

# グラウンドアンカーによる岸壁の 耐震補強効果に関する研究

Study on Effect of Seismic Reinforcement of  
Quay Wall Using Ground Anchor

2013 年 7 月

吉 田 誠

Makoto YOSHIDA

# グラウンドアンカーによる岸壁の 耐震補強効果に関する研究

Study on Effect of Seismic Reinforcement of  
Quay Wall Using Ground Anchor

2013 年 7 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

吉 田 誠

Makoto YOSHIDA

# 目次

第1章 序論	1
1.1. 研究の背景と目的	1
1.2. 論文の構成および各章の概要	4
第2章 既往の研究	7
2.1. 概説	7
2.2. 岸壁の耐震性能	8
2.2.1. 岸壁の構造形式	8
2.2.2. 岸壁の被災形態	10
2.2.3. 岸壁の耐震性に関する既往の研究	15
2.2.4. 岸壁の耐震性能	22
2.2.5. 岸壁の耐震補強工法	25
2.3. グラウンドアンカー工法の概要	28
2.3.1. 原理と特徴	28
2.3.2. アンカーを港湾構造物に適用する場合の必要条件	31
2.3.3. 施工実績	34
2.3.4. 施工方法	36
2.4. グラウンドアンカーによる耐震補強に関する過去の研究事例	38
2.5. まとめ	40
第3章 グラウンドアンカー工法を適用した岸壁の現行耐震設計法	44
3.1. 概説	44
3.2. 港湾の耐震設計法の変遷	45
3.3. グラウンドアンカーの設計基準の変遷	46
3.4. グラウンドアンカー工法を適用した矢板式岸壁の現行耐震設計法	47
3.4.1. 設計手順	47
3.4.2. グラウンドアンカーの配置	48
3.4.3. レベル1地震動に対する耐震性照査	48
3.4.4. レベル2地震動に対する耐震性照査	56
3.5. グラウンドアンカー工法を適用した重力式岸壁の現行耐震設計法	57
3.5.1. 設計手順	57

3.5.2. グラウンドアンカーの配置	58
3.5.3. レベル1地震動に対する耐震性照査	58
3.5.4. レベル2地震動に対する耐震性照査	63
3.6. グラウンドアンカー工法の現行耐震設計法に対する課題	64
3.7. まとめ	66
<b>第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験</b>	<b>68</b>
4.1. 概説	68
4.2. 実験内容	69
4.2.1. 実験装置	69
4.2.2. 実験対象モデル	70
4.2.3. 実験ケース	70
4.2.4. 相似則	74
4.2.5. 加振波	74
4.2.6. 計測項目	76
4.2.7. 使用材料および模型作製方法	77
4.2.8. 加振手順	80
4.3. 入力地震動選定のための予備実験の結果および考察	81
4.3.1. パルス波加振結果	81
4.3.2. 地盤の加速度特性	82
4.3.3. 地盤の過剰間隙水圧特性	83
4.3.4. 地盤の沈下特性	84
4.4. 本実験のパルス波加振結果および考察	86
4.5. 埋土を密詰地盤とした場合の本実験結果および考察	87
4.5.1. 岸壁の加速度特性	87
4.5.2. 地盤の過剰間隙水圧特性	90
4.5.3. 岸壁の変形特性	92
4.5.4. 矢板の曲げモーメント	95
4.5.5. 矢板に作用する土圧および動水圧	98
4.5.6. グラウンドアンカーの張力特性	102
4.6. 埋土を中密地盤とした場合の本実験結果および考察	104
4.6.1. 岸壁の加速度特性	104
4.6.2. 地盤の過剰間隙水圧特性	107
4.6.3. 岸壁の変形特性	109
4.6.4. 矢板の曲げモーメント	111
4.6.5. 矢板に作用する土圧および動水圧	113



4.6.6. グラウンドアンカーの張力特性	115
4.7. アンカーで補強された矢板式岸壁の破壊に関する考察	117
4.8. まとめ	119
<b>第5章   グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験</b>	<b>122</b>
5.1. 概説	122
5.2. 実験内容	123
5.2.1. 実験装置	123
5.2.2. 実験対象モデル	123
5.2.3. 実験ケース	125
5.2.4. 相似則	127
5.2.5. 加振波	127
5.2.6. 計測項目	128
5.2.7. 使用材料および模型作製方法	128
5.2.8. 加振手順	131
5.3. パルス波加振結果	132
5.4. アンカーによる耐震補強効果に関する振動台実験結果	133
5.4.1. 岸壁の加速度特性	133
5.4.2. 岸壁の過剰間隙水圧特性	137
5.4.3. 岸壁の変形特性	140
5.5. 基礎捨石層厚が耐震補強効果に与える影響	143
5.5.1. 岸壁の動的挙動	143
5.5.2. 岸壁の加速度特性	145
5.5.3. 岸壁の変形特性	146
5.6. グラウンドアンカーの張力特性	150
5.7. アンカーで補強されたケーソン式岸壁の破壊に関する考察	155
5.8. まとめ	157
<b>第6章   解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション</b>	<b>160</b>
6.1. 概説	160
6.2. 解析コード FLIP の構成モデル	161
6.3. 振動台実験の再現解析	164
6.3.1. 解析条件および解析方法	164
6.3.2. 加速度特性の再現性	171
6.3.3. 過剰間隙水圧特性の再現性	172
6.3.4. 矢板の変位特性の再現性	174

6.3.5. 矢板の曲げモーメント特性の再現性	176
6.3.6. グラウンドアンカーの張力特性の再現性	177
6.3.7. 矢板に作用する土圧	177
6.3.8. 岸壁の変形特性	179
6.4. グラウンドアンカーの最適配置に関する解析的検討	181
6.4.1. 解析条件および解析方法	181
6.4.2. アンカーの配置が矢板の変位に及ぼす影響	182
6.4.3. アンカーの配置が矢板の曲げモーメントに及ぼす影響	183
6.4.4. アンカーの配置がアンカーおよびタイワイヤの張力に及ぼす影響	184
6.4.5. アンカーの最適配置に関する考察	185
6.5. まとめ	186
<b>第7章 解析コード FLIP による重力式岸壁の数値シミュレーション</b>	<b>188</b>
7.1. 概説	188
7.2. 解析コード FLIP の構成モデル	189
7.2.1. マルチスプリングモデル	189
7.2.2. カクテルグラスモデル	189
7.2.3. 大変形解析	190
7.3. グラウンドアンカーのモデル化方法	190
7.3.1. 線形単一要素モデル	190
7.3.2. 線形複数要素モデル	191
7.3.3. 非線形単一要素モデル	192
7.4. 解析条件および方法	192
7.5. アンカーのモデル化方法に関する数値シミュレーション	198
7.5.1. 岸壁の変形挙動	198
7.5.2. 加速度特性の再現性	200
7.5.3. 過剰間隙水圧特性の再現性	202
7.5.4. 岸壁の変位特性の再現性	204
7.5.5. アンカーの張力特性の再現性	206
7.6. 構成モデル化の違いに関する数値シミュレーション	209
7.6.1. 岸壁の変形挙動	209
7.6.2. 加速度特性の再現性	211
7.6.3. 過剰間隙水圧特性の再現性	213
7.6.4. 岸壁の変位特性の再現性	216
7.6.5. アンカーの張力特性の再現性	219
7.7. 岸壁の変形特性	220

7.7.1. 変形図および最大せん断ひずみ分布 .....	220
7.7.2. ケーソンに作用する地盤反力 .....	222
7.8. まとめ .....	225
 第8章 結論 .....	 227
 謝辞 .....	 230
 研究業績一覧 .....	 232

# 第1章

## 序論

### 1.1 研究の背景と目的

我が国は周囲を海で囲まれた島嶼国であり、陸域は多くの河川で分断され、急峻な山岳地形が多い。このような地形的条件に加え、天然資源に乏しいことから、古来より海上交易が我が国の経済や文化形成を支えてきており、港湾は人々の生活の場、物流の拠点、産業の中心として位置づけられてきた。しかし、我が国の港湾建設は、台風や地震、複雑な地形や厚い軟弱層など、他国と比較しても厳しい自然条件での実施を強いられており、高い技術力が要求されるとともに独自に開発せざるを得ない課題も多い<sup>12)</sup>。

我が国の港湾の歴史を振り返ると、日本は古来より朝鮮半島などの国々と交易が行われ、10世紀頃からは、瀬戸内海の大輪田（後の神戸）などで中国大陆と交易が行われていた。1853年には、いわゆる黒船来航により、鎖国から開国へと政策転換した。この頃、洋式技術による港湾工事が始まった。1868年の明治維新以降、「富国強兵」、「殖産興業」といった国策が推進され、1920年前後には横浜港と神戸港において初めて岸壁に本船から直接荷役可能な埠頭が完成した。

戦後（1945年以降）の高度経済成長期には技術革新にともない重化学工業化が進み、港湾での取扱貨物量は大きく増加した。同時に、船舶の大型化、コンテナ船の就航、カーフェリーの登場など、船舶の多様化が進んだ。これに対応するため、埋立による土地造成とともに港湾施設の建設が進められ、新しい工業地帯が開発された。

1973年の石油危機で高度経済成長期は終焉を向かえ、経済安定成長期へと移行した。この頃から、港湾取扱貨物量はほぼ頭打ちとなり、コンテナ貨物の輸入が輸出を上回るようになった。このため、求められる港湾の機能も、貨物量の増大への対応から効率的な輸送にシフトしていった。

港湾施設の中で岸壁は船舶を係留して貨客を輸送するための施設であり、大規模地震等の災害発生時には救助・救急活動や緊急物資輸送の拠点としての機能が求められている。しか

し、近年では、津波・地震の強大化、地球温暖化にともなう高潮の増大により、岸壁に求められる条件は厳しさを増している。

1995年の兵庫県南部地震では、港湾施設に大きな被害が生じたことから、耐震対策の必要性が再認識された。この震災前までは、神戸港はコンテナ取扱量で世界第3位の地位を得ていた国際ハブ港であった。しかし、震災による港湾の被害や、経済のグローバル化とともに、中国、シンガポール、韓国では大型コンテナ船に対応可能な大型港湾施設の整備が進んだことから、神戸港の港湾取扱貨物量は大きく減少した。このことは、港湾施設の防災対策および高機能化が経済的な観点からも重要であることを示唆している。このため、現在では国が京浜港および阪神港をスーパー中枢港湾に指定し、国際競争力の強化などを目的として、港湾施設の耐震強化および増深化を実施している。

港湾分野では2007年に設計体系が性能規定型<sup>3)</sup>へ完全に移行したことや、断層諸元の設定、伝搬特性などを考慮した設計地震動の見直しにより、既存施設の耐震性能が再評価されてきている。2011年の東北地方太平洋沖地震では、被災直後の港湾機能喪失で緊急物資や生活物資などの輸送が一時的に困難になった<sup>4)</sup>ことから、物流基盤としての岸壁の重要性が再認識された。このため、近年、既存岸壁の耐震補強が急速に進められている。

岸壁の耐震補強工法として地盤改良、構造物本体の補強などが提案されている<sup>5)</sup>。グラウンドアンカー（以後、アンカーと称す）工法は本体の抵抗力を補強する工法の一つであり、地震時の耐力や変形性能が不足している岸壁に適用されている。アンカーはケーソンや矢板などの構造物からの引張力を地盤に伝達するための構造部材である(図-1. 1)。その特徴は、従来の他の補強工法と比べて、施工範囲が小さいことから既存施設への施工時の影響を最小限に抑えられ、経済性に優れていることである。一方、長期間高応力下でのクリープによる緊張荷重の低下や鋼材の腐食等、長期耐久性が課題として指摘されていた。しかし、設計法の整備、防食法の開発により課題の多くが解決されつつあり<sup>6)</sup>、近年では耐震強化を目的として、横浜港や神戸港の大水深岸壁にアンカー工法が適用されている<sup>7,8)</sup>。

岸壁の耐震性に関する研究は、特に1995年兵庫県南部地震以降、多数実施されている。被災事例を対象に岸壁の振動台実験が実施され、液状化などによる被災メカニズムが解明されている。岸壁の有効応力解析についても、その精度向上に関する研究が多数行われ、ダイレイタンシーの評価法や基礎捨石の材料定数などについて検討・改善が行われており<sup>9,10)</sup>、一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認されている<sup>11)</sup>。これらの成果は、現行の性能規定型の耐震設計法に反映されている。

グラウンドアンカーは欧州で開発され、最初の実施は1934年である<sup>12)</sup>。我が国では1957年の藤原ダムにおけるプレストレストアンカーにはじまったとされている<sup>13)</sup>。その後、仮設土留め工への適用がなされてから急速に普及し、近年では、耐震補強など永久アンカーの使用が増えている。アンカーで補強された構造物の動的挙動に関する研究としては、アンカーを設置した斜面の振動台実験およびそのFEMシミュレーションが挙げられ<sup>14)</sup>、大規模地震時にアンカー張力が過大になることなどを明らかにし、FEM解析による実験結果の再現に成

功している。

アンカーで耐震補強された岸壁の研究については、基礎地盤が堅固なケーソン式岸壁の遠心模型実験が行われており<sup>15)</sup>、アンカーによるケーソンの変位抑制効果が確認されている。矢板式岸壁について、アンカーで耐震補強した場合の有効応力解析が行われ<sup>16)</sup>、矢板の変位抑制効果が確認されている。

しかし、模型振動実験や事例検討などにより、アンカーで補強された岸壁の実際の地震時挙動を確認した事例は他に見あたらない。また、有効応力解析により被災事例の再現性や実際の地震時挙動を確認した事例も他に見あらず、岸壁のアンカーによる耐震補強効果は十分には明らかにされていない。

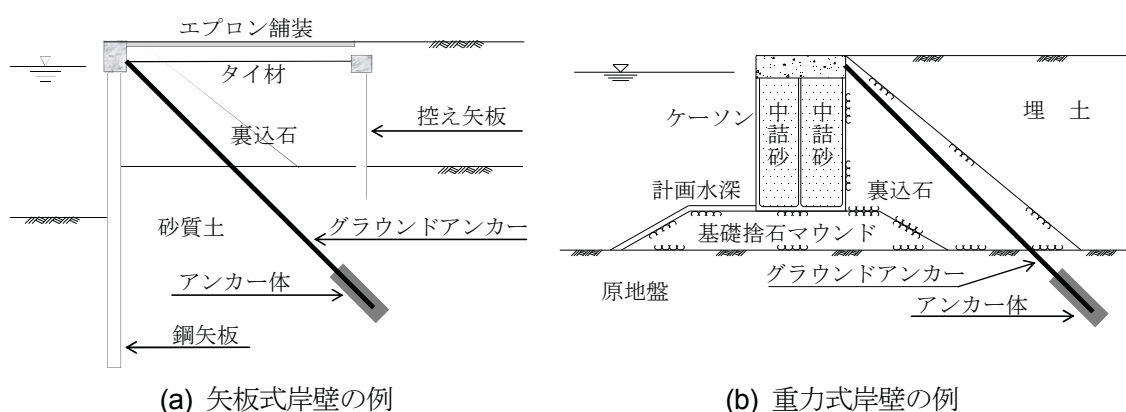


図-1.1 グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強概念

以上の背景を踏まえ、本研究では初めに、矢板式岸壁および重力式岸壁をグラウンドアンカーで耐震補強することを想定して、水中振動台を用いた振動台実験を実施した。矢板式岸壁については、矢板背後地盤の相対密度や加振条件を変えた実験を行い、様々な条件下で岸壁の動的挙動およびアンカーの張力特性を調べる。重力式岸壁については、基礎捨石層厚の違いに着目した実験を行い、基礎捨石の変形挙動の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響や、アンカーの張力特性について詳細に調べる。これらの実験では、アンカーで補強する場合としない場合を比較することでアンカーによる岸壁の耐震補強効果を考察する。次に振動台実験を対象として、有効応力解析による数値シミュレーションを実施し、実験の再現性を確認するとともに、岸壁の変形挙動を詳細に調べる。さらに矢板式岸壁については、アンカーの配置が矢板の変形モードや曲げモーメントなどに及ぼす影響について調べ、アンカーの最適配置について考察する。重力式岸壁については、アンカーのモデル化方法や、解析の構成モデルを変えて解析を行い、計算精度の検証を行う。

## 1.2 論文の構成および各章の概要

本論文は、図-1.2 に示す構成で記述している。以下に各章の概要について述べる。

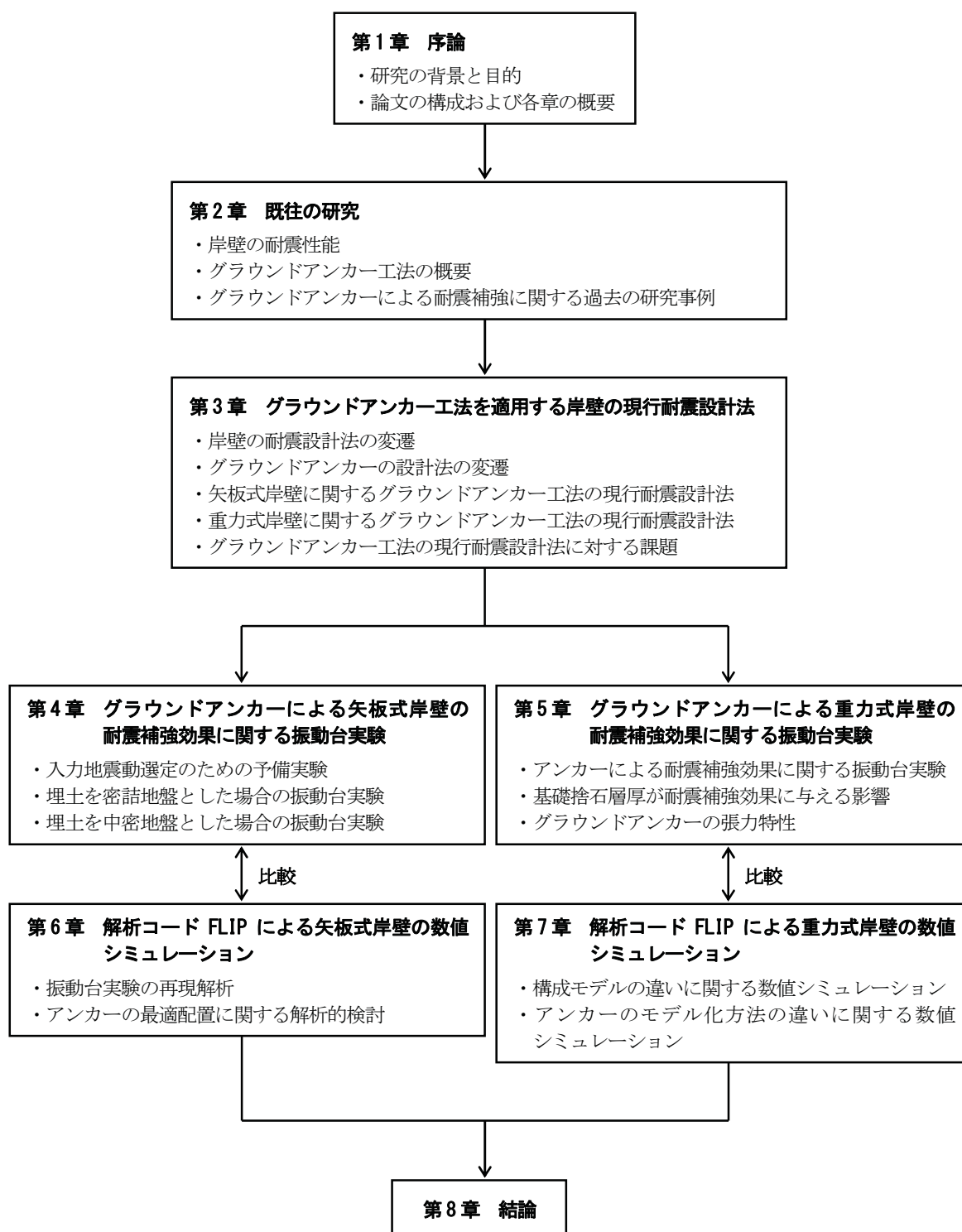


図-1.2 本論文の構成



第2章では、岸壁の耐震性やグラウンドアンカーの概要およびその耐震補強への適用に関する研究について述べている。まず、本論文で取り扱う岸壁の構造形式を示している。次に、岸壁の過去の被災形態や岸壁の耐震性に関する研究事例を示し、これらに基づく現行の耐震性能を示している。また、グラウンドアンカー工法の原理や特徴を紹介するとともに、耐震補強として適用されるグラウンドアンカーの研究事例を示している。

第3章では、グラウンドアンカー工法を岸壁に適用した場合の現行の耐震性設計法について述べている。まず、岸壁の耐震設計法やグラウンドアンカーの設計法の変遷を紹介している。次に、グラウンドアンカーを矢板式岸壁および重力式岸壁に適用した場合の現行の耐震性設計法を紹介し、その課題を示している。

第4章では、水中振動台を用いて実施した、グラウンドアンカーで補強した矢板式岸壁の振動台実験について述べている。矢板背後の埋土地盤の相対密度や加振条件を変えた実験を行い、埋土の過剰間隙水圧特性や正弦波と不規則波の違いなど様々な条件下での岸壁の変形モード、加速度・変位特性、アンカーの張力特性および矢板の曲げモーメントについて検討している。また、アンカーで補強する場合としない場合を比較することで、アンカーの耐震補強効果について実験的に考察している。グラウンドアンカーで耐震補強した矢板式岸壁の実際の挙動を確認した事例は見あたらず、本研究はアンカーによる耐震補強効果を明らかにするための重要な基礎研究と考える。

第5章では、水中振動台を用いて実施した、グラウンドアンカーで補強した重力式岸壁の振動台実験について述べている。ケーソン背後地盤が液状化する場合の実験を行い、アンカーで補強した岸壁の変形モード、加速度・過剰間隙水圧・変位特性について検討するとともに、アンカーの詳細な張力特性について考察している。また、基礎捨石層厚の違いに着目し、基礎捨石の変形挙動の違いがアンカーや岸壁の地震時挙動に与える影響について考察している。グラウンドアンカーで耐震補強した重力式岸壁の実験的研究は少なく、本研究では背後地盤が液状化する場合のアンカーの効果について貴重な知見が得られたと考える。

第6章では、グラウンドアンカーで補強した矢板式岸壁の振動台実験を対象として実施した有効応力解析による数値シミュレーションについて述べている。岸壁の変形照査に一般に用いられている解析手法に準拠し、数値解析による実験の再現性を確認するとともに、岸壁の変形挙動を詳細に調べている。さらに、アンカーの配置が矢板の変形モードや曲げモーメントなどに及ぼす影響について調べ、アンカーの最適配置について、岸壁の安定性だけでなく経済性・施工性の観点からも考察している。

第7章では、グラウンドアンカーで補強した重力式岸壁の振動台実験を対象として実施した有効応力解析による数値シミュレーションについて述べている。アンカーのモデル化方法や、解析の構成モデルを変えて解析を行い、振動台実験と比較して計算精度の検証を行っている。従来の耐震性の評価では、一般にアンカーを線形材料でモデル化しているが、評価精度向上の観点から、アンカー張力の非線形性を適切に反映することの重要性を説いている。

第8章では、本論文で得られた成果を取りまとめている。



## 参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：日本港湾史，1978.
- 2) 港湾学術交流化会編：港湾工学，朝倉書店，2009.
- 3) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 4) 国土交通省東北地方整備局（ホームページ）<http://www.pa.thr.mlit.go.jp/kakyoin/>，2011.
- 5) 菅野高弘，野末康博，塩崎禎郎，小濱英司：地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法，港湾空港技術研究所資料，No.1145，2006.
- 6) 土井茂樹，小林司，新山修一：グラウンドアンカー工法，基礎工，Vol.37，No.1，pp.62-66，2009.
- 7) 小嶋隆，岸本健二，太田和男，恩田勝：グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強，基礎工，Vol.29，No.7，pp.78-80，2001.
- 8) 津田行男，中官利之，西口松男，吉田誠：長尺アンカーによる岸壁の耐震補強工事について，Marine Voice21，Vol.275，pp.18-21，2011.
- 9) 小堤治，塩崎禎郎，一井康二，井合進，森玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，海洋開発論文集，第20巻，pp.443-448，2004.
- 10) 佐藤成，亀山和弘，大塚夏彦，森浩章，小堤治，井合進，安田進：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，pp.25-30，2001.
- 11) 沢田俊一，小堤治，井合進：護岸構造物の残留変形解析－FLIPによる解析－，地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.247-256，1998.
- 12) S. Littlejohn:Ground Anchorages and Anchored Structures in Service, *Proceedings of international conference in London*, 2007.
- 13) 土質工学会編：アースアンカー工法－付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準－，pp.1-3，1976.
- 14) 山本彰，鳥井原誠：グラウンドアンカーの耐震対策に関する研究：土木学会論文集，No.736／III-63，pp.153-166，1993.
- 15) 竹家宏治，清宮理：岸壁・護岸の耐震補強工法用グラウンドアンカーの地震時の挙動に関する模型実験，地盤と建設，Vol.27，No.1，pp.171-178，2009.
- 16) 神立佳宏，清宮理：グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果，土木学会地震工学論文集，第29巻，pp.1313-1318，2007.

## 第2章

# 既往の研究

### 2.1 概説

港湾地域に配置される岸壁は、船舶を係留して貨客を輸送するための施設であり、大規模地震発生時には救助・救急活動や緊急物資輸送の拠点としての機能が求められている。2011年の東北地方太平洋沖地震では、被災直後の港湾機能喪失で緊急物資や生活物資などの輸送が一時的に困難になった<sup>1)</sup>ことから、物流基盤としての岸壁の重要性が再認識された。岸壁の地震時挙動について、被災事例研究や実験的・解析的研究が多数おこなわれており、これらの成果に基づき耐震設計法が整備されている。

グラウンドアンカー（以後、アンカーと称す）工法は、構造物からの引張力を地盤に伝達するための構造部材であり、構造物の抵抗力を補強する工法である。その特徴は、施工範囲が小さいことから既存施設への施工時の影響を最小限に抑えられ、経済性に優れていることである。近年、アンカー工法は、設計法の整備、防食法の開発が進んだことから、地震時の耐力向上や変形の抑制などを目的として岸壁に適用されており、横浜港や神戸港の大水深岸壁に採用された実績がある。

しかし、アンカーで耐震補強された岸壁の研究については、模型振動実験や有効応力解析により被災事例の再現性や実際の地震時挙動を確認した事例は少なく、岸壁のアンカーによる耐震補強効果は十分には明らかにされていない。このため、アンカーで補強された岸壁について、実際の地震時挙動を確認し、アンカーによる耐震補強効果を把握するとともに、アンカーのモデル化方法や地震応答解析手法について検討する必要がある。

本章では、岸壁の耐震性やアンカー工法の概要およびその耐震補強への適用に関する研究について述べている。初めに本論文で取り扱う岸壁の構造形式とその特徴を示している。次に、岸壁の過去の被災形態や岸壁の耐震性に関する研究事例を示し、これらの成果に基づく現行の耐震性能を示している。また、アンカー工法の原理や特徴を紹介するとともに、耐震補強として適用されるアンカーの研究事例を示している。

## 2.2 岸壁の耐震性能

### 2.2.1 岸壁の構造形式

港湾法の「港湾施設」として、水域施設、外郭施設、係留施設などが挙げられるが、岸壁は係留施設に属する。岸壁は、船舶を係留して貨客を輸送するための施設である。その構造形式は、図-2.1 および図-2.2 に示すように、重力式、矢板式に大きく分類される。

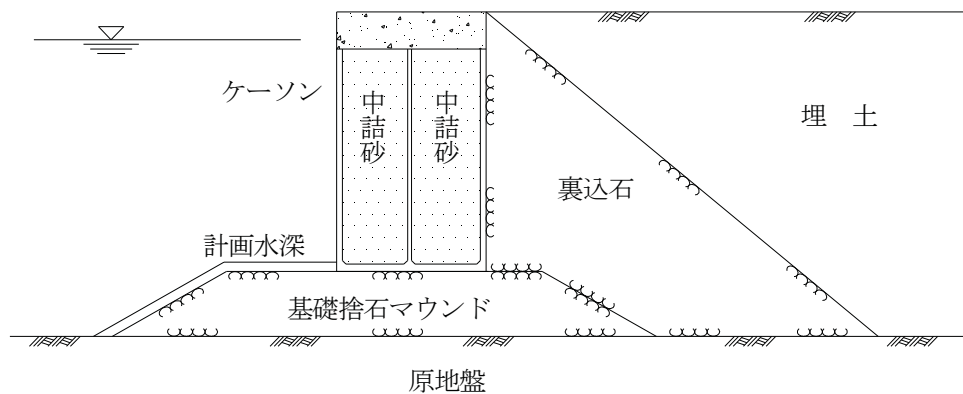


図-2.1 重力式岸壁

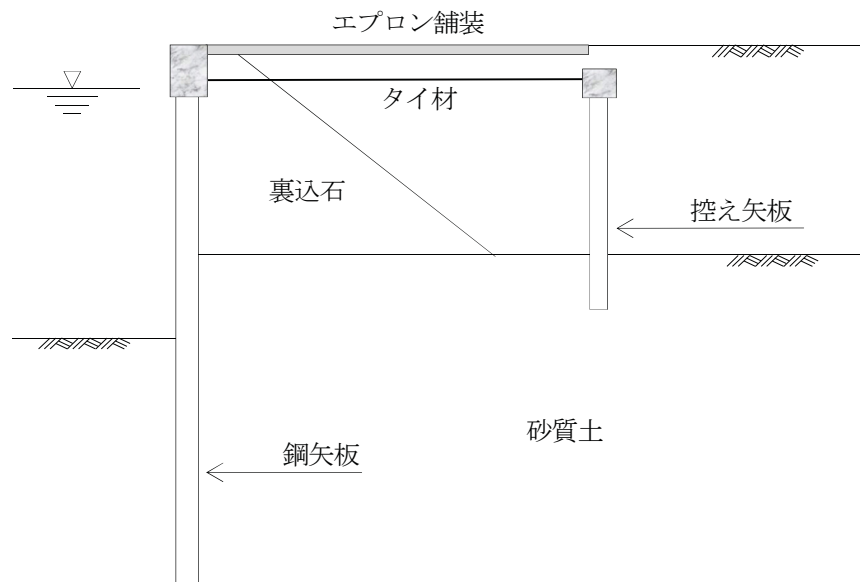


図-2.2 矢板式岸壁

表-2.1 重力式および矢板式岸壁の構造的特徴(文献2)に加筆修正)

	重力式岸壁	矢板式岸壁
概 要	壁体の重量と底面の摩擦力によって、土圧や水圧に抵抗する構造	矢板を土中に打ち込んで、土圧や水圧に抵抗する構造
長 所	①壁体はコンクリートなどが用いられるので比較的堅固で耐久性がよい ②プレキャストコンクリート部材を用いる場合には、建設地点での施工が容易になる ③壁面をスリット構造にすることにより反射波を低減することができる	①施工設備が比較的簡単である ②急速施工が可能である ③原地盤が浅く壁体築造後に前面を浚渫するような場合には経済的である
短 所	①地震時においては、壁体質量に比例する地震力が作用するので、他の構造形式に比べて不利になる ②軟弱な地盤では、圧密沈下対策や地盤支持力対策のための地盤改良が必要になる ③ケーソンヤードなどの陸上製作施設や作業船が必要となり施工が複雑となる	①裏込めや控え工のない施工途中では、波浪のような外力に弱い ②鋼材が腐食しやすい環境なので、鋼矢板を用いる場合、防食対策が必要である
構造形式	ケーソン式、L型ブロック式、ブロック式、場所打ちコンクリート式など	控え矢板式、自立矢板式、二重矢板式など

重力式および矢板式岸壁の構造的特徴を表-2.1に示す。重力式岸壁は、土圧、水圧および載荷重などの外力に対して、壁体の重量と底面の摩擦力によって抵抗するものであり、その種類は、ケーソン式、L型ブロック式、セルラブラック式、方塊ブロック式、場所打ちコンクリート式などがある<sup>3)</sup>。

ケーソン式岸壁の標準的な構造形式は、図-2.1に示すように石材で人工的に築造した台形上の基礎捨石マウンドの上にケーソンを据付けて本体構造としたものである。基礎捨石が設置される理由は、構造物を安定した基礎地盤上に設置させるためであるとともに、建設地点の水深が当該重力式構造物にとっての所要水深よりも深く、基礎捨石の施工が工費の削減に寄与するためである<sup>4)</sup>。このため、原地盤が堅固であっても基礎捨石を設置することが多い。

ケーソン式岸壁の特徴は、材料としてコンクリートを用いるので、比較的堅固で耐久性が良いこと、プレキャスト部材を用いる場合には、製作は確実であり、建設地点での施工も比較的容易であることなどの利点を有する。しかし、水深が大きくなると、外力、自重ともに増大し、基礎に十分な支持力のある地盤が必要であること、設計震度の大きい地点では、地震力が大きく不利となること、プレキャスト部材製作のための陸上施設は、工事量が少ないと不経済な投資となるなどの問題点がある<sup>3)</sup>。

矢板式岸壁は、図-2.2に示すように矢板を打ち込んで、矢板根入れ部分の受動抵抗と控え工により、外力に抵抗する構造の土留め壁で、矢板材として、鋼、プレストレストコンクリート、鉄筋コンクリート、木材などがあるが、恒久的な係留施設として使用されるのはほとんどの場合、鋼矢板である。その種類は、控え工として板、杭などを設けた通常の矢板式、控え工のない自立式、矢板に直接斜杭を連結する斜め控え杭式、矢板壁を二重に設け、その間を連結する二重矢板式などがある<sup>3)</sup>。

その特徴は、構造が比較的単純であり安価であること、多くの場合水中工事を必要としないため急速施工が可能なことなどの利点を有する。しかし、水深が深い場合には、裏込めおよび控え工の無い状態での安定に問題があること、必ずしも耐震的であるとは言えないこと、腐食のおそれがあること、鋼管矢板を使用したとしても大水深への適用が難しいことなどの問題がある<sup>3)</sup>。

本研究で対象としている岸壁の構造形式は、重力式岸壁のうちケーソン式と、控え矢板式岸壁である。

## 2.2.2 岸壁の被災形態

### (1) 矢板式岸壁の被災形態

一般に矢板式岸壁の地震による被災形態は、図-2.3に示すように、矢板のたわみ・法線のはらみだし、エプロン部の沈下・ひびわれ破損などである<sup>5)</sup>。我が国の矢板式岸壁の被災事例は、1983年日本海中部地震での秋田港大浜埠頭<sup>6)</sup>、1993年北海道南西沖地震での函館港岸壁<sup>7)</sup>や2000年鳥取県西部地震での境漁港岸壁<sup>8)</sup>などが挙げられ、背後地盤の液状化にともなう大規模変位による被害が報告されている。

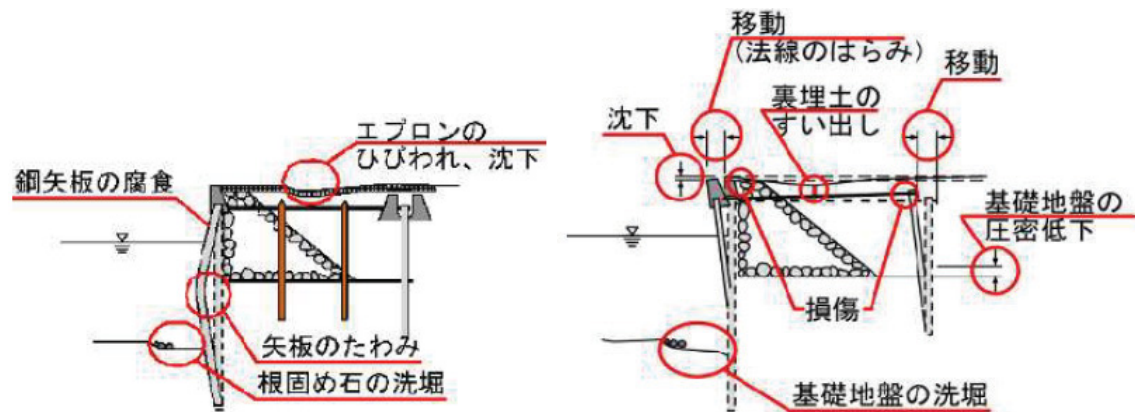


図-2.3 矢板式岸壁の被災形態<sup>5)</sup>

#### (a) 1983年日本海中部地震での秋田港大浜埠頭の被災事例

1983年日本海中部地震(M7.7)では液状化により矢板式岸壁が多数被害を受けた。秋田港大浜-10m岸壁では、写真-2.1に示すように岸壁法線の出入りが生じるとともに背後のエプロンに大規模なクラックが発生した。図-2.4は秋田港大浜-10m岸壁の矢板式岸壁の被災状況図だが、矢板の上部工はあまり変位せずに海側へ凸状に湾曲し、中央付近で亀裂が生じている。この原因は次のように考えられている。矢板および控え直杭は非液状化層である原地盤



に根入れされているため、埋立土が液状化しても控え杭にはある程度耐力が残り控え杭の変位が抑えられた。埋立土の液状化により矢板に過大な土圧が作用したことで上記のような矢板の変形・損傷が生じたものと考えられている<sup>6)</sup>。

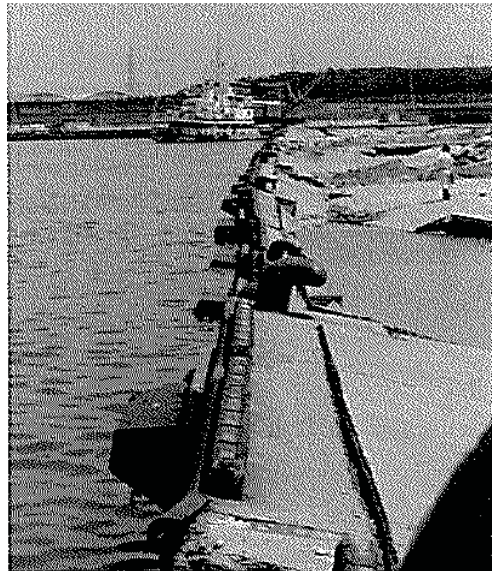


写真-2.1 秋田港大浜-10 m 岸壁での矢板式岸壁の被害状況<sup>9)</sup>

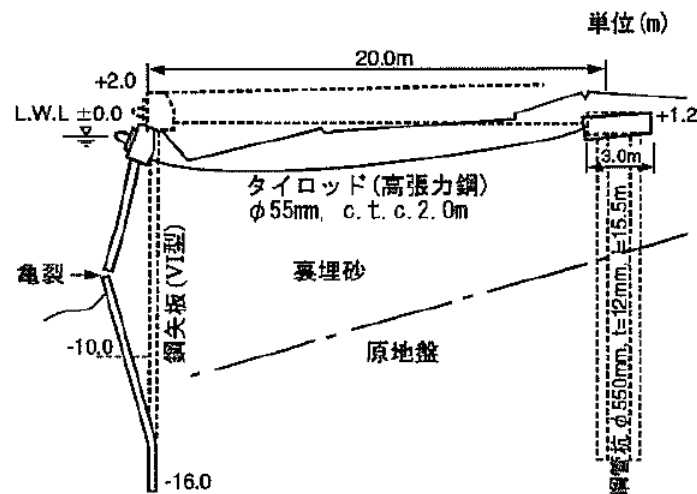


図-2.4 秋田港大浜-10 m 岸壁での矢板式岸壁の被災状況図<sup>9)</sup>

#### (b) 1993 年北海道南西沖地震での函館港弁天地区-8 m 岸壁の被災事例

1993 年北海道南西沖地震(M7.8)では液状化により矢板式岸壁が多数被害を受けた。函館港弁天地区-8 m 岸壁では、写真-2.2 に示すように岸壁法線が大きくせり出し、エプロンが大破する被害が発生した。図-2.5 は函館港弁天地区-8 m 岸壁の矢板式岸壁の被災状況図だが、岸壁法線が 5 m 以上海側にせり出し、天端は約 1.5 m 沈下した。この原因は、控え杭周囲の埋

戻し土が液状化することにより控え杭が支持力を失い、岸壁の抑止力が失われたためと考えられている<sup>9)</sup>。



写真-2.2 函館港弁天地区-8 m 岸壁での矢板式岸壁の被害状況<sup>9)</sup>

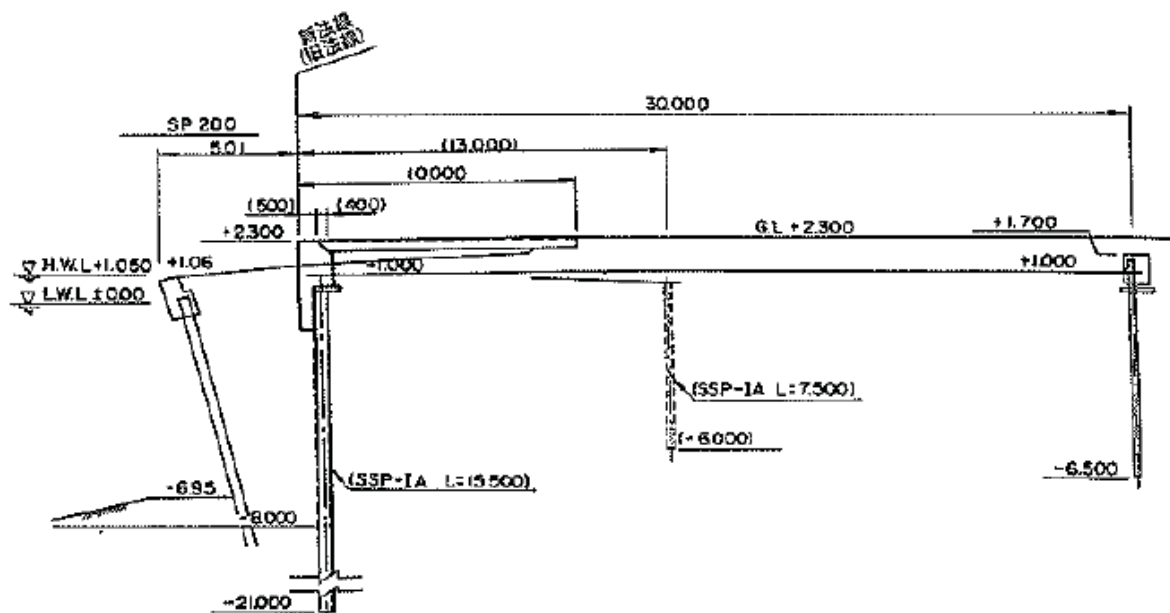


図-2.5 函館港弁天地区-8 m 岸壁での矢板式岸壁の被災状況図<sup>7)</sup>

## (2) 重力式岸壁の被災形態

一般に重力式岸壁の地震による被災形態は図-2.6 に示すように岸壁構造物の海側への傾斜・変位・沈下と背後地盤の沈下であり<sup>5)</sup>，我が国の重力式岸壁の被災事例として，1983年の日本海中部地震<sup>9)</sup>や1995年の兵庫県南部地震<sup>10)</sup>などが挙げられる。

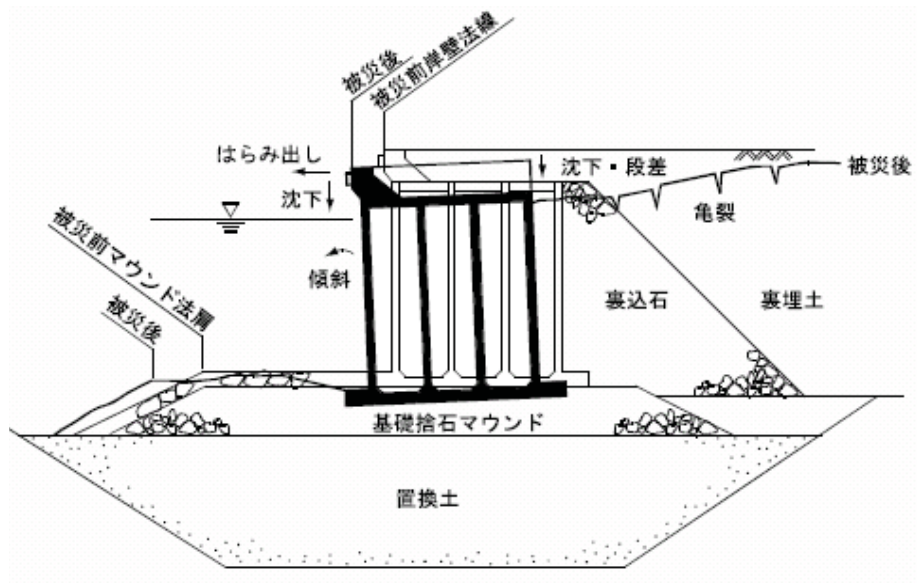


図-2.6 重力式岸壁の被災形態<sup>5)</sup>

#### 1) 1993 年日本海中部地震の被災事例

1993 年日本海中部地震(M7.8)における秋田港外港地区-13 m 岸壁では、写真-2.3 に示すように、背後地盤の液状化などによりケーソンおよびマウンドが全体的に海側へ移動し、ケーソン陸側端部のコンクリート舗装が折れ、沈下した。図-2.7 は秋田港外港地区-13 m 岸壁の重力式岸壁の被災状況図だが、岸壁法線の出入りは 0.6 m 程度だが、これにともなうコンクリート舗装の折れによる段落ちは、法線方向に走っており、最大 1.5 m の落差がある<sup>6)</sup>。



写真-2.3 秋田港外港地区-13 m 岸壁での矢板式岸壁の被害状況<sup>9)</sup>



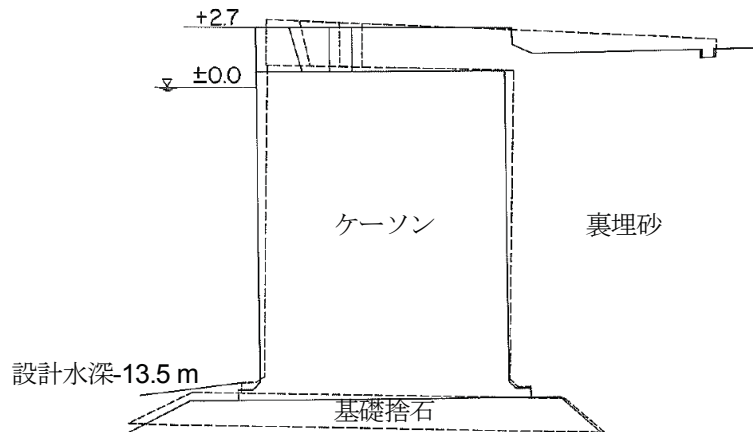


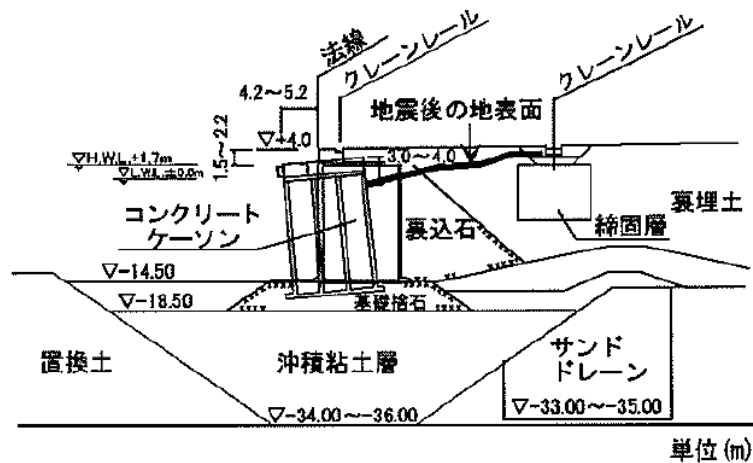
図-2.7 秋田港外港地区-13m 岸壁での矢板式岸壁の被災状況図<sup>9)</sup>

## 2) 1995 年の兵庫県南部地震の被災事例

1995 年兵庫県南部地震(M7.2)では、最大加速度 800 Gal を超える地震動が発生し、近代都市が壊滅的な被害を受けた。港湾構造物も例外ではなく、写真-2.4 に示すように重力式岸壁などが甚大な被害を受けた。図-2.8 は神戸港ポートアイランドでの重力式岸壁の被災状況図だが、神戸港の重力式(ケーソン式)岸壁においてケーソン直下の置換土の過剰間隙水圧の上昇による軟化、背後埋立土の液状化および大きな慣性力などに起因して、ケーソン函体が海側へ傾斜しながら最大で約 5m 水平変位する大規模変位の被害が報告されている<sup>10)</sup>。これに対し、ケーソン直下が SCP 改良地盤の場合や良好な地盤の場合にはケーソン函体の変位が小さかったことが確認されている<sup>5)</sup>。



写真-2.4 神戸港での重力式岸壁の被害状況<sup>5)</sup>

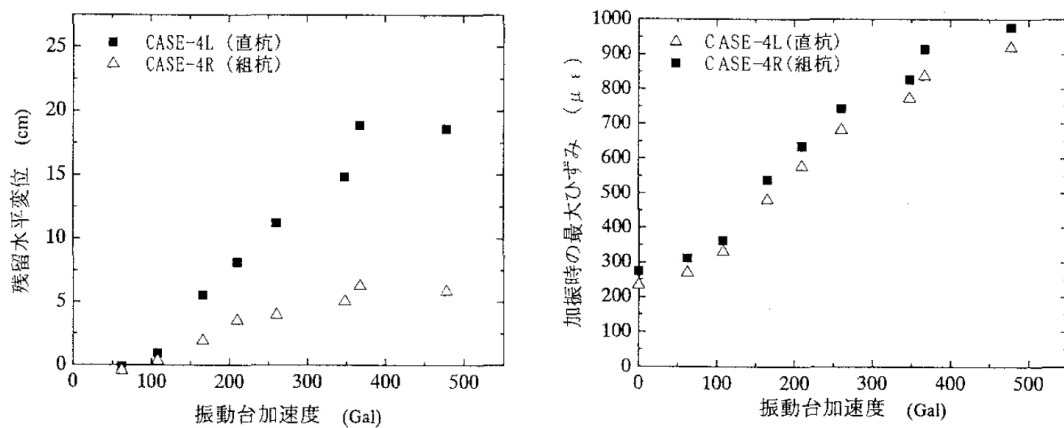
図-2.8 神戸港ポートアイランドでの重力式岸壁の被災状況図<sup>5)</sup>

### 2.2.3 岸壁の耐震性に関する既往の研究

#### (a) 矢板式岸壁の耐震性に関する既往の研究

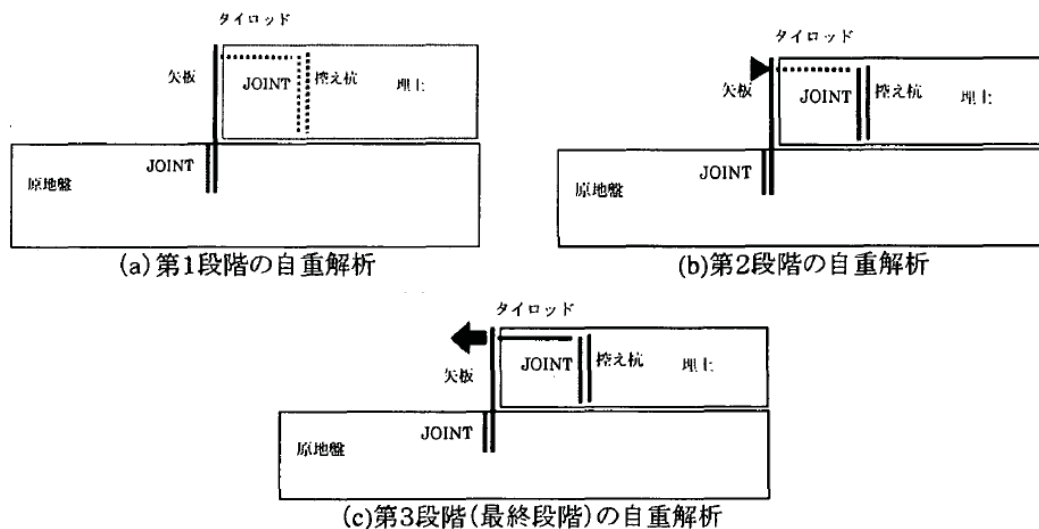
北島らの研究<sup>11)</sup>は、矢板式岸壁の耐震性に関する先駆的な研究である。模型振動実験および被災事例の分析から、地震時には控え工が先に変位するため、矢板やタイロッドの損傷による岸壁の崩壊が生じないことを指摘している。ただし、当時は控え工として控え版が多く、現在は控え直杭や控え組杭の実績が多いことに留意すべきである。一方、控え工の変位は、タイ張力の特定振動数帯(2～4Hz)における激しい変動によって誘起されることを実験から明らかにしている。この理由は、矢板およびその周辺地盤と、控え工およびその周辺地盤の両振動系の差異が顕著となる周波数帯では、両振動系が異なる挙動を示すことから、両振動系を結ぶタイ張力が増大したためとしている。

塩崎ら<sup>12)</sup>は、矢板式岸壁の遠心模型振動実験および有効応力解析を実施し、被災事例の再現に成功している。また、控え工の種類によって被災形態が異なることを実験から明らかにしている。すなわち、控え直杭や控え矢板の場合は控え工の変位が先行するが、控え組杭の場合には、矢板天端変位が抑えられるものの、矢板の応力は増加する結果(図-2.9)が示されている。また、有効応力解析では被災・無被災の両事例の再現に成功するとともに、背後地盤の液状化が被災の大きな要因であることなどを明らかにしている。

図-2.9 矢板の残留水平変位(左)と最大ひずみ(右)<sup>12)</sup>

有効応力解析は有効な変形照査方法であり、その精度向上に関する研究が多数行われ、実務で一般的に使用されるようになっている。矢板式岸壁については、初期応力状態の評価法やダイレイタンスーの評価法などについて検討・改善が行われており、被災事例などに対する再現性が確認されている。

井合ら<sup>13)</sup>は、矢板式岸壁の初期応力状態が地震時挙動に与える影響を調べるため、施工過程を模擬した多段階自重解析(図-2.10)と、施工過程を無視した単純1段階自重解析の違いを比較した。その結果、前者では地震時の残留変位や構造部材の発生応力が小さくなったことから、初期応力条件の適切な評価が重要であることを明らかにしている。岡ら<sup>14)</sup>は、先述の多段階自重解析を用いて地震応答解析を行い、矢板式岸壁の被災事例の再現に成功している。三輪ら<sup>15)</sup>は、背後地盤を埋め立てて矢板式岸壁を構築する場合だけでなく、原地盤を掘削して構築する場合についても地震応答解析を行っている。その結果、施工過程を模擬した多段階自重解析で初期応力状態を評価することにより、被災・無被災事例の再現に成功している。

図-2.10 多段階自重解析における各段階の概念<sup>12)</sup>

小堤ら<sup>16)</sup>は、有効応力解析の過剰間隙水圧モデルにおいて、変相線を超えて破壊線に至るまでの応力空間においてなされる塑性せん断仕事、負のダイレイタンシーの発現に一定程度寄与するとした従来モデルと、寄与しないとした修正モデル(図-2.11)を比較した。その結果、修正モデルの方が、豊浦砂の異方圧密による非排水繰返しねじりせん断試験や、盛土の遠心模型実験の再現性が高いこと、矢板式岸壁のモデル断面についても当初の想定どおり無被災となることを示している。さらに、小堤ら<sup>17)</sup>は、塑性せん断仕事を負のダイレイタンシーの発現に寄与する方法について新しいモデルを提案し、矢板式・ケーソン式岸壁および栈橋の被災事例を概ね説明できることを確認している。

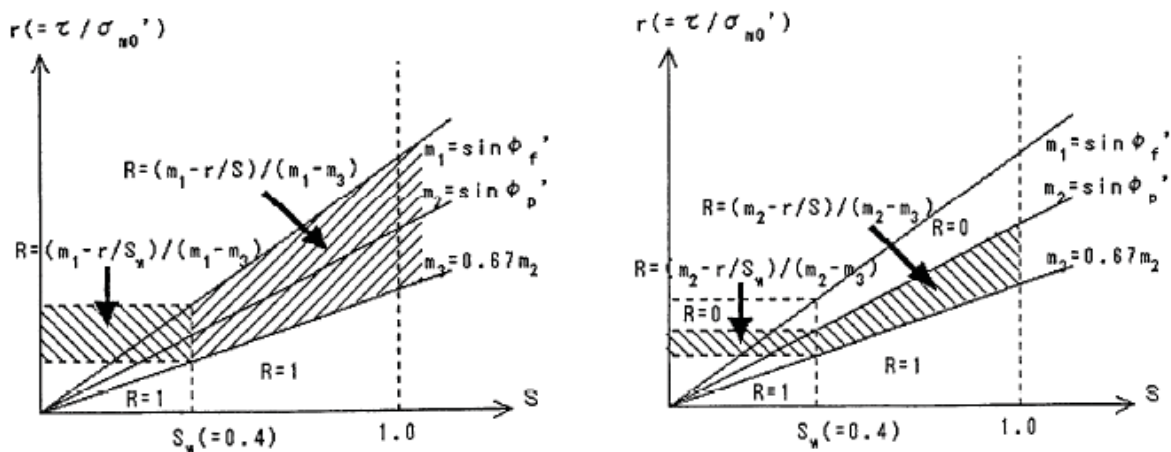
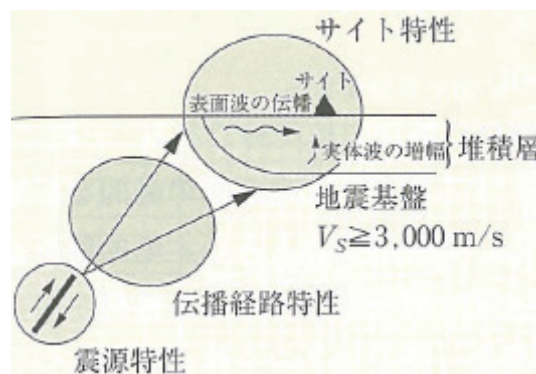
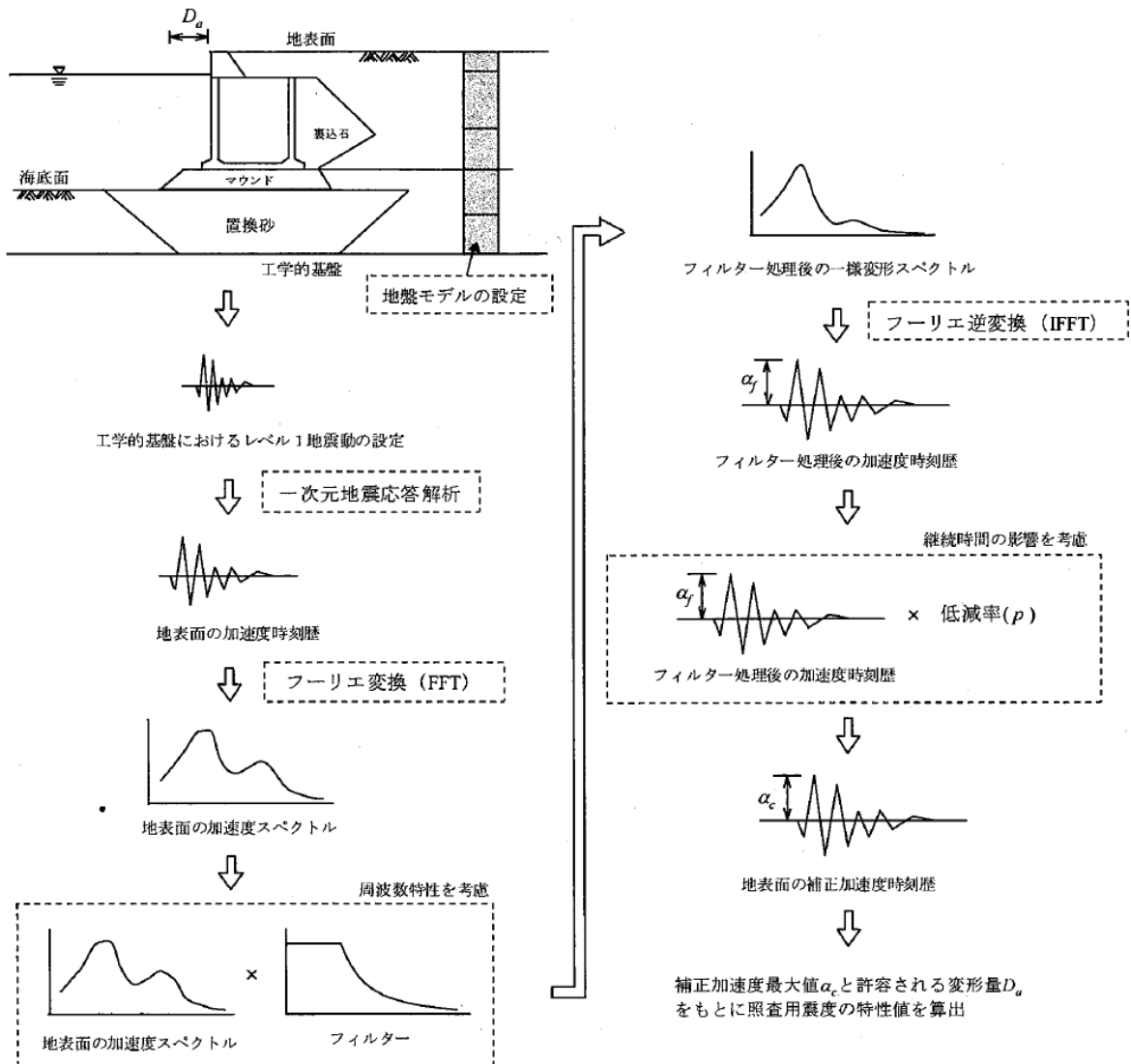


図-2.11 過剰間隙水圧モデルの従来モデル(左)と修正モデル(右)<sup>16)</sup>

耐震設計法の性能規定に向けた研究として、長尾らの研究が挙げられる。長尾ら<sup>18)</sup>は、ケーソン式および矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査震度の算出方法について検討を行っている。ケーソン式および矢板式岸壁の構造諸元、地盤条件、加振条件を変化させて多数の地震応答解析を実施して整理し、これらの結果から、レベル1地震動が時刻歴波形で与えられる場合の耐震性能照査用震度の算出方法を提案している。これは、地震動の周波数特性や継続時間の影響を考慮するとともに、岸壁の許容変形量に応じて震度を算定するもので(図-2.12)、港湾の現行耐震設計法に反映されている。

なお、レベル2地震動に対する性能照査は、入力地震動を時刻歴波形で与え、有効応力法による2次元地震応答解析による構造物の挙動を評価する方法が一般的である。レベル2地震動は、設計対象地点の特性を考慮した地震動を用いることとされ、具体的には、震源特性・伝播経路特性・サイト特性(図-2.13)を適切に評価した地震動を用いることとされている。



## (b) 重力式岸壁の耐震性に関する既往の研究

1995年の兵庫県南部地震では、重力式岸壁が著しい被害を受け、これ以降、港湾分野では水中振動台や数値解析を駆使した研究が急ピッチで進められた。これらの成果は、1999年に改訂された港湾設計基準などに反映されている。

菅野ら<sup>20)</sup>は、被災事例を対象に重力式岸壁の模型振動実験を実施している。実験から、ケーソンは捨石にやや沈み込み、マウンド全体が置換土層に沈み海側に移動する変形形態であることを示した。また、ケーソン直下の置換土の過剰間隙水圧上昇による軟化および背後地盤の液状化が被災の大きな要因であることなどを明らかにした。さらに、井合により提案されている1G場における相似則<sup>21)</sup>を用いることで、模型振動実験により実物の岸壁の地震時挙動を再現可能であることを確認している。また、置換土を固化した場合、ケーソンは、基礎捨石の中にわずかに前傾しつつめり込むが、全体的には基礎捨石上を滑動する破壊モードに変化したことを確認している<sup>22)</sup>。

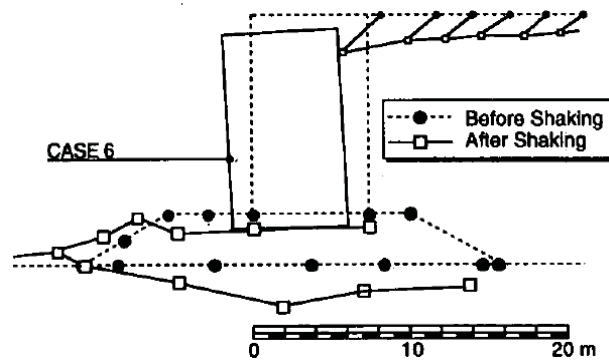


図-2.14 ケーソン式岸壁の模型変形状況<sup>21)</sup>

三浦ら<sup>23)</sup>は、模型振動実験を実施し、ケーソンの移動は慣性力と背後地盤の液状化による土圧の増加および両者の位相関係に支配され、背後地盤が液状化する場合は慣性力と土圧の位相差が無くなることを明らかにしている(図-2.15)。風間ら<sup>24)</sup>は、模型振動実験を実施しケーソンに作用する地震時土圧の周波数特性や分布形状などについて詳細な検討を行い、ケーソンの慣性力と地震時土圧は逆位相になるとしている。ただし、風間らの研究では、液状化を想定していない場合の結果であることに注意が必要である。

及川ら<sup>25)</sup>は、1995年兵庫県南部地震で被災したケーソン式岸壁を耐震強化岸壁として復旧した断面について、模型振動実験を実施している。復旧断面はケーソン直下の置換砂および背後の裏埋土砂に締固め工を適用し、さらにケーソン直背後に事前混合処理土を適用したものである(図-2.16)。実験から、地盤改良による地震時土圧低減効果などによりケーソンの変形が小さくなり、同地震に対しても耐震安全性が確認された。



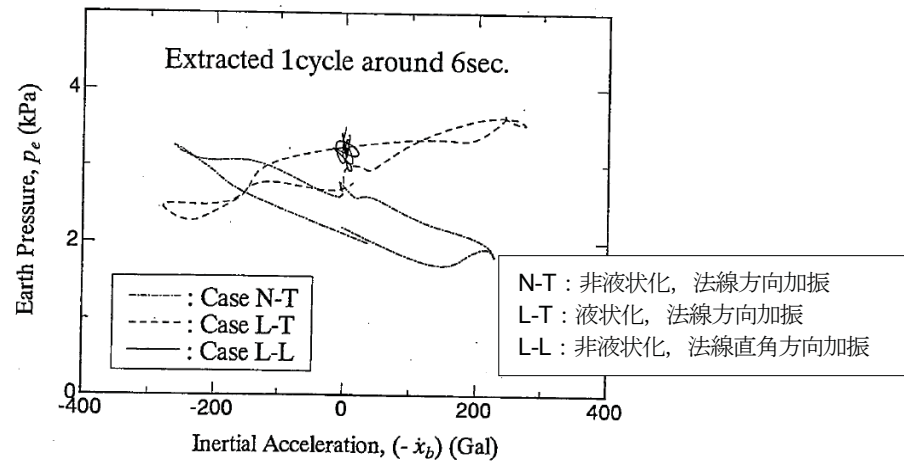
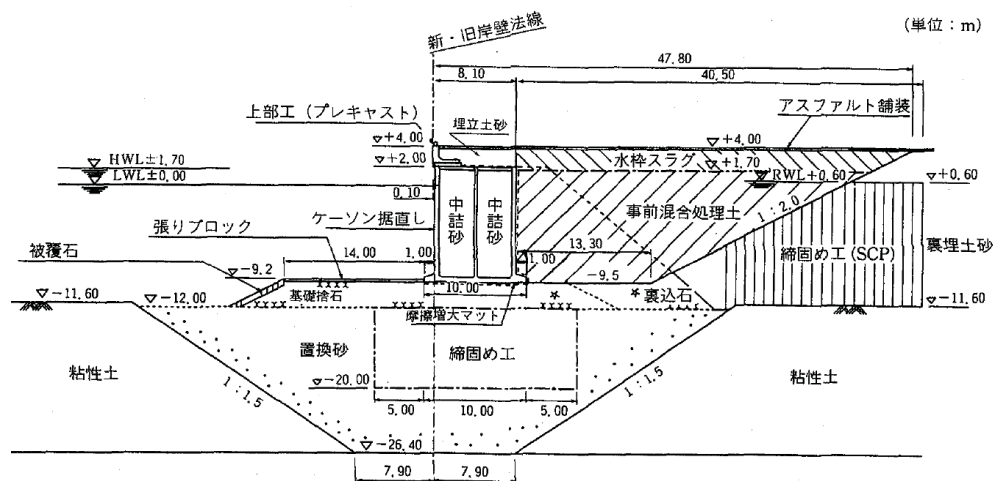
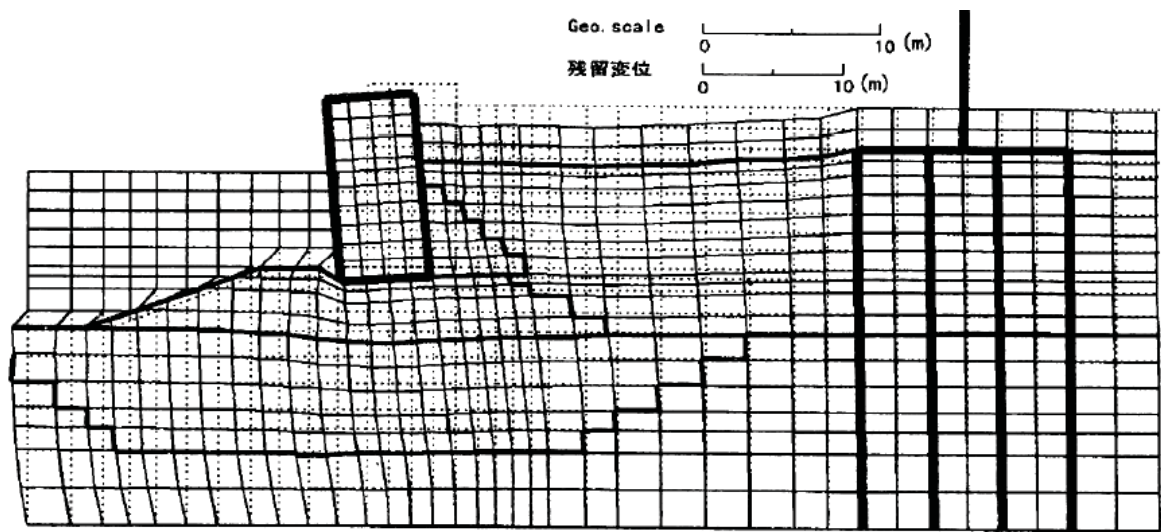


図-2.15 ケーソンの慣性加速度と土圧の関係(文献 23)に加筆修正)

図-2.16 耐震強化施設としての復旧断面<sup>25)</sup>

岸壁の有効応力解析は、その精度向上に関する研究が多数行われており、現行の港湾設計基準では、レベル2地震動の変形照査として行われている。

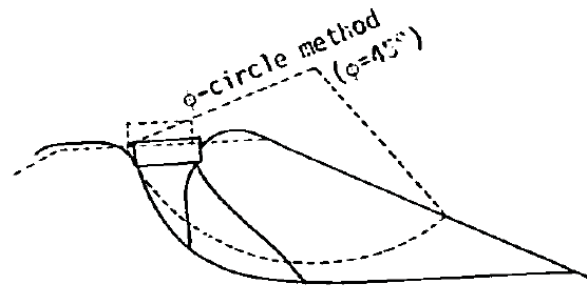
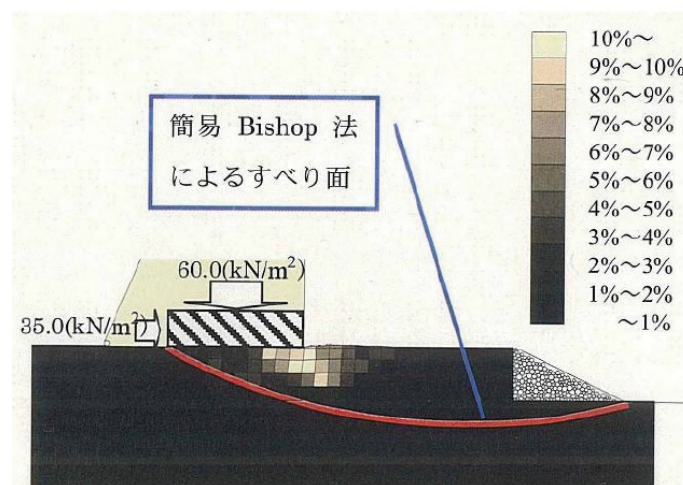
井合ら<sup>26)</sup>は有効応力解析を実施し、解析によるケーソンは傾斜しながら捨石マウンドにめりこむ変形形態を示し、被災岸壁の変位とオーダー的に整合する結果を得ている。被災原因は、置換砂のせん断抵抗の低下(軟化)であるとしている。沢田ら<sup>27)</sup>も、ケーソン式岸壁の被災事例の再現解析を行っており、ケーソンが傾斜しながら捨石マウンドにめりこむ変形形態(図-2.17)や、被災事例と整合している点について、先述の井合らの研究と同様の結果が得られている。

図-2.17 残留変形図<sup>27)</sup>

有効応力解析におけるダイレイタンスの評価法について、先述したように検討・改善が行われている。また、基礎捨石の材料定数などについても検討・改善が行われており、佐藤ら<sup>28)</sup>はケーソン式岸壁の基礎捨石の排水を考慮したパラメータとして、水の体積弾性係数を小さくすることで排水条件の応答特性と同等となることを示している。

一方、原地盤が堅固な場合、地震時のケーソンの変形は、偏心傾斜荷重を受ける基礎捨石の変形問題として捉えることができる。基礎捨石に関する研究としては、Terashi and Kitazume<sup>29)</sup>の研究がある。Terashi and Kitazume は、遠心力場での砂マウンドの載荷試験により、偏心傾斜荷重を受けるマウンドの支持力破壊に関する静的な検討を行った。その結果、破壊時の荷重は鉛直荷重、水平荷重およびモーメントによる空間で鉛直荷重軸を中心とする葉巻状の破壊局面を構成することを明らかにしている。また、支持力の検討に用いられる簡易ビショップ法は適切な内部摩擦角の選定でこの破壊曲面を説明できるが、マウンドのすべり線は、簡易ビショップ法で想定するような円弧とはならないことを確認している(図-2.18)。長尾ら<sup>30)</sup>は、偏心傾斜荷重を受ける基礎捨石の支持力に関する静的載荷実験および個別要素法による数値シミュレーションを行っている。その結果、基礎捨石内に発生する応力は離散的な分布を示すとともに高い応力が発生していること、破壊時の変形形態は、基礎捨石の局所的な変形・破壊に起因することを確認している。



図-2.18 せん断ひずみ分布<sup>29)</sup>図-2.19 せん断ひずみ分布<sup>30)</sup>

## 2.2.4 岸壁の耐震性能

1995 年兵庫県南部地震での被害の教訓を契機として、耐震設計の分野で土木学会の提言<sup>31)</sup>が示された。港湾分野では 2007 年に港湾技術基準が改訂され、設計体系が従来の仕様規定型の基準から性能規定型<sup>19)</sup>へ完全に移行した。この新しい基準(以下、「新基準」と称す)では、施設が保有すべき性能「要求性能」とこれを照査する要件である「性能規定」のみを規定しており、性能を照査する過程で設計者が用いる手法は設計者の判断に委ねられている。

新基準には、土木学会の提言を基本として、レベル 1 およびレベル 2 地震動の 2 段階の入力地震動が本格的に導入された。レベル 1 地震動は、「施設の供用期間中に発生する確率が高い地震動」であり、「施設の健全度を損なわない」こと、レベル 2 地震動は、「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震」であり、「人命を損なわない」「ある程度の損傷を許すが、崩壊しない」「所期の機能を保持する」ことを目標に耐震設計を行う<sup>32)</sup>。

岸壁の耐震性能照査では、2.2.2.項で示したような被災形態や2.2.3.項に示したような既往の研究に基づいて照査対象項目が設定されている。矢板式岸壁の地震時の変形形態は、地盤や構造の条件により、図-2.20に示すような様々な形態が想定される。控え工の支持力不足の場合、控え工の変位にともなって矢板頭部も変位し、矢板が海側へ反るような変形モードとなる。矢板本体の耐力不足の場合、矢板中央付近で損傷し、この部分が海側へはらむ変形モードを示す。タイロッドやタイワイヤの耐力不足の場合、これらが破断することで矢板頭部が変位し、矢板が海側へ反るような変形モードとなる。矢板の根入れ部分の支持力不足の場合、矢板根入れ部分が海側へ変位するモードを示す。このため、矢板式岸壁の照査項目は、

- ① 矢板の水平変位・沈下
- ② 矢板の応力
- ③ 控え工の応力
- ④ タイ材の応力

であり、図-2.21に示すような変形照査および応力照査となる<sup>9)</sup>。

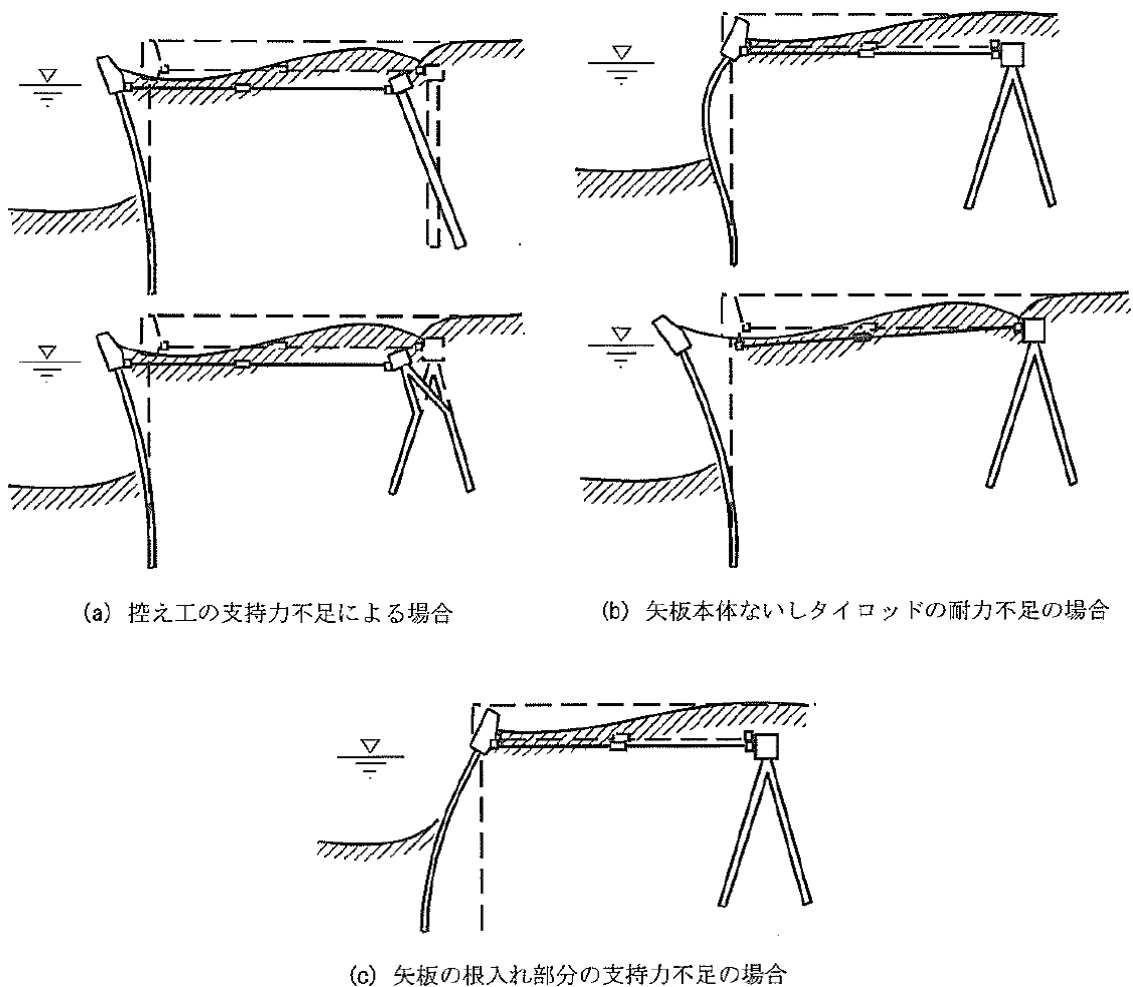


図-2.20 矢板式岸壁の変形形態<sup>9)</sup>

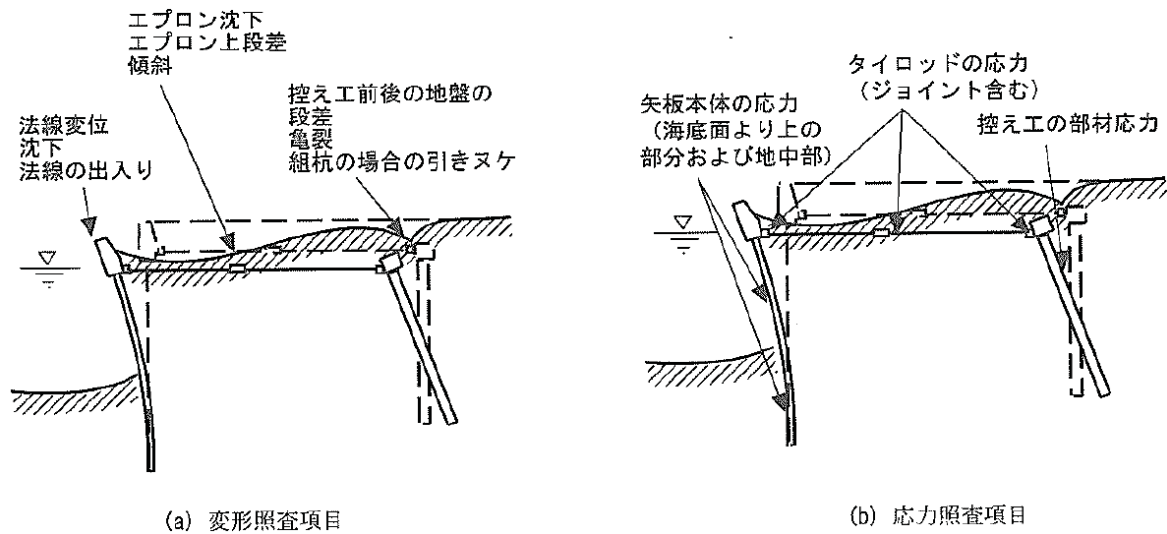


図-2.21 矢板式岸壁の照査対象項目<sup>9)</sup>

重力式岸壁の地震時の変形形態として、基礎地盤が堅固な場合には、壁体の海側への水平変位や傾斜が発生する。基礎地盤が軟弱な場合には、基礎地盤を含めて地盤全体が変形し壁体の海側への変位、傾斜、沈下が発生する。このため、重力式岸壁の照査対象項目は

- ① 壁体の滑動
- ② 壁体の転倒
- ③ 基礎地盤の支持力

であり、図-2.22 に示すような変形照査である<sup>9)</sup>。

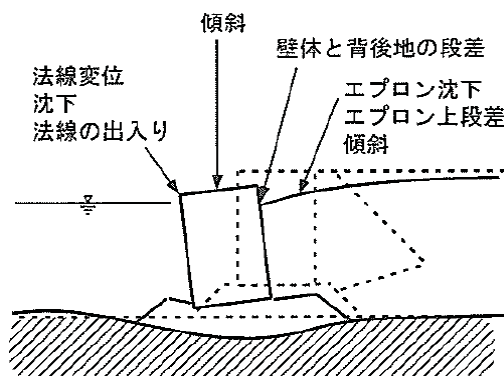


図-2.22 重力式岸壁の照査対象項目<sup>9)</sup>

レベル2地震動に関する変形量の標準的な限界値は、施設の要求性能に応じて設定する必要があるが、一般的には岸壁の残留変形量を 100cm 程度、残留傾斜角を 3 度とする場合が多い。緊急時の船舶の接岸に対しては、残留変形量より係留施設の法線の出入り（凹凸変位量）が重要であるという指摘もあり<sup>33)</sup>、凹凸変位量を先ず設定する方法も考えられる<sup>19)</sup>。

### 2.2.5 岸壁の耐震補強工法

重力式岸壁および矢板式岸壁の耐震補強工法の一覧を表-2. 2に示す。同表に示すように、対策原理によって耐震補強工法は以下の3つに大きく分類される。

- (1) 地盤改良による工法
- (2) 構造物重量増大工法
- (3) 構造物による抵抗力補強工法

地盤改良による工法は、図-2. 23(a)に示すように岸壁の背面や基礎の地盤改良を行うことにより、土圧低減、液状化防止、支持力向上を図る工法である。具体的には、構造物への地震時土圧低減を目的として構造物背面土の撤去・置換・固化処理、地震時の支持力増加・液状化防止を目的として基礎地盤の固化処理などによる改良が挙げられる。これらの工法は、岸壁法線の変更が無いなどの特徴があるが、既設構造物直下の施工は困難であり施工法が制限される。

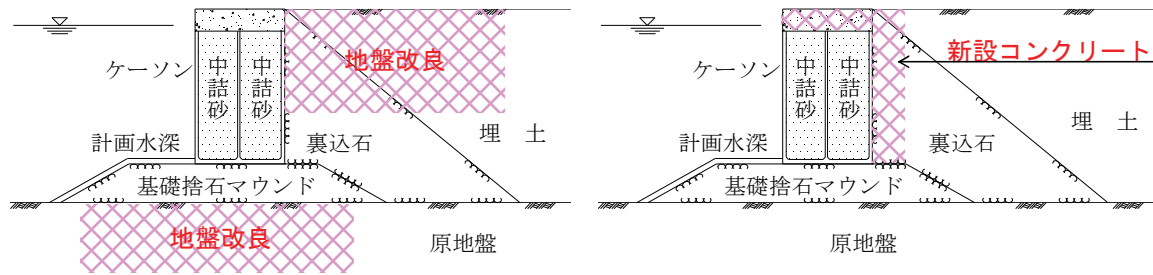
構造物重量増大工法は、図-2. 23(b)に示すように重力式岸壁の中詰材の変更やコンクリート増設などによって重量を増やし、水平抵抗力を増加させる工法である。具体的には、中詰砂を銅水砕・コンクリートなどの比重の大きい材料と置換する工法や、既設構造物の上部や周囲にコンクリートを打設して一体化する工法などがある。これらの工法は、施工が比較的容易で、岸壁法線の変更をしない計画が可能であるなどの特徴があるが、既設ケーソンの底板や側壁の安定性や材料を置換する場合は既存材料撤去時の既設堤体の安定性について検討する必要がある。

構造物の新設・補強等による工法は、図-2. 23(c)に示すようにグラウンドアンカーなどの構造物部材による補強や岸壁前面でのケーソンなどによる新設などによって、既存施設の水平抵抗力を増加させる工法である。

表-2.2 重力式・矢板式岸壁の耐震補強工法一覧(文献5)に加筆修正)

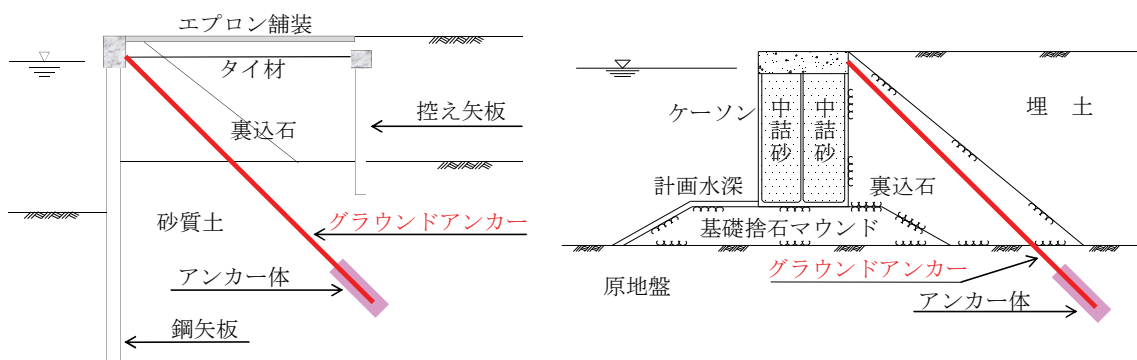
構造形式	対策原理	工法名
重力式	地盤改良による工法	裏込撤去工法 軽量混合処理土置換工法 水砕スラグ置換工法 事前混合処理土置換工法 セメント系固化処理工法
	構造物重量増大工法	一体化コンクリート工法 中詰重量化工法 上部重量化工法
	構造物による抵抗力補強工法	根固矢板工法 控え杭工法 斜めアンカー工法 一体化矢板コンクリート工法 一体化矢板工法 重力式構造物工法 矢板式構造物工法 栈橋式構造物工法 摩擦増大マット敷設工法 基礎地盤改良工法
矢板式	地盤改良による工法	軽量混合処理土置換工法 水砕スラグ置換工法 事前混合処理土置換工法 セメント系固化処理工法 矢板前面改良工法
	構造物による抵抗力補強工法	棚式構造物新設工法 新設矢板一体化工法 既設矢板補強工法 二段タイ材工法 グラウンドアンカー工法 栈橋式構造物工法 二重矢板化工法 ジャケット式工法

本論文で対象としているグラウンドアンカー工法は本体の抵抗力補強工法の一つであり、地震時の耐力や変形性能が不足している岸壁に適用されている。ケーソン式岸壁にアンカーを耐震補強として重力式岸壁に適用する場合、図-2. 23(c)に示すように、頭部をケーソン天端あるいは矢板上部から斜めに配置するのが一般的である。アンカー下端部は定着地盤内にグラウトでアンカー体を造成することにより定着する。地震動によって堤体の変位しようとするときにアンカーに張力が発生し、この張力(アンカー力)によって堤体変位を抑制するものである。



(a) 地盤改良による工法の例

(b) 構造物重量増大工法の例



(c) 構造物による抵抗力補強工法の例

図-2.23 岸壁の耐震補強例

## 2.3 グラウンドアンカー工法の概要

### 2.3.1 原理と特徴

#### (a) 原理と構成

グラウンドアンカー（以後、アンカーと称す）は構造物からの引張力を地盤に伝達するための構造部材である。その主な構成は、図-2. 24 に示すように、引張り部の引張り力を地盤に伝達する「アンカー体」、アンカー頭部からの引張り力をアンカー体に伝達する「引張り部」、アンカーを構造物に緊結するための「アンカー頭部」である。

アンカー体は、通常、セメント系の「グラウト」と PC 鋼材で組み立てられた「テンドン」によって構成されており、引張り部は「テンドン」とテンドン自由長部の摩擦抵抗をなくしてアンカーの伸び量を均一にするための「シース」で構成される。アンカー頭部は、テンドンを固定するための治具である「定着具」などによって構成される。

