの算定にあたっては、式(2.9.16)及び式(2.9.17)を用いることができる。

$$M'_{rd} = \frac{1}{6} w_{0d} R_{0d} H_{0d}'^3 \quad (2.9.16)$$

$$R_{0d}' = v_0'^2 (3 - v_0' \cos \phi') \sin \phi' \quad (2.9.17)$$

ここに、

$M'_{rd}$  : 海底面に関する鋼矢板セルの抵抗モーメント (kN・m/m)

$H_{0d}'$  : 中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の中詰土による抵抗モーメントを計算するための海底面からの換算壁高で式(2.9.18)により算定することができる。

$$H_{0d}' = \frac{1}{w_{0d}} \sum_i w'_{id} h'_i \quad (2.9.18)$$

$w'_i$  : 海底面上  $i$  層の中詰土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h'_i$  : 海底面上  $i$  層の層厚 (海底面から係船岸天端まで) (m)

$v_0' = B/H_0'$

$\phi'$  : 海底面より上の中詰土のせん断抵抗角 (°)

式中の設計用値は、以下の式を用いて求めることができる。

$$w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k}, \quad w'_{id} = \gamma_{w'_i} w'_{ik} \quad (2.9.19)$$

なお、海底面に関する中詰土の抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は、1.00 とすることができる。

- ⑥ 中詰土の強度を増大することはセルの剛性を高める。したがって、中詰土を改良することは、セルの安定性の向上に有効である。
- ⑦ 中詰に粘性土を用いたセルの挙動については不明な点が多く、また、粘性土は砂質土に比べて塑性が大きいため構造物として好ましくなく、中詰材に粘性土を用いることは極力避けるべきである。粘性土地盤に根入れされたセルについては、有限要素法解析例から推定すると、セル体の安定は前面地盤の変形で決まり、中詰のせん断変形で決まることはない。したがって、壁体内に粘性土が存在する場合の抵抗モーメントは、砂質土の場合の検討に準じて計算してもよい。

中詰土による抵抗モーメント  $M_{r0}$  及び矢板継手間の摩擦力による抵抗モーメント  $M_{rs}$  は、式(2.9.20)、式(2.9.21)で計算してもよい。なお、中詰土に粘性土を含むセルの抵抗モーメントは解明されていないため、せん断変形の検討面は、図-2.9.11のように、海底面及びセル下端だけでなく、粘性土層下端等の危険と考えられる面で検討を行う必要がある。その場合の根入れ効果の算定にあたっては、検討面での根入れ比を用いる。この場合、せん断変形に関する照査において用いる構造解析係数は1.20とし、その他の部分係数は1.00としてよい。

$$\left. \begin{aligned} M_{r0d} &= \int_0^d (P_{pd} - P_{ad}) (d-x) dx \\ P_{ad} &= K_a w_d h - 2c_d \sqrt{K_a}, \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \\ P_{pd} &= K_p w_d h + 2c_p \sqrt{K_p}, \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d} \end{aligned} \right\} \quad (2.9.20)$$

ここに、

- $\phi$  : 中詰土のせん断抵抗角 (°)
- $c$  : 中詰土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $w$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 土層厚 (m)

$$M_{rsd} = \frac{2}{3} (P_{1d} + P_{2d} + P_{3d}) f_d B \quad (2.9.21)$$

- $P_1, P_2, P_3$  : 図-2.9.12において中詰土の各層の合力 (kN/m)
- $w_1, w_2, w_c$  : 図-2.9.12において各層の中詰土の材料の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_1, h_2, h_c$  : 図-2.9.12において各層の中詰土の層厚 (m)
- $K_s$  : 中詰土の砂質土の土圧係数 (一般に、 $K_s=0.6$  とすることができる。)
- $K_c$  : 中詰土の粘性土の土圧係数 (一般に、 $K_c=0.5$  とすることができる。)
- $B$  : 換算壁体幅 (m)
- $f$  : 矢板継手間の摩擦係数 (一般に、 $f_k=0.3$  とすることができる。)

式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。

$$\begin{aligned} c_d &= \gamma_c c_k, \quad w_d = \gamma_w w_k, \quad \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k, \quad f_d = \gamma_f f_k, \\ P_{1d} &= \gamma_{P_1} P_{1k}, \quad P_{2d} = \gamma_{P_2} P_{2k}, \quad P_{3d} = \gamma_{P_3} P_{3k} \end{aligned} \quad (2.9.22)$$



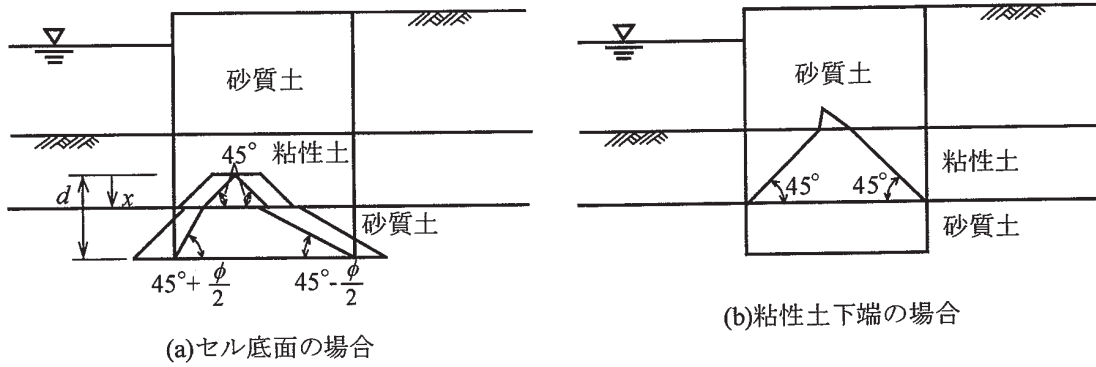


図-2.9.11 中詰土のせん断面の仮定

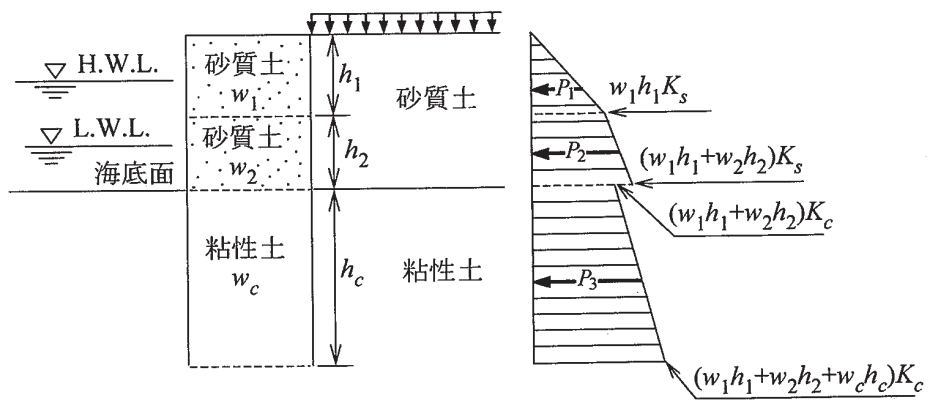


図-2.9.12 中詰土圧

(2) 永続状態、レベル1地震動に関する変動状態の壁体の変形量の算定は、以下の事項をもとに検討することができる。

- ① 一般
  - (a) 全体の安定の検討は、壁体を地盤に弾性支持される剛体とみなして、作用に対する地盤反力及び壁体の変位を求めることで行うことができる。
  - (b) 地盤反力は、地盤の弾性領域を超えない範囲では地盤反力係数と変位量の積として求められる。地盤反力及び壁体の変位がそれぞれの変形量の許容値を超えない場合に、重力式壁体としての安定が確保されるものとする。
- ② 地盤反力係数
  - (a) 重力式壁体としての安定の検討に使用する地盤反力係数は、地盤調査の結果に基づいて設定する。
  - (b) 地盤反力係数には横方向地盤反力係数、セル底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断ばね定数がある。
  - (c) 地盤反力係数は、一般に、地盤調査の結果に基づいて以下のように求めることができる。
    - 1) 横方向地盤反力係数
 

横方向地盤反力係数は、本編第2章2、4杭基礎の2.4.5杭の静的最大軸直角方向抵抗力に示される横山<sup>82)</sup>の提案した図により算定することができる。

$$k_{CH} = 2N \tag{2.9.23}$$

ここに、  
 $k_{CH}$  : 横方向地盤反力係数 (N/cm<sup>3</sup>)  
 $N$  :  $N$  値

地盤が性質の異なる地層からなる場合、横方向地盤反力係数は、各層ごとに求めることとする。

2) 鉛直方向地盤反力係数

セル底面の鉛直方向地盤反力係数は、セル底面における横方向地盤反力係数と同じ値とすることができる。地盤が性質の異なる地層からなる場合、鉛直方向地盤反力係数はセル底面の位置の地層から求められる値を採用しない。ただし、セル底面下に極端に軟弱な地層がある場合などは、それらの影響を十分に考慮すべきである。

3) 水平方向せん断ばね定数

セル底面の水平方向せん断ばね定数は、鉛直方向地盤反力係数を用いて式(2.9.24)により算定することができる。

$$k_s = \lambda k_v \quad (2.9.24)$$

ここに、

$k_s$  : 水平方向せん断ばね定数 (N/cm<sup>3</sup>)

$\lambda$  : 水平方向せん断ばね定数と鉛直方向地盤反力係数の比

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (N/cm<sup>3</sup>)

既存の研究によると、 $\lambda$ 値は $\lambda=1/2 \sim 1/5$ が提案されているが<sup>83)84)</sup>、鋼矢板セルの場合、 $\lambda=1/3$ 程度としてよいと考えられる。

③ 地盤反力及び壁体の変位量の算定

(a) 鋼矢板セルの根入れ部の地盤反力及び壁体の変位は、壁体への作用に対して、水平地盤反力、壁体底面の鉛直地盤反力及び水平方向せん断反力、セル前壁とセル後壁の鉛直摩擦抵抗力によって支持されているものとみなして計算することができる。

(b) 地盤反力

1) 水平地盤反力

水平地盤反力は、式(2.9.25)により算定することができるが、一般に、地盤の降伏を考慮して第3編第5章1 土圧に準じて算定される受働土圧強度を超えないものとする。なお、受働土圧を算定する際の壁面摩擦角は $-15^\circ$ とすることができる。図-2.9.13に地盤反力が部分的に受働土圧強度に達している場合の地盤反力分布の例を示す。

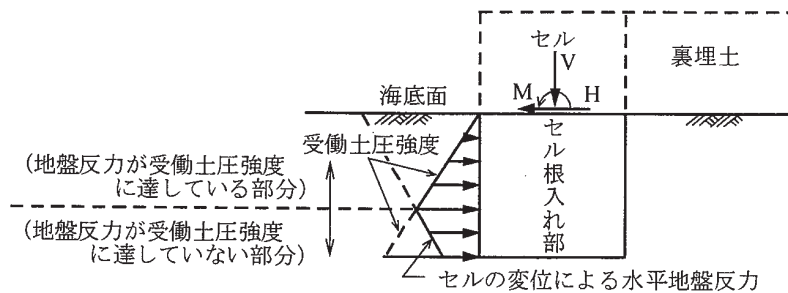


図-2.9.13 水平地盤反力分布の例

2) 鉛直地盤反力

セル底面の鉛直地盤反力は台形又は三角形分布となり、一般に引張応力は生じないものとする。

(c) 鉛直摩擦抵抗力

鉛直摩擦力は、セル前壁とセル後壁に作用するものとし、鉛直摩擦抵抗力は水平土圧又は地盤

反力と  $\tan\delta$  の積とすることができる。この場合、 $\delta$  は壁面摩擦角とする。

(d) 作用の分布

鋼矢板セル式係船岸への作用は、一般に、図-2.9.14 に示すように分布するものと考えることができる。

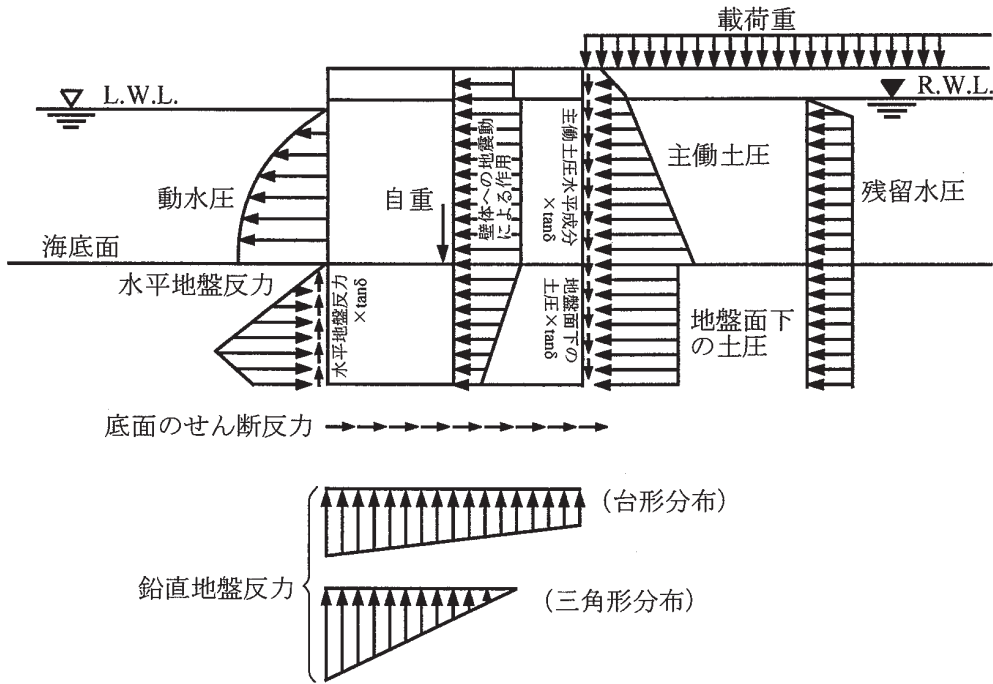
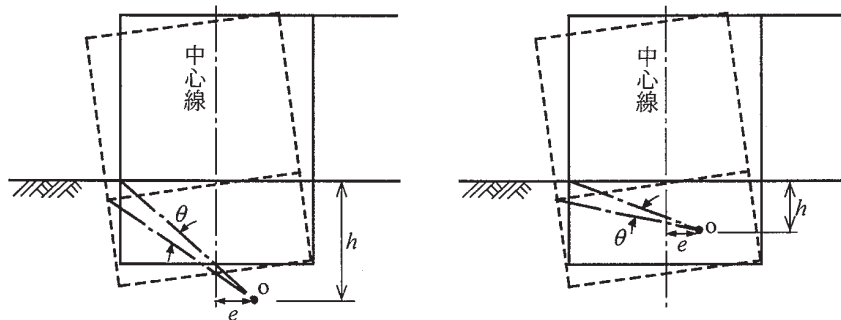


