

図 16.4-3 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



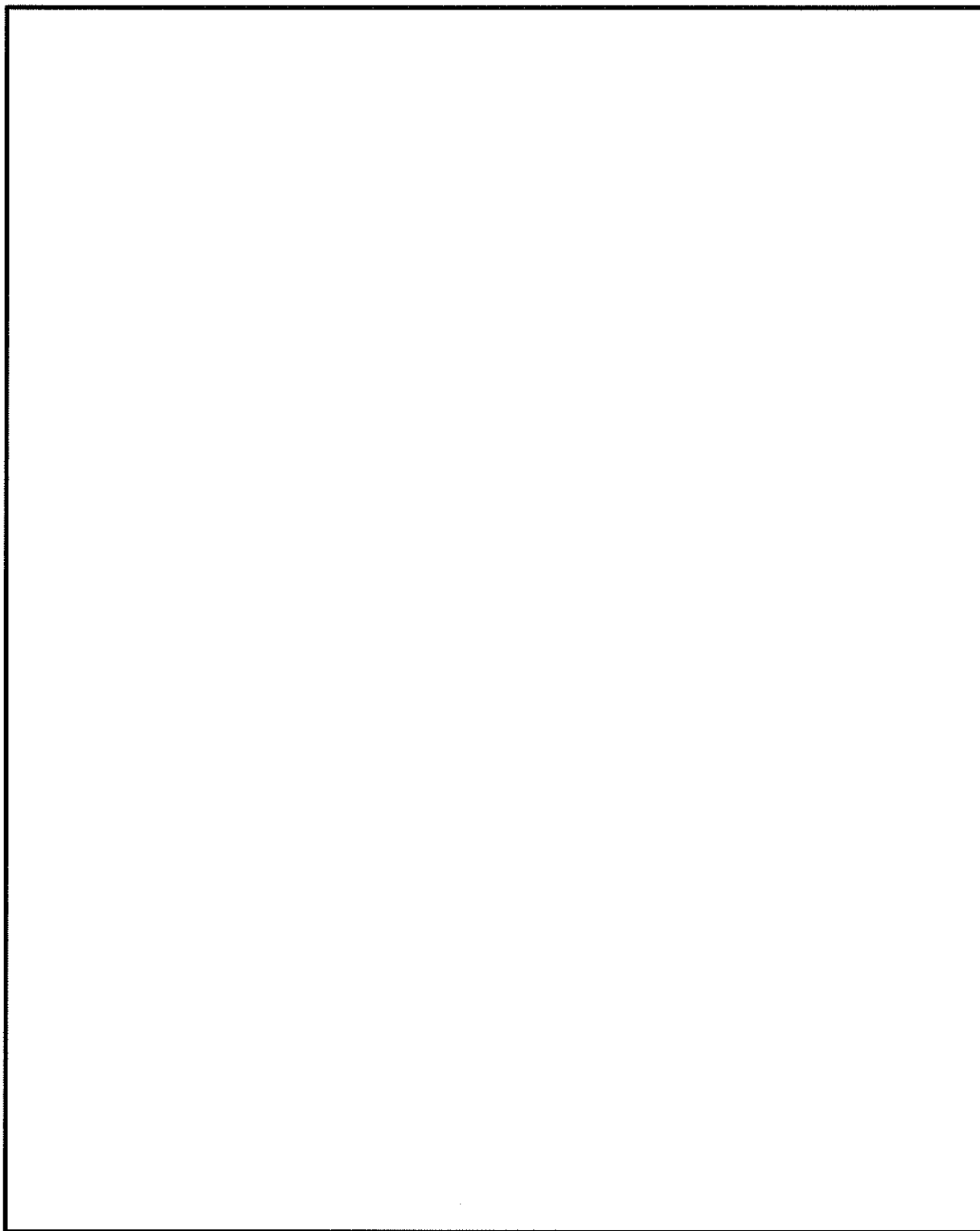


図 16.4-3 (18) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



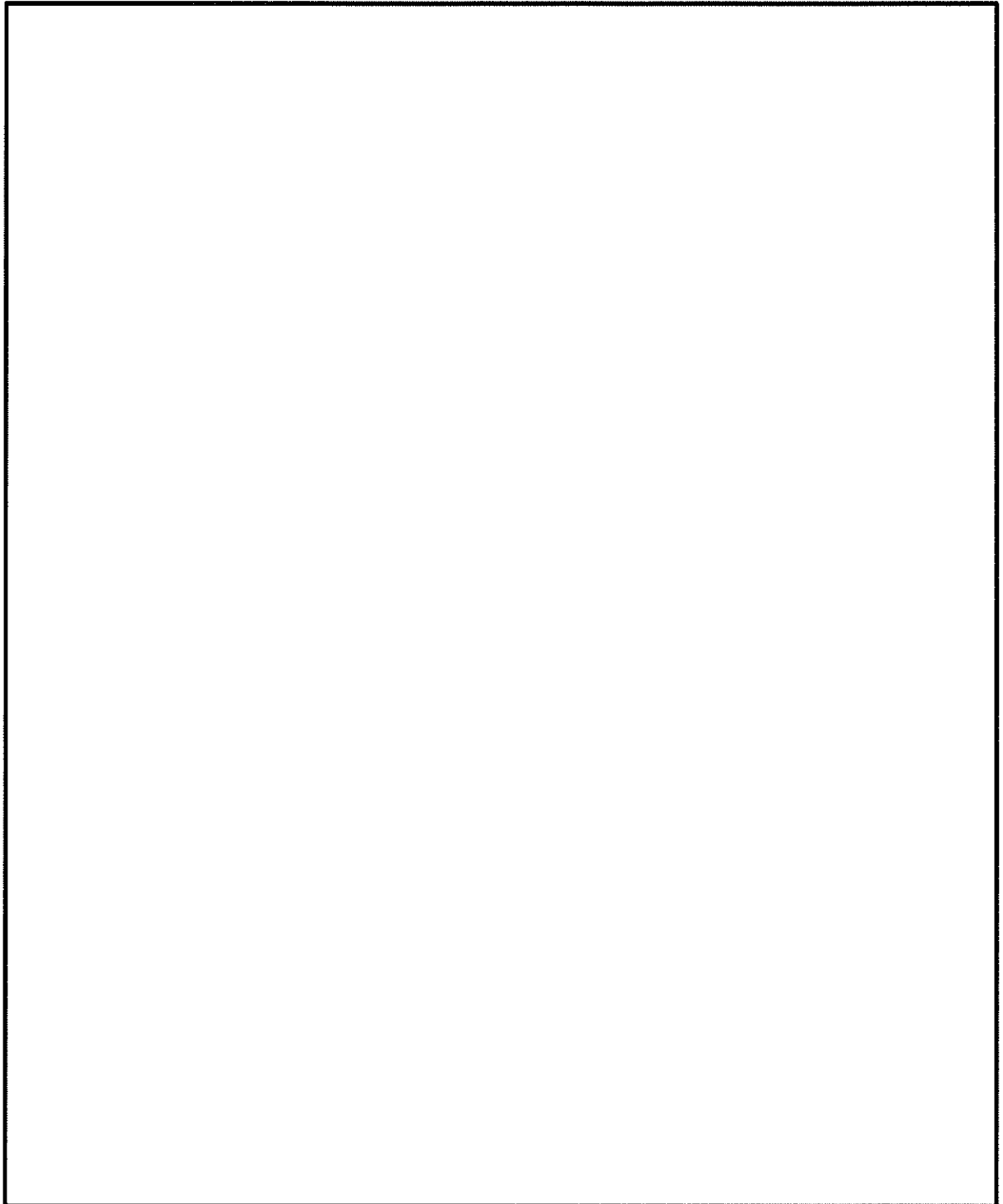


図 14.4-3 (19) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



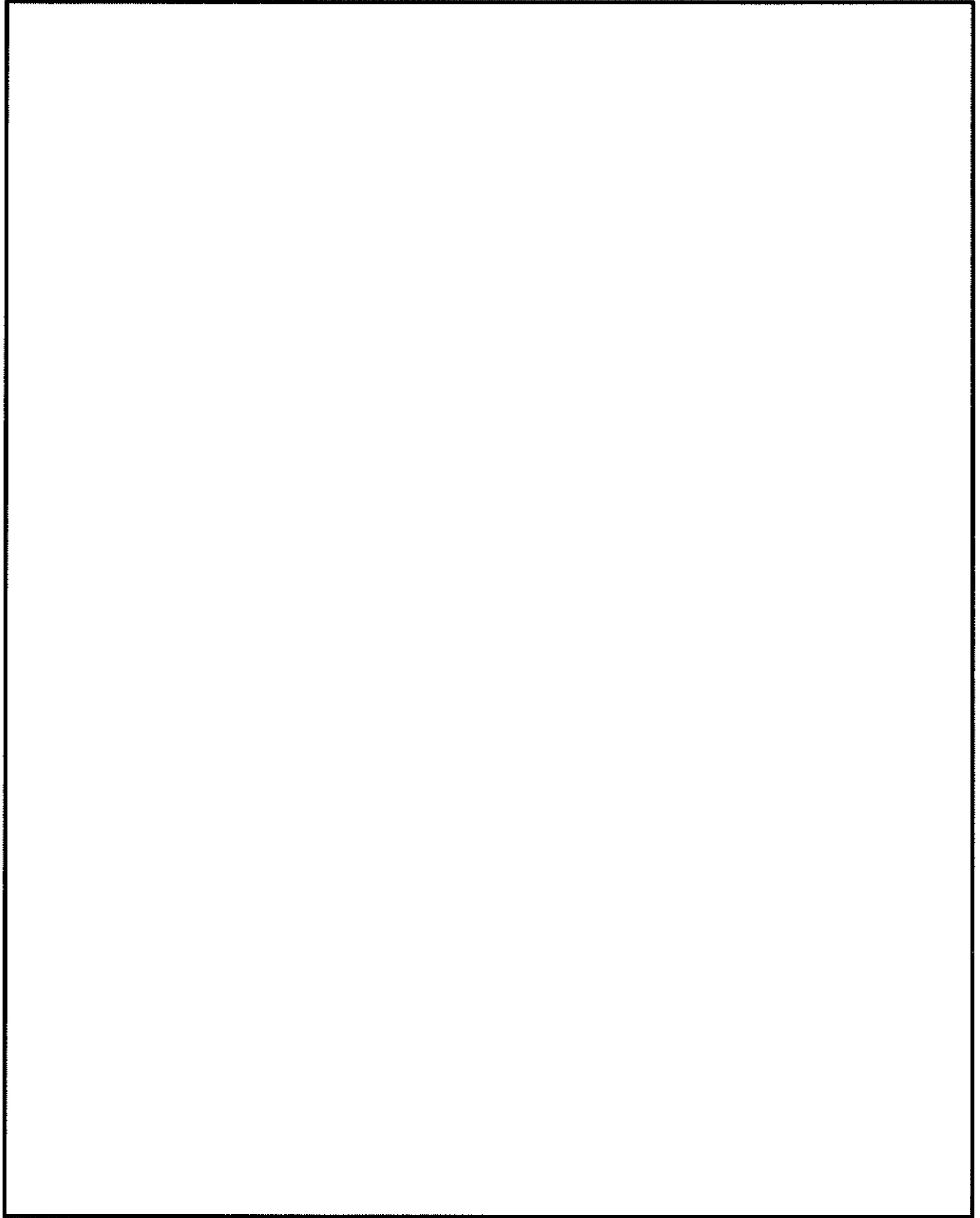


図 14.4-3 (20) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



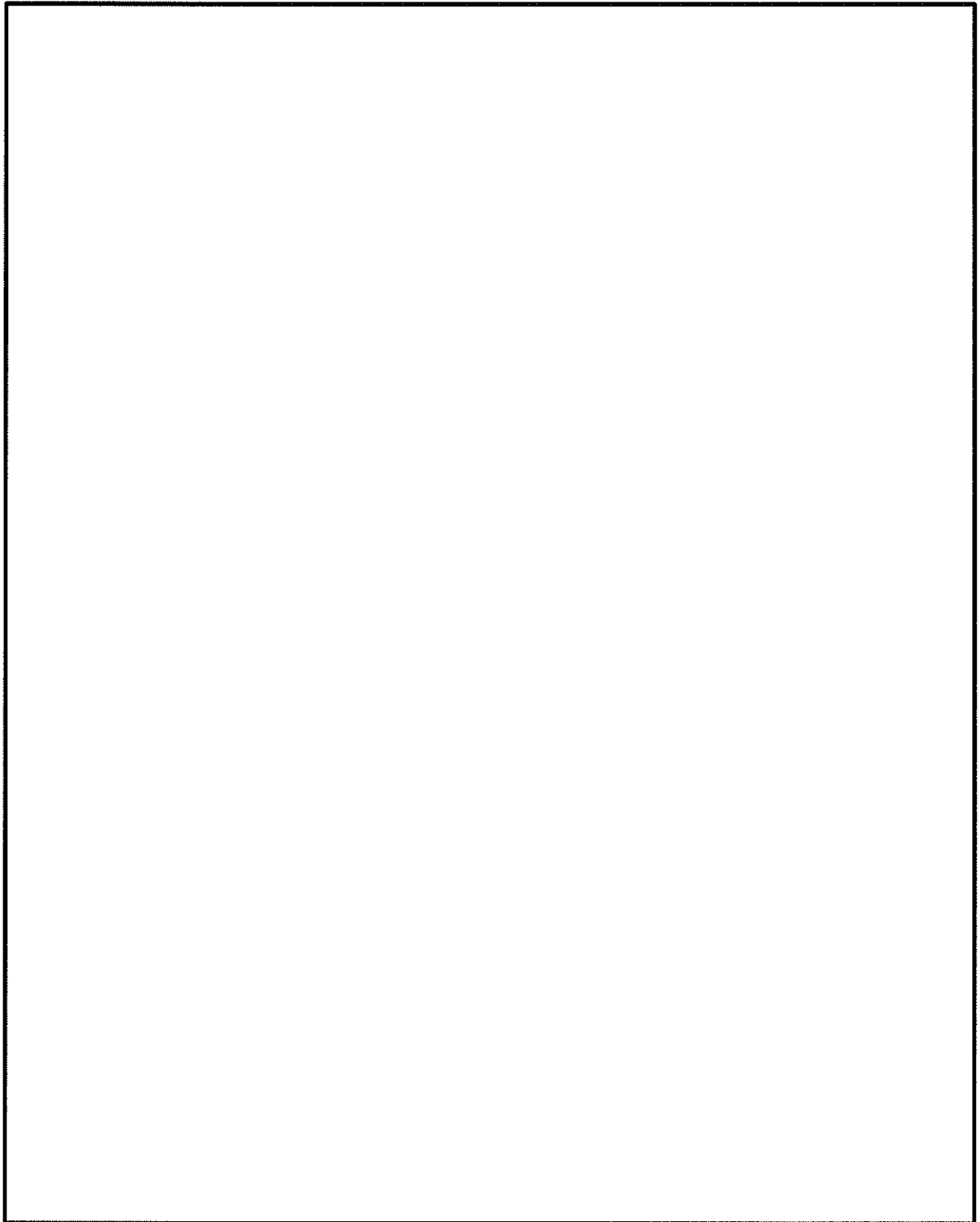


図 14.4-3 (21) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



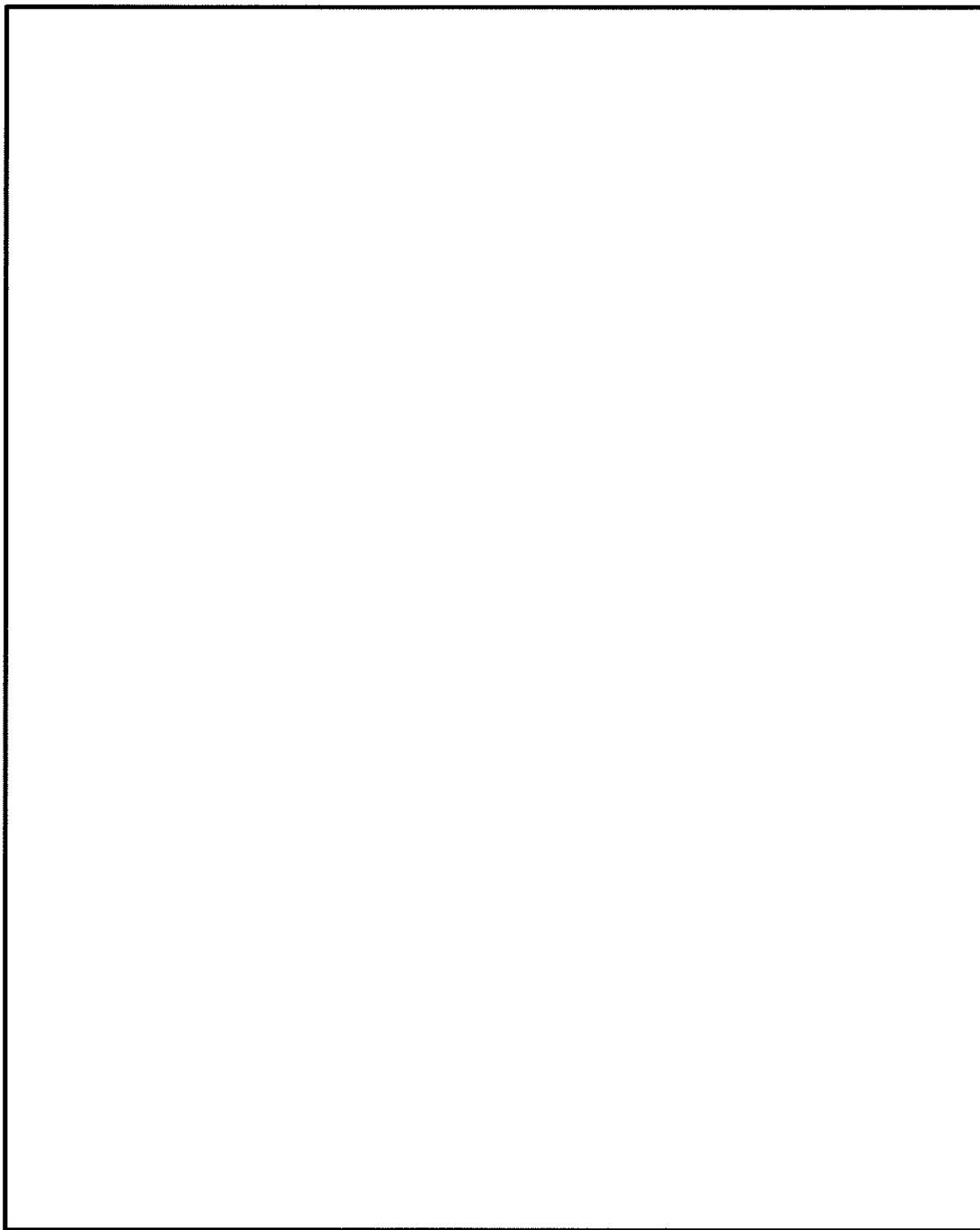


図 14.4-3 (22) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



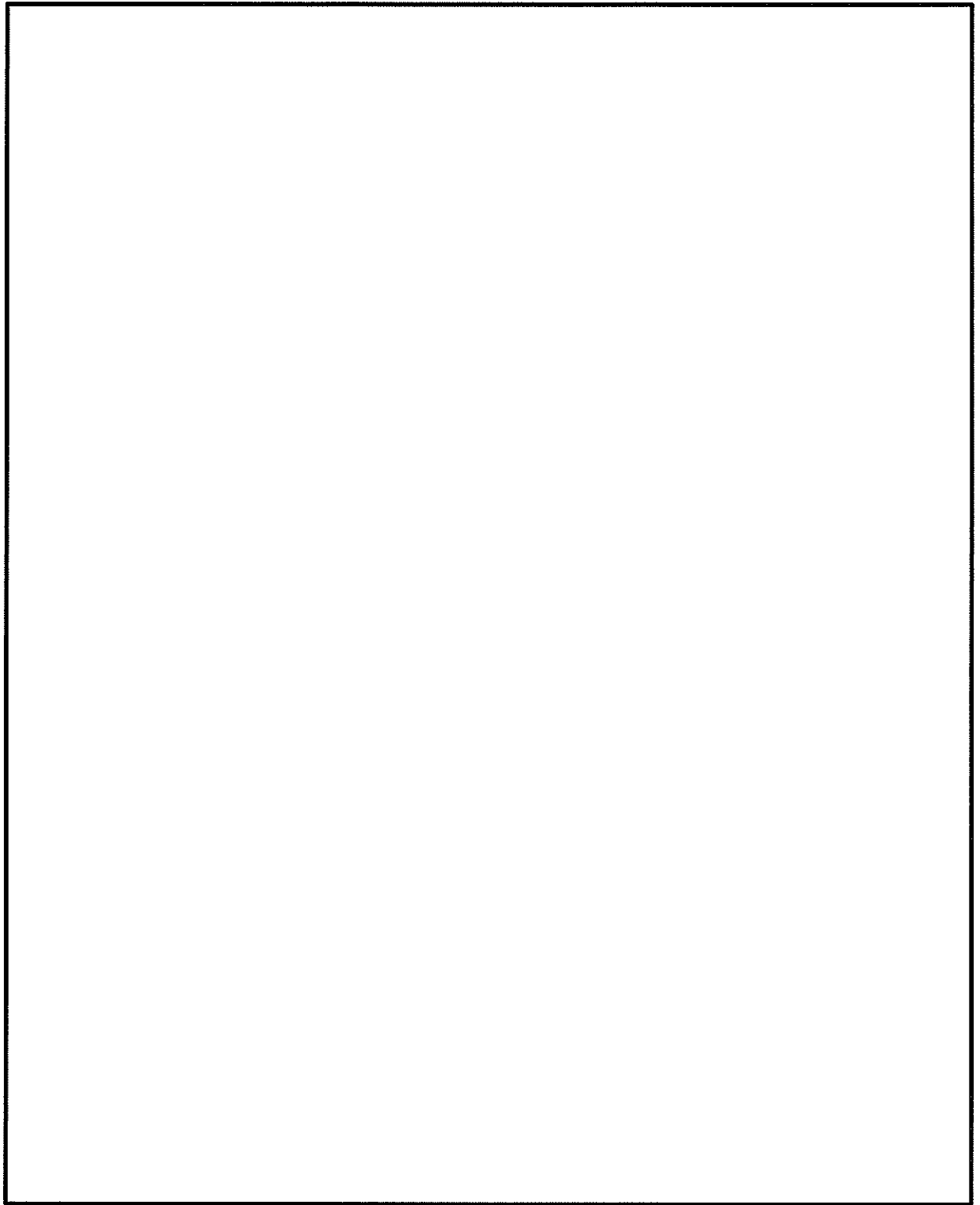


図 14.4-3 (23) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



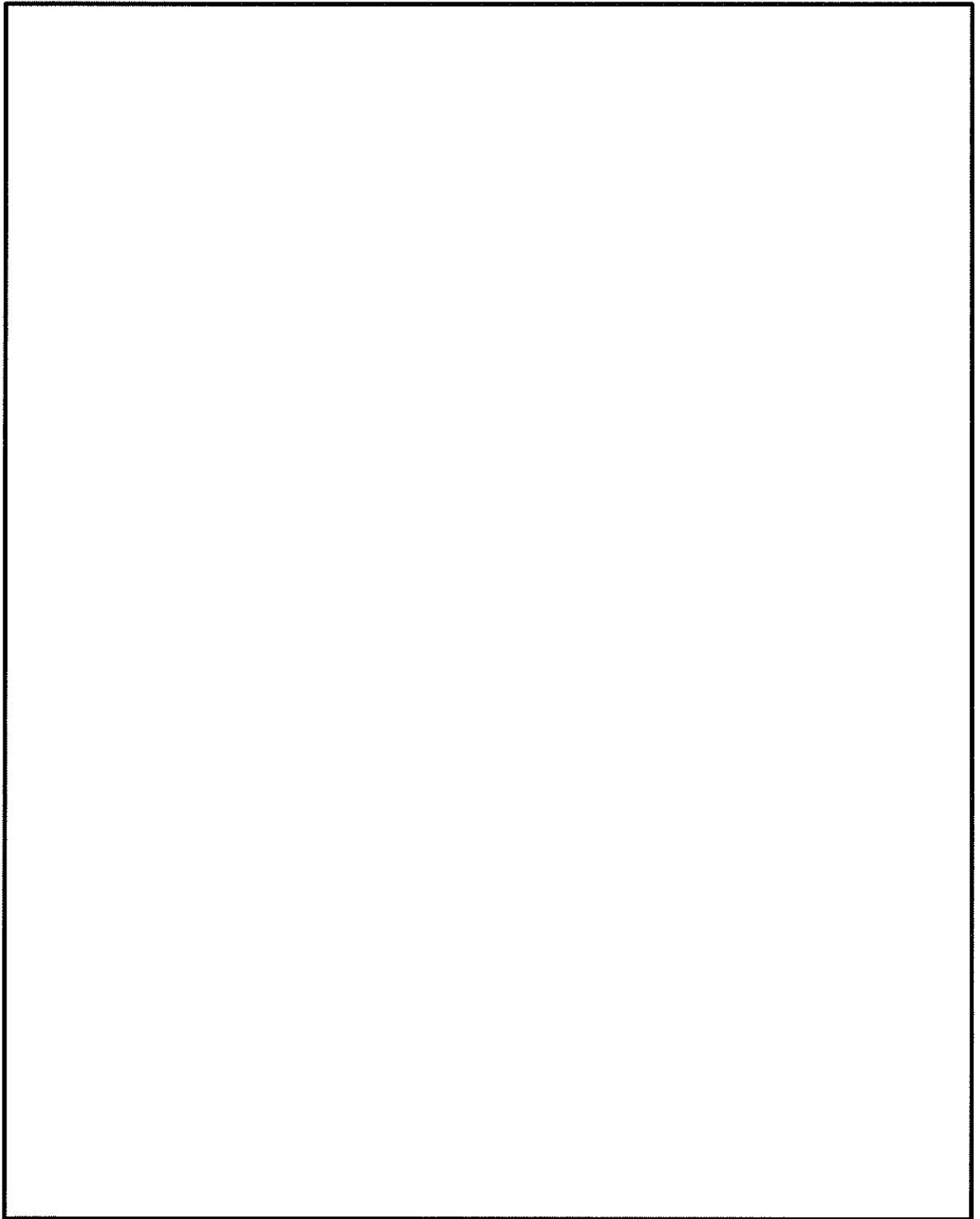


図 14.4-3 (24) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



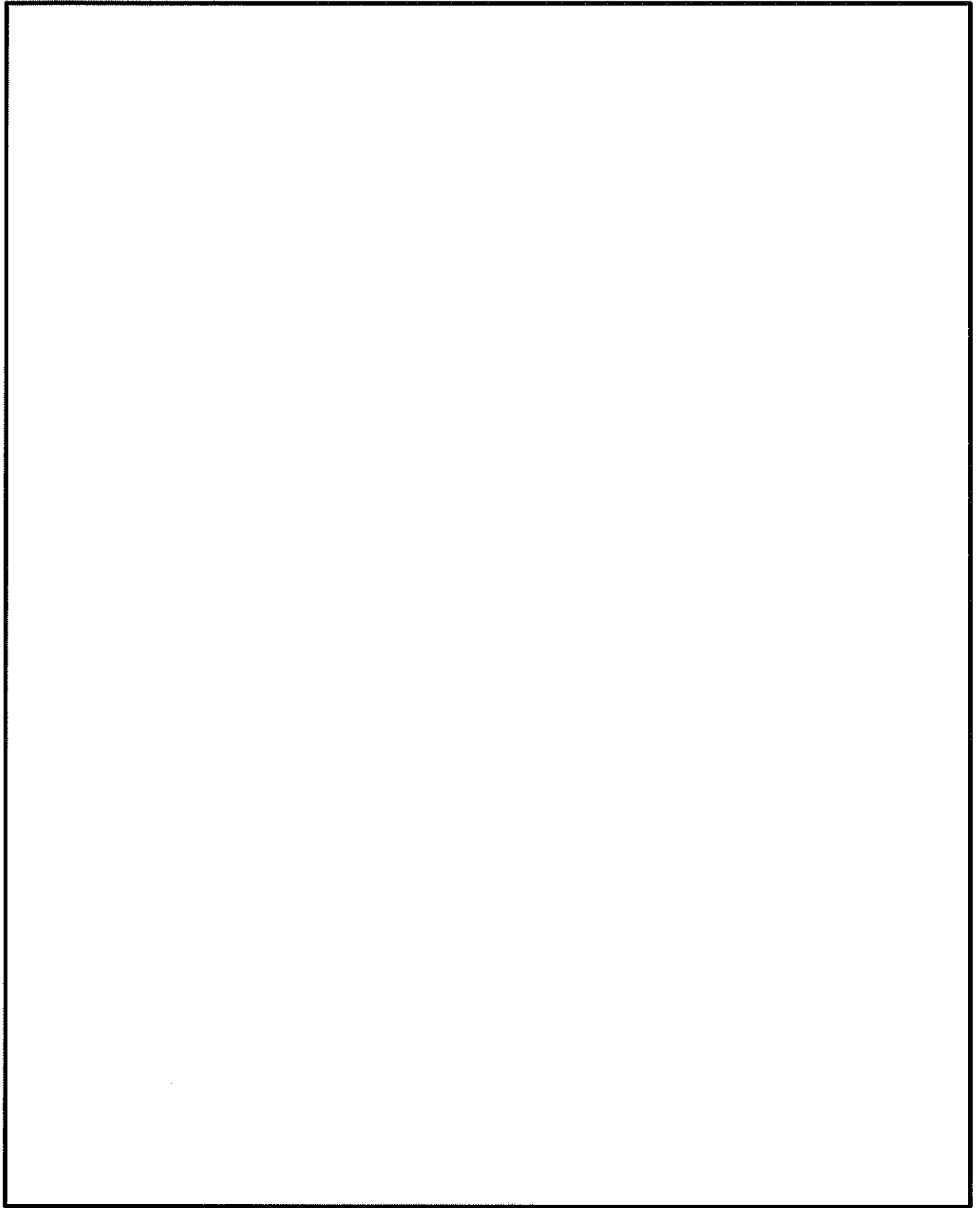


図 14.4-3 (25) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



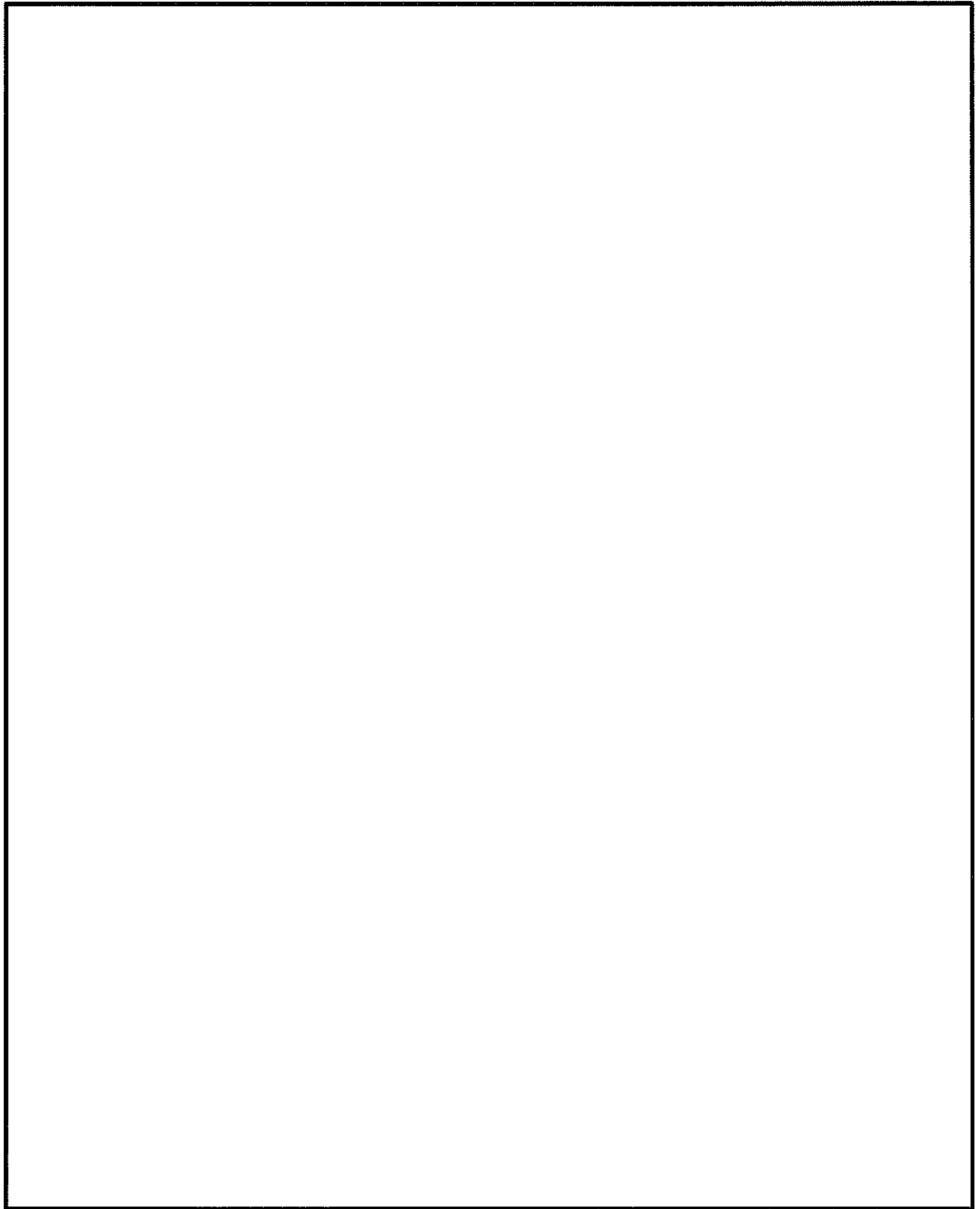


図 14.4-3 (26) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



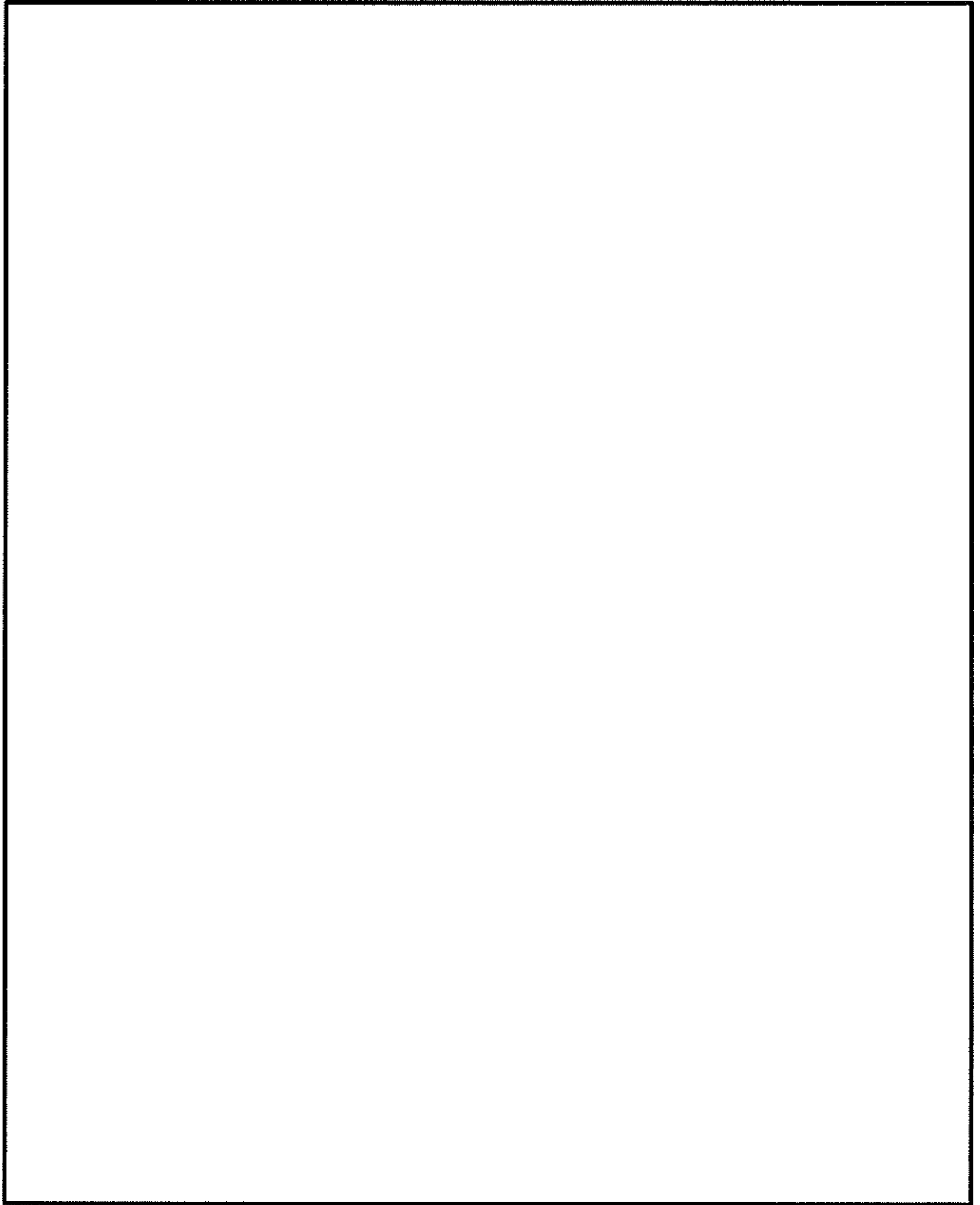


図 14.4-3 (27) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



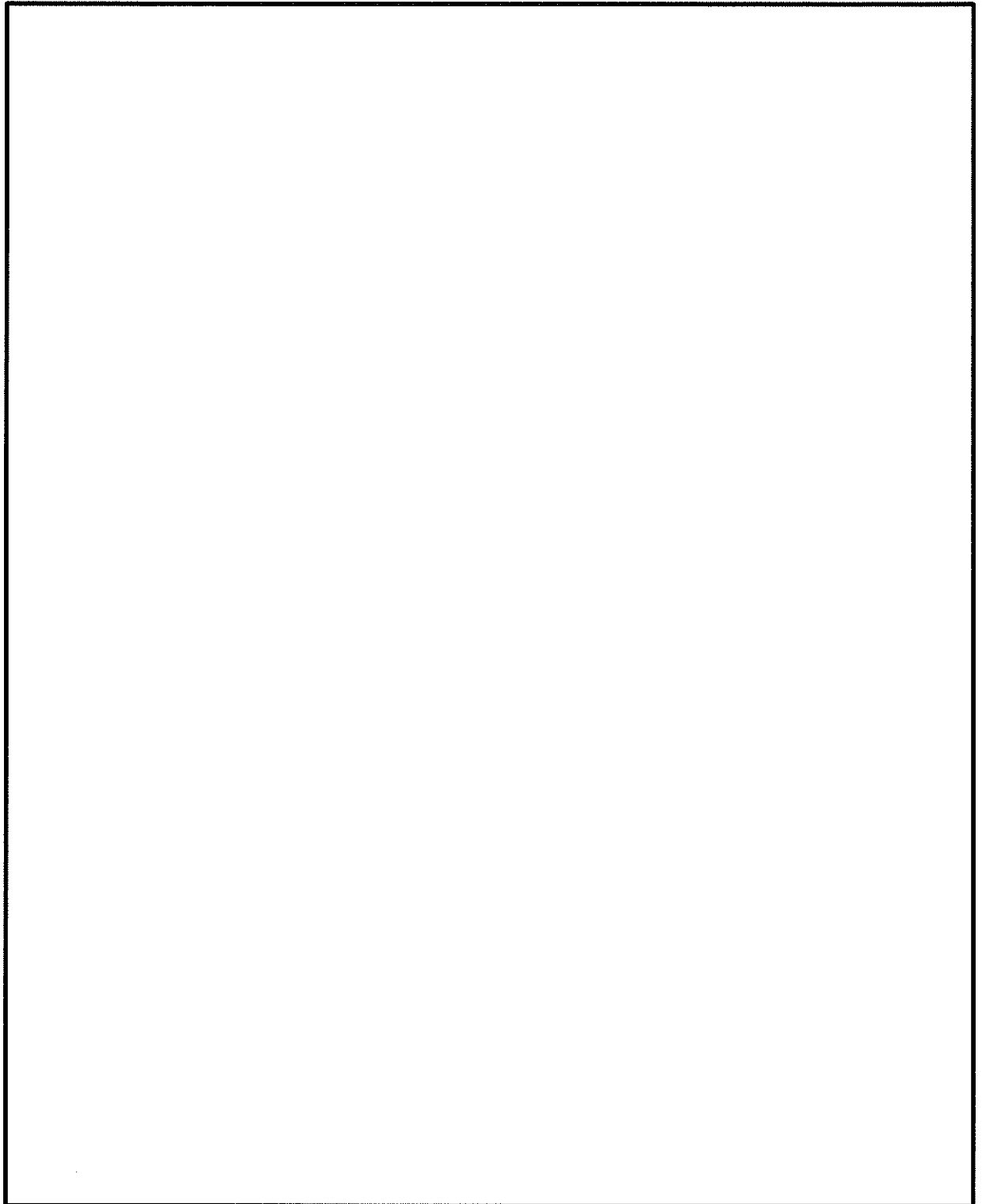


図 14.4-3 (28) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



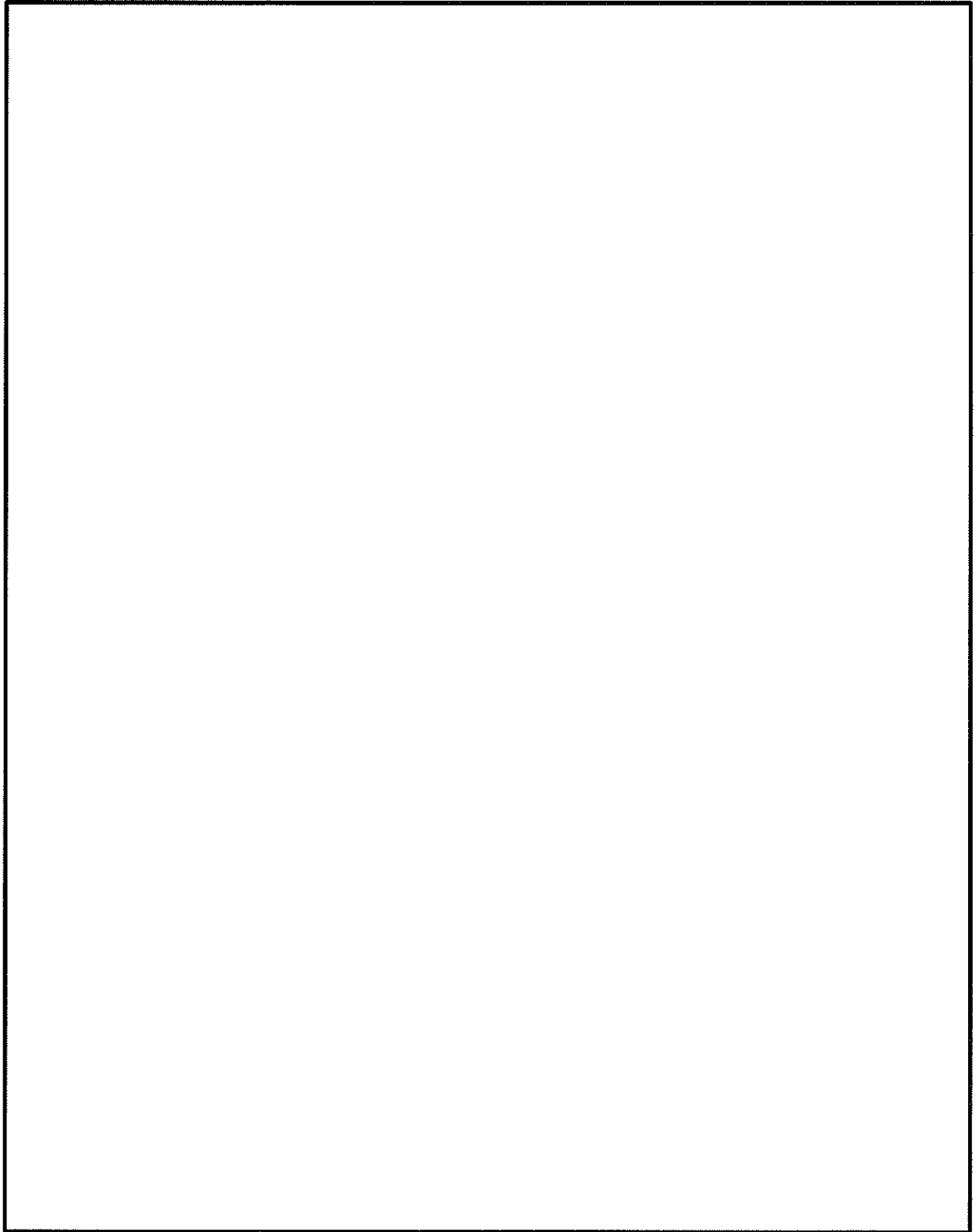


図 14.4-3 (29) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



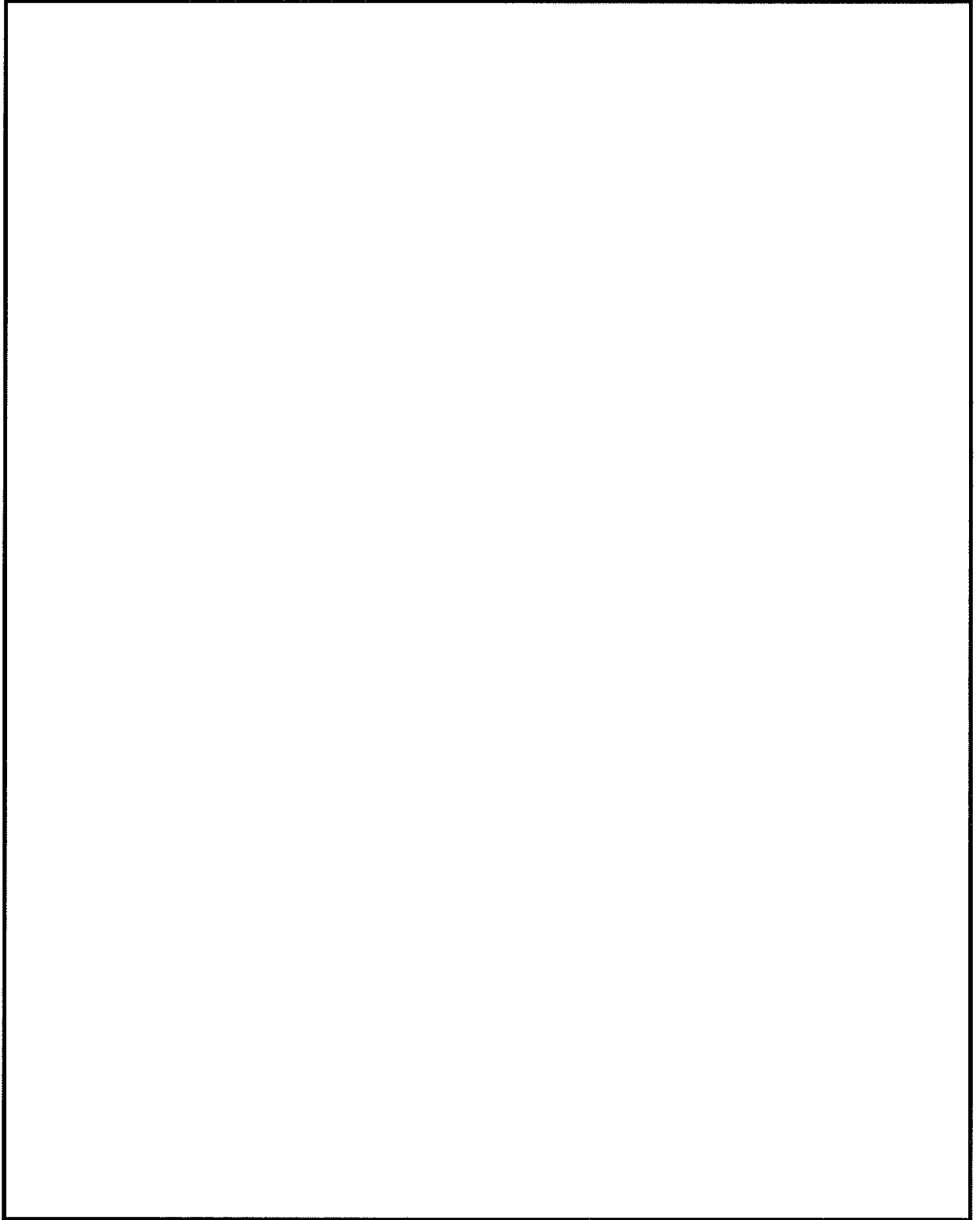


図 16.4-3 (30) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) した解析ケース)



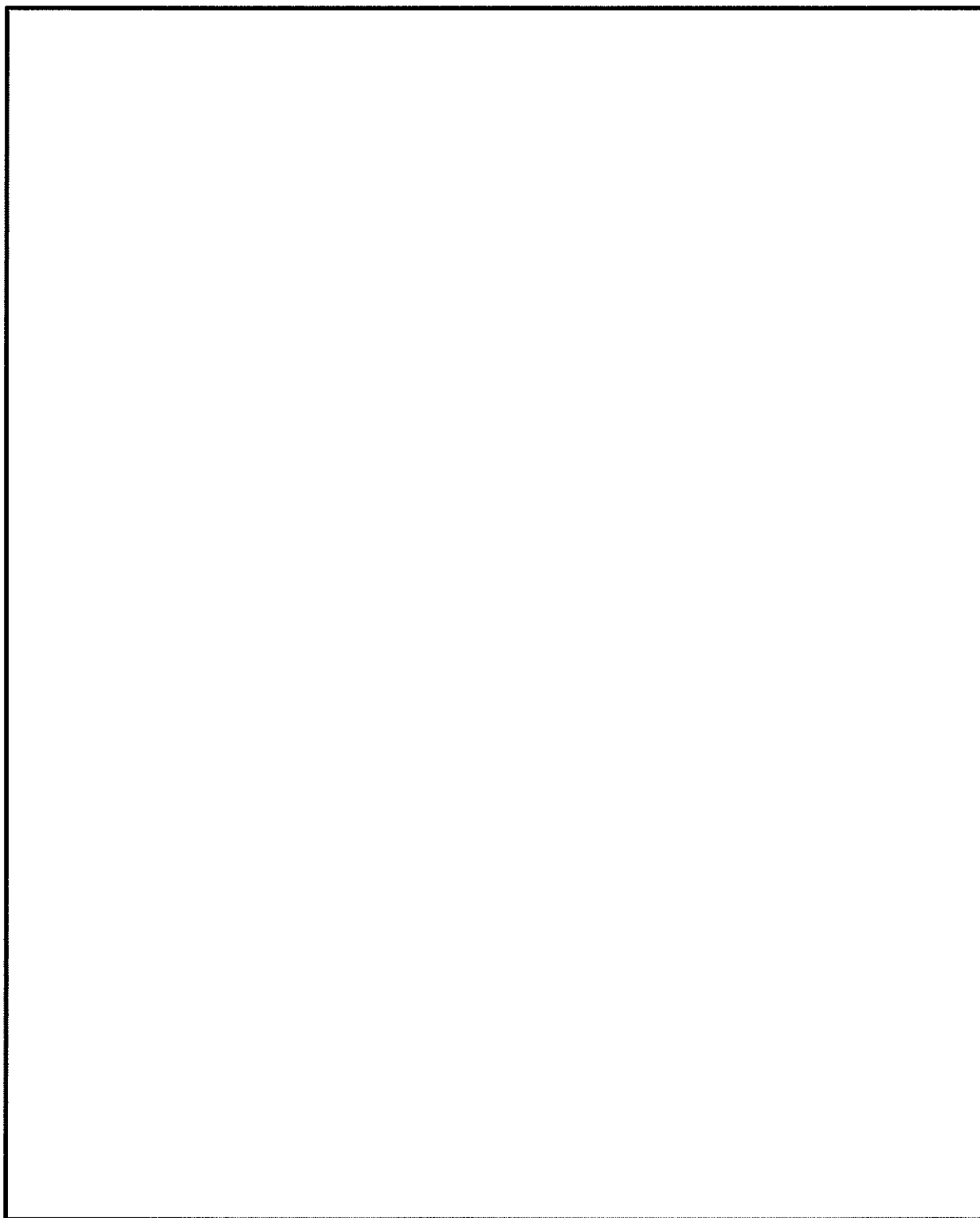


図 16.4-3 (31) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



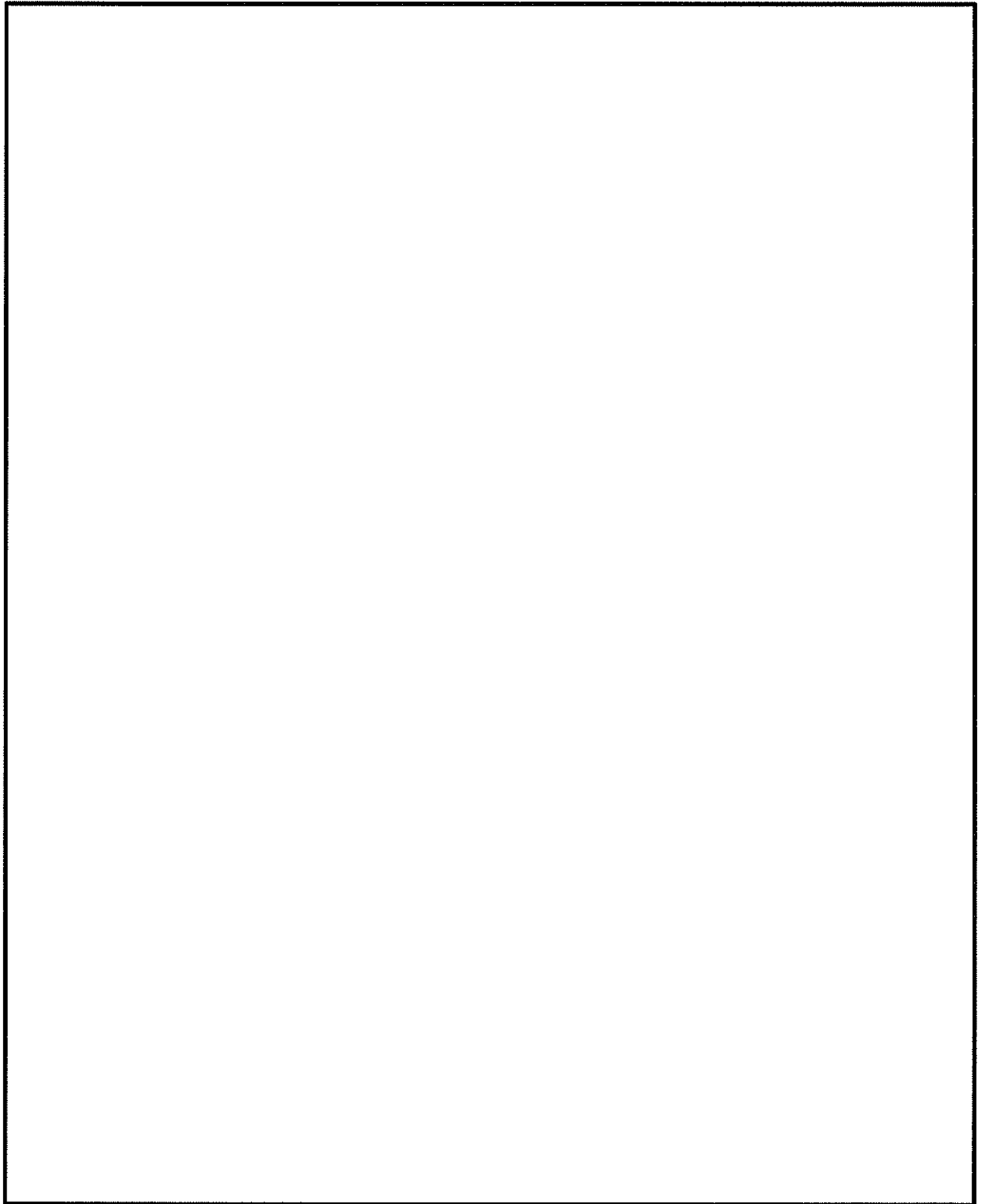


図 16.4-3 (32) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



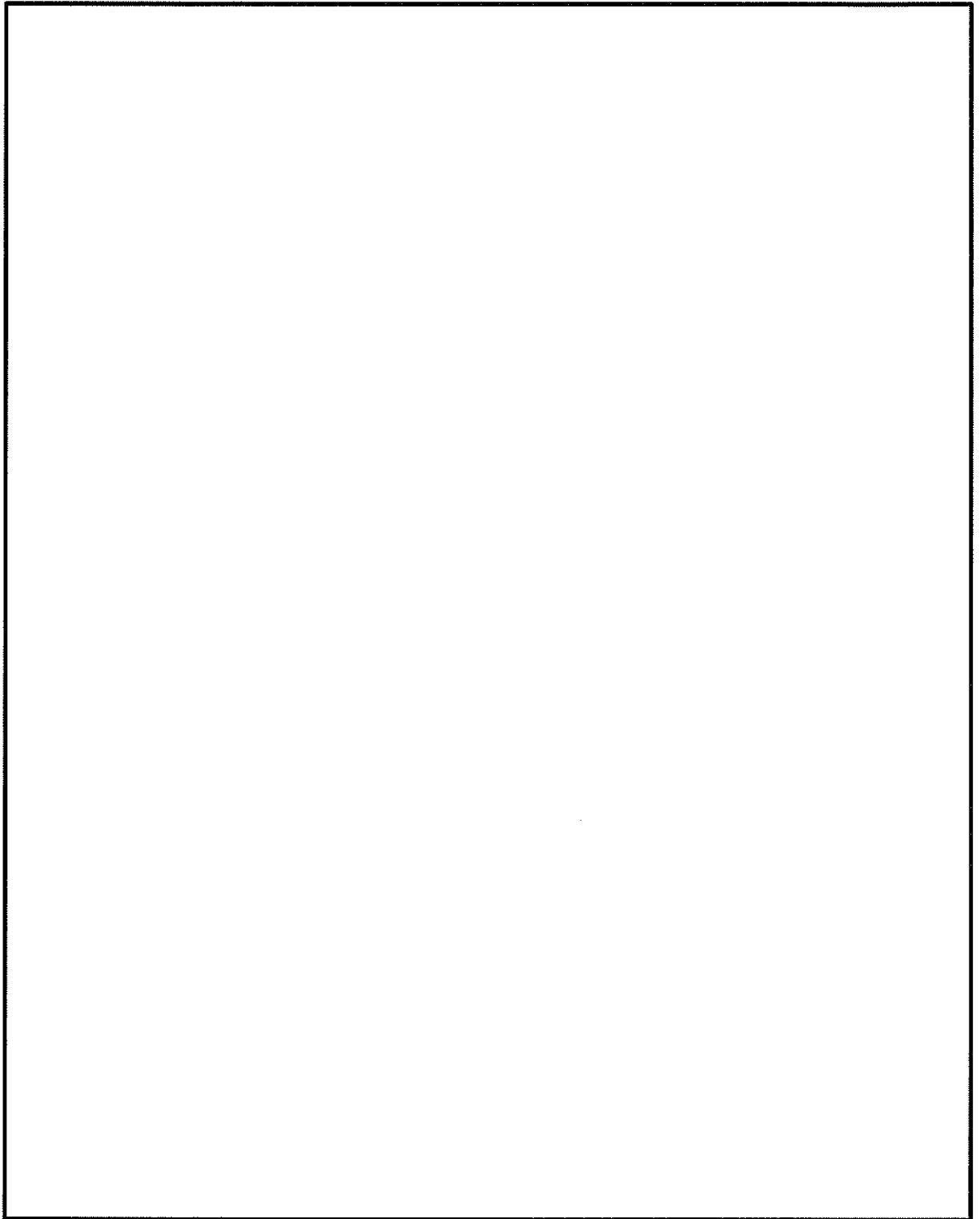


図 16.4-3 (33) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



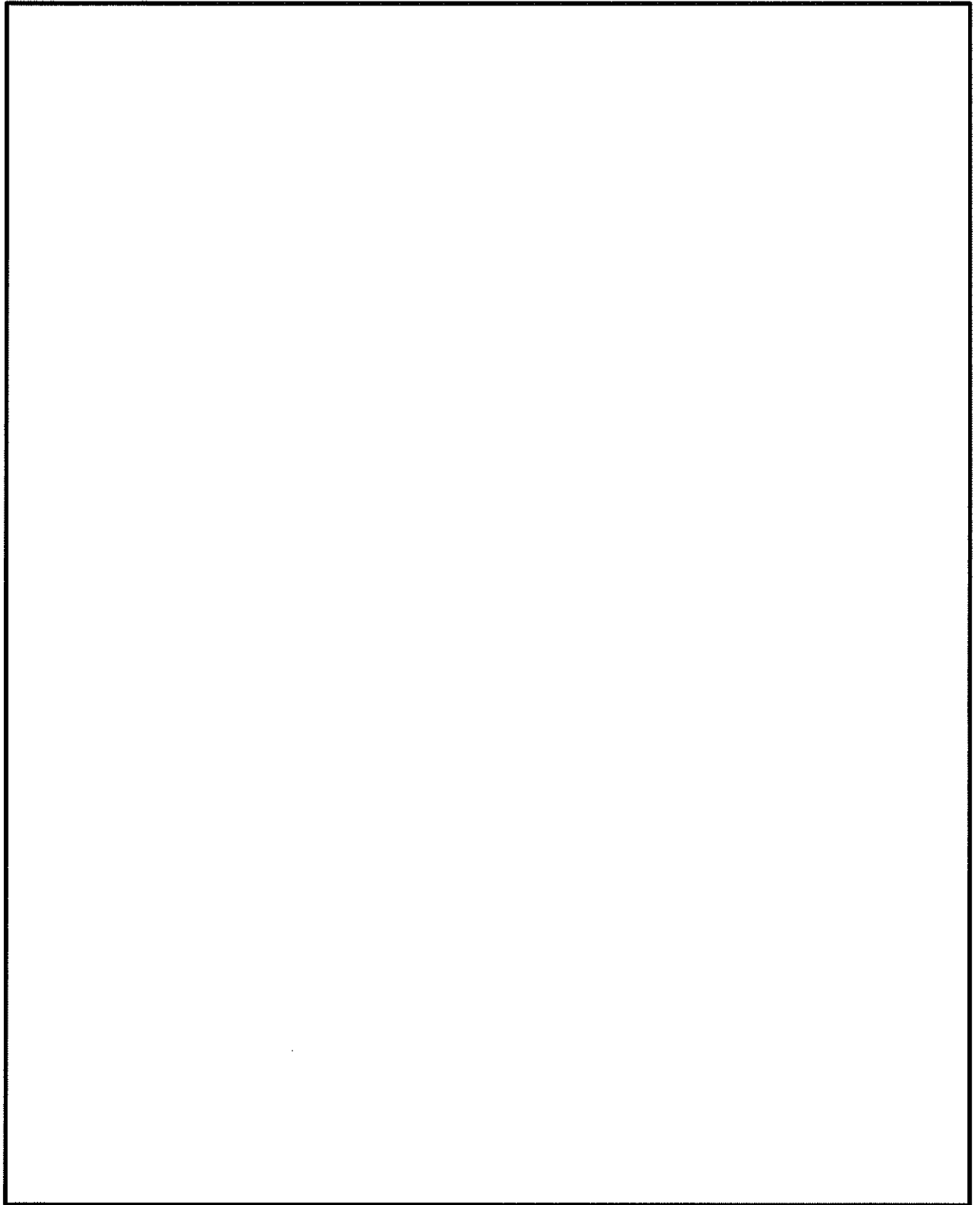


図 16.4-3 (34) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(4) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布を図 16.4-4 に示す。なお、本図は、各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

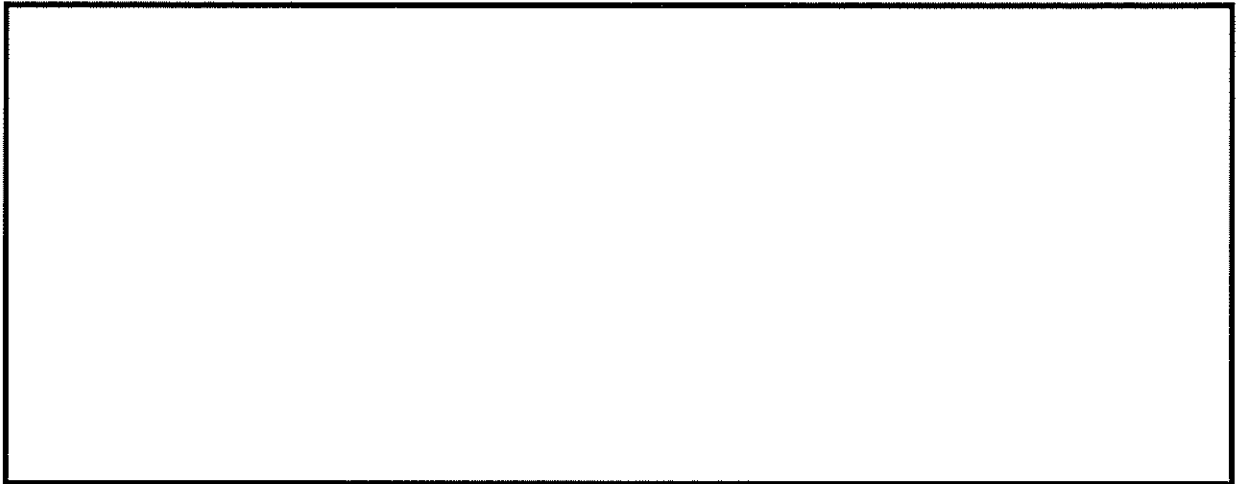


図 16.4-4 (1) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

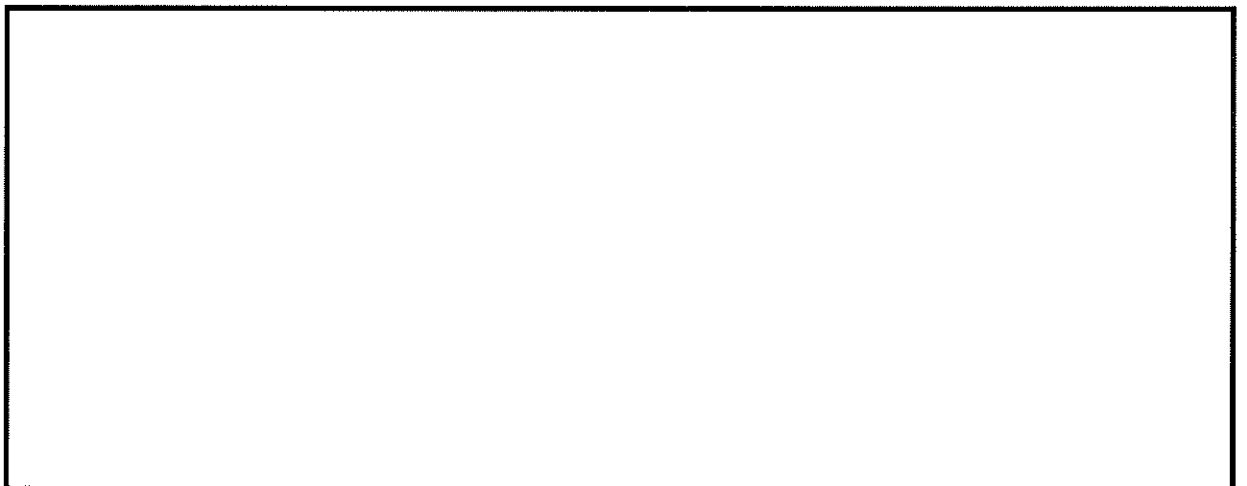


図 16.4-4 (2) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



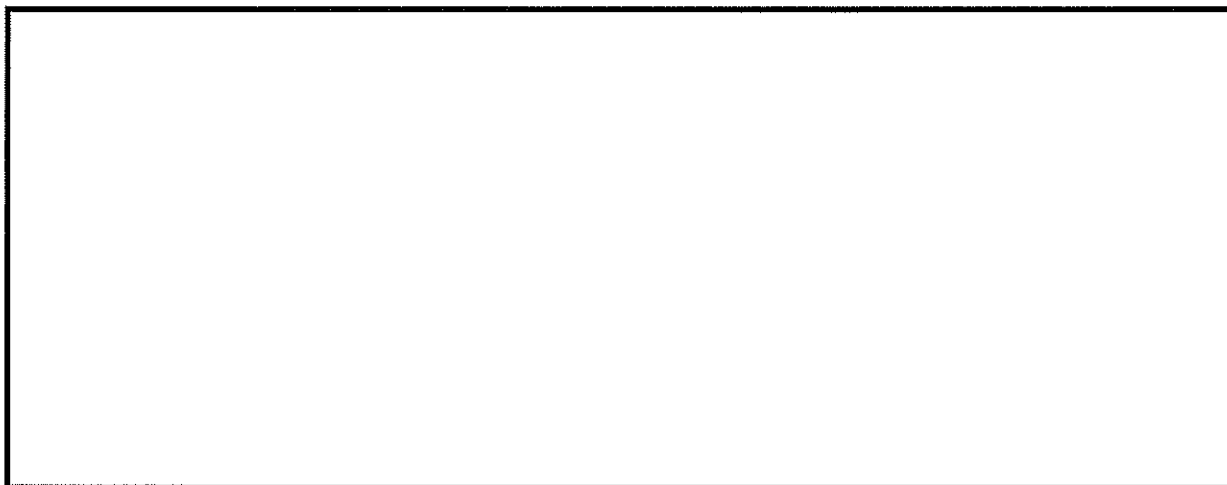


図 16.4-4 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

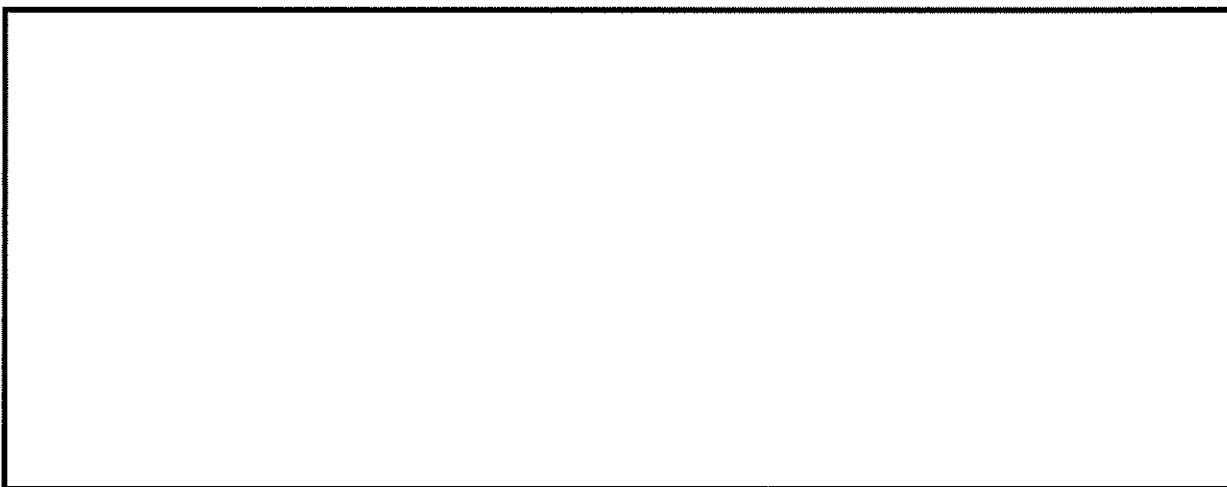


図 16.4-4 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



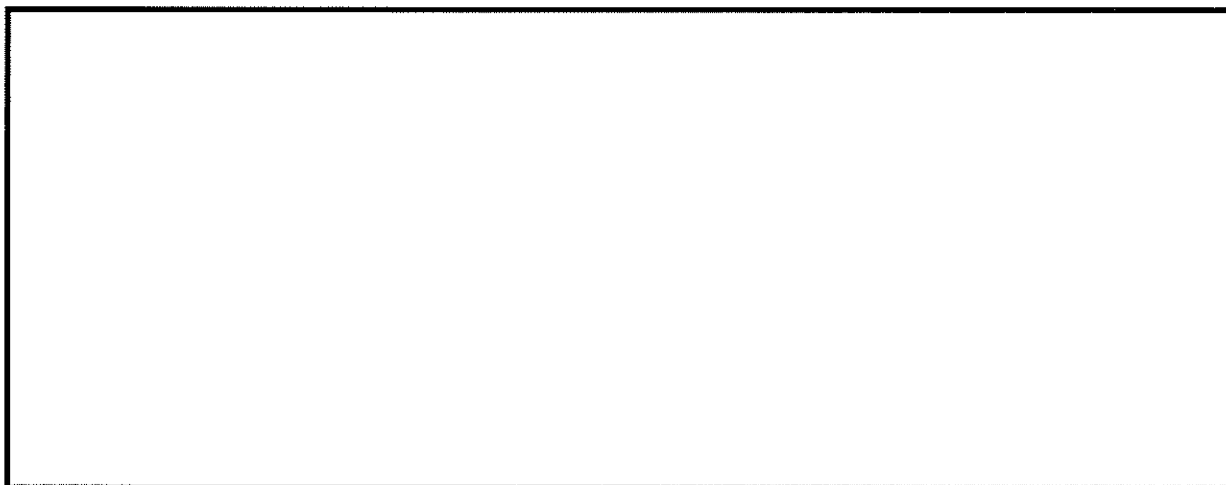


図 16.4-4 (5) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

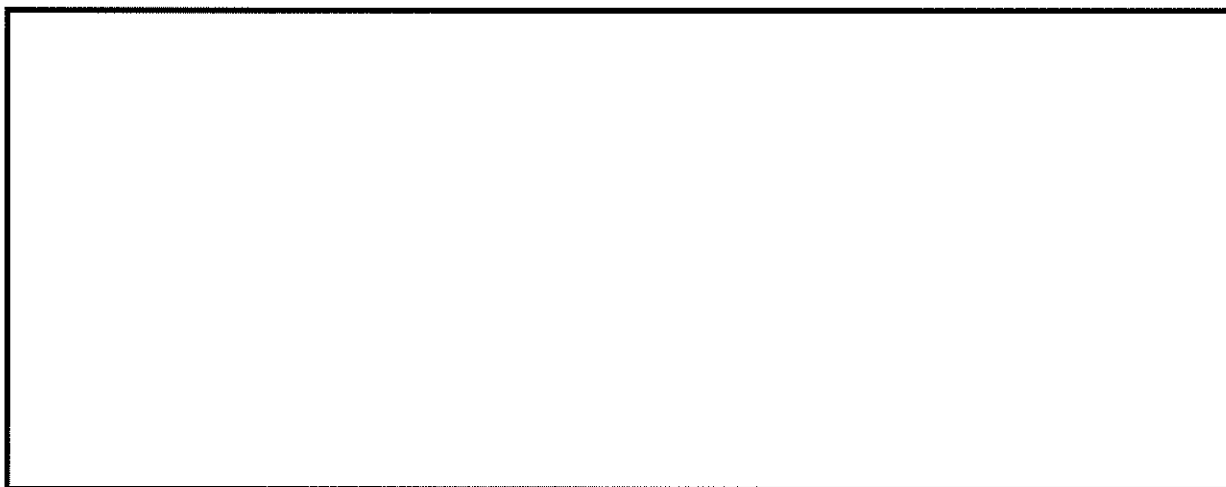


図 16.4-4 (6) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 16.4-4 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$ )  
(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)

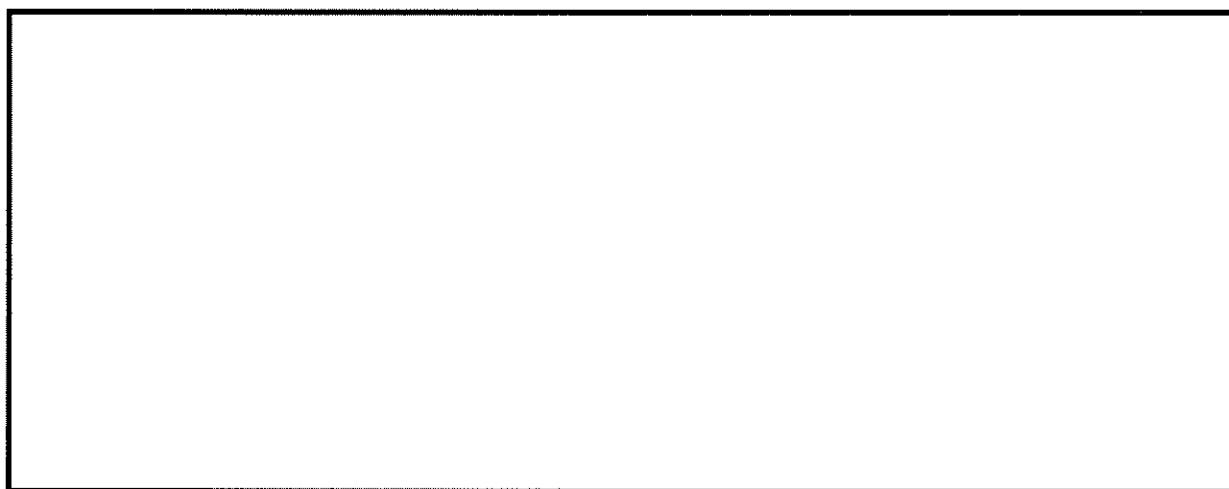


図 16.4-4 (8) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



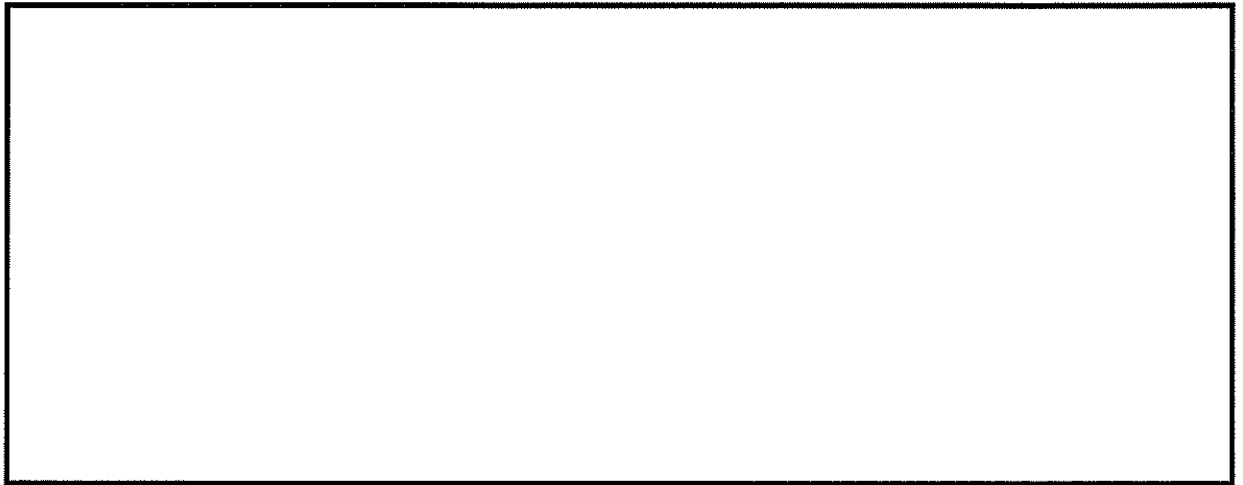


図 16.4-4 (9) ①ー①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

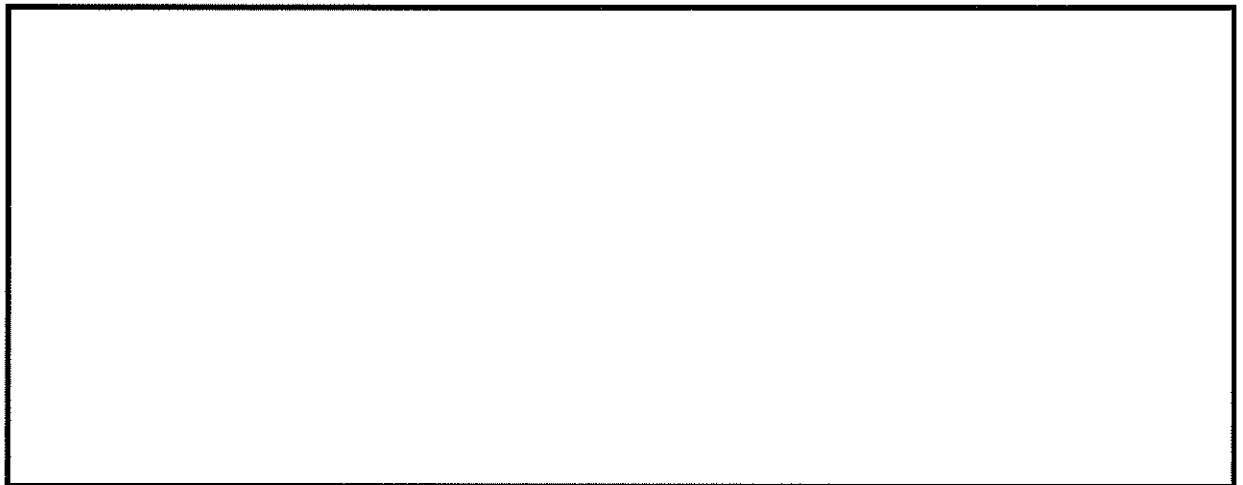


図 16.4-4 (10) ①ー①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



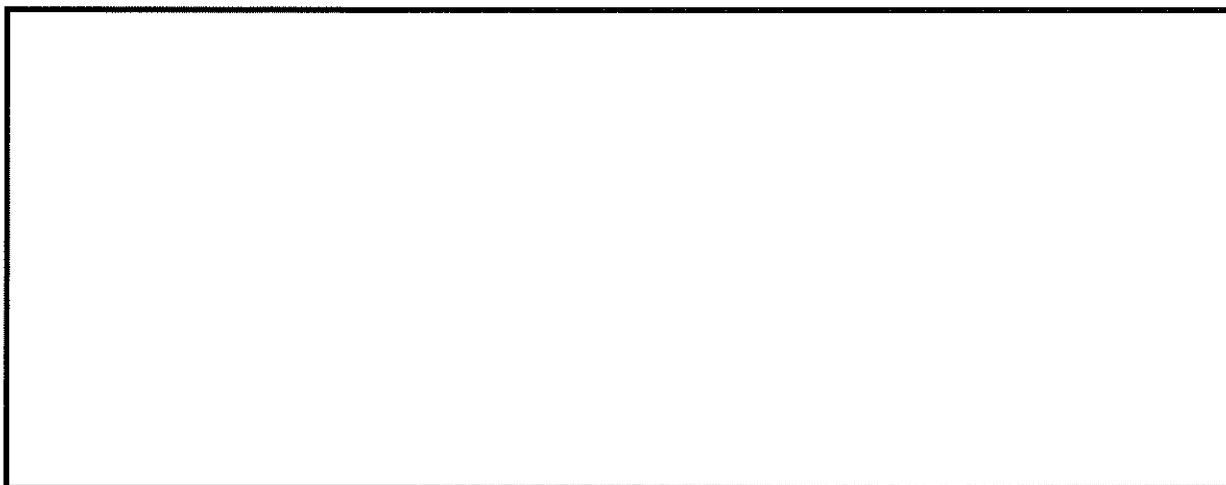


図 16.4-4 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

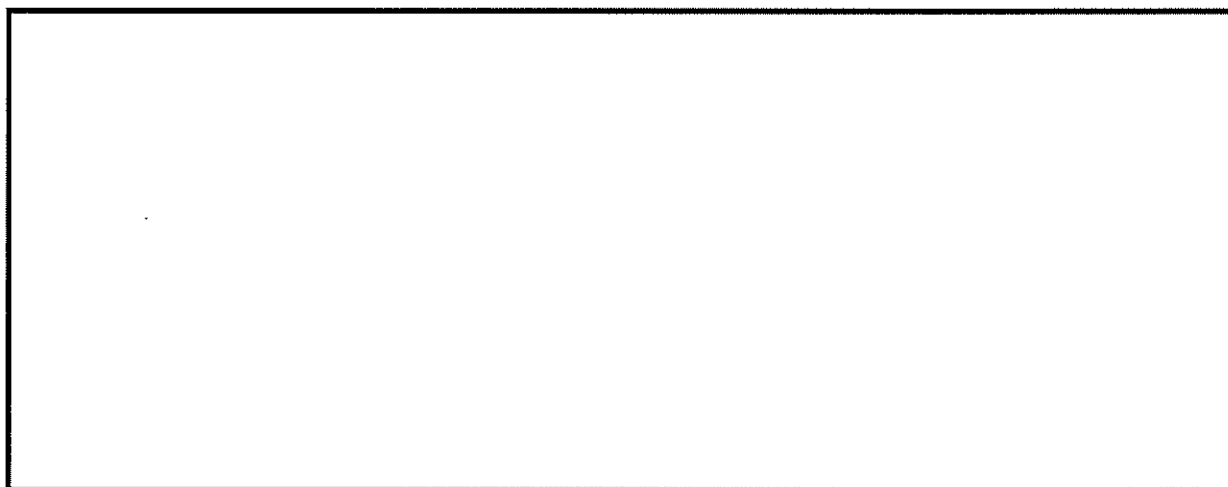


図 16.4-4 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



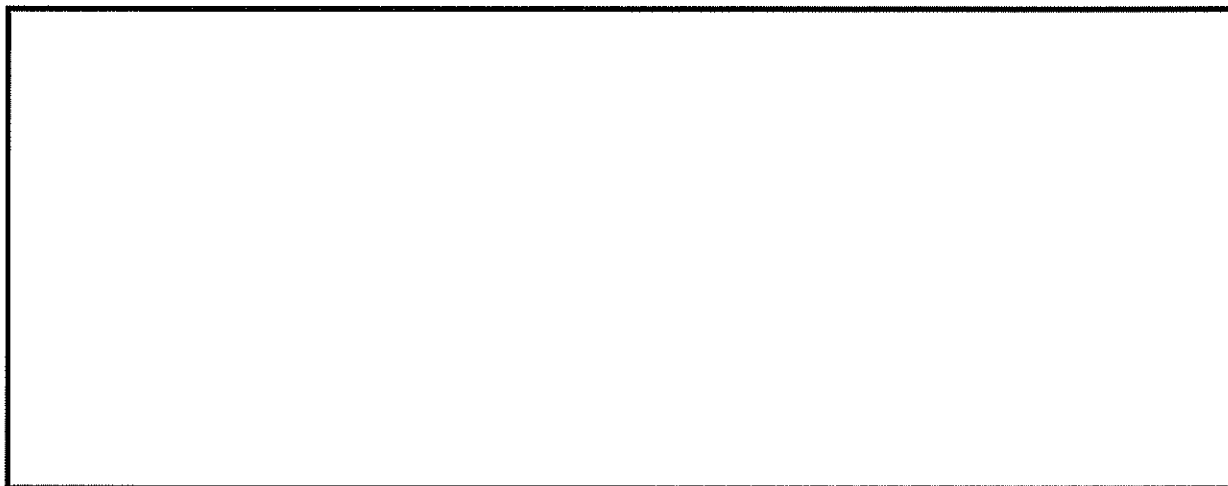


図 16.4-4 (13) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

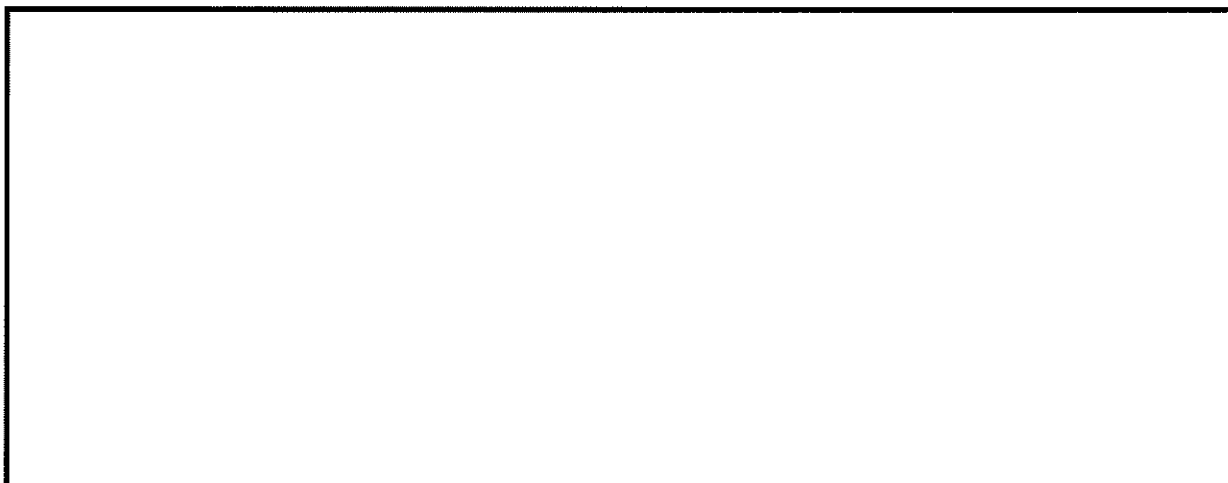


図 16.4-4 (14) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)



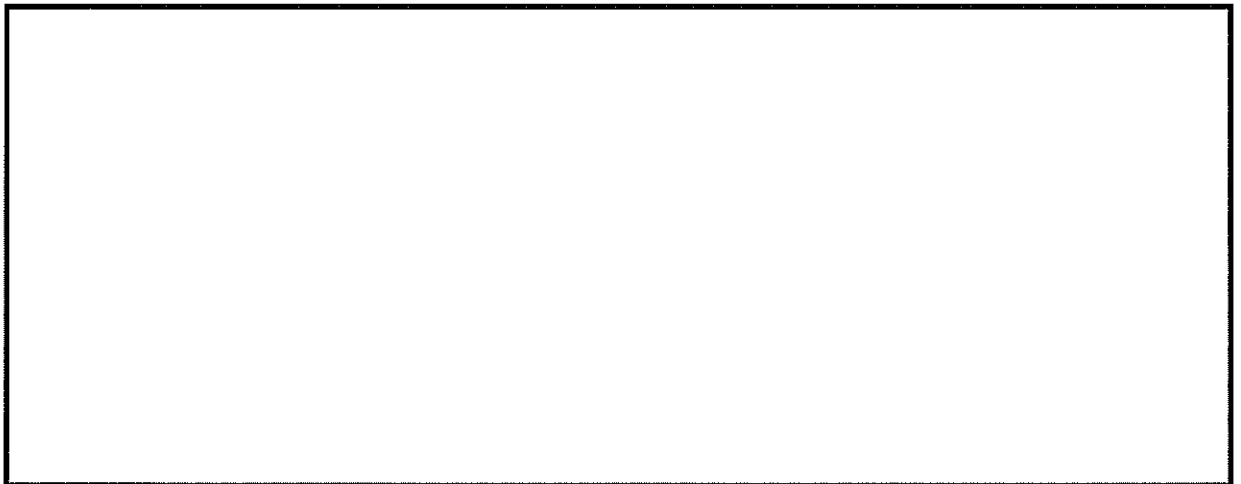


図 16.4-4 (15) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1 [H-, V-]$ )

(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)

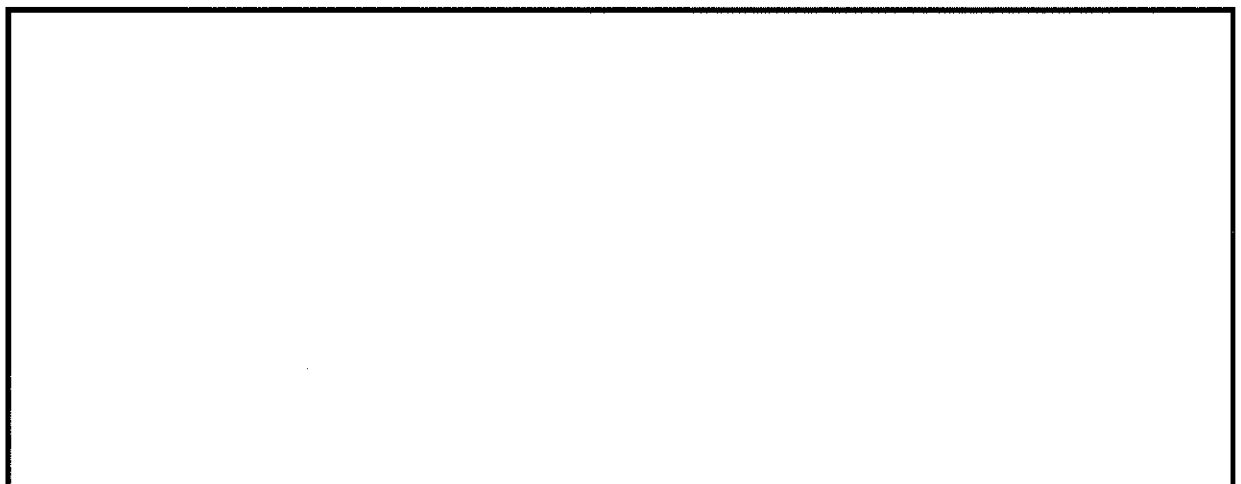


図 16.4-4 (16) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1 [H-, V-]$ )

(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)



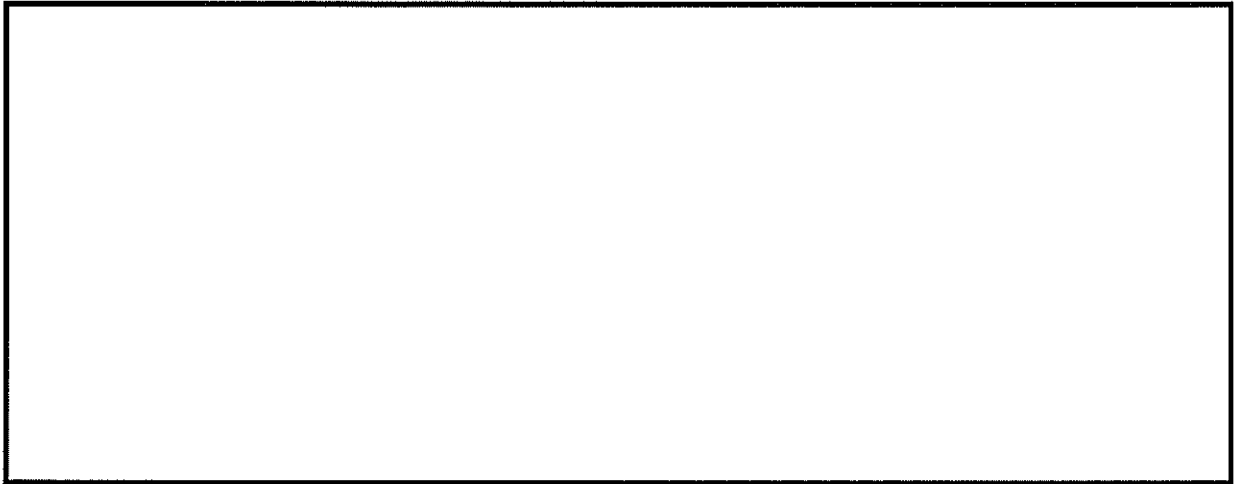


図 16.4-4 (17) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H-, V-])

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



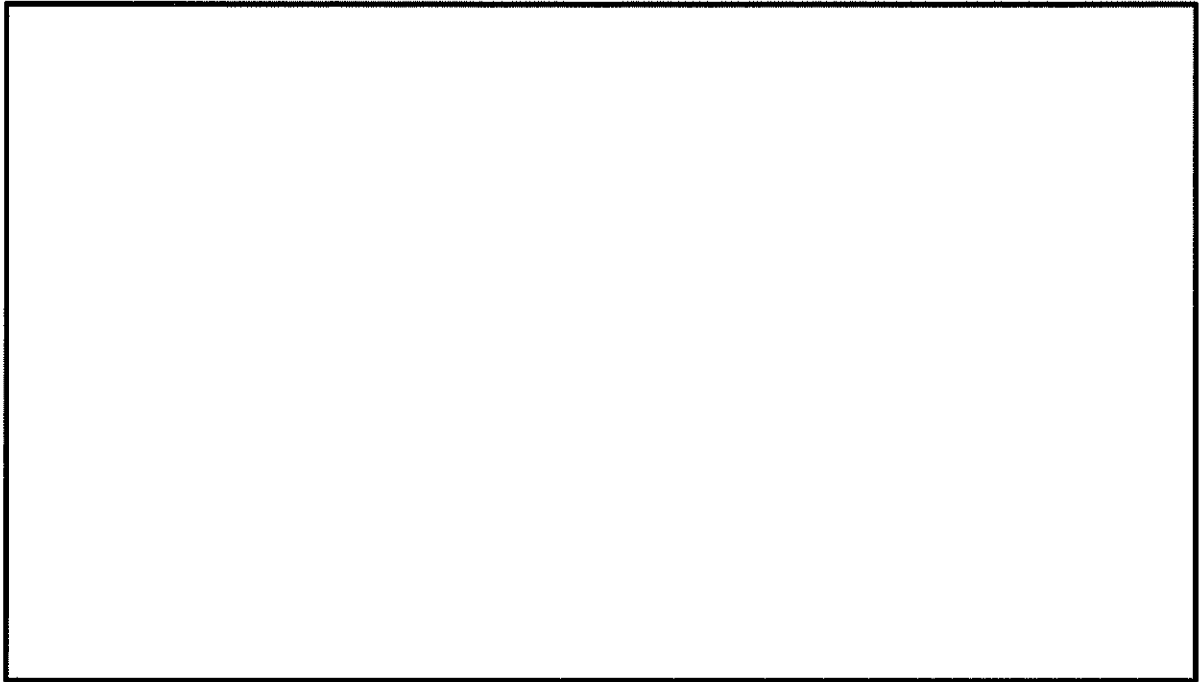


図 16.4-4 (18) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

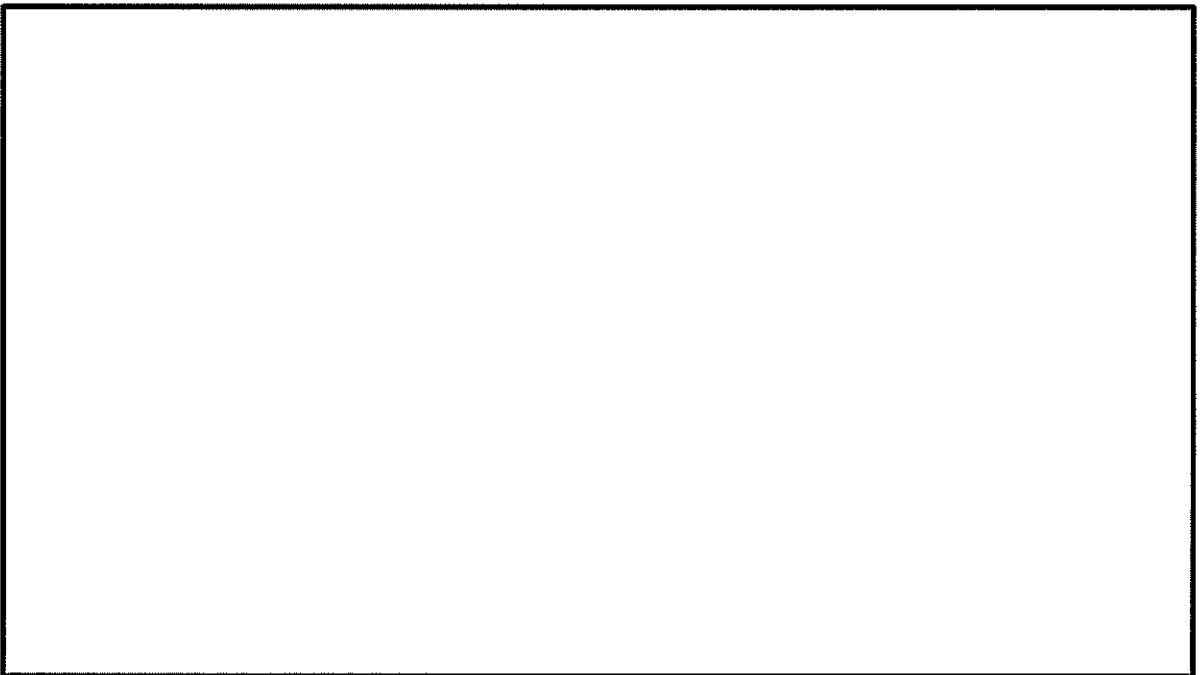


図 16.4-4 (19) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



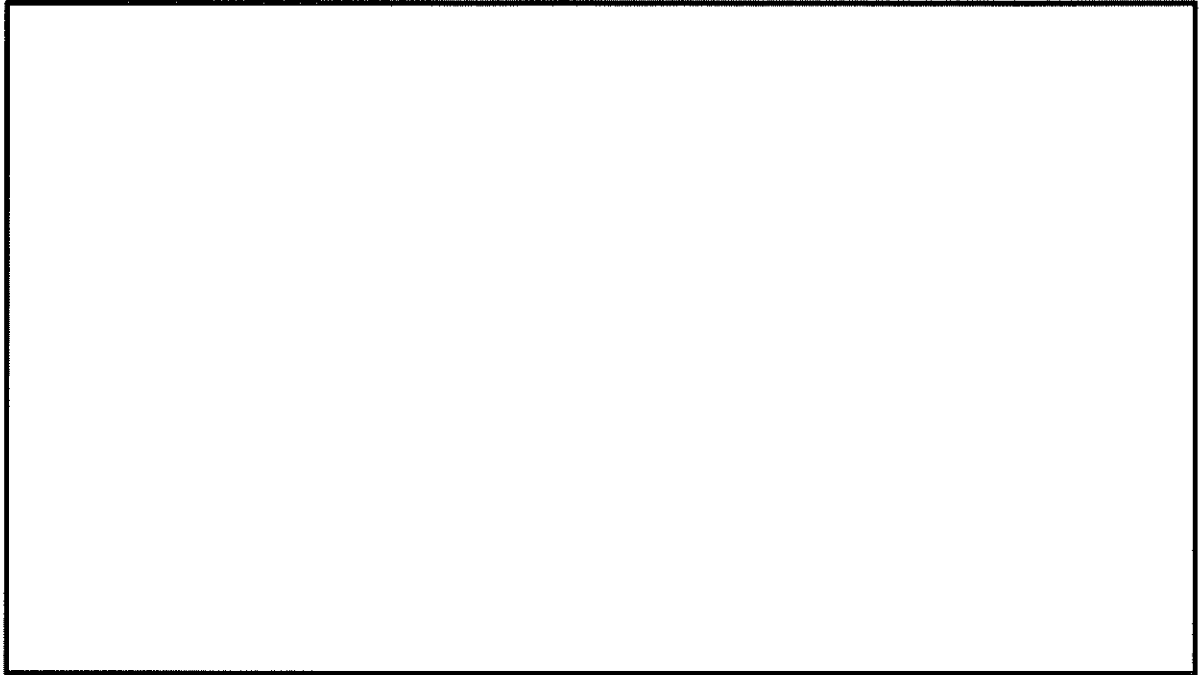


図 16.4-4 (20) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

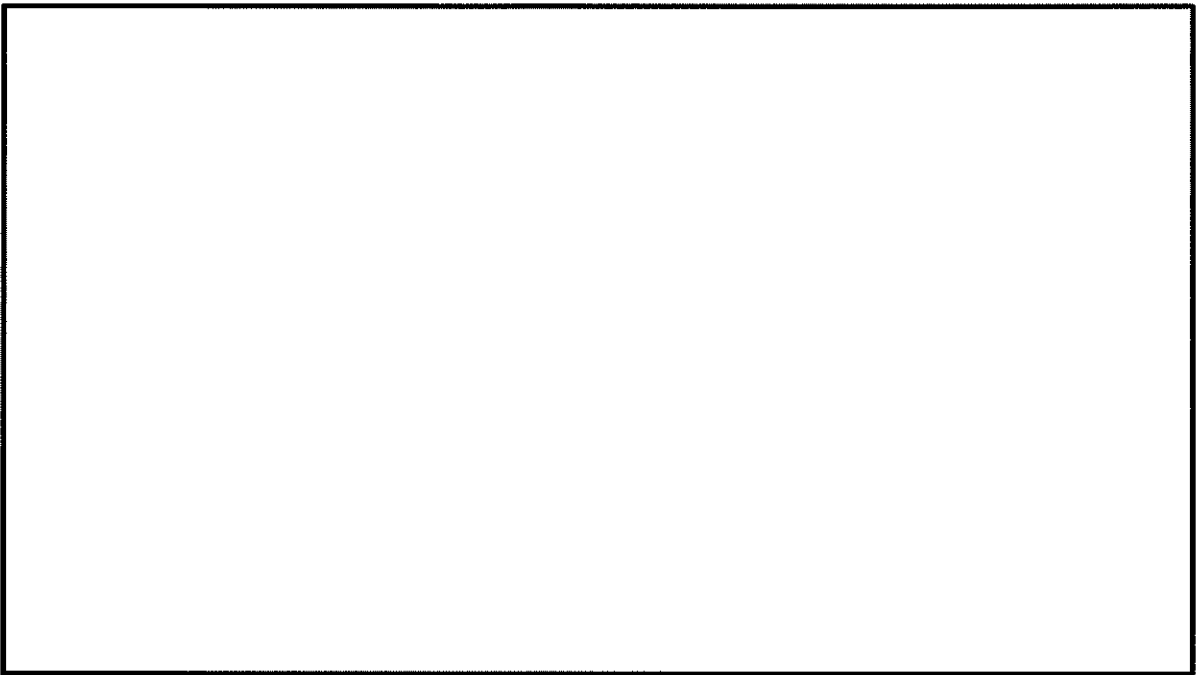


図 16.4-4 (21) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



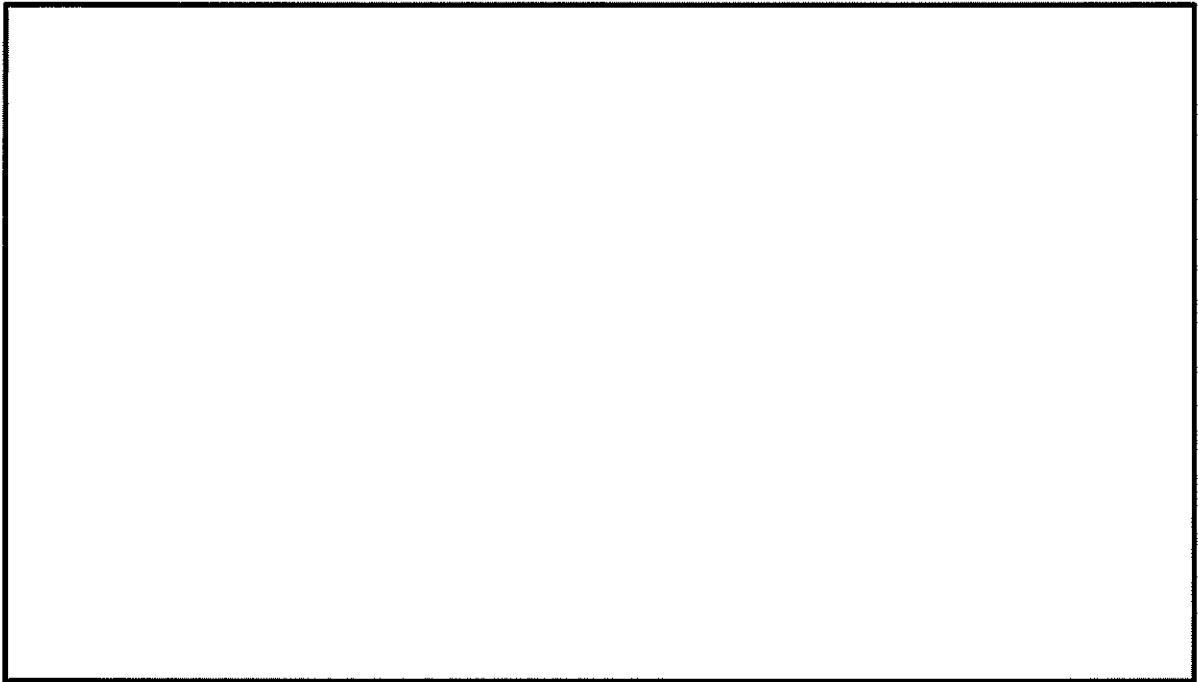


図 16.4-4 (22) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

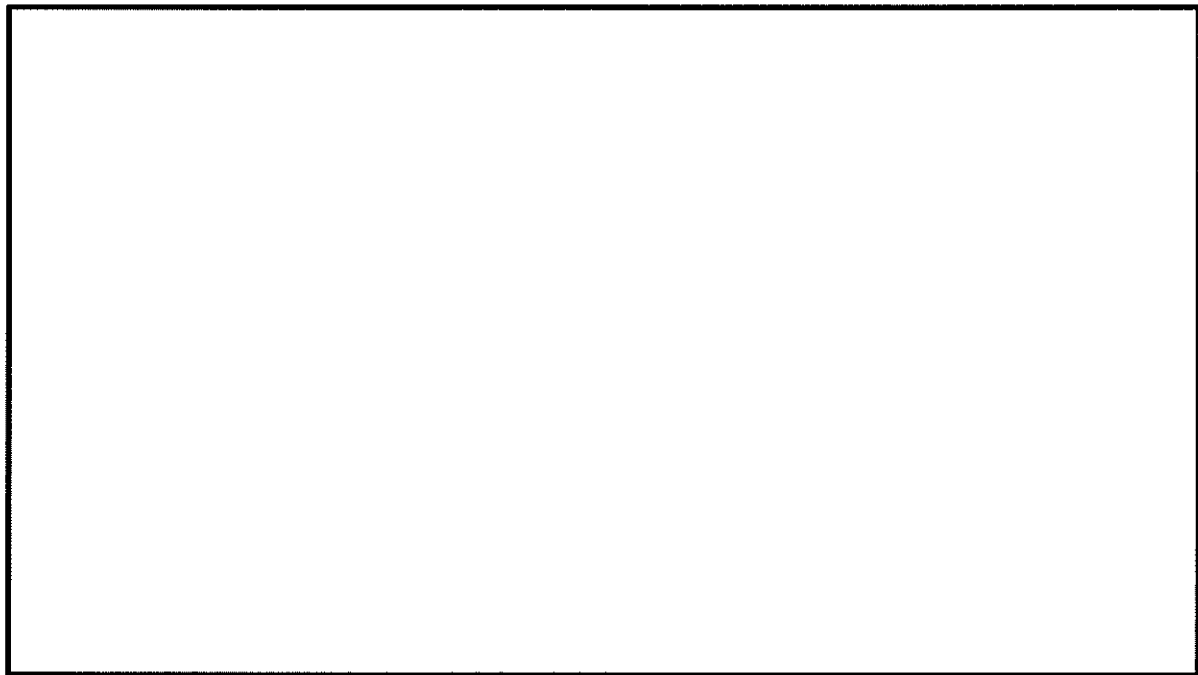


図 16.4-4 (23) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 16.4-4 (24) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 13$ )  
(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)



