

本資料のうち、枠囲みの内容は
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-8 改 35
提出年月日	平成 30 年 8 月 17 日

工事計画に係る補足説明資料
耐震性に関する説明書のうち
補足-340-8

【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

【収録内容】

2. 取水構造物の耐震安全性評価
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価

平成 30 年 8 月
日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	補足-348 改0として提出 ・1.1章, 1.4.1章, 1.4.4~1.4.7章を提出
改1	H30.2.15	補足-348 改1として提出 ・1.5章を新規作成し, 改0に追加
改2	H30.2.19	補足-348 改2として提出 ・改1のうち, 1.1章, 1.4.4~1.4.7章を修正
改0	H30.3.7	資料番号を修正 補足-340-8 改0 ・「1.4. 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方」のうち, 1.4.3章, 1.4.8~1.4.10章, 1.4.12章を新規作成し, 追加
改1	H30.3.26	・P.3~5に補足説明資料と添付書類との関連を記載 ・1.4.1章, 1.4.4章~1.4.7章を修正 ・4章を新規作成し, 追加
改2	H30.4.6	・1.4.2章, 1.4.11章, 1.4.17章を新規作成し, 追加 ・4章を修正 ・12章を新規作成し, 追加
改3	H30.4.9	・1.3章, 2章を新規作成し, 追加 ・4.4章を修正
改4	H30.4.9	・1.2章, 8章, 11章を新規作成し, 追加
改5	H30.4.12	・10章を新規作成し, 追加
改6	H30.4.13	・1.4.13章, 1.4.14章, 1.4.15章, 1.4.16章, 1.4.18章を新規作成し, 追加 ・1.5章, 1.6章を新規作成し, 追加 ・5章, 6章, 7章, 9章, 14章, 16章, 17章を新規作成し, 追加
改7	H30.4.23	・10章, 11章, 17章を修正 ・3章, 13章, 15章, 18章を新規作成し, 追加
改8	H30.4.27	・既提出分を一式取り纏めて, 再提出
改9	H30.5.2	・改6のうち, 1.6章及び5章を改定 ・改3のうち, 4章を改訂
改10	H30.5.14	・1.7章, 1.8章を新規作成し, 追加
改11	H30.5.23	・改0のうち, 1.4.10章を改定 ・改7のうち, 10章を改定 ・改9のうち, 1.6章を改定
改12	H30.5.28	・改3のうち, 1.4.2章を改定 ・改3のうち, 2章を改定
改13	H30.5.31	・改0のうち, 1.4.3章を改定
改14	H30.6.6	・1.9章を新規作成し, 追加 ・1.10章を新規作成し, 追加 ・改7のうち, 3章を改定
改15	H30.6.7	・改7のうち, 17章, 18章を改定 ・改14のうち, 3章を改定
改16	H30.6.12	・改14のうち, 1.10章を改定
改17	H30.6.18	・改13のうち, 1.4.3章を改定 ・改3のうち, 1.4.11章を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 18	H30. 6. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 1. 4. 13 章及び 1. 4. 15 章を改定 ・改 7 のうち, 13 章及び 14 章を改定
改 19	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・改 7 のうち, 11 章を改定 ・改 15 のうち, 3 章を改定
改 20	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 1. 5 章を改定 ・改 14 のうち, 1. 9 章を改定 ・改 19 のうち, 11 章を改定
改 21	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 9 のうち, 4 章及び 5 章を改定
改 22	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 12 のうち, 2 章を改定 ・改 20 のうち, 1. 9 章を改定
改 23	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 7 章を改定
改 24	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 14 章及び 16 章を改定 ・改 11 のうち, 10 章を改定 ・改 15 のうち, 17 章及び 18 章を改定 ・改 18 のうち, 13 章及び 15 章を改定 ・改 19 のうち, 3 章を改定 ・改 20 のうち, 11 章を改定
改 25	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> ・改 4 のうち, 8 章を改定
改 26	H30. 7. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 10 のうち, 1. 7 章を改定 ・改 11 のうち, 1. 6 章を改定
改 27	H30. 8. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 9 章を改定
改 28	H30. 8. 2	<ul style="list-style-type: none"> ・改 11 のうち, 1. 4. 10 章を改定 ・改 22 のうち, 1. 9 章を改定
改 29	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 21 のうち, 4 章及び 5 章を改定 ・改 23 のうち, 7 章を改定
改 30	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 16 章を改定
改 31	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> ・「1. 11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」新規作成し, 追加 ・改 24 のうち, 10 章及び 14 章を改定
改 32	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> ・改 6 のうち, 6 章を改定
改 33	H30. 8. 14	<ul style="list-style-type: none"> ・改 18 のうち, 15 章を改定 ・改 24 のうち, 13 章を改定
改 34	H30. 8. 16	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 のうち, 18 章を改定 ・改 25 のうち, 8 章を改定
改 35	H30. 8. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 3 のうち, 12 章を改定 ・改 22 のうち, 2 章を改定

目次

[]内は、当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1. 共通事項
 - 1.1 対象設備[改 7 H30. 4. 23]
 - 1.2 屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容[改 4 H30. 4. 9]
 - 1.3 安全係数[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4 屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方
 - 1.4.1 方針[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方[改 12 H30. 5. 28]
 - 1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方[改 17 H30. 6. 18]
 - 1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
 - 1.4.8 代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 28 H30. 8. 2]
 - 1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方[改 17 H30. 6. 18]
 - 1.4.12 緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
 - 1.4.13 緊急用海水取水管の断面選定の考え方[改 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.14 S A用海水ピットの断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.4.15 海水引込み管の断面選定の考え方[改 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.16 S A用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.4.17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改 3 H30. 4. 9]
 - 1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30. 4. 16]
 - 1.5 地盤物性のばらつきの考慮方法[改 20 H30. 6. 28]
 - 1.6 許容応力度法における許容限界について[改 26 H30. 7. 26]
 - 1.7 ジョイント要素のばね設定について[改 26 H30. 7. 26]
 - 1.8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について[改 10 H30. 5. 14]
 - 1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について[改 28 H30. 8. 2]
 - 1.10 屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について[改 16 H30. 6. 15]
 - 1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 31 H30. 8. 13]
2. 取水構造物の耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
3. 屋外二重管の耐震安全性評価[改 24 H30. 7. 9]
4. 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
5. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
6. 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価[改 32 H30. 8. 13]

7. 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価[改 29 H30. 8. 6]
8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 27 H30. 8. 1]
10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価[改 31 H30. 8. 13]
11. 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価[改 24 H30. 7. 9]
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
14. S A用海水ピットの耐震安全性評価[改 31 H30. 8. 13]
15. 海水引込み管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
16. S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 30 H30. 8. 6]
17. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価[改 24 H30. 7. 9]
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]

本補足説明資料は、耐震性に関する説明書のうち屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての内容を補足するものである。本補足説明資料と添付書類との関連を以下に示す。

補足説明資料と添付書類との関連

工事計画に係る補足説明資料 耐震性に関する説明書のうち 補足-340-8 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】		該当添付書類	
1. 共通事項	1.1 対象設備	共通事項	
	1.2 屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容	共通事項	
	1.3 安全係数	共通事項	
	1.4 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方	1.4.1 方針	共通事項
		1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方	V-2-2-6 取水構造物の耐震性についての計算書
		1.4.3 屋外二重管	V-2-2-8 屋外二重管の耐震性についての計算書
		1.4.4 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備	V-2-2-23-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書
		1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）	V-2-2-23-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震性についての計算書
		1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	V-2-2-23-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震性についての計算書
		1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）	V-2-2-23-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震性についての計算書
		1.4.8 代替淡水貯槽	V-2-2-29 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
		1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室	V-2-2-27 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性についての計算書
		1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバート	V-2-2-31 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性についての計算書
		1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート	V-2-2-21 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震性についての計算書
		1.4.12 緊急用海水ポンプピット	V-2-2-35 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書
		1.4.13 緊急用海水取水管	V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
1.4.14 SA用海水ピット		V-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書	
1.4.15 海水引込み管		V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書	
1.4.16 SA用海水ピット取水塔	V-2-10-4-2 SA用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書		

	1. 4. 17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎	V-2-2-13 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
	1. 4. 18 可搬型設備用軽油タンク基礎	V-2-2-25 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性についての計算書
	1. 5 地盤物性・材料物性のばらつきの考慮方法	共通事項
	1. 6 許容応力度法における許容限界について	共通事項
	1. 7 ジョイント要素のばね設定について	共通事項
	1. 8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について	共通事項
	1. 9 地震応答解析における構造物の減衰定数について	共通事項
	1. 10 屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について	共通事項
	1. 11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について	共通事項
2.	取水構造物の耐震安全性評価	V-2-2-6 取水構造物の地震応答計算書 V-2-2-7 取水構造物の耐震性についての計算書
3.	屋外二重管の耐震安全性評価	V-2-2-8 屋外二重管の地震応答計算書 V-2-2-9 屋外二重管の耐震性についての計算書
4.	常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価	V-2-2-22-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書 V-2-2-23-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書
5.	常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の地震応答計算書 V-2-2-23-3 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震性についての計算書
6.	常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の地震応答計算書 V-2-2-23-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震性についての計算書
7.	常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価	V-2-2-22-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の地震応答計算書 V-2-2-23-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震性についての計算書

8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価	V-2-2-28 代替淡水貯槽の地震応答計算書 V-2-2-29 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価	V-2-2-26 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書 V-2-2-27 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性についての計算書
10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-30 常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-31 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性についての計算書
11. 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-20 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-21 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震性についての計算書
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価	V-2-2-34 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書 V-2-2-35 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書
13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価	V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
14. SA用海水ピットの耐震安全性評価	V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書 V-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書
15. 海水引込み管の耐震安全性評価	V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書
16. SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価	V-2-10-4-2 SA用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書
17. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価	V-2-2-12 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-13 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価	V-2-2-24 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-25 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性についての計算書

1. 共通事項

1.1 対象設備

耐震安全性評価の対象とする屋外重要土木構造物は、Sクラスの機器・配管の間接支持構造物若しくは非常時における海水の通水機能・貯水機能を求められる取水構造物，屋外二重管，貯留堰，常設代替高圧電源装置置場及び常設代替高圧電源装置用カルバートである。

また，同様に耐震安全性評価の対象とする「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備」及び「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設」に該当する土木構造物である代替淡水貯槽，常設低圧代替注水系ポンプ室，常設低圧代替注水系配管カルバート，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート，緊急用海水ポンプピット，緊急用海水取水管，SA用海水ピット，海水引込み管，SA用海水ピット取水塔，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎，可搬型設備用軽油タンク基礎についても記載する。

なお，防潮堤及び貯留堰については，津波防護施設としての耐震安全性評価を別途実施する。これらの屋外重要土木構造物等の位置図を図1.1-1に示す。

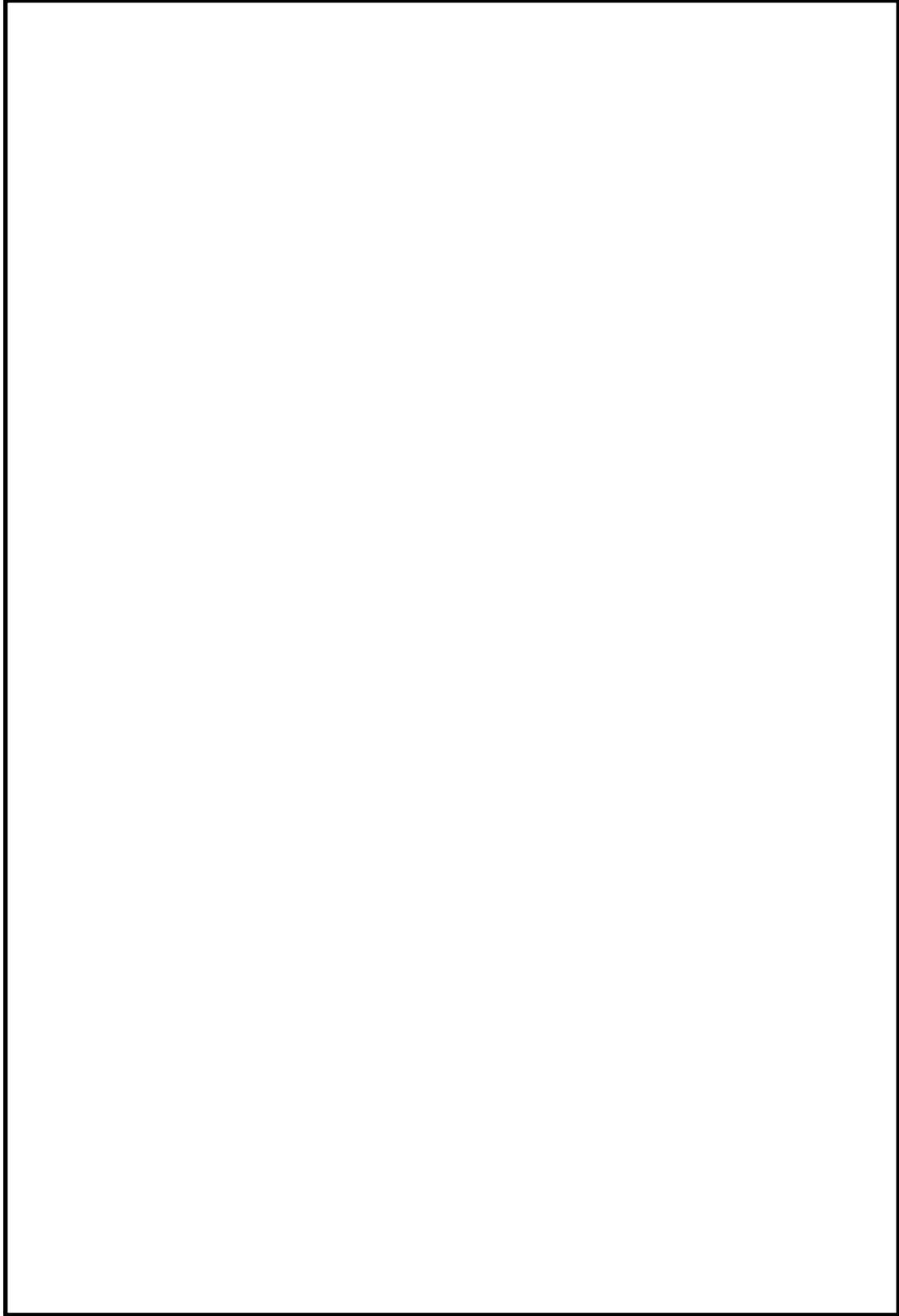


图 1.1-1 屋外重要土木构造物等位置图

2. 取水構造物の耐震安全性評価

目次

2. 取水構造物の耐震安全性評価	1
2.1 評価方法	2
2.2 評価条件	2
2.2.1 適用規格	2
2.2.2 耐震安全性評価フロー	4
2.2.3 評価対象断面の方向	5
2.2.4 評価対象断面の選定	8
2.2.5 使用材料及び材料定数	11
2.2.6 評価構造物諸元	15
2.2.7 地下水位	21
2.2.8 地震応答解析手法	21
2.2.9 解析モデルの設定	22
2.2.10 減衰定数	42
2.2.11 荷重の組合せ	48
2.2.12 地震応答解析の検討ケース	60
2.3 評価内容	63
2.3.1 入力地震動の設定	63
2.3.2 許容限界の設定	92
2.4 評価結果	103
2.4.1 地震応答解析結果	103
2.4.2 躯体の耐震性評価結果	345
2.4.3 鋼管杭の耐震性評価結果	384
2.5 まとめ	396

2.1 評価方法

取水構造物は、Sクラス設備である非常用海水ポンプ、取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、潮位計、取水ピット水位計等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、取水構造物は非常用取水設備であり、通水性能及び貯水性能が要求されることに加え、浸水防止設備を間接支持する頂版においては止水機能を要求される。取水構造物について基準地震動 S_s による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

取水構造物の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

屋外重要土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が要求性能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

2.2 評価条件

2.2.1 適用規格

取水構造物の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会)、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会、2002 年制定) を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会、2005 年) (以下、「土木学会マニュアル」という。) を適用する。また、鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 ((社) 日本電気協会)、鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] ((社) 土木学会、2008 年制定) を適用する。

表 2.2-1 に適用する規格、基準類を示す。

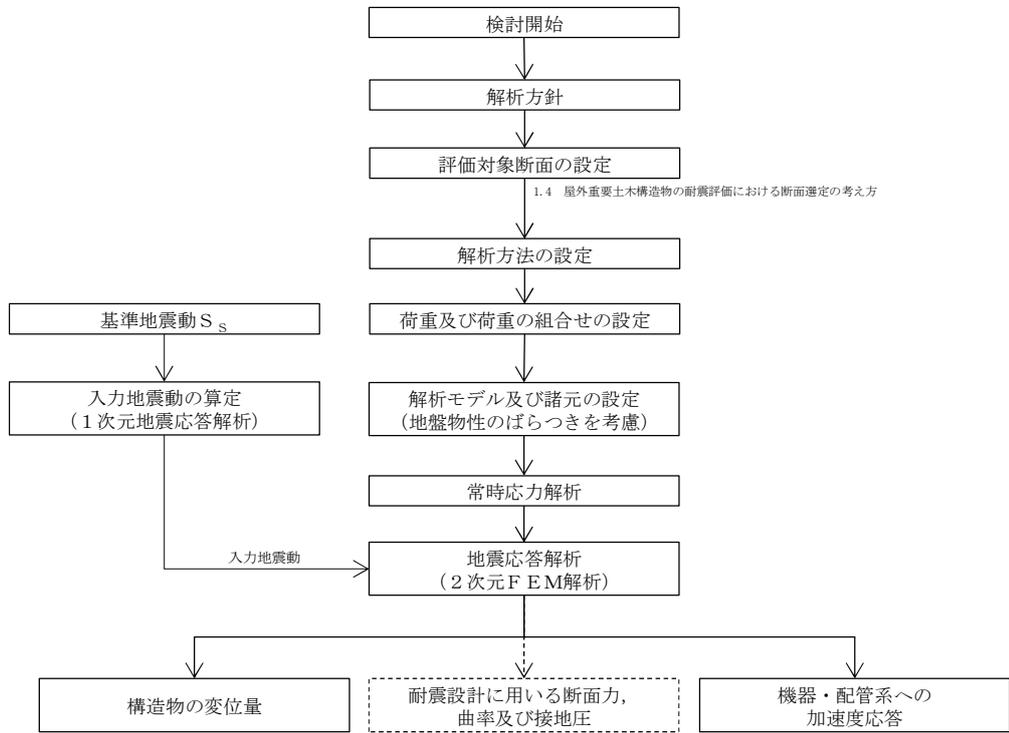
表 2.2-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年制定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年制定)	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年)	・曲げに対する照査は, 全塑性モーメントに相当する限界曲率を設定した上で, 発生曲率が限界曲率*を下回ることを確認 ・せん断に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力*を下回ることを確認
	【鋼管杭】 ・J E A C 4 6 1 6 -2009 ・鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(2008年制定)	
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

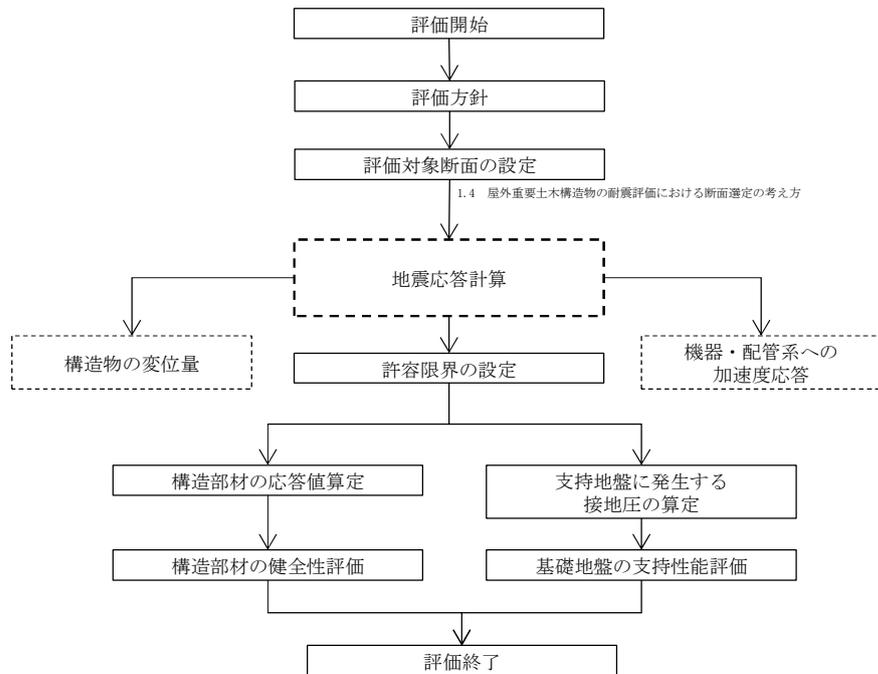
注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.2.2 耐震安全性評価フロー

図 2.2-1 に取水構造物の耐震安全性評価フローを示す。



<地震応答計算>



<耐震性評価>

図 2.2-1 取水構造物の耐震安全性評価フロー

2.2.3 評価対象断面の方向

取水構造物の位置を図 2.2-2 に示す。

取水構造物は、延長約 57 m、幅約 43 m、高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。取水構造物においては、縦断方向（通水方向、東西方向）は、加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから、強軸断面方向となる。一方、横断方向（通水方向に対し直交する方向、南北方向）は、通水機能を確保するため、加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2.2-2 に示す。

以上のことから、取水構造物の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とすることを基本とするが、縦断面方向においても、竜巻等防護設備を間接支持する側壁（鉄筋コンクリート造）と鋼管杭を評価対象部材とする。

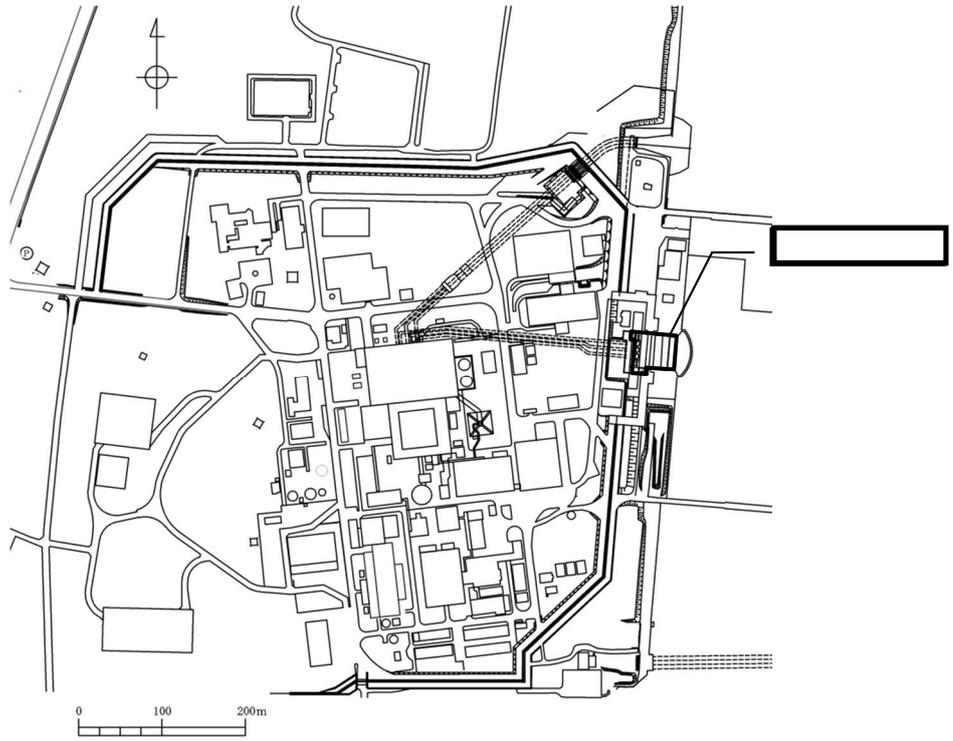


図 2.2-2 (1) 取水構造物の平面配置図 (全体平面図)

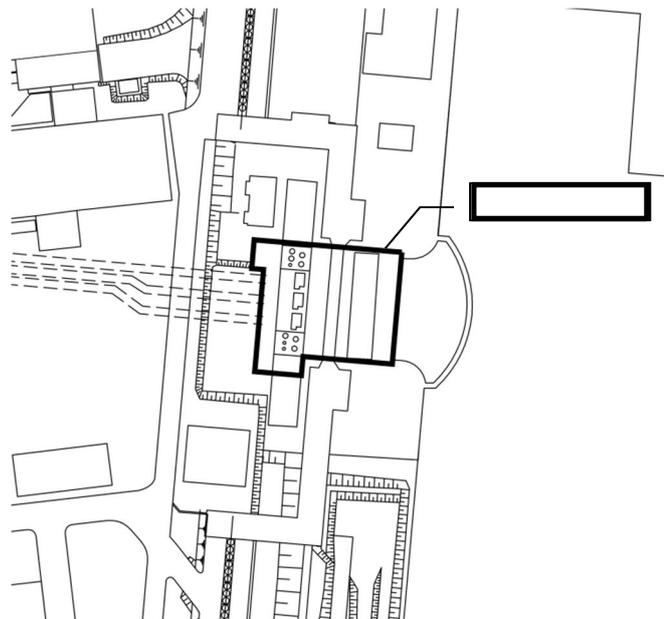
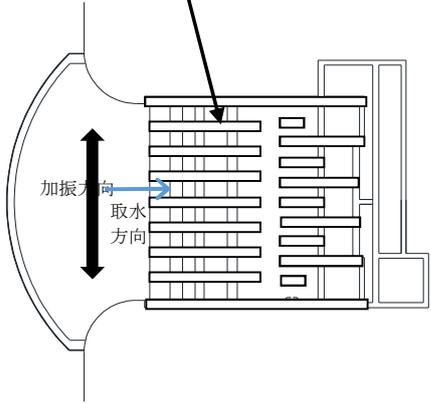
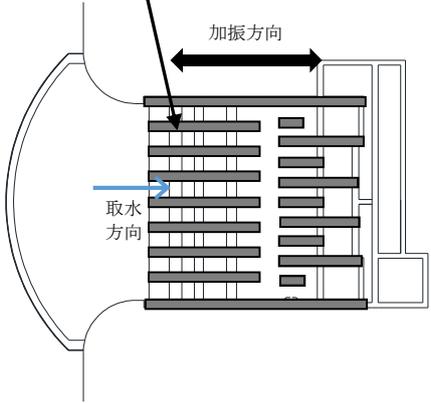


図 2.2-2 (2) 取水構造物の平面配置図 (拡大図)

表 2.2-2 取水構造物の評価対象断面の方向の選定

	横断方向（南北方向）の加振	縦断方向（東西方向）の加振
	<p data-bbox="391 459 817 517">加振方向に平行な壁部材が少ない。</p> 	<p data-bbox="946 459 1369 517">加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができる。</p> 

2.2.4 評価対象断面の選定

図 2.2-3 に取水構造物の平面図及び縦断図を，図 2.2-4 に取水構造物の断面図を示す。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。取水方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

評価対象断面は，「1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の内空寸法や上載荷重等の観点で比較的耐震裕度が小さく，構造物の弱軸断面方向である①-①断面及び④-④断面を代表として耐震評価を実施する。

また，構造物の強軸断面方向である⑥-⑥断面についても，竜巻等防護設備の間接支持機能や鋼管杭の耐震性を確認することを目的に，側壁（鉄筋コンクリート造）や鋼管杭の耐震評価を実施する。⑥-⑥断面の側壁における竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した耐震評価の考え方について，その詳細を参考資料 10 に別途掲載する。

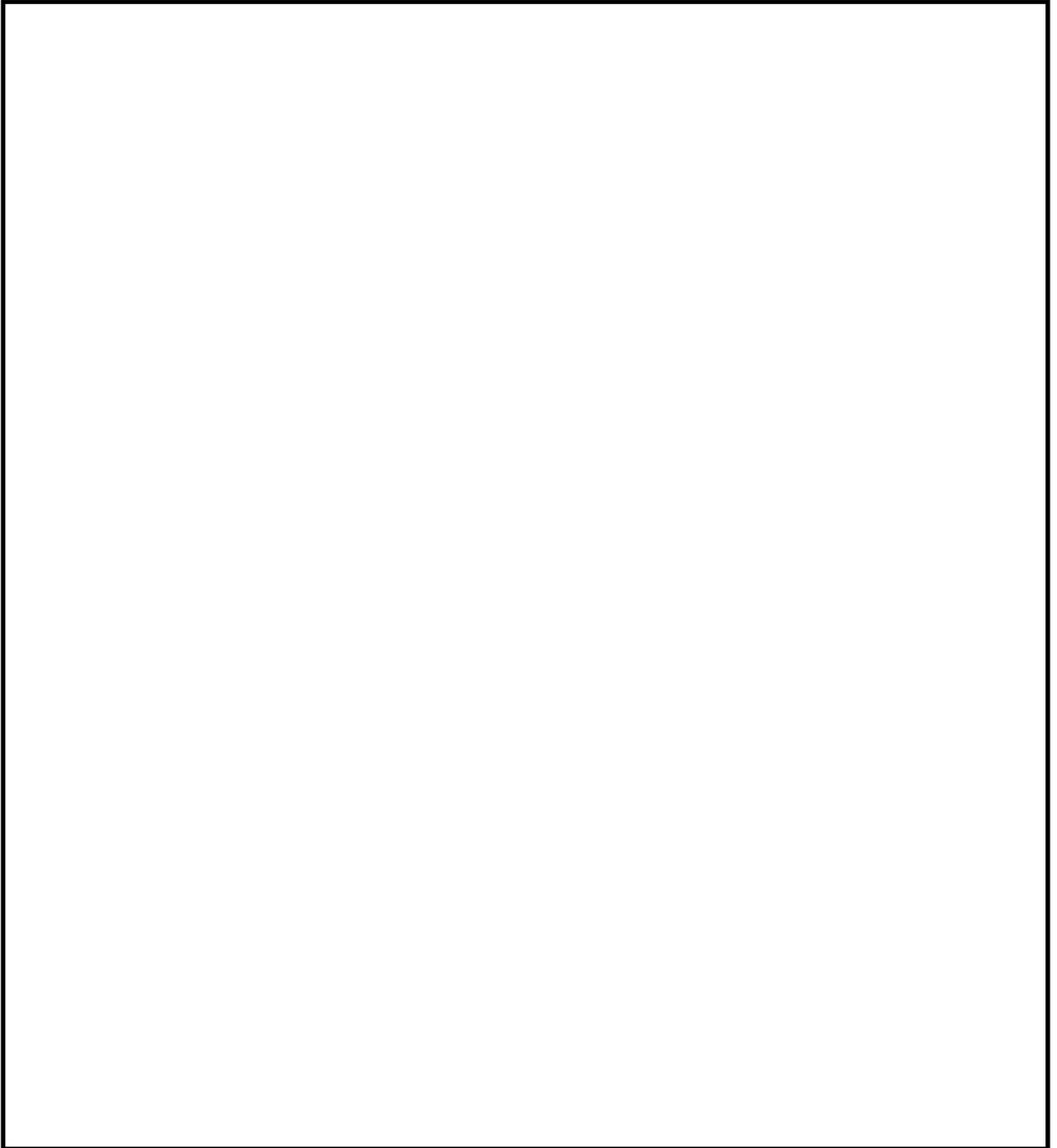


図 2.2-3 取水構造物の平面図及び縦断図



図 2.2-4 (1) 取水構造物の断面図 (①-①断面)

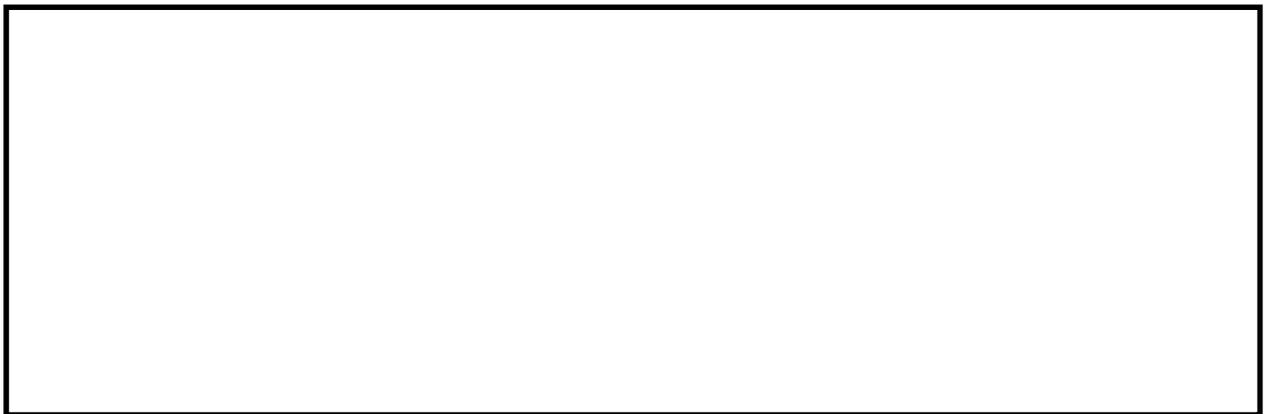


図 2.2-4 (2) 取水構造物の断面図 (④-④断面)

2.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.2-3 に、材料物性値を表 2.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 2.2-5 に示す。また、地盤改良体（薬液注入）については、原地盤の解析用物性値と同等の基礎物理特性を用いると共に、非液状化層とする。

表 2.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 20.6 N/mm ²
鉄筋	SD30 (SD295 相当)
鋼管杭	STK41 (STK400 相当)

表 2.2-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24 ^{*1}	2.59×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	1 ^{*2} (非線形) 5 ^{*3} (線形)
鋼管杭	77 ^{*4}	2.00×10 ⁵ ^{*4}	0.3 ^{*4}	3 ^{*5}

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)

*2：解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となることから、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。

*3：J E A G 4 6 0 1 -1987

*4：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 14 年 3 月)

*5：道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 14 年 3 月)

表 2.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 2.2-5 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						
				第四系 (非液状化層)				新第三系		捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z		0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z: 標高 (m)

表 2.2-5 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m)	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm)	静ポアソン比 ν^{CD}	粘着力 C_D (kN/m)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν^d	縦密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-84	-85 ~ -83	1.73	0.14	864	14.9	497	427,332	451,063	492	0.0	0.123	0.454	1,726	1,726,000
59	-86	-87 ~ -85	1.73	0.14	876	14.7	498	429,063	452,873	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-88	-89 ~ -87	1.73	0.14	888	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
61	-90	-91 ~ -89	1.73	0.14	900	14.3	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
62	-92	-93 ~ -91	1.73	0.13	912	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
63	-94	-95 ~ -93	1.73	0.13	924	13.9	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
64	-96	-97 ~ -95	1.73	0.13	936	13.7	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
65	-98	-99 ~ -97	1.73	0.13	948	13.5	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
66	-100	-101 ~ -99	1.73	0.13	960	13.3	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
67	-102	-103 ~ -101	1.73	0.13	972	13.1	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 2.2-5 (4) 地盤の解析用物性値一覧 (地盤改良体 (セメント改良))

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 ($\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合)	一軸圧縮強度 ($> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合)
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	
	ピーク強度 $C_u (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 1.76$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)	$1.60 P + 7.80$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)
	残留強度 $\tau_0 (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 0.808$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)	$1.60 P + 2.05$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)

* 地盤改良体の一軸圧縮強度 : 1.0 N/mm^2

2.2.6 評価構造物諸元

(1) 評価構造物諸元と評価部位

照査を行う取水構造物の評価構造物諸元を表 2.2-6 に、評価部位を図 2.2-5 に示す。

表 2.2-6 (1) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'ck (N/mm ²)	鉄筋		
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
隔壁	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
左頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水路点検用開口部 浸水防止蓋
中頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
右頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
左底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
中底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—

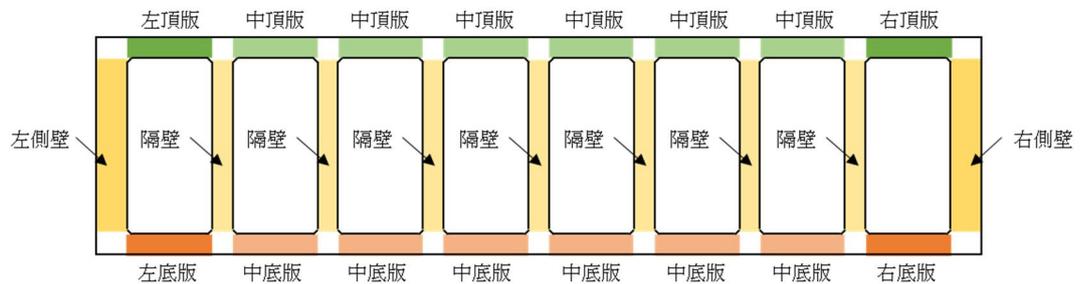


図 2.2-5 (1) 評価部位 (①-①断面) : 躯体

表 2.2-6 (2) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑨	1.016	0.016	STK41	間接支持

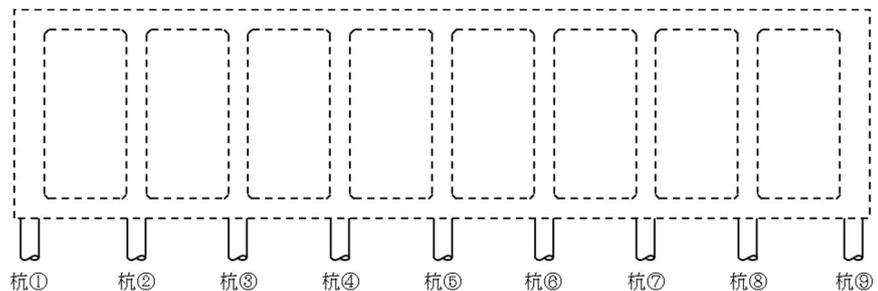


図 2.2-5 (2) 評価部位 (①-①断面) : 鋼管杭

表 2.2-6 (3) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋		
左突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
隔壁	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
右突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左張出版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁
中頂版	1.000	3.190	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水ピット空気抜き 配管逆止弁
右頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁
左底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
中底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	

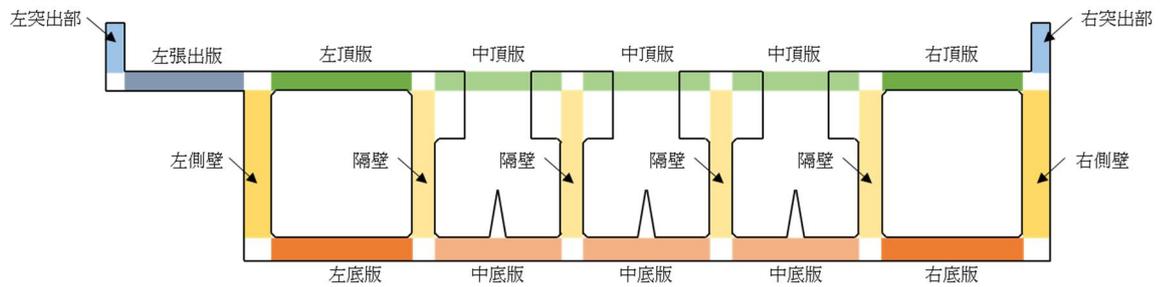


図 2.2-5 (3) 評価部位 (④-④断面) : 躯体

表 2.2-6 (4) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑫	1.016	0.016	STK41	間接支持

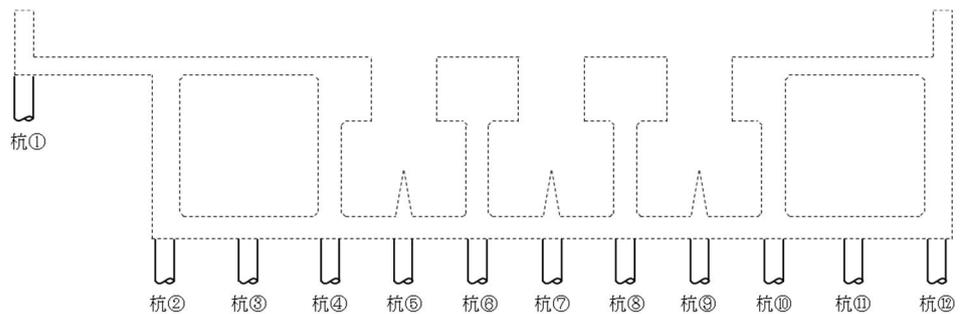


図 2.2-5 (4) 評価部位 (④-④断面) : 鋼管杭

表 2.2-6 (5) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋		
部材①	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 止水	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
部材②	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	
部材③	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	

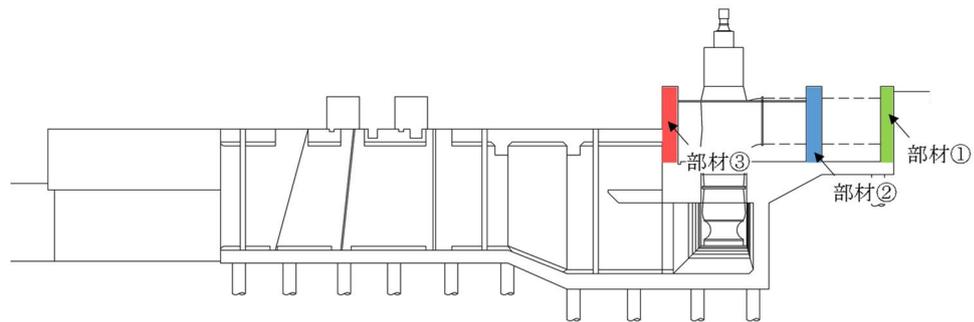


図 2.2-5 (4) 評価部位 (④-④断面) : 躯体

表 2.2-6 (6) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑪	1.016	0.016	STK41	間接支持

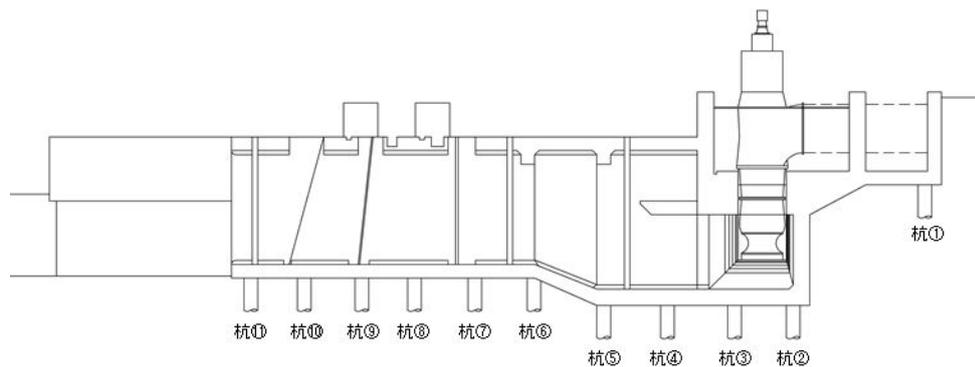


図 2.2-5 (5) 評価部位 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭

(2) 取水構造物のRC部材における機能要求の考え方

「(1) 評価構造物諸元と評価部位」の各表に記載した取水構造物の機能要求について、その考え方を以下に記載する。

a. 間接支持機能

取水構造物における全部材について、間接支持機能を要求するものとする。

b. 通水機能

取水構造物の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図2.2-6に通水機能を要求する各部材を図示する。

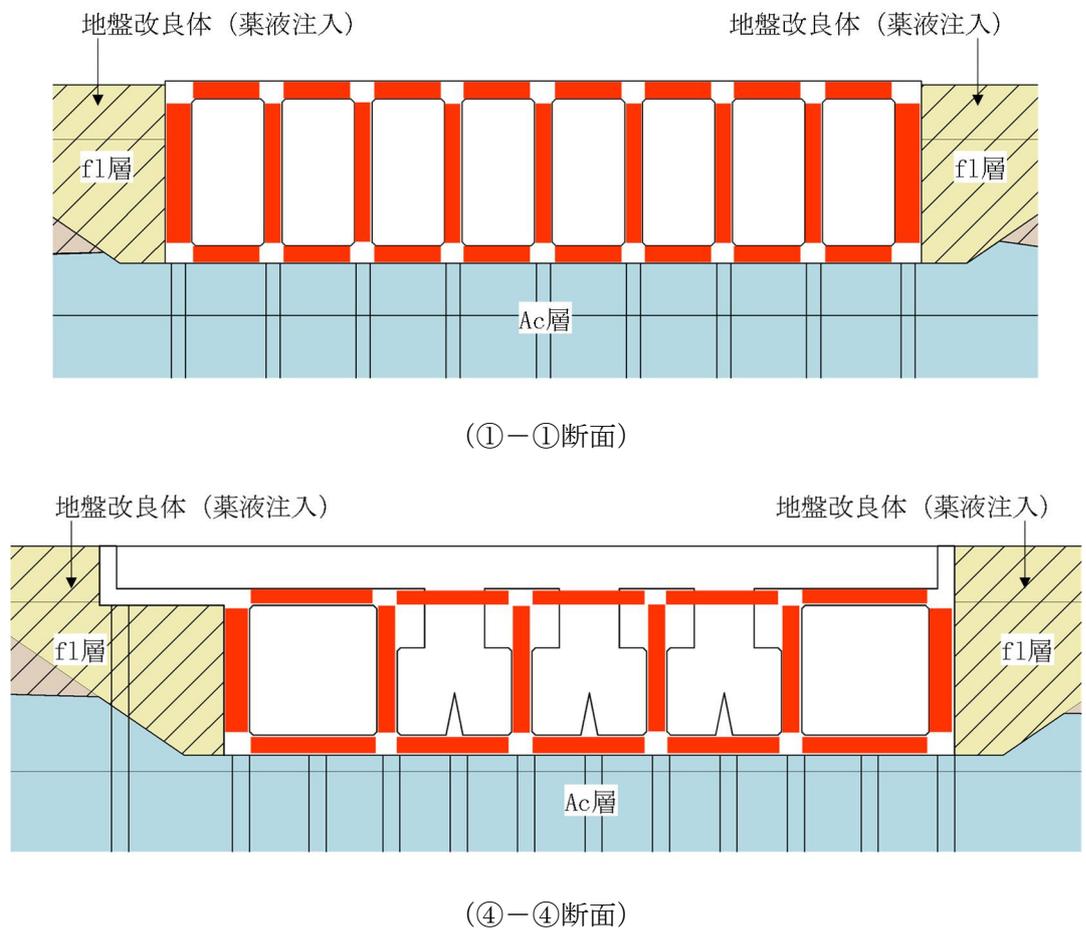


図 2.2-6 通水機能を要求する部材

c. 貯水機能

取水構造物における側壁と底板のうち、埋戻土（f1層）に接する側壁に対し、貯水機能を要求する。底板は透水係数の小さい粘性土（Ac層）に接しており、かつ地下水位面（海水面）よりも低い位置に設置されるため対象外とする。図 2.2-7 に貯水機能を要求する各部材を図示する。

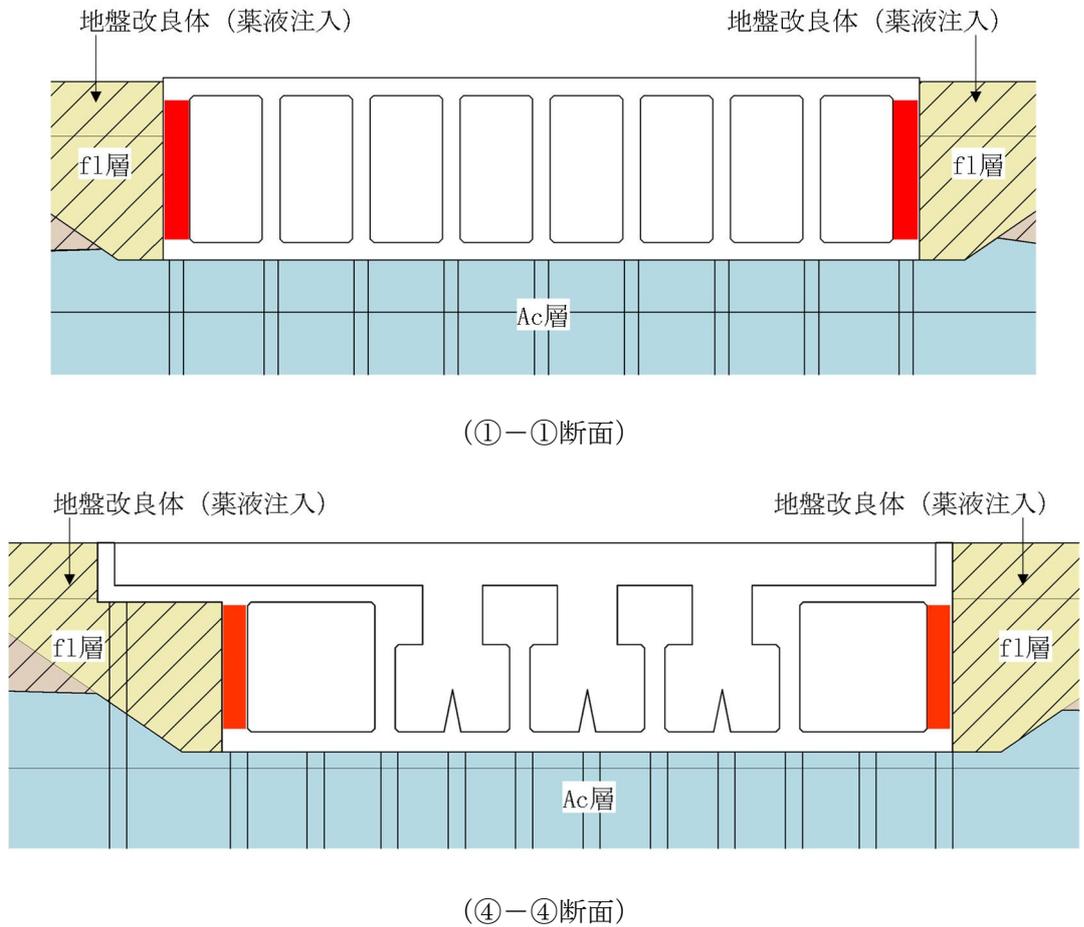


図 2.2-7 貯水機能を要求する部材

d. 止水機能

浸水防止設備を間接支持する部材に対し、止水機能を要求する。図 2.2-8 に止水機能を要求する各部材と、間接支持する浸水防止設備を示す。

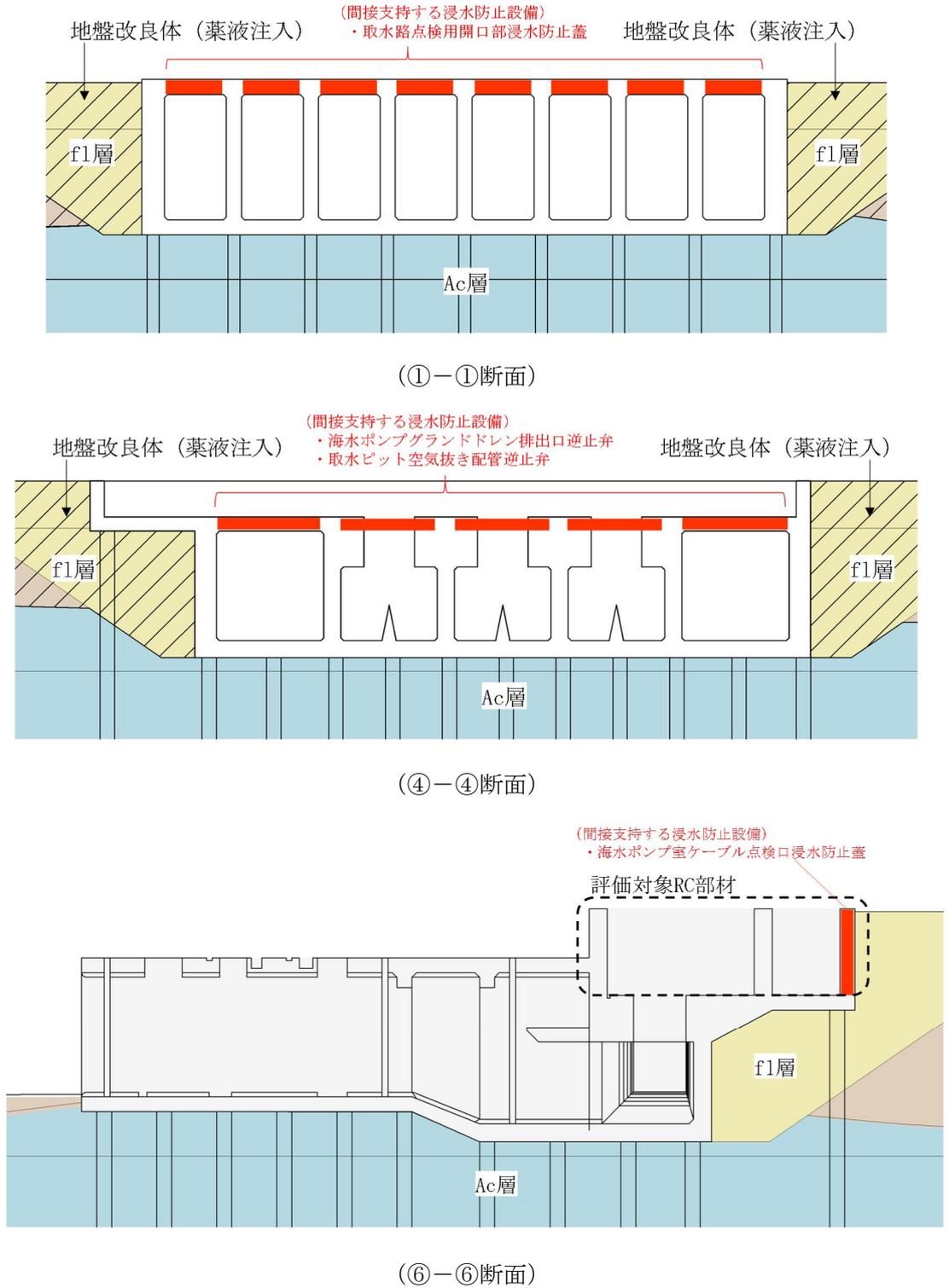


図 2.2-8 止水機能を要求する部材

2.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

2.2.8 地震応答解析手法

取水構造物の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとするが、非線形特性についてはコンクリートのM- ϕ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図2.2-9に示す。

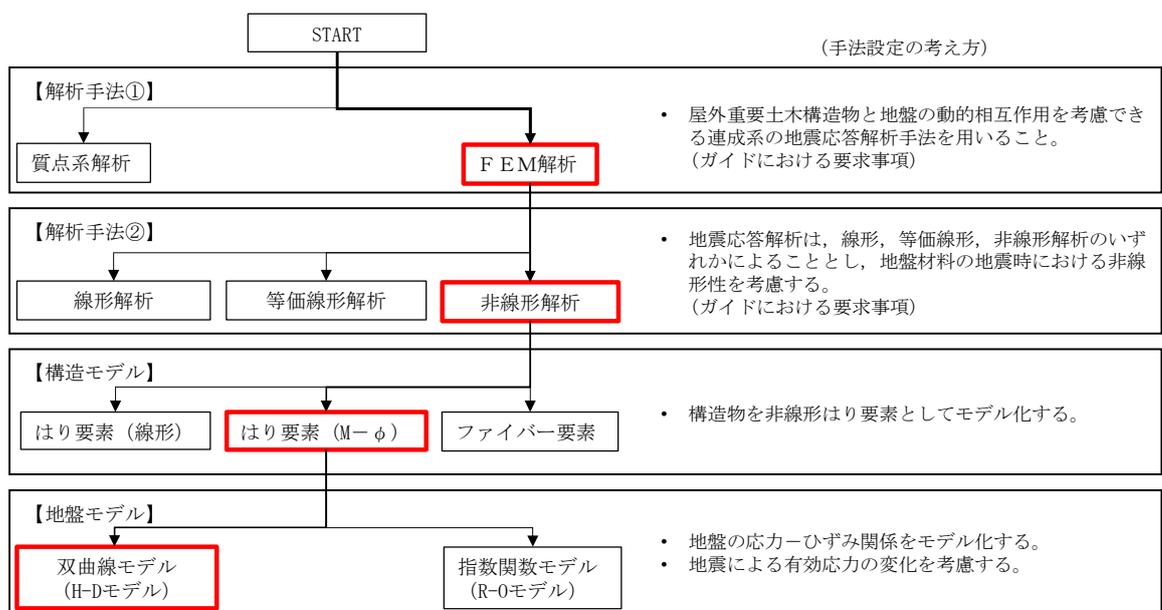


図 2.2-9 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-Dモデル) を選定する。

2.2.9 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 2.2-10 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」(土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月)に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

①-①断面と④-④断面は近接しており、周辺地質構造も概ね同じであることから、これらの地震応答解析モデルにおいては、④-④断面の地層構成を共通で使用する。

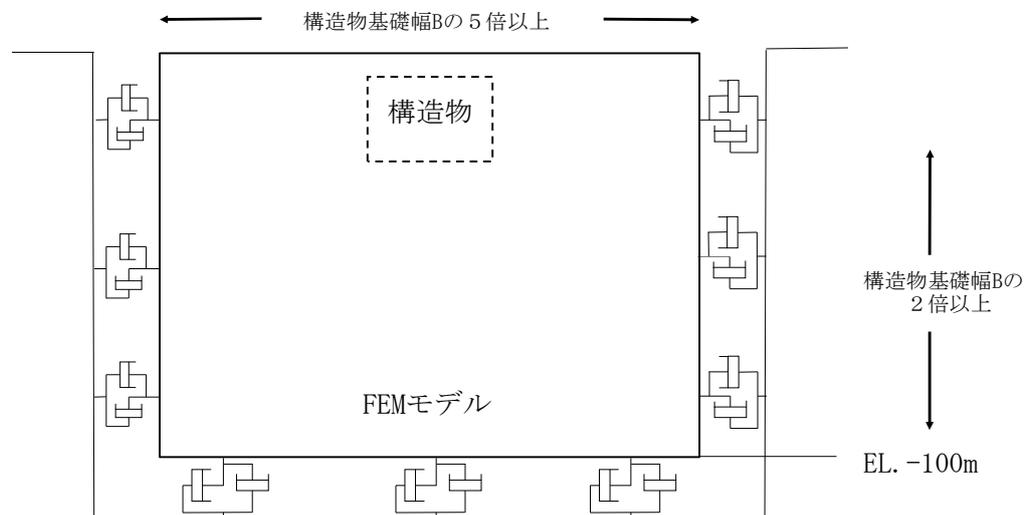


図 2.2-10 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図2.2-11に示す。また、取水構造物周辺の地質断面図を図2.2-12に示す。

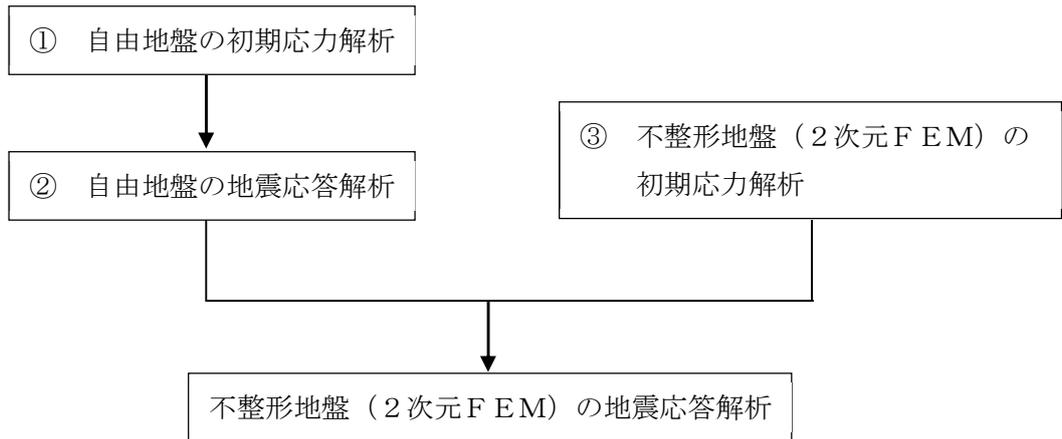


図2.2-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

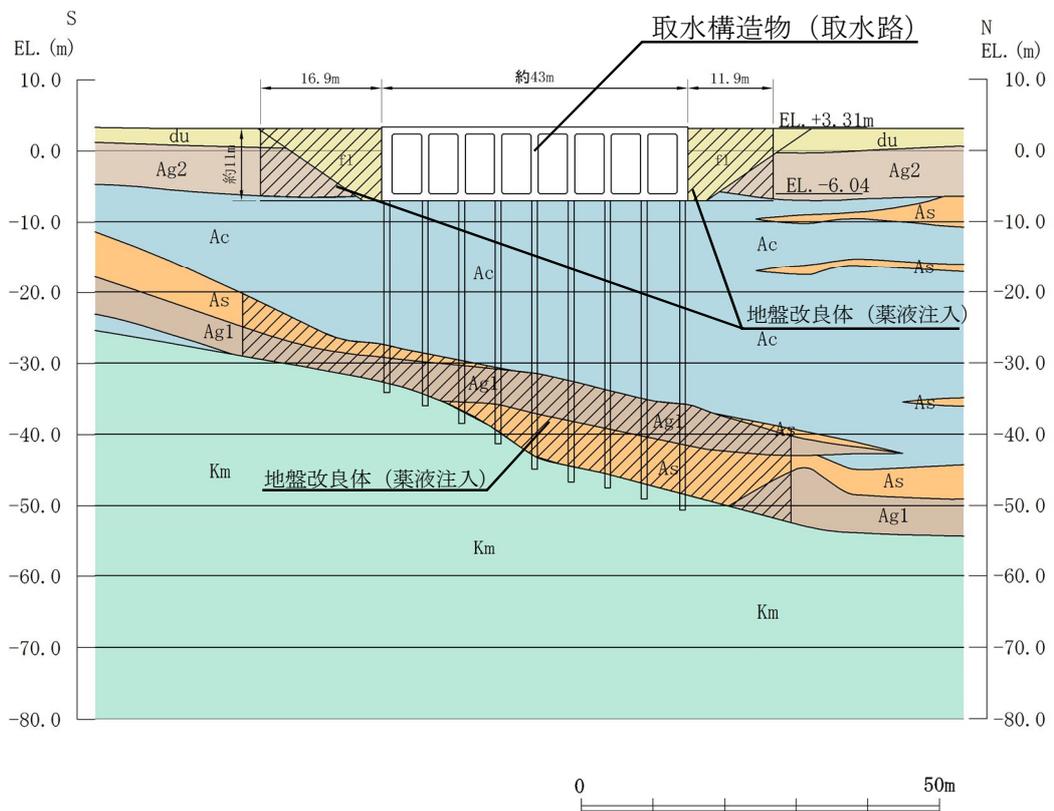


図2.2-12 (1) 地質断面図 (①-①断面)

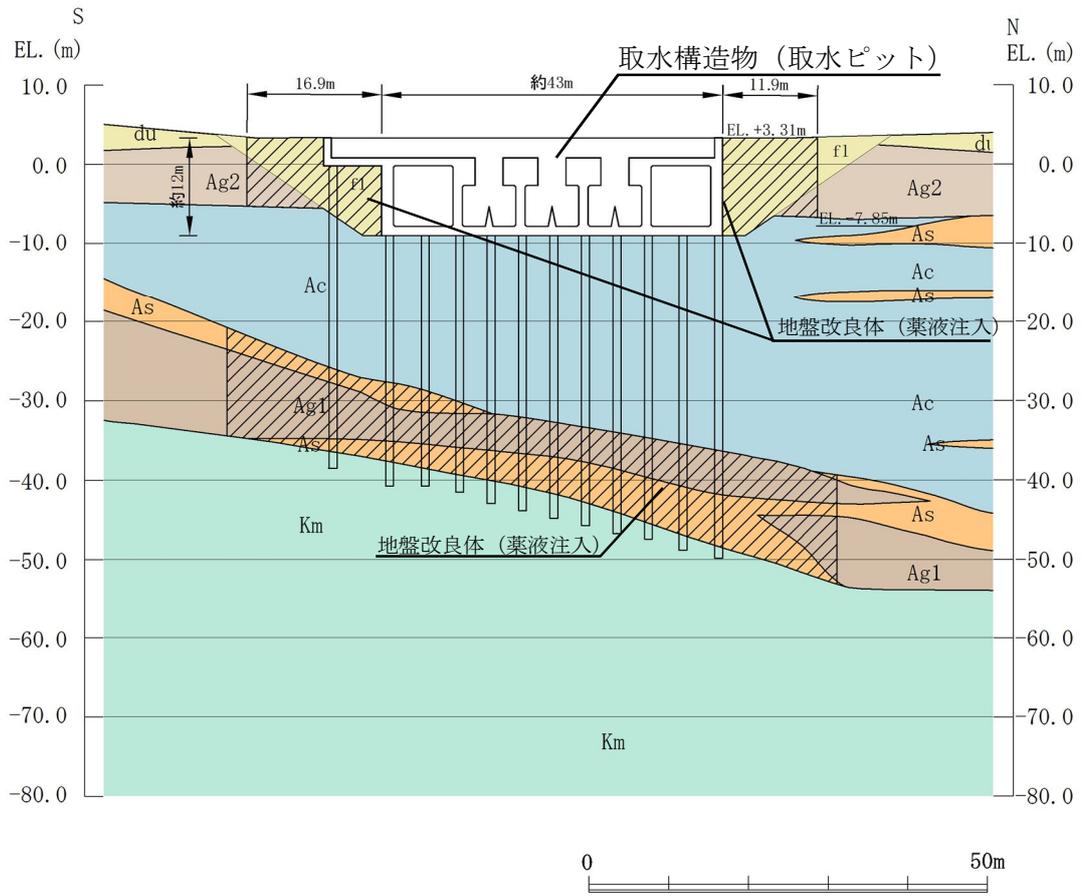


図 2.2-12 (2) 地質断面図 (④-④断面)

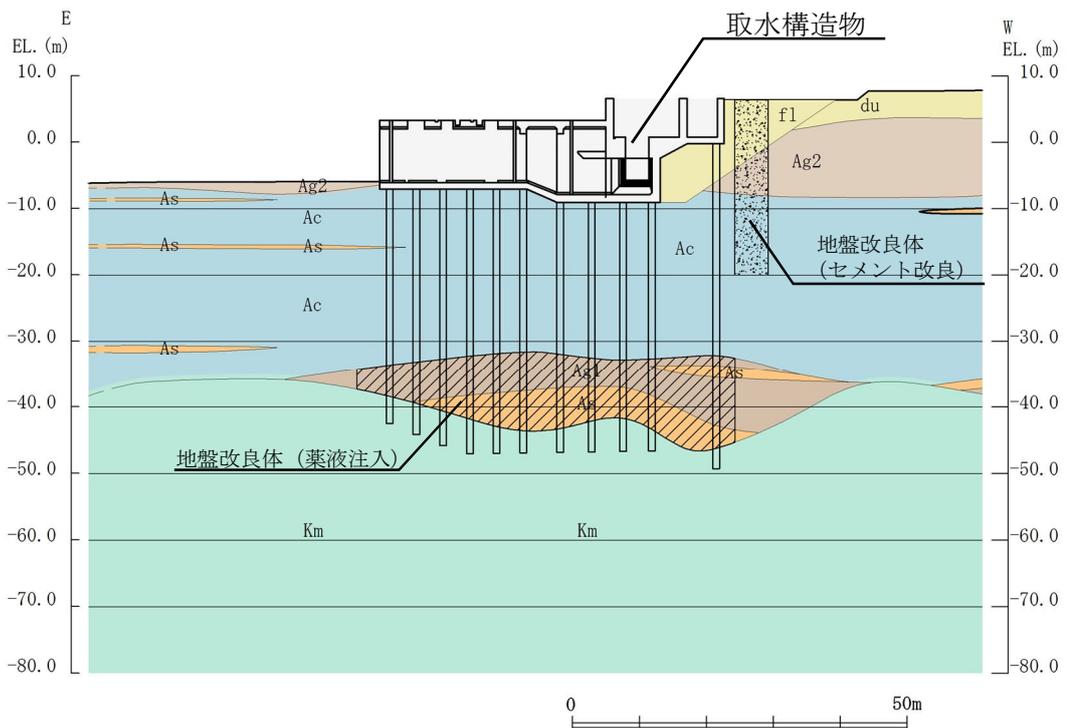


図 2.2-12 (3) 地質断面図 (⑥-⑥断面)

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 2.2-13 に示す。

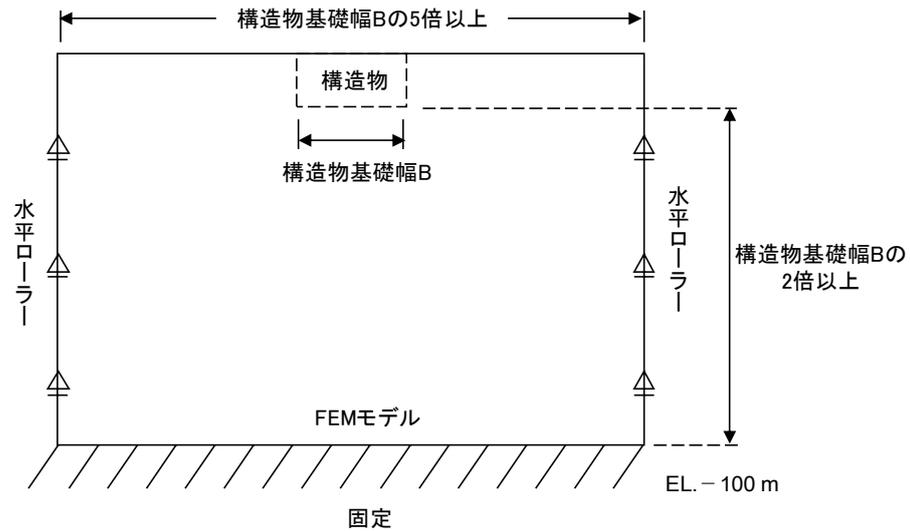


図 2.2-13 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2.2-14 に示す。

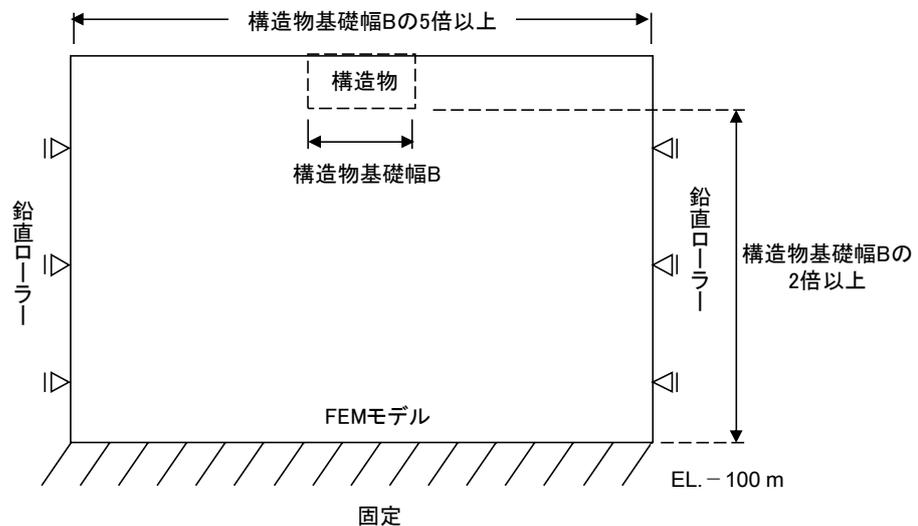


図 2.2-14 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。取水構造物の地震応答解析モデルを図 2.2-15 に示す。

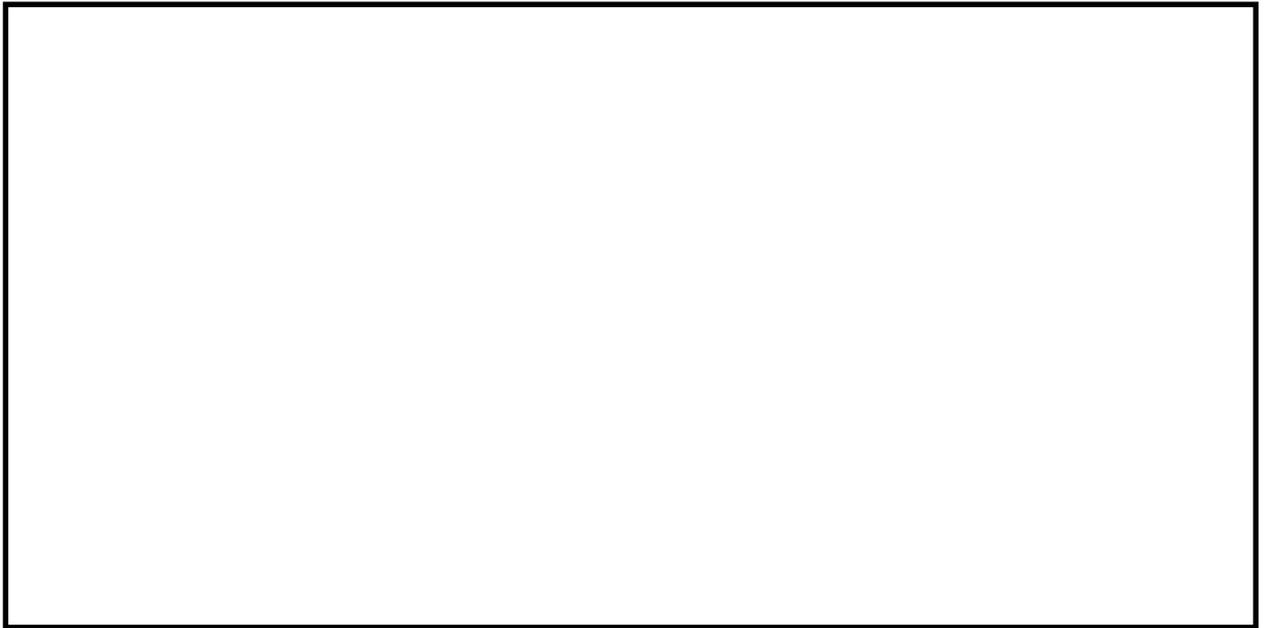


図 2.2-15 (1) 取水構造物の地震応答解析モデル (①-①断面)



図 2.2-15 (2) 取水構造物の地震応答解析モデル (④-④断面)