図-2.9.14 作用の分布

(e) セルの変位モード

セルは図-2.9.15 に示すように、その中心軸からの距離  $e$ 、海底面からの深さ  $h$  の点  $O$  を中心に回転するものとする。回転中心がセル内にある場合、回転中心以深では水平地盤反力はセル後壁に生じる。



(a) 回転中心が壁体外にある場合

(b) 回転中心が壁体内にある場合

図-2.9.15 壁体の変位モード

(f) 地盤反力及び壁体の変位の計算式

壁体中央の地盤面位置に水平力、鉛直力及びモーメントが作用し、地盤が  $n$  層から成る場合の計算モデルを図-2.9.16 に示す。図-2.9.16 に示された計算モデルについて、地盤反力、壁体の変位などを求める計算式を以下に示す。この方法は地震時の変位を必ずしも精度よく算出するものとは言えないため、注意が必要である。すなわち、耐震性能を高めるために根入長を長くした

場合、以下に述べる方法では変形を過大に評価する可能性があることが地震応答解析により指摘されている。地震応答解析との整合性については文献 85)を参照することができる。また、文献 86)では、地震応答解析結果と本書の方法の調和性について、セル式係船岸の変形をセル壁体の変形とセル壁体下部の地盤の変形に分離することにより論じており、参考にすることができる。地震応答解析との整合性については文献 85)を参照することができる。

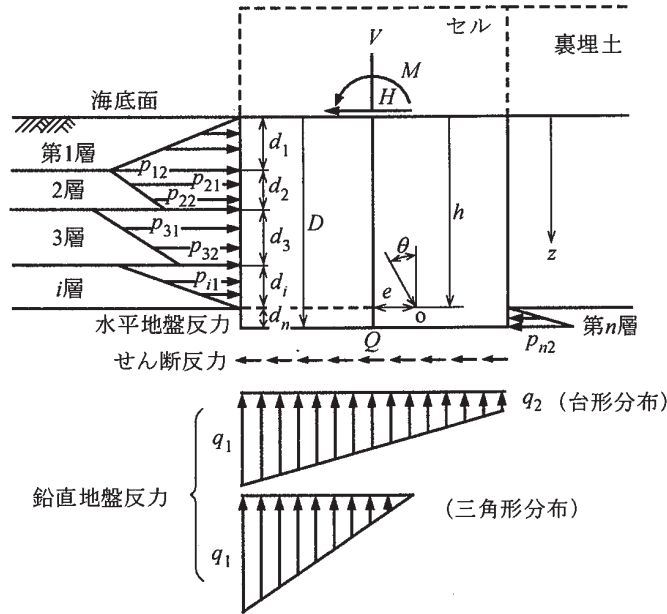


図-2.9.16 計算モデル

1) 鉛直地盤反力が台形分布となる場合

i. 水平地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 p_{12} &= k_{CH_1} (h - d_1) \theta \\
 p_{21} &= k_{CH_2} (h - d_1) \theta \\
 p_{22} &= k_{CH_2} (h - d_1 - d_2) \theta \\
 &\vdots \\
 p_{i1} &= k_{CH_i} \left( h - \sum_{j=1}^{i-1} d_j \right) \theta \\
 p_{i2} &= k_{CH_i} \left( h - \sum_{j=1}^i d_j \right) \theta \\
 &\vdots \\
 p_{n1} &= k_{CH_n} \left( h - \sum_{j=1}^{n-1} d_j \right) \theta \\
 p_{n2} &= k_{CH_n} \left( h - \sum_{j=1}^n d_j \right) \theta
 \end{aligned} \tag{2.9.25}$$

ii. 鉛直地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= k_v(e + B/2)\theta \\ q_2 &= k_v(e - B/2)\theta \end{aligned} \right\} \quad (2.9.26)$$

iii. 壁体底面のせん断反力 (kN/m)

$$Q = k_s(h - D)\theta A \quad (2.9.27)$$

iv. 壁体の水平変位 (m)

$$\delta = (h - z)\theta \quad (2.9.28)$$

v. 壁体の回転角 (°)

$$\theta = \frac{MK_2 + HK_3}{K_1K_4 - K_2K_3} \quad (2.9.29)$$

vi. 壁体の回転中心の深さ (m)

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 + HK_3} \quad (2.9.30)$$

vii. 壁体中心軸から壁体の回転中心までの距離 (m)

$$e = \frac{1}{k_v A} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum_{i=1}^n k_{CH_i} d_i \tan |\delta_i| + \sum_{i=1}^n k_{CH_i} d_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan |\delta_i| \right\} \quad (2.9.31)$$

ここに、

$$K_1 = \sum_{i=1}^n k_{CH_i} d_i + k_s A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + k_s AD$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + k_s AD$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^i d_j + \frac{B}{2} \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + k_s AD^2 + \frac{1}{12} k_v A^3$$

ただし、壁面摩擦角 $\delta$ は、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地層では正とする。

2) 鉛直地盤反力が三角形分布となる場合

水平地盤反力、壁体の水平変位、回転角、回転中心の深さは1)と同一の形で表される。

i. 鉛直地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_{1k} = k_v \left( e + \frac{B}{2} \right) \theta \quad (2.9.32)$$

ii. 壁体底面のせん断反力 (kN/m)

$$Q_k = k_s(h - D)\theta A' \quad (2.9.33)$$

ここに、

$$A' = e + \frac{B}{2}$$

iii. 壁体中心軸からセルの回転中心までの距離 (m)

$$e = \sqrt{\frac{2}{k_v} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum k_{CH_i} d_i |\delta_i| + \sum k_{CH_i} d_i \left( \sum d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan |\delta_i| \right\}} - \frac{B}{2} \quad (2.9.34)$$

ここに、

$$K_1 = \sum_{i=1}^n k_{CH_i} d_i + k_s A'$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + k_s A' D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + k_s A' D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ k_{CH_i} d_i \left( \frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^i d_j + \frac{B}{2} \left( \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + k_s A' D^2 + \frac{1}{6} k_v A'^2 (B - e)$$

ただし、壁面摩擦角 $\delta$ は、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地層では正とする。

1), 2) の場合の式において

$V$ : 壁体に作用する鉛直力 (kN/m)

$H$ : 壁体に作用する水平力 (kN/m)

$M$ : 壁体の地盤面中央点に作用するモーメント (kN・m/m)

ただし、壁体への作用は、法線方向単位長さ当たりのものとする。

$D$ : 根入れ長 (m)

$d_i$ : 根入れ部地盤の各層厚 (m)

$B$ : 換算壁体幅 (m)

$k_{CH_i}$ : 根入れ部地盤の各層の横方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_v$ : 壁体底面における鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_s$ : 壁体底面における水平方向せん断ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

$A$ : 壁体底面の法線方向単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

$A'$ : 鉛直地盤反力が正である壁体底面の法線方向単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

#### ④ 壁体の変形量 (傾斜角) の照査

以上に示す方法で算定された壁体の変形量 (傾斜角) については、過去の地震被害報告などから得られた天端はらみ出し量と被災度の関係<sup>87)</sup>等を参考として壁体の変形量 (傾斜角) の許容値を設定し、許容値以下であることを照査する。なお、ここに示す壁体の変形量の許容値と 2.9.2(4) 根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度に示す変位量の許容値は、異なるものであることに注意が必要である。即ち、2.9.2(4) に示す変位量の許容値は、セル壁体の変形とセル壁体下部の地盤の変形を含んだ値であり、ここに示す壁体の変形量 (傾斜角) はセル壁体の傾斜に基づく変形量であり、船舶の接岸性の観点から別途定めた値である。

#### (3) 地盤の支持力の検討

① 壁体底面の位置における地盤の鉛直支持力の検討にあたっては、本編第2章2.2 浅い基礎の2.2.5 偏心傾斜荷重に対する支持力を参照することができる。

- ② 浅い基礎としてビショップ(Bishop)法により偏心傾斜荷重に対する支持力の検討を行う場合は、一般に、壁体底面より上の土は上載荷重として取り扱う。
- ③ セル前壁及び後壁に作用する土圧の鉛直分力としては、主働土圧の鉛直分力、根入れ部の土圧による摩擦力、受働土圧の鉛直分力又は地盤反力による鉛直分力などを考慮する必要がある。土圧の鉛直分力の作用方向は、セルの重量のそれと同じ方向を正とする。
- ④ 壁体底面における土のせん断抵抗角は、壁体底面の上方と下方で異なる場合には、そのうち小さい方の値とするのがよい。
- (4) 壁体の滑動の検討
- ① 壁体の滑動の検討にあたっては、2.2 重力式係船岸の壁体の滑動に対する検討を参考にすることができる。
- ② 壁体の滑動の検討は、一般に、式(2.9.35)により行うことができる。この式において、 $\gamma$ はその添字に関する部分係数であり、添字  $k$  及び  $d$  はそれぞれの特性値及び設計用値を示す。

$$(W_d + P_{vd}) \tan \phi_d \geq \gamma_a k_s \delta b \quad (2.9.35)$$

ここに、

- $W$ : 壁体の重量 (kN/m )  
 $P_v$ : 前壁及び後壁に作用する土圧の鉛直分力 (kN/m )  
 $\phi$ : 壁体底面における土のせん断抵抗角 (°)  
 $k_s$ : セル底面における水平方向せん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\delta$ : セル底面変位(m)  
 $b$ : 鉛直地盤反力の分布幅(m)  
 $\gamma_a$ : 構造解析係数

式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。

$$W_d = \gamma_w W_k, \quad P_{vd} = \gamma_p P_{vk}, \quad \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k \quad (2.9.36)$$

- ③ 壁体重量は、載荷重を含まない重量で、浮力を差し引いた値とする。
- ④ 前壁及び後壁に作用する土圧の鉛直分力としては、主働土圧の鉛直分力、地盤面下の土圧による摩擦力、受働土圧の鉛直分力、地盤反力による鉛直分力などを考慮する必要がある。土圧の鉛直分力の作用方向は、壁体の重量のそれと同じ方向を正とする。
- ⑤ 壁体底面における土のせん断抵抗角は、壁体底面の上方と下方地盤で異なる場合には、そのうち小さい方の値とするのがよい。
- (5) 地震動作用時の有限要素法による変位量の照査  
地震応答解析の場合、セル式係船岸のモデル化については文献 88)を参照することができる。
- (6) 円弧すべりに対する照査
- ① 地盤が軟弱な場合などには、必要に応じて、円弧すべりに対する検討を行う。なお、地盤及び壁体背後の土のせん断抵抗角が 30° 以上ある場合には、円弧すべりの検討を省くことが多い。また、セル式係船岸は壁体が剛体とみなし得るので、円弧すべり面は壁体の内部を通らないものと考えてよい。
- ② 円弧すべりに対する検討にあたっては、2.2 重力式係船岸を参考にすることができる。
- (7) セルの配置
- ① セルの配置は、上記(1)及び(2)で述べた壁体のせん断変形に対する検討、地盤反力及び壁体の変形量の算定で求めた換算壁体幅の壁体と等面積になるように適切に設定する必要がある。
- ② セルの平面形としては一般に円形セルが採用されているので、以下に円形セルの配置にあたって考慮すべき事項を示す。
- (a) 換算壁体積を円形セルに置き換える場合、式(2.9.37)に準じて、実際の壁体と断面積が等しくなるようにすればよい(図-2.9.17参照)。

$$S_1 = \triangle ABC = \pi R^2 \frac{\theta}{360} \cdot 2 = \frac{\pi}{180} R^2 \theta_1$$

$$S_2 = \triangle ACD2 = \frac{1}{2} \overline{AD} \overline{CD}2 = \frac{R^2}{2} \sin 2\theta_1$$

$$S_3 = \square CC'D'D = \overline{CD} \overline{CC'} = 2Rr \cos \theta_1 \sin \frac{\theta_2}{2} \quad (2.9.37)$$

$$S_4 = \triangle CGC' = \triangle ECGC' - \triangle ECC'$$

$$= \pi r^2 \frac{\theta}{360} - \frac{1}{2} \overline{CC'} \overline{FE} = \left( \frac{\pi \theta_2}{360} - \frac{1}{2} \sin \theta_2 \right) r^2$$

ただし、 $\theta + \frac{\theta_2}{2} = 90^\circ$

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2$$

$$\therefore B = \frac{S}{L}$$

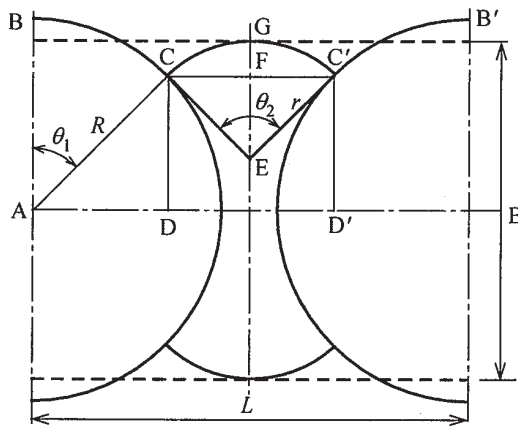


図-2.9.17 セルの面積と換算壁高幅

- (b) セルの配置は、係船岸総延長に対してできるだけ過不足のないように配慮する。一般に、セルの中心間隔の距離はセルの直径の10~15%増しとするのがよい。
- (c) アークはセル本体の壁と直角に接続するように配置する。また、アークの半径はセル本体の半径より小さくする。
- (d) 一般に、アークの先端は中詰施工によって前が出る傾向があるので、アークの先端の位置はセル前面の接線より100~150cm程度内側になるように配置するのがよい。また、セル前面の接線の位置は、計画法線より30cm程度内側に配置するのがよい。

(8) 板厚の検討<sup>89)</sup>

- ① 本体セル及びアークの板厚の検討は、一般に、式(2.9.38)により行うことができる。なお、以降の式において、 $\gamma$ はその添字に関する部分係数であり、添字 $k$ 及び $d$ はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$\sigma_{y_d} = T_d / t \quad (2.9.38)$$

ここに、

$T$  : セルに作用する張力 (N/mm)

$\sigma_y$  : セル殻及びアークの降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$t$  : セル殻及びアークの板厚 (mm)

また、セルに作用する張力は、以下の式(2.9.39)で算定することができる。

$$T_d = \left\{ (w_{0_d} H_0' + q_d) K_{i_d} + \rho_0 g h_{w_d} \right\} R \quad (2.9.39)$$



ここに、

- $T$  : セルに作用する張力 (kN/m)
- $K_i$  : 中詰の土圧係数
- $w_0$  : 中詰の換算単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\rho_0 g h_w$  : セル内と前面との水位差により生じる浮力 (kN/m)
- $H_0'$  : 換算壁高 (m)
- $R$  : セルの半径 (m)
- $q$  : 載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。式中の部分係数は、表-2.9.1を参照することができる。

$$\sigma_{y_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{y_k}, \quad K_{i_d} = \gamma_{K_i} K_{i_k}, \quad q_d = \gamma_q q_k, \quad w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k}$$

$$h_{w_d} = \text{RWL} - \text{LWL} = \gamma_{h_w} \left\{ \text{LWL} + \frac{2}{3} (\text{HWL} - \text{LWL}) \right\} - \text{LWL} \quad (2.9.40)$$

