

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改6
提出年月日	2021年2月24日

補足-140-1 【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】

## 目次

1. 入力津波の評価
  - 1.1 潮位観測記録の考え方について
  - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
  - 1.4 管路解析モデルについて
  - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
  - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
  - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
  - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
  - 3.1 砂移動による影響確認について
  - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
  - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
  - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
  - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
  - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
  - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
  - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
  - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
  - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
  - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
  - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
  - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
  - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
  - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
  - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
  - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
  - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 6.1 防潮堤に関する補足説明
  - 6.3 防潮壁に関する補足説明

  : 本日の説明範囲

## 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

### 5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は，各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては，各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで，評価対象断面の妥当性について説明する。

#### (1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面の選定については，「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す屋外重要土木構造物の考え方に加え，津波による波圧等の観点も踏まえて，耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

#### (2) 評価対象断面の選定結果

表 5.10.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 5.10.1-1 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面	選定理由（概要）	
防潮壁	（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）	鋼製遮水壁（鋼板）	I-1 断面	津波水位が最も高い区間の中で，1次元地震応答解析結果により，フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			I-2 断面	津波水位が最も高く，盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で，1次元地震応答解析結果により，鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			II-3 断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で，1次元地震応答解析結果により，鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			III-2 断面	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されている区間の中で，1次元地震応答解析結果により，フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			III-3 断面	全区間の中で，同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいため。
			III-5 断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で，1次元地震応答解析結果により，フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			IV-2 断面	逆流防止設備を間接支持する断面の中で，1次元地震応答解析結果により，フーチング下端の加速度が最も大きいため。
		鋼製遮水壁（鋼桁）	鋼桁 1	構造諸元及び周辺地質状況等が異なるため，すべての構造を評価対象とする。
			鋼桁 2	
			鋼桁 3	
			鋼桁 4	
			鋼桁 5	
			鋼桁 6	
		鋼製扉	鋼製扉 2	上部工の構造諸元が同一となる区間の中で，上部工の加速度が最も大きいため。
			鋼製扉 3	下部工の構造諸元が同一となる区間の中で，杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。

#### 5.10.4 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）

防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）（以下「防潮壁（杭基礎）」という。）の平面配置図を図5.10.4-1に示す。

防潮壁（杭基礎）は，総延長が約630m，天端高さがO.P.+19.0m又はO.P.+20.0mで，第2号機及び第3号機海水ポンプ室並びに第2号機及び第3号機放水立坑を取り囲むように設置する。

鋼管杭と基礎フーチングからなる下部工と，鋼製の上部工から構成され，4箇所に設置される防潮壁（杭基礎）はいずれも，上部工の構造形式や下部工の配置状況などの構造的な特徴により，鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式に区分されることから，設置箇所単位ではなくそれぞれの構造形式単位で評価対象断面を選定する。

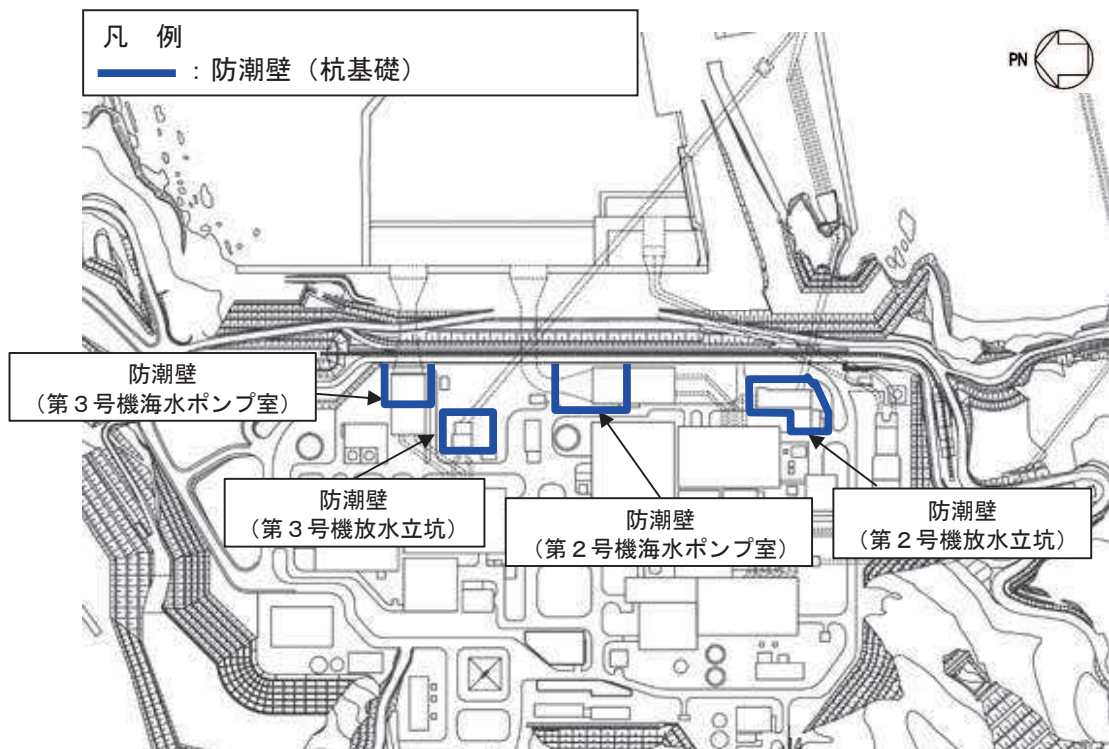


図 5.10.4-1 防潮壁（杭基礎）の平面配置図

##### (1) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図を図5.10.4-2に，正面図及び断面図を図5.10.4-3に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，フーチング上に設置するH形鋼に，鋼板をボルトで接合した構造物であり，フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第3号機海水ポンプ室でO.P.+20.0mと，第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑及び第3号機放水立坑でO.P.+19.0mとする。

防潮壁（杭基礎）は線状構造物であり、鋼製遮水壁（鋼板）の縦断方向加振時には、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向断面から構造物の応答が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

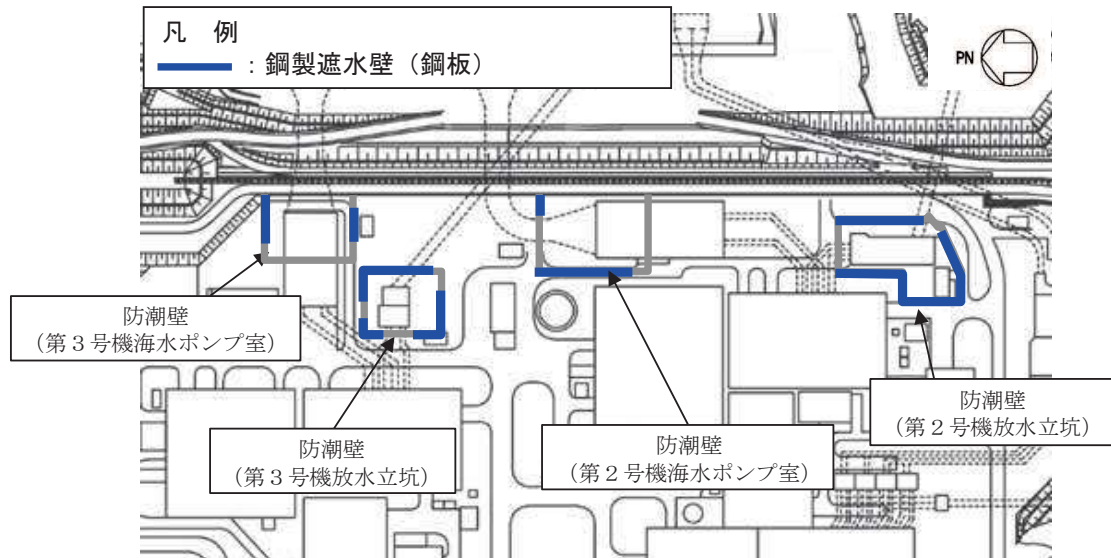


図 5.10.4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図

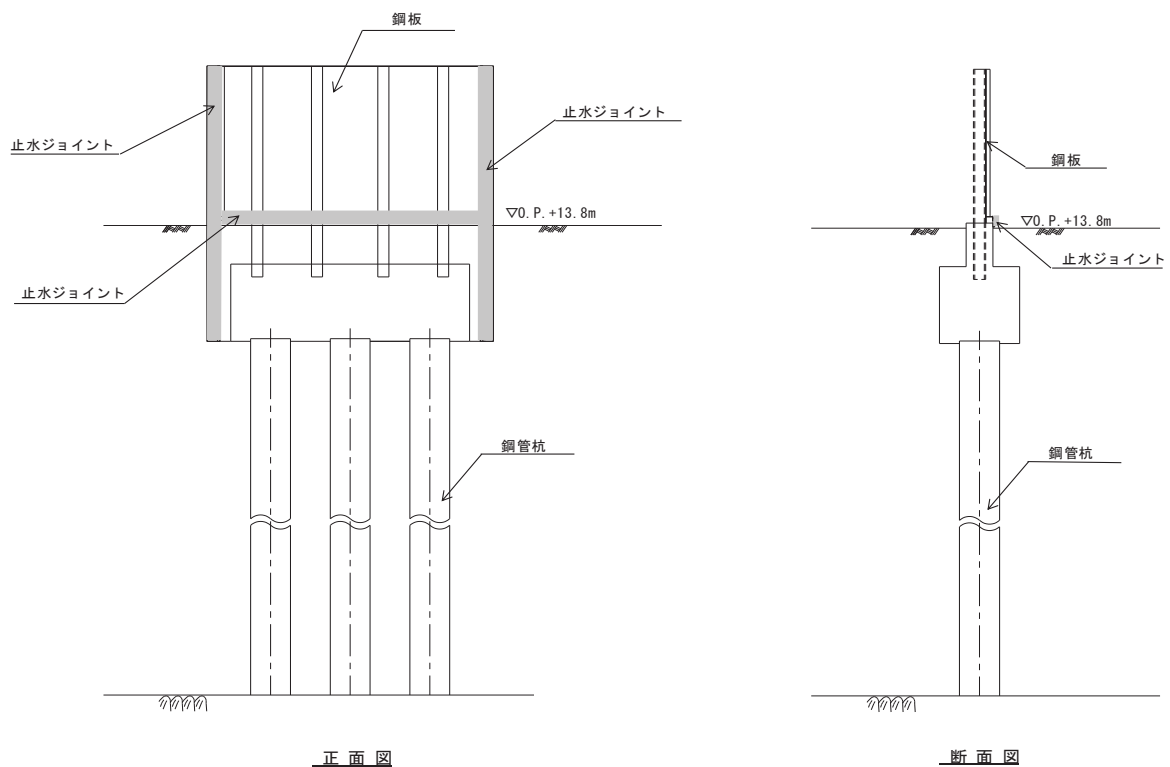


図 5.10.4-3 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

a. 評価候補断面の選定方針

鋼製遮水壁（鋼板）は、盛土・旧表土の分布状況や津波高さ等に応じて構造的特徴により、以下の4区間に分類される。

I 区間：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O. P. +20.0m となる区間

II 区間：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O. P. +19.0m となる区間

III 区間：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間

IV 区間：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間

上部工の鋼板については、地震力伝播特性に応じて板厚を設定し、岩盤が露頭又は全深度の盛土・旧表土を地盤改良している区間Ⅲで板厚 20mm とし、盛土・旧表土が分布するそれ以外の区間で板厚 16mm とする。また、下部工の鋼管杭については、地盤の変形特性に応じて、盛土・旧表土が分布しないⅢ区間で直径 1.5m、板厚 25mm とし、盛土・旧表土が分布する I 区間及び II 区間で直径 1.5m、板厚 30mm とする。なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備を有する区間Ⅳにおいては、構造的制約により直径 1.2m、板厚 20mm とする。

それぞれの区間の位置図を図 5.10.4-4 に、区間毎の特徴を表 5.10.4-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-5～図 5.10.4-8 に示す。

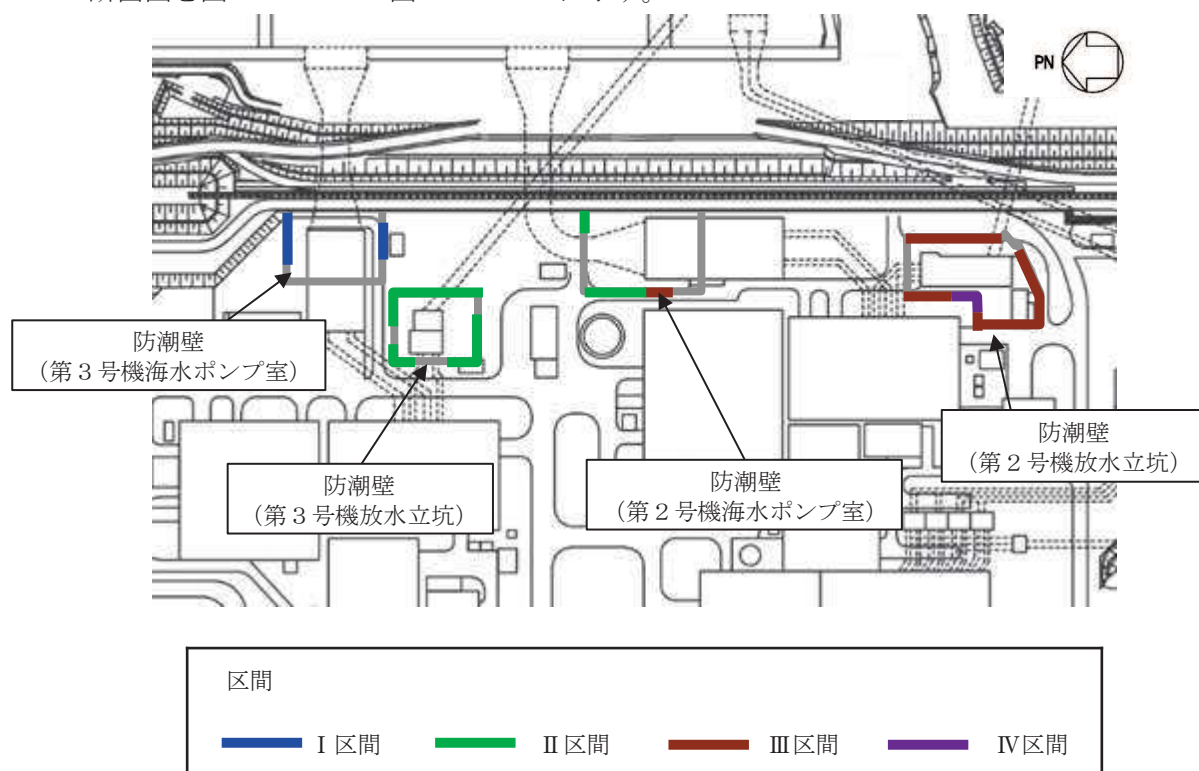


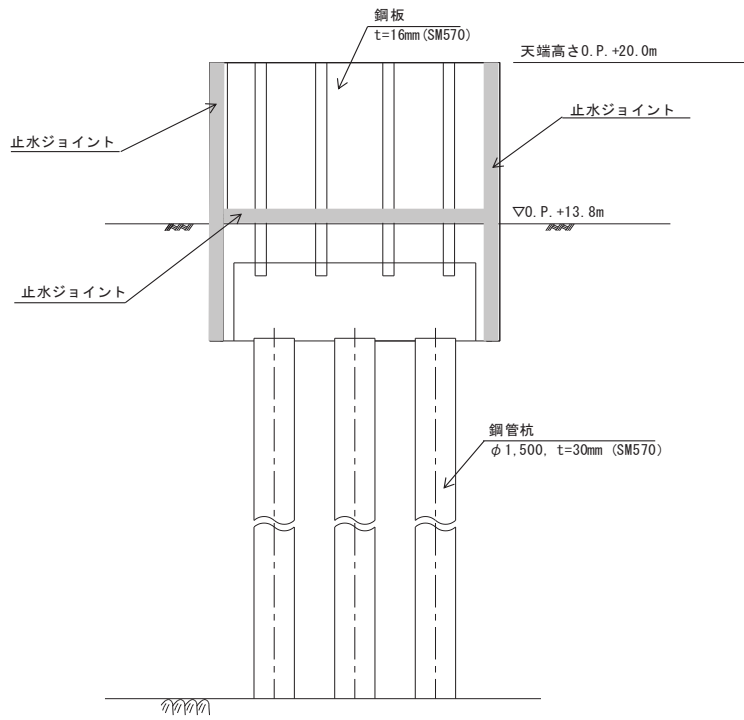
図 5.10.4-4 鋼製遮水壁（鋼板） 区間位置図



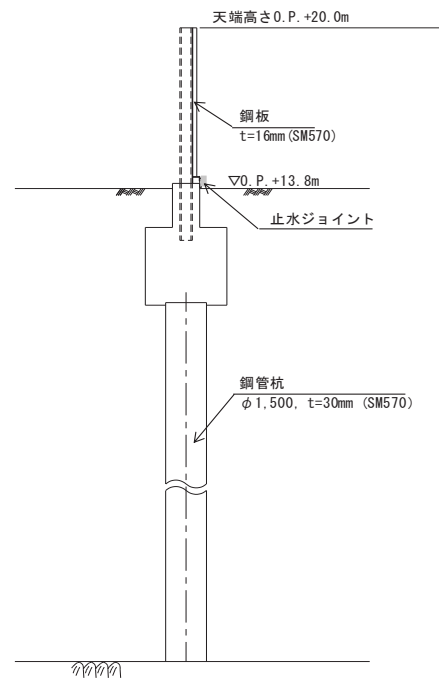
表 5. 10. 4-1 区間毎の特徴

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物	入力津波 高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)			
I	O. P. +20. 0	φ 1500	30	16	—	O. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
II	O. P. +19. 0	φ 1500	30	16	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室) O. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
III	O. P. +19. 0	φ 1500	25	20	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室) O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。
IV	O. P. +19. 0	φ 1200	20	16	○*	O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。

\* : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

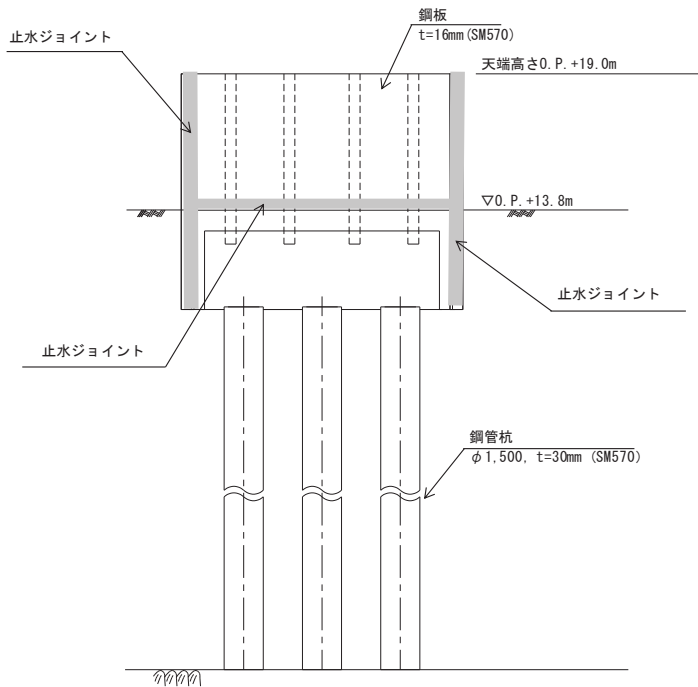


正面図

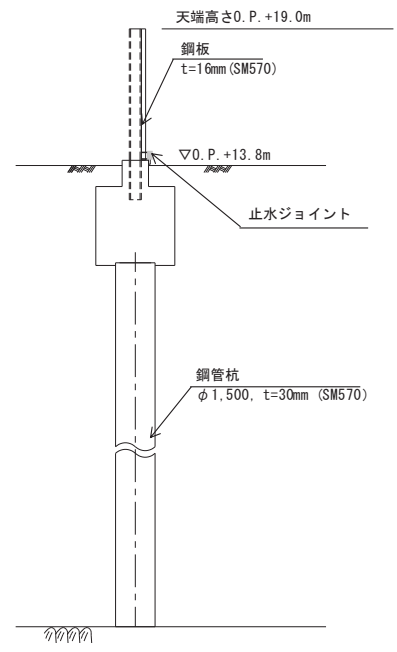


断面図

図 5. 10. 4-5 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
（Ⅰ区間）

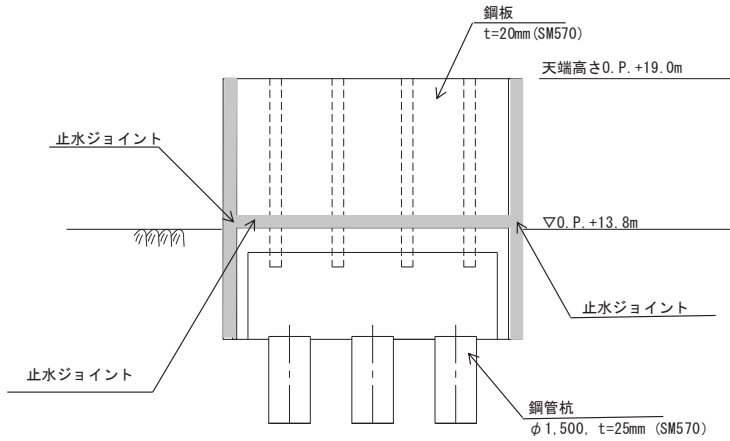


正面図

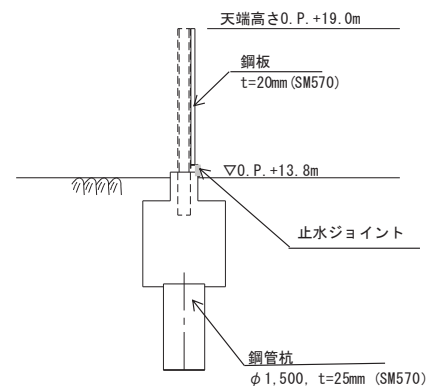


断面図

図 5. 10. 4-6 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
（Ⅱ区間）

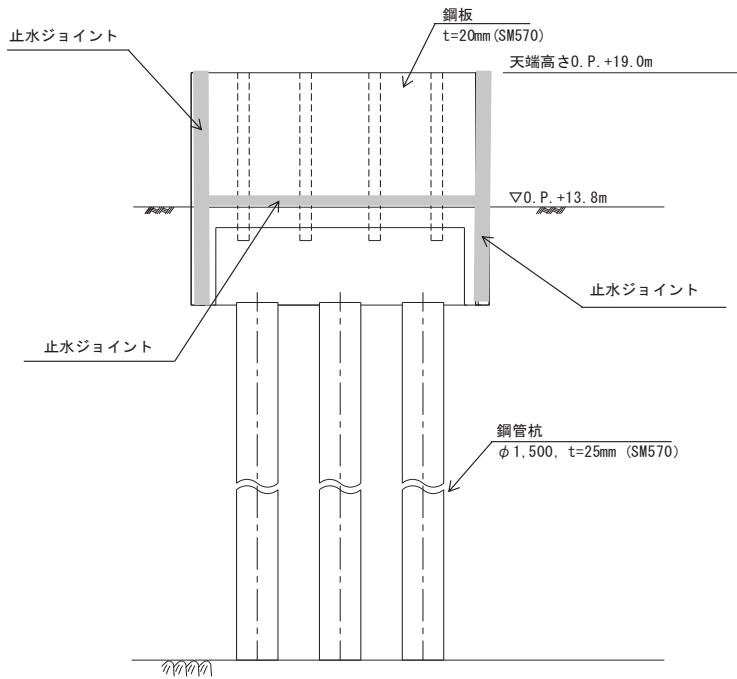


正面図

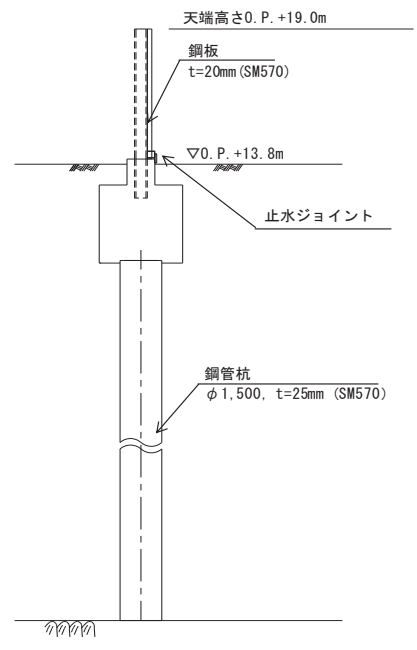


断面図

(岩盤露頭部)



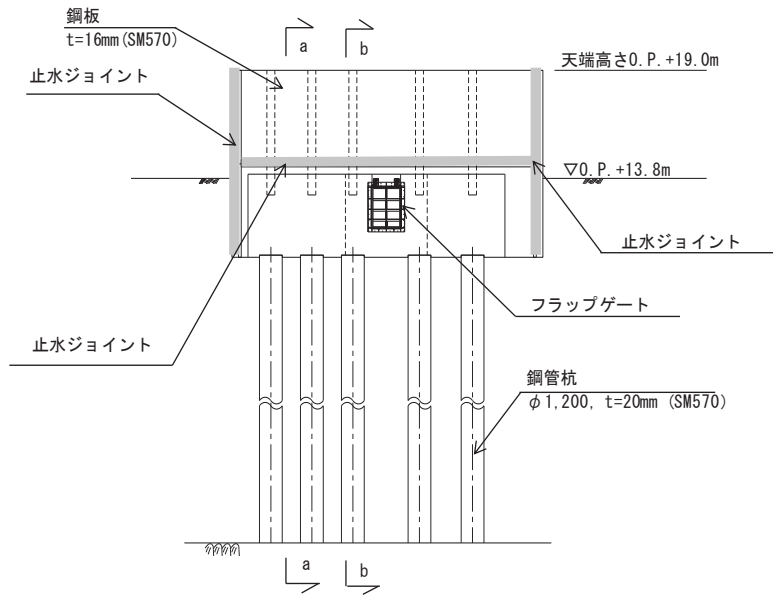
正面図



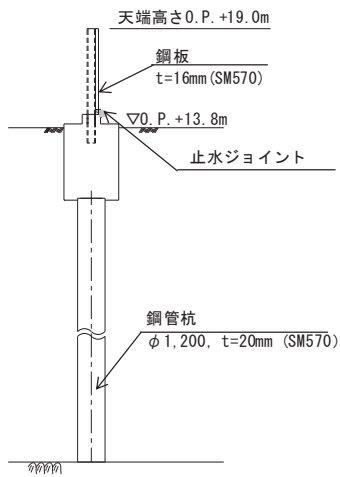
断面図

(全深度地盤改良部)

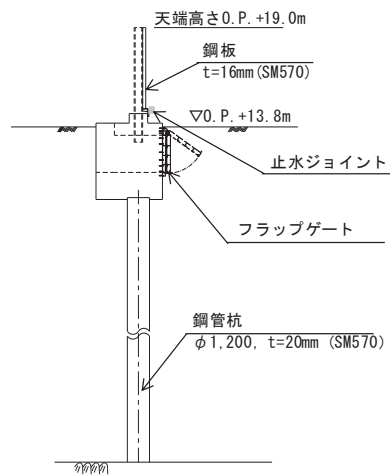
図 5. 10. 4-7 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図  
(Ⅲ区間)



正面図



断面図  
(a-a断面)



断面図  
(b-b断面)

図 5.10.4-8 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
(IV区間)

評価候補断面は、構造的特徴により分類される前述の 4 区間毎に、周辺状況や地震波の伝播特性の観点から耐震・耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

断面の選定にあたっては、上部工（鋼板、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震・耐津波評価上の影響の大小に対して指標が一致しない可能性があることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価候補断面を選定する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、後述する地質断面図に示すように、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、地下水位は評価候補断面の選定の観点には含めない。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.4-2 に示す。

表 5.10.10.4-2 評価候補断面の選定における指標

部位	照査項目	構造設計に支配的な外力	断面選定上の観点	観点とする理由	備考
上部工	鋼板	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～③）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～②については、地盤の加速度応答に関する地震動の伝播特性に着目し、より地震動が減衰しにくい断面を選定する。</li> <li>①：岩盤上面が浅い断面</li> <li>②：改良地盤天端が浅い断面</li> <li>③については、有意な入力津波の水位差がない区間単位で断面を選定する。</li> </ul>
	鋼製支柱	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～③）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～③については、鋼板・鋼製支柱の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>④～⑤については、鋼管杭の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>⑥については、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。</li> </ul>
下部工	フーチング (RC)	加速度応答 津波荷重 地盤変位	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位 ④杭長 ⑤盛土・旧表土 層の厚さ ⑥同一基礎内の 杭長差	<ul style="list-style-type: none"> <li>加速度応答や津波荷重及び地盤変位の影響により、上部工と鋼管杭から伝達される荷重が大きくなり、フーチングに生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～⑤）。</li> <li>同一基礎内の杭長差が大きい場合には、応答差による鋼板へのねじれモーメントの断面力が生じることが想定されるため（⑥）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>④～⑥については、鋼板・鋼製支柱の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>⑦については、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。</li> </ul>
	鋼管杭	地盤変位	④杭長 ⑤盛土・旧表土 層の厚さ ⑦改良地盤厚さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭長が長い程、地盤変位に対する杭の絶対変位量が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（④）。</li> <li>盛土・旧表土層が厚い程、地盤変位が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（⑤）。</li> <li>改良地盤層が厚い程、改良地盤とその上層の盛土・旧表土の地震力伝播特性の違いにより改良地盤上面付近でせん断ひずみが増え、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（⑦）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>④については、杭長が長い断面を選定する。</li> <li>⑤については、改良地盤天端からの地盤変位量に着目し、改良地盤上層の盛土・旧表土層が厚い断面を選定する。</li> <li>⑦については、改良地盤の厚さによる地震の伝播特性への影響に着目し、改良地盤層が厚い断面を選定する。</li> </ul>

b. 評価候補断面の選定

表 5.10.4-2 に示した指標により，I 区間～IV区間の評価候補断面を選定した。

評価候補断面の選定結果を表 5.10.4-3 に，評価候補断面の平面配置図を図 5.10.4-9 に，評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.4-10 に示す。

表 5.10.4-3 (1) 評価候補断面の選定結果 (I 区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考		
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ	
I-1 断面 (第3号機海水ポンプ室)	○:岩盤上面が最も浅い	○:改良地盤天端が最も浅い	— (入力津波水位は全断面で同じ)	—	—	— (有意な杭長差がないため、III-3 断面の評価値で代表)	—	*1:改良地盤天端が最も浅い断面の中で、岩盤上面が最も浅い	
I-2 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	—		○:杭長が最も長い	○:盛土・旧表土層の厚さが最も厚い		—		—
I-3 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	○:改良地盤天端が最も浅い		—	—		○:杭周辺の改良地盤層の厚さが最も厚い		—

表 5.10.4-3 (2) 評価候補断面の選定結果 (II 区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考		
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ	
II-1 断面 (第3号機放水立坑)	○:岩盤上面が最も浅い	—	— (入力津波水位に有意な差が無い)	—	—	— (有意な杭長差がないため、III-3 断面の評価値で代表)	—	*1:II 区間の中で入力津波水位が最も高いエリア	
II-2 断面 (第2号機海水ポンプ室) <sup>*)</sup>	—	○:改良地盤天端が最も浅い		—	—		—		○:杭周辺の改良地盤層の厚さが最も厚い
II-3 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		○:杭長が最も長い	—		—		—
II-4 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		—	○:盛土・旧表土層の厚さが最も厚い		—		—

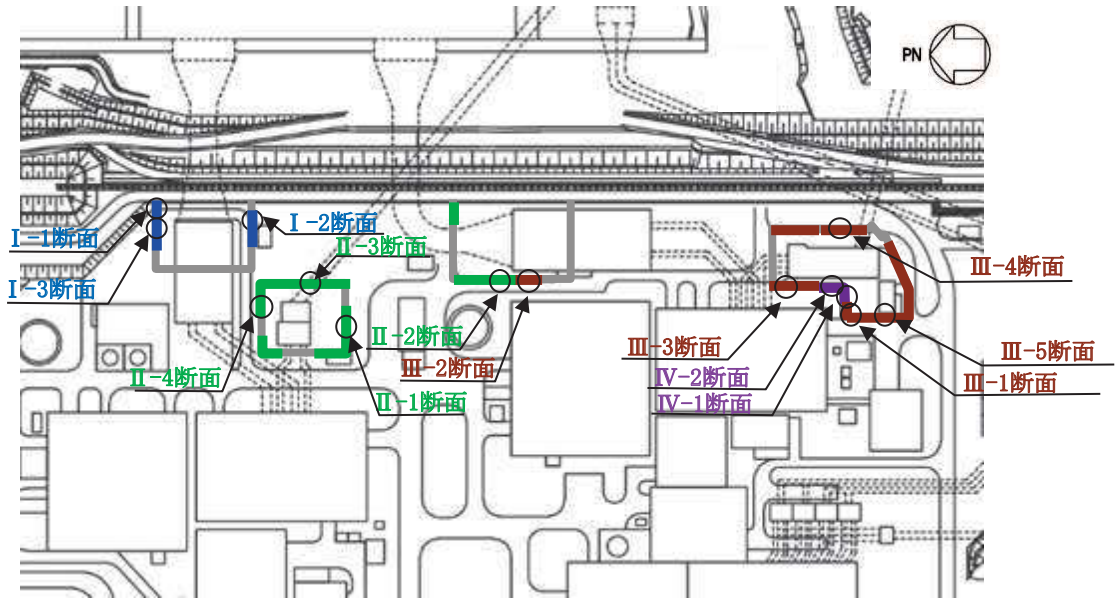


表 5.10.4-3 (3) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考				
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ			
Ⅲ区間	Ⅲ-1 断面 (第2号機放水立坑)	○:岩盤上面が最も浅い	— (全断面で全深度が改良地盤)	— (入力津波水位に有意な差が無い)	— (全断面で分布しない)	—	*1:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤露頭している断面以外の中で、岩盤上面が最も浅い断面				
	Ⅲ-2 断面 (第2号機海水ポンプ室)※	—						○:杭周辺の改良地盤厚さが最も厚い	*2:Ⅲ区間の中で入力津波水位が最も高いエリア		
	Ⅲ-3 断面 (第2号機放水立坑)	—						○:同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きい ため、評価対象断面に選定する			
	Ⅲ-4 断面 (第2号機放水立坑)	○*3,4 (全断面で地表面に岩盤が露頭)						—	—	—	*3:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤が露頭する断面の中で、第3速度層上面が最も浅い断面
	Ⅲ-5 断面 (第2号機放水立坑)	—									

表 5.10.4-3 (4) 評価候補断面の選定結果 (Ⅳ区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考	
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ
Ⅳ区間	Ⅳ-1 断面 (第2号機放水立坑)	— (全断面で同じ)	— (全断面で同じ)	— (全断面で同じ)	— (全断面で分布しない)	— (有意な杭長差がないため、Ⅲ-3断面の評価で代表)	— (全断面で同じ)	全断面を選定
	Ⅳ-2 断面 (第2号機放水立坑)							



区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
■ I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
■ II 区間	O.P.+19.0				—
■ III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
■ IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

\*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-9 評価候補断面の平面配置図

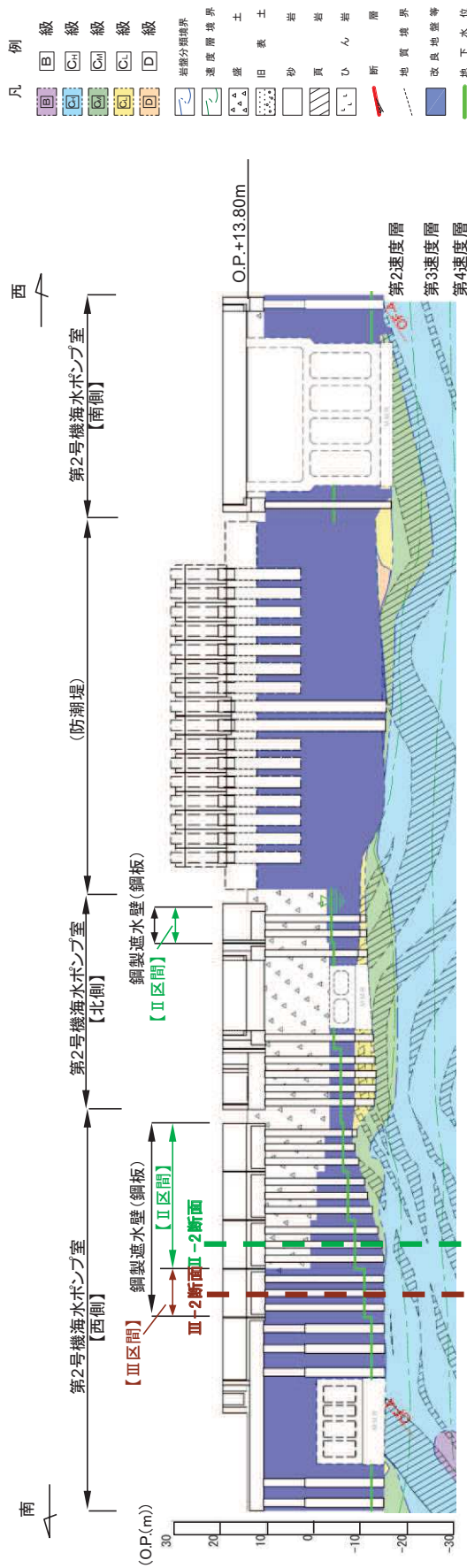


図 5.10.4-10(1) 評価候補断面の地質縦断面 (第2号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

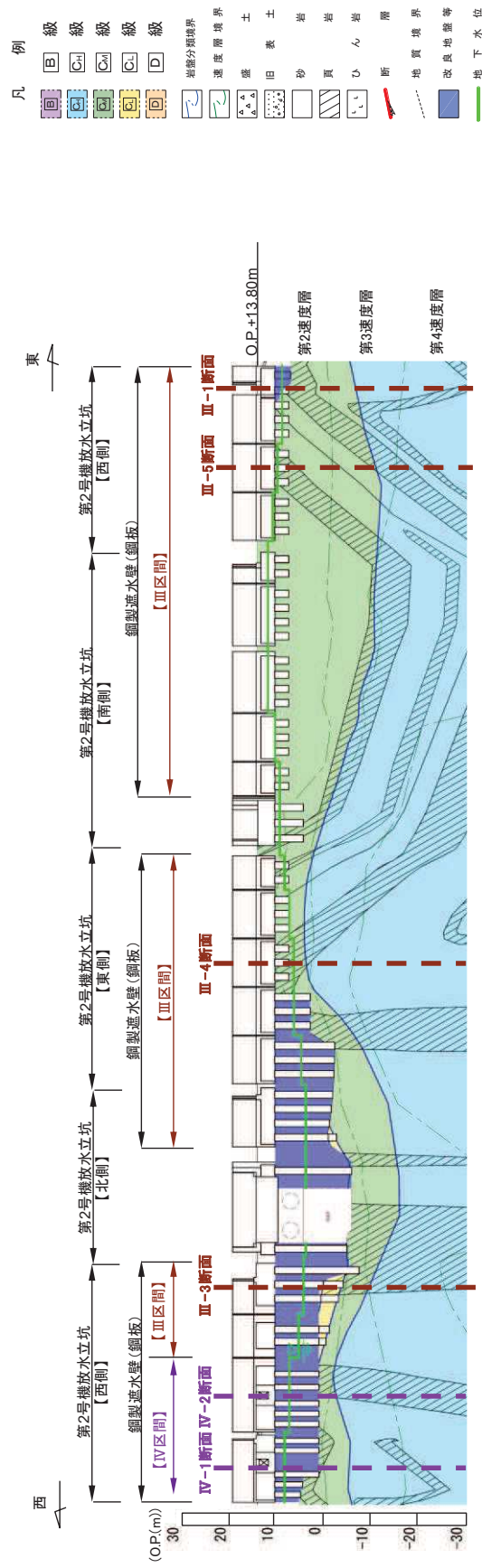


図 5.10.4-10(2) 評価候補断面の地質縦断面 (第2号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

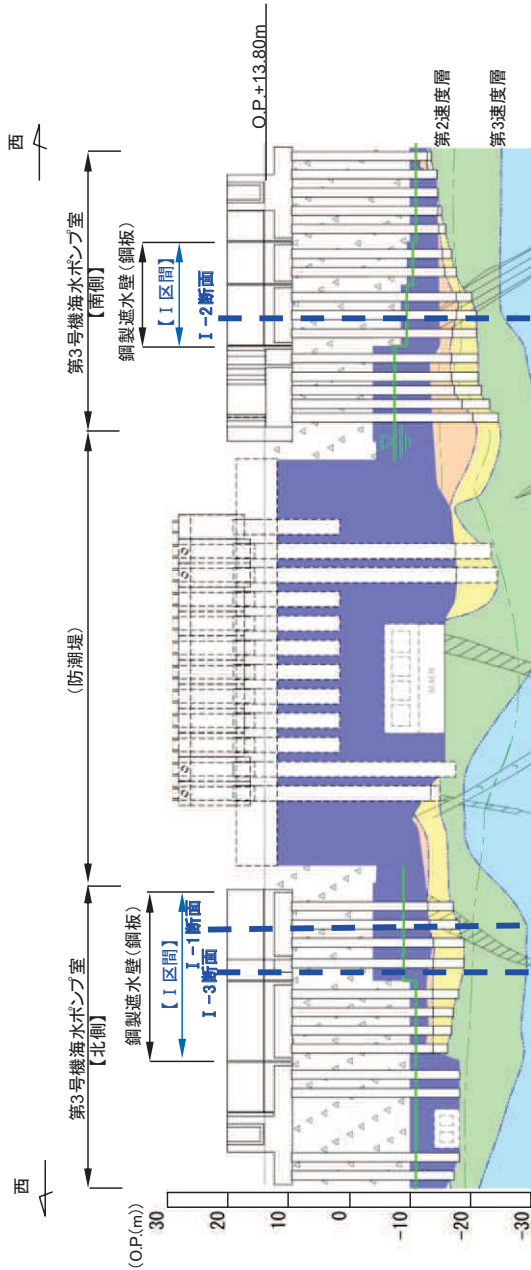
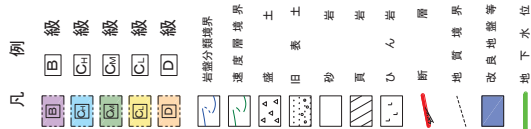


図 5.10.4-10(3) 評価候補断面の地質縦断面 (第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

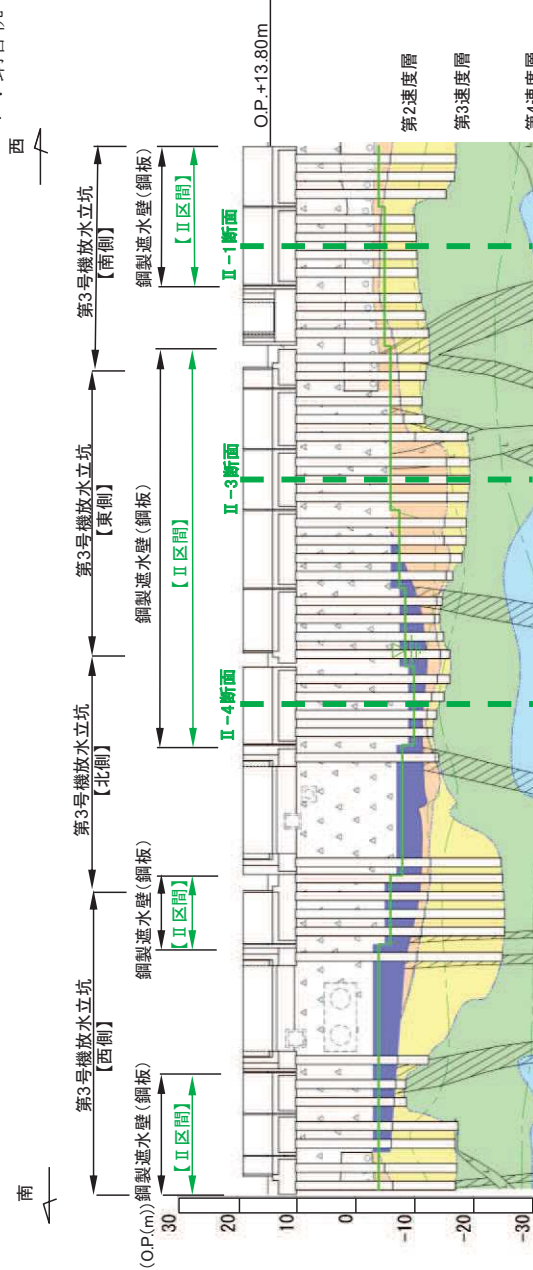
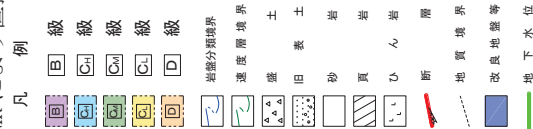


図 5.10.4-10(4) 評価候補断面の地質縦断面 (第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

## (Ⅰ区間)

Ⅰ区間は第3号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが0.P.+19.0mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m付近に分布し、盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしているが、地下水位以深の盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、Ⅰ-1断面～Ⅰ-3断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

### (選定理由)

#### [Ⅰ-1断面]

・岩盤上面が最も浅く改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅰ-2断面]

・杭長が最も長く、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等の主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅰ-3断面]

・Ⅰ-1断面同様、改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。また、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

## (Ⅱ区間)

Ⅱ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第3号機放水立坑に位置し、入力津波高さが0.P.+17.5m又は0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m～0.P.-5.0m付近に分布し、Ⅰ区間と同様に盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしており、地下水位以深の盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、Ⅱ-1断面～Ⅱ-4断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

### (選定理由)

#### [Ⅱ-1断面]

・岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-2 断面]

- ・改良地盤上面が最も浅い断面で、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定されるとともに、杭周辺の改良地盤層が最も厚い断面のため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-3 断面]

- ・杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-4 断面]

- ・改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さがO.P.+17.4m又はO.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土層を全深度地盤改良している。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面よりⅢ-1断面～Ⅲ-3断面を、岩盤上面が露頭している断面よりⅢ-4断面及びⅢ-5断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

(選定理由)

[Ⅲ-1 断面]

- ・盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅲ-2 断面]

- ・盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面で、入力津波水位も最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅲ-3 断面]

- ・同一基礎内の杭長差が全区間の中で最も大きい断面のため、応答差による鋼板へのねじれモードの影響等が大きくなることが想定されるため、耐震評価におけるフーチング等への影響について確認する断面として、評価対象断面として選定する。

[Ⅲ-4 断面、Ⅲ-5 断面]

- ・岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無い。そのため、第3速度層上

面の深さに着目し，第3速度層上面が最も浅い断面としてⅢ-4断面を，第3速度層上面が最も深い断面としてⅢ-5断面を選定する。

#### (IV区間)

IV区間は第2号機放水立坑の一部に位置し，入力津波高さがO.P.+17.4mである。この区間は，盛土・旧表土が分布しているが，盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。また，補機冷却海水系放水路逆流防止設備をフーチング部に間接支持する。

評価候補断面としては，全断面において周辺の地質等に有意な差が無いため，この区間の全断面（IV-1断面及びIV-2断面）を選定した。

c. 評価対象断面の絞り込み

下部工及び上部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、1次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、1次元地震応答解析は、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径φ1500mmで杭板厚30mmの区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、鋼管杭径φ1500mmで杭板厚25mmの区間（Ⅲ区間）、鋼管杭径φ1200mmで杭板厚20mmの区間（Ⅳ区間）のそれぞれで、表5.10.4-3のうち下部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。

なお、Ⅲ区間及びⅣ区間においては、岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されており、下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答が支配的となることが想定されることから、(b)で選定される上部工に対する評価対象断面により代表する。

(Ⅰ区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

Ⅰ区間の評価対象断面選定結果を表5.10.4-4に、Ⅰ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-11、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-12に示す。

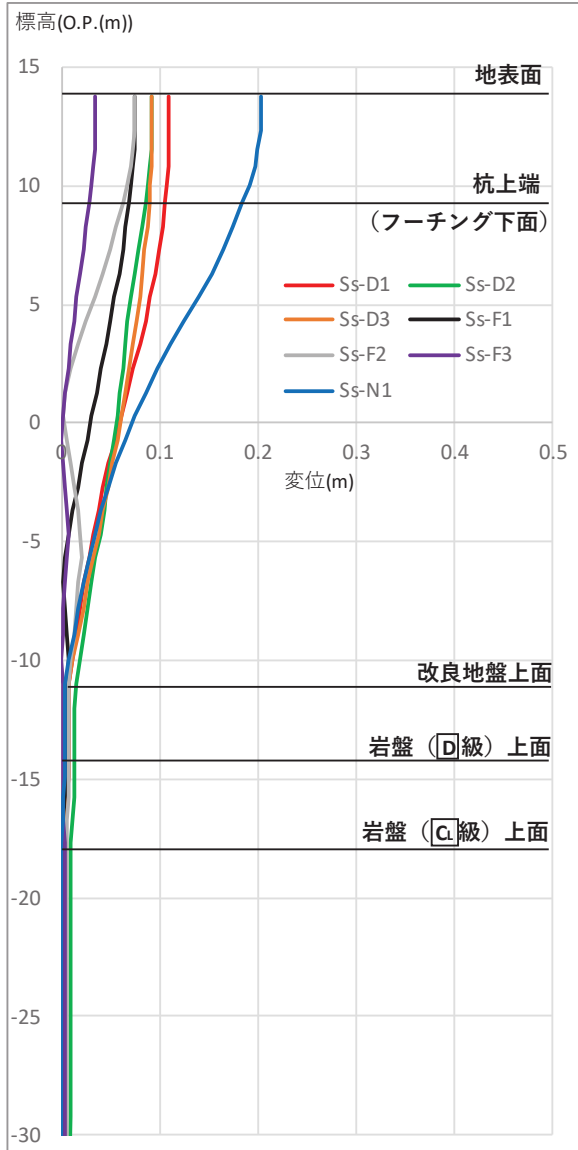
Ⅰ区間よりⅠ-2断面を評価対象断面に選定する。

表5.10.4-4 Ⅰ区間の評価対象断面選定結果

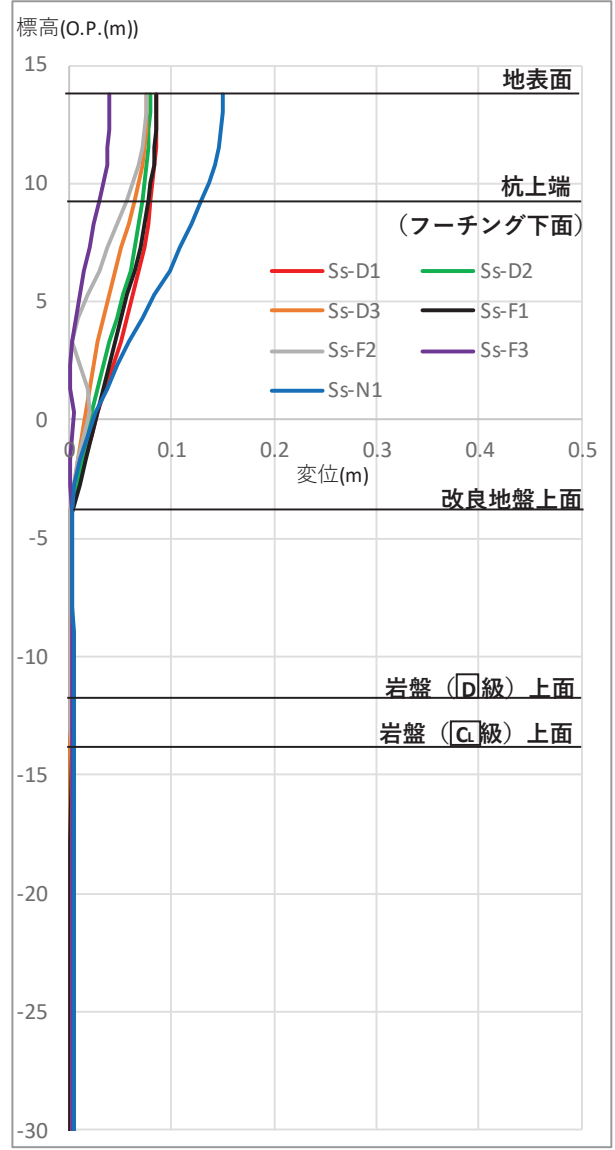
断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
Ⅰ-2断面	$\frac{0.185}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.015}{(S_s - N1)}$	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅰ-3断面	$\frac{0.129}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.014}{(S_s - N1)}$	—	—

注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す



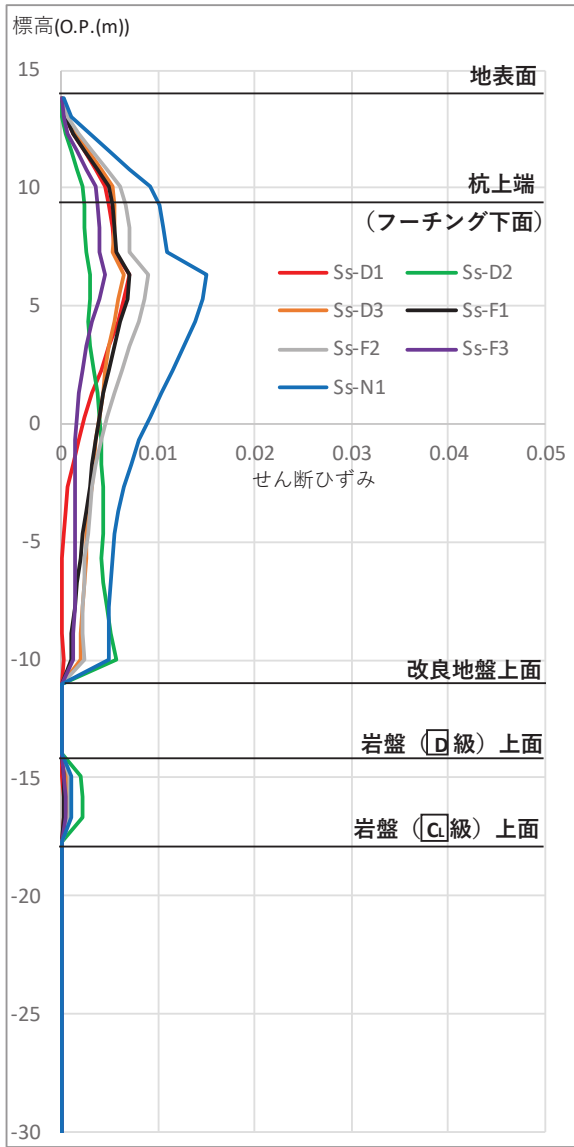


( I - 2 断面 )

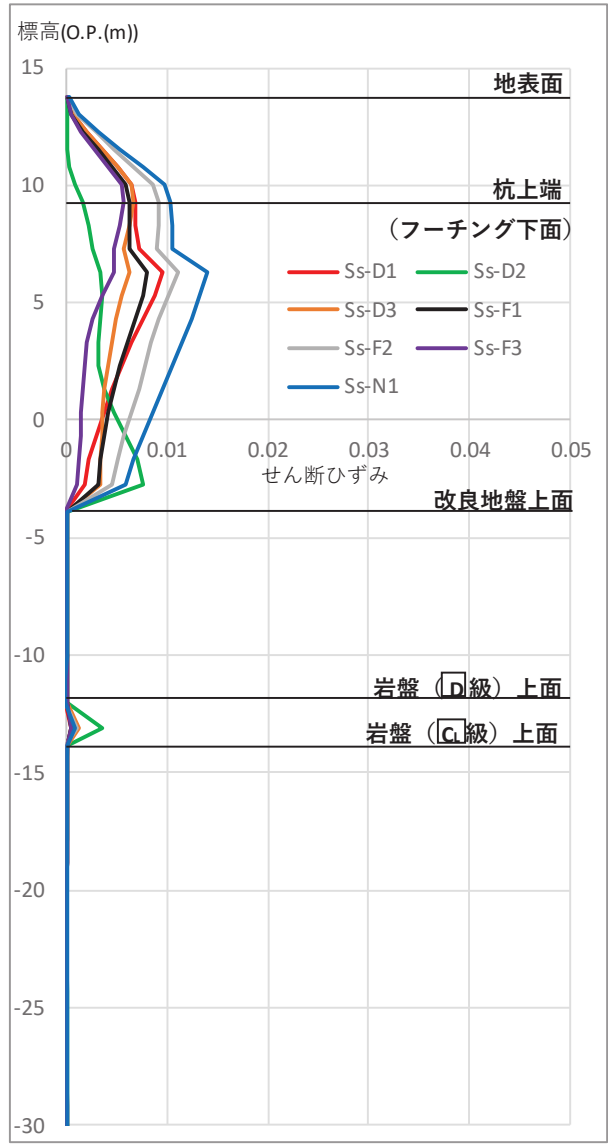


( I - 3 断面 )

図 5.10.4-11 I 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布



( I - 2 断面 )



( I - 3 断面 )

図 5. 10. 4-12 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(Ⅱ区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

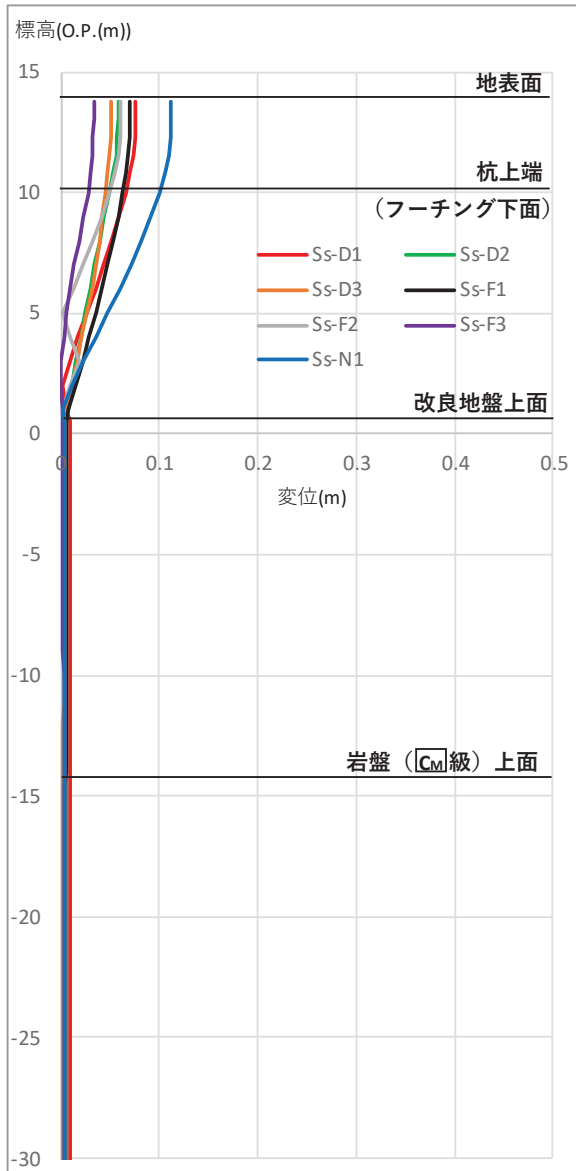
Ⅱ区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.4-5 に、Ⅱ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.4-13、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.4-14 に示す。

Ⅱ区間よりⅡ-3断面を評価対象断面に選定する。

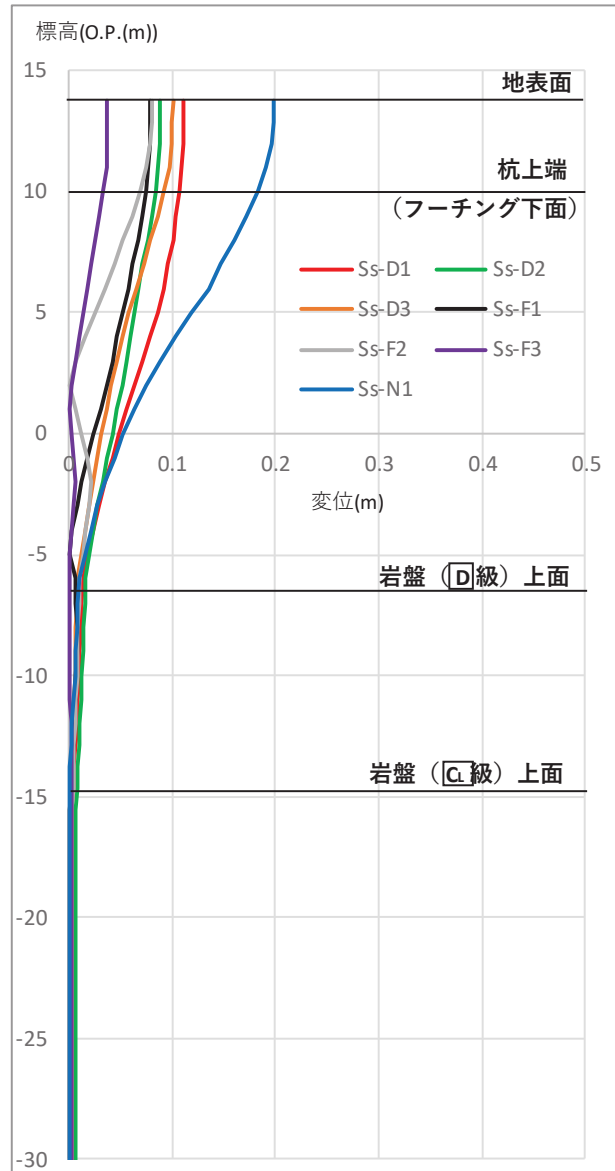
表 5.10.4-5 Ⅱ区間の評価対象断面選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
Ⅱ-2断面	0.100 (S <sub>s</sub> -N1)	0.013 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—
Ⅱ-3断面	<u>0.183</u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.017</u> (S <sub>s</sub> -N1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅱ-4断面	0.168 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

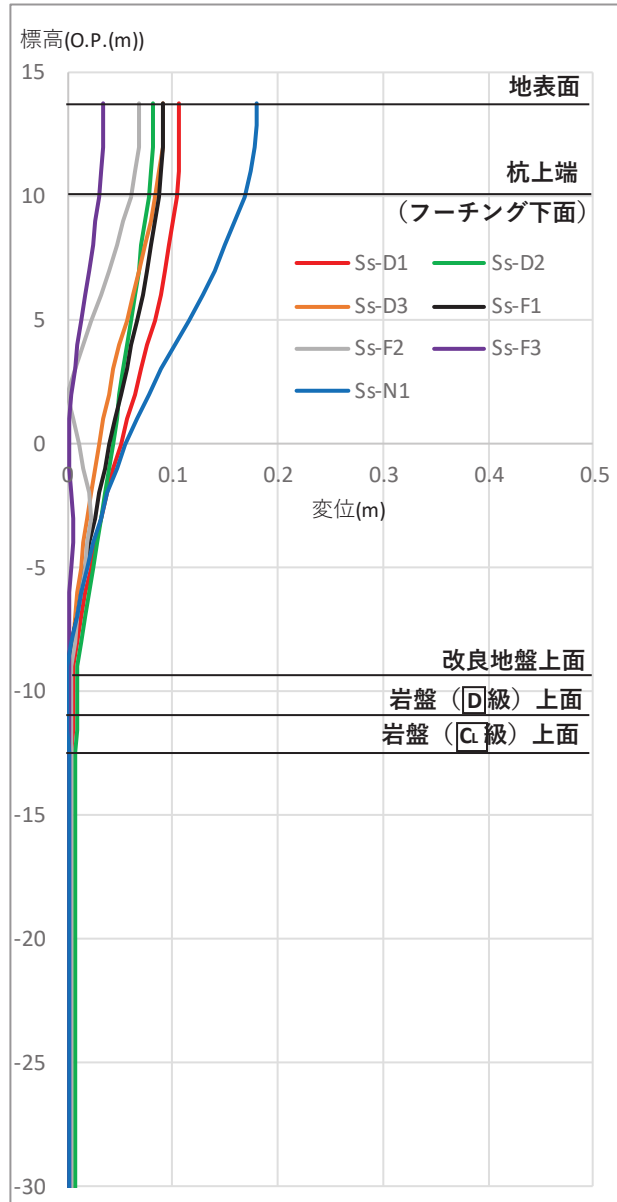


(II-2 断面)



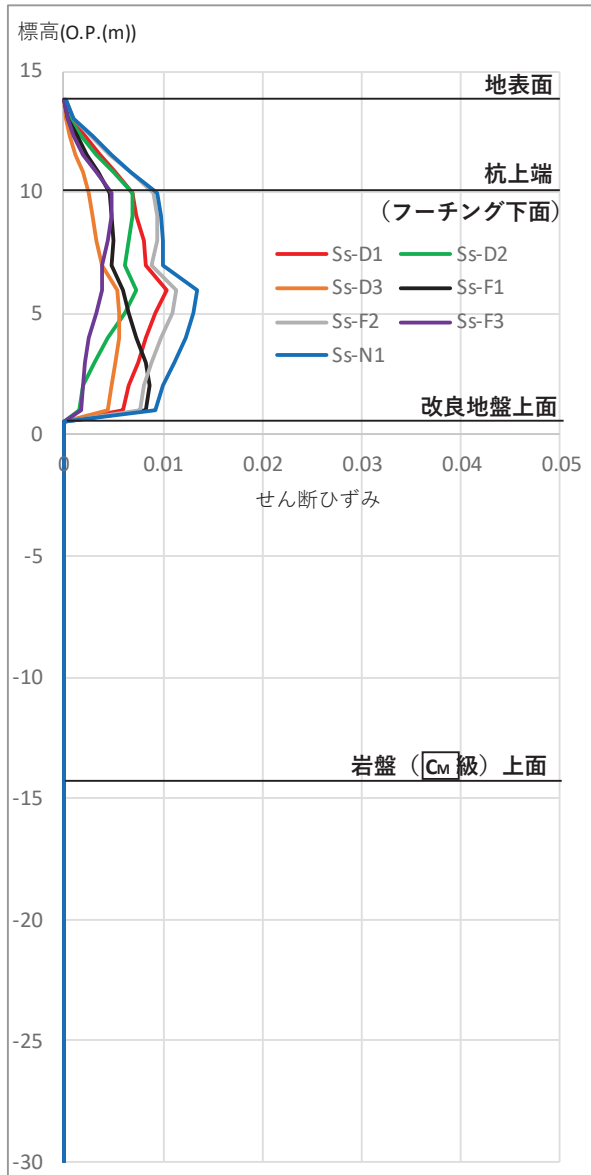
(II-3 断面)

図 5.10.4-13 (1) II 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

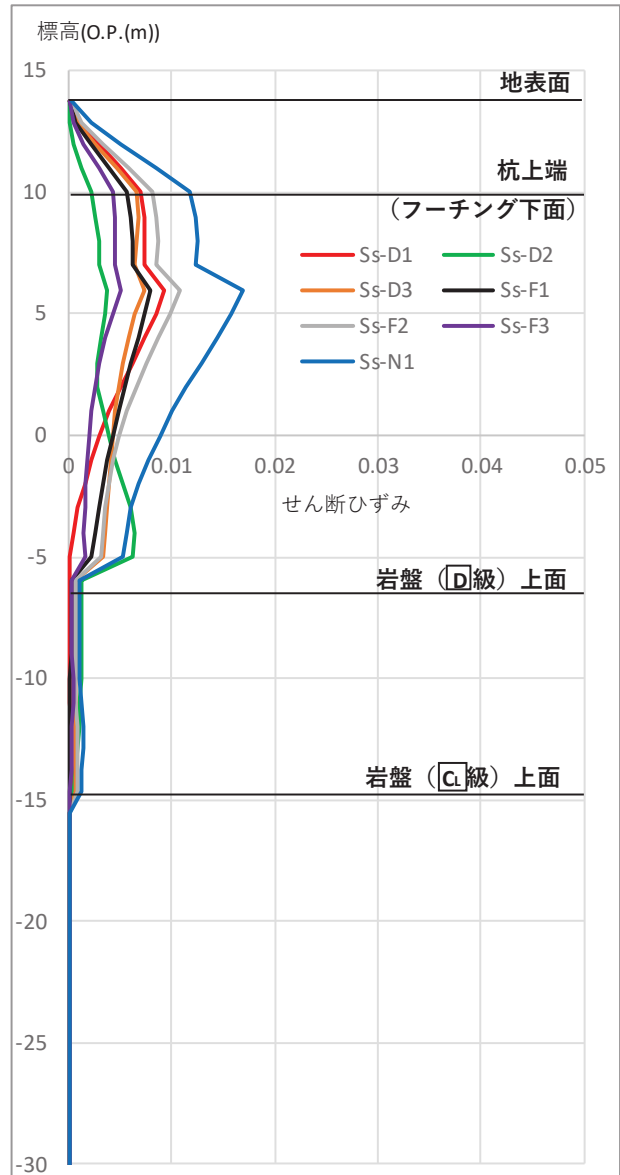


(Ⅱ-4断面)

図 5.10.4-13 (2) Ⅱ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

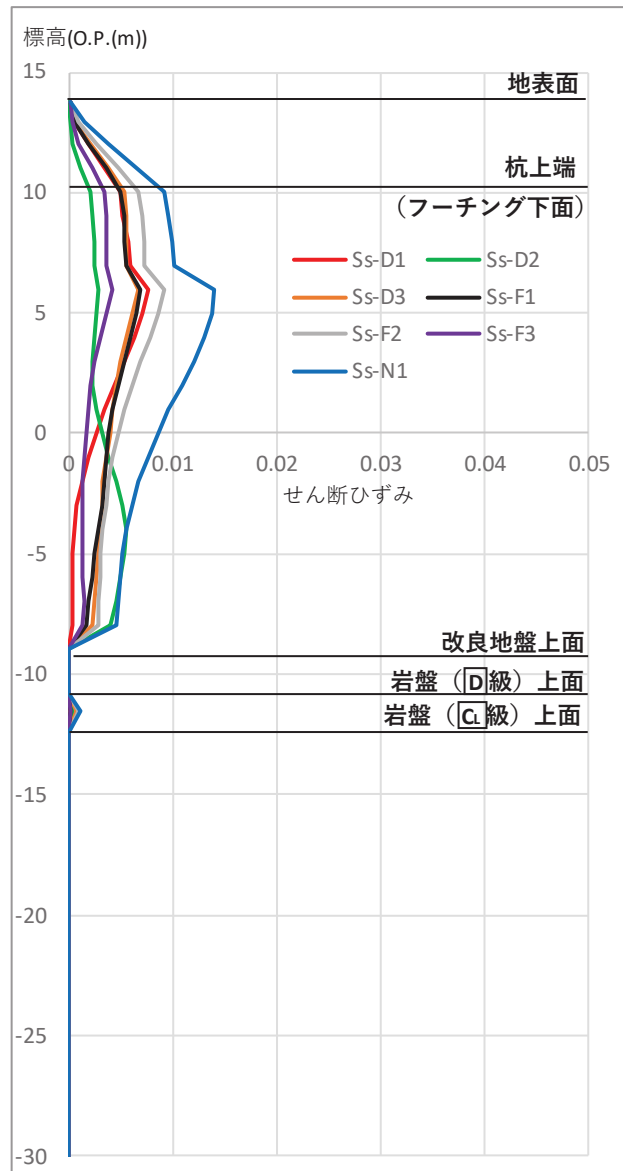


(II-2 断面)



(II-3 断面)

図 5.10.4-14 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



(Ⅱ-4 断面)

図 5.10.4-14 (2) Ⅱ区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(b) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、天端高さ 0.P.+20.0m 又は 0.P.+19.0m で鋼板板厚 16mm の区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、天端高さ 0.P.+19.0m で鋼板板厚 20mm の区間（Ⅲ区間）及び補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間（Ⅳ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

（Ⅰ区間、Ⅱ区間）

Ⅰ区間及びⅡ区間の評価候補断面における水平震度、躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-6 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-7 に示す。Ⅰ区間及びⅡ区間ではⅠ-1断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-6 Ⅰ区間及びⅡ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	躯体自重*1 ( $\text{kN/m}$ )	慣性力*2 ( $\text{kN/m}$ )	備考
Ⅰ-1断面	474 (S s - D 1)	350	169	地震時
	325 (S d - D 2)		116	津波+余震重畳時
Ⅰ-2断面	451 (S s - N 1)	350	161	地震時
	222 (S d - D 2)		79	津波+余震重畳時
Ⅰ-3断面	464 (S s - D 2)	350	165	地震時
	319 (S d - D 2)		114	津波+余震重畳時
Ⅱ-1断面	497 (S s - N 1)	300	152	地震時
	339 (S d - D 2)		104	津波+余震重畳時
Ⅱ-2断面	487 (S s - F 2)	300	149	地震時
	369 (S d - D 2)		113	津波+余震重畳時
Ⅱ-3断面	525 (S s - N 1)	300	161	地震時
	256 (S d - D 2)		78	津波+余震重畳時
Ⅱ-4断面	451 (S s - N 1)	300	138	地震時
	235 (S d - D 2)		72	津波+余震重畳時

注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1：単位長さ当たりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

\*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 ( $\text{cm/s}^2$ )）により算定



表 5. 10. 4-7 I 区間及びII 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
I - 1 断面	<u>169</u>	137	53	116	<u>306</u>	○	地震時及び津波+余震重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。
I - 2 断面	161	137	36	79	252	(○)	下部工の観点で選定
I - 3 断面	165	137	52	114	303	—	—
II - 1 断面	152	69	28	104	201	—	—
II - 2 断面	149	93	41	113	247	—	—
II - 3 断面	161	69	21	78	168	(○)	下部工の観点で選定
II - 4 断面	138	69	19	72	160	—	—

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

( I - 1 ~ I - 3 断面：0.P.+19.0m (第3号機海水ポンプ室)， II - 1 断面：0.P.+17.5m (第3号機放水立坑)， II - 2 断面：0.P.+18.1m (第2号機海水ポンプ室)， II - 3 ~ II - 4 断面：0.P.+17.5m (第3号機放水立坑) )

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-6 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5.10.4-8 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-9 に示す。Ⅲ区間ではⅢ-2 断面及びⅢ-5 断面を評価対象断面に選定する。なお、同一基礎内の杭長差がⅠ～Ⅳ区間の全断面の中で最も大きいⅢ-3 断面についても、評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-8 Ⅲ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	躯体自重*1 ( $\text{kN/m}$ )	慣性力*2 ( $\text{kN/m}$ )	備考
Ⅲ-1 断面	1203 (S s - D 2)	300	368	地震時
	687 (S d - D 2)		210	津波余震重畳時
Ⅲ-2 断面	1193 (S s - D 2)	300	365	地震時
	693 (S d - D 2)		212	津波余震重畳時
Ⅲ-4 断面	706 (S s - F 3)	300	216	地震時
	386 (S d - D 2)		118	津波余震重畳時
Ⅲ-5 断面	1265 (S s - D 2)	300	387	地震時
	714 (S d - D 2)		218	津波余震重畳時

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1：単位長さあたりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

\*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 ( $\text{cm/s}^2$ ））により算定

表 5. 10. 4-9 III 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
III-1 断面	368	65	53	210	328	—	—
III-2 断面	365	93	77	212	<u>382</u>	○	津波余震重畳時における作用荷重が最も大きい ため、評価対象断面に選定する。
III-4 断面	216	65	30	118	213	—	—
III-5 断面	<u>387</u>	65	56	218	339	○	地震時における作用荷重が最も 大きい ため、評価対象断面に選定する。

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

(III-1, III-4, III-5 断面：0.P.+17.4m (第2号機放水立坑), III-2 断面：0.P.+18.1m (第2号機海水ポンプ室))

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-8 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

(IV区間)

IV区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5. 10. 4-10 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-11 に示す。IV区間ではIV-2断面を評価対象断面に選定する。

表 5. 10. 4-10 IV区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	躯体自重*1 (kN/m)	慣性力*2 (kN/m)	備考
IV-1 断面	1114 (S s-D 2)	300	341	
	643 (S d-D 2)		197	
IV-2 断面	1186 (S s-D 2)	300	363	
	685 (S d-D 2)		209	

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1：単位長さあたりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

\*2：躯体自重×応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) により算定

表 5. 10. 4-11 IV区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
IV-1 断面	341	65	50	197	312	—	—
IV-2 断面	<u>363</u>	65	53	209	<u>327</u>	○	地震時及び津波余震重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。

\*1：第2号機放水立坑の入力津波水位（O.P.+17.4m）に基づく静水圧。

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-10 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

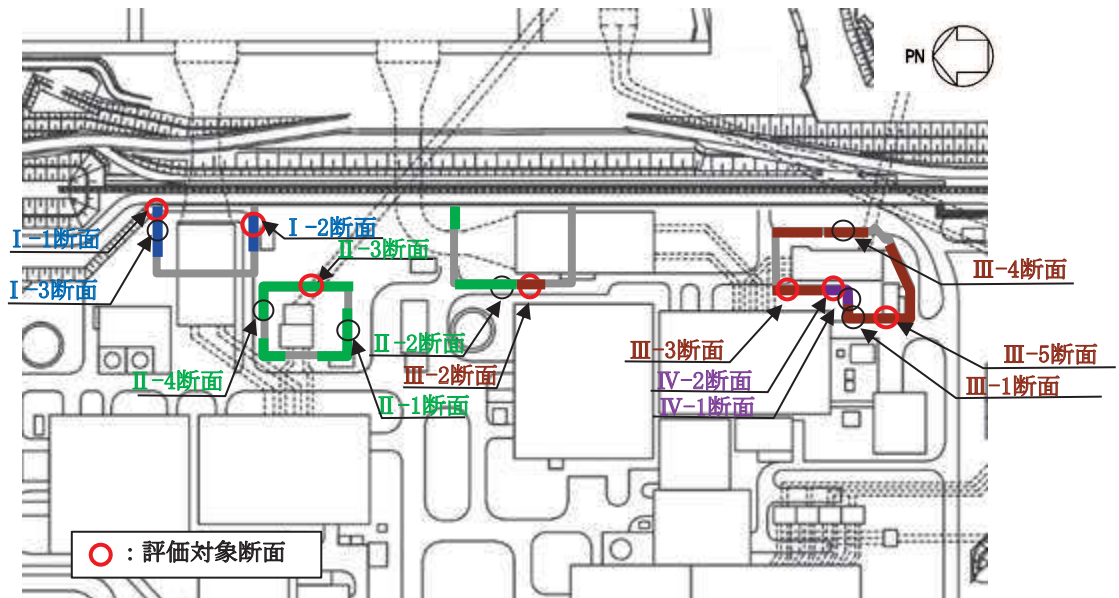
c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-12 に、選定した評価対象断面図を図 5. 10. 4-15～図 5. 10. 4-16 に示す。

表 5.10.4-12 評価対象断面の選定結果

区間	断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
					上部工の 観点	下部工 の観点	
I 区間	I-1	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	○	-	I・II 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
	I-2				-	○	
II 区間	II-3	第3号機放水立坑 (O.P.+17.5 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	-	○	II 区間の中で、杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
	III-2	第2号機海水ポンプ室 (O.P.+18.1 m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	-	○	-	III 区間の中で、津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
III-3	○				-		
III 区間	III-5	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、盛土・旧表土層が分布しない。	-	○	-	III 区間の中で、地震時における作用荷重が最も大きく、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
	IV-2				○*	-	
IV 区間	IV-2	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	○*	○	-	IV 区間の中で、地震時及び津波+余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。

\*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備（フラップゲート）



区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
■ I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
■ II 区間	O.P.+19.0				—
■ III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
■ IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

\*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-15 評価対象断面の平面配置図



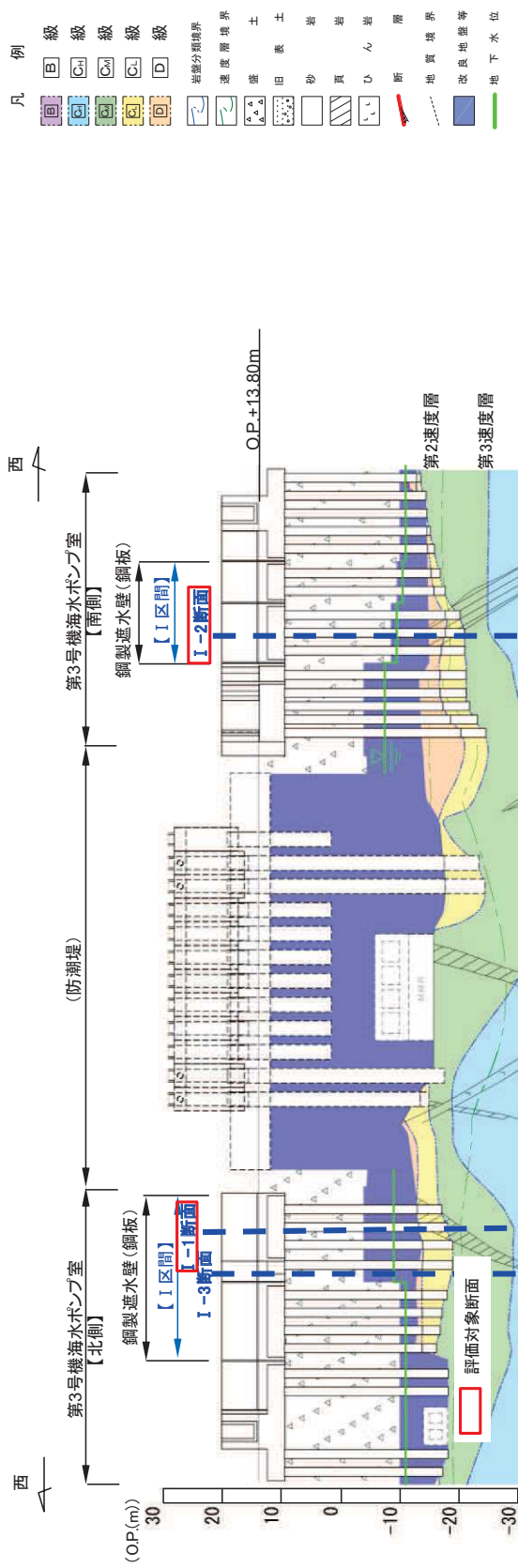


図 5.10.4-16(3) 評価対象断面の地質縦断面図 (第3号機海水ポンプ室)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

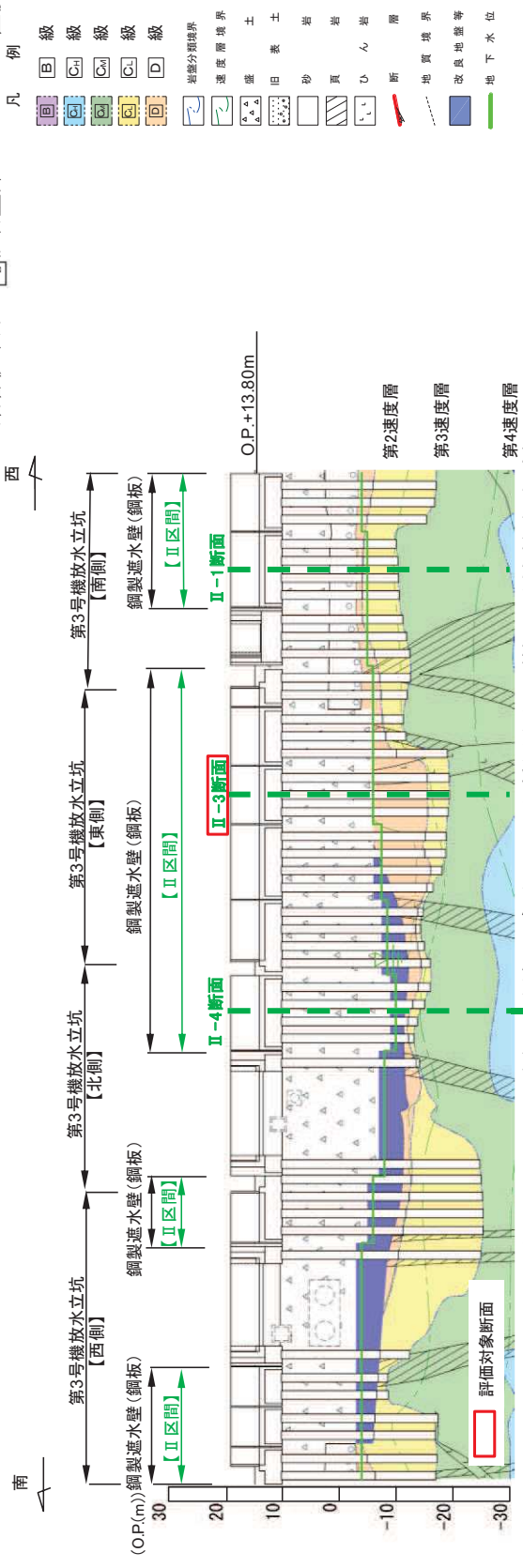


図 5.10.4-16(4) 評価対象断面の地質縦断面図 (第3号機放水立坑)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換



(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）

鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図を図 5.10.4-17 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-18～図 5.10.4-23 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室及び地中構造物を横断し、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱に、支承ゴムを介して鋼桁を設置する構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭（一部、場所打ち杭）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、鋼桁については、横断する構造物や設置状況、入力津波水位に応じて幅（奥行）1.0m～2.4m、たて 5.0m～6.0m、横 15.7m～47.1m とする。

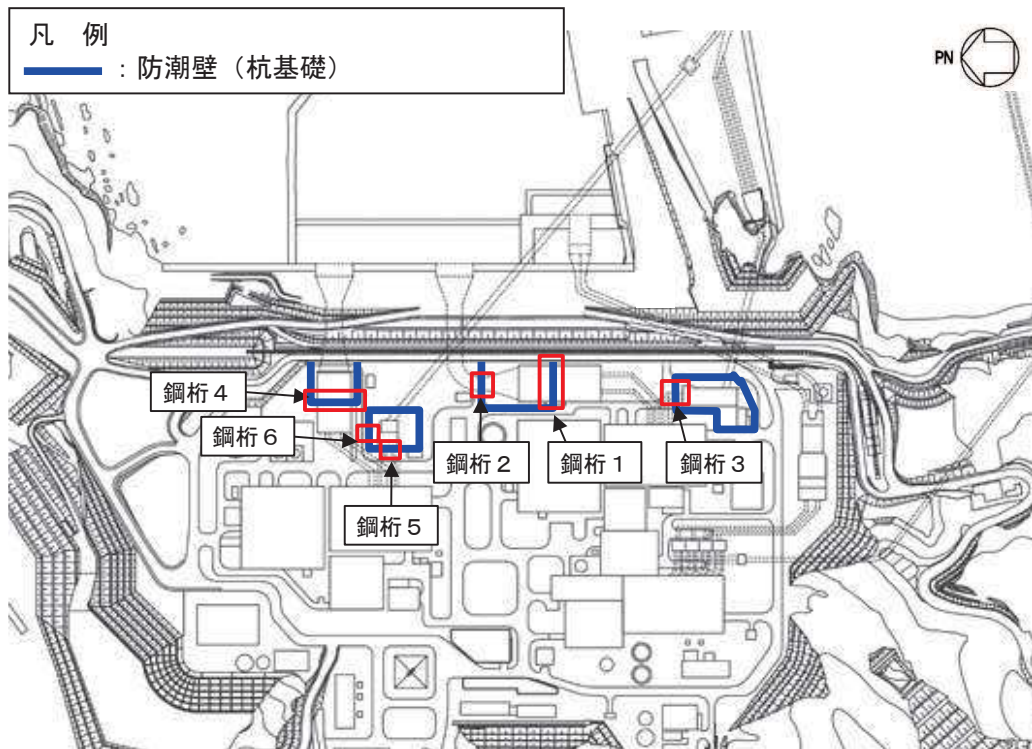
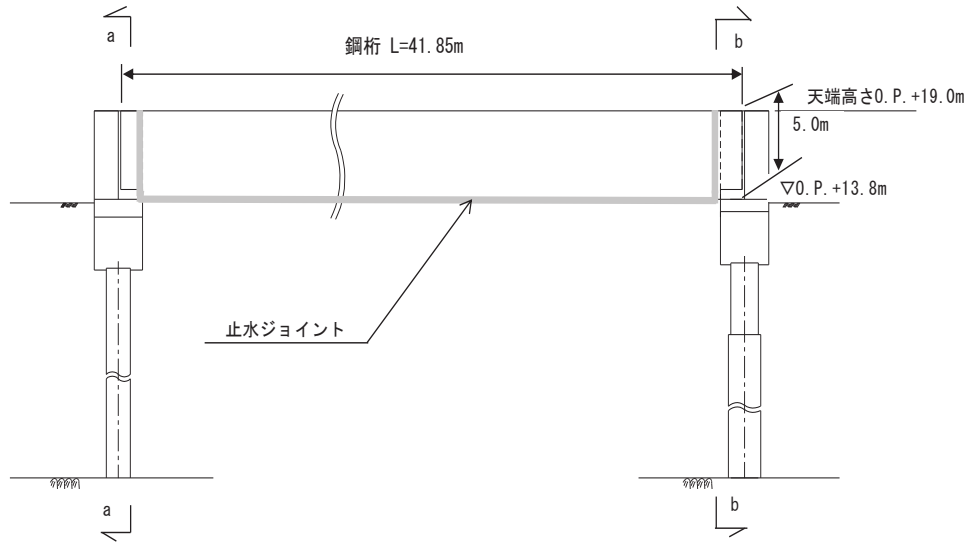
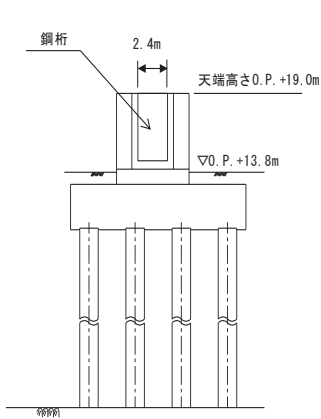


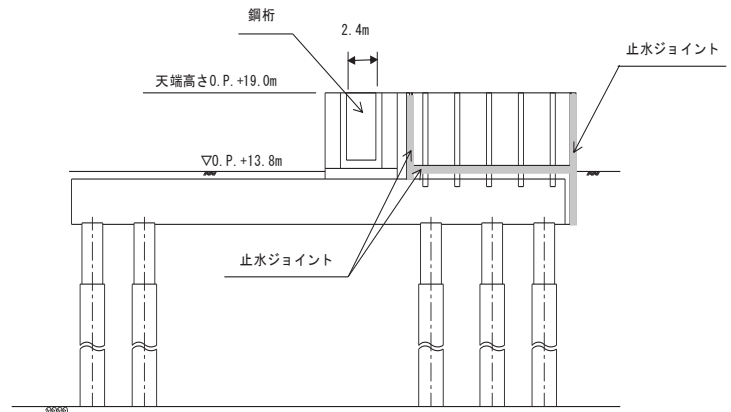
図 5.10.4-17 鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図



正面図

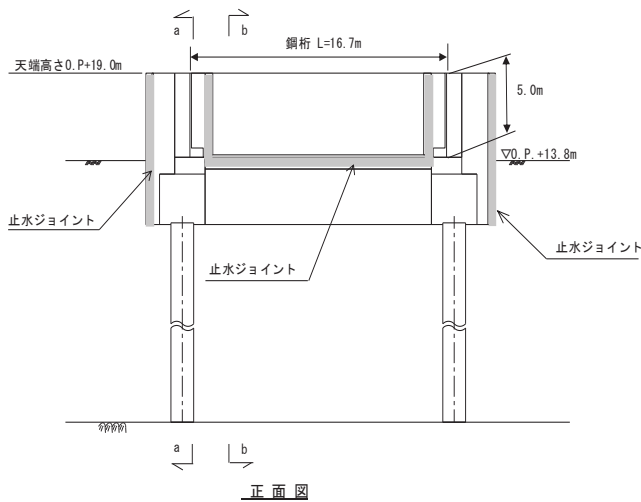


断面図  
(a-a断面)

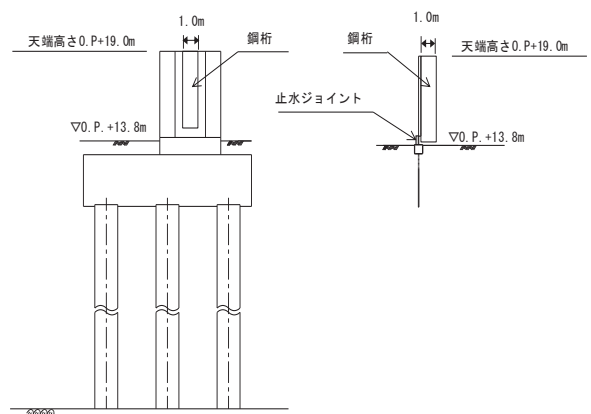


断面図  
(b-b断面)

図 5.10.4-18 鋼製遮水壁（鋼桁1） 正面図及び断面図



正面図



断面図  
(a-a断面)



断面図  
(b-b断面)

図 5.10.4-19 鋼製遮水壁（鋼桁2） 正面図及び断面図

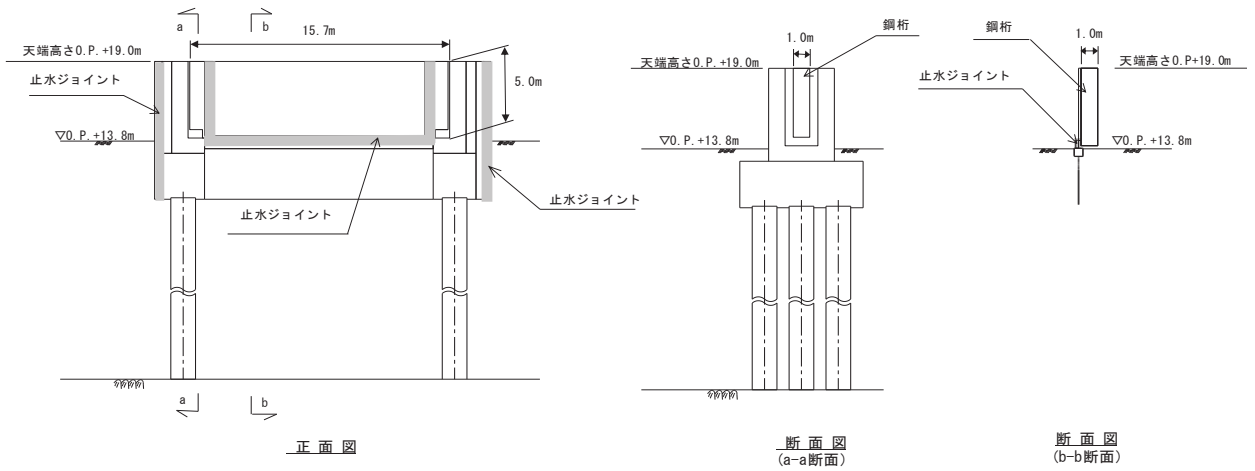


図 5.10.4-20 鋼製遮水壁（鋼桁3） 正面図及び断面図

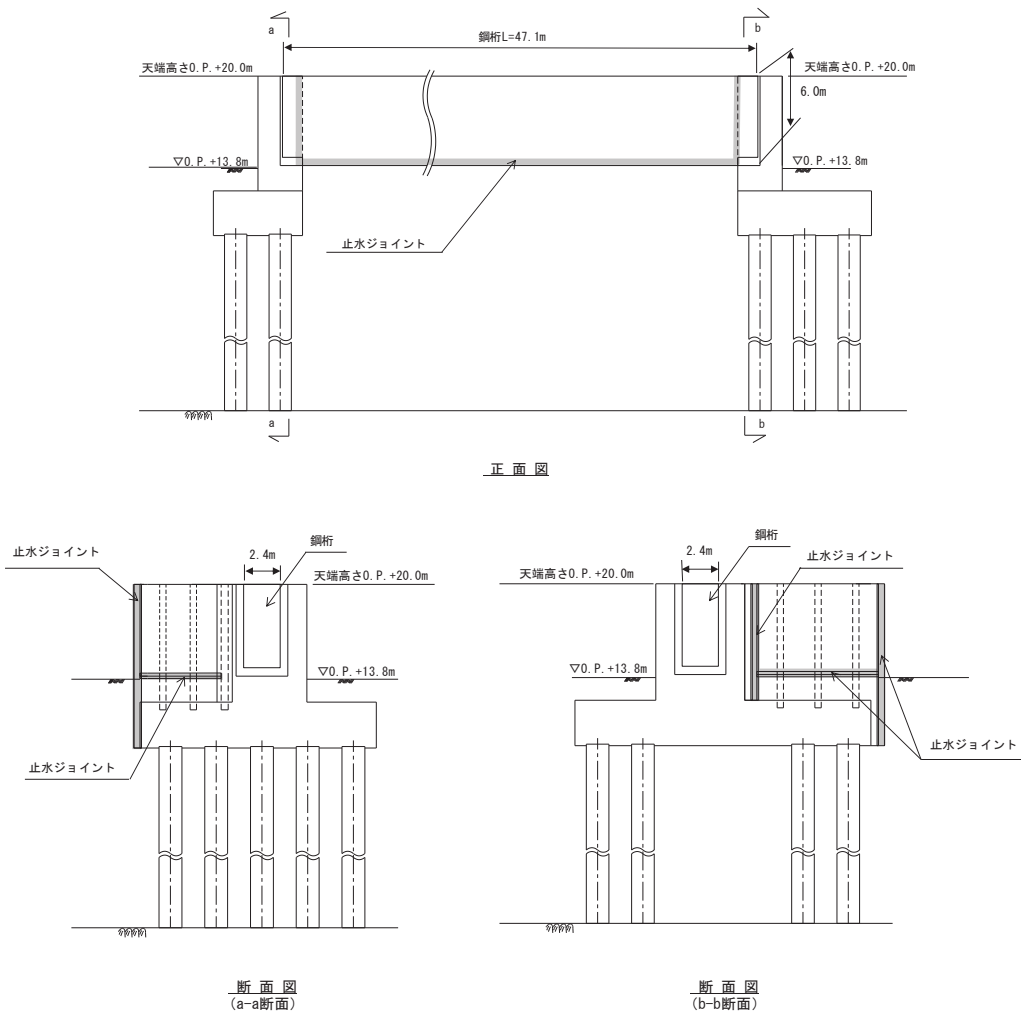


図 5.10.4-21 鋼製遮水壁（鋼桁4） 正面図及び断面図

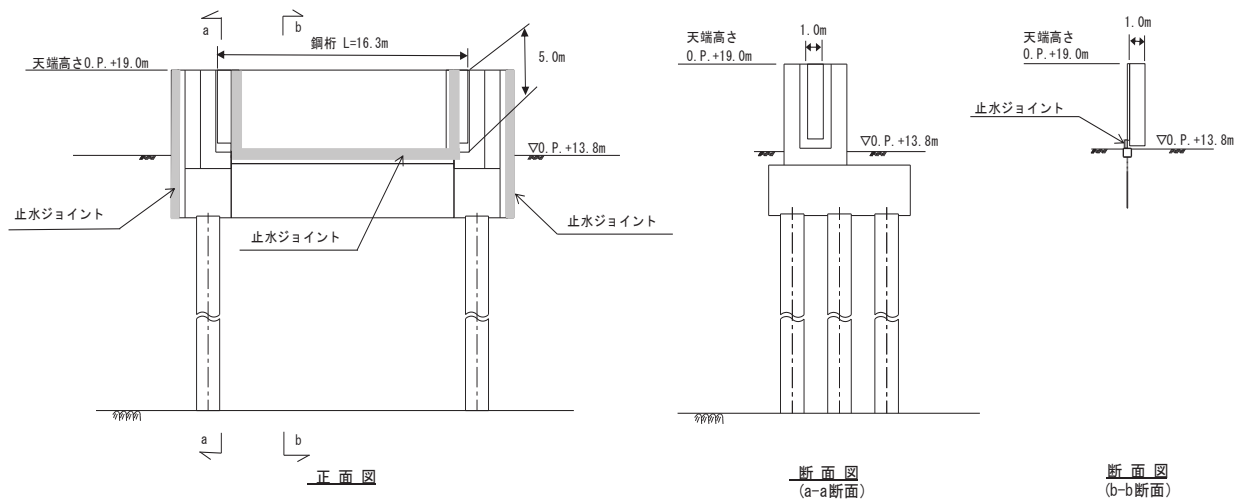


図 5.10.4-22 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図

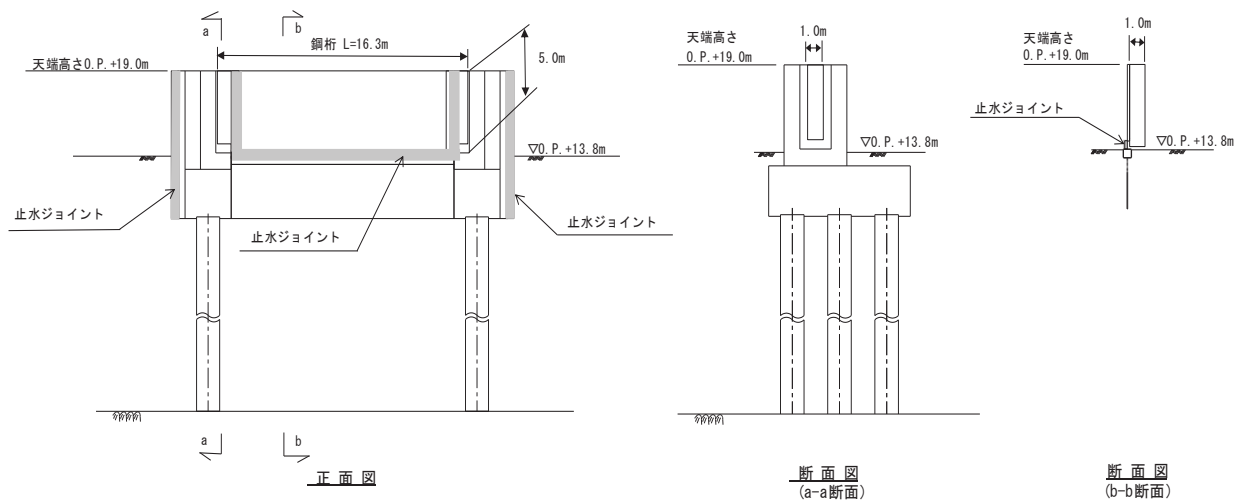


図 5.10.4-23 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 正面図及び断面図

a. 評価対象断面の選定

鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を表 5.10.4-13 に、地質縦断図を図 5.10.4-24 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所を設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の壁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎が連続的に配置されていることから、壁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から壁軸方向及び壁軸直角方向それぞれの断面方向を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-14 に示す。

表 5.10.4-13 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85	0.P. +18.1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7	0.P. +18.1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7	0.P. +17.4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1	0.P. +19.0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3	0.P. +17.5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3	0.P. +17.5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。

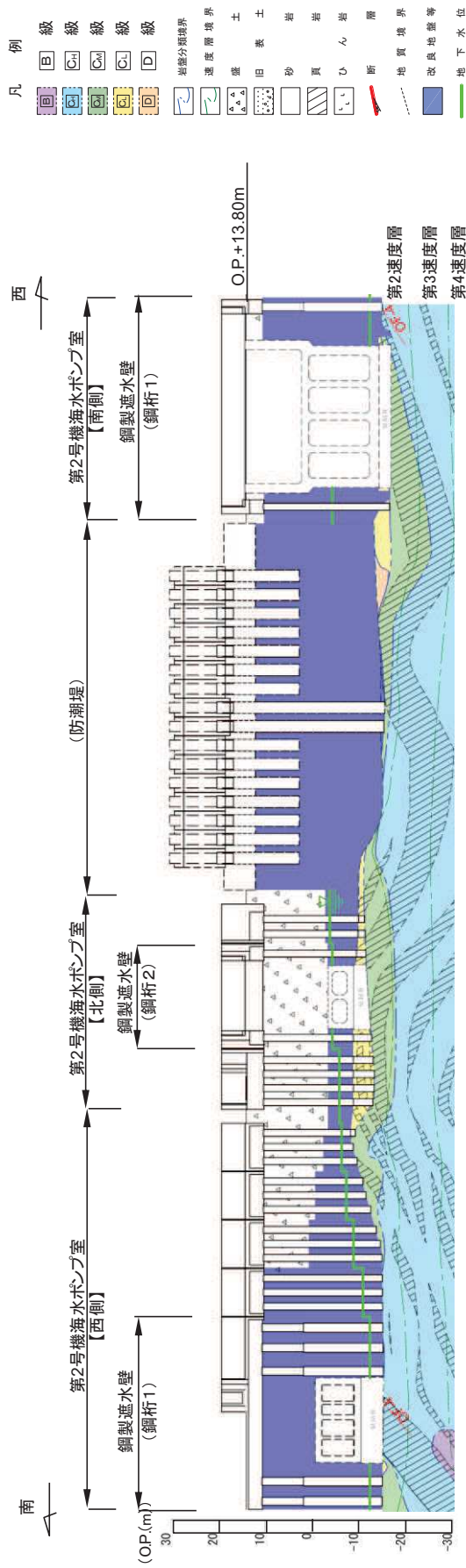


図 5.10.4-24(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第 2 号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

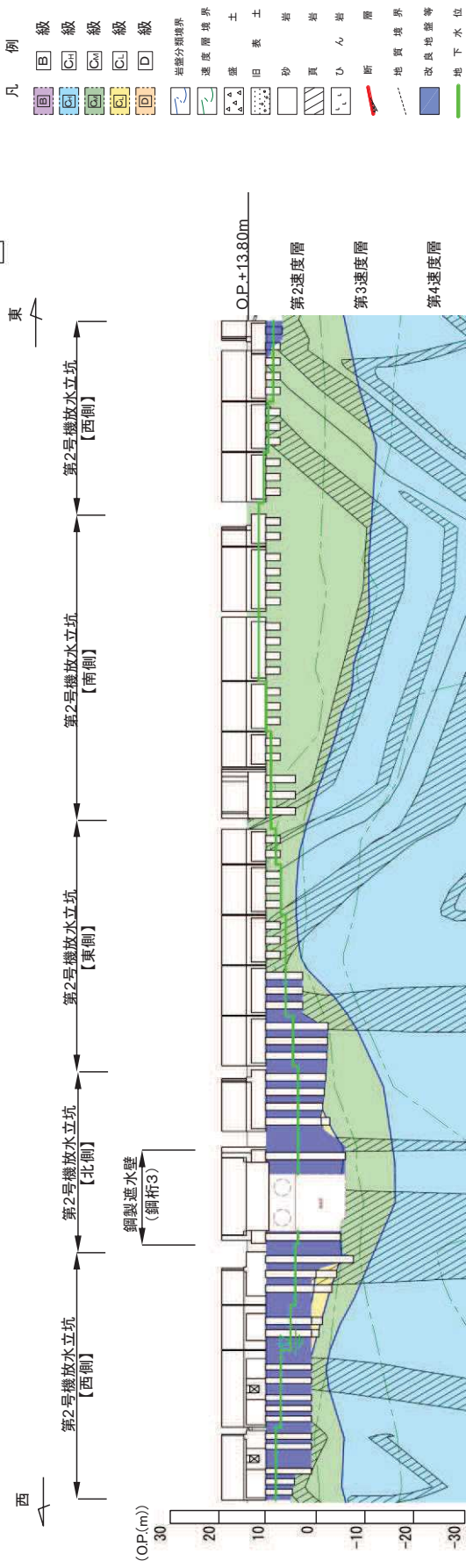


図 5.10.4-24(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第 2 号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

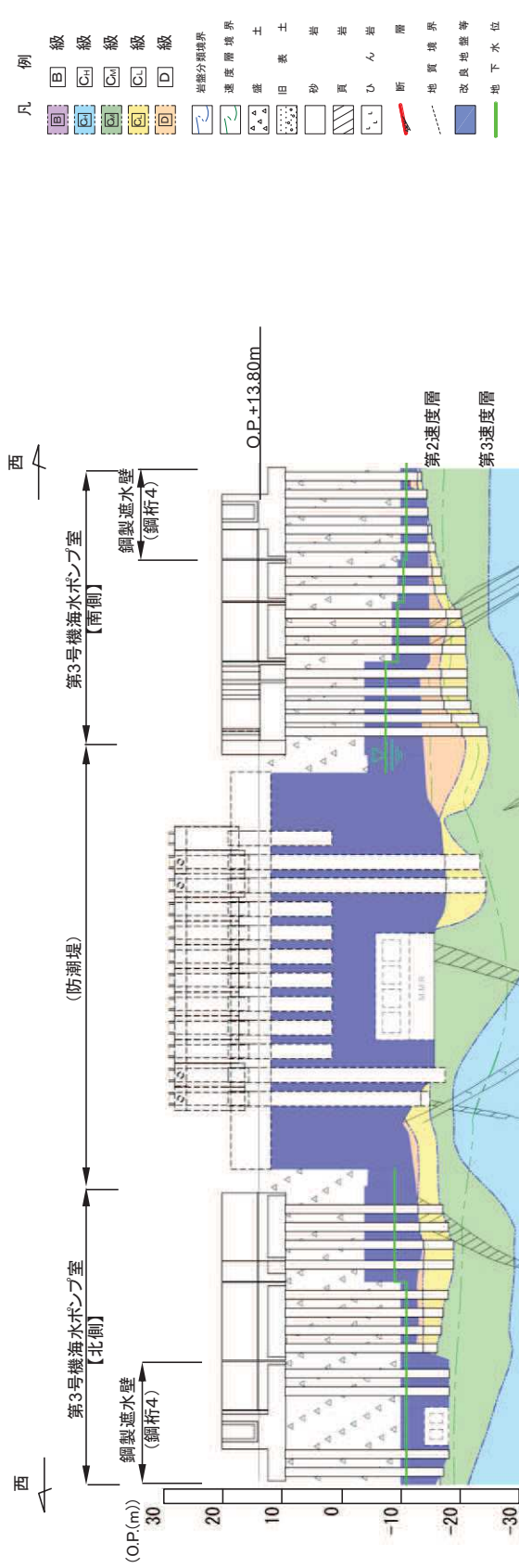


図 5.10.4-24(3) 鋼製遮水壁(鋼桁)周辺の地質状況(第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

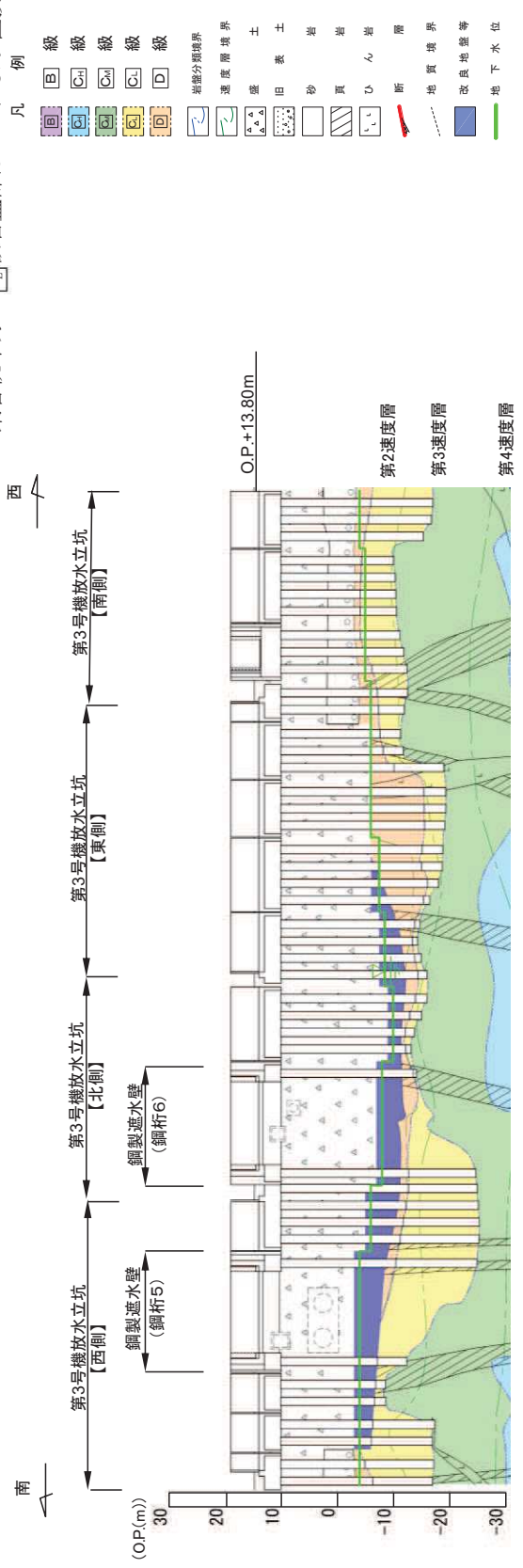


図 5.10.4-24(4) 鋼製遮水壁(鋼桁)周辺の地質状況(第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換



表 5.10.4-14 評価対象断面の選定結果

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象 断面	選定結果
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)					
鋼桁1	O.P.+19.0	2.4	5.0	41.85	O.P.+18.1 (第2号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	上部工、下部工そ れぞれの観点から 壁軸方向及び壁軸 直角方向それぞれ の断面方向を評価 対象断面とする。
鋼桁2	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.7		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁3	O.P.+19.0	1.0	5.0	15.7	O.P.+17.4 (第2号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	
鋼桁4	O.P.+20.0	2.4	6.0	47.1		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁5	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3	O.P.+17.5 (第3号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	
鋼桁6	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深 の盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	

### (3) 鋼製扉

鋼製扉の平面配置図を図 5.10.4-25 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-26～図 5.10.4-29 に示す。

鋼製扉は、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱と鋼製扉を、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、扉体については、いずれも幅（奥行）0.6m、横 5.9m とする。

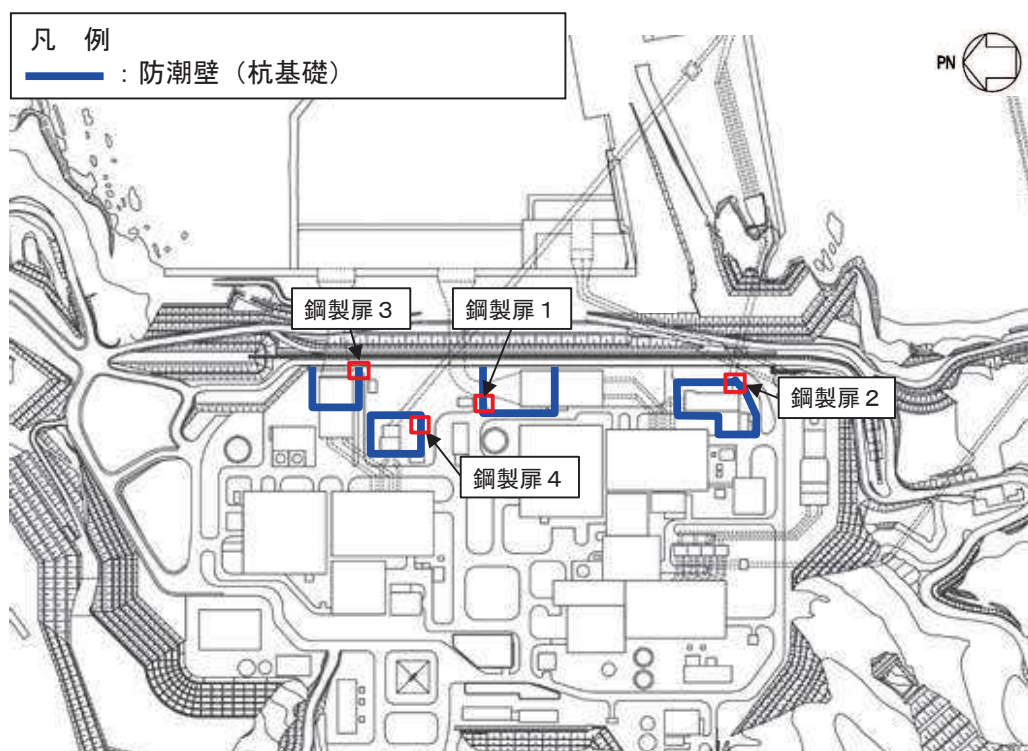


図 5.10.4-25 鋼製扉の平面配置図

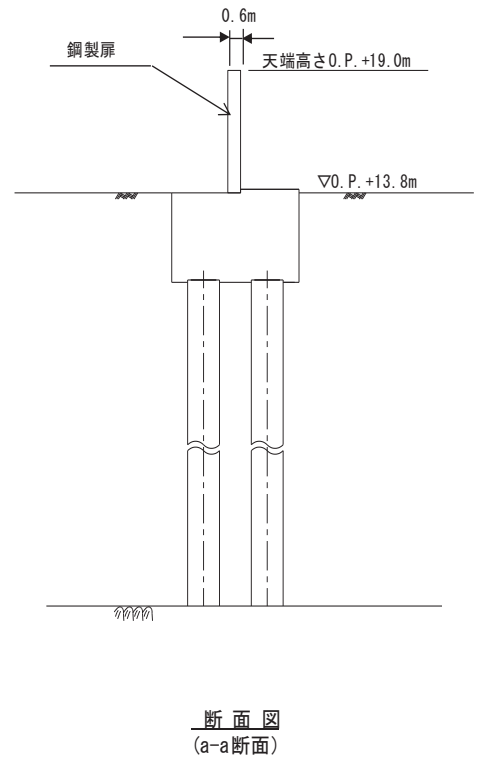
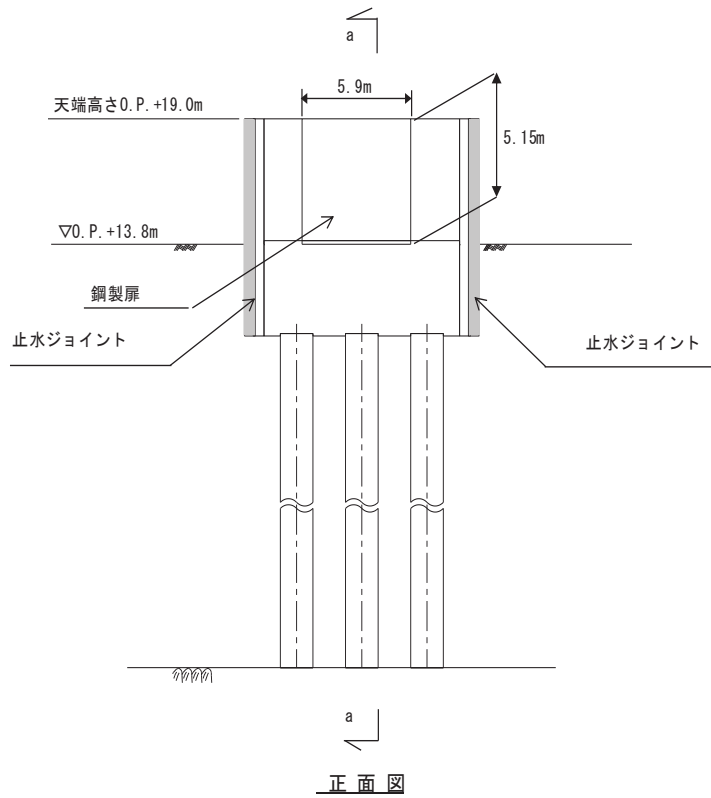


図 5.10.4-26 鋼製扉 1 正面図及び断面図  
(第 2 号機海水ポンプ室)

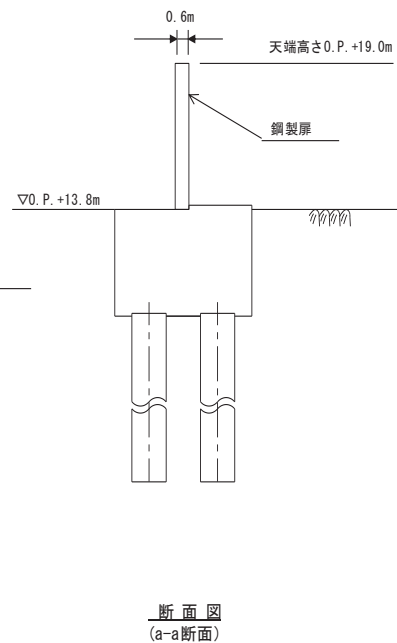
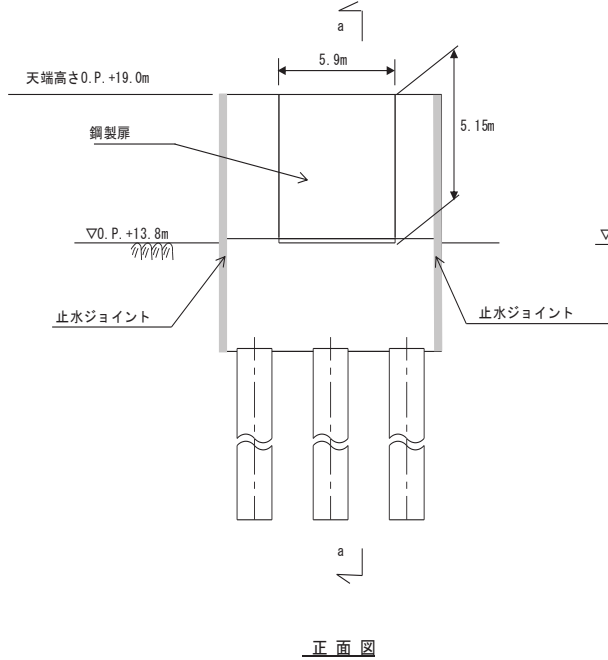


図 5.10.4-27 鋼製扉 2 正面図及び断面図  
(第 2 号機放水立坑)

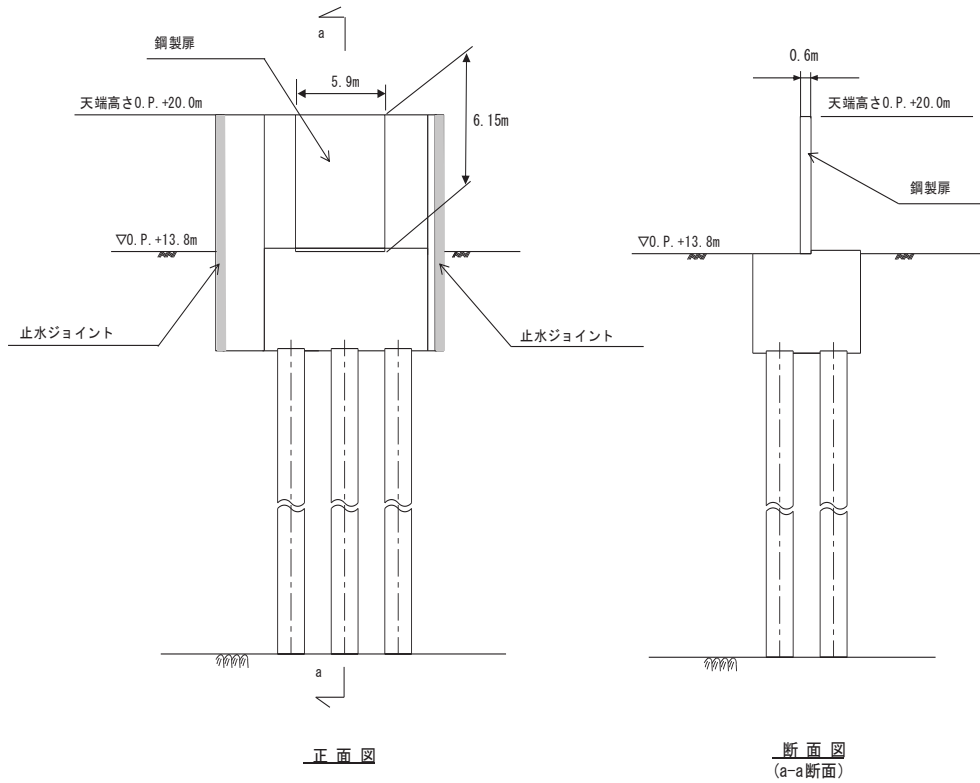


図 5. 10. 4-28 鋼製扉 3 正面図及び断面図  
(第 3 号機海水ポンプ室)

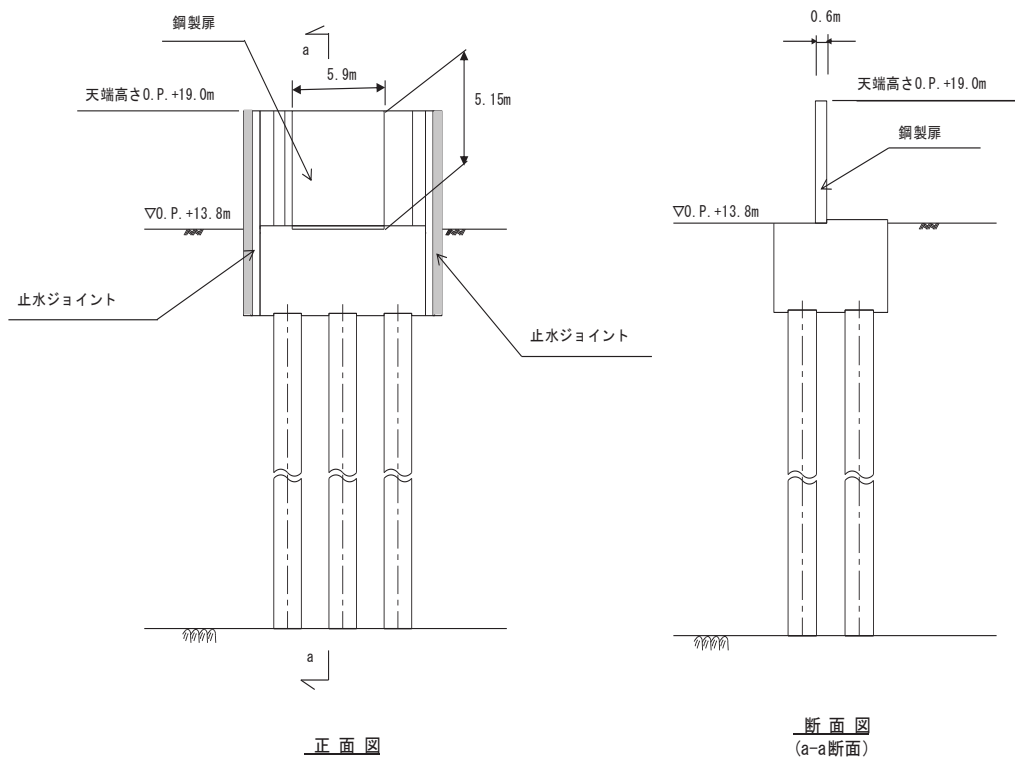


図 5. 10. 4-29 鋼製扉 4 正面図及び断面図  
(第 3 号機放水立坑)

a. 評価候補断面の整理

設置位置毎の構造概要を表 5.10.4-15 に、周辺の地質状況を図 5.10.4-30 に示す。

評価対象断面の選定にあたっては、上部工（扉体、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震評価上の影響の大小に対して指標が一致しないおそれがあることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価対象断面を選定する。

表 5.10.4-15 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1500	30	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。なお、地 下水位以深の盛土・ 旧表土は地盤改良さ れている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が分布 せず、岩盤上面が露 頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1500	30	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。なお、地 下水位以深の盛土・ 旧表土は地盤改良さ れている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1500	30	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。

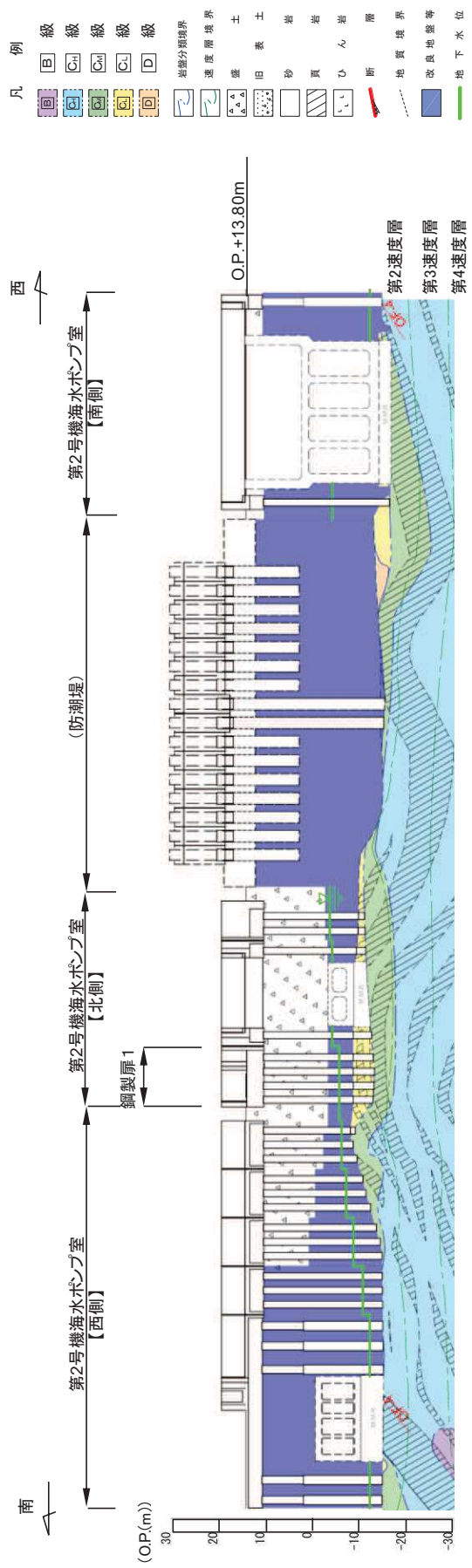


図 5.10.4-30(1) 鋼製扉周辺の地質状況 (第2号機海水ポンプ室)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>4</sub>級岩盤部は MMR により置換

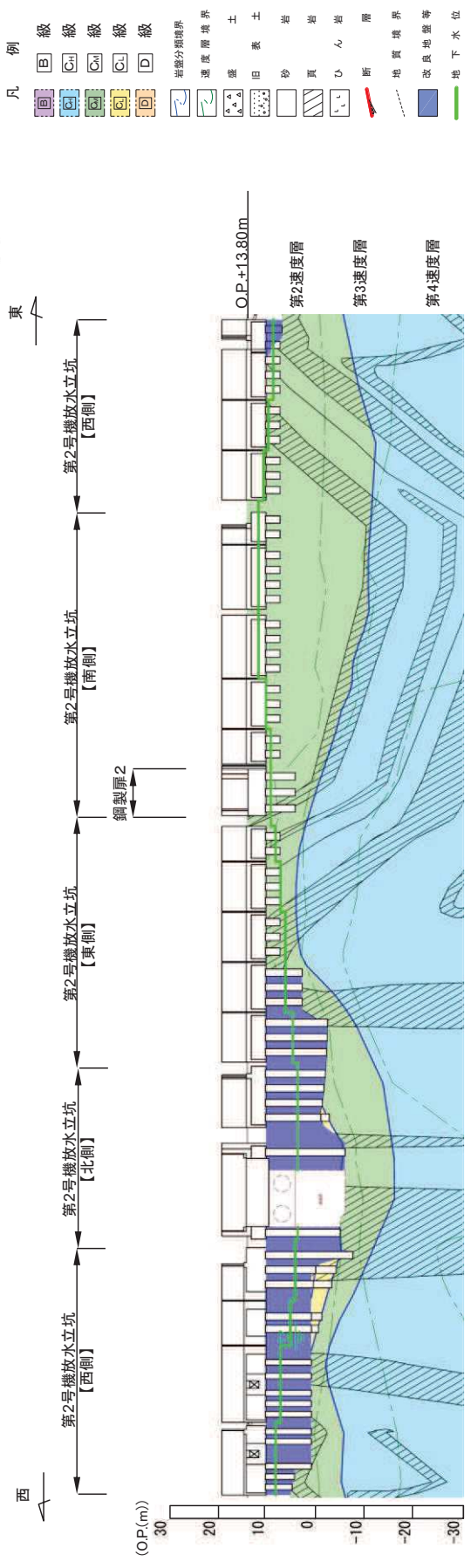


図 5.10.4-30(2) 鋼製扉周辺の地質状況 (第2号機放水立坑)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>4</sub>級岩盤部は MMR により置換

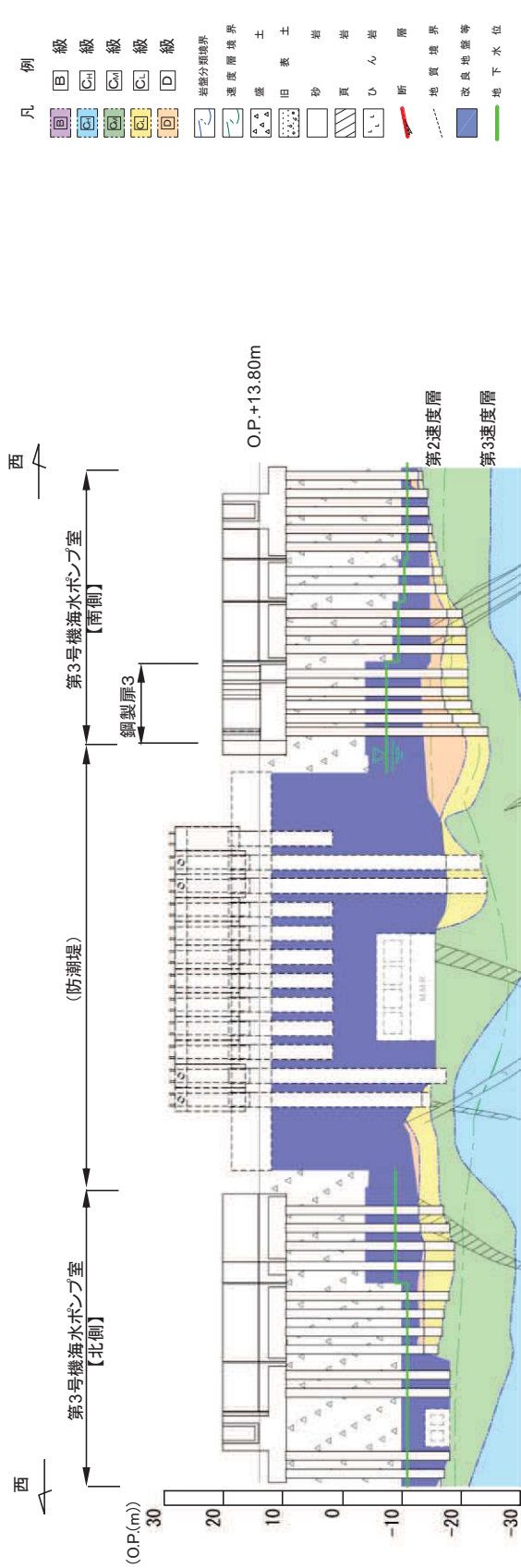


図 5.10.4-30(3) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

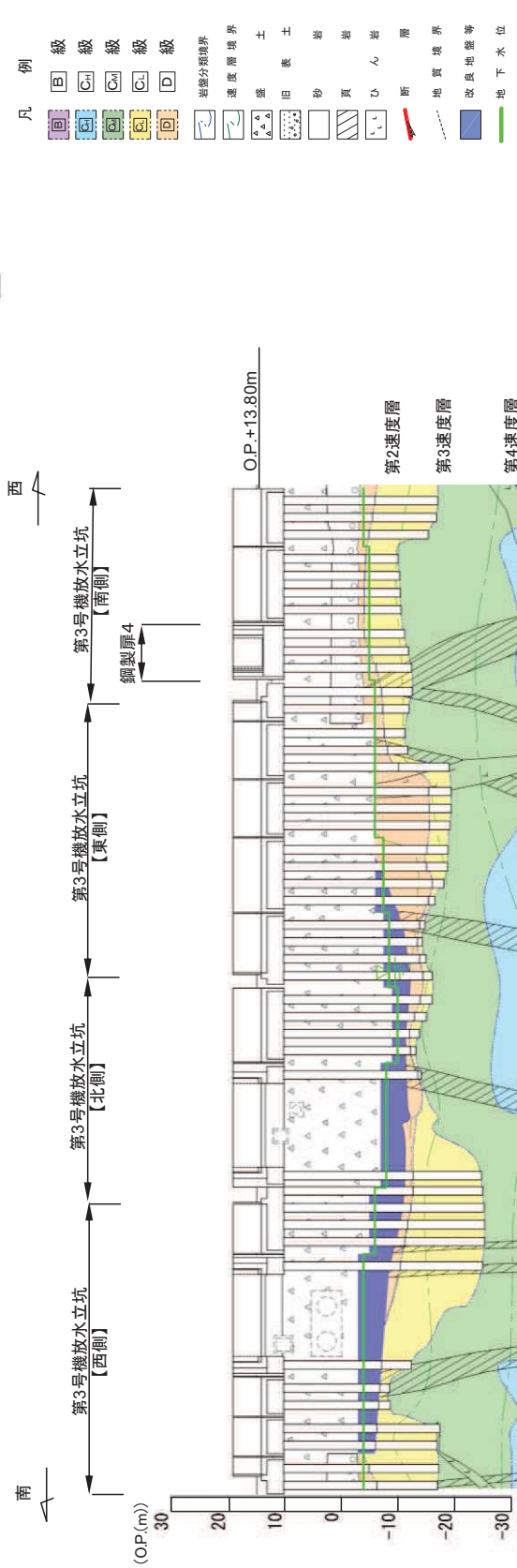


図 5.10.4-30(4) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

b. 評価対象断面の選定

下部工及び上部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、1次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、1次元地震応答解析は、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径φ1500mmで板厚25mmの鋼製扉2を選定するとともに、鋼管杭径φ1500mmで板厚30mmの鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4の中からも評価対象断面を選定する。

選定は、耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

各構造の評価対象断面選定結果を表5.10.4-16に、杭上端（フーチング下面）の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-31、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-32に示す。

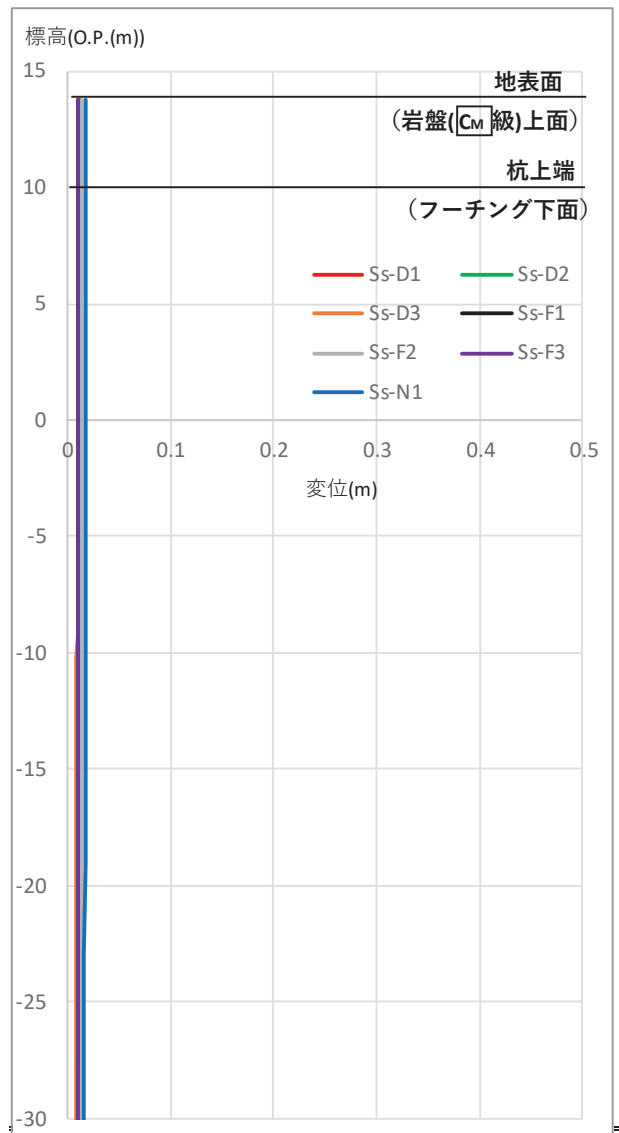
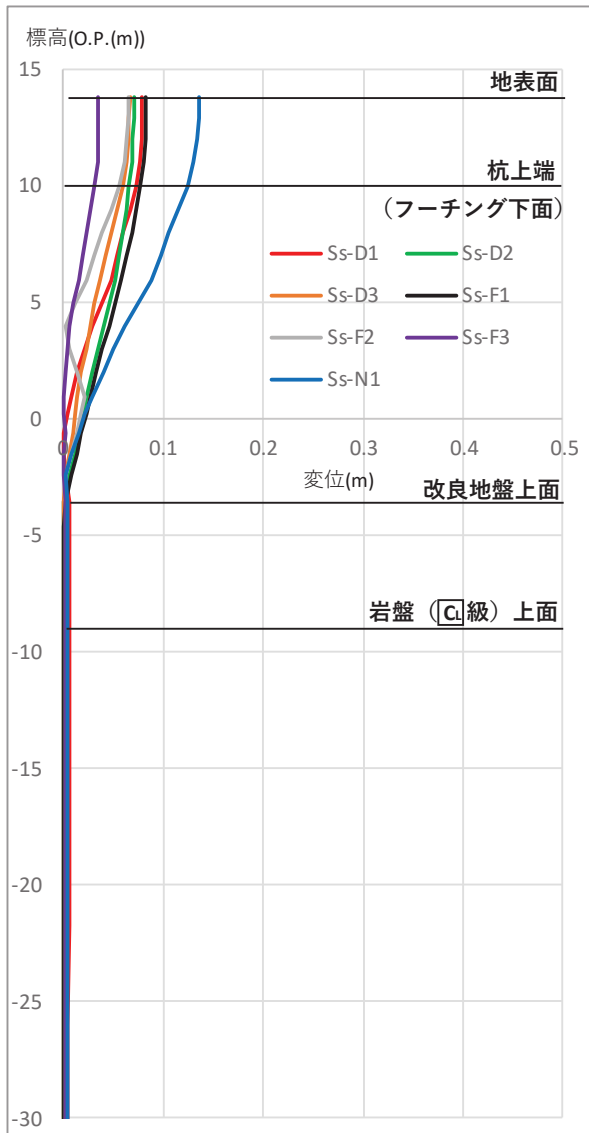
下部工の観点では、鋼製扉2及び鋼製扉3を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-16 評価対象断面の選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
鋼製扉1	0.125 (S <sub>s</sub> -N1)	0.013 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—
鋼製扉2	0.017 (S <sub>s</sub> -N1)	0.001以下 (S <sub>s</sub> -N1)	○	下部工の構造的特徴（杭板厚）が異なるため、選定。
鋼製扉3	<u>0.162</u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.019</u> (S <sub>s</sub> -N1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
鋼製扉4	0.114 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—

注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

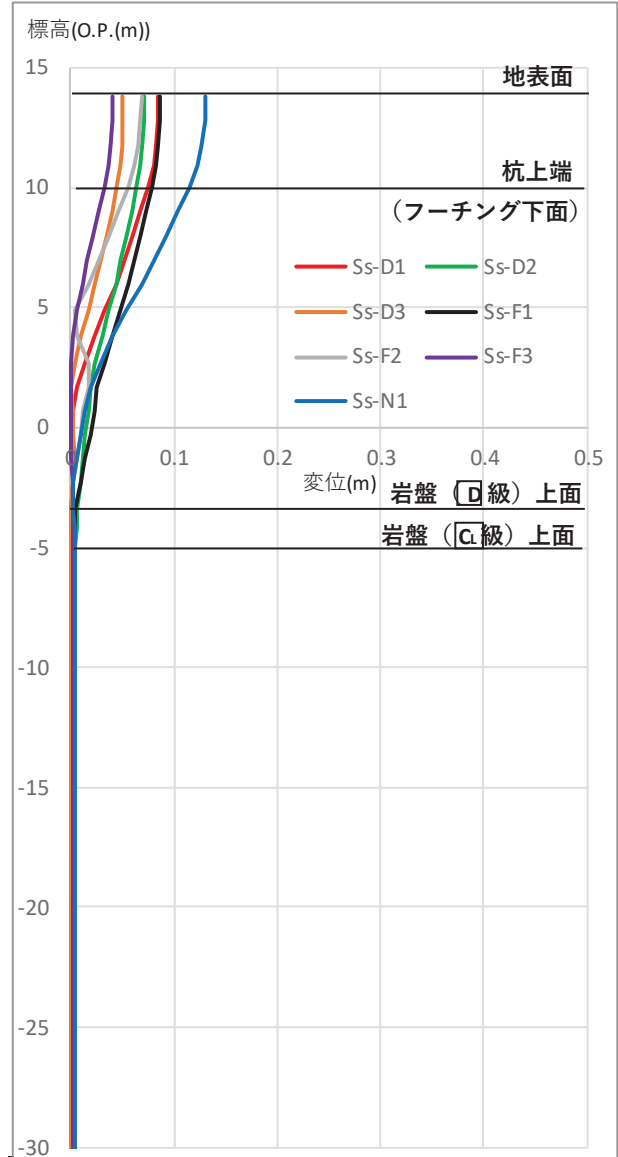
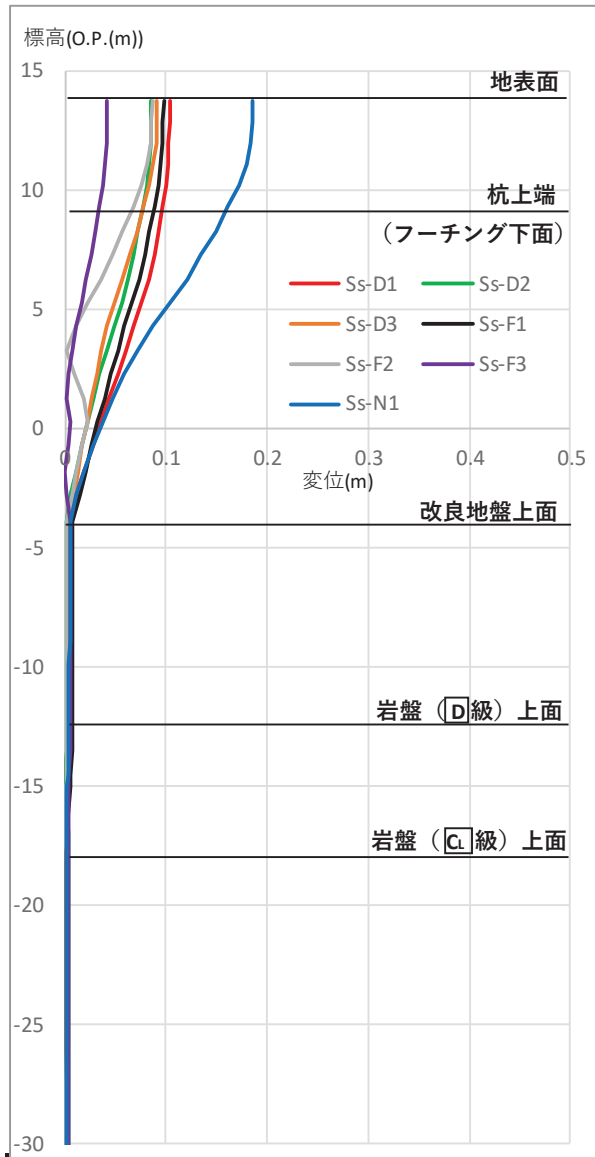