図 16.4-4 (25) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 14$ )  
(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)



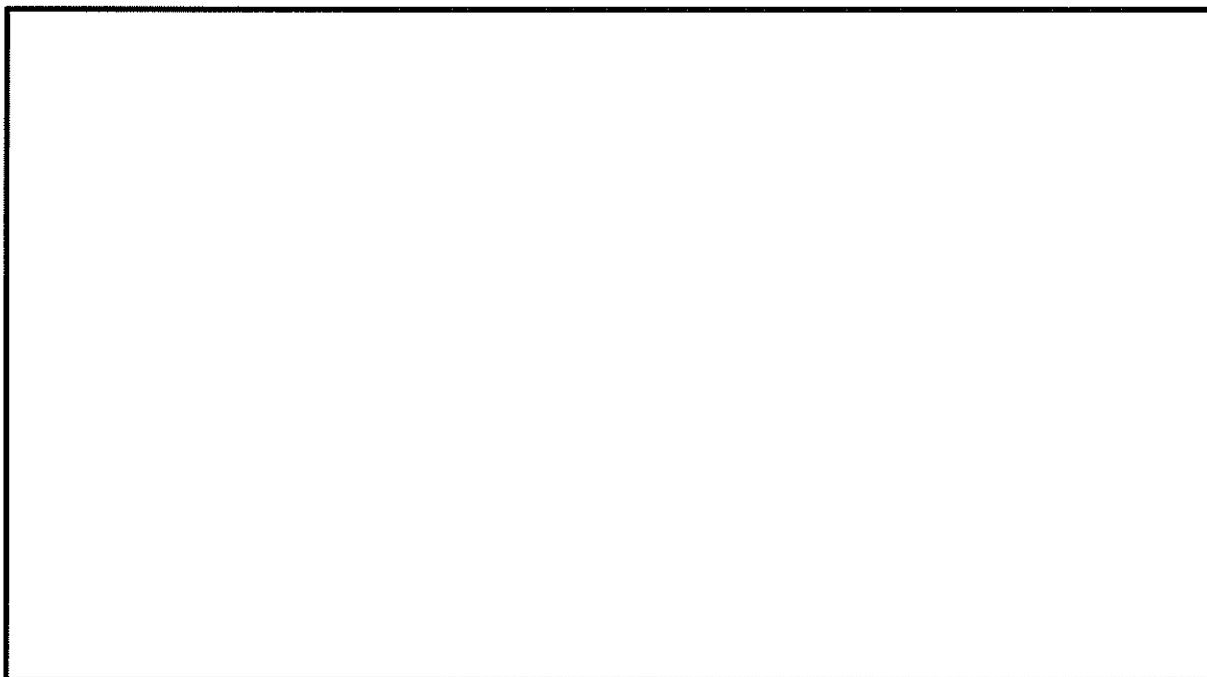


図 16.4-4 (26) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

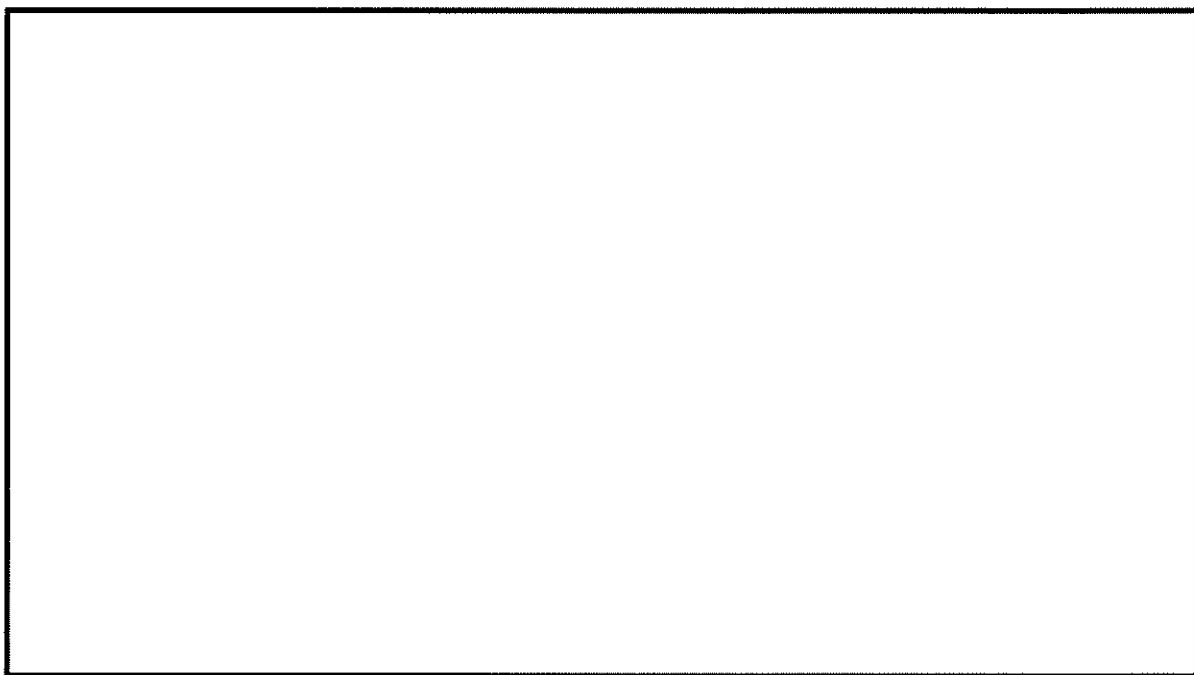


図 16.4-4 (27) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



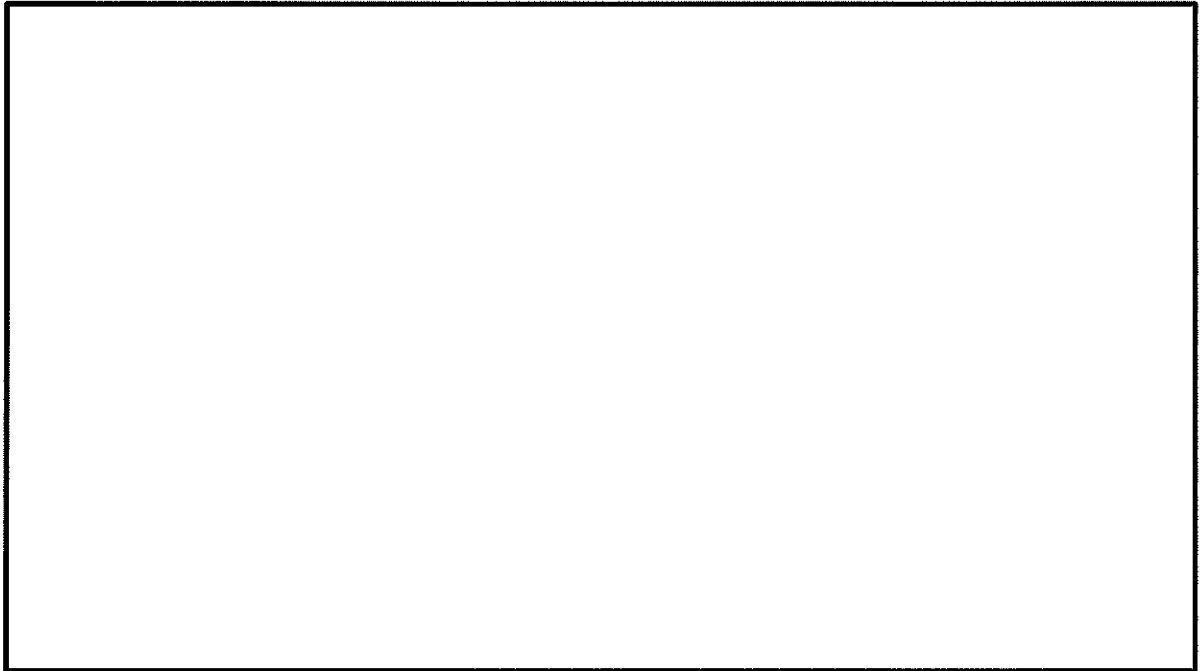


図 16.4-4 (28) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_r = 31$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

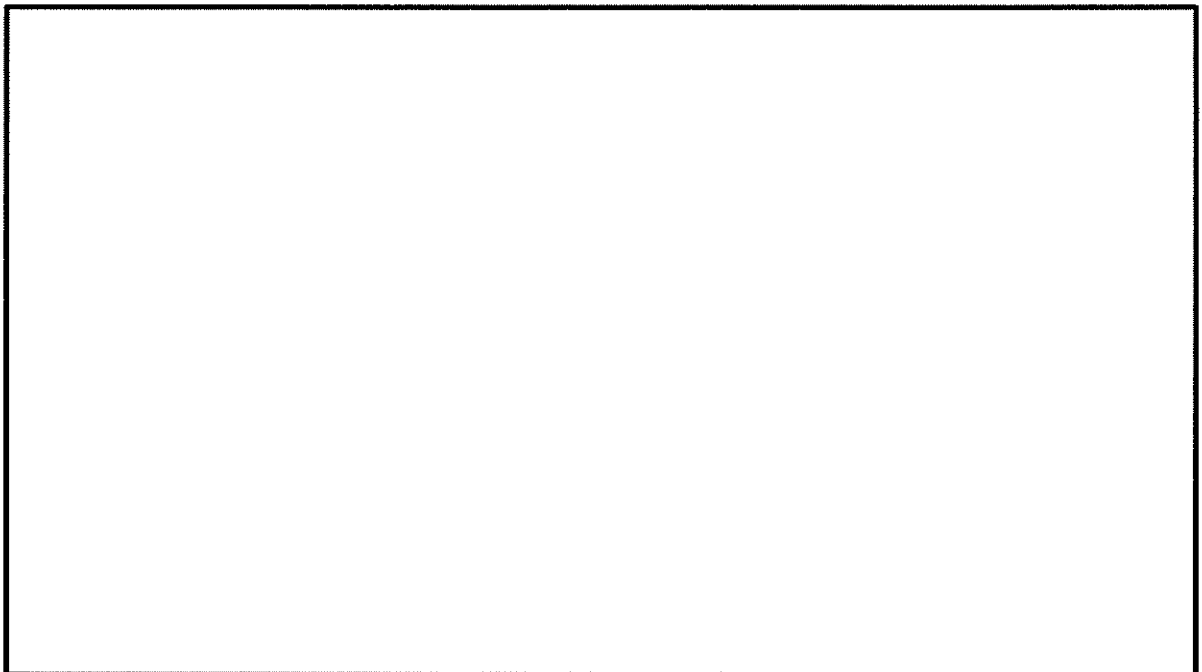


図 16.4-4 (29) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_r = 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



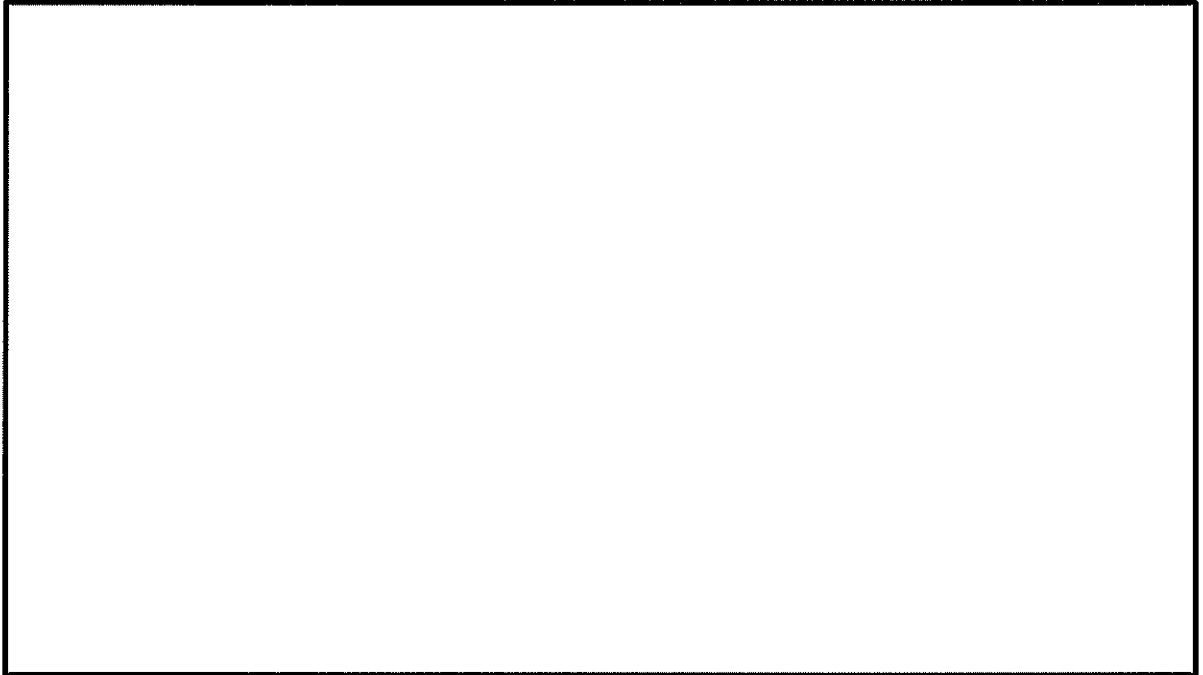


図 16.4-4 (30) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



図 16.4-4 (31) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(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)



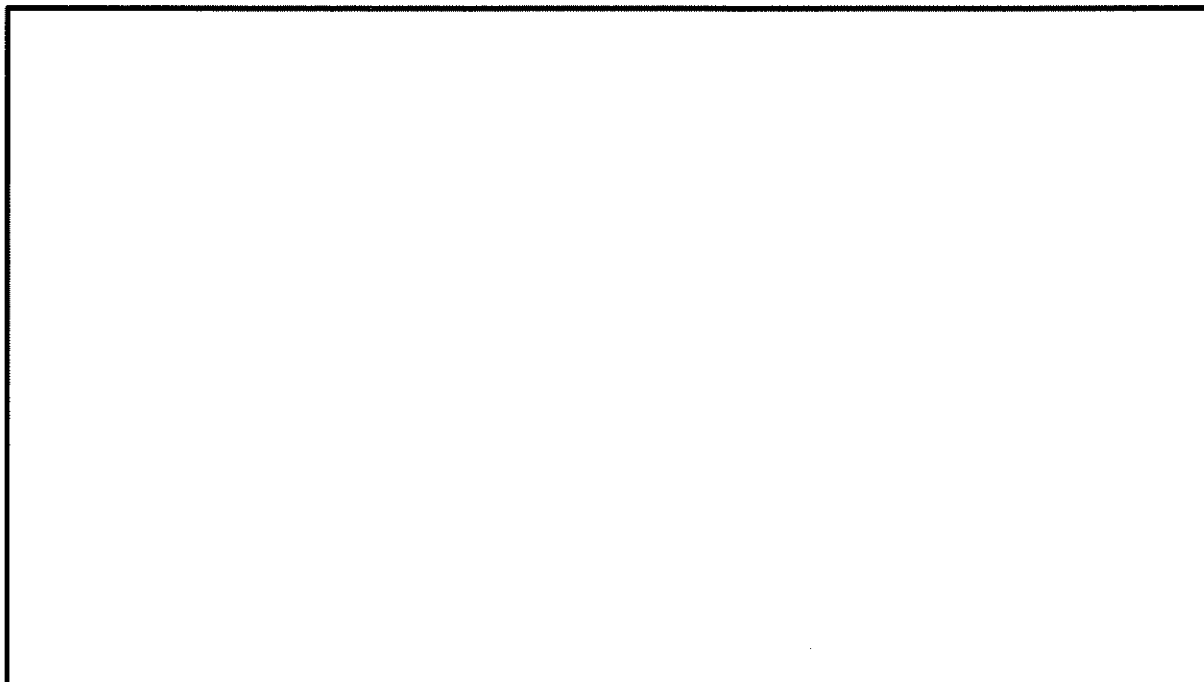


図 16.4-4 (32) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1$  [H-, V-])

(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 16.4-4 (33) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1$  [H-, V-])

(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)



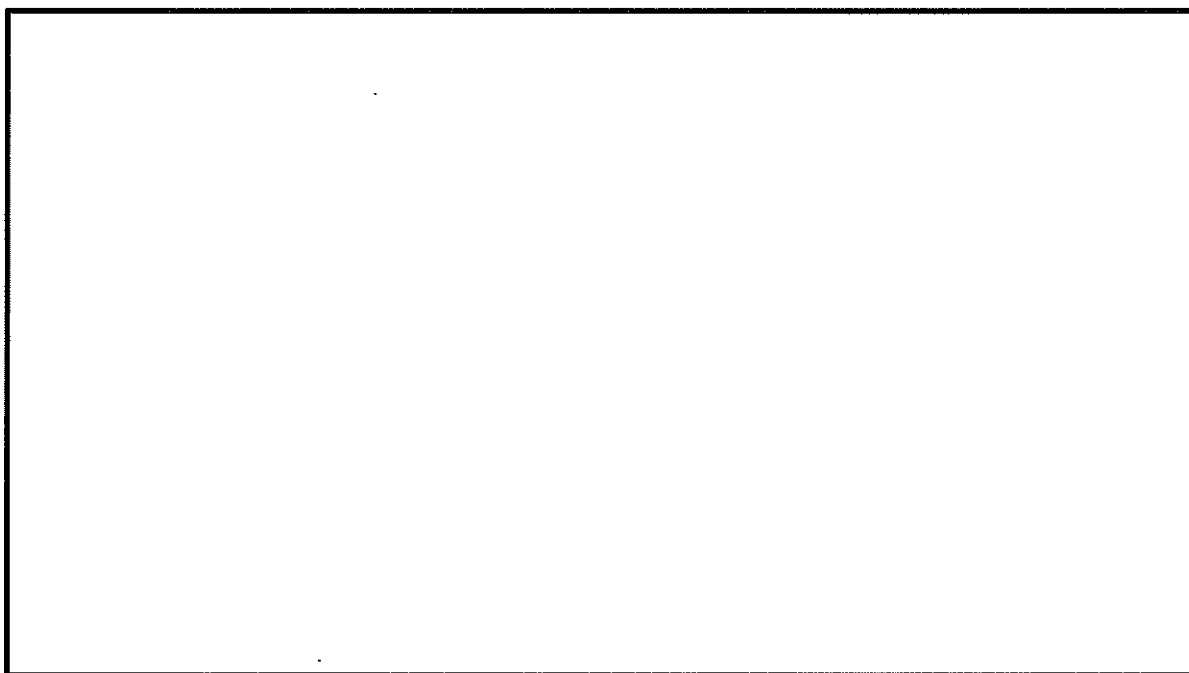


図 16.4-4 (34) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H-, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(5) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布を図 16.4-5 に示す。なお、本図は、各要素に発生した最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。



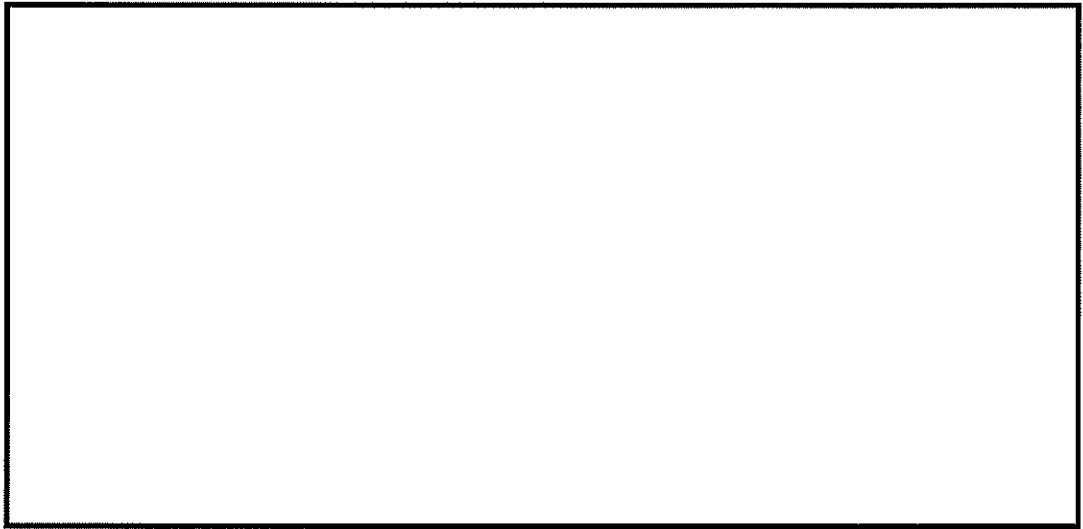


図 16.4-5 (1) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

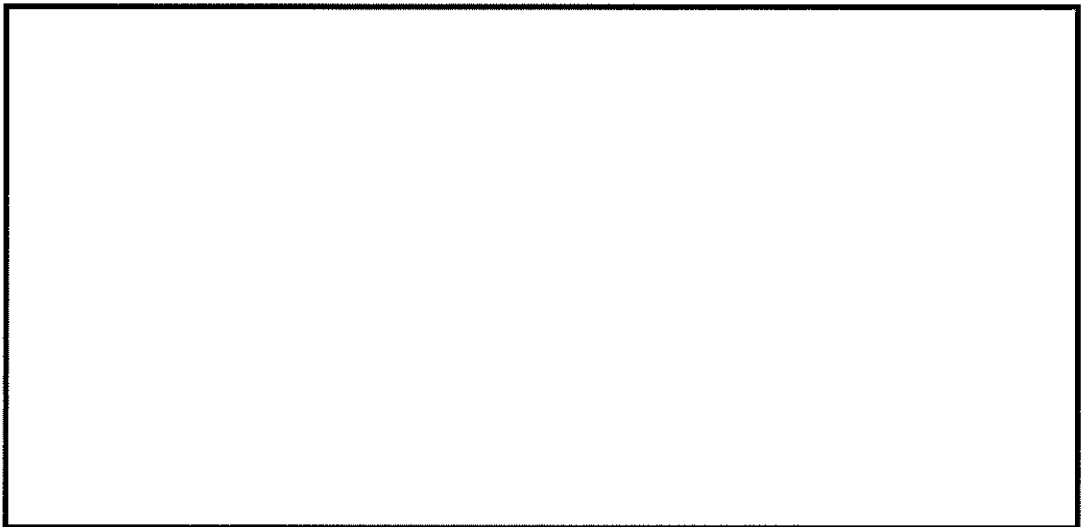


図 16.4-5 (2) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



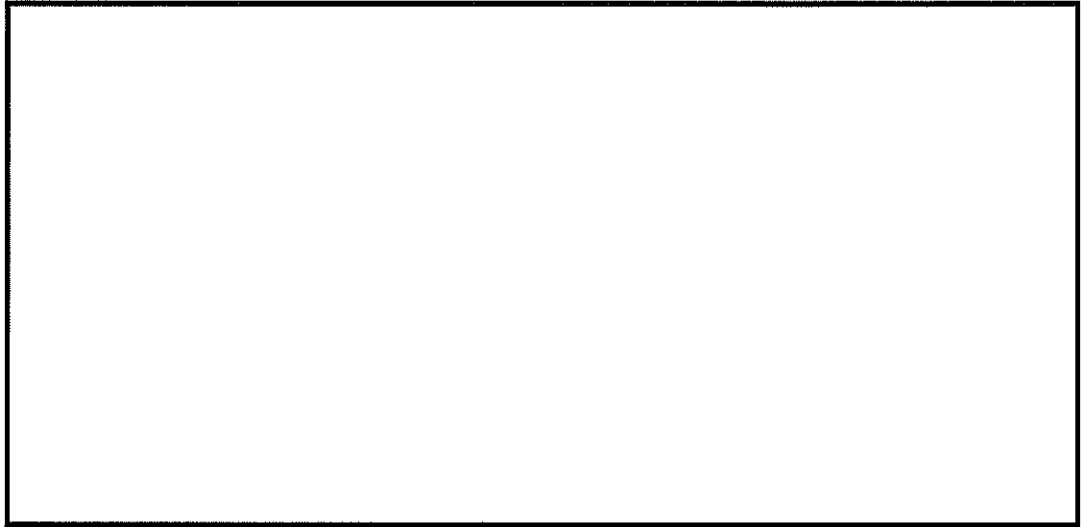


図 16.4-5 (3) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

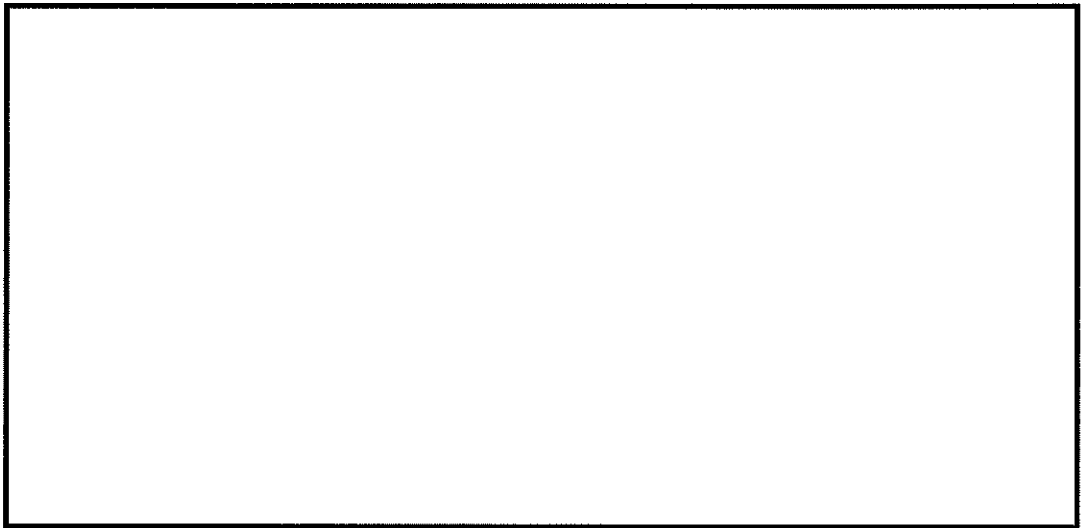


図 16.4-5 (4) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



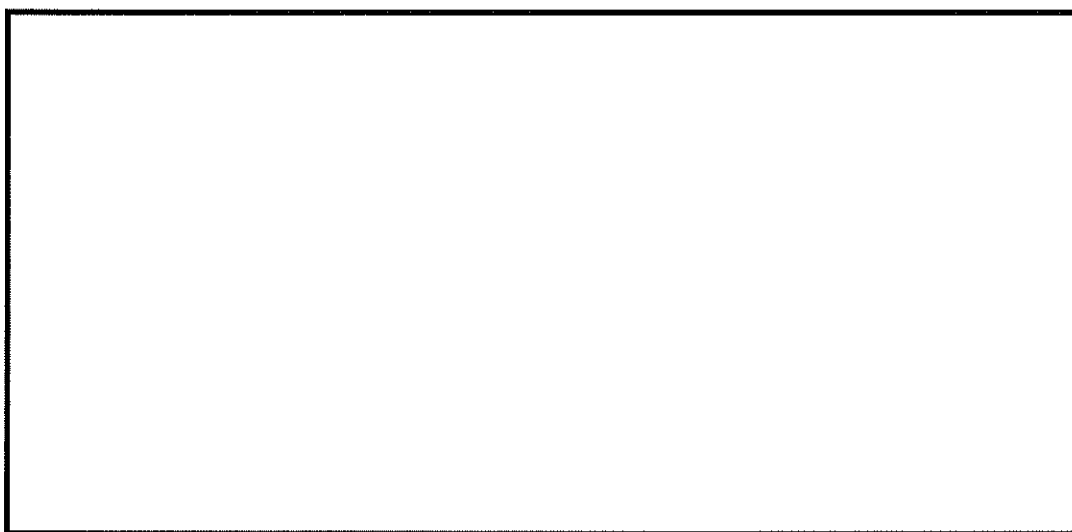


図 16.4-5 (5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

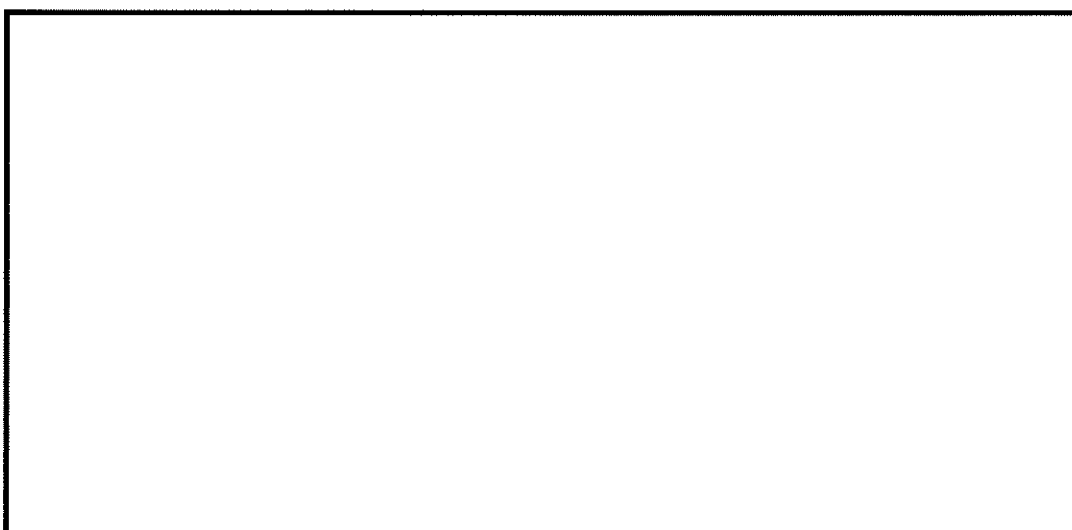


図 16.4-5 (6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



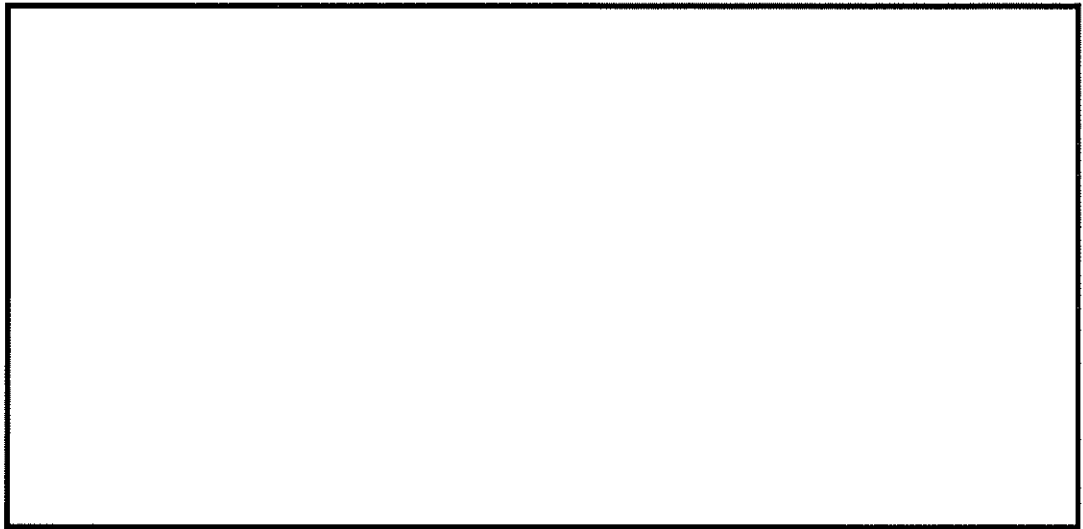


図 16.4-5 (7) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

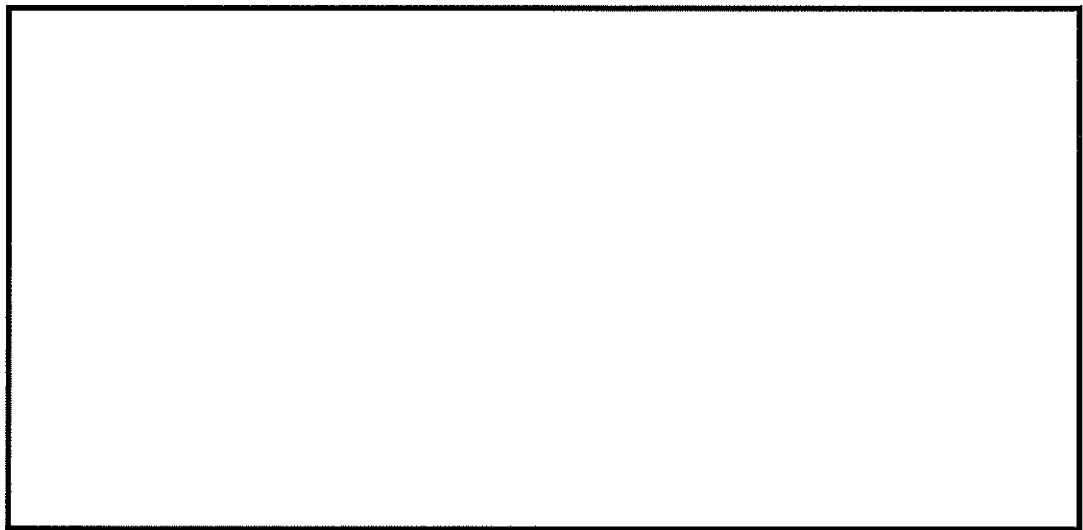


図 16.4-5 (8) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



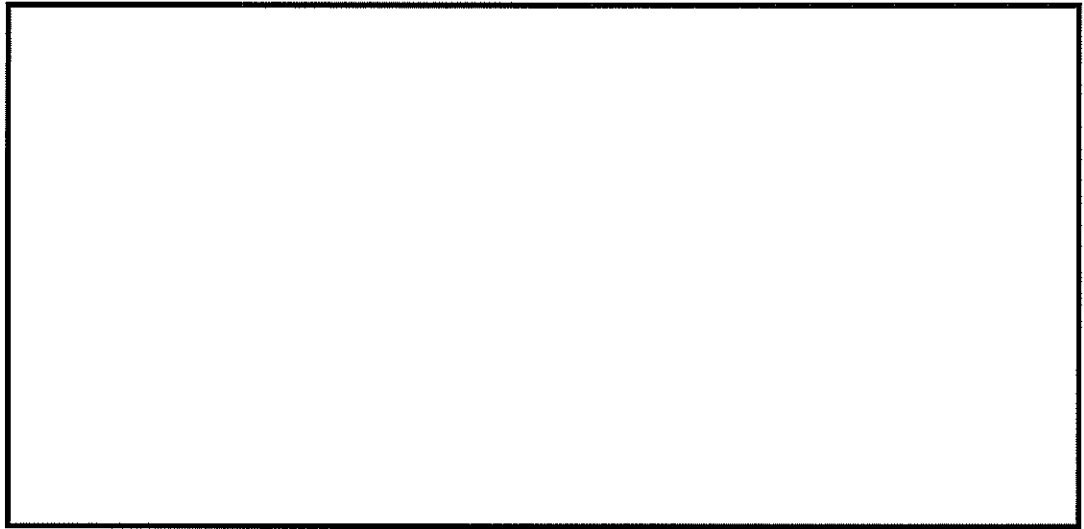


図 16.4-5 (9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

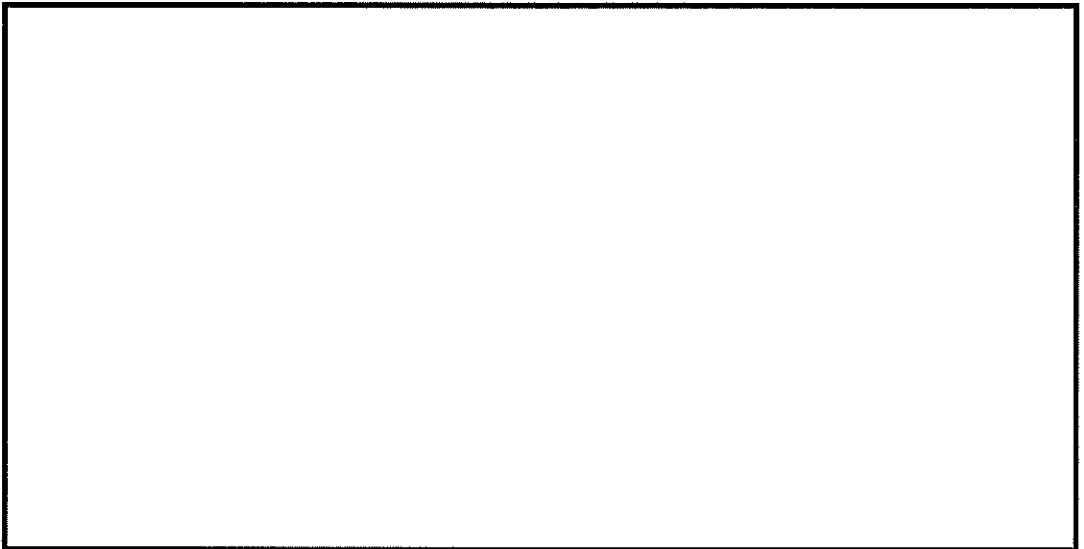


図 16.4-5 (10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



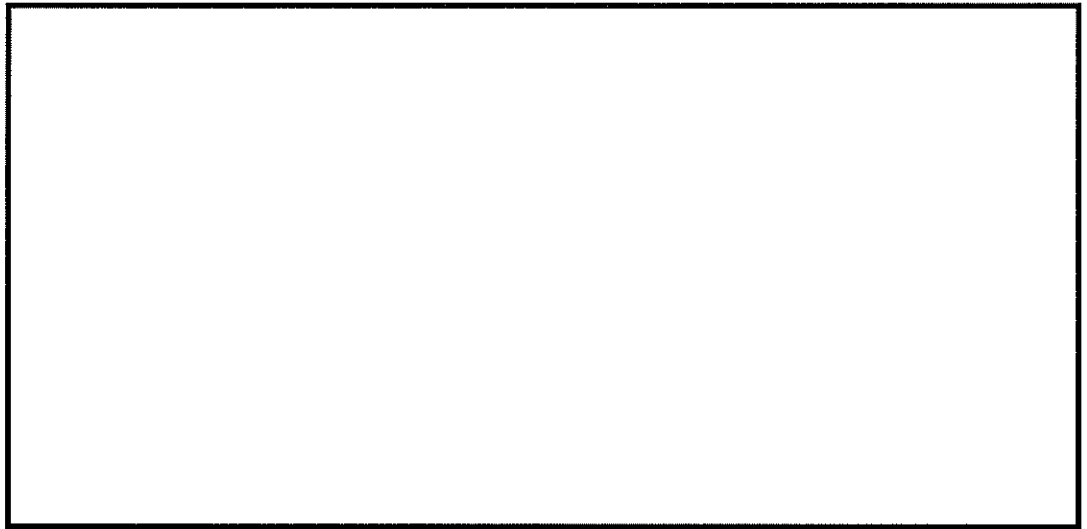


図 16.4-5 (11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-5 (12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 3.1$  [H-, V+])  
(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)



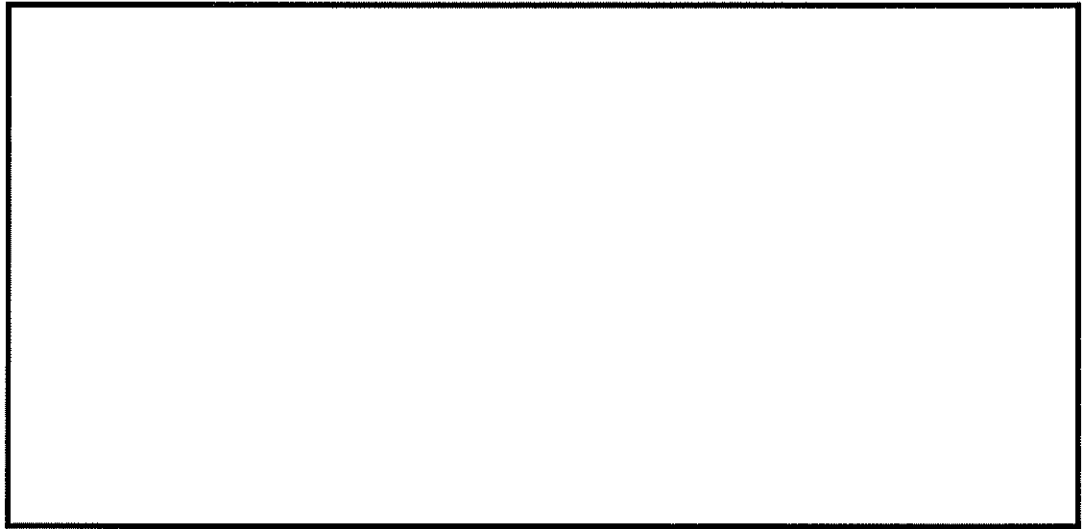


図 16.4-5 (13) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

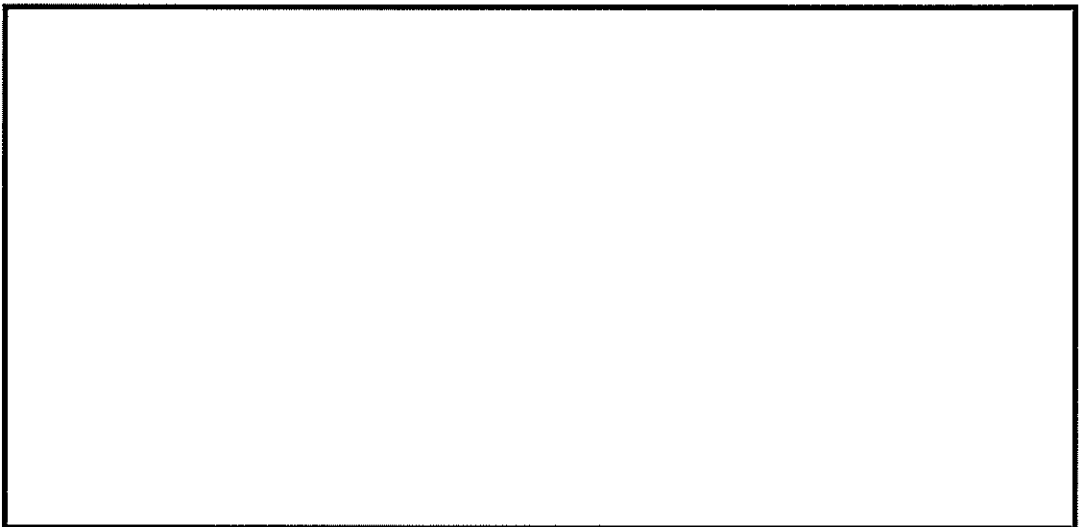


図 16.4-5 (14) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



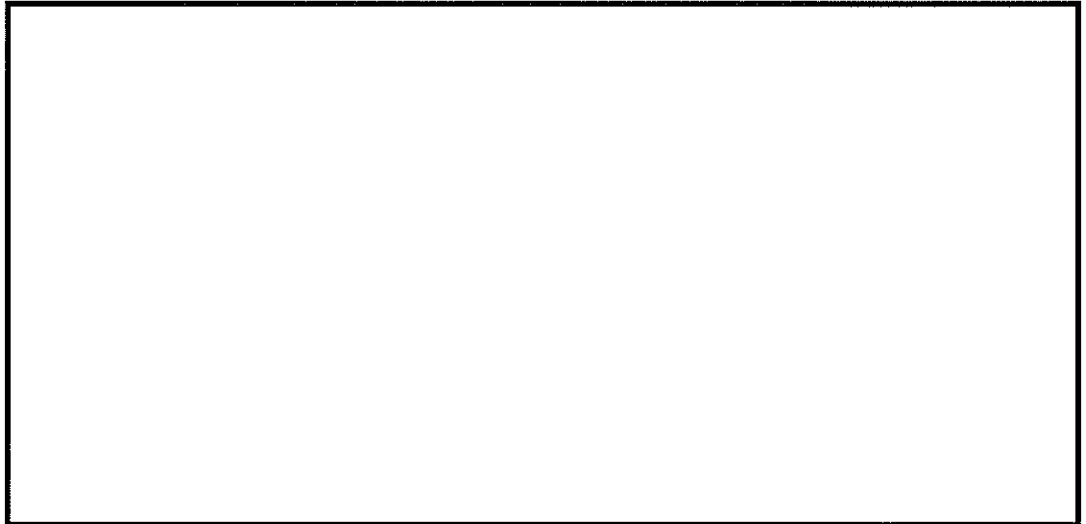


図 16.4-5 (15) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

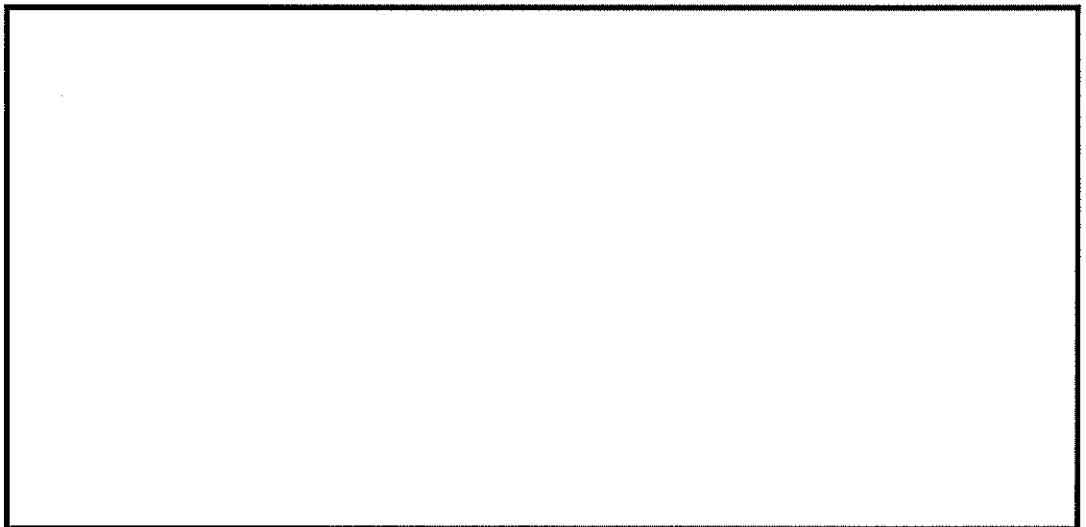


図 16.4-5 (16) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



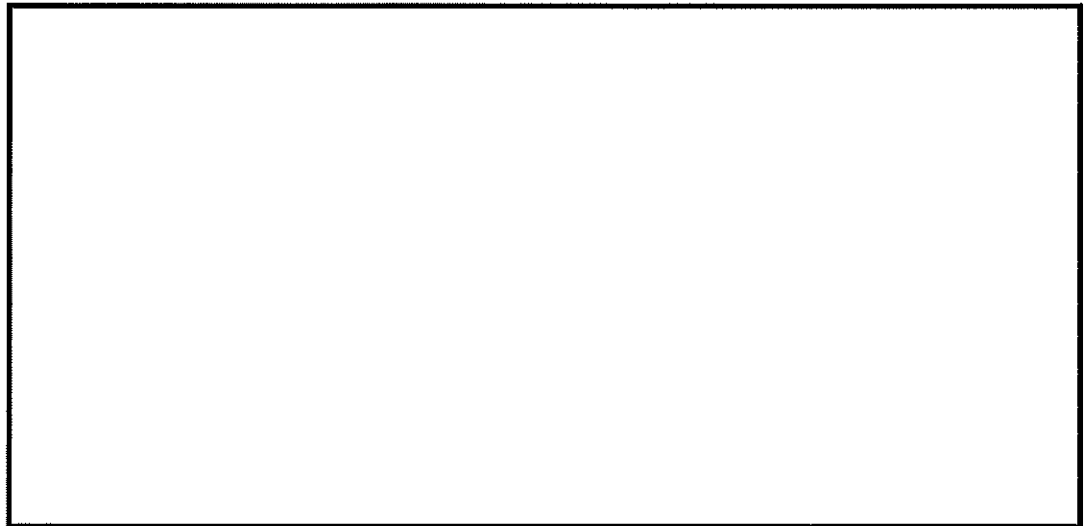


図 16.4-5 (17) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



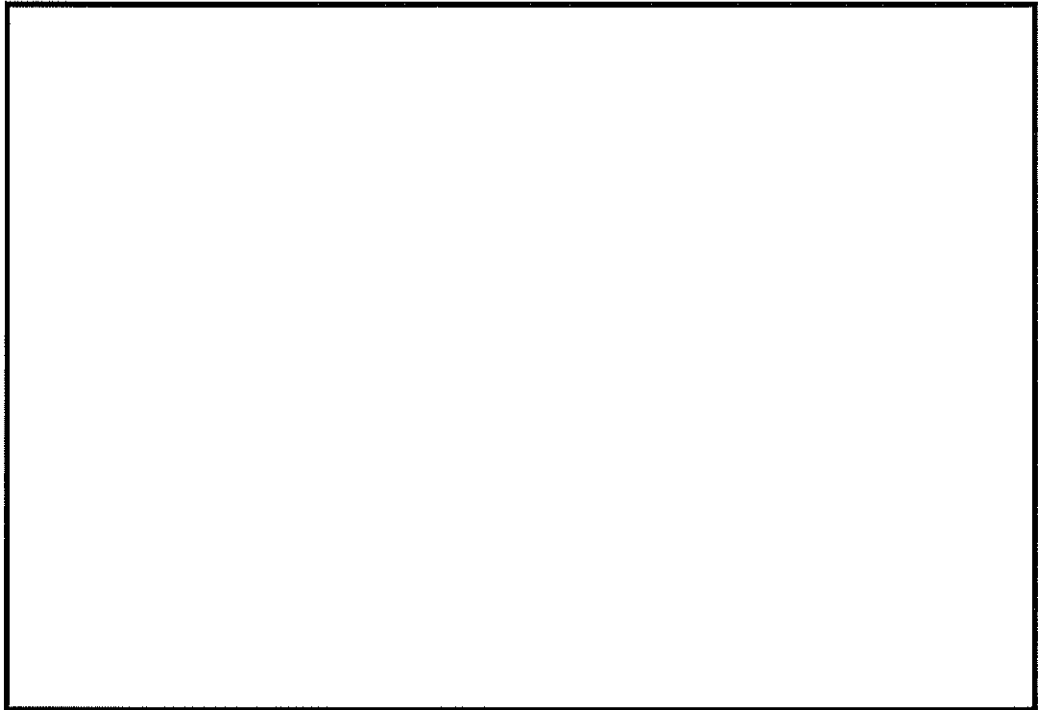


図 16.4-5 (18) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

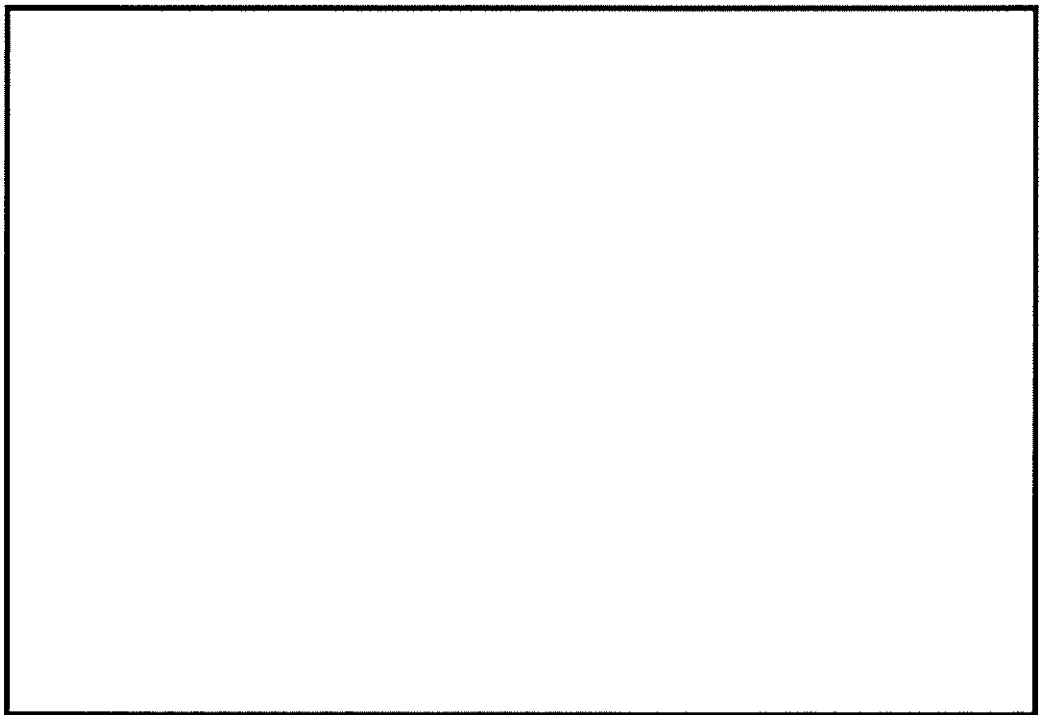


図 16.4-5 (19) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



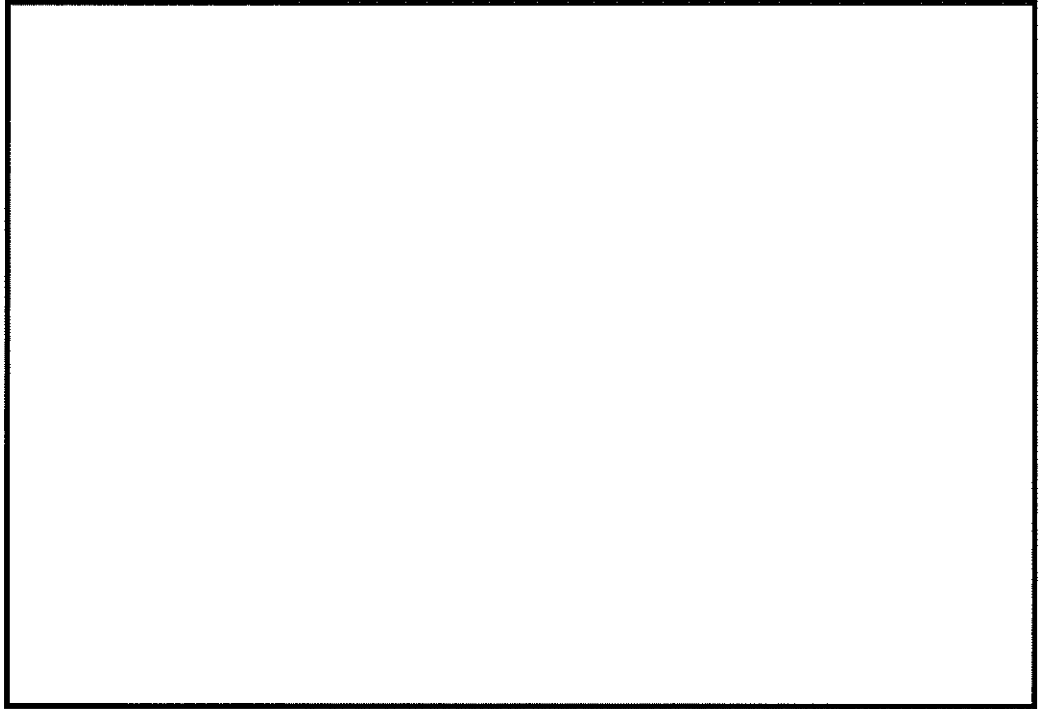


図 16.4-5 (20) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

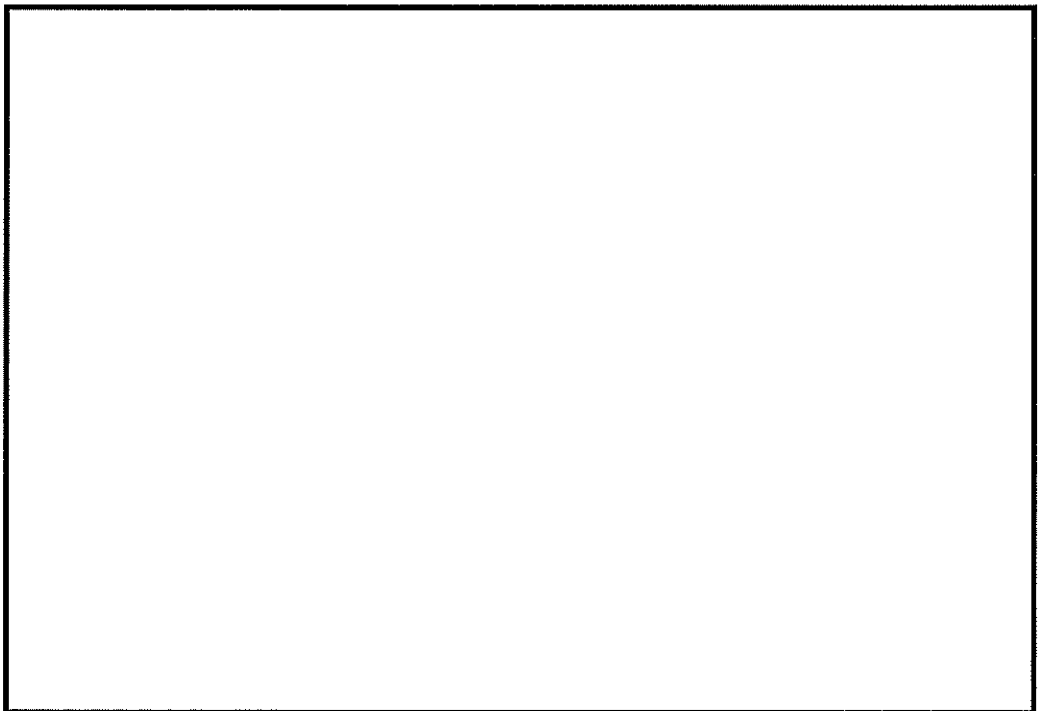


図 16.4-5 (21) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



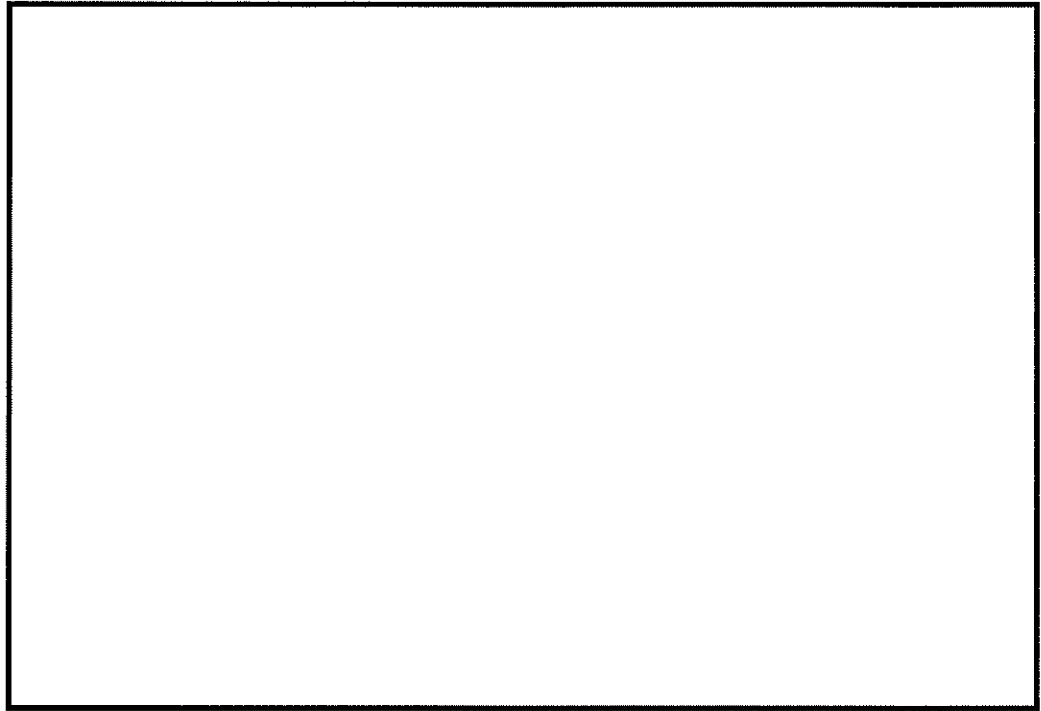


図 16.4-5 (22) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

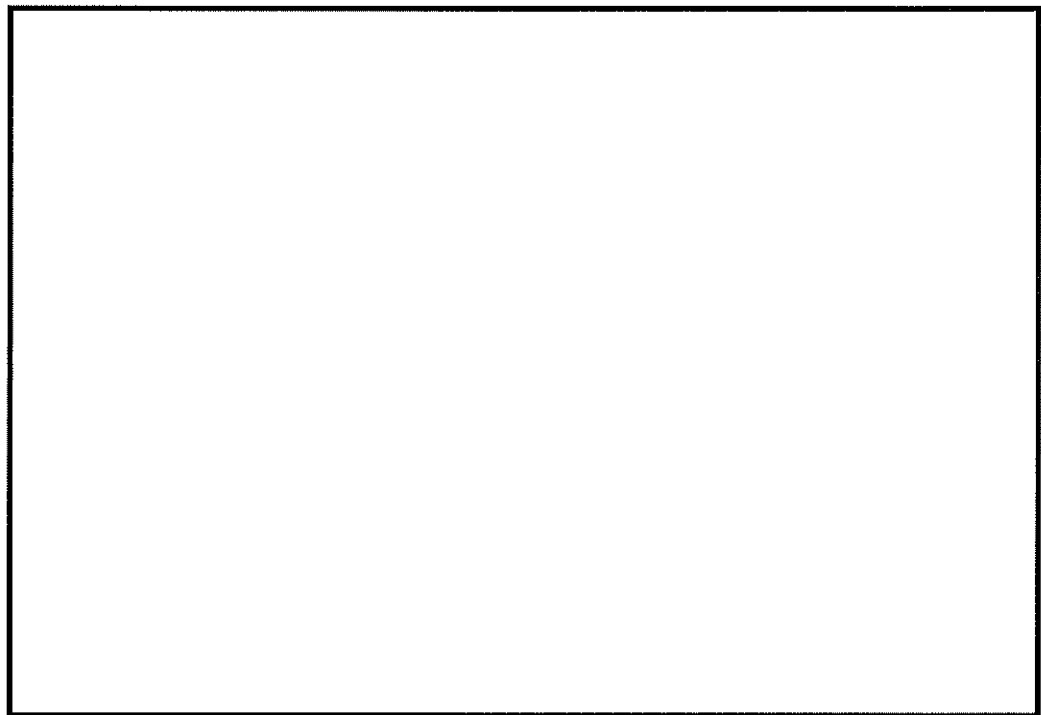


図 16.4-5 (23) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



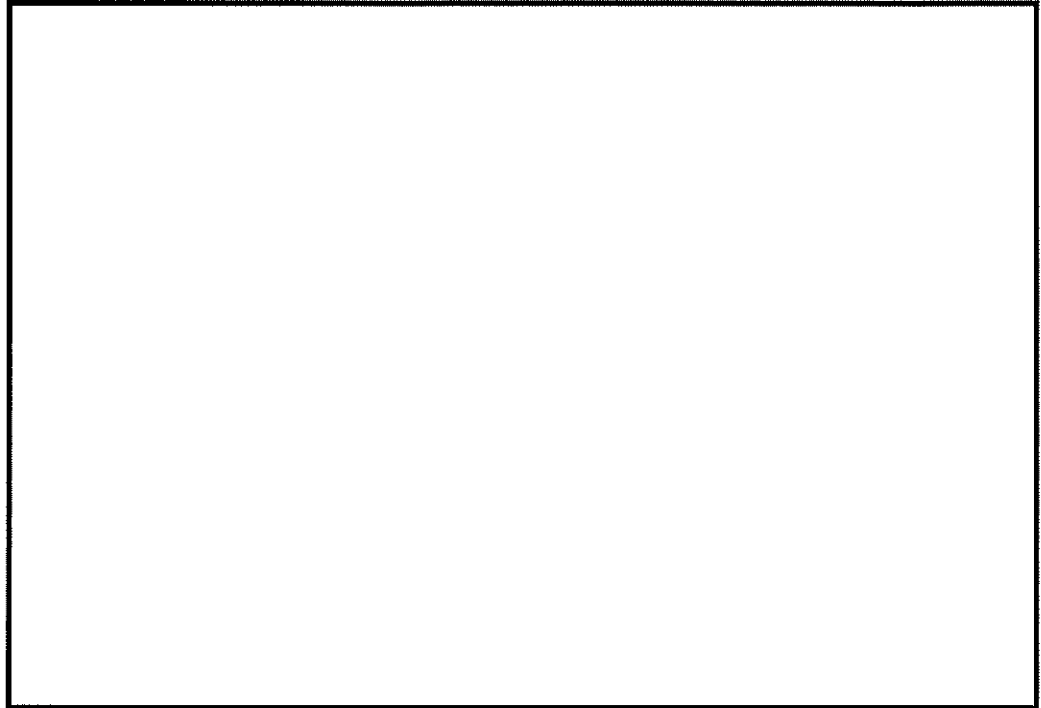


図 16.4-5 (24) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

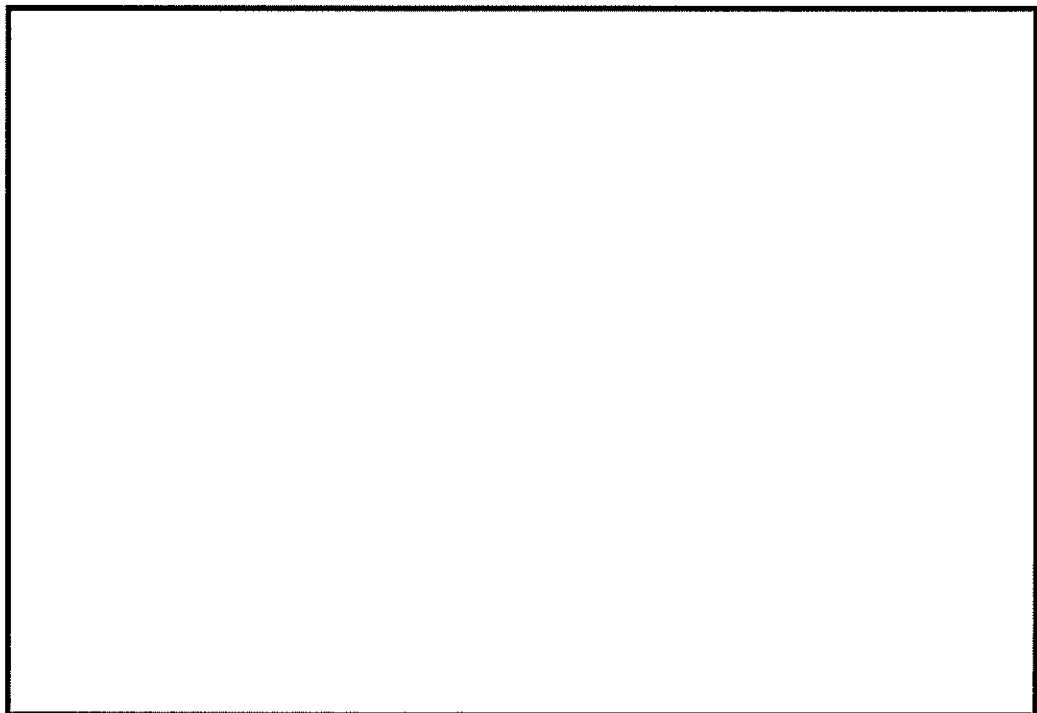


図 16.4-5 (25) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



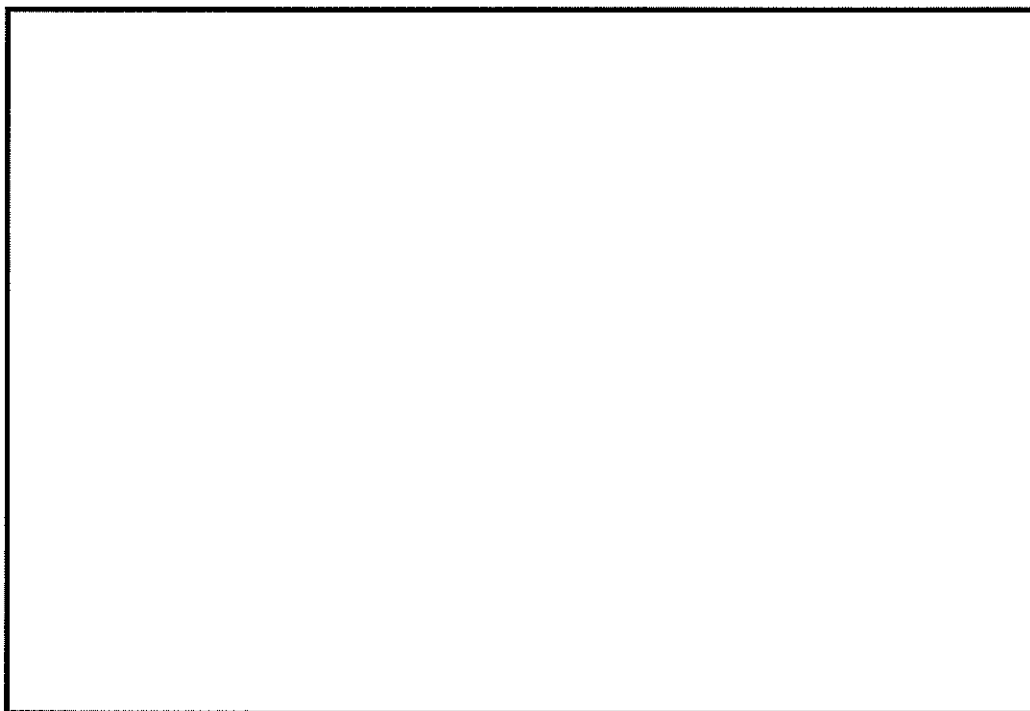


図 16.4-5 (26) ②ー②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 16.4-5 (27) ②ー②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-2\ 2$ )  
(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)



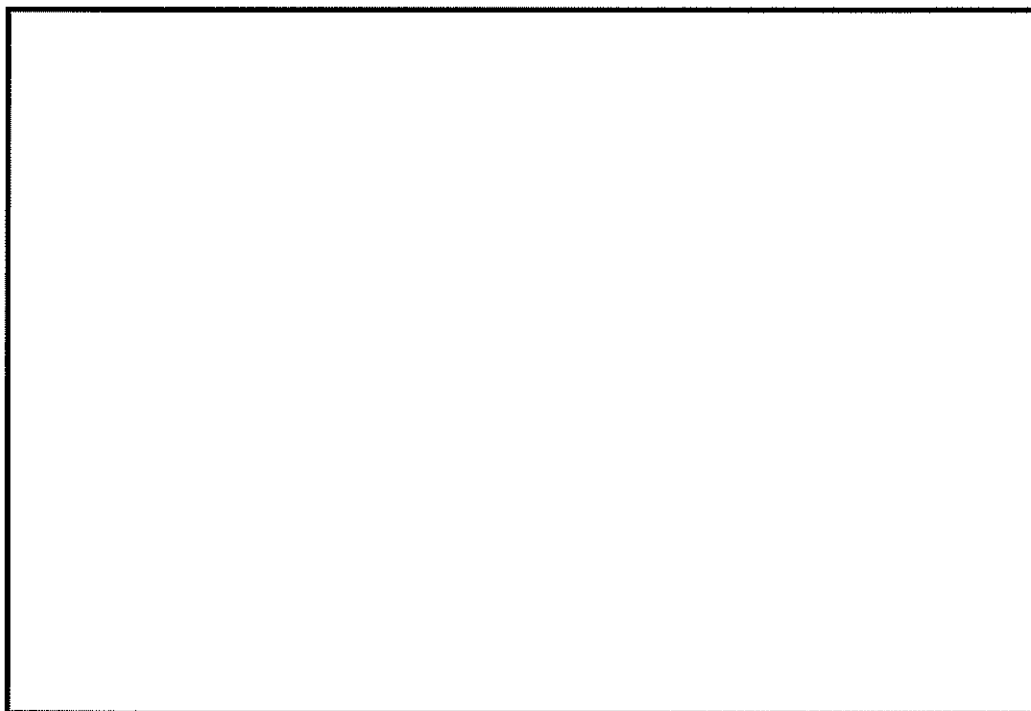


図 16.4-5 (28) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

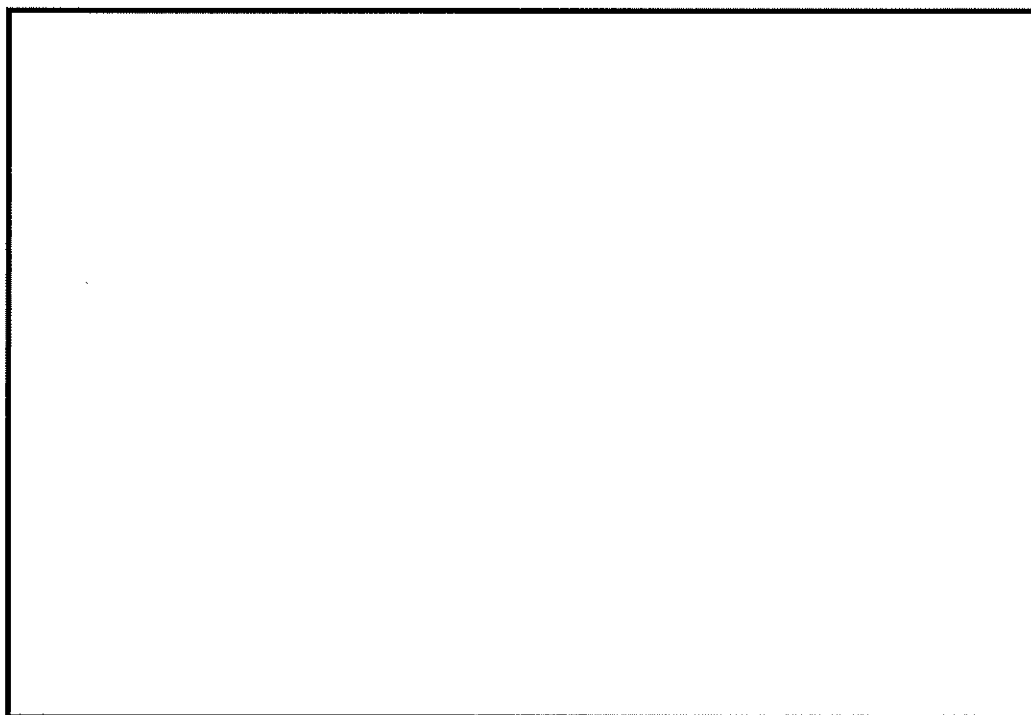


図 16.4-5 (29) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



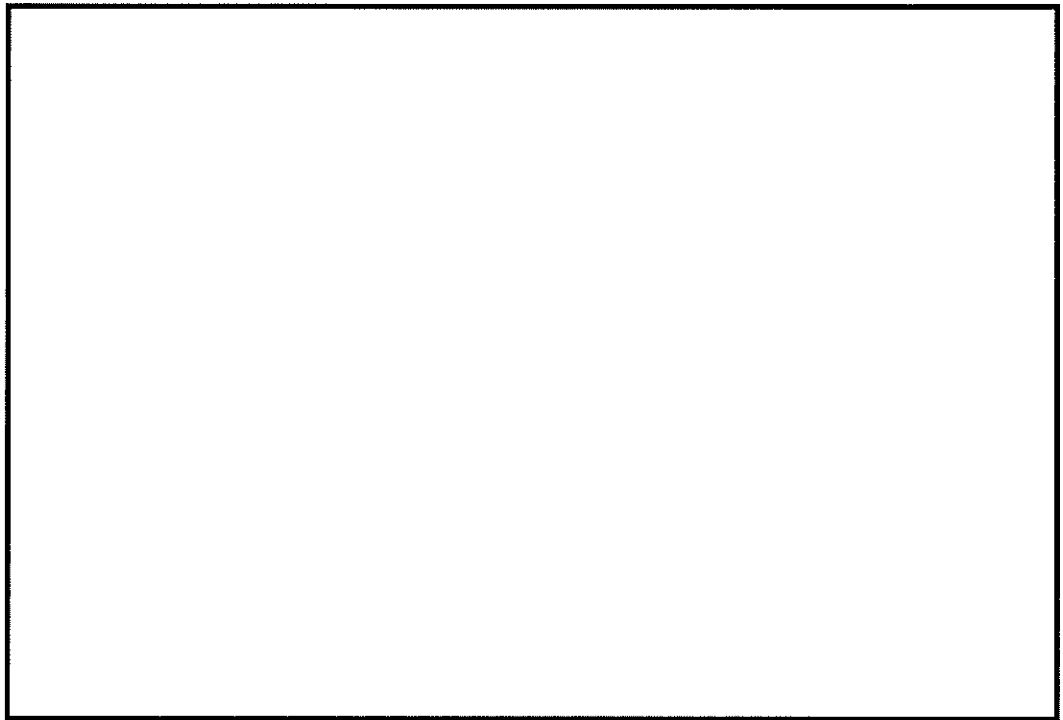


図 16.4-5 (30) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

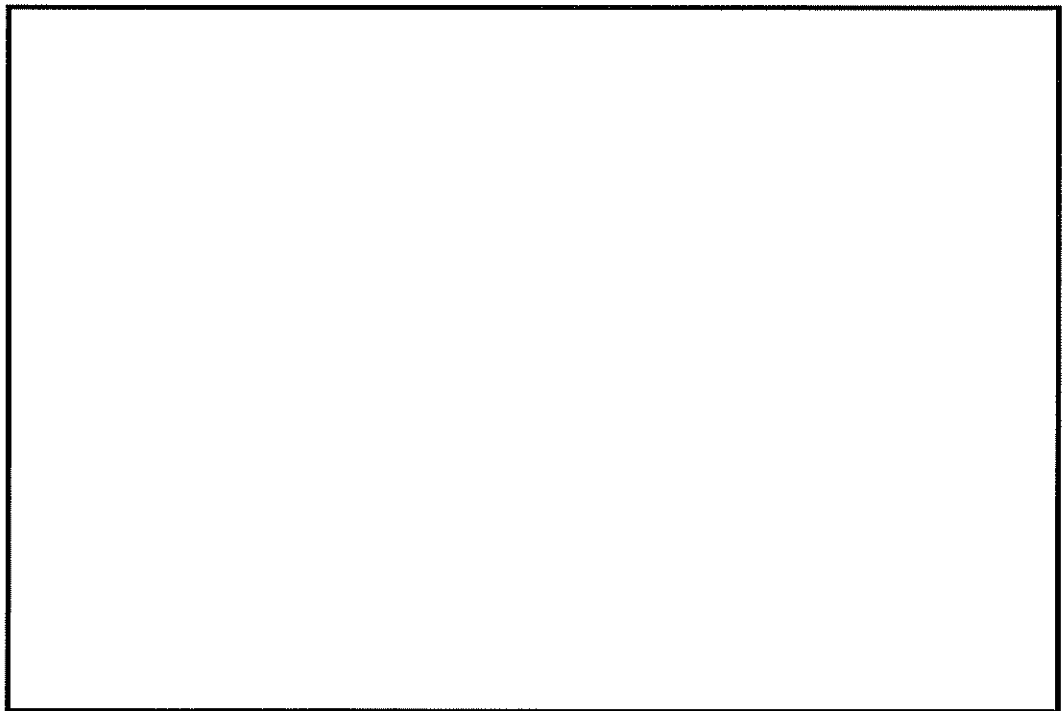


図 16.4-5 (31) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



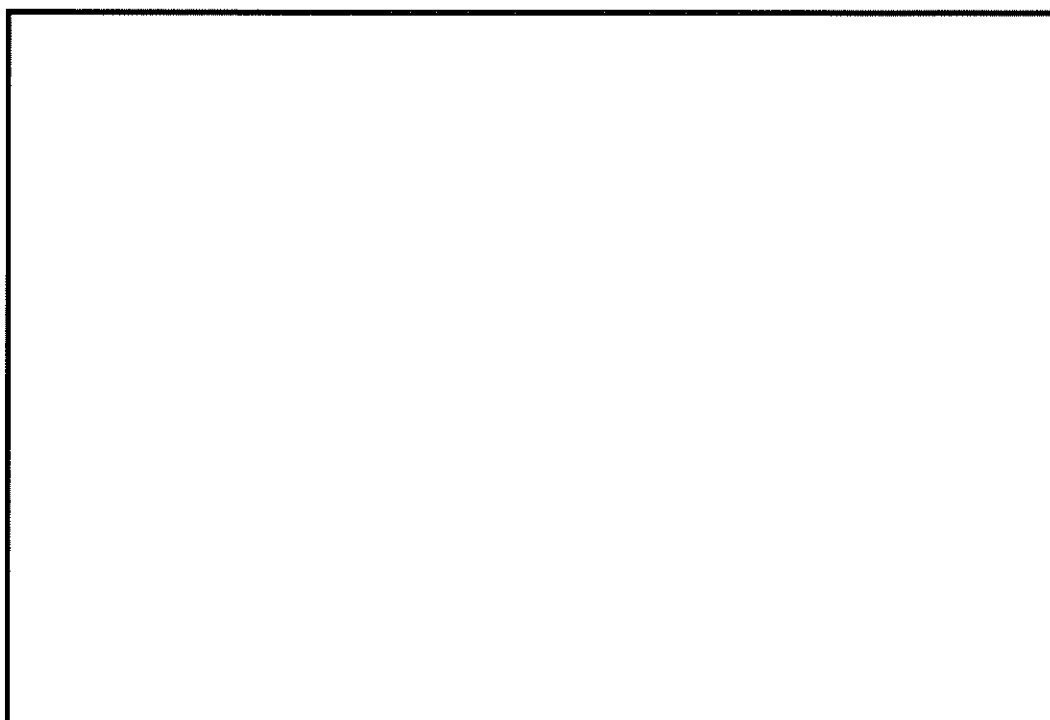


図 16.4-5 (32) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

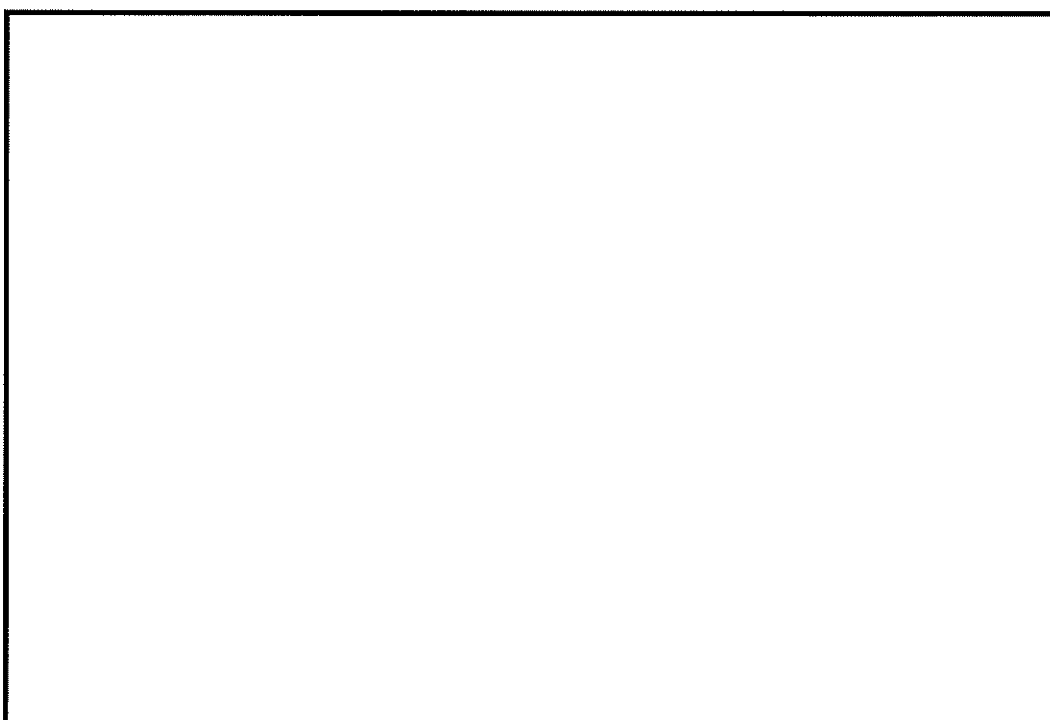


図 16.4-5 (33) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



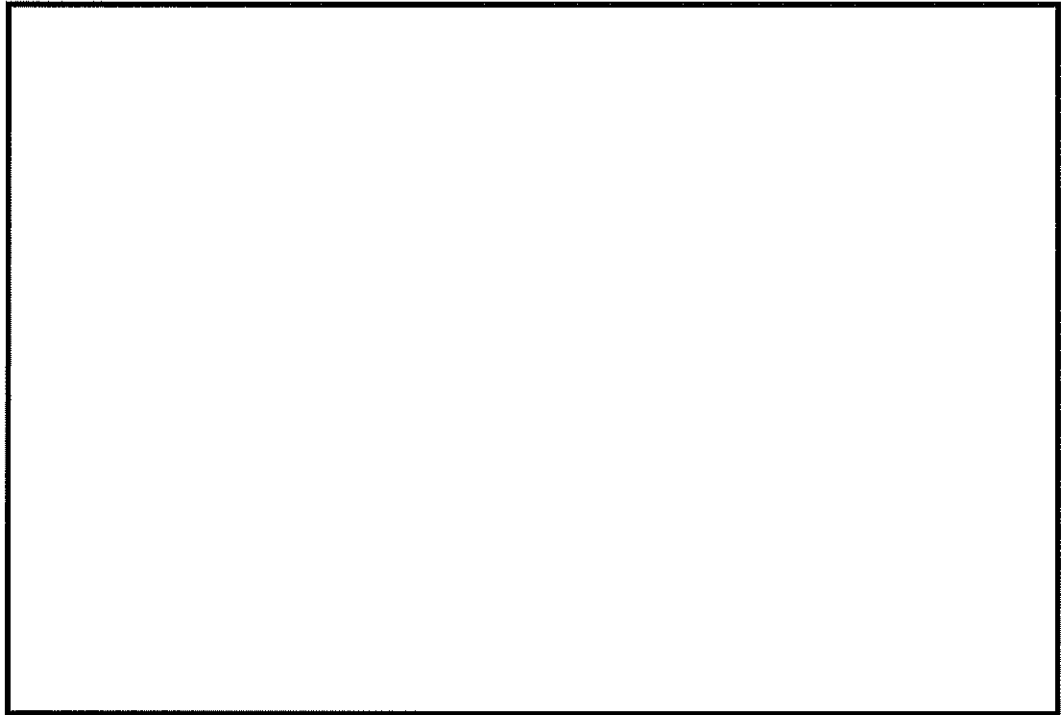


図 16.4-5 (34) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



#### 16.4.2 耐震評価結果

##### (1) 許容限界

許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### a. 鉄筋コンクリート（SA用海水ピット取水塔）の健全性に対する許容限界

SA用海水ピット取水塔は、許容応力度法による照査を行う。

表1にコンクリート及び鉄筋の許容限界を示す。

表1 鉄筋コンクリートの健全性に対する許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート*1 ( $f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$		21.0
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.825*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

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：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）

\*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「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）」に基づき設定する。

##### b. 基礎地盤の支持性能における許容限界

極限支持力度は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）により設定する。

表2に極限支持力度を示す。

表2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	5962



(2) 評価方法

SA用海水ピット取水塔の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した照査用応答値が、設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 鉛直部材の構造部材の健全性評価

鉄筋コンクリートの鉛直断面の曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した発生応力が許容限界以下であることを確認する。

①－①断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図1に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図2に示す。

②－②断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図3に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図4に示す。



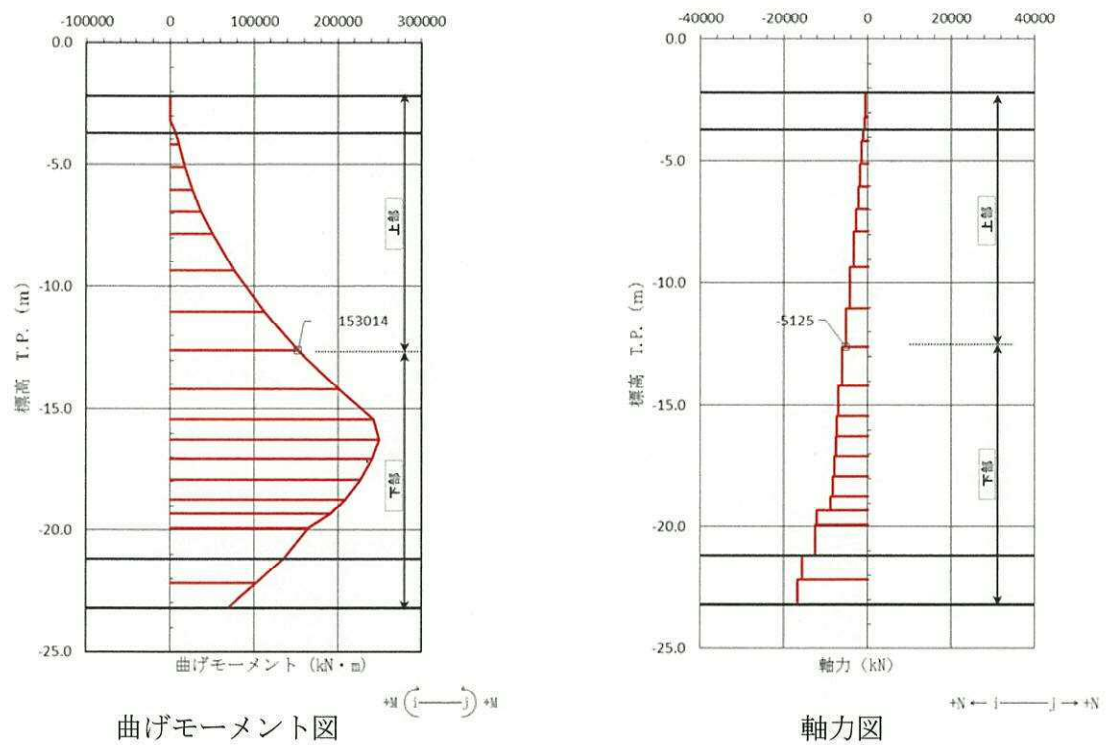
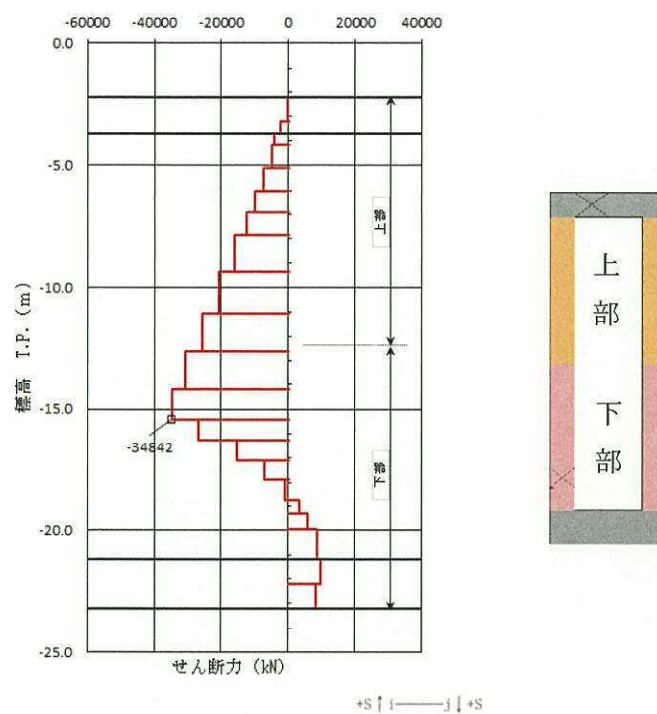


図1 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (①-①断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.86$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





せん断力図

図2 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(①-①断面,  $S_s - D1$ ,  $t = 53.86$  s)

(解析ケース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)



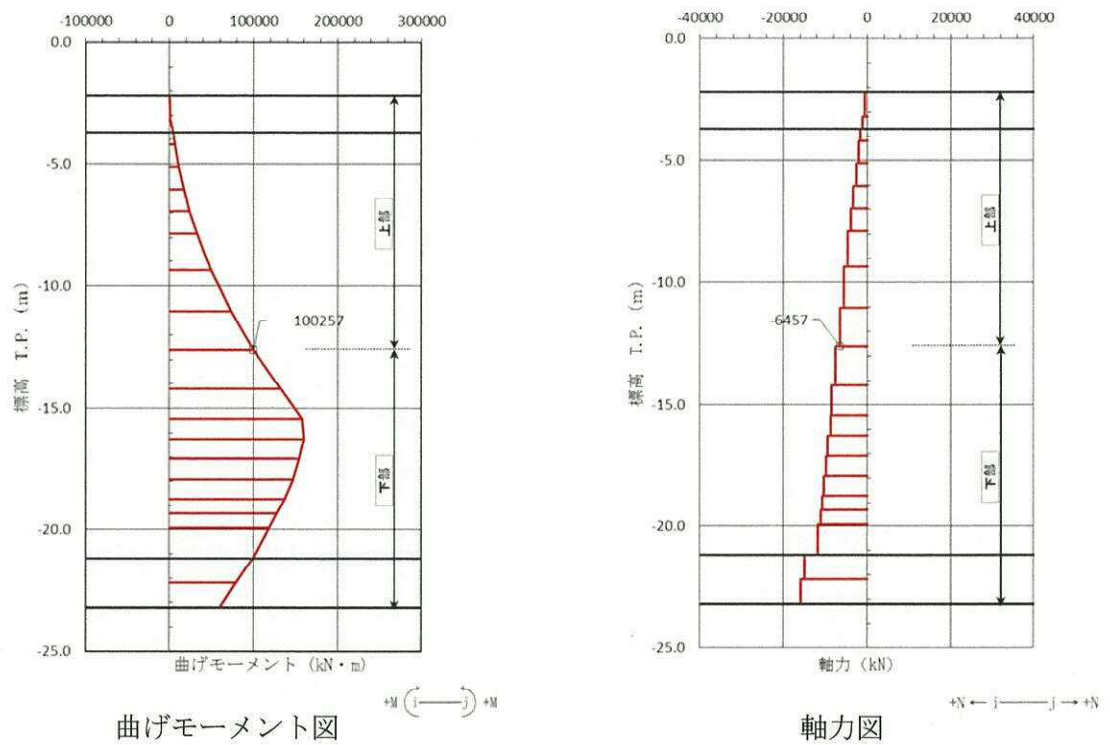
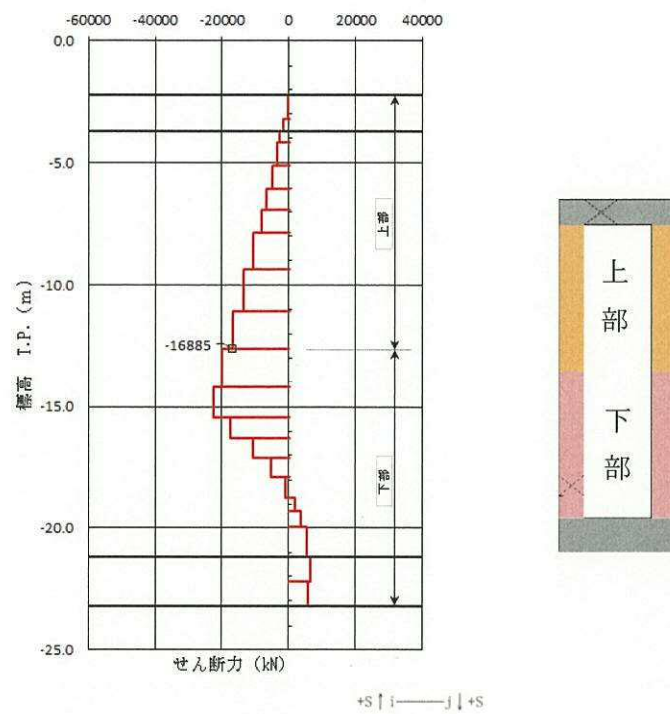


図3 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (②-②断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.88$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





せん断力図

図4 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(②-②断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.86$  s)

(解析ケース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)



b. 水平断面の構造部材の健全性評価

水平断面については、地震応答解析結果より、各部材の照査値が最も厳しい荷重条件を抽出して2次元静的フレーム解析を実施し、発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平断面に対する耐震評価は、2次元静的フレーム解析により実施する。2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。

水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を-5に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図6に示す。