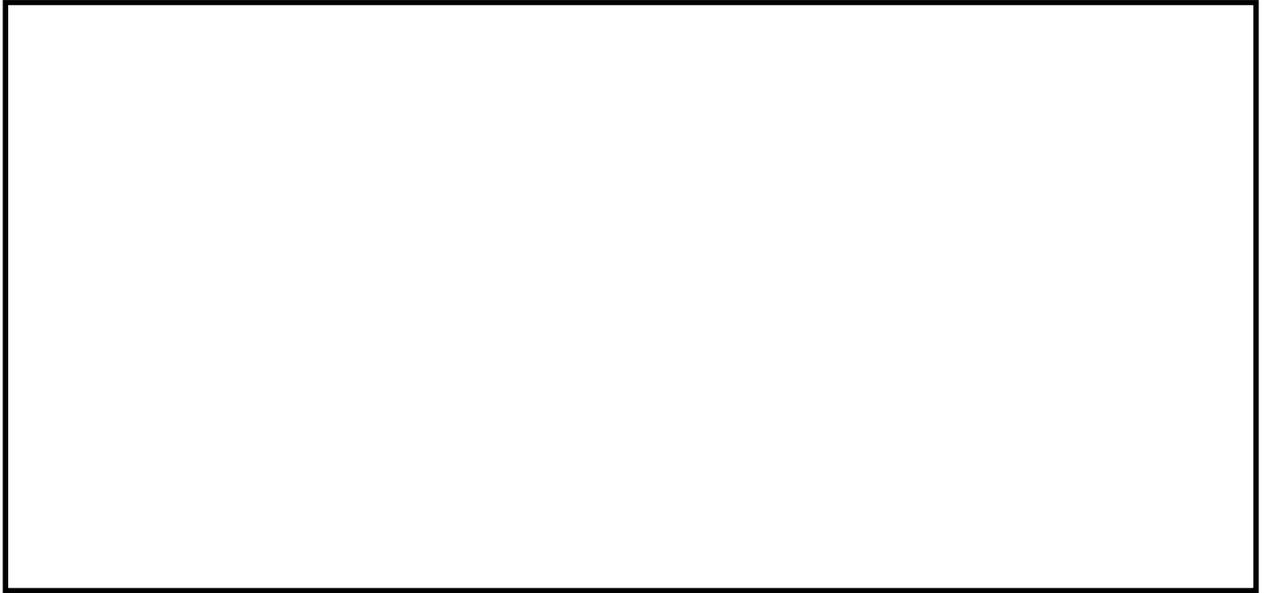


図 2.2-15 (3) 取水構造物の地震応答解析モデル (⑥-⑥断面)

(3) 構造物のモデル化

取水構造物の横断面である①-①断面及び④-④断面では、構造部材として考慮する側壁、隔壁、底版、頂版、張出部、突出部及び鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」に基づき剛域を設ける。

取水構造物の横断面である①-①断面及び④-④断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 2.2-16 に示す。



図 2.2-16 (1) 取水構造物の解析モデル (構造物部分拡大部, ①-①断面)



図 2.2-16 (2) 取水構造物の解析モデル (構造物部分拡大部, ④-④断面)

なお、④-④断面（取水ピット）において循環水ポンプを設定している中頂版は、他の部材と比較し十分な厚みを持っていることから、剛域を設定しない。④-④断面において剛域を設定しない部材についての考え方を図 2.2-17 にとりまとめる。

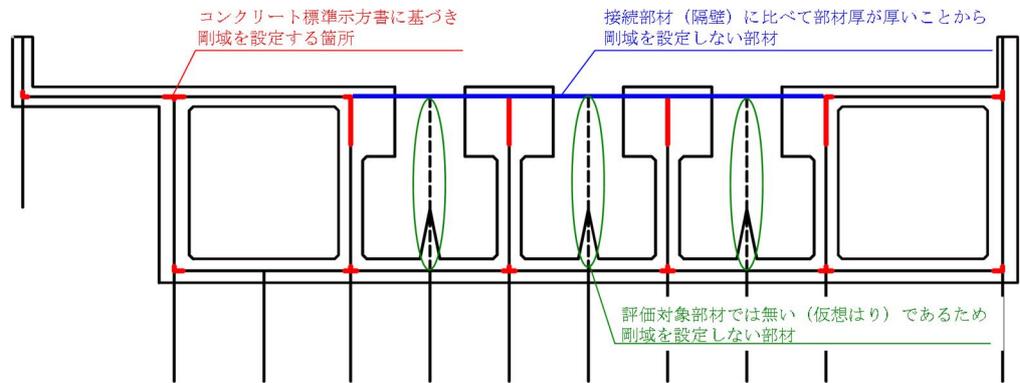


図 2.2-17 ④-④断面において剛域を設定しない部材についての考え方

また、取水構造物の頂版には設備を設置するための開口が存在する。構造物のモデル化においては、開口部分の「開口率」を算定し、これに乗じることで、等価な剛性及び重量にて部材をモデル化する。各部材における「開口率」の考え方を図 2.2-18 に示す。

$$\text{開口率} = \frac{\text{構造物の奥行き (m)} - \text{開口幅 (m)}}{\text{構造物の奥行き (m)}}$$

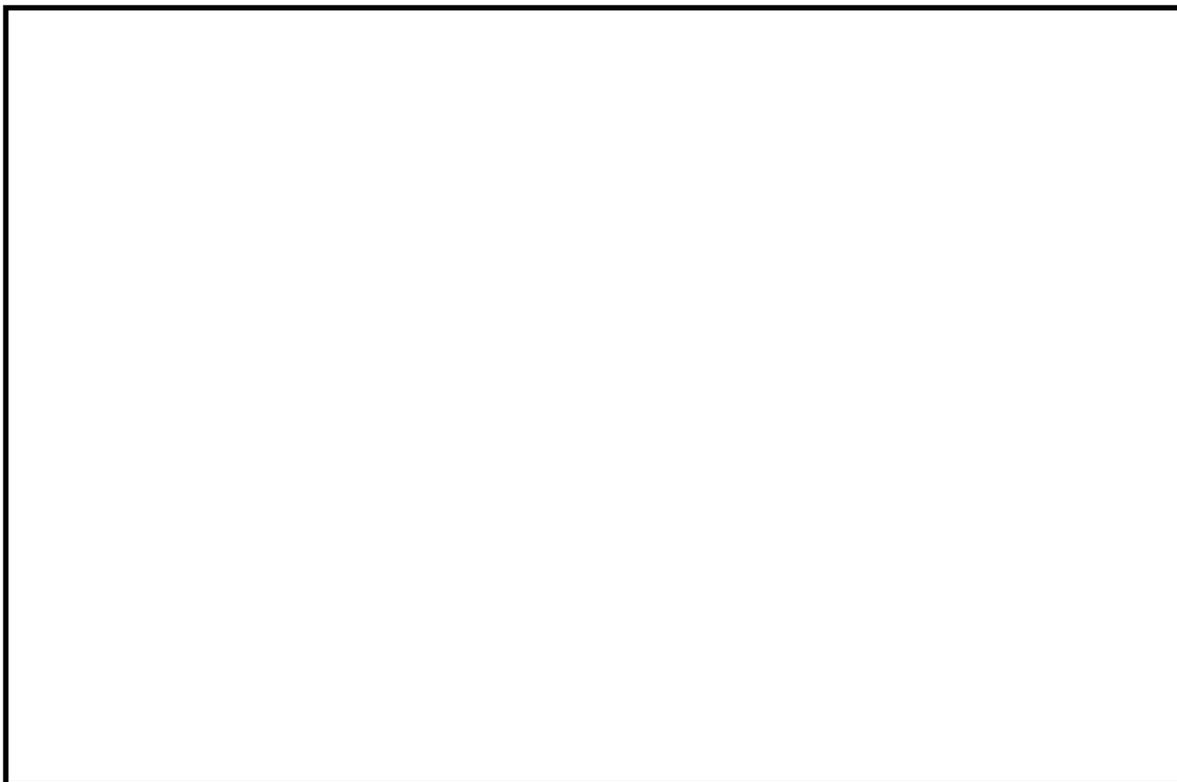


図 2.2-18 (1) 開口率の考え方 (①-①断面)

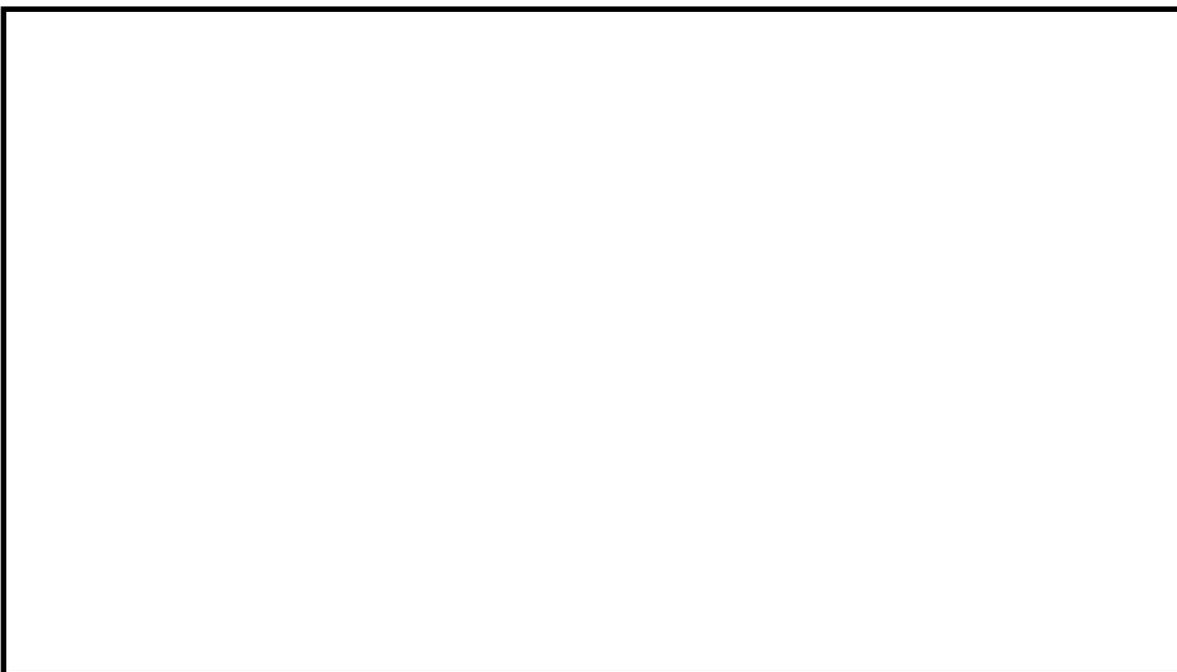


図 2.2-18 (2) 開口率の考え方 (④-④断面)

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面は、構造部材として考慮する側壁、底版及び頂版を線形はり要素で、鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。また、耐震壁の効果を期待する側壁及び隔壁については、平面ひずみ要素でモデル化する。

取水構造物の縦断面には、断面方向と平行な壁部材（側壁及び隔壁）が密に配置されることから、縦断面は、これら壁部材の耐震壁としての効果を期待できる構造的な強軸断面方向である。したがって、線形はり要素間の中空部については、壁部材の剛性を反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には、図 2.2-19 に示す通り、壁部材の全部材厚を全奥行き幅で薄めた等価剛性を持つ平面ひずみ要素を設定する。なお、解析モデル上、線形はり要素は平面ひずみ要素と節点を共有しており、十分に剛であることから、線形はり要素の交点には剛域を設けない。

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 2.2-20 に示す。

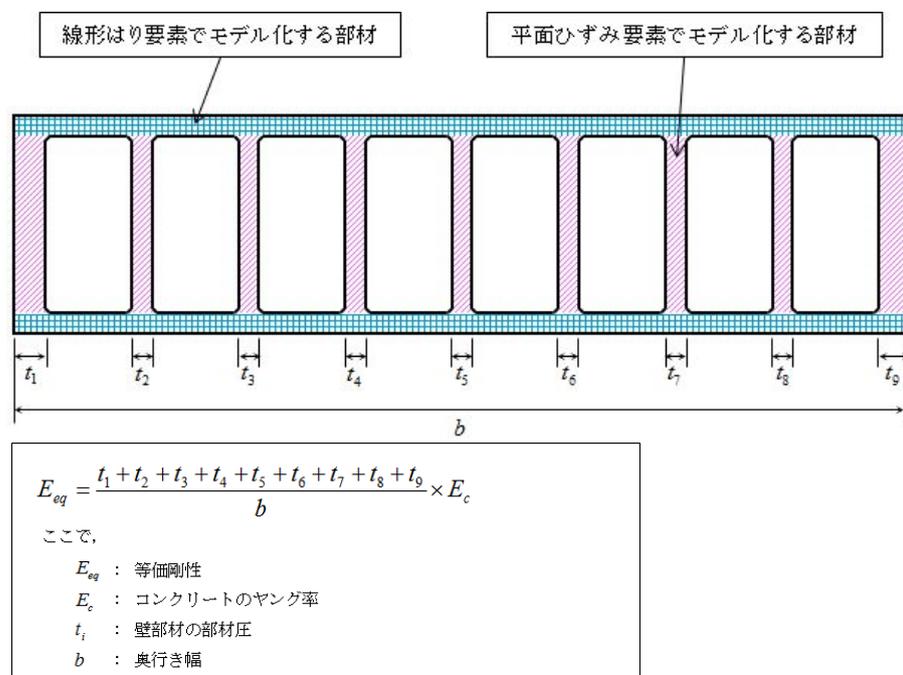


図 2.2-19 平面ひずみ要素の剛性設定の考え方

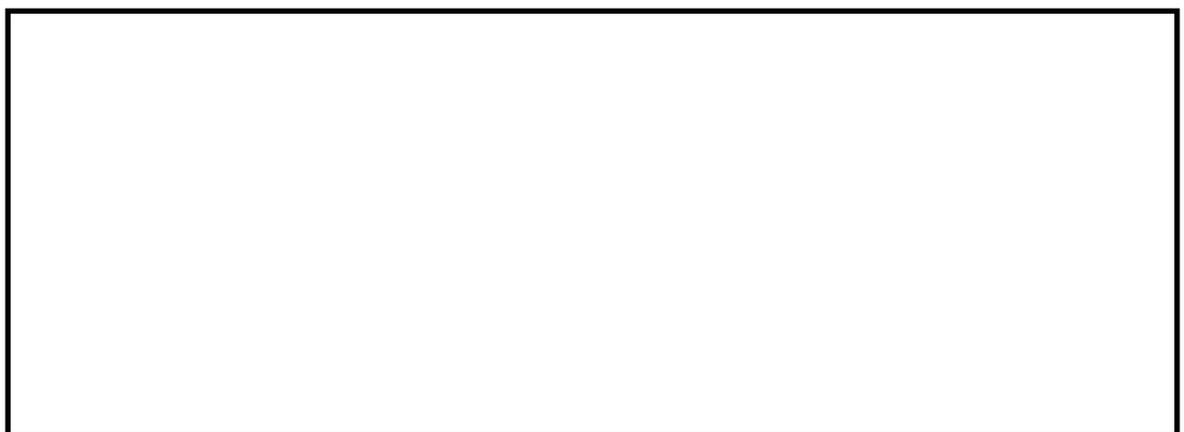


図 2.2-20 取水構造物の解析モデル（構造物部分拡大部、⑥-⑥断面）

(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 2.2-7 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 2.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

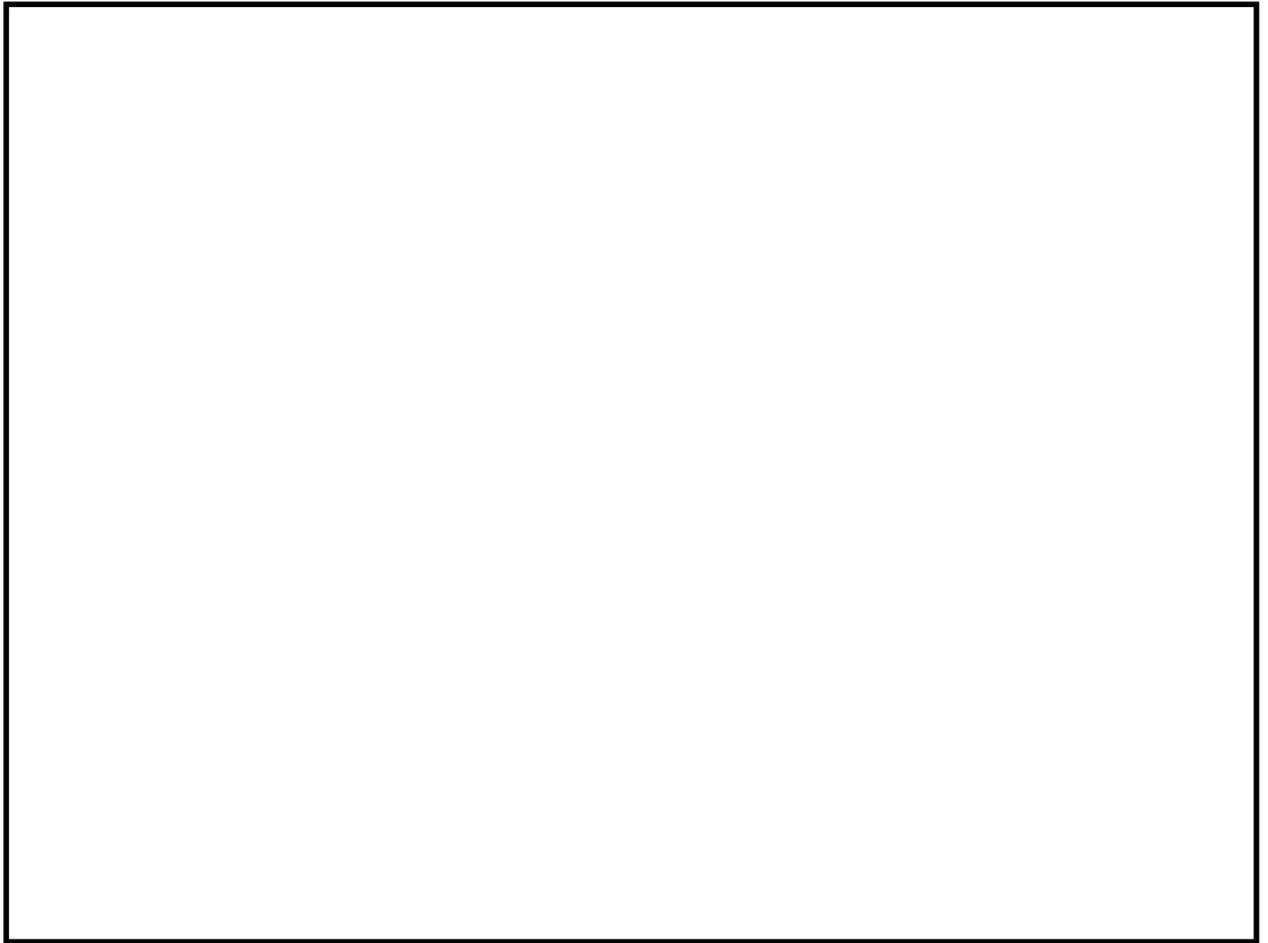
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 2.2-8 の通り設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 2.2-21 に示す。

表 2.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



— : ジョイント要素

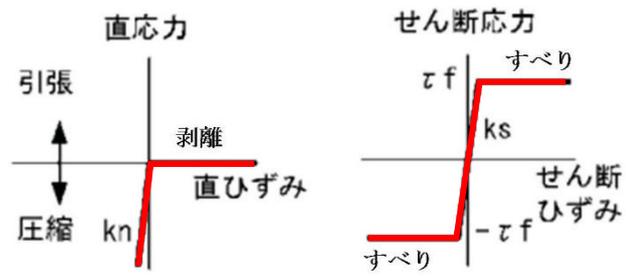


図 2.2-21 ジョイント要素の考え方

(5) 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 2.2-22 に杭-地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c, ϕ は周辺地盤の c, ϕ とする。(表 2.2-9 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 2.2-9 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

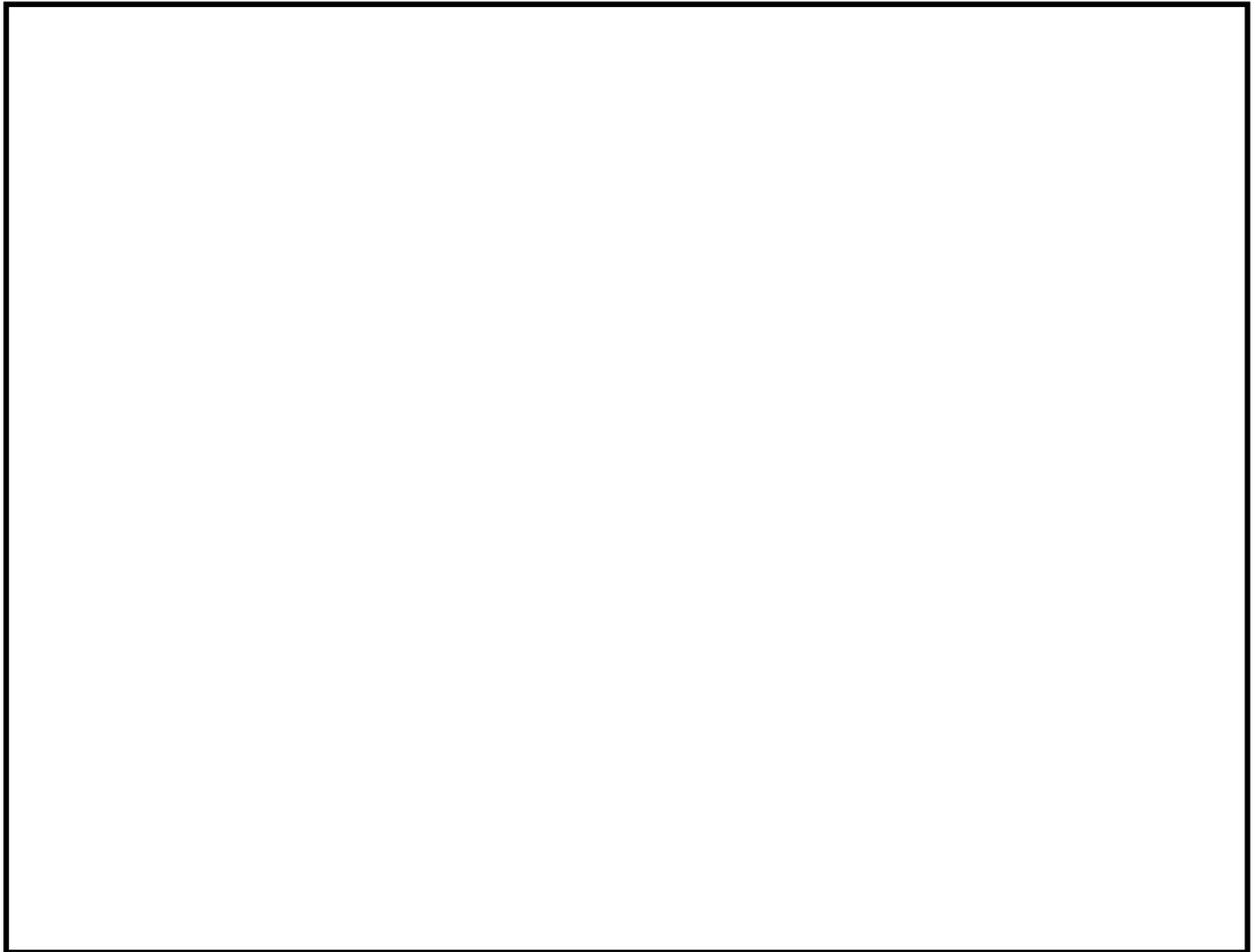
杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 2.2-10 のとおり設定する。

また、杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。

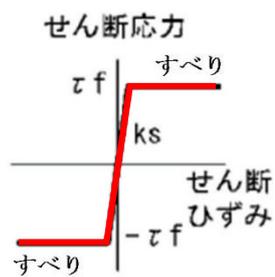
* FLIP 研究会の 14 年間の研究成果「理論編」

表 2.2-10 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



— : 杭—地盤相互作用ばね要素



(杭—地盤相互作用ばね (杭軸方向) の力学的特性)

図 2.2-22 杭—地盤相互作用ばねの考え方

(6) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 2.2-11 のとおり設定する。図 2.2-23 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 2.2-11 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

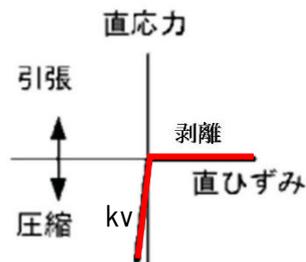


図 2.2-23 杭下端ジョイントばねの考え方

(7) ⑥-⑥断面（縦断面）における解析モデルについて

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面は、構造的な強軸断面であることから、地震応答解析において構造部材として考慮する側壁、底版及び頂板を線形はり要素にてモデル化する。

ただし、一部の躯体に対しては、上記の地震応答解析にて得られた慣性力や地震時土圧に加え、間接支持している竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した上で、終局状態に対する耐震評価を実施する方針であることから、躯体照査用の応力解析モデルを別途設定する。

⑥-⑥断面における躯体照査用の応力解析モデルについては、その詳細を参考資料 10

(10.3.2 解析モデル) に掲載する。

また、⑥-⑥断面の地震応答解析モデルについては、その用途に応じて、構造物背面の地層構成を変えた複数の解析モデルを採用している。これら複数の地震応答解析モデルについて、その詳細を参考資料 11 に掲載する。

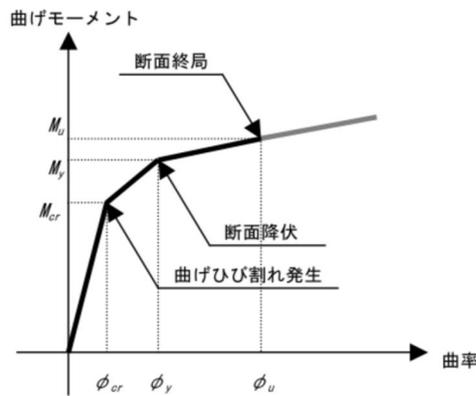
(8) 材料特性の設定

①-①断面及び④-④断面については、鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性は「コンクリート標準示方書」に準拠し設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

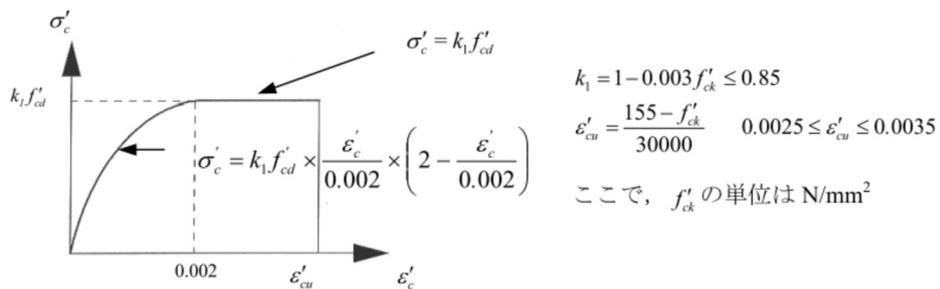
図 2.2-24 (土木学会マニュアル) に、鉄筋コンクリート部材における M-φ 関係のトリリニアモデルを示す。また、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 2.2-25 及び図 2.2-26 に示す。なお、復元力特性として修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。



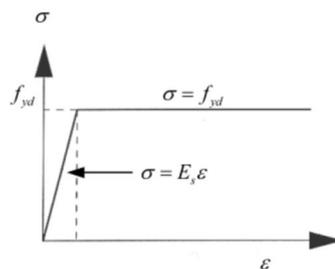
(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会 2005 年) より引用)

図 2.2-24 M-φ 関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)



(コンクリート標準示方書[設計編] ((社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 2.2-25 コンクリートの応力-ひずみ曲線



(コンクリート標準示方書[設計編] ((社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 2.2-26 鉄筋の応力-ひずみ曲線

図 2.2-27 に、鋼管杭における M- ϕ 関係のバイリニアモデルを示す。また、鋼材の非線形特性を図 2.2-28 に示す。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。

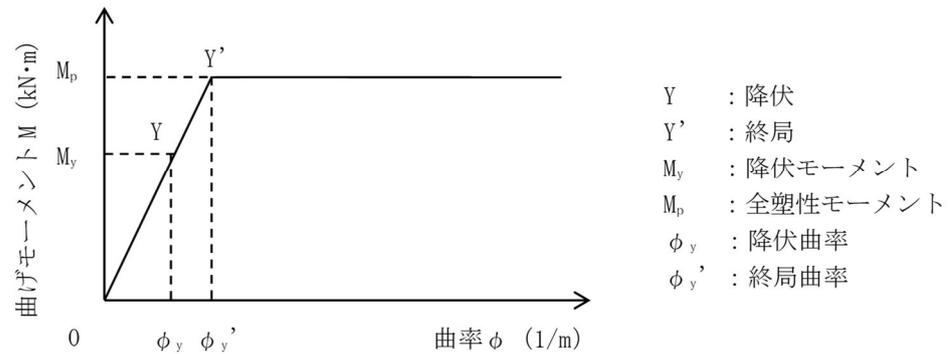


図 2.2-27 M- ϕ 関係のバイリニアモデル (鋼管杭)

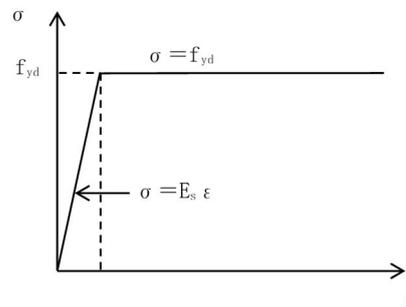


図 2.2-28 鋼材の応力-ひずみ関係

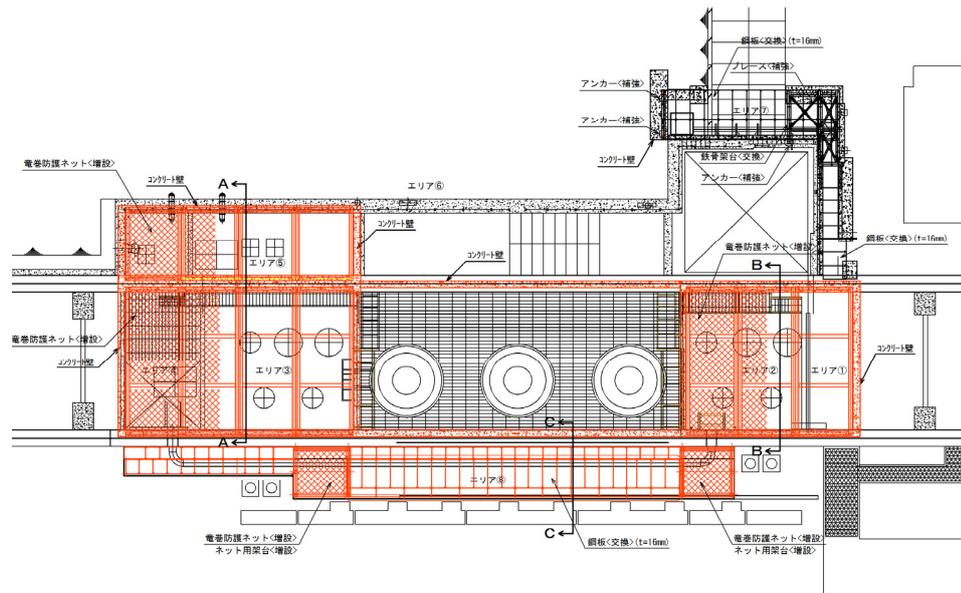
⑥-⑥断面について、鉄筋コンクリート部材は線形はり要素、耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は①-①断面及び④-④断面と同様に、非線形はり要素を用いてモデル化する。

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

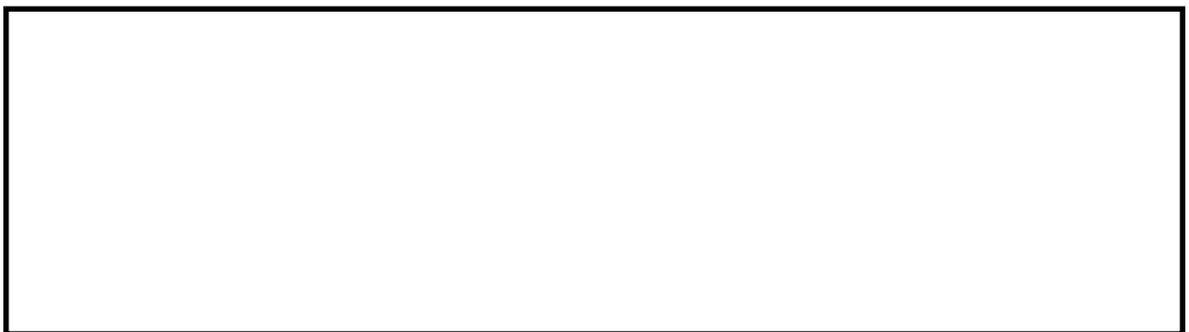
(9) 竜巻等防護設備

取水構造物のうち取水ピットには、竜巻等防護設備が設置されることから、当該構造物を考慮した地震応答解析を実施する。なお、取水ピットに設置される竜巻等防護設備の耐震安全性については、V-2-11-2-9「海水ポンプエリア竜巻防護対策施設の耐震性についての計算書」にて評価を実施している。

竜巻等防護設備の平面図及び断面図を図 2.2-29 に示す。また、取水ピットの既設 RC 部材との取り合いについての詳細を図 2.2-30 に示す。



(平面図)



(A-A断面)



(B-B断面)

(C-C断面)

図 2.2-29 竜巻等防護設備の概要図

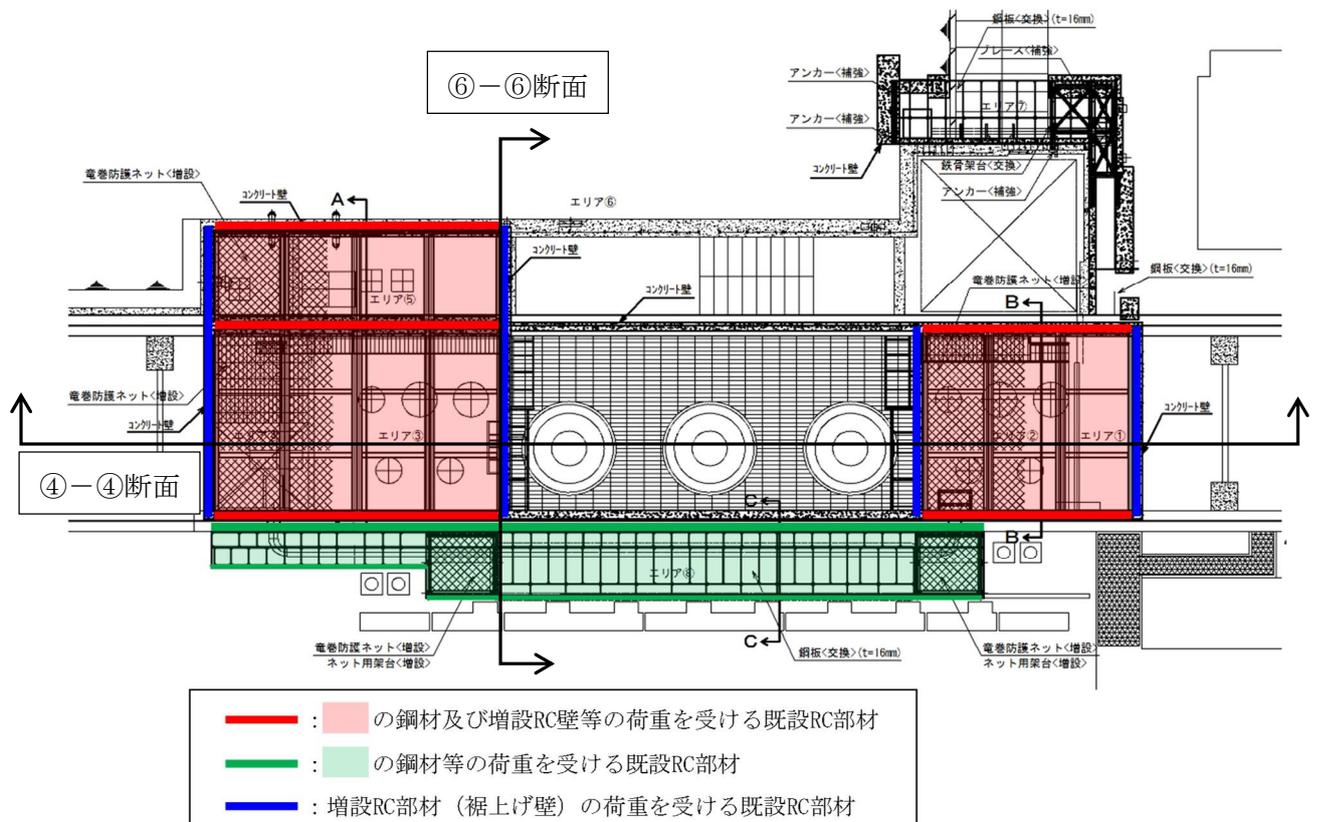


図 2.2-30 取水ピットの既設 RC 部材との取り合い

竜巻等防護設備のうち、主要構造部（赤ハッチ及び緑ハッチの区間）の荷重は、解析断面と平行方向に配置されている既設 RC 部材で受ける設計であり、④-④断面における評価対象部材である側壁、隔壁及び頂版に竜巻等防護対策の当該区間から有意な荷重は作用しない。

なお、④-④断面における評価対象部材である側壁及び隔壁については、一部の増設 RC 部材（裙上げ壁）の荷重を受ける設計としている。

以上のように、竜巻等防護設備が、取水構造物の耐震評価（④-④断面における評価対象部材）に及ぼす影響は軽微であると想定されるが、④-④断面の解析モデルにおいては、耐震評価における保守的な配慮として、これらの竜巻等防護設備を図 2.2-31 に示すように、分布質量として頂版部に作用させる。

なお、⑥-⑥断面の解析モデルにおいては、解析断面位置に相当する区間における同質量を、各支持部材に対し分担比率に応じた付加質量として考慮する。⑥-⑥断面における竜巻等防護設備の考慮方法を図 2.2-31 に示す。

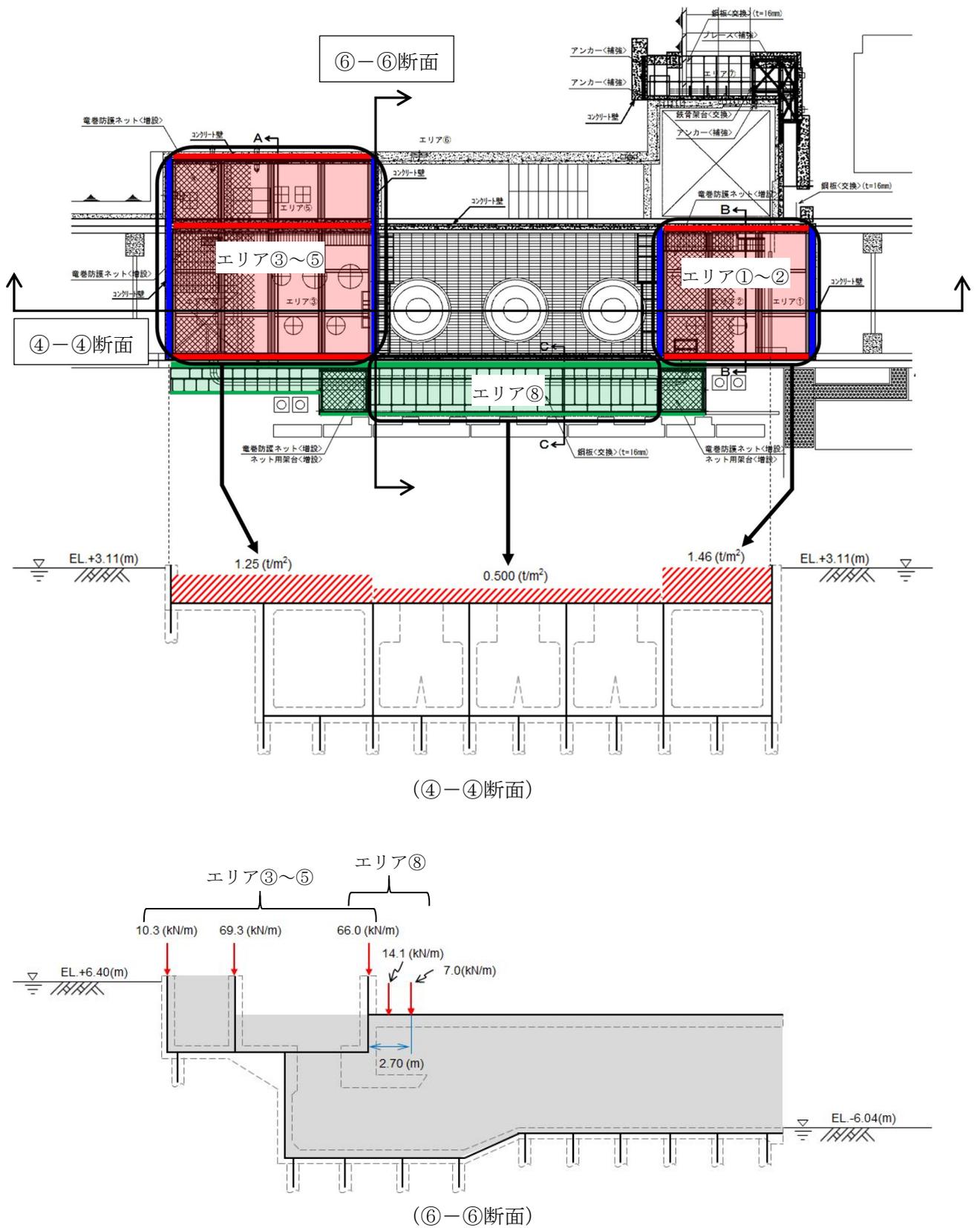


図 2. 2-31 取水構造物における竜巻等防護設備のモデル化について

2.2.10 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力により時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地震応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

非線形特性を考慮する地盤、コンクリート及び鋼材の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 2.2-32 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 2.2-12 に固有値解析結果を示す。

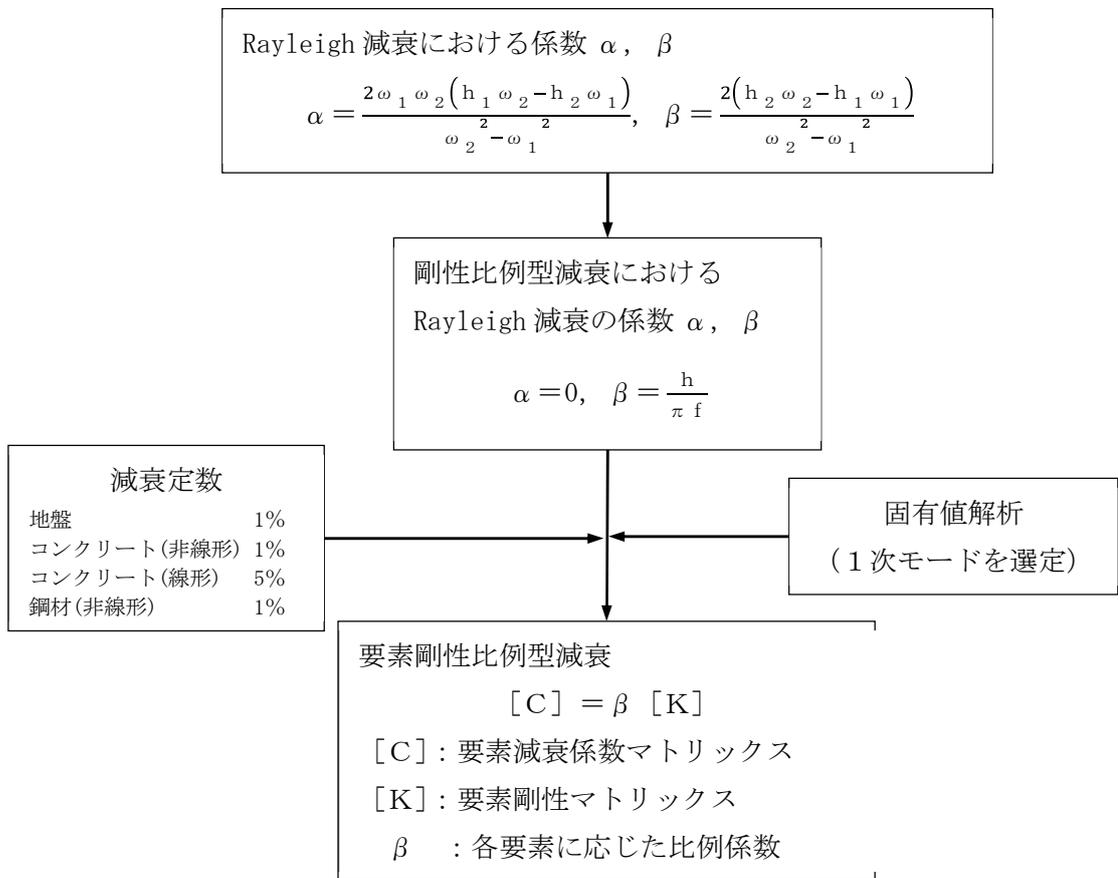


図 2.2-32 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 2.2-12 (1) 固有値解析結果
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.727	167.28	1次として採用
2	1.007	-99.57	
3	1.198	61.69	
4	1.399	-11.21	
5	1.603	-16.74	
6	1.694	1.03	
7	1.791	-32.32	
8	1.807	79.04	
9	1.928	-2.65	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.738	171.33	1次として採用
2	1.014	94.57	
3	1.217	-60.12	
4	1.411	9.07	
5	1.617	-17.39	
6	1.730	4.95	
7	1.813	63.65	
8	1.822	56.82	
9	1.937	16.69	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.731	172.50	1次として採用
2	0.839	64.15	
3	1.000	53.20	
4	1.098	-39.75	
5	1.168	19.90	
6	1.295	-1.35	
7	1.393	11.13	
8	1.487	-17.50	
9	1.550	-5.49	

表 2.2-12 (2) 固有値解析結果
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.783	178.58	1次として採用
2	1.051	-96.69	
3	1.286	-39.98	
4	1.523	-5.44	
5	1.739	18.58	
6	1.823	8.12	
7	1.857	39.40	
8	1.904	72.46	
9	2.018	1.00	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.793	183.05	1次として採用
2	1.058	-88.16	
3	1.300	42.89	
4	1.531	-3.57	
5	1.748	-20.43	
6	1.839	-13.61	
7	1.878	-50.89	
8	1.924	63.29	
9	2.036	16.10	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.774	177.97	1次として採用
2	0.899	70.20	
3	1.075	-53.87	
4	1.185	-37.13	
5	1.265	18.50	
6	1.404	-2.18	
7	1.508	-16.02	
8	1.604	-30.44	
9	1.665	-21.89	

表 2.2-12 (3) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	156.52	1次として採用
2	0.945	-91.21	
3	1.126	85.89	
4	1.266	-20.95	
5	1.449	15.34	
6	1.552	-11.34	
7	1.676	-58.95	
8	1.730	56.54	
9	1.794	24.90	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.674	159.43	1次として採用
2	0.952	-89.43	
3	1.140	83.07	
4	1.277	19.72	
5	1.462	15.53	
6	1.597	-9.88	
7	1.701	67.85	
8	1.732	-43.47	
9	1.802	33.53	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.679	167.27	1次として採用
2	0.768	55.00	
3	0.918	51.70	
4	1.000	-42.21	
5	1.066	19.08	
6	1.179	0.39	
7	1.273	-8.65	
8	1.358	10.62	
9	1.402	-2.93	

表 2.2-12 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.696	169.59	1次として採用
2	0.913	-84.68	
3	1.016	27.26	
4	1.113	31.37	
5	1.332	20.01	
6	1.402	37.06	
7	1.569	3.74	
8	1.677	-40.48	
9	1.723	46.76	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.703	173.27	1次として採用
2	0.913	78.68	
3	1.089	30.65	
4	1.132	-12.97	
5	1.321	28.91	
6	1.375	-33.04	
7	1.568	-5.22	
8	1.661	-37.52	
9	1.707	18.50	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.689	157.82	1次として採用
2	0.803	-82.93	
3	0.931	-56.13	
4	1.046	41.49	
5	1.100	-31.92	
6	1.205	9.63	
7	1.299	16.66	
8	1.371	-23.71	
9	1.413	-9.39	

2.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

風荷重及び風荷重以外の変動荷重（温度荷重）については、発電所の立地特性や取水構造物が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、取水構造物は、地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 2.2-13 に示す。

地震時に取水構造物に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 2.2-13 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	○	・竜巻等防護設備の荷重を考慮
		静止土圧	○	・常時応力解析により算定
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
		内水圧	○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない	
	風荷重	—	・地中に埋設された構造物であるため、考慮しない	
偶発荷重（地震荷重）	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重のうち内水圧と同様 ・地震時動水圧を付加質量により考慮	

(1) 機器・配管荷重

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における機器・配管荷重を図 2.2-33 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

左右の側壁には潮位計を，頂版には3つのスクリーン（固定スクリーン，トラベリングスクリーン，回転バースクリーン）のうち，最も重い回転バースクリーンを考慮する。

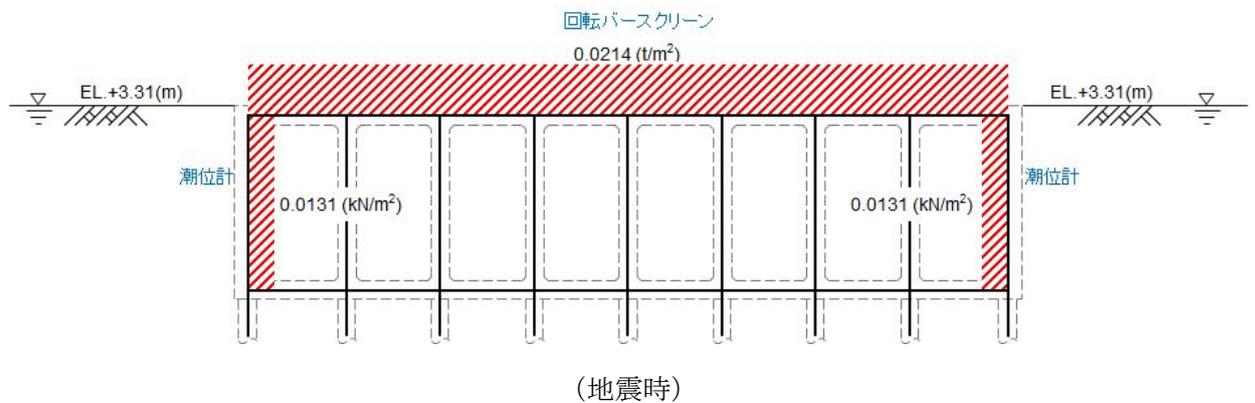
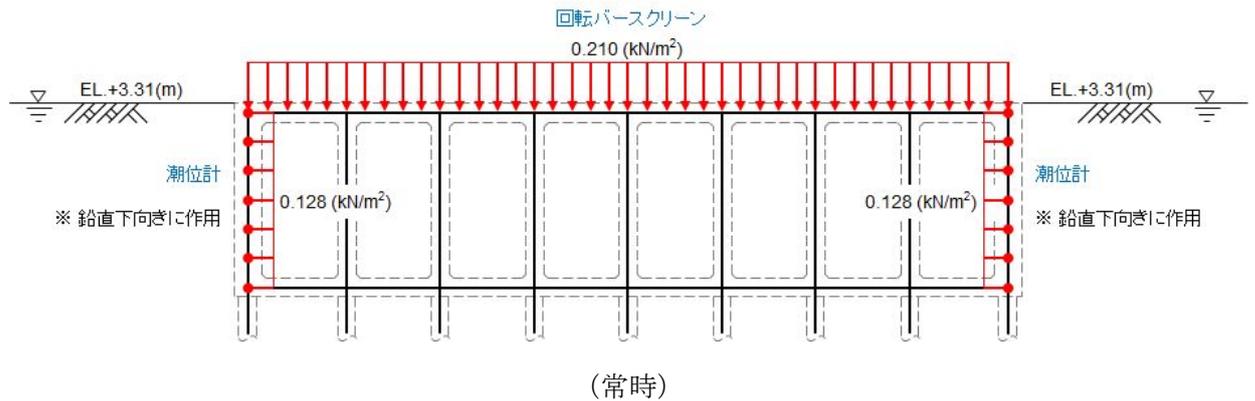


図 2.2-33 機器・配管荷重図（①-①断面）

b. ④-④断面（取水ピット）

④-④断面における機器・配管荷重図を図 2.2-34 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。頂版には非常用海水ポンプ及びCWポンプを考慮する。

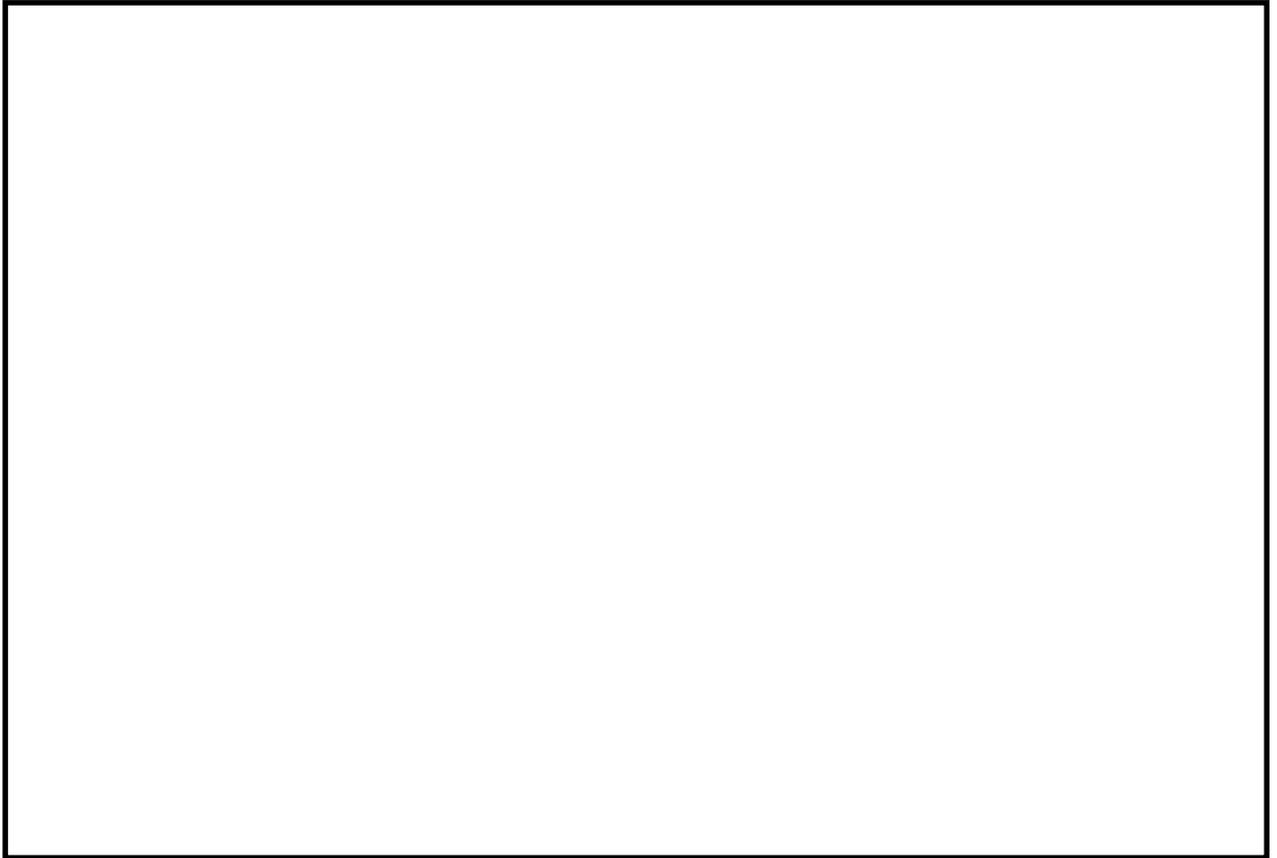


図 2.2-34 機器・配管荷重図（④-④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断図）

⑥-⑥断面における機器・配管荷重図を図 2.2-35 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

頂版には，比較的大きな荷重となる設備として，非常用海水ポンプ，止水機構，スクリーン（回転バースクリーン，トラベリングスクリーン）を考慮する。また，側壁には潮位計を考慮する。



図 2.2-35 機器・配管荷重図（⑥-⑥断面）

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として， $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

(3) 内水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

a. ①-①断面（取水路）

図 2.2-36 に、①-①断面における内水圧図を示す。

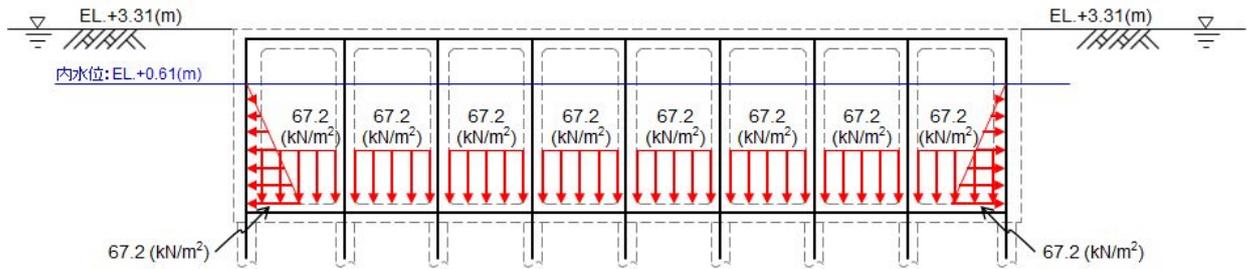


図 2.2-36 内水圧図（①-①断面）

b. ④-④断面（取水ピット）

図 2.2-37 に、④-④断面における内水圧図を示す。

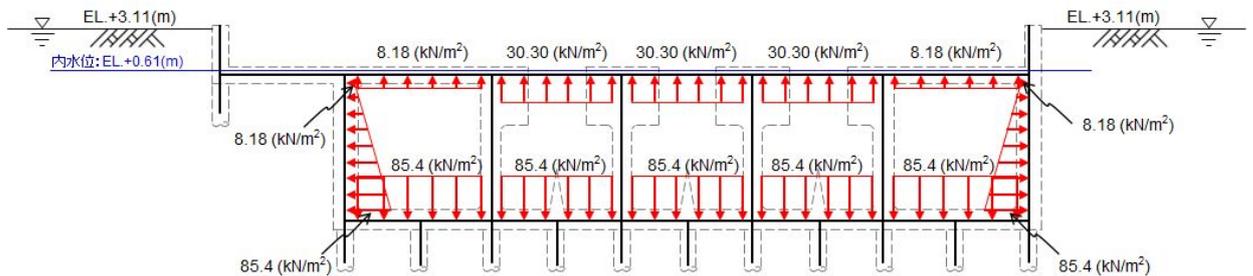


図 2.2-37 内水圧図（④-④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断面）

図 2.2-38 に、⑥-⑥断面における内水圧図を示す。

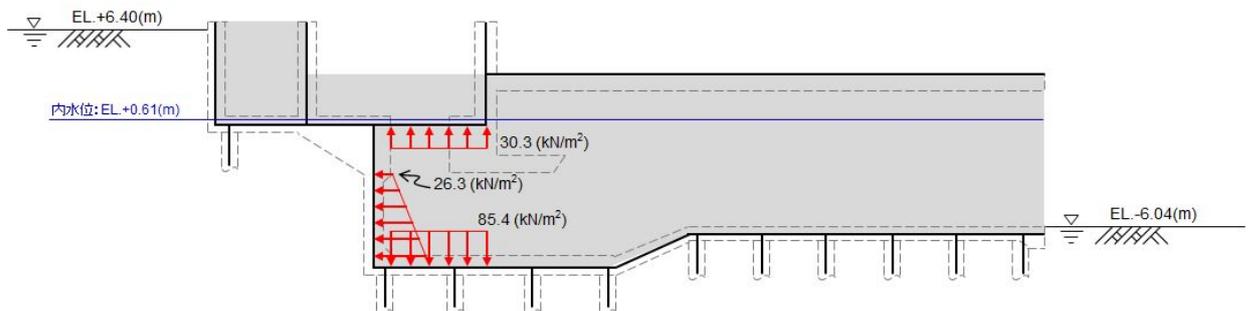


図 2.2-38 内水圧図（⑥-⑥断面）

(4) 雪荷重

雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施行細則 第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1cmあたりの荷重を $20\text{N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30cmとしていることから、積雪荷重は 600N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である 0.21kN/m^2 を考慮する。

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における雪荷重図を図2.2-39に示す。

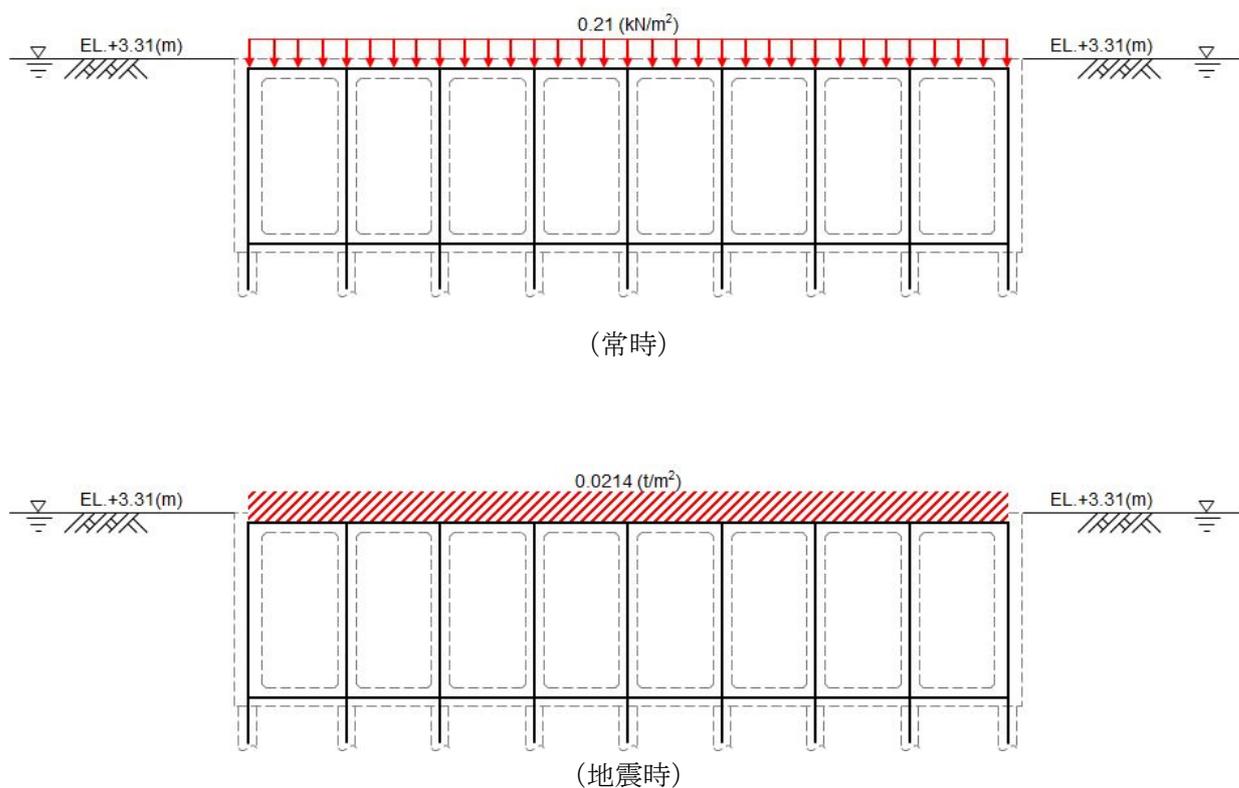


図2.2-39 雪荷重図（①-①断面）

b. ④-④断面（取水ピット）

④-④断面における雪荷重図を図 2.2-40 に示す。

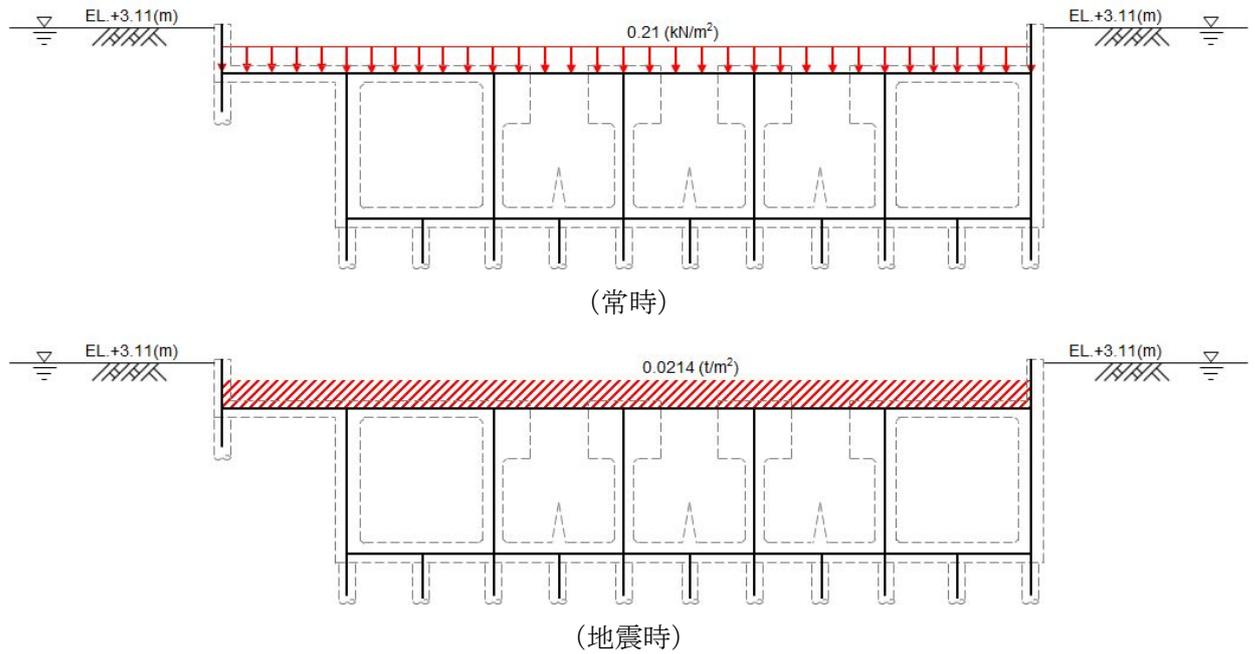


図 2.2-40 雪荷重図（④-④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断面）

⑥-⑥断面における雪荷重図を図 2.2-41 に示す。

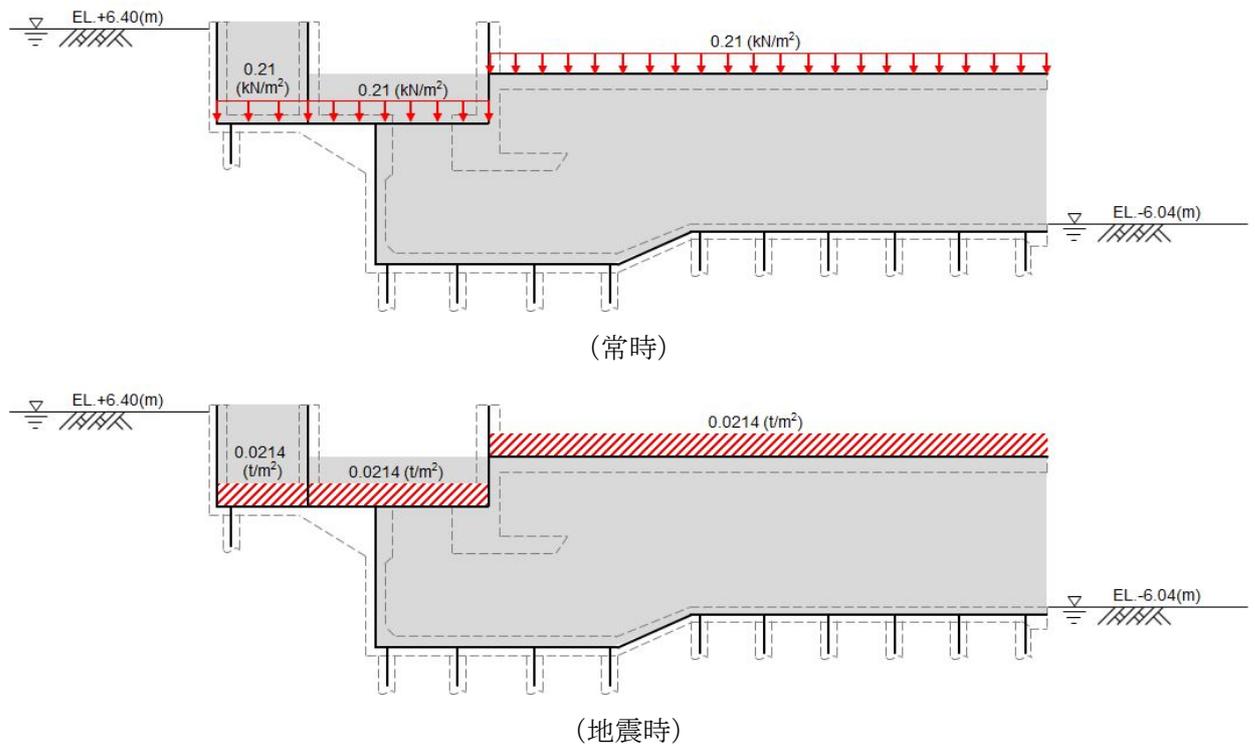


図 2.2-41 雪荷重図（⑥-⑥断面）

(5) 動水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における動水圧図を図 2.2-42 に示す。

①-①断面には自由水面が存在するため、Westergaard 式による動水圧を設定する。

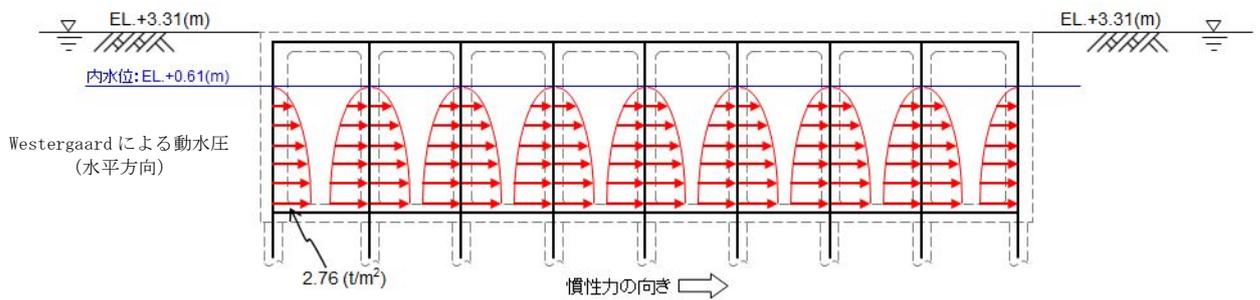


図 2.2-42 (1) 水平動による動水圧図（①-①断面）

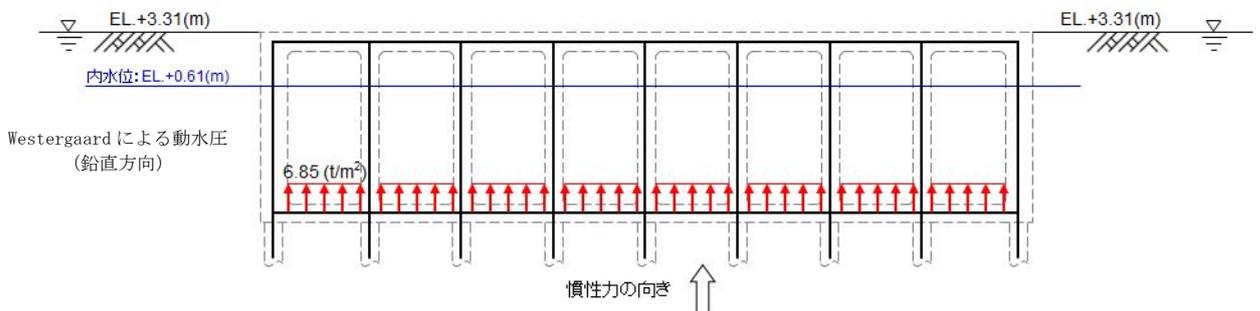


図 2.2-42 (2) 鉛直動による動水圧図（①-①断面）

b. ④-④断面（取水ピット）

④-④断面における動水圧図を図 2.2-43 に示す。

④-④断面は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

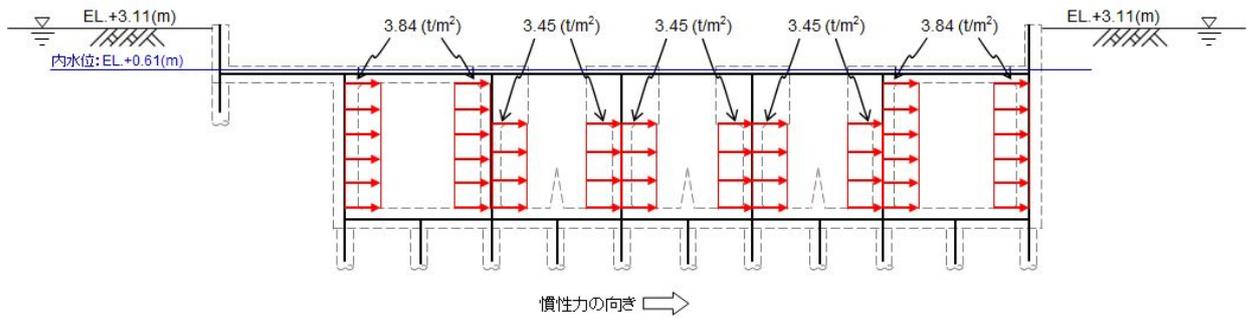


図 2.2-43 (1) 水平動による動水圧図（④-④断面）

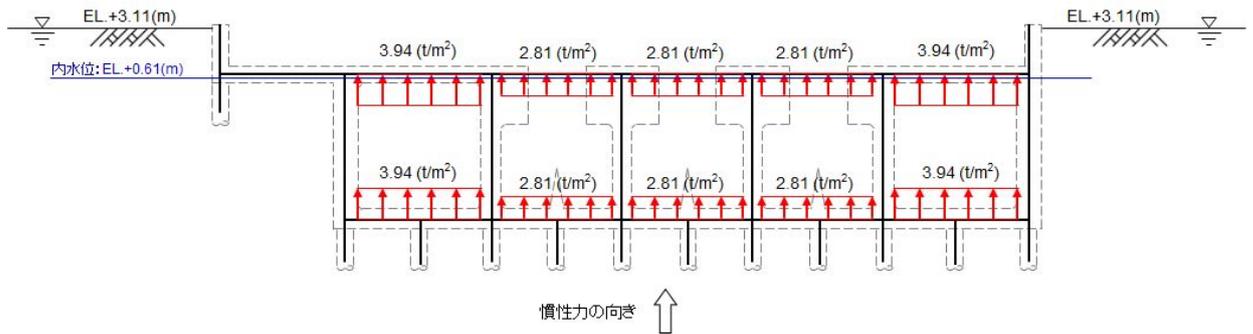


図 2.2-43 (2) 鉛直動による動水圧図（④-④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断面）