鋼製扉 1

鋼製扉 2

図 5. 10. 4-31(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布



鋼製扉 3

鋼製扉 4

図 5. 10. 4-31(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

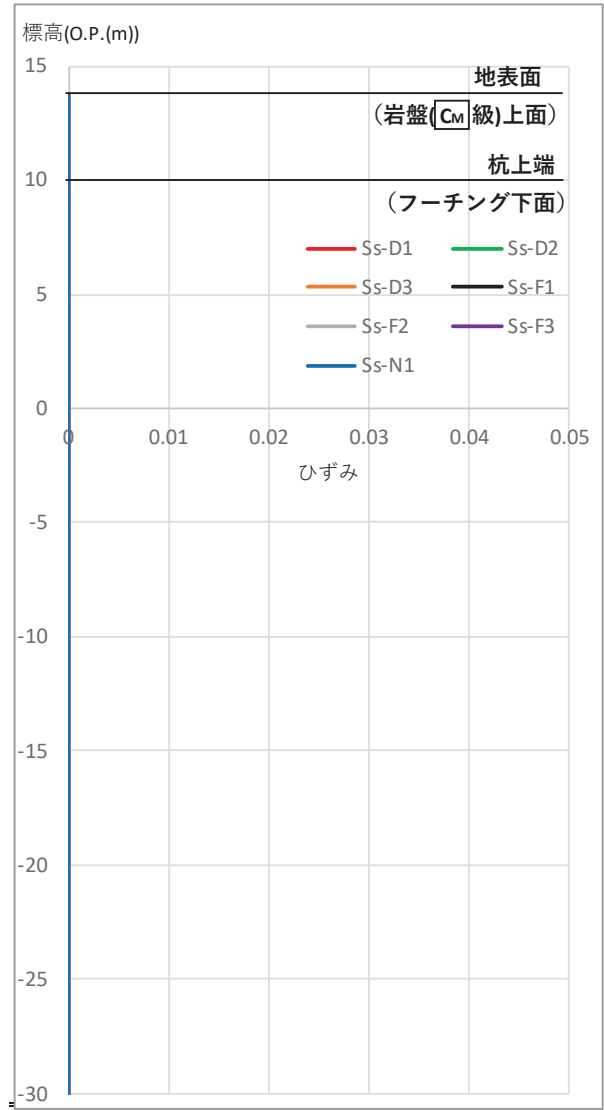
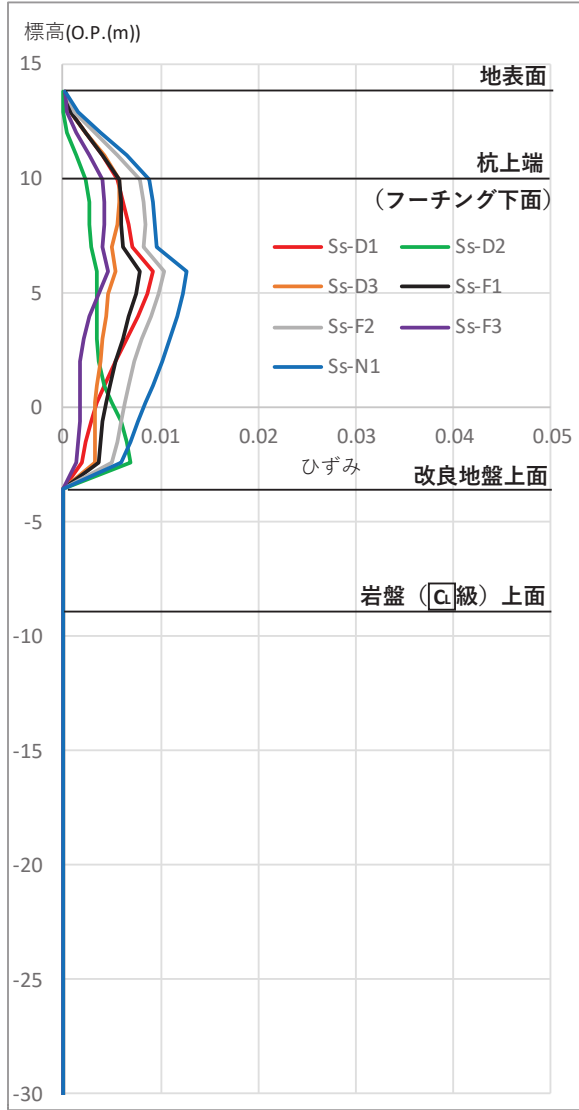


図 5. 10. 4-32(1) 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

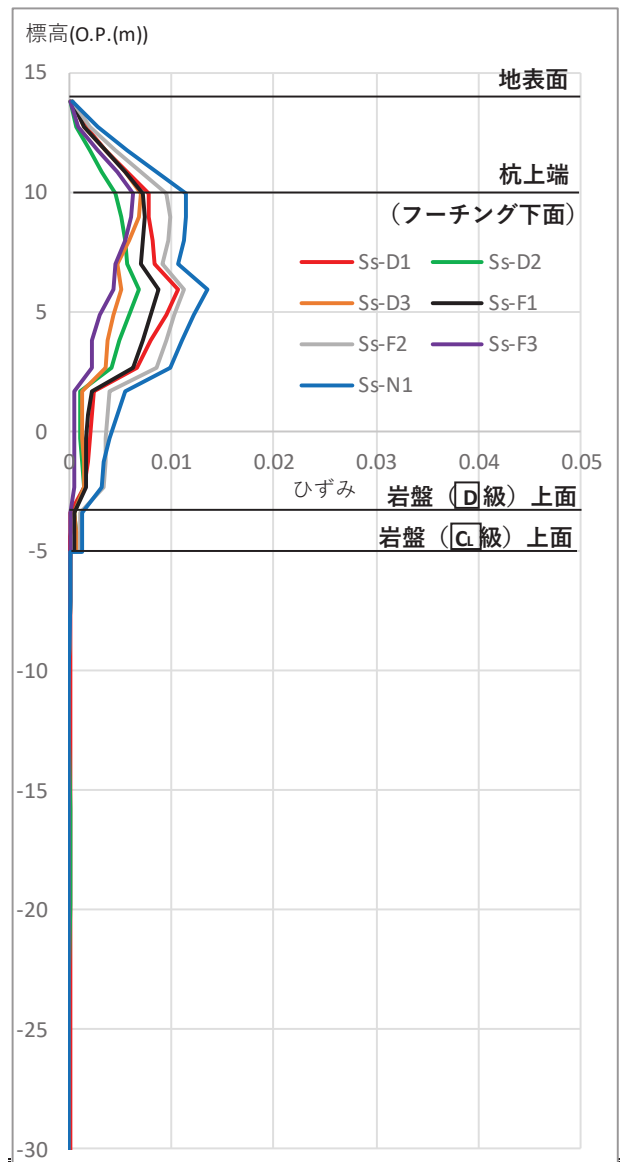
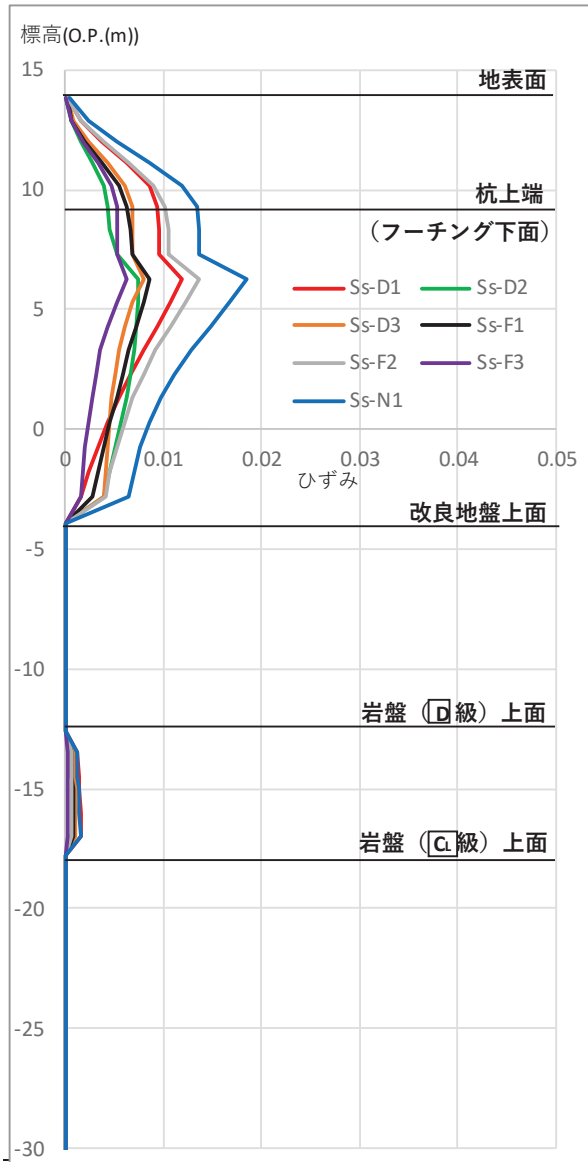


図 5. 10. 4-32(2) 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(b) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、天端高さが 0.P.+20.0m と高い鋼製扉 3 を評価対象断面として選定するとともに、天端高さ 0.P.+19.0m の鋼製扉 1、鋼製扉 2 及び鋼製扉 4 の中から評価対象断面を選定する。

水平震度、躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-17 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-18 に示す。

上部工の観点では、下部工の観点で選定された鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 の評価で代表する。

表 5.10.4-17 鋼製扉における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	躯体自重* <sup>1</sup> (kN/m)	慣性力* <sup>2</sup> (kN/m)	備考
鋼製扉 1	446 (S s - N 1)	580	264	地震時
	282 (S d - D 2)		167	津波+余震重畳時
鋼製扉 2	806 (S s - F 3)	580	477	地震時
	454 (S d - D 2)		268	津波+余震重畳時
鋼製扉 3	530 (S s - N 1)	600	324	地震時
	254 (S d - D 2)		155	津波+余震重畳時
鋼製扉 4	507 (S s - N 1)	580	300	地震時
	340 (S d - D 2)		201	津波+余震重畳時

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1: 単位長さあたりの鋼製扉, RC 支柱, フーチング重量の合計

\*2: 躯体自重×応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665cm/s<sup>2</sup>) により算定

表 5. 10. 4-18 鋼製扉における評価対象断面選定結果（上部工）

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
鋼製扉 1	264	93	31	167	291	—	
鋼製扉 2	<u>477</u>	65	35	268	<u>369</u>	○	地震時及び津波+余震重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 3	324	137	41	155	333	○	上部工の構造的特徴（天端高さ）が異なるため、評価対象断面に選定。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 4	300	69	28	201	298	—	

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

（鋼製扉 1：O.P.+18.1m（第 2 号機海水ポンプ室），鋼製扉 2：O.P.+17.4m（第 2 号機放水立坑），鋼製扉 3：O.P.+19.0m（第 3 号機海水ポンプ室），鋼製扉 4：O.P.+17.5m（第 3 号機放水立坑））

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-17 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-19 に示す。

表 5.10.4-19 評価対象断面の選定結果

断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
				上部工の 観点	下部工の 観点	
鋼製扉2	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、 盛土・旧表土層が分布しな い。	—	○	○*1	上部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4の中で、地震時及び津波余震重量時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることから想定されるため、評価対象断面に選定する。 *1: 下部工の構造的特徴(杭板厚)が鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4と異なるため、下部工の観点でも選定
鋼製扉3	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が低い。 なお、地下水位が深の盛 土・旧表土層が地盤改良さ れている。	—	○*2	○	下部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4の中で、杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみも大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることから想定されるため、評価対象断面に選定する。 *2: 上部工の構造的特徴(天端高さ)が鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4と異なるため、上部工の観点でも選定

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.3 防潮壁に関する補足説明

#### 目次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
  - 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
  - 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 
- 参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方
  - 参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について
  - 参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について
  - 参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について
  - 参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について
  - 参考資料 6 防潮堤との取り合い部について
  - 参考資料 7 杭下端部の安定性について
  - 参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について
  - 参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

 : 本日の説明範囲



6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.3 防潮壁に関する補足説明

6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	12
3. 耐震評価	14
3.1 評価対象	14
3.2 解析方法	27
3.3 荷重及び荷重の組合せ	54
3.4 入力地震動	57
3.5 解析モデル及び諸元	87
3.6 評価対象部位	105
3.7 許容限界	106
3.8 評価方法	116
4. 耐震評価結果	131
4.1 地震応答解析結果	131
4.2 鋼板	269
4.3 鋼製支柱	286
4.4 固定ボルト	303
4.5 フーチング	307
4.6 鋼管杭	336
4.7 止水ジョイント部材	363
4.8 基礎地盤	363

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」という。）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製遮水壁（鋼板）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

なお、詳細設計の考え方については参考資料 1 に示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼板）の位置図を図 2.1-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所を設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼板）の耐震計算結果を示す。

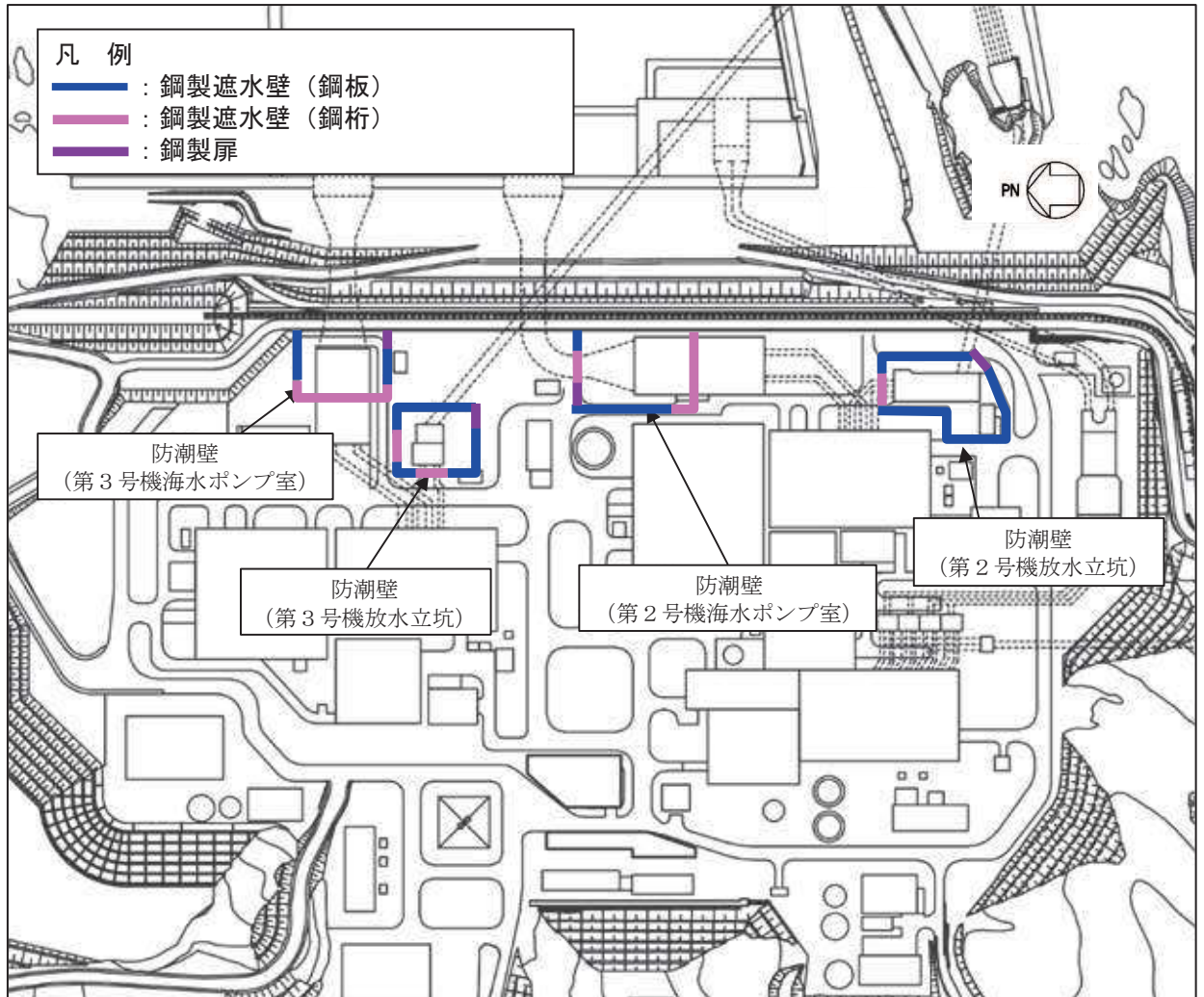


図 2.1-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

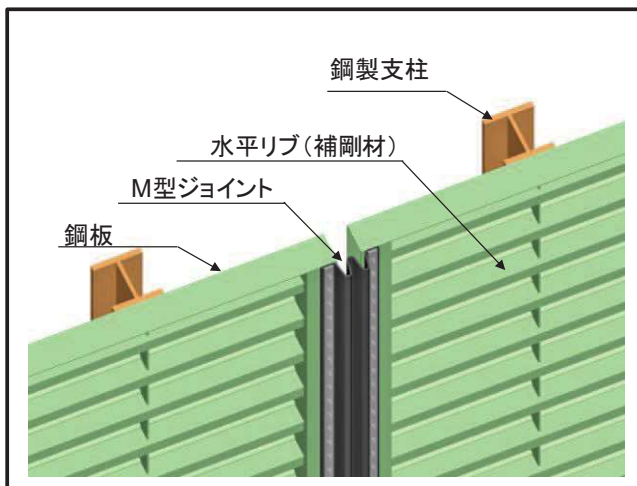
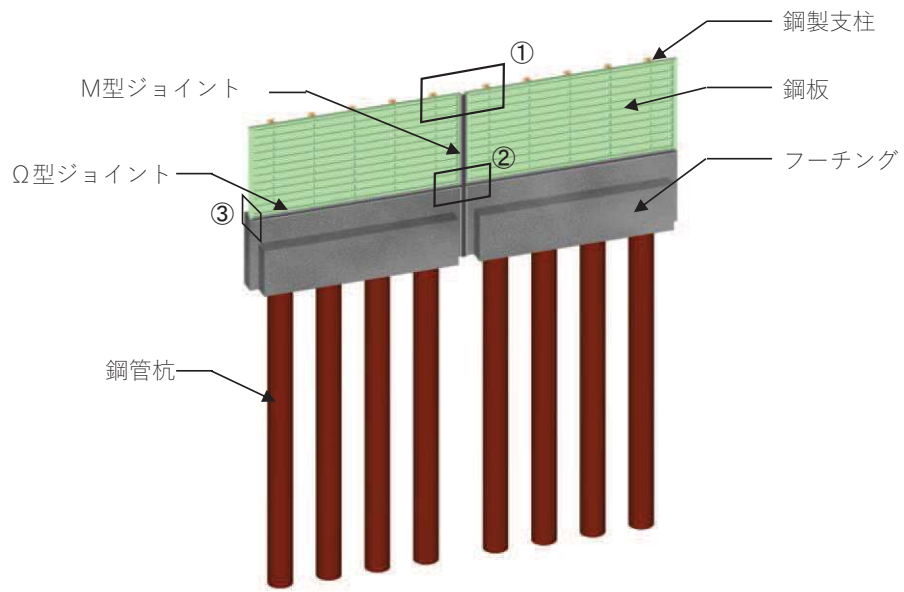
鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2.2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板による下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント， $\Omega$ 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV 区間に大別される。

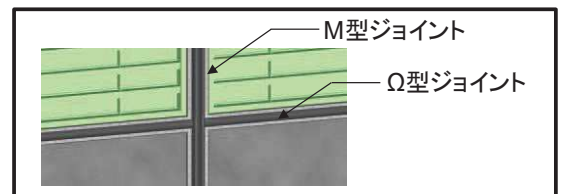
鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また，区間配置図を図 2.2-2 に，区間ごとの構造を表 2.2-2 に，区間ごとの構造図を図 2.2-3～図 2.2-6 に，止水ジョイントの構造図を図 2.2-7 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

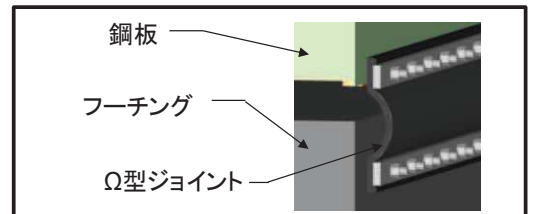
設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +19.0



①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント-Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 2.2-1 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

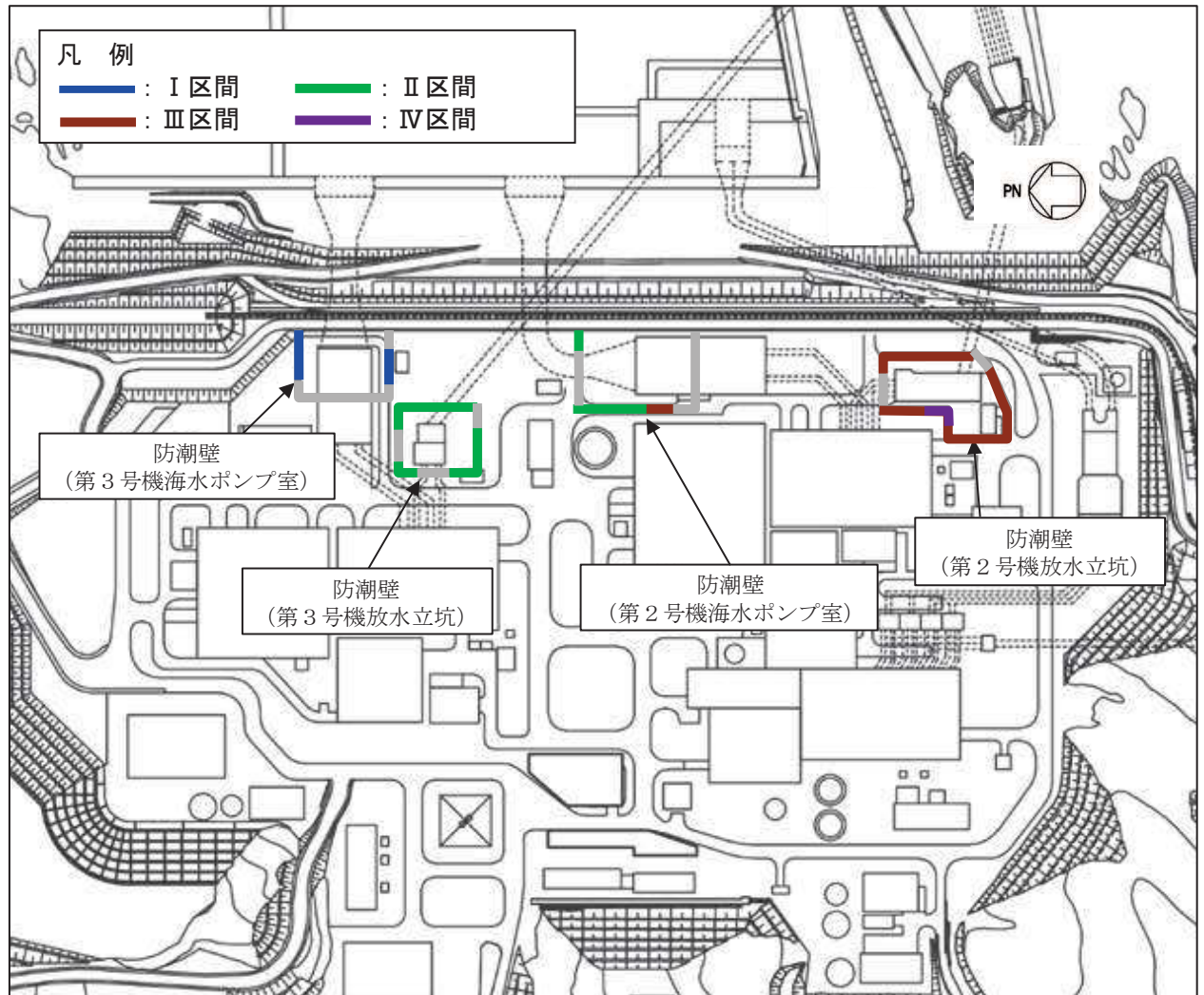


図 2.2-2 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2.2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20.0	φ 1500	23, 30, 37	16
II 区間	O. P. +19.0	φ 1500	30	16
III 区間	O. P. +19.0	φ 1500	25	20
IV 区間	O. P. +19.0	φ 1200	20	16

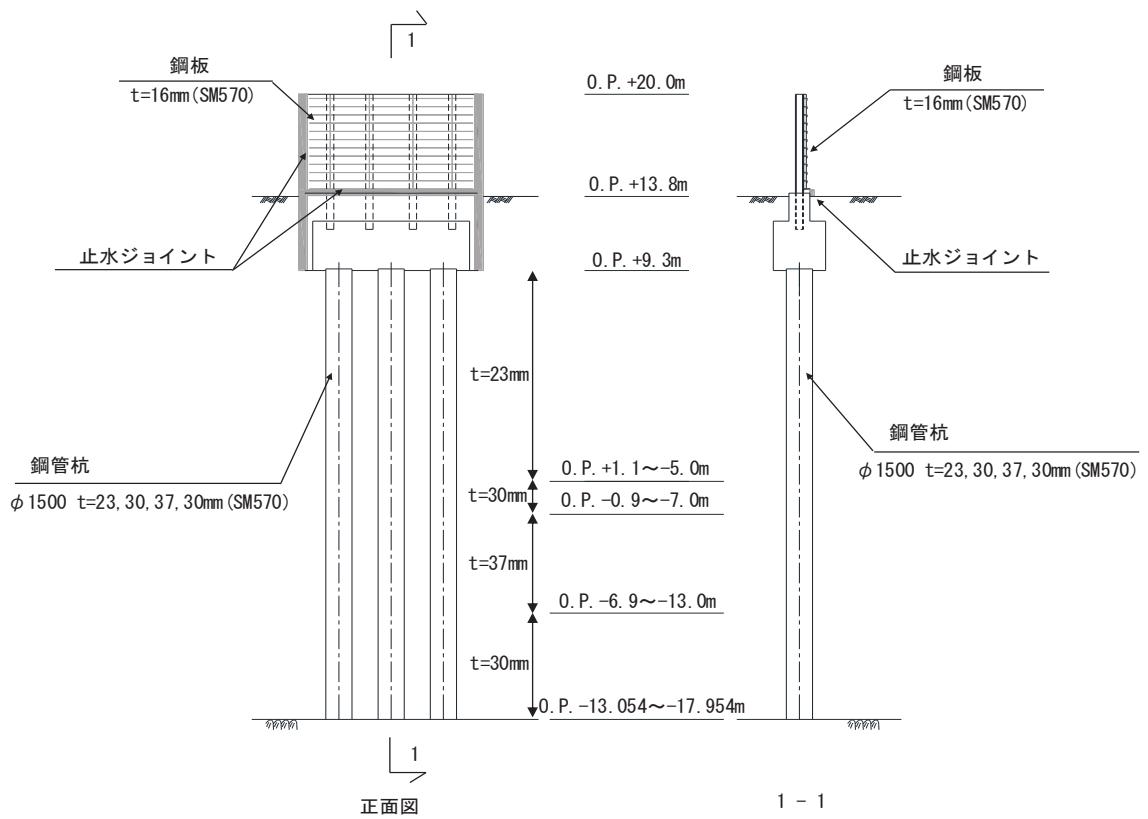


図 2.2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

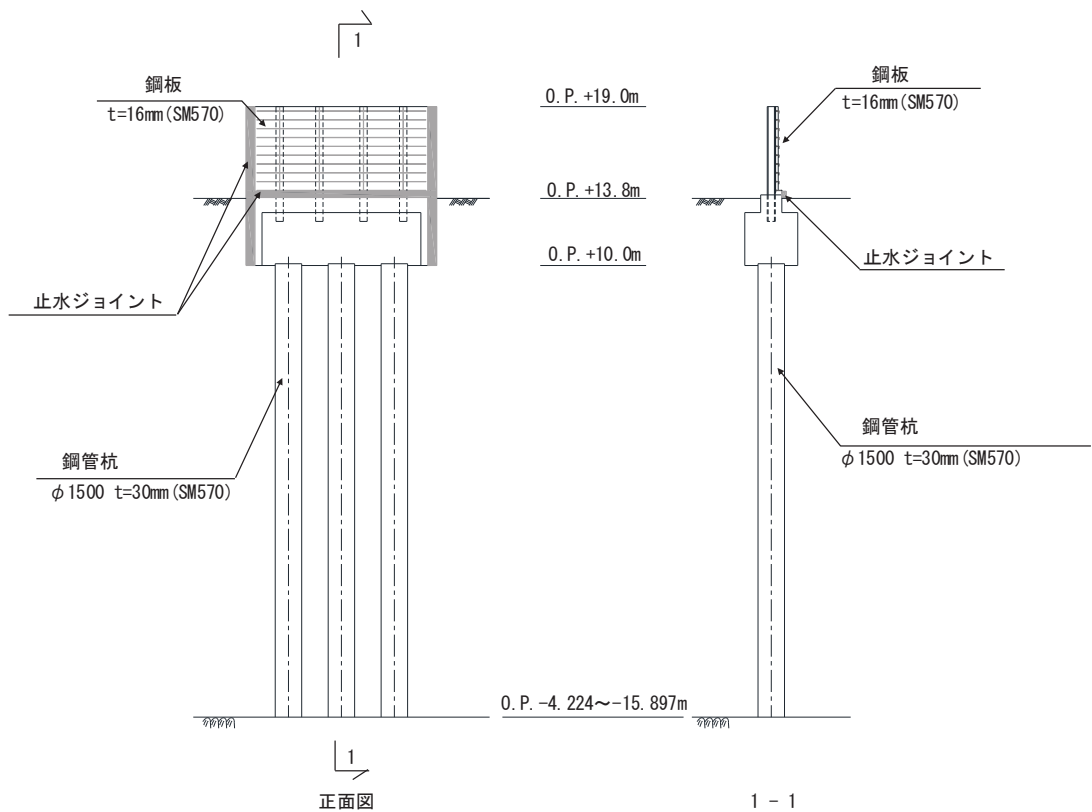
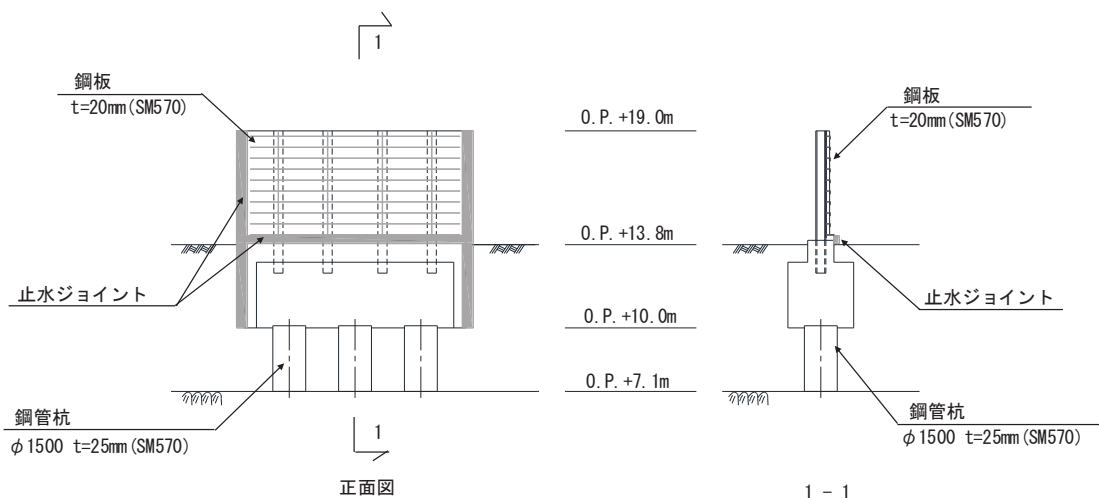
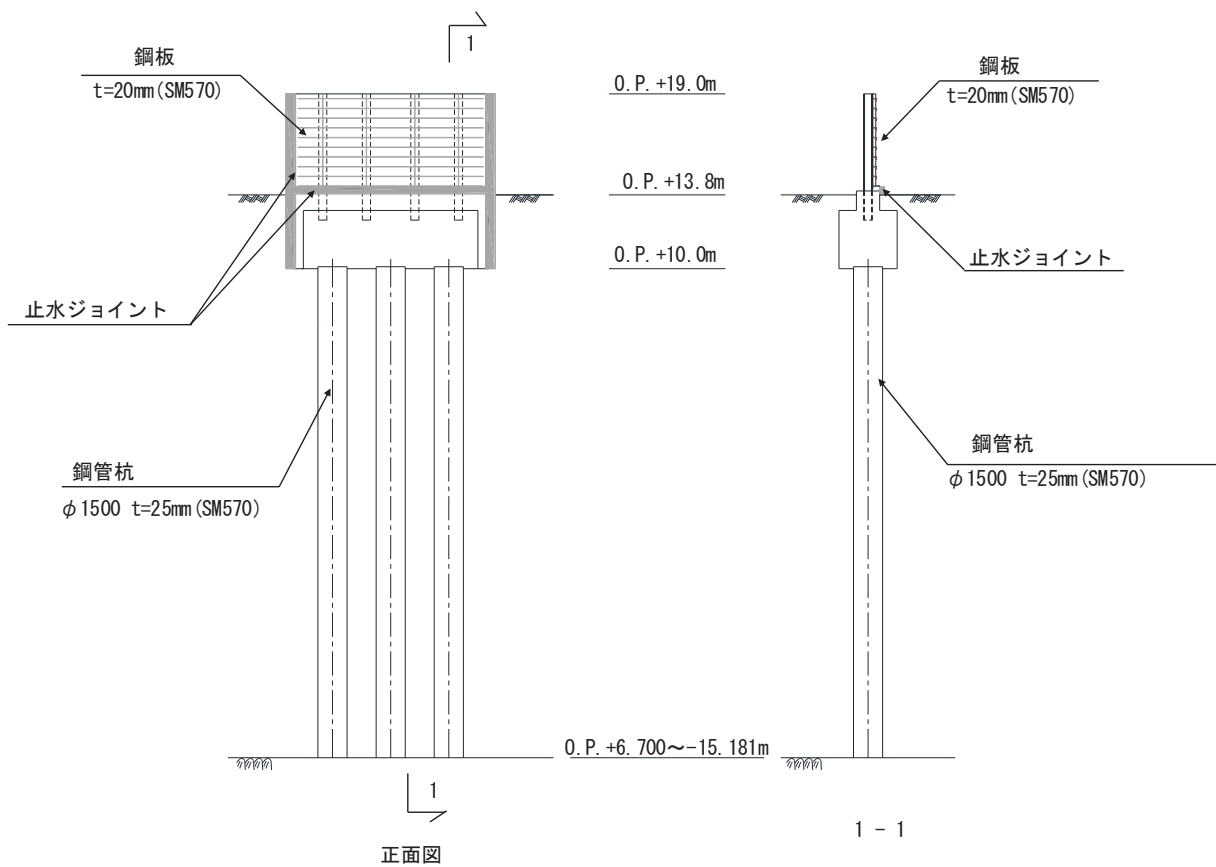


図 2.2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2.2-5 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図: III 区間)



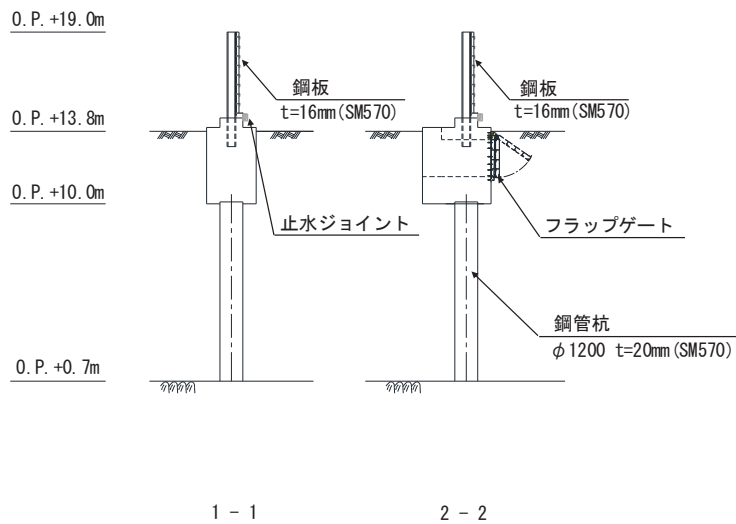
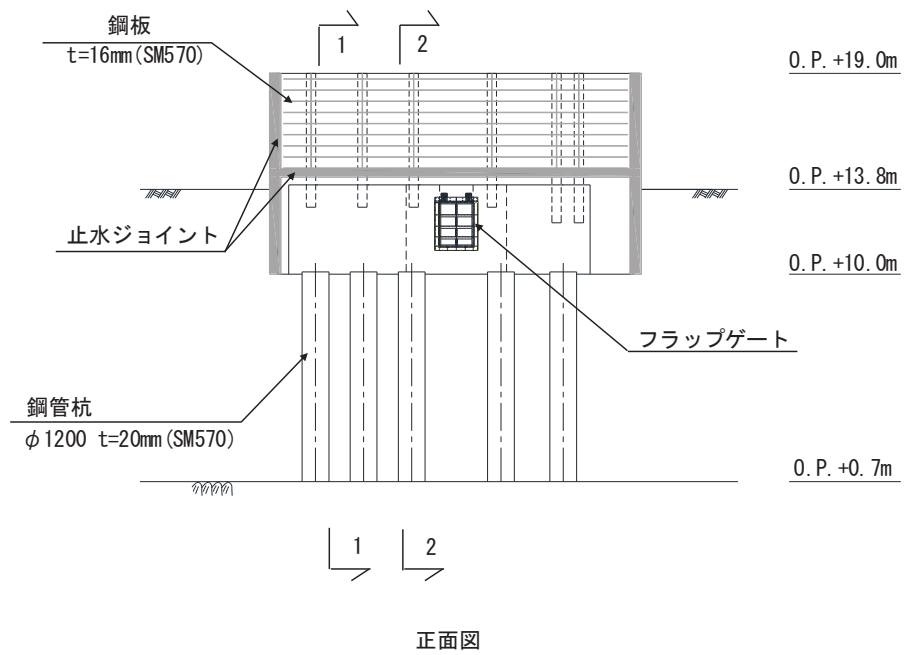


図 2.2-6 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）

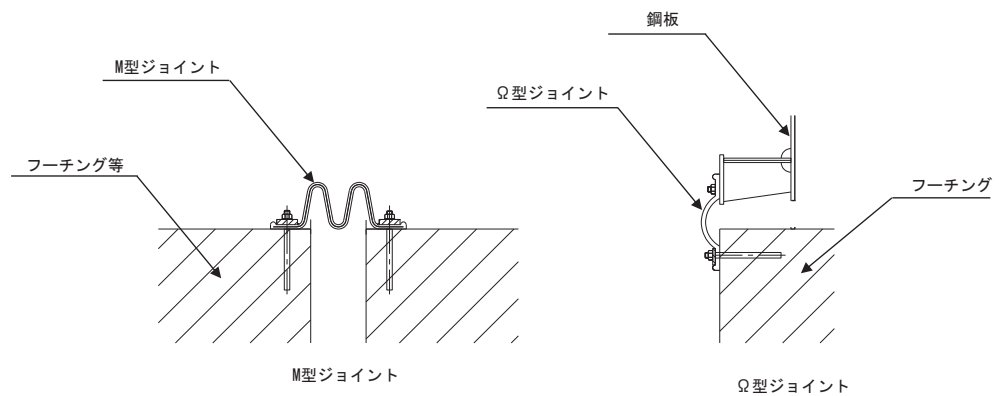


図 2.2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、杭頭に発生する鉛直力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。

構造部材の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価フローを図 2.3-1 及び図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を 損なわな いこと	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の 変形性	止水ジョイント 部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量

注記\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

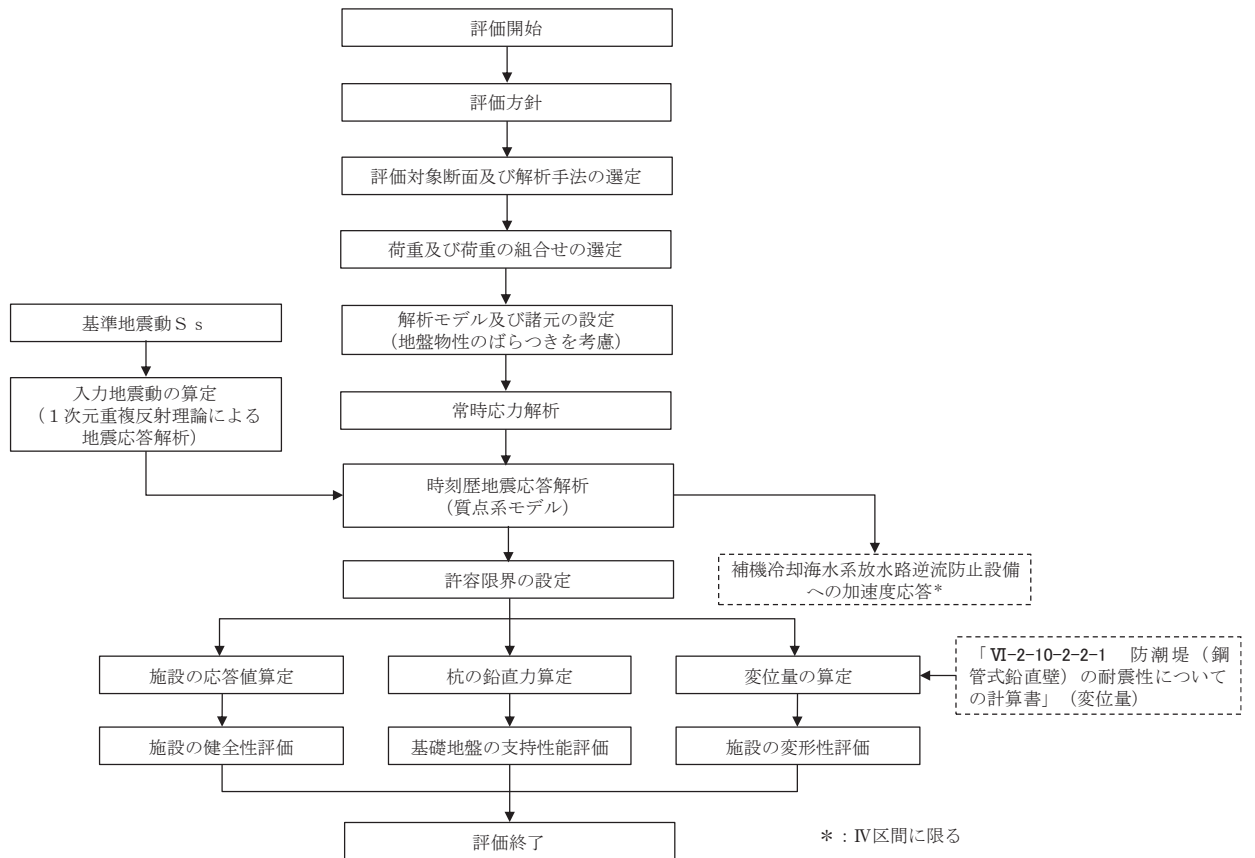
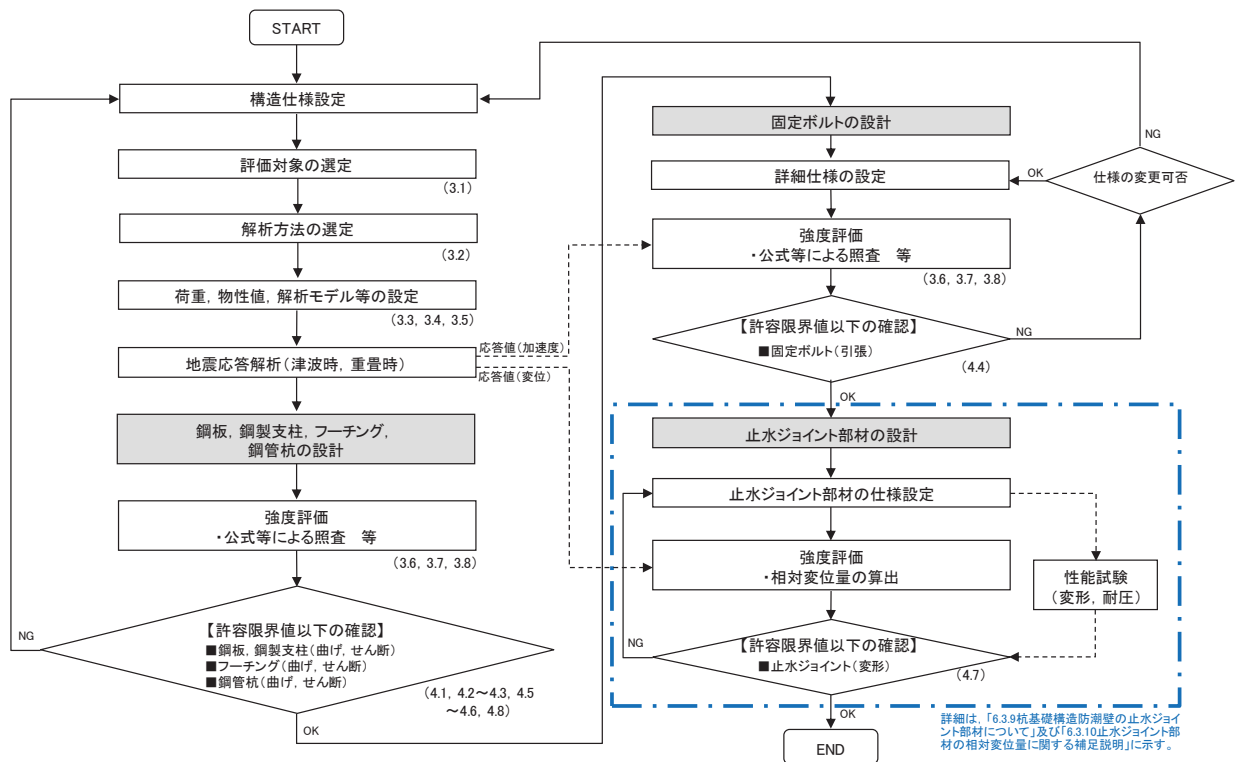


図 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価フロー



注記\* : ( ) 内は、本資料の関連する項番号を示す。

図 2.3-2 鋼製遮水壁（鋼板）の詳細耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示すとともに，対応する項目について表 2.4-1 に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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 14 年 3 月）
- ・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）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4 6 1 6 - 2 0 0 9）

表 2.4-1 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		<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）</li> <li>・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月）</li> </ul>	
荷重及び荷重の組合せ		<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）</li> </ul>	永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	鋼板	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月）</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鋼製支柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月）</li> </ul>	
	固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月）</li> </ul>	
	フーチング	<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）</li> <li>・ 道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）</li> <li>・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <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> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生曲げモーメントが，降伏モーメント以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生せん断力が，せん断強度以下であることを確認。
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 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）</li> </ul>	有限要素法による時刻歴非線形解析（地震動作成他）
		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会）</li> </ul>	質点系モデルを用いた地震応答解析

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3.1-1 に示す断面位置とし、線状構造物であり、相対的に断面係数が大きい軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製遮水壁（鋼板）の縦断面図を図 3.1-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3.1-3 に、評価対象断面の選定理由を下記に示す。（詳細は、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示す。）

なお、鋼製遮水壁（鋼板）周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍とすることを基本としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

各断面の構造概要図を図 3.1-4～3.1-10 に示す。

#### （Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、岩盤上面が最も浅く、また改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P.+19.0m となる区間の中で、杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじれ等の影響が大きくなることが想定される断面。

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第 3 速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅳ区間）

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

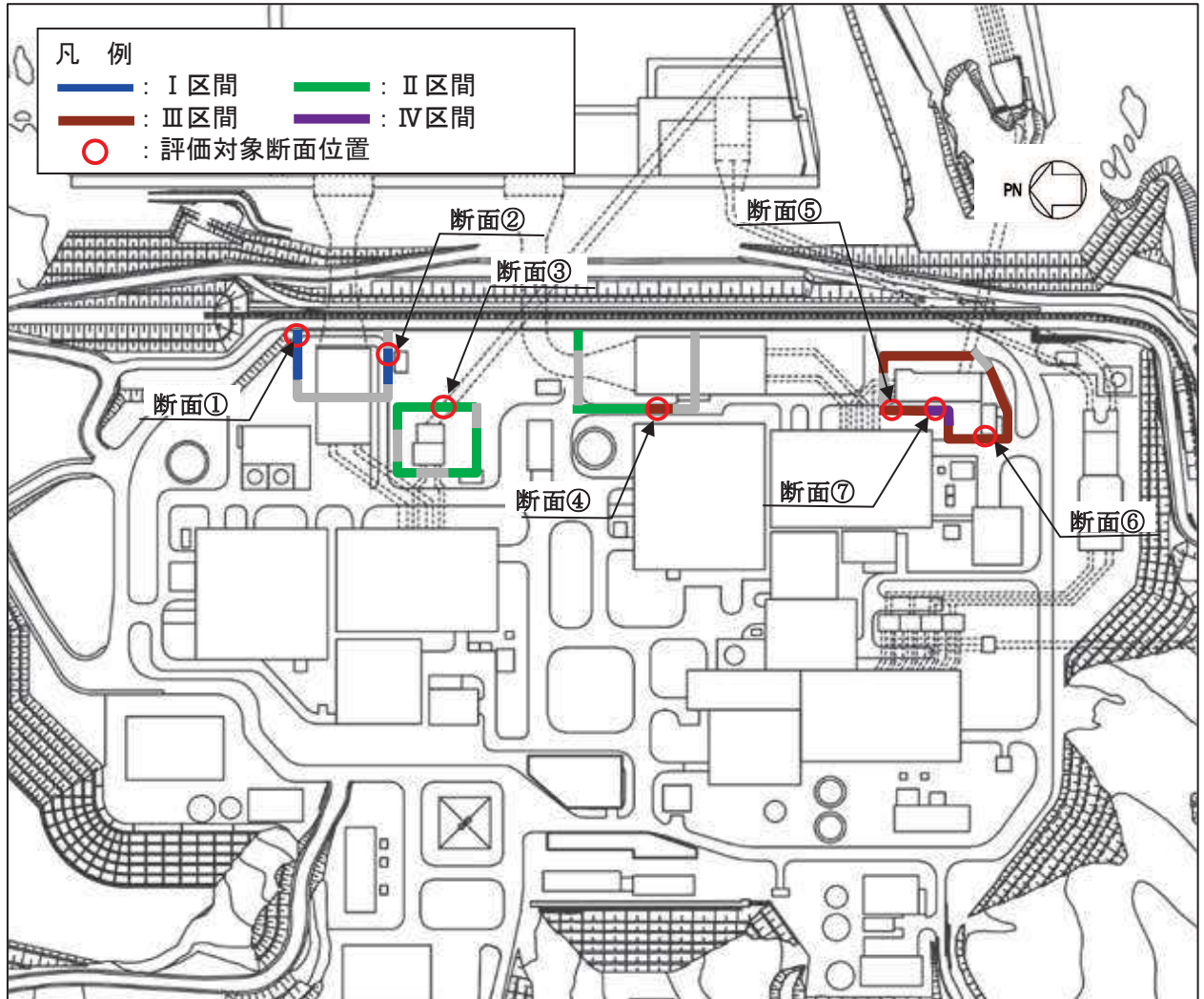
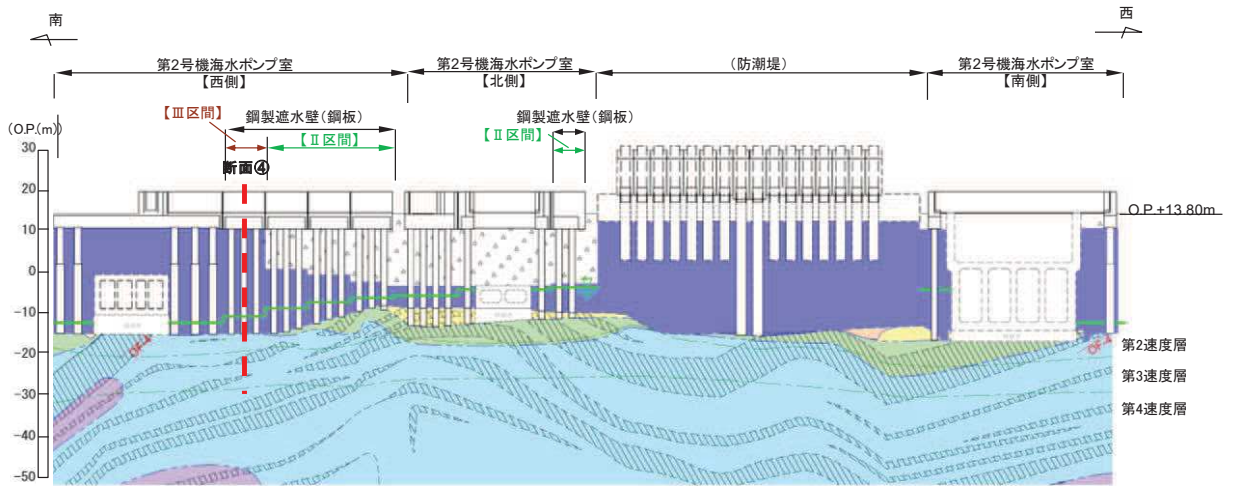
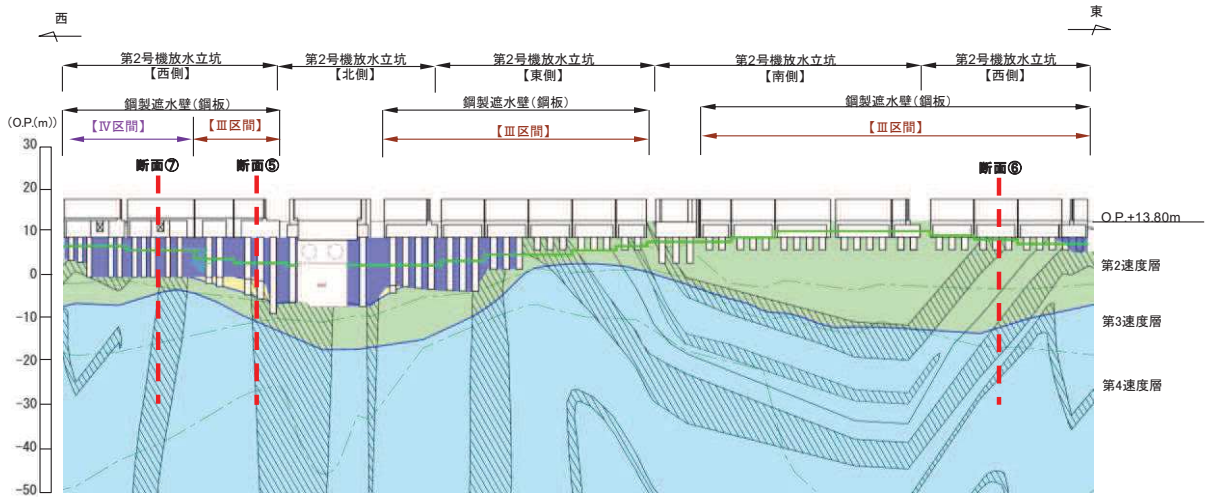


図 3.1-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図





(2号機海水ポンプ室)

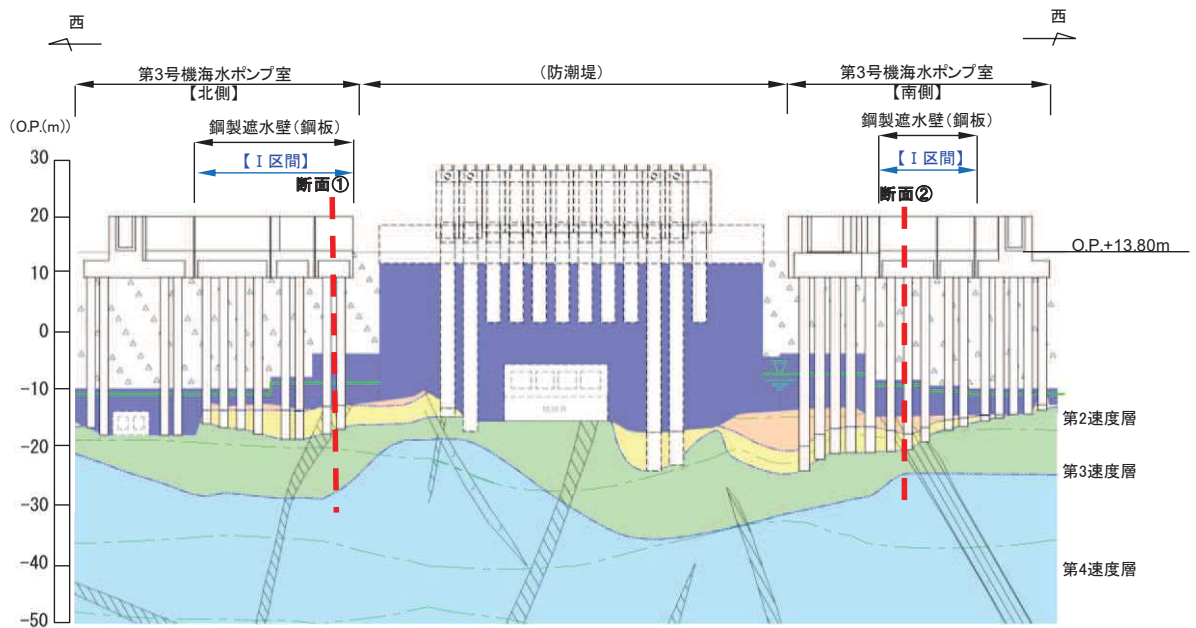


(2号機放水立坑)

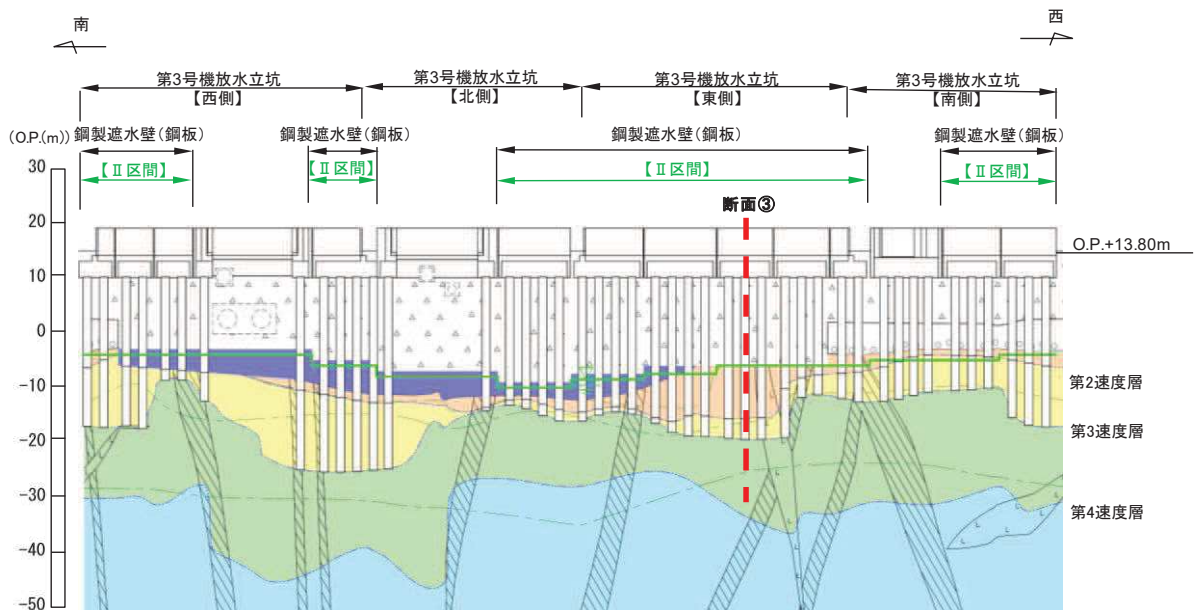
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

注記\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3.1-2(1) 鋼製遮水壁 (鋼板) の縦断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑)



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>n</sub> 級		改良地盤等
	C <sub>m</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>l</sub> 級		砂 岩
	D 級		頁 岩
	岩盤分類境界		ひ ん 岩
	速度層境界		断 層
			地 質 境 界

注記\* : 鋼管杭下方の C<sub>l</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3.1-2(2) 鋼製遮水壁(鋼板) 評価対象断面  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

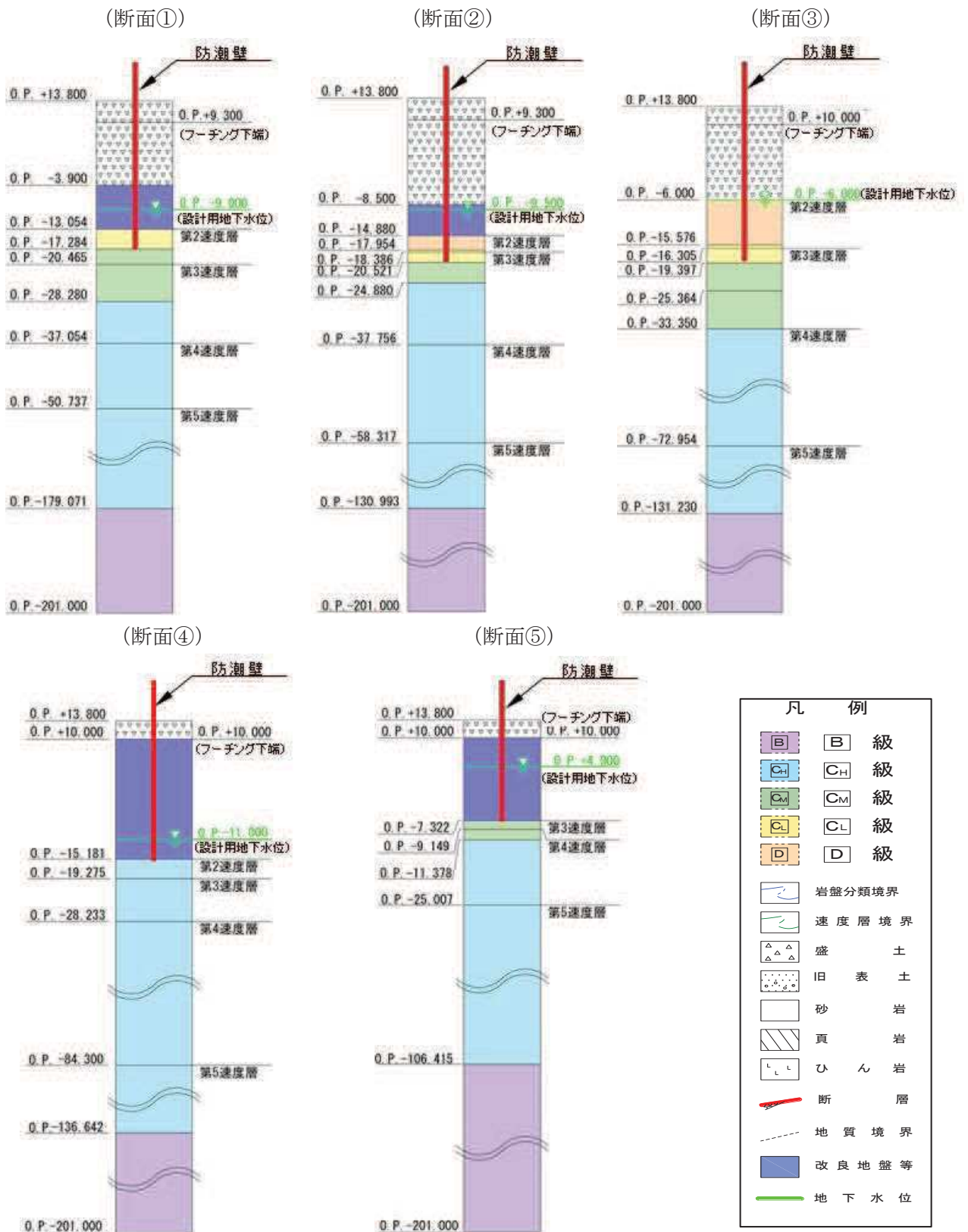


図 3. 1-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①~⑤)

(断面⑥)

(断面⑦)

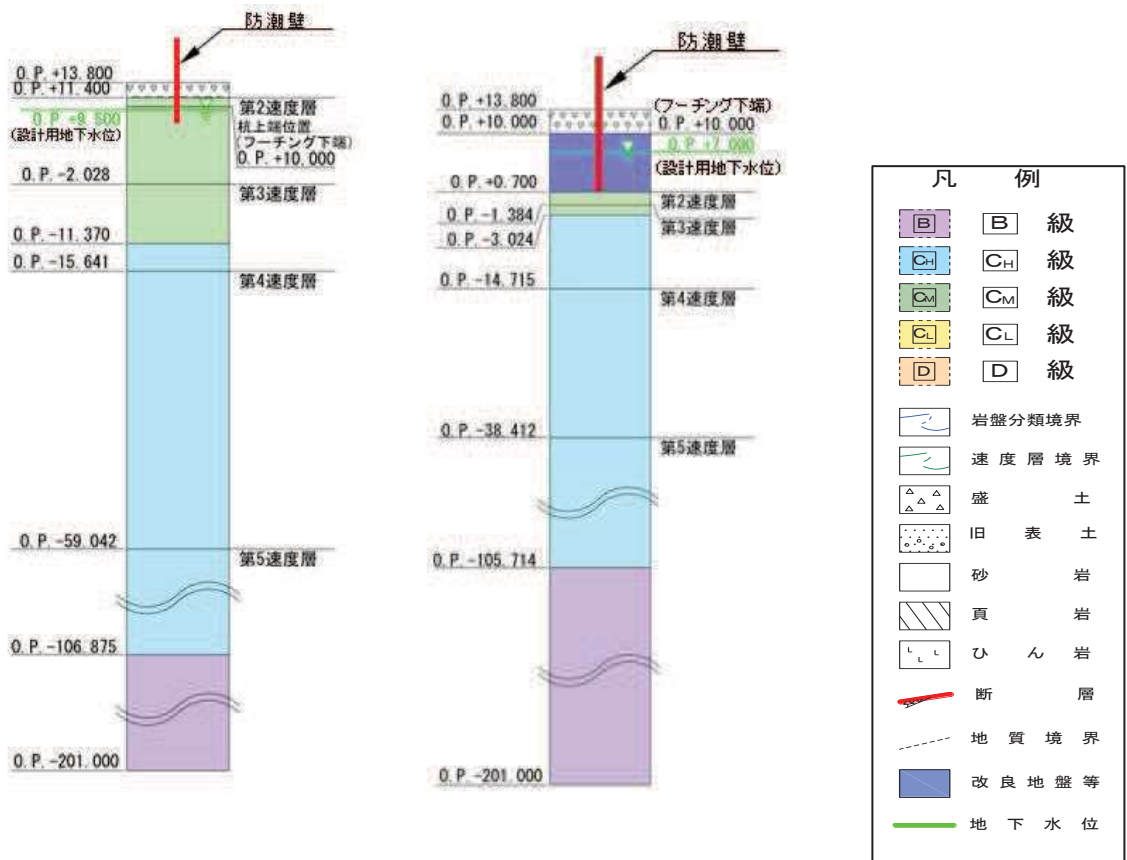


図 3.1-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦)



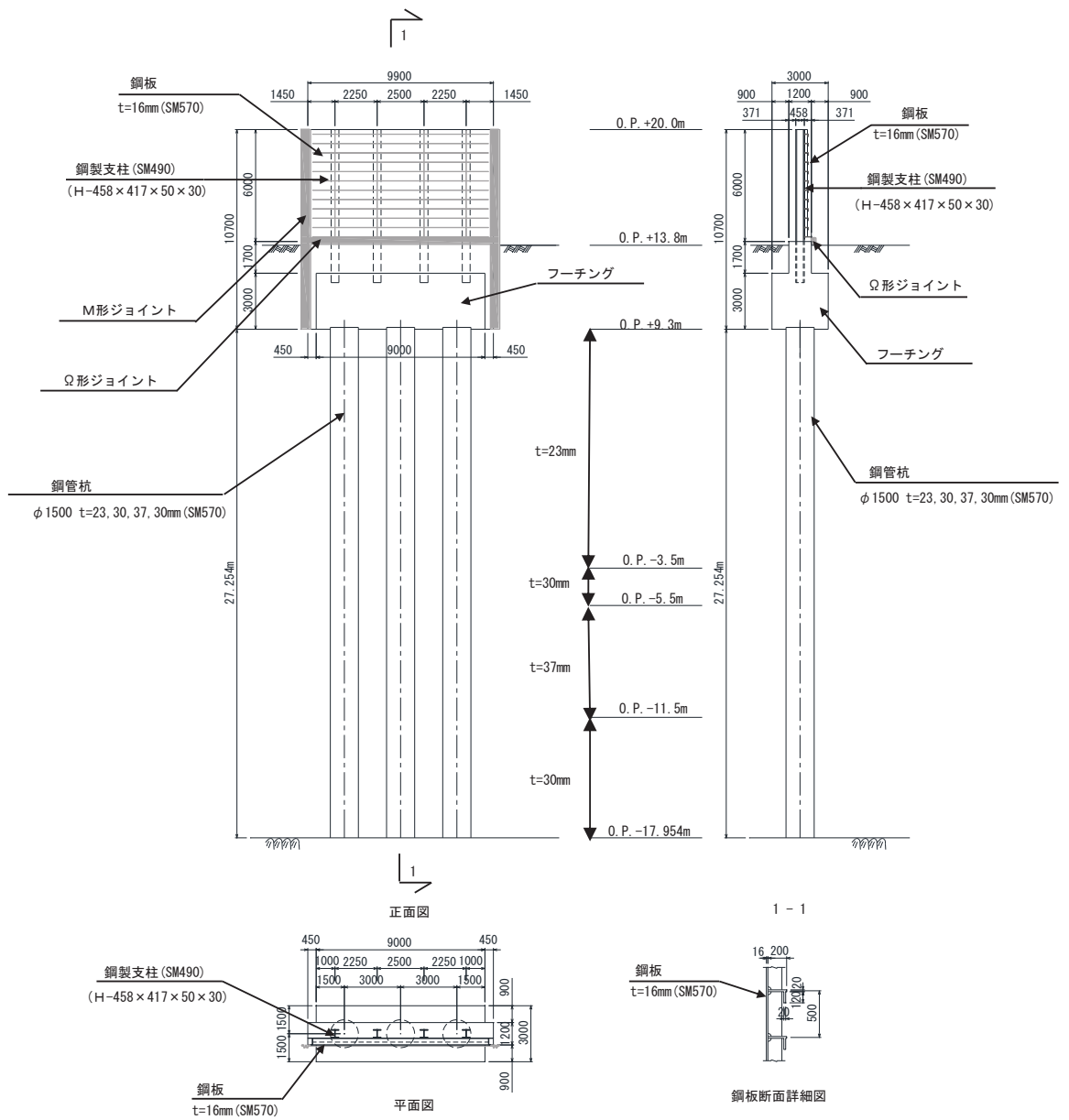


図 3.1-5 評価対象断面の構造図 (断面②)

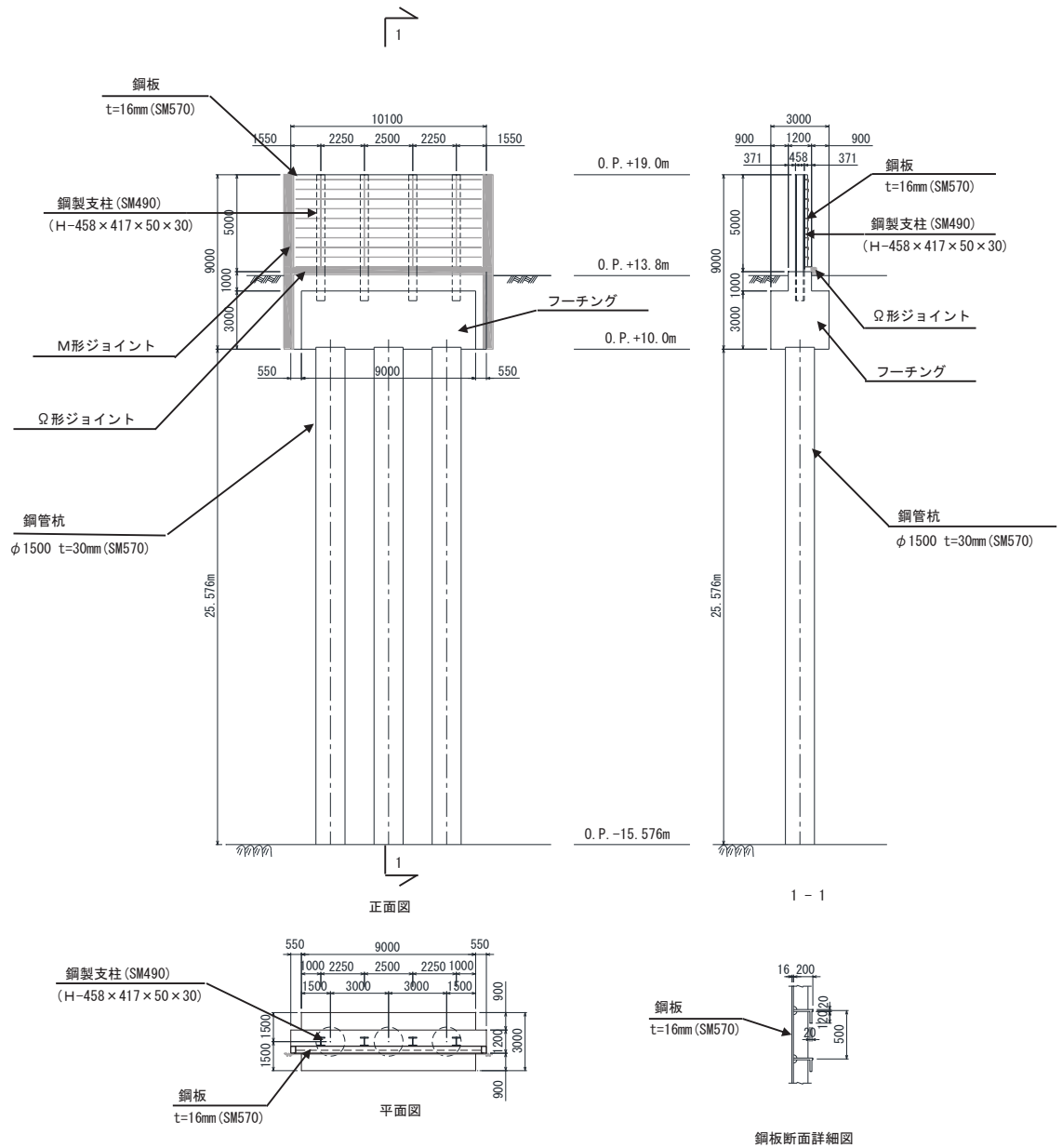


図 3.1-6 評価対象断面の構造図 (断面③)

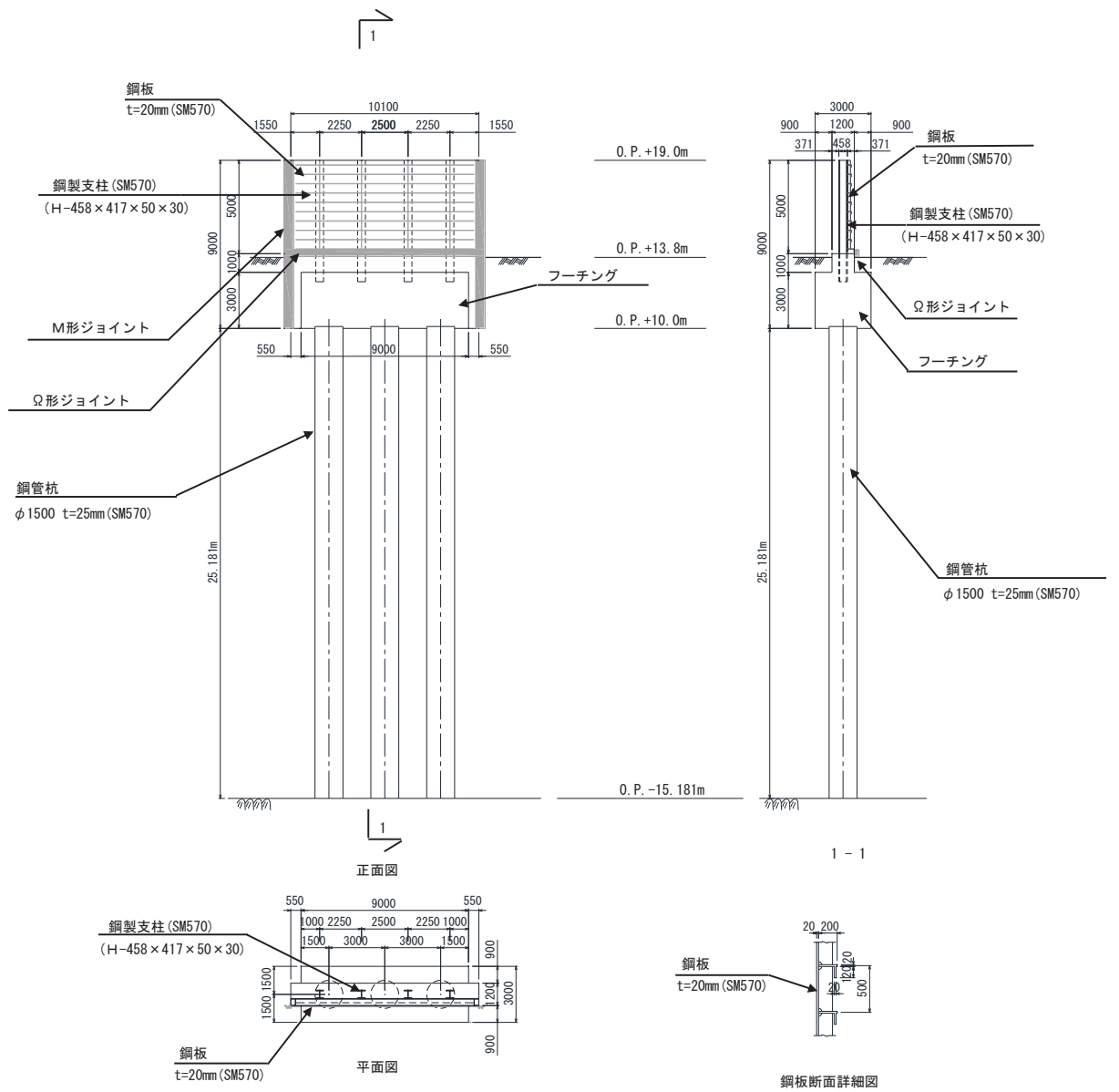


図 3.1-7 評価対象断面の構造図 (断面④)



追而

図 3.1-8 評価対象断面の構造図 (断面⑤)

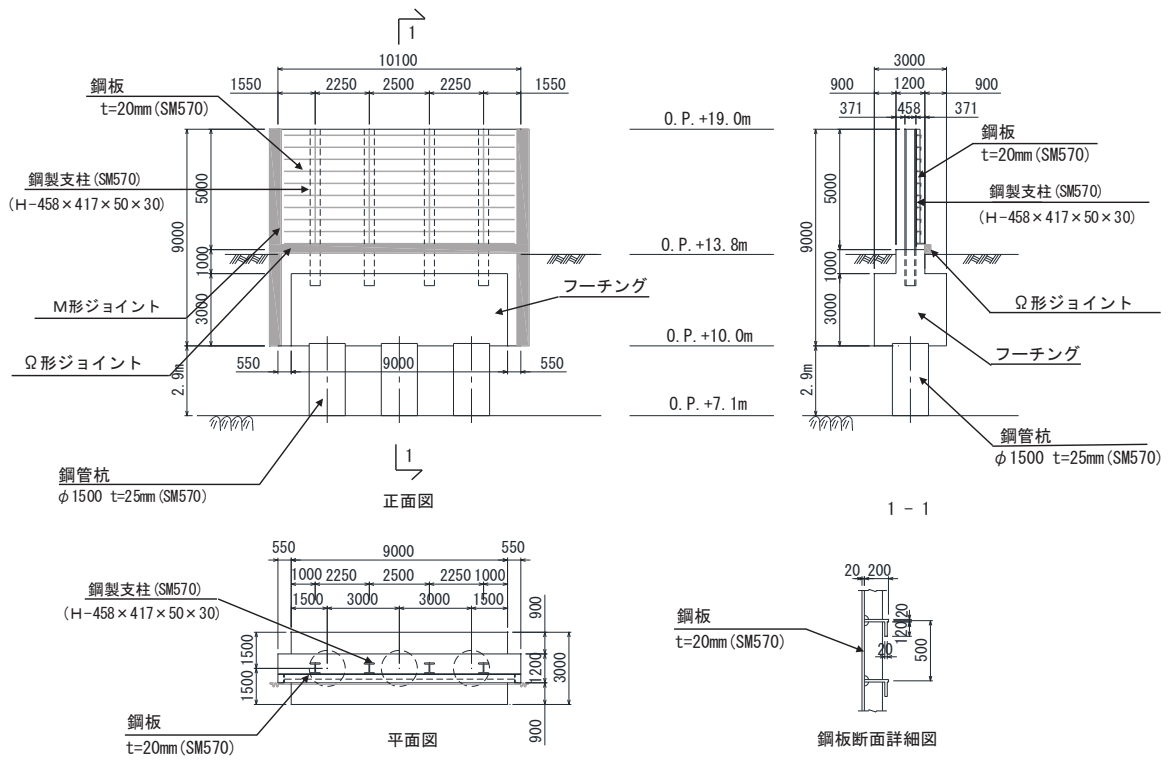


図 3.1-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)

追而

図 3.1-10 評価対象断面の構造図 (断面⑦)

### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。なお、地震応答解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

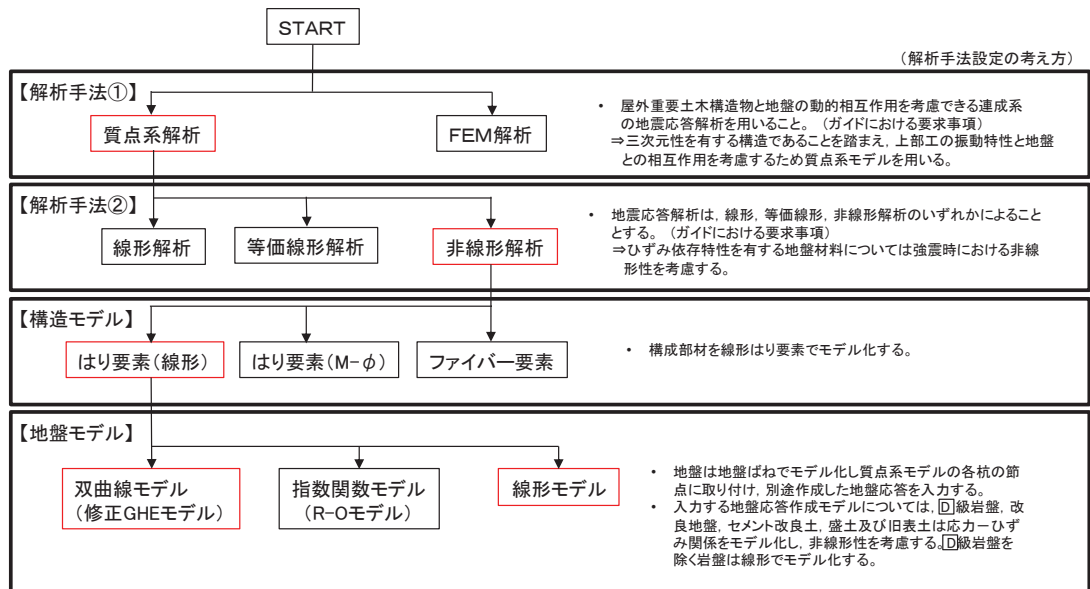


図 3.2-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部以外：断面①～⑤, ⑦)

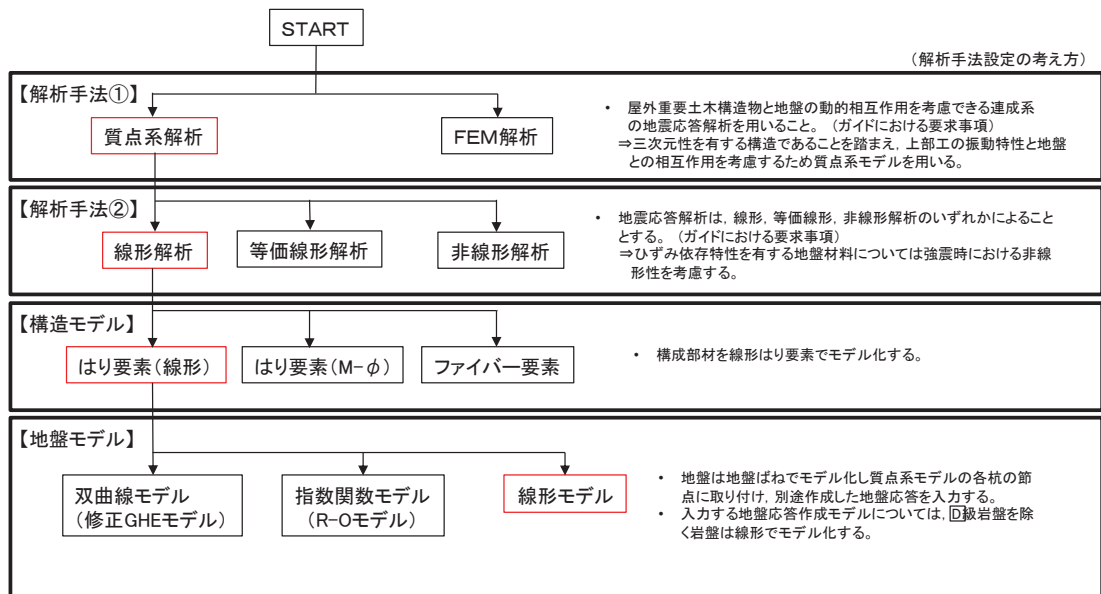


図 3.2-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部：断面⑥)

上部工及び下部工の各構成部材について、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、杭周地盤ばねを杭の各質点に取り付け、別途作成した地盤応答を入力する。

地盤応答の作成は、以下のとおりとする。

(断面①～⑤, ⑦)

基準地震動  $S_s$  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一次元時刻歴応答解析により作成する。

地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤及び改良地盤（動的変形特性にひずみ依存性がある地盤）は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮し、 $D$ 級を除く岩盤は線形でモデル化する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。全応力解析として評価することの妥当性については、参考資料 2 に示す。

(断面⑥)

岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

地震応答解析については「TDAPIⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2-1～表 3.2-3 に示す解析ケースを設定する。

図 3.1-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦と、 $C_L$ 級岩盤、 $C_M$ 級岩盤、 $C_H$ 級岩盤及び  $B$ 級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ断面ごとに周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計としていることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性の

ばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3.2-1 解析ケース (断面①～⑤)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- $1\sigma$	平均値

表 3.2-2 解析ケース (断面⑥)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値+ $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値- $1\sigma$

表 3.2-3 解析ケース (断面⑦)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係 数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- $1\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表 3.2-4 に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.2-2 に示す。

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

[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

表 3.2-4 構造部材の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

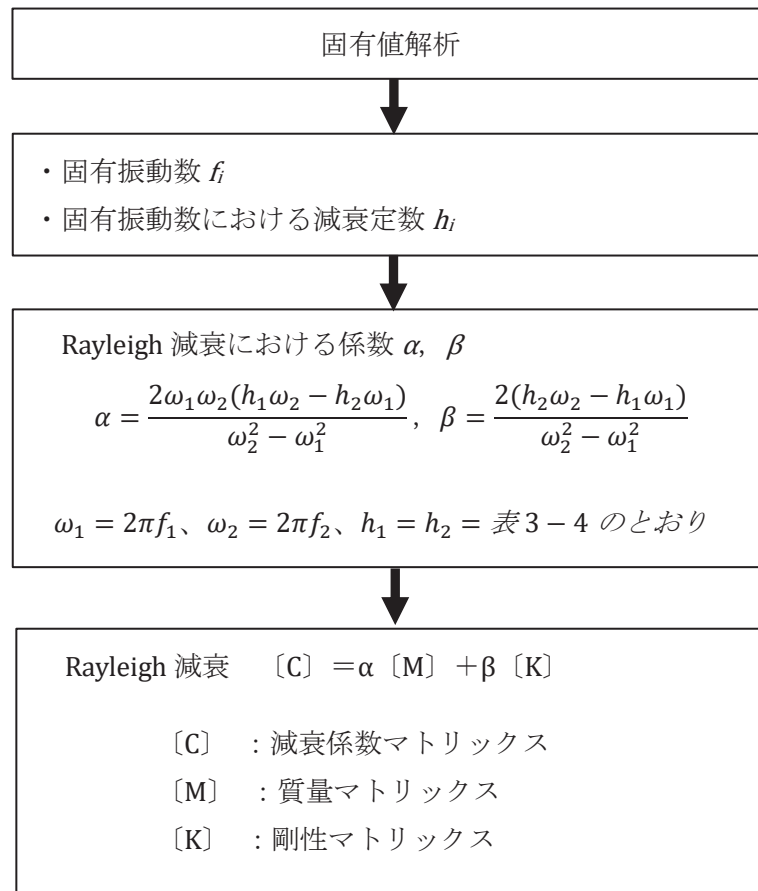


図 3.2-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha, \beta$  の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における固有値解析結果の一覧を表 3.2-5～表 3.2-11 に、モード図を図 3.2-3～図 3.2-9 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha, \beta$  を表 3.2-12 に、Rayleigh 減衰を図 3.2-10～図 3.2-16 に示す。



表 3.2-5 固有値解析結果 (断面①)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.168 ~ 3.408	0	0	72 ~ 73	0.00	-0.04	13.70 ~ 13.83	全Ssで1次として採用
2	4.136 ~ 4.420	76 ~ 78	0	72 ~ 73	14.15 ~ 14.28	0.00	0.00	
3	4.804 ~ 5.216	76 ~ 78	0	72 ~ 73	-0.32 ~ 0.22	0.00	0.00	
4	9.898 ~ 9.944	77 ~ 78	0	72 ~ 73	-0.68 ~ 0.67	0.00	0.00	
5	10.109 ~ 10.299	77 ~ 78	0	82	0.00	-0.12	-5.21 ~ -4.99	全Ssで2次として採用
6	15.823 ~ 16.684	87	0	82	-5.10 ~ 4.97	0.00	0.00	
7	19.255 ~ 19.427	87	90	82	0.00	-15.33 ~ 15.33	-0.01 ~ 0.01	
8	21.830 ~ 21.865	87	90	82 ~ 83	0.00	-0.21 ~ 0.20	-0.78 ~ 0.79	
9	27.944 ~ 28.695	87	90	84 ~ 85	0.00	-0.03 ~ 0.03	-2.58 ~ 2.59	
10	31.166 ~ 31.172	87	90	84 ~ 85	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	

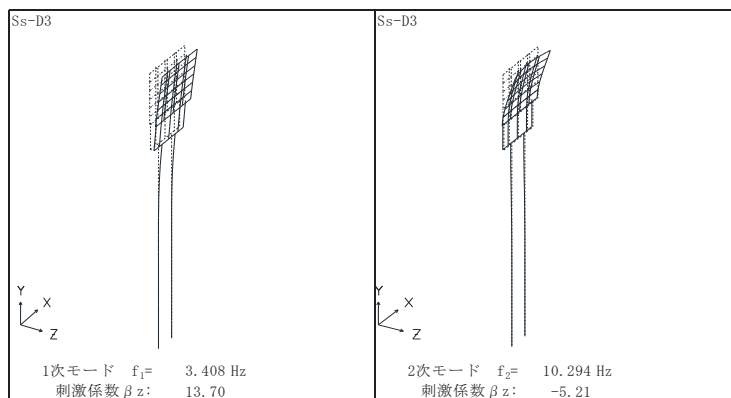
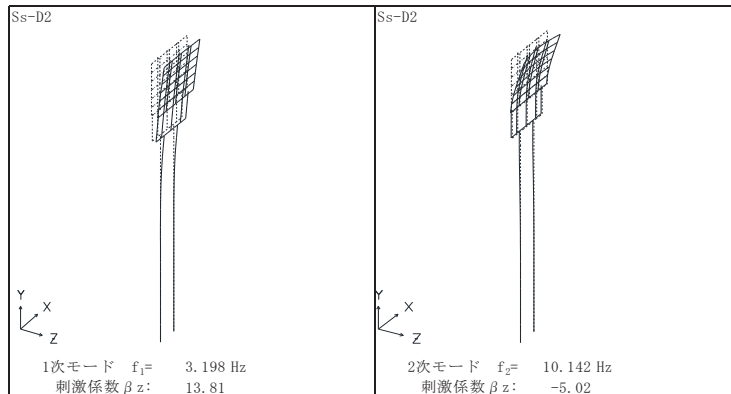
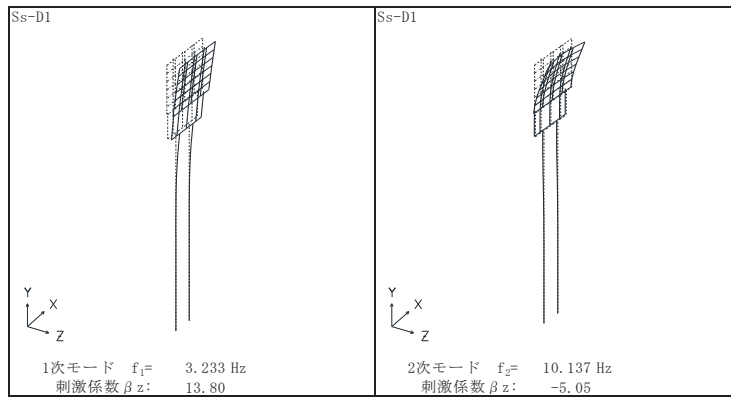


図 3.2-3(1) 固有値解析結果 (断面① : モード図)

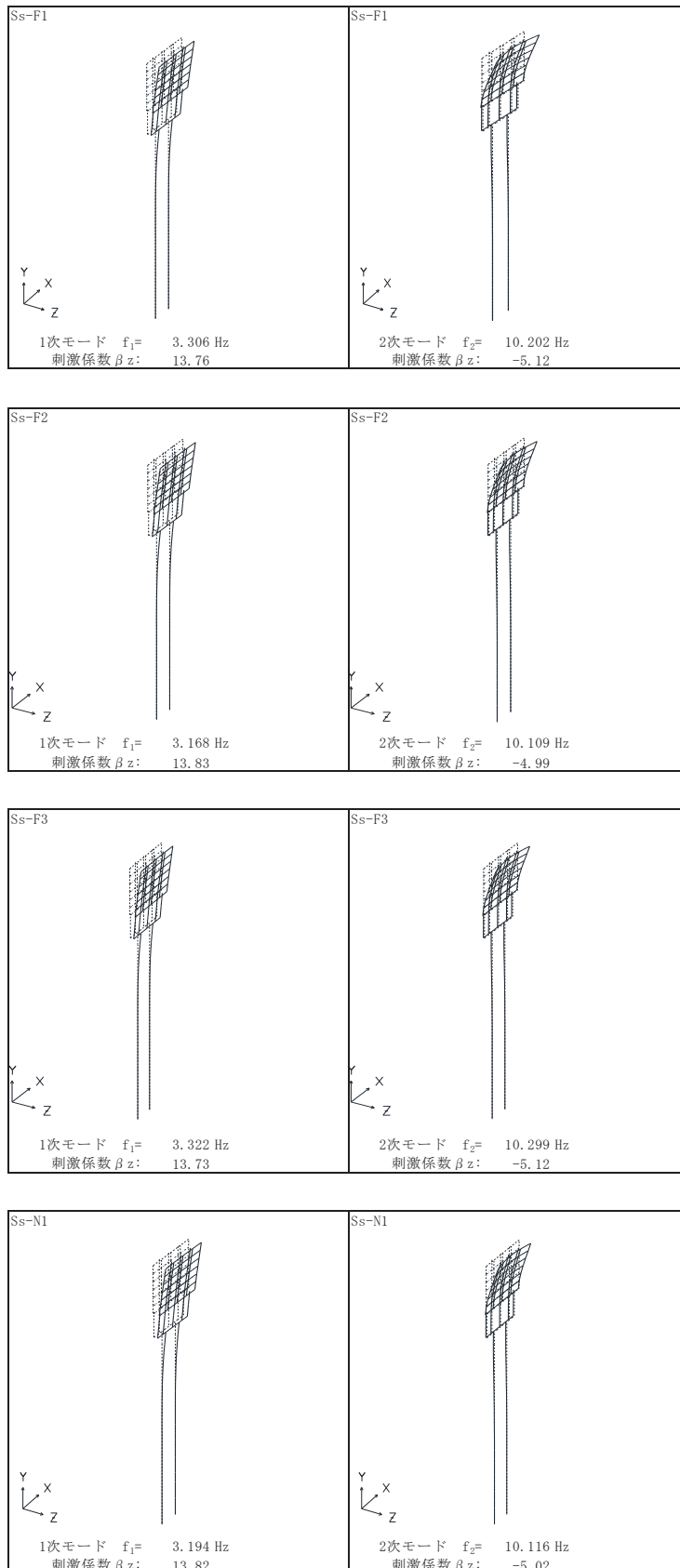


図 3.2-3(2) 固有値解析結果 (断面①: モード図)

表 3.2-6 固有値解析結果 (断面②)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.069 ~ 3.339	0	0	71 ~ 72	0.00	-0.04	17.25 ~ 17.42	全Ssで1次として採用
2	4.550 ~ 5.065	79 ~ 81	0	71 ~ 72	18.17 ~ 18.37	0.00	0.00	
3	5.539 ~ 6.158	79 ~ 81	0	71 ~ 72	0.02 ~ 0.09	0.00	0.00	
4	10.005 ~ 10.108	79 ~ 81	0	71 ~ 72	0.37 ~ 0.42	0.00	0.00	
5	10.061 ~ 10.297	79 ~ 81	0	79 ~ 80	0.00	-0.14 ~ 0.14	-5.97 ~ 5.84	全Ssで2次として採用
6	14.837 ~ 14.884	79 ~ 81	0	80 ~ 81	0.00	-0.26 ~ 0.25	-1.62 ~ 1.56	
7	15.241 ~ 16.130	85	0	80 ~ 81	-4.80 ~ 4.87	0.00	0.00	
8	16.573 ~ 16.909	85	89	80 ~ 81	0.00	-19.25 ~ 19.26	-0.02 ~ 0.02	
9	27.914	85	89	80 ~ 81	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	
10	28.696 ~ 30.377	85	89	83 ~ 84	0.00	-0.03 ~ 0.03	-3.84 ~ 3.73	

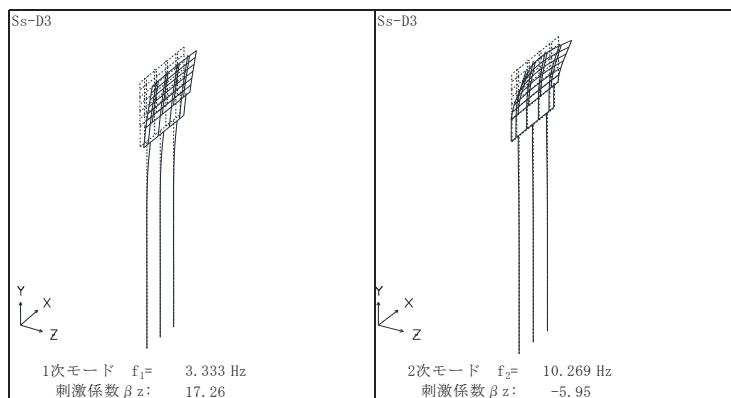
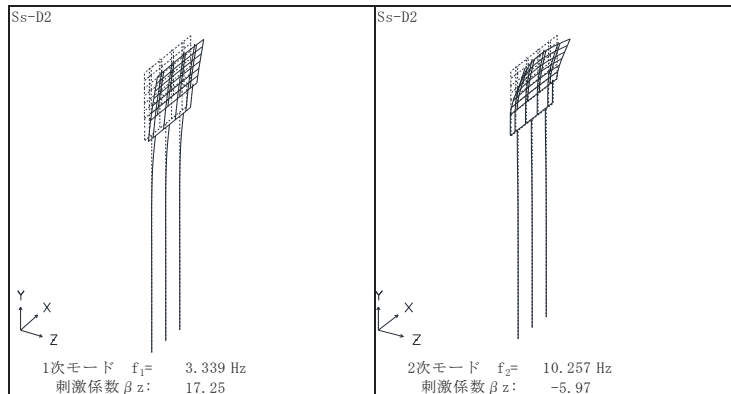
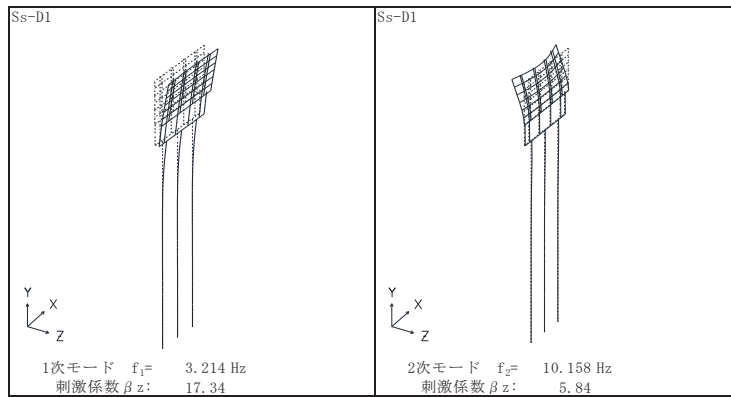


図 3.2-4(1) 固有値解析結果 (断面②) : モード図

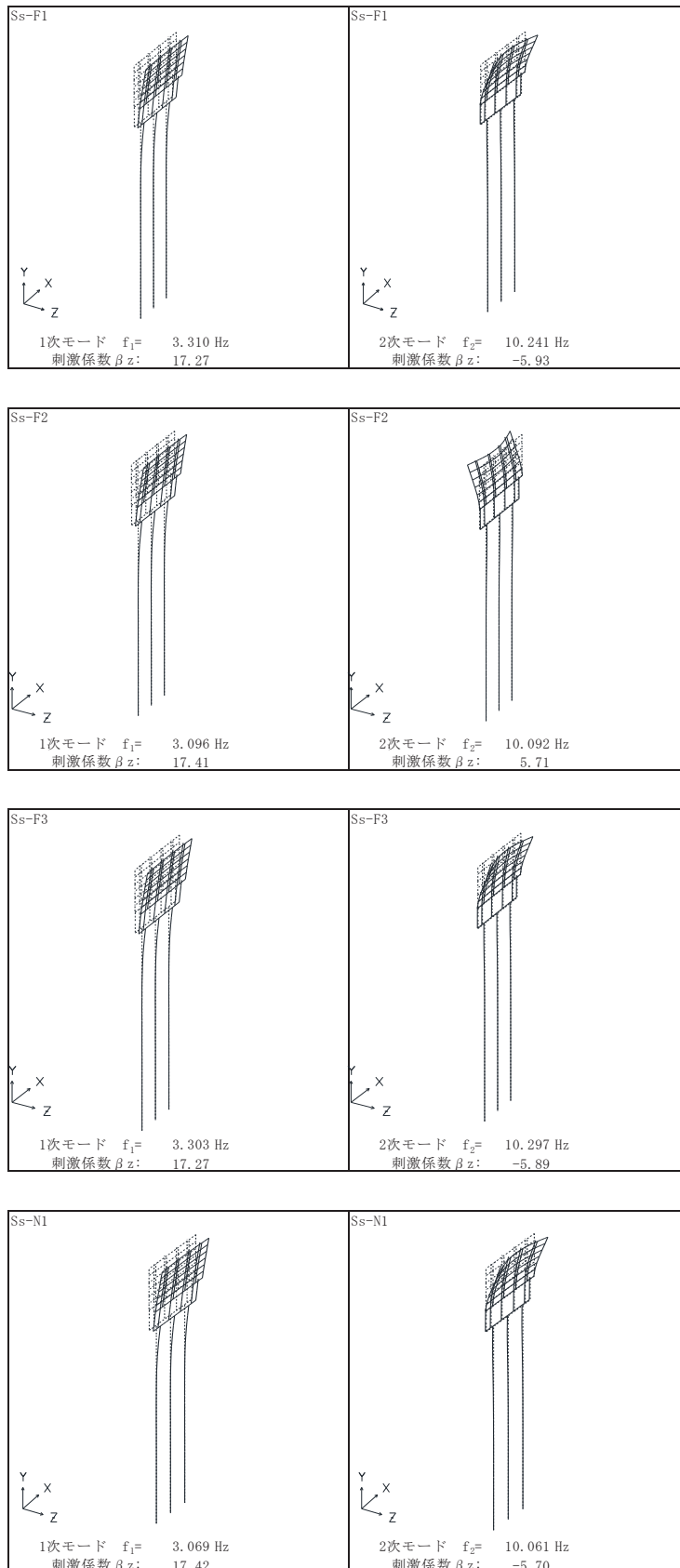


図 3.2-4(2) 固有値解析結果 (断面②: モード図)

表 3.2-7 固有値解析結果 (断面③)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.493 ~ 3.879	0	0	74 ~ 75	0.00	-0.04	16.68 ~ 16.81	全Ssで1次として採用
2	4.743 ~ 5.371	79 ~ 81	0	74 ~ 75	-17.43 ~ -17.25	0.00	0.00	
3	5.797 ~ 6.558	79 ~ 81	0	74 ~ 75	0.12 ~ 0.15	0.00	0.00	
4	13.083 ~ 13.355	79 ~ 81	0	74 ~ 80	-0.35 ~ 0.00	-0.21 ~ 0.23	-4.24 ~ 4.26	全Ssで2次として採用
5	13.283 ~ 13.355	79 ~ 81	0	79 ~ 80	-0.37 ~ 0.37	-0.20 ~ 0.00	-4.18 ~ 0.00	
6	16.675 ~ 17.682	79 ~ 86	0 ~ 92	79 ~ 80	-4.57 ~ 4.40	0.00 ~ 18.58	0.00 ~ 0.24	
7	17.102 ~ 17.850	85 ~ 86	92 ~ 93	79 ~ 80	-4.55 ~ 4.59	0.00 ~ 18.63	0.00 ~ 0.12	
8	17.862 ~ 18.046	85 ~ 86	93	80 ~ 81	0.00	-1.96 ~ -0.87	2.22 ~ 2.35	
9	29.027	85 ~ 86	93	80 ~ 81	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	
10	32.335 ~ 33.653	85 ~ 86	93	82 ~ 85	0.00	-0.02 ~ 0.02	-3.69 ~ 3.21	

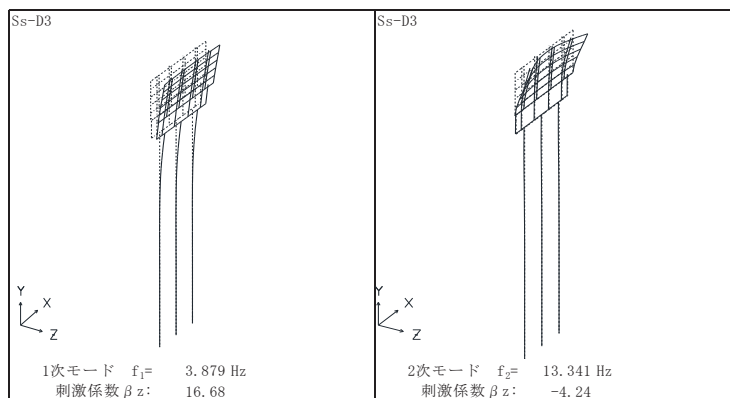
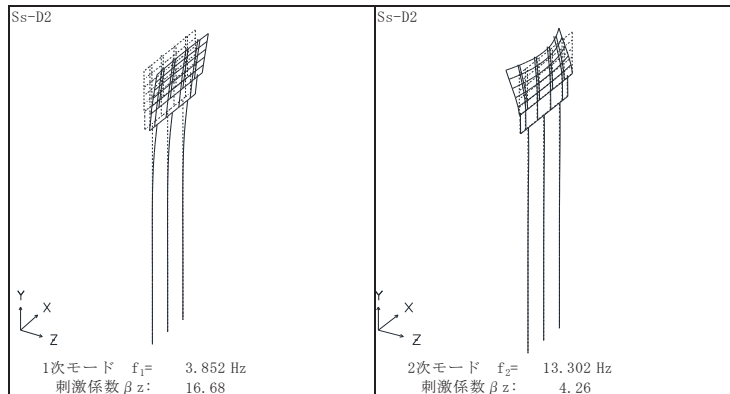
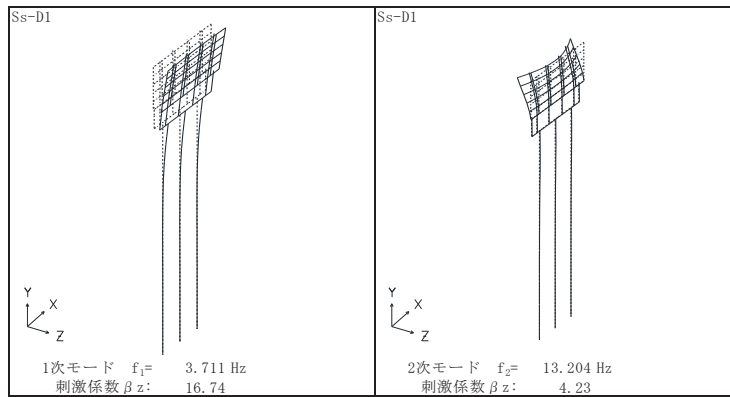


図 3.2-5(1) 固有値解析結果 (断面③: モード図)

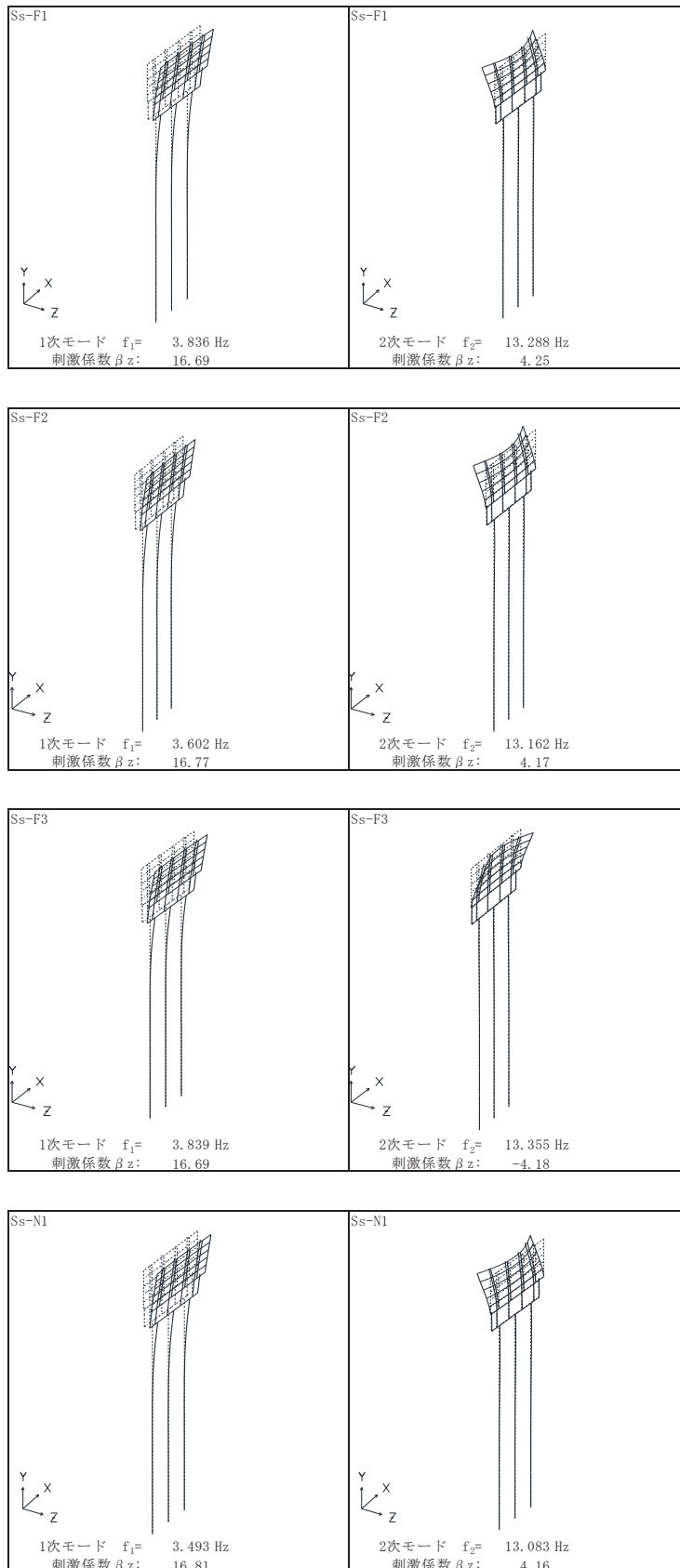


図 3.2-5(2) 固有値解析結果 (断面③ : モード図)

表 3.2-8 固有値解析結果 (断面④)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	11.802 ~ 11.808	0	0	17	0.00	-0.10	7.89 ~ 7.91	全Ssで2次として採用
2	12.491	0	0	17	0.30	0.00	0.00	
3	17.333 ~ 17.338	0	0	24	0.00	-0.05	4.97 ~ 4.98	
4	25.804 ~ 25.848	0	0	70	0.00	-0.02	-12.89	全Ssで1次として採用
5	27.612 ~ 27.695	42	0	70	-12.31 ~ 12.30	0.00	0.00	
6	29.330 ~ 29.331	42	0	70	0.37 ~ 0.39	0.00	0.00	
7	34.054 ~ 34.073	42	0	70	-0.17 ~ 0.17	0.00	0.00	
8	35.896 ~ 35.900	42	0	73	0.00	-0.03 ~ 0.03	-3.17 ~ 3.18	
9	41.140 ~ 41.174	42	0	73	-0.20 ~ 0.20	0.00	0.00	
10	41.817	42	0	73	0.00	-0.04 ~ 0.04	-0.49 ~ 0.49	

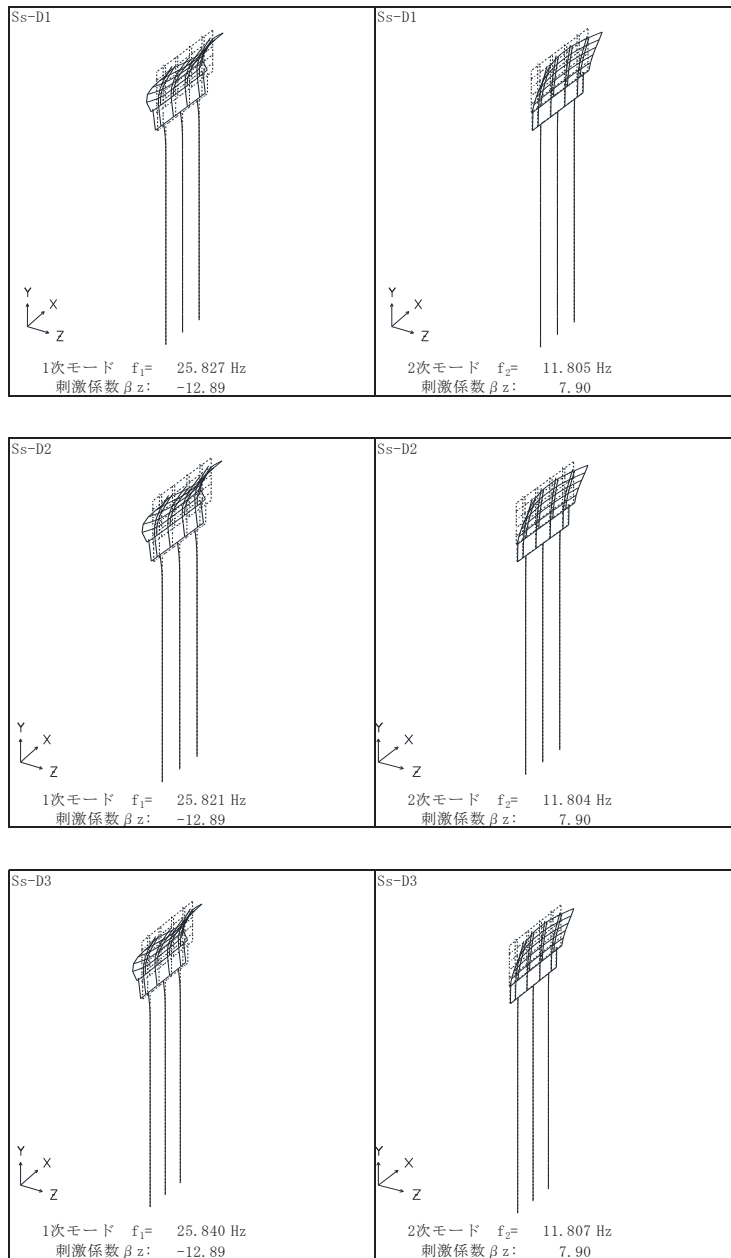


図 3.2-6(1) 固有値解析結果 (断面④) : モード図

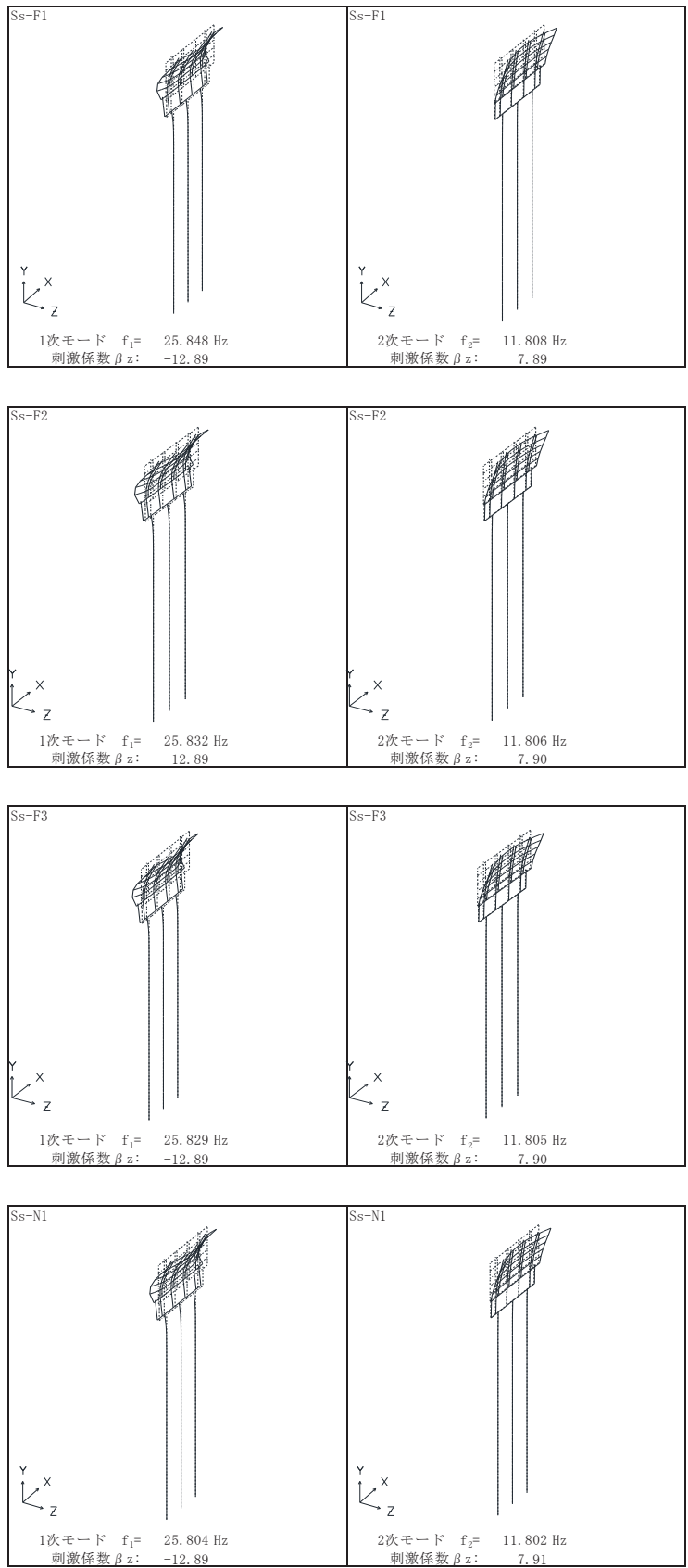


図 3.2-6(2) 固有値解析結果 (断面④: モード図)



表 3.2-9 固有値解析結果 (断面⑤)

追而

追而

図 3.2-7 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

表 3.2-10 固有値解析結果（断面⑥）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	11.847	0	0	21	0.00	-0.10	7.87	全Ssで2次として採用
2	12.486	0	0	21	0.28	0.00	0.00	
3	17.351	0	0	29	0.00	-0.05	5.03	
4	25.704	0	0	85	0.00	-0.02	-12.98	全Ssで1次として採用
5	29.324	0	0	85	-0.50 ~ 0.62	0.00	0.00	
6	30.702 ~ 31.010	50 ~ 52	0	85	12.25 ~ 12.51	0.00	0.00	
7	33.832	50 ~ 52	0	85	0.41 ~ 0.45	0.00	0.00	
8	35.867	50 ~ 52	0	88	0.00	-0.02	-3.09	
9	40.656	50 ~ 52	0	88	-0.36 ~ 0.36	0.00	0.00	
10	41.815	50 ~ 52	0	88	0.00	-0.02	-0.47	

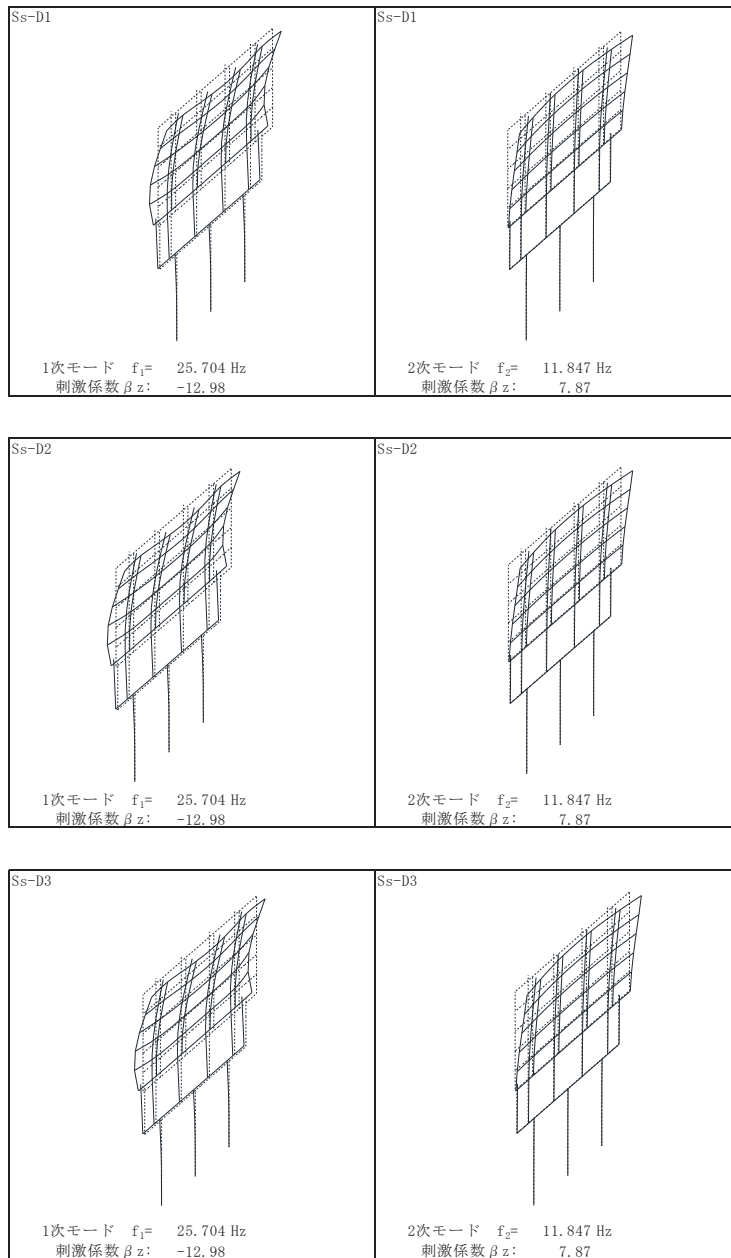


図 3.2-8(1) 固有値解析結果（断面⑥：モード図）

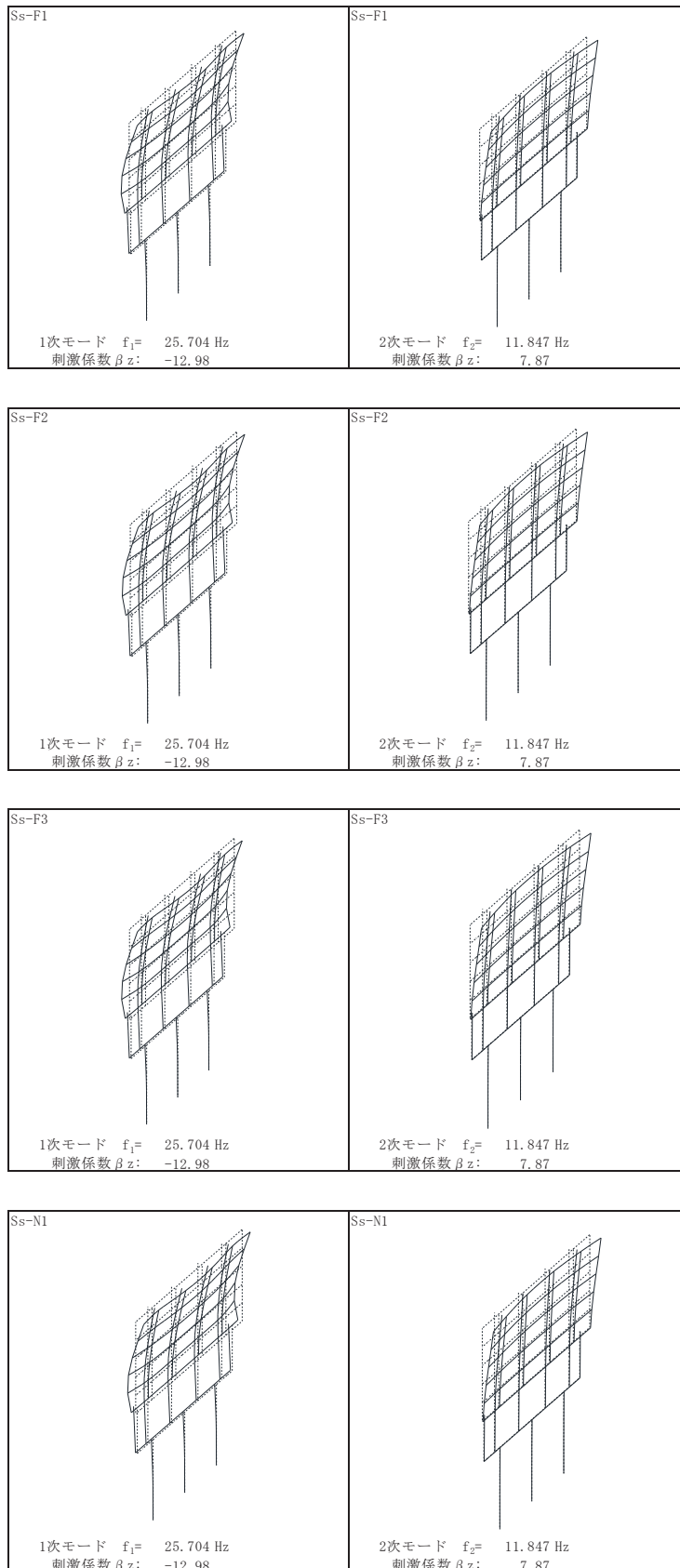


図 3.2-8(2) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.2-11 固有値解析結果 (断面⑦)

追而

追而

図 3.2-9 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

表 3.2-12(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.606 ~ 0.643	0.0005
断面②	0.591 ~ 0.633	0.0005
断面③	0.693 ~ 0.755	0.0004
断面④	2.035 ~ 2.037	0.0002
断面⑤	~	~
断面⑥	2.038	0.0002
断面⑦	~	~

表 3.2-12(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.909 ~ 0.965	0.0007
断面②	0.887 ~ 0.950	0.0007
断面③	1.039 ~ 1.133	0.0006
断面④	3.053 ~ 3.056	0.0003
断面⑤	~	~
断面⑥	3.057	0.0003
断面⑦	~	~

表 3.2-12(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	1.515 ~ 1.609	0.0012
断面②	1.478 ~ 1.583	0.0012
断面③	1.732 ~ 1.888	0.0009 ~ 0.0010
断面④	5.088 ~ 5.093	0.0004
断面⑤	~	~
断面⑥	5.095	0.0004
断面⑦	~	~

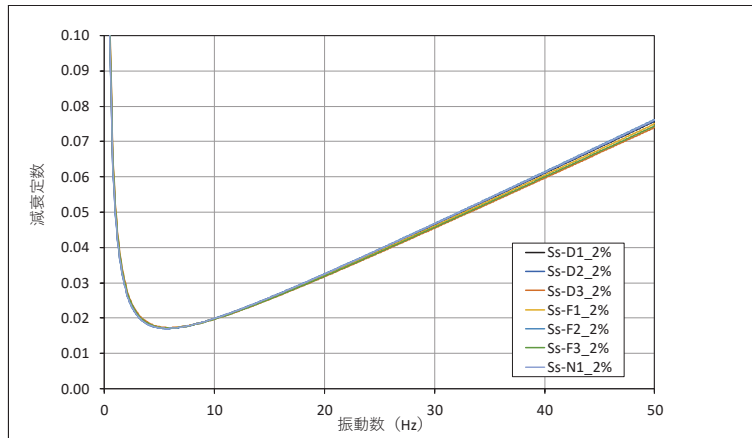


図 3.2-10(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 2%

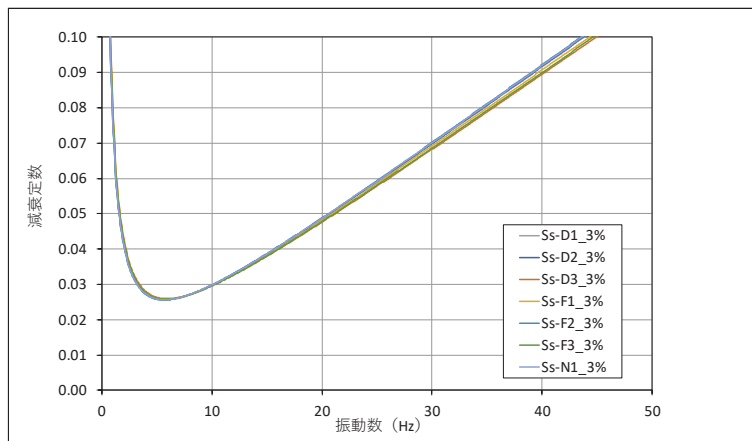


図 3.2-10(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 3%

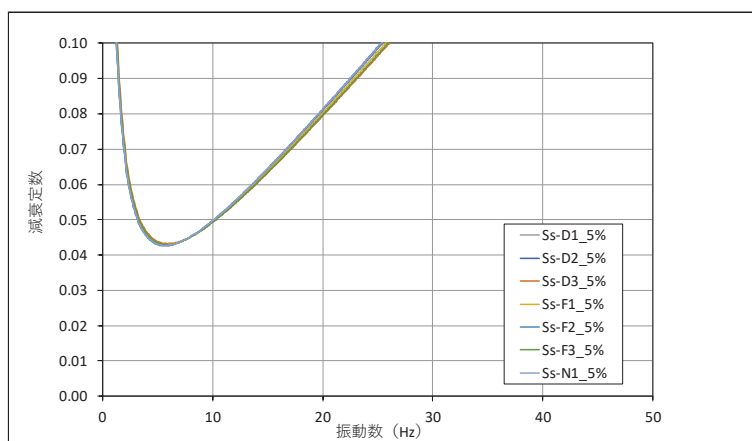


図 3.2-10(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 5%

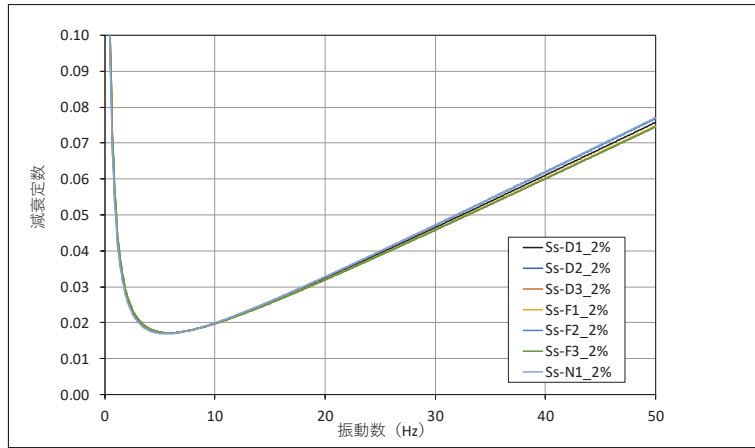


図 3.2-11(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 2%

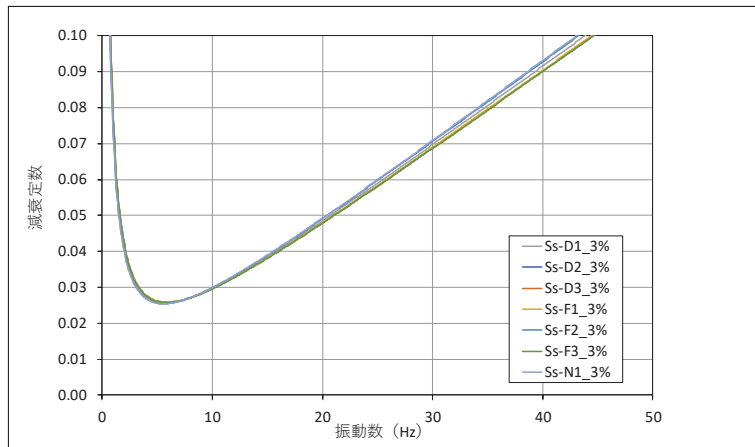


図 3.2-11(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 3%

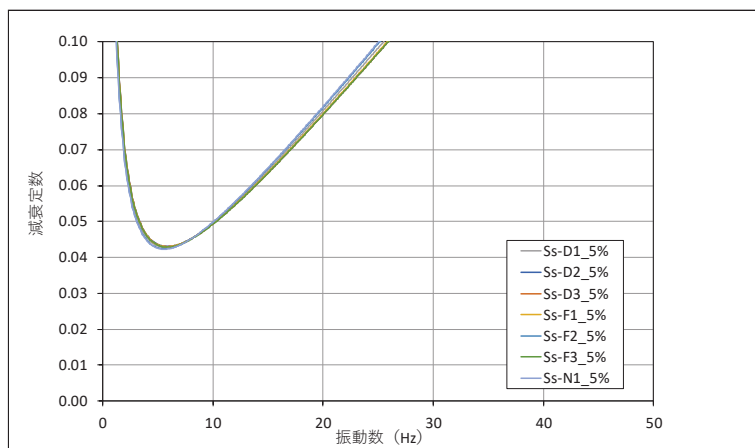


図 3.2-11(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 5%

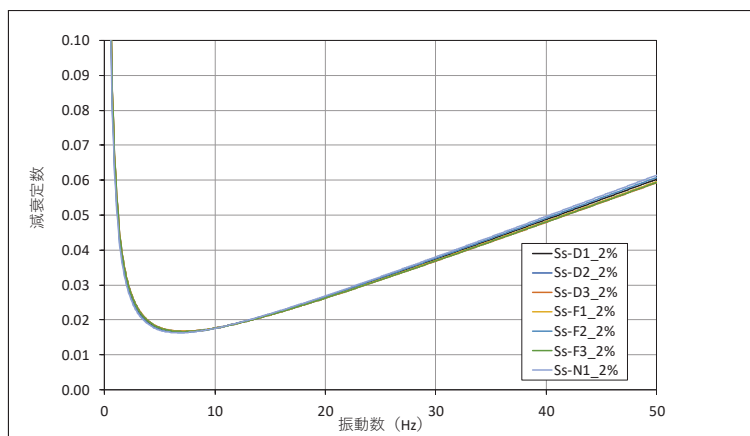


図 3.2-12(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 2%

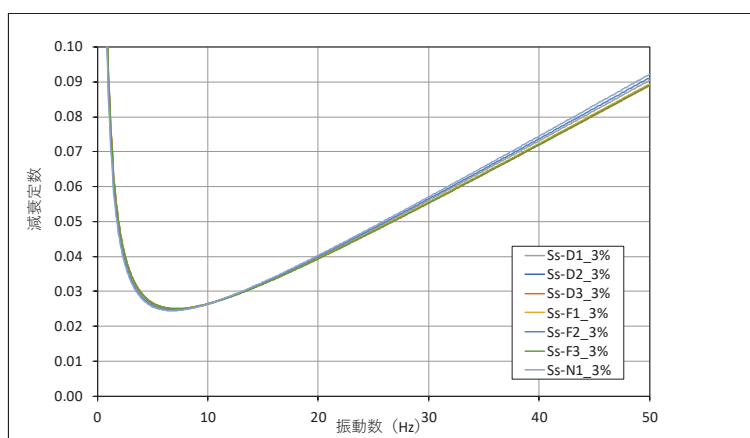


図 3.2-12(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 3%

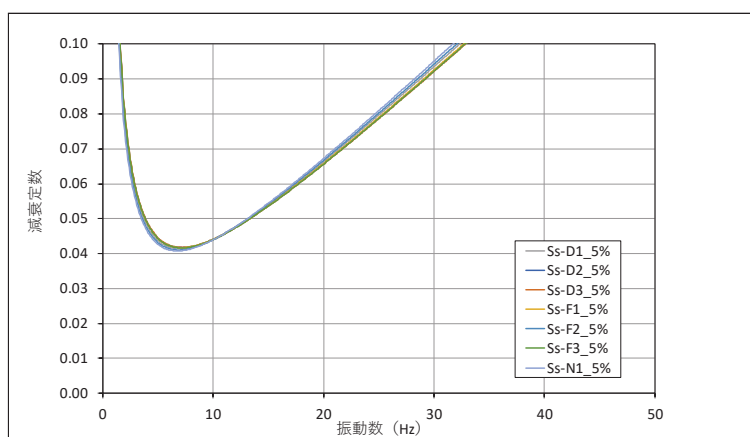


図 3.2-12(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 5%



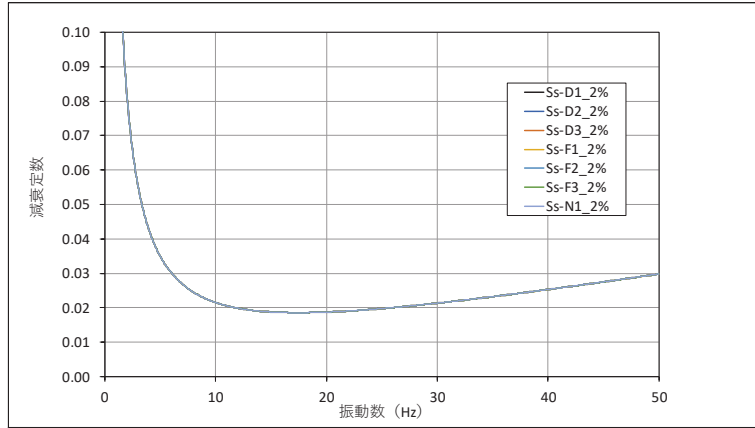


図 3.2-13(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 2%

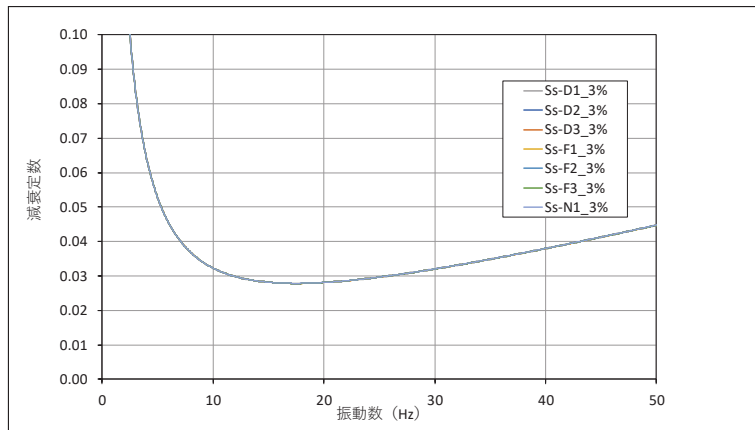


図 3.2-13(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 3%

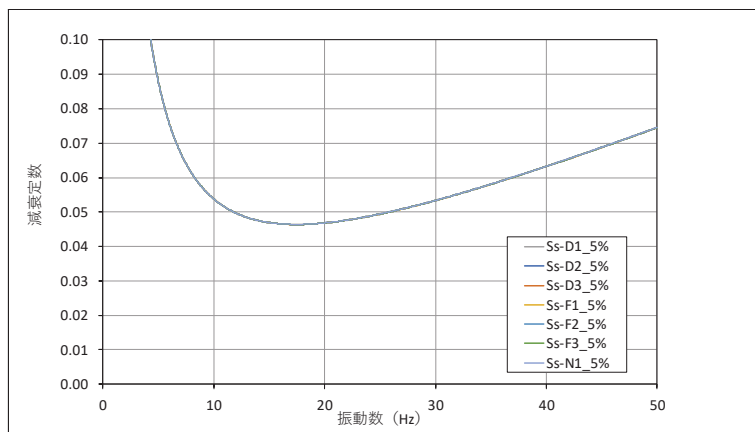


図 3.2-13(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 5%

図 3.2-14(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 2%

追而

図 3.2-14(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 3%

追而

図 3.2-14(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 5%

追而

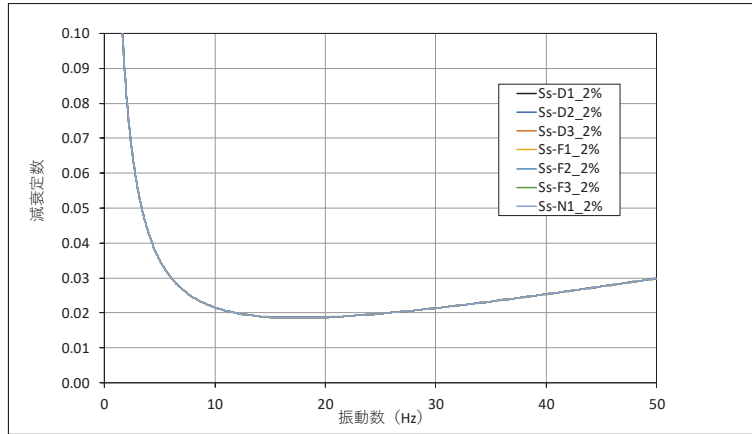


図 3.2-15(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 2%

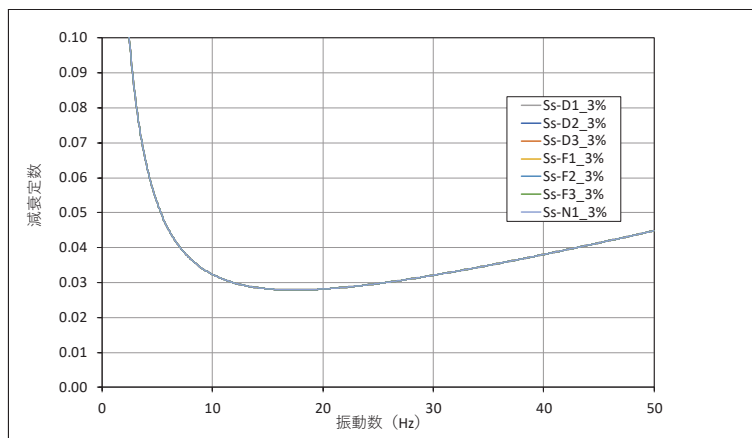


図 3.2-15(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 3%

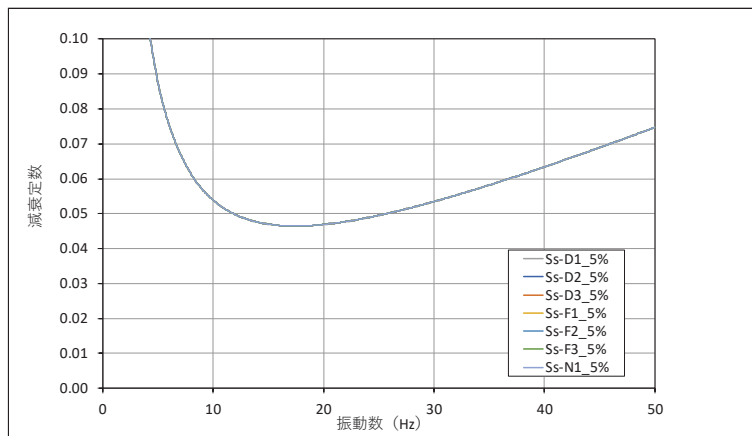


図 3.2-15(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 5%

図 3.2-16(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 2%

追而

図 3.2-16(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 3%

追而

図 3.2-16(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 5%

追而

### 3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

#### (1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-13 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2-13 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 $\sigma$		平均値 - 1 $\sigma$	
材料物性		設計基準強度		設計基準強度		設計基準強度	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。			
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - D 2$	++*	○				
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - D 3$	++*	○				
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - F 1$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - F 2$	++*	○				
		-+*	○				
$S_s - F 3$	++*	○					
	-+*	○					
$S_s - N 1$	++*	○					
	-+*	○					