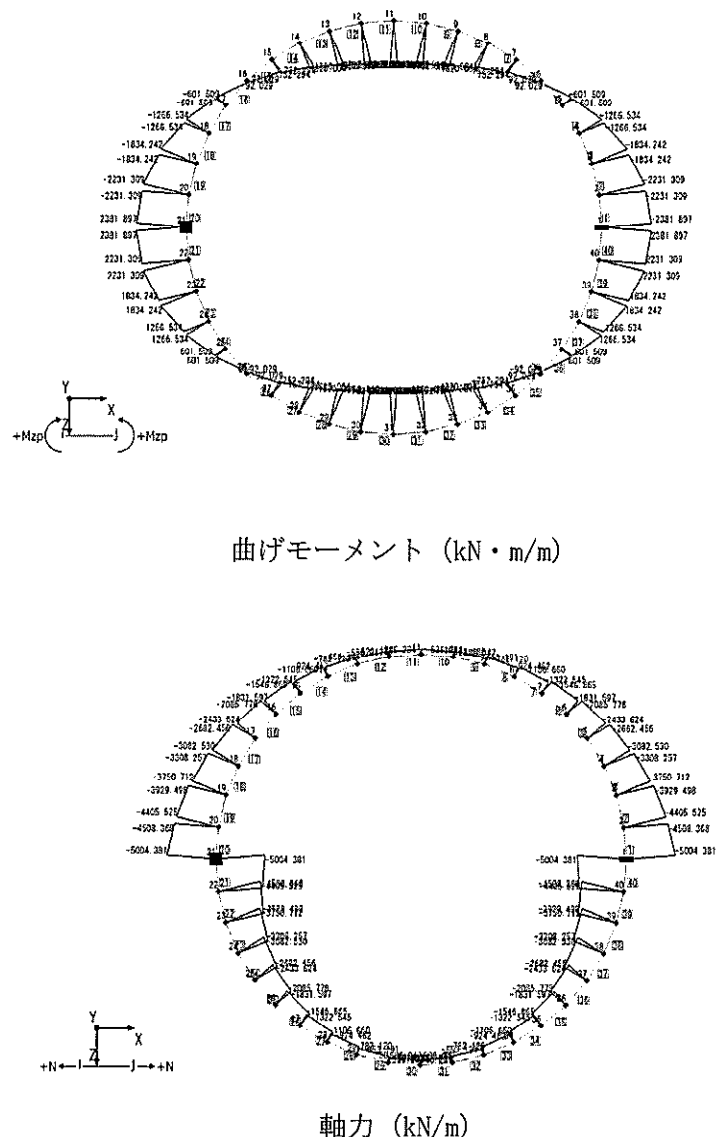
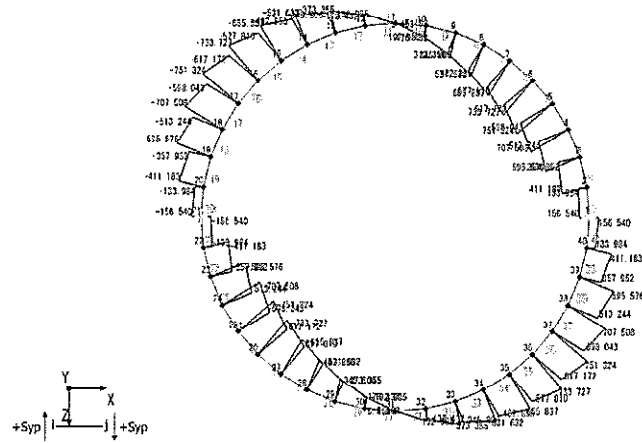


図5 水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
(下部,  $S_s$ -D1,  $t=68.98$  s)

(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)





せん断力 (kN/m)

図 6 水平断面のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
(上部,  $S_s - D1$ ,  $t = 68.98$  s)  
(解析ケース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)



c. 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じ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。

接地圧が許容限界に対して最も厳しくなる解析ケースにおいて、基礎地盤に生じる最大接地圧分布を図 7 に示す。

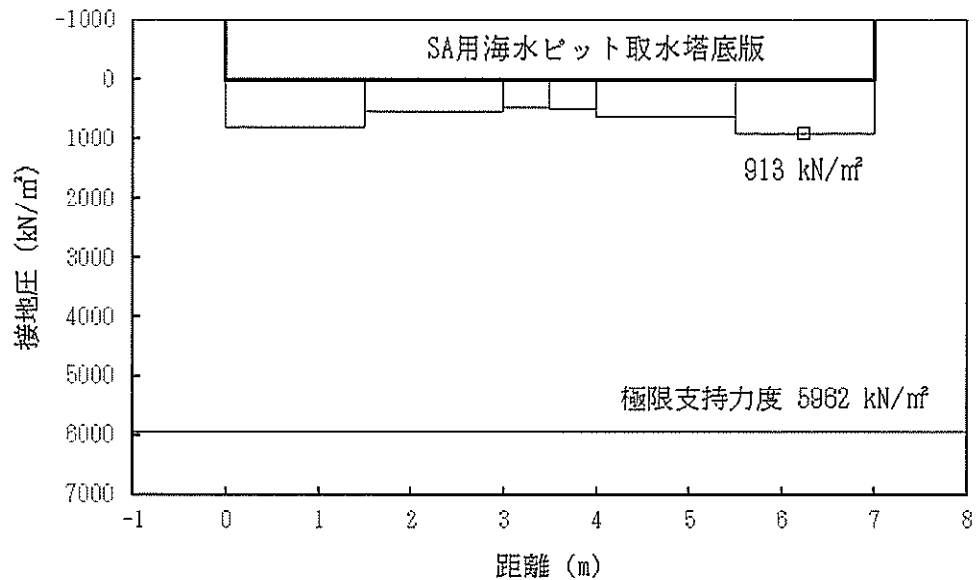


図 7 (1) ①－①断面の最大接地圧分布図 (S<sub>s</sub>－D 1)  
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

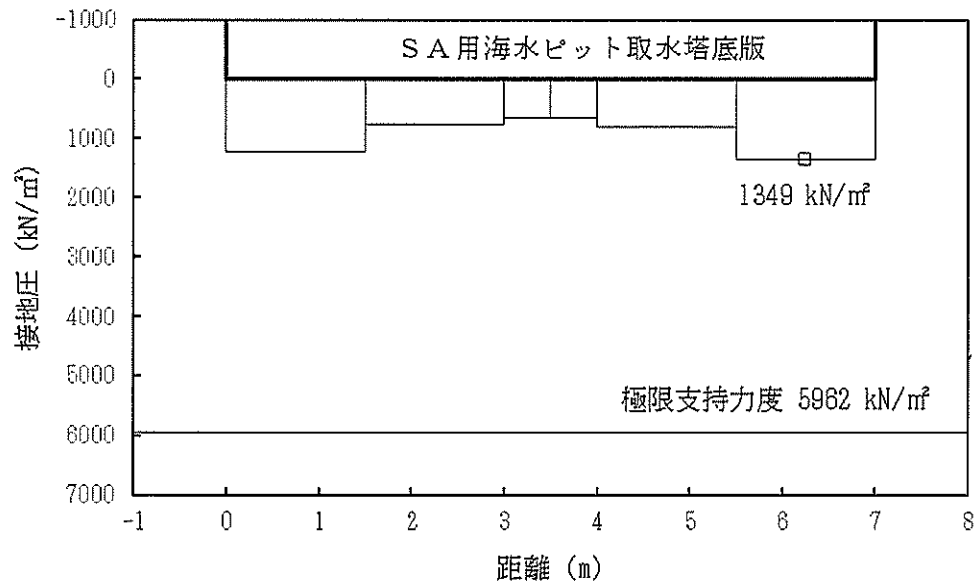


図 7 (2) ②－②断面の最大接地圧分布図 (S<sub>s</sub>－D 1)  
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



(3) 耐震評価結果

a. 構造部材の健全性に対する評価結果

a. 鉛直断面に対する評価結果

イ. 2次元有効応力解析に対する健全性評価

2次元有効応力解析により得られるコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表3に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表5に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、S A用海水ピット取水塔の鉛直断面の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



表 3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
④	S <sub>s</sub> -D1	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	8.5	21	0.41

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 3 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
④	S <sub>s</sub> -D1	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	5.5	21	0.27

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

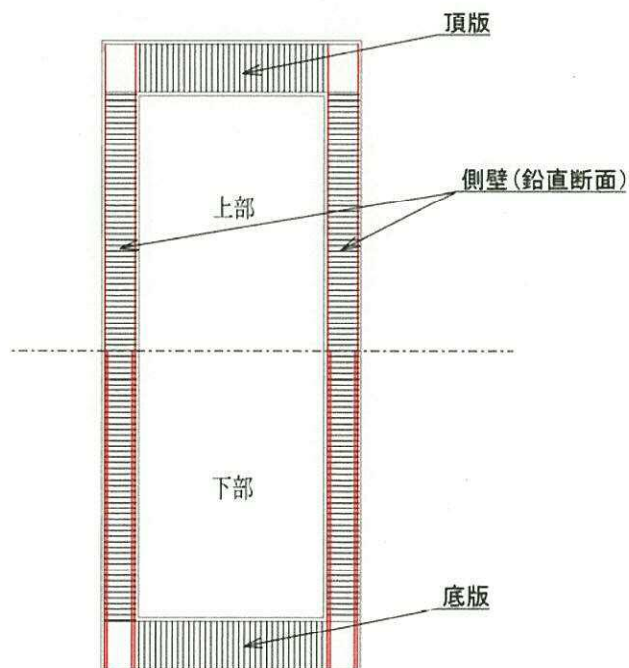




表 4 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	234	435	0.54
④	S <sub>s</sub> -D1	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	210	435	0.49

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	143	435	0.33
④	S <sub>s</sub> -D1	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	128	435	0.30

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

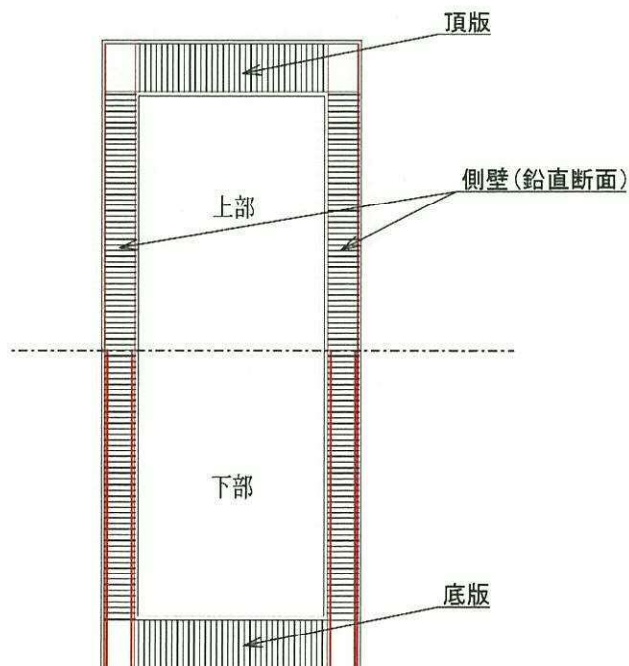




表 5 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

部位	解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①-①断面	④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
	④	S <sub>s</sub> -D1	下部				8-D32@150	34842	68321	0.51

注記 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  
評価位置は下図に示す。

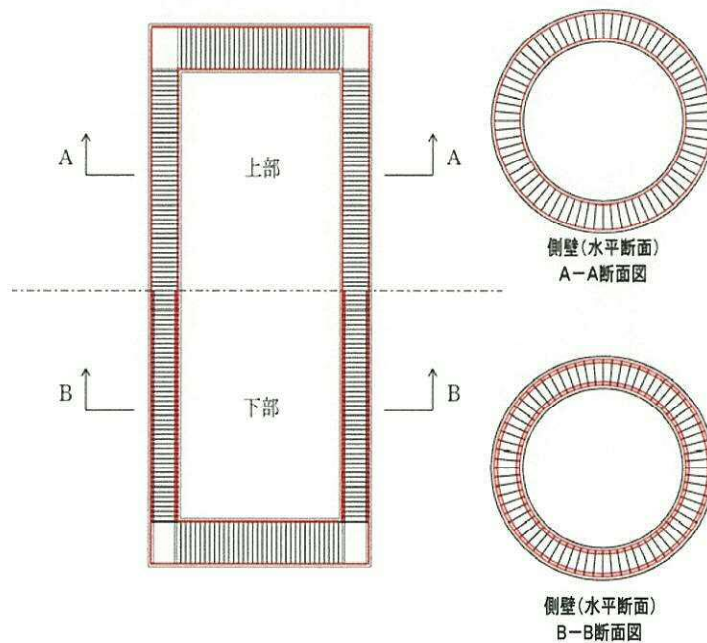
@：鉄筋の配置間隔

表 5 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震動)

部位	解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②-②断面	④	S <sub>s</sub> -D1	上部	2659	6204	5539	4-D35@150	16885	50525	0.34
	④	S <sub>s</sub> -D1	下部				8-D32@150	22481	68321	0.33

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔





ロ. 側壁と版部材の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

①-①断面、②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置、検討ケースでの評価結果を示す。表 6 に鉛直断面の評価結果を示す。2次元有効応力解析による発生応力度は、曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して算定している。曲げモーメントの算定概念図を図 8 に示す。

表 6 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析 ケース	地震動	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-①断面	④	S <sub>1</sub> -D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	2659	6204	5539	2-D51@150	33736	2009	7	21	0.34
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	2659	6204	5539	2-D51@150	1692	0	5	21	0.24
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	12	21	0.58
				有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	2659	6204	5539	2-D51@150	24519	1876	5	21	0.24
②-②断面	④	S <sub>1</sub> -D 1	下部	拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	2659	6204	5539	2-D51@150	2016	0	4	21	0.19
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	9	21	0.43

注記 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

：評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 6 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析 ケース	検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cs}$		
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・ m/m)	軸力 (kN/m)					
①-①断面	④	④ S <sub>s</sub> -D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	2659	6204	5539	2-D51@150	33736	2009	166	435	0.39
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	2659	6204	5539	2-D51@150	1692	0	68	435	0.16
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	234	435	0.54
②-②断面	④	④ S <sub>s</sub> -D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	2659	6204	5539	2-D51@150	24519	1876	117	435	0.27
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	2659	6204	5539	2-D51@150	2016	0	82	435	0.19
				合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	199	435	0.46

注記 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

：評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

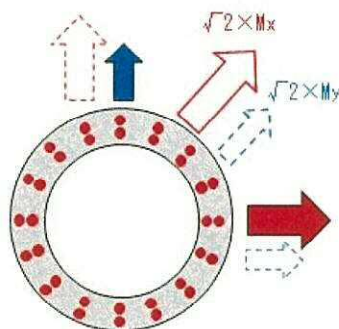


図 8 曲げモーメントの算定概念図



b. 水平断面に対する耐震評価結果

イ. 2次元静的フレーム解析に対する健全性評価

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表7に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表8に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表9に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、SA用海水ピット取水塔の水平断面の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



表7 水平断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

(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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
			地震時荷重		常時 土水圧									
			荷重 方法	方向		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
⑤	S <sub>s</sub> -D 1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D38@150	1011	1980	3.6	21	0.18
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2382	5004	8.5	21	0.41

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

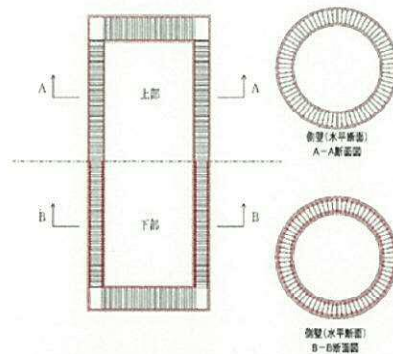


表8 水平断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

(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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			地震時荷重		常時 土水圧									
			荷重 方法	方向		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
⑤	S <sub>s</sub> －D 1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D38@150	912	69	100	309	0.33
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2114	536	179	309	0.58

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

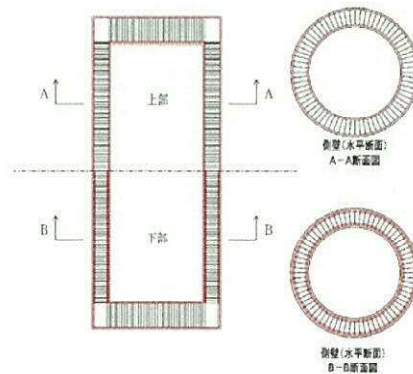




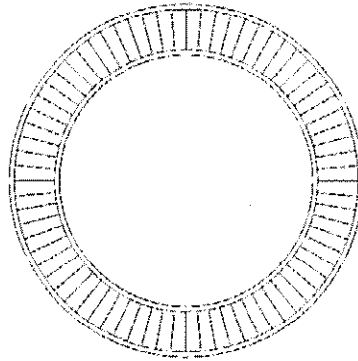
表 9 水平断面のせん断力照査結果  
(解析ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			地震時荷重		常時 土水圧							
			荷重 方法	方向		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
⑤	S <sub>3</sub> -D1	上部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1300	D13 @300×300	751	935	0.81
		下部	両押	↓ ↑	最小	1000	1500	1225	D29 @300×300	1789	2676	0.67

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。





ロ. 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震評価結果

S A用海水ピット取水塔の水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析（海水引込み管方向、海水引込み管直角方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（ $A_{s1}$ ）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（ $A_{s2}$ ）をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

①-①断面、②-②断面それぞれで地震時最大地盤反力が生じる階層、解析ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表4-8に示す。

表8（1） 鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s1}$ のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN)	腹部長 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート 許容せん断 応力度 $\tau_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 許容せん断力 $V_{cs}$ (kN)	せん断 補強筋が 負担する せん断力 $V_{s-trs}$ (kN)	必要 せん断 補強筋量		実配筋量 $A_{s1}'$ (mm <sup>2</sup> /m)	比率 $A_{s1}/A_{s1}'$
									$A_{s-trs}$ (mm <sup>2</sup> /組)	$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m)		
①-① 断面	④ S s - D 1	下部	5616	2659	5539	0.825	5283	333	25.38	42.3	30400	0.01
②-② 断面	④ S s - D 1	上部	2722	2659	5539	0.825	5283	333	0	0	42357	0.00

注記 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

Ⓢ：鉄筋の配置間隔

評価位置は次頁に示す。

表8（2） 側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで  
算定する曲げ軸力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s2}$ のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	断面性状			鉄筋種別	発生断面力		短期許容 応力度 $\sigma_{ss}$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	実配筋量 $A_{s2}'$ (mm <sup>2</sup> /m)	比率 $A_{s2}/A_{s2}'$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-① 断面	④ S s - D 1	下部	2659	1500	1300	SD390	1482	316	309	4216	42357	0.10
②-② 断面	⑤ S s - D 1	上部	2659	1500	1300	SD390	2114	536	309	6014	30400	0.20

注記 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

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

Ⓢ：鉄筋の配置間隔

評価位置は次頁に示す。



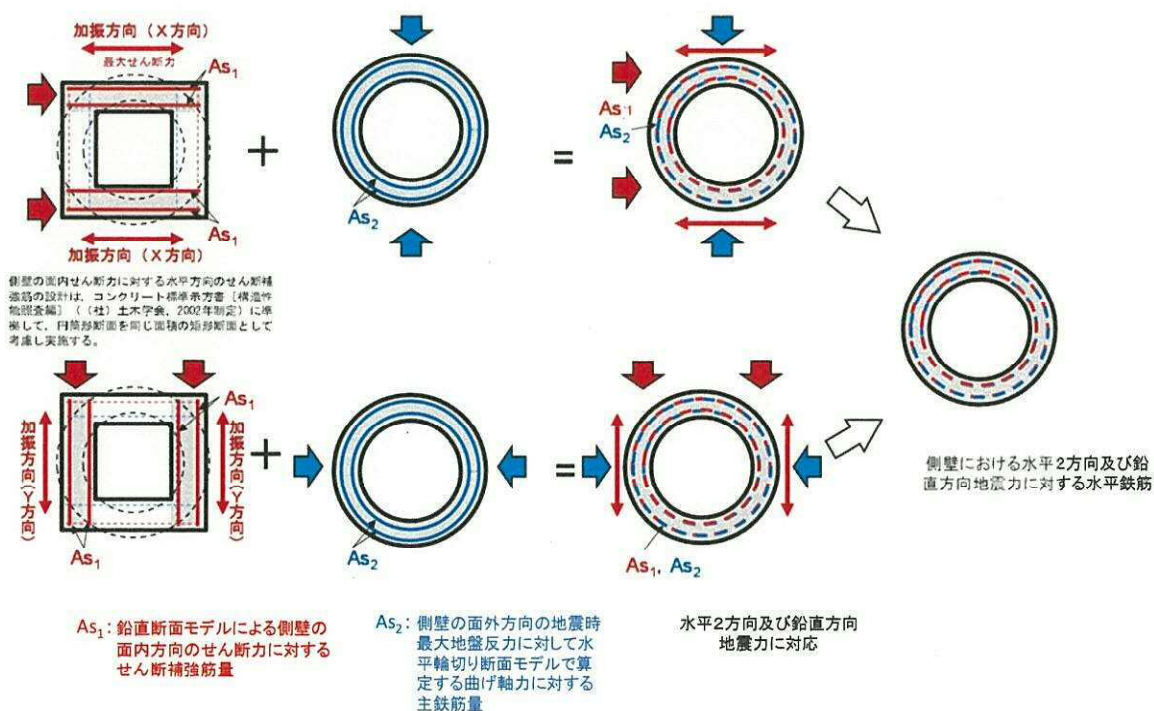
ハ. セン断補強筋量と主鉄筋量の足し合わせ

立坑の水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量 ( $A_{s1}$ ) と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量 ( $A_{s2}$ ) を足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを表9により確認した。

せん断補強筋量 ( $A_{s1}$ ) と主鉄筋量 ( $A_{s2}$ ) の足し合わせによる水平鉄筋の設計イメージを下図に示す。

表9  $A_{s1}$  の必要鉄筋量と  $A_{s2}$  の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量と実配筋量との比率

方向	評価位置	鉛直断面の せん断力に 対する 必要鉄筋量 $A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m)	水平断面の 曲げ軸力に 対する 必要鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	① 合計必要 鉄筋量 $A_{s1} + A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	② 実配筋量 $A_s$ (mm <sup>2</sup> /m)	比率 ① / ②
②-② 断面	上部	0	6014	6014	42357	0.15
①-① 断面	下部	42	4216	4258	30400	0.14





c. 頂版に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4-10 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4-11 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 4-12 に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、S A用海水ピット取水塔の頂版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



表 10 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
①	S <sub>s</sub> -D 1	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 10 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
①	S <sub>s</sub> -2 1	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

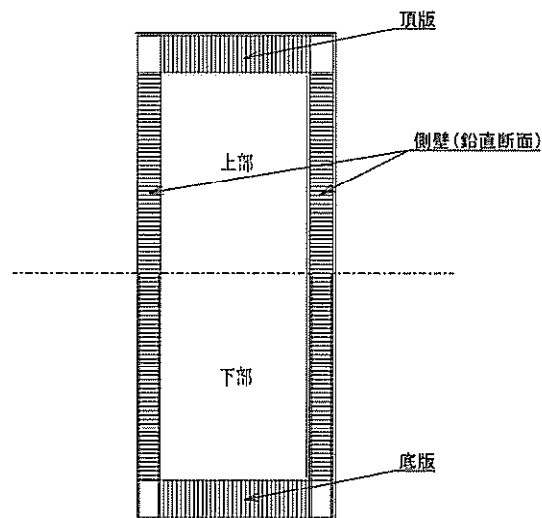




表 11 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
①	$S_s - D1$	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 11 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
①	$S_s - 21$	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

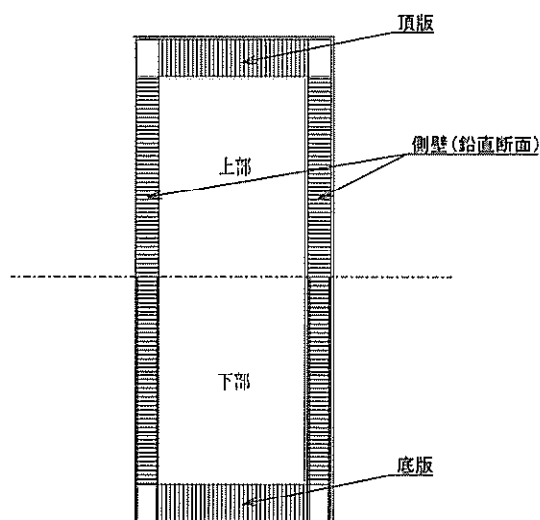




表 12 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -D 1	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

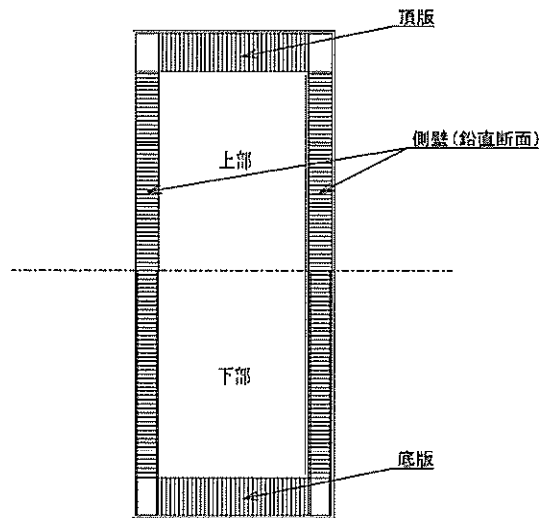
表 12 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -2 1	頂版	1000	1500	1300	-	215	715	0.31

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。





d. 底版に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4-15 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4-16 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 4-17 に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、S A用海水ピット取水塔の底版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



表 13 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
③	$S_s - D1$	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	3.4	21	0.17

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 13 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
⑥	$S_s - D1$	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	4.1	21	0.20

注記 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

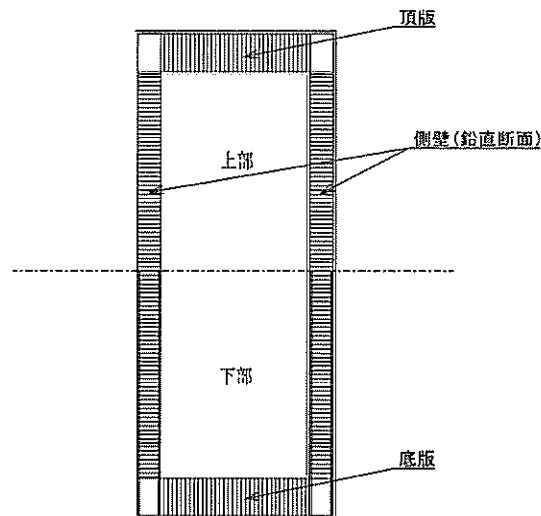




表 14 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
③	S <sub>u</sub> -D1	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	107.6	435	0.25

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 16 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{cu}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cu}$
			部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
⑥	S <sub>u</sub> -D1	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	127.1	435	0.30

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

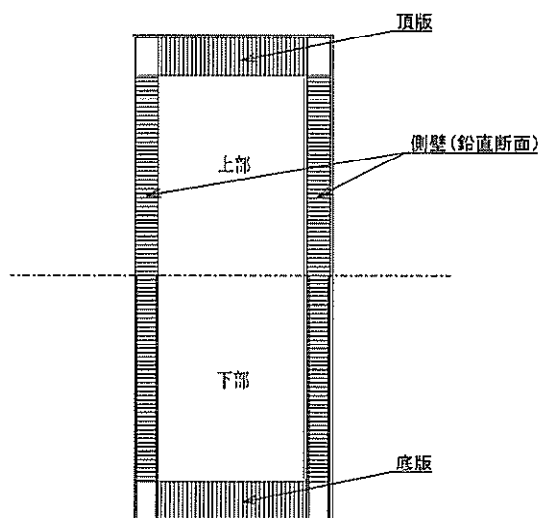




表 17 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	S <sub>s</sub> -D 1	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	1723	3932	0.44

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (−1σ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

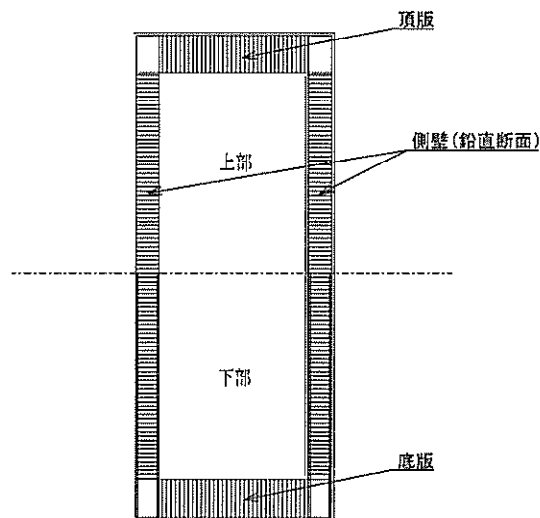
表 17 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
⑥	S <sub>s</sub> -D 1	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	2042	3932	0.52

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。





e. 概略配筋図

図 6 に概略配筋図を示す。

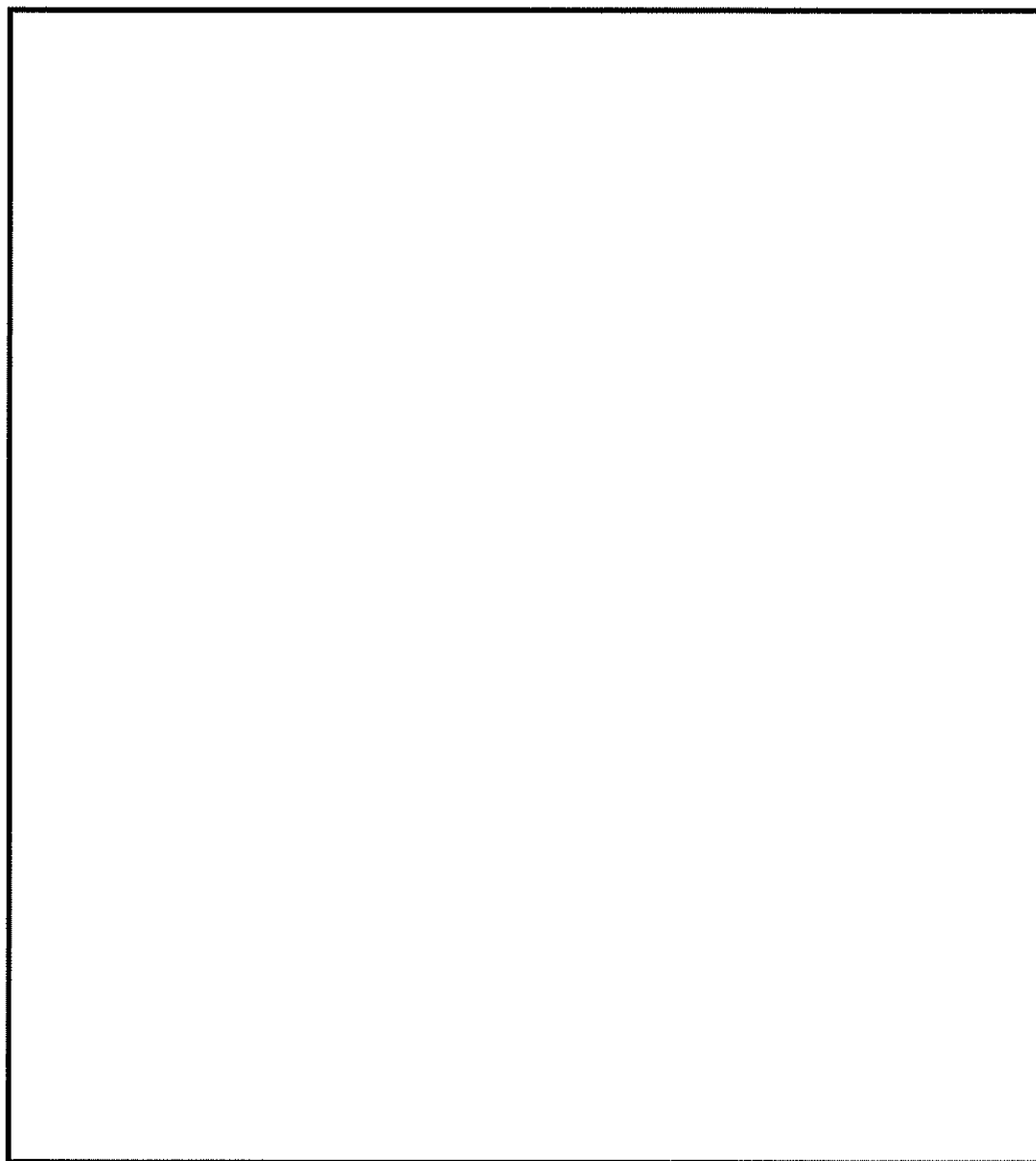


図 4-6 概略配筋図



(4) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 4-18 に示す。

S A用海水ピット取水塔の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4-18 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
①	S <sub>s</sub> -D 1	913	5962

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4-18 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
①	S <sub>s</sub> -D 1	1349	5962

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



### 16.4.3 内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価

#### (1) 許容限界

許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）許容限界については、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成24年3月）及びダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会、平成25年6月）に基づき、表1のとおり設定する。

短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮するが、1.5倍の割増しを考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超える場合は、降伏応力度を短期許容応力度とする。

なお、使用する鋼材の中で、許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮した値が降伏応力度を超えるため、降伏応力度を許容限界とする鋼材に該当するのはSUS304である。

表1 鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）の健全性に対する許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼材	SM400 <sup>*1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	210
		短期許容せん断応力度 $\tau_{al}$	120
	SUS304 <sup>*2</sup>	短期許容支圧応力度 $\sigma_c$	205
		短期許容引張応力度 $\sigma_t$	160
	SUS329J4L <sup>*3</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	338
		短期許容せん断応力度 $\tau_{al}$	195

注記 \*1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成24年3月）

\*2：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会、平成25年6月）

\*3：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成25年6月）」に基づき、「ステンレス鋼については、0.2%永久ひずみに相当する応力度を0.2%耐力として降伏点にかえ、安全率を2.0程度として許容応力を定める」に準拠する。



(2) 評価方法

a. 内部配管

2次元有効応力解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，S A用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管並びにリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。内部配管の応力照査モデルの概念図を図1に示す。

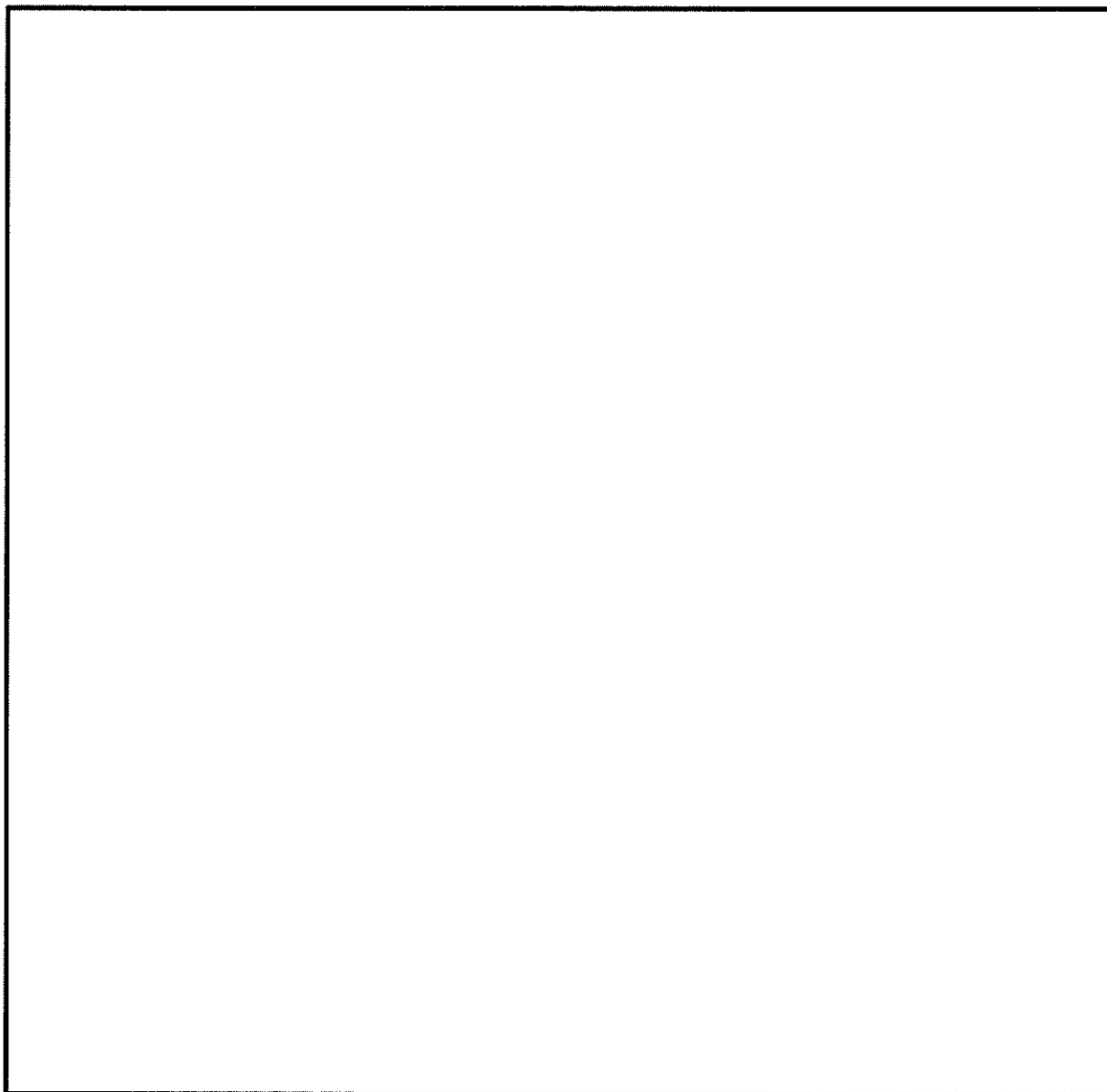


図1 S A用海水ピット取水塔 内部配管の応力照査モデル概念図



#### イ. 内部配管

内部配管に対する耐震評価においては、2次元静的フレーム解析により算出した断面力により照査を実施する。2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。

なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。

##### ・曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- $\sigma$  : 曲げ軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)
- $Z$  : 内部配管の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $N$  : 軸力 (N)
- $A$  : 内部配管の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

##### ・せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここで、

- $\tau$  : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S$  : せん断力 (N)
- $A$  : 内部配管の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)



ロ. リングガーダの評価方法

リングガーダについては、円周等分布荷重が作用する 1 点支持のリングとして評価する。

モーメント：M

$$M = 0.23873 \cdot W \cdot R \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

軸力

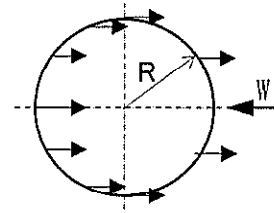
$$N = -0.23873 \cdot W \quad (\text{N})$$

せん断力

$$Q = -0.5 \cdot W \quad (\text{N})$$

R：リングガーダ中立軸における半径(mm)

W：管に作用する作用荷重



ハ. 固定部アンカーボルトの評価方法

アンカーボルトについては、内部配管を支持する部材として、取付け箇所作用する曲げ軸応力及びせん断応力からアンカーボルト 1 本当りに作用する引張応力度とせん断応力度を算出して評価する。また、コンクリートについてはアンカーボルトに作用する引張力がコーン状破壊により決まる許容引張荷重以下となることを確認する。図 2 に固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図を示す。

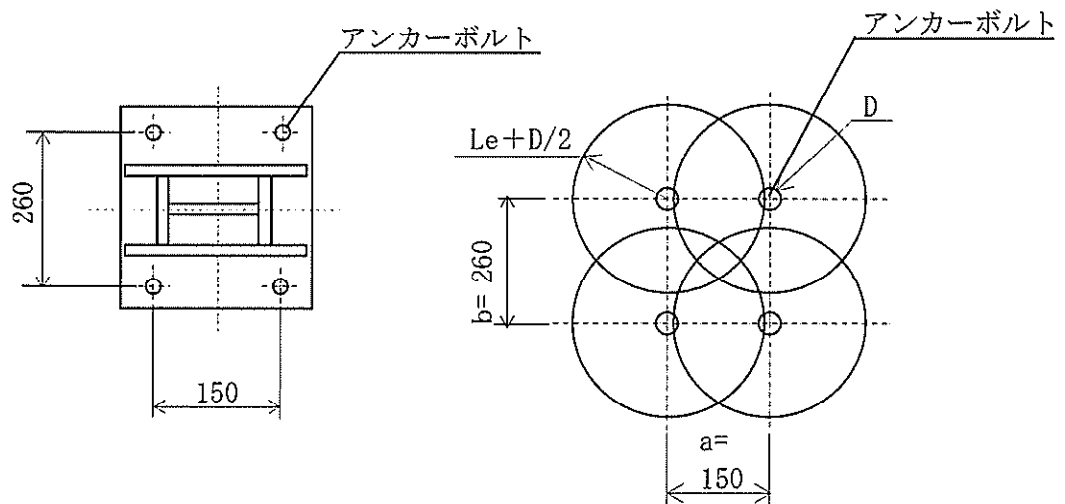


図 2 固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図



b. 上段鋼製蓋

2次元有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して、  
図3に示す上段鋼製蓋各部位の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

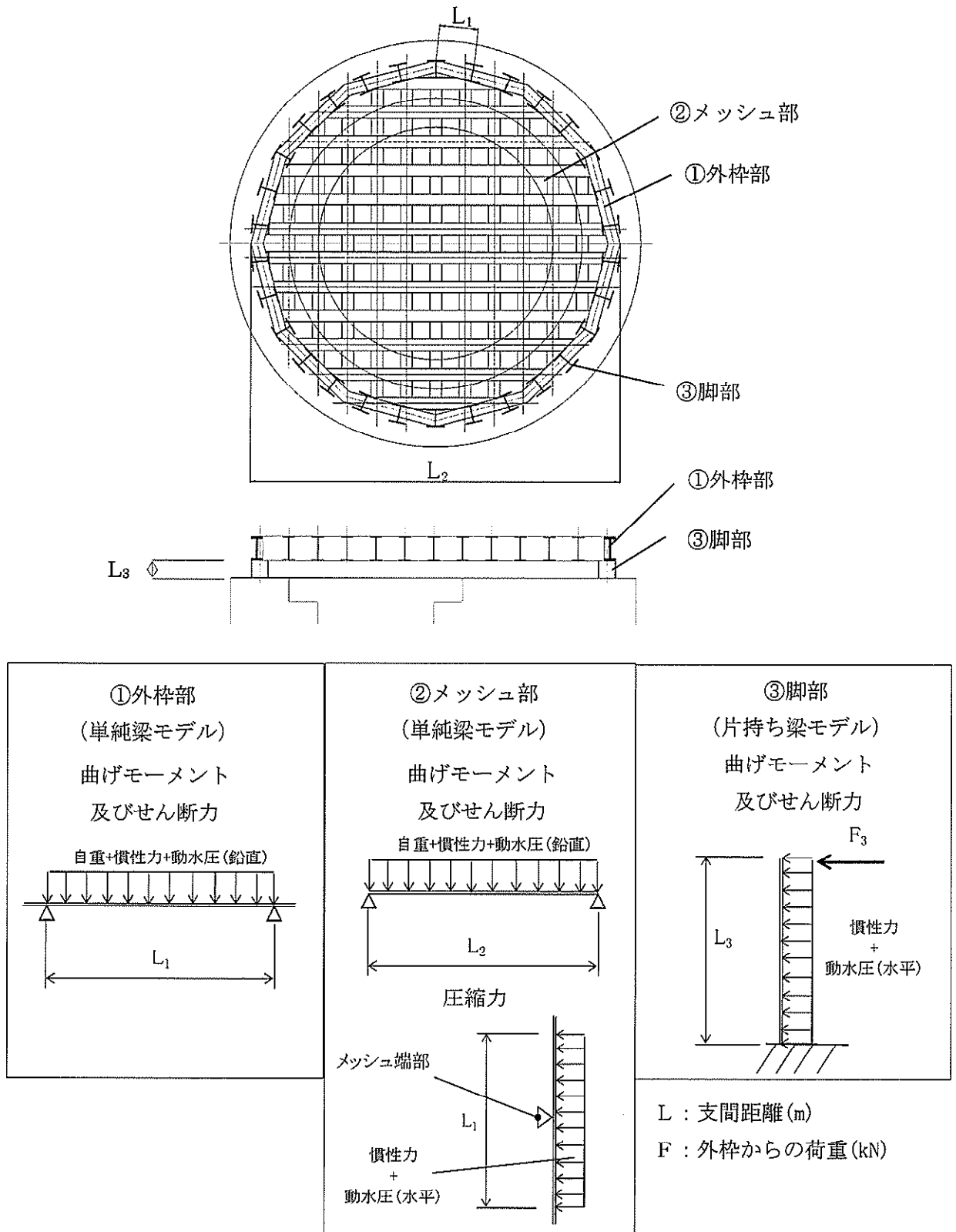


図3 上段鋼製蓋平面図及び計算用梁モデル図



(3) 耐震評価結果

a. 内部配管の評価結果

イ. 内部配管の照査結果

内部配管の座屈照査結果を表 2 に、内部配管の曲げ軸力照査結果を表 3 に、内部配管のせん断力照査結果を表 4 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 2 内部配管の座屈力照査結果（外圧作用時）

位置	発生座屈力 P (N/mm <sup>2</sup> )	許容座屈力 Pk (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
内部配管最下端	0.15	0.99	0.16

注記：内部配管：SM400，φ 1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 3 内部配管の曲げ軸力照査結果

断面	状態	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①—① 断面	M <sub>max</sub>	911	142	76	210	0.37
	N <sub>max</sub>	908	384	81	210	0.39
	N <sub>min</sub>	1.5	-100	-2	210	0.00
②—② 断面	M <sub>max</sub>	1200	106	98	210	0.47
	N <sub>max</sub>	1200	106	98	210	0.47
	N <sub>min</sub>	1200	-125	92	210	0.44

注記：内部配管：SM400，φ 1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 4 内部配管のせん断力照査結果

断面	状態	せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①—① 断面	S <sub>max</sub>	368	8.8	120	0.08
②—② 断面	S <sub>max</sub>	459	11.0	120	0.10

注記：内部配管：SM400，φ 1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）



ロ. リングガーダの照査結果

リングガーダの曲げ軸力照査結果を表 5-5 に、せん断力照査結果を表 5-6 に示す。  
許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 5 リングガーダの曲げ軸力照査結果

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
24.9	36.1	132	210	0.63

注記 : リングガーダ : SM400, I-150×150×12×12

表 6 リングガーダのせん断力照査結果

せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
75.6	9	120	0.08

注記 : リングガーダ : SM400, I-150×150×12×12

ハ. 固定アンカーボルトの照査結果

リングガーダ固定アンカーボルトの引張応力照査結果を表 5-7 に、引抜き力照査結果を表 5-8 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 7 固定アンカーボルトの引張力照査結果

アンカーボルト 仕様	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
M20 (SUS304)	80.4	160	0.51

表 8 固定アンカーボルトの引抜き力照査結果

コンクリートの 設計基準強度	引抜き力 (kN)	短期許容引抜き力 (kN)	照査値
40 N/mm <sup>2</sup>	75.6	128.8	0.59



#### 16.4.4 上段鋼製蓋の評価結果

##### (1) 外枠部の照査結果

外枠部の曲げ軸力照査結果を表 9 に、せん断力照査結果を表 10 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 9 外枠部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	0.5	1.0	338	0.003

表 10 外枠部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	3.3	0.1	195	0.001

##### (2) メッシュ部の照査結果

メッシュ部の曲げ軸力照査結果を表 11 に、せん断力照査結果を表 12 に、圧縮照査結果を表 13 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 11 メッシュ部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

表 12 メッシュ部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	2.1	0.7	195	0.004



表 13 メッシュ部の圧縮照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

## (3) 脚部の照査結果

脚部の曲げ軸力照査結果を表 14 に、せん断力照査結果を表 15 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果、部材が許容限界以下であることを確認した。

表 14 脚部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	1.3	1.0	338	0.003

表 15 脚部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	5.7	0.5	195	0.003



#### 16.5 構造概要図

構造概要図を図 1 に示す。

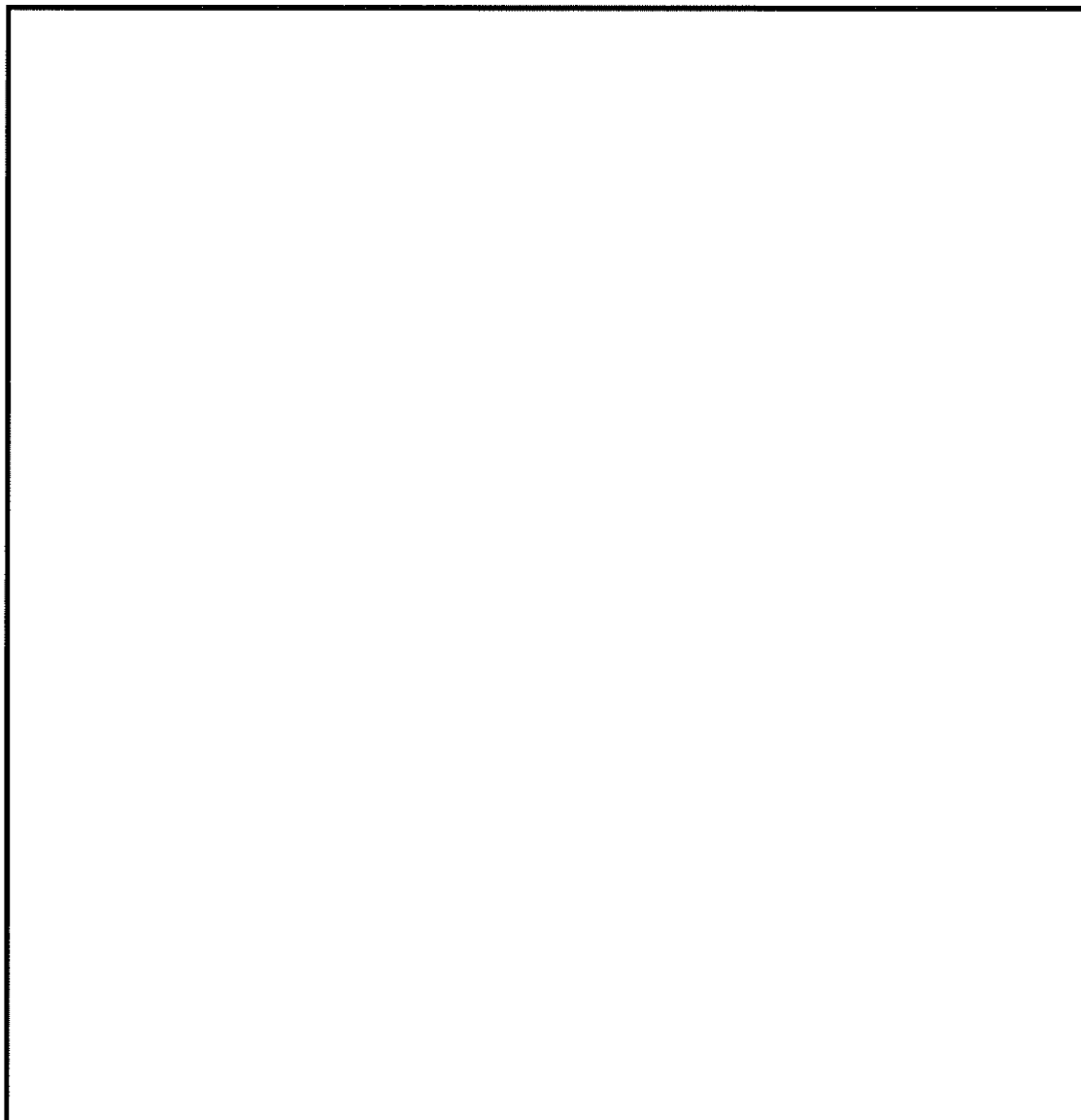


図 1 S A用海水ピット取水塔の構造概要図



S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価に関する参考資料



## 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、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。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析によるモード図を図 16-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 16-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造物系全体がせん断変形しているモードを選定している。構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造物系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 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については 5 %（J E A G 4 6 0 1-1987）とする。



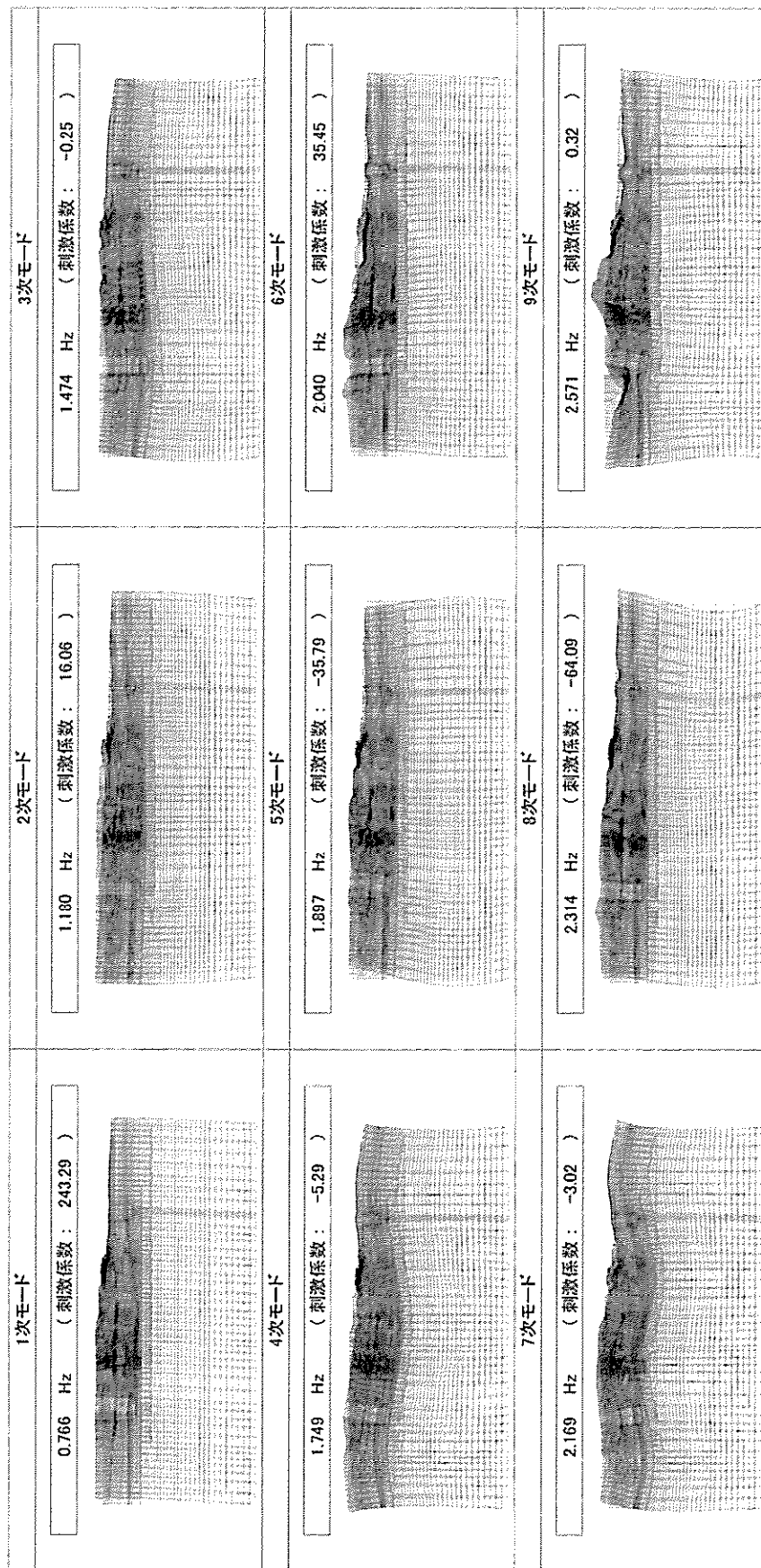
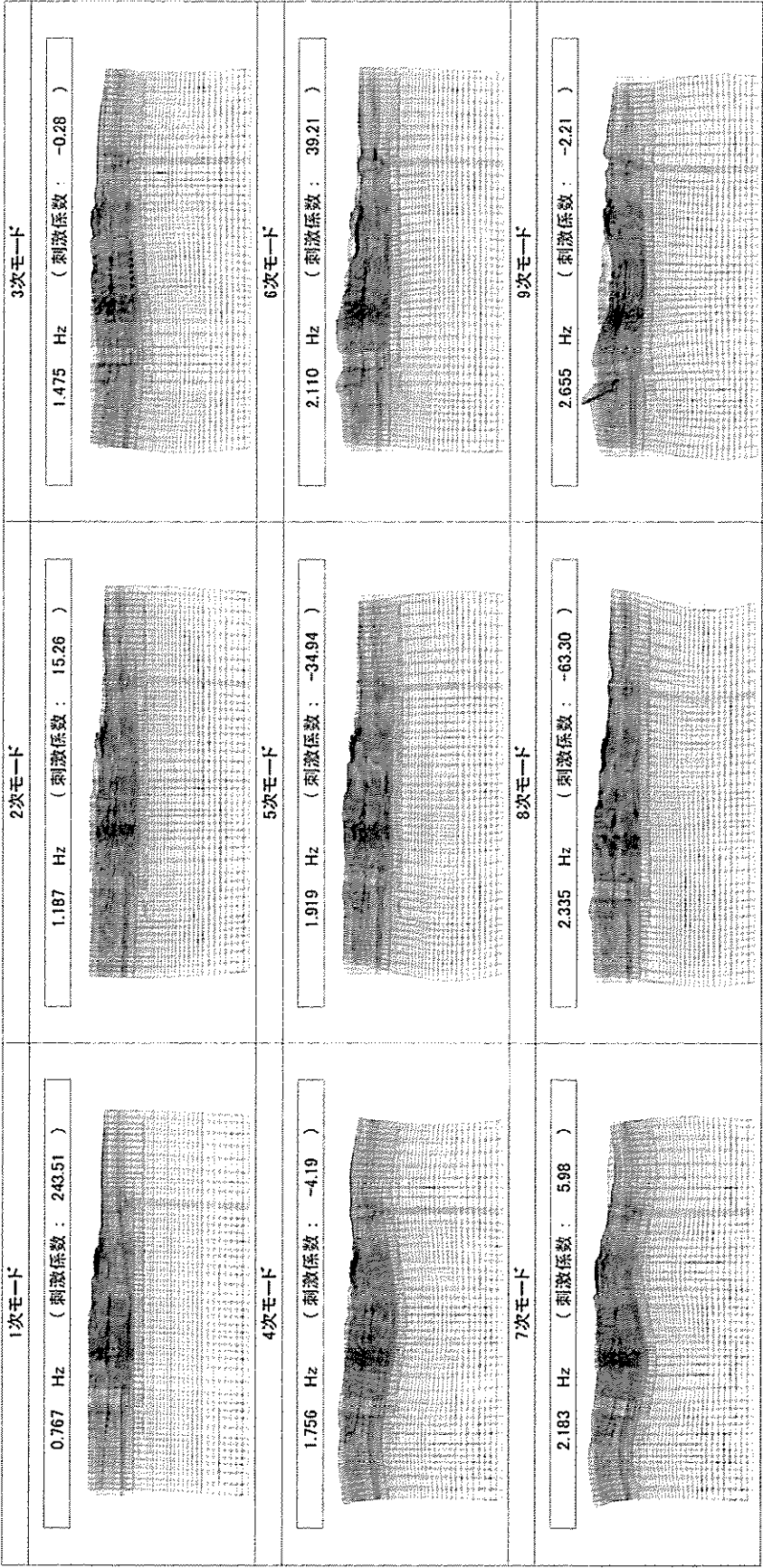


図 16-1(1) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)





速報 図 16-1(2) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



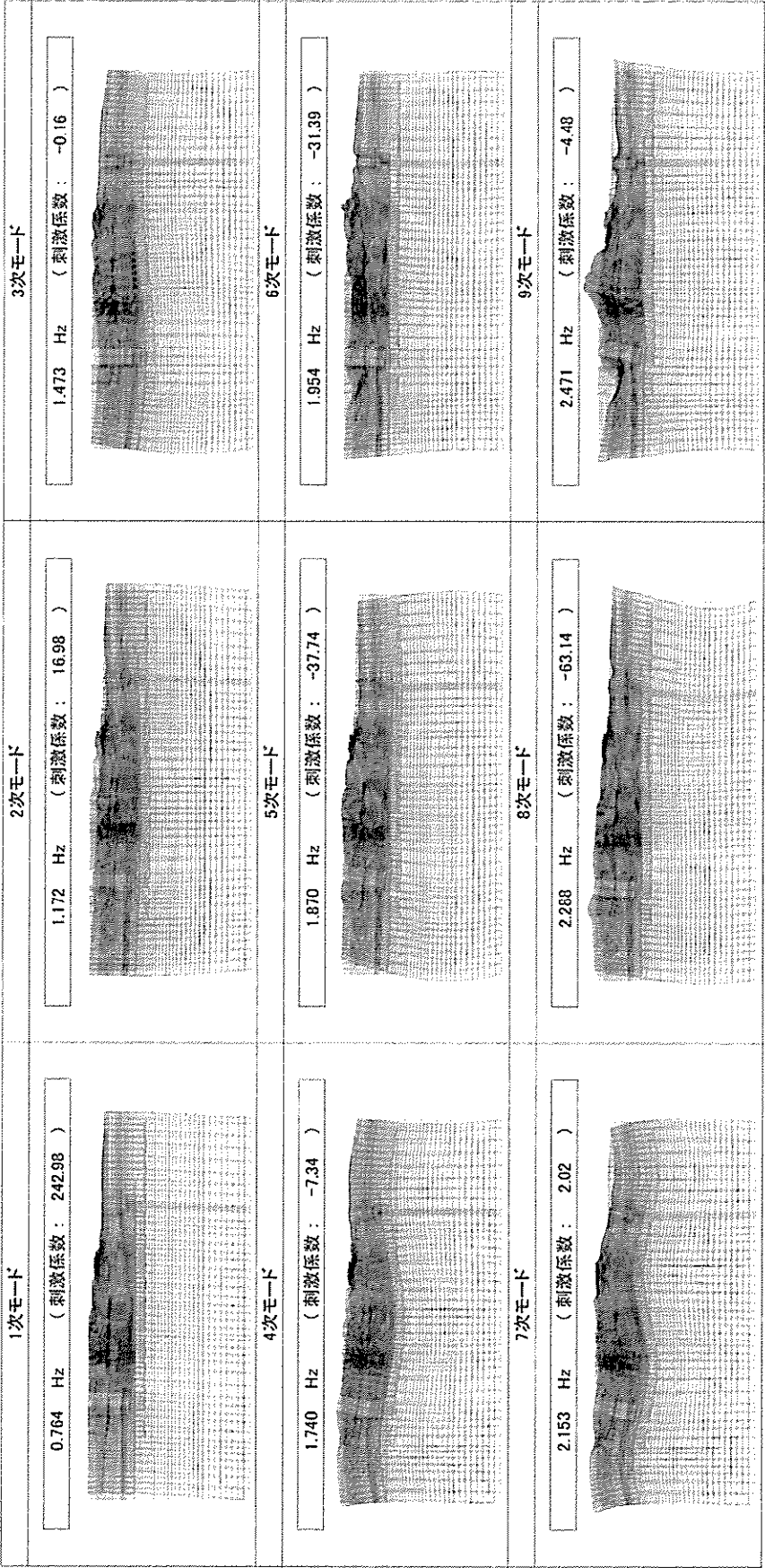


図 16-1 (3) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



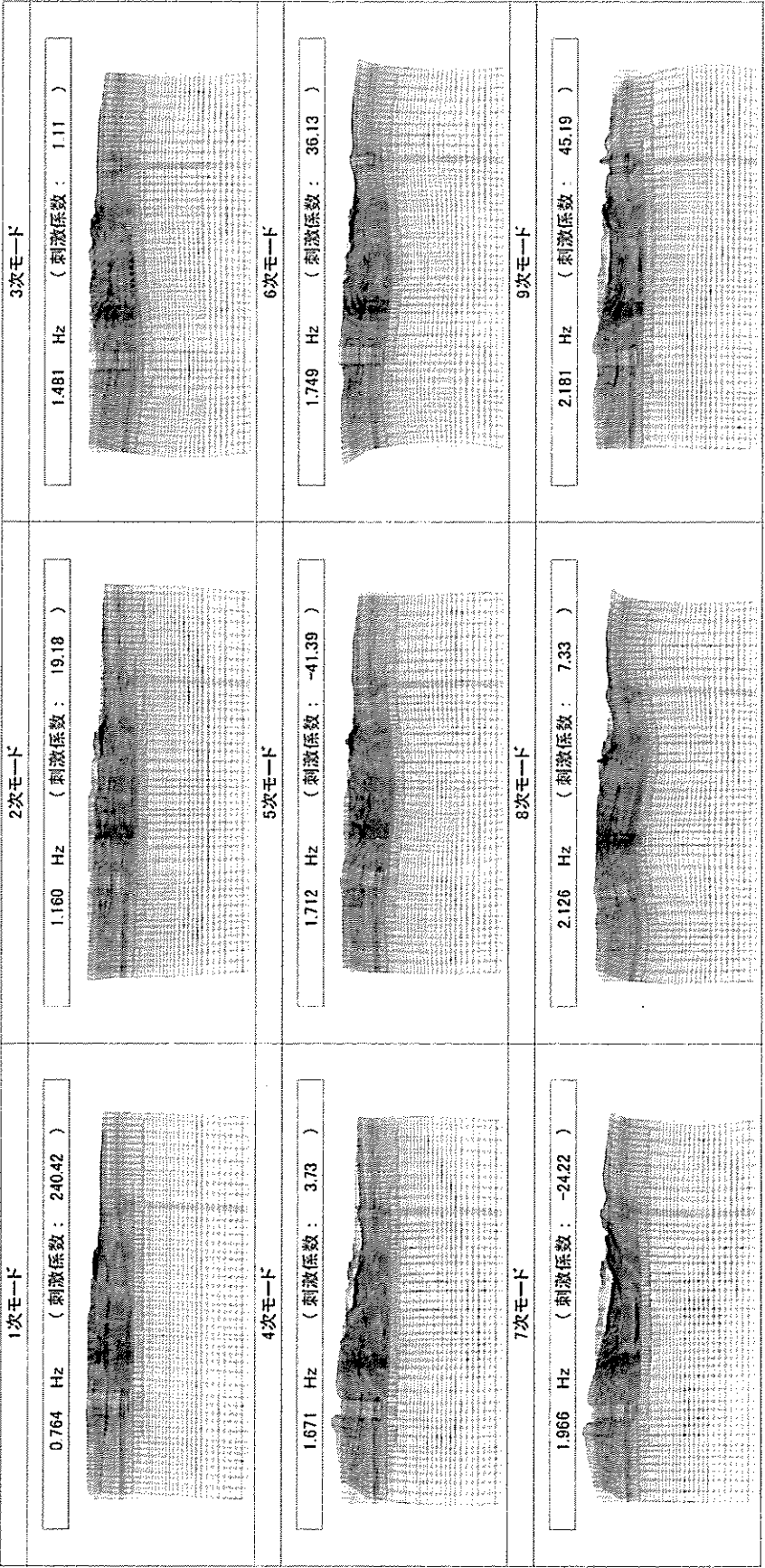


図 16-1(4) S A用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)  
 (①—①断面)



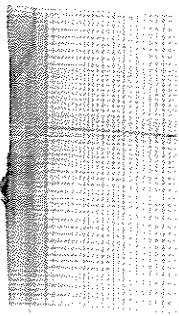
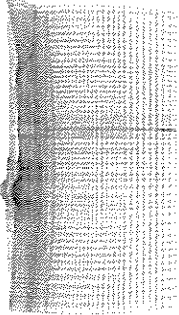

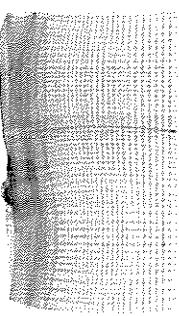
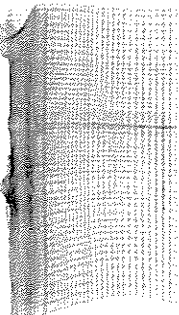
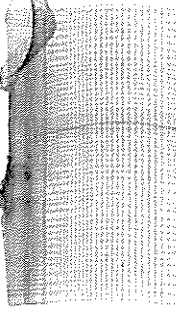

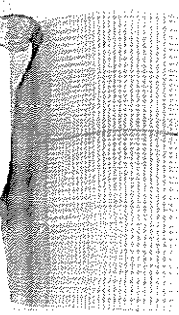

1次モード	2次モード	3次モード
0.810 Hz ( 刺激係数 : 196.35 ) 	1.417 Hz ( 刺激係数 : -5.14 ) 	1.658 Hz ( 刺激係数 : 18.61 ) 
4次モード	5次モード	6次モード
1.799 Hz ( 刺激係数 : 5.66 ) 	2.201 Hz ( 刺激係数 : 34.40 ) 	2.378 Hz ( 刺激係数 : 44.49 ) 
7次モード	8次モード	9次モード
2.432 Hz ( 刺激係数 : -8.05 ) 	2.528 Hz ( 刺激係数 : 28.58 ) 	2.928 Hz ( 刺激係数 : -15.81 ) 

図 16-1(5) S A用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
(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  
(②-②断面))



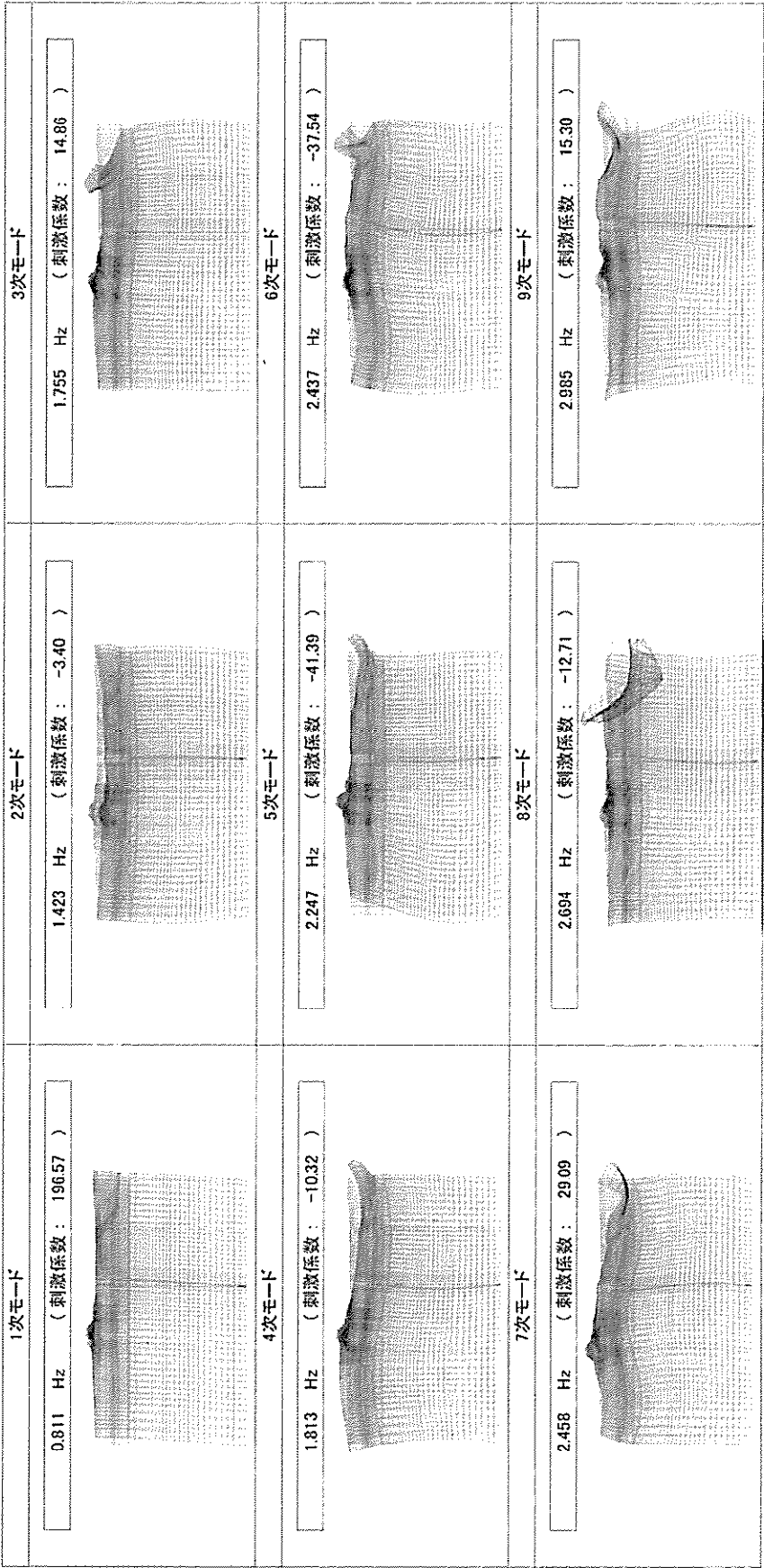


図 16-1(6) SA用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



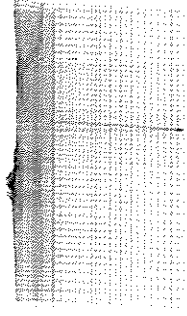
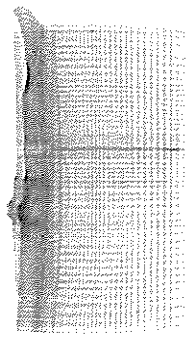
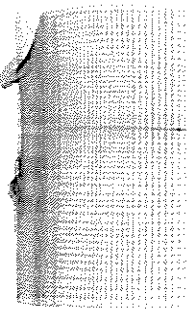
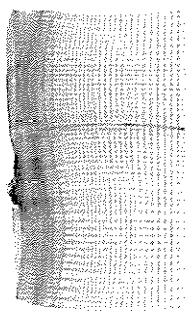
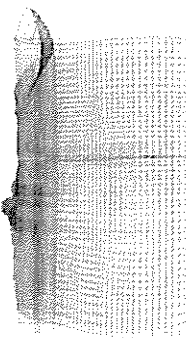
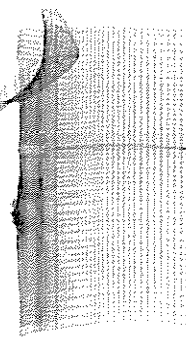
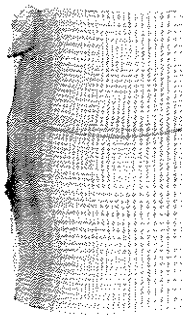
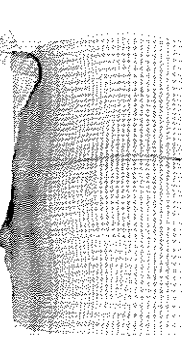
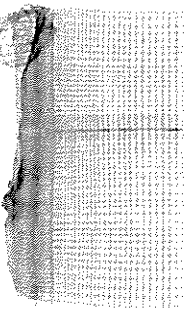
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.308 Hz ( 刺激係数 : 195.93 )</div> 	<div>1.402 Hz ( 刺激係数 : -10.14 )</div> 	<div>1.545 Hz ( 刺激係数 : 19.72 )</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.792 Hz ( 刺激係数 : 4.47 )</div> 	<div>2.138 Hz ( 刺激係数 : -23.31 )</div> 	<div>2.228 Hz ( 刺激係数 : 32.27 )</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>2.411 Hz ( 刺激係数 : -32.10 )</div> 	<div>2.430 Hz ( 刺激係数 : 35.68 )</div> 	<div>2.802 Hz ( 刺激係数 : -2.35 )</div> 

図 16-1(7) S A用海水ピット取水塔の固有値解析結果  
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 ( - 1  $\sigma$  ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



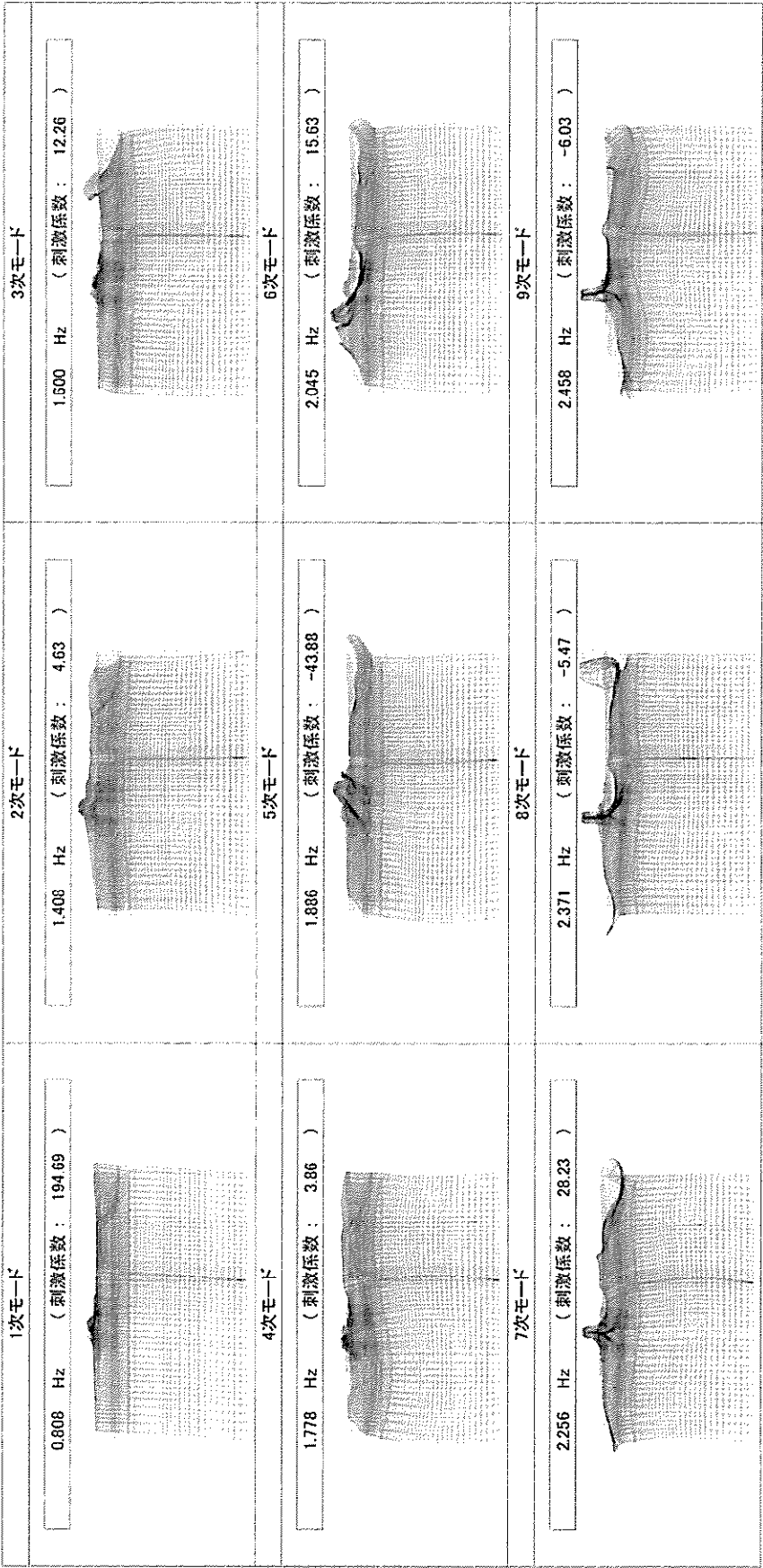


図 16-1(8) S A用海水ピット取水塔の固有値解析結果

(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)  
(②-②断面)



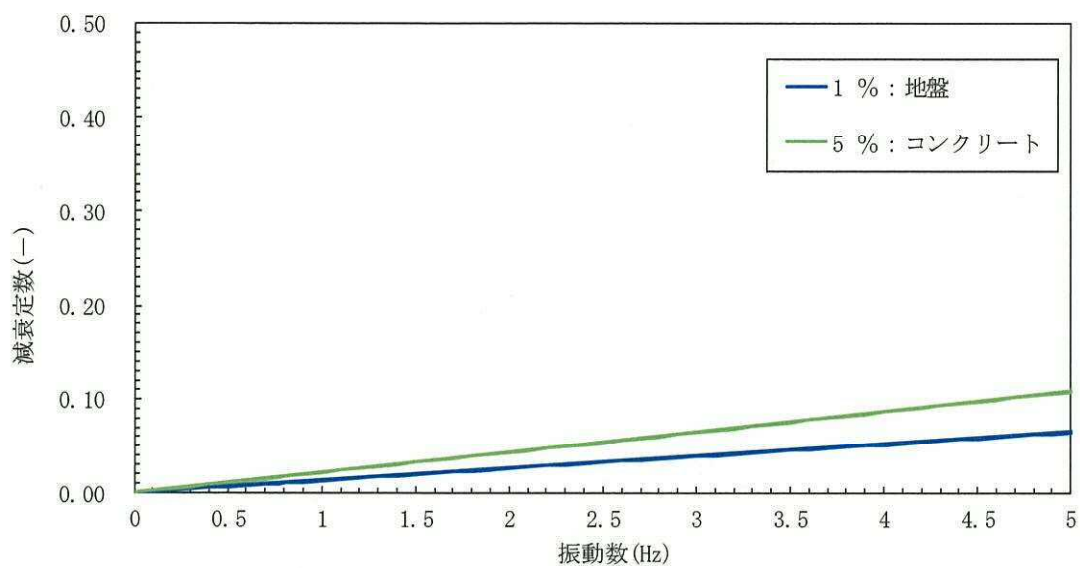


図 16-2(1) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)

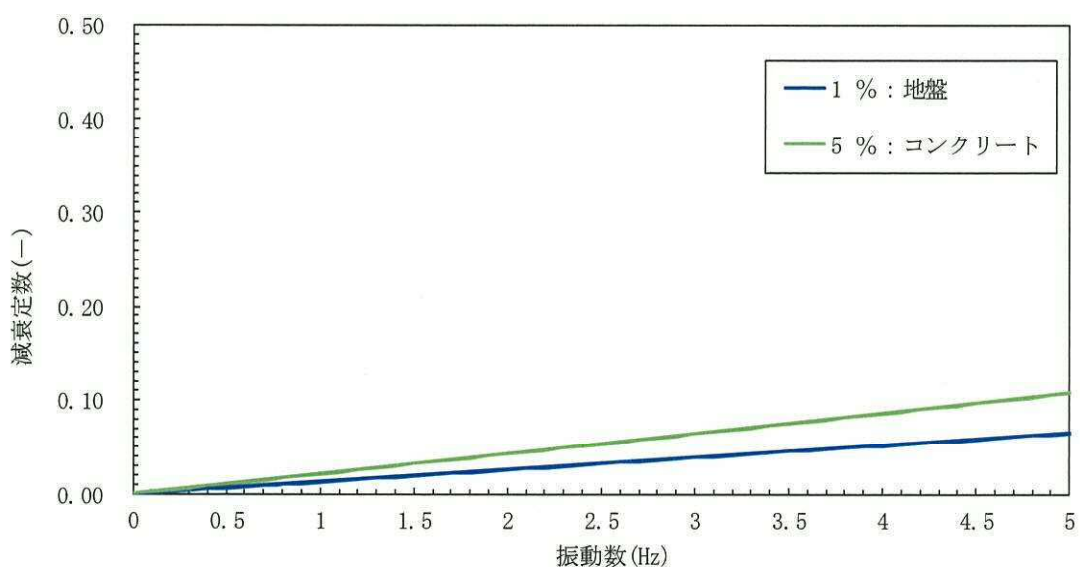


図 16-2(2) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



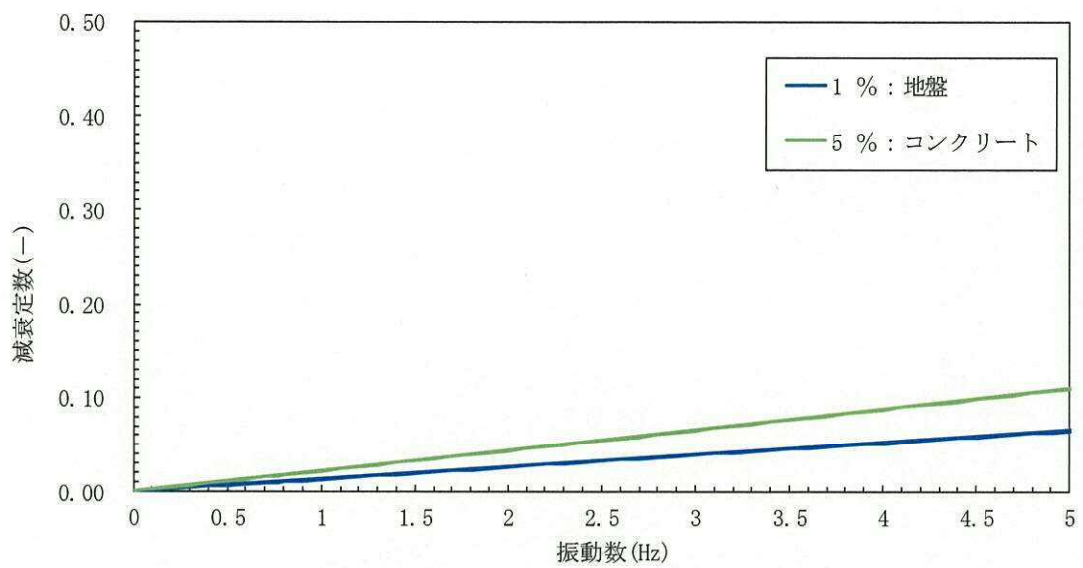


図 16-2(3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース  
 (①-①断面))

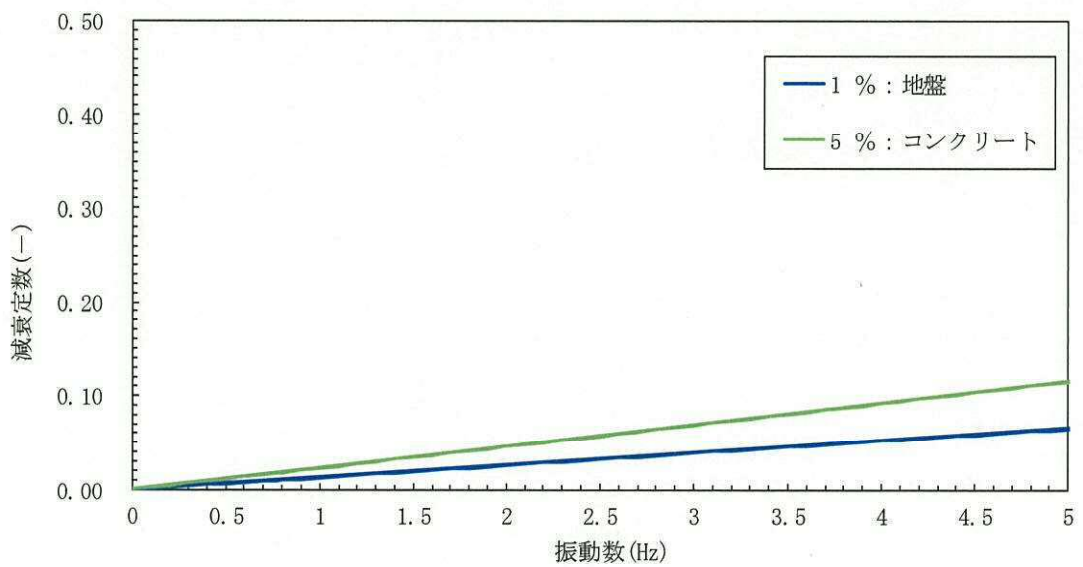


図 16-2(4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (①-①断面))



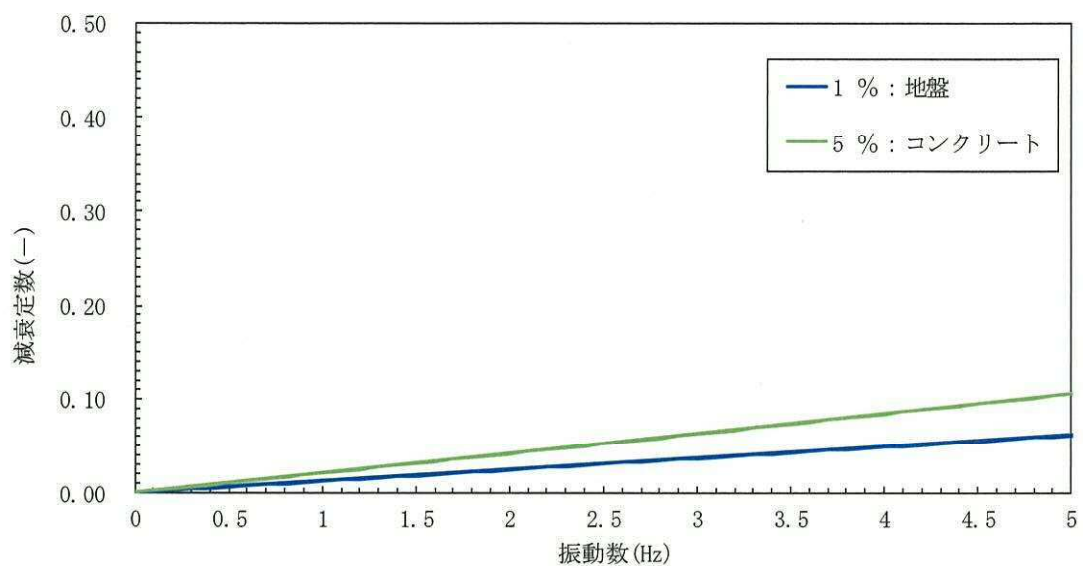


図 16-2(5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))

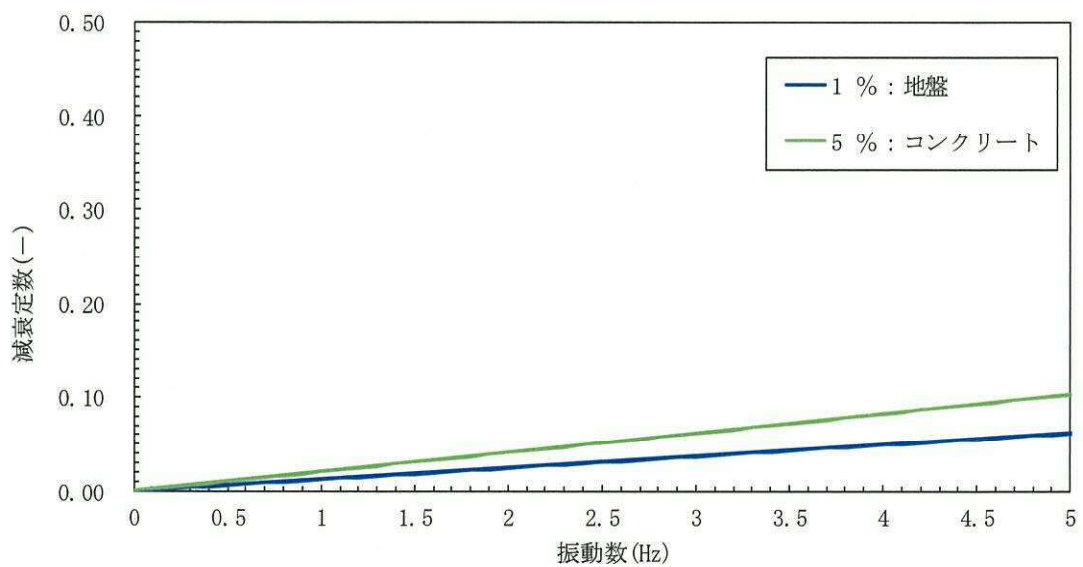


図 16-2(6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 (②-②断面))



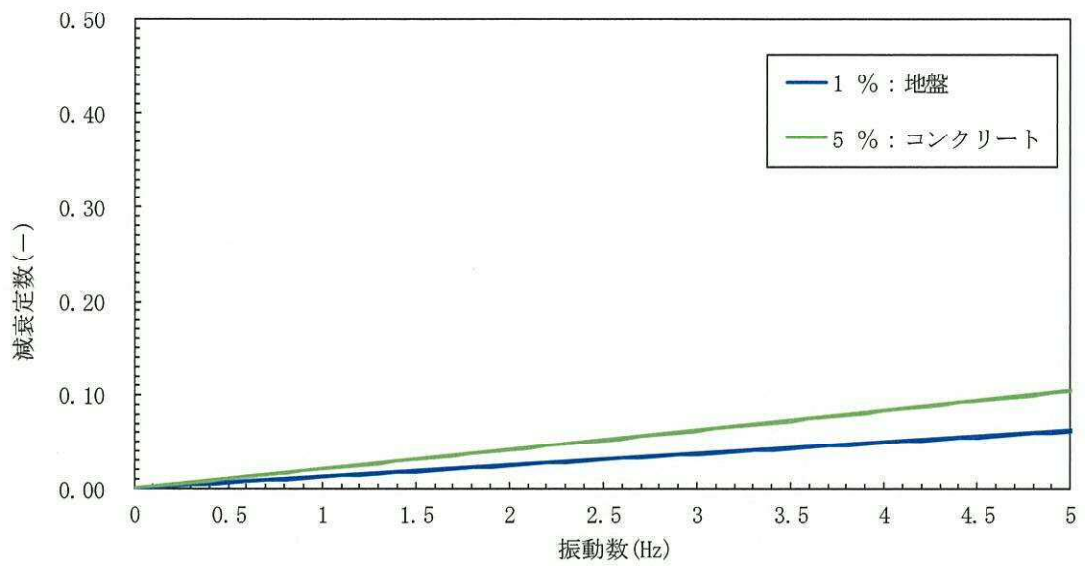


図 16-2(7) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
(②-②断面)

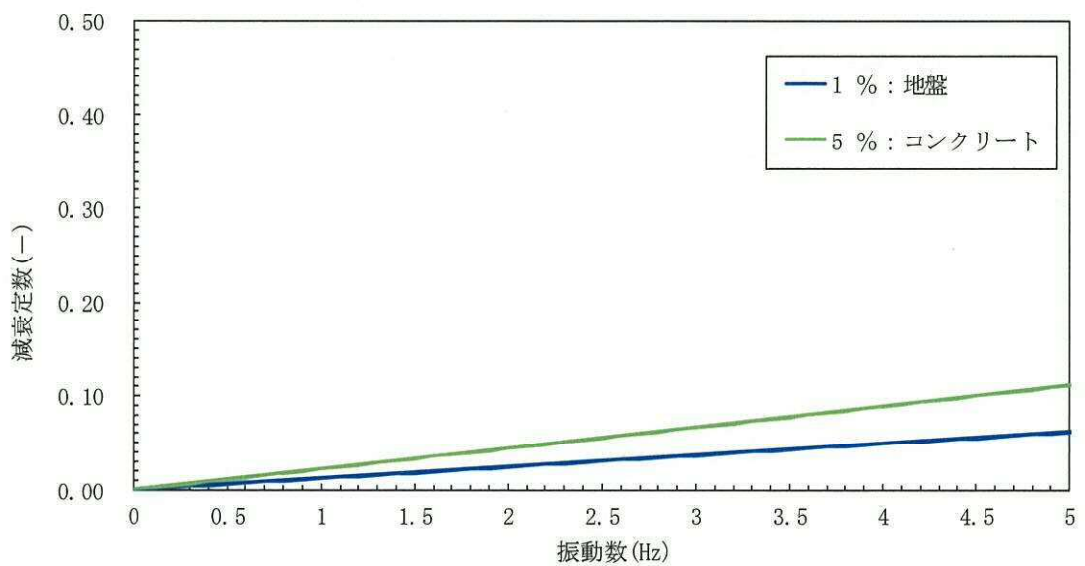


図 16-2(8) 設定した Rayleigh 減衰

(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)  
(②-②断面)



## 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

### 目次

17.1 評価方法	2
17.2 評価条件	2
17.2.1 適用基準	2
17.2.2 耐震安全性評価フロー	4
17.2.3 評価対象断面の方向	5
17.2.4 評価対象断面の選定	7
17.2.5 使用材料及び材料定数	12
17.2.6 評価構造物諸元	16
17.2.7 地下水位	17
17.2.8 地震応答解析手法	17
17.2.9 解析モデルの設定	18
17.2.10 減衰定数	35
17.2.11 荷重の組合せ	41
17.2.12 地震応答解析の検討ケース	43
17.3 評価内容	46
17.3.1 入力地震動の設定	46
17.3.2 許容限界の設定	75
17.4 評価結果	81
17.4.1 地震応答解析結果	81
17.4.2 耐震評価結果	221
17.4.3 まとめ	274



## 17.1 評価方法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクを間接支持する内空幅 9 m (タンク軸方向) × 約 5 m (タンク横断方向)、内空高さ約 6 m 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。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎について基準地震動  $S_e$  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。

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、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の液状化強度特性)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。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が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、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

## 17.2 評価条件

### 17.2.1 適用基準

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎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〕(土木学会、2002 年制定)を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、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 24 年 3 月)、鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界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)、道路橋示方書 (Ⅱ 鋼橋・鋼部材編)・同解説 ( (社) 日本道路協会、平成 29 年 11 月) 及び新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)、SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)(土木学会、平成 21 年 11 月)を適用する。

表 17.2-1 に適用する規格、基準類を示す。



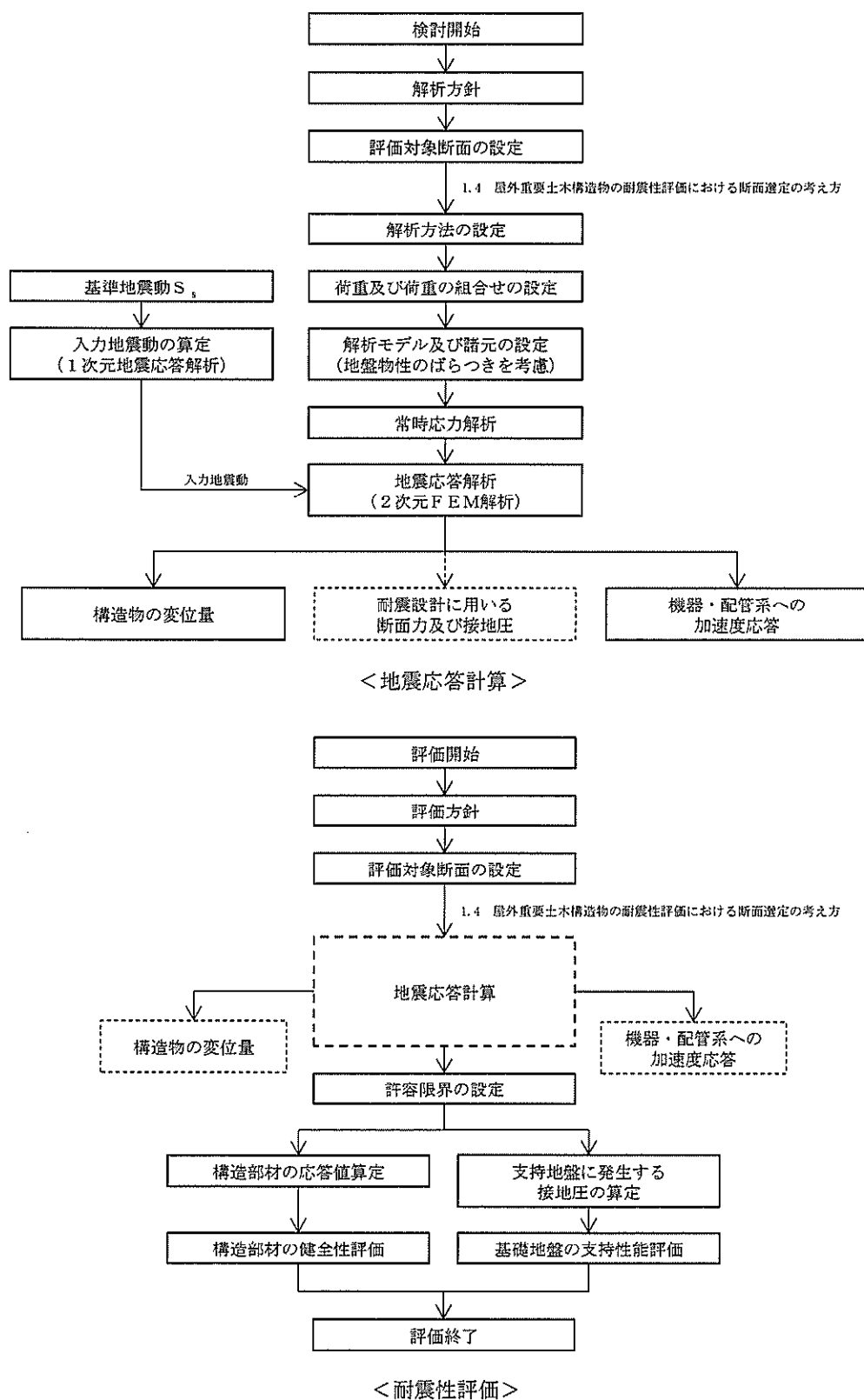
表 17.2-1 適用する規格，基準類

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）</li> <li>・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月）</li> <li>・J E A G 4 6 0 1－1987</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げに対する照査は，発生応力が，許容応力以下であることを確認</li> <li>・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認</li> </ul>
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



## 17.2.2 耐震安全性評価フロー

図 17.2-1 に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フローを示す。





### 17.2.3 評価対象断面の方向

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの位置を図 11.2-2 に示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは、延長約 37 m の鉄筋コンクリート造である。格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの縦断方向（南北方向）は、加振方向と平行に配置される構造部材を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向（東西方向）は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。

以上のことから、格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震評価では、構造の弱軸断面方向である東西方向を評価対象断面の方向とする。