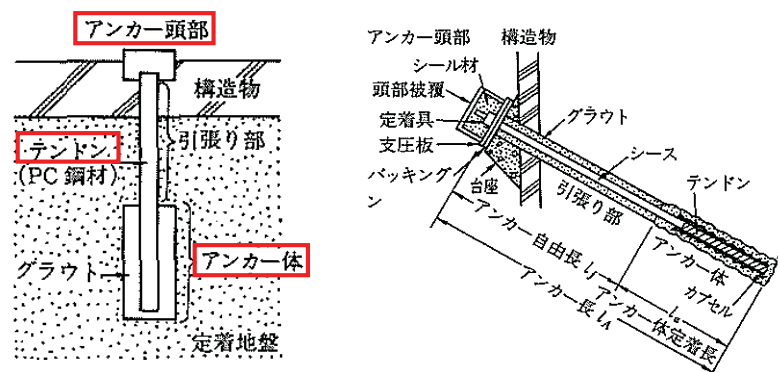


図-2.24 アンカーの構成(文献34)に加筆修正

#### (b) 分類

グラウンドアンカー工法の分類を図-2. 25 に示す。アンカーは、供用期間、定着地盤の支持機構、構成材料、施工方法などによって分類される。

アンカーの使用期間によって「仮設アンカー」と「永久アンカー」の2種類に分けている<sup>35)</sup>。このうち、前者は2年以内で使用される。本論文では、永久アンカーを対象としている。

アンカー構成材料として、「グラウト」と「テンドン」が挙げられる。このうち、テンドンを構成する引張り材には、PC 鋼材と新素材系の2種類がある。前者については、PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒などがあり、アンカーとして最も使用されているのは PC 鋼より線である。本論文でも、テンドンとして PC 鋼より線を想定している。



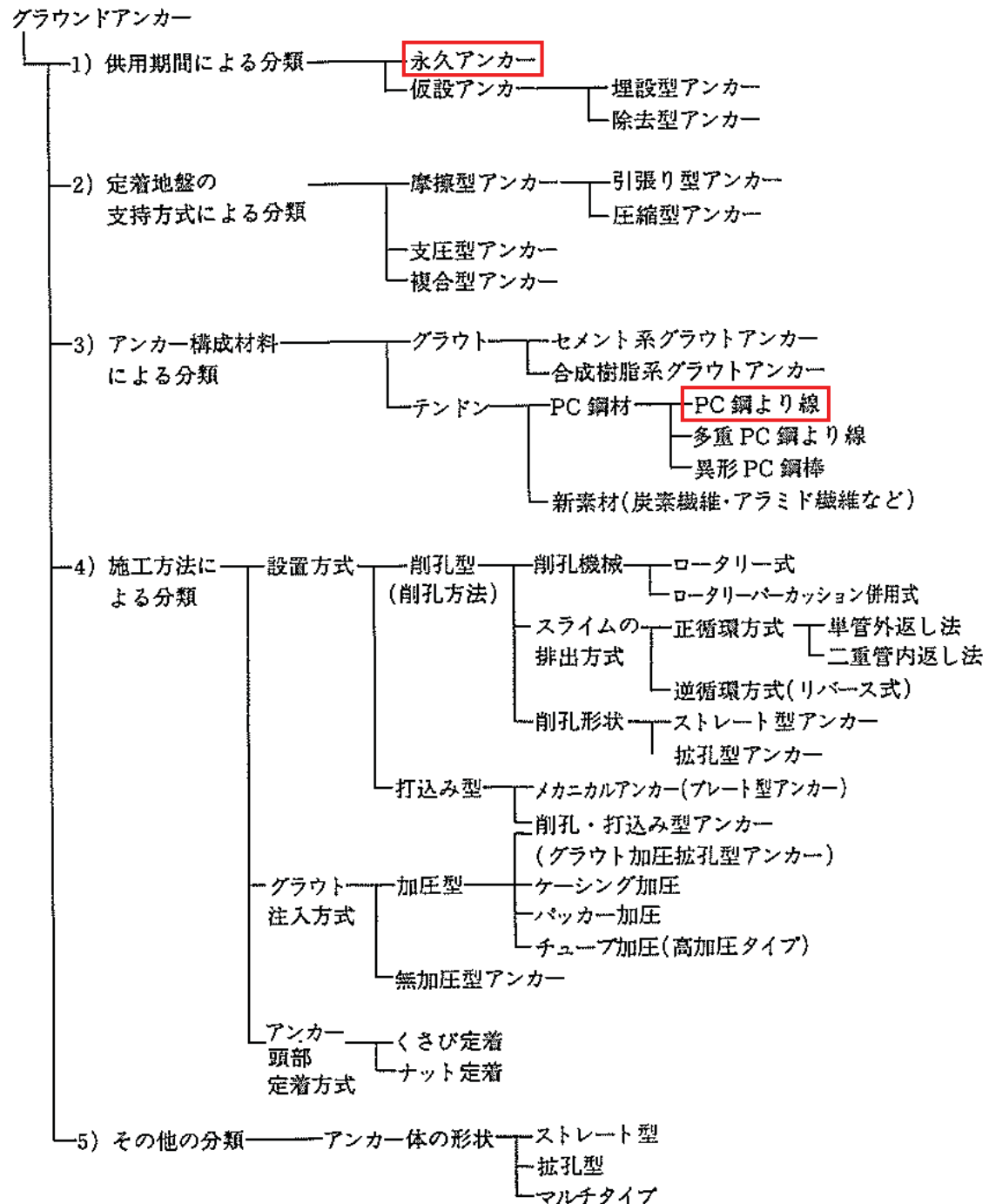


図-2.25 グラウンドアンカー工法の分類(文献 34)に加筆修正)

## (c) 用途

グラウンドアンカー工法の用途を図-2.26 に示す。グラウンドアンカーは欧州で開発され、最初の実施は 1934 年である<sup>36)</sup>。我が国では 1957 年の藤原ダムにおけるプレストレストアンカーにはじまったとされている<sup>37)</sup>。その後、仮設土留め工への適用がなされてから急速に



普及し、近年では、耐震補強など永久アンカーの使用が増えている。アンカーは、仮設の山留め壁、建物の基礎、擁壁など、各種構造物の安定性の確保と、発生応力・変形の低減を目的としている。

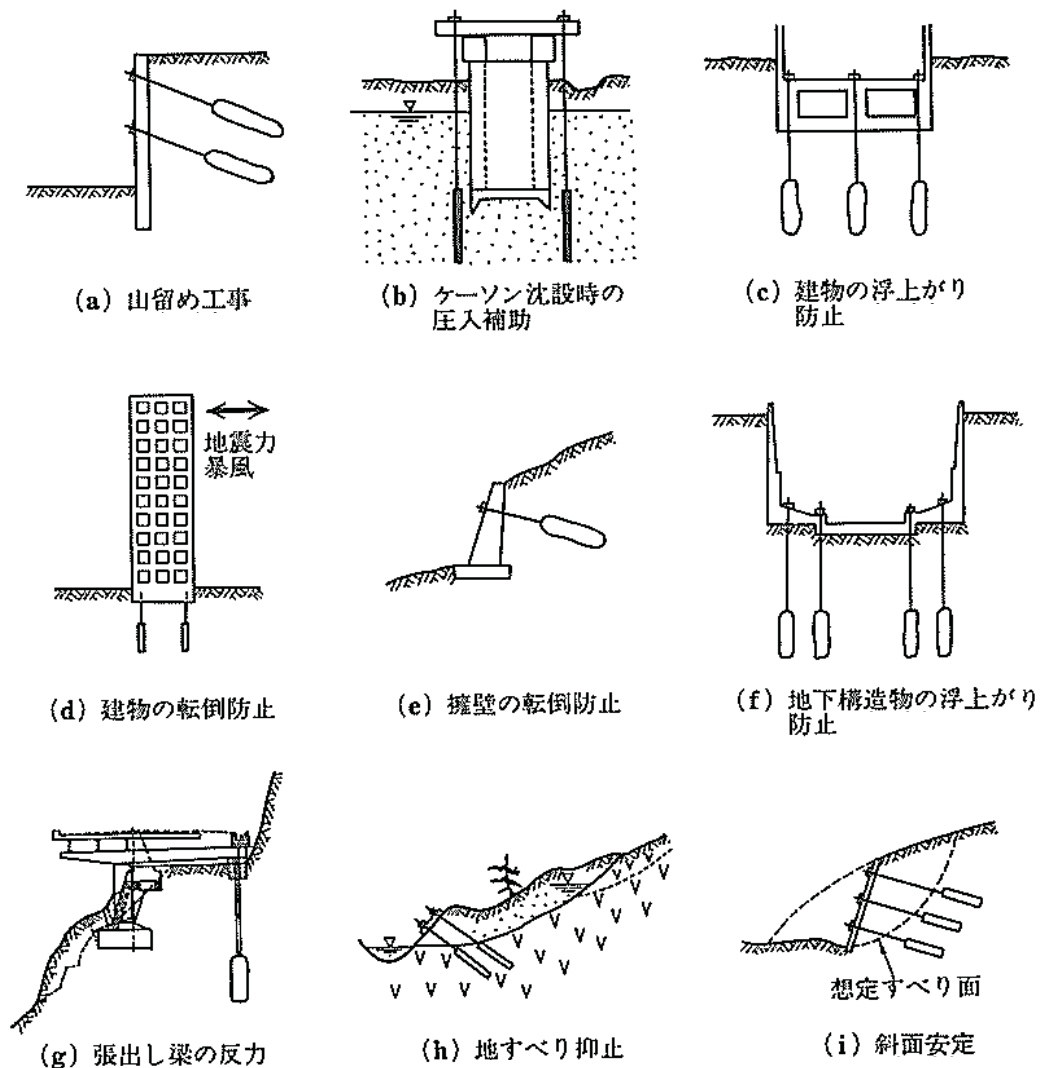


図-2.26 グラウンドアンカー工法の用途(文献 38)に加筆修正)

近年、アンカー工法は港湾構造物にも適用されている。図-2.23(c)に示すように本体の抵抗力を補強するため、地震時の耐力や変形性能が不足している岸壁に適用されている。この理由は、従来の他の補強工法と比べて、施工範囲が小さいことから既存施設への施工時の影響を最小限に抑えられ、経済性に優れていることである。一方、長期間高応力下でのクリープによる緊張荷重の低下や鋼材の腐食等、長期耐久性が課題として指摘されていた。しかし、設計法の整備、防食法の開発により課題の多くが解決されつつあり<sup>39)</sup>、近年では耐震強化を目的として、横浜港や神戸港の大水深岸壁にアンカー工法が適用されている。

### 2.3.2 アンカーを港湾構造物に適用する場合の必要条件

アンカーを港湾構造物に適用する場合の必要条件を以下に示す。

#### (a) アンカー頭部の安全性の確保

アンカー頭部は、アンカー力に対して所要の強度を持ち、有害な変形を生じない構造とする(図-2.27 参照)。繰返し荷重に対する強度は、引張り材の疲労強度より小さくなる場合が多いことから、変動荷重に対して所要の強度を持つ構造とする。

再緊張あるいは除荷の必要性が予想される場合、アンカー頭部はそれに対応できる構造とする。

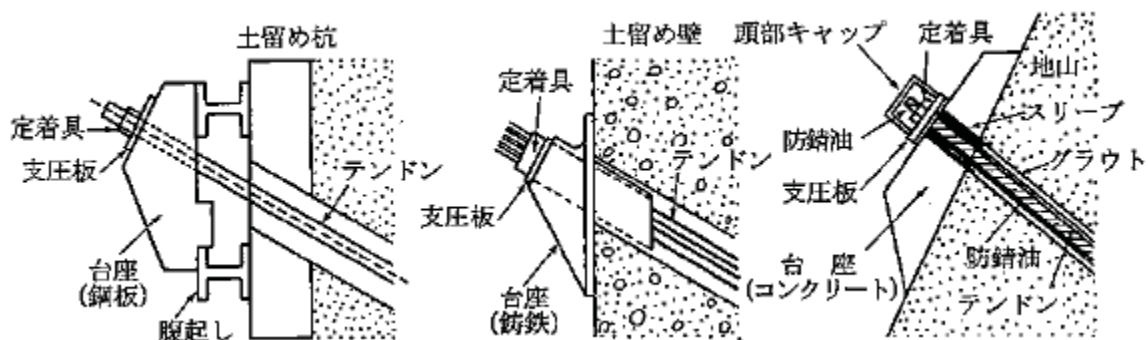


図-2.27 構造物の状況に応じたアンカー頭部とその周辺部材の例<sup>35)</sup>

#### (b) テンドンおよびアンカー体の安全性の確保

テンドンおよびアンカー体は、設計アンカー力に対し、適切な極限アンカー力を有する構造とする。アンカーが引張り力の作用によって、終局限界状態の破壊を生じる際に発生するアンカー力を極限アンカー力という。アンカーが終局限界状態の破壊を生じた場合、構造物は安定を失う。このため、極限アンカー力に適切な低減率や安全率を考慮した許容アンカー力が、設計アンカー力以上になるようにアンカーの規格を選定する必要がある。

アンカーの終局限界状態の破壊は、図-2.28 に示すように、①テンドンの破壊、②テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊、③アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊がある。これらのうち最も弱い力を極限アンカー力とする。

#### (c) 構造物全体の安定性の確保

構造物、アンカー、地盤を含む全体系の安定性、すなわち外的安定と内的安定を確保する必要がある(図-2.29)。外的安定は、アンカー体を含む地盤全体の崩壊に対する安定であり、円弧や複合すべり面を仮定した分割法が一般に用いられる。内的安定は、想定されるすべり

面の外側にアンカー体を設置した場合に、地盤がアンカー体とともに過大な変形を生じないための検討である。土留め壁根入れ部分の仮想支点との間の深いすべり面の安定については、Kranzs の方法等により検討する場合がある。

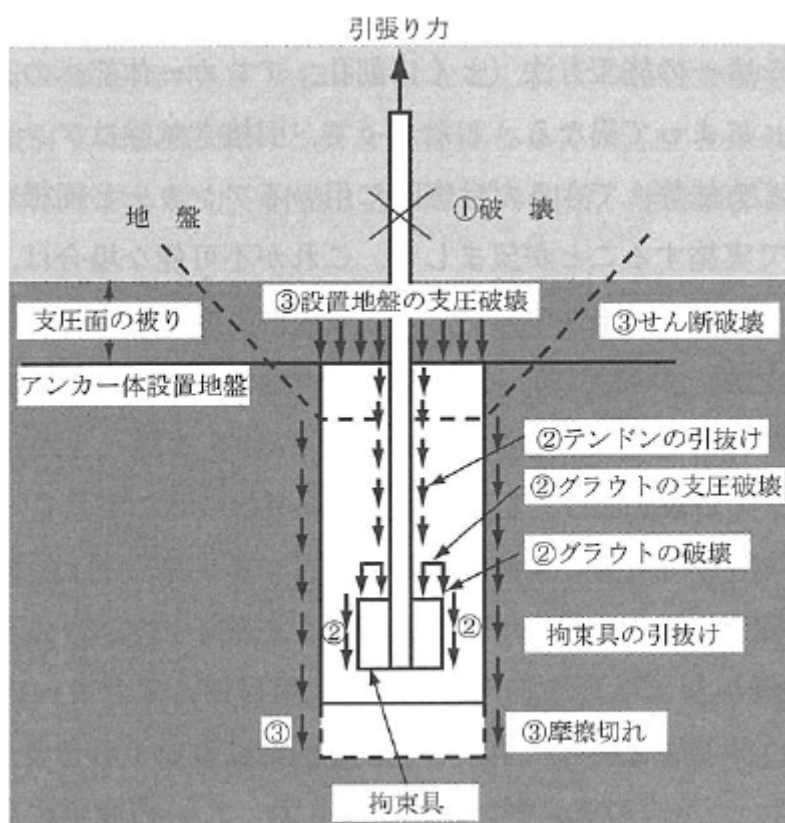


図-2.28 アンカーの破壊概念の例<sup>35)</sup>

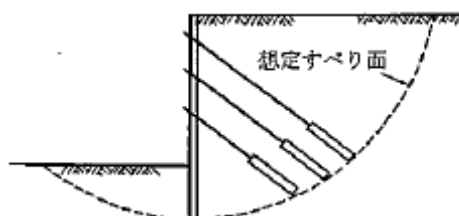


図-2.29 構造物全体の安定<sup>35)</sup>

**(d) 構造物の安全性の確保**

アンカーで補強した場合、構造物に作用する外力が増加するおそれがあるため、このような外力に対して構造物の耐力を確保する必要がある。特に矢板式岸壁の場合には、矢板および控え工に作用する曲げモーメントが大きくなるおそれがあり、場合によってはさらなる補強を施すなどの対策が必要となる。

**(e) 地盤の支持力の確保**

図-2. 30 に示すように、アンカーを岸壁に適用した場合、一般にアンカーを構造物天端に固定し、斜め配置することが多い。このとき、アンカー張力の鉛直成分が構造物に作用する。矢板根入れ地盤あるいはケーソン直下地盤が液状化する場合は、構造物下部の水平変位が過大になるとともに、構造物の沈下によるアンカーの緩みで構造物上部の水平変位も過大になるおそれがある。したがって、岸壁にアンカーを適用する場合、常時および地震時において、矢板根入れ地盤、ケーソン直下地盤の支持力を確保する必要がある。

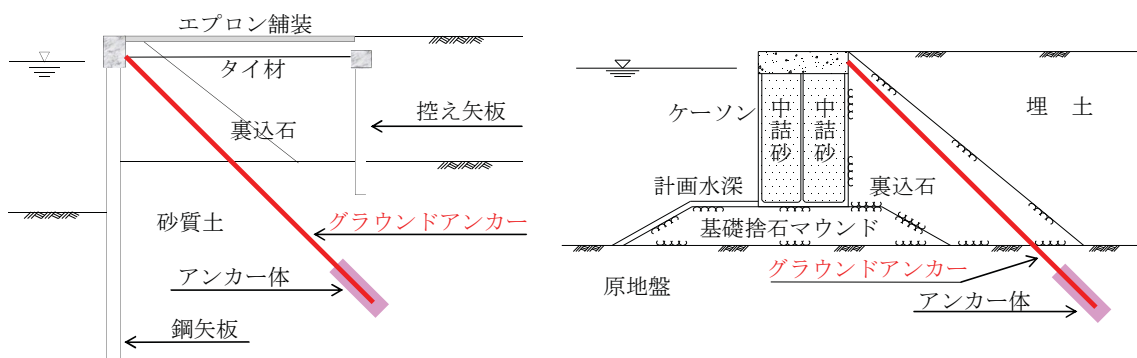


図-2. 30 アンカーによる岸壁の耐震補強例

**(f) アンカーの長期耐久性の確保**

アンカーの腐食を防止するため、アンカーの目的、供用期間および環境条件に応じた防食構造とする必要がある。アンカーは一般に高応力下で供用されることから、テンドンの腐食が急激に進むことがあるため、適切な防食を行うか腐食しない材料を用いる必要がある。グラウトの劣化についても考慮する。

**(g) アンカー設置地盤の長期安定性の確保**

供用期間中、アンカー体を設定している地盤の安定性を確保することが重要である。一般に、有機質土層、粘性土、密度の小さい砂質土、粘土化しやすい地質などにアンカーを設置すると、クリープや地盤の圧密などにより緊張力が低下するため、設置地盤の再検討や地盤改良などの対策が必要となる。

## 2.3.3 施工実績

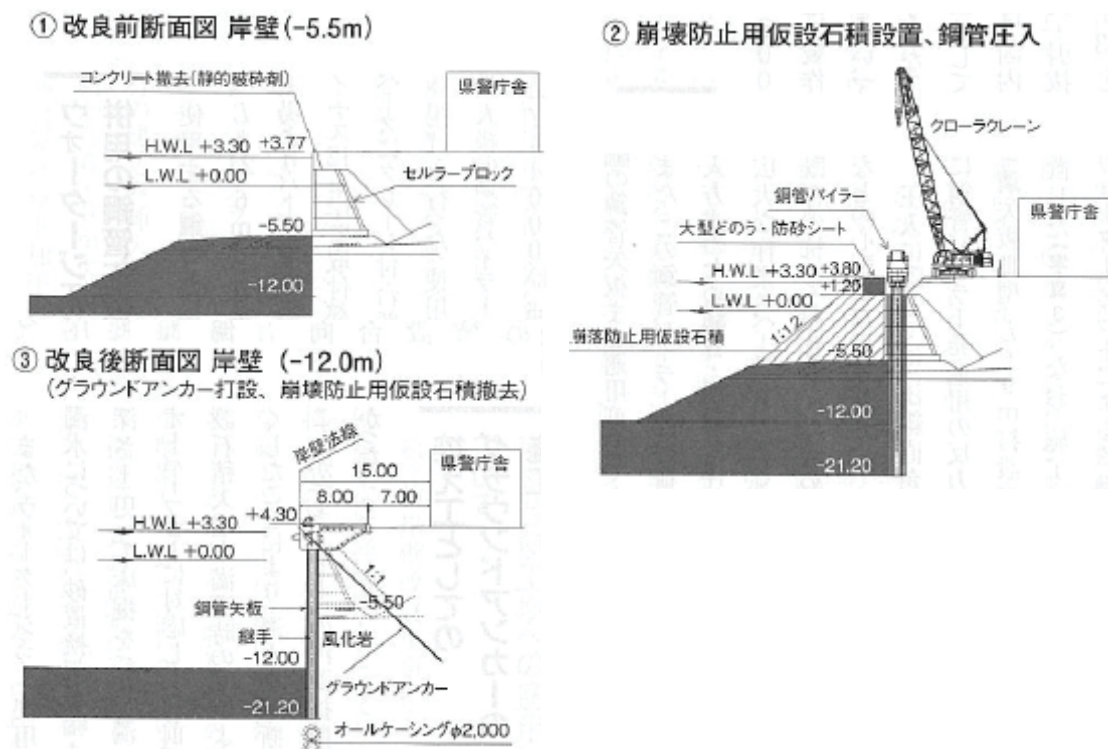
グラウンドアンカーによる港湾構造物の補強事例は数十件以上あり、岸壁の耐震補強のほか消波ブロックの滑動・転倒対策として適用された事例もある。近年では施工技術、防食技術および経済性の向上を背景に、**-16m** の大水深岸壁にも適用されている。本項では、グラウンドアンカー工法が重力式岸壁および矢板式岸壁に適用された事例の一部を紹介する。

## (a) 既設岸壁の矢板式岸壁への改良・増深事例

本事例は、長崎港において、岸壁の機能向上を目的として、既設岸壁の改良・増深による岸壁の延伸・改良工事を行ったものである<sup>40)</sup>。水深**-5.5 m**の既設重力式岸壁(セルラブロックおよびケーソン)を、グラウンドアンカーを控え工とした鋼管矢板式岸壁に改良するとともに、水深**-12 m**まで増深する工事である(図-2.31)。

当初、岸壁の構造形式として、「ケーソン式」、「ジャケット式」、「二重矢板式」についても検討されたが、既設岸壁の撤去が不要、背後の建物への影響が小さく作業エリアの確保が可能、工期が短く経済性に優れていることから「控えアンカー鋼管矢板式」が採用された。

アンカー材は完全二重防食が施されており、厳しい腐食環境にも耐える構造となっている。アンカー工法は、構造物からの引張り力を確実に地盤に伝達させることが重要であるため、アンカー施工では、アンカー体を定着層に確実に定着させることが重要である。このため、事前の綿密なボーリング調査や、引抜き試験による地盤の周面摩擦抵抗の評価などを行っている。

図-2.31 標準断面図<sup>40)</sup>



## (b) 重力式岸壁の耐震補強・増深事例

本事例は、神戸港において、大規模地震発生時に対する物流ルートの確保や、近年の貨物船の大型化への対応を目的として、既設岸壁の耐震補強・増深化(水深-15 m を-16 m に増深)を行ったものである<sup>40)</sup>。当初、岸壁の構造形式として、「控鋼管式アンカー工法」、「薬液注入固化処理工法」についても検討されたが、経済性、工期、岸壁利用への影響の少なさ等から、「グラウンドアンカー補強工法」が最適案として選定された。主な工事の特徴は以下のとおりである。

- ・アンカー長が約 83m と長尺であるため、高い削孔精度が求められる
- ・施工数量に対して工期が短く、大量・急速施工が求められる
- ・原地盤は埋立地のため、アンカー張力が減少するおそれがあり維持管理が必要である

当初、岸壁の構造形式として、「控鋼管式アンカー工法」、「薬液注入固化処理工法」についても検討されたが、経済性、工期、岸壁利用への影響の少なさ等から、「グラウンドアンカー補強工法」が最適案として選定された。

テンドン自由長部の摩擦抵抗をなくしてアンカーの伸び量を均一にするため、アンカーの施工において直線的に削孔するのが望ましい。このため、厳密な削孔精度の管理が行われている。また、維持管理を考慮して、設計段階から維持管理が容易に実施できる断面が考慮され、荷重計によるアンカー張力の管理が計画されている。

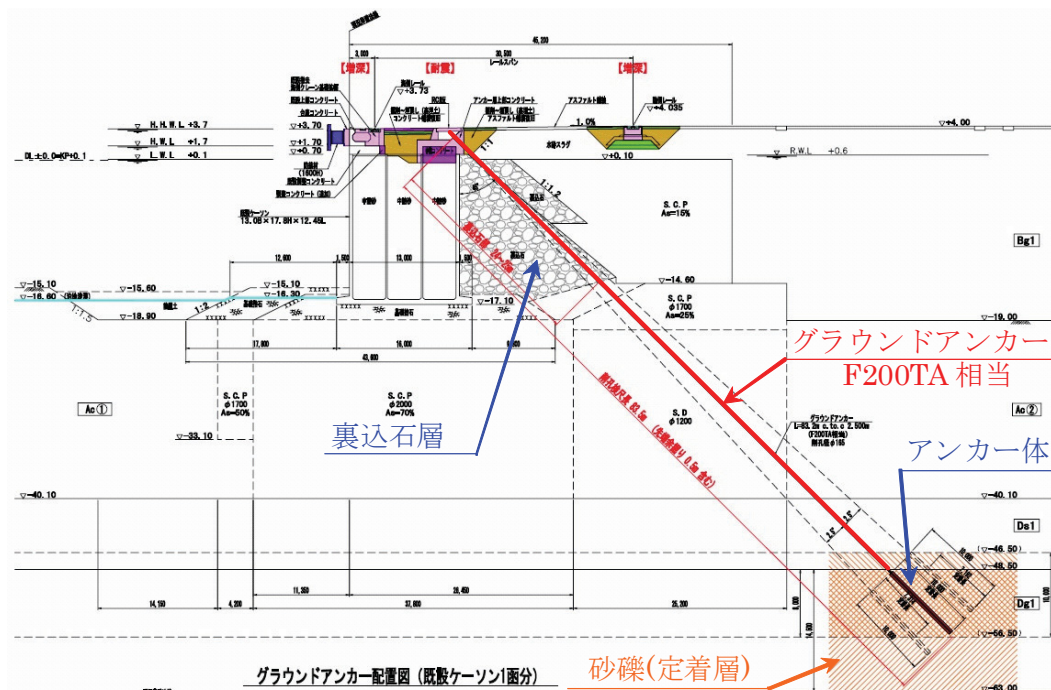


図-2.32 標準断面図<sup>41)</sup>



## 2.3.4 施工方法

本項では、グラウンドアンカー工法の施工方法について述べるとともに、岸壁の耐震性の観点から重要と考えられる事項について示す。

グラウンドアンカー工法の施工フローの例を図-2.33に示す。

岸壁の耐震性を確保するためには、アンカーを定着地盤に確実に定着し、引張り力に対する反力を確保しておくことが重要である。このため、施工前には地盤調査およびアンカー基本試験などの事前調査が行われる。地盤調査は、調査ボーリング、標準貫入試験などを行い、アンカー定着地盤の決定、アンカー体径や定着長などの設計、削孔方法などが決定される。アンカー基本試験は、事前に試験施工を行い、定着地盤の適否、アンカーの引抜き耐力やアンカー体の設計に必要な周面摩擦抵抗などを把握する。未固結な地盤や、泥岩などでスレーキング・膨潤特性を有する岩盤にアンカーを定着すると、地盤沈下や耐力不足のおそれがあるため、定着地盤の選定時に注意する必要がある。本論文では、アンカーの定着地盤として引抜き抵抗が十分に確保される良質な地盤を想定したため、定着地盤からのアンカーの引抜きは生じないものとしている。

アンカー工の削孔には、写真-2.5に示すようなロータリーパーカッションドリルを用いることが多い。作業スペースは削孔機の種類や削孔角度によって異なるが、5～10m程度である。玉石層などの削孔では、その直進性を確保することは容易ではないが、孔曲がりが生じると地震時に発生するアンカー張力がテンドンの一部に集中して損傷するおそれがあるため、高い削孔精度が求められる。神戸港の事例<sup>41)</sup>では、高出力削孔機の導入や、高精度な3次元削孔形状計測を実施し、削孔精度の向上が図られている。

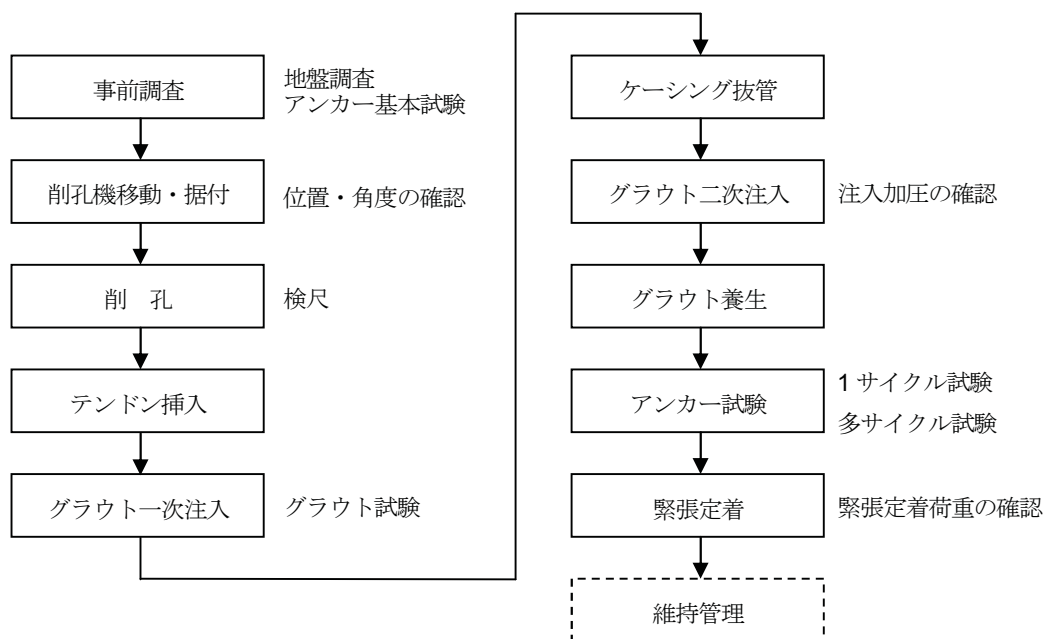


図-2.33 グラウンドアンカー工法の施工フローの例



写真-2.5 削孔状況

確実な定着という観点から、アンカー体の造成に用いられるグラウトの品質管理も重要である。また、グラウトはテンドンを腐食から保護する役割もある。このため、一軸圧縮試験、フロー試験、孔口溢流グラウトの比重測定などのグラウト試験が行われている。

施工管理的に行われるアンカー試験として、多サイクル確認試験と1サイクル確認試験が挙げられる。前者はアンカーの設計と施工が適切であったかどうかを確認するため、後者は設計アンカー力に対して安全かどうかを確認するための試験であり、主に荷重－変位量関係を確認する。これらの試験には、近年、ジャッキの緊張力を自動制御できるリフトオフ試験装置を使用した事例がある。

## 2.4 グラウンドアンカーによる耐震補強に関する過去の研究事例

### (a) 動的挙動に関する研究

アンカーで補強された構造物の動的挙動に関する研究としては、山本・鳥井原<sup>42)</sup>の研究がある。山本・鳥井原はアンカーを設置した斜面の振動台実験を実施している。その結果、大規模地震時にアンカー張力が過大になることなどを明らかにし、FEM 解析による実験結果の再現に成功している。太田ら<sup>43)</sup>は、遠心模型実験により斜面に設置されたアンカーの振動特性について検討し、最大加速度振幅の増加にしたがって地盤の水平変位が生じるとともに、アンカー軸力の振幅が増加することを明らかにしている。門間ら<sup>44)</sup>は、急傾斜地における地震時のアンカー工の挙動を実測しており、斜面に生じる加速度が 2～3 倍に増幅するとともに、アンカー工の加速度および軸力の変動量は斜面上部の方が大きいことなどを明らかにし、1995 年兵庫県南部地震による被災事例と同様の傾向であることを示している。

アンカーで補強された岸壁の動的挙動に関する研究としては、竹家ら<sup>45)</sup>の研究がある。竹家らは、アンカーで補強された重力式岸壁の遠心模型実験を実施し、アンカーありの場合、ケーソン上部の水平変位が約 70%低減する(図-2. 34)とともに、初期張力が大きいほど加振時のアンカー軸力が抑えられる結果を示している。

この研究事例以外に、アンカーで補強された岸壁の動的挙動に関する事例研究や実験的研究は見あたらず、アンカーによる岸壁の補強効果は十分には明らかになっていない。このため、アンカーで補強された岸壁について、実際の地震時挙動を確認するとともに、地盤条件や地震動など違いも含めてアンカーによる耐震補強効果を確認する必要がある。

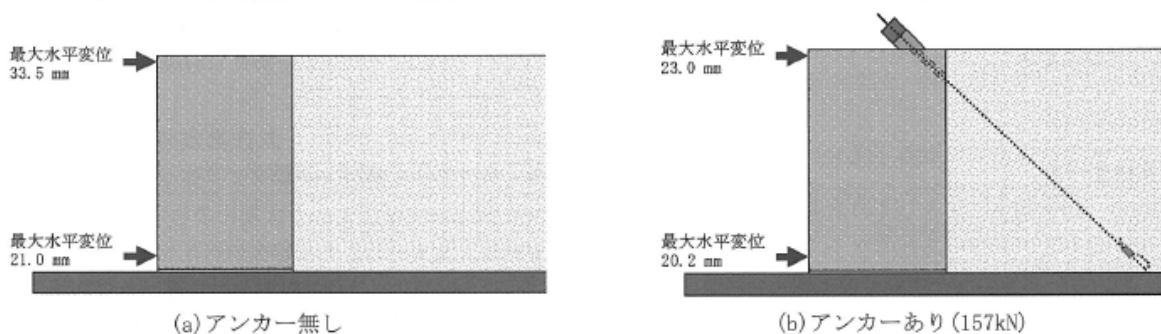


図-2.34 グラウンドアンカー工法の施工フローの例<sup>45)</sup>

### (b) 数値計算に関する研究

アンカーで補強された構造物の数値計算に関する研究としては、山本・鳥井原<sup>42)</sup>の研究がある。山本・鳥井原はアンカーを設置した斜面の振動台実験を対象として、FEM による地震応答解析を実施している。地盤材料を Drucker-Prager model でモデル化して解析を行い、実験結果の再現に成功している。沖村ら<sup>46)</sup>は、地震で被災した傾斜基盤層状の宅地造成盛土に

ついて地震応答解析を実施し、アンカー工が盛土応答変位を抑制する効果が大きいことを確認している。橋本ら<sup>47)</sup>は、アンカーで補強された緩傾斜護岸の、有効応力法による地震応答解析を実施し、液状化が生じる斜面でもアンカーによって斜面の変位が抑えられることを確認している。

アンカーで補強された岸壁の数値計算に関する研究としては、神立ら<sup>48)</sup>の研究がある。神立らは、アンカーを圧縮側は抵抗しないばね要素でモデル化した鋼矢板岸壁の FEM による地震応答解析を行った。その結果、アンカーで補強することにより矢板の残留水平変位は抑制されるが、根入れ部において曲げモーメントが大きくなることを示した。また、液状化が生じる場合には、アンカー設置本数を増やすと矢板の変位抑制効果が大きくなることを確認している。

アンカーで耐震補強された岸壁の耐震性評価方法は港湾技術基準<sup>19)</sup>に準拠しており、レベル 2 地震動に対して有効応力解析による変形照査を行うことが標準とされている。しかし、被災事例や模型振動実験などの再現性について検証された事例は見あたらない。このため、アンカーで補強された岸壁のレベル 2 地震動に対する評価精度向上の観点から、アンカーのモデル化方法や地震応答解析手法について実際の地震時挙動と比較・検討する必要がある。

## 2.5 まとめ

本章では、初めに本論文で取り扱う岸壁の構造形式とその特徴を示した。次に、岸壁の過去の被災形態や岸壁の耐震性に関する研究事例を示し、これらの成果に基づく現行の耐震性能を示した。また、グラウンドアンカー工法の原理や特徴を紹介するとともに、耐震補強として適用されるグラウンドアンカーの研究事例を示した。

本章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 本研究で対象としている岸壁の構造形式は、重力式岸壁のうちケーソン式と、控え矢板式岸壁である。重力式岸壁は、外力に対して壁体重量とその摩擦力によって抵抗するものであり、矢板式岸壁は、矢板根入れ部分の受動抵抗と控え工により、外力に抵抗するものである。
- (2) 矢板式岸壁の耐震性に関する既往の研究では、被災事例の分析や、実験的および解析的検討により、破壊メカニズムに関する知見が得られている。特定振動数帯でタイ材張力が過大になるとともに矢板の変位が大きくなることや、地盤条件や控え工の種類によって被災形態が異なることを示している。また、背後地盤の液状化が被災の大きな要因であることを明らかにしている。
- (3) 重力式岸壁の耐震性に関する既往の研究では、ケーソン直下の置換土の軟化や背後地盤の液状化が被災の大きな要因であることや、慣性力と土圧の位相関係がケーソン変位に与える影響が明らかにされている。置換土を固化した場合には、ケーソンが基礎捨石上を滑動する破壊モードに変化することや、復旧断面として地盤改良された岸壁の耐震安全性が確認されている。1G 場の相似則の適用性も確認されている。
- (4) 岸壁の有効応力解析は、精度向上に関する研究が多数行われ、これらの成果は現行の港湾設計基準におけるレベル2 地震動の変形照査に反映されている。
- (5) 岸壁の耐震性照査では、被災事例の分析や、実験的および解析的研究に基づいて照査項目を設定している。矢板式岸壁の照査項目は、矢板の水平変位・沈下、矢板の応力、控え工の応力、タイ材の応力であり、重力式岸壁の照査項目は、壁体の滑動、壁体の転倒、基礎地盤の支持力である。
- (6) グラウンドアンカーは抵抗力補強工法の一つであり、従来の他の補強工法と比べて、施工性・経済性に優れていることから、地震時の耐力や変形性能が不足している岸壁や大水深岸壁などに適用されている。アンカーの施工では、耐震性の観点から、特に削孔精度やグラウト品質の確保、アンカー試験が重要である。
- (7) アンカーを港湾構造物に適用する場合の必要条件は、アンカー自体の強度や長期耐久性の確保、構造物全体の安定性の確保である。アンカーで補強された場合、構造物には作用する外力が増加するおそれがあるため、このような外力に対して構造物の耐力を確保する必要がある。さらに、構造物に対する地盤の支持力や圧密沈下に対する安

定性を確保するとともに、アンカー体設置地盤の安定性を確保することが求められる。

- (8) アンカーで耐震補強された岸壁の研究については、模型振動実験や有効応力解析により被災事例の再現性や実際の地震時挙動を確認した事例は少なく、岸壁のアンカーによる耐震補強効果は十分には明らかにされていない。有効応力解析について、被災事例や模型振動実験などの再現性について検証された事例は見あたらない。



参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局 (ホームページ) <http://www.pa.thr.mlit.go.jp/kakyoin/>, 2011.
- 2) 港湾学術交流化会編：港湾工学，朝倉書店，2009.
- 3) (社)日本港湾協会：日本港湾史，1978.
- 4) 田口登，辻垣武彦，森田博史：捨石による基礎マウンドの形状および力学特性に関する考察，港湾技術研究所報告，Vol.30，No.1，pp.347-382，1991.
- 5) 菅野高弘，野末康博，塩崎禎郎，小濱英司：地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法，港湾空港技術研究所資料，No.1145，2006.
- 6) 土田肇，野田節男，稲富隆昌，上部達生，井合進，大根田秀明，外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.511，1985.
- 7) 稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，山崎浩之，松永康男，関口信一郎，水野雄三，藤本義則：1993年北海道南西沖地震による港湾被害報告，港湾技研資料，No.791，1994.
- 8) 井合進，菅野高弘，山崎浩之，長尾毅，野津厚，一井康二，森川嘉之，小濱英司，西森男雄，佐藤陽子，田中剛，海老原健介，大村武史，大槌正紀：平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告，港湾空港技術研究所資料，No.1015，2001.
- 9) 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：港湾構造物の耐震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.
- 10) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，(社)土木学会，1997.
- 11) 北島昭一，上部達生：矢板岸壁地震時被災の分析，港湾空港技術研究所報告，第18巻，第1号，pp.67-127，1979.
- 12) 塩崎禎郎，菅野高弘，小濱英司：矢板式係船岸の耐震性に関する実験および解析，海洋開発論文集，第20巻，pp.131-136，2004.
- 13) 井合進，三輪滋，小堤治，溜幸生，山本裕司，森浩章：地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.809-812，2001.
- 14) 岡由剛，三輪滋，石倉克真，平岡慎司，松田英一，吉田晃：鋼矢板岸壁の被災事例による有効応力解析における初期応力状態のモデル化手法の検証，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.813-816，2001.
- 15) 三輪滋，小堤治，池田隆明，岡由剛，井合進：初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価，構造工学論文集，Vol.49A，pp.369-380，2003.
- 16) 小堤治，井合進，島津多賀夫，三輪滋，中山裕章，溜幸生，沢田俊一，竹島康人，森浩章：塑性せん断仕事の負のダイレイタンスへの寄与について，第46回地盤工学シンポジウム，pp.83-88，2001.
- 17) 小堤治，塩崎禎郎，一井康二，井合進，森玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，海洋開発論文集，第20巻，pp.443-448，2004.
- 18) 長尾毅，岩田直樹，藤村公宜，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方法，国土技術政策総合研究所資料，No.310，2006.
- 19) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 20) 菅野高弘，宮田正史，三藤正明，稲垣紘史，及川研，飯塚栄寿：平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究，海岸工学論文集，第43巻，pp.1311-1315，1996.
- 21) lai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.27, No.3, 1988.
- 22) 菅野高弘，三藤正明，及川研：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技術研究所資料，No.813，1995.
- 23) 三浦均也，小濱英司，吉田望，栗田悟，大塚夏彦：地震時における重力式岸壁の被害に関する模型振動台実験，地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.333-338，1998.
- 24) 風間基樹，稲富隆昌：ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験，土木学会論文集，No.416/I-13，pp.419-428，1990.
- 25) 及川研，菅野高弘，松永康男，三藤正明：耐震強化したケーソン式岸壁の地震時挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.595-600，1998.
- 26) 井合進，一井康二，森田年一：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析，港湾技術研究所資料，No.813，1995.

- 27) 沢田俊一, 小堤治, 井合進: 護岸構造物の残留変形解析—FLIPによる解析—, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.247-256, 1998.
- 28) 佐藤成, 亀山和弘, 大塚夏彦, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進: 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, pp.25-30, 2001.
- 29) Terashi, M. and Kitazume, M.: Bearing capacity of a foundation on top of high mound subjected to eccentric and inclined load, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.2, pp.3-24, 1987.
- 30) 長尾毅, 中瀬仁, 本田中, 吉岡健, 興野俊也: 防波堤基礎支持力に関する実験及び解析的研究, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.862-880, 2007.
- 31) 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.
- 32) 菅野高広: 港湾構造物の耐震設計法(港湾基準)の歴史・現状および展望, 基礎工, Vol.35, No.3, 2007.
- 33) 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許容被災変形量の評価, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.3241-3244, 1998.
- 34) 社団法人地盤工学会: グラウンドアンカー工法の調査・設計から施工まで, 1997.
- 35) 社団法人地盤工学会: 地盤工学会基準グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説(JGS4101-2000), 2000.
- 36) S. Littlejohn: Ground Anchorages and Anchored Structures in Service, *Proceedings of international conference in London*, 2007.
- 37) 土質工学会編: アースアンカー工法—付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準—, pp.1-3, 1976.
- 38) 山田浩: グラウンドアンカー工法の技術の変遷, 基礎工, Vol.38, No.9, 2010.
- 39) 土井茂樹, 小林司, 新山修一: グラウンドアンカー工法, 基礎工, Vol.37, No.1, pp.62-66, 2009.
- 40) 堀勇一郎, 石崎誠: 既設構造物をくり貫く控えアンカー鋼管矢板式岸壁の施工, 土木学会誌, Vol.95, No.1, pp.58-61, 2010.
- 41) 津田行男, 中官利之, 西口松男, 吉田誠: 長尺アンカーによる岸壁の耐震補強工事について, *Marine Voice*21, Vol.275, pp.18-21, 2011.
- 42) 山本彰, 鳥井原誠: グラウンドアンカーの耐震対策に関する研究: 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.153-166, 1993.
- 43) 太田敬一, 伊藤圭一, 倉岡千郎, 竹家宏治: 動的遠心載荷模型実験による地震時のアンカーの振動特性の検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp.101-102, 2008.
- 44) 門間敬一, 千田容嗣, 小嶋伸一: アンカー工を施工した急傾斜地における地震時挙動の計測結果, 土木技術資料, Vol.42, No.9, pp.58-61, 2000.
- 45) 竹家宏治, 清宮理: 岸壁・護岸の耐震補強工法用グラウンドアンカーの地震時の挙動に関する模型実験, 地盤と建設, Vol.27, No.1, pp.171-178, 2009.
- 46) 沖村孝, 山本彰, 村上考司, 鳥井原誠: 傾斜基盤層上の斜面の地震応答解析: 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.143-154, 1999.
- 47) 橋本真, 清宮理, 佐藤成: 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, 土木学会第65回年次学術講演会, pp.951-952, 2010.
- 48) 神立佳宏, 清宮理: グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果, 土木学会地震工学論文集, 第29巻, pp.1313-1318, 2007.

## 第3章

# グラウンドアンカー工法を適用した岸壁の現行耐震設計法

### 3.1 概説

港湾分野で最初の技術基準は、1950年の「港湾工事設計示方要覧」といわれている。岸壁の耐震設計法は、当初、静的な力のつり合いに基づく震度法が用いられていた。1995年の兵庫県南部地震では、都市部だけでなく岸壁などの港湾施設も大きな被害を受けた。これを機に、耐震に関する研究が急ピッチで進められ、1999年に改訂された港湾設計基準<sup>1)</sup>に反映されている。この基準には、レベル1、レベル2地震動といった2段階設計法が導入され、2007年には従来の仕様規定型設計法に代わって性能規定型設計法が本格的に導入された。

一方、グラウンドアンカーは欧州で開発され、最初の実施は1934年である<sup>2)</sup>。我が国では1957年の藤原ダムにおけるプレストレストアンカーにはじまったとされている<sup>3)</sup>。その後、アンカー自体の品質・機能の向上、施工機械の開発による用途・適用範囲の拡大、防食技術の向上による信頼性向上と適用範囲の拡大、基準の改善による信頼性の向上などが図られ、2000年に改訂された現行の地盤工学会基準「地盤工学会基準グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」<sup>4)</sup>に反映されている。

アンカーで補強された岸壁の耐震設計は、主に港湾設計基準と地盤工学会基準の両者に基づいて行われている。

本章では、グラウンドアンカー工法を岸壁に適用した場合の現行の耐震性設計法について述べている。岸壁の耐震設計法やグラウンドアンカーの基準の変遷を紹介している。また、グラウンドアンカーを矢板式岸壁および重力式岸壁に適用した場合について、実務で一般的に用いられている現行耐震設計法を紹介し、その特徴を述べている。さらに、レベル1地震動に対する照査に用いられる震度法や、変形照査に用いられる地震応答解析について、課題を示している。

## 3.2 港湾の耐震設計法の変遷

表-3. 1 に示すように港湾分野で最初の技術基準は、1950 年発行の「港湾工事設計示方要覧」といわれている。1959 年の「港湾工事設計要覧」では、震度法の地域別震度が導入された。1964 年の新潟地震を契機に液状化現象の研究が本格的に始まり、1967 年の「港湾構造物設計基準」にも反映された。また地域別震度に加え、地盤種別や施設の重要度を考慮した設計震度が導入されている。1968 年の十勝沖地震では地震動の観測に成功し、この強震記録を基に設計震度と地震動の関係について検討され、1975 年に震度法が確立した。1979 年には「港湾の施設の技術上の基準・同解説」が発行され、港湾法の規制を受けるものとなった。

1995 年兵庫県南部地震では、直下型地震による大災害が発生し、これ以降、耐震設計法が大きく変更された。港湾分野では、水中振動台や数値解析を駆使した研究が行われ、これらの成果は、1999 年に改訂された港湾設計基準などに反映された。この基準には、土木学会の提言<sup>5)</sup>に基づく、レベル 1、レベル 2 地震動といった 2 段階設計法が導入されている。レベル 1 地震動は、「施設の供用期間中に発生する確率が高い地震動」であり、「施設の健全度を損なわない」こと、レベル 2 地震動は、「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震」であり、「人命を損なわない」「ある程度の損傷を許すが、崩壊しない」「所期の機能を保持する」ことを目標に耐震設計を行うこととなった。また、2007 年には性能規定型設計法が本格的に導入され、「要求性能」とこの照査要件である「性能規定」のみが規定され、性能を照査する過程で設計者が用いる手法は、設計者の判断に委ねられることとなった。

表-3. 1 港湾の耐震設計の流れ(文献 6)に加筆修正)

地震		技術成果／設計実務への反映		港湾の設計基準	
				1950	港湾工事設計示方要覧
				1959	港湾工事設計要覧
1964	新潟地震	1964	港湾地域強震観測の開始	1967	港湾構造物設計基準
1968	十勝沖地震	1970	液状化判定法(強震記録・液状化事例:土田)		
1973	根室半島地震	1975	震度法の確立(強震記録・被害事例:野田・上部)		
1978	宮城県沖地震	1979	技術基準策定	1979	港湾の施設の技術上の基準・同解説
1983	日本海中部地震	1984	液状化対策技術マニュアル (強震記録・事例・実験) 大規模地震対策施設整備構想 (耐震強化岸壁)		
		1989	液状化対策の基準化(技術基準改訂)	1989	港湾の施設の技術上の基準・同解説
1993	釧路沖地震	1993	液状化対策の効果検証(強震記録・事例)		
	北海道南西沖地震		大地震における空港高盛土の耐震性実証 (強震記録・事例) 埋立地の液状化対策ハンドブック(強震記録・事例)		
1994	北海道東方沖地震 三陸はるか沖地震	1994	液状化対策(過圧密工法)の効果実証 (強震記録・事例)		
1995	兵庫県南部地震	1995	数値解析・水中振動台による被災変形予測の実証 (強震記録・事例・実験・解析)		
		1997	レベル1／レベル2地震動の設定(強震記録) 液状化対策における耐震性能照査型設計法の導入 (埋立地の液状化対策ハンドブック改訂) 地盤・構造物(液状化含む)系総合数値解析技術の 実用化(FILIP公開)		
		1998	全国空港強震観測の本格的開始		
		1999	空港滑走路の液状化対策の実施 (東京国際(羽田)空港)		
			耐震性能照査型設計法の導入(技術基準改訂)	1999	港湾の施設の技術上の基準・同解説



### 3.3 グラウンドアンカーの基準の変遷

グラウンドアンカーは欧州で開発され、最初の実施は 1934 年である<sup>2)</sup>。我が国では 1957 年の藤原ダムにおけるプレストレストアンカーにはじまったとされている<sup>3)</sup>。アンカー工法は 1970 年代に急速に普及し、この頃に海外では基準類が整備されはじめた。

我が国では、海外の基準を参考に、1976 年に土質工学会から「土質工学会編：アースアンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準」が発行され、1977 年にアンカー基準が制定された。この基準を契機に、アンカー工法への認識とその信頼性が高まったといえる。この頃に国内産のロータリーパーカッション式削孔機が登場し、以降、削孔能力向上や削孔径拡大が図られ、アンカー工法の適用条件が広がった。1988 年にアンカー基準の改訂が行われ、国内で得られた知見が多く取り入れられるとともに、多重防食機能を有する耐久性の高い永久アンカーの要求性能が明確に示された。また、アンカー体が工夫され、 tendon からの引張り力を定着部のグラウトと地盤の摩擦で支持しグラウトに圧縮応力を発現させる「摩擦圧縮型」のアンカーなどが開発された。

1999 年に地盤工学会基準である JGS4101 が制定され、2000 年に地盤工学会基準「地盤工学会基準グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」が発行された。この基準改訂では、多様化したアンカー工法の実態が考慮された。現在、この基準に基づき、グラウンドアンカーの設計が行われている。これ以降、アンカーの耐久性と維持管理が問題となっている。また、基準の改訂に向けて検討が行われており、その内容は設計と施工の欧州統一基準化や国際標準化への流れとなっている。

以上のように、グラウンドアンカー工法は、アンカー自体の品質・機能の向上、施工機械の開発による用途・適用範囲の拡大、防食技術の向上による信頼性向上と適用範囲の拡大、基準の改善による信頼性の向上などが図られたことで発展してきた技術であり、多種多様な知見が設計法に反映されている。今後の課題は、残存引張り力に関する維持管理や、アンカーの極限周面摩擦抵抗の見直しなどが挙げられる<sup>7)</sup>。

## 3.4 グラウンドアンカー工法を適用した矢板式岸壁の現行耐震設計法

### 3.4.1 設計手順

標準的な設計手順を次のフローに示す。

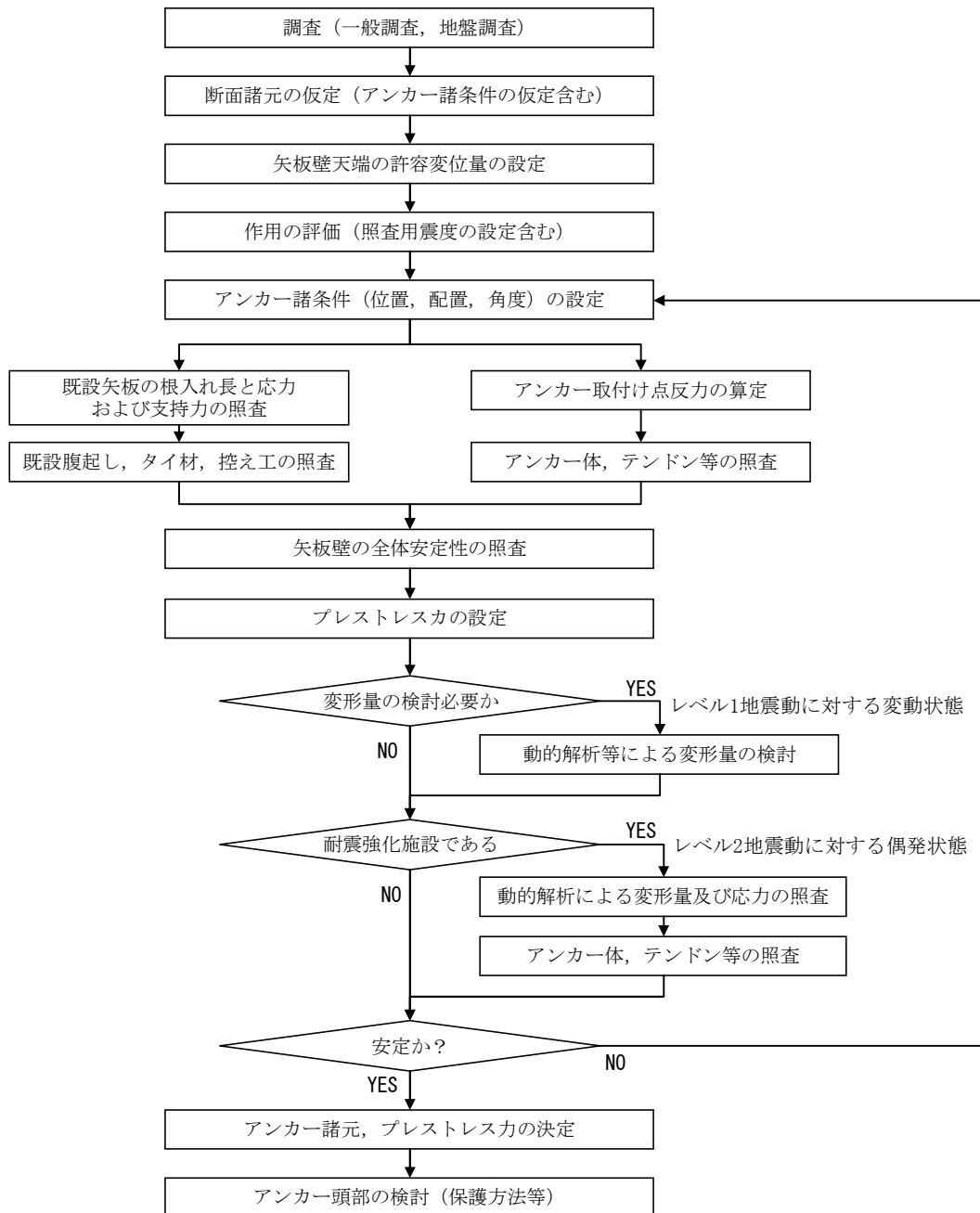


図-3.1 一般的な設計手順（矢板式岸壁の耐震補強）



本論文では、アンカーの設計については、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に基づくものとする。矢板式岸壁の設計については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」を適用する。

#### 3.4.2 グラウンドアンカーの配置

アンカーの設置位置・間隔・傾角などのアンカーの配置は、力学的有利性だけから決定されるものではなく安定性、施工性、経済性など種々の条件を考慮して決定する必要がある。また、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮する必要がある。

アンカー傾角・水平角の設定にあたり、アンカーに加わる力の作用線の方向は、アンカーの軸方向と一致させるのが最も有利であるが必ず一致するとは限らない。また、アンカー傾角・水平角が大きくなるにしたがい、アンカー分力が発生するので分力に対する検討も必要となる。一方、アンカー傾角を $-5^{\circ}$ ～ $+5^{\circ}$ の範囲にすると施工時、グラウト硬化時に生じる残留スライムおよびグラウトブリージングがアンカーの耐力に大きく影響する可能性があるのもこの範囲は避けるべきである。

#### 3.4.3 レベル1地震動に対する耐震性照査

ここでは、アンカーで補強された控え矢板式岸壁を対象として、設計アンカー力の算定方法とレベル1地震動に対する耐震性照査方法について示す。アンカーによって補強された断面の安全性は、アンカーと既設タイ材との分担や地盤の非線形性、あるいは既設矢板壁との相互作用やアンカーによる引き留め効果などに影響を受ける。現在の震度法では、それらの影響を適切に評価できるものとはなっていないため、基本的には、レベル1地震動に対しても、動的解析等による照査を行うことが望ましい。

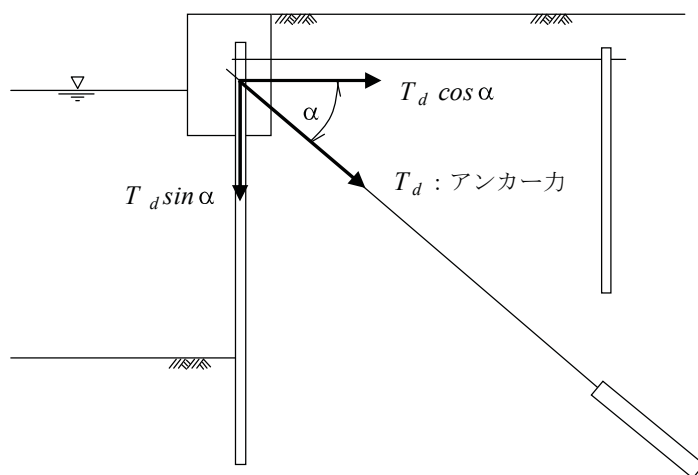
一方、設計アンカー力の算定および既設矢板壁の照査方法としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」第4編 第5章 2.3 矢板式係船岸 がある。しかし、アンカー取付け高さが既設タイ材から離れている場合やアンカーと既設タイ材との分担を考慮したい場合などへの適用は難しい。このような場合には、慣用法による土留め壁の設計法（単純梁法、下方分担法）や弾塑性法による土留め壁の設計法などの考え方が参考になるが、地震時の照査方法や安全率の考え方が示されていない。

以下では、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」に基づいて、震度法により矢板式係船岸にアンカーを適用するとき（アンカーが既設タイ材近傍に取り付けられる場合）の設計アンカー力の算出方法と、変動状態（レベル1地震）に対する既設矢板壁の照査方法について示す。

##### (1) アンカーの補強効果と作用

矢板式護岸・岸壁をアンカーにより補強するとき、アンカーの補強効果および作用は下図

の通りとなる。なお、アンカーによる補強効果は、矢板壁の変形に応じて適切なアンカー張力が発生することによって発揮されるため、アンカー力の鉛直成分に対して、十分な矢板の鉛直支持力を有することが必要条件となる。



アンカー力の水平成分  $T \cos \alpha$  : 土圧・水圧・水平地震動に抵抗する効果

アンカー力の鉛直成分  $T \sin \alpha$  : 矢板壁に押し込み力として作用

図-3.2 アンカーの補強効果

## (2) 照査用震度

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」第4編 第5章 2.3.2 作用 に基づいて、レベル1地震動に対する照査用震度を算定する。同照査用震度は、矢板壁の変形量に対応した照査用震度であり、標準的な変形量の許容値は、 $Da=15\text{ cm}$ とされている。なお、照査用震度の算定式には、控え直杭式と控え組杭式があるが、アンカーの変形特性によって選定する。

また、レベル2地震動に対する照査用震度を算定し、設計アンカー力を算定することも考えられるが、一般にはレベル2地震動に対して震度法は用いられない。ただし、設計アンカー力を見積もる程度であれば、矢板上部工の照査用震度にならい、便宜的に自由地盤部の地表面の加速度時刻歴を用いて上述の手法により照査用震度を算出する方法も考えられる。この場合、許容される変形量 $Da$ は $50\text{ cm}$ 程度とし、照査用震度の上限値を0.25かつレベル1地震動に対する照査用震度以上の値とする。

## (3) 矢板式岸壁の照査項目

一般に、矢板式岸壁の耐震性能は、「2.2.5.岸壁の耐震性能」で示したように、以下の項目について性能を照査することとなっている。

- ① 矢板の水平変位・沈下
- ② 矢板の応力

③ 控え工の応力

④ タイ材の応力

#### (4) アンカー取付点反力の算出

矢板式岸壁に対してアンカー取付け位置を決めて、その取付点反力を算定する。取付点反力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」のタイ材の場合と同様に、以下に示す仮想ばり法によって求めてもよい。仮想ばり法は、図-3.3のようにアンカー取付点および海底面を支点とし、海底面から上の土圧および残留水圧が作用する単純ばりと仮想して、式3.1を用いてアンカー取付点反力を算出する方法である。

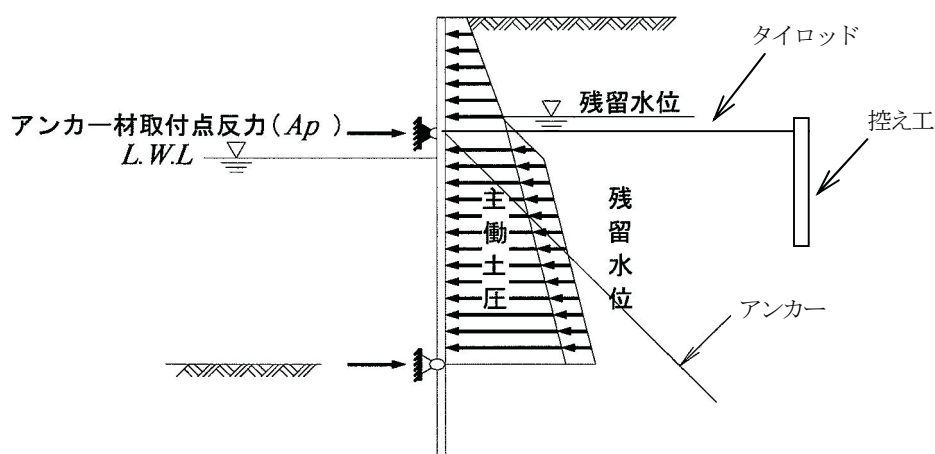


図-3.3 仮想ばり法の概念図

$$A_p = P_a + P_w + P_{dw} - \frac{(aP_a + bP_w + cP_{dw})}{L} \quad (3.1)$$

ここに、

$A_p$  : アンカー取付点反力 (kN/m)

$P_a$  : 矢板天端から海底面までの主働土圧合力 (kN/m)

$P_w$  : 矢板天端から海底面までの残留水圧合力 (kN/m)

$P_{dw}$  : 矢板壁に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

$a \sim c$  : アンカー取付位置から合力の作用点までの距離 (m)

$L$  : アンカー取付点から海底面までの距離 (m)

なお、アンカー取付点と既設タイ材取付点の高さが離れている場合には、下方分担法の適用も考えられるが、ここでは、アンカー取付点と既設タイ材取付点と同じ位置にあると仮定する。

(5) 設計アンカー力の算出

初期アンカー断面を決定するための、アンカー力の設計用値の算定方法は、つぎの2つの方法が考えられる。

1) 背後地盤が液状化せず、既設控え工の耐力が期待できる場合

控え工とアンカーの水平ばね定数の比によってアンカーの分担荷重を決める。なお、永続状態については既設タイロッドで既に負担していることから、分担する荷重は地震作用時の取付点反力から永続状態の取付点反力を差し引いた、地震作用による増分のみとする。

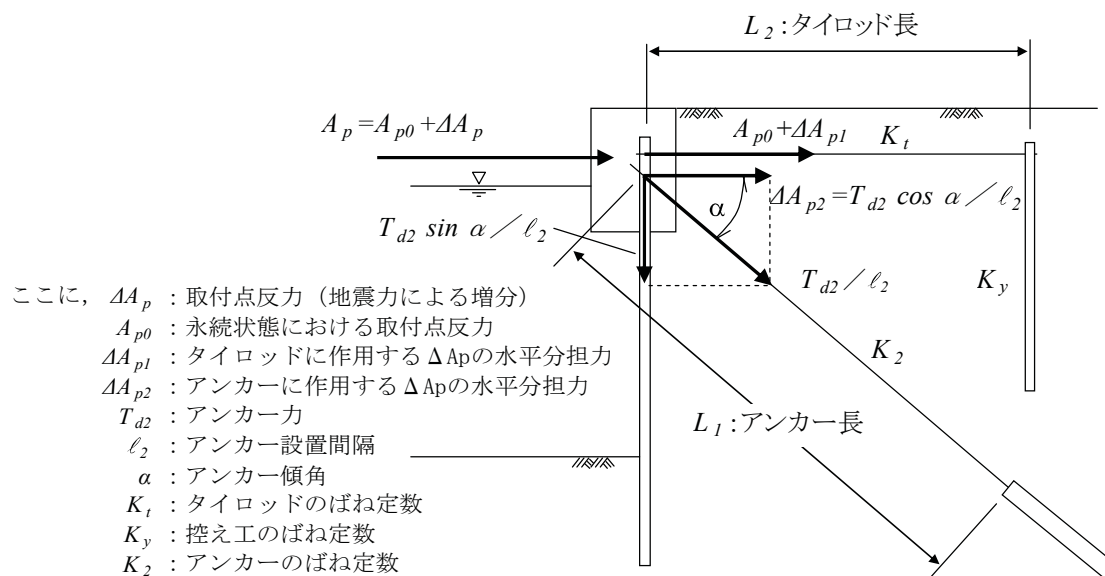


図-3.4 取付点反力の分担

取付点反力の分担を図-3.4のように考える。まず、タイロッド、控え工、アンカーの単位奥行きあたりの各ばね定数を以下のように設定する。

タイロッドのばね定数  $K_t$  (kN/m) は、

$$K_t = E_t \cdot A_t / L_t \quad (3.2)$$

ここに、 $E_t$  : タイロッドのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_t$  : タイロッドの断面積 (m<sup>2</sup>/m)

$L_t$  : タイロッドの長さ (m)

必要に応じて、控え工のばね定数  $K_y$  (kN/m) を控え工の力-変位関係から設定すると、タイロッドと控え工を考慮したばね定数  $K_l$  (kN/m) は、

$$K_l = K_t \cdot K_y / (K_t + K_y) \quad (3.3)$$

一方、アンカーのばね定数  $K_2$  (kN/m) は、

$$K_2 = E_2 \cdot A_2 / L_2 \quad (3.4)$$

であり、水平方向のばね定数に変換すると、

$$K_2 \cdot (\cos \alpha)^2 \quad (3.5)$$

ここに、 $E_2$  : アンカーのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_2$  : アンカーの断面積 (m<sup>2</sup>/m)

$L_2$  : アンカーの長さ (m)

アンカー取付点における変位の適合条件と力の釣り合い条件より、タイロッドおよびアンカーに作用する張力は、それぞれ以下のように求められる。

タイロッドに作用する張力は、

$$T_{d1} = (A_{p0} + \Delta A_{p1}) \cdot \ell_1 \quad (3.6)$$

$$\Delta A_{p1} = K_1 / \{K_1 + K_2 \cdot (\cos \alpha)^2\} \cdot \Delta A_p \quad (3.7)$$

アンカーに作用する張力は、

$$T_{d2} = K_2 \cdot \cos \alpha / \{K_1 + K_2 \cdot (\cos \alpha)^2\} \cdot \Delta A_p \cdot \ell_2 \quad (3.8)$$

ここに、

$T_{d1}$  : タイロッド張力 (kN/本)

$T_{d2}$  : アンカー力 (kN/本)

$\Delta A_p$  : アンカー取付点反力 (地震による永続状態からの増分) (kN/m)

$A_{p0}$  : 永続状態におけるアンカー取付点反力 (kN/m)

$\Delta A_{p1}$  : タイロッドに作用する  $\Delta A_p$  の分力 (kN/m)

$\ell_1$  : タイロッド設置間隔 (m)

$\ell_2$  : アンカー設置間隔 (m)

$\alpha$  : アンカー傾角 (°)

## 2) 背後地盤が液状化するなど、既設控え工の耐力が期待できない場合

背後地盤が液状化する場合や、控え工の受働抵抗が期待できないような場合には、全荷重をアンカーが受け持つものとして、設計アンカー力を決定する。1本あたりの設計アンカー力 ( $T_d$ ) は、アンカー設置間隔とアンカー傾角を考慮して、下式により算出する。

$$T_d = A_p \ell \sec \alpha \quad (3.9)$$

ここに,

- $T_d$  : アンカー力 (kN/本)
- $A_p$  : アンカー取付点反力 (kN/m)
- $\ell$  : アンカー設置間隔 (m)
- $\alpha$  : アンカー傾角 ( $^{\circ}$ )

#### (6) 既設矢板壁の照査

既設矢板壁の照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)」第4編 第5章 2.3.4 性能照査に示すように、フィクストアースサポート法、あるいはロウの方法により行う。

フィクストアースサポート法は、図-3.5に示すように、根入れ部分のある深さ以下で、矢板が地盤中に固定されていると仮定して解く方法である<sup>1)</sup>。したがって、海底面下のある深さに矢板のたわみ曲線の反曲点があり、反曲点と矢板下端の間には負の曲げモーメントが作用するものと仮定する<sup>1)</sup>。

ロウの方法は、矢板根入れ部分の受働土圧を、フィクストアースサポート法のような古典理論によらず、矢板の横方向の変位および海底面からの深さに比例する地盤反力とし、矢板を弾性床土上の梁として解くものである<sup>1)</sup>。その計算方法は複雑であるが、この方法で求めた結果は実験とよく合うといわれている<sup>1)</sup>。

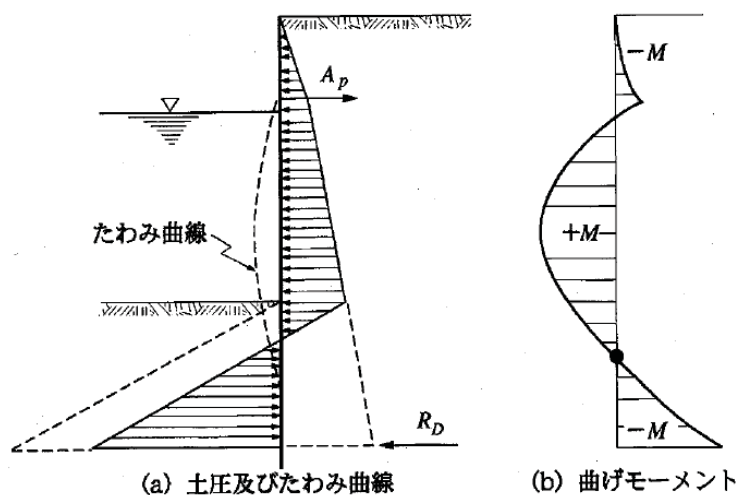


図-3.5 フィクストアースサポート法<sup>1)</sup>

#### (7) テンドンの決定

港湾地域で使用する永久アンカーは、アンカーの用途、施工性、設計荷重およびアンカーされる構造物の特性・重要度・安全性・耐久性を考慮してテンドンを選定する。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)」では、“タイワイヤーは明瞭な降伏点



を示さないで、0.2%の永久ひずみを生じる応力を降伏点応力とみなし、これの破断強度に対する比が2/3を上回らないこと”という規定が設けられている。一方、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」の変動状態（レベル1地震動）に対して、タイロッドの構造解析係数は1.67、他の部分係数は全て1.00である。タイワイヤーの降伏荷重の特性値がメーカー保証値としての破断荷重（引張荷重）×2/3の荷重であることから、引張力の限界値は、 $(\text{引張荷重} \times 2/3 / 1.67) = (\text{引張荷重} / 2.5)$  となり、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成11年）」の許容引張力  $T_{us} / 2.5$  と変わらない。

#### (8) アンカー体の周面摩擦抵抗

アンカーの設計および施工のために実施する試験のうち、基本調査試験に含まれる引抜き試験によって、アンカーの極限引抜き力およびその挙動を把握し、アンカーの設計に用いるアンカー体の周面摩擦抵抗を決定するのが標準である。

周面摩擦抵抗の大きさは、地盤調査によって求められる地盤の種類、土や岩の物理的・力学的性質、有効応力のほか、アンカー体の構造・形状・長さ、アンカーの施工方法とくに削孔、アンカー体部へのグラウトの注入と加圧方法によって異なる。したがって、引抜き試験はできるだけ実際に用いるアンカーと同様な条件、すなわちアンカーの諸元、設置地盤、施工方法で実施することが望ましい。

#### (9) プレストレス力

アンカーに導入するプレストレス力は、使用目的や構造物の常時の安定性、構造物の許容変位量に応じ、地盤を含めた構造物全体の安定を考慮して決定する。

初期緊張力は、アンカー頭部を緊張・定着する際にテンドンに与える引張り力の最大値であり、定着完了直後にテンドンに作用している引張り力を定着時緊張力という。このように、アンカー定着時にあらかじめテンドンに与える力を総称してプレストレス力という。

プレストレス力は、アンカーを使用する目的、地盤条件、供用期間等に応じて設定するが、常時は安定している既設ケーソンの耐震補強を目的としたアンカーにおいて、プレストレス力を地震時の設計アンカー力の20%と設定した例がある。

構造物の耐震補強として用いるアンカーの場合は、常時はアンカー力が不用であるためプレストレス力を小さく設定することもあるが、地震時に作用する荷重との差分の伸びが生じることを想定しておかなければならない。

アンカー材の伸び量は、プレストレス力を  $T_0$ 、地震時の設計荷重を  $T_d$  とすると、以下のよう表せる。

$$\delta_{et} = \frac{(T_d - T_0) \cdot \ell_{sf}}{E_s \cdot A_s} \quad (3.10)$$

ここに、

$\delta_{et}$  : アンカー材の伸び量 (mm)

$\ell_{sf}$  : テンドン自由長 (mm)  
 $E_s$  : テンダンの弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $A_s$  : テンダンの断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $T_d$  : 地震時の設計アンカー力 (kN)  
 $T_0$  : プレストレス力 (kN)

アンカー傾角を $\alpha$ とすると、構造物（護岸・岸壁）の水平変位 $\delta$ は以下の通りとなる。

$$\delta = \delta_{et} \cdot \cos \alpha \quad (3.11)$$

ここに、

$\delta$  : 構造物の水平変位量 (mm)  
 $\alpha$  : アンカー傾角（水平から下向きの角度）(°)

構造物の許容変位量を設定した上で、上式により地震時の変位を算出することによって、適切なプレストレス力を設定する必要がある。

式(3.10)、(3.11)のとおり、地震時の設計アンカー力に対するプレストレス力の比率を大きくすることによって、地震時の構造物の水平変位を小さく抑えることができる。

#### (10) 残存引張力の経時変化

グラウンドアンカーを耐震補強として使用する場合は、地震時の構造物の変位を許容値以内に収めるために、常に所定の残存引張力を維持する必要があることがある。また、岸壁の沈下によって荷重低下が生じて不安定化する可能性がある。以上のことから、アンカー定着後の引張力の経時変化について、以下によって推定するとともに、必要に応じて荷重計測等の荷重管理を行う必要がある。

構造物に作用する外力が変化する以外に、テンダンの残存引張り力の大きさに影響する主な要因は、次のとおりである。

##### 1) 地盤のクリープ

アンカーを含む全体の構造物が対象としている地盤のクリープによる変位とアンカー体周辺地盤の変位がある。地盤のクリープについては、テンドン降伏点荷重の 90 %以内かつ設計荷重の 1.2～1.3 倍の張力がある期間与えた後、設計荷重まで戻すことにより、クリープ量を減らすことができる。なお、重要構造物などの場合には、長期試験を行い、地盤の長期安定性を確認する必要がある。

##### 2) テンダンのリラクセーション

これによる変位量は小さく、プレストレス力の減少率も少ない。「グラウンドアンカー設

### 第3章 グラウンドアンカー工法を適用した岸壁の現行耐震設計法

計・施工基準，同解説（地盤工学会，2000）」に示されるテンドンの見掛けのリラクセーション率を表-3.2に示す。

表-3.2 リラクセーション率<sup>11)</sup>

テンドン	リラクセーション率 (%)
PC鋼線およびPC鋼より線	5
PC鋼棒	3

#### (11) 粘性土層の圧密

アンカーによる地盤への影響範囲内に粘性土層がある場合，アンカーにより地盤に新たな応力が加わり，圧密が生じることがある．この圧密による地盤変位により残存引張り力が低下するおそれがあるため注意が必要である．

#### 3.4.4 レベル2地震動に対する耐震性照査

レベル2地震動については，有効応力法に基づく2次元地震応答解析を実施して岸壁変形量やアンカー張力などの照査を行うことが標準とされている<sup>8)</sup>．この照査方法は，アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有している．しかし，アンカーを適用した岸壁の解析事例は少なく，アンカーを圧縮側は抵抗しないばね要素でモデル化した鋼矢板岸壁の解析事例<sup>9)</sup>があるものの，アンカーのモデル化方法を含めた解析方法は一般化されていない．

グラウンドアンカーで補強した矢板式岸壁の地震応答解析については，6章で詳しく述べる．

## 3.5 グラウンドアンカー工法を適用した重力式岸壁の現行耐震設計法

### 3.5.1 設計手順

標準的な設計手順を次のフローに示す。

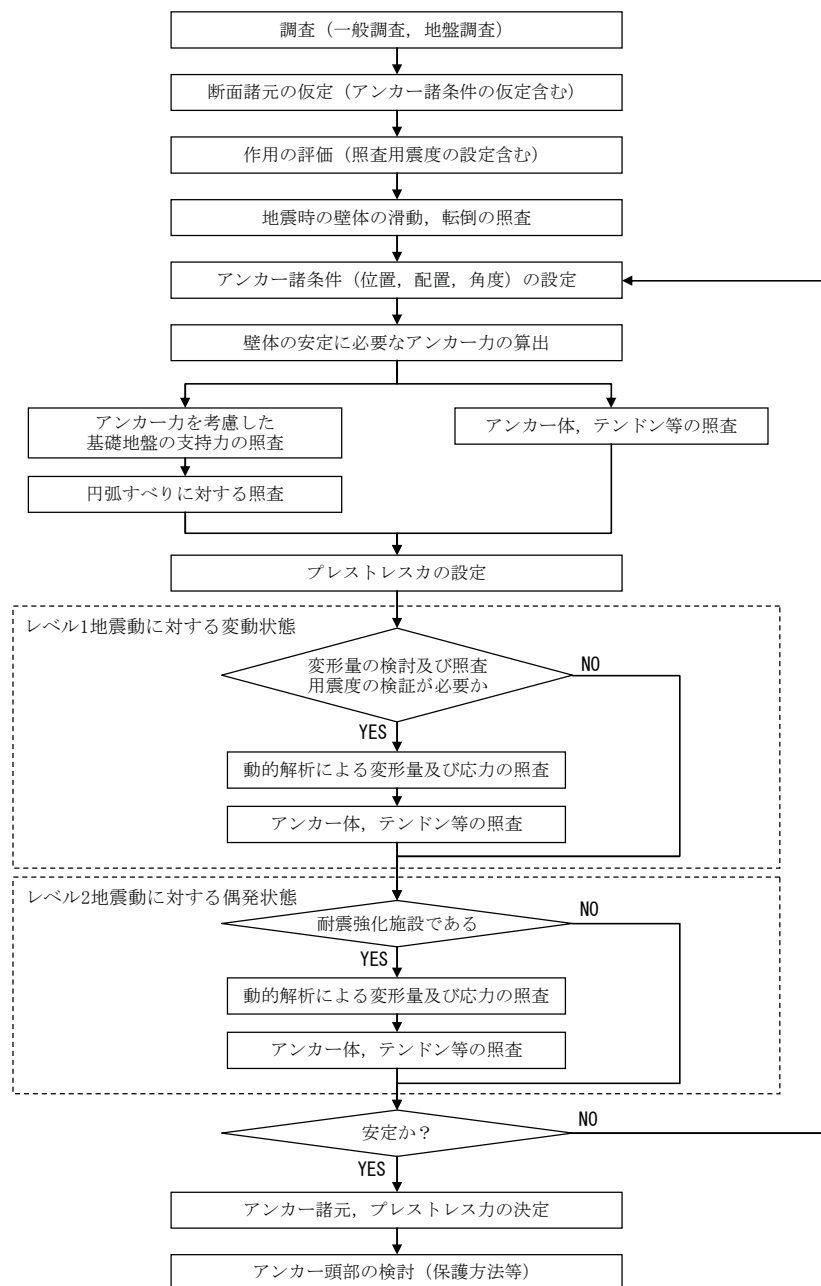


図-3.6 一般的な設計手順（重力式岸壁の耐震補強）

本論文では、アンカーの設計については、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に基づくものとする。重力式岸壁の設計については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」を適用する。

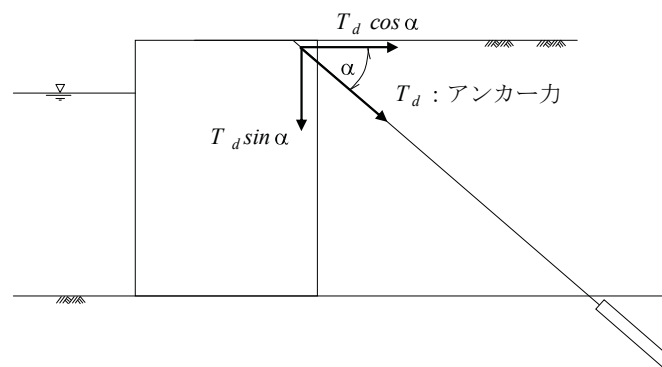
### 3.5.2 グラウンドアンカーの配置

アンカーの設置位置・間隔・傾角などのアンカーの配置は、力学的有利性だけから決定されるものではなく安定性、施工性、経済性など種々の条件を考慮して決定する必要がある。また、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮する必要がある。

アンカー傾角・水平角の設定にあたり、アンカーに加わる力の作用線の方法は、アンカーの軸方向と一致させるのが最も有利であるが必ず一致するとは限らない。また、アンカー傾角・水平角が大きくなるにしたがい、アンカー分力が発生するので分力に対する検討も必要となる。一方、アンカー傾角を $-5^{\circ} \sim +5^{\circ}$ の範囲にすると施工時、グラウト硬化時に生じる残留スライムおよびグラウトブリージングがアンカーの耐力に大きく影響する可能性があるのもこの範囲は避けるべきである。

### 3.5.3 レベル1地震動に対する耐震性照査

ここでは、アンカーで補強されたケーソン式岸壁を対象として、設計アンカー力の算定方法とレベル1地震動に対する耐震性照査方法について示す。本工法に対する部分係数や照査用震度が、現状では設定されていないため、設定した照査用震度や地震時安定性の検証として、レベル1地震動に対しても動的解析等による照査を行うことが望ましい。



アンカー力の水平成分  $T_d \cos \alpha$  : 土圧・水圧・水平地震動に抵抗する効果

アンカー力の鉛直成分  $T_d \sin \alpha$  : 構造物の自重を増加させて滑動抵抗力を増大させる効果、転倒の抵抗力を増大する効果

図-3.7 アンカーの補強効果

### (1) アンカーの補強効果と作用

重力式護岸・岸壁をアンカーにより補強するとき、アンカーの補強効果および作用は図-3.7のとおりとなる。

### (2) 照査用震度

照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）」第4編 第5章 2.2.2 作用などを参考にして適切に設定する。ただし、同基準に示されるレベル1地震動の照査用震度は、一般の重力式岸壁に対して設定されたものであり、施設の許容される変形量に応じた値が求められる。よって、アンカーによって補強した断面に対して、同方法は基本的に適用外であることに注意を要する。

また、レベル2地震動に対する照査用震度を算定し、設計アンカー力を算定することも考えられるが、一般にはこの方法は用いられない。ただし、設計アンカー力を見積もる程度であれば、上部工の照査用震度にならい、便宜的に自由地盤部の地表面の加速度時刻歴を用いて上述の手法により照査用震度を算出する方法も考えられる。この場合、許容される変形量  $Da$  は50 cm程度とし、上限値を0.25かつレベル1地震動に対する照査用震度以上の値とする。

### (3) 重力式岸壁の照査項目

一般に、レベル1地震動に対する重力式岸壁の耐震性能は、「2.2.4.岸壁の耐震性能」で示したように、以下の項目について性能を照査することとなっている。

- ① 壁体の滑動
- ② 壁体の転倒
- ③ 基礎地盤の支持力

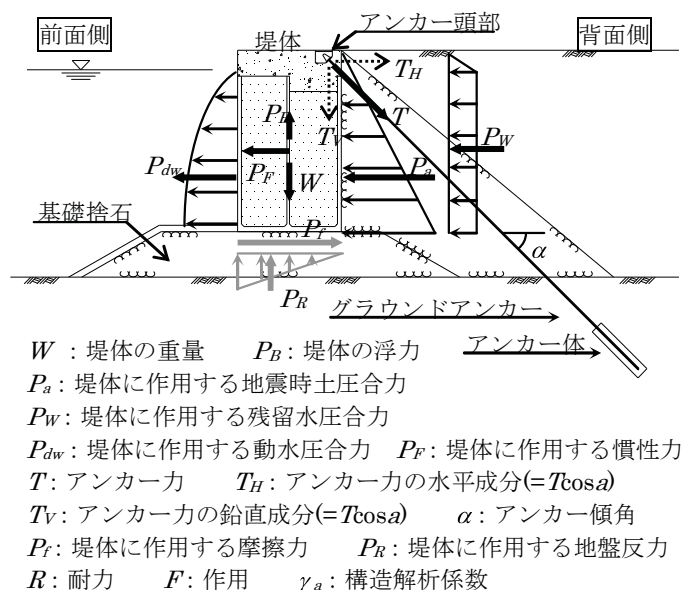


図-3.8 アンカーで補強された重力式岸壁の作用外力の模式図



具体的には、図-3.8に示すような、地震時に堤体に作用する外力から、堤体の滑動、転倒および支持力に対する作用Fおよび耐力Rをそれぞれ評価し、耐力作用比が全て1以上になっていることを確認するものであり、静的な力のつり合いに基づく評価法である。なお、照査に用いるアンカー力( $T$ )は、事前に選定したアンカーの規格に基づき決定する。

#### (4) 壁体の滑動に関する検討

壁体の滑動に関する安定の検討は、次式によって行う。

$$f(W + P_{aV} - P_B + T_V) \geq \gamma_a(P_{aH} + P_W + P_{dw} + P_F - T_H) \quad (3.12)$$

ここに、

- $f$  : 壁体底面と基礎との摩擦係数
- $P_{aV}$  : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- $P_{aH}$  : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- $P_B$  : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- $P_W$  : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{dw}$  : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)
- $P_F$  : 壁体に作用する慣性力 (kN/m) (地震時の場合のみ)
- $T_V$  : 滑動の安定に必要なアンカー荷重の鉛直成分 (kN/m)
- $T_H$  : 滑動の安定に必要なアンカー荷重の水平成分 (kN/m)
- $\gamma_a$  : 構造解析係数

なお、壁体底面と基礎との摩擦係数( $f$ )は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)」の第3編 第11章 9.摩擦係数(p.476)の表-9.1に示されている静止摩擦係数より設定することを基本とする。なお、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においても、摩擦係数に関する適切な資料がないため、静止摩擦係数を用いているのが実情である。

式(3.12)中のアンカー力の成分は、それぞれ以下のように表せる。

$$T_V = T \cdot \sin \alpha, \quad T_H = T \cdot \cos \alpha \quad (3.13)$$

ここに、

- $T$  : 滑動の安定に必要なアンカー力の設計用値 (kN/m) であり、

$$T = \gamma_T T_k$$

- $T_k$  : 滑動の安定に必要なアンカー力の特性値 (kN/m)

- $\gamma_T$  : アンカー力の部分係数 (地震時1.0)

- $\alpha$  : アンカー傾角 (°)

式(3.13)を式(3.12)に代入して、滑動に対する安定に必要なアンカー荷重 $T$ を算出する。

(5) 壁体の転倒に関する検討

壁体の転倒に関する安定の検討は、次式によって行う。

$$aW - bP_B + cP_{aV} + dT_V \geq \gamma_a (eP_{aH} + hP_W + iP_{dw} + jP_F - mT_H) \quad (3.14)$$

ここに、

- $W$  : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- $P_V$  : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- $P_H$  : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- $P_B$  : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- $P_W$  : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{dw}$  : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)
- $P_F$  : 壁体に作用する慣性力 (kN/m) (地震時の場合のみ)
- $a$  : 壁体重量合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $b$  : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $c$  : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $d$  : アンカー力の鉛直成分の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $e$  : 水平土圧合力の作用線から壁体の底面までの高さ (m)
- $h$  : 残留水圧合力の作用線から壁体の底面までの高さ (m)
- $i$  : 動水圧合力の作用線から壁体の底面までの高さ (m) (地震時の場合のみ)
- $j$  : 慣性力の作用線から壁体の底面までの高さ (m) (地震時の場合のみ)
- $m$  : アンカー力の水平成分の作用線から壁体の底面までの高さ (m)
- $T_V$  : 転倒の安定に必要なアンカー荷重の鉛直成分 (kN/m)
- $T_H$  : 転倒の安定に必要なアンカー荷重の水平成分 (kN/m)
- $\gamma_a$  : 構造解析係数

である。

式(3.14)中のアンカー力の成分は、それぞれ以下のように表せる。

$$T_V = T \cdot \sin \alpha \quad , \quad T_H = T \cdot \cos \alpha \quad (3.15)$$

ここに、

$T_d$  : 転倒の安定に必要なアンカー力の設計用値 (kN/m) であり,

$$T = \gamma_T T_k$$

$T_k$  : 転倒の安定に必要なアンカー力の特性値 (kN/m)

$\gamma_T$  : アンカー力の部分係数 (地震時1.0)

$\alpha$  : アンカー傾角 (°)

式(3.15)を式(3.14)に代入して, 転倒に対する安定に必要なアンカー荷重 $T$ を算出する.