注記\* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース

補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 3.2-14 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3.2-14 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製遮水壁（鋼板）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重( $G$ )

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に $0.98\text{kN/m}^2$ を考慮する。

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、設計基準風速を $30\text{m/s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に、荷重の算定方法を表 3.3-2 に、荷重の作用概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P <sub>s</sub> + P <sub>k</sub> + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P<sub>s</sub> : 積雪荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3.3-2 荷重の算定方法

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する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		—	外水はないため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	外水及び内水はないため考慮しない。





### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置（O.P. -201m）で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に示す。地震応答解析時に用いる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を第 2 号機側（断面④～⑦）は図 3.4-2 に、3 号機側（断面①～③）は図 3.4-3 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3.4-2 に示す 2E 波に対して、図 3.4-1(2)に示すとおり E 波として入力する。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。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「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、入力地震動を用いた地盤応答を作成するモデル（構造物位置地盤モデル）の概要及び地震応答解析モデルへの入力方法等は「3.5.1 解析モデル」に示す。

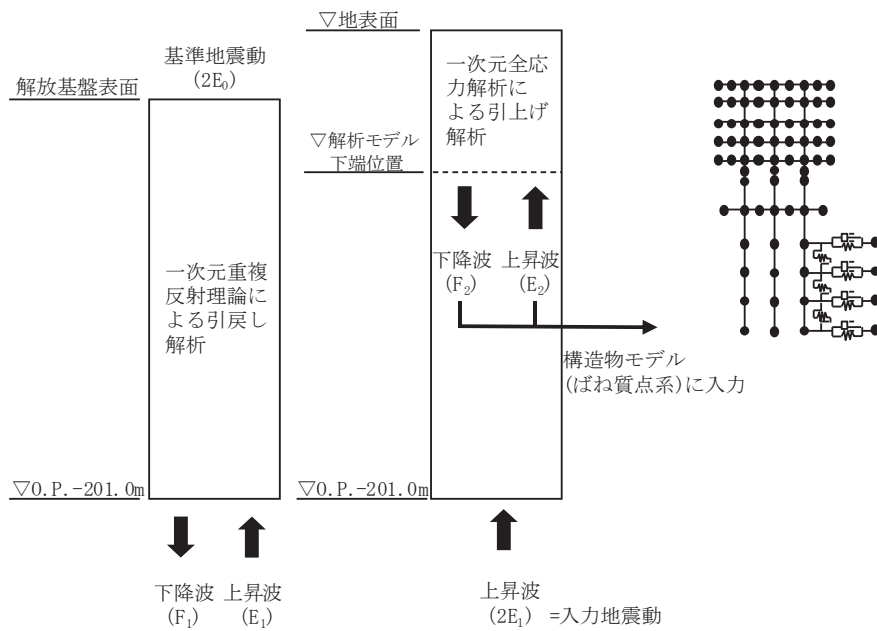


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤, ⑦)

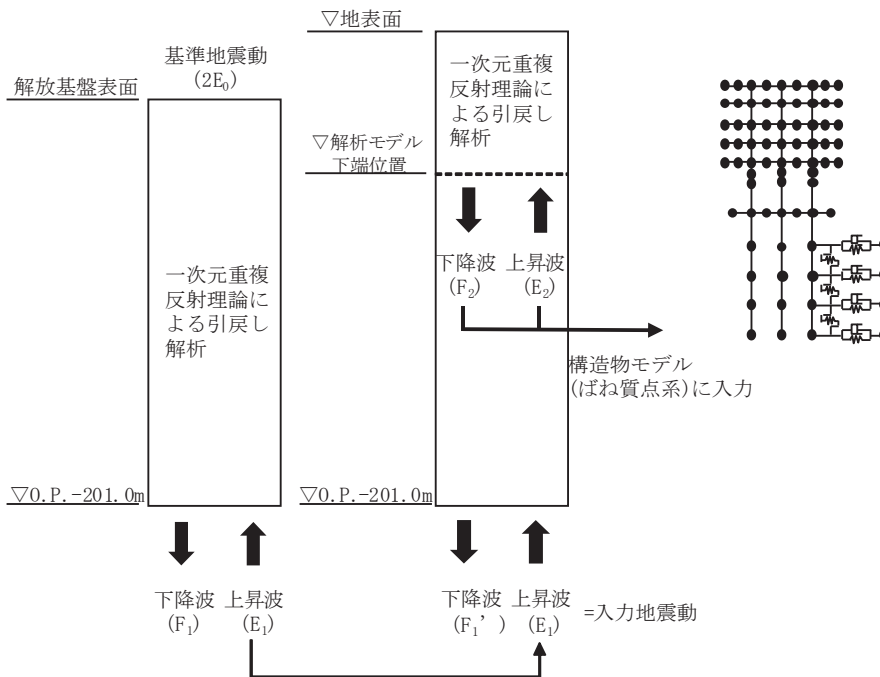
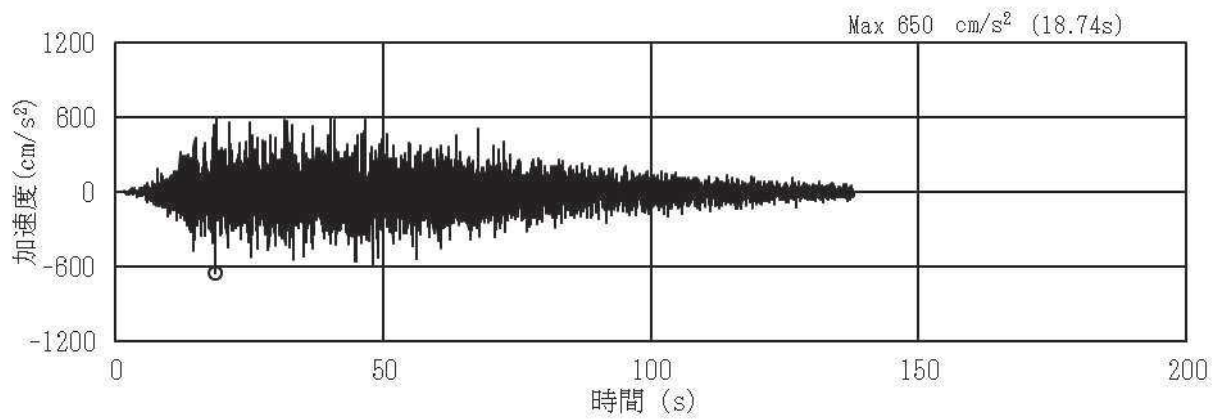
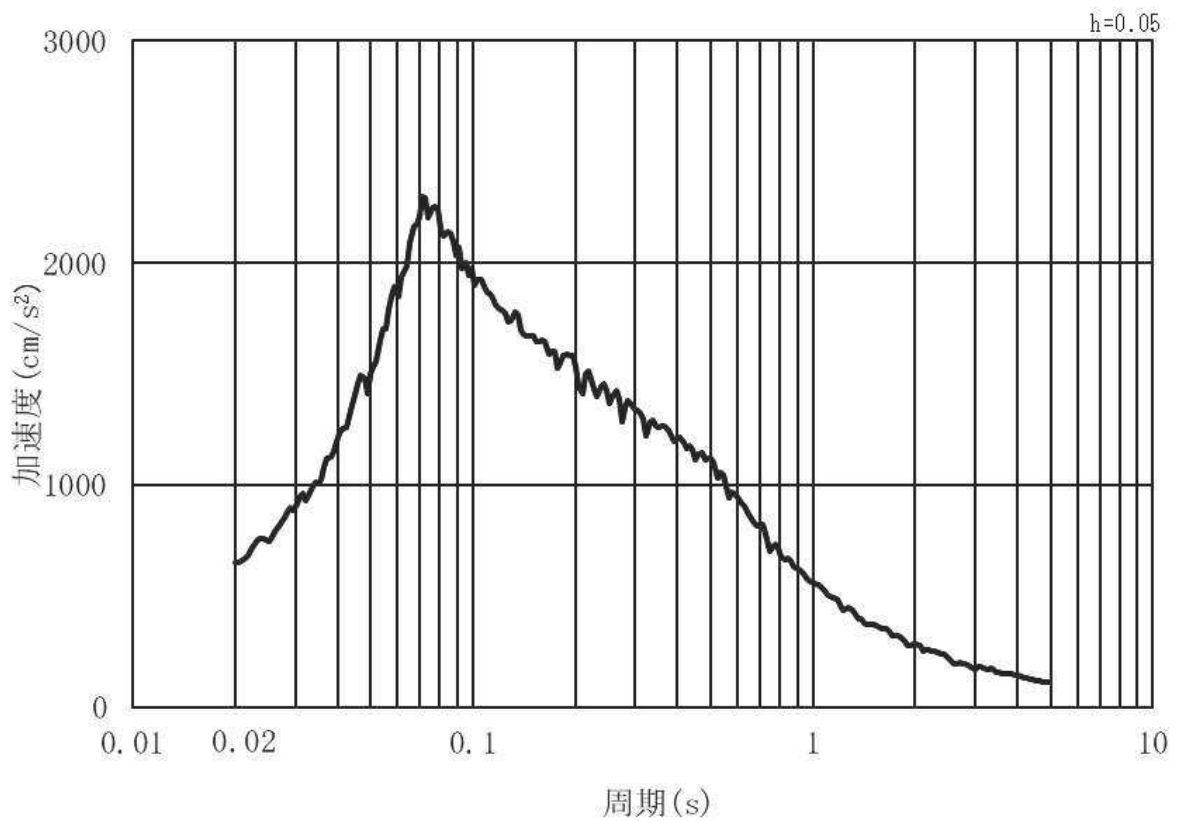


図 3.4-2(2) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面④・⑤・⑥・⑦ (第2号機側)

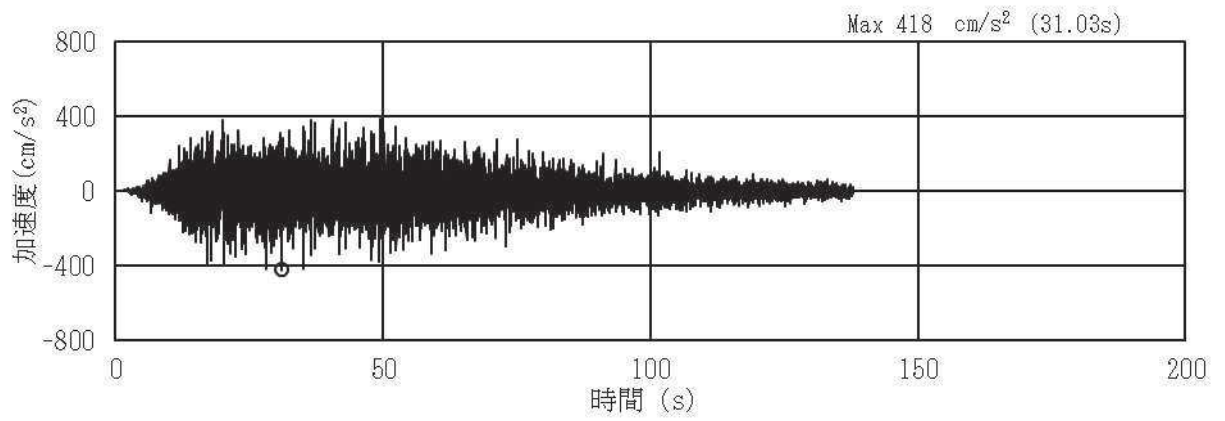


(a) 加速度時刻歴波形

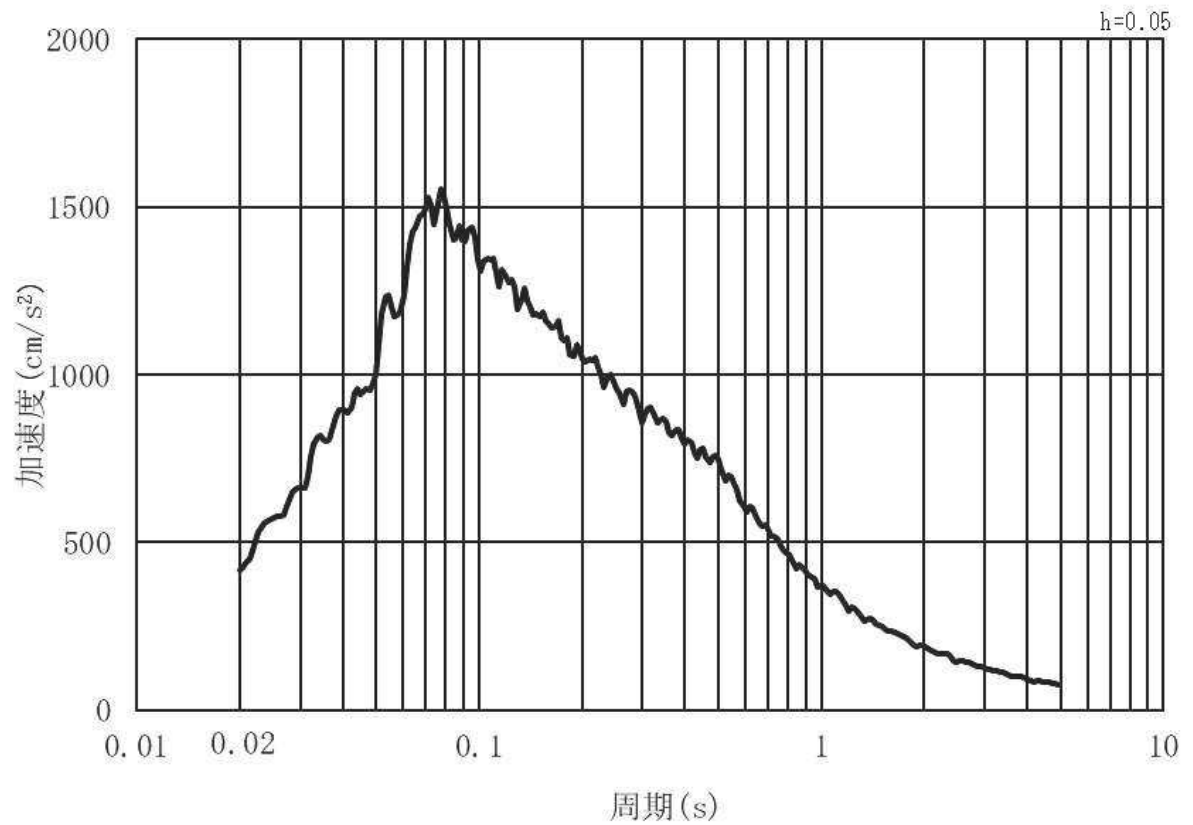


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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 - D 1) , 第 2 号機側

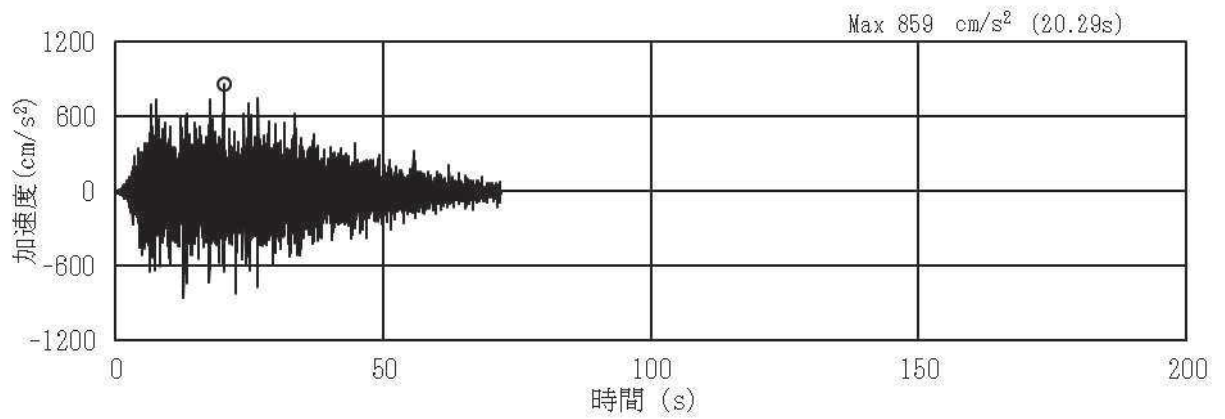


(a) 加速度時刻歴波形

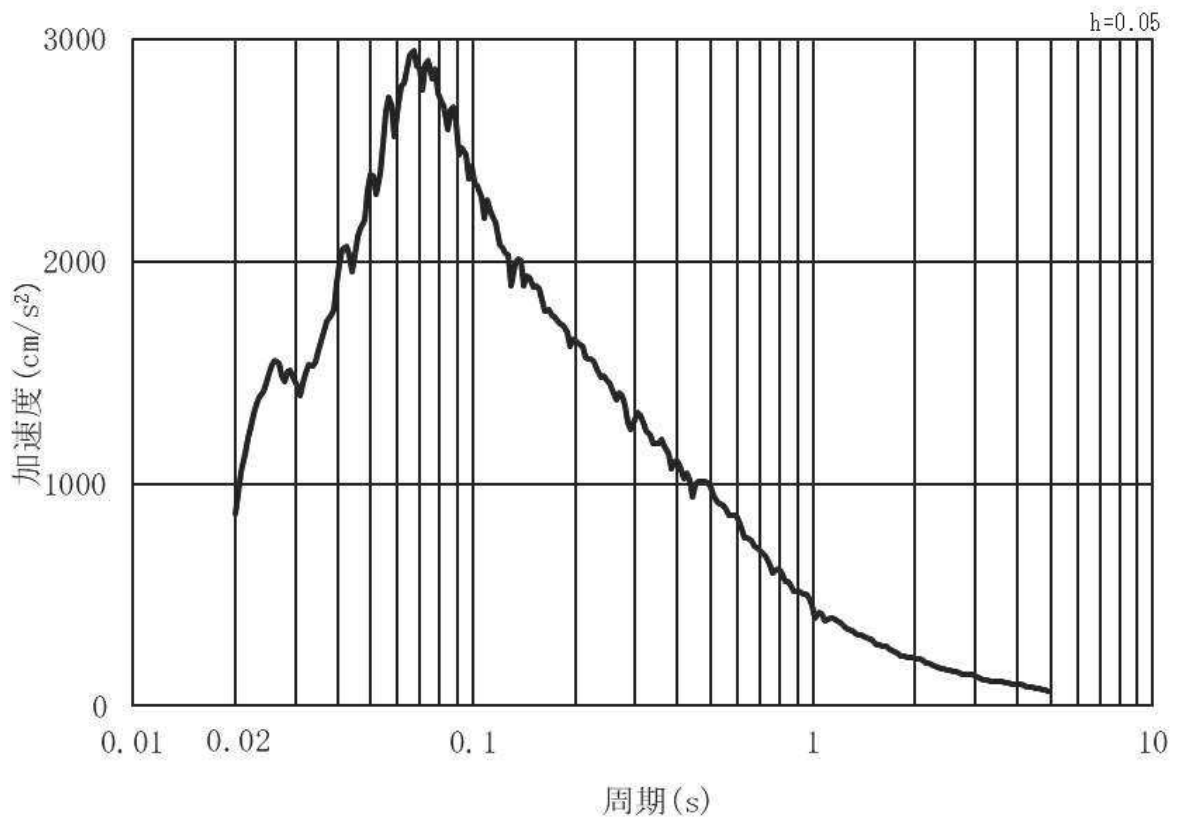


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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 - D 1) , 第 2 号機側

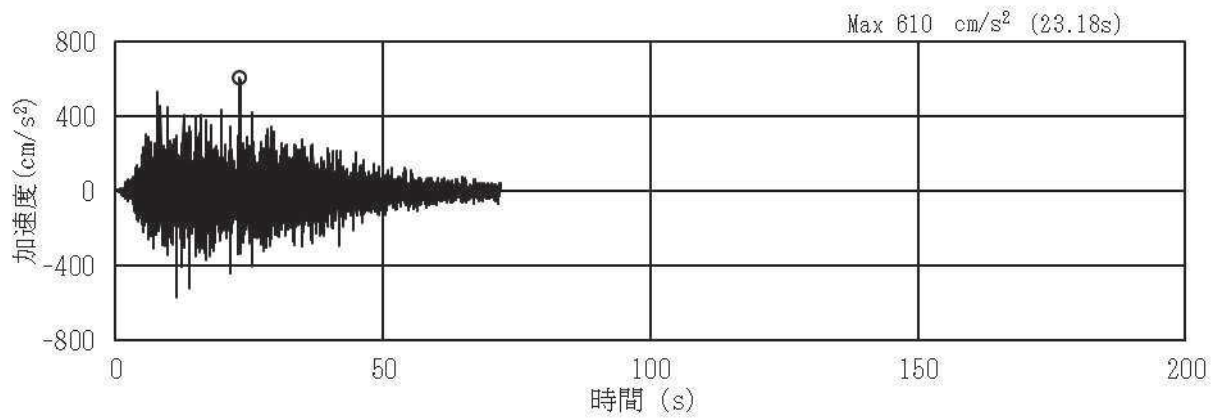


(a) 加速度時刻歴波形

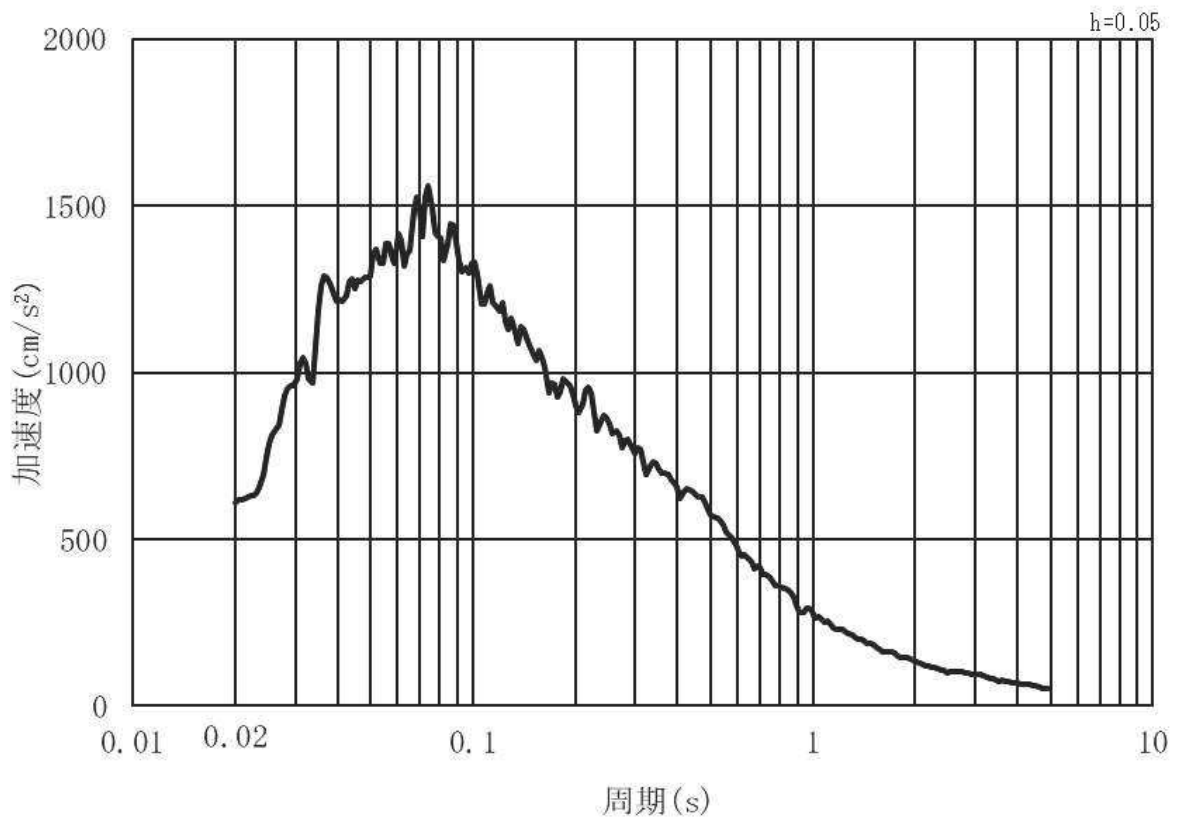


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(3) 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 - D 2) , 第 2 号機側

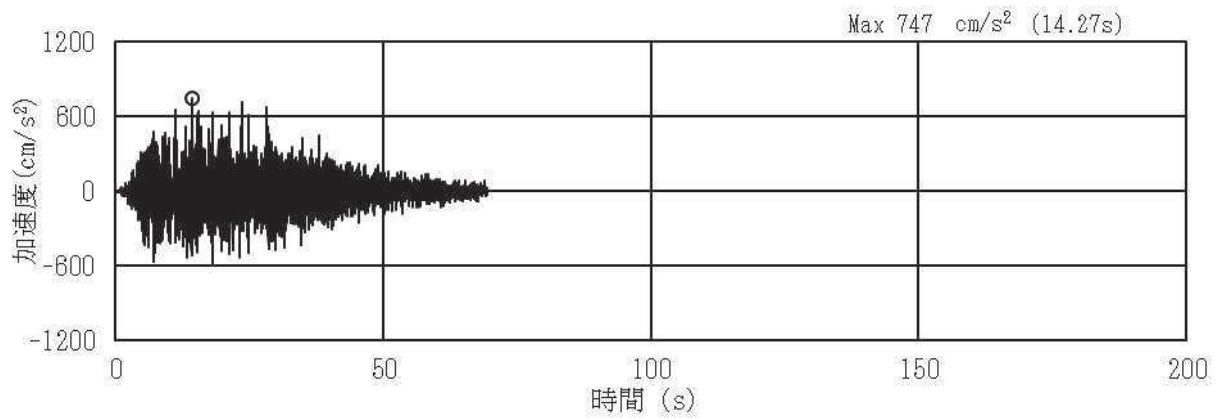


(a) 加速度時刻歴波形

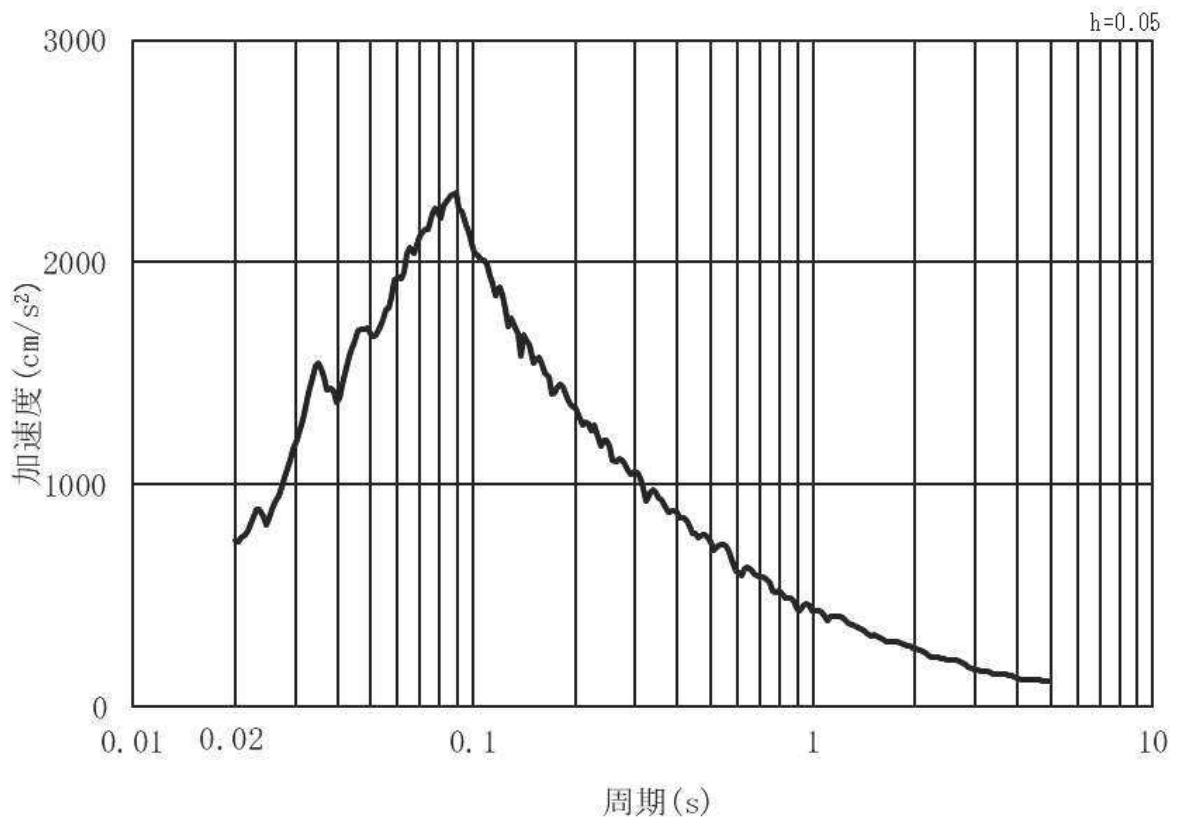


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(4) 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 - D 2) ， 第 2 号機側



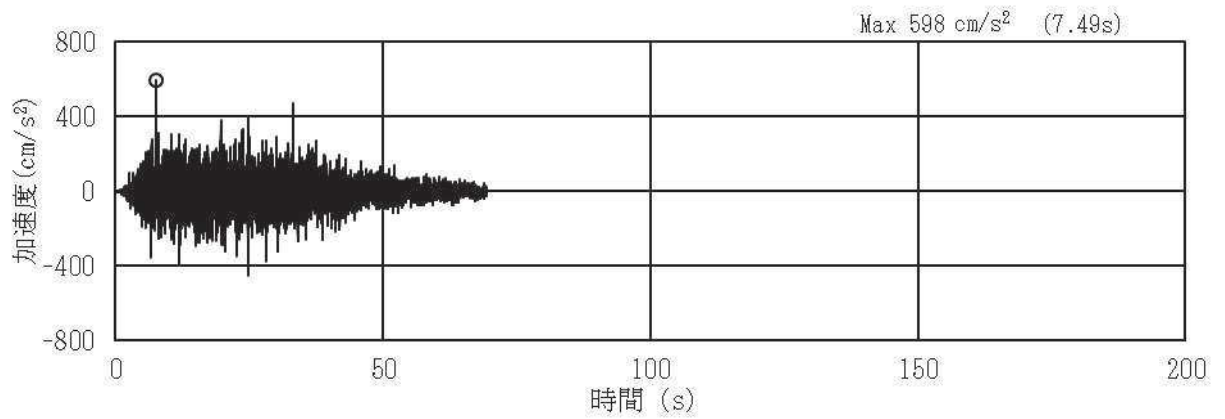
(a) 加速度時刻歴波形



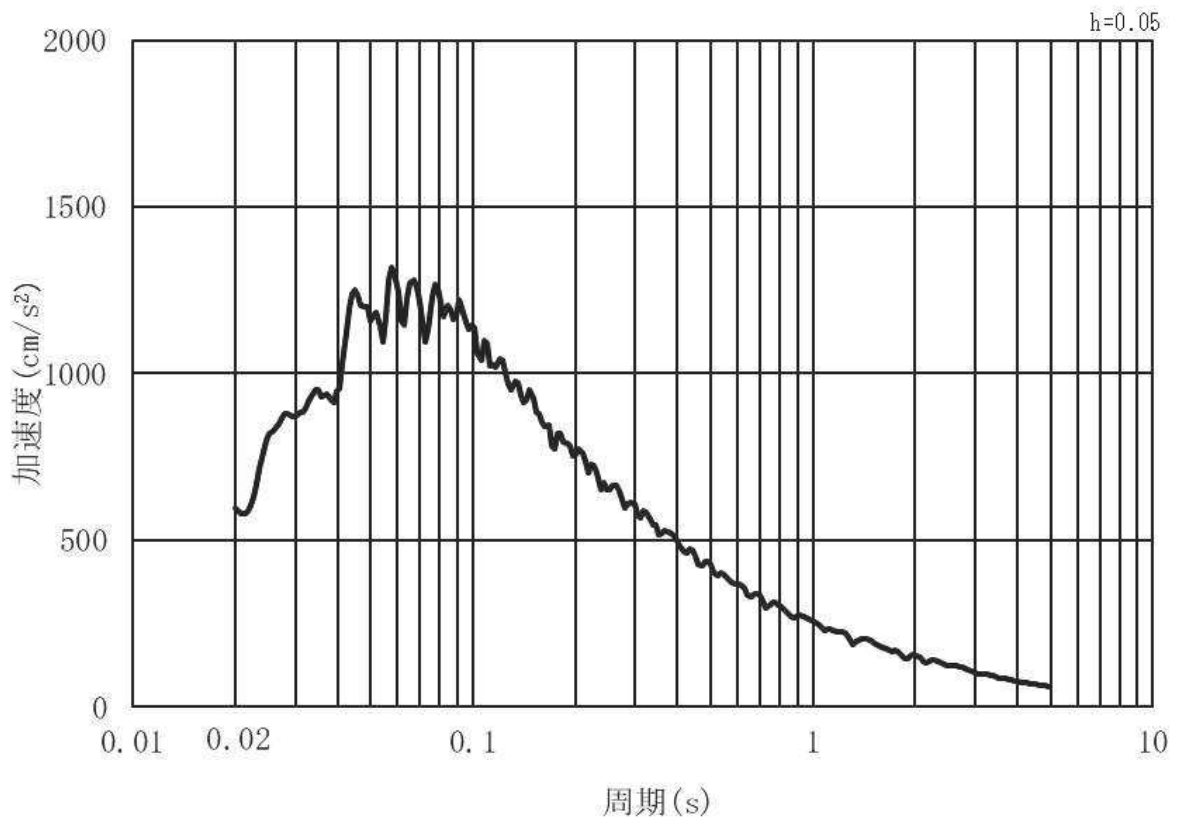
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(5) 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 - D 3) , 第 2 号機側



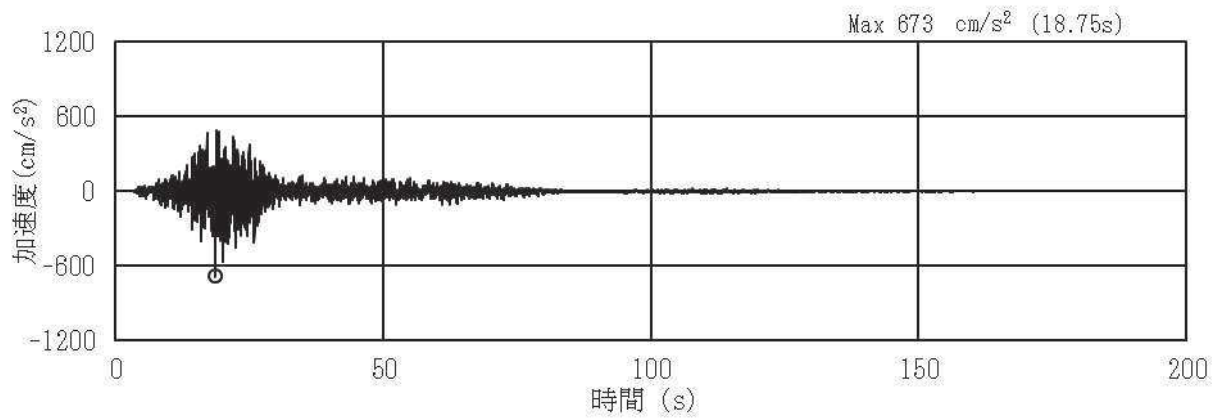


(a) 加速度時刻歴波形

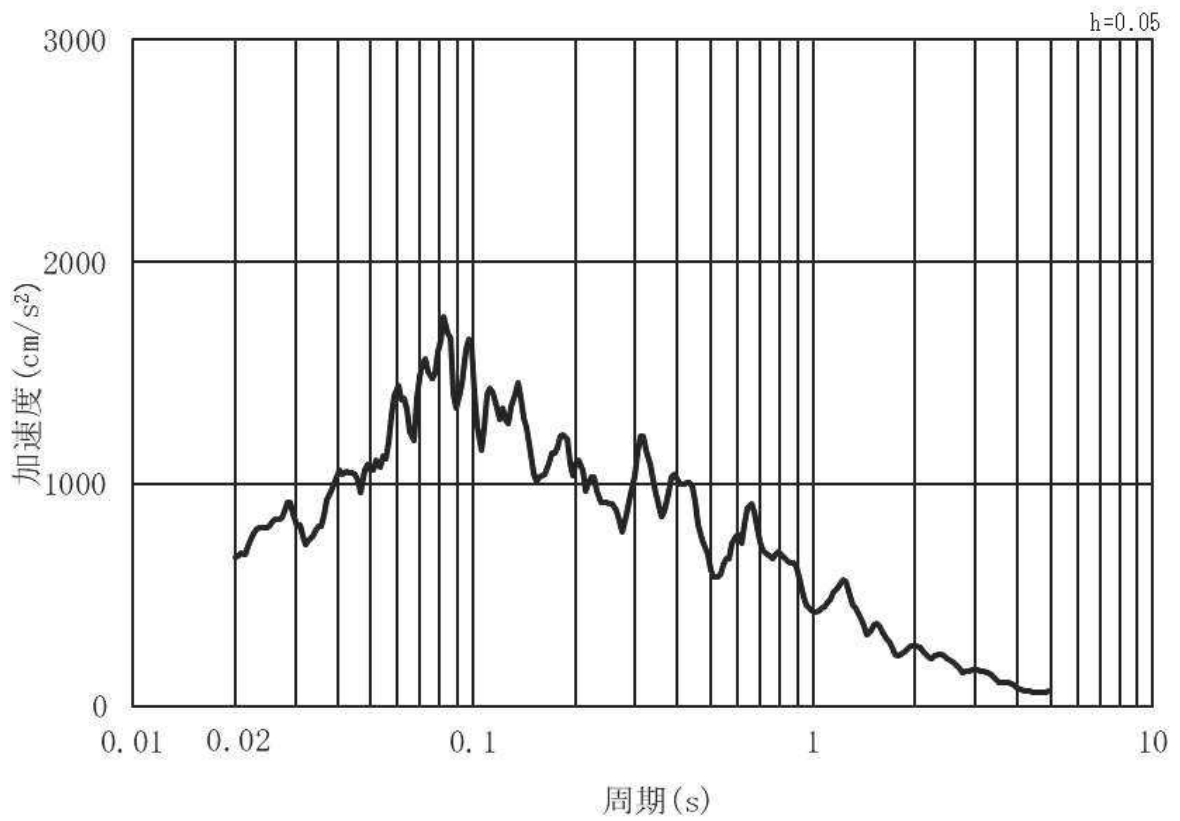


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(6) 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 - D 3) ， 第 2 号機側

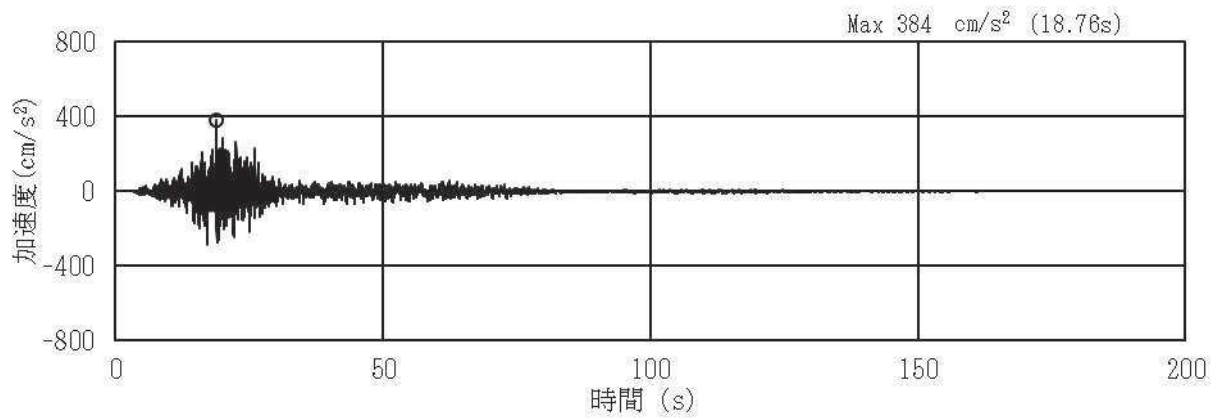


(a) 加速度時刻歴波形

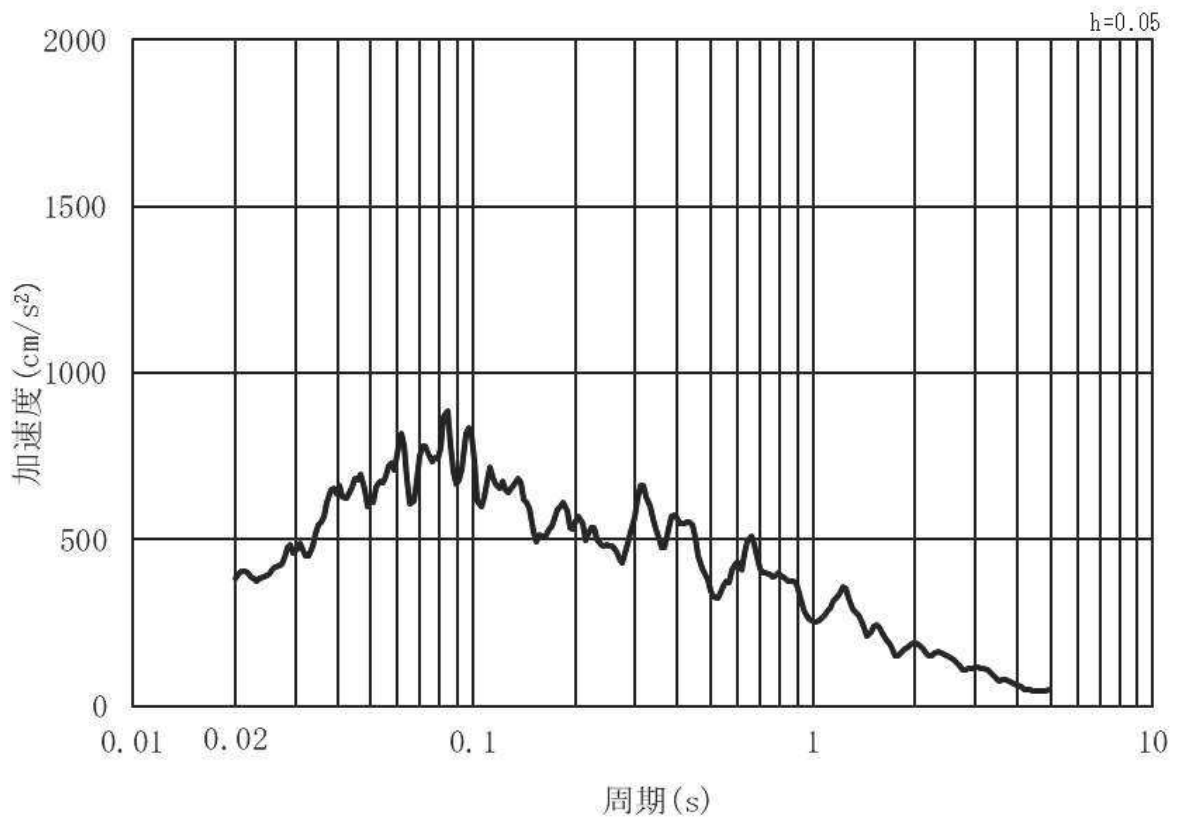


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(7) 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 - F 1) ， 第 2 号機側

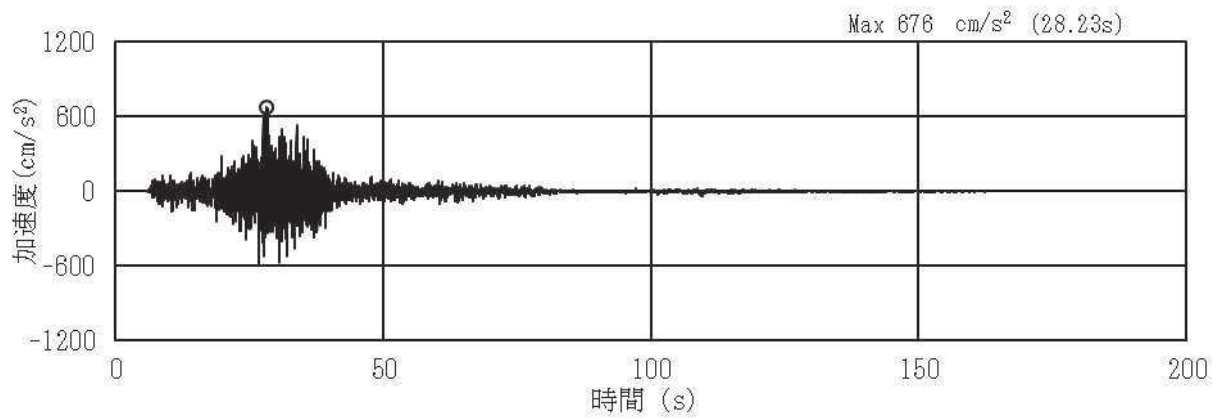


(a) 加速度時刻歴波形

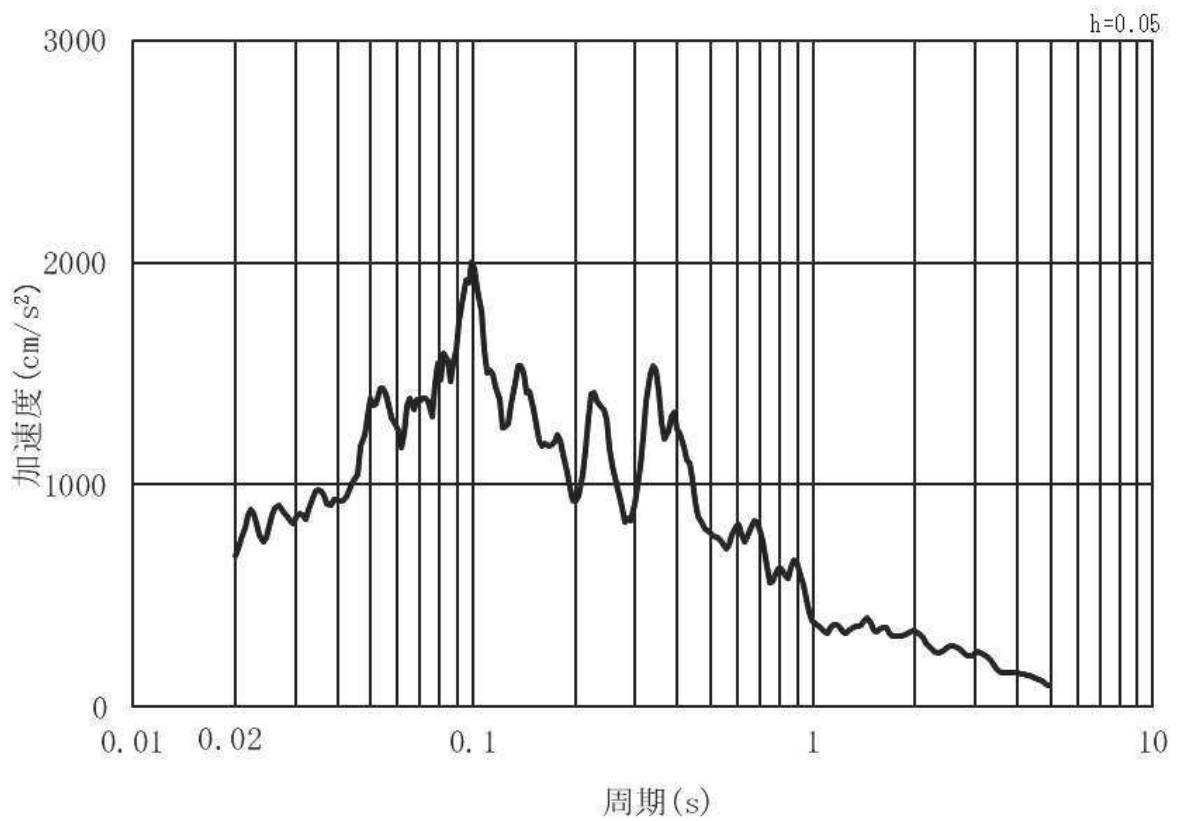


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(8) 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 - F 1) , 第 2 号機側

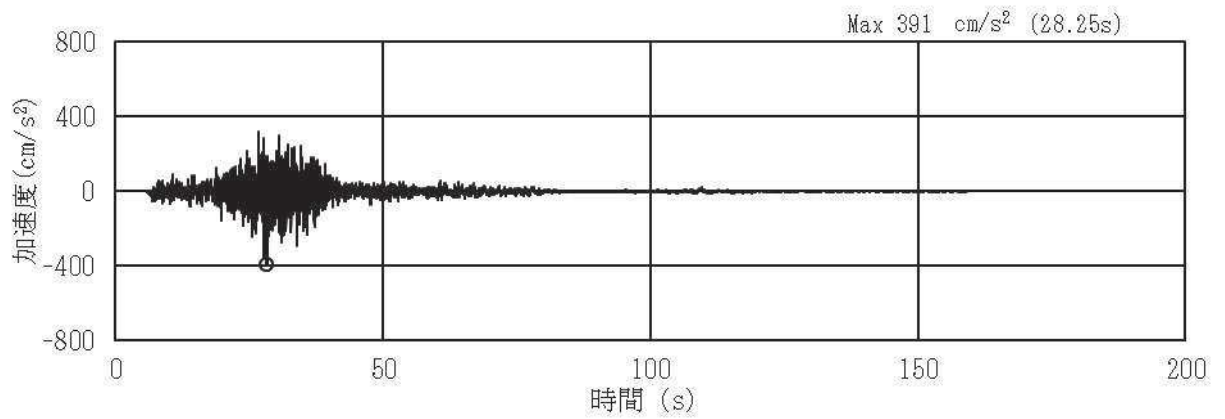


(a) 加速度時刻歴波形

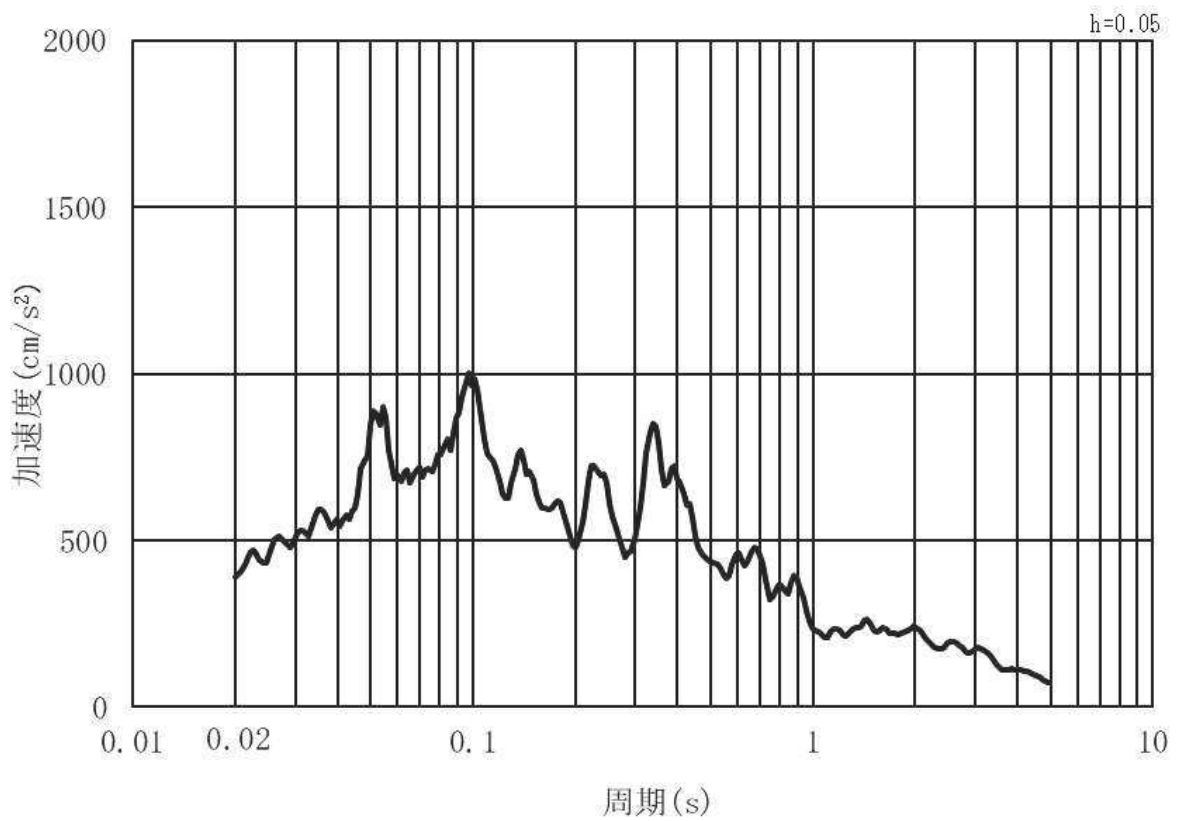


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(9) 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 - F 2) , 第 2 号機側

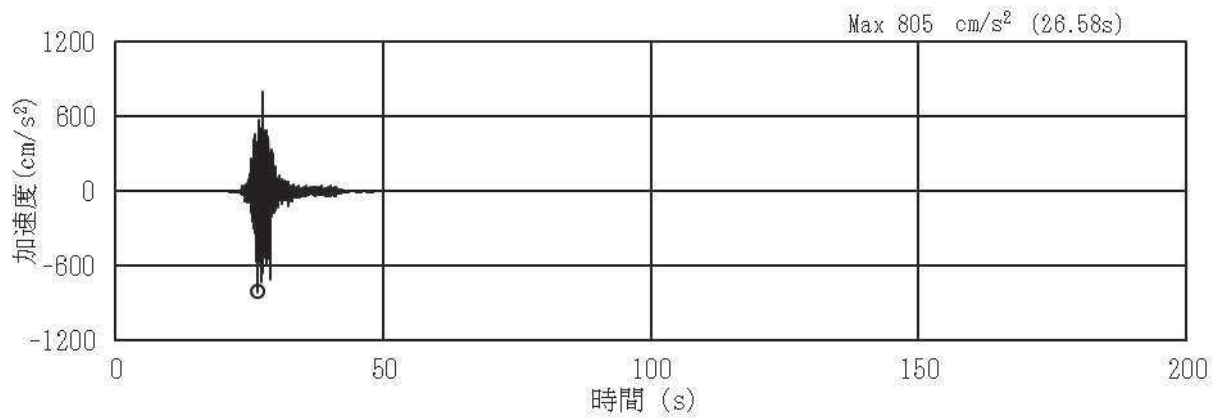


(a) 加速度時刻歴波形

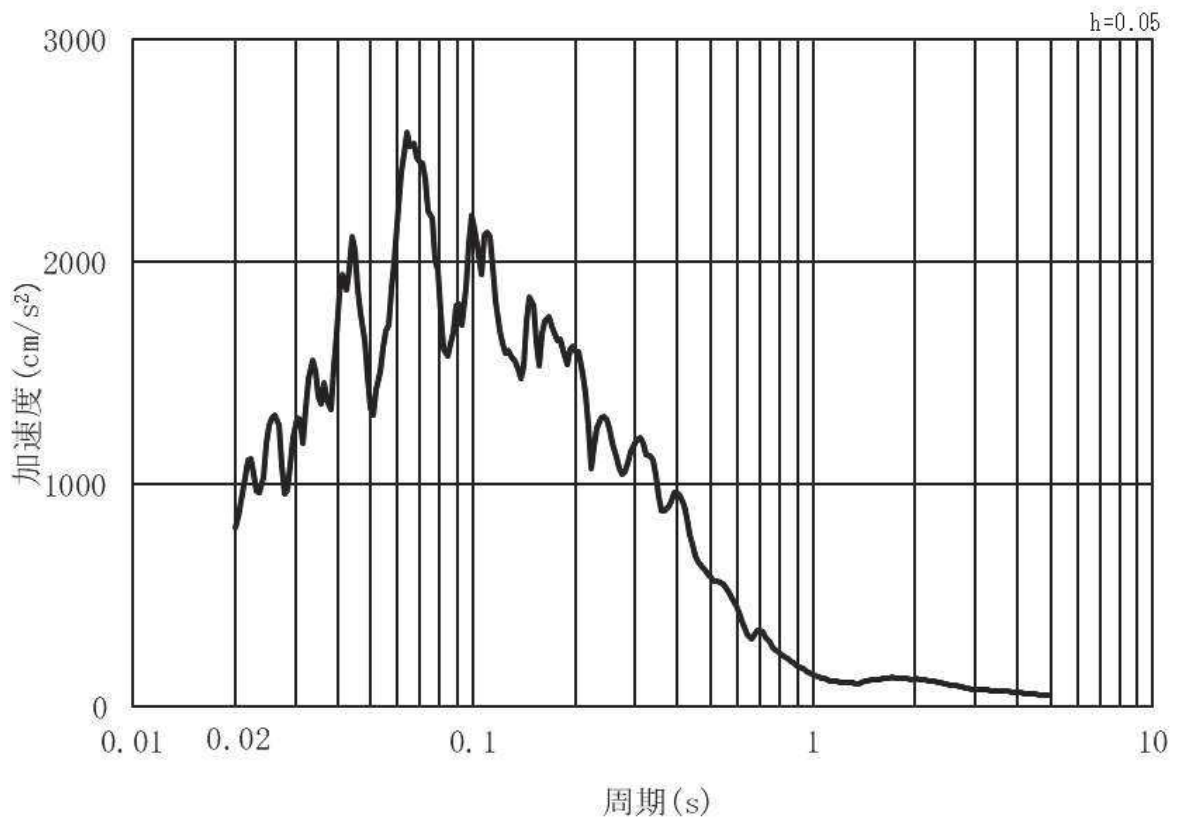


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(10) 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 - F 2) , 第 2 号機側

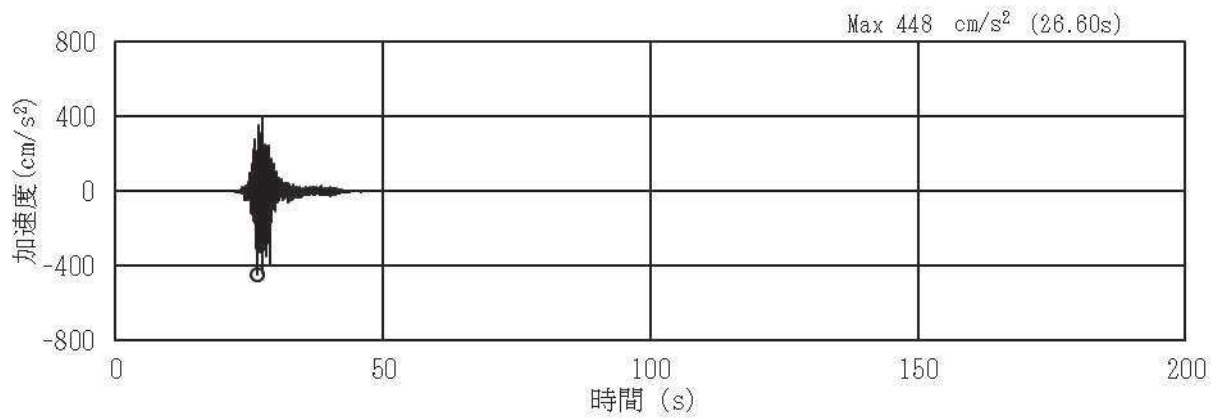


(a) 加速度時刻歴波形

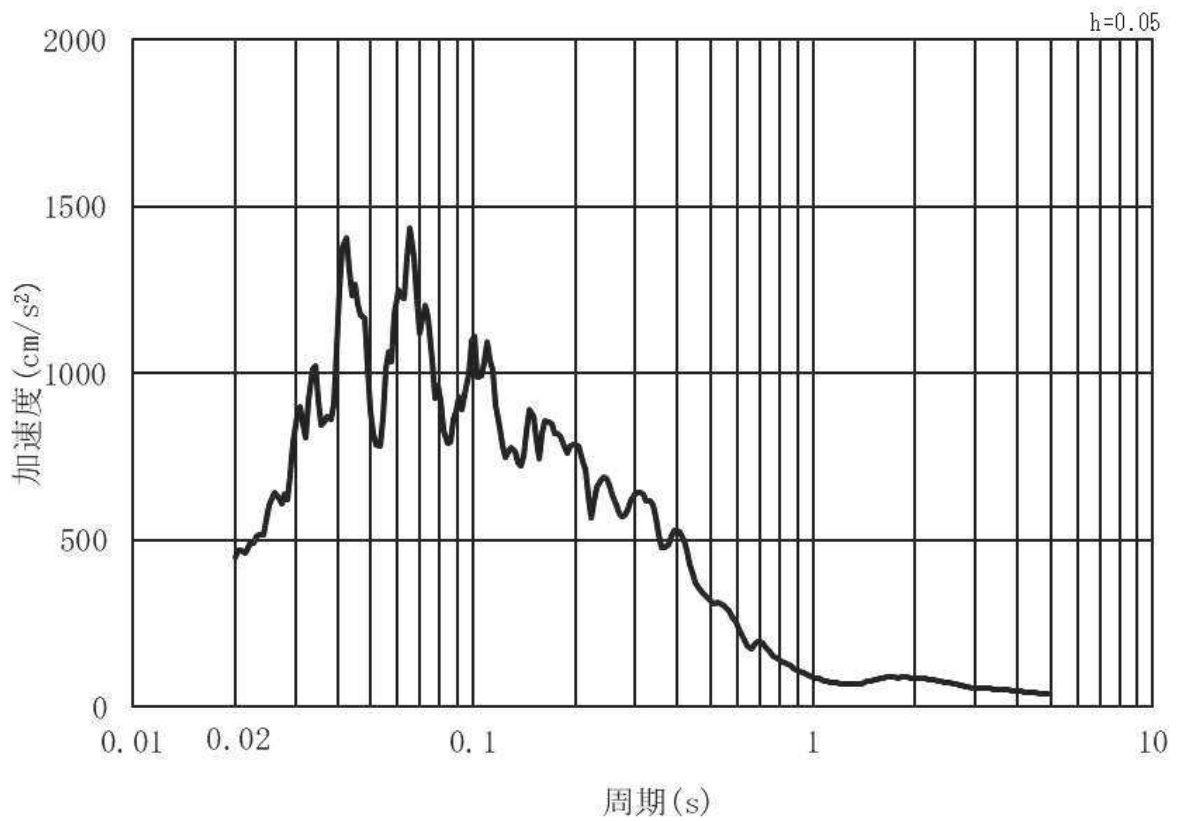


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(11) 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 - F 3) ， 第 2 号機側

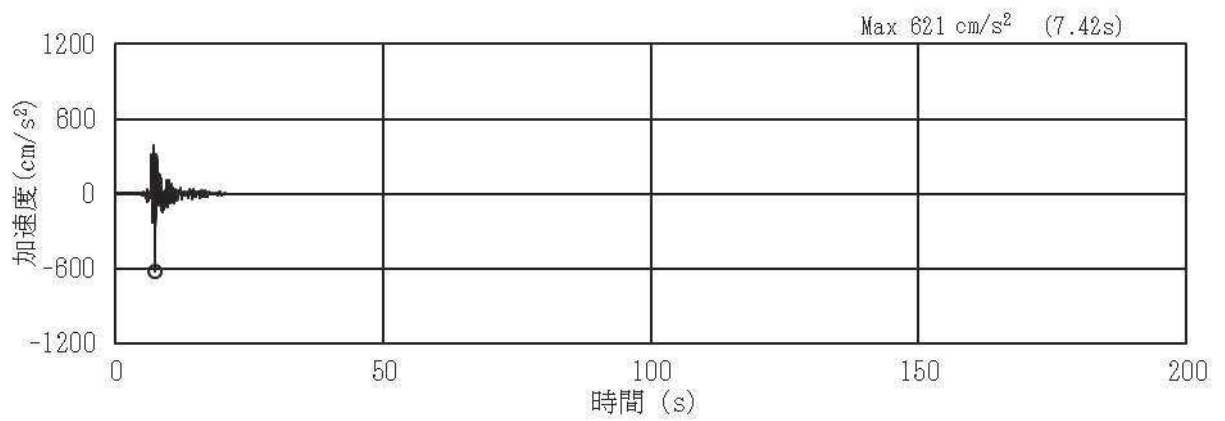


(a) 加速度時刻歴波形

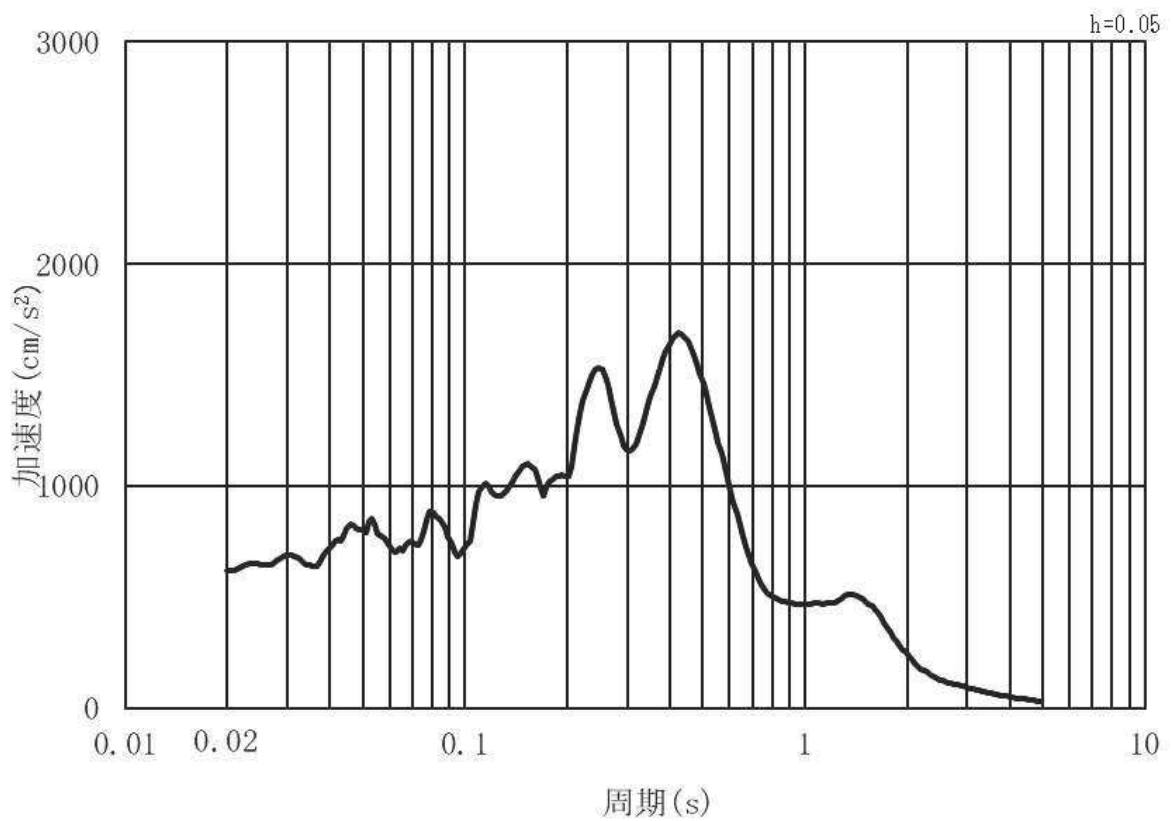


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(12) 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 - F 3) ， 第 2 号機側



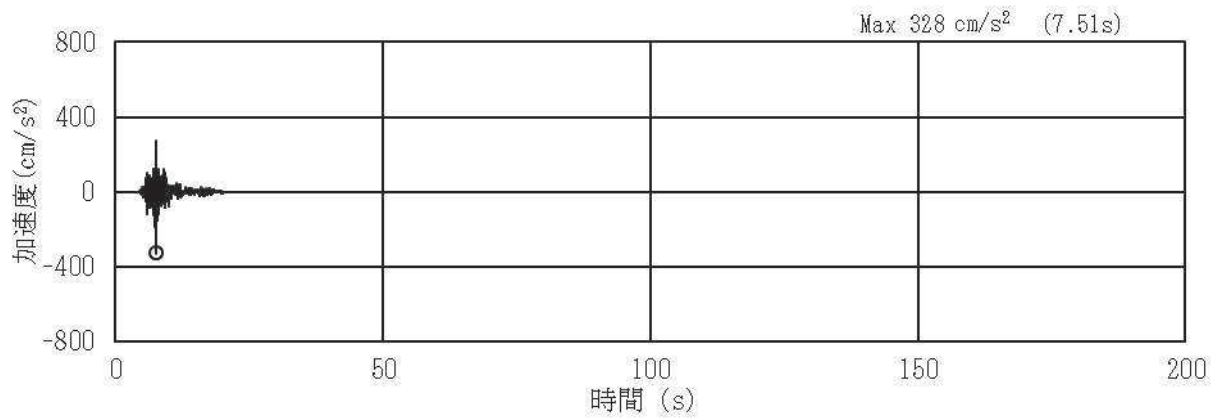
(a) 加速度時刻歴波形



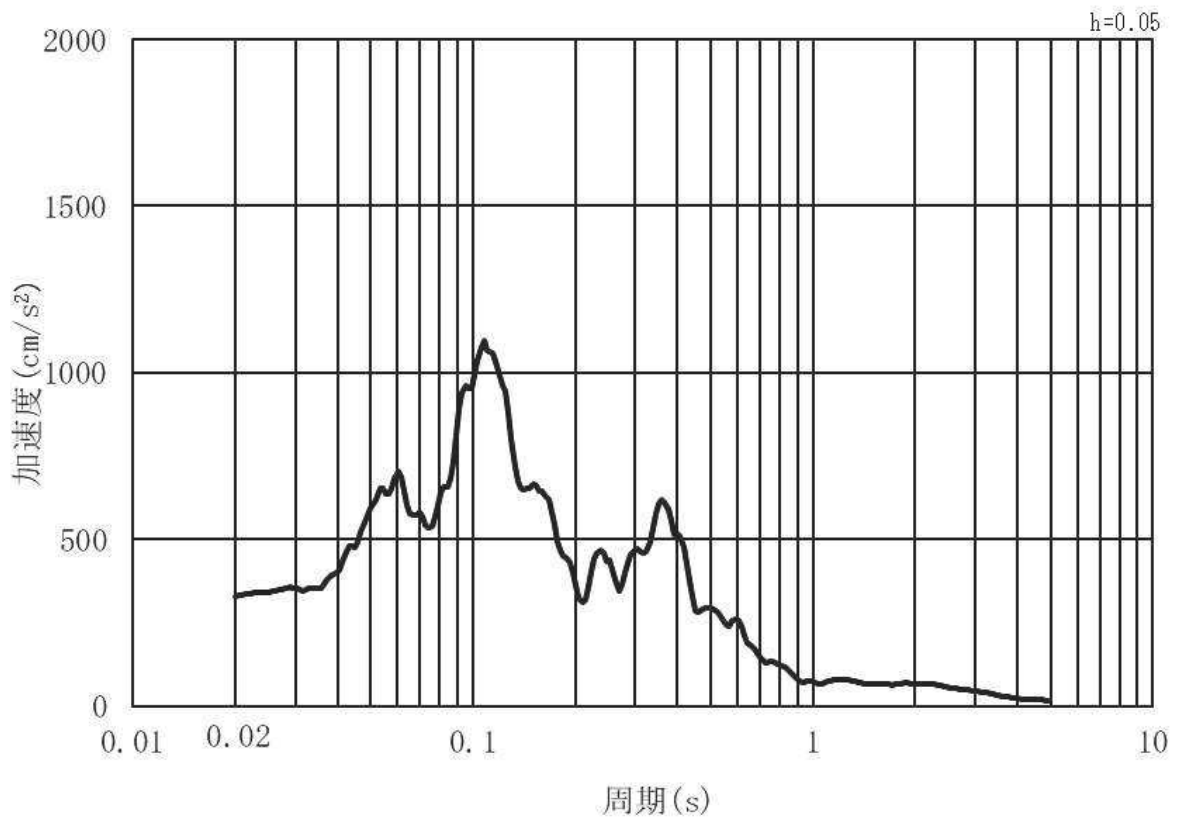
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(13) 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 - N 1) , 第 2 号機側





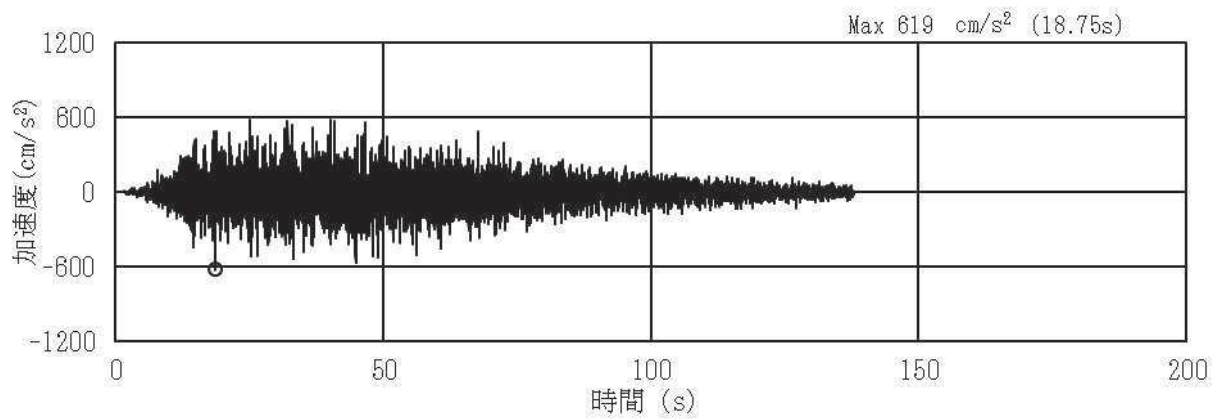
(a) 加速度時刻歴波形



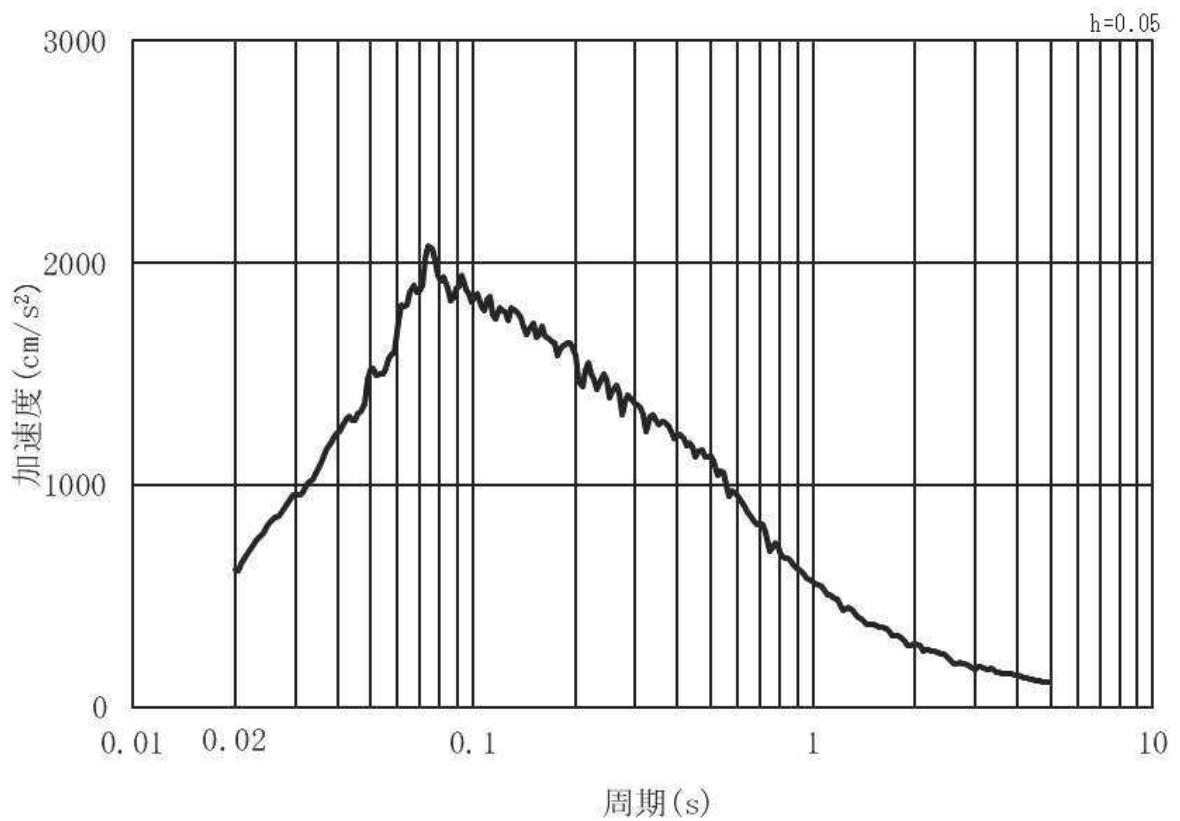
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(14) 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 - N 1) , 第 2 号機側

(2) 断面①・②・③ (第3号機側)

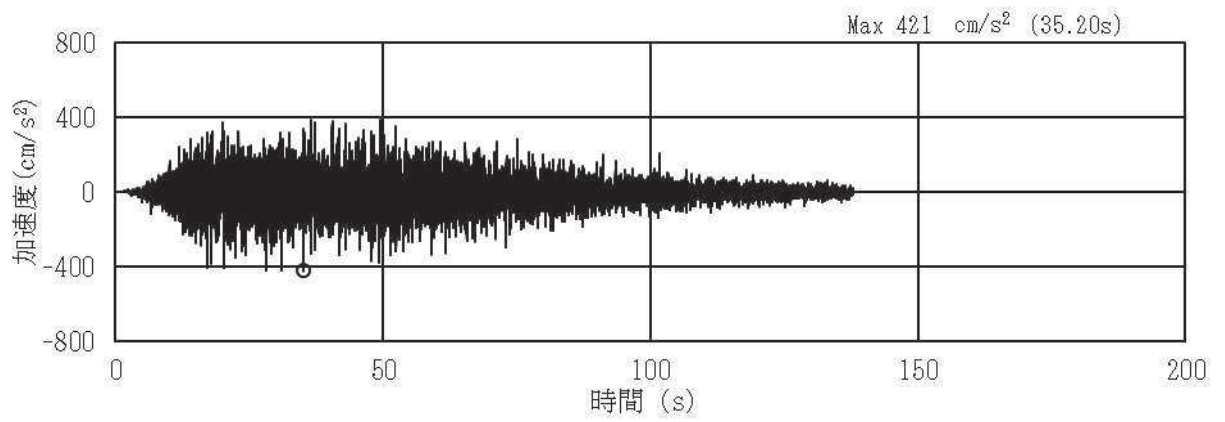


(a) 加速度時刻歴波形

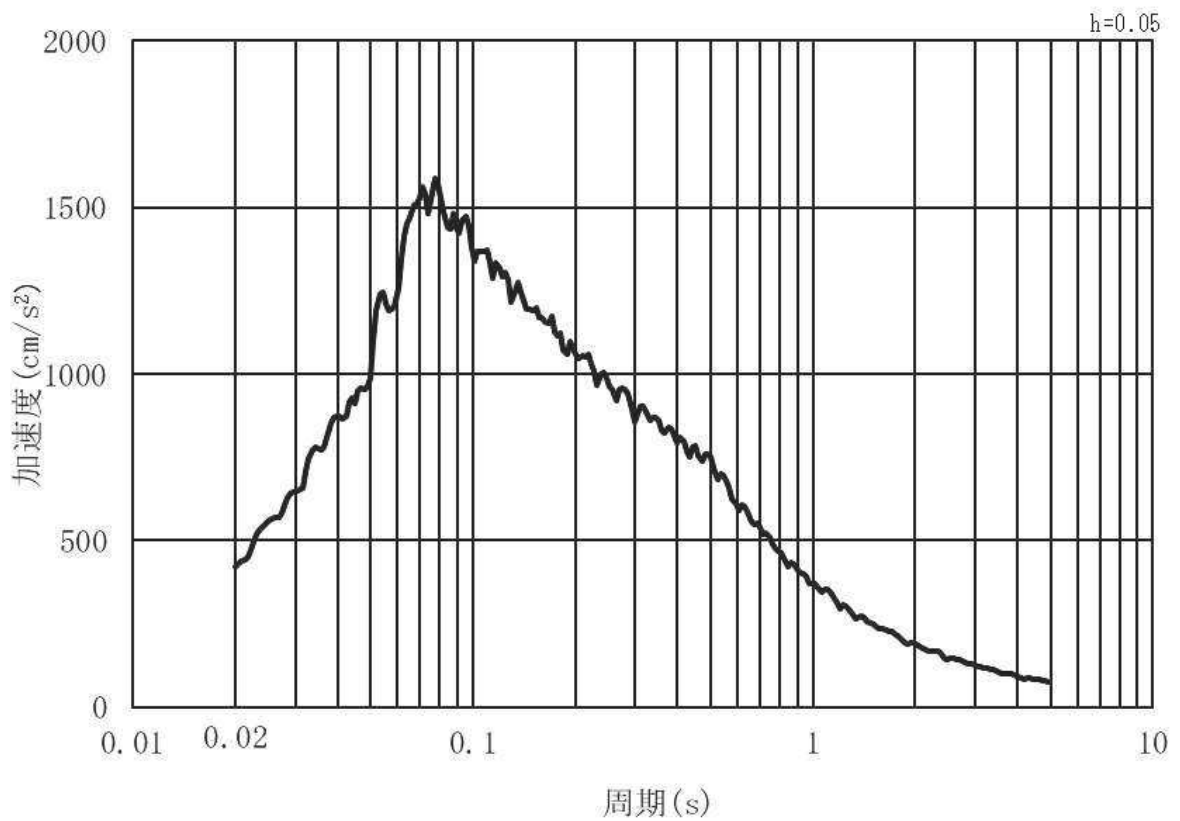


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 1), 第 3 号機側

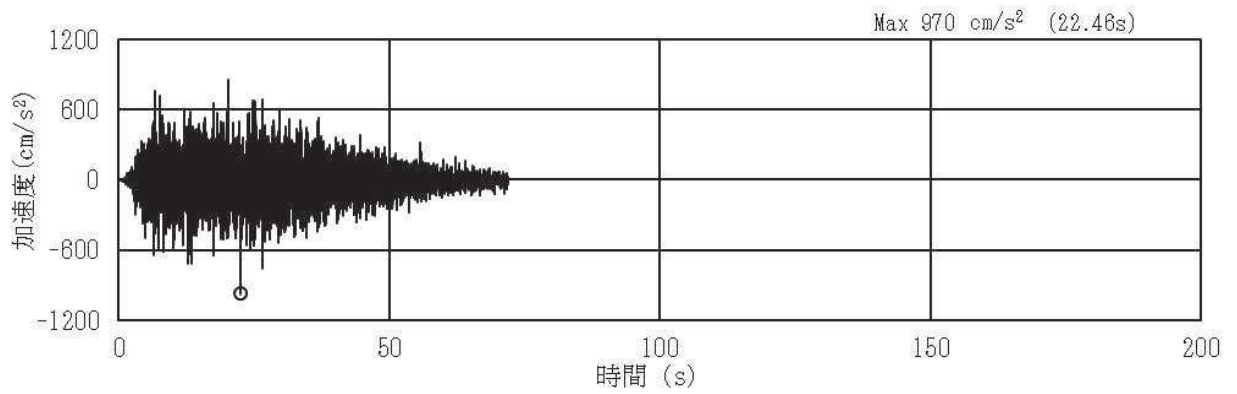


(a) 加速度時刻歴波形

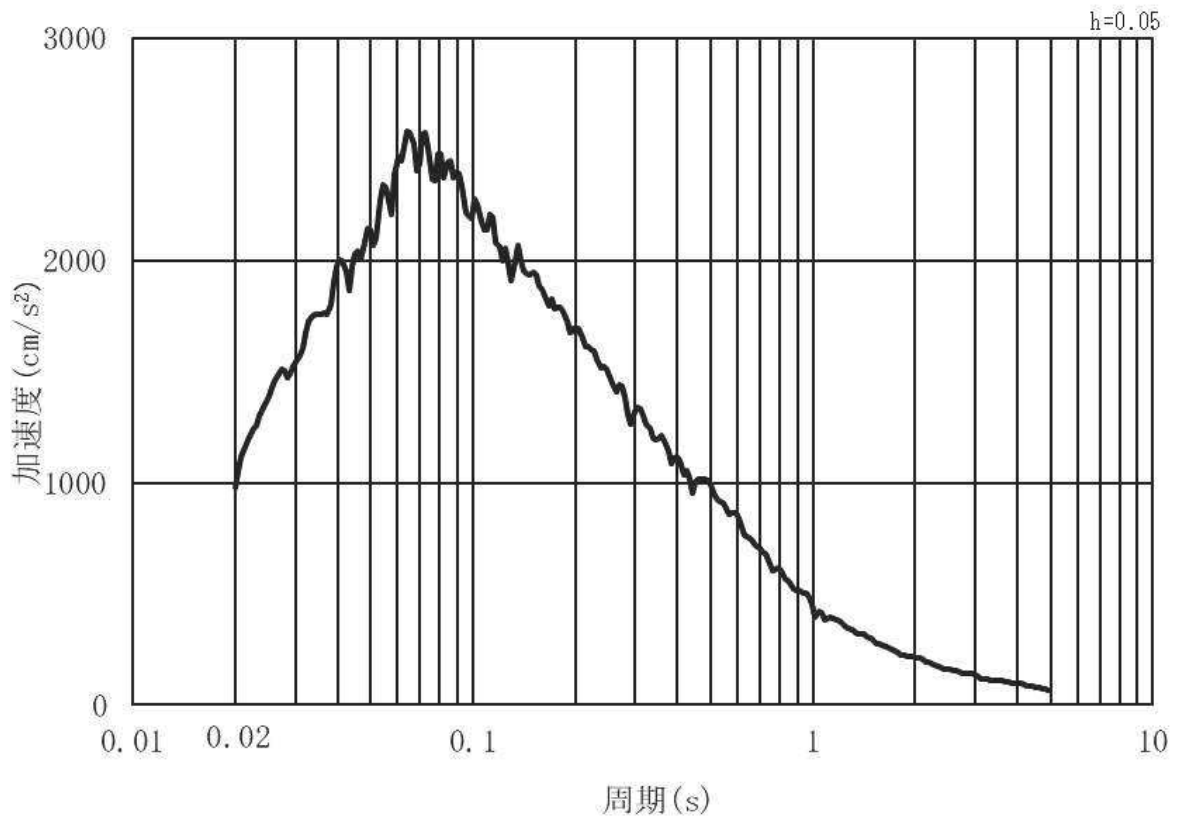


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 1) , 第 3 号機側

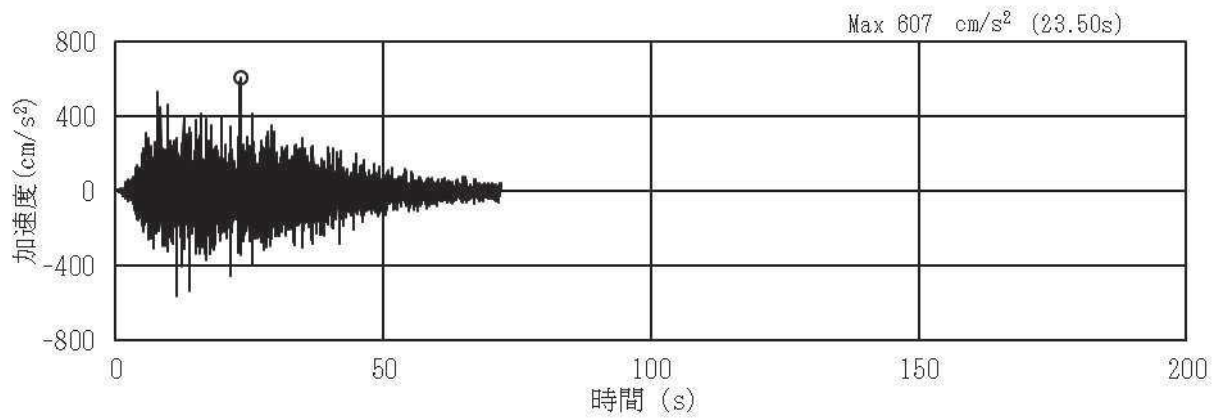


(a) 加速度時刻歴波形

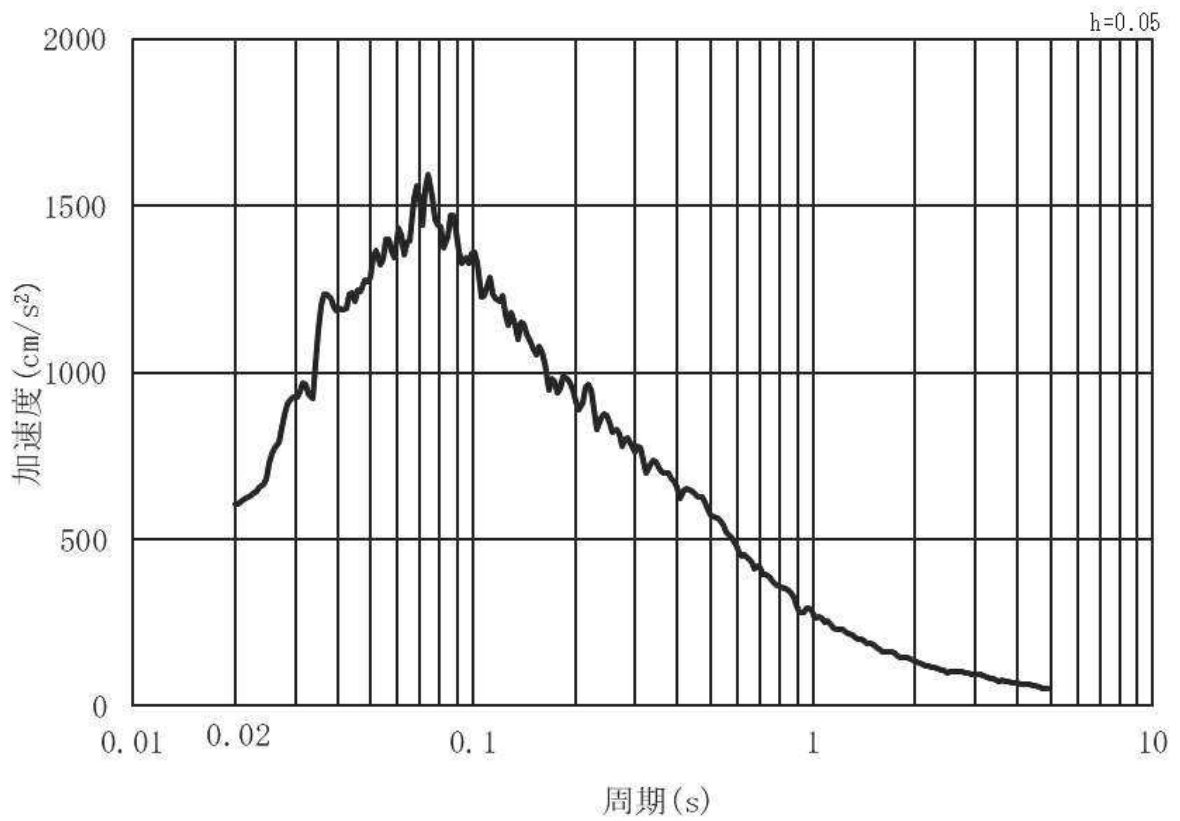


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(3) 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 - D 2) ， 第 3 号機側

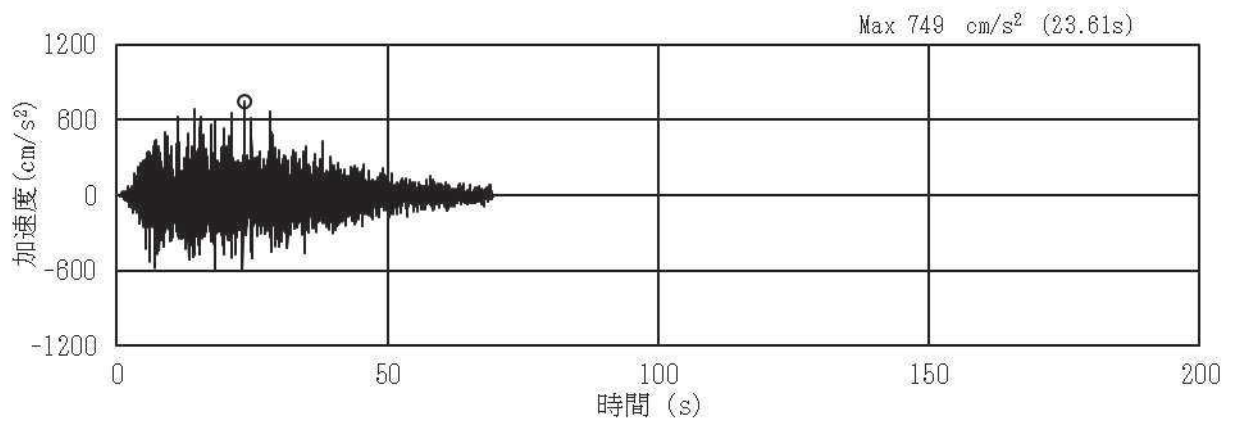


(a) 加速度時刻歴波形

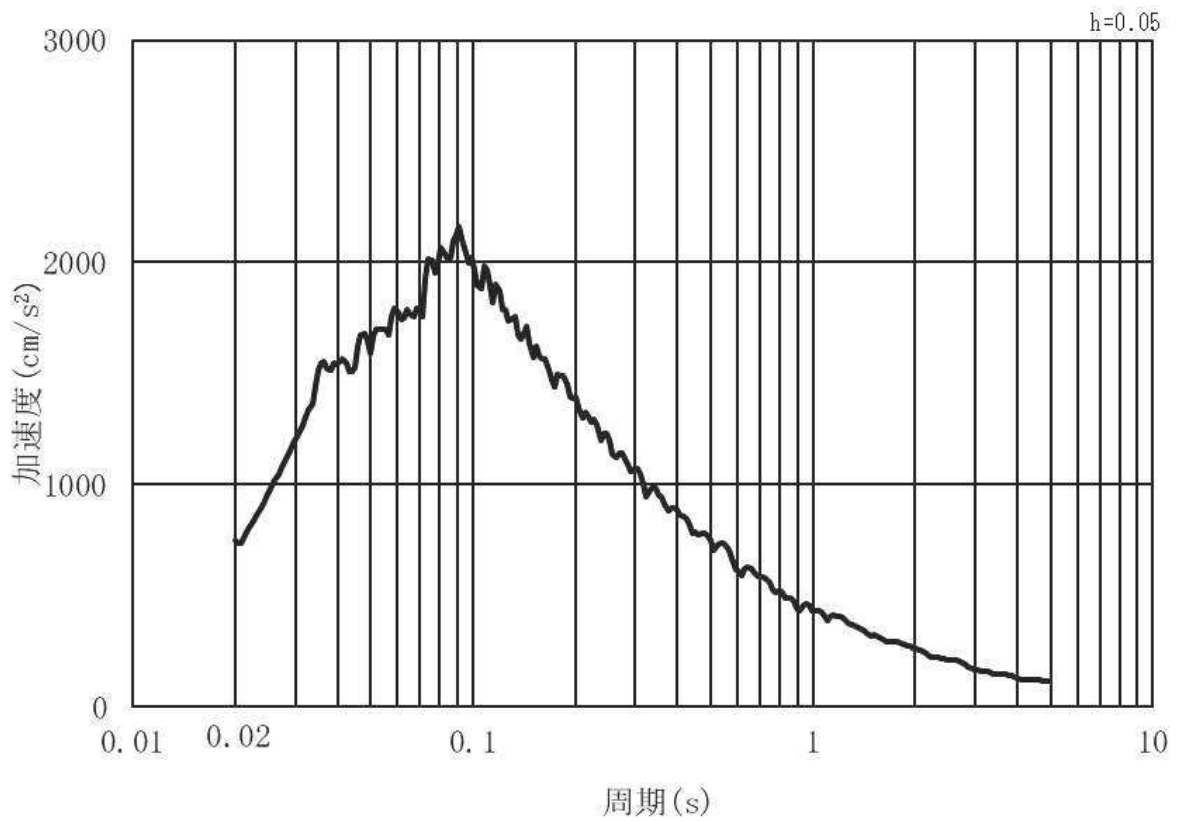


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(4) 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 - D 2) ， 第 3 号機側

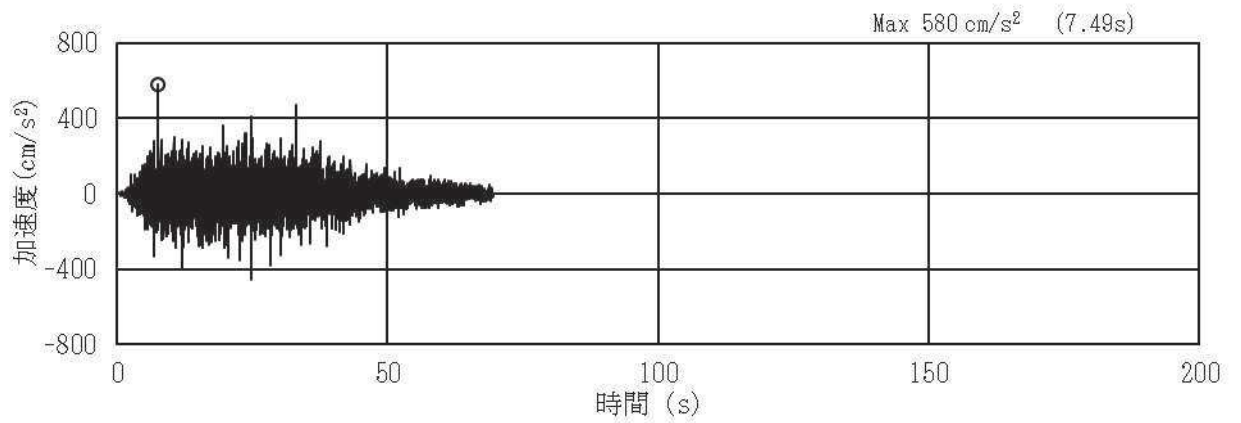


(a) 加速度時刻歴波形

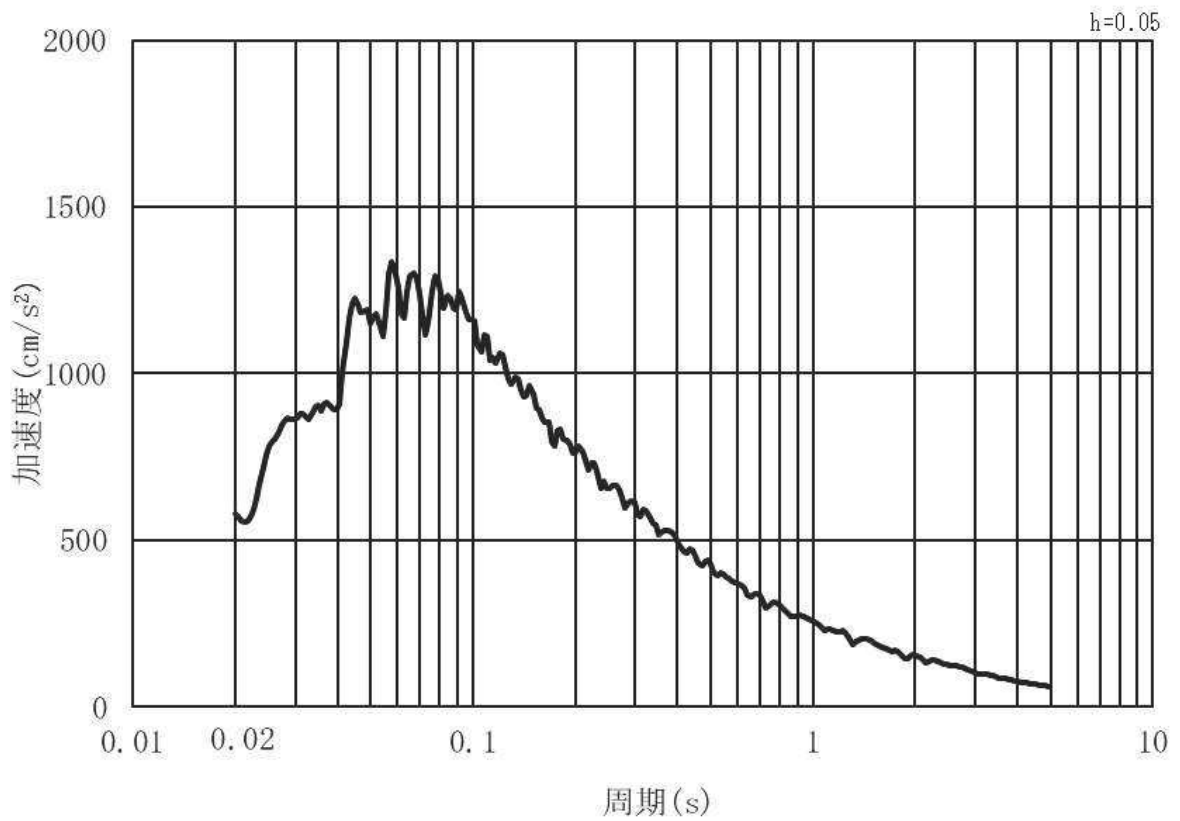


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(5) 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 - D 3) ， 第 3 号機側

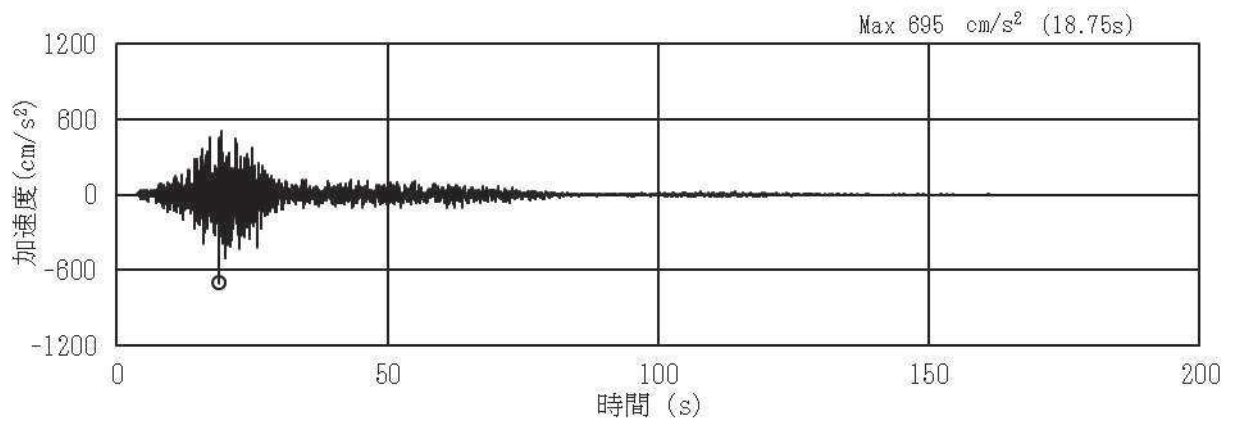


(a) 加速度時刻歴波形

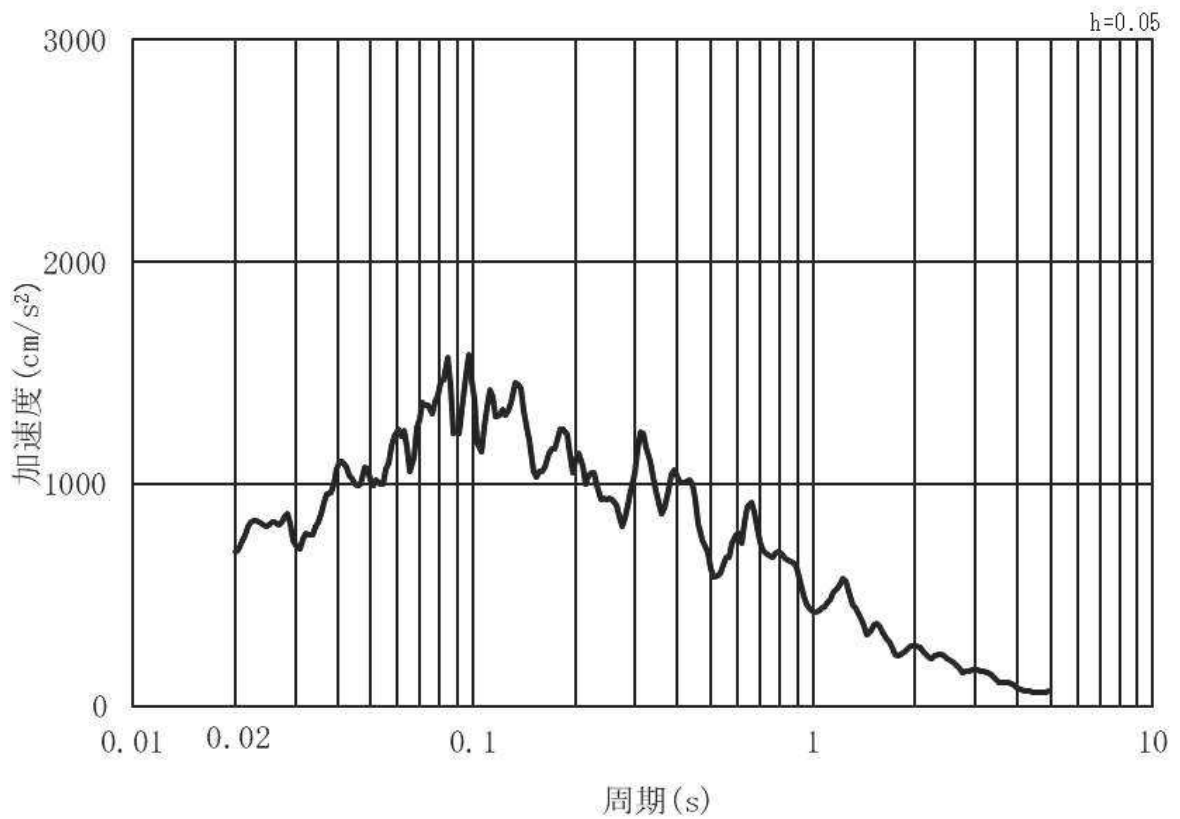


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(6) 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 - D 3) ， 第 3 号機側



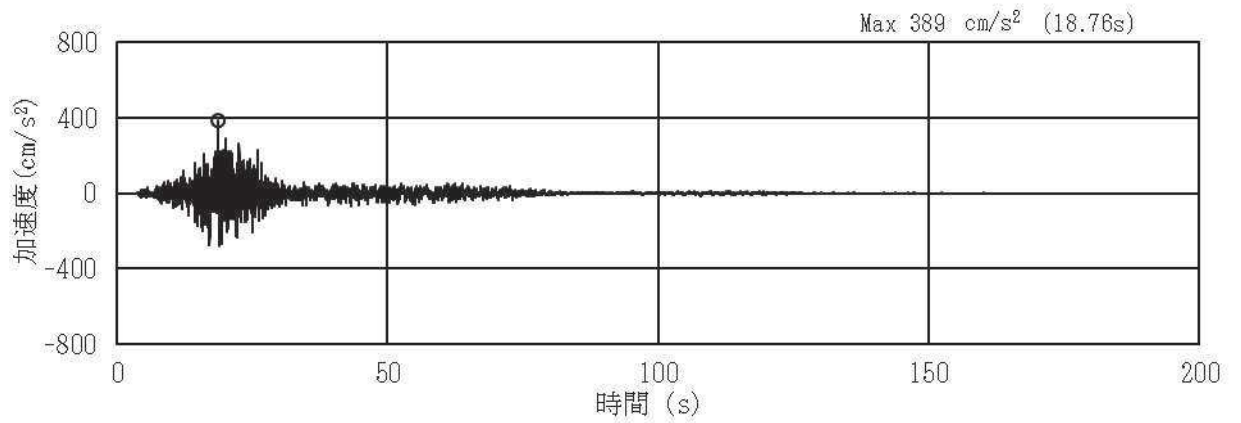
(a) 加速度時刻歴波形



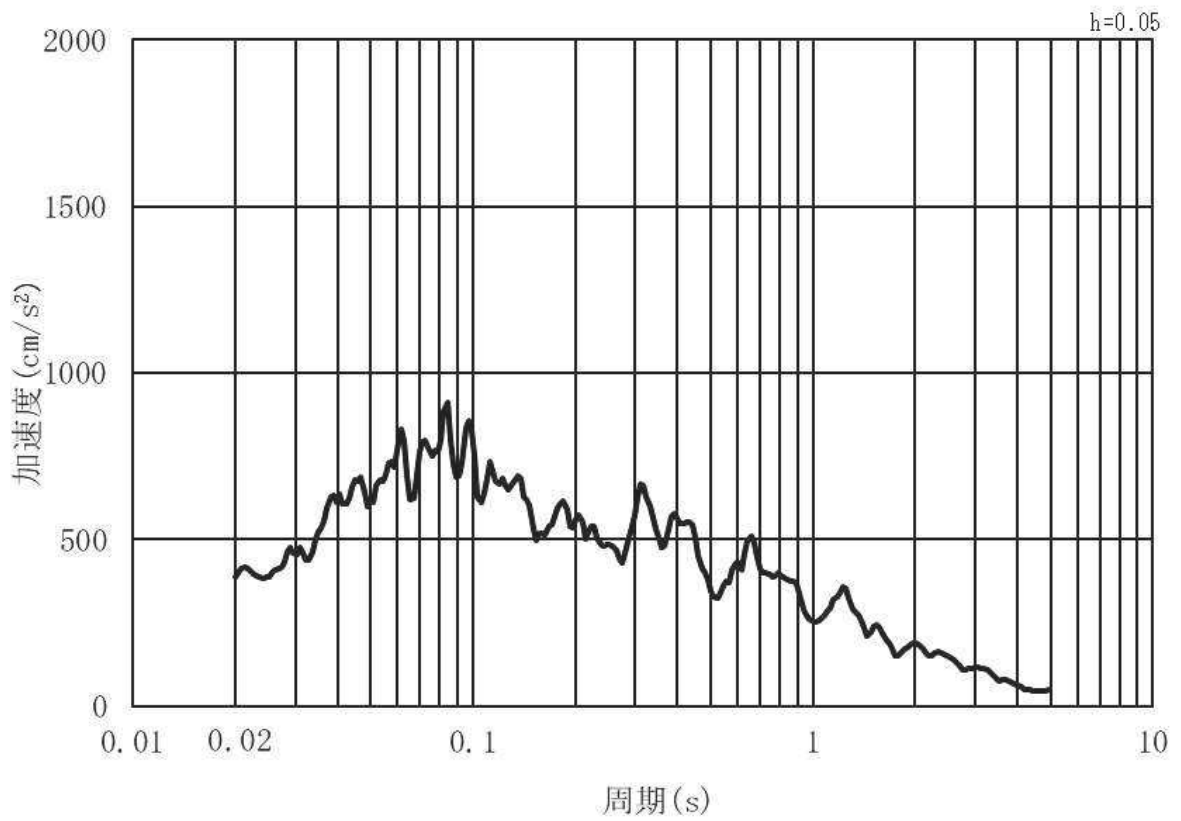
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(7) 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 - F 1) , 第 3 号機側



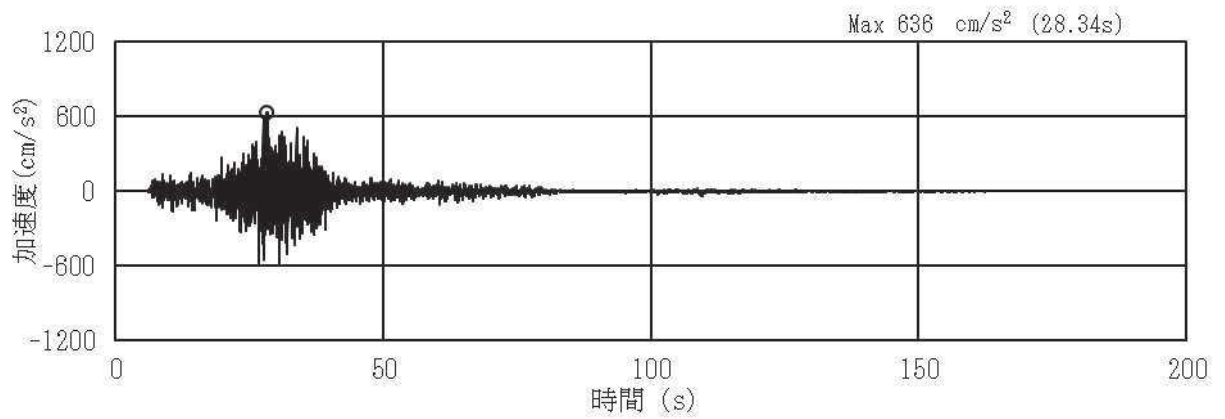


(a) 加速度時刻歴波形

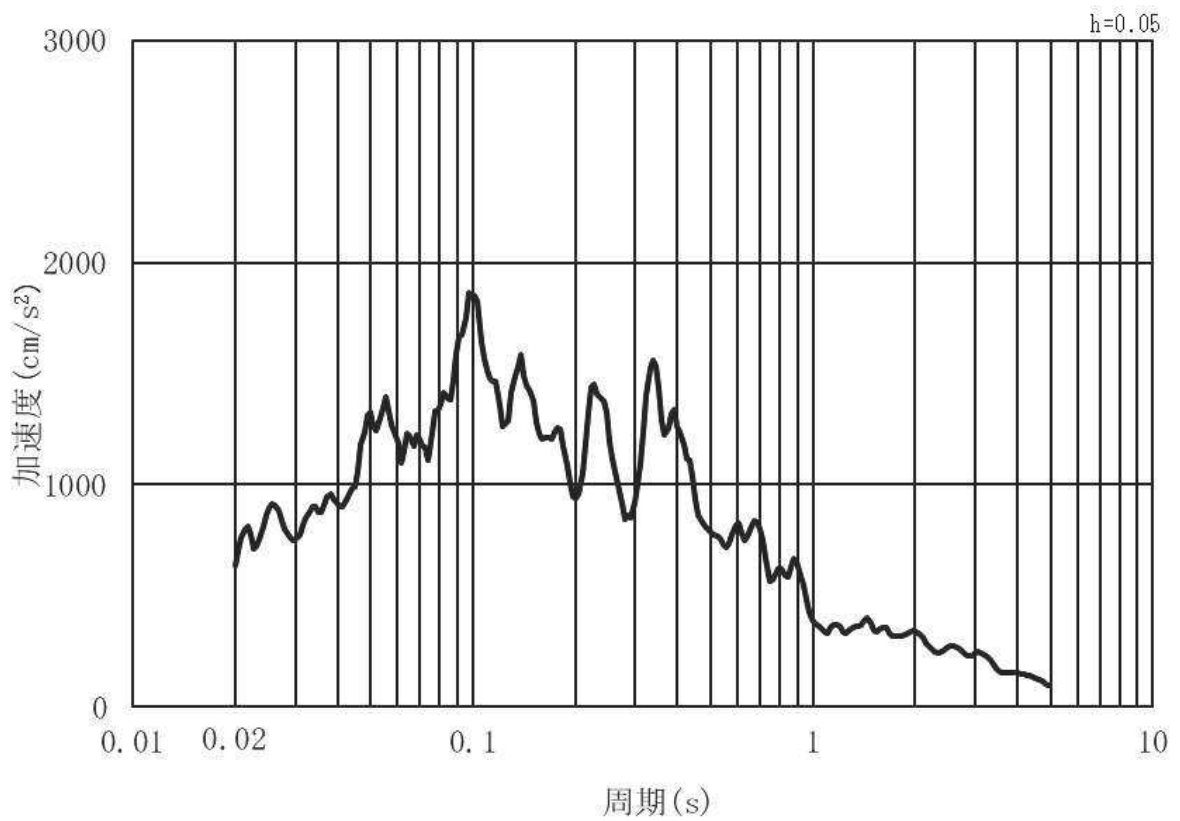


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(8) 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 - F 1) , 第 3 号機側

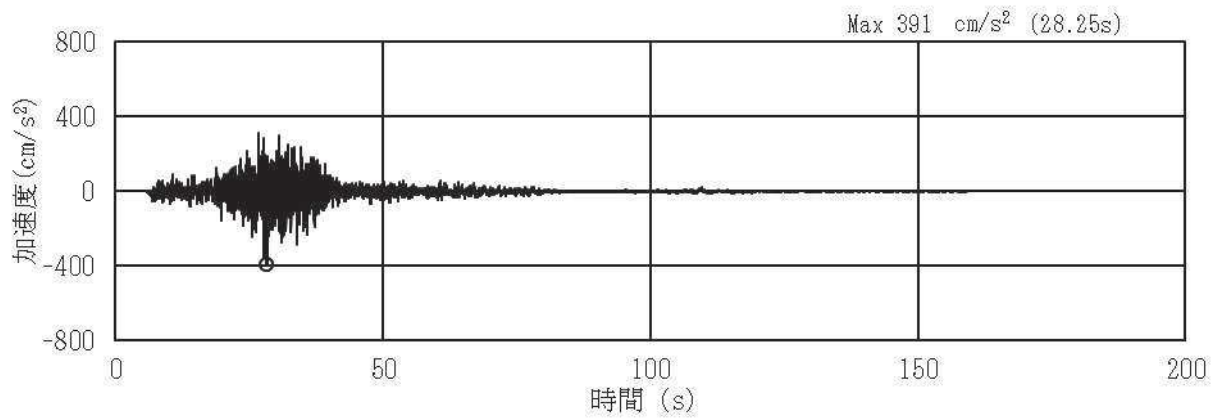


(a) 加速度時刻歴波形

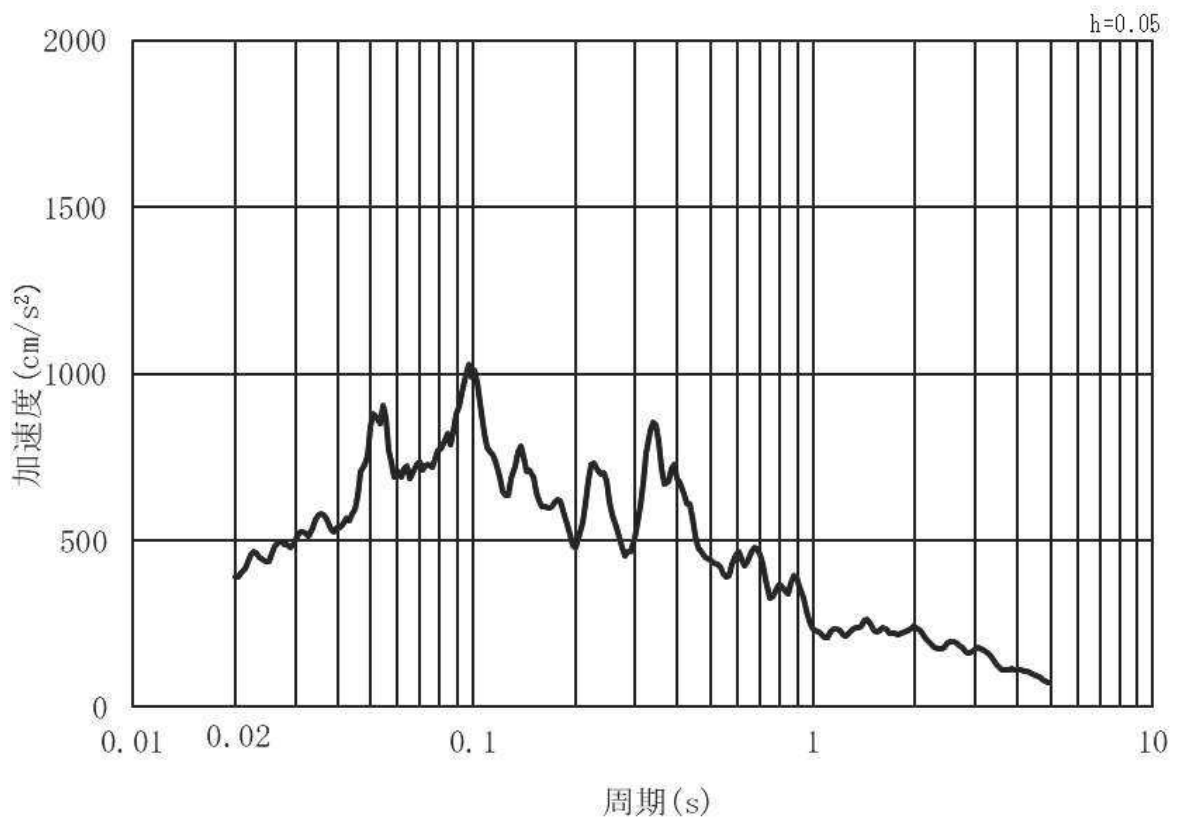


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(9) 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 - F 2) , 第 3 号機側

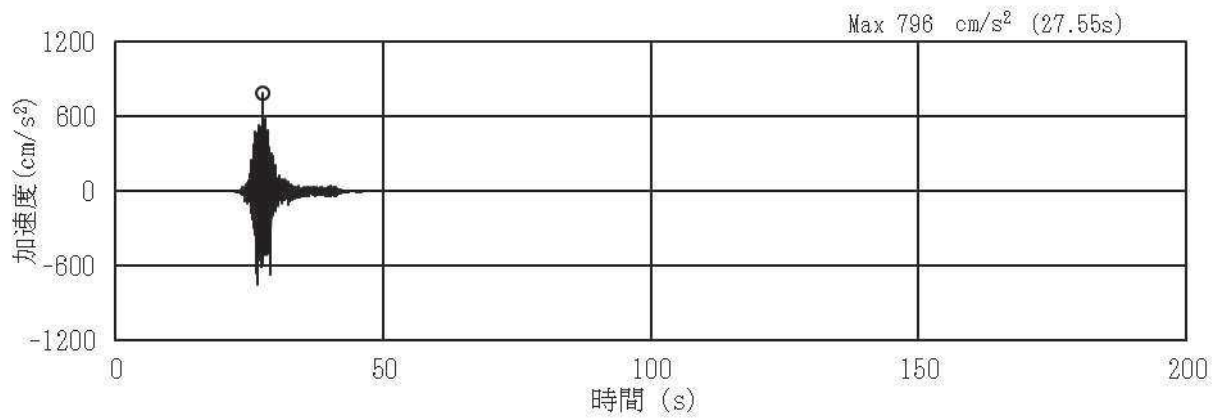


(a) 加速度時刻歴波形

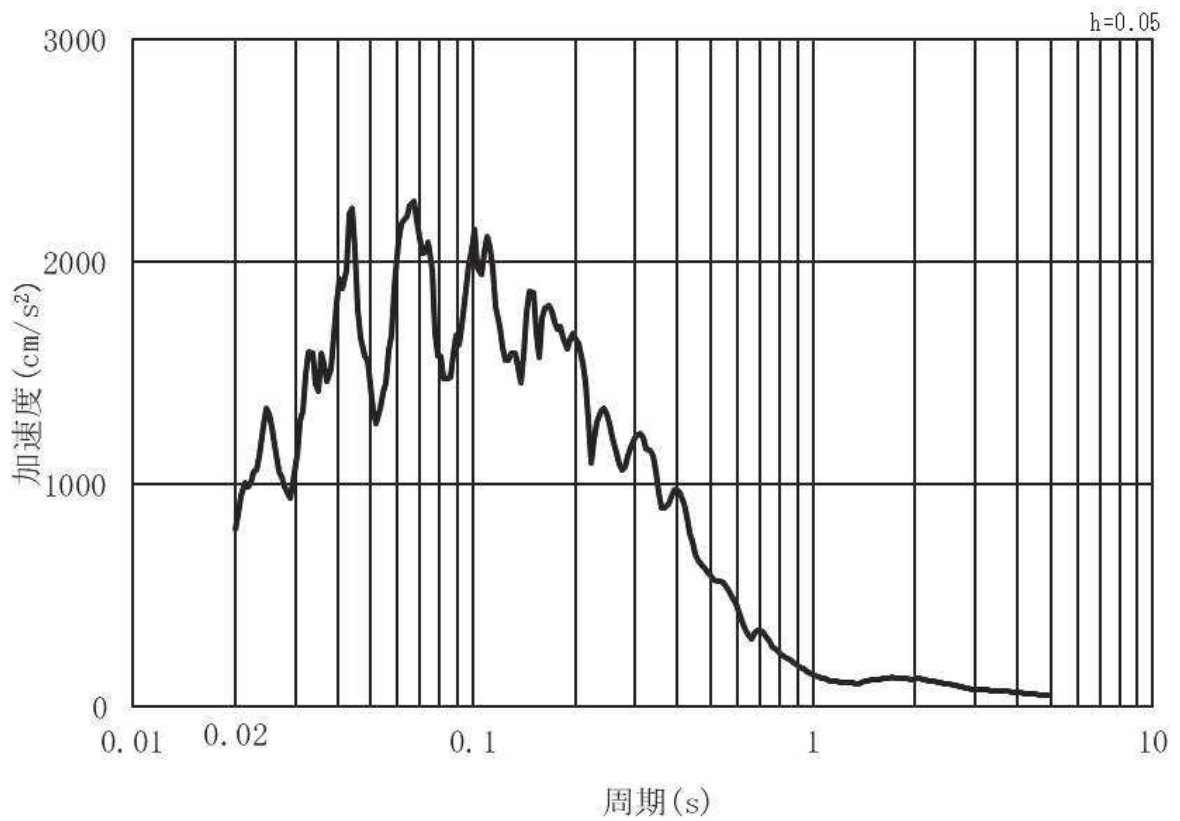


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(10) 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 - F 2) , 第 3 号機側

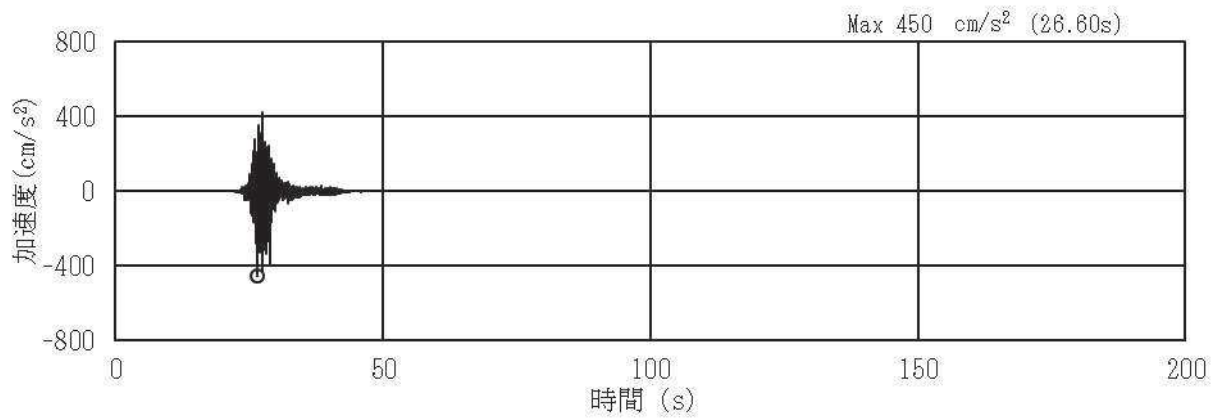


(a) 加速度時刻歴波形

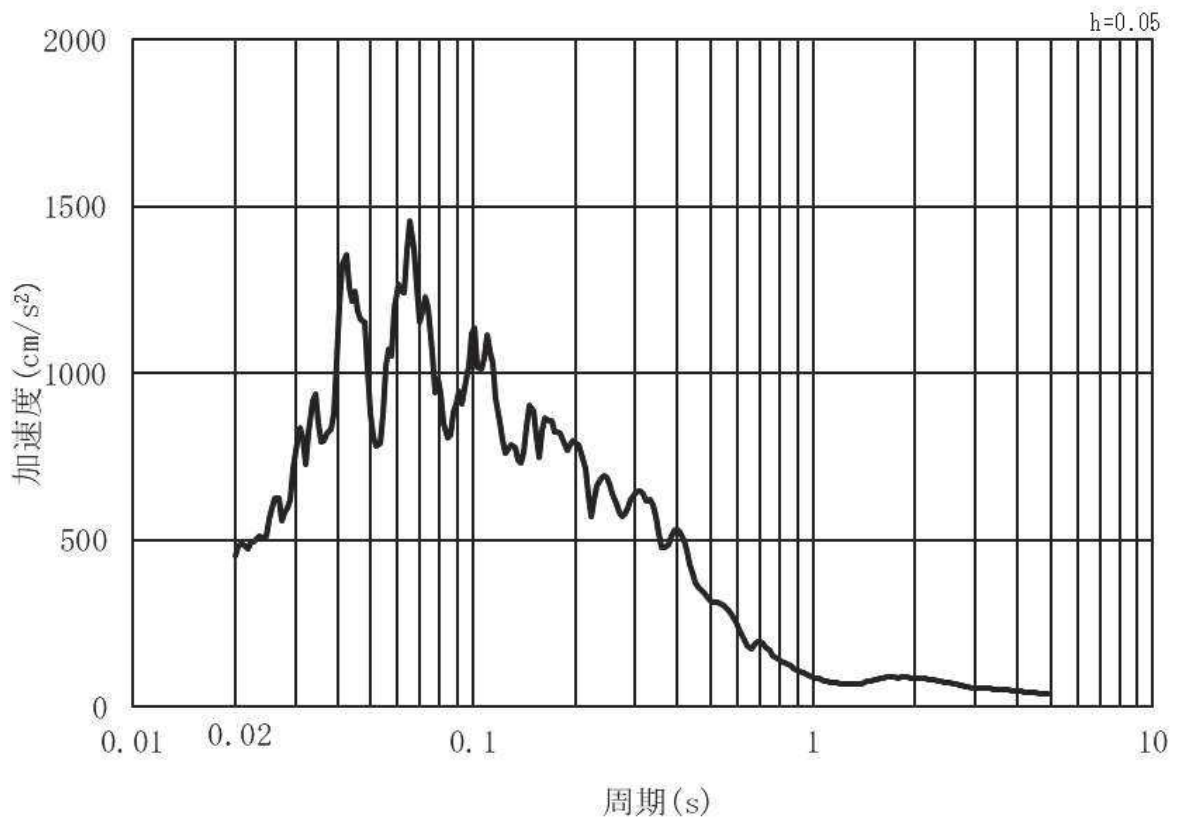


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(11) 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 - F 3) ， 第 3 号機側

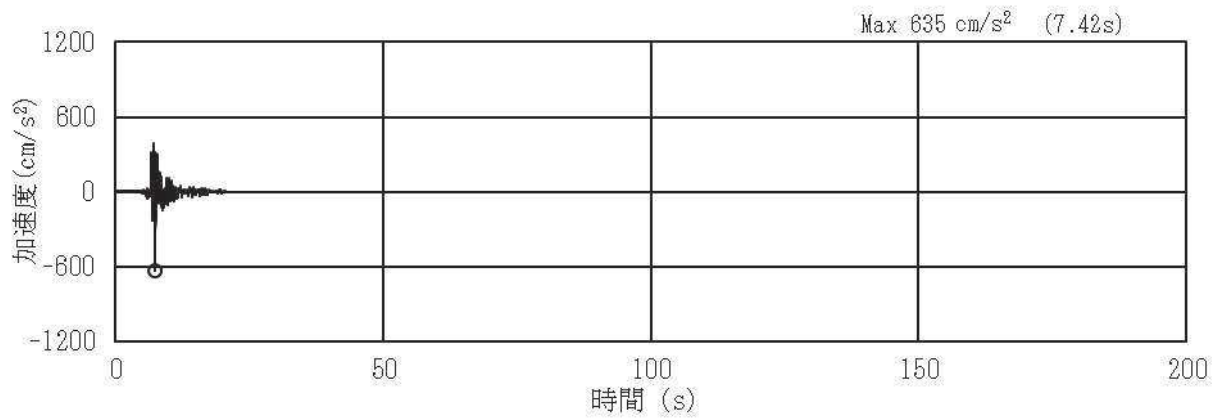


(a) 加速度時刻歴波形

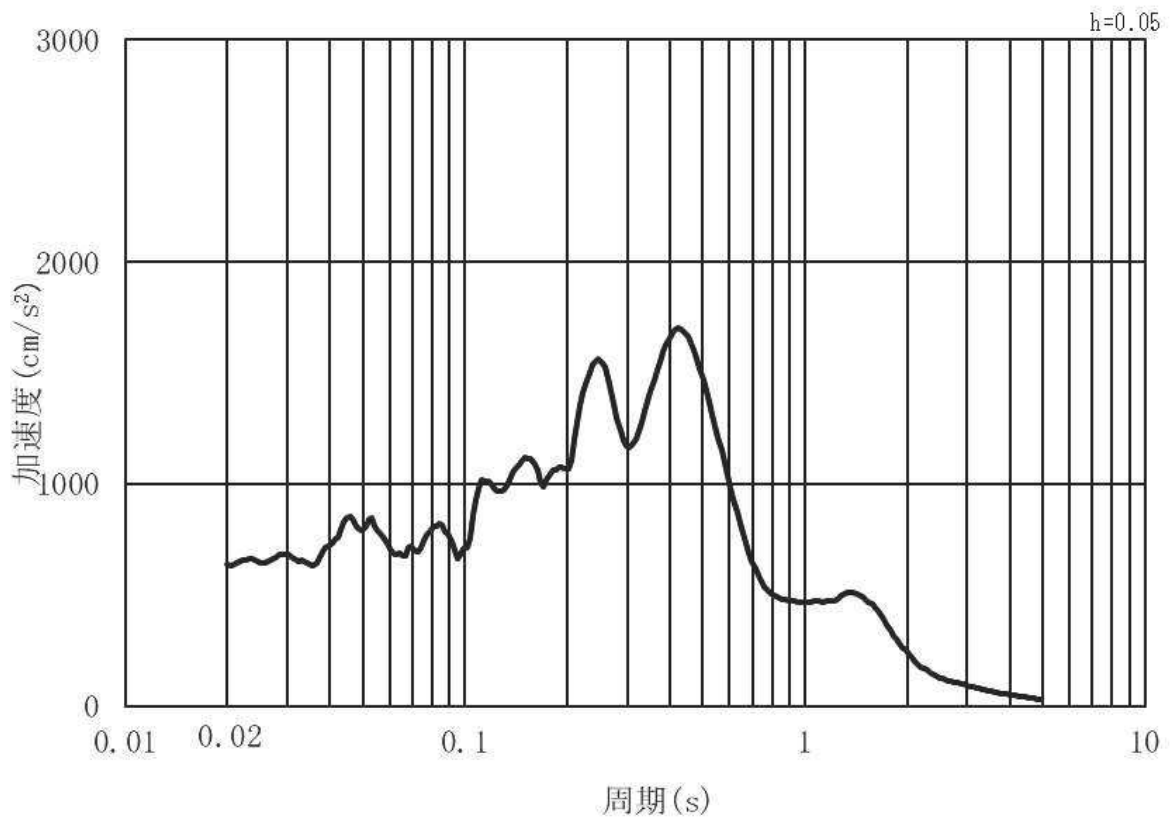


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(12) 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 - F 3) ， 第 3 号機側

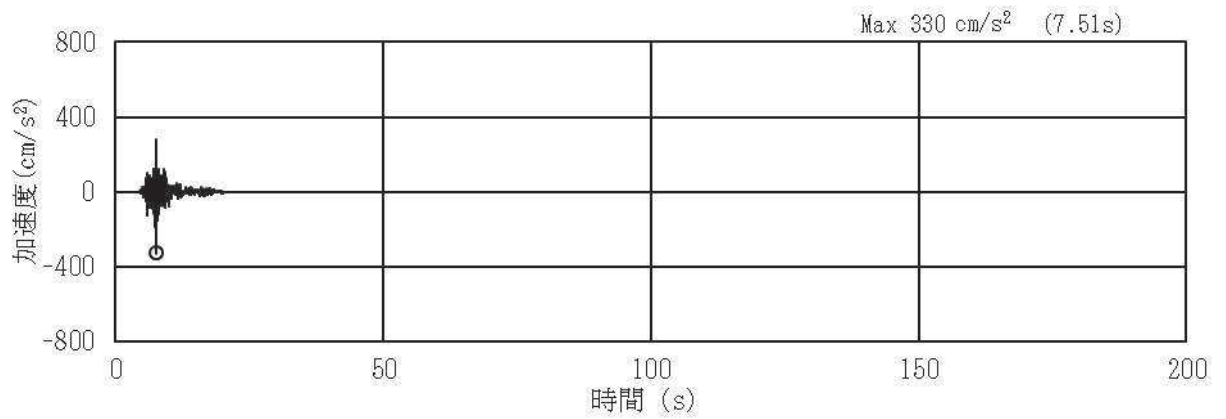


(a) 加速度時刻歴波形

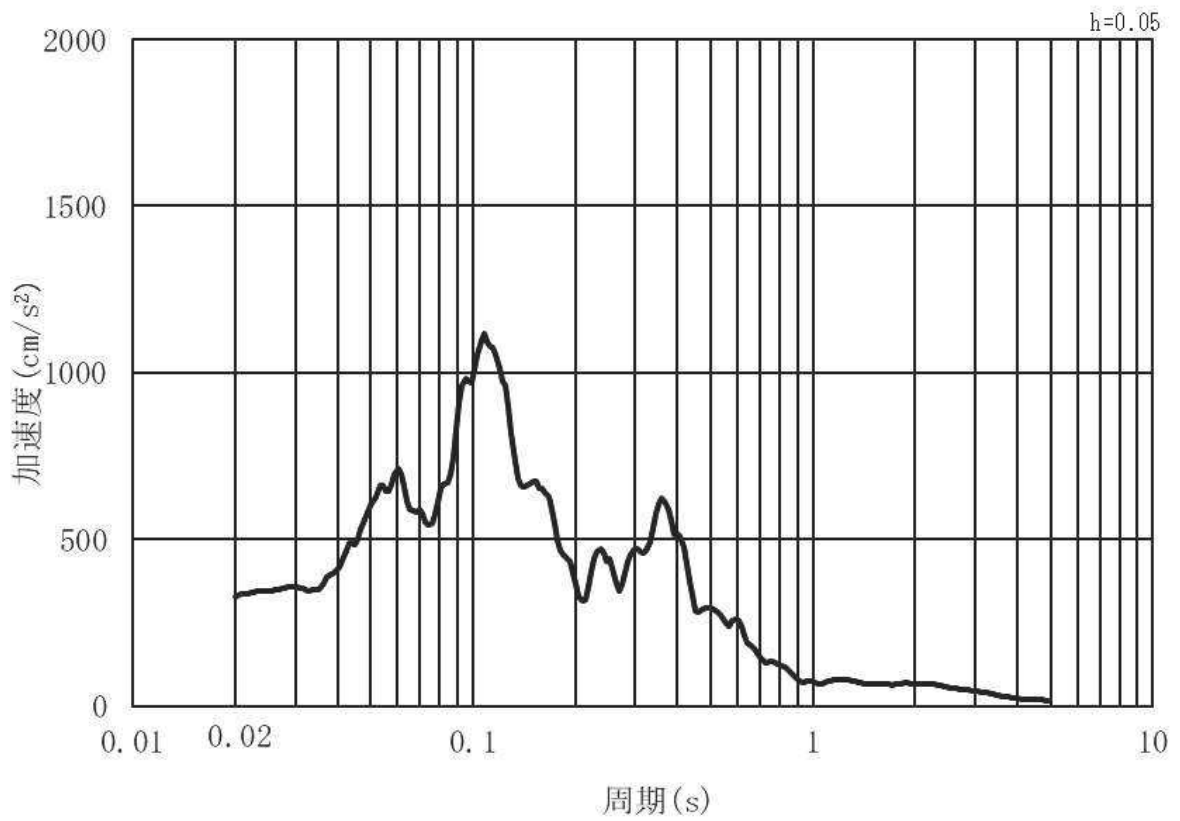


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(13) 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 - N 1) , 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(14) 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 - N 1) , 第 3 号機側

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 構造物のモデル化

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を杭周地盤ばねでモデル化し、杭の各質点に取り付ける。

解析モデル図を図 3.5-1～図 3.5-7 に示す。

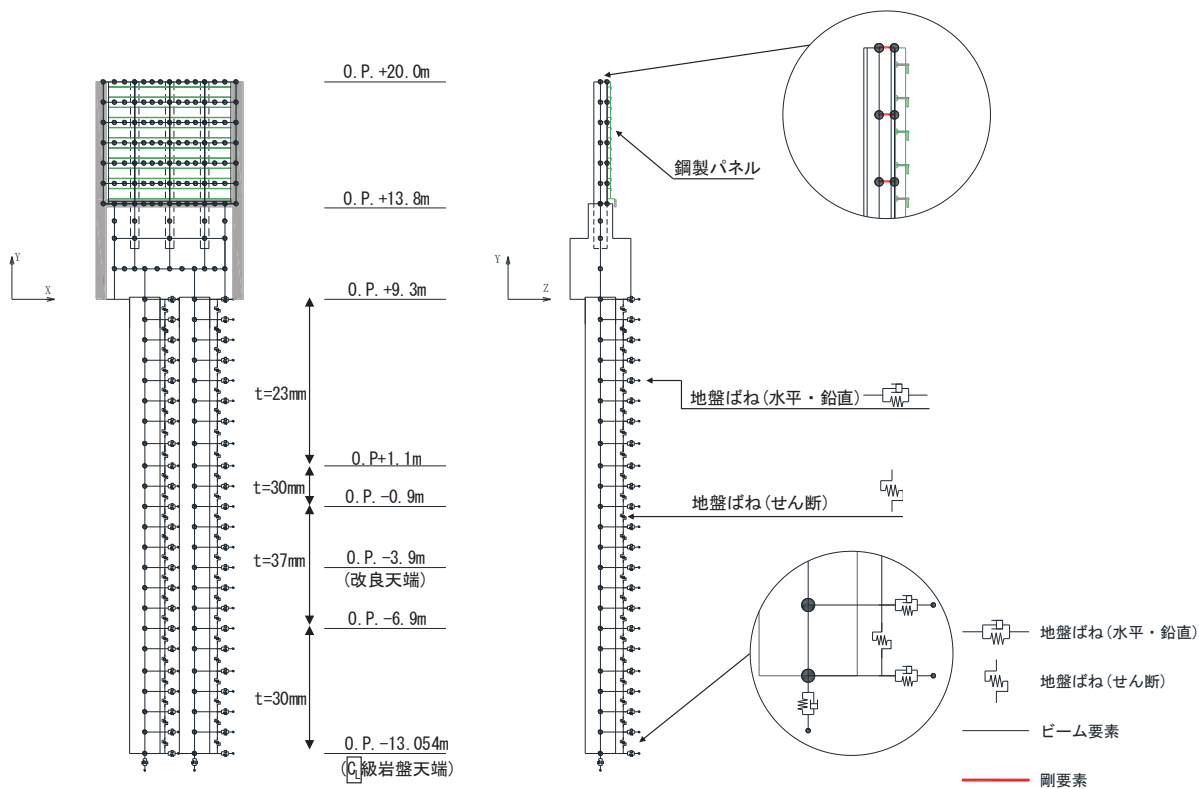


図 3.5-1 解析モデル（断面①）



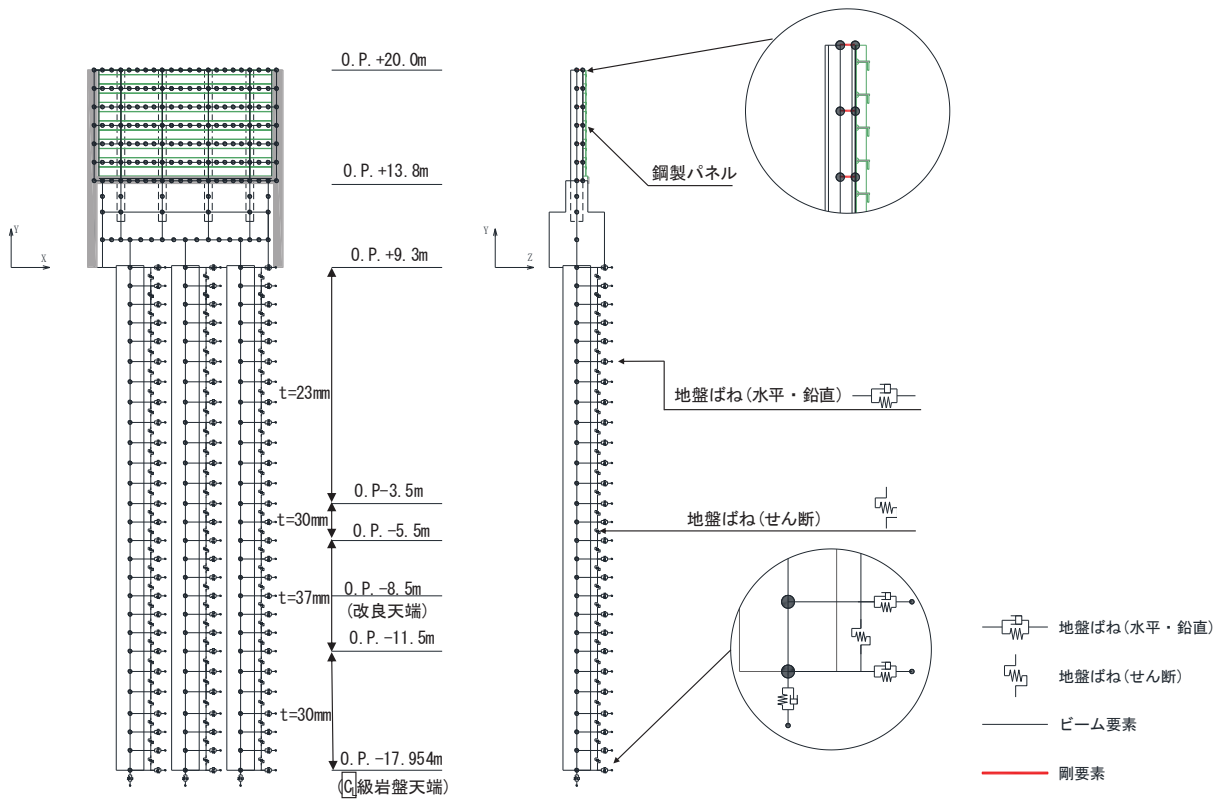


図 3.5-2 解析モデル (断面②)