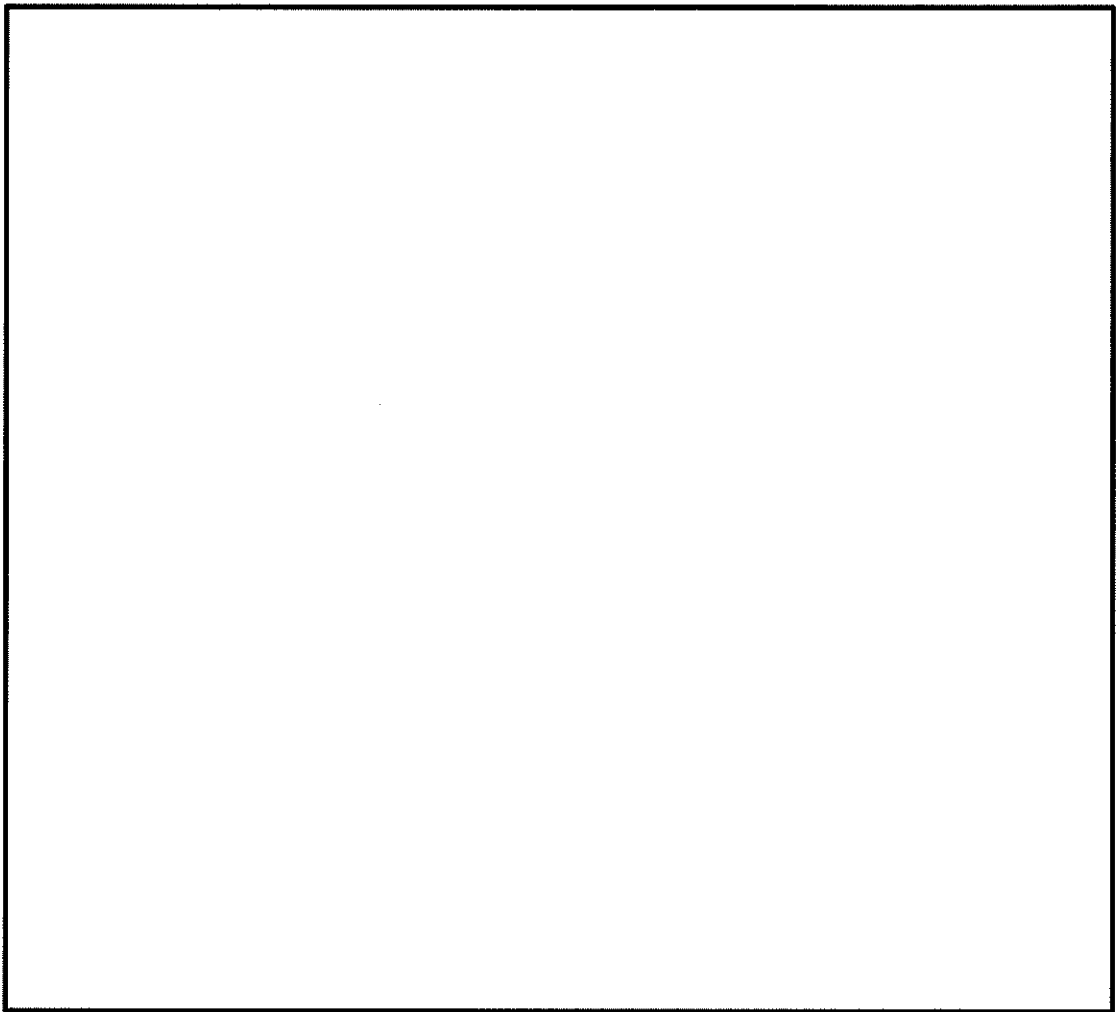


図 17.2-2 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の位置図（全体平面図）



#### 17.2.4 評価対象断面の選定

図 17.2-3, 図 17.2-4 及び図 17.2-5 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図, 断面図及び構造概要図を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は, 内空幅 9 m (タンク軸方向) × 約 5 m (タンク横断方向), 内空高さ約 5.3 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり, タンク軸方向に 2 基併設している。また, 杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鋼管杭は, 2 種類の材質を用いる。A-A 断面方向では両端の杭の材質を SBHS500 とする。B-B 断面方向においても, 両端の杭の材質を SBHS500 とする。タンク下中央の鋼管杭の材質は SM570 とする。なお, 構造安全性を確保すること及び基礎地盤の安定性の観点から構造物下部から Km 層まで地盤改良 (セメント改良) 及び地盤改良 (薬液注入) を行う。

併設する 2 基の緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は同様の構造形式である。一方の緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価を実施することで, 双方の仕様を決定するものとする。

評価対象断面は, 「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」で記載したとおり, 第四紀層の液状化検討層の厚さが比較的厚く, 構造物の弱軸断面方向である①-①断面を代表として耐震評価を実施する。なお, ②-②断面についても, 機器・配管系への加速度応答を抽出するため地震応答解析を実施する。



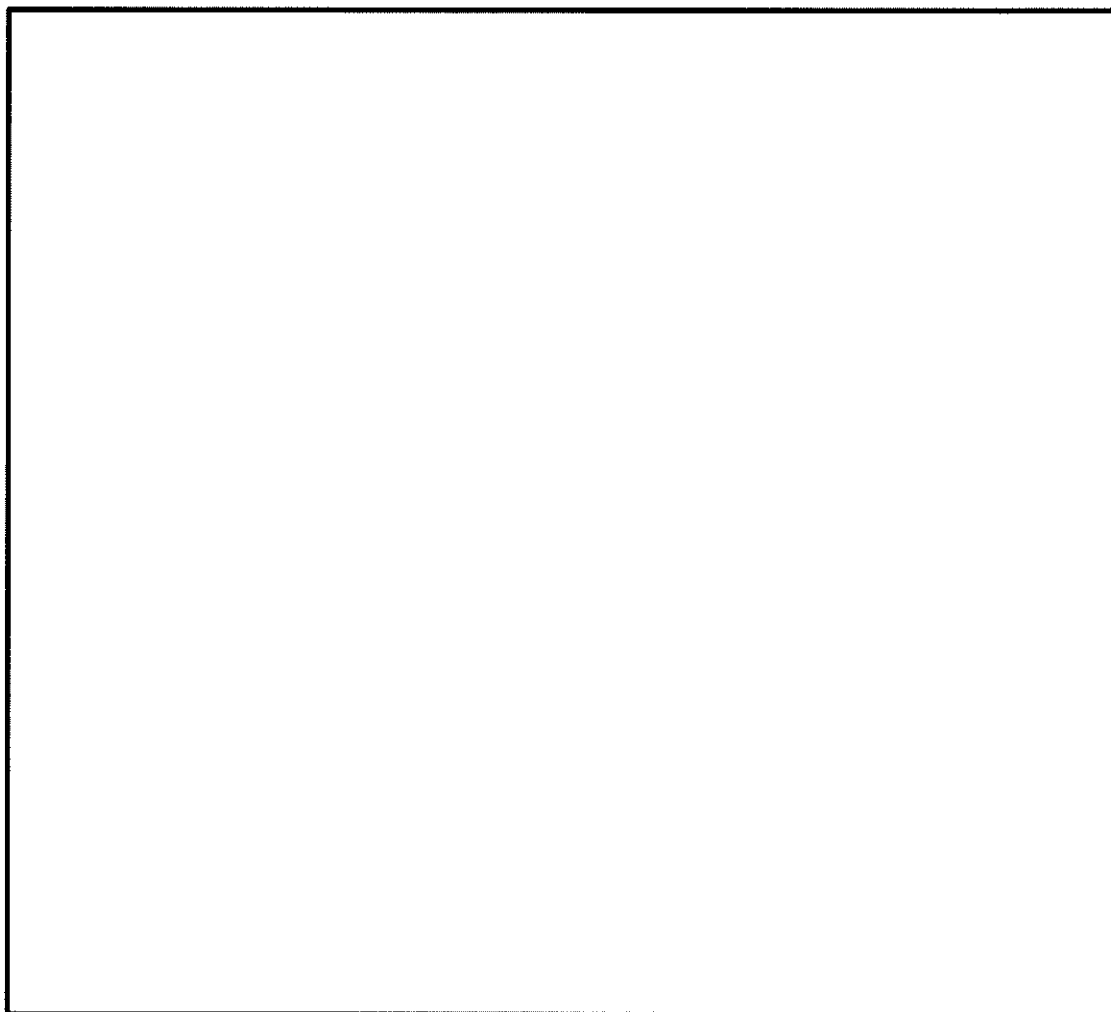


図 17.2ー3 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図



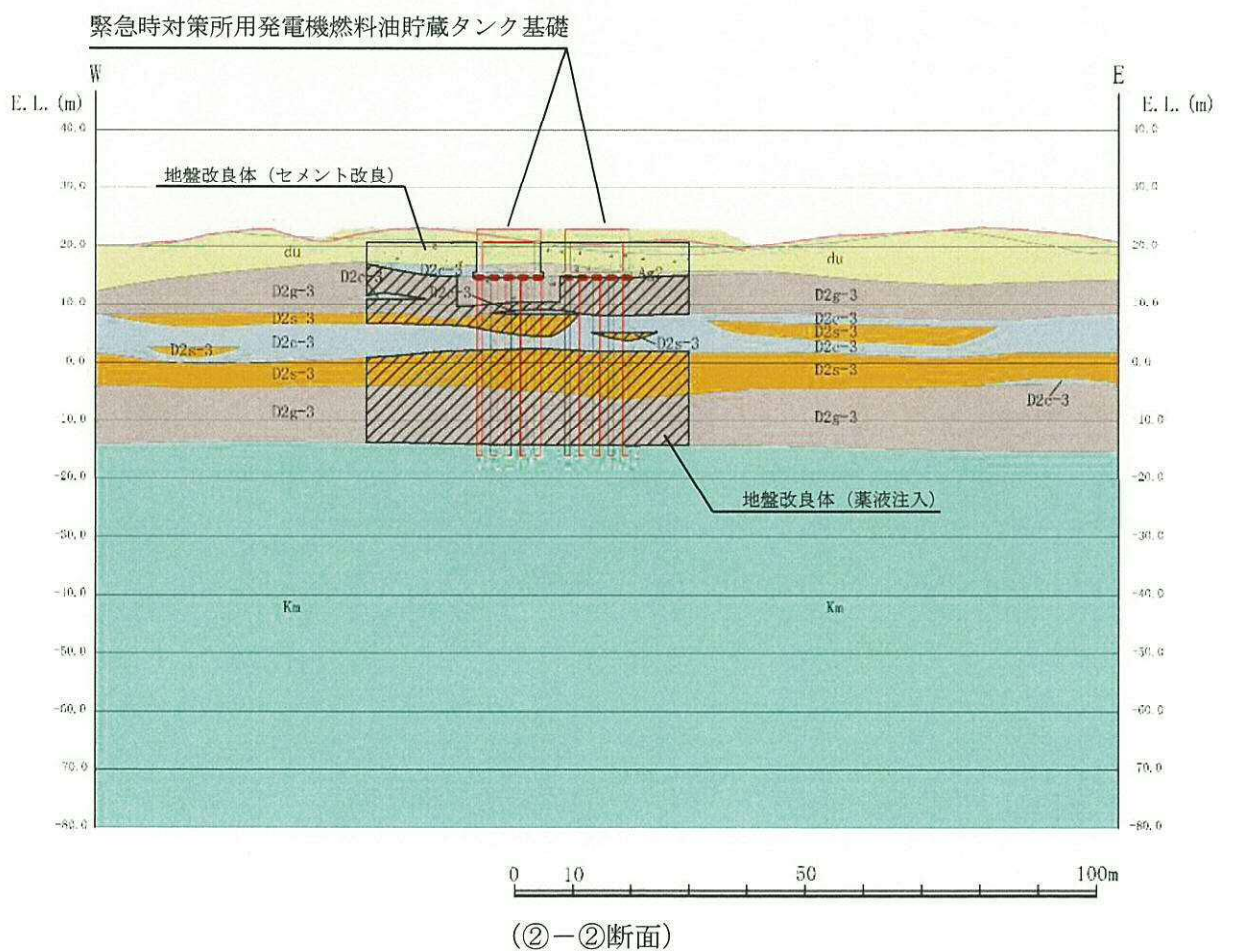
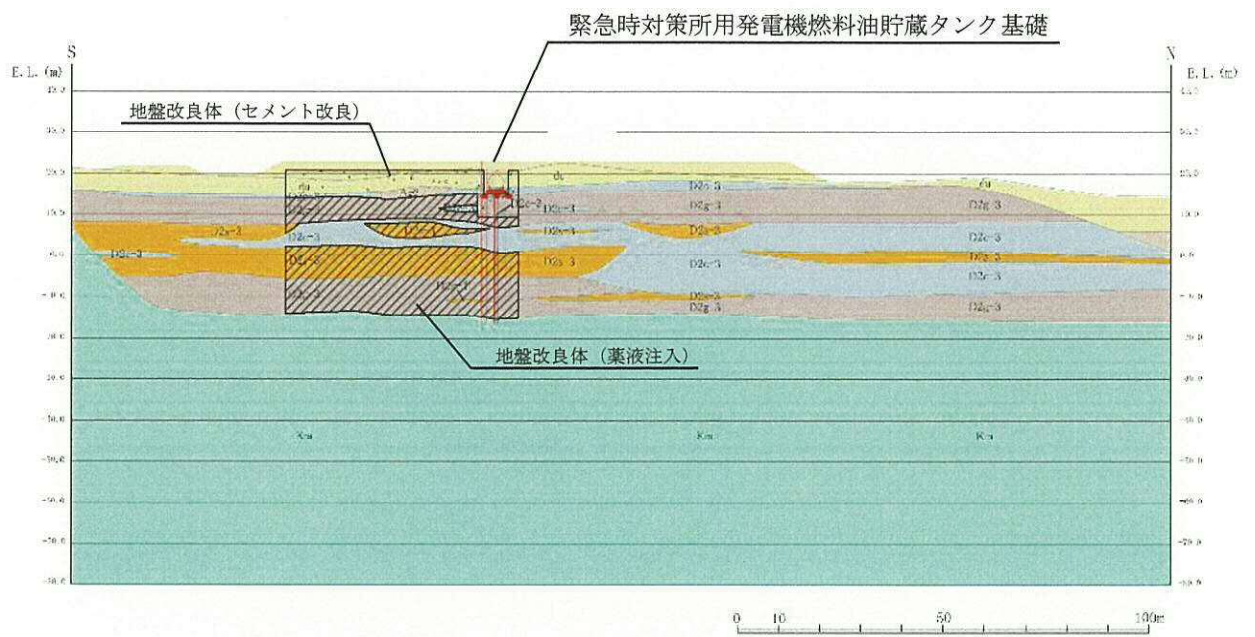


図 17.2-4 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面図



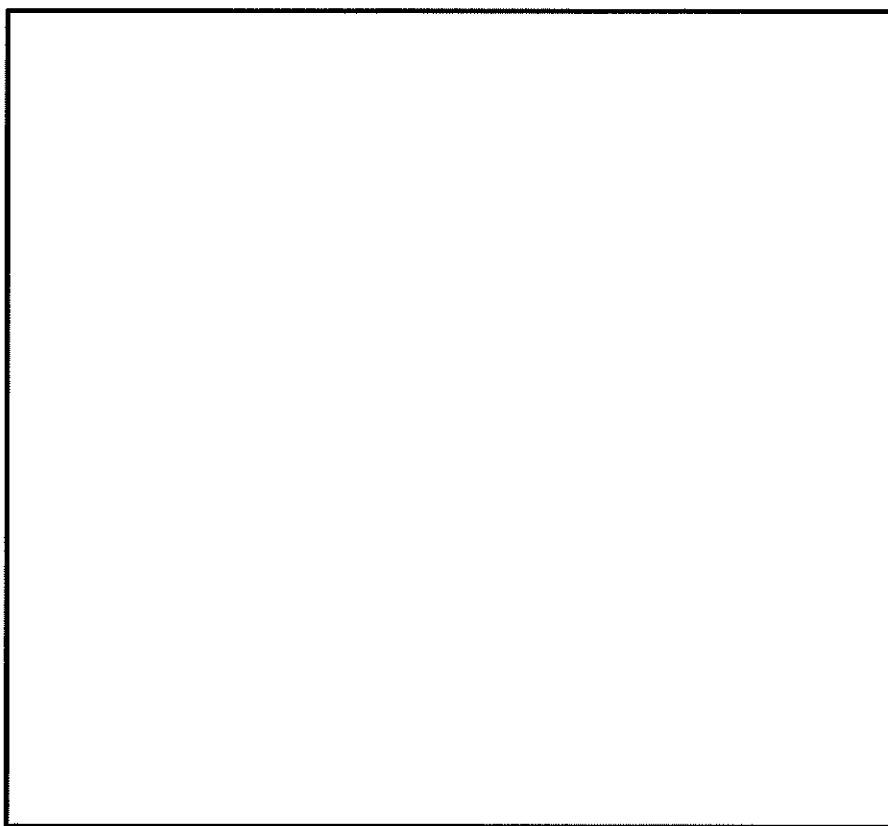


图 17.2—5 (1) 构造概要图 平面图

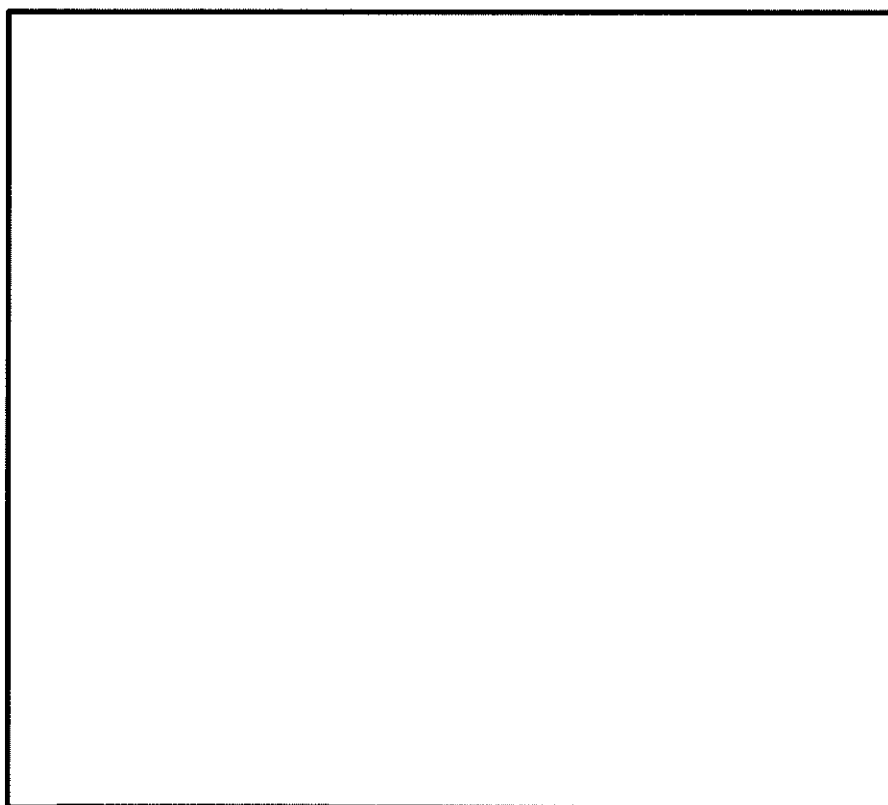


图 17.2—5 (2) 构造概要图 A—A断面图



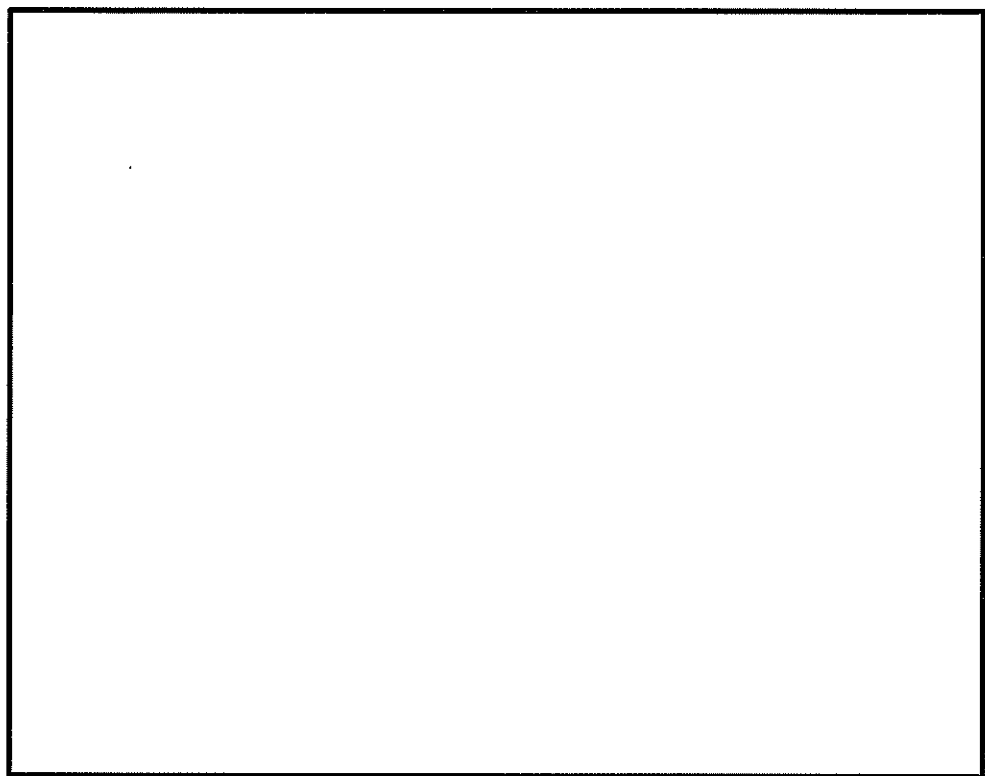


图 17.2—5 (3) 構造概要図 B—B断面図



### 17.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、規格、基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 17.2-2 に、材料物性値を表 17.2-3 に示す。

地盤の諸元は、添付書類「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 17.2-4 に、地盤改良体（セメント改良）の物性値を表 17.2-5 に示す。また、地盤改良体（薬液注入）については、改良対象の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 17.2-2 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD490
鋼管杭	SM570
	SBHS500

表 17.2-3 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 <sup>*1</sup>	3.1×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	5 <sup>*2</sup>
鋼管杭	77 <sup>*3</sup>	2.0×10 <sup>5</sup> <sup>*3</sup>	0.3 <sup>*3</sup>	3 <sup>*4</sup>

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：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

\*3：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）

\*4：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 17.2-4(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		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	ボアソン比	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{va}$	kN/m <sup>2</sup>	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	$G_{ba}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 17.2-4 (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
				Km					
物理特性	密度 () は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{va}$	kN/m <sup>2</sup>	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	$G_{ba}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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 17.2-4 (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) Z	適用深度 TP (m)	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	動ポアソン比 $\nu_{cs}$	粘着力 $C_{cs}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{cs}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 $\alpha_0, \alpha_K$	最大履歴 減衰率 $\beta_{max}(\%)$	動ポアソン比 $\nu_d$	地震波 速度Vp (m/s)
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
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,962	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,550	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	429	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	429	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
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
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
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
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
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
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,491	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
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
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
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
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
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
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
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
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
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	1,655
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
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
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
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
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
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
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
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
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,684
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
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
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
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,687
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.116	0.459	1,675
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
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
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,688
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
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
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
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
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
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,605	498	0.0	0.118	0.457	1,698
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
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
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
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
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	421,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
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
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
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,392	433,057	492	0.0	0.121	0.456	1,712
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
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
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
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
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,693	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
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
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	888	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	483,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -109	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758



表 17.2-5 地盤改良体の物性値一覧

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 ( $\text{N/mm}^2$ )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	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 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : 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 ( $\text{N/mm}^2$ )	
	ピーク強度 $C_u (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 1.76$ $P$ : 圧密圧力 ( $\text{N/mm}^2$ )	$1.60 P + 7.80$ $P$ : 圧密圧力 ( $\text{N/mm}^2$ )
	残留強度 $\tau_0 (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 0.808$ $P$ : 圧密圧力 ( $\text{N/mm}^2$ )	$1.60 P + 2.05$ $P$ : 圧密圧力 ( $\text{N/mm}^2$ )

\* 地盤改良体の一軸圧縮強度 :  $5.0 \text{ N/mm}^2$



### 17.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価構造物諸元を表 17.2-6 に示す。評価部位を図 17.2-6 に示す。

表 17.2-6 (1) 評価部位とその仕様 (その 1)

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
底版	1.000	1.000	40	SD490	緊急時対策所用発電機 燃料油貯蔵タンク の間接支持機能
側壁	1.000	1.000	40	SD490	
頂版	1.000	0.700	40	SD490	

表 17.2-6 (2) 評価部位とその仕様 (その 2)

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (mm)	板厚 (mm)		
鋼管杭	1000	40	SM570	緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク の間接支持機能
			SBHS500	

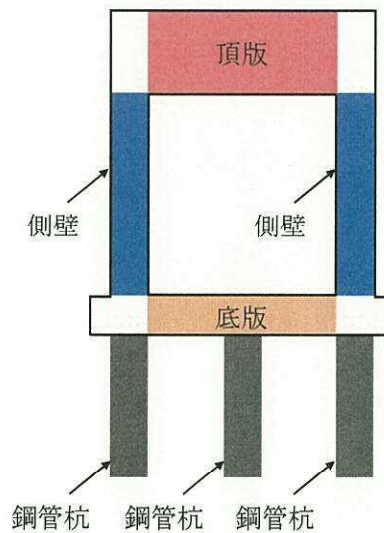


図 17.2-6 評価部位



### 17.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

### 17.2.8 地震応答解析手法

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、線形はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。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モデル化とする。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の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図17.2-7に示す。

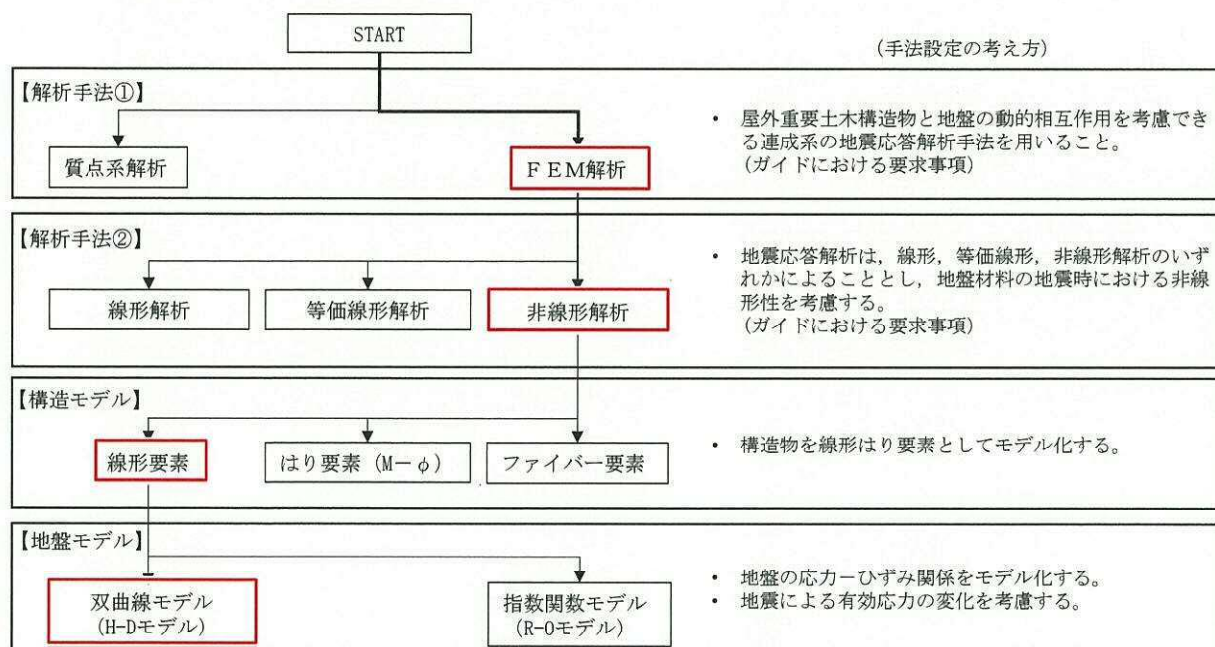


図 17.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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上記の2つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。



### 17.2.9 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 を適応し、図 17.2-8 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基礎幅の 2 倍以上確保する。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎周辺の地質断面図を図 17.2-9 に示す。

なお、解析モデルの境界条件は、側方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。

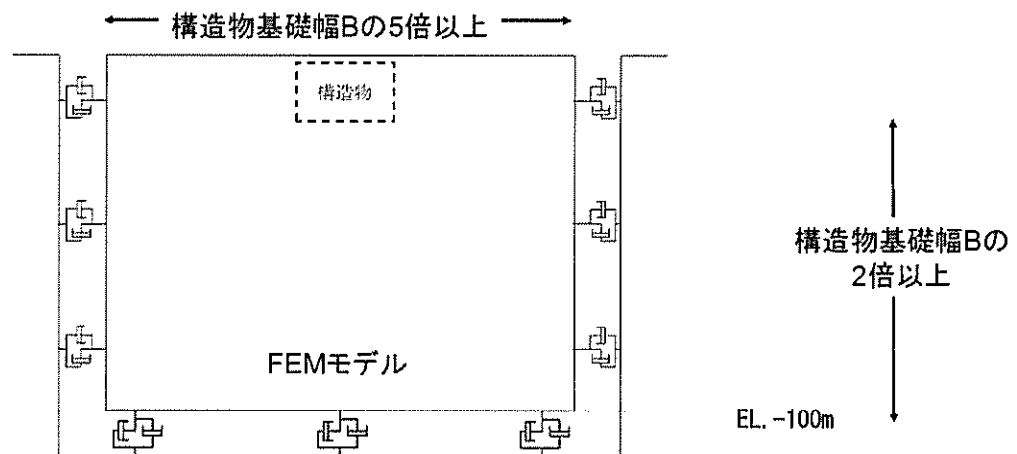


図 17.2-8 モデル範囲の考え方



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17.2-9に示す。また、地質断面図を図17.2-10に示す。

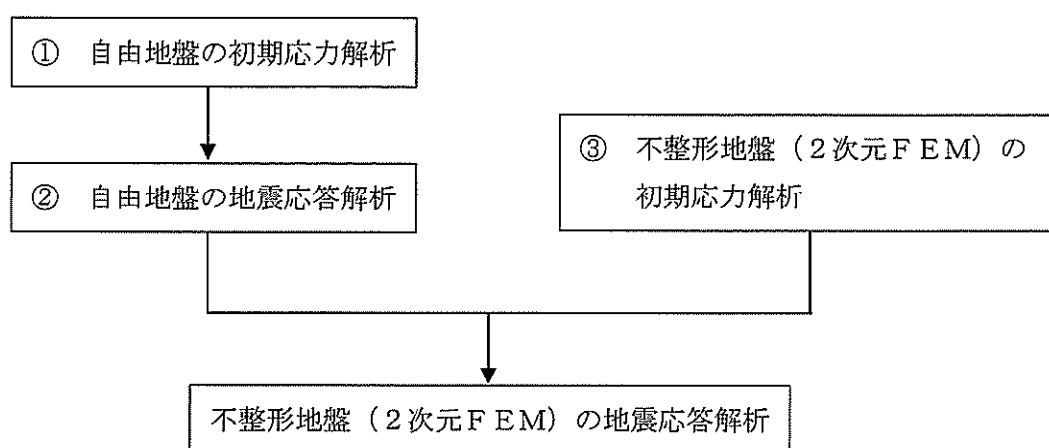


図17.2-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



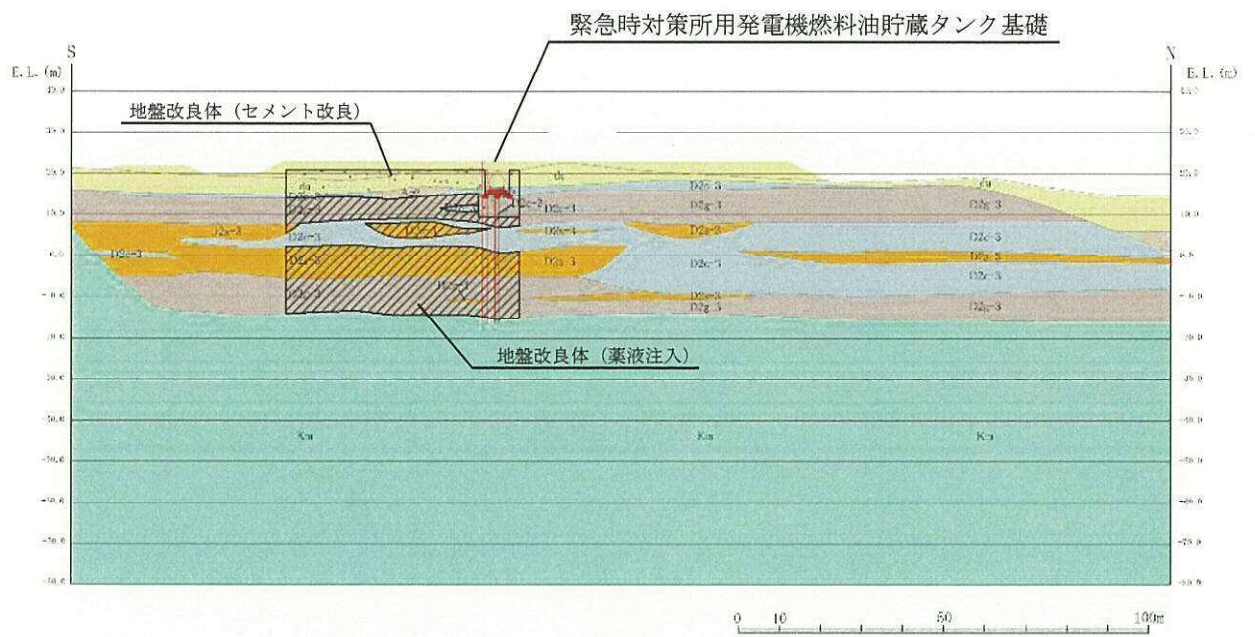


図 17.2-10 (1) 地質断面図 (①-①断面)

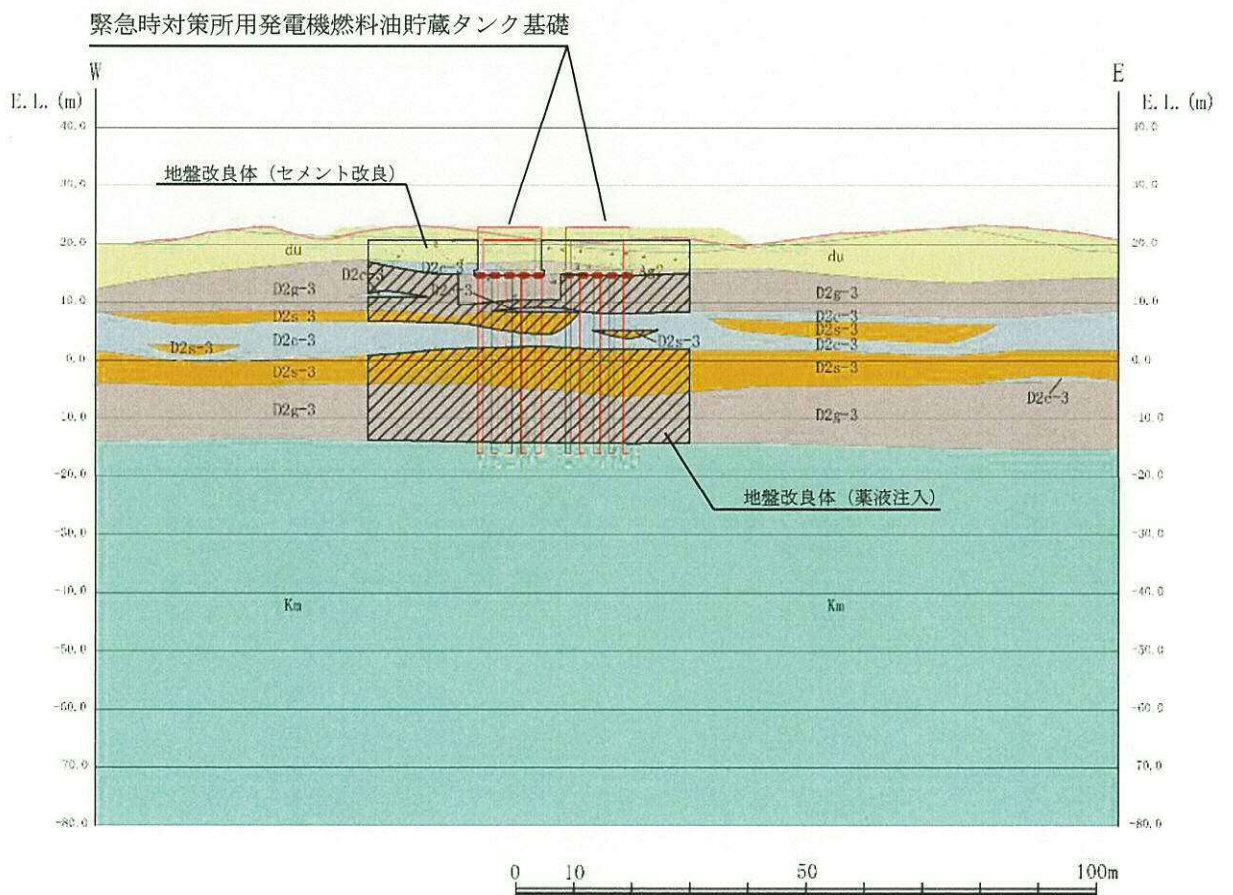


図 17.2-10 (2) 地質断面図 (②-②断面)



## (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 17.2-11 に示す。

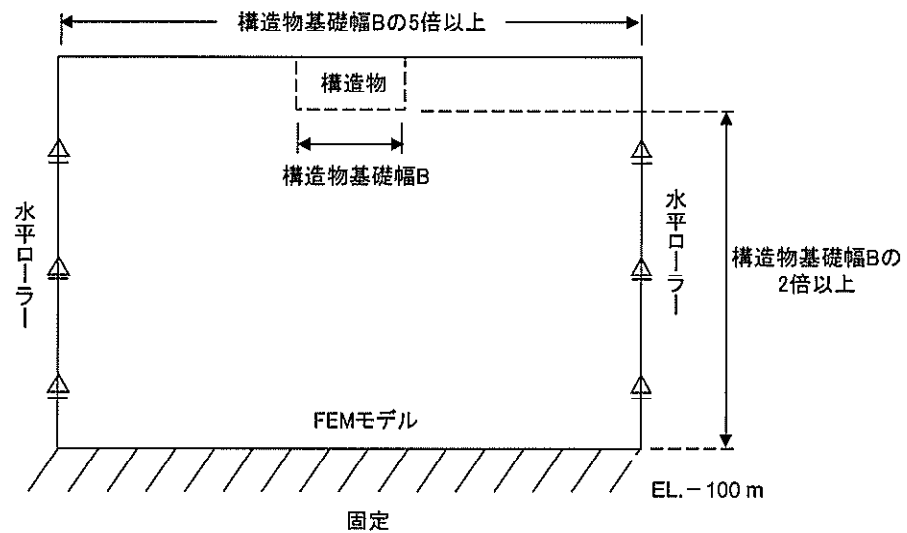


図 17.2-11 固有値解析における境界条件の概念図

### 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 17.2-12 に示す。

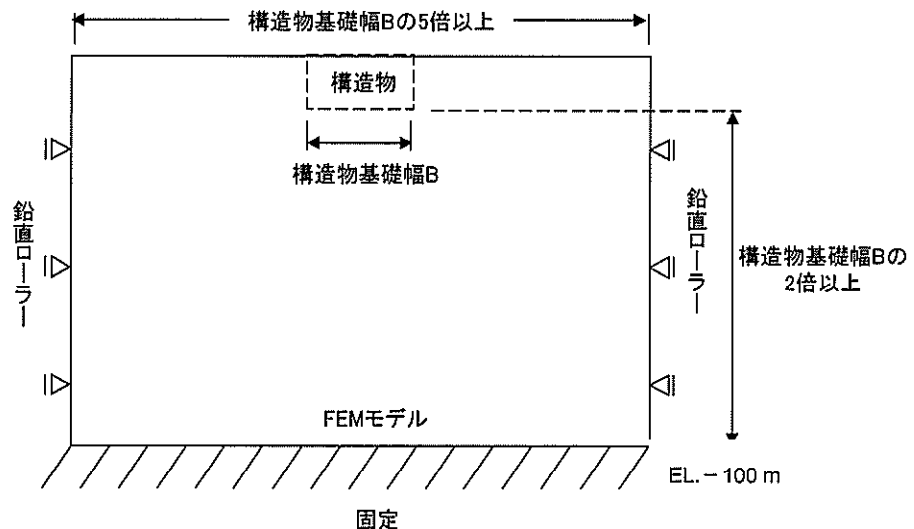


図 17.2-12 初期応力解析における境界条件の概念図



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。

地震応答解析モデルを図 17.2-13 に示す。



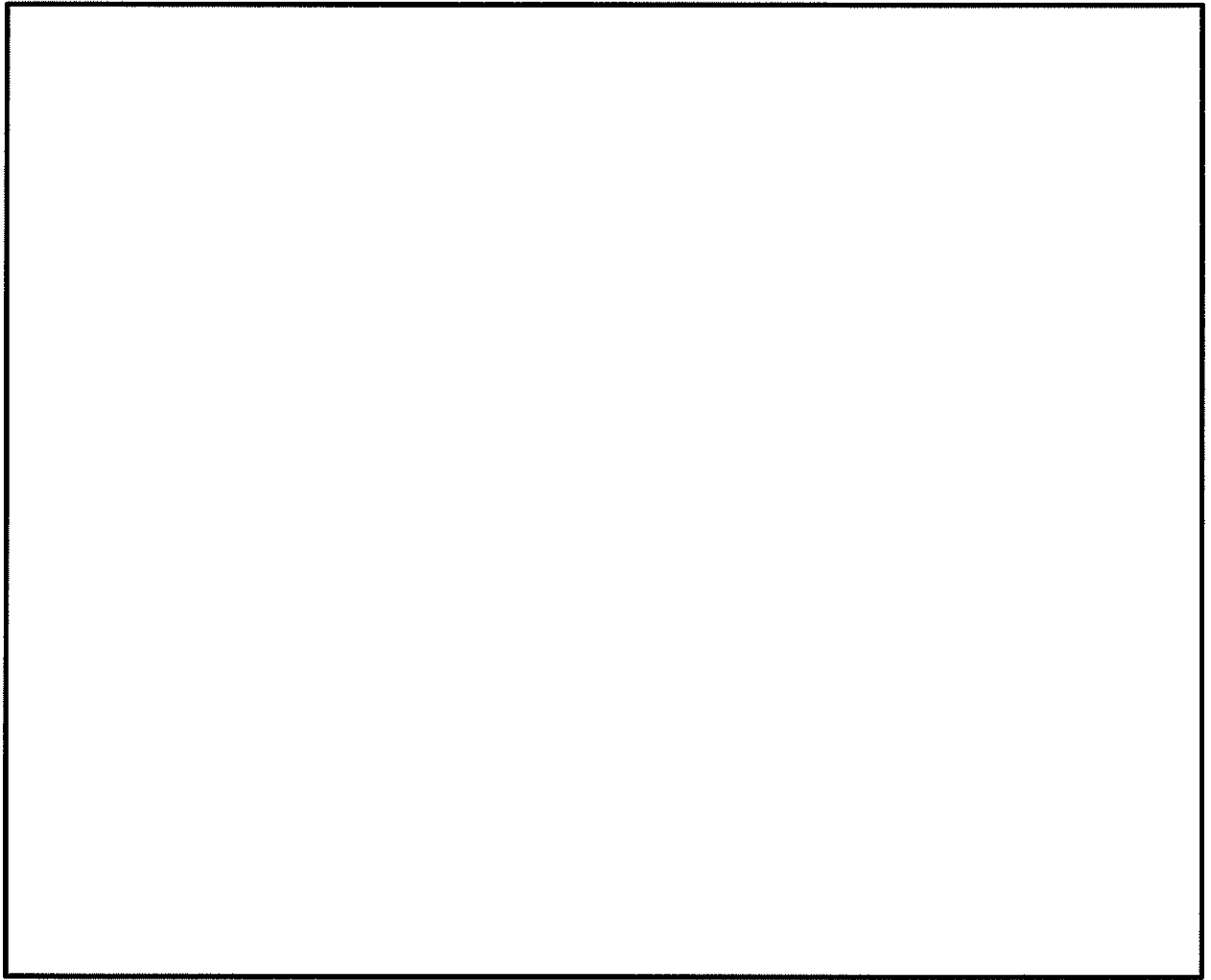


図 17.2-13 (1) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル  
(①-①断面)



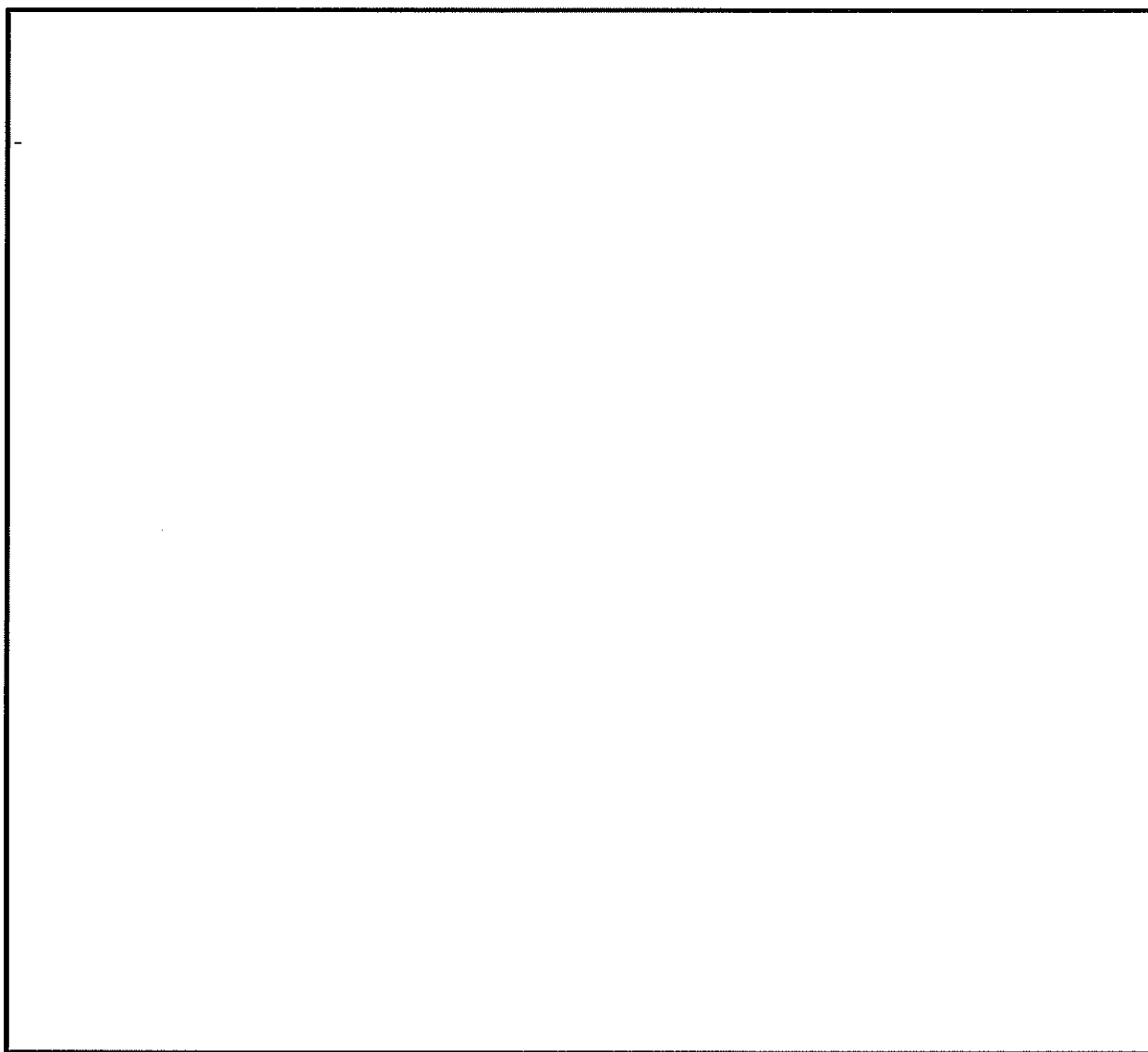


図 17.2-13 (2) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル  
(②-②断面)



(3) 構造物のモデル化

①－①断面における緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、底版、側壁、頂版及び鋼管杭を線形はり要素としてモデル化する。

②－②断面における緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、底版、側壁、頂版及び鋼管杭を線形はり要素としてモデル化する。②－②断面に平行である側壁は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

底版、側壁及び頂版の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〕（土木学会、2002年制定）」に基づき剛域を設ける。

モデル化の概要図を図 17.2－14 に示す。

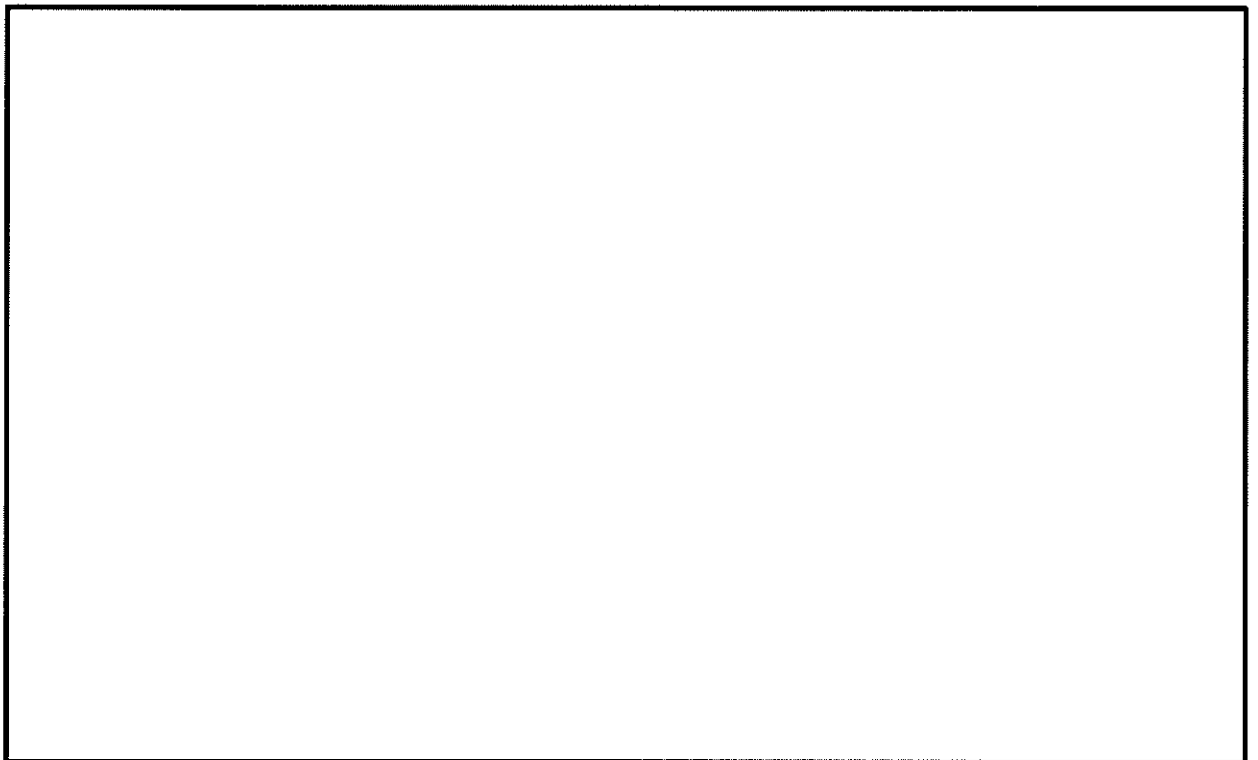


図 17.2－14 (1) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要（①－①断面）



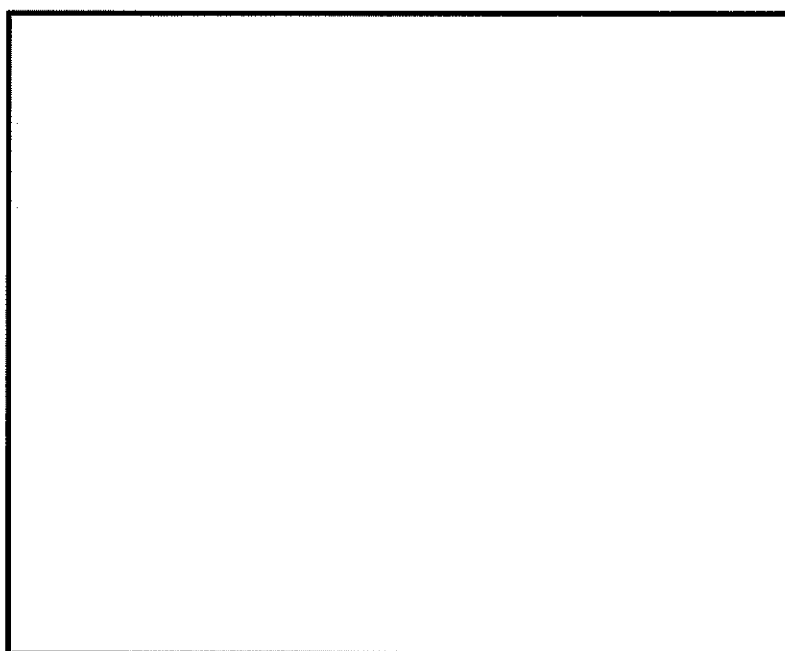


図 17.2-14 (2) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (①-①断面)  
(構造物部分拡大図)



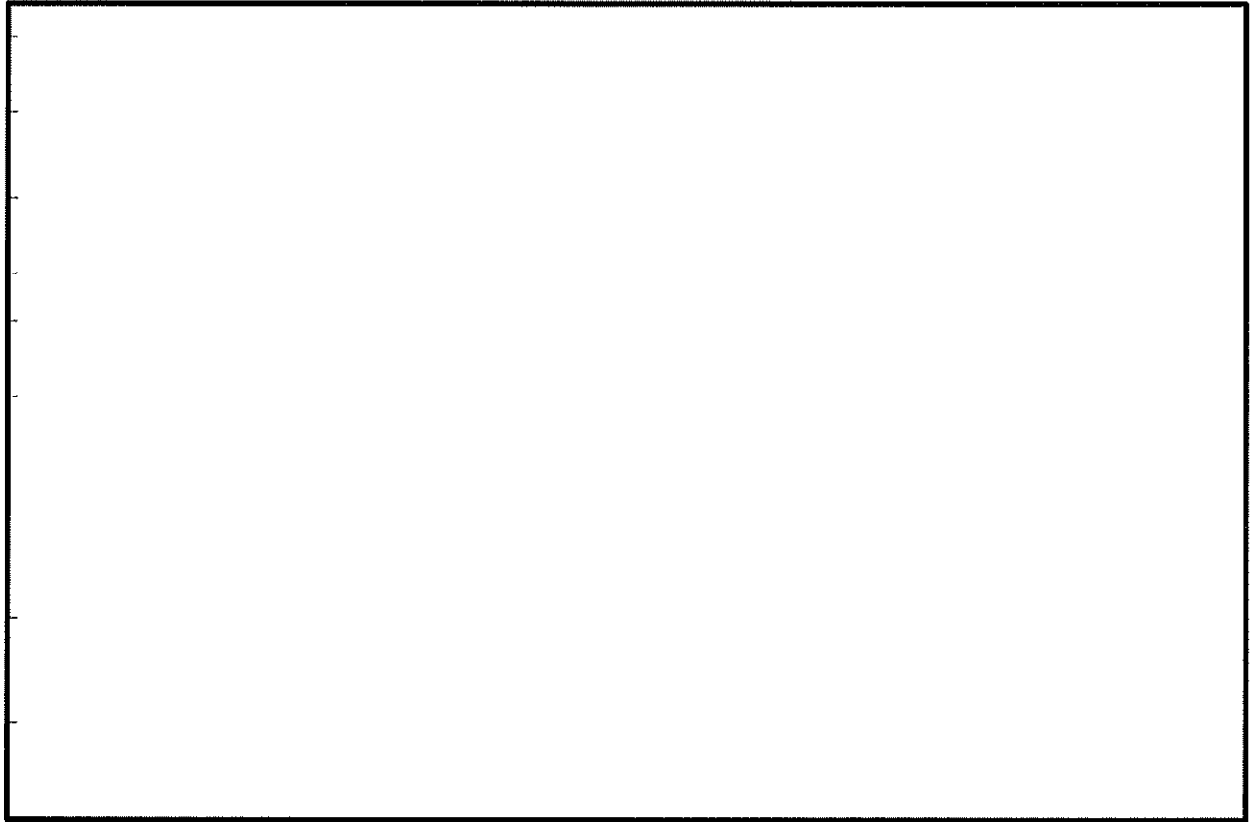


図 17.2-14 (3) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (②-②断面)



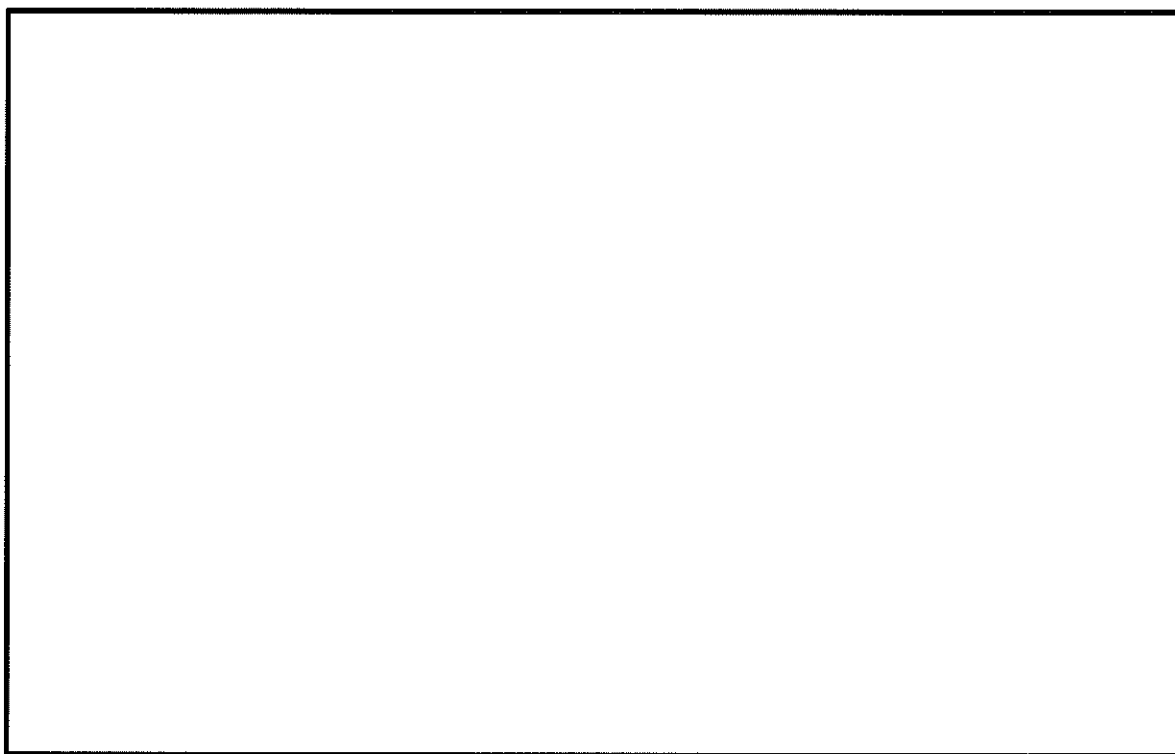


図 17.2-14 (4) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (②-②断面)  
(構造物部分拡大図)



(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造物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物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，地盤と構造物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，地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が生じた場合，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  $\tau_f$  は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 $c$ ， $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ， $\phi$  とする。（表 17.2－8 参照）

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

ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 17.2－8 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 <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.01	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		2.5	0	—

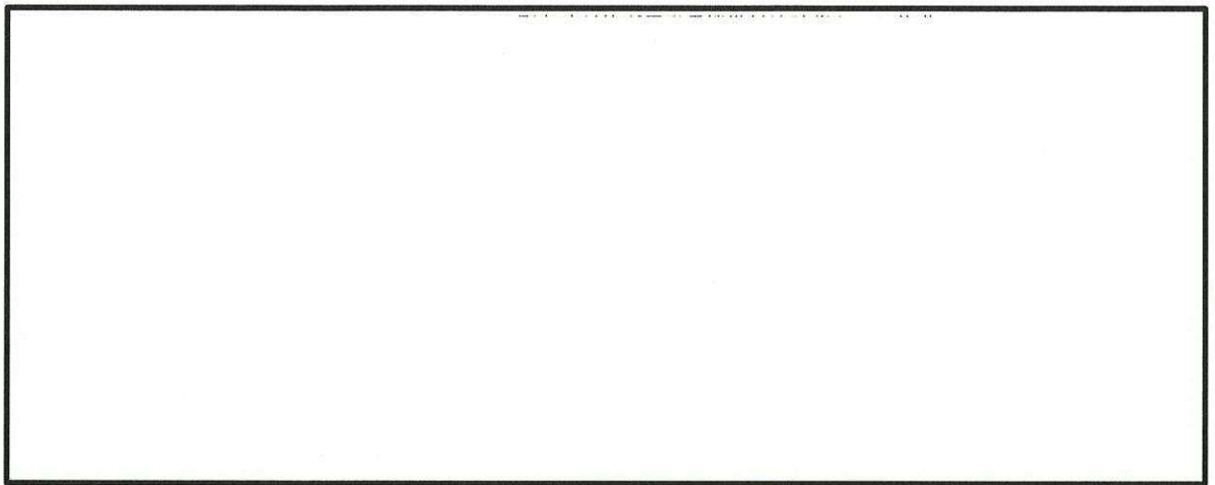
$z$  : 標高 (m)

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に大きい値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 17.2－9 のとおり設定する。ジョイント要素の設定値を図 17.2－15 に，ジョイント要素設定の考え方を図 17.2－16 に示す。

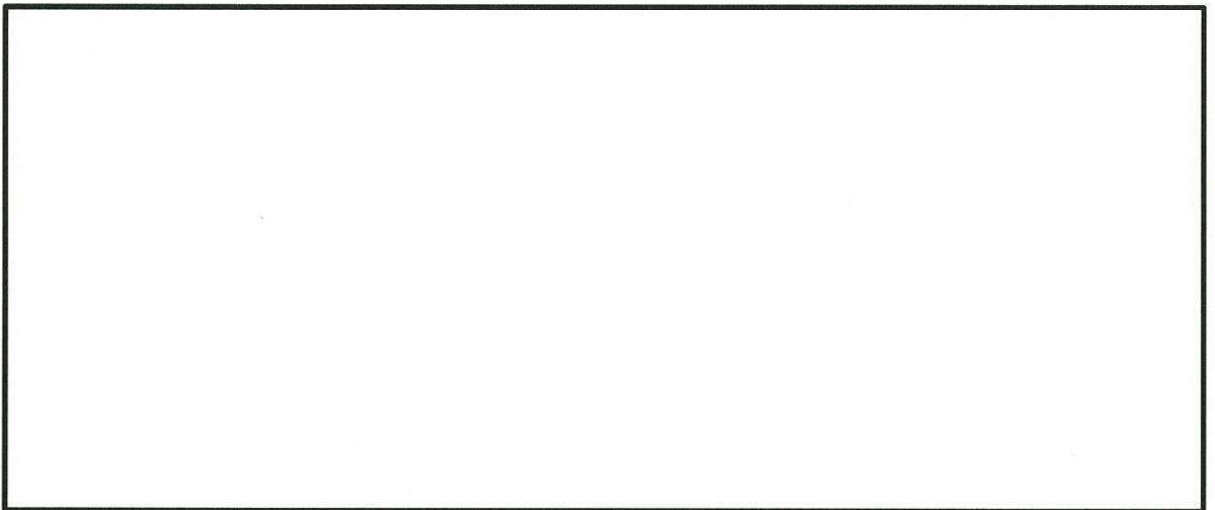
表 17.2－9 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$





(①-①断面)



(②-②断面) —— : ジョイント要素

図 17.2-15 ジョイント要素の設定位置

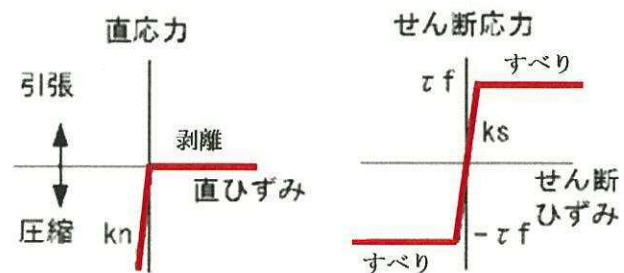


図 17.2-16 ジョイント要素の考え方



(5) 材料特性の設定

構造部材は、線形のはり要素及び平面ひずみ要素としてモデル化する。

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。

(6) 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、地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 17.2-17 に杭―地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とする。（表 17.2-10 参照）

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 17.2-10 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.01	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		0.5	0	—

$z$  : 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 17.2-11 のとおり設定する。

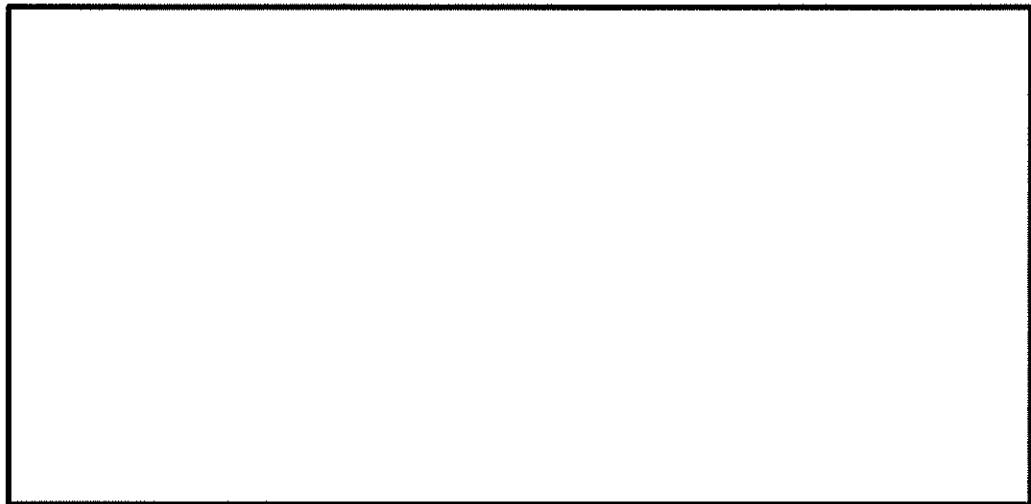
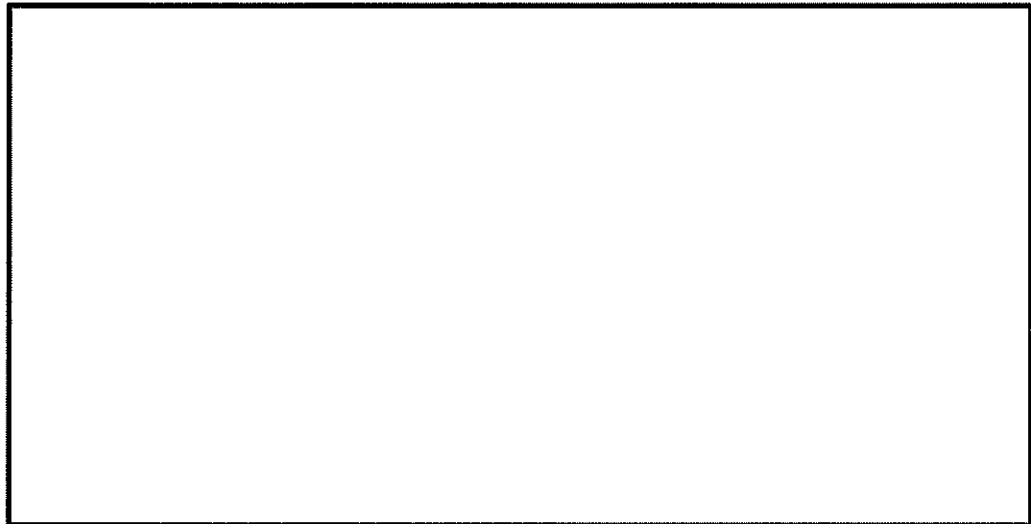
また、杭―地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される\*。

\* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 17.2-11 杭―地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

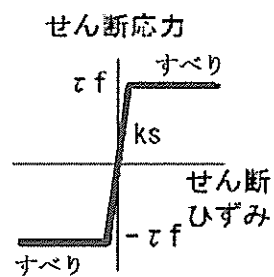




(②-②断面)

———：杭-地盤相互作用ばね要素

(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図



(b) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 17.2-17 杭-地盤相互作用ばねの考え方



(7) 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值を有し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 17.2-12 のとおり設定する。図 17.2-18 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 17.2-12 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	$1.0 \times 10^6$

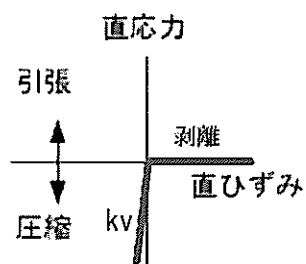


図 17.2-18 杭下端ジョイントばねの考え方



#### 17.2.10 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行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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、地震力による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、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  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

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが多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鋼材の減衰定数は 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、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 17.2-19 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 17.2-13 に固有値解析結果を示す。



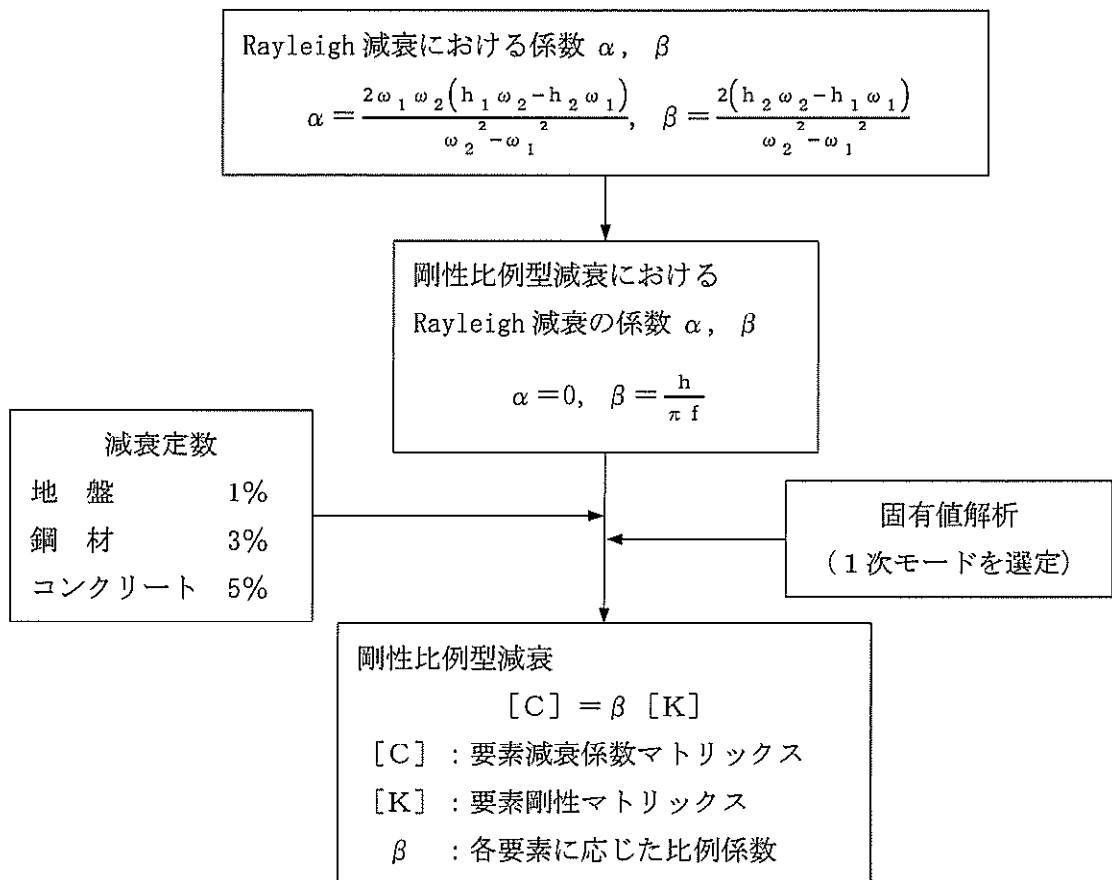


図 17.2-19 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 17.2-13 (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	0.769	148.33	1次として採用
2	1.524	2.52	—
3	2.080	-46.60	—
4	2.341	10.28	—
5	2.532	10.31	—
6	3.143	11.69	—
7	3.337	-12.32	—
8	3.434	22.74	—
9	3.559	-16.68	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.757	126.99	1次として採用
2	1.826	0.21	—
3	2.128	-41.19	—
4	3.014	2.15	—
5	3.195	16.40	—
6	3.431	22.37	—
7	3.812	-3.28	—
8	4.037	5.48	—
9	4.434	-6.54	—



表 17.2-13 (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 $\sigma$ ) 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	0.773	148.84	1次として採用
2	1.536	2.06	—
3	2.182	47.33	—
4	2.487	5.21	—
5	2.634	-9.84	—
6	3.291	-14.42	—
7	3.504	12.64	—
8	3.568	22.19	—
9	3.743	-11.73	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.761	127.33	1次として採用
2	1.866	0.26	—
3	2.215	-41.50	—
4	3.144	1.34	—
5	3.361	-18.30	—
6	3.544	-18.76	—
7	3.998	2.30	—
8	4.238	-5.94	—
9	4.540	7.58	—



表 17.2-13 (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 ( $-1\sigma$ ) 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	0.763	147.57	1次として採用
2	1.513	3.64	—
3	1.959	-46.06	—
4	2.205	15.57	—
5	2.447	-10.23	—
6	3.007	8.26	—
7	3.181	-11.85	—
8	3.294	17.51	—
9	3.399	-25.62	—



表 17.2-13 (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	0.754	145.06	1次として採用
2	1.502	9.43	—
3	1.718	35.68	—
4	1.895	36.77	—
5	2.257	-5.29	—
6	2.625	3.40	—
7	2.704	16.34	—
8	2.804	5.76	—
9	3.075	-22.32	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.740	124.50	1次として採用
2	1.686	-7.66	—
3	1.798	42.01	—
4	2.581	-8.08	—
5	2.718	-15.13	—
6	2.989	-19.15	—
7	3.277	15.88	—
8	3.575	11.72	—
9	3.583	-9.65	—



### 17.2.11 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。

なお、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、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渡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 17.2-14 に示す。地震時に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に作用する機器・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 17.2-14 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 ・内包される砂の荷重を考慮
		土被り荷重	—	・天端が地表面であることから、考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	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		—	・水を保有しない設備であることから、考慮しない
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		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 $S_a$ による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮
		動水圧	—	・水を保有しない設備であることから、考慮しない



(1) 機器・配管荷重

図 17.2-20 に機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き (1 m) あたりの付加質量として考慮する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの内空には砂が充填されているため、内空容積から緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの容積を除いた部分をすべて砂 (比重 1.7) として考慮する。

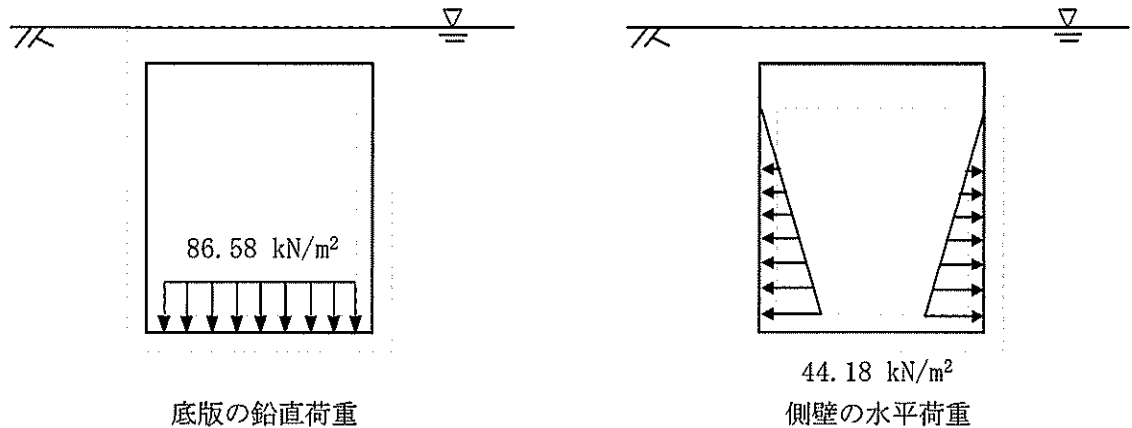


図 17.2-20 機器・配管荷重図

(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 g/cm<sup>3</sup> を考慮する。

(3) 積雪荷重

図 17.2-21 に雪荷重図を示す。

積雪荷重については、「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 1 cm あたりの荷重を 20 N/m<sup>2</sup>/cm として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m<sup>2</sup>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 0.21 kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

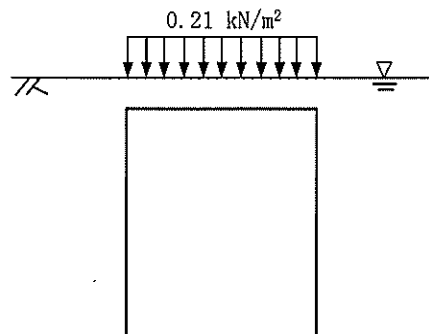


図 17.2-21 積雪荷重図



### 17.2.12 地震応答解析の検討ケース

#### (1) 耐震設計における検討ケース

耐震設計における検討ケースを表 17.2-15 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 17.2-22 に示す。

表 17.2-15 耐震設計における検討ケース

検討ケース *1			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 $\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）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 $\sigma$ ）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の液状化強度特性	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+)*2	実施					
		(H+V-)*2	実施					
		(H-V+)*2	実施					
		(H-V-)*2	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+)*3	実施					
		(H-V+)*3	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。

注記 \*1：構造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。

\*2： $S_s - D1$ は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

\*3： $S_s - 31$ は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）



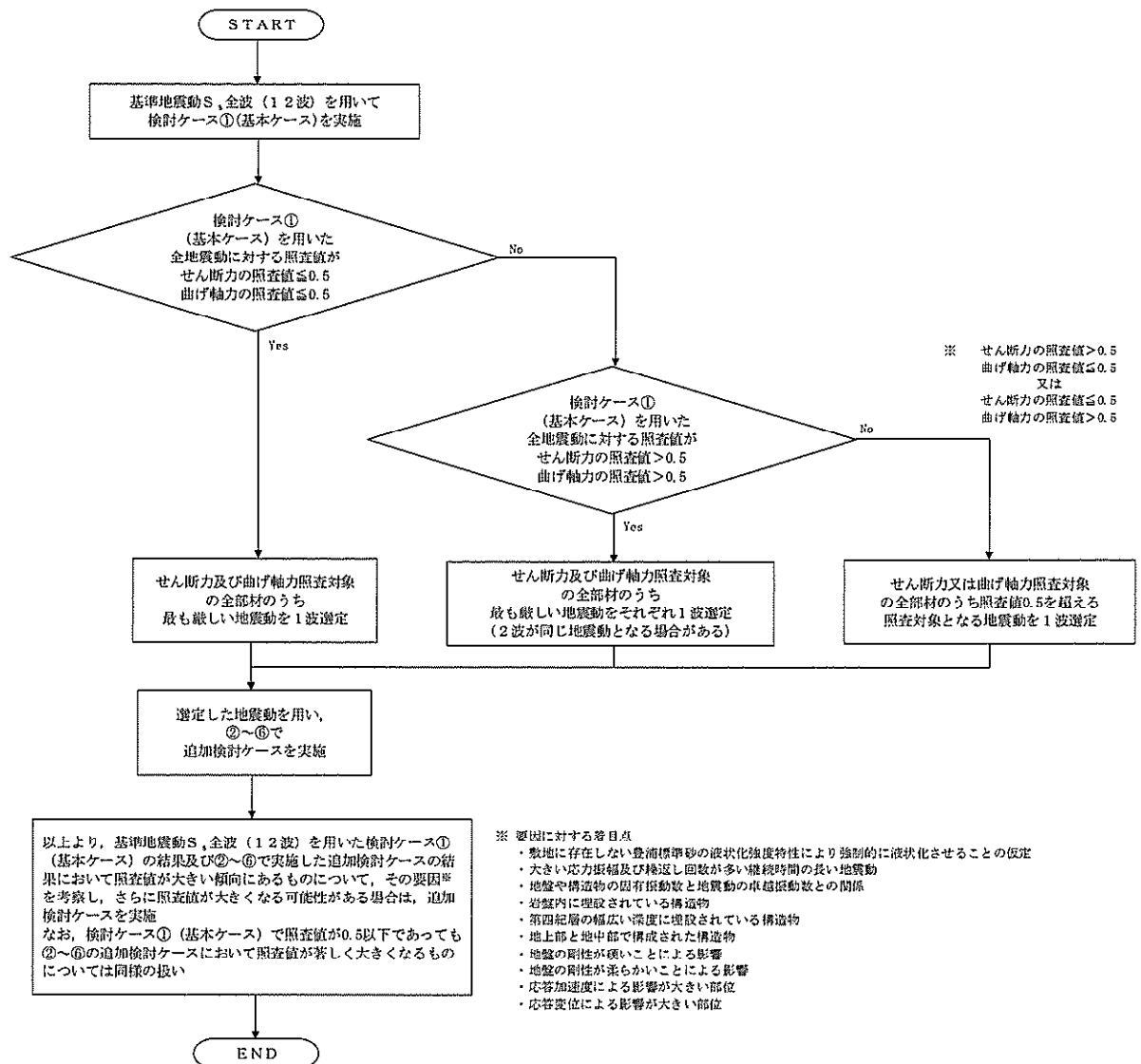


図 17.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



(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 17.2-16 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 17.2-16 機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

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（+1 $\sigma$ ）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の液状化強度特性	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+)*1	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-)*1		実施	
		(H-V+)*1		実施	
		(H-V-)*1		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+)*2		実施	
		(H-V+)*2		実施	

注記 \*1:  $S_s-D1$  は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

\*2:  $S_s-31$  は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）



### 17.3.1 入力地震動の設定

図 17.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 17.3-2 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  $S_0$  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  $S_0 - 1.1 \sim S_0 - 2.2$  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。

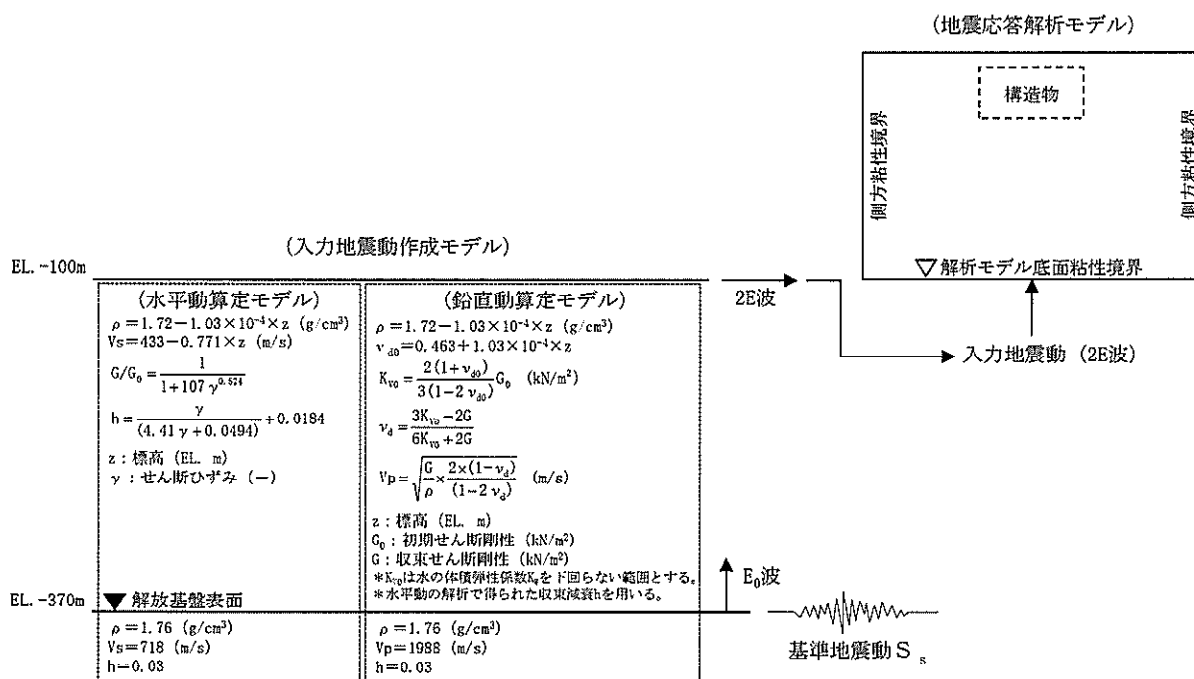
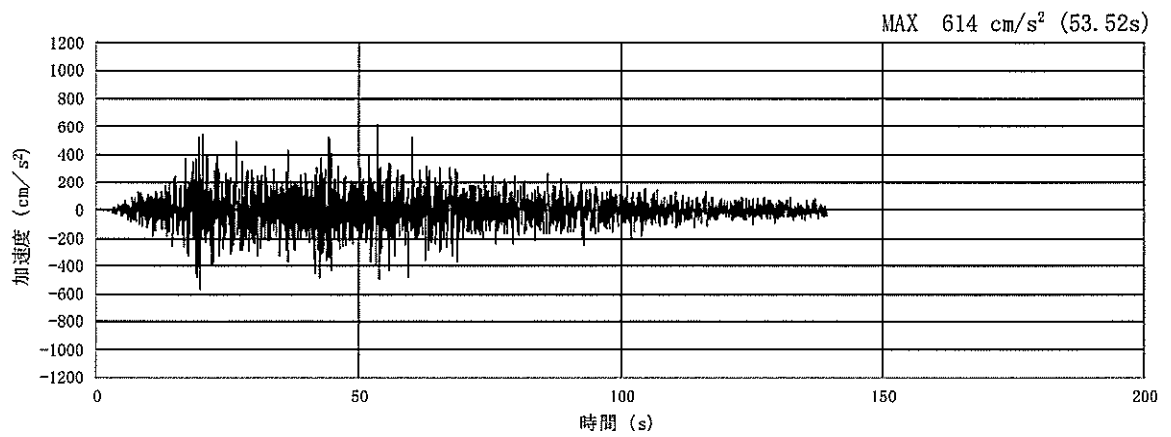
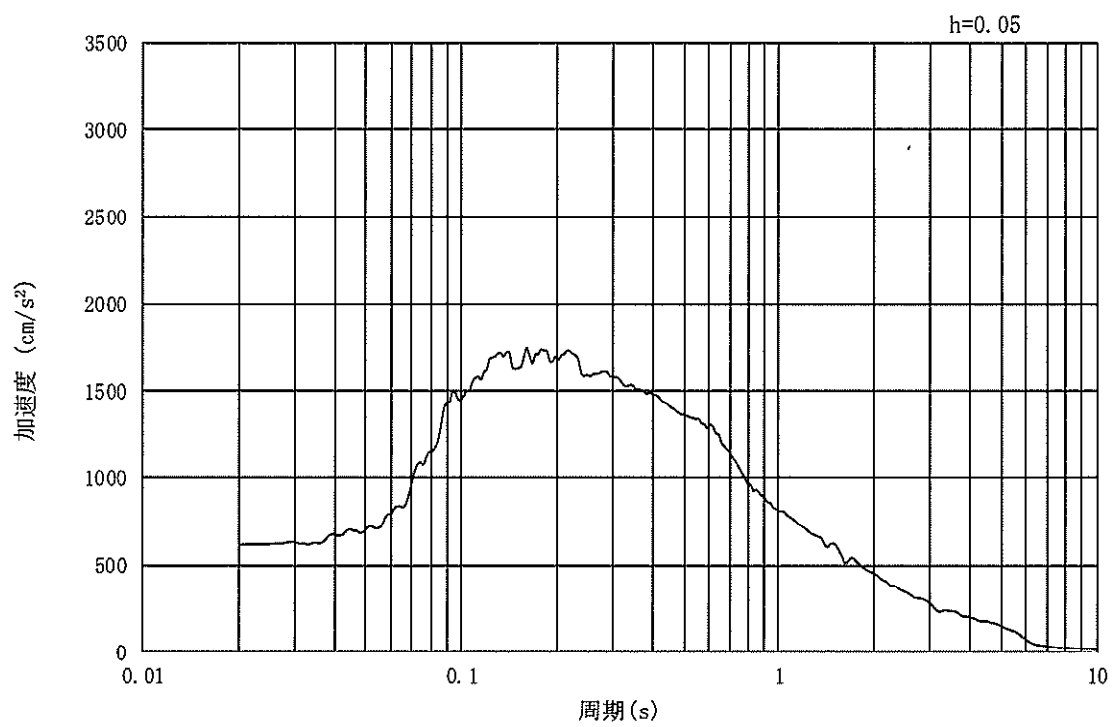


図 17.3-1 入力地震動算定の概念図





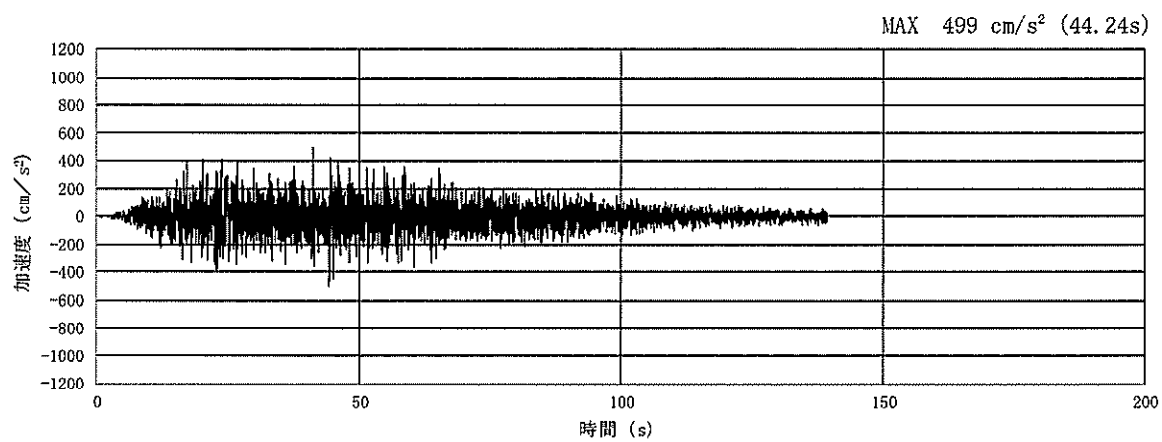
(a) 加速度時刻歴波形



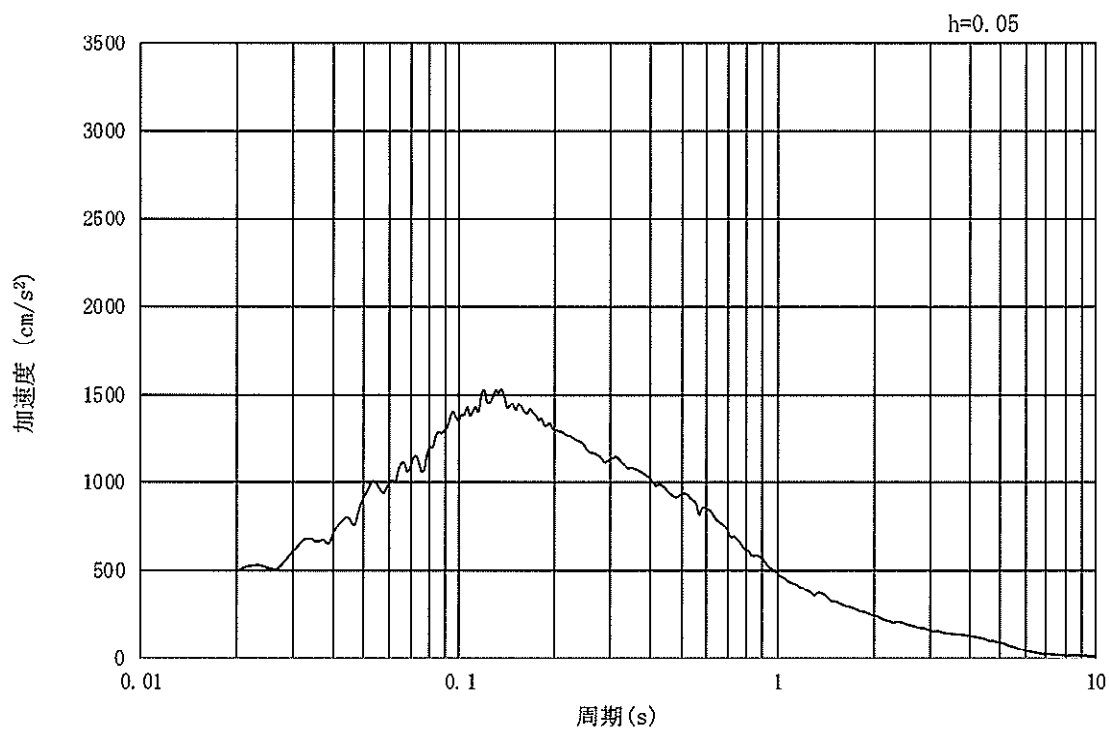
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (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:  $S_s-D1$ )





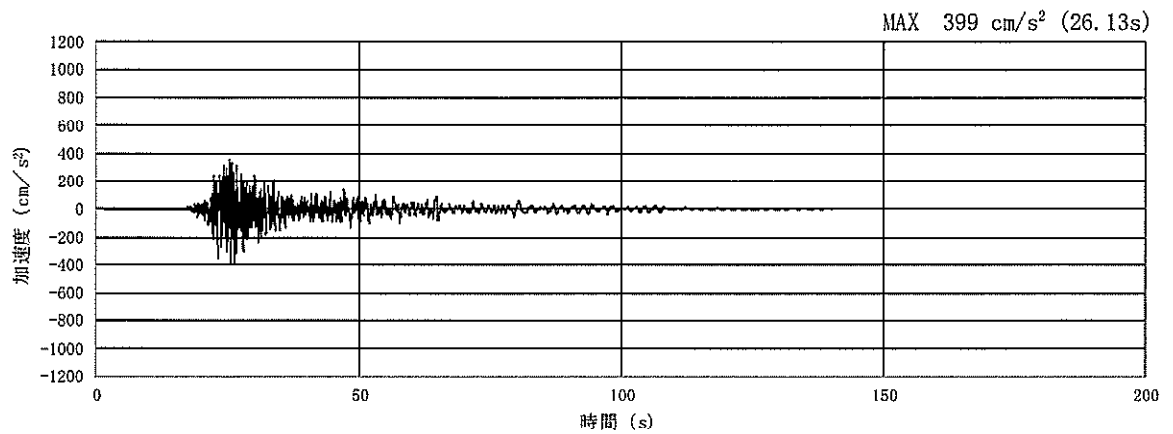
(a) 加速度時刻歴波形



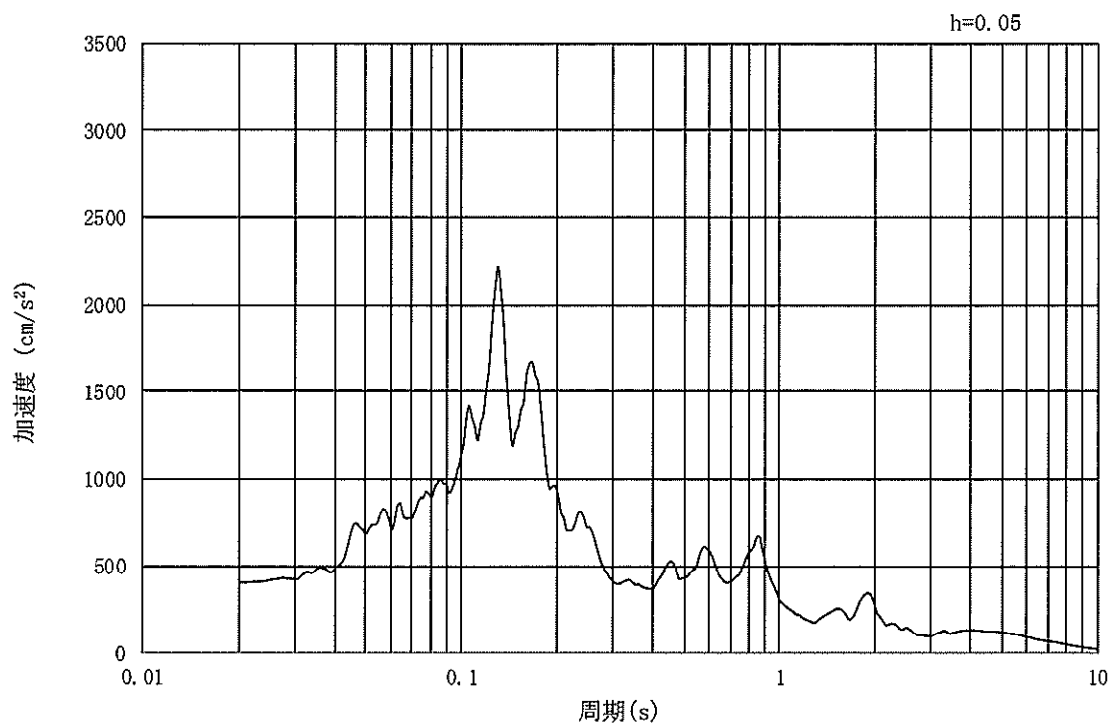
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (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： $S_s-D1$ )





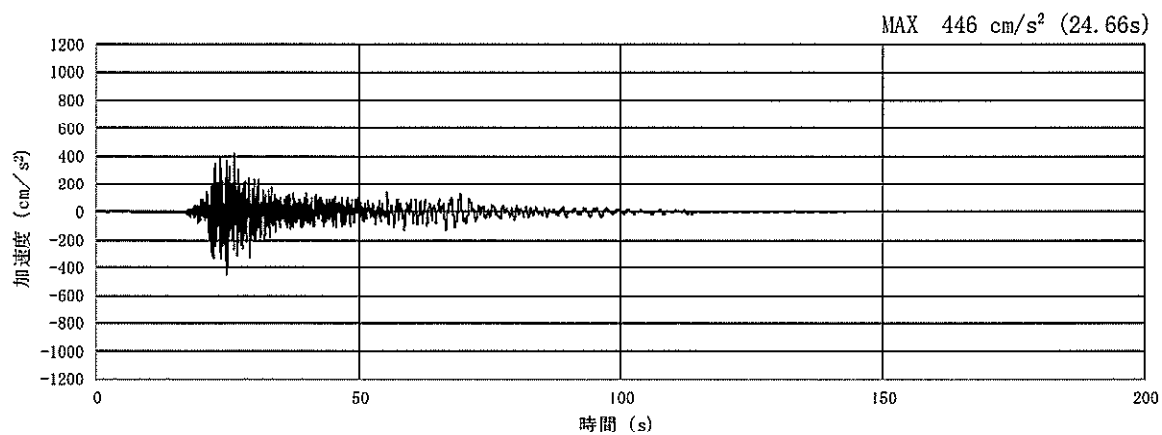
(a) 加速度時刻歴波形



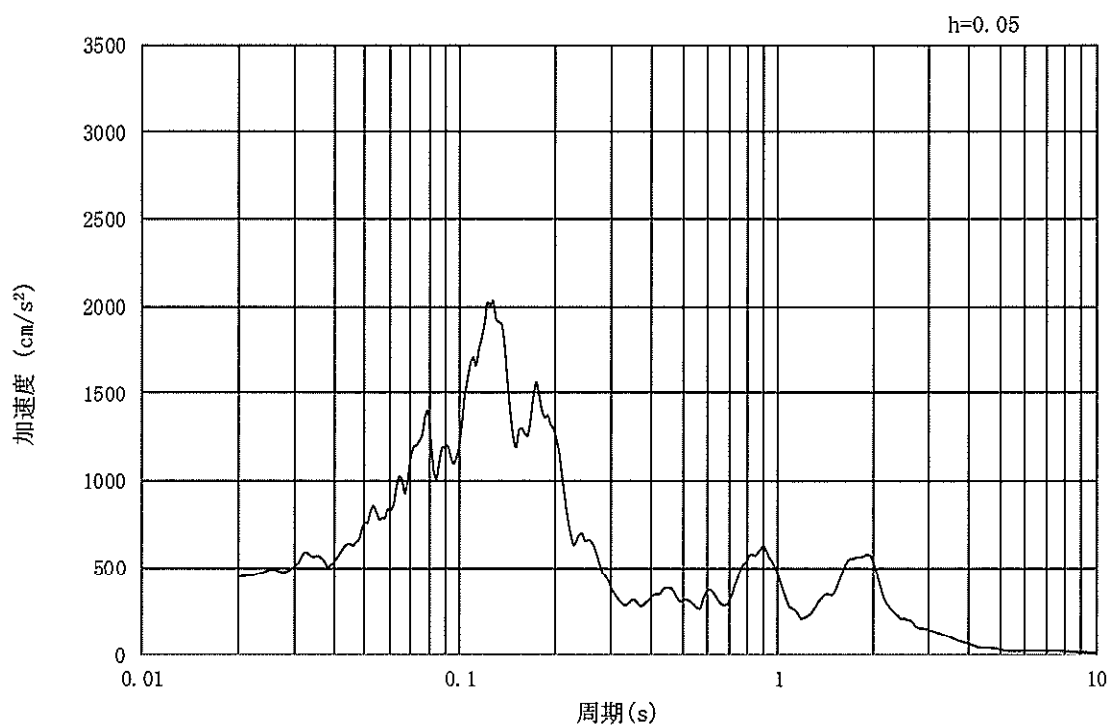
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (3) 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:  $S_s - 1.1$ )





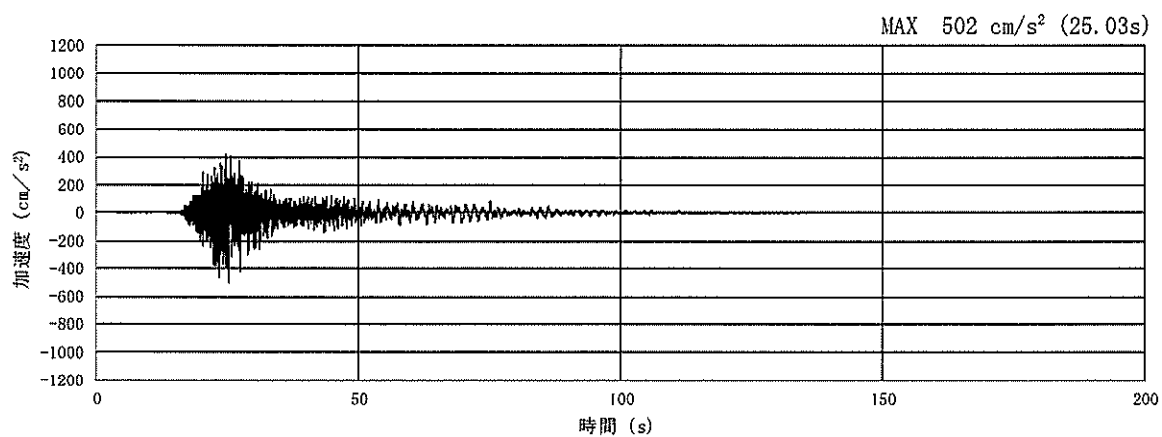
(a) 加速度時刻歴波形



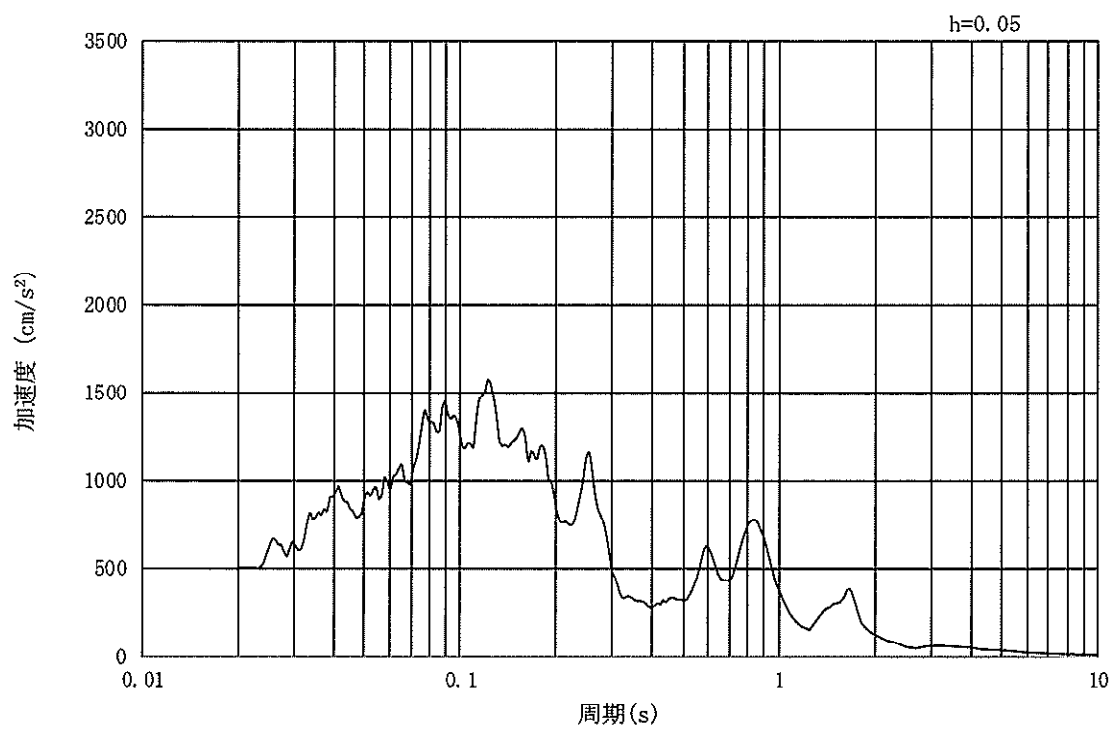
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (4) 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:  $S_s - 1.1$ )