#### (6) 基礎地盤の支持力に関する検討

アンカー力の影響による壁体底面の基礎地盤の支持力に対する安定検討は, 次式に示す簡易ビショップ法により行ってもよい.

$$\frac{\sum \frac{\{c's + (w' + q + T_v) \tan \phi'\} \sec \theta}{1 + (\tan \theta \tan \phi')/F_f}}{\gamma_a \left[ \sum (w + q + T_v) \sin \theta + \sum \frac{1}{R} (eP_H + hP_W + iP_{dw} + jP_F - mT_H) \right]} = F_f \geq 1.0 \quad (3.16)$$

ここに,

$F_f$  : 1.0以上であれば, 耐力の設計用値が作用の設計用値を上回ることを示すパラメータ

$c'$  : 粘性土地盤においては非排水せん断強さ, 砂質地盤においては排水条件における見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$s$  : 分割片の幅 (m)

$w'$  : 分割細片の有効重量 (kN/m)

$q$  : 分割細片に作用する上載荷重 (kN/m)

$\phi'$  : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (°)

$\theta$  : 分割細片と底面のなす角 (°)

$w$  : 分割細片の全重量 (kN/m)

$P_H$  : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)

$P_W$  : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)

$P_{dw}$  : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

$P_F$  : 壁体に作用する慣性力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

$e$  : 水平土圧合力の作用位置の円弧すべりの滑り円中心からの腕の長さ (m)

- $h$  : 残留水圧合力の作用位置の円弧すべりの滑り円中心からの腕の長さ (m)  
 $i$  : 動水圧合力の作用位置の円弧すべりの滑り円中心からの腕の長さ (m)  
 $j$  : 慣性力の作用位置の円弧すべりの滑り円中心からの腕の長さ (m)  
 $m$  : アンカー力の水平成分作用位置の円弧すべりの滑り円中心からの腕の長さ (m)  
 $T_V$  : 設計アンカー力の鉛直成分 (kN/m)  
 $T_H$  : 設計アンカー力の水平成分 (kN/m)  
 $\gamma_a$  : 構造解析係数

である.

#### (7) 設計アンカー力の算出

上記(4), (5)および(6)の検討により, それぞれ算出された必要アンカー力のうち, 最大の値を単位幅あたりの設計アンカー力 ( $T_d$ ) とする. アンカー設置間隔を $q$ (m)とすると, アンカー1本あたりの設計アンカー力は以下のように算出できる.

$$T_d = T'_d \cdot q \quad (3.17)$$

#### 3.5.4 レベル2地震動に対する耐震性照査

レベル2地震動については, 有効応力法に基づく2次元地震応答解析を実施して岸壁変形量やアンカー張力などの照査を行うことが標準とされている<sup>8)</sup>. この照査方法は, アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有している. しかし, アンカーを適用した岸壁の解析事例は少なく, アンカーを圧縮側は抵抗しないばね要素でモデル化した鋼矢板岸壁の解析事例<sup>9)</sup>があるものの, アンカーのモデル化方法を含めた解析方法は一般化されていない.

アンカーで補強した重力式岸壁の地震応答解析については, 7章で詳しく述べる.

### 3.6 グラウンドアンカー工法の現行耐震設計法に対する課題

#### (a) 震度法におけるアンカー張力の評価

前述のレベル1地震動に対する耐震設計法は、図-3.9に示すような、地震時に堤体に作用する外力から、堤体の滑動、転倒および支持力に対する作用 $F$ および耐力 $R$ をそれぞれ評価し、耐力作用比が全て1以上になるようなアンカー張力を計算するものである。このアンカー張力を満足するようにアンカーを選定することとなる。この静的な力のつり合いに基づく設計法は震度法と呼ばれている。一方、アンカーで補強された斜面の振動台実験によると、地震時にアンカー張力が過大になることが指摘されている。ケーソンと斜面では構造形式が異なるが、この結果は、前述の静的な力のつり合いに基づく震度法ではアンカー張力を過小評価するおそれがあることを示唆するものである。

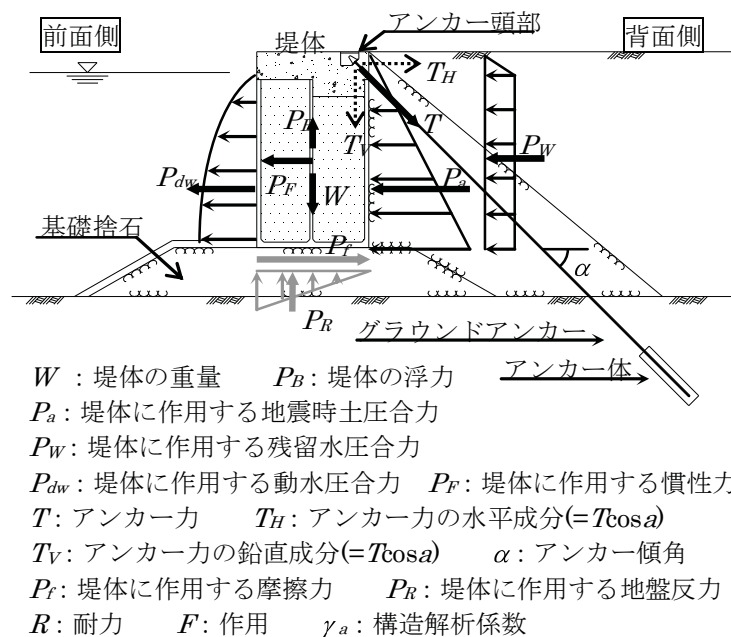


図-3.9 アンカーで補強された重力式岸壁の作用外力の模式図(再掲)

#### (b) 地震応答解析におけるアンカーのモデル化方法

レベル2地震動については、有効応力法に基づく2次元地震応答解析を実施して岸壁変形量やアンカー張力などの照査を行うことが標準とされている<sup>8)</sup>。この照査方法は、アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有している。アンカーのモデル化方法は、図-3.10に示すようにアンカーを圧縮側は抵抗しない線形ばねでモデル化することが多い。しかし、PC鋼材の応力ひずみ関係<sup>10)</sup>は、図-3.11に示すように1本

### 第3章 グラウンドアンカー工法を適用した岸壁の現行耐震設計法

の線形関係とはならず載荷時と除荷時でアンカーの剛性が異なることが示されており，現行照査法は必ずしも実際の挙動を再現しているとはいえない。

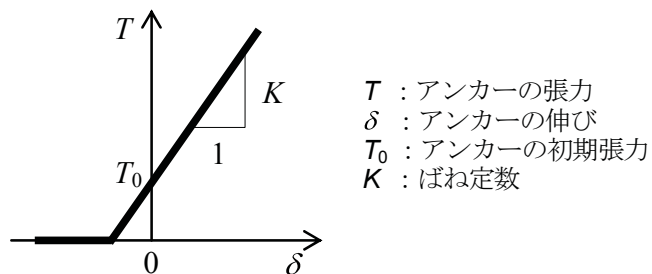


図-3.10 アンカーのモデル化

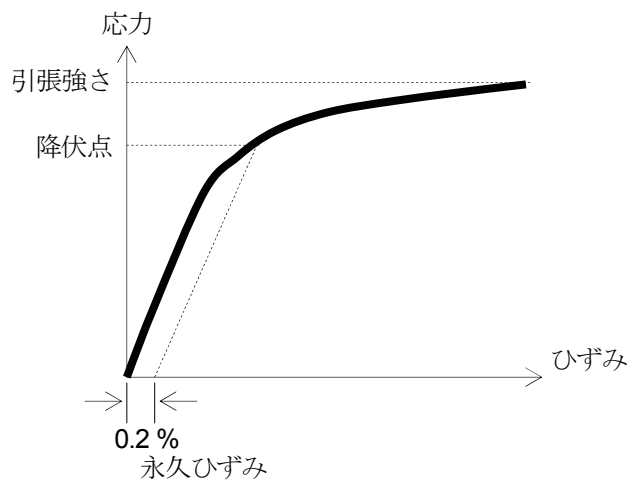


図-3.11 PC 鋼材の応力-ひずみ関係(文献 10)に加筆修正)



### 3.7 まとめ

本章では、岸壁の耐震設計法やグラウンドアンカーの基準の変遷を紹介した。また、グラウンドアンカーを矢板式岸壁および重力式岸壁に適用した場合について、実務で一般的に用いられている現行耐震性設計法を紹介し、その特徴を述べている。さらに、レベル1地震動に対する照査に用いられる震度法や、変形照査に用いられる地震応答解析について、課題を示している。

- (1) 岸壁の耐震設計法は、当初、静的な力のつり合いに基づく震度法が用いられていた。  
1995年の兵庫県南部地震では、都市部だけでなく岸壁などの港湾施設も大きな被害を受けた。これ機に、耐震に関する研究が急ピッチで進められ、1999年に改訂された港湾設計基準に反映されている。この基準には、レベル1、レベル2地震動といった2段階設計法が導入されるとともに、2007年には従来の仕様規定型設計法に代わって性能規定型設計法が本格的に導入されている。
- (2) グラウンドアンカーは、アンカー自体の品質・機能の向上、施工機械の開発による用途・適用範囲の拡大、防食技術の向上による信頼性向上と適用範囲の拡大、基準の改善による信頼性の向上などが図られ、2000年に改訂された現行の地盤工学会基準「地盤工学会基準グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に反映されている。
- (3) アンカーで補強された岸壁の耐震設計は、通常、アンカーの設計については、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」、岸壁の設計については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づいている。
- (4) アンカーの設置位置・間隔・傾角などのアンカーの配置は、力学的有利性だけから決定されるものではなく安定性、施工性、経済性など種々の条件を考慮して決定する必要がある。また、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮する必要がある。
- (5) レベル1地震動については、一般に、震度法により岸壁の安定性が満足されるアンカー力を求め、このアンカー力に基づき、テンドンの規格を決定する。レベル2地震動については、有効応力法に基づく2次元地震応答解析を実施して岸壁変形量やアンカー張力などの照査を行うことが標準とされている。
- (6) 過去の研究では、地震時にアンカー張力が過大になることが指摘されており、静的な力のつり合いに基づく震度法ではアンカー張力を過小評価するおそれがある。
- (7) レベル2地震動については、有効応力解析による変形照査が標準とされており、アンカーを圧縮側は抵抗しない線形ばねでモデル化することが多い。しかし、PC鋼材の応力ひずみ関係は1本の線形関係とはならず載荷時と除荷時でアンカーの剛性が異なることが示されており、現行照査法は必ずしも実際の挙動を再現しているとはいえない。

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2) S. Littlejohn:Ground Anchorages and Anchored Structures in Service, *Proceedings of international conference in London*, 2007.
- 3) 土質工学会編：アースアンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一，pp.1-3，1976.
- 4) 社団法人地盤工学会：地盤工学会基準グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説(JGS4101-2000)，2000.
- 5) 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.
- 6) 井合進：我が国の港湾の耐震設計の変遷，CDIT，No.26，pp.10-11，2008.
- 7) 山田浩：グラウンドアンカー工法の技術の変遷，基礎工，Vol.38，No.9，2010.
- 8) 竹家宏治，鶴見利明：岸壁・護岸補強アンカー工法，基礎工，Vol.38，No.9，pp.50-53，2010.
- 9) 神立佳宏，清宮理：グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果，土木学会地震工学論文集，第29巻，pp.1313-1318，2007.
- 10) 小林和夫，井上晋：プレストレストコンクリート工学，国民科学社，p.31，2006.
- 11) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー工法の調査・設計から施工まで，1997.

## 第4章

# グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

### 4.1 概説

本章では、控え矢板式岸壁を対象として、水中振動台によるアンカーの耐震補強効果に着目した 1G 場振動台実験について述べている。アンカーの耐震補強効果を明らかにするためには、アンカーで補強された岸壁の実際の地震時挙動を把握する必要がある。

矢板式岸壁の被災事例によると、1993 年釧路沖地震での釧路港岸壁<sup>1)</sup>や 2000 年鳥取県西部地震での境漁港岸壁<sup>2)</sup>において、背後地盤の液状化にともなう大規模変位による被害が報告されている。これは、液状化により控え工が支持力を喪失することで、岸壁の抑止力が失われたことが原因と考えられている<sup>3)</sup>。近年に整備された岸壁では、SCP 工法<sup>4)</sup>や溶液型薬液注入工法<sup>5)</sup>などの地盤改良などによって液状化対策が講じられているが、古くから存在する岸壁では必ずしも液状化対策が行われていない。アンカーの支持地盤は基本的に液状化しない堅固な地盤であることから、背後地盤が液状化する岸壁の耐震補強としてアンカーの適用が期待される。したがって、背後地盤が液状化しない場合だけでなく、液状化が想定される矢板式岸壁についても、アンカーによる耐震補強効果を明らかにすることは重要である。

そこで、本章では、アンカーで耐震補強された矢板式岸壁の実際の地震時挙動を把握することを目的として振動台実験を実施した。岸壁背後の埋土を、密詰地盤とし非液状化層と想定する場合と、中密地盤とし液状化層と想定する場合の 2 種類を想定し、それぞれアンカーで補強する場合としない場合を比較することでアンカーの耐震補強効果を明らかにしている。特に、岸壁の加速度特性、地盤の過剰間隙水圧特性、岸壁の変形特性、矢板の曲げモーメントおよびグラウンドアンカーの張力特性に着目した。

## 4.2 実験内容

### 4.2.1 実験装置

実験にあたっては、五洋建設株式会社技術研究所の構造実験棟内に設置されている大型 3 次元水中振動台を使用した。本装置は、15m×15m の水槽の底に振動台テーブルを設置したものであり、3 次元 6 自由度について加振が可能である。実験装置の概要図を図-4.1 に、主な性能を表-4.1 に示す。

1G 場の水中振動台実験は、複雑な地盤・構造物の非線形挙動や構造物―地盤―水の動的相互作用を直接取り扱うことができるため、1995 年の兵庫県南部地震以来、地震による被災メカニズムの解明および震災復旧断面の検証<sup>6)</sup>、有効応力解析の検証<sup>8)</sup>などに適用されている。

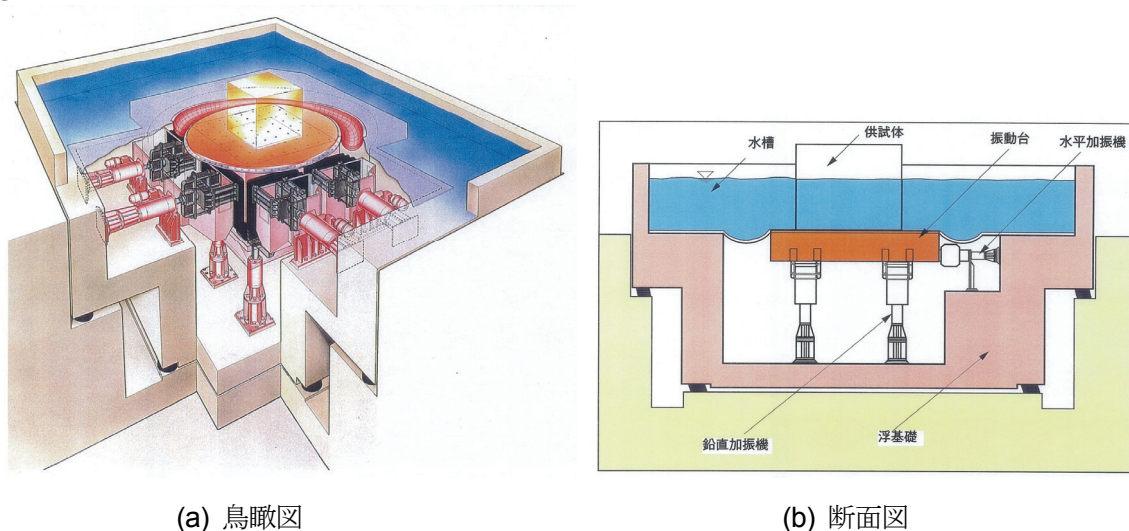


図-4.1 3次元水中振動台実験装置

表-4.1 実験装置の性能

テーブル寸法	直径 5.5 m (円形)
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 20 tf, 最大 60 tf
水槽寸法	15 m × 15 m
水深	最大 2 m
最大変位	X : $\pm 200$ mm, Y : $\pm 300$ mm, Z : $\pm 100$ mm
最大速度	X : $\pm 75$ kine, Y : $\pm 150$ kine, Z : $\pm 50$ kine
最大加速度	X : $\pm 2.0$ G, Y : $\pm 1.0$ G, Z : $\pm 1.5$ G
最大回転加振角度	$\theta_x$ : $\pm 1^\circ$ , $\theta_y$ : $\pm 1^\circ$ , $\theta_z$ : $\pm 1^\circ$
加振周波数	DC~70 Hz
メーカー	(株)日立製作所

#### 4.2.2 実験対象モデル

実験対象モデルは、港湾の旧設計基準<sup>9)</sup>に準拠して試設計された鋼矢板式岸壁とした。設計震度は0.2、計画水深は-6mである。標高+21m以下の工学的基盤上に原地盤の砂質土（N値15、内部摩擦角33度）を有し、N値10、内部摩擦角30度の埋土で構築された鋼矢板式岸壁を想定した。なお、鋼矢板式岸壁は、前面の鋼矢板と控え鋼矢板をタイワイヤにて結束する構造とした。グラウンドアンカーによる耐震補強を行うケースでは、前面鋼矢板の標高+1.9mの位置にアンカーヘッドを設置し、傾角45°でアンカーを配置することとした。実験対象モデルを図-4.2に示す。

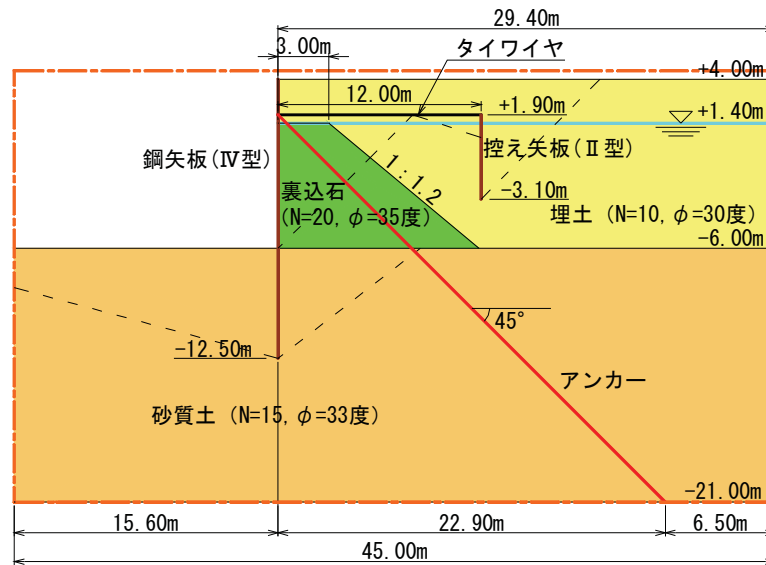


図-4.2 実験対象モデル

#### 4.2.3 実験ケース

実験フローを図-4.3に示す。実験は、予備実験と本実験の2つについて行った。

本実験は、アンカーの耐震補強効果の解明を目的に実施した、矢板式岸壁の振動台実験である。実験ケースは、背後の埋土を非液状化層としたCase-Aシリーズと、液状化地盤を想定したCase-Bシリーズである。各実験シリーズについて、グラウンドアンカーによる耐震補強の有無の違いを比較し、アンカーによる耐震補強効果を把握した。前面鋼矢板の支持地盤である砂質土と、非液状化層を想定した埋土は、液状化しない条件として相対密度80%の密詰め地盤とした。液状化層として想定した埋土の相対密度は、マイヤホフ<sup>10)</sup>が提案した関係式(4.1)から算出し、60%の中密地盤とした。

$$Dr = 21 \left( \frac{100N}{\sigma'_{v0} + 70} \right)^{0.5} \quad (4.1)$$

## 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

ここで、 $Dr$ ：相対密度(%),  $N$ ： $N$ 値,  $\sigma_{v0}'$ ：有効上載圧(kPa)

予備実験は、本実験に使用する入力地震動の選定を目的として、本実験に先行して実施した振動台実験である。矢板背後地盤を模擬的に一次元でモデル化し、剛土槽（長さ 1.1m, 幅 1.1m, 高さ 1.5m）を用いて実験を行った。地震動は、直下型および海溝型を想定して、それぞれ兵庫県南部地震(ポートアイランド地下-83m で得られた加速度記録)および南海・東南海シナリオ地震を用い、また一般的な振動特性を評価することを目的として正弦波を用いた。正弦波の加振周波数は模型の縮尺を考慮して 10Hz(実規模換算で約 1.2Hz)とし、振幅は試行的に変化させ、波数は 50 波とした。波数を 50 波としたのは、液状化に達する波数を調べるためで、地震動の継続時間に対する過剰間隙水圧上昇を評価することができる。入力地震動の選定条件は、埋土が相対密度約 60%の場合に液状化し、約 80%の場合に液状化しないこととした。なお、Case-PB3 では過剰間隙水圧がほとんど上昇しなかったことから、続けて Case-PB4 を実施した。

予備実験および本実験の実験ケースをそれぞれ表-4.2 および表-4.3 に、実験模型の平面図および断面図を図-4.4 に示す。

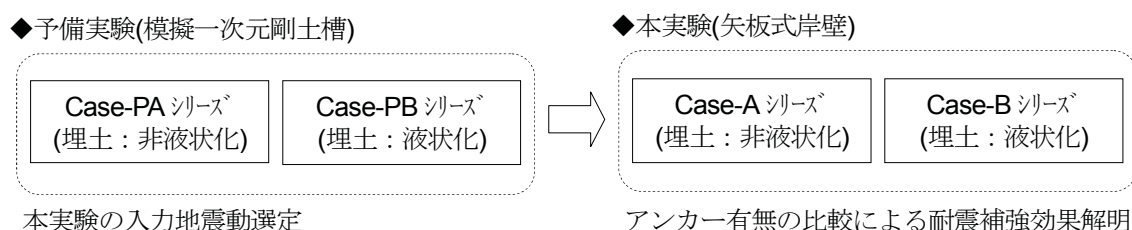


図-4.3 実験フロー

表-4.2 予備実験ケース

ケース名	実験断面	地盤条件	加振条件
Case-PA1		■埋土 非液状化 $Dr \approx 80\%$	南海・東南海シナリオ地震 最大加速度振幅の段階加振 [150 ~ 600 Gal]
Case-PB1		■埋土 液状化 $Dr \approx 60\%$	正弦波 10Hz 50 波 最大加速度振幅 110 Gal
Case-PB2			正弦波 10Hz 50 波 最大加速度振幅 200 Gal
Case-PB3			南海・東南海シナリオ地震 89 Gal
Case-PB4			兵庫県南部地震 最大加速度振幅 679 Gal



第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

表-4.3 本実験ケース

ケース名	実験断面	グラウンドアンカーによる耐震補強	地盤条件(埋土)	加振条件
Case-A1		耐震補強なし	非液状化	正弦波
Case-A2		耐震補強あり	$Dr \approx 80\%$	10 Hz 50 波 200 Gal
Case-B1		耐震補強なし	液状化	不規則波
Case-B2		耐震補強あり	$Dr \approx 60\%$	兵庫県 南部地震 679 Gal

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

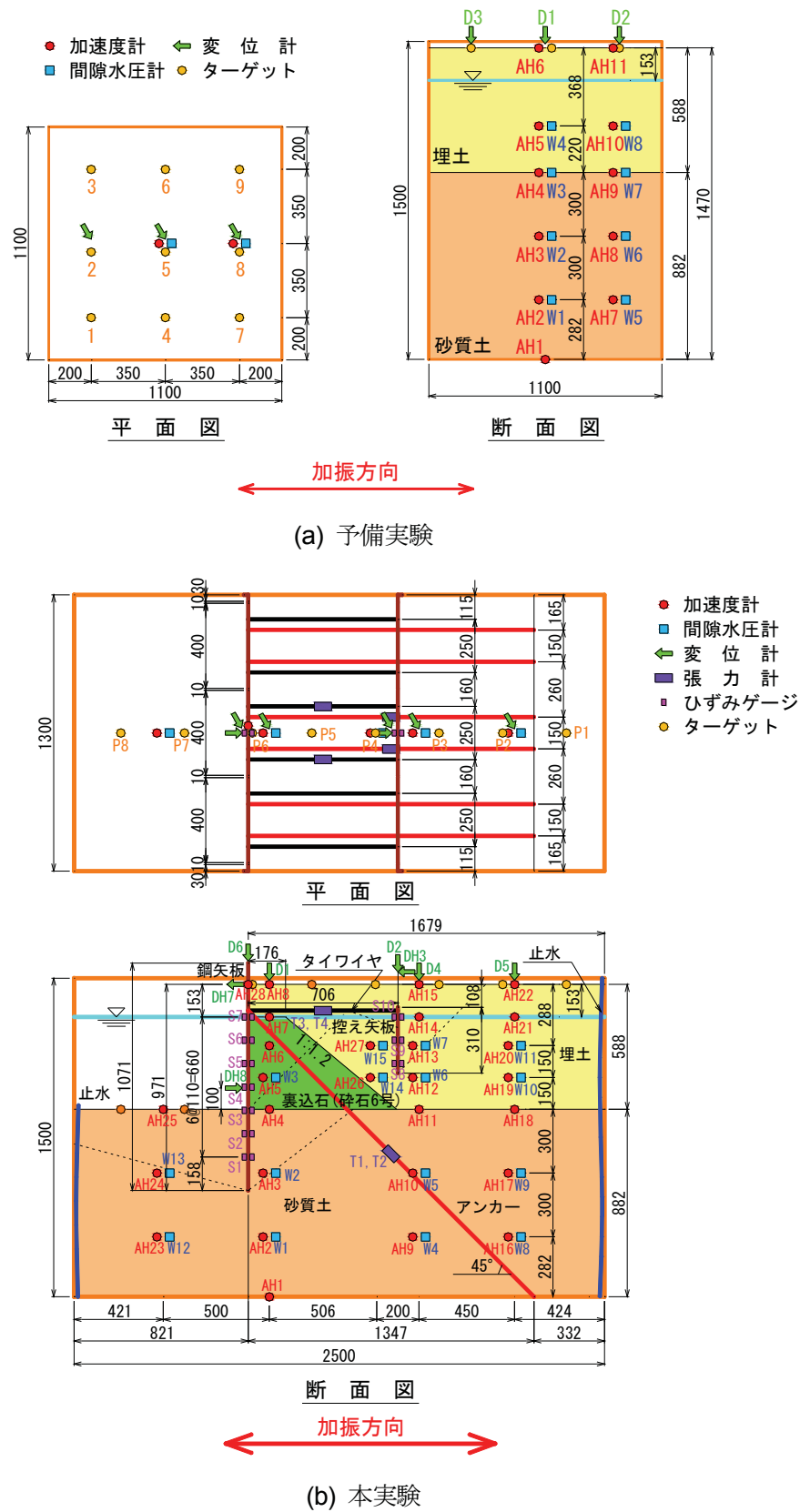


図-4.4 実験模型の平面図・断面図

#### 4.2.4 相似則

模型の縮尺比は、実験対象とするモデル化の範囲と土槽の大きさを考慮して、長さの縮尺比を $\lambda=17$ （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>11)</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き、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 $\lambda^{0.5}$ （長さの縮尺を $\lambda$ ）と仮定することで得られる相似則を採用する。相似則を表-4.4に示す。

表-4.4 相似則<sup>11)</sup>

パラメータ	実物／模型	縮 尺
長さ	$\lambda$	17
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	$\lambda$	17
間隙水圧	$\lambda$	17
変位	$\lambda^{1.5}$	70.09
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.12
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	344,366
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	1,192

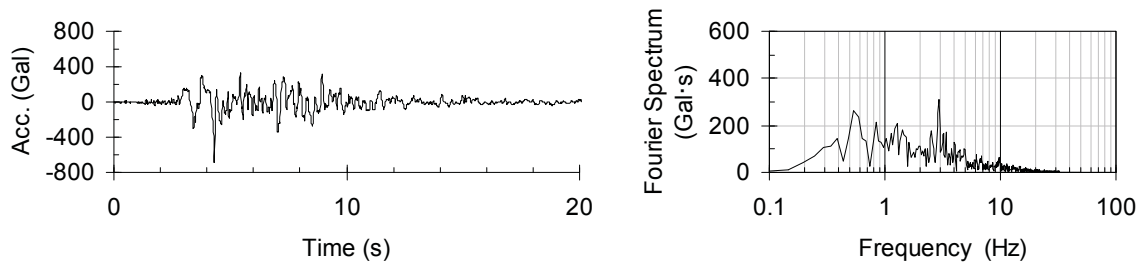
#### 4.2.5 加振波

予備実験は、本実験に使用する入力地震動を選定することを目的とし、その地震動は直下型および海溝型を想定して、それぞれ1995年兵庫県南部地震ポートアイランド地下-83mで観測された兵庫県南部地震(最大加速度679Gal)、および南海・東南海シナリオ地震(最大加速度89Gal)とし、また一般的な振動特性の評価を目的として正弦波を用いた。各地震動の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルをそれぞれ図-4.5および図-4.6に、正弦波の加速度時刻歴を図-4.7に示す。同図の実物スケールに着目すると、兵庫県南部地震は、最大加速度振幅が679Galと非常に大きく、周波数は0.54Hz(周期1.9s)付近にピークがあり比較的長周期だが、継続時間は20s程度と短い。南海・東南海シナリオ地震は、最大加速度振幅が89Galと小さいが、周波数は0.27Hz(周期3.7s)付近にピークがあり長周期成分を有しており、継続時間は300s程度と非常に長い。正弦波は、振動数が1.0Hz、実物換算で1.2Hz(周期0.8s)であり、他の地震動と比較すると周期は長くないが、継続時間は5s、実物換算で42sであり、比較的長いことがわかる。

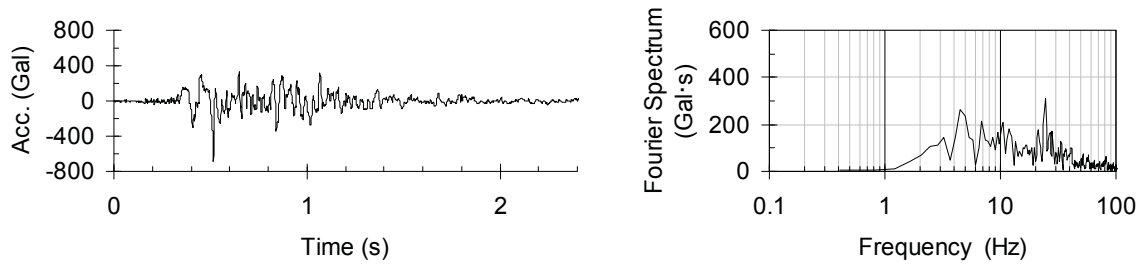
#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

本実験で選定した加振波は、埋土が非液状化層である **Case-A** シリーズでは最大加速度振幅 **200 Gal** の正弦波，埋土が液状化層である **Case-B** シリーズでは兵庫県南部地震とした。選定の詳細は後述する。

なお，実験では，相似則に従い，加振波の時間軸を **1/8.37** に圧縮している。

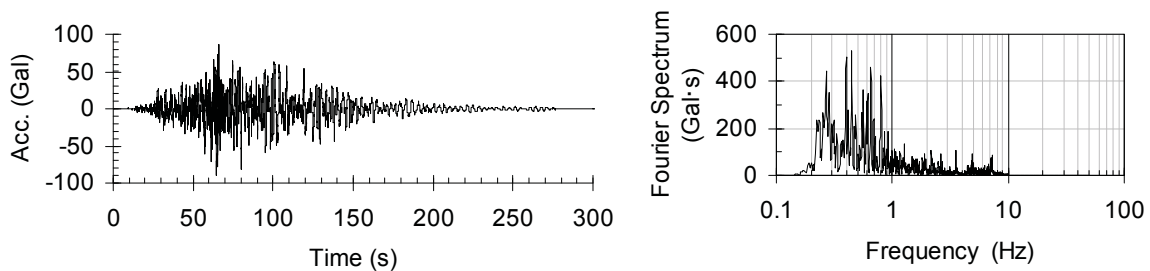


(a) 実物スケール

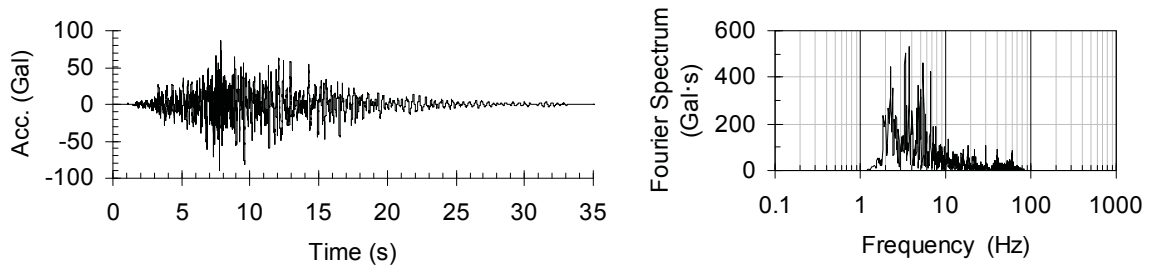


(b) 模型スケール

図-4.5 兵庫県南部地震(右：加速度時刻歴，左：加速度フーリエスペクトル)



(a) 実物スケール



(b) 模型スケール

図-4.6 南海・東南海シナリオ地震(左：加速度時刻歴，右：加速度フーリエスペクトル)

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

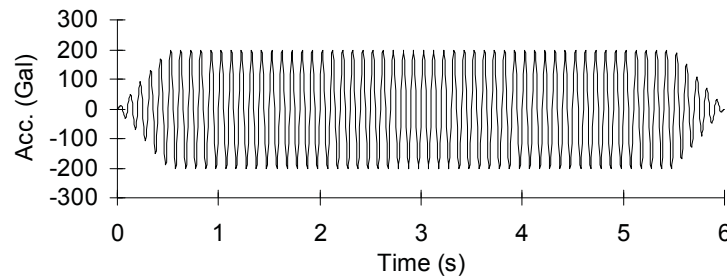


図-4.7 正弦波(模型スケール)

##### 4.2.6 計測項目

本実験における計測項目を表-4.5に示す。鋼矢板の変位(5 ch), 加速度(1 ch), ひずみ(20 ch), アンカーおよびタイワイヤの張力(各 2 ch), および地盤の変位(3 ch), 加速度(21 ch), 過剰間隙水圧(15ch)の時系列データを図-4.4に示す計測機器により計測した。なお, ひずみゲージは1箇所あたり矢板の前背面に一枚ずつ貼り付けている。なお, 各施工過程における鋼矢板, アンカーおよびタイワイヤの発生応力を把握するため, 地盤作製後, アンカーとタイワイヤの緊張後および加振前に, 鋼矢板のひずみ, アンカーとタイワイヤの張力をそれぞれ計測した。ターゲットをあらかじめ地表面に設置し, 加振前後におけるターゲットの座標を定規で計測して変位量を求め, 地表面の残留変形状を把握した。加振時の動的計測では, 計測器の信号を中継ボックスに集約し, 動ひずみアンプで増幅した後, AD 変換器によりデジタルデータに変換収録した。なお, パルス波加振のサンプリング周波数は 2048 Hz, 収録時間は 50 秒とし, 本加振のサンプリング周波数は 512 Hz, 収録時間は 60 秒とした。

表-4.5 計測項目(本実験)

計測対象	計測項目	計測機器	計測工程				
			地盤作製後	アンカータイワイヤ緊張後	加振前	加振時	加振後
前面鋼矢板	水平変位	変位計				●	
	水平応答加速度	加速度計				●	
	ひずみ (曲げモーメント)	ひずみゲージ	●	●	●	●	
控え鋼矢板	水平変位	変位計				●	
	鉛直変位	変位計				●	
	ひずみ (曲げモーメント)	ひずみゲージ	●	●	●	●	
アンカー	張力	引張型荷重計		●	●	●	
タイワイヤ	張力	引張型荷重計		●	●	●	
地盤	水平応答加速度	加速度計				●	
	過剰間隙水圧	水圧計				●	
	地表面の沈下・水平変位	地表面ターゲット			●		●

#### 4.2.7 使用材料および模型作製方法

使用材料を表-4.6に、模型作製手順を図-4.8に示す。本実験の土槽として長さ2.5 m、高さ1.5 m、奥行き1.3 mの箱型の鋼製枠を振動台上に設置した。土槽での水の反射を防ぐため、岸壁前面側は解放し、背面側には不織布を貼付したエキスパンドメタルを使用して土槽境界での水の流出入を可能にしている。

前面鋼矢板および控え鋼矢板は、実物にⅣ型とⅡ型をそれぞれ想定しているため、曲げ剛性の相似則を満足するように、模型ではそれぞれ厚さ6 mm、3 mmの鋼板を使用した。土槽との摩擦の影響を減らすため、鋼板は土槽奥行き方向にそれぞれ3枚ずつ配置し、中央の鋼板についてのみ、変位、ひずみ、加速度の計測を行った。

アンカーおよびタイワイヤは、実物にF270T(公称径55.5 mm、断面積1409.6 mm<sup>2</sup>、引張荷重2622 kN、降伏点荷重2242 kN)とF100T(公称径33.3 mm、断面積519.3 mm<sup>2</sup>、引張荷重966 kN、降伏点荷重826 kN)をそれぞれ使用することとし、1.6 m間隔で設置することを想定している。なお、アンカーの規格選定では、設計震度 $K_h=0.3$ 、かつタイワイヤは機能を失いその代わりにアンカーのみが機能すると仮定した。設計震度 $K_h=0.3$ は、兵庫県南部地震波の最大加速度679 Galに基づいている。アンカーおよびタイワイヤの模型は、軸剛性の相似則を満足させること、前面矢板1枚(幅400 mm)あたり2本ずつ配置することを条件とした場合、それぞれ直径2 mm、1 mmの鋼棒を使用する必要がある。しかし、想定されるアンカーの伸びが3 mm程度と小さいこと、直径2 mm、1 mmの規格品がないことから、直径6 mmの鋼棒を使用することとした。

アンカー設置状況を写真-4.1に示す。アンカーの設置位置は施工性を考慮して水面より上のタイワイヤと同じ位置とした。また、アンカーの設置角度はアンカーに加わる力の作用線の方向に一致させるのが合理的であり設置角度を小さくする、すなわち水平方向に近づけるのが望ましい。しかし、この場合アンカー長が長くなるなど経済性・施工性で不利になるため、実際にはある程度の角度を設けている。既往の鋼矢板式岸壁の耐震補強ではアンカー設置角度を40度に設定した事例があり、重力式岸壁では33度、34度、45度に設定した事例がある。しかし、アンカーの配置が岸壁の動的挙動に及ぼす影響について十分には明らかにされていない。そこで、まず本実験では既往の耐震補強事例を参考にアンカー設置角度を45度として岸壁の動的挙動を明らかにした。次に実験結果に基づきアンカーの配置による岸壁への影響を有効応力解析で検討することとした。有効応力解析については後の章で述べる。アンカーの下端は土槽底面に固定した。

裏込石には実際に使用されている石と概ね相似粒径となるように単粒度碎石6号(粒径5~13 mm)を使用し、気中落下法で作製した。埋土には相馬珪砂5号を使用した。相馬珪砂5号の物性を表-4.7に示す。埋土は、液状化層を想定した場合、水中落下法で作製し、相対密度約60%の中密地盤を構築した。一方、非液状化層を想定した場合は、締固めて相対密度約80%の密詰め地盤を作製した。砂質土も非液状化層を想定していることから、相馬珪砂5号を締固めた相対密度約80%の密詰め地盤とした。なお、地盤作製時、層厚100 mm毎に砂投



#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

入重量と地盤高さを計測して密度管理を行った。各ケースの地盤の相対密度の実績を表-4.8に示す。相対密度の目標値に対する実績値の最大誤差は、予備実験では埋土が1.5%，砂質土が0.2%，本実験では埋土が0.8%，砂質土が0.3%である。

タイワイヤの初期緊張は、埋土(水中)作製後に行い、導入緊張力は1本当たり約0.08 kNとした。これは、前面矢板に作用する静止土圧( $K_0=0.5$ と仮定)と、砂質土地表面まわりのモーメントがつり合うために必要な張力である。アンカーは、地震時のみ張力を期待する待ち受けタイプであるため、模型地盤作製完了後、可能な限り緊張力が発生しないように注意しながら頭部を固定した。

表-4.6 使用材料

項 目	材 料	相対密度	作製方法
前面鋼矢板	鋼板(厚さ6mm)		---
控え鋼矢板	鋼板(厚さ3mm)		---
アンカー	鋼棒( $\phi$ 6mm)		---
タイワイヤ	鋼棒( $\phi$ 6mm)		---
裏込石	単粒度砕石6号		気中落下法
埋土	液状化層	相馬珪砂5号	$Dr \div 60\%$
	非液状化層	相馬珪砂5号	$Dr \div 80\%$
砂質土	非液状化層	相馬珪砂5号	$Dr \div 80\%$
			締固め

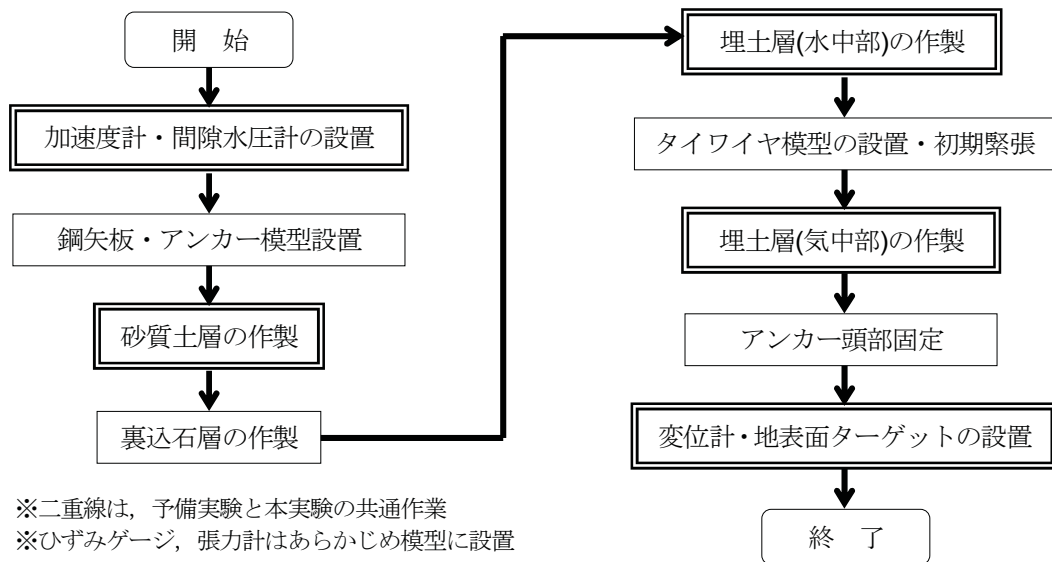


図-4.8 模型作製手順

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

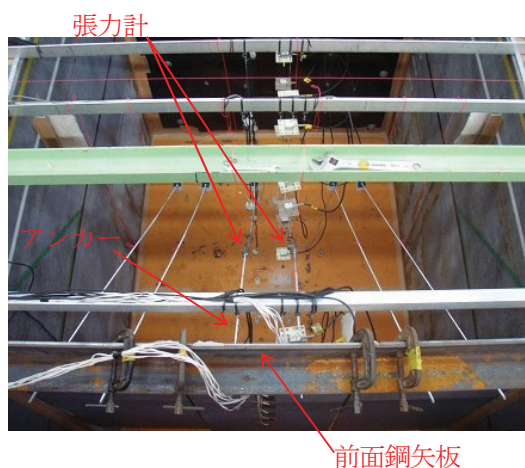


写真-4.1 アンカー設置状況

表-4.7 相馬珪砂5号の物性

土粒子密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	50%粒径 $D_{50}$ mm	均等係数 $U_c$	最大間隙比 $e_{max}$	最小間隙比 $e_{min}$
2.644	0.38	1.51	1.097	0.654

表-4.8 地盤の相対密度の実績

ケース名		相対密度 (%)	
		埋土	砂質土
予備実験	Case-PA1	79.4	80.1
	Case-PB1	59.4	80.2
	Case-PB2	60.2	80.1
	Case-PB3, 4	58.5	79.9
本実験	Case-A1	80.6	79.9
	Case-A2	80.1	80.0
	Case-B1	59.2	79.7
	Case-B2	60.7	80.0

#### 4.2.8 加振手順

加振手順は、図-4.9に示すように、初めにパルス波加振を行い、その後、加振波による本加振を行った。パルス波加振の目的は、模型地盤の初期状態におけるせん断波速度の算定である。せん断波速度の大きさから模型地盤の剛性の大小関係を確認することが可能であるとともに、この値は、有効応力解析における初期せん断弾性係数の算定にも資するものである。

本加振は、予備実験と本実験について行い、前者の目的は本実験での入力地震動の選定、後者の目的はアンカーによる耐震補強効果の解明である。

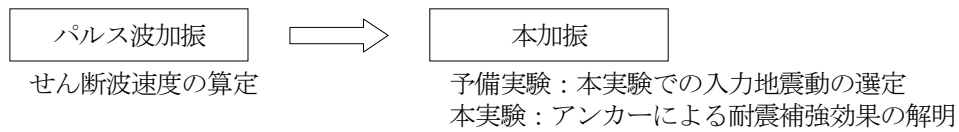


図-4.9 加振手順

## 4.3 入力地震動選定のための予備実験の結果および考察

### 4.3.1 パルス波加振結果

模型地盤のせん断波速度  $V_s$  を算出するため、各ケースの本加振前にそれぞれ3回のパルス波加振を行った。パルス波加振による水平応答加速度時刻歴を用いて、模型地盤のせん断波速度  $V_s$  を算定する。せん断波速度は、2つの加速度計の設置距離とそれぞれの加速度計で得られる加速度の最初のピーク時刻の差から算定した。せん断波速度の算定に使用した加速度計設置位置およびパルス波加振時刻歴の例を図-4.10に示す。また、算定したせん断波速度、およびせん断波速度から式(4.2)より求めた地盤全体の1次固有周期を表-4.9に示す。同表によると、相対密度に応じてせん断波速度も大きくなる傾向を示しており、地盤の密度が反映された結果が示されている。

$$T = 4 \sum_i \frac{H_i}{V_{si}} \quad (4.2)$$

ここで、 $T$ : 地盤の固有周期 (s),  $H_i$ :  $i$  層の層厚 (m),  $V_{si}$ :  $i$  層のせん断波速度 (m/s)

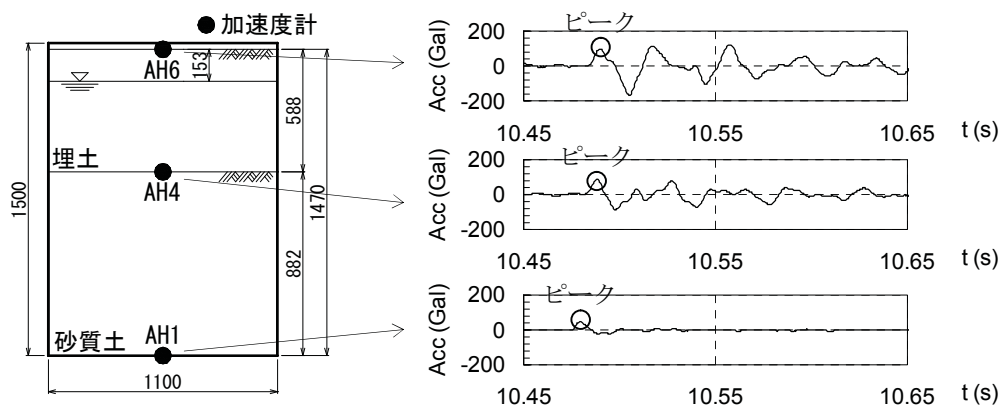


図-4.10 セン断波速度の算定に使用した加速度計設置位置およびパルス波加振時刻歴の例

表-4.9 セン断波速度および1次固有周期

(a) 各層のせん断波速度				(b) 地盤全体の1次固有周期		
土層区分	ケース名	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	平均値 $\bar{V}_s$ (m/s)	ケース名	1次固有周期 $T$ (s)	1次固有振動数 $f$ (Hz)
埋土【Dr≒80%】	Case-PA1	92.8	92.8	Case-PA1	0.059	16.8
	Case-PB1	63.6		Case-PB1	0.067	15.0
	Case-PB2	83.7		Case-PB2	0.062	16.1
	Case-PB3,4	76.2		Case-PB3,4	0.064	15.6
砂質土【Dr≒80%】	Case-PA1	103.8	108.2			
	Case-PB1	119.3				
	Case-PB2	103.8				
	Case-PB3,4	105.8				

### 4.3.2 地盤の加速度特性

Case-PB シリーズの水平応答加速度時刻歴を図-4. 11 に示す。砂質土天端の加速度(AH4)は、正弦波 110 Gal と南海・東南海シナリオ地震では、入力(AH1)と比べて加速度振幅が全時刻で増加している。正弦波 200 Gal と兵庫県南部地震では、加振初期と比べて加振中盤以降に振幅が減少している。このことから砂質土の剛性が加振中に低下したことが示唆される。

埋土天端の加速度(AH6)は、南海・東南海シナリオ地震(89 Gal)では、埋土下端(AH4)と比べて加速度振幅が全時刻で増加している。正弦波 110 Gal と正弦波 200 Gal では、それぞれ 8 波目、3 波目以降で加速度振幅が減少している。兵庫県南部地震でも、1 秒を超えてから加速度振幅が減少し、さらに波形が長周期化している。このことから、南海・東南海シナリオ地震以外では埋土の剛性が加振中に低下し、特に加速度振幅が大きい兵庫県南部地震でその傾向が著しかったと推測される。

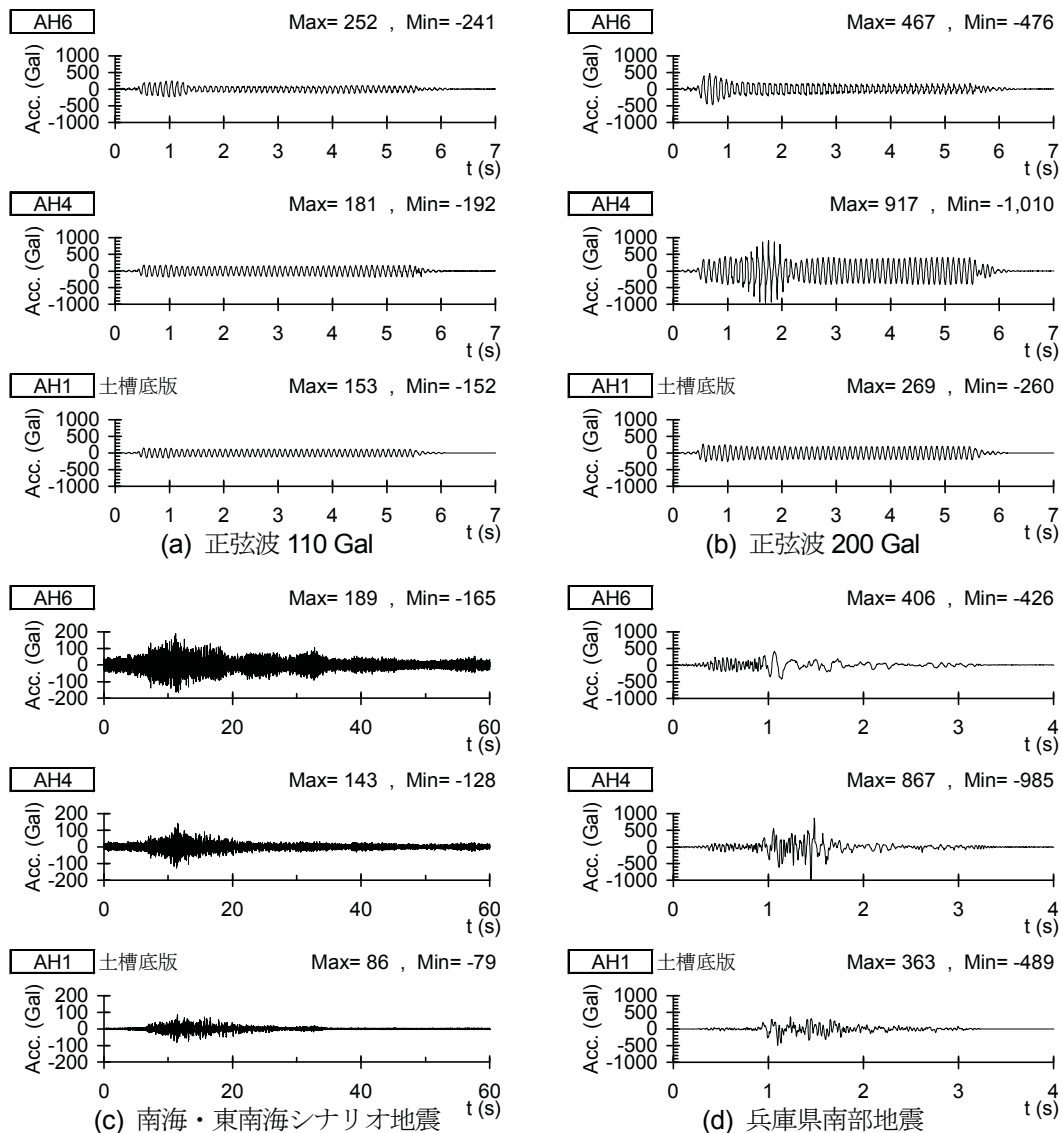


図-4. 11 水平応答加速度時刻歴(Case-PB シリーズ)

### 4.3.3 地盤の過剰間隙水圧特性

Case-PB シリーズの過剰間隙水圧時刻歴を図-4.12 に示す。南海・東南海シナリオ地震(89 Gal)では、埋土(W4)と砂質土(W2)はいずれも過剰間隙水圧がほとんど発生していない。それ以外の加振波では、埋土は過剰間隙水圧が有効上載圧に達しており液状化している。ただし、正弦波 200 Gal と兵庫県南部地震では、加振開始後すぐに液状化に達しているが、正弦波 110 Gal では、液状化するまでに数十波以上かかっている。一方、砂質土は正弦波 200 Gal の場合のみ液状化している。なお、加振後に過剰間隙水圧が残留しているのは、地盤沈下にとともに間隙水圧計も沈下して静水圧が増加したためと考えられる。

入力最大加速度と過剰間隙水圧比の関係を図-4.13 に示すが、埋土の過剰間隙水圧比が 0.9 に達するまでの波数は、正弦波 200 Gal の 2 波に対し正弦波 110 Gal では 25 波を要している。また、砂質土では、正弦波 200 Gal の場合に 21 波目で過剰間隙水圧比が 0.9 に達しているが、正弦波 110 Gal の場合は 50 波加振しても過剰間隙水圧比は 0.6 にとどまっている。

以上より、埋土が液状化し砂質土が液状化しない加振条件は、正弦波 110 Gal を 25 波以上か、あるいは兵庫県南部地震であるが、ここでは兵庫県南部地震を選択することとした。

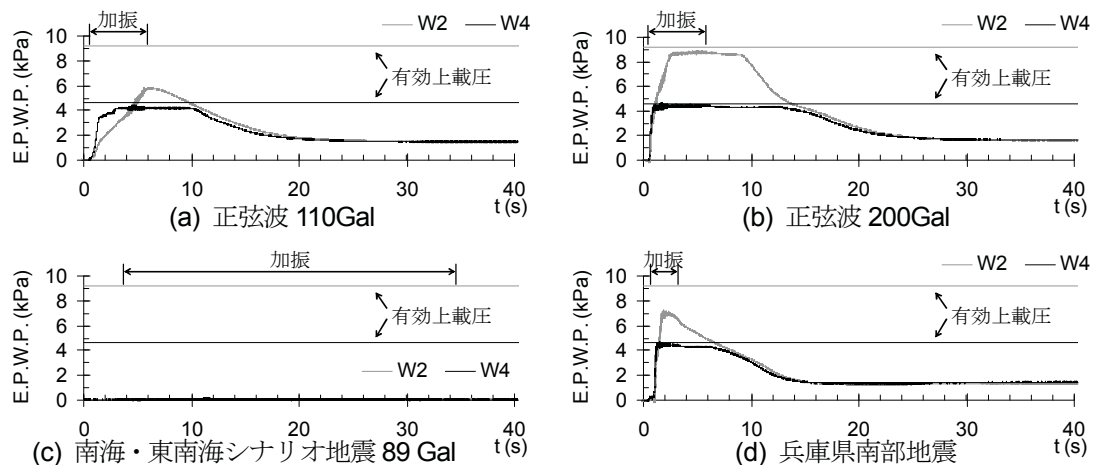


図-4.12 過剰間隙水圧時刻歴(Case-PB シリーズ)

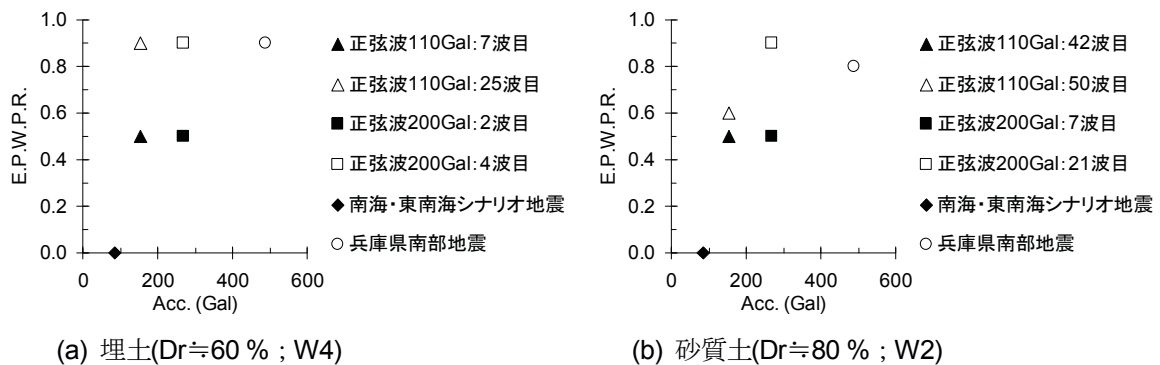


図-4.13 入力最大加速度と過剰間隙水圧比の関係(Case-PB シリーズ)



Case-PA シリーズの入力最大加速度と最大過剰間隙水圧比の関係を図-4. 14 に示す。加振条件は、南海・東南海シナリオ地震の最大加速度を徐々に上げて段階加振を行ったものである。Dr=80 %の埋土を非液状化とみなすための加振条件は、南海・東南海シナリオ地震の最大加速度を調節したものでも対応できるが、Case-PB シリーズの正弦波 200 Gal の結果(図-4. 13)に着目すると、埋土と砂質土の両方が非液状化の状態、埋土のみが液状化に至る状態、砂質土も液状化に至る状態の 3 つの状態を再現可能と推測できる。この方が地震時の様々な状態を評価できる利点があるため、ここでは正弦波 200 Gal を選定することとした。

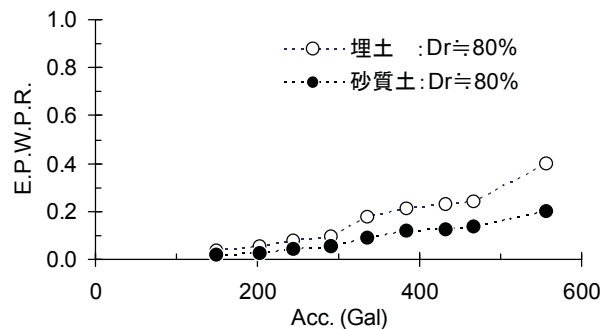


図-4. 14 入力最大加速度と最大過剰間隙水圧比の関係(Case-PA シリーズ)

#### 4.3.4 地盤の沈下特性

Case-PB シリーズの、土槽中央における地表面沈下量時刻歴を図-4. 15 に示す。同図によると、埋土が液状化した正弦波 110 Gal、正弦波 200 Gal および兵庫県南部地震では、加振開始直後に地表面が著しく沈下し、加振終了後も過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が 6~14 秒間継続している。埋土が液状化しなかった南海・東南海地震では、沈下は発生していない。

Case-PB シリーズの地表面残留沈下量を図-4. 16 に示す。正弦波のケースに着目すると、加速度振幅が 110 Gal(実測 153 Gal)から 200 Gal(実測 269 Gal)に 1.8 倍になっても、沈下量最大値はそれぞれ 14 mm および 15 mm、平均値は両者とも 11 mm であり、両者の沈下量は同等である。一方、兵庫県南部地震に着目すると、加速度振幅は最大で 679 Gal(実測 489 Gal)であり、沈下量最大値は 11 mm、平均値は 8 mm である。正弦波 200 Gal(実測 269 Gal)と比較すると、兵庫県南部地震の加速度振幅は約 1.8 倍であるが、沈下量は最大値、平均値とも 3 mm 小さく、正弦波に対する割合はそれぞれ 79 %、73 %である。以上の結果は、地表面沈下量が加速度振幅の大きさに依存しないことを示しているが、この理由として次の 2 つが挙げられる。一つ目は、正弦波の卓越周期(0.1 s)が兵庫県南部地震の卓越周期(0.22 s)よりも模型地盤の初期固有周期(0.06~0.07 s)に近かったため、加振初期における 1 波あたりの地盤のせん断ひずみが大きくなったと考えられる。二つ目は、正弦波の継続時間(5 s)が兵庫県南部地震の継続時間(約 2.4 s)よりも長く、繰返し回数が多いためと考えられる。

第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

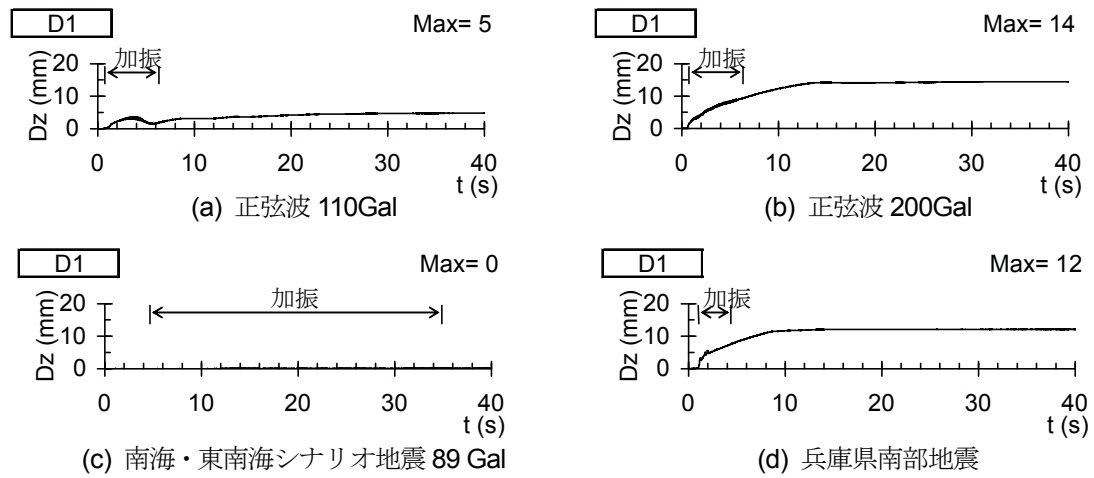


図-4.15 地表面沈下量時刻歴(Case-PB シリーズ)

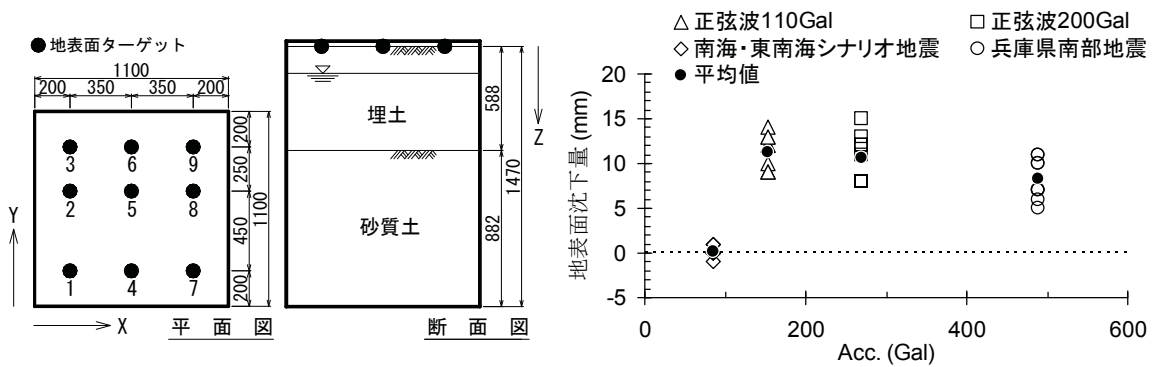


図-4.16 ターゲットによる地表面残留沈下量(Case-PB シリーズ)

## 4.4 本実験のパルス波加振結果および考察

模型地盤のせん断波速度  $V_s$  を算出するため、各ケースの本加振前にそれぞれ3回のパルス波加振を行った。せん断波速度の算定方法は、「4.3.1 パルス波加振結果」を参照されたい。なお、せん断波速度の算定に使用した加速度計設置位置を図-4.17に示す。算定したせん断波速度、およびせん断波速度から求めた背後地盤の1次固有周期を表-4.10に示す。

同表によると、埋土および砂質土は、相対密度に応じてせん断波速度も大きくなる傾向を示しており、地盤の密度が反映された結果が示されている。予備実験に対する本実験のせん断波速度と1次固有周期の最大誤差は、それぞれ6%および9%であり、両実験における模型地盤の初期剛性は同等であると判断される。



図-4.17 せん断波速度の算定に使用した加速度計設置位置

表-4.10 せん断波速度および1次固有周期(本実験)

(a) 各層のせん断波速度				(b) 背後地盤の1次固有周期		
土層区分	ケース名	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	平均値 $\bar{V}_s$ (m/s)	ケース名	1次固有周期 $T$ (s)	1次固有振動数 $f$ (Hz)
埋土【 $Dr \approx 80\%$ 】 AH11～15	Case-A1	91.9	91.9	Case-A1	0.059	16.8
	Case-A2	90.4		Case-A2	0.061	15.0
埋土【 $Dr \approx 60\%$ 】 AH11～15	Case-B1	78.8	78.7	Case-B1	0.064	16.1
	Case-B2	78.6		Case-B2	0.066	15.6
砂質土【 $Dr \approx 80\%$ 】 AH1～11	Case-A1	104.5	101.5			
	Case-A2	100.6				
	Case-B1	102.3				
	Case-B2	98.6				
裏込石 AH4～7	Case-A1	297.0	297.0			
	Case-A2	297.0				
	Case-B1	297.0				
	Case-B2	297.0				

## 4.5 埋土を密詰地盤とした場合の本実験結果および考察

本節では，埋土を密詰地盤とし非液状化層と想定した場合の実験結果について述べる．

### 4.5.1 岸壁の加速度特性

アンカーの有無の違いによる応答加速度の差異を比較するため，同一箇所で計測した加速度の最大値を比較したものを図-4.18に示す．同図によると，矢板上部(AH28)および矢板背後地盤表層(AH7,8,14,15,22)で，アンカーなしの場合の加速度がアンカーありの場合より大きいことがわかる．

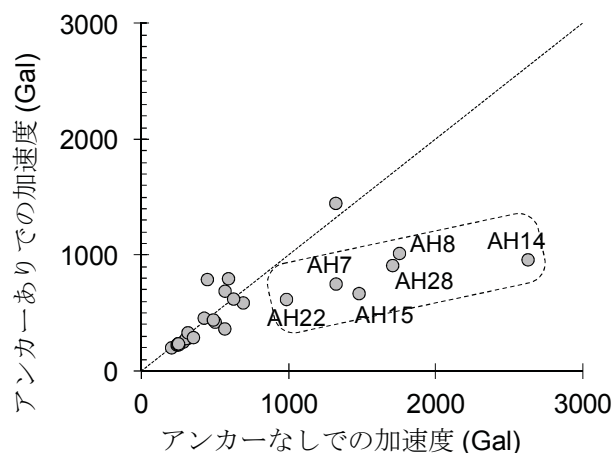


図-4.18 加速度の最大値の比較(Case-A シリーズ)

埋土( $Dr \approx 80\%$ )を非液状化層と想定した Case-A シリーズの水平応答加速度時刻歴を図-4.19に示す．土槽底版から入力された加速度(AH1)は，前面矢板背後の地表面(AH8)で増幅しており，矢板には慣性力による土圧が作用したと判断される．特にアンカーなし(Case-A1)での地表面加速度(AH8)は，前面側の振幅が時間の経過とともに線形的に増加し，最大加速度は約 1800 Gal に達している．一方，アンカーあり(Case-A2)では 1 秒付近で加速度振幅の増加が頭打ちになっており，最大加速度は約 1000 Gal にとどまっている．後述するように，アンカー張力が 1 秒付近でピークに達していることから，アンカーによって地盤の加速度が抑制された可能性がある．

矢板前面側の砂質土地表面(AH25)の加速度時刻歴によると，1 秒付近で加速度振幅が著しく減少している．アンカーあり(Case-A2)の埋土地表面(AH22)も同様の傾向を示している．矢板背面側の砂質土地表面(AH4, 18)では，加速度振幅の著しい減少は認められない．これらの結果と後述の過剰間隙水圧の結果から，矢板前面側の砂質土およびアンカーありの場合の埋土は，有効拘束圧の減少にともない剛性が低下したと判断される．矢板背面側の砂質土では剛性の著しい低下は生じなかったと判断される．

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

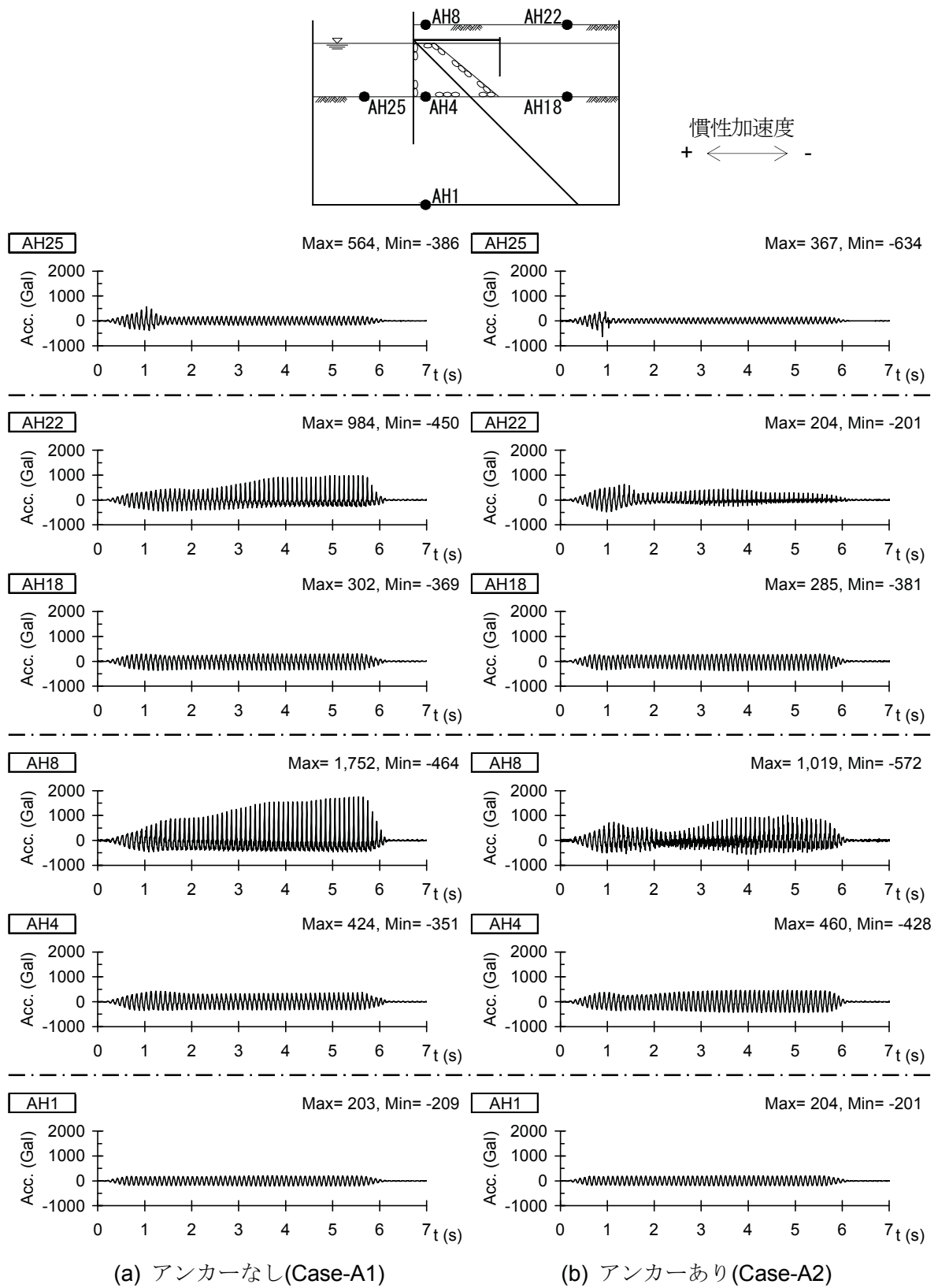


図-4.19 加速度時刻歴(Case-A シリーズ)

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

矢板と地盤の挙動の違いを比較するため、前面矢板上部(AH28)とその直背後地表面(AH8)の加速度履歴を図-4. 20 に示す。同図によると、アンカーの有無によらず、加速度履歴はわずかにループを描いているものの、全体的には線形関係を示しており、その傾きは概ね1に近いことがわかる。このことから、矢板と地盤は概ね一体的に挙動していたと考えられる。

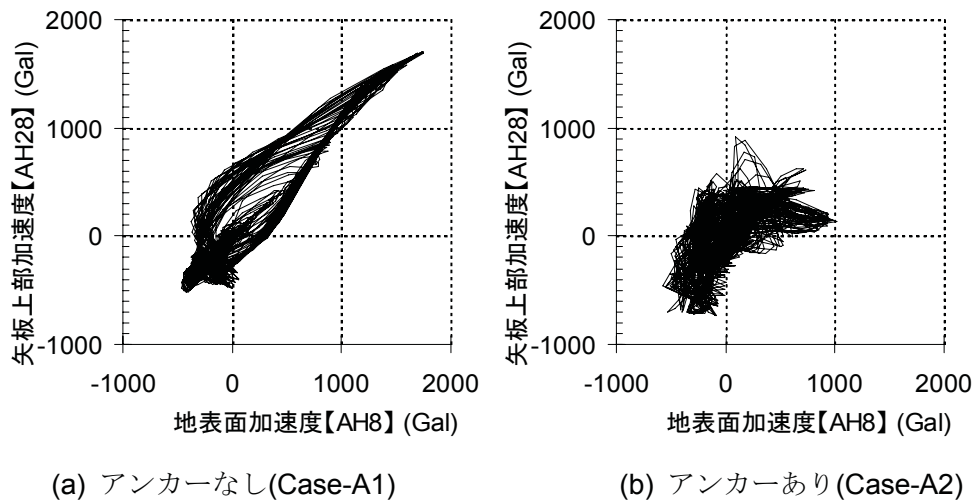


図-4. 20 前面矢板上部とその直背後地表面の加速度履歴(Case-A シリーズ)

前面側への最大加速度分布を図-4. 21 に示す。同図によると、入力加速度(AH1)が地盤上部へ伝達されるにしたがい、加速度振幅が増加する傾向を示しており、特に前面矢板背後地盤で顕著である。アンカーなし(Case-A1)では、前面矢板直背後地盤の表層付近で加速度が過大となっている。それ以外の加速度について、アンカーの有無の違いは認められない。

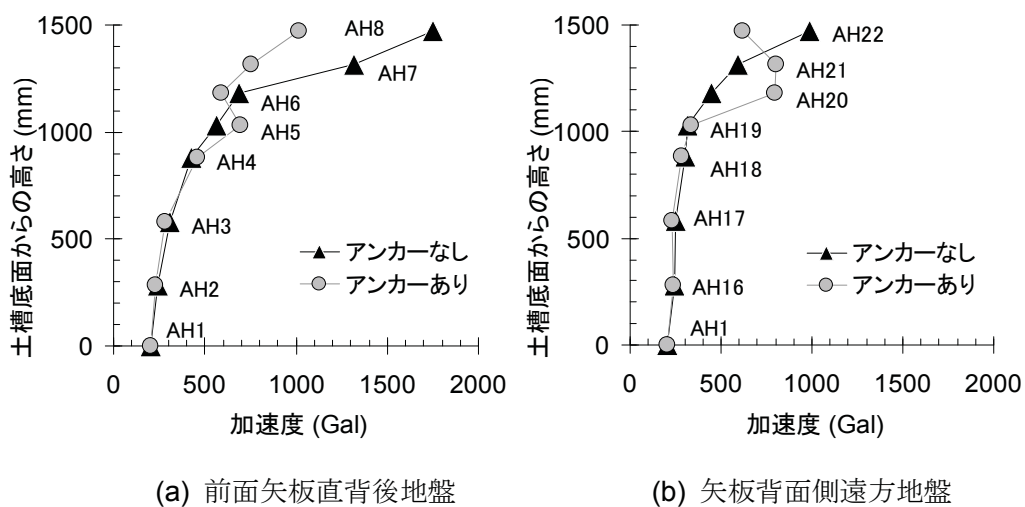


図-4. 21 前面への最大加速度分布(Case-A シリーズ)



加振 1 波ごとの埋土天端加速度(AH8)のピークと矢板水平変位振動成分(D8)のピークの関係を図-4. 22 に示す。ここで、矢板水平変位振動成分とは、変位時刻歴に対し、加振波の固有周期と同じ 0.1 秒の幅の移動平均により平滑した値を引くことで振動成分のみを抽出したものである(図-4. 27 参照)。同図によると、アンカーなし(Case-A1)では、埋土天端加速度と矢板水平変位振動成分は正の相関関係を示している。このことから、加振 1 波あたりの矢板の水平変位振幅に応じて埋土の加速度が増加すると考えられる。

アンカーあり(Case-A2)の場合も、加振 10 波目までは、アンカーなしと同様の傾向を示す。加振 11 波目以降は、矢板水平変位の振動成分が減少している。後述するように加振 10 波目でアンカー張力がピークに達していることから、アンカー張力によって矢板の変位振幅が抑制され、その結果、埋土天端加速度も減少したと考えられる。加振 25 波目以降は、再び矢板の変位振動成分の増加にともない埋土天端加速度が増加しており、両者は線形関係を示している。その傾きは、アンカーなしの場合と比べて大きくなっている。Case-A1 と A2 の違いはアンカーの有無のみであることから、アンカー張力がピークに達して以降、矢板の変位振動成分の増加がわずかであっても埋土の加速度が大きく増加する挙動に変化したと考えられる。

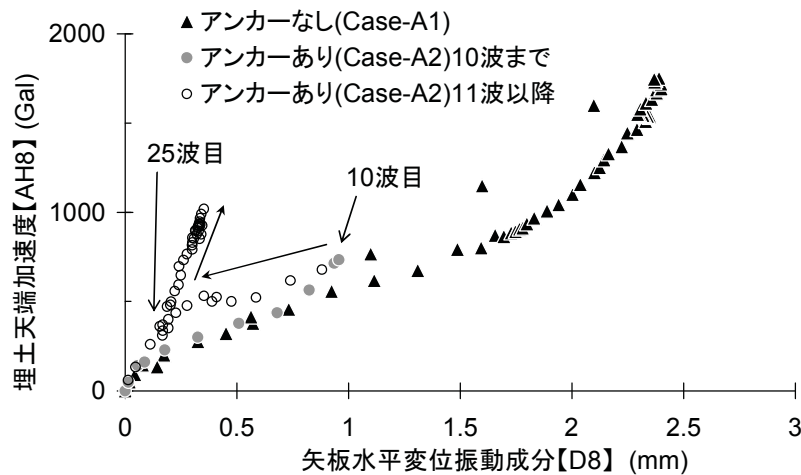


図-4. 22 埋土天端加速度と矢板水平変位振動成分の関係(Case-A シリーズ)

#### 4.5.2 地盤の過剰間隙水圧特性

過剰間隙水圧時刻歴を図-4. 23 に示す。同図によると、埋土の過剰間隙水圧(W11, W15)は、加振開始とほぼ同時に増加しはじめ、加振中に最大値に達している。最大値は、アンカーあり・なし両ケースとも有効上載圧に近い値を示しており、完全には液状化していないが、有効拘束圧の減少により埋土の剛性は低下したと判断される。このことは、先述のとおり地表

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

面加速度(AH22)が1秒過ぎで振幅が減少していることから伺える。砂質土の過剰間隙水圧比は、岸壁直下(W2)では、有効上載圧と比べてわずかに上昇しておらず地盤はほとんど軟化しなかったと判断される。上載圧が小さい岸壁前面側(W13)では水圧が有効上載圧に達しており、有効拘束圧の減少にともない砂質土のせん断剛性が著しく低下したと判断される。

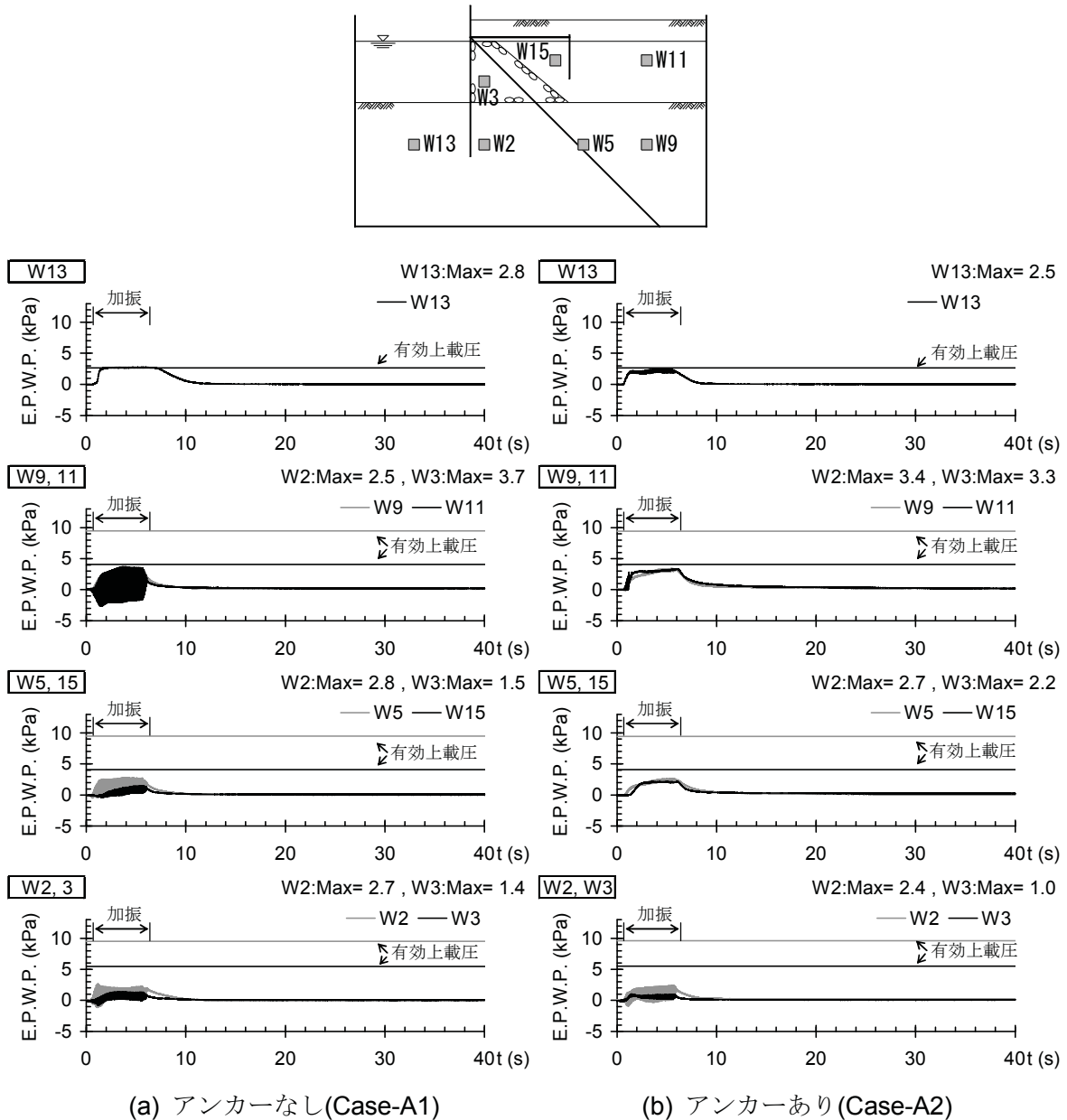


図-4.23 過剰間隙水圧時刻歴(Case-A シリーズ)

過剰間隙水圧比の最大値分布を図-4.24に示す。過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧を有効上載圧で除した値とした。さらに、動水圧成分を除外するため、1Hzのローパスフィルタにより高周波成分を除去した。

埋土(W10,11)に着目すると、アンカーあり(Case-A2)では、過剰間隙水圧比が最大で0.8に達しており、有効拘束圧の減少により剛性が著しく低下したと考えられる。アンカーなし(Case-A1)では、過剰間隙水圧比が0.4以下であり、地盤の剛性はほとんど低下しなかったと判断される。

砂質土の過剰間隙水圧比に着目すると、矢板前面側の土層(W13)では過剰間隙水圧比の最大値が0.8~1であり、地盤の剛性が著しく低下したと判断される。下層(W12)での最大値は0.5~0.8であり、地盤の剛性は低下したものの上層ほど顕著ではなかったと推測される。矢板背面遠方(W8,9)では過剰間隙水圧比が0.4以下であり、地盤の剛性はほとんど低下しなかったと判断される。

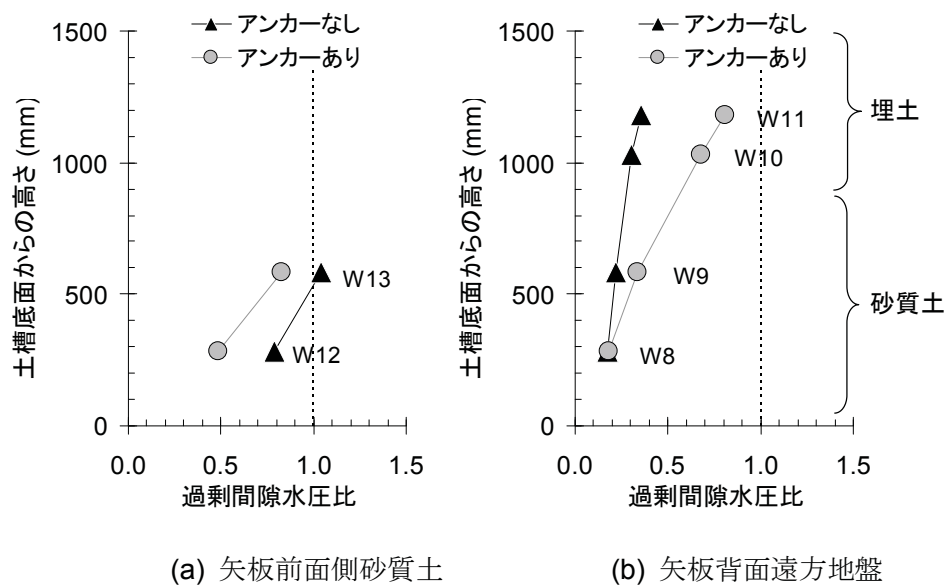


図-4.24 過剰間隙水圧比の最大値分布(Case-A シリーズ)

※1Hz ローパスフィルタ処理

#### 4.5.3 岸壁の変形特性

前面矢板および地表面の残留変形形状を図-4.25に示す。前面矢板の変位は変位計D7, D8による残留値とし、地表面形状は事前に設置したターゲットの変位量から求めた。

同図によると、矢板は全体的に前面側へ変位しているが、上部(D7)より下部(D8)で大きな変位が生じている。アンカーあり(Case-A2)ではアンカーなし(Case-A1)と比較し、矢板の残

留水平変位が小さくなっており、特に下部(D8)で変位減少量が大きい。矢板上部より下部で変位が大きくなった理由は、矢板がタイヤ・アンカーおよび砂質土で変位が抑制され、矢板が中央付近ではらんだためと推察される。また、矢板前面側の砂質土が隆起していることから、先述したように矢板前面側の砂質土の剛性が低下したため、矢板根入れ付近で変位が生じたことも一因になっていると推察される。このことは、アンカーで補強した場合でも矢板変位を抑制するためには矢板根入れ地盤の剛性・強度を確保しておくことが重要であることを示唆している。

矢板背後地盤は、前面側に水平変位しながら沈下する変形形状を示している。これは、矢板の水平変位が大きい **Case-A1** のほうが矢板の直背後地盤の沈下が大きいことから、矢板の水平変位による背後地盤の主働崩壊が一つの原因と考えられる。矢板背後の遠方地盤における沈下は、揺すり込み沈下や、過剰間隙水圧の消散による埋土の体積収縮によるものと考えられる。