⑥-⑥断面における動水圧図を図 2.2-44 に示す。

⑥-⑥断面は取水ピットと取水路にまたがる縦断面であるが、取水路については、海に開放されており、かつ自由水面が存在する区間であることから動水圧は考慮しない。一方で、取水ピットは満水状態であり、かつ側壁には水平動による動水圧が作用すると考えられるため、これを考慮する。

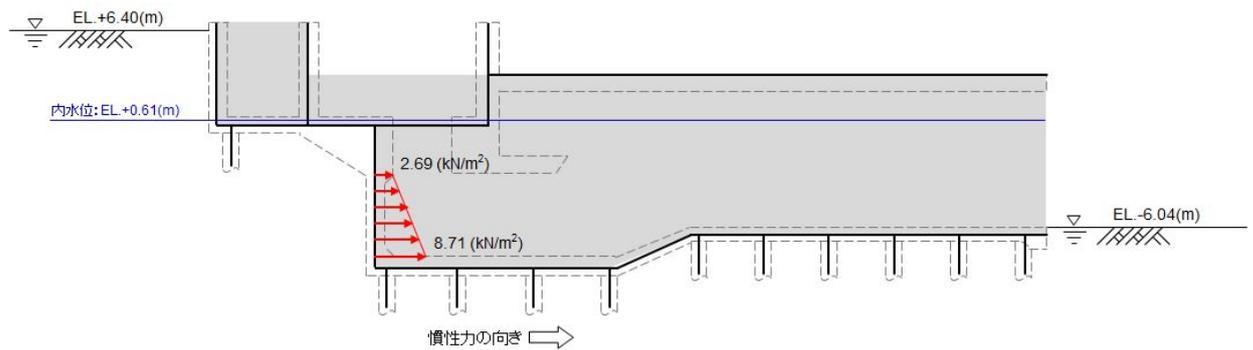


図 2.2-44 (1) 水平動による動水圧図（⑥-⑥断面）

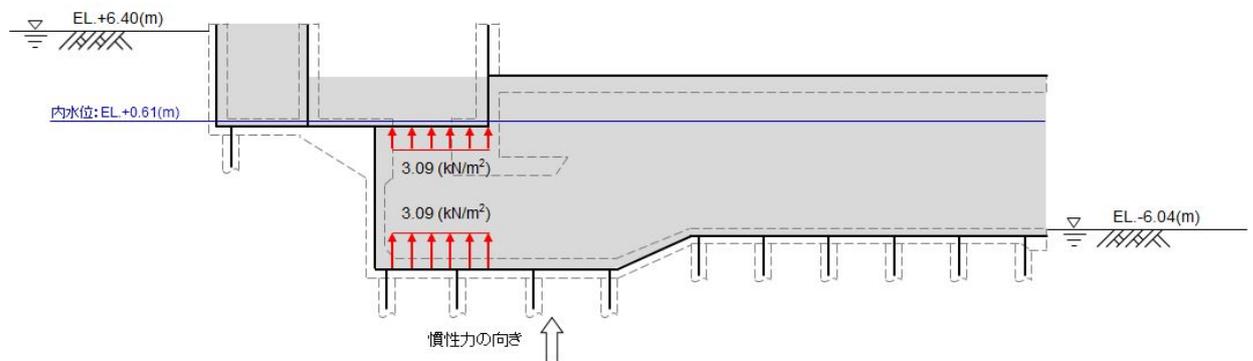


図 2.2-44 (2) 鉛直動による動水圧図（⑥-⑥断面）

(6) 竜巻等防護設備

竜巻等防護設備の荷重は解析の単位奥行き(1m)あたりの荷重および付加質量として考慮する。

a. ④-④断面(取水ピット)

④-④断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2-45 に示す。

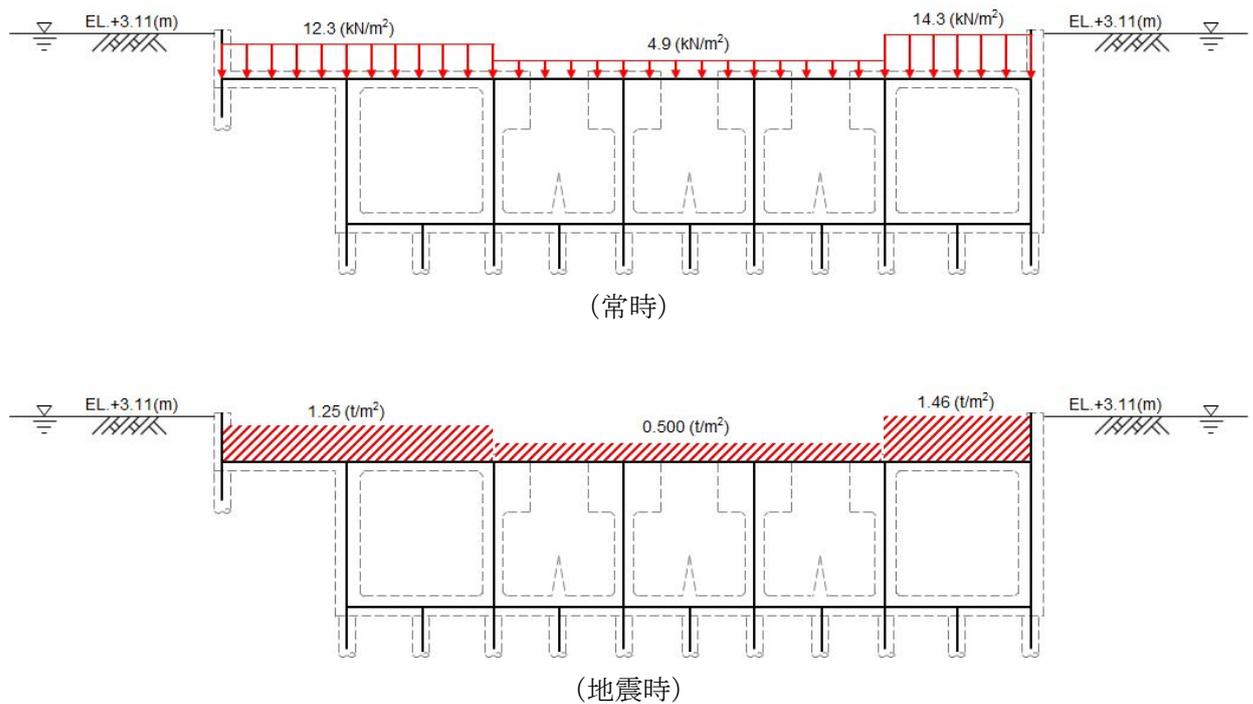


図 2.2-45 竜巻等防護設備の荷重図(④-④断面)

b. ⑥-⑥断面（縦断図）

⑥-⑥断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2-46 に示す。

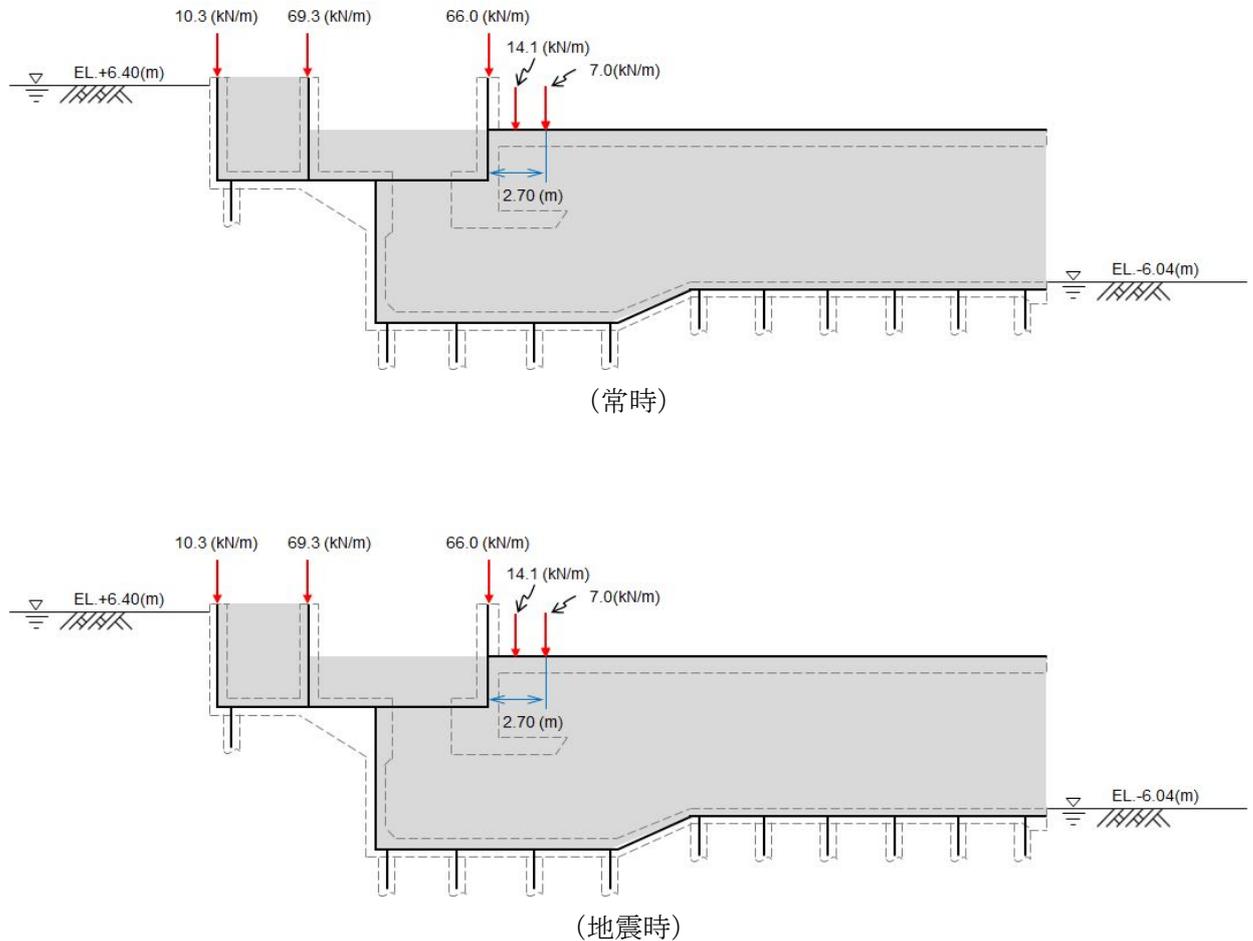


図 2.2-46 竜巻等防護設備の荷重図（⑥-⑥断面）

c. 竜巻等防護設備からの地震時反力

⑥-⑥断面の躯体においては、上記 b. に記載した付加質量に加えて、竜巻等防護設備から作用する地震時反力を適切に考慮した耐震評価を実施する。竜巻等防護設備からの地震時反力について、その考慮方法を参考資料 10（10.3.3 荷重）に示す。

2.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 2.2-14 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 2.2-47 に示す。

表 2.2-14 耐震設計における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

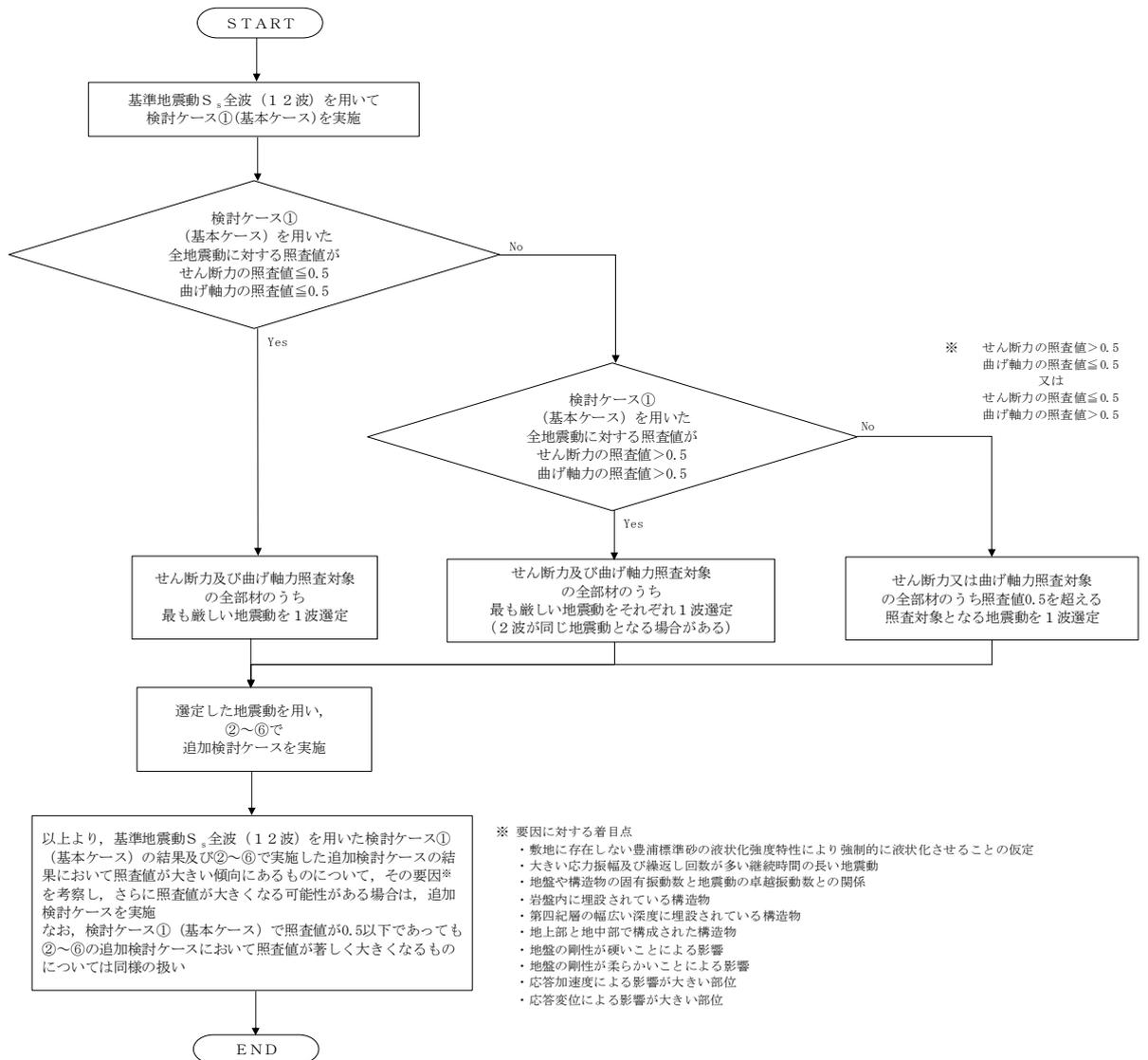


図 2.2-47 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 2.2-15 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 2.2-15 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	S_s-D1	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	S_s-11			実施	
	S_s-12			実施	
	S_s-13			実施	
	S_s-14			実施	
	S_s-21			実施	
	S_s-22			実施	
S_s-31	(H+V+)		実施		
	(H-V+)		実施		

2.3 評価内容

2.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 2.3-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 2.3-2 に示す。入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお、基準地震動 S_s のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

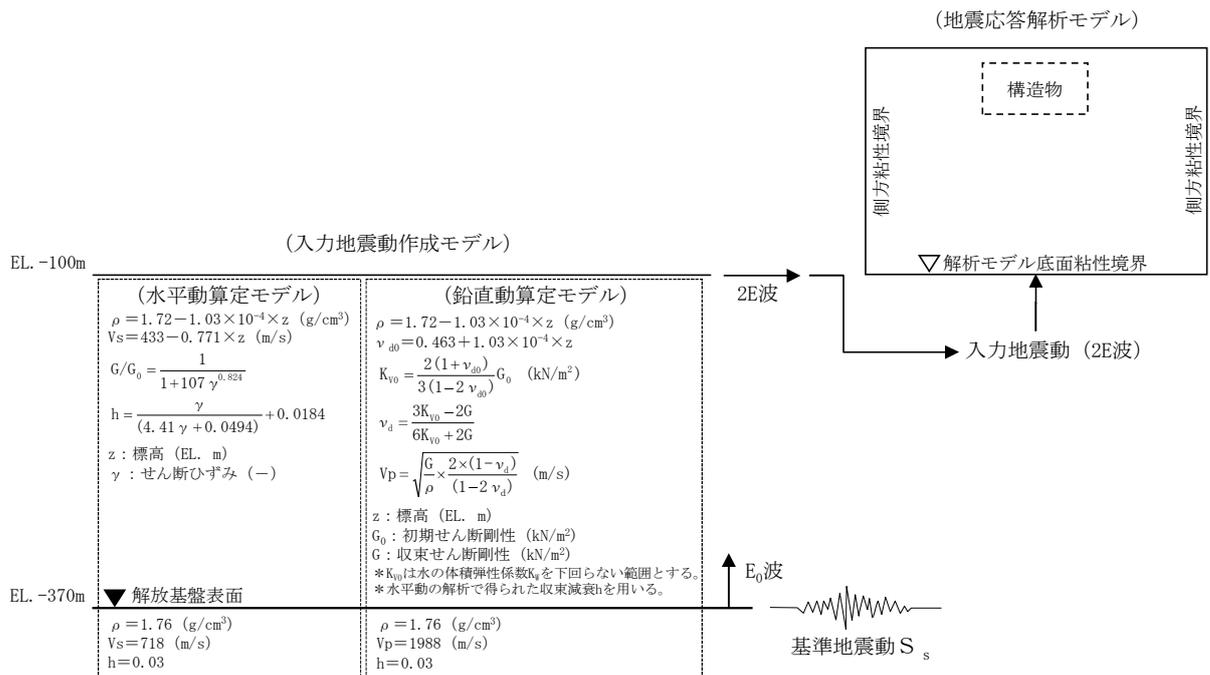
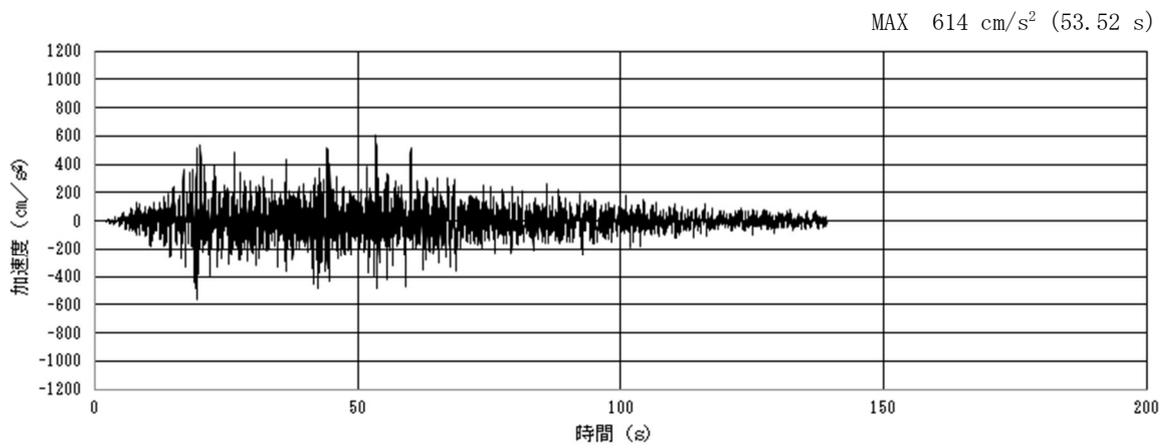
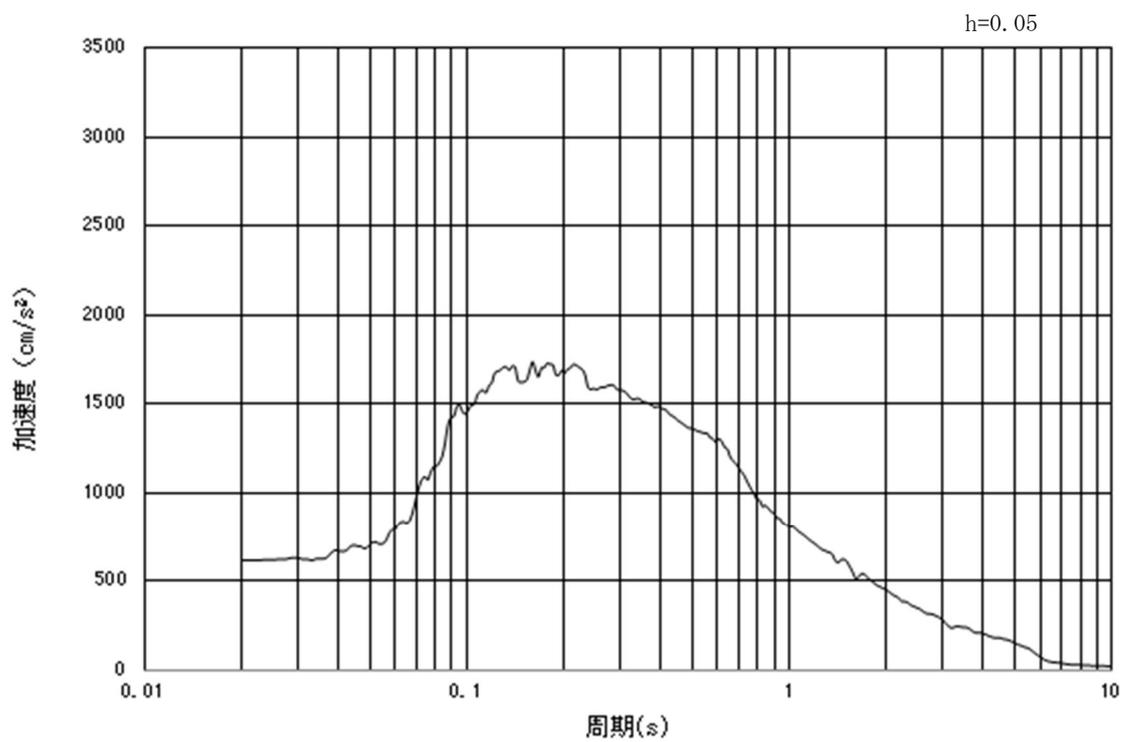


図 2.3-1 入力地震動算定の概念図

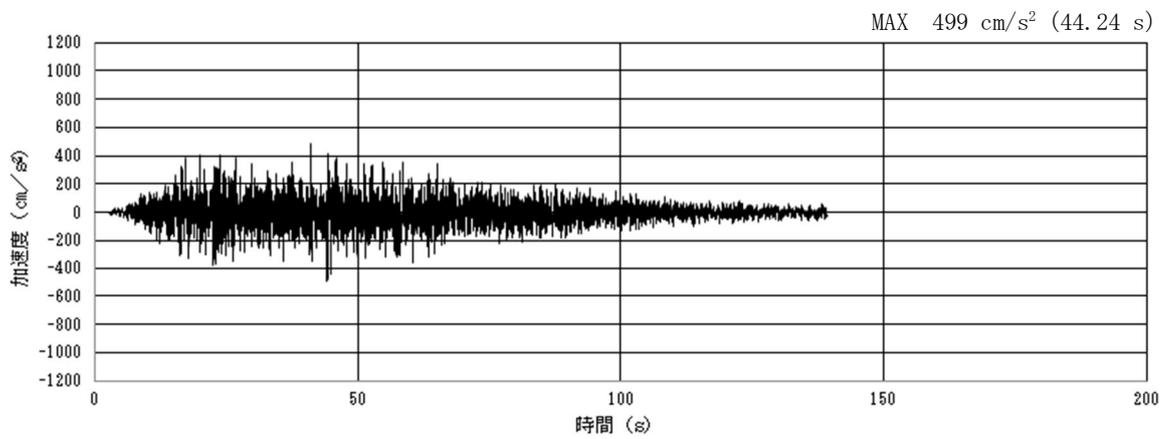


(a) 加速度時刻歴波形

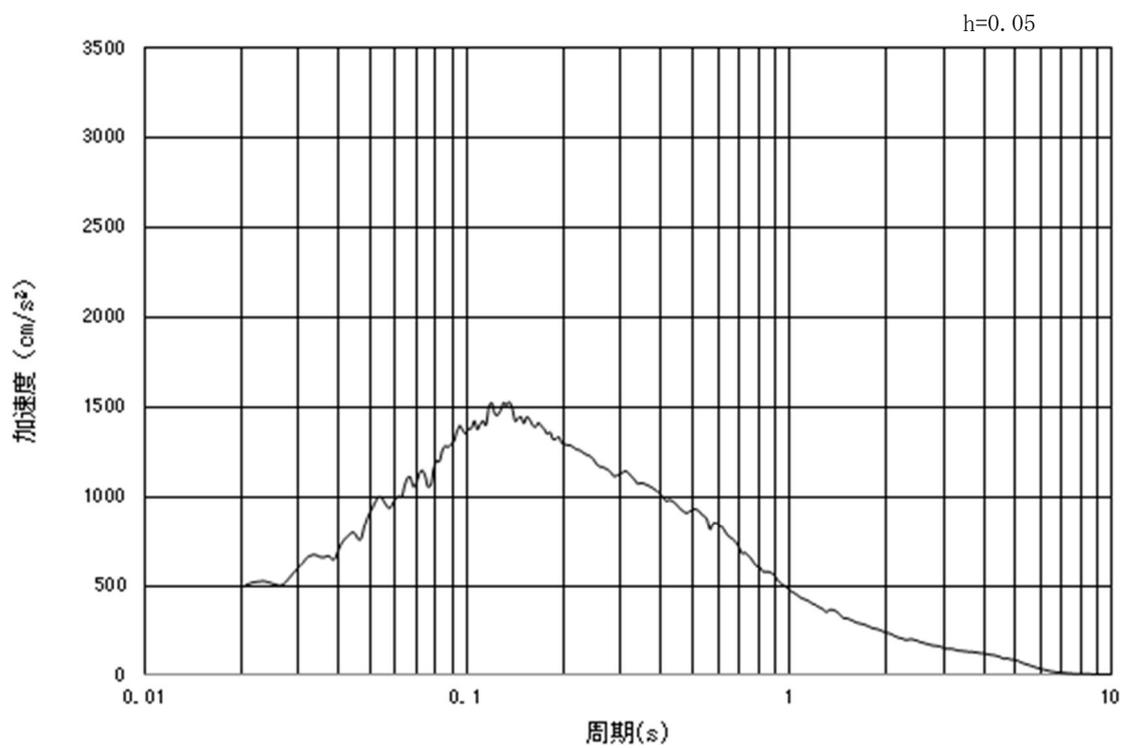


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-D1)

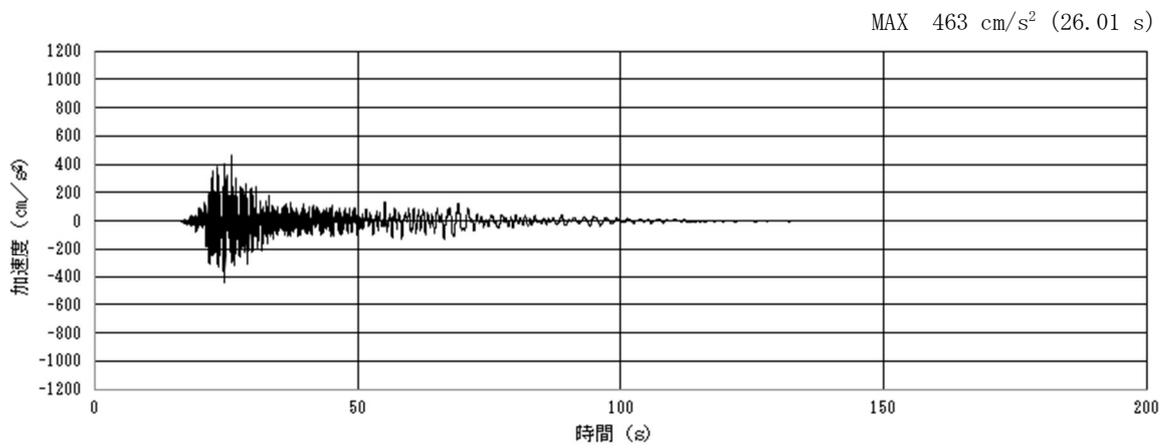


(a) 加速度時刻歴波形

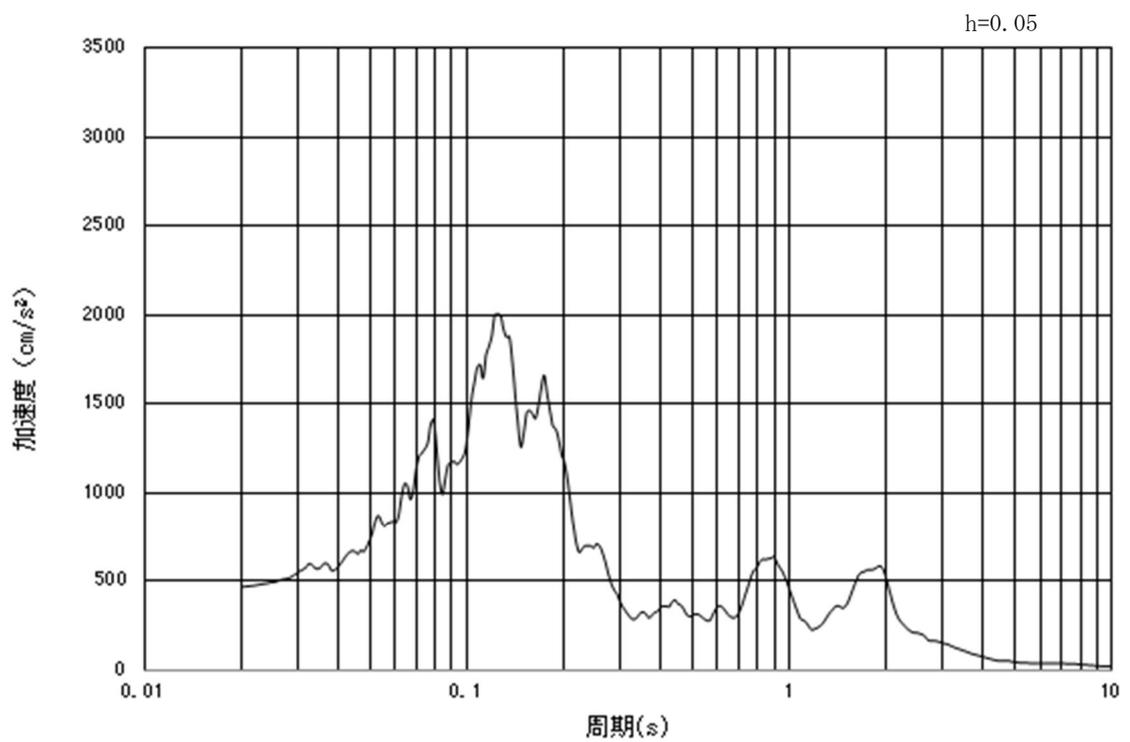


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-D1)

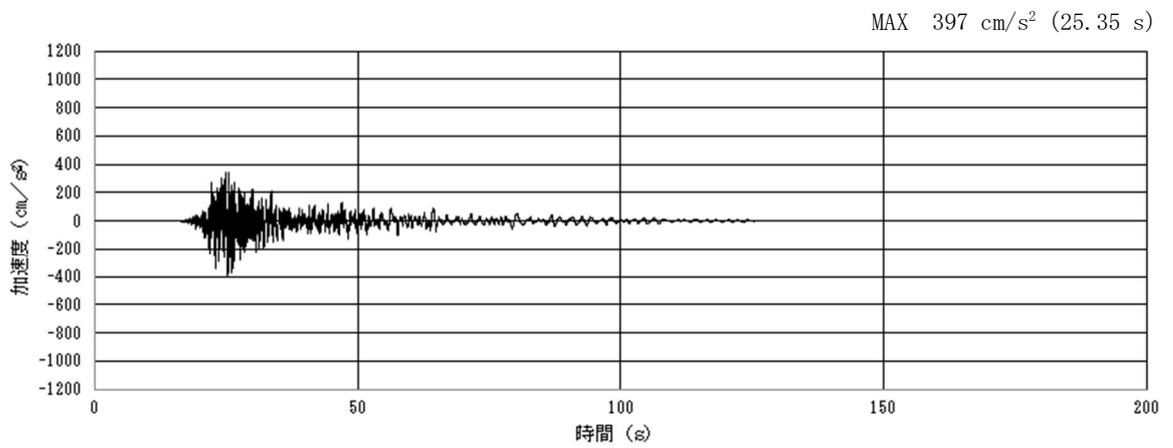


(a) 加速度時刻歴波形

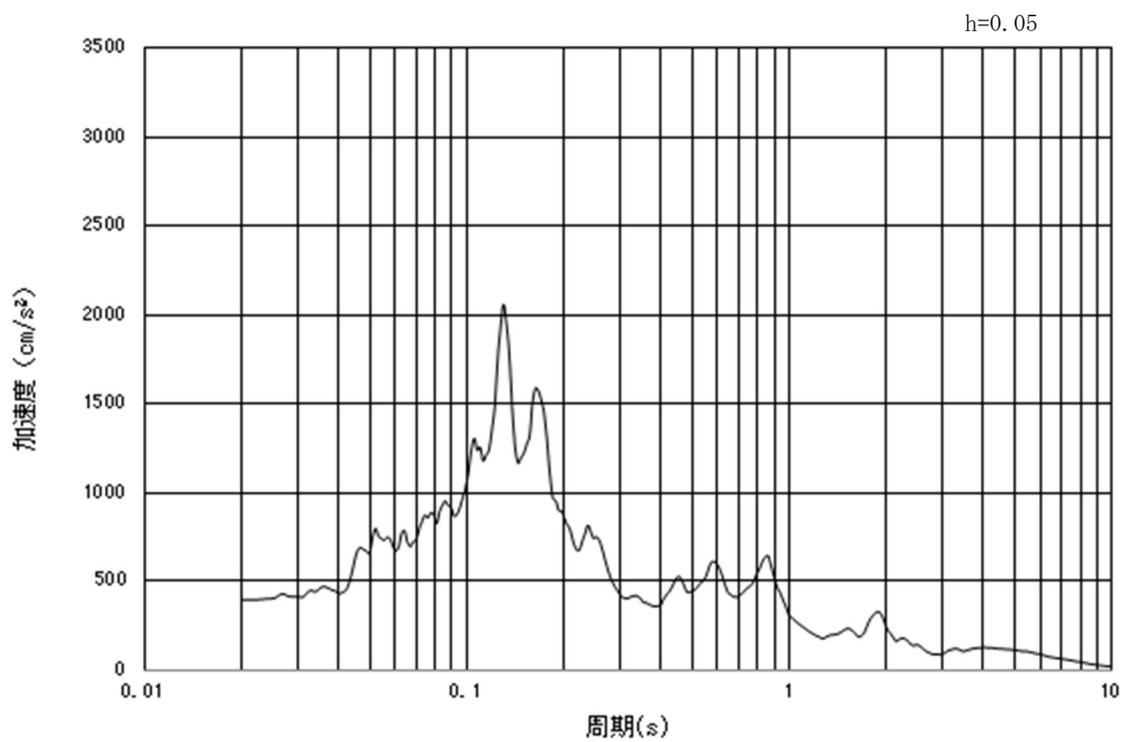


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (3) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

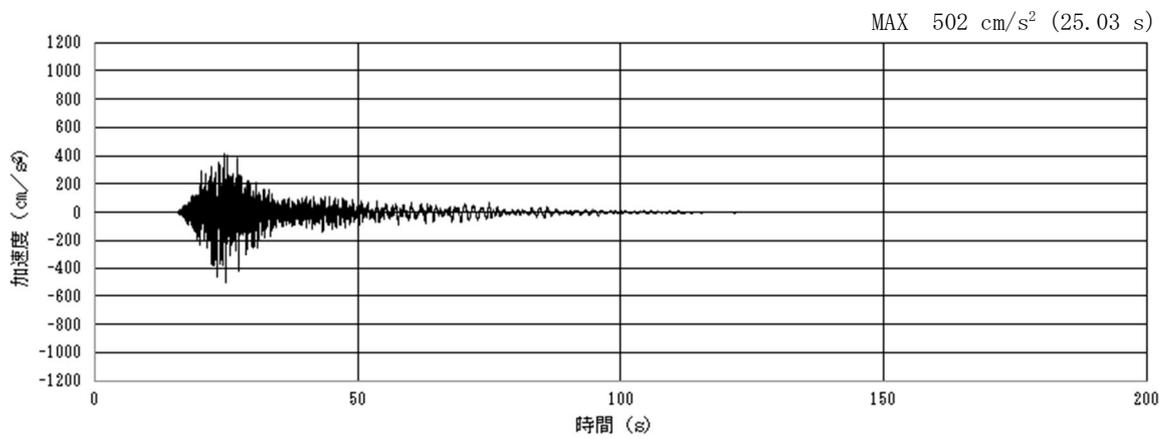


(a) 加速度時刻歴波形

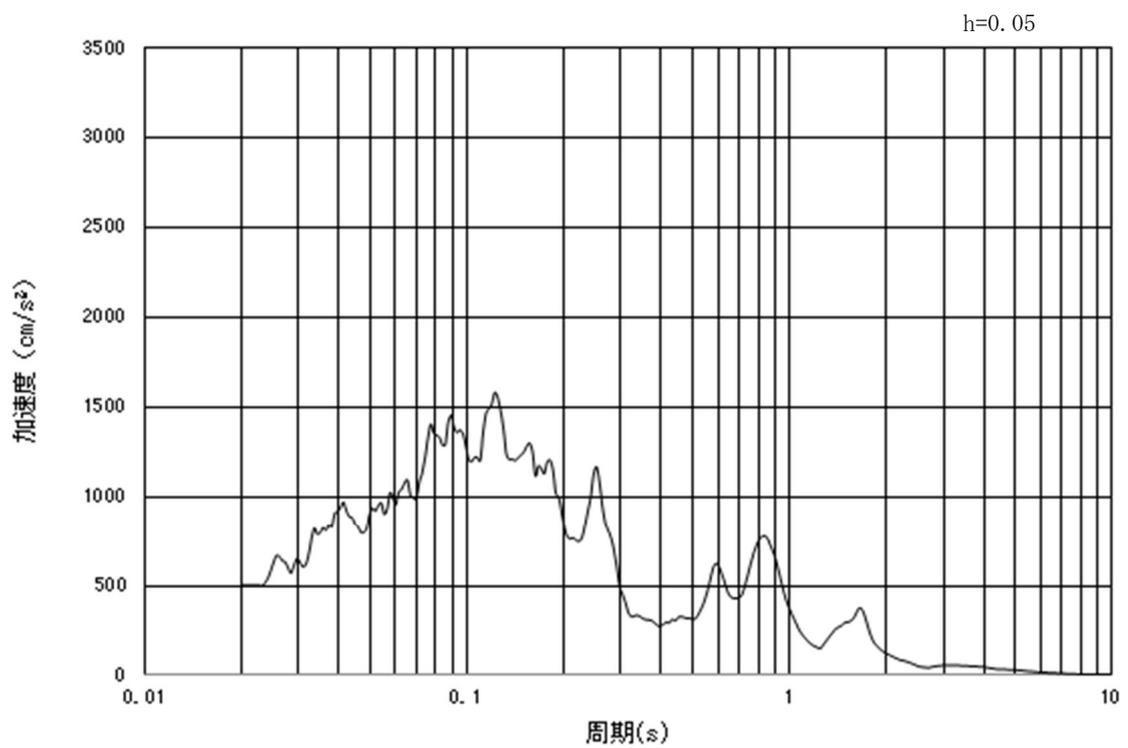


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (4) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

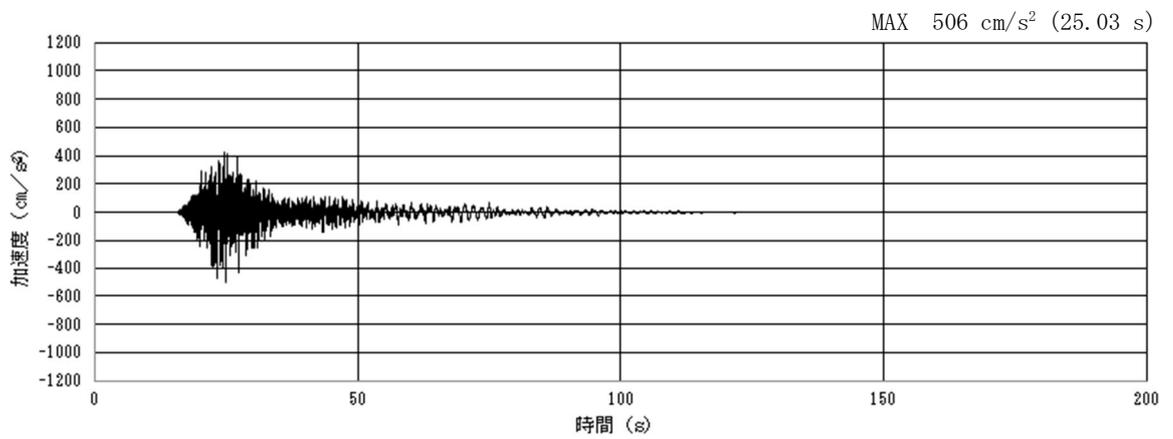


(a) 加速度時刻歴波形

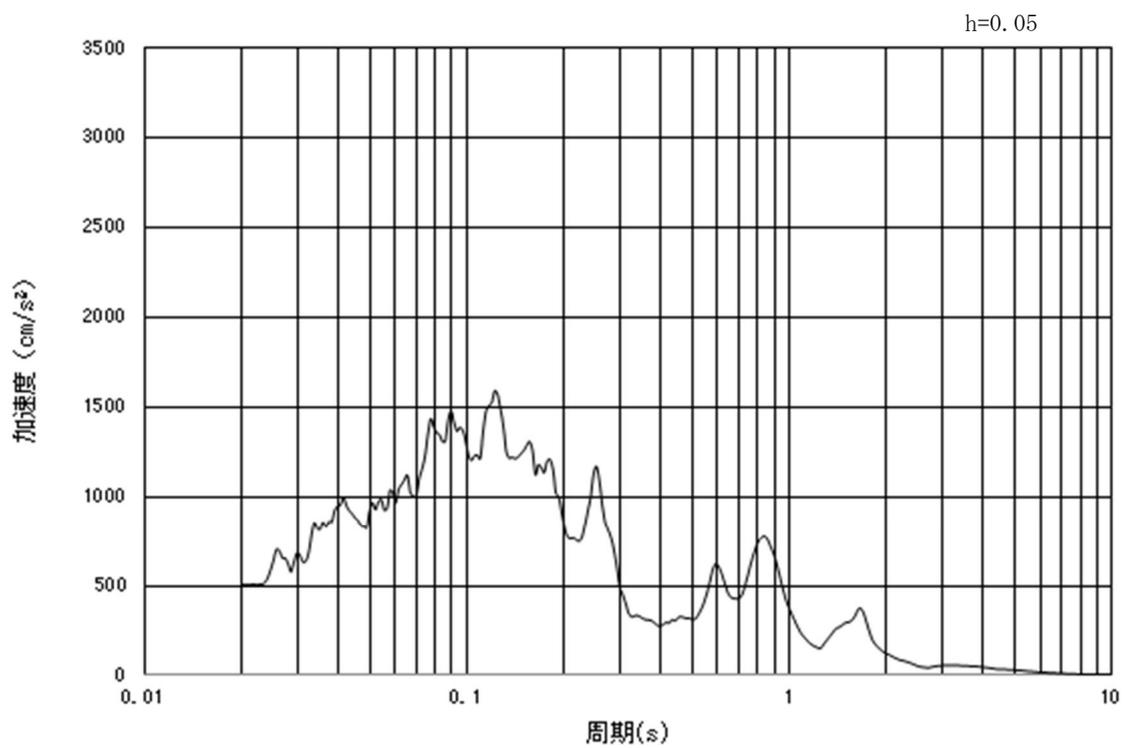


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (5) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

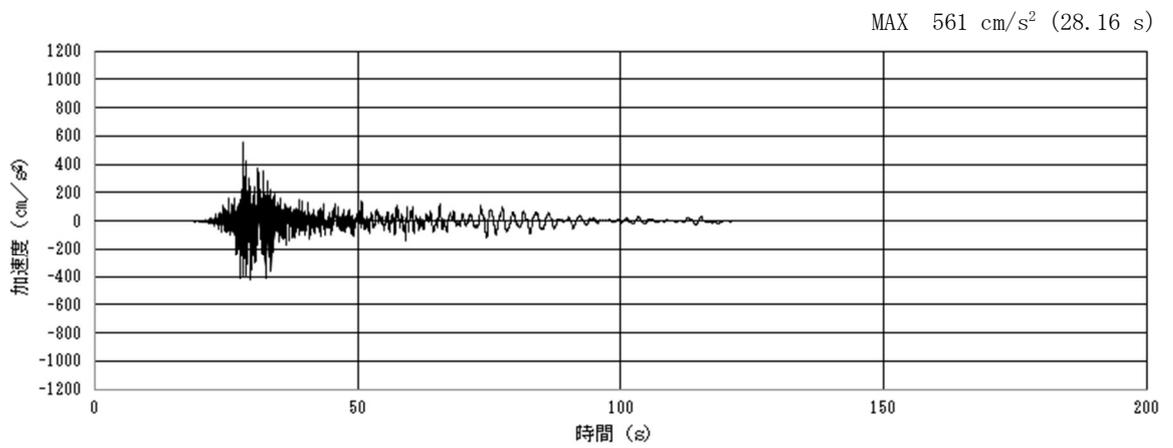


(a) 加速度時刻歴波形

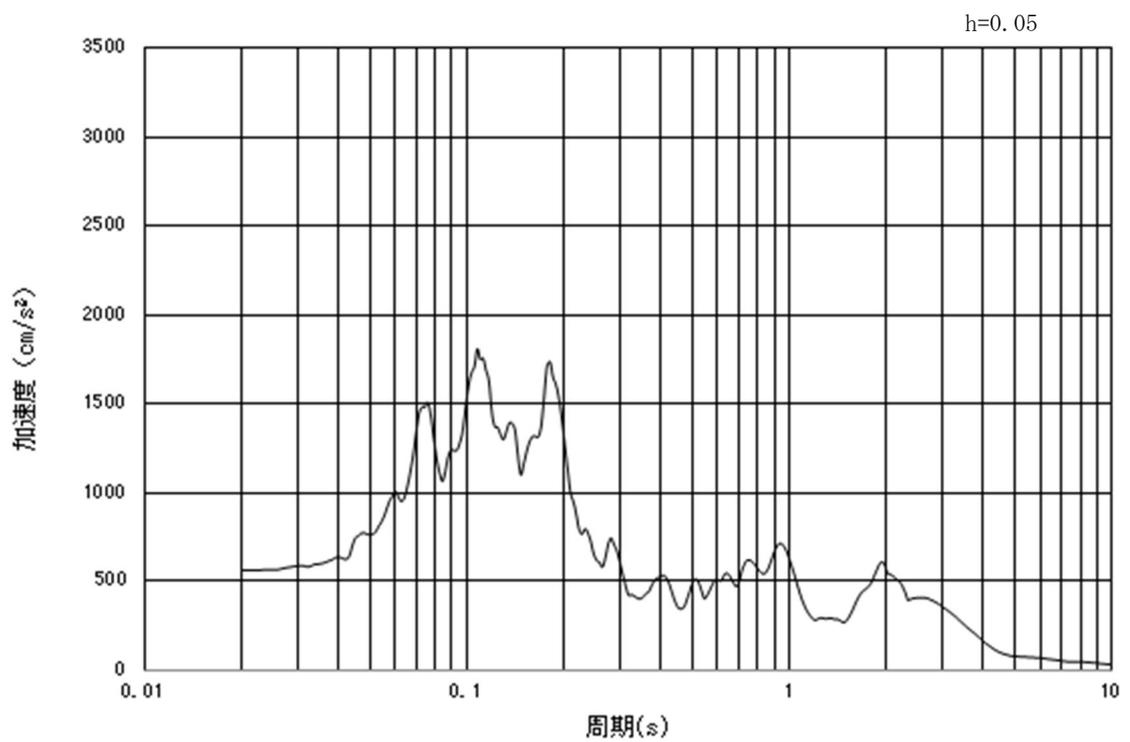


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

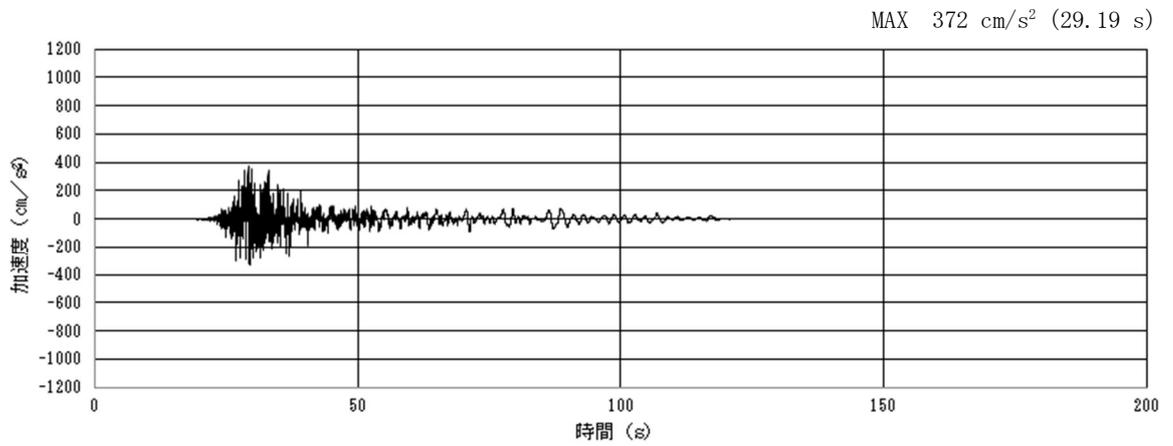


(a) 加速度時刻歴波形

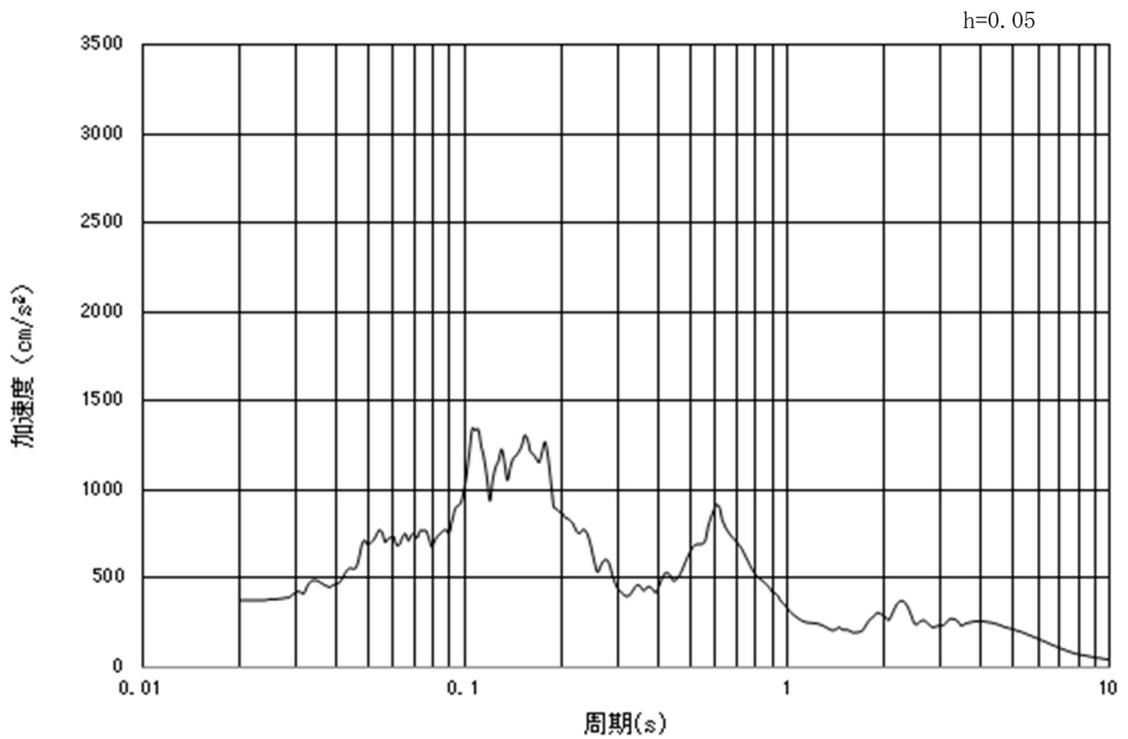


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (7) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-12)

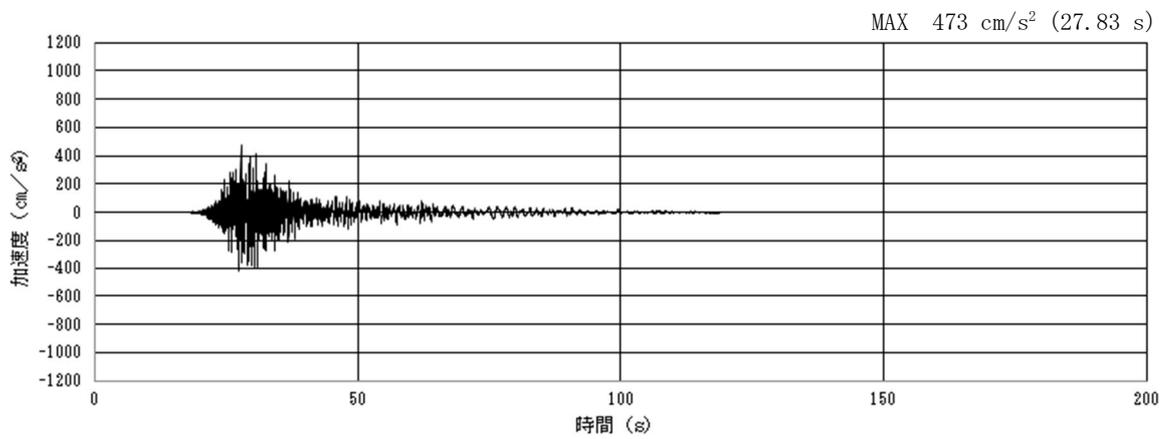


(a) 加速度時刻歴波形

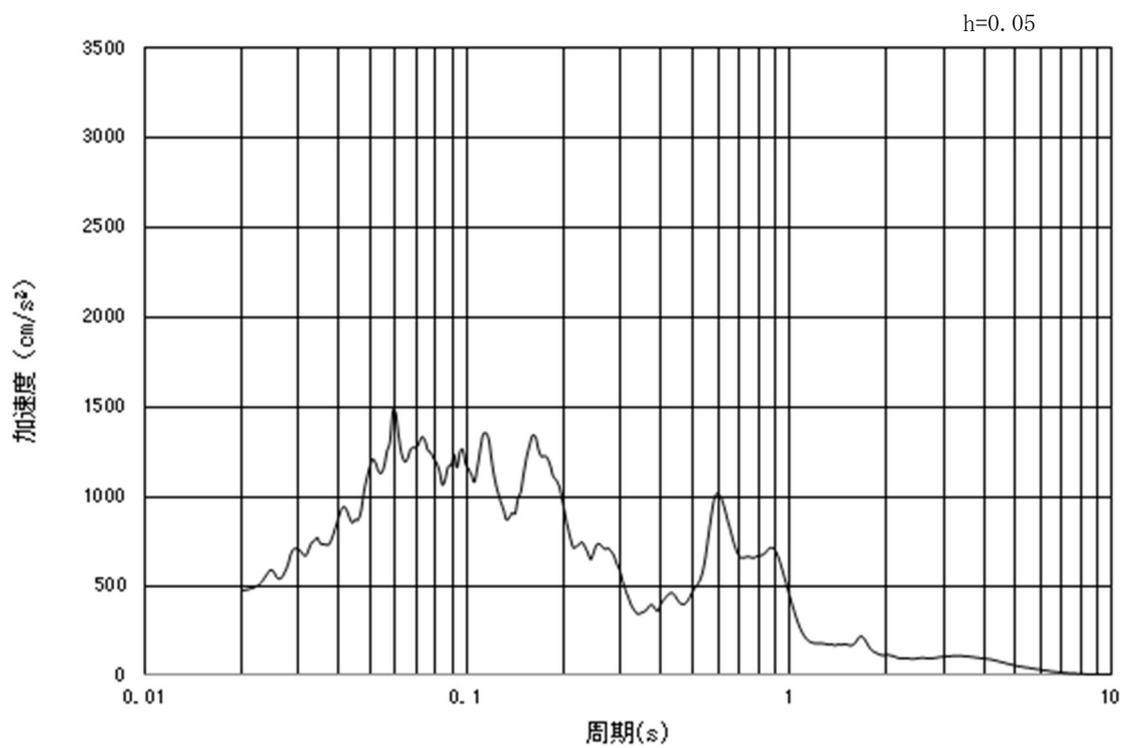


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (8) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

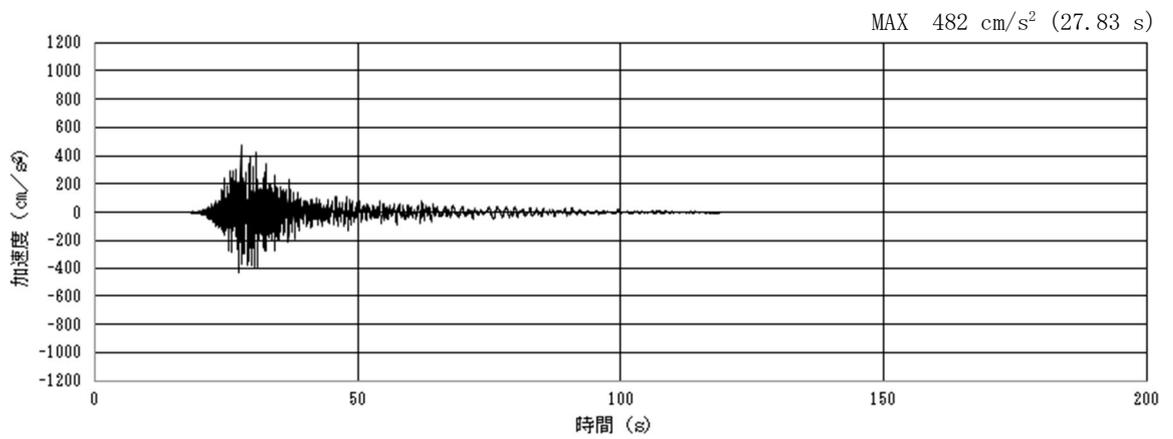


(a) 加速度時刻歴波形

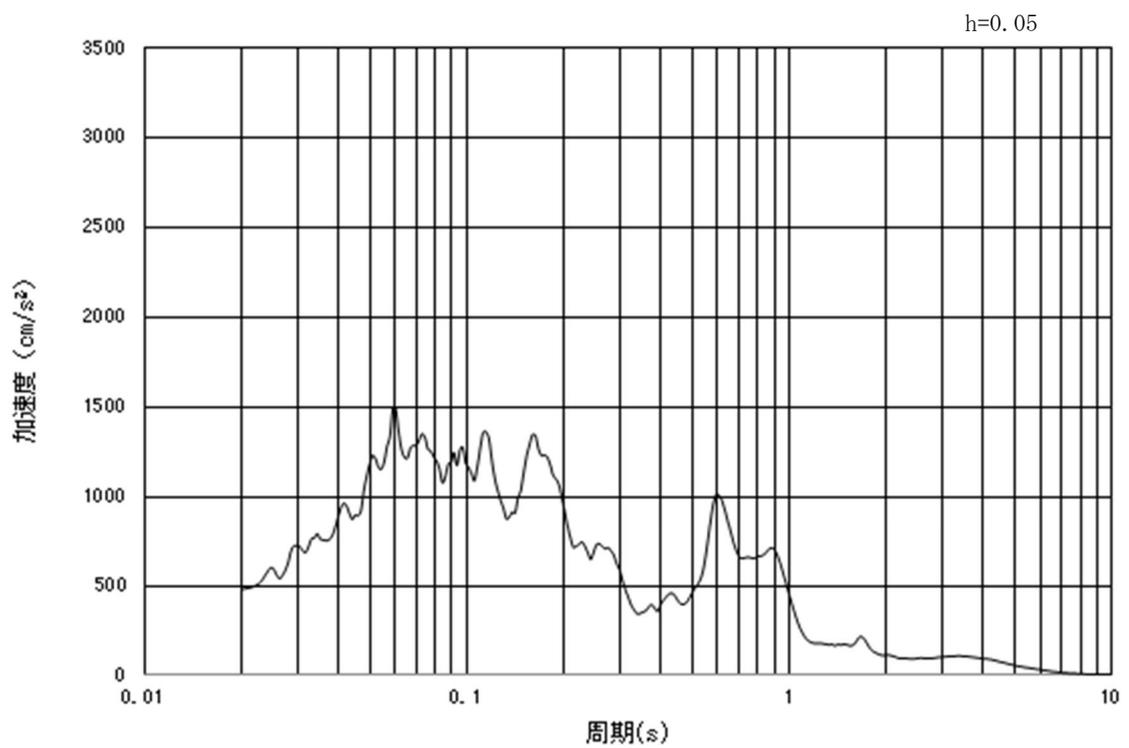


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (9) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-12)

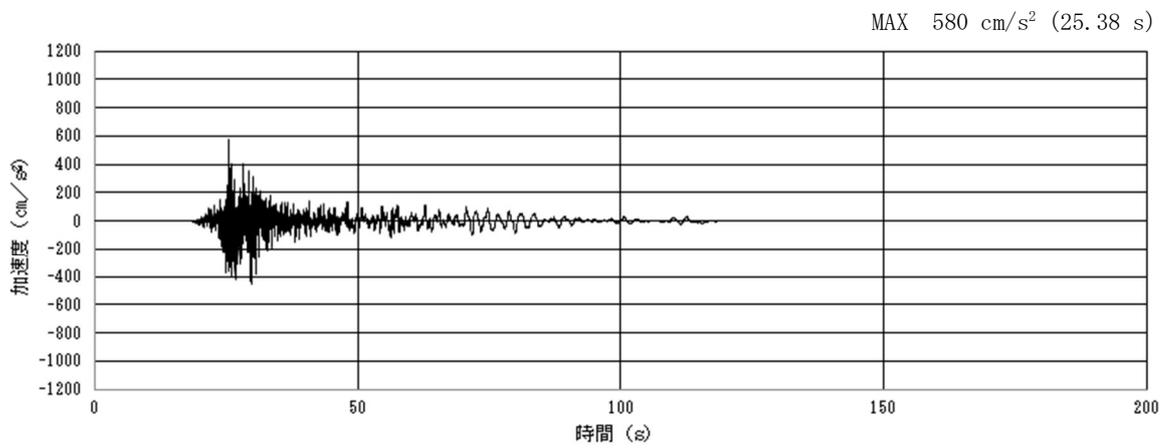


(a) 加速度時刻歴波形

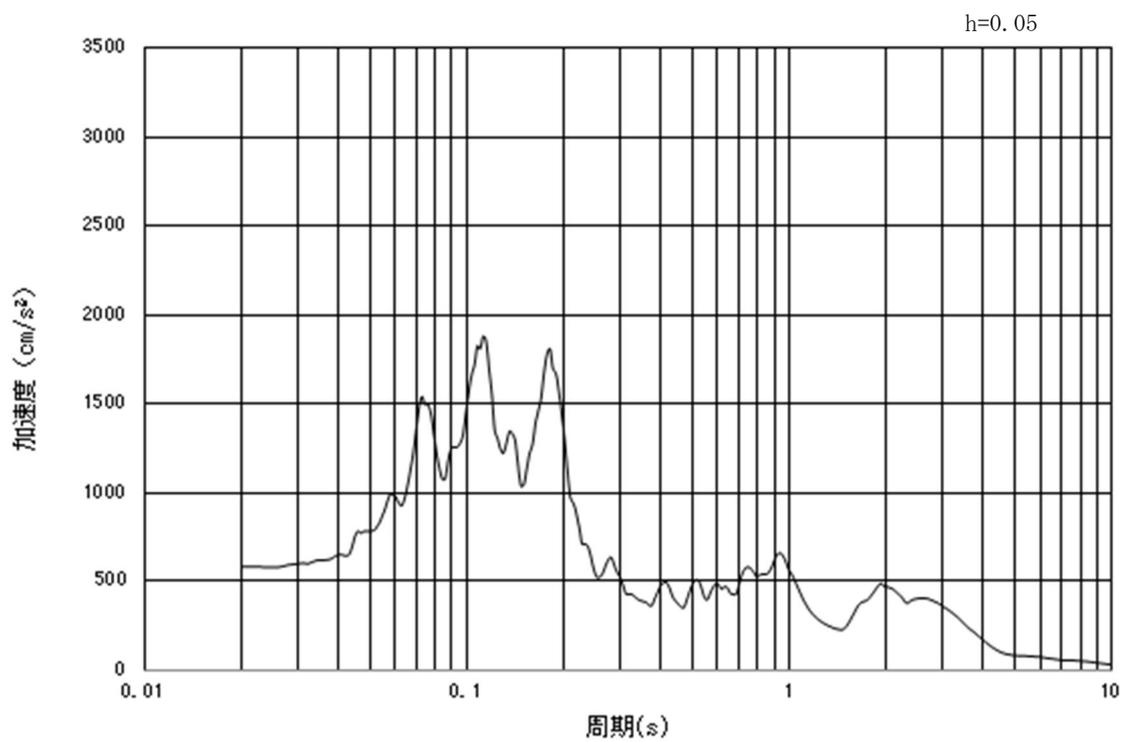


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (10) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

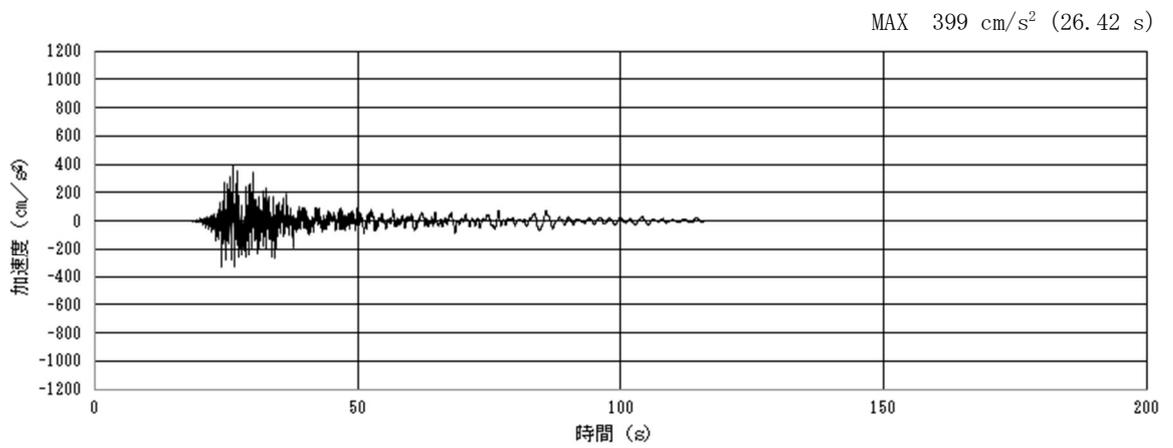


(a) 加速度時刻歴波形

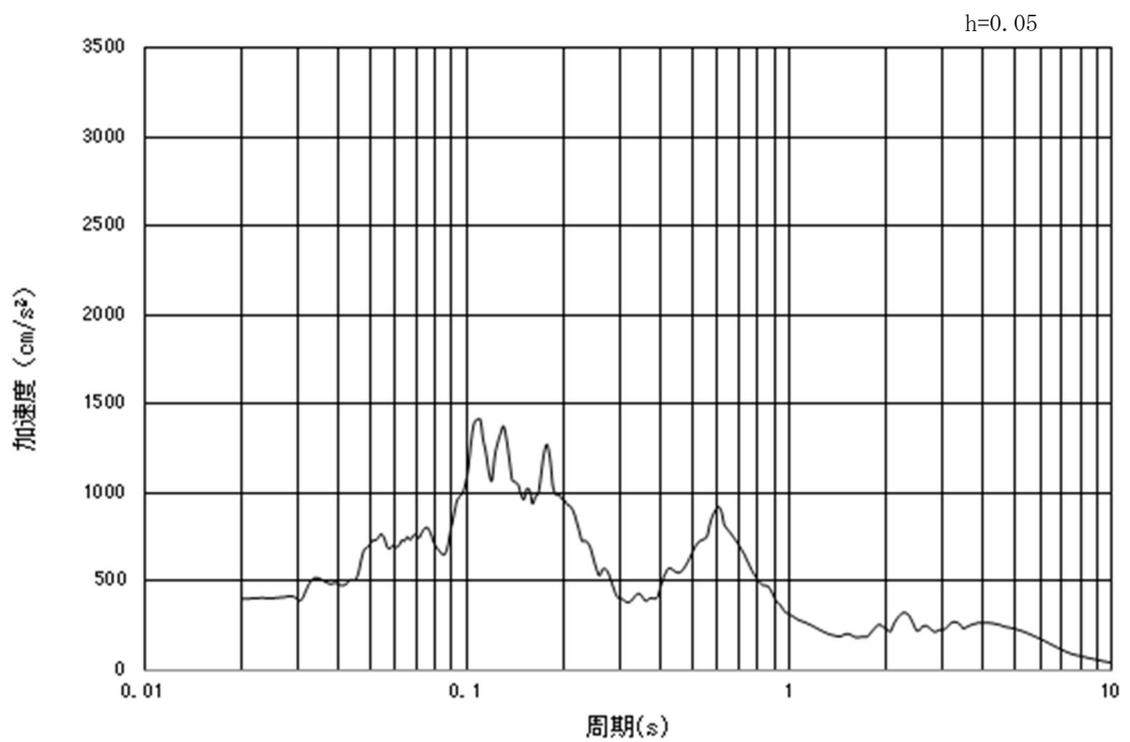


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (11) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

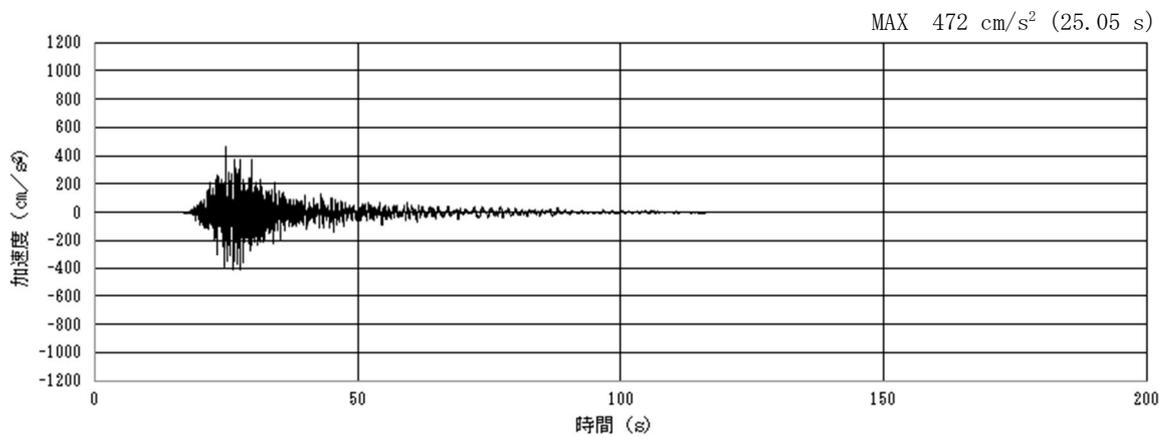


(a) 加速度時刻歴波形

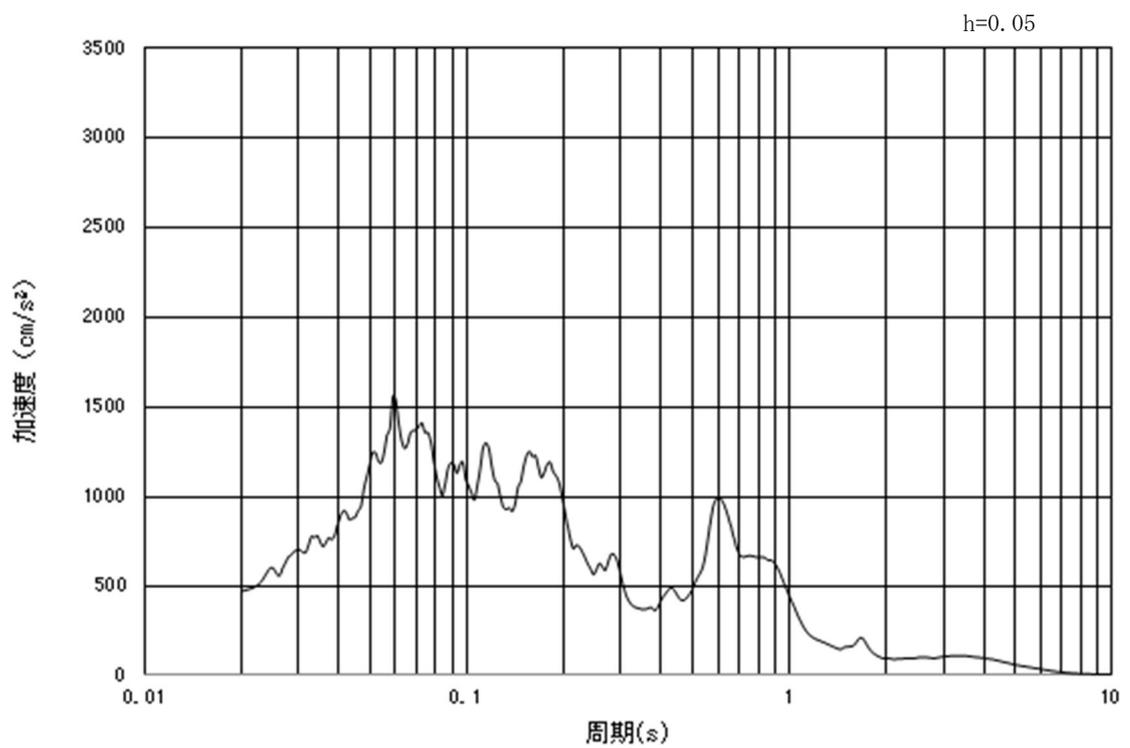


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (12) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s-1.3$)