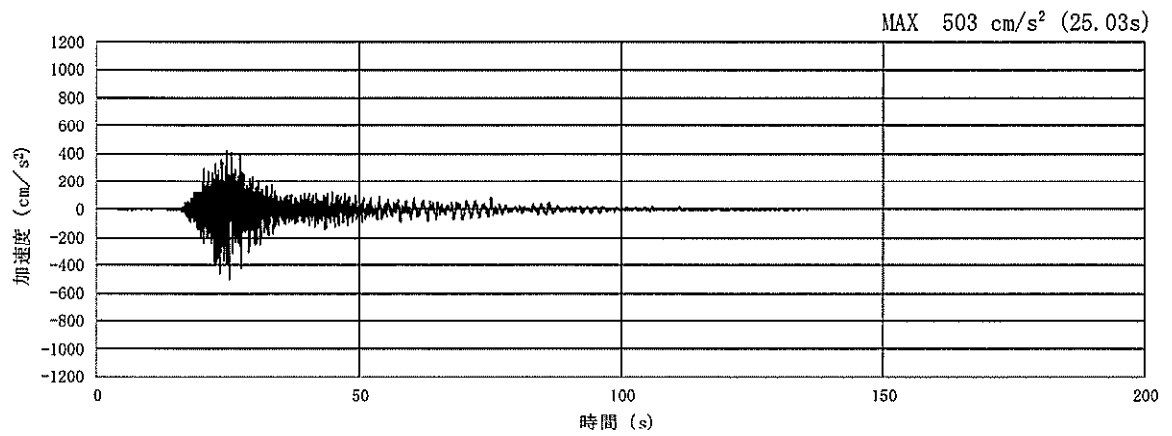
(a) 加速度時刻歴波形



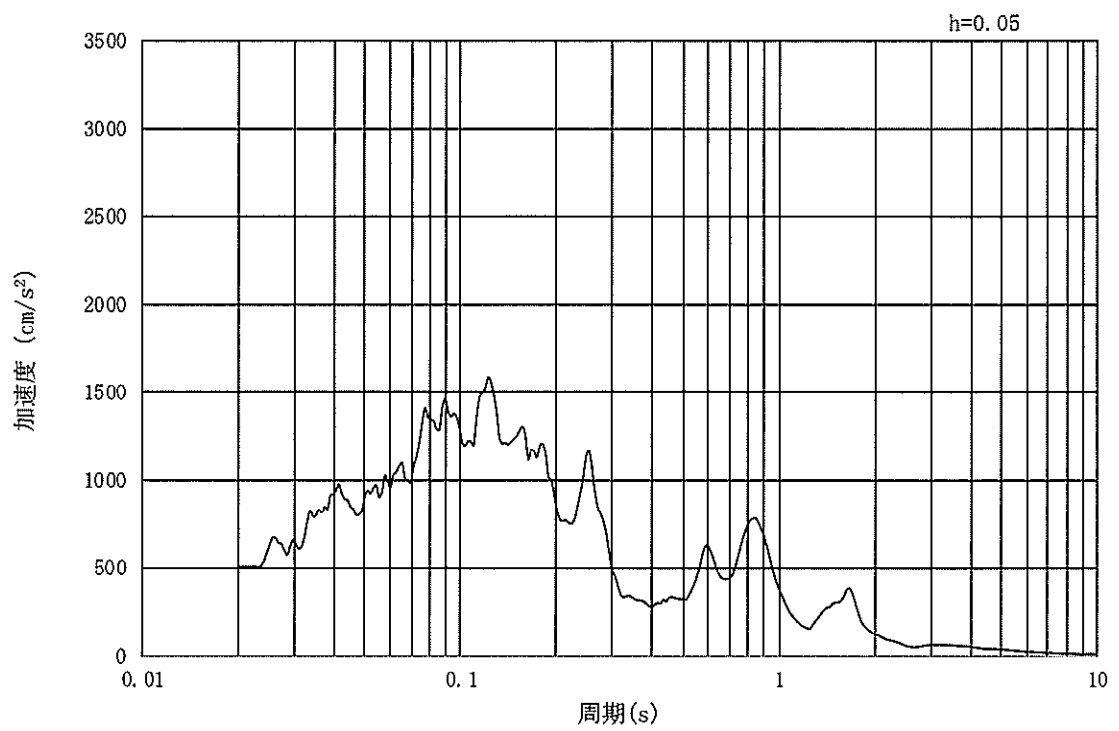
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (5) 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:  $S_s - 1.1$ )





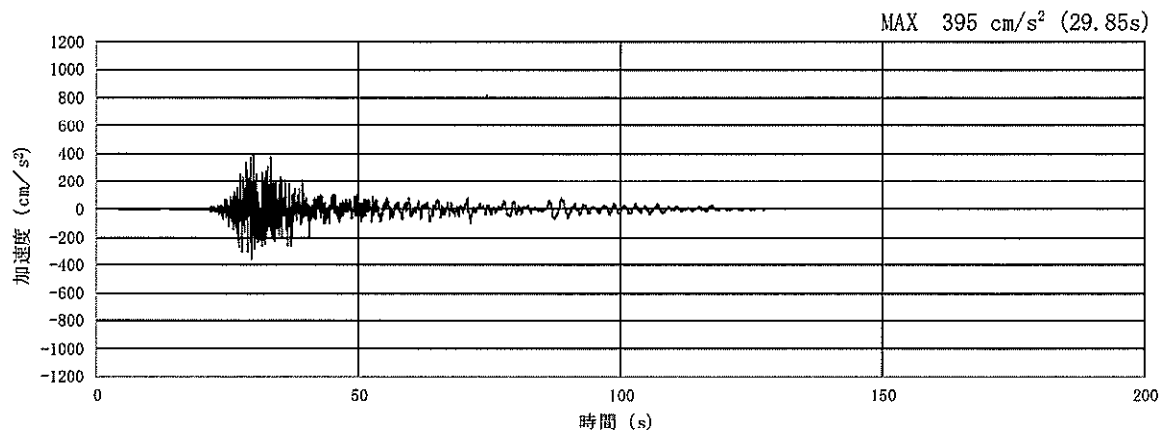
(a) 加速度時刻歴波形



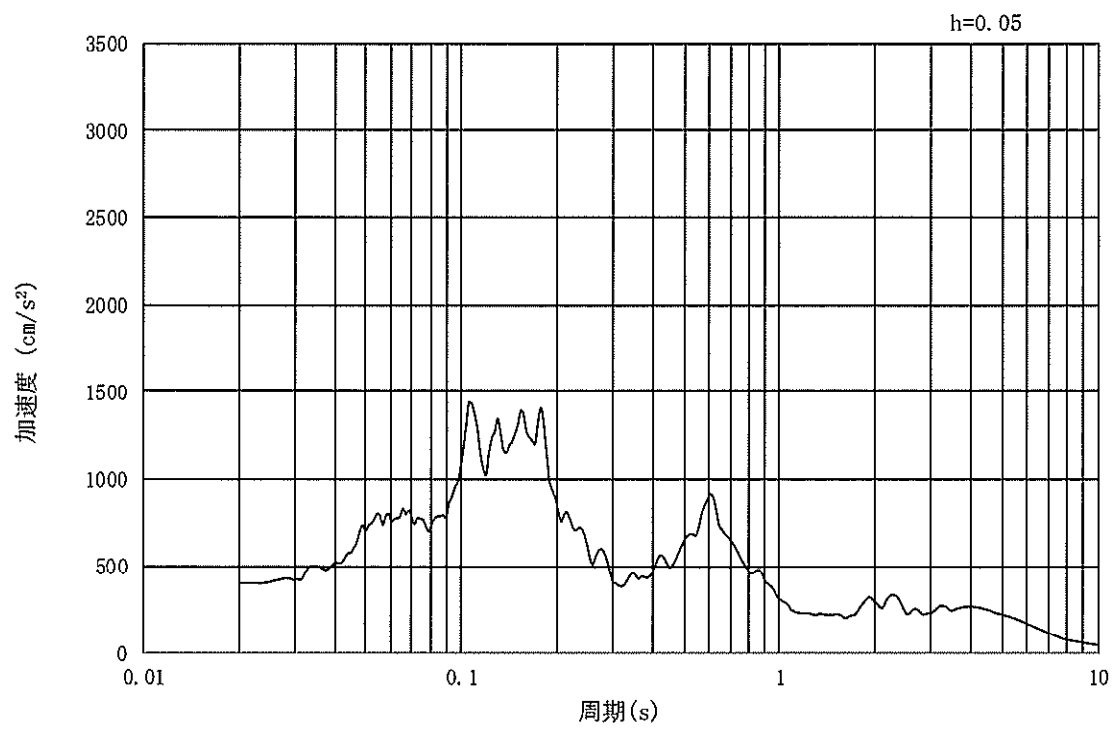
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (6) 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:  $S_s - 1.1$ )





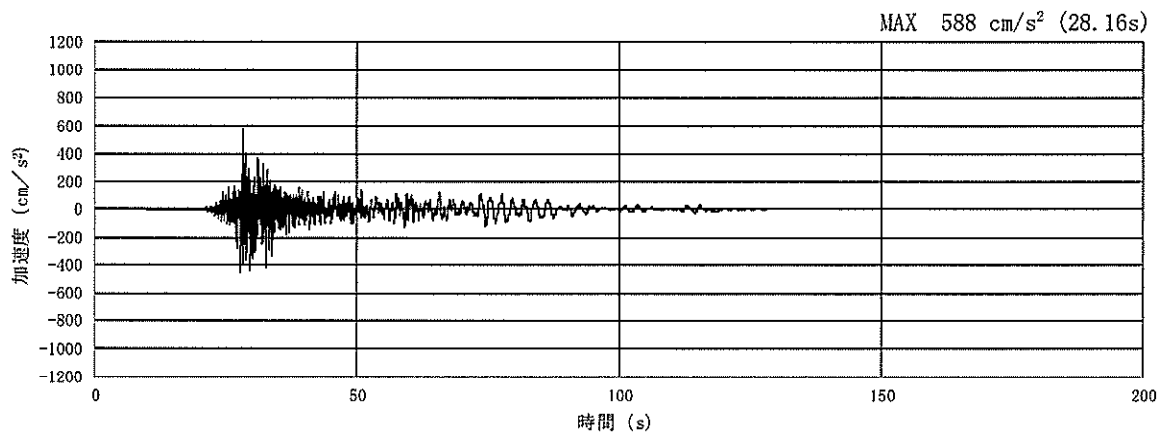
(a) 加速度時刻歴波形



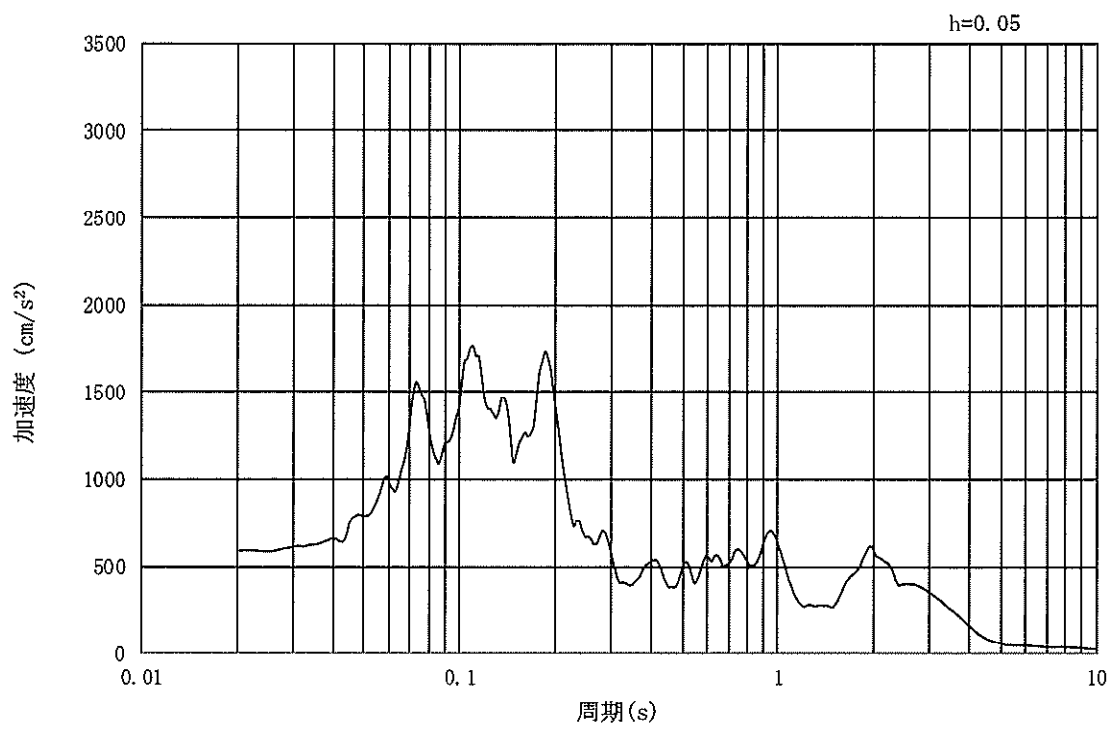
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (7) 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:  $S_s-12$ )





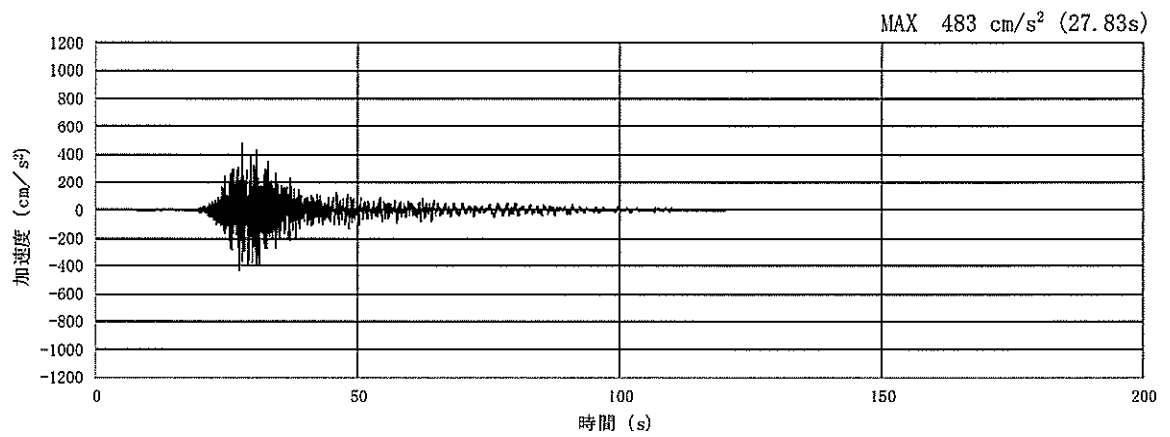
(a) 加速度時刻歴波形



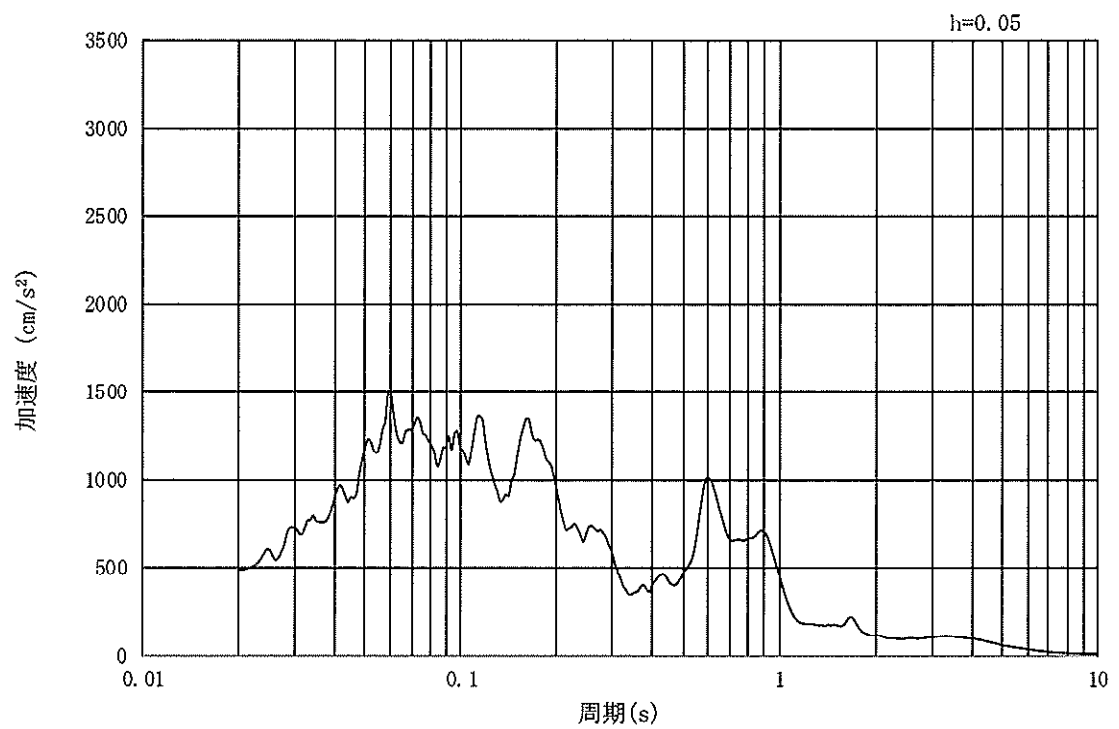
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (8) 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:  $S_s-12$ )





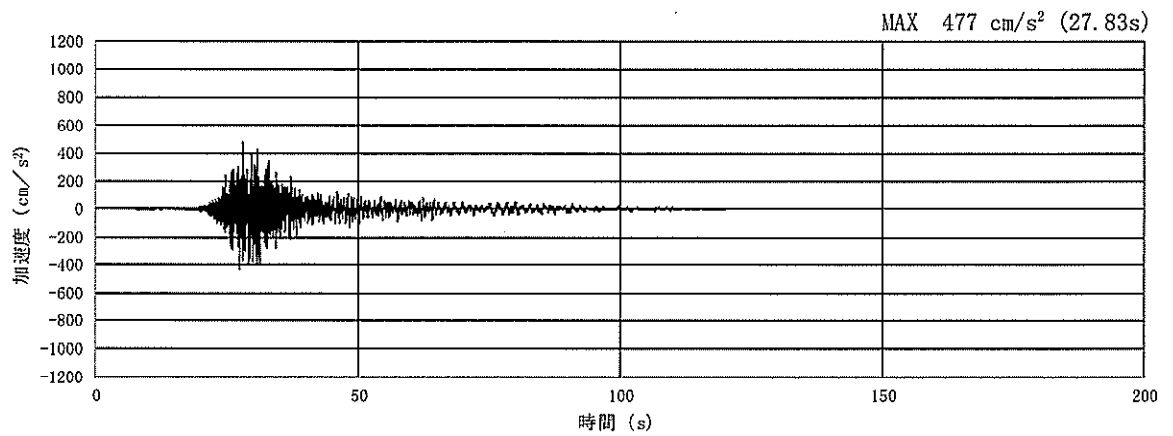
(a) 加速度時刻歴波形



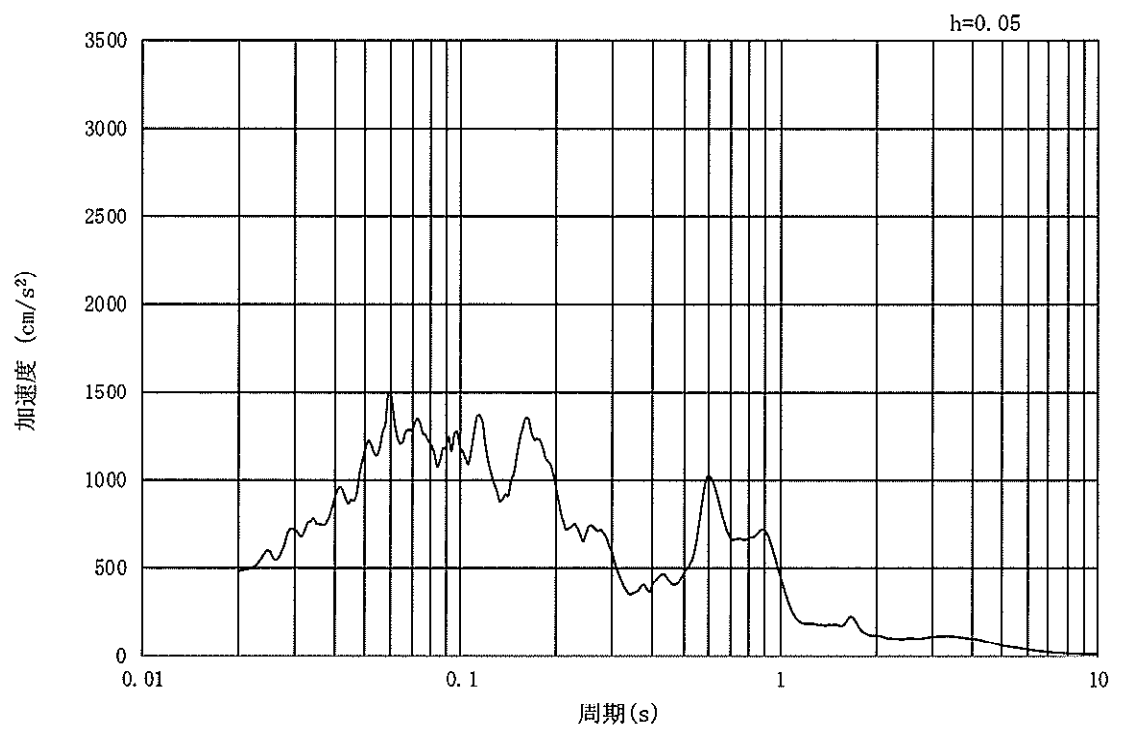
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (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:  $S_s - 1.2$ )





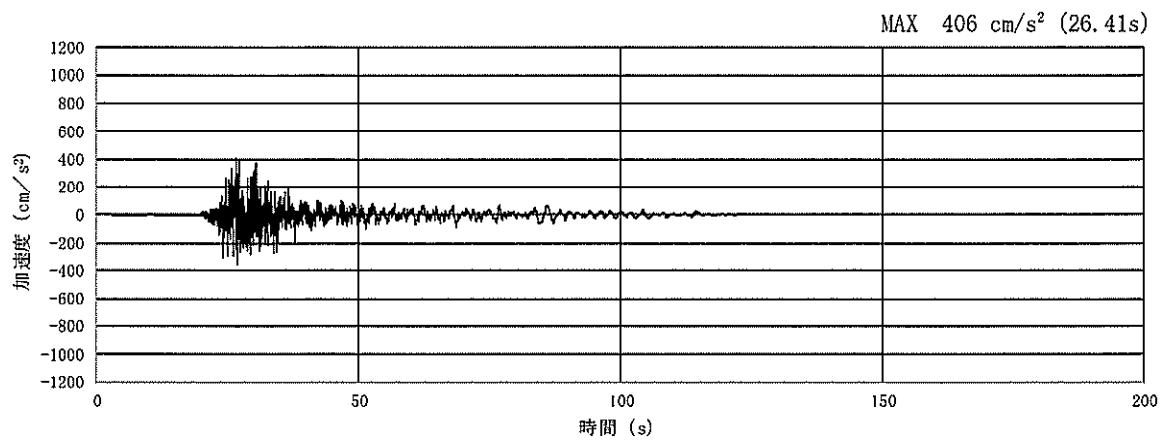
(a) 加速度時刻歴波形



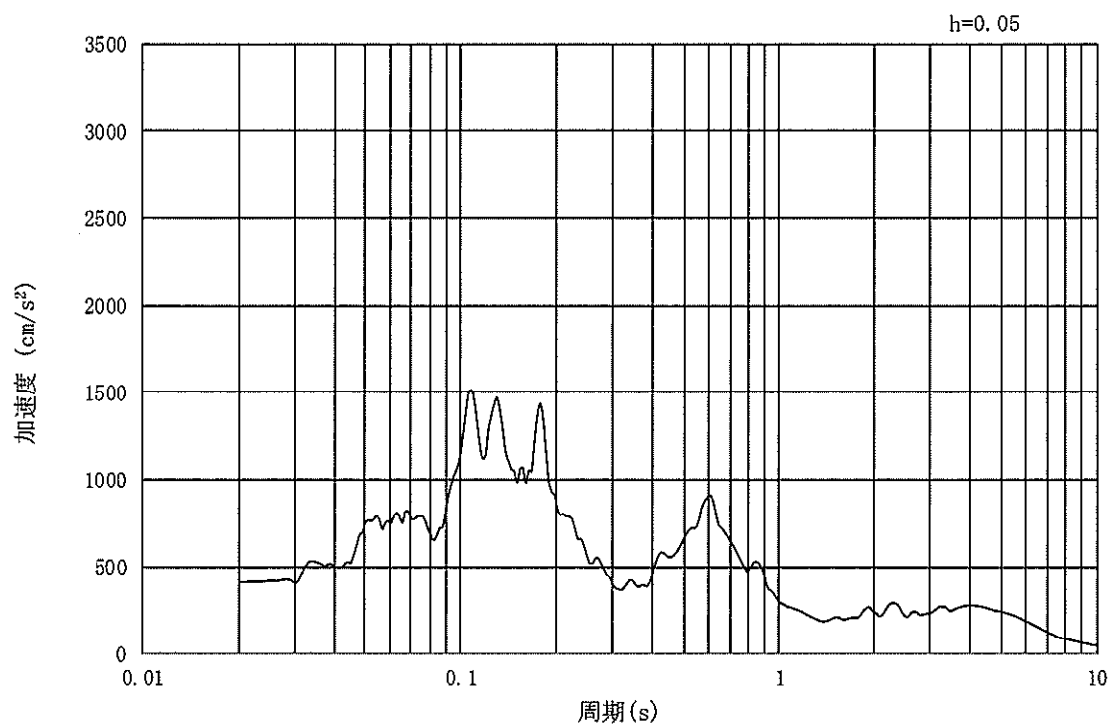
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (10) 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:  $S_s - 1.2$ )





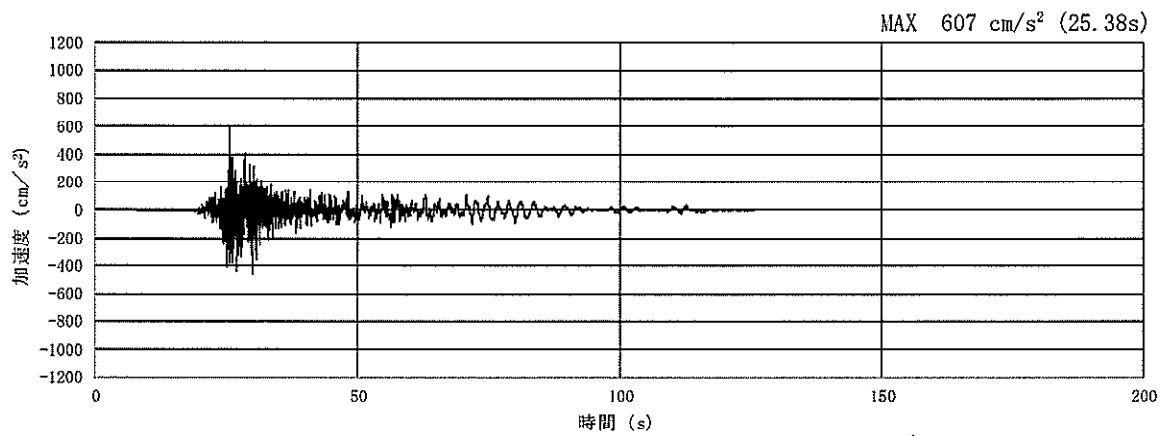
(a) 加速度時刻歴波形



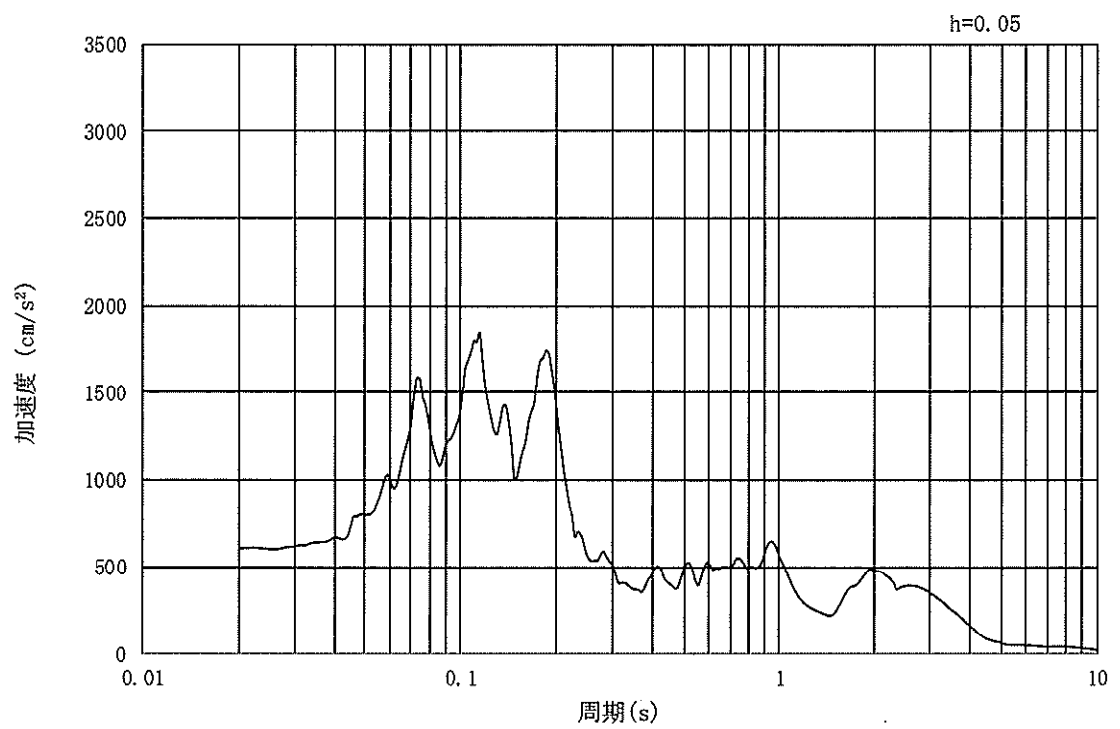
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (11) 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:  $S_s-13$ )





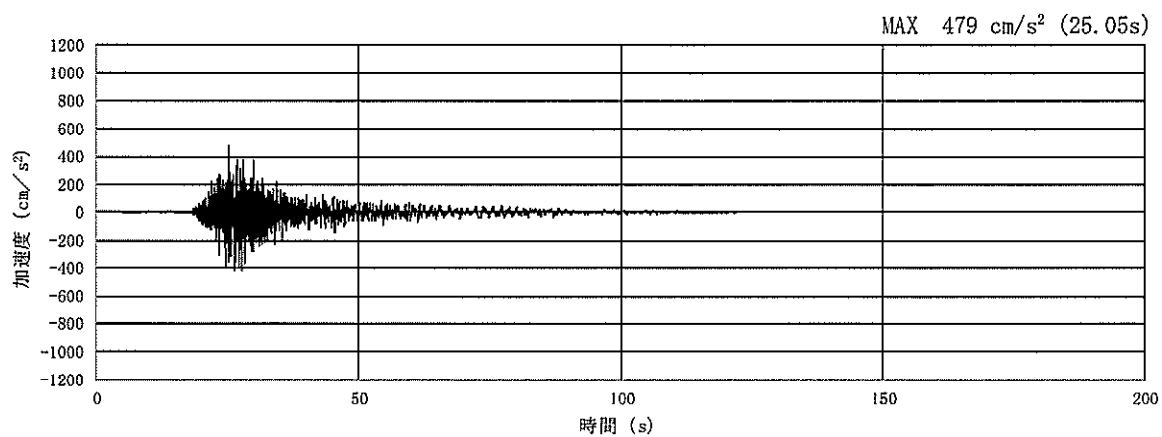
(a) 加速度時刻歴波形



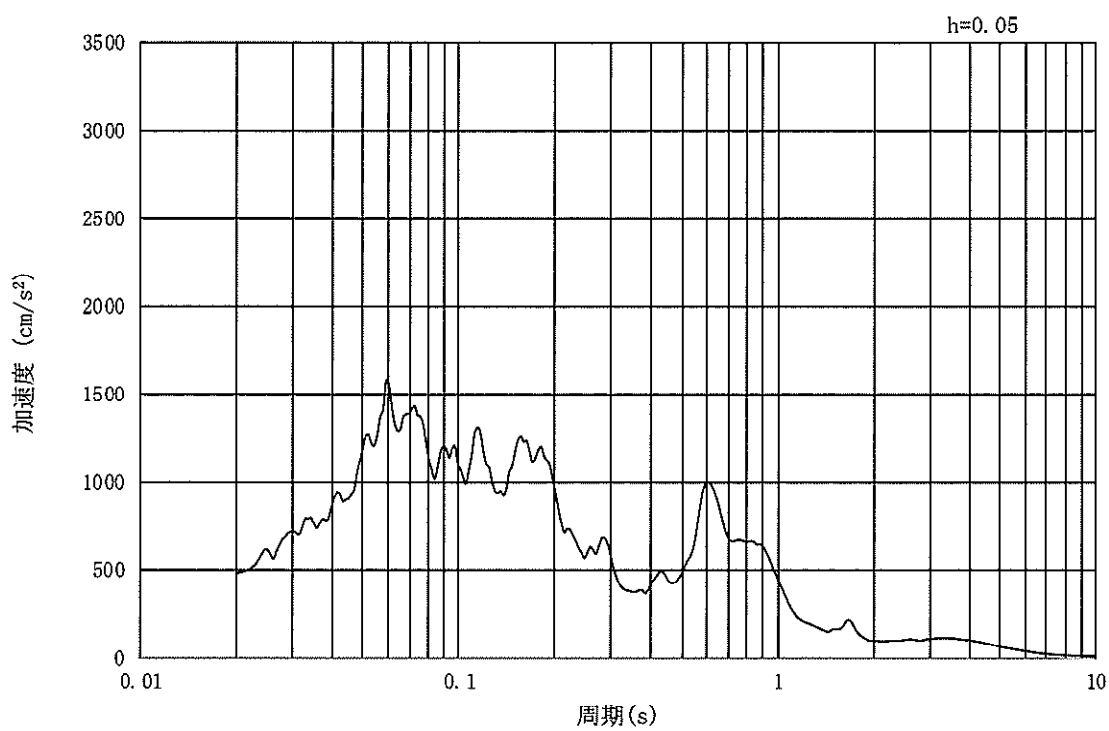
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (12) 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:  $S_s - 1.3$ )





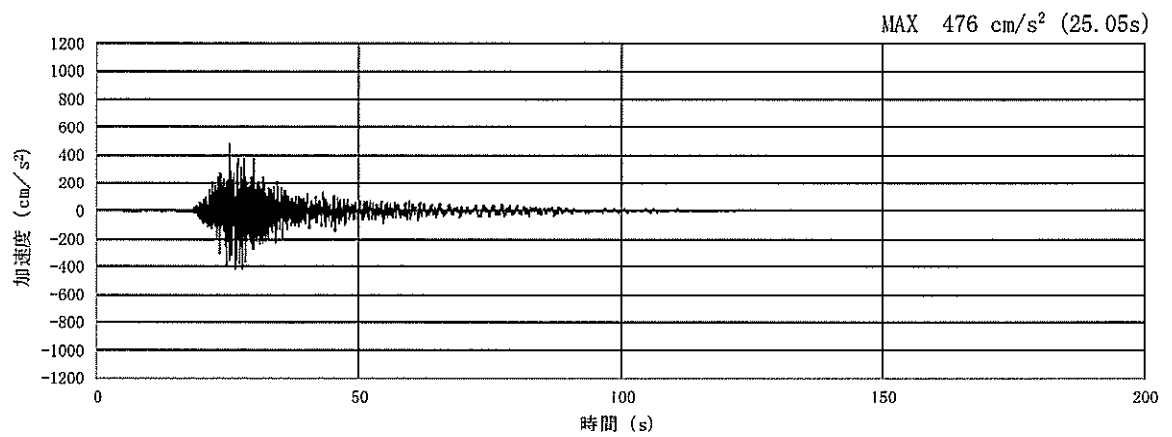
(a) 加速度時刻歴波形



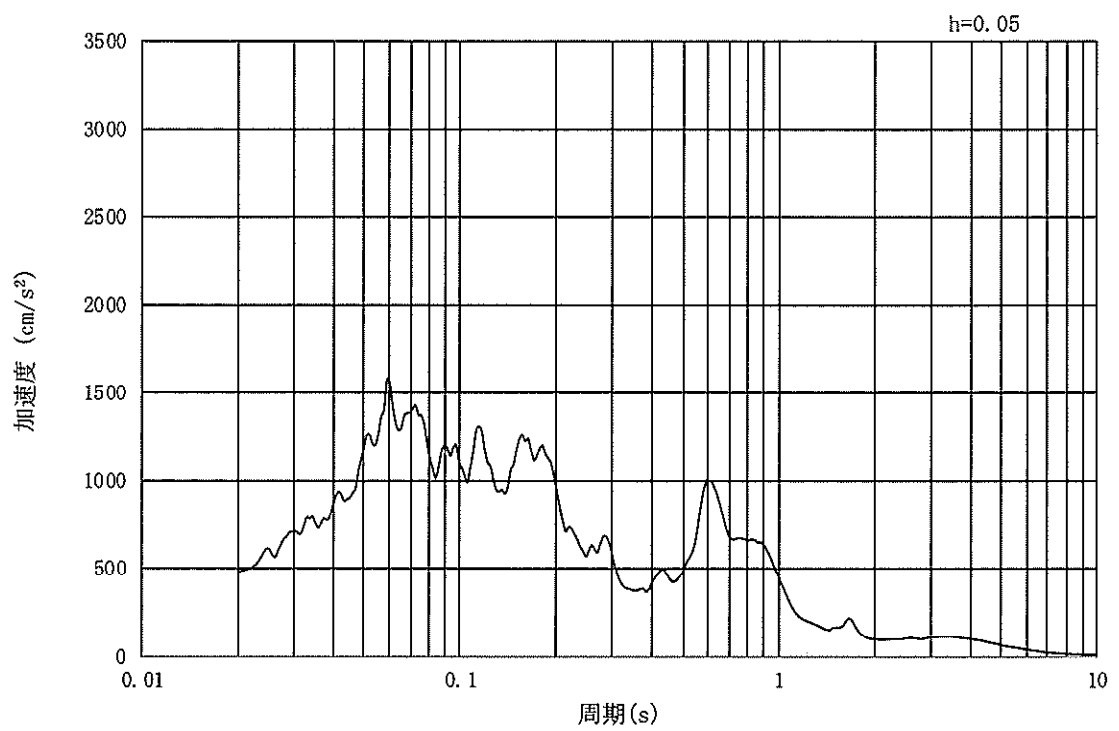
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (13) 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:  $S_s-13$ )





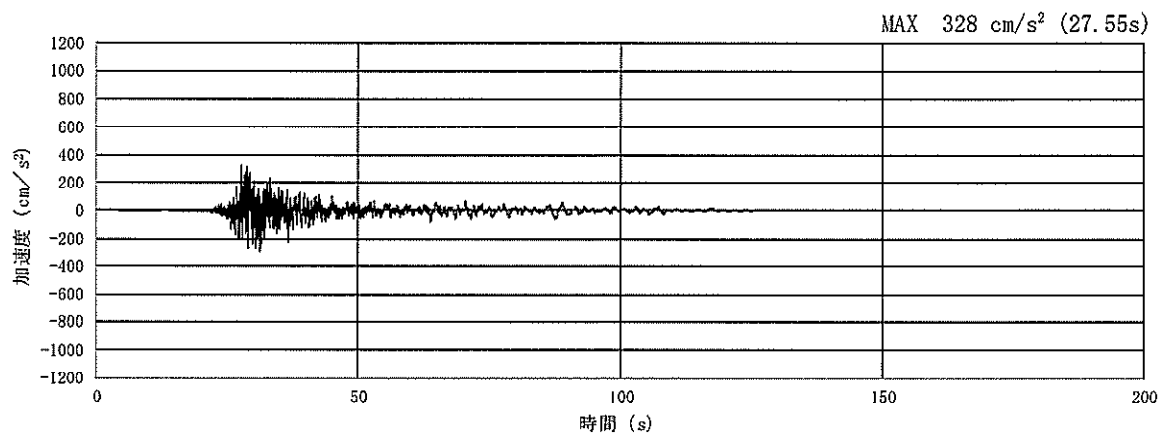
(a) 加速度時刻歴波形



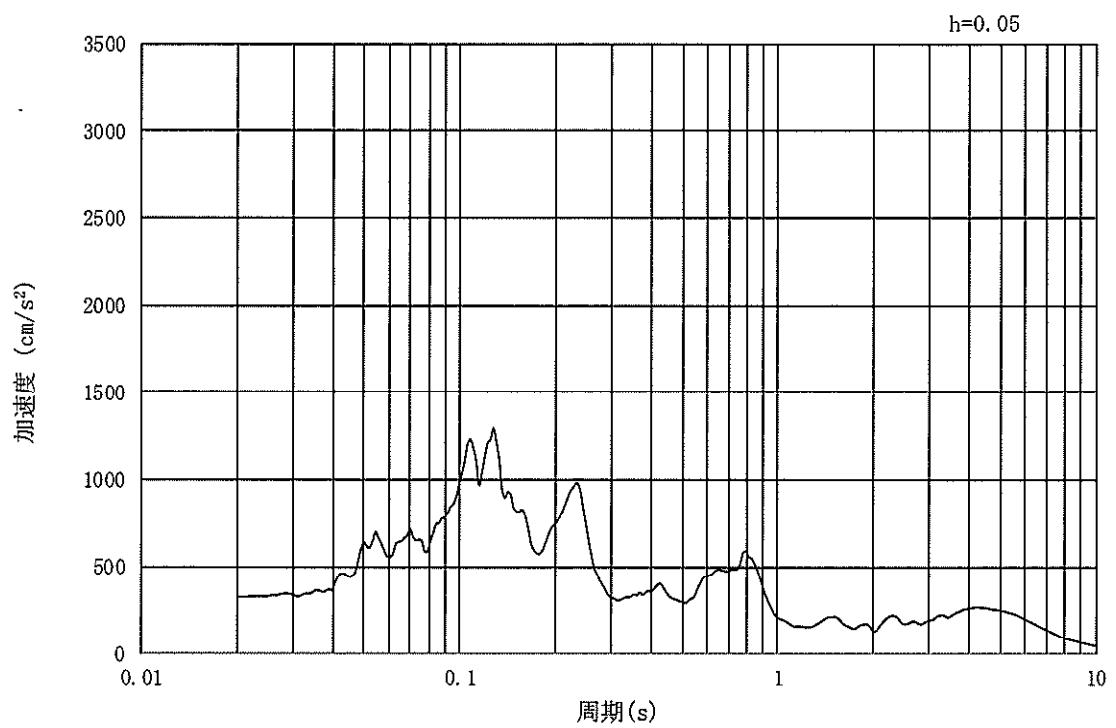
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (14) 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:  $S_s - 1.3$ )





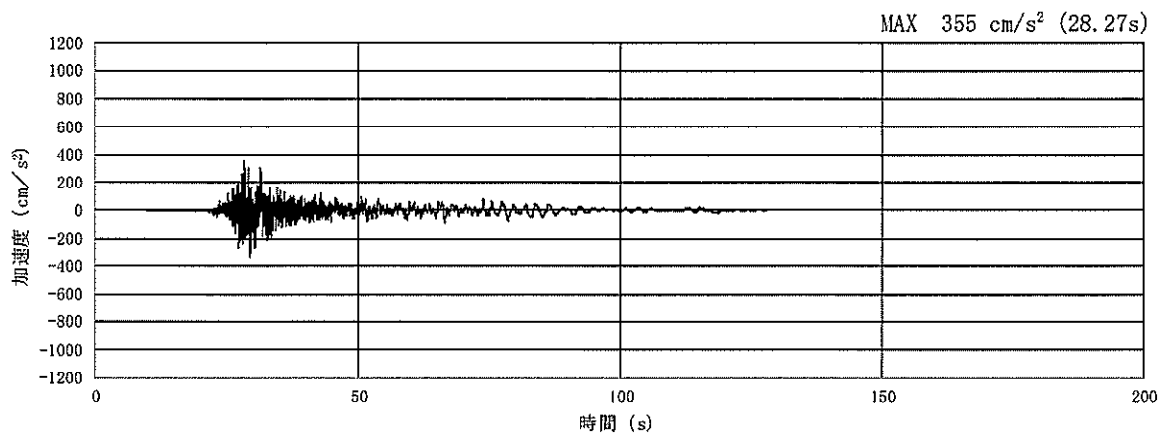
(a) 加速度時刻歴波形



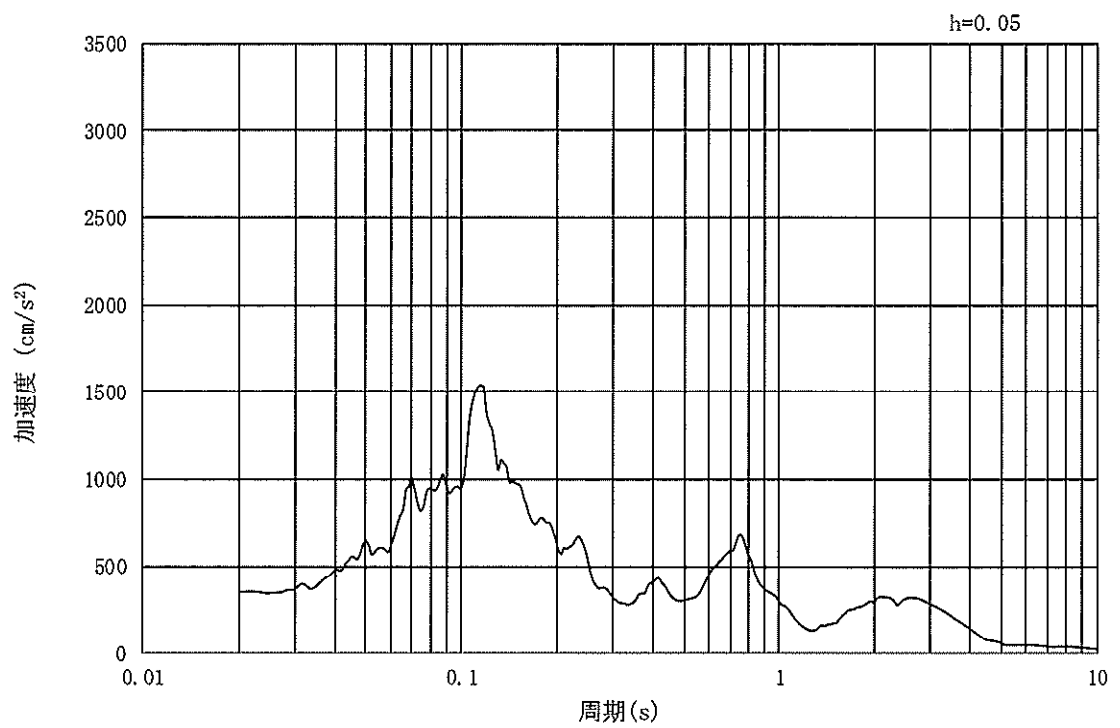
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (15) 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:  $S_s - 1.4$ )





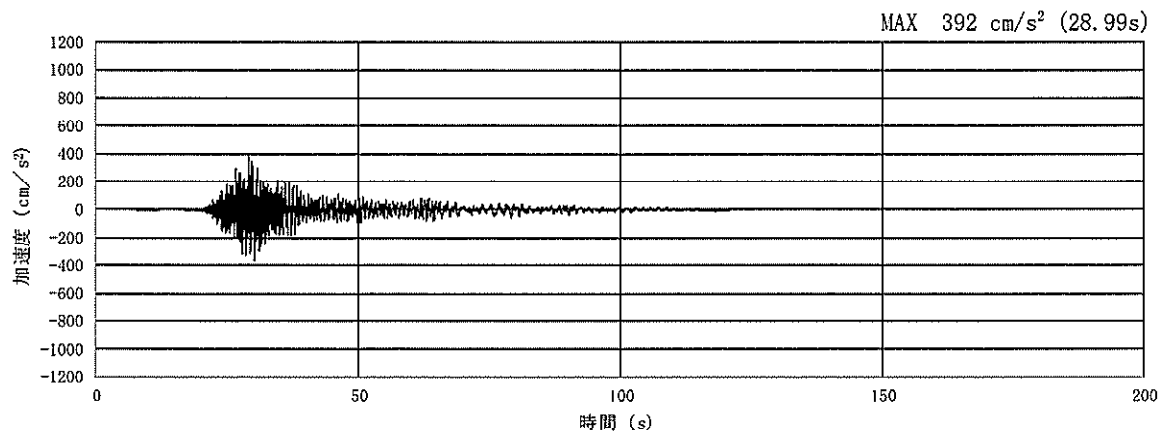
(a) 加速度時刻歴波形



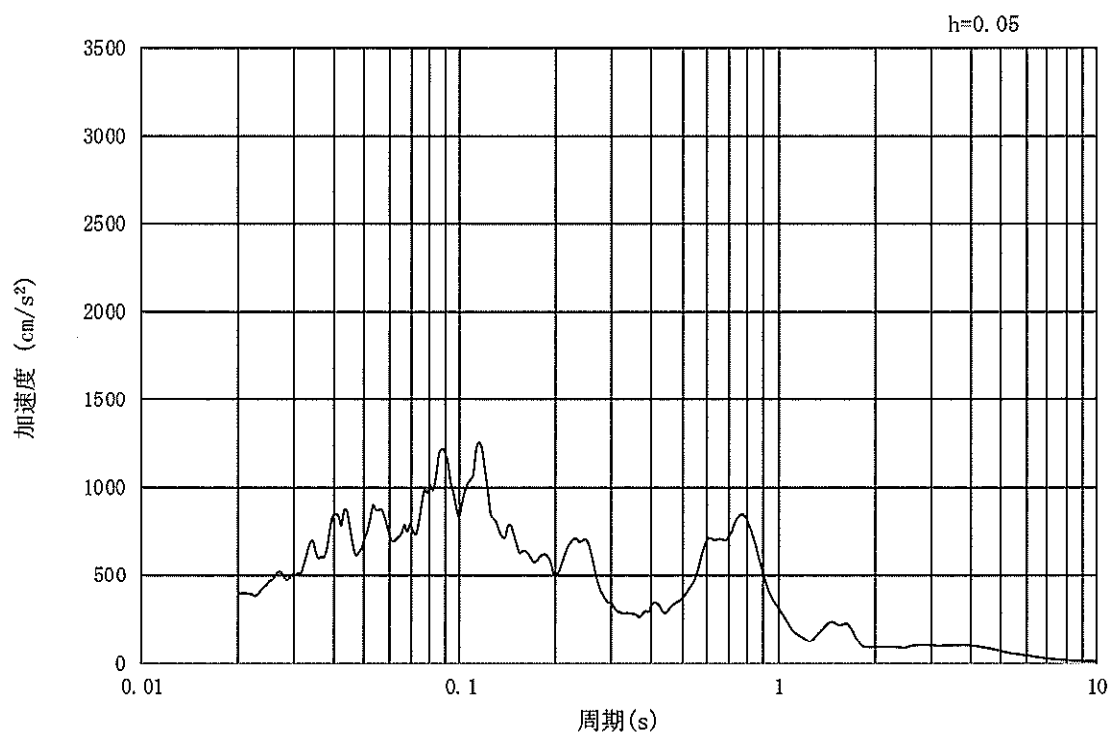
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (16) 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:  $S_s - 1.4$ )





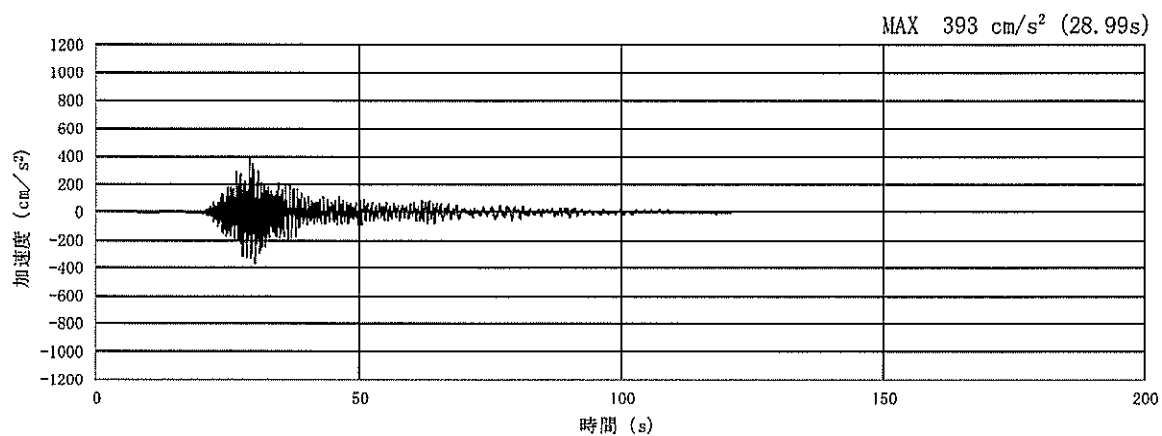
(a) 加速度時刻歴波形



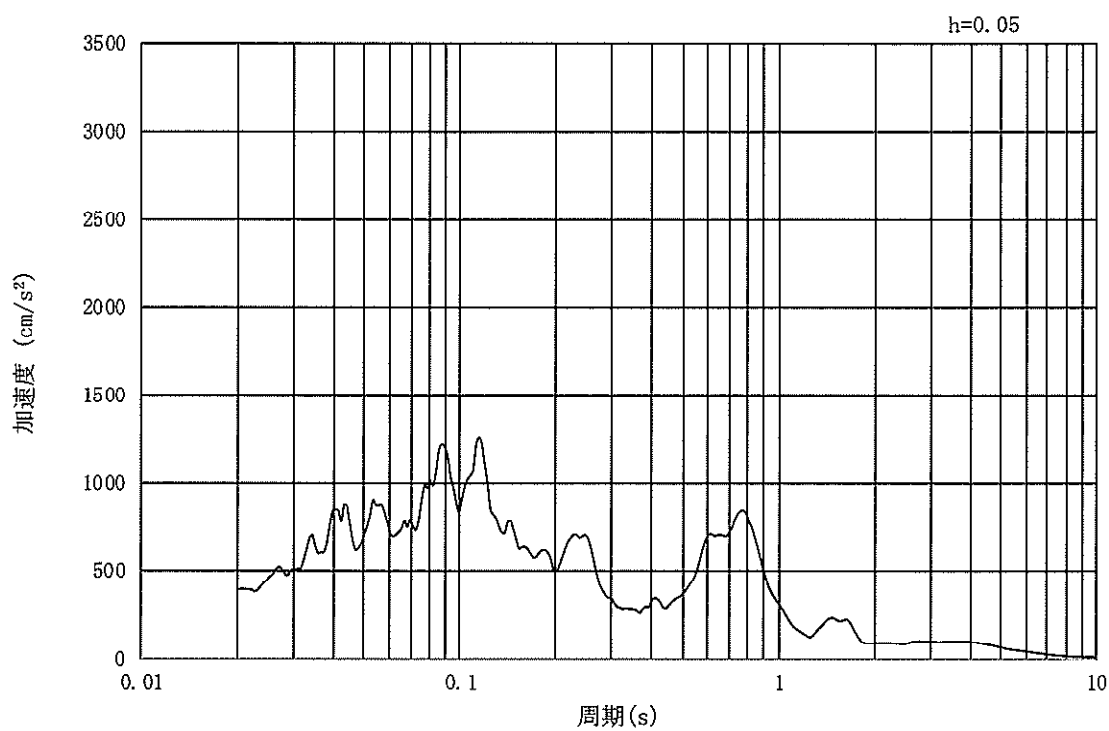
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (17) 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:  $S_s - 1.4$ )





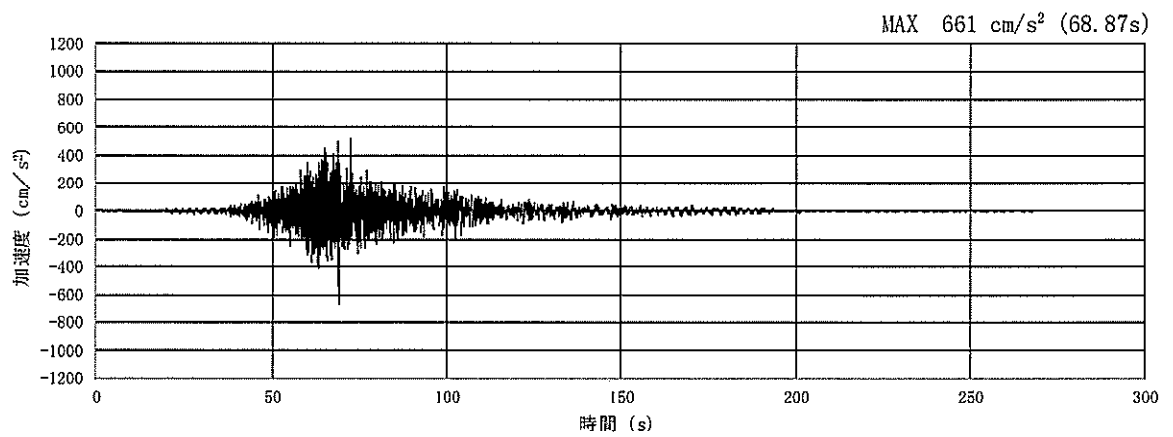
(a) 加速度時刻歴波形



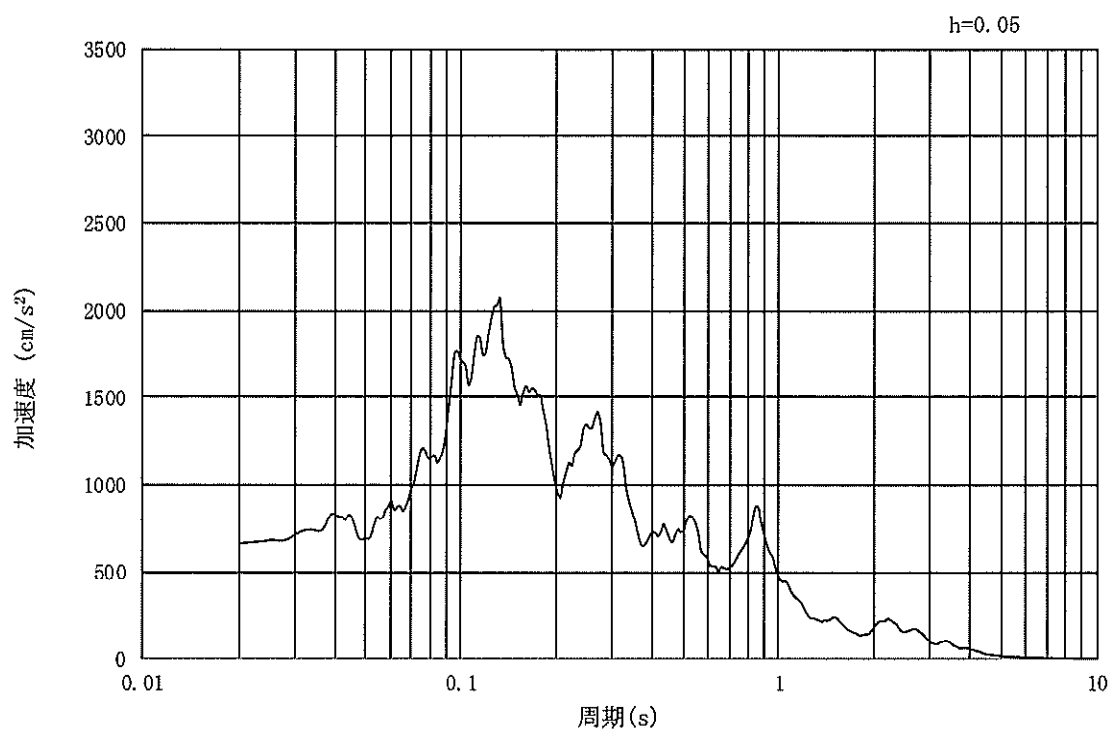
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (18) 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:  $S_s-14$ )





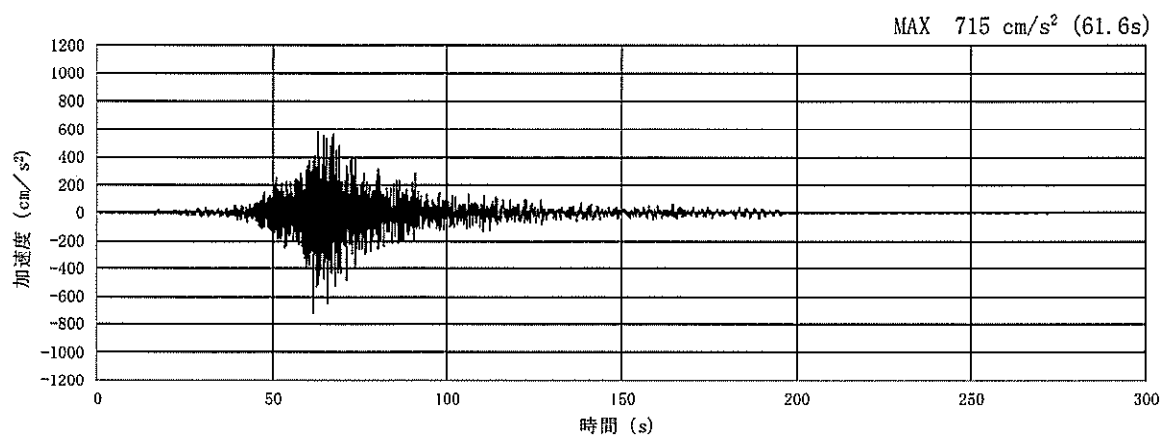
(a) 加速度時刻歴波形



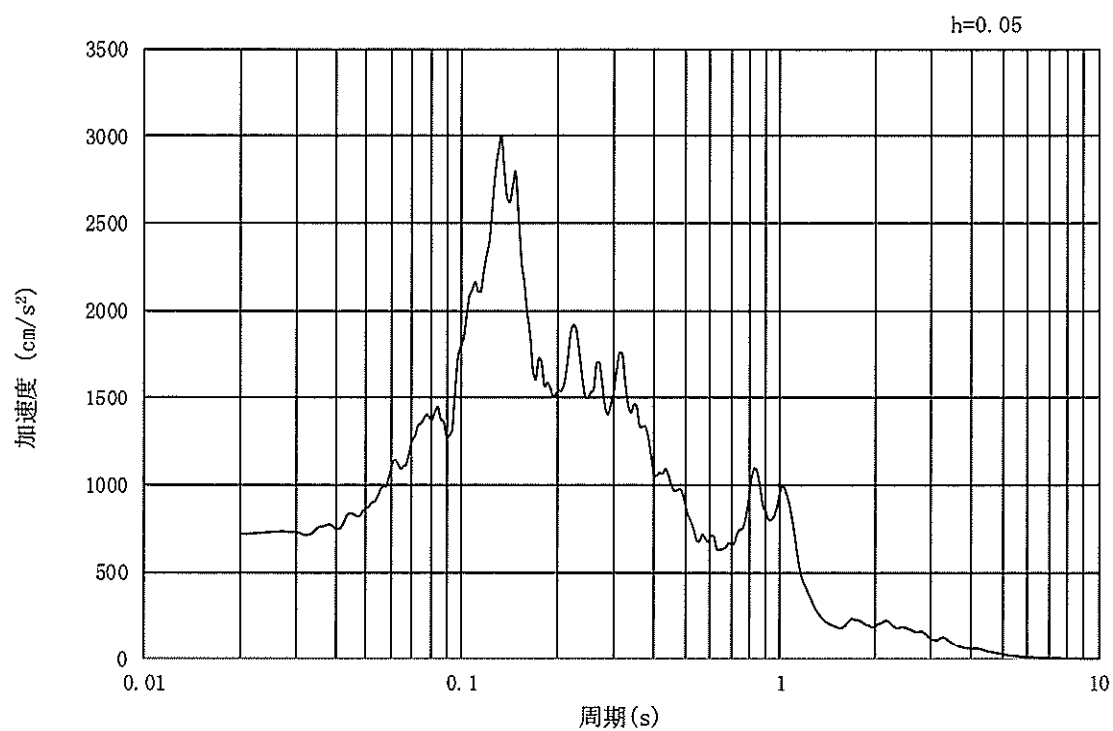
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (19) 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:  $S_s - 2.1$ )





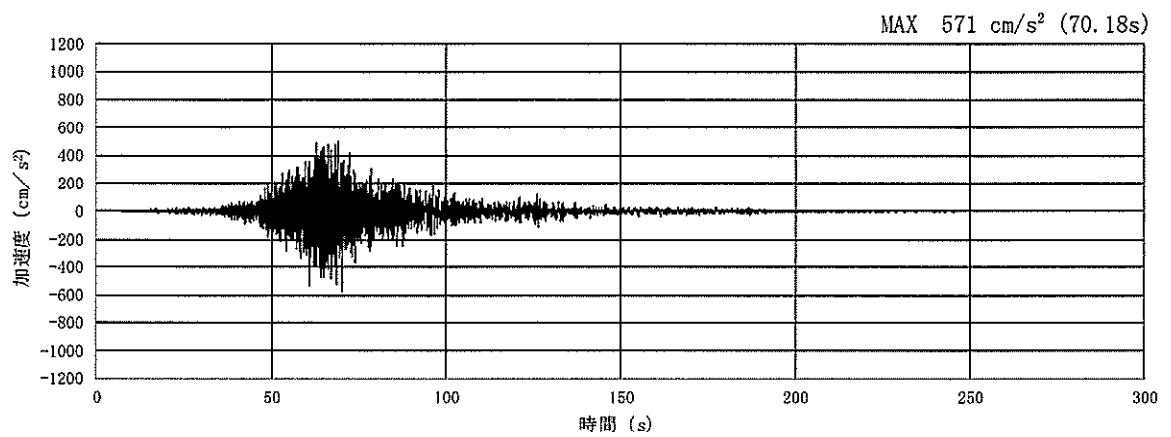
(a) 加速度時刻歴波形



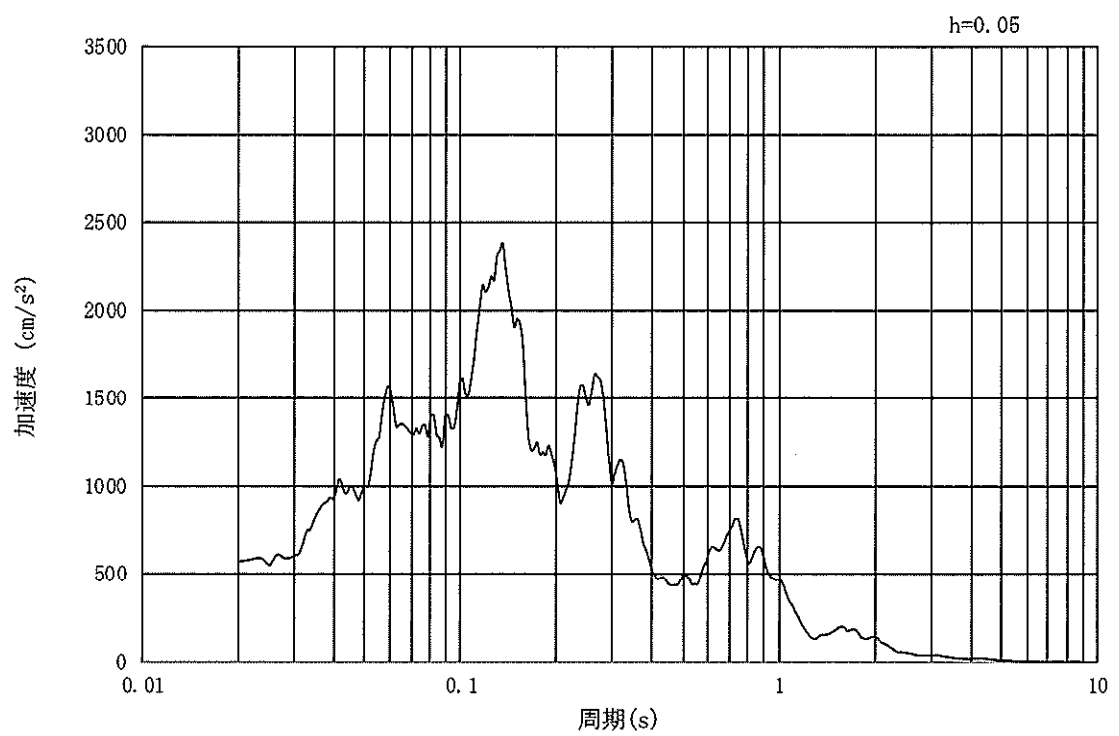
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (20) 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:  $S_s - 21$ )





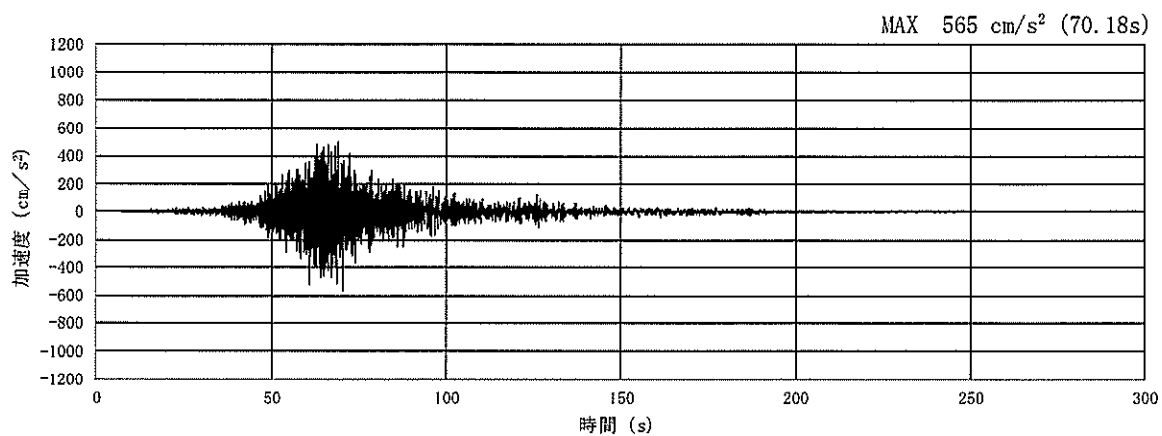
(a) 加速度時刻歴波形



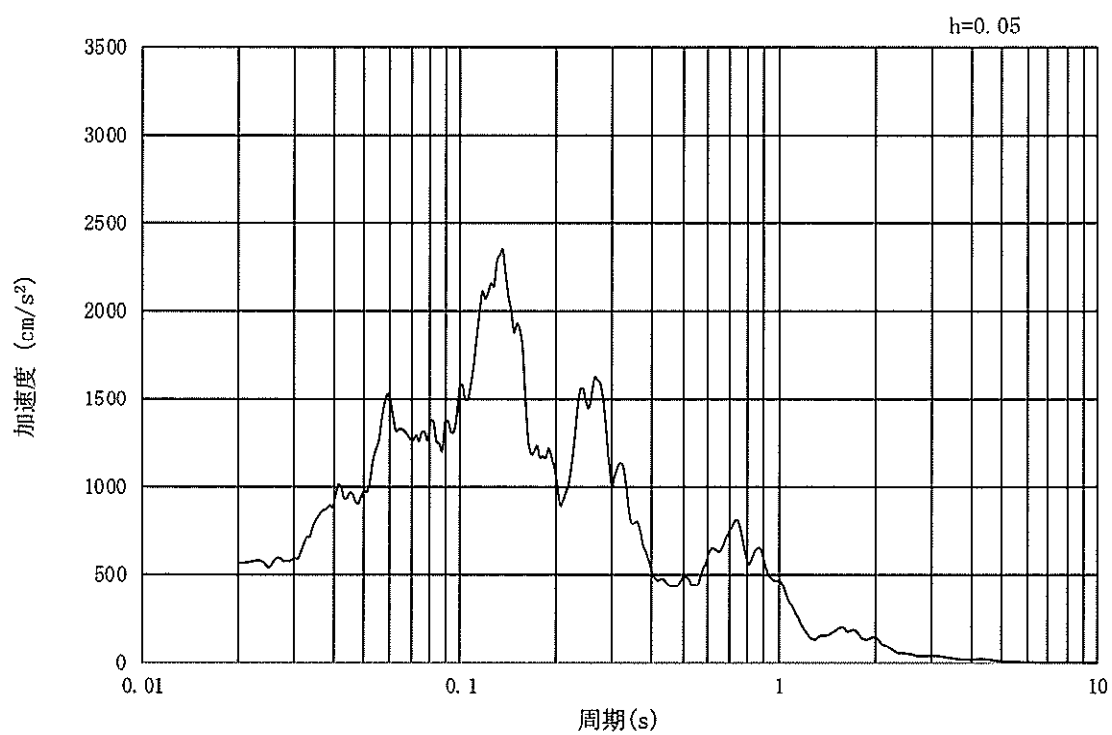
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (21) 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:  $S_s - 21$ )





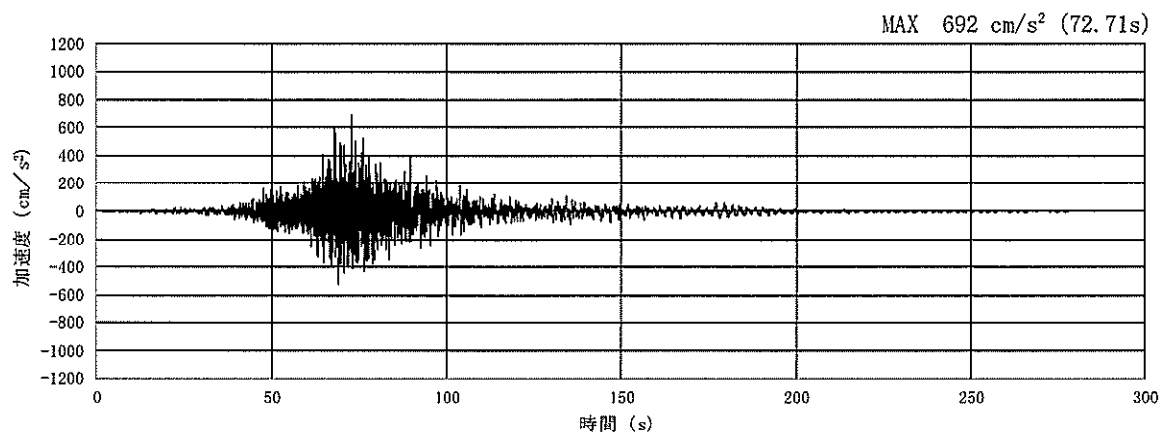
(a) 加速度時刻歴波形



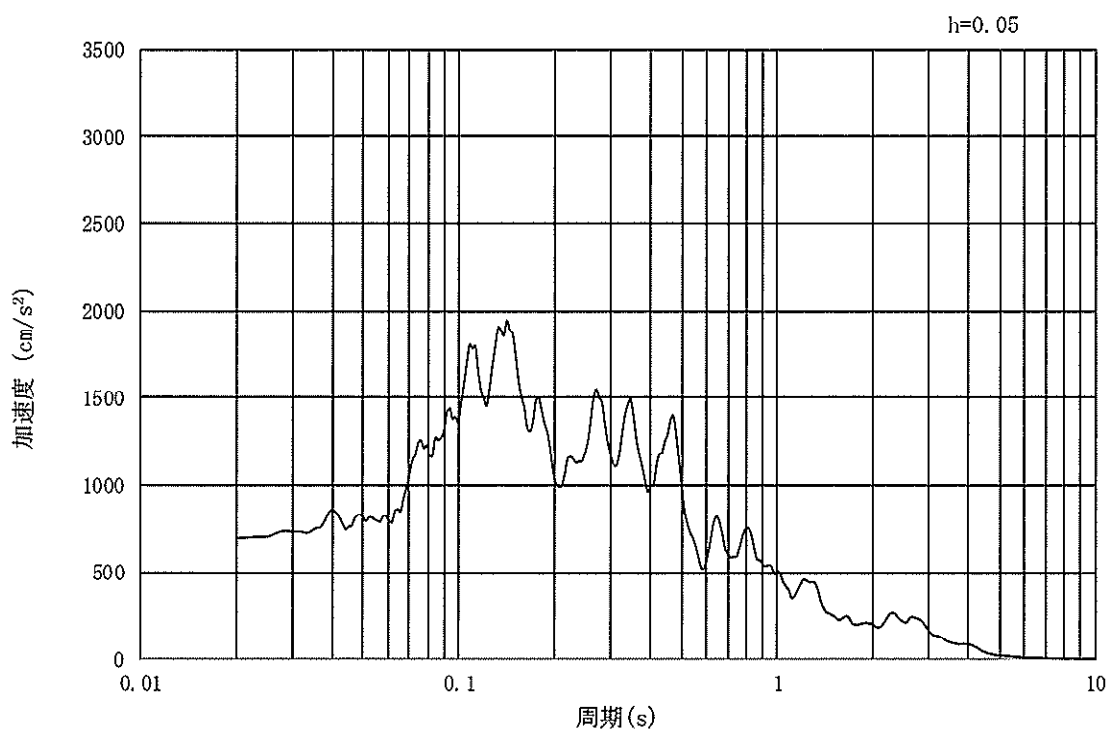
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (22) 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:  $S_s - 2.1$ )





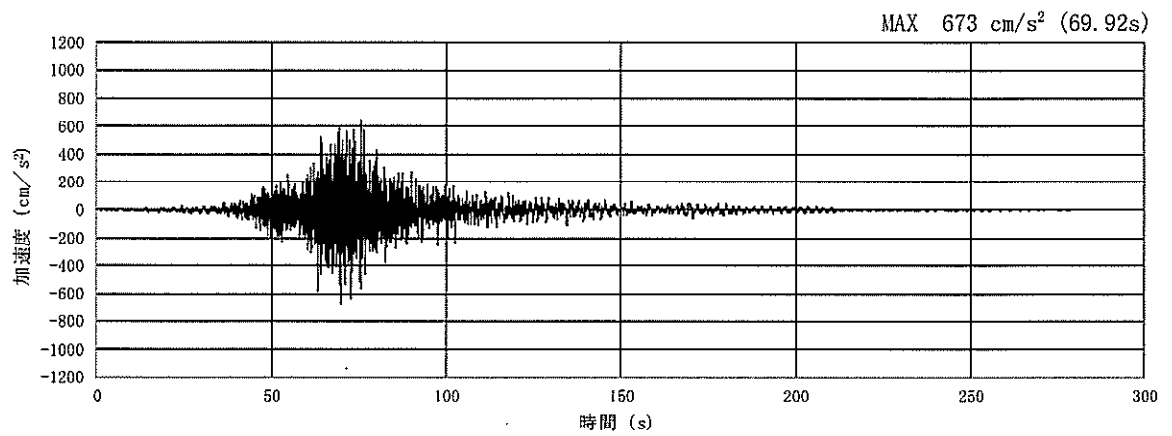
(a) 加速度時刻歴波形



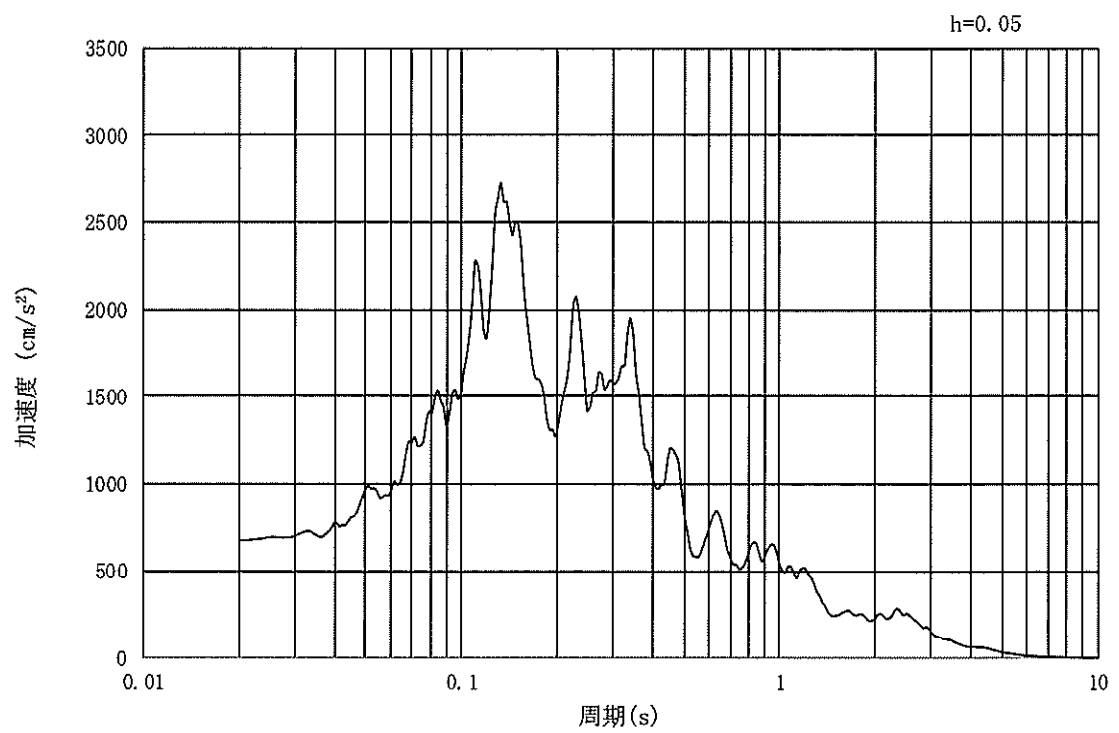
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (23) 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:  $S_s - 2.2$ )





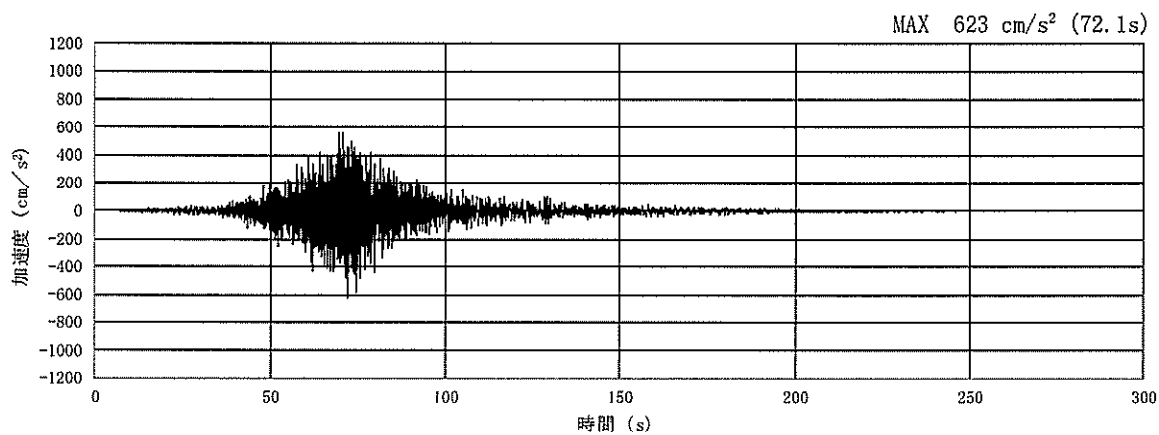
(a) 加速度時刻歴波形



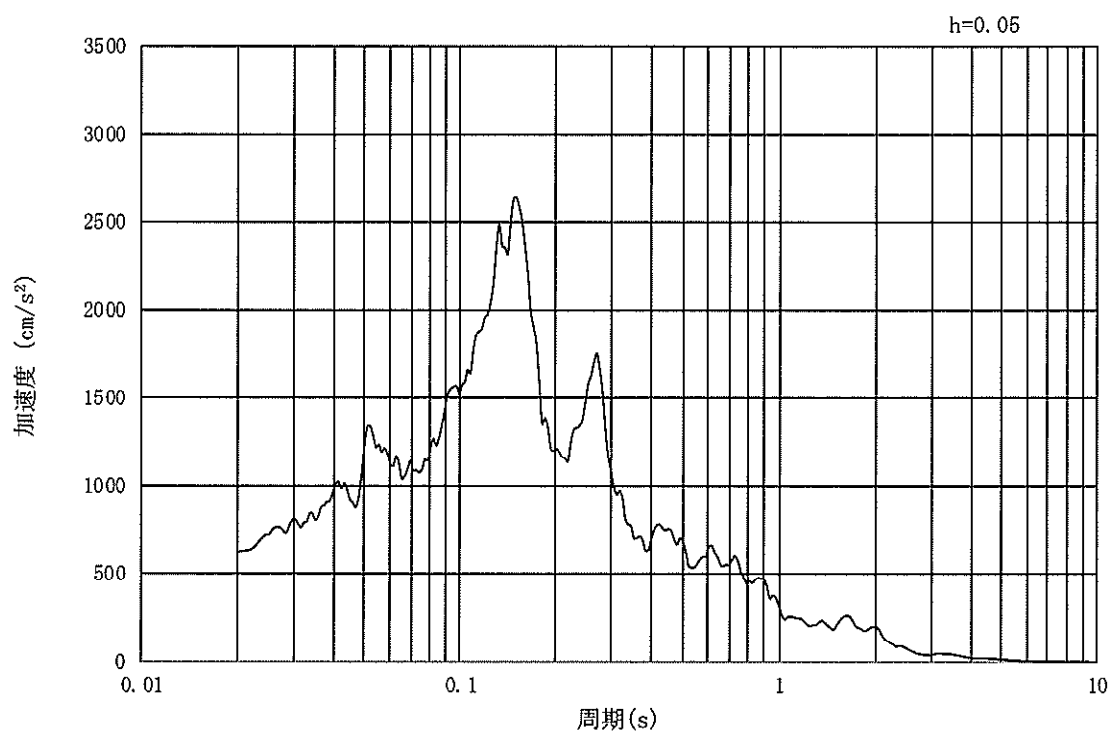
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (24) 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:  $S_s-22$ )





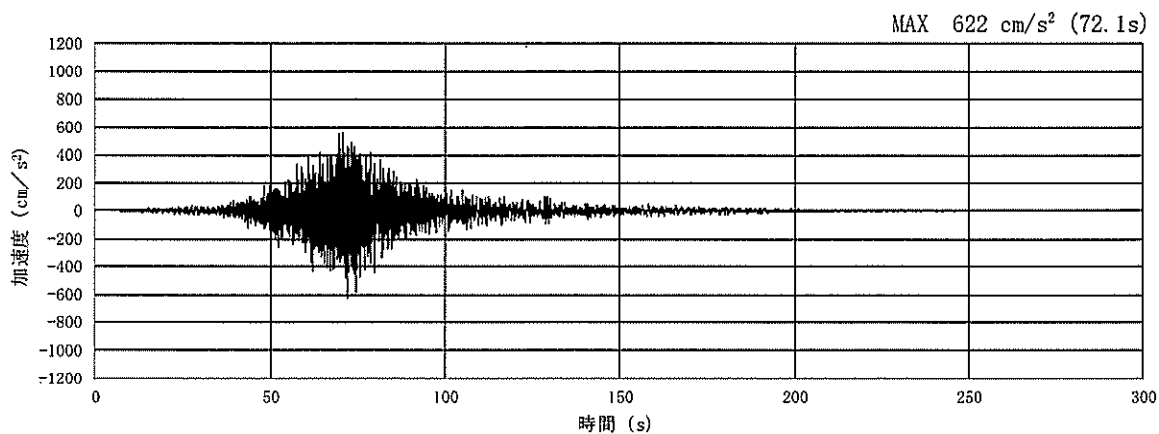
(a) 加速度時刻歴波形



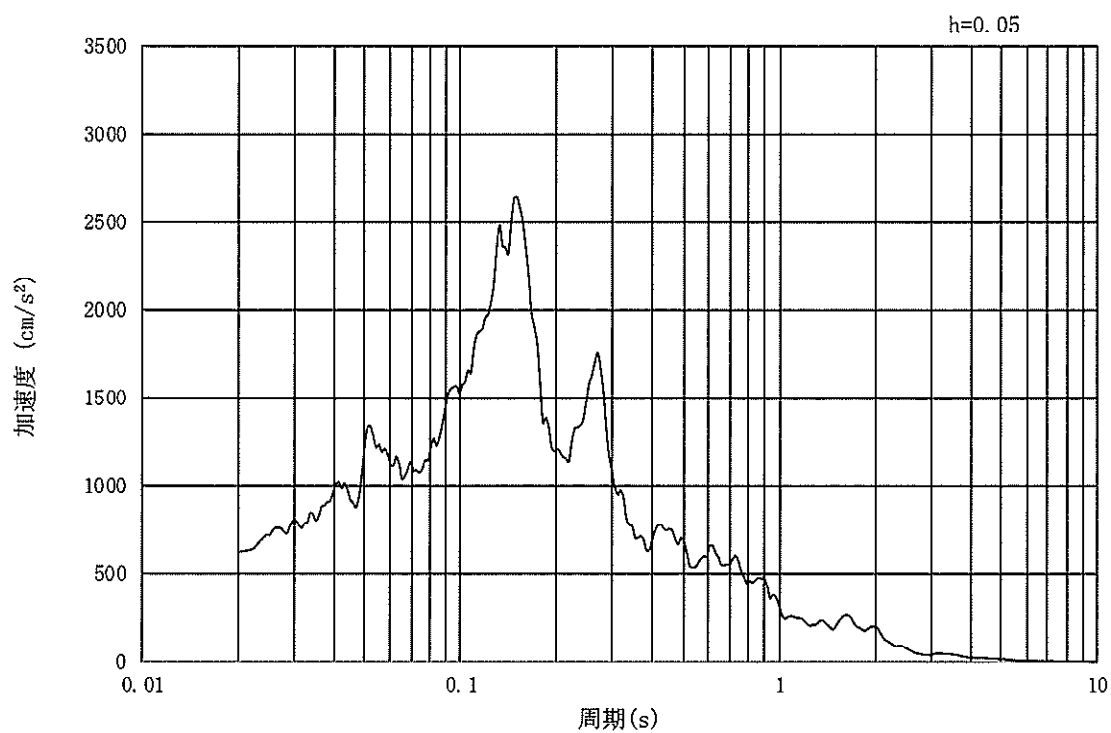
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (25) 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<sub>s</sub>-22)





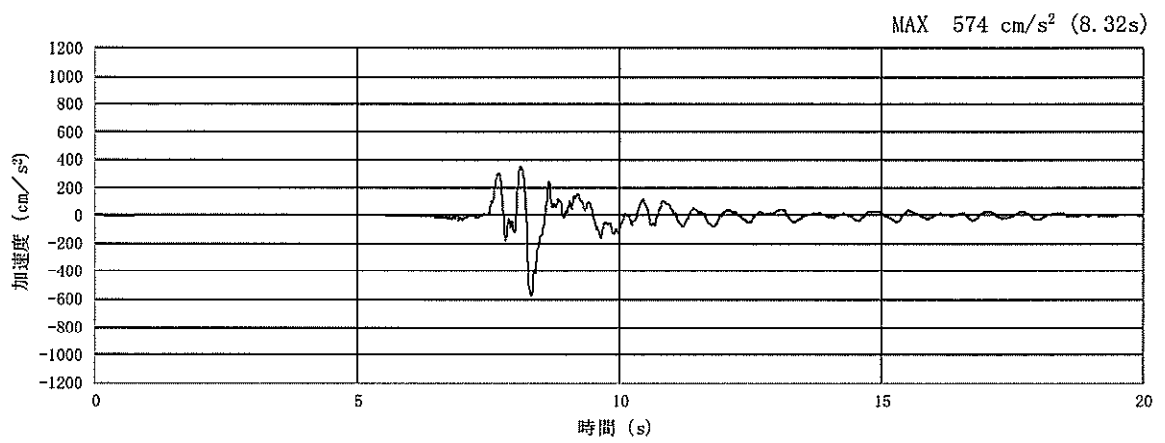
(a) 加速度時刻歴波形



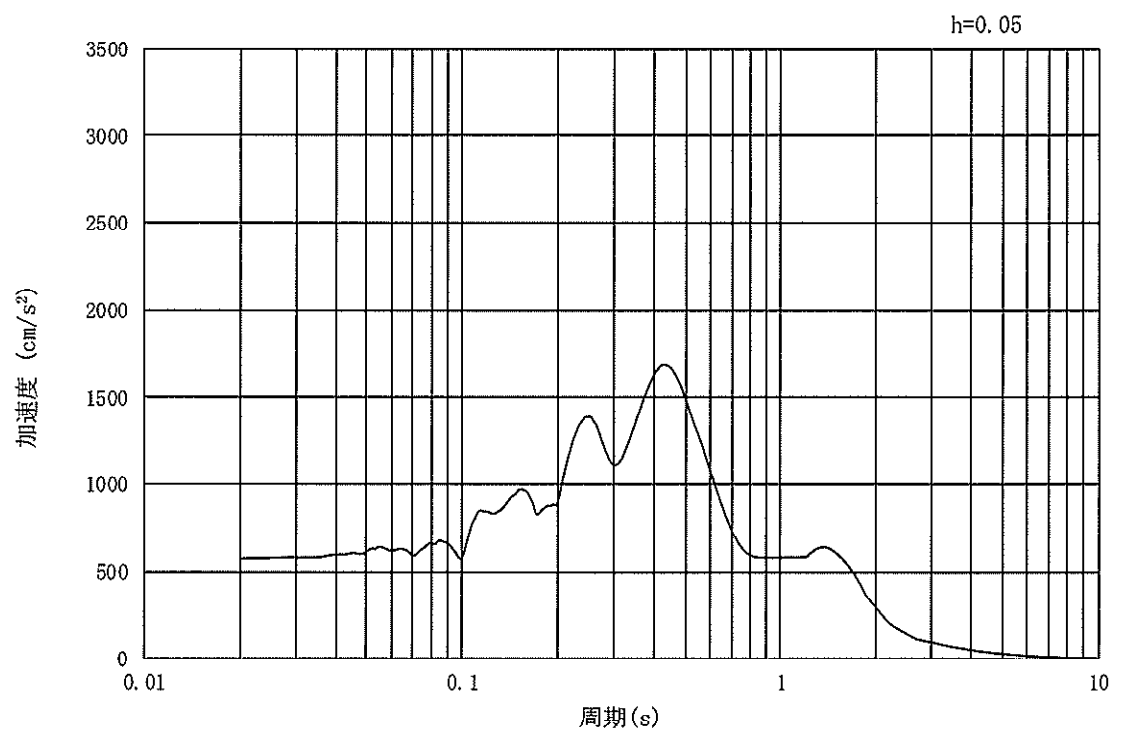
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (26) 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:  $S_s - 2.2$ )





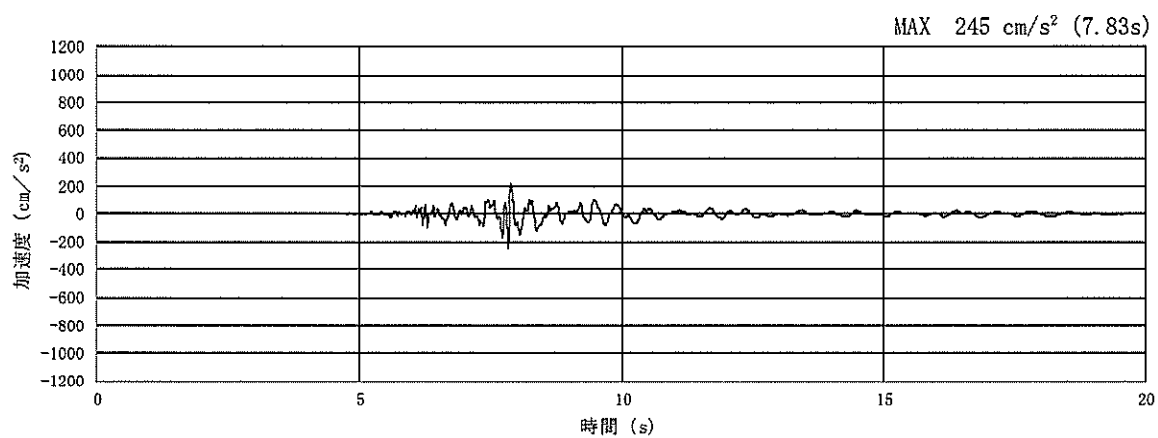
(a) 加速度時刻歴波形



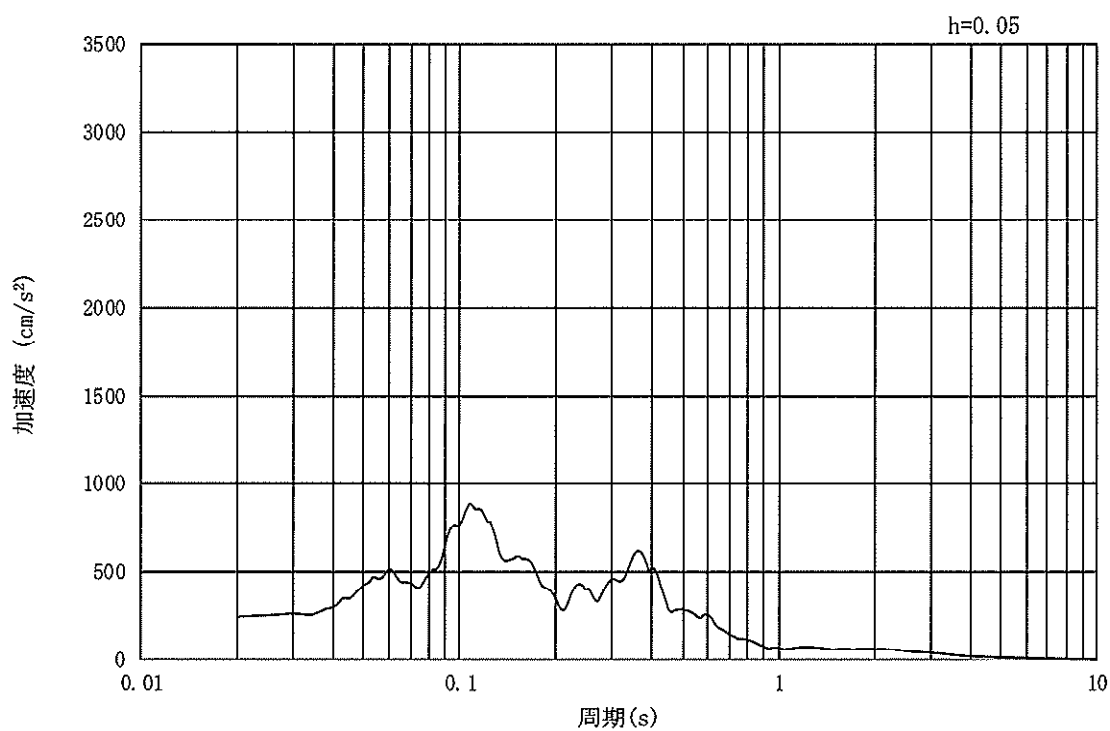
(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (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 17.3-2 (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:  $S_s - 31$ )



### 17.3.2 許容限界の設定

#### (1) 許容応力度法による許容限界

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材は、許容応力度法による照査を行う。

コンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度については、短期許容応力度以下であることを確認する。

コンクリートのせん断力については、短期許容せん断応力度以下であることを確認し、これが満足される場合は、構造細目に応じた鉄筋量を配置する。また、せん断応力度がコンクリートの短期許容せん断応力度を超える場合は、せん断補強筋を配置し、発生せん断力がコンクリートにより負担されるせん断力とせん断補強筋により負担されるせん断力を足し合わせた短期許容せん断力以下であることを確認する。

短期許容応力度については、「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）」，「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）」に基づき，コンクリート，鉄筋及び鋼管杭の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 17.3-1 のとおり設定する。

鋼管杭 SBHS500 の降伏応力度は，「道路橋示方書（平成 29 年 11 月）」に基づき，500 N/mm<sup>2</sup>とする。割増し係数 1.7 を考慮して，許容応力度相当を求めると 294 N/mm<sup>2</sup>となり，「新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）」（以下，「ガイドライン（土木学会）」という。）に示される許容応力度 295 N/mm<sup>2</sup>とほぼ一致することから，SBHS500 の許容応力度は，「ガイドライン（土木学会）」に示される 295N/mm<sup>2</sup>を用いる。



表 17.3-1 構造部材の健全性に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート*1 (f'ck=40 N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 σca	21.0	
	短期許容せん断応力度 τa1	0.825*6	
鉄筋(SD490)*2	短期許容引張応力度 σsa (曲げ)	435	
	短期許容引張応力度 σsa (せん断)	300	
鋼管杭(SM570)*3	母材部 溶接部	引張	382.5
		圧縮	382.5
		せん断	217.5
鋼管杭(SBHS500)*4, *	母材部 溶接部	引張	442.5
		圧縮	442.5
		せん断	255.0

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：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24年3月）

\*3：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）

\*4：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成29年11月），降伏応力度 500N/mm<sup>2</sup>

\*5：新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）

\*6：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」を適用し，次式により算定する短期許容せん断力（ $V_a$ ）を許容限界とする。



$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

$V_{ca}$  : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

$b_w$  : 有効幅

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$  : 鉄筋の短期許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

表 17.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 $V_a$ ( $=V_{ca}+V_{sa}$ ) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径 (mm)	$S_b$ (mm)	$S_s$ (mm)	コンクリート $V_{ca}$ (kN)	鉄筋 $V_{sa}$ (kN)	
底版 (上引張)	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
底版 (下引張)	1000	1000	250	750	D19	250	250	269.02	896.87	1165
側壁	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
頂版	1000	700	120	580	D19	250	250	208.04	693.58	901



(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、道路橋示方書の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 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/m<sup>2</sup>)

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容限界を表 17.3-3 に示す。

表 17.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押込み）

項目	算定結果	備考
極限支持力 $R_u$ (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	5383	$3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1794	非排水せん断強度* × 2
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	897	
杭先端標高 EL. (m)	-17.4	
杭先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	
杭の周長 $U$ (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 $L_i$ (m)	—	
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	

注記 \* : 非排水せん断強度  $C_{cu} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$  (kN/m<sup>2</sup>)



「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」より、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。図 17.3-3 に上記支持力評価の概要を示す。