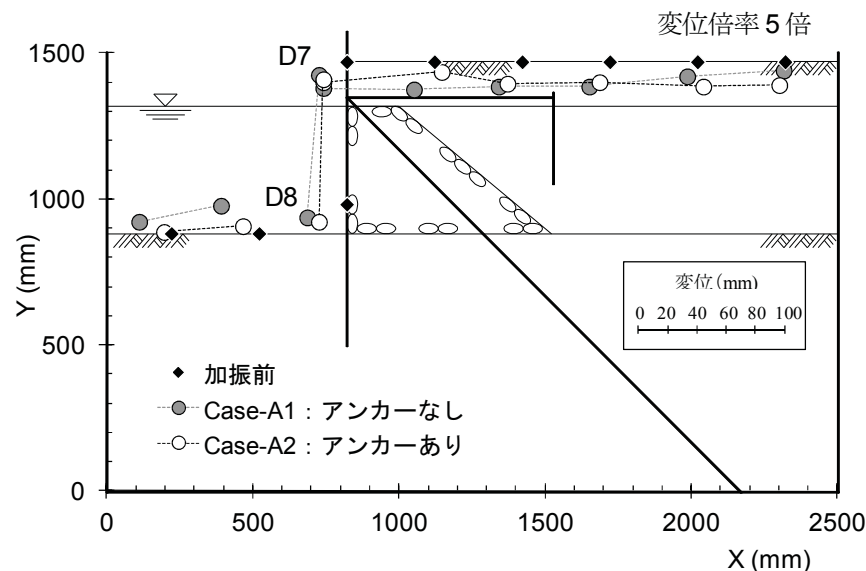


図-4.25 岸壁の変形形状(Case-A シリーズ)

図-4.26 に、矢板および地表面の変位時刻歴を示す。前面矢板は時間に比例して直線的に前面側へ変位する傾向を示しており、アンカーあり (**Case-A2**) ではアンカーなし (**Case-A1**) と比較して、水平変位の増加スピードおよび残留変位が上部(D7)で約 2 割、下部(D8)で約 3 割小さくなっている。このことは、矢板式岸壁の耐震補強としてアンカーが有効であることを示している。前面矢板上部の水平変位(D7)は、埋土、砂質土の水圧の上昇とともに増加していることから、埋土の過剰間隙水圧の上昇にともなう水平土圧の増加や、砂質土の過剰間隙水圧の上昇による剛性低下が前面矢板の変位に影響したと推察される。

控え矢板(D3)は前面矢板と同程度変位しており、これは地盤の過剰間隙水圧の上昇に

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

よるせん断剛性・強度の低下で矢板前面側地盤からの抵抗力が減少したことに起因すると推測される。このため、アンカーありのケースにおいても、前面矢板の水平変位が加振中に継続したと考えられる。

前面矢板の沈下量(D6)は、アンカーありのケースの方がアンカーなしのケースより約8割大きい。これは、アンカー張力の鉛直下向き成分が矢板に作用したためと考えられる。前面矢板の沈下により、アンカーの上端と下端の固定点間の距離が短くなるため、アンカーが緩んだ可能性がある。

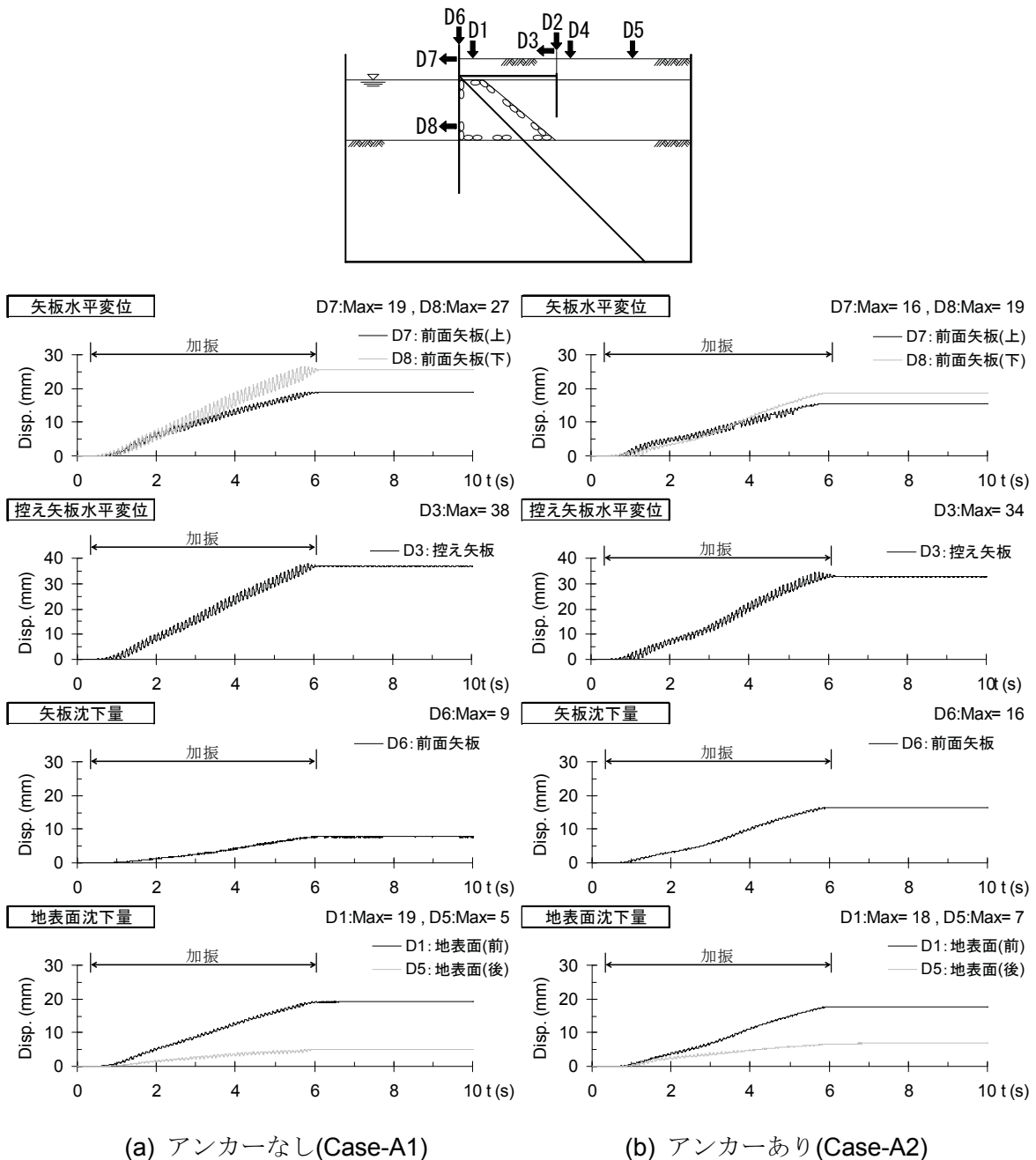


図-4.26 変位時刻歴(Case-A シリーズ)

前面矢板(D8)の水平変位振動成分の時刻歴を図-4. 27 に示す。ここで、矢板水平変位振動成分とは、変位時刻歴に対し、加振波の固有周期と同じ 0.1 秒の幅の移動平均により平滑した値を引くことで振動成分のみを抽出したものである。同図によると、アンカーなしの場合、矢板の水平変位振動は、加振が進むにつれて増加する傾向を示している。これに対し、アンカーありの場合は 1 秒過ぎから著しく減少している。後述のように、アンカー張力がピークに達するのが 1 秒付近であることから、アンカー張力によって矢板の水平変位振動が抑制されたと考えられる。このため、矢板前面側の砂質土のせん断変形が抑制されることで過剰間隙水圧の上昇が抑えられ、矢板の支持層である砂質土の剛性がそれほど低下せずに矢板下部の水平変位が抑制されたと考えられる。

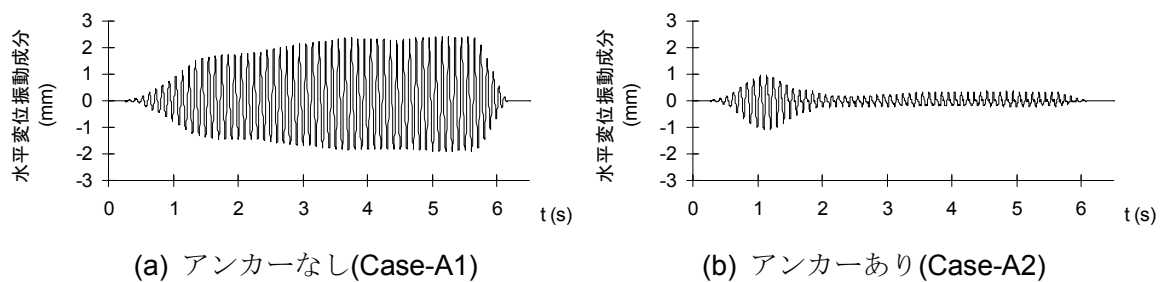


図-4. 27 前面矢板(D8)の水平変位振動成分の時刻歴(Case-A シリーズ)

#### 4.5.4 矢板の曲げモーメント

前面矢板(S4)の曲げモーメント時刻歴を図-4. 28 に示す。図中の全成分は、矢板の前面側と背面側に設置したひずみゲージの計測値から求めた曲げひずみにヤング率と断面係数を乗じ、さらに矢板の奥行き幅を除いたものである。静的成分は、加振波の固有周期と同じ 0.1 秒の幅の移動平均で平滑化したものである。振動成分は、全成分と静的成分の差とした。

同図の全成分によると、前面矢板の曲げモーメント(S4)は、加振開始と同時に増加しはじめ、加振中にピークに達している。静的成分によると、曲げモーメントの発生時刻およびピークに達する時刻は、アンカーあり(Case-A2)のほうが早く、最大値も大きい。ピーク以降は、加振後も含めてほぼ一定値を示している。振動成分によると、1.5 秒付近でピークに達して以降、アンカーなし(Case-A1)では減少傾向を示すが、逆にアンカーあり(Case-A2)では漸増している。



#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

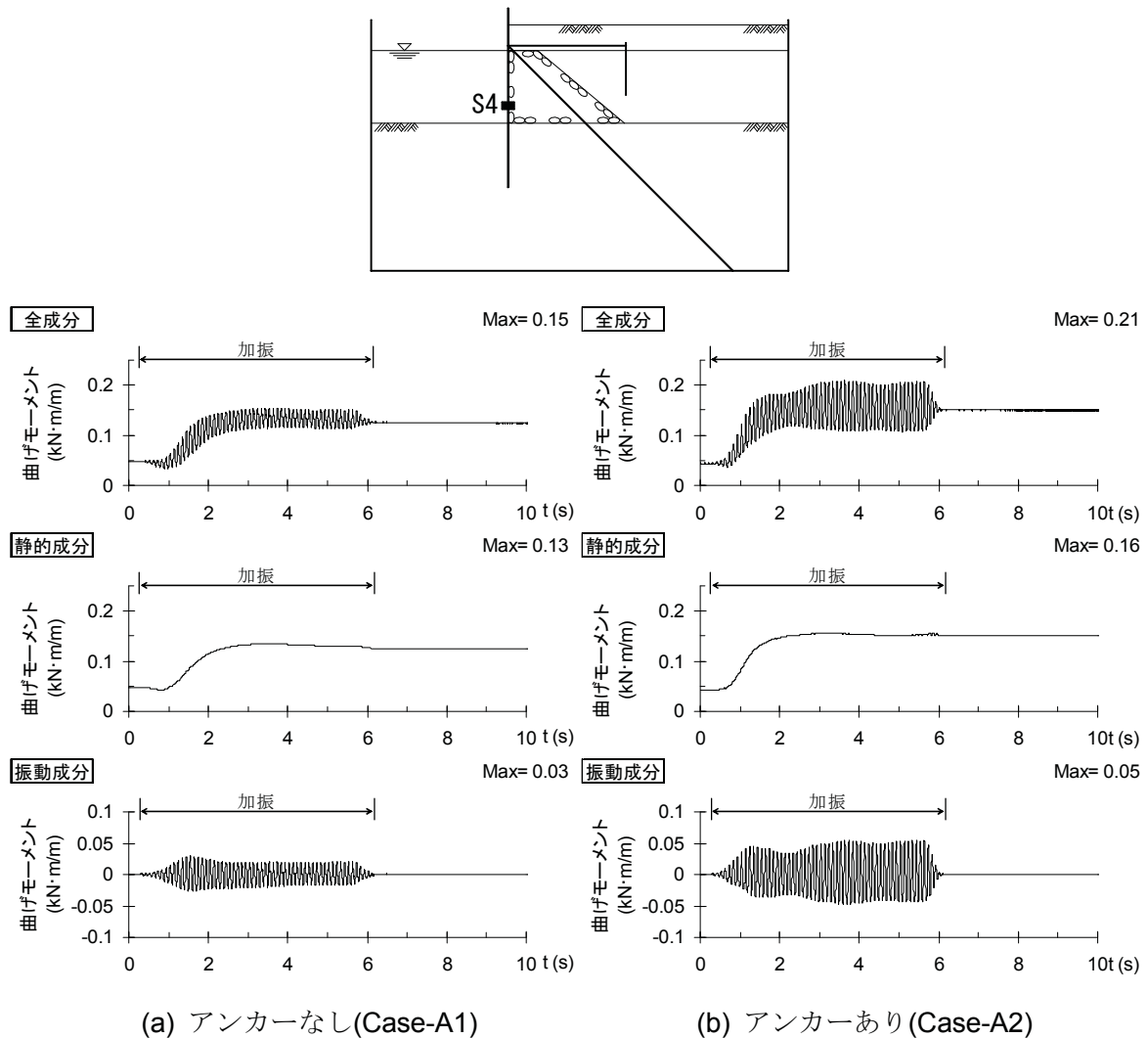


図-4.28 前面矢板(S4)の曲げモーメント時刻歴(Case-A シリーズ)

同図によると、加振 5 波目では前面矢板の曲げモーメントはタイワイヤ取付点と砂質土地表面のちょうど中間の位置(S5)で最大となっている。加振 10 波目以降は、前面矢板の曲げモーメントが最大となる箇所は、砂質土のやや上(S4 付近)の位置に下がっている。これは、矢板根入れ地盤である砂質土の剛性が低下したためと考えられる。タイワイヤ取付点および矢板下端では曲げモーメントが概ねゼロになっていることから、これらの位置ではピン支持に近い状態になっていると判断される。その結果、ピン支持間の矢板が背後地盤から土圧を受けて前面側にはらみ出し、タイワイヤ取付点と矢板下端のちょうど中間付近で曲げモーメントが最大になったと推察される。

アンカーの有無の違いに着目すると、加振 5 波目では曲げモーメント分布の形状・値についてアンカーの有無による違いは認められない。加振 10 波目以降では、アンカーの有無にかかわらず曲げモーメントの分布形状は同じである。しかし、アンカーあり(Case-A1)にお

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

ける最大値( $0.21 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ )は全塑性モーメント( $0.15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ )を大幅に超えており、アンカーなし(Case-A2)での最大値( $0.15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ )より約4割大きな値を示している。

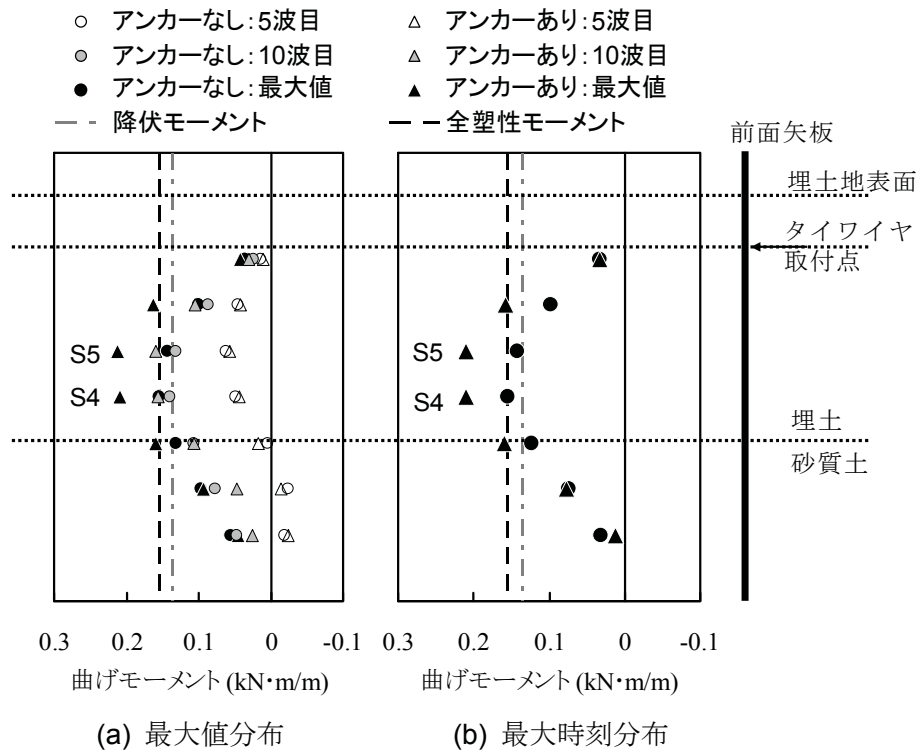


図-4.29 前面矢板の曲げモーメント分布(Case-A シリーズ)

加振1波ごとの前面矢板の曲げモーメント(S4)のピークと、アンカー張力水平成分とタイワイ張力の和のピークの関係を図-4.30に示す。同図によると、前面矢板の曲げモーメントと張力の間に概ね正の相関関係が認められる。このことから、前面矢板の曲げモーメントは、アンカーやタイワイによる前面矢板の拘束力に依存することが示唆される。

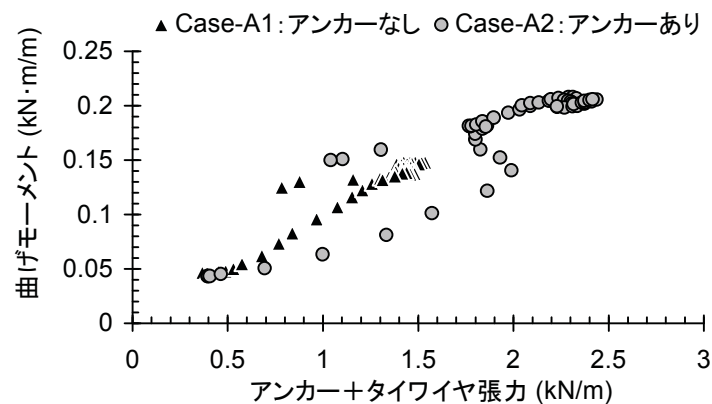


図-4.30 加振1波ごとの前面矢板(S4)の曲げモーメントと、アンカー張力水平成分とタイワイ張力の和の関係(Case-A シリーズ)

#### 4.5.5 矢板に作用する土圧および動水圧

前面矢板に作用する外力として，土圧と動水圧の和を次の手順で算出した．図-4. 31 に示すように，まず前面矢板のひずみゲージから曲げモーメントを求め，各ひずみゲージ間の曲げモーメントを線形近似し，その傾きからせん断力分布を求めた．次に各せん断力をそれぞれ線形近似し，その傾きから土圧と動水圧の和を算出した．

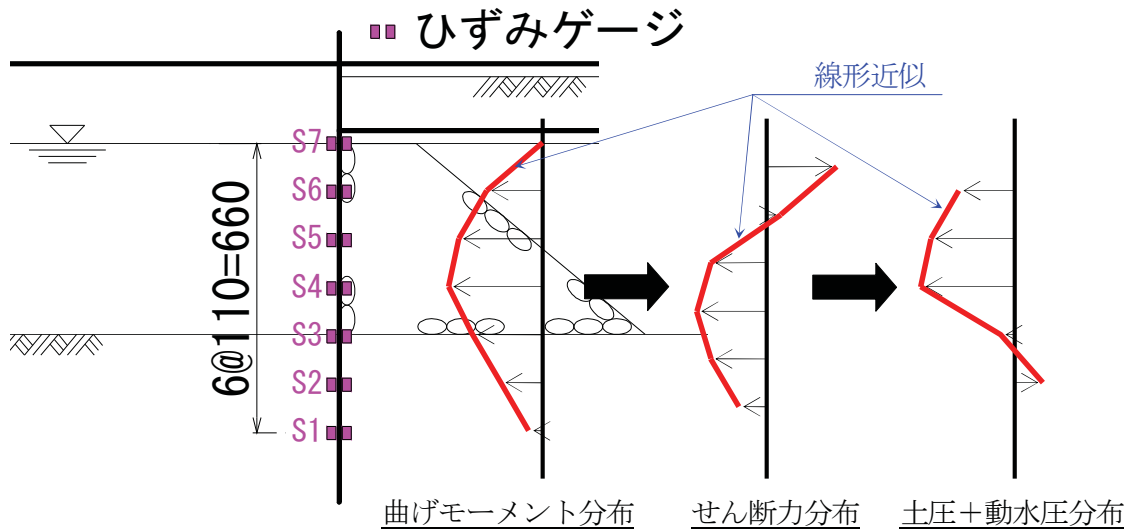


図-4.31 土圧と動水圧の和の計算手順

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の時刻歴を図-4. 32 に示す．図中の全成分は，前面矢板のひずみゲージから上記の方法で求めた土圧と動水圧の和である．土圧と動水圧の和の静的成分は，加振波の固有周期と同じ 0.1 秒の幅の移動平均で平滑化したものである．振動成分は，全成分と静的成分の差とした．

同図の全成分によると，加振中の 1.5 秒付近でピークに達している．最大値は，アンカーありの方がアンカーなしと比較して約 2 倍大きな値を示している．同図の静的成分によると，アンカーなしの最大値は約 0.4 kPa であり，これに対しアンカーありの最大値は約 1.6 kPa でありアンカーなしと比べて約 1.2 kPa 増加している．同図の振動成分によると，アンカーなしの最大値は約 1.5 kPa であり，これに対しアンカーありの最大値は約 1.9 kPa でありアンカーなしと比べて約 0.4 kPa 増加している．このことから，アンカーありの場合に土圧と動水圧の和が大きくなったのは，アンカー張力の反力として土圧が大きくなったためであり，特にアンカー張力の静的成分の増加の影響が大きかったと考えられる．

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

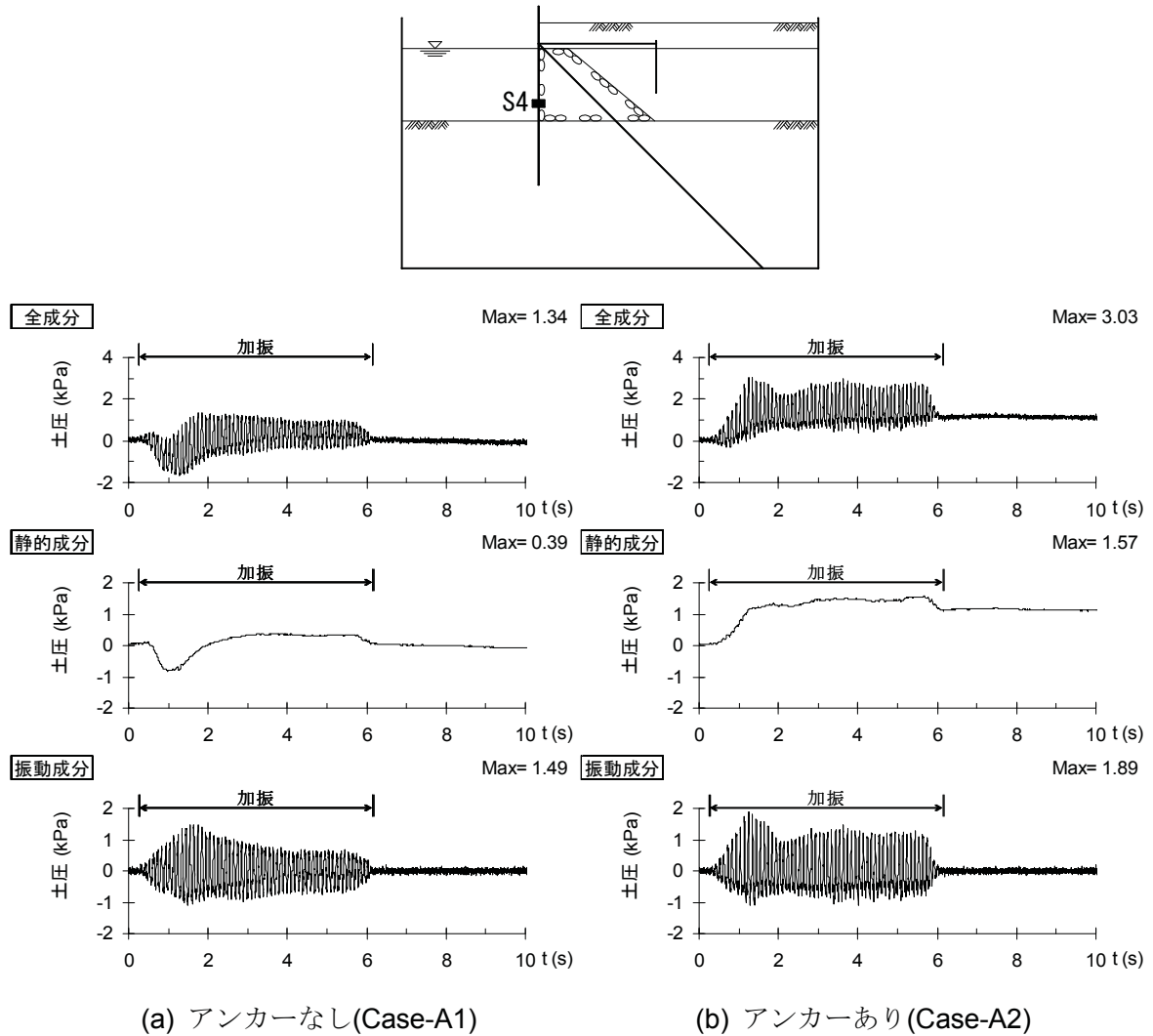


図-4.32 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の時刻歴(Case-A シリーズ)

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の実験値と計算値の比較を図-4.33に示す。計算値は、動水圧、埋土の過剰間隙水圧上昇にともなう土圧の静的成分、振動成分の和であり、下式により求めた。

$$\Delta P_c = P_{dw} + \Delta P_{as} + P_{ad} \quad (4.1)$$

$$P_{dw} = \frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (4.2)$$

$$\Delta P_{as} = (1 - K_0) \cdot \rho_w g \cdot y \left( \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}} \right) \quad (4.3)$$

$$P_{ad} = \frac{7}{8} k_h \rho_{sat} g \sqrt{Hy} \quad (4.4)$$

$$k_h = \frac{1}{3} (A_s / g)^{1/3} \quad (4.5)$$

ここで、 $\Delta P_{as}$ ：前面矢板に作用する土圧と動水圧の和 (kPa)

$P_{dw}$ ：Westergaard の提案式<sup>12)</sup>から求めた動水圧 (kPa)

$\Delta P_{as}$ ：埋土の過剰間隙水圧上昇にともなう土圧の静的成分の増分 (kPa)

$P_{ad}$ ：Westergaard の提案式<sup>12)</sup>において水の単位体積重量を埋土の飽和単位体積重量に置き換えて算出した埋土の土圧の振動成分 (kPa)

$k_h$ ：野田ら<sup>13)</sup>の提案式(4.5)により求めた震度時刻歴

$\rho_w g$ ：水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)， $\rho_w g$ ：埋土の飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：水深(m)， $y$ ：水面から圧力を求める点までの深さ (m)

$\Delta u / \sigma_{v0}'$ ：埋土の過剰間隙水圧比時刻歴 (W11)

$A_s$ ：埋土地表面の加速度時刻歴(AH22)の波形を SMAC フィルター処理した地表面加速度 (Gal)

同図によると、アンカーなしのケースでは、計算値は実験値より大きな値を示している。これは、アンカーなしのケースでは、埋土の過剰間隙水圧比の最大値が 0.4 だったことから埋土は液体的な挙動を示さず、埋土を液体と仮定して Westergaard の提案式から求めた土圧の振動成分と比べて実験値は小さくなったと考えられる。また、矢板背後の裏込石による土圧低減効果が計算値に考慮されていないことも原因の一つとして挙げられる。

アンカーありのケースでは、計算値はやや安全側の評価ではあるものの、最大値は実験と整合しているように見える。これは、矢板背後の裏込石による土圧低減効果が計算値に含まれていないことと、アンカー張力の反力として土圧が増加したことにより、結果的に計算値と実験値が整合しているようにみえたと考えられる。

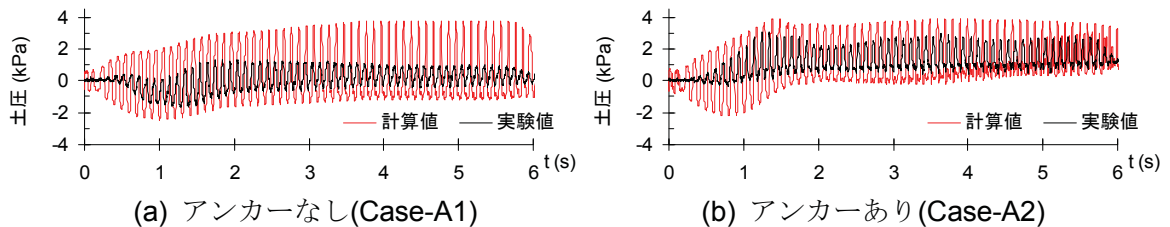


図-4.33 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の実験値と計算値の比較(Case-A シリーズ)

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和の最大値分布の比較を図-4. 34に示す。同図によると、アンカーなしの場合、深いほど土圧と動水圧の和が大きくなっている。このため、矢板下部の変位が大きくなったと考えられる。

アンカーありの場合の土圧と動水圧の和は、アンカーなしと比較して矢板下部で減少している。このため、アンカーで補強することにより、矢板下部の変位が小さくなったと考えられる。これに対し、矢板上部での土圧と動水圧の和は増加している。これは、アンカー張力の反力として土圧が大きくなったためである。このため、矢板上部の変位はアンカー張力で抑制されたものの、矢板のモーメントは増加したと考えられる。

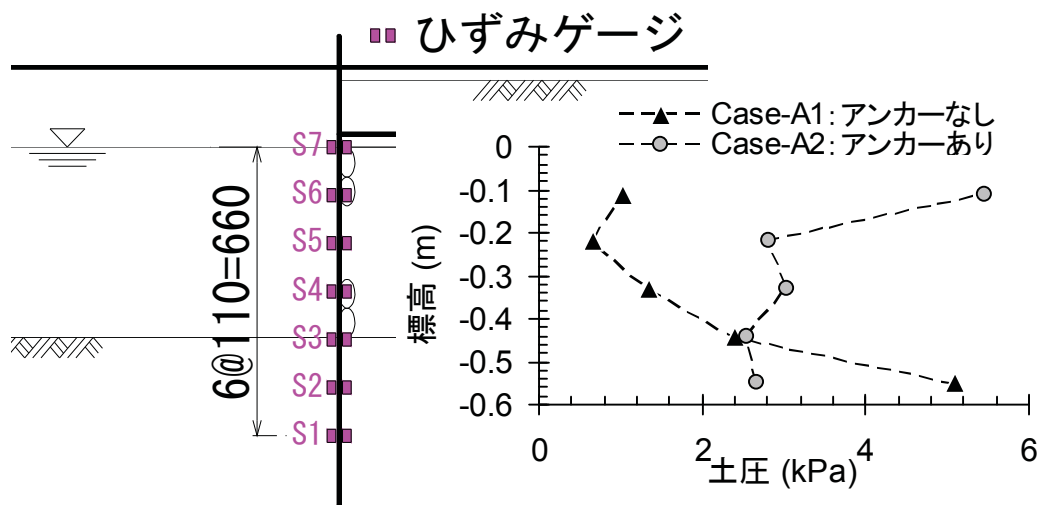


図-4. 34 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和の最大値分布の比較(Case-A シリーズ)



#### 4.5.6 グラウンドアンカーの張力特性

タイワイヤおよびアンカーの張力時刻歴を図-4.35に示す。同図によると、アンカーなし(Case-A1)のタイワイヤ張力は、前面矢板の変位開始とともに増加するが、その後前面矢板が変位しているにもかかわらず張力は増加していない。これは控え矢板が変位したためと判断される。一方、アンカーあり(Case-A2)では、加振中にタイワイヤ張力が減少し、かわりにアンカー張力が増加している。アンカー張力は、加振中に激しく増減しながら1秒過ぎ(10波目)でピークに達し、その後も漸増する傾向を示している。アンカー張力の最大値(3.6 kN/m)はCase-A1のタイワイヤ張力(1.7 kN/m)の2倍以上になっていることから、矢板背後の埋土から矢板に作用する、慣性力や過剰間隙水圧の上昇によって増加する土圧に対しアンカーが抵抗した結果、前面矢板の変位が低減されたと推察される。

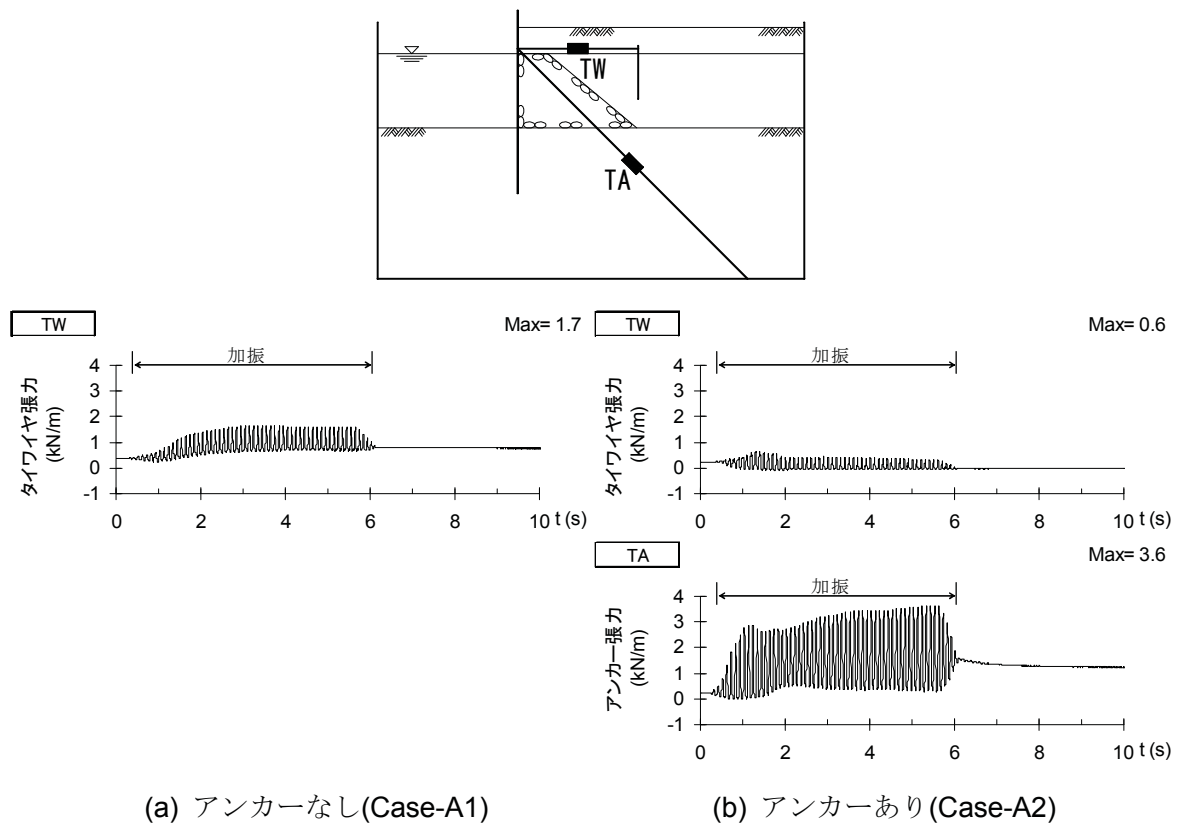


図-4.35 タイワイヤおよびアンカーの張力時刻歴(Case-A シリーズ)

アンカーありのケース(Case-A2)におけるアンカー張力とタイワイヤ張力の時系列データの関係を図-4.36に示す。加振10波目までをみると、アンカー張力とタイワイヤ張力は逆位相に近い関係を示しており、どちらかの張力がピークに達するともう一方の張力がほぼゼロになっている。タイワイヤとアンカーの初期張力は同程度であるため、加振10波目まではバネ定数の大きいタイワイヤの張力がアンカー張力よりも先に大きく

なると考えられる。

11 波～18 波目まではタイワイヤ張力増加時の挙動が波数の増加とともに変化している。11 波目以降、アンカーの下端固定点是不動であるためアンカー張力は減少しないが、控え矢板は変位しているためタイワイヤ張力が減少に転じている。このため、11 波～18 波目ではアンカー張力の負担割合が増加したことでアンカー張力とタイワイヤ張力の関係が変化したと考えられる。

19 波目以降は波数によらず概ね同じ履歴曲線を描いている。すなわち、アンカー張力とタイワイヤ張力は同時に増加しはじめるが、タイワイヤ張力が 0.4 kN/m 付近に達すると、アンカー張力が増加し続けているにもかかわらず、タイワイヤ張力は減少しはじめている。アンカー張力がピークに達するとタイワイヤ張力はほぼゼロになっている。このことから、矢板の変位抵抗力とし寄与しているのは実質アンカー張力であると考えられる。

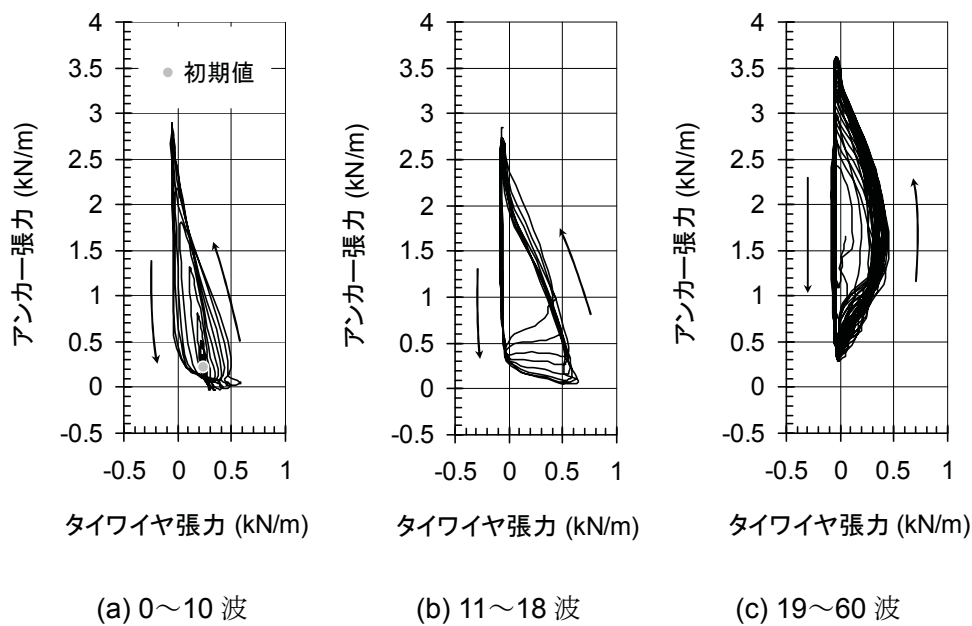


図-4. 36 アンカー張力とタイワイヤ張力の関係(Case-A2)

## 4.6 埋土を中密地盤と想定した場合の本実験結果および考察

本節では，埋土を中詰地盤とし液状化層と想定した場合の実験結果について述べる．

### 4.6.1 岸壁の加速度特性

アンカーの有無の違いによる応答加速度の差異を比較するため，同一箇所で計測した加速度の最大値を比較したものを図-4. 37 に示す．同図によると，同一箇所における加速度は，前面矢板上部の加速度(AH28)を除き，両者は概ね同等であり，アンカーの有無の違いが加速度に与える影響は小さいと判断される．埋土を非液状化層と想定した場合(Case-A シリーズ)には，アンカーなしの場合に矢板背後地盤表層の加速度が大きくなったが，埋土を液状化層と想定した今回のケースではそのような現象は認められない．

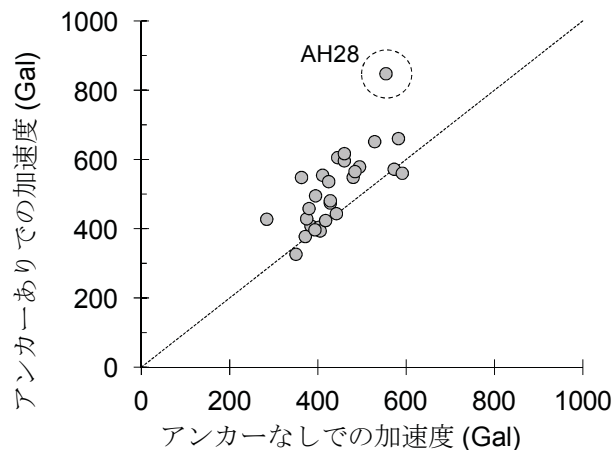


図-4. 37 加速度の最大値の比較(Case-B シリーズ)

埋土( $Dr \approx 60\%$ )を液状化層と想定した Case-B シリーズの水平応答加速度時刻歴を図-4. 38 に示す．土槽底版から入力された加速度(AH1)は，前面矢板背後の地表面(AH8)で振幅が増加しており，矢板には慣性力による土圧が作用したと判断される．

埋土地表面(AH22)，矢板前面側の砂質土地表面(AH25)の加速度時刻歴によると，1秒付近で加速度振幅が著しく減少するとともに長周期化している．矢板背面側の砂質土地表面(AH4, 18)では，加速度振幅の著しい減少は認められない．これらの結果と後述の過剰間隙水圧の結果から，相対密度が小さい埋土および有効上載圧が小さい矢板前面側の砂質土では，過剰間隙水圧の上昇にともなう有効拘束圧の減少により剛性が低下したと考えられる．矢板背面側の砂質土では剛性の著しい低下は生じなかったと判断される．

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

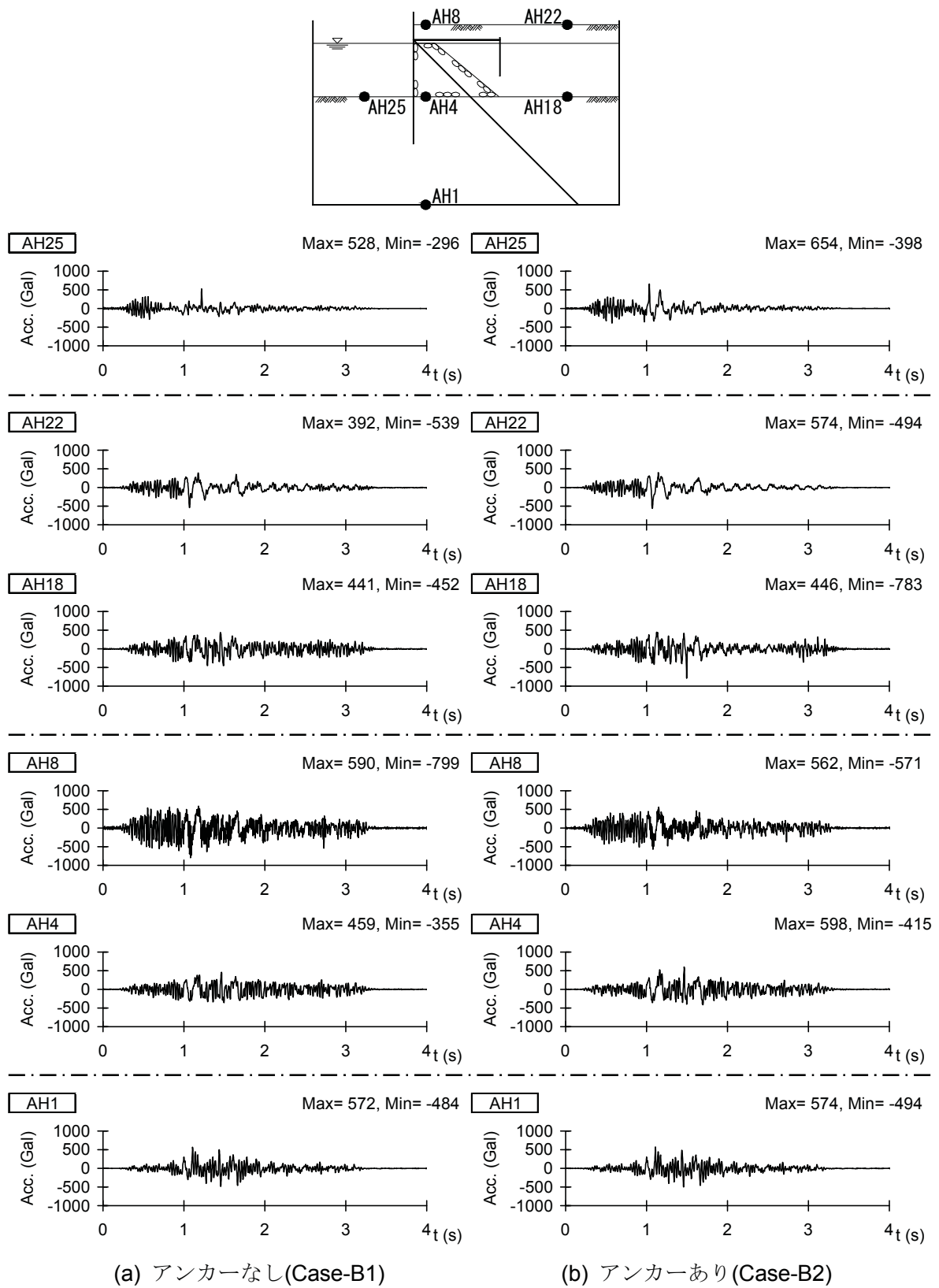


図-4.38 加速度時刻歴(Case-B シリーズ)

矢板と地盤の挙動の違いを比較するため、前面矢板上部(AH28)とその直背後地表面(AH8)の加速度履歴を図-4. 39に示す。同図によると、アンカーの有無によらず、加速度履歴はわずかにループを描いているものの、全体的には正の相関を示しており、その傾きは概ね1に近いことがわかる。このことから、矢板と地盤は概ね一体的に挙動していたと考えられる。

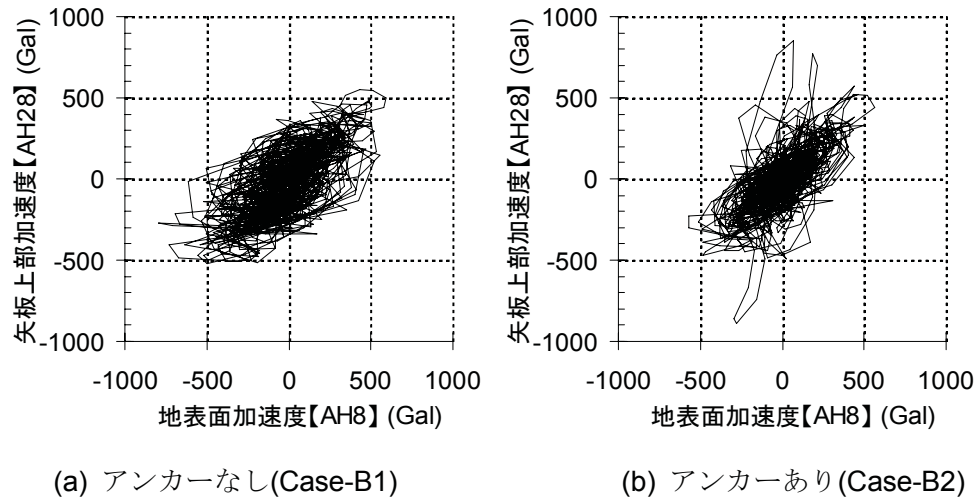


図-4. 39 前面矢板上部とその直背後地表面の加速度履歴(Case-B シリーズ)

前面側への最大加速度分布を図-4. 40に示す。同図によると、入力加速度(AH1)が地盤上部へ伝達されるにしたがい、前面矢板直背後地盤では加速度の増加は認められない。矢板背面側遠方地盤では、加速度振幅が地盤上部に行くにしたがい減少する傾向を示している。これは、地盤が過剰間隙水圧の上昇にともなう有効拘束圧の減少により剛性が低下したためと考えられる。これらの結果から、埋土を液状化層と想定した本ケース(Case-B シリーズ)は、埋土を非液状化層と想定した場合(Case-A シリーズ)と比較し、埋土の剛性がより大きく低下したと判断される。

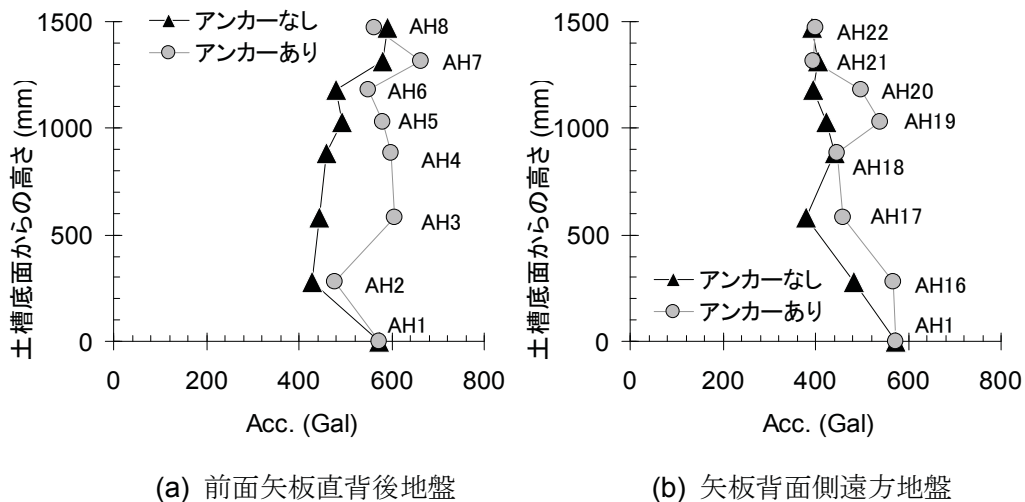


図-4. 40 前面への最大加速度分布(Case-B シリーズ)

#### 4.6.2 地盤の過剰間隙水圧特性

過剰間隙水圧時刻歴を図-4.41に示す。同図によると、埋土の過剰間隙水圧(W11, W15)は、土槽底版加速度(AH1)が主要動に達する時期に増加し始め、加振中に最大値に達している。最大値は、アンカーあり・なし両ケースとも有効上載圧に達しており埋土は完全に液状化したと判断される。このことは、先述のとおり地表面加速度(AH22)が1秒過ぎで長周期化し、振幅が減少していることから伺える。砂質土の過剰間隙水圧比は、岸壁直下(W2)では最大でも0.5までしか上昇していないことから地盤の剛性はほとんど低下しなかったと判断される。上載圧が小さい岸壁前面側(W13)では水圧が有効上載圧に達しているが、水圧上昇中に増減を激しく繰り返しておりサイクリックモビリティ現象が見られるため、せん断剛性の低下は埋土ほど顕著ではなかったと推測される。

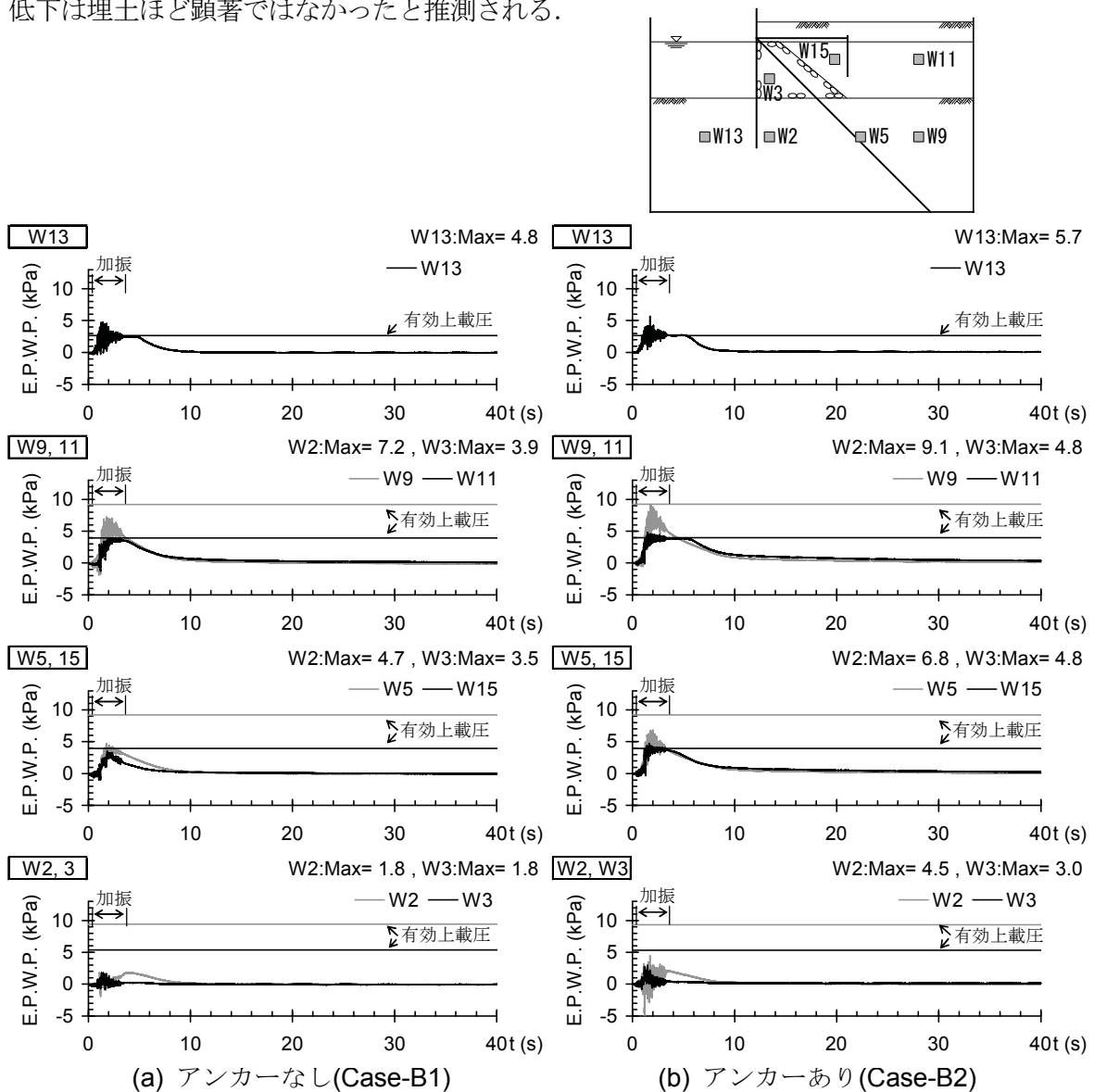


図-4.41 過剰間隙水圧時刻歴(Case-B シリーズ)



過剰間隙水圧比の最大値分布を図-4. 42 に示す。過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧を有効上載圧で除した値とした。さらに、動水圧成分を除外するため、1Hz のローパスフィルタにより高周波成分を除去した。

埋土(W10,11)に着目すると、アンカーの有無にかかわらず、過剰間隙水圧比の最大値は0.9～1.0であり、液状化したと判断される。埋土を非液状化層と想定した場合(Case-A シリーズ)の埋土の過剰間隙水圧比は最大でも0.8であることから、埋土を液状化層と想定した本ケース(Case-B シリーズ)では、埋土の剛性がより大きく低下したと判断される。

砂質土の過剰間隙水圧比は、矢板前面側(W12,13)では過剰間隙水圧比が1に達しているが、先述のとおり時刻歴波形をみるとサイクリックモビリティ現象が見られるため、せん断剛性の低下は顕著ではなかったと推測される。矢板背面遠方(W8,9)では過剰間隙水圧比が0.5～0.8であり、完全には液状化していないが地盤の剛性は低下したと判断される。

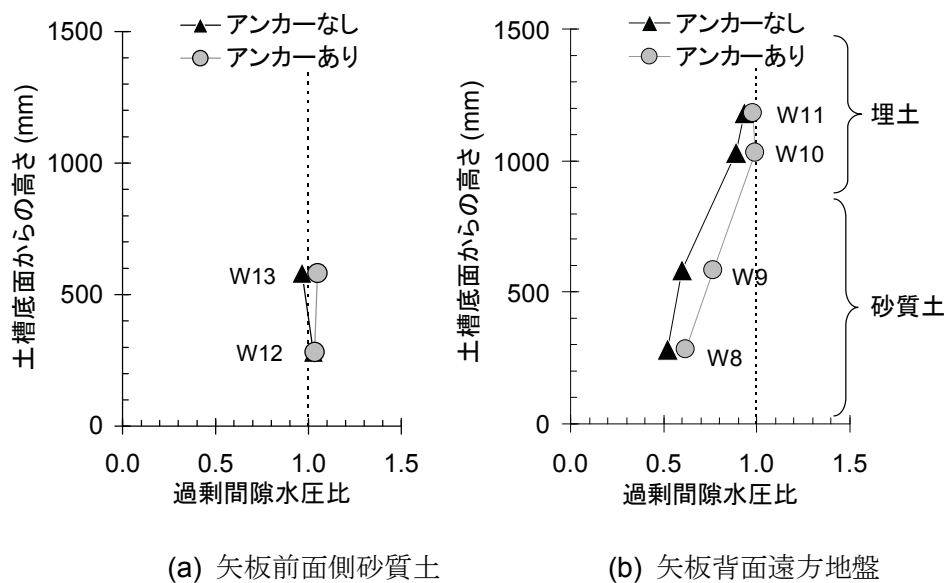


図-4. 42 過剰間隙水圧の最大値分布(Case-B シリーズ)

※1Hz ローパスフィルタ処理

## 4.6.3 岸壁の変形特性

前面矢板および地表面の残留変形形状を図-4.43に示す。矢板変位は変位計 D7, D8 による残留値とし、地表面形状は事前に設置したターゲットの変位量から求めた。同図によると、岸壁の変形形状は、埋土を非液状化層と想定した場合(Case-A シリーズ)とほぼ同様であることがわかる。すなわち、矢板は全体的に前面側へ変位しているが、上部(D7)より下部(D8)で大きな変位が生じている。矢板背後地盤は、前面側に水平変位しながら沈下する変形形状を示している。

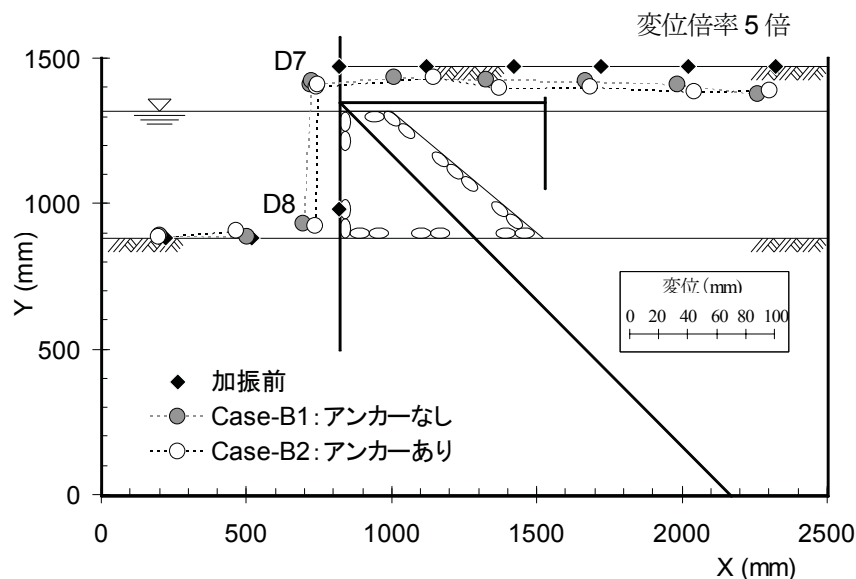


図-4.43 岸壁の変形形状(Case-B シリーズ)

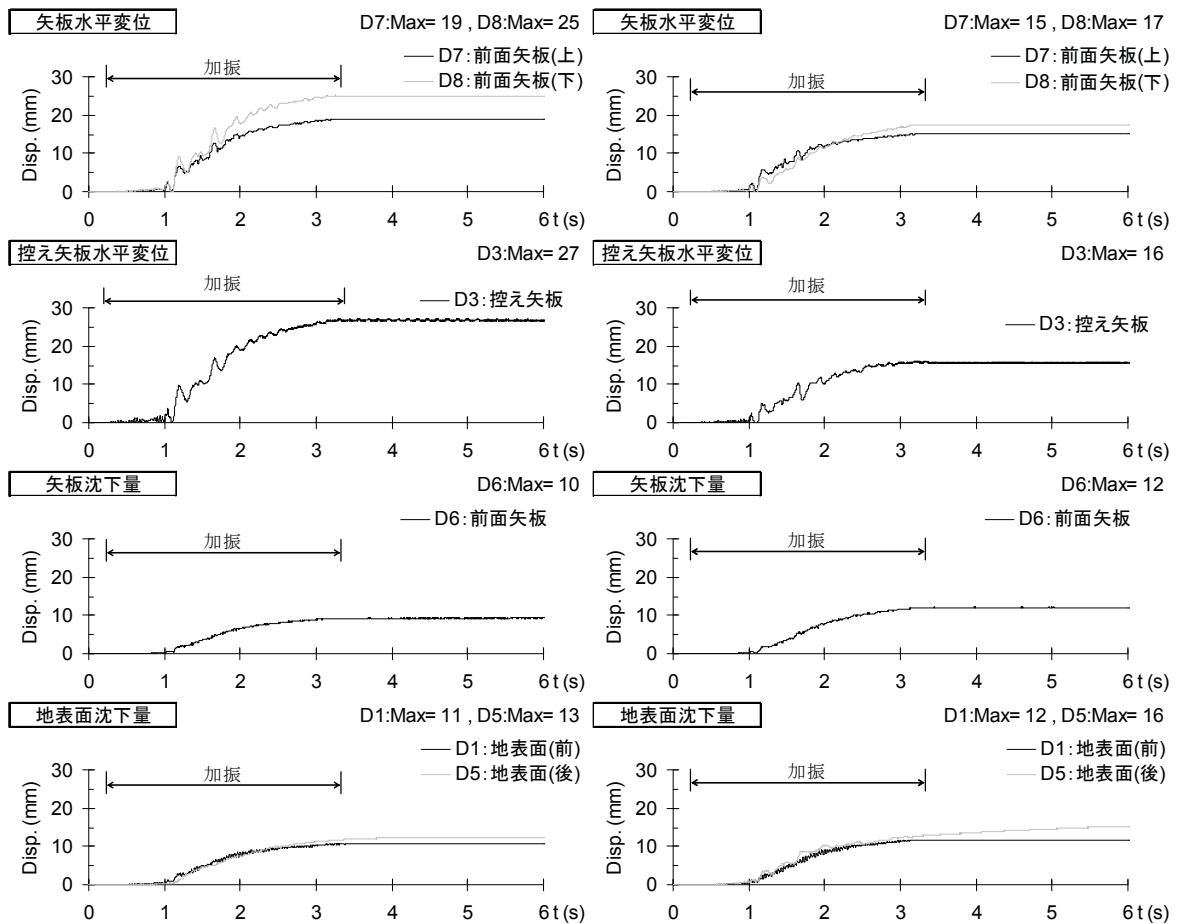
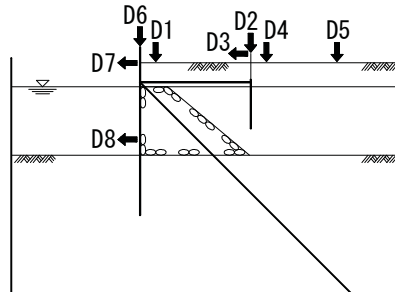
図-4.44 に、矢板および地表面の変位時刻歴を示す。前面矢板上部の水平変位(D7)は、入力加速度(AH1)が大きくなる 1 秒付近で急増している。このとき、埋土および砂質土の水圧も急上昇している。これらの結果から、慣性力および埋土の過剰間隙水圧の上昇にともなう水平土圧の増加や、砂質土の過剰間隙水圧の上昇による剛性の低下が前面矢板の変位に影響したと推察される。アンカーあり(Case-B2)での前面矢板残留変位は、アンカーなし(Case-B1)と比較して、上部(D7)で約 2 割、下部(D8)で約 3 割低減した。このことは、アンカーによる耐震補強が矢板の変位抑制に有効であることを示している。

控え矢板(D3)は前面矢板と同様に変位しており、これは地盤の液状化によるせん断剛性・強度の低下で矢板前面側地盤からの抵抗力が減少したことに起因すると推測される。

前面矢板の沈下(D6)は、水平変位と同様に、1 秒付近から発生しはじめ加振終了と同時に収束している。アンカーありの沈下量最大値は、アンカーなしと比較して 2 割程度大きい。アンカーありのケースでは、アンカー張力の鉛直成分が前面矢板に作用したた

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

め、矢板の沈下量が大きくなったと考えられる。このことから、アンカーで耐震補強する場合には、矢板に作用する鉛直下向きの力が増えるため、矢板の沈下や支持力破壊のおそれがあることに注意が必要である。



(a) アンカーなし(Case-B1)

(b) アンカーあり(Case-B2)

図-4.44 変位時刻歴(Case-B シリーズ)

#### 4.6.4 矢板の曲げモーメント

前面矢板の曲げモーメント時刻歴を図-4.45に示す。曲げモーメントは、矢板の前面側と背面側に設置したひずみゲージの計測値から求めた曲げひずみにヤング率と断面係数を乗じ、さらに矢板の奥行き幅を除いたものである。

同図によると、前面矢板の曲げモーメント(S4)は、前面矢板の水平変位が大きくなる1秒付近で急増している。その後、2秒付近からモーメントが減少しており、埋土を非液状化層と想定した **Case-A** シリーズと異なる挙動を示している。

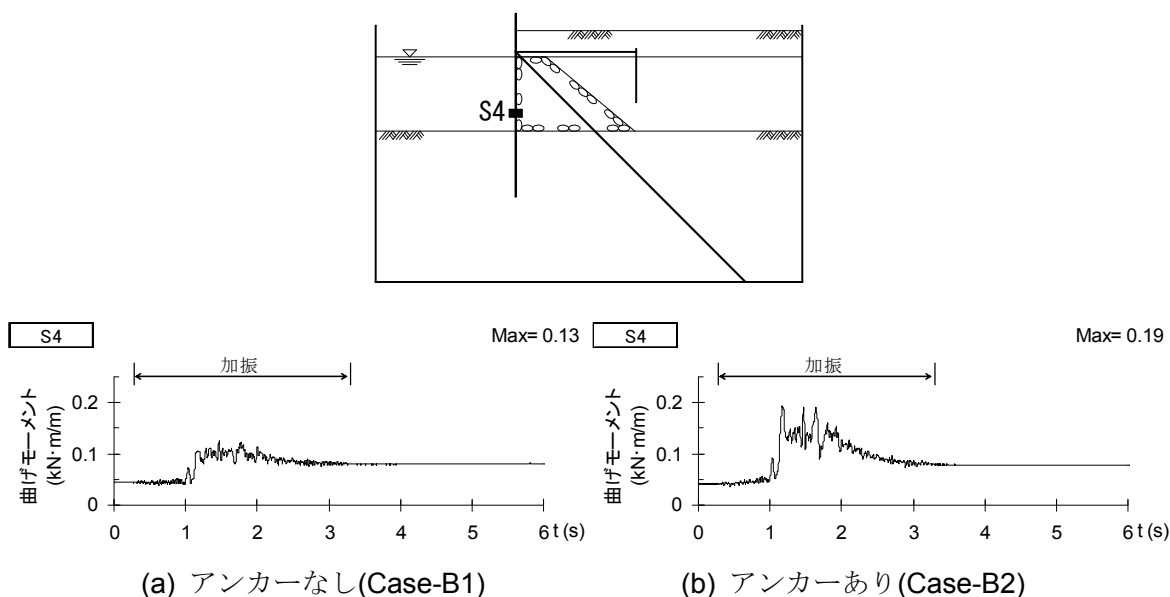


図-4.45 前面矢板の曲げモーメント時刻歴(Case-B シリーズ)

前面矢板の曲げモーメントの最大値分布を図-4.46に示す。さらにひずみゲージ S4 による曲げモーメントが最大となる時刻での分布を示す。図中には実物の鋼矢板の降伏・全塑性モーメントから模型スケールに換算したものを併せて示している。

同図によると、前面矢板の曲げモーメントは、埋土を非液状化層と想定した **Case-A** シリーズと同様の分布形状を示している。すなわち、曲げモーメントは砂質土のやや上(S4)の位置で最大となっており、タイヤワイヤ取付点および矢板下端のちょうど中間ではらんでいることを示している。

アンカーの有無の違いに着目すると、アンカーの有無にかかわらず曲げモーメントの分布形状は同じである。しかし、アンカーあり(Case-B1)における最大値(0.19 kN·m/m)は全塑性モーメント(0.15 kN·m/m)を大幅に超えており、アンカーなし(Case-A2)での最大値(0.13 kN·m/m)より約5割大きな値を示している。

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

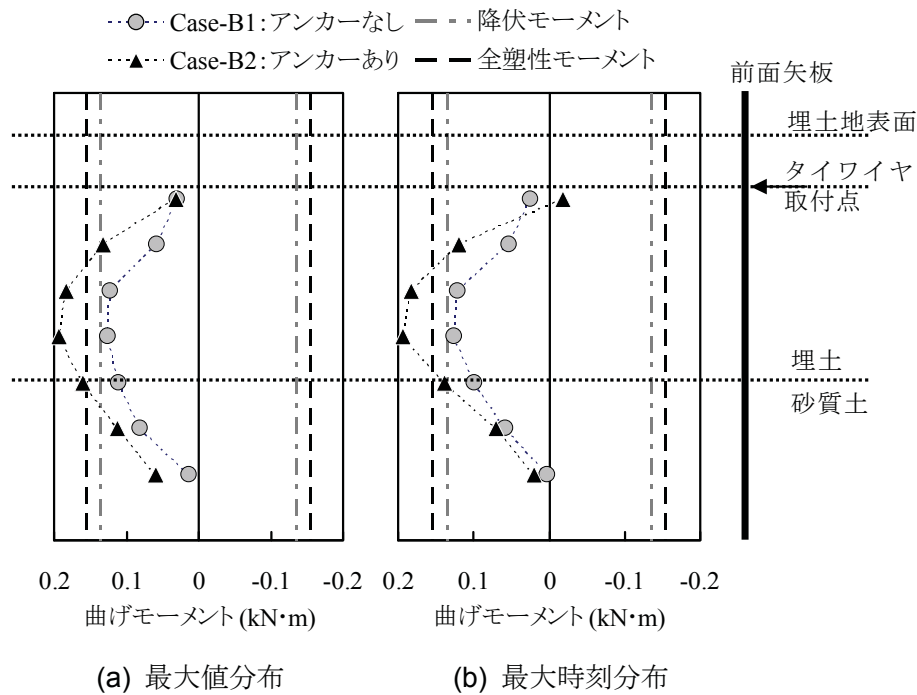


図-4.46 前面矢板の曲げモーメント分布(Case-B シリーズ)

前面矢板の曲げモーメント(S4)と、アンカー張力水平成分とタイワイヤ張力の和の時系列データの関係を図-4.47に示す。同図によると、ばらつきはあるものの前面矢板の曲げモーメントに応じて張力が増加する傾向が見てとれる。このことから、前面矢板の曲げモーメントは、アンカーやタイワイヤによる前面矢板の拘束力に依存することが示唆される。また、先述の前面矢板の曲げモーメントが2秒付近以降に減少したのは、同時刻以降に張力も減少したためと考えられる。

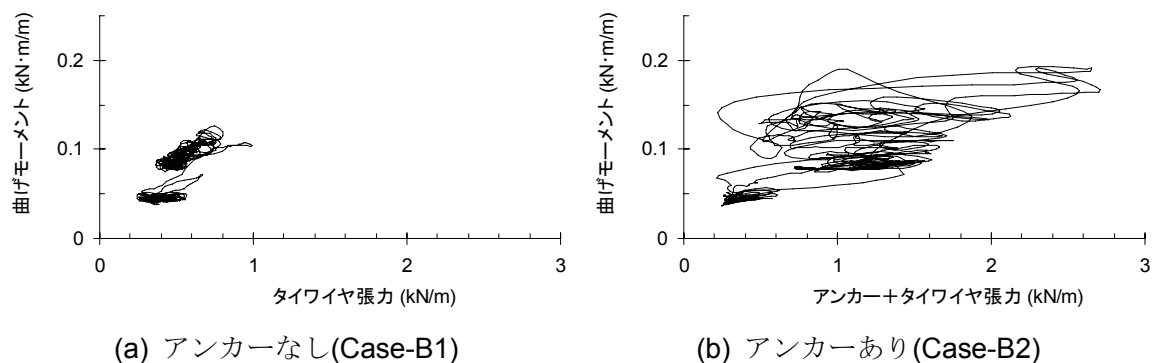


図-4.47 前面矢板(S4)の曲げモーメントと、アンカー張力水平成分とタイワイヤ張力の和の関係(Case-A シリーズ)

#### 4.6.5 矢板に作用する土圧および動水圧

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の時刻歴を図-4. 48 に示す。土圧と動水圧の和は、4.5.5 項で述べたとおり、ひずみゲージの値から算出した。同図によると、土圧と動水圧の和は、加速度振幅が最大となる 1.2 秒付近でピークに達している。最大値は、アンカーありの方がアンカーなしと比較して約 6 割大きな値を示している。これは前述したように、アンカーありの場合、アンカー張力の反力として土圧が大きくなったためであると考えられる。

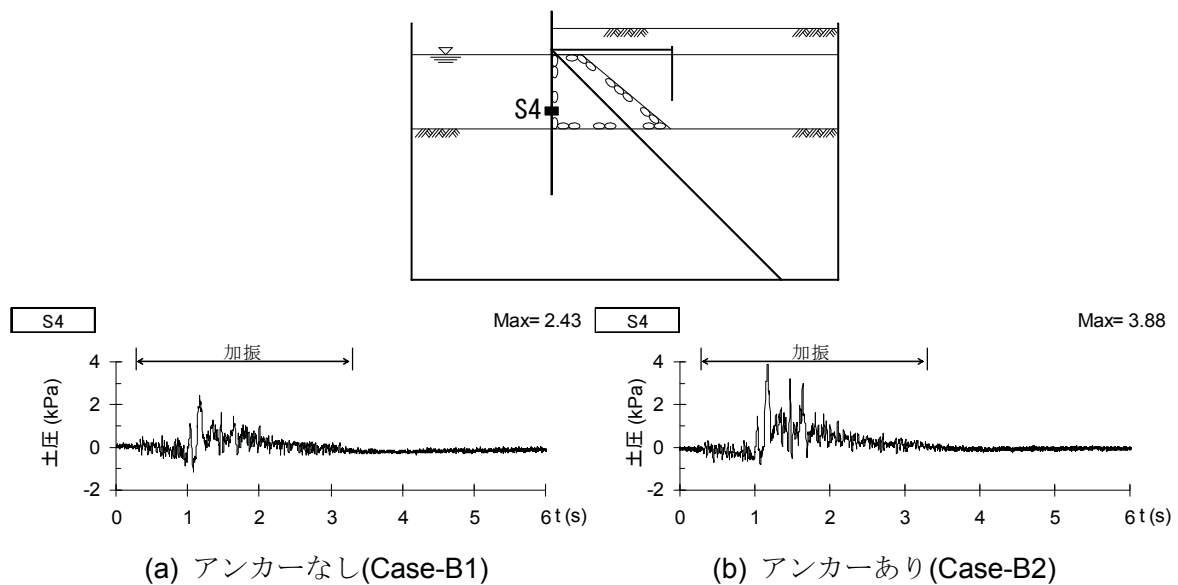


図-4. 48 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の時刻歴(Case-B シリーズ)

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の実験値と計算値の比較を図-4. 49 に示す。計算値は、動水圧、埋土の過剰間隙水圧上昇にともなう土圧の静的成分、振動成分の和であり、前述の式 4.1～4.5 により求めた。

同図によると、アンカーなしのケースでは、計算値は実験値より大きな値を示している。これは、Case-A シリーズと同様に、矢板背後の裏込石による土圧低減効果が計算値に考慮されていないためと考えられる。ただし、Case-A1 と比べて Case-B1 の方が計算値と実験値に近い値を示している。これは、Case-B1 では埋土が液状化したため、埋土を液体と仮定して Westergaard の提案式から求めた土圧の振動成分が実験値に近い値を示したことによると考えられる。

アンカーありのケースでは、計算値はやや安全側の評価ではあるものの、実験と整合しているようにみえる。これは、Case-A2 と同様に、矢板背後の裏込石による土圧低減効果が計算値に含まれていないことと、アンカー張力の反力として土圧が増加したことにより、結果的に計算値と実験値が整合しているようにみえたと考えられる。



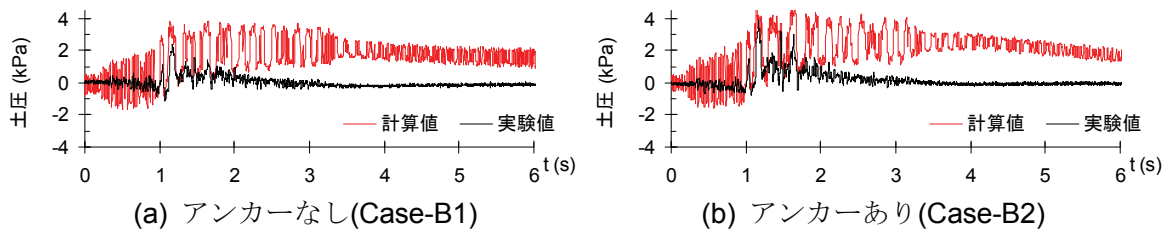


図-4.49 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和(S4)の実験値と計算値の比較(Case-B シリーズ)

前面矢板に作用する土圧と動水圧の和の最大値分布の比較を図-4.32に示す。同図によると、アンカーなしの場合、深いほど土圧と動水圧の和が大きくなっている。このため、矢板下部の変位が大きくなったと考えられる。

アンカーありの場合の土圧と動水圧の和は、アンカーなしと比較して矢板下部で減少している。このため、アンカーで補強することにより、矢板下部の変位が小さくなったと考えられる。これに対し、アンカーありの場合には、矢板上部での土圧と動水圧の和がアンカーなしと比較して増加している。これは、アンカー張力の反力として土圧が大きくなったためである。このため、矢板上部の変位はアンカー張力で抑制されたものの、矢板のモーメントは増加したと考えられる。

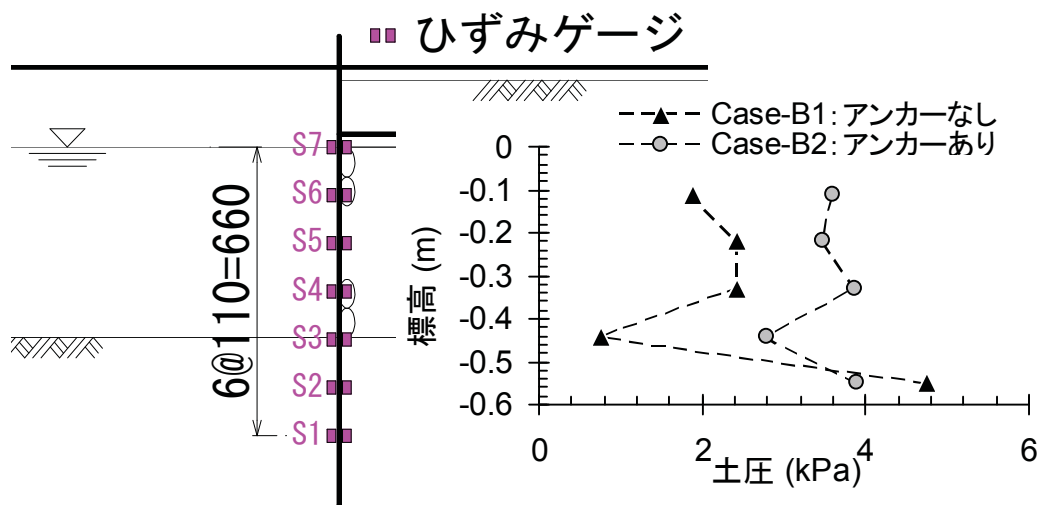


図-4.50 前面矢板に作用する土圧と動水圧の和の最大値分布の比較(Case-B シリーズ)

#### 4.6.6 グラウンドアンカーの張力特性

タイワイヤおよびアンカーの張力時刻歴を図-4. 51 に示す. 同図によると, アンカーなし (Case-B1) のタイワイヤ張力は, 前面矢板の変位開始とともに一瞬急増するが, その後前面矢板が変位しているにもかかわらず張力は増加していない. これは控え矢板が変位したためと判断される. 一方, アンカーあり (Case-B2) では, 加振中にタイワイヤ張力が減少し, かわりにアンカー張力が増加している. アンカー張力は, 加振中に激しく増減しながら全体的に増加する傾向を示している. これらの結果は, 埋土を非液状化層と想定した Case-A シリーズと同様である. アンカー張力の最大値(3.9 kN/m)は Case-B1 のタイワイヤ張力(1.0 kN/m)の約 4 倍になっていることから, 矢板背後の埋土から矢板に作用する, 慣性力や過剰間隙水圧の上昇によって増加する土圧に対しアンカーが抵抗した結果, 前面矢板の変位が低減されたと推察される.

Case-A シリーズと異なる点は, Case-B1 のタイワイヤ張力および Case-B2 のアンカー張力が 2 秒付近以降に減少傾向を示すことである. これは, Case-B シリーズでは衝撃型の不規則波により加振したためと考えられる. すなわち, 1~2 秒では加速度の急増により衝撃的な荷重が矢板に作用したため, Case-B シリーズでは張力が過大になったと推測される. 2 秒以降は加速度振幅が小さくなり, 矢板に作用する力が釣り合うまで張力が減少したと考えられる.

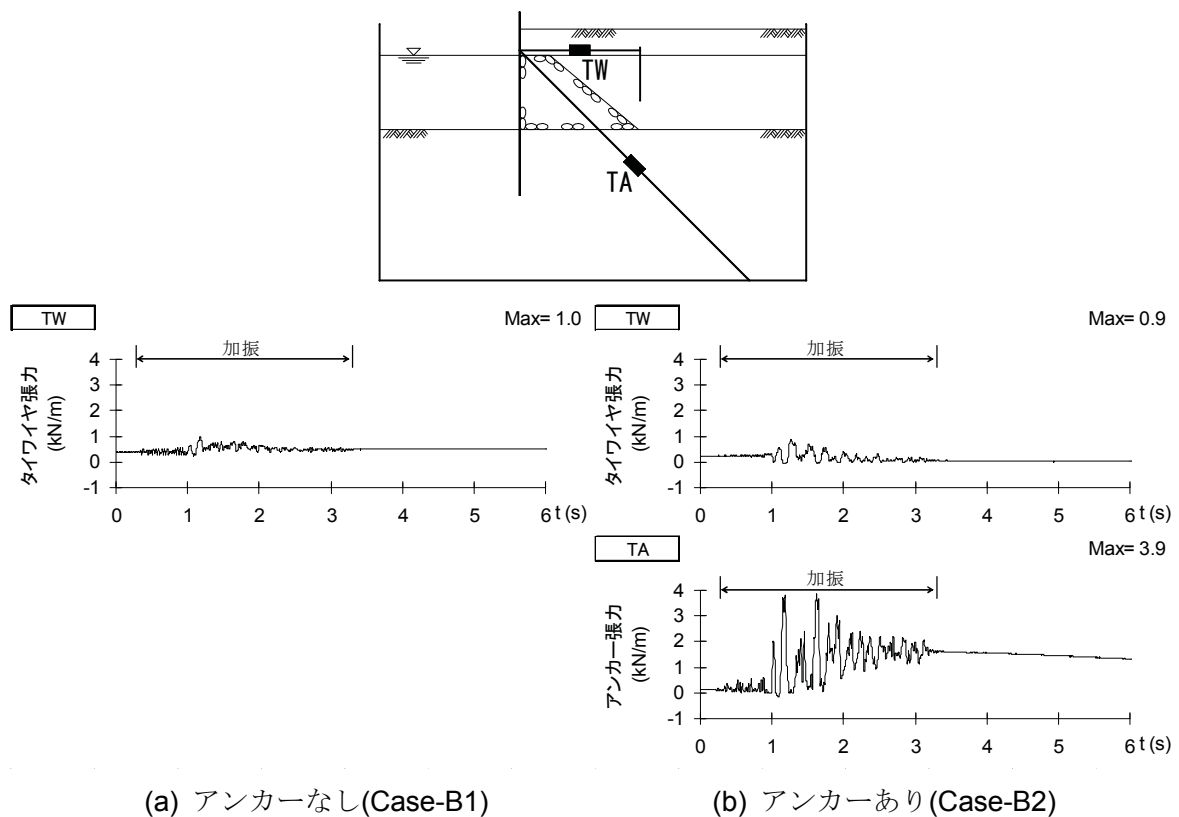


図-4. 51 タイワイヤおよびアンカーの張力時刻歴(Case-B シリーズ)

アンカーありのケース(Case-B2)におけるアンカー張力とタイワイヤ張力の時系列データの関係を図-4. 52に示す。0～2 sまでをみると、アンカー張力とタイワイヤ張力は逆位相に近い関係を示しており、どちらかの張力がピークに達するともう一方の張力がほぼゼロになっている。アンカーと比較し、タイワイヤの初期張力とバネ定数が大きいいため、加振2秒まではタイワイヤの張力がアンカー張力よりも先に大きくなると考えられる。

2秒以降をみると、アンカー張力とタイワイヤ張力は同時に増加しはじめるが、タイワイヤ張力が0.3 kN/m付近に達すると、アンカー張力が増加し続けているにもかかわらず、タイワイヤ張力は減少しはじめている。アンカー張力がピークに達するとタイワイヤ張力はほぼゼロになっている。このことから、矢板の変位抵抗力とし寄与しているのは実質アンカー張力であると考えられる。

0～2 sまでの張力履歴は、Case-A2の加振0～18波までの張力履歴(図-4. 36参照)と似ている。また、2秒以降の張力履歴も、Case-A2の加振19波以降の張力履歴(図-4. 36参照)と似ている。このことは、埋土の液状化の程度にかかわらず、加振前半ではタイワイヤ張力が矢板の変位抵抗力として寄与するが、加振後半ではアンカー張力のみが抵抗力として寄与することを示唆している。これは、加振の進行とともに控え矢板が変位してしまうこと、加振後半ではアンカーの平均的な張力が増加することに起因すると考えられる。

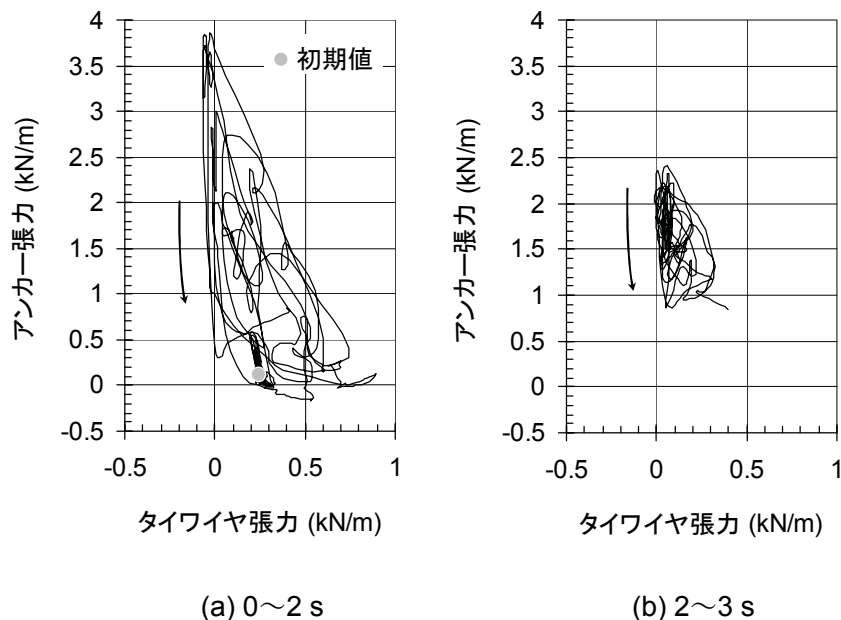


図-4. 52 アンカー張力とタイワイヤ張力の関係(Case-B2)

## 4.7 アンカーで補強された矢板式岸壁の破壊に関する考察

本節では、アンカーで補強された矢板式岸壁の破壊モードについて考察する。地震時における岸壁の破壊は、「2.3.2 アンカーの必要条件」に示す中から以下の9つが挙げられる。

- ① アンカー頭部の破壊
- ② テンドンの破壊
- ③ テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊
- ④ アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊
- ⑤ 矢板の破壊
- ⑥ 矢板の支持力破壊による沈下
- ⑦ 矢板の支持力破壊による水平変位

上記①～④の場合、矢板の変形モードは、図-4.53の被災形態Ⅱに示すように、矢板天端が海側へ変位する形態となる。⑤の場合、図-4.53の被災形態Ⅰに示すように、矢板中央がはらみ出す。⑥の場合、矢板の沈下にともないアンカーが緩むため、図-4.53の被災形態Ⅱに示すように、矢板天端が海側へ変位する形態となる。⑦の場合、図-4.53の被災形態Ⅲに示すように、矢板下部が海側へ変位する形態となる。上記①～⑥では、応急的な補修は困難であるため、大規模な修復が必要になると考えられる。本節では、上記②と⑤～⑦の破壊について考察する。

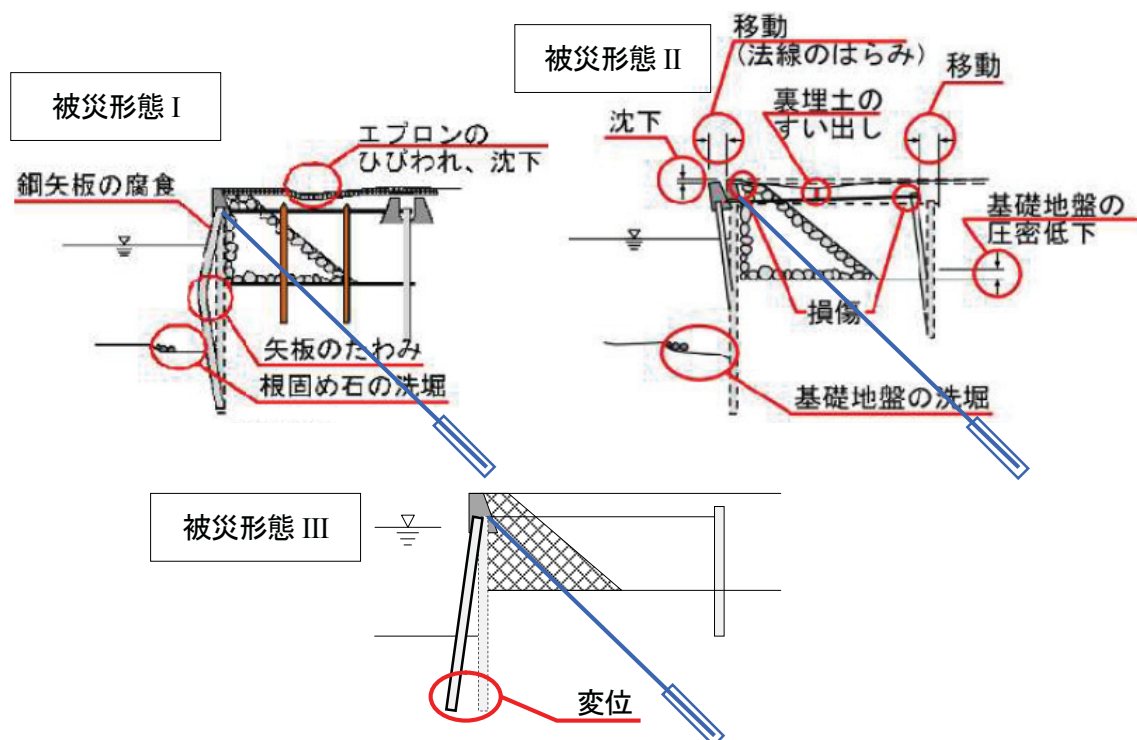


図-4.53 矢板式岸壁の被災形態(図-2.3 再掲)<sup>3)</sup>

#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

本実験条件において、実物のアンカー(テンドン)が損傷したかどうかを確認する。本実験におけるアンカー張力の最大値は、CASE-A2 (埋土相対密度 80 %)で 3.6 kN/m, CASE-B2 (埋土相対密度 60 %)で 3.9 kN/m である。実物のアンカーとして想定した F270TA のレベル 2 地震時における許容荷重(降伏荷重)は、模型スケールで 4.8 kN/m である。したがって、本実験条件では、アンカーは損傷しなかったと判断される。

本実験条件において、実物の矢板が損傷したかどうかを確認する。前述した前面矢板の曲げモーメント分布(図-4. 29, 図-4. 46)によると、アンカーで補強された矢板の曲げモーメントは全塑性モーメントを超えており、実物の矢板は著しく損傷したと判断される。

本実験条件における矢板の変形モードについて考察する。実験では矢板は損傷しなかったため、ここでは矢板およびアンカーが損傷しない場合の変形モードについて述べる。前述した岸壁の変形形状(図-4. 25, 図-4. 43)によると、矢板は下部が海側へ変位しながら沈下する変形モードを示している。これは、矢板天端はアンカーで支持された状態で、矢板根入れ地盤が過剰間隙水圧の上昇により剛性が低下したためと考えられる。

矢板の沈下(D6)および下部の水平変位(D8)の時刻歴波形(図-4. 26, 図-4. 44)によると、ケーソンの変位増加スピードの急激な変化は見られない。このことは、アンカーの破断・引き抜けや矢板の折損が生じなければ、矢板の破壊は脆性的ではなく進行的であり、粘り強い構造であることを示唆している。

## 4.8 まとめ

本章では、アンカーで耐震補強された矢板式岸壁の実際の地震時挙動を把握することを目的として振動台実験を実施した。岸壁背後の埋土を、非液状化層と想定する場合と液状化層と想定する場合の2種類を想定し、それぞれアンカーで補強する場合としない場合を比較することでアンカーの耐震補強効果を明らかにした。

本章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 前面矢板の変位の主な発生原因は、背後地盤からの慣性力および過剰間隙水圧の上昇による土圧の増加、埋土の液状化によるせん断剛性・強度の低下で地盤からの抵抗力が減少した控え矢板の変位によるタイワイヤ張力の減少、砂質土の過剰間隙水圧の上昇にともなうせん断剛性の低下による前面矢板前面側地盤からの抵抗力の減少であると推察される。
- (2) アンカーで補強された矢板の残留水平変位はアンカーなしのケースと比較して2～3割低減したことから、アンカーによる耐震補強が有効であると判断される。
- (3) 矢板は下部(D8)で大きな変位が生じている。これは、矢板が中央付近ではらんでいることと、矢板前面側の砂質土の軟化により矢板根入れ付近で変位が生じたことが原因と推察される。このことは、アンカーで補強した場合でも矢板変位を抑制するためには矢板根入れ地盤の剛性・強度を確保しておくことが重要であることを示唆している。
- (4) アンカーありの場合の矢板の沈下量は、アンカーなしと比較して2～8割大きい。アンカーありのケースでは、アンカー張力の鉛直下向き成分が前面矢板に作用したため、矢板の沈下量が大きくなったと考えられる。このことから、アンカーで耐震補強する場合には、矢板に作用する鉛直下向きの力が増えるため、矢板の沈下や支持力破壊のおそれがあることに注意が必要である。
- (5) アンカーありの場合、アンカー張力は加振中に激しく増減しながら全体的に増加する傾向を示しており、その値はアンカーなしのケースのタイワイヤ張力の2倍以上になっている。このことから、矢板背後の埋土から矢板に作用する、慣性力や過剰間隙水圧の上昇によって増加する土圧に対しアンカーが抵抗した結果、前面矢板の変位が低減されたと推察される。
- (6) アンカー張力とタイワイヤ張力の時系列の関係によると、加振初期では両者の関係は逆位相に近い関係を示しており、どちらかの張力がピークに達するともう一方の張力がほぼゼロになっている。加振中盤以降は控え矢板の変位にともないタイワイヤ張力が減少し、矢板の変位抵抗力として寄与しているのは実質アンカー張力であると考えられる。
- (7) 矢板の曲げモーメントはタイワイヤ取付点と矢板下端の中間付近で大きくなっており、矢板が前面側にはらんでいた。これはタイワイヤ・アンカーおよび砂質土で矢板が拘



#### 第4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

束されているためと推察される。アンカーなしのケースの矢板の曲げモーメントはアンカーありと比較して4～5割大きな値を示している。矢板の曲げモーメントと、アンカー張力水平成分とタイワイヤ張力の和の時系列の関係によると、両者は概ね正の相関関係を示していることから、アンカーおよびタイワイヤの張力による矢板の変位拘束力が増加したため、矢板の曲げモーメントも大きくなったと考えられる。このことは、アンカーによる耐震補強で前面矢板が損傷しやすくなるおそれがあることに注意が必要である。

- (8) 埋土天端加速度と矢板水平変位振動成分の関係が正の相関を示すことから、アンカーなしの場合では加振の進行にともない加振1波あたりの矢板の水平変位振幅が増加したため、埋土の加速度が増加したと推察される。アンカーありの場合は、アンカー張力によって矢板の水平変位振幅が抑制されたため、埋土の加速度が増加しなかったと考えられる。埋土が液状化する場合、アンカーの有無による岸壁の加速度の違いは認められない。
- (9) 矢板のひずみから求めた土圧と動水圧の和によると、アンカーで補強することにより矢板下部で土圧と動水圧の和が減少したことから、矢板下部の変位が小さくなったと考えられる。矢板上部の変位はアンカー張力で抑制されたものの、矢板上部ではアンカー張力の反力として土圧が大きくなったため、矢板のモーメントが増加したと考えられる。
- (10) 矢板の沈下(D6)および下部の水平変位(D8)の時刻歴波形によると、ケーソンの変位増加スピードの急激な変化は見られない。このことは、アンカーの破断・引き抜けや矢板の折損が生じなければ、矢板の破壊は脆性的ではなく進行的であり、粘り強い構造であることを示唆している。

本章では、グラウンドアンカーで耐震補強された重力式岸壁の模型振動実験を実施し、アンカーによる耐震補強効果を明らかにするとともに、アンカーによって矢板の安定性が損なわれるおそれがあることを示した。しかし、矢板が堅固な地盤に根入れされている岸壁の挙動や、実物のアンカーの張力特性は未解明であるため、今後、更なる検討を行い耐震性能の評価精度を向上させる必要がある。



参考文献

- 1) 上田茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹, 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎, 関口信一郎, 藤本義則: 1993年釧路沖地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No.766, 1993.
- 2) 井合進, 菅野高弘, 山崎浩之, 長尾毅, 野津厚, 一井康二, 森川嘉之, 小濱英司, 西森男雄, 佐藤陽子, 田中剛, 海老原健介, 大村武史, 大槇正紀: 平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.1015, 2001.
- 3) 菅野高弘, 野末康博, 塩崎禎郎, 小濱英司: 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法, 港湾空港技術研究所資料, No.1145, 2006.
- 4) (社)地盤工学会: 打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル, 2009.
- 5) (財)沿岸開発技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), 2008.
- 6) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
- 7) 菅野高弘, 宮田正史, 三藤正明, 稲垣紘史, 及川研, 飯塚栄寿: 平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.1311-1315, 1996.
- 8) 佐々木武, 菅野高弘, 外山進一, 三藤正明: 直下型地震に対する鋼矢板岸壁の耐震性に関する模型振動実験, 第23回地震工学研究発表会講演論文集, pp.261-264, 1995.
- 9) G. G. Meyerhof: Discussion on soil properties and their measurement, Discussion2, Proc. of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, p.110, 1957.
- 10) Susumu IAI: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.
- 11) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 12) H.M.Westergaard: Water Pressures on Dams during Earthquakes, Journal of ASCE. Transactions, No.1835, 1933.
- 13) 野田 節男, 上部 達生, 千葉 忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, 1975.