ここに、

- RWL : 残留水位 (m)
- LWL : 朔望平均干潮位 (m)
- HWL : 朔望平均満潮位 (m)

- ② 換算壁高  $H_0'$  は、一般に、上記(1)の抵抗モーメントの算定における式(2.9.18)によって求めることができる。
- ③ セル本体の中詰土圧係数の特性値は、中詰に碎石のようなせん断抵抗角が大きい材料を用いた場合や締め固めを行わない場合は、一般に、0.6とすることができる。なお、中詰を締め固めた場合には、せん断抵抗角が大きくなると同時にセルの内圧が増大することを考慮し、中詰土圧係数の特性値としては  $\tan \phi$  を用いることができる。また、アーク部の中詰土圧係数の特性値は、 $1/2 \tan \phi$  とすることができる。これは、根入れ鋼板セルの模型実験及び現場測定の結果<sup>90)</sup>からセルの中心間隔とセル直径の比が1.5以下なら、アーク部の中詰土圧係数はセル本体の1/2以下という知見が得られており、その知見をもとに設定している。
- ④ 鋼矢板セル式係船岸の直線矢板の幅については、400mmと500mmの製品も出ているので、直線矢板の選定にあたっては、構造特性、経済性、施工性等を考慮して検討するのがよい。
- ⑤ 鋼板セル式係船岸のセル殻及びアークの板厚決定にあたっては、製作、施工、維持管理の面からも十分検討する必要がある。セル殻及びアークに腐食代を考慮する場合、板厚は式(2.9.38)から求まる板厚に腐食代を加えたものとする。打設時の応力に対して必要なセル殻の板厚を求める方法として、円筒セルの座屈の実験及び過去の施工実績より式(2.9.41)が提案されている<sup>91)</sup>。

$$t \geq 0.032 (RND'/E)^{0.5} \quad (2.9.41)$$

ここに、

- $t$  : セル殻の板厚 (mm)
- $E$  : 鋼材のヤング率 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $R$  : セル殻の半径 (cm)
- $\bar{N}$  : 打設地盤の平均N値
- $D'$  : セルの打設深さ (cm)

また、過去の打設実績のあるセル殻の最小板厚は8mmであり、8mm程度を板厚の最小値とするのが望ましい。

(9) 鋼矢板セル式係船岸のT矢板の照査

- ① セル本体とアークとの連結は、一般に T 矢板を用いる。T 矢板とは、セル本体とアークを連結する異形矢板である（図-2.9.18 参照）。

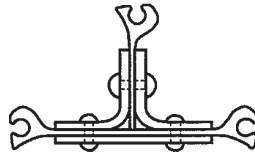


図-2.9.18 T 矢板

- ② T 矢板の構造は、セル本体及びアークに作用する矢板張力に対して安全である必要がある。T 矢板の標準的な構造を図-2.9.19、図-2.9.20 に示す。

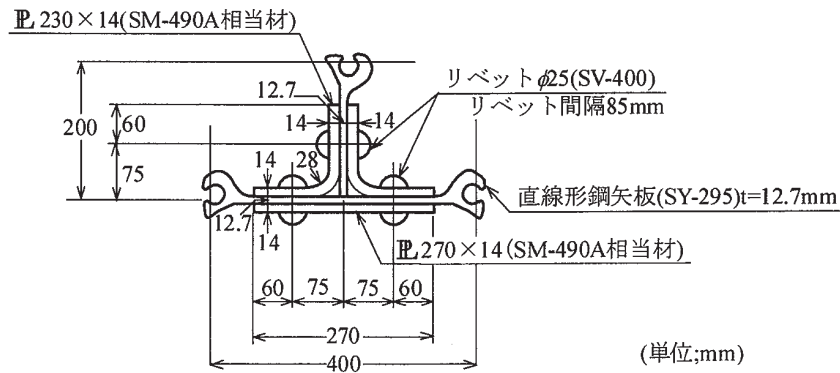


図-2.9.19 リベット接合（リベット間隔 85mm）による標準断面

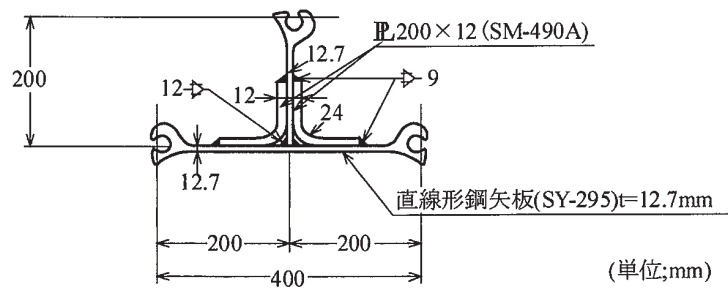


図-2.9.20 溶接接合による標準断面

- ③ 図-2.9.19、図-2.9.20 はセル本体の矢板の爪の引張強度を 3,900kN/m とした場合、アークの径が本体部の径の 2/3 以下である構造（引張強度 2,600kN/m）を想定して、破壊試験よりその強度を確認したものである。なお、このときのリベット接合及び溶接接合は工場で行ったものである。
- ④ 図-2.9.20 の溶接接合を用いる場合は、T 矢板に用いる鋼種として 2 種材（SY-295）ではなくて、溶接用鋼材（SM-490A 相当材）を用いることが望ましい。
- ⑤ 図-2.9.19、図-2.9.20 の標準断面においては、肉厚  $t=12.7\text{mm}$  の直線形鋼矢板を用いている。現在市販されている直線形鋼矢板としては、このほかに、肉厚  $t=9.5\text{mm}$  のものもあるが、肉厚  $t=9.5\text{mm}$  のものを用いた T 矢板については、破壊試験によりその耐力が確認されていない。
- ⑥ 図-2.9.21、図-2.9.22 はセル本体の矢板の爪の引張強度を 5,900kN/m とした場合、アークの径が本体部の径の 2/3 以下である構造を想定して、破壊試験よりその強度を確認したものである。

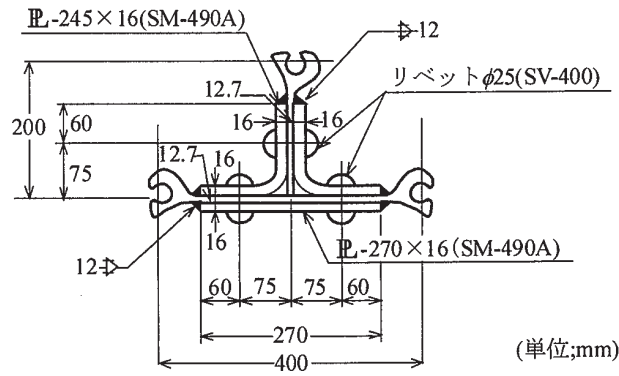


図-2.9.21 リベット+溶接接合（リベット間隔 85mm）による断面

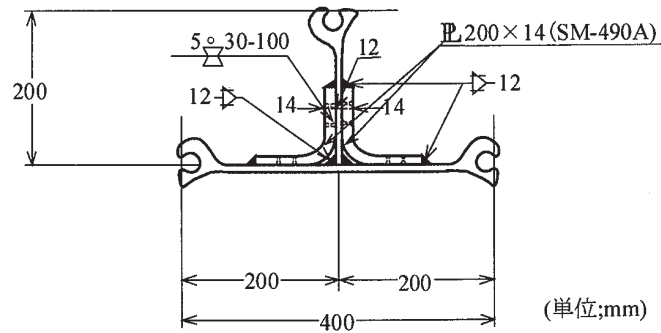


図-2.9.22 溶接接合による断面

(10) 鋼板セル式係船岸の継手部及び補鋼材

- ① セル本体とアークの継手部は、アークに作用する最大水平方向張力に対して安全な構造とする。セル殻及びアークは、製作、運搬及び施工時に生じる応力に対し安全な構造とする。セル本体とアークの継手部はアークに働く張力に対し安全であるとともに、アークの打設に支障のなく、また、アーク部の中詰土及び裏埋土が流出しない構造とする必要がある。
- ② 継手部の一般形状を図-2.9.23に示す。

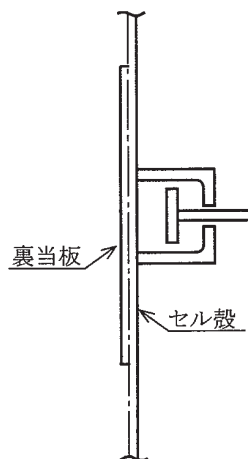


図-2.9.23 継手部の構造例

- ③ セル殻及びアークには、製作、運搬及び施工時に生じる応力を考慮して、一般には、鉛直補剛材（縦リブ）、水平補剛材（横リブ）、上下端の補強のための補剛材を取り付けるのが望ましい。

(11) 部分係数

- ① セル式係船岸のせん断変形（永続状態）、滑動（永続状態及びレベル1地震動に関する変動状態）及び板厚の検討（主たる作用が土圧の永続状態）に用いる標準的な部分係数については、表-2.9.1の数値を参照することができる。

なお、表-2.9.1に示す部分係数は、パラメータの従う確率分布が明らかなもの（セル殻の板厚及びアークの板厚）については、過去の設計法の平均的な安全性水準に基づいて確率論的に決定している。すなわち、セル本体及びアークの引張応力度が降伏応力度を超える危険性を表す指標を力の釣り合いに基づくシステム破壊確率とし、その標準的な限界値をセル本体にあつては $P_f=4.0\times 10^{-15}$ 、アークにあつては $P_f=3.1\times 10^{-15}$ としている。なお、それ以外については、過去の設計法における設定を考慮して部分係数を定めている。

表-2.9.1 標準的な部分係数

(a) 永続状態

			すべての施設			
			$\gamma$	$\alpha$	$\mu X_k$	$V$
せん断変形	$\gamma_{\tan\phi}$	せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_c$	粘着力	1.00	-	-	-
	$\gamma_w, \gamma_{w_i}$	単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{w_0}$	中詰土の単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{Pa}, \gamma_{Pp}, \gamma_{P_1}, \gamma_{P_2}, \gamma_{P_3}$	土圧合力	1.00	-	-	-
	$\gamma_a$	構造解析係数	1.20	-	-	-
滑動	$\gamma_w$	壁体の重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{Pv}$	土圧合力	1.00	-	-	-
	$\gamma_{\tan\phi}$	せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_{k_s}$	水平方向せん断ばね定数	1.00	-	-	-
	$\gamma_\delta$	壁面摩擦角	1.00	-	-	-
	$\gamma_q$	上載荷重	1.00	-	-	-
	$\gamma_a$	構造解析係数	1.20	-	-	-
セル殻の板厚	目標信頼性指標 $\beta_T$		7.77			
	$\gamma$ の計算に用いる目標信頼性指標 $\beta_T'$		7.6			
	$\gamma_{\sigma_s}$	鋼材降伏強度	0.65	0.805	1.26	0.073
	$\gamma_{K_i}$	中詰土圧係数	1.15	-0.593	0.60	0.20
	$\gamma_{w_0}$	中詰の換算単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_q$	載荷重	1.00	-	-	-
	$\gamma_{RWL}$	残留水位	1.05	-0.012	1.00	0.05
アーケの板厚	目標信頼性指標 $\beta_T$		7.8			
	$\gamma$ の計算に用いる目標信頼性指標 $\beta_T'$		7.8			
	$\gamma_{\sigma_s}$	鋼材降伏強度	0.65	0.817	1.26	0.073
	$\gamma_{K_i}$	中詰土圧係数	1.15	-0.576	0.60	0.20
	$\gamma_{w_0}$	中詰の換算単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_q$	載荷重	1.00	-	-	-
	$\gamma_{RWL}$	残留水位	1.05	-0.023	1.00	0.05

※1:  $\alpha$ : 感度係数、 $\mu X_k$ : 平均値の偏り (平均値/特性値)、 $V$ : 変動係数である。

(b) レベル1地震動に関する変動状態

			すべての施設			
			$\gamma$	$\alpha$	$\mu X_k$	$V$
滑動	$\gamma_w$	壁体の重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{Pv}$	土圧合力	1.00	-	-	-
	$\gamma_{\tan\phi}$	せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_{k_s}$	水平方向せん断ばね定数	1.00	-	-	-
	$\gamma_\delta$	壁面摩擦角	1.00	-	-	-
	$\gamma_q$	上載荷重	1.00	-	-	-
	$\gamma_{k_b}$	照査用震度	1.00	-	-	-
	$\gamma_a$	構造解析係数	1.00	-	-	-

※1:  $\alpha$ : 感度係数、 $\mu X_k$ : 平均値の偏り (平均値/特性値)、 $V$ : 変動係数である。

## 2. 9. 5 構造部材の性能照査

### (1) 上部工支持杭の性能照査

- ① 上部工支持杭は、鉛直力と水平力又はモーメントを受ける杭として性能照査を行うことができる。
- ② 上部工は、一般に、杭のみで支えるものとする。
- ③ 上部工への作用については、2. 8 棚式係船岸を参照することができる。
- ④ 一般に、上部工に作用する水平力は直接中詰に伝えられるのではなく、まず杭に伝えられ、杭の水平抵抗として中詰に伝えられる。したがって上部工を支える杭は、鉛直力、水平力又はモーメントを受ける杭として照査することができる。
- ⑤ 上部工を支える杭は、一般に直杭とすることが多い。杭頭部には、上部工との拘束の程度に応じて杭頭モーメントが働くことがある。杭の性能照査にあたり、地表面のとり方は、棚杭のように主働土圧の崩壊面とせず上部工底面とすることができる。
- ⑥ 杭の性能照査にあたっては、第2章2. 4 杭基礎を参照することができる。

### (2) 上部工の性能照査

- ① 上部工の配筋計算は、次の項目について適切に行う必要がある。
  - (a) 直立部
  - (b) 床版部
- ② 上部工の直立部は、土圧及び残留水圧が直立部に作用するものとして、床版部で支承された片持ちばりとして性能照査を行うことができる。
- ③ 上部工の目地は、セル本体の中心位置に入れることが望ましい。
- ④ 上部工の後端は、T矢板の後方1.0m程度まで伸ばすことが望ましい。
- ⑤ 床版部の性能照査にあたっては、2. 8 棚式係船岸の棚の性能照査を参考にすることができる。  
なお、矢板より伝達される水平力に関する事項については除くものとする。
- ⑥ セル前面の矢板上部は、砂漏れ防止及び防食のため、巻き立てコンクリートを行うのがよい。