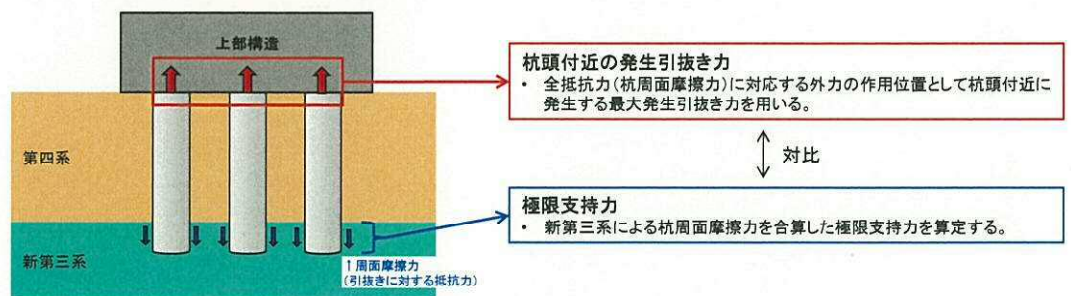


図 17.3-3 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価  
(引抜き力に対し第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合)

ただし、引抜き力に対する支持力評価において、杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 17.3-4 に上記支持力評価の概要を示す。

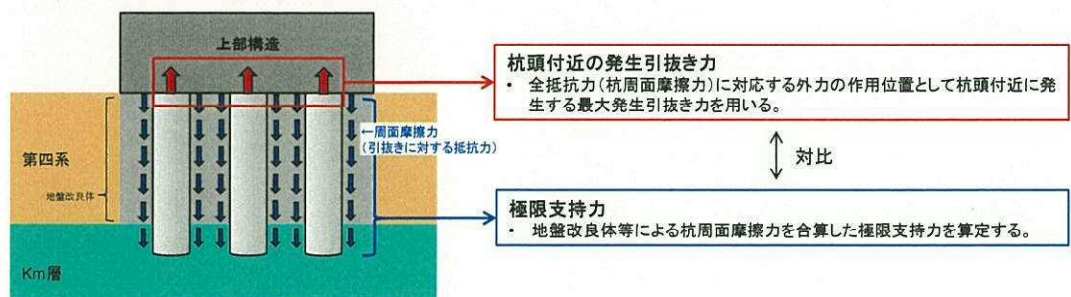


図 17.3-4 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価  
(引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

なお、引抜き力に対する支持力評価については、全ての解析ケースに対する最大引抜き力が極限支持力を十分に下回ることを確認する。



表 17.3-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き） ①-①断面

項目	算定結果	備考
極限支持力 $R_u$ (kN)	7623	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	7624	
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	—	
杭先端標高 EL. (m)	-17.4	
杭先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	
杭の周長 $U$ (m)	3.1416	$1.0 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の層厚 $L_i$ (m)	29.305	
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	100	



## 17.4 評価結果

### 17.4.1 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「緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎周辺に発生する最大加速度分布」を示す。

#### (1) 躯体の断面力分布（躯体の部材に着目した断面力）

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 $S_0$ 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 17.4-1 に，二次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力，せん断力に対する照査値を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，コンクリートのせん断力に対する照査の各照査に対して，全地震波のうち最も厳しい照査値となった照査結果を表 17.4-2～表 17.4-4 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎躯体の断面力分布（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 17.4-3～図 17.4-5 に示す。本図は，タンク基礎躯体のコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，コンクリートのせん断力に対する照査の各照査に対して，全地震波のうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力分布を部材ごとに示したものである。



表 17.4-1(1) コンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.16					
	H+, V-		0.15					
	H-, V+		0.16					
	H-, V-		0.15					
$S_s-11$			0.10					
$S_s-12$			0.14					
$S_s-13$			0.18					
$S_s-14$			0.11					
$S_s-21$			0.11					
$S_s-22$			0.12					
$S_s-31$	H+, V+		0.15					
	H-, V+		0.23	0.22	0.23	0.21	0.16	0.21

(頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.31					
	H+, V-		0.31					
	H-, V+		0.28					
	H-, V-		0.27					
$S_s-11$			0.19					
$S_s-12$			0.22					
$S_s-13$			0.20					
$S_s-14$			0.15					
$S_s-21$			0.22					
$S_s-22$			0.21					
$S_s-31$	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.28	0.27	0.30	0.44	0.27	0.30

(側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.28					
	H+, V-		0.29					
	H-, V+		0.25					
	H-, V-		0.25					
$S_s-11$			0.16					
$S_s-12$			0.17					
$S_s-13$			0.15					
$S_s-14$			0.11					
$S_s-21$			0.18					
$S_s-22$			0.16					
$S_s-31$	H+, V+		0.21					
	H-, V+		0.29	0.29	0.30	0.35	0.24	0.30

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 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 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



表 17.4-1(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.18					
	H+, V-		0.18					
	H-, V+		0.20					
	H-, V-		0.21					
$S_s-11$			0.11					
$S_s-12$			0.27					
$S_s-13$			0.26					
$S_s-14$			0.15					
$S_s-21$			0.15					
$S_s-22$			0.15					
$S_s-31$	H+, V+		0.23					
	H-, V+		0.30	0.32	0.30	0.37	0.19	0.30

(頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.24					
	H+, V-		0.26					
	H-, V+		0.26					
	H-, V-		0.26					
$S_s-11$			0.15					
$S_s-12$			0.17					
$S_s-13$			0.16					
$S_s-14$			0.13					
$S_s-21$			0.17					
$S_s-22$			0.16					
$S_s-31$	H+, V+		0.21					
	H-, V+		0.23	0.22	0.24	0.36	0.20	0.23

(側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+		0.34					
	H+, V-		0.35					
	H-, V+		0.31					
	H-, V-		0.32					
$S_s-11$			0.18					
$S_s-12$			0.19					
$S_s-13$			0.18					
$S_s-14$			0.12					
$S_s-21$			0.20					
$S_s-22$			0.18					
$S_s-31$	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.36	0.32	0.37	0.46	0.26	0.32

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 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 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



表 17.4-1(3) せん断力に対する検討ケースと照査値  
(底版)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.24					
	H+, V-	0.22					
	H-, V+	0.21					
	H-, V-	0.19					
$S_s-11$		0.20					
$S_s-12$		0.23					
$S_s-13$		0.28					
$S_s-14$		0.19					
$S_s-21$		0.17					
$S_s-22$		0.18					
$S_s-31$	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.30	0.32	0.31	0.24	0.20	0.27

(頂版)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.24					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.24					
$S_s-11$		0.18					
$S_s-12$		0.20					
$S_s-13$		0.20					
$S_s-14$		0.19					
$S_s-21$		0.20					
$S_s-22$		0.21					
$S_s-31$	H+, V+	0.21					
	H-, V+	0.22	0.22	0.23	0.30	0.22	0.23

(側壁)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.40					
	H+, V-	0.40					
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.34					
$S_s-11$		0.24					
$S_s-12$		0.32					
$S_s-13$		0.40					
$S_s-14$		0.22					
$S_s-21$		0.30					
$S_s-22$		0.28					
$S_s-31$	H+, V+	0.28					
	H-, V+	0.41	0.38	0.40	0.52	0.37	0.40

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）した解析ケース  
 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 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



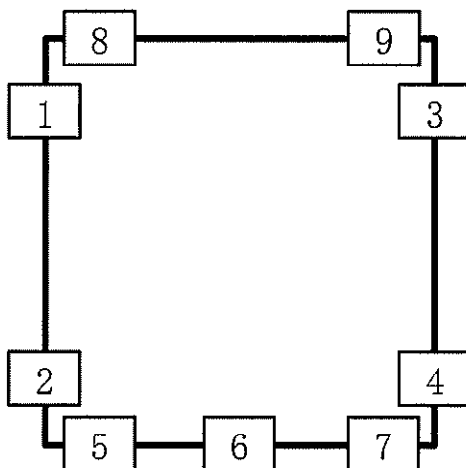
表 17.4-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値	検討 ケース	地震動
		部材 幅	部材 高	有効 高								
底版	5	1000	1000	750	4053.6	-473	765	4.7	21.0	0.23	③	S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)
側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-846	647	7.2	21.0	0.35	④	S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)
頂版	9	1000	700	580	4053.6	-538	954	9.2	21.0	0.44	④	S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)

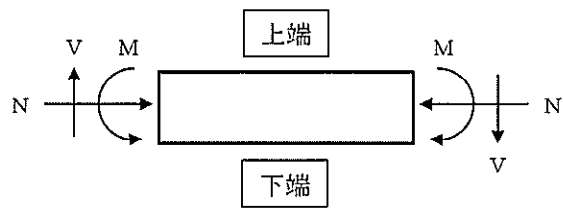
注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）した解析ケース

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

評価位置は下図に示す。







#### 記号の説明

曲げモーメント :  $M$

軸力 :  $N$

せん断力 :  $V$

#### 断面力の符号

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 17.4-1 断面力の方向

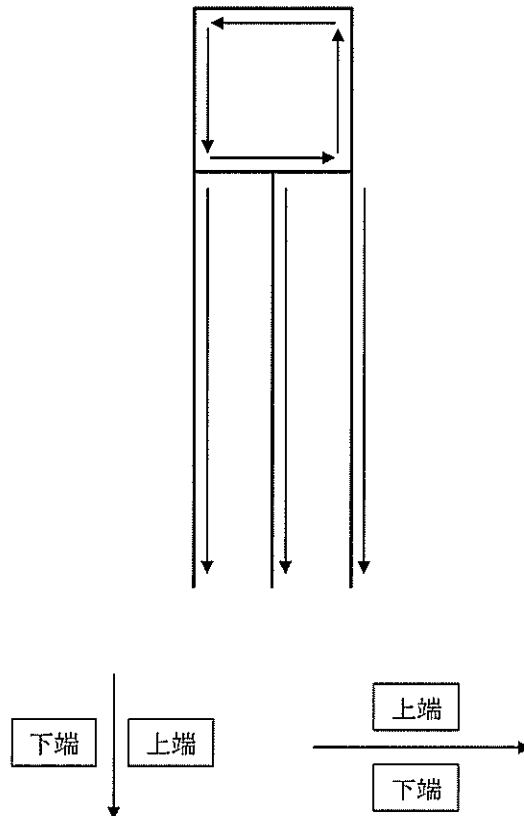
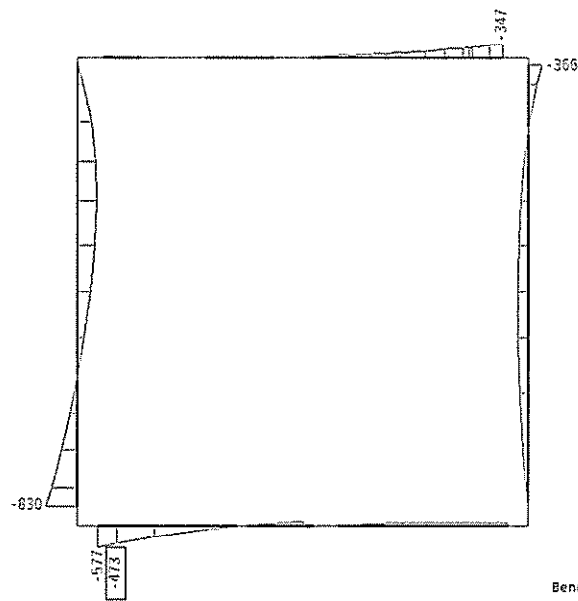
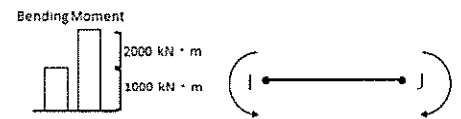


図 17.4-2 はり要素の方向 (緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎)

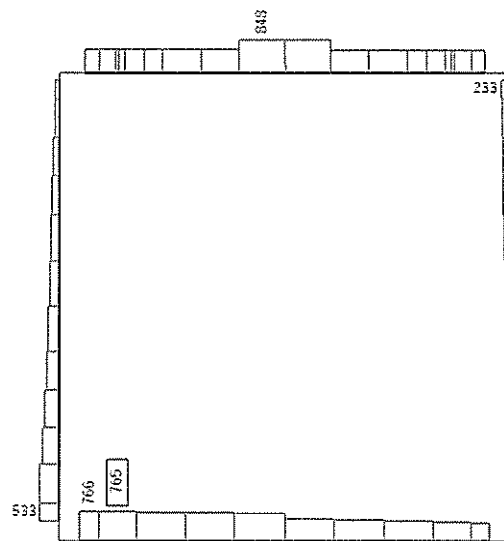




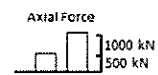
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_-1sig\_Ss-31\_-+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.42s



曲げモーメント (kN・m)

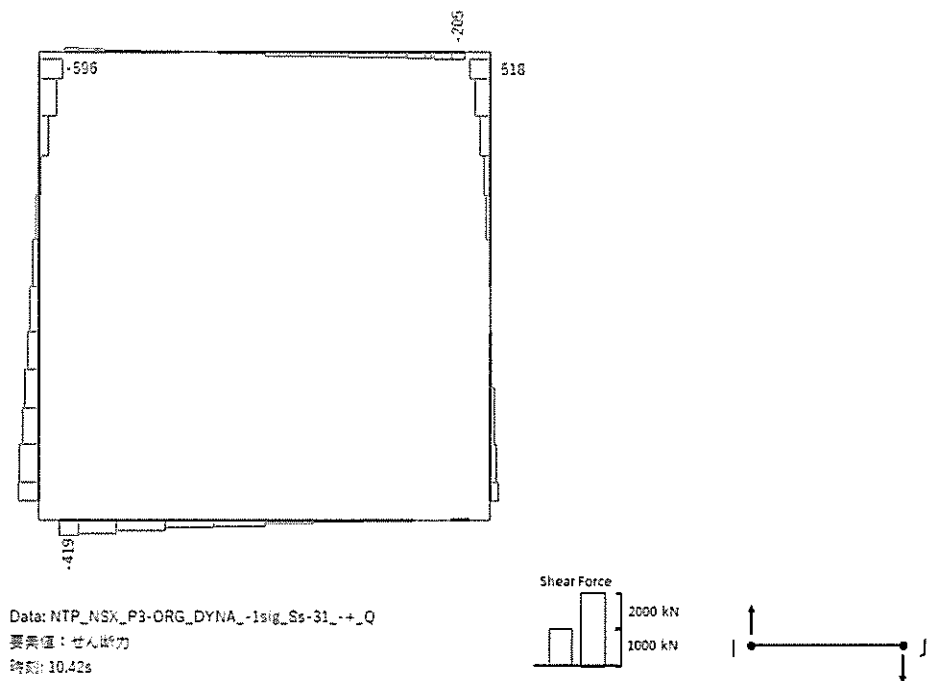


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_-1sig\_Ss-31\_-+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.42s



軸力 (kN) (+: 圧縮, -: 引張)

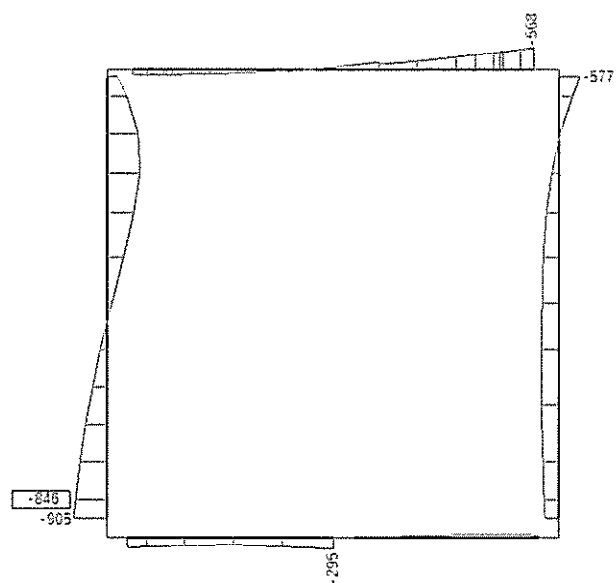




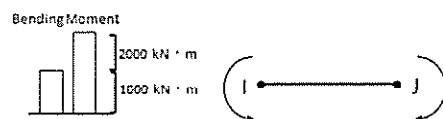
せん断力 (kN)

図 17.4-3 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=10.42s$ )  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

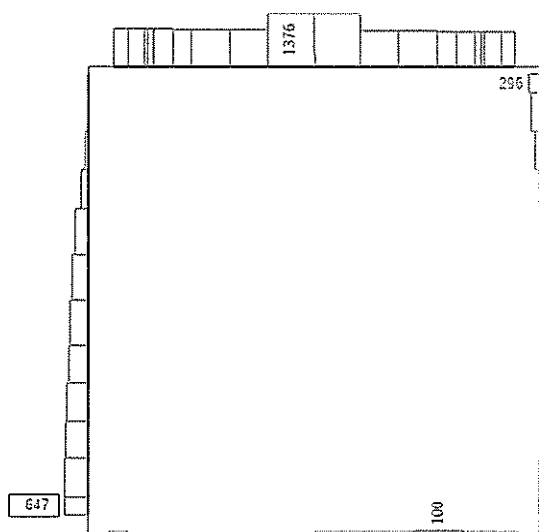




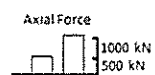
Data: NTP\_NSK\_P3-toyocura\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 6.98s



曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSK\_P3-toyocura\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 6.98s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



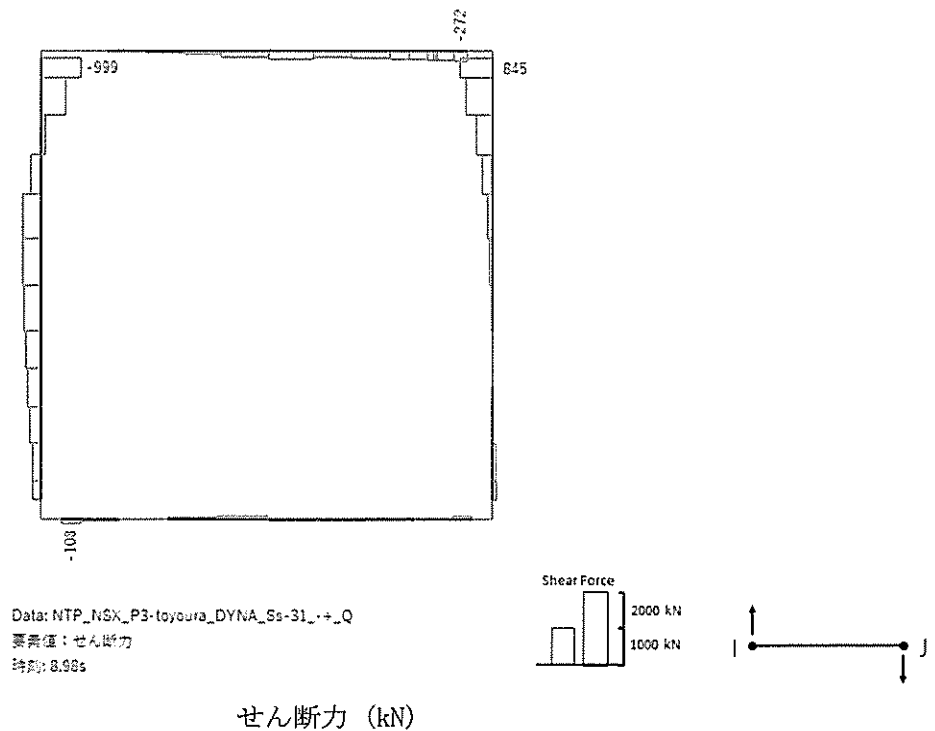
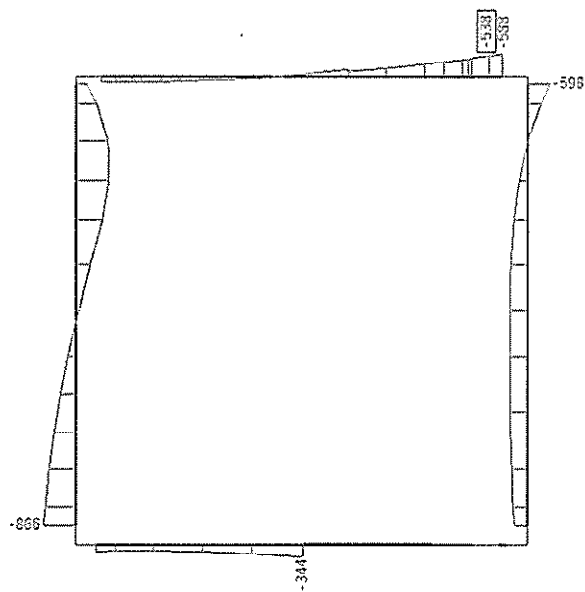
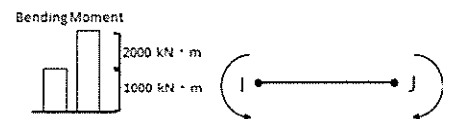


図 17.4-3 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+),  $t=8.98s$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

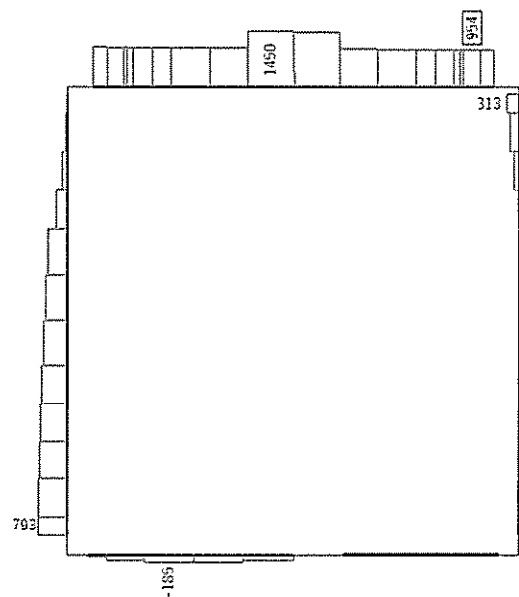




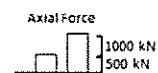
Data: NTP\_NSX\_P3-toyota\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.04s



曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSX\_P3-toyota\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 9.04s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



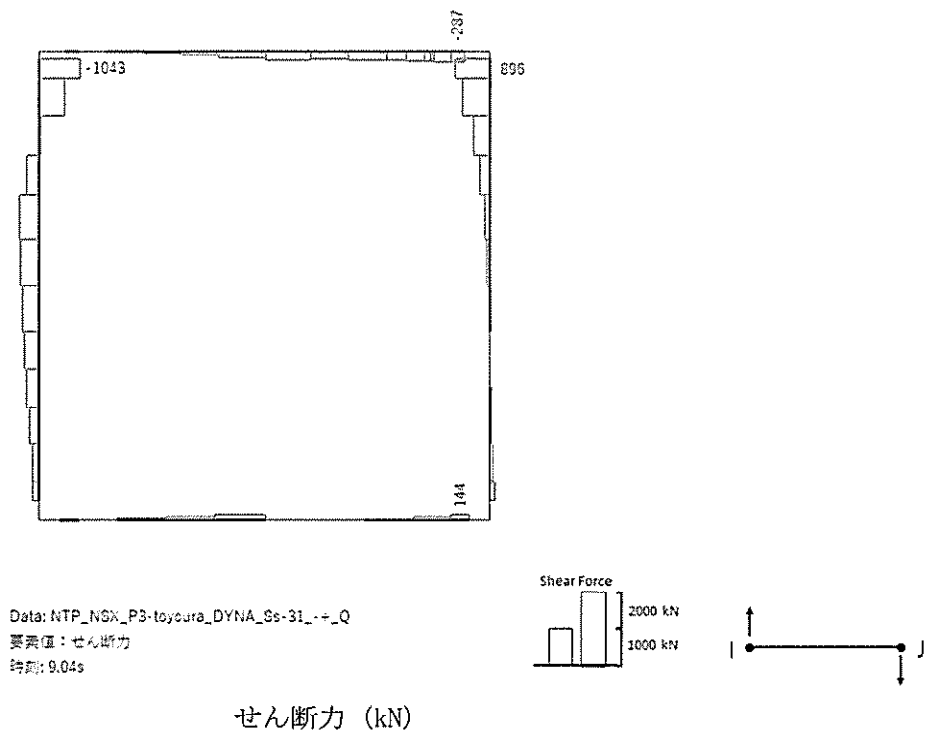


図 17.4-3 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.04s$ )  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

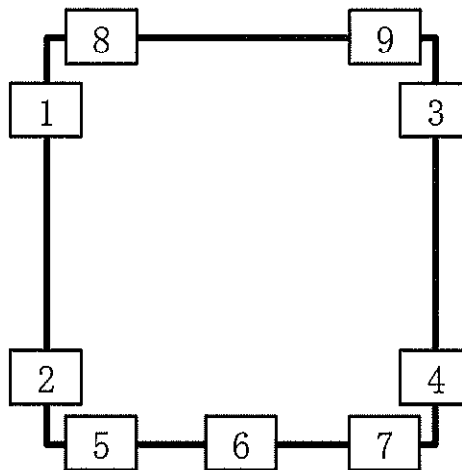


表 17.4-3 鉄筋の引張に対する照査結果  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

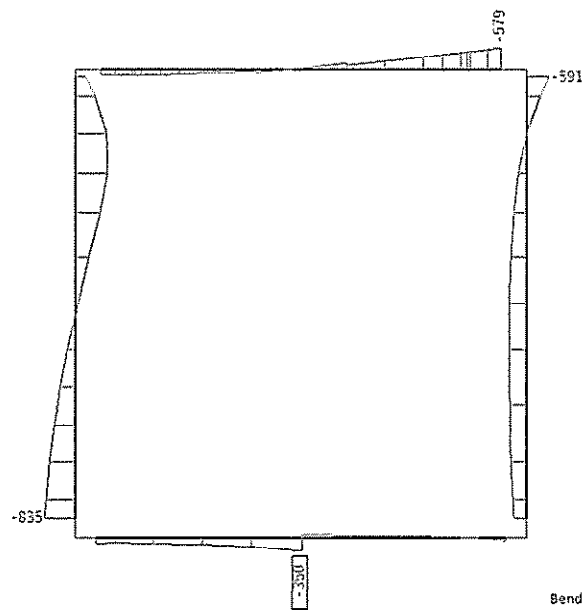
評価位置		断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値	検討 ケース	地震動
		部材 幅	部材 高	有効 高								
底版	6	1000	1000	750	4053.6	-350	-197	159	435	0.37	④	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)
側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-821	484	200	435	0.46	④	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)
頂版	9	1000	700	580	4053.6	-538	948	153	435	0.36	④	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)

注記 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

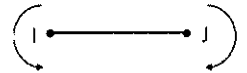
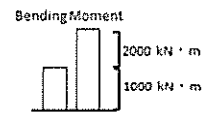
評価位置は下図に示す。



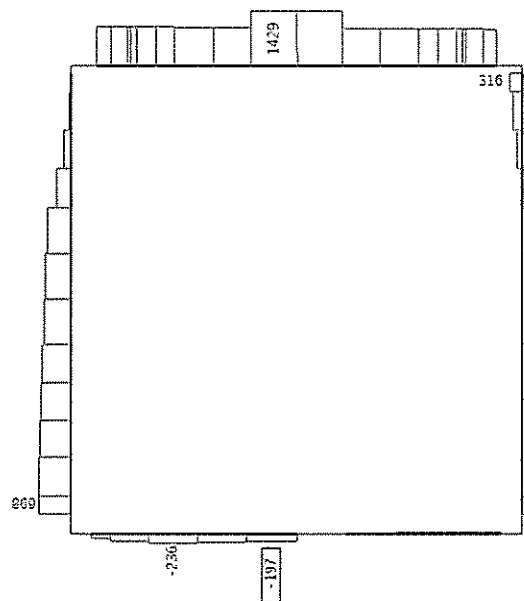




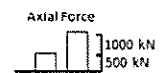
Data: NTP\_NSK\_P3-toyoursa\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.08s



曲げモーメント (kN・m)

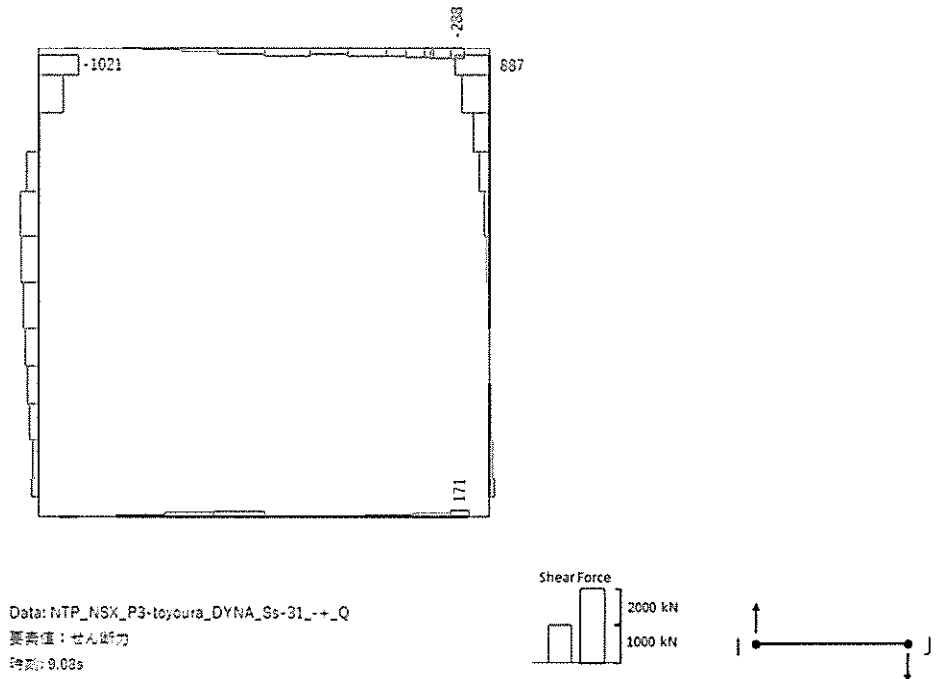


Data: NTP\_NSK\_P3-toyoursa\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 9.08s



軸力 (kN) (+: 圧縮, -: 引張)

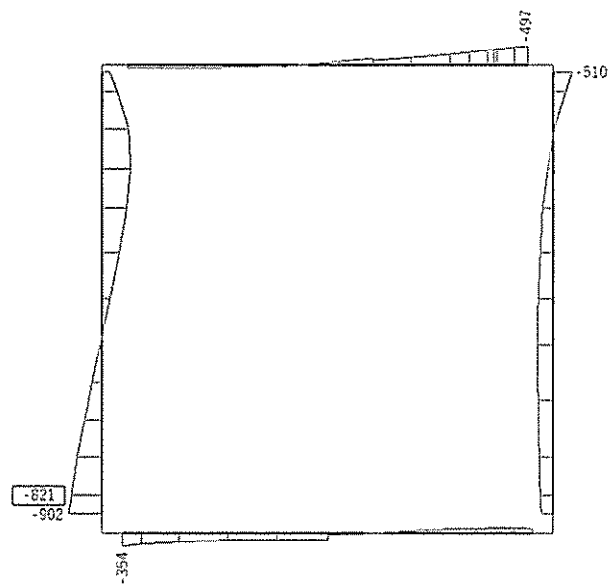




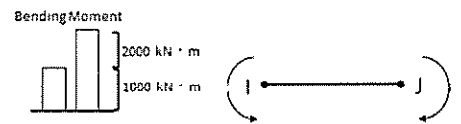
せん断力 (kN)

図 17.4-4 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.08s$ )  
 (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)

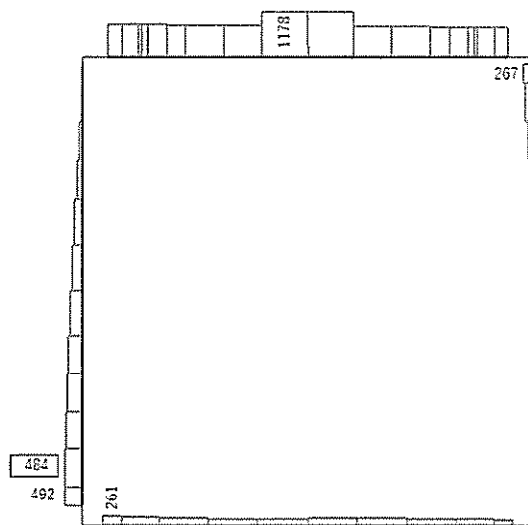




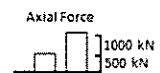
Data: NTP\_NSK\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 0.91s



曲げモーメント (kN・m)

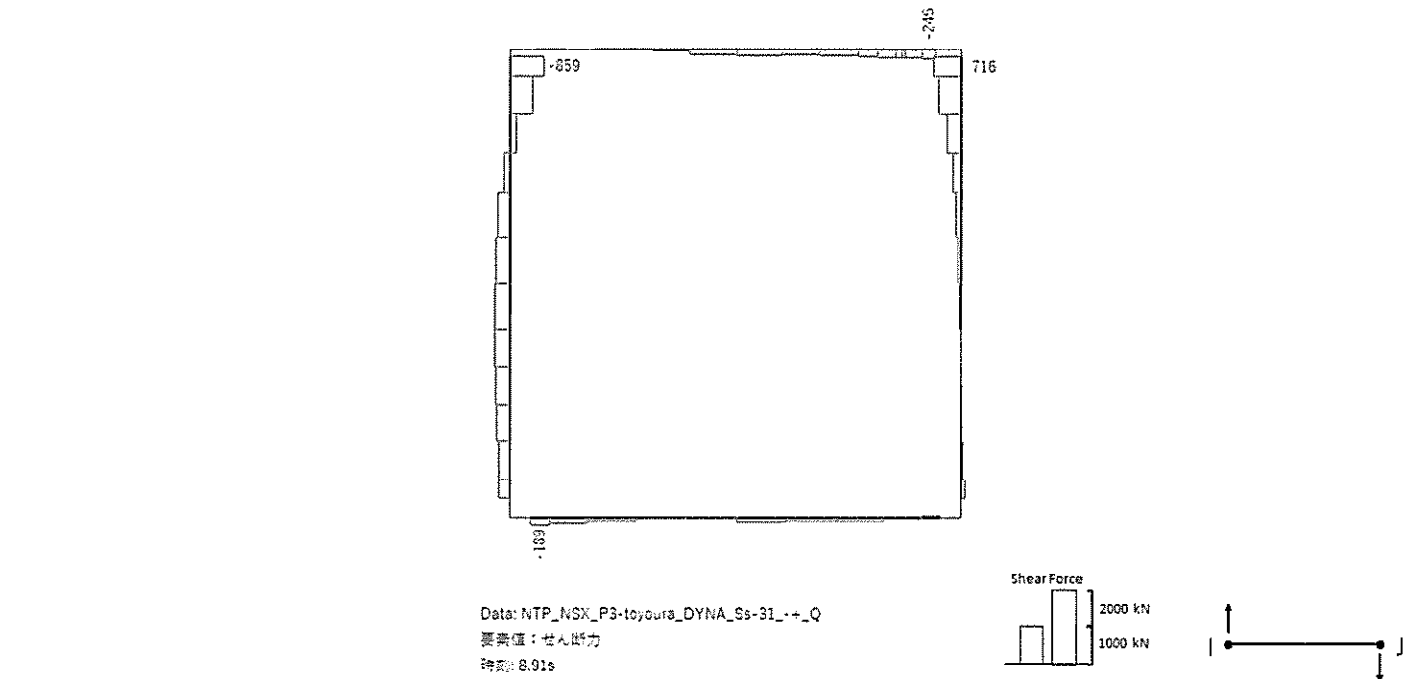


Data: NTP\_NSK\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 0.91s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

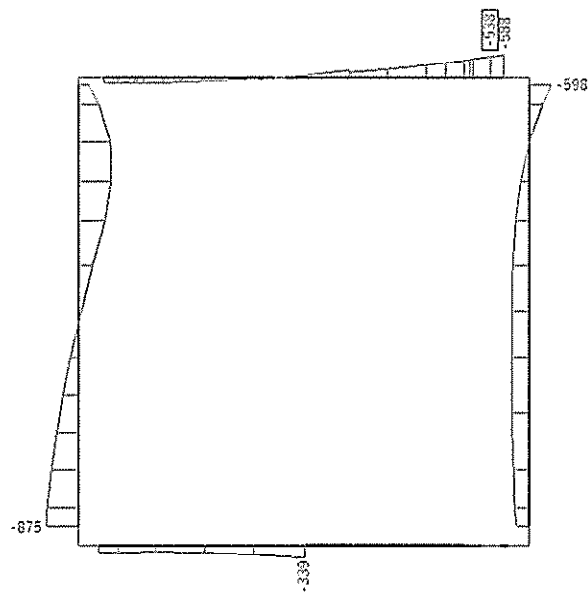




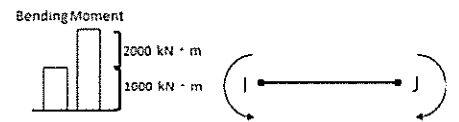
せん断力 (kN)

図 17.4-4 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=8.91s$ )  
 (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)

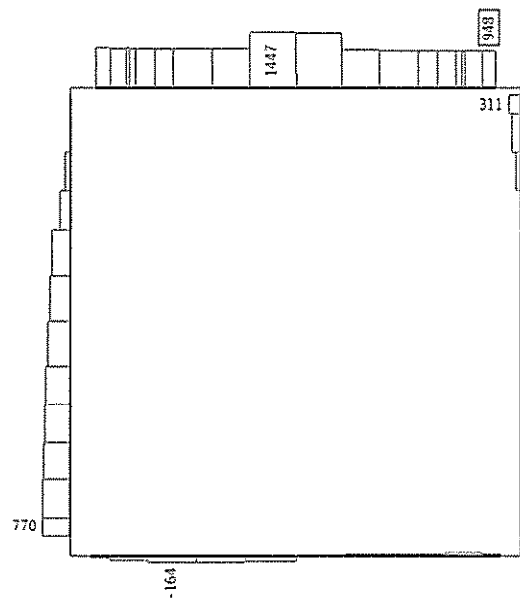




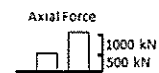
Data: NTP\_NSX\_P3-toyoure\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.03s



曲げモーメント (kN・m)

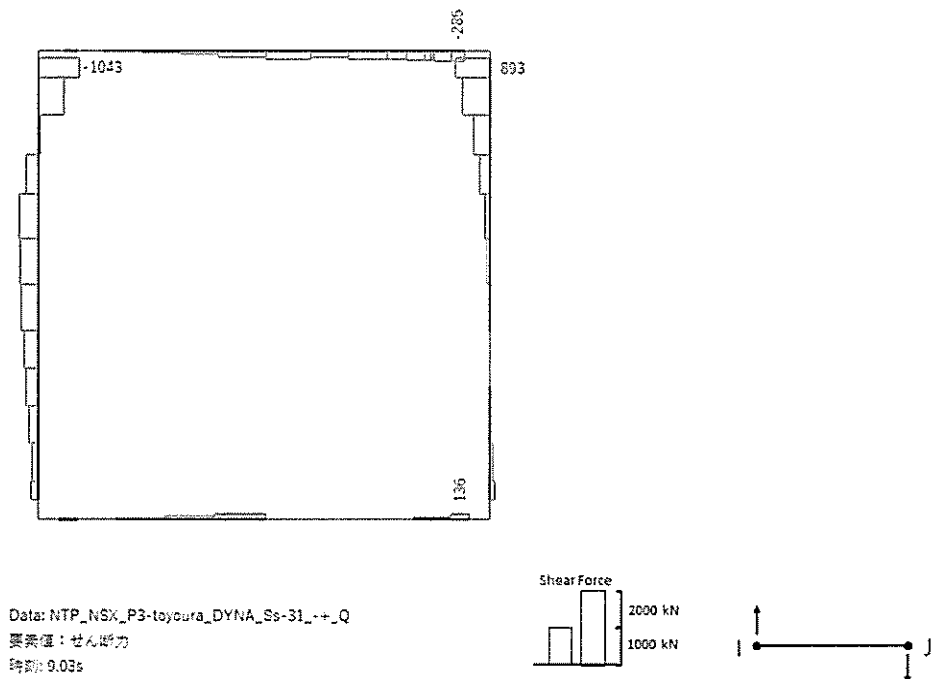


Data: NTP\_NSX\_P3-toyoure\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 9.03s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)





せん断力 (kN)

図 17.4-4 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.03s$ )

(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)



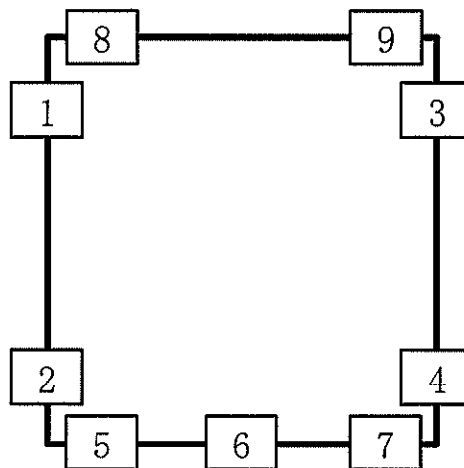
表 17.4-4 コンクリートのせん断力に対する照査結果  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査 値	検討 ケース	地震動
		部材幅	部材高	有効高						
底版	5	1000	1000	750	D19	-364	1165	0.32	②	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)
側壁	3	1000	1000	880	D19	702	1367	0.52	④	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)
頂版	9	1000	700	580	D19	-264	901	0.30	④	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)

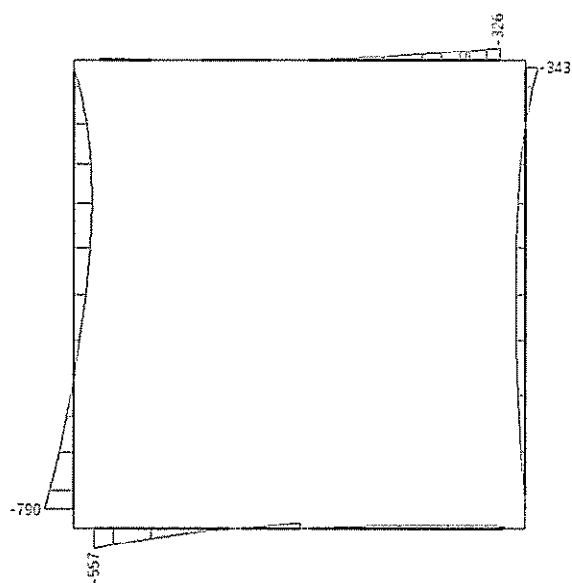
注記 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

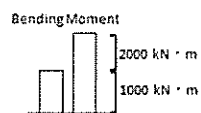
評価位置は下図に示す。



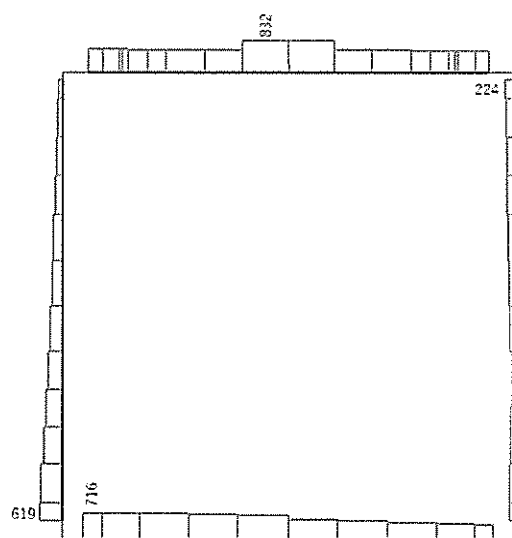




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_+1sig\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.40s



曲げモーメント (kN・m)

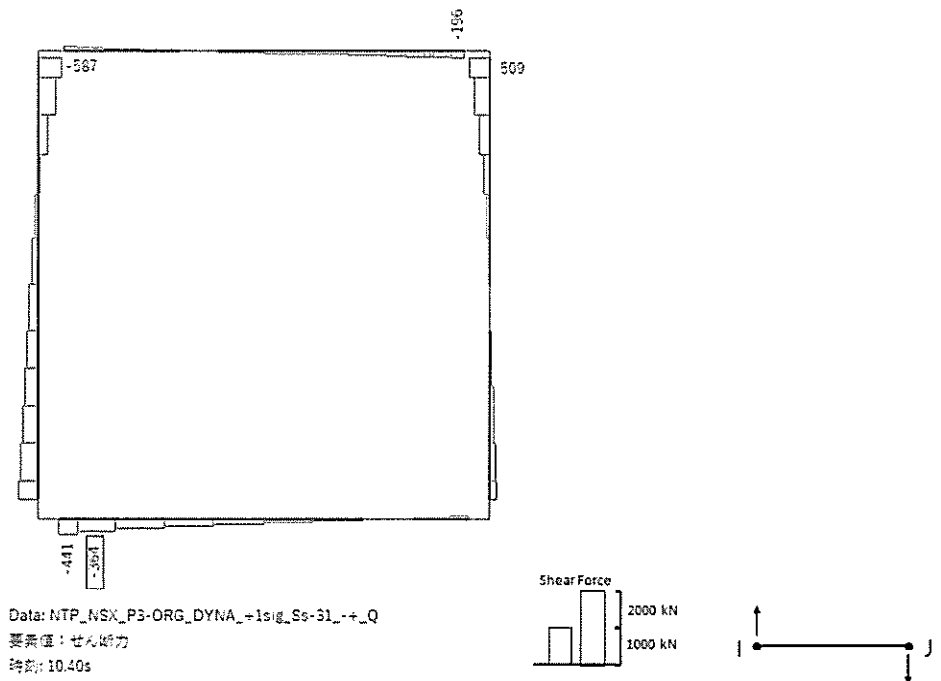


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_+1sig\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.40s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

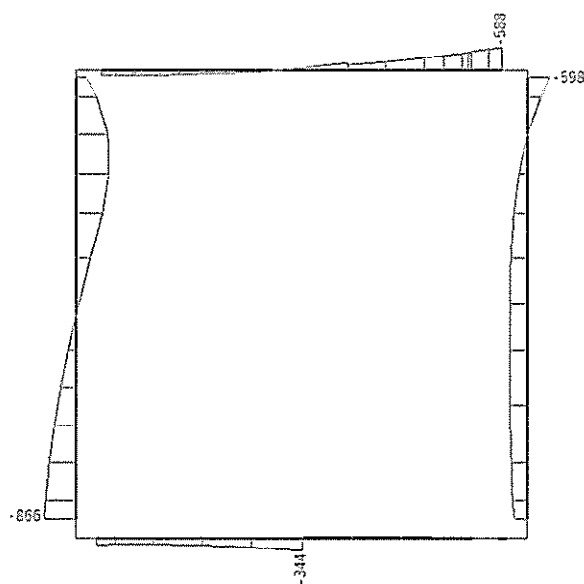




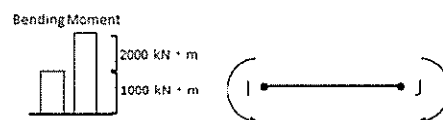
せん断力 (kN)

図 17.4-5 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=10.40s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

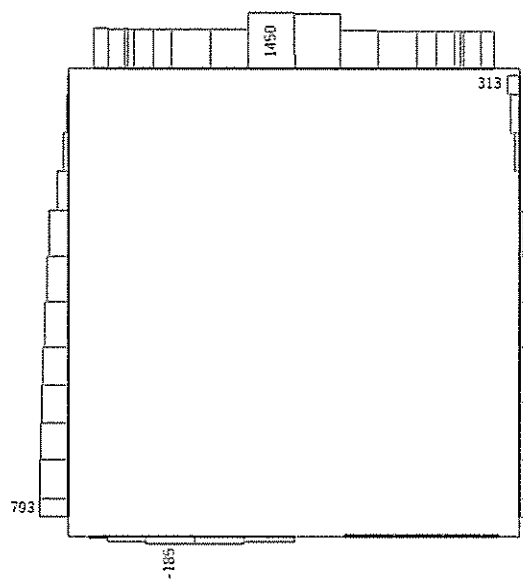




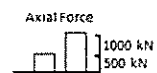
Data: NTP\_NSK\_P3-toyocura\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要案値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.04s



曲げモーメント (kN・m)

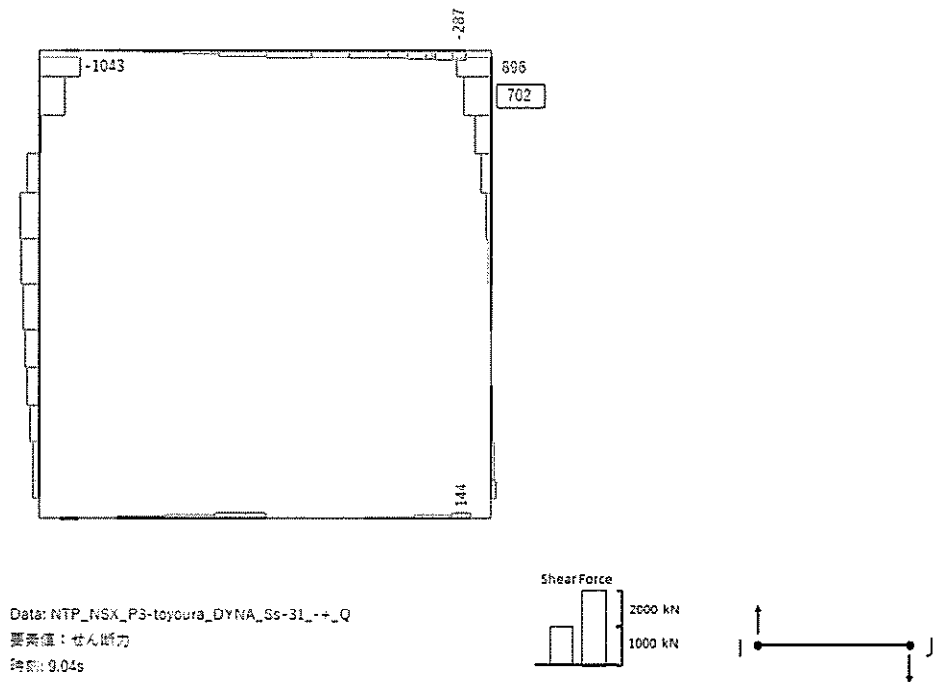


Data: NTP\_NSK\_P3-toyocura\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要案値: 軸力  
 時刻: 9.04s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

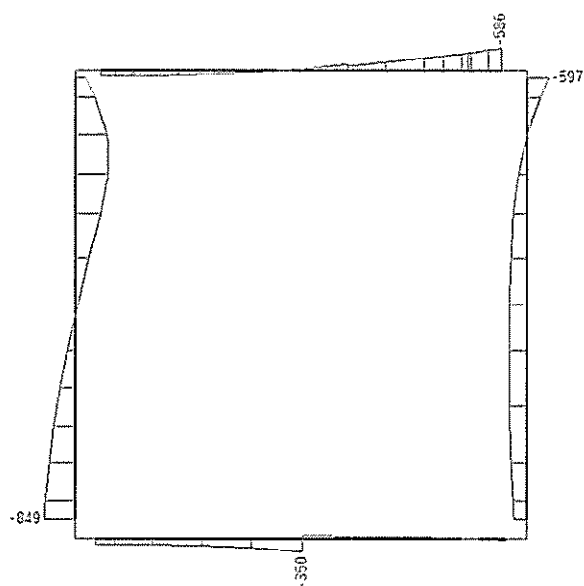




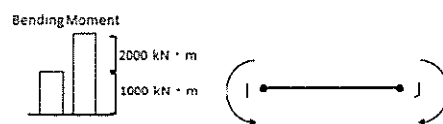
せん断力 (kN)

図 17.4-5 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.04s$ )  
 (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)

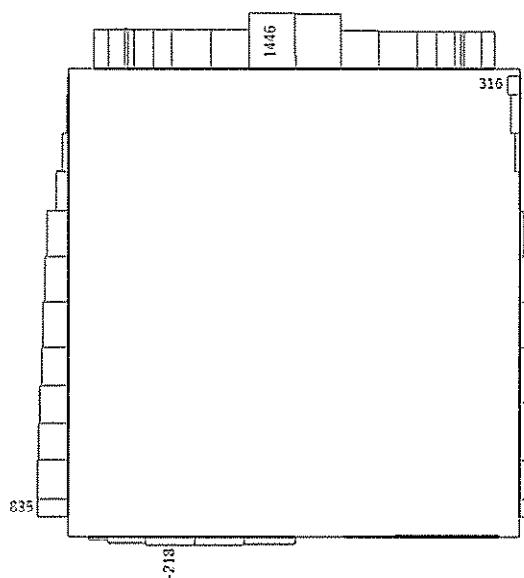




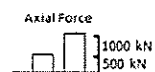
Data: NTP\_NSK\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.06s



曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSK\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 9.06s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



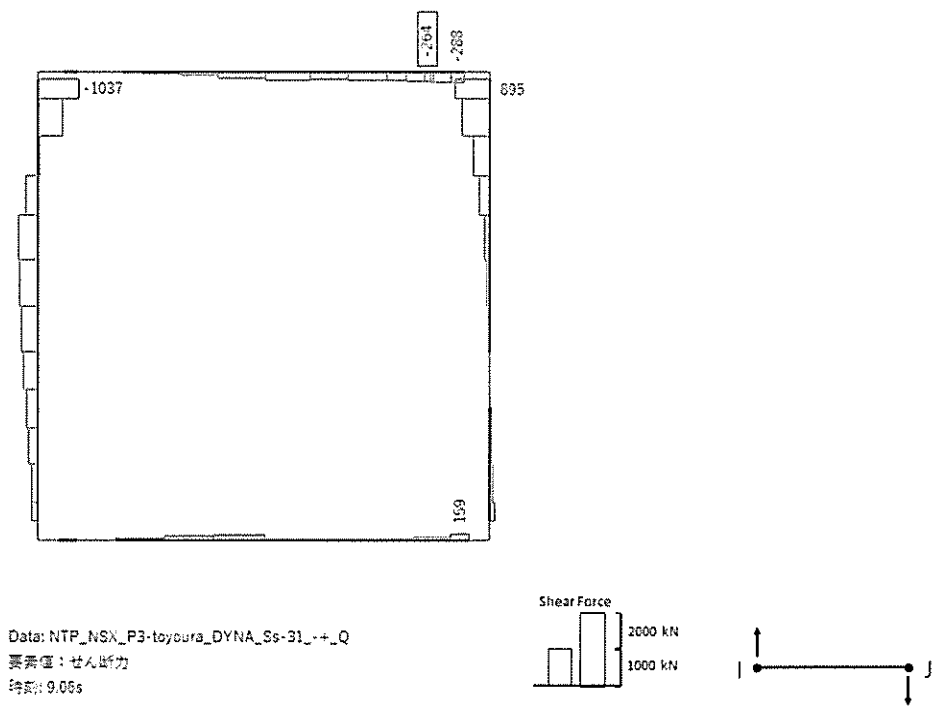


図 17.4-5 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s-31$  (H-, V+),  $t=9.06s$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(2) 鋼管杭の断面力分布（鋼管杭の部材に着目した断面力）

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 $S_0$ 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 17.4-5 に、二次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク鋼管杭の曲げ軸力に対する照査及びせん断力に対する照査に対して、全地震波のうち最も厳しい照査値となった照査結果を表 17.4-6 及び表 17.4-7 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク鋼管杭の断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 17.4-6 及び図 17.4-7 に示す。本図は、鋼管杭の曲げ軸力に対する照査及びせん断力に対する照査の各照査に対して、全地震波のうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力を示したものである。



表 17.4-5(1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(鋼管杭 (左)) (鋼管杭 (中))

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	0.30					
	H+, V-	0.30					
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.31					
S <sub>g</sub> -11		0.16					
S <sub>g</sub> -12		0.25					
S <sub>g</sub> -13		0.21					
S <sub>g</sub> -14		0.09					
S <sub>g</sub> -21		0.22					
S <sub>g</sub> -22		0.14					
S <sub>g</sub> -31	H+, V+	0.43					
	H-, V+	0.47	0.46	0.55	0.61	0.43	0.42

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	0.29					
	H+, V-	0.30					
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S <sub>g</sub> -11		0.15					
S <sub>g</sub> -12		0.22					
S <sub>g</sub> -13		0.17					
S <sub>g</sub> -14		0.08					
S <sub>g</sub> -21		0.20					
S <sub>g</sub> -22		0.14					
S <sub>g</sub> -31	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.39	0.38	0.46	0.58	0.37	0.35

(鋼管杭 (右))

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.35					
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.36					
S <sub>g</sub> -11		0.16					
S <sub>g</sub> -12		0.27					
S <sub>g</sub> -13		0.21					
S <sub>g</sub> -14		0.09					
S <sub>g</sub> -21		0.23					
S <sub>g</sub> -22		0.16					
S <sub>g</sub> -31	H+, V+	0.44					
	H-, V+	0.47	0.46	0.55	0.70	0.45	0.43

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 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



表 17.4-5(2) 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値  
(鋼管杭 (左)) (鋼管杭 (中))

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.12					
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12					
S <sub>s</sub> -11		0.06					
S <sub>s</sub> -12		0.10					
S <sub>s</sub> -13		0.08					
S <sub>s</sub> -14		0.04					
S <sub>s</sub> -21		0.08					
S <sub>s</sub> -22		0.06					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17	0.19	0.21	0.22	0.16	0.18

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12					
S <sub>s</sub> -11		0.06					
S <sub>s</sub> -12		0.10					
S <sub>s</sub> -13		0.08					
S <sub>s</sub> -14		0.04					
S <sub>s</sub> -21		0.08					
S <sub>s</sub> -22		0.05					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17	0.20	0.21	0.21	0.16	0.18

(鋼管杭 (右))

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.12					
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.13					
S <sub>s</sub> -11		0.06					
S <sub>s</sub> -12		0.10					
S <sub>s</sub> -13		0.08					
S <sub>s</sub> -14		0.04					
S <sub>s</sub> -21		0.08					
S <sub>s</sub> -22		0.05					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.17					
	H-, V+	0.18	0.22	0.23	0.23	0.17	0.20

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 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

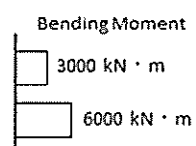
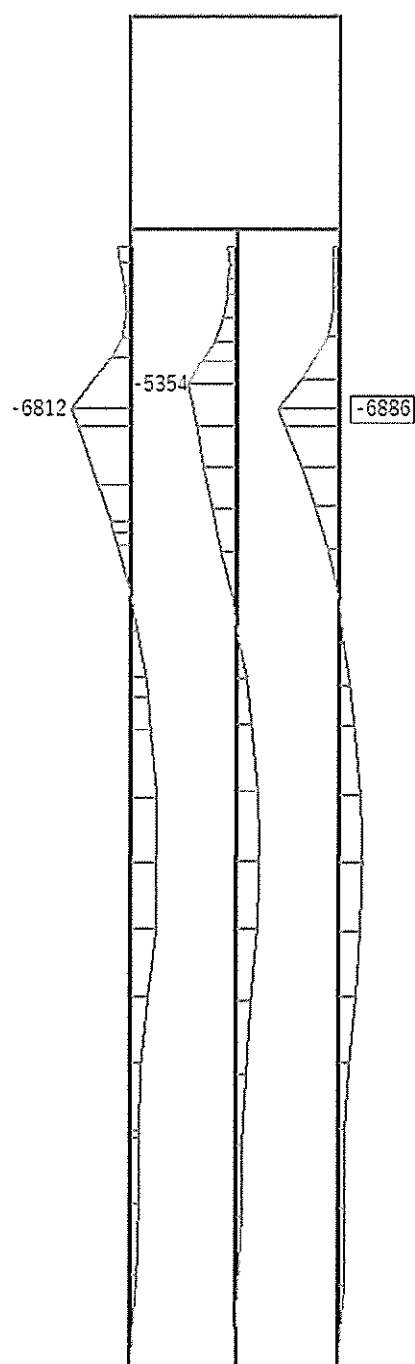
表 17.4-6 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果  
(最も厳しい照査値とその地震動)

評価位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震動
鋼管杭	-6886	-6223	-307.0	-442.5	0.70	④	S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)

- 注記 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

評価位置は下図に示す。

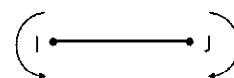




Data: NTP\_NSX\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_-+\_Hist

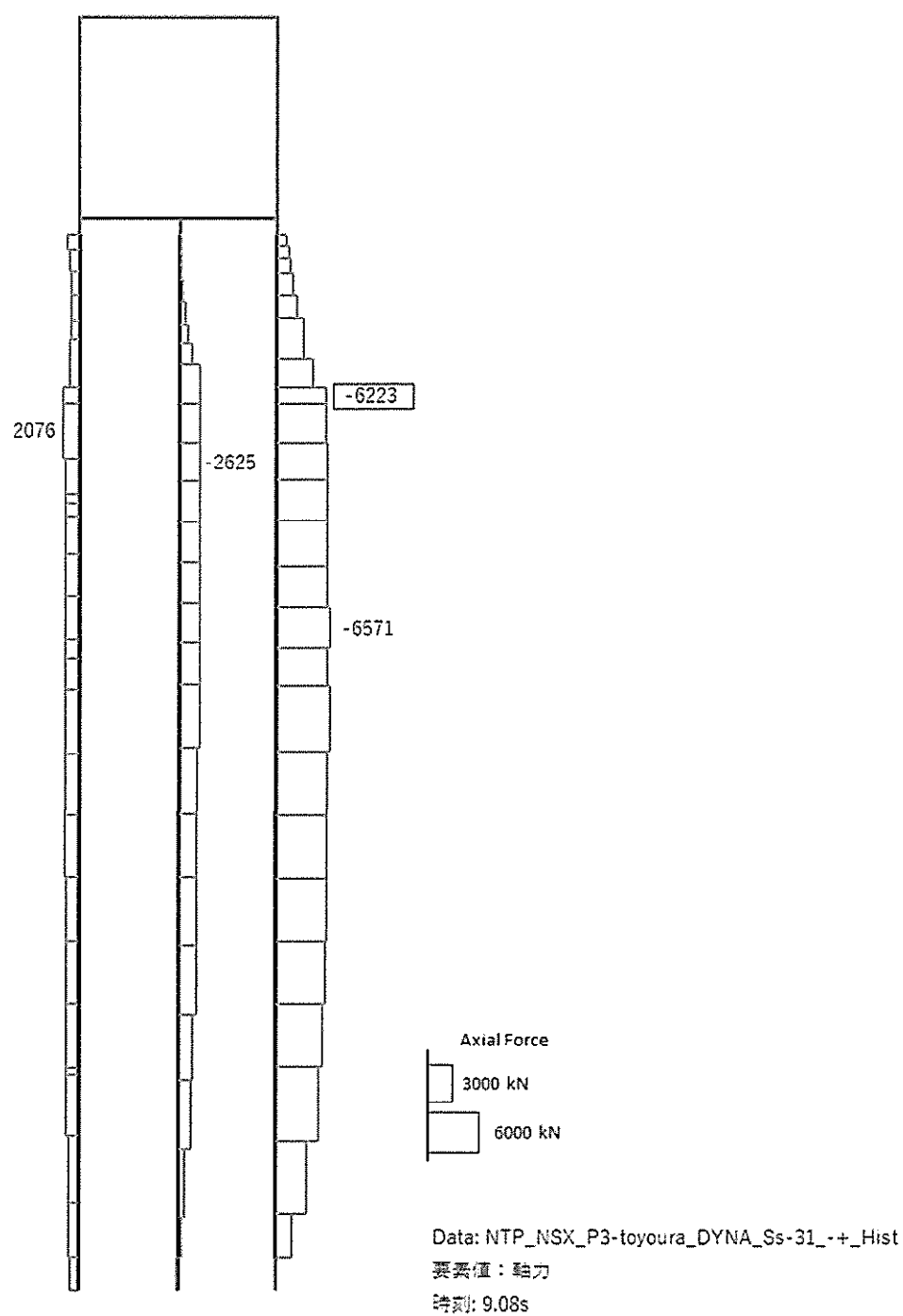
要素値: 曲げモーメント

時刻: 9.08s



曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



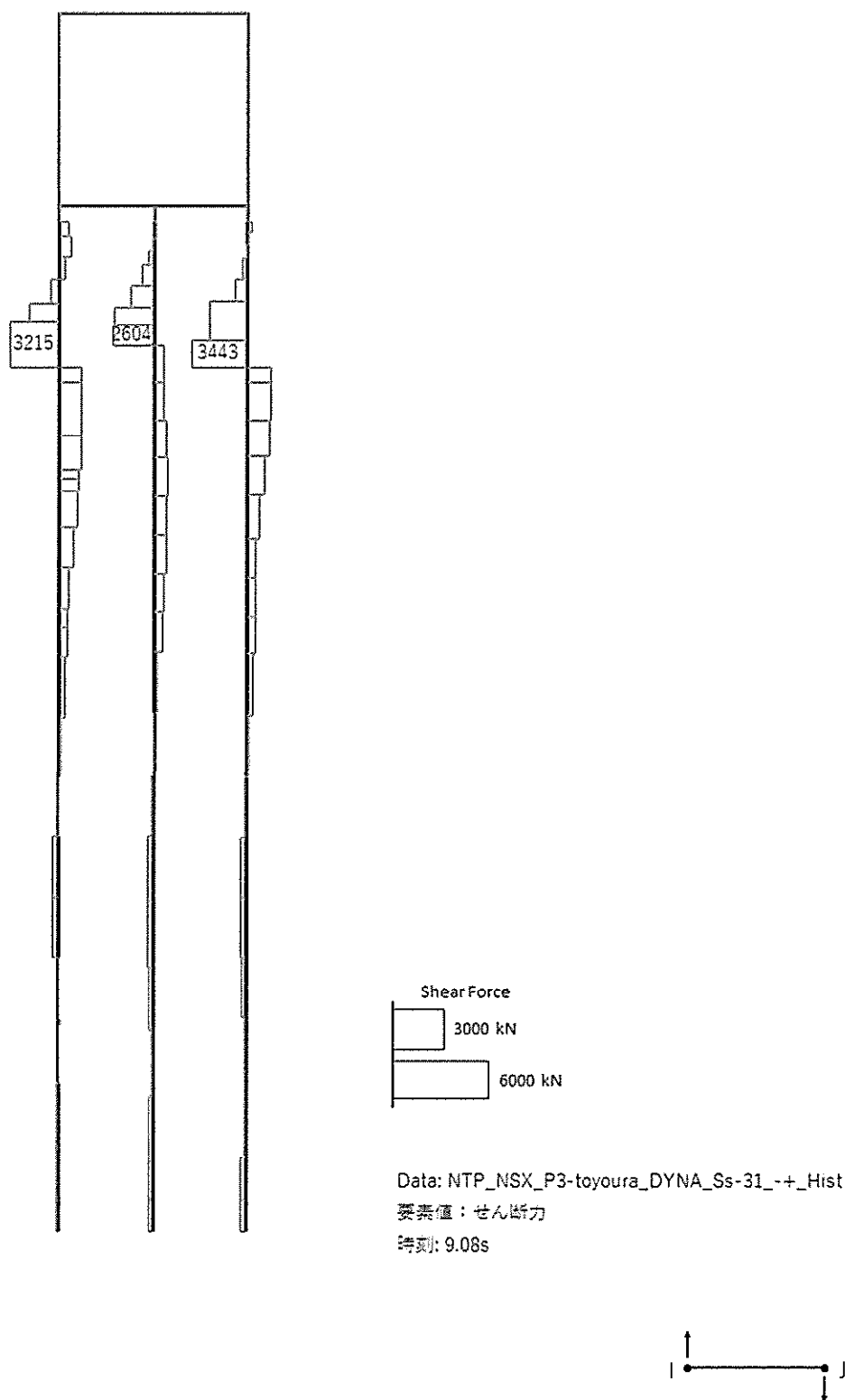


図 17.4-6 鋼管杭において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.08s$ )

(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)

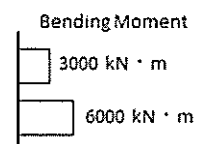
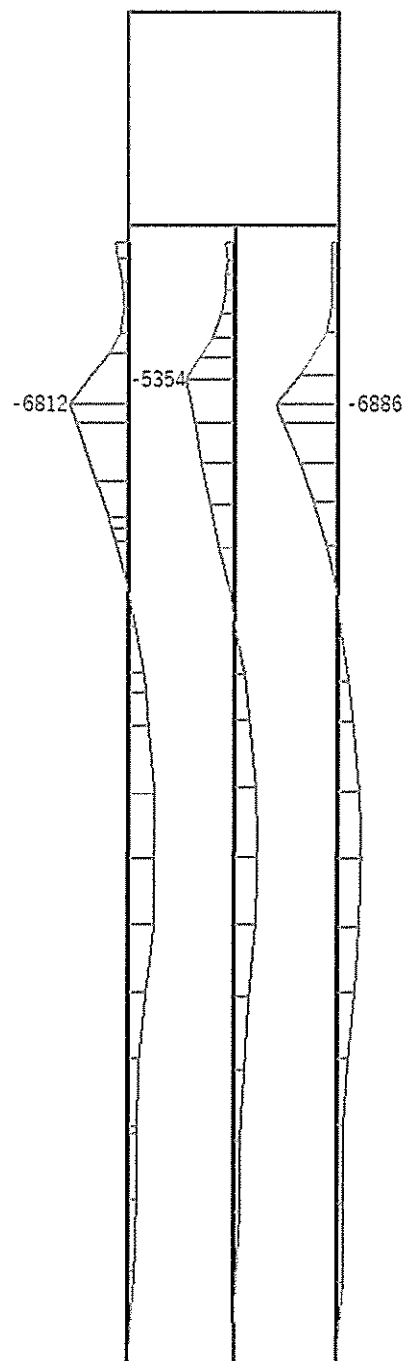


表 17.4-7 鋼管杭のせん断力に対する照査結果  
(最も厳しい照査値とその地震動)

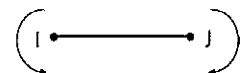
評価位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震動
鋼管杭	3443	58.60	255.0	0.23	④	S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)

注記 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  
評価位置は下図に示す。



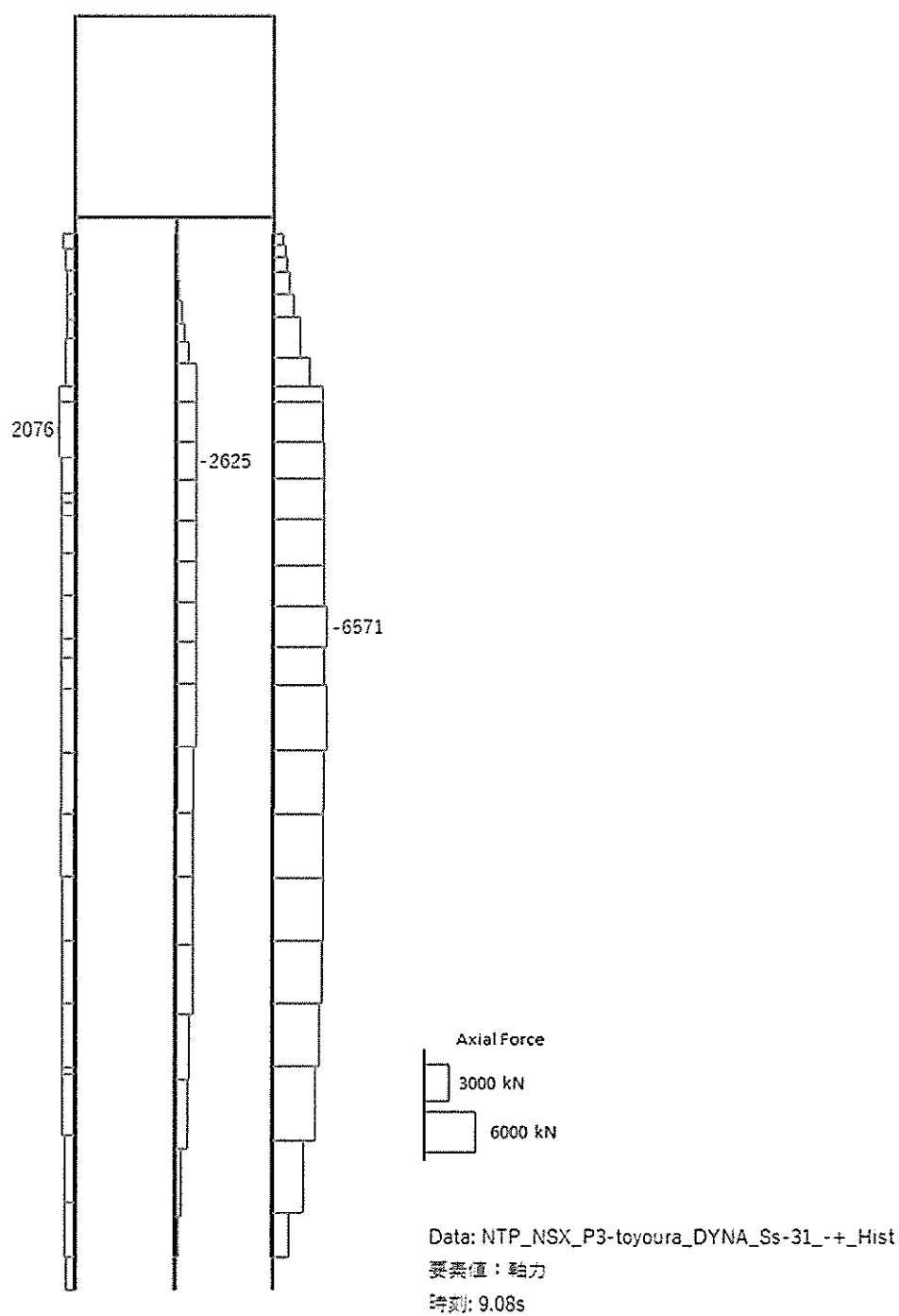


Data: NTP\_NSX\_P3-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_-+\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.08s



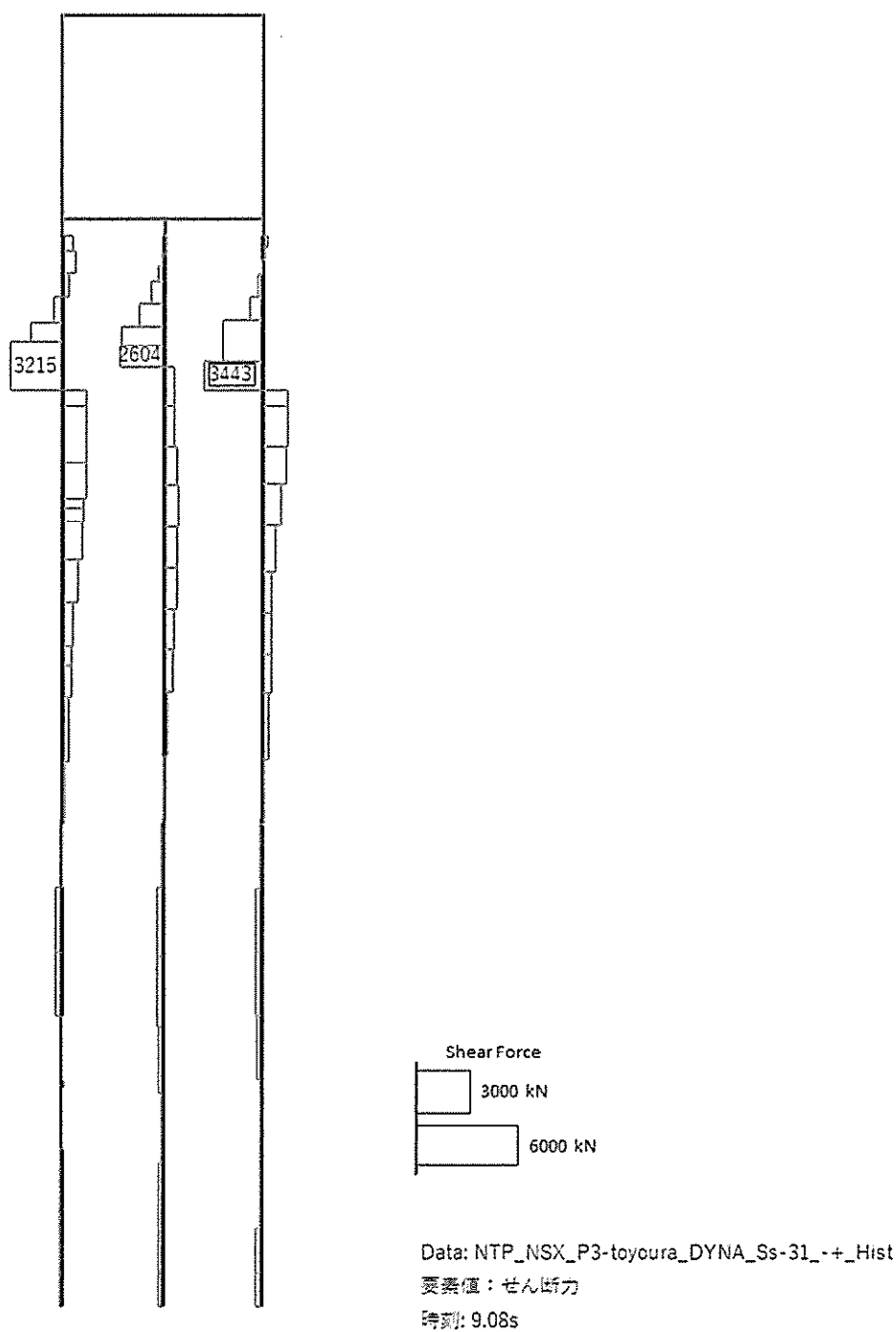
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)





せん断力 (kN)

図 17.4-7 鋼管杭において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.08s$ )

(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)

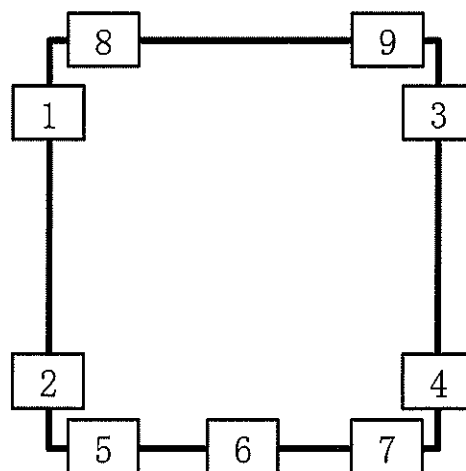


(3) 躯体の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力）

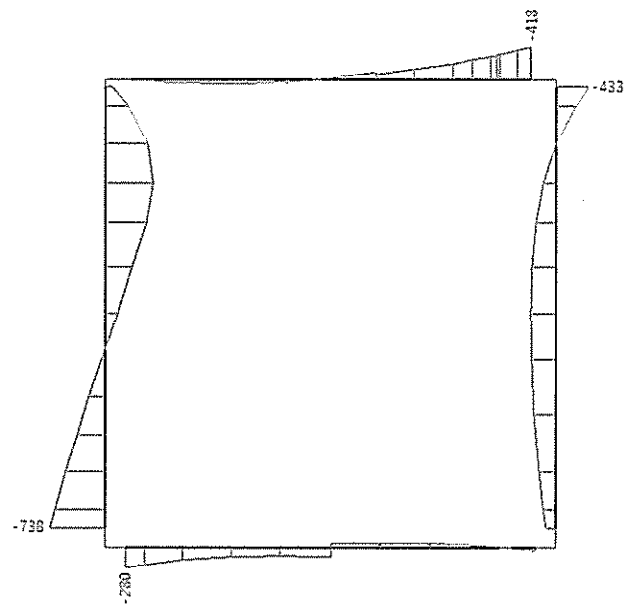
各基準地震動において、緊急時所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。なお、その際の検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースのみとする。表 17.4-8 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 17.4-8 に断面力分布を示す。

表 17.4-8 各地震動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

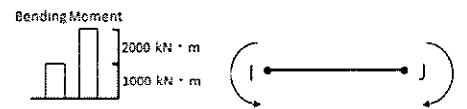
地震動	抽出照査値と照査項目		
	照査値	照査項目	評価位置
$S_s-D1$ (H+, V+)	0.40	せん断力	1
$S_s-D1$ (H+, V-)	0.40	せん断力	1
$S_s-D1$ (H-, V+)	0.35	せん断力	1
$S_s-D1$ (H-, V-)	0.34	せん断力	3
$S_s-11$	0.24	せん断力	1
$S_s-12$	0.32	せん断力	2
$S_s-13$	0.40	せん断力	2
$S_s-14$	0.22	せん断力	2
$S_s-21$	0.30	せん断力	1
$S_s-22$	0.28	せん断力	1
$S_s-31$ (H+, V+)	0.28	せん断力	1
$S_s-31$ (H-, V+)	0.41	せん断力	2



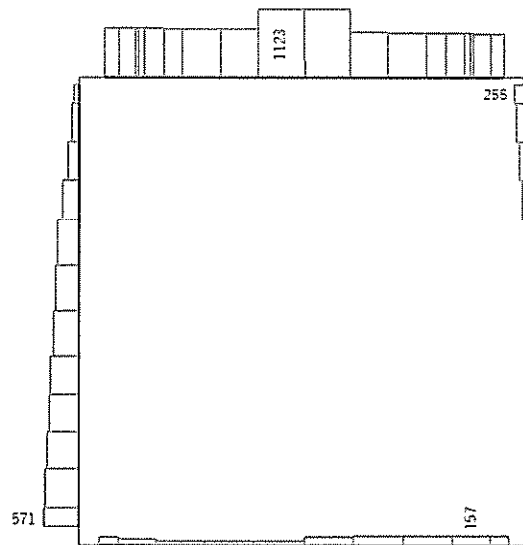




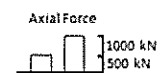
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.95s



曲げモーメント (kN・m)

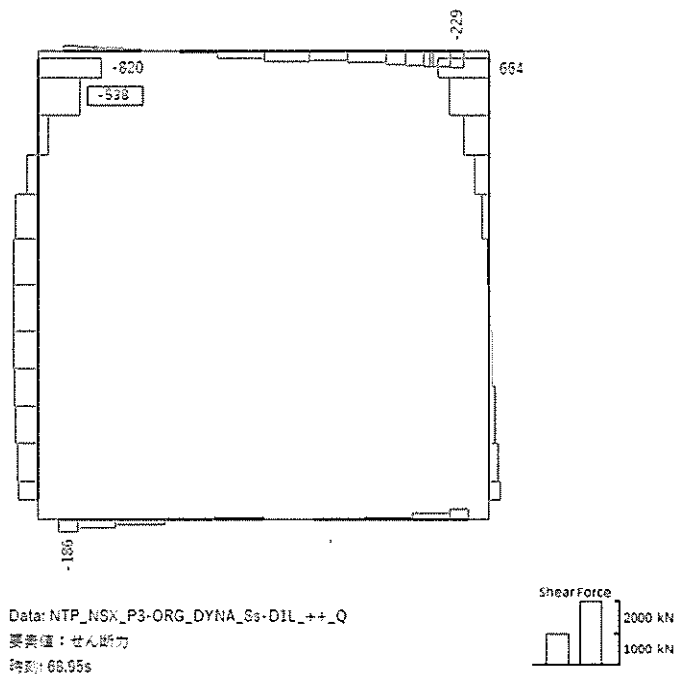


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.95s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

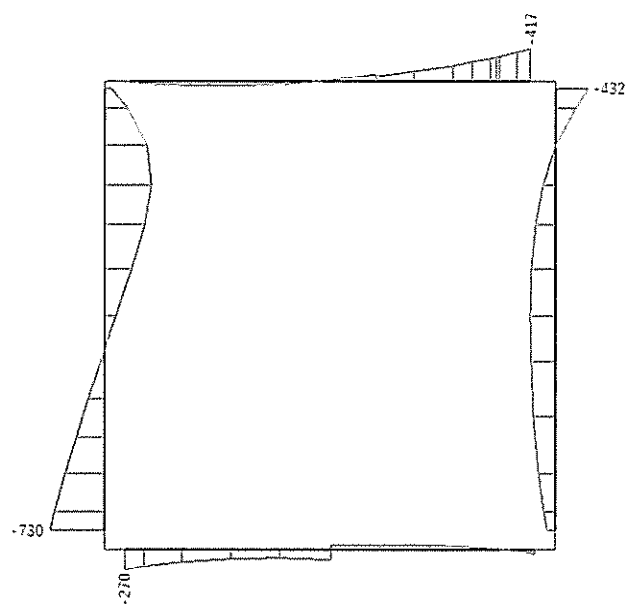




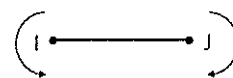
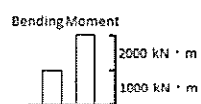
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 68.95s$  )

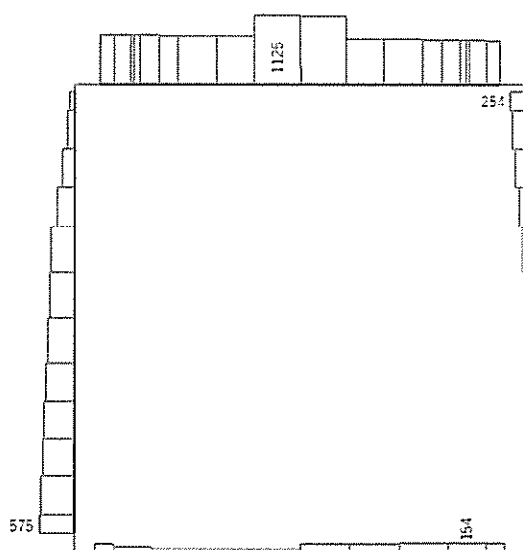




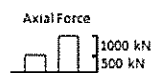
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.97s



曲げモーメント (kN・m)

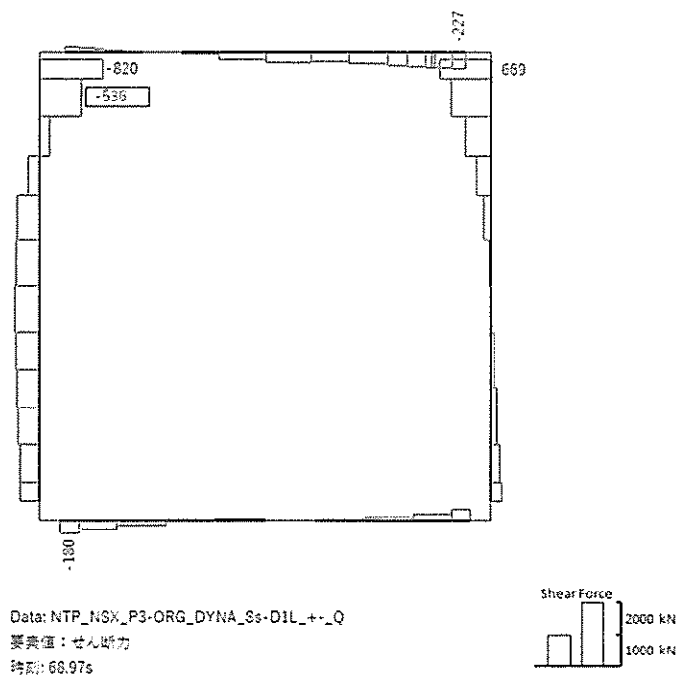


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.97s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

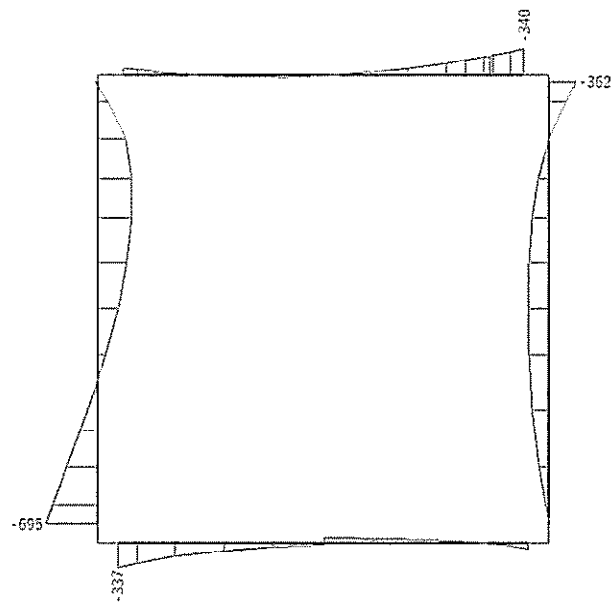




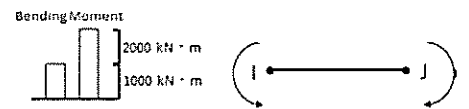
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 68.97s$  )

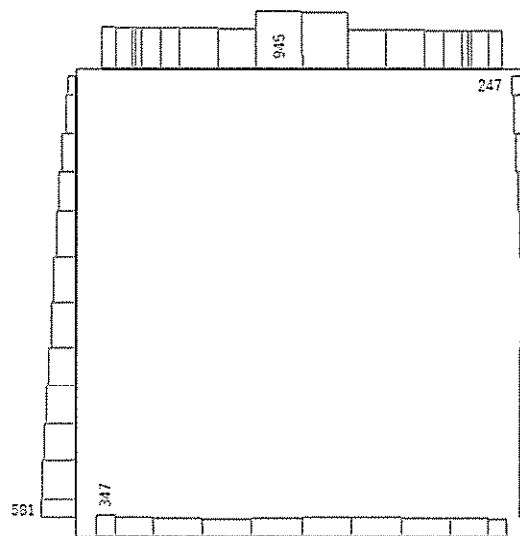




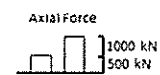
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.31s



曲げモーメント (kN・m)

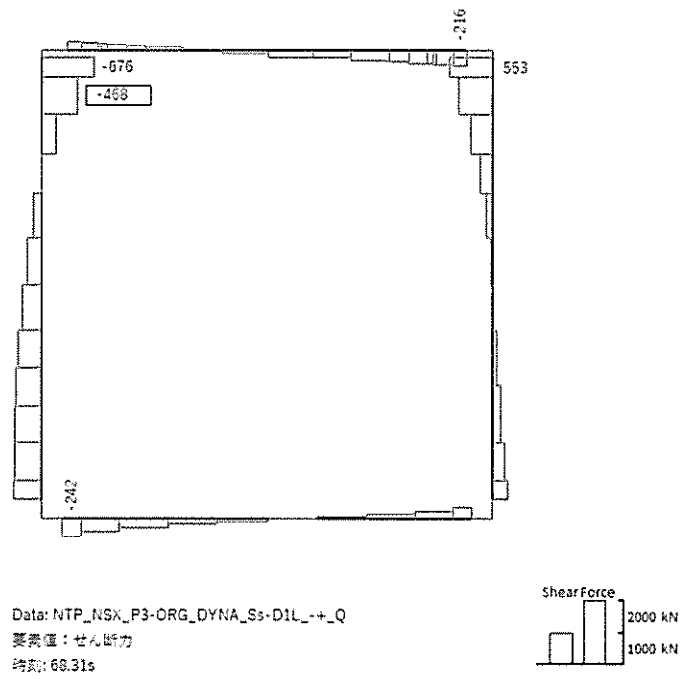


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.31s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

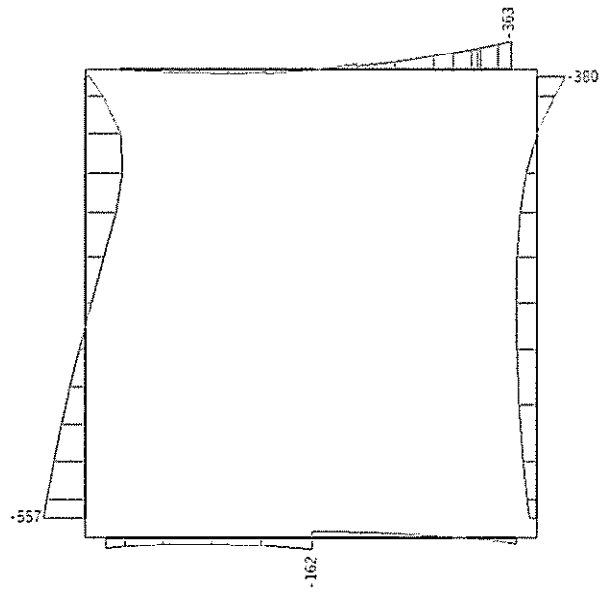




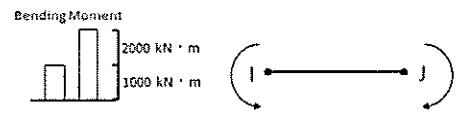
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 68.31s$  )

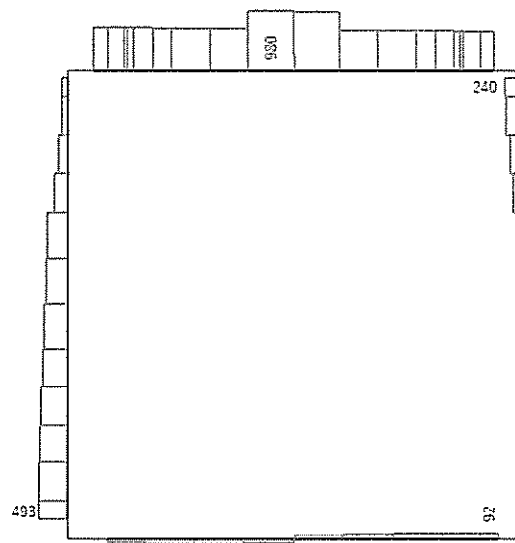




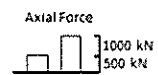
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_--\_M  
 表示値: 曲げモーメント  
 時刻: 53.78s



曲げモーメント (kN・m)

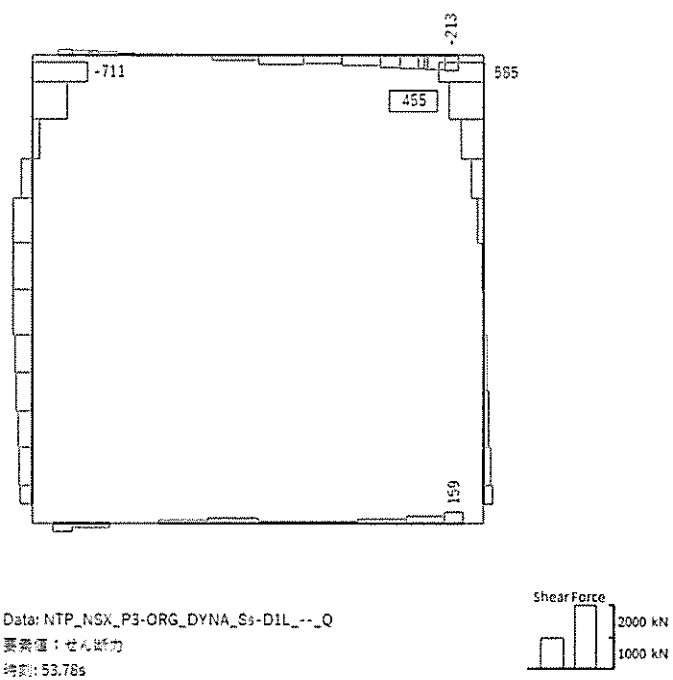


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_--\_N  
 表示値: 軸力  
 時刻: 53.78s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

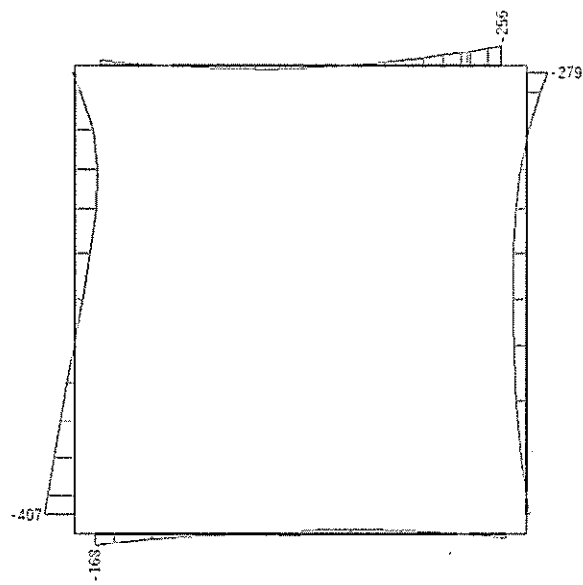




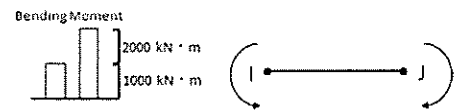
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 53.78s$  )

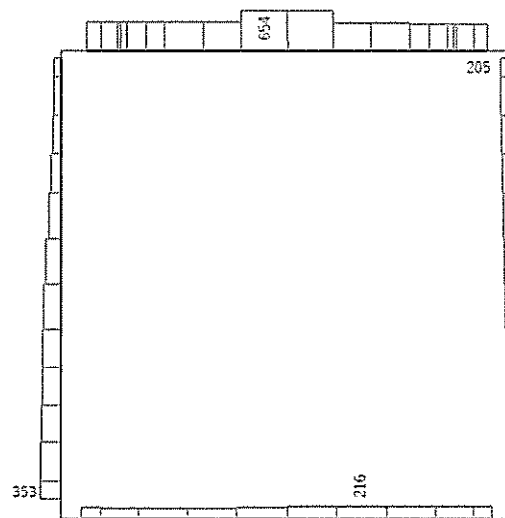




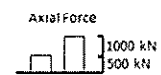
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-11\_M  
 表示値: 曲げモーメント  
 時刻: 69.70s



曲げモーメント (kN・m)

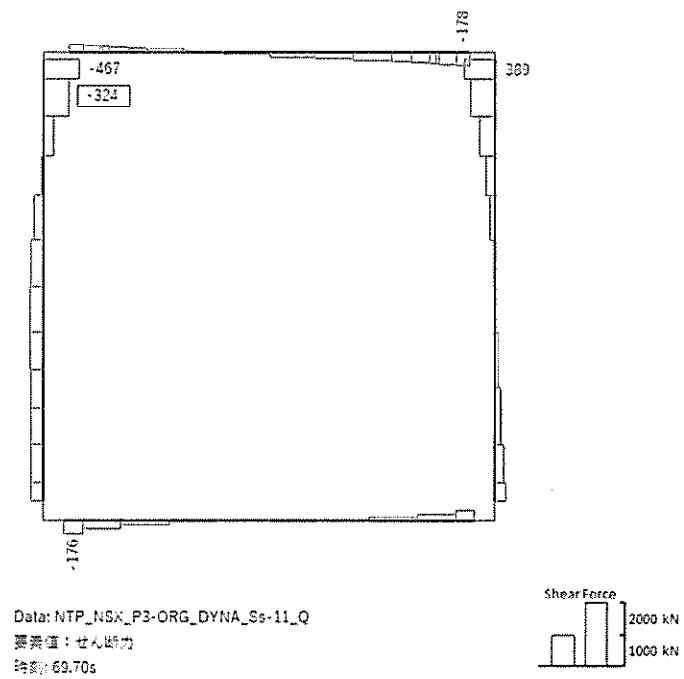


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-11\_N  
 表示値: 軸力  
 時刻: 69.70s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

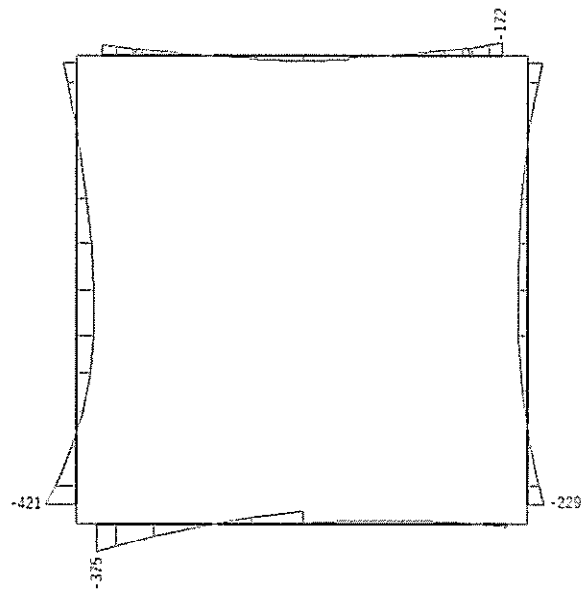




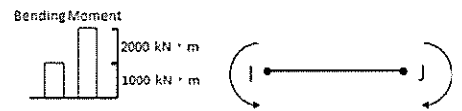
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 69.70s$  )

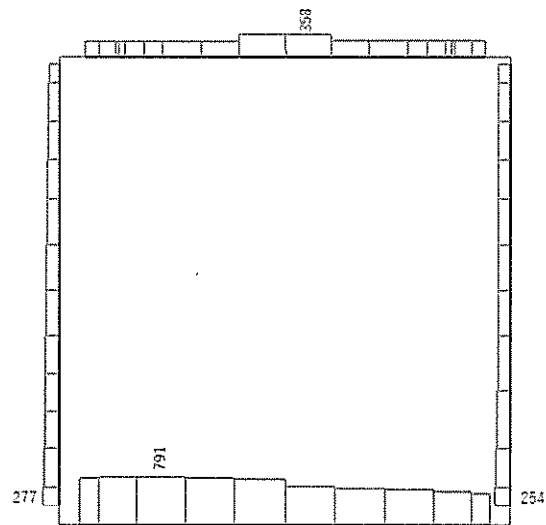




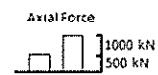
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-12\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 33.76s



曲げモーメント (kN・m)

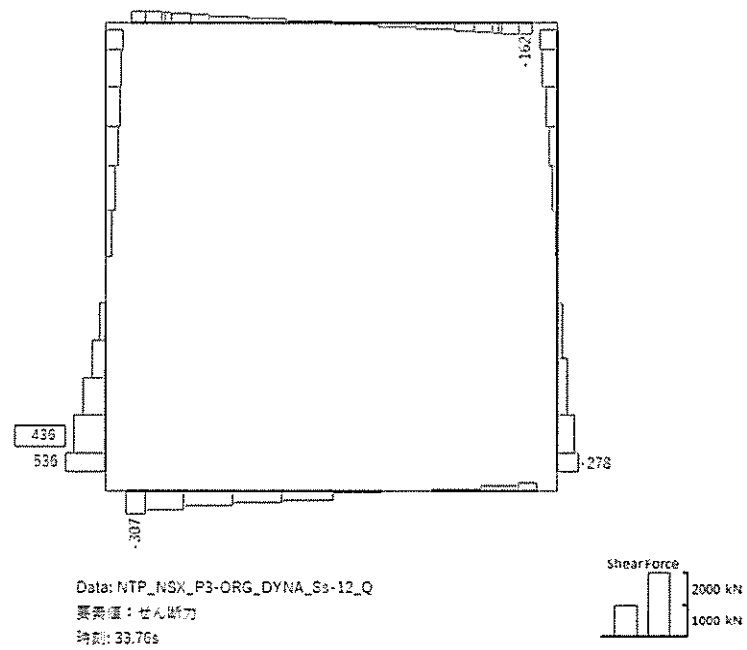


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-12\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 33.76s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