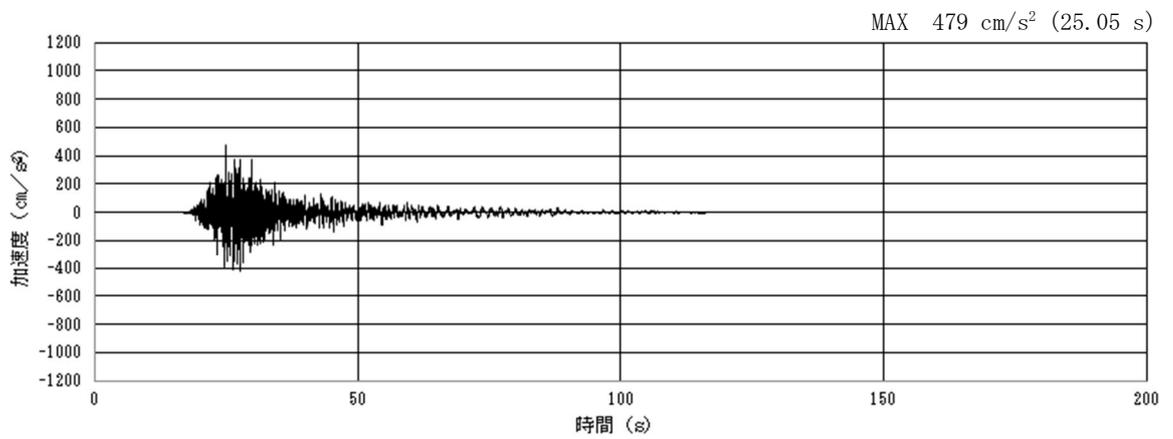


(a) 加速度時刻歴波形

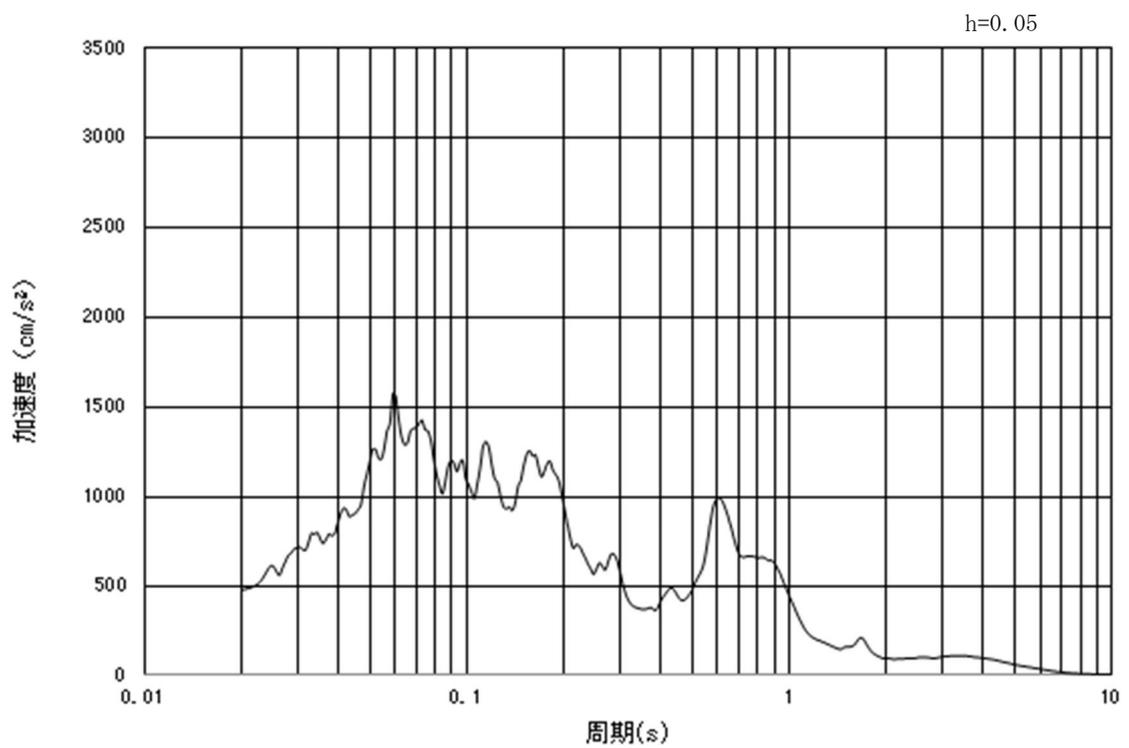


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (13) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-13)

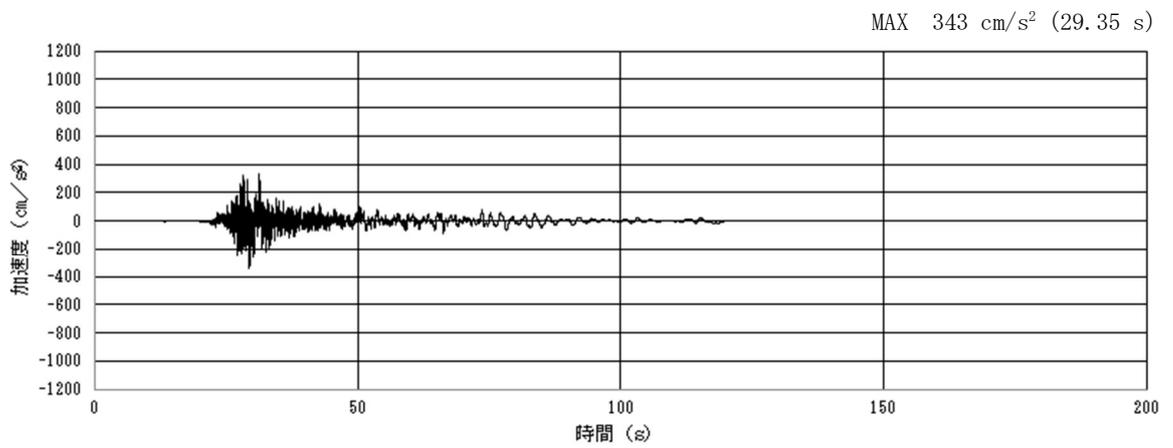


(a) 加速度時刻歴波形

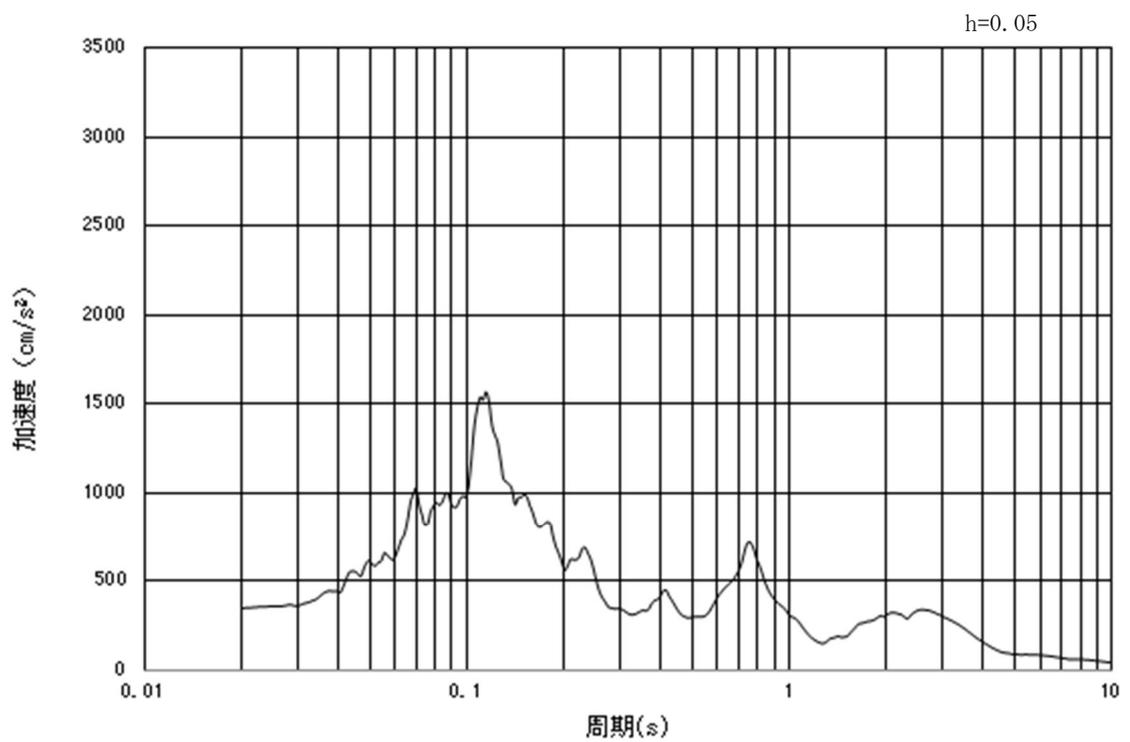


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (14) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-13)

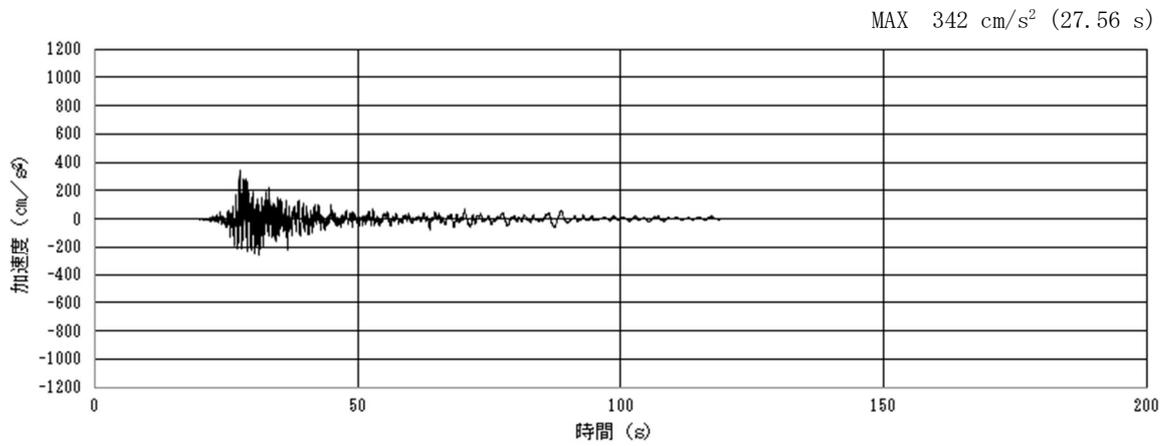


(a) 加速度時刻歴波形

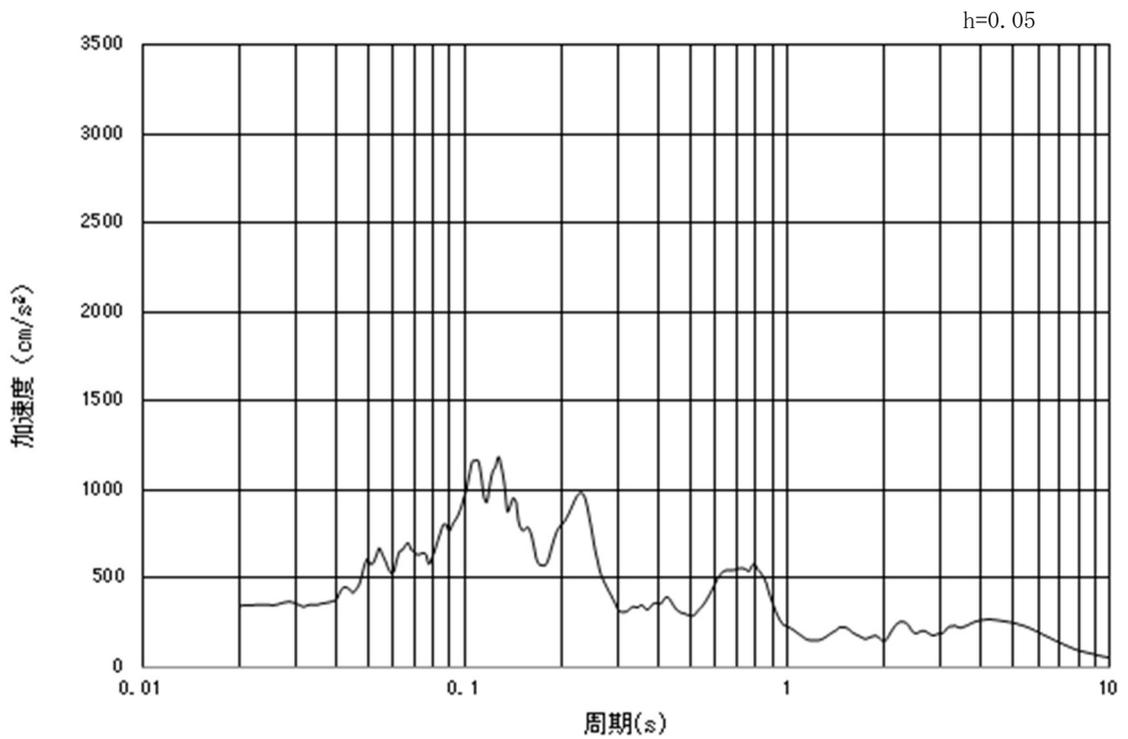


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (15) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s-1.4$)

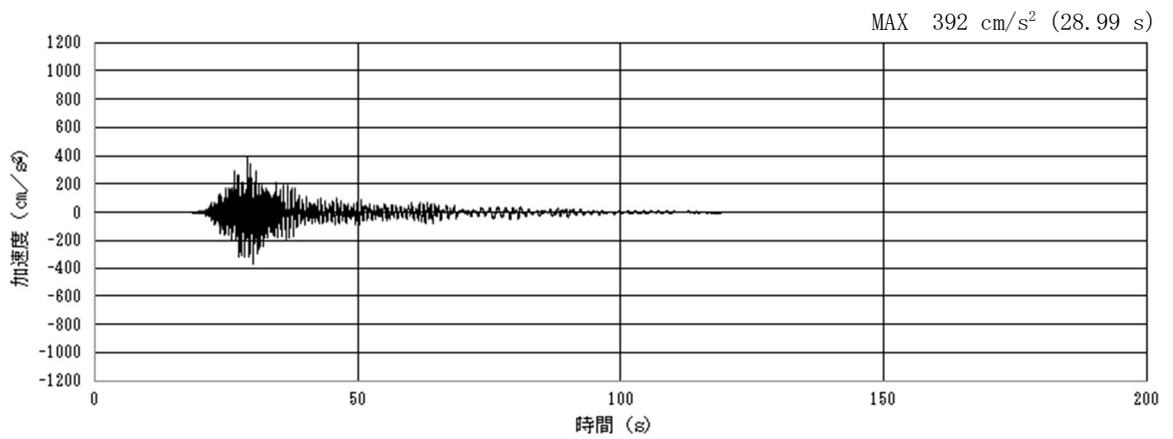


(a) 加速度時刻歴波形

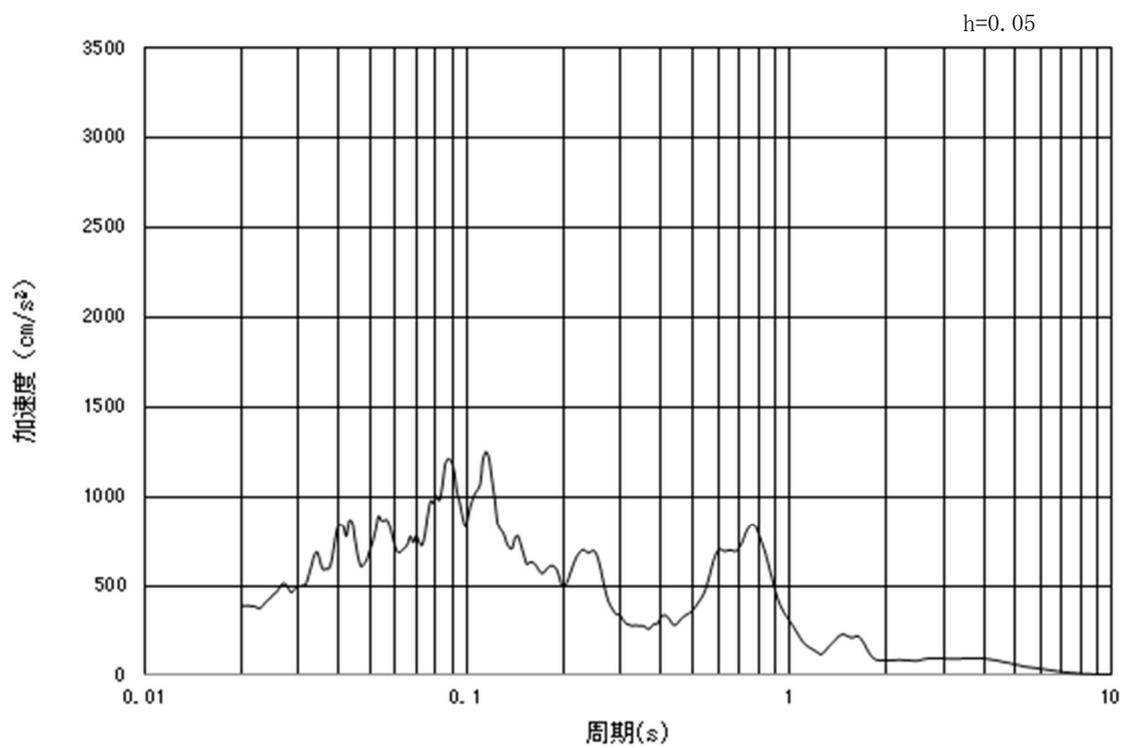


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (16) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s-1.4$)

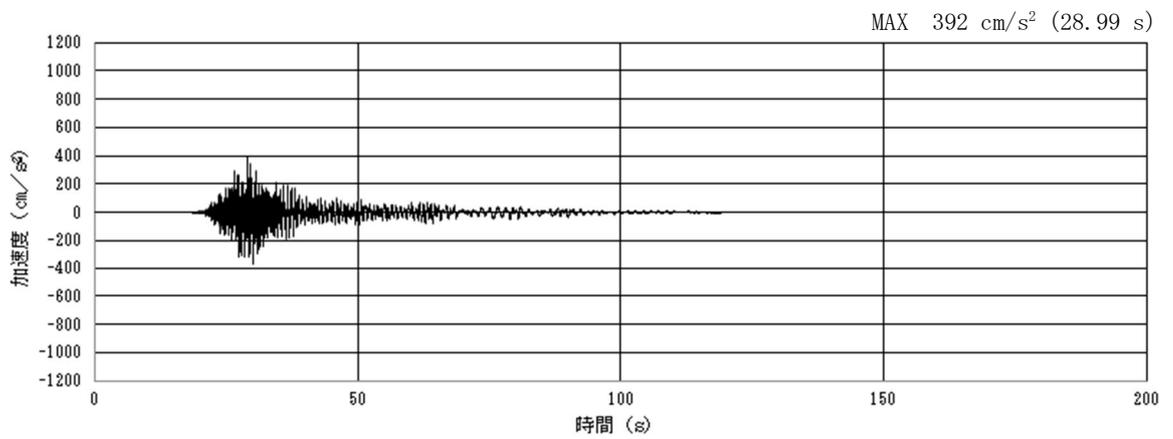


(a) 加速度時刻歴波形

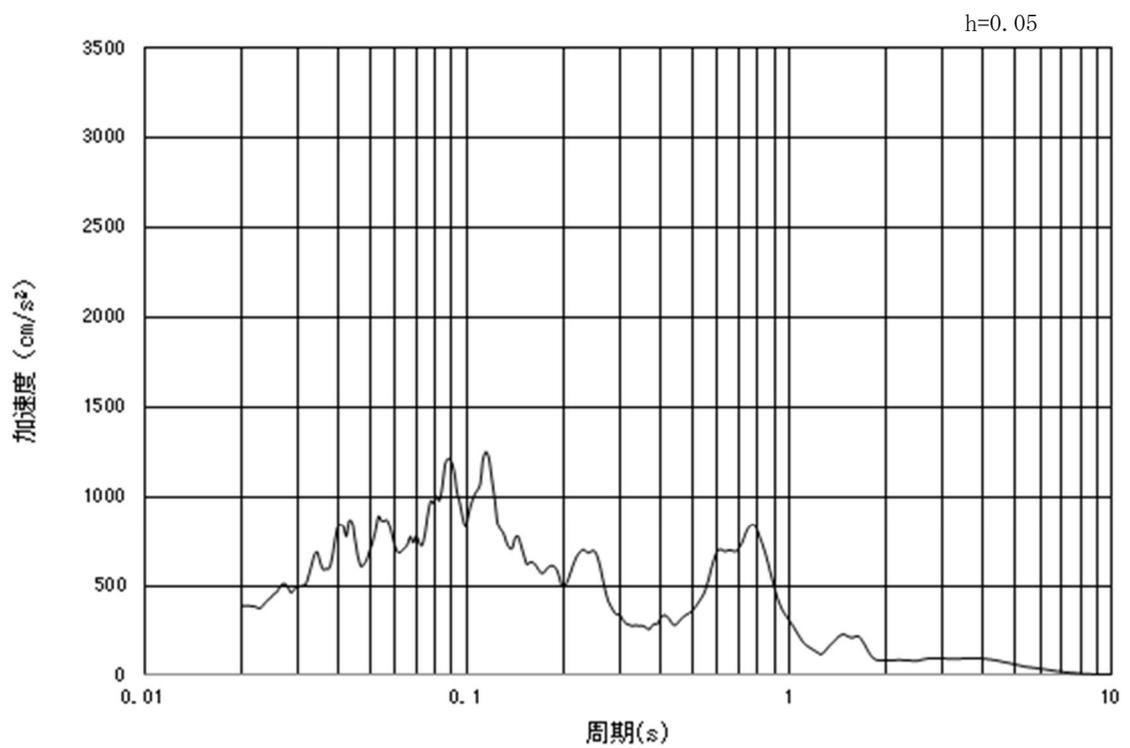


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (17) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s-1.4$)

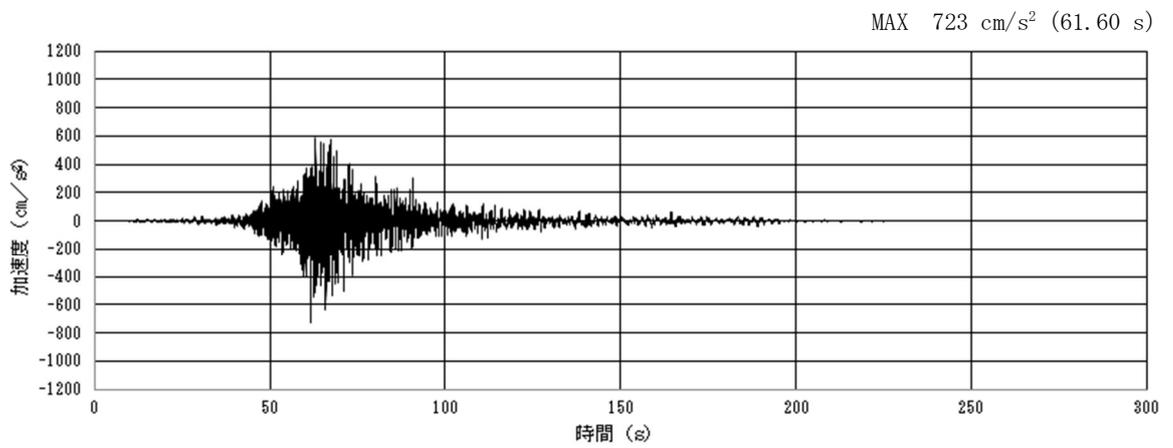


(a) 加速度時刻歴波形

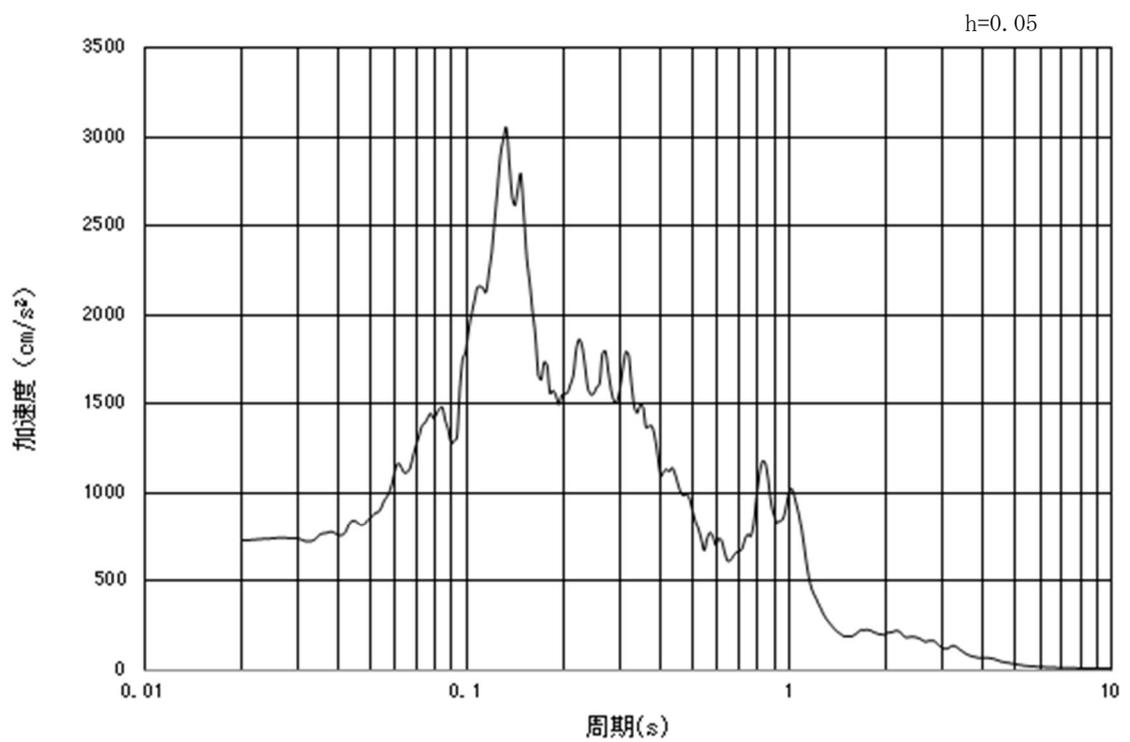


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (18) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

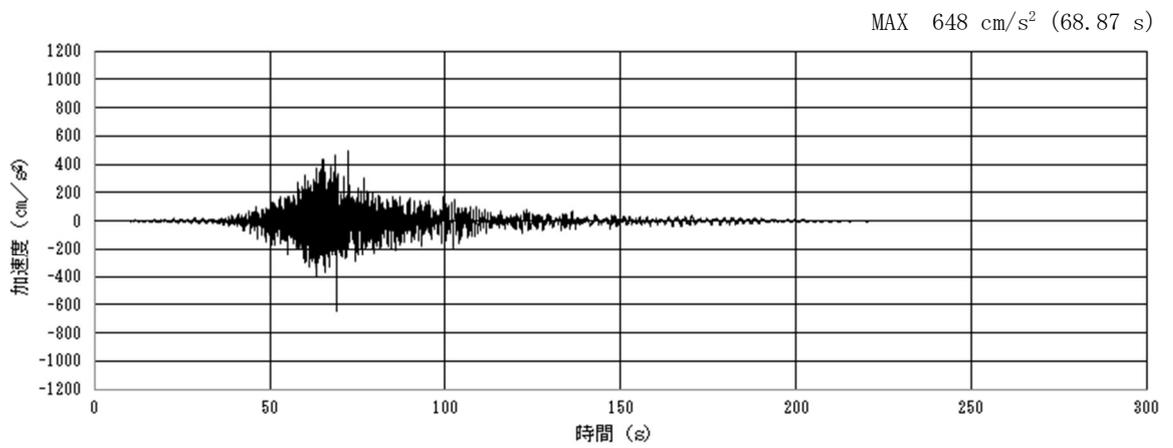


(a) 加速度時刻歴波形

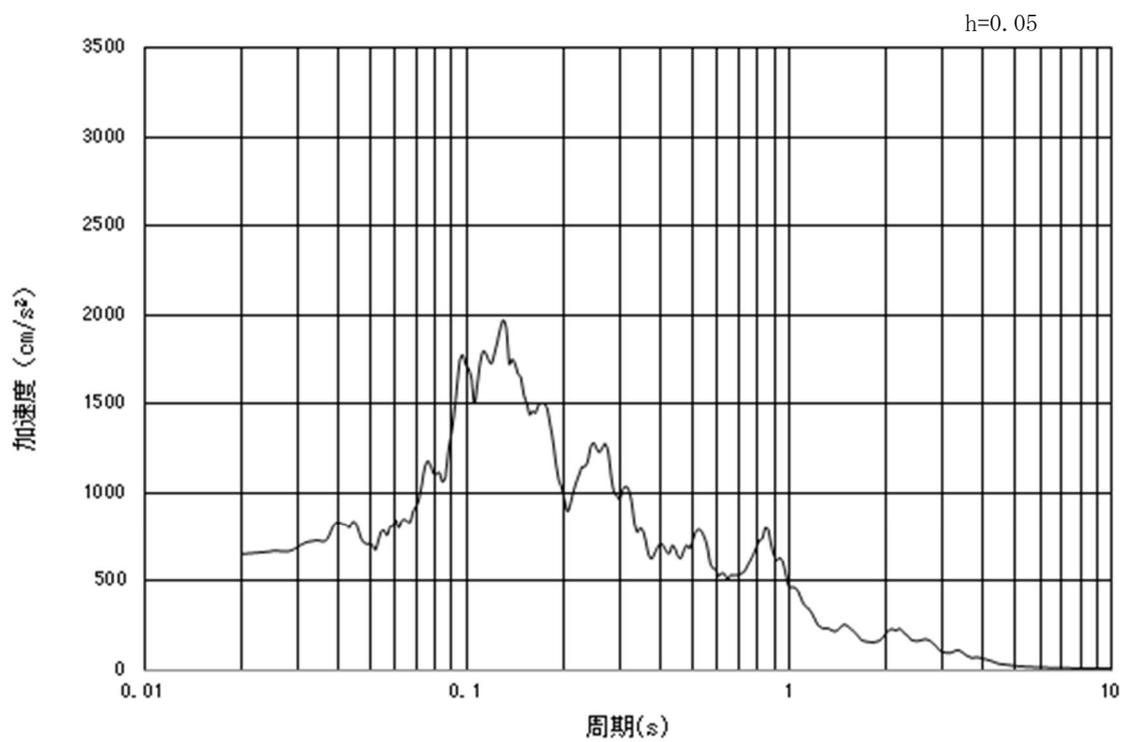


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (19) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 2.1$)

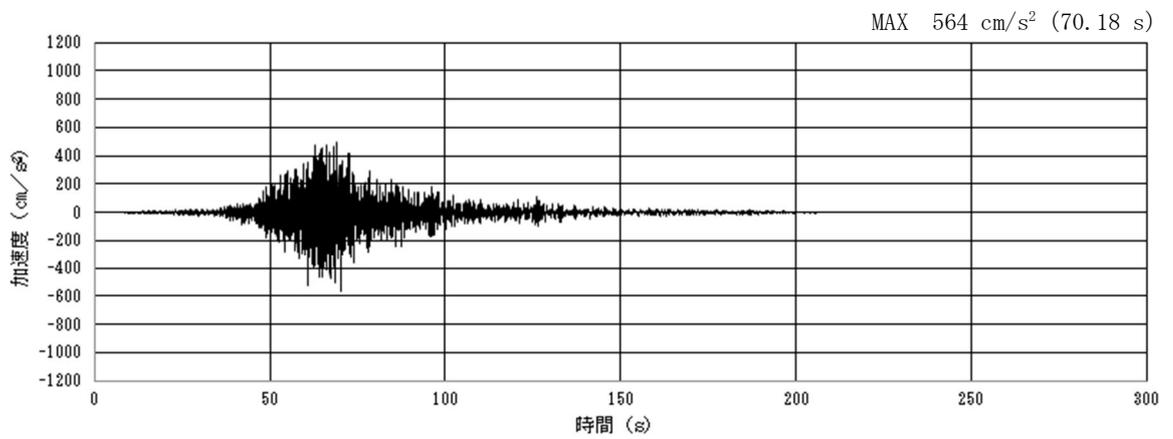


(a) 加速度時刻歴波形

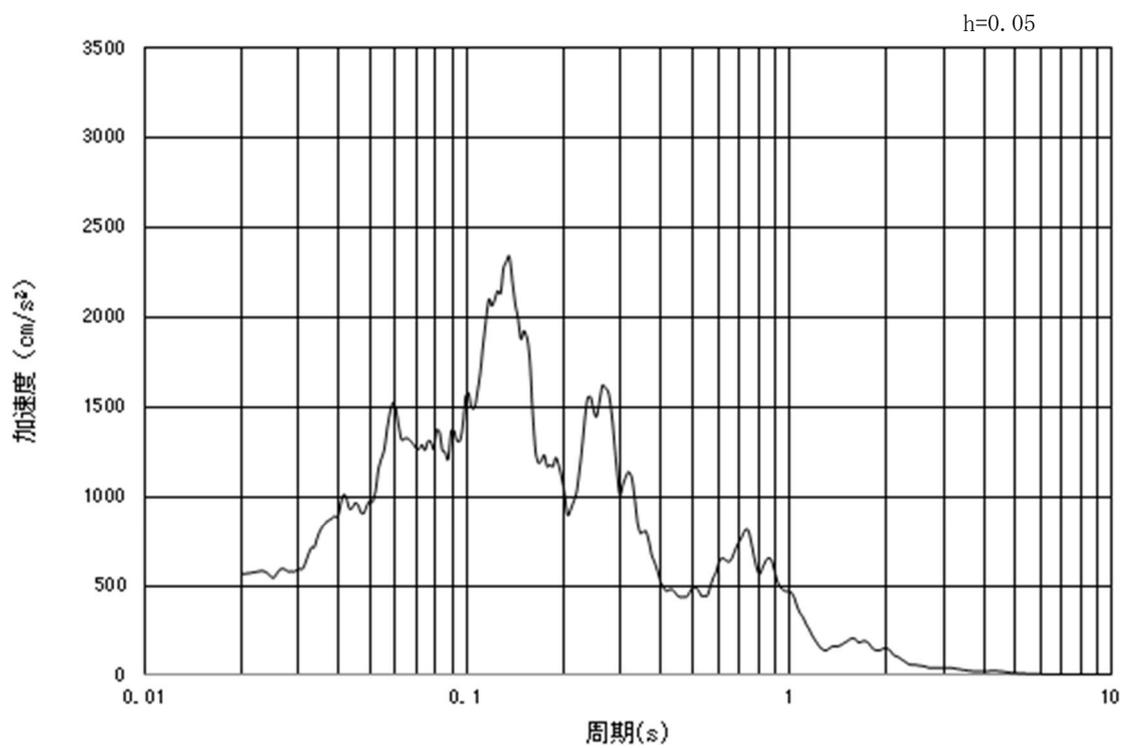


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (20) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 21$)

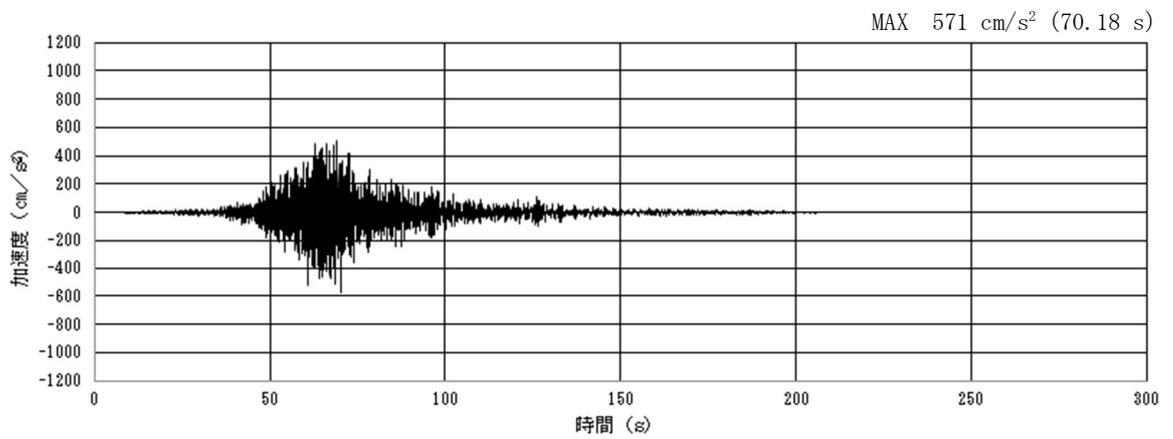


(a) 加速度時刻歴波形

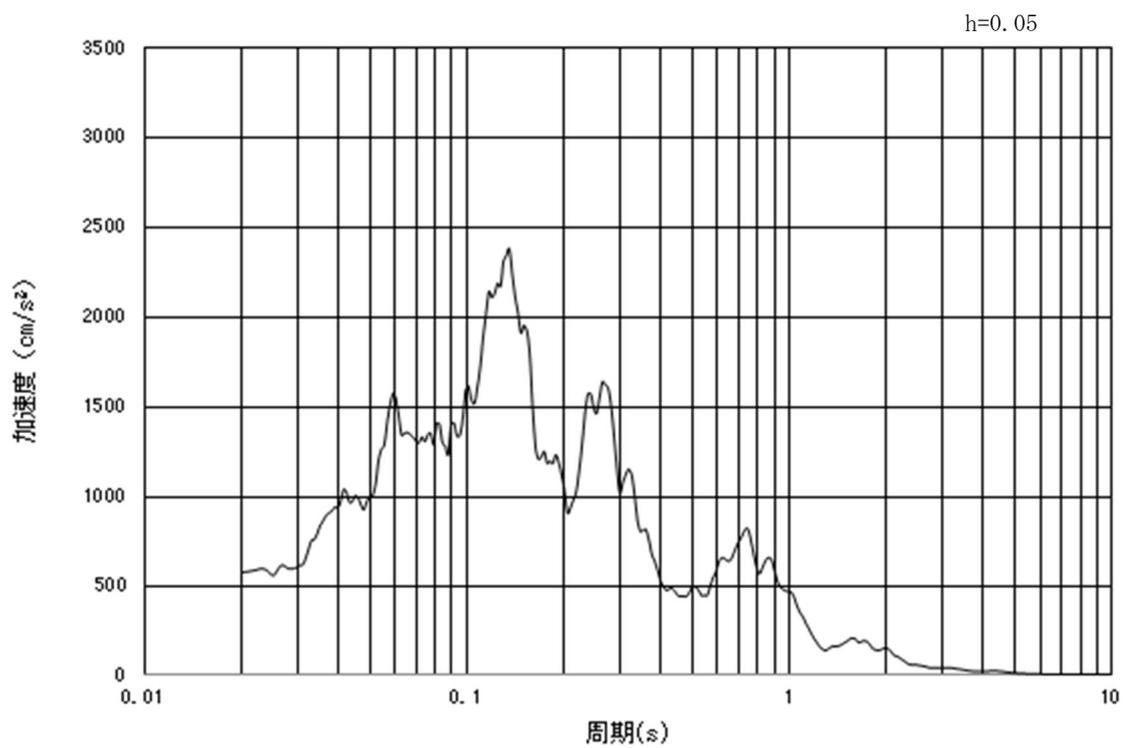


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (21) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

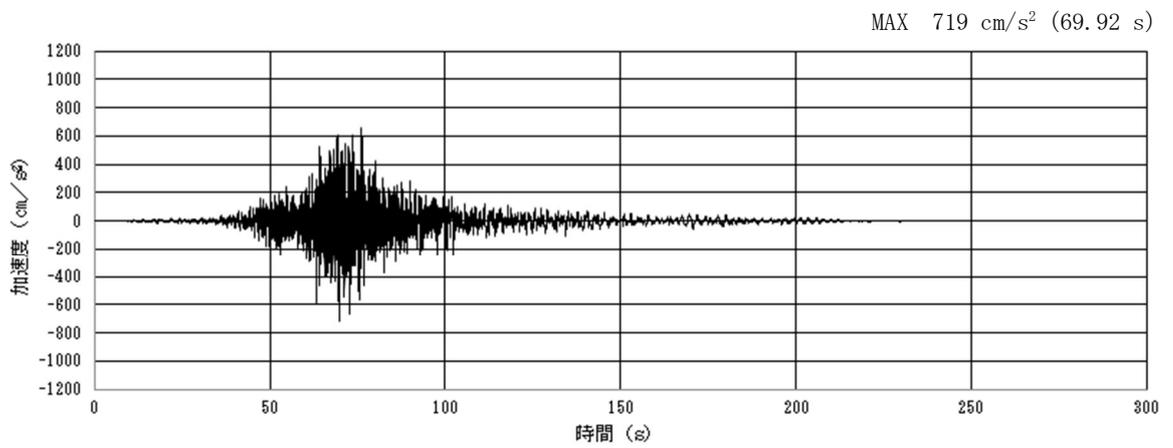


(a) 加速度時刻歴波形

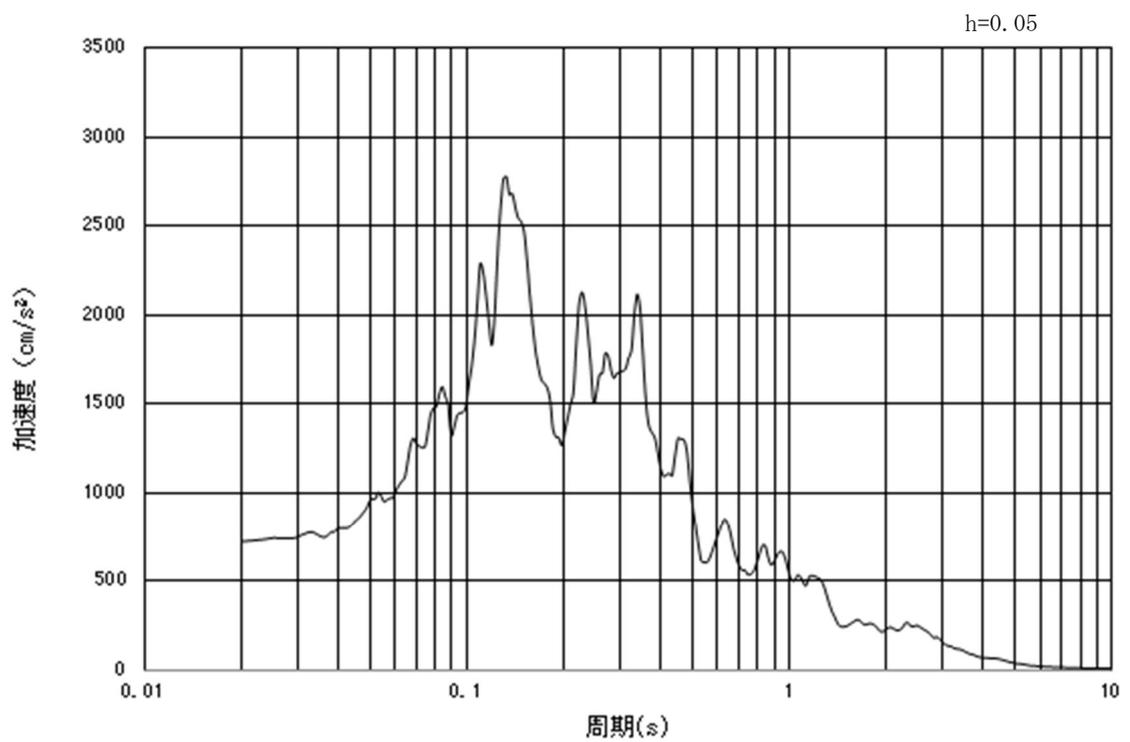


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (22) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

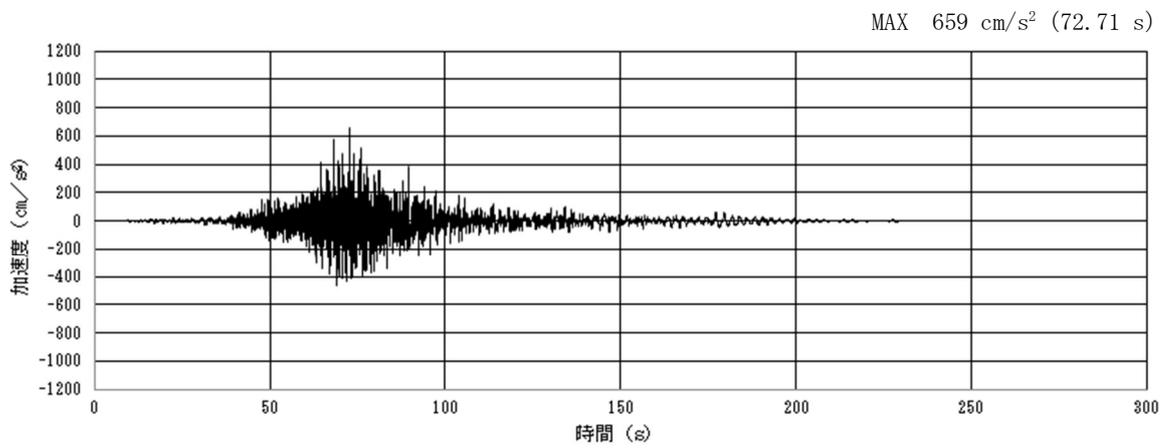


(a) 加速度時刻歴波形

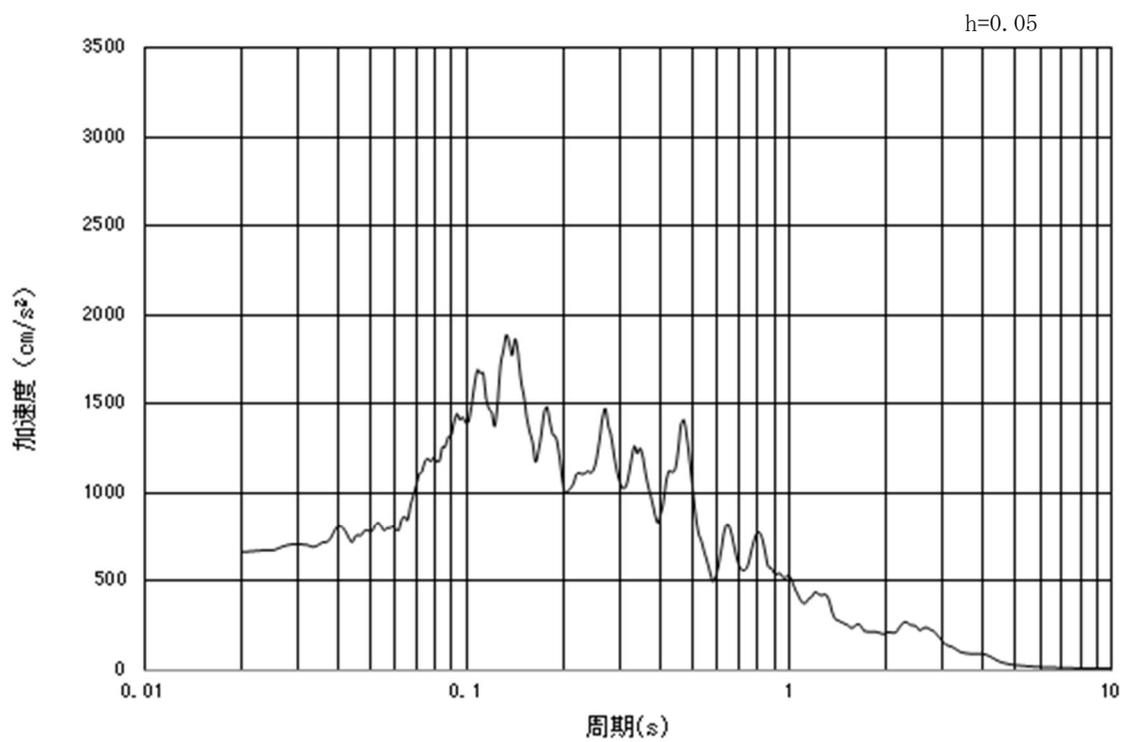


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (23) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

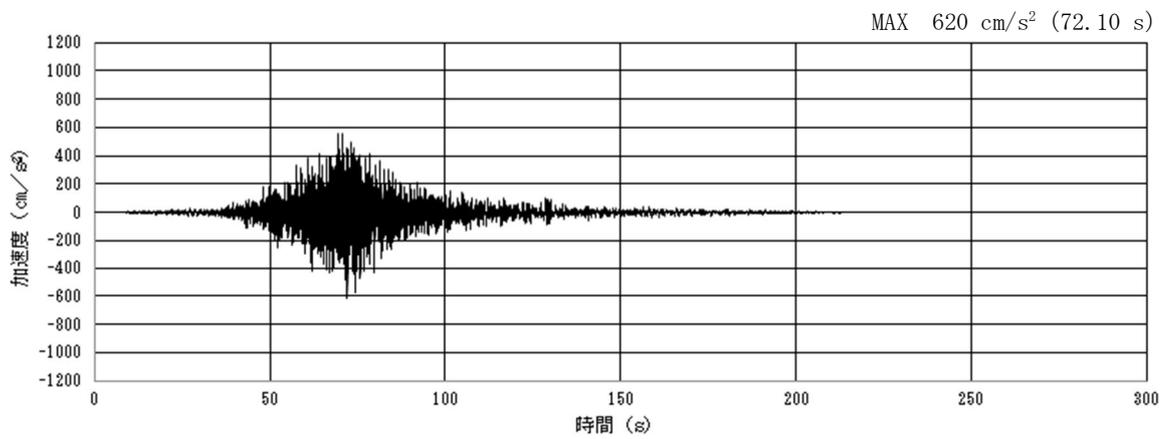


(a) 加速度時刻歴波形

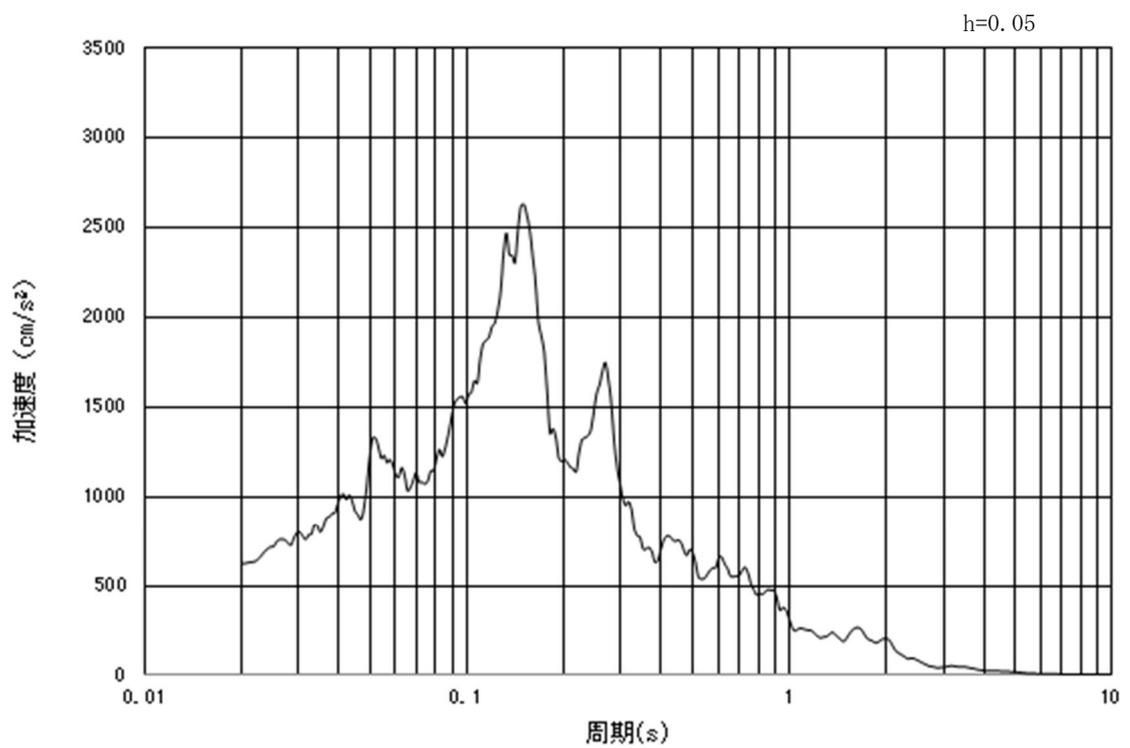


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (24) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

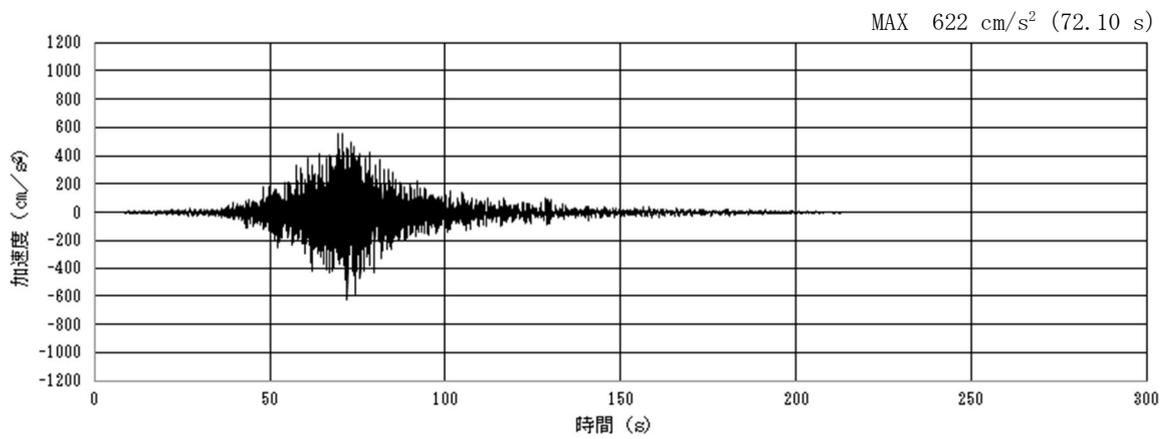


(a) 加速度時刻歴波形

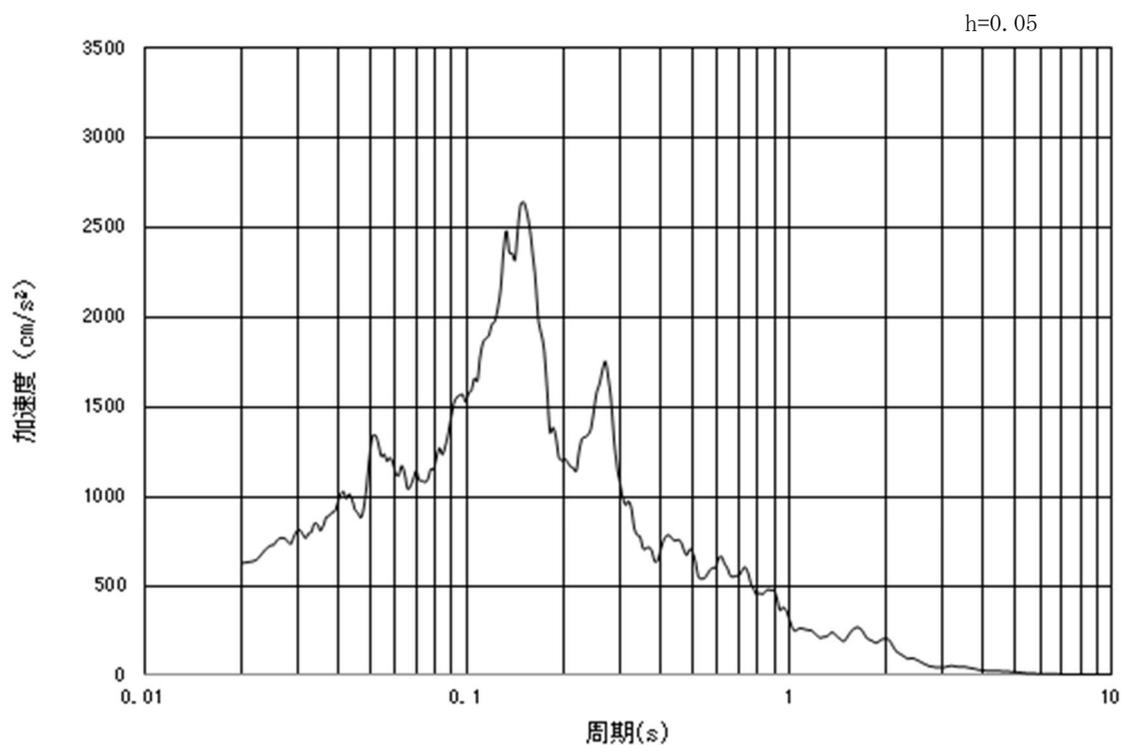


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (25) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-22)

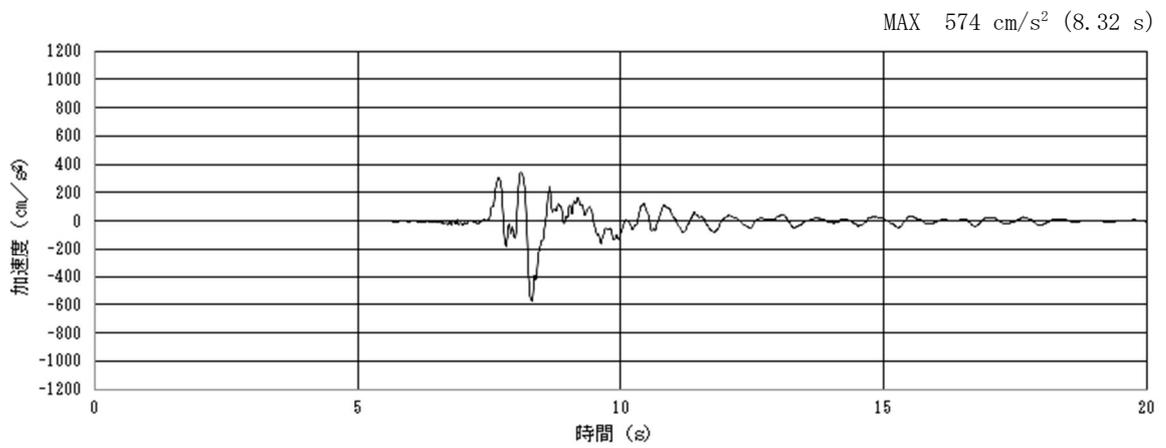


(a) 加速度時刻歴波形

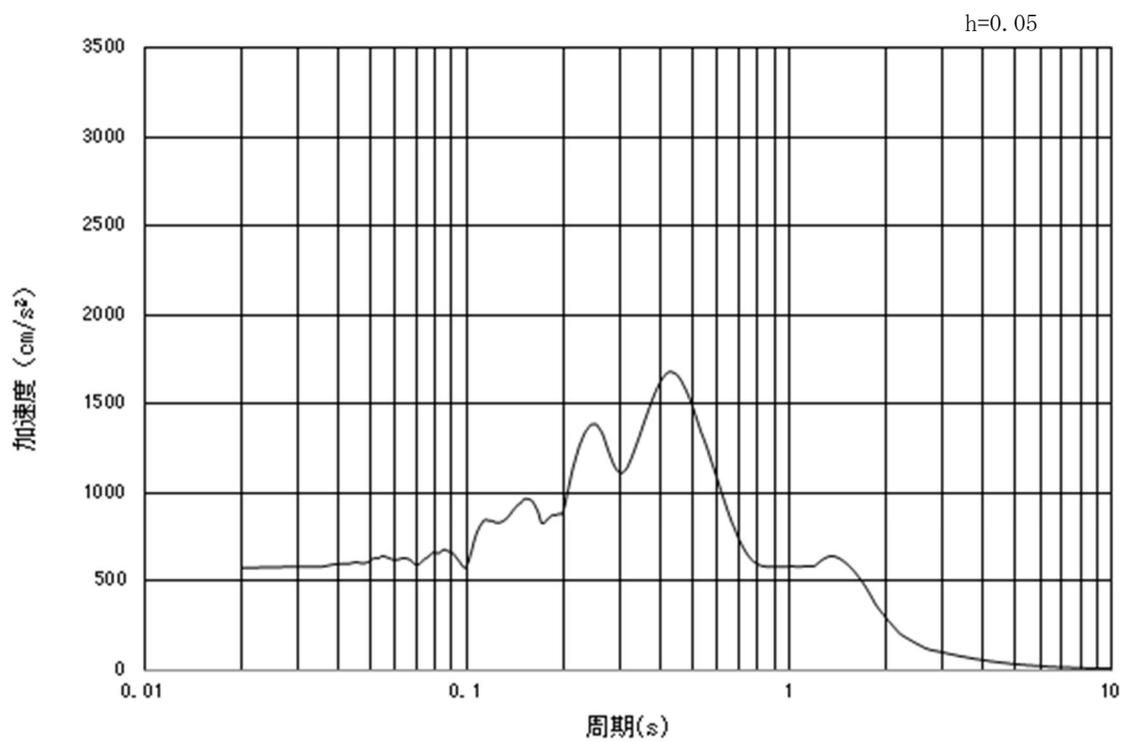


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (26) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

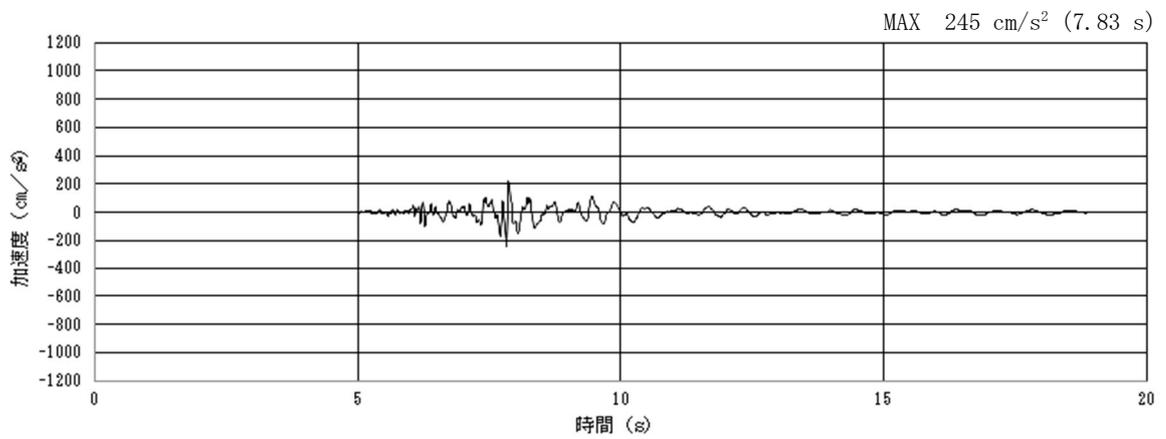


(a) 加速度時刻歴波形

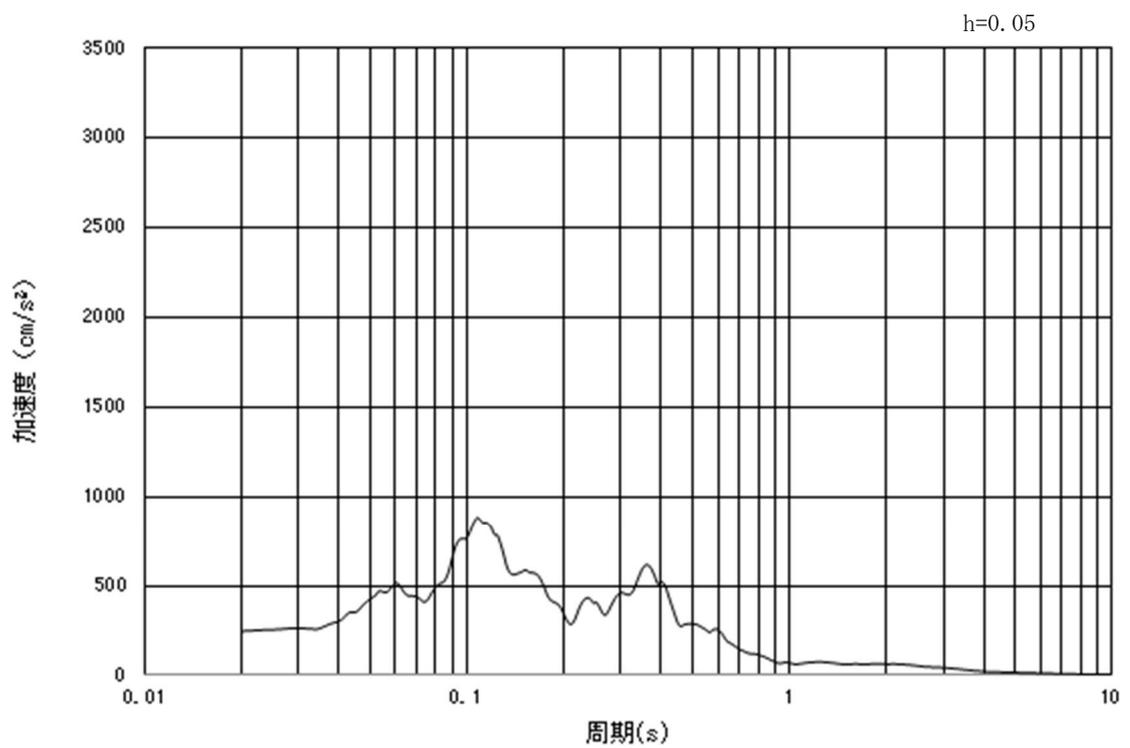


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-31)

2.3.2 許容限界の設定

(1) 間接支持機能を要求する部材の許容限界

a. 曲げに対する許容限界

(a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の曲げに対する照査は、全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には、全塑性モーメント相当として、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率（以下、「限界曲率」という。）を許容限界とし、照査用曲率が限界曲率を下回ることを確認する。限界曲率と全塑性モーメントの関係を図 2.3-3 に示す。

土木学会マニュアルでは、曲げ系の破壊に対する限界状態は、コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。

圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

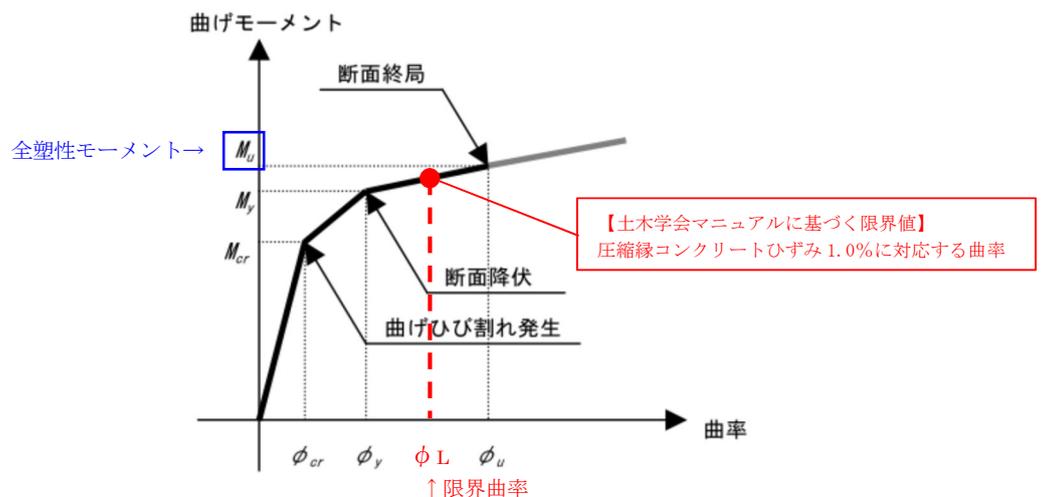


図 2.3-3 限界曲率と全塑性モーメントの関係

鉄筋コンクリート部材の曲げ照査に用いる照査用曲率は、地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_L} \leq 1.0$$

γ_i = 構造物係数 (=1.0)

ϕ_L = 鉄筋コンクリート部材の限界曲率（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応）

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

γ_a = 構造解析係数 (=1.2)

ϕ = 応答計算による最大曲率

(b) 鋼管杭

鋼管杭の曲げに対する照査は、全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には、全塑性モーメント相当として、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 及び鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編] ((社) 土木学会, 2008 年制定) に基づき、鋼管杭の終局曲率を許容限界とし、照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認する。

鋼管杭の曲げ照査に用いる照査用曲率は、地震応答解析により得られた曲率に安全係数(構造解析係数) 1.05 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_u} \leq 1.0$$

γ_i = 構造物係数 (=1.0)

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

γ_a = 構造解析係数 (=1.05)

ϕ = 応答計算による最大曲率

杭基礎の終局曲率 ϕ_u は下記式より算出する。

$$\phi_u(N) = \varepsilon_{\max} / [r \cdot \{1 + \sin(\pi N / 2N_y)\}] / \gamma_b \quad (N < 0 : \text{引張}, N > 0 : \text{圧縮})$$

ここに、

ε_{\max} : 局部座屈発生時ひずみ

$$\varepsilon_{\max} = 0.22t/r$$

ここに、 t : 腐食しろを除いた鋼材の厚さ

r : 杭の半径

N : 発生軸力

N_y : 鋼材降伏時の軸力

$$N_y = 2 \pi r t \sigma_y$$

ここに、 σ_y : 鋼材の降伏点応力

γ_b : 部材係数 (=1.1)

b. せん断に対する許容限界

(a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、イ. 棒部材式及びロ. ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

取水構造物の鉄筋コンクリート部材においては、せん断力に対する耐震性向上を目的として後施工せん断補強筋による耐震補強を計画している。後施工せん断補強筋による耐震補強の概略を図 2.3-4 に示す。後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」」（以下、「建設技術審査証明報告書」という。）に基づき設定し、適用部材の軸方向鉄筋間隔と後施工せん断補強筋の必要定着長から評価される有効係数 β_{aw} を考慮する。取水構造物において有効係数 β_{aw} を算定した結果、全ての補強対象部材において有効係数 β_{aw} は 0.9 となった。

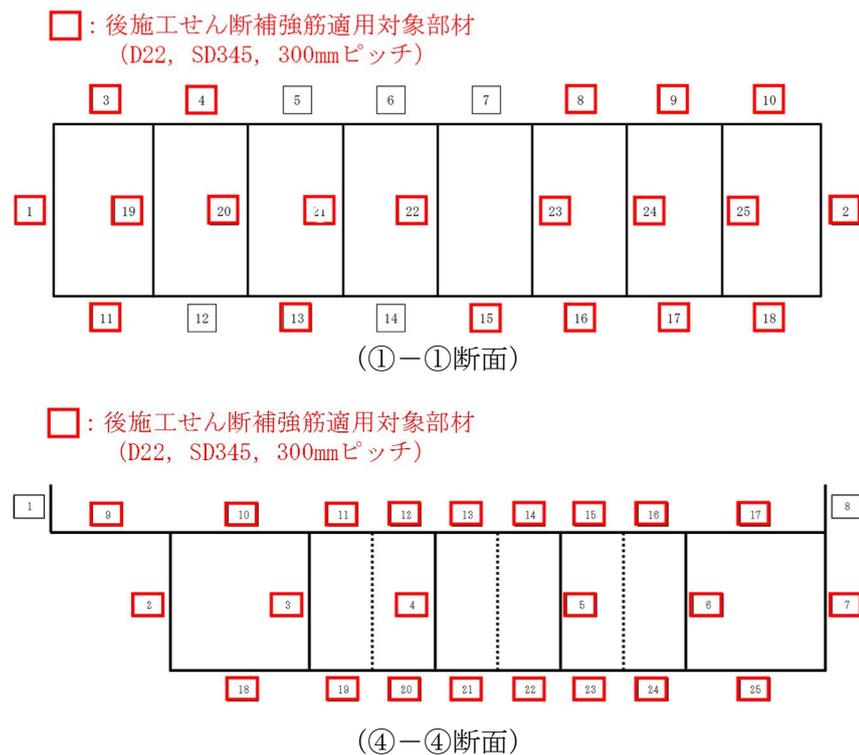


図 2.3-4 後施工せん断補強筋による耐震補強の概略

イ. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{phb}$$

ここで、 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

V_{phb} : 後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$ (N/mm²) となる場合は $f_{vcd} = 0.72$ (N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

f_{cd}' :コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 f_{ck}' を材料係数 γ_{mc} (=1.3) で除したもの

$p_v=A_s(b_w/d)$:引張鉄筋比

A_s :引張側鋼材の断面積

b_w :部材の有効幅

d :部材の有効高さ

N_d' :設計軸圧縮力

M_d :設計曲げモーメント

$M_0=N_d' \cdot D/6$: M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D :断面高さ

a/d :せん断スパン比

γ_{bc} :部材係数 (=1.3)

$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$

A_w :区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} :せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、400N/mm² 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f_{ck}' が 60N/mm² 以上の時は、800N/mm² 以下とする。

α :せん断補強筋と部材軸のなす角

s :せん断補強筋の配置間隔

z :圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。

γ_{bs} :部材係数 (=1.1)

$V_{phb} = \beta_{aw} \{A_w' f_{wyd}' (\sin \alpha + \cos \alpha) / s'\} z / \gamma_{bs}$

β_{aw} :後施工せん断補強筋のせん断耐力向上への有効性を示す係数

$\beta_{aw} = 1 - l_y / \{2 \cdot (d - d')\}$ (ただし、 $\beta_{aw} \leq 0.9$)

l_y :後施工せん断補強筋の埋込側に必要な定着長

$d - d'$:補強対象部材の圧縮-引張鉄筋の間隔 ($d - d' \geq l_y$)

A_w' :区間 s' における後施工せん断補強筋の総断面積

f_{wyd}' :後施工せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、400N/mm² 以下とする。

s' :後施工せん断補強筋の配置間隔

ロ. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} + V_{phbd}$$

ここで、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

V_{phbd} : 後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$\gamma_{bc} =$: 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$V_{phbd} = \phi \cdot V_{phb}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 2.3-5 に示す等価せん断スパンの考え方にに基づき、せん断耐力を算定する。