## 第5章

# グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

### 5.1 概説

本章では、重力式(ケーソン式)岸壁を対象として、水中振動台によるアンカーの耐震補強効果に着目した 1G 場振動台実験について述べている。アンカーの耐震補強効果を明らかにするためには、アンカーで補強された岸壁の実際の地震時挙動を把握する必要がある。

一般に重力式岸壁の地震による被災形態は岸壁構造物の海側への傾斜・変位・沈下と背後地盤の沈下であり<sup>1)</sup>、我が国の重力式岸壁の被災事例として、1995 年の兵庫県南部地震が挙げられる。これに対し、ケーソン直下が SCP 改良地盤の場合や良好な地盤の場合にはケーソン函体の変位が小さかったことが確認されている<sup>1)</sup>。重力式岸壁については、振動台実験による被災要因の解明<sup>3)4)</sup>や、有効応力解析による耐震性能の評価精度向上<sup>5)6)7)8)</sup>が行われている。しかし、アンカーで耐震補強された重力式岸壁については、振動台実験や有効応力解析により被災事例の再現性や実際の地震時挙動を確認した事例は少なく、岸壁のアンカーによる耐震補強効果は十分には明らかにされていない。

そこで、本章では、アンカーで耐震補強された重力式岸壁の実際の地震時挙動を把握することを目的として振動台実験を実施した。ただし、本研究では、兵庫県南部地震で被災した岸壁の置換土のような軟弱地盤は考慮せず、堅固な地盤を想定した。これは、岸壁の挙動を単純化することでアンカーの挙動を明確にするためである。岸壁背後の埋土は液状化層とし、アンカーで補強する場合としない場合を比較することでアンカーの耐震補強効果を明らかにした。さらに、基礎捨石層厚が 3.4 m の場合と 6.8 m の場合の 2 種類の断面を想定し、基礎捨石の変形挙動の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響について明らかにするとともに、アンカーの張力特性について詳細な検討を行った。本実験では、特に岸壁の加速度特性、地盤の過剰間隙水圧特性、岸壁の変形特性およびグラウンドアンカーの張力特性に着目した。

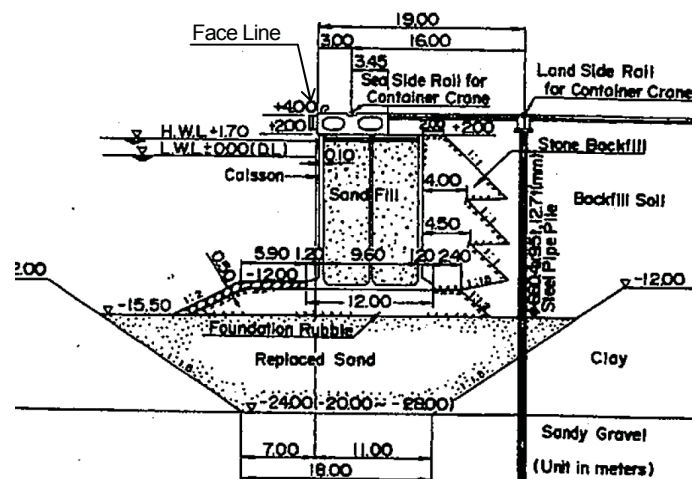
## 5.2 実験内容

### 5.2.1 実験装置

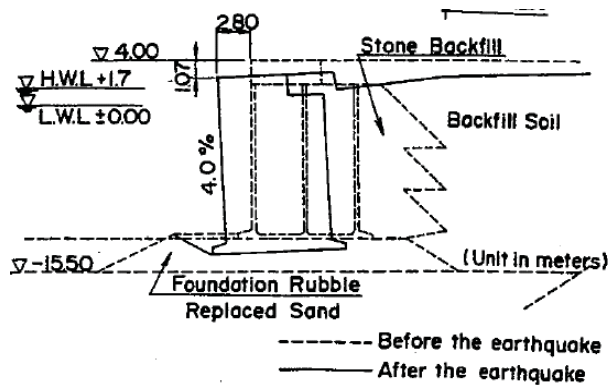
実験装置については、「4.2.1 実験装置」を参照されたい。

### 5.2.2 実験対象モデル

本実験では、堅固な地盤上に構築されたケーソン式岸壁を想定し、岸壁諸元は 1995 年兵庫県南部地震で被災した岸壁(設計震度 0.10)を参考に決定した。兵庫県南部地震で被災したポートアイランドのコンテナ岸壁である PC-1 バースを図-5.1 に示す<sup>3)9)</sup>。構造形式は、軟弱粘土層を-24 m まで床掘りしてまさ土で置換し、その上に基礎捨石、さらにケーソンを設置した岸壁である。ケーソン背後には裏込石が施工され、さらにその背後はまさ土で埋め立てられている。被災時、ケーソンは海側へ大きく変位し、水平変位は約 2.8 m、鉛直変位約 1.07 m、傾斜角約 4.0 %であったと報告されている<sup>9)</sup>。



(a) 断面図



(b) 被災状況

図-5.1 兵庫県南部地震で被災したポートアイランドの PC-1 バース(文献 9)に加筆修正)

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

本実験で想定したケーソン式岸壁の断面を図-5.2に示す。背後の埋土は液状化地盤を想定している。文献 10)を参考に計算したケーソンの滑動、転倒および支持力の耐力作用比を図-5.3に示す。同図によると、本ケーソンの破壊モードは支持力破壊が先行することを示している。支持力の耐力作用比が1になる震度は0.1であり、1995年兵庫県南部地震における神戸港の被災岸壁の設計震度0.10~0.18<sup>2)</sup>の下限值に相当する。図-5.4(a)は震度0.1として支持力の耐力作用比を計算したときの簡易ビショッブ法によるすべり線を示しており、図-5.4(b)は基礎捨石の層厚を2倍にした場合のすべり線を示している。ただし Terashi and Kitazume<sup>11)</sup>が実施した遠心力場での砂マウンドの载荷試験によると、マウンドのすべり線は、簡易ビショッブ法で想定するような円弧とはならないことを確認していることに注意が必要である。震度0.1での支持力の耐力作用比は、前者で1.020、後方で0.966であり、基礎捨石層厚が2倍の後者の方が支持力破壊しやすい条件となる。

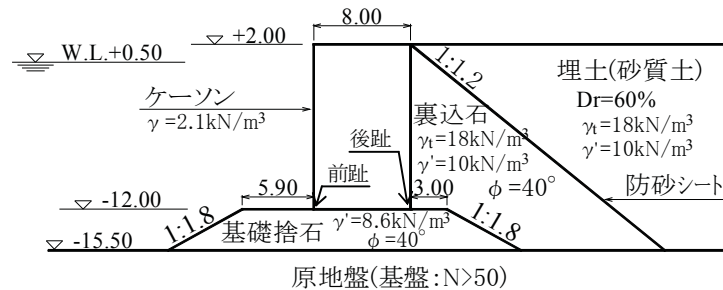


図-5.2 実験対象モデル

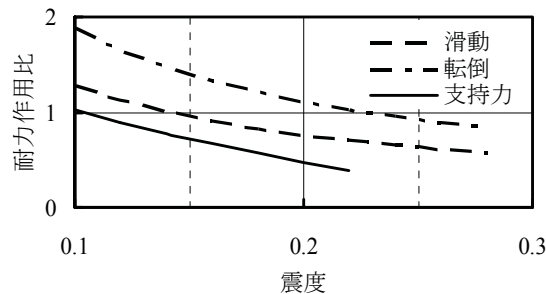


図-5.3 ケーソンの耐力作用比

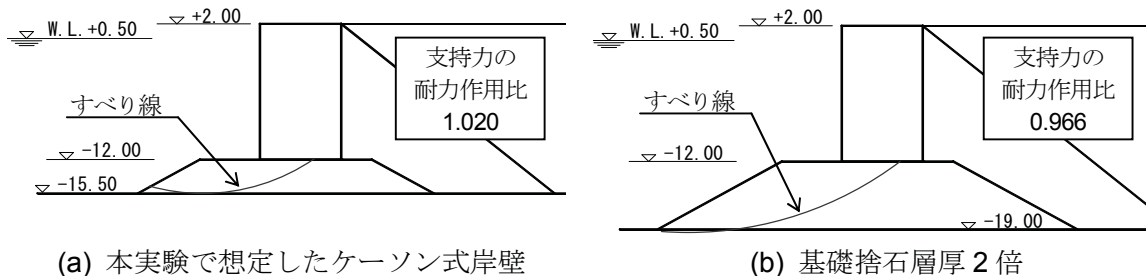


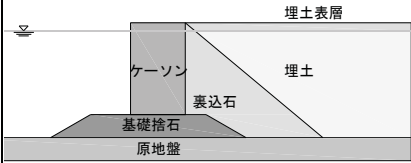
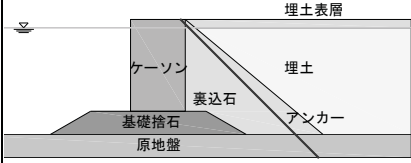
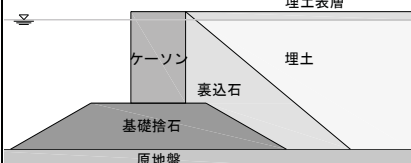
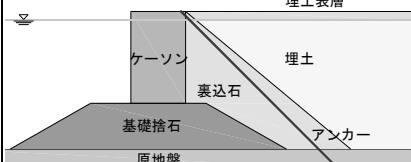
図-5.4 簡易ビショッブ法によるすべり線 (震度0.1)

### 5.2.3 実験ケース

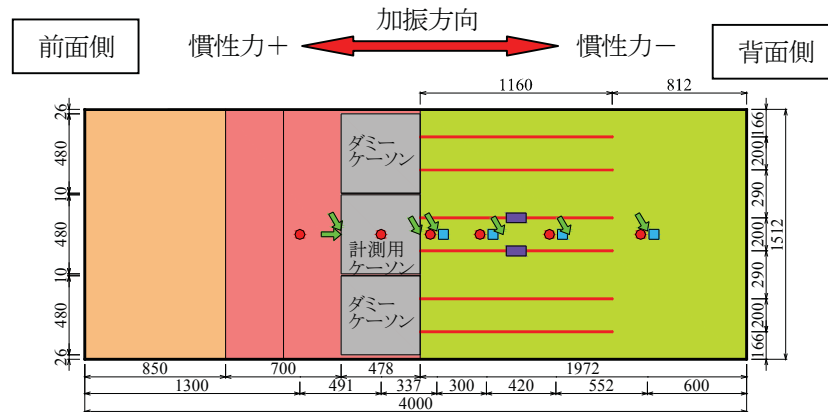
実験ケースを表-5.1に、実験模型の平面図および断面図を図-5.5に示す。アンカーによる耐震補強を行わないCASE-1を基本ケースとし、CASE-2は耐震補強を行うケースとした。CASE-3およびCASE-4は、CASE-1、CASE-2に対してそれぞれ基礎捨石の層厚を2倍に増加させたケースである。なお、CASE-3およびCASE-4の基礎捨石の半分から上の断面形状は、CASE-1およびCASE-2と全く同じである。

グラウンドアンカーによる耐震補強の有無の違いおよび基礎捨石層厚の違いを比較し、アンカーによる耐震補強効果を把握した。

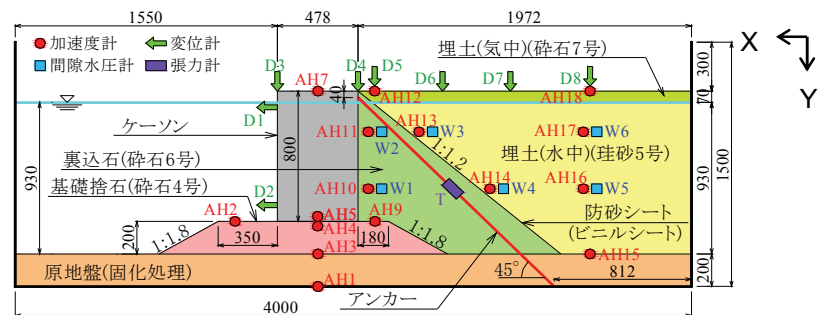
表-5.1 実験ケース

ケース名	実験断面	基礎捨石 高さ	グラウンド アンカー による 耐震補強	地盤条件 (埋土)	加振条件
CASE-1		低 (200mm)	耐震補強 なし	液状化 $Dr \approx 60\%$	正弦波  10Hz 50 波 200Gal
CASE-2		低 (200mm)	耐震補強 あり		
CASE-3		高 (400mm)	耐震補強 なし		
CASE-4		高 (400mm)	耐震補強 あり		

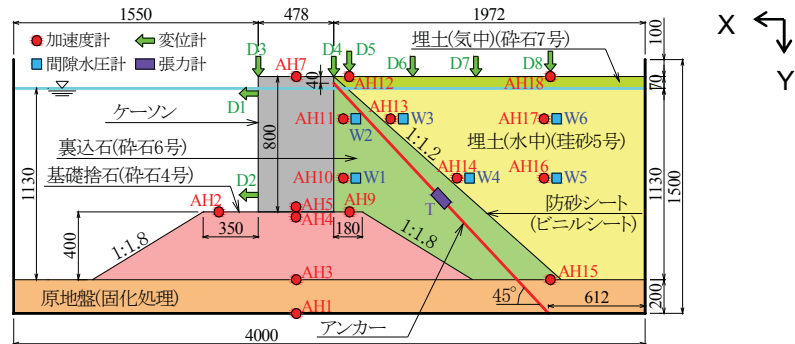
第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験



(a) 平面図(全ケース共通)



(b) 断面図(CASE-1,2)



(c) 断面図(CASE-3,4)

図-5.5 実験模型の平面図・断面図

※アンカーがない断面が、CASE-1,3の断面

#### 5.2.4 相似則

模型の縮尺比は，実験対象とするモデル化の範囲と土槽の大きさを考慮して，長さの縮尺比を $\lambda=17$ （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1 G場における相似則<sup>12)</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き，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 $\lambda^{0.5}$ （長さの縮尺を $\lambda$ ）と仮定することで得られる相似則を採用する．相似則を表-5.2に示す．

表-5.2 相似則

パラメータ	実物／模型	縮 尺
長さ	$\lambda$	17
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	$\lambda$	17
間隙水圧	$\lambda$	17
変位	$\lambda^{1.5}$	70.09
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.12
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	1,192

#### 5.2.5 加振波

加振波は，図-5.6に示すように周波数10 Hz，波数50波(前後各5波のテーパ部を含めると60波)，最大加速度200 Galの正弦波を使用した．実験での周波数を相似則に従い実物換算すると1.2 Hz(周期0.8 s)となる．継続時間は模型スケールで5秒，実物スケール換算で42秒となる．

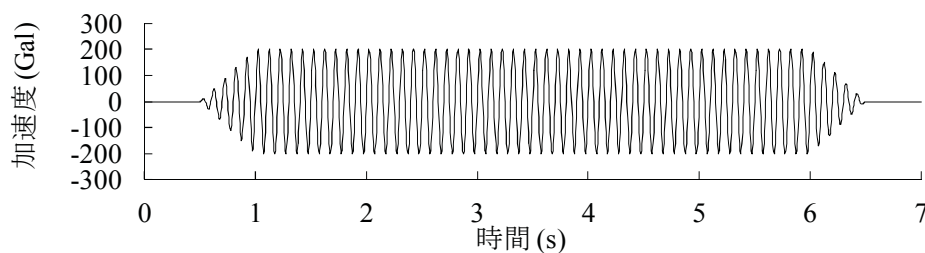


図-5.6 正弦波



### 5.2.6 計測項目

本実験における計測項目を表-5.3に示す。計測機器の設置位置は、図-5.5に示している。ケーソンの変位(4 ch)、加速度(2 ch)、アンカーの張力(2 ch)、および地盤の変位(4 ch)、加速度(16 ch)、過剰間隙水圧(6 ch)の時系列データを図-5.5に示す計測機器により計測した。なお、施工過程におけるアンカーの発生張力を把握するため、アンカーの緊張後および加振前に、アンカーの張力を計測した。ターゲットをあらかじめ地表面に設置し、加振前後におけるターゲットの座標を定規で計測して変位量を求め、地表面の残留変形形状を把握した。加振時の動的計測では、計測器の信号を中継ボックスに集約し、動ひずみアンプで増幅した後、AD変換器によりデジタルデータに変換収録した。なお、パルス波加振のサンプリング周波数は2048 Hz、収録時間は50秒とし、本加振のサンプリング周波数は512 Hz、収録時間は60秒とした。

表-5.3 計測項目

計測対象	計測項目	計測機器	計測工程			
			アンカー緊張後	加振前	加振時	加振後
ケーソン	水平変位	変位計			●	
	鉛直変位	変位計			●	
	水平応答加速度	加速度計			●	
アンカー	張力	引張型荷重計	●	●	●	
地盤	水平応答加速度	加速度計			●	
	過剰間隙水圧	水圧計			●	
	地表面の鉛直変位	変位計			●	
	地表面の残留沈下・水平変位	地表面ターゲット		●		●

### 5.2.7 使用材料および模型作製方法

使用材料を表-5.4に、模型作製手順を図-5.7に示す。本実験では、「4章 グラウンドアンカーによる矢板式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験」と同じ実験土槽を使用した。

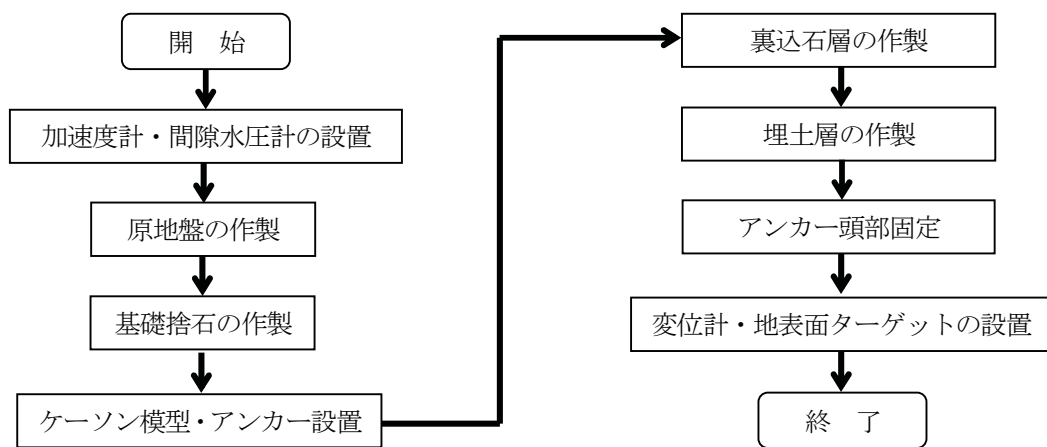
ケーソン模型は、箱型の鋼殻内に中詰砂(相馬珪砂 5号)を投入して製作した。土槽の影響を低減するため、ケーソン模型は奥行き方向に3函配置し、中央のケーソンについて変位等の計測を行った。この方法は被災事例の再現に成功した既往実験<sup>3)</sup>を参考にしたものであり、他のいくつかの実験事例<sup>13)14)</sup>で適用された実績がある。なお、ケーソンと土槽の間に摩擦が生じないように、両者間には20 mm程度の隙間を設けている。

実物のアンカーとして、F270TA(公称径 55.5 mm、断面積 1409.6 mm<sup>2</sup>、引張荷重 2622 kN、降伏点荷重 2242 kN)を2 m間隔で設置することを想定している。実験におけるアンカー模型は、軸剛性の相似則を満足させること、ケーソン1函(奥行き 480 mm)あたり2本ずつ配置

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

表-5.4 使用材料

項 目		材 料	相対密度	作製方法
ケーソン		鋼板(厚さ9 mm)		---
ケーソン中詰め		相馬珪砂5号		締固め
アンカー		スチールワイヤ( $\phi$ 1.5 mm)		---
裏込石		単粒度碎石6号		気中落下法
埋土	液状化層	相馬珪砂5号	$Dr \approx 60 \%$	水中落下法
原地盤	固化	相馬珪砂5号+セメント3 %配合	$Dr \approx 80 \%$	締固め



※張力計はあらかじめアンカー(ワイヤ)に設置

図-5.7 模型作製手順

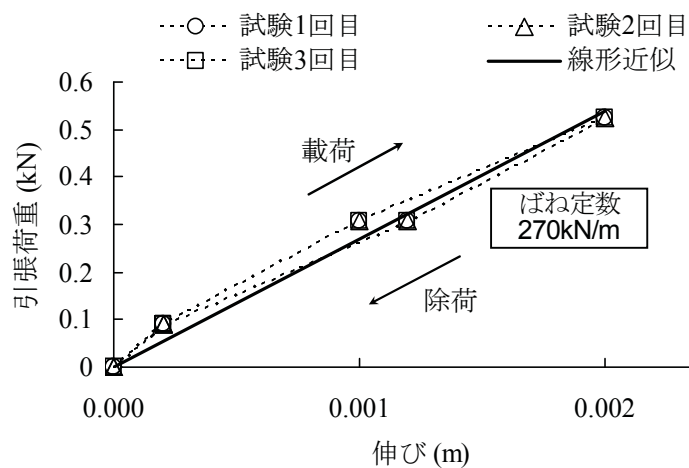


図-5.8 鋼製ワイヤの引張試験結果

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

することを条件とし、直径 1.5 mm の鋼製ワイヤをアンカーとして使用した。図-5.8 に鋼製ワイヤ(長さ 0.5 m)の引張試験による引張荷重と伸びの関係を示す。同図によると、載荷時と除荷時で異なる曲線関係を示しており、わずかにループを描いている。試験結果を線形近似して求めたばね定数は 270 kN/m である。アンカー設置状況を写真-5.1 に示す。アンカーはケーソン 1 函あたり 2 本配置した。アンカーの設置角度は外力の作用方向と一致する水平方向に近づけるほど効果的であるが、その場合アンカー長が長くなるため経済性、施工性で不利になる。そこで、アンカーの設置角度を 45 度とした既往のいくつかの耐震補強事例にならない、本実験ではアンカー設置角度を 45 度とした。アンカーの上端はケーソン背面の天端から 40 mm 下がった位置に固定し、下端は土槽底面に固定した。本実験ではアンカーの定着地盤として引抜き抵抗が十分に確保される良質な地盤を想定したため、アンカー下端を土槽底面に固定した。

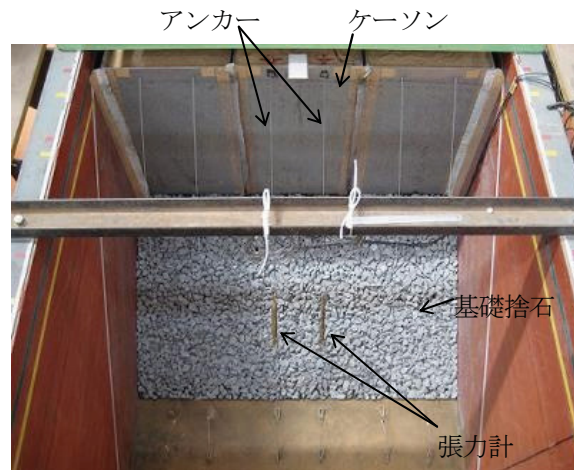


写真-5.1 アンカー設置状況

基礎捨て石および裏込石には、実際に使用されている石に対して相似則を概ね満足する粒径となるようにそれぞれ単粒度碎石 4 号(粒径 20~30 mm)および 6 号(粒径 5~13 mm)を使用し、気中落下法で作製した。ケーソン背面の埋土(水中)は、水中落下法で相馬珪砂 5 号(土粒子密度  $\rho_s = 2.644 \text{ g/cm}^3$ , 最大間隙比  $e_{\max} = 1.097$ , 最小間隙比  $e_{\min} = 0.654$ )による相対密度 60 % の中密地盤を作製し、液状化地盤を想定した。なお、埋土(水中)地盤作製時、層厚 100 mm 毎に砂投入重量と地盤高さを計測して密度を管理した。埋土(気中)には単粒度碎石 7 号(粒径 2.5~5 mm)を使用した。裏込石と埋土の間には防砂シートとして厚さ 0.1 mm のビニルシートを設置した。堅固な地盤として想定した原地盤は、セメントを 3 % 配合した相馬珪砂 5 号を土槽内に投入して締固め、水浸により固化させた。各ケースの埋土の相対密度の実績を表-5.5 に示す。実績値の平均は 62.0 % であり、相対密度の目標値に対する実績値の最大誤差は 3.9 % である。

表-5.5 埋土(水中)の相対密度の実績

ケース名	相対密度 (%)
CASE-1	63.9
CASE-2	61.3
CASE-3	63.2
CASE-4	59.6

### 5.2.8 加振手順

加振手順は、図-5.9に示すように、初めにパルス波加振を行い、その後、加振波による本加振を行った。パルス波加振の目的は、模型地盤の初期状態におけるせん断波速度の算定である。せん断波速度の大きさから模型地盤の剛性の大小関係を確認することが可能であるとともに、この値は、有効応力解析における初期せん断弾性係数の算定にも資するものである。実験の様子を写真-5.2に示す。

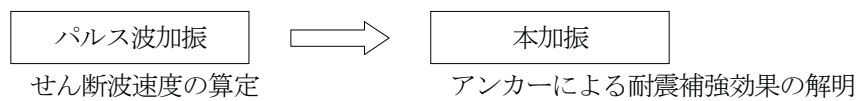
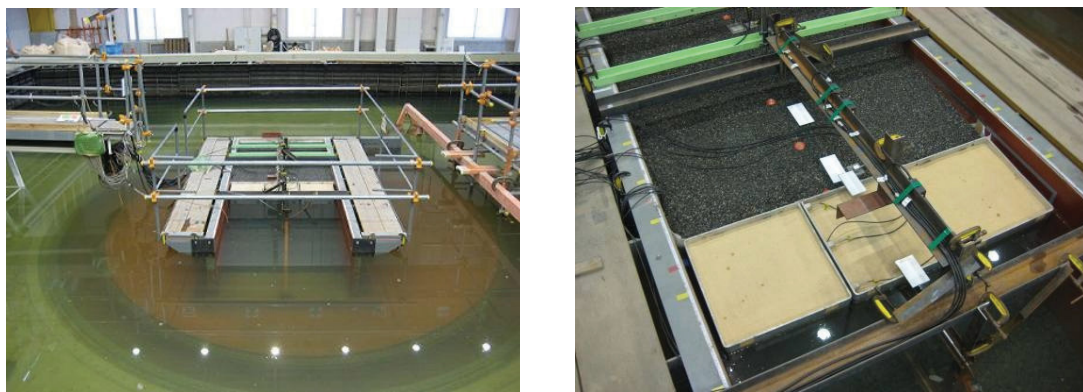


図-5.9 加振手順



(a) 正面

(b) 鳥瞰

写真-5.2 実験の様子

5.3 パルス波加振結果

模型地盤のせん断波速度  $V_s$  を算出するため、各ケースの本加振前にそれぞれ 3 回のパルス波加振を行った。せん断波速度の算定方法は、「4.3.1 パルス波加振結果」を参照されたい。なお、せん断波速度の算定に使用した加速度計設置位置を図-5. 10 に示す。算定したせん断波速度、およびせん断波速度から求めた背後地盤の 1 次固有周期を表-5. 6 に示す。

同表によると、埋土のせん断波速度の平均値は 56.9 m/s であり、平均値に対する最大誤差は 6.7 m/s (12 %)である。

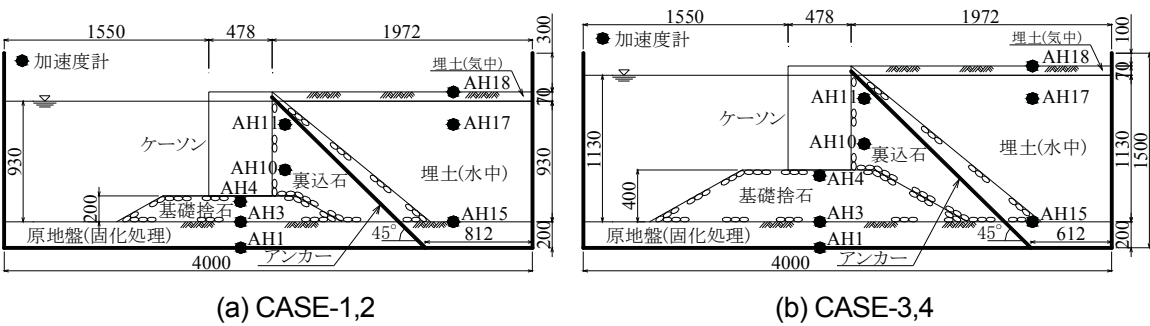


図-5. 10 せん断波速度の算定に使用した加速度計設置位置

表-5. 6 せん断波速度および 1 次固有周期

(a) 各層のせん断波速度				(b) 背後地盤の 1 次固有周期		
土層区分	ケース名	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	平均値 $V_s$ (m/s)	ケース名	1次固有周期 $T$ (s)	1次固有振動数 $f$ (Hz)
埋土【 $Dr \approx 60\%$ 】 AH15～17	CASE-1	52.5	56.9	CASE-1	0.062	16.2
	CASE-2	50.1		CASE-2	0.056	17.9
	CASE-3	61.5		CASE-3	0.068	14.6
	CASE-4	63.6		CASE-4	0.064	15.6
原地盤【固化処理】 AH1～3	CASE-1	341.3	307.2			
	CASE-2	341.3				
	CASE-3	273.1				
	CASE-4	273.1				
基礎捨て石 AH3～4	CASE-1	136.5	124.1			
	CASE-2	147.9				
	CASE-3	94.8				
	CASE-4	117.0				
裏込石 AH10～11	CASE-1	53.8	53.4			
	CASE-2	44.8				
	CASE-3	59.7				
	CASE-4	55.4				
全層 AH3～18	CASE-1	64.7	70.3			
	CASE-2	71.5				
	CASE-3	70.2				
	CASE-4	74.8				



## 5.4 アンカーによる耐震補強効果に関する振動台実験結果

本節では、振動台実験結果について、アンカーなしの場合とアンカーありの場合を比較し、アンカーによる耐震補強効果について考察する。

### 5.4.1 岸壁の加速度特性

基礎捨石層厚 200 mm の場合(CASE-1, 2)の場合の岸壁の加速度時刻歴を図-5. 11 に示す。ケーソン天端の加速度(AH7)は、入力加速度振幅約 240 Gal に対して前面側への加速度が増加する傾向を示す。特にアンカーありのケースでは、加振の進行に応じて前面側への加速度が著しく増加している。

ケーソン直背後の地表面加速度(AH12)は、加振が進むにしたがって、前面側への加速度が著しく増加する傾向を示している。しかし、直下(AH11)の加速度は、地表面の約半分であることから、加速度の著しい増加は地表面に限定されていると考えられる。

背面側の地表面加速度(AH18)は、アンカーなしの場合、1 秒を過ぎてから減少しはじめ、2 秒以降は振幅が非常に小さくなっていることがわかる。これは、1 秒以降に埋土の剛性が著しく低下したことを示唆している。一方、アンカーありの場合は、加速度振幅の減少がみられないことから、埋土の剛性はそれほど低下しなかったと考えられる。

図-5. 12 は、ケーソン天端の加速度時刻歴について時間軸を拡大し、アンカーの有無の違いを比較したものであるが、ケーソン天端ではアンカーありのケースにおいて前面側への加速度がスパイク状の波形を示すとともに最大値が大きくなっており、アンカーによってケーソンに大きな衝撃的な荷重が作用することを示している。

ケーソンの滑動について検討するため、基礎捨石天端(AH4)とケーソン下端(AH5)の加速度履歴を図-5. 13 に示す。同図によると、アンカーの有無に依らず、加速度履歴はわずかにループを描いているものの、全体的な傾向として、ケーソン下端と基礎捨石の加速度は振幅・位相ともほぼ同じであり、ケーソンが基礎捨石上を滑動するような挙動は確認されなかった。

前面側への最大加速度分布を図-5. 14 に示す。同図によると、ケーソン天端加速度(AH7)は、入力加速度振幅 200 Gal に対して増加しており、特にアンカーありの 770 Gal は、アンカーなしの 370 Gal の約 2 倍になっている。ケーソン直背後地盤に着目すると、入力された加速度が地盤上部へ伝達するにしたがって振幅が増加している。この傾向について、アンカーの有無の違いはほとんど認められない。

基礎捨石層厚 400 mm の場合(CASE-3, 4)の場合の岸壁の加速度特性は、基礎捨石層厚 200 mm の場合(CASE-1, 2)と同様である。

第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

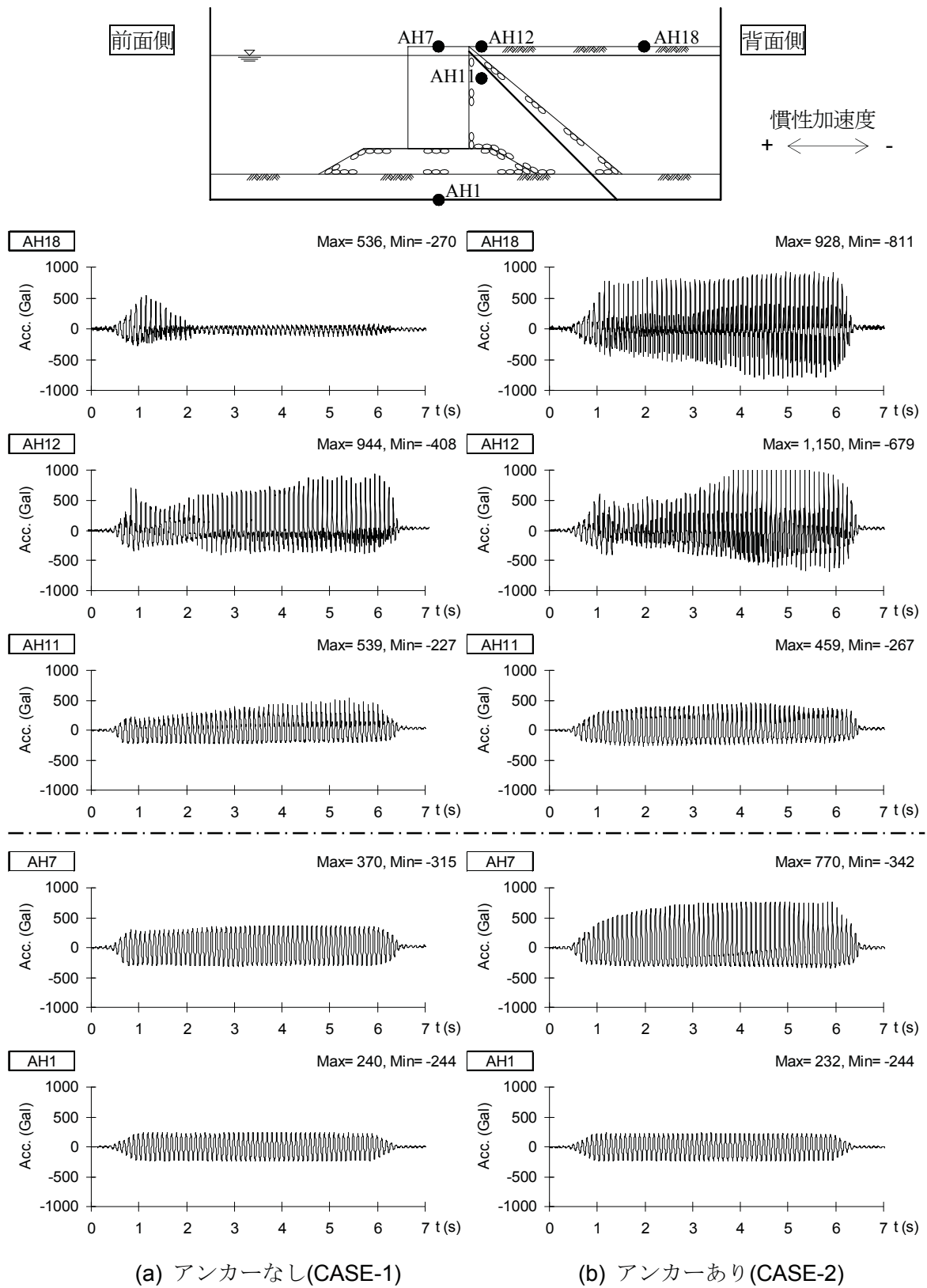


図-5.11 加速度時刻歴 (基礎捨石層厚 200 mm)



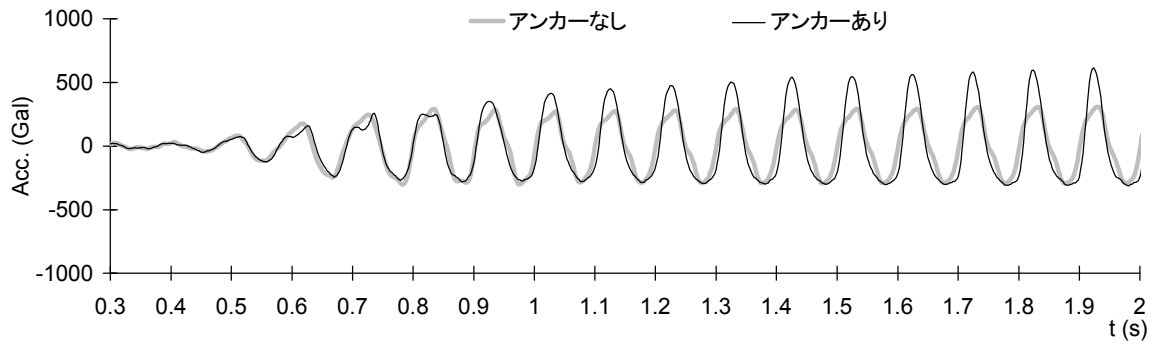


図-5.12 ケーソン天端加速度(AH7)の比較

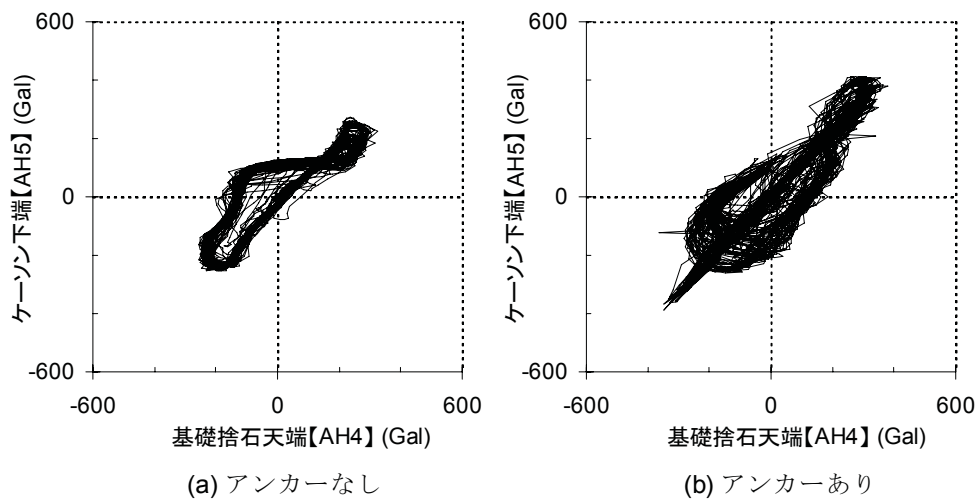


図-5.13 基礎捨石天端とケーソン下端の加速度履歴 (基礎捨石層厚 200 mm)

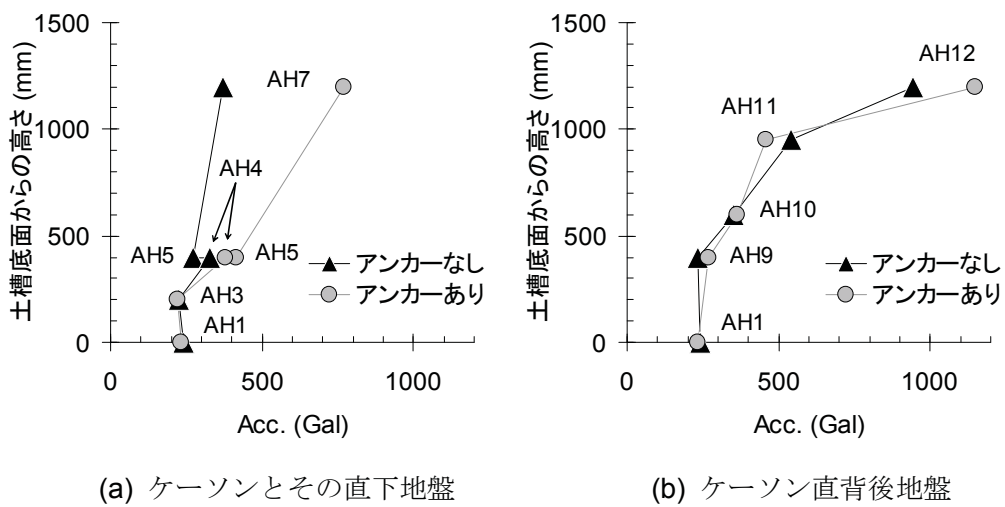
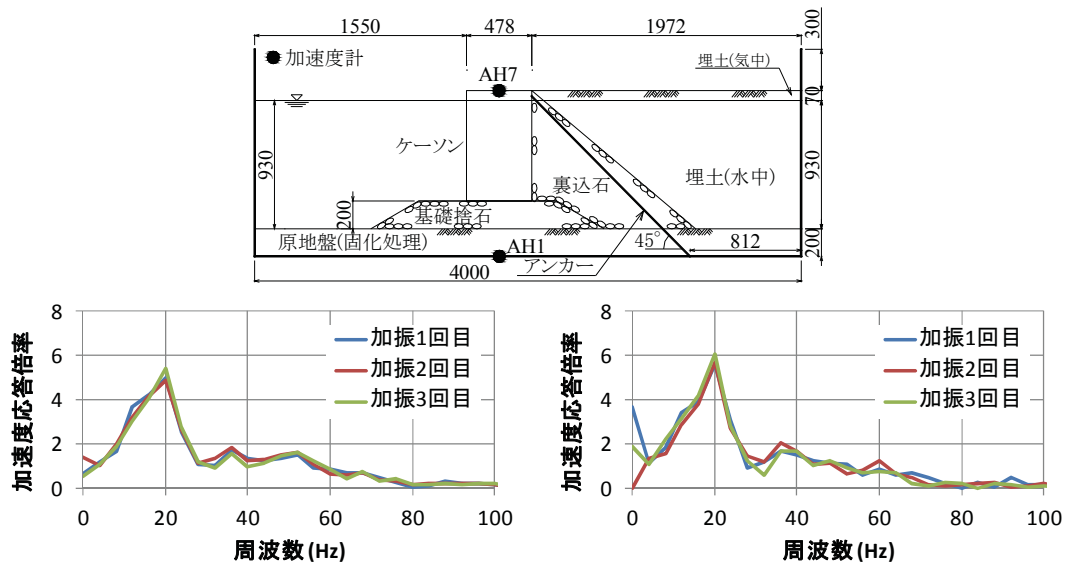


図-5.14 前面側への最大加速度分布 (基礎捨石層厚 200 mm)

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

アンカーありの場合にケーソン天端加速度が増加した原因として、アンカーで補強したことによりケーソンの固有周波数が地震動の固有周波数に近づいたことが考えられる。そこで、5.3 節で述べたパルス波加振結果を用いて、ケーソンの固有周波数を求めた。具体的には、ケーソン天端加速度(AH7)の加速度フーリエスペクトルを土槽底版加速度(AH1)の加速度フーリエスペクトルで除すことで加速度応答倍率を求め、1 次の固有周波数を読み取った。加速度応答倍率を図-5. 15 に、1 次の固有周波数を表-5. 7 に示す。

同図表によると、アンカーの有無にかかわらず、ケーソンの1 次の固有周波数は20 Hzである。このことから、アンカーで補強したことによりケーソンの固有周波数が地震動の固有周波数(10 Hz)に近づいたことが、ケーソン天端加速度の増加原因とは認められない。ケーソンの動きがアンカーで急に抑制される挙動に変化したため、アンカーに衝撃的な力が加わり、加速度が大きくなったと考えられる。



(a) CASE-1 : アンカーなし

(b) CASE-2 : アンカーあり

図-5. 15 ケーソン天端(AH7)の土槽底版(AH1)に対する加速度応答倍率  
(基礎捨石層厚 200 mm)

表-5. 7 ケーソンの1 次固有周波数

パルス波 加振回数	1次固有振動数 (Hz)	
	CASE-1	CASE-2
加振1回目	20	20
加振2回目	20	20
加振3回目	20	20
平均	20	20

### 5.4.2 岸壁の過剰間隙水圧特性

基礎捨石層厚 200 mm の場合(CASE-1, 2)の過剰間隙水圧時刻歴を図-5. 16 に示す. 埋土の過剰間隙水圧(W5,6)によると, 入力加速度がピークに達する 1 秒付近から水圧が上昇し始め, 加振中にピークに達した. アンカーなし(CASE-1)では最大値が有効上載圧に達しており, 加振終了と同時に水圧が減少しはじめ, 約 1 秒後に水圧が完全に消散した. アンカーなし(CASE-2)での液状化層上部(W6)の過剰間隙水圧は有効上載圧近くまで増加しているが, 下部(W5)では有効上載圧の 3 割程度までにしか達していない. 水圧は加振終了前に減少しはじめ, さらに加振終了時に大きく減少している.

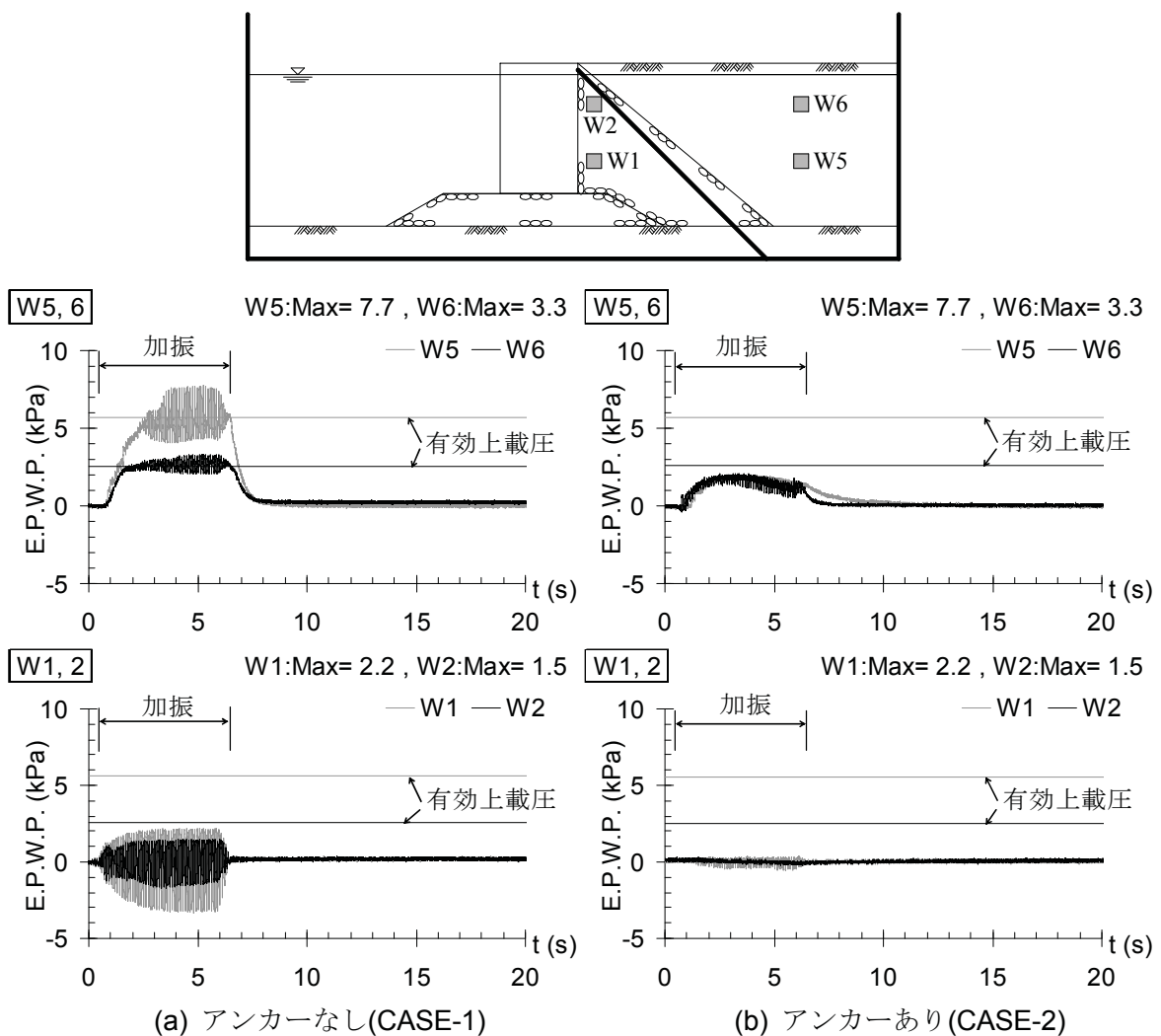


図-5. 16 過剰間隙水圧時刻歴 (基礎捨石層厚 200 mm)

基礎捨石層厚 400 mm の場合(CASE-3, 4)の過剰間隙水圧時刻歴を図-5. 17 に示す。埋土の過剰間隙水圧時刻歴波形(W5,6)によると、アンカーありの CASE-4 では入力加速度がピークに達する 1 秒付近から水圧が上昇し始め、加振中にピークに達した。過剰間隙水圧比は 1 に達しており、埋土は完全に液状化したと判断される。

図-5. 17 によると、アンカーなしの CASE-3 では、埋土の過剰間隙水圧(W6)の上昇速度が遅くなっている。佐藤<sup>13)</sup>はケーソンの急激な海側への水平移動によって背後地盤の過剰間隙水圧が負になる傾向があることを指摘しており、CASE-3 ではケーソンが前面側へ著しく変位したため背後地盤の過剰間隙水圧が上がりにくかった可能性がある。

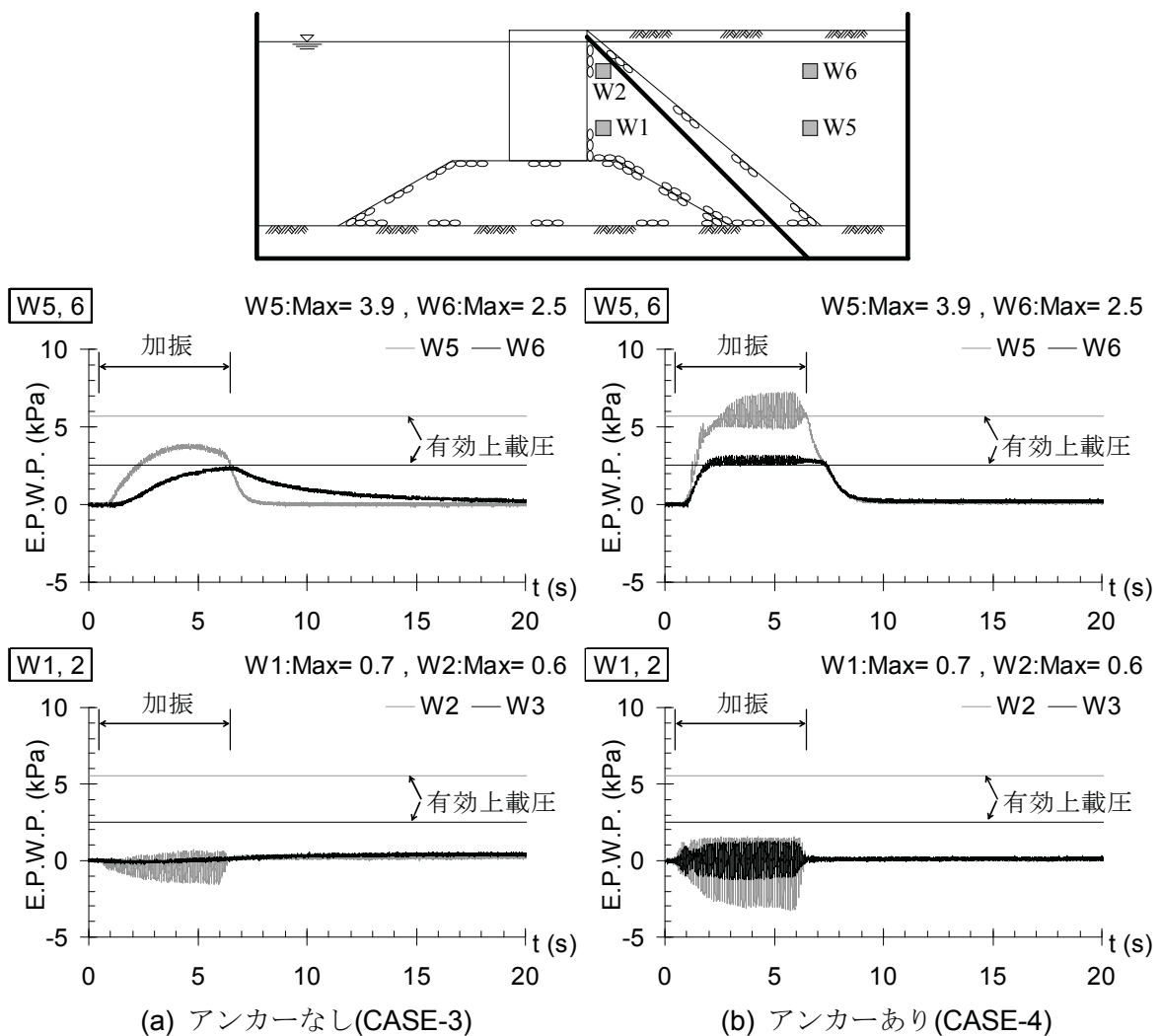


図-5. 17 過剰間隙水圧時刻歴 (基礎捨石層厚 400 mm)

過剰間隙水圧比の最大値分布を図-5. 18, 図-5. 19に示す。過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧を有効上載圧で除した値とした。さらに、動水圧成分を除外するため、1Hzのローパスフィルタにより高周波成分を除去した。

埋土(W5,6)に着目すると、CASE-1, 4の過剰間隙水圧比は1に達しており、完全に液状化したと判断される。CASE-2およびCASE-3の過剰間隙水圧比の最大値は、上層(W6)でそれぞれ約0.8および約0.9であり、有効拘束圧の減少により剛性が著しく低下したと判断される。CASE-2で過剰間隙水圧の最大値が小さくなったのは、他のケースと比べてケーソンの変位が最も小さかったため、背後地盤のせん断変形が抑えられたことが一つの原因として考えられる。

裏込石の過剰間隙水圧比(W1, 2)は、最大でも約0.2までしか達しておらず、有効拘束圧の減少による剛性低下は認められない。

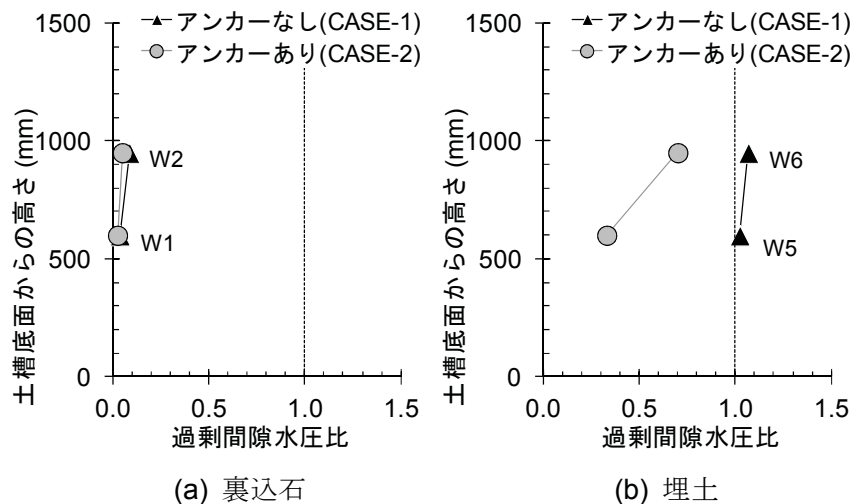


図-5. 18 過剰間隙水圧比の最大値分布 (基礎捨石層厚 200 mm)

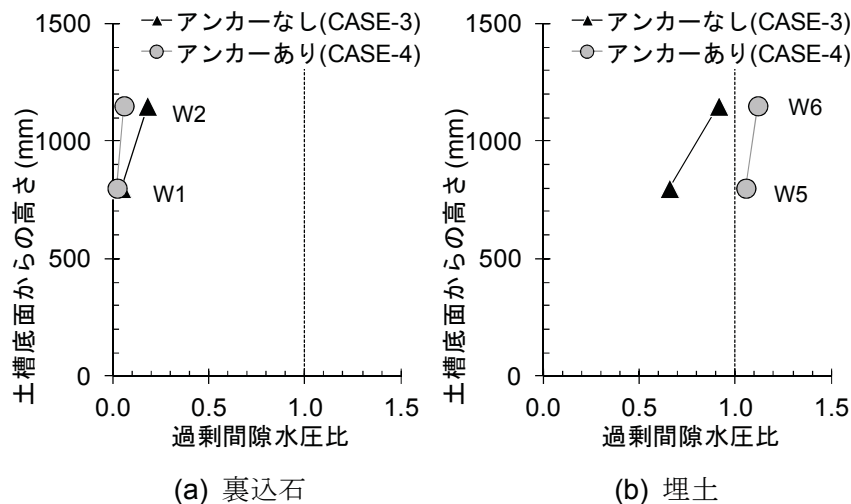


図-5. 19 過剰間隙水圧比分布 (基礎捨石層厚 400 mm)

### 5.4.3 岸壁の変形特性

基礎捨石層厚200 mmの場合(CASE-1, 2)の岸壁の変位時刻歴を図-5. 20に示す。

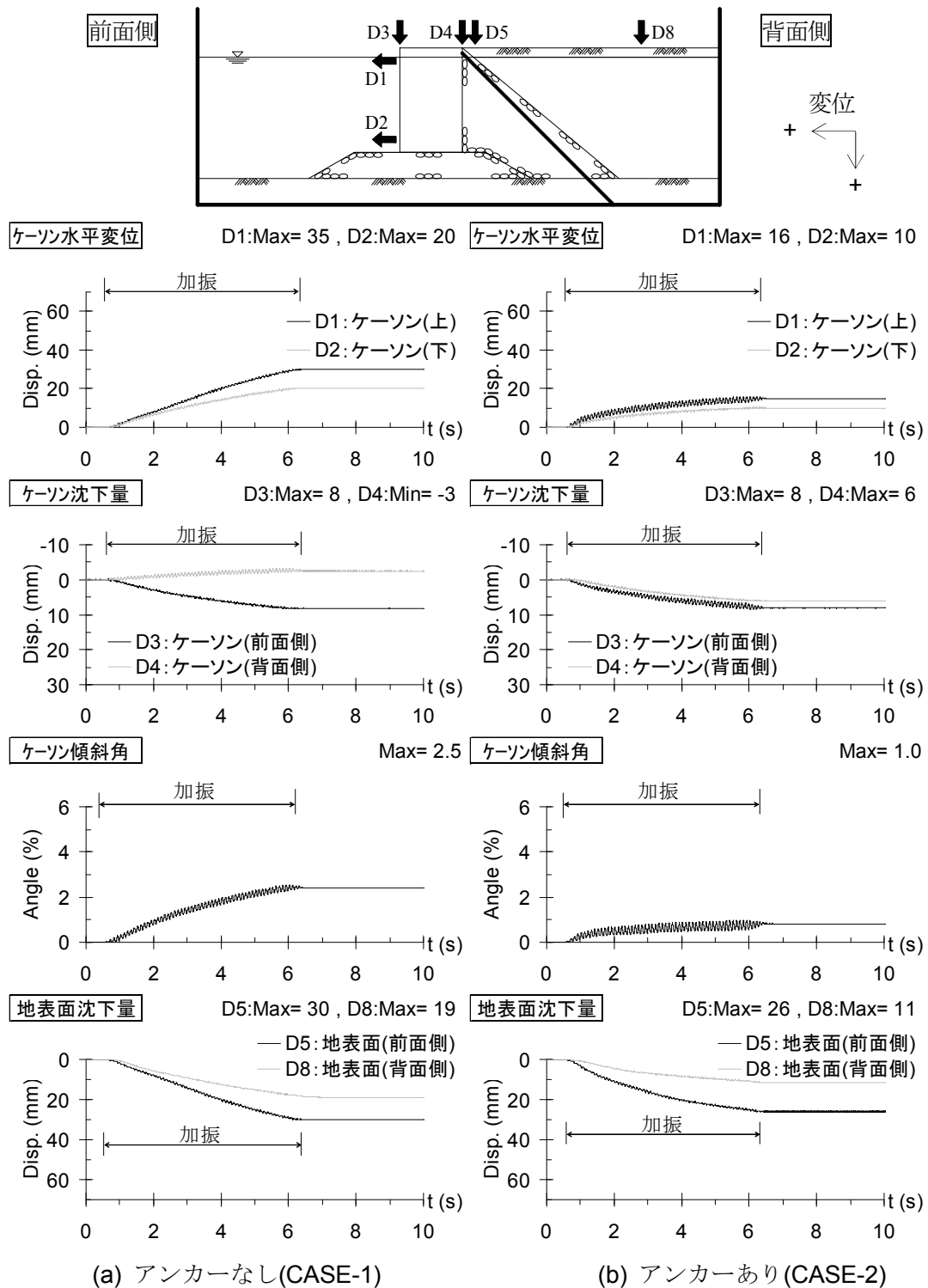


図-5. 20 岸壁の変位時刻歴 (基礎捨石層厚 200 mm)

ケーソンの傾斜角は式(5.1)により算出した。

$$\alpha = \frac{(D1 - D2)}{L} \times 100 \quad (5.1)$$

ここで、 $\alpha$ ：ケーソン傾斜角（%）， $D1, D2$ ：変位計D1, D2による水平変位（mm）

$L$ ：変位計D1とD2の距離（600 mm）

図-5. 20によると、ケーソンの傾斜角は加振中に増減を繰り返しており、ケーソンがロッキングしていたことを示している。ケーソン上部の水平変位(D1)によると、アンカーなしのCASE-1では、ケーソンは時間に比例して直線的に前面側へ変位する傾向を示しており、アンカーありのCASE-2と比べて、変位の増加スピードおよび残留変位が約2倍になっている。一方、アンカーありのCASE-2では、1.5秒付近でケーソンの変位増加スピードが著しく低下している。

ケーソンの鉛直変位(D3,4)は、水平変位と異なる波形を示している。特に、アンカーなしの場合は、ケーソン背面側の鉛直変位(D4)が負の値を示しており、ケーソンの傾斜によって鉛直上向きに変位する挙動を示している。しかし、アンカーありの場合は、ケーソンの水平変位が概ね収束した後も背面側の沈下が増加している。このことは、アンカー張力の鉛直成分によってケーソンの沈下量が大きくなることを示唆している。

地表面に設置したターゲットによる地表面残留形状を図-5. 21に示す。同図には変位計 D1, D2, D3 による計測変位から求めたケーソン形状を併せて示す。ケーソンは前面側へ傾斜しながら変位し、前趾が基礎捨石に貫入しながら沈下する変位モードを示している。ケーソンの変位および傾斜は、アンカーで補強されたCASE-2の方が小さい。ケーソン背後地表面は、全体的に沈下し、前面側へ水平変位している。これは、液状化による埋土の体積圧縮、およびケーソンの変位にともなう背後地盤の主働崩壊に起因すると考えられる。基礎捨石は、法面が水平方向に変位している。これは、ケーソンが基礎捨石に貫入するときに、基礎捨石が変形し前面側に押し出された結果と考えられる。

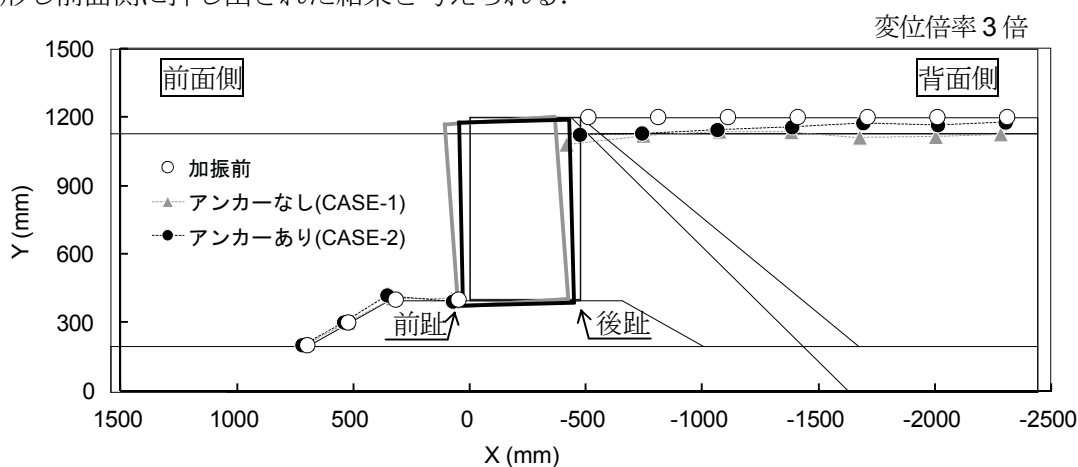


図-5. 21 岸壁の変形形状 (基礎捨石層厚 200 mm)



## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

ケーソンの水平変位(D1)、鉛直変位(D3)および傾斜角の残留値を図-5.22に示す。同図によると、アンカーありのCASE-2におけるケーソンの水平変位、鉛直変位および傾斜角の残留値は、アンカーなしのCASE-1と比較して、水平変位が57%、鉛直変位が2%、傾斜角が66%低減した。この結果から、基礎地盤が堅固な場合、アンカーによる耐震補強が有効であり、特にケーソンの水平変位と傾斜角を抑制する効果が高いことがわかる。

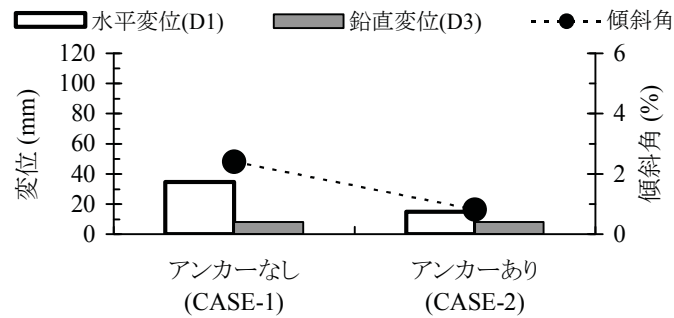


図-5.22 ケーソンの残留変位および傾斜角 (基礎捨石層厚 200 mm)

ケーソンの水平変位(D1)と傾斜角の時系列データの関係を図-5.23に示す。同図によると、両者の関係は概ね線形関係を示すことから、ケーソンの変位は傾斜によって生じる水平変位が支配的であると判断される。

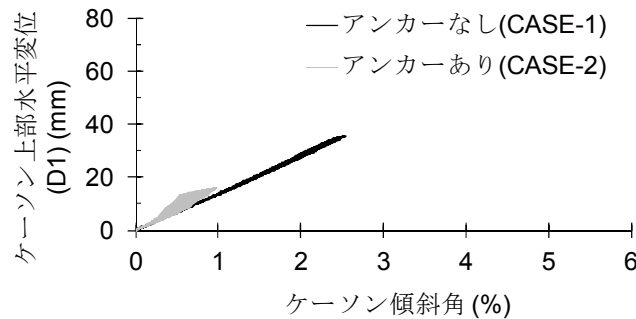


図-5.23 ケーソンの水平変位と傾斜角の関係 (基礎捨石層厚 200 mm)

基礎捨石層厚 400 mm の場合(CASE-3, 4)の岸壁の変形特性は、CASE-3 でケーソンの変位が顕著であるものの、変位の時刻歴波形の形状、岸壁の変形モード、アンカーによって岸壁の変位が抑制される様子について、基礎捨石層厚 200 mm の場合(CASE-1, 2)と同様である。

## 5.5 基礎捨石層厚が耐震補強効果に与える影響

本節では、基礎捨石層厚がアンカーによる耐震補強効果に与える影響について検討するため、基礎捨石層厚 200 mm の場合と 400 mm の場合の振動台実験結果を比較し考察する。

### 5.5.1 岸壁の動的挙動

実験での時刻歴波形を図-5. 24 に示す。ケーソン天端の加速度(AH7)は、入力加速度振幅 200 Gal に対して増幅する傾向を示しており、特にアンカーありのケースでは前面側への加速度がアンカーなしと比較して約 2 倍に増加している。この点について、基礎捨石層厚が 200 mm の CASE-1,2 と 400 mm の CASE-3,4 は同様の傾向を示している。

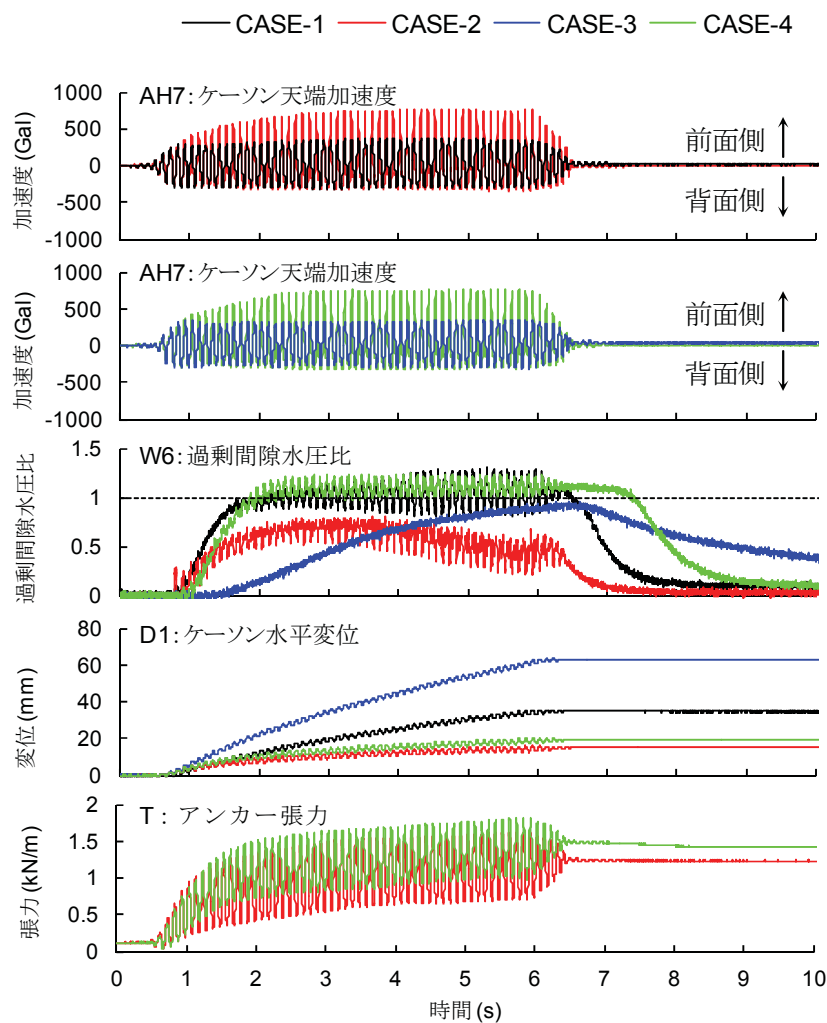


図-5. 24 時刻歴波形

図-5. 24 によると、ケーソン天端の水平変位(D1)は過剰間隙水圧とともに増加しはじめ、アンカーなしの場合、基礎捨石層厚が大きい CASE-3 では CASE-1 と比べて、変位の増加スピードおよび残留変位が約 2 倍になっていることがわかる。一方、アンカーありのケースでは、1.5 秒付近でケーソンの変位増加スピードが著しく低下している。同時刻付近では、アンカー張力の増加スピードも減少している。CASE-1 と 2, CASE-3 と 4 の実験条件の違いはそれぞれアンカーの有無のみであることから、アンカー張力によってケーソンの変位増加スピードが抑制されたと判断される。CASE-2 と 4 のケーソン変位はほとんど同じであり、アンカーの適用で基礎捨石層厚の違いによる差異がなくなったことは注目に値する。

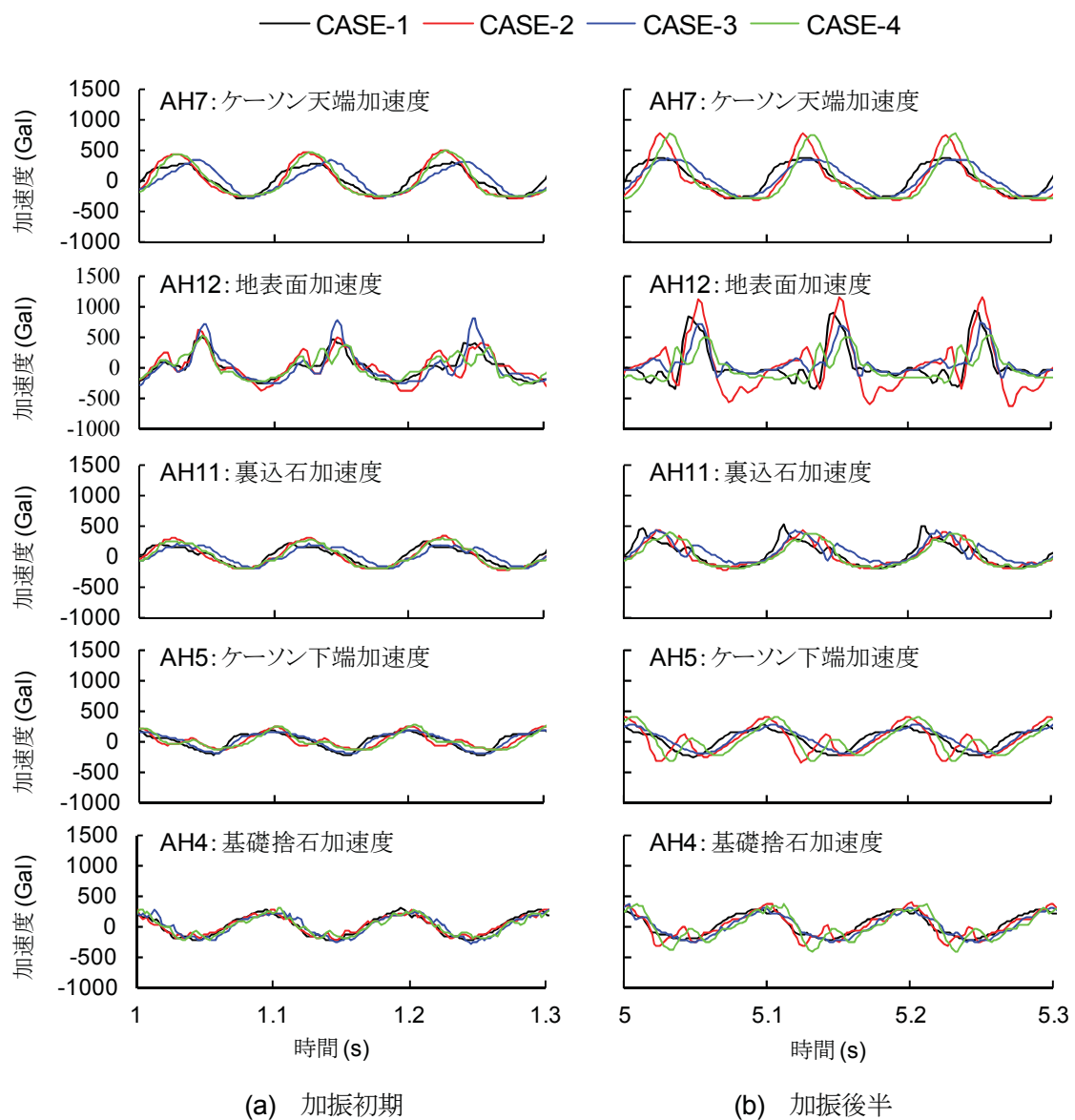


図-5.25 加速度時刻歴

### 5.5.2 岸壁の加速度特性

図-5. 25 に加振初期と加振後半の加速度時刻歴を示す。基礎捨石層厚の違いに着目しアンカーなしの CASE-1 と CASE-3 の加速度を比較すると、ケーソンが著しく変位した CASE-3 では加振初期で地表面加速度が大きくなっているものの、それ以外の地盤やケーソンでは基礎捨石層厚の違いによる顕著な差は見られない。同様に、アンカーありの CASE-2 と CASE-4 を比較すると、地表面以外の加速度について基礎捨石層厚の違いによる差異はほとんど見られない。

図-5. 26 は、基礎捨石層厚の違いによる応答加速度の差異を比較するため、アンカーなしとありのケースそれぞれについて、ケーソンおよび直下・背後地盤内の同一箇所で計測した加速度の最大値を比較したものである。同図からも、アンカーありのケースの地表面加速度 (AH12) を除き、同一箇所における加速度は同等であり、基礎捨石層厚の違いが加速度に与える影響はアンカーの有無に係らず小さいと判断される。

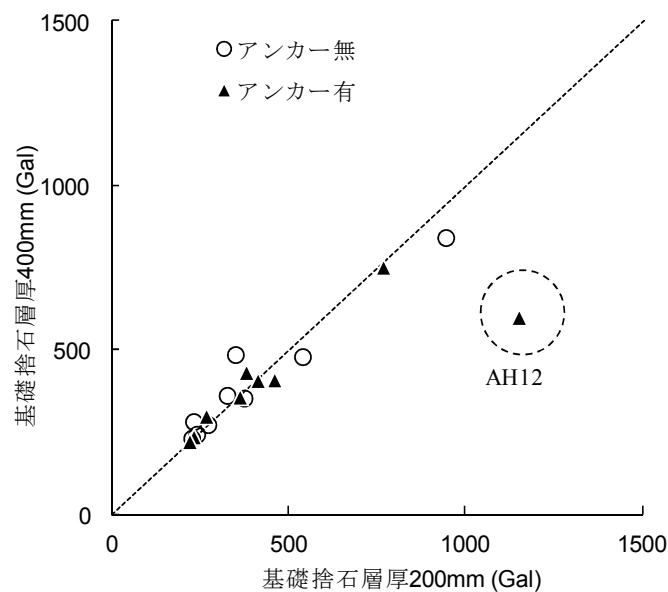


図-5. 26 加速度の最大値の比較

図-5. 27 に加振1波ごとのアンカー張力のピークと、同時刻におけるケーソン上部加速度 (AH7) の関係を示す。同図によると、張力と加速度は明確な正の相関を示していることから、基礎捨石層厚によらずアンカー張力がケーソンの加速度を増大させる要因であることを示している。

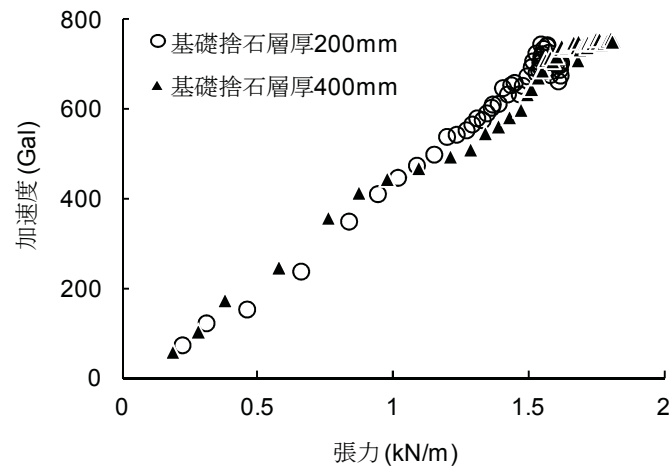


図-5.27 アンカー張力とケーソン上部加速度の関係

### 5.5.3 岸壁の変形特性

ケーソンの水平変位(D1)、鉛直変位(D3)および傾斜角の残留値を図-5.28に示す。傾斜角は先述の式(1)により算出した。基礎捨石層厚の違いに着目し、アンカーなしのCASE-1とCASE-3を比較すると、基礎捨石層厚の大きいCASE-3におけるケーソンの水平変位、鉛直変位および傾斜角の残留値は、CASE-1と比較して、水平変位と傾斜角が約2倍、鉛直変位が約6倍に増加している。一方、アンカーによる耐震補強を行ったCASE-2とCASE-4を比較すると、基礎捨石の層厚が大きいCASE-4の変位は、CASE-2に対して2～4割程度の増加にとどまっており、基礎捨石層厚の違いによる影響は無対策のケースと比べて小さくなっていることがわかる。

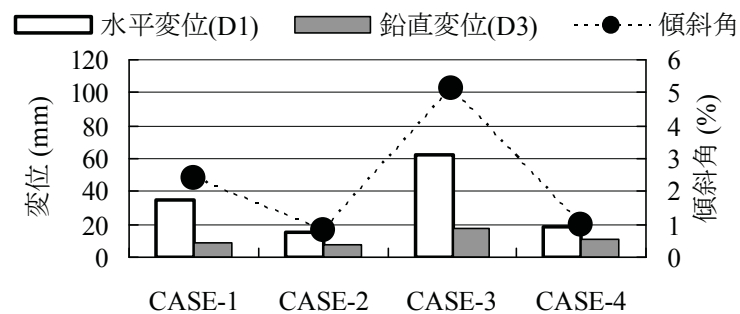


図-5.28 ケーソンの残留変位および傾斜角

ケーソン水平変位と傾斜角の時系列データの関係を図-5. 29に示す。同図から、基礎捨石層厚が大きいCASE-3で傾斜角が最も大きく、アンカーで補強することにより傾斜角が低減し、基礎捨石層厚の違いによる差異が非常に小さくなることからわかる。