## 2. 10 置きセル式係船岸

### 【告示】(セル式係船岸の性能規定)

#### 第五十二条

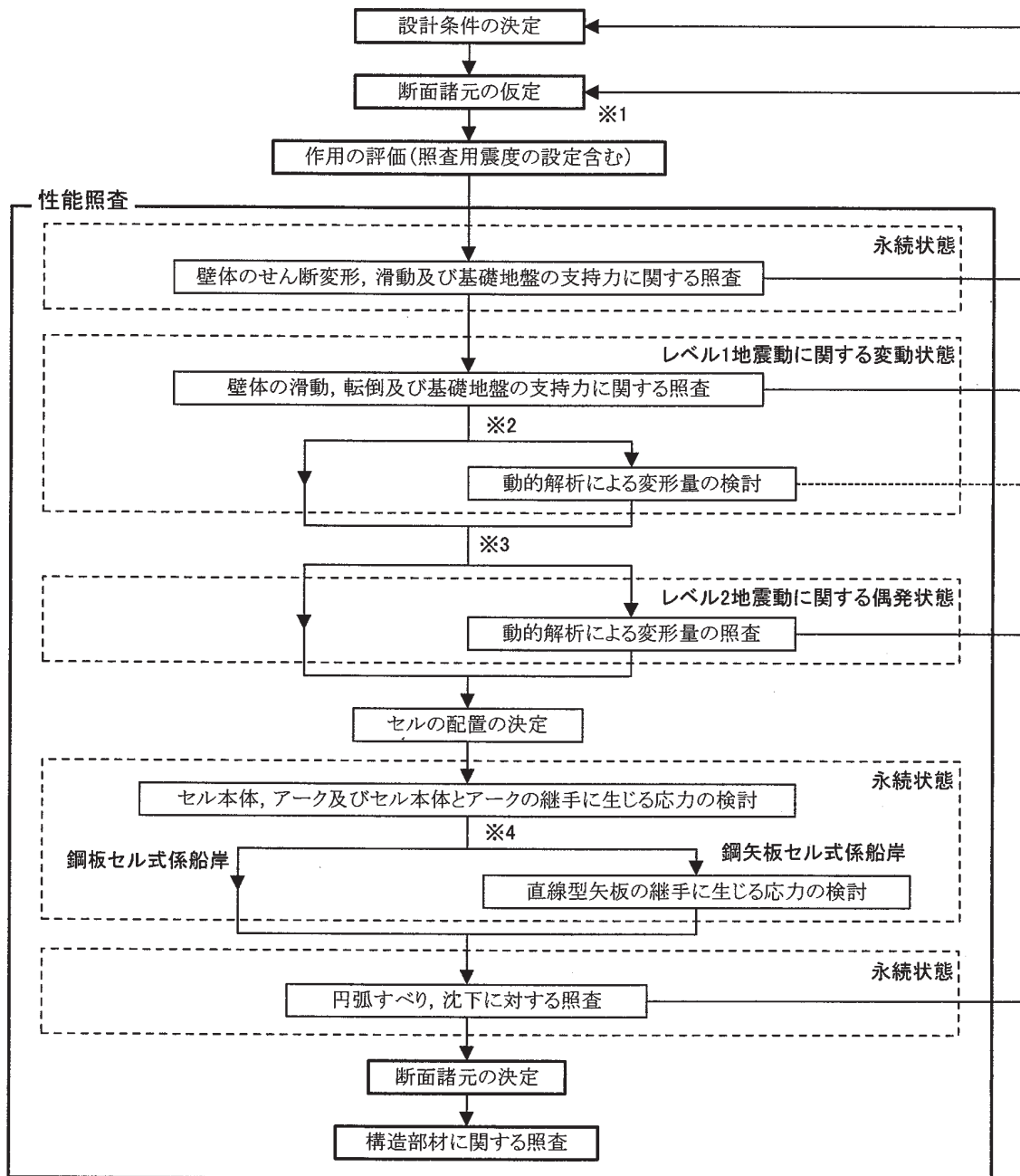
2 前項に規定するもののほか、置きセル式の性能規定にあつては、主たる作用がレベル1地震動である変動状態に対して、転倒の生じる危険性が限界値以下であることとする。

#### 2. 10. 1 性能照査の基本

- (1) ここでの記述は、置きセル式係船岸の性能照査に適用することができる。なお、本構造を用いた護岸の性能照査にもここでの性能照査法を適用することができる。
- (2) 置きセル式係船岸とは根入れのないセル式係船岸を意味し、支持力不足のおそれのない良好な基礎地盤上あるいは十分な支持力を持つように改良された地盤上に築造されることが多い。
- (3) 2. 10. 2 作用及び2. 10. 4 性能照査に示す考え方は簡易照査で用いられるものであり、その採用にあたっては留意する必要がある。また、照査は本来精度の高い方法（模型実験やメカニズムを再現しうる数値解析手法）によるべきである。
- (4) 置きセル式係船岸の性能照査順序の例を図-2.10.1に示す。ただし、図-2.10.1には、地震動による液化化及び沈下等の影響の評価については表示していないので、例えば、液化化については、第3編第6章 地盤の液化化を参照して、液化化の有無及びその対策について、適切に検討する必要がある。なお、セルの形状を作用の評価に先立って仮定するのは、地震動による作用がセルの大きさによって決定されるからである。ここで、レベル1地震動に関する変動状態については、簡易法（震度法）により照査することができる。ただし、耐震強化施設においては、詳細法（地盤-構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析等）により変形量の検討をすることが望ましい。なお、耐震強化施設以外の置きセル式係船岸では、レベル2地震動に関する偶発状態における照査を省略することができる。
- (5) 置きセル式係船岸の性能照査にあたっては、一般に、セルのせん断変形の検討は永続状態において、また、セルの転倒の検討はレベル1地震動に関する変動状態において行うものとする。
- (6) セルの中詰は良質な砂又は砂利を用いて十分密に詰めることが望ましい。粘性土による中詰は好ましくないが、セル内に粘性土が残る場合には、セルの変形が大きくなるおそれがあるので別途検討を行うべきである。

#### 2. 10. 2 作用

置きセル式係船岸への作用については、2. 9 根入れを有するセル式係船岸を参照することができる。レベル1地震動に関する変動状態における置きセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は、構造特性を勘案して適切に算定するものとする。なお、便宜的に、置きセル式係船岸の照査用震度の特性値は、2. 2 重力式係船岸の2. 2. 2 (i)レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の照査に用いる照査用震度に準じて算定してもよい。



- ※1：液状化の影響の評価については表示していないため、別途考慮する必要がある。
- ※2：必要に応じて、レベル1地震動に対して動的解析による変形量の検討を行うことができる。  
なお、耐震強化施設にあつては、動的解析による変形量の検討を行うことが望ましい。
- ※3：耐震強化施設は、レベル2地震動に対する照査を行う。
- ※4：鋼矢板セル式係船岸については、直線型矢板の継手に関する照査を行う。

図-2.10.1 置きセル式係船岸の性能照査の順序の例

### 2.10.3 断面諸元の設定

性能照査に用いるセルの壁体幅としては、セル本体及びアーク部を矩形の壁体に置き換えた場合の仮定の壁体幅である換算壁体幅を用いることができる。換算壁体幅については、2.9 根入れを有するセル式係船岸を参照することができる。



## 2. 10. 4 性能照査

### (1) 壁体のせん断変形に対する検討

- ① 壁体のせん断変形に対する検討にあたっては、2. 9 根入れを有するセル式係船岸の性能照査を参照することができる。抵抗モーメントは、一般に、セルの構造特性及び壁体の変形を考慮して、適切に算定する。また、照査に用いる変形モーメントは、海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧などの海底面におけるモーメントである。
- ② 鋼板セルの変形を許容しないとき（セル天端の水平変位量がセル壁高の 0.5%程度するとき）、変形に対する抵抗モーメントは、一般に、式(2. 10. 1)及び式(2. 10. 2)により求めることができる。

$$M_{rd} = \frac{1}{3} w_{0d} H_d'^3 R_d \quad (2. 10. 1)$$

$$R_d = v_d^2 (3 - v_d \cos \phi_d) \sin \phi_d \quad (2. 10. 2)$$

ここに、

$M_{rd}$  : セルの抵抗モーメント (kN・m/m)

$H_d'$  : セルの変形を検討するときの換算壁高 (m)

$R$  : 変形抵抗係数

$w_0$  : 中詰土の換算単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$v$  : セルの変形を検討するときの換算壁幅高比  $v=B/H_d'$

$\phi$  : 中詰土のせん断抵抗角 (°)

式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。なお、記号 $\gamma$ はその添字に関する部分係数であり、添字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k} \quad (2. 10. 3)$$

$$\tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k$$

セルの抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は、1.00 とすることができる。

- ③ 抵抗モーメントの計算の際、セルの換算壁高  $H_d'$  は式(2. 10. 4)により計算してよい。なお  $H_d'$  は海底面からの高さである。

$$H_d' = (w'_d/w_{0d}) H_{wd} + (w_{td}/w_{0d}) (H_d - H_{wd}) \quad (2. 10. 4)$$

ここに、

$H_d$  : 海底面から係船岸天端までの高さ (m)

$H_w$  : 海底面から残留水位面までの高さ (m)

$w_t$  : 残留水位面から上の中詰土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$w'$  : 飽和した中詰土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$w_0$  : 中詰土の換算単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、一般に 10kN/m<sup>3</sup> とすることができる。

換算壁高  $H_d'$  の算定の際、2. 9 根入れを有するセル式係船岸の性能照査に示される抵抗モーメントの算定と同様に載荷重は無視してよい。また、式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。なお、記号 $\gamma$ はその添字に関する部分係数であり、添字  $k$  及び  $d$  はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。照査に用いる部分係数は表-2. 10. 1 を参照することができる。

$$w_{0d} = \gamma_{w_0} w_{0k}$$

$$w'_d = \gamma_{w'} w'_k$$

$$w_{td} = \gamma_{w_t} w_{tk}$$

$$H_{wd} = \gamma_{H_w} H_{wk} \quad (2. 10. 5)$$

- ④ 中詰が一様とみなせる場合には、式(2.10.1)における換算壁高  $H_d'$  の代わりに海底面から係船岸天端までの高さ  $H_d$  を用いて計算することができる。
- (2) 壁体の滑動に関する検討  
滑動の検討にあたっては、2.9 根入れを有するセル式係船岸を参考にすることができる。
- (3) 壁体の転倒に関する検討
- ① セル壁体の転倒の計算では、セル下端より上部に作用する土圧、残留水圧、地震動による作用に対する安定性を検討する必要がある。
- ② 転倒に関する性能照査は、一般に、式(2.10.6)を用いることができる。式中、添字  $k$  及び  $d$  は、それぞれ特性値及び設計用値を示すことができる。なお、セル壁体の転倒に関する照査にあたっては、構造解析係数を、1.10以上の適切な値とし、その他の全ての部分係数は1.00とすることができる。

$$M_{rd} \geq \gamma_a M_{da} \quad (2.10.6)$$

ここに、

$M_{rd}$  : 鋼板セルの転倒に対する抵抗モーメント (kN・m/m)

$M_{da}$  : セル底面に関する変形モーメント (kN・m/m)

- ③ セルの転倒に対する抵抗モーメントは、式(2.10.7)、式(2.10.8)により求めることができる。

$$M_{rd} = \frac{1}{6} w_{0d} H_d'^3 R_{td} \quad (2.10.7)$$

$$R_{td} = v_d'^2 (3 - v_d' \cos \phi_d) \sin \phi_d + 3(\alpha^2 + \beta^2) + 6v_d \beta \quad (2.10.8)$$

$$\alpha = K_a \tan \delta_d$$

$$\beta = K_a \tan \delta_d (v_d'/2) (4 - v_d' \cos \phi_d) \tan \phi_d \tan \delta_d$$

$$v_d' = v - (\alpha + \beta)$$

ここに、

$M_{rd}$  : 鋼板セルの転倒に対する抵抗モーメント (kN・m/m)

$H'$  : 転倒に対する抵抗モーメントを求めるためのセルの換算壁高 (m)

$R_{td}$  : 転倒抵抗係数

$v$  : セルの換算壁幅高比  $v = B/H'$

$B$  : セルの換算壁体幅 (m)

$\delta$  : 中詰の壁面摩擦角 (°)、通常は15°とする。

$K_a$  : 中詰の主働土圧係数

その他の記号については、式(2.10.1)、式(2.10.2)を参照することができる。

式中の設計用値は、以下の式により算出することができる。

$$w_{0d} = \gamma_{v_0} w_{0k}, \quad \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k, \quad \delta_d = \gamma_{\delta} \delta_k \quad (2.10.9)$$

- ④ 転倒に対する抵抗モーメントを求めるための換算壁高  $H'$  は式(2.10.10)により計算することができる。

$$H' = (w'/w_0) H_w + (w_t/w_0) (H - H_w) \quad (2.10.10)$$

ここに、

$H'$ : 転倒に対する抵抗モーメントを求めるためのセルの換算壁高 (m)  
 $H_d$ : セル下端から係船岸天端までの高さ (m)  
 $H_w$ : セル下端から残留水位面までの高さ (m)

⑤ 一般に、係留施設として用いられているセルでは中詰の大部分が海水中にあるので、その部分の中詰には浮力が働き、一様な中詰とはならない。したがって、セルの変形に対する抵抗モーメントの算定と同様に、換算壁高を用いている。中詰が一様とみなせる場合には、式(2.10.7)における換算壁高  $H'$  の代わりにセルの全壁高  $H$  を用いて同様に計算することができる。

転倒に対する中詰の働きは一様ではないが<sup>91)</sup>、中詰の抵抗のうち主なものは中詰のぶらさがり効果であるから、式(2.10.8)に示すような換算壁幅高比  $\nu$  を用いても誤差は小さく安全側となる。この場合、載荷重は無視してよい。

⑥ 転倒モーメントは、セル下端から上に生じる作用のセル下端に関するモーメントである。また、抵抗モーメントの計算の際、セルの換算壁高  $H$  はセル下端からの高さとする。

(4) セル前趾の支持力の検討

① セル殻前趾に生じる最大前趾反力は、セル前壁に作用する中詰土の影響等を考慮し、適切に算定する必要がある。

② セル殻前趾に生じる最大前趾反力は、式(2.10.11)により検討することができる。

$$V_{td} = \frac{1}{2} w_d H^2 \tan^2 \phi_d \quad (2.10.11)$$

ここに、

$V_t$ : セル殻前趾に生じる最大前趾反力 (kN/m)  
 $w$ : 中詰土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$ : セル全壁高 (m)  
 $\phi$ : 中詰土のせん断抵抗角 (°)

式中の設計用値は、以下の式により算定することができる。なお、セル殻前趾に生じる最大前趾反力の算定にあたっては、全ての部分係数を 1.00 とすることができる。

$$w_d = \gamma_w w_k, \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k \quad (2.10.12)$$

式(2.10.11)は中詰土圧係数と壁面摩擦係数との積を  $\tan^2 \phi$  としたときの、前壁にぶらさがった中詰土塊重量を示す式である。したがって、中詰が一様でないときは、土圧計算と同じ要領で計算する必要がある。

③ 壁高  $H$  は、一般の場合セル天端からセル下端までとする。ただし、ある程度の大きさの上部工を基礎杭で支持したときは、上部工下端からセル下端までとすることができる。