ハ. 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承全面あるいははり・柱前面から曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

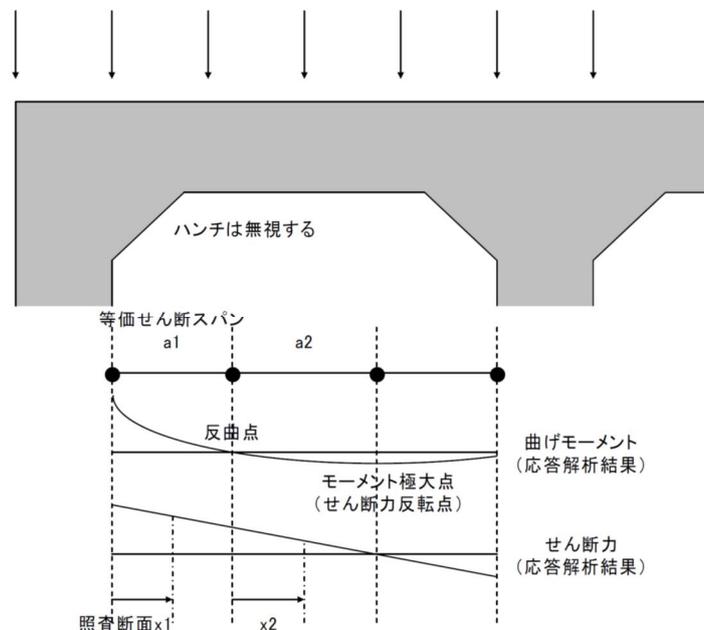
① 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が存在する場合は、以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン(a_1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン(a_2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

② 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離



(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (社) 土木学会, 2005 年) より引用)

図 2.3-5 等価せん断スパンの設定方法

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 2.3-1 に示すとおり、複数の安全係数（部材係数，構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 2.3-1 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数		値	内容	
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(b) 鋼管杭

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 及び鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] ((社) 土木学会, 2008 年制定) に基づき、以下の式で求まるせん断耐力とする。

鋼管杭のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数 (構造解析係数) 1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{Q_d}{Q_u} \leq 1.0$$

γ_i = 構造物係数 (= 1.0)

$$Q_d = \gamma_a \cdot Q$$

γ_a = 構造解析係数 (= 1.05)

Q = 応答計算による最大せん断力

杭基礎のせん断耐力 Q_u は下記式より算定する。

$$Q_u = A_e \cdot f_s / \kappa / \gamma_b$$

ここに、 A_e : 腐食代を除いた杭の断面積
 f_s : 鋼材の短期許容せん断応力度
 κ : せん断応力度の分布係数で 2.0 とする。
 γ_b : 部材係数 (= 1.1)

c. 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

取水構造物の基礎形式は、打込み工法による杭基礎であることから、極限支持力については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）の杭基礎（打ち込み工法）の設計に基づき、以下の通り設定する。極限支持力の算定結果を表 2.3-2 に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端における極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (m²)

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 2.3-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果		備考
	横断面 (①-①断面) (④-④断面)	縦断面 (⑥-⑥断面)	
極限支持力度 P_u/A (kN/m ²)	6581	6519	
極限支持力 P_u (kN)	5315	5265	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	—	
支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	2019	1981	=非排水せん断強度×2
鋼管杭の先端純断面積 A_t (m ²)	0.0471	0.0471	
鋼管杭の先端閉塞面積 A_i (m ²)	0.7605	0.7605	
鋼管杭の先端面積 A (m ²)	0.8075	0.8075	
杭の周長 U (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	—	

(2) 通水機能を要求する部材の許容限界

通水機能を要求する部材については、間接支持機能と同等の許容限界を設定する。

(3) 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 2.3-6）を許容限界とする。

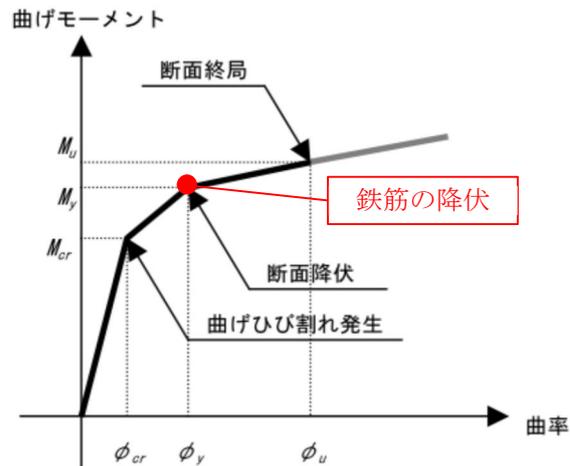


図 2.3-6 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

(4) 浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材の許容限界

浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材については、部材がおおむね弾性範囲内であることの確認として、(3)と同様に、鉄筋の降伏（図 2.3-6）を許容限界とする。

2.4 評価結果

2.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」、「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度応答分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 2.4-1～表 2.4-6 に、二次元有効応力解析の実施ケースと、躯体及び鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 2.4-1(1) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

側壁

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.055					
	+-	0.054					
	-+	0.068	0.063	0.072	0.092	0.055	0.048
	--	0.066					
S _s -1 1		0.036					
S _s -1 2		0.065					
S _s -1 3		0.062					
S _s -1 4		0.042					
S _s -2 1		0.044					
S _s -2 2		0.050					
S _s -3 1	++	0.038					
S _s -3 1	-+	0.046					

頂版1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.044					
	+-	0.047					
	-+	0.061	0.057	0.062	0.079	0.053	0.046
	--	0.065					
S _s -1 1		0.023					
S _s -1 2		0.043					
S _s -1 3		0.040					
S _s -1 4		0.029					
S _s -2 1		0.036					
S _s -2 2		0.042					
S _s -3 1	++	0.039					
S _s -3 1	-+	0.030					

頂版2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.011					
	+-	0.012					
	-+	0.009	0.010	0.012	0.040	0.011	0.011
	--	0.013					
S _s -1 1		0.007					
S _s -1 2		0.009					
S _s -1 3		0.009					
S _s -1 4		0.008					
S _s -2 1		0.009					
S _s -2 2		0.008					
S _s -3 1	++	0.014					
S _s -3 1	-+	0.009					

表 2.4-1(2) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

底版1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.095					
	+-	0.098					
	-+	0.107	0.096	0.117	0.118	0.089	0.087
	--	0.103					
S _s -1 1		0.067					
S _s -1 2		0.091					
S _s -1 3		0.087					
S _s -1 4		0.069					
S _s -2 1		0.076					
S _s -2 2		0.077					
S _s -3 1	++	0.074					
S _s -3 1	-+	0.085					

底版2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.011					
	+-	0.010					
	-+	0.011	0.011	0.011	0.023	0.009	0.008
	--	0.010					
S _s -1 1		0.007					
S _s -1 2		0.008					
S _s -1 3		0.008					
S _s -1 4		0.006					
S _s -2 1		0.008					
S _s -2 2		0.007					
S _s -3 1	++	0.008					
S _s -3 1	-+	0.008					

隔壁

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.071					
	+-	0.068					
	-+	0.061	0.066	0.060	0.081	0.066	0.068
	--	0.063					
S _s -1 1		0.037					
S _s -1 2		0.044					
S _s -1 3		0.046					
S _s -1 4		0.035					
S _s -2 1		0.049					
S _s -2 2		0.042					
S _s -3 1	++	0.067					
S _s -3 1	-+	0.055					

表 2.4-1(3) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (3/3)

鋼管杭

地震動		検討ケース	鋼管杭に対する曲率の照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.120					
	+-		0.128					
	-+		0.113					
	--		0.125					
S _s -11			0.094					
S _s -12			0.109					
S _s -13			0.096					
S _s -14			0.060					
S _s -21			0.089					
S _s -22			0.071					
S _s -31	++		0.148	0.145	0.150	0.218	0.156	0.153
S _s -31	-+		0.131					

表 2.4-2(1) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

側壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.330	0.324	0.335	0.455	0.328	0.324
	+-	0.326					
	-+	0.362					
	--	0.353					
S _s -11		0.275					
S _s -12		0.359					
S _s -13		0.329					
S _s -14		0.292					
S _s -21		0.302					
S _s -22		0.305					
S _s -31	++	0.295					
S _s -31	-+	0.313					

頂版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.182	0.188	0.200	0.233	0.177	0.175
	+-	0.184					
	-+	0.230					
	--	0.230					
S _s -11		0.537					
S _s -12		0.174					
S _s -13		0.178					
S _s -14		0.580					
S _s -21		0.168					
S _s -22		0.184					
S _s -31	++	0.206					
S _s -31	-+	0.194					

頂版2

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.612	0.634	0.644	0.694	0.500	0.505
	+-	0.604					
	-+	0.547					
	--	0.550					
S _s -11		0.423					
S _s -12		0.520					
S _s -13		0.580					
S _s -14		0.393					
S _s -21		0.459					
S _s -22		0.460					
S _s -31	++	0.540					
S _s -31	-+	0.554					

表 2.4-2(2) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

底板1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.397	0.391	0.393	0.494	0.354	0.353
	+-	0.406					
	-+	0.389					
	--	0.405					
S _s -11		0.323					
S _s -12		0.331					
S _s -13		0.320					
S _s -14		0.290					
S _s -21		0.372					
S _s -22		0.363					
S _s -31	++	0.298					
S _s -31	-+	0.317					

底板2

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.552	0.531	0.551	0.689	0.527	0.548
	+-	0.580					
	-+	0.606					
	--	0.601					
S _s -11		0.436					
S _s -12		0.475					
S _s -13		0.455					
S _s -14		0.366					
S _s -21		0.484					
S _s -22		0.437					
S _s -31	++	0.437					
S _s -31	-+	0.482					

隔壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.151	0.152	0.150	0.150	0.151	0.149
	+-	0.149					
	-+	0.138					
	--	0.139					
S _s -11		0.521					
S _s -12		0.121					
S _s -13		0.123					
S _s -14		0.504					
S _s -21		0.589					
S _s -22		0.570					
S _s -31	++	0.143					
S _s -31	-+	0.139					

表 2.4-2(3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (3/3)

鋼管杭

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.292					
	+-		0.301					
	-+		0.258					
	--		0.254					
S _s -11			0.180					
S _s -12			0.251					
S _s -13			0.225					
S _s -14			0.146					
S _s -21			0.211					
S _s -22			0.144					
S _s -31	++		0.317	0.310	0.323	0.479	0.340	0.329
S _s -31	-+		0.285					

表 2.4-3(1) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

突出部

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.004					
	+-	0.004					
	-+	0.004					
	--	0.004	0.004	0.004	0.005	0.004	0.004
S _s -1 1		0.003					
S _s -1 2		0.004					
S _s -1 3		0.003					
S _s -1 4		0.003					
S _s -2 1		0.003					
S _s -2 2		0.003					
S _s -3 1	++	0.003					
S _s -3 1	-+	0.004					

側壁

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.046					
	+-	0.043					
	-+	0.046					
	--	0.052	0.055	0.045	0.058	0.051	0.052
S _s -1 1		0.024					
S _s -1 2		0.042					
S _s -1 3		0.040					
S _s -1 4		0.028					
S _s -2 1		0.032					
S _s -2 2		0.032					
S _s -3 1	++	0.038					
S _s -3 1	-+	0.042					

隔壁

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.058					
	+-	0.061					
	-+	0.087					
	--	0.087	0.090	0.081	0.128	0.063	0.063
S _s -1 1		0.032					
S _s -1 2		0.043					
S _s -1 3		0.036					
S _s -1 4		0.025					
S _s -2 1		0.041					
S _s -2 2		0.037					
S _s -3 1	++	0.037					
S _s -3 1	-+	0.044					

表 2.4-3(2) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

左張出

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.071					
	+-	0.073					
	-+	0.079					
	--	0.083	0.085	0.076	0.133	0.066	0.067
S _s -1 1		0.045					
S _s -1 2		0.065					
S _s -1 3		0.061					
S _s -1 4		0.038					
S _s -2 1		0.044					
S _s -2 2		0.050					
S _s -3 1	++	0.055					
S _s -3 1	-+	0.059					

頂版1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.066					
	+-	0.070					
	-+	0.091					
	--	0.102	0.098	0.100	0.124	0.083	0.078
S _s -1 1		0.048					
S _s -1 2		0.062					
S _s -1 3		0.056					
S _s -1 4		0.054					
S _s -2 1		0.063					
S _s -2 2		0.071					
S _s -3 1	++	0.052					
S _s -3 1	-+	0.054					

頂版2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.007					
	+-	0.007					
	-+	0.009					
	--	0.009	0.008	0.008	0.015	0.007	0.007
S _s -1 1		0.005					
S _s -1 2		0.006					
S _s -1 3		0.006					
S _s -1 4		0.004					
S _s -2 1		0.006					
S _s -2 2		0.006					
S _s -3 1	++	0.005					
S _s -3 1	-+	0.006					

表 2.4-3(3) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (3/3)

底板1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.065					
	+-	0.072					
	-+	0.078					
	--	0.083	0.083	0.073	0.114	0.077	0.080
S _s -11		0.042					
S _s -12		0.054					
S _s -13		0.048					
S _s -14		0.038					
S _s -21		0.057					
S _s -22		0.046					
S _s -31	++	0.067					
S _s -31	-+	0.058					

底板2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.022					
	+-	0.022					
	-+	0.026					
	--	0.028	0.027	0.026	0.053	0.019	0.021
S _s -11		0.012					
S _s -12		0.014					
S _s -13		0.013					
S _s -14		0.010					
S _s -21		0.015					
S _s -22		0.017					
S _s -31	++	0.015					
S _s -31	-+	0.015					

鋼管杭

地震動 \ 検討ケース		鋼管杭に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.185					
	+-	0.189					
	-+	0.185					
	--	0.220	0.211	0.227	0.224	0.200	0.198
S _s -11		0.161					
S _s -12		0.152					
S _s -13		0.159					
S _s -14		0.086					
S _s -21		0.133					
S _s -22		0.109					
S _s -31	++	0.187					
S _s -31	-+	0.140					

表 2.4-4(1) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

突出部

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.347					
	+-	0.348					
	-+	0.348					
	--	0.383	0.378	0.374	0.433	0.292	0.291
S _s -1 1		0.275					
S _s -1 2		0.332					
S _s -1 3		0.313					
S _s -1 4		0.272					
S _s -2 1		0.297					
S _s -2 2		0.300					
S _s -3 1	++	0.267					
S _s -3 1	-+	0.291					

側壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.331					
	+-	0.354					
	-+	0.378					
	--	0.369	0.371	0.365	0.406	0.369	0.367
S _s -1 1		0.277					
S _s -1 2		0.360					
S _s -1 3		0.342					
S _s -1 4		0.289					
S _s -2 1		0.339					
S _s -2 2		0.325					
S _s -3 1	++	0.296					
S _s -3 1	-+	0.316					

隔壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.239					
	+-	0.243					
	-+	0.294					
	--	0.292	0.298	0.285	0.348	0.260	0.261
S _s -1 1		0.199					
S _s -1 2		0.214					
S _s -1 3		0.206					
S _s -1 4		0.185					
S _s -2 1		0.224					
S _s -2 2		0.214					
S _s -3 1	++	0.221					
S _s -3 1	-+	0.230					

表 2.4-4(2) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

左張出 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.204					
	+-		0.209					
	-+		0.213					
	--		0.231	0.239	0.213	0.319	0.212	0.213
S _s -11			0.154					
S _s -12			0.191					
S _s -13			0.193					
S _s -14			0.150					
S _s -21			0.170					
S _s -22			0.179					
S _s -31	++		0.186					
S _s -31	-+		0.189					

頂版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.295					
	+-		0.311					
	-+		0.301					
	--		0.343	0.339	0.342	0.375	0.321	0.311
S _s -11			0.271					
S _s -12			0.275					
S _s -13			0.266					
S _s -14			0.245					
S _s -21			0.306					
S _s -22			0.323					
S _s -31	++		0.235					
S _s -31	-+		0.239					

頂版2 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.215					
	+-		0.215					
	-+		0.244					
	--		0.246	0.245	0.238	0.290	0.204	0.209
S _s -11			0.180					
S _s -12			0.202					
S _s -13			0.189					
S _s -14			0.169					
S _s -21			0.187					
S _s -22			0.189					
S _s -31	++		0.184					
S _s -31	-+		0.197					

表 2.4-4(3) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (3/3)

底板1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.334					
	+-	0.360					
	-+	0.363					
	--	0.377	0.377	0.373	0.398	0.401	0.404
S _s -11		0.259					
S _s -12		0.338					
S _s -13		0.311					
S _s -14		0.275					
S _s -21		0.327					
S _s -22		0.321					
S _s -31	++	0.282					
S _s -31	-+	0.327					

底板2 (後施工せん断補強筋による補強対象)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.211					
	+-	0.220					
	-+	0.212					
	--	0.216	0.215	0.214	0.235	0.209	0.211
S _s -11		0.182					
S _s -12		0.186					
S _s -13		0.181					
S _s -14		0.171					
S _s -21		0.202					
S _s -22		0.207					
S _s -31	++	0.179					
S _s -31	-+	0.179					

鋼管杭

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.289					
	+-	0.301					
	-+	0.262					
	--	0.283					
S _s -11		0.233					
S _s -12		0.268					
S _s -13		0.242					
S _s -14		0.161					
S _s -21		0.216					
S _s -22		0.188					
S _s -31	++	0.336	0.326	0.372	0.457	0.346	0.340
S _s -31	-+	0.315					

表 2.4-5(1) ⑥-⑥断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 2)

部材①

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.035					
	+-	0.009					
	-+	0.009					
	--	0.009					
S _s -1 1		0.008					
S _s -1 2		0.010					
S _s -1 3		0.011					
S _s -1 4		0.009					
S _s -2 1		0.008					
S _s -2 2		0.008					
S _s -3 1	++	0.015					
S _s -3 1	-+	0.016	0.017	0.014	0.012	0.023	0.025

部材②

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.050					
	+-	0.050					
	-+	0.050					
	--	0.053					
S _s -1 1		0.028					
S _s -1 2		0.039					
S _s -1 3		0.037					
S _s -1 4		0.035					
S _s -2 1		0.033					
S _s -2 2		0.046					
S _s -3 1	++	0.042					
S _s -3 1	-+	0.059	0.057	0.059	0.061	0.061	0.061

部材③

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.087					
	+-	0.089					
	-+	0.089					
	--	0.089					
S _s -1 1		0.067					
S _s -1 2		0.076					
S _s -1 3		0.076					
S _s -1 4		0.072					
S _s -2 1		0.069					
S _s -2 2		0.082					
S _s -3 1	++	0.078					
S _s -3 1	-+	0.095	0.093	0.095	0.098	0.098	0.098

表 2.4-5(2) ⑥-⑥断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2/2)

鋼管杭

地震動		検討ケース	鋼管杭に対する曲率の照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.236					
	+-		0.235					
	-+		0.296					
	--		0.305	0.300	0.325	0.323	0.250	0.230
S _s -11			0.089					
S _s -12			0.135					
S _s -13			0.112					
S _s -14			0.084					
S _s -21			0.161					
S _s -22			0.164					
S _s -31	++		0.172					
S _s -31	-+		0.133					

表 2.4-6(1) ⑥-⑥断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1/2)

部材①

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.390					
	+-	0.251					
	-+	0.254					
	--	0.263					
S _s -11		0.238					
S _s -12		0.272					
S _s -13		0.276					
S _s -14		0.261					
S _s -21		0.209					
S _s -22		0.249					
S _s -31	++	0.319					
S _s -31	-+	0.309	0.312	0.301	0.290	0.450	0.468

部材②

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.427					
	+-	0.427					
	-+	0.425					
	--	0.438					
S _s -11		0.361					
S _s -12		0.392					
S _s -13		0.383					
S _s -14		0.382					
S _s -21		0.373					
S _s -22		0.418					
S _s -31	++	0.396					
S _s -31	-+	0.449	0.445	0.449	0.457	0.457	0.457

部材③

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.500					
	+-	0.504					
	-+	0.500					
	--	0.508					
S _s -11		0.441					
S _s -12		0.464					
S _s -13		0.464					
S _s -14		0.453					
S _s -21		0.445					
S _s -22		0.490					
S _s -31	++	0.468					
S _s -31	-+	0.520	0.512	0.520	0.528	0.528	0.528

表 2.4-6(2) ⑥-⑥断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2/2)

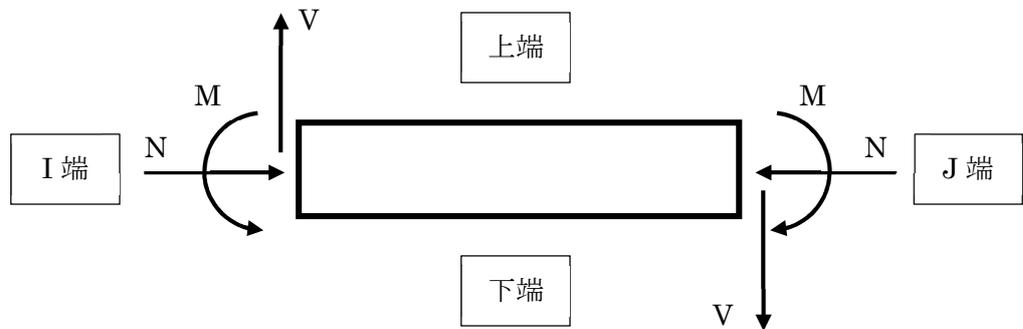
鋼管杭

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.533					
	+-		0.522					
	-+		0.552					
	--		0.561	0.562	0.563	0.674	0.543	0.592
S _s -11			0.217					
S _s -12			0.347					
S _s -13			0.284					
S _s -14			0.275					
S _s -21			0.335					
S _s -22			0.338					
S _s -31	++		0.495					
S _s -31	-+		0.317					

(1) 断面力分布（躯体の部材に着目した断面力図）

取水構造物躯体の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。断面力分布における断面力の方向を，図 2.4-1 および図 2.4-2 に補足する。

記載する断面力分布において部材毎に該当する照査値及び検討ケースの一覧表を表 2.4-7 および表 2.4-8 に示す。図 2.4-3～図 2.4-5 に躯体の曲げ軸力に対する照査，図 2.4-6～図 2.4-8 にせん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。



記号の説明

曲げモーメント : M

軸力 : N

せん断力 : V

応力の符号

曲げモーメント (M) 正 : 上端が引張となる曲げモーメント

負 : 上端が圧縮となる曲げモーメント

軸力 (N) 正 : 圧縮

負 : 引張

図 2.4-1 照査における断面力の方向

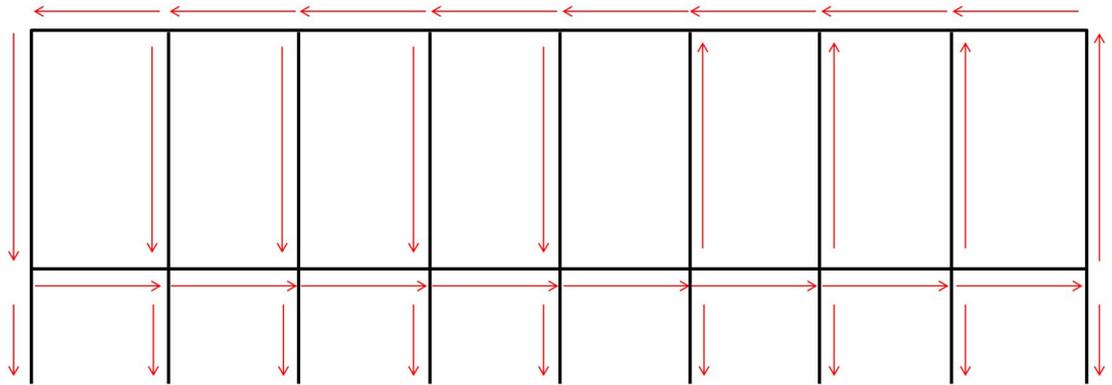


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

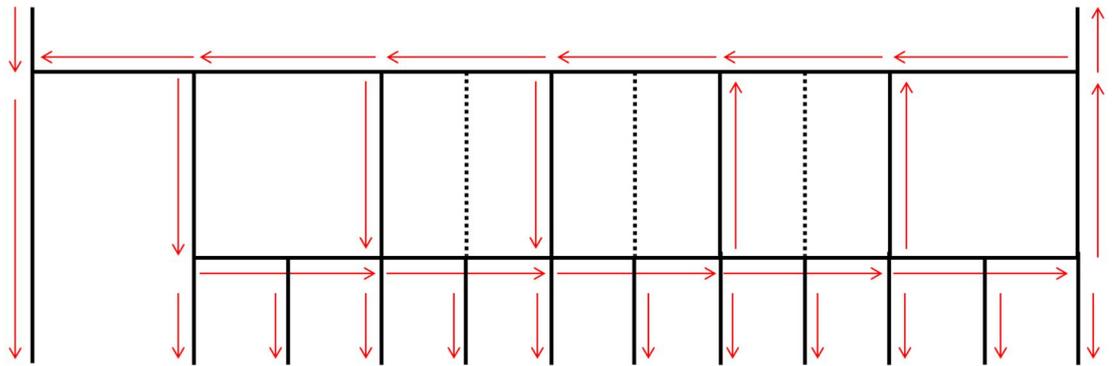


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

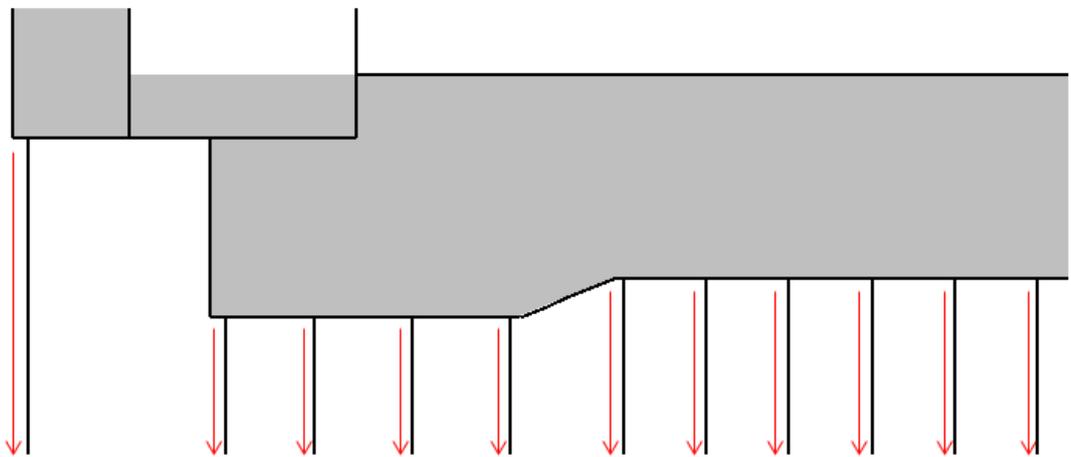


図 2.4-2(3) はり要素の方向(I 端→J 端) (⑥-⑥断面)

a. 曲げ軸力照査

表 2.4-7(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ ε_a [-]	照査用曲率 ϕ_m [1/m]	限界曲率 ϕ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_m / \phi$	検討ケース	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端						
側壁	1500	1000	1500	1425	D22	D25	-7.14×10^{-6}	-1.22×10^{-3}	1.33×10^{-2}	0.092	④ S _s -D1 (H-, V+)
頂版1	1000	1000	1000	925	D19	D25	-1.51×10^{-5}	1.57×10^{-3}	1.99×10^{-2}	0.079	④ S _s -D1 (H-, V+)
頂版2	1000	1000	1000	925	D19	D22	-2.36×10^{-5}	-7.87×10^{-4}	1.99×10^{-2}	0.040	④ S _s -D1 (H-, V+)
底版1	1000	1000	1000	925	D19	D25	-3.88×10^{-5}	2.35×10^{-3}	1.99×10^{-2}	0.118	④ S _s -D1 (H-, V+)
底版2	1000	1000	1000	925	D19	D25	-3.66×10^{-5}	-4.50×10^{-4}	1.99×10^{-2}	0.023	④ S _s -D1 (H-, V+)
隔壁	1000	1000	1000	925	D22	D22	-1.21×10^{-5}	1.62×10^{-3}	1.99×10^{-2}	0.081	④ S _s -D1 (H-, V+)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

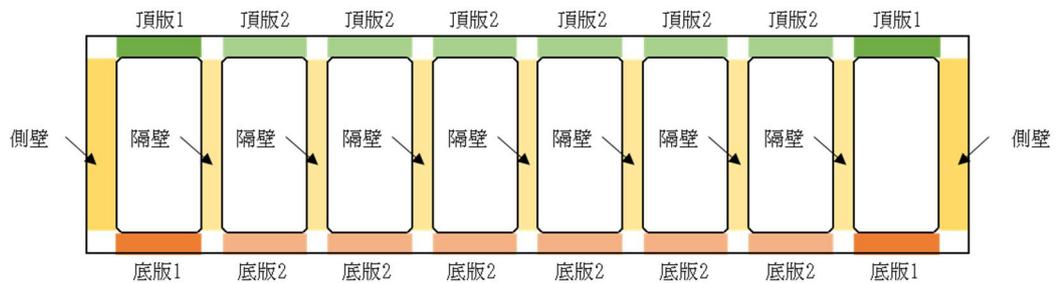
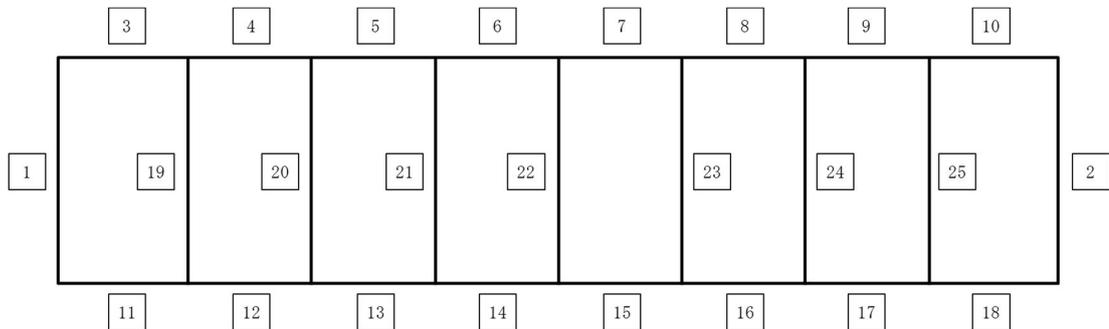


表 2.4-7(2) 躯体^④の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ ϵ_a [-]	照査用曲率 ϕ_d [1/m]	限界曲率 ϕ_L [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	検討ケース	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端						
突出部	1	1000	1000	925	D22	D25	-6.40×10^{-7}	9.61×10^{-5}	1.99×10^{-2}	0.005	④ S _S -D1 (H-, V-)
側壁	2	1000	1500	1425	D19	D25	5.55×10^{-6}	7.67×10^{-4}	1.33×10^{-2}	0.058	④ S _S -D1 (H-, V-)
隔壁	6	1000	1200	1125	D19	D22	-3.64×10^{-5}	-2.13×10^{-3}	1.66×10^{-2}	0.128	④ S _S -D1 (H-, V-)
左張出	9	1000	1000	925	D19	D25	-9.57×10^{-6}	-2.64×10^{-3}	1.99×10^{-2}	0.133	④ S _S -D1 (H-, V-)
頂版1	17	1000	1000	925	D19	D25	-3.05×10^{-5}	2.46×10^{-3}	1.99×10^{-2}	0.124	④ S _S -D1 (H-, V-)
頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D22	-2.49×10^{-5}	-9.34×10^{-5}	6.25×10^{-3}	0.015	④ S _S -D1 (H-, V-)
底版1	25	1000	1200	1125	D19	D25	-3.70×10^{-5}	1.89×10^{-3}	1.66×10^{-2}	0.114	④ S _S -D1 (H-, V-)
底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	-2.44×10^{-5}	8.72×10^{-4}	1.66×10^{-2}	0.053	④ S _S -D1 (H-, V-)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

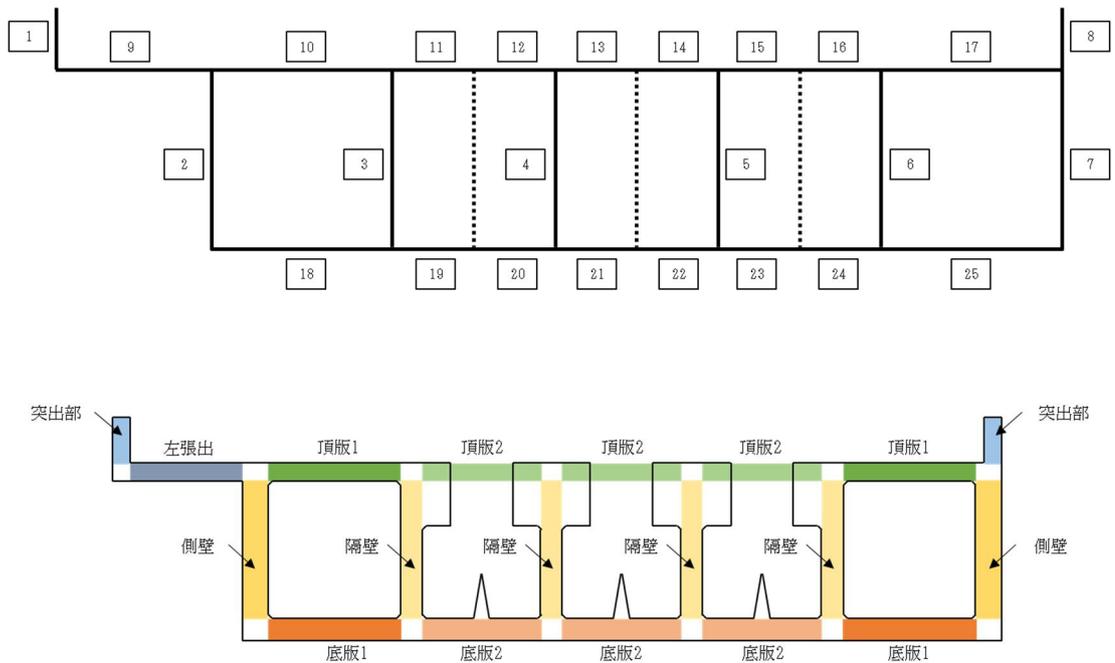


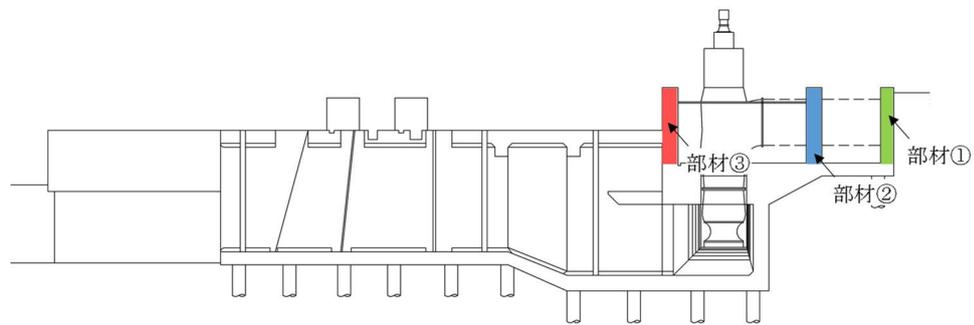
表 2.4-7(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

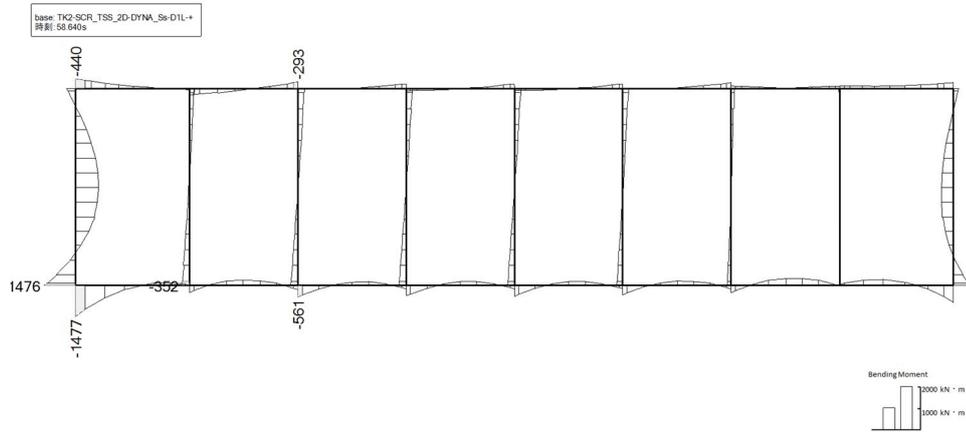
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

部材	軸方向ひずみ ϵ_a [-]	照査用曲率 ϕ_d [1/m]	限界曲率 ϕ_L [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
					検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	-9.41×10^{-6}	-6.87×10^{-4}	1.99×10^{-2}	0.035	① $S_S - D1$ (H+, V+)	最大土圧	(H→V↓)
②	-1.53×10^{-5}	-1.02×10^{-3}	1.66×10^{-2}	0.061	④ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V↓)
③	-1.66×10^{-5}	-1.62×10^{-3}	1.66×10^{-2}	0.098	⑤ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V↓)

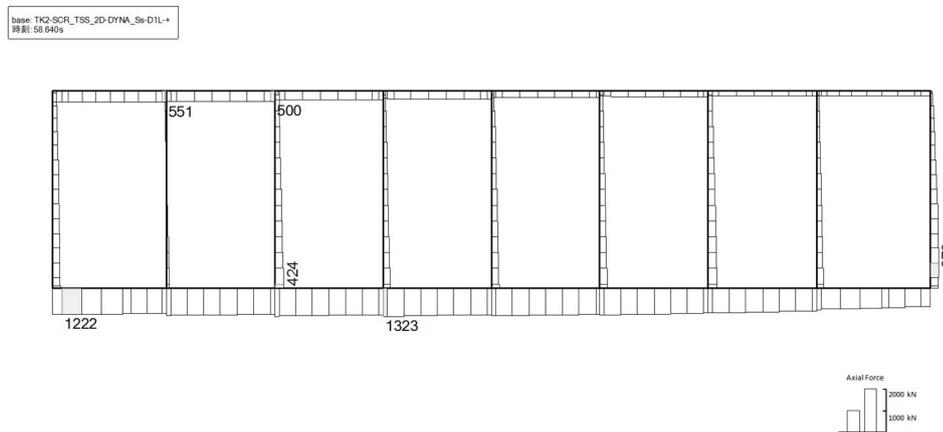
注記 * : 評価位置は下図に示す。

* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。

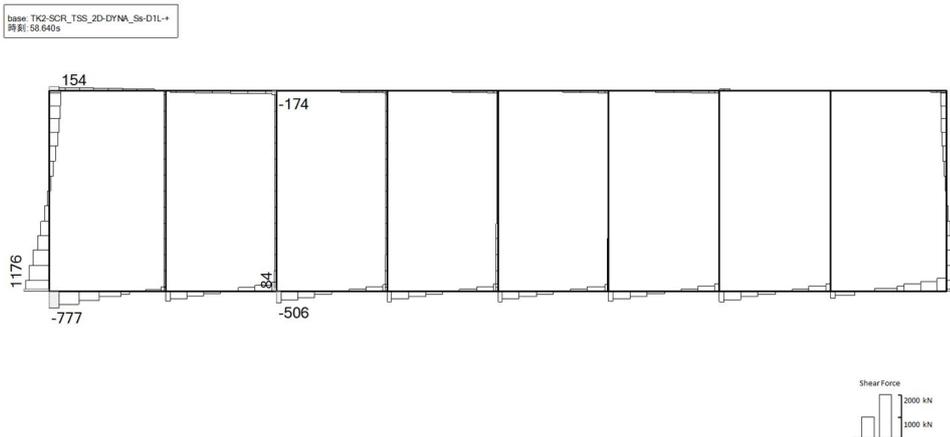




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

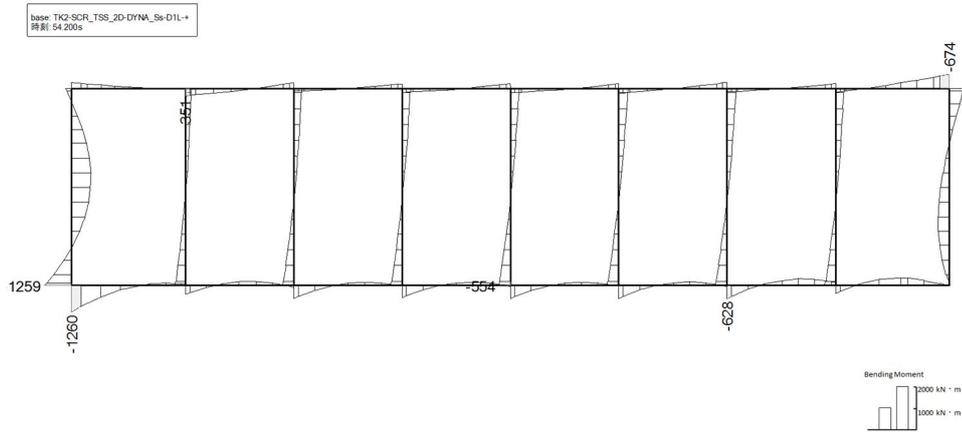


(c) せん断力 (kN)

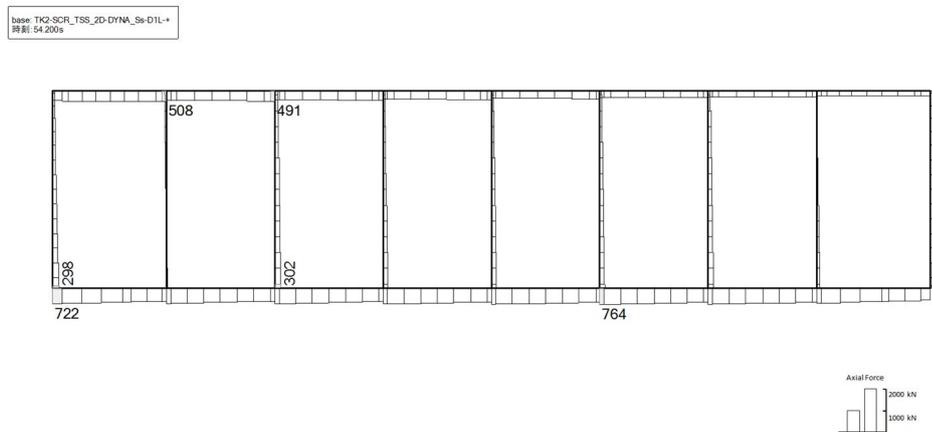
図 2.4-3(1) 取水路(①-①断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V+), $t=58.64s$)

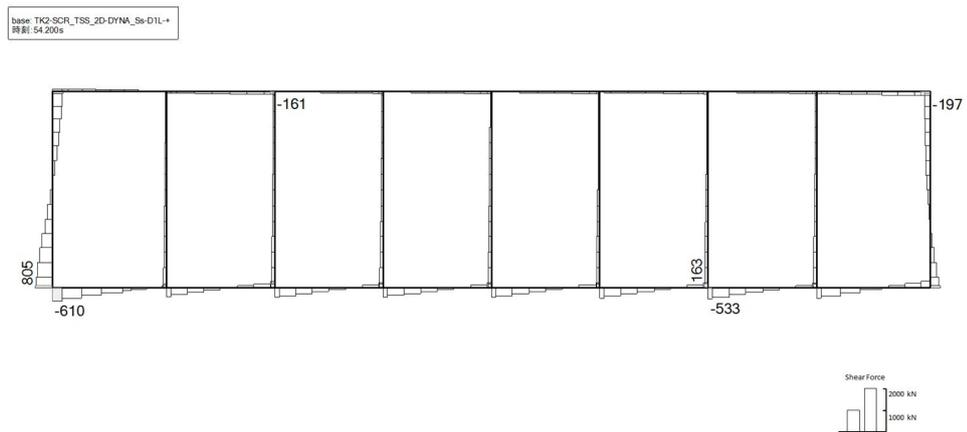
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

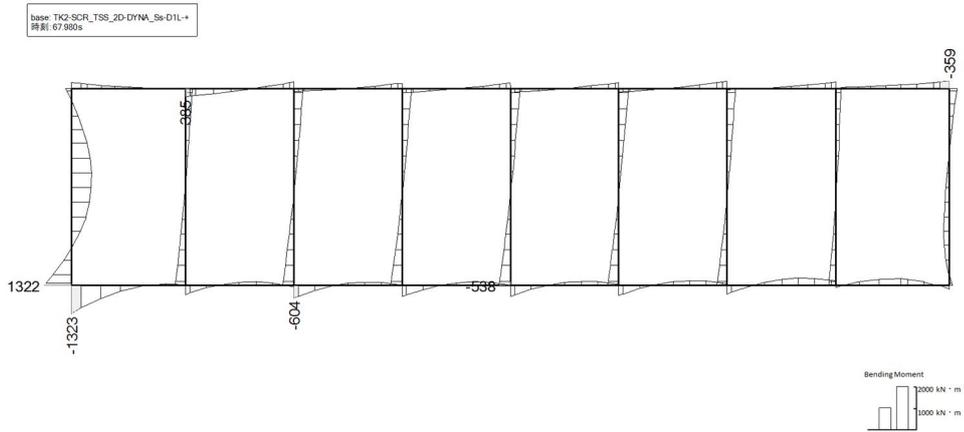


(c) せん断力 (kN)

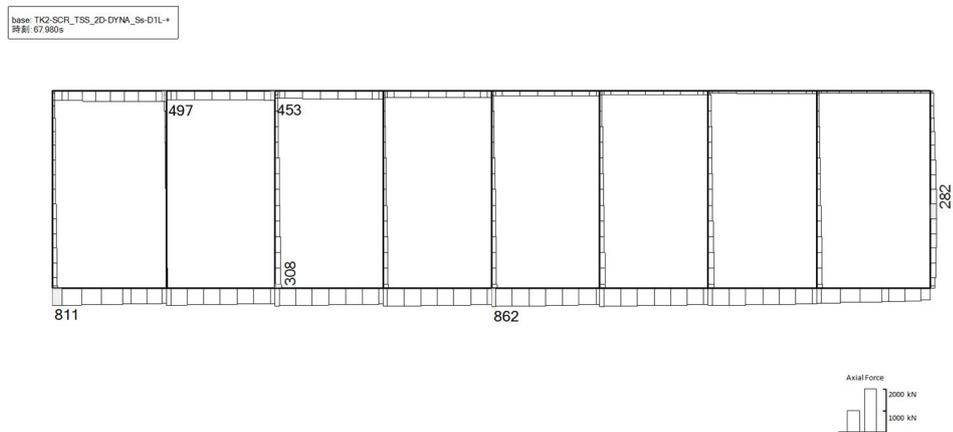
図 2.4-3(2) 取水路①-①断面の頂版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s-D 1 (H-, V+)$, $t=54.20s$)

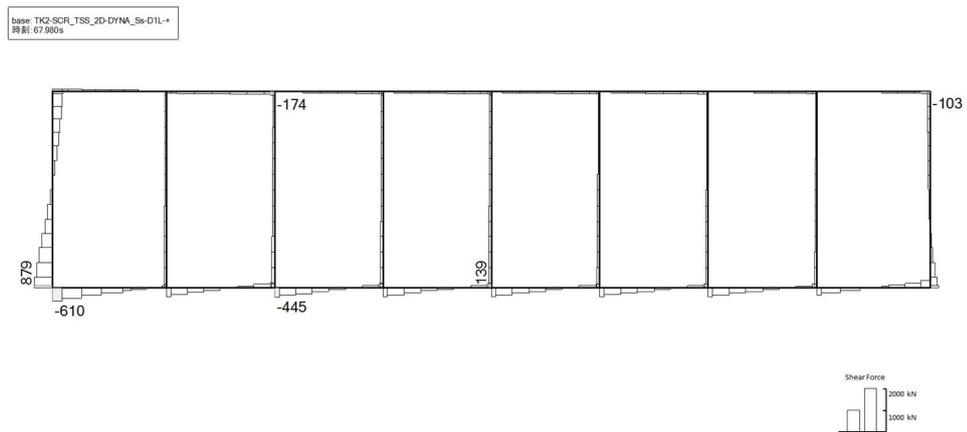
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

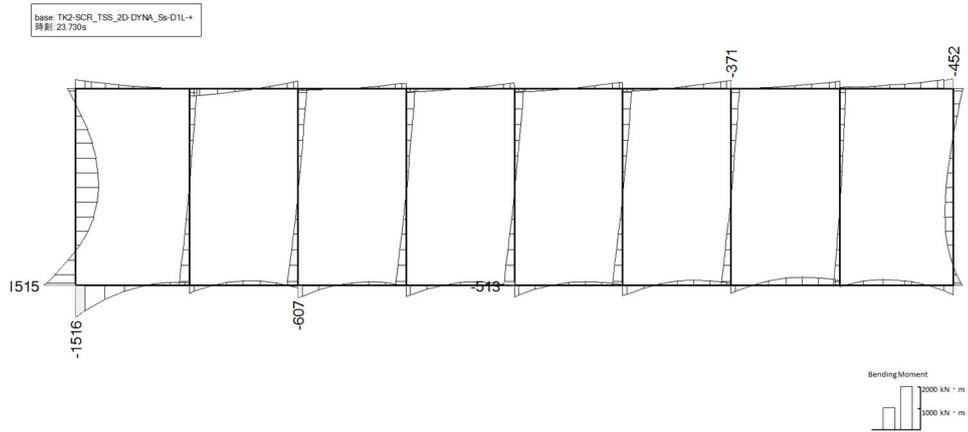


(c) せん断力 (kN)

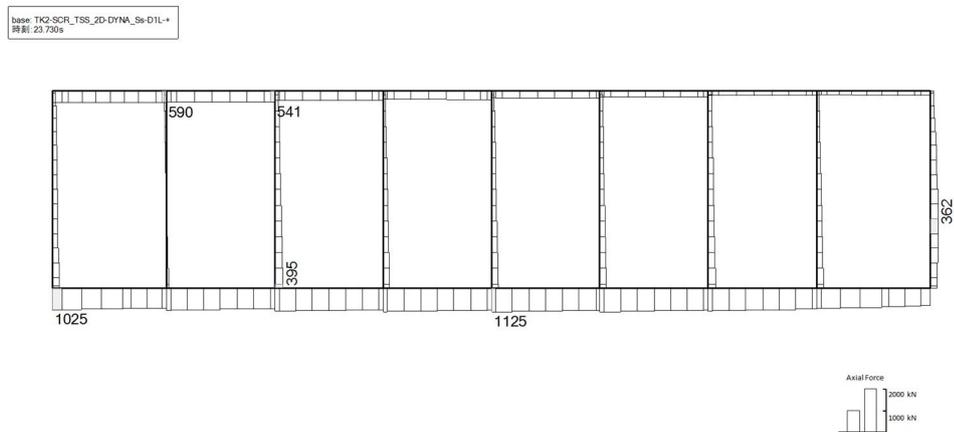
図 2.4-3(3) 取水路(①-①断面)の頂版 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s-D 1 (H-, V+)$, $t=67.98s$)

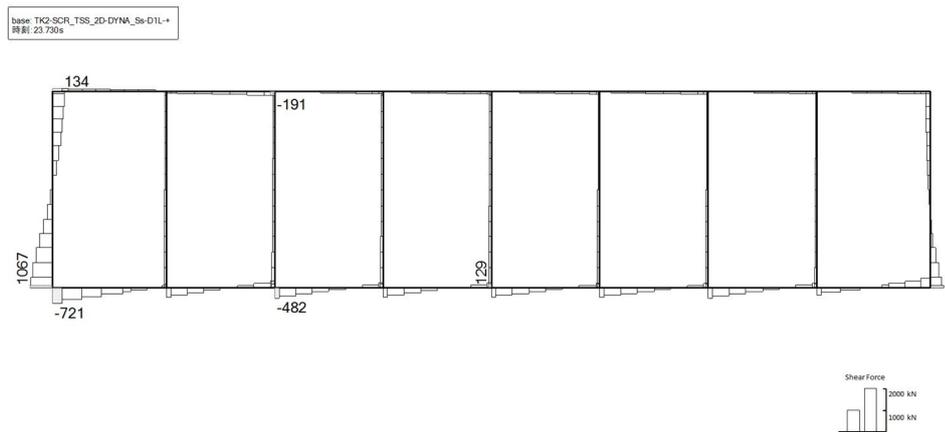
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



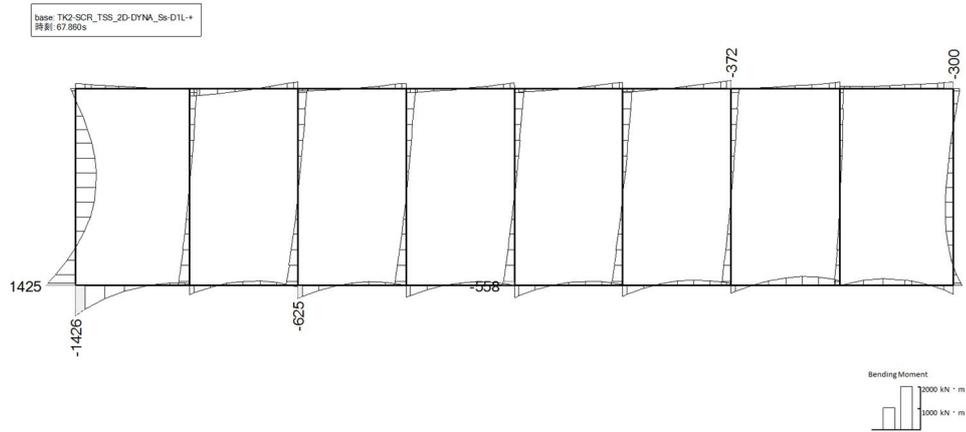
(b) 軸力 (kN)



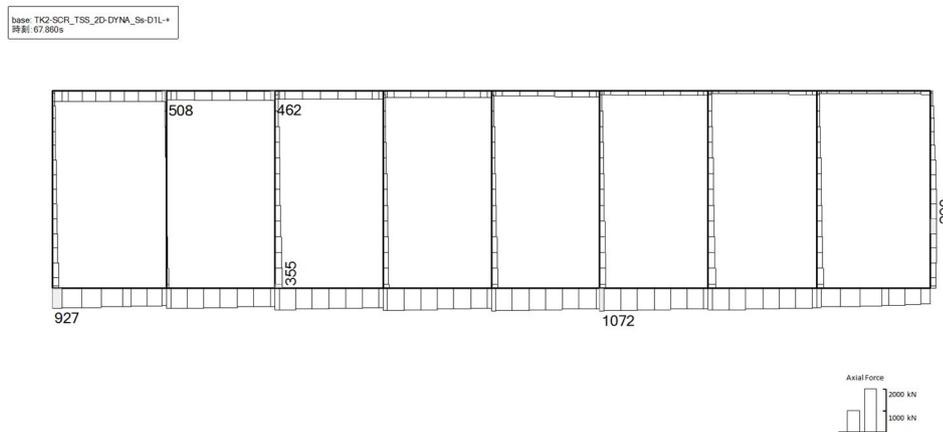
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-3 (4) 取水路(①-①断面)の底板 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力
($S_s-D 1$ (H-, V+), $t=23.73s$)

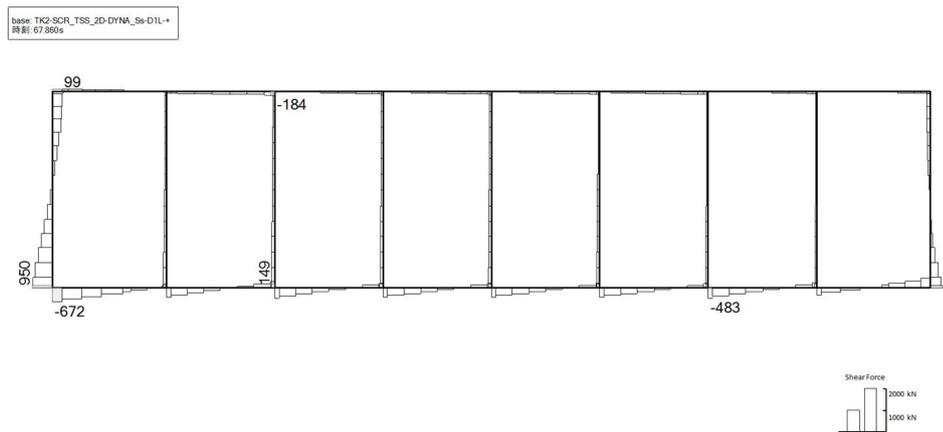
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

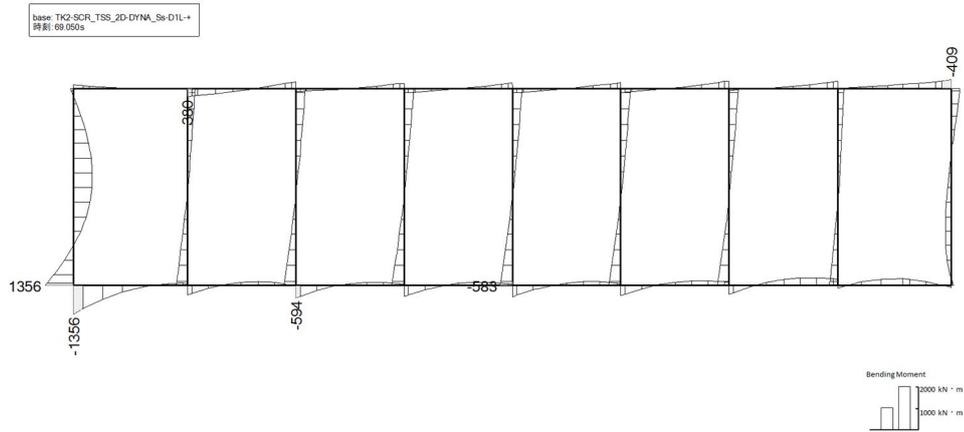


(c) せん断力 (kN)

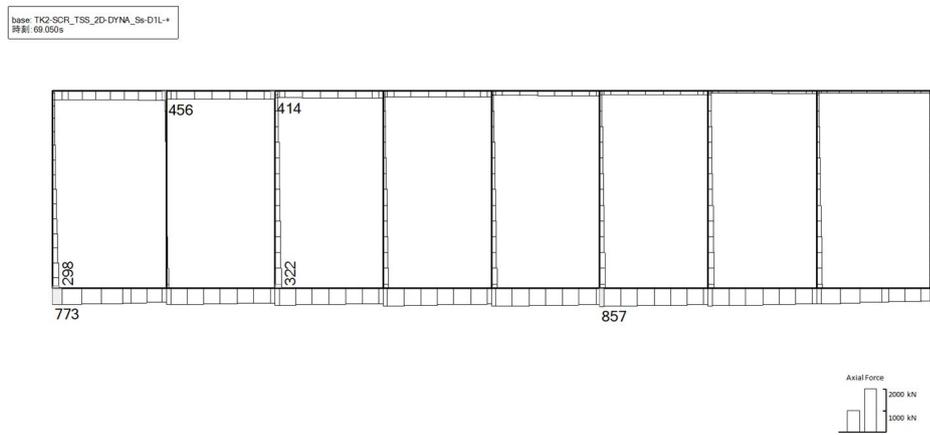
図 2.4-3(5) 取水路①-①断面の底板 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V+), $t=67.86s$)

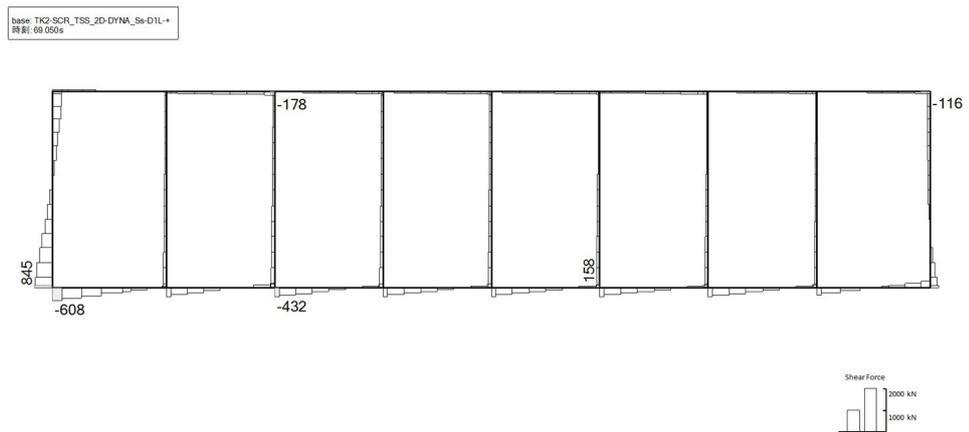
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

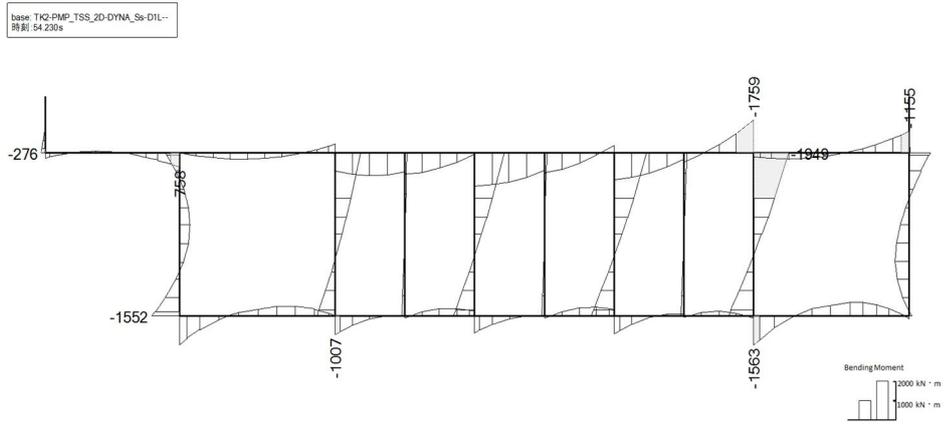


(c) せん断力 (kN)

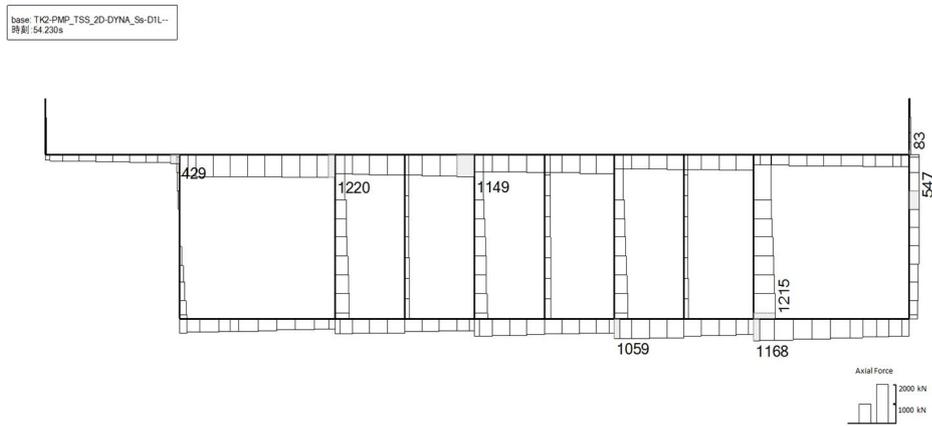
図 2.4-3(6) 取水路(①-①断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V+), $t=69.05s$)

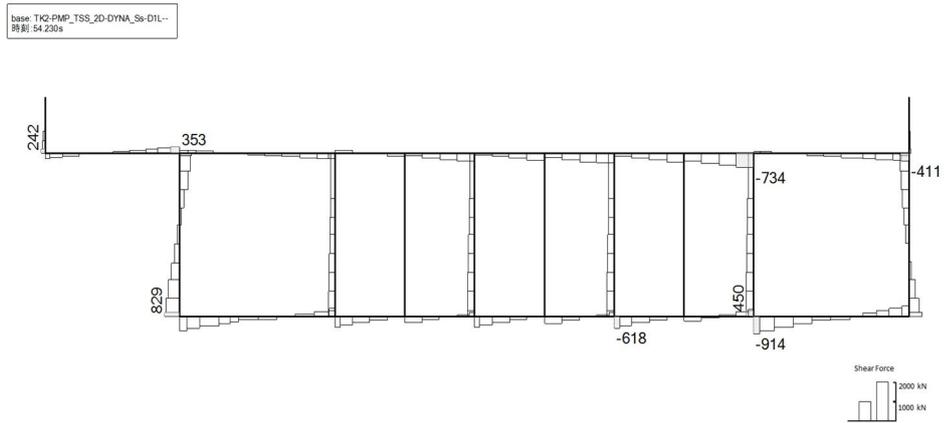
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



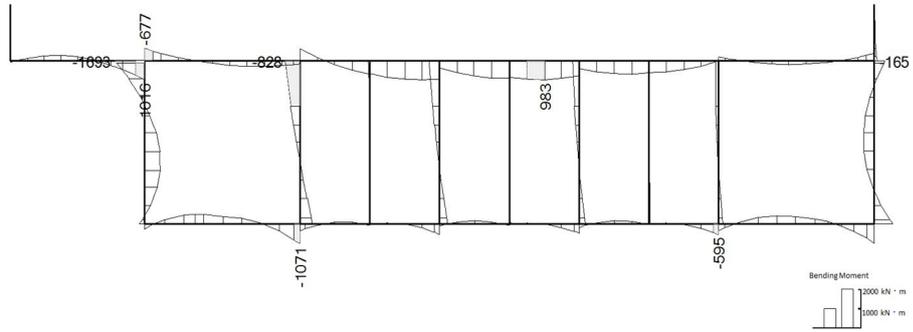
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(1) 取水ピット(④-④断面)の突出部において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.23s$)

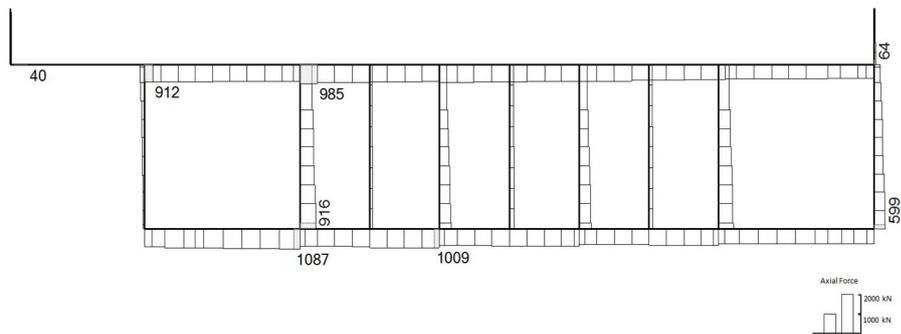
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.530s



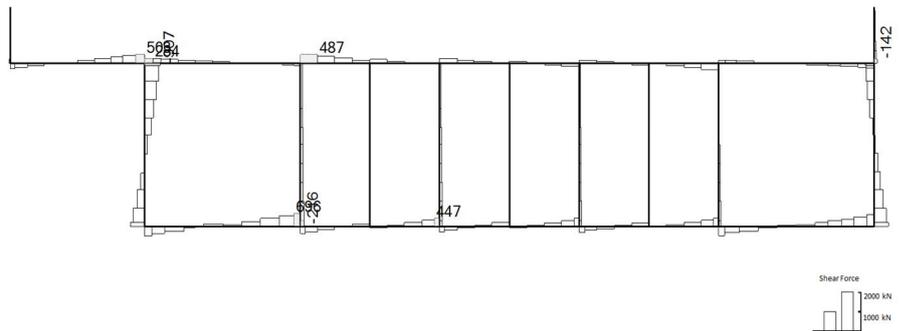
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.530s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.530s



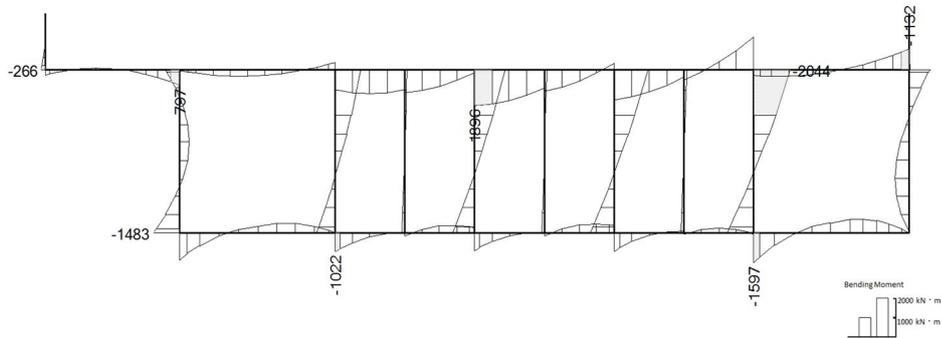
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(2) 取水ピット(④-④断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s -D1 (H-, V-), $t=44.53s$)

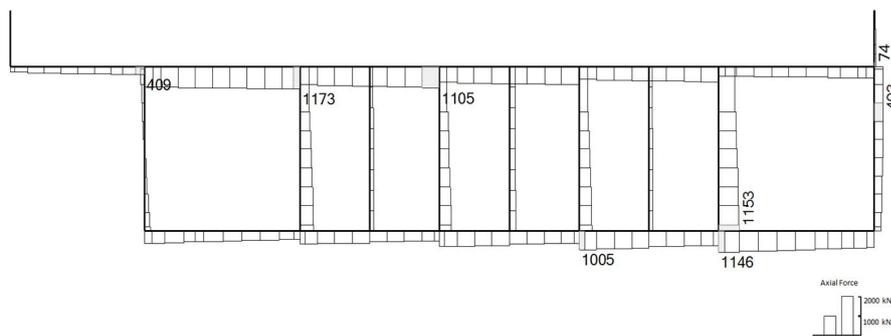
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.210s



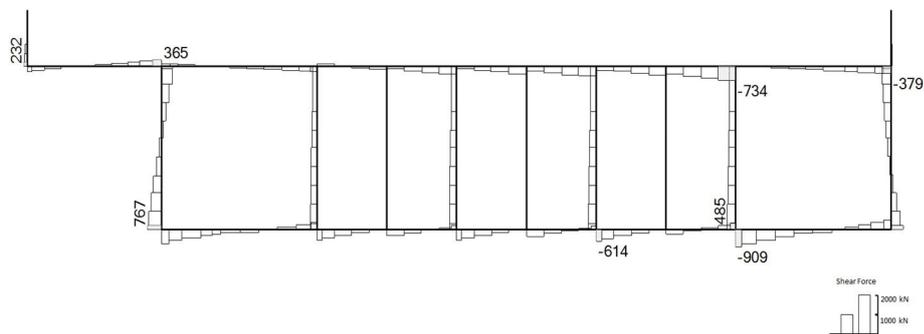
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.210s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.210s



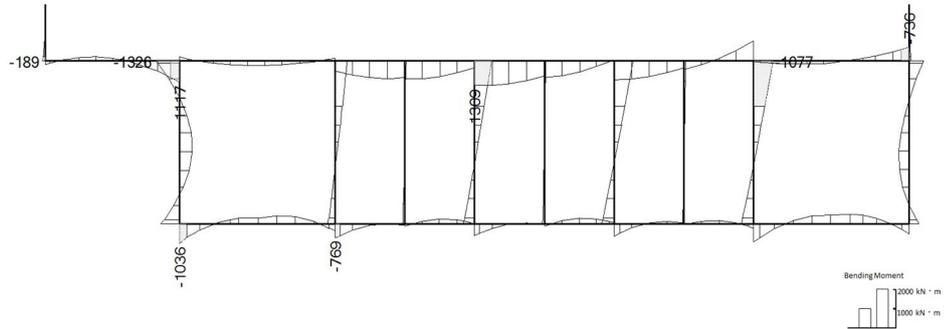
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(3) 取水ピット(④-④断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.21s$)

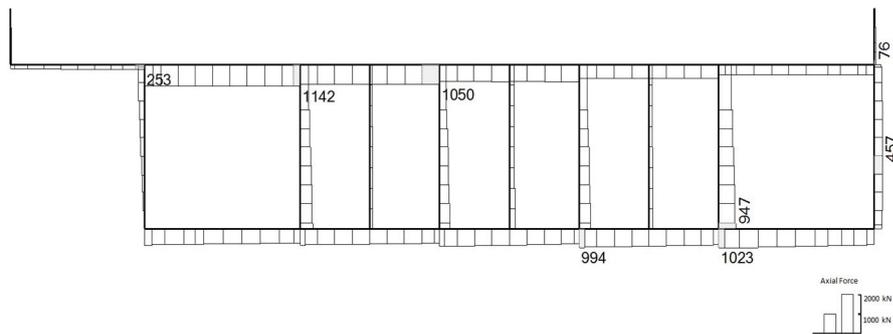
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 58.320s



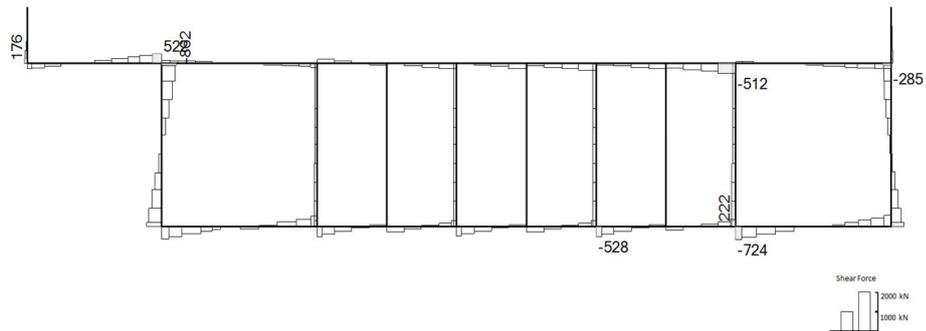
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 58.320s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 58.320s