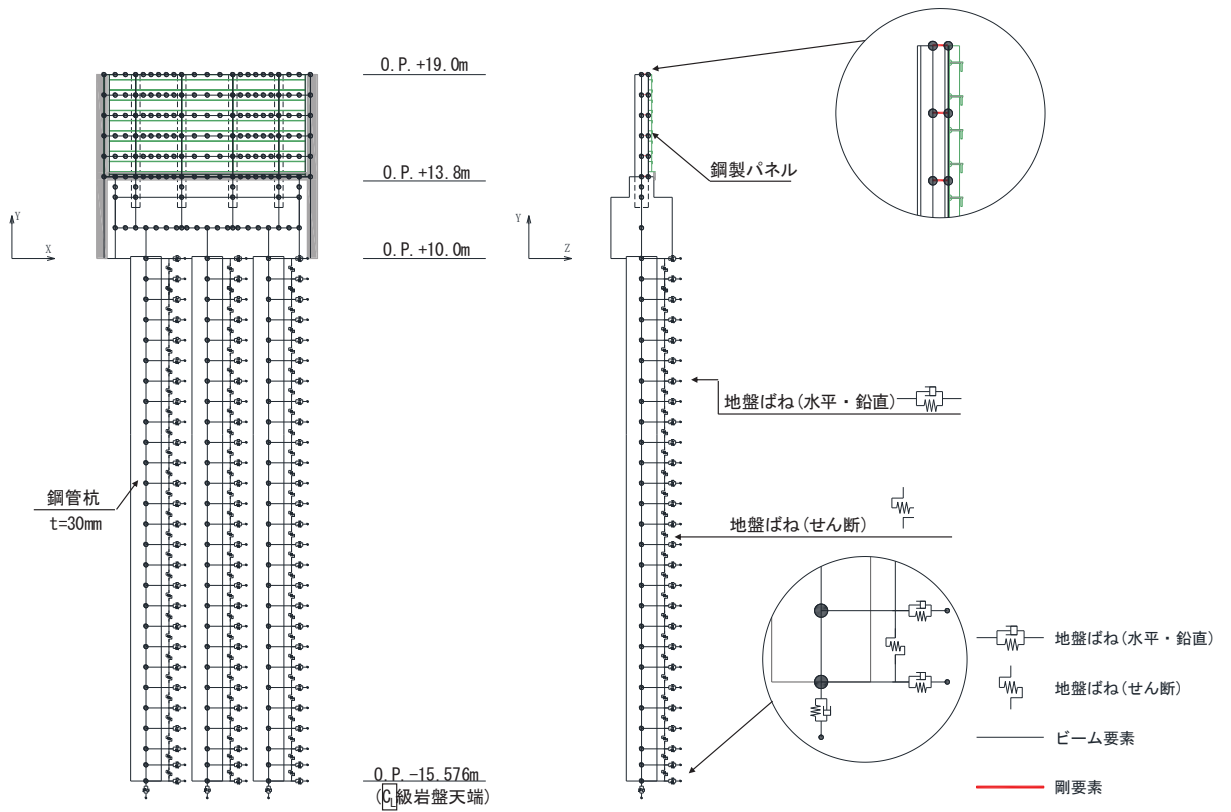


図 3.5-3 解析モデル (断面③)

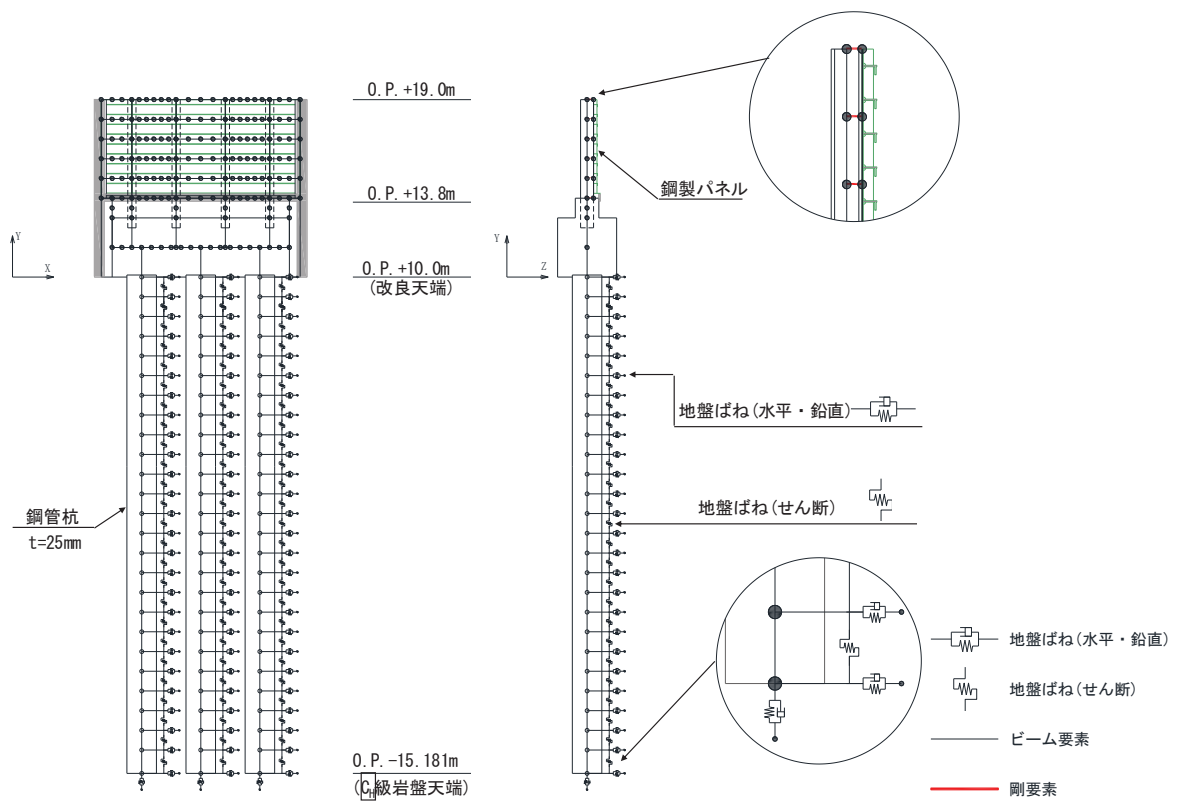


図 3.5-4 解析モデル (断面④)

追而

図 3.5-5 解析モデル (断面⑤)

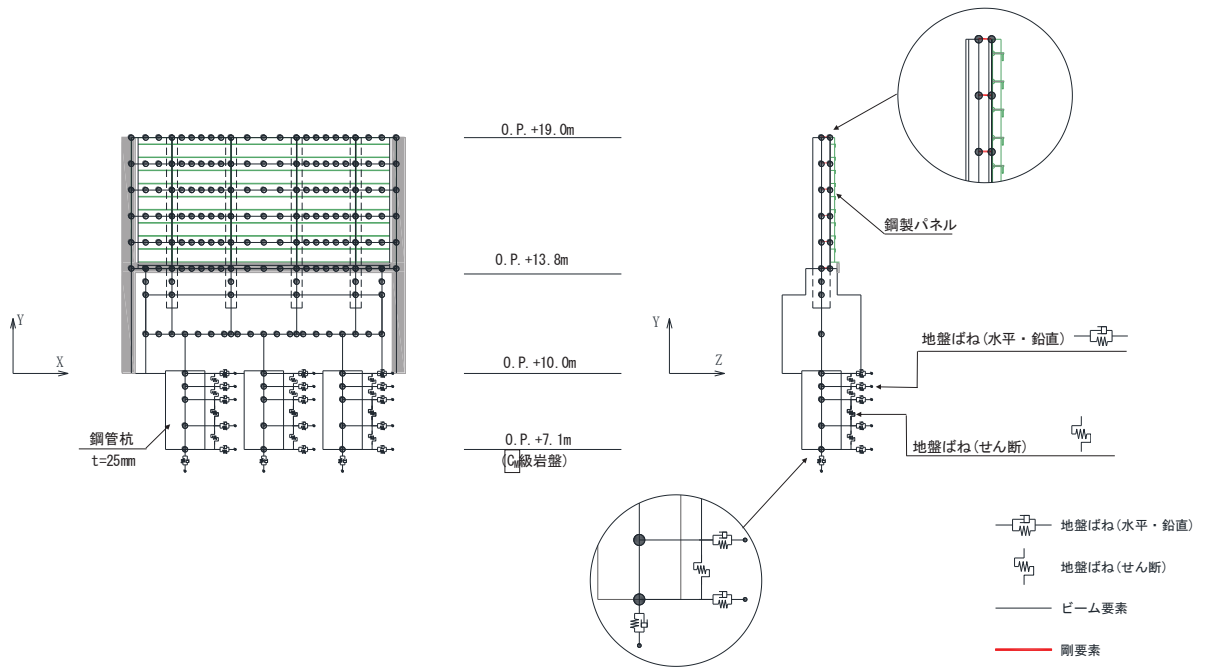


図 3.5-6 解析モデル (断面⑥)

追而

図 3.5-7 解析モデル (断面⑦)

## (2) 地盤ばねのモデル化

### a. 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮し、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお、断面⑥においては、岩盤部に設置されており、杭間の相互作用は小さいと考えられることから、群杭効果は考慮しない。

### (a) 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

#### 【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left( \frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで、

$K_a$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)

$k_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)  
(kN/m<sup>2</sup>)

$G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$E_s$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

$\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$E_p \times I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$  : Francis のばねに考慮する群杭効果

【群杭係数】

$$\alpha_{HH} = N_p^{-a}$$

$$a = 0.9 \times f_x + a'_0$$

$$a'_0 = \gamma \times a_0 + \frac{1-\gamma}{5}$$

$$a_0 = \frac{1}{5 + \left(65 \times \frac{D}{L}\right)^{1.5}}$$

$$\gamma = 0.7 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.35} \quad (\gamma \leq 1)$$

$$f_x = \left\{0.3 + wx \times \log_{10}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\right\} \times \left(\frac{D}{S}\right)^{0.75}$$

$$wx = 0.16 - 0.35 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.3} \times \left(\frac{D}{L}\right)$$

ここで、

$\alpha_{HH}$  : 水平方向の群杭係数

$N_p$  : 杭本数

$S$  : 杭間隔 (m)

$L$  : 杭長 (m)

$D$  : 杭径 (m)

$V_{s1}$  : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

$V_{s2}$  : 支持地盤の S 波速度 (m/s)

$E_p$  : 杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$E_s$  : 表層地盤を一層に置き換えた場合のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>) \*1

注記\*1:  $V_{s1}$  および第 1 層の  $\rho \times v$  より算定する

群杭係数評価式の適用に際しては、図 3.5-8 に示すような表層地盤と支持地盤の 2 層地盤に区分し、表層を 1 層に置換する。このとき、S 波速度を表層地盤の卓越周期が等しくなるように設定する。

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2}\right)}{V_{si}^2}}$$

$$V_{s1} = \frac{4H}{T_G}$$

$T_G$  : 表層地盤の卓越周期 (s)

$H_i$  : 地表面から i 層までの深さ (m)

$V_{si}$  : i 層の S 波速度 (m/s)

$h_i$  : i 層の厚さ (m)

$V_{s1}$  : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

$H$  : 表層の厚さ (m)

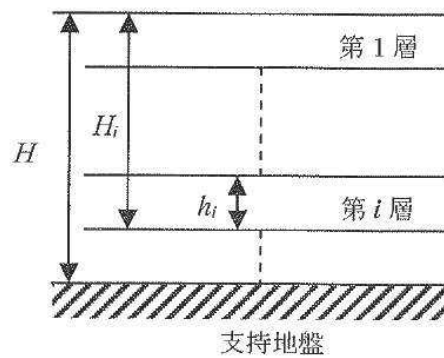


図 3.5-8 群杭係数の設定に用いる各層の概略図

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで、

$C_a$  : 減衰定数

$c_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平減衰定数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_{La}$  : Lysmer の波動速度 (m/s)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

(b) 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left( \frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- $K_v$  : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- $K'_v$  : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- $S_v$  : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m<sup>2</sup>)
- $\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $e_v$  : 鉛直分布ばねの群杭効果
- $N_p$  : 杭本数
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 杭長 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $D$  : 杭径 (m)
- $\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$  : 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$  : 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)  
 $C'_V$  : 杭底面の減衰係数  
 $\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)  
 $N_p$  : 杭本数  
 $D$  : 杭径 (m)  
 $\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)  
 $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)  
 $V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

(c) せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)  
 $K_{b(S)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)  
 $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $N_p$  : 杭本数  
 $\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)  
 $A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)  
 $A_{S0(S)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 杭径 (m)  
 $\nu$  : 地盤のポアソン比  
 $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)  
 $V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)



なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-9 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。

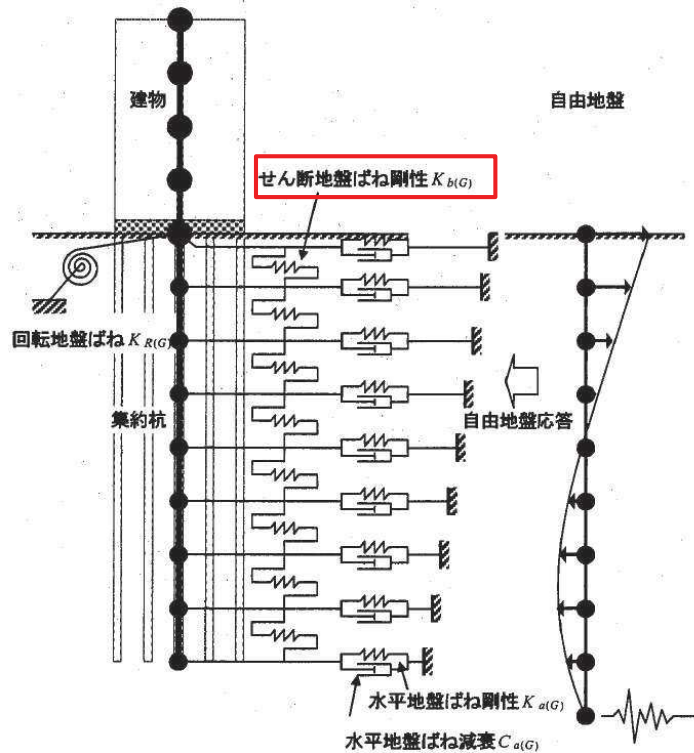


図 3.5-9 せん断地盤ばねの概要図

（「質点系モデルによる杭基礎建物の地震応答解析法，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，2008 年 2 月」より引用（一部加筆））

#### b. 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-10 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ

作用する軸力評価の保守性の観点を踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

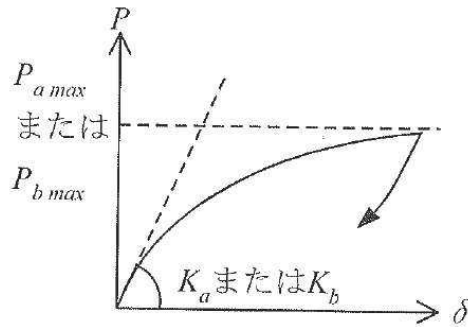


図 3.5-10 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- $K_a$  : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{amax}$  : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- $K_b$  : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{bmax}$  : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- $P$  : ばね反力 (kN)
- $\delta$  : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

ここで、

- $\sigma_0$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

- $K_p$  : 受働土圧係数
- $D$  : 杭の直径 (m)
- $\ell$  : 杭の節点の分担長 (m)
- $N_p$  : 杭本数
- $C_u$  : 非排水せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\varphi$  : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- $A_s$  : 有効せん断面積 (m<sup>2</sup>)
- $\tau_{max}$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $D$  : 杭の直径 (m)
- $\ell$  : 杭の節点間距離 (m)
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

(3) 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-1～図 3.5-7 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

a. 静的解析

静的解析は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り、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-11 に示す。

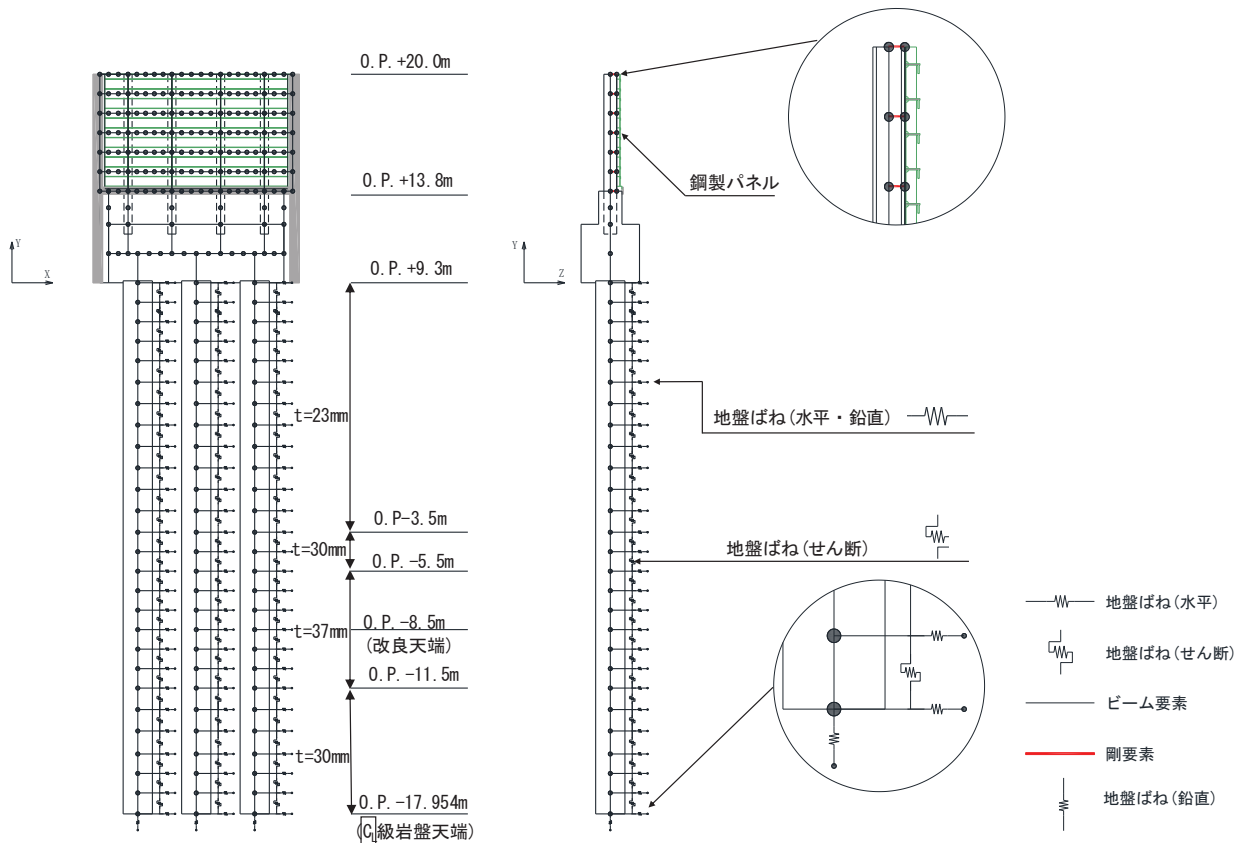


図 3.5-11 静的解析モデル (断面②の例)

b. 固有値解析

固有値解析時の境界条件は，動的解析モデルに対して，地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-12 に示す。

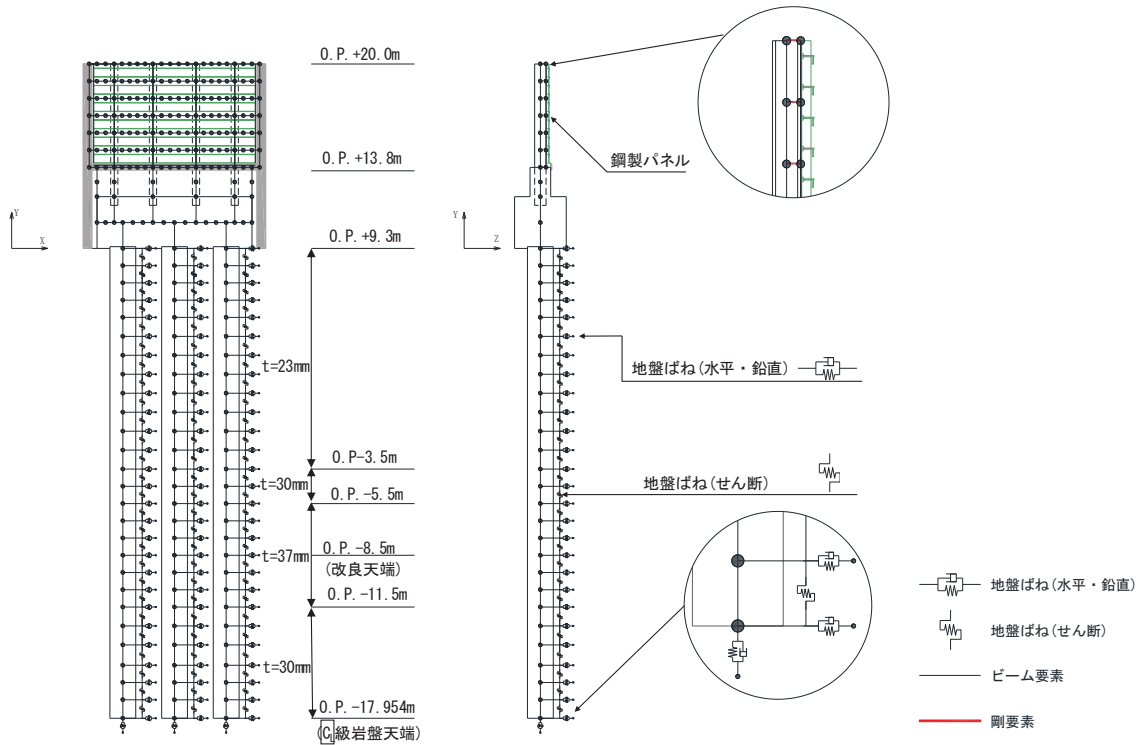


図 3.5-12 固有値解析モデル（断面②の例）

(4) 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は，断面⑥を除く断面においては，有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは，3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき，各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。要素分割は，最大要素幅は 4m，奥行きは 1.0m，最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の 5 分の 1 程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義している O.P. -201m とする。

減衰は 3.2.3 に示す Rayleigh 減衰を考慮する。

非線形特性については，旧表土，盛土，**D**級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については，修正 GHE モデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお，岩盤露頭部である断面⑥においては，杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により，地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は，加速度については，地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を入力する。また変位・速度については，杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し，モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3.5-13 に示す。

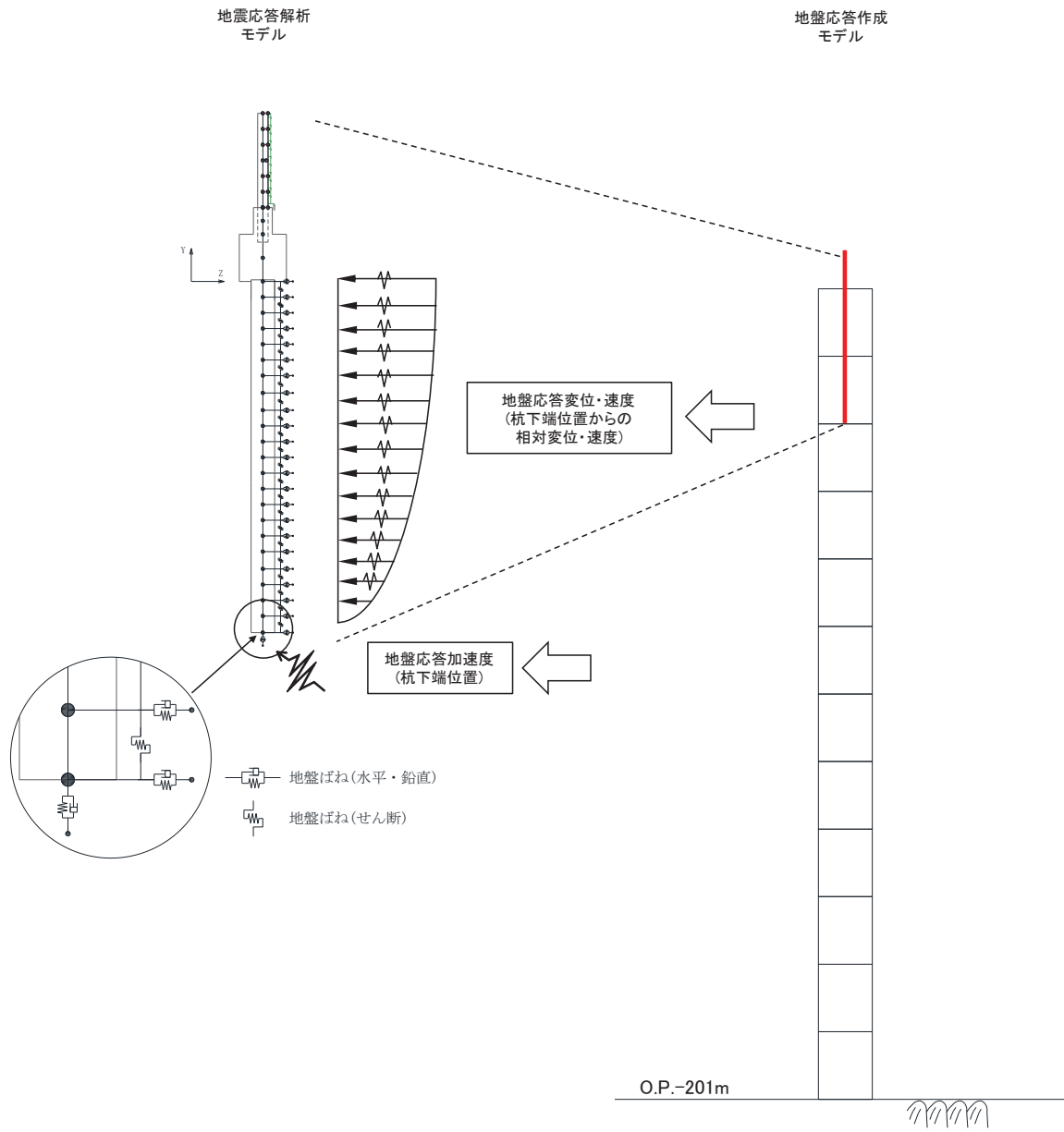


図 3.5-13 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-3 に、材料の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-3(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 <sup>*2</sup> )
	鋼管杭 <sup>*1</sup>	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 前半の「8」は引っ張り強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引っ張り強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。(以下同様)

表 3.5-3(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭 <sup>*</sup>	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\* : 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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-3(3) 使用材料 (断面④・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\* : 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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-3(4) 使用材料 (断面⑤)

追而

表 3.5-3(5) 使用材料 (断面⑦)

追而

表 3.5-4 材料の物性値

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
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.8 \times 10^4$	0.2
	$f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	24.0	$3.3 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3



### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-5 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### 3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性に係る評価対象部位は、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、フーチング、鋼管杭とする。

#### 3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.7 許容限界

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

#### 3.7.1 鋼板

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表3.7-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-1 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記\*1：鋼板は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に示される、圧縮応力を受ける板であることから、局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し、許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

\*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法)

鋼板の曲げに対する許容限界は、曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図3.7-1に許容限界選定フローを示す。

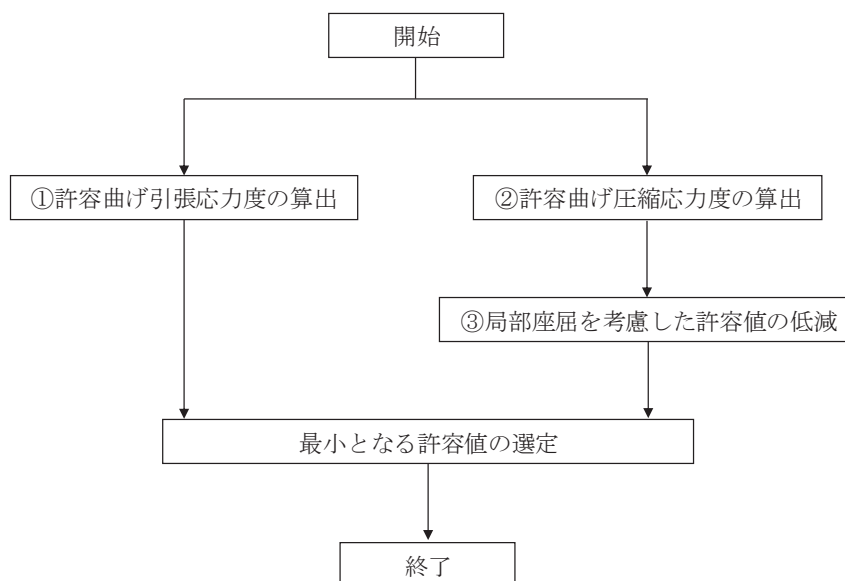


図 3.7-1 鋼板の許容限界選定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-2のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は，材質がSM570，板厚が40mm以下であるため，許容曲げ引張応力度は  $255\text{N/mm}^2$  である。

表 3.7-2 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

鋼種 鋼材の 板厚(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )			
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表3.7-3に，算出結果を表3.7-4に，算出に用いる寸法位置を図3.7-2に示す。

表 3.7-3 許容曲げ圧縮応力度の算出（板厚40mm以下，SM570材）

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	許容曲げ圧縮応力度	$l/b$ の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$
	$255 - 6.6 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$
	$255 - 3.3 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板のリブ  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板  
 $l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.7-4 許容曲げ圧縮応力度の算出結果

断面	$A_w$ ( $\text{mm}^2$ )	$A_c$ ( $\text{mm}^2$ )	$A_w/A_c$	$1/b$	許容曲げ圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
断面①	44000	96000	0.46	0.29	255
断面②	44000	96000	0.46	0.42	255
断面③	36000	80000	0.45	0.50	255
断面④	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑦	追而	追而	追而	追而	追而

( $A_w$ ,  $A_c$ の算出方法)

$$A_w = t_1 \times b_1 \times n$$

ここで,

$A_w$  : リブの総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t_1$  : リブ板厚 (mm)

$b_1$  : リブ高さ (mm)

$n$  : リブ本数 (本)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで,

$A_c$  : 鋼板の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t_2$  : 鋼板板厚 (mm)

$b_2$  : 鋼板高さ (mm)

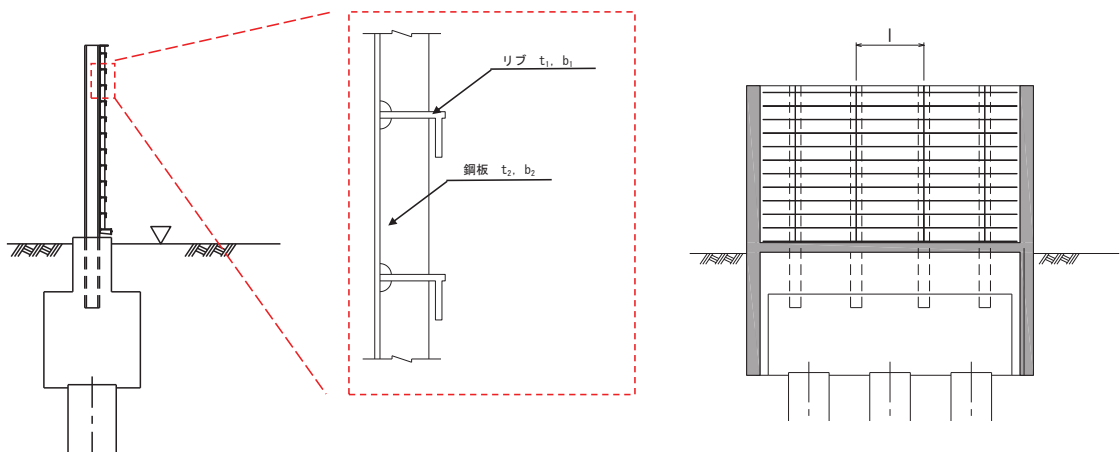


図 3.7-2 鋼板詳細図

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表3.7-5に示す。鋼板に用いる鋼材は，リブ板厚  $t$  が 20mm，リブ高が 200mm であるため，許容曲げ圧縮応力度は  $230\text{N/mm}^2$  となる。

表 3.7-5 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度  
(板厚 40mm 以下，SM570 材)

( $\text{N/mm}^2$ )

局部座屈に対する 許容応力度	$t$ の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$
$t$ : 自由突出板の板厚 (mm) : リブ厚 (mm) = 20mm $b$ : 自由突出幅 (mm) : リブ高 (mm) = 200mm	

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

以上より，①～③で最も小さな許容値である，③：局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度を鋼板のすべての部位に適用し，曲げに対する許容応力度は  $230\text{N/mm}^2$  に設定する。

### 3.7.2 鋼製支柱

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-6に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-6 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.3 固定ボルト

固定ボルトの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-7に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-7 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.4 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「道路土工・カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき，表3.7-8(1)に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。また，ペDESTAL部の許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表3.7-8(2)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。

表 3.7-8(1) フーチング（本体）の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-8(2) フーチング（ペDESTAL部）の許容限界

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	1495
	断面④	38.4	3912
	断面⑤	追而	追而
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦	追而	追而



(支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算出根拠)

フーチング（ペDESTAL部）における支圧強度及び押し抜きせん断耐力のは以下の方法により行う。算出結果を表 3.7-9 に、算出に用いる寸法位置を図 3.7-3 に、配筋概要図を図 3.7-4 に示す。

・支圧強度の算定方法

$$\sigma_{ad} = \eta f'_{ck} / \gamma_c$$

$$\eta = \sqrt{A/A_a}$$

$$A = b' \cdot d$$

$$A_a = b \cdot d$$

ここで、

$\sigma_{ad}$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)

$A_a$  : 支圧を受ける面積 (m<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度=30 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_c$  : 材料係数=1.3

$b$  : 鋼製支柱フランジ長 (mm)

$b'$  : 支圧力分布長 (mm)

$d$  : 鋼製支柱根入れ長 (mm)

・押し抜きせん断強度の算定方法

$$S_A = \sigma_{sy} \cdot n \cdot A_s$$

ここで、

$S_A$  : 水平押し抜きせん断耐力 (kN)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : 水平押し抜きせん断耐力に抵抗する有効なせん断補強筋の本数

$A_s$  : 鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm<sup>2</sup>)

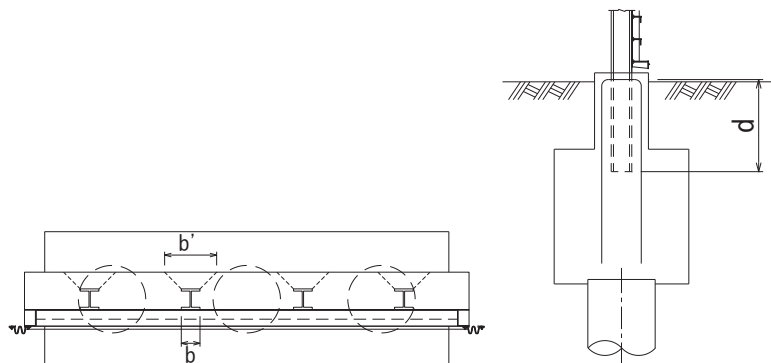
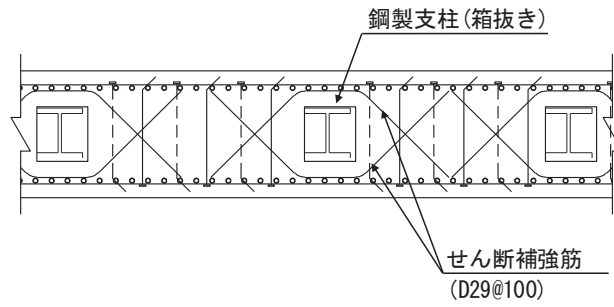


図 3.7-3 算出に用いる寸法位置



(平面図)

図 3.7-4 ペデスタル配筋概要図 (断面④の例)

表 3.7-9 フーチング (ペデスタル部) の支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算出結果

断面	b' (mm)	b (mm)	$\eta$	$\sigma_{ad}$ (N/mm <sup>2</sup> )	n (本)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	S <sub>A</sub> (kN)
断面①	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面②	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面③	1159	417	1.667	38.4	12	286.5	1495
断面④	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑦ (一般部)	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑦ (張出部)	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

### 3.7.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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）」に基づき，杭体部については，表3.7-10(1)に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については，表3.7-10(2)に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.7-10(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3.7-10(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.7.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表3.7-11に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.7-11 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

### 3.7.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては表 3.7-12 に示す岩盤の支持力試験とする。なお、引き抜き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 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。

表 3.7-12 基礎地盤の支持力に対する許容限界（押し込み）

杭種		極限支持力 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4
	断面② (牧の浜部層)	11.4
	断面③ (牧の浜部層)	11.4
	断面④ (狐崎部層)	13.7
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7

### 3.8 評価方法

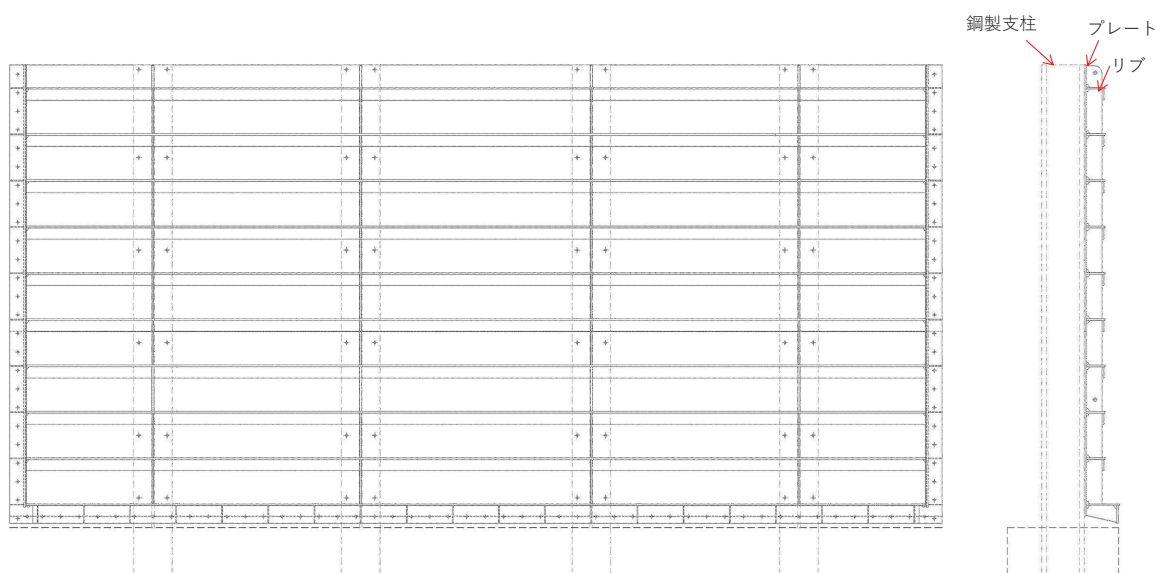
防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の耐震評価は，地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 鋼板

鋼板は，スキンプレートと横リブで構成されている。鋼板の構造図を図 3.8-1 に示す。

鋼板の評価は，これらの各部材について，地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し，各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお，鋼板は，鋼製支柱により支持される支点間距離が，同一鋼板の中で位置ごとに異なるため，「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各単位で算出し評価に用いる。



(正面図)

(断面図)

図 3.8-1 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(鋼板の有効幅を考慮した評価方法について)

鋼板は図 3.8-2 に示すとおり、鋼製支柱により支持される条件により以下の3パ区間に分類される。

張り出し部：ゲルバー桁の箇所

中間支点部：連続桁の支点（鋼製支柱位置の節点）を構成する区間

支間中央部：連続桁の中間支点部以外の区間

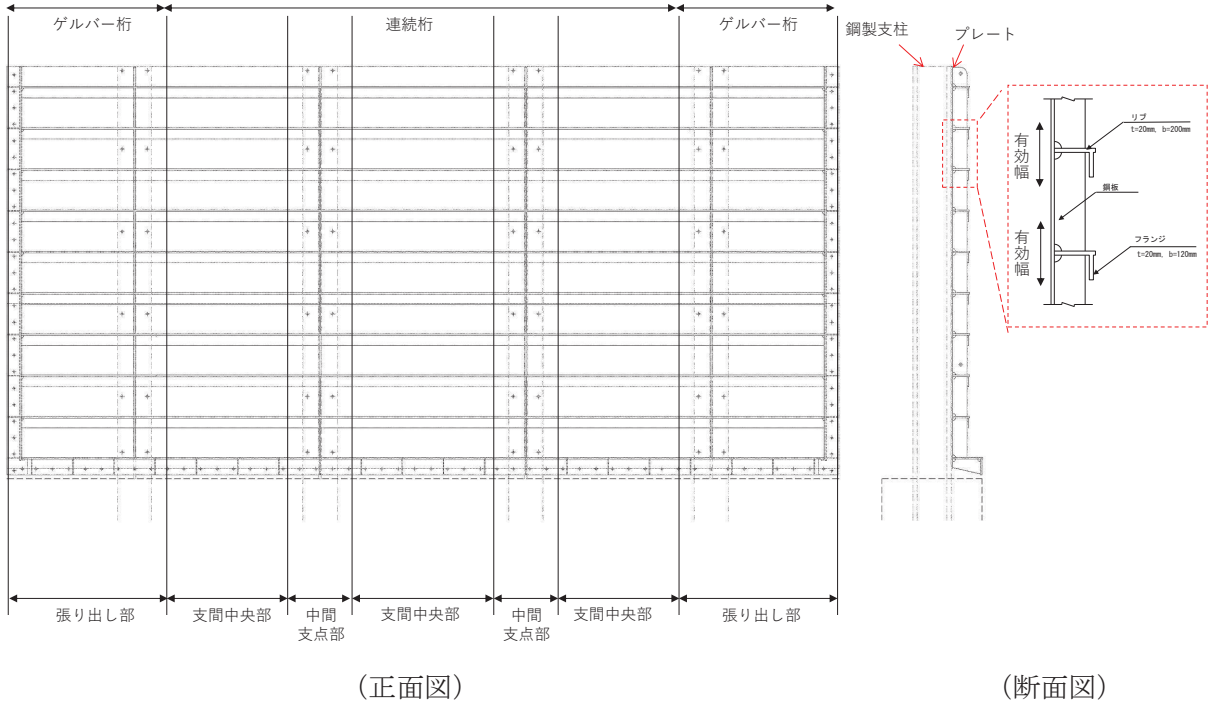


図 3.8-2 鋼板の構造図 (正面図, 断面図)

上記部位ごとでは断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅が異なるため、それぞれの箇所ごとに有効幅及び剛性を算定して地震応答解析にて考慮する。また、断面性能が同一となる範囲ごとに照査を行う。

有効幅の算定は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき行う。

鋼板の評価フローを図 3.8-3 に、有効幅の算定方法を図 3.8-4 に、有効幅の算定例として断面②を例に、モデル図を図 3.8-5 に、算出結果を表 3.8-1 に示す。

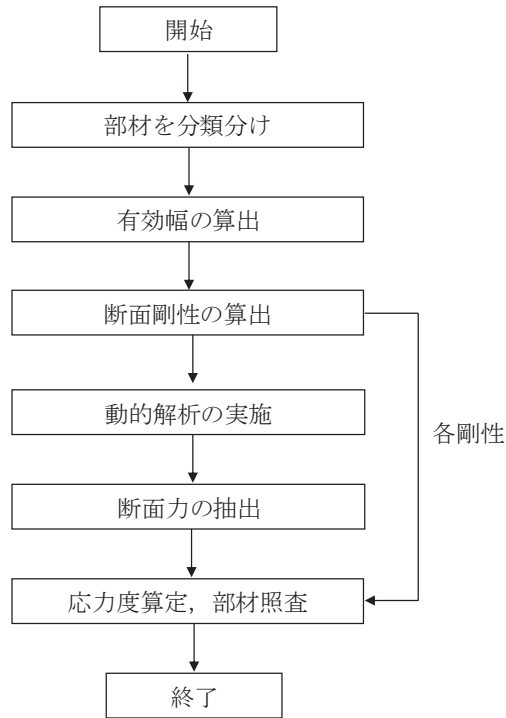


図 3.8-3 鋼板検討フロー図

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅  $\lambda$  は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} b && \left( 0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left( 0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.3.2)$$

ここに、 $\lambda$  : フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)  
 $b$  : 腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm)  
 (図-11.3.3)  
 $l$  : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

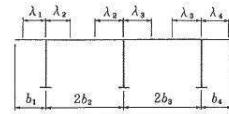


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅			摘 要	
	記号	適用式	等価 支間長 $l$		
単 純 桁	①	$\lambda L$	(11.3.1)	$L$	
連 続 桁	①	$\lambda L_1$	(11.3.1)	$0.8L_1$	
	⑤	$\lambda L_2$	(11.3.1)	$0.6L_2$	
	③	$\lambda S_1$	(11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$	
	⑦	$\lambda S_2$	(11.3.2)	$0.2(L_2 + L_3)$	
②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。				
ゲ ル バ ー 桁	①	$\lambda L_1$	(11.3.1)	$L_1$	
	④	$\lambda L_3$	(11.3.1)	$0.8L_3$	
	②	$\lambda S_2$	(11.3.2)	$2L_2$	
③	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。				

図 3.8-4 鋼板の有効幅の算出方法

(「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋)

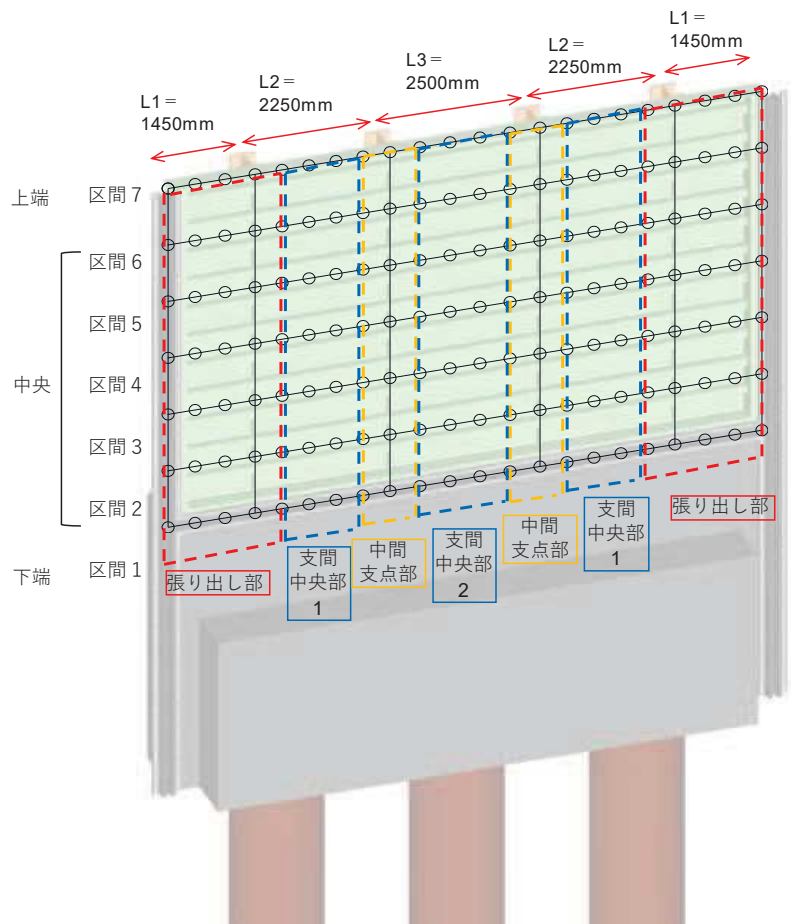


図 3.8-5 鋼板モデル図例 (断面②)

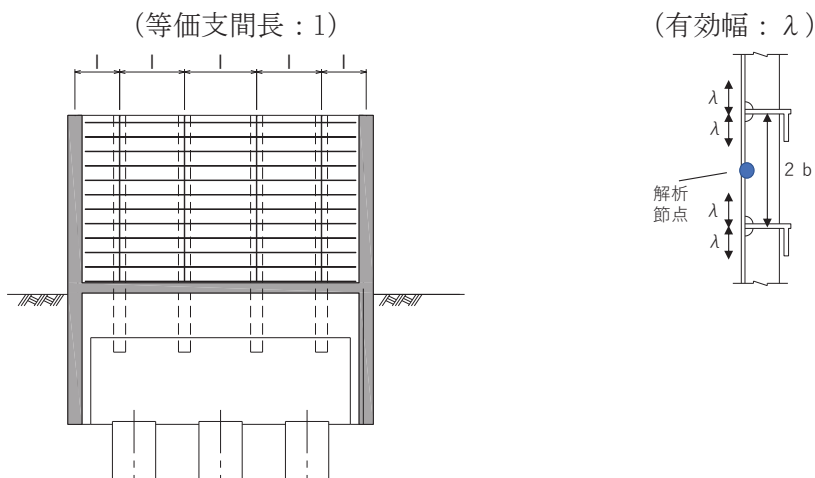


表 3.8-1 鋼板有効幅算出結果 (断面②の例)

断面②		区間 (箇所)	b (mm)	l (mm)	b/l	適用式			λ (mm)
上端 (区間7) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
中央 (区間2~6) 横リブ2枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
下端 (区間1) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116
	支間中央部 1	⑤	125	1350	0.093	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	114
	中間支点部	③	125	950	0.132	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	90
	支間中央部 2	⑤	125	1500	0.083	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	117
	張り出し部 右端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116

ここで、

- b : フランジ (鋼板ではリブ) 間距離の 1/2 (mm)
- l : 等価支間長 (mm)
- λ : 有効幅 (mm)



(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3.8-6 に示す断面形状にて、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。応力度は二軸合成応力度として算出する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, My, Mz ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

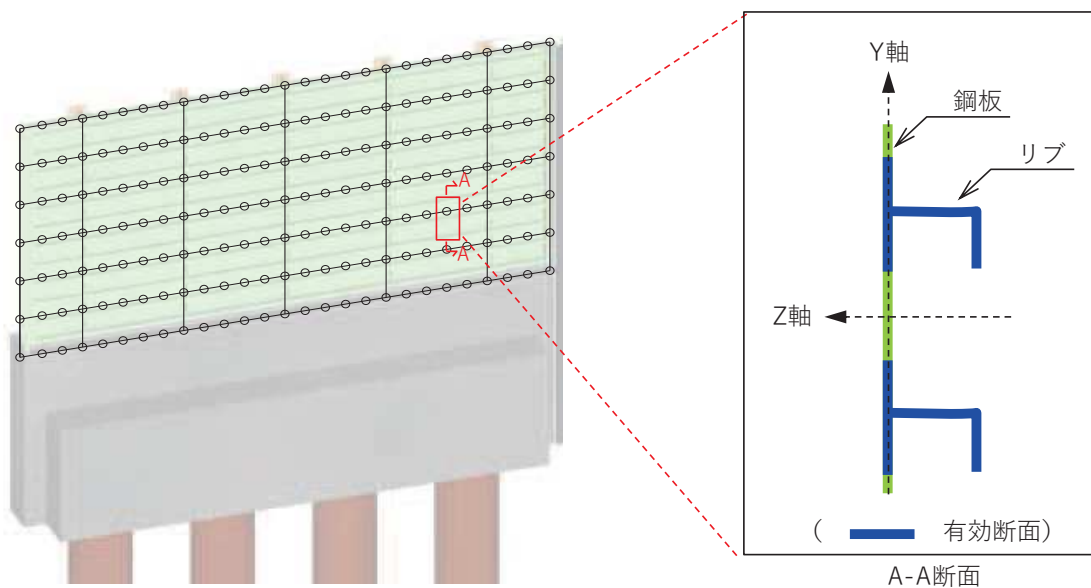


図 3.8-6 鋼製パネル断面形状

応力度算出の例として，断面②における任意の節点位置における曲げ応力度の算定例を表 3.8-2 に示す。

表 3.8-2(1) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub> それぞれ単独の応力度)

垂直応力度							
$\sigma_n$	$\sigma_{mza}$	$\sigma_{mzb}$	$\sigma_{mzc}$	$\sigma_{mva}$	$\sigma_{myc}$	$\sigma_{mye}$	$\sigma_{mvh}$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
0.541	-9.893	4.265	5.398	-3.693	-0.250	0.000	4.193

ここで，

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

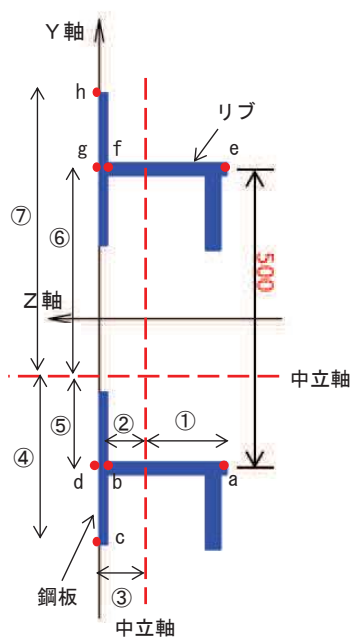
$$\sigma_{mza} = \frac{M_z}{Z_{①}} \quad \sigma_{mzb} = \frac{M_z}{Z_{②}} \quad \sigma_{mzc} = \frac{M_z}{Z_{③}} \quad \sigma_{mzd} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mze} = \sigma_{mza} \quad \sigma_{mzf} = \sigma_{mzb} \quad \sigma_{mzg} = \sigma_{mzc} \quad \sigma_{mzh} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mya} = \frac{M_y}{Z_{⑤}} \quad \sigma_{myb} = \sigma_{mya} \quad \sigma_{myc} = \frac{M_y}{Z_{④}} \quad \sigma_{myd} = \sigma_{mya}$$

$$\sigma_{mye} = \frac{M_y}{Z_{⑥}} \quad \sigma_{myf} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myg} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myh} = \frac{M_y}{Z_{⑦}}$$

注記\* : Z<sub>①</sub>~③及び Z<sub>④</sub>~⑦は，下図に示す中立軸から照査位置 (a~h) までの距離に応じた断面係数



(垂直応力度算出位置)

表 3.8-2(2) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, My, Mz を組み合わせた応力度)

垂直応力度二軸合成							
$\sigma_a$	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_d$	$\sigma_e$	$\sigma_f$	$\sigma_g$	$\sigma_h$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
10.684	5.057	6.189	10.434	4.806	5.939	9.631	10.132

ここで,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz a}| + |\sigma_{my a}| & \sigma_b &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz b}| + |\sigma_{my b}| \\ \sigma_c &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz c}| + |\sigma_{my c}| & \sigma_d &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz d}| + |\sigma_{my d}| \\ \sigma_e &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz e}| + |\sigma_{my e}| & \sigma_f &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz f}| + |\sigma_{my f}| \\ \sigma_g &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz g}| + |\sigma_{my g}| & \sigma_h &= |\sigma_n| + |\sigma_{mz h}| + |\sigma_{my h}| \end{aligned}$$

→当該節点における曲げ応力度は、 $\sigma_a \sim \sigma_h$  で最も応力度が最大となる  $\sigma_a = 10.684 \text{ N/mm}^2$  とする。

(2) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで,

- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(3) 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで,

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

### 3.8.2 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力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。

#### (1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $M_2$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_2$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $N_2$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- $A_2$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力照査

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

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、

- $\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_2$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)
- $A_2$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(3) 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

3.8.3 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼板の重量に設計水平震度を乗じて慣性力として算出する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼板に発生する最大水平加速度から以下の式により鋼板の各高さでの最大水平震度  $k_h$  を算定し、作用させる。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

$k_h$  : 設計水平震度

$\alpha_{max}$  : 鋼板の各高さでの最大水平加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

(評価方法)

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

$\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

$A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)

### 3.8.4 フーチング

#### (1) フーチング（本体）

フーチング（本体）は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。

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「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置および時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せず、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.8-3 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.8-3 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

#### (2) フーチング（ペデスタル部）

ペデスタル部（鋼製支柱巻き立て部）については、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に発生する支圧応力及び押し抜きせん断力が、許容限界以下であることを確認する。

フーチング（ペデスタル部）に作用する荷重概念図を図 3.8-7 に示す。

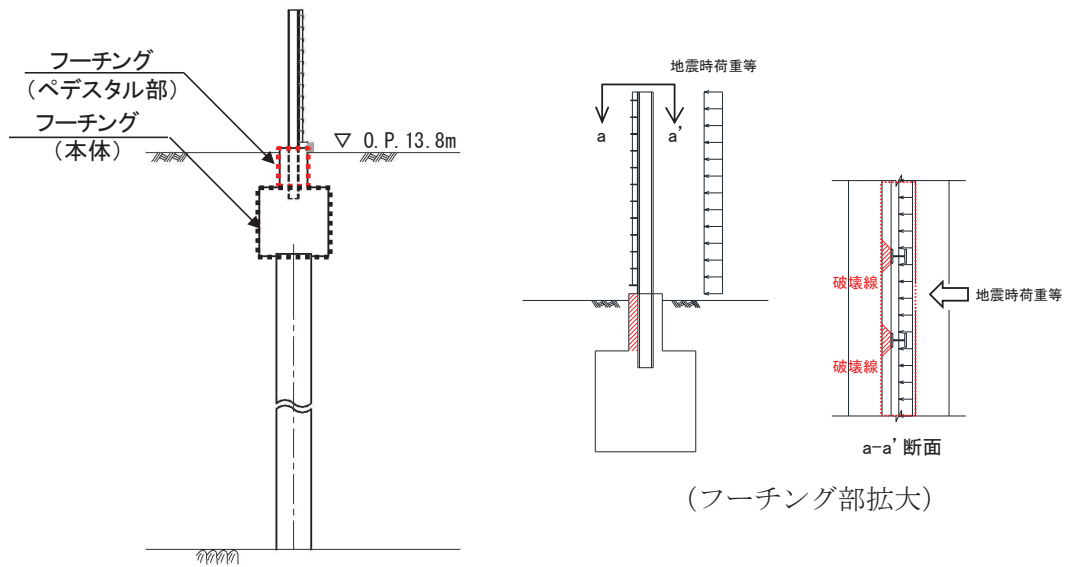


図 3.8-7 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

水平支圧は曲げモーメント及びせん断力を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。支圧評価に用いる寸法位置を図 3.8-8 に示す。

$$\sigma_c = \frac{S}{A} + \frac{M_a}{Z} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

$$M_a = M + S \times \frac{d}{2}$$

$$A = b' \times d$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

ここで、

- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 鋼製支柱下端に発生する曲げモーメント (kN・m)
- S : 鋼製支柱下端に発生するせん断力 (kN)
- $M_a$  : a 点回りのモーメント (kN・m)
- A : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)
- Z : 鋼製支柱根入れ部のコンクリートの断面係数 (m<sup>3</sup>)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- b : 鋼製支柱フランジ長 (m)
- b' : 支圧力分布長 (m)



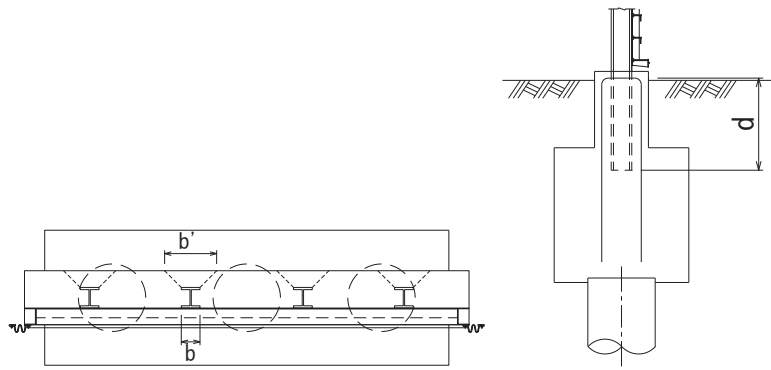


図 3.8-8 支圧に関する寸法

また、水平押し抜きせん断力は支圧応力度を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。算出概念図を図 3.8-9 に示す。

$$S = \sigma_c \times H \times \frac{B}{2} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

$$H = d \cdot \sigma_{c1} / \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$

ここで、

- S : 水平押し抜きせん断力 (kN)
- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- H : 圧縮が作用する範囲 (mm)
- B : 鋼製支柱フランジ幅 (mm)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- $\sigma_{c1}$  : 上端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{c2}$  : 下端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

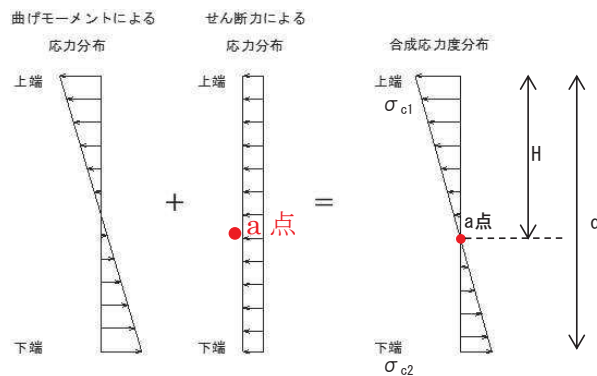


図 3.8-9 水平押し抜きせん断力算出概念図

### 3.8.5 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

$M_y$ ：鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

$\sigma_y$ ：鋼管杭の降伏強度（N/mm<sup>2</sup>）

$N_4$ ：鋼管杭に発生する軸力（kN）

$A_4$ ：鋼管杭の断面積（m<sup>2</sup>）

$Z_4$ ：鋼管杭の断面係数（m<sup>3</sup>）

#### (2) せん断力照査（杭体）

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

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

$\tau_4$ ：鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm<sup>2</sup>）

$S_4$ ：鋼管杭に発生するせん断力（N）

$A_4$ ：鋼管杭の断面積（mm<sup>2</sup>）

$\kappa_1$ ：せん断応力の分布係数（2.0）

#### (3) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、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）に基づき、図3-10に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

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「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

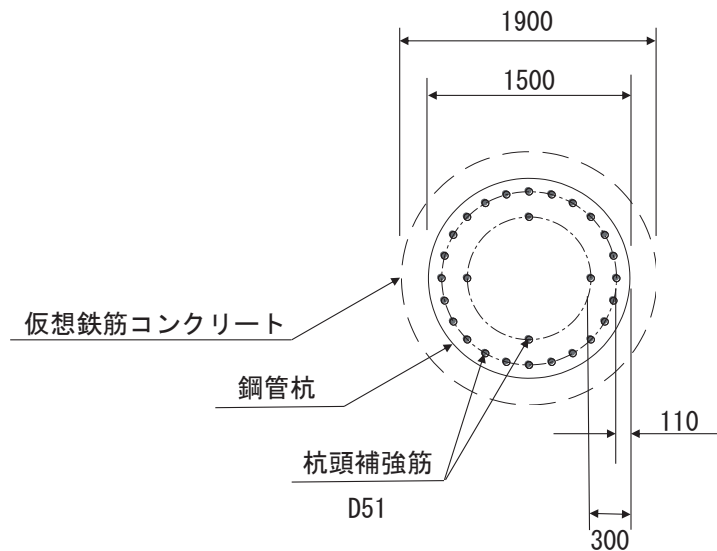


図 3.8-10 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

### 3.8.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.7 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、各部位の照査における「解析ケースと照査値」，「断面力分布図」を示す。

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) 断面①

###### a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-2 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-3 に示す。

表 4.1-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.08		
	-+	0.09		
	+ -	0.08		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.09		
	-+	0.08		
	+ -	0.09		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.07		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.08		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.09		
	-+	0.09		

表 4.1-2 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.03		
	-+	0.03		

表 4.1-3 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動 \ 解析ケース		合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.01		
	-+	0.01		

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-4 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-5 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-6 に示す。

表 4.1-4 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動 \ 解析ケース		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.23		
	-+	0.21		
	+ -	0.23		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.21		
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.19		
	+ -	0.19		
	--	0.19		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - F 3	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.24		

表 4.1-5 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.10		
	-+	0.09		
	+ -	0.10		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.08		
	-+	0.09		
	+ -	0.08		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.07		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.10		
	-+	0.11		

表 4.1-6 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動 \ 解析ケース		合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.04		
	-+	0.04		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.04		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.05		
	-+	0.06		

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-7 に示す。

表 4.1-7 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		



d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-8 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-9 に示す。

表 4.1-8(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）に対する  
解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.03		

表 4.1-8(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)に対する  
解析ケースと照査値(断面①)

地震動 \ 解析ケース		鉄筋の曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.07		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.07		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-9 フーチング(本体)のせん断破壊に対する解析ケースと照査値(断面①)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.05		
	-+	0.05		

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-10 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-11 に示す。

表 4.1-10 フーチング(ペDESTAL部)の支圧破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース			支圧破壊に対する照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	0.06					
	-+	0.05					
	+-	0.06					
	--	0.05					
S s - D 2	++	0.05					
	-+	0.05					
	+-	0.05					
	--	0.05					
S s - D 3	++	0.05					
	-+	0.05					
	+-	0.05					
	--	0.05					
S s - F 1	++	0.04					
	-+	0.04					
S s - F 2	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - F 3	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - N 1	++	0.06					
	-+	0.06					

表 4.1-11 フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する  
解析ケースと照査値(断面①)

地震動	解析ケース	押し抜きせん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.18		
	-+	0.17		
	+ -	0.18		
	--	0.17		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.16		
	-+	0.17		
	+ -	0.16		
	--	0.17		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.15		
	-+	0.15		
	+ -	0.15		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.20		
	-+	0.20		

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-12 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-13 に示す。

表 4.1-12(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - D 1	(++)	上杭		0.38		
		中杭①		0.35		
		中杭②		0.61		
		下杭		0.01		
	(-+)	上杭		0.38		
		中杭①		0.35		
		中杭②		0.61		
		下杭		0.01		
	(+-)	上杭		0.38		
		中杭①		0.35		
		中杭②		0.61		
		下杭		0.01		
	(--)	上杭		0.38		
		中杭①		0.35		
		中杭②		0.61		
		下杭		0.01		
S s - D 2	(++)	上杭		0.31		
		中杭①		0.29		
		中杭②		0.58		
		下杭		0.01		
	(-+)	上杭		0.31		
		中杭①		0.29		
		中杭②		0.58		
		下杭		0.01		
	(+-)	上杭		0.31		
		中杭①		0.29		
		中杭②		0.58		
		下杭		0.01		
	(--)	上杭		0.31		
		中杭①		0.29		
		中杭②		0.58		
		下杭		0.01		
S s - D 3	(++)	上杭		0.23		
		中杭①		0.25		
		中杭②		0.45		
		下杭		0.01		
	(-+)	上杭		0.23		
		中杭①		0.25		
		中杭②		0.45		
		下杭		0.01		
	(+-)	上杭		0.23		
		中杭①		0.25		
		中杭②		0.45		
		下杭		0.01		
	(--)	上杭		0.23		
		中杭①		0.25		
		中杭②		0.45		
		下杭		0.01		

表 4.1-12(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - F 1	(++)	上杭	0.31			
		中杭①	0.33			
		中杭②	0.54			
		下杭	0.01			
	(-+)	上杭	0.31			
		中杭①	0.33			
		中杭②	0.54			
		下杭	0.01			
S s - F 2	(++)	上杭	0.40			
		中杭①	0.43			
		中杭②	0.58			
		下杭	0.01			
	(-+)	上杭	0.40			
		中杭①	0.43			
		中杭②	0.58			
		下杭	0.01			
S s - F 3	(++)	上杭	0.24			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.29			
		下杭	0.01			
	(-+)	上杭	0.24			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.29			
		下杭	0.01			
S s - N 1	(++)	上杭	0.47			
		中杭①	0.54			
		中杭②	0.71			
		下杭	0.01			
	(-+)	上杭	0.47			
		中杭①	0.54			
		中杭②	0.71	0.72	0.65	
		下杭	0.01			

表 4.1-13(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - D 1	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.35			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.35			
		下杭	0.02			
	(+ -)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.35			
		下杭	0.02			
	(--)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.35			
		下杭	0.02			
S s - D 2	(++)	上杭	0.11			
		中杭①	0.16			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.11			
		中杭①	0.16			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.02			
	(+ -)	上杭	0.11			
		中杭①	0.16			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.02			
	(--)	上杭	0.11			
		中杭①	0.16			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.02			
S s - D 3	(++)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.30			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.30			
		下杭	0.02			
	(+ -)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.30			
		下杭	0.02			
	(--)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.30			
		下杭	0.02			

表 4.1-13(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - F 1	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.13			
		中杭②	0.34			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.13			
		中杭②	0.34			
		下杭	0.02			
S s - F 2	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.36			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.36			
		下杭	0.02			
S s - F 3	(++)	上杭	0.07			
		中杭①	0.10			
		中杭②	0.22			
		下杭	0.01			
	(-+)	上杭	0.07			
		中杭①	0.10			
		中杭②	0.22			
		下杭	0.01			
S s - N 1	(++)	上杭	0.13			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.40			
		下杭	0.02			
	(-+)	上杭	0.13			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.40	0.44	0.35	
		下杭	0.02			



g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-14 に示す。

表 4.1-14 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.27		
	-+	0.27		
	+ -	0.27		
	--	0.27		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.26		
	-+	0.27		
	+ -	0.26		
	--	0.27		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.22		
	-+	0.23		
	+ -	0.22		
	--	0.23		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.22		
	-+	0.22		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.25		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.23		
	-+	0.24		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.31		
	-+	0.32		

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-15 に示す。なお、引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

表 4.1-15 基礎地盤の支持性能評価（押し込み）に対する  
解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	基礎地盤の支持性能評価結果(押し込み)		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.11	0.10	0.11
	-+	0.11		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.10		
	-+	0.10		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.09		
	-+	0.09		

(2) 断面②

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-16 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-17 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-18 に示す。

表 4.1-16 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.08		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.09		
	-+	0.08		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.07		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.07		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.07		
	-+	0.10		

表 4.1-17 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.02		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.03		
	-+	0.04		

表 4.1-18 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.01		
	-+	0.01		
	+ -	0.01		
	--	0.01		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.01		
	-+	0.01		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.01		
	-+	0.01		

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-19 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-20 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-21 に示す。

表 4.1-19 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.24		
	-+	0.23		
	+ -	0.24		
	--	0.23		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.22		
	-+	0.23		
	+ -	0.22		
	--	0.23		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.21		
	-+	0.20		
	+ -	0.21		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.19		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.21		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.20		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.27		
	-+	0.25		

表 4.1-20 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.11		
	-+	0.10		
	+ -	0.11		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.10		
	-+	0.11		
	+ -	0.10		
	--	0.11		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.09		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.12		
	-+	0.11		

表 4.1-21 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.06		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.04		
	-+	0.04		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.07		

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-22 に示す。

表 4.1-22 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-23 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-24 に示す。

表 4.1-23(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）  
に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動	解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.03		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.03		
	--	0.04		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.04		
	-+	0.03		



表 4.1-23(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
 に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動	解析ケース	鉄筋の曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.09		
	-+	0.10		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.10		
	+ -	0.09		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.09		

表 4.1-24 フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-25 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-26 に示す。

表 4.1-25 フーチング(ペDESTAL部)の支圧破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース			支圧破壊に対する照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	0.06					
	-+	0.06					
	+ -	0.06					
	--	0.06					
S s - D 2	++	0.05					
	-+	0.06					
	+ -	0.05					
	--	0.06					
S s - D 3	++	0.05					
	-+	0.05					
	+ -	0.05					
	--	0.05					
S s - F 1	++	0.05					
	-+	0.04					
S s - F 2	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - F 3	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - N 1	++	0.06					
	-+	0.06					

表 4.1-26 フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する  
解析ケースと照査値 (断面②)

地震動	解析ケース	押し抜きせん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.20		
	-+	0.20		
	+ -	0.20		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.19		
	-+	0.20		
	+ -	0.19		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.18		
	-+	0.16		
	+ -	0.18		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.16		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.17		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.22		
	-+	0.21		

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-27 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-28 に示す。

表 4.1-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - D 1	(++)	上杭	0.32			
		中杭①	0.32			
		中杭②	0.56			
		下杭	0.21			
	(-+)	上杭	0.32			
		中杭①	0.32			
		中杭②	0.56			
		下杭	0.21			
	(+ -)	上杭	0.33			
		中杭①	0.32			
		中杭②	0.56			
		下杭	0.21			
	(--)	上杭	0.33			
		中杭①	0.32			
		中杭②	0.56			
		下杭	0.21			
S s - D 2	(++)	上杭	0.29			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.23			
	(-+)	上杭	0.29			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.23			
	(+ -)	上杭	0.29			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.23			
	(--)	上杭	0.29			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.23			
S s - D 3	(++)	上杭	0.24			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.53			
		下杭	0.22			
	(-+)	上杭	0.23			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.53			
		下杭	0.22			
	(+ -)	上杭	0.24			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.53			
		下杭	0.22			
	(--)	上杭	0.24			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.53			
		下杭	0.22			

表 4.1-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - F 1	(++)	上杭	0.24			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.22			
	(-+)	上杭	0.24			
		中杭①	0.25			
		中杭②	0.51			
		下杭	0.22			
S s - F 2	(++)	上杭	0.29			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.54			
		下杭	0.23			
	(-+)	上杭	0.29			
		中杭①	0.23			
		中杭②	0.54			
		下杭	0.23			
S s - F 3	(++)	上杭	0.25			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.36			
		下杭	0.21			
	(-+)	上杭	0.24			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.36			
		下杭	0.21			
S s - N 1	(++)	上杭	0.43			
		中杭①	0.41			
		中杭②	0.62	0.59	0.60	
		下杭	0.25			
	(-+)	上杭	0.43			
		中杭①	0.41			
		中杭②	0.62			
		下杭	0.25			

表 4.1-28(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - D 1	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.18			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.18			
	(+ -)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.18			
	(--)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.33			
		下杭	0.18			
S s - D 2	(++)	上杭	0.12			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.20			
	(-+)	上杭	0.12			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.20			
	(+ -)	上杭	0.12			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.20			
	(--)	上杭	0.12			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.20			
S s - D 3	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.19			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.19			
	(+ -)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.19			
	(--)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.19			

表 4.1-28(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
				①	②	③
S s - F 1	(++)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.19			
	(-+)	上杭	0.10			
		中杭①	0.14			
		中杭②	0.31			
		下杭	0.19			
S s - F 2	(++)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.20			
	(-+)	上杭	0.09			
		中杭①	0.12			
		中杭②	0.32			
		下杭	0.20			
S s - F 3	(++)	上杭	0.08			
		中杭①	0.10			
		中杭②	0.25			
		下杭	0.18			
	(-+)	上杭	0.08			
		中杭①	0.10			
		中杭②	0.25			
		下杭	0.18			
S s - N 1	(++)	上杭	0.14			
		中杭①	0.17			
		中杭②	0.35	0.39	0.29	
		下杭	0.22			
	(-+)	上杭	0.14			
		中杭①	0.17			
		中杭②	0.35			
		下杭	0.22			



g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-29 に示す。

表 4.1-29 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面②）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.29		
	-+	0.29		
	+ -	0.29		
	--	0.29		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.27		
	-+	0.28		
	+ -	0.27		
	--	0.28		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.23		
	-+	0.23		
	+ -	0.23		
	--	0.23		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.25		
	-+	0.24		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.26		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.25		
	-+	0.24		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.34		
	-+	0.34		

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-30 に示す。

表 4.1-30 基礎地盤の支持性能評価（押し込み）に対する  
解析ケースと照査値（断面②）

地震動	解析ケース	基礎地盤の支持性能評価結果(押し込み)		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+ -	0.11		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.11	0.12	0.11
	-+	0.11		
	+ -	0.11		
	--	0.11		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.10		
	-+	0.10		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.10		
	-+	0.10		

(3) 断面③

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-31 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-32 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-33 に示す。

表 4.1-31 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面③)

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.05		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.07		
	-+	0.05		

表 4.1-32 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+ -	0.02		
	--	0.02		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.02		
	-+	0.02		
	+ -	0.02		
	--	0.02		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.02		
	-+	0.02		
	+ -	0.02		
	--	0.02		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-33 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース	合成応力度に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1		++	0.01		
		-+	0.01		
		+ -	0.01		
		--	0.01		
S <sub>s</sub> -D 2		++	0.01		
		-+	0.01		
		+ -	0.01		
		--	0.01		
S <sub>s</sub> -D 3		++	0.01		
		-+	0.01		
		+ -	0.01		
		--	0.01		
S <sub>s</sub> -F 1		++	0.01		
		-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F 2		++	0.01		
		-+	0.01		
S <sub>s</sub> -F 3		++	0.01		
		-+	0.01		
S <sub>s</sub> -N 1		++	0.01		
		-+	0.01		

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-34 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-35 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-36 に示す。

表 4.1-34 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動 \ 解析ケース		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+ -	0.14		
	--	0.14		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.14		
	-+	0.15		
	+ -	0.14		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.13		
	-+	0.14		
	+ -	0.13		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.12		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.15		
	-+	0.16		

表 4.1-35 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.06		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.07		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.07		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.09		

表 4.1-36 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.04		



c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-37 に示す。

表 4.1-37 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動 \ 解析ケース		引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.05		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-38 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-39 に示す。

表 4.1-38(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）  
に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+ -	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.03		
	-+	0.04		

表 4.1-38(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
 に対する解析ケースと照査値 (断面③)

地震動		解析ケース	鉄筋の曲げ破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1		++	0.09		
		-+	0.09		
		+ -	0.09		
		--	0.09		
S s - D 2		++	0.10		
		-+	0.10		
		+ -	0.10		
		--	0.10		
S s - D 3		++	0.09		
		-+	0.09		
		+ -	0.09		
		--	0.09		
S s - F 1		++	0.08		
		-+	0.08		
S s - F 2		++	0.08		
		-+	0.08		
S s - F 3		++	0.09		
		-+	0.09		
S s - N 1		++	0.09		
		-+	0.10		

表 4.1-39 フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面③)

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.06		

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-40 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-41 に示す。

表 4.1-40 フーチング(ペDESTAL部)の支圧破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース			支圧破壊に対する照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	0.07					
	-+	0.07					
	+-	0.07					
	--	0.07					
S s - D 2	++	0.07					
	-+	0.08					
	+-	0.07					
	--	0.08					
S s - D 3	++	0.07					
	-+	0.07					
	+-	0.07					
	--	0.07					
S s - F 1	++	0.05					
	-+	0.05					
S s - F 2	++	0.06					
	-+	0.07					
S s - F 3	++	0.06					
	-+	0.07					
S s - N 1	++	0.08					
	-+	0.08					

表 4.1-41 フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する  
解析ケースと照査値(断面③)

地震動	解析ケース	押し抜きせん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.25		
	-+	0.26		
	+ -	0.25		
	--	0.26		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.25		
	-+	0.25		
	+ -	0.25		
	--	0.25		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.24		
	-+	0.26		
	+ -	0.24		
	--	0.26		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.18		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.22		
	-+	0.23		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.22		
	-+	0.23		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.28		
	-+	0.30		

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-42 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-43 に示す。

表 4.1-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.31		
	-+	0.31		
	+ -	0.30		
	--	0.30		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.26		
	-+	0.26		
	+ -	0.26		
	--	0.26		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.24		
	-+	0.24		
	+ -	0.24		
	--	0.24		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.25		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.26		
	-+	0.26		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.17		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.39		
	-+	0.39	0.36	0.38

表 4.1-43 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.09		
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.11	0.09	0.09
	-+	0.11		



g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-44 に示す。

表 4.1-44 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面③）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+ -	0.19		
	--	0.19		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.20		
	-+	0.21		
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.18		
	-+	0.18		
	+ -	0.18		
	--	0.18		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.17		
	-+	0.18		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.23		
	-+	0.24		

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-45 に示す。

表 4.1-45 基礎地盤の支持性能評価（押し込み）に対する  
解析ケースと照査値（断面③）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能評価結果(押し込み)		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.09		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.09	0.09	0.09
	-+	0.09		
	+ -	0.09		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.08		

(4) 断面④

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-46 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-47 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-48 に示す。

表 4.1-46 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面④)

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.20		
	-+	0.20		
	+ -	0.20		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.29		
	-+	0.29		
	+ -	0.29		
	--	0.29		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.21		
	-+	0.22		
	+ -	0.21		
	--	0.21		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.21		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.22		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-47 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-48 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース			合成応力度に対する照査		
		①	②	③			
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.04					
	-+	0.04					
	+ -	0.04					
	--	0.04					
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.08					
	-+	0.08					
	+ -	0.08					
	--	0.08					
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.05					
	-+	0.05					
	+ -	0.05					
	--	0.05					
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.05					
	-+	0.05					
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.03					
	-+	0.03					
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.05					
	-+	0.05					
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.01					
	-+	0.01					

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-49 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-50 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-51 に示す。

表 4.1-49 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動 \ 解析ケース		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.30		
	-+	0.29		
	+ -	0.30		
	--	0.29		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.36		
	-+	0.36		
	+ -	0.36		
	--	0.36		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.35		
	-+	0.34		
	+ -	0.34		
	--	0.34		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.27		
	-+	0.27		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.21		
	-+	0.22		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.25		
	-+	0.26		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.11		
	-+	0.12		

表 4.1-50 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.15		
	-+	0.15		
	+ -	0.15		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.18		
	-+	0.18		
	+ -	0.18		
	--	0.18		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.18		
	-+	0.18		
	+ -	0.18		
	--	0.18		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.12		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.06		
	-+	0.07		

表 4.1-51 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.09		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.14		
	+ -	0.14		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.12		
	+ -	0.13		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		



c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-52 に示す。

表 4.1-52 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
	+ -	0.21		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.28		
	-+	0.28		
	+ -	0.28		
	--	0.28		
S s - D 3	++	0.21		
	-+	0.21		
	+ -	0.21		
	--	0.21		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-53 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-54 に示す。

表 4.1-53(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）  
に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.03		

表 4.1-53(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
 に対する解析ケースと照査値 (断面④)

地震動	解析ケース	鉄筋の曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+ -	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.13		
	+ -	0.13		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.13		
	+ -	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 3	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-54 フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面④)

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.06		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.05		
	-+	0.05		

e. フーチング（ペデスタル部）

フーチング（ペデスタル部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-55 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-56 に示す。

表 4.1-55 フーチング(ペデスタル部)の支圧破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース			支圧破壊に対する照査		
		①	②	③	①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.20					
	-+	0.19					
	+ -	0.20					
	--	0.20					
S <sub>s</sub> -D2	++	0.24					
	-+	0.23					
	+ -	0.24					
	--	0.23					
S <sub>s</sub> -D3	++	0.23					
	-+	0.23					
	+ -	0.23					
	--	0.23					
S <sub>s</sub> -F1	++	0.17					
	-+	0.17					
S <sub>s</sub> -F2	++	0.14					
	-+	0.15					
S <sub>s</sub> -F3	++	0.17					
	-+	0.17					
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08					
	-+	0.08					

表 4.1-56 フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する  
解析ケースと照査値(断面④)

地震動	解析ケース	押し抜きせん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.28		
	-+	0.27		
	+ -	0.27		
	--	0.28		
S s - D 2	++	0.33		
	-+	0.33		
	+ -	0.33		
	--	0.33		
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.32		
	+ -	0.32		
	--	0.32		
S s - F 1	++	0.25		
	-+	0.25		
S s - F 2	++	0.20		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.23		
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-57 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-58 に示す。

表 4.1-57 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.23		
	-+	0.23		
	+ -	0.23		
	--	0.23		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.27		
	-+	0.27		
	+ -	0.27		
	--	0.27		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.26		
	-+	0.26		
	+ -	0.26		
	--	0.26		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.18		
	-+	0.18		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.19		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.21		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.13		
	-+	0.14		

表 4.1-58 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.22		
	-+	0.22		
	+ -	0.22		
	--	0.22		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.25		
	-+	0.25		
	+ -	0.25		
	--	0.25		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.25		
	-+	0.25		
	+ -	0.25	0.25	0.22
	--	0.25		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.19		
	-+	0.18		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.19		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.21		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.14		
	-+	0.14		



g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-59 に示す。

表 4.1-59 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.31		
	-+	0.31		
	+ -	0.31		
	--	0.31		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.37		
	-+	0.37		
	+ -	0.37	0.39	0.37
	--	0.37		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.36		
	-+	0.36		
	+ -	0.36		
	--	0.36		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.25		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.27		
	-+	0.26		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.29		
	-+	0.29		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.18		
	-+	0.18		

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-60 に示す。

表 4.1-60 基礎地盤の支持性能評価（押し込み）に対する  
解析ケースと照査値（断面④）

地震動	解析ケース	基礎地盤の支持性能評価結果(押し込み)		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.07		
	--	0.07	0.07	0.09
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.07		
	--	0.07		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

(5) 断面⑤

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-61 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-62 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-63 に示す。

追而

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-64 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-65 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-66 に示す。

追而

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-67 に示す。

追而

d. フーチング (本体)

フーチング (本体) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-68 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-69 に示す。

追而

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-70 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-71 に示す。

追而

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-72 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-73 に示す。

追而

g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-74 に示す。

追而

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-75 に示す。

追而

(6) 断面⑥

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-76 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-77 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-78 に示す。

表 4.1-76 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面⑥)

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.46		
	-+	0.47		
	+ -	0.46		
	--	0.46		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.57		
	-+	0.57		
	+ -	0.56		
	--	0.57		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.42		
	-+	0.42		
	+ -	0.42		
	--	0.42		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.44		
	-+	0.44		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.31		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.36		
	-+	0.36		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.14		
	-+	0.14		

表 4.1-77 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+ -	0.10		
	--	0.10		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.12		
	-+	0.12		
	+ -	0.12		
	--	0.12		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.10		
	-+	0.09		
	+ -	0.10		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.07		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.04		
	-+	0.03		

表 4.1-78 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース		
		合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+ -	0.19		
	--	0.18		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.27		
	-+	0.28		
	+ -	0.27		
	--	0.28		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
	+ -	0.15		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.17		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-79 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-80 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-81 に示す。

表 4.1-79 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.52		
	-+	0.53		
	+ -	0.52		
	--	0.53		
S s - D 2	++	0.63	0.56	0.32
	-+	0.63		
	+ -	0.63		
	--	0.63		
S s - D 3	++	0.57		
	-+	0.57		
	+ -	0.57		
	--	0.58		
S s - F 1	++	0.62		
	-+	0.62		
S s - F 2	++	0.43		
	-+	0.44		
S s - F 3	++	0.47		
	-+	0.46		
S s - N 1	++	0.17		
	-+	0.18		



表 4.1-80 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.24		
	-+	0.24		
	+ -	0.24		
	--	0.24		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.30		
	-+	0.30		
	+ -	0.30		
	--	0.30		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.26		
	-+	0.26		
	+ -	0.26		
	--	0.26		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.29		
	-+	0.29		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.20		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.21		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-81 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	合成応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.27		
	-+	0.28		
	+ -	0.28		
	--	0.28		
S s - D 2	++	0.40		
	-+	0.40		
	+ -	0.40		
	--	0.40		
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.33		
	+ -	0.32		
	--	0.33		
S s - F 1	++	0.40		
	-+	0.39		
S s - F 2	++	0.20		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-82 に示す。

表 4.1-82 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.44		
	-+	0.44		
	+ -	0.44		
	--	0.44		
S s - D 2	++	0.53		
	-+	0.53		
	+ -	0.53		
	--	0.53		
S s - D 3	++	0.41		
	-+	0.41		
	+ -	0.41		
	--	0.41		
S s - F 1	++	0.45		
	-+	0.45		
S s - F 2	++	0.31		
	-+	0.31		
S s - F 3	++	0.35		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-83 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-84 に示す。

表 4.1-83(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）  
に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.05		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+ -	0.06		
	--	0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.04		
	-+	0.04		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.03		
	-+	0.03		

表 4.1-83(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
 に対する解析ケースと照査値 (断面⑥)

地震動	解析ケース	鉄筋の曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.17		
	-+	0.17		
	+ -	0.17		
	--	0.16		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.20		
	+ -	0.20		
	--	0.19		
S s - D 3	++	0.17		
	-+	0.17		
	+ -	0.18		
	--	0.17		
S s - F 1	++	0.17		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-84 フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面⑥)

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.04		

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-85 に、押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-86 に示す。

表 4.1-85 フーチング(ペDESTAL部)の支圧破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース			支圧破壊に対する照査		
		①	②	③			
S s - D 1	++	0.34					
	-+	0.34					
	+ -	0.34					
	--	0.34					
S s - D 2	++	0.41					
	-+	0.41					
	+ -	0.40					
	--	0.41					
S s - D 3	++	0.36					
	-+	0.37					
	+ -	0.36					
	--	0.37					
S s - F 1	++	0.40					
	-+	0.40					
S s - F 2	++	0.28					
	-+	0.29					
S s - F 3	++	0.30					
	-+	0.29					
S s - N 1	++	0.11					
	-+	0.11					

表 4.1-86 フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する  
解析ケースと照査値(断面⑥)

地震動	解析ケース	押し抜きせん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.47		
	-+	0.47		
	+ -	0.47		
	--	0.47		
S s - D 2	++	0.57		
	-+	0.57		
	+ -	0.57		
	--	0.57		
S s - D 3	++	0.52		
	-+	0.52		
	+ -	0.51		
	--	0.52		
S s - F 1	++	0.57		
	-+	0.56		
S s - F 2	++	0.39		
	-+	0.40		
S s - F 3	++	0.42		
	-+	0.42		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.16		



f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-87 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-88 に示す。

表 4.1-87 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.36		
	-+	0.36		
	+ -	0.36		
	--	0.36		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.41		
	-+	0.41		
	+ -	0.41		
	--	0.41		
S <sub>s</sub> -D3	++	0.35		
	-+	0.35		
	+ -	0.35		
	--	0.35		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.32		
	-+	0.32		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.25		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.26		
	-+	0.26		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-88 鋼管杭のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.63		
	-+	0.63	0.42	0.49
	+ -	0.63		
	--	0.63		
S s - D 2	++	0.60		
	-+	0.60		
	+ -	0.61		
	--	0.60		
S s - D 3	++	0.52		
	-+	0.51		
	+ -	0.52		
	--	0.52		
S s - F 1	++	0.47		
	-+	0.47		
S s - F 2	++	0.37		
	-+	0.37		
S s - F 3	++	0.39		
	-+	0.38		
S s - N 1	++	0.19		
	-+	0.19		

g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-89 に示す。

表 4.1-89 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する  
解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.50		
	-+	0.49		
	+ -	0.50		
	--	0.49		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.56		
	-+	0.56		
	+ -	0.56		
	--	0.56		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.48		
	-+	0.48		
	+ -	0.48		
	--	0.48		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.44		
	-+	0.44		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.34		
	-+	0.34		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.36		
	-+	0.35		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.17		
	-+	0.18		

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-90 に示す。

表 4.1-90 基礎地盤の支持性能評価（押し込み）に対する  
解析ケースと照査値（断面⑥）

地震動	解析ケース	基礎地盤の支持性能評価結果(押し込み)		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.07		
	--	0.07	0.06	0.07
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.07		
	-+	0.07		
	+ -	0.06		
	--	0.06		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

(7) 断面⑦

a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-91 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-92 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-93 に示す。

追而

b. 鋼製支柱

鋼製支柱（一般部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-94 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-95 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-96 に示す。

鋼製支柱（張出部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-97 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-98 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-99 に示す。

追而

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-100 に示す。

追而

d. フーチング（本体）

フーチング（本体，一般部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-101 に，せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-102 に示す。

フーチング（本体，開口上部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-103 に，せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-104 に示す。

フーチング（本体，開口下部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-105 に，せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-106 に示す。

追而

e. フーチング（ペDESTAL部）

フーチング（ペDESTAL部，一般部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-107 に，押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-108 に示す。

フーチング（ペDESTAL部，張出部）の支圧破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-109 に，押し抜きせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-110 に示す。

追而

f. 鋼管杭（杭体）

鋼管杭（杭体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-111 に，せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-112 に示す。

追而

g. 鋼管杭（杭頭）

鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-113 に示す。

追而

h. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-114 に示す。

追而

#### 4.1.2 断面力分布

##### (1) 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-115 に示す。また、該当する最大照査値の発生位置を図 4.1-1～図 4.1-7 に示す。

表 4.1-115(1) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最大照査値

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S s - D 1 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	345	0.09
	S s - D 1 (--)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
	S s - D 1 (--)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面② (SM570)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	345	0.10
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	217	0.04
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面③ (SM570)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	22	345	0.07
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面④ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	345	0.29
	S s - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08



表 4.1-115(2) 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最大照査値

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	追而	追而	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	合成応力度 (-)	追而	追而	追而
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	194	345	0.57
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	217	0.12
	S s - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.33	1.20	0.28
断面⑦ (SM570)	追而	追而	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	合成応力度 (-)	追而	追而	追而

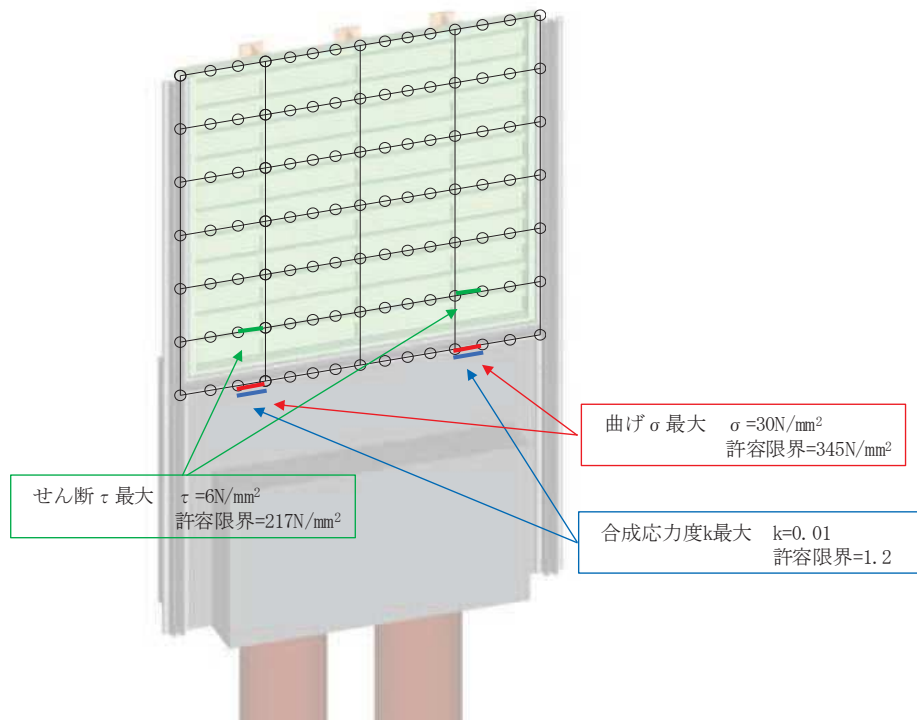


図 4.1-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面①)

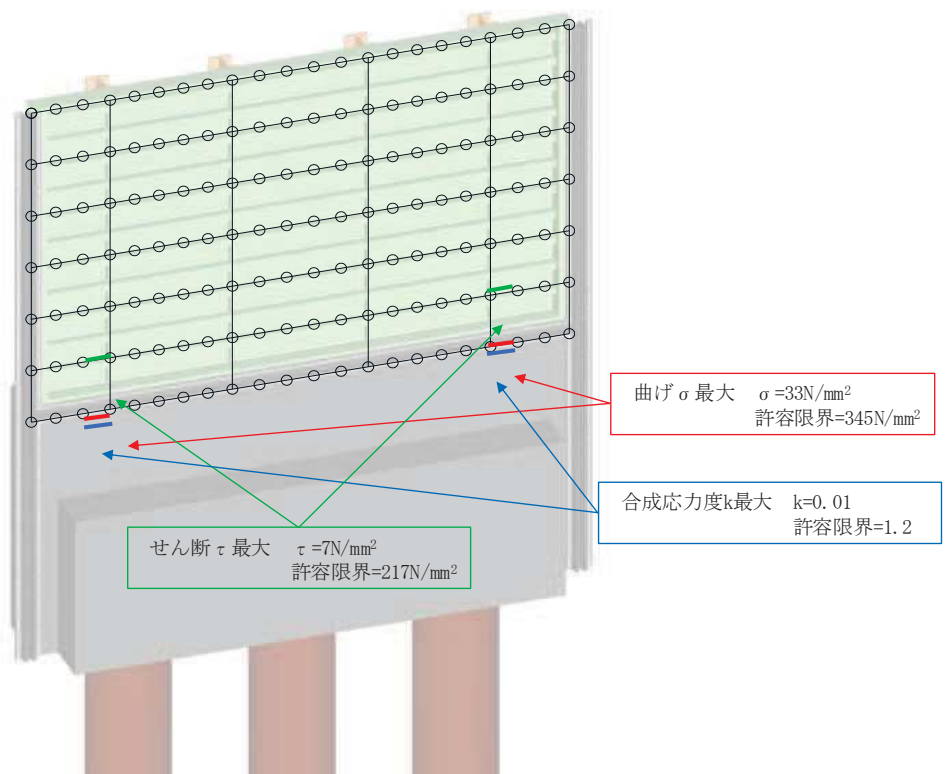


図 4.1-2 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面②)

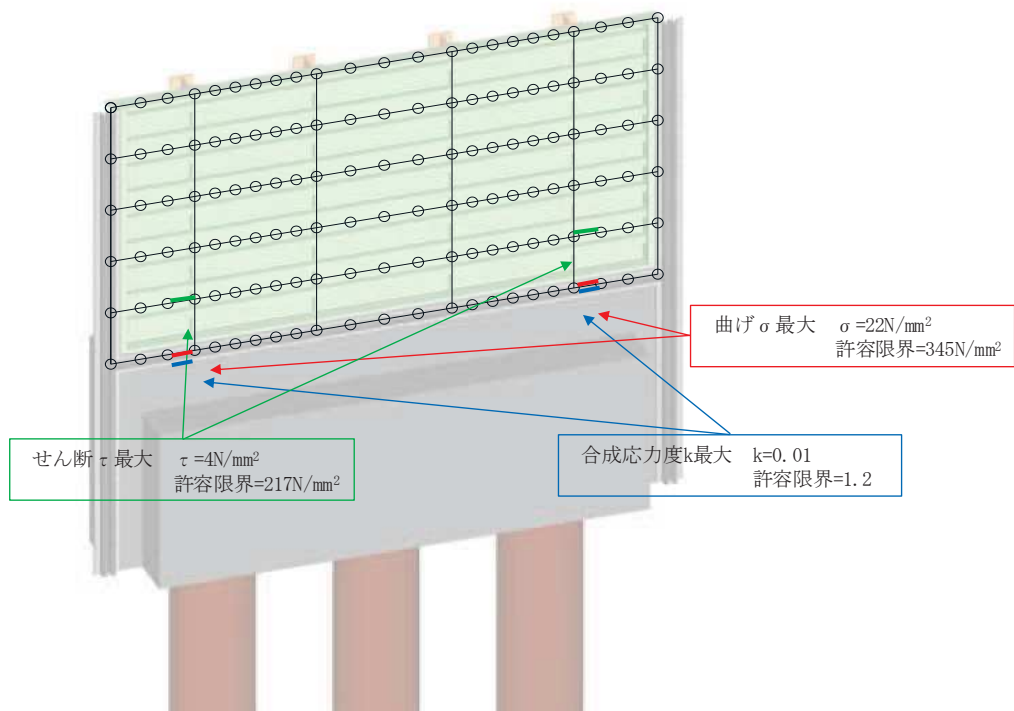


図 4.1-3 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面③)

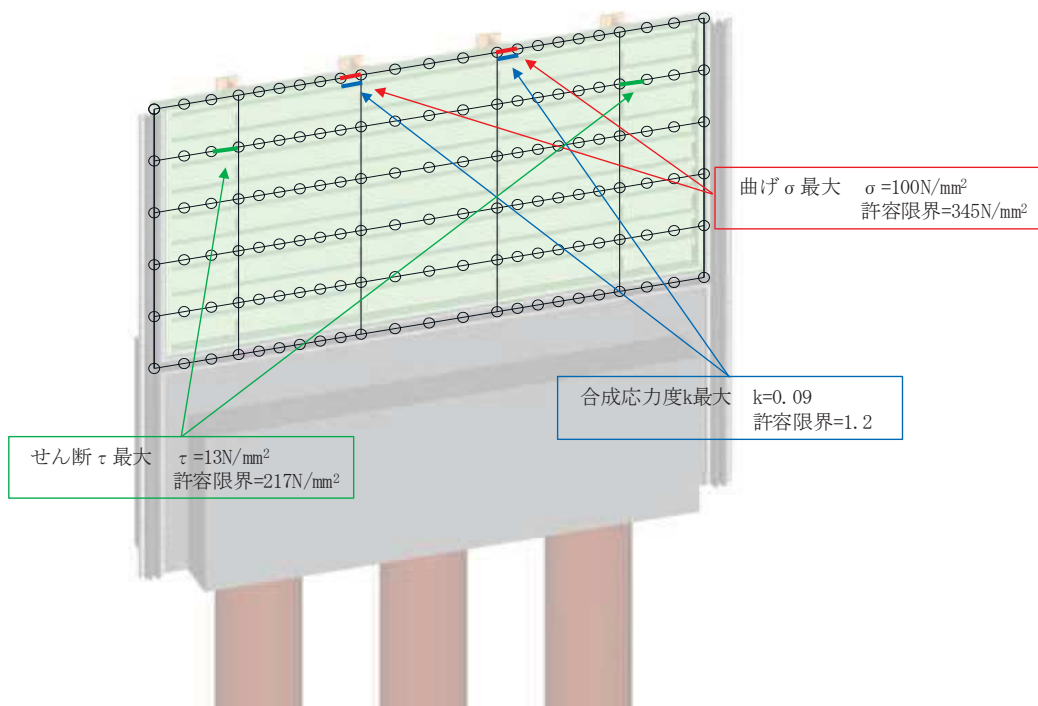


図 4.1-4 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所 (断面④)

追而

図 4.1-5 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（断面⑤）

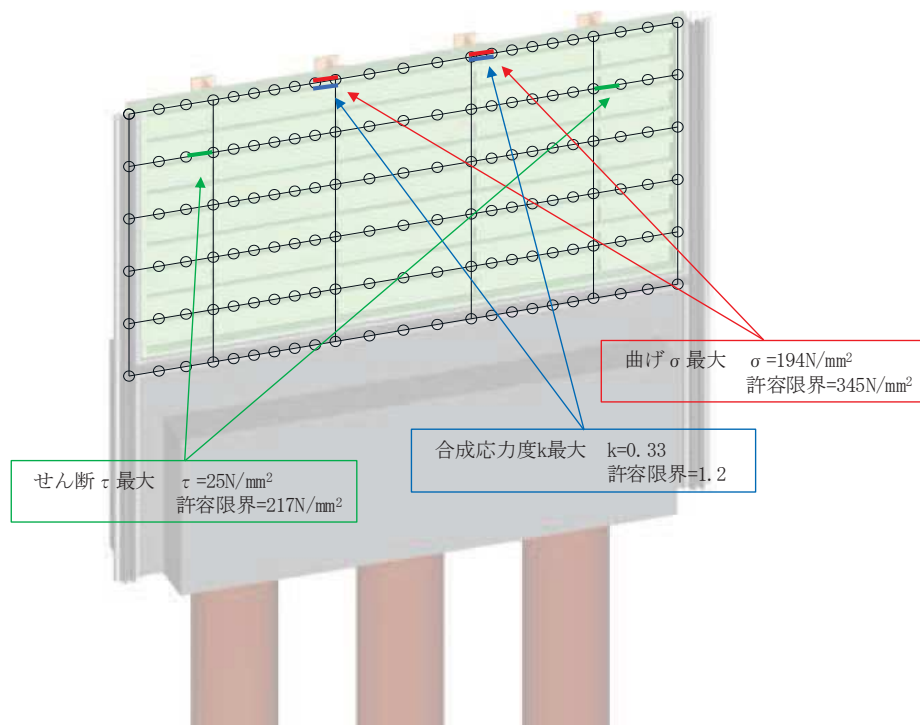


図 4.1-6 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生箇所（断面⑥）

追而

図 4.1-7 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所（断面⑦）

(2) 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-116 に示す。また、該当するケースの断面力分布を図 4.1-8～図 4.1-14 に示す。

表 4.1-116(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最大照査値

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	65	277	0.24
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06
断面② (SM490)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	277	0.27
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	157	0.12
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08
断面③ (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	277	0.16
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.04	1.20	0.04
断面④ (SM570)	S s - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	136	382	0.36
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
	S s - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14
断面⑤ (SM570)	追而	追而	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	合成応力度 (-)	追而	追而	追而

表 4.1-116(2) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	217	0.30
	S s - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.48	1.20	0.40
断面⑦ (SM570)	追而	追而	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	追而	追而	追而
	追而	追而	合成応力度 (-)	追而	追而	追而

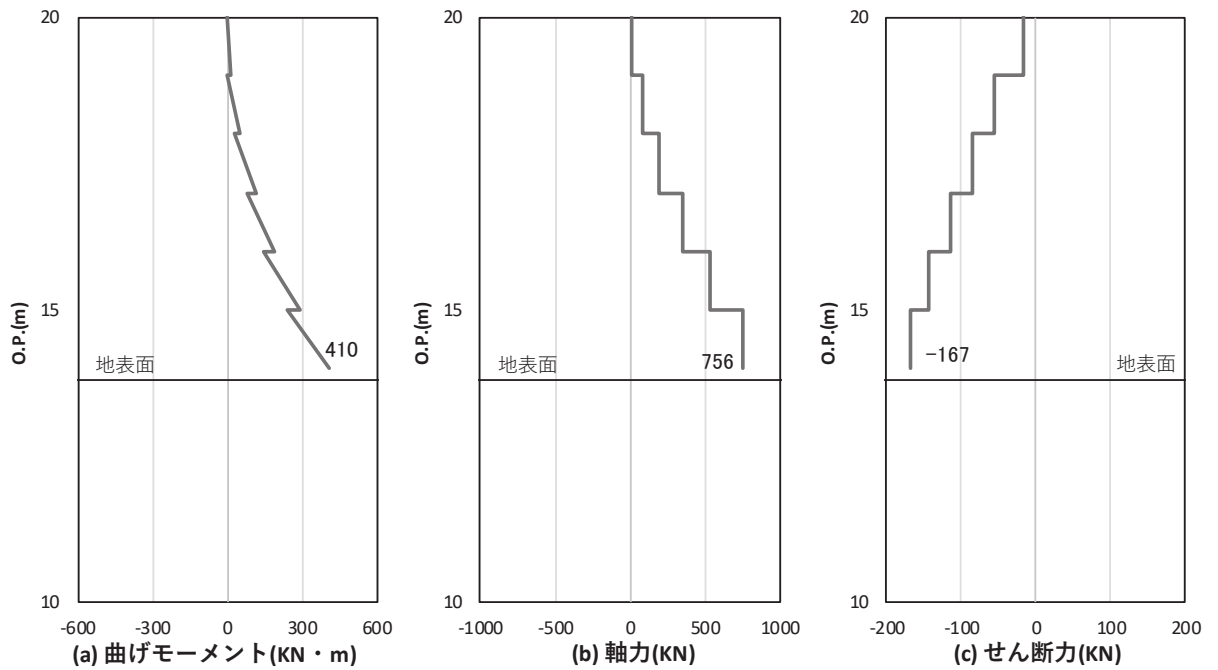


図 4.1-8(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース

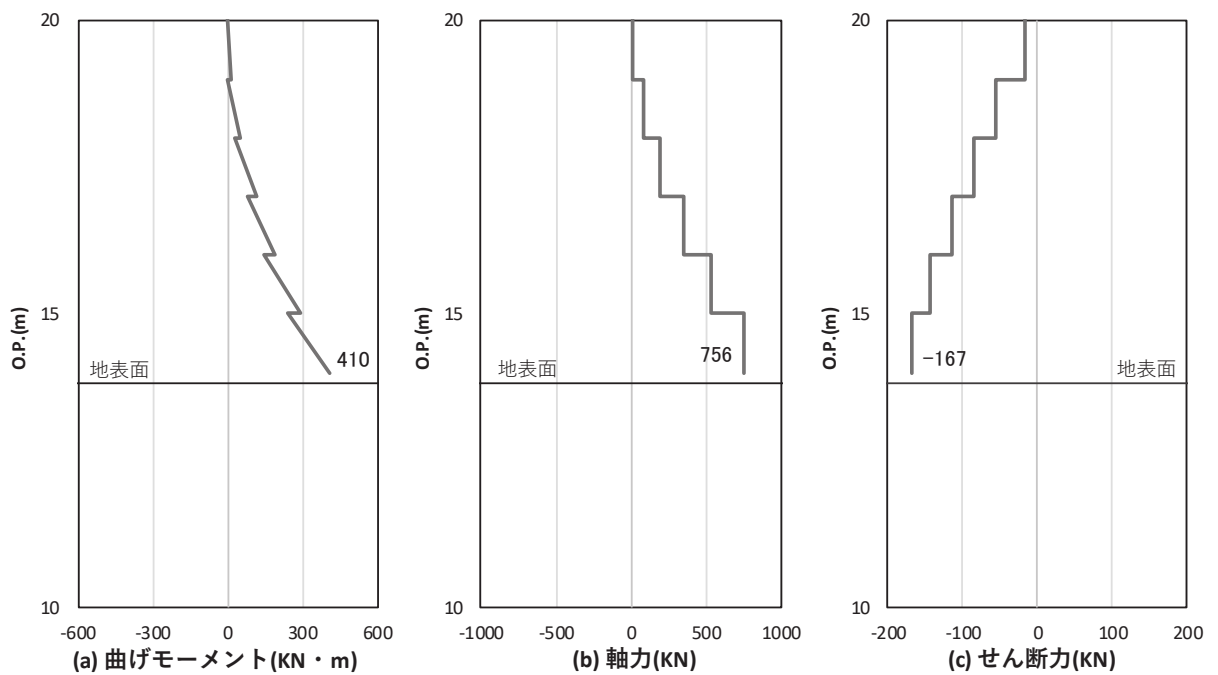


図 4.1-8(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース



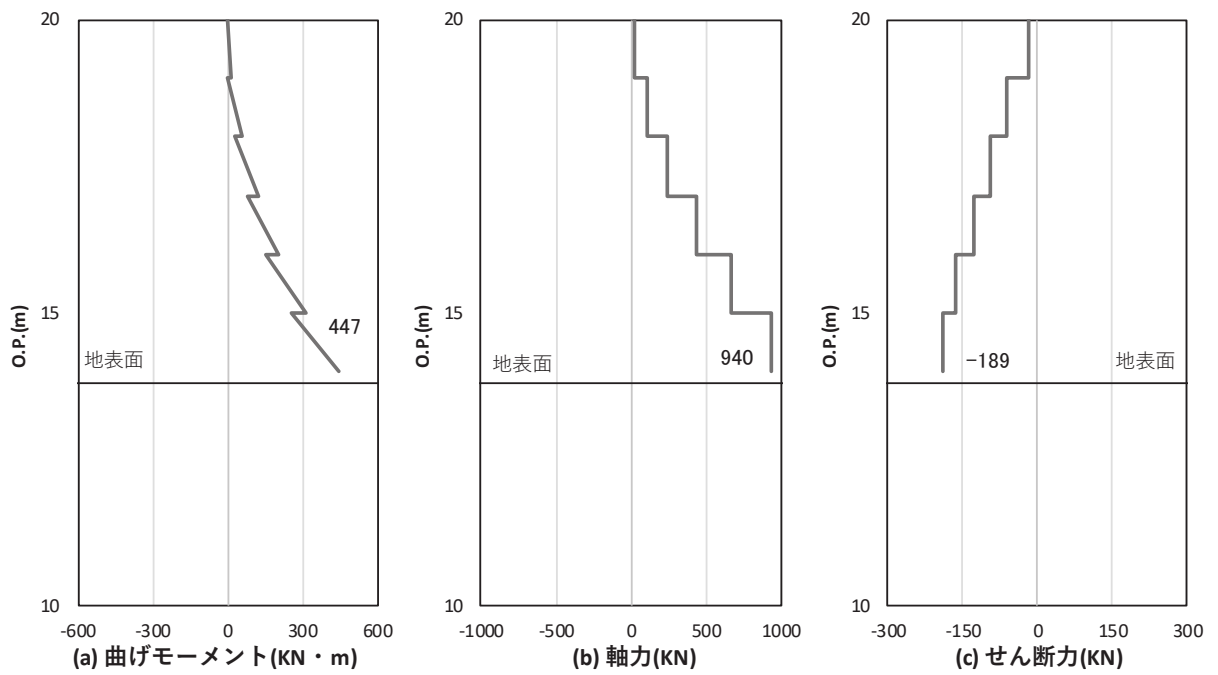


図 4.1-9(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)  
 解析ケース①: 基本ケース

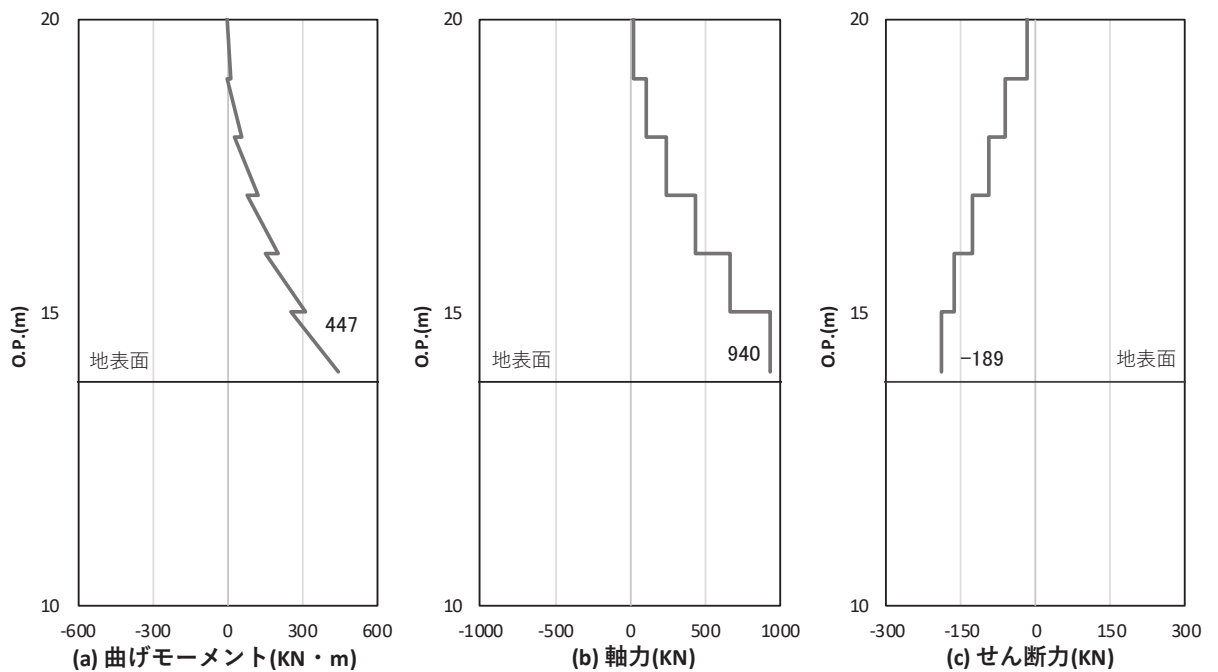


図 4.1-9(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)  
 解析ケース①: 基本ケース

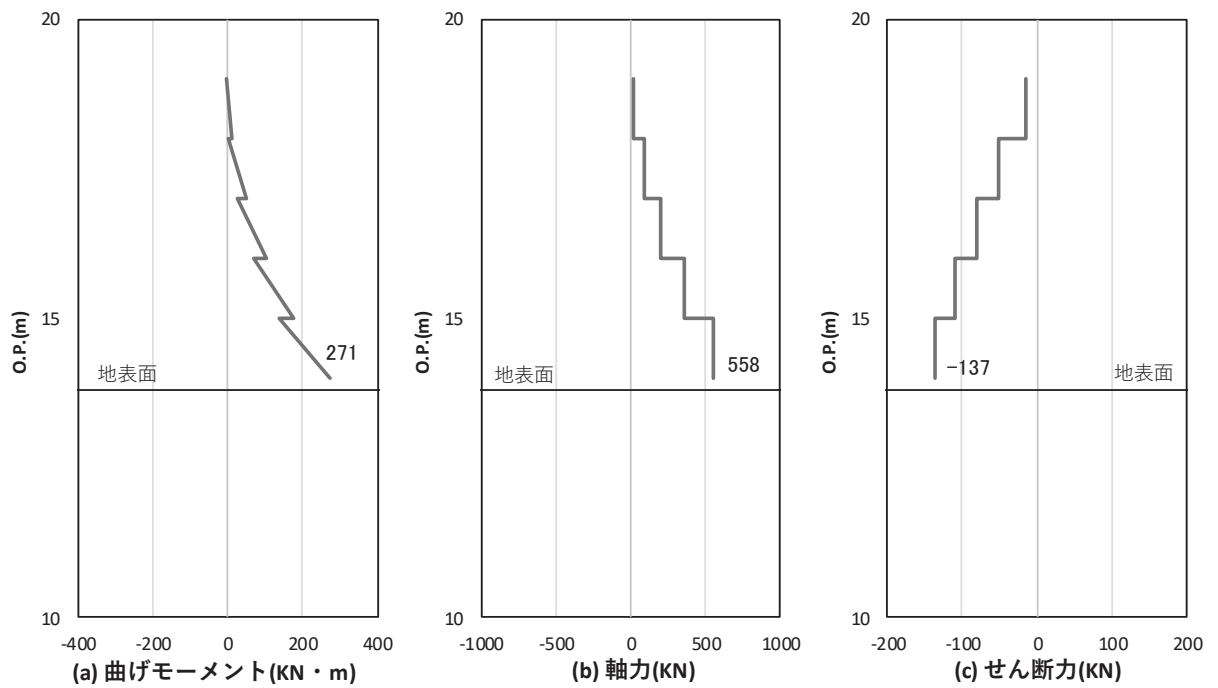


図 4.1-10(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)  
 解析ケース①: 基本ケース

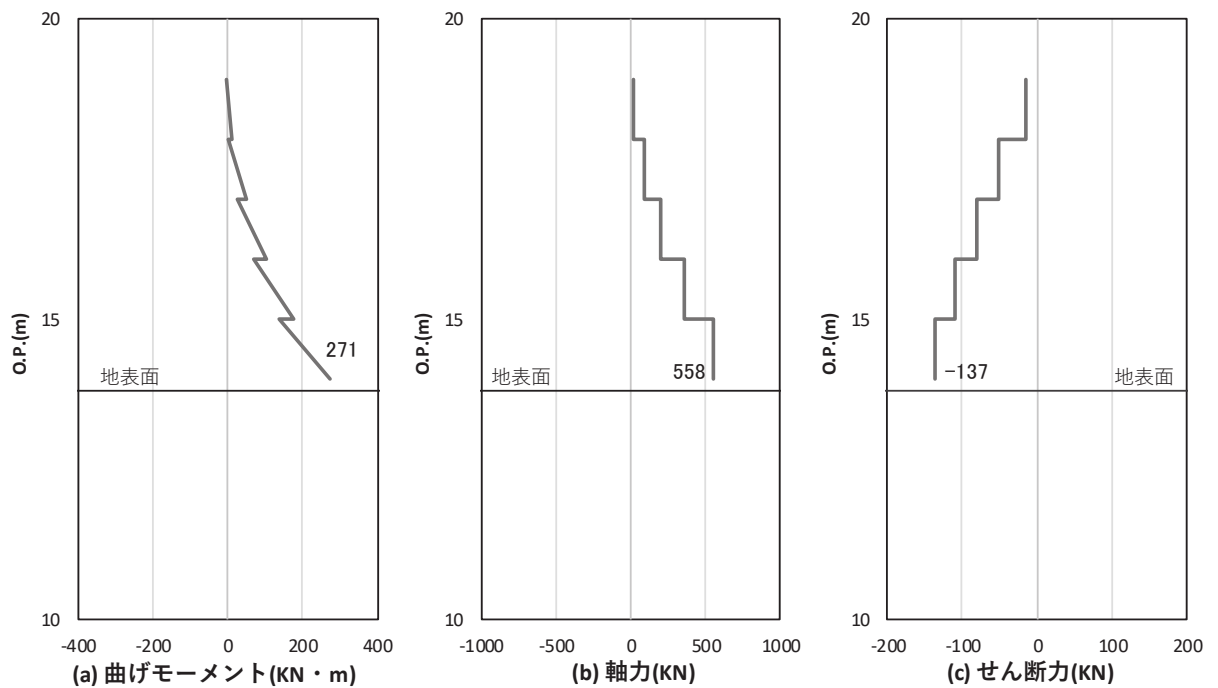


図 4.1-10(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)  
 解析ケース①: 基本ケース

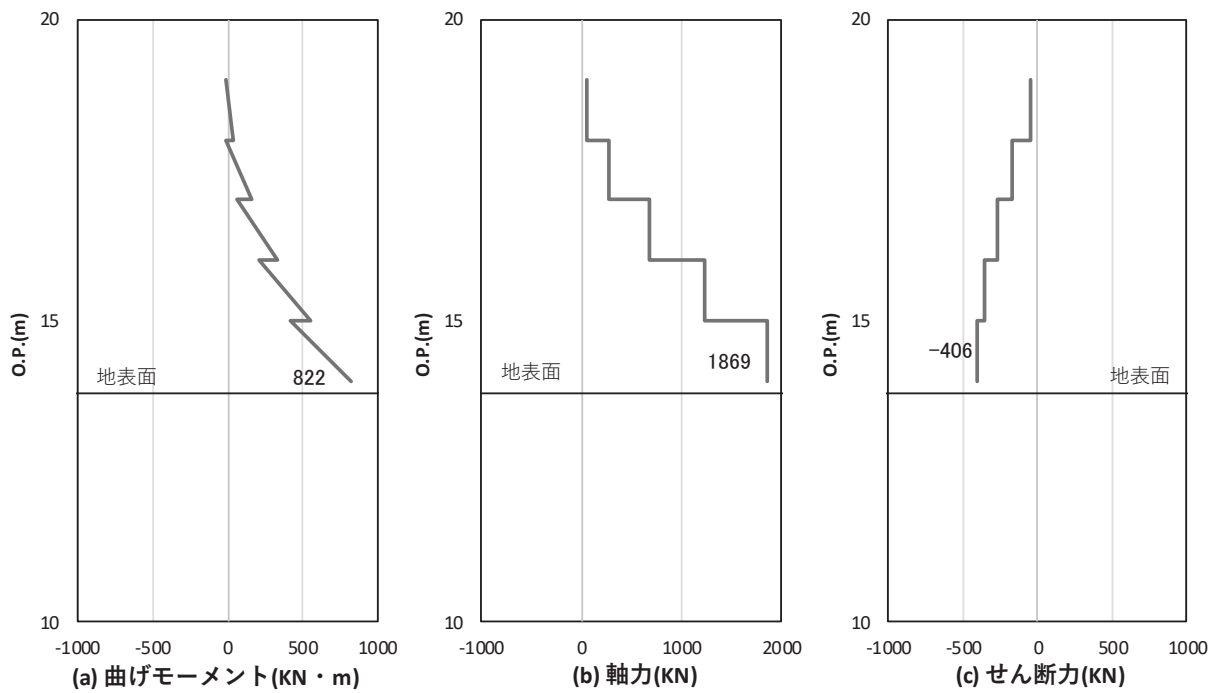


図 4.1-11(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④,  $S_s - D 2 (+ -)$ ,  $t = 26.82s$ )

解析ケース①：基本ケース

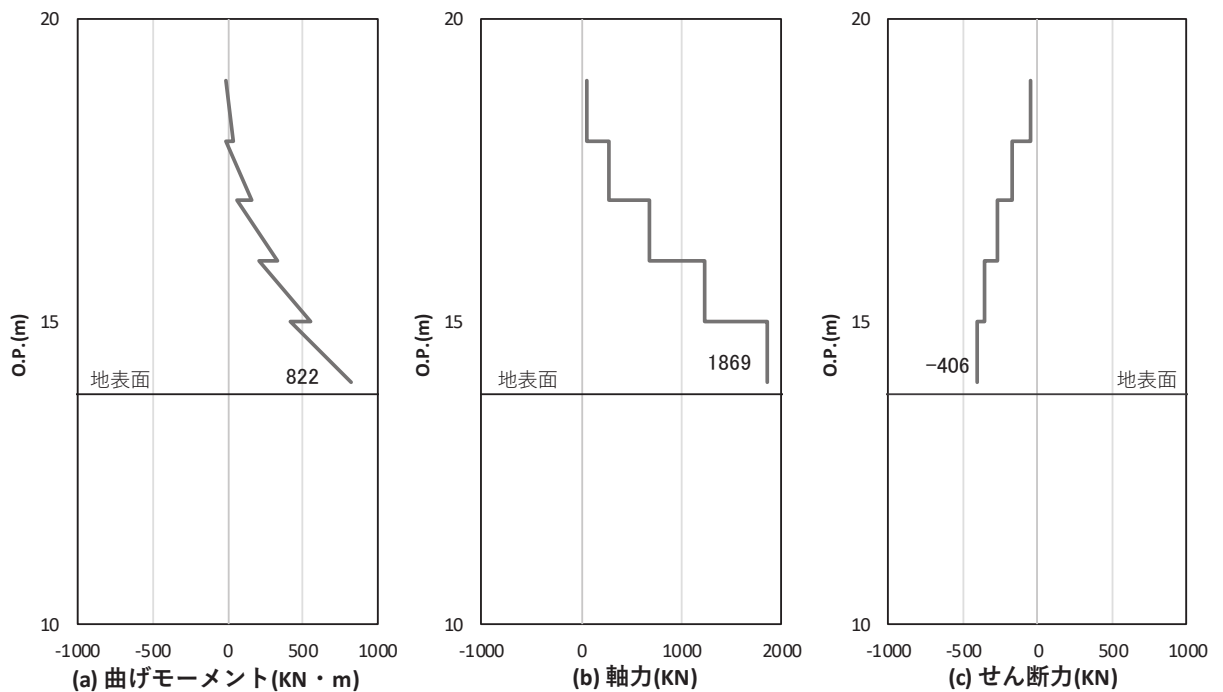


図 4.1-11(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④,  $S_s - D 2 (+ -)$ ,  $t = 26.82s$ )

解析ケース①：基本ケース

追而

図 4.1-12(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤)

追而

図 4.1-12(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤)

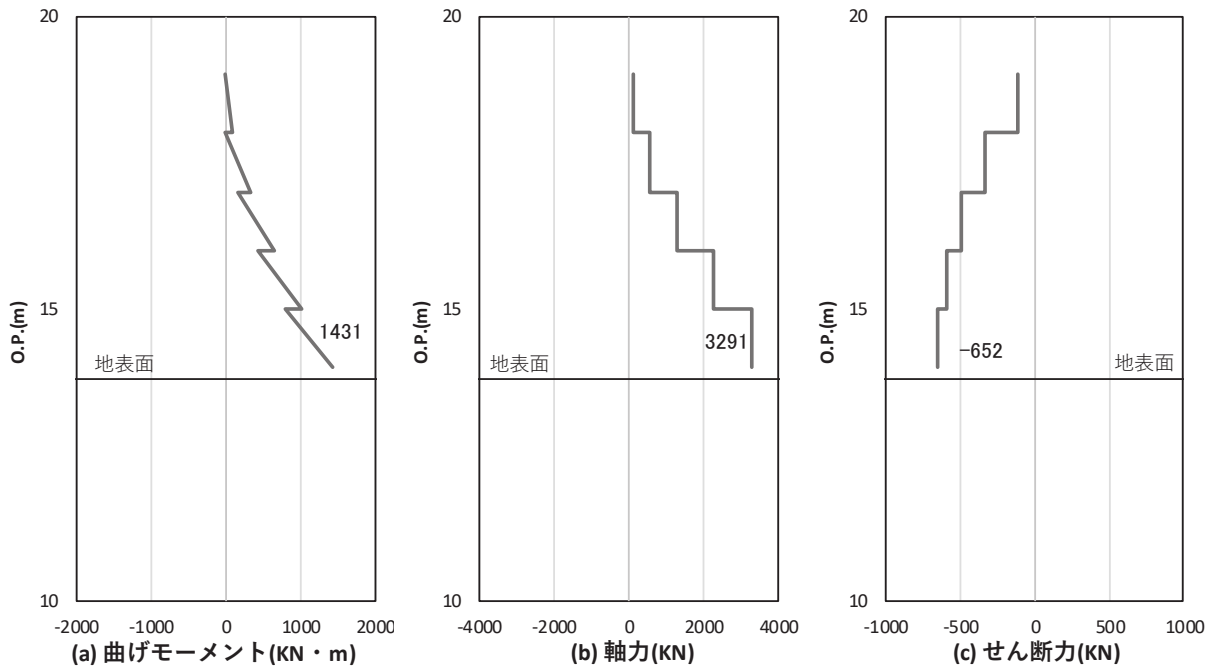


図 4.1-13(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2$  (++) ,  $t = 26.98s$ )

解析ケース①：基本ケース

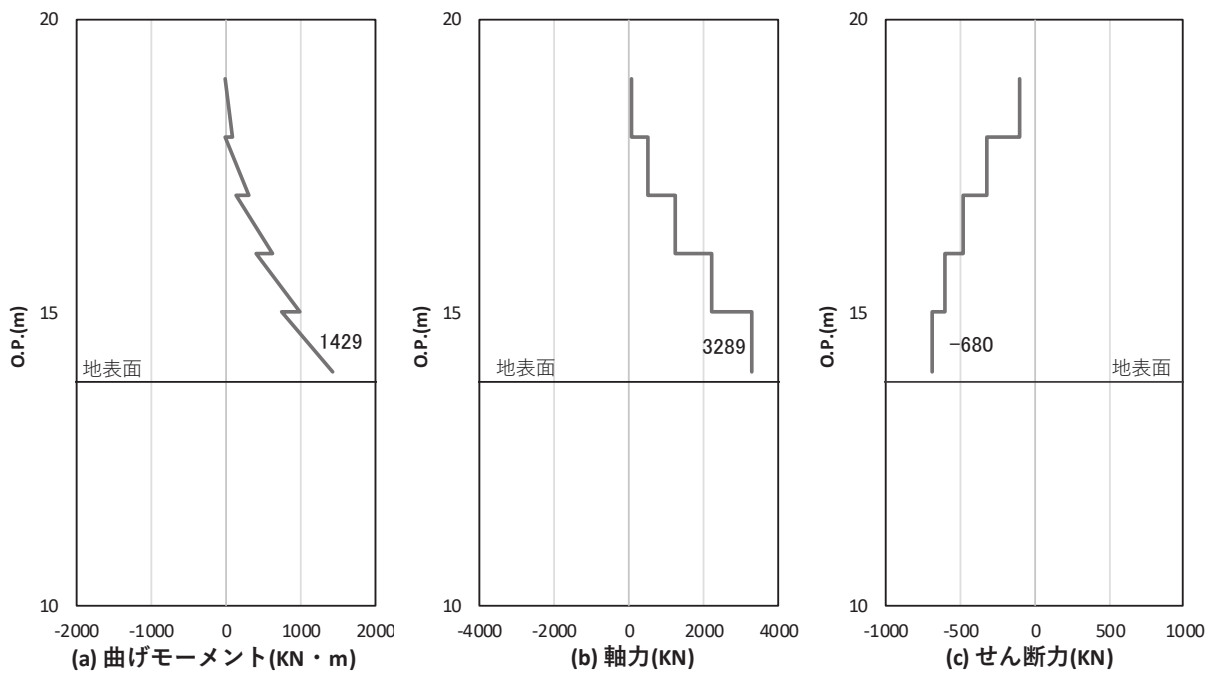


図 4.1-13(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面⑥,  $S_s - D 2$  (--) ,  $t = 27.02s$ )

解析ケース①：基本ケース

追而

図 4.1-14(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦)

追而

図 4.1-14(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦)

(3) フーチング

フーチングの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-117 に、配筋概要図を図 4.1-15 に該当するケースの断面力分布を図 4.1-16～図 4.1-22 に示す。なお、曲げモーメントの $M_y$ は図 4.1-15 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_z$ は z 軸周りのモーメントを示す。

表 4.1-117(1) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	$M_y : 444$ $M_z : -888$	41	0.6	24	0.03
断面②	S s - N 1 (++)	①	$M_y : 810$ $M_z : -935$	37	0.9	24	0.04
断面③	S s - N 1 (-+)	①	$M_y : 707$ $M_z : -755$	38	0.8	24	0.04
断面④	S s - D 2 (++)	①	$M_y : 1262$ $M_z : -854$	131	1.0	24	0.05
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S s - D 2 (-+)	①	$M_y : 1755$ $M_z : -1209$	264	1.4	24	0.06
断面⑦ 一般部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑦ 開口部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4.1-117(2) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する  
照査における最大照査値

部材	地震動	解析 ケー ス	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 444 M <sub>z</sub> : -888	-9	25	294	0.09
断面②	S s - N 1 (++)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 810 M <sub>z</sub> : -935	-8	31	294	0.11
断面③	S s - N 1 (-+)	①	D35 @300, 200	M <sub>y</sub> : 707 M <sub>z</sub> : -755	-1	30	294	0.11
断面④	S s - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1262 M <sub>z</sub> : -854	-141	39	294	0.14
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>y</sub> : 1755 M <sub>z</sub> : -1209	-289	59	294	0.21
断面⑦ 一般部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑦ 開口部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。



表 4.1-117(3) フーチングのせん断破壊に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析 ケー ス	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	(kN) (a)		
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1062	1116	20754	0.06
断面②	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1092	1147	18298	0.07
断面③	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	865	909	16884	0.06
断面④	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	971	1020	18084	0.06
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S s - D 3 (-+)	①	D32@300	1278	1342	18084	0.08
断面⑦ 一般部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑦ 開口部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

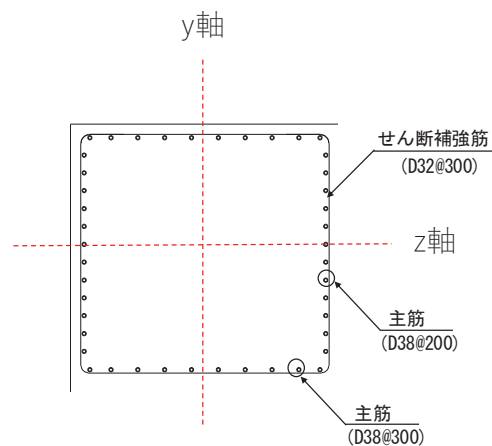
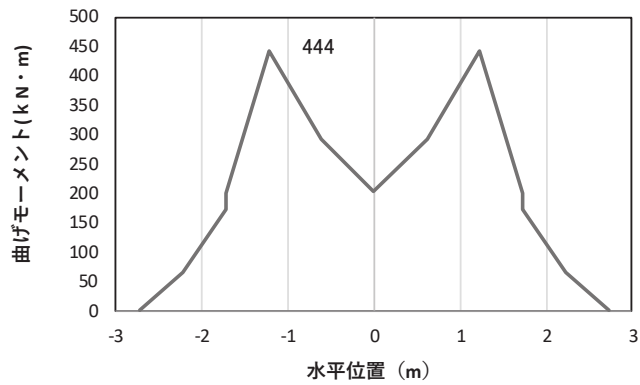
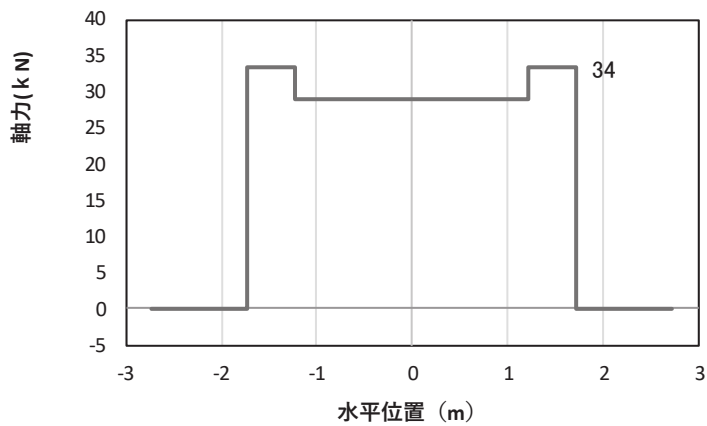


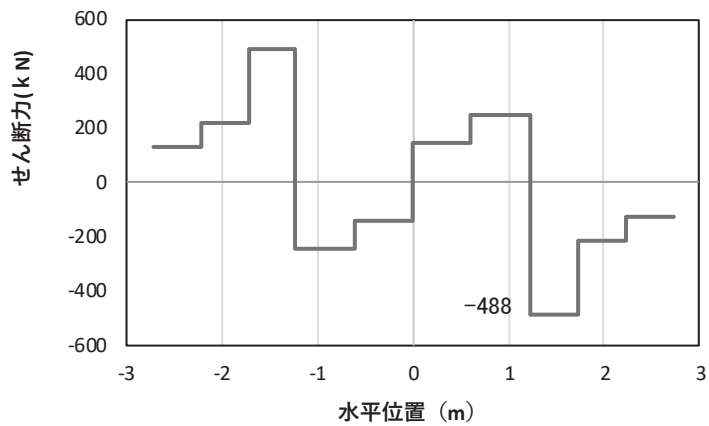
図 4.1-15 フーチング配筋概要図 (断面①の例)



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

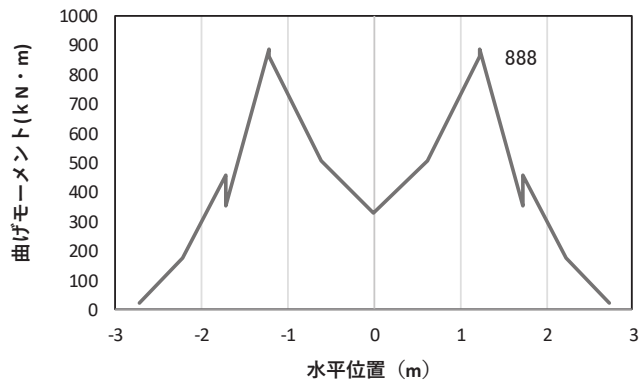
図 4.1-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

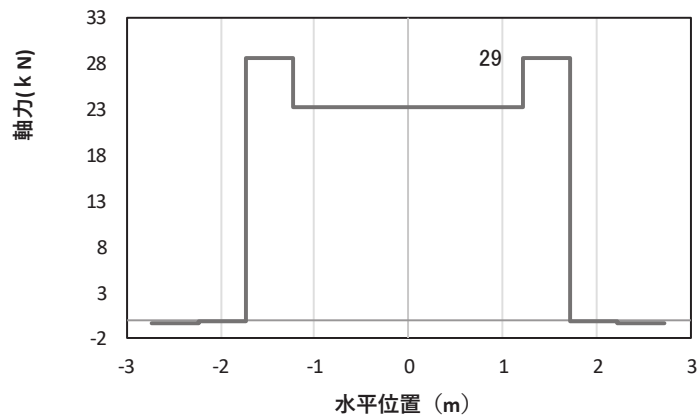
(断面①,  $S_s - D_2 (-+)$ ,  $t = 25.49s$ ,  $M_y$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

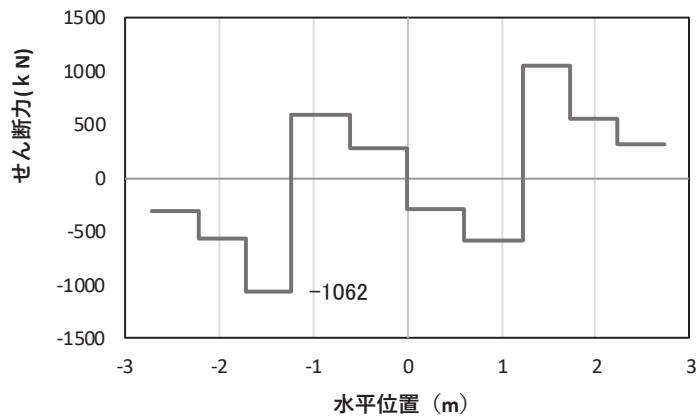
注記\*: 上記断面力図について、 $M_y$  (y 軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $z$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

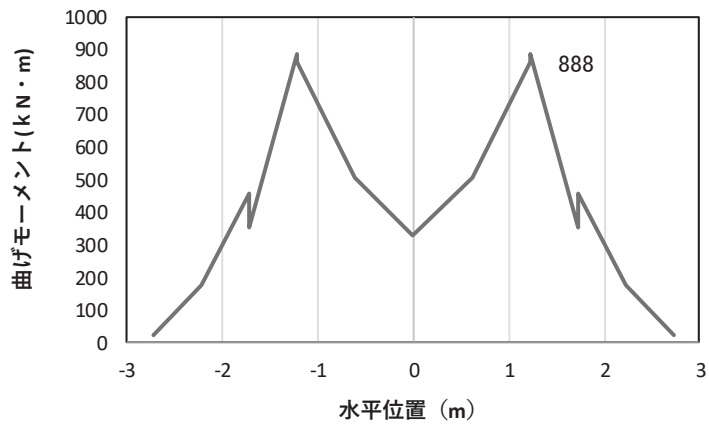
図 4.1-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

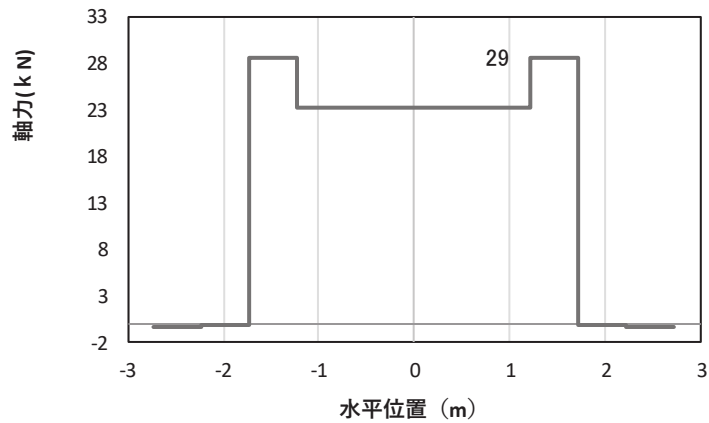
(断面①,  $S_s - D_2 (-+)$ ,  $t = 23.55s$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

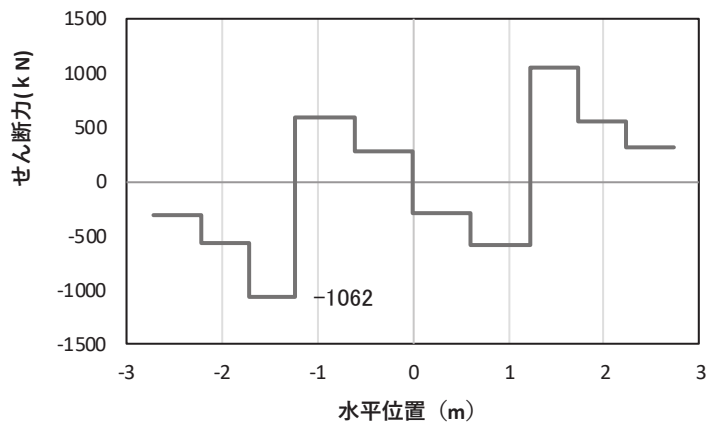
注記\*: 上記断面力図について,  $M_z$  ( $z$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



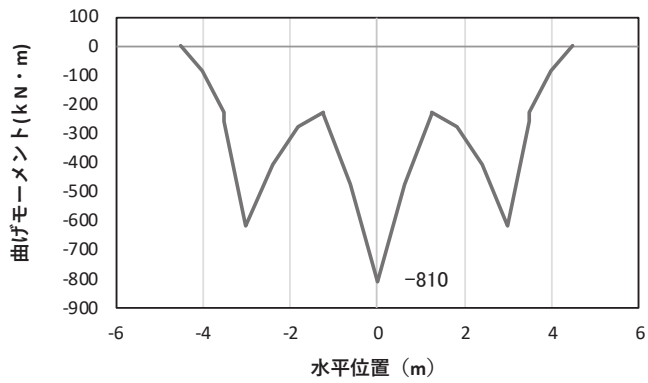
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

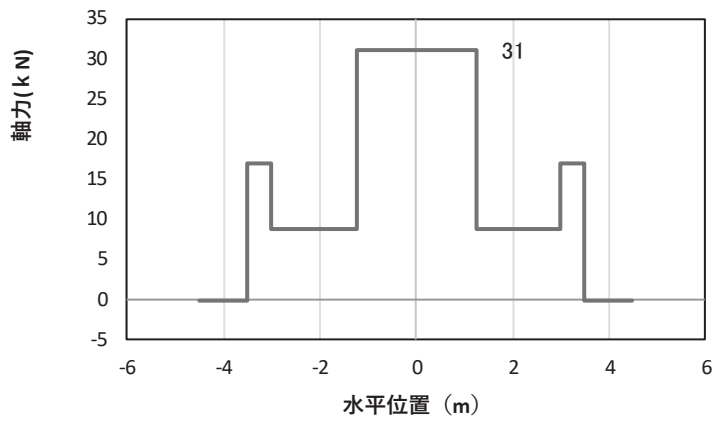
図 4.1-16(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①,  $S_s - D2 (-+)$ ,  $t = 23.55\text{s}$ )