④ セル前趾の反力が式(2.10.11)で示す値となるのは、転倒モーメントが式(2.10.7)に示す転倒抵抗モーメントとほぼ等しくなったときであり、転倒時以外の反力は式(2.10.11)の値よりも小さくなる。模型実験によれば、最大前趾反力  $V_t$  は転倒モーメントとほぼ比例している<sup>92)</sup>、転倒時以外の反力は式(2.10.12)により算出することができる。

$$V_d = V_{td} (M_d / M_{rod}) (Md / M_{rod}) \quad (2.10.13)$$

ここに、

$V$ : 転倒モーメントが  $M$  のときのセル殻前趾反力 (kN/m)  
 $M$ : 転倒モーメント (kN·m/m)  
 $M_{r0}$ : 転倒に対する抵抗モーメント (kN·m/m)

したがって、セル殻の半径を大きくすることによりセルを転倒状態より遠ざけ、抵抗モーメント  $M_{r0}$  を大きくして、前趾反力  $V$  を小さくすることができる。

⑤ 地盤の支持力については、本編第2章2.2 浅い基礎の支持力を参照することができる。

⑥ 基礎の反力を減少させるためにフーチングをセル殻下端につけるときは、セル殻の外へフーチングを設けるのが有利である<sup>91)</sup>。

(5) 板厚の検討

① 本体セル及びアークの板厚の検討については、2.9 根入れを有するセル式係船岸の性能照査に示される板厚の検討に準じることができる。

② セル殻には中詰による水平方向張力のほかに、前趾下端付近では地盤反力による圧縮応力、側壁付近では変形モーメントによるせん断応力などが発生する。しかし、前趾反力による圧縮応力は引張応力に比べてかなり小さく、また、最大応力の発生点の位置も異なっており安定上は問題にならない。また、セル下端外側にフーチングを設ける場合には、曲げモーメントによる応力がかなり大きくなるので注意を要する。模型実験においても転倒破壊を起こす前において、前趾下端で座屈を起こしてはいない<sup>1)</sup>。なお、セル下端外側にフーチングを設ける場合には、曲げモーメントによる応力がかなり大きくなるので注意を要する。

薄い肉厚の実験結果によっても隔壁付近には局部座屈を起こしていないが、転倒に対する抵抗が中詰のぶらさがり効果によって支配されていることからみて、転倒時には側壁にかなりのせん断応力が生じる。しかし、変形を起こす前には中詰のぶらさがり効果はあまり生じておらず、セル殻のせん断応力は比較的小さいものと思われる。転倒時にはセル殻の応力が限界値を超えてもかまわないので、せん断応力の影響は無視することができる。

③ セル殻の剛性、腐食の点からセル殻の最小肉厚は6mmとする必要がある。

(6) 部分係数

セル式係船岸の永続状態におけるせん断変形及びレベル1地震動に関する変動状態における転倒の照査に用いる標準的な部分係数については、表-2.10.1の数値を参照することができる。なお、表-2.10.1に示す部分係数は、過去の設計法における設定を考慮して定めたものである。

表-2.10.1 標準的な部分係数

(a) 永続状態

			耐震強化施設、通常			
			$\gamma$	$\alpha$	$\mu/X_k$	$V$
せん断変形	$\gamma_{\tan\phi}$	せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_w, \gamma_{w_i}$	単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{w_0}$	中詰め土の単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_\delta$	中詰の壁面摩擦角	1.00	-	-	-
	$\gamma_a$	構造解析係数	1.20	-	-	-

※1:  $\alpha$ : 感度係数、 $\mu/X_k$ : 平均値の偏り (平均値/特性値)、 $V$ : 変動係数である。

(b) レベル1地震動に関する変動状態

			耐震強化施設、通常			
			$\gamma$	$\alpha$	$\mu/X_k$	$V$
転倒	$\gamma_w$	中詰土の単位体積重量	1.00	-	-	-
	$\gamma_{\tan\phi}$	せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_{P_h}$	土圧合力	1.00	-	-	-
	$\gamma_{P_{dw}}$	動水圧合力	1.00	-	-	-
	$\gamma_{k_h}$	照査用震度	1.00	-	-	-
	$\gamma_a$	構造解析係数	1.10	-	-	-

※1:  $\alpha$ : 感度係数、 $\mu/X_k$ : 平均値の偏り (平均値/特性値)、 $V$ : 変動係数である。

2.10.5 構造部材の性能照査

(1) 置きセル式係船岸の構造部材の性能照査は、2.9 根入れを有するセル式係船岸の構造部材の性能照査を参照することができる。

(2) セル殻の剛性を増すために、セル殻には補鋼材が必要となる。このほか、吊り具など施工上必要なものを取り付ける必要がある。

- (3) アーク部（連結弧）が直線型鋼矢板で構成される場合、継手強度の検討は、**2.9 根入れを有するセル式係船岸**を参考にして、照査することができる。この場合、アーク部と鋼板セルの継手（T矢板）は、L型鋼を鋼板セルに溶接し、直線型鋼矢板を約半分に切ったものとボルト又は溶接で接続する（**2.9 根入れを有するセル式係船岸の T 矢板の図-2.9.19 及び図-2.9.20 参照**）。なお、アーク部が鋼板で構成される場合、継手部の構造は、**2.9 根入れを有するセル式係船岸の継手部及び補鋼材**に示す形を参照することができる。
- (4) 上部工は、**2.9 根入れを有するセル式係船岸の上部工**を参照することができる。

## 【付録資料 2】 菅野らの鋼板セル 2次元モデルの修正提案

### 1. 菅野モデル

鋼板セルは円筒をアークで結合した 3 次元的な構造を有するが、菅野らのモデルは、これを梁要素、平面要素、ジョイント要素を用いた 2 次元モデルとするものである。

- (1) 前面土，中詰土，裏込土は平面要素としている
- (2) 梁①は，「セル殻+アーク鋼板の堤体中心軸回りの単位奥行きあたりの曲げ剛性の 1/2」を有し，軸剛性（断面積）は十分に小さい仮想梁である。
- (3) 梁②は，「セル殻+アーク鋼板の単位奥行きあたりの軸剛性（断面積）」を有し，曲げ剛性が十分に小さい仮想梁である。
- (4) 梁③は，梁①～梁②～梁①を水平方向に接続する曲げ剛性が十分大きく，軸剛性（断面積）が十分に小さい仮想梁である。

梁①で曲げ剛性を，梁②で軸剛性（断面積）を表現し，梁③で結合することで構造全体の  $EI$  と  $EA$  が再現できるように工夫されている。また，セル殻やアークと背後地盤，中詰土，前面地盤との鉛直方向の滑りを表現するためにジョイント要素を配置している。

セル式構造物においては，中詰地盤，セル殻アーク構造体によってせん断力を負担することが設計上の基本思想となっているが，このモデルにおいては，断面積を有している梁②は曲げ剛性を十分に小さくしていることから，せん断力の負担はない。また，梁①についても断面積が十分に小さいために，せん断力の負担がない。さらに，梁③の軸剛性も十分に小さく設定することから，やはりせん断力の負担がない。したがって，せん断力は中詰め土のみが負担するモデルとなっている。

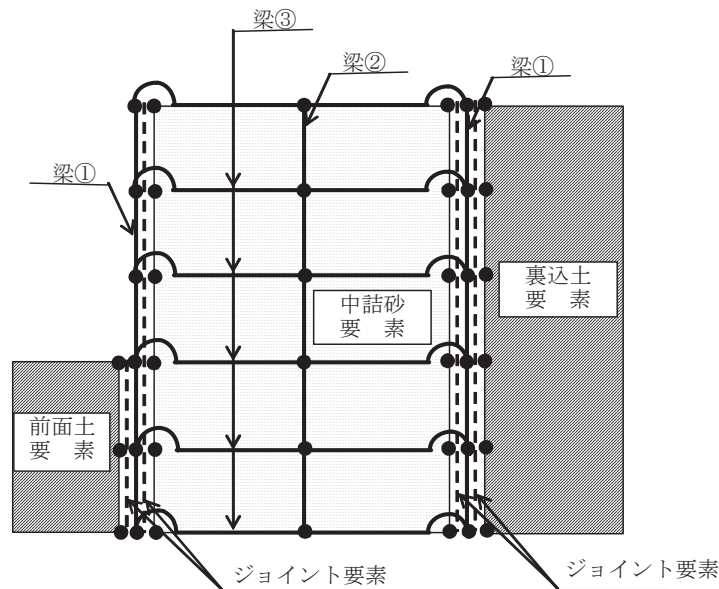


図 1 菅野らの鋼板セル 2次元モデル（菅野モデル）

## 2. 2次元モデルと3次元モデルのせん断剛性比較

図2～図4は径66mm, 厚さ1mm, 高さ93mmの他の実験で使用したアルミ缶の例であるが, 3次元モデルおよび2次元モデルの天端に水平方向に強制変位を与え, 反力をプロットしたものである. 3次元モデルはセルおよびアークはシェル要素を用い, アークとセルとの接続はピン結合とするモデルであり, 中詰めは無視したものである. 同じ拘束条件で菅野モデルの強制変位作用による反力を求め, プロットした. これによると, セル～アーク構造系の剛性は梁③の断面積をセルの断面積( $A=2 \times R \times \pi \times t$ ,  $R$ :半径,  $t$ :肉厚)の4倍とすることで等価となることを示している. この関係は, 作用と変形モードに依存するものと推察されるが, このような構造系だけの剛性比較, あるいは, 非線形性が卓越する場合には荷重～変形特性を比較することで3次元モデルと等価な剛性とすることができる.

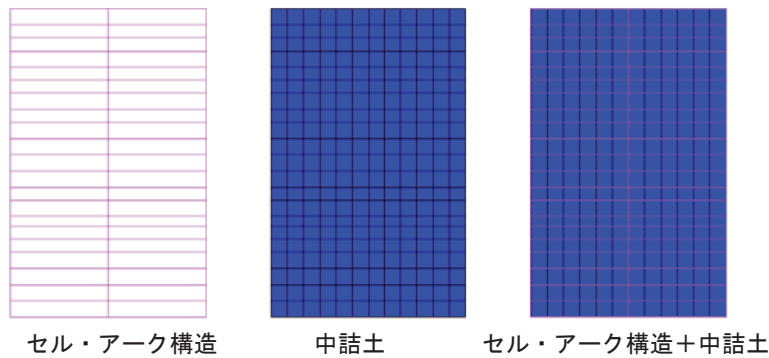


図2 2次元静的解析モデル

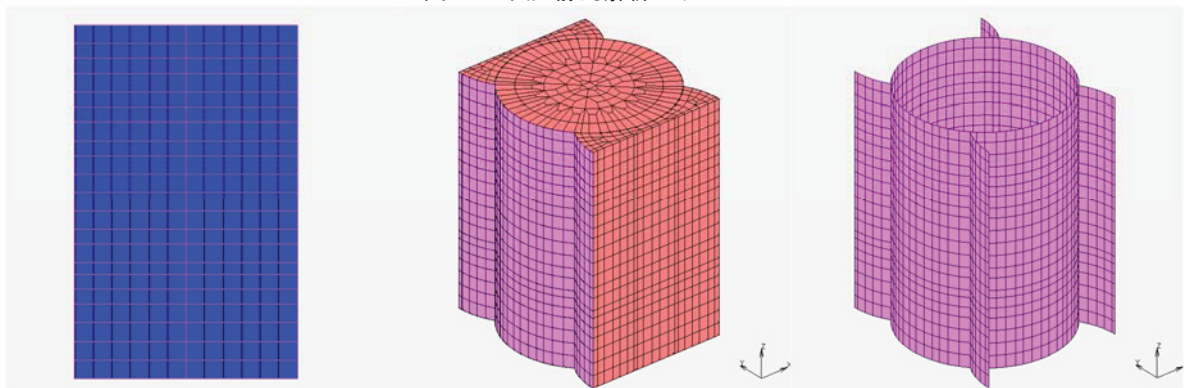


図3 3次元静的解析モデル

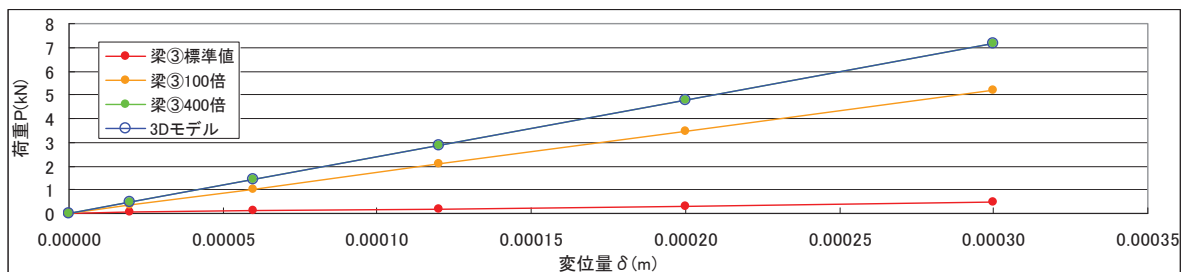


図4 構造物だけの剛性比較

### 3. 修正菅野モデルの提案

鋼板セル式ではなく、鋼矢板セル形式の場合には、梁③の断面積での調整では継手のせん断剛性、せん断耐力などの非線形特性が反映することが困難である。したがって、汎用性を高くすることに配慮して図5に示す菅野モデルの修正案を提案する。すなわち、梁要素、平面要素、ジョイント要素に加え、せん断バネを付加した2次元モデルとするものである。なお、構造物の見かけのせん断剛性を3次元モデルに適合させることを意図したものであり、スレンダーな形状の場合には適用することは困難である。

- (1) 前面土、中詰土、裏込土は平面要素としている
- (2) 梁①は、「セル殻+アーク鋼板の堤体中心軸回りの単位奥行きあたりの曲げ剛性の1/100」を有し、軸剛性（断面積）は1/4の仮想梁である。
- (3) 梁②は、「セル殻+アーク鋼板の単位奥行きあたりの曲げ剛性の1/100」を有し、軸剛性（断面積）は1/2の仮想梁である。
- (4) 梁③は、梁①～梁②～梁①を水平方向に接続する曲げ剛性が十分大きく、軸剛性（断面積）が十分に小さい仮想梁である。
- (5) 梁③の中央に非線形のせん断バネを配置する。
- (6) 梁①と梁②の水平変位と回転角が同じになるように MPC 拘束する。
- (7) PushOver 解析によりバネ値、梁③のアーム長、梁①と梁②の曲げ剛性を調整し、等価な剛性を設定する。