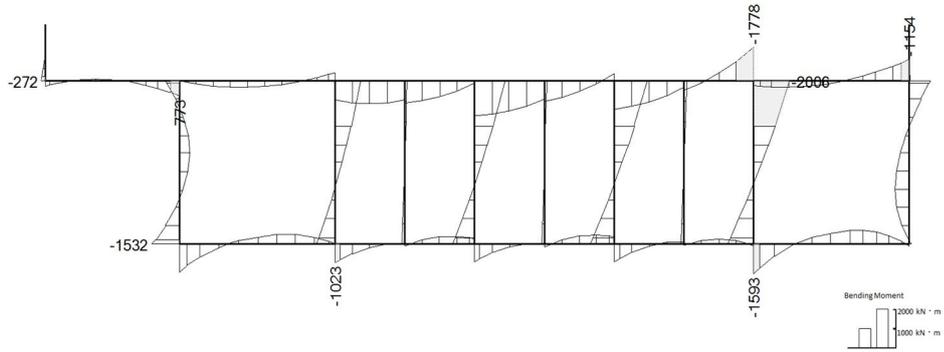


(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4 (4) 取水ピット(④-④断面)の左張出において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=58.32s$)

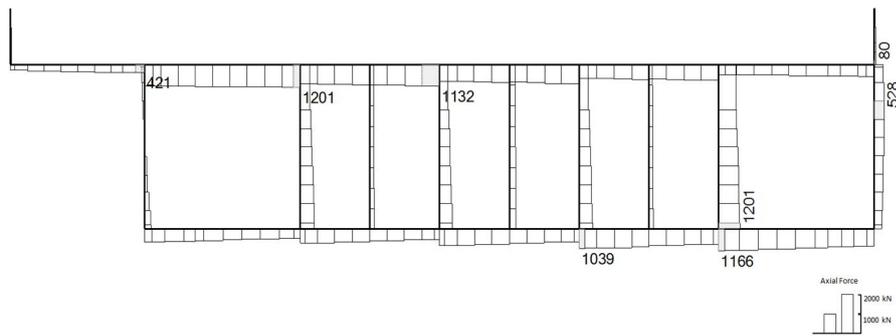
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



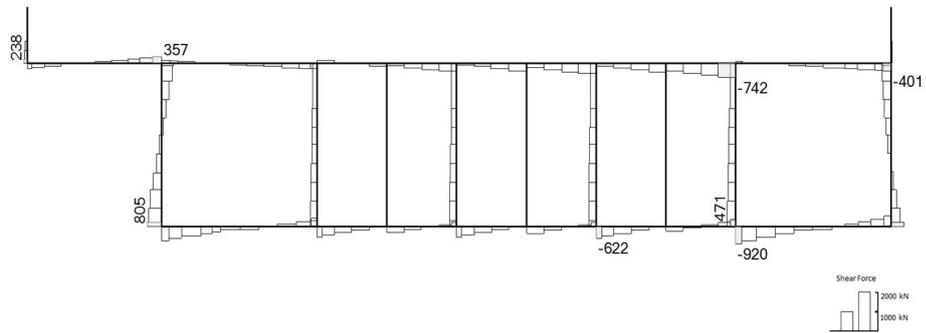
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



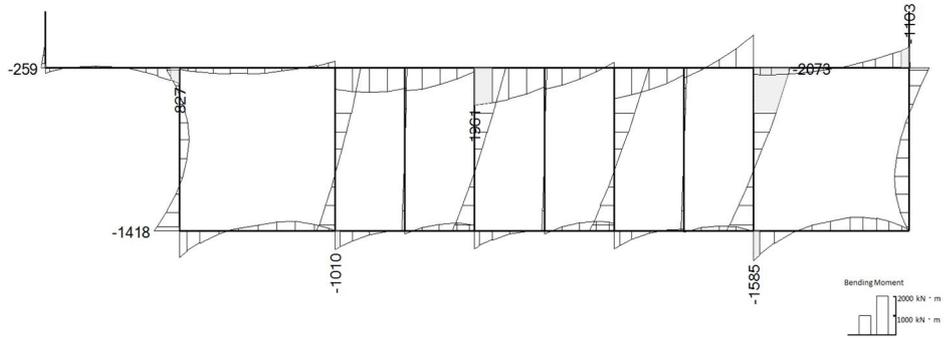
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(5) 取水ピット(④-④断面)の頂版1において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.22s$)

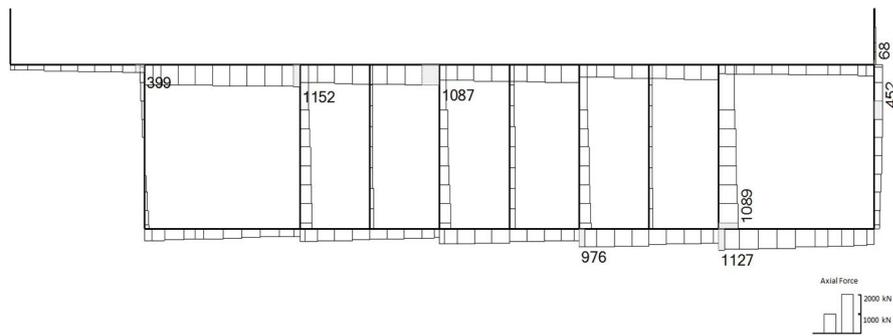
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.200s



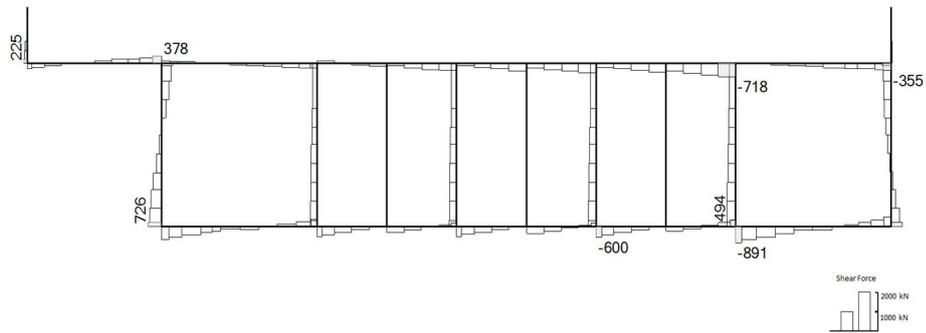
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.200s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.200s



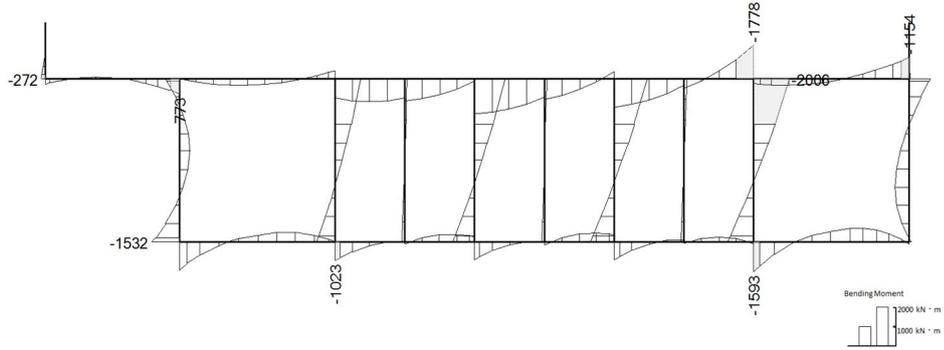
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(6) 取水ピット(④-④断面)の頂版2において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s-D1(H-, V-)$, $t=54.20s$)

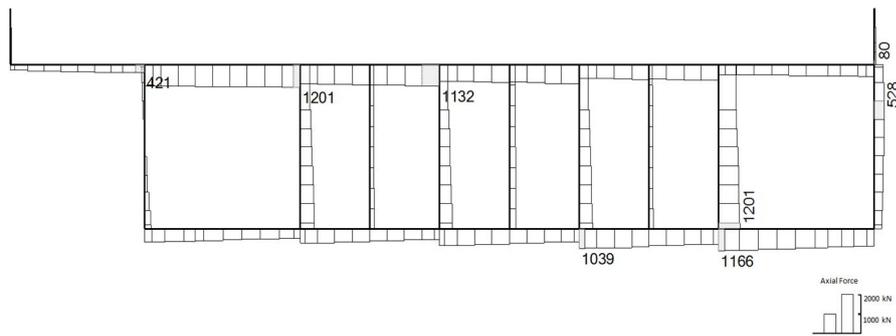
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



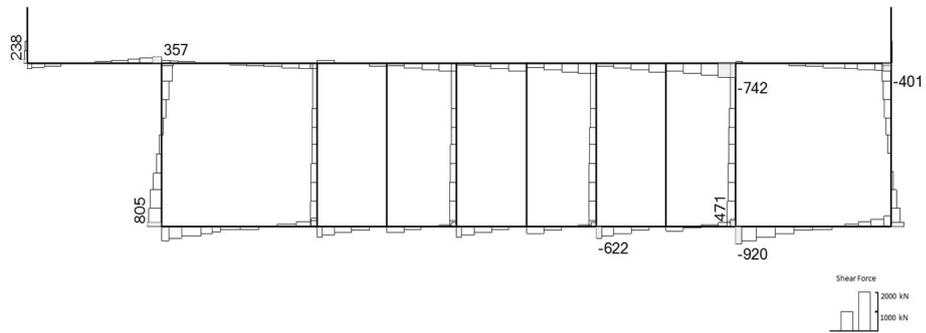
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



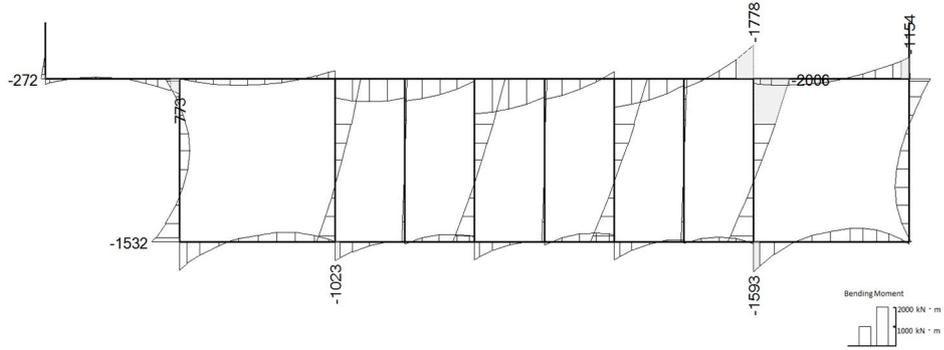
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(7) 取水ピット(④-④断面)の底板1において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s -D1 (H-, V-), $t=54.22s$)

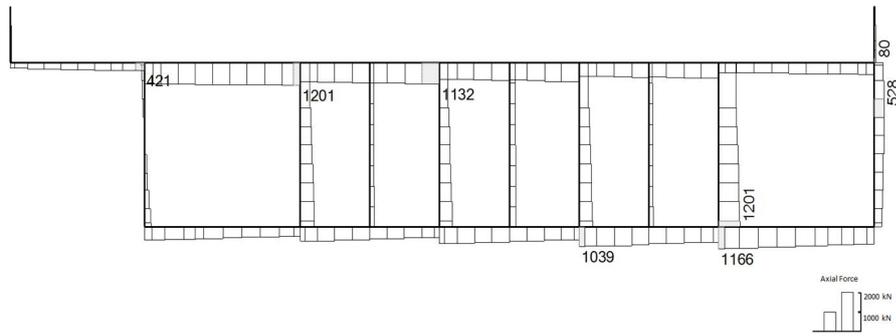
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



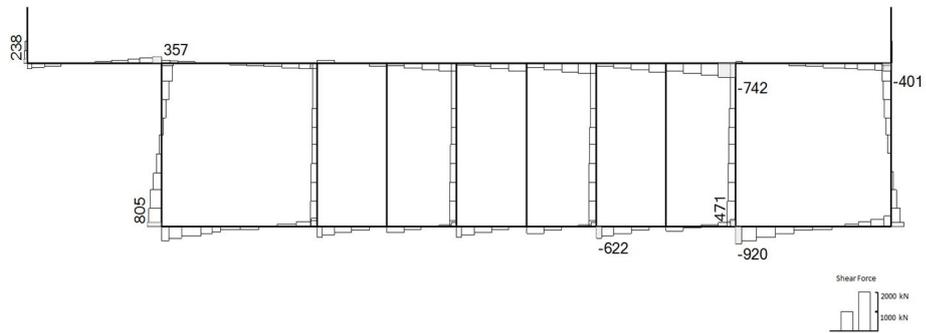
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-4(8) 取水ピット(④-④断面)の底板 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.22s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

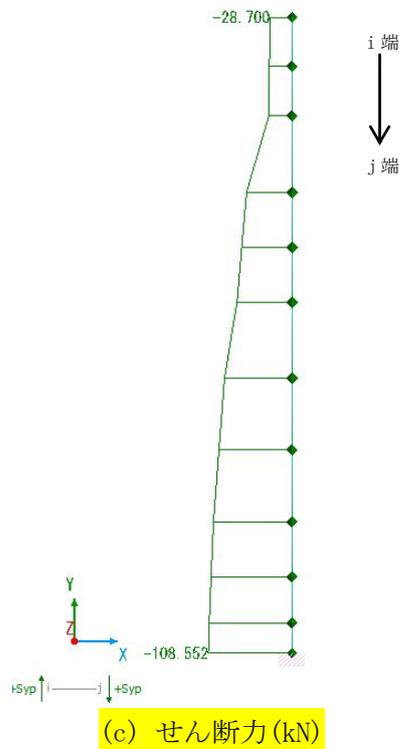
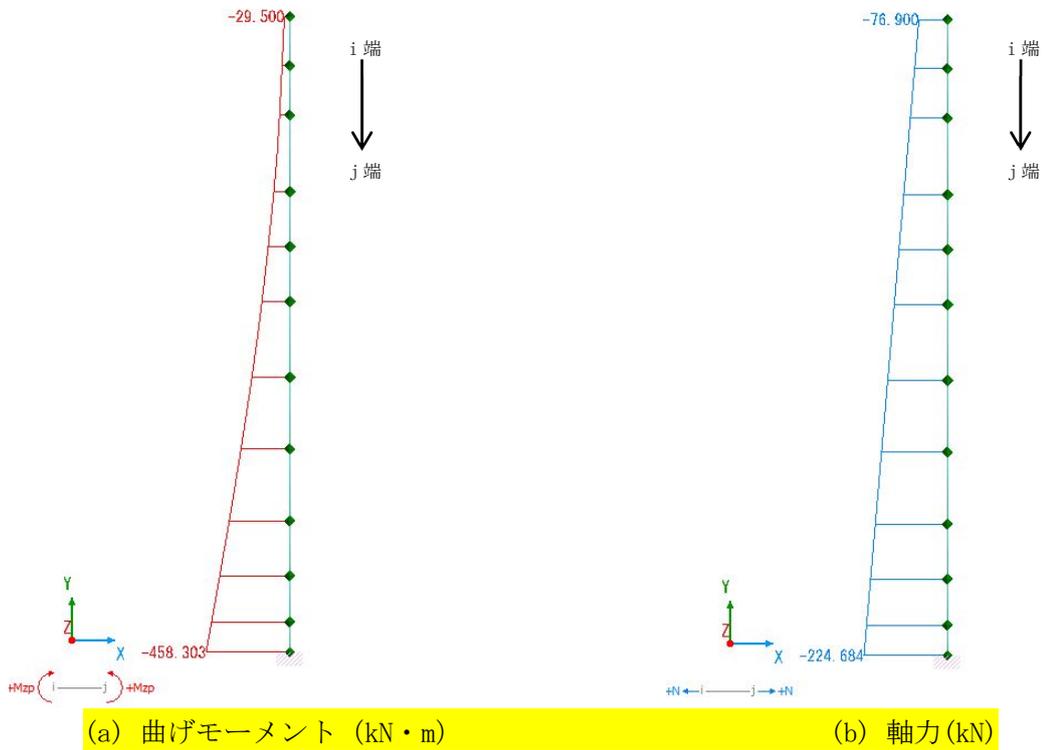


図 2.4-5(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力
 (S_s-D1 ($H+$, $V+$), $t=23.98s$, 竜巻等防護設備反力 ($H\rightarrow$, $V\downarrow$))
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

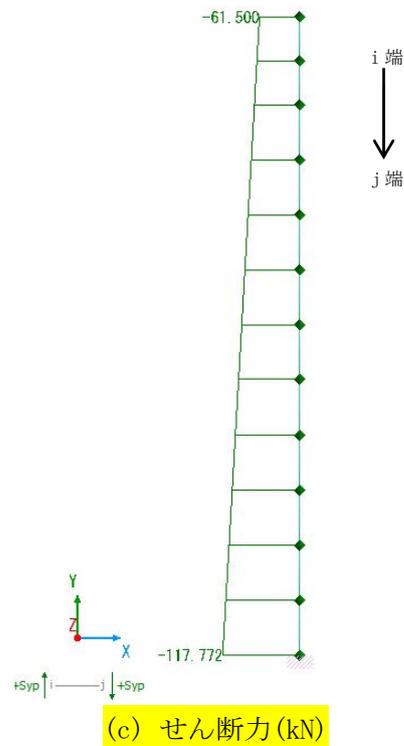
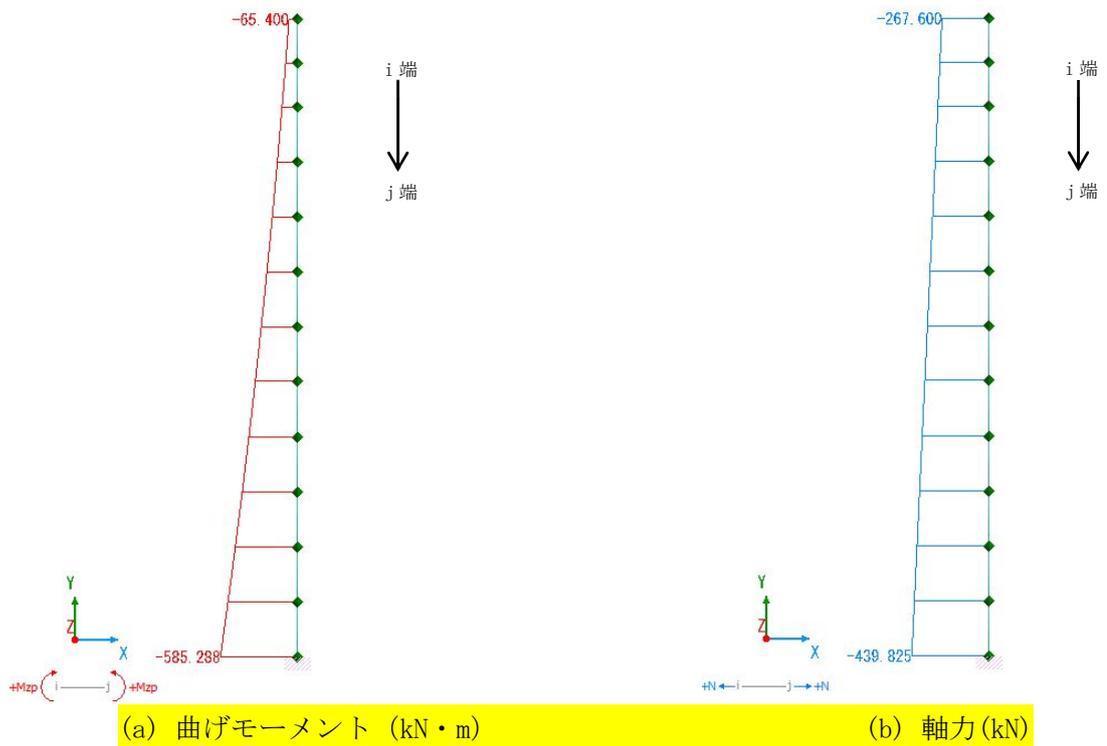


図 2.4-5(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力
 ($S_s-3.1$ (H-, V+), $t=9.07s$, 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓))
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

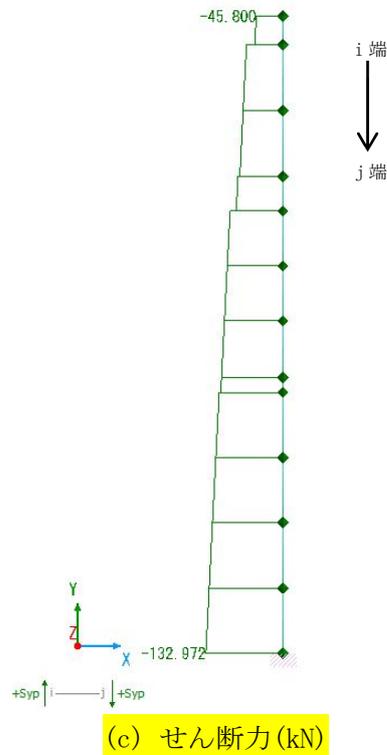
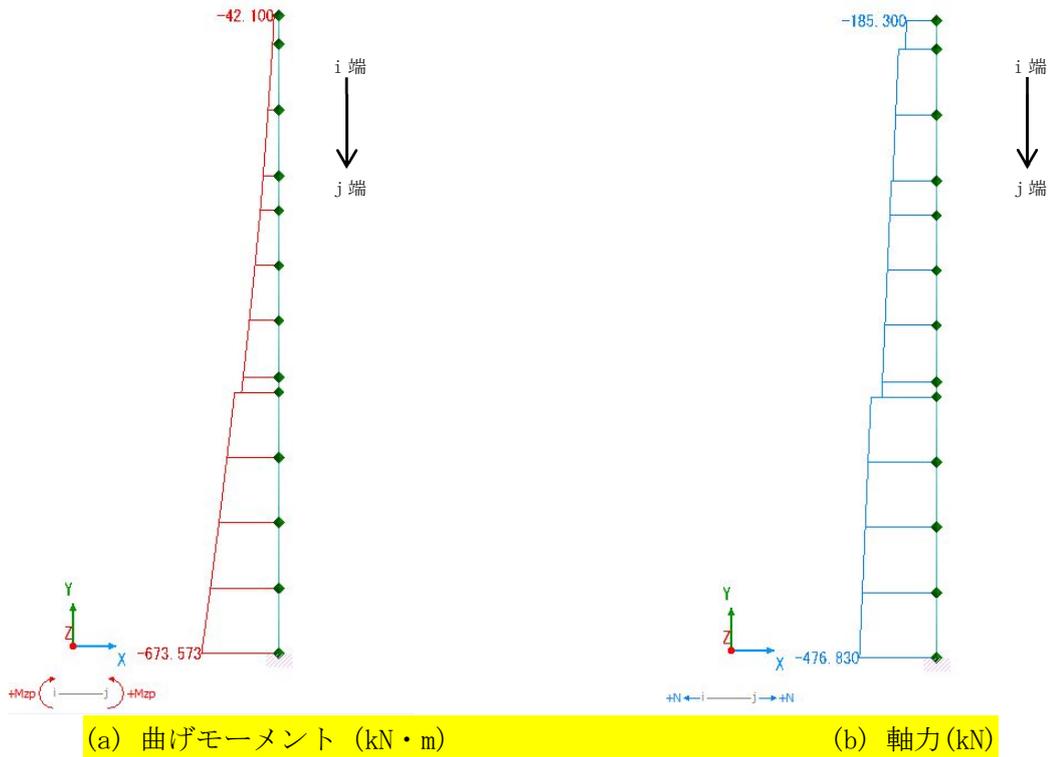


図 2.4-5 (3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力
 $(S_s - 3.1 (H-, V+), t=9.08s, \text{竜巻等防護設備反力}(H\rightarrow, V\downl))$
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

b. せん断力照査

表 2.4-8(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vy _d (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{y_d}$	検討ケース
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	PHbせん断補強筋	備考				
側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300	859	1887	0.455	④ S _s -D 1 (H+, V+)
頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-200	345	0.580	① S _s -1 4
頂版2	7	1000	1000	925	-	-195	281	0.694	④ S _s -D 1 (H+, V+)
底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-651	1318	0.494	④ S _s -D 1 (H+, V+)
底版2	12	1000	1000	925	-	-264	383	0.689	④ S _s -D 1 (H+, V+)
隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	159	270	0.589	① S _s -2 1

注記 * : 評価位置は下図に示す。

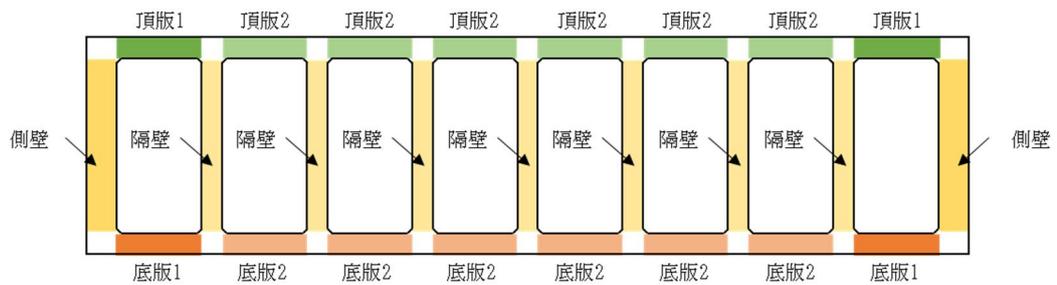
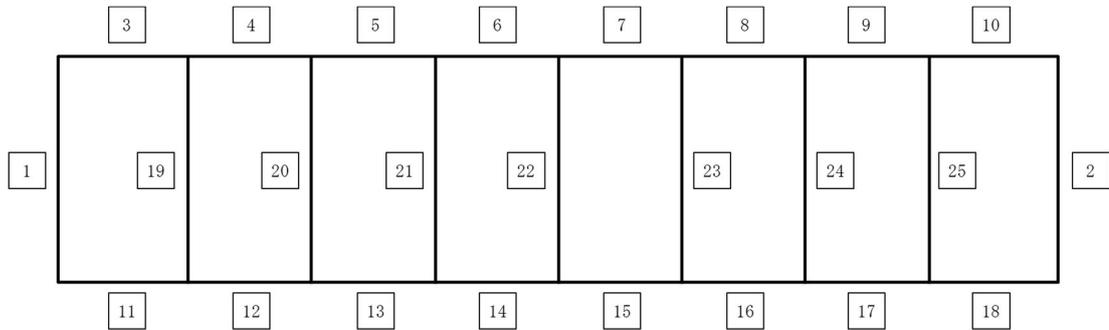


表 2.4-8(2) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$	検討ケース
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考				
突出部	1	1000	1500	1425	-	135	312	0.433	④ S _s -D1 (H-, V-)
側壁	2	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-733	1805	0.406	④ S _s -D1 (H-, V-)
隔壁	6	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	523	1503	0.348	④ S _s -D1 (H-, V-)
左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	392	1230	0.319	④ S _s -D1 (H-, V-)
頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-497	1325	0.375	④ S _s -D1 (H-, V-)
頂版2	16	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-1338	4607	0.290	④ S _s -D1 (H-, V-)
底版1	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	641	1586	0.404	⑥ S _s -D1 (H-, V-)
底版2	23	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	-372	1584	0.235	④ S _s -D1 (H-, V-)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

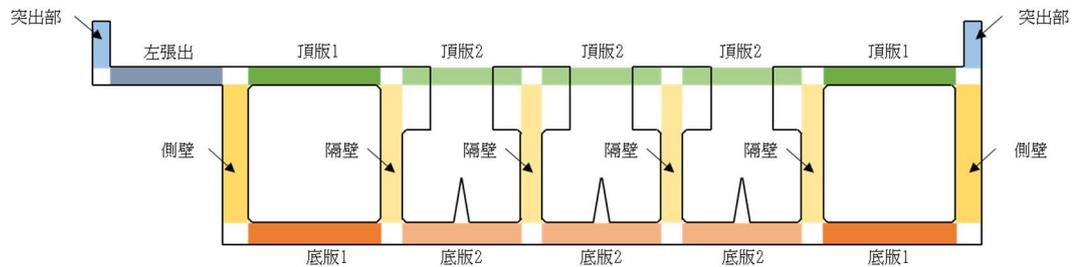
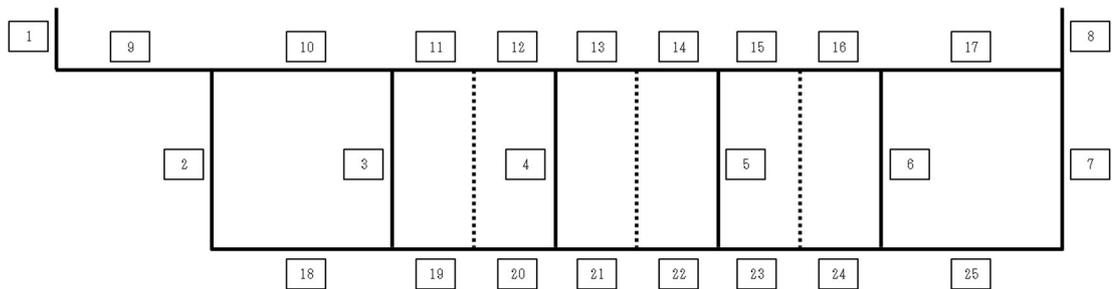


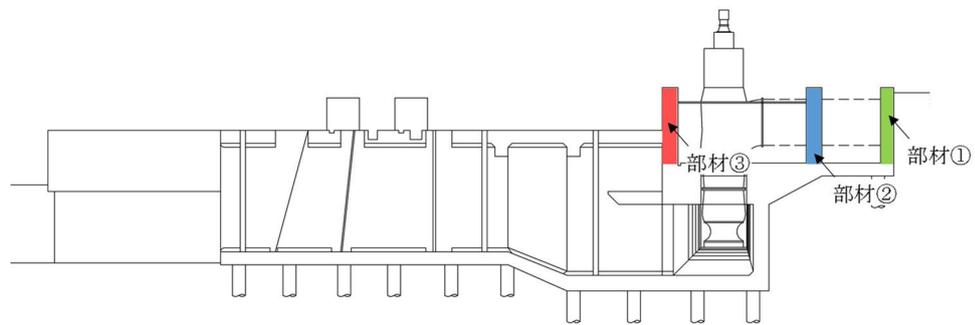
表 2.4-8(3) 躯体のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

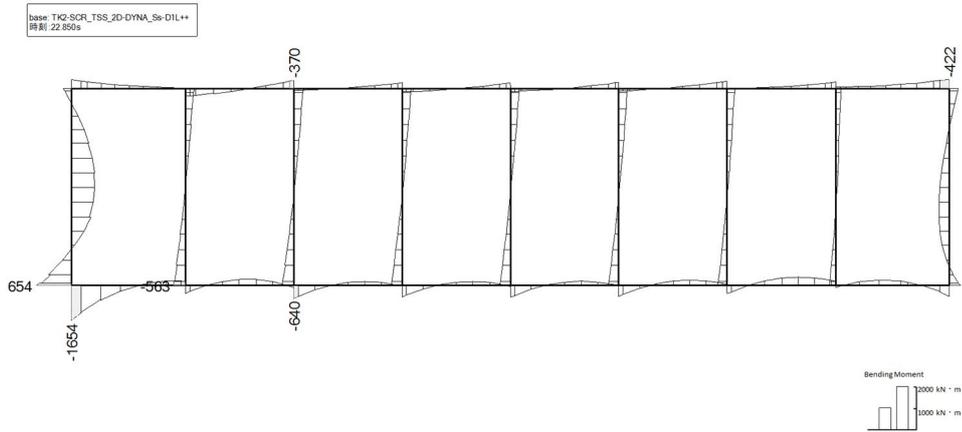
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

部材	照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vy _d (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{y_d}$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
				検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	131	280	0.468	⑥ S _s -31 (H-, V+)	最大土圧	(H→V↑)
②	116	254	0.457	④ S _s -31 (H-, V+)	最大加速度	(H→V↑)
③	-131	248	0.528	⑤ S _s -31 (H-, V+)	最大加速度	(H←V↑)

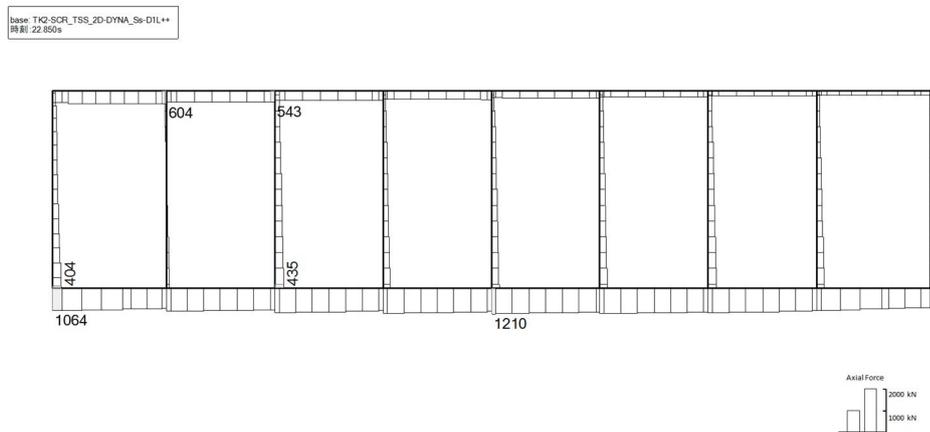
注記 * : 評価位置は下図に示す。

* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。

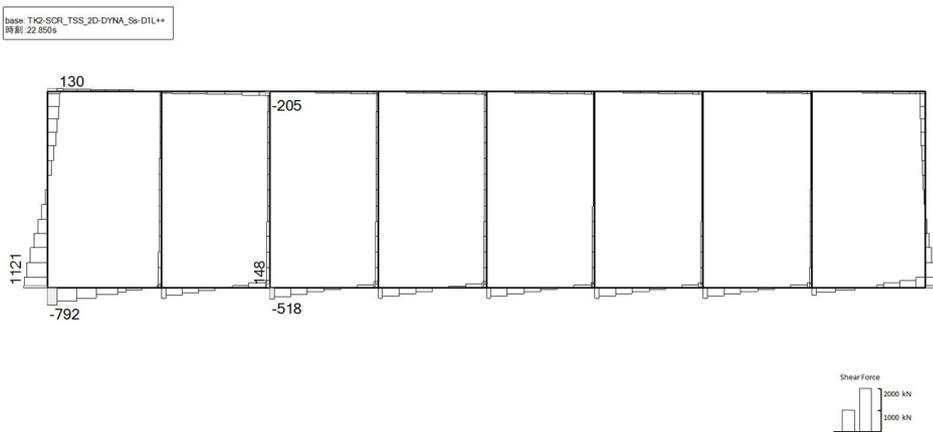




(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

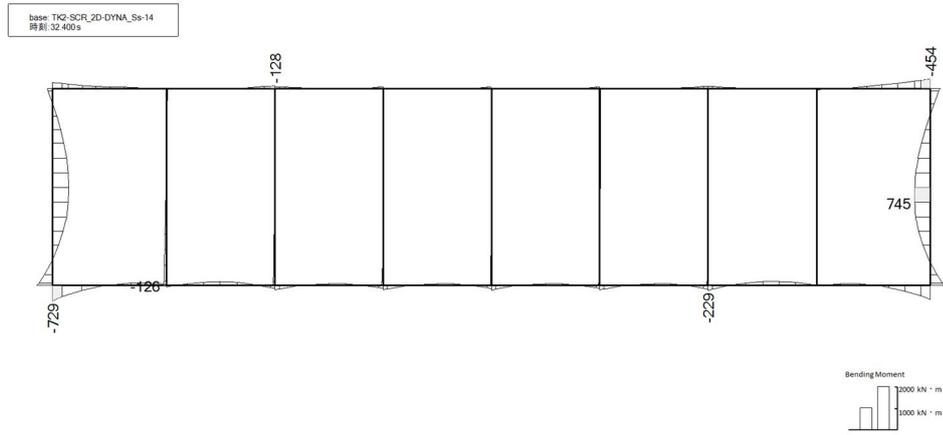


(c) せん断力 (kN)

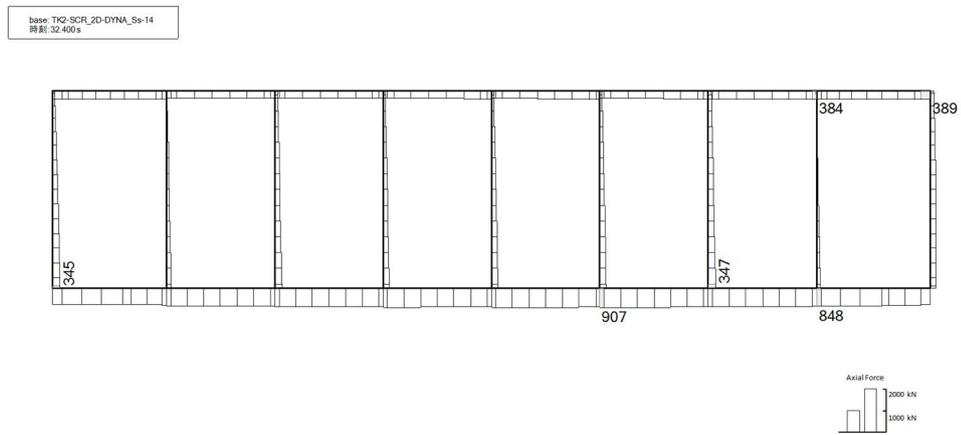
図 2.4-6(1) 取水路(①-①断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s-D1(H+, V+)$, $t=22.85s$)

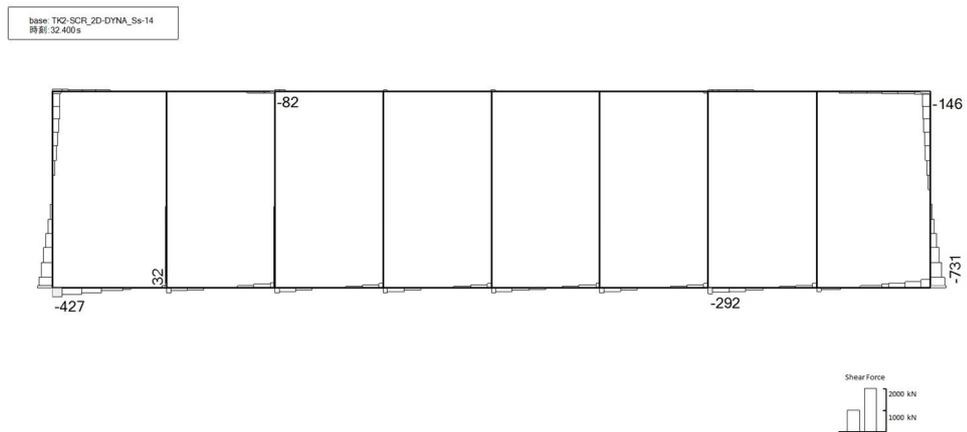
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

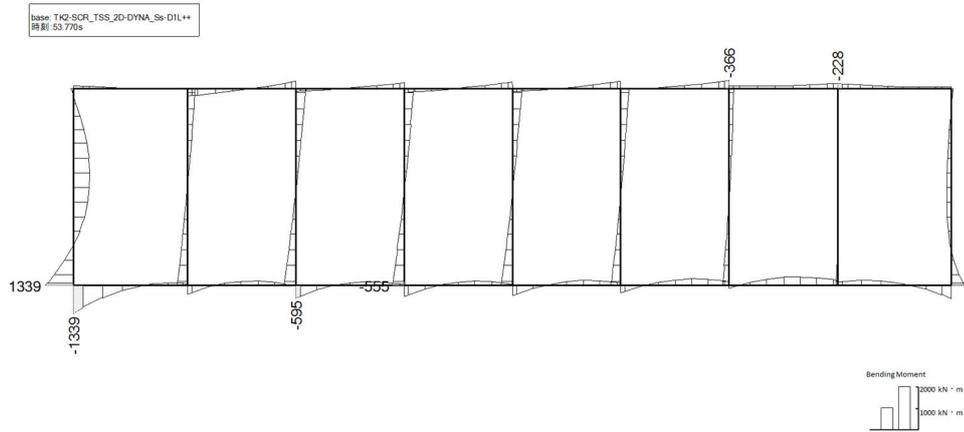


(c) せん断力(kN)

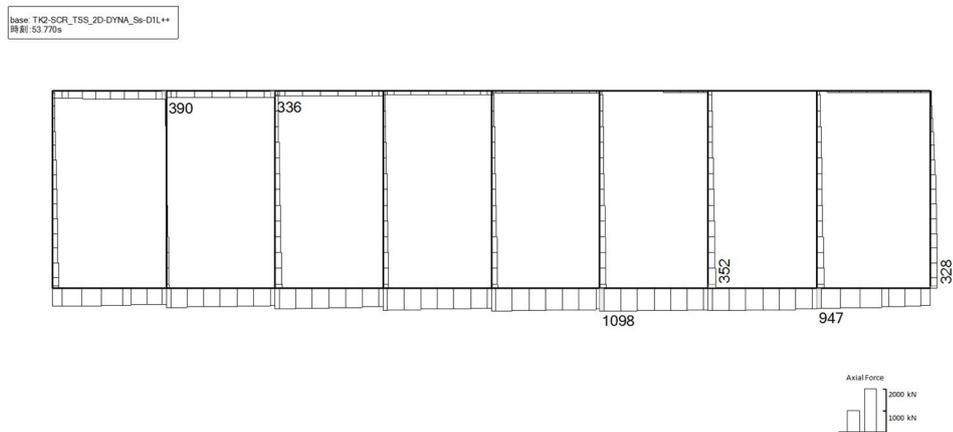
図 2.4-6(2) 取水路(①-①断面)の頂版1において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s=1.4$, $t=32.40s$)

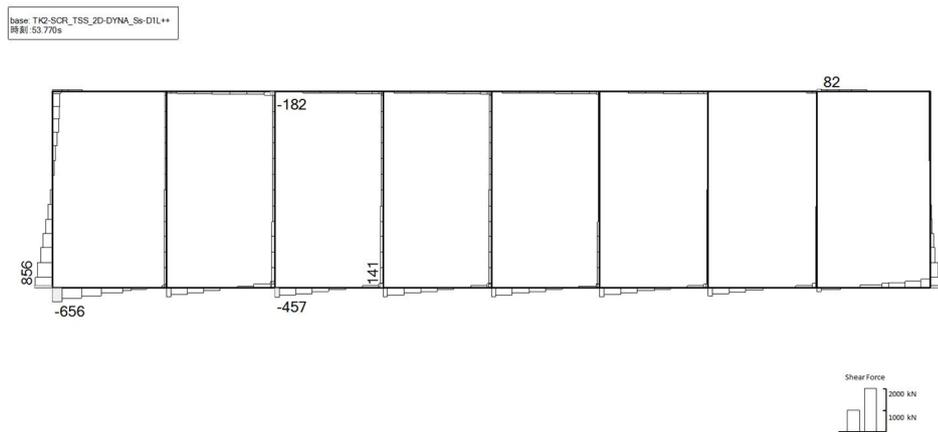
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース))



(a) 曲げモーメント (kN・m)



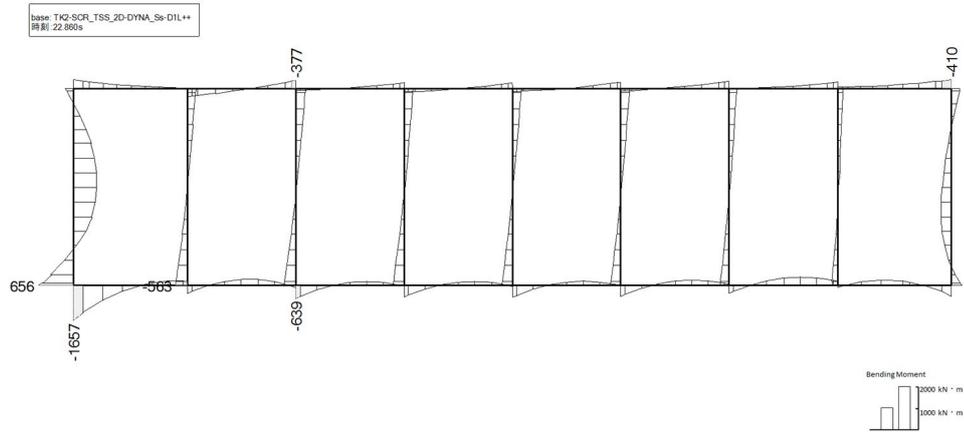
(b) 軸力 (kN)



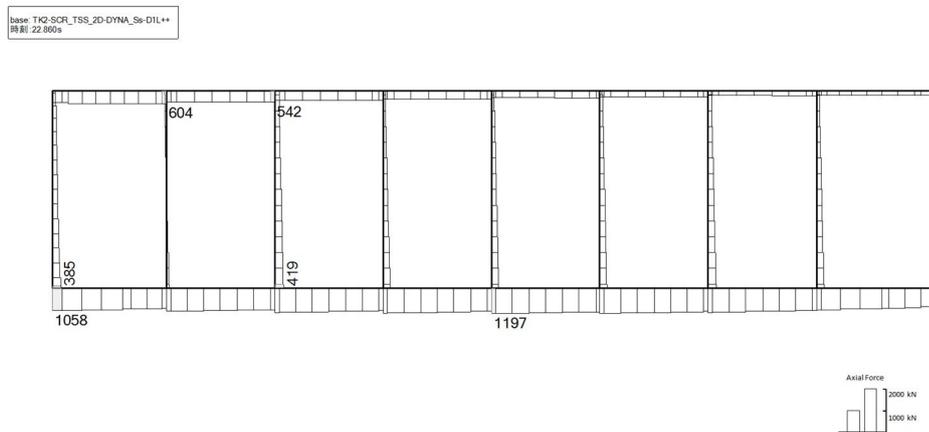
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-6(3) 取水路(①-①断面)の頂版2において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-D1 (H+, V+), $t=53.77s$)

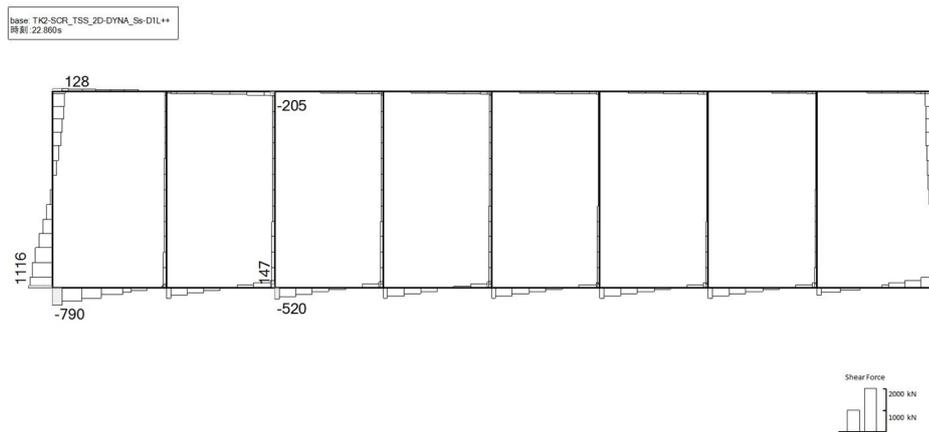
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



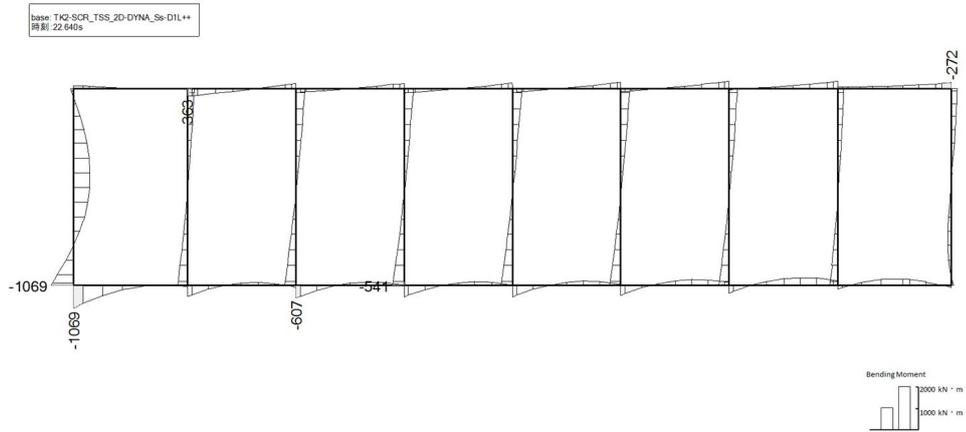
(b) 軸力 (kN)



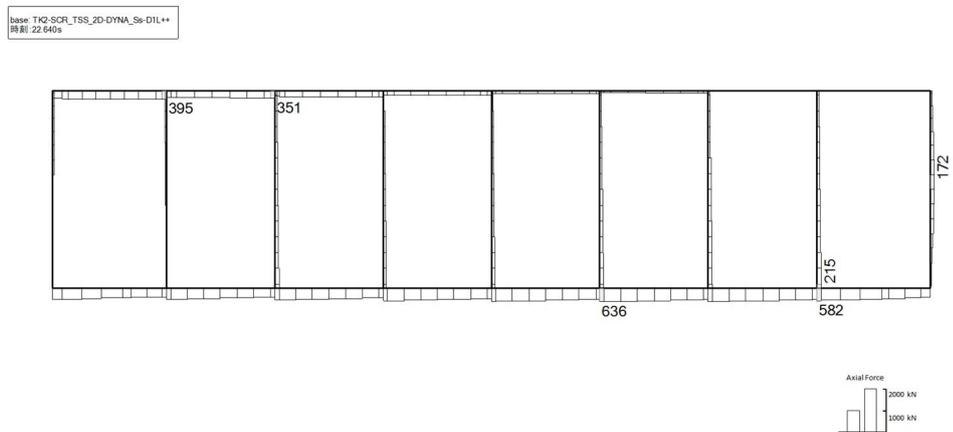
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-6(4) 取水路(①-①断面)の底板 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力
($S_s-D1(H+, V+)$, $t=22.86s$)

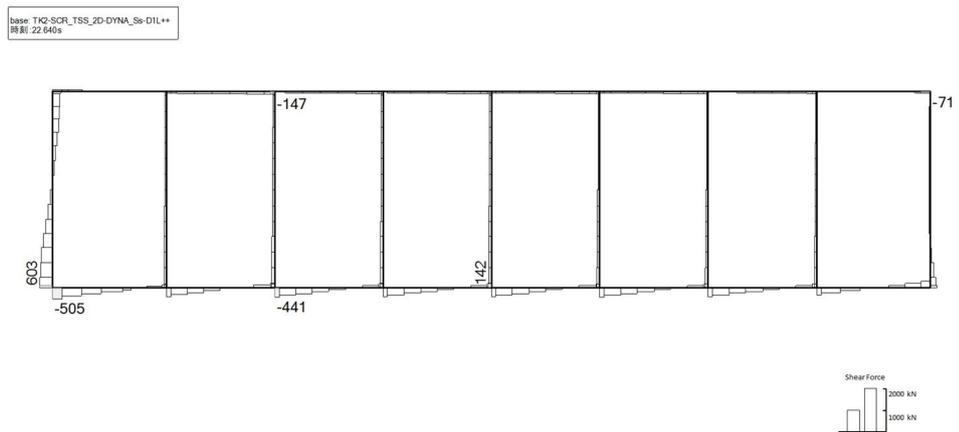
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-6(5) 取水路①-①断面の底板2において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H+, V+), $t=22.64s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

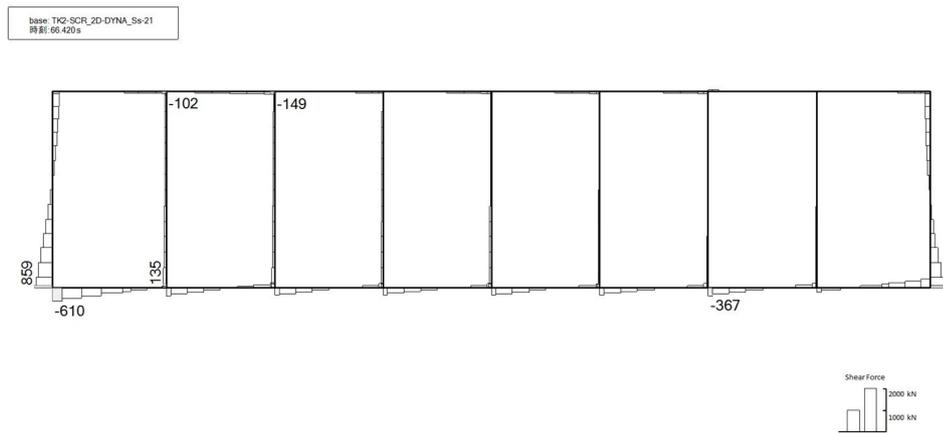
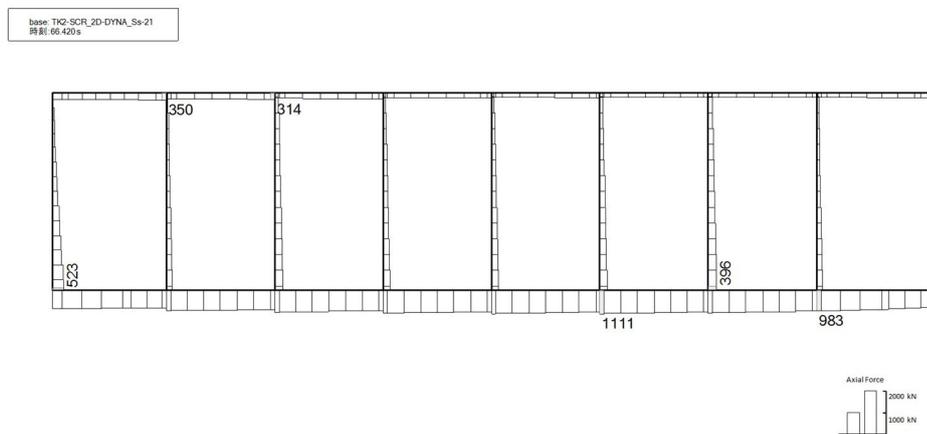
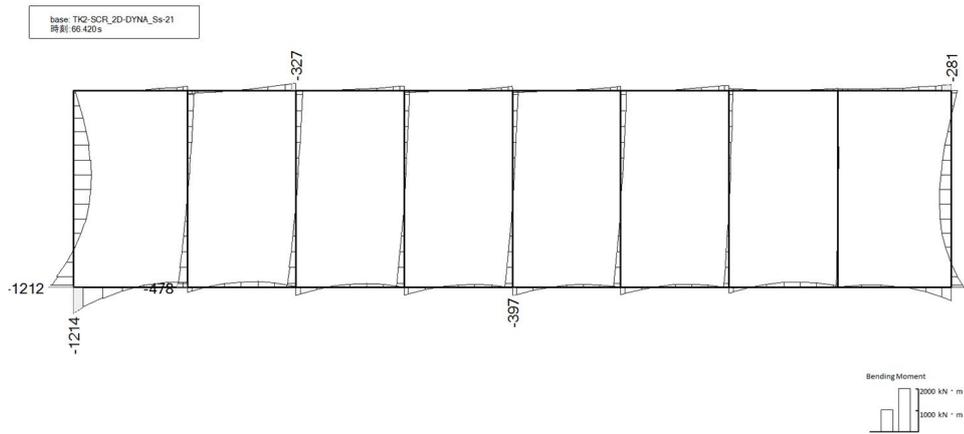
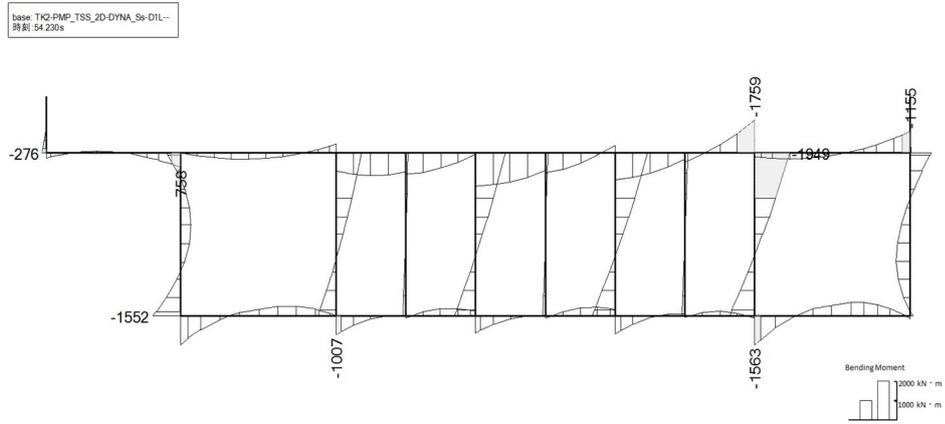


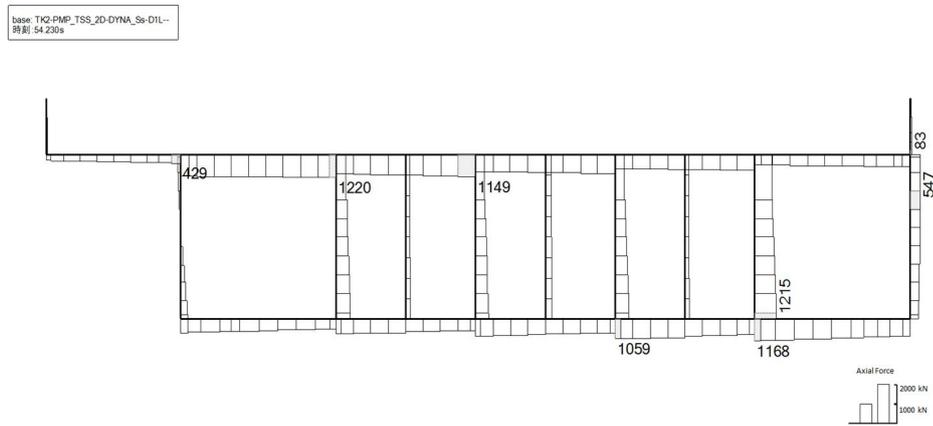
図 2.4-6(6) 取水路(①-①断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s = 2.1$, $t = 66.43s$)

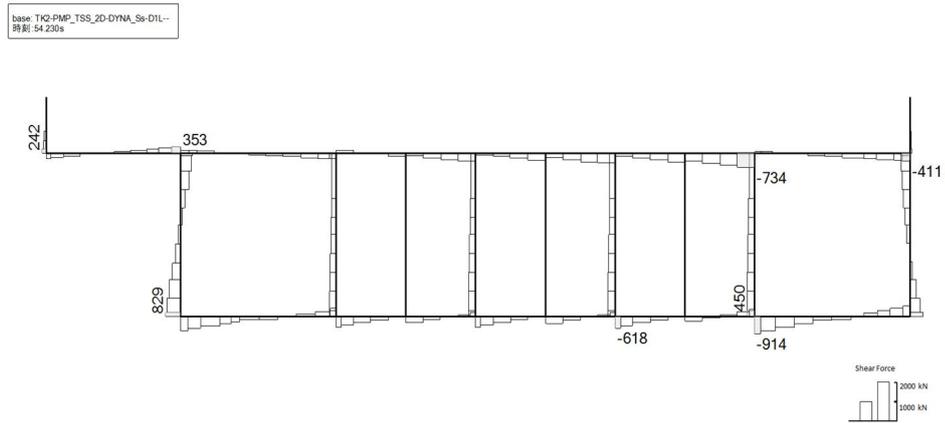
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

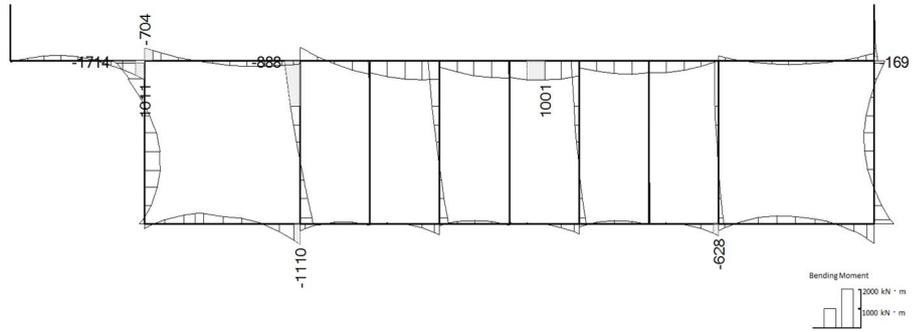


(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(1) 取水ピット(④-④断面)の突出部において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.23s$)

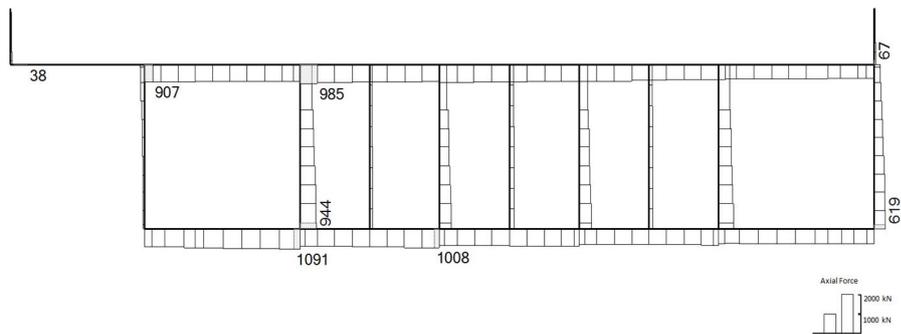
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 44.520s



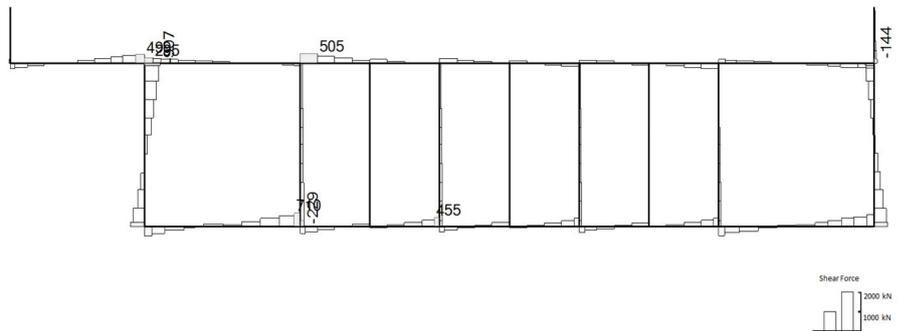
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 44.520s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 44.520s



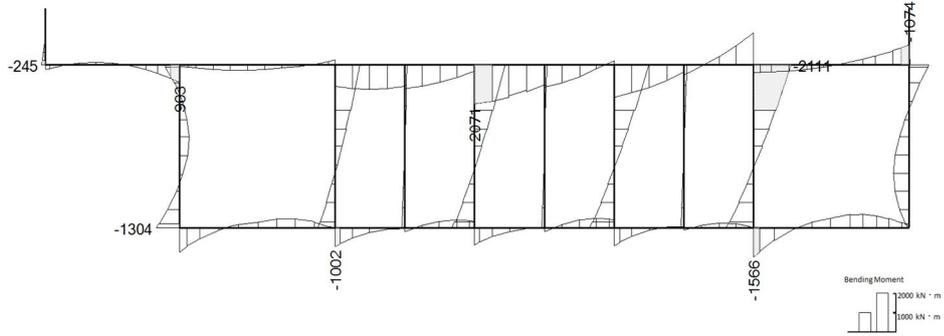
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(2) 取水ピット(④-④断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=44.52s$)

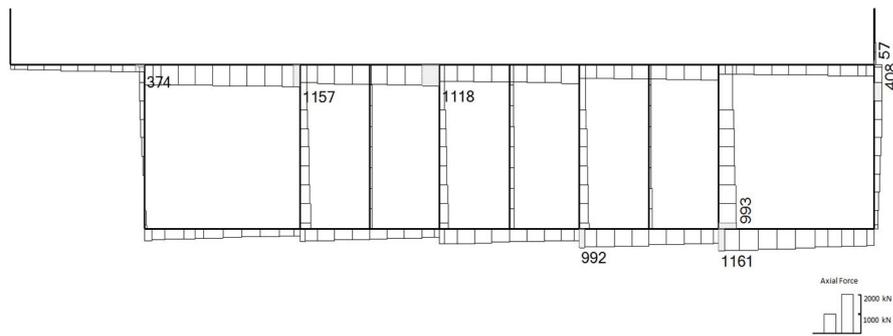
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.170s



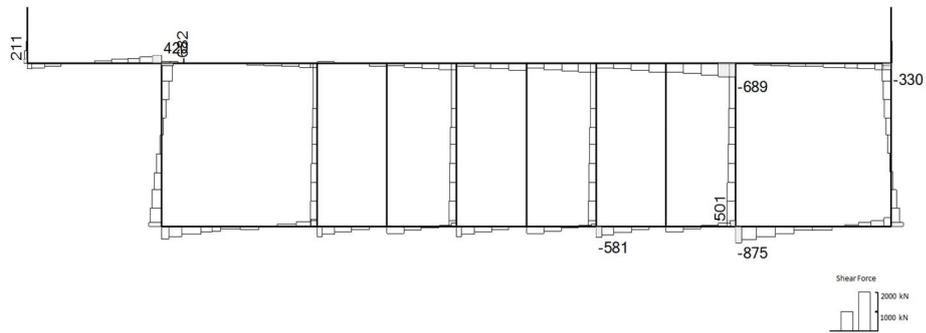
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.170s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.170s



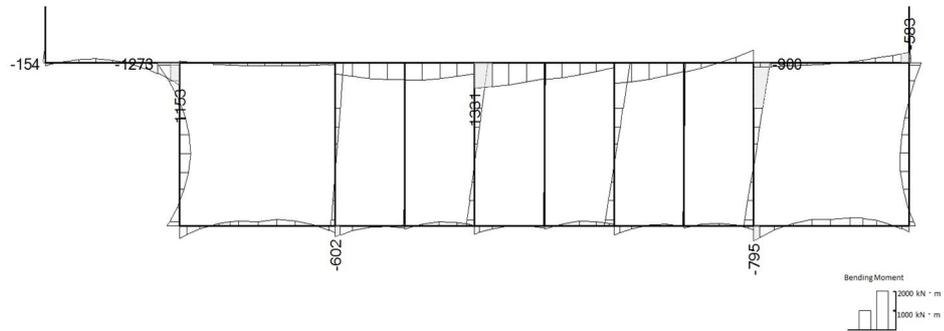
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(3) 取水ピット(④-④断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.17s$)

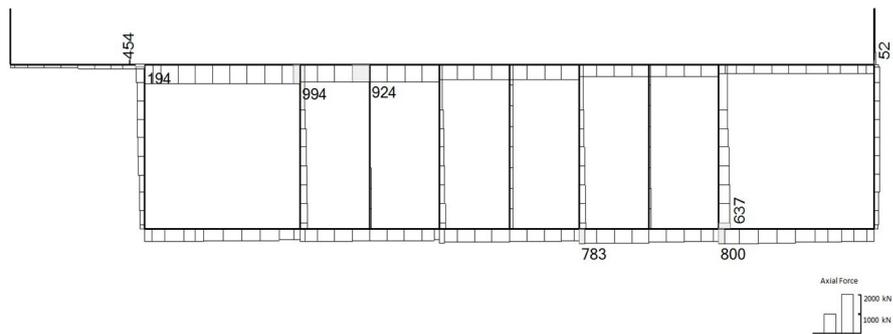
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 58.20s



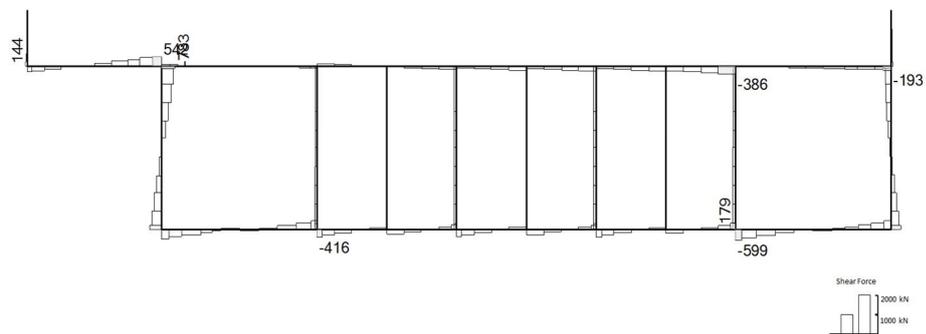
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 58.20s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 58.20s



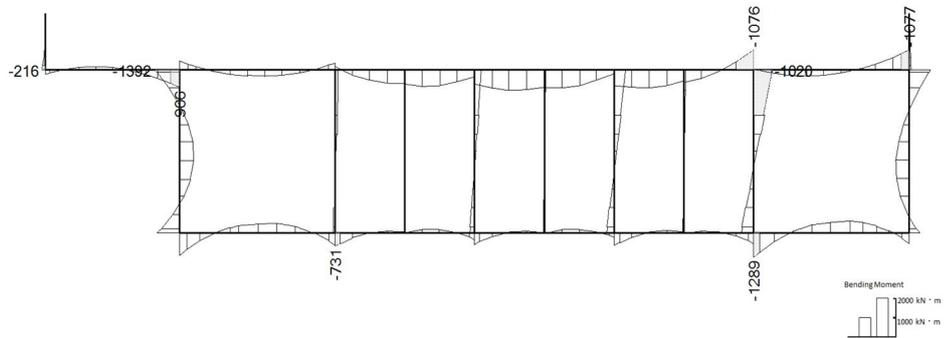
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(4) 取水ピット(④-④断面)の左張出において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=58.20s$)

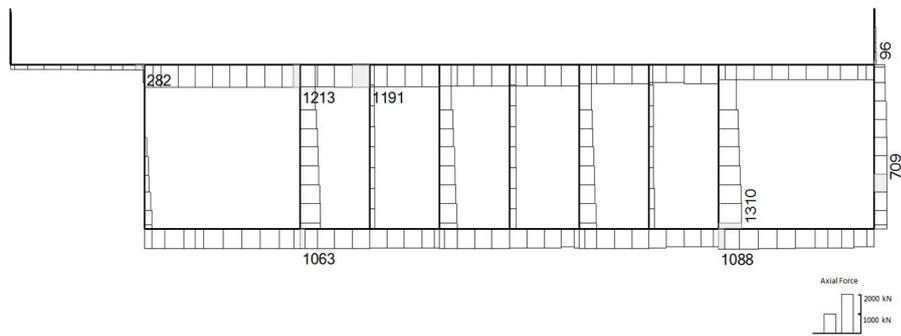
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.320s



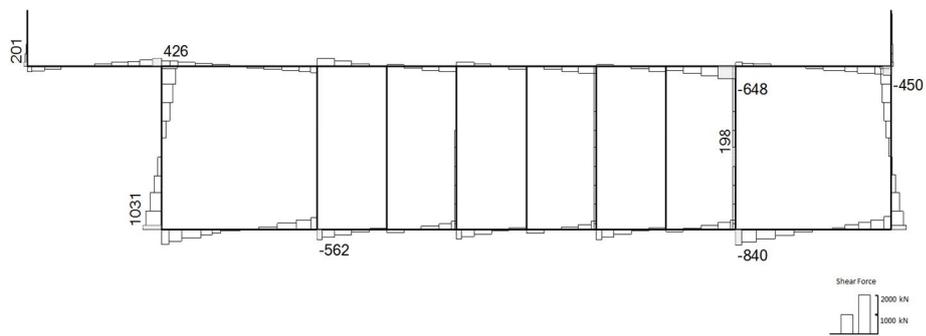
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.320s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 44.320s



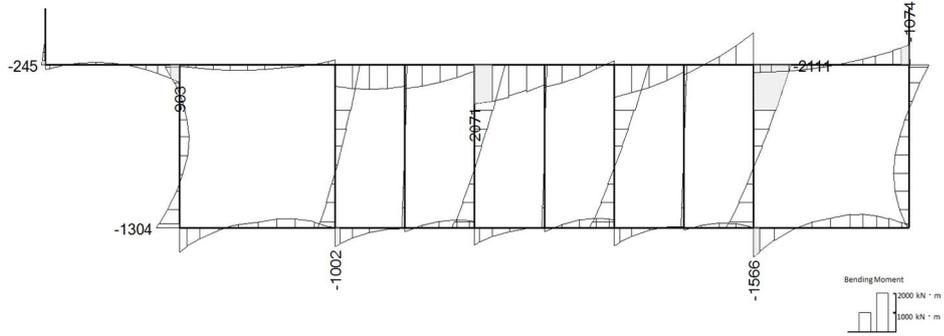
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(5) 取水ピット(④-④断面)の頂版1において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=44.32s$)

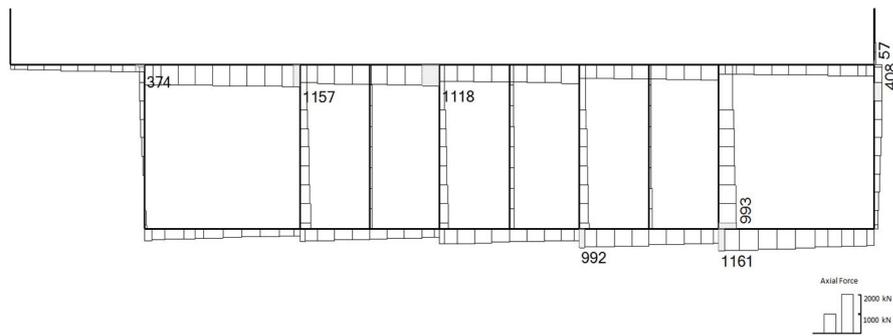
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.170s



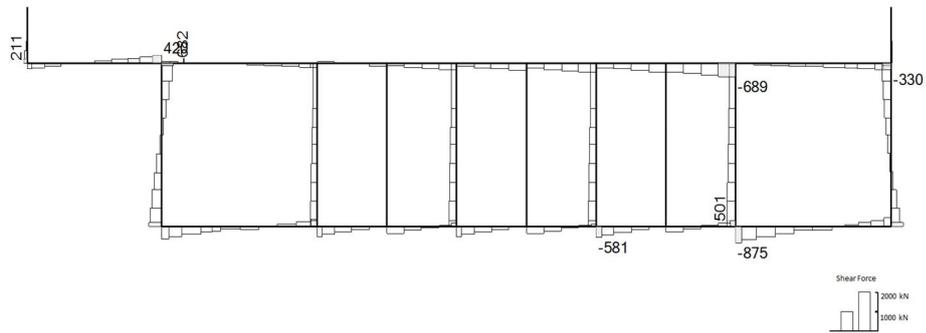
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.170s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻: 54.170s