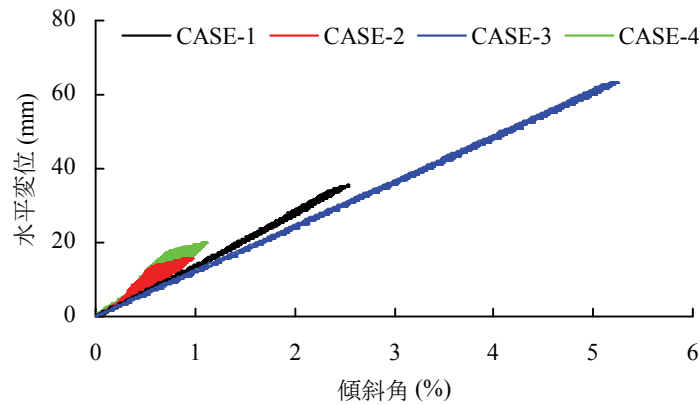


図-5. 29 ケーソンの水平変位と傾斜角の関係

基礎捨石層厚 200 mm と 400 mm のケースのケーソン上部水平変位(D1)の時系列データの比較を、アンカーなしとありそれぞれのケースについて図-5. 30に示す。同図によると、水平変位の履歴はほぼ直線関係を示しており、基礎捨石層厚の違いによるケーソン変位の位相の差異は認められない。しかし、残留変位量は、基礎捨石層厚が大きい方が増加する結果が示されている。

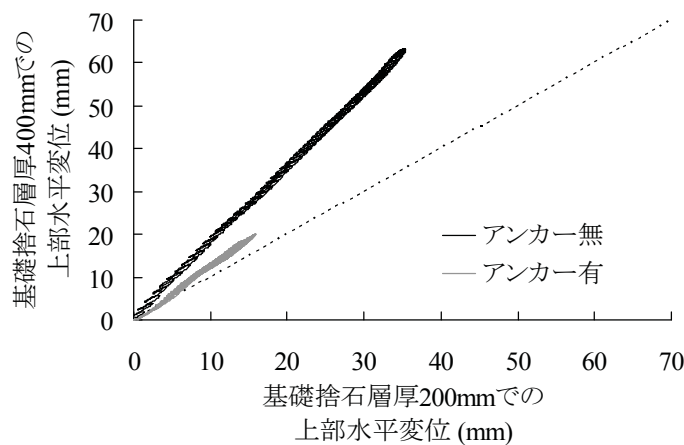


図-5. 30 ケーソン上部水平変位の比較

地表面に設置したターゲットによる地表面残留形状を図-5.31に示す。同図には変位計D1, D2, D3による計測変位から求めたケーソン形状を併せて示す。ケーソンの傾斜は、アンカーなしのケースで卓越しており、特に基礎捨石層厚が大きいCASE-3で顕著である。

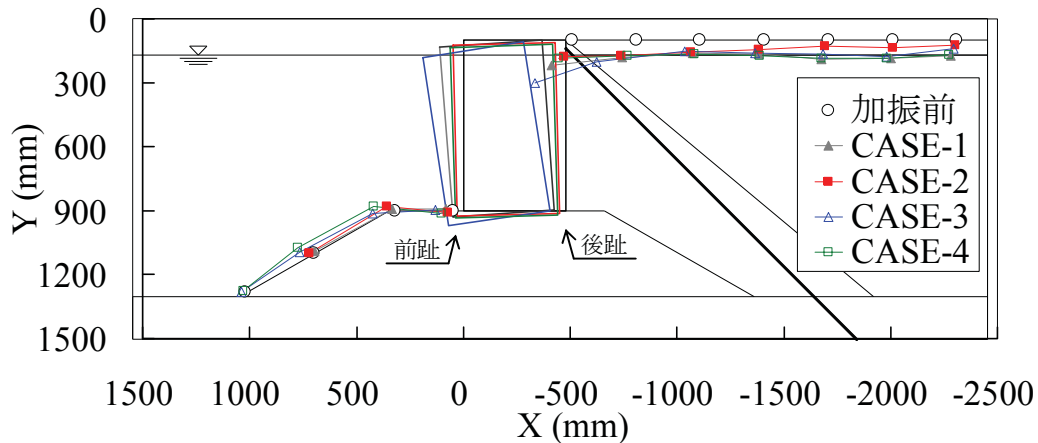


図-5.31 ケーソンおよび地表面の残留変形形状 (変位倍率3倍)

ケーソンが基礎捨石上を滑動したかを確認するため、ケーソン近傍の基礎捨石の残留水平変位とケーソン下部(D2)の残留水平変位の関係を図-5.32に示す。基礎捨石変位は、ケーソン近傍の基礎捨石地表面に設置したターゲットの変位である。ケーソンが滑動したのであれば、ケーソン下部変位の軸(横軸)付近にプロットされるはずである。同図によると、CASE-1は滑動する傾向を示しているが、全体的には傾きが1の直線(図中の破線)周辺にプロットされており、ケーソンは滑動したというよりも、主に基礎捨石の変形により変位したと推察される。

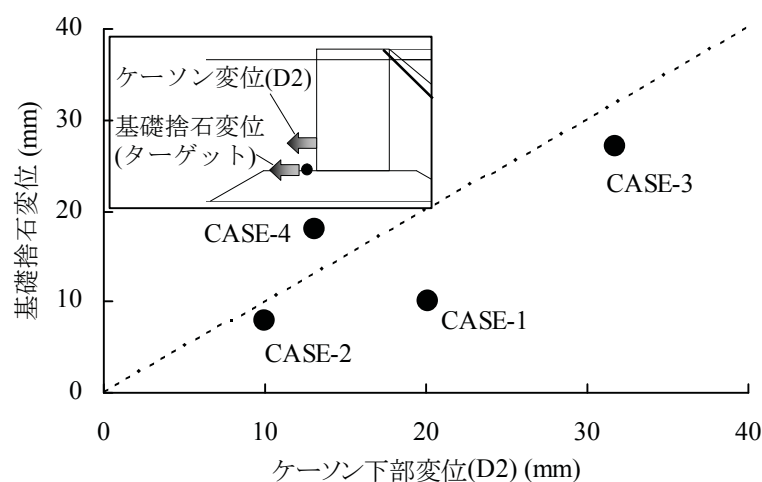


図-5.32 ケーソン下部水平変位と基礎捨石水平変位



ここで、アンカーなしのケースに着目すると、先述の実験結果から、**CASE-1**と**CASE-3**の岸壁の応答加速度は概ね同じであり、過剰間隙水圧の上昇速度は**CASE-3**の方が遅かったことから、ケーソンに作用する外力は同等であるか、あるいは**CASE-3**の方がやや小さかったと考えられる。このことに加え、**CASE-3**の基礎捨石の半分から上の断面形状が**CASE-1**と全く同じであることを考慮すると、ケーソンが基礎捨石上を滑動あるいは転倒する場合、両ケースの変位はほぼ同じになるか**CASE-3**の方が小さくなるはずである。しかし、**CASE-3**のケーソン変位は**CASE-1**の約2倍だったことから、ケーソンの支配的な変位モードは滑動や転倒ではなく、基礎捨石の変形に起因するものと判断される。すなわち、基礎捨石層厚の大きい**CASE-3**では、基礎捨石の上層だけでなく下層も変形し、ケーソンが大きく傾斜したと推察される。

アンカーありの場合、ケーソンから基礎捨石へ作用する力がアンカー張力により低減したため基礎捨石の変形が抑えられ、ケーソン変位が減少するとともに基礎捨石層厚の違いによる差異が著しく小さくなったと考えられる。

## 5.6 グラウンドアンカーの張力特性

本節では、振動台実験結果に基づき、グラウンドアンカーの張力特性について考察する。

アンカー張力時刻歴を図-5.33に示す。なお、図中に示すアンカー張力全成分は、ケーソン1函に2本配置されたアンカーの張力の計測値を平均し、さらに単位奥行き幅あたりに換算したものである。図中の静的成分は、加振波の固有周期と同じ0.1秒の幅の移動平均により平滑化したものであり、振動成分は、全成分と静的成分の差とした。図-5.33には、埋土(水中)の過剰間隙水圧の上昇開始からピークに達するまでの水圧上昇期間を併せて示している。なお、加振前の初期張力は0.12 kN/mである。

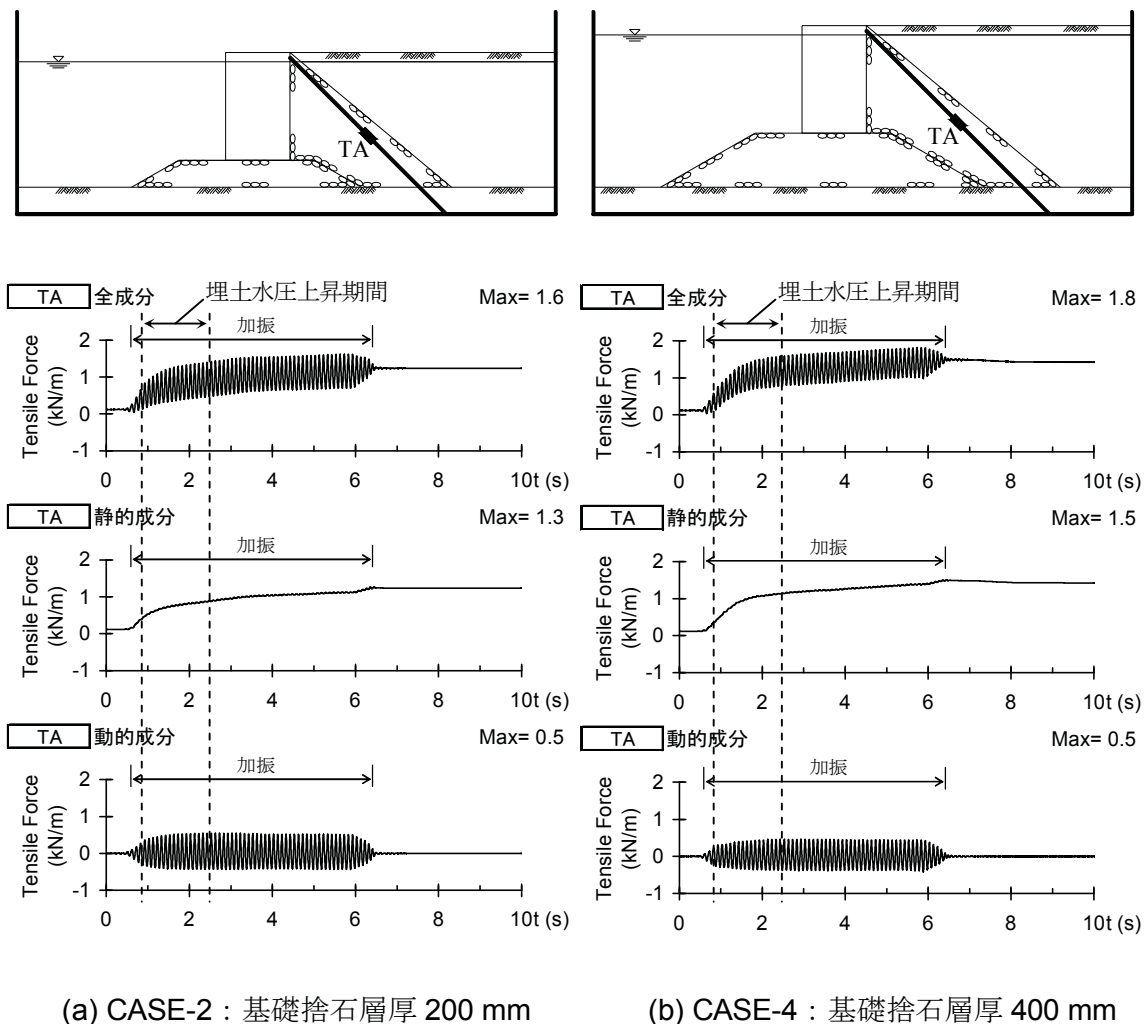


図-5.33 アンカーの張力時刻歴

図-5. 33 の静的成分によると、アンカー張力は加振開始直後から発生し、埋土の水圧上昇にともなって急増している。埋土の水圧がピークに達する前に張力の増加速度は減少し、張力は概ね一定速度で漸増している。加振停止後(6.5 秒以降)張力はやや減少し 10 秒付近で一定値に収束している。残留張力は 1.4 kN/m であり、静止土圧係数を 0.5 と仮定した場合の静止土圧 1.5 kN/m に近い値を示している。

振動成分は、加振開始直後から 1.5 秒付近までは埋土の水圧上昇にともなって増加する傾向を示し、静的成分の増加傾向が変化する 1.5 秒付近を境に、それ以降は約 0.5 kN/m の一定振幅で振動している。

図-5. 34 にアンカー張力の最大値および残留値を示すが、アンカー張力の最大値は、CASE-2 で 1.6 kN/m、CASE-4 で 1.8 kN/m であり、ケーソンの変位が 2~4 割程度大きい CASE-4 の方が 1 割程度大きいものの、基礎捨石層厚の違いがアンカー張力に与える影響は小さいと判断される。なお、PC 鋼より線の 0.2%永久伸びに対する荷重を公称断面積で除した値が 1.20~1.60 kN/mm<sup>2</sup>程度であることから<sup>21)</sup>、実験に使用したアンカーの降伏強度は 8~11 kN/m と推測される。このことから、本実験のアンカー張力は降伏強度に達していないと判断される。CASE2 および CASE-4 のアンカー張力の残留値は、それぞれ 1.2 kN/m、1.4 kN/m であり、両者とも最大値と比較して 0.4 kN/m 小さい。この最大値と残留値の差は、加振時のアンカー張力片振幅に相当すると考えられる。

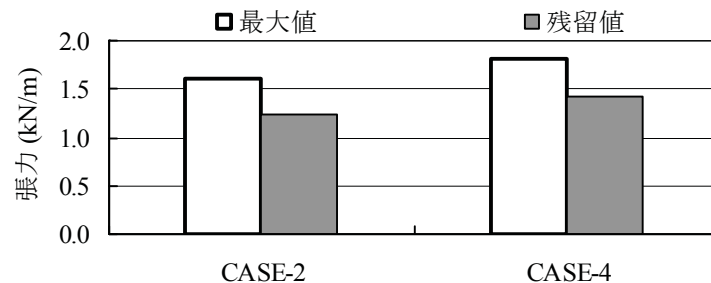


図-5. 34 アンカー張力

図-5. 35(a)にアンカーの張力と伸びの関係を示す。ここで、アンカーの伸びは、当該時刻のアンカー長と加振前のアンカー長の差として算出した。アンカー長は、上端固定部と下端定着部の間のアンカーの形状は常に直線であると仮定し、変位計D1, D2, D3の計測変位から算出したアンカー上端固定部の座標に基づいて求めた。図-5. 35(a)のアンカーの張力と伸びの関係によると、アンカー張力はケーソンのロッキング挙動に伴って増減しており、その振幅は伸びに応じて増加する傾向を示している。さらに、加振1波ごとに着目すると、張力と伸びの関係はループを描いていることがわかる。

そこで、図-5. 35(b)に加振 1 波ごとの履歴を加振 5 波目、10 波目、50 波目について重ね

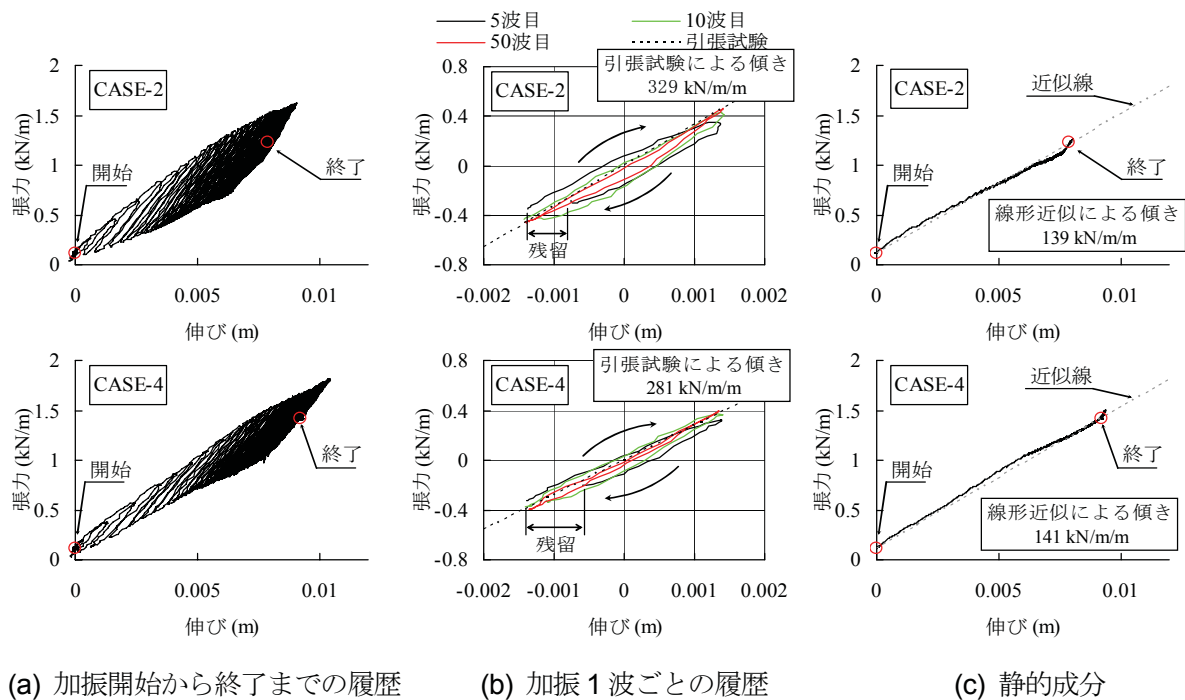


図-5.35 アンカーの張力と伸びの関係

て示す。ただし、履歴ループは、伸びの極小値から次の極小値までを1ループと定義し、各履歴ループは張力と伸びの最大値と最小値の平均がそれぞれゼロになるように平行移動して示している。同図によると、加振5波目のループは完全に閉塞しておらず、アンカーの伸びが残留していることがわかる。この残留値の大きさは10波目、50波目と加振が進むにしたがって小さくなっており、同時に履歴ループの大きさも小さくなる傾向を示している。加振50波目では残留値がゼロになって履歴ループが閉塞している。同図には先述した引張試験による傾きを示しているが、この傾きと実験による履歴ループの傾きは概ね同じであり、アンカー長が長いCASE-4の方が傾きが小さいことがわかる。このため、図-5.35(a)に示す張力振幅も、CASE-4の方が若干小さくなっている。

図-5.35(c)は、アンカー張力および伸びそれぞれについて、加振波の固有周期と同じ0.1秒の幅の移動平均により平滑化し、振動成分を除いた静的成分を示している。同図によると、アンカー張力と伸びの関係の静的成分は概ね直線関係を示している。その傾き、すなわち平均的なばね定数は、CASE-2と4でほぼ同じであり、基礎捨石層厚の違いによる差異は認められない。また、この平均的なばね定数は、図-5.35(b)に示す引張試験による傾き(ばね定数)の4~5割程度であり、このことは、振動時にアンカーの見掛けのばね定数が低下したことを示している。

アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描くこと、加振の進行とともにループの大きさが小さくなること、アンカーの見掛けのばね定数が低下することの理由として、アンカーの

形状を直線と仮定したが、実際はアンカー設置時にその自重や張力計の重さによって下に突の曲線形状だった可能性があることが挙げられる(図-5.36)。このため、張力増加時にはアンカーが直線になろうとするが、アンカー自重および張力計の重さや地盤が抵抗となることで見かけの剛性が増加し、逆に張力減少時には見かけの剛性が低下したことで、履歴ループを描いたと考えられる。また図-5.36に示すように、ケーソンが前面側へ変位するにしたがいアンカー形状が自然に直線に近づくため、アンカーは張力が増加しなくても加振の進行にともない伸びているように見え、アンカーの見掛けのばね定数が低下したと推察される。同時に、アンカー形状が直線に近づくことでアンカー自重および張力計の重さや地盤抵抗の影響が小さくなり、加振の進行とともにループの大きさが小さくなったと考えられる。

なお、実験ではアンカーの見掛けのばね定数が半分に低下したことから、実際のアンカーの長さは、直線と仮定した場合と比べて約4mm長かったと考えられる。このとき、実際のアンカー形状を下に突の三角形と仮定すると、アンカーは約80mmたるんでいたと推測される。このことは、施工時のアンカーの非直線性に起因して地震時のケーソン変位が過大になるおそれがあることを示唆するものである。

アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描く理由として、PC鋼材の応力ひずみ関係<sup>28)</sup>は1本の線形関係とはならず載荷時と除荷時でアンカーの剛性が異なることも考えられる。しかし、実験でのループの大きさが引張試験よりも大きいことから、PC鋼材のヒステリシスだけでは説明できない。

一方、ループにおいて伸びが残留する理由は、ケーソンの変位が残留するからであり、その主な原因は先述したとおり基礎捨石の変形である。加振5波目の時点では、ケーソン変位に伴うアンカーの伸びが小さいことからアンカー張力も小さいため、基礎捨石が変形したと考えられる。したがって、加振前半では1波ごとにアンカーの伸びが累積し、同時に張力も増加したと推察される。これに対し、加振10波目では、アンカー張力が大きくなり、ケーソンから基礎捨石に作用する荷重の偏心量や傾斜率が減少し、基礎捨石の変形が抑さえられる状態に至ったことで加振1波ごとのアンカーの伸びの累積値が減少したと考えられる。加振50波目では、基礎捨石が全く変形しないレベルまでアンカー張力が十分大きくなり、履歴ループが閉塞したと考えられる。

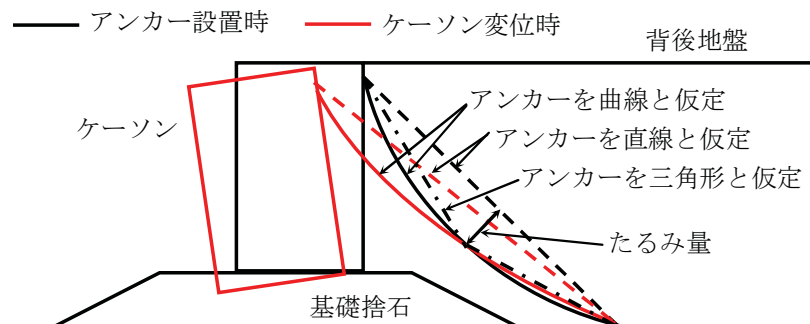


図-5.36 アンカー形状の概念図

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

以上より、アンカーが下に突の曲線形状を示し設置時にたるんでいる場合(図-5.36)、ケーソンの変位進行にともない形状が直線に近づくため、ケーソン変位が過大になるおそれがある。しかし、アンカーの張力と伸びのヒステリシス特性から減衰効果を期待できる可能性がある。

一方、実際のアンカーの施工ではケーシング自重の影響で下向きに孔曲がりが生じることが多い。このとき、アンカーは、図-5.37に示すように上に凸の曲線形状を示す。この場合、ケーソンの変位進行時にアンカーが地盤からの抵抗を受けるため、アンカーが直線形状の場合と比べてケーソン変位が小さくなる可能性がある。同時に、アンカーが直線になろうとするとときに地盤抵抗を受けることから、アンカーの張力と伸びはヒステリシス特性を示すと考えられるため、減衰効果を期待できる可能性がある。

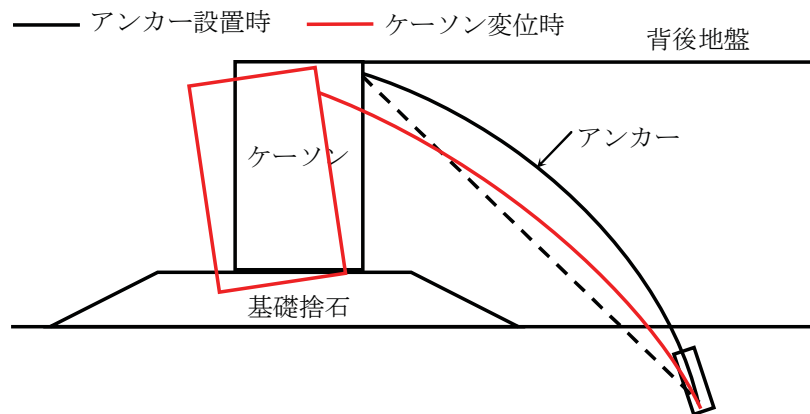


図-5.37 アンカー形状の概念図(上に凸の曲線形状)



## 5.7 アンカーで補強されたケーソン式岸壁の破壊に関する考察

本節では、アンカーで補強されたケーソン式岸壁の破壊モードについて考察する。地震時における岸壁の破壊は、「2.3.2 アンカーの必要条件」に示す中から以下の5つが挙げられる。

- ① アンカー頭部の破壊
- ② テンドンの破壊
- ③ テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊
- ④ アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊
- ⑤ ケーソンの支持力破壊

上記①～④の破壊は、アンカーによる抵抗力がゼロになるため、脆性的な破壊が生じるおそれがある。②～④の破壊が生じた場合、損傷箇所が地盤中になるため、大規模な修復が必要になると考えられる。本節では、上記②と⑤の破壊について考察する。

本実験条件において、実際のアンカー(テンドン)が損傷したかどうかを確認する。本実験におけるアンカー張力の最大値は、CASE-2 (基礎捨石層厚 200 mm)で 1.6 kN/m, CASE-4 (基礎捨石層厚 400 mm)で 1.8 kN/m である。実物のアンカーとして想定した F270TA のレベル1地震時における許容荷重(引張荷重/2.5)は、模型スケールで 12.5 kN/m, レベル2地震時における許容荷重(降伏荷重)は、模型スケールで 16.0 kN/m である。したがって、本実験条件では、アンカーは損傷しなかったと判断される。

ケーソンの破壊モードについて考察する。CASE-2 (入力加速度 200 Gal)における、変位計 D1～D3 による計測変位から求めたケーソン残留形状および変位計 D5～D8 による計測変位から求めたケーソン背後の地表面残留形状を図-5. 38 に示す。同図には、CASE-2 の後に続けて実施した、正弦波 400 Gal による岸壁の変形形状を併せて示す。この実験は、岸壁の破壊モードを調べることを目的として実施したものである。200 Gal 加振では、ケーソンが海側へ倒れる変位モードを示しているが、400 Gal 加振では、ケーソン天端より下部の変位が卓越するモードに変化している。

以上より、本実験のようにアンカーの破断や引き抜けが生じない条件では、ケーソンは最終的に次のような破壊モードを示すと考えられる。すなわち、基礎捨石の支持力破壊により、アンカーで支持されたケーソン天端を支点に、ケーソン下端が海側へ変位するモードを示すと推察される。

図-5. 39 に 400 Gal 加振でのケーソン水平変位時刻歴を示すが、ケーソン変位の増加スピードは加振中ほぼ一定である。このことは、アンカーの破断や引き抜けが生じなければ、ケーソンの破壊は脆性的ではなく進行的であり、粘り強い構造であることを示唆している。



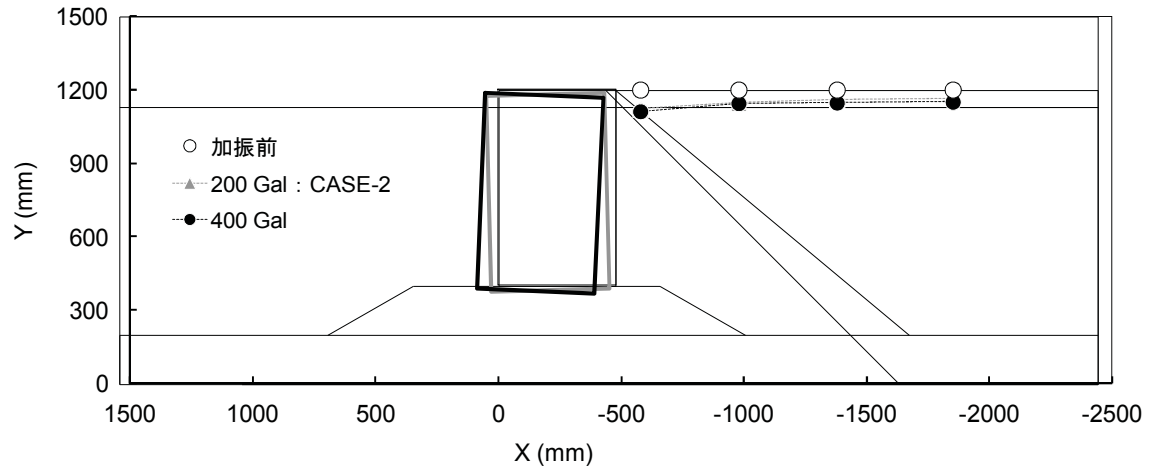


図-5.38 ケーソンおよび地表面の残留変形形状 (変位倍率 3 倍)

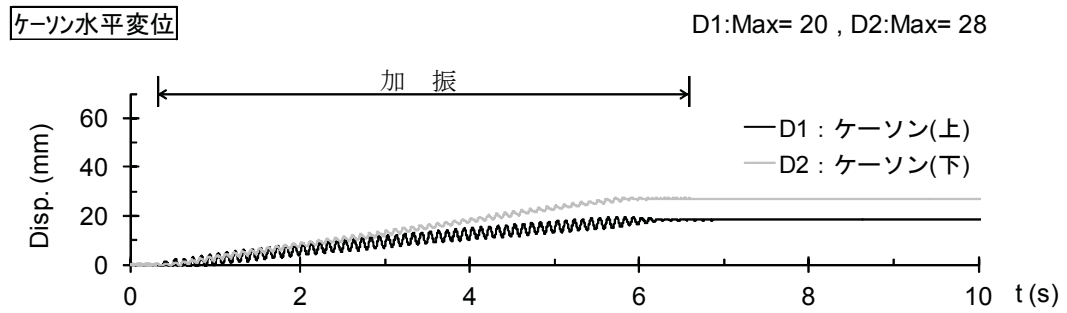


図-5.39 ケーソン水変位時刻歴 (変位倍率 3 倍)

## 5.8 まとめ

本章では、堅固な原地盤、想定した基礎捨石の形状・密度および正弦波加振の条件のもとに行われた重力式岸壁の振動台実験を対象として、基礎捨石層厚の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響について明らかにするとともに、アンカーの張力特性について詳細な検討を行った。

振動台実験で得られた結論を以下に示す。

- (1) ケーソンはロッキングしながら前面側へ傾斜・変位し、前趾が基礎捨石に貫入しながら沈下する変位モードを示している。ケーソン下部の変位とその近傍の基礎捨石変位は同等であること、基礎捨石法面が前面側へ変位していることから、ケーソンは滑動したというよりも、主に基礎捨石の変形により変位したと考えられる。
- (2) アンカーありのケーソンの残留変位は、アンカーなしと比較して、水平変位および傾斜角が大幅に低減した。特に、基礎捨石層厚が大きいほど、アンカーによるケーソンの変位抑制効果が大きくなった。
- (3) アンカーなしの場合について基礎捨石層厚の違いに着目すると、基礎捨石層厚が大きい場合、基礎捨石の上層だけでなく下層も変形したことでケーソンが大きく傾斜したと推察される。
- (4) アンカーありの場合、ケーソンから基礎捨石に作用する荷重の偏心量や傾斜率がアンカー張力により低減したため基礎捨石の変形が抑えられ、ケーソン変位が減少するとともに基礎捨石層厚の違いによる差異が著しく小さくなったと考えられる。
- (5) アンカーありのケーソン天端加速度は、スパイク状の波形を示すとともにアンカーなしの加速度と比べて約 2 倍に増加した。ケーソン天端加速度はアンカー張力と明確な正の相関を示していることから、アンカー張力の増加によりケーソンに大きな衝撃的な荷重が作用するおそれがあることを示唆している。
- (6) アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描くこと、加振の進行とともにループの大きさが小さくなること、アンカーの見掛けのばね定数が低下することの理由として、アンカーの形状を直線と仮定したが、実際はアンカー設置時にその自重や張力計の重さによって下に突の曲線形状だったことが挙げられる。このことは、施工時のアンカーの非直線性に起因して地震時のケーソン変位が過大になるおそれがあることを示唆するものである。
- (7) ケーソンの破壊モードに着目すると、本実験のようにアンカーの破断や引き抜けが生じない条件では、基礎捨石の支持力破壊により、アンカーで支持されたケーソンは天端を支点に下端が海側へ変位するモードを示す。このときのケーソン水平変位時刻歴によると、ケーソン変位の増加スピードは加振中ほぼ一定であることから、アンカーの破断や引き抜けが生じなければ、ケーソンの破壊は脆性的ではなく進行的であり、

## 第5章 グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強効果に関する振動台実験

粘り強い構造であることを示唆している。

本章では、グラウンドアンカーで耐震補強された重力式岸壁の模型振動実験を実施し、アンカーによる耐震補強効果を明らかにするとともに、岸壁の耐震性を評価するにあたり、アンカーの張力特性を適切に反映することが重要であることを示した。しかし、アンカーで補強されたケーソンについて加速度が著しく増加する現象や、実物のアンカーの張力特性は未解明であるため、今後、更なる検討を行い耐震性の評価精度を向上させる必要がある。また、ケーソンが基礎捨石上を滑動する場合など他の変形モードについても検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 菅野高弘, 野末康博, 塩崎禎郎, 小濱英司: 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法, 港湾空港技術研究所資料, No.1145, 2006.
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告, (社)土木学会, 1997.
- 3) 菅野高弘, 宮田正史, 三藤正明, 稲垣紘史, 及川研, 飯塚栄寿: 平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.1311-1315, 1996.
- 4) 三浦 均也, 小濱 英司, 吉田 望, 栗田 悟, 大塚 夏彦: 地震時における重力式岸壁の被害に関する模型振動台実験, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.333-338, 1998.
- 5) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技術研究所資料, No.813, 1995.
- 6) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.443-448, 2004.
- 7) 佐藤成, 亀山和弘, 大塚夏彦, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進: 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, pp.25-30, 2001.
- 8) 沢田俊一, 小堤治, 井合進: 護岸構造物の残留変形解析—FLIPによる解析—, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.247-256, 1998.
- 9) 港湾施設被害検討委員会編: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察, 港湾技研資料, No.813, p.88, p.211, Sept. 1995.
- 10) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 11) Terashi, M. and Kitazume, M.: Bearing capacity of a foundation on top of high mound subjected to eccentric and inclined load, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.2, pp.3-24, 1987.
- 12) Susumu IAI: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.27, No.3, 1988.
- 13) 佐藤正義: 遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する再現実験, 土木学会論文集, No.582/III-41, pp.295-304, 1997.
- 14) Hazarika, H., Yasuhara, K., Hyodo, M., Karmokar, A. K. and Mitarai, Y.: Mitigation of earthquake induced geotechnical disasters using a smart and novel geomaterial, *14th WCEE*, No. 11-0058, 2008.
- 15) (財)港湾空港建設技術サービスセンター: 空港土木施設の設計基準・同解説, 2008.
- 16) 国土交通省航空局 HP: [http://www.mlit.go.jp/koku/15\\_bf\\_000310.html](http://www.mlit.go.jp/koku/15_bf_000310.html)
- 17) 国土交通省航空局: 平成18年度地震に強い空港のあり方検討委員会報告, 2007.
- 18) (財)沿岸開発技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), 2008.
- 19) (財)沿岸開発技術研究センター: 液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル, 2007.
- 20) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.27, No.3, 1988.
- 21) 鹿島建設土木設計本部: PC構造物—新・土木設計の要点(7), 鹿島出版会, 2003.

## 第6章

# 解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション

### 6.1 概説

本章では、アンカーで補強された矢板式岸壁の振動台実験を対象として実施した有効応力解析による数値シミュレーションについて述べている。解析コードは、港湾分野で多数の実績を有する FLIP<sup>1)</sup>を使用した。

アンカーで耐震補強された岸壁の耐震性評価方法は港湾技術基準<sup>2)</sup>に準拠しており、レベル2地震動に対して有効応力解析による変形照査を行うことが標準とされている<sup>3)</sup>。この方法は、アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有しているものの、アンカーを適用した岸壁の解析事例は少なく、被災事例や模型振動実験との比較による有効応力解析の再現性について検証された事例は見あたらない。特に、現行の設計では、文献4)で示されているように、アンカーを線形ばね要素でモデル化することが多いが、そのモデル化方法の妥当性は確認されていない。

そこで、アンカーをモデル化した鋼矢板式岸壁の有効応力解析による再現性を確認するため、模型振動実験の再現解析を実施した。さらに、アンカーの設置位置や設置角度を変えて有効応力解析を行い、アンカーの配置が矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討を行った。

## 6.2 解析コード FLIP の構成モデル

解析コード FLIP は、有効応力法に基づく二次元有効応力解析プログラムであり、特に液化現象による地盤破壊現象を予測できることから港湾施設の解析を中心に広く使用されている<sup>5)</sup>。FLIP の重力式岸壁への適用性に関して、ダイレイタンシーの評価法や基礎捨石の材料定数などについて検討・改善が行われており<sup>6)7)</sup>、一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認されている<sup>5)</sup>。

本節では FLIP に用いられている構成則であるマルチスプリングモデルに関して述べる。

マルチスプリングモデルでは、土のせん断応力とせん断ひずみの関係に多重せん断ばねモデル<sup>12)</sup>を適用し、過剰間隙水圧モデルに井合モデル<sup>13)</sup>を使用している。

砂質土の繰り返し載荷時の挙動をモデル化するため、東畑ら<sup>12)</sup>は、平面ひずみ状態における排水条件下の砂のせん断応力-せん断ひずみ関係について検討を加え、多重せん断ばねモデルを提案した。図-6.1 に示すように、このモデルは、せん断応力/せん断ひずみ空間上に定義された固定の円とその円内にある可動点から構成される。可動点は、無数の非線形ばねにより、固定された円と結ばれている。これらのばねは、種々の方向を向く仮定の単純せん断機構に対応している。各ばねの力-変位関係は、双曲線タイプの荷重-変位関係に従う。可動点の円の中心からの変位はせん断ひずみを表し、可動点に作用するばねの力の合計はせん断応力を表す。このモデルは、主応力軸の回転により引き起こされる土の異方性を自動的に考慮に入れることができる。

地震の際には、土に繰り返し載荷され、土のせん断応力-せん断ひずみ関係は、履歴ループを描く。ループが囲む面積は、履歴減衰の大きさに関係する。土の挙動を模擬するためには、除荷および載荷の過程に対応するせん断応力-せん断ひずみ関係を確立する必要がある。排水状態にある土のこのような挙動を表すために、しばしば Masing 則 (Masing, 1962) が適用される。双曲線モデルに対して Masing 則が適用された場合、その除荷・載荷曲線が描く履歴ループによる減衰定数は、大きなひずみレベルにおいては、実験により測定される減衰定数より大きくなることが知られている。石原ら<sup>13)</sup>は、広く用いられている 1 次元の単純せん断モデルに対して、Masing 則を修正することにより減衰定数を調節する方法を提案した。井合ら<sup>14)</sup>は、この方法に基づき、多重せん断ばねモデルに対して、任意の最大減衰定数の双曲線型せん断-減衰定数関係を導入した。

FLIP では、多重せん断ばねモデルにおける仮想的なせん断ばねとして次式で示される双曲線モデルを適用している。

$$\tau/\tau_m = \frac{\gamma/\gamma_m}{1 + \gamma/\gamma_m} \quad (8.1)$$

ここで、 $\tau$ : せん断応力、 $\gamma$ : せん断ひずみ

$\tau_m$  は式(8.2)に示すせん断強度に相当し、 $\gamma_m$  は微小ひずみにおけるせん断弾性係数  $G_m$  を用いて式(8.2)で表される。



$$\tau_m = \sigma_m' \sin \phi_f \quad (8.2)$$

$$\gamma_m = \tau_m / G_m \quad (8.3)$$

ここで,  $\sigma_m'$ : 有効拘束圧,  $\phi_f$ : 内部摩擦角

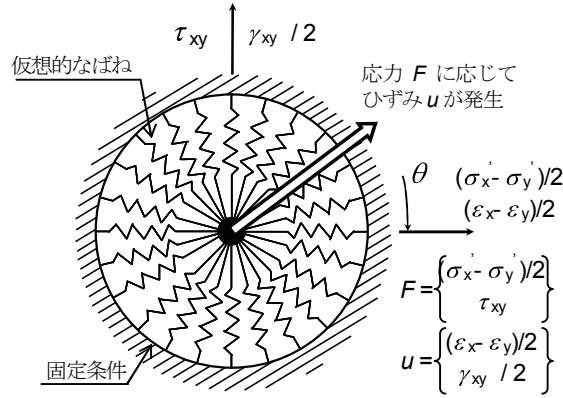


図-6.1 多重せん断ばねモデル<sup>12)</sup>

一方, 東畑ら<sup>14)</sup>は, 豊浦砂の非排水繰返しせん断試験を実施し, 土の過剰間隙水圧と累積せん断仕事に密接な関係があり, この関係は載荷経路に依存しないこと, 平均有効応力と最大せん断応力で規定される応力空間において累積せん断仕事の等高線を描くことを明らかにしている(図-6.2).

井合ら<sup>9)</sup>は, この実験結果に基づき, 非排水条件下の砂に対して, 単位体積の土になされた塑性せん断仕事に応じて応力経路を与えるモデルを提案した. このモデルの概念図を図-6.3に示す. 図の縦軸  $r$  は最大せん断応力  $r$  を初期平均有効応力  $\sigma_{m0}'$  で正規化したものであり, 図の横軸は状態変数  $S$  で, これは準静的, 非排水かつ全拘束力一定という実験の条件下においては,  $\sigma_m'/\sigma_{m0}'$  に一致する ( $\sigma_m'$  は平均有効応力). そして, 単位体積の土になされた塑性せん断仕事の累積値に基づき, 図-6.3 に示す液状化フロントパラメータ  $S_0$  の位置が決定される. この状態において可能な応力経路は, 図中に液状化フロントとして示されている. なお, 図中の  $\phi_f'$  はせん断破壊角を,  $\phi_p'$  は変相角を表す. このモデルでは, 液状化フロントの位置が決まれば, せん断応力比  $r$  に応じて状態変数  $S$  が定まり, この  $S$  に応じて, 砂のせん断剛性とせん断強度を調整している. また, 平均有効応力の算定に必要な塑性体積ひずみも  $S$  に応じて評価するとしている. 調節された砂のせん断剛性とせん断強度は, 多重せん断ばねモデルに反映されて, 非排水条件下で繰返しせん断される砂の挙動を表現する.

変相線より下の応力空間でなされた塑性せん断仕事と, 変相線を超えて破壊線に至るまでの領域においてなされた塑性せん断仕事は, それらが同じ量であっても, 負のダイレタンシーへの寄与程度, すなわち, 液状化フロント  $S_0$  の進行に対する寄与程度は異なると予想される. したがって, 両者の寄与程度の差異を知る必要がある. しかしながら, 上述の東畑らの実験では, その応力経路は概ね変相線以下の領域を辿っているため, この実験結果からこの



問題に対する指針を得ることは困難であった。そこで、当初のモデルでは、塑性せん断仕事の負のダイレタンスへの寄与程度を、応力状態に応じて次のように仮定した。すなわち、変相線の  $2/3$  以下の領域での寄与係数を  $1$  とし、変相線の  $2/3$  から破壊線に至るまでの領域では、寄与係数を線形に低減させ、破壊線でちょうど  $0$  となるように設定した。塑性せん断仕事は、その時の応力状態に応じて、この寄与係数を乗じて累積される。

上述の多重せん断ばねモデルと過剰間隙水圧モデルを組み合わせ、井合ら<sup>9)14)</sup>は、砂の液状化時の挙動を表現する多重せん断機構モデルとして提案した。このモデルは、FLIP プログラムにおいては、マルチスプリング要素として組み込まれている。

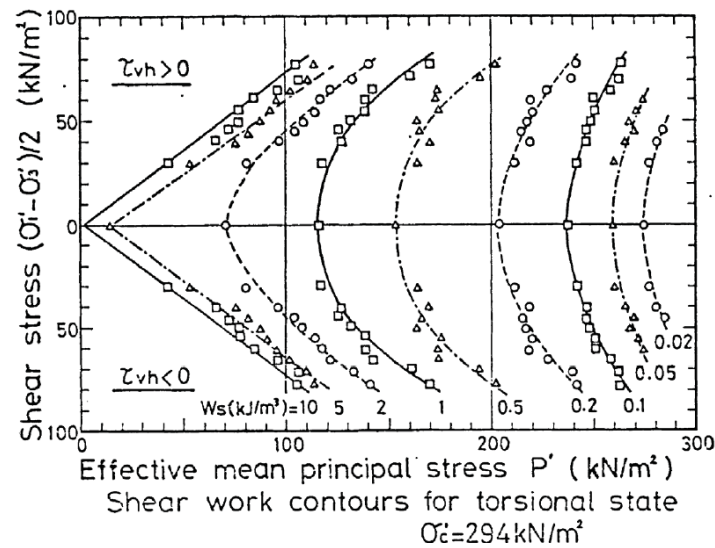


図-6.2 応力空間上の累積せん断仕事の等高線<sup>14)</sup>

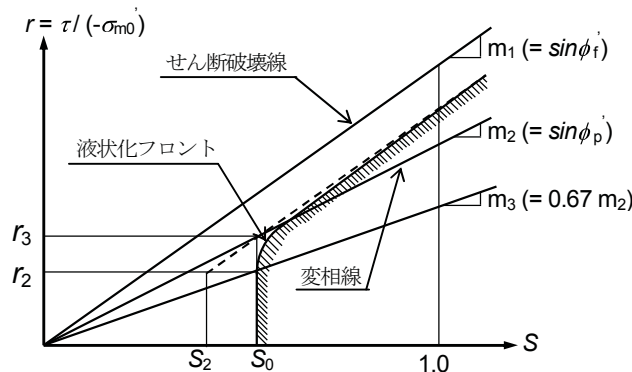


図-6.3 過剰間隙水圧モデル<sup>9)</sup>

( $\phi'_f$ はせん断破壊角,  $\phi'_p$ は変相角を表す)

## 6.3 振動台実験の再現解析

アンカーをモデル化した鋼矢板式岸壁の有効応力解析による再現性を確認するため、振動台実験の再現解析を実施した。

### 6.3.1 解析条件および解析方法

FLIP の解析を行うにあたって必要となるパラメータを表-6. 1 に示す。これらのパラメータを用いて、地盤の変形特性、液状化特性を規定する。

表-6. 1 FLIP の解析で指定すべき地盤定数

分 類	パラメータ	
物理試験結果	$\rho_t$	湿潤密度
	$n$	間隙率
動的変形特性	$\sigma_{ma}'$	$G_{ma}$ , $K_{ma}$ に対応する平均有効応力（基準拘束圧）
	$G_{ma}$	基準初期せん断剛性（ $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値）
	$K_{ma}$	基準体積弾性係数（ $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値）
	$m_G$	初期せん断剛性 $G_0$ の有効応力依存性
	$m_k$	体積弾性係数 $K_0$ の有効応力依存性
	$\phi_f$	せん断抵抗角
	$C$	粘着力
	$h_{max}$	履歴減衰の上限値
液状化特性	$\phi_p$	変相角
	$W_l$	液状化特性全体を規定するパラメータ
	$P_1$	液状化特性前半を規定するパラメータ
	$P_2$	液状化特性後半を規定するパラメータ
	$C_l$	液状化発生の下限値を規定するパラメータ
	$S_l$	液状化の終局状態を規定するパラメータ

次に、図-6. 4 に解析手順を示す。この流れに従って、条件設定および解析を行う。なおこの解析手順は、今回の断面における手順であり、一般の検討断面の場合はこの限りではない。

土層分割および有限要素分割図を図-6. 5 に示す。要素の大きさは、既往文献<sup>11)</sup>を参考にし、解析で対象とする波長の 1/5 以下に設定した。したがって、要素の大きさの上限  $H$  は式(6.1)で算出した。

$$H = \frac{V_s}{5f} \quad (6.1)$$

ここで、 $H$ ：伝播方向における要素の長さの上限(m)

$V_s$ ：地盤のせん断波速度(m/s)

$f$ ：解析する振動数の上限(Hz)

## 第6章 解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション

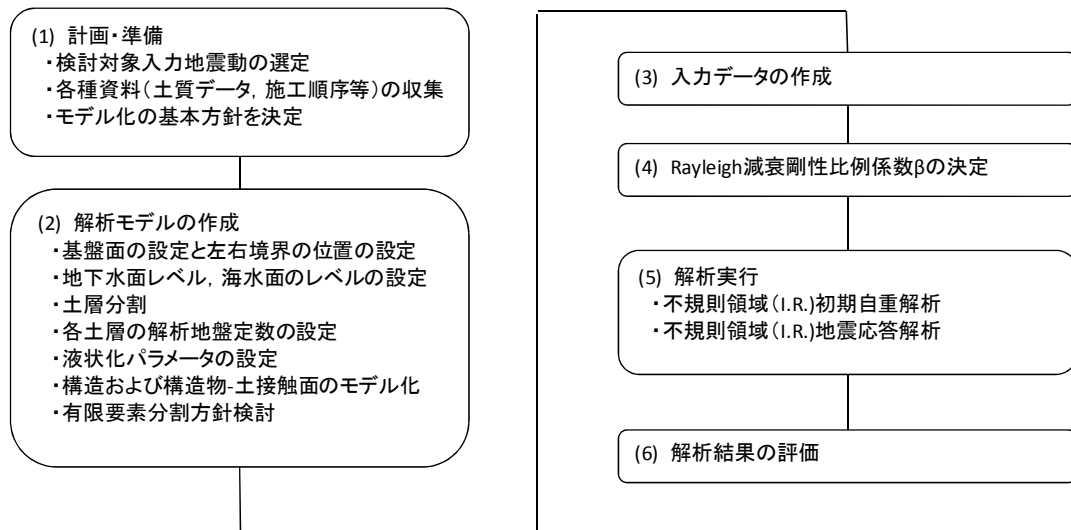


図-6.4 FLIP の解析手順

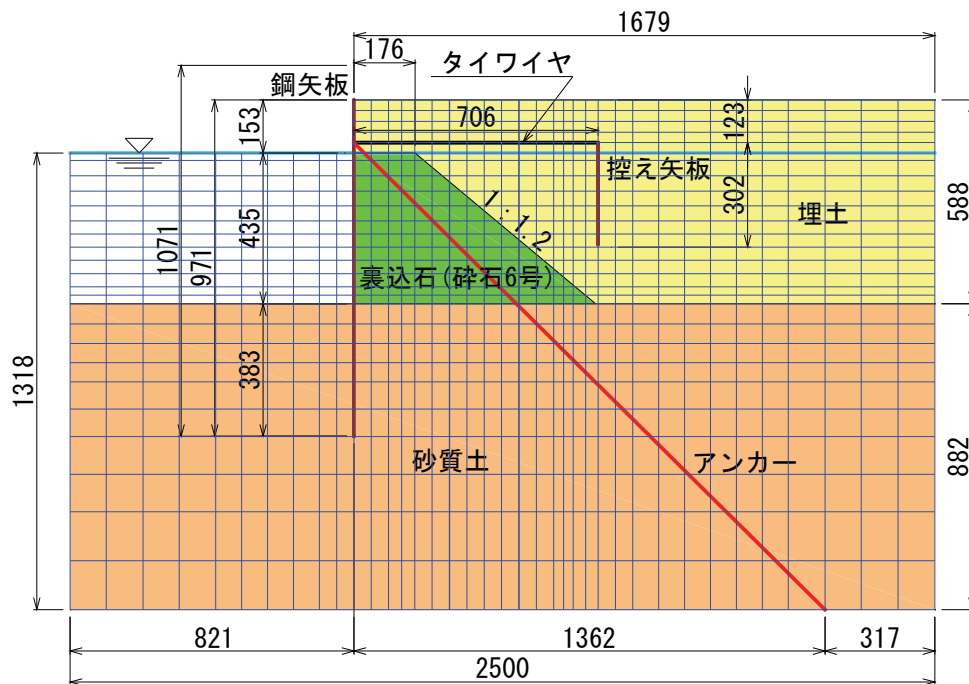


図-6.5 土層分割および有限要素分割図

実験前に行ったパルス波加振から求めた埋土および砂質土の  $V_s$  はそれぞれ約 80 m/s, 100 m/s である。埋土については  $\sqrt{50}$  倍し液状化後の  $V_s$  を 11 m/s と仮定した。埋土および砂質土の、実物スケールでの  $f$  はそれぞれ 2 Hz, 10 Hz と仮定し、時間の相似則に従って模型スケールに換算した値はそれぞれ 17 Hz, 84 Hz となる。以上より、埋土および砂質土の要素の長さの上限  $H$  は、それぞれ 0.13 m, 0.23 m とした。

## 第6章 解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション

解析ケースを表-6.2に示す。解析ケースは、4章で述べた模型振動実験を対象として、アンカーの有無、埋土の相対密度および加振波をパラメータとして、Case-A1～B2の4ケースとした。

表-6.2 解析ケース

ケース	グラウンド アンカー	地盤条件 (埋土)	加振条件
Case-A1	なし	非液状化 $Dr \approx 80\%$	正弦波 10Hz, 50波, 200Gal
Case-A2	あり		
Case-B1	なし	液状化 $Dr \approx 60\%$	不規則波 兵庫県南部地震679 Gal
Case-B2	あり		

解析に使用した地盤パラメータを表-6.3に示す。地盤は多重せん断バネモデルを実装したマルチスプリング要素でモデル化した。なお、埋土および砂質土のパラメータは、1次元土槽を用いた予備実験のシミュレーションにより同定した<sup>16)</sup>。裏込石の基準せん断弾性係数 $G_{ma}$ は、せん断波速度 $V_s=300$  m/s ( $\sigma'_m = 98$  kPa)と仮定し、この値と土の湿潤密度 $\rho$ に基づき、式(6.2)より求めた。

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \quad (6.2)$$

その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した<sup>11)</sup>。

表-6.3 地盤パラメータ

土層区分	動的変形特性パラメータ										
	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	基準 拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$m_G$	$m_K$	ポアソ ン比 $\nu$	間隙率 $n$	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi_f$ (°)	最大 減衰定数 $h_{max}$
埋土(気中)	1.87	—	10,068	2,656	0.0	0.0	0.33	0.45	0	40.0	0.24
埋土(水中)	1.87	3.0	5,568	14,520	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24
砂質土	1.91	5.2	9,805	25,569	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24
裏込石	2.00	98.0	180,000	469,400	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24

土層区分	液状化特性パラメータ					
	変相角 $\phi_p$ (°)	S1	W1	P1	P2	C1
埋土(水中)	28	0.005	1.23	0.5	1	1.8
砂質土	28	0.005	3.64	0.5	1	1.8

## 第6章 解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション

前面鋼矢板および控え鋼矢板は線形はり要素でモデル化した。矢板と地盤との間には剥離や滑りを表現するためにジョイント要素を設定した(図-6. 7)。タイワイヤおよびアンカーは非線形ばね要素でモデル化し、圧縮力を伝達させないように圧縮側の剛性をゼロとし、引張側は線形ばねとした(図-6. 6)。

表-6. 4 鋼矢板パラメータ

構造部材	ヤング率 $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断剛性 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比 $\nu$	断面積 $A$ ( $\text{m}^2/\text{m}$ )	断面二次モーメント $I$ ( $\text{m}^4/\text{m}$ )	有効せん断面積率 $e_f$
前面鋼矢板	$2.06 \times 10^8$	$7.92 \times 10^7$	0.3	0.006	$1.80 \times 10^{-8}$	0.833
控え鋼矢板	$2.06 \times 10^8$	$7.92 \times 10^7$	0.3	0.003	$2.25 \times 10^{-9}$	0.833

表-6. 5 タイワイヤ・アンカーパラメータ

構造部材	長さ $L$ (m)	ヤング率 $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比 $\nu$	断面積 $A$ ( $\text{m}^2/\text{m}$ )	軸剛性 $EA$ ( $\text{kN/m}$ )	軸方向バネ定数 $K$ ( $\text{kN/m/m}$ )
タイワイヤ	0.7060	$2.06 \times 10^8$	0.3	$1.414 \times 10^{-4}$	$2.911 \times 10^4$	$4.123 \times 10^4$
アンカー	1.9049	$2.06 \times 10^8$	0.3	$1.414 \times 10^{-4}$	$2.911 \times 10^4$	$1.528 \times 10^4$

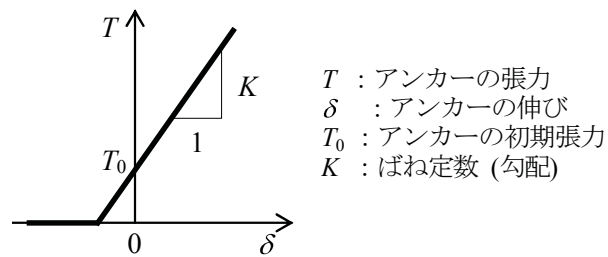


図-6. 6 アンカーのモデル化

境界条件は，実験土槽が剛土槽であることを考慮し，側面は鉛直ローラ，底面は固定境界でモデル化した(図-6. 7)。

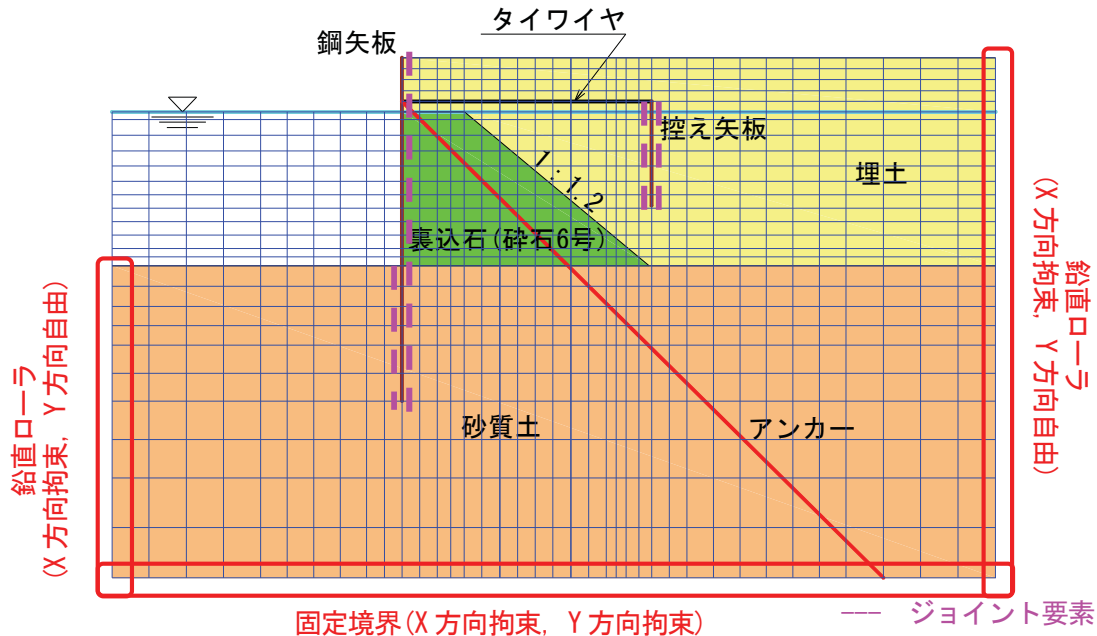


図-6. 7 境界条件およびジョイント要素

解析手順は，初期応力状態を正確に再現するため，図-6. 8に示す4段階法(初期自重解析3段階+動的解析)とした<sup>17)</sup>。本解析は，解析手順として自重解析3段階，動的解析1段階，合計4段階の解析を行った。解析手順を以下に示す。また，表-6. 6に各段階に応じたジョイント要素のパラメータを示す。

- 【第1段階】砂質土+前面矢板で自重解析を行う。なお，鋼材の自重は各段階とも考慮しない。矢板前背面のジョイント要素のせん断剛性  $K_s$  は0とする。
- 【第2段階】裏込石+埋土+控え矢板を加えて自重解析を行う。控え矢板前背面のジョイント要素のせん断剛性  $K_s$  は0とする。また，前面矢板のタイワイヤ取付点の  $x$  方向変位を拘束する。これにより，埋土は，概ね静止土圧係数  $K_0=0.5$  の状態で圧密される。
- 【第3段階】タイワイヤを加えて，前面矢板のタイロッド取付点に第2段階で生じた反力を打ち消すような力を加える。控え矢板上部の埋土地盤を左右に切り離し，控え矢板の主働側地盤が前方に引っ張られるのを防ぐ。
- 【第4段階】動的解析を実施する。このとき，控え矢板上部の埋土地盤を再び結合(MPC拘束)し，土の連続性を表す。

アンカーは，実験条件と対応するように動的解析時のみモデル化した。入力地震動には，模型振動実験の土槽底版(AH1)で計測された加速度時刻歴を使用した。

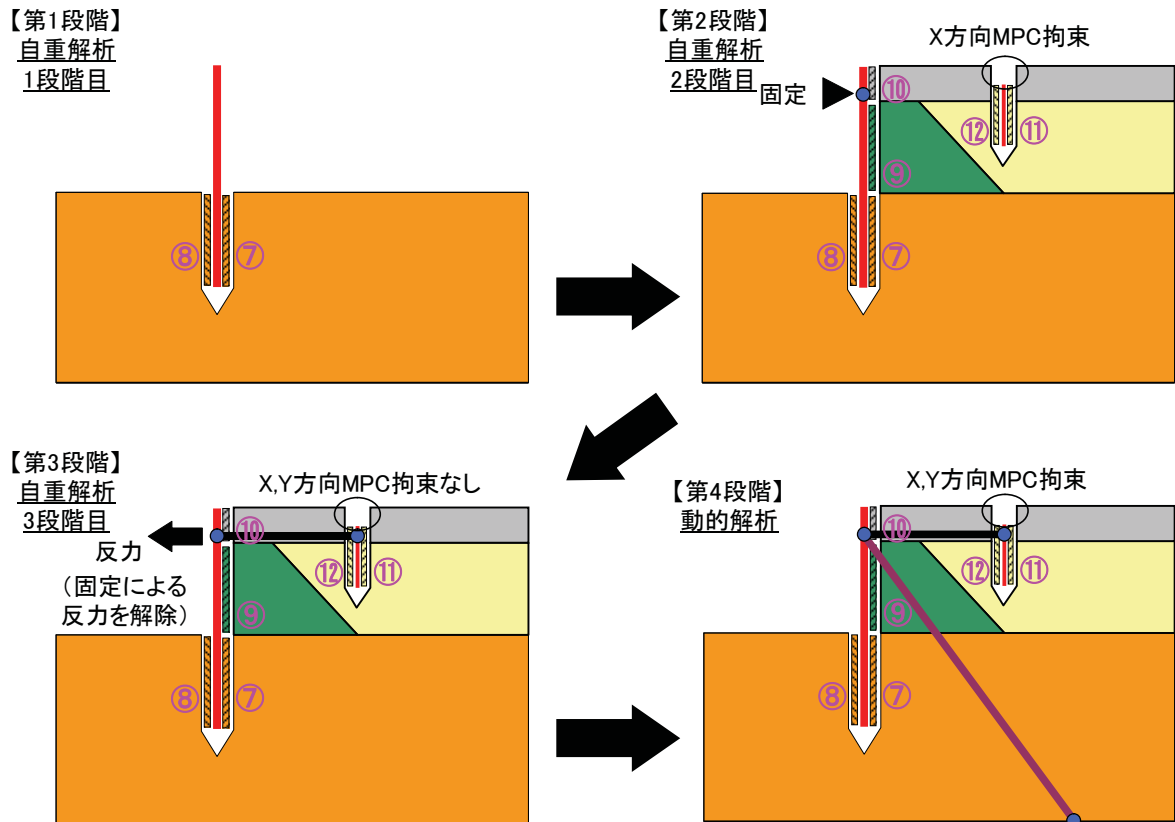


図-6.8 解析手順(4段階法)

表-6.6 ジョイント要素パラメータ

JOINT要素 材料番号	せん断力 算定時の 基準変位の 番号 IUSS	垂直力 算定時の 基準変位の 番号 IUSN	第1段階 自重解析1段階目		第2段階 自重解析2段階目		第3段階 自重解析3段階目		第4段階 動的解析		粘着力 C (kPa)	内部摩擦 角 $\phi$ (度)
			垂直方向 接線剛性 K <sub>n</sub> (kPa)	せん断方 向 接線剛性 K <sub>s</sub>	垂直方向 接線剛性 K <sub>n</sub> (kPa)	せん断方 向 接線剛性 K <sub>s</sub>	垂直方向 接線剛性 K <sub>n</sub> (kPa)	せん断方 向 接線剛性 K <sub>s</sub>	垂直方向 接線剛性 K <sub>n</sub> (kPa)	せん断方 向 接線剛性 K <sub>s</sub>		
⑦	4	1	1E+6		1E+6		1E+6		1E+6	1E+4	0.0	15.0
⑧	2	1	1E+6		1E+6	1E+4	1E+6	1E+4	1E+6	1E+4	0.0	15.0
⑨	4	2			1E+6		1E+6		1E+6	1E+4	0.0	15.0
⑩	4	2			1E+6		1E+6		1E+6	1E+4	0.0	15.0
⑪	4	2			1E+6		1E+6		1E+6	1E+4	0.0	15.0
⑫	3	2			1E+6		1E+6	1E+4	1E+6	1E+4	0.0	15.0

FLIP では計算安定化のためレーレー減衰剛性比例係数  $\beta$  を適用しており、その設定法として1次元非線形地盤の最大応答変位収斂時の  $\beta$  とする方法が提案されている<sup>15)</sup>。本解析でも同様の手法を用いた。すなわち、図-6.9 に示すように、陸側の自由地盤部を対象として、過剰間隙水圧の上昇を考慮しない条件で一次元地震応答解析を実施し、剛性比例係数  $\beta$  を決定した。具体的には、 $\beta$  に関するパラメータスタディーを行い、地盤の最大水平変位が収斂する時の  $\beta$  を採用することとした。解析結果を図-6.10 に示す。解析結果より  $\beta$  の値を 0.001 に設定した。



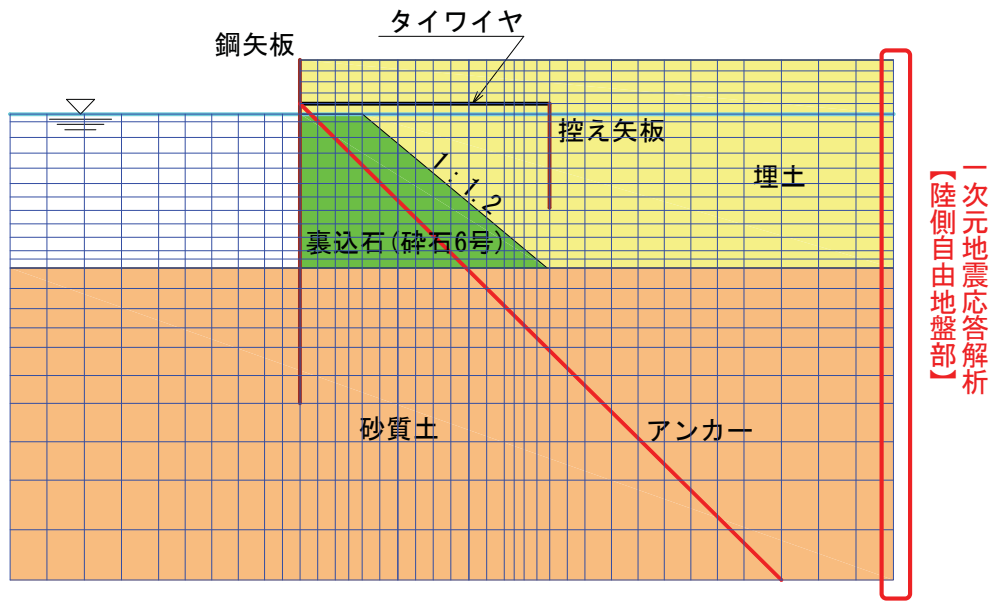


図-6.9 1次元地震応答解析の対象範囲

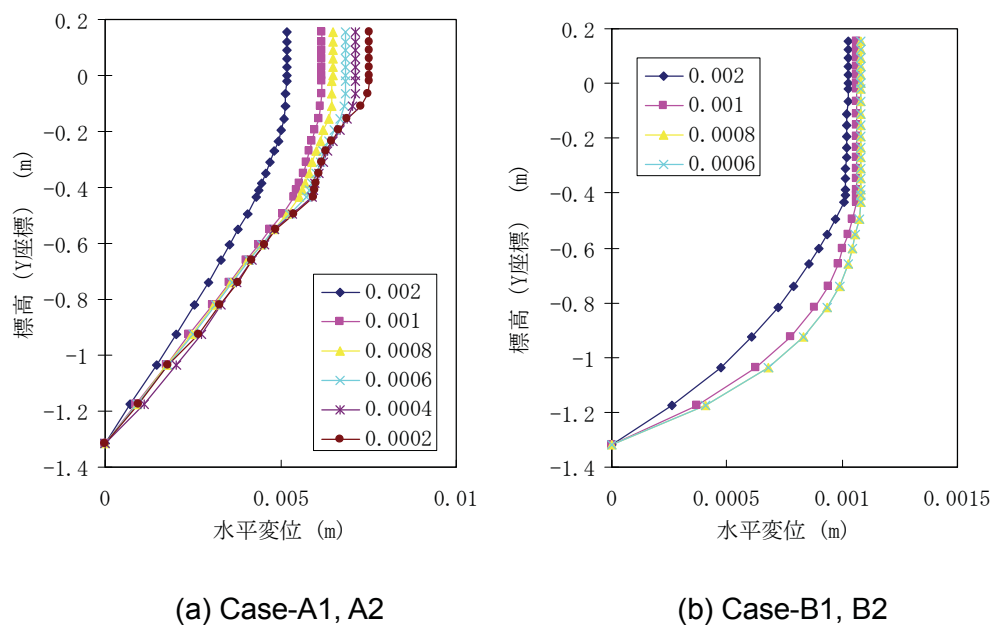


図-6.10 1次元地震応答解析結果( $\beta$ ごとの最大水平変位)

### 6.3.2 加速度特性の再現性

振動台実験での断面に対して実施した数値シミュレーションの加速度特性について調べた。岸壁の加速度時刻歴の実験と解析の比較を図-6. 11 に示す。同図によると、解析と実験の波形は低周波成分については調和的であるが、高周波成分を過小評価する傾向を示している。これは解析メッシュが十分に細かくなっていないためと推測される。特に 0～1 秒までで実験による加速度が大きくなっているが、このとき、後述するように矢板の変位や過剰間隙水圧は発生していないことから、高周波成分の影響は小さいと判断される。

埋土地表面(AH22)、矢板前面側の砂質土地表面(AH25)の加速度時刻歴によると、1 秒付近で加速度振幅が著しく減少するとともに長周期化する様子について、実験と解析は整合している。

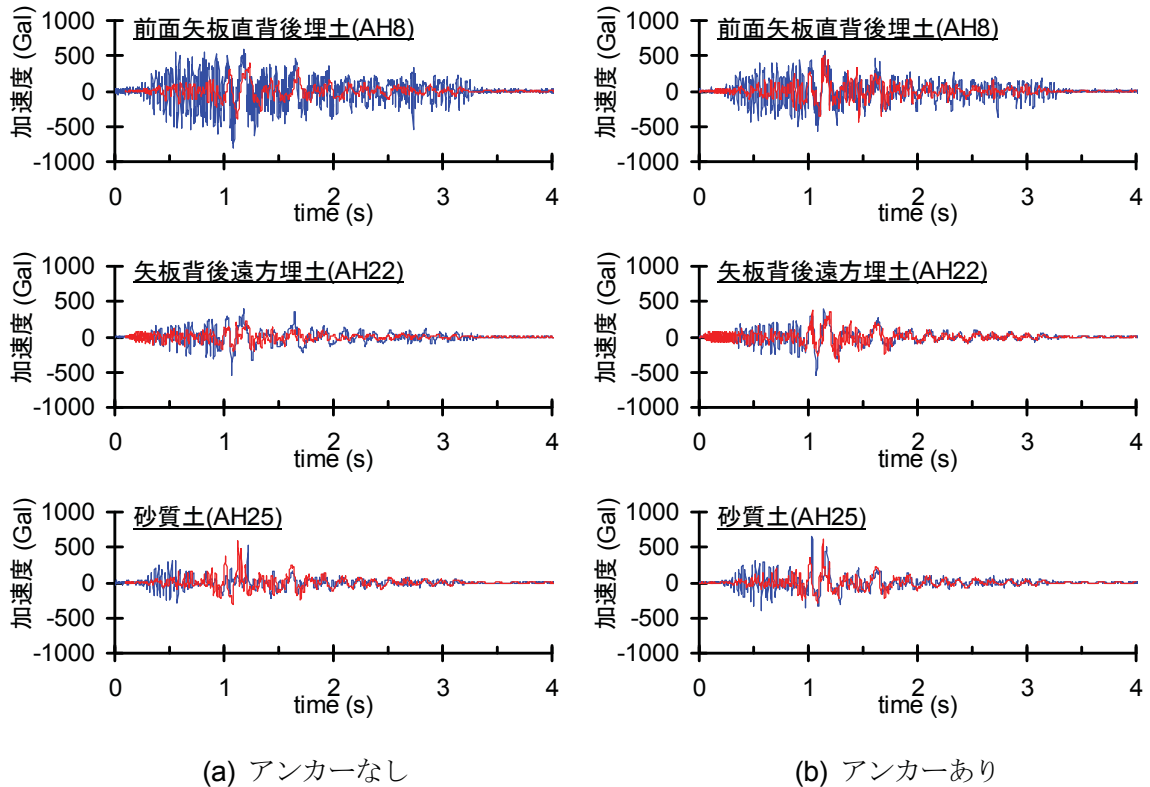


図-6. 11 岸壁の加速度時刻歴の実験と解析の比較

岸壁の最大加速度の実験と解析の比較を図-6. 12 に示す。同図によると、解析による加速度は、実験をやや過小評価する傾向を示すが、両者の結果は概ね整合している。ただし、アンカーなしの場合、埋土表層の加速度について、解析値は実験値を過小評価している。これは、先述したように高周波成分を過小評価したことによると考えられる。

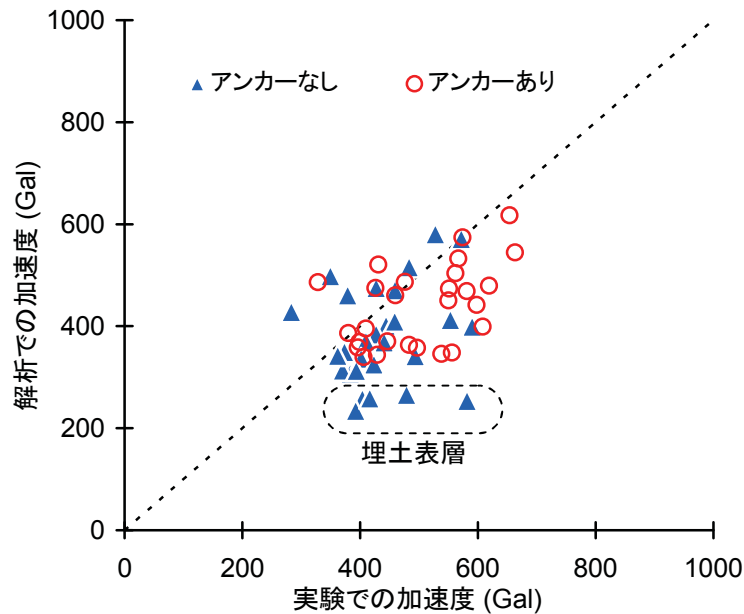


図-6.12 最大加速度の実験と解析の比較

### 6.3.3 過剰間隙水圧特性の再現性

地盤の過剰間隙水圧時刻歴の実験と解析の比較を図-6.13に示す。埋土の過剰間隙水圧比(W11)によると解析、実験ともに最大値が概ね1に達しており埋土の液状化を再現できている。ただし、解析では過剰間隙水圧の発生時刻が実験より早くなっている。埋土の過剰間隙水圧比(W11)と、後述の図-6.15に示す矢板水平変位(D7)を比較すると、矢板の変位は解析と実験ではほぼ同時刻に発生しており、このときの過剰間隙水圧比は解析、実験ともに約0.8であることがわかる。このことから、今回のケースでは過剰間隙水圧比が0.8より小さい場合、過剰間隙水圧の上昇による埋土の剛性・強度の低下や埋土から矢板に作用する土圧の増加だけでは矢板の変位を発生させるには不十分だったと判断され、水圧の発生時刻の相違が矢板の変位に与える影響は小さかったと推測される。しかし、条件が異なれば今回のような水圧の相違が無視できなくなる可能性があるため、今後は解析条件などについてさらに詳細な検討を行い過剰間隙水圧の再現性を向上させていく必要がある。

砂質土の過剰間隙水圧比(W9)によると、1秒付近で水圧が上昇しはじめ2秒付近でピークに達する様子や、最大値が1には至らず完全には液状化していない様子について実験と解析は整合している。2秒付近以降、実験による水圧は減少しているが解析では定常状態になっている。これは、実験では2秒付近以降、排水により過剰間隙水圧が消散しはじめているが、解析は非排水条件であるため水圧が消散しなかったことによると考えられる。

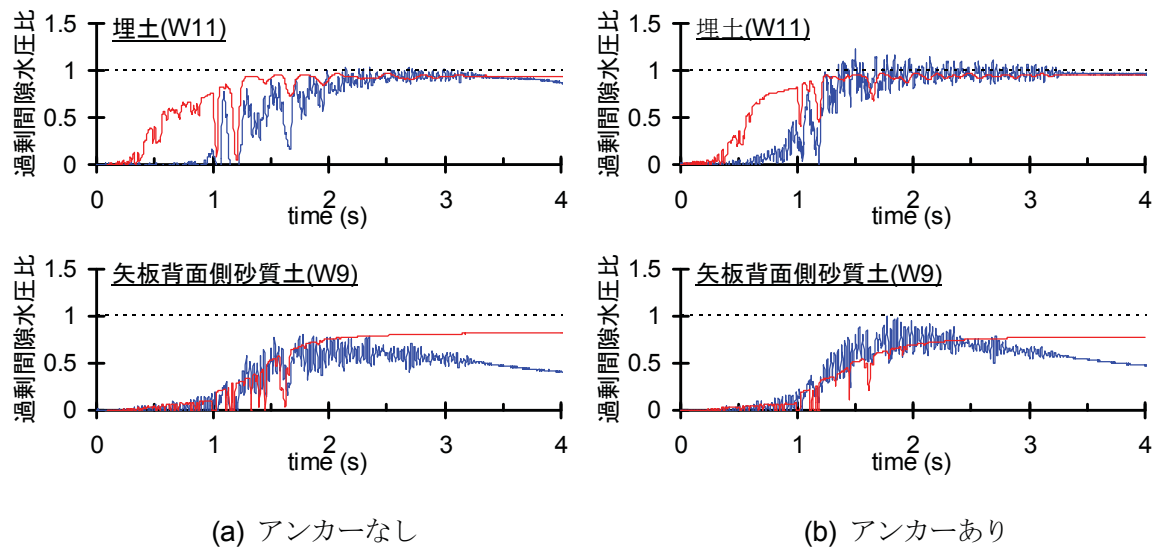


図-6.13 地盤の過剰間隙水圧時刻歴の実験と解析の比較

地盤の最大過剰間隙水圧比の実験と解析の比較を図-6.14に示す。同図によると、埋土は過剰間隙水圧比が1に達し液状化するのに対し、埋土はほぼ液状化していない状況について、実験と解析は良い対応を示している。砂質土の過剰間隙水圧比は、解析値が実験値をやや過小評価する傾向を示すが、両者は概ね整合している。

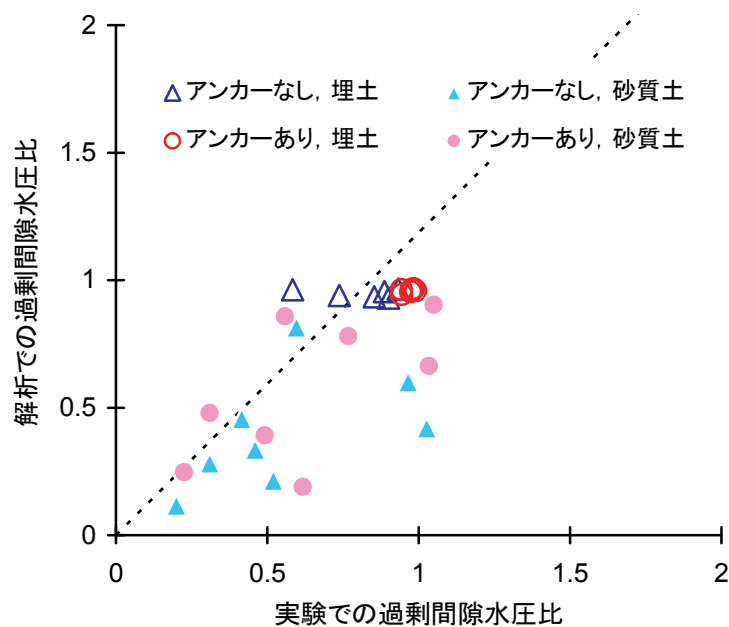


図-6.14 地盤の最大過剰間隙水圧比の実験と解析の比較

### 6.3.4 矢板の変位特性の再現性

前面矢板の水平・鉛直変位の時刻歴について実験と解析を比較したものを図-6. 15 に示す。前面矢板上部の水平変位(D7)によると、変位の増加傾向や、アンカーによる耐震補強を行ったアンカーありでの変位がアンカーなしの場合と比較して低減されている様子について、実験と解析は整合する結果を示している。しかし、アンカーなしでの残留変位の解析値は 28 mm であり実験値の 19 mm を約 5 割過大評価している。アンカーなしの解析ではタイワイヤ張力を過小評価していることから控え矢板前面地盤の液状化による剛性低下を実験と比較して大きく評価した可能性がある。このことは、図-6. 16 に示すようにアンカーなしでの控え矢板前面地盤の過剰間隙水圧比(W15)の解析値が実験値より大きくなっていることから伺える。既往の解析でも前面矢板と控え工の間の過剰間隙水圧が上昇しやすく矢板の変位を過大評価しやすいことが指摘されている<sup>6)</sup>。このような現象が生じないように本解析では過剰間隙水圧モデルに修正モデルを適用しているが、それでも完全には再現できなかったと推測される。アンカーなしの解析結果は安全側の評価ではあるが、さらに解析精度を向上させるためには解析条件などについて詳細な検討が必要である。

アンカーありでは解析による残留変位は 4 mm であり実験値の 15 mm を約 7 割過小評価している。アンカーありの実験結果によると前面矢板は沈下しており、沈下によってアンカーが緩んだことが矢板の水平変位増加の一因になっていたと推測される。アンカーありでの解析による前面矢板鉛直変位(D6)は実験を過小評価しているため、解析では矢板の水平変位を過小評価したと推察される。前面矢板鉛直変位(D6)を過小評価した理由は、先述の図-6. 14 に示すように解析では砂質土の過剰間隙水圧比をやや過小評価していることから、矢板の支持力が実験よりも大きく評価されたことによると考えられる。また、解析では過剰間隙水圧の消散にともなう砂質土の体積収縮を評価できないことも一因と考えられる。このため、解析では砂質土の沈下にとまなう矢板の沈下を評価できなかった可能性がある。

矢板の最大変位の実験と解析の比較を図-6. 17 に示す。同図の水平変位によると、アンカーで補強した場合に前面矢板の変位が抑えられる様子について、実験と解析は良い対応を示している。また、控え矢板が前面矢板と同程度変位している様子についても、実験と解析は整合的である。しかし、アンカーありの場合、解析による変位は、実験結果を過小評価する傾向を示す。これは、先述したように解析では前面矢板の沈下を過小評価したため、沈下によってアンカーが緩み、矢板の水平変位が増加する現象を過小評価したことによると考えられる。

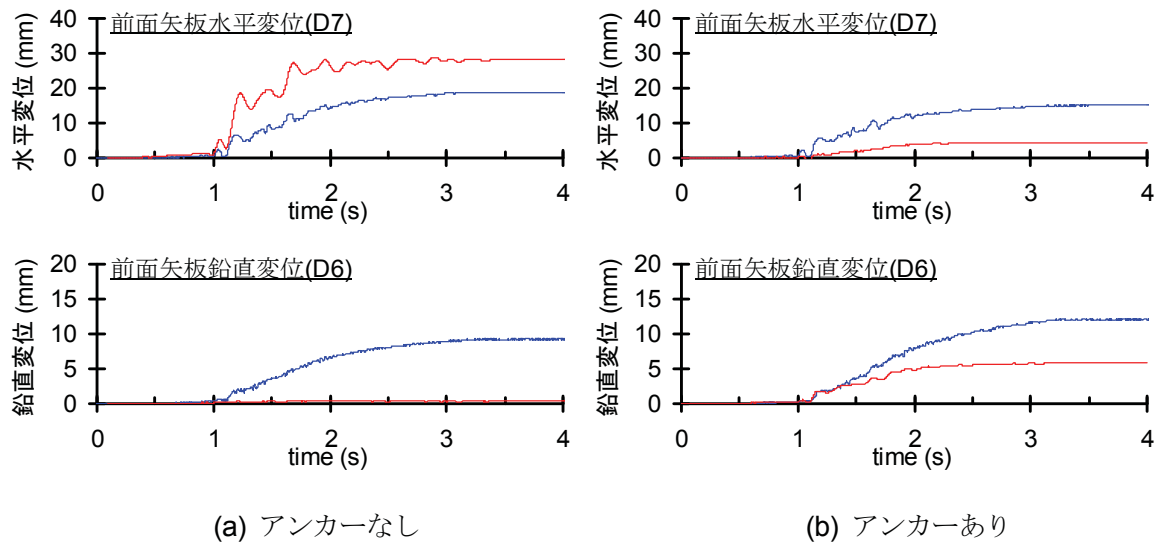


図-6.15 前面矢板の水平・鉛直変位時刻歴の実験と解析の比較

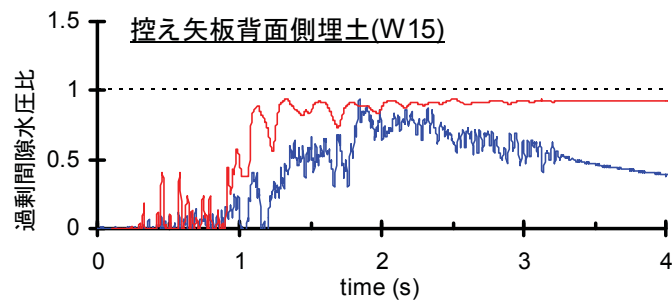


図-6.16 控え矢板前面側の埋土(W15)の過剰間隙水圧時刻歴の時刻歴波形の比較

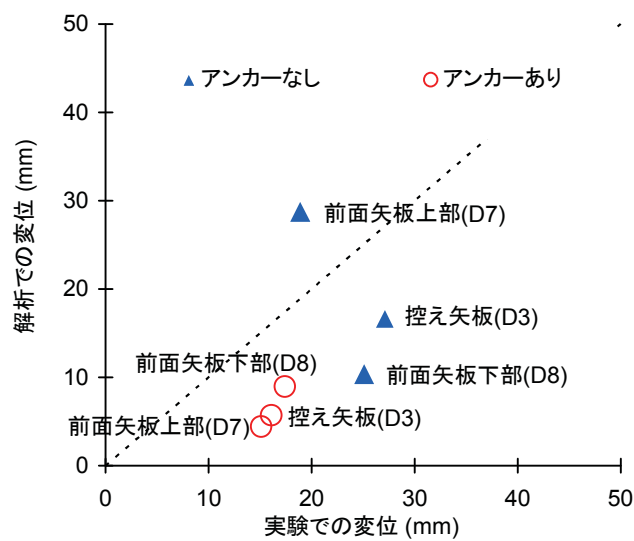


図-6.17 矢板の最大水平変位の実験と解析の比較

## 6.3.5 矢板の曲げモーメント特性の再現性

図-6. 18 に、アンカーなしとアンカーありの解析による前面矢板の曲げモーメント分布を実験結果と併せて示す。同図によると、アンカーありの曲げモーメントがアンカーなしと比べて大きくなっており全塑性モーメントを上回っている様子について解析と実験は整合する結果を示している。しかし、アンカーなしでの曲げモーメントの最大値は、解析では  $0.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$  であり、実験値の  $0.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$  を約 3 割過小評価している。アンカーありでは解析による曲げモーメントの最大値は  $0.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$  であり、実験値の  $0.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$  を約 4 割過大評価している。これは、矢板の変位と同様に、アンカーなしの解析ではタイワイヤ張力を過小評価していること、アンカーありでは前面矢板の沈下にもなうアンカーの緩みを考慮できていないことに起因すると推測される。

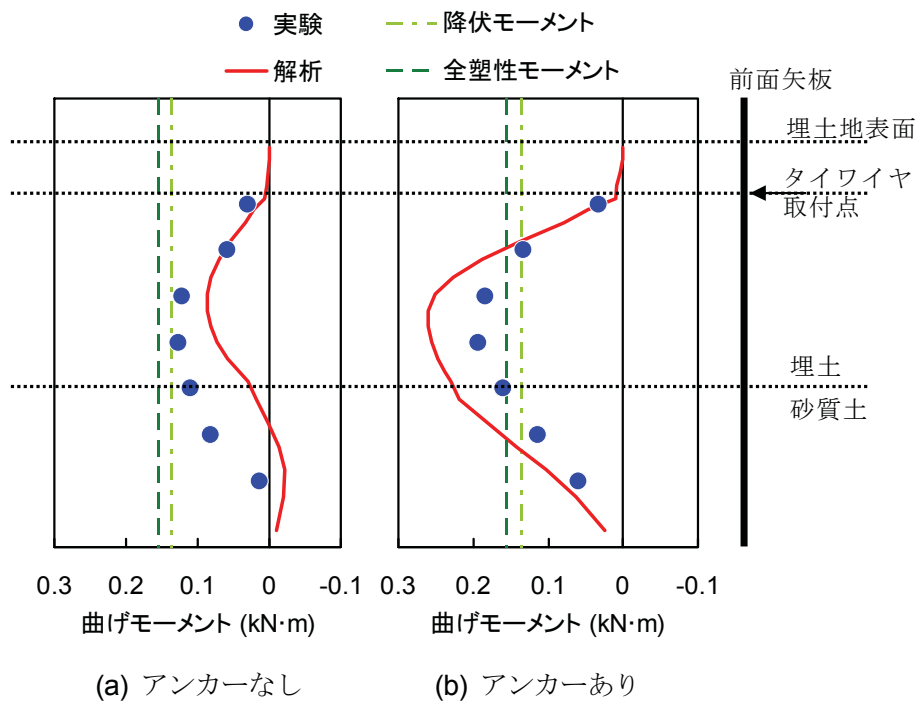


図-6. 18 前面矢板の最大曲げモーメント分布の実験と解析の比較



### 6.3.6 グラウンドアンカーの張力特性の再現性

図-6. 19 のアンカーありのタイワイヤ張力(TW)およびアンカー張力(TA)によると、タイワイヤ張力が減少するかわりにアンカー張力が増加する現象や、アンカー張力の全体的な増加傾向について解析と実験は整合する結果を示している。しかし、解析によるアンカー張力の最大値は  $5.1 \text{ kN/m}$  であり、実験の  $4.0 \text{ kN/m}$  を 2～3 割過大評価している。これは、前述したように解析では前面矢板の沈下にもなうアンカーの回転による緩みを考慮できていないことに起因すると推測される。一方、アンカーなしおよびアンカーありの解析によるタイワイヤ張力は、実験結果と異なり、加振途中に大きく低下してほぼゼロになっている。これは、解析による矢板変位を過大評価した理由と同様に、解析では控え矢板前面地盤の過剰間隙水圧を過大評価しやすい傾向にあるため、埋土の剛性低下を実験と比較して大きく評価し、その結果、控え矢板を介して得られる埋土からのタイワイヤ張力の反力が大幅に低下したことが原因であると推測される。アンカーありでは、矢板の変位に対する抵抗力としてアンカー張力が支配的であり、アンカー張力の解析と実験の相違はタイワイヤ張力の相違と比べて小さいことから、タイワイヤ張力の解析と実験の違いが矢板変位に及ぼす影響はアンカーなしと比べて小さいと推測される。