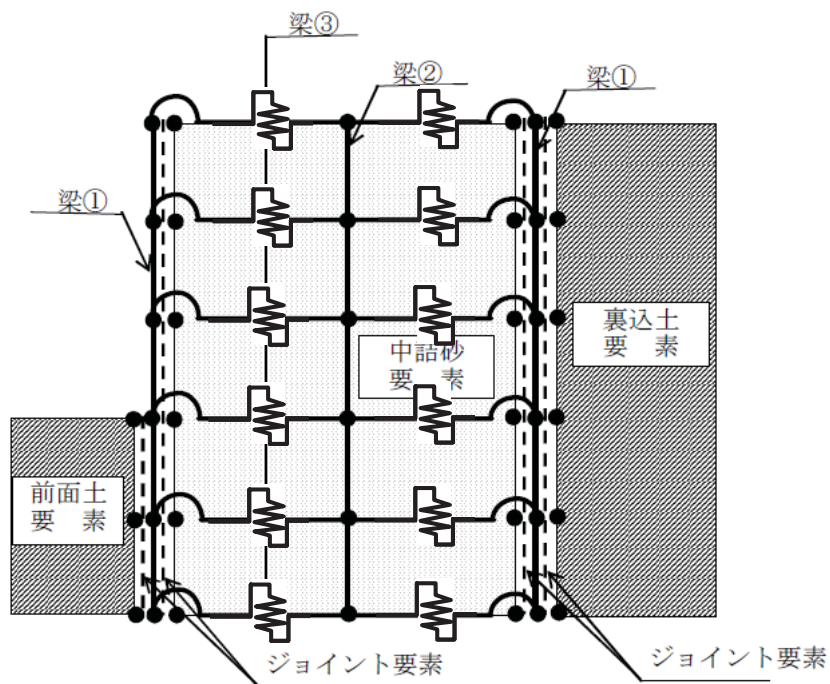


図5 鋼矢板セル2次元モデル（修正菅野モデル）



鋼矢板セル構造は矢板同士の継手特性がセル構造全体のせん断剛性を支配していることから、道路橋や鉄道橋で用いられる鋼管矢板井筒基礎の設計で適用されている仮想井筒理論の考え方を導入する。

仮想井筒に対する仮定は以下のとおり、*Timoshenko* 梁の特性を有するものとする。

- 1) 仮想井筒の断面は変形しない。
- 2) せん断変形は生ずるが、平面保持をする梁として挙動する。

各矢板の変形については、せん断変形を無視した平面保持の仮定(*Euler* 梁)を行う。

- 3) 矢板断面は変位後も矢板中心軸に直交する平面を保持する。

次に、井筒の断面および仮想井筒と矢板の関係は以下のとおりとする。

- 4) 平面ひずみモデルの奥行き方向に当たる Y 軸方向の変位はゼロとする。
- 5) 仮想薄肉断面の板厚中心線の接線は、矢板の重心軸位置において矢板の断面主軸と一致している。
- 6) 仮想井筒の板厚中央面に矢板の重心位置は固定されており、矢板の重心軸は仮想井筒の板厚中央面と同じ変位をする。

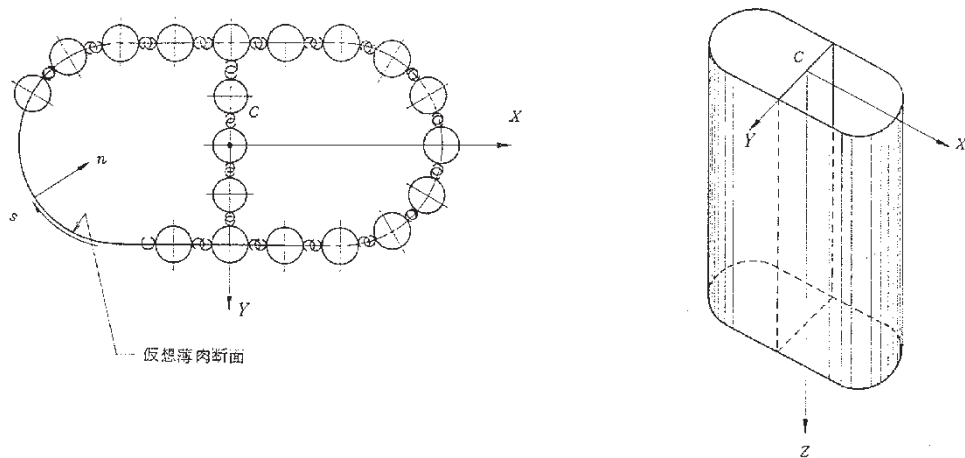


図 6 鋼管井筒基礎を想定したモデル概念図

仮定にしたがい、鋼矢板を梁、継手をせん断バネでモデル化する。鋼矢板は矢板幅  $D$  だけの大きさを有しているため、継手バネのせん断ズレは図 7 のように回転角があると継手位置では離れ  $D/2$  の長さを持つアームを乗じた鉛直変位となる。また、鋼矢板は方向によって断面性能が異なるので平面的な向きによって  $D$  の値が変化することを反映する必要がある。したがって、鋼矢板 1 本 1 本、継手 1 箇所 1 箇所すべてをモデル化することになる。しかしながら、地盤～構造物の全体系モデルを構築して地震応答解析を実施する場合、演算時間やプログラムの性能などの制約から自由度を節約する必要がある。このため、モデルの簡易化を行う。曲げ変形とせん断変形を表現するため、菅野モデルに 2 列のせん断バネを配置し、その非線形特性によって詳細モデルと等価な特性となるように調整することが可能である。

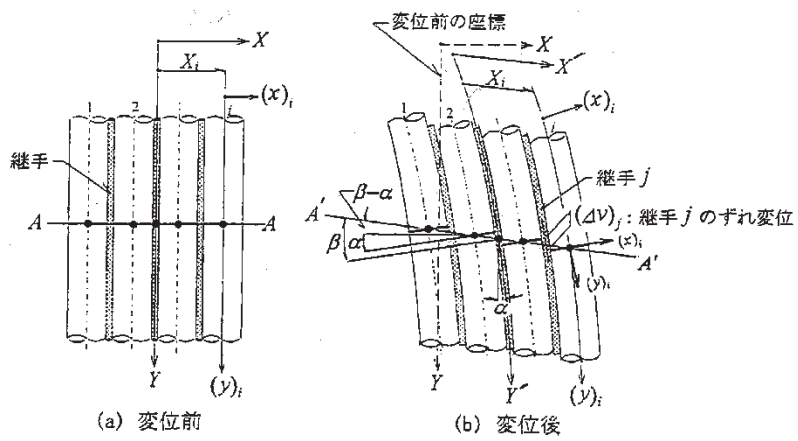


図7 鋼管の曲げに伴う継手位置のズレの解説図

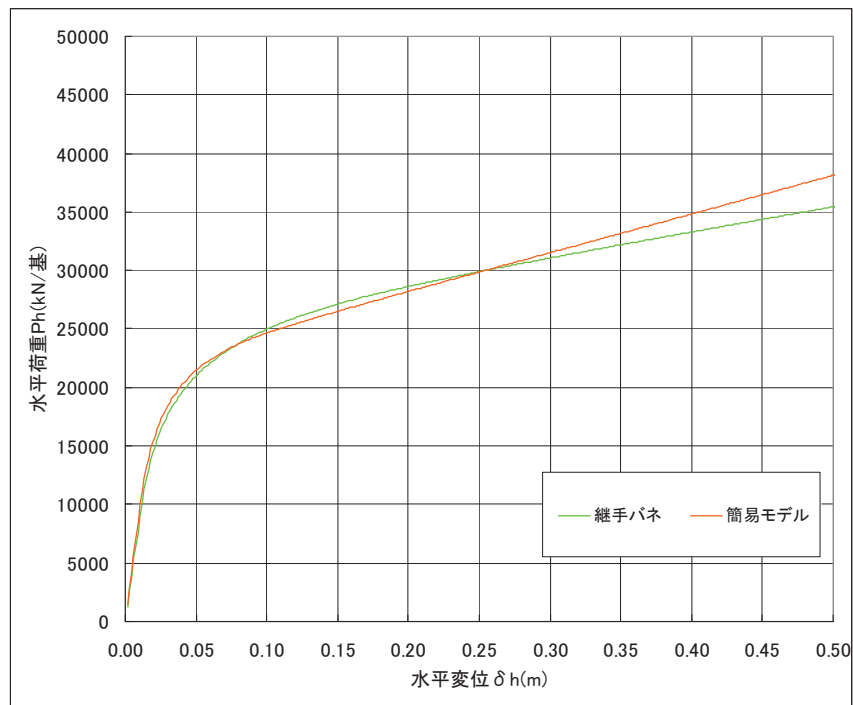
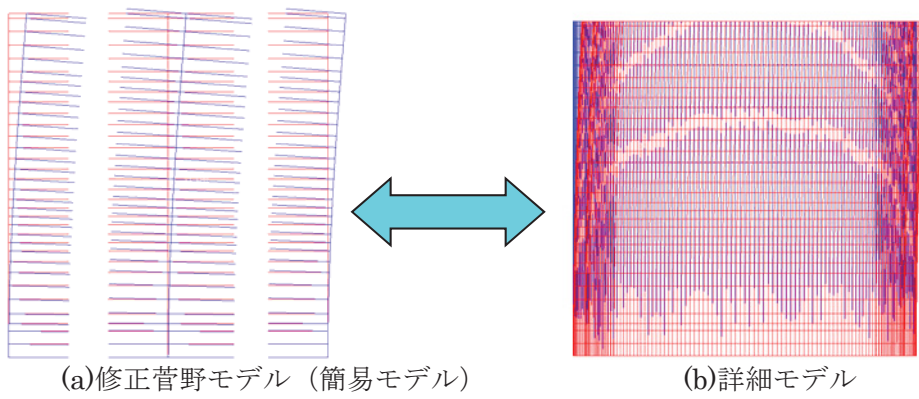


図8 PushOver 解析例

#### 4. 50G 場模型実験における 2 次元構造モデルと 3 次元構造モデルの比較

図 9 に 3 次元シェルモデルと菅野モデルを示す。図 10 は下端を固定し、天端を強制変位させ、その反力を求める PushOver 解析を行った。線形部材なので図 11 に示すとおり荷重～変位曲線は直線となり、この勾配が見かけのせん断剛性となる。菅野モデルはかなり小さな剛性であり、梁③のせん断変形に寄与する断面積を 4 倍で設定すると 3 次元モデルが有するせん断剛性とほぼ等価となった。

図 12 に菅野モデル、図 13 に梁③を修正して 3 次元と等価なせん断剛性としたモデル、図 14 に 3 次元モデルによる残留変位図および  $\gamma_{max}$  分布図を示す。基部のせん断ひずみ分布は 3 次元モデルに適合する性状を示している。