解析ケース①：基本ケース

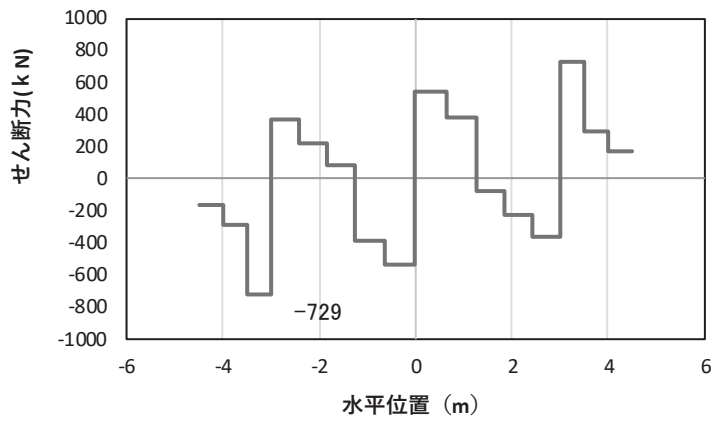
注記\*：上記断面力図について、せん断力最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

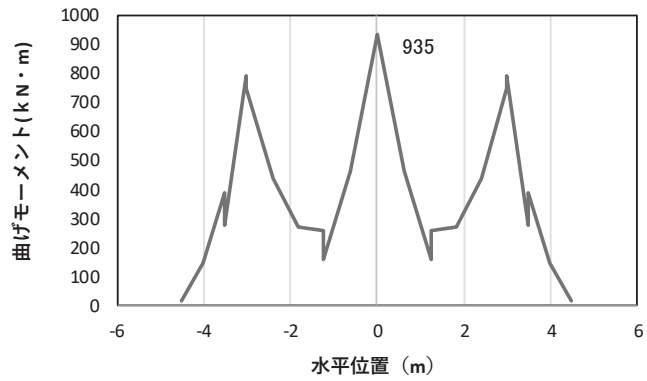
図 4.1-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

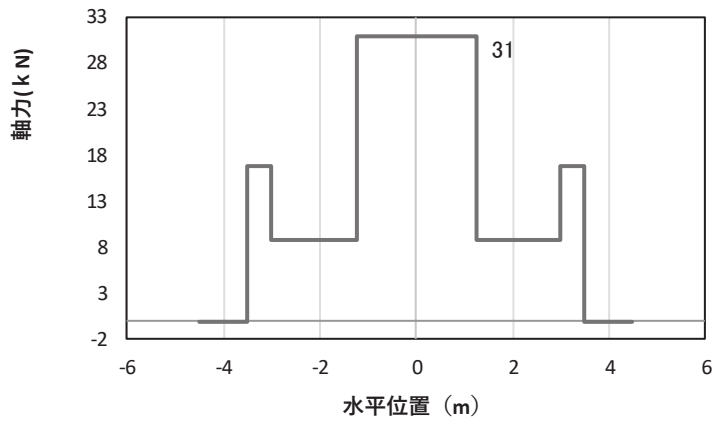
(断面②,  $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.61s$ ,  $M_y$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

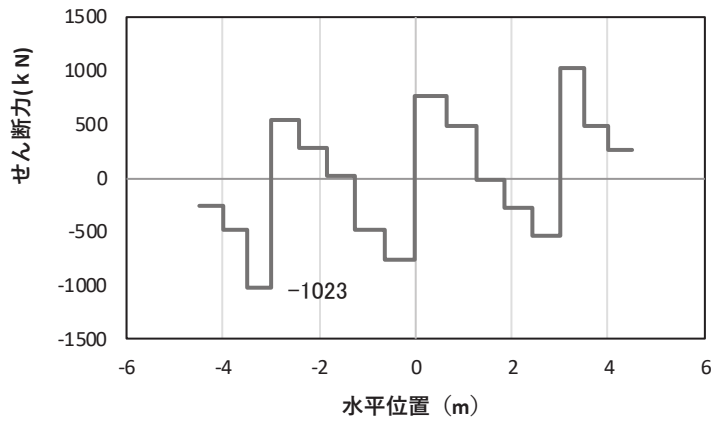
注記\*: 上記断面力図について,  $M_y$  ( $y$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $z$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

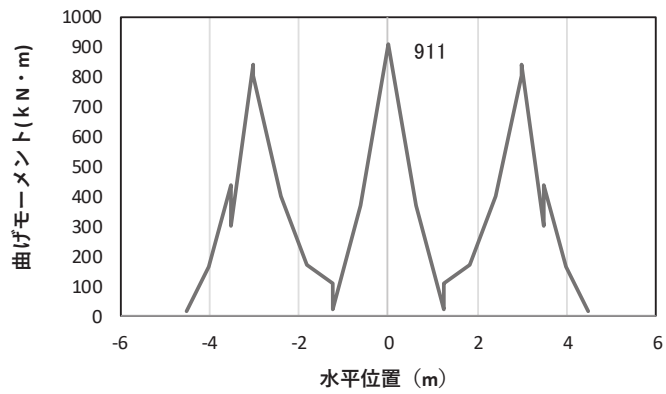
図 4.1-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

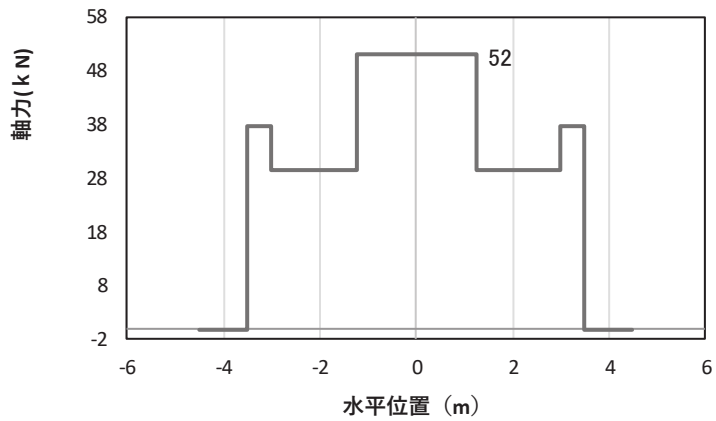
(断面②,  $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.61s$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

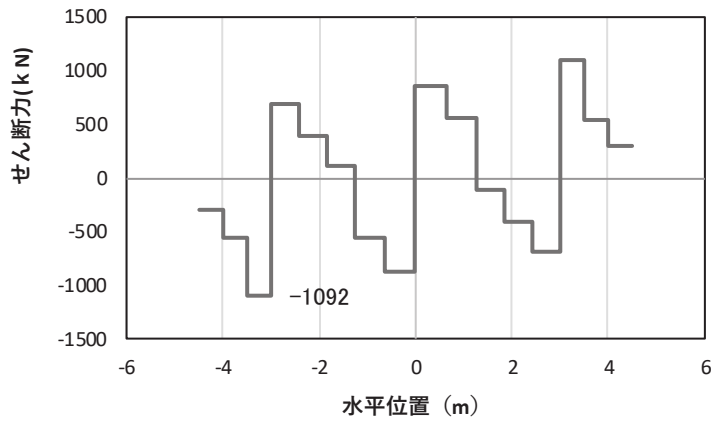
注記\*: 上記断面力図について、 $M_z$  ( $z$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



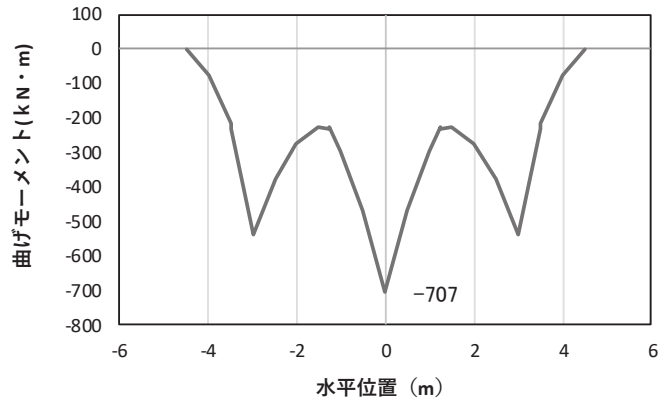
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

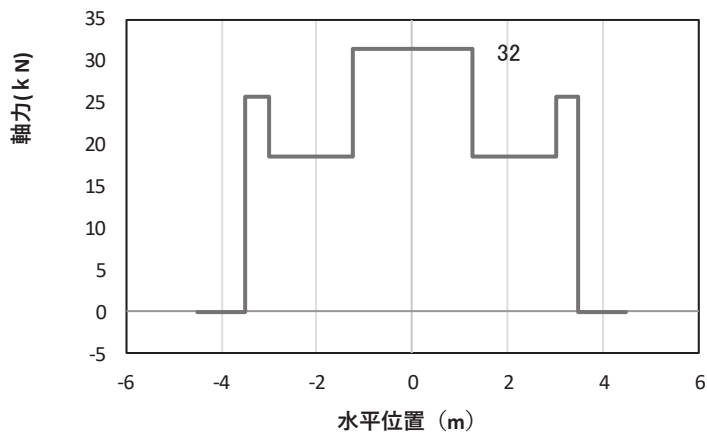
図 4.1-17(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②,  $S_s - D2$  (一十),  $t = 23.56s$ )

解析ケース①：基本ケース

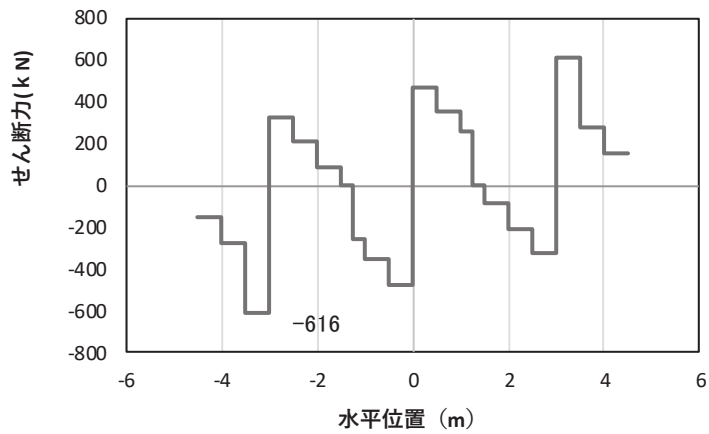
注記\*：上記断面力図について、せん断力最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4.1-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

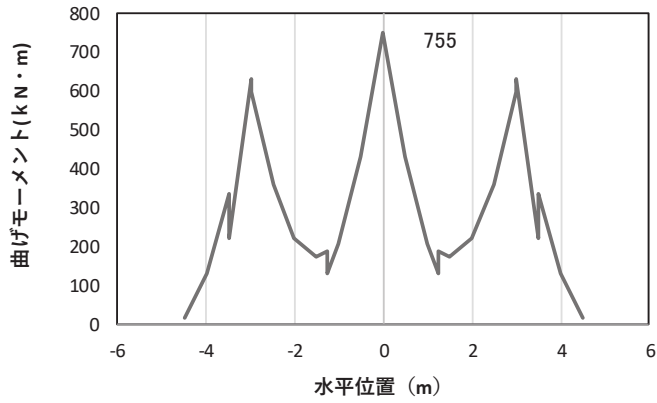
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面③,  $S_s - N_1$  (-+),  $t = 7.60\text{s}$ ,  $M_y$  最大)

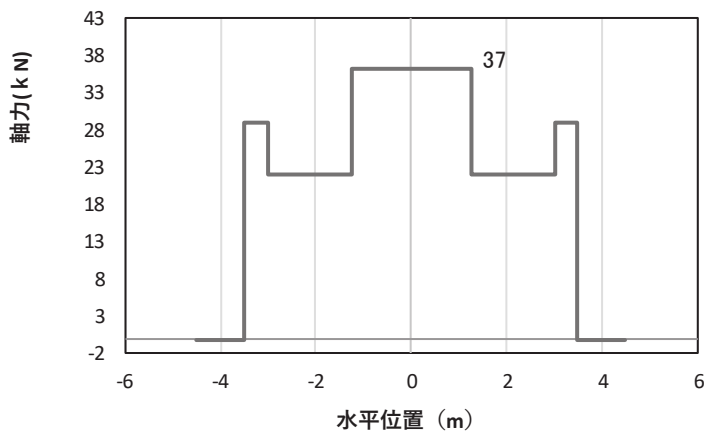
解析ケース①: 基本ケース

注記\*: 上記断面力図について,  $M_y$  ( $y$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。

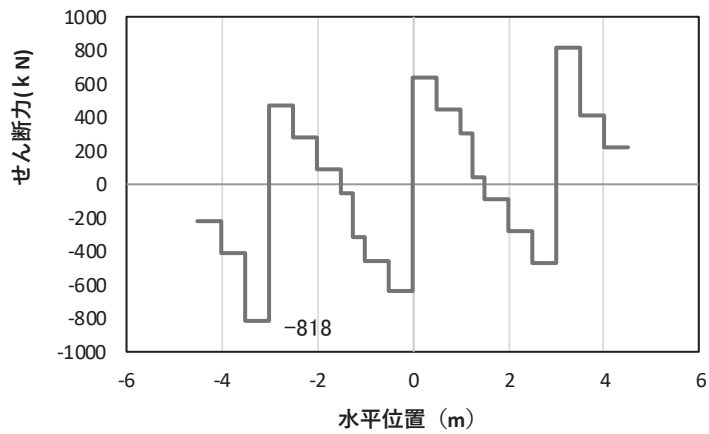




(a) 曲げモーメント $z$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

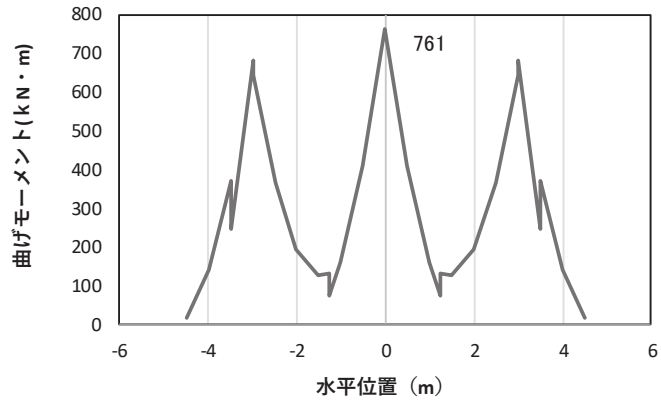
図 4.1-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

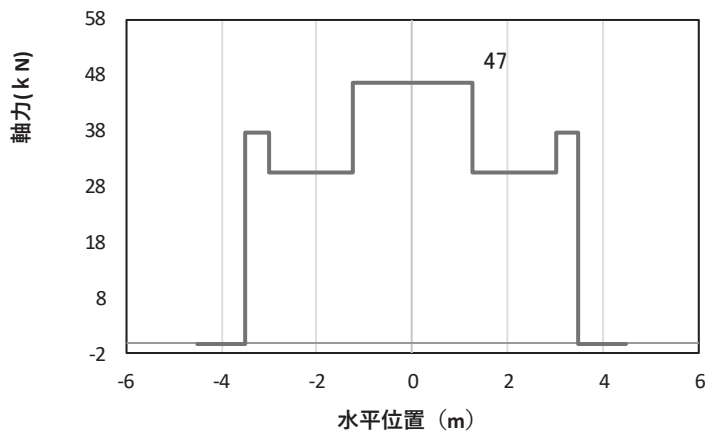
(断面③,  $S_s - N_1$  (-+),  $t = 7.61s$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

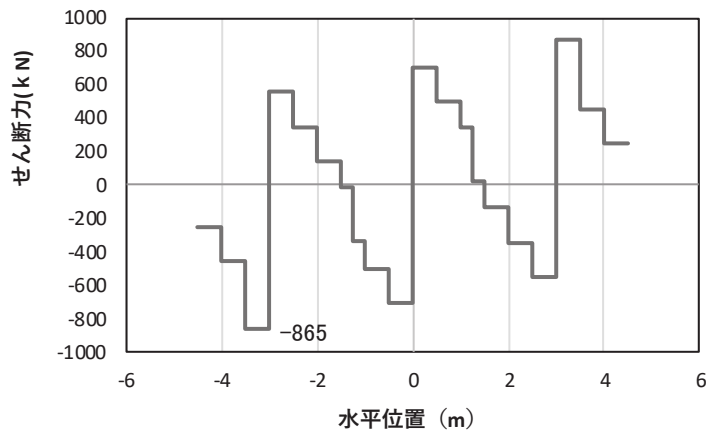
注記\*: 上記断面力図について、 $M_z$  ( $z$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



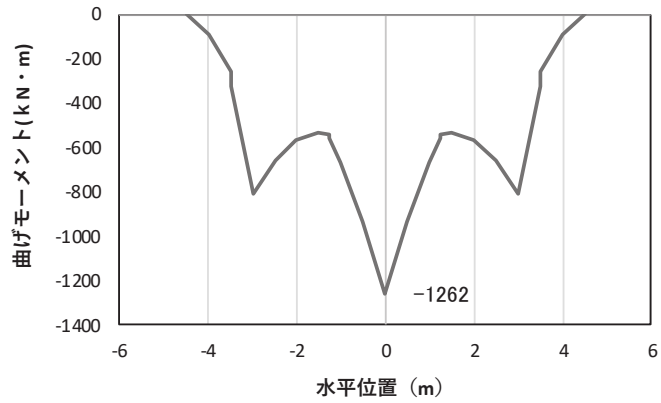
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

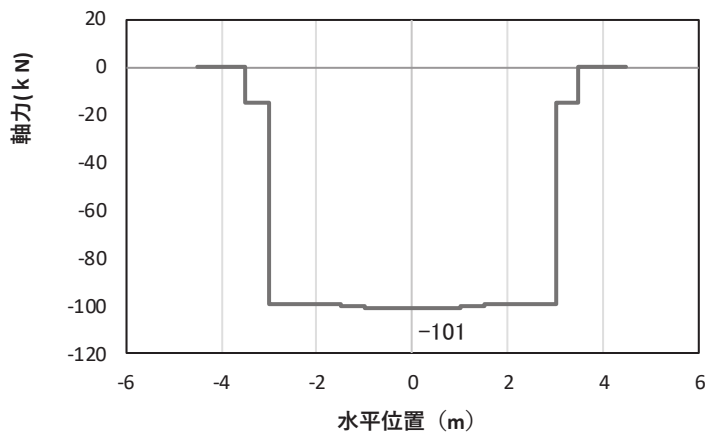
図 4.1-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面③,  $S_s - D2 (+)$ ,  $t = 11.44s$ )

解析ケース①：基本ケース

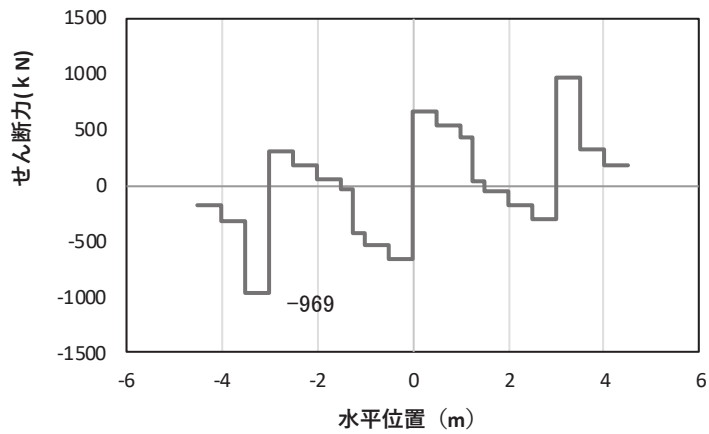
注記\*：上記断面力図について、せん断力最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

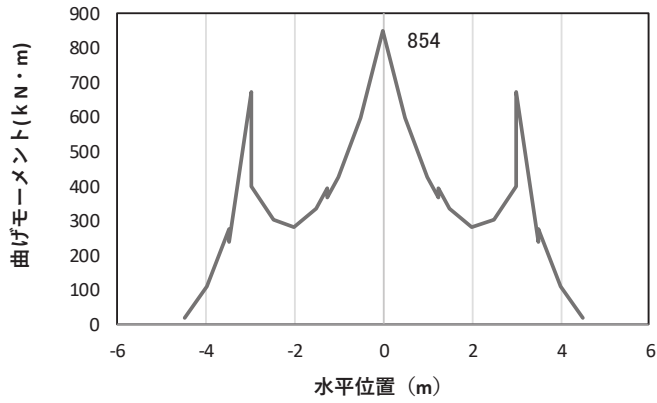
図 4.1-19(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

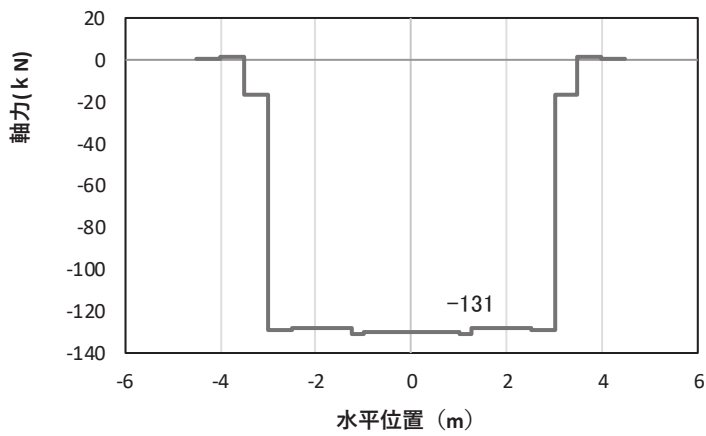
(断面④,  $S_s - D2$  (++) ,  $t = 13.41\text{s}$ ,  $M_y$  最大)

解析ケース①：基本ケース

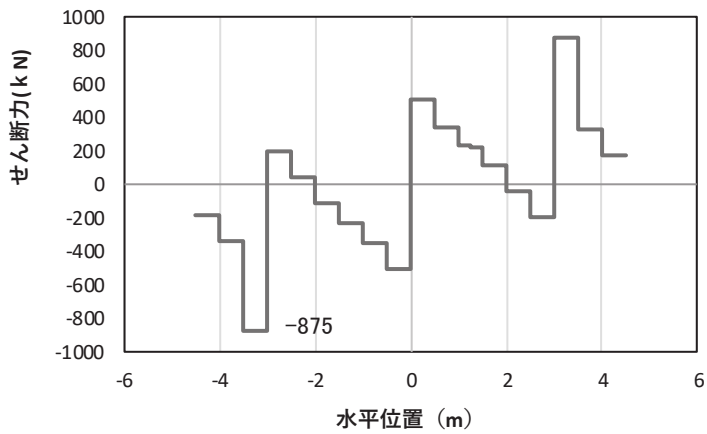
注記\*：上記断面力図について、 $M_y$  ( $y$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

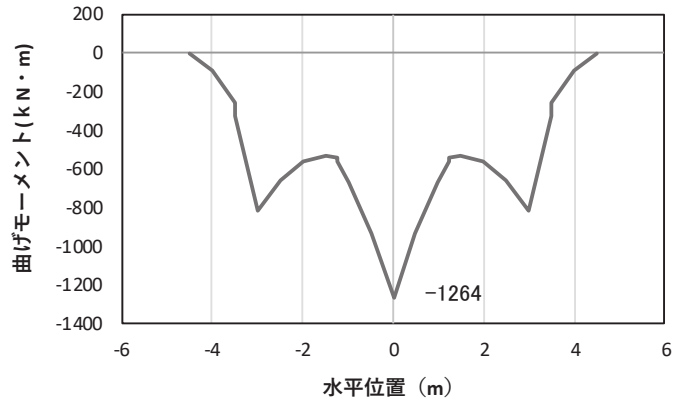
図 4.1-19(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

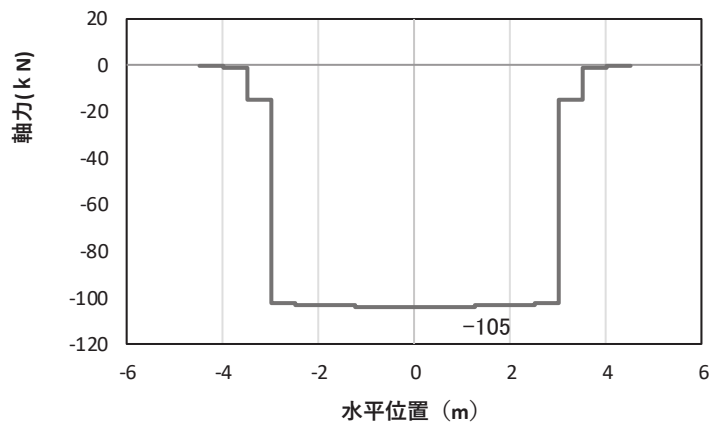
(断面④, S s-D 2 (++) , t = 10.43s, Mz 最大)

解析ケース①: 基本ケース

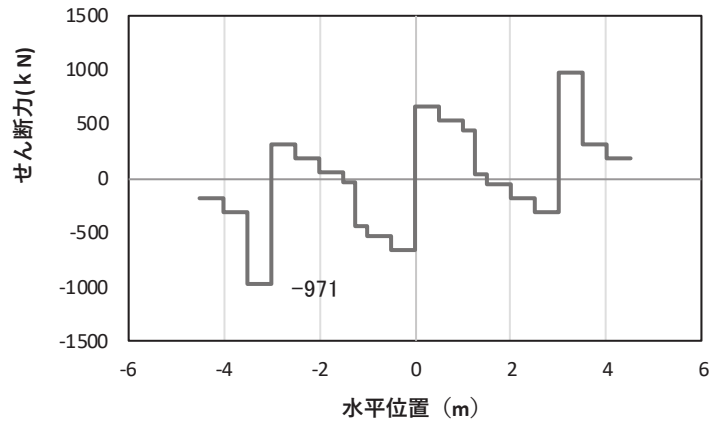
注記\*: 上記断面力図について, Mz (z 軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4.1-19(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面④,  $S_s - D2 (+)$ ,  $t = 13.41s$ )

解析ケース①：基本ケース

注記\*：上記断面力図について、せん断力最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。

追而

図 4.1-20(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑤,  $M_y$  最大)

追而

図 4.1-20(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑤,  $M_z$  最大)

追而

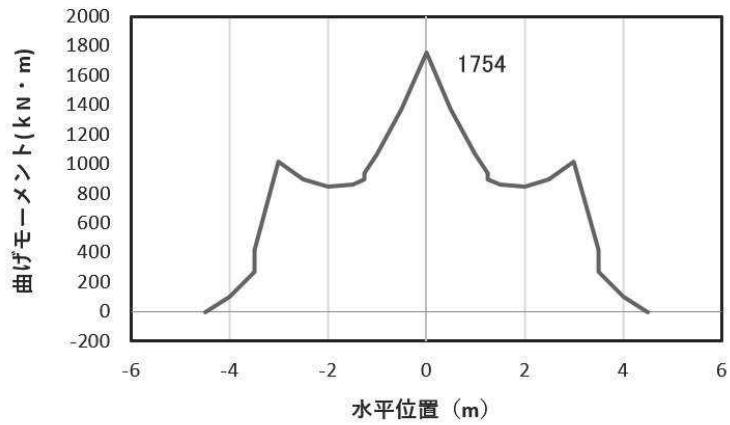
図 4.1-20(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑤,  $M_y$  最大)

追而

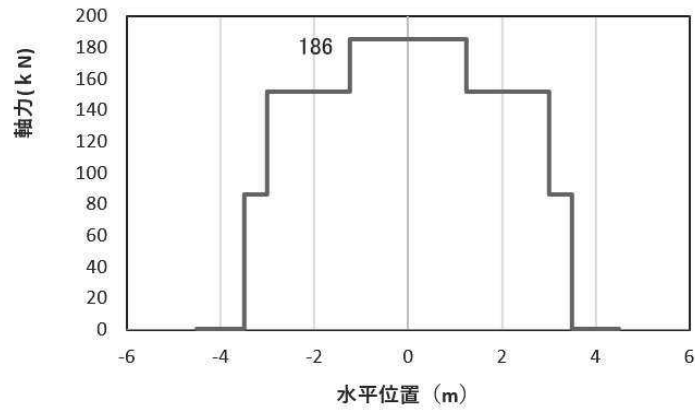
図 4.1-20(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑤,  $M_z$  最大)

追而

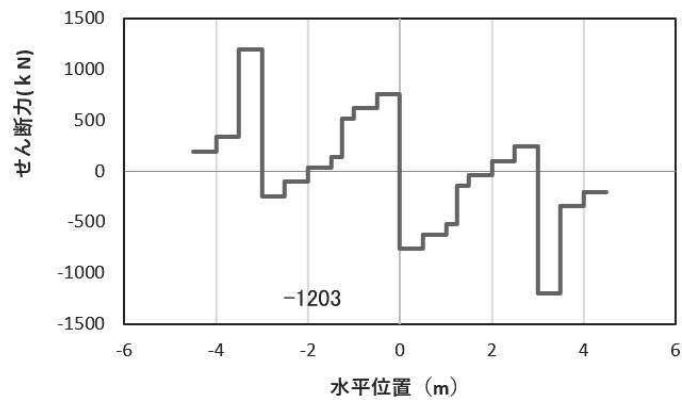
図 4.1-20(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤)



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

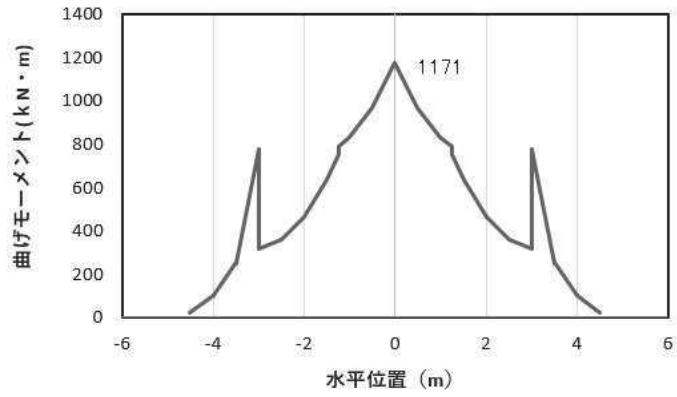
図 4.1-21(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

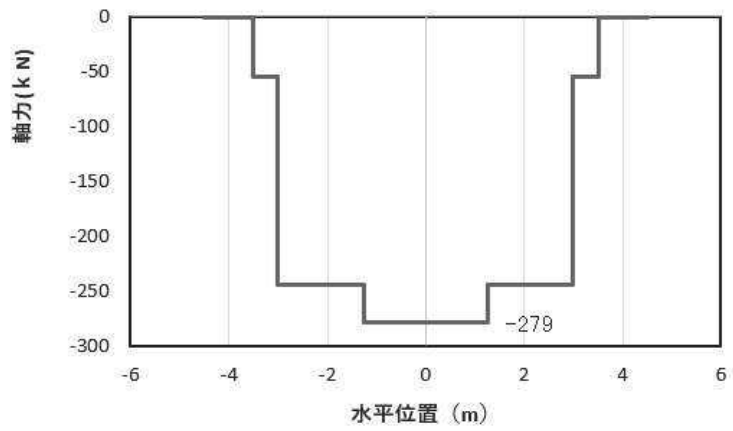
(断面⑥,  $S_s - D2$  (++) ,  $t = 24.97s$ ,  $M_y$  最大)

解析ケース①：基本ケース

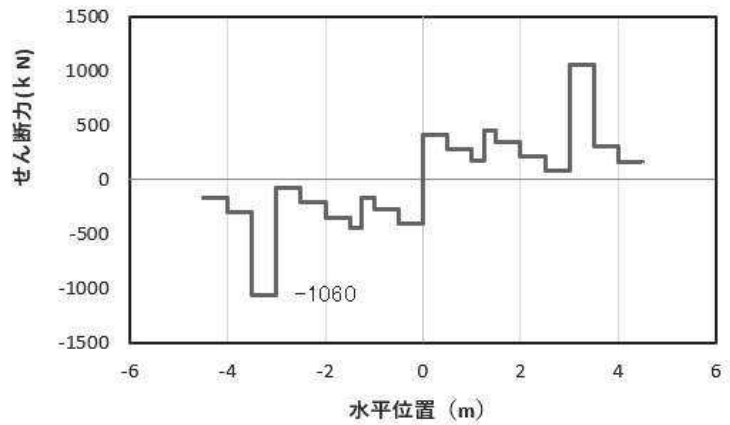
注記\*：上記断面力図について、 $M_y$  ( $y$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4.1-21(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

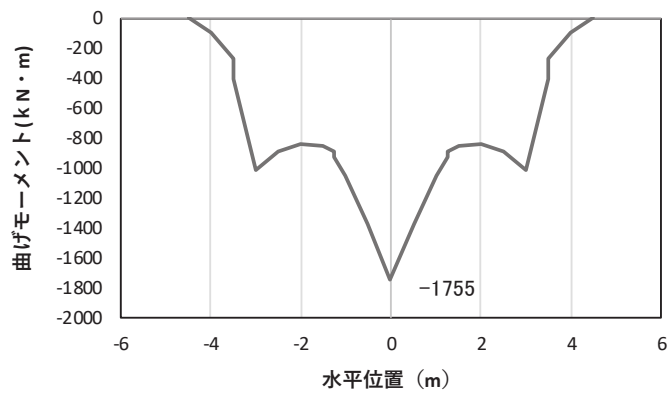
最大曲げモーメント発生時刻での断面力

(断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 17.82s, Mz 最大)

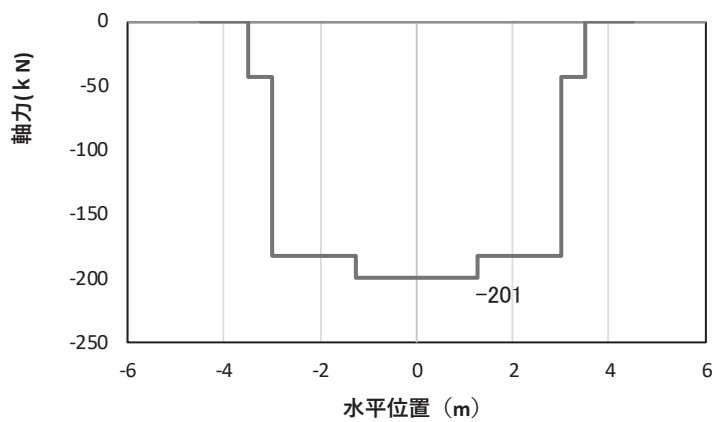
解析ケース①: 基本ケース

注記\*: 上記断面力図について, Mz (z 軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。

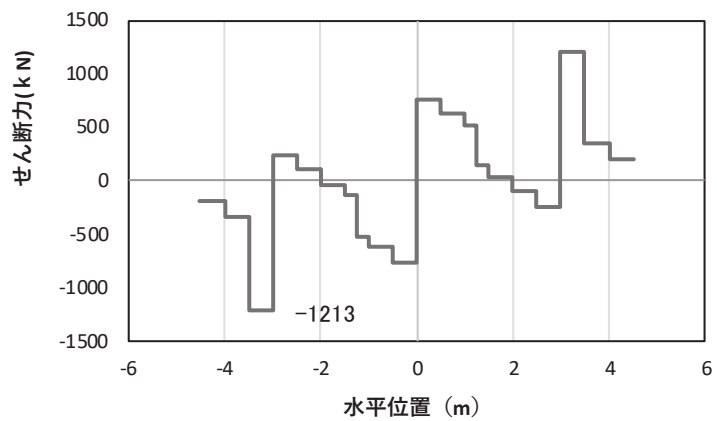




(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

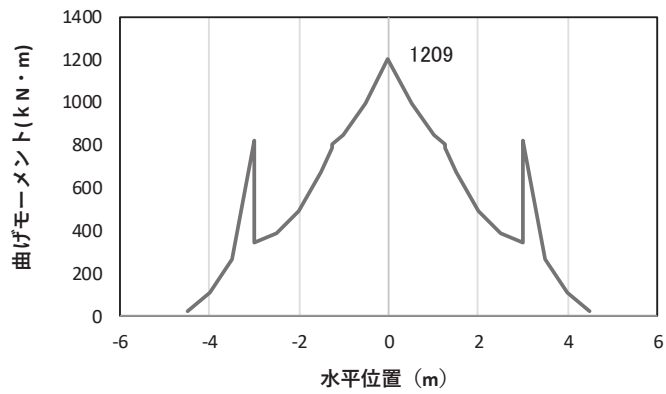
図 4.1-21(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

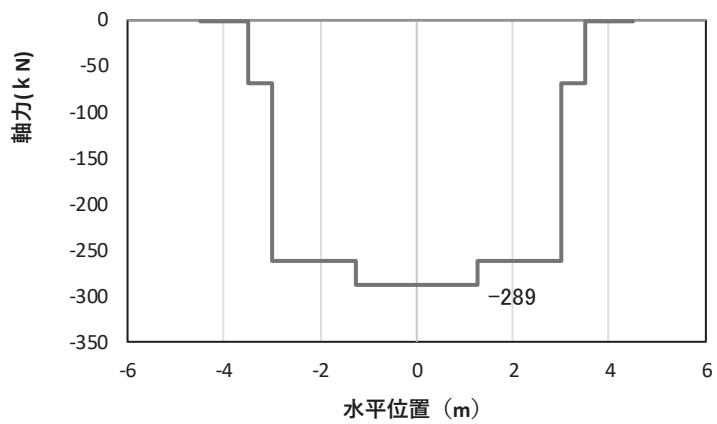
(断面⑥, S s-D 2 (-+),  $t=24.97s$ ,  $M_y$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

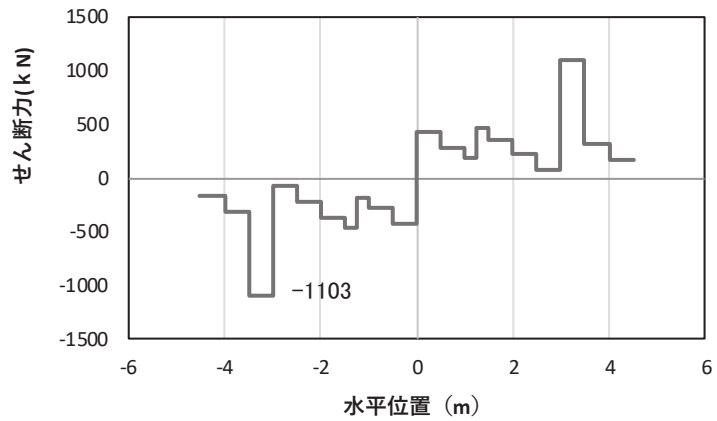
注記\*: 上記断面力図について,  $M_z$  ( $z$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $z$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

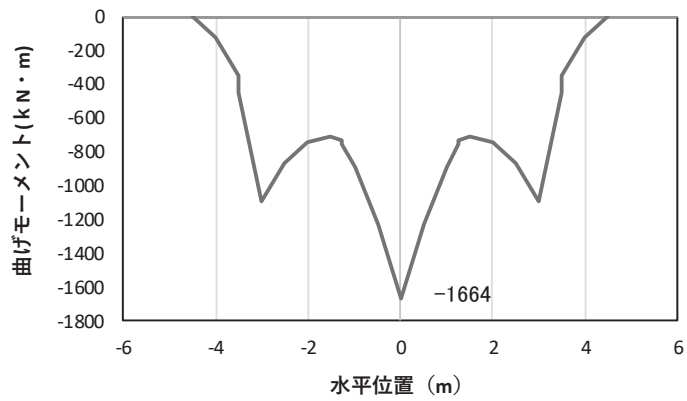
図 4.1-21(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

最大曲げモーメント発生時刻での断面力

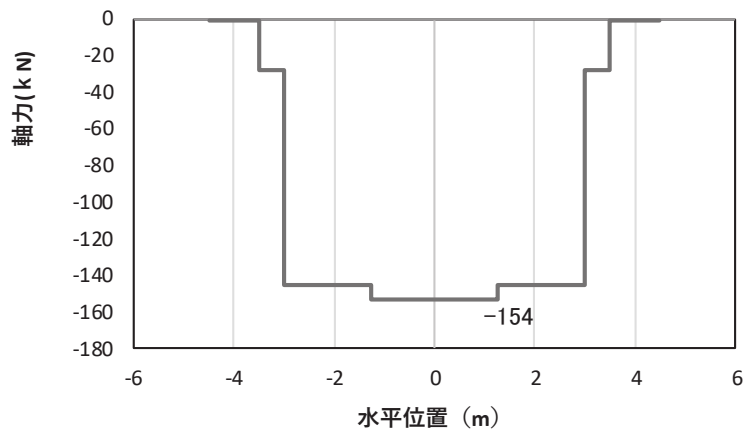
(断面⑥, S s-D 2 (-+),  $t = 27.02s$ ,  $M_z$  最大)

解析ケース①: 基本ケース

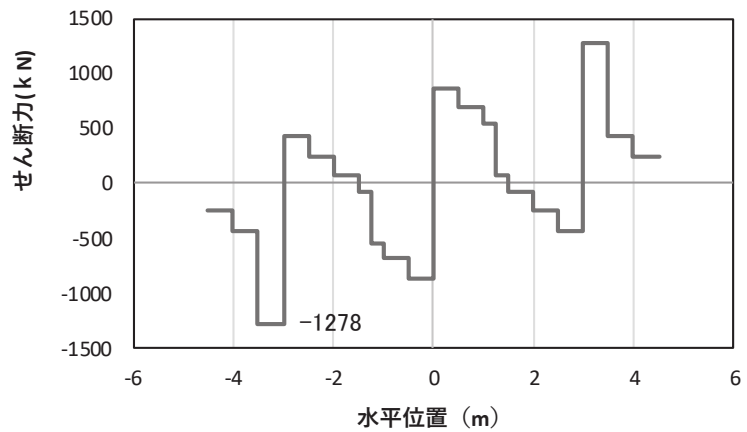
注記\*: 上記断面力図について,  $M_z$  ( $z$  軸回りの曲げ) 最大時刻の断面力で, 鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け, 上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4.1-21(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S s - D 3 (-+), t = 7.53s)

解析ケース①：基本ケース

注記\*：上記断面力図について、せん断力最大時刻の断面力で、鋼管杭と鋼製支柱との節点共有部で杭と鋼製支柱の影響を受け、上記の通り節点共有部で不連続な分布形状になっている。

追而

図 4.1-22(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦一般部,  $M_y$  最大)

追而

図 4.1-22(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦一般部,  $M_z$  最大)

追而

図 4.1-22(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦一般部,  $M_y$  最大)

追而

図 4.1-22(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦一般部,  $M_z$  最大)

追而

図 4.1-22(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦一般部)

追而

図 4.1-22(6) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦開口部,  $M_y$  最大)

追而

図 4.1-22(7) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦開口部,  $M_z$  最大)

追而

図 4.1-22(8) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦開口部,  $M_y$  最大)

追而

図 4.1-22(9) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
(断面⑦開口部,  $M_z$  最大)

追而

図 4.1-22(10) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦開口部)

## (4) 鋼管杭

鋼管杭の断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-118 に示す。

表 4.1-118 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
断面①	φ 1500	SM570 ( t =23mm)	(上杭) O. P. +9. 3m~ O. P. +1. 1m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(中杭①) O. P. +1. 1m~ O. P. -0. 9m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	0. 482×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =37mm)	(中杭②) O. P. -0. 9m~ O. P. -6. 9m	36	1. 653×10 <sup>5</sup>	0. 590×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(下杭) O. P. -6. 9m~ O. P. -13. 054m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	0. 482×10 <sup>8</sup>
断面②	φ 1500	SM570 ( t =23mm)	(上杭) O. P. +9. 3m~ O. P. -3. 5m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(中杭①) O. P. -3. 5~ O. P. -5. 5m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	0. 482×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =37mm)	(中杭②) O. P. -5. 5~ O. P. -11. 5m	36	1. 653×10 <sup>5</sup>	0. 590×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =30mm)	(下杭) O. P. -11. 5~ O. P. -17. 954m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	0. 482×10 <sup>8</sup>
断面③	φ 1500	SM570 ( t =30mm)	—	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	0. 482×10 <sup>8</sup>
断面④ 断面⑤ 断面⑥	φ 1500	SM570 ( t =25mm)	—	24	1. 111×10 <sup>5</sup>	0. 403×10 <sup>8</sup>
断面⑦	φ 1200	SM570 ( t =20mm)	—	19	0. 704×10 <sup>5</sup>	0. 204×10 <sup>8</sup>

注記\*：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 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

a. 曲げ・軸力系の破壊

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-119 に示す。また、該当するケースの断面力分布を図 4.1-23～図 4.1-29 に示す。

表 4.1-119 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)	モーメント (kN・m) (b)	
断面① (中杭②)	S s - N 1 (-+)	②	18644	1124	26154	0.72
断面② (中杭②)	S s - N 1 (++)	①	16245	889	26238	0.62
断面③	S s - N 1 (-+)	①	8279	1005	21339	0.39
断面④	S s - D 2 (+-)	①	4743	997	17776	0.27
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S s - D 2 (++)	①	7226	1059	17754	0.41
断面⑦	追而	追而	追而	追而	追而	追而

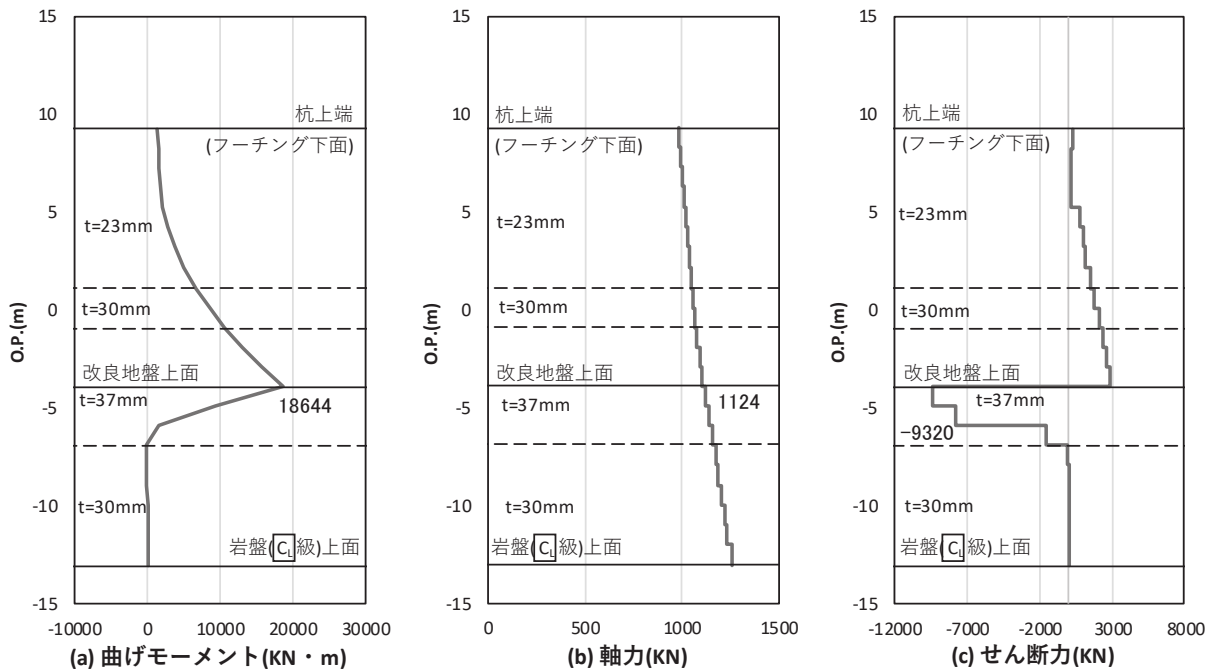


図 4.1-23 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.82s)

解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

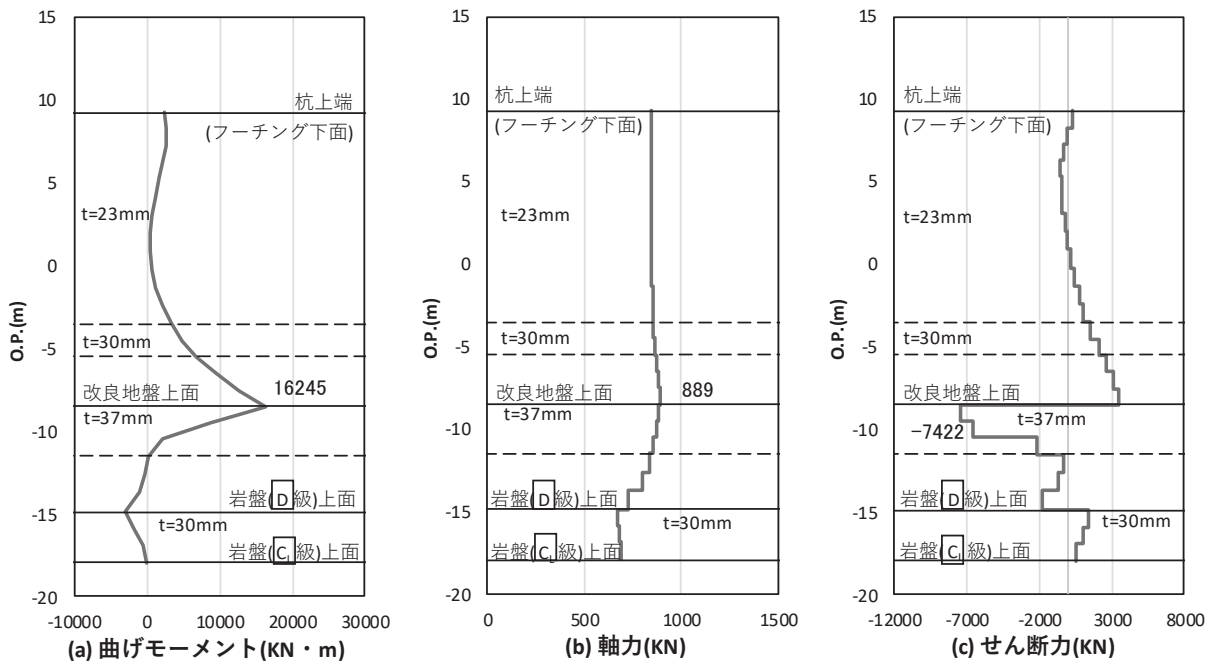


図 4.1-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.77s)

解析ケース①: 基本ケース



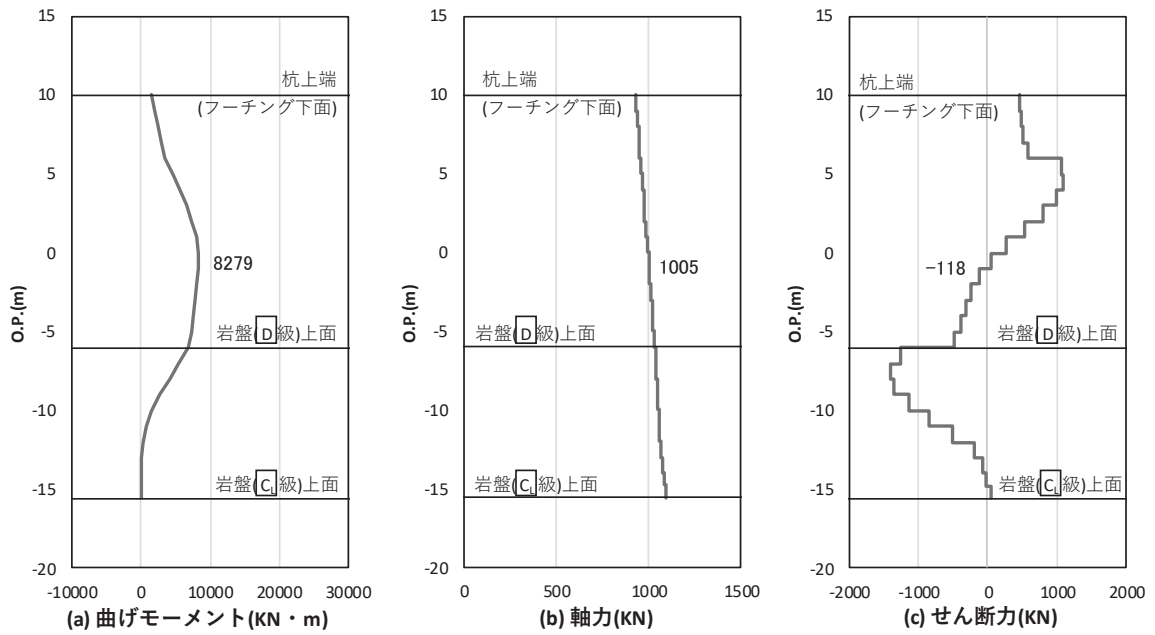


図 4.1-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 ( - + ) , t = 7.92s)  
 解析ケース①：基本ケース

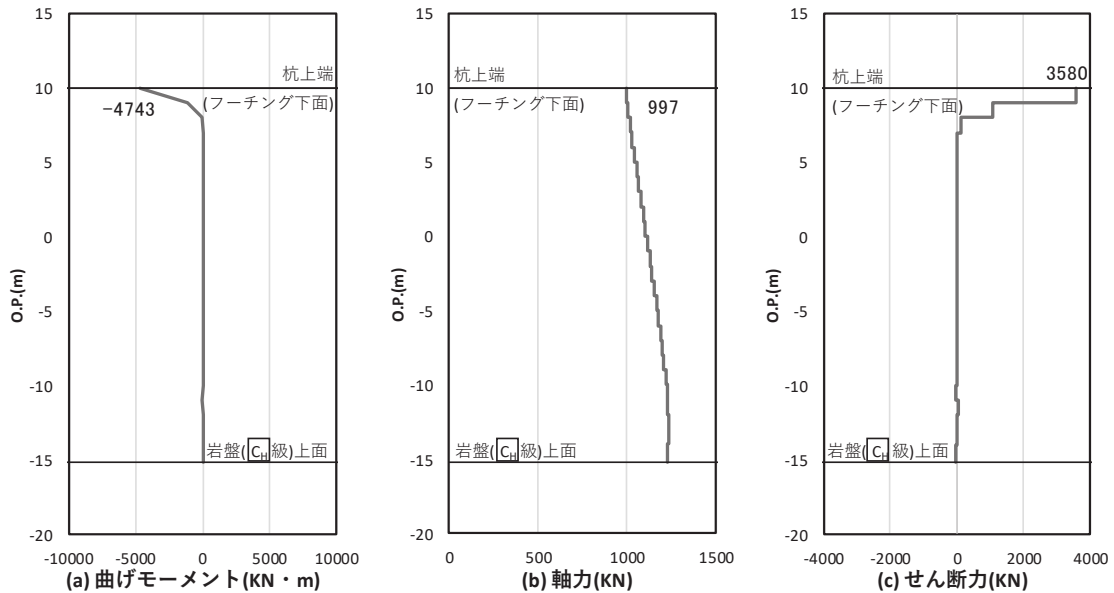


図 4.1-26 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S s - D 2 ( + - ) , t = 13.41s)  
 解析ケース①：基本ケース

追而

図 4.1-27 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤)

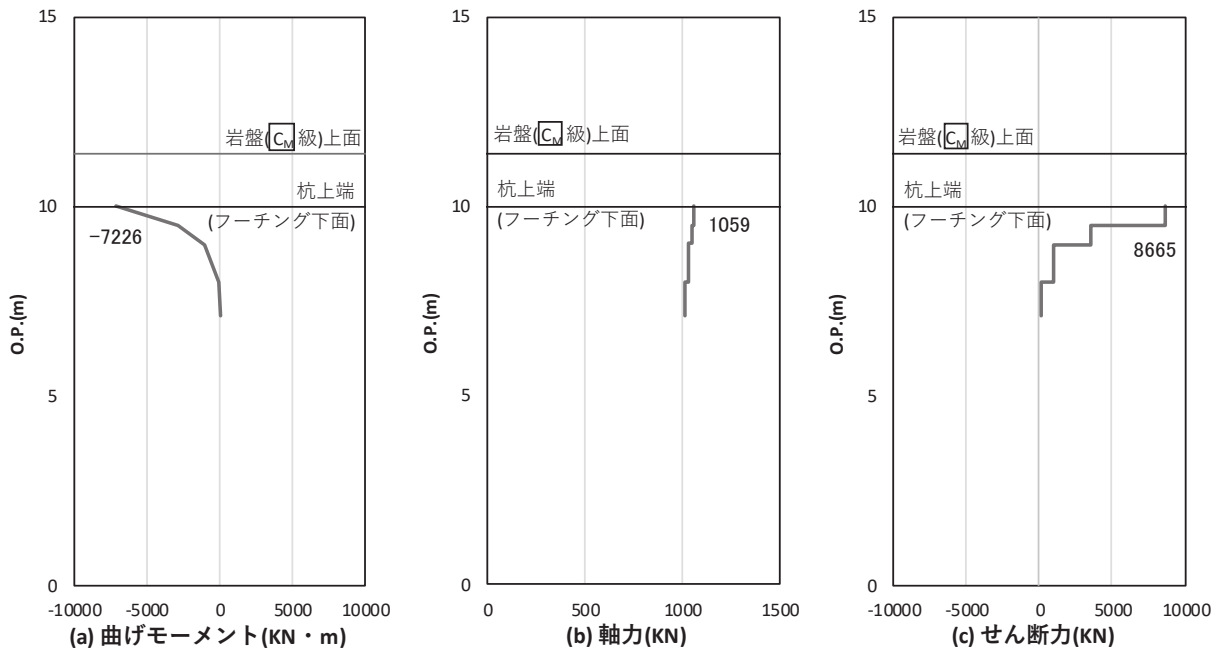


図 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 13.39s)

解析ケース①：基本ケース

追而

図 4.1-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦)

b. せん断破壊

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-120 に示す。また、該当するケースの断面力分布を図 4.1-30～図 4.1-36 に示す。

表 4.1-120 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
断面①	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	②	9320	113	260	0.44
断面②	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	②	8269	101	260	0.39
断面③	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	①	1748	27	260	0.11
断面④	S <sub>s</sub> -D 3 (+-)	①	3583	65	260	0.25
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S <sub>s</sub> -D 1 (-+)	①	9042	163	260	0.63
断面⑦	追而	追而	追而	追而	追而	追而

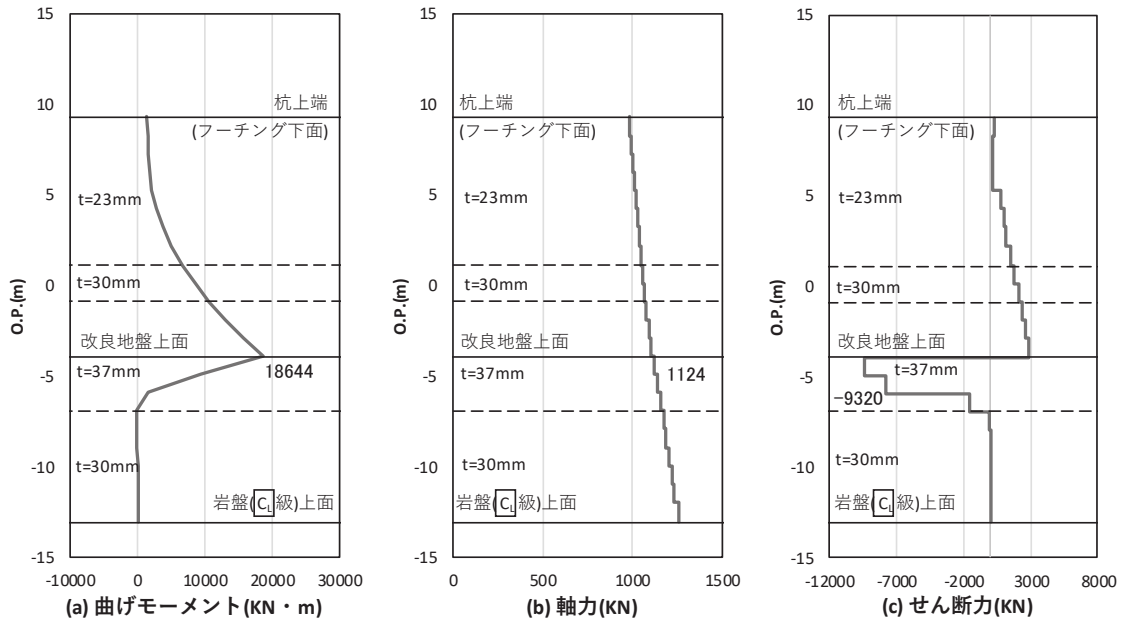


図 4.1-30 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面①,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t = 7.82s$ )

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

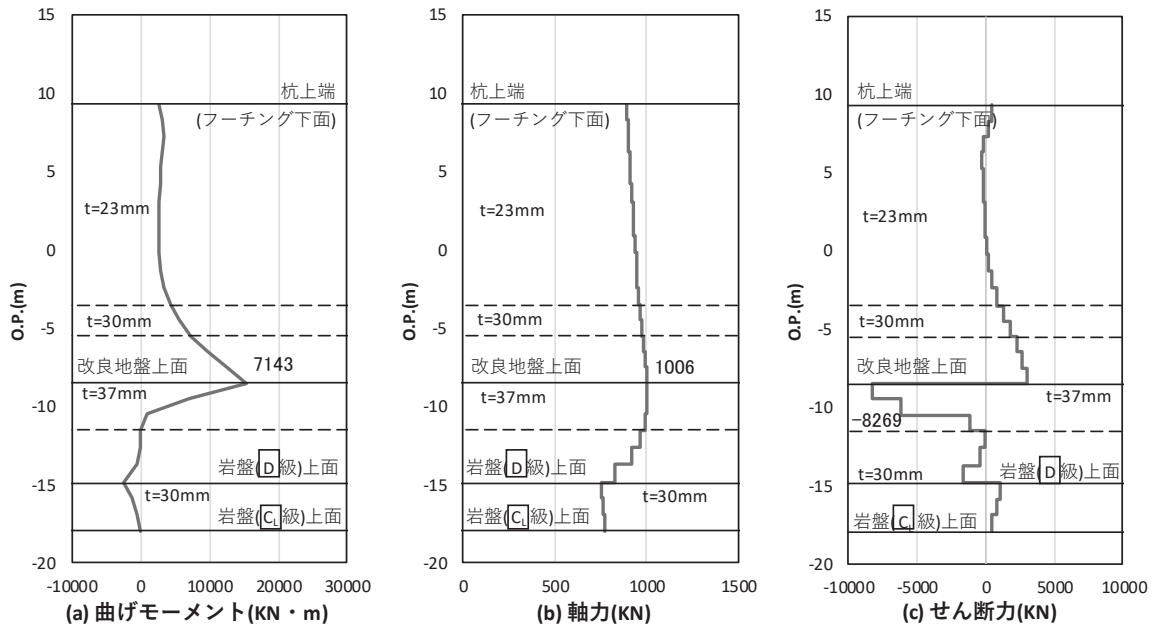


図 4.1-31 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面②,  $S_s - N1 (++)$ ,  $t = 7.79s$ )

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

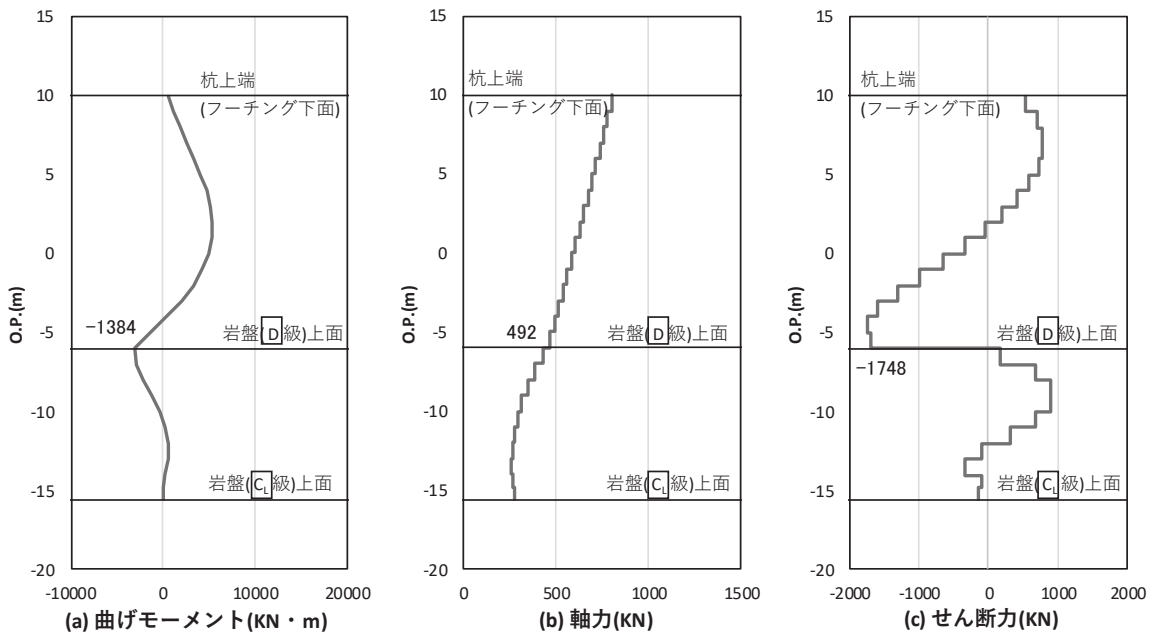


図 4.1-32 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面③, S s - N 1 (++) , t = 7.67s)  
 解析ケース① : 基本ケース

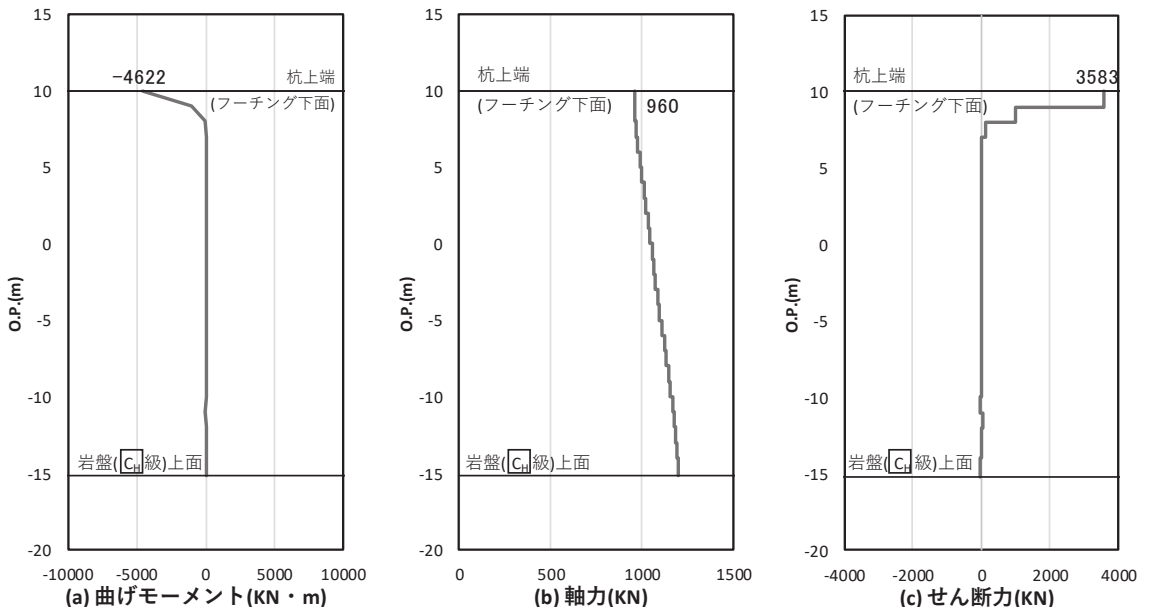


図 4.1-33 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (断面④, S s - D 3 (+-) , t = 7.24s)  
 解析ケース① : 基本ケース

追而

図 4.1-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑤)

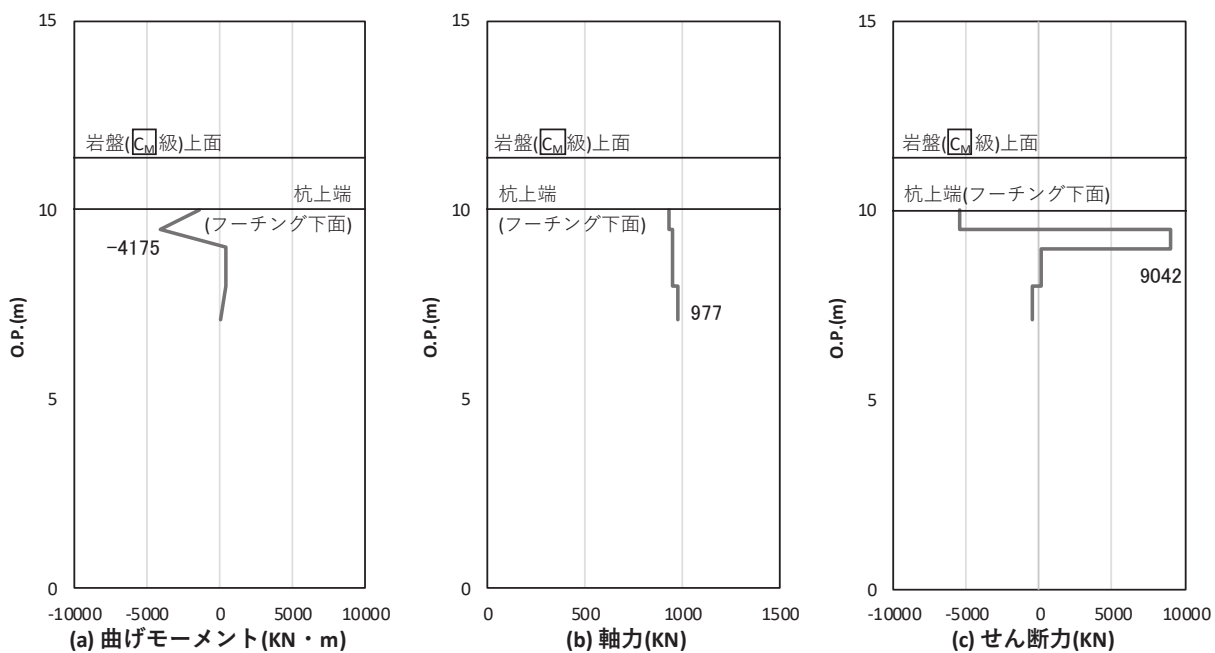


図 4.1-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑥, S s - D 1 (-+), t = 19.80s)  
解析ケース①: 基本ケース

追而

図 4.1-36 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦)



(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査における最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-121 に示す。また、該当するケースの断面力分布を図 4.1-37～図 4.1-43 に示す。なお、引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

表 4.1-121 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (++)	③	1953	1.2	11.4	0.11
断面②	S s - D 2 (++)	②	2134	1.3	11.4	0.12
断面③	S s - D 2 (++)	②	1675	1.0	11.4	0.09
断面④	S s - D 1 (--)	③	1797	1.1	13.7	0.09
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	S s - D 2 (--)	①	1545	0.9	13.7	0.07
断面⑦	追而	追而	追而	追而	追而	追而

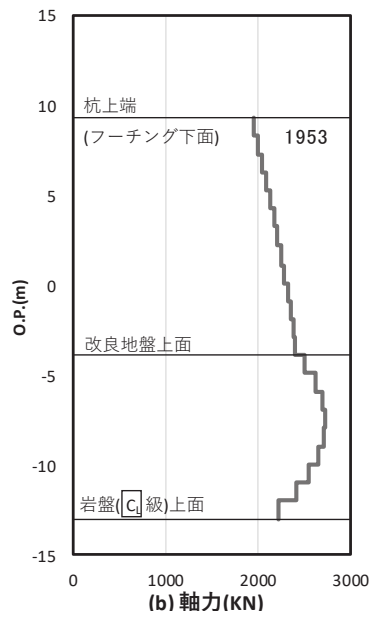


図 4.1-37 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面①， $S_s - D_2$ （++）， $t = 23.56s$ ）

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

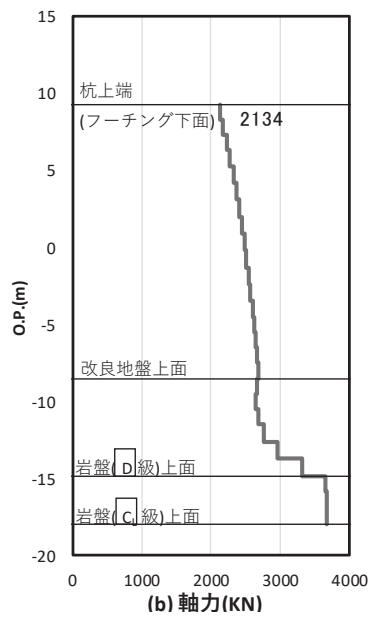


図 4.1-38 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面②， $S_s - D_2$ （++）， $t = 23.56s$ ）

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

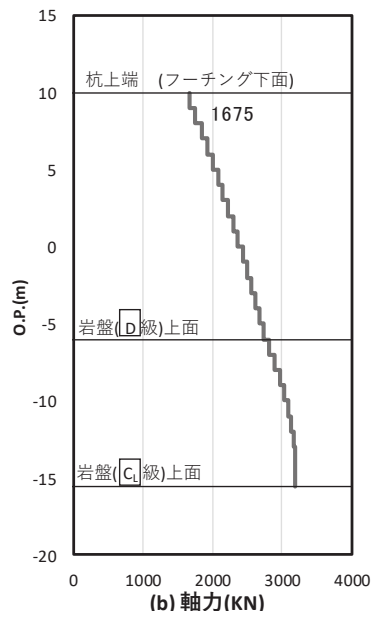


図 4.1-39 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面③， $S_s - D 2$ （++）， $t = 23.56s$ ）

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

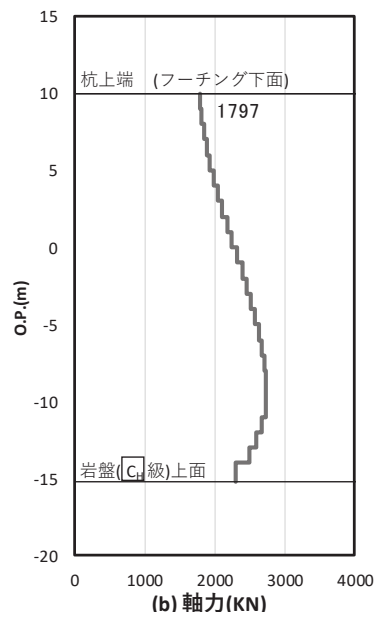


図 4.1-40 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
 （断面④， $S_s - D 1$ （--）， $t = 20.40s$ ）

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

追而

図 4.1-41 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
（断面⑤）

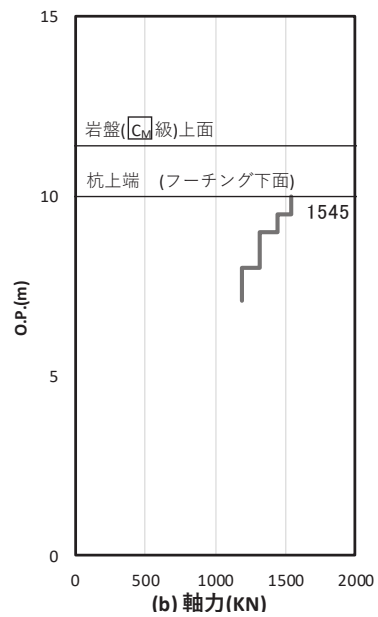


図 4.1-42 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）  
（断面⑥，S s - D 2 (---)，t = 11.43s）

解析ケース①：基本ケース

追而

図 4.1-43 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力  
(断面⑦)

## 4.2 鋼板

鋼板における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 4.2-1～表 4.2-7 に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1(1) 鋼板の照査結果 (断面①)

地震動	解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	345	0.08
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	345	0.08
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	345	0.09
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - D 2	(++)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	345	0.08
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-1(2) 鋼板の照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-1(3) 鋼板の照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01



表 4.2-2(1) 鋼板の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	29	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	345	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-2(2) 鋼板の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-2(3) 鋼板の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	345	0.10
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	217	0.04
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-3(1) 鋼板の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	345	0.06
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	345	0.06
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	345	0.06
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-3(2) 鋼板の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	345	0.06
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (—)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-3(3) 鋼板の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	22	345	0.07
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	345	0.05
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-4(1) 鋼板の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	345	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	67	345	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	345	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	345	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	99	345	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	345	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	99	345	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	345	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08

表 4.2-4(2) 鋼板の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	72	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	345	0.22
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	72	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	71	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	70	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	70	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	345	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	217	0.04
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	50	345	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	217	0.04
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03



表 4.2-4(3) 鋼板の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	345	0.22
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	72	345	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	217	0.05
			合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	26	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	345	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
			合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01

表 4.2-5 鋼板の照査結果 (断面⑤)

追而

表 4.2-6(1) 鋼板の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	158	345	0.46
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
			合成応力度 (—)	0.22	1.2	0.19
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	159	345	0.47
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
			合成応力度 (—)	0.22	1.2	0.19
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	158	345	0.46
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	217	0.10
			合成応力度 (—)	0.22	1.2	0.19
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	157	345	0.46
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
			合成応力度 (—)	0.21	1.2	0.18
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	194	345	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	217	0.12
			合成応力度 (—)	0.32	1.2	0.27
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	194	345	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	217	0.12
			合成応力度 (—)	0.33	1.2	0.28
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	192	345	0.56
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	217	0.12
			合成応力度 (—)	0.32	1.2	0.27
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	194	345	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	217	0.12
			合成応力度 (—)	0.33	1.2	0.28

表 4.2-6(2) 鋼板の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	345	0.42
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
			合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	345	0.42
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	217	0.09
			合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	345	0.42
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
			合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	345	0.42
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	217	0.09
			合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	151	345	0.44
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	217	0.10
			合成応力度 (-)	0.2	1.2	0.17
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	151	345	0.44
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	217	0.10
			合成応力度 (-)	0.2	1.2	0.17
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	104	345	0.31
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	217	0.07
			合成応力度 (-)	0.1	1.2	0.09
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	105	345	0.31
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	217	0.07
			合成応力度 (-)	0.1	1.2	0.09

表 4.2-6(3) 鋼板の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	121	345	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	217	0.08
			合成応力度 (-)	0.13	1.2	0.11
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	121	345	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	217	0.08
			合成応力度 (-)	0.13	1.2	0.11
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	48	345	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	217	0.04
			合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	47	345	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
			合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02

表 4.2-7 鋼板の照査結果 (断面⑦)

追而

### 4.3 鋼製支柱

鋼製支柱における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 4.3-1～表 4.3-7 に示す。この結果から、鋼製の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3-1(1) 鋼製支柱の照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(+ +)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	61	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(- +)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(+ -)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	61	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(- -)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - D 2	(+ +)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	55	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(- +)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	58	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(+ -)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	55	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(- -)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	58	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05

表 4.3-1(2) 鋼製支柱の照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	277	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	157	0.07
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	43	277	0.16
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	49	277	0.18
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04



表 4.3-1(3) 鋼製支柱の照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	49	277	0.18
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	61	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	65	277	0.24
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.07	1.2	0.06

表 4.3-2(1) 鋼製支柱の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	66	277	0.24
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.07	1.2	0.06
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	62	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	66	277	0.24
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.07	1.2	0.06
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	63	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	60	277	0.22
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	63	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	60	277	0.22
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	15	157	0.10
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	63	277	0.23
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.07	1.2	0.06

表 4.3-2(2) 鋼製支柱の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	54	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	54	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	277	0.19
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	47	277	0.17
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	56	277	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	53	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05

表 4.3-2(3) 鋼製支柱の照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	54	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	54	277	0.20
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.05	1.2	0.05
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	277	0.27
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	157	0.12
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	277	0.25
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	157	0.11
			合成応力度 (—)	0.08	1.2	0.07

表 4.3-3(1) 鋼製支柱の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
S s - D 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39	277	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39	277	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03

表 4.3-3(2) 鋼製支柱の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	36	277	0.13
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	277	0.14
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	36	277	0.13
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39	277	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	277	0.11
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	157	0.06
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	277	0.11
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9	157	0.06
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	277	0.12
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	157	0.07
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	35	277	0.13
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02

表 4.3-3(3) 鋼製支柱の照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	277	0.13
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	157	0.07
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	35	277	0.13
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	157	0.07
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	41	277	0.15
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	157	0.08
			合成応力度 (—)	0.03	1.2	0.03
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	277	0.16
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	157	0.09
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04

表 4.3-4(1) 鋼製支柱の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s-D1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	113	382	0.30
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	32	217	0.15
			合成応力度 (→)	0.11	1.2	0.10
	(→+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	108	382	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	31	217	0.15
			合成応力度 (→)	0.10	1.2	0.09
	(←+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	111	382	0.30
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	32	217	0.15
			合成応力度 (→)	0.11	1.2	0.10
	(←→)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	110	382	0.29
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	31	217	0.15
			合成応力度 (→)	0.11	1.2	0.10
S s-D2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	136	382	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
			合成応力度 (→)	0.16	1.2	0.14
	(→+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	134	382	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
			合成応力度 (→)	0.16	1.2	0.14
	(←+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	136	382	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
			合成応力度 (→)	0.16	1.2	0.14
	(←→)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	134	382	0.36
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
			合成応力度 (→)	0.16	1.2	0.14



表 4.3-4(2) 鋼製支柱の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	130	382	0.35
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
			合成応力度 (—)	0.15	1.2	0.13
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	127	382	0.34
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	38	217	0.18
			合成応力度 (—)	0.14	1.2	0.12
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	129	382	0.34
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
			合成応力度 (—)	0.15	1.2	0.13
	(--)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	127	382	0.34
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	217	0.18
			合成応力度 (—)	0.14	1.2	0.12
S s - F 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	382	0.27
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	217	0.13
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	382	0.27
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	217	0.13
			合成応力度 (—)	0.09	1.2	0.08
S s - F 2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	79	382	0.21
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	24	217	0.12
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	82	382	0.22
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	217	0.11
			合成応力度 (—)	0.06	1.2	0.05

表 4.3-4(3) 鋼製支柱の照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	95	382	0.25
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28	217	0.13
			合成応力度 (—)	0.08	1.2	0.07
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	96	382	0.26
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	217	0.13
			合成応力度 (—)	0.08	1.2	0.07
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	382	0.11
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	217	0.06
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	382	0.12
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
			合成応力度 (—)	0.02	1.2	0.02

表 4.3-5 鋼製支柱の照査結果 (断面⑤)

追而

表 4.3-6(1) 鋼製支柱の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s-D1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	197	382	0.52
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	217	0.24
			合成応力度 (→)	0.32	1.2	0.27
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	200	382	0.53
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	217	0.24
			合成応力度 (→)	0.33	1.2	0.28
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	197	382	0.52
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	217	0.24
			合成応力度 (→)	0.33	1.2	0.28
	(→)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	199	382	0.53
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	217	0.24
			合成応力度 (→)	0.33	1.2	0.28
S s-D2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	63	217	0.30
			合成応力度 (→)	0.47	1.2	0.40
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	217	0.30
			合成応力度 (→)	0.48	1.2	0.40
	(+-)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	63	217	0.30
			合成応力度 (→)	0.47	1.2	0.40
	(→)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	238	382	0.63
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	217	0.30
			合成応力度 (→)	0.48	1.2	0.40

表 4.3-6(2) 鋼製支柱の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s-D3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	215	382	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	55	217	0.26
			合成応力度 (→)	0.38	1.2	0.32
	(→+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	217	382	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	56	217	0.26
			合成応力度 (→)	0.39	1.2	0.33
	(←+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	214	382	0.57
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	55	217	0.26
			合成応力度 (→)	0.38	1.2	0.32
	(←→)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	218	382	0.58
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	56	217	0.26
			合成応力度 (→)	0.39	1.2	0.33
S s-F1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	236	382	0.62
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	62	217	0.29
			合成応力度 (→)	0.47	1.2	0.40
	(→+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	235	382	0.62
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	61	217	0.29
			合成応力度 (→)	0.46	1.2	0.39
S s-F2	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	164	382	0.43
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	43	217	0.20
			合成応力度 (→)	0.23	1.2	0.20
	(→+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	167	382	0.44
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	217	0.21
			合成応力度 (→)	0.24	1.2	0.20

表 4.3-6(3) 鋼製支柱の照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - F 3	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	177	382	0.47
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	45	217	0.21
			合成応力度 (—)	0.26	1.2	0.22
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	173	382	0.46
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	44	217	0.21
			合成応力度 (—)	0.25	1.2	0.21
S s - N 1	(++)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	382	0.17
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	217	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
	(-+)	①	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	67	382	0.18
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	217	0.08
			合成応力度 (—)	0.04	1.2	0.04
S s - D 2	(++)	②	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	212	382	0.56
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	—	—	—
			合成応力度 (—)	—	—	—
S s - D 2	(++)	③	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	121	382	0.32
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	—	—	—
			合成応力度 (—)	—	—	—

表 4.3-7 鋼製支柱の照査結果 (断面⑦)

追而

#### 4.4 固定ボルト

固定ボルトにおける引張破壊に対する照査結果を表 4.4-1～表 4.4-7 に示す。この結果から、固定ボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.4-1 固定ボルトの照査結果（断面①）

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	25	540	0.05
S s - D 2	(++)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	25	540	0.05
S s - D 3	(++)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	25	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	25	540	0.05
S s - F 1	(++)	①	引張応力度	17	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	17	540	0.04
S s - F 2	(++)	①	引張応力度	23	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	23	540	0.05
S s - F 3	(++)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	24	540	0.05
S s - N 1	(++)	①	引張応力度	26	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	26	540	0.05

表 4.4-2 固定ボルトの照査結果（断面②）

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	引張応力度	28	540	0.06
	(-+)	①	引張応力度	27	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	27	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	28	540	0.06
S s - D 2	(++)	①	引張応力度	27	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	26	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	26	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	27	540	0.05
S s - D 3	(++)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(+-)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(--)	①	引張応力度	24	540	0.05
S s - F 1	(++)	①	引張応力度	20	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	20	540	0.04
S s - F 2	(++)	①	引張応力度	23	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	23	540	0.05
S s - F 3	(++)	①	引張応力度	24	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	24	540	0.05
S s - N 1	(++)	①	引張応力度	29	540	0.06
	(-+)	①	引張応力度	29	540	0.06



表 4.4-3 固定ボルトの照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(+-)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(--)	①	引張応力度	21	540	0.04
S s - D 2	(++)	①	引張応力度	22	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(+-)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(--)	①	引張応力度	22	540	0.05
S s - D 3	(++)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(+-)	①	引張応力度	21	540	0.04
	(--)	①	引張応力度	21	540	0.04
S s - F 1	(++)	①	引張応力度	15	540	0.03
	(-+)	①	引張応力度	15	540	0.03
S s - F 2	(++)	①	引張応力度	19	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	19	540	0.04
S s - F 3	(++)	①	引張応力度	19	540	0.04
	(-+)	①	引張応力度	19	540	0.04
S s - N 1	(++)	①	引張応力度	23	540	0.05
	(-+)	①	引張応力度	23	540	0.05

表 4.4-4 固定ボルトの照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	引張応力度	111	540	0.21
	(-+)	①	引張応力度	110	540	0.21
	(+-)	①	引張応力度	110	540	0.21
	(--)	①	引張応力度	111	540	0.21
S s - D 2	(++)	①	引張応力度	148	540	0.28
	(-+)	①	引張応力度	147	540	0.28
	(+-)	①	引張応力度	147	540	0.28
	(--)	①	引張応力度	148	540	0.28
S s - D 3	(++)	①	引張応力度	111	540	0.21
	(-+)	①	引張応力度	111	540	0.21
	(+-)	①	引張応力度	111	540	0.21
	(--)	①	引張応力度	111	540	0.21
S s - F 1	(++)	①	引張応力度	101	540	0.19
	(-+)	①	引張応力度	101	540	0.19
S s - F 2	(++)	①	引張応力度	86	540	0.16
	(-+)	①	引張応力度	86	540	0.16
S s - F 3	(++)	①	引張応力度	110	540	0.21
	(-+)	①	引張応力度	109	540	0.21
S s - N 1	(++)	①	引張応力度	40	540	0.08
	(-+)	①	引張応力度	40	540	0.08

表 4.4-5 固定ボルトの照査結果 (断面⑤)

追而

表 4.4-6 固定ボルトの照査結果 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
S s - D 1	(++)	①	引張応力度	235	540	0.44
	(-+)	①	引張応力度	236	540	0.44
	(+-)	①	引張応力度	236	540	0.44
	(--)	①	引張応力度	235	540	0.44
S s - D 2	(++)	①	引張応力度	286	540	0.53
	(-+)	①	引張応力度	285	540	0.53
	(+-)	①	引張応力度	285	540	0.53
	(--)	①	引張応力度	286	540	0.53
S s - D 3	(++)	①	引張応力度	220	540	0.41
	(-+)	①	引張応力度	219	540	0.41
	(+-)	①	引張応力度	219	540	0.41
	(--)	①	引張応力度	220	540	0.41
S s - F 1	(++)	①	引張応力度	238	540	0.45
	(-+)	①	引張応力度	240	540	0.45
S s - F 2	(++)	①	引張応力度	165	540	0.31
	(-+)	①	引張応力度	166	540	0.31
S s - F 3	(++)	①	引張応力度	188	540	0.35
	(-+)	①	引張応力度	188	540	0.35
S s - N 1	(++)	①	引張応力度	69	540	0.13
	(-+)	①	引張応力度	69	540	0.13

表 4.4-7 固定ボルトの照査結果 (断面⑦)

追而

#### 4.5 フーチング

##### 4.5.1 フーチング（本体）

フーチング（本体）における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 4.5-1～表 4.5-7 に示す。この結果から、フーチング（本体）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.5-1(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）  
に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	My : 433 Mz : -806	39	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 432 Mz : -805	35	0.6	24	0.03
	(+-)	①	My : 432 Mz : -864	35	0.6	24	0.03
	(--)	①	My : 433 Mz : -861	41	0.6	24	0.03
S s - D 2	(++)	①	My : 442 Mz : -880	42	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 444 Mz : -888	41	0.6	24	0.03
	(+-)	①	My : 444 Mz : -853	39	0.6	24	0.03
	(--)	①	My : 441 Mz : -881	41	0.6	24	0.03
S s - D 3	(++)	①	My : 396 Mz : -802	34	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 398 Mz : -824	33	0.6	24	0.03
	(+-)	①	My : 397 Mz : -799	35	0.6	24	0.03
	(--)	①	My : 397 Mz : -790	36	0.6	24	0.03
S s - F 1	(++)	①	My : 400 Mz : -701	31	0.5	24	0.03
	(-+)	①	My : 399 Mz : -713	31	0.5	24	0.03
S s - F 2	(++)	①	My : 461 Mz : -686	37	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 460 Mz : -716	33	0.6	24	0.03
S s - F 3	(++)	①	My : 410 Mz : -745	36	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 410 Mz : -731	36	0.6	24	0.03
S s - N 1	(++)	①	My : 547 Mz : -723	33	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 548 Mz : -758	29	0.6	24	0.03

表 4.5-1(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値(断面①)

地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)	
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 433 Mz : -806	-10	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 432 Mz : -805	-4	23	294	0.08
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 432 Mz : -864	-4	24	294	0.09
	(--)	①	D38 @300,200	My : 433 Mz : -861	-9	24	294	0.09
S s - D 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 442 Mz : -880	-9	25	294	0.09
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 444 Mz : -888	-9	25	294	0.09
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 444 Mz : -853	-10	24	294	0.09
	(--)	①	D38 @300,200	My : 441 Mz : -881	-12	25	294	0.09
S s - D 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 396 Mz : -802	-6	22	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 398 Mz : -824	-4	23	294	0.08
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 397 Mz : -799	-3	22	294	0.08
	(--)	①	D38 @300,200	My : 397 Mz : -790	-3	22	294	0.08
S s - F 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 400 Mz : -701	-1	20	294	0.07
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 399 Mz : -713	-1	20	294	0.07
S s - F 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 461 Mz : -686	-10	21	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 460 Mz : -716	-2	21	294	0.08
S s - F 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 410 Mz : -745	-4	21	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 410 Mz : -731	-5	21	294	0.08
S s - N 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 547 Mz : -723	-1	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 548 Mz : -758	-12	24	294	0.09

表 4.5-1(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果  
(断面①)

地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)	
			せん断力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D32@300	965	1014	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	963	1012	20754	0.05
	(+-)	①	D32@300	1032	1084	20754	0.06
	(--)	①	D32@300	1034	1086	20754	0.06
S s - D 2	(++)	①	D32@300	1057	1110	20754	0.06
	(-+)	①	D32@300	1062	1116	20754	0.06
	(+-)	①	D32@300	1031	1083	20754	0.06
	(--)	①	D32@300	1045	1098	20754	0.06
S s - D 3	(++)	①	D32@300	965	1014	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	980	1029	20754	0.05
	(+-)	①	D32@300	953	1001	20754	0.05
	(--)	①	D32@300	947	995	20754	0.05
S s - F 1	(++)	①	D32@300	838	880	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	847	890	20754	0.05
S s - F 2	(++)	①	D32@300	803	844	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	834	876	20754	0.05
S s - F 3	(++)	①	D32@300	886	931	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	877	921	20754	0.05
S s - N 1	(++)	①	D32@300	869	913	20754	0.05
	(-+)	①	D32@300	894	939	20754	0.05

表 4.5-2(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面②)

地震動		解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	My : 682 Mz : -806	54	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 684 Mz : -888	48	0.8	24	0.04
	(+-)	①	My : 682 Mz : -872	50	0.8	24	0.04
	(--)	①	My : 684 Mz : -845	54	0.8	24	0.04
S s - D 2	(++)	①	My : 649 Mz : -902	53	0.8	24	0.04
	(-+)	①	My : 643 Mz : -911	52	0.8	24	0.04
	(+-)	①	My : 645 Mz : -853	53	0.7	24	0.03
	(--)	①	My : 648 Mz : -884	50	0.8	24	0.04
S s - D 3	(++)	①	My : 530 Mz : -836	46	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 537 Mz : -779	49	0.6	24	0.03
	(+-)	①	My : 535 Mz : -783	44	0.7	24	0.03
	(--)	①	My : 532 Mz : -765	46	0.6	24	0.03
S s - F 1	(++)	①	My : 582 Mz : -742	41	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 585 Mz : -699	44	0.6	24	0.03
S s - F 2	(++)	①	My : 602 Mz : -693	48	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 604 Mz : -755	42	0.7	24	0.03
S s - F 3	(++)	①	My : 587 Mz : -819	45	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 587 Mz : -783	48	0.7	24	0.03
S s - N 1	(++)	①	My : 810 Mz : -935	37	0.9	24	0.04
	(-+)	①	My : 819 Mz : -689	60	0.7	24	0.03

表 4.5-2(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値(断面②)

地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)	
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 682 Mz : -806	-9	26	294	0.09
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 684 Mz : -888	-4	28	294	0.10
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 682 Mz : -872	-4	27	294	0.10
	(--)	①	D38 @300,200	My : 684 Mz : -845	-6	27	294	0.10
S s - D 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 649 Mz : -902	-4	28	294	0.10
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 643 Mz : -911	-7	28	294	0.10
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 645 Mz : -853	-2	26	294	0.09
	(--)	①	D38 @300,200	My : 648 Mz : -884	-7	27	294	0.10
S s - D 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 530 Mz : -836	-4	25	294	0.09
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 537 Mz : -779	-2	24	294	0.09
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 535 Mz : -783	-3	24	294	0.09
	(--)	①	D38 @300,200	My : 532 Mz : -765	-3	23	294	0.08
S s - F 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 582 Mz : -742	-1	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 585 Mz : -699	-1	23	294	0.08
S s - F 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 602 Mz : -693	-1	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 604 Mz : -755	-3	24	294	0.09
S s - F 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 587 Mz : -819	-6	25	294	0.09
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 587 Mz : -783	-1	24	294	0.09
S s - N 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 810 Mz : -935	-8	31	294	0.11
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 819 Mz : -689	-1	26	294	0.09



表 4.5-2(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果  
(断面②)

地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)	
			せん断力 (kN)				
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	D32@300	974	1023	18298	0.06
	(-+)	①	D32@300	1027	1079	18298	0.06
	(+-)	①	D32@300	1038	1090	18298	0.06
	(--)	①	D32@300	1024	1076	18298	0.06
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	D32@300	1089	1144	18298	0.07
	(-+)	①	D32@300	1092	1147	18298	0.07
	(+-)	①	D32@300	1012	1063	18298	0.06
	(--)	①	D32@300	1041	1094	18298	0.06
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	D32@300	984	1034	18298	0.06
	(-+)	①	D32@300	957	1005	18298	0.06
	(+-)	①	D32@300	934	981	18298	0.06
	(--)	①	D32@300	926	973	18298	0.06
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	D32@300	868	912	18298	0.05
	(-+)	①	D32@300	837	879	18298	0.05
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	D32@300	825	867	18298	0.05
	(-+)	①	D32@300	840	882	18298	0.05
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	D32@300	974	1023	18298	0.06
	(-+)	①	D32@300	957	1005	18298	0.06
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	D32@300	1023	1075	18298	0.06
	(-+)	①	D32@300	888	933	18298	0.06

表 4.5-3(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面③)

地震動		解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	My : 557 Mz : -713	47	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 554 Mz : -688	49	0.7	24	0.03
	(+-)	①	My : 557 Mz : -708	50	0.7	24	0.03
	(--)	①	My : 554 Mz : -734	47	0.7	24	0.03
S s - D 2	(++)	①	My : 595 Mz : -751	50	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 591 Mz : -753	50	0.7	24	0.03
	(+-)	①	My : 595 Mz : -761	50	0.7	24	0.03
	(--)	①	My : 592 Mz : -738	50	0.7	24	0.03
S s - D 3	(++)	①	My : 532 Mz : -690	46	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 531 Mz : -707	45	0.7	24	0.03
	(+-)	①	My : 534 Mz : -667	44	0.6	24	0.03
	(--)	①	My : 529 Mz : -666	43	0.6	24	0.03
S s - F 1	(++)	①	My : 463 Mz : -611	43	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 459 Mz : -647	40	0.6	24	0.03
S s - F 2	(++)	①	My : 523 Mz : -617	40	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 520 Mz : -603	43	0.6	24	0.03
S s - F 3	(++)	①	My : 471 Mz : -690	46	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 472 Mz : -695	45	0.6	24	0.03
S s - N 1	(++)	①	My : 715 Mz : -605	53	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 707 Mz : -755	38	0.8	24	0.04

表 4.5-3(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値(断面③)

地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)	
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 557 Mz : -713	-1	26	294	0.09
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 554 Mz : -688	-1	26	294	0.09
	(+-)	①	D35 @ 300, 200	My : 557 Mz : -708	-1	26	294	0.09
	(--)	①	D35 @ 300, 200	My : 554 Mz : -734	-1	27	294	0.10
S s - D 2	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 595 Mz : -751	-1	28	294	0.10
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 591 Mz : -753	-1	28	294	0.10
	(+-)	①	D35 @ 300, 200	My : 595 Mz : -761	-1	28	294	0.10
	(--)	①	D35 @ 300, 200	My : 592 Mz : -738	-1	27	294	0.10
S s - D 3	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 532 Mz : -690	-1	25	294	0.09
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 531 Mz : -707	-1	26	294	0.09
	(+-)	①	D35 @ 300, 200	My : 534 Mz : -667	-1	25	294	0.09
	(--)	①	D35 @ 300, 200	My : 529 Mz : -666	-1	25	294	0.09
S s - F 1	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 463 Mz : -611	-1	22	294	0.08
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 459 Mz : -647	-1	23	294	0.08
S s - F 2	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 523 Mz : -617	-1	23	294	0.08
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 520 Mz : -603	-1	23	294	0.08
S s - F 3	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 471 Mz : -690	-1	24	294	0.09
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 472 Mz : -695	-1	25	294	0.09
S s - N 1	(++)	①	D35 @ 300, 200	My : 715 Mz : -605	-1	26	294	0.09
	(-+)	①	D35 @ 300, 200	My : 707 Mz : -755	-1	30	294	0.11

表 4.5-3(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果  
(断面③)

地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)	
			せん断力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D32@300	799	839	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	782	822	16884	0.05
	(+-)	①	D32@300	821	863	16884	0.06
	(--)	①	D32@300	834	876	16884	0.06
S s - D 2	(++)	①	D32@300	861	905	16884	0.06
	(-+)	①	D32@300	862	906	16884	0.06
	(+-)	①	D32@300	865	909	16884	0.06
	(--)	①	D32@300	852	895	16884	0.06
S s - D 3	(++)	①	D32@300	792	832	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	801	842	16884	0.05
	(+-)	①	D32@300	759	797	16884	0.05
	(--)	①	D32@300	754	792	16884	0.05
S s - F 1	(++)	①	D32@300	710	746	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	729	766	16884	0.05
S s - F 2	(++)	①	D32@300	688	723	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	687	722	16884	0.05
S s - F 3	(++)	①	D32@300	792	832	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	794	834	16884	0.05
S s - N 1	(++)	①	D32@300	743	781	16884	0.05
	(-+)	①	D32@300	818	859	16884	0.06

表 4.5-4(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面④)

地震動		解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	My : 951 Mz : -767	86	0.8	24	0.04
	(-+)	①	My : 945 Mz : -734	95	0.8	24	0.04
	(+-)	①	My : 945 Mz : -751	82	0.8	24	0.04
	(--)	①	My : 951 Mz : -760	97	0.8	24	0.04
S s - D 2	(++)	①	My : 1262 Mz : -854	131	1.0	24	0.05
	(-+)	①	My : 1264 Mz : -793	127	1.0	24	0.05
	(+-)	①	My : 1264 Mz : -791	129	1.0	24	0.05
	(--)	①	My : 1262 Mz : -825	127	1.0	24	0.05
S s - D 3	(++)	①	My : 1176 Mz : -754	96	0.9	24	0.04
	(-+)	①	My : 1176 Mz : -785	92	0.9	24	0.04
	(+-)	①	My : 1175 Mz : -686	98	0.9	24	0.04
	(--)	①	My : 1176 Mz : -764	90	0.9	24	0.04
S s - F 1	(++)	①	My : 806 Mz : -652	82	0.7	24	0.03
	(-+)	①	My : 814 Mz : -704	83	0.7	24	0.03
S s - F 2	(++)	①	My : 863 Mz : -673	62	0.8	24	0.04
	(-+)	①	My : 868 Mz : -651	60	0.7	24	0.03
S s - F 3	(++)	①	My : 1079 Mz : -749	86	0.9	24	0.04
	(-+)	①	My : 1075 Mz : -748	94	0.9	24	0.04
S s - N 1	(++)	①	My : 664 Mz : -606	35	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 659 Mz : -559	39	0.6	24	0.03

表 4.5-4(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値(断面④)

地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (a)	許容限界 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (b)	照査値 (a/b)	
			曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )				
S s - D 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 951 Mz : -767	-111	32	294	0.11
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 945 Mz : -734	-97	31	294	0.11
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 945 Mz : -751	-109	32	294	0.11
	(--)	①	D38 @300,200	My : 951 Mz : -760	-101	32	294	0.11
S s - D 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 1262 Mz : -854	-141	39	294	0.14
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1264 Mz : -793	-144	38	294	0.13
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 1264 Mz : -791	-142	38	294	0.13
	(--)	①	D38 @300,200	My : 1262 Mz : -825	-145	39	294	0.14
S s - D 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 1176 Mz : -754	-105	35	294	0.12
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1176 Mz : -785	-113	36	294	0.13
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 1175 Mz : -686	-107	34	294	0.12
	(--)	①	D38 @300,200	My : 1176 Mz : -764	-111	35	294	0.12
S s - F 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 806 Mz : -652	-98	27	294	0.10
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 814 Mz : -704	-99	29	294	0.10
S s - F 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 863 Mz : -673	-74	28	294	0.10
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 868 Mz : -651	-82	28	294	0.10
S s - F 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 1079 Mz : -749	-109	34	294	0.12
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1075 Mz : -748	-112	34	294	0.12
S s - N 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 664 Mz : -606	-41	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 659 Mz : -559	-48	22	294	0.08

表 4.5-4(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果(断面④)

地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力	許容限界	照査値 (a/b)	
			せん断力 (kN)	(kN) (a)	(kN) (b)		
S s - D 1	(++)	①	D32@300	864	908	17658	0.06
	(-+)	①	D32@300	808	849	17658	0.05
	(+-)	①	D32@300	879	923	17658	0.06
	(--)	①	D32@300	925	972	17658	0.06
S s - D 2	(++)	①	D32@300	969	1018	18084	0.06
	(-+)	①	D32@300	961	1010	18084	0.06
	(+-)	①	D32@300	971	1020	18084	0.06
	(--)	①	D32@300	960	1008	18084	0.06
S s - D 3	(++)	①	D32@300	904	950	18084	0.06
	(-+)	①	D32@300	905	951	17658	0.06
	(+-)	①	D32@300	905	951	18084	0.06
	(--)	①	D32@300	880	924	17658	0.06
S s - F 1	(++)	①	D32@300	768	807	17658	0.05
	(-+)	①	D32@300	791	831	17658	0.05
S s - F 2	(++)	①	D32@300	761	800	17658	0.05
	(-+)	①	D32@300	728	765	17658	0.05
S s - F 3	(++)	①	D32@300	857	900	18084	0.05
	(-+)	①	D32@300	858	901	17658	0.06
S s - N 1	(++)	①	D32@300	754	792	17658	0.05
	(-+)	①	D32@300	693	728	17658	0.05

表 4.5-5(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面⑤)

追而

表 4.5-5(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値 (断面⑤)

追而

表 4.5-5(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面⑤)

追而



表 4.5-6(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面⑥)

地震動		解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	My : 1407 Mz : -982	218	1.1	24	0.05
	(-+)	①	My : 1407 Mz : -972	231	1.1	24	0.05
	(+-)	①	My : 1407 Mz : -1002	222	1.2	24	0.05
	(--)	①	My : 1406 Mz : -924	229	1.1	24	0.05
S s - D 2	(++)	①	My : 1754 Mz : -1171	275	1.4	24	0.06
	(-+)	①	My : 1755 Mz : -1209	264	1.4	24	0.06
	(+-)	①	My : 1755 Mz : -1125	275	1.4	24	0.06
	(--)	①	My : 1753 Mz : -1081	265	1.3	24	0.06
S s - D 3	(++)	①	My : 1661 Mz : -952	196	1.2	24	0.05
	(-+)	①	My : 1664 Mz : -944	205	1.2	24	0.05
	(+-)	①	My : 1665 Mz : -976	189	1.3	24	0.06
	(--)	①	My : 1661 Mz : -952	207	1.2	24	0.05
S s - F 1	(++)	①	My : 1518 Mz : -939	204	1.2	24	0.05
	(-+)	①	My : 1527 Mz : -890	224	1.1	24	0.05
S s - F 2	(++)	①	My : 1151 Mz : -756	148	0.9	24	0.04
	(-+)	①	My : 1151 Mz : -778	142	0.9	24	0.04
S s - F 3	(++)	①	My : 1203 Mz : -880	172	1	24	0.05
	(-+)	①	My : 1199 Mz : -920	174	1	24	0.05
S s - N 1	(++)	①	My : 605 Mz : -585	51	0.6	24	0.03
	(-+)	①	My : 606 Mz : -552	58	0.6	24	0.03

表 4.5-6(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊(鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値(断面⑥)

地震動		解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (a)	許容限界 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
S s - D 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 1407 Mz : -982	-258	48	294	0.17
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1407 Mz : -972	-251	48	294	0.17
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 1407 Mz : -1002	-260	48	294	0.17
	(--)	①	D38 @300,200	My : 1406 Mz : -924	-247	47	294	0.16
S s - D 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 1754 Mz : -1171	-279	57	294	0.20
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1755 Mz : -1209	-289	59	294	0.21
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 1755 Mz : -1125	-278	57	294	0.20
	(--)	①	D38 @300,200	My : 1753 Mz : -1081	-289	56	294	0.20
S s - D 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 1661 Mz : -952	-221	50	294	0.18
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1664 Mz : -944	-203	50	294	0.18
	(+-)	①	D38 @300,200	My : 1665 Mz : -976	-219	51	294	0.18
	(--)	①	D38 @300,200	My : 1661 Mz : -952	-210	50	294	0.18
S s - F 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 1518 Mz : -939	-251	49	294	0.17
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1527 Mz : -890	-233	47	294	0.16
S s - F 2	(++)	①	D38 @300,200	My : 1151 Mz : -756	-170	37	294	0.13
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1151 Mz : -778	-178	38	294	0.13
S s - F 3	(++)	①	D38 @300,200	My : 1203 Mz : -880	-206	41	294	0.14
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 1199 Mz : -920	-209	42	294	0.15
S s - N 1	(++)	①	D38 @300,200	My : 605 Mz : -585	-86	23	294	0.08
	(-+)	①	D38 @300,200	My : 606 Mz : -552	-85	23	294	0.08

表 4.5-6(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果  
(断面⑥)

地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)	
			せん断力 (kN)				
S s - D 1	(++)	①	D32@300	1200	1260	18084	0.07
	(-+)	①	D32@300	1188	1248	18084	0.07
	(+-)	①	D32@300	1198	1258	18084	0.07
	(--)	①	D32@300	1191	1251	18084	0.07
S s - D 2	(++)	①	D32@300	1260	1323	18084	0.08
	(-+)	①	D32@300	1255	1318	18084	0.08
	(+-)	①	D32@300	1260	1323	18084	0.08
	(--)	①	D32@300	1254	1317	18084	0.08
S s - D 3	(++)	①	D32@300	1267	1331	18084	0.08
	(-+)	①	D32@300	1278	1342	18084	0.08
	(+-)	①	D32@300	1268	1332	18084	0.08
	(--)	①	D32@300	1277	1341	18084	0.08
S s - F 1	(++)	①	D32@300	1010	1061	18084	0.06
	(-+)	①	D32@300	1026	1078	18084	0.06
S s - F 2	(++)	①	D32@300	944	992	18084	0.06
	(-+)	①	D32@300	937	984	18084	0.06
S s - F 3	(++)	①	D32@300	931	978	17658	0.06
	(-+)	①	D32@300	936	983	17658	0.06
S s - N 1	(++)	①	D32@300	727	764	17658	0.05
	(-+)	①	D32@300	644	677	17658	0.04

表 4.5-7(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (コンクリート)  
に対する解析ケースと照査値 (断面⑦)

追而

表 4.5-7(2) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊 (鉄筋)  
に対する解析ケースと照査値 (断面⑦)

追而

表 4.5-7(3) フーチング(本体)のせん断破壊に対する照査結果 (断面⑦)

追而

#### 4.5.2 フーチング（ペデスタル部）

フーチング（ペデスタル部）における支圧破壊及び押し抜きせん断破壊に対する照査結果を表 4.5-8～表 4.5-14 に示す。この結果から、フーチング（ペデスタル部）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.5-8(1) フーチング（ペデスタル部）の支圧破壊に対する照査値（断面①）

地震動		解析 ケース	発生断面力		支 圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	382	153	2.0	38.4	0.06
	(-+)	①	365	144	1.9	38.4	0.05
	(+-)	①	381	154	2.0	38.4	0.06
	(--)	①	367	144	1.9	38.4	0.05
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	349	138	1.8	38.4	0.05
	(-+)	①	362	147	1.9	38.4	0.05
	(+-)	①	346	137	1.8	38.4	0.05
	(--)	①	364	148	1.9	38.4	0.05
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	320	126	1.6	38.4	0.05
	(-+)	①	320	130	1.7	38.4	0.05
	(+-)	①	320	126	1.6	38.4	0.05
	(--)	①	323	131	1.7	38.4	0.05
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	250	101	1.3	38.4	0.04
	(-+)	①	265	110	1.4	38.4	0.04
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	311	123	1.6	38.4	0.05
	(-+)	①	319	129	1.6	38.4	0.05
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	308	120	1.6	38.4	0.05
	(-+)	①	324	126	1.7	38.4	0.05
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	393	158	2.0	38.4	0.06
	(-+)	①	410	167	2.1	38.4	0.06

表 4.5-8(2) フーチング(ペデスタル部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面①)

地震動		解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平 押し抜き せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	D22@150	153	417	2357	0.18
	(-+)	①	D22@150	144	395	2357	0.17
	(+-)	①	D22@150	154	417	2357	0.18
	(--)	①	D22@150	144	395	2357	0.17
S s - D 2	(++)	①	D22@150	138	374	2357	0.16
	(-+)	①	D22@150	147	395	2357	0.17
	(+-)	①	D22@150	137	374	2357	0.16
	(--)	①	D22@150	148	395	2357	0.17
S s - D 3	(++)	①	D22@150	126	352	2357	0.15
	(-+)	①	D22@150	130	352	2357	0.15
	(+-)	①	D22@150	126	352	2357	0.15
	(--)	①	D22@150	131	352	2357	0.15
S s - F 1	(++)	①	D22@150	101	288	2357	0.13
	(-+)	①	D22@150	110	288	2357	0.13
S s - F 2	(++)	①	D22@150	123	331	2357	0.15
	(-+)	①	D22@150	129	352	2357	0.15
S s - F 3	(++)	①	D22@150	120	331	2357	0.15
	(-+)	①	D22@150	126	352	2357	0.15
S s - N 1	(++)	①	D22@150	158	449	2357	0.20
	(-+)	①	D22@150	167	471	2357	0.20

表 4.5-9(1) フーチング(ペデスタル部)の支圧破壊に対する照査値(断面②)

地震動		解析 ケース	発生断面力		支 圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	409	171	2.1	38.4	0.06
	(-+)	①	386	160	2.0	38.4	0.06
	(+-)	①	405	170	2.1	38.4	0.06
	(--)	①	390	161	2.0	38.4	0.06
S s - D 2	(++)	①	370	152	1.9	38.4	0.05
	(-+)	①	385	162	2.0	38.4	0.06
	(+-)	①	367	152	1.9	38.4	0.05
	(--)	①	389	162	2.0	38.4	0.06
S s - D 3	(++)	①	351	145	1.8	38.4	0.05
	(-+)	①	331	135	1.7	38.4	0.05
	(+-)	①	350	145	1.8	38.4	0.05
	(--)	①	333	135	1.7	38.4	0.05
S s - F 1	(++)	①	310	131	1.6	38.4	0.05
	(-+)	①	293	121	1.5	38.4	0.04
S s - F 2	(++)	①	341	144	1.8	38.4	0.05
	(-+)	①	325	135	1.7	38.4	0.05
S s - F 3	(++)	①	329	136	1.7	38.4	0.05
	(-+)	①	327	135	1.7	38.4	0.05
S s - N 1	(++)	①	447	189	2.3	38.4	0.06
	(-+)	①	430	178	2.2	38.4	0.06

表 4.5-9(2) フーチング(ペデスタル部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動		解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平 押し抜き せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	D22@150	171	471	2357	0.20
	(-+)	①	D22@150	160	449	2357	0.20
	(+-)	①	D22@150	170	471	2357	0.20
	(--)	①	D22@150	161	449	2357	0.20
S s - D 2	(++)	①	D22@150	152	428	2357	0.19
	(-+)	①	D22@150	162	449	2357	0.20
	(+-)	①	D22@150	152	428	2357	0.19
	(--)	①	D22@150	162	449	2357	0.20
S s - D 3	(++)	①	D22@150	145	407	2357	0.18
	(-+)	①	D22@150	135	374	2357	0.16
	(+-)	①	D22@150	145	407	2357	0.18
	(--)	①	D22@150	135	374	2357	0.16
S s - F 1	(++)	①	D22@150	131	352	2357	0.15
	(-+)	①	D22@150	121	331	2357	0.15
S s - F 2	(++)	①	D22@150	144	374	2357	0.16
	(-+)	①	D22@150	135	352	2357	0.15
S s - F 3	(++)	①	D22@150	136	385	2357	0.17
	(-+)	①	D22@150	135	385	2357	0.17
S s - N 1	(++)	①	D22@150	189	514	2357	0.22
	(-+)	①	D22@150	178	492	2357	0.21



表 4.5-10(1) フーチング(ペデスタル部)の支圧破壊に対する照査値(断面③)

地震動		解析 ケース	発生断面力		支 圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	231	116	2.6	38.4	0.07
	(-+)	①	236	118	2.6	38.4	0.07
	(+-)	①	231	116	2.6	38.4	0.07
	(--)	①	236	118	2.6	38.4	0.07
S s - D 2	(++)	①	229	114	2.5	38.4	0.07
	(-+)	①	240	121	2.7	38.4	0.08
	(+-)	①	228	114	2.5	38.4	0.07
	(--)	①	242	122	2.7	38.4	0.08
S s - D 3	(++)	①	224	110	2.5	38.4	0.07
	(-+)	①	237	118	2.6	38.4	0.07
	(+-)	①	224	110	2.5	38.4	0.07
	(--)	①	237	118	2.6	38.4	0.07
S s - F 1	(++)	①	169	85	1.9	38.4	0.05
	(-+)	①	173	87	1.9	38.4	0.05
S s - F 2	(++)	①	203	100	2.2	38.4	0.06
	(-+)	①	214	108	2.4	38.4	0.07
S s - F 3	(++)	①	205	103	2.3	38.4	0.06
	(-+)	①	214	106	2.4	38.4	0.07
S s - N 1	(++)	①	259	128	2.9	38.4	0.08
	(-+)	①	271	137	3.0	38.4	0.08

表 4.5-10(2) フーチング(ペデスタル部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面③)

地震動		解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平 押し抜き せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	D22@150	116	359	1495	0.25
	(-+)	①	D22@150	118	380	1495	0.26
	(+-)	①	D22@150	116	359	1495	0.25
	(--)	①	D22@150	118	380	1495	0.26
S s - D 2	(++)	①	D22@150	114	366	1495	0.25
	(-+)	①	D22@150	121	372	1495	0.25
	(+-)	①	D22@150	114	366	1495	0.25
	(--)	①	D22@150	122	372	1495	0.25
S s - D 3	(++)	①	D22@150	110	344	1495	0.24
	(-+)	①	D22@150	118	380	1495	0.26
	(+-)	①	D22@150	110	344	1495	0.24
	(--)	①	D22@150	118	380	1495	0.26
S s - F 1	(++)	①	D22@150	85	260	1495	0.18
	(-+)	①	D22@150	87	274	1495	0.19
S s - F 2	(++)	①	D22@150	100	316	1495	0.22
	(-+)	①	D22@150	108	330	1495	0.23
S s - F 3	(++)	①	D22@150	103	316	1495	0.22
	(-+)	①	D22@150	106	330	1495	0.23
S s - N 1	(++)	①	D22@150	128	408	1495	0.28
	(-+)	①	D22@150	137	436	1495	0.30

表 4.5-11(1) フーチング(ペデスタル部)の支圧破壊に対する照査値(断面④)

地震動		解析 ケース	発生断面力		支 圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	682	340	7.5	38.4	0.20
	(-+)	①	660	327	7.2	38.4	0.19
	(+-)	①	672	335	7.4	38.4	0.20
	(--)	①	670	332	7.3	38.4	0.20
S s - D 2	(++)	①	821	405	8.9	38.4	0.24
	(-+)	①	809	397	8.8	38.4	0.23
	(+-)	①	822	406	9.0	38.4	0.24
	(--)	①	808	397	8.8	38.4	0.23
S s - D 3	(++)	①	787	391	8.6	38.4	0.23
	(-+)	①	773	400	8.5	38.4	0.23
	(+-)	①	785	391	8.6	38.4	0.23
	(--)	①	775	394	8.5	38.4	0.23
S s - F 1	(++)	①	602	290	6.5	38.4	0.17
	(-+)	①	596	299	6.5	38.4	0.17
S s - F 2	(++)	①	478	253	5.3	38.4	0.14
	(-+)	①	493	247	5.4	38.4	0.15
S s - F 3	(++)	①	570	293	6.3	38.4	0.17
	(-+)	①	573	281	6.3	38.4	0.17
S s - N 1	(++)	①	249	134	2.8	38.4	0.08
	(-+)	①	261	142	3.0	38.4	0.08

表 4.5-11(2) フーチング(ペデスタル部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面④)

地震動		解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平 押し抜き せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	D22@150	340	1070	3912	0.28
	(-+)	①	D22@150	327	1049	3912	0.27
	(+-)	①	D22@150	335	1056	3912	0.27
	(--)	①	D22@150	332	1063	3912	0.28
S s - D 2	(++)	①	D22@150	405	1289	3912	0.33
	(-+)	①	D22@150	397	1282	3912	0.33
	(+-)	①	D22@150	406	1289	3912	0.33
	(--)	①	D22@150	397	1260	3912	0.33
S s - D 3	(++)	①	D22@150	391	1231	3912	0.32
	(-+)	①	D22@150	400	1231	3912	0.32
	(+-)	①	D22@150	391	1231	3912	0.32
	(--)	①	D22@150	394	1231	3912	0.32
S s - F 1	(++)	①	D22@150	290	943	3912	0.25
	(-+)	①	D22@150	299	943	3912	0.25
S s - F 2	(++)	①	D22@150	253	768	3912	0.20
	(-+)	①	D22@150	247	781	3912	0.20
S s - F 3	(++)	①	D22@150	293	894	3912	0.23
	(-+)	①	D22@150	281	902	3912	0.24
S s - N 1	(++)	①	D22@150	134	408	3912	0.11
	(-+)	①	D22@150	142	422	3912	0.11

表 4.5-12(1) フーチング(ペDESTAL部)の支圧破壊に対する照査値 (断面⑤)

追而

表 4.5-12(2) フーチング(ペDESTAL部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面⑤)

追而

表 4.5-13(1) フーチング(ペデスタル部)の支圧破壊に対する照査値(断面⑥)

地震動		解析 ケース	発生断面力		支 圧 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	1181	549	12.7	38.4	0.34
	(-+)	①	1198	543	12.7	38.4	0.34
	(+-)	①	1186	552	12.7	38.4	0.34
	(--)	①	1193	541	12.7	38.4	0.34
S s - D 2	(++)	①	1431	672	15.4	38.4	0.41
	(-+)	①	1427	680	15.4	38.4	0.41
	(+-)	①	1430	671	15.3	38.4	0.40
	(--)	①	1429	680	15.4	38.4	0.41
S s - D 3	(++)	①	1300	587	13.8	38.4	0.36
	(-+)	①	1307	593	13.9	38.4	0.37
	(+-)	①	1295	584	13.8	38.4	0.36
	(--)	①	1313	595	14.0	38.4	0.37
S s - F 1	(++)	①	1424	657	15.2	38.4	0.40
	(-+)	①	1421	653	15.2	38.4	0.40
S s - F 2	(++)	①	988	457	10.6	38.4	0.28
	(-+)	①	1006	468	10.8	38.4	0.29
S s - F 3	(++)	①	1062	481	11.3	38.4	0.30
	(-+)	①	1045	470	11.1	38.4	0.29
S s - N 1	(++)	①	386	170	4.1	38.4	0.11
	(-+)	①	397	178	4.2	38.4	0.11

表 4.5-13(2) フーチング(ペデスタル部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果(断面⑥)

地震動		解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	水平 押し抜き せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - D 1	(++)	①	D22@150	549	1823	3912	0.47
	(-+)	①	D22@150	543	1837	3912	0.47
	(+-)	①	D22@150	552	1837	3912	0.47
	(--)	①	D22@150	541	1815	3912	0.47
S s - D 2	(++)	①	D22@150	672	2217	3912	0.57
	(-+)	①	D22@150	680	2210	3912	0.57
	(+-)	①	D22@150	671	2217	3912	0.57
	(--)	①	D22@150	680	2210	3912	0.57
S s - D 3	(++)	①	D22@150	587	1999	3912	0.52
	(-+)	①	D22@150	593	2014	3912	0.52
	(+-)	①	D22@150	584	1979	3912	0.51
	(--)	①	D22@150	595	2005	3912	0.52
S s - F 1	(++)	①	D22@150	657	2205	3912	0.57
	(-+)	①	D22@150	653	2181	3912	0.56
S s - F 2	(++)	①	D22@150	457	1521	3912	0.39
	(-+)	①	D22@150	468	1548	3912	0.40
S s - F 3	(++)	①	D22@150	481	1642	3912	0.42
	(-+)	①	D22@150	470	1606	3912	0.42
S s - N 1	(++)	①	D22@150	170	599	3912	0.16
	(-+)	①	D22@150	178	605	3912	0.16

表 4.5-14(1) フーチング(ペデスタル部, 一般部)の支圧破壊に対する照査値 (断面⑦)

追而

表 4.5-14(2) フーチング(ペデスタル部, 一般部)の押し抜きせん断破壊に対する照査結果 (断面⑦)

追而



#### 4.6 鋼管杭

鋼管杭の断面計算に用いた断面諸元を表 4.6-1 に示す。

表 4.6-1 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
断面①	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9.3m~ O. P. +1.1m	22	1.020×10 <sup>5</sup>	0.371×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +1.1m~ O. P. -0.9m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -0.9m~ O. P. -6.9m	36	1.653×10 <sup>5</sup>	0.590×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -6.9m~ O. P. -13.054m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
断面②	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9.3m~ O. P. -3.5m	22	1.020×10 <sup>5</sup>	0.371×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. -3.5~ O. P. -5.5m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -5.5~ O. P. -11.5m	36	1.653×10 <sup>5</sup>	0.590×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -11.5~ O. P. -17.954m	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
断面③	φ 1500	SM570 (t = 30mm)	—	29	1.338×10 <sup>5</sup>	0.482×10 <sup>8</sup>
断面④ 断面⑤ 断面⑥	φ 1500	SM570 (t = 25mm)	—	24	1.111×10 <sup>5</sup>	0.403×10 <sup>8</sup>
断面⑦	φ 1200	SM570 (t = 20mm)	—	19	0.704×10 <sup>5</sup>	0.204×10 <sup>8</sup>

注記\*：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 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

#### 4.6.1 曲げ・軸力系の破壊の照査

鋼管杭における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.6-2～表 4.6-8 に示す。  
この結果から、鋼管杭における曲げ・軸力系の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.6-2(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (断面①)

地震動			解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲 げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
S s - D 1	(++)	上杭	①	6111	1044	16316	0.38
		中杭①		7348	1398	21197	0.35
		中杭②		15819	1295	26093	0.61
		下杭		155	1338	21219	0.01
	(-+)	上杭	①	6112	1043	16317	0.38
		中杭①		7346	1397	21197	0.35
		中杭②		15818	1295	26093	0.61
		下杭		155	1338	21219	0.01
	(+-)	上杭	①	6113	1194	16262	0.38
		中杭①		7349	925	21367	0.35
		中杭②		15823	1156	26142	0.61
		下杭		155	1150	21286	0.01
	(--)	上杭	①	6111	1193	16262	0.38
		中杭①		7349	923	21368	0.35
		中杭②		15825	1156	26143	0.61
		下杭		155	1150	21286	0.01
S s - D 2	(++)	上杭	①	4966	1793	16044	0.31
		中杭①		6141	1437	21183	0.29
		中杭②		14940	1155	26143	0.58
		下杭		202	1704	21087	0.01
	(-+)	上杭	①	4954	1799	16042	0.31
		中杭①		6142	1437	21183	0.29
		中杭②		14939	1158	26142	0.58
		下杭		202	1705	21086	0.01
	(+-)	上杭	①	4952	585	16483	0.31
		中杭①		6141	843	21397	0.29
		中杭②		14940	1231	26116	0.58
		下杭		202	782	21419	0.01
	(--)	上杭	①	4947	591	16481	0.31
		中杭①		6142	843	21397	0.29
		中杭②		14939	1234	26115	0.58
		下杭		202	783	21418	0.01
S s - D 3	(++)	上杭	①	3618	877	16377	0.23
		中杭①		5226	1173	21278	0.25
		中杭②		11641	1023	26190	0.45
		下杭		99	1350	21214	0.01
	(-+)	上杭	①	3644	871	16379	0.23
		中杭①		5224	1174	21278	0.25
		中杭②		11641	1024	26190	0.45
		下杭		99	1350	21214	0.01
	(+-)	上杭	①	3615	1296	16225	0.23
		中杭①		5225	1105	21302	0.25
		中杭②		11642	1365	26068	0.45
		下杭		99	1133	21292	0.01
	(--)	上杭	①	3647	1289	16227	0.23
		中杭①		5225	1106	21302	0.25
		中杭②		11640	1365	26068	0.45
		下杭		99	1133	21292	0.01

表 4.6-2(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (断面①)

地震動			解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲 げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
S s - F 1	(++)	上杭	①	5011	963	16346	0.31
		中杭①		6999	1146	21288	0.33
		中杭②		13972	1337	26078	0.54
		下杭		122	1093	21307	0.01
	(-+)	上杭	①	5009	965	16345	0.31
		中杭①		7000	1148	21287	0.33
		中杭②		13973	1338	26078	0.54
		下杭		122	1094	21306	0.01
S s - F 2	(++)	上杭	①	6403	1212	16255	0.40
		中杭①		8975	1214	21263	0.43
		中杭②		15050	1288	26096	0.58
		下杭		145	1241	21253	0.01
	(-+)	上杭	①	6401	1209	16256	0.40
		中杭①		8971	1213	21263	0.43
		中杭②		15052	1285	26096	0.58
		下杭		145	1242	21253	0.01
S s - F 3	(++)	上杭	①	3812	1000	16332	0.24
		中杭①		2822	1140	21290	0.14
		中杭②		7399	1378	26063	0.29
		下杭		130	1356	21212	0.01
	(-+)	上杭	①	3832	996	16334	0.24
		中杭①		2824	1136	21291	0.14
		中杭②		7397	1380	26063	0.29
		下杭		130	1356	21212	0.01
S s - N 1	(++)	上杭	①	7626	1222	16252	0.47
		中杭①		11283	1174	21278	0.54
		中杭②		18366	1109	26159	0.71
		下杭		172	1249	21251	0.01
	(-+)	上杭	①	7625	1221	16252	0.47
		中杭①		11283	1174	21277	0.54
		中杭②		18368	1110	26159	0.71
		下杭		172	1249	21251	0.01
S s - N 1	(-+)	上杭	②	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		18644	1124	26154	0.72
		下杭		—	—	—	—
S s - N 1	(-+)	上杭	③	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		16886	1161	26141	0.65
		下杭		—	—	—	—

表 4.6-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動			解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲 げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
S s - D 1	(++)	上杭	①	5190	1027	16322	0.32
		中杭①		6630	1357	21212	0.32
		中杭②		14567	1490	26023	0.56
		下杭		4303	1602	21123	0.21
	(-+)	上杭	①	5191	1030	16321	0.32
		中杭①		6630	1357	21212	0.32
		中杭②		14567	1490	26023	0.56
		下杭		4303	1602	21123	0.21
	(+-)	上杭	①	5197	1394	16189	0.33
		中杭①		6630	1088	21308	0.32
		中杭②		14590	1263	26104	0.56
		下杭		4330	1828	21042	0.21
	(--)	上杭	①	5195	1396	16188	0.33
		中杭①		6630	1089	21308	0.32
		中杭②		14590	1264	26104	0.56
		下杭		4330	1828	21042	0.21
S s - D 2	(++)	上杭	①	4657	1413	16182	0.29
		中杭①		5227	1071	21315	0.25
		中杭②		13130	1980	25848	0.51
		下杭		4808	1601	21124	0.23
	(-+)	上杭	①	4684	1409	16184	0.29
		中杭①		5227	1069	21316	0.25
		中杭②		13130	1978	25849	0.51
		下杭		4808	1601	21124	0.23
	(+-)	上杭	①	4654	844	16389	0.29
		中杭①		5226	1377	21204	0.25
		中杭②		13157	959	26213	0.51
		下杭		4790	1482	21167	0.23
	(--)	上杭	①	4687	840	16390	0.29
		中杭①		5227	1375	21205	0.25
		中杭②		13156	956	26214	0.51
		下杭		4790	1483	21166	0.23
S s - D 3	(++)	上杭	①	3786	934	16356	0.24
		中杭①		4821	1483	21166	0.23
		中杭②		13726	913	26229	0.53
		下杭		4494	937	21363	0.22
	(-+)	上杭	①	3757	938	16355	0.23
		中杭①		4821	1482	21167	0.23
		中杭②		13726	913	26229	0.53
		下杭		4494	937	21363	0.22
	(+-)	上杭	①	3786	1314	16218	0.24
		中杭①		4821	962	21354	0.23
		中杭②		13726	1643	25969	0.53
		下杭		4516	2381	20843	0.22
	(--)	上杭	①	3756	1318	16216	0.24
		中杭①		4821	961	21354	0.23
		中杭②		13726	1643	25969	0.53
		下杭		4516	2381	20843	0.22

表 4.6-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動			解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
S s - F 1	(++)	上杭	①	3820	917	16362	0.24
		中杭①		5178	1157	21284	0.25
		中杭②		13230	1256	26107	0.51
		下杭		4515	1549	21143	0.22
	(-+)	上杭	①	3819	917	16362	0.24
		中杭①		5178	1158	21283	0.25
		中杭②		13230	1255	26107	0.51
		下杭		4515	1548	21143	0.22
S s - F 2	(++)	上杭	①	4608	906	16366	0.29
		中杭①		4746	1330	21221	0.23
		中杭②		13826	1468	26031	0.54
		下杭		4810	1602	21123	0.23
	(-+)	上杭	①	4609	908	16366	0.29
		中杭①		4746	1330	21221	0.23
		中杭②		13826	1466	26032	0.54
		下杭		4810	1602	21123	0.23
S s - F 3	(++)	上杭	①	3911	1108	16293	0.25
		中杭①		2790	1142	21289	0.14
		中杭②		9195	919	26227	0.36
		下杭		4134	2868	20667	0.21
	(-+)	上杭	①	3876	1111	16292	0.24
		中杭①		2790	1141	21290	0.14
		中杭②		9196	916	26228	0.36
		下杭		4134	2869	20667	0.21
S s - N 1	(++)	上杭	①	6878	1184	16265	0.43
		中杭①		8534	1340	21218	0.41
		中杭②		16245	889	26238	0.62
		下杭		5351	683	21454	0.25
	(-+)	上杭	①	6877	1183	16266	0.43
		中杭①		8534	1338	21218	0.41
		中杭②		16245	887	26238	0.62
		下杭		5351	683	21454	0.25
S s - N 1	(++)	上杭	②	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		15411	1007	26196	0.59
		下杭		—	—	—	—
S s - N 1	(++)	上杭	③	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		15576	1292	26094	0.60
		下杭		—	—	—	—

表 4.6-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面③）

地震動		杭	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
S <sub>s</sub> -D1	(++)	杭	①	6406	1356	21212	0.31
	(-+)			6406	1356	21212	0.31
	(+-)			6406	931	21365	0.30
	(--)			6406	931	21365	0.30
S <sub>s</sub> -D2	(++)	杭	①	5463	908	21374	0.26
	(-+)			5463	910	21373	0.26
	(+-)			5464	1380	21203	0.26
	(--)			5463	1382	21202	0.26
S <sub>s</sub> -D3	(++)	杭	①	4945	1653	21105	0.24
	(-+)			4945	1654	21105	0.24
	(+-)			4945	641	21470	0.24
	(--)			4945	642	21469	0.24
S <sub>s</sub> -F1	(++)	杭	①	5254	1192	21271	0.25
	(-+)			5254	1192	21271	0.25
S <sub>s</sub> -F2	(++)	杭	①	5548	884	21382	0.26
	(-+)			5547	883	21383	0.26
S <sub>s</sub> -F3	(++)	杭	①	3561	715	21443	0.17
	(-+)			3564	712	21444	0.17
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	①	8279	1004	21339	0.39
	(-+)			8279	1005	21339	0.39
S <sub>s</sub> -N1	(-+)	杭	②	7621	1061	21318	0.36
S <sub>s</sub> -N1	(-+)	杭	③	8080	1038	21326	0.38

表 4.6-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面④）

地震動		解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)	
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	杭	①	3991	944	17795	0.23
	(-+)			3924	937	17798	0.23
	(+-)			3971	989	17779	0.23
	(--)			3944	982	17782	0.23
S s - D 2	(++)	杭	①	4736	939	17797	0.27
	(-+)			4697	930	17801	0.27
	(+-)			4743	997	17776	0.27
	(--)			4690	988	17780	0.27
S s - D 3	(++)	杭	①	4621	974	17785	0.26
	(-+)			4575	966	17787	0.26
	(+-)			4622	960	17790	0.26
	(--)			4574	952	17793	0.26
S s - F 1	(++)	杭	①	3173	1017	17769	0.18
	(-+)			3153	1013	17771	0.18
S s - F 2	(++)	杭	①	3384	848	17830	0.19
	(-+)			3357	846	17831	0.19
S s - F 3	(++)	杭	①	3740	772	17858	0.21
	(-+)			3677	771	17858	0.21
S s - N 1	(++)	杭	①	2295	1129	17728	0.13
	(-+)			2326	1133	17727	0.14

表 4.6-6 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑤）

追而



表 4.6-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑥）

地震動		解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)	
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)			
S s - D 1	(++)	杭	①	6373	992	17778	0.36
	(-+)			6314	986	17780	0.36
	(+-)			6361	937	17798	0.36
	(--)			6327	931	17800	0.36
S s - D 2	(++)	杭	①	7226	1059	17754	0.41
	(-+)			7184	1038	17761	0.41
	(+-)			7231	886	17817	0.41
	(--)			7179	865	17824	0.41
S s - D 3	(++)	杭	①	6142	1020	17768	0.35
	(-+)			6119	1055	17755	0.35
	(+-)			6141	923	17803	0.35
	(--)			6141	923	17803	0.35
S s - F 1	(++)	杭	①	5572	905	17810	0.32
	(-+)			5657	945	17795	0.32
S s - F 2	(++)	杭	①	4392	858	17827	0.25
	(-+)			4361	848	17830	0.25
S s - F 3	(++)	杭	①	4589	886	17817	0.26
	(-+)			4518	860	17826	0.26
S s - N 1	(++)	杭	①	2189	983	17781	0.13
	(-+)			2235	993	17778	0.13

表 4.6-8 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑦）

追而

#### 4.6.2 せん断破壊の照査

鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査結果を表 4.6-9～表 4.6-15 に示す。この結果から、鋼管杭における曲げ・軸力系の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.6-9(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面①)

地震動			解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)		
S s - D 1	(++)	上杭	①	1281	26	260	0.10
		中杭①		2233	34	260	0.14
		中杭②		7453	91	260	0.35
		下杭		255	4	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1282	26	260	0.10
		中杭①		2233	34	260	0.14
		中杭②		7453	91	260	0.35
		下杭		255	4	260	0.02
	(+-)	上杭	①	1280	26	260	0.10
		中杭①		2232	34	260	0.14
		中杭②		7452	91	260	0.35
		下杭		255	4	260	0.02
	(--)	上杭	①	1282	26	260	0.10
		中杭①		2233	34	260	0.14
		中杭②		7453	91	260	0.35
		下杭		255	4	260	0.02
S s - D 2	(++)	上杭	①	1361	27	260	0.11
		中杭①		2654	40	260	0.16
		中杭②		6996	85	260	0.33
		下杭		268	5	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1359	27	260	0.11
		中杭①		2654	40	260	0.16
		中杭②		6997	85	260	0.33
		下杭		268	5	260	0.02
	(+-)	上杭	①	1360	27	260	0.11
		中杭①		2654	40	260	0.16
		中杭②		6996	85	260	0.33
		下杭		268	5	260	0.02
	(--)	上杭	①	1359	27	260	0.11
		中杭①		2654	40	260	0.16
		中杭②		6996	85	260	0.33
		下杭		268	5	260	0.02
S s - D 3	(++)	上杭	①	1165	23	260	0.09
		中杭①		1952	30	260	0.12
		中杭②		6293	77	260	0.30
		下杭		135	3	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1164	23	260	0.09
		中杭①		1951	30	260	0.12
		中杭②		6292	77	260	0.30
		下杭		135	3	260	0.02
	(+-)	上杭	①	1165	23	260	0.09
		中杭①		1951	30	260	0.12
		中杭②		6293	77	260	0.30
		下杭		135	3	260	0.02
	(--)	上杭	①	1163	23	260	0.09
		中杭①		1951	30	260	0.12
		中杭②		6292	77	260	0.30
		下杭		135	3	260	0.02

表 4.6-9(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面①)

地震動			解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - F 1	(++)	上杭	①	1320	26	260	0.10
		中杭①		2169	33	260	0.13
		中杭②		7060	86	260	0.34
		下杭		189	3	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1319	26	260	0.10
		中杭①		2169	33	260	0.13
		中杭②		7061	86	260	0.34
		下杭		189	3	260	0.02
S s - F 2	(++)	上杭	①	1243	25	260	0.10
		中杭①		1914	29	260	0.12
		中杭②		7617	93	260	0.36
		下杭		206	4	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1242	25	260	0.10
		中杭①		1914	29	260	0.12
		中杭②		7617	93	260	0.36
		下杭		206	4	260	0.02
S s - F 3	(++)	上杭	①	835	17	260	0.07
		中杭①		1541	24	260	0.10
		中杭②		4517	55	260	0.22
		下杭		80	2	260	0.01
	(-+)	上杭	①	833	17	260	0.07
		中杭①		1541	24	260	0.10
		中杭②		4516	55	260	0.22
		下杭		80	2	260	0.01
S s - N 1	(++)	上杭	①	1594	32	260	0.13
		中杭①		2002	30	260	0.12
		中杭②		8523	104	260	0.40
		下杭		306	5	260	0.02
	(-+)	上杭	①	1596	32	260	0.13
		中杭①		2003	30	260	0.12
		中杭②		8524	104	260	0.40
		下杭		306	5	260	0.02
S s - N 1	(-+)	上杭	②	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		9320	113	260	0.44
		下杭		—	—	—	—
S s - N 1	(-+)	上杭	③	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		7288	89	260	0.35
		下杭		—	—	—	—

表 4.6-10(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動			解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)		
S s - D 1	(++)	上杭	①	1257	25	260	0.10
		中杭①		2273	34	260	0.14
		中杭②		6998	85	260	0.33
		下杭		3038	46	260	0.18
	(-+)	上杭	①	1257	25	260	0.10
		中杭①		2273	34	260	0.14
		中杭②		6998	85	260	0.33
		下杭		3038	46	260	0.18
	(+ -)	上杭	①	1257	25	260	0.10
		中杭①		2273	34	260	0.14
		中杭②		6998	85	260	0.33
		下杭		3038	46	260	0.18
	(--)	上杭	①	1257	25	260	0.10
		中杭①		2273	34	260	0.14
		中杭②		6998	85	260	0.33
		下杭		3038	46	260	0.18
S s - D 2	(++)	上杭	①	1525	30	260	0.12
		中杭①		2367	36	260	0.14
		中杭②		6566	80	260	0.31
		下杭		3312	50	260	0.20
	(-+)	上杭	①	1525	30	260	0.12
		中杭①		2367	36	260	0.14
		中杭②		6566	80	260	0.31
		下杭		3312	50	260	0.20
	(+ -)	上杭	①	1525	30	260	0.12
		中杭①		2367	36	260	0.14
		中杭②		6566	80	260	0.31
		下杭		3312	50	260	0.20
	(--)	上杭	①	1525	30	260	0.12
		中杭①		2367	36	260	0.14
		中杭②		6566	80	260	0.31
		下杭		3312	50	260	0.20
S s - D 3	(++)	上杭	①	1317	26	260	0.10
		中杭①		2347	36	260	0.14
		中杭②		6632	81	260	0.32
		下杭		3151	48	260	0.19
	(-+)	上杭	①	1317	26	260	0.10
		中杭①		2347	36	260	0.14
		中杭②		6632	81	260	0.32
		下杭		3151	48	260	0.19
	(+ -)	上杭	①	1317	26	260	0.10
		中杭①		2347	36	260	0.14
		中杭②		6632	81	260	0.32
		下杭		3151	48	260	0.19
	(--)	上杭	①	1317	26	260	0.10
		中杭①		2347	36	260	0.14
		中杭②		6632	81	260	0.32
		下杭		3151	48	260	0.19

表 4.6-10(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面②)

地震動			解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S s - F 1	(++)	上杭	①	1240	25	260	0.10
		中杭①		2297	35	260	0.14
		中杭②		6495	79	260	0.31
		下杭		3137	47	260	0.19
	(-+)	上杭	①	1240	25	260	0.10
		中杭①		2297	35	260	0.14
		中杭②		6495	79	260	0.31
		下杭		3137	47	260	0.19
S s - F 2	(++)	上杭	①	1128	23	260	0.09
		中杭①		2014	31	260	0.12
		中杭②		6710	82	260	0.32
		下杭		3302	50	260	0.20
	(-+)	上杭	①	1128	23	260	0.09
		中杭①		2014	31	260	0.12
		中杭②		6710	82	260	0.32
		下杭		3302	50	260	0.20
S s - F 3	(++)	上杭	①	993	20	260	0.08
		中杭①		1726	26	260	0.10
		中杭②		5296	65	260	0.25
		下杭		2974	45	260	0.18
	(-+)	上杭	①	993	20	260	0.08
		中杭①		1726	26	260	0.10
		中杭②		5296	65	260	0.25
		下杭		2974	45	260	0.18
S s - N 1	(++)	上杭	①	1710	34	260	0.14
		中杭①		2931	44	260	0.17
		中杭②		7422	90	260	0.35
		下杭		3636	55	260	0.22
	(-+)	上杭	①	1711	34	260	0.14
		中杭①		2931	44	260	0.17
		中杭②		7421	90	260	0.35
		下杭		3636	55	260	0.22
S s - N 1	(++)	上杭	②	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		8269	101	260	0.39
		下杭		—	—	—	—
S s - N 1	(++)	上杭	③	—	—	—	—
		中杭①		—	—	—	—
		中杭②		6123	75	260	0.29
		下杭		—	—	—	—

表 4.6-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面③)