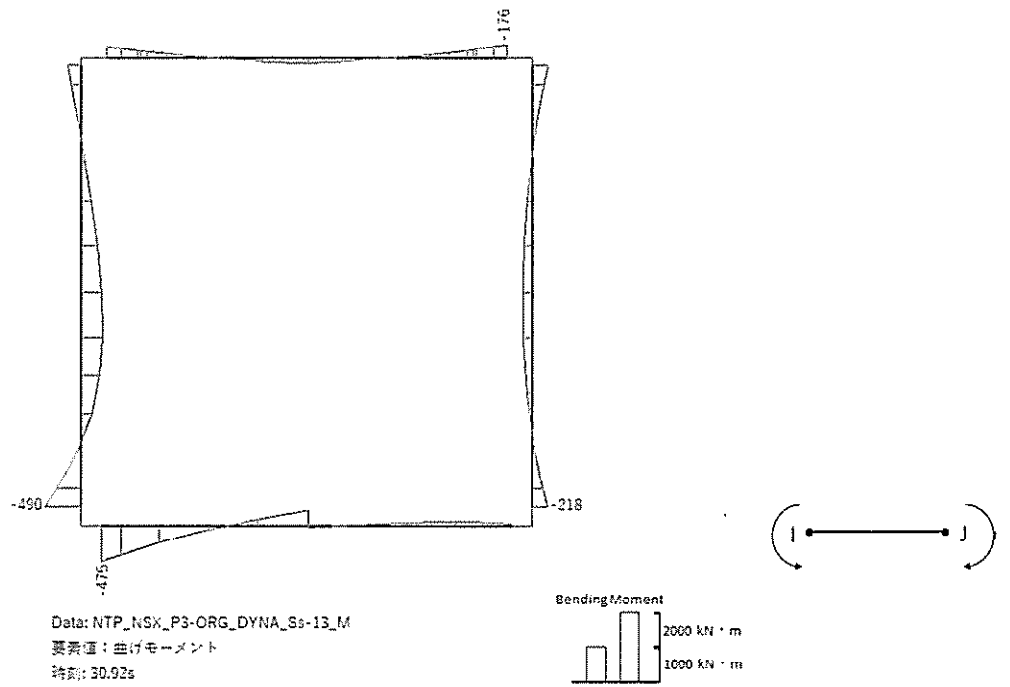




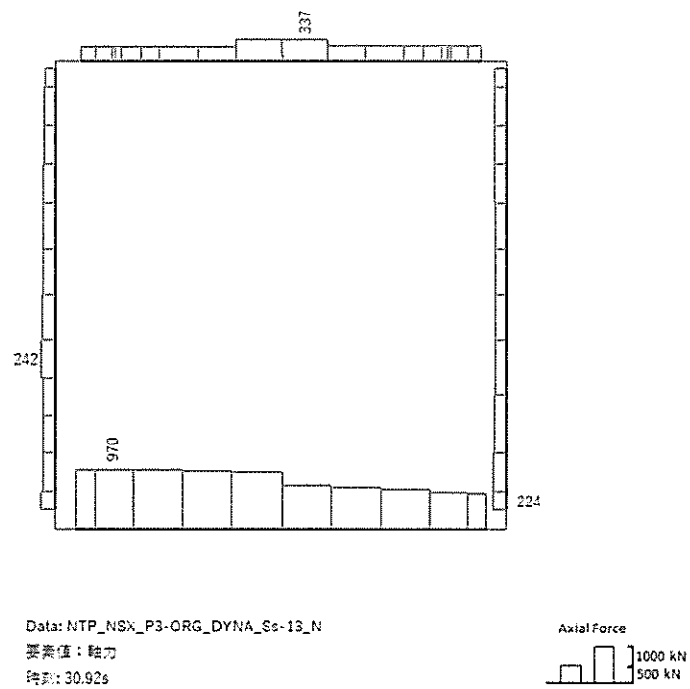
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 33.76s$  )



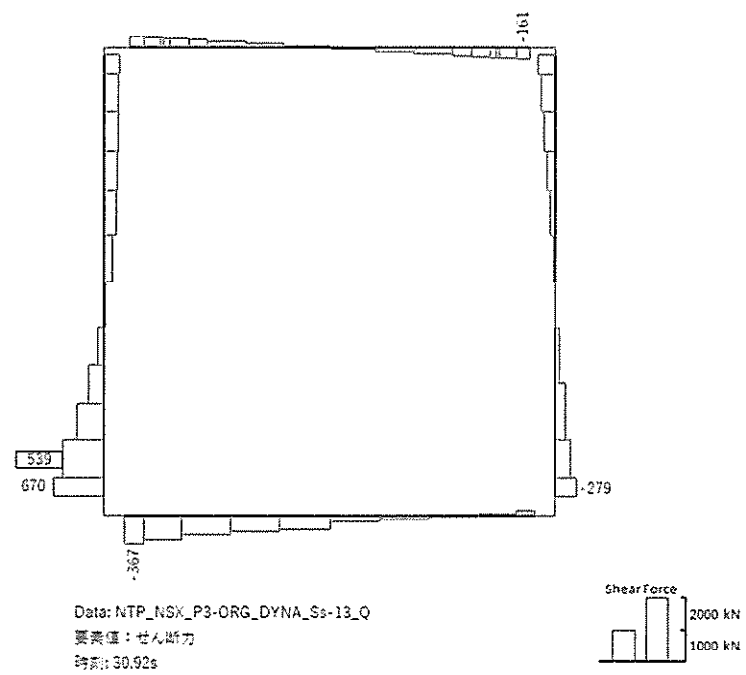


曲げモーメント (kN · m)



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

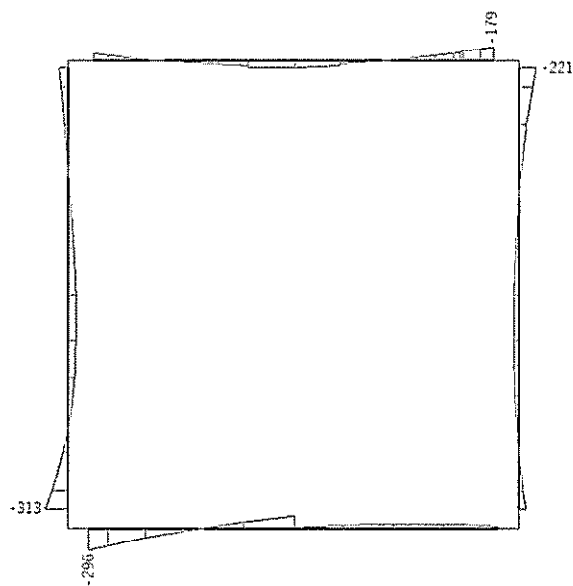




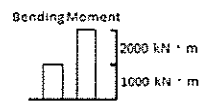
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 ( $t = 30.92s$ )

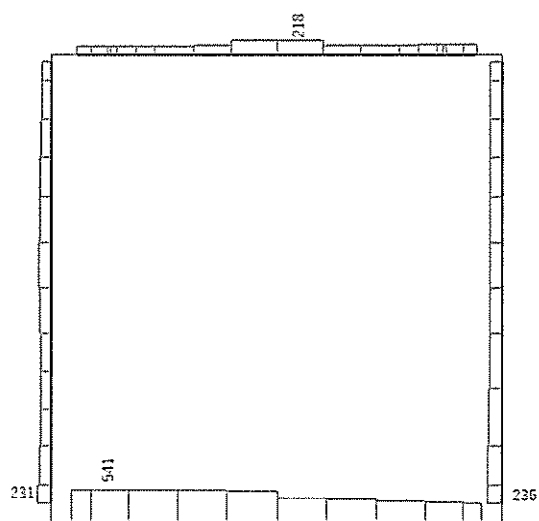




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-14\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 33.26s



曲げモーメント (kN・m)

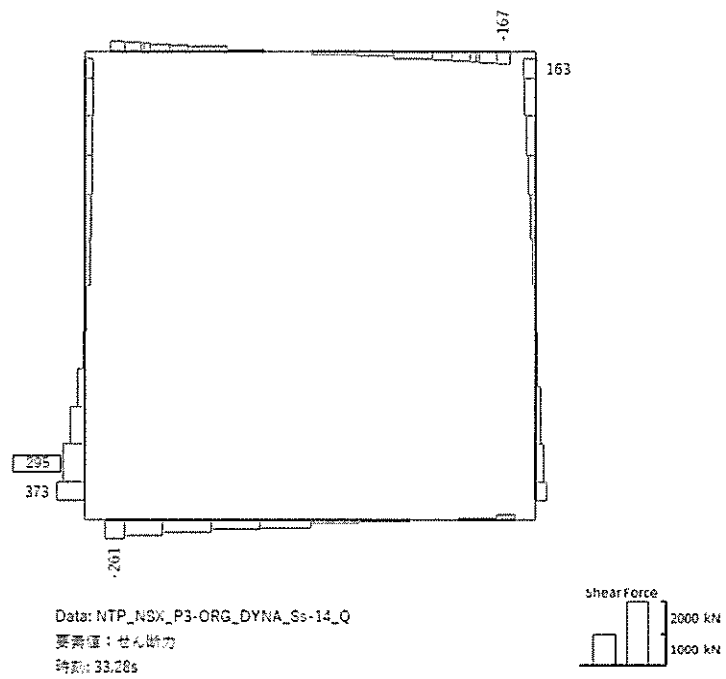


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-14\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 33.26s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

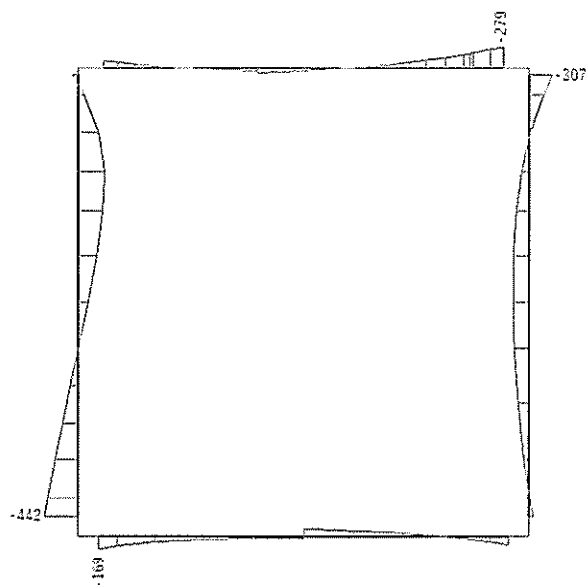




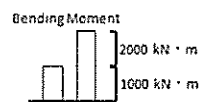
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 33.28s$  )

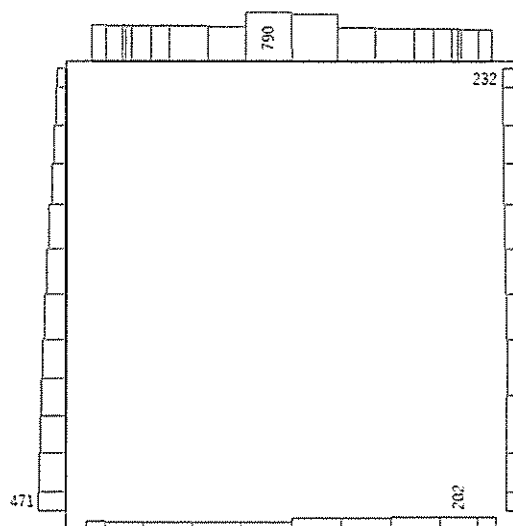




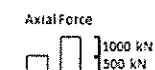
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-21\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 67.75s



曲げモーメント (kN・m)

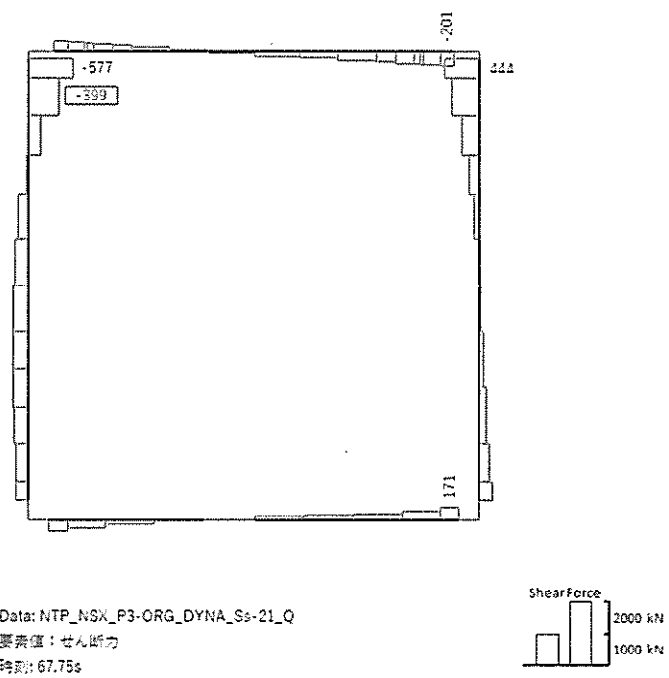


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-21\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 67.75s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

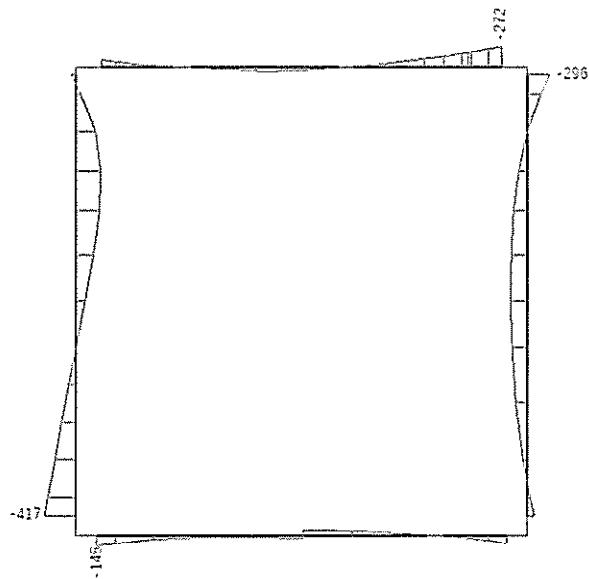




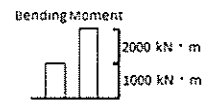
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 ( $t = 67.75s$ )

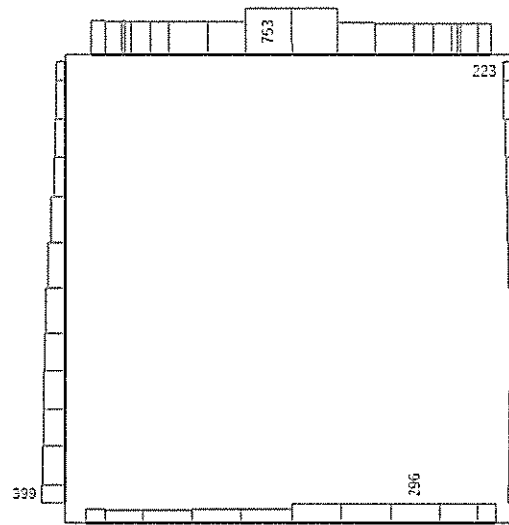




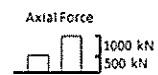
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-22\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 88.26s



曲げモーメント (kN・m)

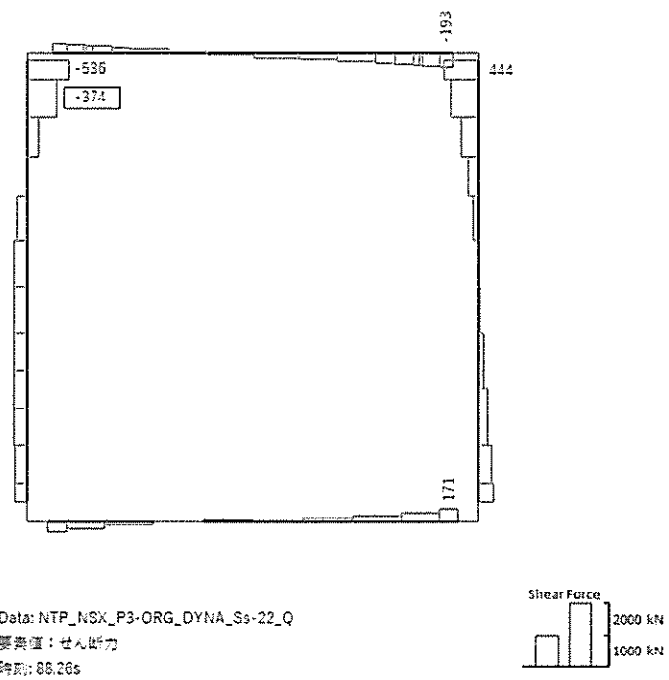


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-22\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 88.26s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

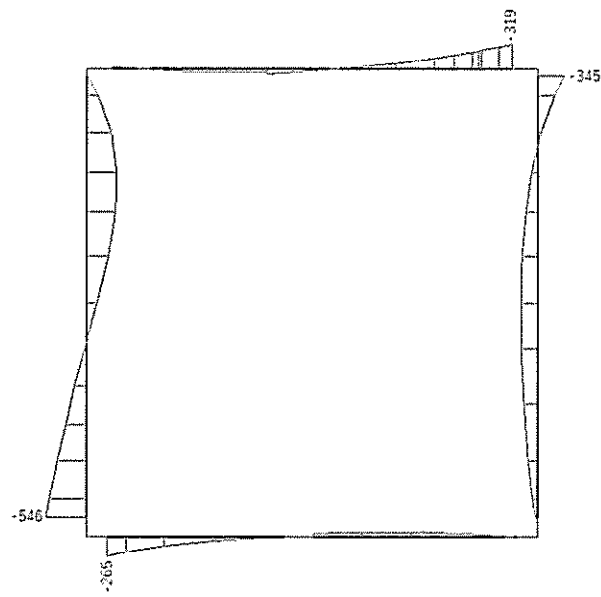




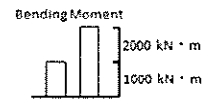
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 88.26s$  )

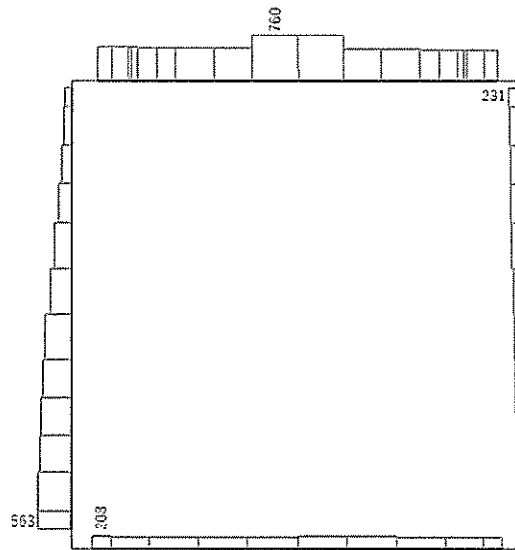




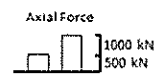
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 表示値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.70s



曲げモーメント (kN・m)

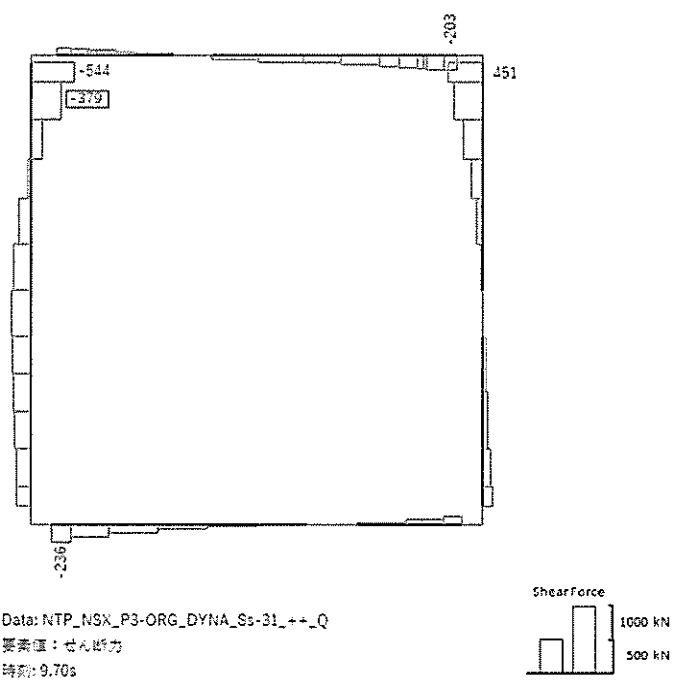


Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 表示値: 軸力  
 時刻: 9.70s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

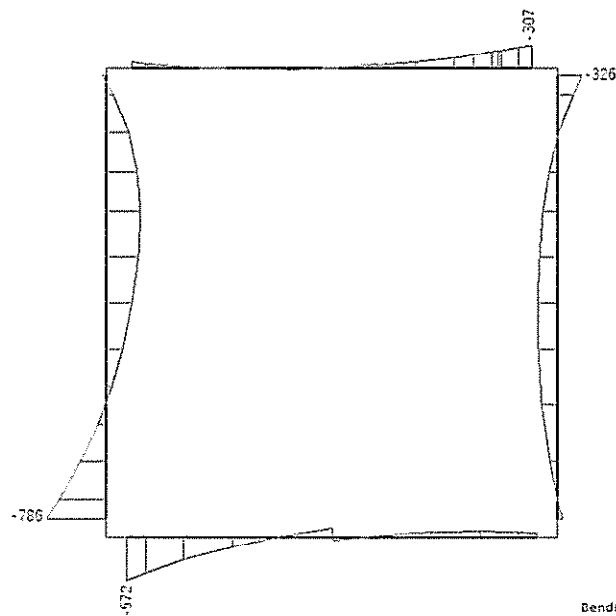




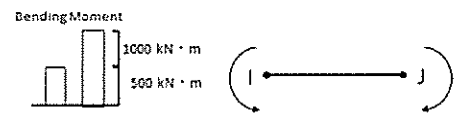
せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (t = 9.70s)

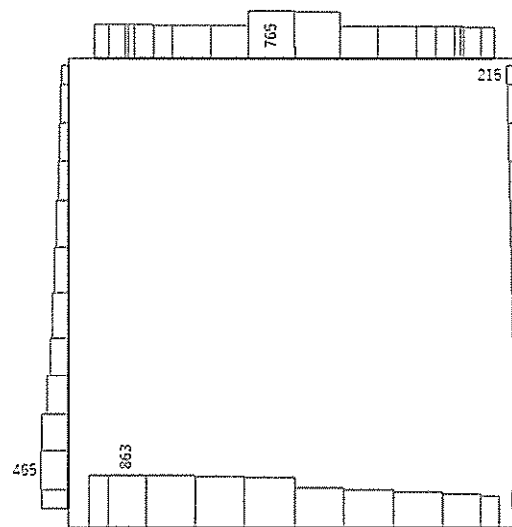




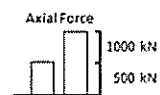
Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.36s



曲げモーメント (kN・m)

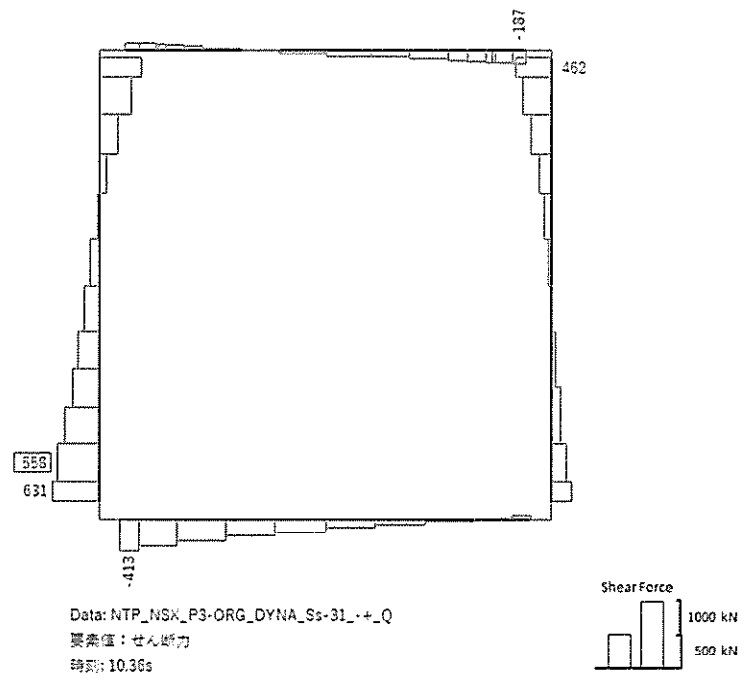


Data: NTP\_NSK\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.36s



軸力 (kN) (+: 圧縮, -: 引張)





せん断力 (kN)

図 17.4-8(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分布  
 (  $t = 10.36s$  )



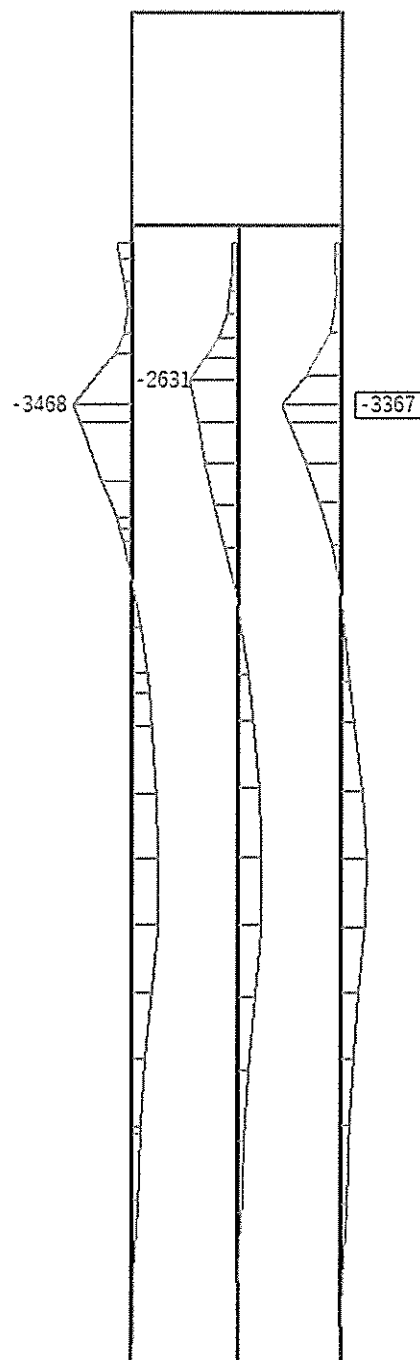
(4) 鋼管杭の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力）

各基準地震動において、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の鋼管杭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。なお、その際の検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースのみとする。表 17.4-9 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 17.4-9 に断面力分布を示す。

表 17.4-9 各地震動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

地震動	抽出照査値と照査項目	
	照査値	照査項目
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	0.34	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	0.35	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	0.35	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	0.36	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -1 1	0.16	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -1 2	0.27	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -1 3	0.21	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -1 4	0.09	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -2 1	0.23	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -2 2	0.16	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	0.44	曲げ軸力
S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	0.47	曲げ軸力





Bending Moment

2000 kN · m

4000 kN · m

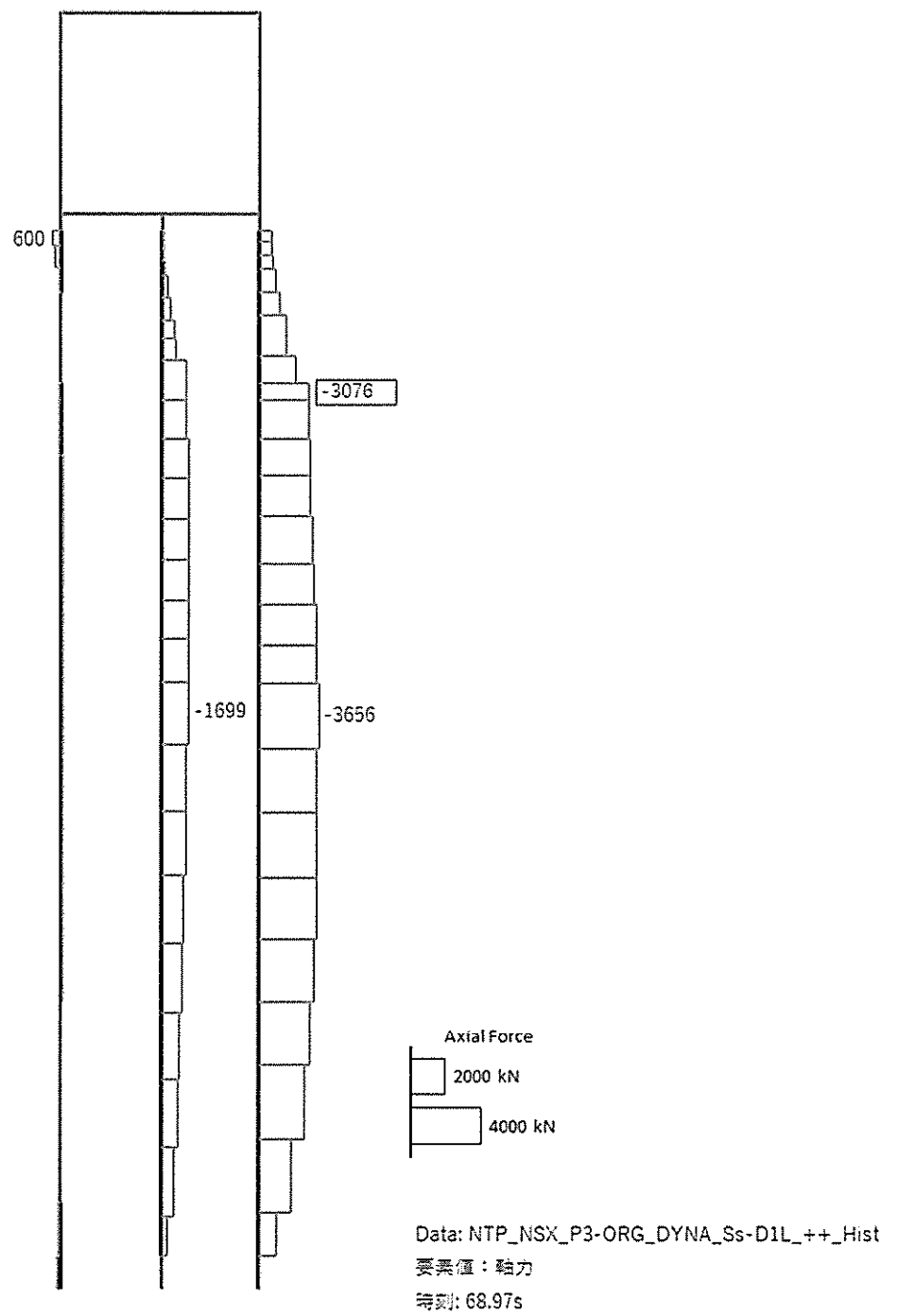
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 68.97s

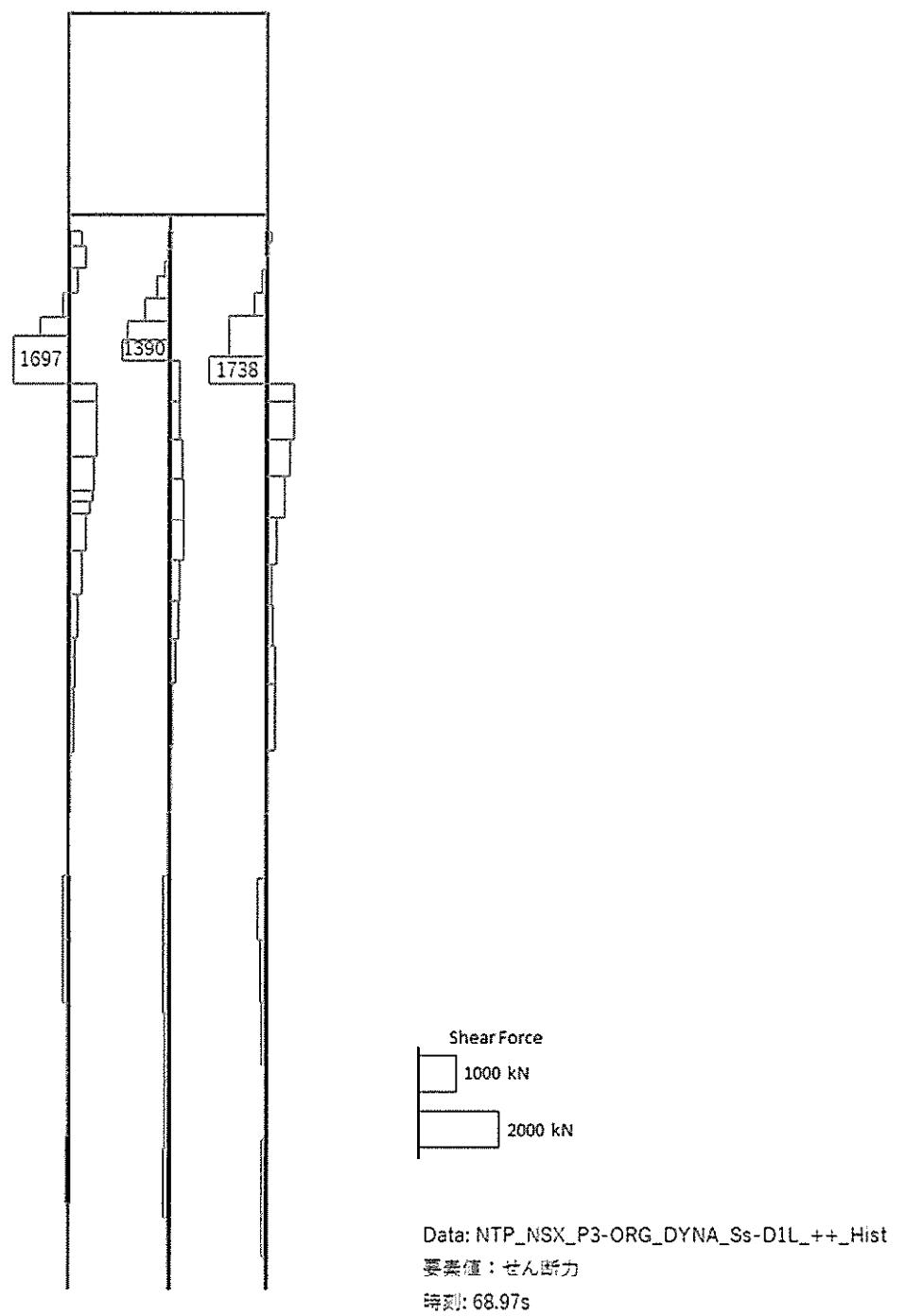
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

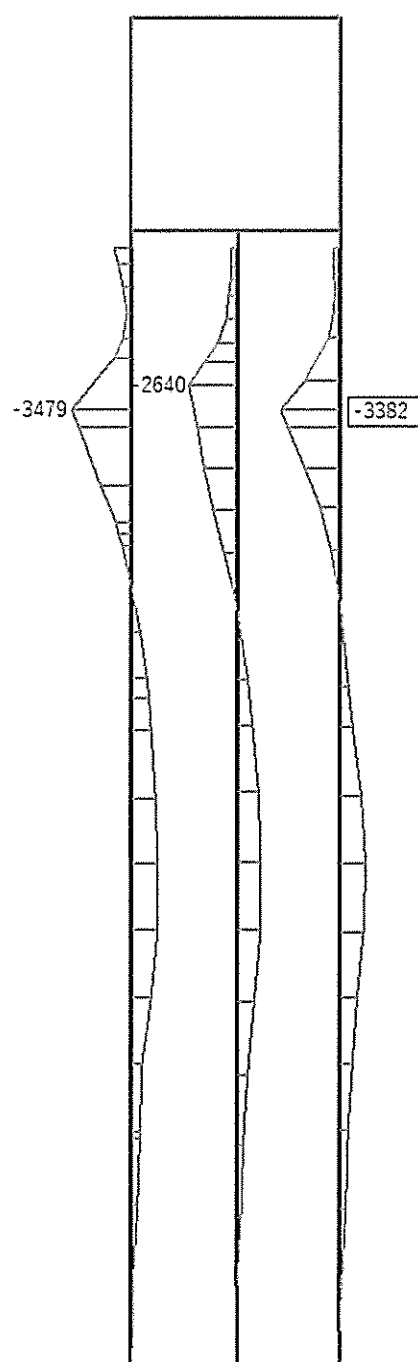




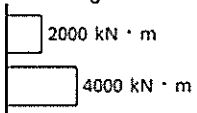
せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 68.97s$ )





Bending Moment



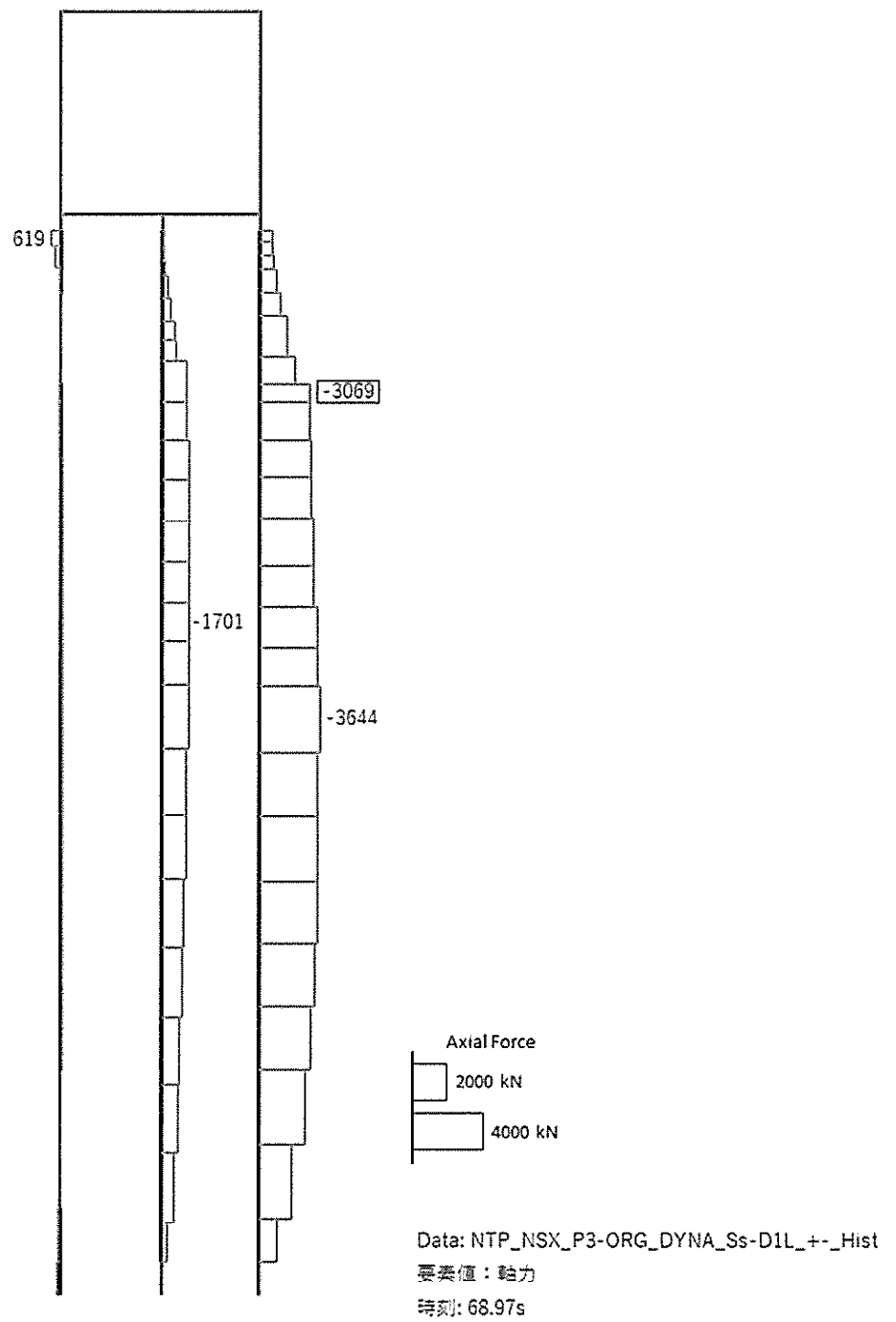
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Hist

要素値：曲げモーメント

時刻: 68.97s

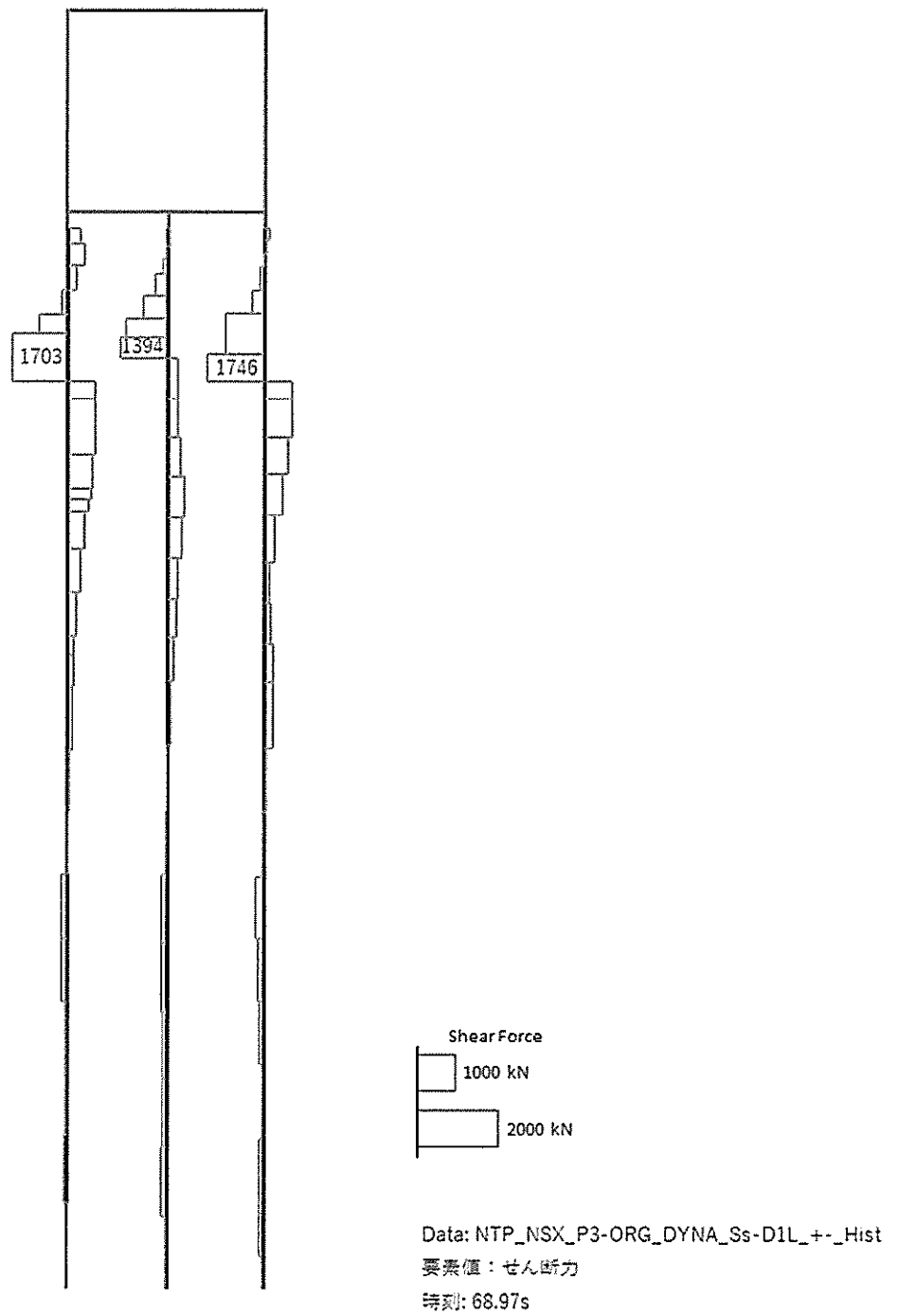
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

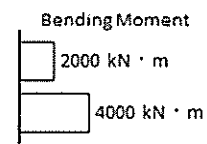
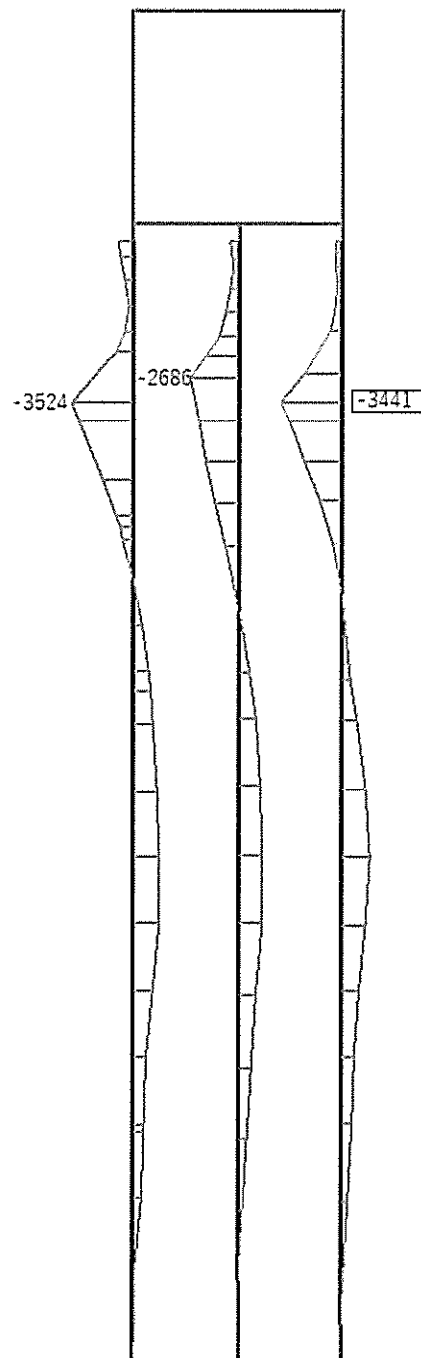




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 68.97s$ )





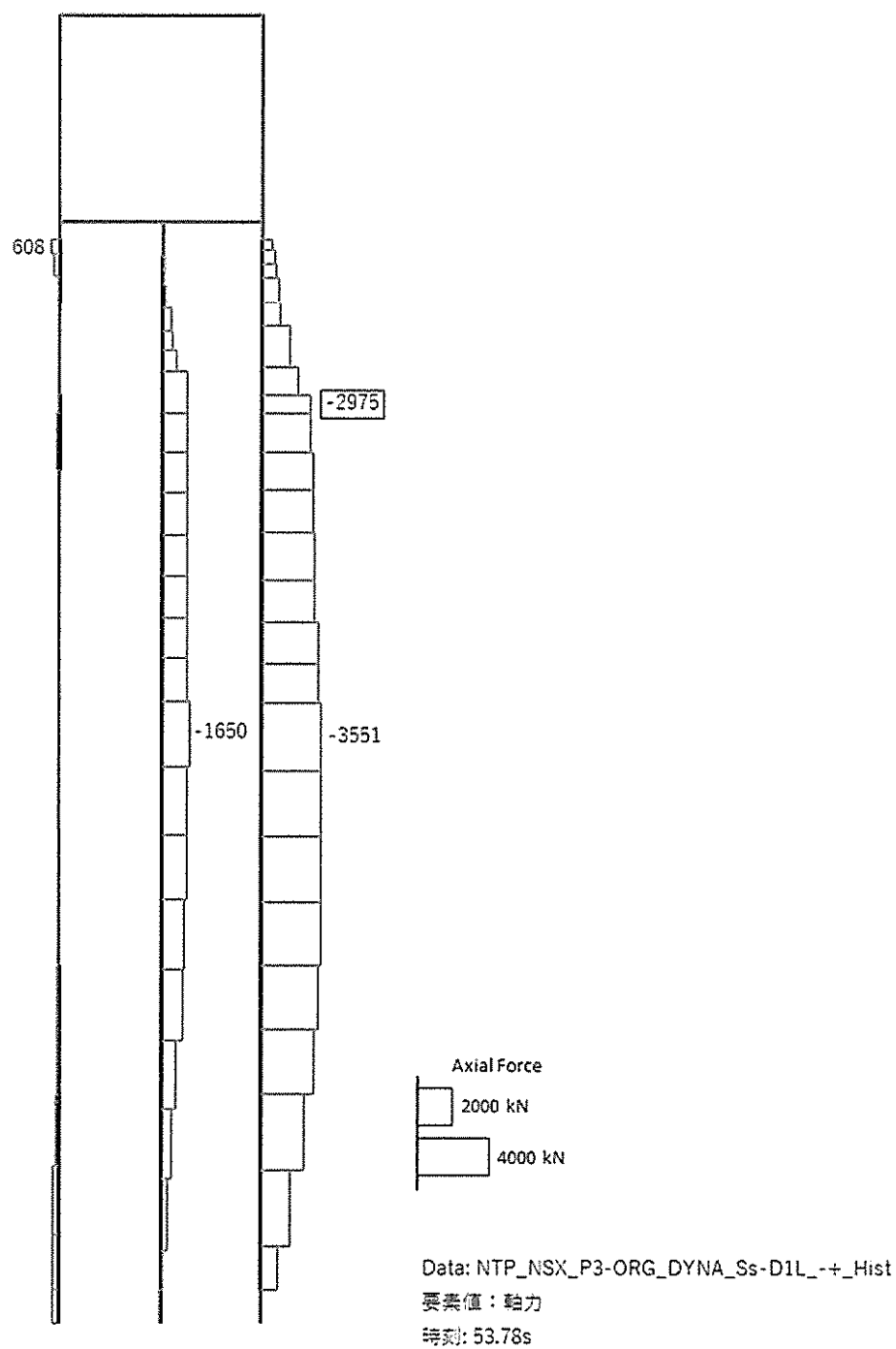
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 53.78s

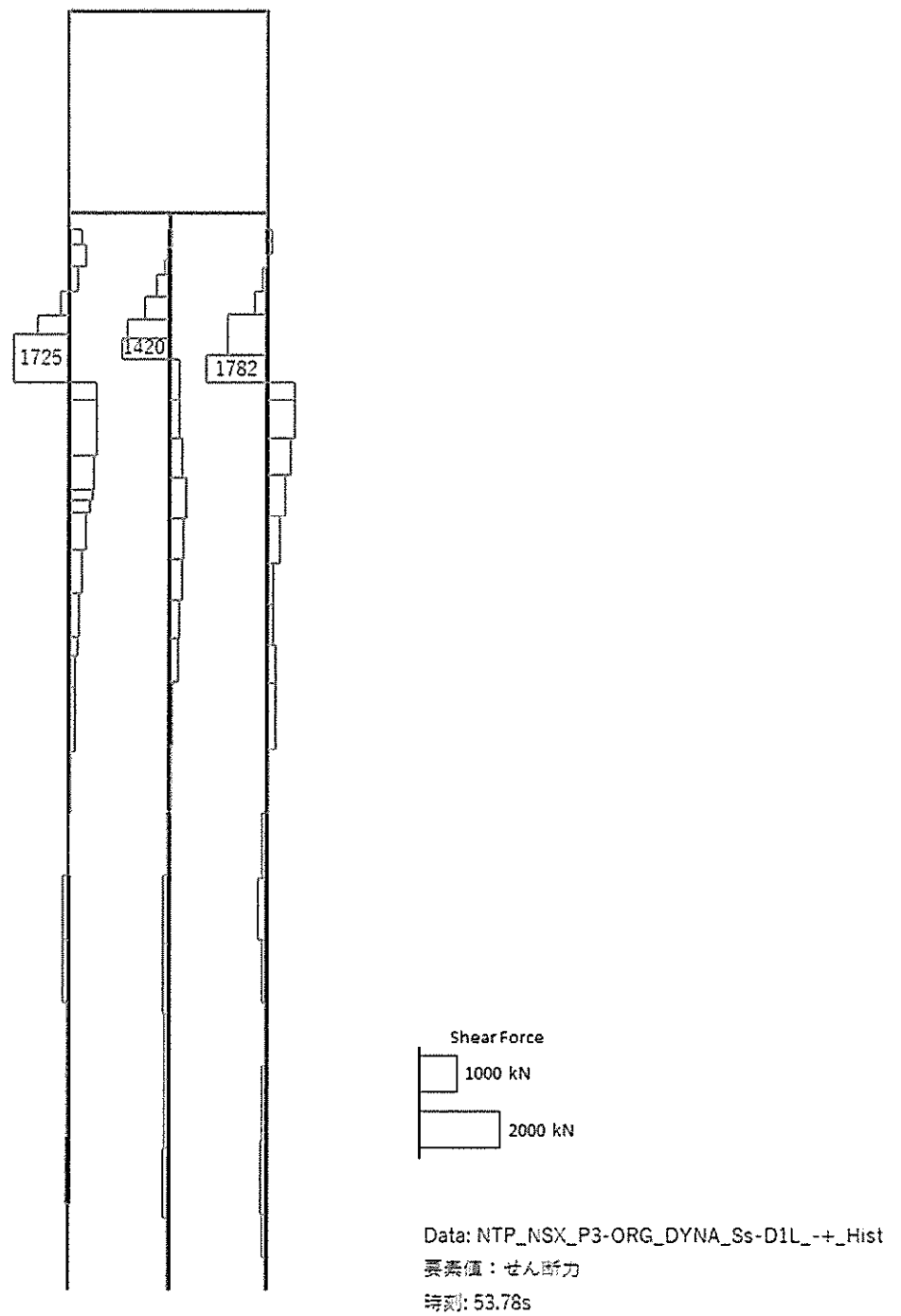
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

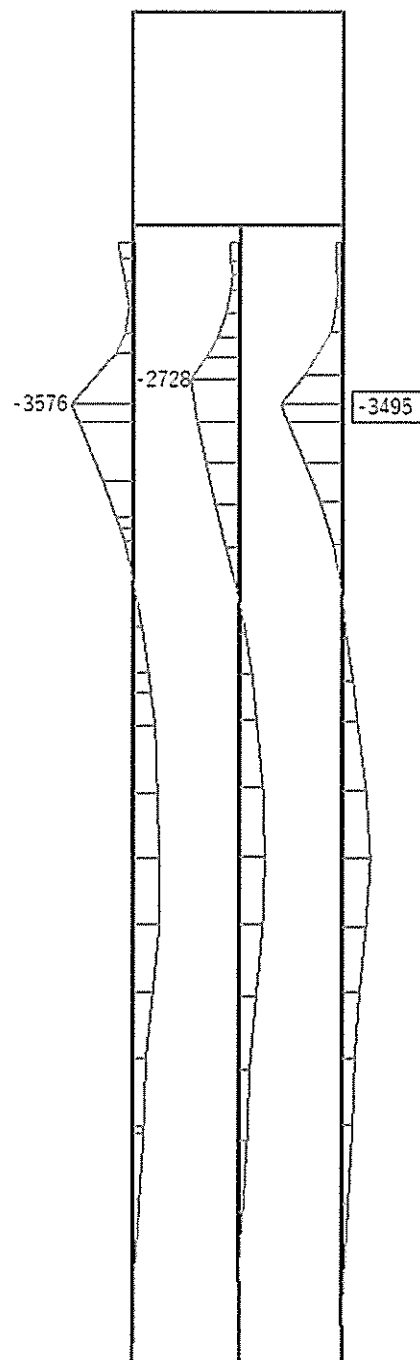




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
 (  $t = 53.78s$  )





Bending Moment

2000 kN · m

4000 kN · m

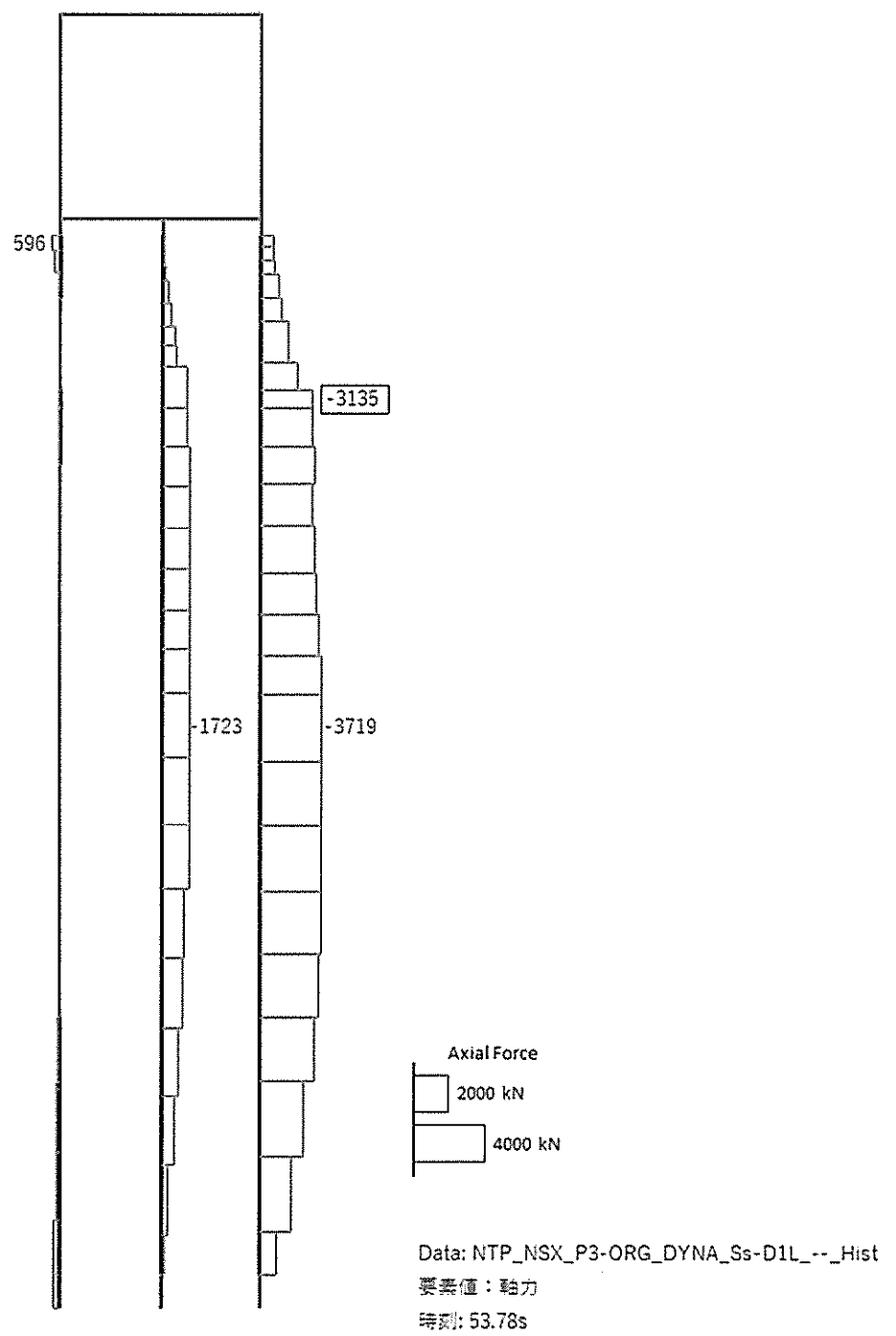
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_--\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 53.78s

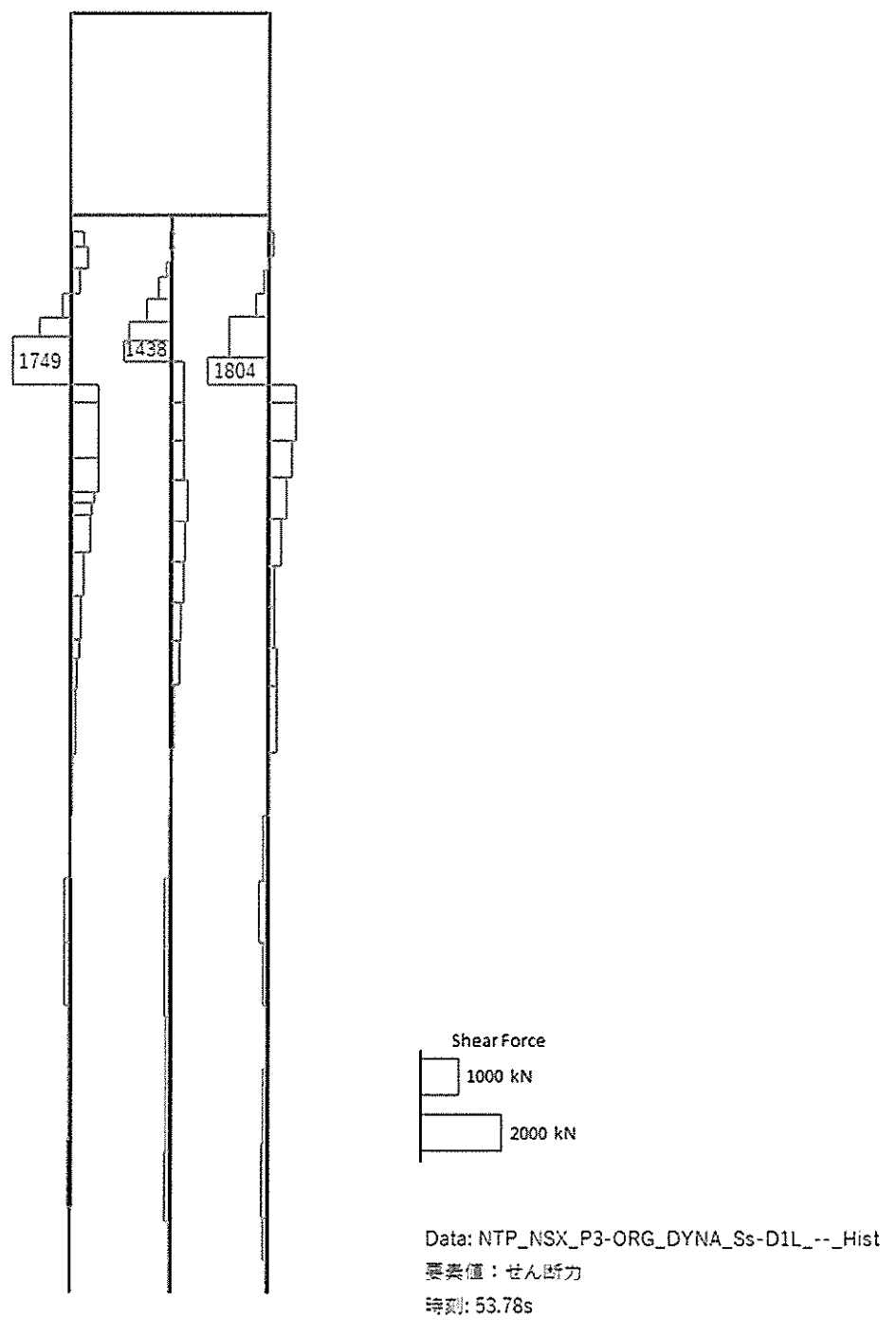
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

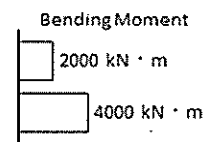
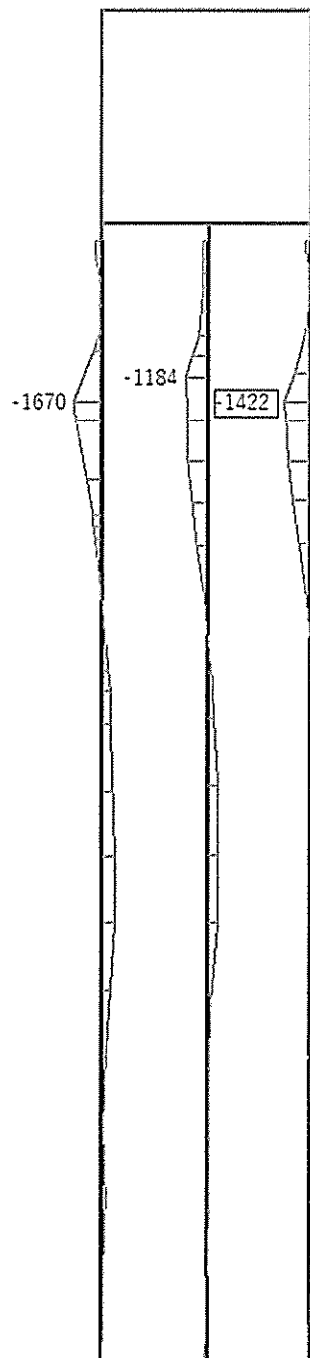




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 53.78s$ )

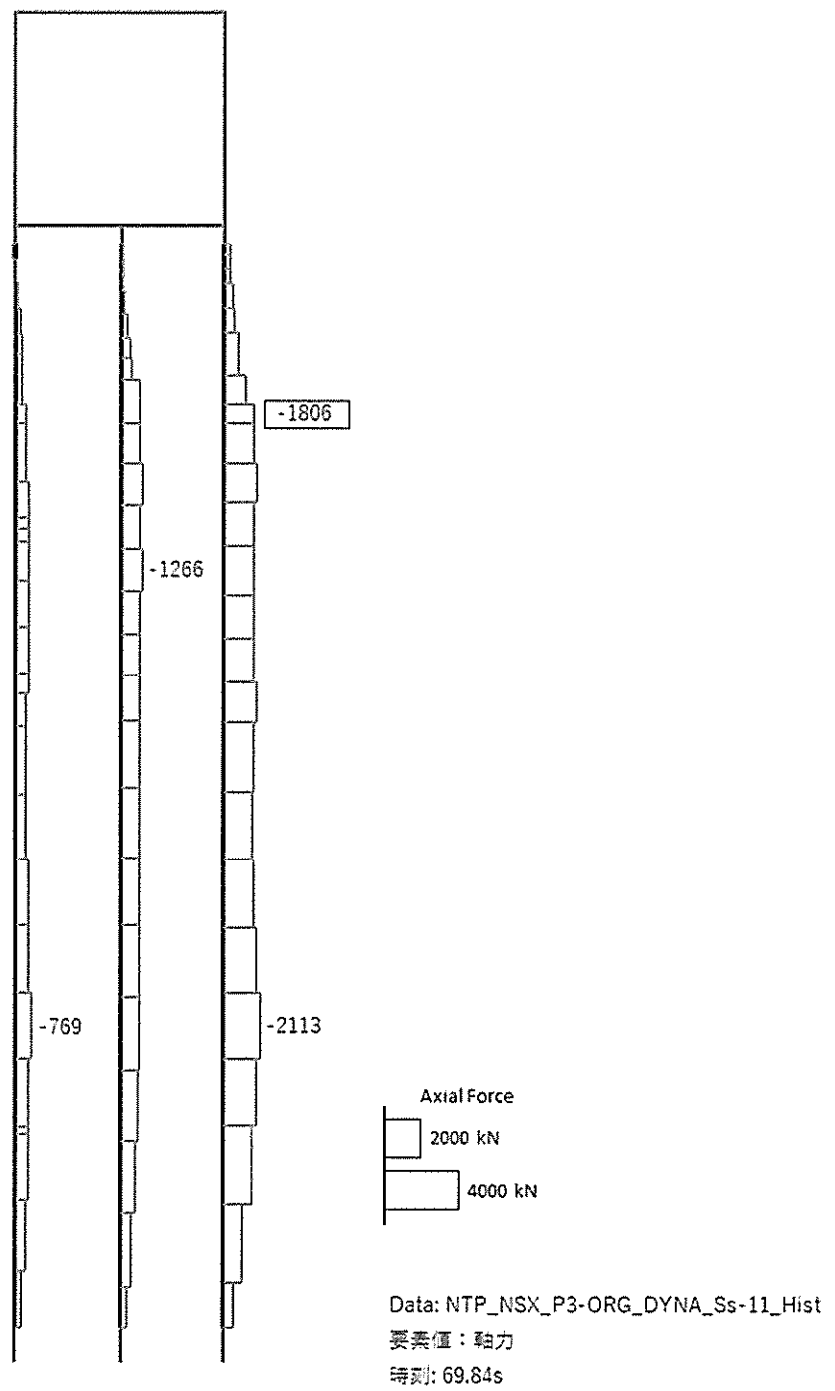




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-11\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 69.84s

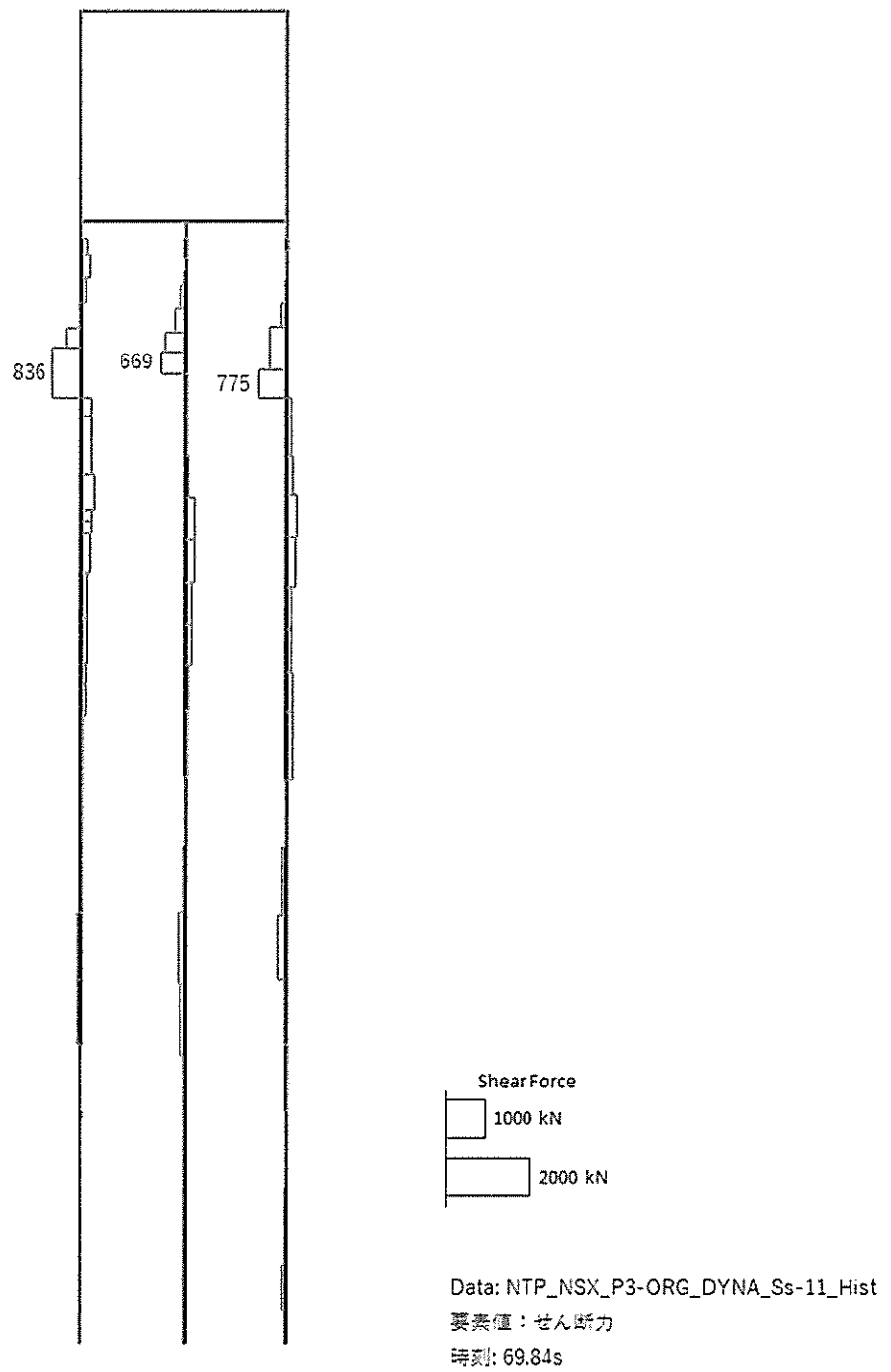
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

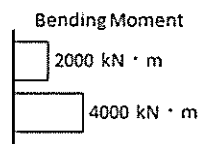
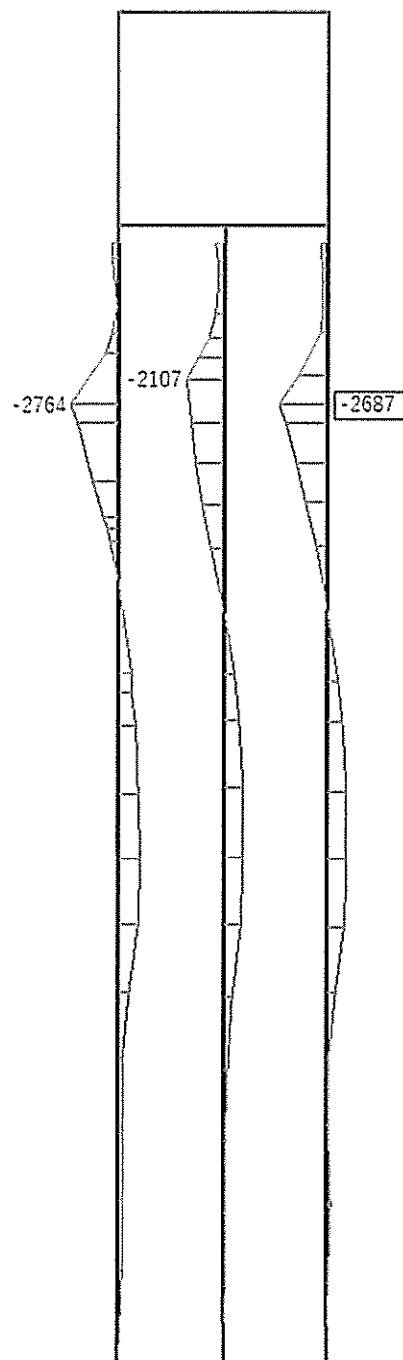




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
 (  $t = 69.84s$  )

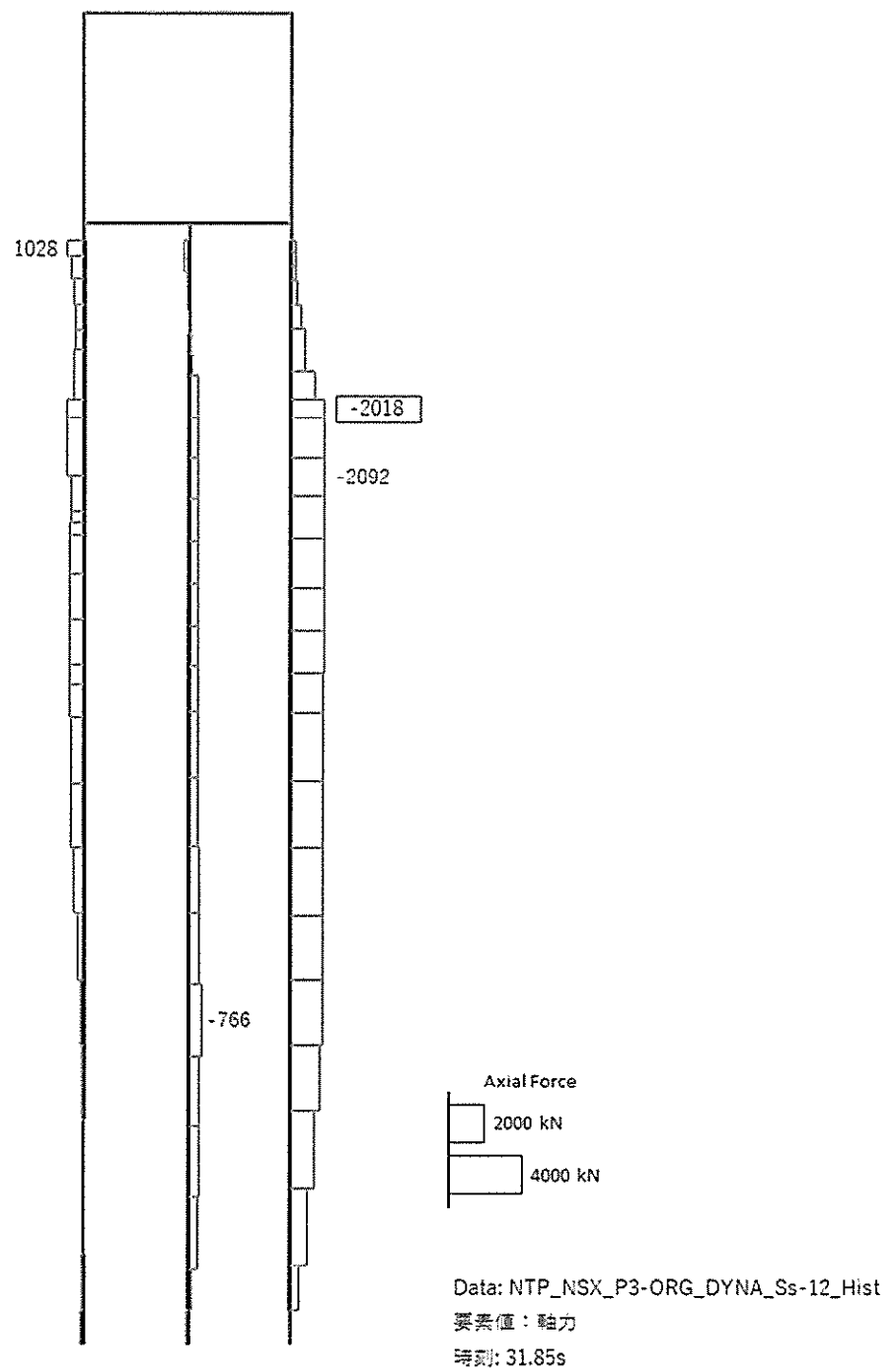




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-12\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 31.85s

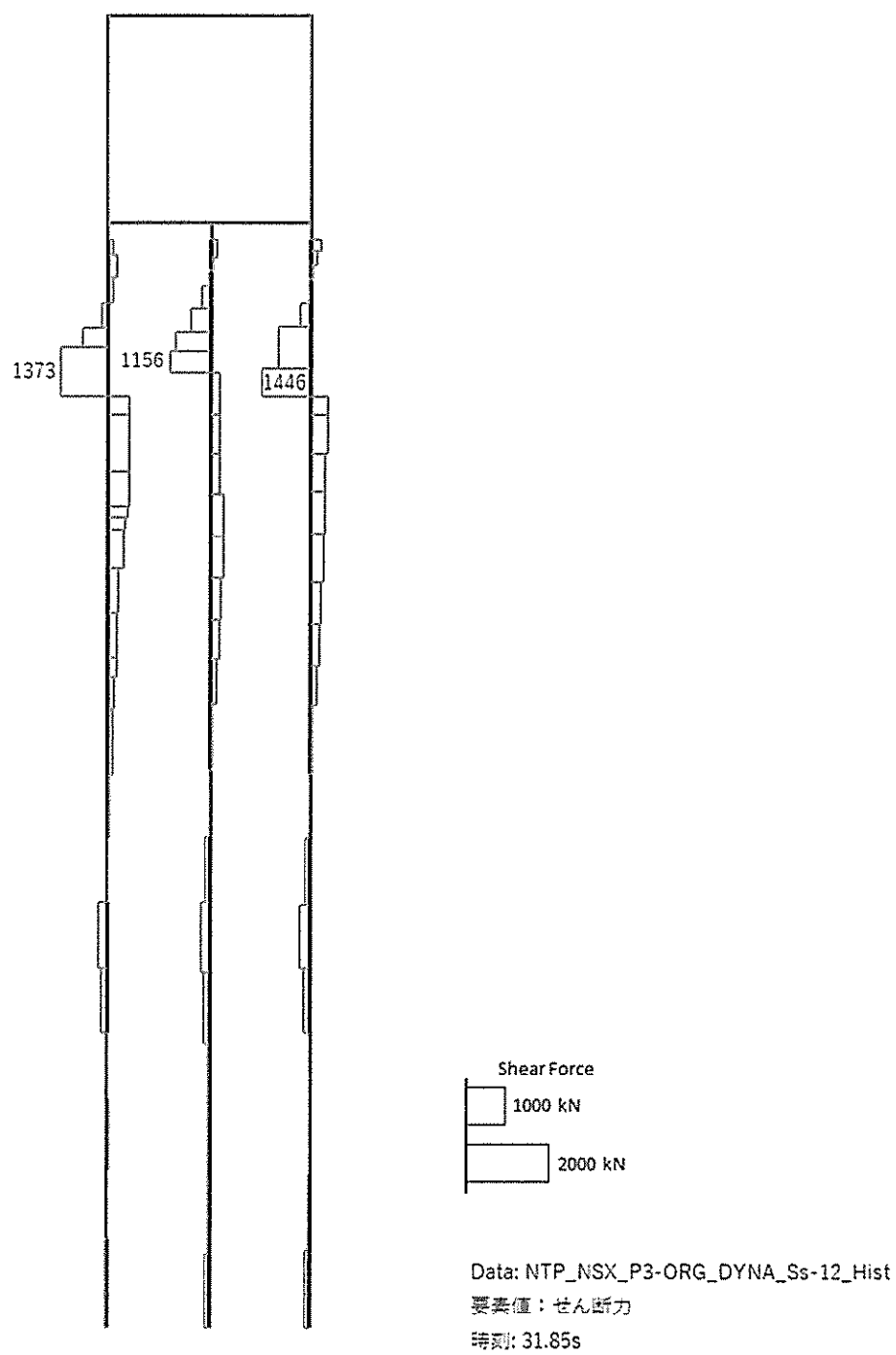
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

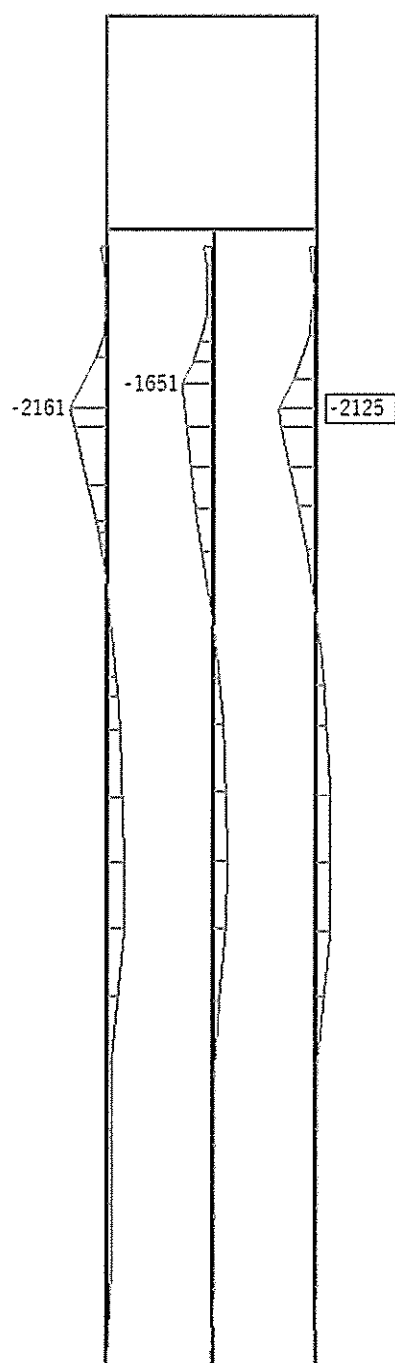




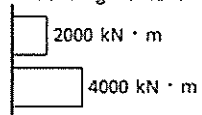
せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 31.85s$ )





Bending Moment



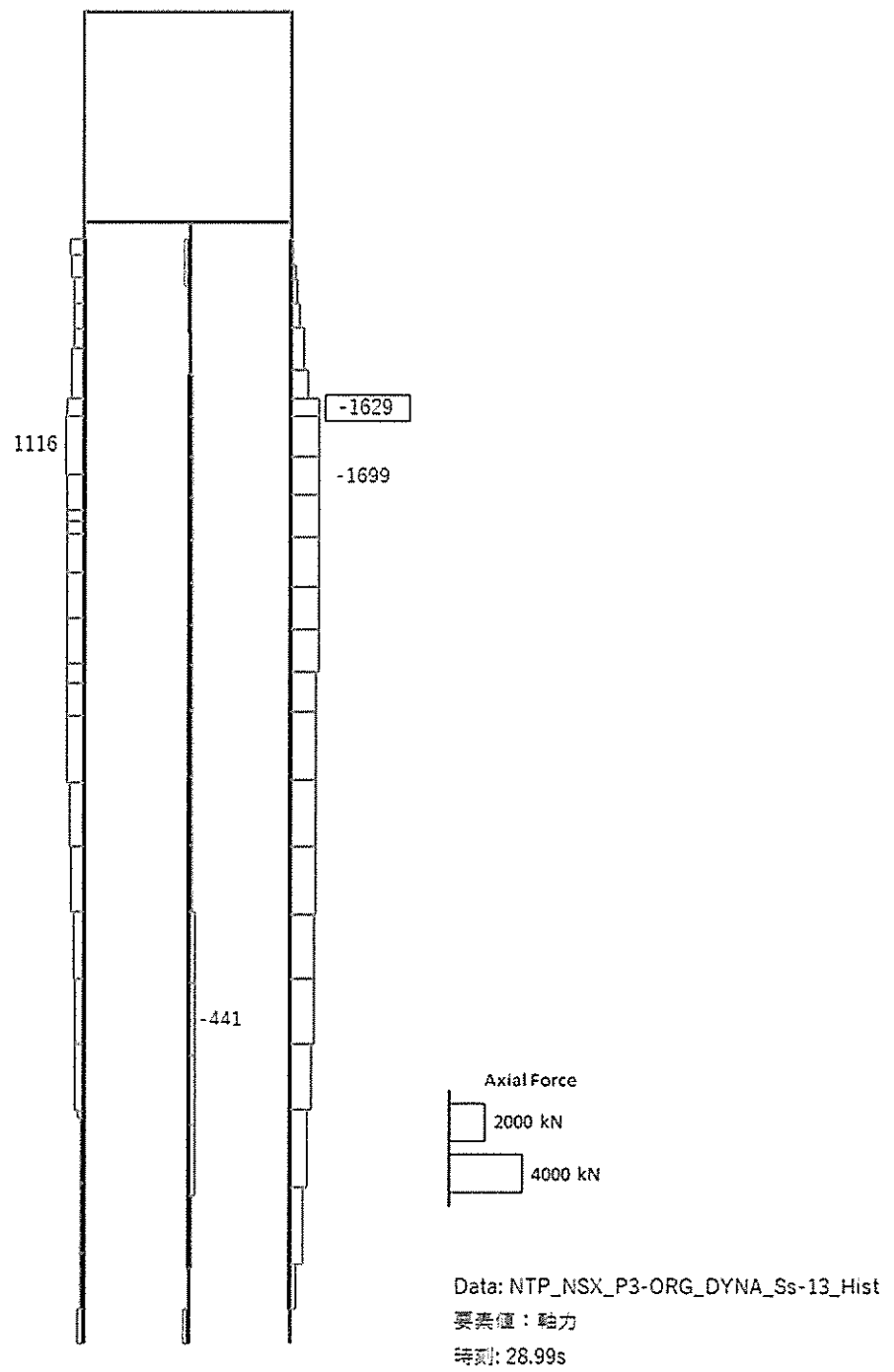
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-13\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 28.99s

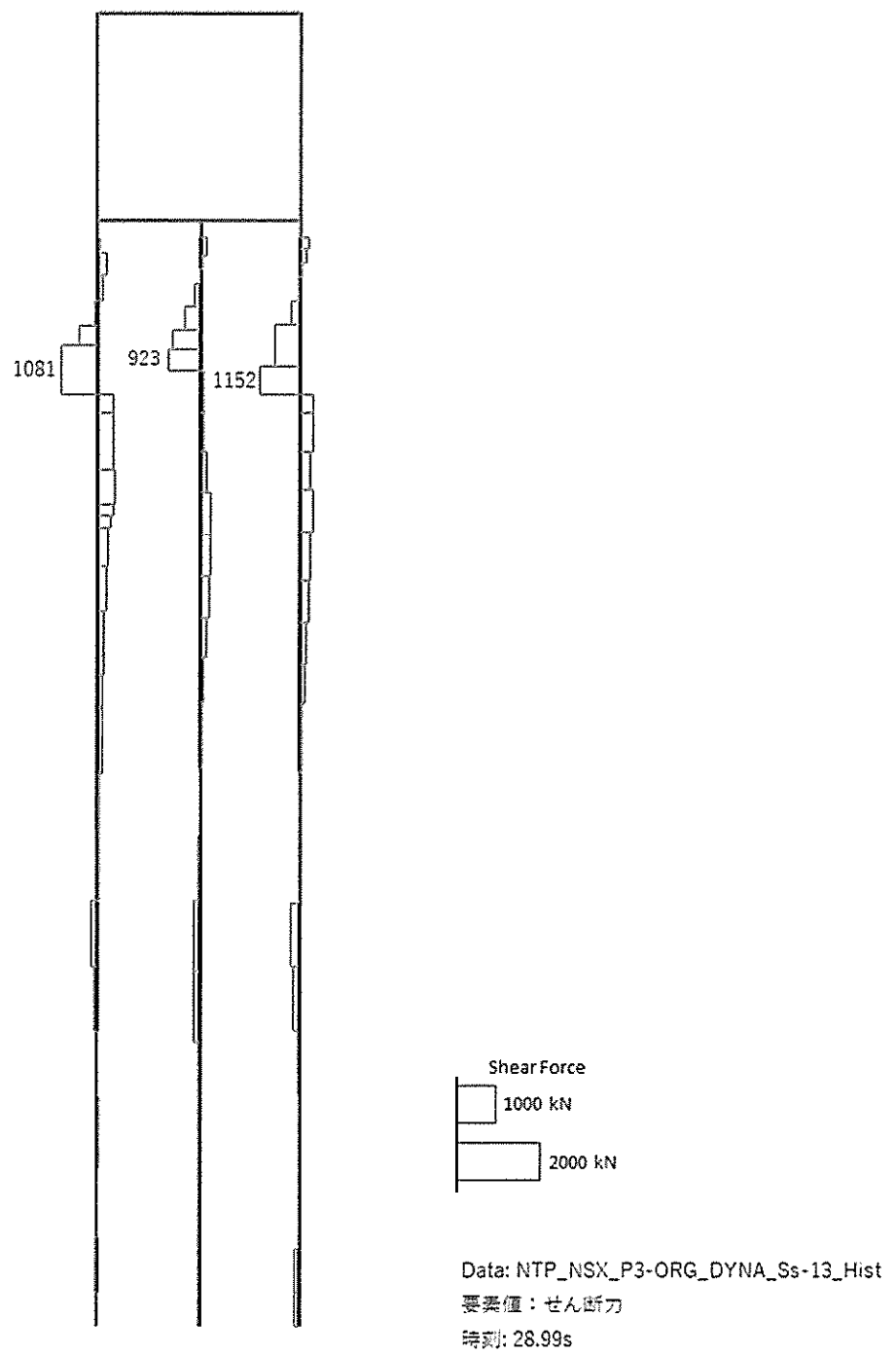
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

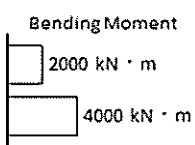
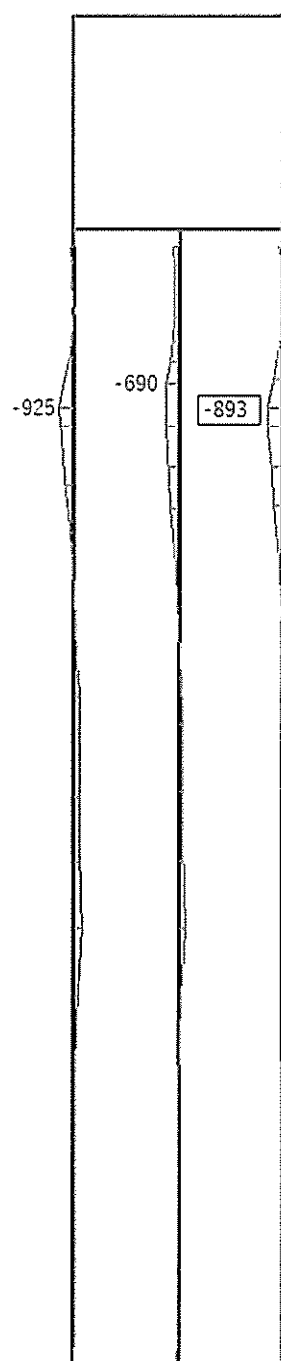




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 28.99s$ )

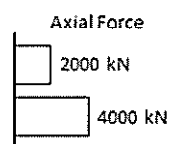
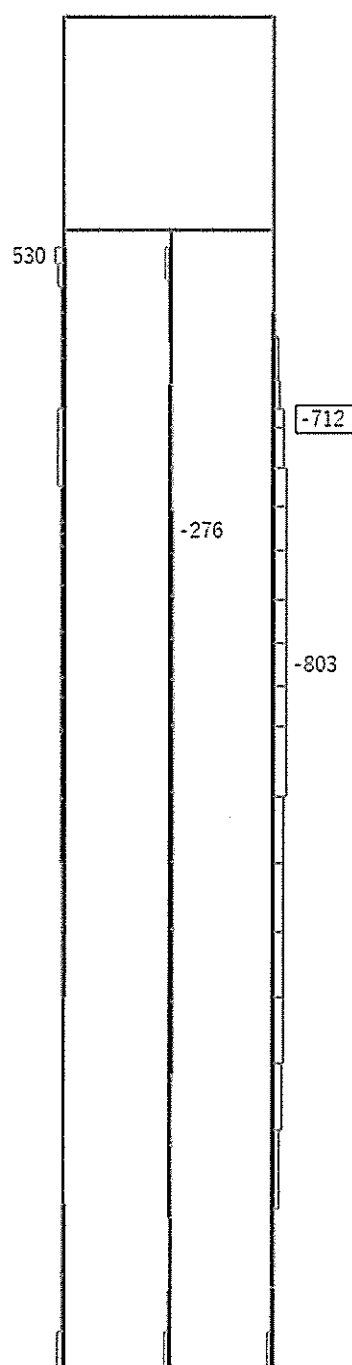




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-14\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 31.92s

曲げモーメント (kN · m)

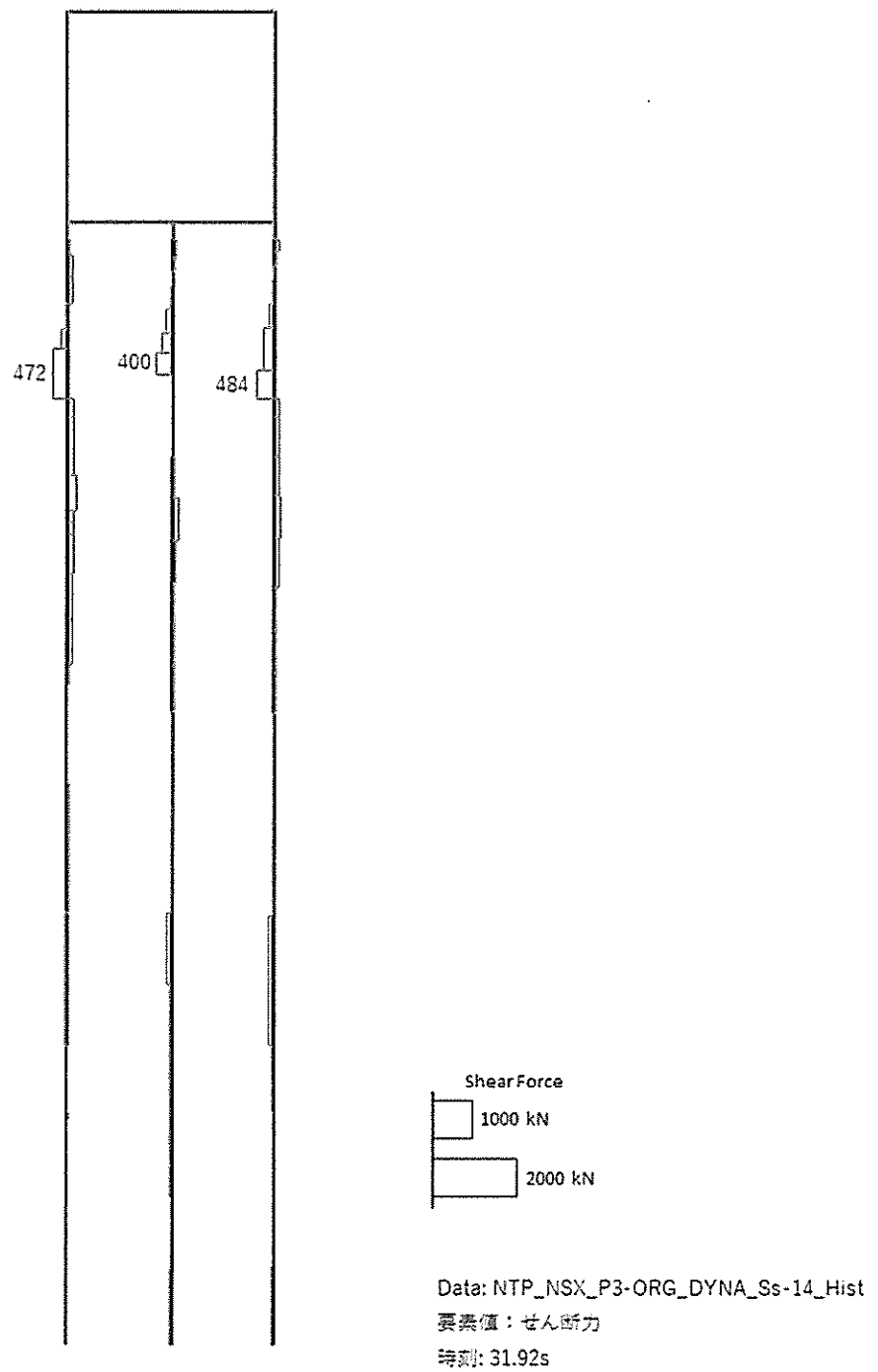




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-14\_Hist  
 要素値: 軸力  
 時刻: 31.92s

軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)





せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t = 31.92s$ )





Bending Moment

2000 kN · m

4000 kN · m

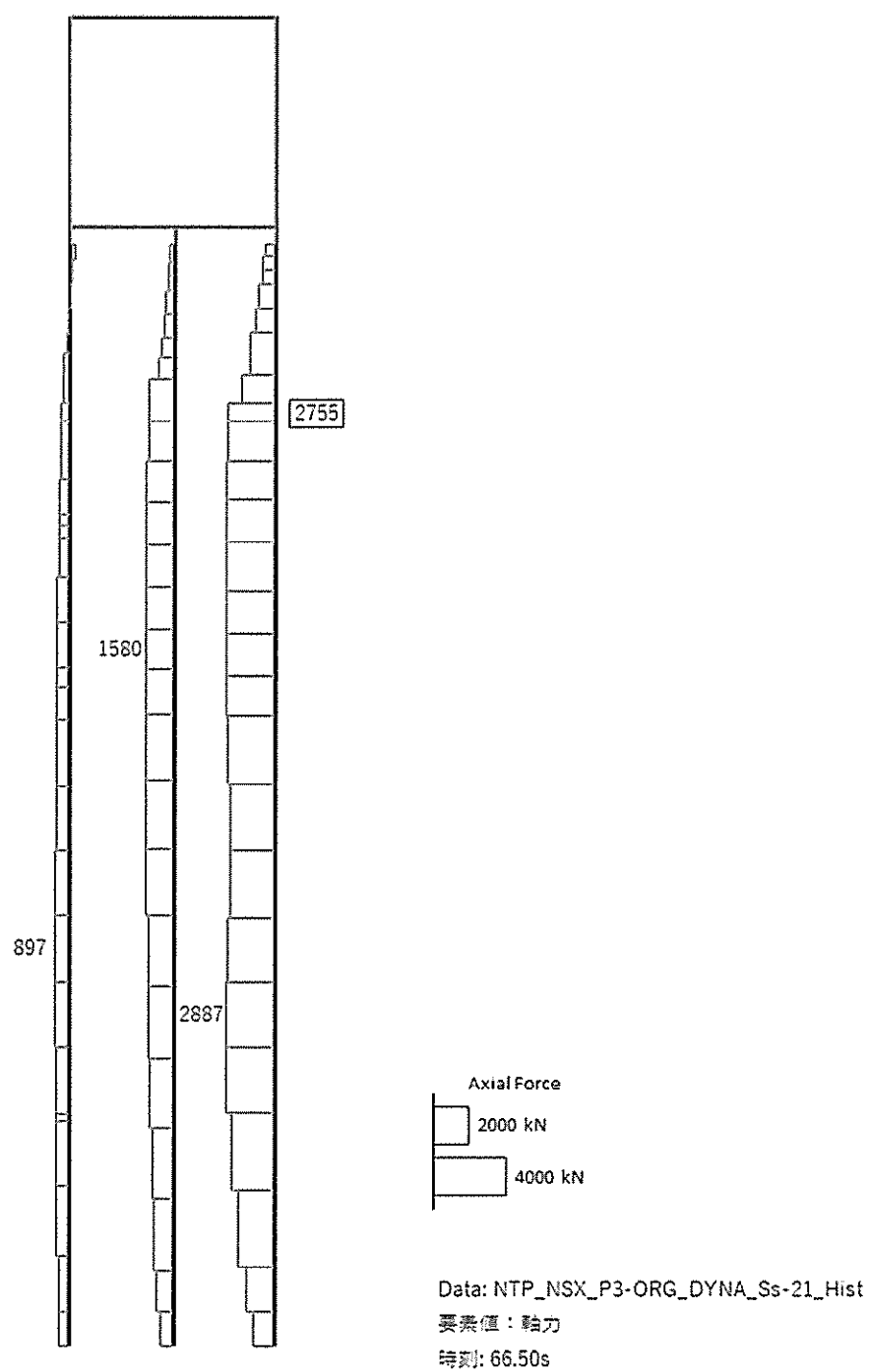
Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-21\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 66.50s

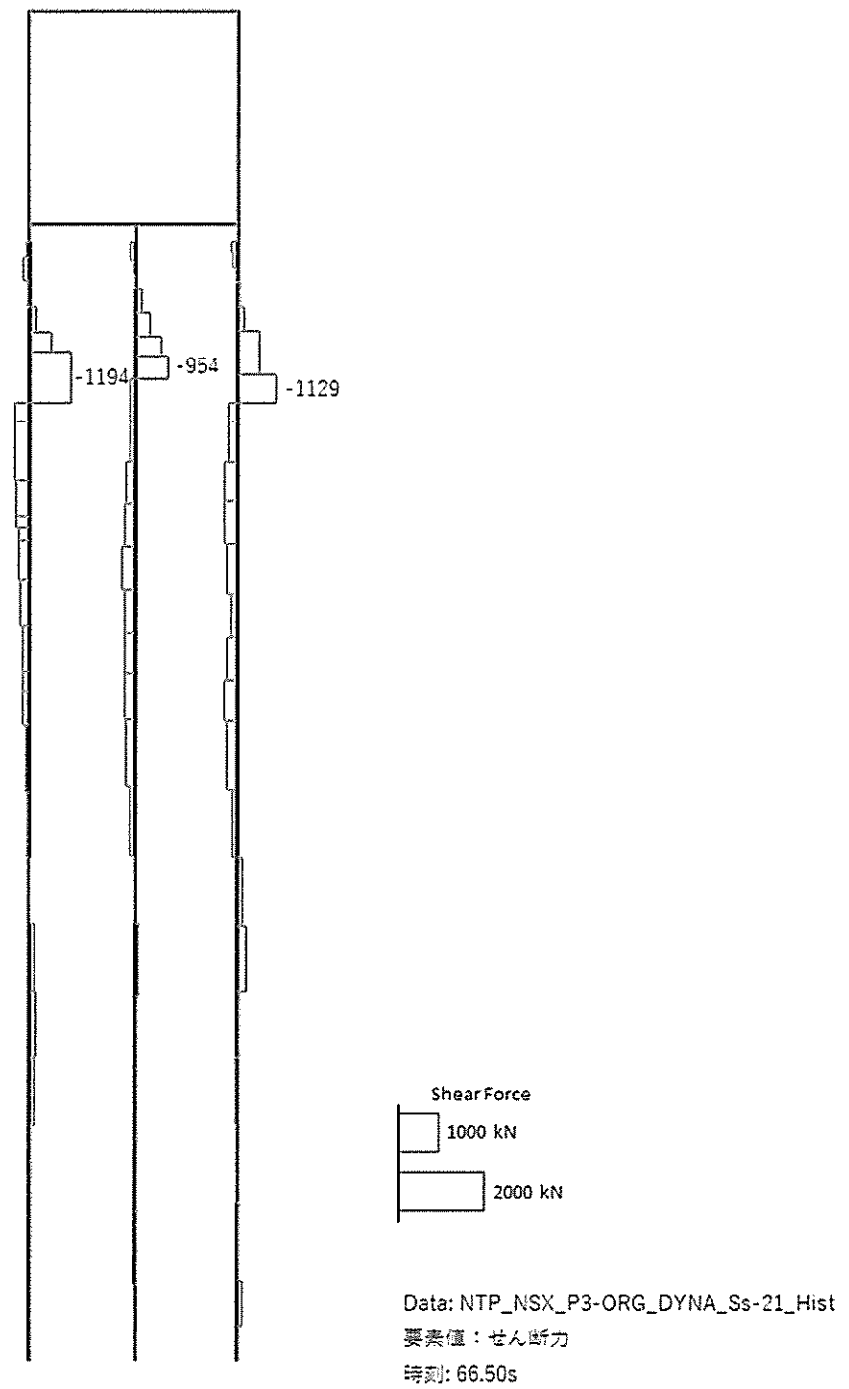
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