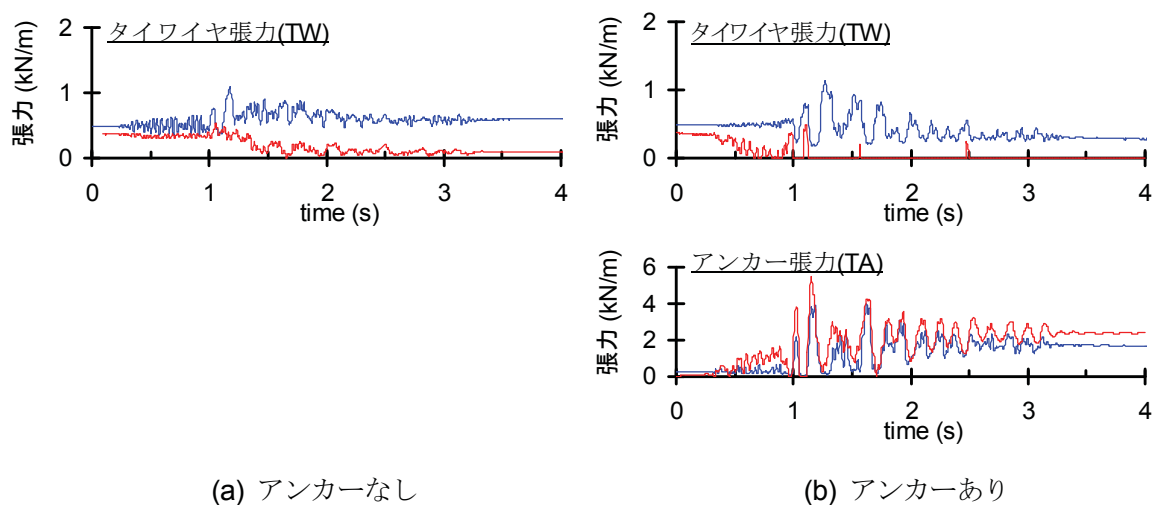


図-6. 19 アンカー張力時刻歴の実験と解析の比較

### 6.3.7 矢板に作用する土圧

矢板に作用する土圧時刻歴(S4)の実験と解析の比較を図-6. 20 に示す。同図によると、解析による土圧の最大値は実験値と比較して 3～5 割小さいが、アンカーありの土圧がアンカーなしと比較して大きくなっている様子について解析と実験は良い対応を示している。

アンカーなしのケースでは、解析による土圧の残留値が実験より大きいですが、これは、アン

カーありでは前面矢板の沈下にもなうアンカーの緩みを考慮できていないことに起因すると推測される。

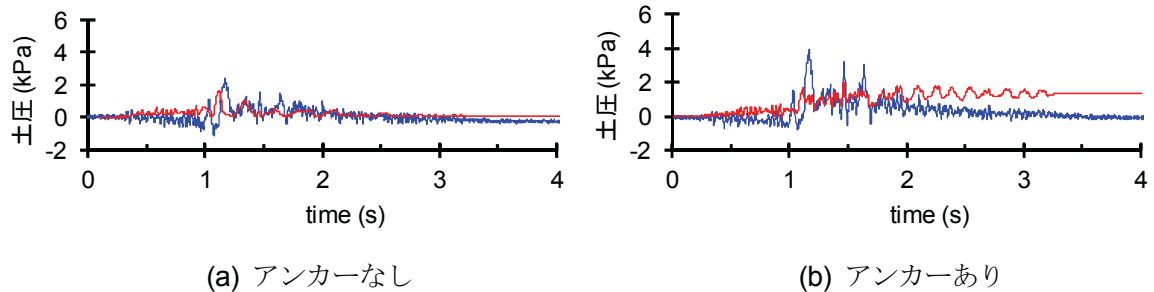


図-6.20 矢板に作用する土圧時刻歴(S4)の実験と解析の比較

図-6.21 に、前面矢板に作用する、加振中に増加した土圧の最大値分布の解析結果と実験結果を示す。なお、実験による土圧分布は次に示す方法で算出した。まず前面矢板のひずみゲージから求めた各曲げモーメントをそれぞれ線形近似し、その傾きからせん断力分布を求めた。次に各せん断力をそれぞれ線形近似し、その傾きから土圧分布を算出した。解析による前面矢板根入れ部分の土圧は、前面側と背面側の土圧の差分とした。

同図によると、タイロッド取付点から砂質土までの土圧は一様あるいは三角形に近い分布を示しており土圧の分布形状および土圧の値は解析と実験で整合する結果を示している。解析結果によると、アンカーありの場合のタイワイヤ取付点では、アンカー張力の反力として大きな土圧が生じていることがわかる。

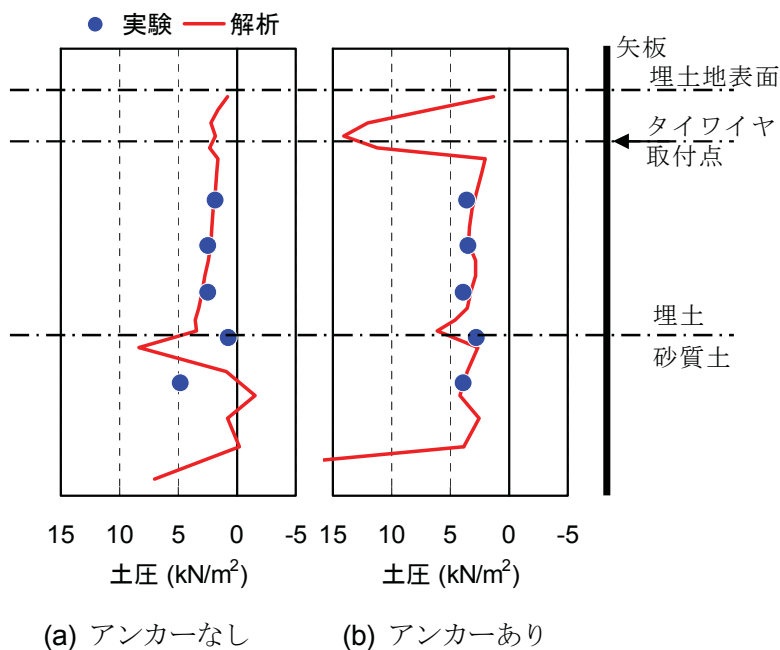
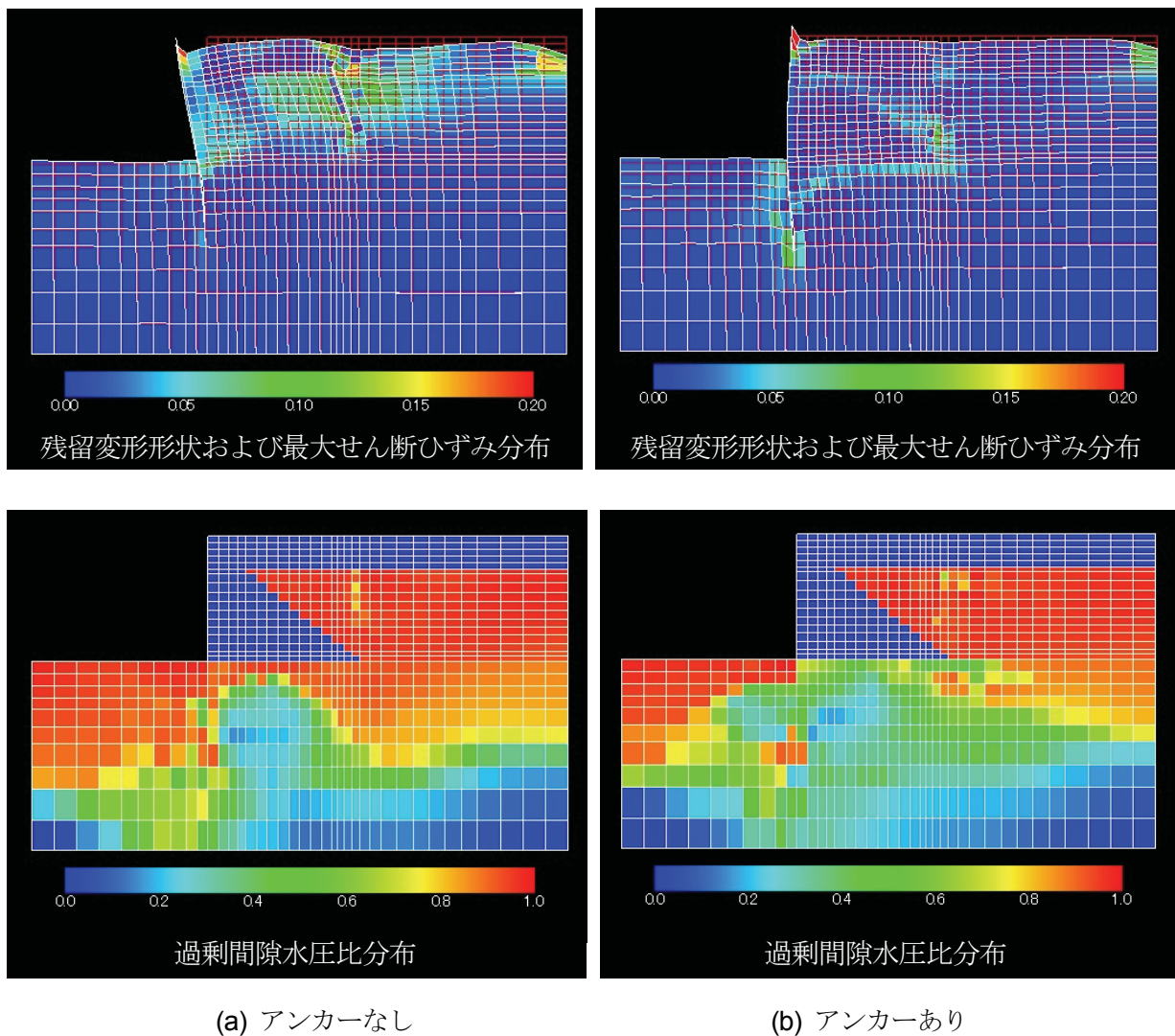


図-6.21 前面矢板に作用する土圧最大値分布の実験と解析の比較

## 6.3.8 岸壁の変形特性

図-6. 22 に、アンカーなしとアンカーありの岸壁の残留変形形状および最大せん断ひずみ・過剰間隙水圧比分布の解析結果を示す。アンカーなしの実験結果によると、前面矢板は中央付近ではらむ変形形状を示している。一方、解析では矢板上部ではわずかにはらむ形状を示しているが、矢板全体が前面側に倒れる変形が卓越しており実験と異なる変形モードが認められる。これは、前述したように解析ではタイヤ張力を過小評価したため、矢板の変位を拘束する力が低下したことが原因であると推察される。アンカーありでは前面矢板が中央付近ではらむように変形しており実験結果と整合する変位モードを示している。



(a) アンカーなし (b) アンカーあり  
 図-6. 22 岸壁の残留変形形状（変位倍率5倍）、最大せん断ひずみ分布  
 および過剰間隙水圧比分布の解析結果

## 第6章 解析コード FLIP による矢板式岸壁の数値シミュレーション

過剰間隙水圧比分布によると、埋土は全域で液状化しており、控え矢板周辺地盤のせん断剛性・強度が著しく低下したことが伺える。このため、アンカーなしでは控え矢板が岸壁前面側に大きく変位しており、周辺地盤に 10% 程度のひずみが発生している。アンカーなしでは前面矢板の根入れ部分で砂質土の過剰間隙水圧比が 1 に近い値を示しており、砂質土が著しく軟化している。このため、矢板下部が変位し、周辺地盤に 10%～15%のひずみが生じている。

## 6.4 グラウンドアンカーの配置に関する解析的検討

4章の模型振動実験ではアンカーの配置を1ケースのみとしアンカーによる鋼矢板式岸壁の耐震補強効果を明らかにした。本節ではアンカーの配置に着目し、6.3節の再現解析手法に準じてアンカー頭部の設置位置やアンカー傾角を変えて有効応力解析を行い、アンカーの配置が矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討を行った。

### 6.4.1 解析条件および解析方法

図-6.23に解析断面およびアンカーの配置を示す。解析ケースを表-6.7に示す。解析は、アンカー頭部の設置位置、アンカー傾角を変えて実施した。アンカー頭部の設置位置は、最も高い「High」、最も低い「Low」、HighとLowの中間の高さの「Mid」の3箇所とした。「High」は、タイヤと同じ設置高さであり、模型振動実験と同じ条件である。「Low」は、砂質土表面とHighの中間の高さである。アンカー傾角は、30度、45度および60度の3ケースとし、合計9ケースの解析を行った。なお各ケースでアンカーの長さが異なるため、バネ定数を算出しなおした。その他の解析条件は6.3節の再現解析と同じである。

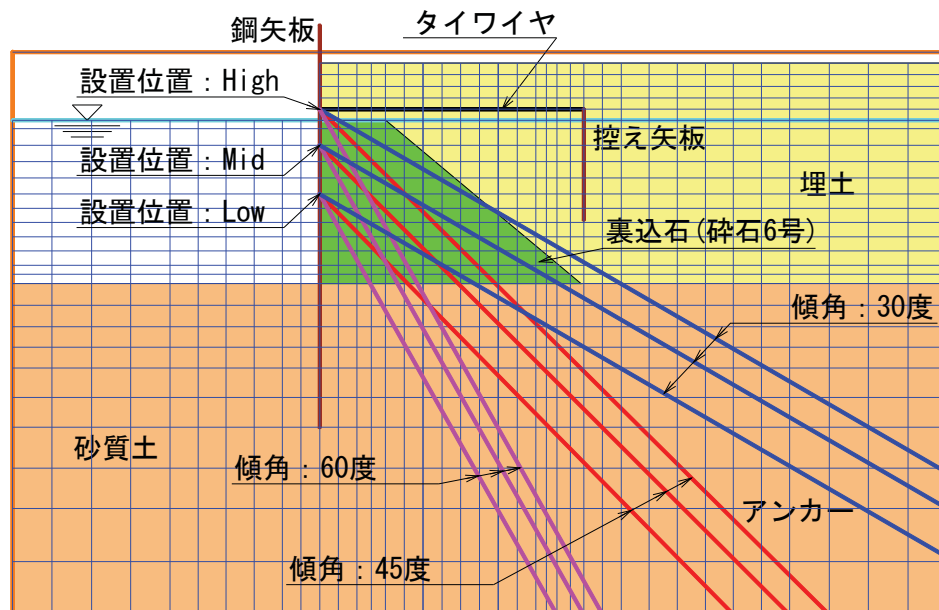


図-6.23 解析断面およびアンカーの配置

表-6.7 解析ケース

設置位置	傾角 (度)	長さ (m)	バネ定数 (kN/m/m)
High	30	2.153	$1.352 \times 10^4$
〃	45	1.905	$1.528 \times 10^4$
〃	60	1.545	$1.884 \times 10^4$
Mid	30	2.095	$1.390 \times 10^4$
〃	45	1.773	$1.642 \times 10^4$
〃	60	1.437	$2.026 \times 10^4$
Low	30	2.020	$1.441 \times 10^4$
〃	45	1.575	$1.848 \times 10^4$
〃	60	1.288	$2.259 \times 10^4$

#### 6.4.2 アンカーの配置が矢板の変位に及ぼす影響

アンカーの配置に関する解析結果として、図-6.24 に前面矢板の残留水平変位分布を示す。同図によると、アンカー頭部の設置位置が高いほど矢板は中央付近ではらむ変形形状を示し、設置位置が低くなるにしたがってはらみ出しが抑えられ、前面側に倒れながら反る変形形状に移行している。アンカー頭部の設置位置が高いほど矢板天端付近の変位が拘束され、天端の変位は抑制されるが中央付近の変位は大きくなっており、結果的にアンカー頭部設置位置による最大変位の違いはわずかである。

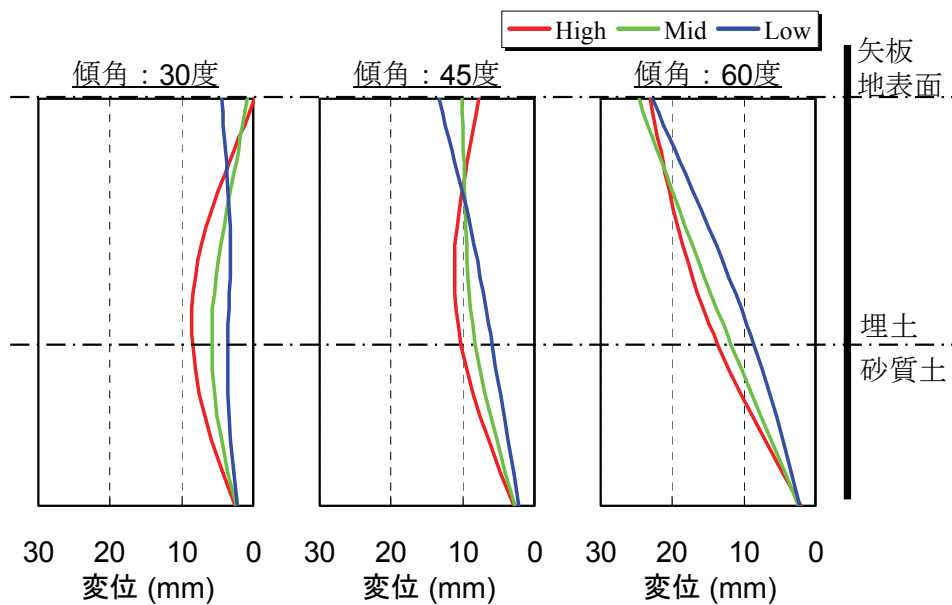


図-6.24 解析断面およびアンカーの配置

アンカー傾角に着目すると、傾角が小さくなるにしたがって矢板の変位も小さくなる傾向を示している。これは、アンカー傾角が小さくなる、すなわち水平方向に近づくほど、矢板に作用する外力の方向に近づくため、アンカーによる矢板の変位拘束力が大きくなったことによると考えられる。

#### 6.4.3 アンカーの配置が矢板の曲げモーメントに及ぼす影響

アンカーの配置に関する解析結果として、図-6. 25 に前面矢板の曲げモーメント最大値分布を示す。同図によると、矢板の曲げモーメントは、アンカー頭部の設置箇所で小さくなっており、アンカー頭部設置位置とタイワイヤ取付点の中央付近、あるいはアンカー頭部設置位置と矢板下端の中央付近で大きくなる傾向を示す。アンカー頭部設置位置が低いほど矢板の曲げモーメントは小さくなっている。特に矢板中央の位置「Low」に設置した場合に最も小さくなっており、4 章の実験結果によると、この位置は矢板の曲げモーメントが最も大きくなる場所に相当する。

アンカー傾角についてみると、傾角が大きいほど曲げモーメントは小さくなるが、先述の図-6. 24 によると、逆に矢板の変位は大きくなることがわかる。

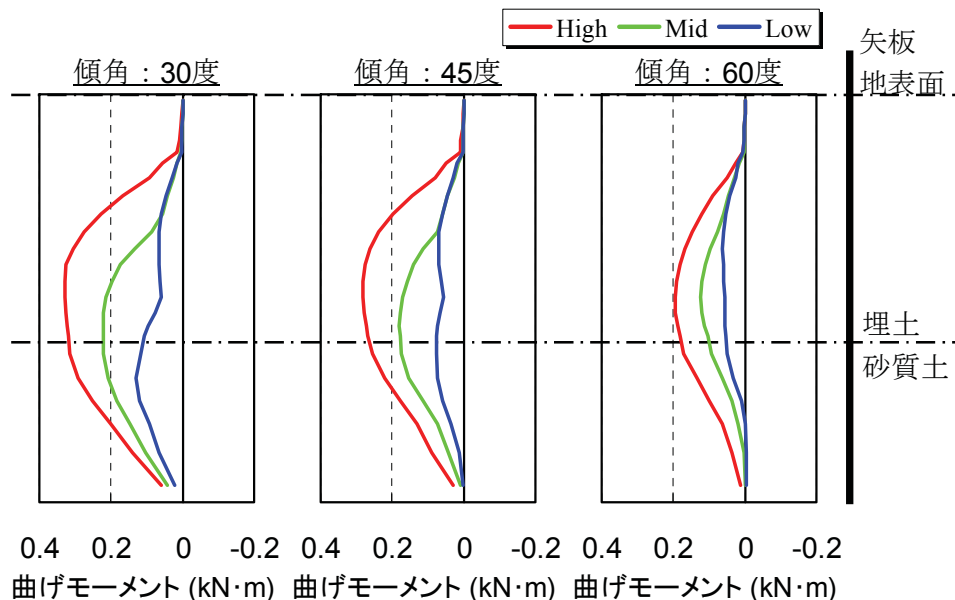


図-6. 25 前面矢板の曲げモーメント最大値分布



## 6.4.4 アンカーの配置がアンカーおよびタイワイヤの張力に及ぼす影響

アンカーおよびタイワイヤの張力最大値分布を図-6. 26 に示す。同図のアンカー張力によると、アンカー傾角に応じて張力も大きくなる傾向を示す。これは、矢板の変位抑制にはアンカー張力の水平成分が寄与しており、傾角が大きくなるほど大きな張力が必要になるためと考えられる。

一方、タイワイヤ張力は、アンカー頭部の設置位置が低くなるほど、大きくなる傾向を示す。これは、アンカー頭部の設置位置が低くなるとアンカーの位置がタイワイヤから離れるためと考えられる。

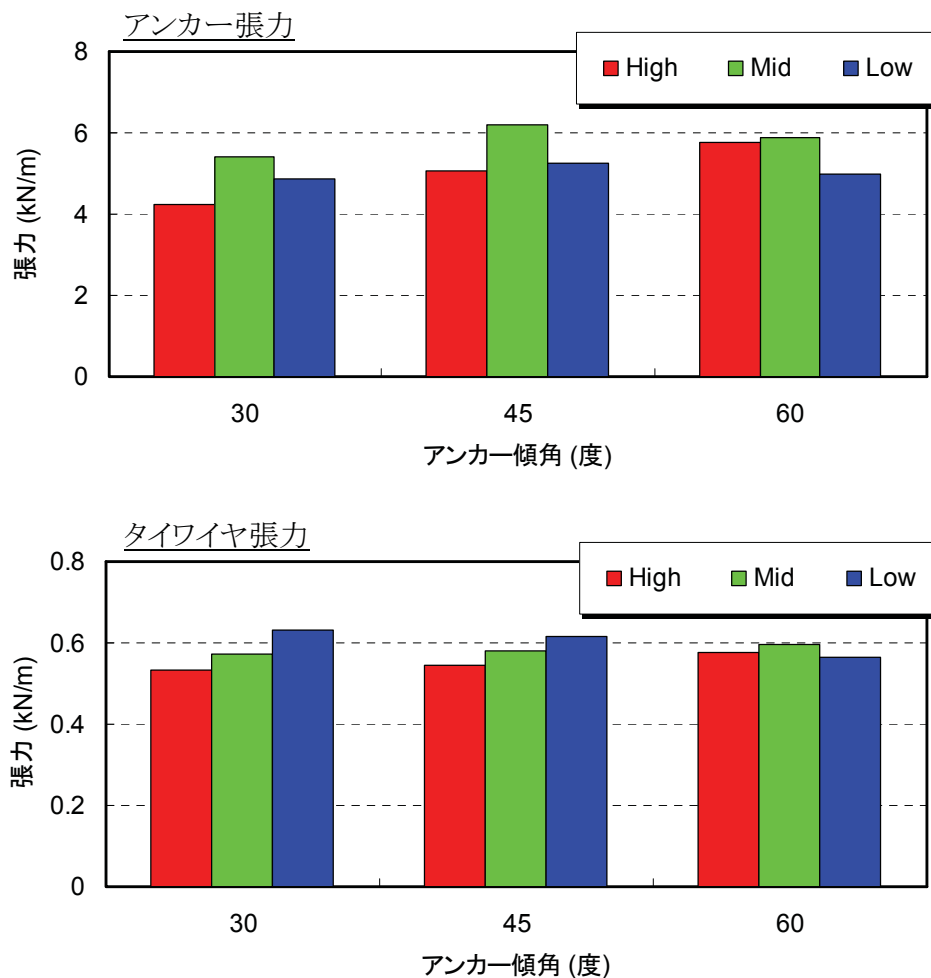


図-6. 26 アンカーおよびタイワイヤの張力最大値分布

#### 6.4.5 アンカーの最適配置に関する考察

以上の結果より、岸壁の耐震性の観点からアンカーの配置を考えると、アンカー傾角が小さいほど、アンカー頭部の設置位置が矢板中央に近いほど、矢板の変位と曲げモーメントの両者の抑制効果が向上すると考えられる。また、アンカー頭部の設置位置が矢板中央に近い場合には、タイワイヤ張力が大きくなり、矢板の変位抑制効果が高くなると考えられる。

一方、アンカー頭部の設置位置を低くすると設置作業が水中になり、アンカー傾角を小さくするとアンカー長が長くなるため、それぞれ施工性・経済性で不利になる可能性がある。

このため、アンカーの配置にあたっては、許容変位や許容モーメントなどの要求性能、施工性および経済性を考慮して最適な設置位置および設置角度を決定する必要がある。

## 6.5 まとめ

アンカーをモデル化した鋼矢板式岸壁の有効応力解析による再現性を確認するため、模型振動実験の再現解析を実施した。さらに、アンカーの設置位置や設置角度を変えて有効応力解析を行い、アンカーの配置が矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討を行った。

有効応力解析で得られた結論を以下に示す。

- (1) 模型振動実験の再現解析を実施した結果、控え矢板前面地盤の過剰間隙水圧やタイヤ張力などについて実験結果と異なる点はあるものの、岸壁の加速度波形、控え矢板背後の埋土の液状化、アンカーの張力の増加傾向、矢板に作用する土圧分布、アンカーで補強した場合に矢板変位が低減されるが曲げモーメントは増加する傾向について、解析と実験は整合する結果を示しており、本解析手法によりアンカーの耐震補強効果を概ね検証できた。
- (2) アンカーの配置に関する解析の結果、アンカー頭部の設置位置が高いほど矢板は中央付近ではらむ変形状を示し、低くなるにしたがって前面側に倒れながら反る変形状に移行した。矢板の曲げモーメントは、アンカー頭部の設置箇所小さくなり、設置位置が低いほど小さくなった。特に、アンカーなしの場合に曲げモーメントが最も大きくなる場所に設置することで、矢板の曲げモーメントが最も小さくなった。アンカー頭部の設置位置が低いほど曲げモーメントは小さくなった。一方、アンカー傾角が小さいほど水平変位は小さくなるが、逆に曲げモーメントは増加する傾向を示した。
- (3) 岸壁の耐震性の観点からアンカーの配置を考えると、アンカー傾角が小さいほど、アンカー頭部の設置位置が矢板中央に近いほど、矢板の変位と曲げモーメントの両者の抑制効果が向上すると考えられる。また、アンカー頭部の設置位置が矢板中央に近い場合には、タイヤ張力が大きくなり、矢板の変位抑制効果が高くなると考えられる。しかし、アンカーの設置位置を低くすると設置作業が水中になり、設置角度を小さくするとアンカー長が長くなるため、それぞれ施工性・経済性で不利になる可能性がある。このため、アンカーの配置にあたっては、許容変位や許容モーメントなどの要求性能、施工性および経済性を考慮して最適な設置位置および設置角度を決定する必要がある。

本章では、グラウンドアンカーで耐震補強された矢板式岸壁の有効応力解析を実施し、模型振動実験の再現性やアンカーの配置が耐震補強効果に及ぼす影響を調べた。しかし、矢板の沈下にとまなうアンカーの緩みにより前面矢板が水平変位する現象は十分に考慮されていないため、今後、更なる検討を行い耐震性の評価精度を向上させる必要がある。

## 参考文献

- 1) Susumu IAI, Yasuo Matsunaga, and Tomohiro Kameoka : ANALYSIS OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SAND UNDER ANISOTROPIC CONSOLIDATION, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- 2) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 3) 竹家宏治，鶴見利明：岸壁・護岸補強アンカー工法，基礎工，Vol.38, No.9, pp.50-53, 2010.
- 4) 神立佳宏，清宮理：グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果，土木学会地震工学論文集，第 29 巻，pp.1313-1318, 2007.
- 5) 沢田俊一，小堤治，井合進：護岸構造物の残留変形解析－FLIP による解析－，地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.247-256, 1998.
- 6) 小堤治，塩崎禎郎，一井康二，井合進，森玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，海洋開発論文集，第 20 巻，pp.443-448, 2004.
- 7) 佐藤成，亀山和弘，大塚夏彦，森浩章，小堤治，井合進，安田進：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，pp.25-30, 2001.
- 8) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behaviour under principal stress axes rotation, *Proc. of 5th International Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 9) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 10) Towhata, I. Ishihara, K. and Kameoka, T. : Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, pp.73-84, 1985.
- 11) 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タの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, 1997.
- 12) 工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その 1)－捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性－，電力中央研究所報告・研究報告：384030, 1985.
- 13) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, *Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp. 373-380, 1985.
- 14) 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, pp.57-83, 1990.
- 15) 小堤 治，井合 進，岡 由剛：1 次元有効応力解析のパラメタ感度解析，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.337-340, 1999.
- 16) 田代 聡一，小竹 望，三好俊康，清宮 理：グラウンドアンカーで補強された鋼矢板式岸壁の振動台実験（その 1：予備実験），地盤工学研究発表会，2009.
- 17) 井合進，三輪滋，小堤治，溜幸生，山本裕司，森浩章：地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.809-812, 2001.

## 第7章

# 解析コード FLIP による重力式岸壁の数値シミュレーション

### 7.1 概説

本章では、アンカーで補強された重力式(ケーソン式)岸壁の振動台実験を対象として、アンカーのモデル化方法や解析手法に着目した有効応力解析による数値シミュレーションについて述べている。解析コードは、港湾分野で多数の実績を有する FLIP<sup>1)</sup>を使用した。

アンカーで耐震補強された岸壁の耐震性評価方法は港湾技術基準<sup>2)</sup>に準拠しており、レベル 2 地震動に対して有効応力解析による変形照査を行うことが標準とされている<sup>3)</sup>。この方法は、アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有しているものの、アンカーを適用した岸壁の解析事例は少なく、被災事例や模型振動実験との比較による有効応力解析の再現性について検証された事例は見あたらない。

現行の設計では、文献 4)で示されているように、アンカーを線形ばね要素でモデル化することが多い。しかし、本研究における振動台実験の結果によると、アンカーの張力とひずみの関係は履歴ループを描くことが明らかにされており、解析精度向上の観点から地震時におけるアンカーの張力特性を適切に反映することが重要と考えられる。

そこで、本章では、アンカーで耐震補強された重力式岸壁を対象に、アンカーの張力特性が岸壁の挙動に及ぼす影響について調査するとともに、アンカーのモデル化方法や解析手法の違いによる再現性について検討するため、振動台実験を対象として数値シミュレーションを実施した。解析手順は、まずアンカーの張力特性やモデル化の違いについて検討するため、アンカーのモデル化方法を変えて複数の解析を実施した。次に、土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いによる影響について検討するため、マルチスプリングモデル、カクテルグラスモデルおよび大変形解析の 3 つの解析法についてそれぞれ解析を実施した。

## 7.2 解析コード FLIP の構成モデル

解析コード FLIP は、有効応力法に基づく二次元有効応力解析プログラムであり、特に液化現象による地盤破壊現象を予測できることから港湾施設の解析を中心に広く使用されている<sup>5)</sup>。FLIP の重力式岸壁への適用性に関して、ダイレイタンシーの評価法や基礎捨石の材料定数などについて検討・改善が行われており<sup>6)7)</sup>、一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認されている<sup>5)</sup>。開発当時の FLIP(以下、マルチスプリングモデルと称す)は、間隙水の収支バランス式において土骨格と間隙水の相対速度をゼロとし、間隙水の流れを考慮しない非排水条件に基づいていた。しかし、土骨格と間隙水の相対速度を考慮した間隙水の収支バランス式と運動方程式を連成させて解く透水解析機能や、新たに提案されたストレスダイレイタンシー関係<sup>8)9)</sup>が導入され、間隙水の移動や液化に伴う体積圧縮を考慮できるようになった(以下、カクテルグラスモデルと称す)。一方、上記 2 つのモデルは微小変形理論に立脚しているため幾何学的非線形性が正確には考慮されず、大変形現象が生じる場合には解析精度に問題があった。そこで、井合ら<sup>10)</sup>は有限変形理論の枠組みに拡張し、大変形現象を厳密に考慮できる解析法(以下、大変形解析と称す)を構築した。カクテルグラスモデルや大変形解析については港湾構造物などへの適用性について検討・改善が行われており、被災事例などをより正確に再現できるようになりつつある<sup>11)</sup>。

そこで、再現解析を以下の手順で実施した。まずアンカーの張力特性やモデル化の違いについて検討するため、アンカーのモデル化方法を変えて複数の解析を実施した。次に、土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いによる影響について検討するため、先述した 3 つの解析法についてそれぞれ解析を実施した。これらの解析を通して、アンカーの張力特性が岸壁の挙動に及ぼす影響について調査するとともに、アンカーのモデル化方法や解析手法の違いによる再現性について検討を行った。

### 7.2.1 マルチスプリングモデル(従来モデル)

マルチスプリングモデルについては、6.2 節を参照されたい。本モデルは、港湾分野を中心に実務で一般に用いられている。

### 7.2.2 カクテルグラスモデル

カクテルグラスモデルでは、新たなストレスダイレイタンシー関係が提案され、間隙水の移動や液化に伴う体積圧縮を考慮できるように改善されている。この関係は、式(7.1)に示すように、ダイレイタンシーに起因する体積ひずみ成分 $\epsilon_v^d$ が、仕事をしないせん断機構を表現する膨張的成分 $\epsilon_v^d$ および累積せん断ひずみに比例する収縮的成分 $\epsilon_v^c$ の和として与えられるという仮説に基づいている<sup>8)9)</sup>。



$$\varepsilon_d = \varepsilon_d^c + \varepsilon_d^d \quad (7.1)$$

このダイレイタンスーによる体積ひずみ成分の定式化がマルチスプリングモデルと異なる。

### 7.2.3 大変形解析

大変形解析は、上記 2 つのモデルに対して幾何学的非線形性を考慮できるよう Total Lagrangian(TL)法および Updated Lagrangian(UL)法に基づき拡張されたものである。TL 法および UL 法による定式化は、理論的のみならず数値解析的にも等価であることが確認されている<sup>11)</sup>。本研究では、マルチスプリングモデルに対し TL 法による大変形解析を実施している。

## 7.3 グラウンドアンカーのモデル化方法

振動台実験の結果によると、アンカーの張力とひずみの関係は履歴ループを描くことが明らかにされており、数値シミュレーションを実施するにあたって、地震時におけるアンカーの張力特性を適切に反映することが解析精度向上の観点から重要と考えられる。

そこで、アンカーの張力特性やモデル化の違いについて検討するため、アンカーのモデル化方法を変えて複数の解析を実施した。アンカーのモデル化は、以下に示す 3 つの方法について行うこととした。

1 つ目の方法は、上端固定部および下端固定部の 2 点で結合した単一要素で表すものであり、アンカーの張力とひずみの関係は線形とみなしている(以下、線形単一要素モデルと称す)。この方法は、既往の研究や実務で適用された実績を有するモデル化方法である。2 つ目の方法は、アンカーと地盤との相互作用を考慮することを目的として、線形単一要素モデルに対して、アンカーを複数要素で表すものである(以下、線形複数要素モデルと称す)。3 つ目の方法は、線形単一要素モデルに対して、実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係を詳細に反映させたモデルである(以下、非線形単一要素モデルと称す)。

以下、それぞれのモデル化方法の詳細について述べる。

### 7.3.1 線形単一要素モデル(従来モデル)

線形単一要素モデルは、上端固定部および下端固定部の 2 点で結合した単一要素で表すものである。このとき、アンカー張力と伸びの関係は、圧縮力を負担しないものとし、引張力については切片を初期張力とし、勾配をアンカーのばね定数として線形で表すものとする(図-7.1(a))。この方法は、既往の研究<sup>4)</sup>や実務で適用された事例がいくつかある。



このことから，本研究では線形単一要素モデルを従来モデルと位置付けている．なお，ばね定数は，事前実施した引張試験に基づくものと，本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きとするものの2種類とした．

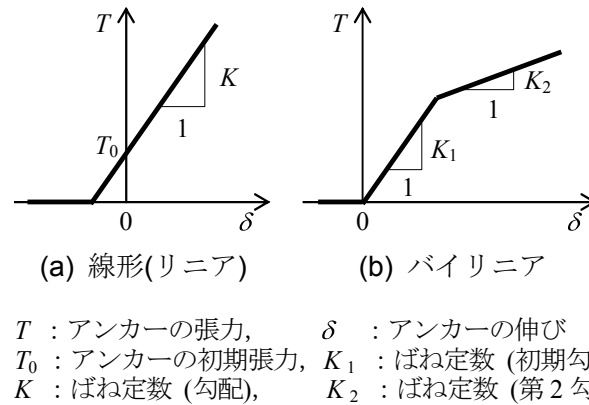


図-7.1 アンカーのモデル化

### 7.3.2 線形複数要素モデル

線形複数要素モデルは，線形単一要素モデルに対して，アンカーを複数要素で表すものである．このとき，アンカーの各節点は，同一座標における地盤の各節点と剛ばねにより拘束し(図-7.2)，アンカーと地盤との相互作用を考慮している．ただし，アンカーと地盤との滑りを考慮するため，アンカー接線方向には拘束していない．

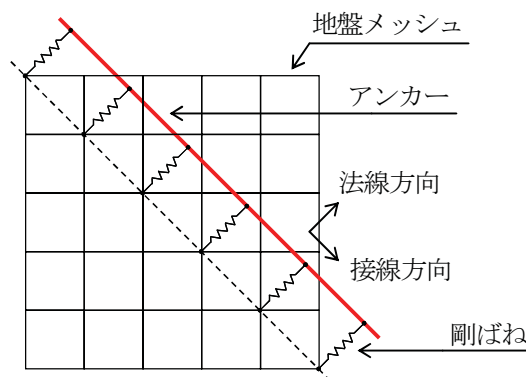


図-7.2 複数要素によるアンカーのモデル化方法の概要図

### 7.3.3 非線形単一要素モデル

非線形単一要素モデルは、線形単一要素モデルに対して、本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係を詳細に反映させたモデルであり、図-7.1(b)に示すようなバイリニアで表すものとする。すなわち、初期勾配を事前に実施した引張試験に基づくものとして加振1波ごとの履歴ループの傾きを考慮し、第2勾配を本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きとした。

## 7.4 解析条件および方法

FLIP の解析手順については、6.3.1 項の図-6.4 を参照されたい。

図-7.3 および図-7.4 に、土層分割および有限要素分割図を示す。要素の大きさは、既往文献<sup>13)</sup>を参考にして解析で対象とする波長の  $1/5$  以下に設定した。ケーソンは線形平面要素でモデル化し、地盤は多重せん断ばねモデルを実装した非線形平面要素でモデル化した。ケーソンと地盤との間には滑りや剥離を表現するためにジョイント要素を設定している。アンカーは非線形ばね要素でモデル化した。

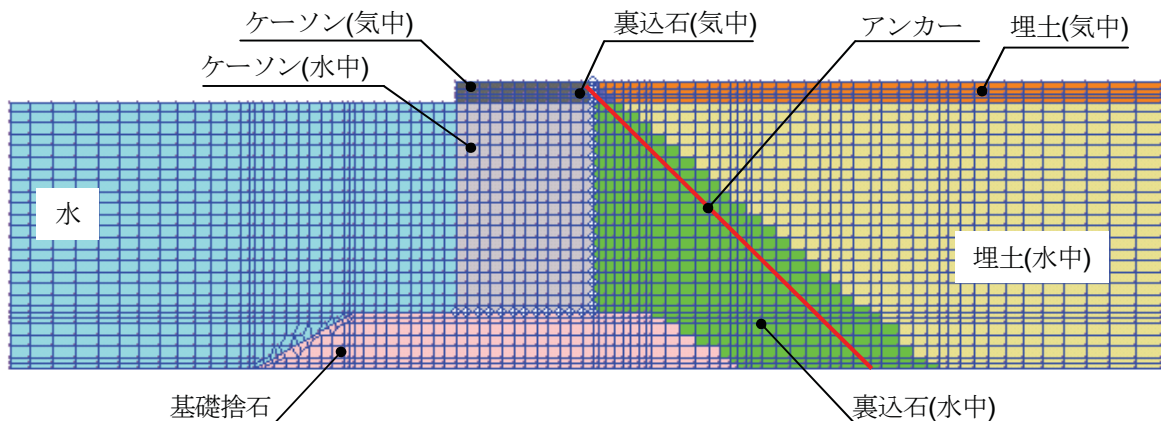


図-7.3 土層分割および有限要素分割図 (基礎捨石層厚 200 mm)

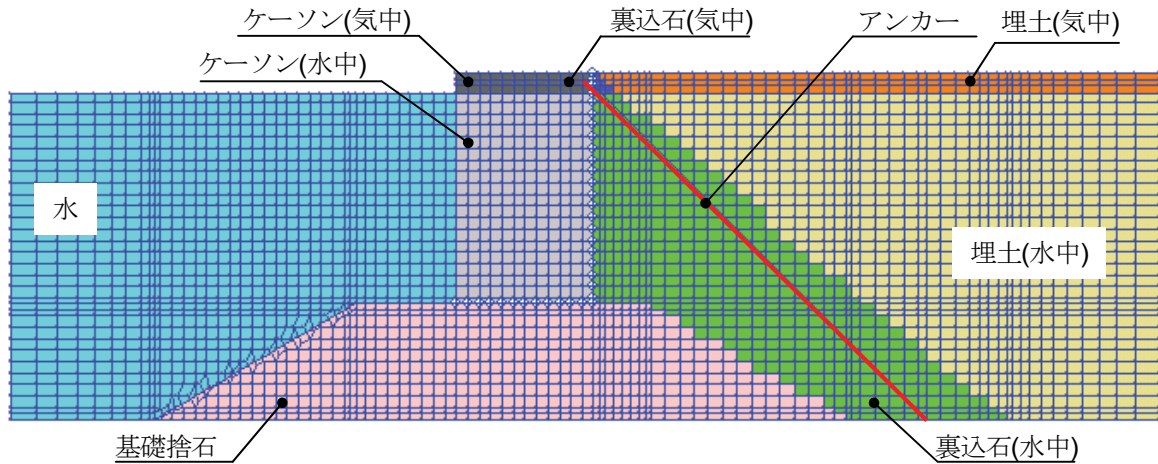


図-7.4 土層分割および有限要素分割図 (基礎捨石層厚 400 mm)

解析ケースを表-7.1に示す。解析は、実験でのCASE-1, 2およびCASE-3, 4を対象に実施している。前述したように、アンカーのモデル化方法は、要素数について単一要素と複数要素の2通り、材料特性について図-7.1に示したような線形とバイリニアの2通りとした。解析法については、マルチスプリングモデル、カクテルグラスモデルおよび大変形解析の3

表-7.1 解析ケース

ケース	基礎捨石 層厚 (mm)	アンカーの モデル化方法		解析法	備考
		要素数	材料特性		
CASE-1_1	200	—	—	マルチスプリングモデル	従来法
CASE-1_2	〃	—	—	カクテルグラスモデル	
CASE-1_3	〃	—	—	大変形解析	
CASE-2_1	200	単一要素	線形[試験値(Kt)]	マルチスプリングモデル	従来法
CASE-2_2	〃	単一要素	線形[実験値(Ke)]	マルチスプリングモデル	
CASE-2_3	〃	単一要素	バイリニア	マルチスプリングモデル	
CASE-2_4	〃	複数要素	線形	マルチスプリングモデル	
CASE-2_5	〃	単一要素	バイリニア	カクテルグラスモデル	
CASE-2_6	〃	単一要素	バイリニア	大変形解析	
CASE-3_1	400	—	—	マルチスプリングモデル	従来法
CASE-3_2	〃	—	—	カクテルグラスモデル	
CASE-3_3	〃	—	—	大変形解析	
CASE-4_1	400	単一要素	線形[試験値(Kt)]	マルチスプリングモデル	従来法
CASE-4_2	〃	単一要素	線形[実験値(Ke)]	マルチスプリングモデル	
CASE-4_3	〃	単一要素	バイリニア	マルチスプリングモデル	
CASE-4_4	〃	複数要素	線形	マルチスプリングモデル	
CASE-4_5	〃	単一要素	バイリニア	カクテルグラスモデル	
CASE-4_6	〃	単一要素	バイリニア	大変形解析	

通りとした。なお、カクテルグラスモデルでは、間隙水要素を排水条件とし、埋土(水中)については過剰間隙水圧の消散速度が実験と整合するように透水係数を  $1.4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  とし、基礎捨石および裏込石の透水係数は  $1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  とした。また、現在の大変形解析では、ジョイント要素および非線形ばね要素を適用できないため、ケーソン底面と基礎捨石の同一節点は結合し、ケーソン背面と裏込石の同一節点は水平方向のみを等変位拘束し、さらに、アンカーは線形ばね要素でモデル化することとした。

解析に使用した地盤の動的変形特性パラメータを表-7.2に示す。基準せん断弾性係数  $G_{ma}$  は、実験前にパルス波加振を実施して求めたせん断波速度  $V_s$  と土の湿潤密度  $\rho$  に基づき、式(7.2)より算定した。

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \quad (7.2)$$

埋土(水中)の内部摩擦角は、圧密排水三軸圧縮試験結果に基づく値であり、基礎捨石および裏込石の内部摩擦角は、砕石について実施された圧密排水三軸圧縮試験の結果<sup>14)</sup>を参考に決定した。

表-7.2 地盤の動的変形特性パラメータ

土層区分	湿潤密度 $\rho$ ( $\text{t/m}^3$ )	せん断波速度 $V_s$ ( $\text{m/s}$ )	基準拘束圧 $\sigma_{ma}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	基準せん断弾性係数 $G_{ma}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	基準体積弾性係数 $K_{ma}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	拘束圧依存係数 $m_G, m_K$	ポアソン比 $\nu$	間隙率 $n$	水の体積弾性係数 $K_w$ ( $\text{kN/m}^2$ )	粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi_f$ ( $^\circ$ )	最大減衰定数 $h_{max}$
埋土(気中)	1.42	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	$2.2 \times 10^6$	0	40.0	0.24
埋土(水中)	1.91	55.6	4.3	5,904	15,397	0.5	0.33	0.45	$2.2 \times 10^6$	0	40.0	0.24
基礎捨石	1.85	105.7	7.6	20,669	53,902	0.5	0.33	0.45	$2.2 \times 10^6$	0	40.0	0.24
裏込(気中)	1.43	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	$2.2 \times 10^6$	0	40.0	0.24
裏込(水中)	1.88	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	$2.2 \times 10^6$	0	40.0	0.24

埋土(水中)の液状化特性パラメータを表-7.3に示す。同表のマルチスプリングモデルのパラメータは、正規化した累積塑性せん断仕事  $w$  から液状化の進行程度を表す液状化フロントパラメータ  $S_0$  を求める式(7.3)の入力変数であり、過剰間隙水圧の上昇特性を規定するものである<sup>12)</sup>。

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6(w/w_1)^{p1} & (w \leq w_1) \\ S_0 &= (0.4 - S_1)(w_1/w)^{p2} + S_1 & (w > w_1) \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

カクテルグラスモデルのパラメータ  $\varepsilon_d^{cm}$  は、負のダイレイタンスによる体積ひずみの終局値、 $\gamma_{edc}$ 、 $\gamma_{ed}$ 、 $q1$  および  $q2$  は、それぞれダイレンタンスを制御するパラメータである。 $\gamma_k$  は過剰間隙水圧上昇から消散における体積弾性係数の低減係数、 $q4$  は液状化フロントパラメータ  $S_0$  の効き方を調節するパラメータである。これらのパラメータは、相馬珪砂 5 号の再構成試料により行われた繰返し非排水三軸試験の要素シミュレーショ

ンを行い同定した(図-7.5). その他の地盤パラメータは FLIP における標準的な方法に基づき設定した<sup>13)</sup>.

表-7.3 埋土(水中)の液状化特性パラメータ

(a) マルチスプリングモデル

土層区分	変相角 $\phi_p(^{\circ})$	S1	W1	P1	P2	C1
埋土(水中)	31.0	0.005	1.45	1.1	0.8	1.5

(b) カクテルグラスモデル

土層区分	変相角 $\phi_p(^{\circ})$	$\varepsilon_d^{cm}$	$r_{edc}$	$r_{ed}$	$r_k$
埋土(水中)	28.0	0.5	2.0	0.5	0.2

土層区分	q1	q2	q4	S1	C1
埋土(水中)	7.0	1.0	1.0	0.005	1.5

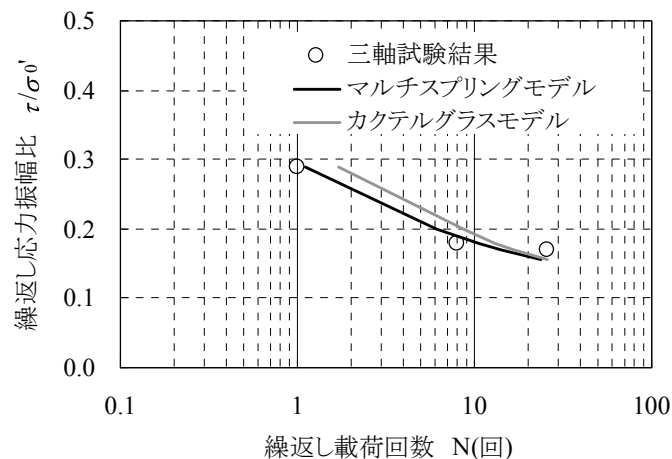


図-7.5 液状化抵抗曲線(要素シミュレーション結果)

アンカーのパラメータを表-7.4(a)に示す. アンカーのばね定数は, 引張試験から求めた試験値( $Kt$ )と, 本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きである実験値( $Ke$ )の2種類を使用した. アンカーの材料特性を線形(リニア)とバイリニアでモデル化した場合の張力と伸びの関係を図-7.6に示す. 同図に示すように, アンカーをバイリニアでモデル化する場合, 初期勾配をばね定数の試験値( $Kt$ )とし, 第2勾配を実験値( $Ke$ )とした. 初期勾配と第2勾配の剛性変化点における張力( $T1$ )は, CASE-2が0.204 kN/m, CASE-4が0.238 kN/mである. ケーソンおよびジョイント要素のパラメータは一般的な値を使用した.

表-7.4 アンカー，ケーソン，ジョイント要素のパラメータ

(a) アンカー

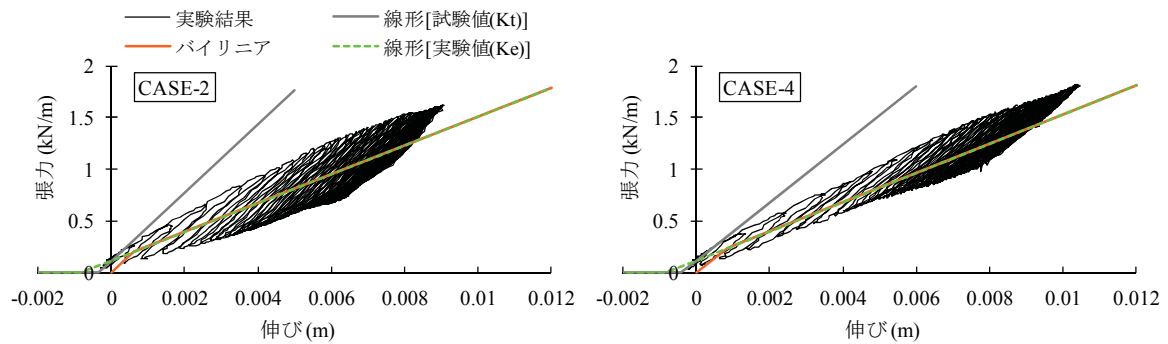
実験ケース	引張試験			実験
	軸剛性 $EA$ (kN/m)	長さ $L$ (m)	ばね定数 $Kt$ (kN/m/m)	ばね定数 $Ke$ (kN/m/m)
CASE-2	540.0	1.640	329.3	138.9
CASE-4	540.0	1.923	280.8	141.3

(b) ケーソン

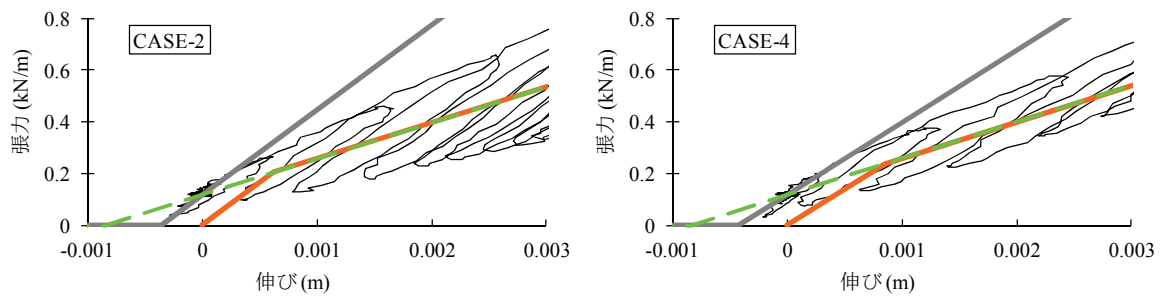
土層区分	湿潤密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	ヤング率 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
ケーソン	2.10	$2.2 \times 10^7$	0.17

(c) ジョイント要素

設置位置	垂直剛性 $K_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断剛性 $K_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $c_j$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 $\phi_j$ (°)
ケーソン背面	$1.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^5$	0	15
ケーソン底面	$1.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^5$	0	31



(a) 全体



(b) 拡大

図-7.6 アンカーの材料特性

境界条件は、実験土槽が剛土槽であることを考慮し、側面は鉛直ローラ、底面は固定境界でモデル化した。FLIP では計算安定化のためレーレー減衰剛性比例係数  $\beta$  を適用しており、その設定法として 1 次元非線形地盤の最大応答変位収斂時の  $\beta$  とする方法が提案されている<sup>15)</sup>。本解析でも同様の手法を用い  $\beta$  の値を 0.0002 に設定した。

解析手順は、アンカー無の場合、初期自重解析と動的解析の 2 段階とした。アンカーを線形材料としてモデル化する場合、本解析コードでは、図-7. 1(a)に示すようにアンカー初期張力を荷重-伸び関係の切片( $T_0$ )としてモデル化可能であることから、この初期張力を再現するため、解析手順を初期自重解析、アンカー初期張力相当の荷重導入、動的解析の 3 段階とした。ここで、2 段階目の荷重導入では、アンカーをモデル化せず、図-7. 7 に示すようにケーソンのアンカー上端固定部にアンカー初期張力相当の荷重を载荷した。アンカーは、3 段階目の動的解析で初めてモデル化している。一方、アンカーをバイリニアとしてモデル化する場合、解析手順は、初期自重解析と動的解析の 2 段階とし、アンカーは初期自重解析時からモデル化している。2 段階にしたのは、バイリニアの荷重-伸び関係は原点からスタートすることから、先述した 3 段階の方法では 3 段階目の動的解析初期でケーソンが変位してしまうのを回避するためである。なお、2 段階の解析によるアンカー初期張力は 0.110 kN/m であり、実験の 0.118 kN/m に対する差異は約 7%である。

入力地震動には、振動台実験の原地盤地表面(AH3)で計測された加速度時刻歴を使用した。

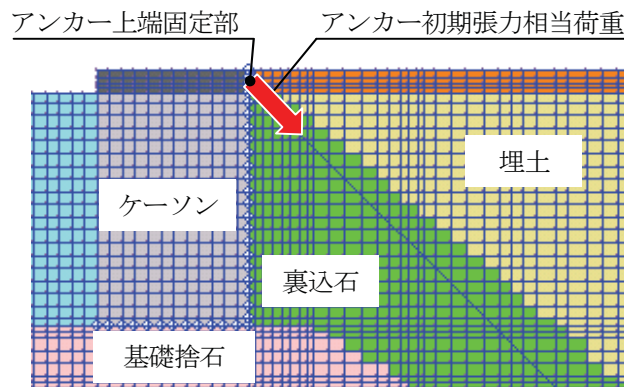


図-7.7 アンカーの初期張力相当荷重の導入概要図



## 7.5 アンカーのモデル化方法に関する数値シミュレーション

振動台実験での断面に対して数値シミュレーションを実施し、その変形挙動について調べた。本節での FLIP の構成式は従来モデルであるマルチスプリングモデルとした。アンカーのモデル化方法は、7.3 章で述べたとおり、線形単一要素、非線形単一要素および線形複数要素の 3 通りであり、線形単一要素でモデル化したアンカーのばね定数は、引張試験から求めた試験値( $K_t$ ; 従来モデル)と、本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きである実験値( $K_e$ )の 2 種類を使用した。

### 7.5.1 岸壁の変形挙動

図-7.8 に FLIP による岸壁変形図を、実験結果と比較して示している。なお、同図には、アンカーなしの場合の変形図も併せて示す。

#### (a) 従来モデル(線形単一要素[試験値( $K_t$ )])の結果

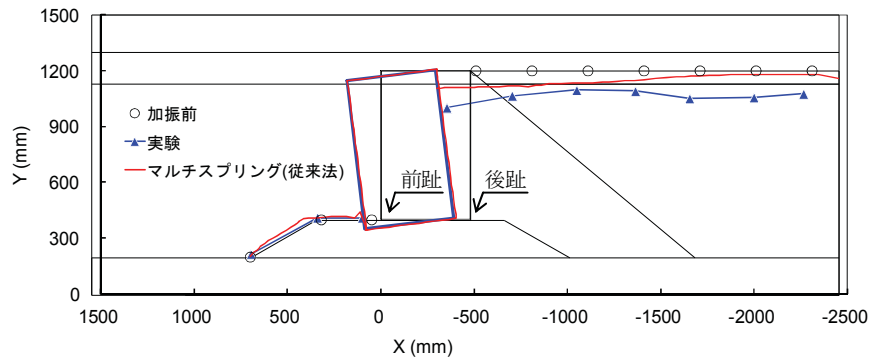
同図(a),(c)によると、アンカーなしの場合、解析によるケーソンは、海側へ傾斜しながら水平変位している。ケーソン前趾は基礎捨石に貫入するとともに、基礎捨石はケーソンによって海側に押し出されるように変形しており、実験で観測された岸壁の変形モードと対応する結果となった。解析による背後地盤の沈下量はケーソンに近づくほど増加しており、実験と同様の傾向を示している。この地表面形状は、ケーソンが海側へ変位したことによる主働崩壊によって生じたと考えられる。ただし、マルチスプリングモデルでは液状化地盤の排水にともなう沈下を考慮できないため、ケーソン背後の地表面沈下量が過小評価となった。基礎捨石層厚 400 mm の場合は、ケーソンの水平変位が大きいことから主働崩壊による沈下が卓越したため、実験と解析の沈下量が良い対応を示したと考えられる。

同図(b),(c)の岸壁の変形挙動に着目すると、従来法である線形単一要素[試験値( $K_t$ )]でアンカーをモデル化した場合、ケーソンが海側へ変位するとともに沈下する様子について、解析と実験は調和的である。ケーソン下端の水平変位量について解析と実験は整合している。実験ではケーソン前趾の基礎捨石への貫入量が大きいため、基礎捨石の海側への変形が解析より大きい。解析による背後地盤の沈下は、ケーソンに近づくほど増加する傾向を示しており実験と調和的である。しかし、ケーソン天端の水平変位がやや小さいこと、およびマルチスプリングモデルでは液状化地盤の排水にともなう沈下を考慮できないことにより、解析での地表面沈下量は実験より小さい。

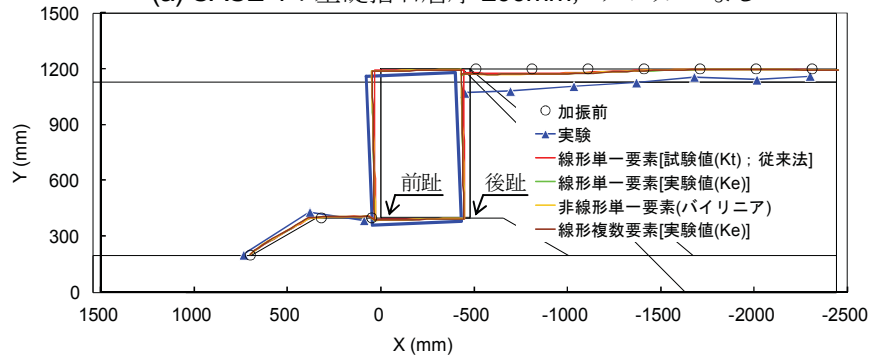
アンカーの有無に着目すると、アンカーありの場合、解析によるケーソンの水平変位および傾斜角がアンカーなしと比べて小さくなっており、実験と整合する結果が示されている。

一方、基礎捨石層厚の違いに着目し、アンカーなしの場合を比較すると、基礎捨石層厚が大きい方がケーソンの水平変位、沈下および傾斜角が大きくなる傾向について、実験と解析は調和的である。これは、アンカーありの場合でも同様であることがわかる。

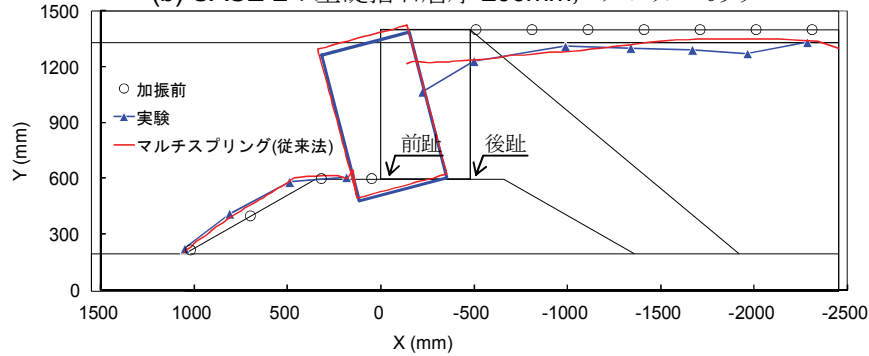
## 第7章 解析コード FLIP による重力式岸壁の数値シミュレーション



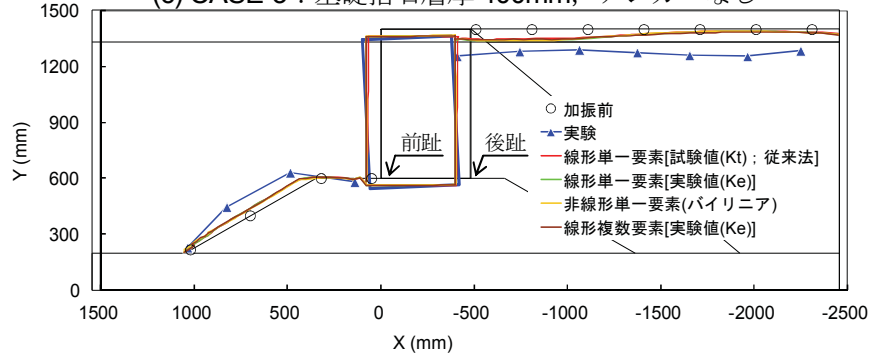
(a) CASE-1 : 基礎捨石層厚 200mm, アンカーなし



(b) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200mm, アンカーあり



(c) CASE-3 : 基礎捨石層厚 400mm, アンカーなし



(d) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400mm, アンカーあり

図-7.8 FLIP による岸壁変形図(変位倍率 5 倍)

## (b) アンカーのモデル化方法に関する検討結果

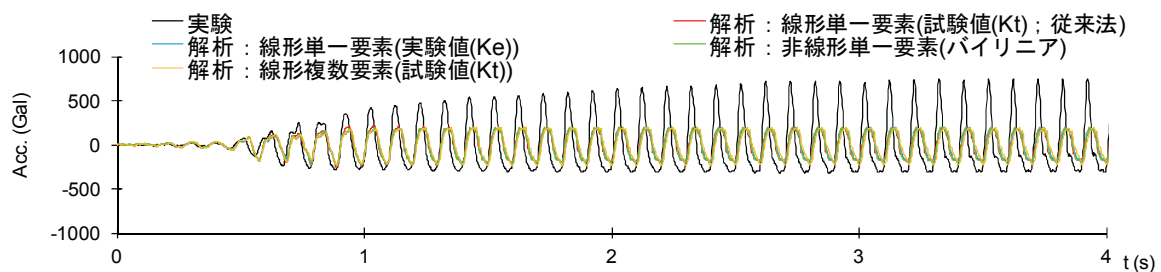
同図(b),(c)によると、アンカーのモデル化方法の違いによる岸壁の変形に大きな違いは見られない。線形単一要素[試験値( $K_t$ )]のケーソン変位は、その他の解析結果と比べて若干小さいが、これはアンカーの剛性が大きいと考えられる。

## 7.5.2 加速度特性の再現性

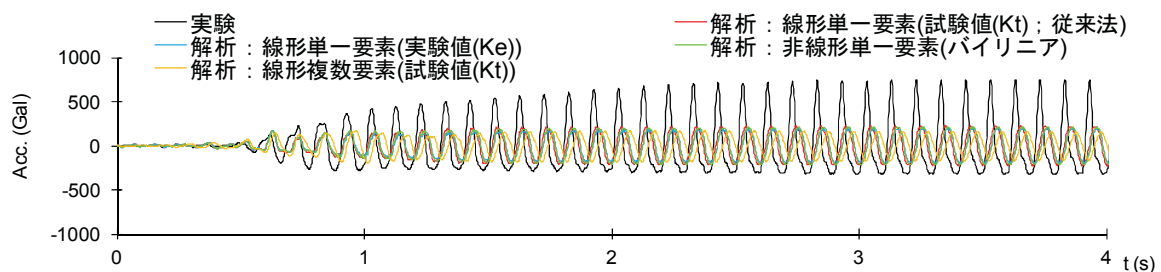
アンカーありの場合におけるケーソン天端(AH7)の加速度時刻歴の実験と解析の比較を図-7.9に示す。図-7.10に、アンカーありの場合における岸壁の最大加速度分布を、実験結果と比較して示す。

(a) 従来モデル(線形単一要素[試験値( $K_t$ )]の結果

図-7.9によると、従来法である線形単一要素[試験値( $K_t$ )]でアンカーをモデル化した場合、基礎捨石層厚の違いによる加速度時刻歴波形の有意な差は認められず、この点について実験と解析は同様の傾向を示している。しかし、解析による正(前面側)の加速度は、実験に対し過小評価となっている。この点について、今回のモデル化方法が適切でないかあるいは解析コードの限界である可能性があり今後の課題である。



(a) CASE-2：基礎捨石層厚 200 mm，アンカーあり



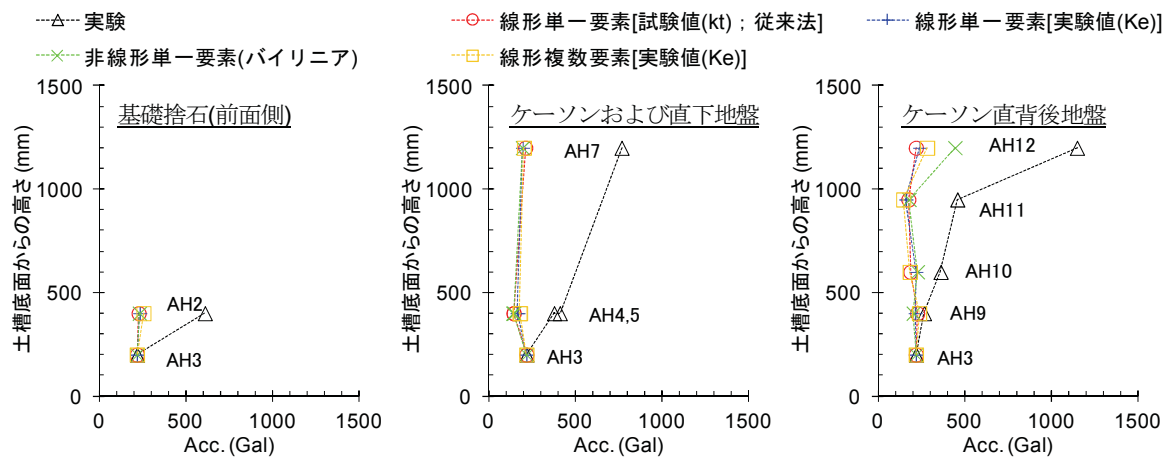
(b) CASE-4：基礎捨石層厚 400 mm，アンカーあり

図-7.9 ケーソン天端(AH7)の加速度時刻歴の実験と解析の比較(アンカーあり)

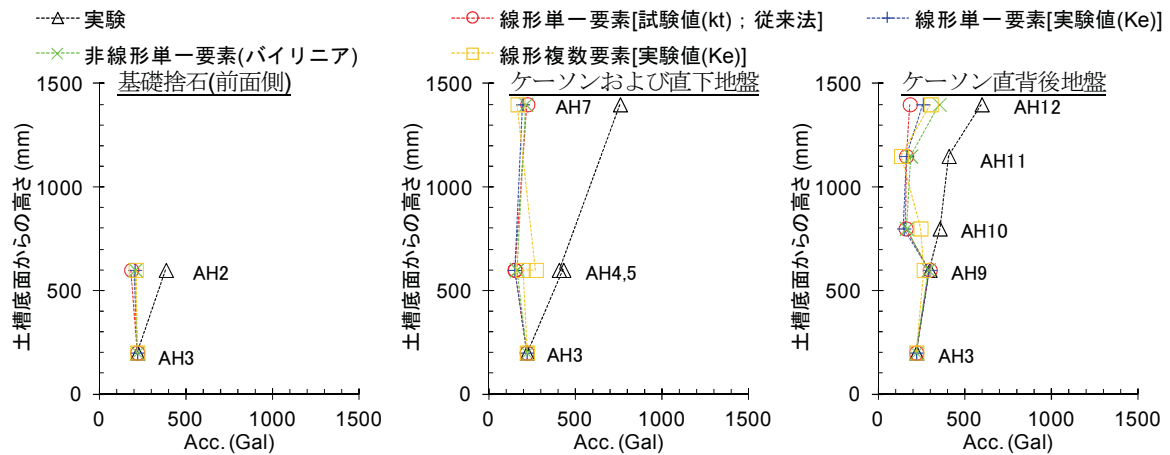
(b) アンカーのモデル化方法に関する検討結果

図-7.9 の解析結果に着目すると、アンカーのモデル化方法の違いによる加速度時刻歴波形に違いは見られない。

図-7.10 によると、アンカーのモデル化方法による最大加速度の違いはほとんど見られず、解析による最大加速度は実験結果を過小評価する傾向を示している。ただし、アンカーを非線形単一要素(バイリニア)でモデル化した場合、ケーソン直背後地表面(AH12)の加速度が他のモデル化方法による解析と比較して増加し実験結果に近づく傾向を示している。



(a) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm



(b) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm

図-7.10 最大加速度分布の実験と解析の比較(アンカーあり)

### 7.5.3 過剰間隙水圧特性の再現性

アンカーありの場合における埋土(W6)の過剰間隙水圧比時刻歴の実験と解析の比較を図-7.11に示す。アンカーありのケースにおける埋土の過剰間隙水圧比の最大値分布について実験と解析を比較したものを図-7.12に示す。

#### (a) 従来モデル(線形単一要素[試験値( $K_t$ )])の結果

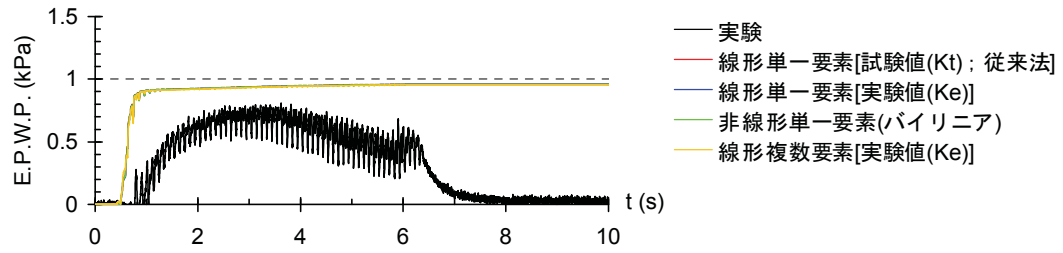
図-7.11の過剰間隙水圧比時刻歴によると、従来法である線形単一要素[試験値( $K_t$ )]でアンカーをモデル化した場合、基礎捨石層厚 200 mm の CASE-2 では、解析による過剰間隙水圧の上昇開始時刻およびピークに達する時刻は、実験よりも早くなっており、解析は実験を過大評価する傾向を示している。基礎捨石層厚 400 mm の CASE-4 をみると、解析による過剰間隙水圧の上昇開始時刻が実験よりも早い、最大値が 1 に達し液状化している点について実験と解析は整合的である。

図-7.12の埋土の過剰間隙水圧比の最大値分布によると、解析による過剰間隙水圧比は全て 0.95 以上でありほぼ液状化しているが、CASE-2 の実験では液状化していない箇所があるため最大で 6 割過小評価しているものの、CASE-4 では実験と整合している。

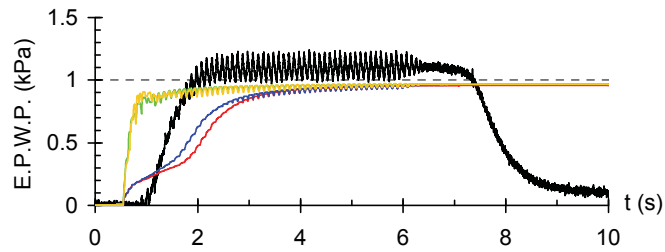
#### (b) アンカーのモデル化方法に関する検討結果

図-7.11の過剰間隙水圧比時刻歴によると、基礎捨石層厚 200 mm の CASE-2 では、アンカーのモデル化方法の違いによる波形の違いは認められない。基礎捨石層厚 400 mm の CASE-4 をみると、アンカーを線形単一要素でモデル化したケースでは、過剰間隙水圧比がピークに達する時刻が遅くなっている。これは、線形単一要素のアンカー初期張力がやや大きいため、加振初期のケーソンの変位が小さくなり背後地盤のせん断変形が抑えられたことによると考えられる。

図-7.12によると、埋土の過剰間隙水圧比の最大値分布について、アンカーのモデル化方法の違いは認められない。

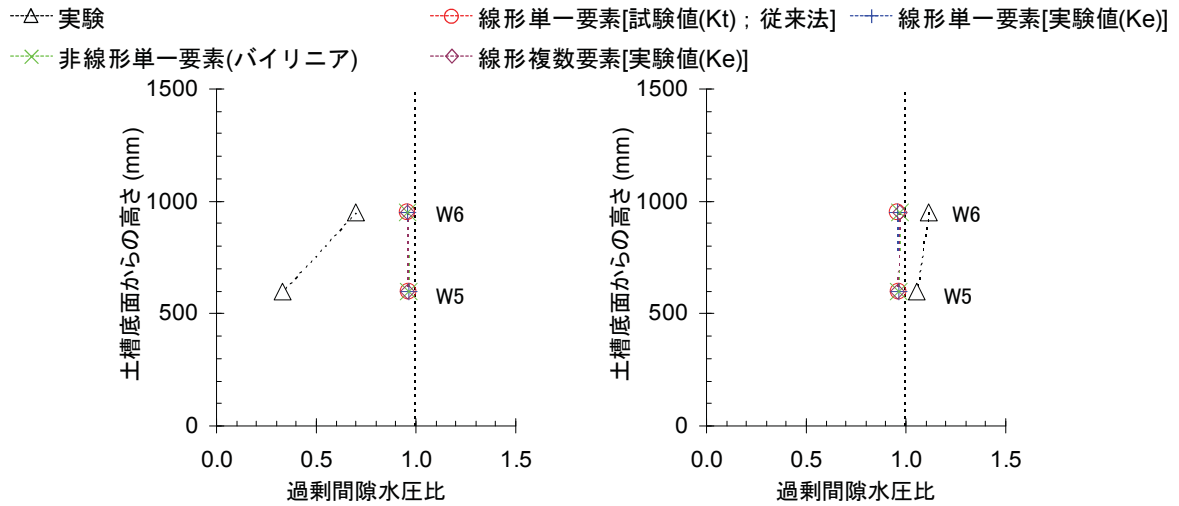


(a) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm



(b) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm

図-7.11 埋土(W6)の過剰間隙水圧比時刻歴の実験と解析の比較(アンカーあり)



(a) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm

(b) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm

図-7.12 埋土の最大過剰間隙水圧比分布の実験と解析の比較(アンカーあり)

### 7.5.4 岸壁の変位特性の再現性

アンカーありのケースにおけるケーソンの水平変位(D1)と鉛直変位(D3)の時刻歴について実験と解析を比較したものを図-7.13に示す。アンカーありのケースにおけるケーソン天端残留変位(D1)の実験と解析の比較を図-7.14に示す。

#### (a) 従来モデル(線形単一要素[試験値(Kt)])の結果

図-7.13のケーソン変位時刻歴によると、従来法である線形単一要素[試験値(Kt)]でアンカーをモデル化した場合、加振開始と同時に変位が発生しはじめ、1.5秒付近で変位の増加スピードが減少する傾向について実験と解析は整合的である。特に1.5秒付近までの時刻歴波形について実験と解析はほぼ一致している。しかし、1.5秒以降では実験を過小評価する傾向を示している。これは、アンカーありの場合、ケーソンの最大加速度が解析では約7割小さく評価されたためと考えられる。

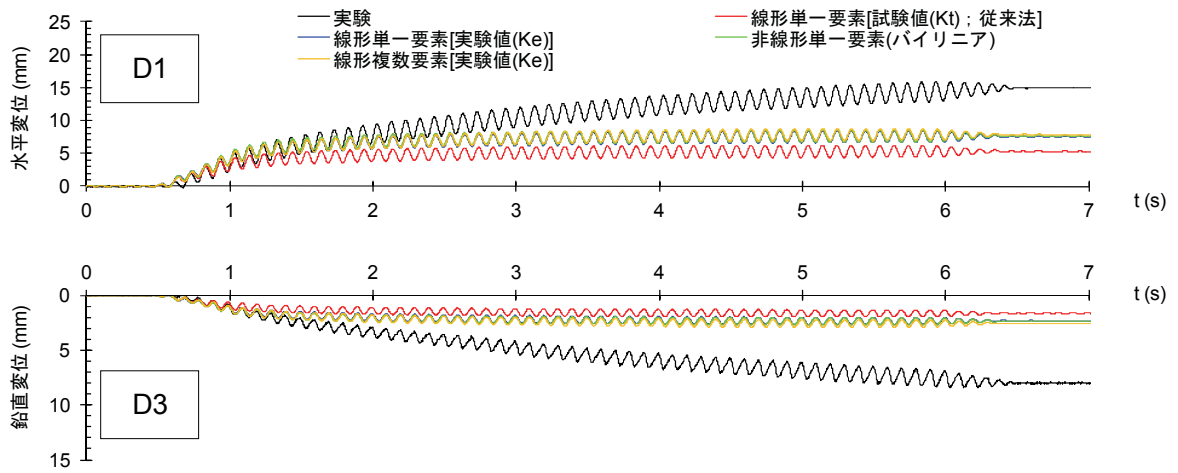
図-7.14のケーソン天端残留変位(D1)によると、基礎捨石層厚が大きいほどケーソン変位が大きくなる点について、実験と解析は整合している。

#### (b) アンカーのモデル化方法に関する検討結果

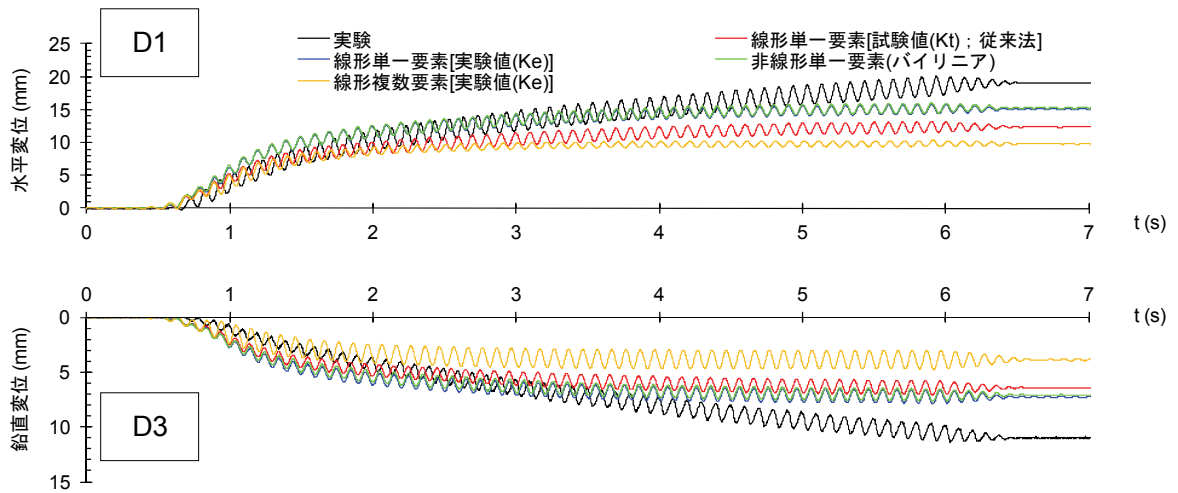
図-7.13のアンカーのモデル化方法の違いに着目すると、アンカーを線形単一要素(実験値(Ke))と非線形単一要素(バイリニア)でモデル化した場合、1.5秒以降もケーソンが変位する傾向を示しており、特にCASE-4で実験値に最も近い波形を示している。

図-7.14の左図にアンカーを単一要素でモデル化した結果を示すが、アンカーのばね定数として引張試験による値(Kt)を適用した場合(CASE-2\_1, 4\_1)と実験結果による値(Ke)を適用した場合(CASE-2\_2, 2\_3, 4\_2, 4\_3)を比較すると、ケーソン上部水平変位(D1)は、ばね定数が小さい後の方が大きく、実験結果に近い値を示している。このことは、アンカーのばね定数として引張試験で求めた値を用いる場合、ケーソンの変位を過小評価するおそれがあることを示唆している。また、アンカーを複数要素でモデル化し地盤との相互作用を考慮したケース(CASE-2\_4, 4\_4)に着目した図-30(a)の右図によると、ケーソン変位の実験値と解析値との差異が4割以上と大きいことから、今回のモデル化方法が適切でないかあるいは解析コードの限界である可能性があり今後の課題である。





(a) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm



(b) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm

図-7.13 ケーソンの変位時刻歴の実験と解析の比較(アンカーあり)

- CASE-2\_1, 4\_1 : 線形単一要素[試験値(Kt) ; 従来法]
- ▲ CASE-2\_2, 4\_2 : 線形単一要素[実験値(Ke)]
- CASE-2\_3, 4\_3 : 非線形単一要素(バイリニア)

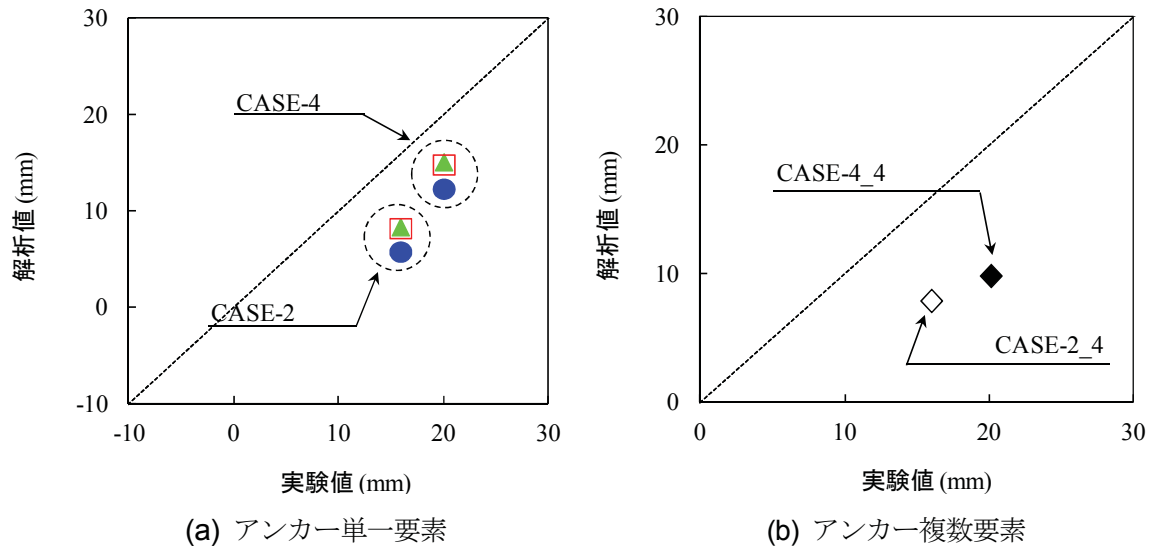


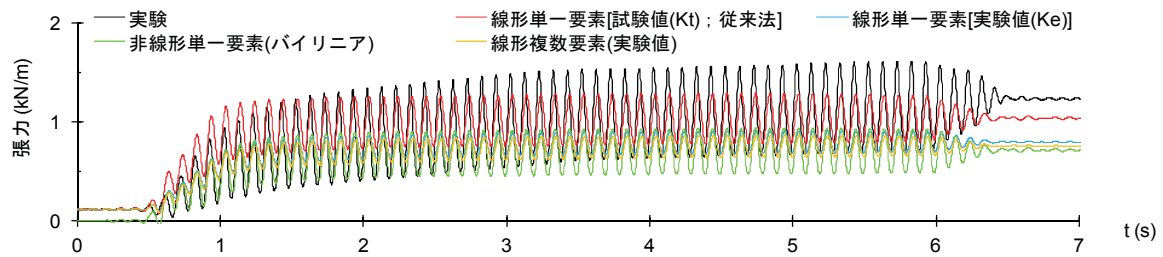
図-7.14 ケーソン天端残留変位(D1)の実験と解析の比較(アンカーあり)

### 7.5.5 アンカーの張力特性の再現性

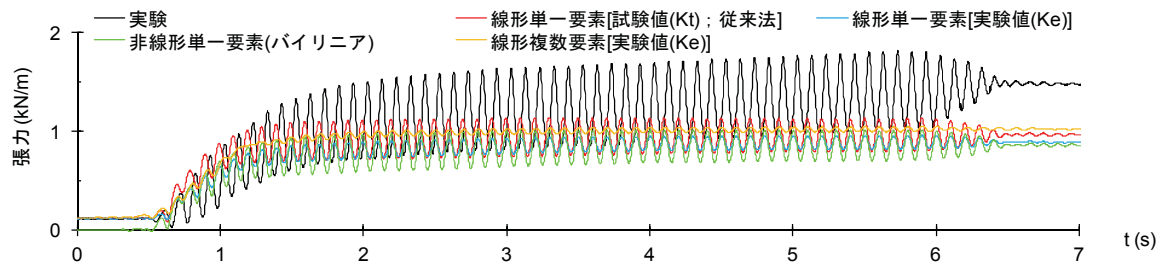
アンカー張力時刻歴の実験と解析の比較を図-7.15に示す. アンカー張力の最大値と残留値の実験と解析の比較を図-7.16に示す. アンカー張力と伸びの関係の実験と解析の比較を図-7.17に示す.

#### (a) 従来モデル(線形単一要素[試験値(Kt)])の結果

図-7.15のアンカー張力時刻歴によると, 従来法である線形単一要素[試験値(Kt)]でアンカーをモデル化した場合, アンカー張力はケーソン変位の波形と似ている. すなわち, 加振開始と同時に張力が発生しはじめ, 1秒付近で変位の増加スピードが減少しており, この傾向は実験と解析で整合的である. しかし, 1秒付近以降ではほぼ定常状態に達してしまい, 実験による張力を過小評価したと考えられる. 加振1波あたりの張力振幅についても解析は実験を過小評価している. これらの理由は, アンカーありの場合, ケーソンの最大加速度が解析では約7割小さく評価されたためと考えられる.