地震動		杭	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1	(++)	杭	①	1297	20	260	0.08
	(-+)			1297	20	260	0.08
	(+-)			1297	20	260	0.08
	(--)			1297	20	260	0.08
S <sub>s</sub> -D2	(++)	杭	①	1511	23	260	0.09
	(-+)			1511	23	260	0.09
	(+-)			1511	23	260	0.09
	(--)			1511	23	260	0.09
S <sub>s</sub> -D3	(++)	杭	①	1368	21	260	0.09
	(-+)			1368	21	260	0.09
	(+-)			1368	21	260	0.09
	(--)			1368	21	260	0.09
S <sub>s</sub> -F1	(++)	杭	①	1318	20	260	0.08
	(-+)			1319	20	260	0.08
S <sub>s</sub> -F2	(++)	杭	①	1257	19	260	0.08
	(-+)			1257	19	260	0.08
S <sub>s</sub> -F3	(++)	杭	①	1206	19	260	0.08
	(-+)			1206	19	260	0.08
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	①	1748	27	260	0.11
	(-+)			1747	27	260	0.11
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	②	1511	23	260	0.09
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	③	1508	23	260	0.09

表 4.6-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面④)

地震動			解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1	(++)	杭	①	3129	57	260	0.22
	(-+)			3072	56	260	0.22
	(+-)			3115	57	260	0.22
	(--)			3087	56	260	0.22
S <sub>s</sub> -D2	(++)	杭	①	3576	65	260	0.25
	(-+)			3538	64	260	0.25
	(+-)			3580	65	260	0.25
	(--)			3534	64	260	0.25
S <sub>s</sub> -D3	(++)	杭	①	3583	65	260	0.25
	(-+)			3541	64	260	0.25
	(+-)			3583	65	260	0.25
	(--)			3540	64	260	0.25
S <sub>s</sub> -F1	(++)	杭	①	2574	47	260	0.19
	(-+)			2551	46	260	0.18
S <sub>s</sub> -F2	(++)	杭	①	2684	49	260	0.19
	(-+)			2654	48	260	0.19
S <sub>s</sub> -F3	(++)	杭	①	2911	53	260	0.21
	(-+)			2857	52	260	0.20
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	①	1900	35	260	0.14
	(-+)			1937	35	260	0.14
S <sub>s</sub> -D3	(+-)	杭	②	3573	65	260	0.25
S <sub>s</sub> -D3	(+-)	杭	③	3073	56	260	0.22



表 4.6-13 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果（断面⑤）

追而

表 4.6-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果 (断面⑥)

地震動			解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1	(++)	杭	①	9015	163	260	0.63
	(-+)			9042	163	260	0.63
	(+-)			9019	163	260	0.63
	(--)			9038	163	260	0.63
S <sub>s</sub> -D2	(++)	杭	①	8665	156	260	0.60
	(-+)			8614	156	260	0.60
	(+-)			8670	157	260	0.61
	(--)			8609	155	260	0.60
S <sub>s</sub> -D3	(++)	杭	①	7354	133	260	0.52
	(-+)			7297	132	260	0.51
	(+-)			7353	133	260	0.52
	(--)			7353	133	260	0.52
S <sub>s</sub> -F1	(++)	杭	①	6641	120	260	0.47
	(-+)			6742	122	260	0.47
S <sub>s</sub> -F2	(++)	杭	①	5281	96	260	0.37
	(-+)			5244	95	260	0.37
S <sub>s</sub> -F3	(++)	杭	①	5490	99	260	0.39
	(-+)			5404	98	260	0.38
S <sub>s</sub> -N1	(++)	杭	①	2636	48	260	0.19
	(-+)			2691	49	260	0.19
S <sub>s</sub> -D1	(-+)	杭	②	5972	108	260	0.42
S <sub>s</sub> -D1	(-+)	杭	③	7023	127	260	0.49

表 4.6-15 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果（断面⑦）

追而

#### 4.6.3 杭頭部照査

杭頭部の断面計算に用いた断面諸元を表 4.6-16 及び図 4.6-1 に、杭頭部の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.6-17～表 4.6-23 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.6-16 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
断面① 断面②	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面③	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面④ 断面⑤ 断面⑥	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	440, 640
断面⑦	1200	1600	50	SD490	D51	20	500

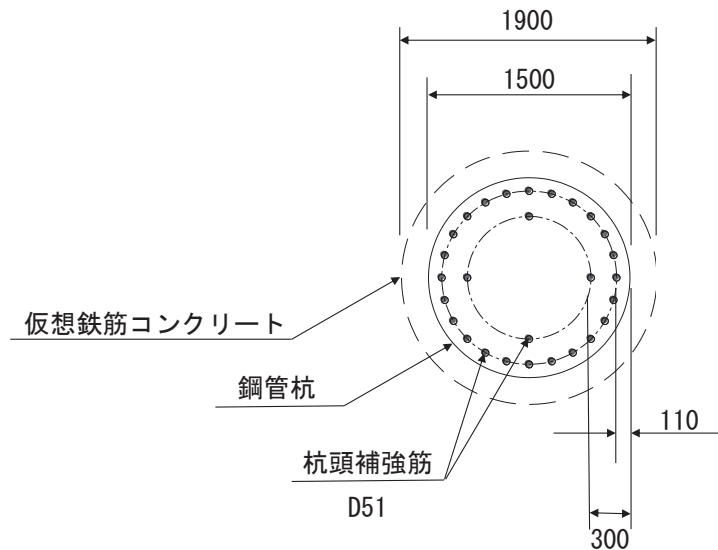


図 4.6-1 杭頭配筋概要図（断面④の例）

表 4.6-17 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面①）

地震動		解析 ケース	発生断面力	降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)		
S s - D 1	(++)	①	3127	11661	0.27
	(-+)		3041	11661	0.27
	(+-)		3123	11661	0.27
	(--)		3045	11661	0.27
S s - D 2	(++)	①	2961	11661	0.26
	(-+)		3040	11661	0.27
	(+-)		2958	11661	0.26
	(--)		3043	11661	0.27
S s - D 3	(++)	①	2533	11661	0.22
	(-+)		2610	11661	0.23
	(+-)		2528	11661	0.22
	(--)		2615	11661	0.23
S s - F 1	(++)	①	2465	11661	0.22
	(-+)		2542	11661	0.22
S s - F 2	(++)	①	2805	11661	0.25
	(-+)		2871	11661	0.25
S s - F 3	(++)	①	2598	11661	0.23
	(-+)		2685	11661	0.24
S s - N 1	(++)	①	3590	11661	0.31
	(-+)		3676	11661	0.32

表 4.6-18 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面②）

地震動		解析 ケース	発生断面力	降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)		
S s - D 1	(++)	①	3380	11661	0.29
	(-+)		3291	11661	0.29
	(+-)		3376	11661	0.29
	(--)		3296	11661	0.29
S s - D 2	(++)	①	3119	11661	0.27
	(-+)		3196	11661	0.28
	(+-)		3112	11661	0.27
	(--)		3203	11661	0.28
S s - D 3	(++)	①	2662	11661	0.23
	(-+)		2575	11661	0.23
	(+-)		2659	11661	0.23
	(--)		2578	11661	0.23
S s - F 1	(++)	①	2805	11661	0.25
	(-+)		2725	11661	0.24
S s - F 2	(++)	①	2951	11661	0.26
	(-+)		2869	11661	0.25
S s - F 3	(++)	①	2812	11661	0.25
	(-+)		2721	11661	0.24
S s - N 1	(++)	①	3933	11661	0.34
	(-+)		3853	11661	0.34

表 4.6-19 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面③）

地震動		解析 ケース	発生断面力	降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)		
S s - D 1	(++)	①	2135	11661	0.19
	(-+)		2178	11661	0.19
	(+-)		2133	11661	0.19
	(--)		2177	11661	0.19
S s - D 2	(++)	①	2282	11661	0.20
	(-+)		2333	11661	0.21
	(+-)		2281	11661	0.20
	(--)		2334	11661	0.21
S s - D 3	(++)	①	2027	11661	0.18
	(-+)		2078	11661	0.18
	(+-)		2026	11661	0.18
	(--)		2079	11661	0.18
S s - F 1	(++)	①	1700	11661	0.15
	(-+)		1733	11661	0.15
S s - F 2	(++)	①	1969	11661	0.17
	(-+)		2020	11661	0.18
S s - F 3	(++)	①	1853	11661	0.16
	(-+)		1833	11661	0.16
S s - N 1	(++)	①	2678	11661	0.23
	(-+)		2728	11661	0.24

表 4.6-20 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面④）

地震動		解析 ケース	発生断面力	降伏曲げ モーメント	照査値  (a/b)
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)	(kN・m) (b)	
S s - D 1	(++)	①	3991	12928	0.31
	(-+)		3924	12928	0.31
	(+-)		3971	12928	0.31
	(--)		3944	12928	0.31
S s - D 2	(++)	①	4736	12928	0.37
	(-+)		4697	12928	0.37
	(+-)		4743	12928	0.37
	(--)		4690	12928	0.37
S s - D 3	(++)	①	4621	12928	0.36
	(-+)		4575	12928	0.36
	(+-)		4622	12928	0.36
	(--)		4574	12928	0.36
S s - F 1	(++)	①	3173	12928	0.25
	(-+)		3153	12928	0.25
S s - F 2	(++)	①	3384	12928	0.27
	(-+)		3357	12928	0.26
S s - F 3	(++)	①	3740	12928	0.29
	(-+)		3677	12928	0.29
S s - N 1	(++)	①	2295	12928	0.18
	(-+)		2326	12928	0.18
S s - D 2	(+-)	②	4956	12928	0.39
S s - D 2	(+-)	③	4664	12928	0.37



表 4.6-21 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑤）

追而

表 4.6-22 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑥）

地震動		解析 ケース	発生断面力	降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲 げ モーメント (kN・m) (a)		
S s - D 1	(++)	①	6373	12928	0.50
	(-+)		6314	12928	0.49
	(+-)		6361	12928	0.50
	(--)		6327	12928	0.49
S s - D 2	(++)	①	7226	12928	0.56
	(-+)		7184	12928	0.56
	(+-)		7231	12928	0.56
	(--)		7179	12928	0.56
S s - D 3	(++)	①	6142	12928	0.48
	(-+)		6119	12928	0.48
	(+-)		6141	12928	0.48
	(--)		6141	12928	0.48
S s - F 1	(++)	①	5572	12928	0.44
	(-+)		5657	12928	0.44
S s - F 2	(++)	①	4392	12928	0.34
	(-+)		4361	12928	0.34
S s - F 3	(++)	①	4589	12928	0.36
	(-+)		4518	12928	0.35
S s - N 1	(++)	①	2189	12928	0.17
	(-+)		2235	12928	0.18

表 4.6-23 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（断面⑦）

追而

#### 4.7 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室、3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。

よって、止水ジョイント部材の照査については、これらの区分ごとに、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部と鋼桁部や鋼製扉部との境界部や防潮壁と異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査を行う必要があるため、評価結果については「6.3.10 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に照査結果をまとめて示す。

#### 4.8 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4.8-1～表 4.8-7 に示す。この結果から、杭頭に生じる鉛直力が極限支持力度以下であることを確認した。なお、引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

表 4.8-1 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面①）

地震動		解析 ケース	発生断面力	応力度 Ra (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 Rua (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	1762	1.0	11.4	0.09
	(-+)		1762	1.0	11.4	0.09
	(+-)		1890	1.1	11.4	0.10
	(--)		1891	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	1951	1.2	11.4	0.11
	(-+)		1950	1.2	11.4	0.11
	(+-)		1907	1.1	11.4	0.10
	(--)		1904	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	1770	1.1	11.4	0.10
	(-+)		1768	1.1	11.4	0.10
	(+-)		1736	1.0	11.4	0.09
	(--)		1736	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	1537	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1536	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	1486	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1480	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	1607	1.0	11.4	0.09
	(-+)		1608	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	1621	1.0	11.4	0.09
	(-+)		1618	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	②	1927	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	③	1953	1.2	11.4	0.11

表 4.8-2 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面②）

地震動		解析 ケース	発生断面力	応力度 Ra (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 Rua (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	1905	1.1	11.4	0.10
	(-+)		1904	1.1	11.4	0.10
	(+-)		1963	1.2	11.4	0.11
	(--)		1963	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	2088	1.2	11.4	0.11
	(-+)		2087	1.2	11.4	0.11
	(+-)		1948	1.2	11.4	0.11
	(--)		1946	1.2	11.4	0.11
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	1849	1.1	11.4	0.10
	(-+)		1850	1.1	11.4	0.10
	(+-)		1781	1.1	11.4	0.10
	(--)		1781	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	1623	1.0	11.4	0.09
	(-+)		1624	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	1557	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1557	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	1840	1.1	11.4	0.10
	(-+)		1840	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	1821	1.1	11.4	0.10
	(-+)		1826	1.1	11.4	0.10
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	②	2134	1.3	11.4	0.12
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	③	2003	1.2	11.4	0.11

表 4.8-3 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面③）

地震動		解析 ケース	発生断面力	応力度 Ra (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 Rua (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	1527	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1528	0.9	11.4	0.08
	(+-)		1610	1.0	11.4	0.09
	(--)		1610	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	1669	1.0	11.4	0.09
	(-+)		1669	1.0	11.4	0.09
	(+-)		1664	1.0	11.4	0.09
	(--)		1665	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	1541	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1541	0.9	11.4	0.08
	(+-)		1455	0.9	11.4	0.08
	(--)		1455	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	1385	0.8	11.4	0.08
	(-+)		1384	0.8	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	1316	0.8	11.4	0.08
	(-+)		1317	0.8	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	1529	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1529	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	1516	0.9	11.4	0.08
	(-+)		1511	0.9	11.4	0.08
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	②	1675	1.0	11.4	0.09
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	③	1657	1.0	11.4	0.09

表 4.8-4 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面④）

地震動		解析 ケース	発生断面力	応力度 Ra (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 Rua (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	1453	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1451	0.9	13.7	0.07
	(+-)		1569	0.9	13.7	0.07
	(--)		1570	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	1500	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1503	0.9	13.7	0.07
	(+-)		1531	0.9	13.7	0.07
	(--)		1530	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	1462	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1458	0.9	13.7	0.07
	(+-)		1466	0.9	13.7	0.07
	(--)		1462	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	1308	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1310	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	1266	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1266	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	1460	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1453	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	1339	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1337	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -D 1	(--)	②	1447	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -D 1	(--)	③	1797	1.1	13.7	0.09

表 4.8-5 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面⑤）

追而



表 4.8-6 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面⑥）

地震動		解析 ケース	発生断面力	応力度 Ra (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 Rua (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	1304	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1304	0.8	13.7	0.06
	(+-)		1371	0.8	13.7	0.06
	(--)		1372	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	1492	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1497	0.9	13.7	0.07
	(+-)		1539	0.9	13.7	0.07
	(--)		1545	0.9	13.7	0.07
S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	1512	0.9	13.7	0.07
	(-+)		1506	0.9	13.7	0.07
	(+-)		1368	0.8	13.7	0.06
	(--)		1372	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	1313	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1312	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	1254	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1256	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	1362	0.8	13.7	0.06
	(-+)		1355	0.8	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	1227	0.7	13.7	0.06
	(-+)		1224	0.7	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -D 2	(--)	②	1449	0.9	13.7	0.06
S <sub>s</sub> -D 2	(--)	③	1519	0.9	13.7	0.07

表 4.8-7 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（断面⑦）

追而

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明

## 目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	9
2.4	適用基準	12
3.	強度評価方法	14
3.1	記号の定義	14
3.2	評価対象断面及び部位	16
3.3	荷重及び荷重の組合せ	30
3.4	許容限界	34
3.5	評価方法	44
3.6	評価条件	96
4.	評価結果	97

   本日の説明範囲

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

なお，詳細設計の考え方については参考資料 1 に示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼板）の位置図を図 2.1-1 に示す。なお，杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所に設置され，それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼板）の耐震計算結果を示す。

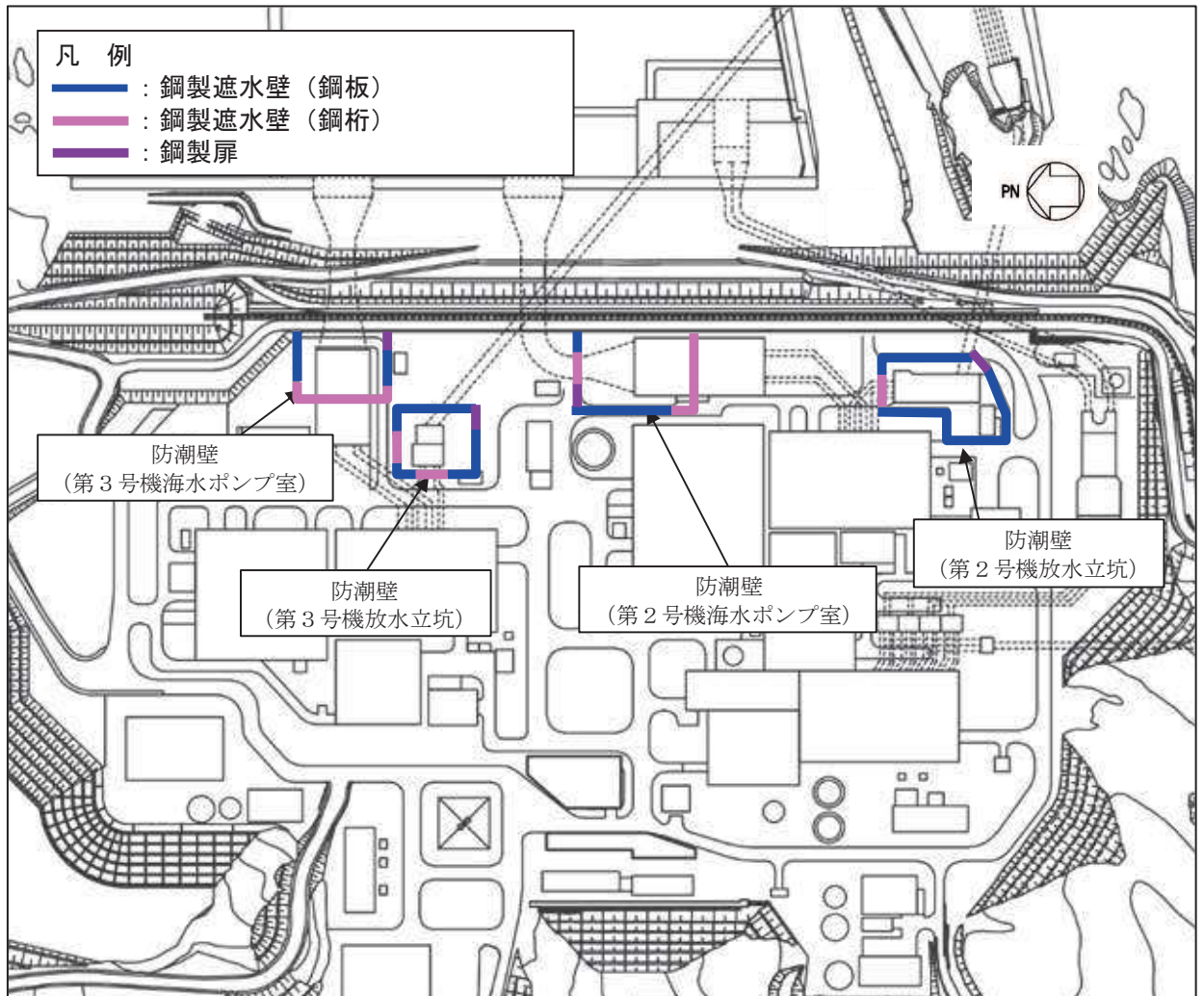


図 2.1-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

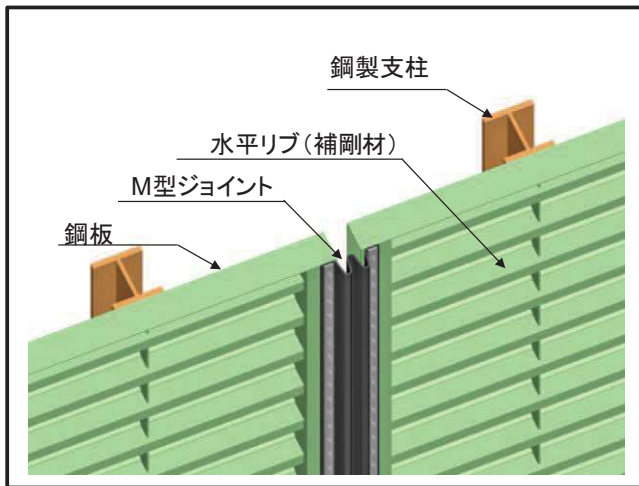
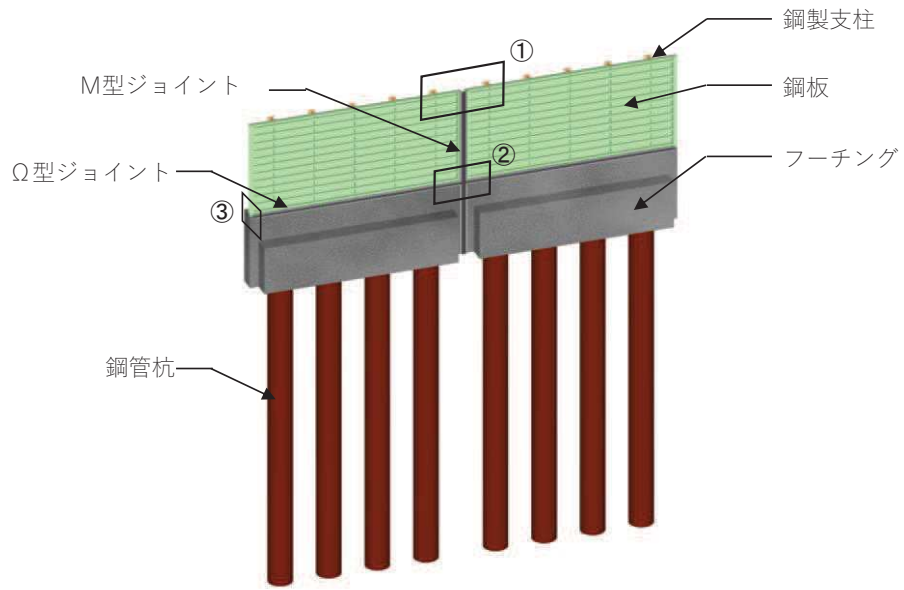
鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2.2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板による下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント， $\Omega$  型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV 区間に大別される。

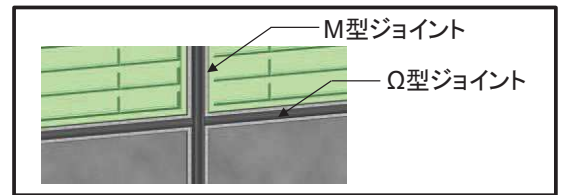
鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また，区間配置図を図 2.2-2 に，区間ごとの構造を表 2.2-2 に，区間ごとの構造図を図 2.2-3～図 2.2-6 に，止水ジョイントの構造図を図 2.2-7 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さと同端高さ

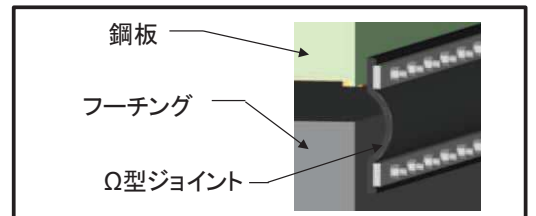
設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +19.0



①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 2.2-1 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

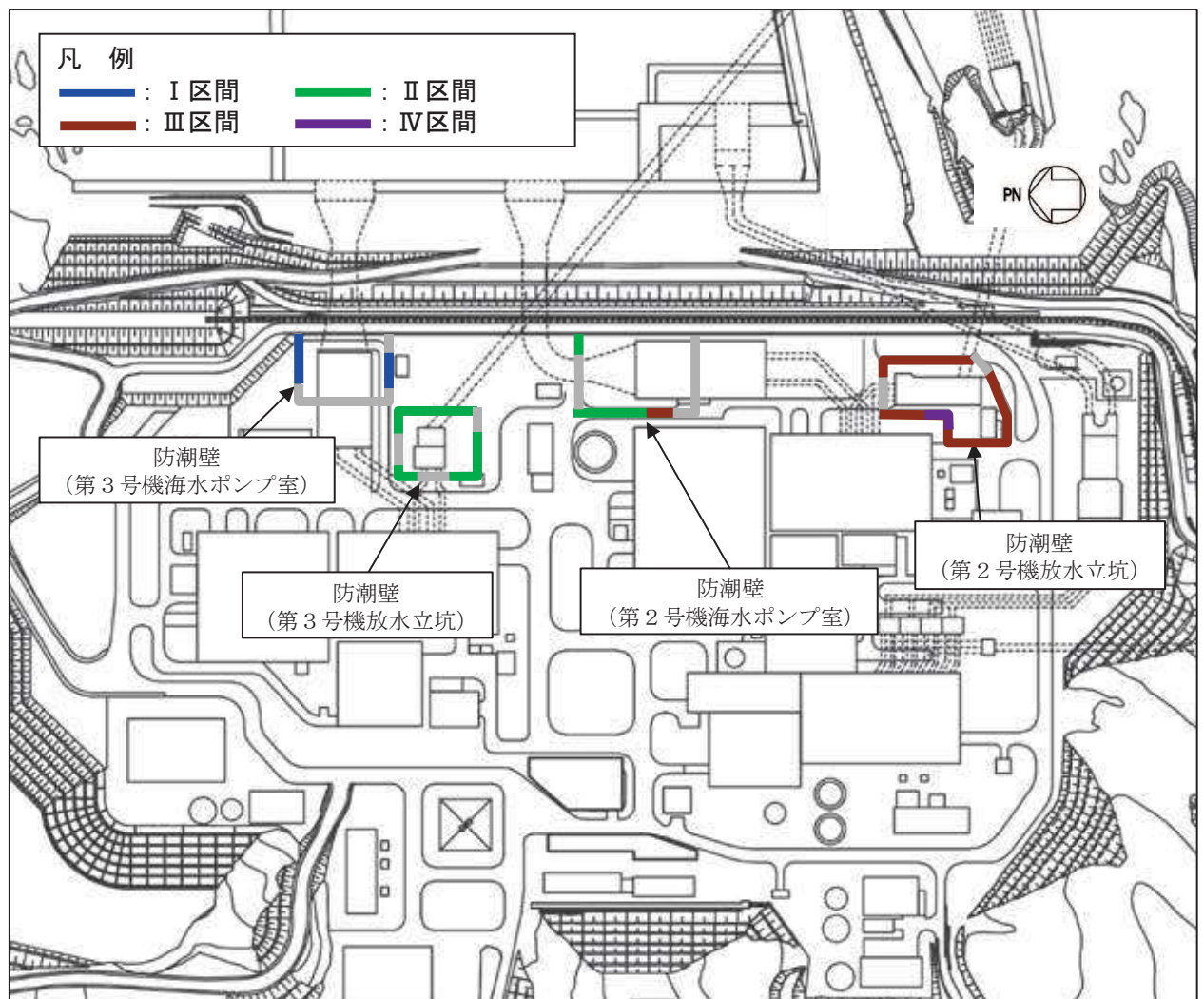


図 2.2-2 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2.2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20.0	φ 1500	23, 30, 37	16
II 区間	O. P. +19.0	φ 1500	30	16
III 区間	O. P. +19.0	φ 1500	25	20
IV 区間	O. P. +19.0	φ 1200	20	16



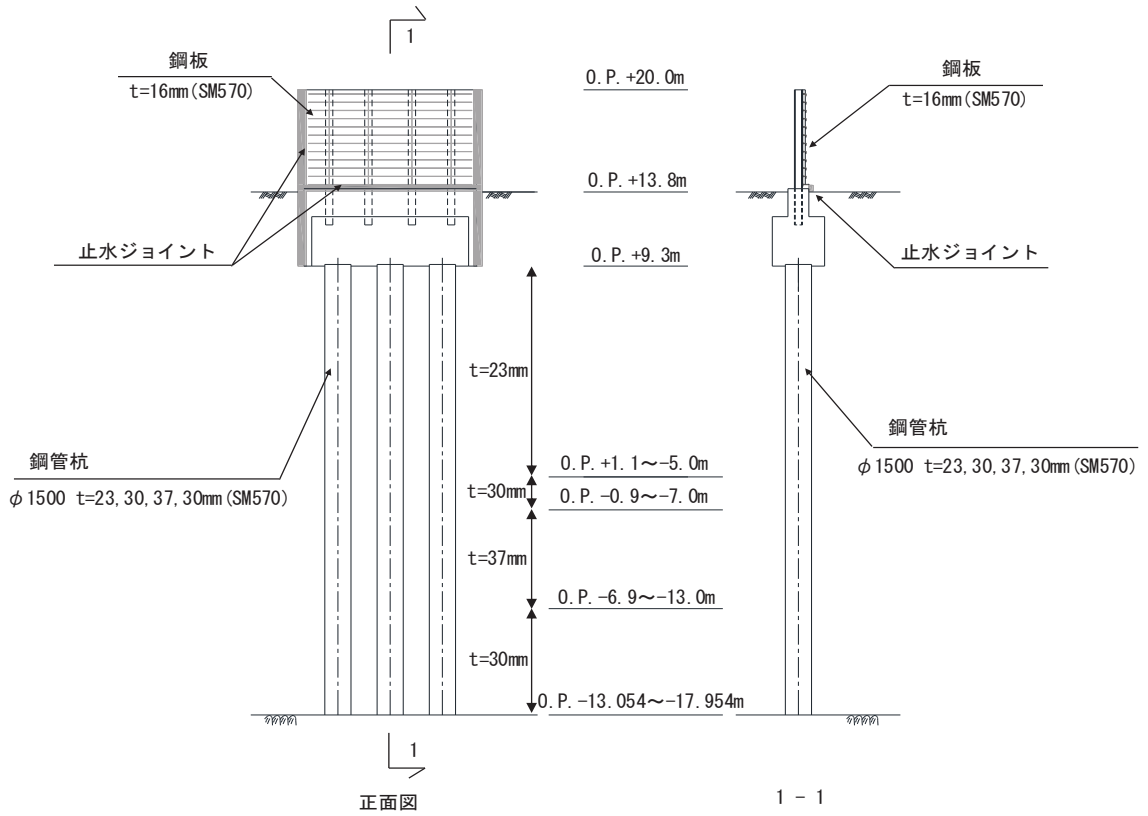


図 2.2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

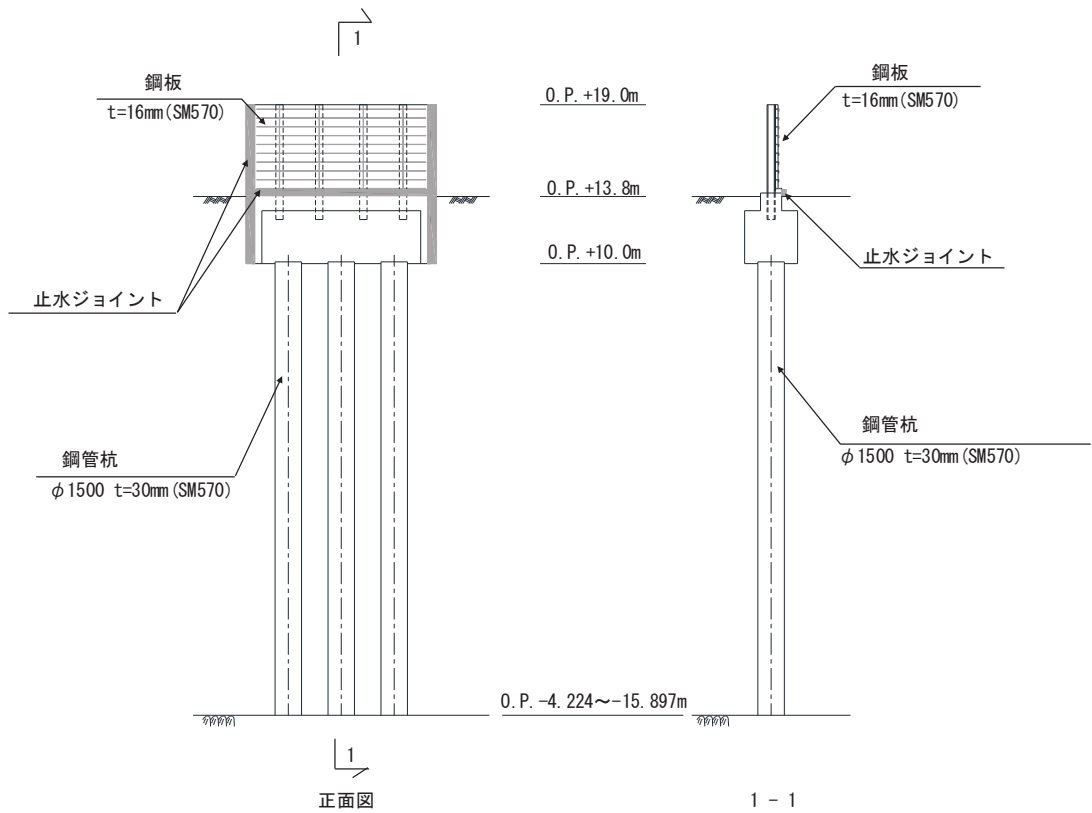
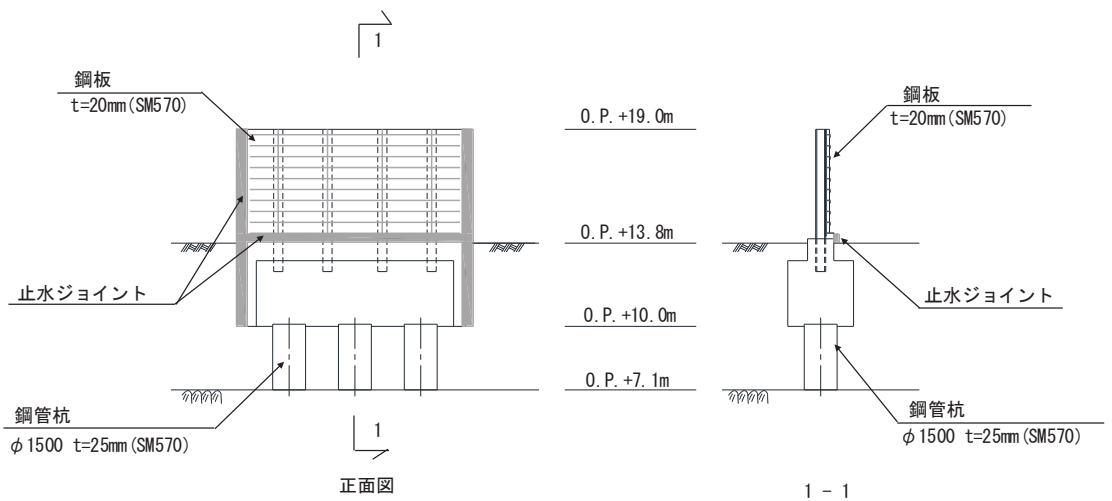
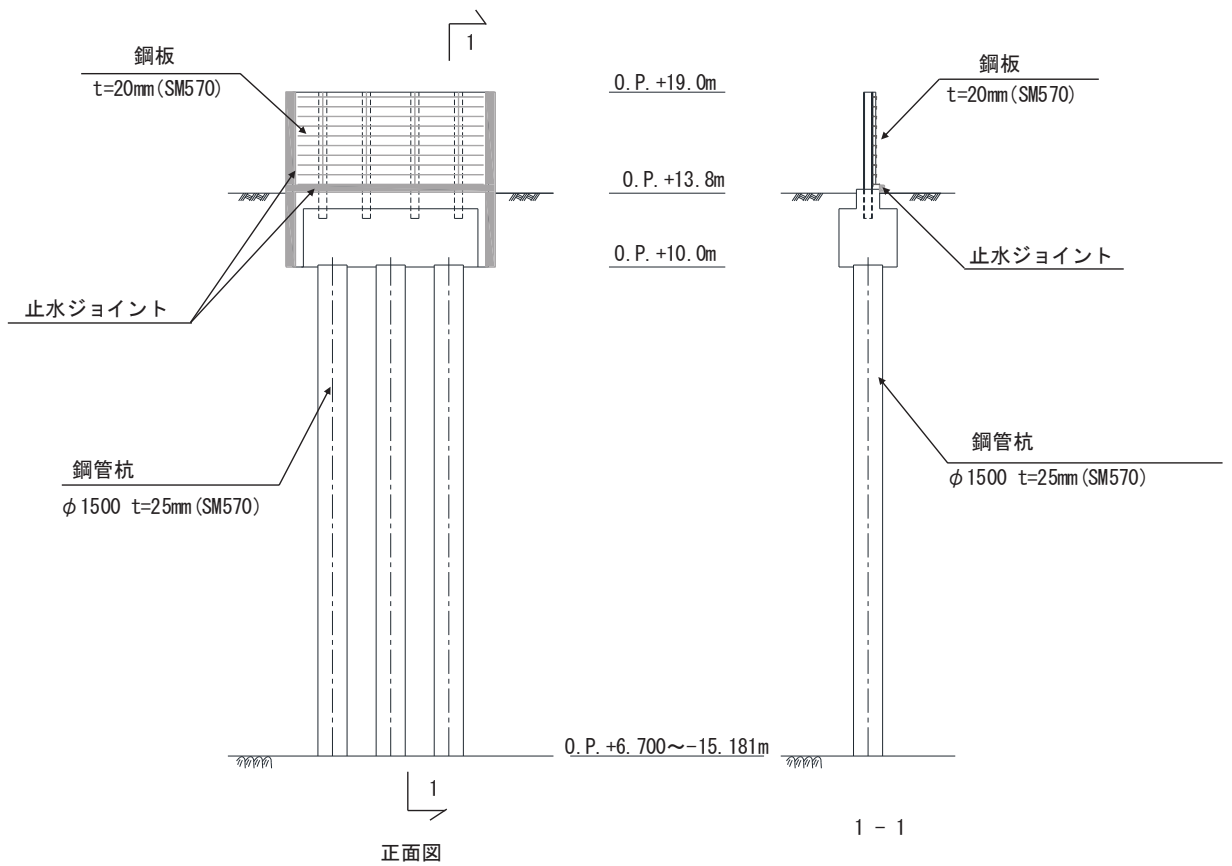


図 2.2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2.2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：Ⅲ区間）

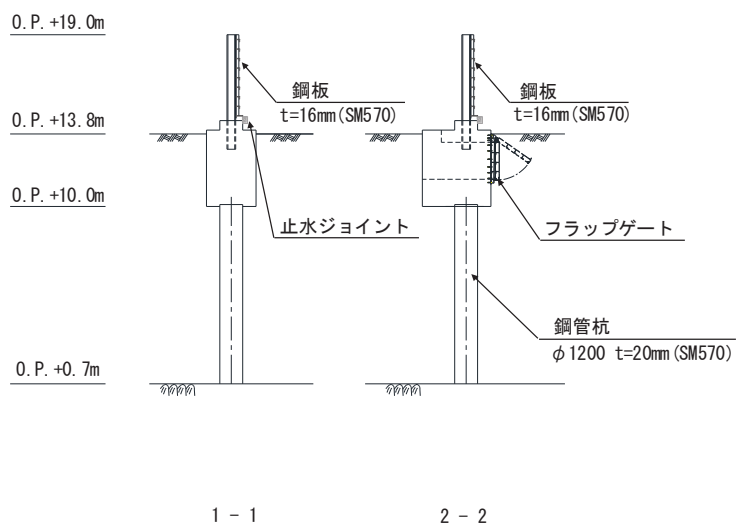
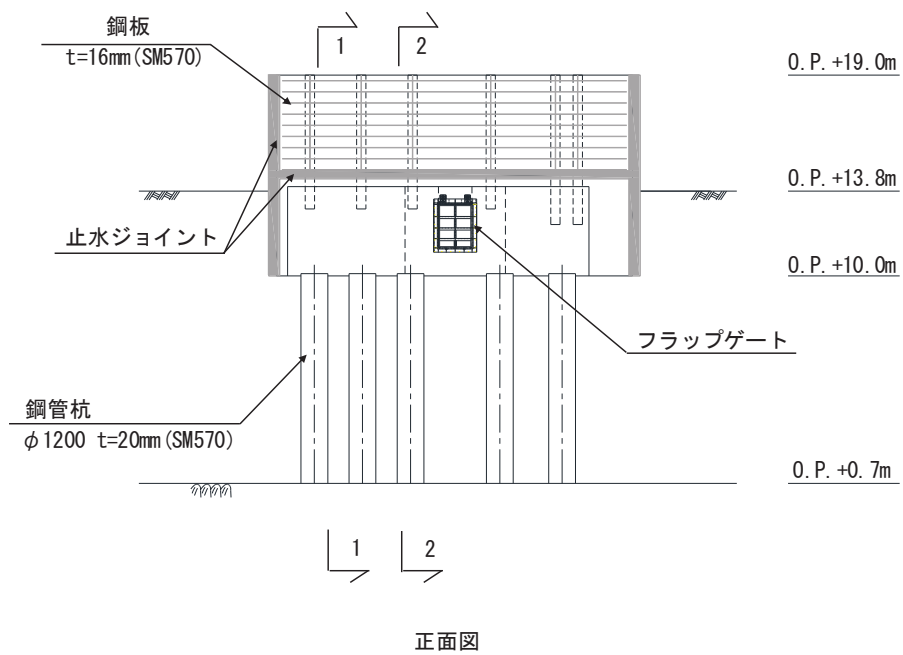


図 2.2-6 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）

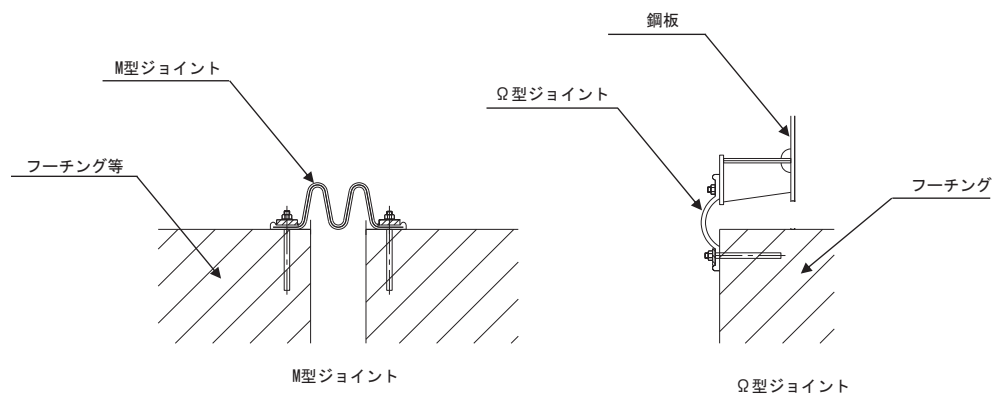


図 2.2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

## 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象部位の発生応力が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、設計基準対象施設として表2.3-1の鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価の検討フローを図2.3-1及び図2.3-2に示す。

表 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を 損なわな いこと	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の 変形性	止水ジョイント 部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量

注記\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

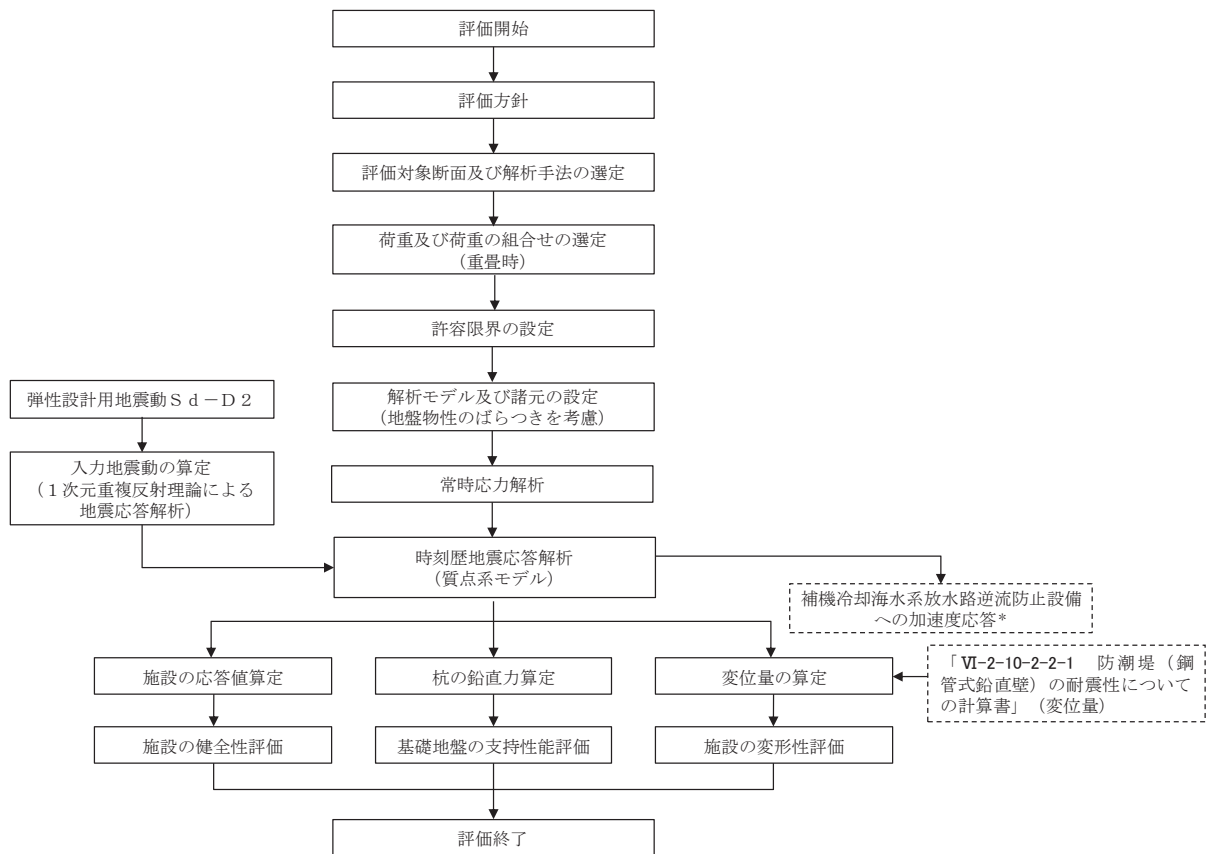


図 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価の検討フロー

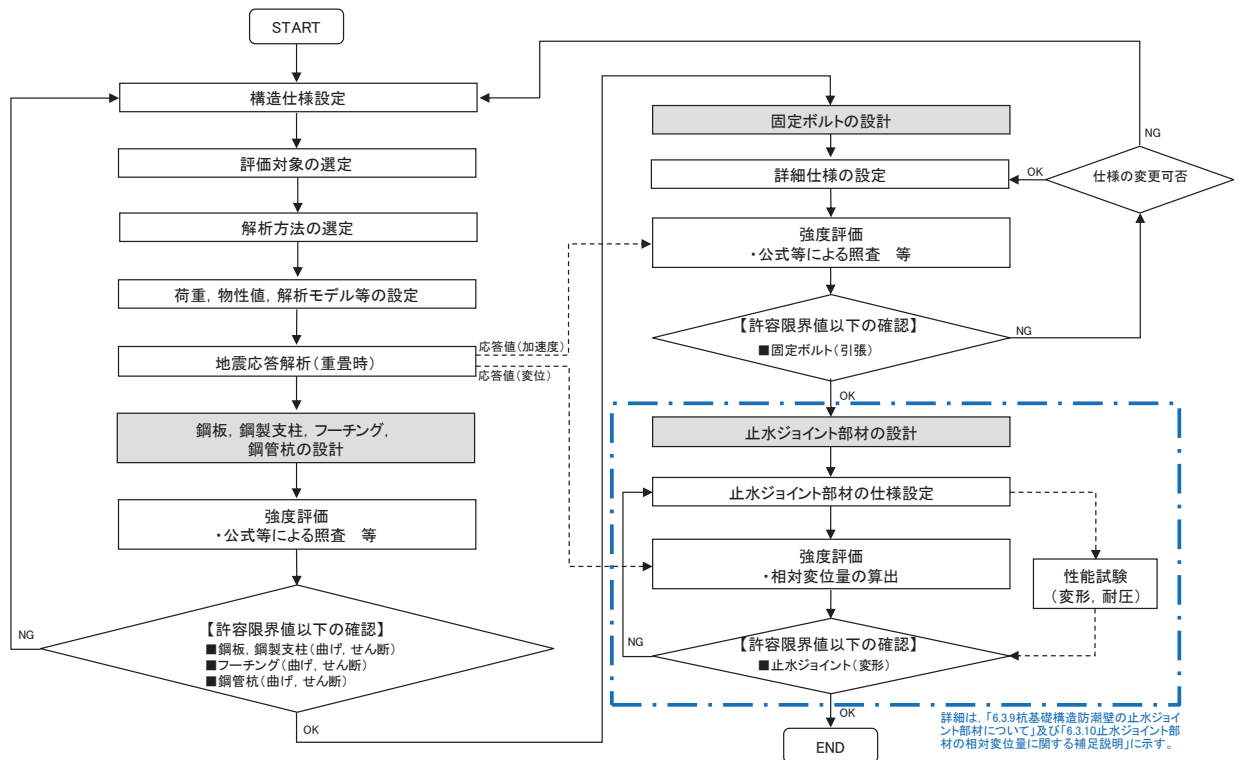


図 2.3-2 鋼製遮水壁（鋼板）の詳細強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示すとともに，対応する項目について表 2.4-1 に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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 14 年 3 月）
- ・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）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成 29 年）
- ・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）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4 6 1 6 - 2 0 0 9）

表 2.4-1 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		<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)</li> <li>・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成14年3月)</li> </ul>	
荷重及び荷重の組合せ		<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)</li> </ul>	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	鋼板	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説 (平成14年3月)</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鋼製支柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説 (平成14年3月)</li> </ul>	
	固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説 (平成14年3月)</li> </ul>	
	フーチング	<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)</li> <li>・ 道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会，平成21年度版)</li> <li>・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会，2005年6月)」</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <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> </ul>	曲げ軸力に対する照査は，発生曲げモーメントが，降伏モーメント以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生せん断力が，せん断強度以下であることを確認。
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 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)</li> </ul>	有限要素法による時刻歴非線形解析 (地震動作成他)
		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会)</li> </ul>	質点系モデルを用いた地震応答解析



### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$P_s$	$\text{kN/m}^2$	積雪荷重
$P_k$	$\text{kN/m}^2$	風荷重
$P_h$	$\text{kN/m}^2$	浸水津波荷重
$\gamma_w$	$\text{kN/m}^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$\text{kg/m}^3$	海水の密度
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容せん断応力度
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	鋼材の短期許容圧縮応力度
$\sigma_1$	$\text{kN/m}^2$	鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_{Y1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント
$M_{Z1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント
$N_1$	kN	鋼製パネルの軸力
$A_1$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの有効断面積
$\tau_1$	$\text{N/mm}^2$	鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力
$S_{Y1}$	kN	鋼製パネルに発生する Y 軸方向のせん断力
$S_{Z1}$	kN	鋼製パネルに発生する Z 軸方向のせん断力
$A_{Y1}$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの断面積
$A_{Z1}$	$\text{m}^2$	鋼製パネルの断面積
$Z_{Y1}$	$\text{m}^3$	鋼製パネルの Y 軸断面係数
$Z_{Z1}$	$\text{m}^3$	鋼製パネルの Z 軸断面係数
$\kappa_1$	—	せん断応力の分布係数
$\sigma_2$	$\text{kN/m}^2$	鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
$M_2$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼製支柱に発生する曲げモーメント
$N_2$	kN	鋼製支柱の軸力
$\tau_2$	$\text{N/mm}^2$	鋼製支柱のせん断力により算定されるせん断応力度
$S_2$	kN	鋼製支柱に発生するせん断力
$A_2$	$\text{m}^2$	鋼製支柱の断面積
$Z_2$	$\text{m}^3$	鋼製支柱の断面係数

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\sigma_3$	kN/m <sup>2</sup>	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力
$N_3$	kN	固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力
$A_3$	m <sup>2</sup>	固定ボルトの断面積
F	—	ボーリングに対する安全率
$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)
$h_w$	m	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏強度
$M_y$	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
$N_4$	kN	鋼管杭に発生する軸力
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
$S_4$	kN	鋼管杭に発生するせん断力
$A_4$	m <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
$Z_4$	m <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数

## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3.2-1 に示す断面位置とし、線状構造物であり、相対的に断面係数が大きい軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製遮水壁（鋼板）の縦断面図を図 3.2-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3.2-3 に、評価対象断面の選定理由を下記に示す。（詳細は、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示す。）

なお、鋼製遮水壁（鋼板）周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

各断面の構造概要図を図 3.2-4～3.2-10 に示す。

#### （Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、岩盤上面が最も浅く、また改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P.+19.0m となる区間の中で、杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじれ等の影響が大きくなることが想定される断面。

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第 3 速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

#### （Ⅳ区間）

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

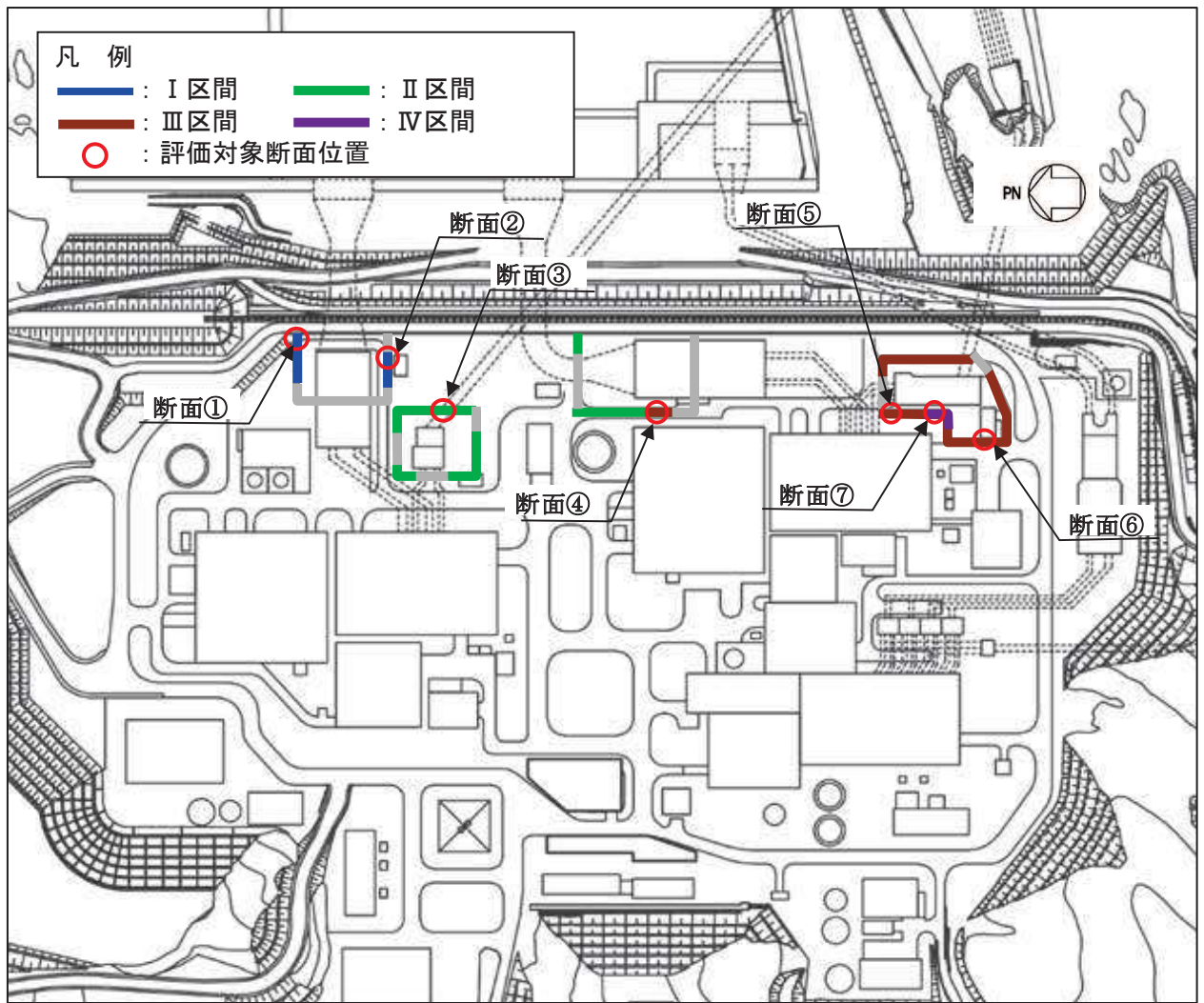
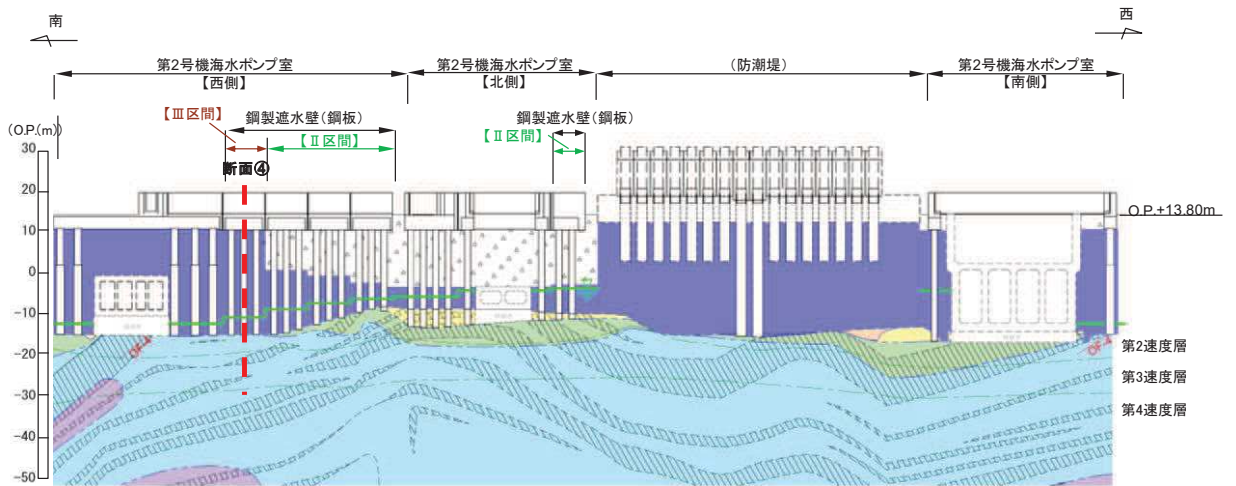
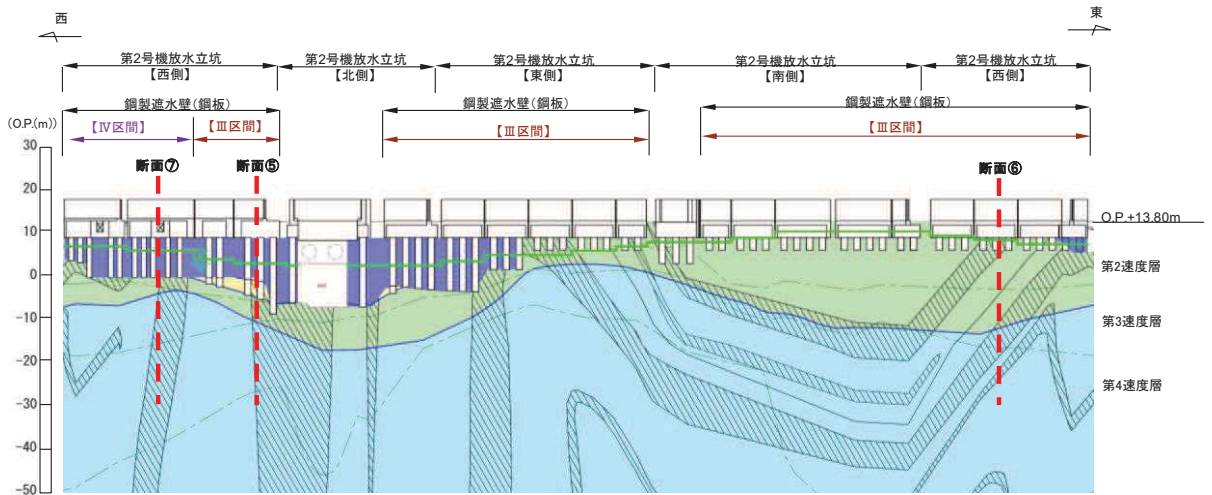


図 3.2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)

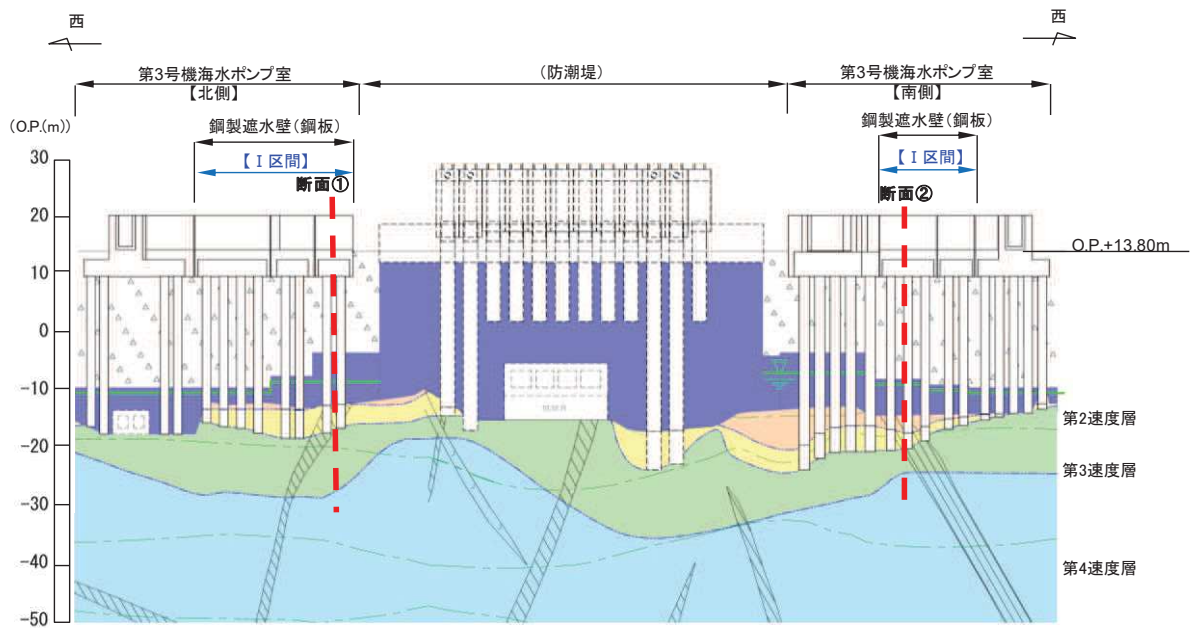


(2号機放水立坑)

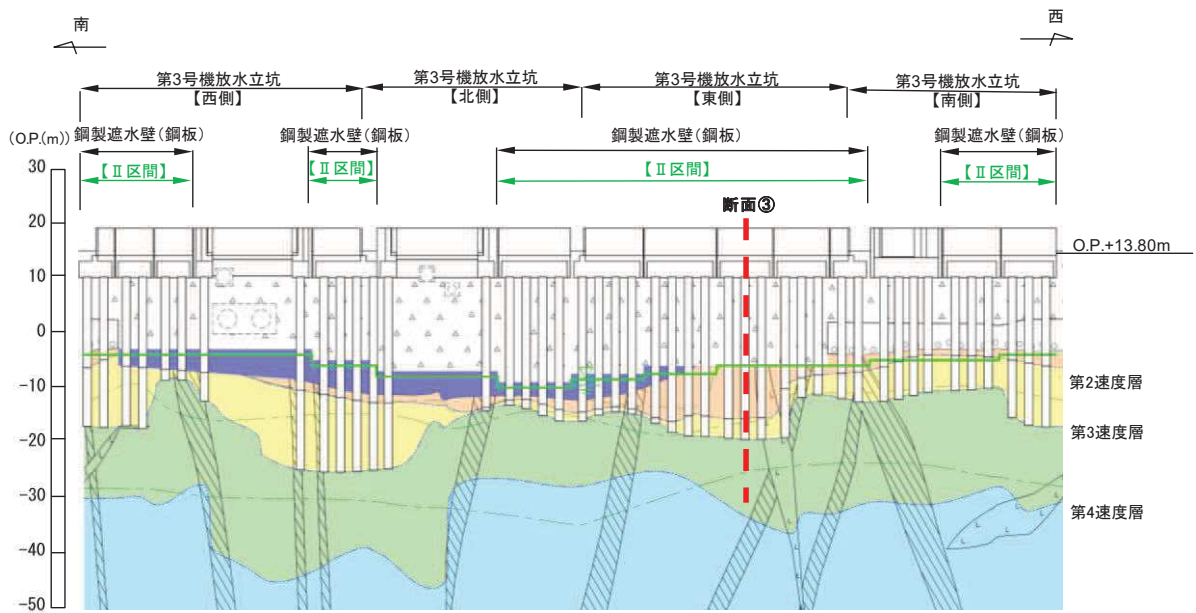
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地下水位

注記\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-2(1) 鋼製遮水壁 (鋼板) の縦断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑)



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地質境界
	改良地盤等		
	地下水位		

注記\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3.1-2(2) 鋼製遮水壁(鋼板) 評価対象断面  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

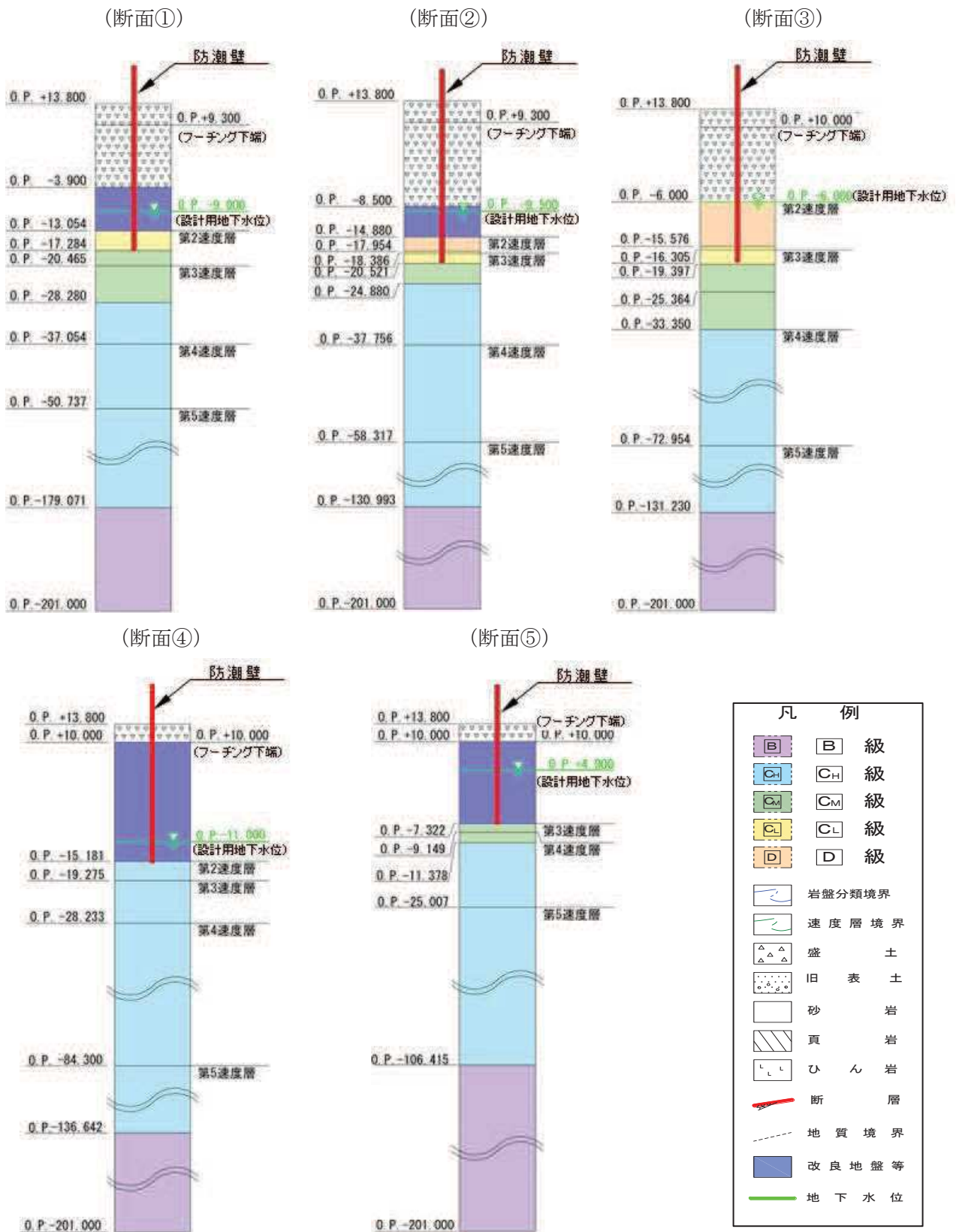


図 3.2-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①~⑤)

(断面⑥)

(断面⑦)

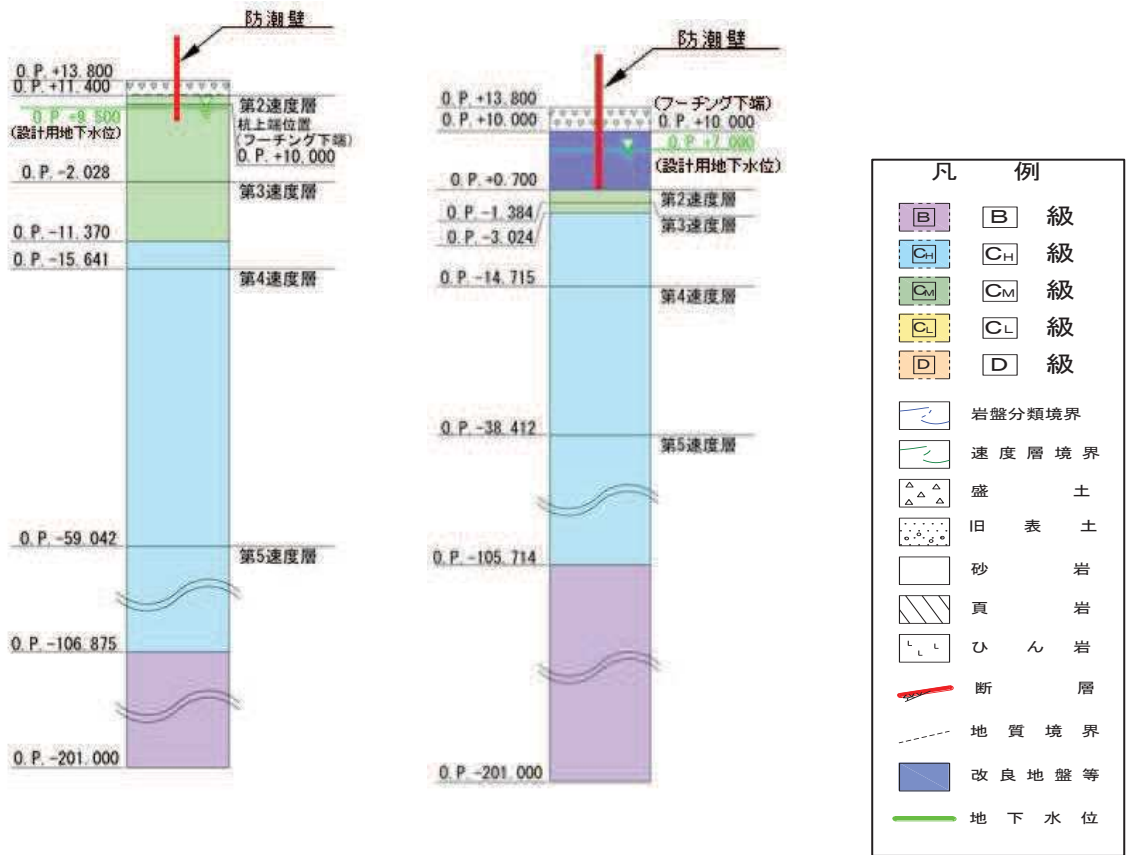


図 3.2-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦)



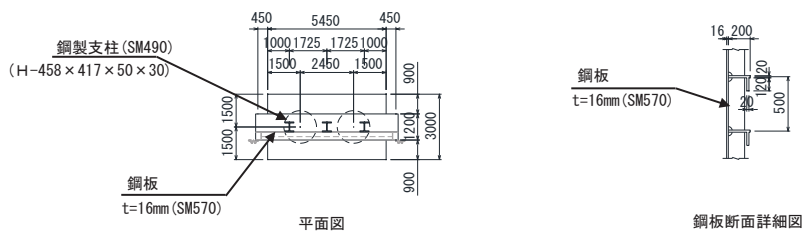
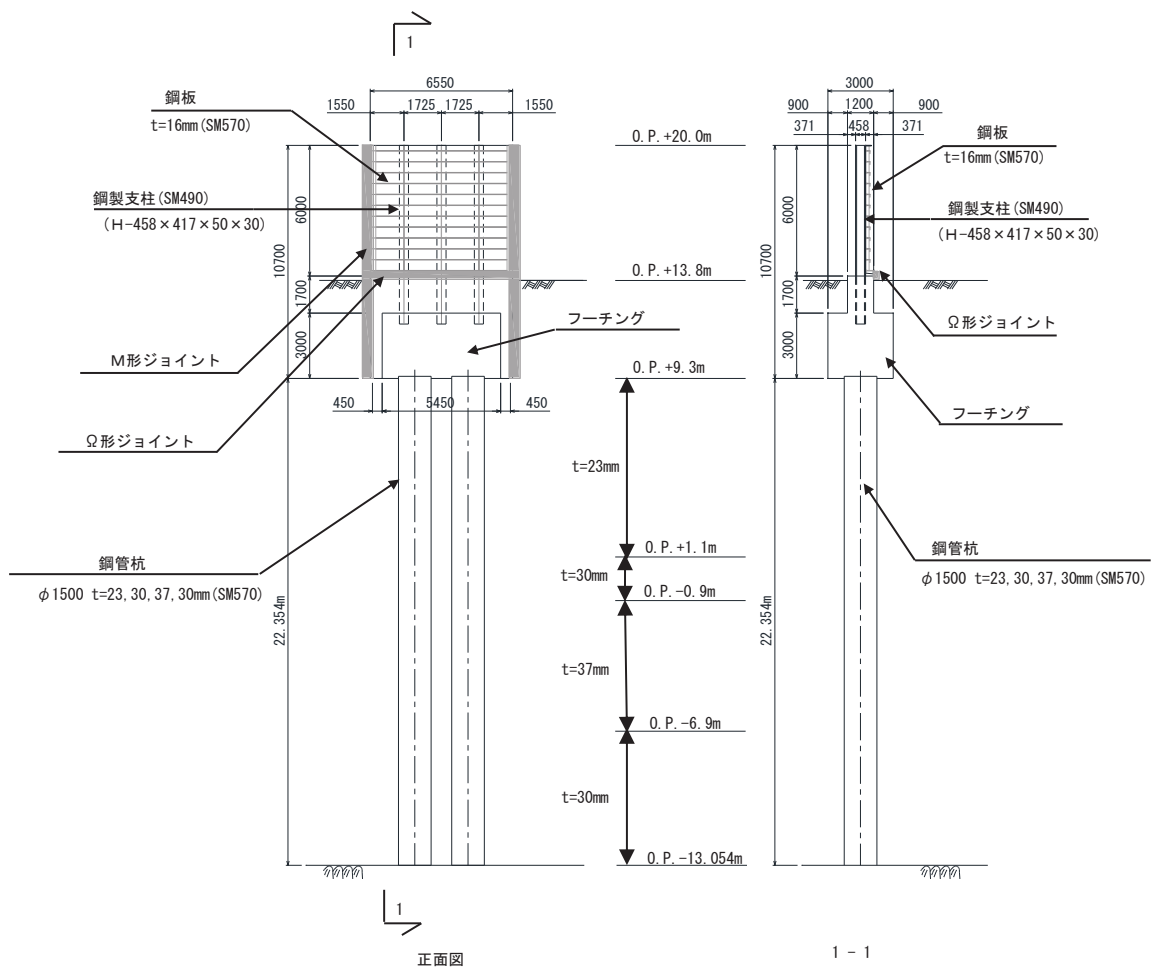


図 3.2-4 評価対象断面の構造図 (断面①)

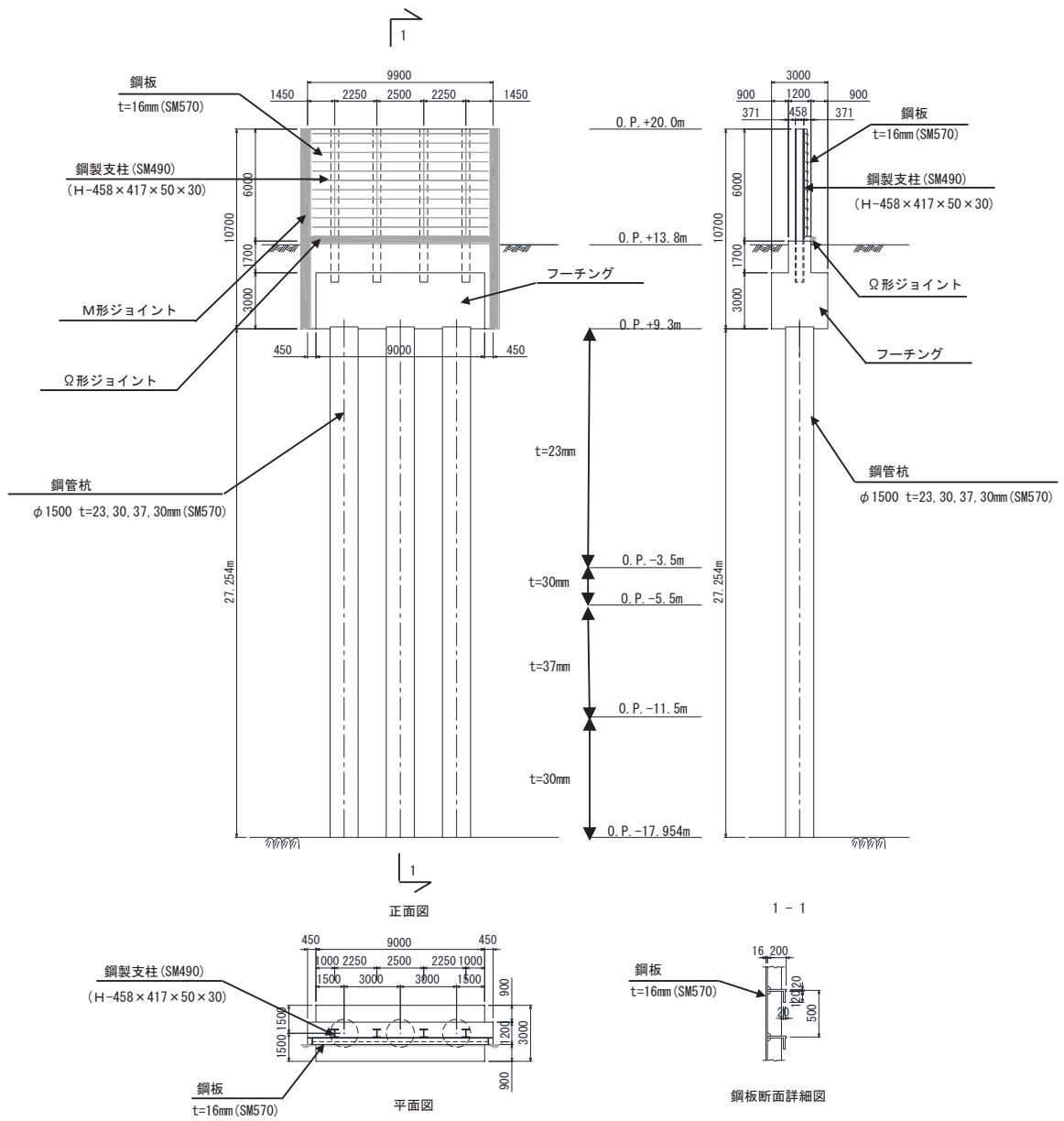


図 3.2-5 評価対象断面の構造図 (断面②)

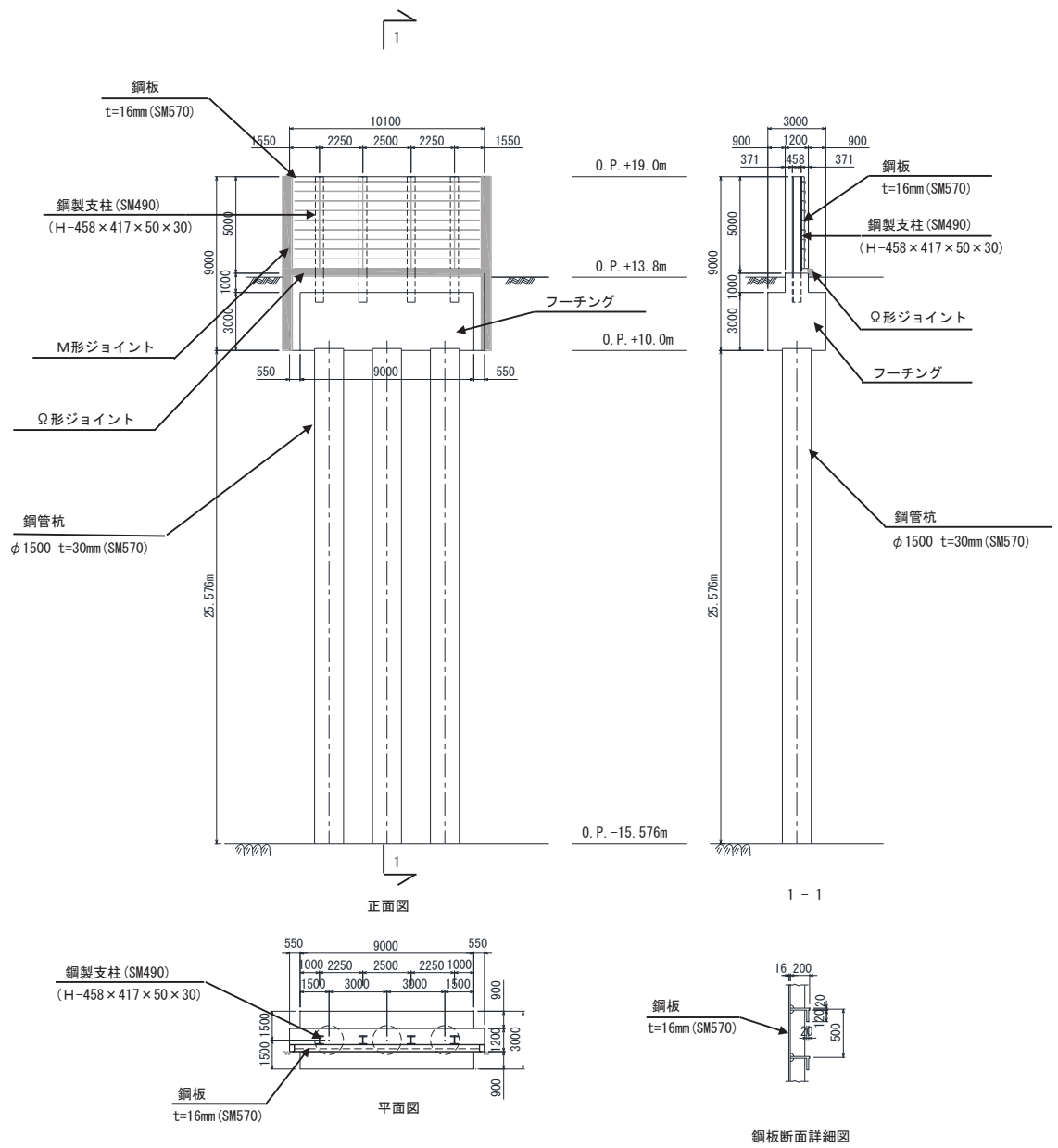


図 3.2-6 評価対象断面の構造図 (断面③)

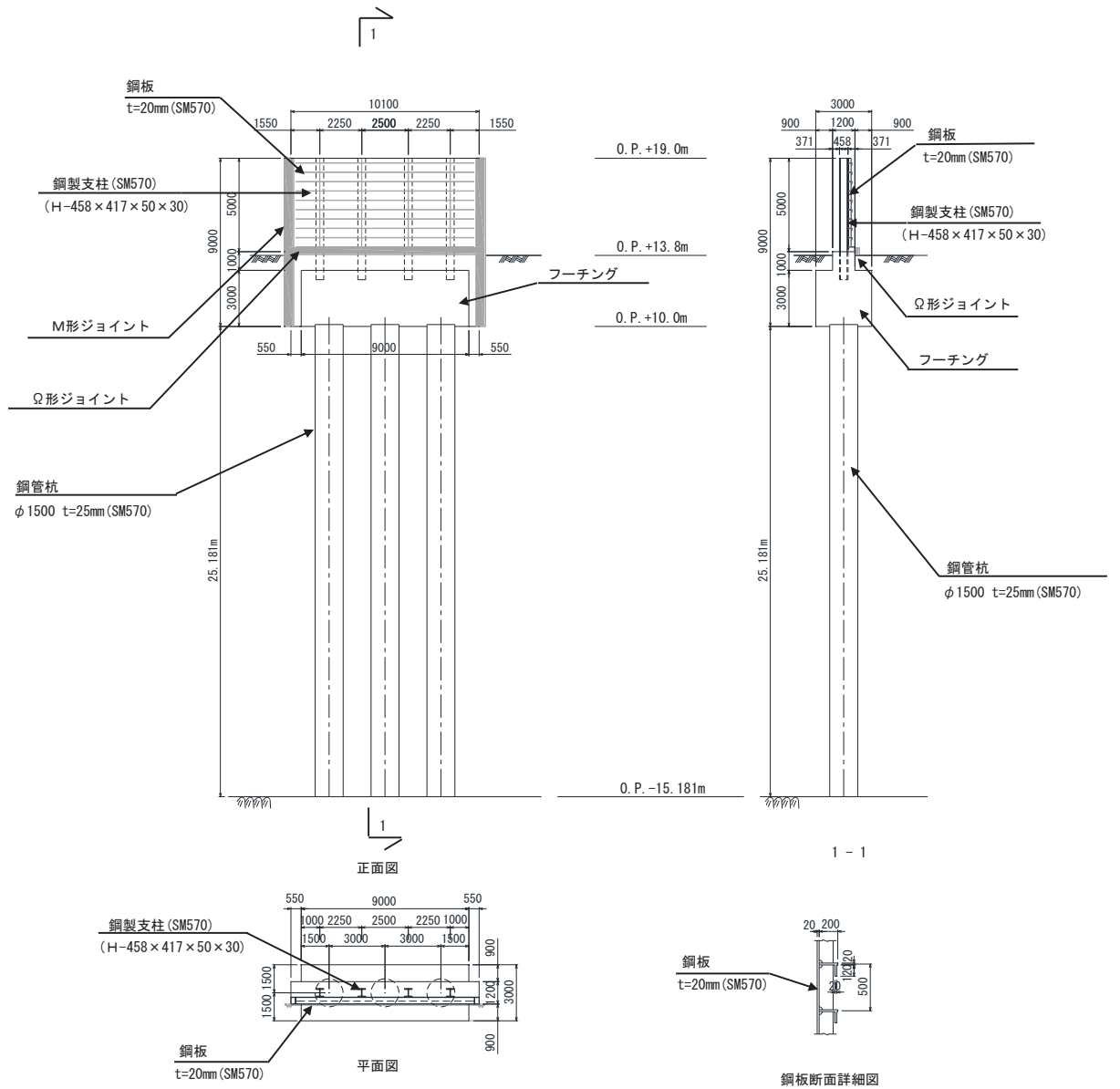


図 3.2-7 評価対象断面の構造図 (断面④)

追而

図 3.2-8 評価対象断面の構造図 (断面⑤)

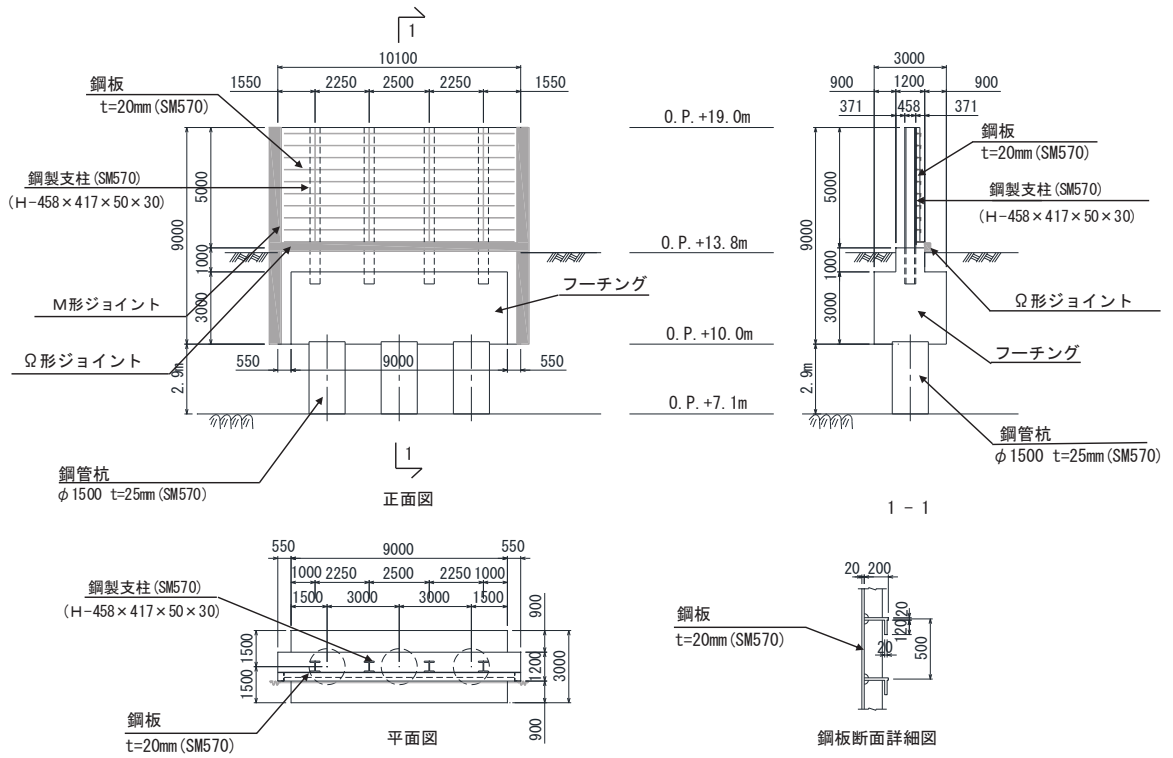


図 3.2-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)

追而

図 3.2-10 評価対象断面の構造図 (断面⑦)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、フーチング及び鋼管杭とする。

#### (2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで  $0.98\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 風荷重 ( $P_k$ )

入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき選定する。

また、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

##### (4) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波に  $+0.5\text{m}$  の余裕を考慮した浸水高さによる静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤における沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、断面①～断面③（杭周辺に旧表土、盛土が分布する断面）について  $0.4\text{m}$  の沈下を考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	浸水津波荷重の算定 に用いる浸水高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +18.6
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +17.9
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +19.5
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +18.0

(5) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。なお、動水圧の算定においても表 3.3-1 に示す浸水高さを考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重の算定方法を表 3.3-3 に、荷重の作用概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

$G$  : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

表 3.3-3(1) 荷重の算定方法（津波時）

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する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	－	考慮しない

表 3.3-3(1) 荷重の算定方法（重畳時）

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する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。また、浸水高さに応じた動水圧を考慮する。

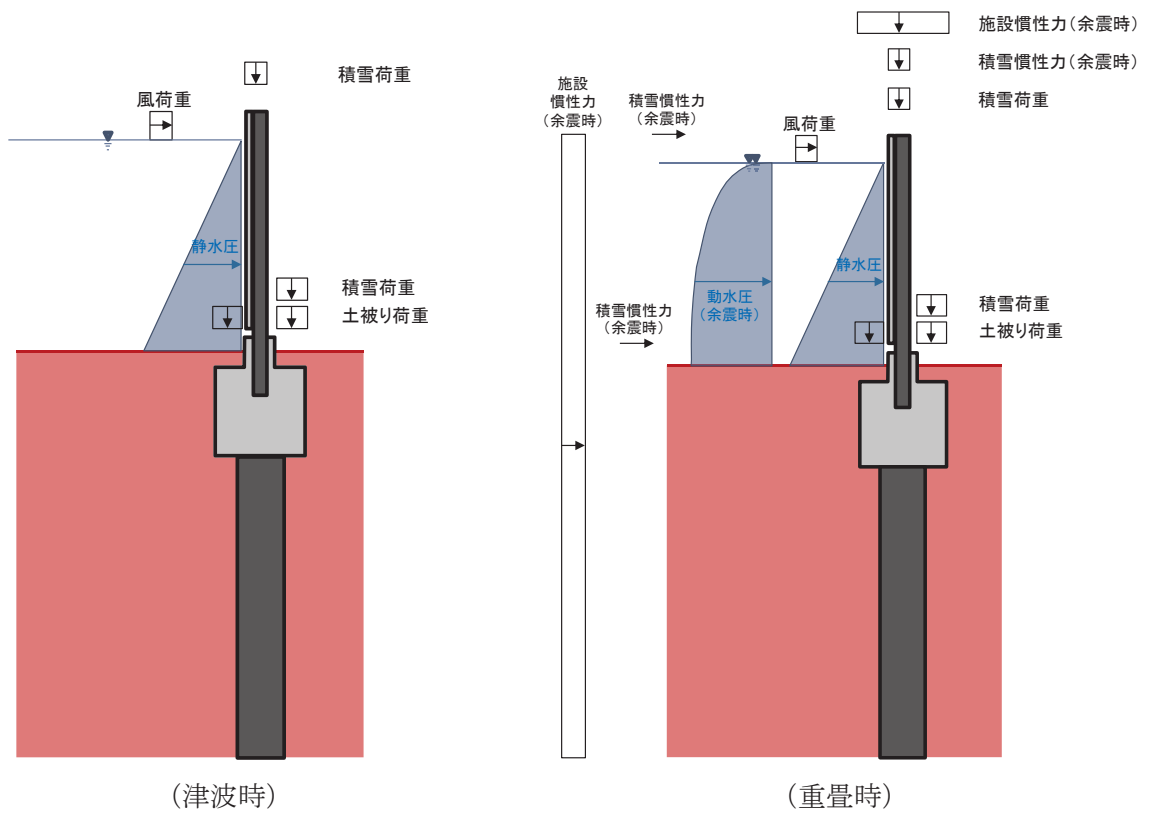


図 3.3-1 荷重の作用概念図

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼板

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 3.4-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記\*1：鋼板は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に示される，圧縮応力を受ける板であることから，局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し，許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

\*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

（鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法）

鋼板の曲げに対する許容限界は，曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-1 に許容限界選定フローを示す。

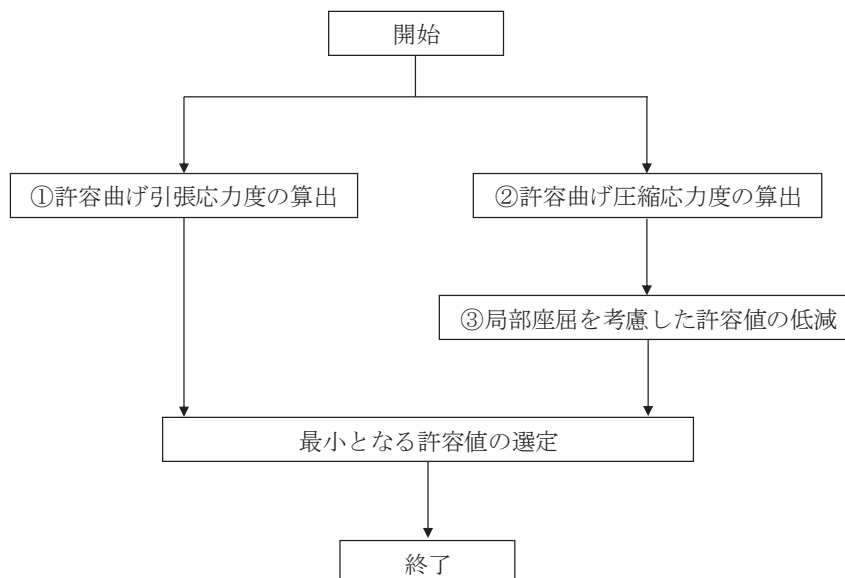


図 3.4-1 鋼板の許容限界選定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-2のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は，材質がSM570，板厚が40mm以下であるため，許容曲げ引張応力度は  $255\text{N/mm}^2$  である。

表 3.4-2 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

鋼種 鋼材の 板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表3.4-3に，算出結果を表3.4-4に，算出に用いる寸法位置を図3.4-2に示す。

表 3.4-3 許容曲げ圧縮応力度の算出（板厚40mm以下，SM570材）

(N/mm<sup>2</sup>)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	許容曲げ圧縮応力度	1/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$
	$255 - 6.6 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$
	$255 - 3.3 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

$A_w$ : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板のリブ  
 $A_c$ : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板  
 $l$ : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離  
 $b$ : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-4 許容曲げ圧縮応力度の算出結果

断面	$A_w$ ( $\text{mm}^2$ )	$A_c$ ( $\text{mm}^2$ )	$A_w/A_c$	$l/b$	許容曲げ圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
断面①	44000	96000	0.46	0.29	255
断面②	44000	96000	0.46	0.42	255
断面③	36000	80000	0.45	0.50	255
断面④	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑦	追而	追而	追而	追而	追而

( $A_w$ ,  $A_c$ の算出方法)

$$A_w = t_1 \times b_1 \times n$$

ここで,

- $A_w$  : リブの総断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $t_1$  : リブ板厚 (mm)
- $b_1$  : リブ高さ (mm)
- $n$  : リブ本数 (本)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで,

- $A_c$  : 鋼板の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $t_2$  : 鋼板板厚 (mm)
- $b_2$  : 鋼板高さ (mm)

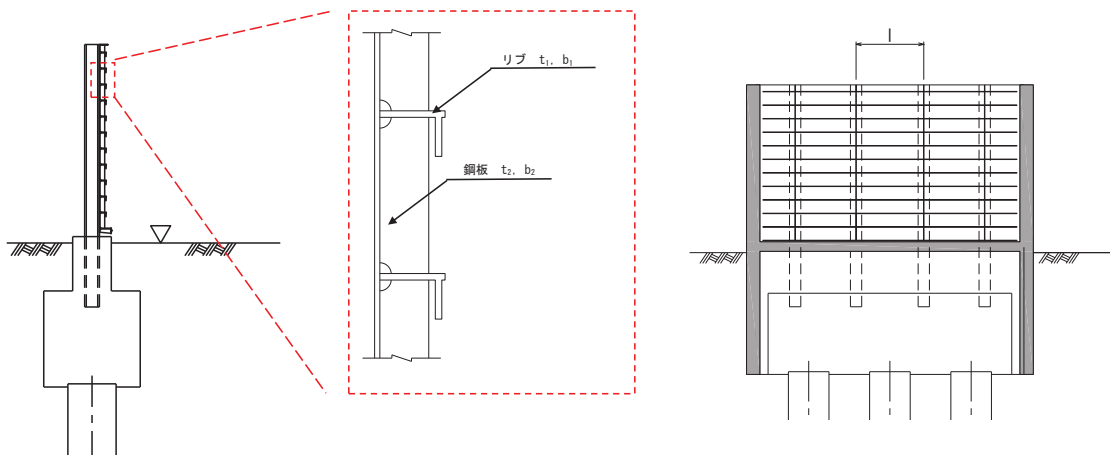


図 3.4-2 鋼板詳細図

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表3.4-5に示す。鋼板に用いる鋼材は，リブ板厚  $t$  が 20mm，リブ高が 200mm であるため，許容曲げ圧縮応力度は  $230\text{N/mm}^2$  となる。

表 3.4-5 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度  
(板厚 40mm 以下，SM570 材)

(N/mm<sup>2</sup>)

局部座屈に対する 許容応力度	$t$ の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$
$t$ : 自由突出板の板厚 (mm) : リブ厚 (mm) = 20mm $b$ : 自由突出幅 (mm) : リブ高 (mm) = 200mm	

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

以上より，①～③で最も小さな許容値である，③：局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度を鋼板のすべての部位に適用し，曲げに対する許容応力度は  $230\text{N/mm}^2$  に設定する。



### 3.4.2 鋼製支柱

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-6に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-6 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 固定ボルト

固定ボルトの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-7に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-7 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.4.4 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」及び「道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成 21 年度版)」に基づき、表 3.4-8(1) に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。また、ペDESTAL部の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」に基づき、表 3.4-8(2) に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。

表 3.4-8(1) フーチング (本体) の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4-8(2) フーチング (ペDESTAL部) の許容限界

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
		コンクリート (f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup> )	断面①
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	1495
	断面④	38.4	3912
	断面⑤	追而	追而
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦	追而	追而

(支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算出根拠)

フーチング（ペDESTAL部）における支圧強度及び押し抜きせん断耐力のは以下の方法により行う。算出結果を表 3.4-9 に、算出に用いる寸法位置を図 3.4-3 に、配筋概要図を図 3.4-4 に示す。

・支圧強度の算定方法

$$\sigma_{ad} = \eta f'_{ck} / \gamma_c$$

$$\eta = \sqrt{(A/A_a)}$$

$$A = b' \cdot d$$

$$A_a = b \cdot d$$

ここで、

$\sigma_{ad}$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)

$A_a$  : 支圧を受ける面積 (m<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度=30 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_c$  : 材料係数=1.3

$b$  : 鋼製支柱フランジ長 (mm)

$b'$  : 支圧力分布長 (mm)

$d$  : 鋼製支柱根入れ長 (mm)

・押し抜きせん断強度の算定方法

$$S_A = \sigma_{sy} \cdot n \cdot A_s$$

ここで、

$S_A$  : 水平押し抜きせん断耐力 (kN)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : 水平押し抜きせん断力に抵抗する有効なせん断補強筋の本数

$A_s$  : 鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm<sup>2</sup>)

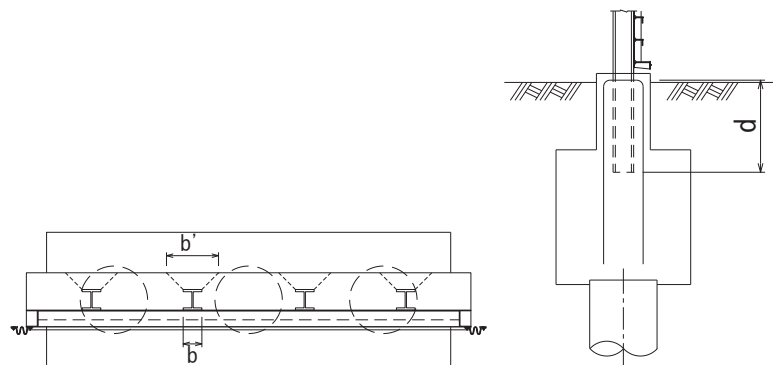
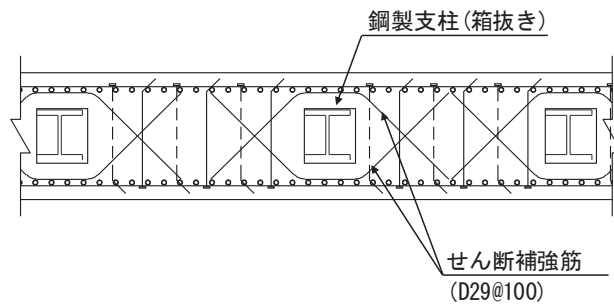


図 3.4-3 算出に用いる寸法位置



(平面図)

図 3.4-4 ペデスタル配筋概要図 (断面④の例)

表 3.4-9 フーチング (ペデスタル部) の支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算出結果

断面	b' (mm)	b (mm)	$\eta$	$\sigma_{ad}$ (N/mm <sup>2</sup> )	n (本)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	S <sub>A</sub> (kN)
断面①	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面②	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面③	1159	417	1.667	38.4	12	286.5	1495
断面④	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑤	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑥	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑦ (一般部)	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
断面⑦ (張出部)	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

### 3.4.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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）」に基づき、杭体部については、表3.4-10(1)に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については、表3.4-10(2)に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.4-10(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3.4-10(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表3.4-11に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-11 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 550 せん断方向 550

### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては表 3.4-12 に示す岩盤の支持力試験とする。なお、引き抜き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 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。

表 3.4-12 基礎地盤の支持力に対する許容限界（押し込み）

杭種		極限支持力 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4
	断面② (牧の浜部層)	11.4
	断面③ (牧の浜部層)	11.4
	断面④ (狐崎部層)	13.7
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7

### 3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼板）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、前述のとおり、津波時において、「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

#### 3.5.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。なお、地震応答解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

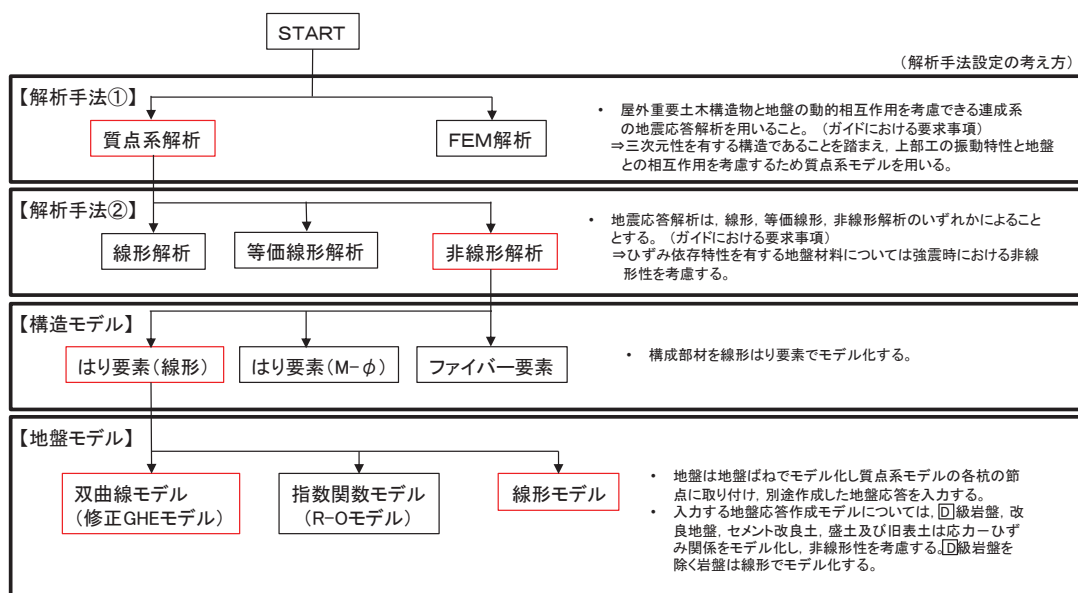


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦）

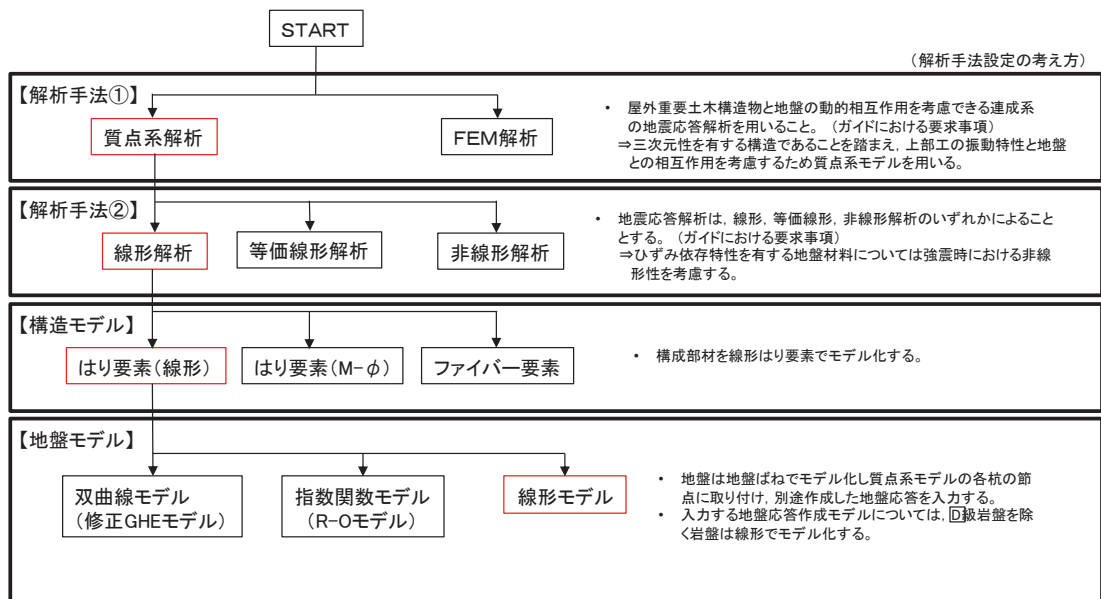


図 3.5-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部：断面⑥)

上部工及び下部工の各構成部材について、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、杭周地盤ばねを杭の各質点に取り付け、別途作成した地盤応答を入力する。

地盤応答の作成は、以下のとおりとする。

(断面①～⑤，⑦)

基準地震動  $S_s$  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一次元時刻歴応答解析により作成する。

地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤（動的変形特性にひずみ依存性がある地盤）は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮し、D級を除く岩盤は線形でモデル化する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。全応力解析として評価することの妥当性については、参考資料 2 に示す。

(断面⑥)

岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。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「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



### 3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.5-1～表 3.5-3 に示す解析ケースを設定する。

図 3.5-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦と、**C<sub>L</sub>**級岩盤、**C<sub>M</sub>**級岩盤、**C<sub>H</sub>**級岩盤及び**B**級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ断面ごとに周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計としていることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.5.4 重畳時の解析ケースの選定」に示す。

表 3.5-1 解析ケース（断面①～⑤）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 <b>D</b> 級岩盤、 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤、 <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

表 3.5-1 解析ケース（断面⑥）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 <b>D</b> 級岩盤、 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤、 <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$

表 3.5-1 解析ケース (断面⑦)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.5.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の $\alpha$ 、 $\beta$ を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）に基づき、表3.5-4に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-2に示す。

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

[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

表 3.5-4 構造部材の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

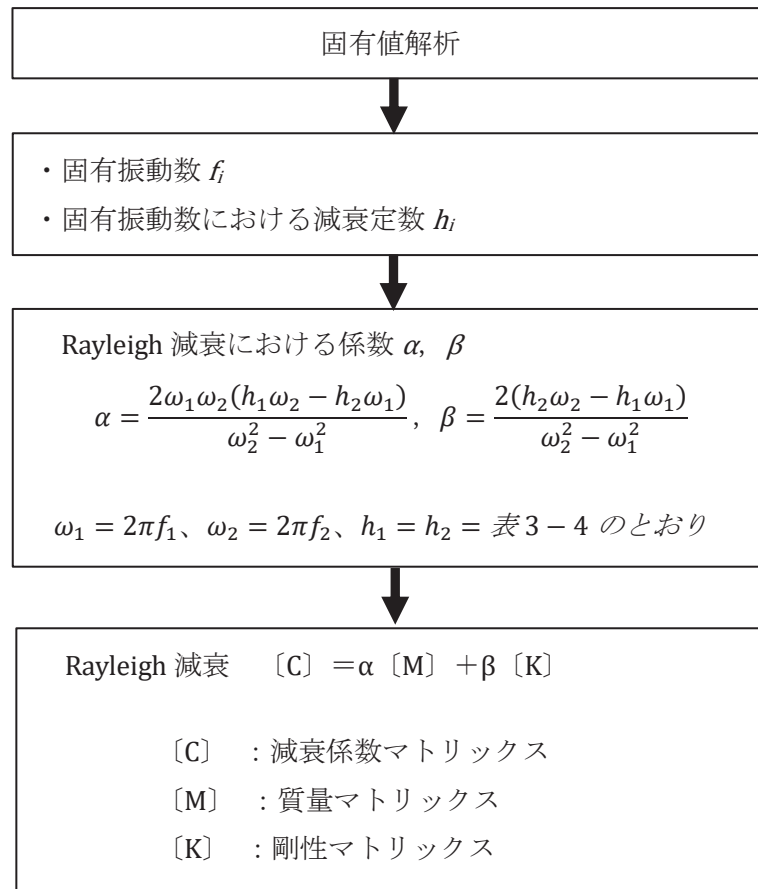


図 3.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha, \beta$  の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における解析結果の一覧を表 3.5-5～表 3.5-11 に、モード図を図 3.5-3～図 3.5-9 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha, \beta$  を表 3.5-12 に、Rayleigh 減衰を図 3.5-10～図 3.5-16 に示す。

表 3.5-5 固有値解析結果 (断面①)

追而

追而

図 3.5-3 固有値解析結果 (断面① : モード図)

表 3.5-6 固有値解析結果 (断面②)

追而

追而

図 3.5-4 固有値解析結果 (断面② : モード図)

表 3.5-7 固有値解析結果 (断面③)

追而

追而

図 3.5-5 固有値解析結果 (断面③ : モード図)

表 3.5-8 固有値解析結果 (断面④)

追而

追而

図 3.5-6 固有値解析結果 (断面④ : モード図)

表 3.5-9 固有値解析結果 (断面⑤)

追而

追而

図 3.5-7 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

表 3.5-10 固有値解析結果 (断面⑥)

追而

追而

図 3.5-8 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.5-11 固有値解析結果（断面⑦）

追而

追而

図 3.5-9 固有値解析結果（断面⑦：モード図）

表 3.5-12(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

追而

表 3.5-12(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

追而

表 3.5-12(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

追而

追而

図 3.5-10(1) 設定した Rayleigh 減衰（断面①）\_減衰 2%

追而

図 3.5-10(2) 設定した Rayleigh 減衰（断面①）\_減衰 3%

追而

図 3.5-10(3) 設定した Rayleigh 減衰（断面①）\_減衰 5%

追而

図 3.5-11(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 2%

追而

図 3.5-11(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 3%

追而

図 3.5-11(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 5%

追而

図 3.5-12(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 2%

追而

図 3.5-12(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 3%

追而

図 3.5-12(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 5%

追而

図 3.5-13(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 2%

追而

図 3.5-13(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 3%

追而

図 3.5-13(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 5%

追而

図 3.5-14(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 2%

追而

図 3.5-14(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 3%

追而

図 3.5-14(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 5%

追而

図 3.5-15(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 2%

追而

図 3.5-15(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 3%

追而

図 3.5-15(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 5%

追而

図 3.5-16(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 2%



追而

図 3.5-16(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 3%

追而

図 3.5-16(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 5%

### 3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

#### (1) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3.5-13 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3.5-13 解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい(許容限界に対する裕度が最も小さい)地震動を用いてケース②~③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	

注記\* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

- (2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 3.5-14 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3.5-14 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.5.5 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.5-17 に示す。地震応答解析時に用いる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を第 2 号機側 (断面④～⑦) は図 3.5-18 に、第 3 号機側 (断面①～③) は図 3.5-19 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3.5-18 に示す 2E 波に対して、図 3.5-17(2) に示すとおり E 波として入力する。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。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「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

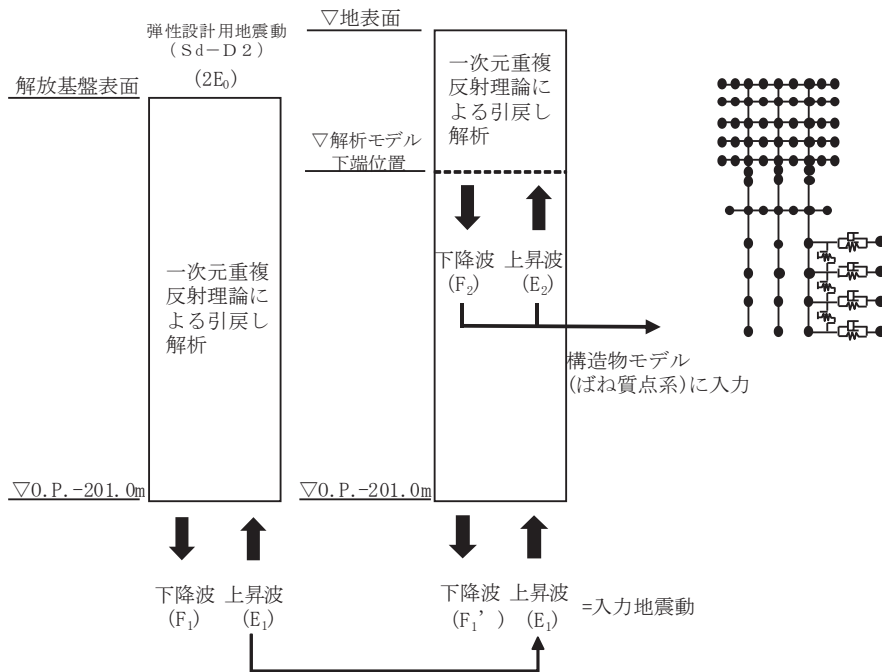


図 3.5-17(1) 入力地震動算定の概念図

(岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦)

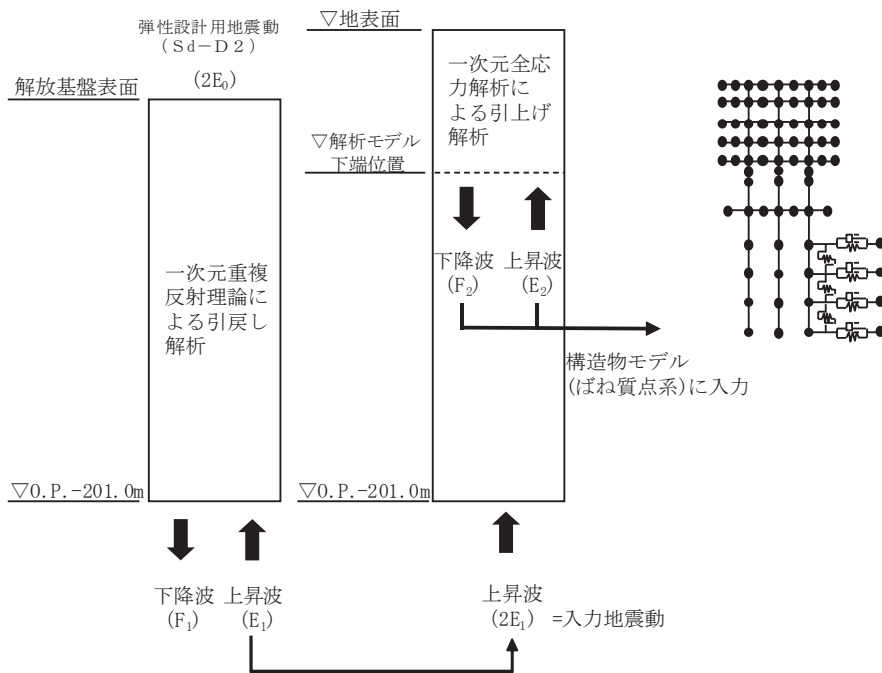
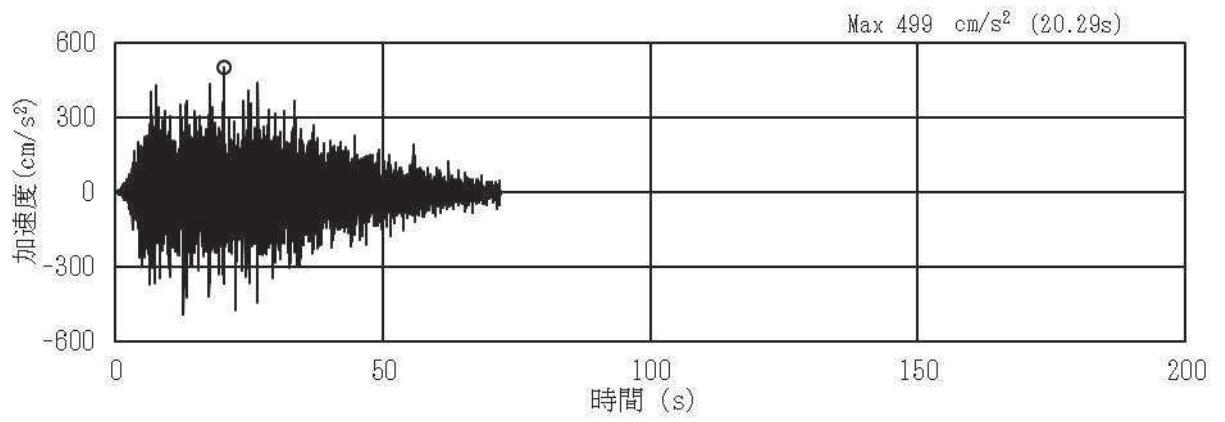


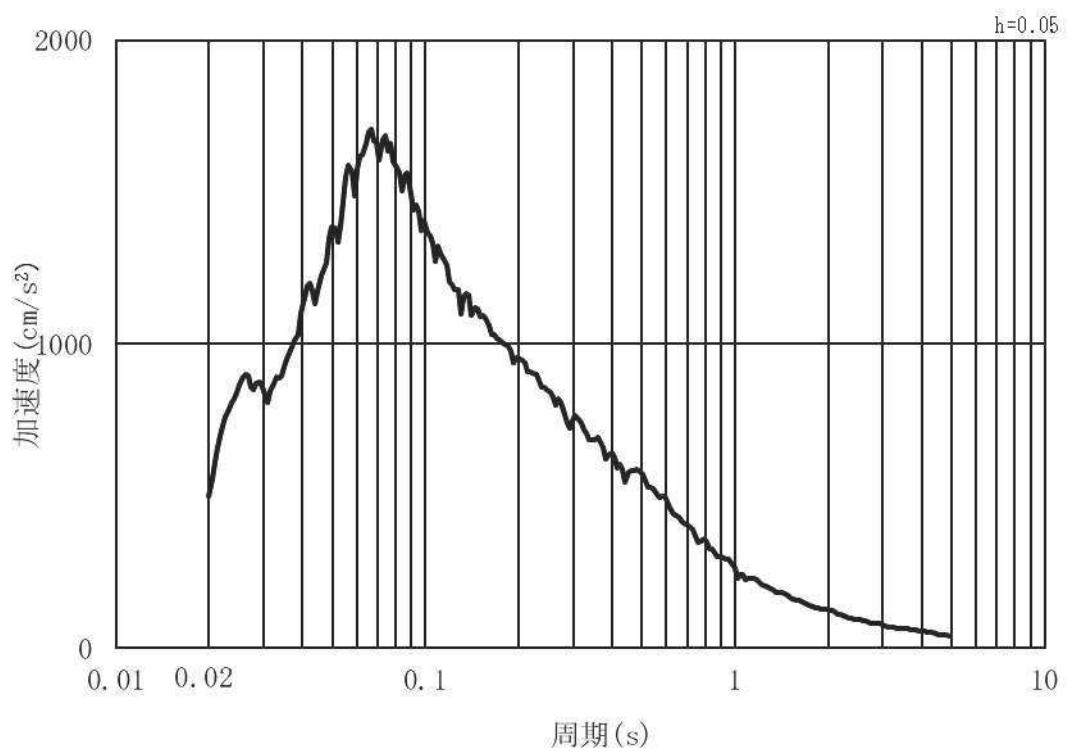
図 3.5-17(2) 入力地震動算定の概念図

(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面④, 断面⑤, 断面⑥, 断面⑦

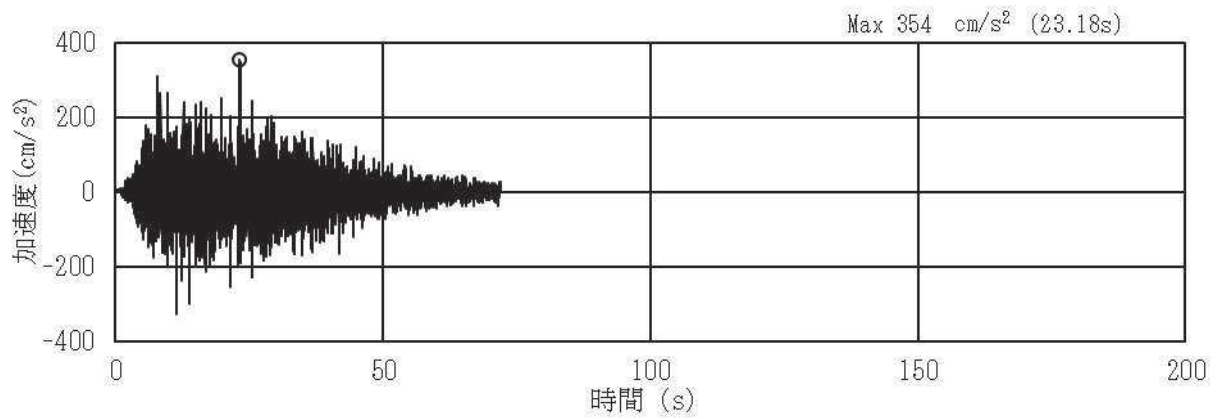


(a) 加速度時刻歴波形

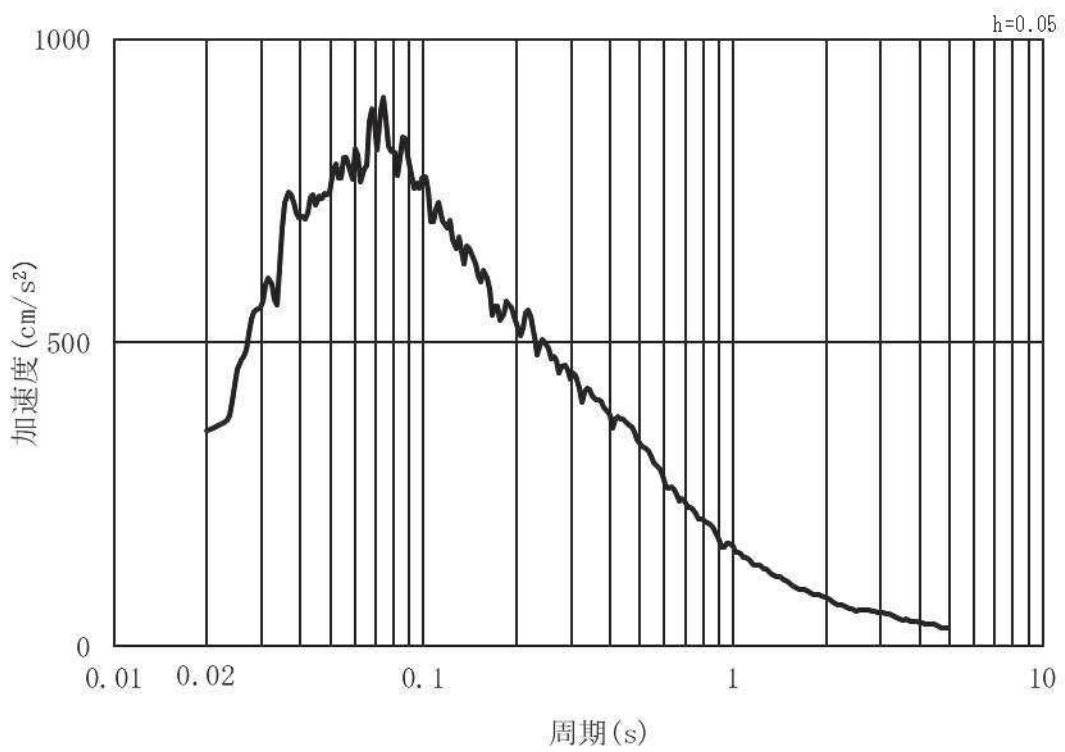


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-18(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 d - D 2) 第 2 号機側



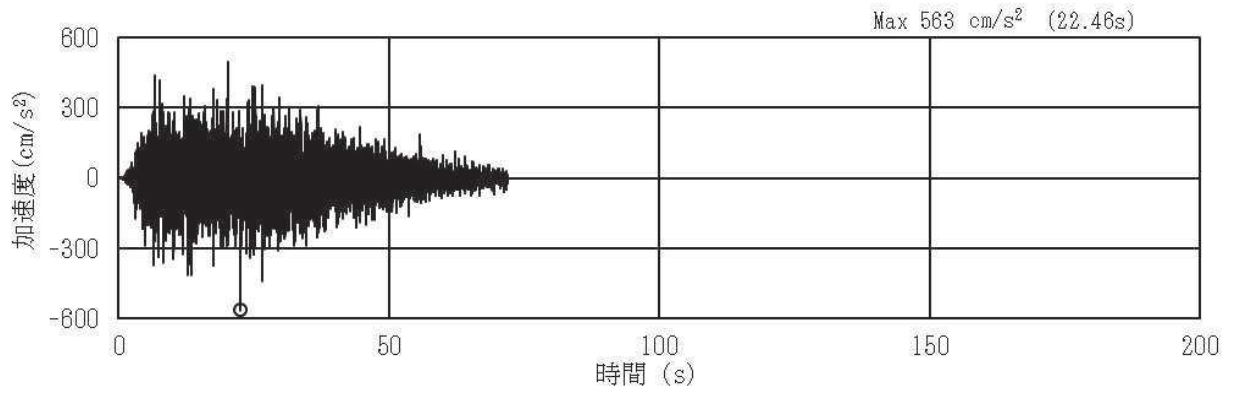
(a) 加速度時刻歴波形



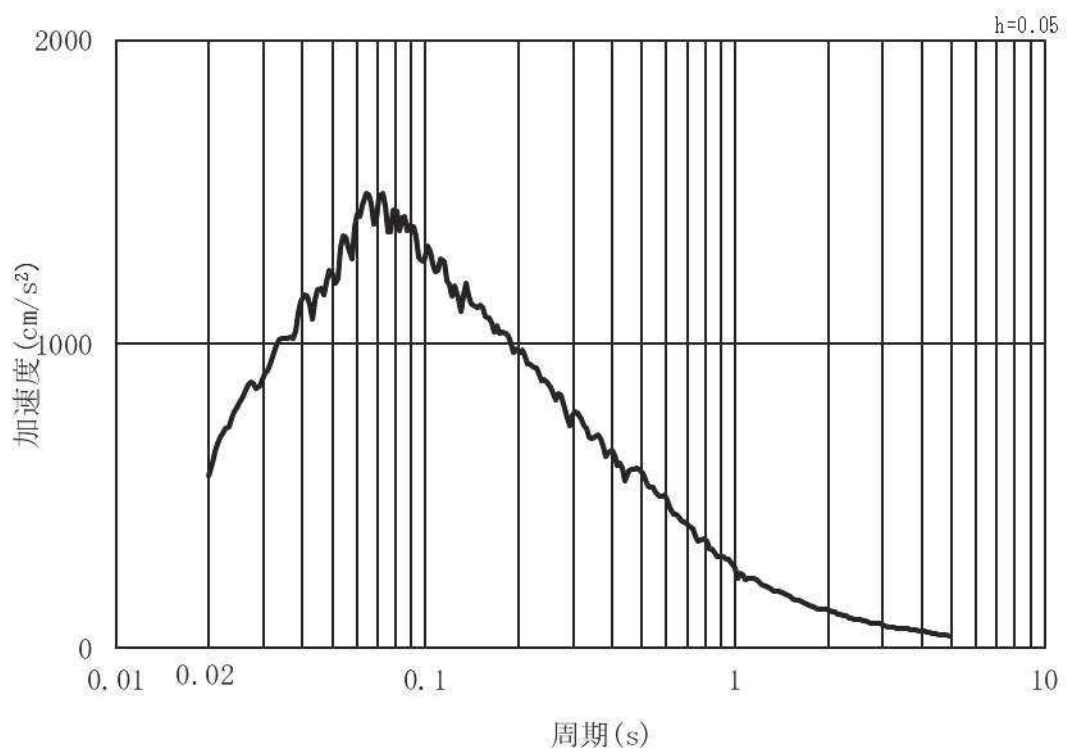
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-18(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 d - D 2) 第 2 号機側

(2) 断面①, 断面②, 断面③



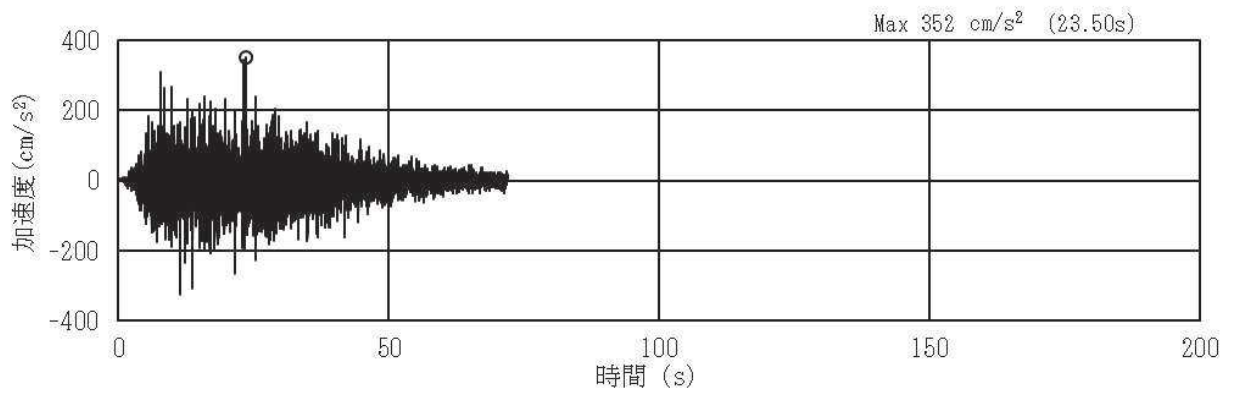
(a) 加速度時刻歴波形



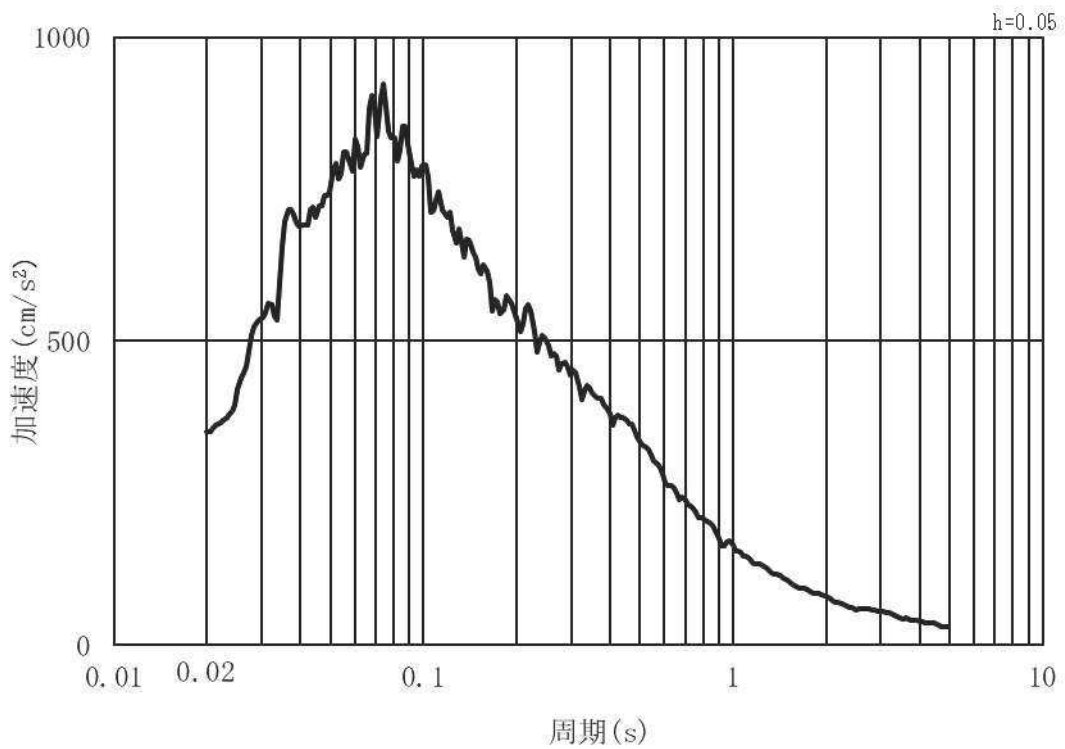
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19(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 d - D 2) 第 3 号機側





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19(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 d - D 2) 第 3 号機側

### 3.5.6 解析モデル及び諸元

#### (1) 解析モデル

##### a. 構造物のモデル化

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また，周辺地盤を杭周地盤ばねでモデル化し，杭の各質点に取り付ける。

解析モデル図を図 3.5-20～図 3.5-26 に示す。

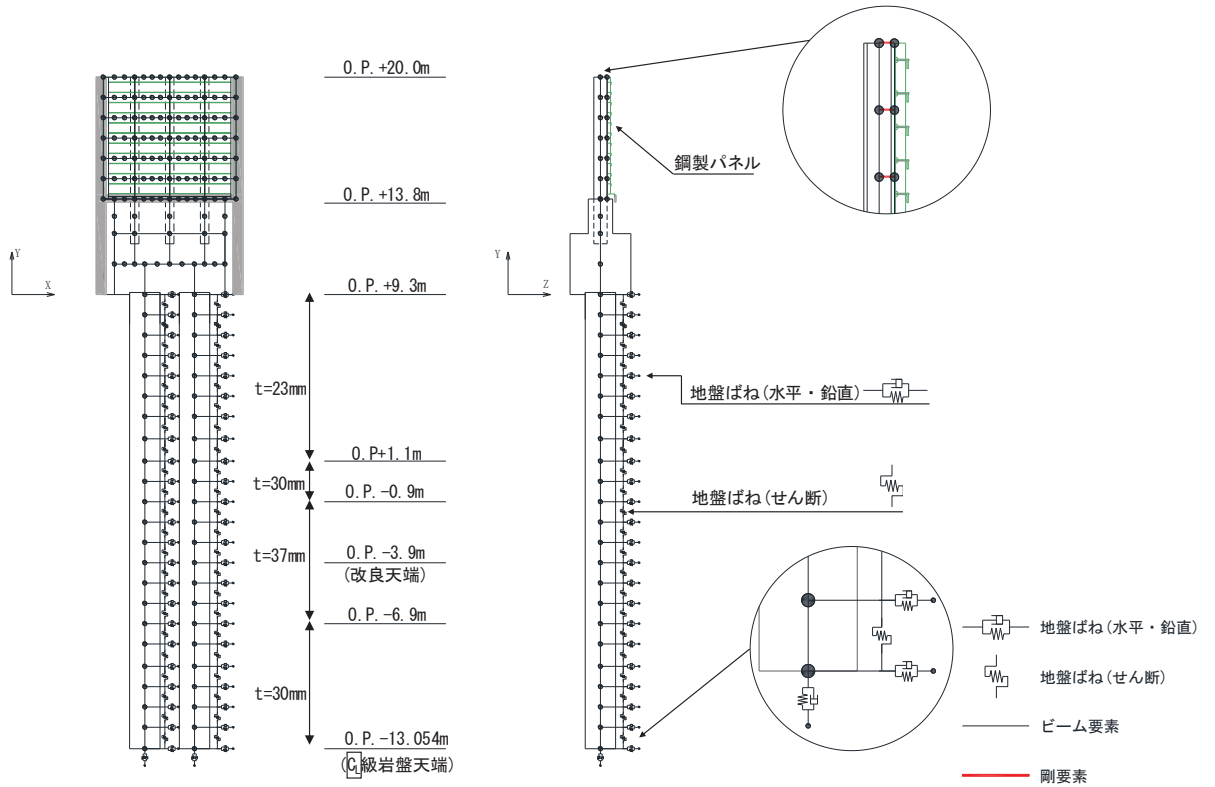


図 3.5-20 解析モデル（断面①）

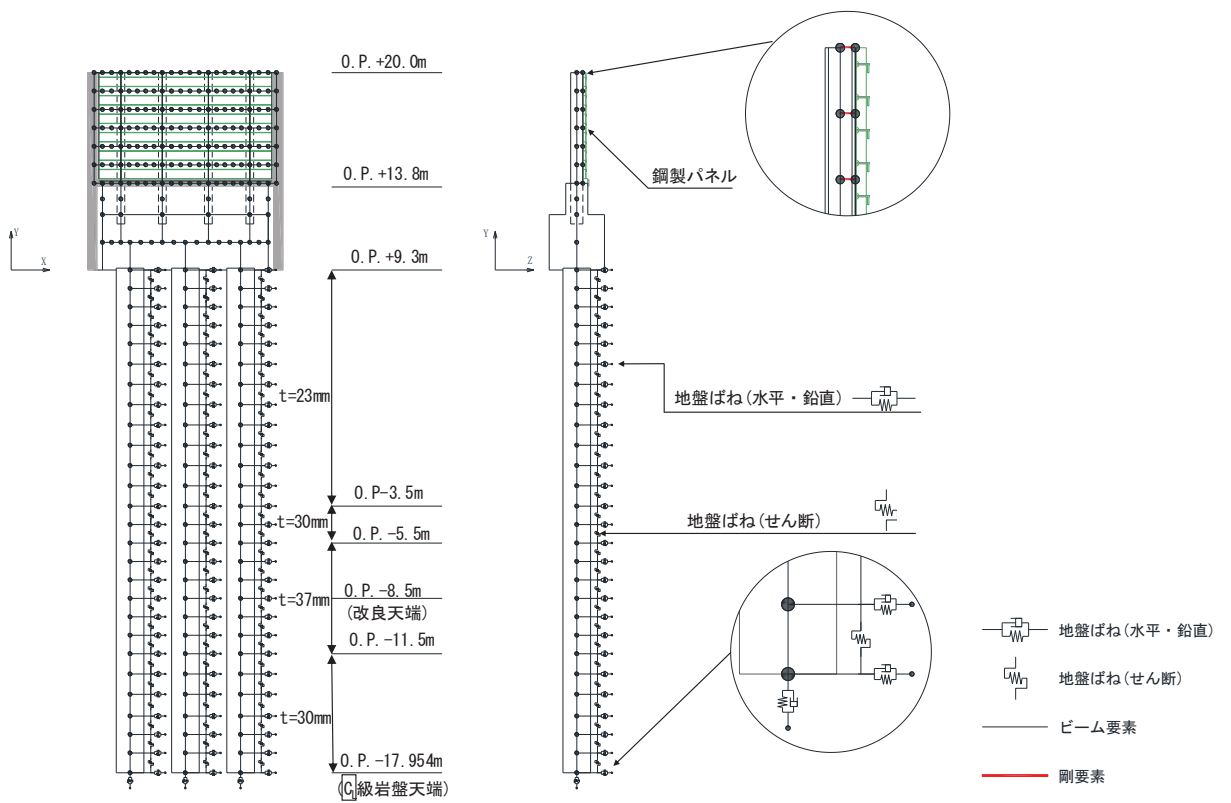


図 3.5-21 解析モデル (断面②)

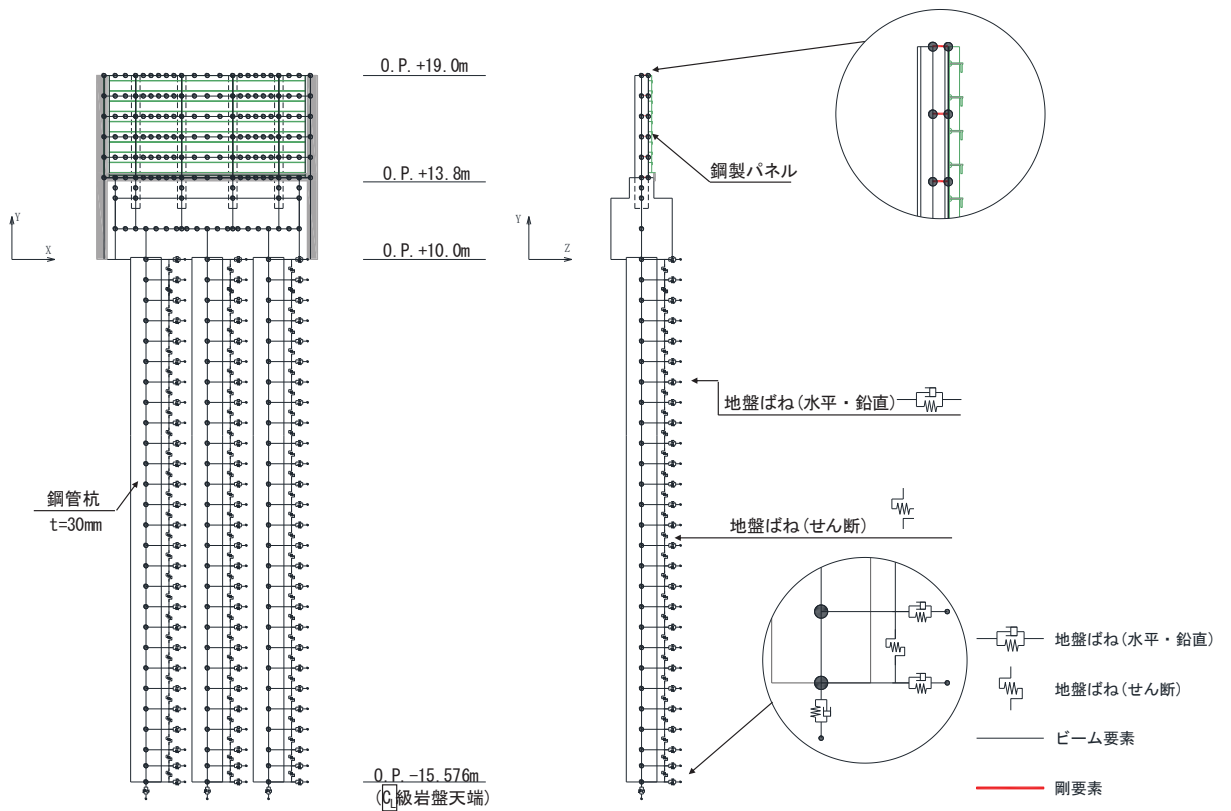


図 3.5-22 解析モデル (断面③)