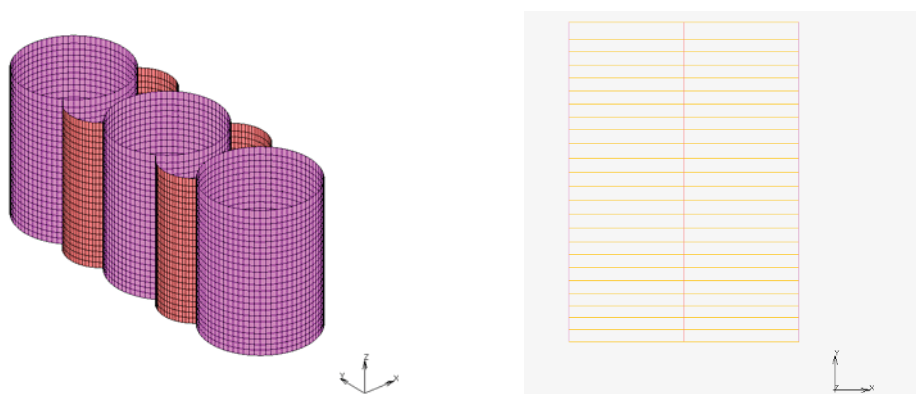


図 9 3次元モデルと2次元菅野モデル

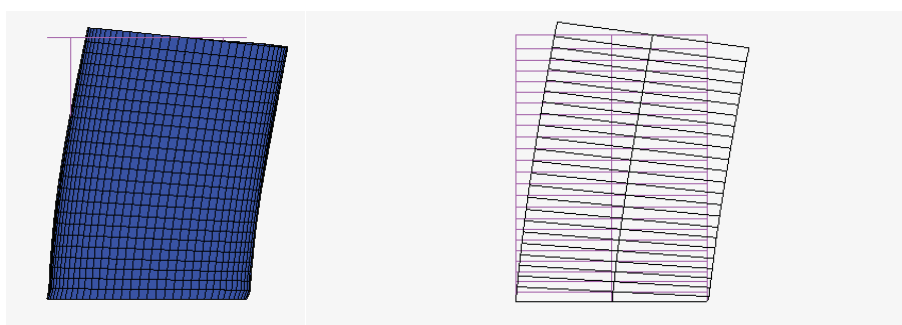


図 10 天端水平変位による PushOver 解析

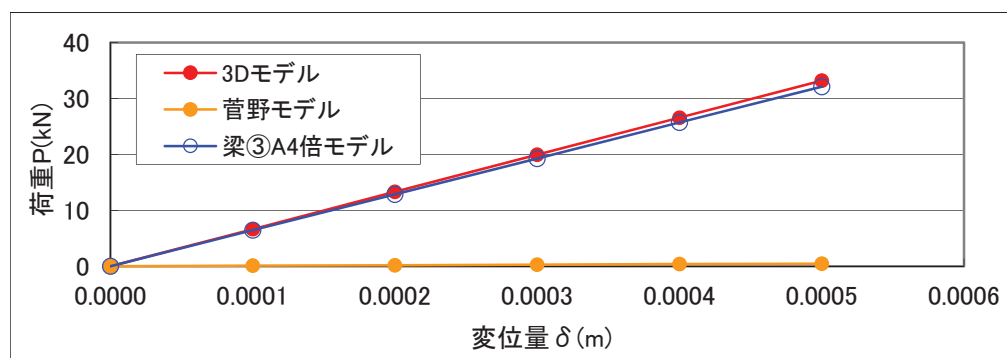


図 11 水平荷重～水平変位関係

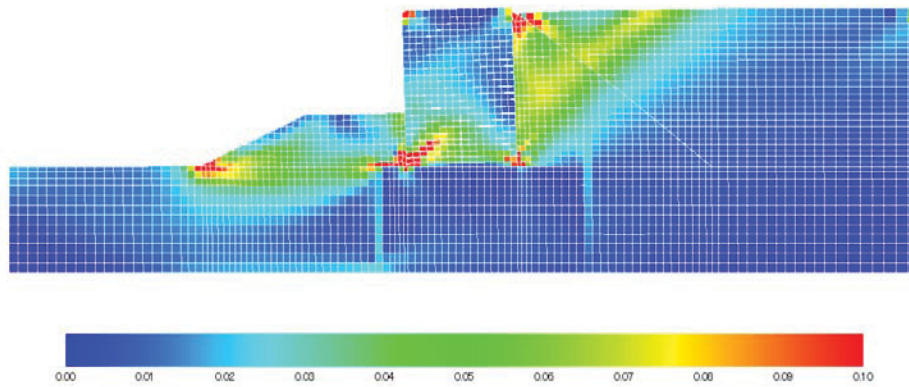


図 12 菅野モデルでの残留変形  $\gamma$  max 図

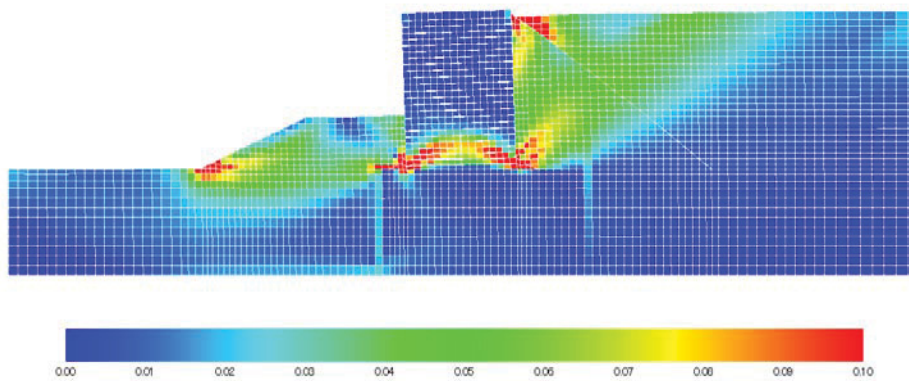


図 13 菅野モデルで梁③の断面積で 3次元と等価にした場合の残留変形  $\gamma$  max 図

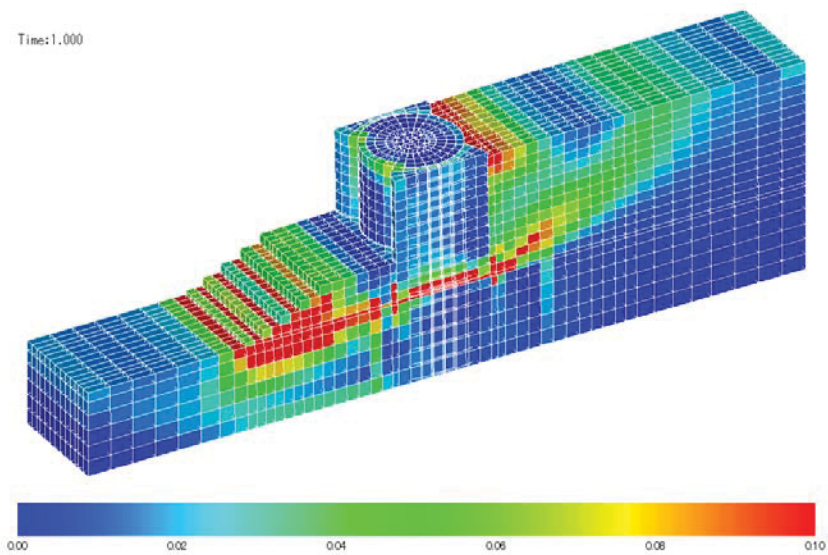


図 14 3次元地震応答解析の残留変形  $\gamma$  max 図

### 【付録資料 3】 検討モデルについて

#### 1. 既往の研究

##### 1.1 北島の研究

北島の剛塑性体理論は，両側の剛な壁が同じ向きに傾斜し，壁にはさまれた範囲の土が主働領域と受働領域となり，基部は変形のない領域と考えて極限水平荷重を求めるものである(図1)．この理論ではセル内のほとんどが塑性領域であり，セル基部付近の中詰土は剛性域と仮定している．北島，野田らの研究によって鋼板セル式構造物のせん断変形による破壊は発生せず，剛体的な挙動を呈したことから，現行基準では極度の変形を抑制する目的で，常時（永続状態）においてのみせん断変形照査を行うこととしている．

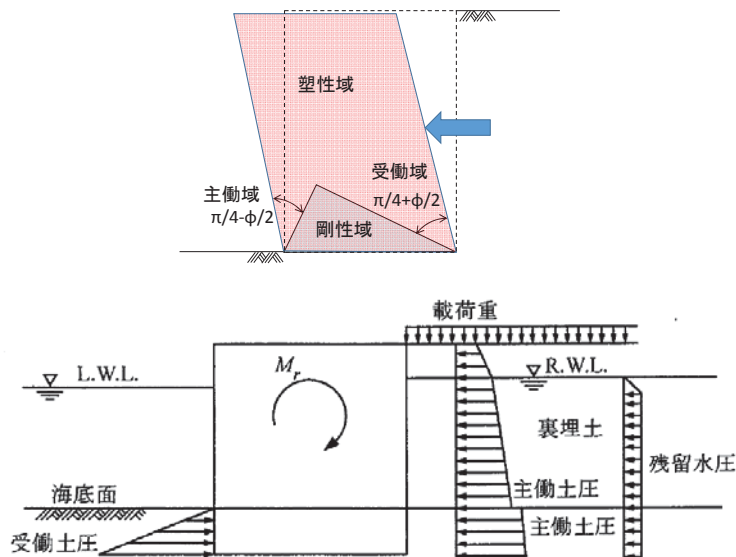


図1 北島の研究でのせん断変形による破壊モデル

##### 1.2 高橋，野田らの研究

高橋，野田らの研究で提案された剛体変位モデルは，セルを剛体と考え，前面および底面にバネを配置し，慣性力と背後からの土圧を作用することでロッキング変位を算出するものである(図2)．この方法では，セルおよび中詰めの変形は一切考えず，周辺および基礎地盤の塑性化によって残留変位が生じる仮定である．現行基準では安全側であるものの，安定性を確保するための簡易法として常時およびレベル1地震時（永続状態および変動状態）の検討に採用されている．しかし，地震時の土要素の応力やひずみを考慮したものではなく，さらに，地盤と構造物の動的な相互作用を考慮したものではないことから摩耶ふ頭岸壁の被災事例のような傾斜と沈下を伴いながら前面側に移動する残留変位の再現は困難である．

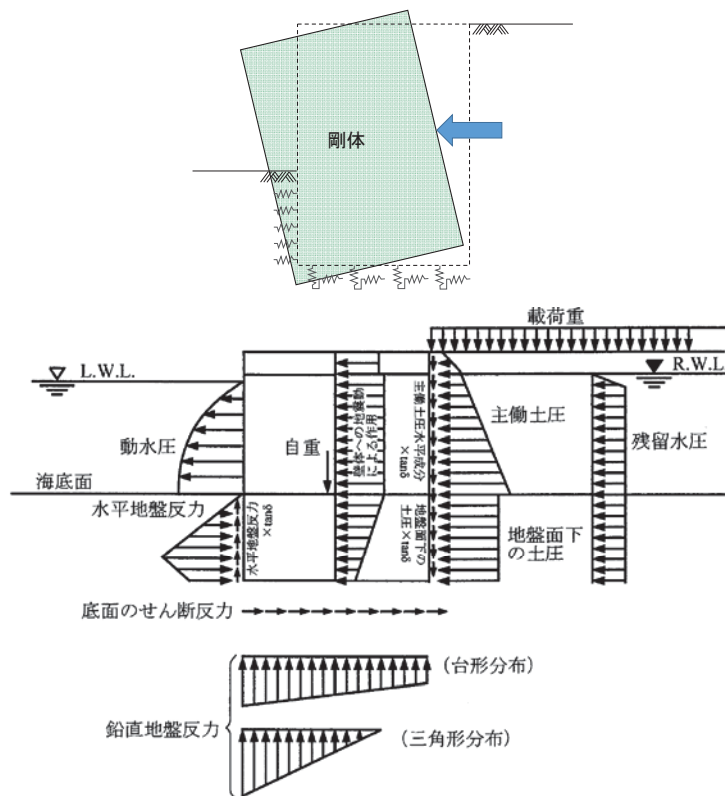


図2 高橋，野田らの研究での剛体変位モデル

### 1.3 菅野らの研究

菅野らの研究では摩耶ふ頭岸壁の被災状況を再現するための方法として、中詰土および基礎地盤、周辺地盤の応力～変形を考慮した構造物～地盤全体系モデルでの地震応答解析（プログラム **FLIP**）を適用している。セル構造物は回転拘束された二重壁とする梁モデルを構築し、中詰土はあらゆる方向のせん断応力～せん断ひずみ関係を考慮できるマルチスプリング要素とし、各々の境界にジョイント要素を配置することで滑り剥離を表現している。このモデルは摩耶ふ頭岸壁の置換砂地盤での被災事例の再現に成功しているが、平面ひずみおよび二重壁条件を課していることから、鋼板等の部材損傷に関する照査が困難である。また、セル殻側面のせん断剛性がモデルに反映されておらず、鋼矢板セルへの適用も厳密にはできないため、汎用性の観点で課題を残している。

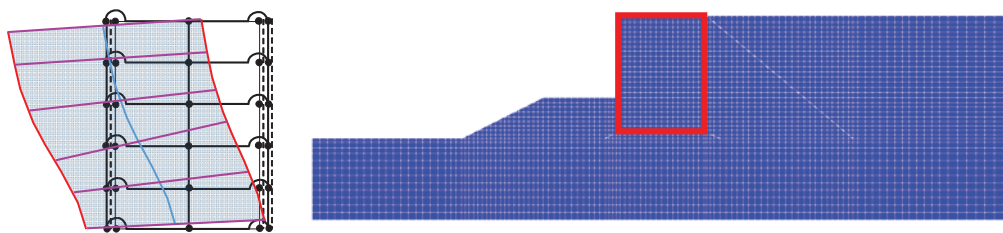


図3 菅野らの研究での地盤～構造全体系モデルと菅野モデル

## 2. 本研究の成果

### 2.1 3次元地震応答解析について

表1に既往の研究による検討モデルを3つ列記し、そこに本研究で実施した3次元地震応答解析を併記した。

剛体あるいは剛塑性体で構築された北島の研究ならびに高橋・野田らの研究では、土圧および慣性力作用での安定性を確認するものであり、周辺地盤と構造物との動的な相互作用が表現されていないことから、レベル2地震動作用に対する応答を實現象に即して再現することは困難である。

これに対し、菅野モデルでは、セル構造物のマクロ的な挙動が回転拘束された梁モデルで表現し、地盤～構造全体系でモデル化することにより、中詰土のせん断変形あるいは周辺地盤と構造物との相互作用が表現することができることから、残留変位を忠実に再現することが可能であり、基礎地盤が固化改良された場合でも再現性が高いことが本研究の結果明らかとなった。

一方、平面ひずみ条件を課した2重壁構造であるため、実際よりも中詰土のせん断ひずみを大きめに見積もる傾向が認められた。これに対し、3次元でモデル化すると、中詰土の基部付近では円周方向の拘束がかかり、平面ひずみ条件に比べてせん断ひずみが抑制される挙動を示した。したがって、このような円周方向と鉛直方向の挙動が連成する変位の適合条件が必要であり、基本的に3次元モデルの構築が必要である。

### 2.2 3次元静的解析を用いた応答変位法について

表2に菅野モデル、鋼矢板セルまでの汎用性を考慮した修正菅野モデル、3次元静的解析を用いた応答変位法、3次元地震応答解析を比較して示す。いずれも、地盤と構造物の相互作用に配慮したモデルであるが、応答変位法は主に減衰の影響がないとして慣性力作用によって生じる構造物と地盤の剛性の違いによって生じる応力、変形を静的解析で求める方法である。応答変位法のメリットは、節点数、要素数が増えても、静的解析であるため、動的解析に比べ短時間に結果が得られ、継手特性のケーススタディなど、実務的な点である。デメリットは動的挙動を静的な挙動に置換している点であり、等価剛性の設定など人為的な要素が入り、精度が落ちることである。これに対して、3次元地震応答解析は、實現象に忠実であるメリットに対して、円周方向の分割数や鉛直方向の分割数が多くなると、モデルの節点数、要素数が多くなり、1ケースの計算に多大なる時間を要し、また、結果の出力・評価においても煩雑となるデメリットがある。

3次元モデルを構築する場合には、このような得失を十分理解して解析方法を選択する必要がある。

表 1 既往研究における計算モデルとの比較

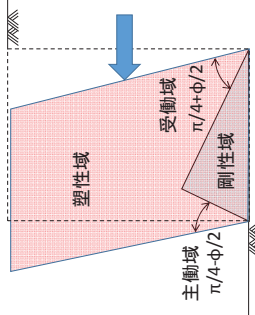
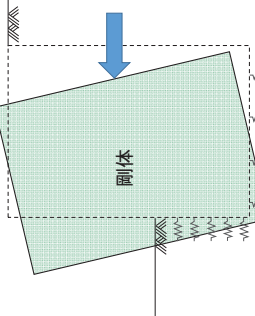
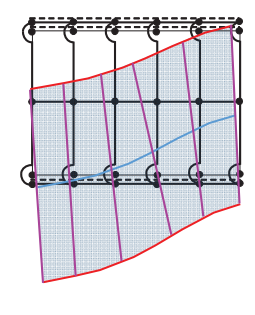
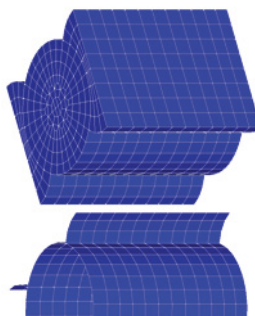
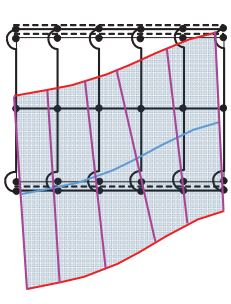
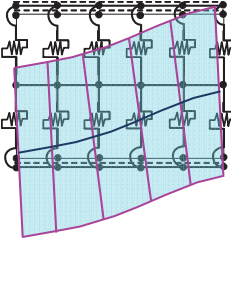
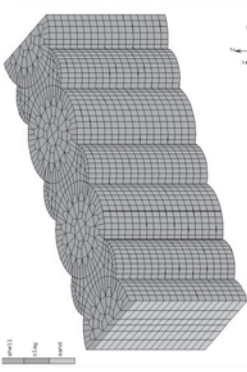
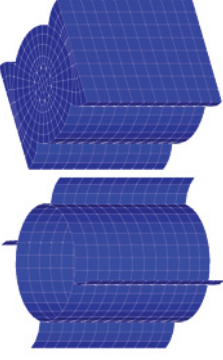
	北島の研究	高橋, 野田らの研究	菅野らの研究	本研究(3次元地震応答解析)
概念図				
概要	鋼矢板セル式構造物を、有効換算幅を有する二重壁モデルに置換え、水平力の作用により構造体がせん断破壊することを限界状態として水平耐力を計算している。	鋼矢板セル、鋼板セル式構造物ともに構造体がせん断破壊ではなく、滑動、転倒、支持地盤の崩壊が限界状態と考え、根入れを考慮した剛体パネモデルにより変位、反力を計算している。	構造物～地盤全体系をFEMモデルで地震応答解析(FILIP)により動的挙動を求めている。2次元モデルを採用しており、鋼板セル式構造物を梁、ジョイント、マルチスプリング要素でモデル化している。	構造物～地盤全体系をFEMモデルで地震応答解析(FILIP)により動的挙動を求めている。3次元モデルを採用しており、鋼板セル式構造物をシェル要素、ジョイント要素、マルチスプリング要素でモデル化している。
計算仮定	剛塑性体を仮定した極限水平耐力を求めており、セル中詰土内は主働領域と受働領域が重なった塑性域、中詰土の基部は剛体と考え、直線を組合せたすべり線を仮定している。	セル内は剛体を仮定し、根入れ部を地盤パネとした剛体パネモデルの変位、反力をパネの非線形性を考慮した収束計算により求める。	周辺地盤、中詰土はマルチスプリング要素によりせん断ひずみと過剰間隙水圧発生に伴う拘束圧変化に依存した応力ひずみを表している。鋼板は二重壁を想定し回転拘束した骨組モデルとし、周辺地盤、中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表している。	周辺地盤、中詰土はマルチスプリング要素によりせん断ひずみと過剰間隙水圧発生に伴う拘束圧変化に依存した応力ひずみを表している。鋼板はシェル要素とし、周辺地盤、中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表している。継手パネを配置することも可能である。
作用	自重および土圧、慣性力などを基本としている。	自重および土圧、慣性力などを基本としている。	構造物～地盤全体系を2次元FEMモデルで構築し、初期自重解析の後、加速度時刻歴を直接入力して地震応答解析を行う。	構造物～地盤全体系を3次元FEMモデルで構築し、初期自重解析の後、加速度時刻歴を直接入力して地震応答解析を行う。
応力変形	中詰土と鋼矢板セルの全体的なせん断変形を想定しているが、水平耐力計算は剛塑性体理論であり、地盤、構造体ともに応力変形は無視している。	中詰土と鋼板・鋼板セルの剛体変位を想定しており、構造体の応力変形は無視している。ただし、前面地盤と基礎地盤の変形はパネの非線形性で考慮している。	平面ひずみ条件で、中詰土を含めた地盤の応力変形を考慮している。構造体は回転拘束を与えており、円周方向の応力変形を無視している。さらに、構造体のせん断剛性を無視している。	中詰土を含めた地盤および構造体の3次元的な応力変形を考慮している。
初期応力	.....	.....	平面ひずみ条件での自重解析により土要素、梁要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。	3次元条件での自重解析により土要素、シェル要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。
評価	せん断変形による破壊は発生しないことから、現行設計基準では極度の変形を許さない目的で常時(永続状態)のみの計算を行っている。	既往模型実験の結果では、剛体パネモデルによる安定計算の結果はかなり安全側となっている。摩耶ふ頭の被災状況の再現は困難である。	摩耶ふ頭の被災状況の再現、本研究での改良地盤条件での模型実験の再現に成功している。構造体のせん断力負担、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されている。また、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されていないので、部材損傷程度の検討は困難である。	本研究での改良地盤条件での模型実験の再現に成功している。構造体のせん断力負担、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されているので、部材損傷程度の検討が可能である。ただし、十分な要素分割が現状では困難である。