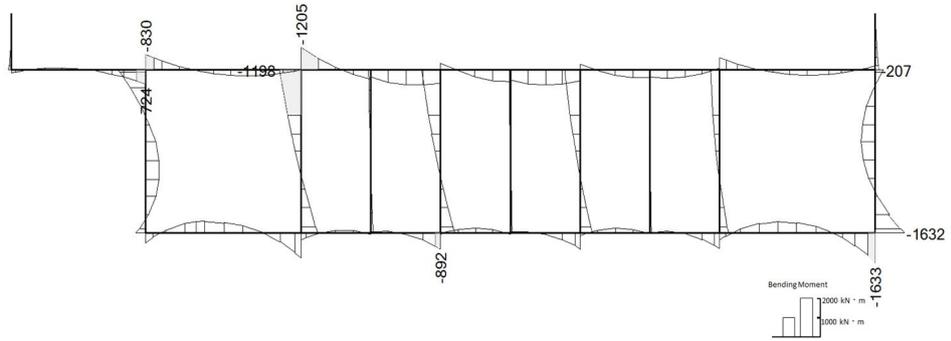
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(6) 取水ピット(④-④断面)の頂版2において最も厳しい照査値の地震時断面力

($S_s-D1(H-, V-)$, $t=54.17s$)

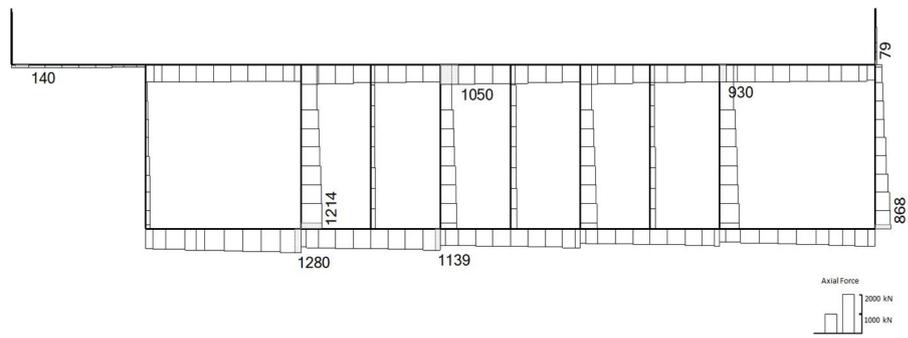
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

base:TK2-PMP_NonLiq_+15_2D-DYNA_Ss-DIL--
時刻:22.640s



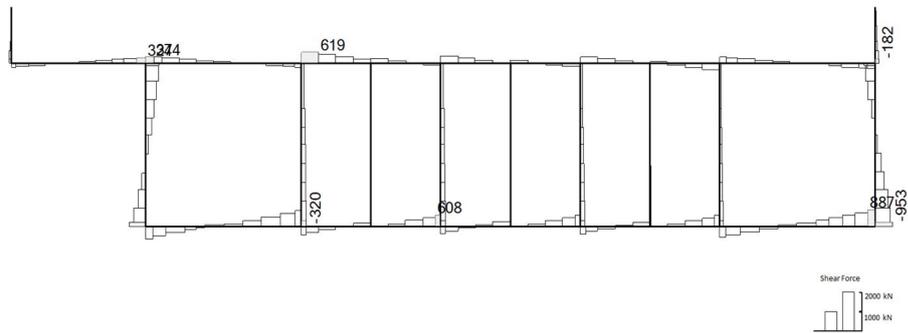
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base:TK2-PMP_NonLiq_+15_2D-DYNA_Ss-DIL--
時刻:22.640s



(b) 軸力 (kN)

base:TK2-PMP_NonLiq_+15_2D-DYNA_Ss-DIL--
時刻:22.640s



(c) せん断力 (kN)

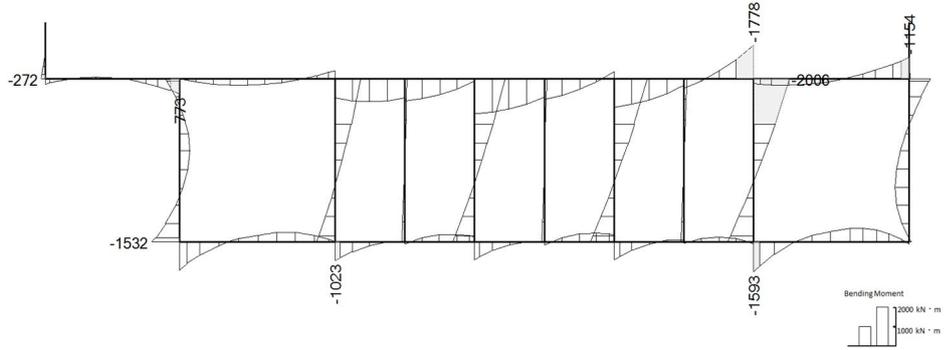
図 2.4-7(7) 取水ピット(④-④断面)の底板1において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=22.64s$)

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して

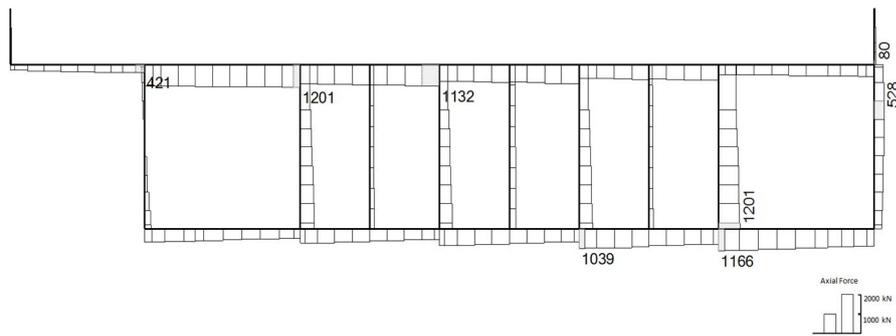
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



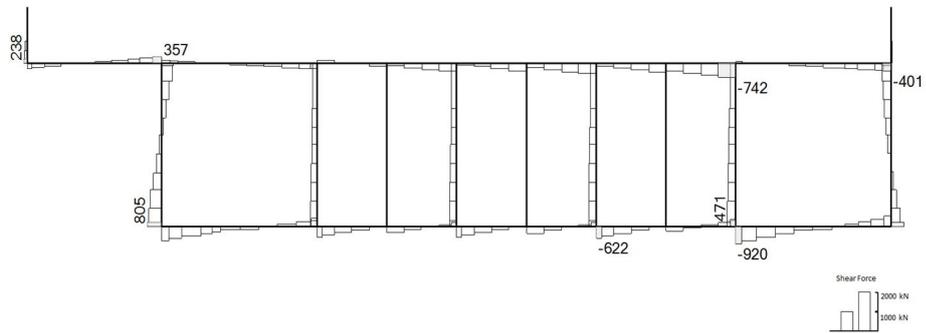
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(b) 軸力 (kN)

base TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-D1L-
時刻 54.220s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(8) 取水ピット(④-④断面)の底板 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.22s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

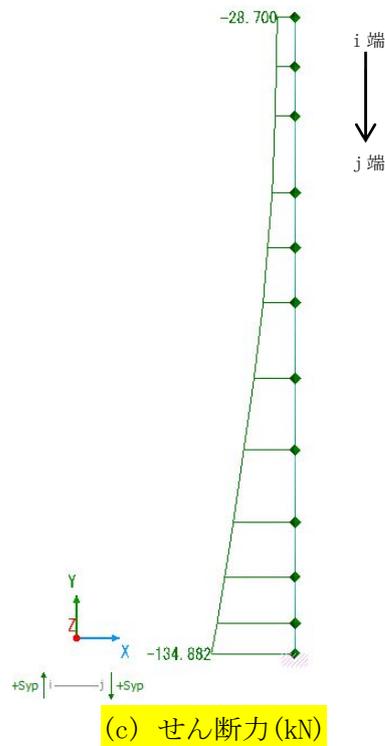
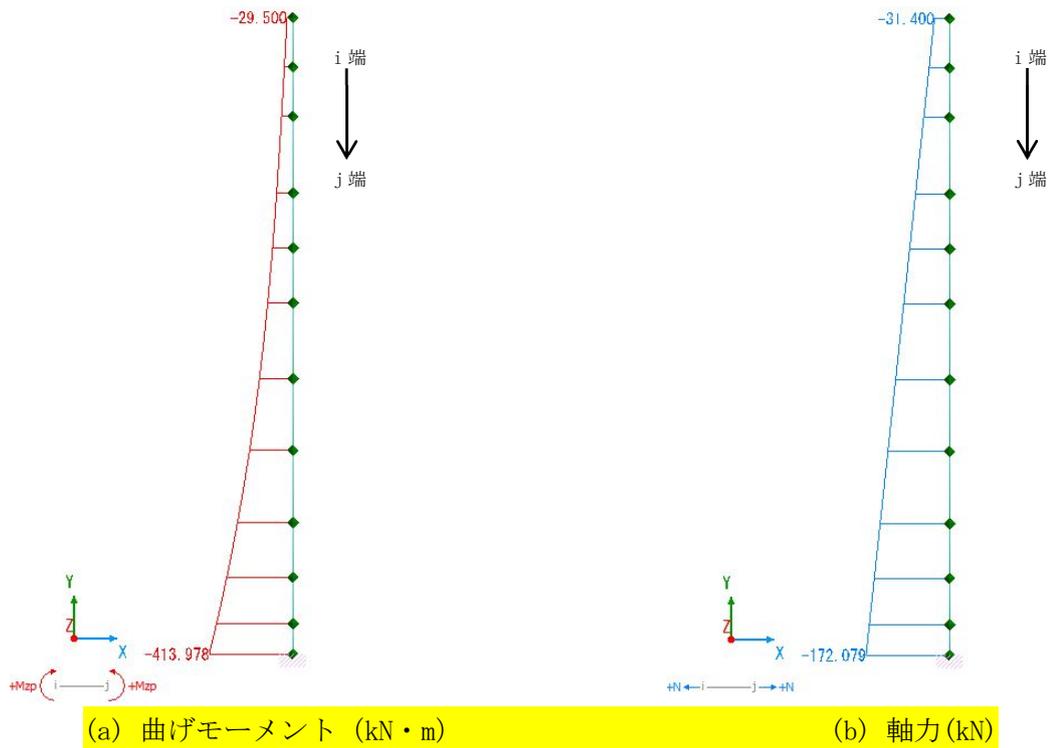


図 2.4-8(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力
 ($S_s-3.1$ (H-, V+), $t=10.07s$, 竜巻等防護設備反力 (H→, V↑))
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

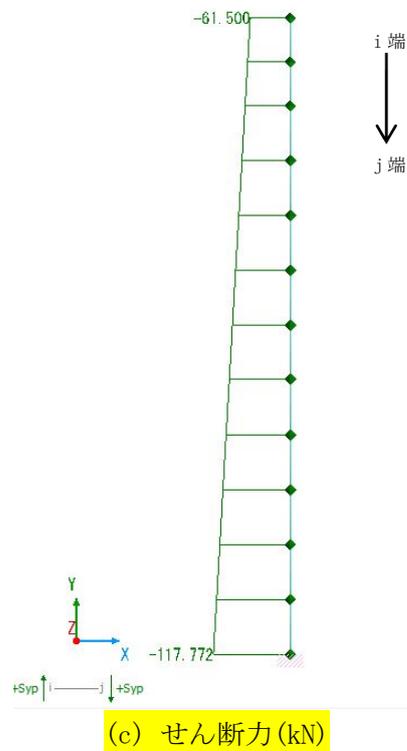
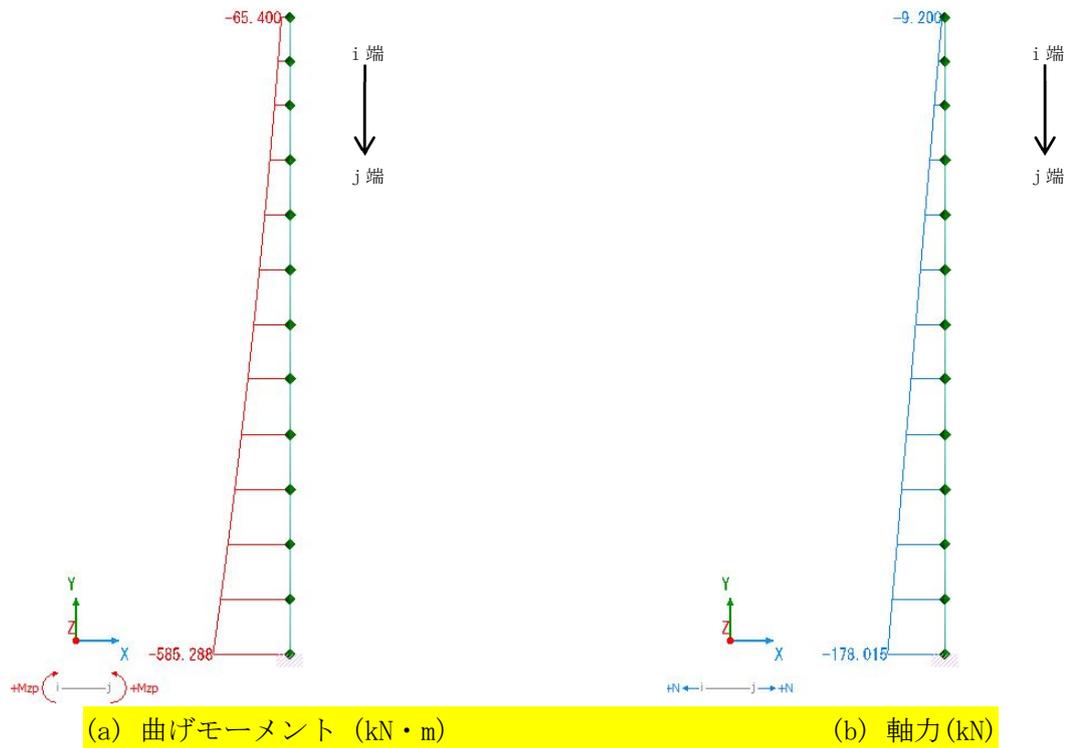


図 2.4-8(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力
 ($S_s=3.1$ (H-, V+), $t=9.07s$, 竜巻等防護設備反力 (H→, V↑))
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

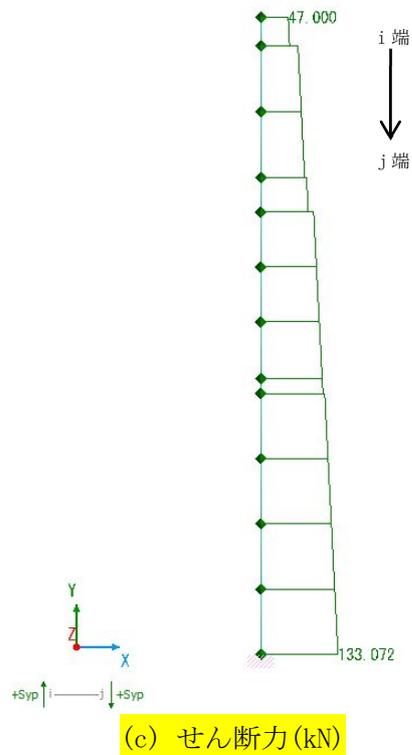
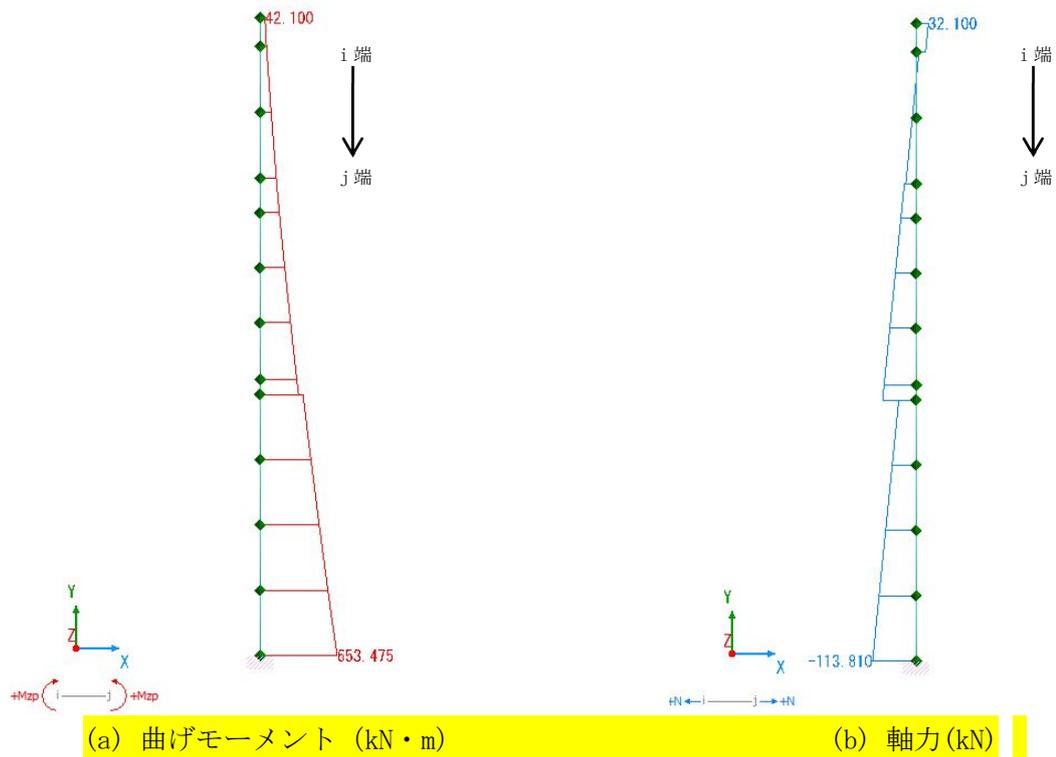


図 2.4-8(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力
 ($S_s=3.1$ (H-, V+), $t=9.08s$, 竜巻等防護設備反力 (H←, V↑))
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 断面力分布（鋼管杭の部材に着目した断面力図）

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図示する。

記載する断面力分布において該当する照査値及び検討ケースの一覧表を表 2.4-9 および表 2.4-10 に示す。図 2.4-9 に杭基礎の曲げ軸力に対する照査，図 2.4-10 にせん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図示する。

a. 曲げ軸力照査

表 2.4-9(1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$	検討ケース
1	2.06×10^{-3}	9.44×10^{-3}	0.218	④ $S_S - 3.1$ (H+, V+)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

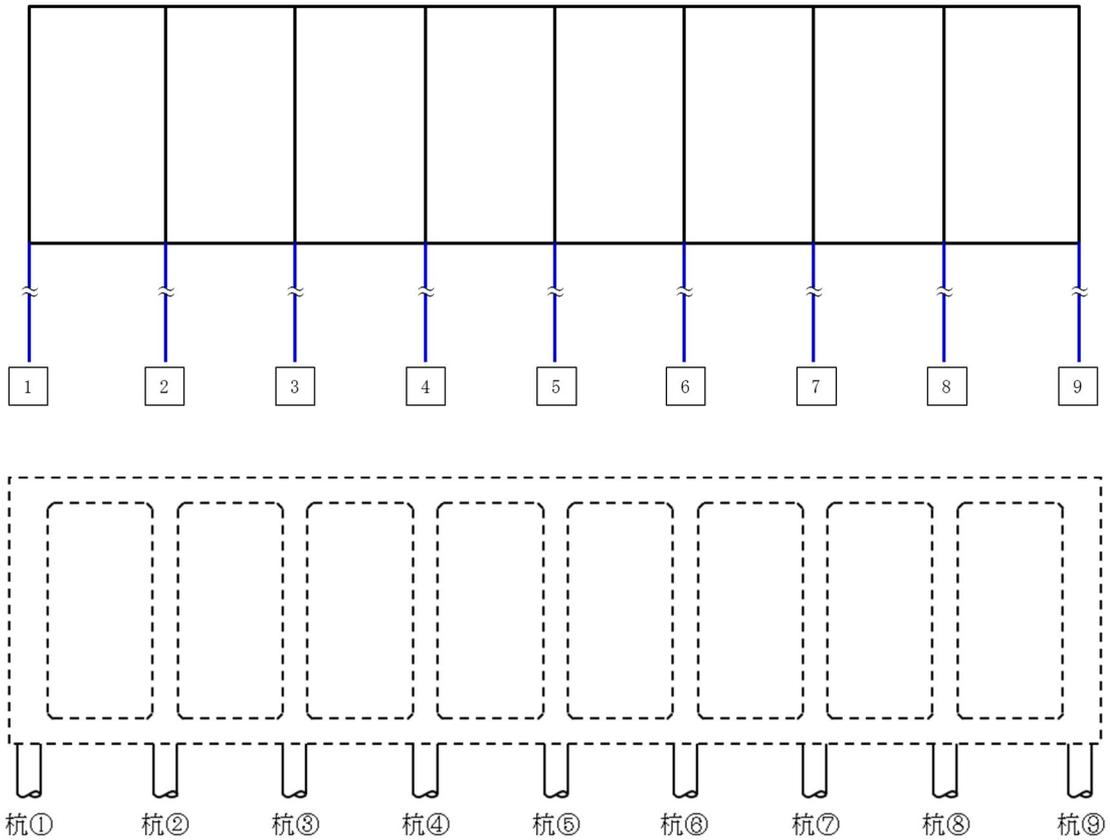


表 2.4-9(2) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 ϕd (1/m)	終局曲率 ϕu (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi d / \phi u$	検討ケース
1	1.83×10^{-3}	8.06×10^{-3}	0.227	③ S _S -D1 (H-, V-)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

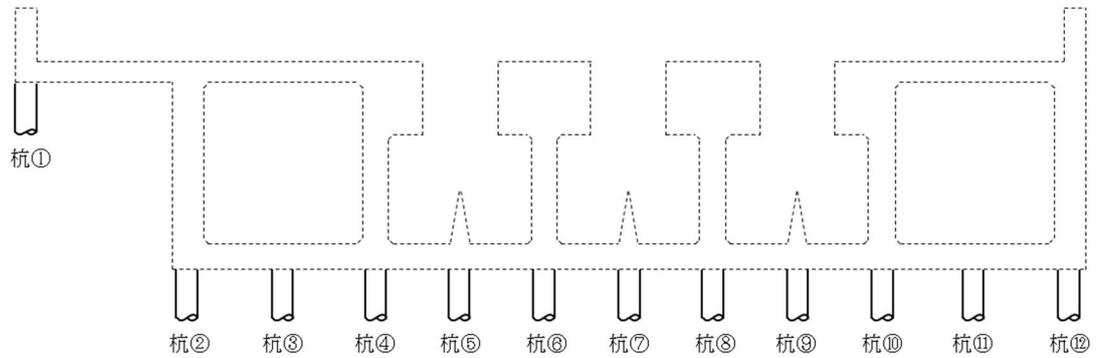
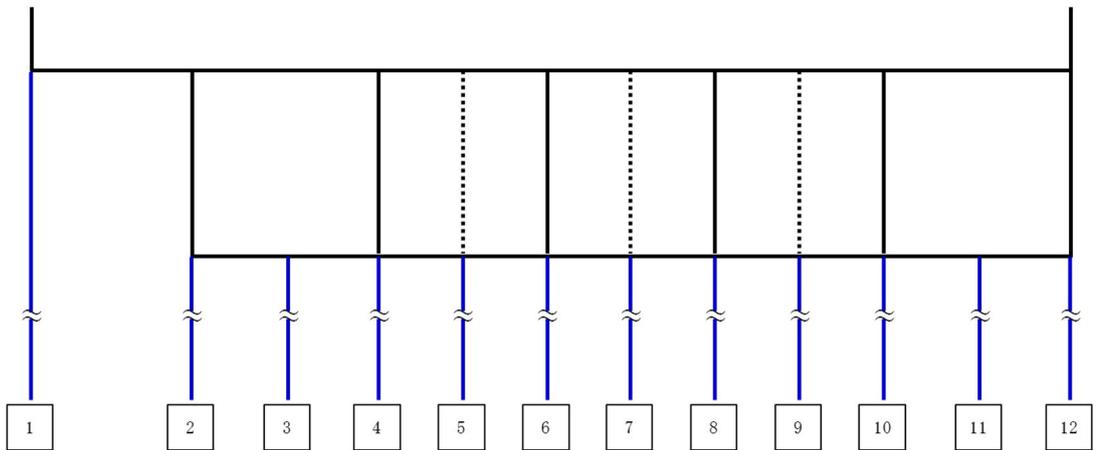
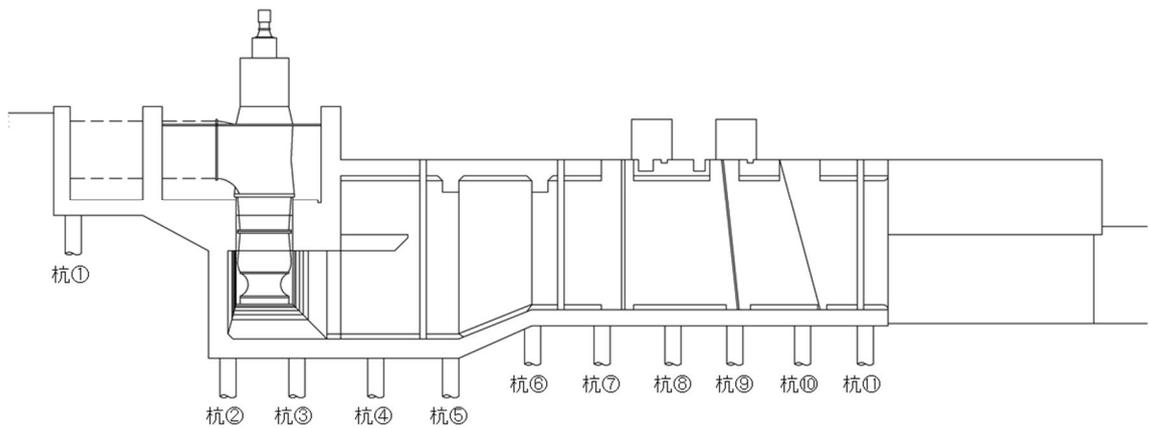
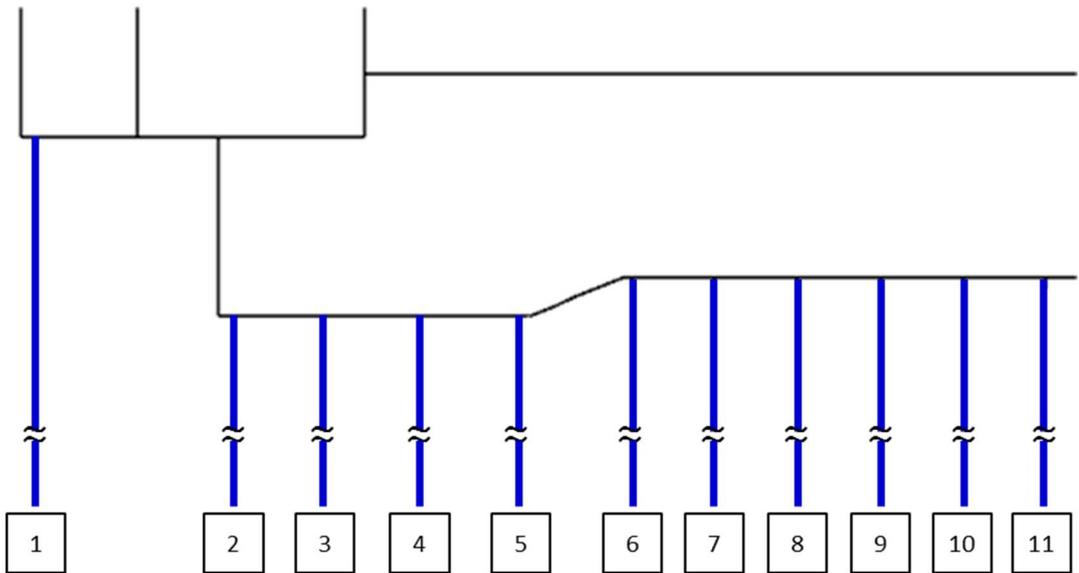


表 2.4-9(3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 ϕd (1/m)	終局曲率 ϕu (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi d / \phi u$	検討ケース
2	2.77×10^{-3}	8.52×10^{-3}	0.325	③ $S_S - D1$ (H-, V-)

注記 * : 評価位置は下図に示す。



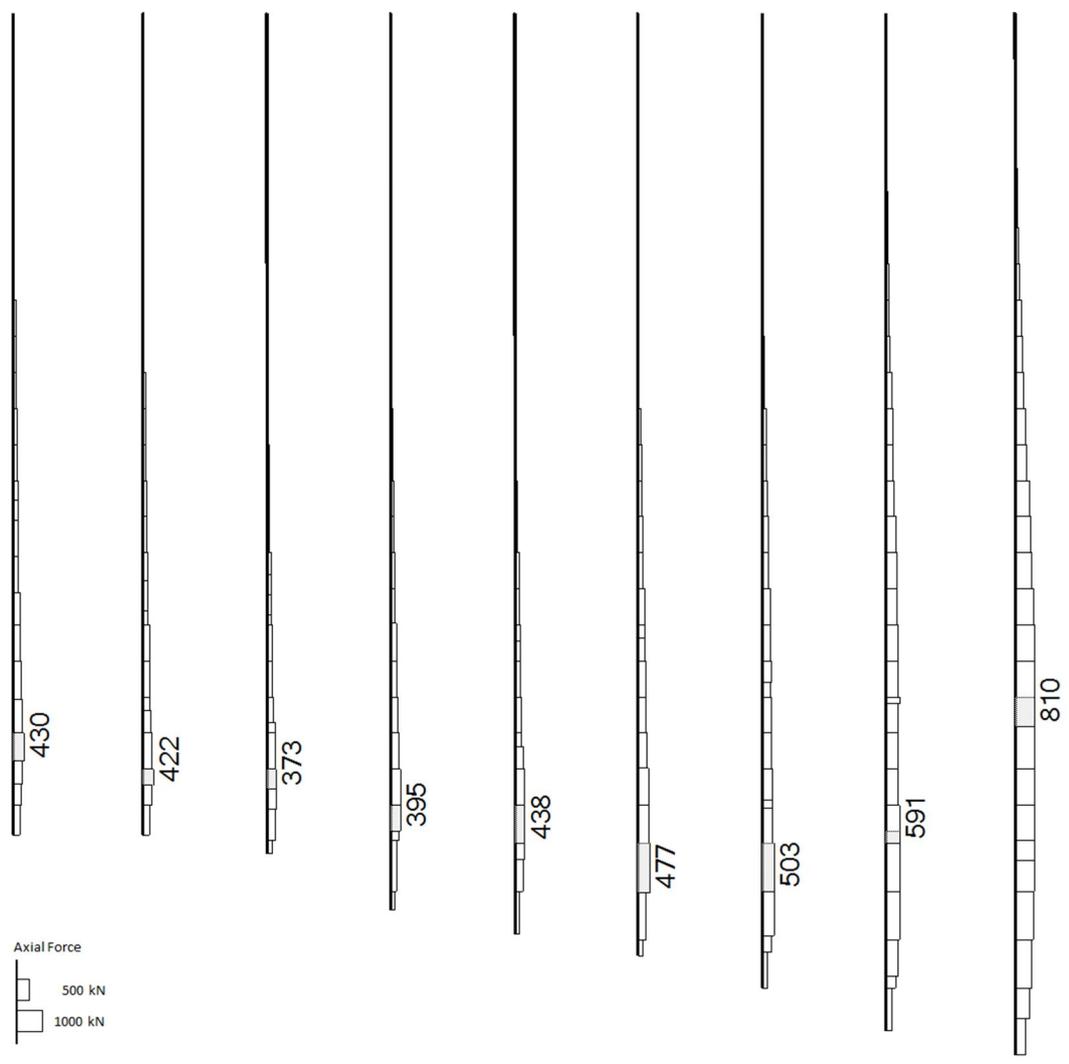
◆ ①—①断面

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.780s



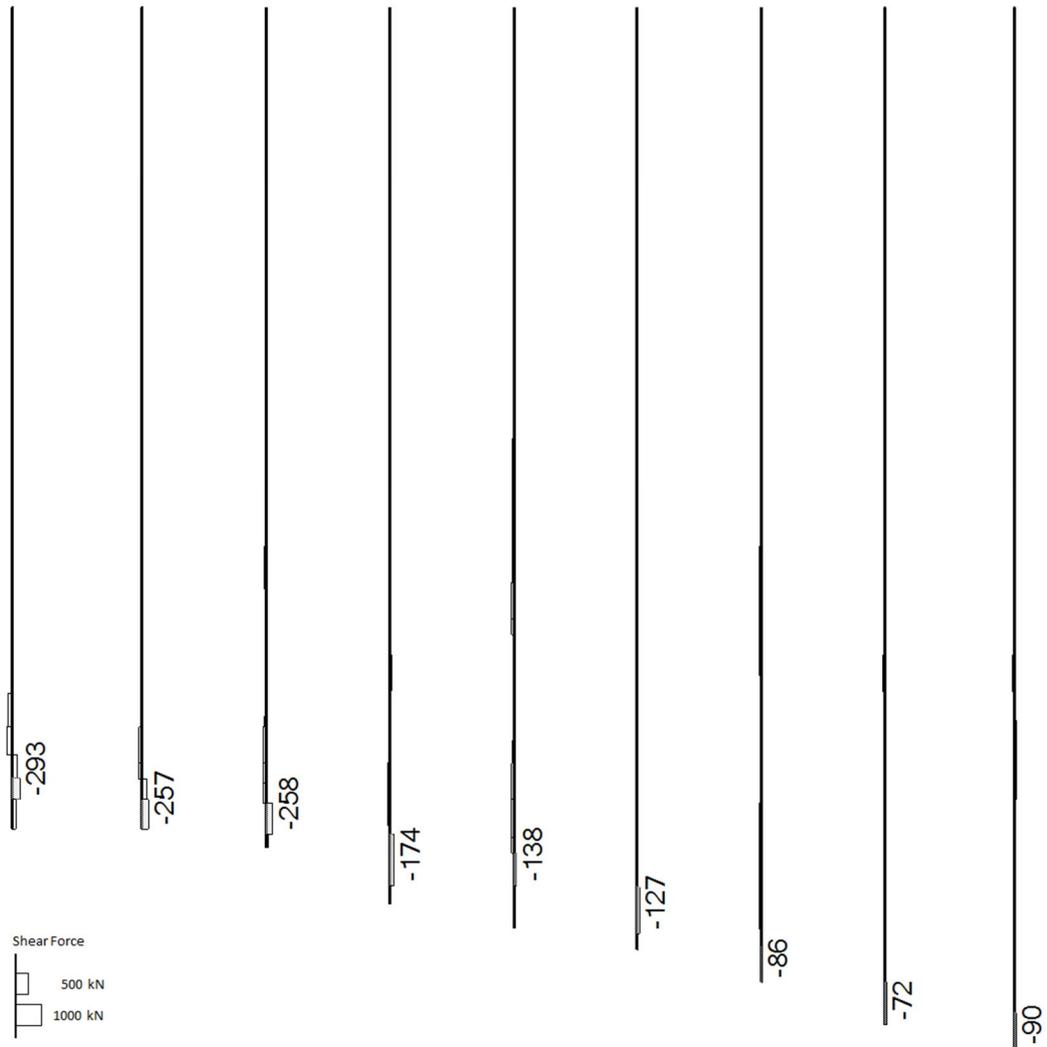
(a) 曲げモーメント (kN · m)

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.780s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.780s



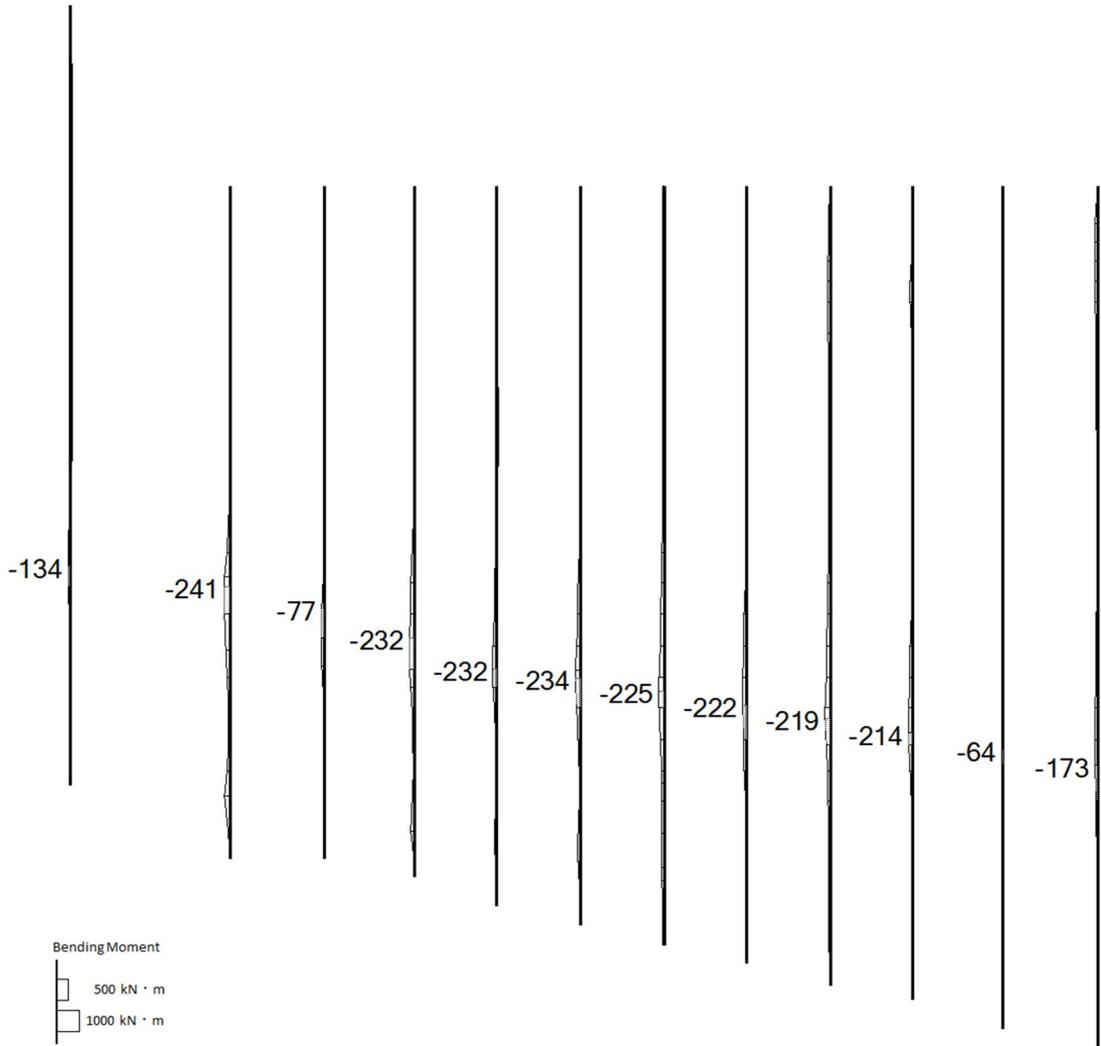
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-9(1) 取水路(①-①断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-31 (H+, V+), $t=8.78s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

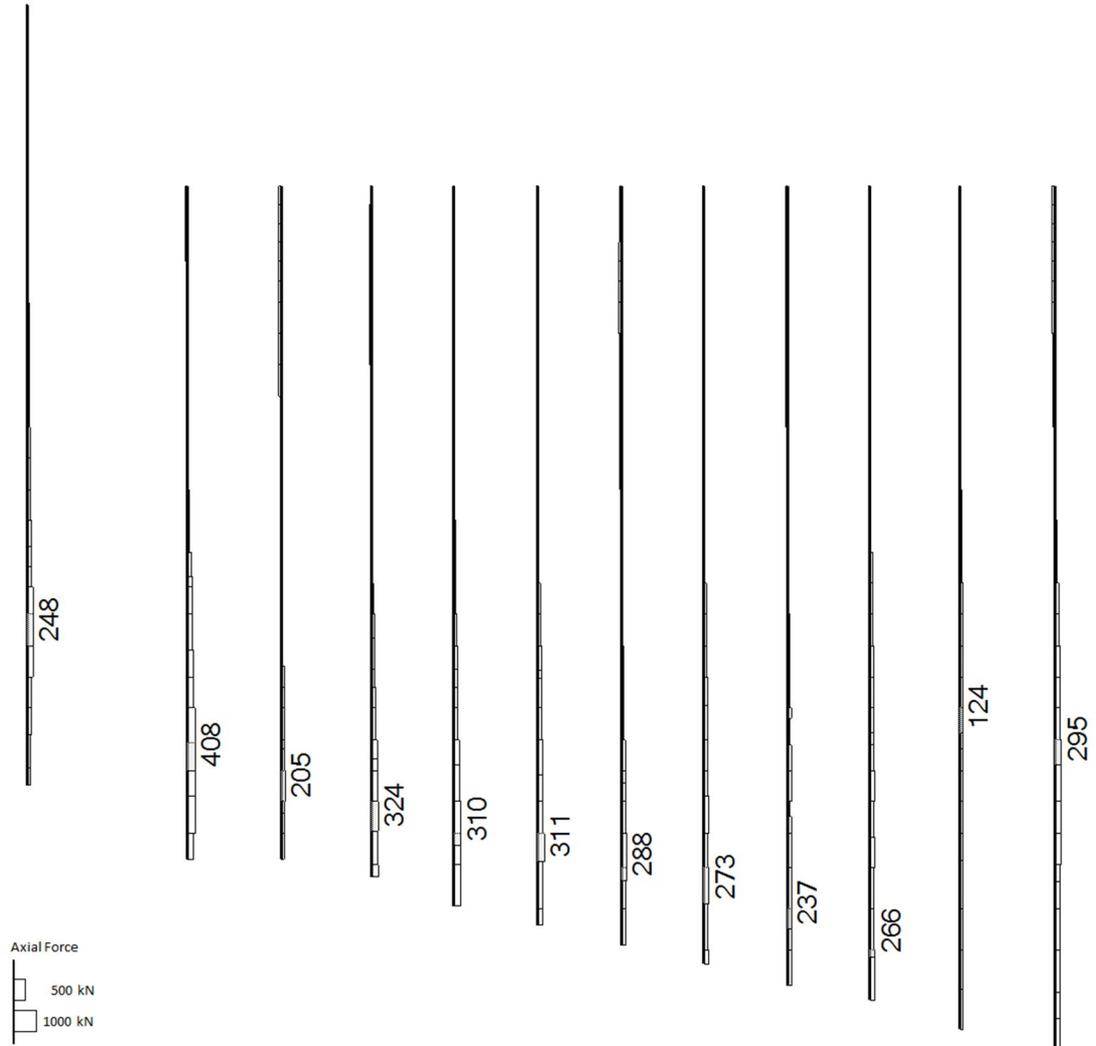
◆ ④—④断面

base: TK2-PMP_1S_2D-DYNA_Ss-D1L--
時刻: 23.450s



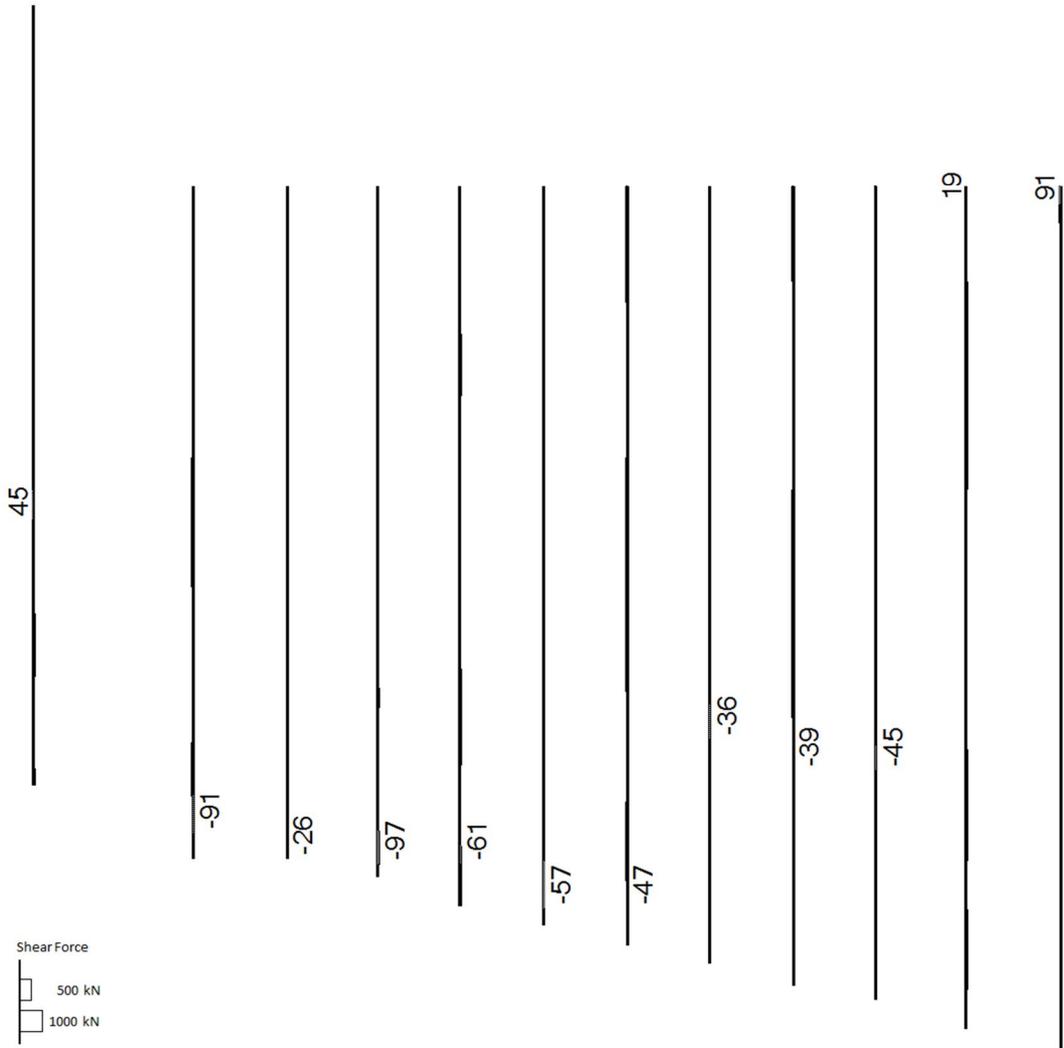
(a) 曲げモーメント (kN · m)

base: TK2-PMP_1S_2D-DYNA_Ss-D1L--
時刻: 23.450s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP_1S_2D-DYNA_Ss-D1L--
時刻: 23.450s

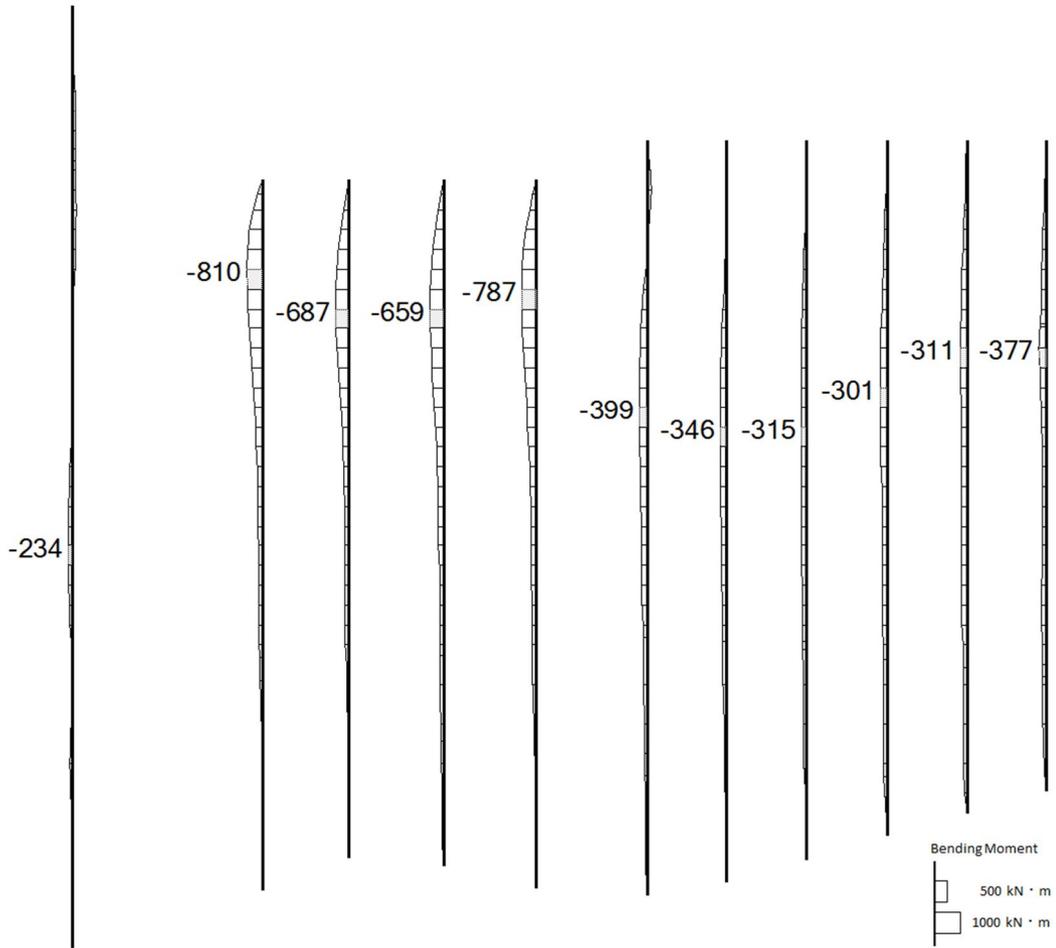


(c) せん断力 (kN)

図 2.4-9(2) 取水ピット(④-④断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力
($S_s-D1(H-, V-)$, $t=23.45s$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

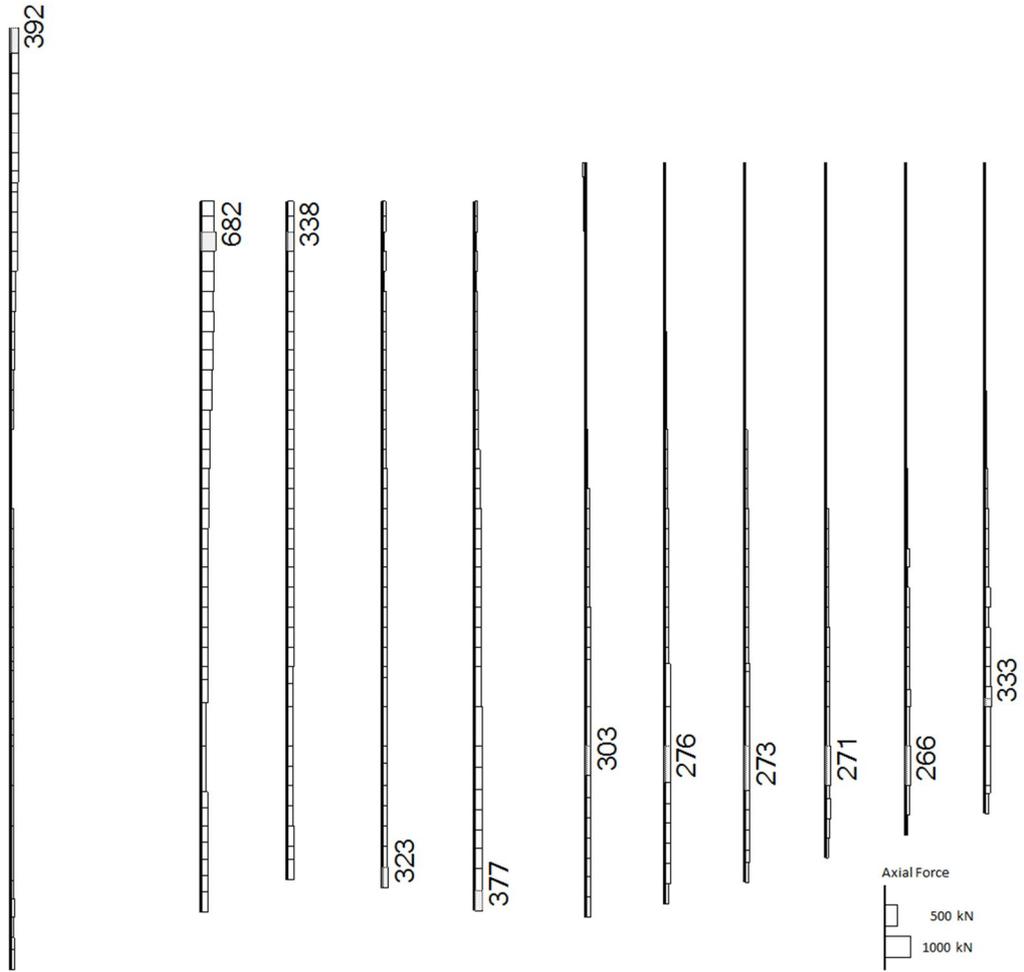
◆ ⑥—⑥断面

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 67.990s



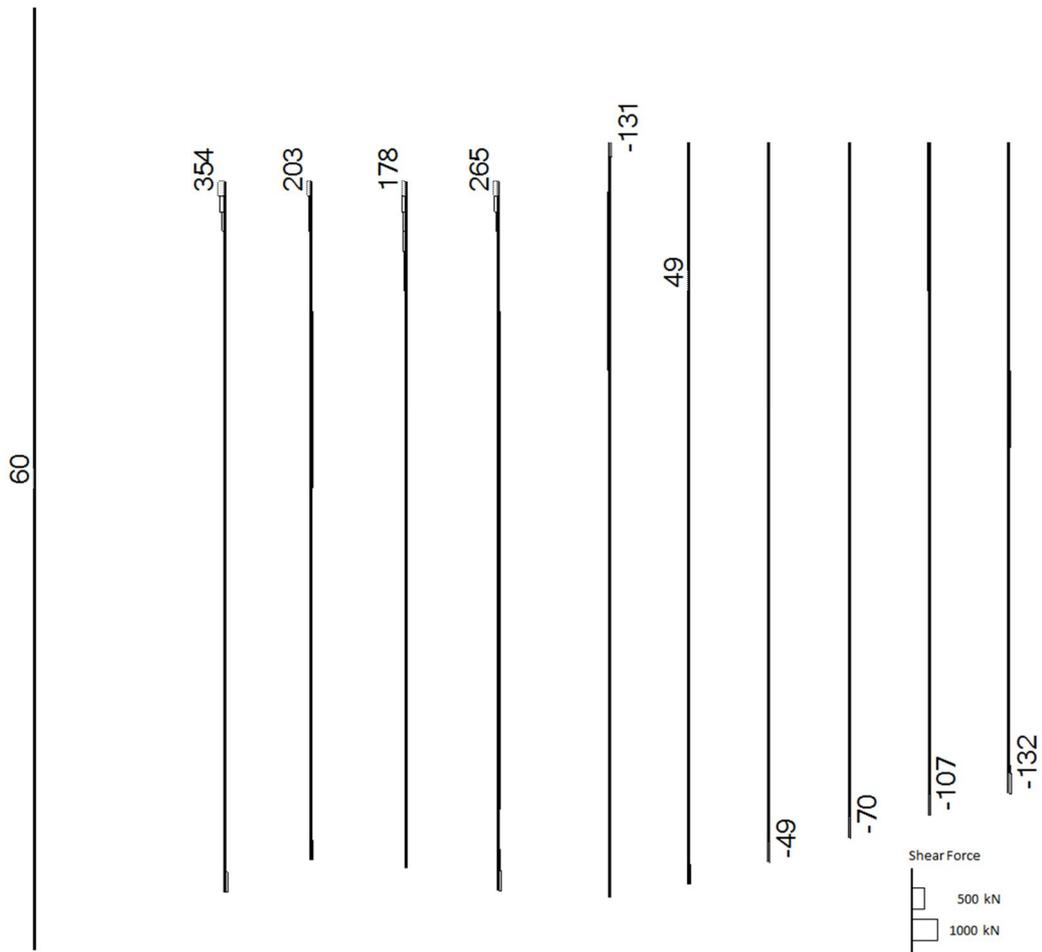
(a) 曲げモーメント (kN · m)

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 67.990s



(b) 軸力(kN)

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 67.990s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-9(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-D1 (H-, V-), $t=67.99s$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

b. せん断力照査

表 2.4-10(1) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
1	-1392	2904	0.479	④ S _s -3 1 (H+, V+)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

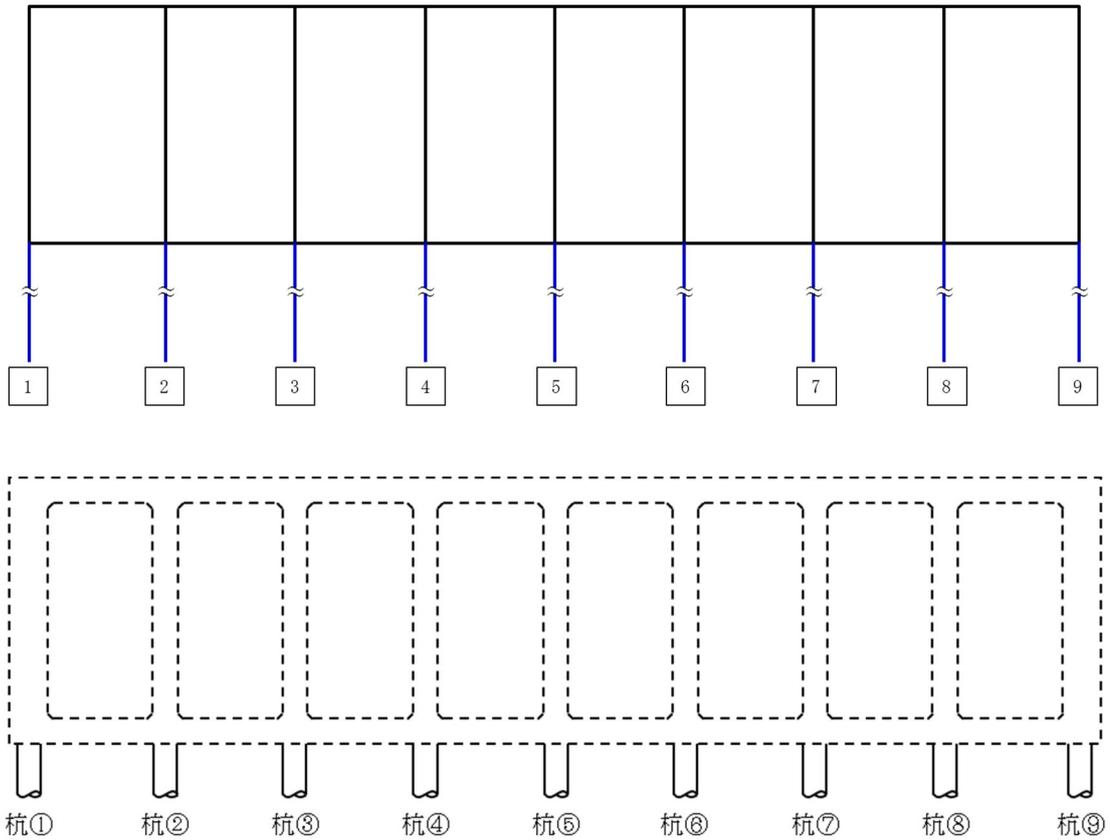


表 2.4-10(2) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
2	1327	2904	0.457	④ S _s -3 1 (H+, V+)

注記 * : 評価位置は下図に示す。

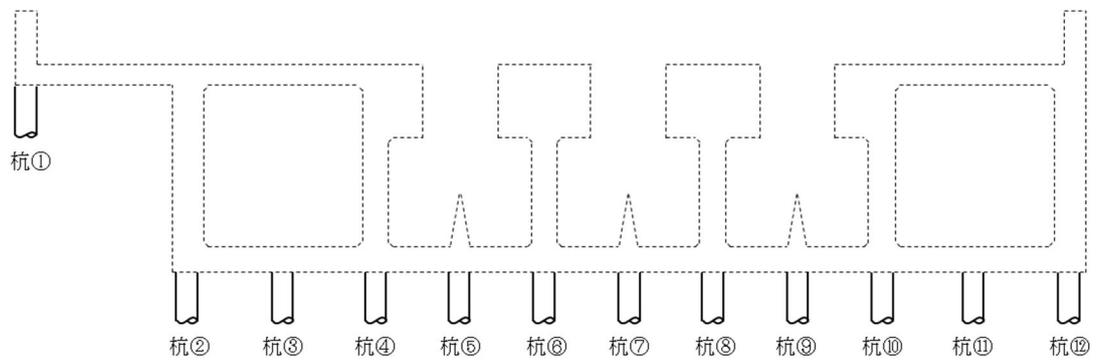
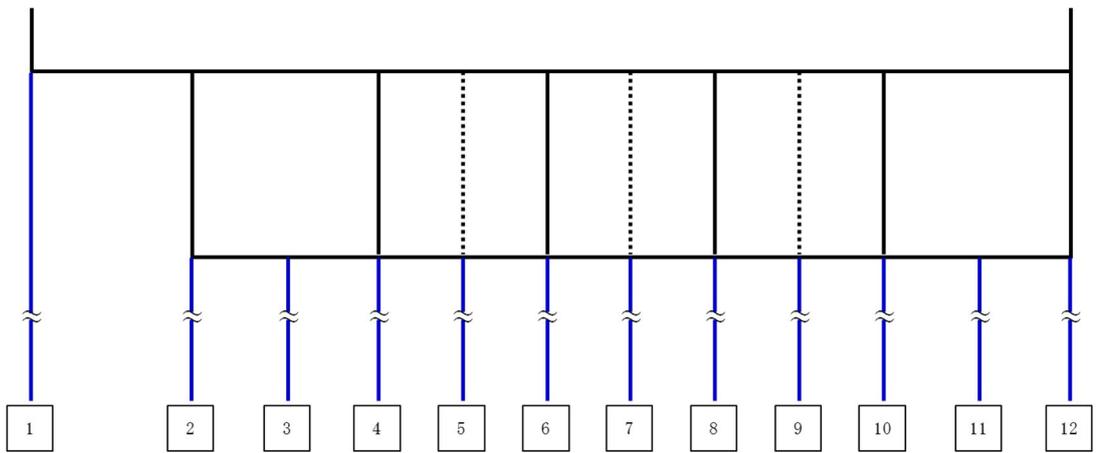
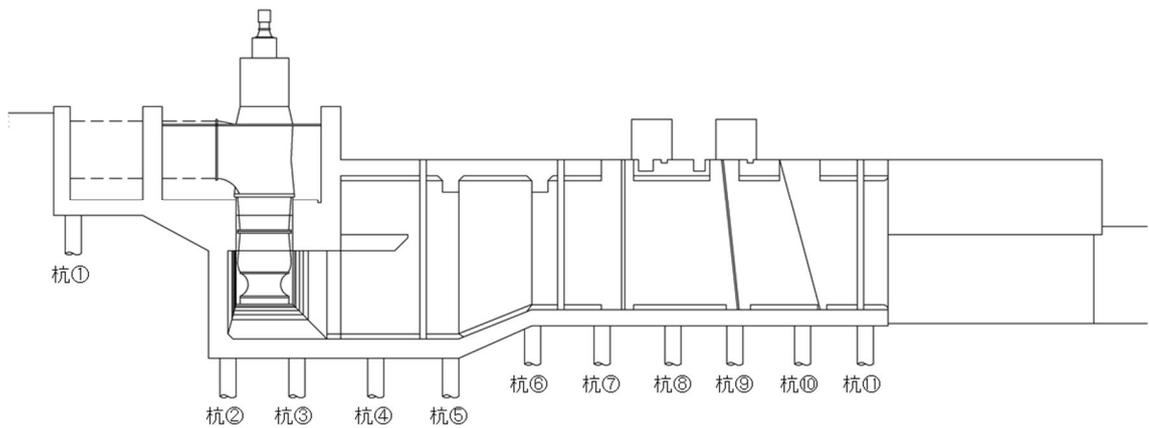
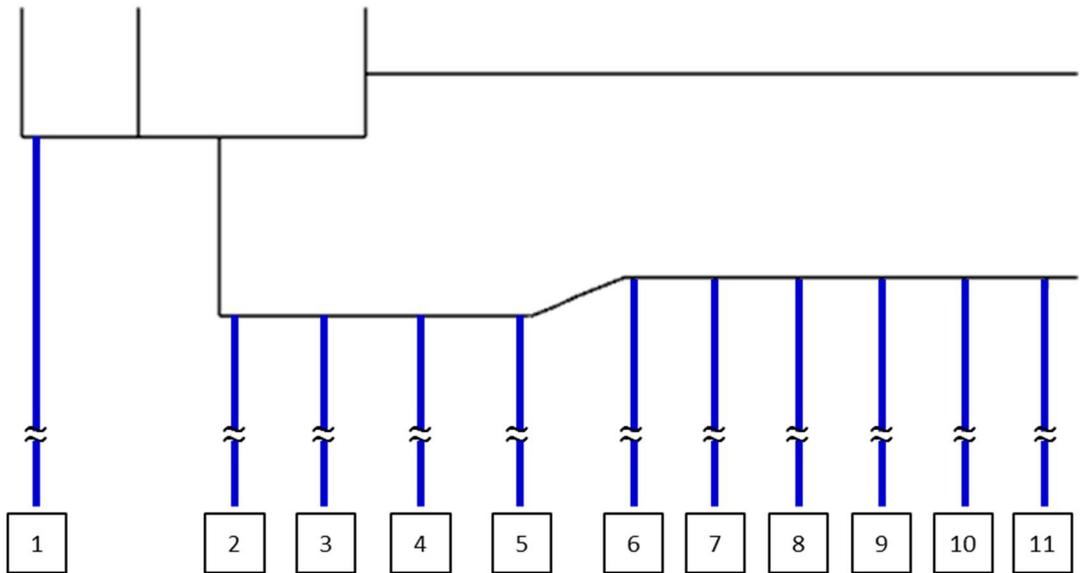


表 2.4-10(3) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

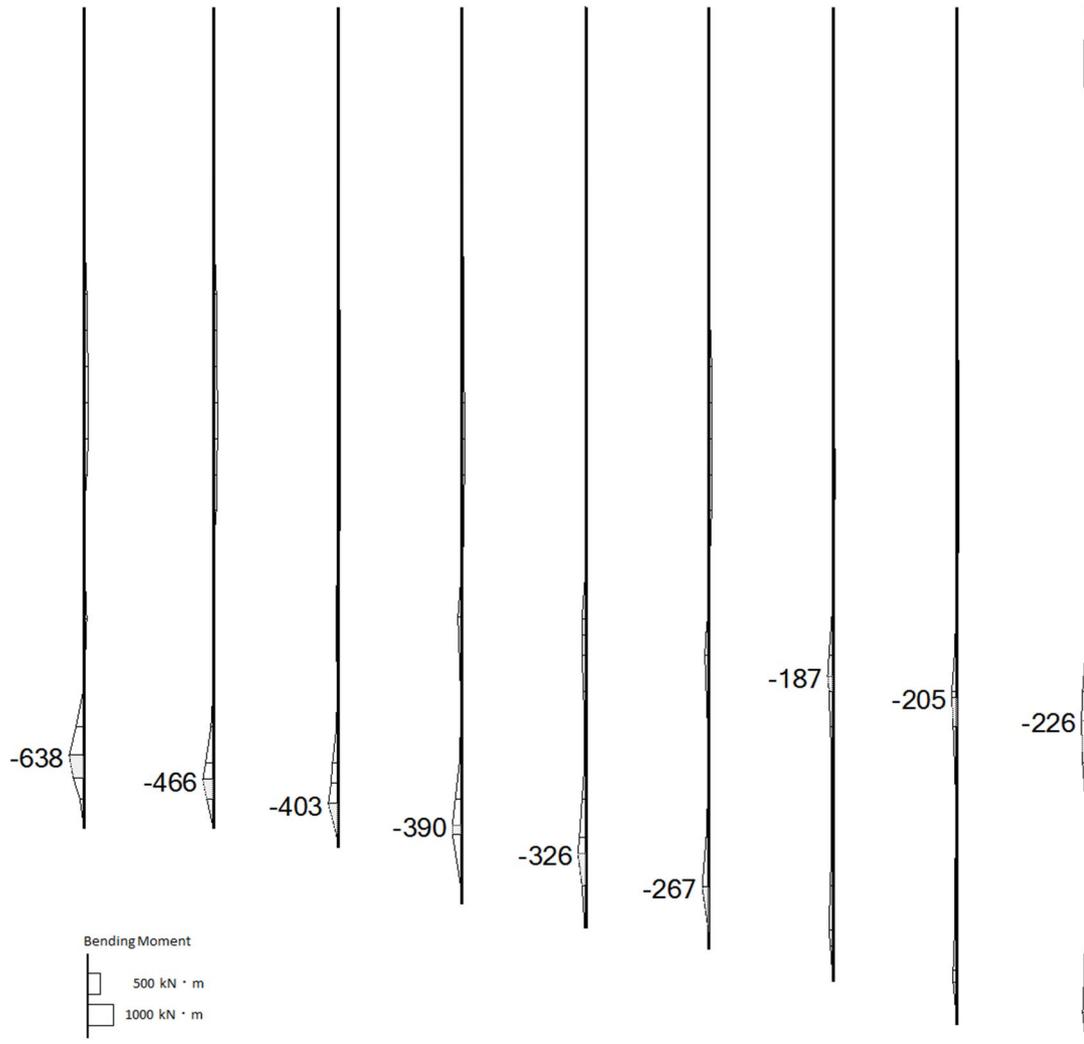
評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
11	-1958	2904	0.674	④ S _s -D1 (H-, V-)

注記 * : 評価位置は下図に示す。



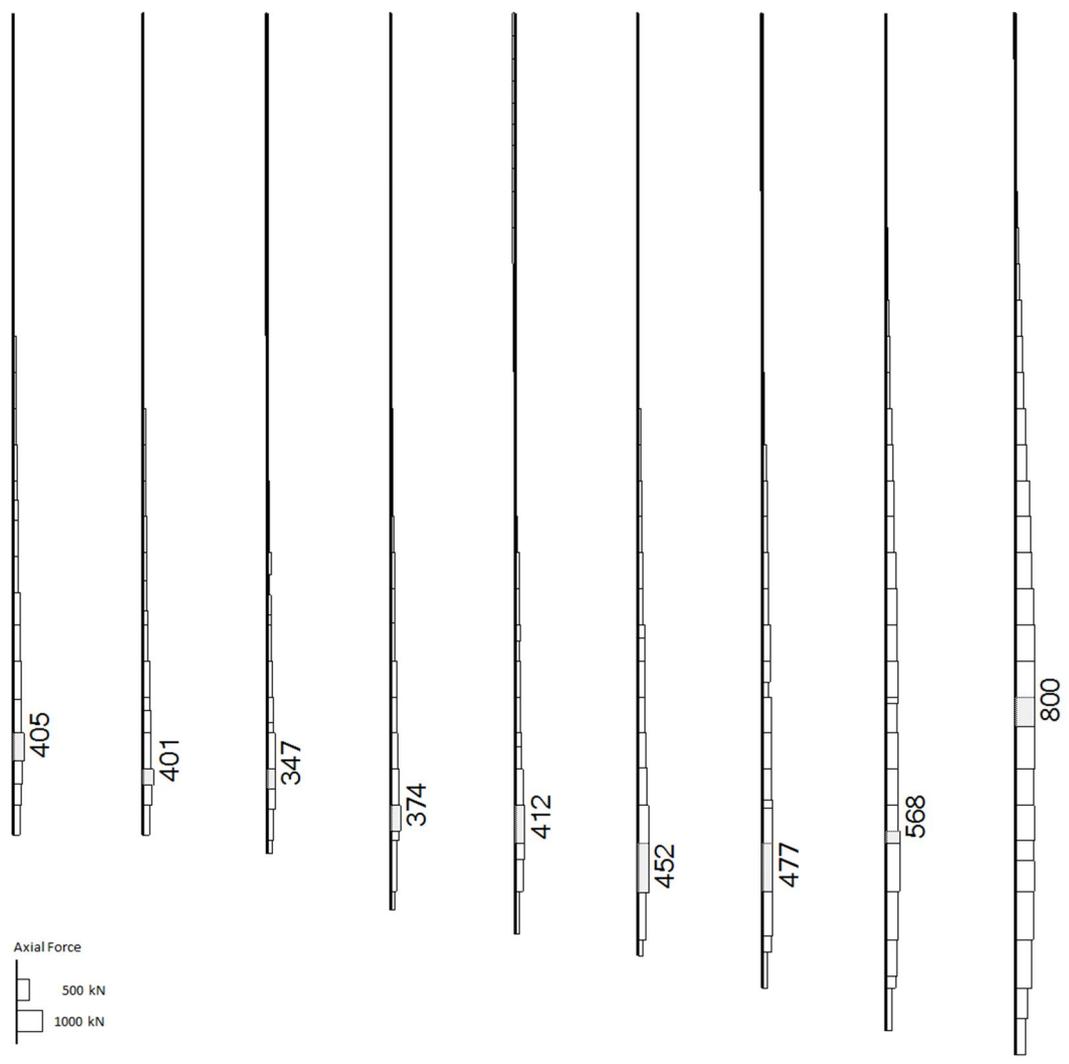
◆ ①-①断面

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.790s



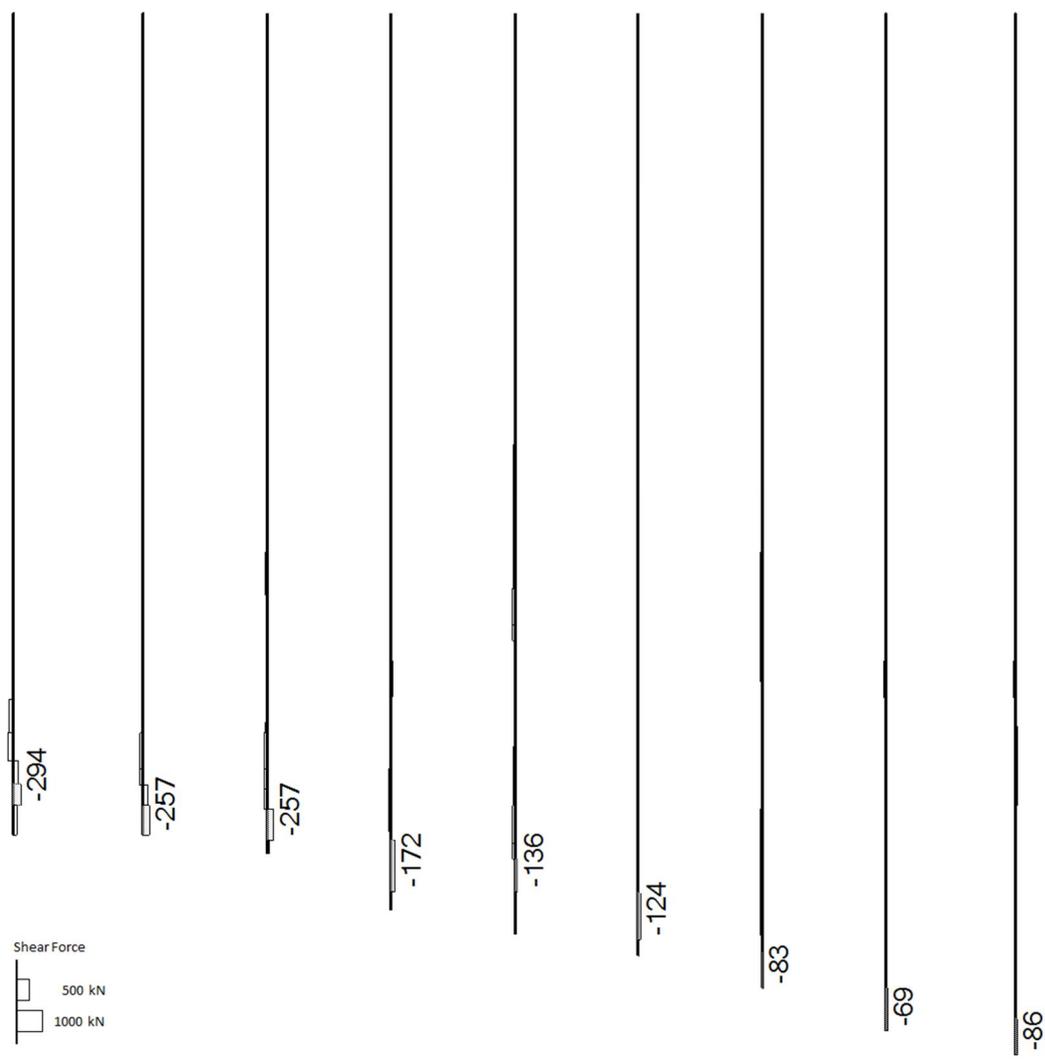
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.790s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-SCR_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.790s