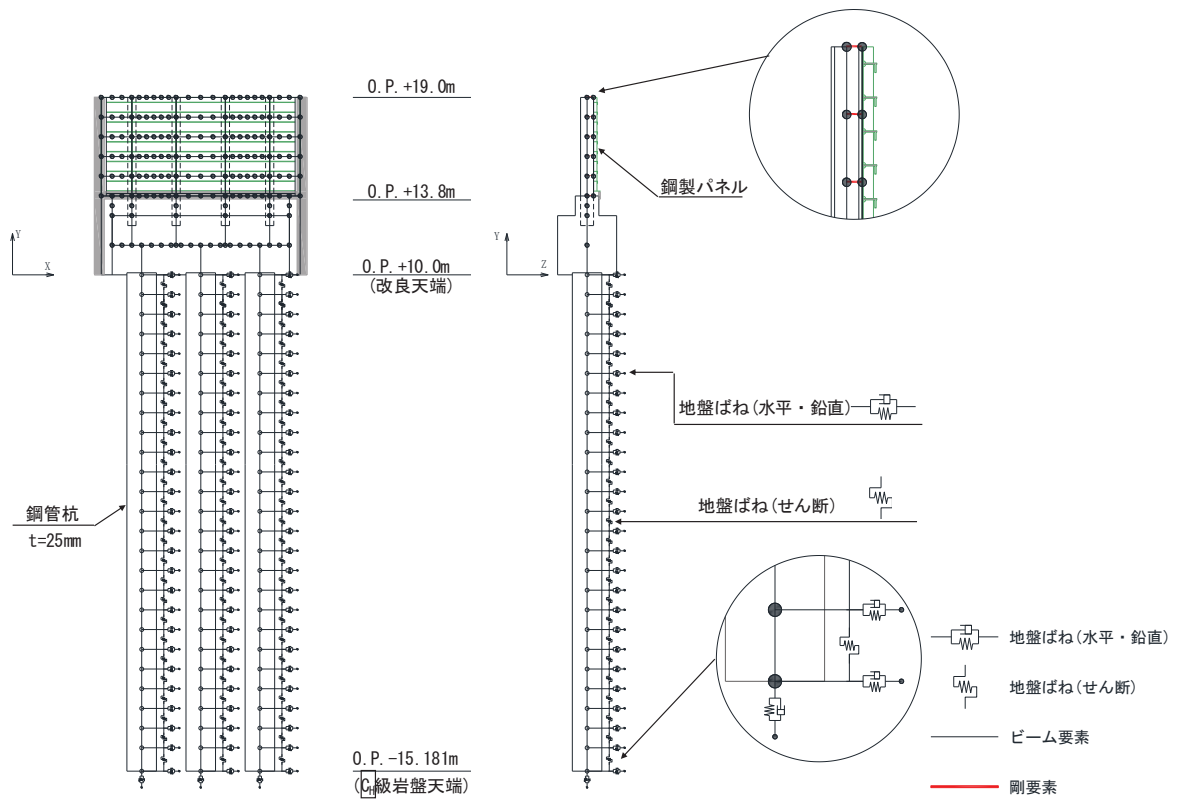


図 3.5-23 解析モデル (断面④)

追而

図 3.5-24 解析モデル (断面⑤)

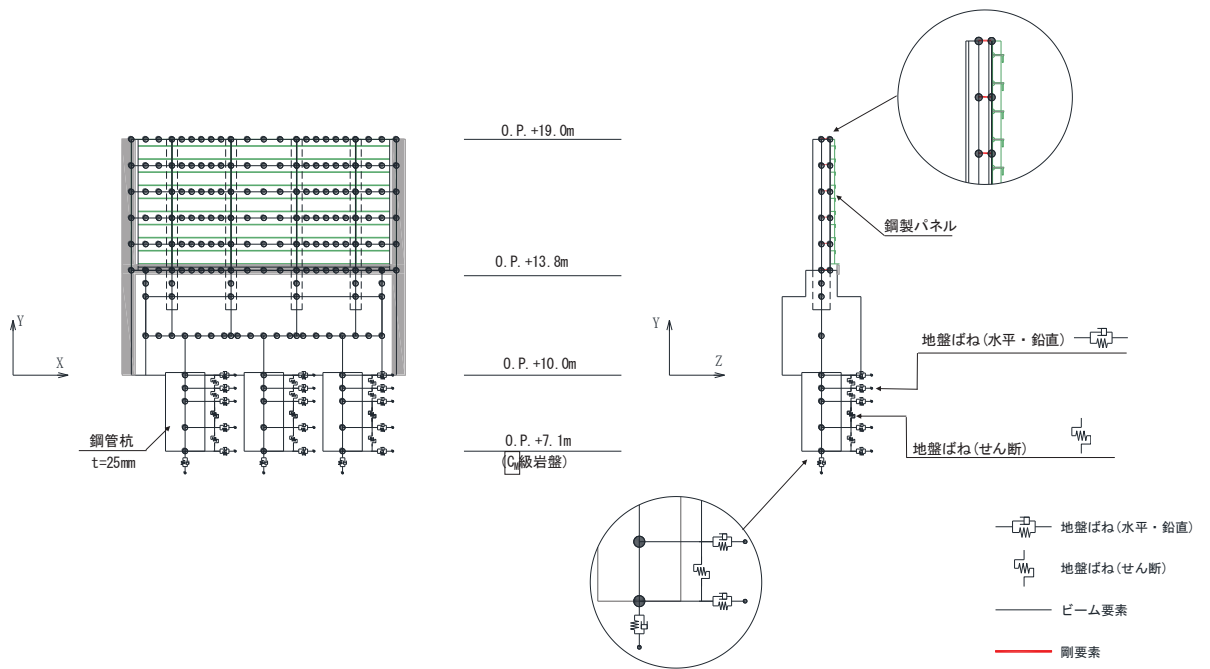


図 3.5-25 解析モデル (断面⑥)

追而

図 3.5-26 解析モデル (断面⑦)

b. 地盤ばねのモデル化

(a) 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（J E A C 4 6 1 6-2009）」に基づき，Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮し，水平地盤ばね，鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお，断面⑥においては，岩盤部に設置されており，杭間の相互作用は小さいと考えられることから，群杭効果は考慮しない。

① 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき，以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left( \frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで，

- $K_a$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)
- $k_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)  
(kN/m<sup>2</sup>)
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_p$  : 杭本数
- $D$  : 杭径 (m)
- $E_s$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数
- $E_p \times I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$  : Francis のばねに考慮する群杭効果

【群杭係数】

$$\alpha_{HH} = N_p^{-a}$$

$$a = 0.9 \times f_x + a'_0$$

$$a'_0 = \gamma \times a_0 + \frac{1-\gamma}{5}$$

$$a_0 = \frac{1}{5 + \left(65 \times \frac{D}{L}\right)^{1.5}}$$

$$\gamma = 0.7 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.35} \quad (\gamma \leq 1)$$

$$f_x = \left\{0.3 + wx \times \log_{10}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\right\} \times \left(\frac{D}{S}\right)^{0.75}$$

$$wx = 0.16 - 0.35 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.3} \times \left(\frac{D}{L}\right)$$

ここで、

$\alpha_{HH}$  : 水平方向の群杭係数

$N_p$  : 杭本数

$S$  : 杭間隔 (m)

$L$  : 杭長 (m)

$D$  : 杭径 (m)

$V_{s1}$  : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

$V_{s2}$  : 支持地盤の S 波速度 (m/s)

$E_p$  : 杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$E_s$  : 表層地盤を一層に置き換えた場合のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>) \*1

注記\*1:  $V_{s1}$  および第 1 層の  $\rho \times v$  より算定する

群杭係数評価式の適用に際しては、図 3.5-27 に示すような表層地盤と支持地盤の 2 層地盤に区分し、表層を 1 層に置換する。このとき、S 波速度を表層地盤の卓越周期が等しくなるように設定する。

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2}\right)}{V_{si}^2}}$$

$$V_{s1} = \frac{4H}{T_G}$$

$T_G$  : 表層地盤の卓越周期 (s)

$H_i$  : 地表面から i 層までの深さ (m)

$V_{si}$  : i 層の S 波速度 (m/s)

$h_i$  : i 層の厚さ (m)

$V_{s1}$  : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

$H$  : 表層の厚さ (m)

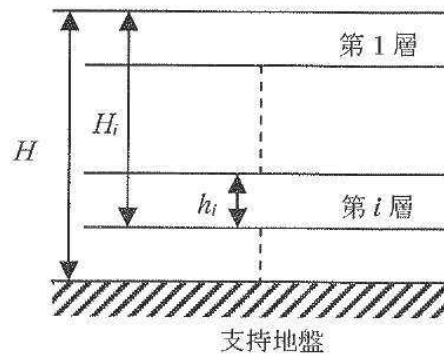


図 3.5-27 群杭係数の設定に用いる各層の概略図

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで、

$C_a$  : 減衰定数

$c_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平減衰定数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_{La}$  : Lysmer の波動速度 (m/s)

$\nu$  : 地盤のポアソン比



② 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left( \frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- $K_v$  : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- $K'_v$  : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- $S_v$  : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m<sup>2</sup>)
- $\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $e_v$  : 鉛直分布ばねの群杭効果
- $N_p$  : 杭本数
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 杭長 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $D$  : 杭径 (m)
- $\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$  : 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$  : 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)
- $C'_V$  : 杭底面の減衰係数
- $\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $N_p$  : 杭本数
- $D$  : 杭径 (m)
- $\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)
- $V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

③ せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- $K_{b(S)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_p$  : 杭本数
- $\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)
- $A_{S0(S)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)
- $D$  : 杭径 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)
- $V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-28 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。

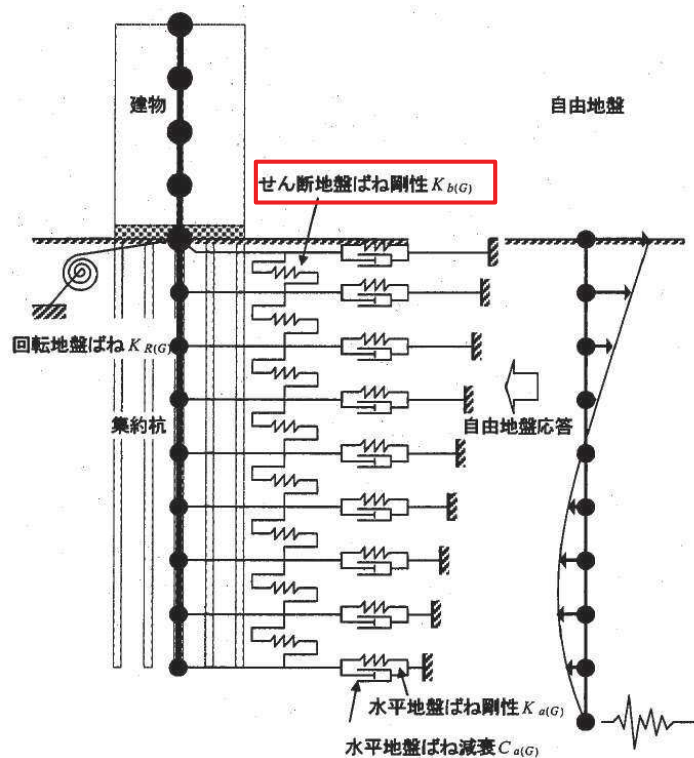


図 3.5-28 せん断地盤ばねの概要図

〔「質点系モデルによる杭基礎建物の地震応答解析法，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，2008 年 2 月」より引用（一部加筆）〕

(b) 非線形特性

非線形特性として、旧表土，盛土，**D**級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について，地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については，自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして，地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに，地盤の非線形性を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお，入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに，上記のばね定数を初期剛性とし，地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い，図 3.5-29 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデ

ル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点から踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

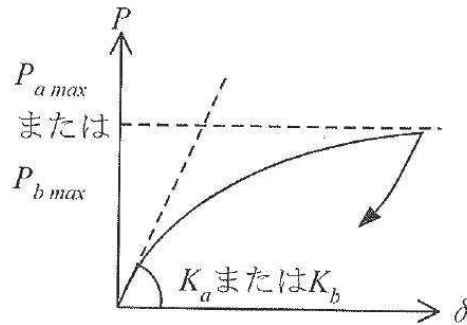


図 3.5-29 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- $K_a$  : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{amax}$  : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- $K_b$  : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{bmax}$  : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- $P$  : ばね反力 (kN)
- $\delta$  : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

ここで,

- $\sigma_0$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_p$  : 受働土圧係数
- $D$  : 杭の直径 (m)
- $\ell$  : 杭の節点の分担長 (m)
- $N_p$  : 杭本数
- $C_u$  : 非排水せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\varphi$  : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- $A_s$  : 有効せん断面積 (m<sup>2</sup>)
- $\tau_{max}$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $D$  : 杭の直径 (m)
- $\ell$  : 杭の節点間距離 (m)
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

c. 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-20～図 3.5-26 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

(a) 静的解析

静的解析は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り、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-30 に示す。

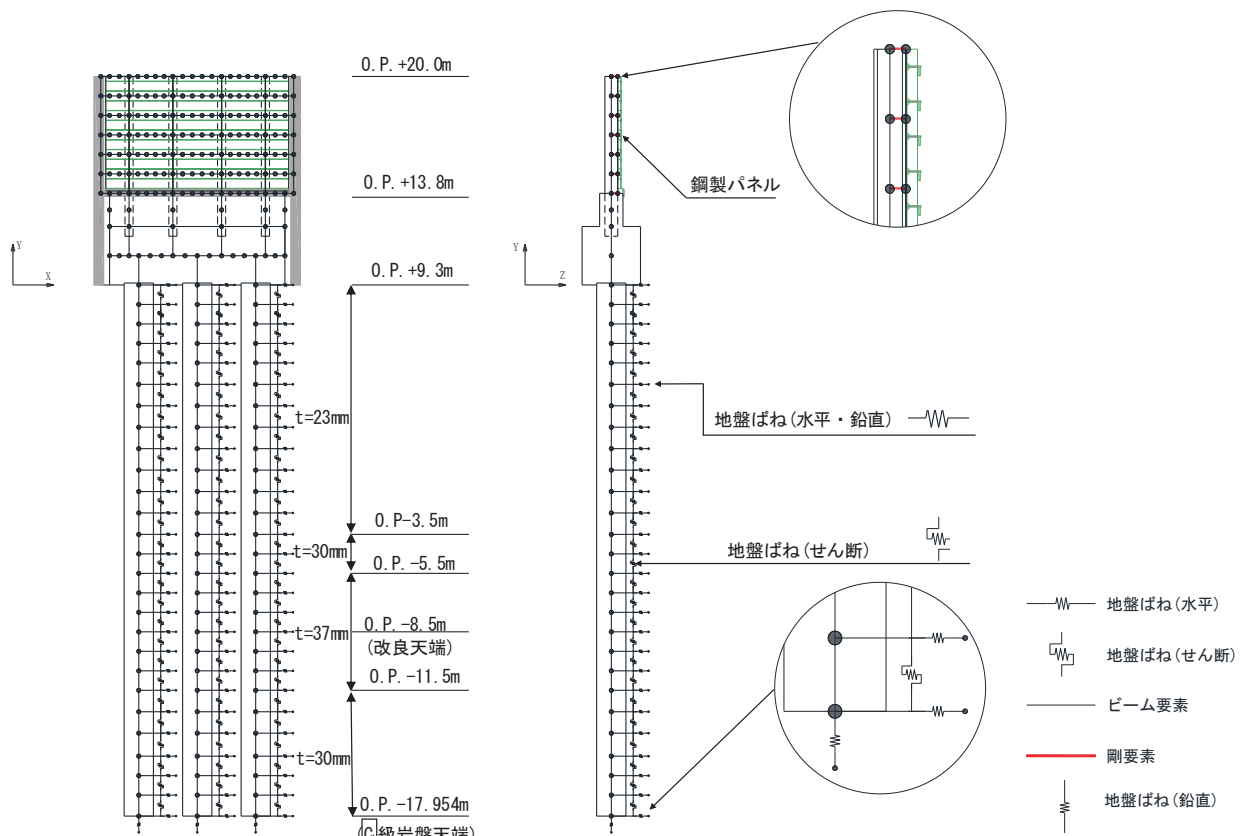


図 3.5-30 静的解析モデル (断面②の例)

(b) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-31 に示す。

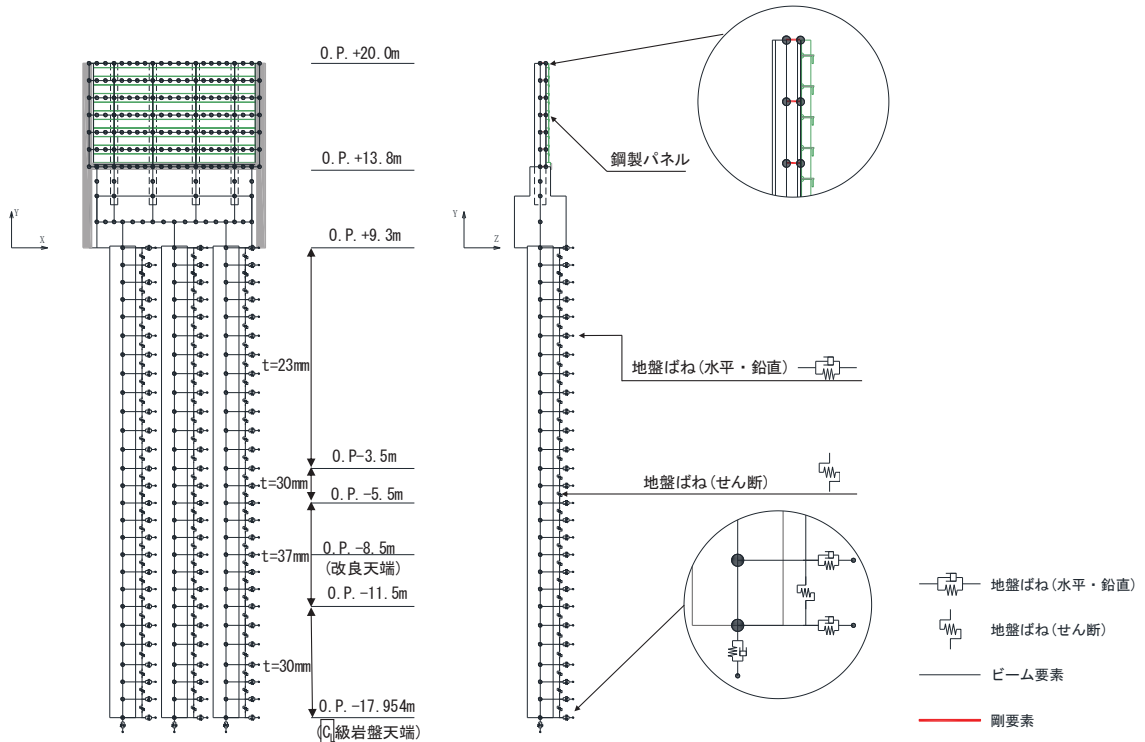


図 3.5-31 固有値解析モデル (断面②の例)

d. 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル (ばね質点系) に入力する地盤応答は、断面⑥を除く断面においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは、3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき、各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。要素分割は、最大要素幅は 4m、奥行きは 1.0m、最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の 5 分の 1 程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義している O.P. -201m とする。

減衰は 3.2.3 に示す Rayleigh 減衰を考慮する。

非線形特性については、旧表土、盛土、D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については、修正 GHE モデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により、地震応答解析モデル (ばね質点系) に入力する地盤応答を作成する。

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端 (杭下端) 位置における応答加速度波形 (E+F) を入力する。また変位・速度

については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3.5-32 に示す。

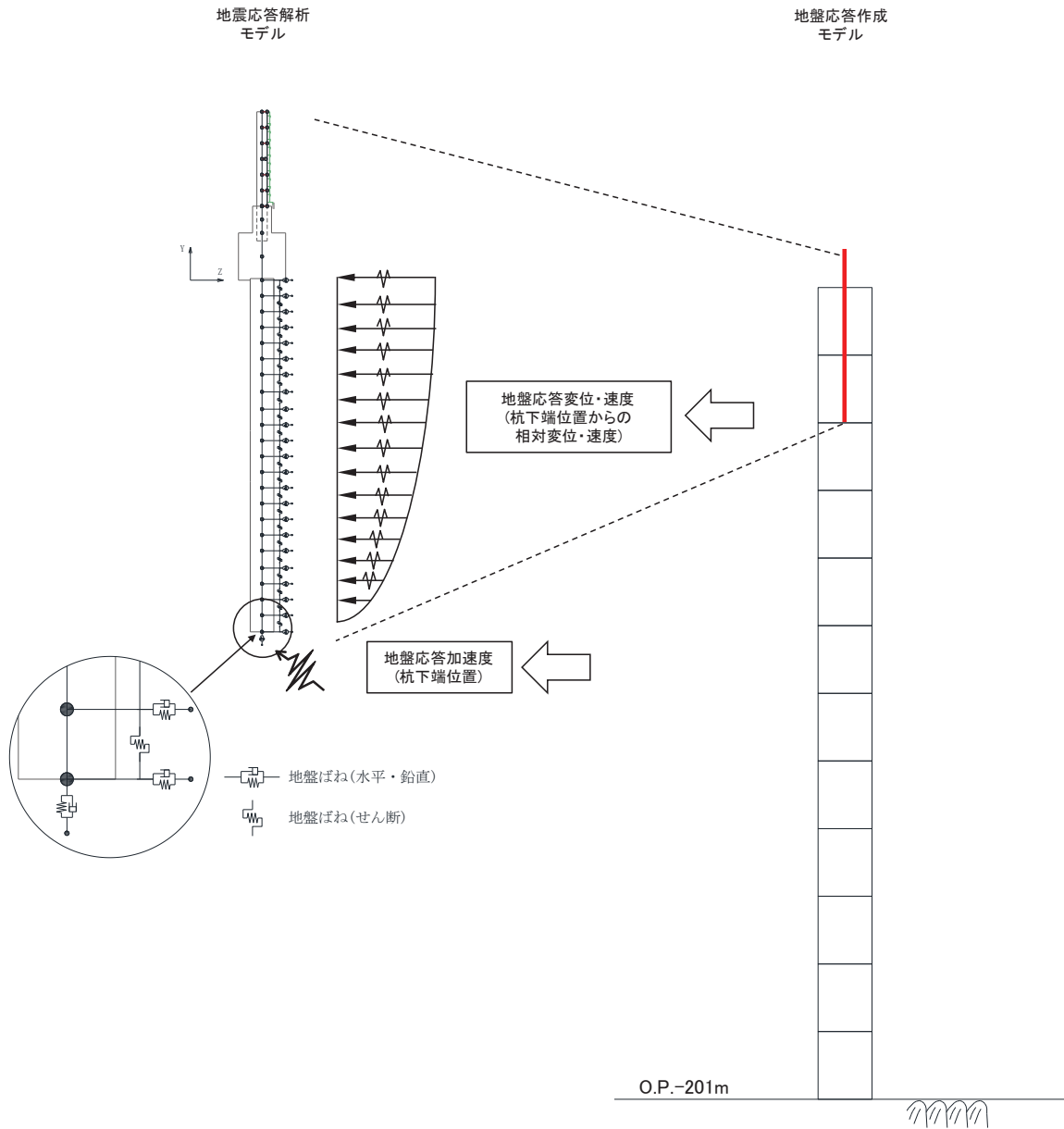


図 3.5-32 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要



### 3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-15 に、材料の物性値を表 3.5-16 に示す。

表 3.5-15(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 <sup>*2</sup> )
	鋼管杭 <sup>*1</sup>	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 前半の「8」は引っ張り強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引っ張り強さの 80% である 640N/mm<sup>2</sup> が降伏点であることを示している。(以下同様)

表 3.5-15(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭 <sup>*</sup>	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\* : 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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-15(3) 使用材料 (断面④・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\* : 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 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-15(4) 使用材料 (断面⑤)

追而

表 3.5-15(5) 使用材料 (断面⑦)

追而

表 3.5-16 材料の物性値

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
コンクリート	f' <sub>ck</sub> = 30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8 × 10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> = 50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3 × 10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00 × 10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.8 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

### 3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3.5-17 に示す。

表 3.5-17 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

### 3.5.10 評価方法

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 鋼板

鋼板は、スキンプレートと横リブで構成されている。鋼板の構造図を図 3.5-33 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、鋼製支柱により支持される支点間距離が、同一鋼板の中で位置ごとに異なるため、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各単位で算出し評価に用いる。

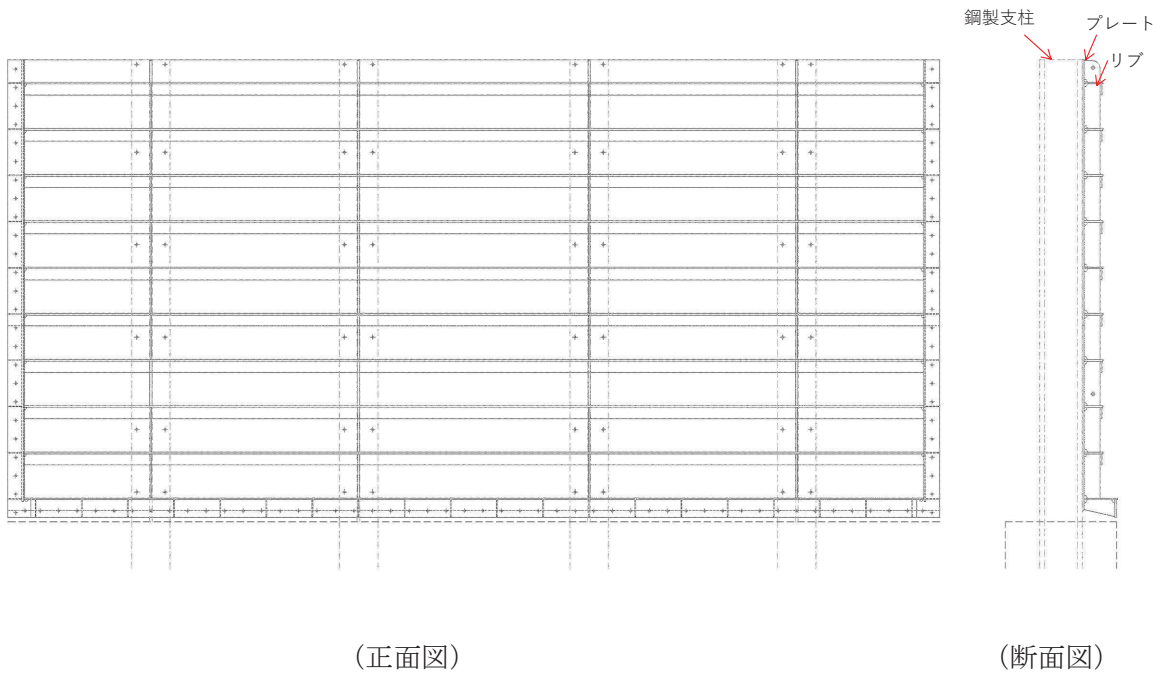


図 3.5-33 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(鋼板の有効幅を考慮した評価方法について)

鋼板は図 3.5-34 に示すとおり、鋼製支柱により支持される条件により以下の 3 区間に分類される。

張り出し部：ゲルバー桁の箇所

中間支点部：連続桁の支点（鋼製支柱位置の節点）を構成する区間

支間中央部：連続桁の中間支点部以外の区間

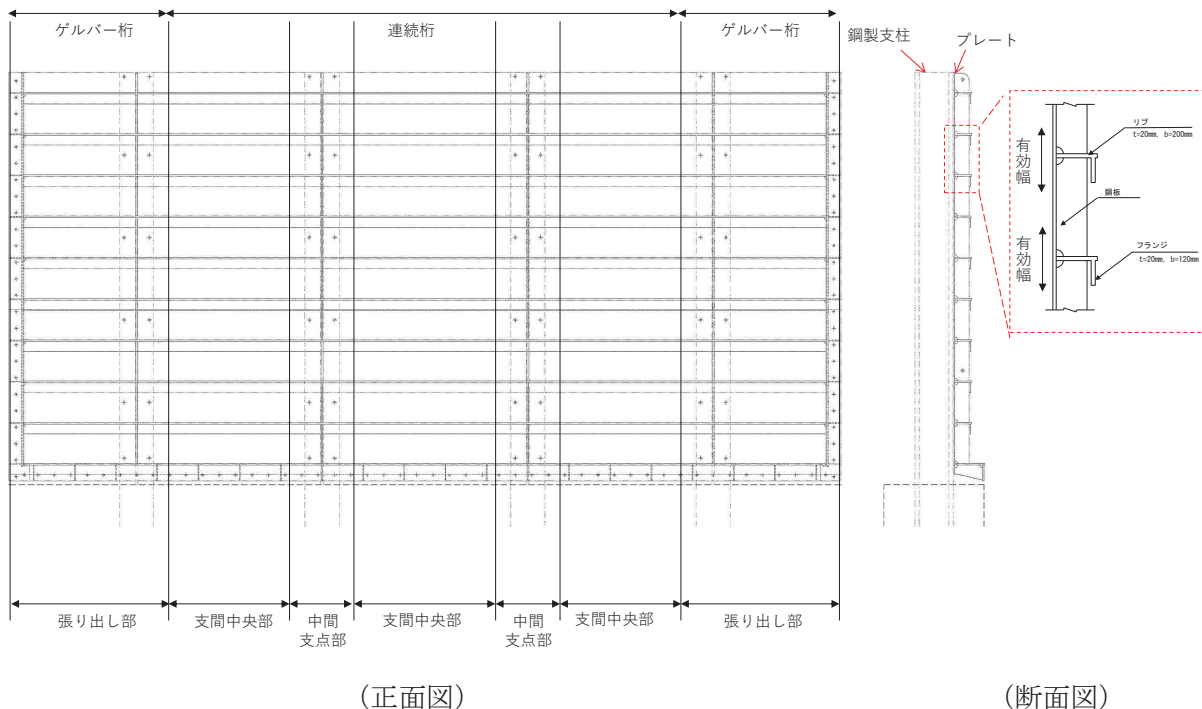


図 3.5-34 鋼板の構造図（正面図，断面図）

上記部位ごとでは断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅が異なるため、それぞれの箇所ごとに有効幅及び剛性を算定して地震応答解析にて考慮する。また、断面性能が同一となる範囲ごとに照査を行う。

有効幅の算定は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき行う。

鋼板の評価フローを図 3.5-35 に、有効幅の算定方法を図 3.5-36 に、有効幅の算定例として断面②を例に、モデル図を図 3.5-37 に、算出結果を表 3.5-18 に示す。

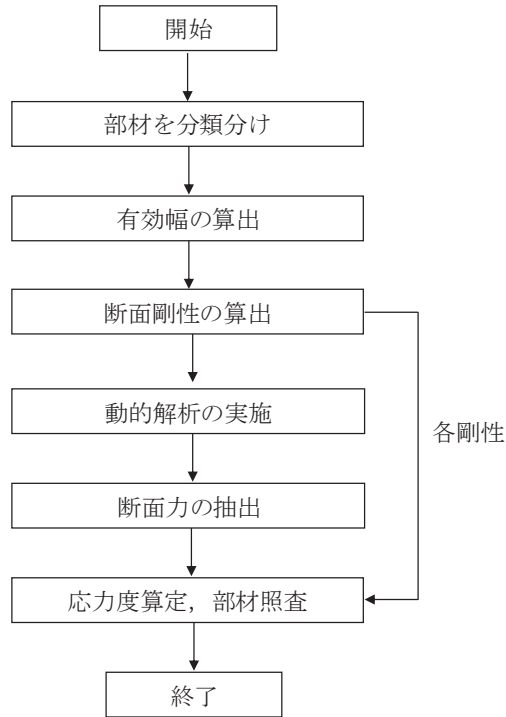


図 3.5-35 鋼板検討フロー図

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅  $\lambda$  は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} b && \left( 0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left( 0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11.3.2)$$

ここに、 $\lambda$  : フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)  
 $b$  : 腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm)  
 (図-11.3.3)  
 $l$  : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

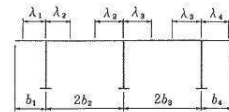


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅			摘 要	
	記号	適用式	等価 支間長 $l$		
単純 桁	①	$\lambda L$	(11.3.1)	$L$	
	⑤	$\lambda L_2$	(11.3.1)	$0.8L_1$ $0.6L_2$	
連続 桁	③	$\lambda S_1$	(11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$ $0.2(L_2 + L_3)$	
	⑦	$\lambda S_2$	(11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$ $0.2(L_2 + L_3)$	
	②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。			
ゲル バー 桁	①	$\lambda L_1$	(11.3.1)	$L_1$	
	④	$\lambda L_3$	(11.3.1)	$0.8L_3$	
	②	$\lambda S_2$	(11.3.2)	$2L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。			

図 3.5-36 鋼板の有効幅の算出方法

(「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋)

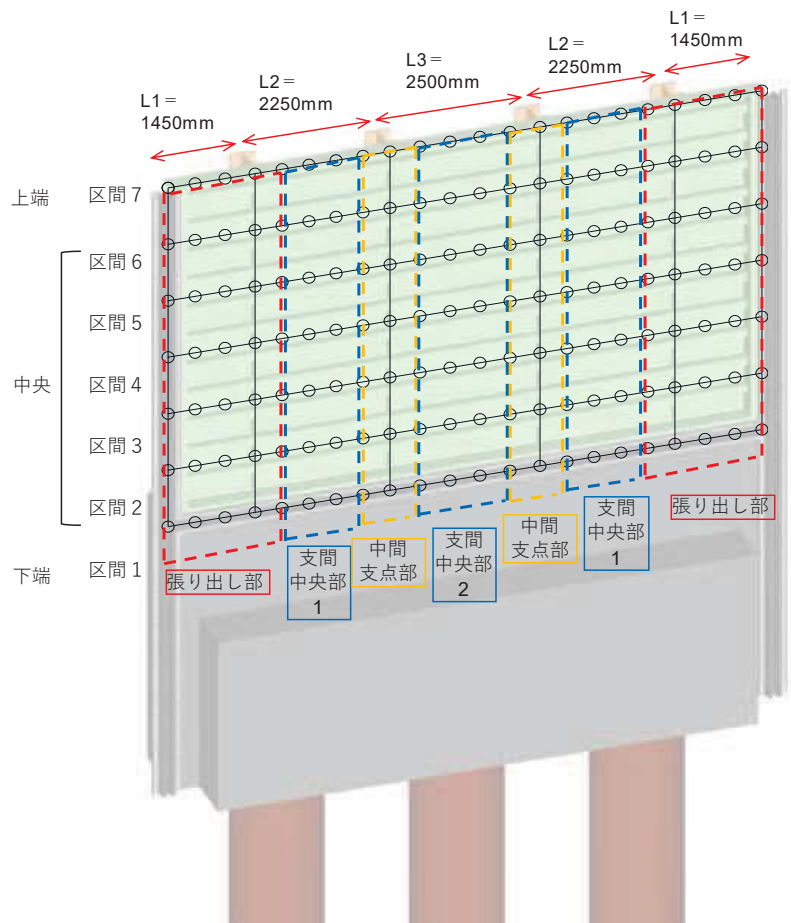


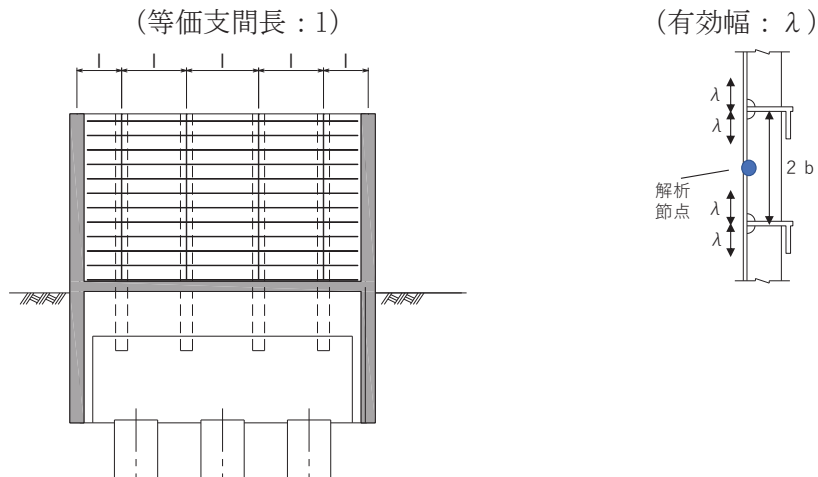
図 3.5-37 鋼板モデル図例 (断面②)

表 3.5-18 鋼板有効幅算出結果 (断面②の例)

断面②		区間 (箇所)	b (mm)	l (mm)	b/l	適用式			λ (mm)
上端 (区間7) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
中央 (区間2~6) 横リブ2枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
下端 (区間1) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116
	支間中央部 1	⑤	125	1350	0.093	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	114
	中間支点部	③	125	950	0.132	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	90
	支間中央部 2	⑤	125	1500	0.083	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	117
	張り出し部 右端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116

ここで、

- b : フランジ (鋼板ではリブ) 間距離の 1/2 (mm)
- l : 等価支間長 (mm)
- λ : 有効幅 (mm)





① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3.5-38 に示す断面形状にて、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。応力度は二軸合成応力度として算出する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に  $N, M_y, M_z$  ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

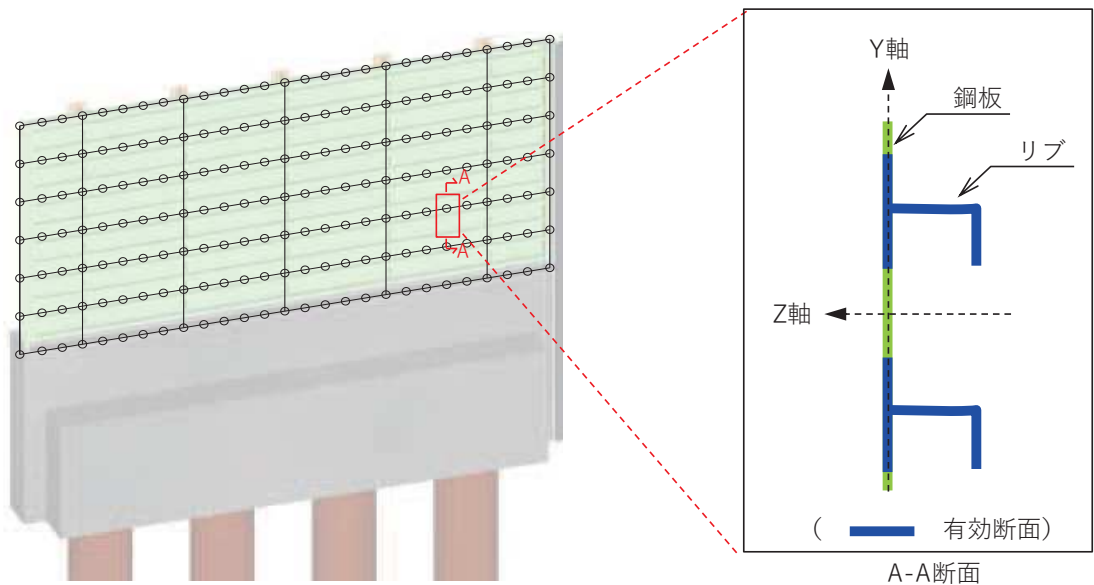


図 3.5-38 鋼製パネル断面形状

応力度算出の例として、断面②における任意の節点位置における曲げ応力度の算定例を表 3.5-19 に示す。

表 3.5-19(1) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub> それぞれ単独の応力度)

垂直応力度							
$\sigma_n$	$\sigma_{mza}$	$\sigma_{mzb}$	$\sigma_{mzc}$	$\sigma_{mva}$	$\sigma_{myc}$	$\sigma_{mye}$	$\sigma_{mvh}$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
0.541	-9.893	4.265	5.398	-3.693	-0.250	0.000	4.193

ここで、

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

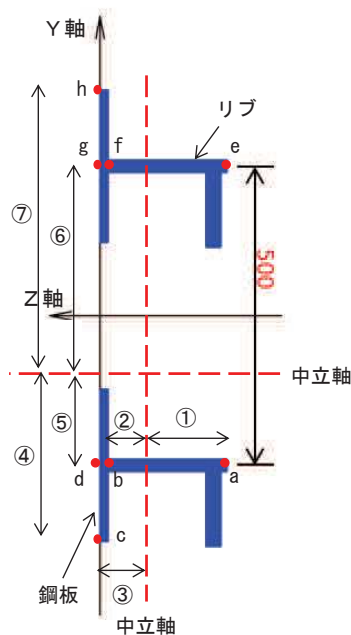
$$\sigma_{mza} = \frac{M_z}{Z_1} \quad \sigma_{mzb} = \frac{M_z}{Z_2} \quad \sigma_{mzc} = \frac{M_z}{Z_3} \quad \sigma_{mzd} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mze} = \sigma_{mza} \quad \sigma_{mzf} = \sigma_{mzb} \quad \sigma_{mzg} = \sigma_{mzc} \quad \sigma_{mzh} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mya} = \frac{M_y}{Z_4} \quad \sigma_{myb} = \sigma_{mya} \quad \sigma_{myc} = \frac{M_y}{Z_5} \quad \sigma_{myd} = \sigma_{mya}$$

$$\sigma_{mye} = \frac{M_y}{Z_6} \quad \sigma_{myf} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myg} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myh} = \frac{M_y}{Z_7}$$

注記\* : Z<sub>1</sub>~③及び Z<sub>4</sub>~⑦は、下図に示す中立軸から照査位置 (a~h) までの距離に応じた断面係数



(垂直応力度算出位置)

表 3.5-19(2) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, My, Mz を組み合わせた応力度)

垂直応力度二軸合成							
$\sigma_a$	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_d$	$\sigma_e$	$\sigma_f$	$\sigma_g$	$\sigma_h$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
10.684	5.057	6.189	10.434	4.806	5.939	9.631	10.132

ここで,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= |\sigma_n| + |\sigma_{mza}| + |\sigma_{mya}| & \sigma_b &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzb}| + |\sigma_{myb}| \\ \sigma_c &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzc}| + |\sigma_{myc}| & \sigma_d &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzd}| + |\sigma_{myd}| \\ \sigma_e &= |\sigma_n| + |\sigma_{mze}| + |\sigma_{mye}| & \sigma_f &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzf}| + |\sigma_{myf}| \\ \sigma_g &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzg}| + |\sigma_{myg}| & \sigma_h &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzh}| + |\sigma_{myh}| \end{aligned}$$

→当該節点における曲げ応力度は、 $\sigma_a \sim \sigma_h$  で最も応力度が最大となる  $\sigma_a = 10.684 \text{ N/mm}^2$  とする。

② せん断力照査

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

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで,

- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで,

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(2) 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力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。

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $M_2$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_2$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $N_2$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- $A_2$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

② せん断力照査

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

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、

- $\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_2$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)
- $A_2$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(3) 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼板の重量に設計水平震度を乗じて慣性力として算出する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼板に発生する最大水平加速度から以下の式により鋼板の各高さでの最大水平震度  $k_h$  を算定し、作用させる。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

$k_h$  : 設計水平震度

$\alpha_{max}$  : 鋼板の各高さでの最大水平加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

(評価方法)

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

$\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

$A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)

(4) フーチング

① フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。

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「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置および時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せず、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.8-3 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-20 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

② フーチング (ペDESTAL部)

ペDESTAL部 (鋼製支柱巻き立て部) については、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に発生する支圧応力及び押し抜きせん断力が、許容限界以下であることを確認する。

フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図を図 3.5-39 に示す。

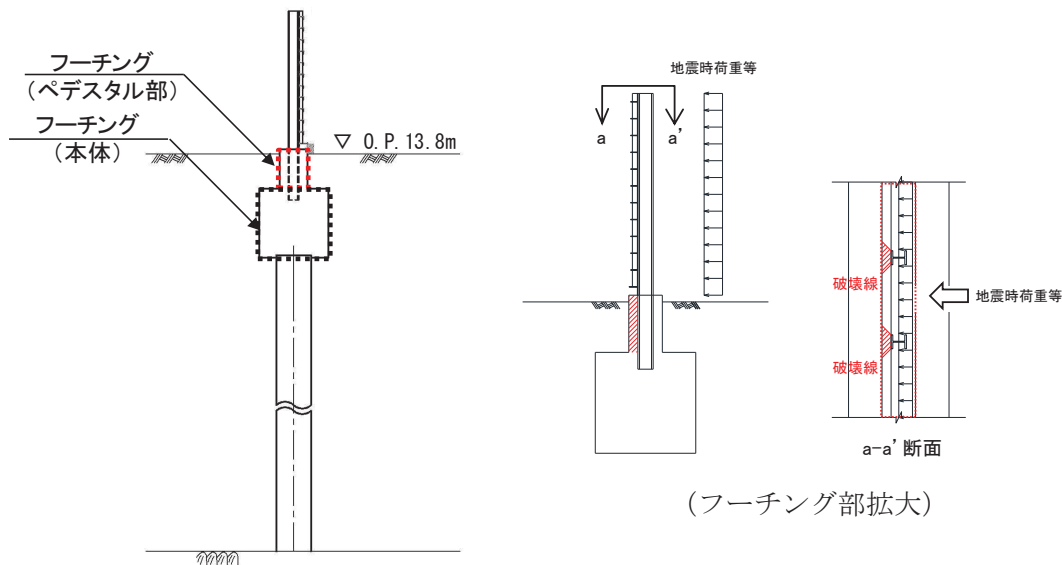


図 3.5-39 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

水平支圧は曲げモーメント及びせん断力を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。支圧評価に用いる寸法位置を図 3.5-40 に示す。

$$\sigma_c = \frac{S}{A} + \frac{M_a}{Z} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

$$M_a = M + S \times \frac{d}{2}$$

$$A = b' \times d$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

ここで、

- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 鋼製支柱下端に発生する曲げモーメント (kN・m)
- S : 鋼製支柱下端に発生するせん断力 (kN)
- $M_a$  : a 点回りのモーメント (kN・m)
- A : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)
- Z : 鋼製支柱根入れ部のコンクリートの断面係数 (m<sup>3</sup>)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- b : 鋼製支柱フランジ長 (m)
- b' : 支圧力分布長 (m)

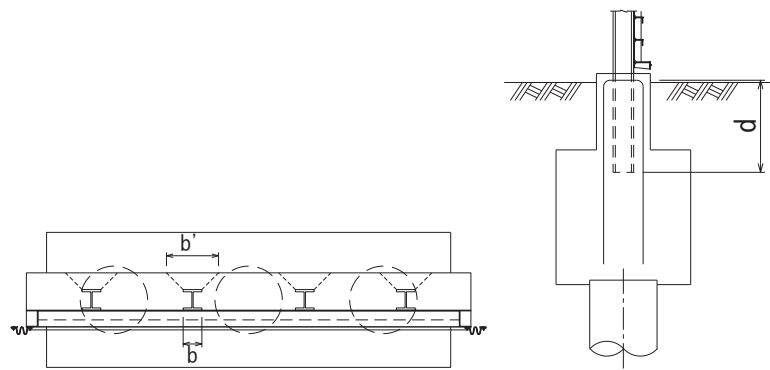


図 3.5-40 支圧に関する寸法

また、水平押し抜きせん断力は支圧応力度を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。算出概念図を図 3.5-41 に示す。

$$S = \sigma_c \times H \times \frac{B}{2} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

$$H = d \cdot \sigma_{c1} / \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$

ここで、

- S : 水平押し抜きせん断力 (kN)
- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- H : 圧縮が作用する範囲 (mm)
- B : 鋼製支柱フランジ幅 (mm)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- $\sigma_{c1}$  : 上端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{c2}$  : 下端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

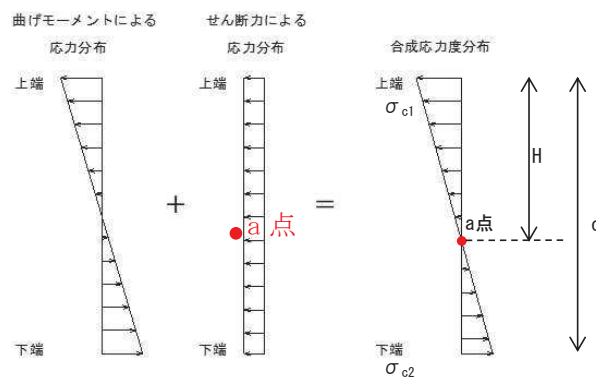


図 3.5-41 水平押し抜きせん断力算出概念図



(5) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

① 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

$M_y$ ：鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

$\sigma_y$ ：鋼管杭の降伏強度（N/mm<sup>2</sup>）

$N_4$ ：鋼管杭に発生する軸力（kN）

$A_4$ ：鋼管杭の断面積（m<sup>2</sup>）

$Z_4$ ：鋼管杭の断面係数（m<sup>3</sup>）

② せん断力照査（杭体）

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

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

$\tau_4$ ：鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm<sup>2</sup>）

$S_4$ ：鋼管杭に発生するせん断力（N）

$A_4$ ：鋼管杭の断面積（mm<sup>2</sup>）

$\kappa_1$ ：せん断応力の分布係数（2.0）

③ 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、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）に基づき、図3.5-42に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント

以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

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「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

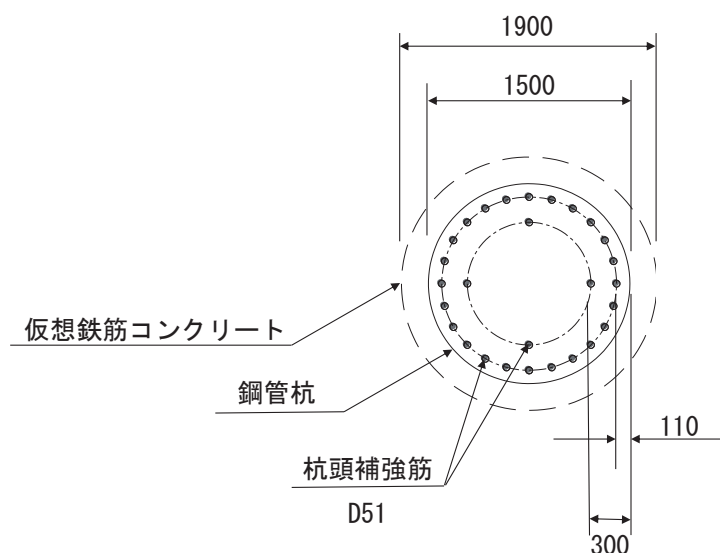


図 3.5-42 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

### 3.6 評価条件

追而

#### 4. 評価結果

追而

(参考資料 1) 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

1. 概要

本章では、杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）について基本設計段階（設置変更許可段階）において示した基本設計方針を踏まえ、詳細設計のなかで具体化した内容を、基本設計方針の内容とあわせて説明する。

以下に、基本設計方針において例示していた項目に対して具体化した事項を示す。

項目	説明箇所
防潮堤接合部の構造形式について	2. (2) 構造概要, 2. (4) 止水確保の考え方 (2. (4). c. 異種構造物間)
平面配置について	2. (3) 設置個所の概要
鋼製扉部の開閉装置について	2. (4) 止水性確保の考え方
地中部からの回り込みに対する止水性確保	2. (4). d. 地中部からの回り込み
基礎構造のうち杭下端部の支持方法	2. (5)a. 杭下端部の支持方法について

2. 設計方針の概要

(1) 要求機能

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は、取水路、放水路から流入する津波の敷地への浸水を防止すること、基準地震動  $S_s$  に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

そのため、十分な構造強度を有する構造とするとともに、取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるよう配置することを基本とし、防潮堤に隣接する 2, 3 号機海水ポンプ室においては、防潮堤背面補強工を防潮壁の一面として止水ジョイントを介して接合させる方針としている。

防潮壁の平面配置を図 1-1 に示す。

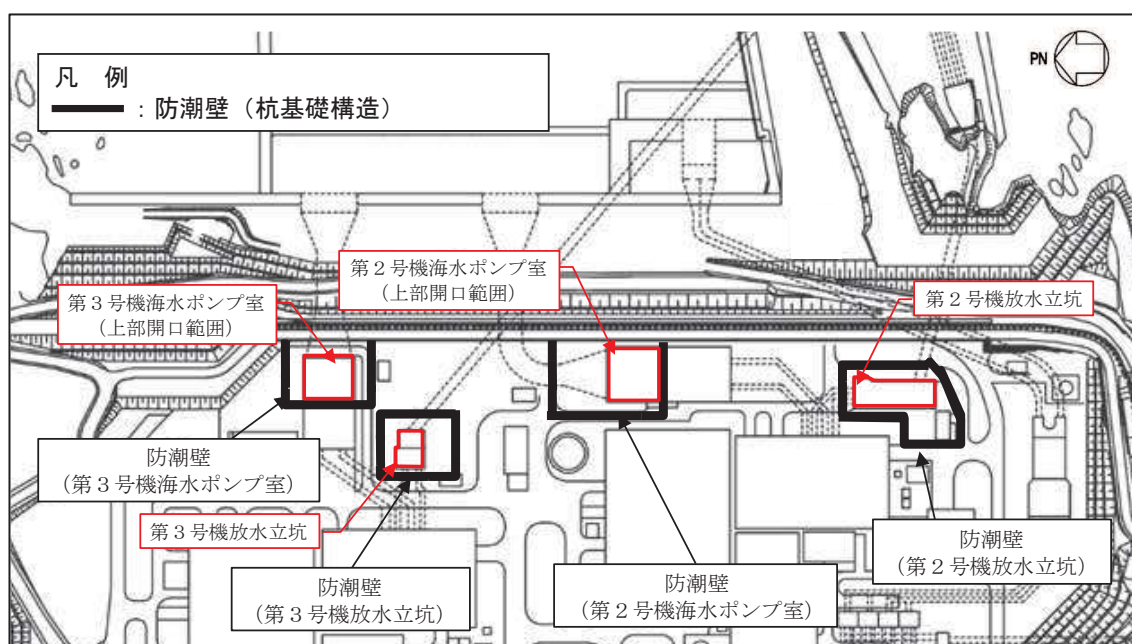


図 1-1 防潮壁の平面位置図

## (2) 構造概要

基本設計における前提条件や制約条件を以下に示す。

- ・ 防潮壁を設置する海水ポンプ室や放水立坑周辺には、既設の構造物との離隔が小さいなど、設置スペースが狭隘であり、大規模な構造を構築できない。
- ・ 防潮壁の基礎地盤となる岩盤は、最大で地上から 30メートル程度の深さの位置に分布し、取放水路や地下トレンチ等の地中構造物も設置されているため、大規模な基礎構造を構築できない。
- ・ 防潮壁により囲まれる海水ポンプ室や放水立坑については、保守管理等にあたり車両の出入りが必要なため、一部は開閉可能な構造であることが求められる。

上記の設計上の制約及び求められる要求機能を踏まえ、上部工と下部工を一体構造として、上部工は、高強度で軽量かつ遮水性のある鋼材を基本とし、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉（開閉式）の 3 種類の構造形式を配置し、下部工はフーチングと鋼管杭（一部、場所打ちコンクリート杭）を採用する。なお、基本設計段階では、防潮堤との接合部において、防潮堤との相対変位に対応するための許容変形量の大きな止水ジョイント構造を採用するために RC 壁形式を用いる計画としていたが、防潮堤沈下対策等により相対変位量が減少したことから、鋼製遮水壁（鋼板）形式を配置し、他同様に止水ジョイント（M型ジョイント）により接合する。

構造形式の概要を図 1-2 に、平面配置を図 1-3 に示す。

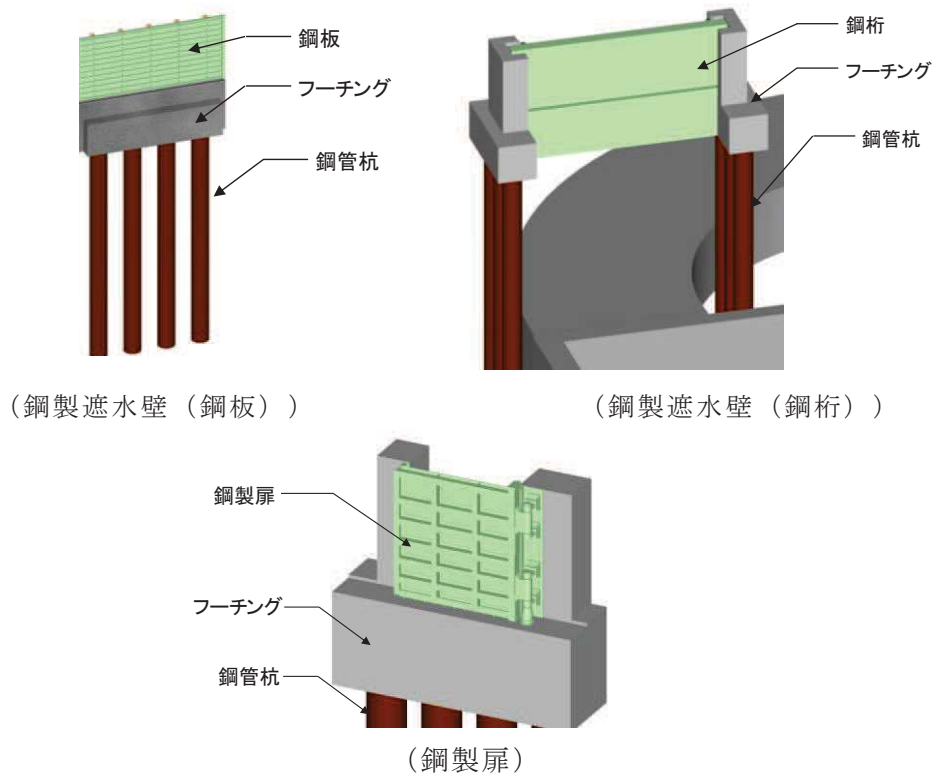


図 1-2 構造形式の概要

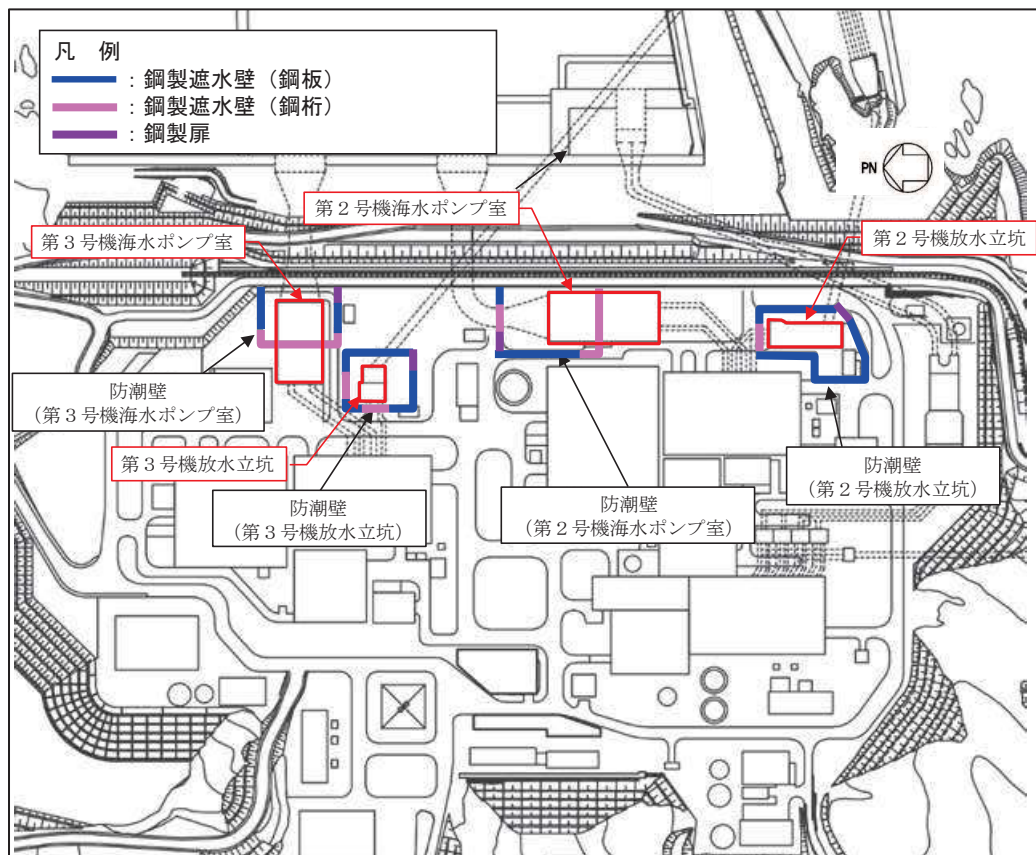


図 1-3 構造形式の平面位置図

また、杭基礎の支持層について、接地圧に対する十分な支持力を有することが要求され、基本設計段階では C<sub>L</sub>級岩盤或は C<sub>M</sub>級岩盤を支持層とする計画を考えていたが、耐震重要施設であることに鑑み、統一的に C<sub>M</sub>級岩盤に支持させる計画とした。（詳細は(5)a.にて後述）

さらに、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても施設の安全機能が損なわれるおそれがないことが要求され、基本設計段階では地下水による液状化の可能性に配慮する方針を示していたが、別途検討した設計用地下水位の影響を踏まえ、液状化による地盤変形を抑制すべく、杭周辺の液状化検討対象層（盛土や旧表土）について地盤改良する計画とした。（詳細は参考資料2にて後述）

（基礎杭は鋼管杭を基本とし、一部において場所打ちコンクリート杭を採用する計画としていたが、その詳細については、(5)b.にて後述）

### (3) 設置個所の概要

設置個所の概要を以下に示す。なお、津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないよう、前述のとおり取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるが、各種既設設備や既設杭との取り合いを踏まえつつ安全性向上の観点から基本設計段階よりも平面積を拡げた形状としている。既設杭との位置関係は本項の終わりに、平面積の形状変更に伴う入力津波水位等の評価結果は「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。



a. 2号機海水ポンプ室

2号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-4に示す。2号機海水ポンプ室及び2号機取水路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、北側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

なお、2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が拡がり、他の基礎杭と比べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するため場所打ちコンクリート杭とする。その詳細については、(5)b.にて後述する。

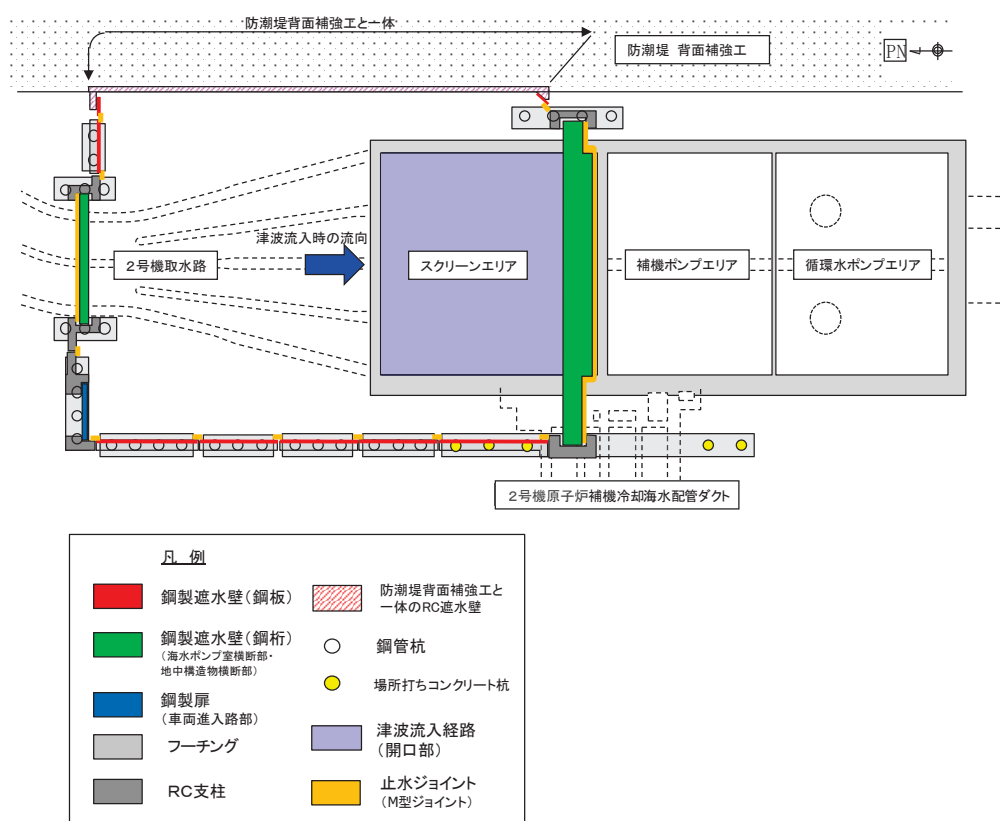


図1-4 2号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

b. 2号機放水立坑

2号機放水立坑防潮壁の構造形式を図1-5に示す。2号機放水管路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に設ける車両進入路部に鋼製扉を設置し、その他の区間に鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。また、鋼製遮水壁（鋼板）の一部には、2号機補機冷却系の放水を流下させるため、フーチングに設けた開口部に逆流防止設備（フラップゲート）を設置する。

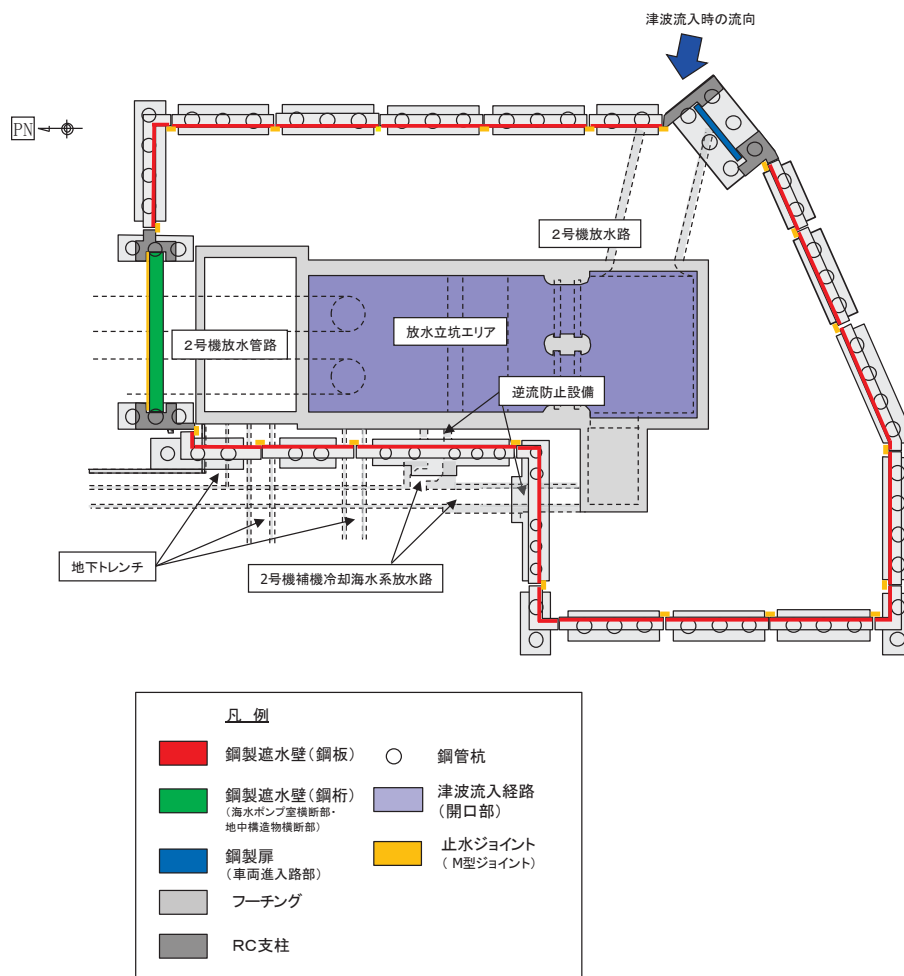


図1-5 2号機放水立坑防潮壁の配置概要

c. 3号機海水ポンプ室

3号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-6に示す。3号機海水ポンプ室横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

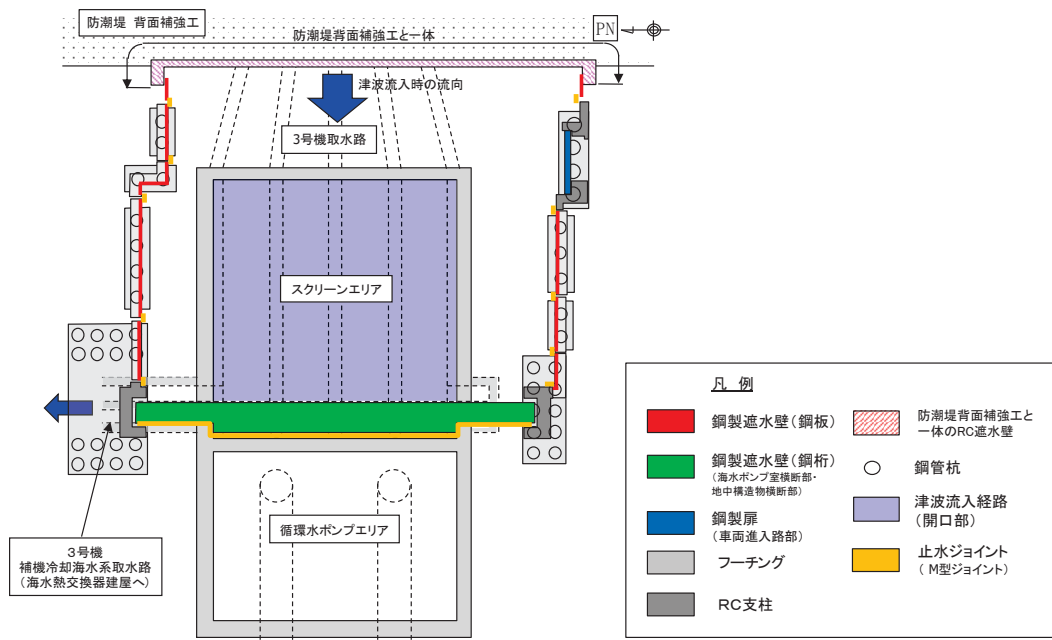


図 1-6 3号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

d. 3号機放水立坑

3号機放水立坑防潮壁の構造形式を図 1-7 に示す。3号機放水管路，地下トレンチ及び3号機補機放水路の横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を，南側の車両進入路部に鋼製扉を設置し，その他の箇所については，鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。

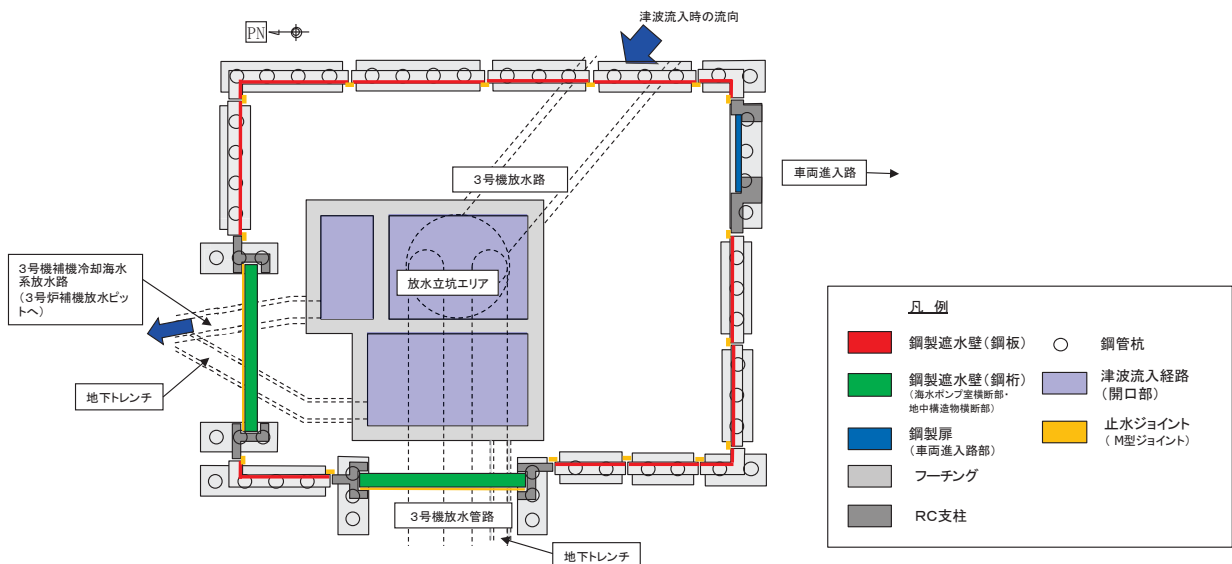
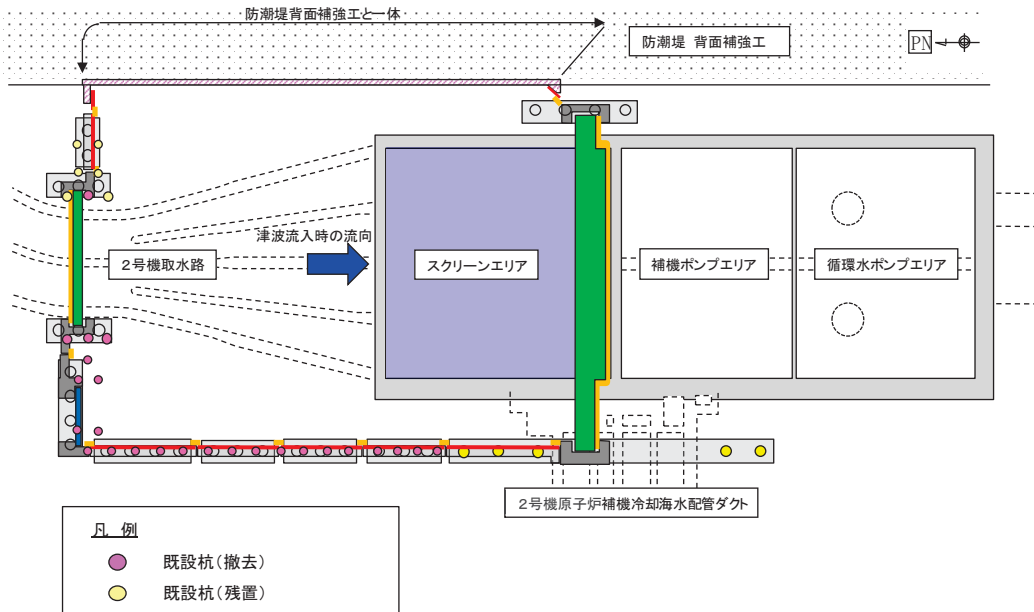


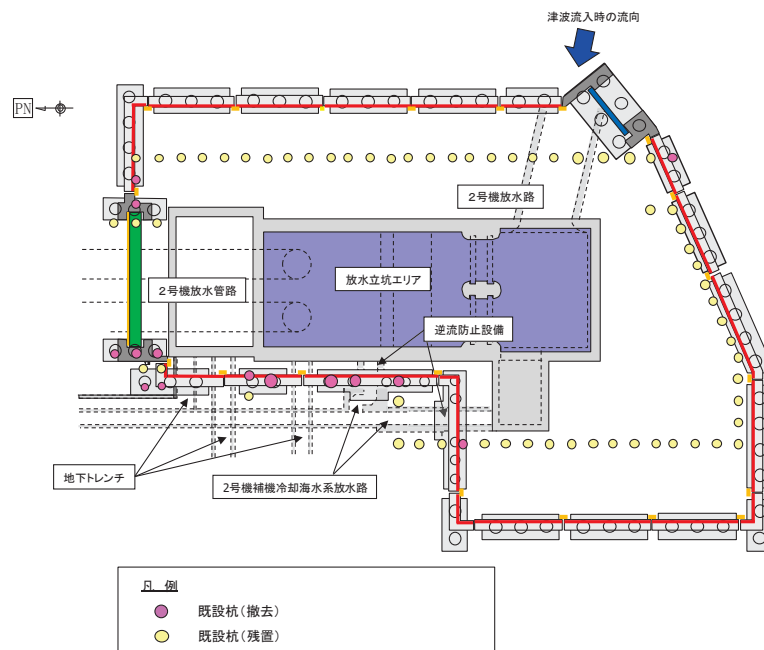
図 1-7 3号機放水立坑防潮壁の配置概要

(既設構造との位置関係について)

図 1-8 に新設する防潮壁と既設杭との関係を示す。一部を除いて、既設杭との取り合いを踏まえ、干渉を回避するような線形とすることを基本とし、線形変更できない範囲については、新設杭施工時（オールケーシング工法）に干渉する既設杭は引き抜き、施工上干渉しない範囲は地中で切断し、力学的な結合は切り離した上で残置する。

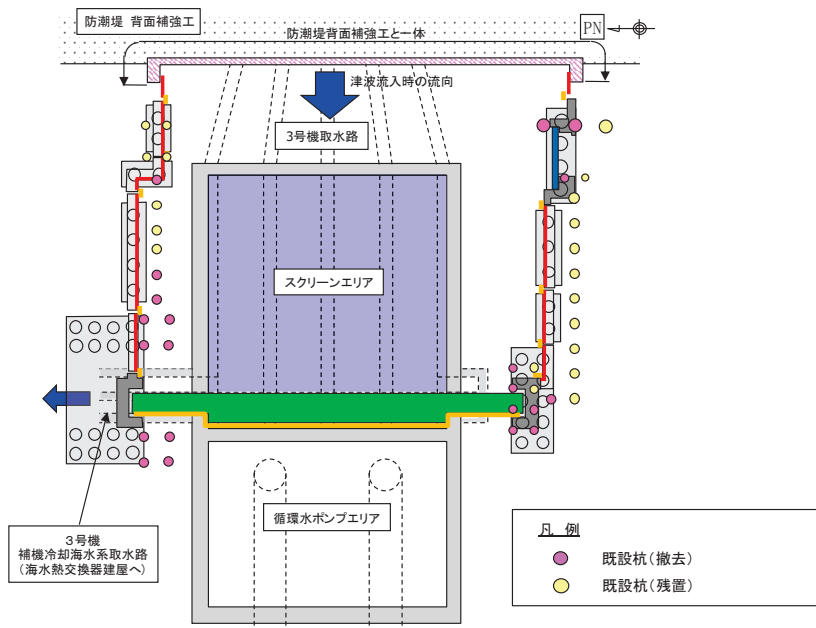


(2号機海水ポンプ室)

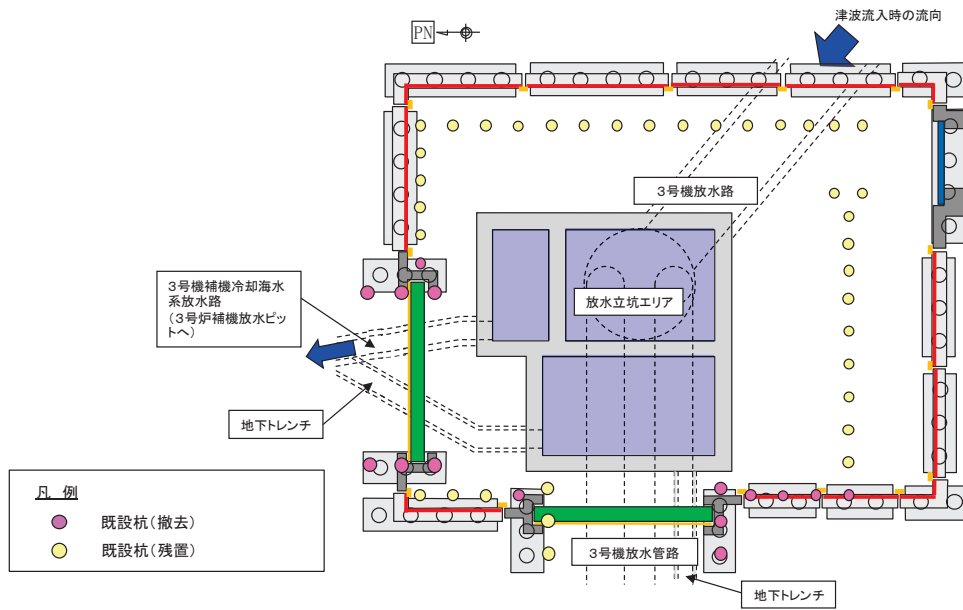


(2号機放水立坑)

図 1-8(1) 新設する防潮壁と既設杭の関係



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

図 1-8(2) 新設する防潮壁と既設杭の関係

#### (4) 止水性確保の考え方

止水性確保は，入力津波に対し余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，各構造部位が基準地震動  $S_s$  及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位（以下「設計用津波水位」という。）による荷重（津波＋余震重畳時を含む）に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とし，構造接合部（土中部含む）には止水性を有する止水ジョイント等を設置することで，止水性を確保する。個別の止水性確保の概要を以下に示す。

##### a. 構造形式

###### (a) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）は，十分に遮水性のある鋼板を，フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造とし，これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

なお，鋼板とフーチング間については，構造的に分離させており，止水性を有する止水ゴム（ $\Omega$ 型ゴム）を設置することで止水性を確保する。また，構造間に設置する止水ジョイント（M型ジョイント）と $\Omega$ 型ゴムの接合部については，止水性の観点で弱部となりやすいため，工場で一体成型して設置することにより，当該箇所の止水性を確保する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図1-9に示す。

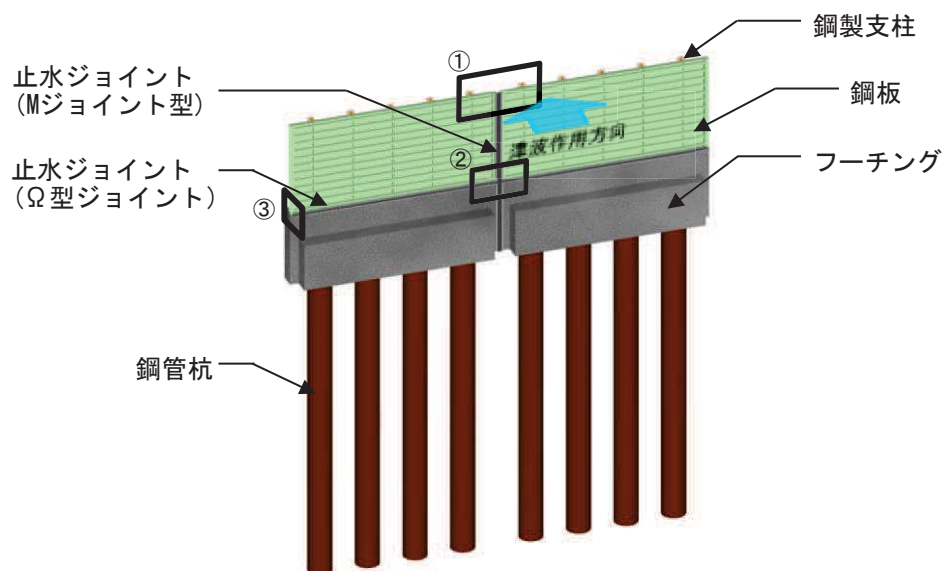


図1-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

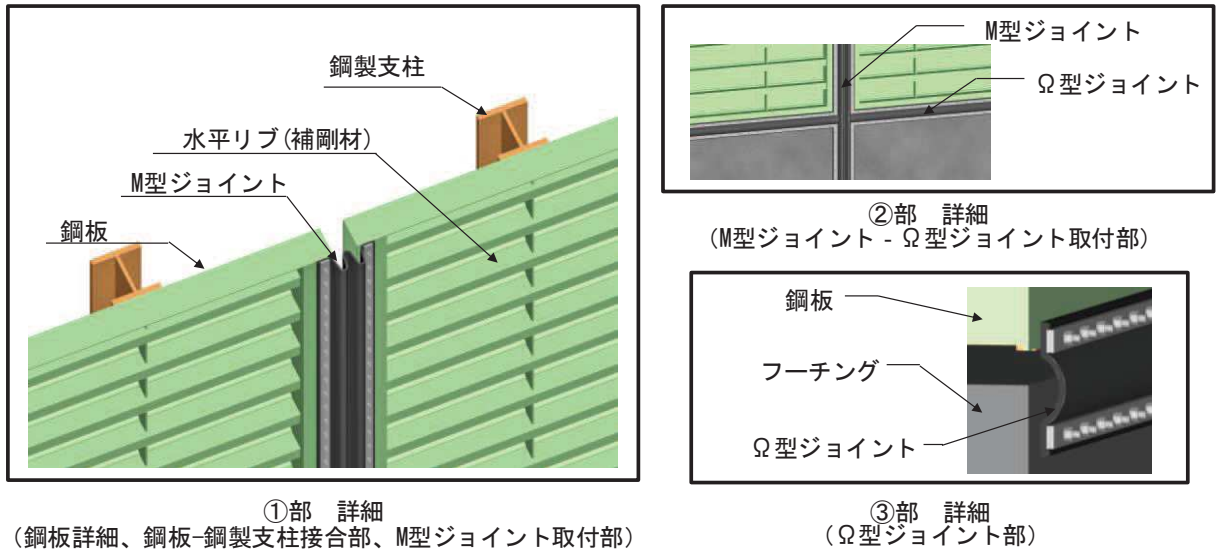


図 1-9(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

(b) 鋼製遮水壁（鋼桁）

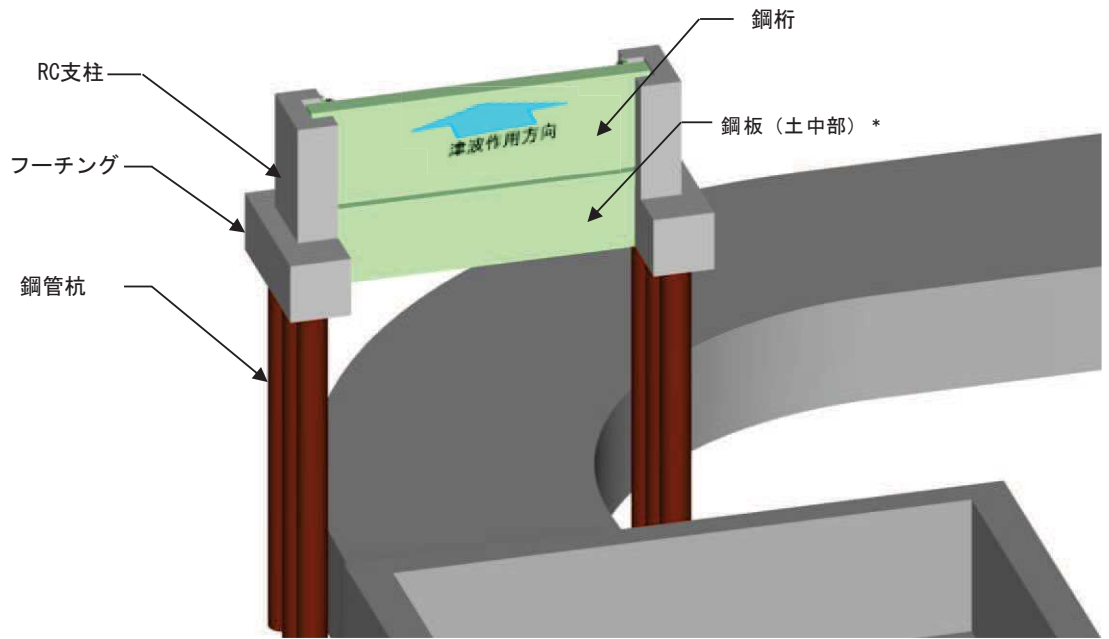
鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して支柱間に遮水性のある鋼桁を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。なお、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）の詳細は参考資料 3 にて示す。

ここで、鋼桁と RC 支柱間には、前述のとおり鉛直支承及び水平支承を設置するため、鋼桁と RC 支柱間には遊間が生ずる。そのため、その遊間に対して、変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する箇所）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットに、角型鋼管及び鋼板（土中部）を支持し、その間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。なお、詳細は参考資料 4 にて後述する。

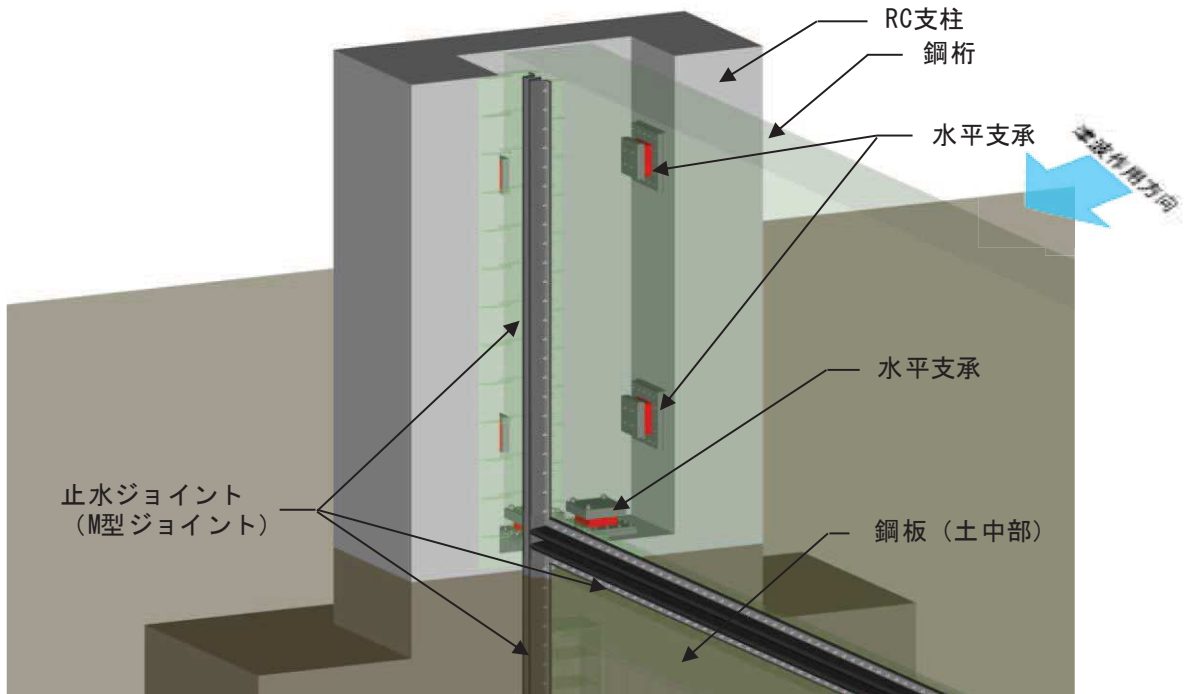
鋼桁（海水ポンプ室横断部）については、鋼桁下部が海水ポンプ室（隔壁）のため、止水ジョイントにより接合し止水性を確保する。詳細は b. 構造形式間にて後述する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図 1-10 に、鋼桁下部の止水構造について図 1-11 に示す。



注記\* : ボイリング対策 (海水ポンプ室横断面を除く)

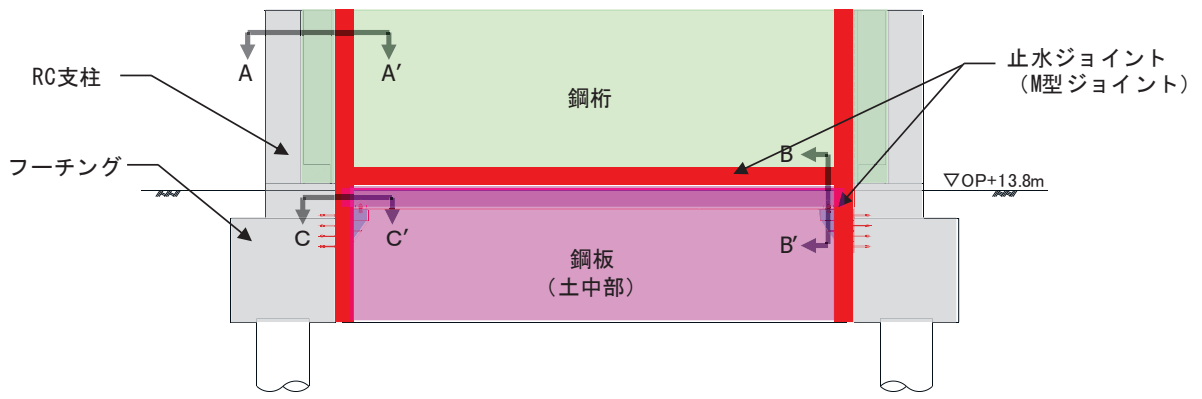
(全体概要)



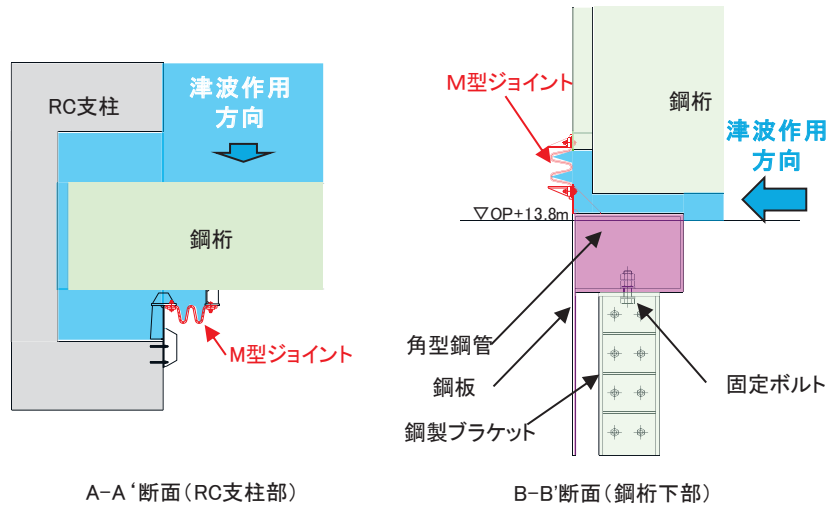
(鋼桁-RC支柱取り付け部詳細)

図 1-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要



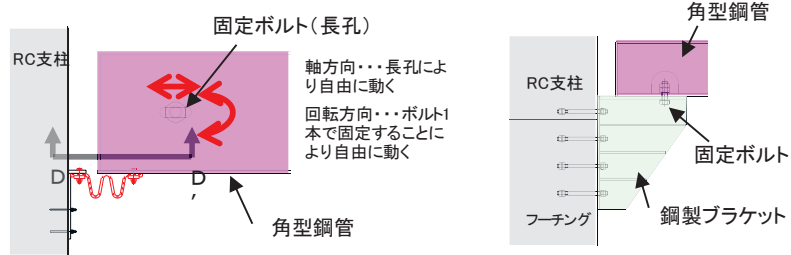


正面図



A-A'断面 (RC支柱部)

B-B'断面 (鋼桁下部)



C-C'断面 (角型鋼管部)

D-D'断面 (角型鋼管部)

図 1-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の鋼桁下部の止水構造概要 (海水ポンプ室横断部を除く)

(c) 鋼製扉

鋼製扉は、フーチングと一体の RC 支柱を構築し、支柱間に遮水性のある鋼製扉を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

また、車両進入路部として、開閉可能な扉構造とするため、鋼製扉と戸当り間に止水ゴム（P型）を設置し、戸当りとの接触面で止水性を確保する。

鋼製扉の構造概要を図 1-12 に示す。

なお、鋼製扉は地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるよう 15 分以内に開閉可能な構造とすることとしており、人力での開閉が可能な構造ではあるが、基本設計段階では、扉体重量や風に配慮し、確実に閉止できるようにするため、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置の配備等についても詳細設計の中で検討することとしていた。詳細設計段階において、図 1-13 に示すとおり、RC 支柱上部に油圧ジャッキ及び手動ポンプを配備する設計とした。（15 分以内に開閉可能であることは要素試験等を行い確認しており、詳細は参考資料 5 にて後述する）

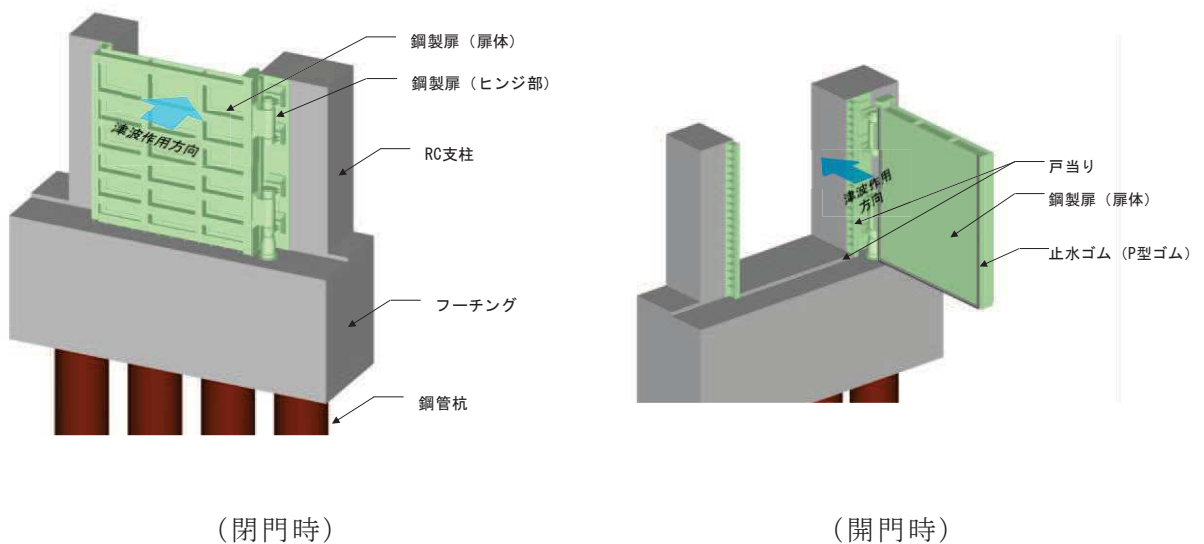


図 1-12 鋼製扉の構造概要

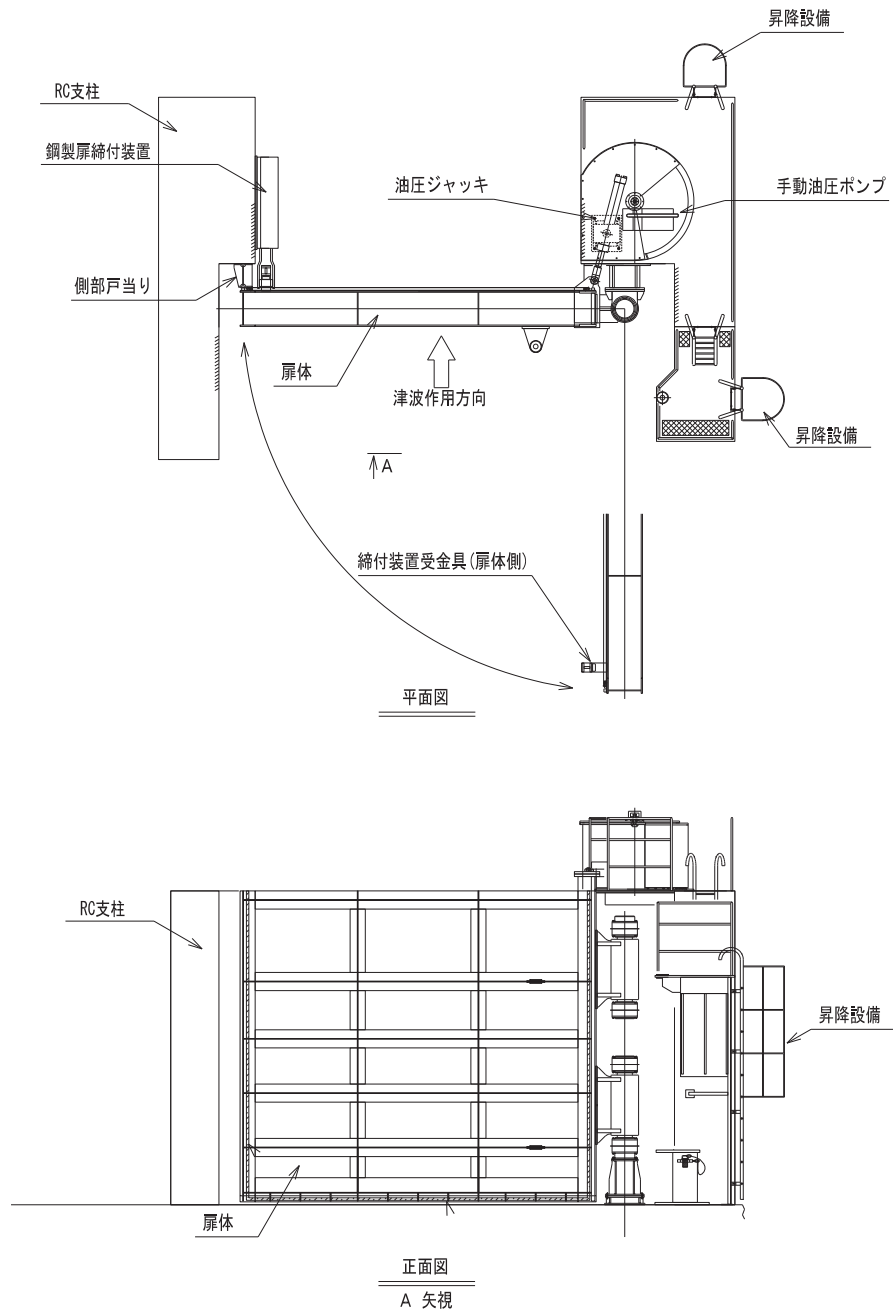


図 1-13 鋼製扉の開閉用補助装置の概要

b. 構造形式間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

接合部は、鋼材-鋼材、鋼材-RC 及び RC-RC の接合部の 3 パターンが存在する。図 1-14 に鋼材-RC 間及び RC-RC 間の接合部の概要図を示す（鋼材-鋼材間は図 1-9 のとおり）。

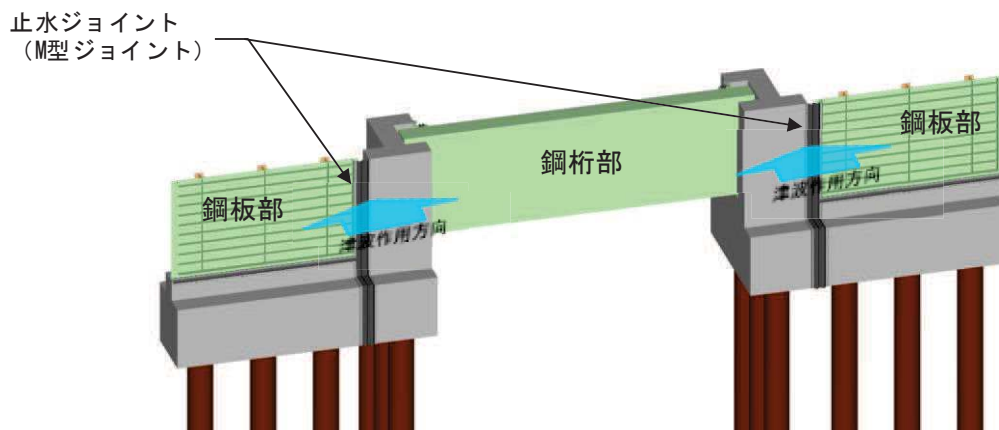


図 1-14(1) 構造形式間の接合部の概要  
(鋼材-RC)

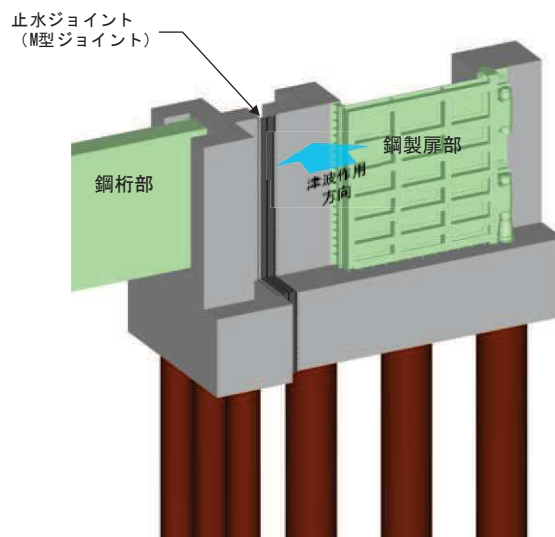


図 1-14(2) 構造形式間の接合部の概要  
(鋼材-RC)

c. 異種構造物間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

(a) 海水ポンプ室

海水ポンプ室との接合部については、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁から張り出したブラケットと海水ポンプ室隔壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。概要を図 1-15 に示す。

なお、海水ポンプ室隔壁の止水性の考え方については、「5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」にて示す。

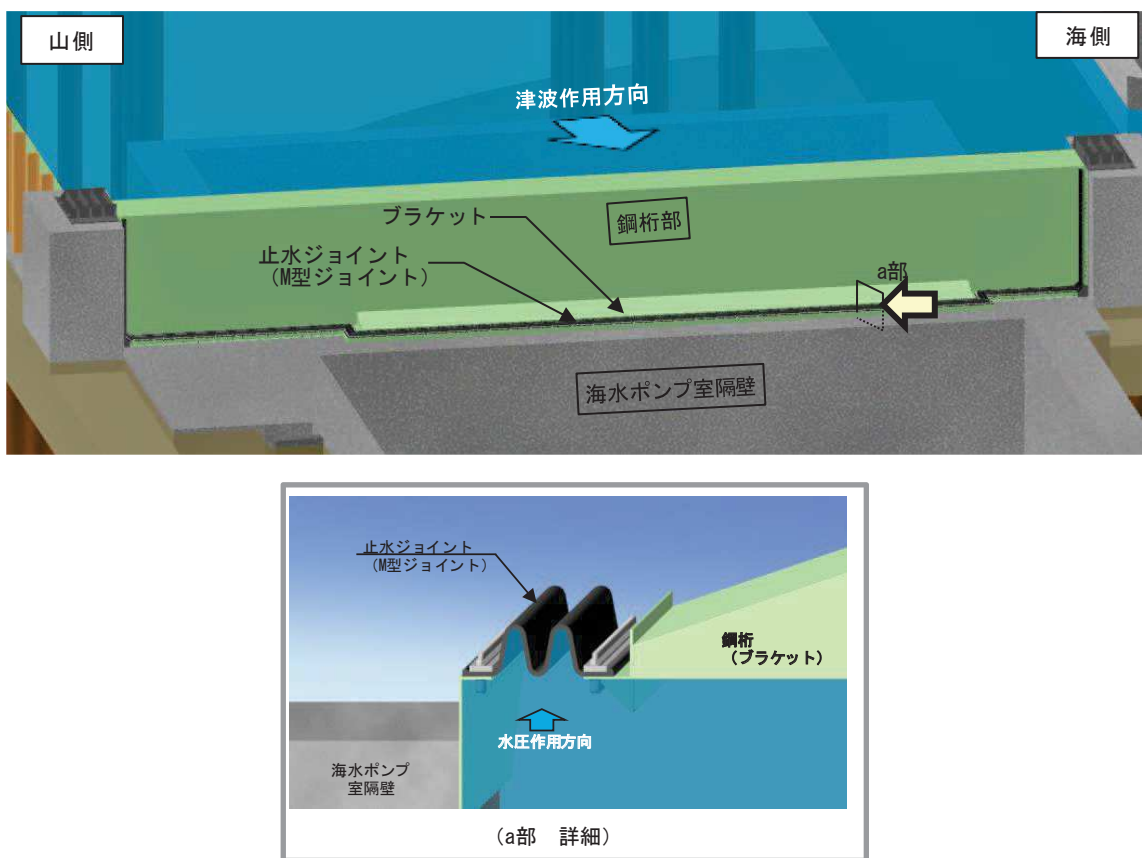


図 1-15 異種構造物間の接合部の概要  
(海水ポンプ室間)

(b) 防潮堤間

防潮堤との接合部については、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けるとで、止水性を確保する。概要を図 1-16 に示す。

なお、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の詳細については参考資料 6 にて後述する。

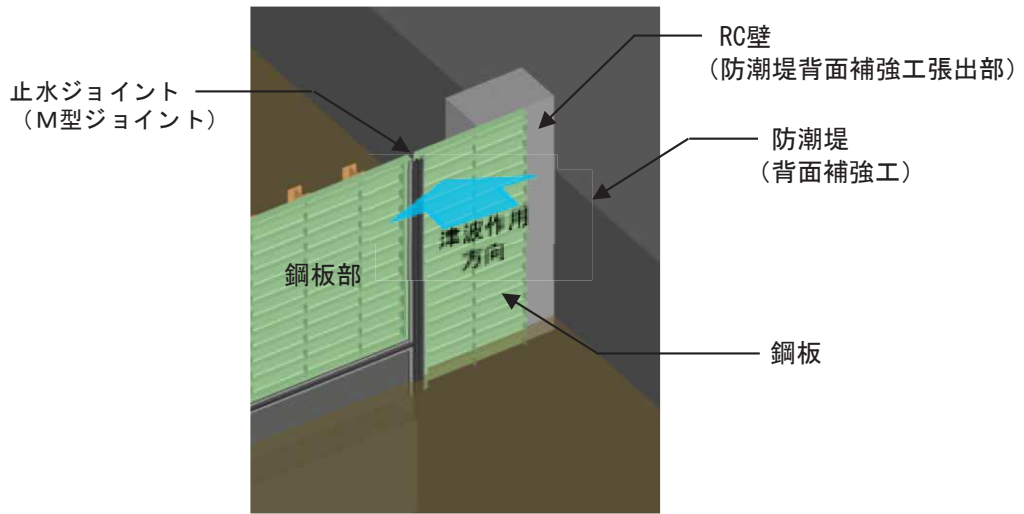


図 1-16 異種構造物間の接合部の概要  
(防潮堤間)

d. 地中部からの回り込み

上記 a.～c.に加え，土中部から津波の回り込み（ボイリング）に対して，津波の滞水時間（最大 3 分程度）\*や常時の地下水位（地下水位低下設備の効果により十分に低下している状態が想定）を踏まえると，発生する要件が揃う可能性は極めて低いと考えられるが，仮にそれらの要件が揃ったとしても止水性を確保する設計とする。

具体的には，フーチング高さまたは地中に設置する鋼板を，入力津波水位に対するボイリングを仮定した場合においても，十分な安全性を有する根入れ長を確保する高さに設定する（フーチング間は止水ジョイントを設置）。なお，基本設計段階ではフーチングへ矢板等を設置し必要根入れ長を確保する考えを例示していたが，フーチングがある部位については，必要な根入れ長をフーチング高さにより確保することとした。

また，鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤である鋼桁（地中構造物を横断する箇所）においては，鋼桁下部に設置する角型鋼管に矢板（鋼材）を設置し，必要根入れ長を確保する。必要根入れ長の評価及び矢板等の詳細については，参考資料 4 にて後述する。

注記\*：「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す，入力津波の時刻歴波形（水位上昇側）において敷地高さ（O.P.+13.8m）を上回る時間

(5) 基礎構造

a. 下端部の支持方法について

(a) 概要

支持層について、接地圧に対する十分な支持力を確保するため、 $C_M$ 級岩盤とする。

ここで、 $C_M$ 級岩盤上に $C_L$ 級岩盤が分布する箇所は杭を岩盤内に根入れさせ $C_M$ 級岩盤に支持させることになるが、岩盤への根入れ長が長くなることで、岩盤によるせん断抵抗が期待される一方、杭体としては岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響により耐震安全性が低下するおそれがある。

このため、杭の岩盤への根入れ長を短くし（ $C_M$ 岩盤上面から $C_L$ 岩盤上面までをMMRで立ち上げ）、 $C_M$ 岩盤への荷重伝達を行うとともに、岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響を緩和する構造とする。

また、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形を抑制するため地盤改良を行う。地盤改良高さは、地下水位+1m以深を、地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの2倍を基本とする（詳細は参考資料2にて後述）。

杭下端部の支持方法の概要を図1-17に示す。

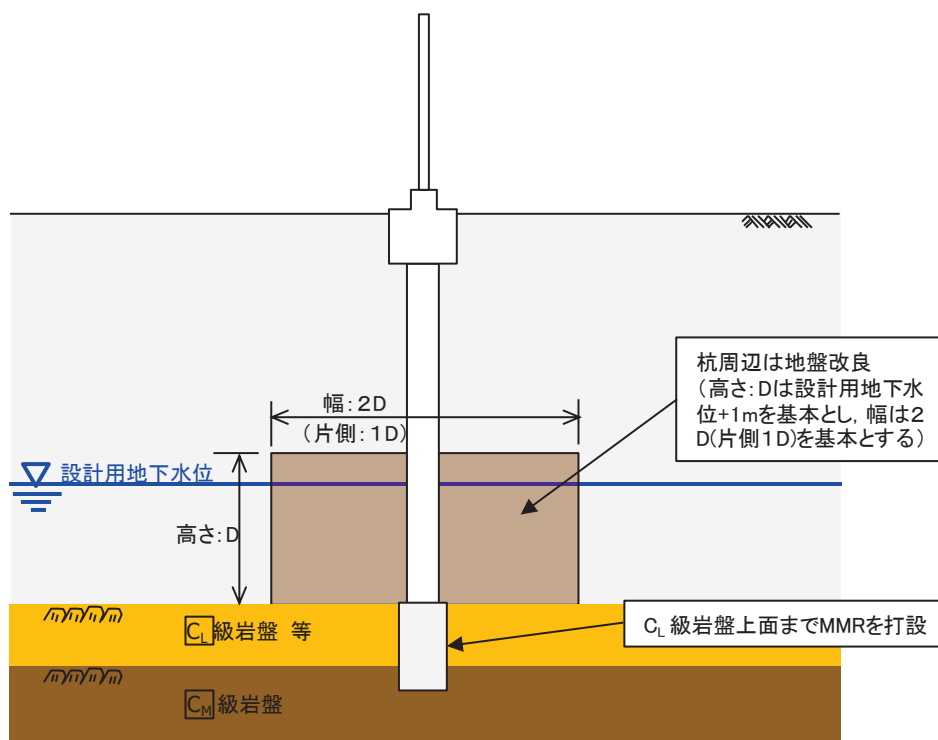


図1-17 杭下端部の支持方法の概要

(b) 設計上の考慮事項

杭下方の MMR については、 $C_M$  級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 $C_M$  級岩盤へ確実に荷重を伝達する。

表 1-1 に杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と  $C_M$  級岩盤の極限支持力の関係を示す。

表 1-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 ( $C_M$ 級岩盤)
孤崎部層	30 N/mm <sup>2</sup>	13.7 N/mm <sup>2</sup>
牧の浜部層		11.4 N/mm <sup>2</sup>

また、杭先端については、 $C_L$  級岩盤上面位置（MMR 上面）とすることを基本とするものの、不陸や鋼管杭の施工上の誤差により、 $C_L$  級岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが、図 1-18 に示す深度方向の変位分布を鋼製遮水壁（鋼板）-断面⑤のとおり、杭下方を地盤改良することで、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

なお、設計用地下水位が岩盤以深に分布している区間（鋼製遮水壁（鋼板）-断面③等）のように、地盤改良を実施しない範囲も存在するが、図 1-19 に示す断面③における深度方向の変位分布のとおり、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。



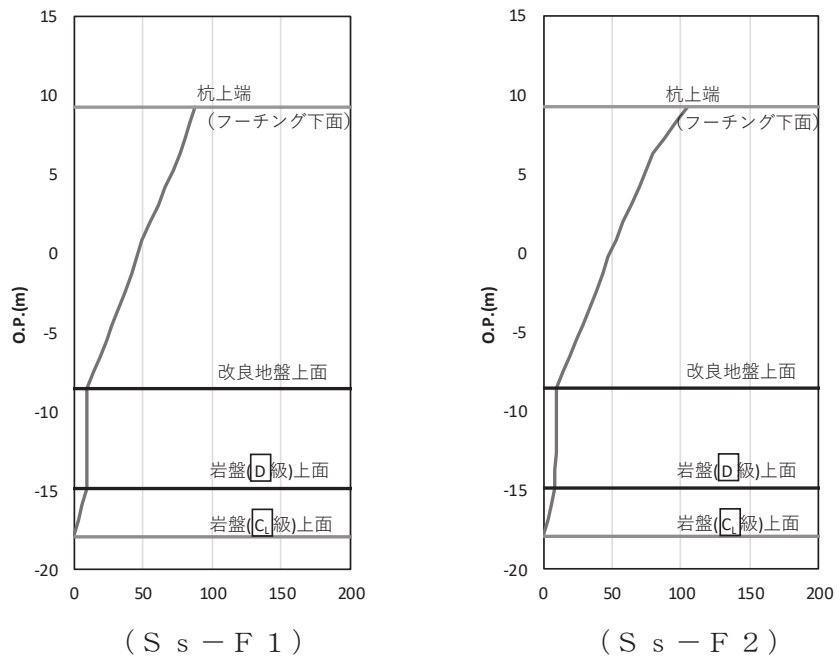
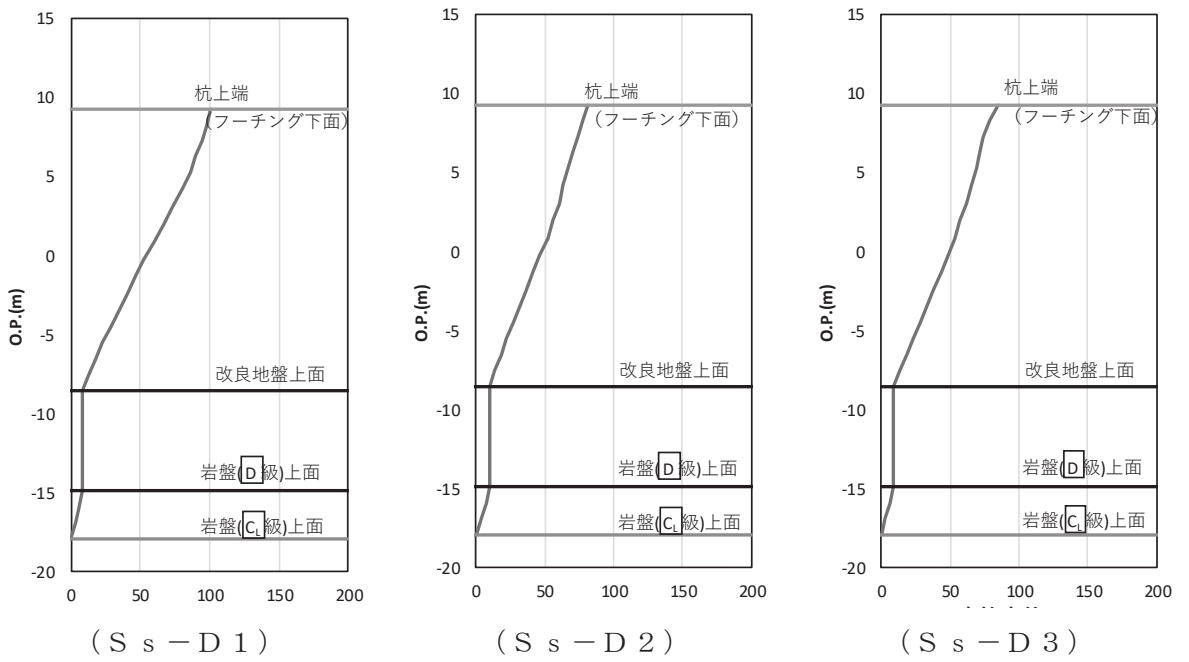
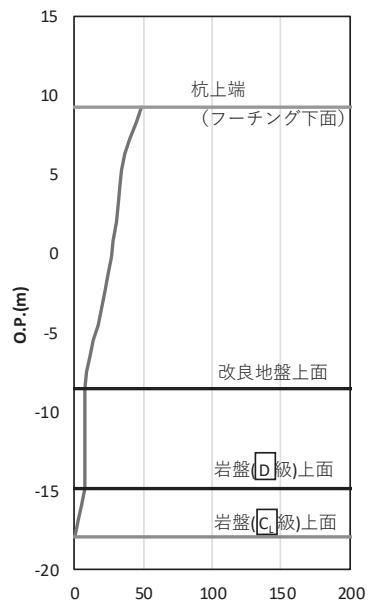
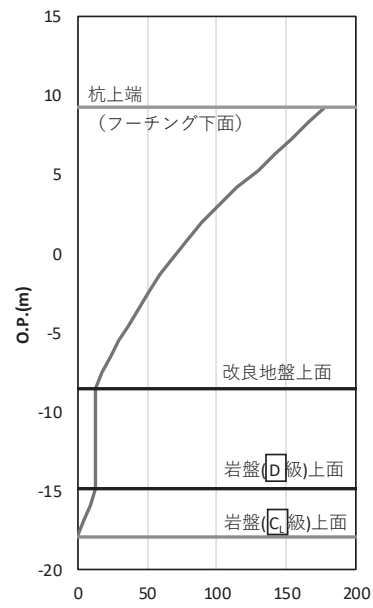


図 1-18(1) 深度方向の変位分布  
 (鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)

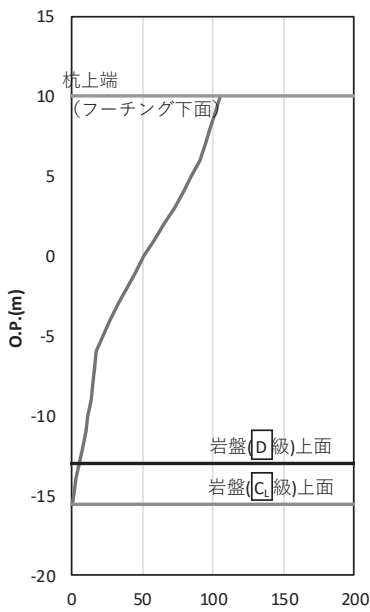


( S s - F 3 )

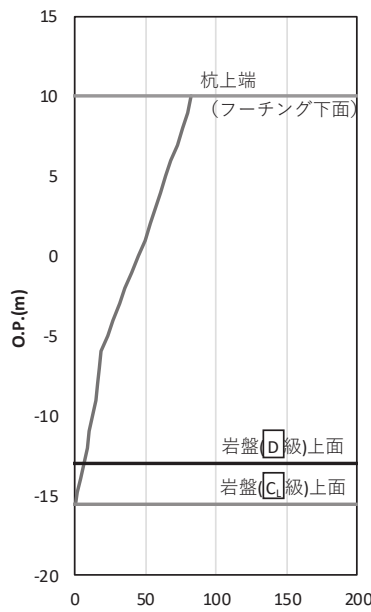


( S s - N 1 )

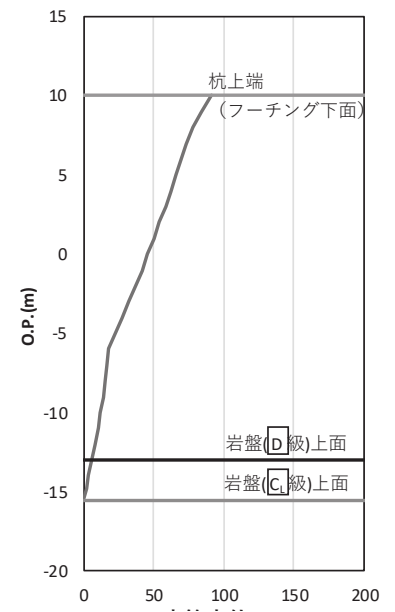
図 1-18(2) 深度方向の変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)



( S s - D 1 )



( S s - D 2 )



( S s - D 3 )

図 1-19(1) 深度方向の変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

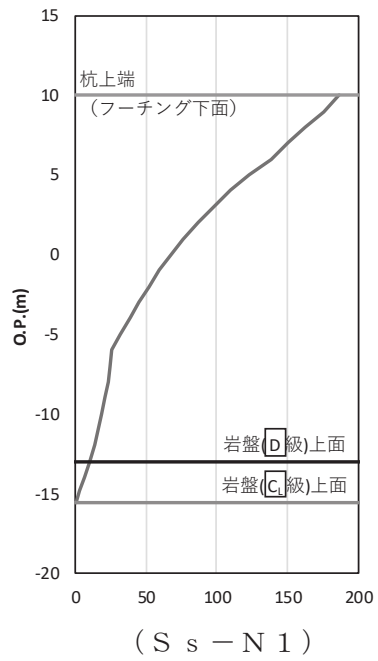
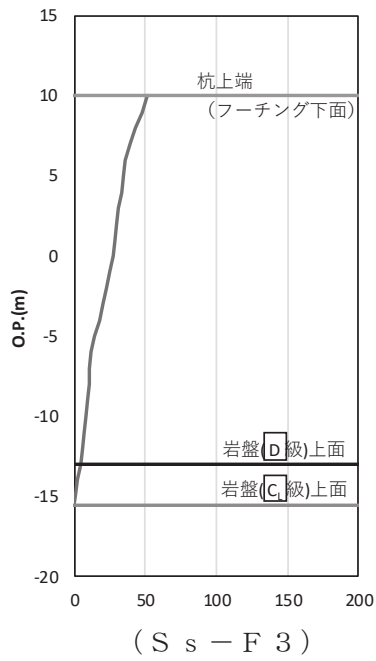
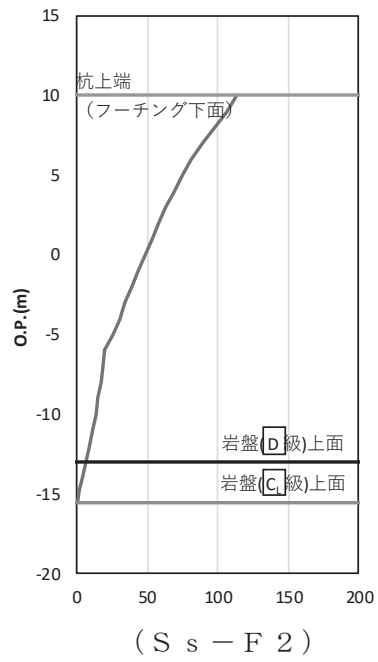
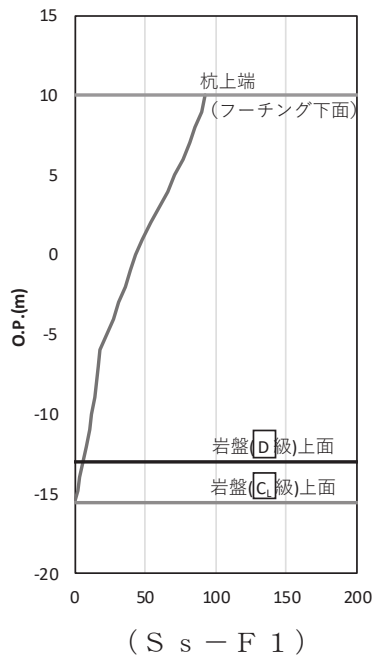
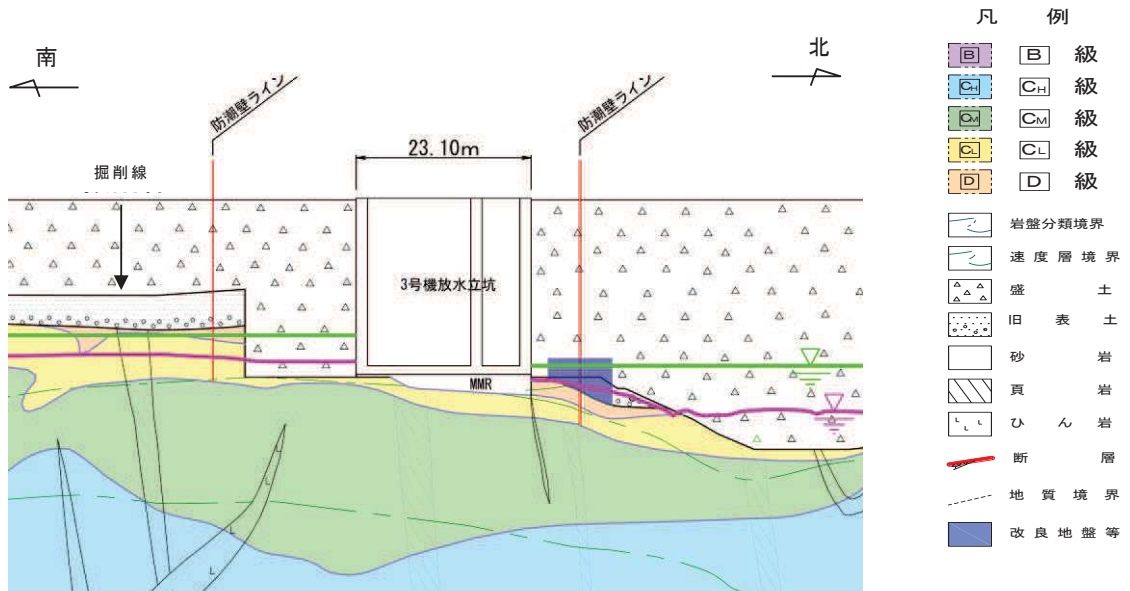


図 1-19(2) 深度方向の変位分布  
 (鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

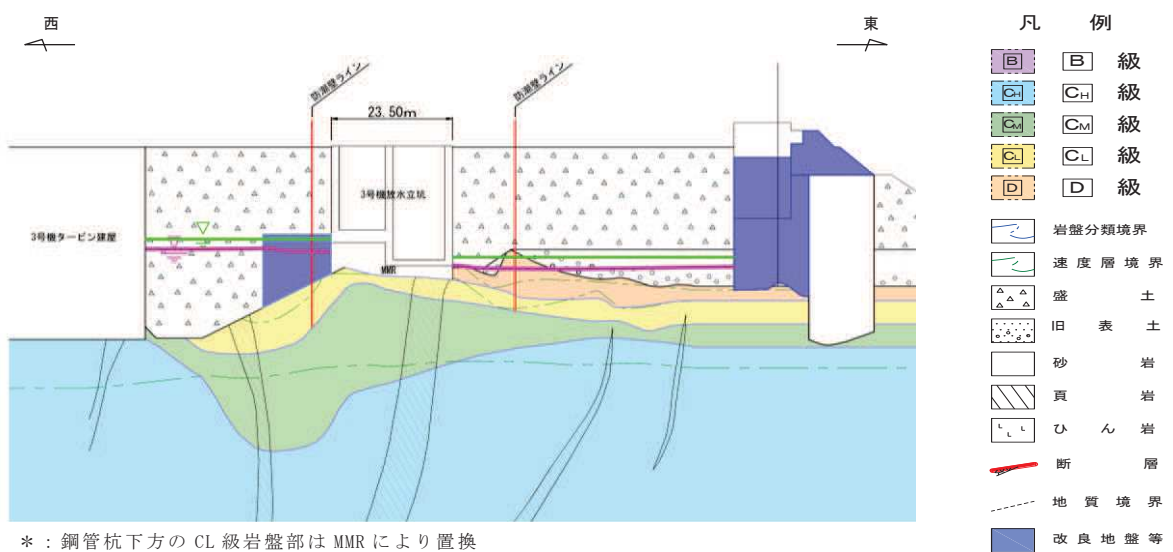
なお、3号機放水立坑防潮壁においては、図1-20のとおり、杭の設置位置が建設時の掘削形状により、岩盤端部付近に位置している箇所（立坑南側）や岩盤上面が傾斜している箇所（立坑西側）があるため、これらの地点に対する杭先端部の安定性については、参考資料7及び参考資料8にて示す。



\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

図1-20(1) 3号機放水立坑防潮壁付近の岩盤分布  
(3号機放水立坑横断方向(南北))



\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

図1-20(2) 3号機放水立坑防潮壁付近の岩盤分布  
(3号機放水立坑横断方向(東西))

(c) 施工方法及び品質管理

基礎杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いる計画としており、以下の方法により施工品質を確保する計画としている。

オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマグラブで排土する工法である。

よって、所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行った上でMMRの打設を行い、鋼管杭を設置する。深度の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。

岩級の確認は、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。なお、MMRは着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、全周を確実に岩盤支持させるため、更に0.5m程度掘削して構築する。

類似工事の施工例を図1-21に、参照する岩級区分基準を表1-2に示す。



(オールケーシング工法による掘削)



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)

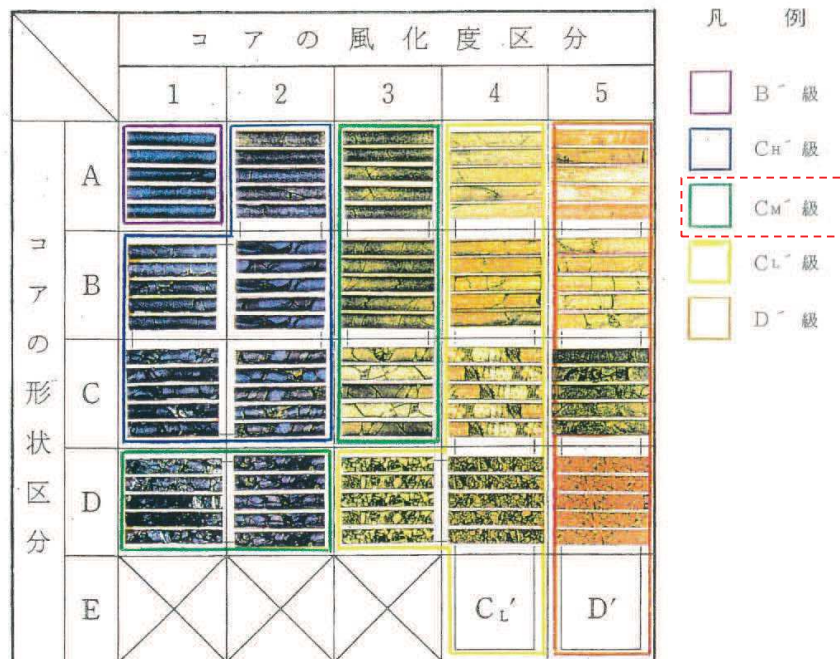
(岩盤確認状況)

図1-21 類似工事の施行例

表 1-2 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。</li> <li>割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。</li> <li>割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>H</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。</li> <li>割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。</li> <li>ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。</li> <li>割れ目間隔は主として5～20cm程度である。</li> <li>ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>M</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。</li> <li>割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。</li> <li>ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。</li> <li>割れ目間隔は主として3～10cm程度である。</li> <li>ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。</li> </ul>
C <sub>L</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。</li> <li>割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>
D”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>割れ目は不鮮明なものが多い。</li> <li>ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。</li> <li>指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



b. 場所打ちコンクリート杭

(a) 概要

2号機海水ポンプ室防潮壁の鋼桁においては、基礎杭に場所打ちコンクリート杭（JFETB杭-内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭。以下「JFETB杭」という。）を採用している。

JFETB杭の構造概要を図1-22に示す。従来の場所打ちコンクリート杭の杭頭部などの大きな曲げモーメントやせん断力の作用する部分を内面リブ付鋼管巻きコンクリートとした場所打ち杭で、リブによる付着力により鋼管とコンクリートの一体化することで、一体となって大きな曲げ抵抗を発揮することが出来るため、杭径や本数、フーチング寸法を制限することが期待できる工法である。建設技術審査認定（一般財団法人土木研究センター）を取得しており、鉄道工事や公共工事における橋脚基礎等において採用実績がある。

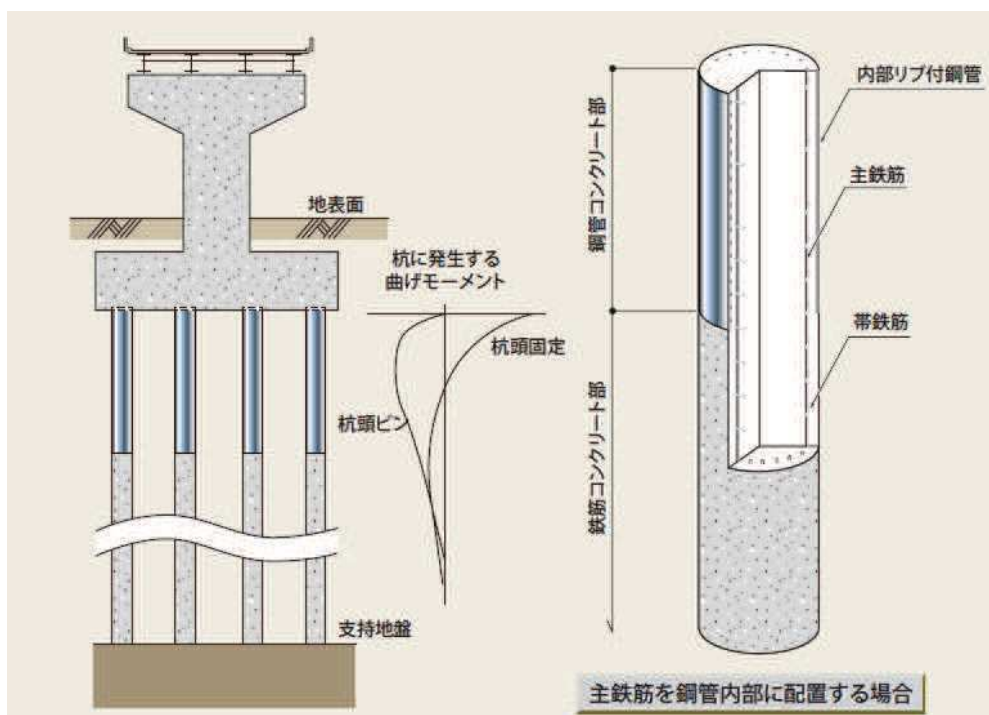


図1-22 JFETB杭の構造概要

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFEホールディングス株式会社）より抜粋  
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

(b) 設置位置

鋼桁のうち2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が広がり、他の基礎杭と較べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するためJFETB杭を採用する。

JFETB杭の設置位置を図1-23に、鋼桁（2号機海水ポンプ室横断部）の構造概要を図1-24に示す。

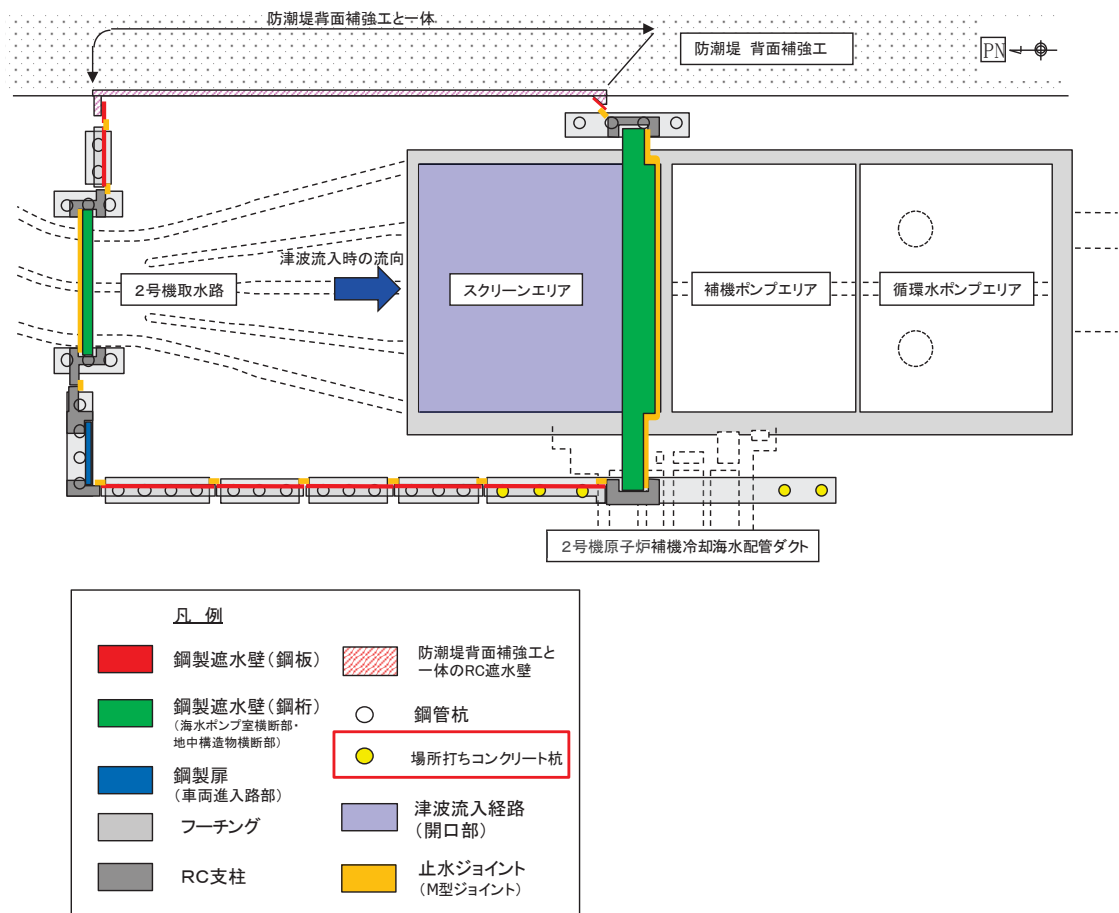


図1-23 JFETB杭の設置位置  
(2号機海水ポンプ室防潮壁)



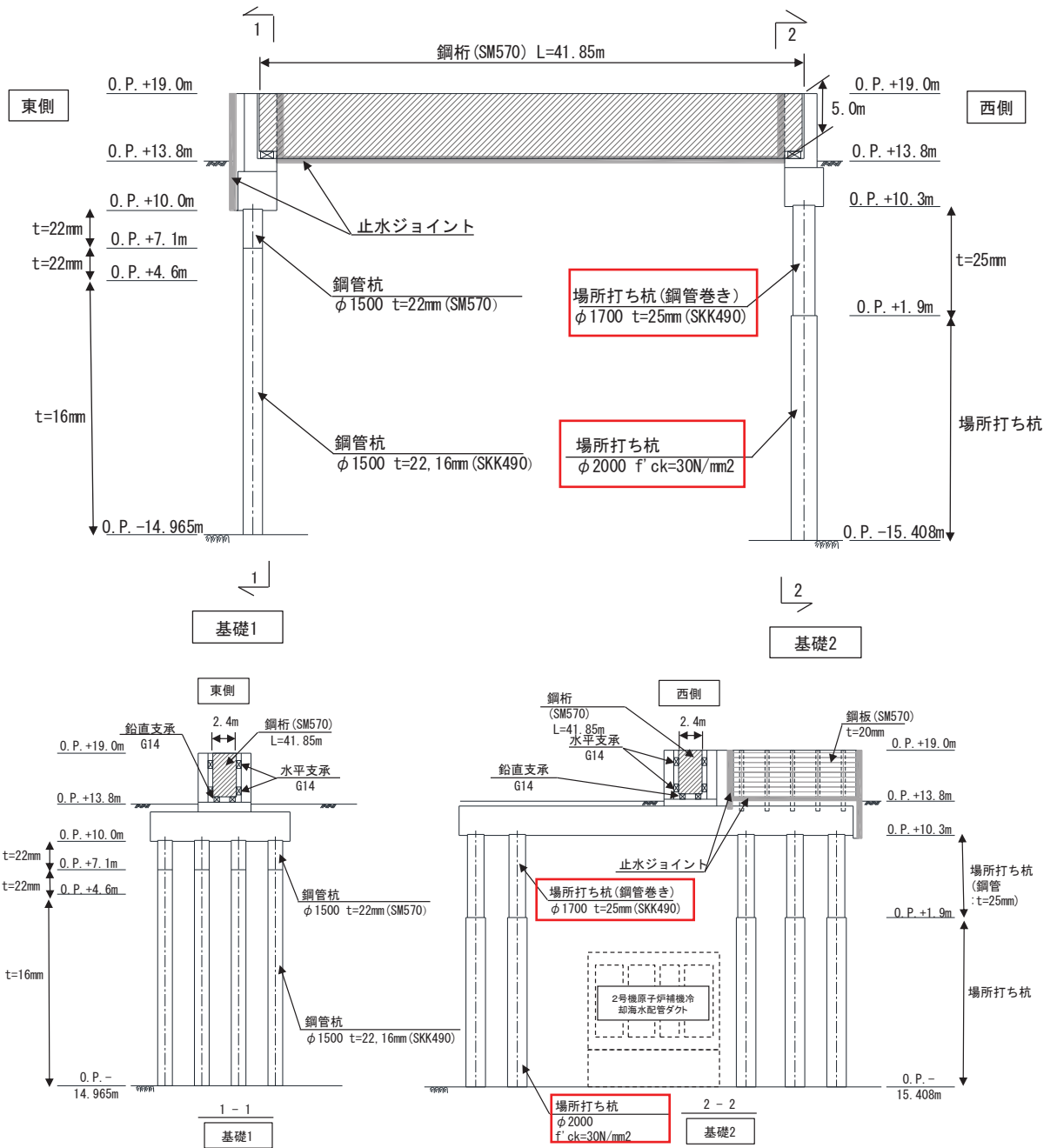


図 1-24 鋼桁 (2号機海水ポンプ室横断部) 構造概要図  
(□ : JFETB 杭)

(c) 施工方法

JFETB 杭の、施工手順を図 1-25 に示す。従来の場所打ち杭（オールケーシング）工法で掘削を行い、鋼管設置部分のみ鋼管外形より一周り大きく掘削し、鉄筋かご及び鋼管を建込み、コンクリート打設時に鋼管外周をグラウト充填する。

使用材料を表 1-3 に示す。この仕様は、JFETB 杭の適用可能諸元に適合している。

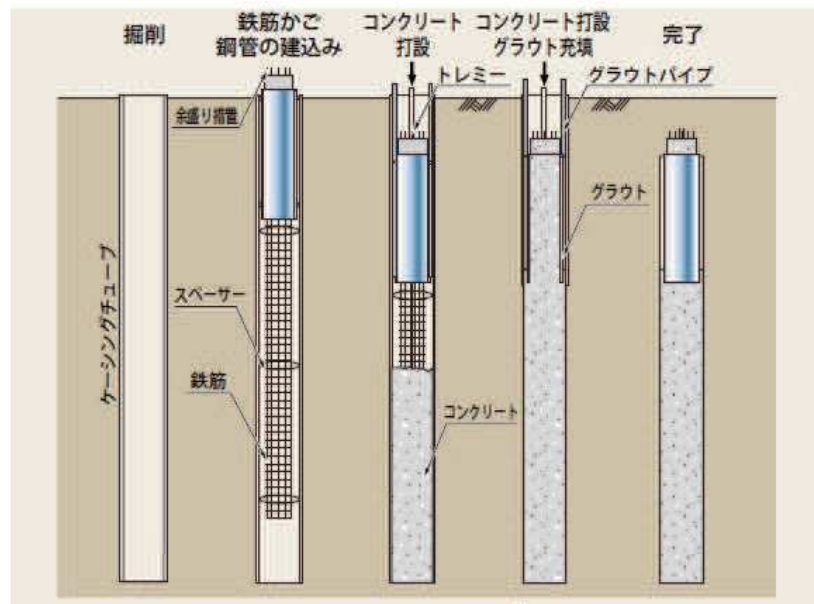


図 1-25 JFETB 杭の施工方法（オールケーシング工法）

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFE ホールディングス株式会社）より抜粋  
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