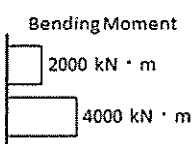
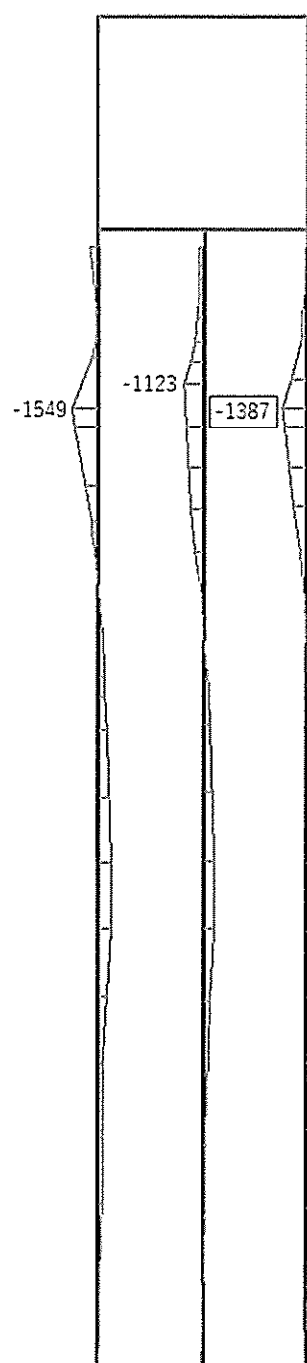




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t=66.50s$ )

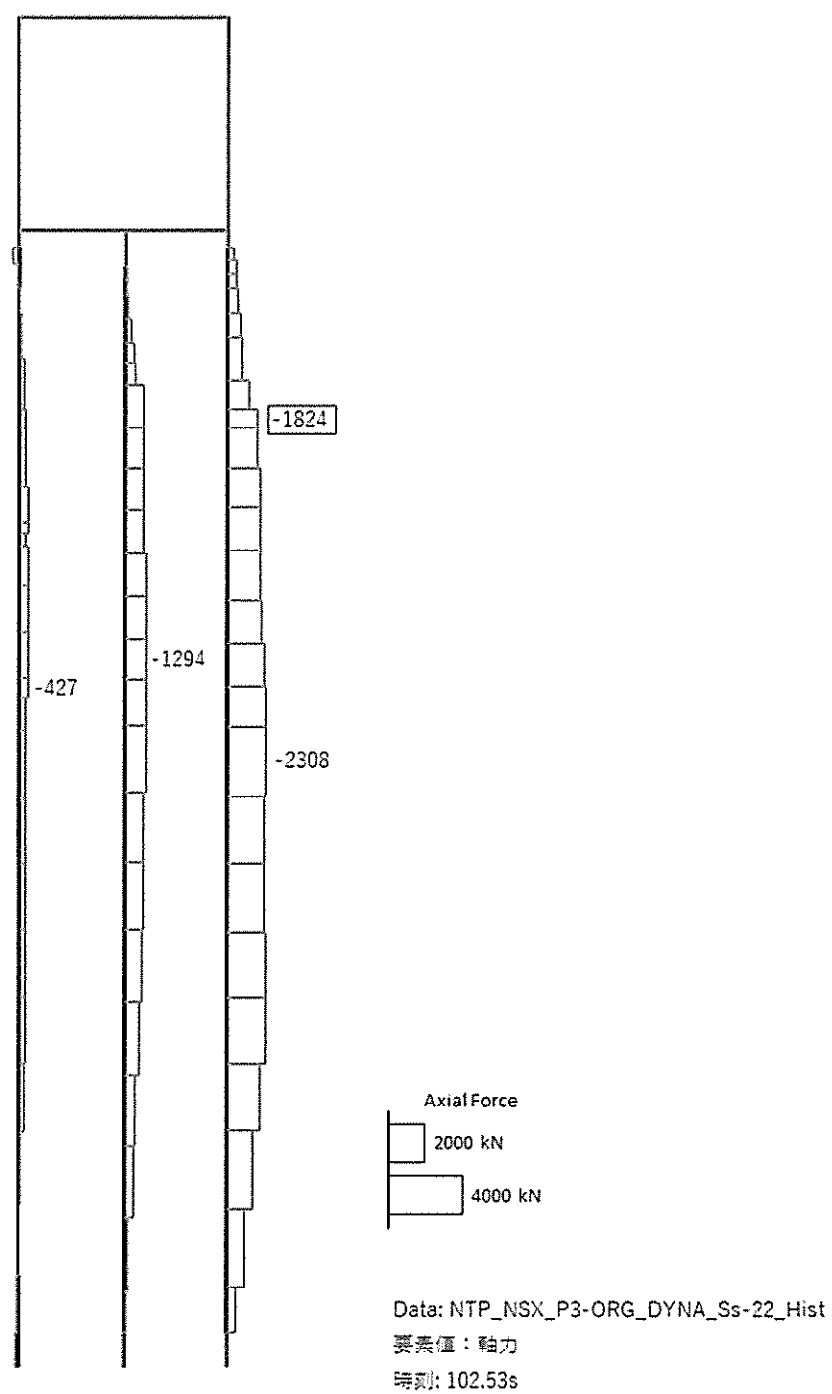




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-22\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 102.53s

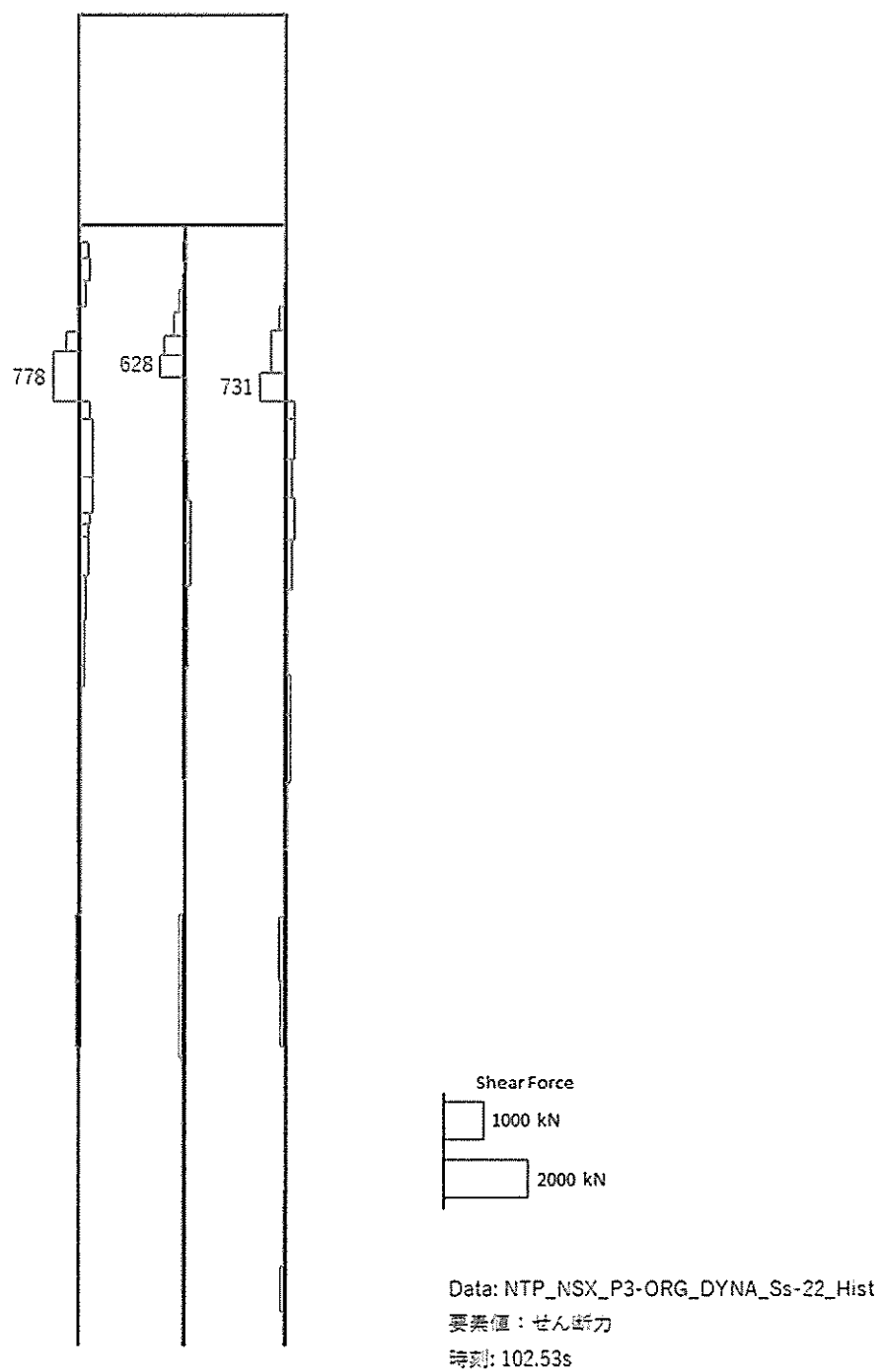
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

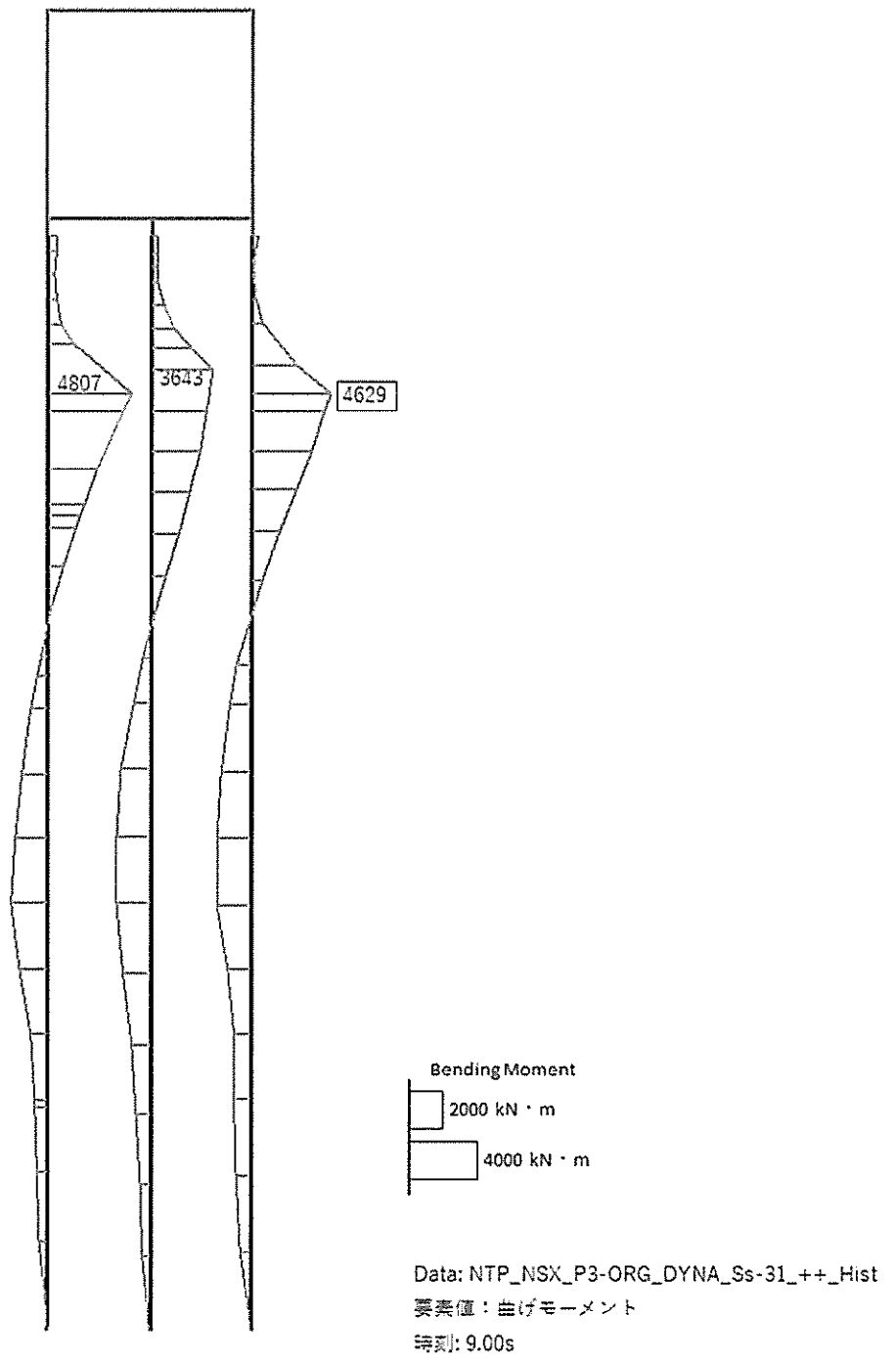




せん断力 (kN)

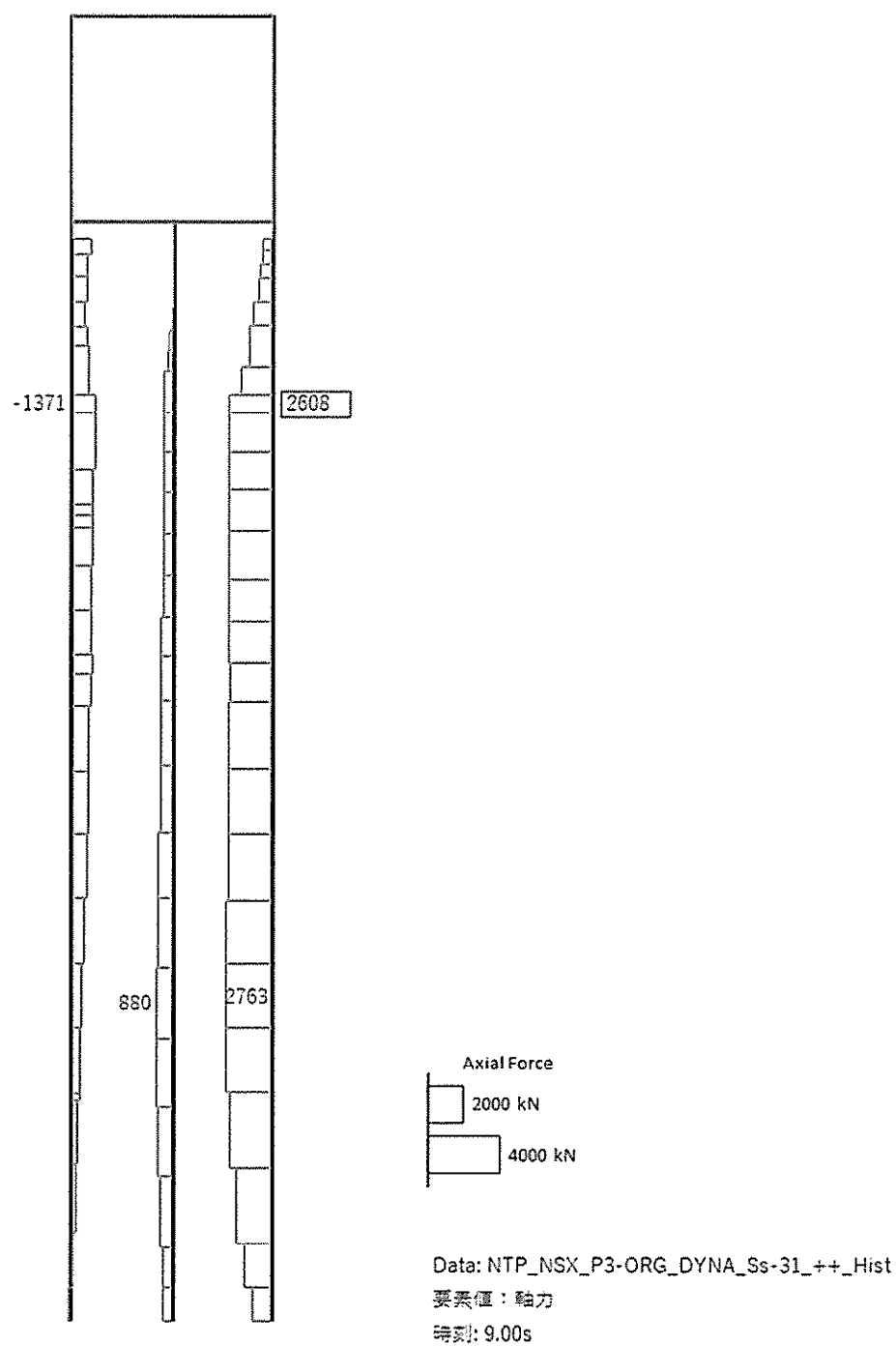
図 17.4-9(10)  $S_s-22$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 (  $t = 102.53s$  )





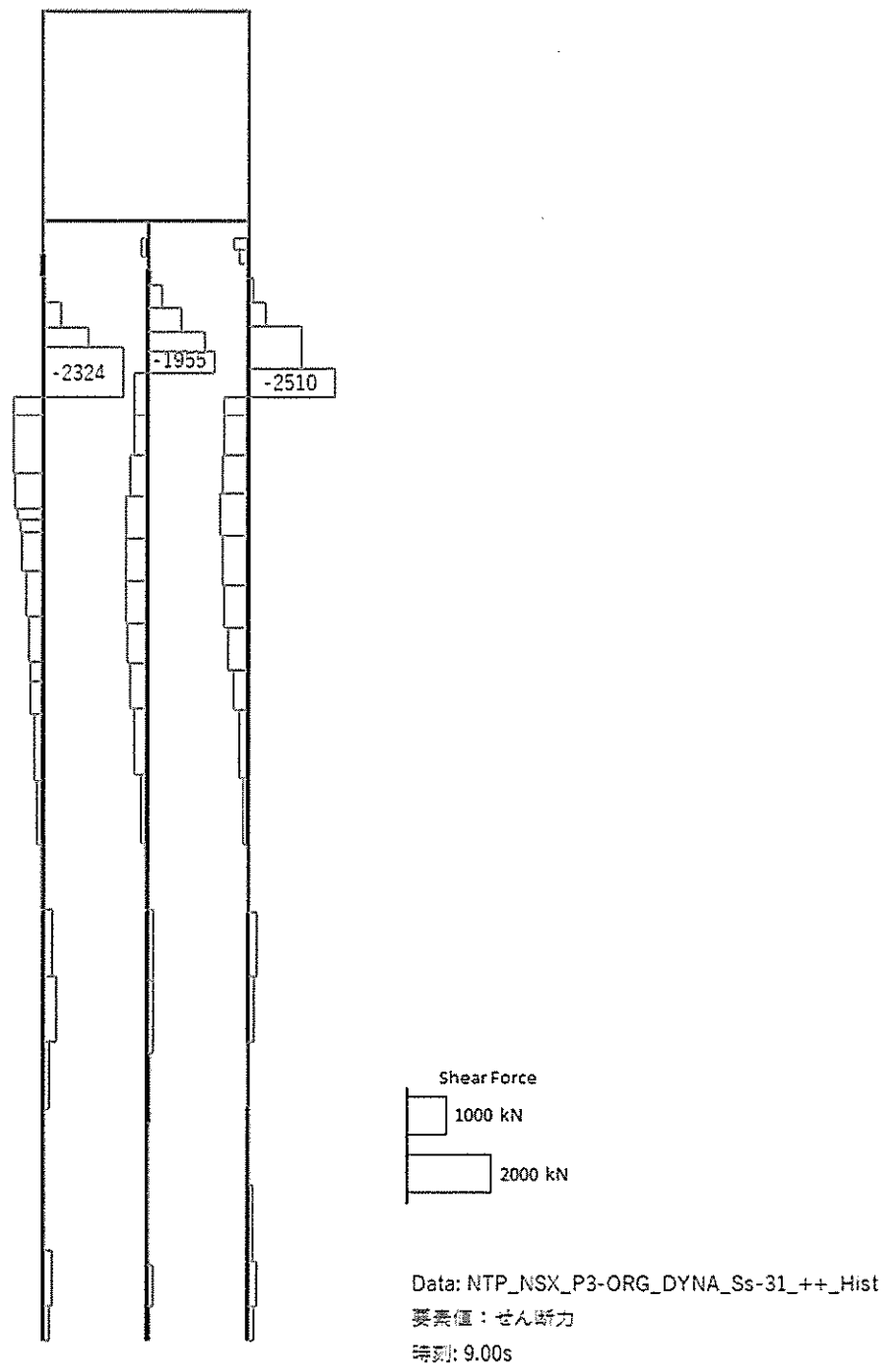
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

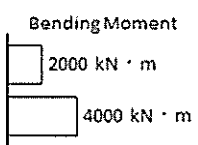
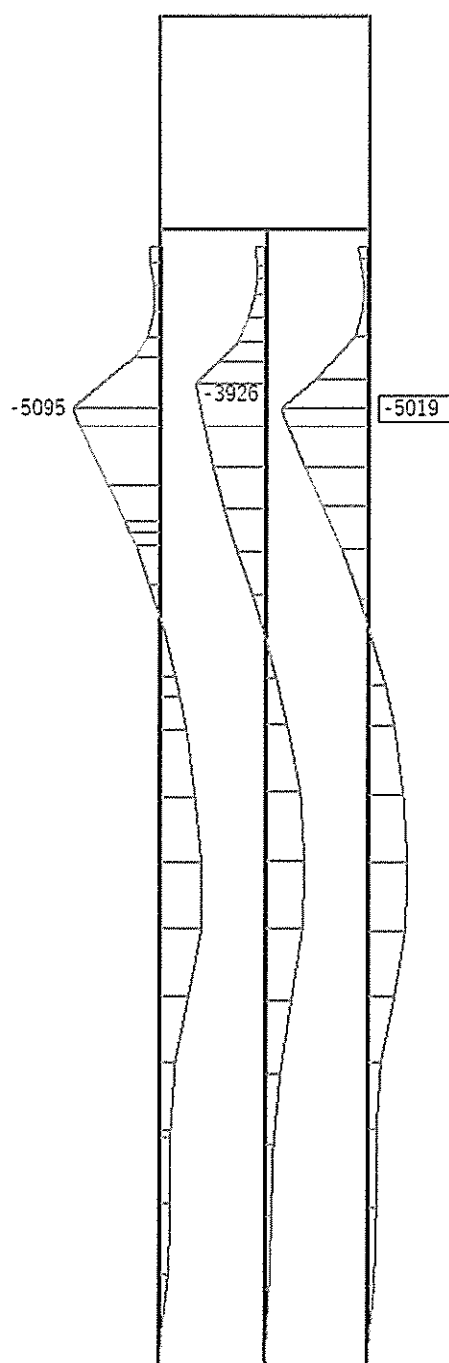




せん断力 (kN)

図 17.4-9(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分布  
( $t=9.00s$ )

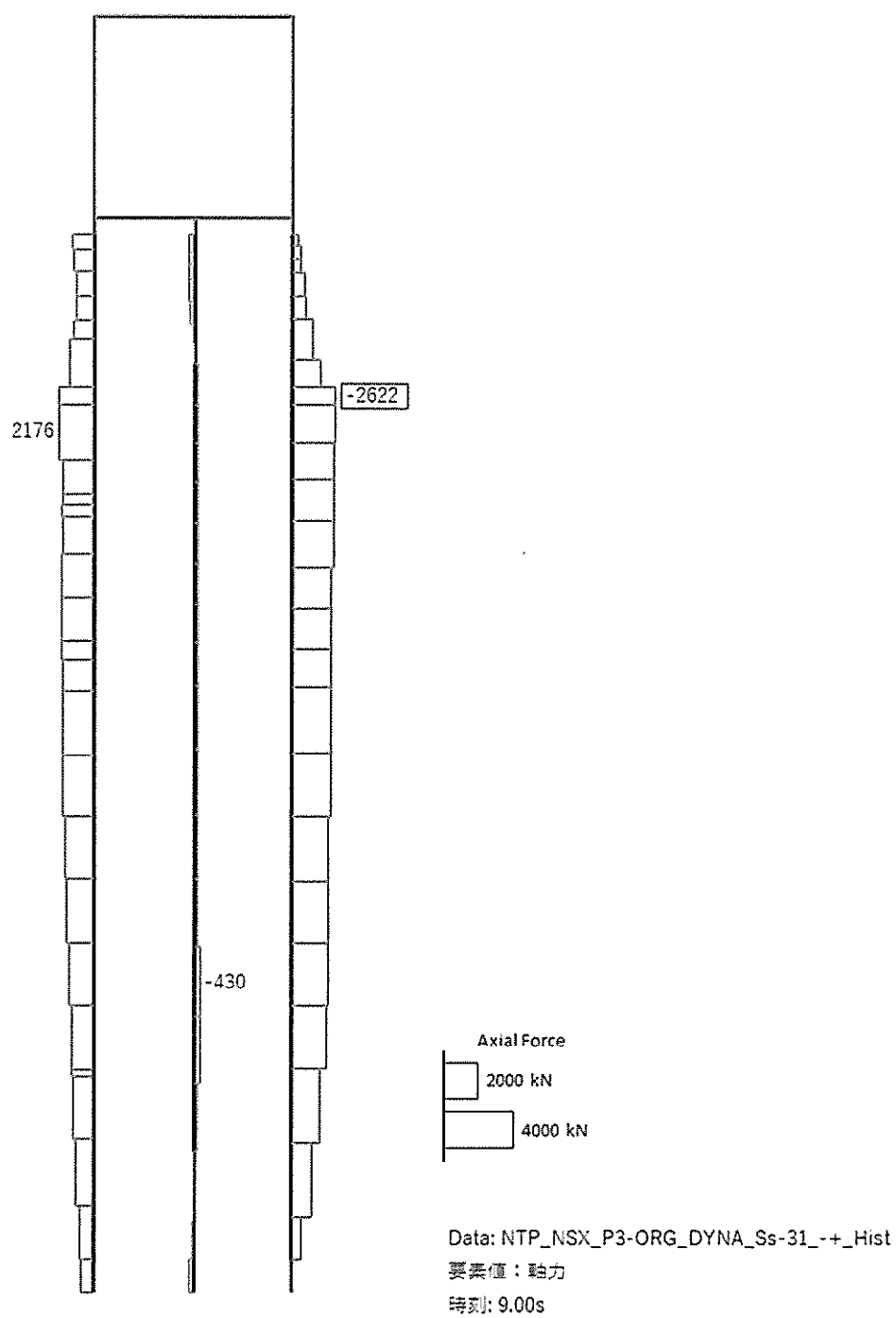




Data: NTP\_NSX\_P3-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.00s

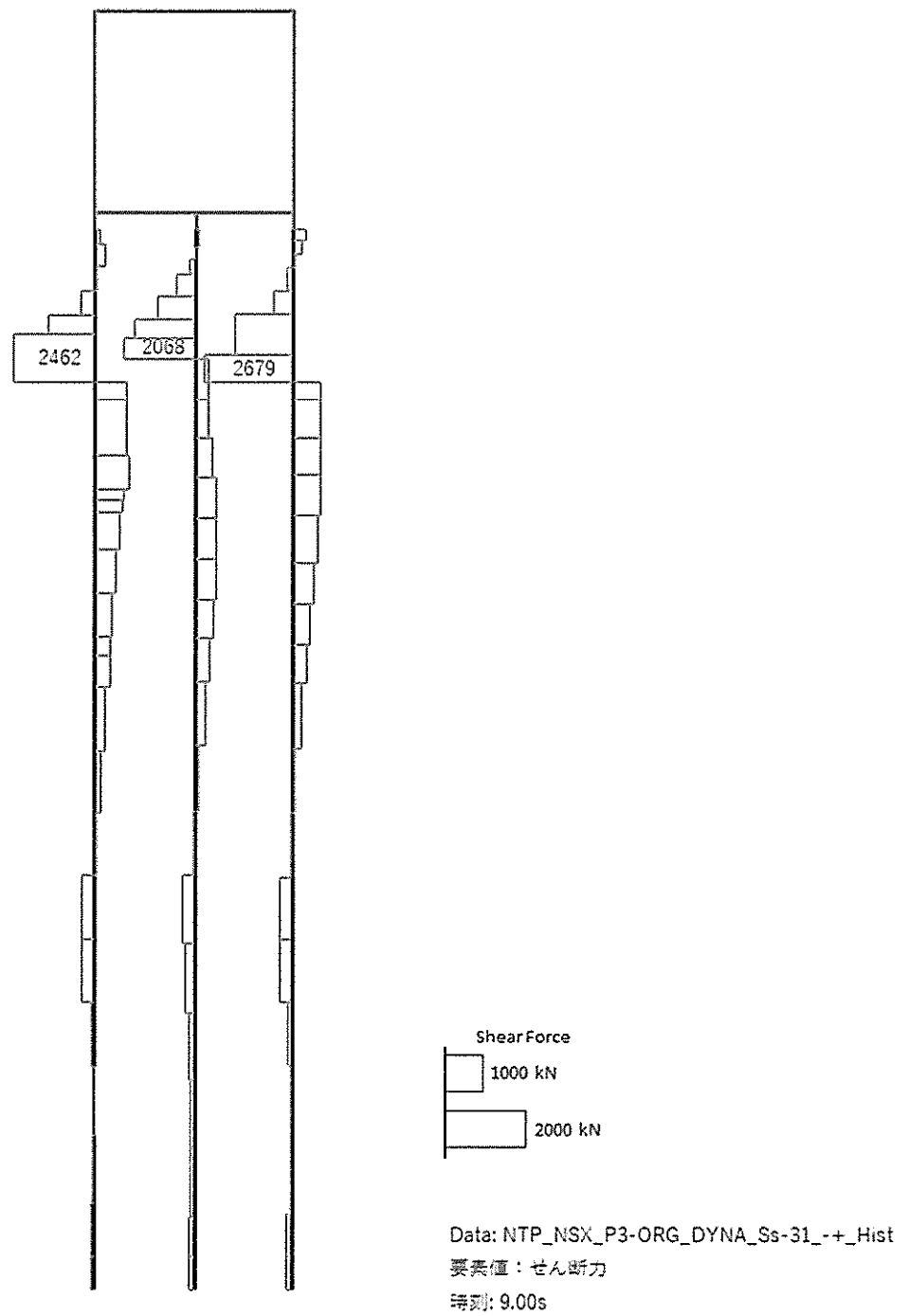
曲げモーメント (kN · m)





軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)





せん断力 (kN)

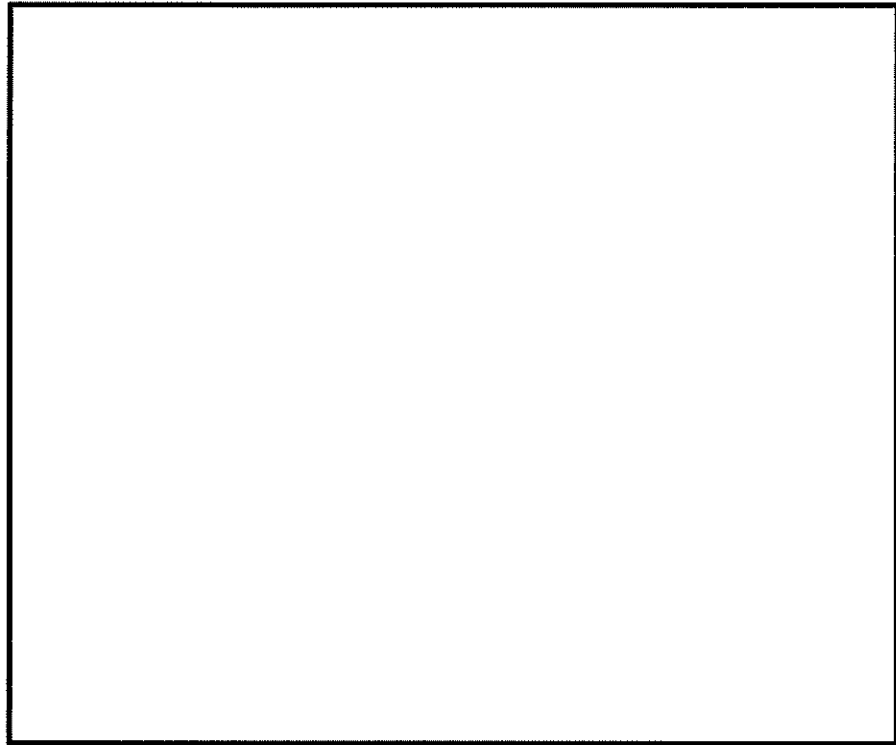
図 17.4-9(12)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
( $t=9.00s$ )



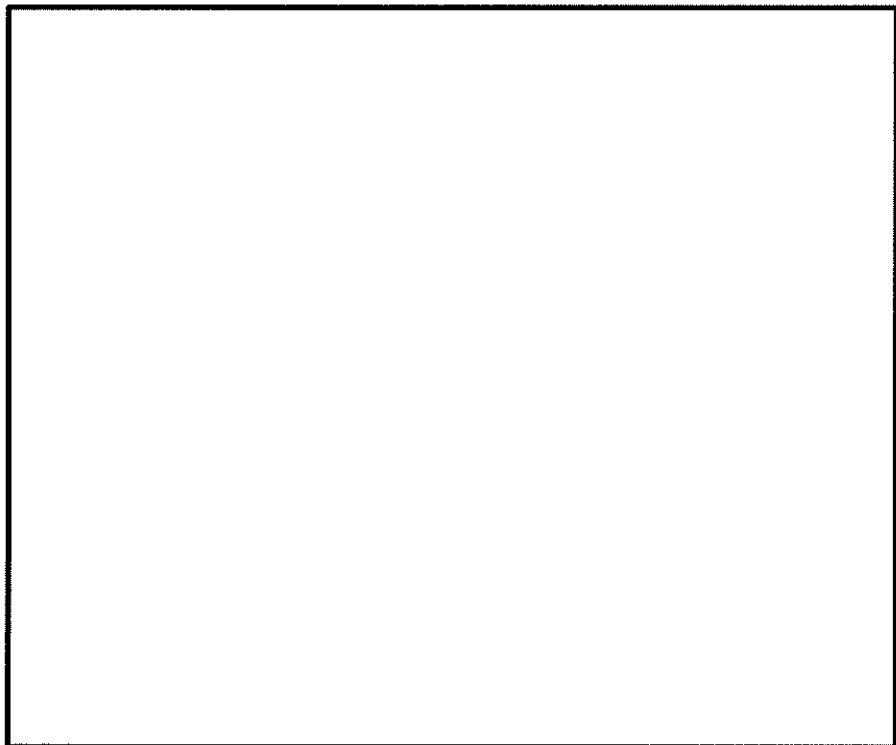
(5) 最大せん断ひずみ分布

①－①断面の最大せん断ひずみ分布図を図 17.4-10 に示す。本図は、各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。





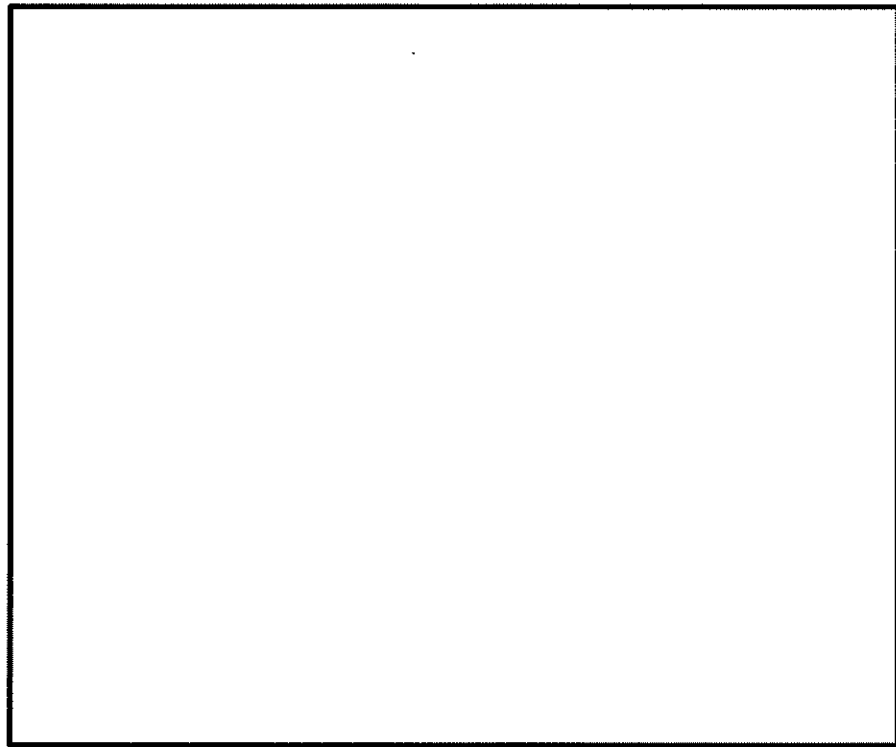
(a) 全体図



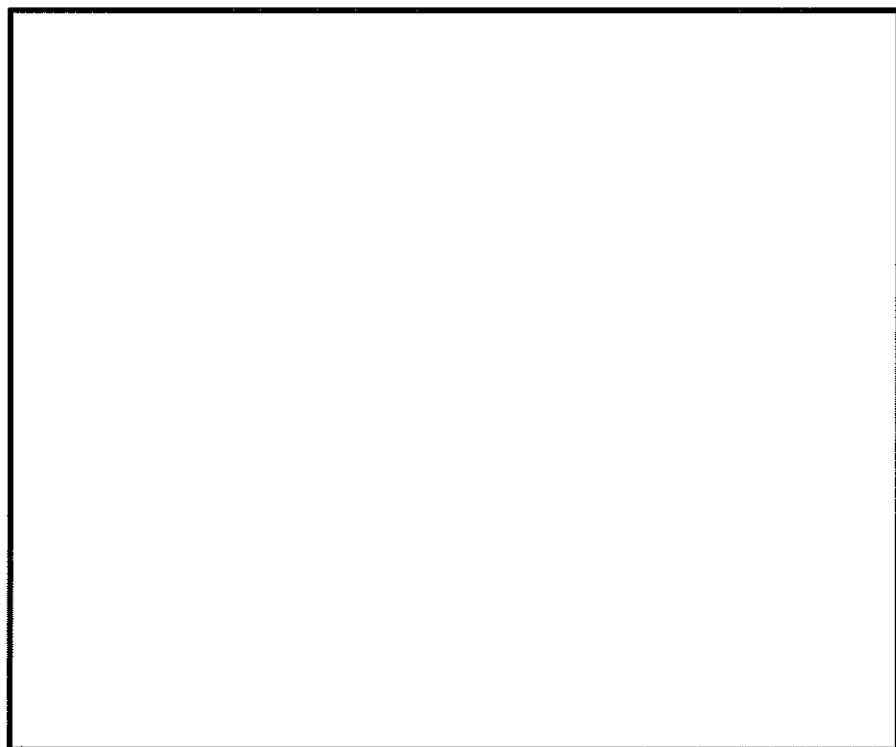
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(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)





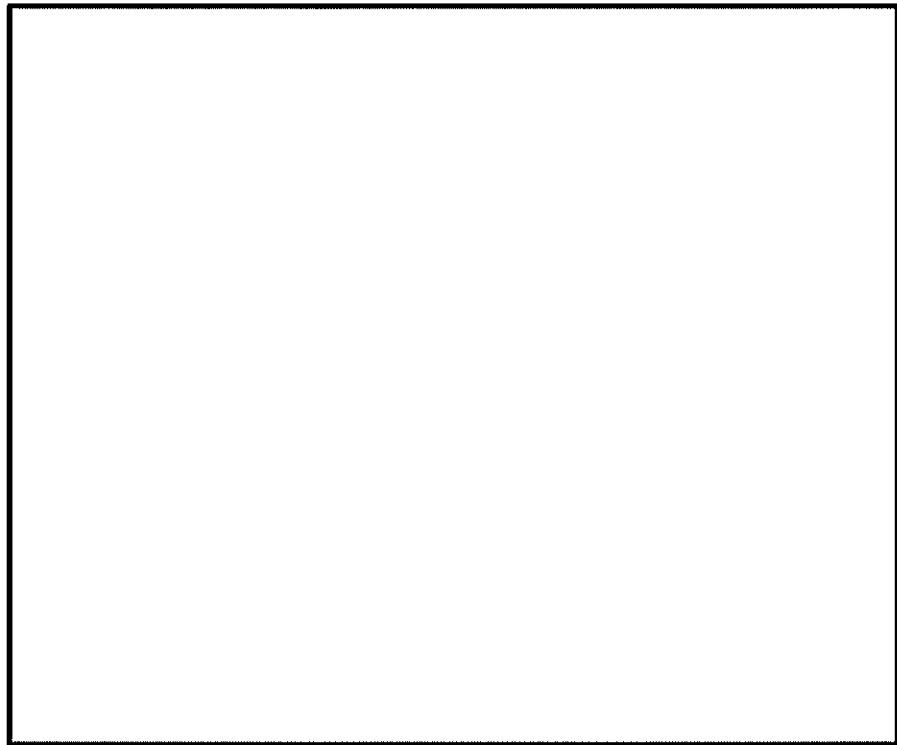
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(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)





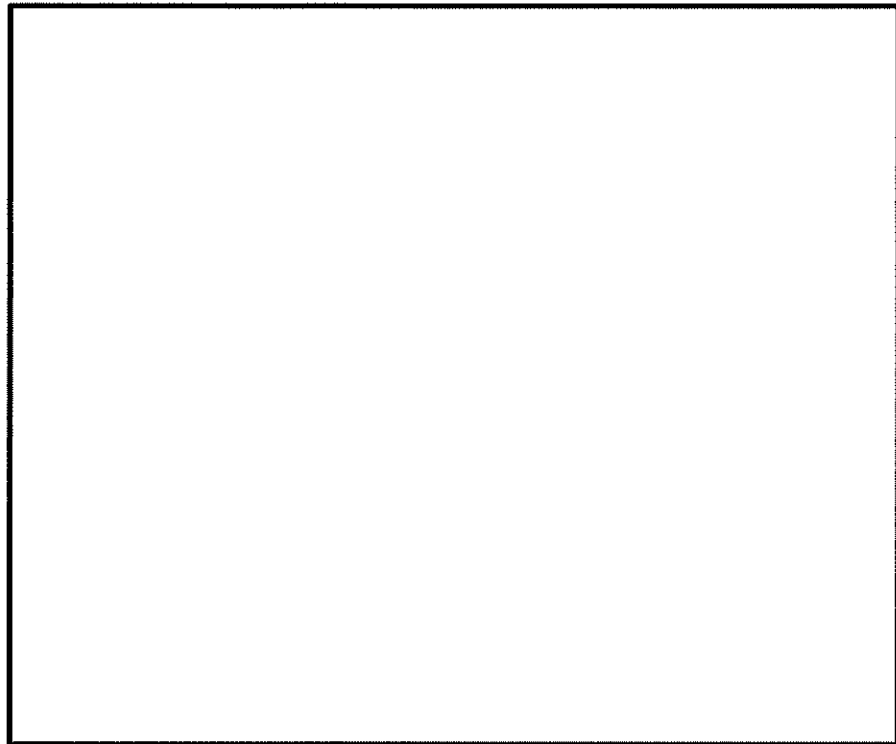
(a) 全体図



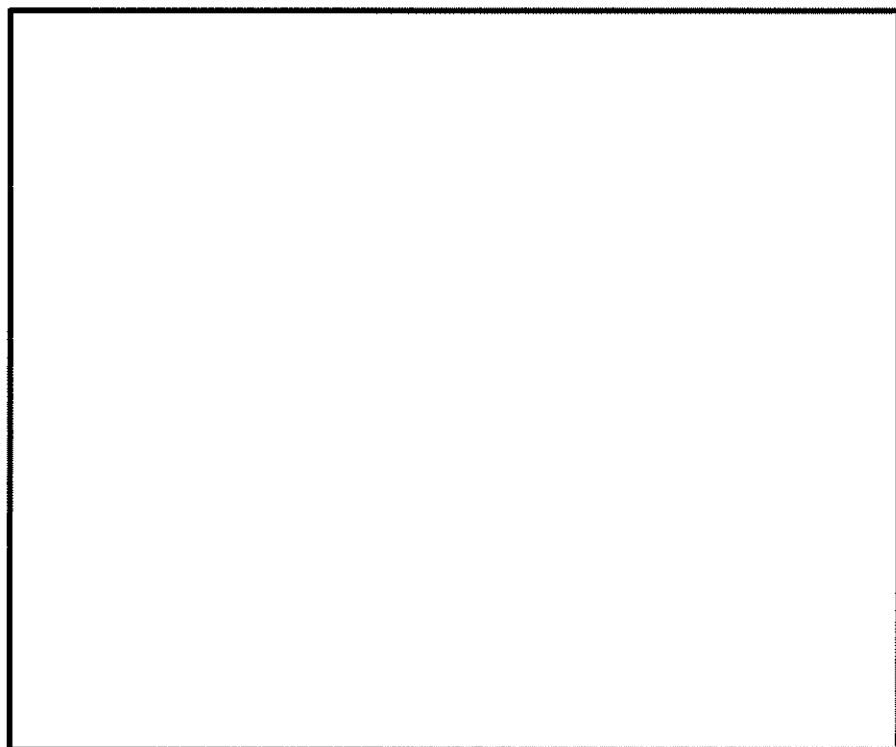
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(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)





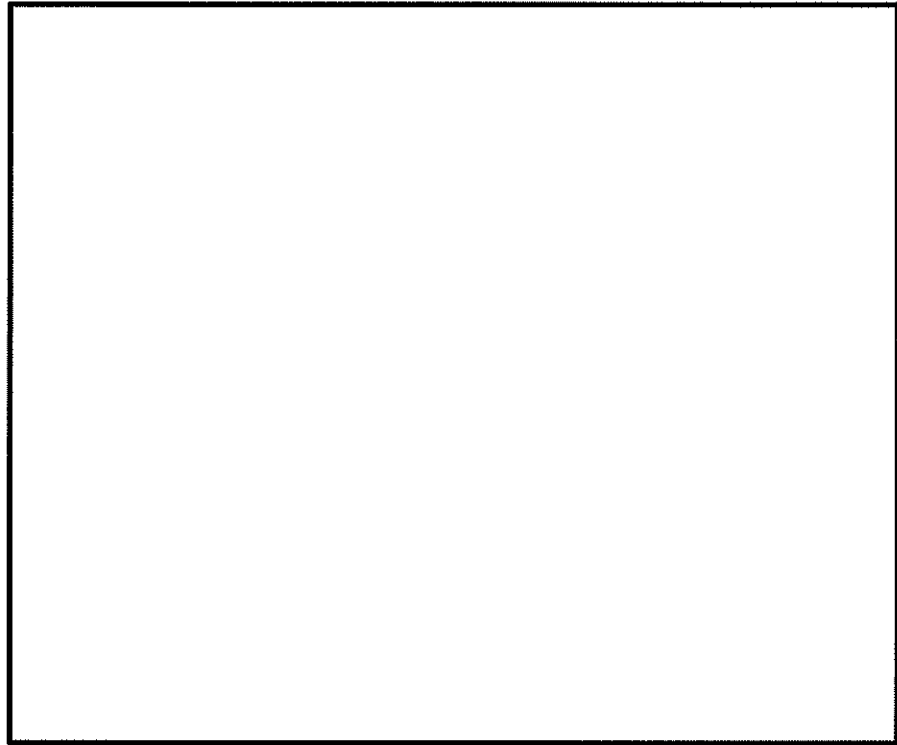
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(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)





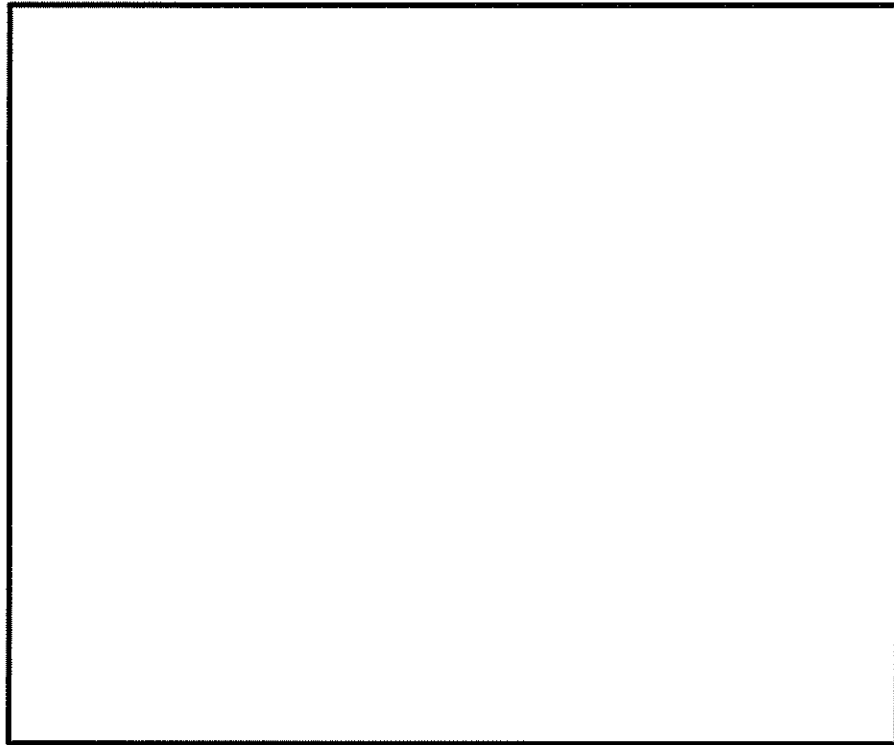
(a) 全体図



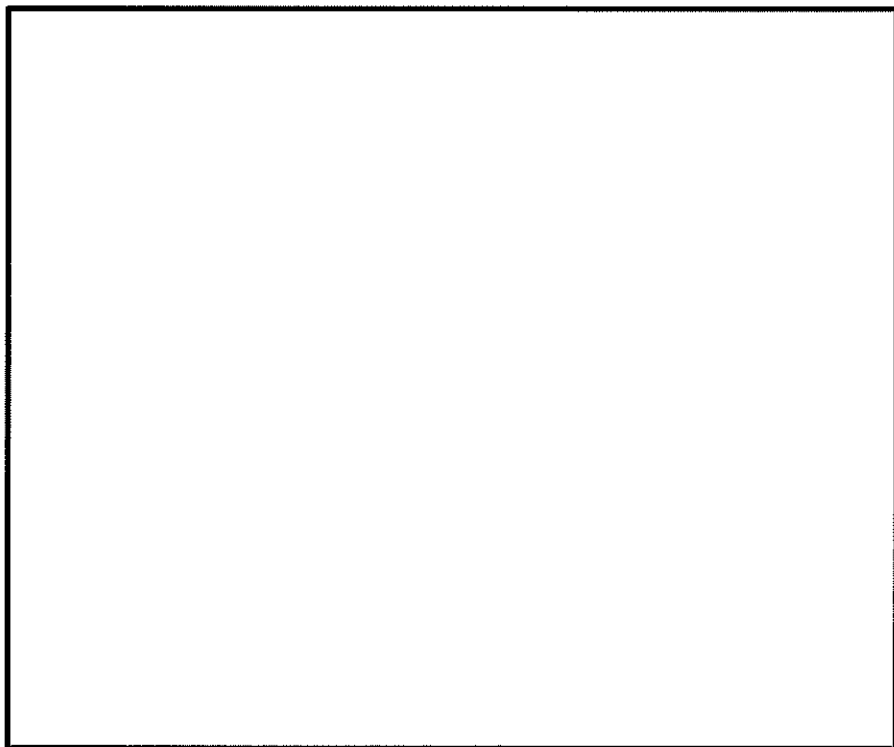
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-1.1$ )  
 (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)





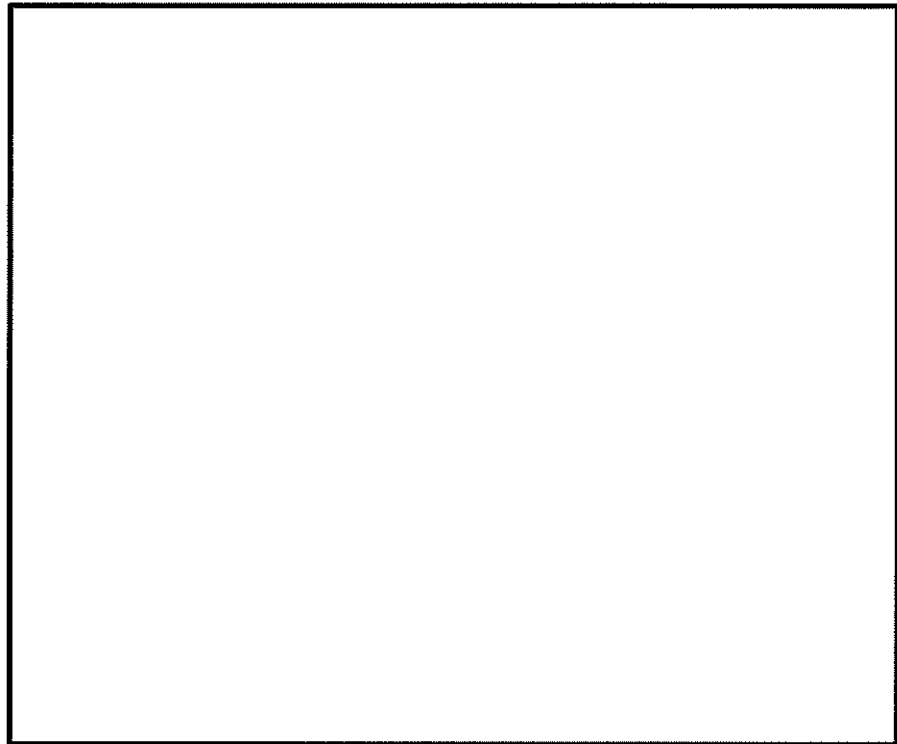
(a) 全体図



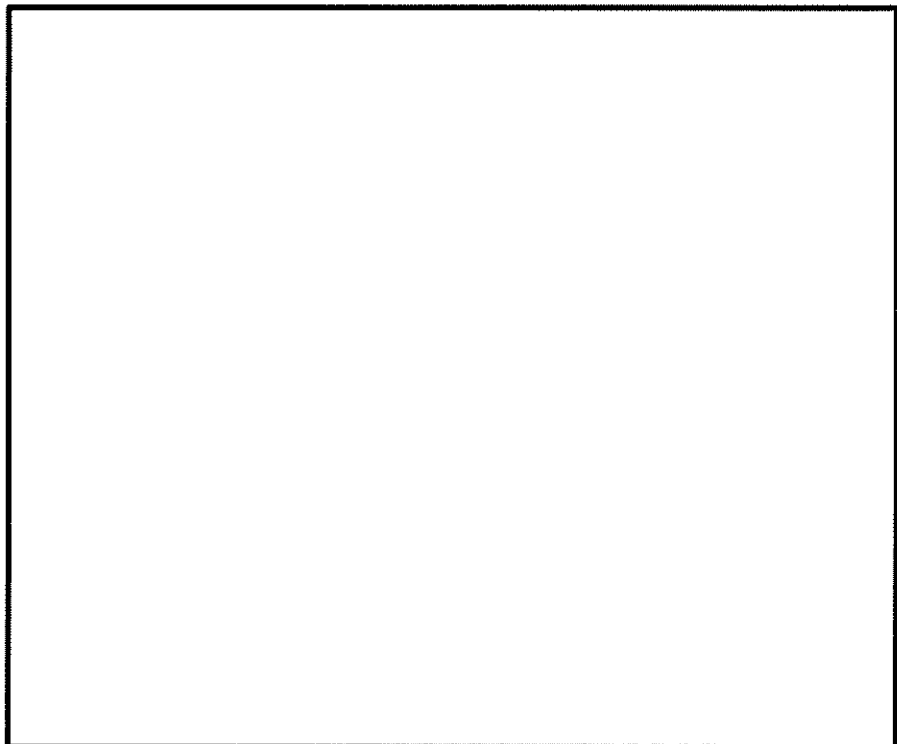
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-1.2$ )  
(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)





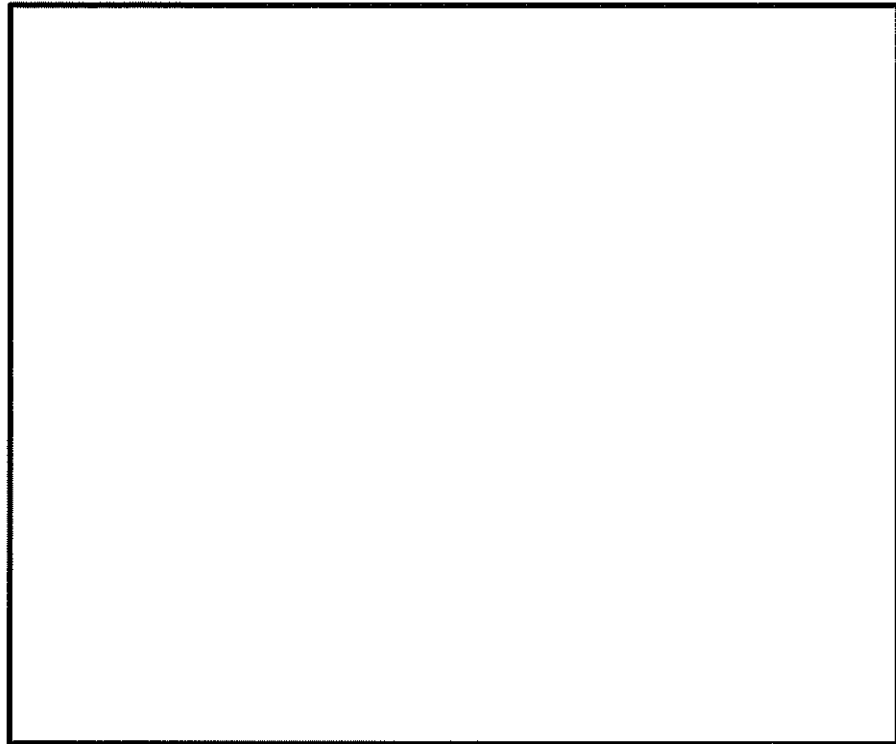
(a) 全体図



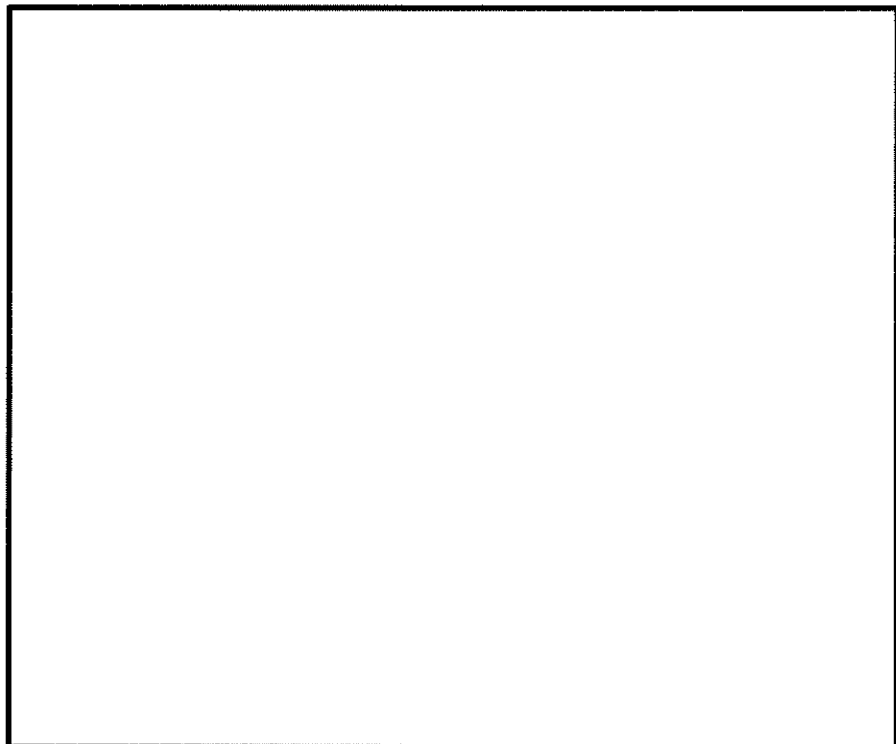
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
 (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)





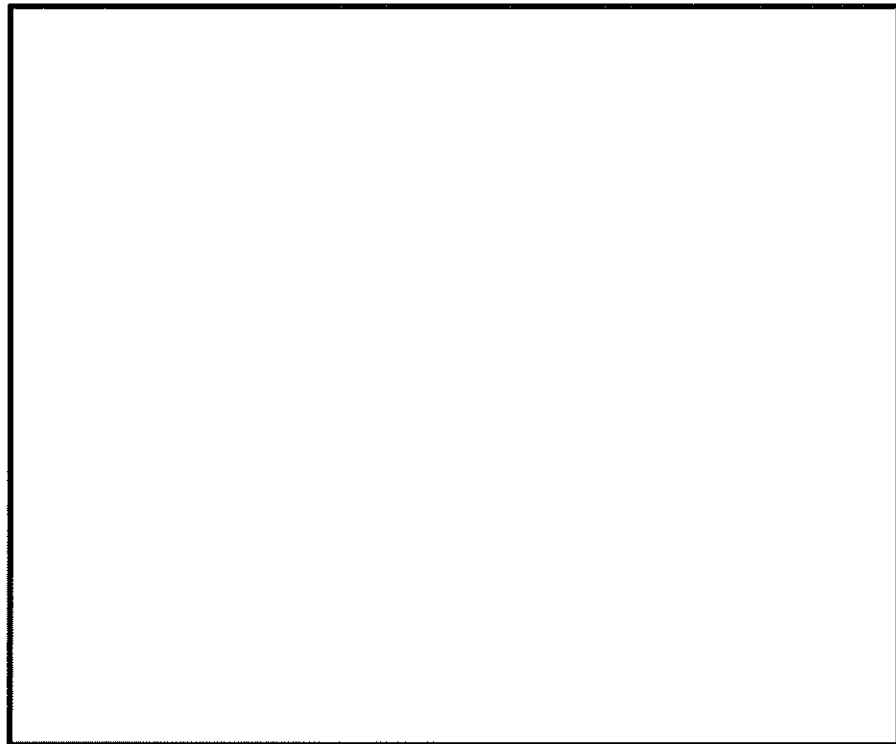
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$ )  
(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)





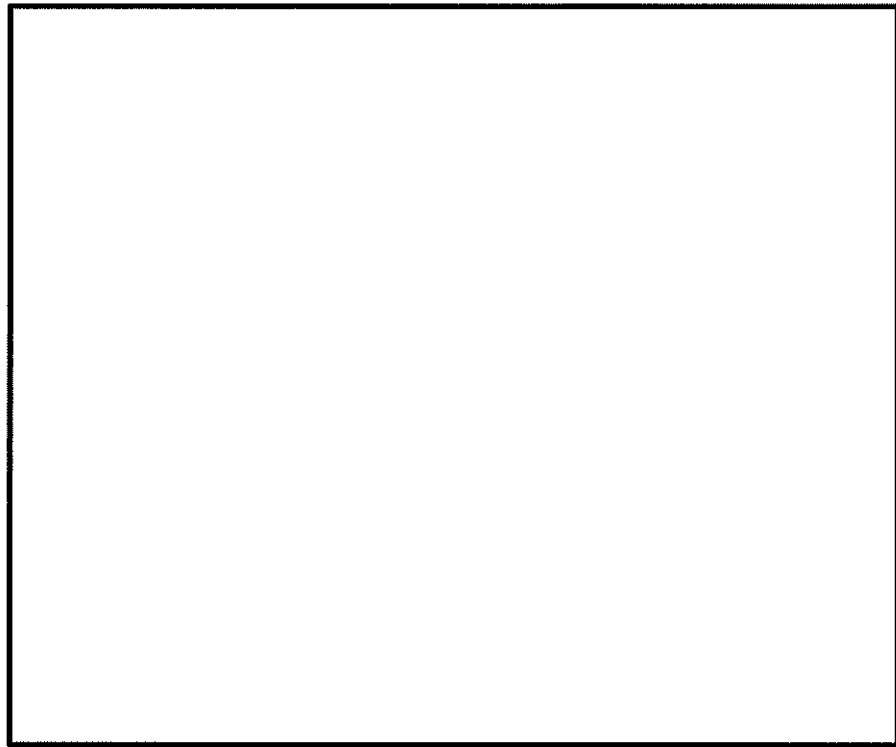
(a) 全体図



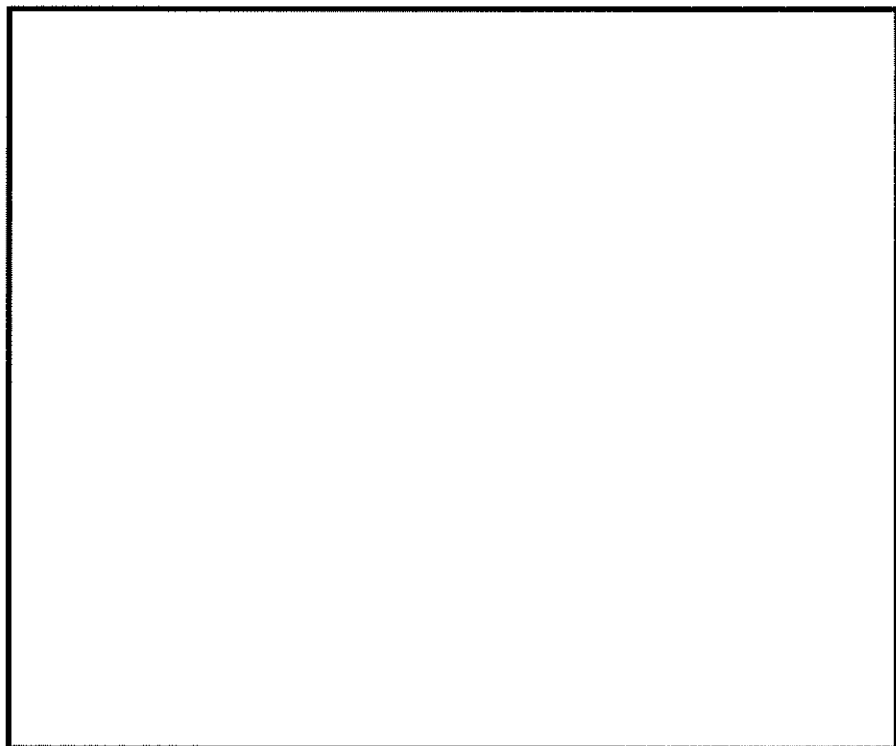
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-2 1$ )  
(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)





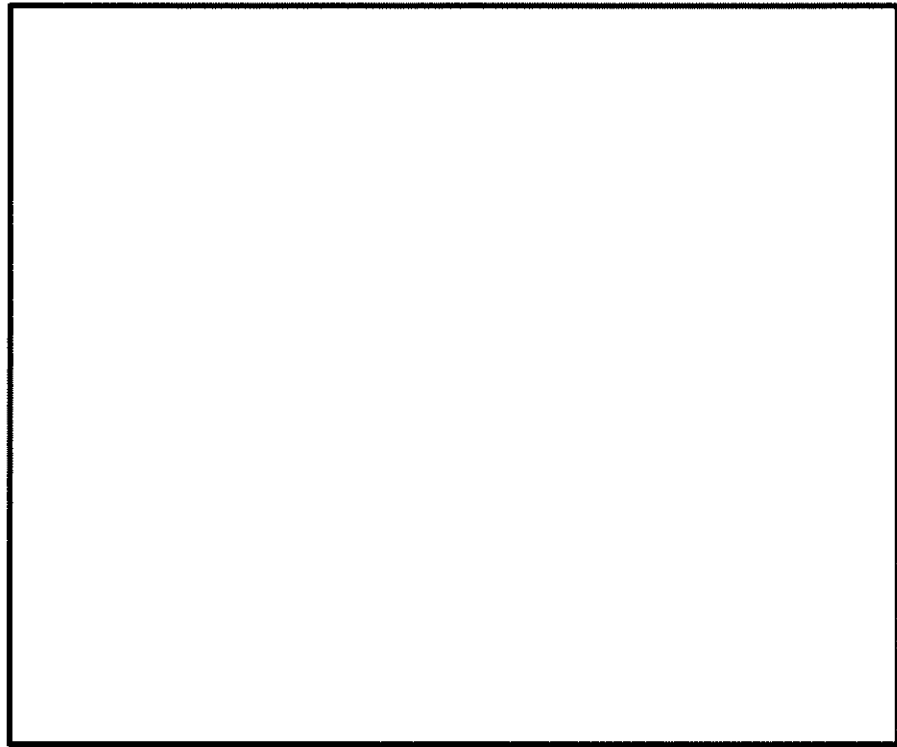
(a) 全体図



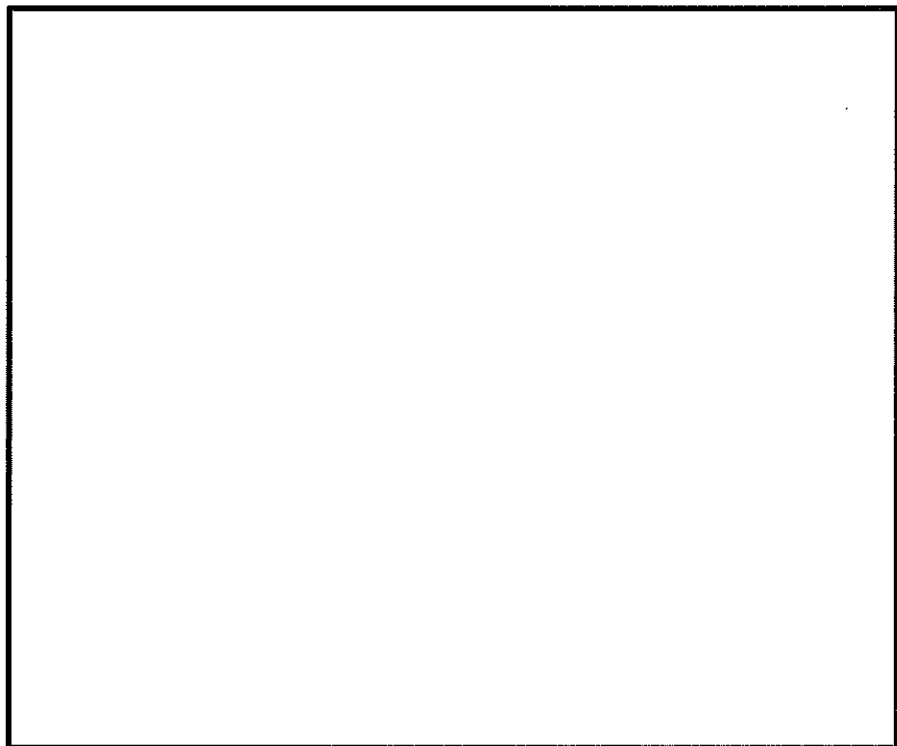
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
 (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)





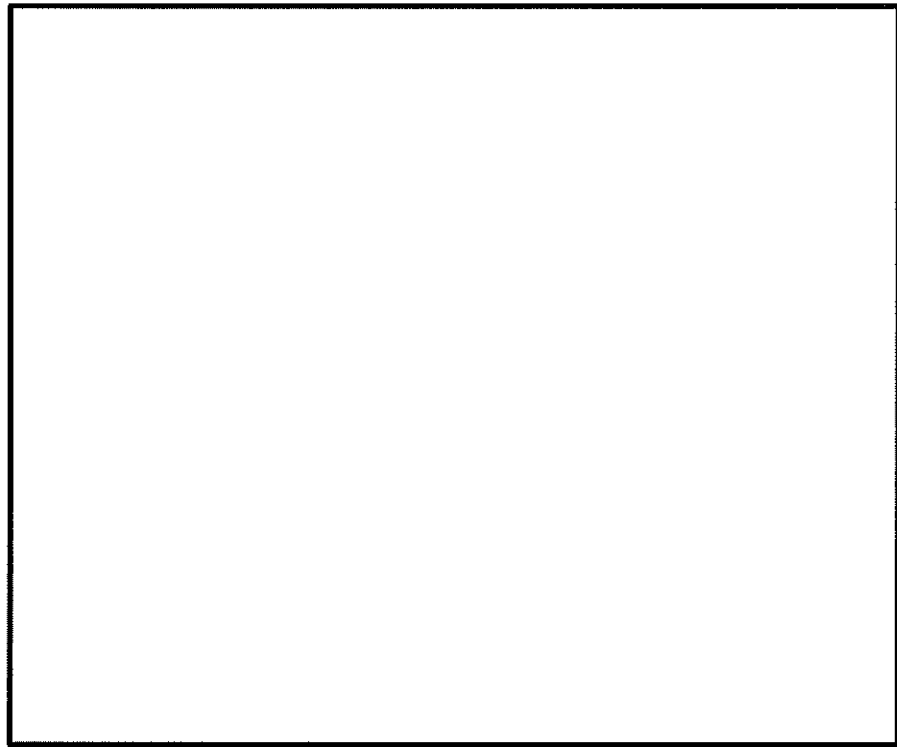
(a) 全体図



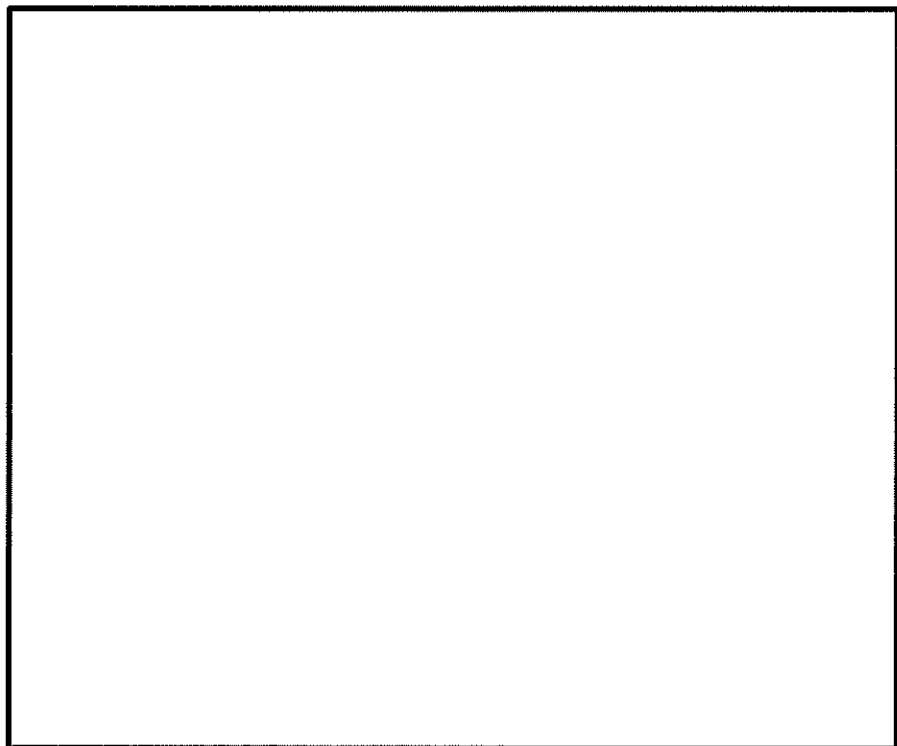
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3 1 (H+, V+)$ )  
(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)





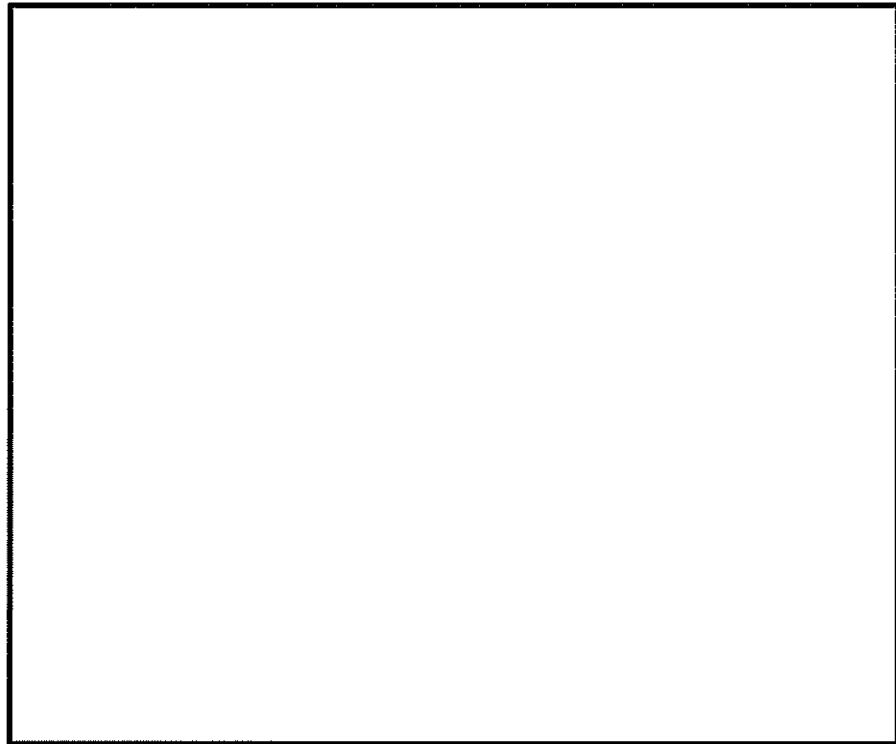
(a) 全体図



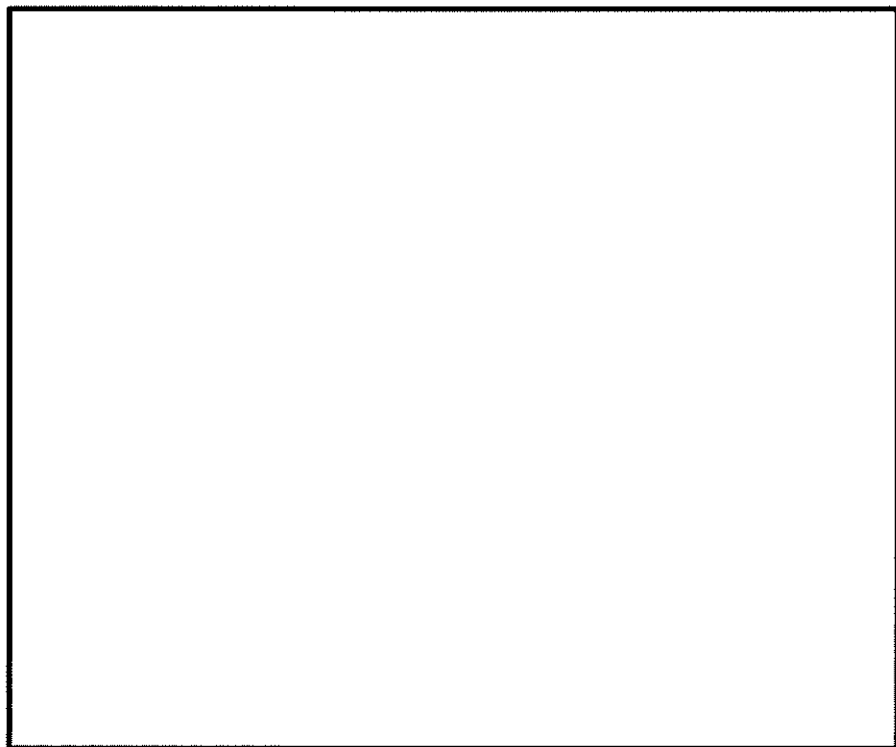
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
 (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)





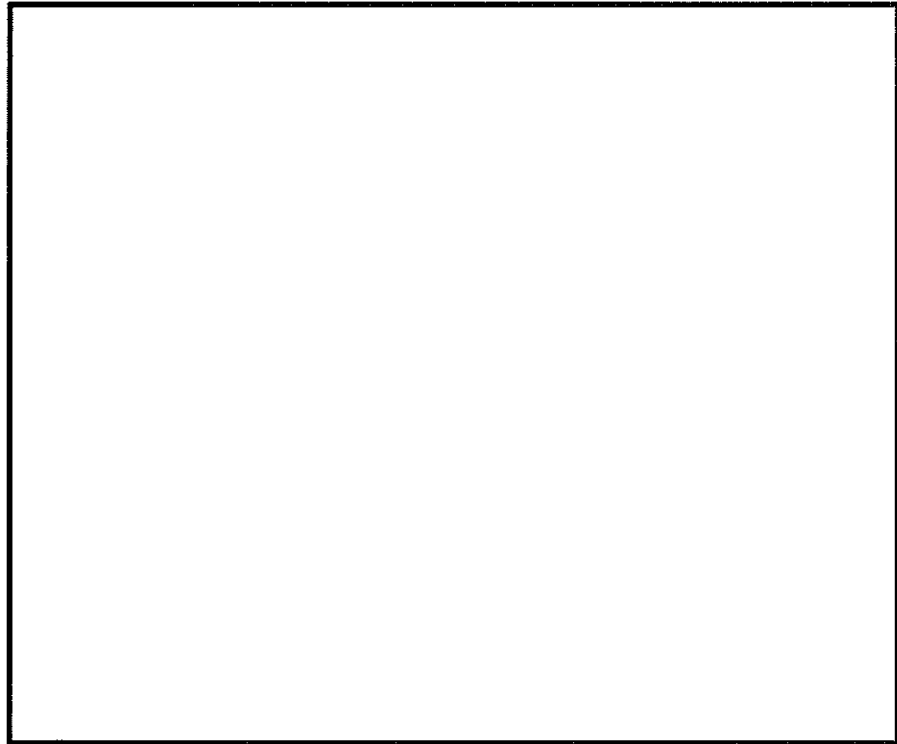
(a) 全体図



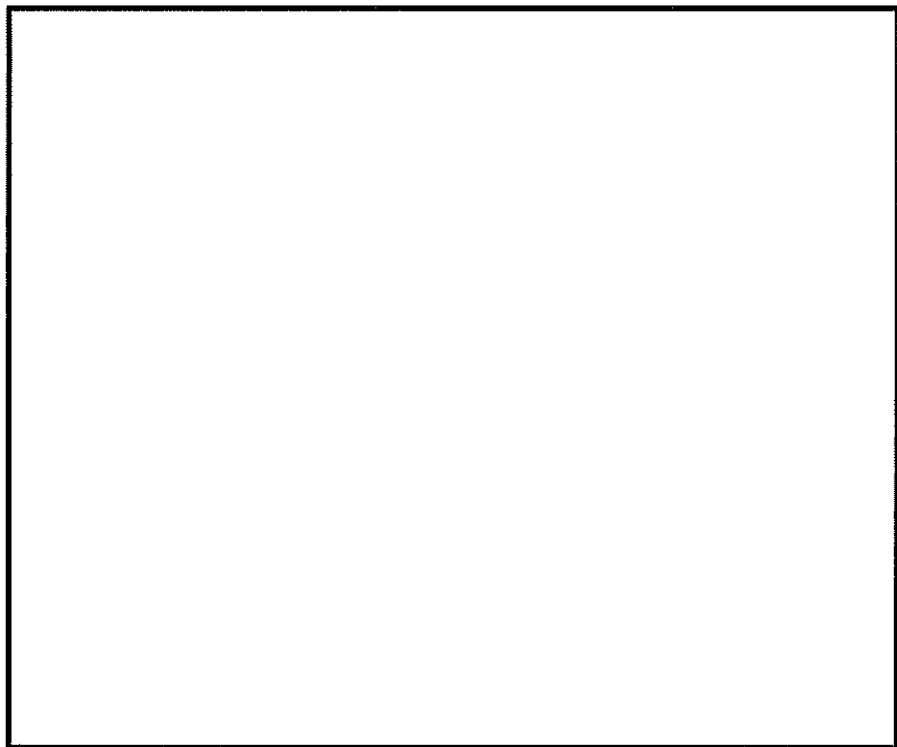
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3 1 (H-, V+)$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1 \sigma$ ) した解析ケース)





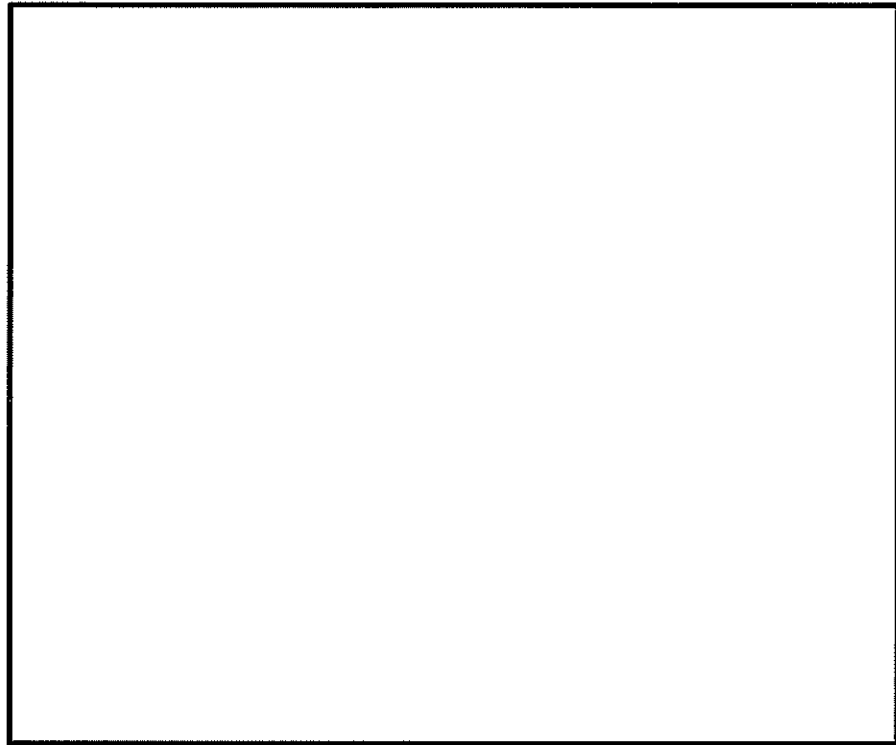
(a) 全体図



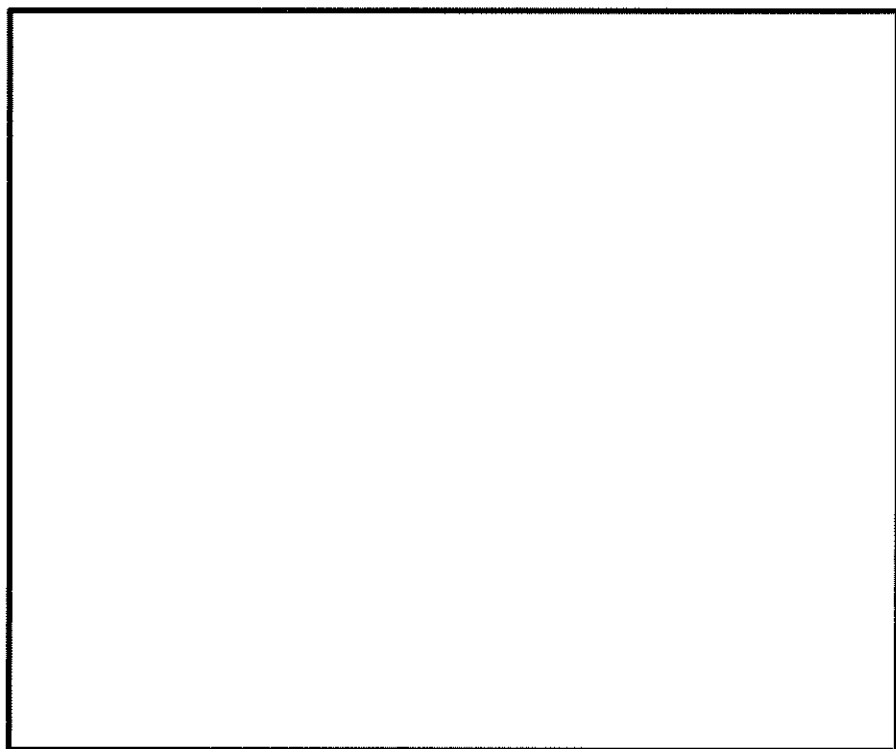
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)





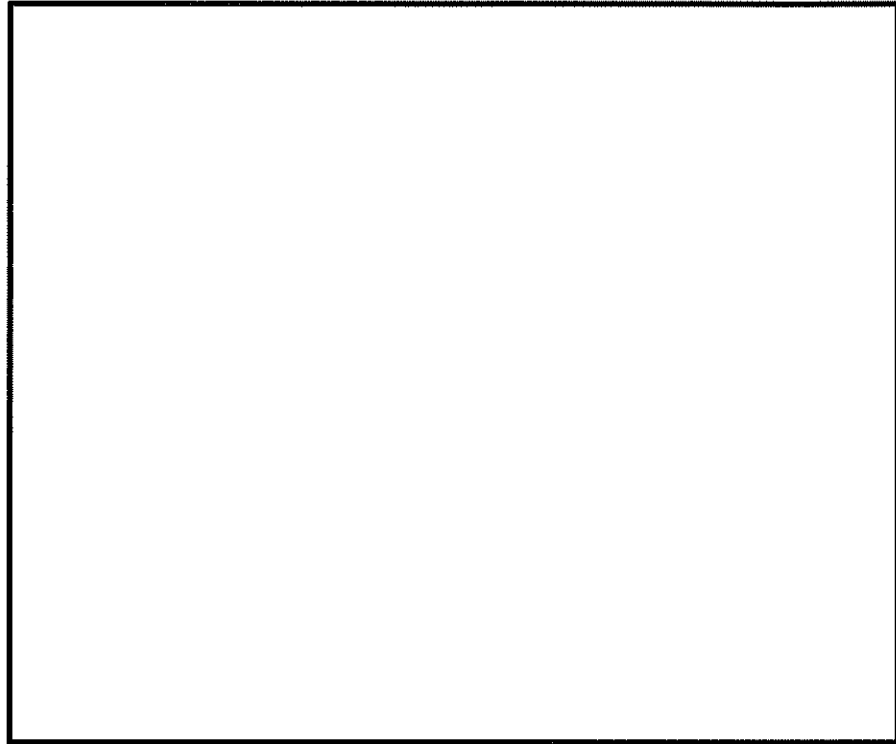
(a) 全体図



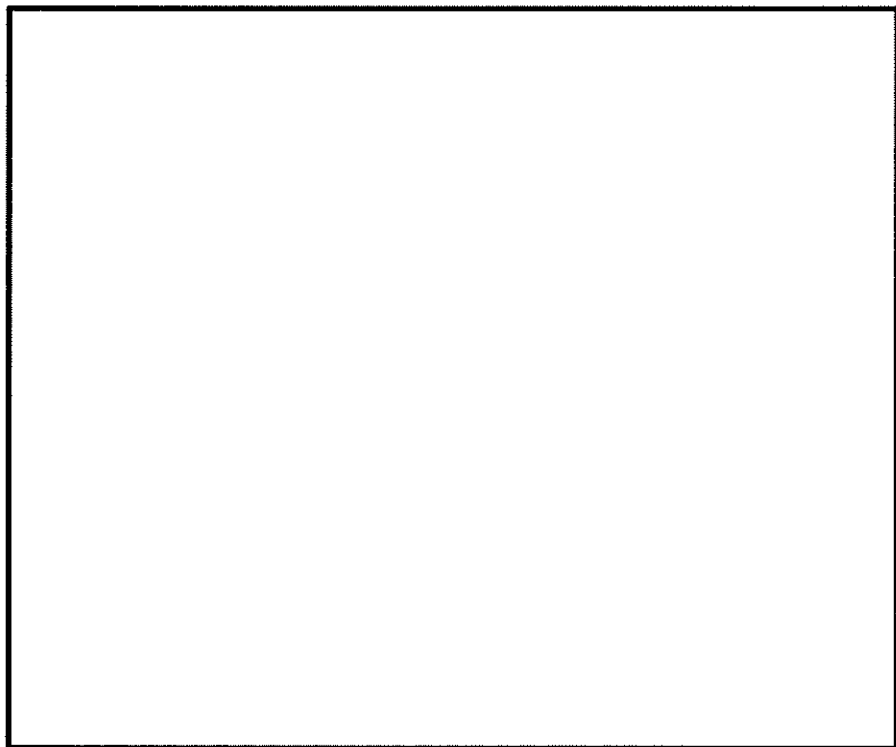
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (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れることを仮定した解析ケース)





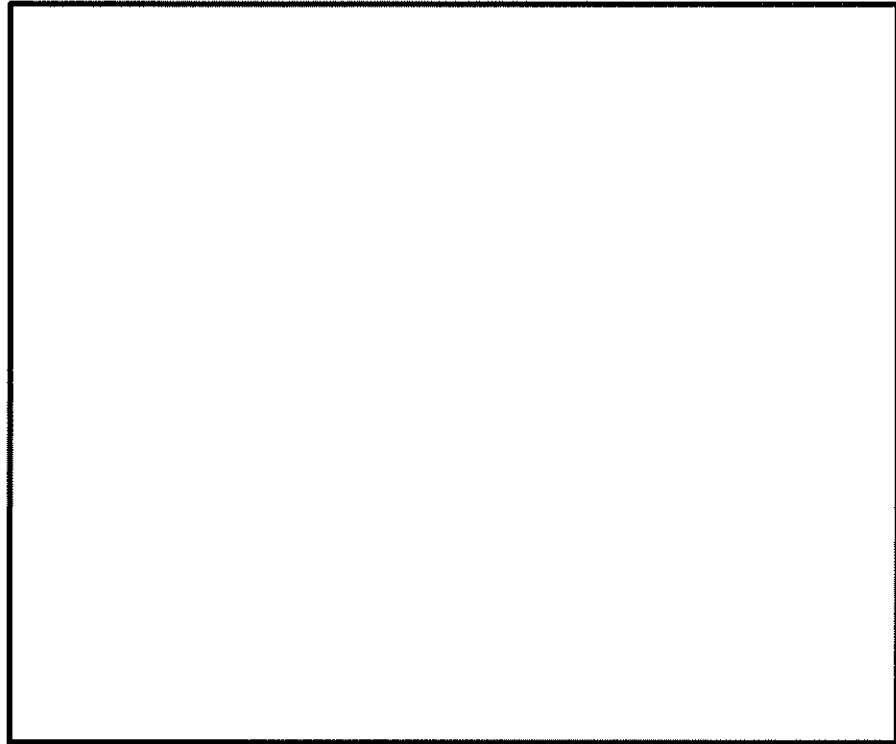
(a) 全体図



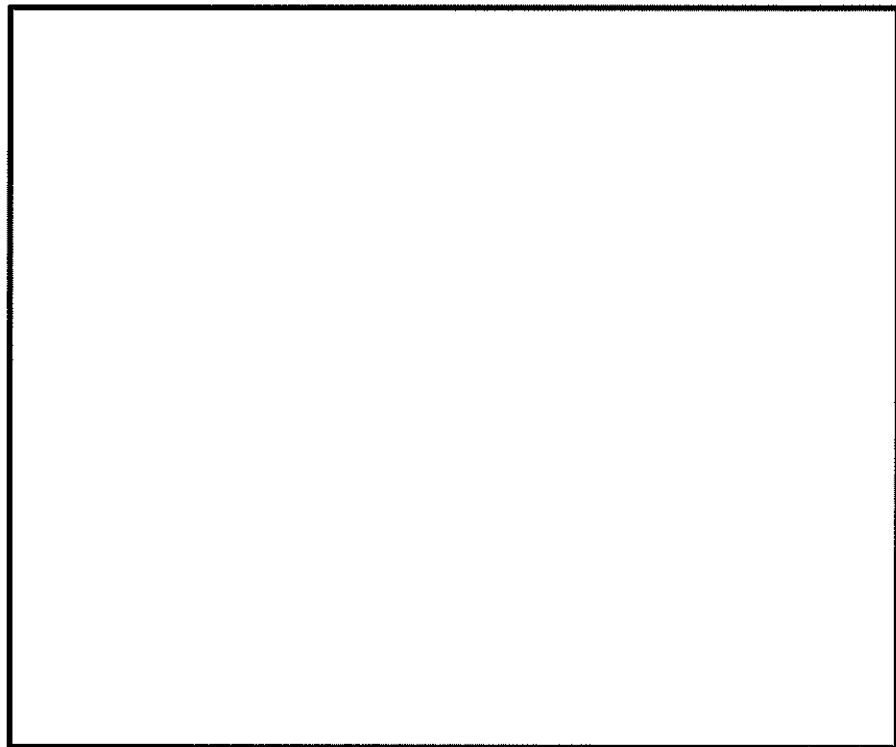
(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
 (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)





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 17.4-10 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(6) 最大過剰間隙水圧比分布

①－①断面の過剰間隙水圧比の分布図を図 17.4-11 に示す。本図は、各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

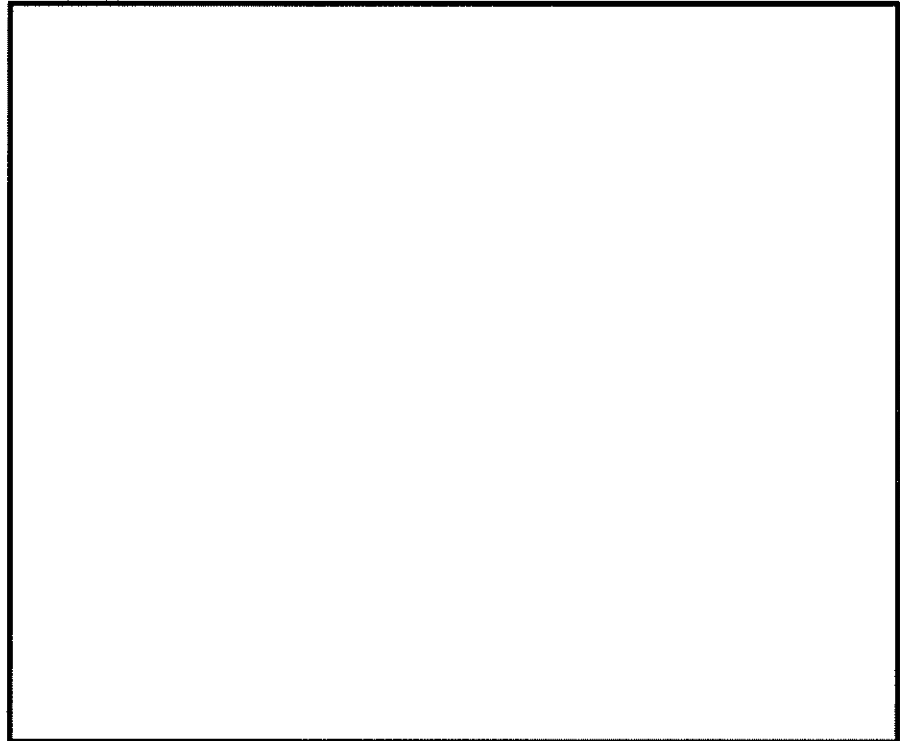


図 17.4-11 (1) ①－①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_1-D1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

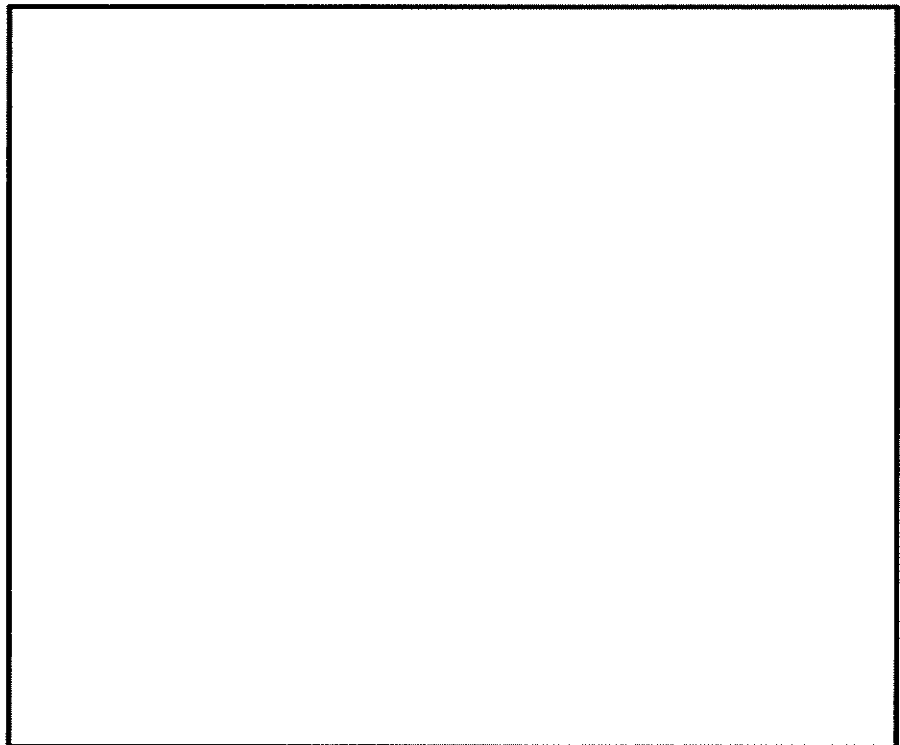


図 17.4-11 (2) ①－①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_1-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



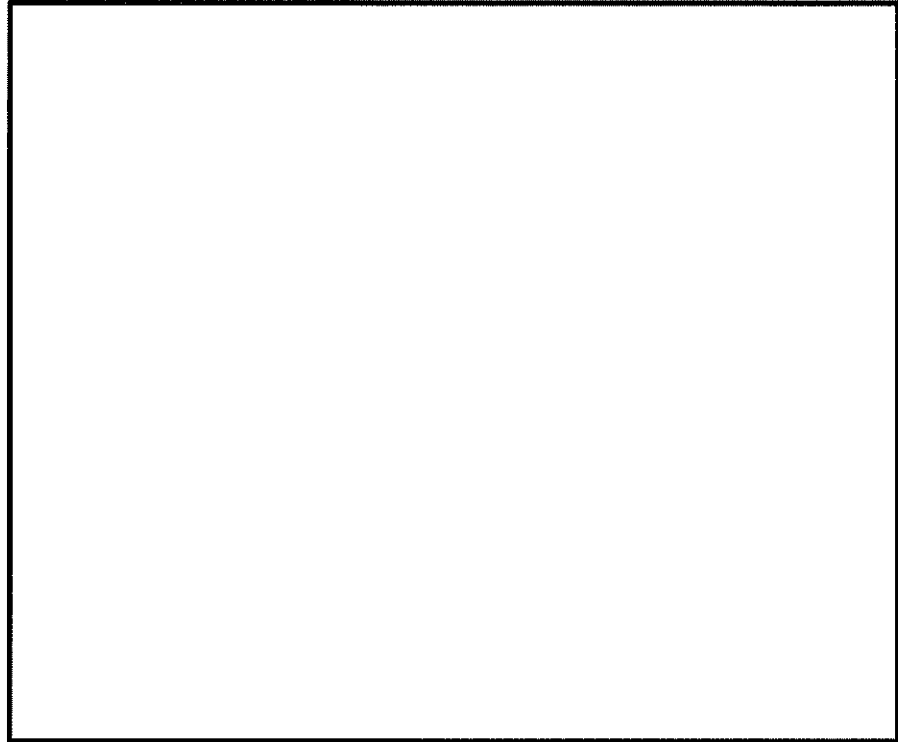


図 17.4-11 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-11 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ )  
(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)