表 2 設計の簡便性に配慮した応答変位法の位置づけ

	菅野モデル	修正菅野モデル	3次元応答変位法	3次元地震応答解析
概念図				
概要	<p>構造物～地盤全体系をFEMモデルで地震応答解析(FLIP)により動的挙動を求め、<b>2次元モデル</b>を採用しており、鋼板セル式構造物を梁、ジョイント、マルチスプリング要素でモデル化している。</p> <p>周辺地盤、中詰土はマルチスプリング要素によりせん断ひずみと過剰間隙水圧発生に伴う拘束圧変化に依存した応力ひずみを表現している。鋼板セル構造物は二重壁を想定し回転拘束した骨組モデルとし、周辺地盤、中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表現している。</p>	<p>構造物～地盤全体系をFEMモデルで地震応答解析(FLIP)により動的挙動を求め、<b>2次元モデル</b>を採用しており、鋼板セル式構造物を梁、バネ、ジョイント、マルチスプリング要素でモデル化している。</p> <p>周辺地盤、中詰土はマルチスプリング要素によりせん断ひずみと過剰間隙水圧発生に伴う拘束圧変化に依存した応力ひずみを表現している。鋼板セル構造物は二重壁を想定し回転拘束し、鉛直せん断バネを付加した骨組モデルとし、周辺地盤、中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表現している。</p>	<p>菅野モデルまたは修正菅野モデルで<b>2次元地震応答解析</b>を行い、着目時刻の加速度分布、変位分布、地盤剛性を抽出する。セル、アーク、継手、中詰土はシェル要素、バネ要素、ジョイント要素、ソリッド要素で<b>3次元モデル</b>を構築し、慣性力、変位を静的に作用する。</p> <p>周辺地盤はバネ要素あるいはソリッド要素、中詰土はソリッド要素、鋼板はシェル要素、継手はバネ要素とし、鋼板と中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表現している。</p>	<p>構造物～地盤全体系をFEMモデルで地震応答解析(FLIP)により動的挙動を求め、<b>3次元モデル</b>を採用しており、鋼板セル式構造物をシェル要素、ジョイント要素、マルチスプリング要素でモデル化している。</p> <p>周辺地盤、中詰土はマルチスプリング要素によりせん断ひずみと過剰間隙水圧発生に伴う拘束圧変化に依存した応力ひずみを再現している。鋼板セル構造物はシェル要素とし、周辺地盤、中詰土との境界にジョイント要素を設け、すべり剥離を表現している。継手バネを配置することも可能である。</p>
計算仮定				
作用	<p>構造物～地盤全体系を<b>2次元</b>FEMモデルで構築し、初期自重解析の後、加速度時刻歴を直接入力して<b>地震応答解析</b>を行う。</p> <p>平面ひずみ条件で、中詰土を含めた地盤の応力変形を考慮している。構造体は回転拘束を与えており、円周方向の応力変形を無視している。さらに、構造体のせん断剛性を無視している。</p> <p>平面ひずみ条件での自重解析により土要素、梁要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。</p>	<p>中詰土～鋼板セル式構造物系の初期自重解析の後、<b>慣性力と境界変位</b>を静的に与える。</p> <p>中詰土を含めた地盤および構造体の<b>3次元動的な応力変形を考慮</b>している。</p>	<p>構造物～地盤全体系を<b>3次元</b>FEMモデルで構築し、初期自重解析の後、加速度時刻歴を直接入力して<b>地震応答解析</b>を行う。</p> <p>中詰土を含めた地盤および構造体の<b>3次元動的な応力変形を考慮</b>している。</p>	<p>構造物～地盤全体系を<b>3次元</b>FEMモデルで構築し、初期自重解析の後、加速度時刻歴を直接入力して<b>地震応答解析</b>を行う。</p> <p>中詰土を含めた地盤および構造体の<b>3次元動的な応力変形を考慮</b>している。</p>
応力変形				
初期応力	<p>平面ひずみ条件での自重解析により土要素、梁要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。</p> <p>構造体のせん断力負担が表現されておらず、また、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されていないので、部材損傷程度の検討は困難である。</p>	<p>平面ひずみ条件での自重解析により土要素、梁要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。</p> <p>構造体のせん断力負担をせん断バネで表現しており、鋼突板にも適用が可能である。円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されていないので、部材損傷程度の検討は困難である。</p>	<p>3次元条件での自重解析により土要素、シェル要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。</p> <p>構造体のせん断力負担が表現されており、さらに、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されているので、部材損傷程度の検討が可能である。ただし、十分な分割が現状では困難である。</p>	<p>3次元条件での自重解析により土要素、シェル要素、ジョイント要素に初期応力が導入される。</p> <p>構造体のせん断力負担が表現されており、さらに、円周方向と鉛直方向の連成挙動が表現されているので、部材損傷程度の検討が可能である。ただし、十分な分割が現状では困難である。</p>
評価				

## 早稲田大学 博士（工学） 学位申請 研究業績書

氏名 佐藤 成 印

(2014年 6月 現在)

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
①論文	
○1) 査読	鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究 土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 2, pp.190-209, 2014.5 <u>佐藤成</u> , 竹信正寛, 小濱英司, 清宮理
○2) 査読	鋼板セル式岸壁の地震時挙動に関する研究 土木学会構造工学論文集, Vol.55A, pp.435-448, 2009.4 <u>佐藤成</u> , 竹信正寛, 小濱英司, 清宮理
○3) 査読	大型セル式岸壁の地震時の挙動に関する数値解析 海洋開発論文集, 第 24 巻, pp.207-211, 2008.7 諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 山本修司, <u>佐藤成</u>
○4) 査読	大型鋼板セル岸壁の耐震設計における数値解析及び模型実験の適用 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp.936-940, 2008.11 諸星一信, 小濱英司, 渡部昌治, 清宮理, 菅野高弘, 宮田正史, 山本修司, <u>佐藤成</u>
②講演会	
○1)	鋼板セル式岸壁の遠心場模型実験の 3 次元地震応答解析によるシミュレーション 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部 Vol.66, I-047, pp.93-94, 2011.9 <u>佐藤成</u> , 清宮理
○2)	鋼板セル式岸壁の遠心場模型実験のシミュレーション 土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部 Vol.65, I-657, pp.1313-1314, 2010.9 <u>佐藤成</u> , 清宮理
③その他	
1) 査読	Liquefaction-induced damage to structures during the 2011 Great East Japan Earthquake Journal of JSCE, vol.1, pp181-193, 2013, Special Topic-2011 Great East Japan Earthquake (Invited Paper) Susumu YASUDA, Ikuo TOWHATA, Ichiro ISHII, <u>Shigeru SATO</u> , Taro UCHIMURA
2)	2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 第 48 回地盤工学研究発表会, pp1729-1730, 2013. 7 <u>佐藤成</u> , 影地良昭, 仲摩貴史, 細尾敦, 飛田哲男
3)	東日本大震災における宅地の液状化被害の再現性に着目した液状化被害可能性の簡易判定手法の構築 (その 1) 土木学会年次講演会, vol. 68, pp. 115-116, III-058, 2013. 9 西丸あずさ, <u>佐藤成</u> , 加藤永, 吉田桂治, 東畑郁生
4)	東日本大震災における宅地の液状化被害の再現性に着目した液状化被害可能性の簡易判定手法の構築 (その 2) 土木学会年次講演会, vol. 68, pp. 117-118, III-059, 2013. 9 <u>佐藤成</u> , 西丸あずさ, 加藤永, 吉田桂治, 東畑郁生
5)	液状化を生じる緩傾斜護岸の アンカー補強に関する数値解析 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 6 部, Vol.65, VI-476, pp.951-952, 2010.9 橋本真, 清宮理, <u>佐藤成</u>

## 早稲田大学 博士（工学） 学位申請 研究業績書

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
6)	解析プログラム FLIP における砂の解析定数簡易設定法の事例解析—ケーソン岸壁— 第 46 回地盤工学研究発表会, pp1645-1646, 2011.7 <u>佐藤成</u> , 井合進, 一井康二, 由井陸粋
7)	液状化を生じる緩傾斜護岸のアンカー補強に関する数値解析 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 2 部, Vol.66, II-241, pp.481-482, 2011.9 橋本真, 清宮理, <u>佐藤成</u>
8)	グラウンドアンカーによる耐震補強効果の検討 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部 Vol64, I-259, pp.517-518, 2009.9 矢野良尚, 清宮理, <u>佐藤成</u>
9)	二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討—重力係船岸を対象として— 第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp1841-pp1842, 2004.7 森玄・ <u>佐藤成</u> ・小堤治・一井康二・塩崎禎郎・井合進
10) 査読	地中埋設管の液状化時浮上量の FEM による予測精度について 第 48 回地盤工学シンポジウム, pp225-pp232, 2003 <u>佐藤成</u> , 一井康二, 西山誠治, 大島貴充, 井上陽介, 佐藤誠一, 池田隆明, 荒木繁雄, 兵頭武士, 梅木康之, 井合進
11)	開削地下構造物の耐震性能を考慮した継手構造について 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部, Vol.57, pp1397-pp1398, I -699, 2002 山下 知之, 築山有二, 野田誠司, 佐藤諭一, <u>佐藤成</u>
12)	部材厚の薄い矩形トンネルの耐震検討（横断方向） 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部 Vol.57, pp1393-pp1394, I -697, 2002 榎本 浩, 小田桐直幸, 林博志, <u>佐藤成</u> , 峯谷明
13) 査読	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 第 46 回地盤工学シンポジウム, pp25-pp30, 2001 <u>佐藤成</u> , 大塚夏彦, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進
14)	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） 地震工学研究発表会講演論文集 Vol.26, pp677-pp680, 2001 <u>佐藤成</u> , 大竹省吾, 亀山和弘, 佐藤靖彦, 飯田典生, 大塚夏彦, 土屋善浩, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進
15)	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 2） 地震工学研究発表会講演論文集 Vol.26, pp681-pp684, 2001 <u>佐藤成</u> , 林家祥, 亀山和弘, 佐藤靖彦, 飯田典生, 大塚夏彦, 土屋善浩, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進
16)	SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析(その 2: ケーススタ ディ) , 第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp2057-pp2058, 2000 <u>佐藤成</u> , 吉田晃, 飯田典生, 丹下英雄, 井合進, 森浩章

## 早稲田大学 博士（工学） 学位申請 研究業績書

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
17)	周辺地盤との滑りや剥離を考慮した地下構造物の耐震設計法(その2) 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), Vol.54, pp906-pp907, I -B455, 1999 <u>佐藤成</u> , 山本一敏, 劉如山, 市川衡
18)	周辺地盤との滑りや剥離を考慮した地下構造物の耐震設計法(その1) 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), Vol.54, pp904-pp905, I -B454, 1999 劉如山, <u>佐藤成</u> , 山本一敏, 市川衡
19)	地下構造物の横断方向の耐震設計における静的FEM解析法の適用性について 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, pp2007-pp2008, 1998 <u>佐藤成</u> , 劉如山
20)	動的解析における基礎地盤の剛性および減衰の変動による影響について 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 Vol.2, pp367-pp370, 1998, 森伸治, <u>佐藤成</u>
21)	RC単柱橋脚の地震時保有水平耐力法プログラムのベンチマークテスト 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 Vol.1, pp227-pp230, 1998, 藤田義人, <u>佐藤成</u> , 諏訪部政誉, 田中樹由, 川崎巖, 謝嬋娟, 須 田隆文, 藤江和久, 田中達朗, 薄葉淳, 水谷美登志
22)	連壁本体利用構造に応答変位法を用いる場合の根入れ部などの取扱いに関する研究 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B) Vol.52, pp894-pp895, 1997 小坂彰洋, 石川幸彦, 中島信, <u>佐藤成</u>
23) 査読	コンクリート構造物のクリープ解析における微分方程式と弾性床上の梁への適用 プレストレストコンクリート Vol.35, No.5 pp45-pp53, 1993 <u>佐藤昇</u> , 吉川一成, <u>佐藤成</u>
24) 査読	Determination of applied compressive stress in concrete structure by acoustic emission measurement, Prog. Acoustic Emission III (1986), pp. 538-545. Uomoto Taketo, <u>Sato Shigeru</u> and Yamamoto Sadaaki
25)	AE計測によるコンクリートの履歴最大圧縮応力推定方法に関する研究 生産研究 vol.39, No.2, pp66-pp69, 1987 魚本健人, <u>佐藤成</u>
26) 査読	AE法によるコンクリートの最大履歴応力推定手法に関する研究, コンクリート工学年次 講演会論文集 vol.8, pp397-pp400, 1986 <u>佐藤成</u> , 魚本健人
27)	埋設管の側方拘束土圧に関するモデル実験 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, Vol.39, pp563-pp564, III-282, 1984 <u>佐藤成</u> , 三木公一, 大川秀雄