(a) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm



(b) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm

図-7.15 アンカー張力時刻歴の実験と解析の比較

## (b) アンカーのモデル化方法に関する検討結果

図-7.15 のアンカー張力時刻歴について、アンカーのモデル化方法の違いに着目すると、アンカーを線形単一要素(試験値( $K_t$ ))でモデル化した場合にアンカー張力が最も大きく、実験値に最も近い波形を示している。この点はケーソン変位と異なる。

図-7.16 のアンカー張力の最大値と残留値によると、アンカー張力は、ばね定数が大きい引張試験による値( $K_t$ )を用いた場合に実験結果に最も近く、ケーソン変位のとときと逆の傾向を示している。ばね定数として引張試験による値と実験結果による値の両方をバイリニアで考慮したケース(CASE-2\_3, 4\_3)では、ばね定数を実験結果による値( $K_e$ )のみとした場合(CASE-2\_2, 4\_2)と比較して、先述のとおりケーソン変位は同程度だが、アンカー張力は増加し実験結果に近づく結果が示されている。このことは、図-7.17 に示すようなアンカーの張力特性を適切に反映することで、有効応力解析によるケーソンの変位とアンカー張力の両者の再現性が向上することを示唆するものである。ただし、解析によるアンカー張力は、増加時の挙動や最終的な伸び量を再現できていない。今後、これらの点を改善し解析精度の向上を図る必要がある。

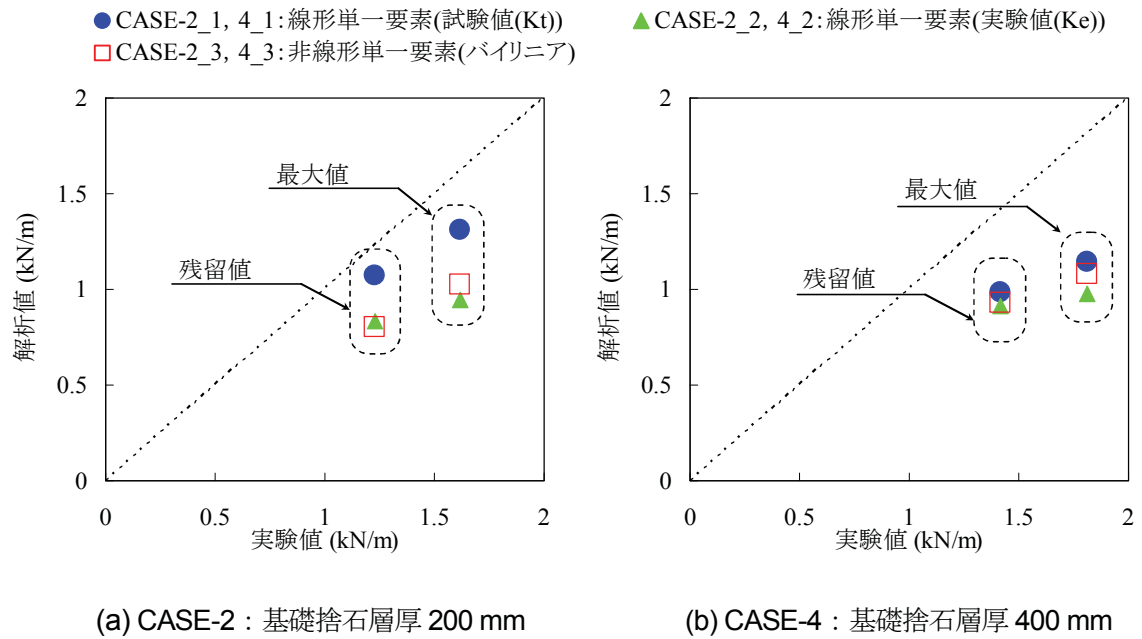


図-7.16 アンカー張力の実験と解析の比較

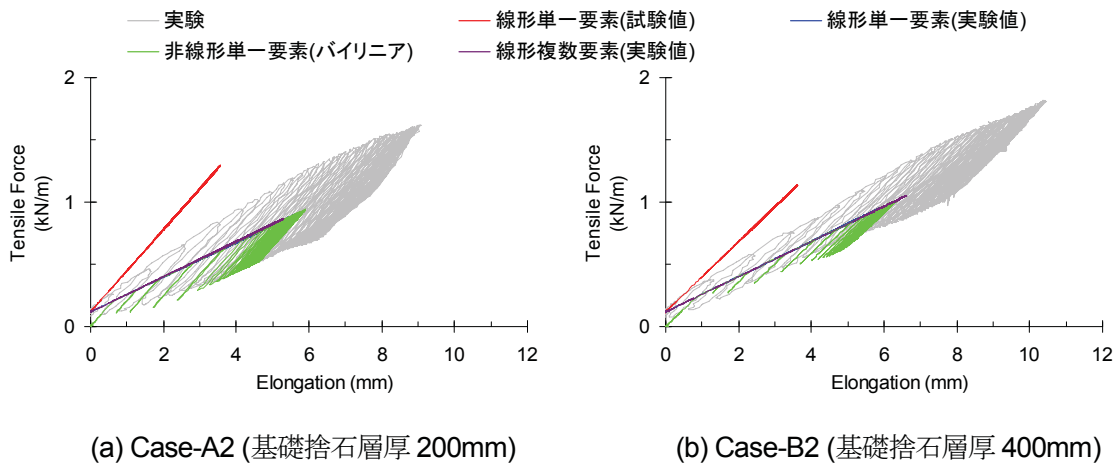


図-7.17 アンカー張力と伸びの関係の実験と解析の比較

## 7.6 構成モデルの違いに関する数値シミュレーション

振動台実験での断面に対して数値シミュレーションを実施し、その変形挙動について調べた。土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いによる影響について検討するため、FLIP の構成式としてマルチスプリングモデル(従来モデル)、カクテルグラスモデル、大変形解析の 3 つの解析法についてそれぞれ解析を実施した。アンカーのモデル化方法について検討した結果(7.5 章参照)によると、実験結果と最も整合していたのは非線形単一要素(バイリニア)を適用した場合だったことから、本検討のマルチスプリングモデルおよびカクテルグラスモデルでは、アンカーを非線形単一要素(バイリニア)でモデル化することとする。大変形解析では適用可能な材料特性が限られているため、アンカーを線形単一要素[実験値( $K_e$ )]でモデル化している。

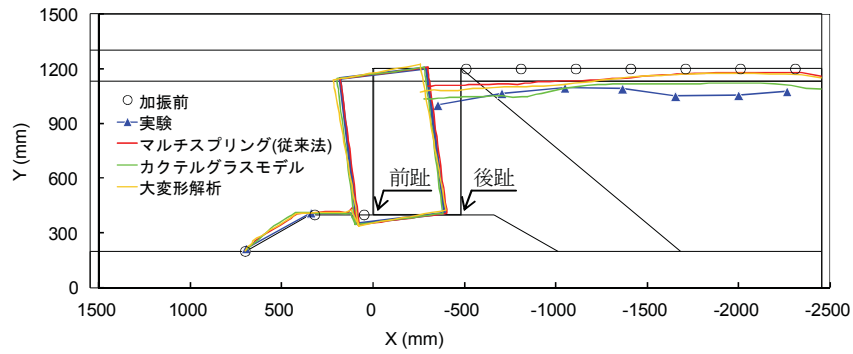
従来モデルであるマルチスプリングモデルの結果については 7.5 で述べているため、本節では主に構成モデルの違いに着目することとする。

### 7.6.1 岸壁の変形挙動

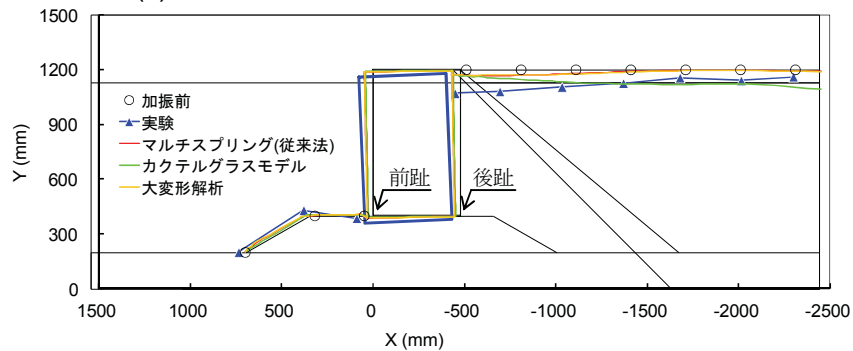
図-7.18 に FLIP による岸壁変形図を、実験結果と比較して示す。構成モデルの違いに着目すると、基礎捨石層厚 200 mm の場合、ケーソンの変位モードに大きな差は認められない。土の排水条件を考慮したカクテルグラスモデルでは、ケーソン背後の埋土が大きく沈下する傾向を示し、実験と整合する結果が得られている。

基礎捨石層厚 400 mm の場合、カクテルグラスモデルのケーソン変位が実験を過小評価する傾向を示している。この理由は、後述するように他の構成モデルと違い、過剰間隙水圧が加振中に減少したためと考えられる。

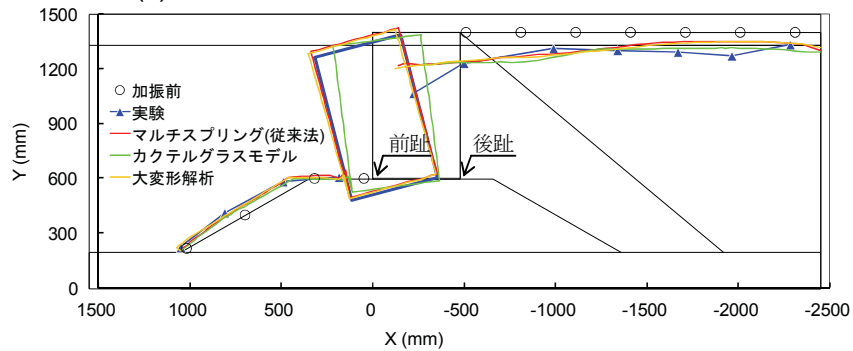
## 第7章 解析コード FLIP による重力式岸壁の数値シミュレーション



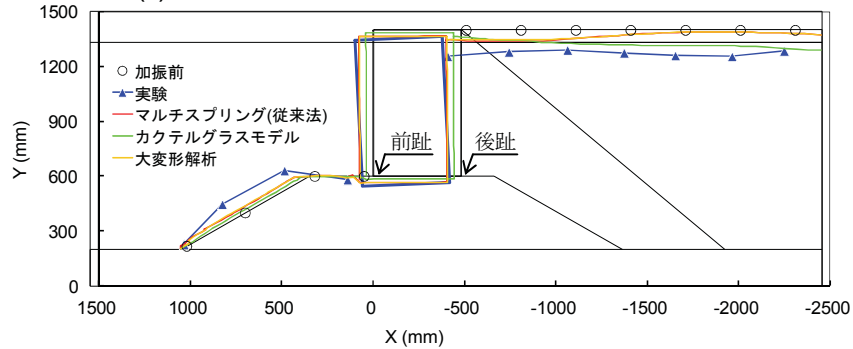
(a) CASE-1 : 基礎捨石層厚 200mm, アンカーなし



(b) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200mm, アンカーあり



(c) CASE-3 : 基礎捨石層厚 400mm, アンカーなし

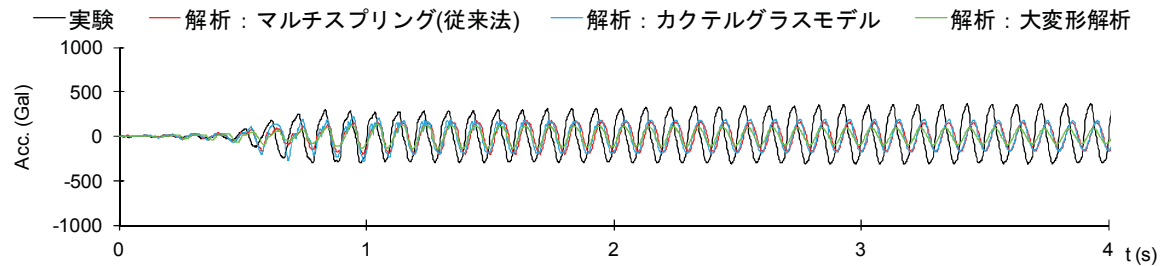


(d) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400mm, アンカーあり

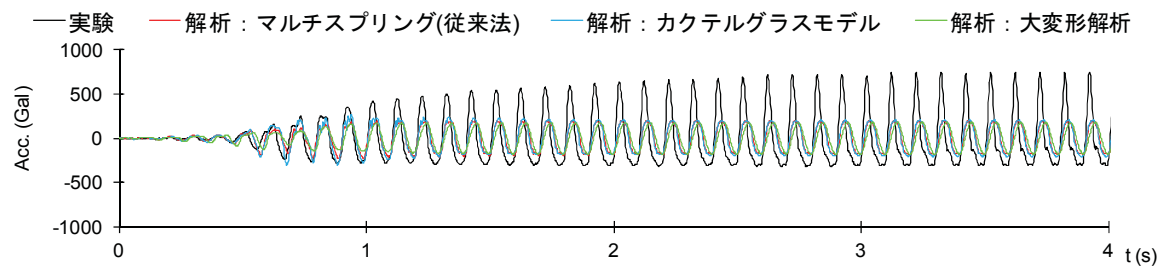
図-7.18 FLIP による岸壁変形図(変位倍率 5 倍)

## 7.6.2 加速度特性の再現性

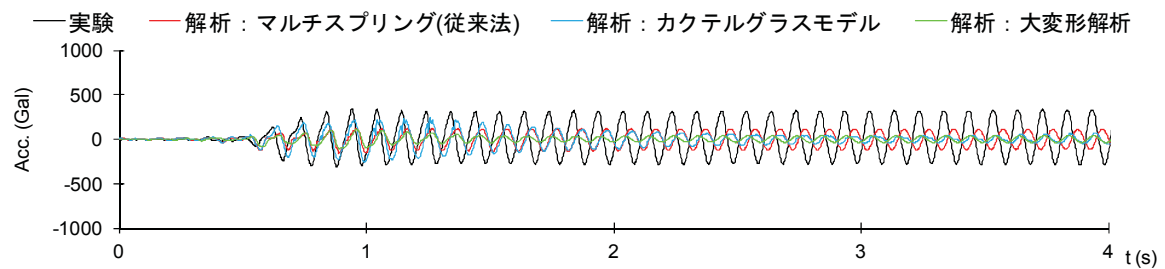
ケーソン天端(AH7)の加速度時刻歴の実験と解析の比較を図-7.19に示す。構成モデルの違いに着目すると、加速度時刻歴波形に大きな違いは認められない。また、基礎捨石層厚の違いによる加速度時刻歴波形の有意な差は認められず、この点について実験と解析は同様の傾向を示している。しかし、解析による正(前面側)の加速度は、実験に対し過小評価となっている。



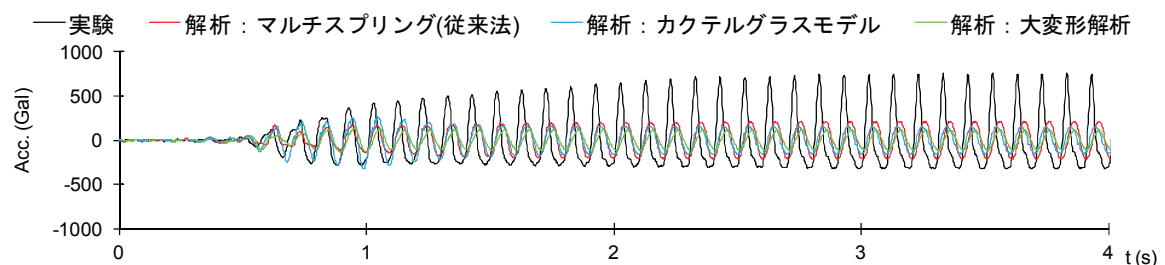
(a) CASE-1：基礎捨石層厚 200 mm, アンカーなし



(b) CASE-2：基礎捨石層厚 200 mm, アンカーあり



(c) CASE-3：基礎捨石層厚 400 mm, アンカーなし

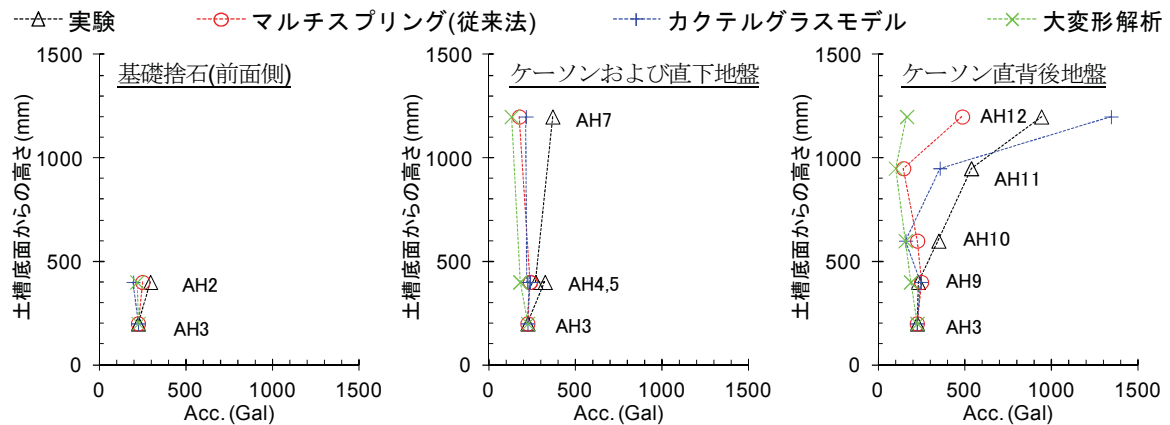


(d) CASE-4：基礎捨石層厚 400 mm, アンカーあり

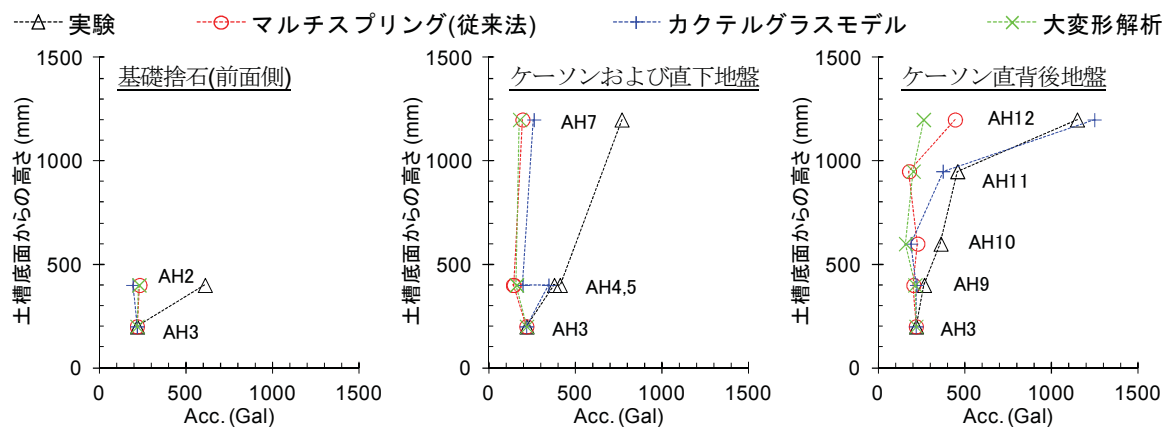
図-7.19 ケーソン天端(AH7)の加速度時刻歴の実験と解析の比較



図-7. 20 および図-7. 21 に，岸壁の最大加速度分布を実験結果と比較して示している．同図は，前面側への加速度を示したものである．ケーソン直背後の分布によると，カクテルグラスモデルの加速度が，他の構成モデルと比較して埋土表層で大きくなっており，実験結果に最も近い値を示している．カクテルグラスモデルの加速度が大きくなった理由は，排水を考慮したことにより地盤の過剰間隙水圧がそれほど上昇しなかったためと考えられる．基礎捨石(前面側)，ケーソンおよび直下地盤の解析結果をみると，カクテルグラスモデルの加速度がやや大きい，構成モデルの違いによる差異はほとんど見られず，解析による最大加速度は実験結果を過小評価する傾向を示している．この傾向は，特にアンカーありのケースで顕著であり，アンカーによってケーソンの加速度が過大になる現象を再現できなかったと考えられる．この点について，今回のモデル化方法が適切でないかあるいは解析コードの限界である可能性があり今後の課題である．

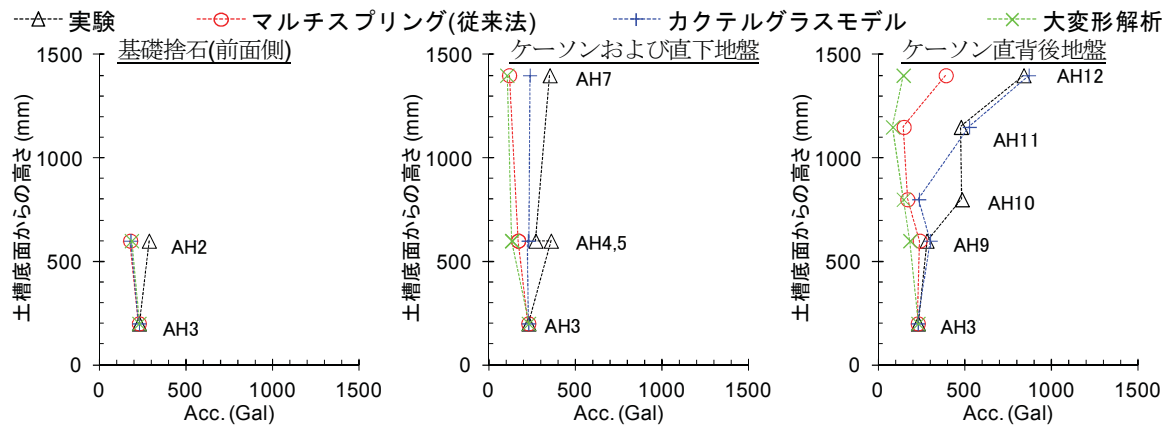


(a) CASE-1 : アンカーなし

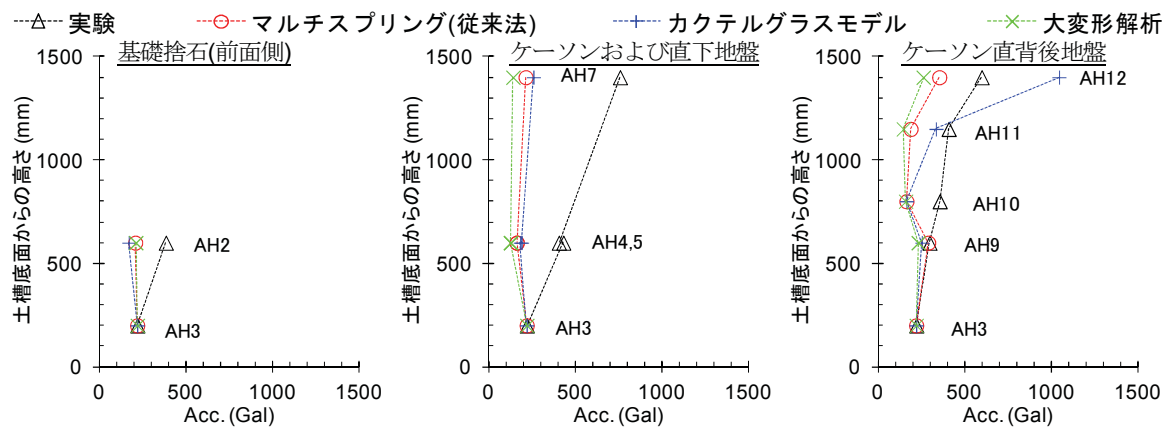


(b) CASE-2 : アンカーあり

図-7. 20 最大加速度分布の実験と解析の比較(基礎捨石層厚 200 mm)



(a) CASE-3 : アンカーなし



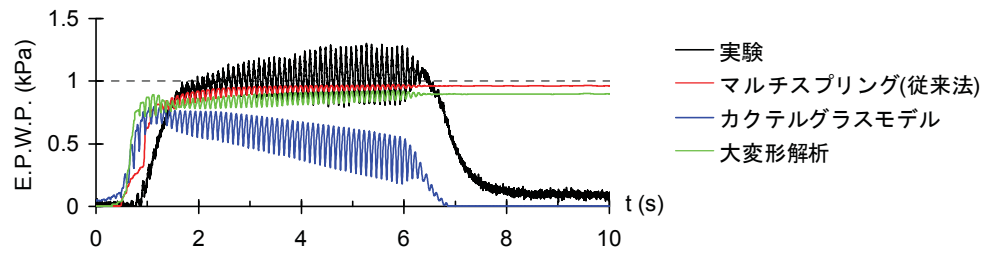
(b) CASE-4 : アンカーあり

図-7.21 最大加速度分布の実験と解析の比較(基礎捨石層厚 400 mm)

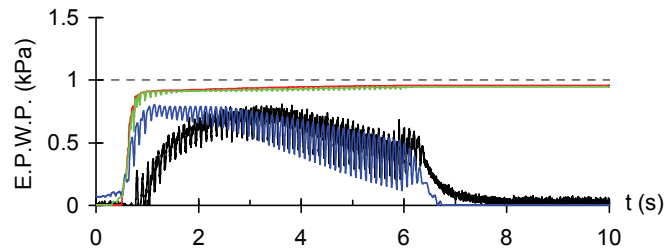
### 7.6.3 過剰間隙水圧特性の再現性

埋土(W6)の過剰間隙水圧比時刻歴の実験と解析の比較を図-7.22に示す。解析による過剰間隙水圧比は、各ケースとも同様の波形形状を示している。マルチスプリングモデルおよび大変形解析の波形はほぼ同じである。すなわち、解析による過剰間隙水圧の上昇開始時刻およびピークに達する時刻は、実験よりも早い、最大値が0.9以上の値を示し液状化する様子について実験と解析は整合している。

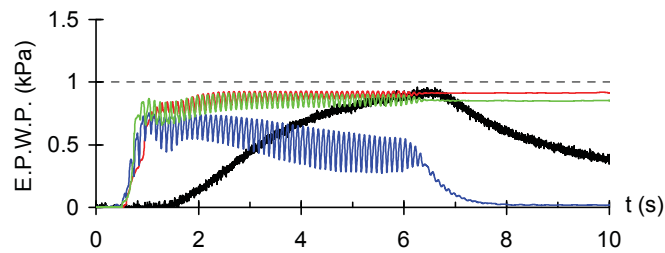
カクテルグラスモデルの過剰間隙水圧比は、ピーク以降で減少しており、排水による水圧の消散が加振中に生じている。この点は実験と異なるが、加振後に過剰間隙水圧が消散する様子は実験と同じ傾向を示している。マルチスプリングモデルおよび大変形解析は非排水条件であるため、過剰間隙水圧比の大幅な減少はみられない。



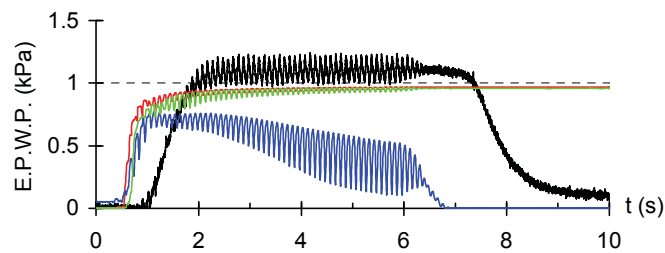
(a) CASE-1 : 基礎捨石層厚 200 mm, アンカーなし



(b) CASE-2 : 基礎捨石層厚 200 mm, アンカーあり



(c) CASE-3 : 基礎捨石層厚 400 mm, アンカーなし



(c) CASE-4 : 基礎捨石層厚 400 mm, アンカーあり

図-7.22 埋土(W6)の過剰間隙水圧比時刻歴の実験と解析の比較(アンカーあり)

埋土の過剰間隙水圧比の最大値分布について実験と解析を比較したものを図-7. 23 に示す。マルチスプリングモデルおよび大変形解析の過剰間隙水圧比は全て 0.95 以上でありほぼ液状化している。カクテルグラスモデルの過剰間隙水圧比は深部(W5)で約 0.6, 上部(W6)で約 0.8 であり、各ケースではほぼ同じ値を示している。カクテルグラスモデルでは、液状化層の透水係数を過剰間隙水圧の消散時間と整合するように決定したため、水圧の上昇が抑制されたと考えられる。CASE-2 の実験では液状化していない箇所があるため、カクテルグラスモデルの結果が実験と整合的だが、それ以外のケースでは、実験での過剰間隙水圧比は概ね 1 に達しており、マルチスプリングモデルおよび大変形解析の結果が実験結果に最も近い。

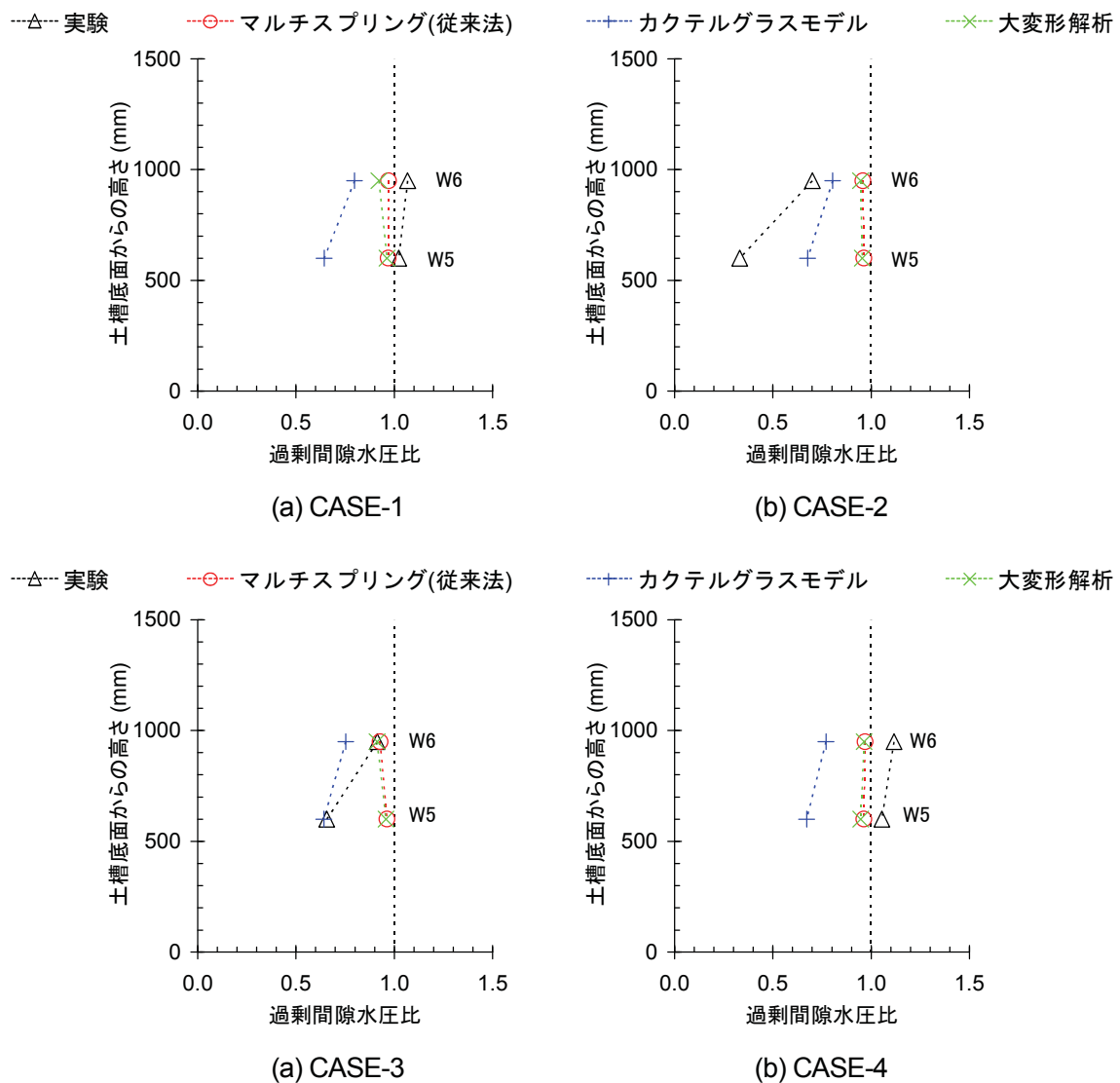


図-7.23 埋土の最大過剰間隙水圧比分布の実験と解析の比較

## 7.6.4 岸壁の変位特性の再現性

ケーソンの水平変位(D1)と鉛直変位(D3)の時刻歴について実験と解析を比較したものを図-7.24 および図-7.25 示す。同図によると、カクテルグラスモデルの変位は、他の解析ケースと比べて小さい。これは、他の解析ケースと比較して過剰間隙水圧比が小さくなったことで、ケーソンに作用する土圧が小さくなったためと推察される。

マルチスプリングモデルおよび大変形解析では、アンカーなしの場合、先述のとおり過剰間隙水圧の上昇開始時刻が早いいため、ケーソン変位の増加スピードも初期の段階で速くなっているが、加振終了とともに変位が停止する様子や残留変位について実験と解析は整合している。アンカーありの場合、加振初期の変位増加傾向は実験と解析でよい対応を示しているが、解析による残留変位は実験を過小評価している。これは、アンカーで補強されたケーソンの最大加速度が解析では小さく評価されたためであり、その結果、アンカー張力も1秒付近以降ではほぼ定常状態に達してしまい、実験による張力を過小評価したためと考えられる。

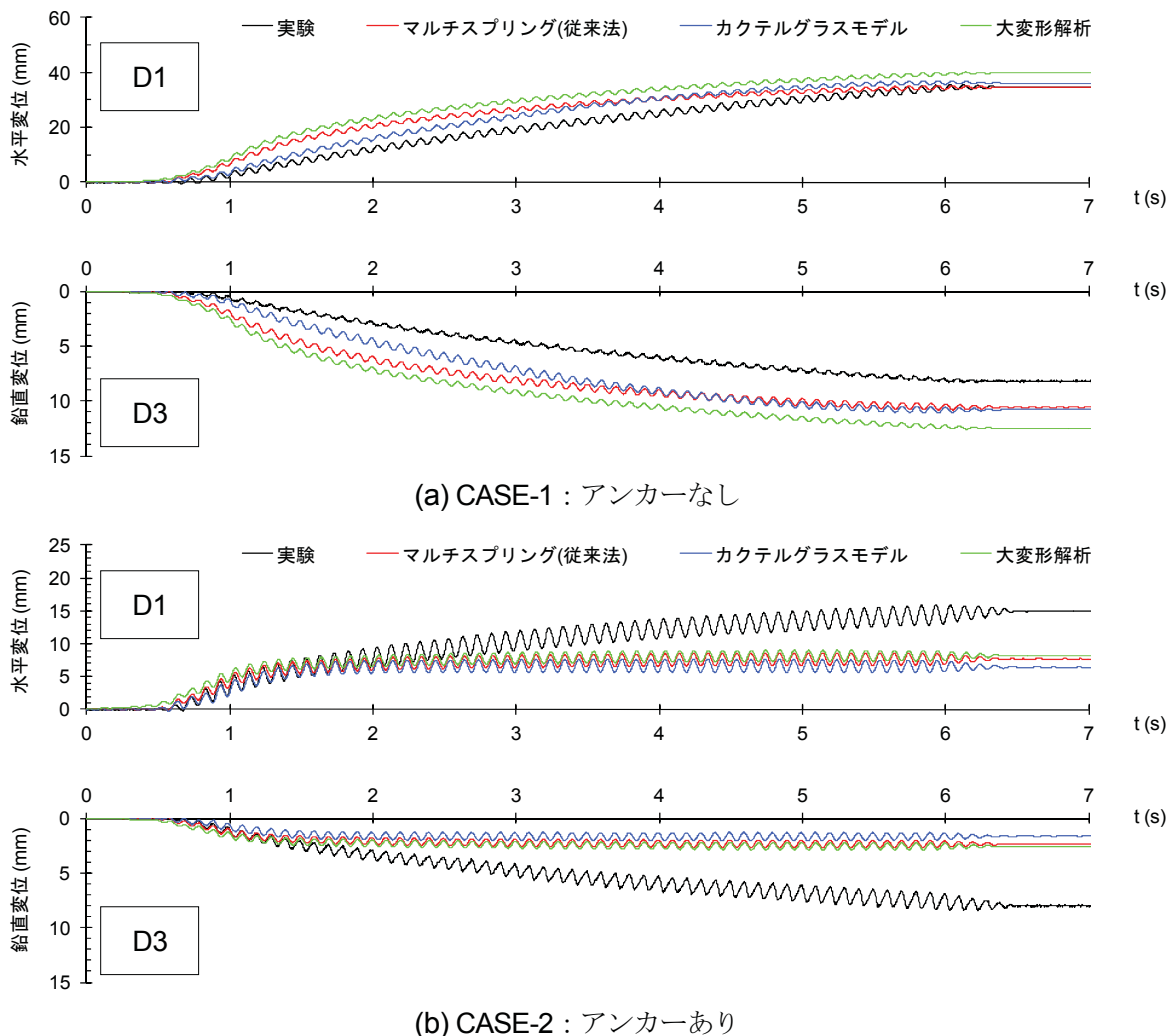
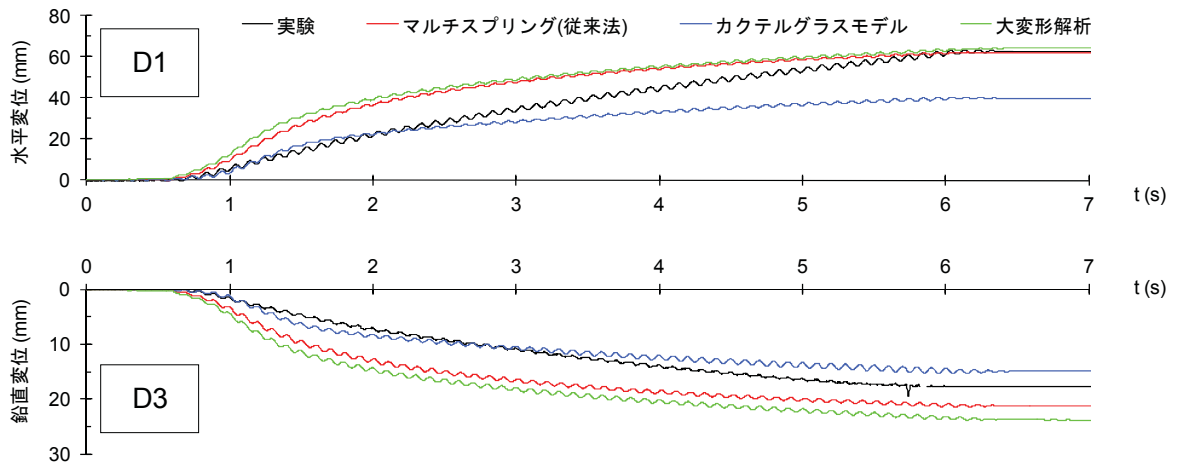
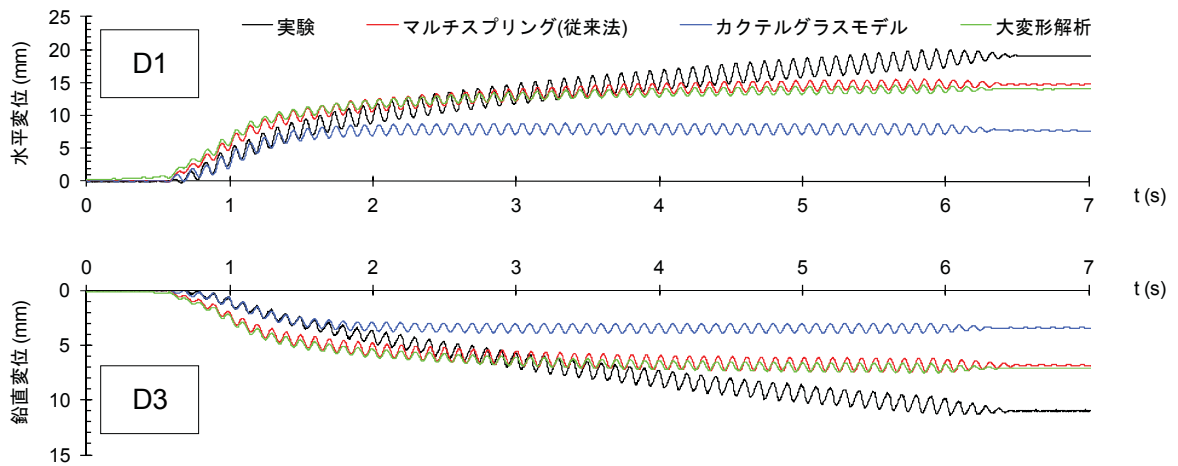


図-7.24 ケーソンの変位時刻歴の実験と解析の比較(基礎捨石層厚 200 mm)



(c) CASE-3 : アンカーなし



(d) CASE-4 : アンカーあり

図-7.25 ケーソンの変位時刻歴の実験と解析の比較(基礎捨て層厚 400 mm)

ケーソン残留変位の実験と解析の比較を図-7. 26 に示す。同図によると、アンカーなしの場合、ケーソン残留変位は実験と解析で良い対応を示している。従来のマルチスプリングモデルと大変形解析を比較すると、アンカーなしの場合はケーソンの変形が大きいため、両者の残留変位にやや違いが認められるが、アンカーありの場合は両者の差は小さい。カクテルグラスによる変位は実験を過小評価する傾向を示している、これは、先述のとおり、他の解析ケースと比較して過剰間隙水圧比が小さくなったためと考えられる。

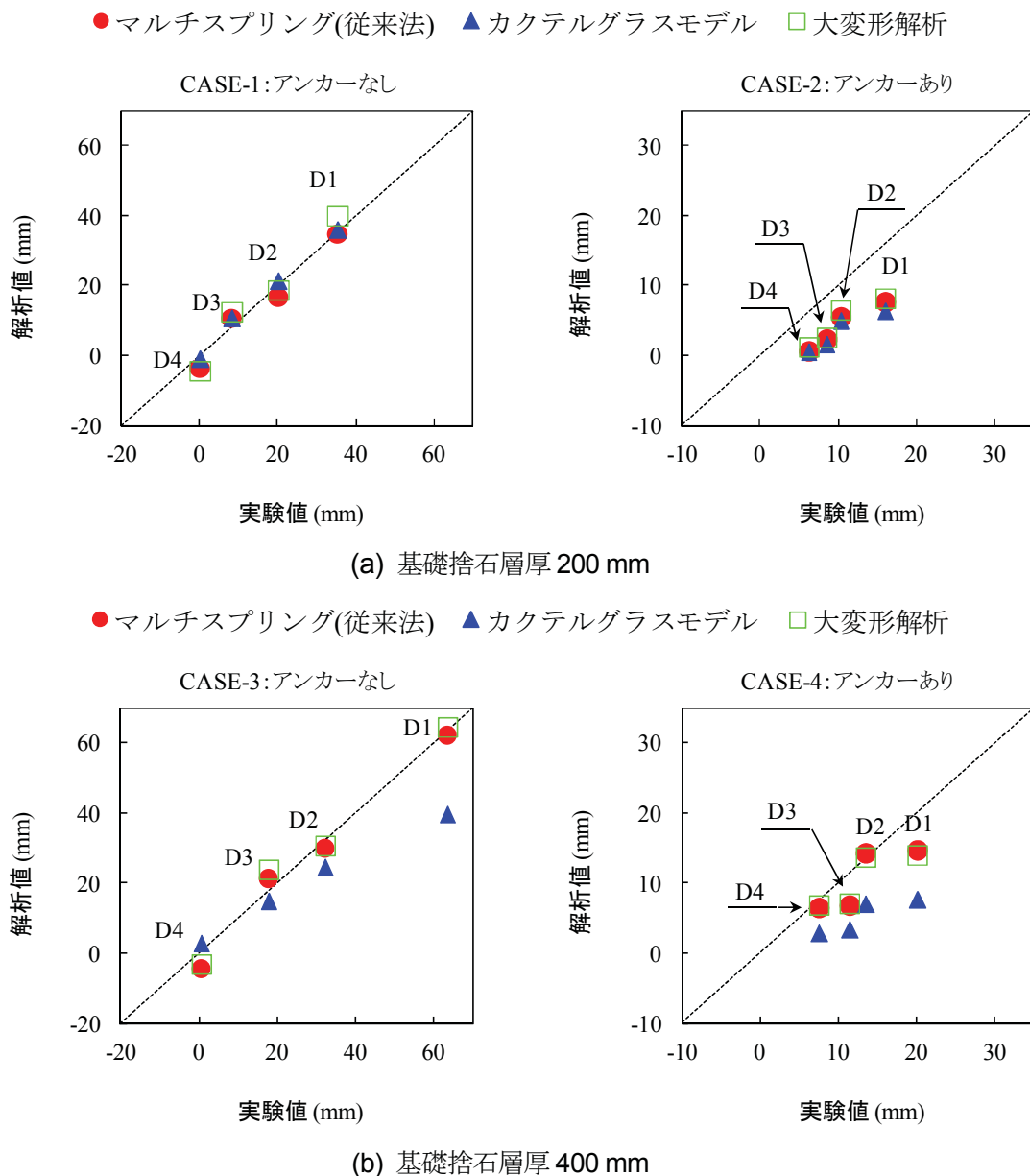


図-7. 26 ケーソン残留変位の実験と解析の比較



## 7.6.5 アンカーの張力特性の再現性

アンカー張力時刻歴の実験と解析の比較を図-7. 27 に示す。同図によると、解析によるアンカー張力の波形は、7.5.5 で述べた波形とほぼ同様である。すなわち、加振開始と同時に張力が発生しはじめ、1 秒付近で変位の増加スピードが減少しており、この傾向は実験と解析で整合的である。しかし、1 秒付近以降ではほぼ定常状態に達してしまい、実験による張力を過小評価したと考えられる。加振 1 波あたりの張力振幅についても解析は実験を過小評価している。これらの理由は、アンカーありの場合、ケーソンの最大加速度が解析では約 7 割小さく評価されたためと考えられる。実験値に最も近いのは、CASE-2 では大変形解析、CASE-4 ではマルチスプリングモデルである。しかし、大変形解析は加振 1 波あたりの振幅が他の解析ケースと比べて小さい。これは、大変形解析ではアンカーを線形単一要素[実験値 ( $Ke$ )]でモデル化したためと考えられる。

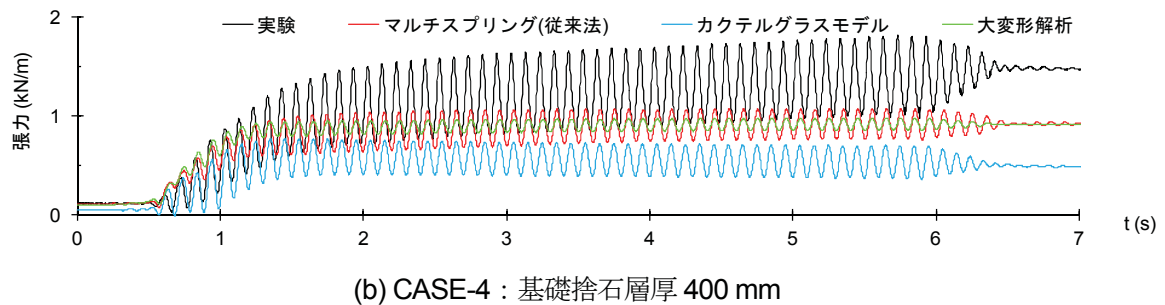
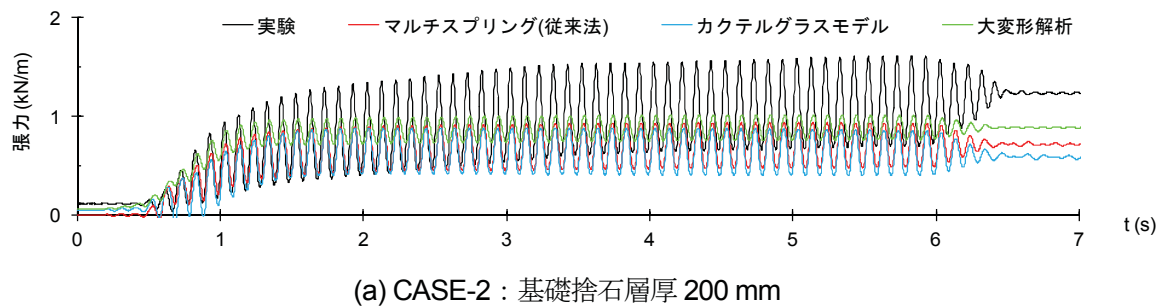


図-7. 27 アンカー張力時刻歴の実験と解析の比較

## 7.7 岸壁の変形特性

実験では把握できない地盤変形およびケーソンに作用する外力の詳細を数値シミュレーションで明らかにし、岸壁の変形特性について考察する。

### 7.7.1 変形図および最大せん断ひずみ分布

図-7.28 に、基礎捨石層厚 400mm の条件での解析による岸壁の変形図および最大せん断ひずみ分布を示す。変形図は変位倍率 5 倍で示している。同図によると、アンカーなしの場合、ケーソンは前面側へ傾斜しながら基礎捨石に貫入し、基礎捨石の前面側法肩付近が隆起するとともにケーソン背後地盤が沈下する変形モードを示している。この変形モードは実験結果と整合している。また、基礎捨石の最大せん断ひずみを見ると、ケーソン直下から前面

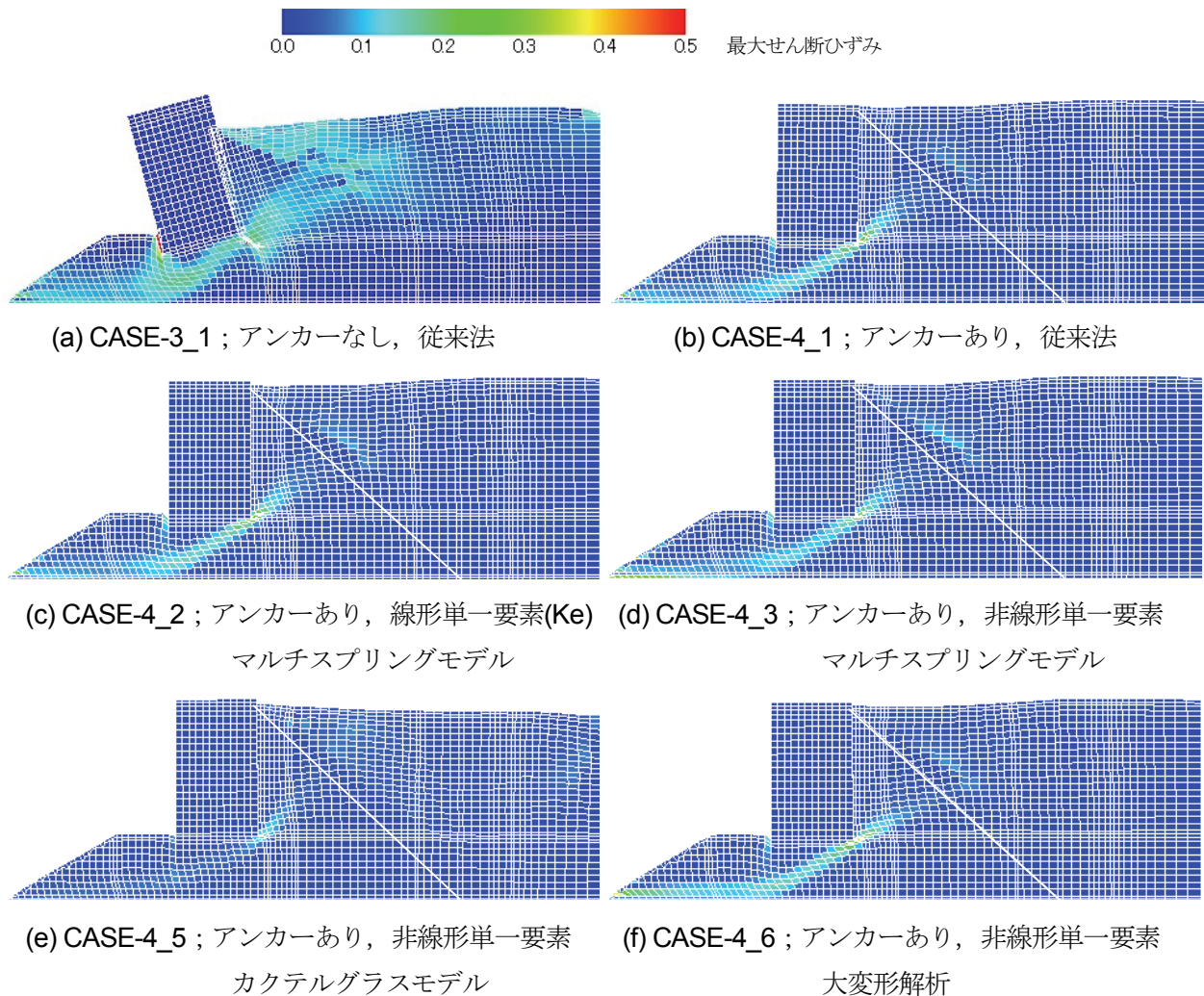


図-7.28 変形図(変位倍率 5 倍)および最大せん断ひずみ分布 (基礎捨石層厚 400mm)

側にかけて 20%程度の大きなせん断ひずみが発生しており，ケーソンの支配的な変位モードが，基礎捨石の変形によるものであることを支持している．

アンカーありの場合，アンカーなしの場合と比較して，ケーソンの傾斜が抑制され水平変位が低減している様子が伺える．また，基礎捨石の最大せん断ひずみも 10%程度に低減し，基礎捨石の変形が抑えられている．アンカーのモデル化方法の違いに着目すると，従来法である CASE-4\_1 のケーソンは背面側へ傾斜し，CASE-4\_2 ではほとんど傾斜が発生していない．しかし，アンカーのばね定数をバイリニアでモデル化した CASE-4\_3 ではケーソンが海側へ傾斜する変位モードを示しており，実験結果に最も近いことがわかる．

土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いなどの解析法の違いに着目すると，アンカーありの場合，ケーソンの変位モードに大きな差は認められないが，土の排水条件を考慮したカクテルグラスモデル(CASE-4\_5)では，ケーソン背後の埋土が大きく沈下する傾向を示し，実験結果と整合する結果が得られている．

加振の進行にともなう基礎捨石の変形状態を確認するため，図-7.29 に，加振 5 波目 ( $t \doteq 1\text{s}$ )，10 波目 ( $t \doteq 1.5\text{s}$ )，25 波目 ( $t \doteq 3\text{s}$ )，50 波目 ( $t \doteq 5.5\text{s}$ )での岸壁の変形図および最大せん断ひずみ分布を各ケースについて示す．同図によると，加振 5 波目では，ケーソン前趾の基礎捨石表層付近にひずみが発生し，ケーソンが変位し始めている．この局所的なひずみの発生は，長尾ら<sup>16)</sup>の実験および解析結果と整合的である．その後，加振 10 波目では，

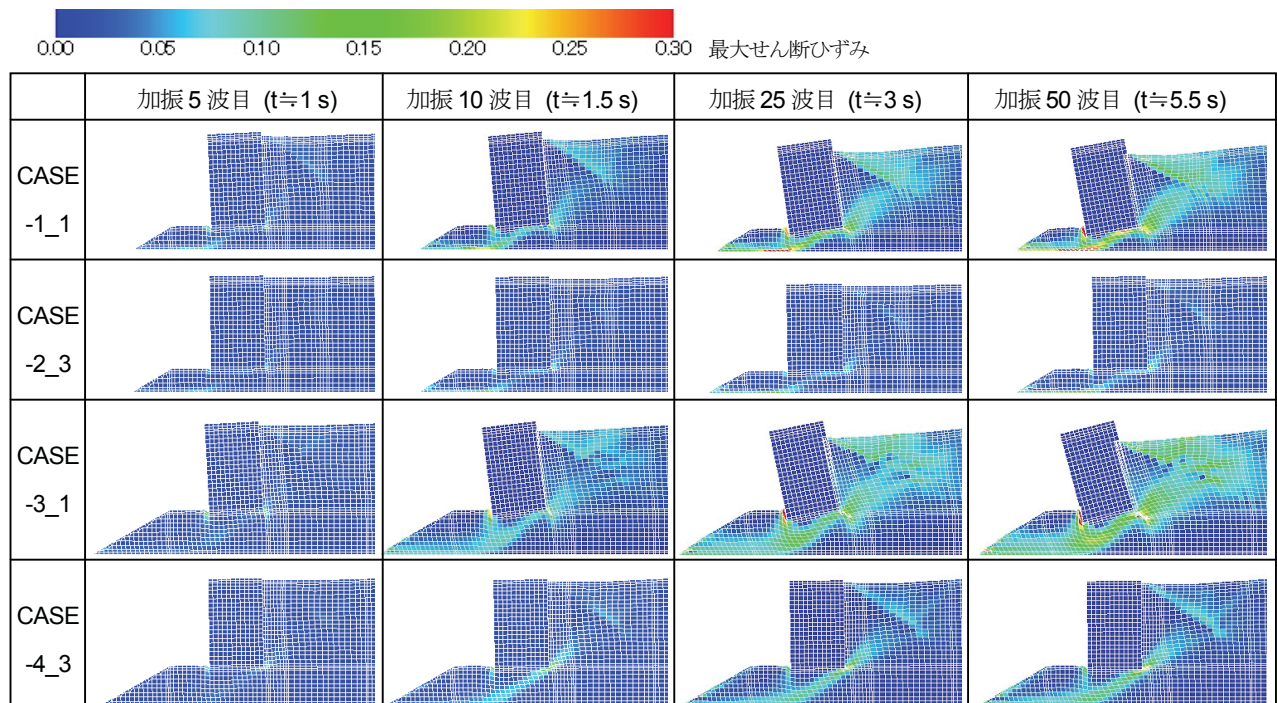


図-7.29 変形図(変位倍率 3 倍)および最大せん断ひずみ分布の経時変化

ケーソン直下の基礎捨石下端に達するような比較的大きなひずみが発生しており、その発生領域は基礎捨石層厚が大きいケースで深い。また、アンカーなしのケースでひずみの値が大きくその発生領域も広い。その後、加振 25 波目、50 波目に移行するにしたがい、基礎捨石のひずみの増加とその領域拡大によりケーソンの変位が進行している。しかし、アンカーありのケースではひずみの進行程度は小さく、ケーソンの変位が抑制されていることがわかる。

### 7.7.2 ケーソンに作用する地盤反力

本項では、実験では把握できないケーソンに作用する地盤反力について検討する。地盤反力は、図-7.30 に示すように、ケーソン背面および底面に作用する垂直力(応力)、せん断力(応力)とする。解析は実験結果と最も整合していたケース、すなわち、構成モデルをマルチスプリングモデル、アンカーのモデル化方法を非線形単一要素(バイリニア)としたケースを対象としている。

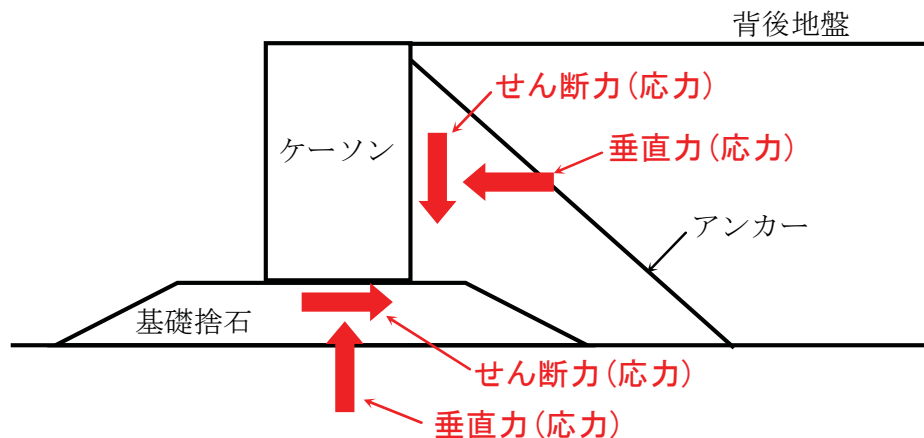


図-7.30 ケーソンに作用する地盤反力の概念

#### (a) ケーソンに作用する外力時刻歴

基礎捨石層厚 200 mm におけるケーソン底面・背面に作用する垂直力の時刻歴を図-7.31 に示す。同図によると、ケーソン背面の垂直力は加振が始まる 0.5 s からピークに達する 1 s 付近にかけて増加している。その後、アンカーなしのケースでは一旦減少するが、アンカーありのケースでは減少せず増加したままである。加振 1 波ごとの振幅も、アンカーありの方が大きい。同様に、ケーソン底面の垂直力もアンカーありの方が大きいことがわかる。これらの結果は、基礎捨石層厚 400 mm においても同様である。

図-7.32 に、ケーソン背面・底面に作用する垂直力とアンカー張力の差の時刻歴を示す。ただし、アンカーなしのケースでは、図-7.31 と同様に垂直力のみ示している。同図によると、ケーソン背面垂直力は、全体の傾向としてアンカーの有無の違いがほぼなくなっている



ことがわかる。ケーソン底面垂直力は、アンカーなしとありでほぼ同じ波形になっている。このことから、アンカーありの場合、ケーソン背面に作用する垂直力は、アンカー張力の分だけ増加したと考えられる。

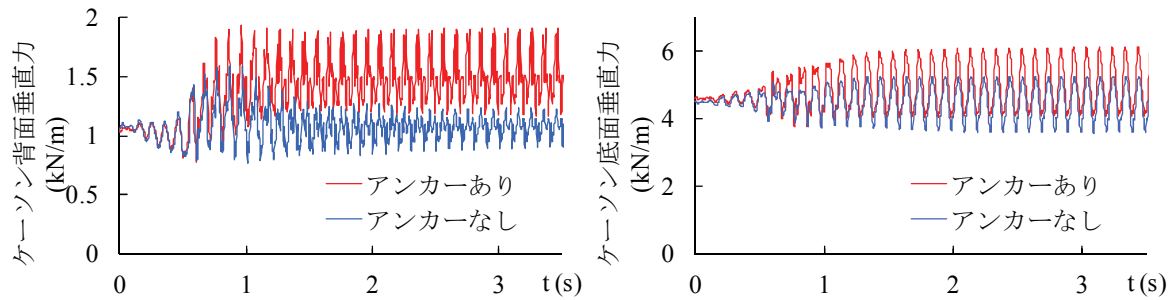
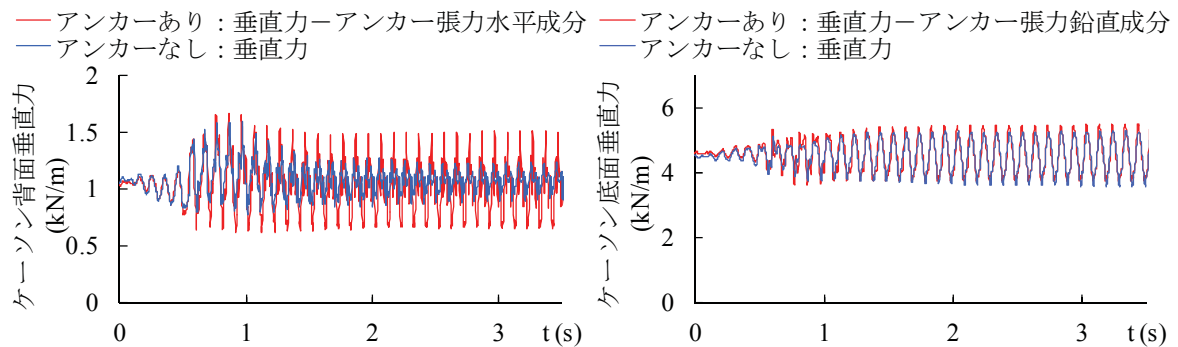


図-7.31 ケーソン背面・底面に作用する垂直力の比較  
(基礎捨石層厚 200 mm ; 左図：ケーソン背面, 右図：ケーソン底面)



(a) ケーソン底面に作用する垂直力

図-7.32 ケーソン背面・底面に作用する垂直力とアンカー張力の差の比較  
(基礎捨石層厚 200 mm ; 左図：ケーソン背面, 右図：ケーソン底面)

## (b) ケーソンに作用する応力分布

図-7.33 に、加振 5 波目 ( $t \doteq 1s$ ), 10 波目 ( $t \doteq 1.5s$ ), 25 波目 ( $t \doteq 3s$ ), 50 波目 ( $t \doteq 5.5s$ )でのケーソン背面および底面に作用する垂直応力分布を示す。同図によると、ケーソン背面に作用する垂直応力分布形状は、加振 5 波目と比べて 10 波目に少し変化している。それ以降は最大値がわずかに増加する傾向を示すものの大きな変化は見られない。一方、ケーソン底面に作用する垂直応力分布について、加振の進行にともなう変化は認められない。

アンカーの有無に着目すると、ケーソン背面に作用する垂直応力分布形状は、アンカーありの場合に上部で応力が大きくなる形状を示している。これは、アンカー張力によりその反力がアンカー設置位置で大きくなったためと考えられる。ケーソン底面に作用する垂直応力

分布によると、アンカーありの場合、アンカーなしと比較して垂直応力分布が平坦化している。この結果は、アンカーで補強することによりケーソンから基礎捨石へ作用する荷重の偏心量や傾斜率が小さくなり、基礎捨石の変形が抑制されることを示唆するものである。

基礎捨石層厚の違いに着目すると、垂直応力分布に大きな差は見られないことがわかる。このことから、アンカーなしのケースでは基礎捨石に作用する外力が同じであっても層厚の違いが基礎捨石の変形に大きく影響するが、アンカーによる補強でその影響を大幅に低減できると考えられる。

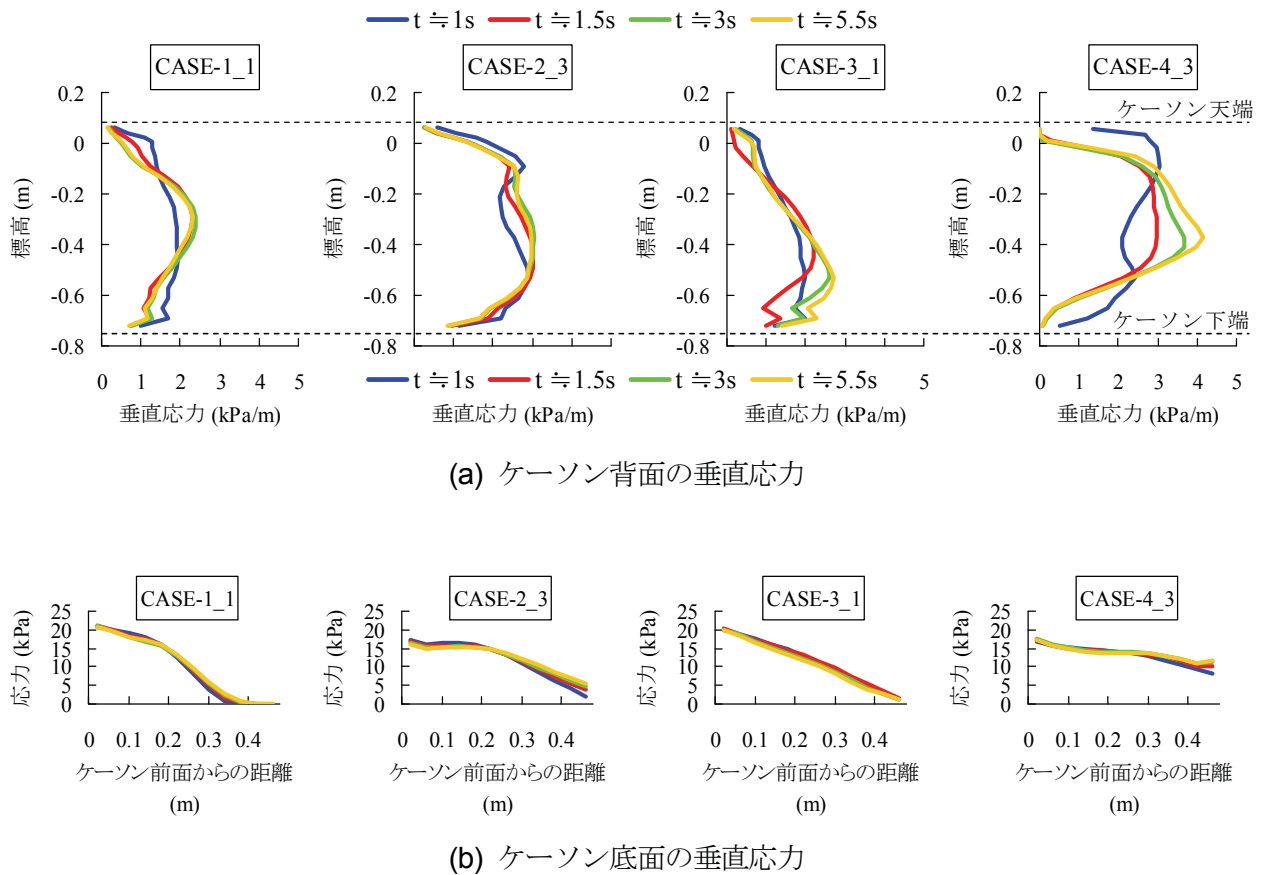


図-7.33 ケーソンに作用する垂直応力分布

## 7.8 まとめ

本章では、堅固な原地盤、想定した基礎捨石の形状・密度および正弦波加振の条件のもとに行われた重力式岸壁の模型振動実験を対象として、数値シミュレーションによる再現解析を実施し、アンカーのモデル化方法や解析手法について検討を行った。

有効応力解析で得られた結論を以下に示す。

- (1) アンカーのモデル化方法を変えて行った有効応力解析の結果、ケーソン変位およびその変位モード、アンカー張力の 3 者が実験結果に最も近いのは、アンカーを引張試験によるばね定数と実験結果から平滑化により振動成分を除いて求めたアンカーの平均的なばね定数の両方をバイリニアでモデル化する場合であった。
- (2) 上記の結果は、アンカー張力の非線形特性を反映した今回の解析法が、線形材料とみなす従来の方法より、ケーソン変位およびアンカー張力に関して再現性が向上することを示すものである。
- (3) FLIP の構成モデルを変えて行った有効応力解析の結果、ケーソン変位およびその変位モード、アンカー張力の 3 者が実験結果に最も近いのは、マルチスプリングモデルの場合であった。ただし、大変形解析によるケーソン変位は、アンカーなしの場合ではケーソン変位が大きいため、従来のマルチスプリングモデルの結果との違いが認められるが、アンカーありの場合ではマルチスプリングモデルの結果との差は小さい。カクテルグラスモデルは排水条件を考慮できるため、埋土の地表面沈下は実験とほぼ整合していた。
- (4) 解析による岸壁の変形モードおよび基礎捨石のひずみの発生状況は、ケーソンの支配的な変位モードが基礎捨石の変形によるものであり、基礎捨石層厚が大きいほどケーソン変位が大きく、アンカーによる補強で基礎捨石の変形が抑えられるという実験結果を支持するものである。
- (5) ケーソン底面に作用する垂直応力分布は、アンカーで補強することにより平坦化している。この結果は、アンカーによる補強でケーソンから基礎捨石へ作用する荷重の偏心量や傾斜率が小さくなり、基礎捨石の変形が抑制されることを示唆している。

本章では、グラウンドアンカーで耐震補強された重力式岸壁の数値シミュレーションによる再現解析を実施し、アンカーのモデル化方法や解析手法の違いが、岸壁の挙動やアンカーによる耐震補強効果に及ぼす影響を明らかにするとともに、岸壁の耐震性を評価するにあたり、アンカーの張力特性を適切に反映することが重要であることを示した。しかし、アンカーで補強されたケーソンについて加速度やアンカーの張力が著しく増加する現象を十分には再現できなかったため、今後、更なる検討を行い解析精度の向上が必要である。



## 参考文献

- 1) Susumu IAI, Yasuo Matsunaga, and Tomohiro Kameoka : ANALYSIS OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SAND UNDER ANISOTROPIC CONSOLIDATION, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- 2) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 3) 竹家宏治，鶴見利明：岸壁・護岸補強アンカー工法，基礎工，Vol.38, No.9, pp.50-53, 2010.
- 4) 神立佳宏，清宮理：グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果，土木学会地震工学論文集，第29巻，pp.1313-1318, 2007.
- 5) 沢田俊一，小堤治，井合進：護岸構造物の残留変形解析－FLIPによる解析－，地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.247-256, 1998.
- 6) 小堤治，塩崎禎郎，一井康二，井合進，森玄：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討，海洋開発論文集，第20巻，pp.443-448, 2004.
- 7) 佐藤成，亀山和弘，大塚夏彦，森浩章，小堤治，井合進，安田進：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，pp.25-30, 2001.
- 8) 井合進，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第51号，pp.291-303, 2008.
- 9) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, pp.360-392, 2010.
- 10) 井合進，上田恭平，飛田哲男，小堤治：砂の力学モデルとしての多重せん断モデルの有限ひずみ（大変形）解析の定式化，京都大学防災研究所年報，第52号，pp.323-343, 2009.
- 11) Ueda, K., Iai, S., Tobita, T.: LARGE DEFORMATION ANALYSIS OF DYNAMIC BEHAVIOR OF EMBANKMENT ON LIQUEFIABLE SAND DEPOSIT USING A STRAIN SPACE MULTIPLE MECHANISM MODEL, *JOINT CONFERENCE PROCEEDINGS 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, 2010.
- 12) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 13) 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タの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, 1997.
- 14) 工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その1)－捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性－，電力中央研究所報告・研究報告：384030, 1985.
- 15) 小堤治，井合進，岡由剛：1次元有効応力解析のパラメタ感度解析，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.337-340, 1999.
- 16) 長尾毅，中瀬仁，本田中，吉岡健，興野俊也：防波堤基礎支持力に関する実験及び解析的研究，土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.862-880, 2007.

# 第8章

## 結論

本研究では、矢板式岸壁および重力式岸壁をグラウンドアンカーで耐震補強することを想定して、岸壁やグラウンドアンカーの動的挙動について検討した。具体的には、振動台実験や数値シミュレーションを実施し、岸壁の変形モードや加速度、過剰間隙水圧、変位などの動的挙動、アンカーの張力特性、数値シミュレーションの再現性、グラウンドアンカーの最適配置等について検討した。研究によって得られた成果については各章の結語で述べたが、ここではそれらを総括して本研究の結論とする。

### (1) 既往の研究とグラウンドアンカーで岸壁を耐震補強する場合の課題

グラウンドアンカー工法は、施工性、経済性に優れ、防食の課題もクリアしつつあることから、岸壁の耐震補強としてその適用例が増加している。過去の研究においては、被災事例の分析や振動台実験などが多数行われ、地震時の岸壁の変形形態や応力状態が明らかにされている。数値シミュレーションについても精度向上に関する研究が進められ、様々な構成モデルが開発されるとともに、有効応力解析などにより実現象を評価できるまでに至っている。これらの成果は、現在の性能規定型の耐震設計法に反映されている。一方、グラウンドアンカーで補強された構造物の動的挙動に関する研究として、斜面など岸壁以外の構造物については、振動台実験や数値シミュレーションが行われ、その耐震性が確かめられている。しかし、グラウンドアンカーで補強した岸壁の安定性や変形特性は、十分には明らかにされていない。数値シミュレーションについても、被災事例や模型振動実験などと比較して検証された事例は見あたらない。

### (2) グラウンドアンカーで補強した矢板式岸壁の振動台実験

以上のような背景を踏まえ、アンカーで補強した矢板式岸壁の振動台実験を実施した。実験では、アンカーで補強する場合としない場合を比較することで、アンカーが岸壁の加速度特性、地盤の過剰間隙水圧特性、岸壁の変形特性、矢板の曲げモーメント、矢板に作用する

土圧に及ぼす影響や、アンカーの張力特性について検討した。その結果、アンカーが矢板に作用する土圧に抵抗することで、矢板の水平変位が低減する現象が確認された。アンカーにより加振中の矢板の変位振動が抑えられることで埋土の加速度も抑制される現象が確認された。一方、アンカーで補強した場合、矢板の曲げモーメントが増加すること、アンカー張力の鉛直下向き成分により矢板の沈下量が増えること、タイワイヤの効果が小さくなることが確認された。このことは、既設の矢板式岸壁をアンカーで補強する場合、矢板の補強や支持力向上が必要になる可能性や、タイワイヤの効果を過大評価しないよう注意する必要があることを示している。

### (3) グラウンドアンカーで補強した重力式岸壁の振動台実験

基礎捨石層厚の異なる重力式岸壁に対して振動台実験を実施した。実験では、アンカーで補強する場合としない場合を比較することで、アンカーが岸壁の加速度特性、地盤の過剰間隙水圧特性、岸壁の変形特性に及ぼす影響や、アンカーの張力特性について検討した。アンカーで補強した場合、アンカー張力により基礎捨石の変形が抑えられ、その結果ケーソン変位が抑制されたと考えられる。このことは、アンカーで補強した場合、基礎捨石層厚の違いによる岸壁挙動の差異が非常に小さくなったことから裏付けられる。アンカーの張力と伸びの関係が履歴ループを描くとともに加振の進行にともない見掛けのばね定数が低下する現象が確認された。これは、アンカーの設置時の形状が直線ではなかったことによると考えられ、施工時のアンカーの非直線性に起因して地震時のケーソン変位が過大になるおそれがあることを示唆している。ケーソン天端加速度とアンカー張力は正の相関を示すことから、アンカー張力によってケーソンの加速度が増大するおそれがあることを示した。

### (4) グラウンドアンカーの配置条件に関する矢板式岸壁の数値シミュレーション

振動台実験ではケース数、アンカーの配置条件、計測項目が限られるため、アンカーで補強した矢板式岸壁の振動台実験を対象として、有効解応力析による数値シミュレーションを実施した。ここでは、まず実験の再現解析を実施し、次にグラウンドアンカーの設置位置や設置角度といった配置条件の違いが岸壁の挙動に及ぼす影響について検討した。再現解析の結果、アンカーで補強した場合の矢板の変位低減効果や、矢板の変形モードやアンカー張力などの岸壁の挙動について、解析と実験は整合することが確認された。アンカー頭部の設置高さやアンカー傾角を変化させた解析を行い、それらが矢板の変形モードや曲げモーメント、アンカーやタイワイヤの張力に及ぼす影響について明らかにした。これらの結果から、岸壁の安定性に有利となるアンカーの配置を示すとともに、経済性・施工性の観点から注意すべき事項を示した。

### (5) グラウンドアンカーのモデル化・構成モデルに関する重力式岸壁の数値シミュレーション

アンカーの材料特性のモデル化方法や、構成モデルの違いが岸壁に及ぼす影響を検討するため、重力式岸壁の振動台実験を対象として、有効解析による数値シミュレーションを実施した。種々の条件を変えて行った有効応力解析の結果、アンカー張力の非線形性を適切に反映することで、線形材料とみなす従来の方法より、ケーソン変位およびアンカー張力に関して再現性が向上することを確認した。アンカーありの場合では岸壁の変形量自体が小さいため、ケーソン変位について微小変形理論(マルチスプリングモデル)と有限変形理論(大変形解析)の差は小さいことを確認した。間隙水の移動や液状化に伴う体積圧縮を考慮した場合(カクテルグラスモデル)には、ケーソン背後の地表面沈下量の再現性が向上することを確認した。実験では確認できない基礎捨石のひずみの発生状況やケーソンに作用する外力を詳細に調べた結果、アンカーで補強することにより、ケーソンから基礎捨石へ作用する荷重の偏心量や傾斜率が小さくなり、基礎捨石の変形が抑制されることでケーソンの変位が抑制されることを明らかにした。

# 謝辞

本論文は、著者が 2007 年から 2012 年の間に携わってきたグラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強効果に関する研究成果を取りまとめたものである。この間、多くの方々からご指導、ご助言をいただきました。

本研究の遂行および論文のとりまとめにあたり、終始、懇切丁寧なご指導をいただいた早稲田大学理工学術院の清宮理教授には、本研究のみならず、その他の多くの業務におきましてもあたたかいご指導、ご助言をいただいてまいりました。本研究におきましても、全般にわたり幅広い視点から方向性をお示しいただくとともに、技術的な観点からきめ細やかなご指導をいただきました。深く感謝と御礼を申し上げます。早稲田大学理工学術院の濱田政則教授、依田照彦教授、小泉淳教授、秋山充良教授には、本論文に対し大局的な見地から適切なご指導、ご助言をいただきました。心より御礼を申し上げます。著者が大学時代には、濱田政則教授のご指導のもと、液状化による流動外力が杭に及ぼす影響に関する研究に携わり、先生には研究の取り組み方や論文の書き方を丁寧に教えていただきました。心より感謝と御礼を申し上げます。

本研究は、早稲田大学、五洋建設株式会社、東亜建設工業株式会社、東洋建設株式会社による 4 機関の共同研究の成果を主としており、関係者の皆様に多大なるご支援を受けました。東亜建設工業株式会社の田代聡一氏は、数値解析について高い見識をお持ちであり、本共同研究では地震応答解析手法の確立に大いにご活躍されました。東洋建設株式会社の合田和哉氏は、設計について高度な知識をお持ちであり、本共同研究では設計法の確立にご尽力されました。両氏の成果は、本研究において欠くことのできないものであり、心より感謝いたします。東亜建設工業株式会社の浅沼丈夫氏、永友久信氏、青野利夫氏、東洋建設株式会社の前田涼一氏、小竹望氏には、研究の方向性や実験・解析の評価にあたり、多くの貴重なご意見、ご指導をいただきました。株式会社エスイーの竹家宏治氏には、アンカー工法の実務について貴重なご意見をいただきました。共同研究の皆様には、打合せ時のみならず、その後も場所を変えて様々なことを議論させていただきました。また、対外論文執筆時には、多くの貴重なご意見、考察をいただきました。この場をもって、感謝と御礼を申し上げます。

筆者の上司であります三藤正明氏には、2006 年から現在に至るまで約 7 年間ご指導いただいております。水中振動台を用いた振動実験を中心に、実験や数値解析の進め方から論文の書き方に至るまで研究のイロハを教えていただきました。本研究につきましても、研究の方向から実験の計画・実施に至るまで詳細かつ丁寧にご指導いただきました。深く感謝と御礼を申

し上げます。五洋建設株式会社技術研究所所長の関本恒浩氏、五洋建設株式会社技術研究所副所長の林健太郎氏には、著者が本研究を遂行するにあたり、あたたかい励ましをいただきました。上司であります三好俊康氏には、多くの技術的なご指導、ご助言をいただくとともに、論文執筆においてあたたかいご支援をいただきました。上司であります水谷将氏には、アンカー工法を防波堤に適用した場合の実験を実施していただきました。誠にありがとうございます。筆者の後輩であります池野勝哉氏、宇野州彦氏には、著者が博士号を取得するに際し、多くのご協力をいただきました。両氏は、博士号取得に関しては先輩であり、論文執筆について細やかなご助言をいただくとともに、本研究だけでなく様々な話題について多くの議論をいただきました。また、池野勝哉氏には、実験の一部を実施していただきました。心より感謝と御礼を申し上げます。

本研究で実施した水中振動台実験では、ペンタテクノサービス株式会社の新垣紀夫氏、中島剛氏、有限会社クリーンビルメンテナンスの鈴木和司氏に、特に模型製作において技術的なご支援をいただきました。御三方は、水中振動台実験に関し高い技術をお持ちであり、アンカー模型の取付治具を考案していただくなど多大なるご協力を得ました。筆者の突然の要望に対しても、いつも迅速かつ丁寧にご対応いただきました。心より御礼申し上げます。

FLIP の大変形解析は、鉄道総合技術研究所の上田恭平氏が中心となって構築されたものであり、ご相談に伺った際には、多くの貴重なご意見、ご指導をいただきました。誠にありがとうございます。

その他にも多くの方々にご指導、ご支援いただきました。皆様のご協力なくしては本論文を完成させることは到底できませんでした。この場をもって感謝とお礼を申し上げます。

最後に、論文執筆を応援してくれた両親、休日に迷惑をかけたにもかかわらず前向きに応援してくれた妻の弘枝と息子の昂生、ならびにご協力いただいた方々に、この場をもってお礼申し上げます。



## 研究業績一覧

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)	グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 69, No.1, pp.69-88, 2013 年 3 月 吉田誠, 清宮理
○2)	Effect of Seismic Reinforcement for Sheet Pile Quay Wall Using Ground Anchor, <i>Proceedings of Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering</i> , 2012.9, <u>Makoto Yoshida</u> , Osamu Kiyomiya, Masaaki Mitou, Soichi Tashiro, Kazuya Gouda
○3)	グラウンドアンカーの耐震補強効果に関するケーソン式岸壁の模型振動実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.66, No.1, pp.I_233-I_241, 2011 年 4 月 吉田誠, 田代聡一, 合田和哉, 清宮理
○4)	グラウンドアンカーで耐震補強した鋼矢板式岸壁の耐震性に関する振動台実験および有効応力解析, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.63-74, 2011 年 3 月 吉田誠, 清宮理, 三藤正明, 田代聡一, 合田和哉
○5)	グラウンドアンカーで補強されたケーソン式岸壁の耐震性に関する模型振動実験, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.3455-3462, 2010 年 11 月 吉田誠, 田代聡一, 合田和哉, 清宮理
○6)	グラウンドアンカーで補強された矢板式岸壁の耐震性について, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.I_345-I_353, 2009 年 12 月 三好俊康, 吉田誠, 田代聡一, 合田和哉, 清宮理
7)	直杭式栈橋の地震時変形特性に関する模型振動台実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp.I_343-I_354, 2012 年 7 月 藤田 大樹, 小濱 英司, 竹信 正寛, 吉田誠, 規矩 大義
8)	海底面の傾斜がケーソン式護岸の地震時応答に与える影響に関する大型模型振動実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp.I_355-I_364, 2012 年 7 月 大矢陽介, 小濱英司, 高橋英紀, 伊勢勉, 吉田誠
9)	ハイブリッド重力式栈橋の開発とその耐震性能, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp.I_899-I_906, 2012 年 7 月 池野勝哉, 原基久, 吉田誠, 菅野高弘, 小濱英司
10)	液状化対策のための浮き型格子状固化工法の岸壁への適用性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp.I_450-I_455, 2012 年 6 月 高橋英紀, 森川嘉之, 吉田誠, 川崎廣貴, 田口博文, 丸山憲治
11)	グラウンドアンカーによるケーソン式防波堤の滑動防止工法に関する水理実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.67, No.4, pp.I_88-I_93, 2011 年 12 月 吉田誠, 清宮理, 田代聡一, 合田和哉, 竹家宏治
12)	鋼矢板を用いた海岸堤防の液状化・津波対策に関する模型振動台実験, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp.367-377, 2011 年 3 月 中澤博志, 菅野高弘, 吉田誠
13)	液状化対策における格子状固化工法の格子間隔および改良深さの影響, 第 9 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.339-344, 2010 年 11 月 高橋英紀, 森川嘉之, 吉田誠, 川崎廣孝, 鈴木亘, 丸山憲治
14)	ケーソン式防波堤の大変形破壊に伴う作用波力の変化に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 65 巻, pp.I_881-I_885, 2009 年 11 月 宮田正史, 安野浩一郎, 吉田誠, 関本恒浩, 大久保陽介



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）
15)	偶発波浪荷重を受けるケーソン式防波堤の大変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学) , 65 巻, pp.I_886-I_890, 2009 年 11 月 宮田正史, 吉田誠, 安野浩一郎, 三好俊康, 三藤正明, 熊谷健蔵
16)	溶液型薬液注入工法を用いた盛土直下の液状化対策効果とその数値解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 65, No.1, pp.I_622-I_628, 2011 年 4 月 池野勝哉, 吉田誠, 安楽宗一郎, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明
17)	滑走路地盤の合理的な液状化対策とその確率的評価法, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.393-404, 2009 年 8 月 池野勝哉, 吉田誠, 熊谷隆宏, 菅野高弘, 中澤博志
18)	砕石の受働破壊抵抗に対する粒径の影響に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 54A, pp.39-49, 2008 年 8 月 長尾毅, 中瀬仁, 黒瀬浩公, 齋藤秀樹, 吉田誠
19)	管理型廃棄物埋立護岸の耐震性に関する数値解析, ジオシンセティックス論文集, 第 22 巻, pp.159-166, 2007 年 12 月 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
20)	遮水シートの摩擦特性に関する数値解析, ジオシンセティックス論文集, 第 21 巻, pp.255-262, 2006 年 12 月 小田勝也, 吉田誠, 狩野真吾, 三藤正明, 秋本哲平
21)	管理型廃棄物埋立護岸の耐震性に関する模型振動実験, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp.606-609, 2006 年 11 月 吉田誠, 狩野真吾, 小田勝也, 三藤正明, 秋本哲平
22)	地震動の違いによる遮水工の動的変形特性に関する模型振動実験, ジオシンセティックス論文集, 第 20 巻, pp.47-52, 2005 年 12 月 狩野真吾, 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
23)	管理型廃棄物埋立護岸の地震時挙動に関する実験的検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, pp.1-10, 2005 年 8 月 狩野真吾, 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明
24)	管理型廃棄物埋立護岸の地震時変動に伴う遮水シートの変形特性, 海岸工学論文集, Vol.51, pp.796-800, 2004 年 11 月 狩野真吾, 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明
②講演	
1)	ハイブリッド重力式栈橋の地震時安定性に関する模型振動実験, 年次学術講演会講演概要集 第 6 部, Vol.66, pp.261-262, 2011 年 9 月 原基久, 菅野高弘, 小濱英司, 吉田誠
2)	浮き型格子状改良工法を適用したケーソン式岸壁の二次元有効応力解析, 第 46 回地盤工学研究発表会, 2011 年 7 月 吉田誠, 高橋英紀, 森川嘉之, 川崎廣孝, 鈴木亘, 居場博之
3)	グラウンドアンカーで耐震補強した重力式岸壁に関する振動台実験, 第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 III 部門(368), pp.735-736, 2010 年 9 月 吉田誠, 田代聡一, 合田和哉, 清宮理
4)	浮き型格子状改良地盤の二次元有効応力解析による再現性について, 第 45 回地盤工学研究発表会, 2010 年 8 月 吉田誠, 森川嘉之, 高橋英紀, 福武毅芳, 徳永幸彦

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）
5)	鋼矢板式岸壁の振動台実験によるグラウンドアンカーの補強効果, 第 64 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 III 部門, pp.497-498, 2009 年 9 月 吉田誠, 浅沼丈夫, 前田涼一, 清宮理
6)	グラウンドアンカーで補強された鋼矢板式岸壁の振動台実験（その 2：矢板岸壁実験）, 第 44 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1075-1076, 2009 年 8 月 吉田誠, 浅沼丈夫, 小竹望, 清宮理
7)	液状化地盤上の盛土挙動に関する模型振動実験および数値解析, 地震工学研究発表会論文集 Vol.30, 2009 年 5 月 池野 勝哉, 吉田誠, 安楽宗一郎, 風間 基樹, 渦岡 良介, 仙頭 紀明
8)	浸透固化処理工法による滑走路直下の液状化対策範囲に関する模型振動実験, 年次学術講演会講演概要集 第 3 部 Vol.63, pp.25-26, 2008 年 9 月 吉田誠, 池野 勝哉, 三藤 正明, 菅野 高弘, 中澤 博志
9)	浸透固化改良土における盛土構造物の地震時シミュレーション, 年次学術講演会講演概要集 第 3 部 Vol.63, pp.57-58, 2008 年 9 月 安楽 宗一郎, 風間 基樹, 渦岡 良介, 仙頭 紀明, 吉田誠
10)	滑走路直下における人工液状化地盤の RI-CPT 調査, 第 43 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1837-1838, 2008 年 6 月 吉田誠, 池野勝哉, 菅野高弘, 中澤博志
11)	大型土槽を用いた遮水シートの引き抜き実験の FEM 解析, 第 18 回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.700-702, 2007 年 11 月 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
12)	遮水シート引き抜き実験の FEM 解析, 第 62 回土木学会年次学術講演会, pp.469-470, 2007 年 9 月 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
13)	管理型廃棄物埋立護岸の耐震性に関する有効応力解析, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.1211-1216, 2007 年 8 月 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
14)	大型土槽による遮水シートおよび保護材の引き抜き実験, 第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.2179-2180, 2007 年 6 月 小田勝也, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
15)	大型土槽を用いた遮水シートの引き抜き実験, 第 17 回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.250-253, 2006 年 11 月 吉田誠, 狩野真吾, 小田勝也, 三藤正明, 秋本哲平
16)	遮水シートによる管理型廃棄物埋立護岸の地震応答解析, 第 61 回土木学会年次学術講演会, pp.443-444, 2006 年 9 月 小田勝也, 狩野真吾, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
17)	敷設条件の異なる遮水シートの変形特性に関する静的加力実験, 第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.2429-2430, 2006 年 6 月 小田勝也, 狩野真吾, 吉田誠, 三藤正明, 秋本哲平
	その他 22 件