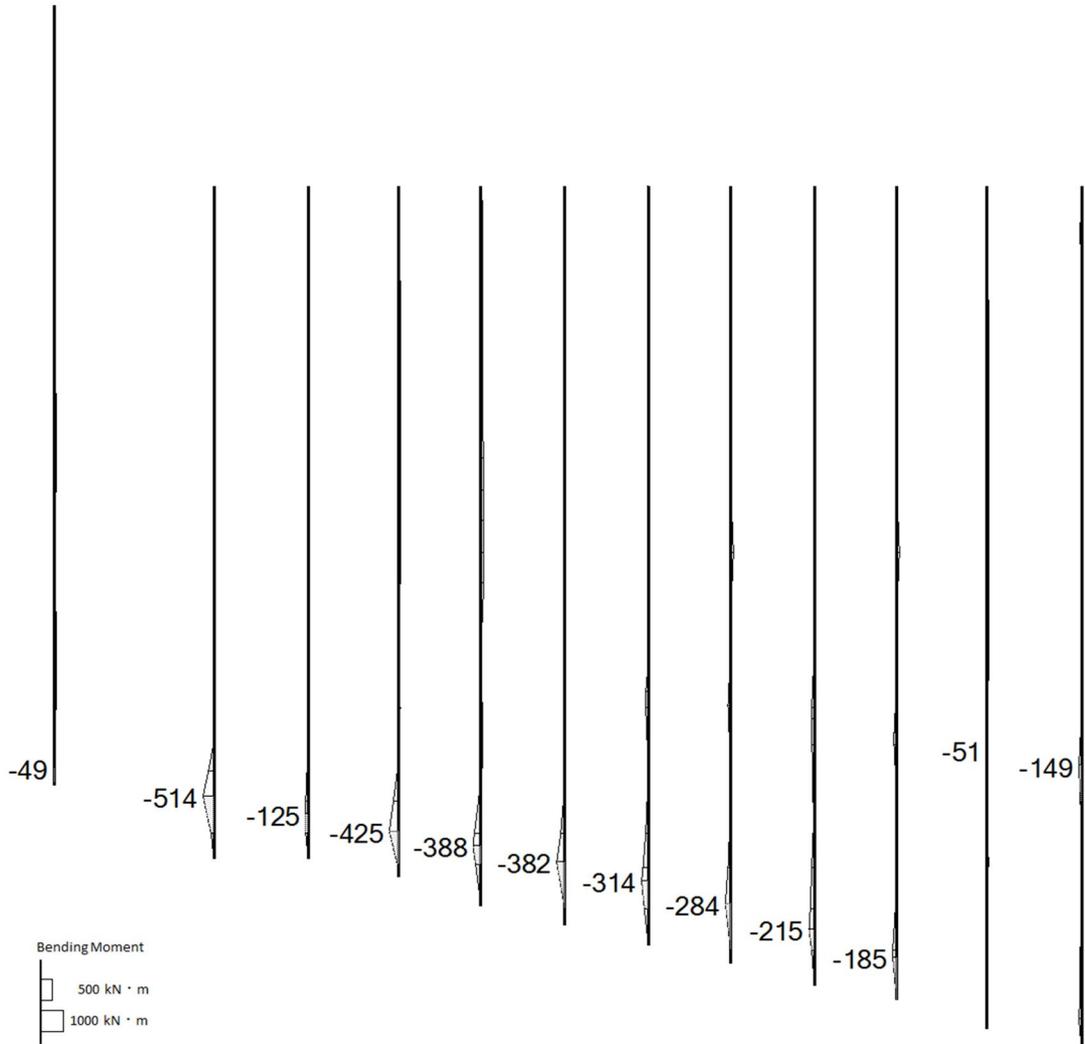
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-10(1) 取水路①-①断面の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力
(S_s-31 (H+, V+), $t=8.79s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

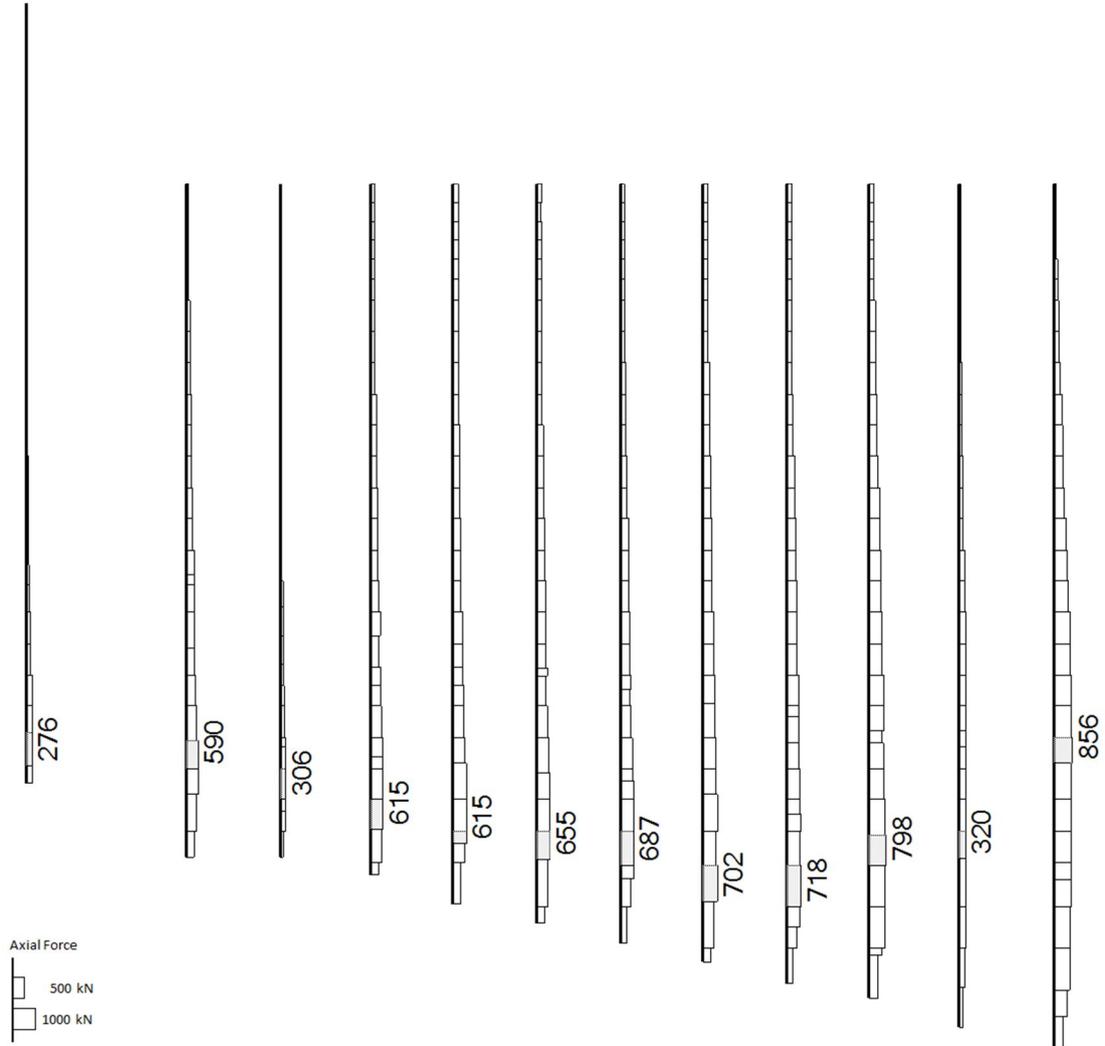
◆ ④-④断面

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.740s



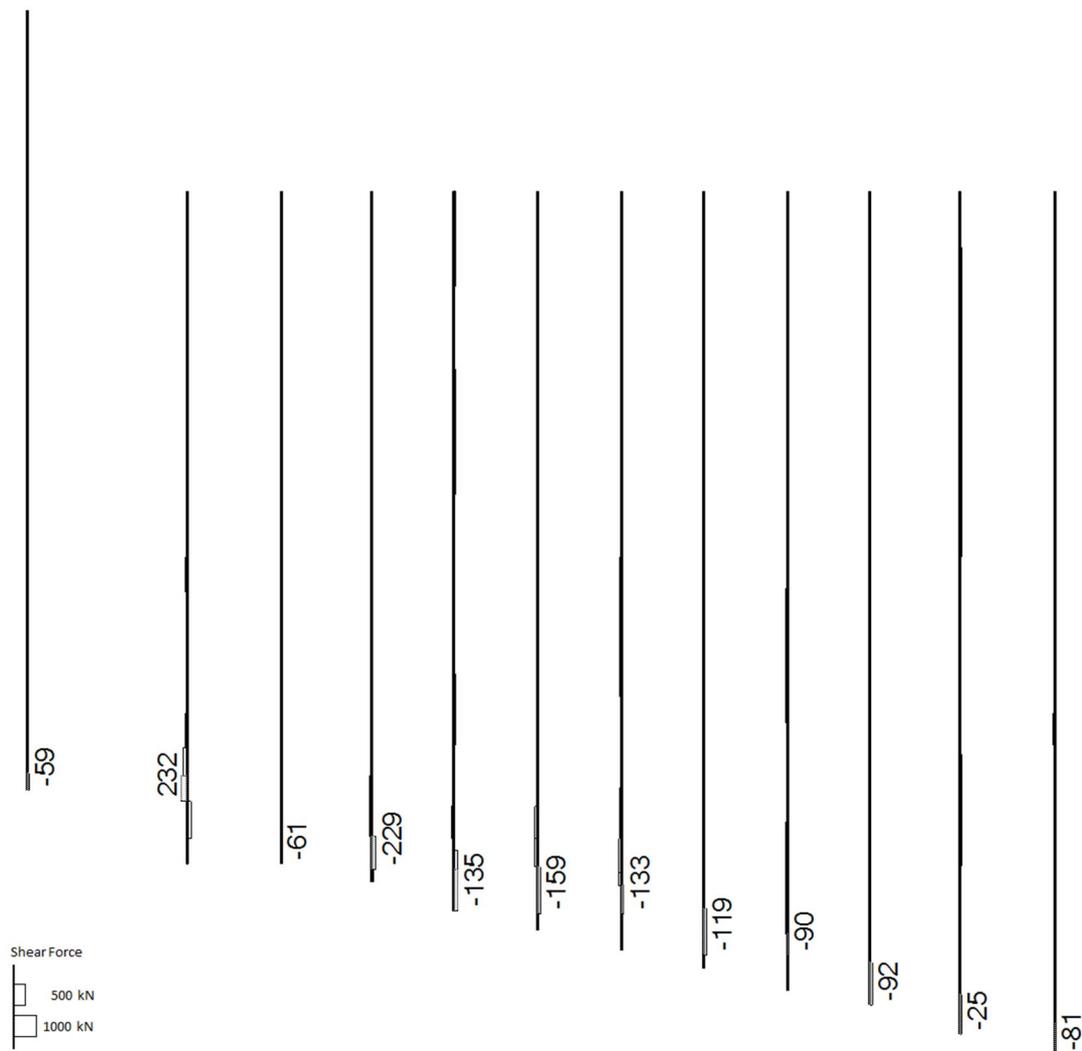
(a) 曲げモーメント (kN · m)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.740s



(b) 軸力(kN)

base: TK2-PMP_TSS_2D-DYNA_Ss-31++
時刻: 8.740s

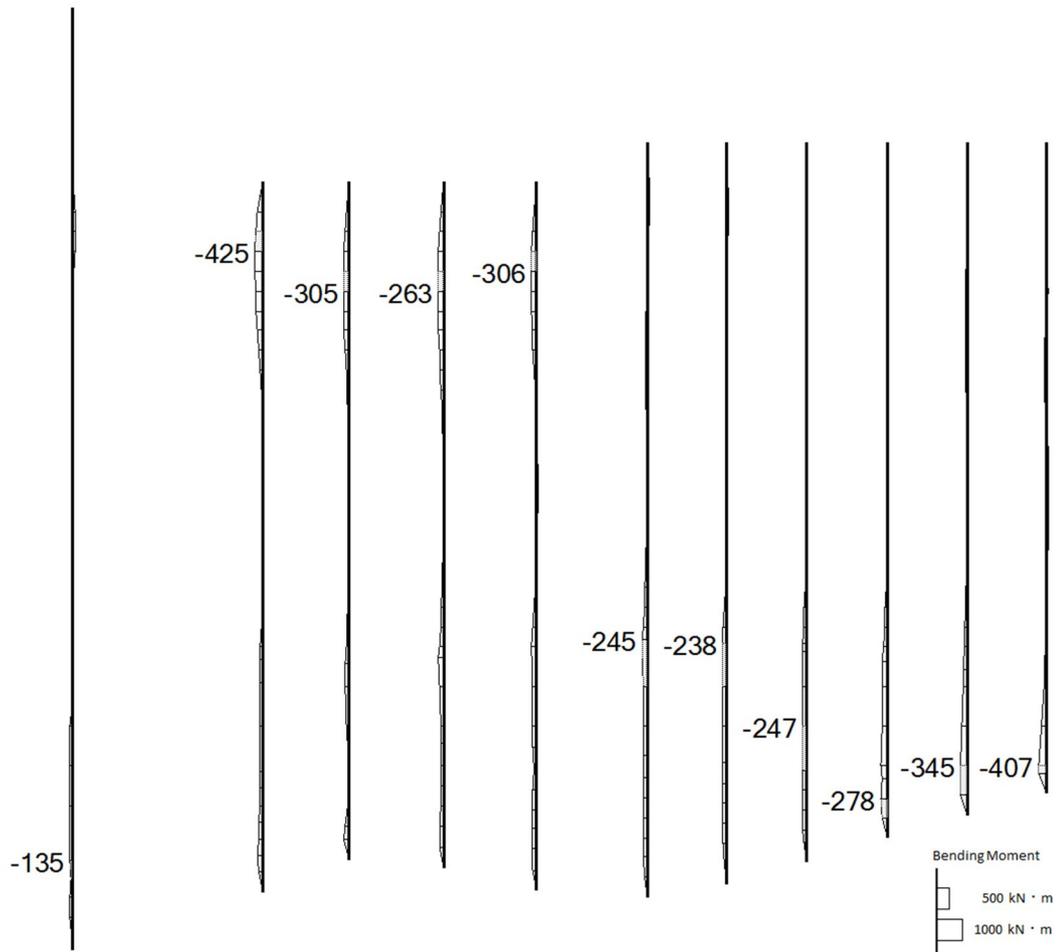


(c) せん断力 (kN)

図 2.4-10(2) 取水ピット(④-④断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力
($S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.74s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

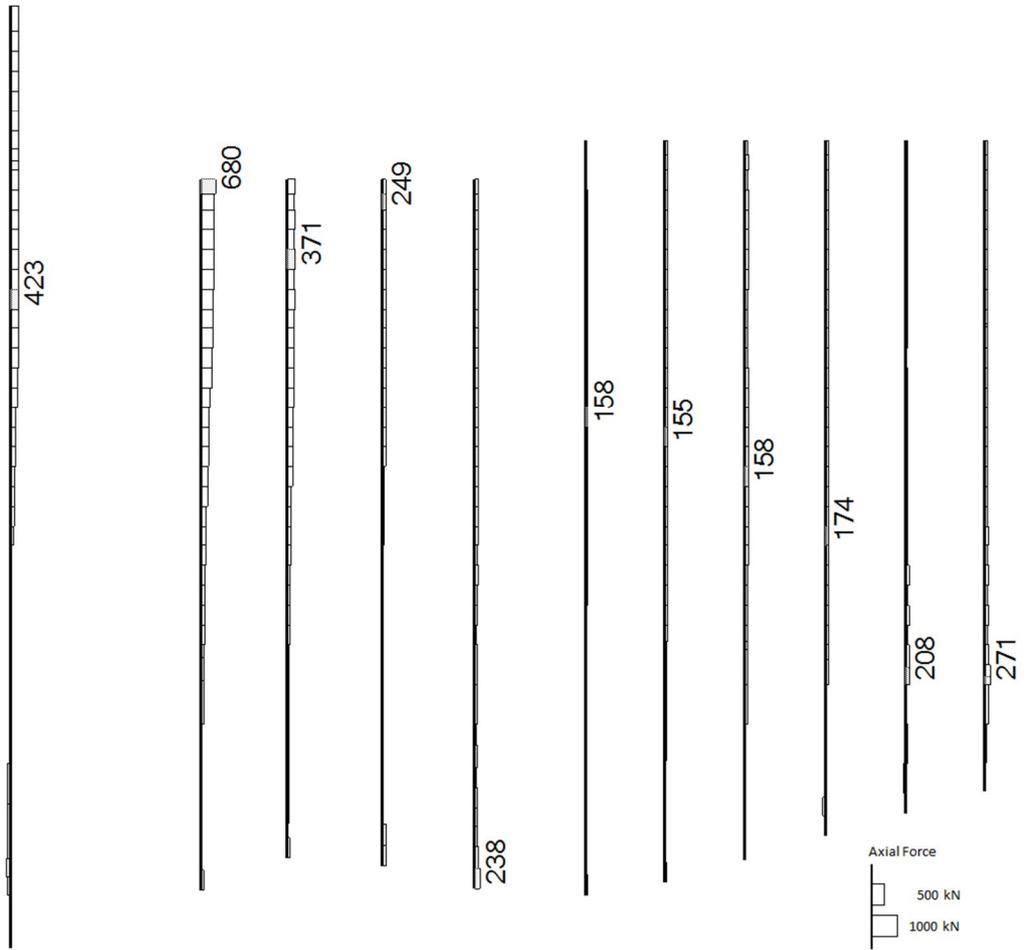
◆ ⑥—⑥断面

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 54.650s



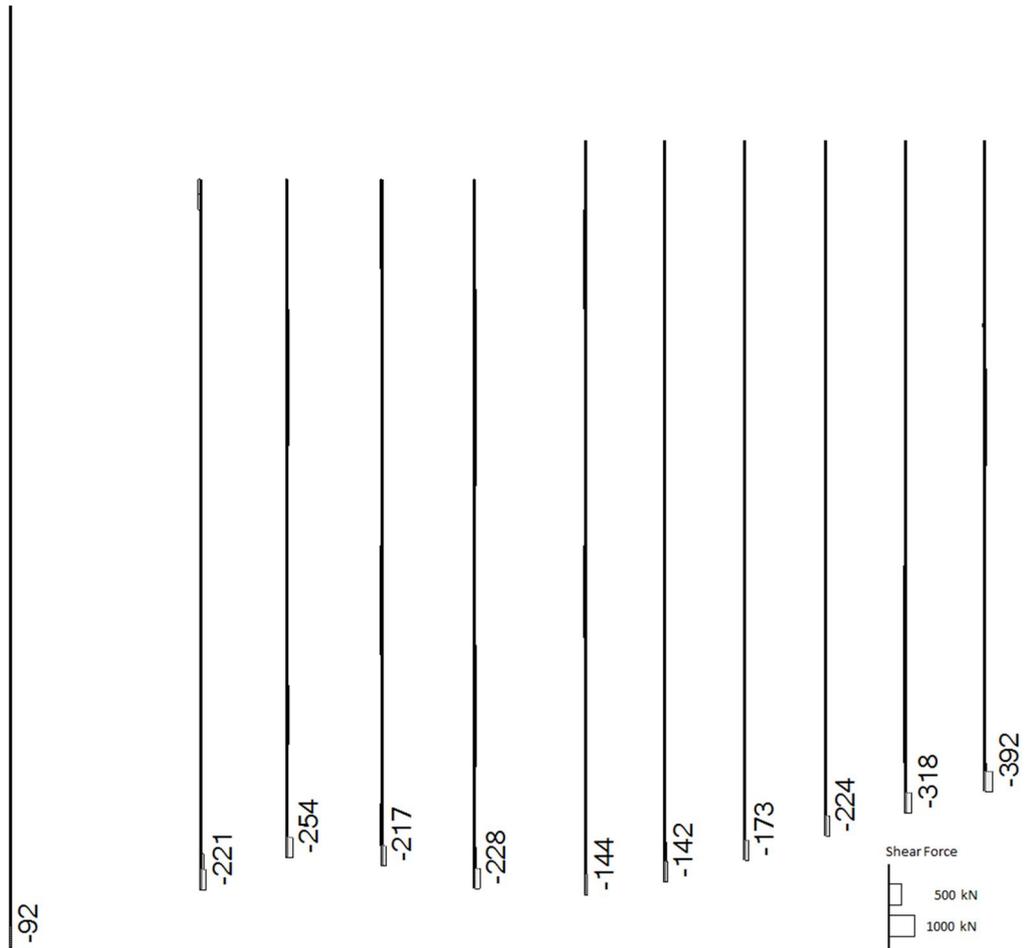
(a) 曲げモーメント (kN · m)

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 54.650s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-VLS_2D_DYNA_Ss-D1L--
時刻: 54.650s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-10(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力

(S_s-D1 (H-, V-), $t=54.65s$)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

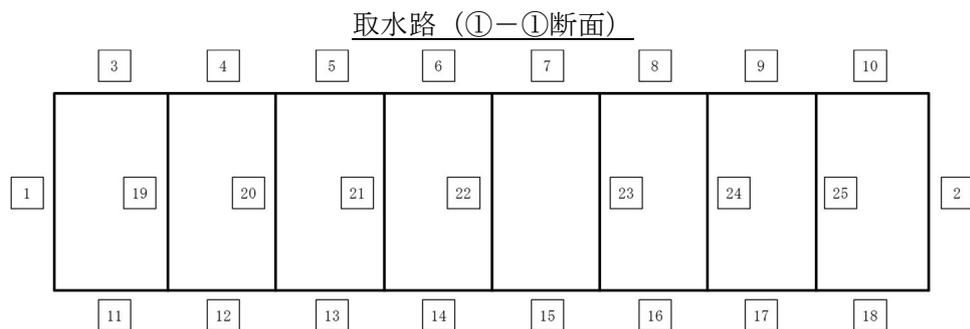
(3) 躯体の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

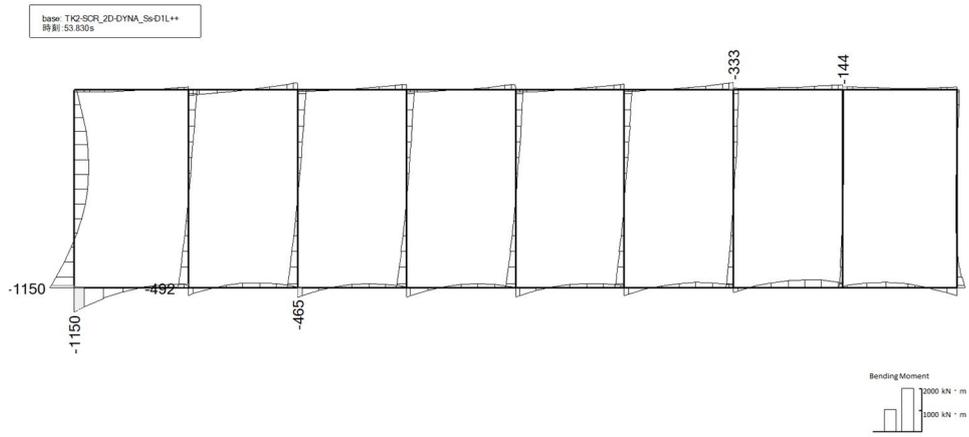
各基準地震動において、躯体に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 2.4-11 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 2.4-11 に断面力分布を示す。

表 2.4-11 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果（躯体）

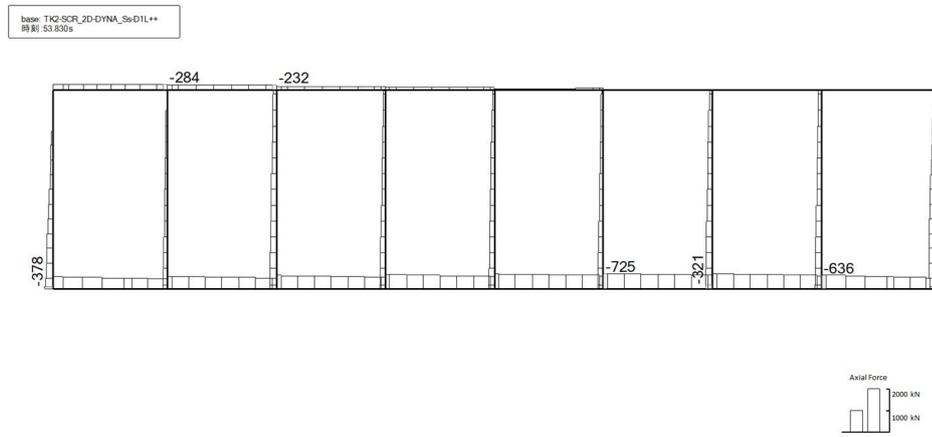
基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	部材番号
S _s -D 1 (H+, V+)	0.612	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
S _s -D 1 (H+, V-)	0.604	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
S _s -D 1 (H-, V+)	0.606	せん断	取水路 (①-①断面) 底版	14
S _s -D 1 (H-, V-)	0.601	せん断	取水路 (①-①断面) 底版	14
S _s -1 1	0.537	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	3
S _s -1 2	0.520	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
S _s -1 3	0.580	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
S _s -1 4	0.580	せん断 </td <td>取水路 (①-①断面) 頂版</td> <td>10</td>	取水路 (①-①断面) 頂版	10
S _s -2 1	0.589	せん断	取水路 (①-①断面) 隔壁	19
S _s -2 2	0.570	せん断	取水路 (①-①断面) 隔壁	19
S _s -3 1 (H+, V+)	0.540	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
S _s -3 1 (H-, V+)	0.554	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7

注記 * : 評価位置は下図に示す

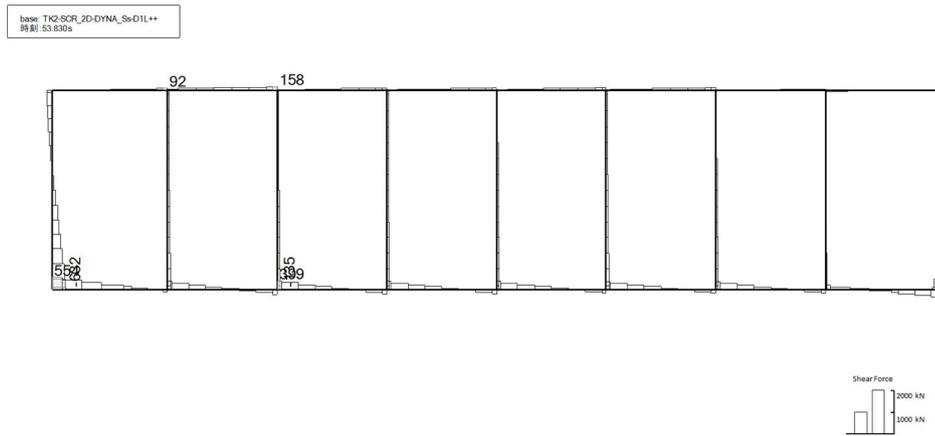




(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

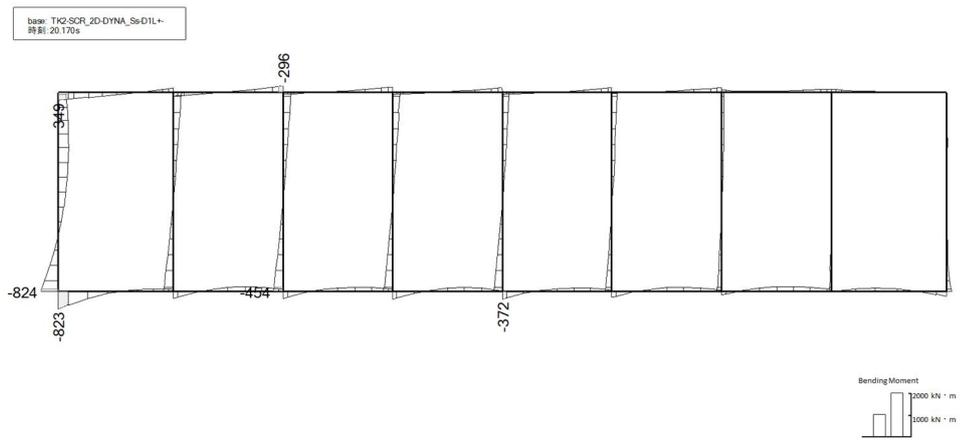


(c) せん断力 (kN)

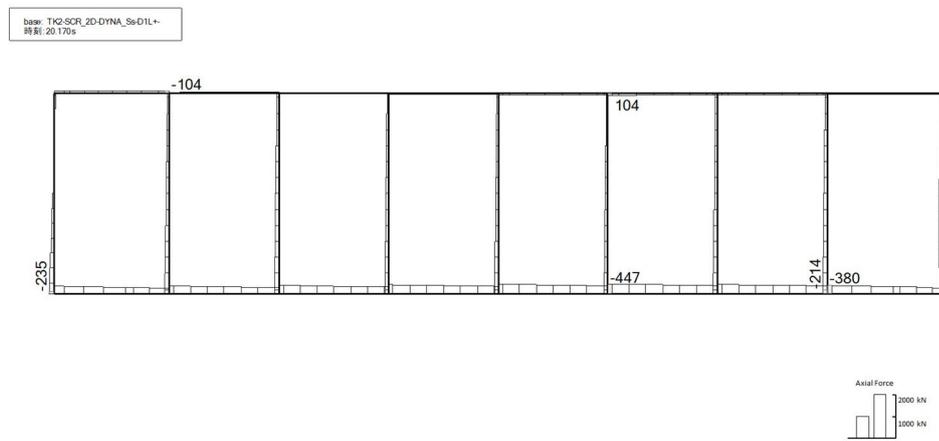
図 2.4-11(1) S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=53.83s)

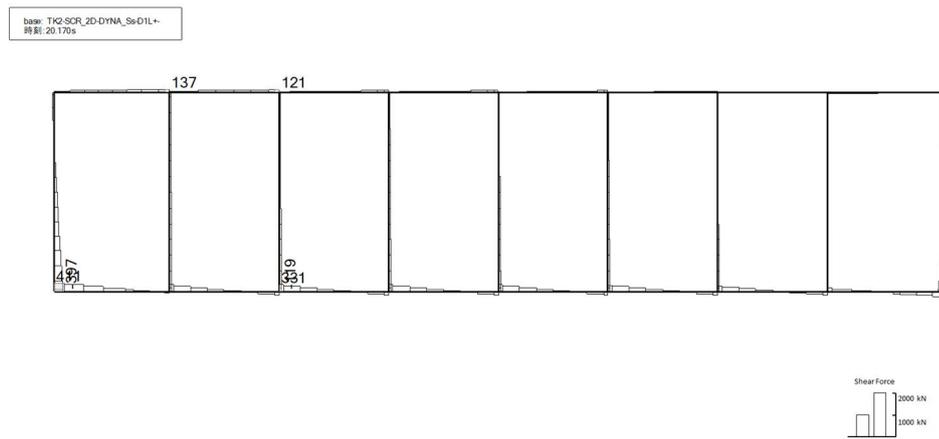
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

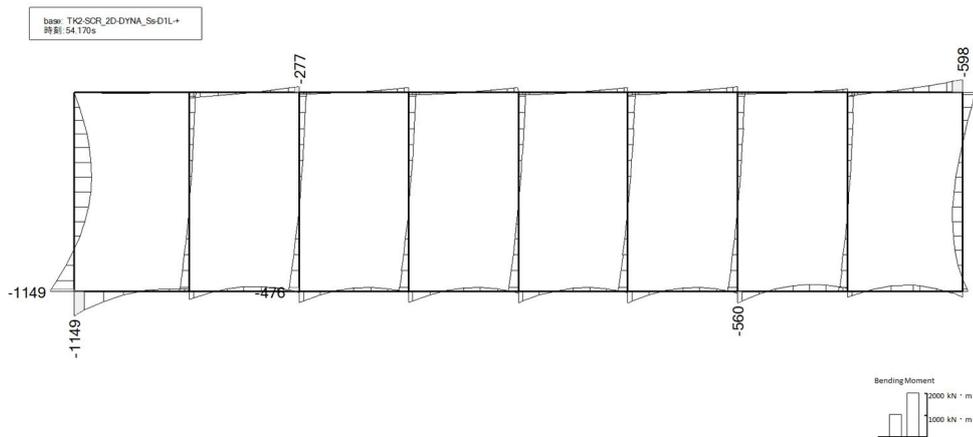


(c) せん断力 (kN)

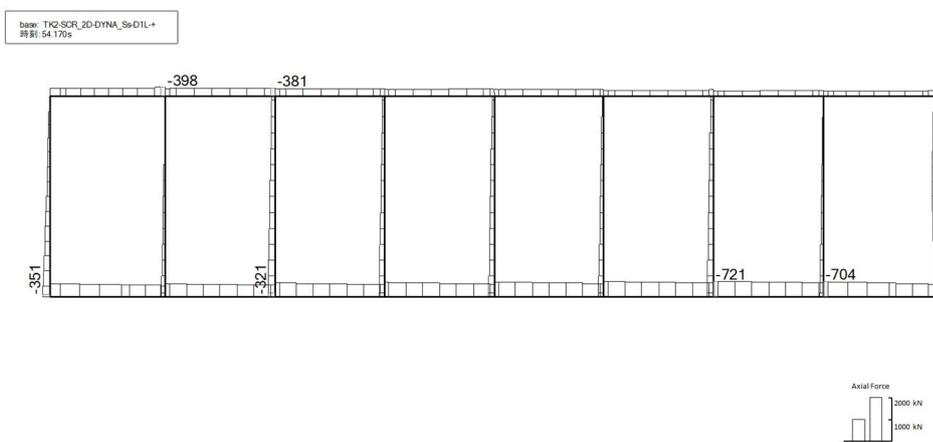
図 2.4-11(2) S_s-D1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($t=20.17s$)

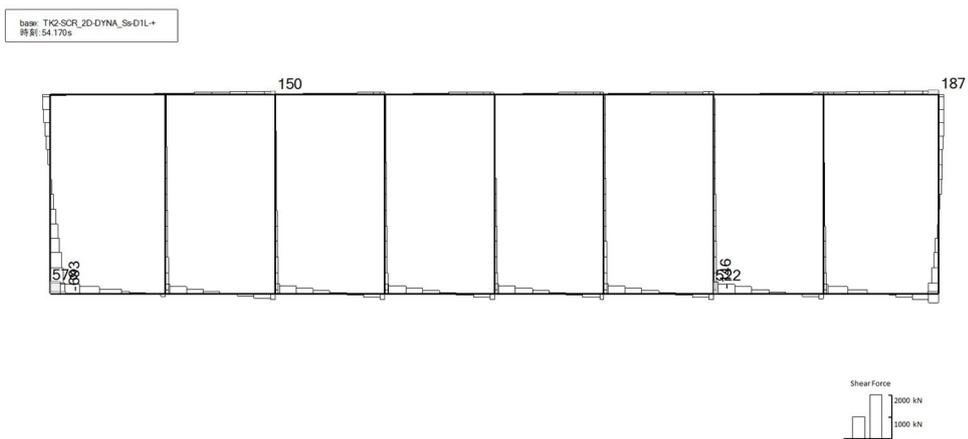
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

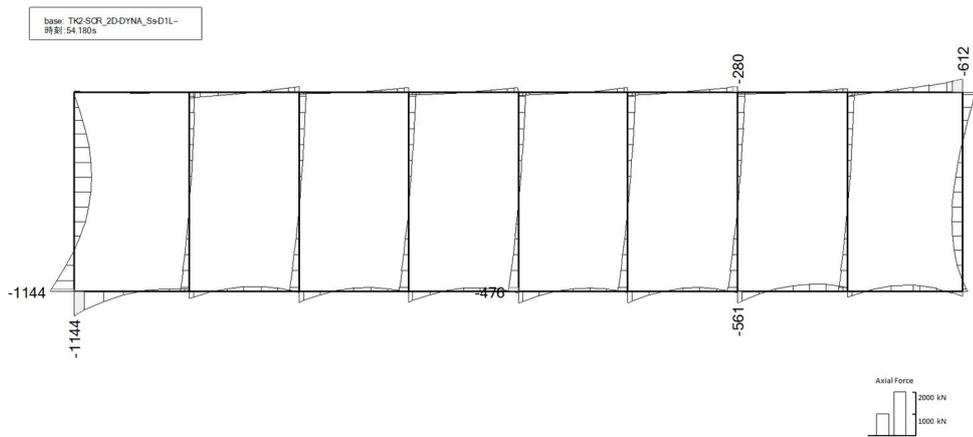


(c) せん断力 (kN)

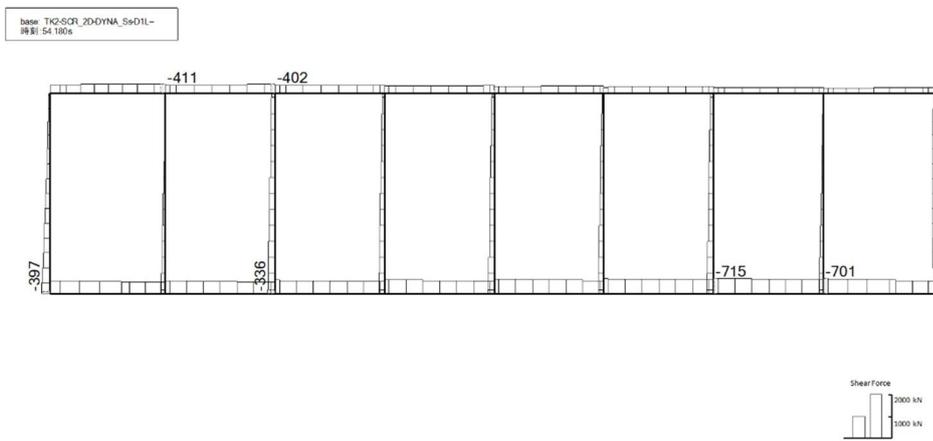
図 2.4-11(3) S_s-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=54.17s)

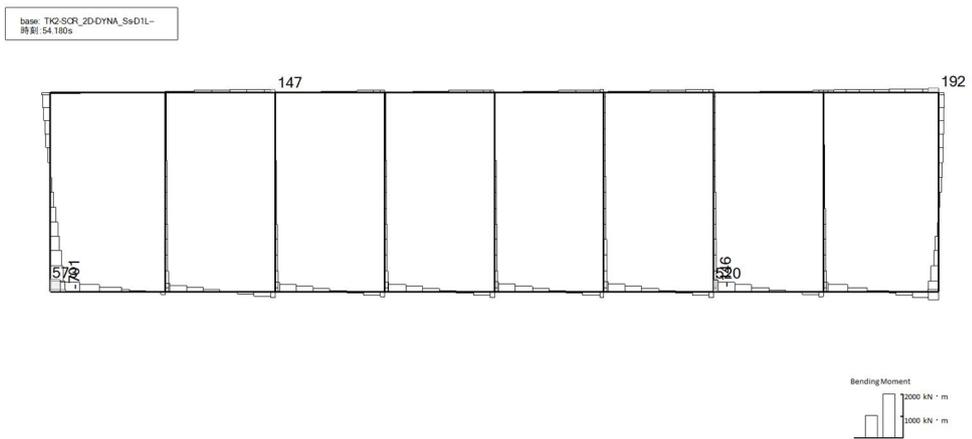
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 底版 <14>)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

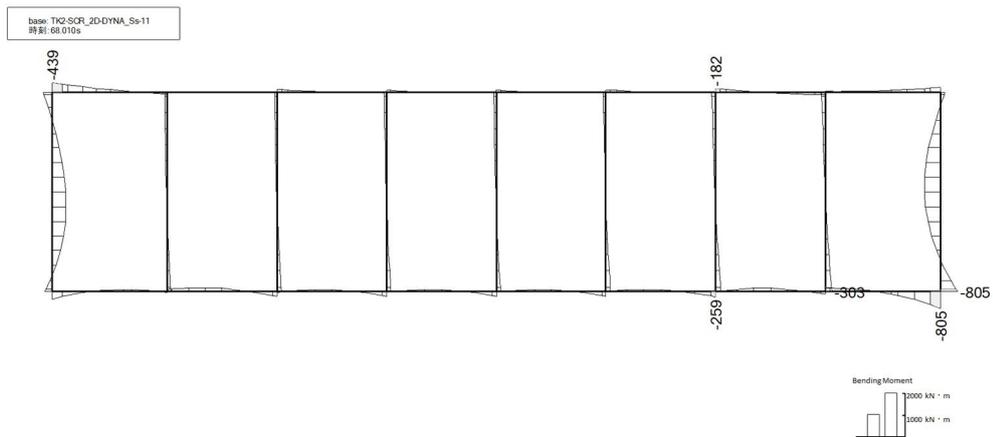


(c) せん断力 (kN)

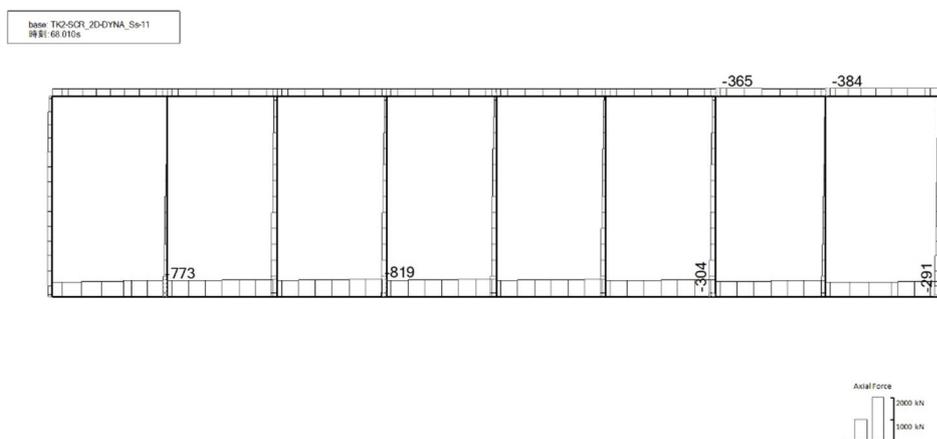
図 2.4-11(4) S_s-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($t=54.18s$)

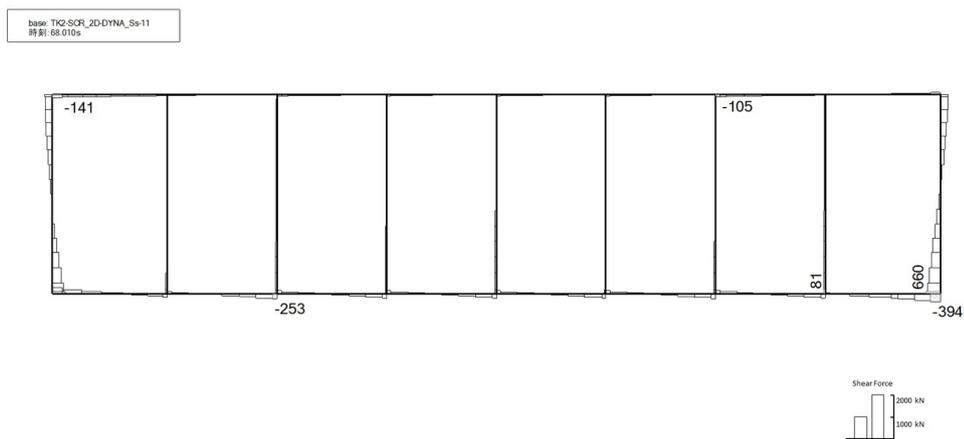
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 底版 <14>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

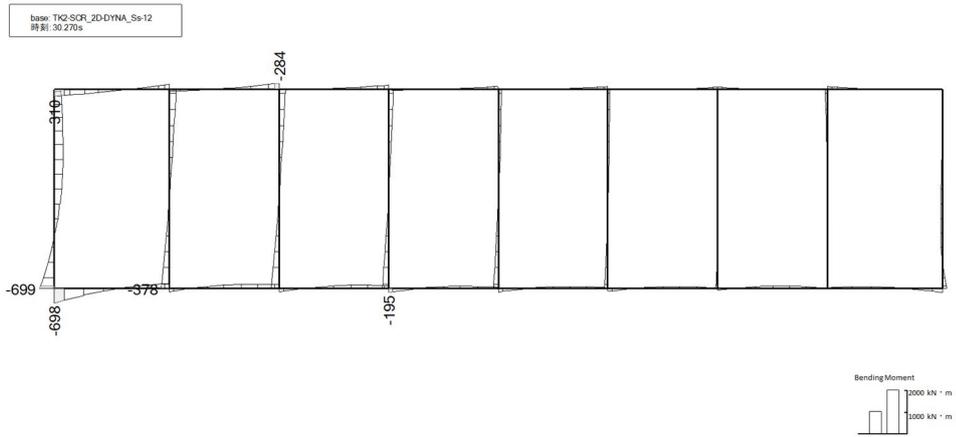


(c) せん断力 (kN)

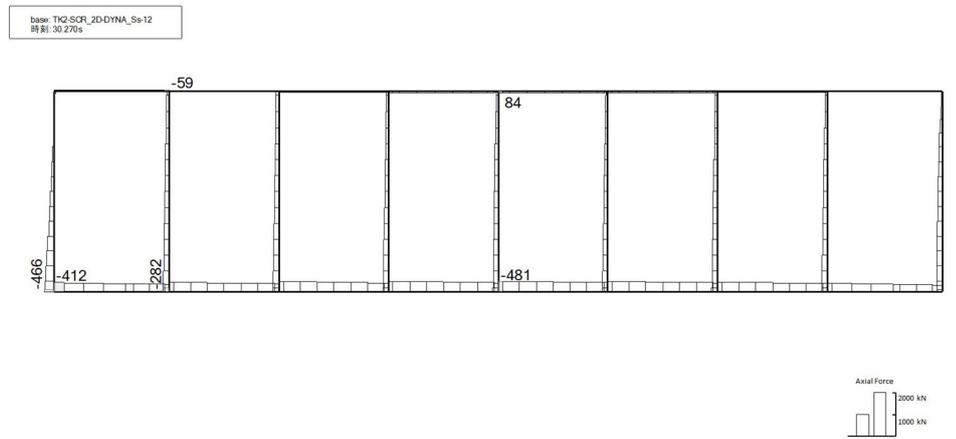
図 2.4-11(5) S_s-11 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($t=68.01s$)

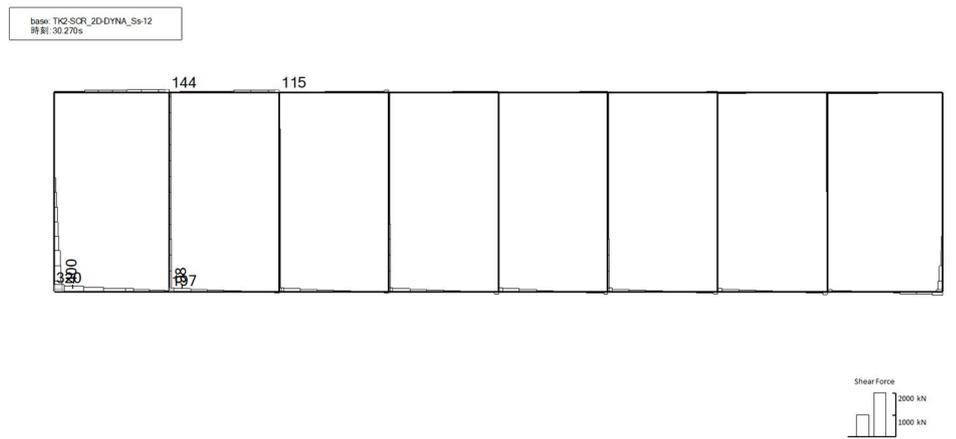
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <3>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

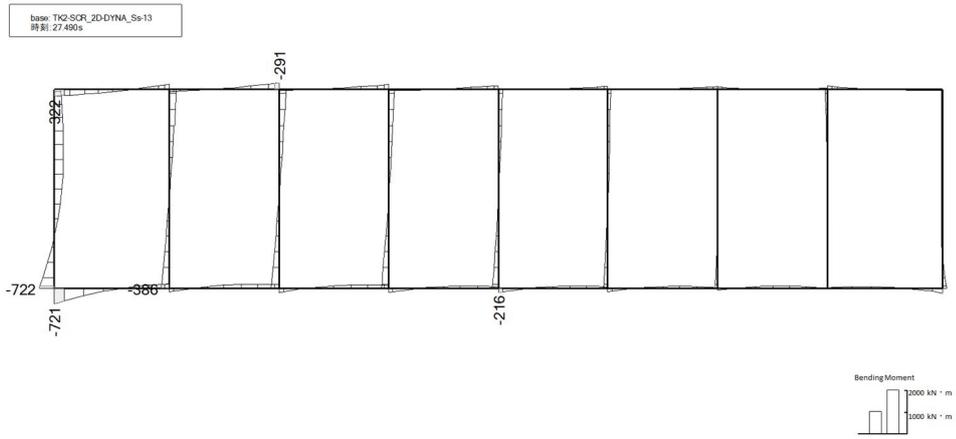


(c) せん断力 (kN)

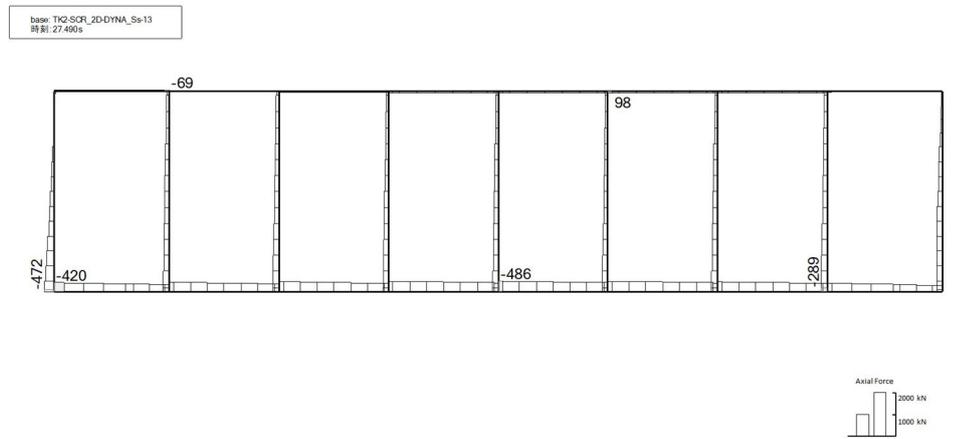
図 2.4-11(6) S_s-12において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=30.27s)

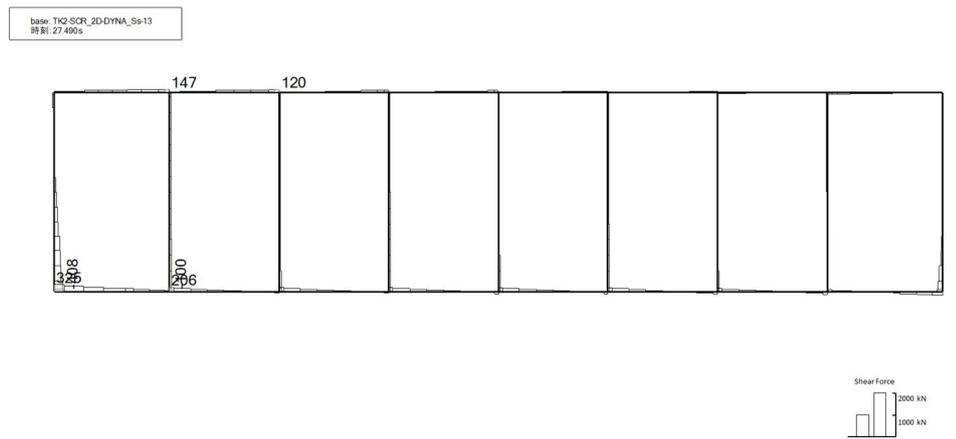
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)

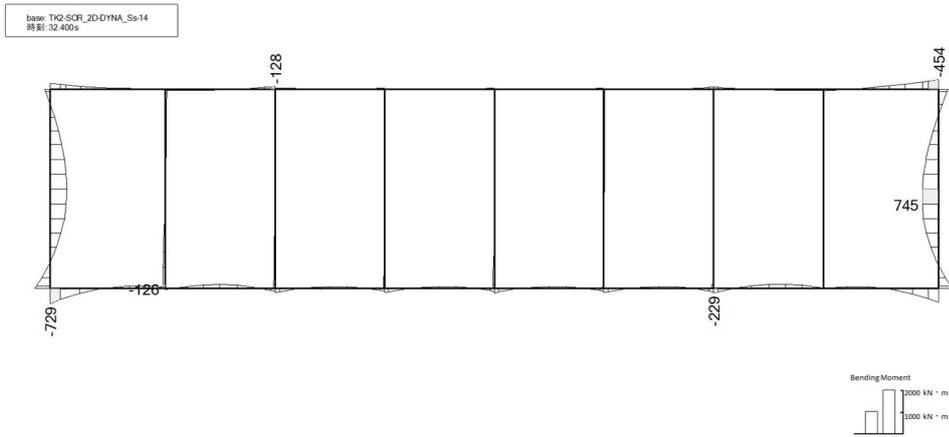


(c) せん断力 (kN)

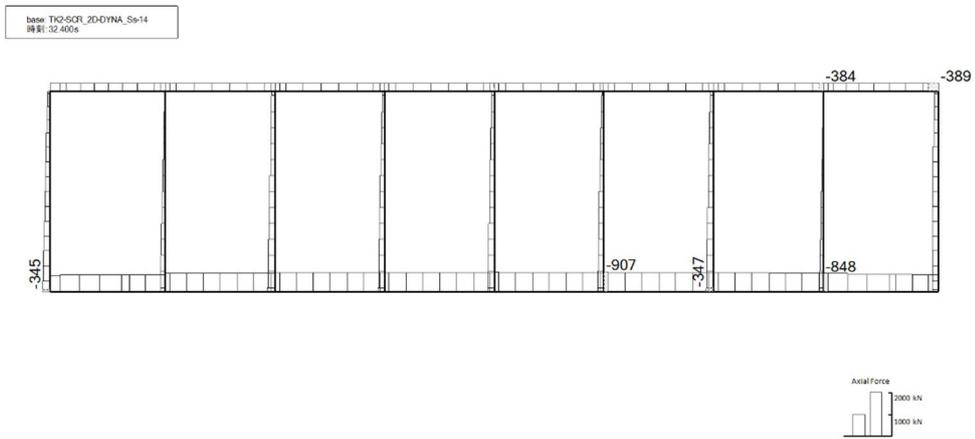
図 2.4-11(7) S_s-13において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=27.49s)

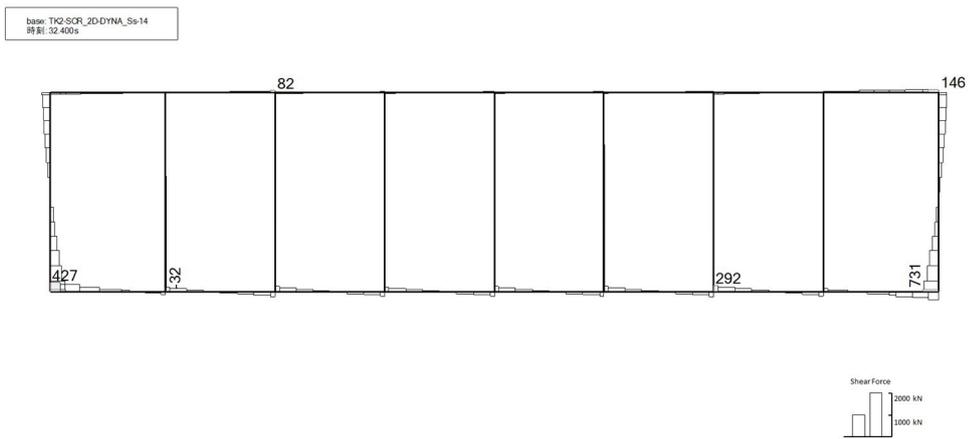
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

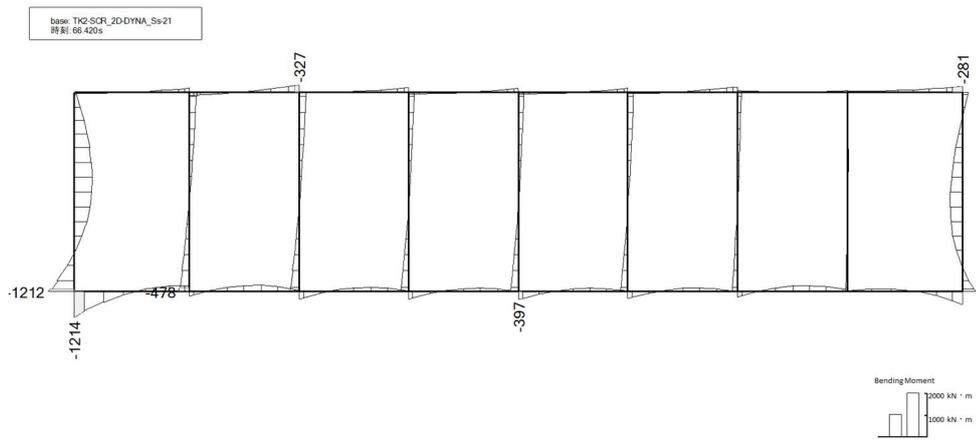


(c) せん断力 (kN)

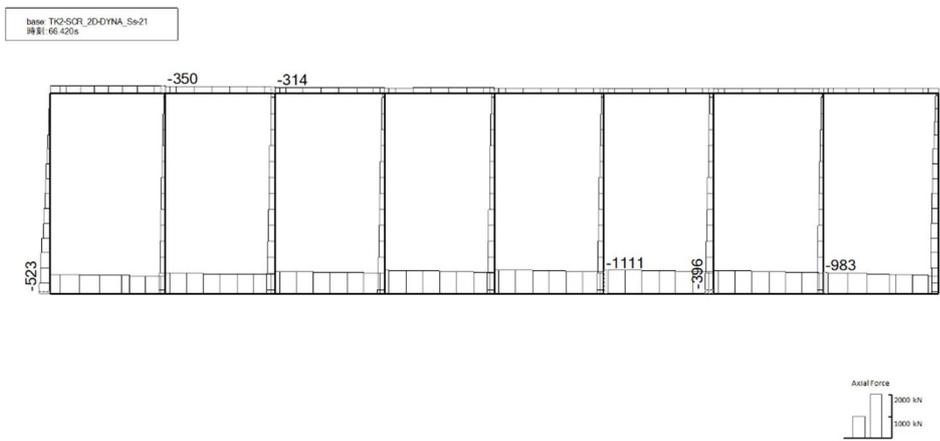
図 2.4-11(8) S_s-14において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=32.40s)

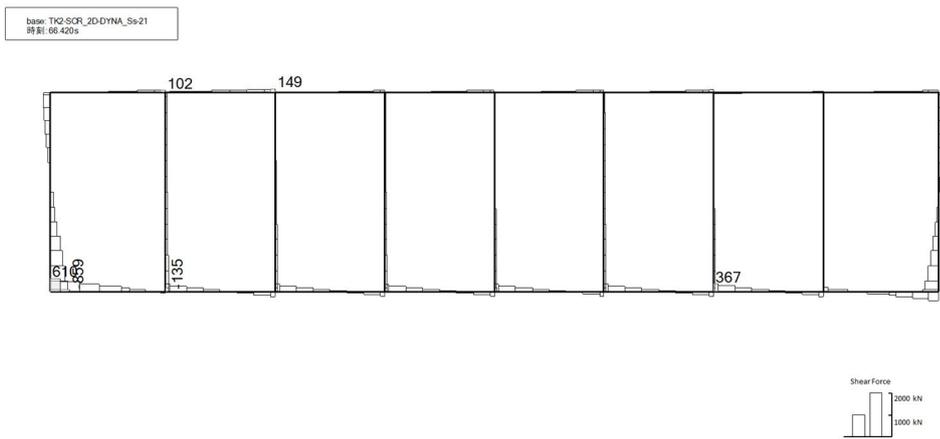
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <10>)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

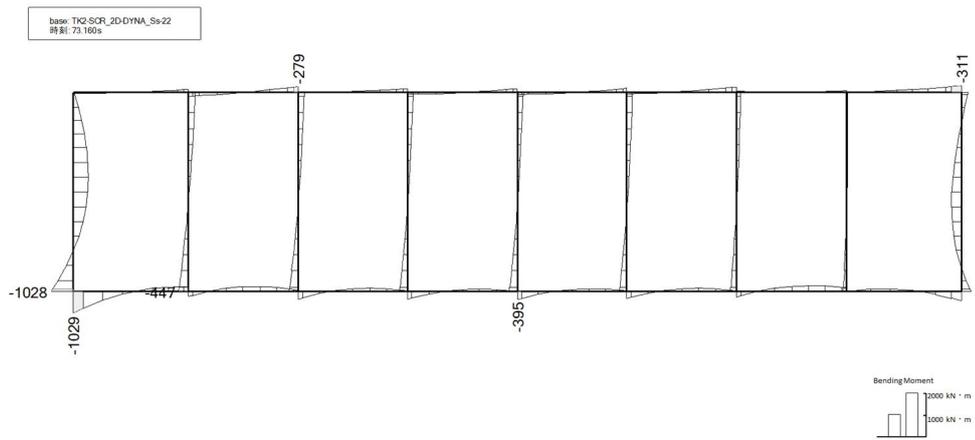


(c) せん断力(kN)

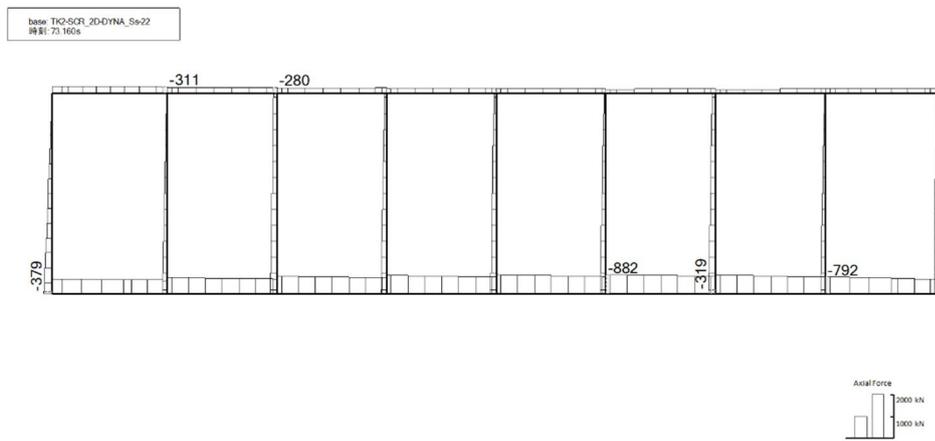
図 2.4-11(9) S_s-21において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=66.42s)

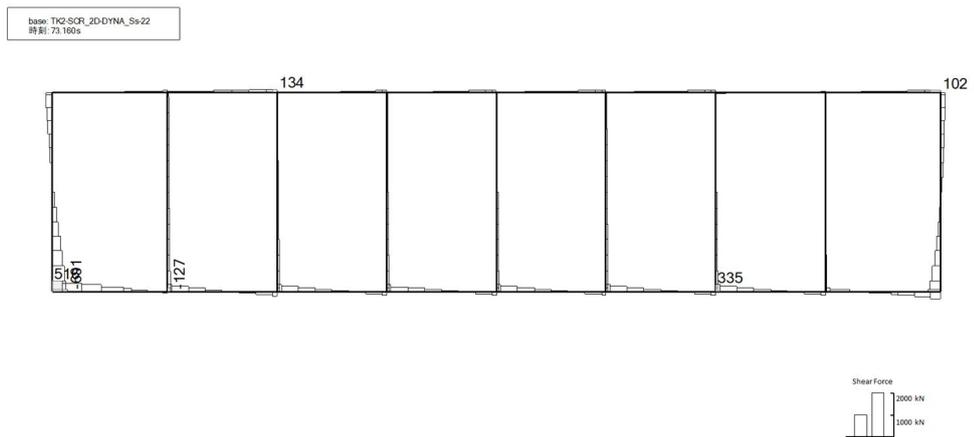
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 隔壁 <19>)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

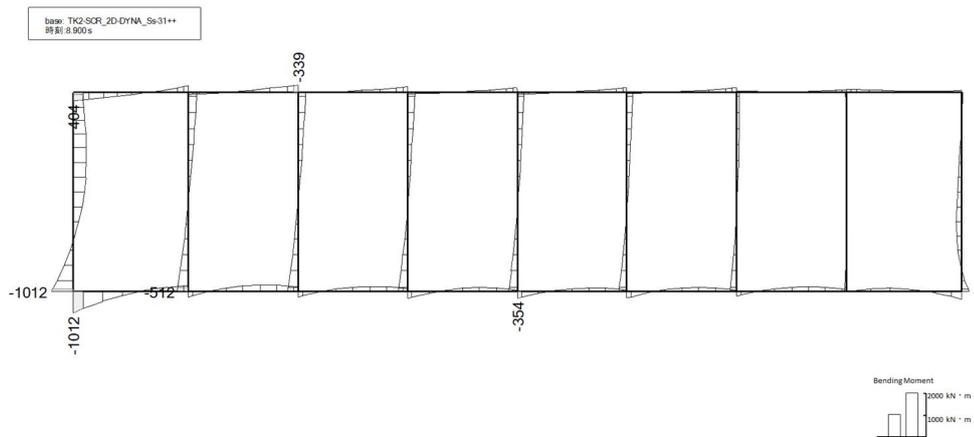


(c) せん断力 (kN)

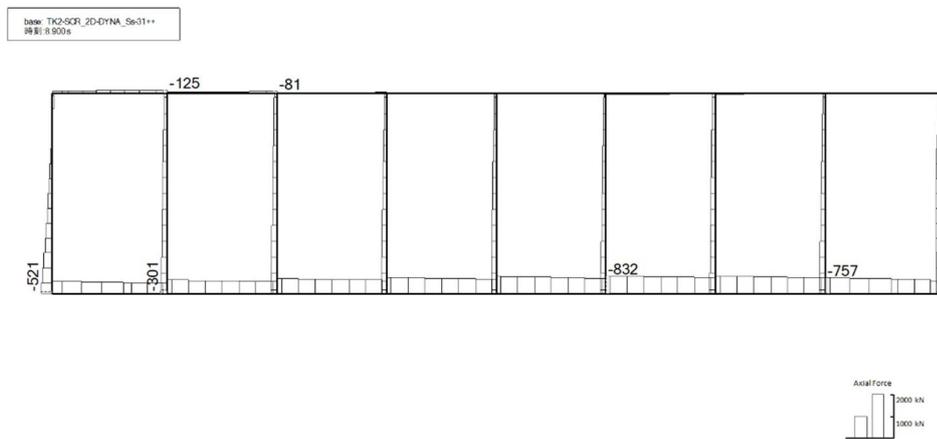
図 2.4-11(10) S_s-22 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($t=73.16s$)

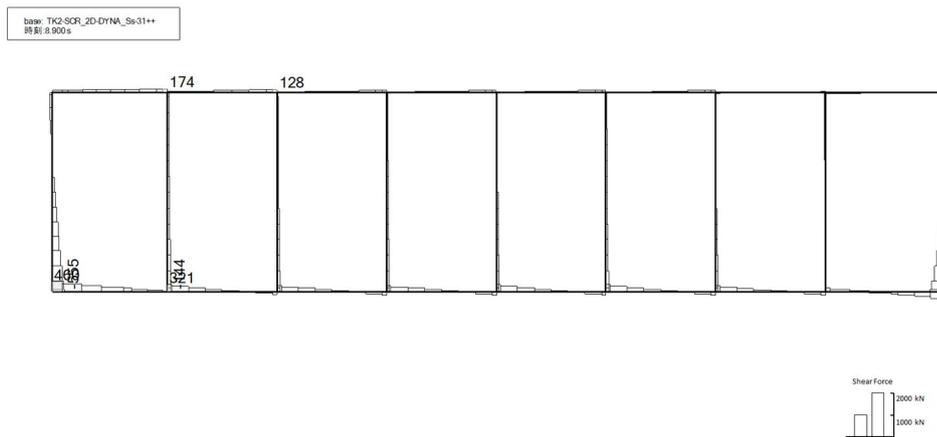
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 隔壁 <19>)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

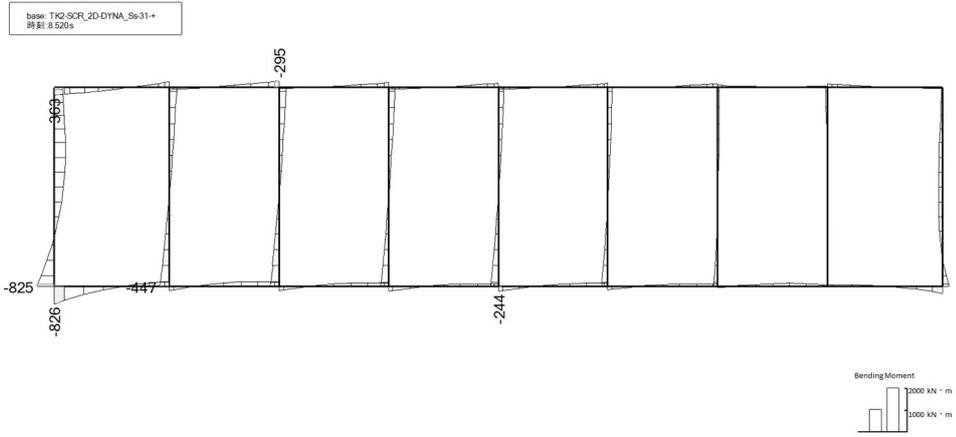


(c) せん断力 (kN)

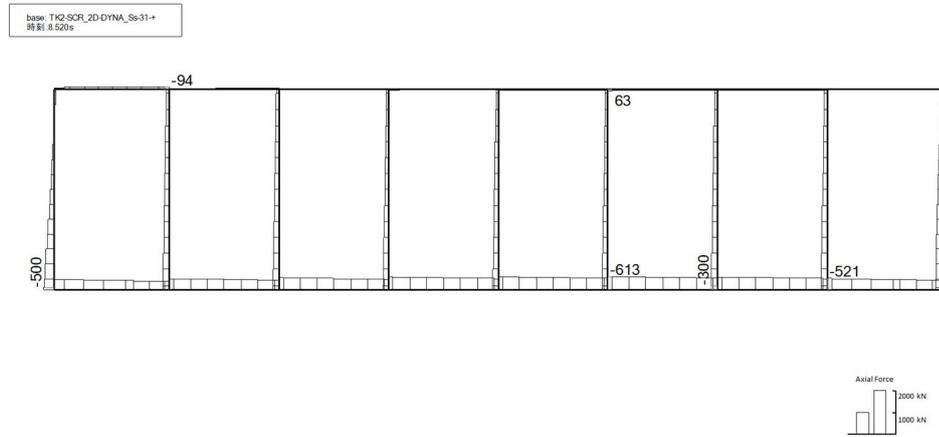
図 2.4-11(11) S_s-31 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

(t=8.90s)

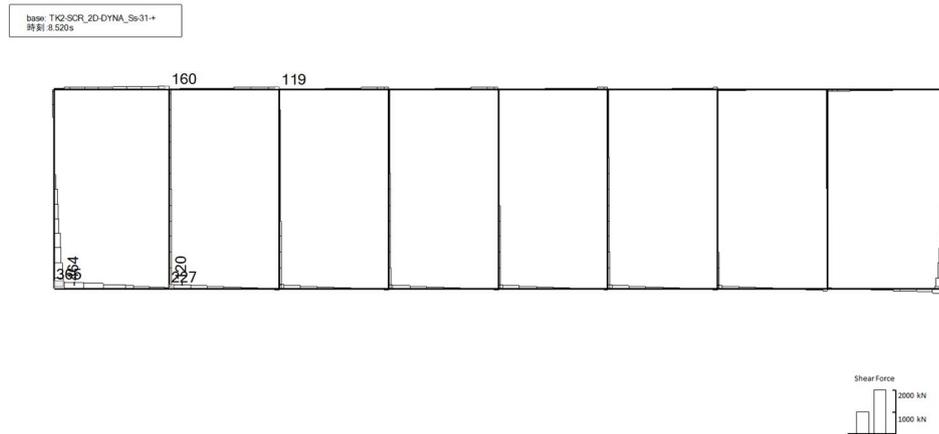
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-11(12) S_s-31 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力

($t=8.52s$)

(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)