表 1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管	内面リブ付き鋼管：φ 1700，板厚 t=25mm，材質 SKK490
鉄筋	軸方向鉄筋：D51，SD490 帯鉄筋：D19，SD345
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

(c) 設計方法

基本的な設計体系については、「道路橋示方書・同解説IV下部工編」に示されている場所打ちコンクリート杭に準じ、鋼管巻き立て部については、外周の鋼管を考慮した、断面諸元（曲げ剛性等）及び許容限界（降伏モーメント及びせん断強度）を算定する。また、上杭（鋼管巻きコンクリート杭部）と下杭（コンクリート杭部）の境界部はコンクリート杭が一体化されている構造であるが、断面力等が大きい位置とならないよう設計上の配慮を行う。

## (参考資料 2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

### 1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は，周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため一定範囲を地盤改良する計画としている。

これに対し，杭基礎構造防潮壁の地震応答解析では，基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し，一次元時刻歴応答解析（全応力非線形解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いて，ばね質点系の解析モデル（以下，「質点系モデル」という。）による地震応答解析を行うこととしている。

ここで，質点系モデルにて，入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を用いて地震応答解析を行う場合には，地盤改良体の改良範囲の妥当性や側方地盤の液状化影響等を適切に把握する必要がある。

よって，本章では，有限幅である改良地盤に対して，液状化による地盤変形抑制効果が働き水平成層地盤を仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）による評価の妥当性を確認することを目的として，改良地盤の有限幅や側方地盤の液状化等の影響を考慮できる 2次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い，質点系モデルと 2次元有限要素モデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い，質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認するとともに，現地の改良計画に反映する。

図 2-1 に検討フローを示す。

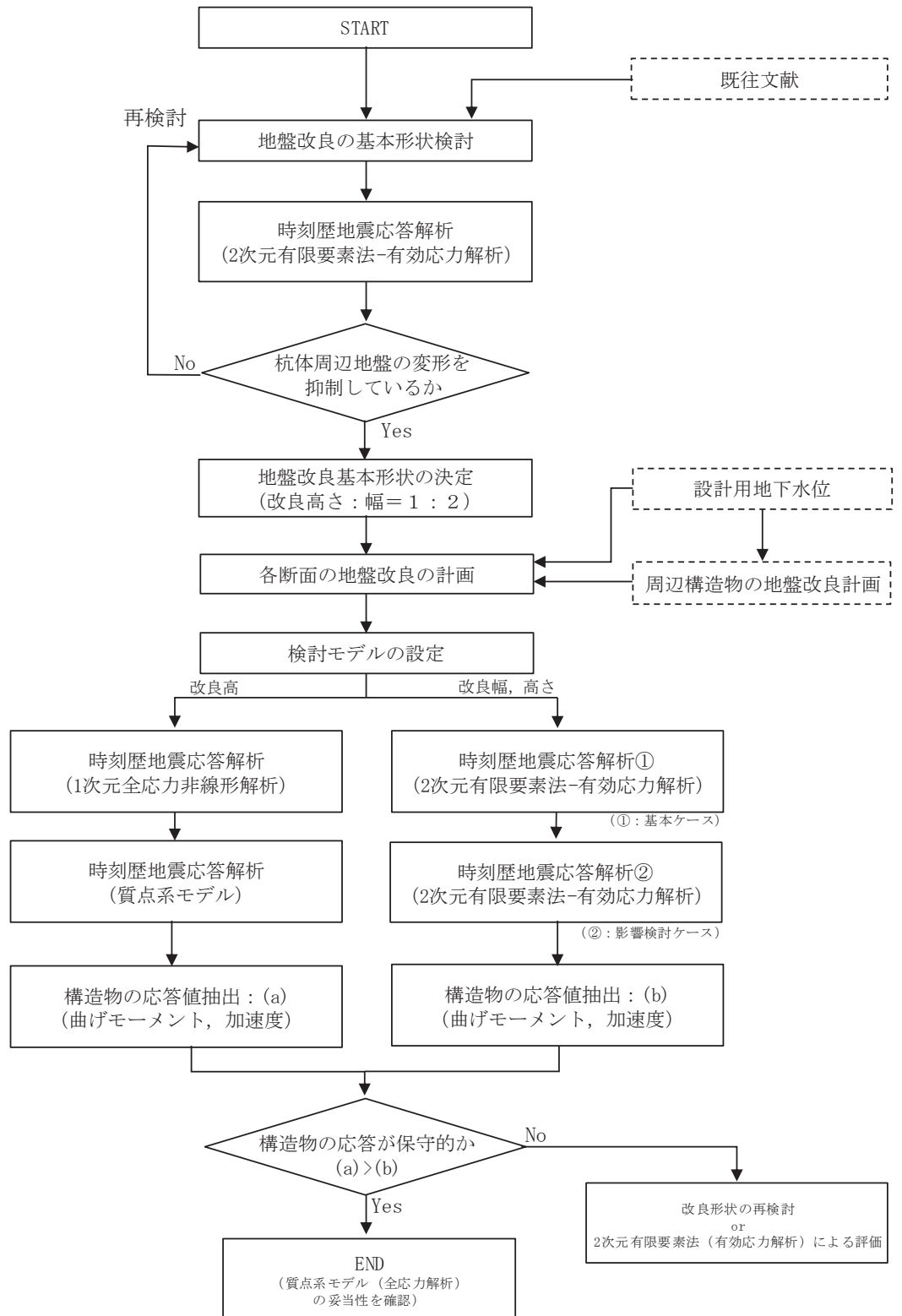


図 2-1 検討フロー

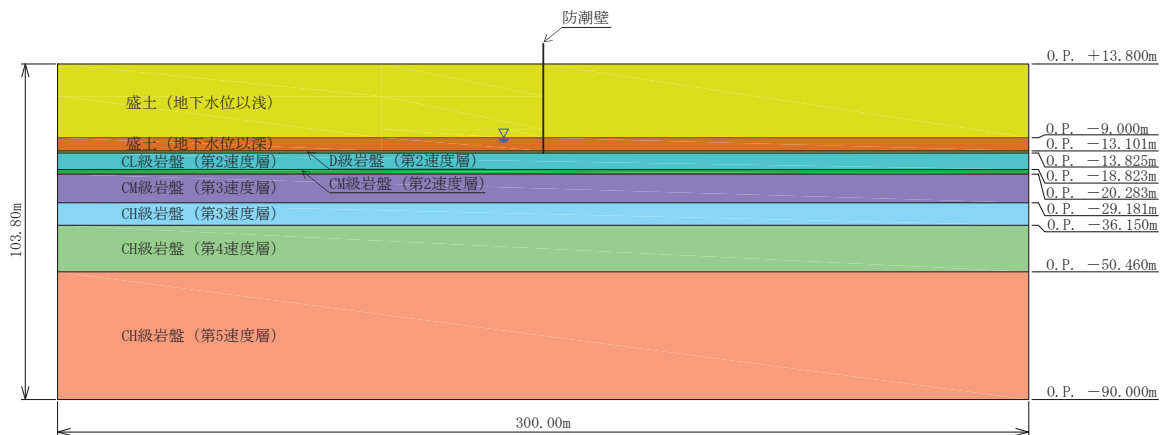
## 2. 地盤改良の検討

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため、地盤改良高さの2倍幅の範囲を改良することを基本とする。

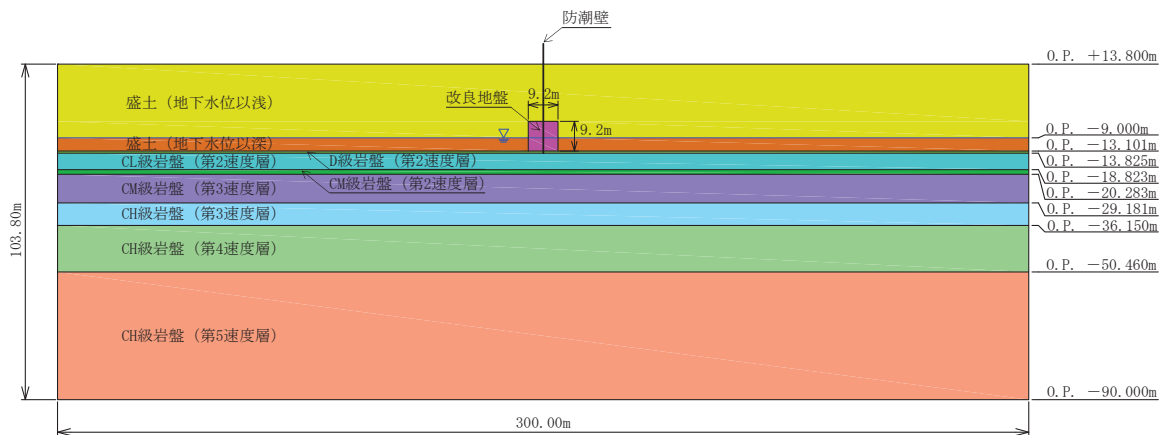
本章では、地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し、杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため、2次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた解析により、改良幅の妥当性を確認する。

具体的には、図2-2に示す、改良体無しのケースと改良体有り（改良高さDに対して幅2D及び1D, 3Dとした3ケース）のケースの地震応答解析を行い、防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお、解析条件は「7. 解析条件（2次元有限要素モデル）」にて後述する、本検討（4. 解析手法の妥当性検討～6. 解析手法の妥当性について）に用いる2次元有限要素法モデル（有効応力解析）と同条件とする。

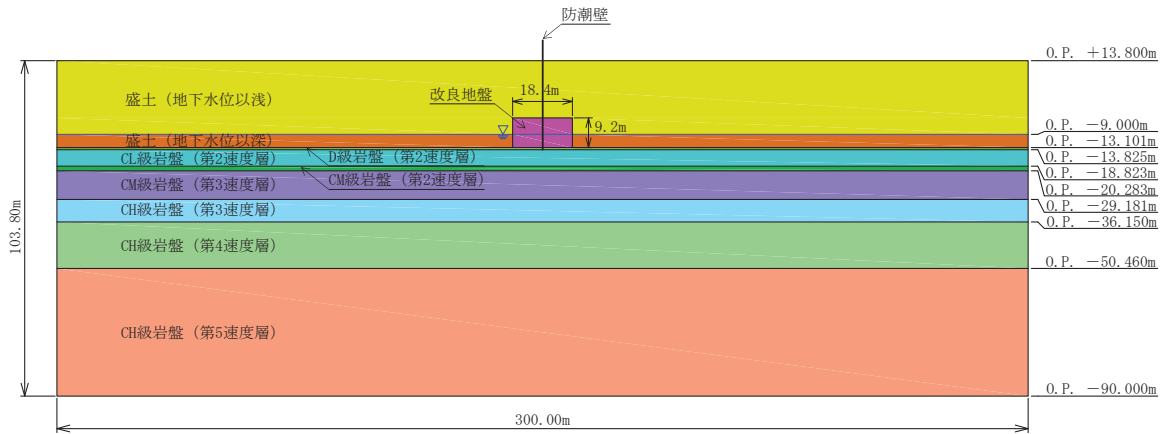


(改良体無し)

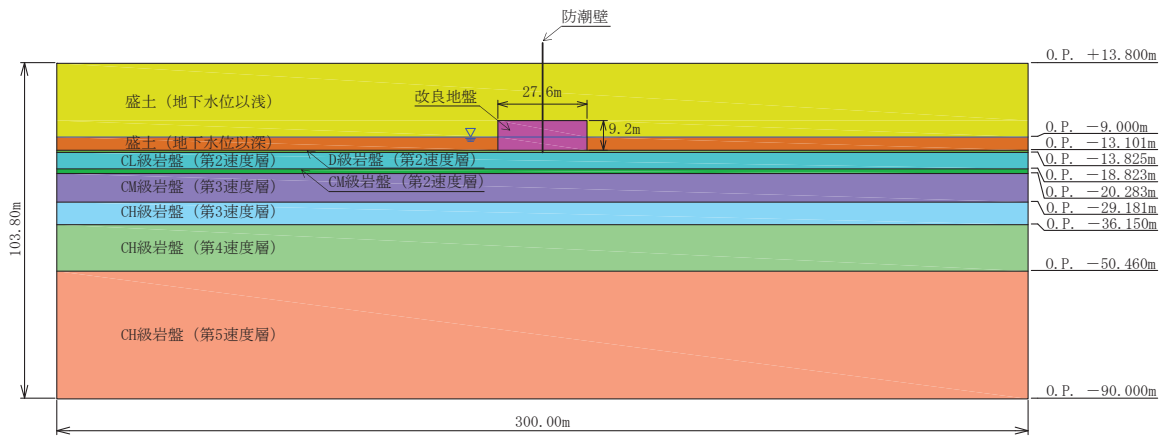


(改良体有り：幅1D)

図2-2(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-2(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-3 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-4 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

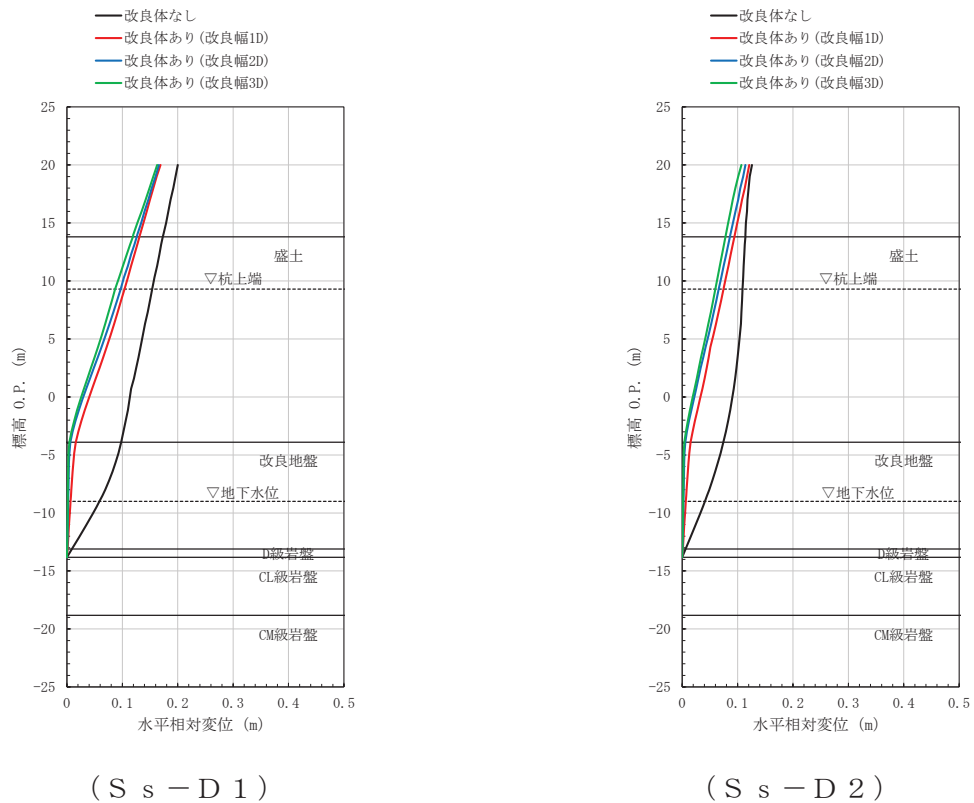
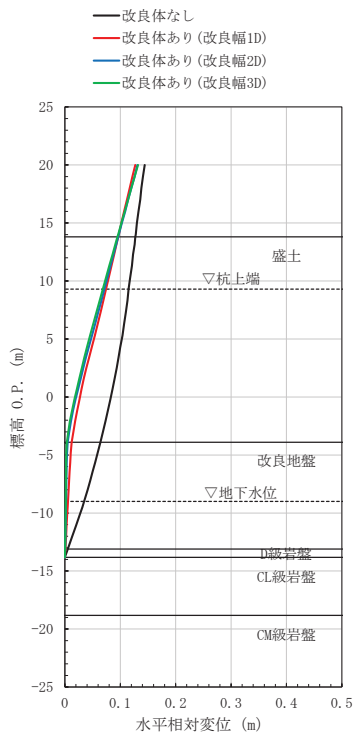
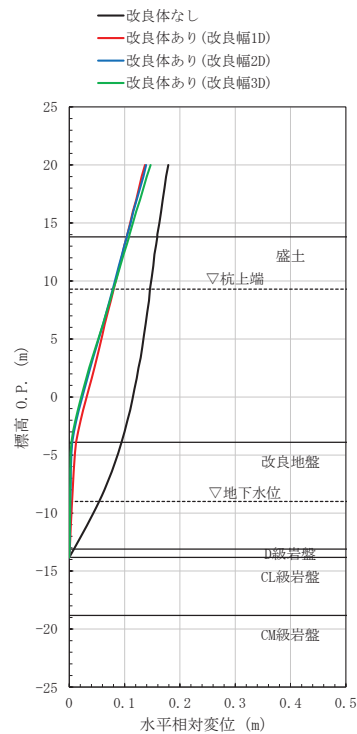


図 2-3(1) 最大変位分布の比較

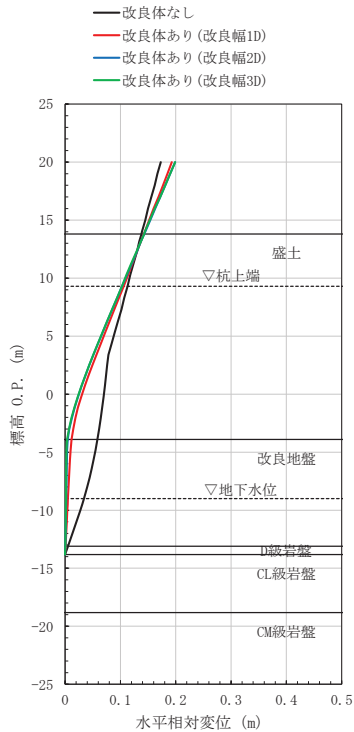


( S s - D 3 )

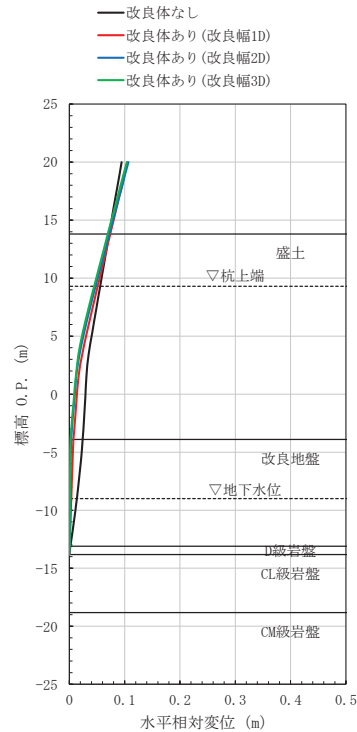


( S s - F 1 )

図 2-3(2) 最大変位分布の比較



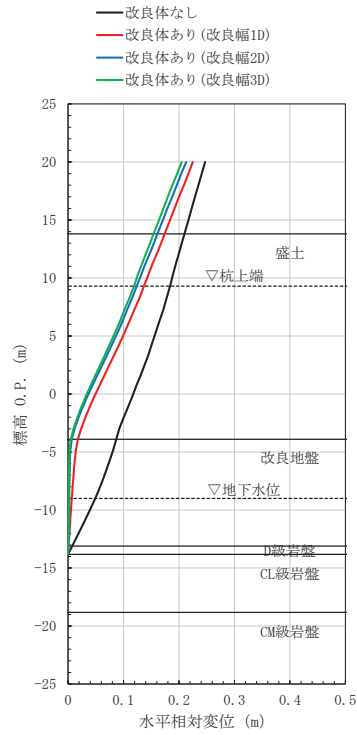
( S s - F 2 )



( S s - F 3 )

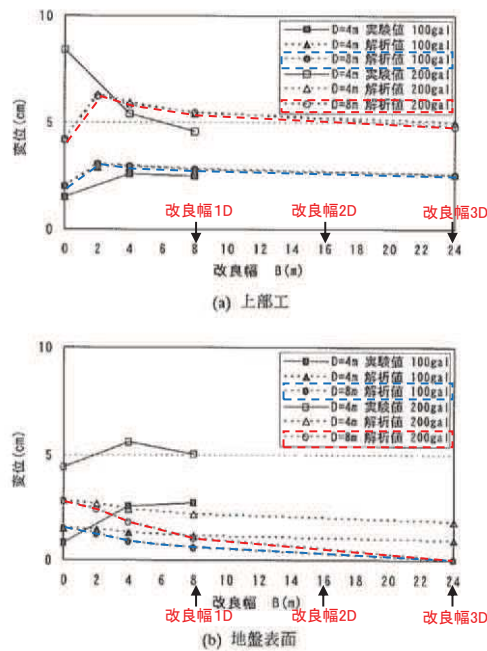
図 2-3(3) 最大変位分布の比較





( S s - N 1 )

図 2-3(4) 最大変位分布の比較



〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する D=8m (全深度改良) のケースを参照 〕

図 2-4 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果 (港湾空港技術研究所, 2003 年)」より抜粋 (一部加筆))

### 3. 地盤改良の計画

「地盤改良の検討」の結果を踏まえ、杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して1:2の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

敷地の地盤改良計画を図2-5及び図2-6に示す。

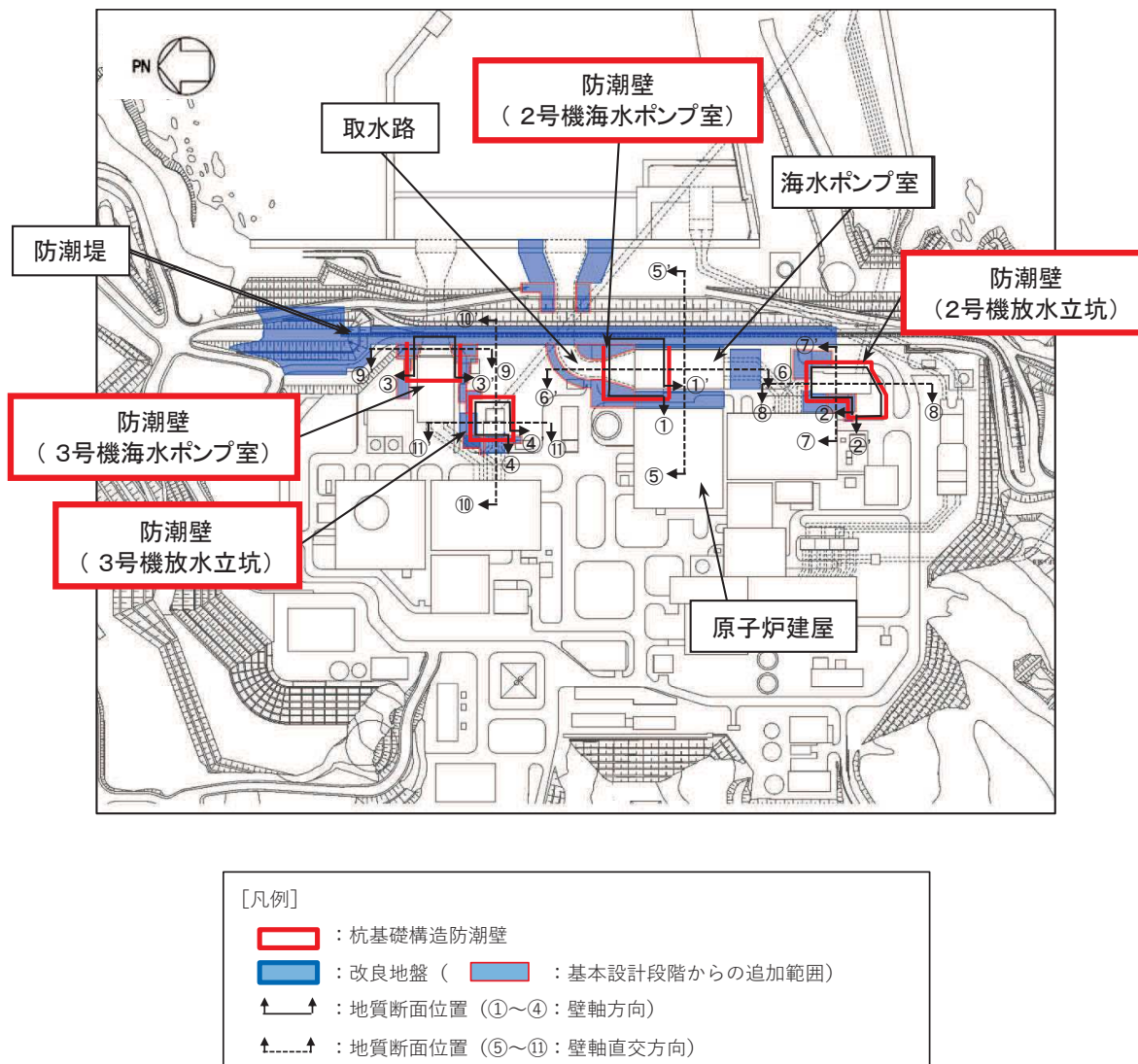
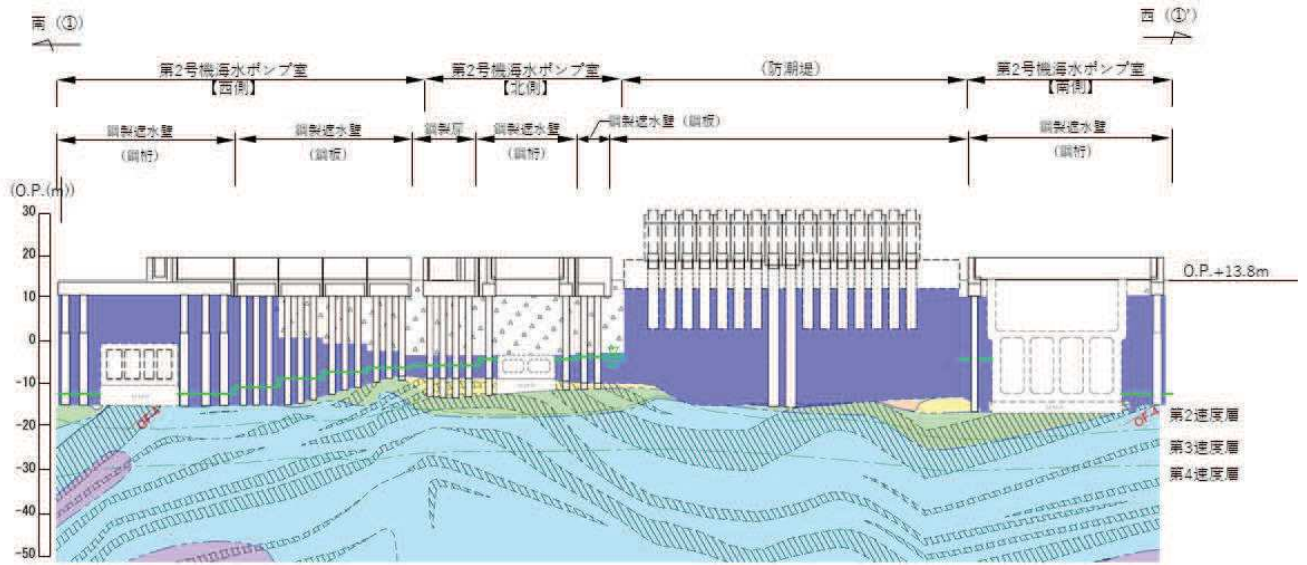
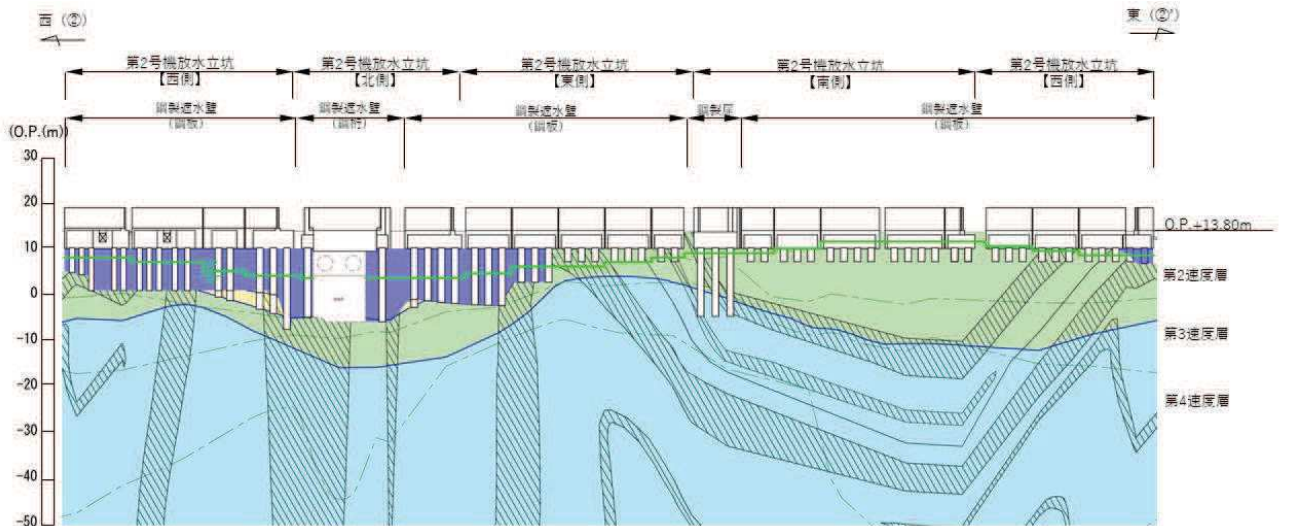


図2-5 地盤改良の計画  
(全体平面図)

(参考) 2-8



(2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面)

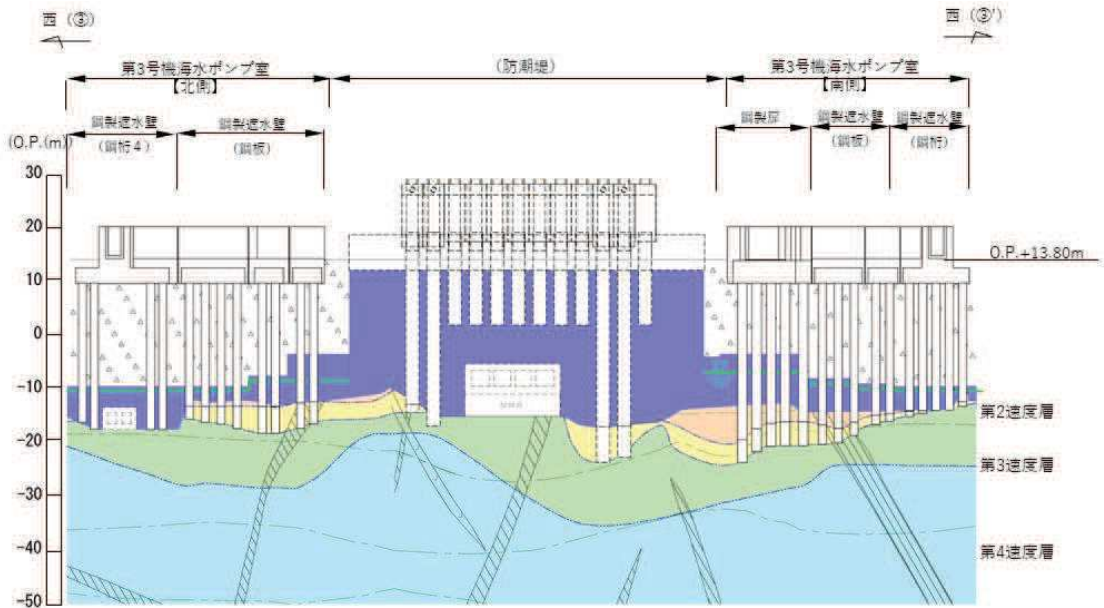


(2号機放水立坑 ②-②' 断面)

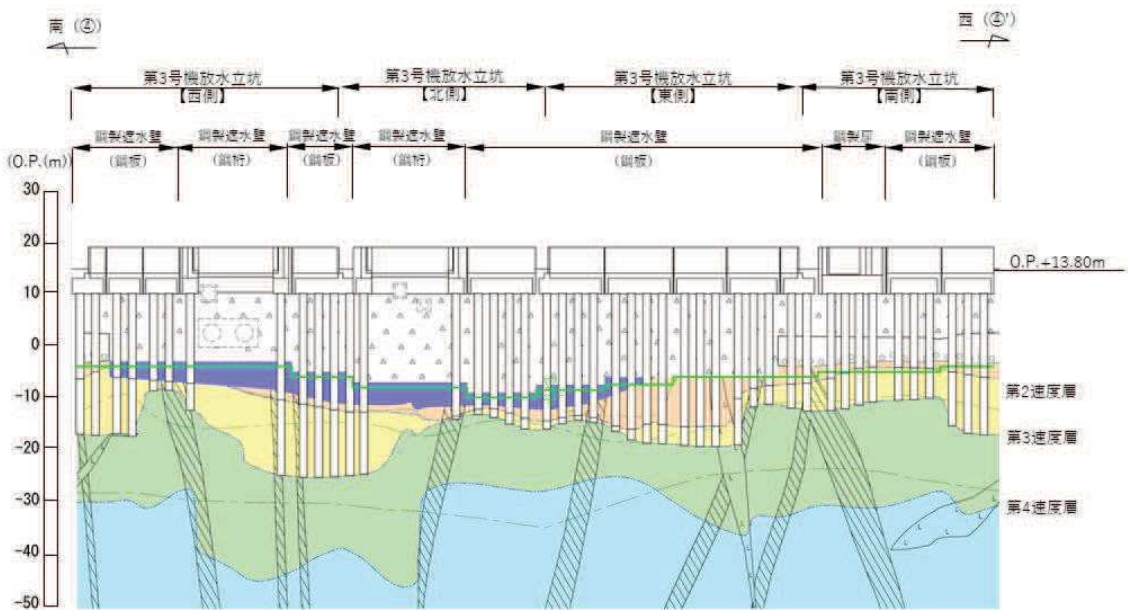
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 2-6 (1) 地盤改良の計画  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑 縦断方向)



(3号機海水ポンプ室 ③-③' 断面)

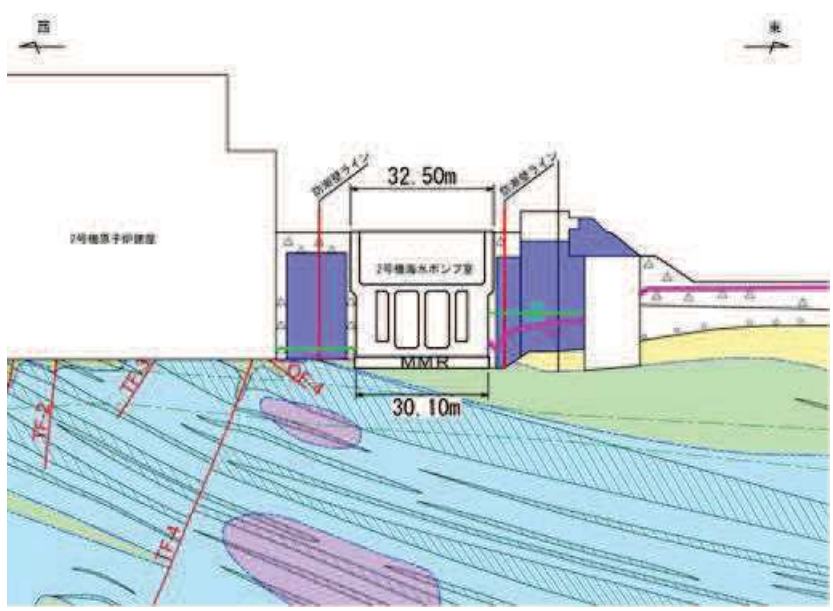


(3号機放水立坑 ④-④' 断面)

凡 例			
	B 級		A 盛 土
	CH 級		旧 表 土
	CM 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

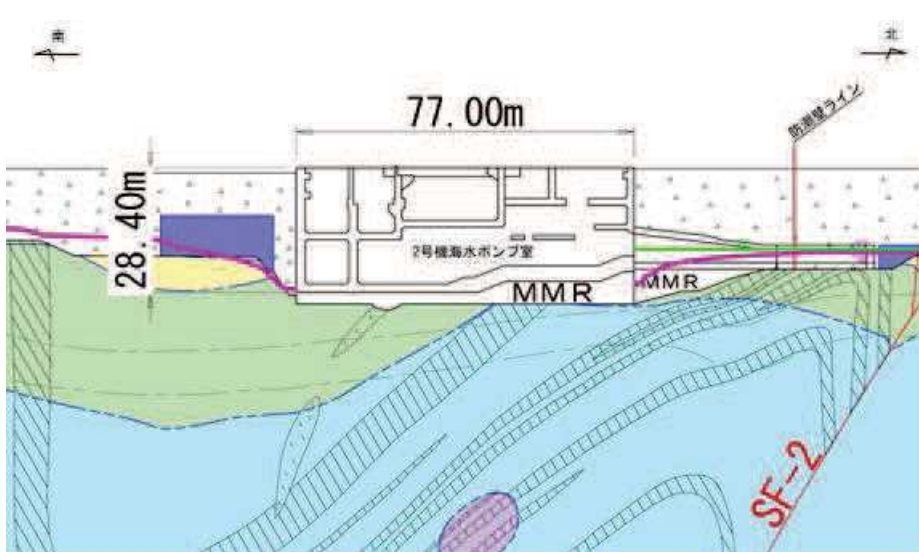
図 2-6 (2) 地盤改良の計画  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑 縦断方向)



\* : 鋼管杭下方の CL級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向 (東西) ⑤-⑤' 断面)



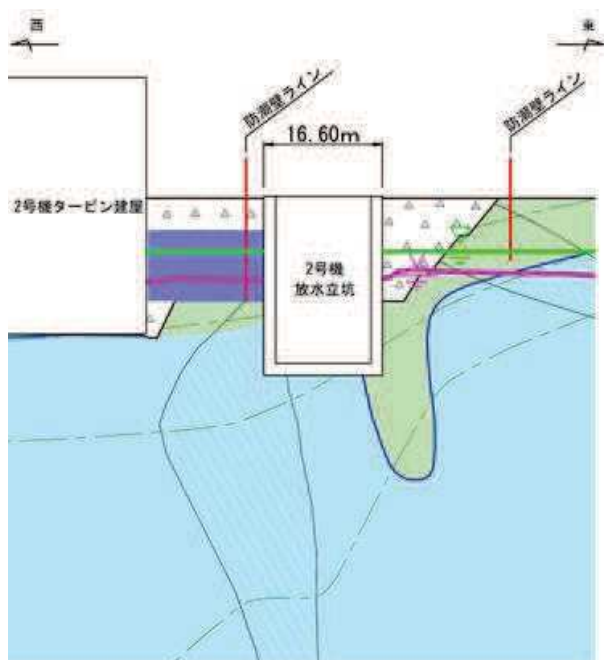
\* : 鋼管杭下方の CL級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑥-⑥' 断面)

図 2-6 (3) 地盤改良の計画

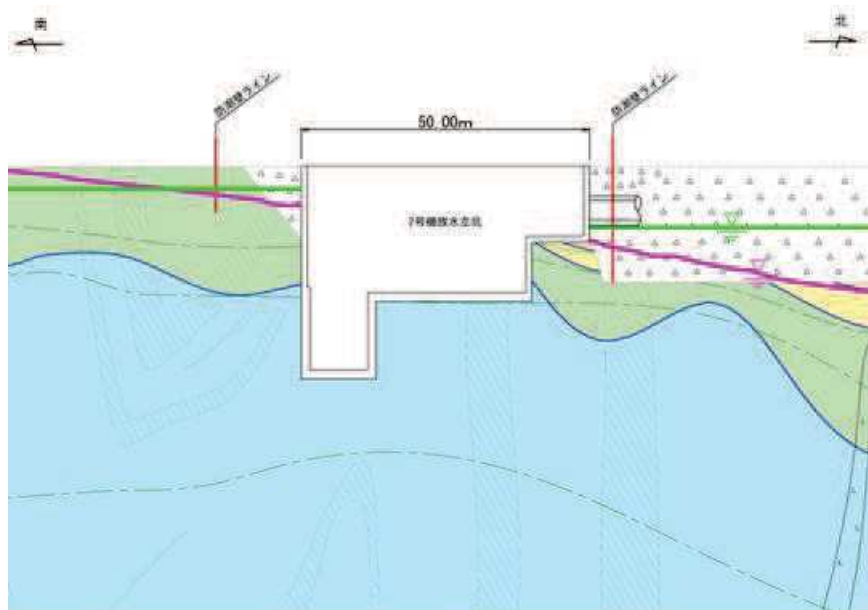
(2号機海水ポンプ室 横断方向)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (東西) ⑦-⑦' 断面)



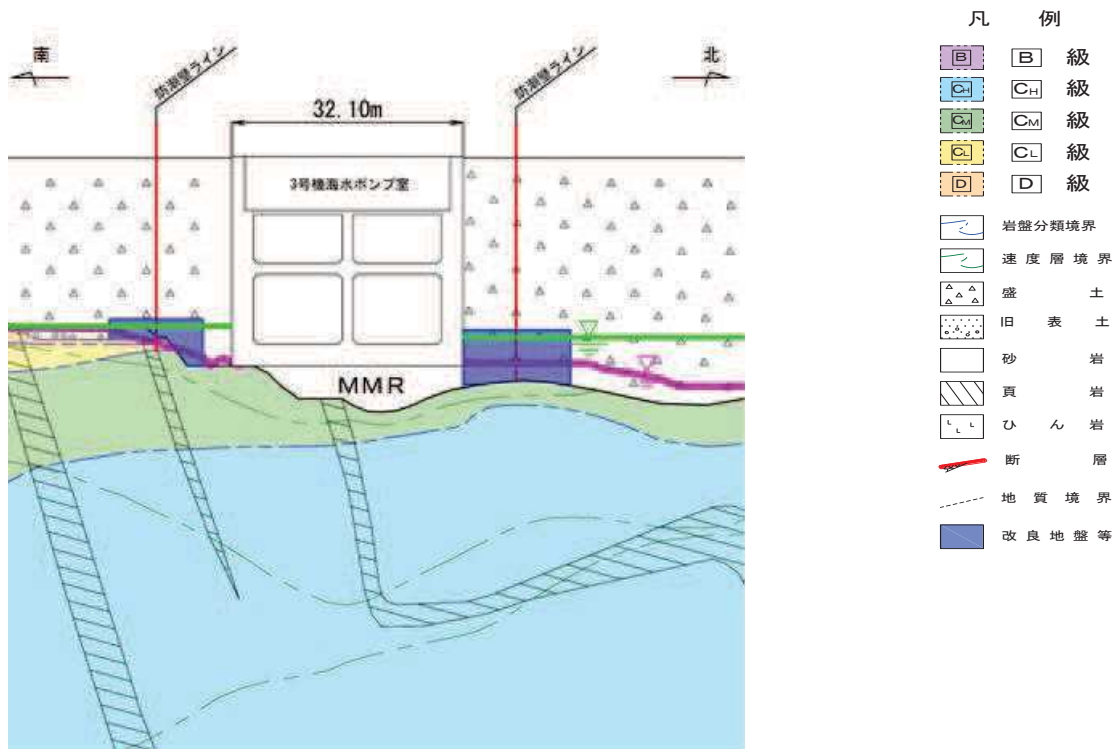
\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (南北) ⑧-⑧' 断面)

図 2-6 (4) 地盤改良の計画

(2号機放水立坑 横断方向)

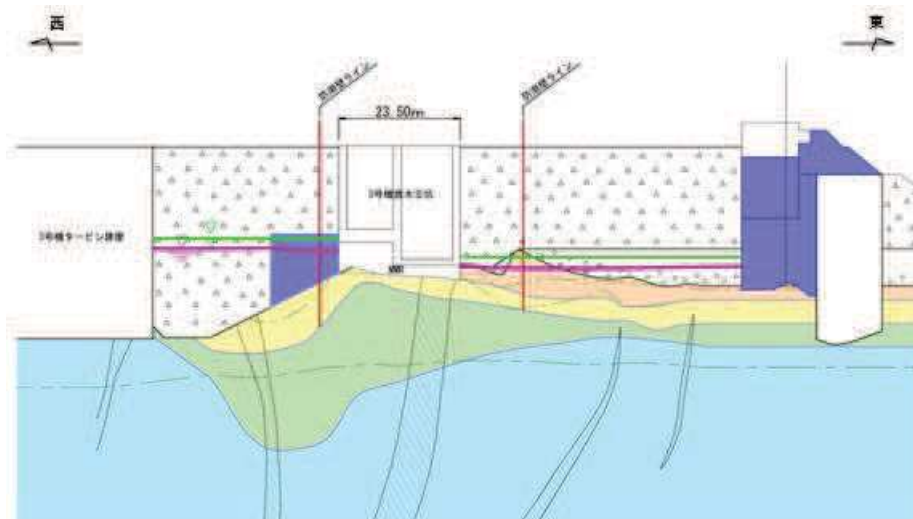


\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

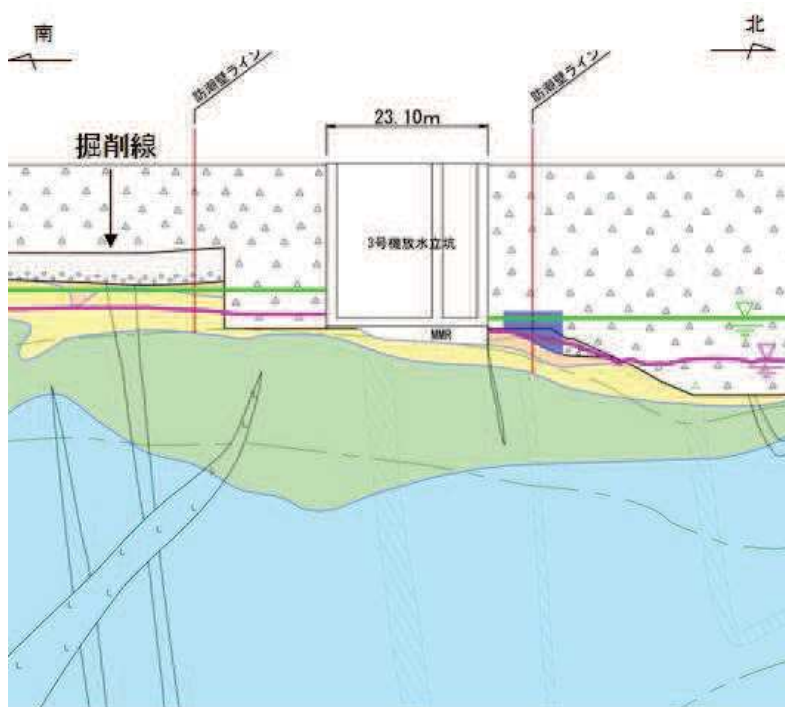
図 2-6 (5) 地盤改良の計画  
 (3号機海水ポンプ室 横断方向)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向 (東西) ⑩-⑩' 断面)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑪-⑪' 断面)

図 2-6 (6) 地盤改良の計画

(3号機放水立坑 横断方向)



#### 4. 解析手法の妥当性検討

##### 4.1 検討ケース

地盤改良は、前述のとおり改良天端は設計用地下水位+1mとし、改良幅は改良高さの2倍を確保することを基本としている一方、設計用地下水位に応じて改良高さが一様ではない場合や、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所があり外形の大きさにはバリエーションがある。

よって、本検討においては、基本ケースを選定した上で、改良形状を踏まえ、網羅的に改良幅を変化させた検討ケース②-1,2及び改良高さ、幅を変化させた検討ケース③-1,2についても行い、改良形状の違いによる影響を確認する。

なお、構造配置上第2号機海水ポンプ室等の岩着した構造物が隣接する断面があり、これら隣接効果の影響についても確認することを目的として隣接構造物をモデル化した場合の検討も行う(ケース④)。

検討ケースの概要を表2-1に示す。

表2-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定(考え方)	
		2次元有限要素モデル	質点系モデル
基本 ケー ス	ケース① (基本ケース)	地盤改良幅=2D (高さ:幅=1:2)	地盤改良幅=水平成層 (1次元地盤応答)
	ケース②-1 (改良幅の影響確認①)	地盤改良幅=1D (高さ:幅=1:1)	
	ケース②-2 (改良幅の影響確認②)	地盤改良幅=3D (高さ:幅=1:3)	
	ケース③-1 (改良高の影響確認①)	地盤改良幅=2D' (D'=D×0.5) (高さ:幅=1:2)	
	ケース③-2 (改良高の影響確認②)	地盤改良幅=2D'' (D''=D×1.5) (高さ:幅=1:2)	
	ケース④ (隣接構造物の影響確認)	地盤改良幅=2D (高さ:幅=1:2) (隣接構造物をモデル化)	

D:地盤改良高さ

#### 4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、解析手法の妥当性を確認する観点から実機計画から選定することとし、本検討では、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられる I 区間）の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

なお、横断方向には、隣接構造物以外にも岩盤の起伏や傾斜、地下水分布の不均一性等も考えられるが、図 2-2 に示すとおり、改良体を挟んで左右の地形や地下水位に有意な差は見られないことから、本検討では水平成層地盤としてモデル化する（参考資料 1 の杭下端部の安定性と同様、3 号機放水立坑の一部で確認される岩盤傾斜や掘削形状の影響については、杭下端部の安定性とあわせて参考資料 8 にて後述する）。

検討用モデルの位置を図 2-7 に、構造図を図 2-8 に、検討ケースの概要を図 2-9 に示す。

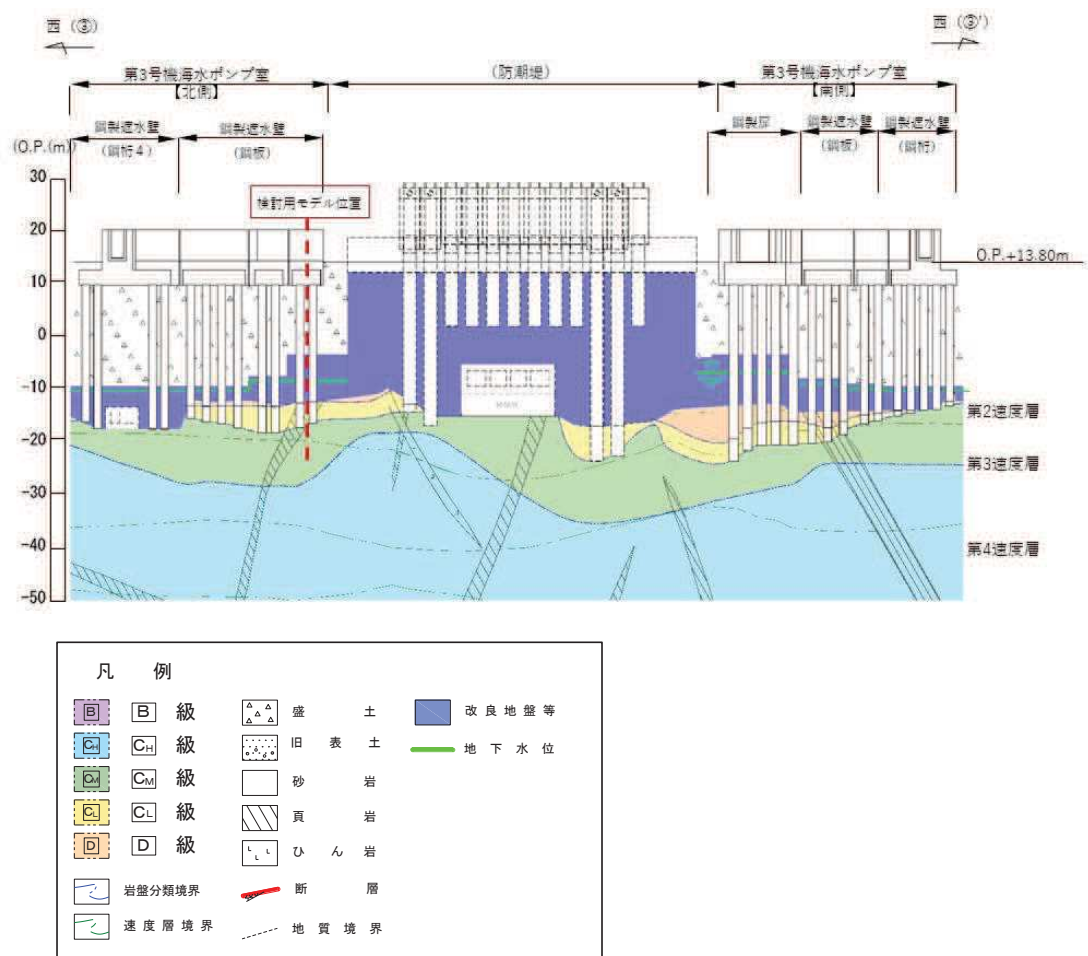
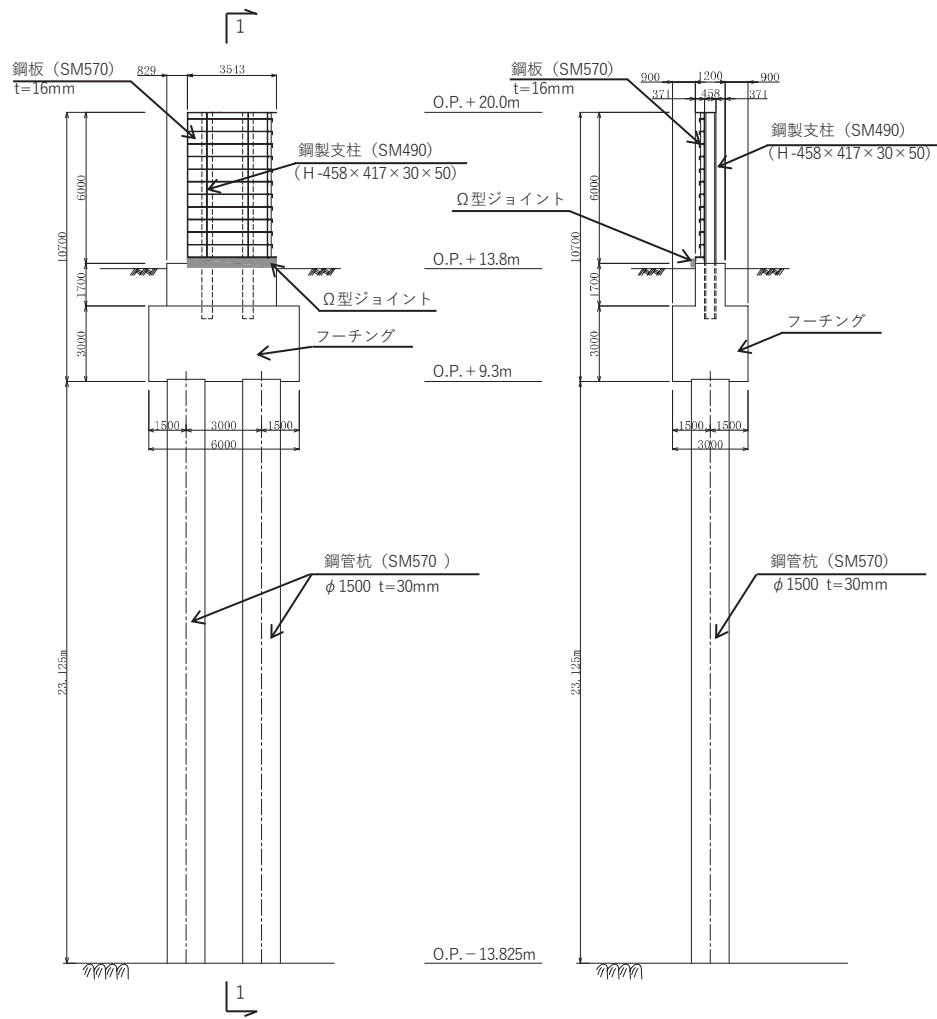


図 2-7 検討用モデル位置  
(地質図-3 号機海水ポンプ室縦断図)



正面図

1-1 断面図

図 2-8 検討用モデルの構造概要

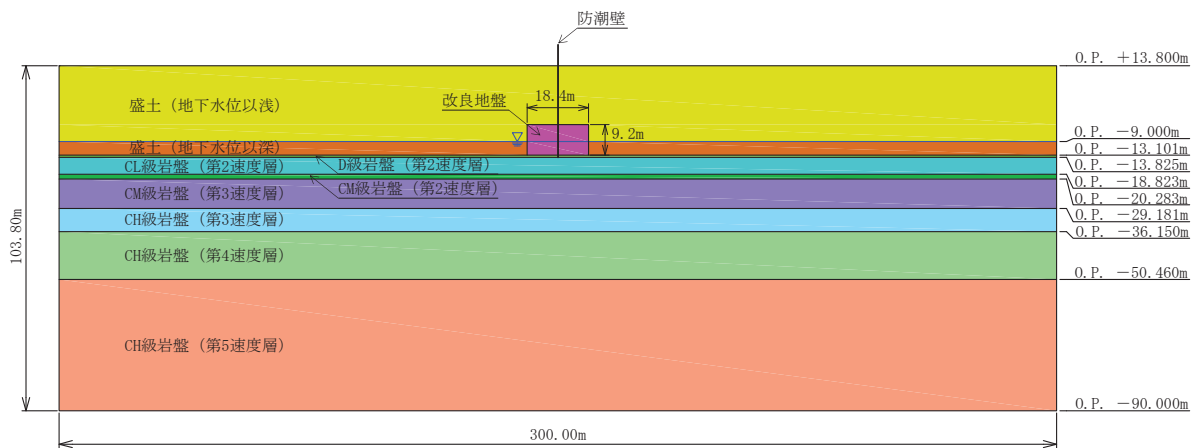


図 2-9(1) 検討ケースの概要 (ケース①)

【基本ケース】

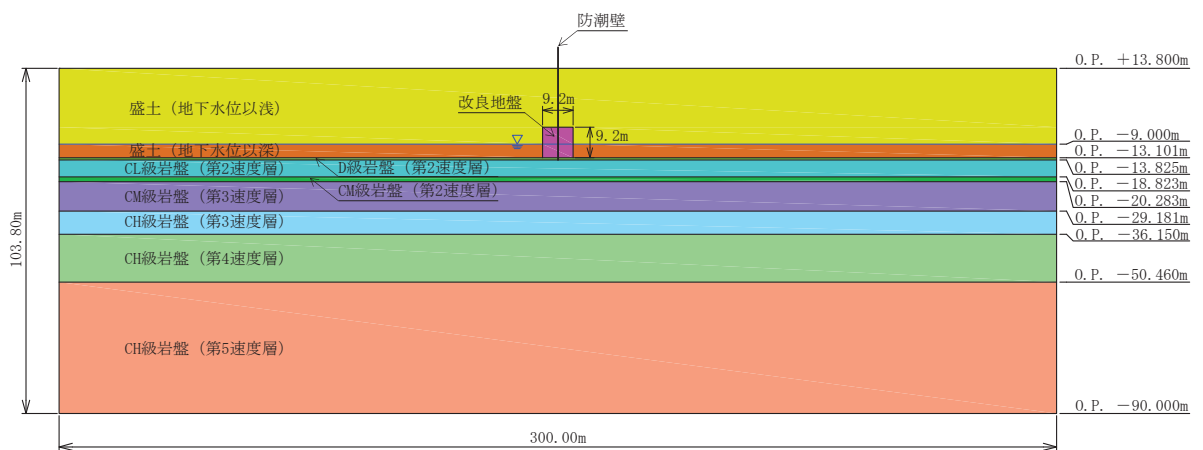


図 2-9(2) 検討ケースの概要 (ケース②-1)

【基本ケースに対して改良幅を 0.5 倍】

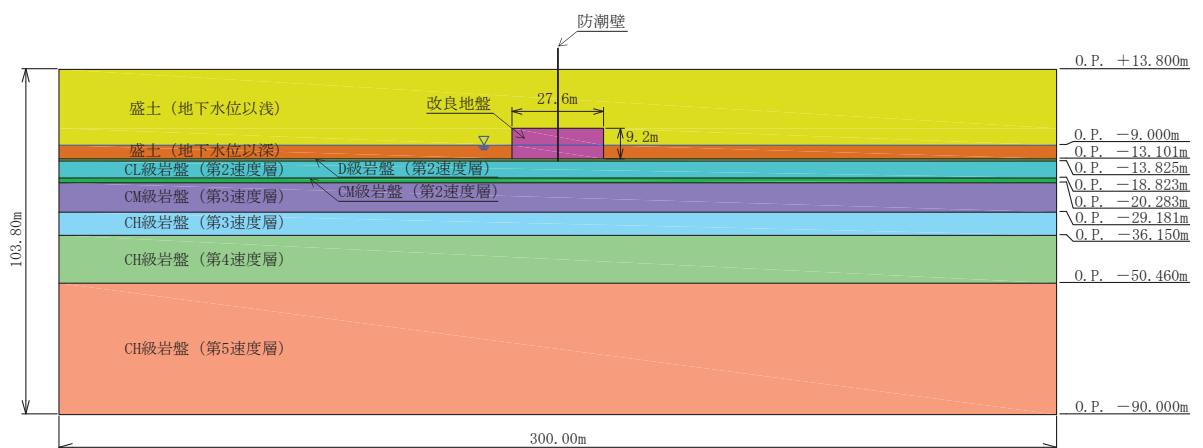


図 2-9(3) 検討ケースの概要 (ケース②-2)

【基本ケースに対して改良幅を 1.5 倍】

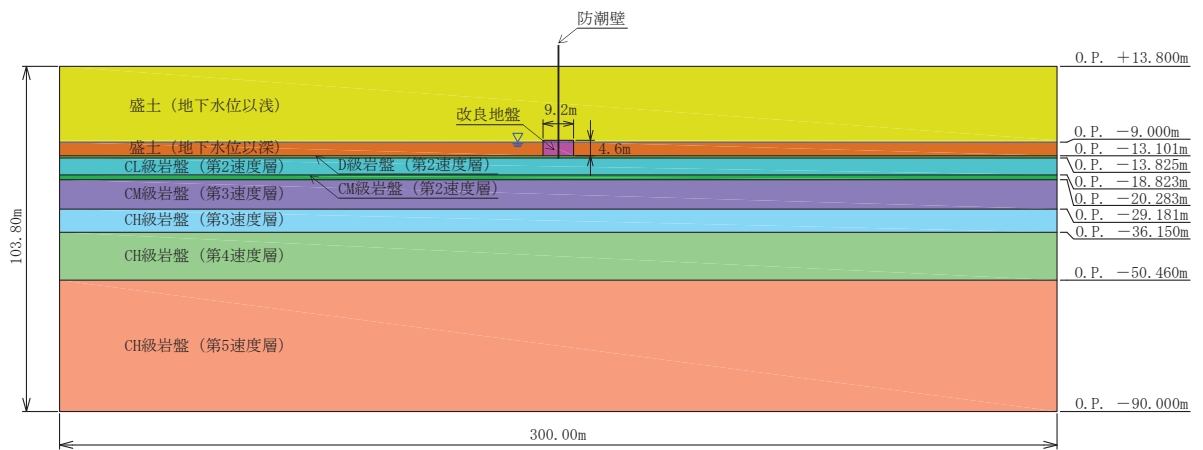


図 2-9(4) 検討ケースの概要 (ケース③-1)

【基本ケースに対して改良高さを 0.5 倍及び改良幅を 0.5 倍】

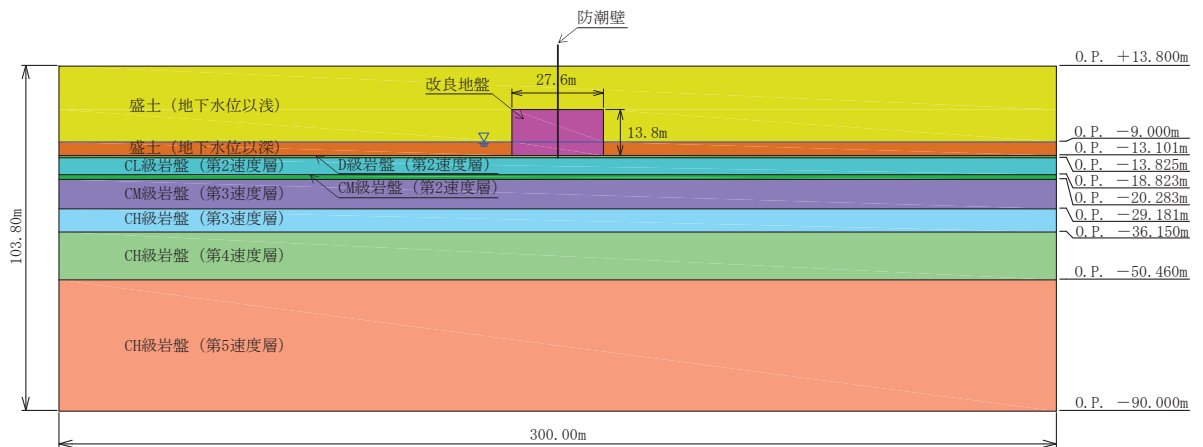


図 2-9(5) 検討ケースの概要 (ケース③-2)

【基本ケースに対して改良高さを 1.5 倍及び改良幅を 1.5 倍】

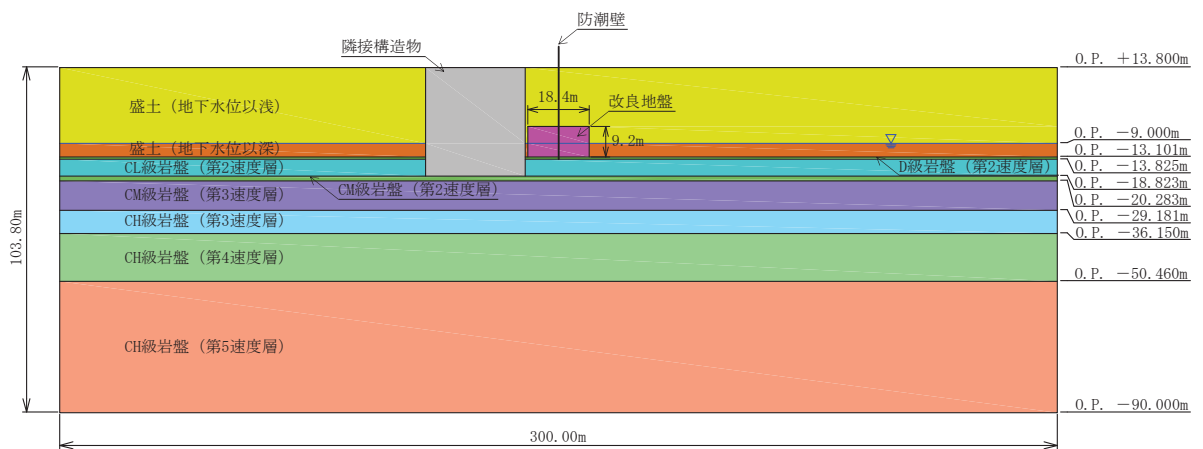


図 2-9(6) 検討ケースの概要 (ケース④)

【基本ケースに対して隣接構造物をモデル化】

#### 4.3 検討ケースの網羅性について

検討の網羅性として、検討ケースにおいて評価する改良形状と全断面における改良形状の関係性について表 2-2 及び図 2-10 に示す。

なお、ケース③-1 よりも地下水位が低く改良形状も小さい施工計画があるが、地下水位が低いことから液状化影響は相対的に小さく地盤変形への抑制効果は問題なく、全断面における改良形状に対して、本検討範囲が概ね網羅できているものと考えられる。

改良高さの最大及び最小位置を図 2-11 に示す。

表 2-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1:2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1:2を基本)
ケース①	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m（幅 6.0m）～ 11.7m（幅 24.0m）
ケース③-1	改良高さ：4.6m	
ケース③-2	改良高さ：13.8m	

\*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

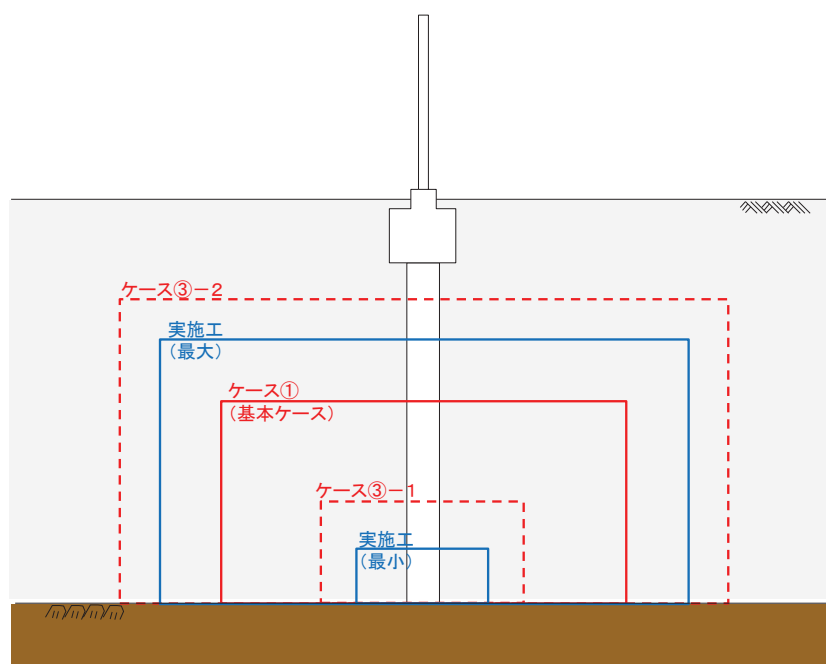


図 2-10 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

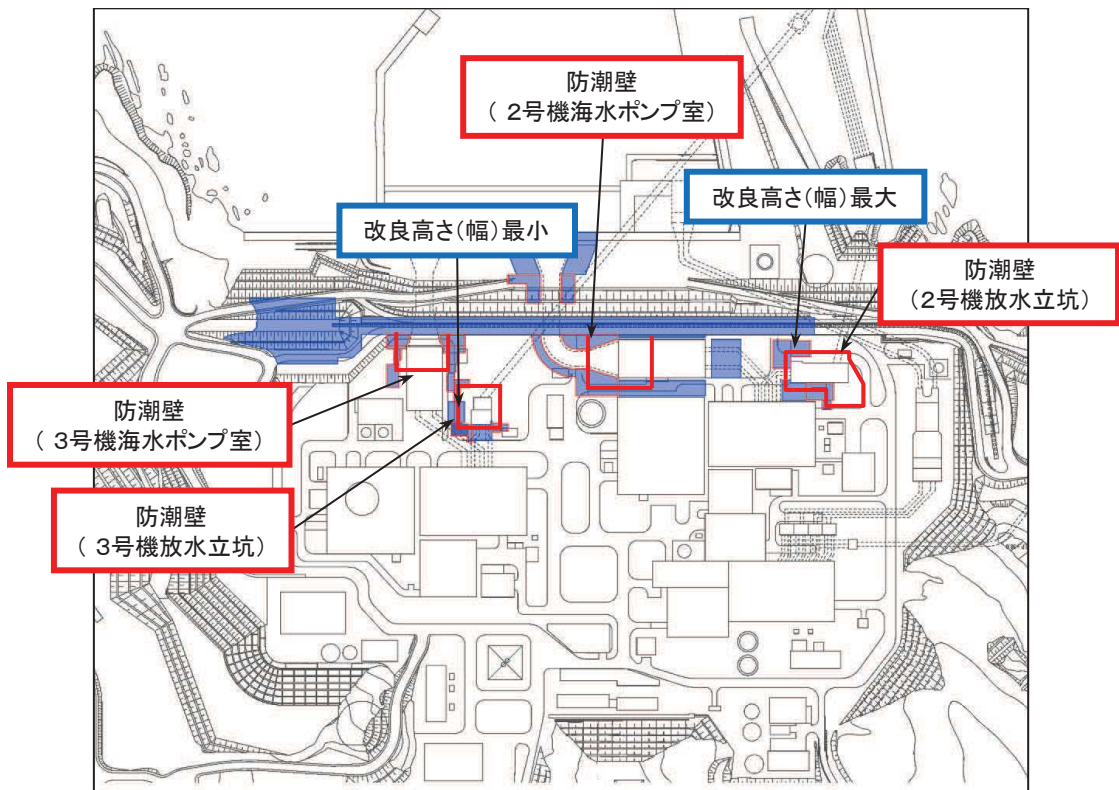


図 2-11(1) 改良高さ (最大・最小) 位置  
(全体平面図)

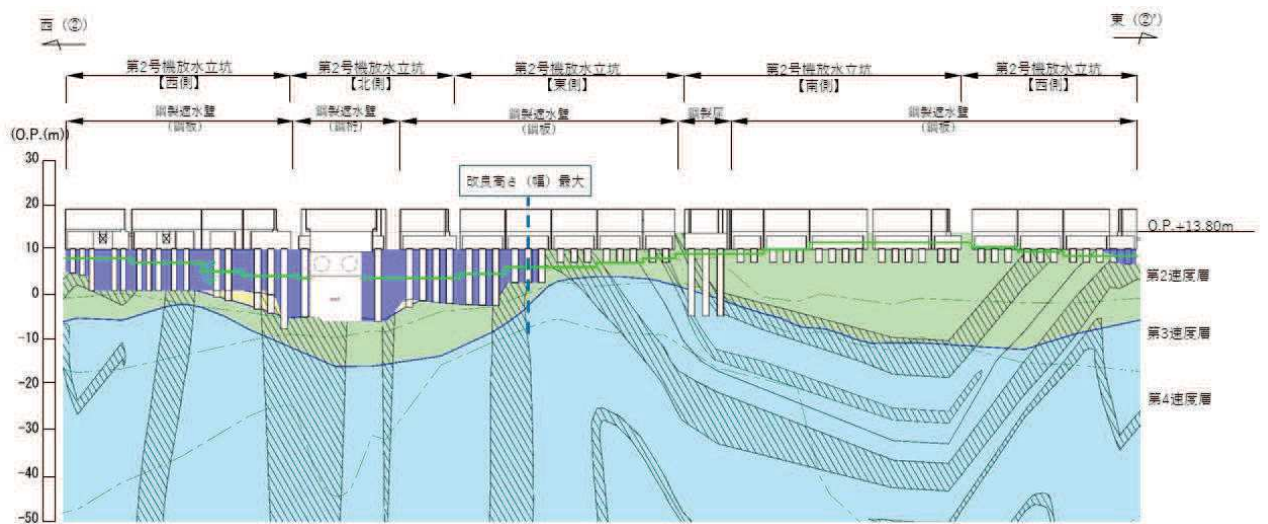


図 2-11(2) 改良高さ (最大・最小) 位置  
(2号機放水立坑)

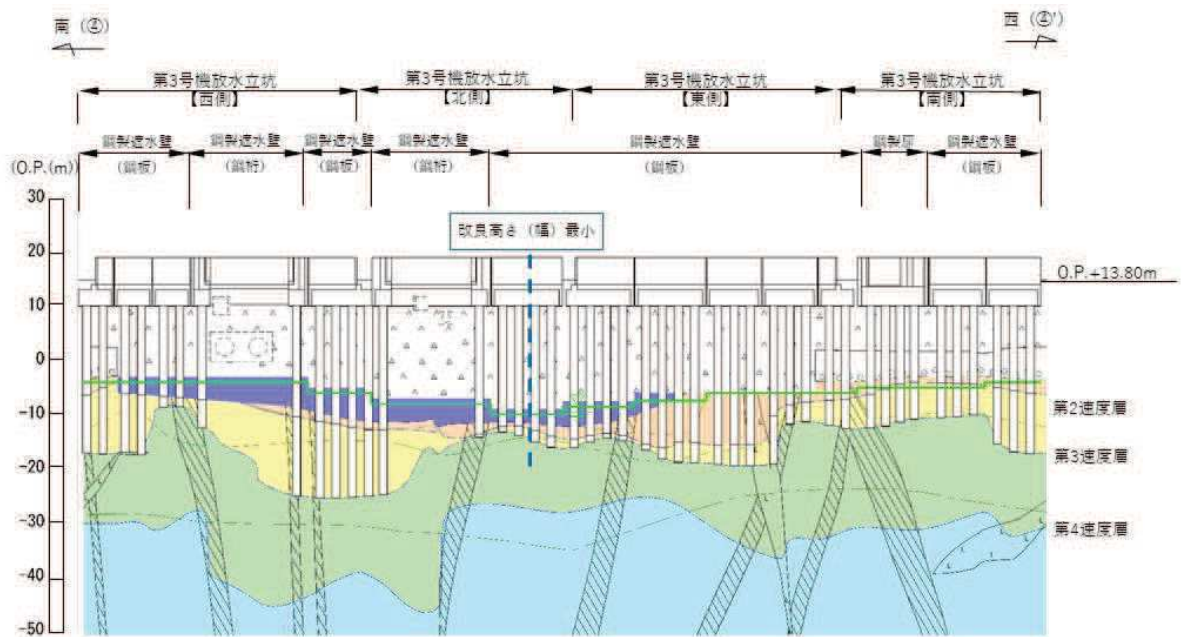


図 2-11(3) 改良高さ（最大・最小）位置  
(3号機放水立坑)

#### 4.4 解析手法

質点系モデルについては、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明-3.耐震評価」に準じる。

2次元有限要素モデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver.7.3.0\_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

2次元有限要素モデル（有効応力解析）の解析条件の詳細は「7. 解析条件（2次元有限要素モデル）」に示す。



## 5. 解析結果

### 5.1 基本ケース

質点系モデルによる応答結果及び2次元有限要素モデルによる応答結果について、下部構造（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部構造の最大水平加速度の比較を表2-3及び表2-4に、最大曲げモーメントと最大水平加速度の深度方向の分布を図2-12に示す。

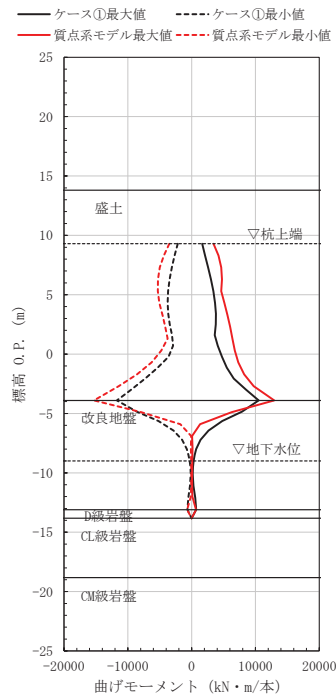
解析の結果、鋼管杭の最大曲げモーメント及び上部構造の最大水平加速度のいずれも質点系モデルの方が大きな値を示している。

表2-3 ケース①における最大曲げモーメントの比較

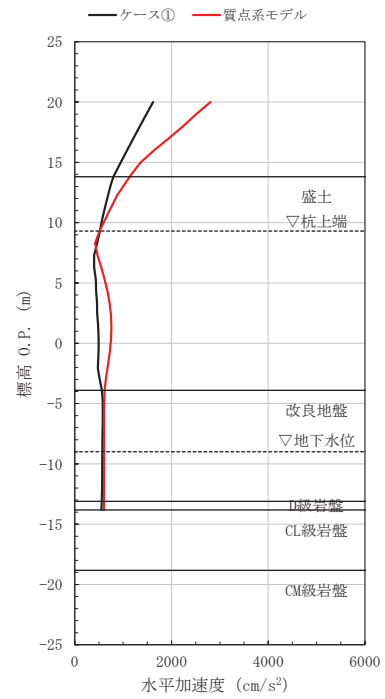
検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		2次元有限要素法解析 (有効応力解析)	質点系モデル (全応力非線形解析)
ケース① (基本ケース)	S <sub>s</sub> -D 1	11707	15309
	S <sub>s</sub> -D 2	8527	14594
	S <sub>s</sub> -D 3	8383	11866
	S <sub>s</sub> -F 1	9535	13626
	S <sub>s</sub> -F 2	10714	13684
	S <sub>s</sub> -F 3	4002	7806
	S <sub>s</sub> -N 1	15176	17586

表2-4 ケース①における最大水平加速度の比較

検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	
		2次元有限要素法解析 (有効応力解析)	質点系モデル (全応力非線形解析)
ケース① (基本ケース)	S <sub>s</sub> -D 1	1619	2808
	S <sub>s</sub> -D 2	1840	2911
	S <sub>s</sub> -D 3	1531	2671
	S <sub>s</sub> -F 1	1918	1947
	S <sub>s</sub> -F 2	2137	2151
	S <sub>s</sub> -F 3	2016	3056
	S <sub>s</sub> -N 1	1705	2871

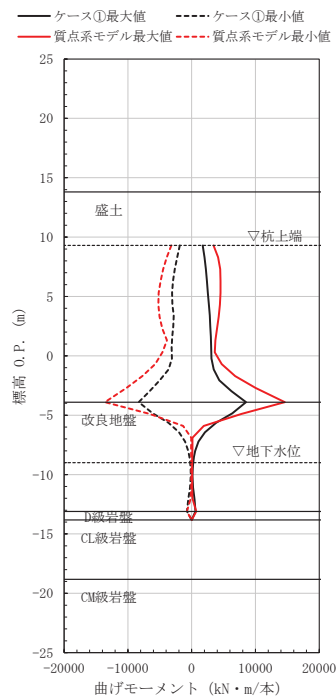


(最大曲げモーメント)

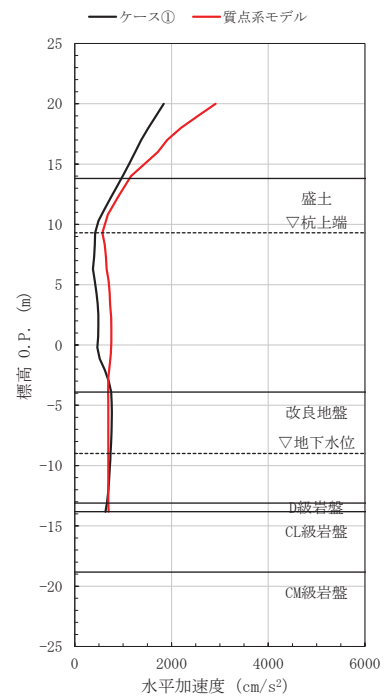


(最大水平加速度)

図 2-12(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース①) (S s - D 1)

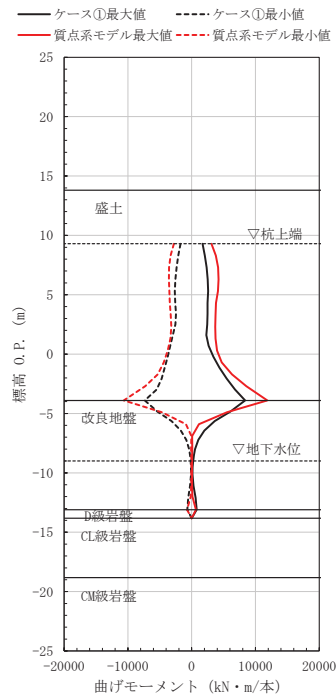


(最大曲げモーメント)

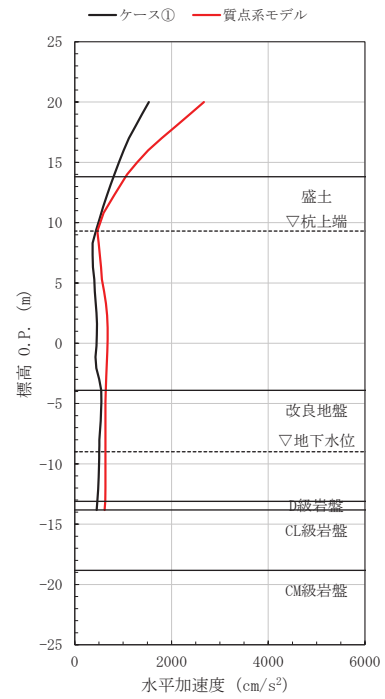


(最大水平加速度)

図 2-12(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース①) (S s - D 2)

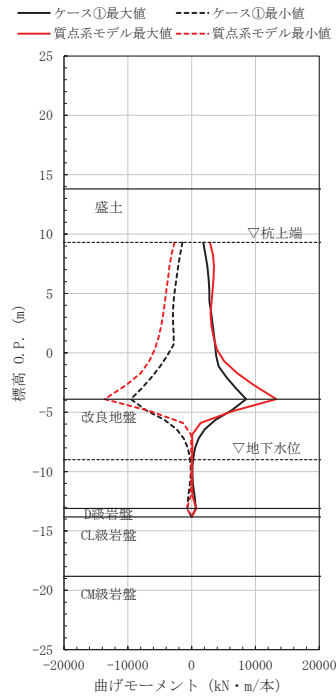


(最大曲げモーメント)

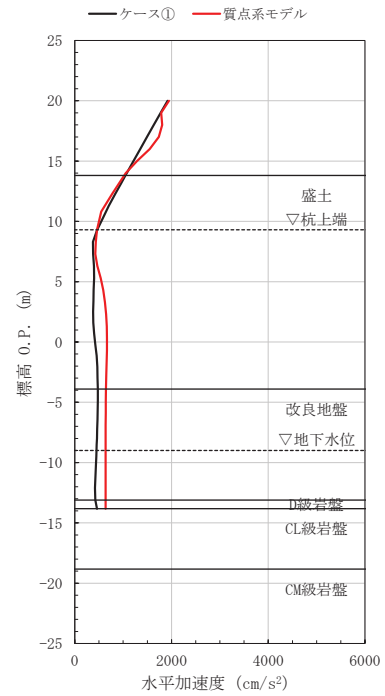


(最大水平加速度)

図 2-12(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース①) (S s - D 3)

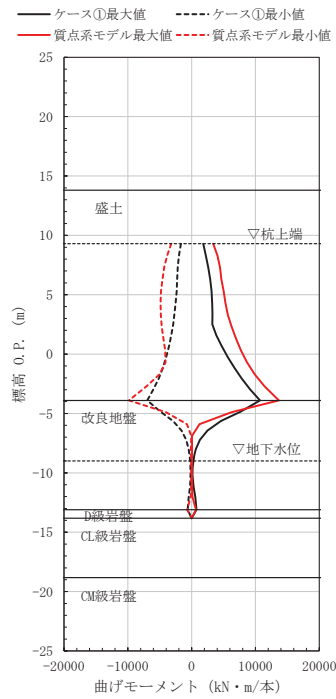


(最大曲げモーメント)

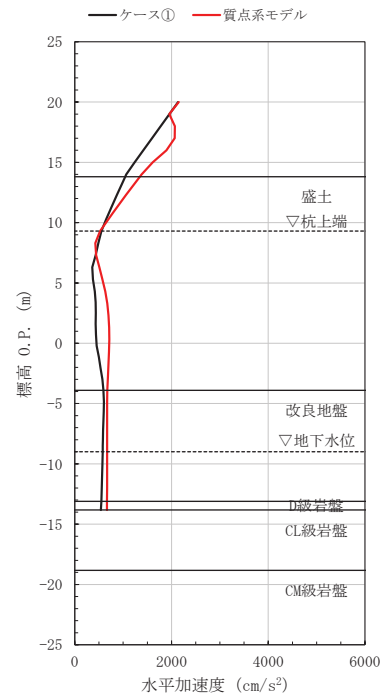


(最大水平加速度)

図 2-12(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース①) (S s - F 1)



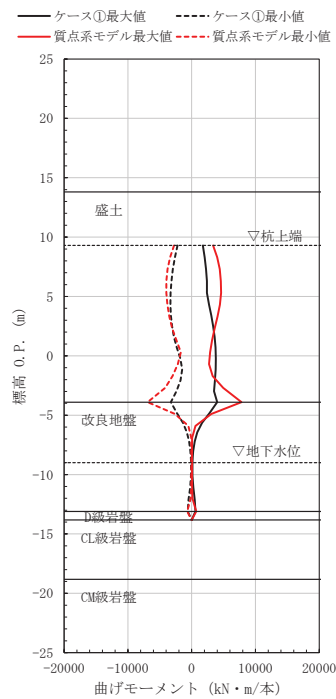
(最大曲げモーメント)



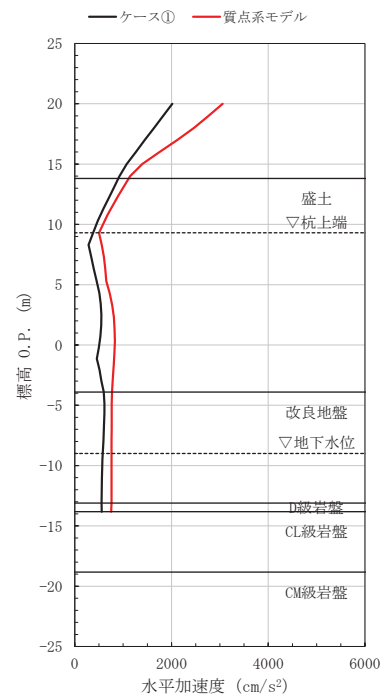
(最大水平加速度)

図 2-12(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - F 2)



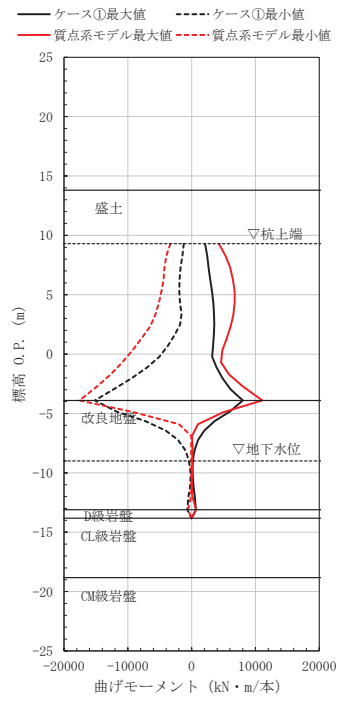
(最大曲げモーメント)



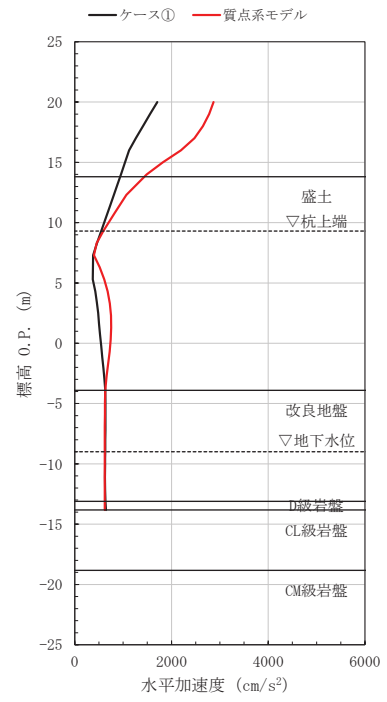
(最大水平加速度)

図 2-12(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - F 3)



(最大曲げモーメント)



(最大水平加速度)

図 2-12(7) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - N 1)

## 5.2 影響検討ケース

質点系モデルによる応答結果及び2次元有限要素法モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部構造の最大水平加速度の比較を表2-5及び表2-6に、最大曲げモーメントと最大水平加速度の深度方向の分布を図2-13～図2-15に示す。なお、検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きいS<sub>s</sub>-N1を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きいS<sub>s</sub>-D1及びS<sub>s</sub>-D2を選定した。

地盤改良幅を変化させたケース②-1及び②-2の最大応答値は、ケース①の最大応答値と概ね一致しており、いずれのケースにおいても質点系モデルの最大応答値より小さい値を示した。

また、改良高さ（及び地盤改良幅）を変化させたケース③-1及び③-2の最大応答値は、ケース①の最大応答値と概ね一致しており、改良範囲をケース①と同じ高さ：幅=1：2の相似形状とすることで、構造物の応答は概ね同等な結果で、いずれのケースにおいても質点系モデルの最大応答値より小さい値を示した。

隣接構造物をモデル化したケース④における上部構造の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメントは、質点系モデルの最大曲げモーメントと比べ大きく応答が低減した。

表 2-5 各ケースにおける最大曲げモーメントの比較（全ケース）

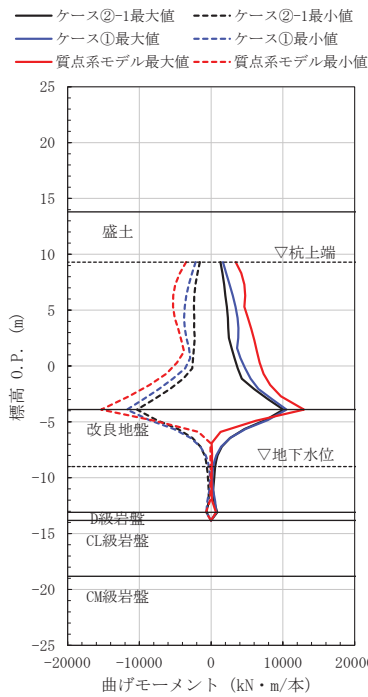
解析ケース	地震動（位相）					
	S s - D 1		S s - D 2		S s - N 1	
	++	-+	++	-+	++	-+
ケース①	11707		8527		15176	
ケース②-1	10333		7714		13636	
ケース②-2	11155		8155		14905	
ケース③-1	11155		10717		13177	
ケース③-2	11671		7117		15398	
ケース④	5989	5593	5110	4944	7882	6955
質点系モデル	15309		14594		17586	

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。（単位：kN・m/本）

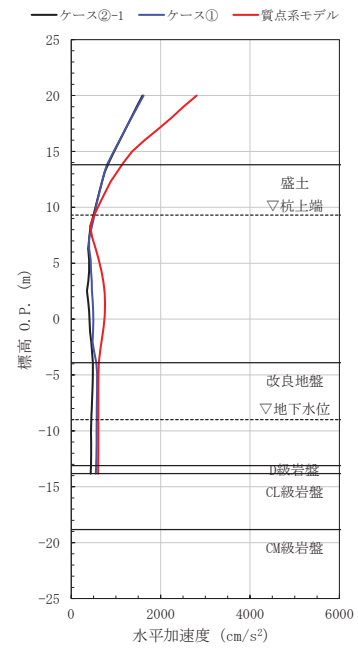
表 2-6 各ケースにおける最大水平加速度の比較（全ケース）

解析ケース	地震動（位相）					
	S s - D 1		S s - D 2		S s - N 1	
	++	-+	++	-+	++	-+
ケース①	1619		1840		1705	
ケース②-1	1594		1587		1729	
ケース②-2	1848		2064		1747	
ケース③-1	1708		1651		1697	
ケース③-2	1752		1586		1836	
ケース④	2847	2416	2504	2313	1803	2330
質点系モデル	2808		2911		2871	

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。（単位：cm/s<sup>2</sup>）



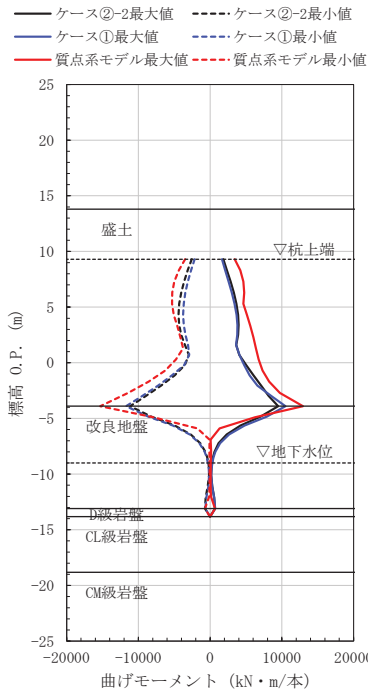
(最大曲げモーメント)



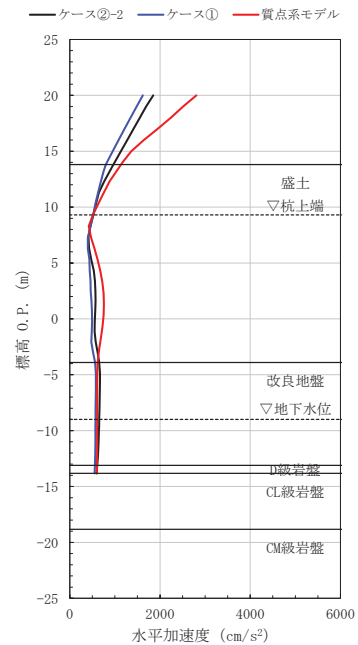
(最大水平加速度)

図 2-13(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S<sub>s</sub>-D1)



(最大曲げモーメント)

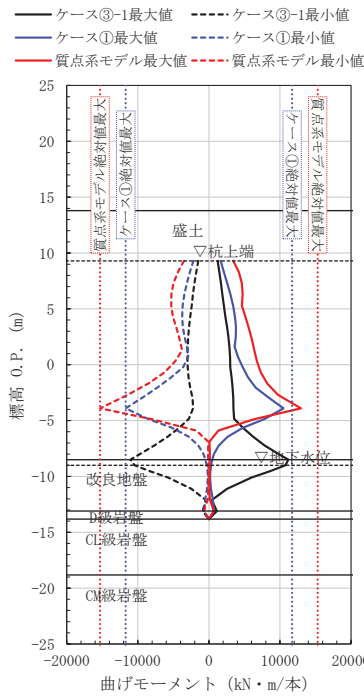


(最大水平加速度)

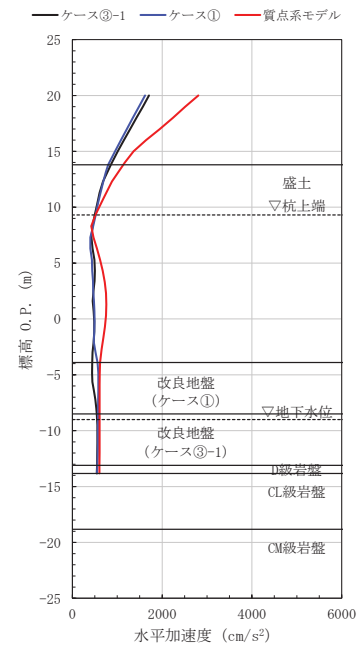
図 2-13(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-2) (S<sub>s</sub>-D1)



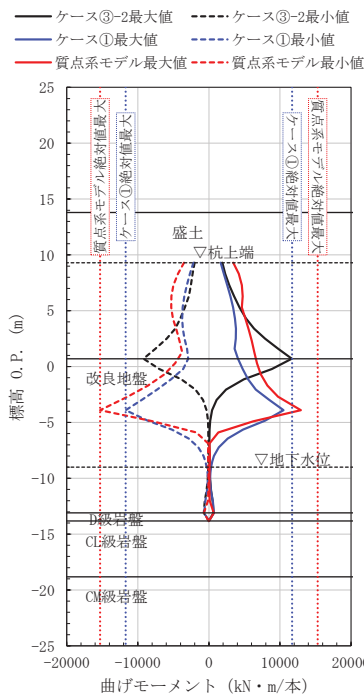


(最大曲げモーメント)

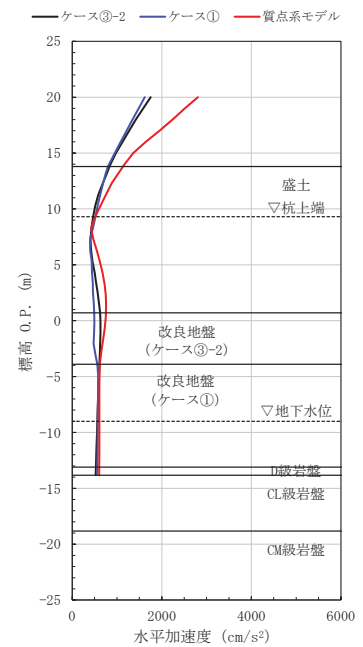


(最大水平加速度)

図 2-13(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース③-1) (S<sub>s</sub>-D1)

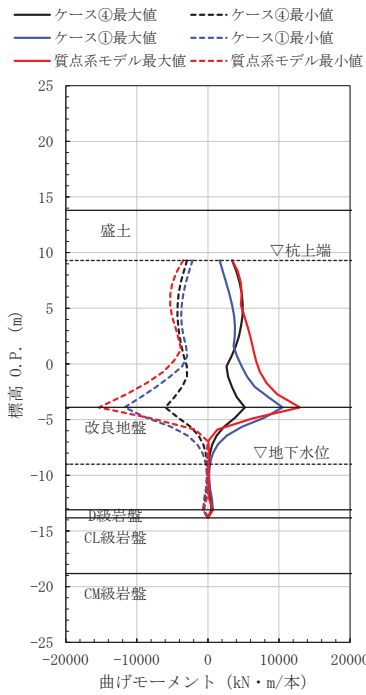


(最大曲げモーメント)

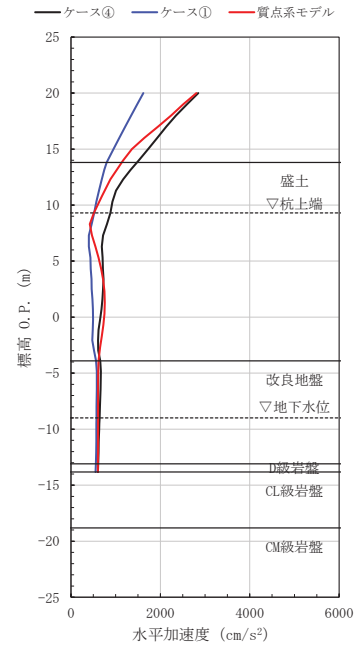


(最大水平加速度)

図 2-13(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較  
(ケース③-2) (S<sub>s</sub>-D1)



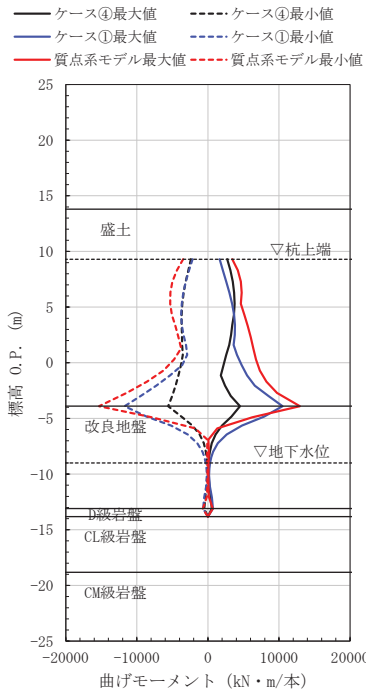
(最大曲げモーメント)



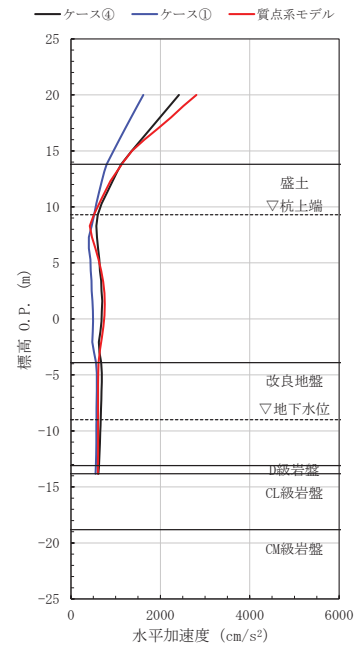
(最大水平加速度)

図 2-13(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 1 + +)



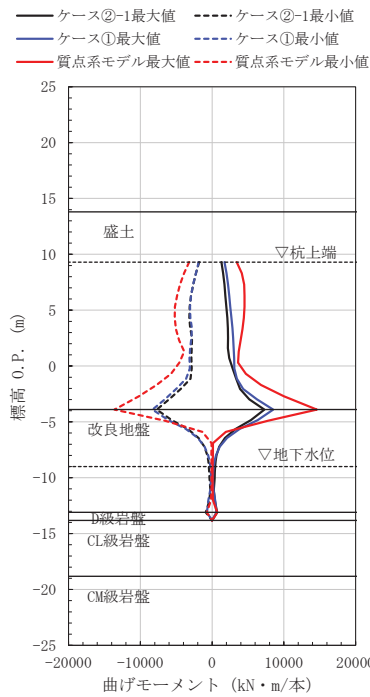
(最大曲げモーメント)



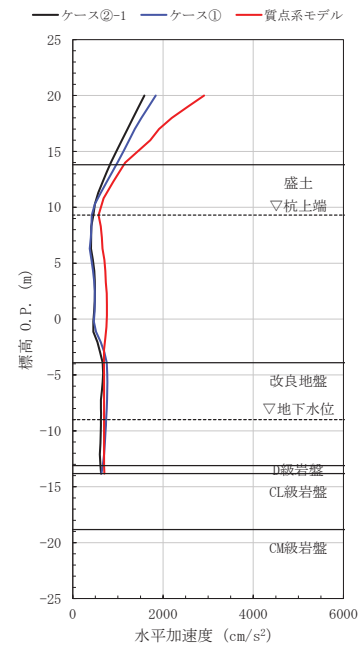
(最大水平加速度)

図 2-13(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 1 - +)



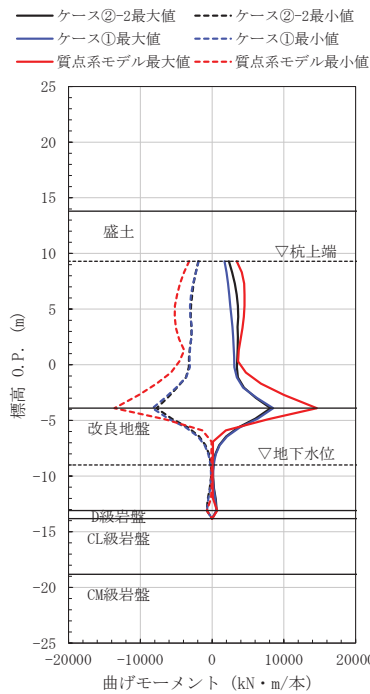
(最大曲げモーメント)



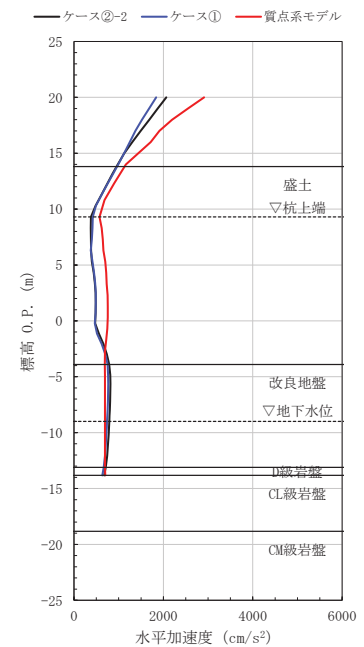
(最大水平加速度)

図 2-14(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S<sub>s</sub>-D2)



(最大曲げモーメント)

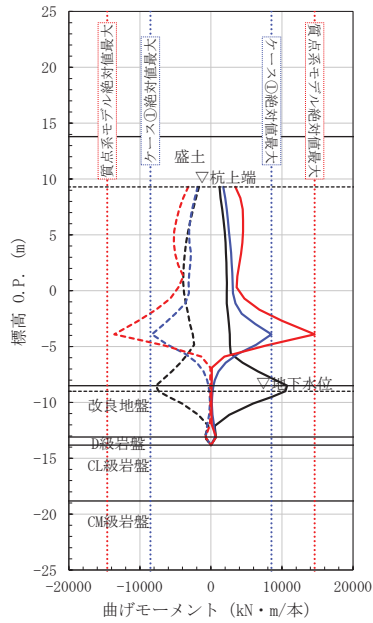


(最大水平加速度)

図 2-14(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

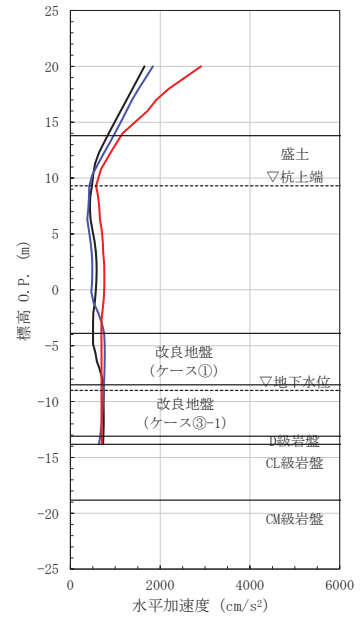
(ケース②-2) (S<sub>s</sub>-D2)

— ケース③-1最大値    - - - ケース③-1最小値  
 — ケース①最大値    - - - ケース①最小値  
 — 質点系モデル最大値    - - - 質点系モデル最小値



(最大曲げモーメント)

— ケース③-1    — ケース①    — 質点系モデル

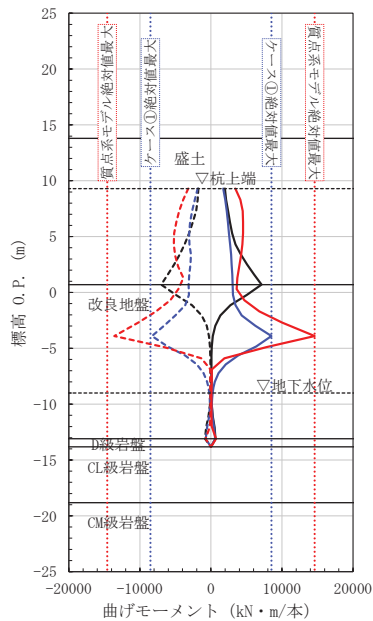


(最大水平加速度)

図 2-14(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

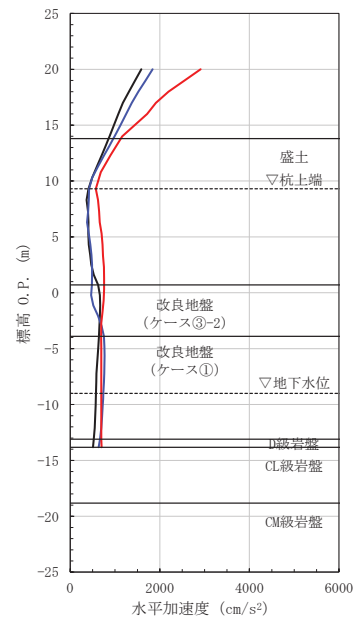
(ケース③-1) (S<sub>s</sub>-D2)

— ケース③-2最大値    - - - ケース③-2最小値  
 — ケース①最大値    - - - ケース①最小値  
 — 質点系モデル最大値    - - - 質点系モデル最小値



(最大曲げモーメント)

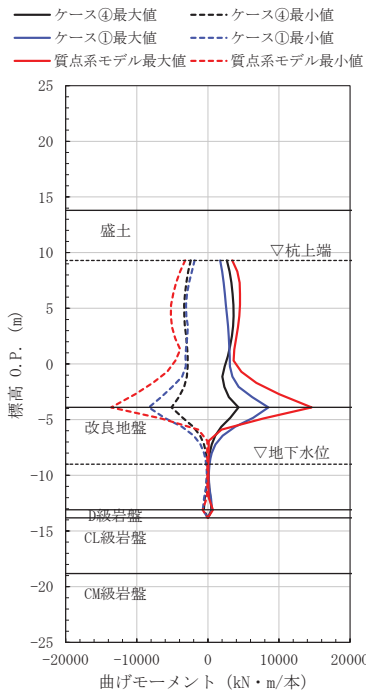
— ケース③-2    — ケース①    — 質点系モデル



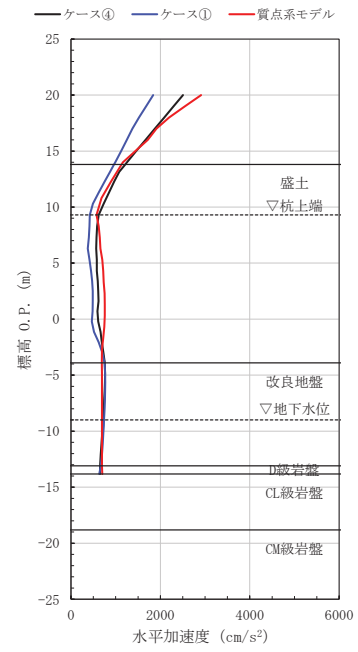
(最大水平加速度)

図 2-14(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-2) (S<sub>s</sub>-D2)



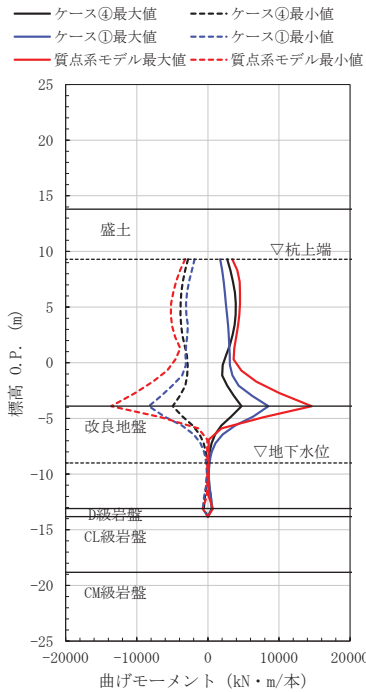
(最大曲げモーメント)



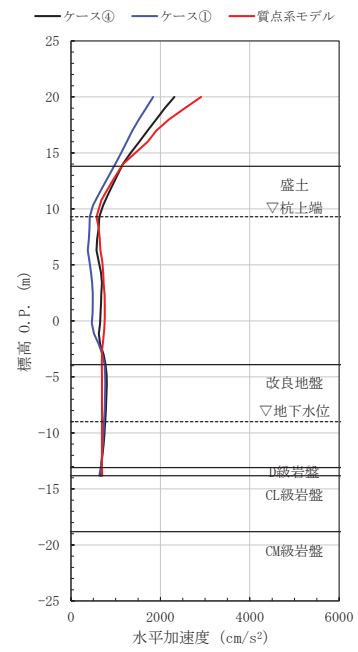
(最大水平加速度)

図 2-14(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 2 + +)



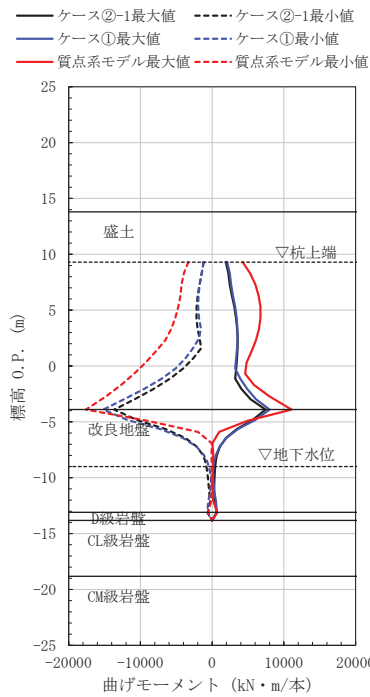
(最大曲げモーメント)



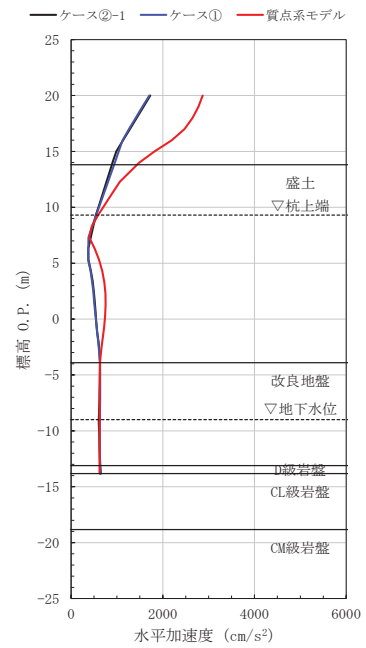
(最大水平加速度)

図 2-14(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 2 - +)



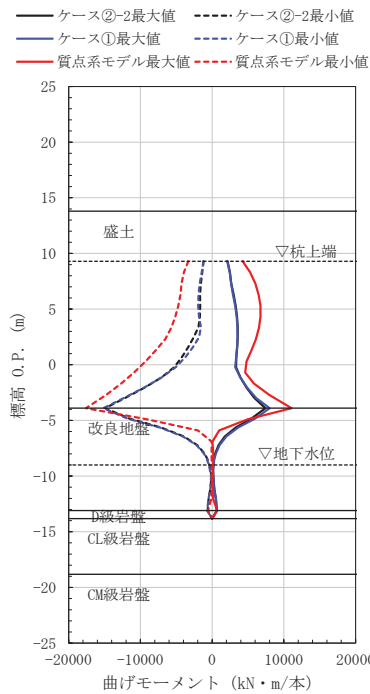
(最大曲げモーメント)



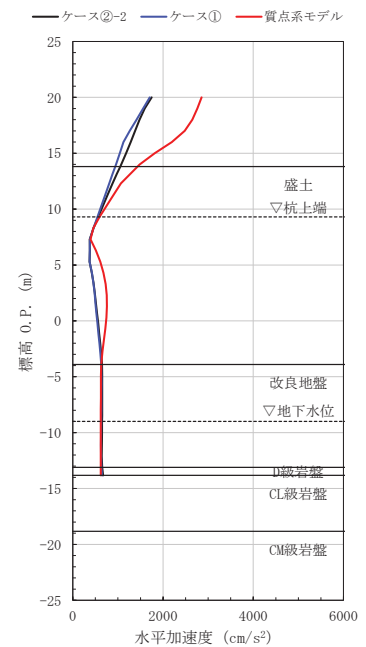
(最大水平加速度)

図 2-15(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S<sub>s</sub>-N1)



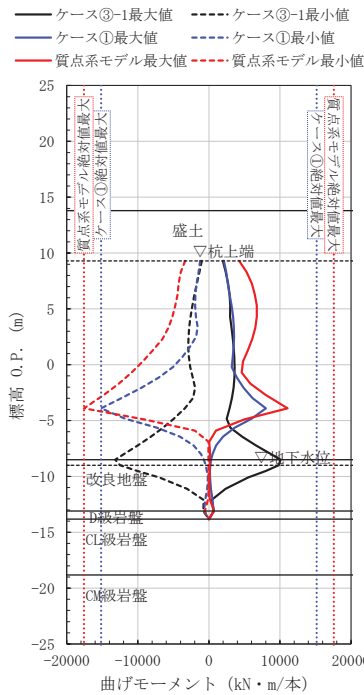
(最大曲げモーメント)



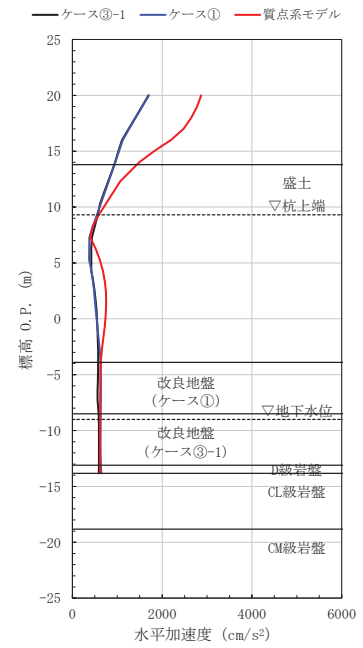
(最大水平加速度)

図 2-15(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-2) (S<sub>s</sub>-N1)



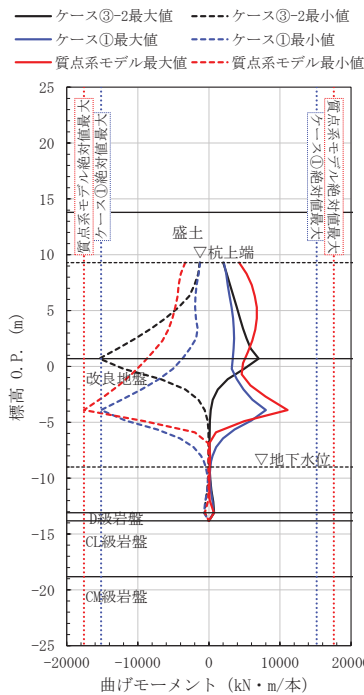
(最大曲げモーメント)



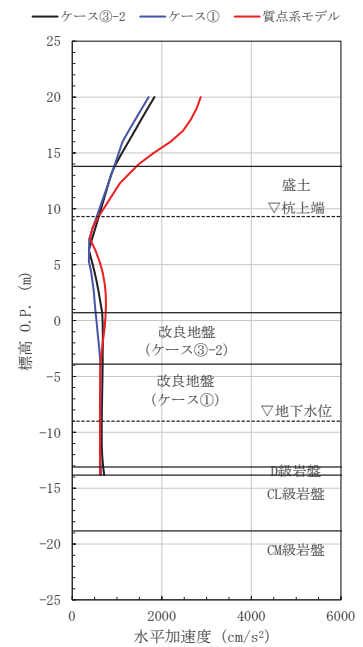
(最大水平加速度)

図 2-15(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-1) (S<sub>s</sub>-N1)



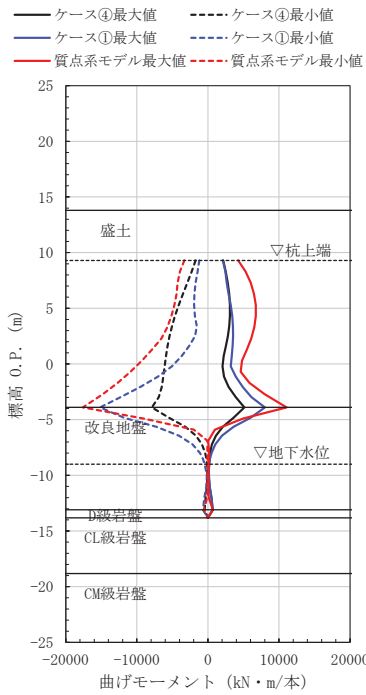
(最大曲げモーメント)



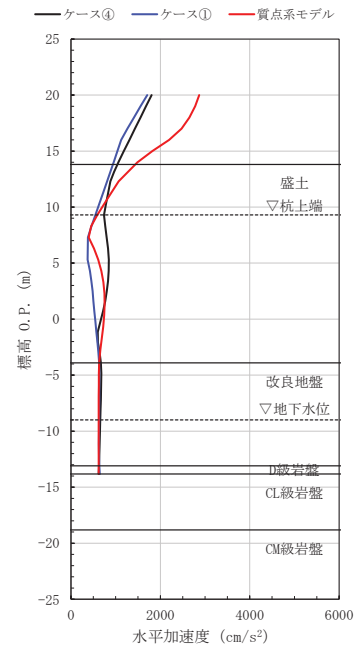
(最大水平加速度)

図 2-15(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-2) (S<sub>s</sub>-N1)



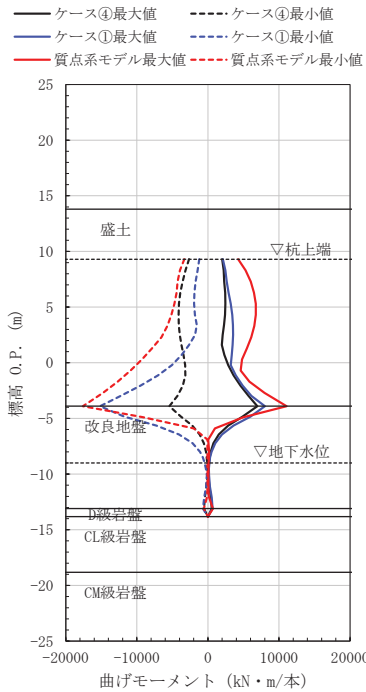
(最大曲げモーメント)



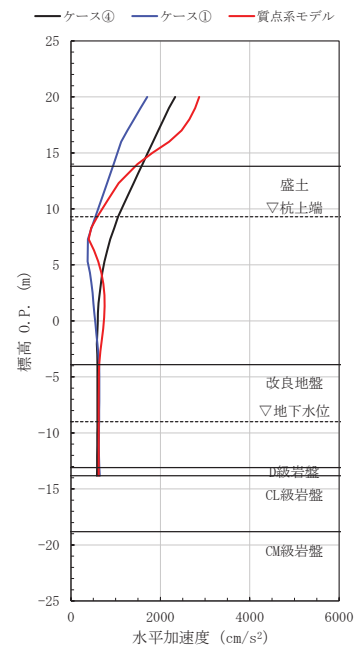
(最大水平加速度)

図 2-15(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - N 1 + +)



(最大曲げモーメント)



(最大水平加速度)

図 2-15(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - N 1 - +)



## 6. 解析手法の妥当性について

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力する場合には、地盤改良体の改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要がある。

このため、本章では、質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認することを目的に、有限幅である改良地盤に対し、液状化による地盤変形への抑制効果が働き水平成層地盤を仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）による評価の妥当性を確認することを目的として、改良地盤の有限幅や側方地盤の影響を考慮した 2次元有限要素モデルを作成し、2次元有限要素モデルを用いた地震応答解析（有効応力解析）により求めた構造物の応答と、質点系モデルを用いた地震応答解析により求めた構造物の応答を比較した。

結果を以下に示す。

- ・ 基本ケース（ケース①）において、改良地盤の有限幅や側方地盤の影響を考慮した 2次元有限要素モデルによる地震応答は、構造物の応答（鋼管杭の最大曲げモーメント及び上部構造の最大水平加速度）において、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。
- ・ 地盤改良幅は 2D（D＝改良高さ：設計用地下水位+1m）とすることを基本としているが、地盤改良体の幅や高さのバリエーション（設計用地下水位の分布や他施設の耐震裕度向上を目的とした改良計画等による）を踏まえて検討を実施した改良幅や改良高さを 0.5 倍、1.5 倍と変化させた影響検討ケース（ケース②，③）においても、ケース①と有意な差は無く、同様の結果となっている。
- ・ また、隣接構造物をモデル化したケース④においては、上部構造の最大水平加速度は他のケース（ケース①～③）に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメントは、質点系モデルの最大曲げモーメントと比べ大きく応答が低減している。

以上より、一定の改良形状（高さ： $D < \text{設計用地下水位} + 1\text{m}$ 、幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上の観点では概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

## 7. 解析条件（2次元有限要素モデル）

### 7.1 解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動  $S_s$  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を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 2-16 に示す。

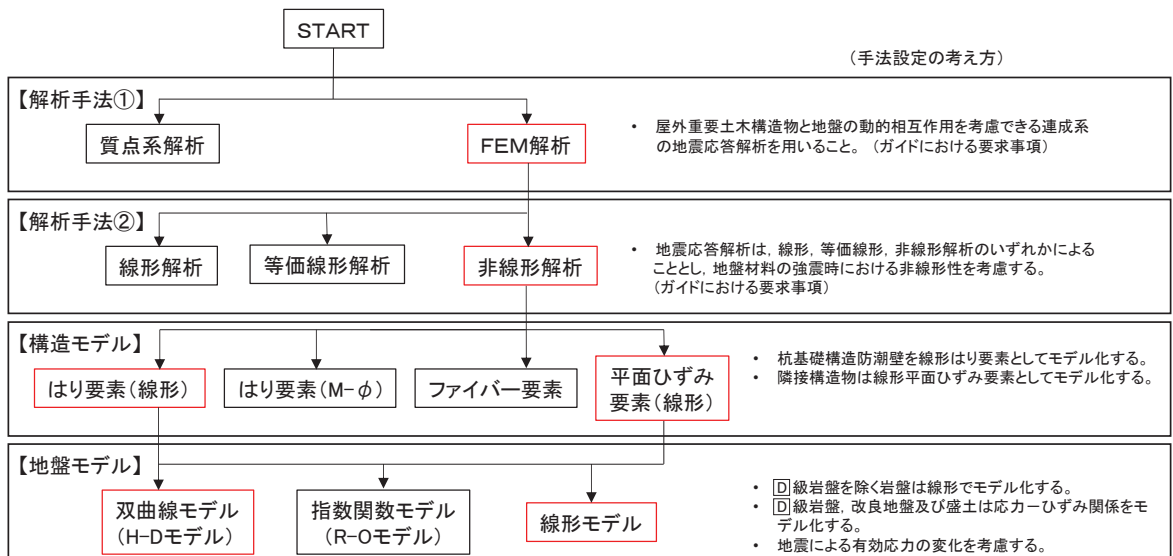


図 2-16 地震応答解析手法の選定フロー

## 7.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 2-17 に示す。

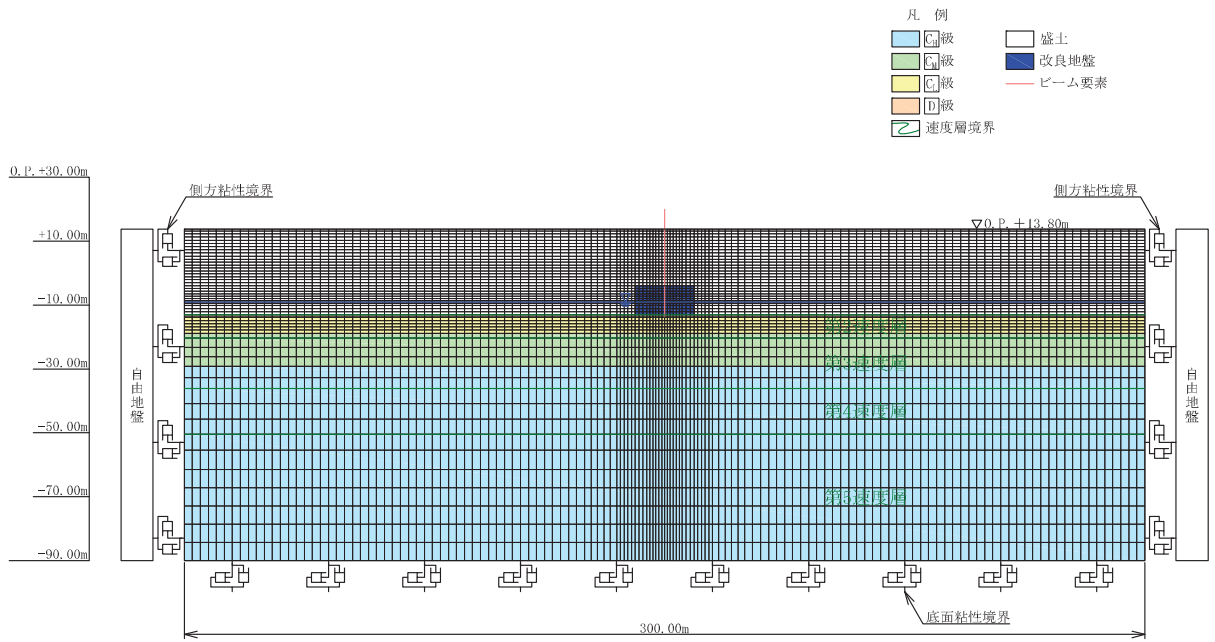


図 2-17(1) 検討用解析モデル  
(ケース① (基本ケース))

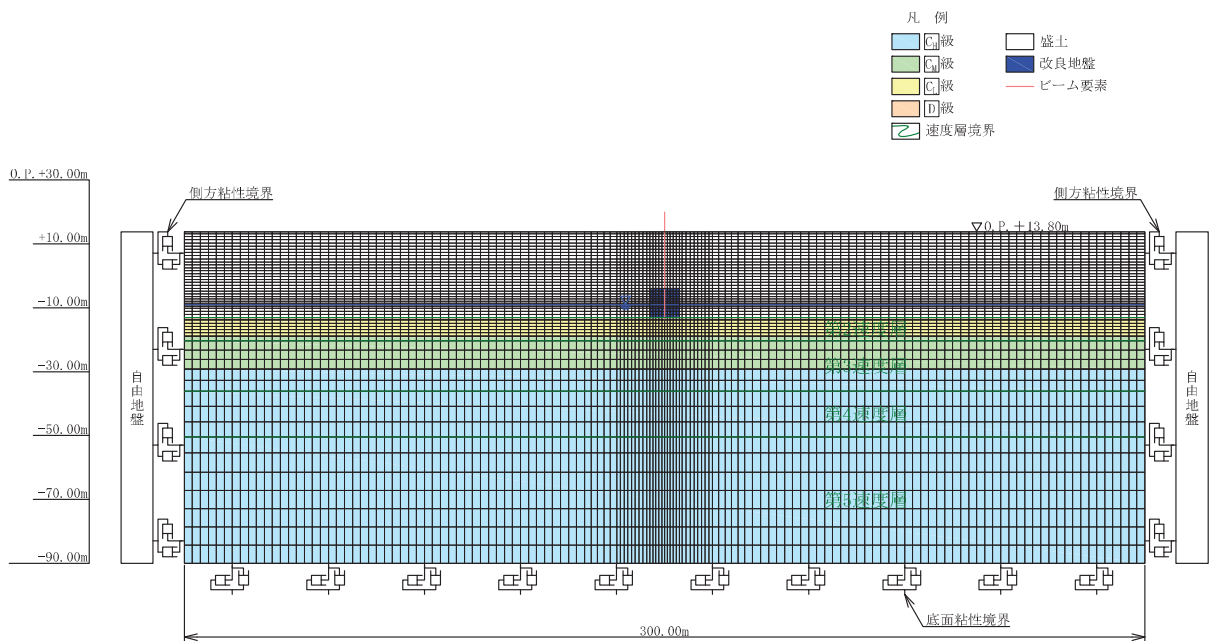


図 2-17(2) 検討用解析モデル  
(ケース②-1)

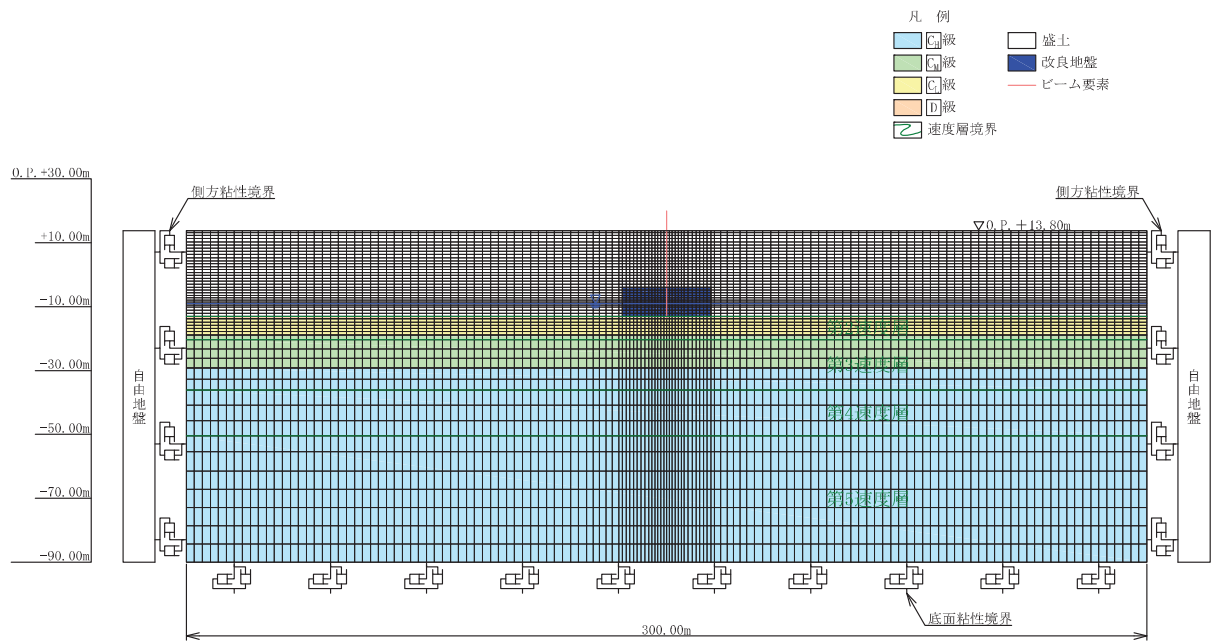


図 2-17(3) 検討用解析モデル  
(ケース②-2)

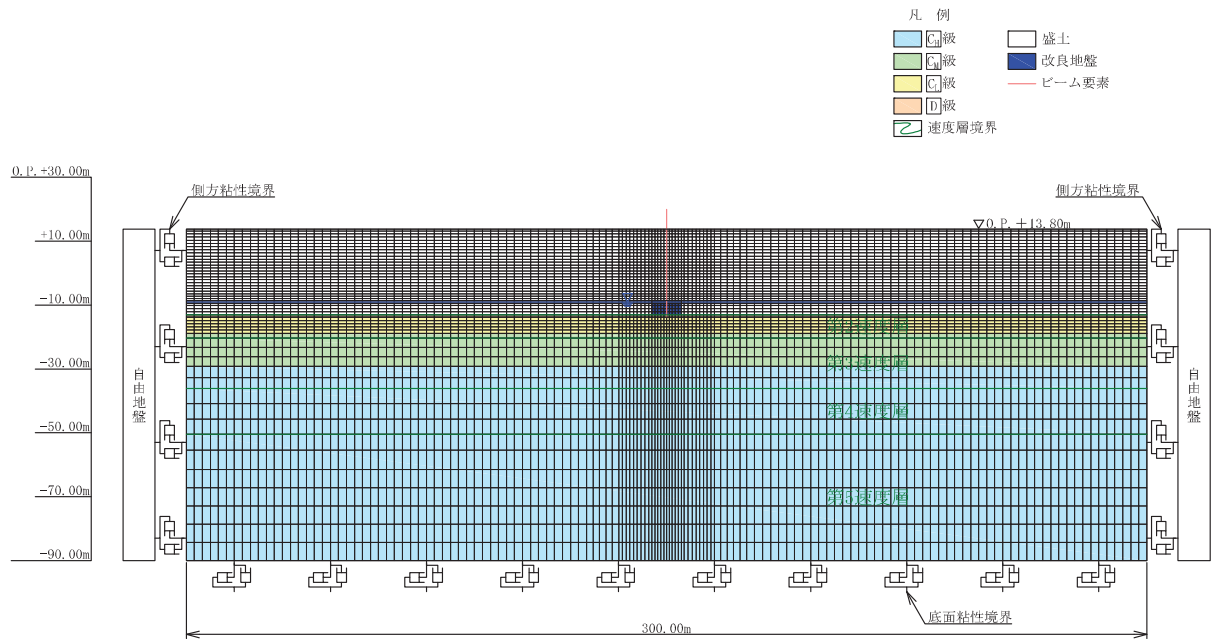


図 2-17(4) 検討用解析モデル  
(ケース③-1)

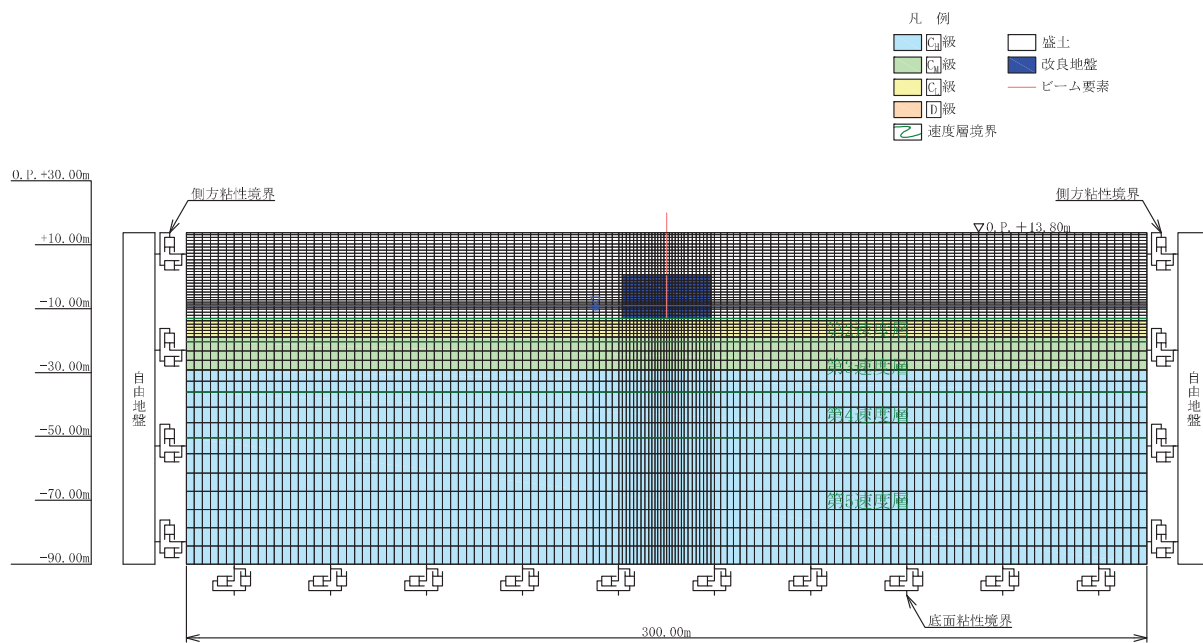


図 2-17(5) 検討用解析モデル  
(ケース③-2)

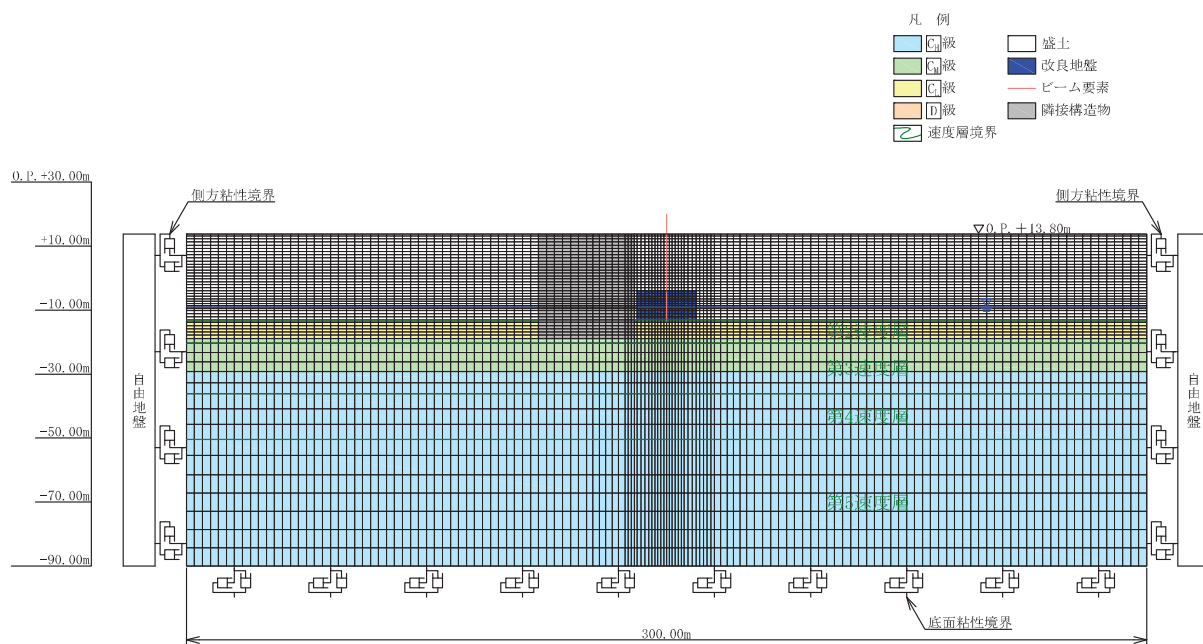


図 2-17(6) 検討用解析モデル  
(ケース④)

### 7.2.1 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を参考に、図 2-18 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、検討対象構造物周辺の要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O. P. -90.0m までモデル化する。

地震応答解析モデルは、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質構成を有する 1 次元地盤モデルである。2 次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 2-19 に示す。

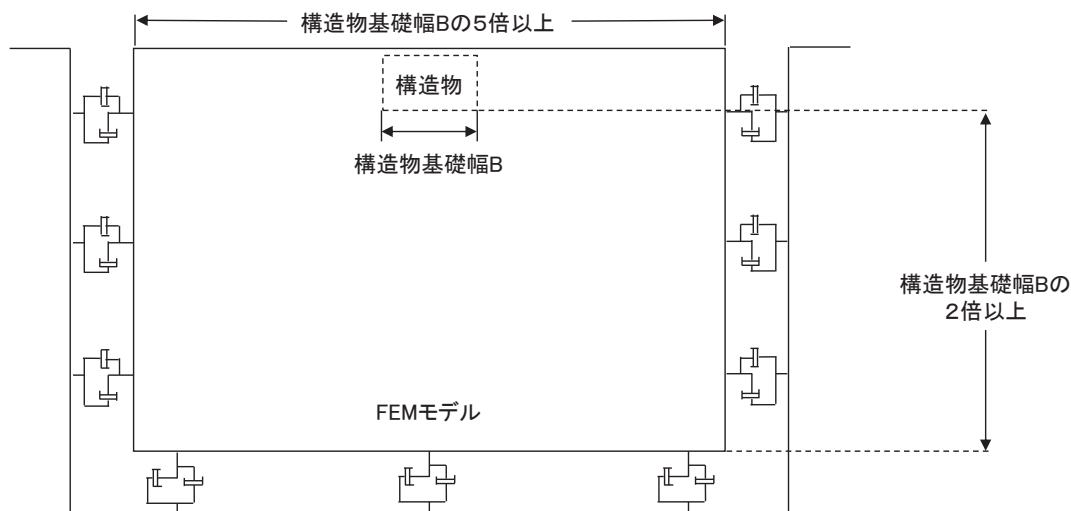


図 2-18 モデル化範囲の考え方

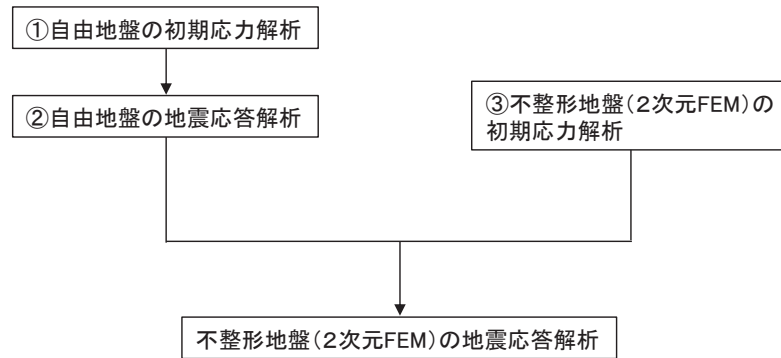


図 2-19 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

### 7.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-20 に示す。

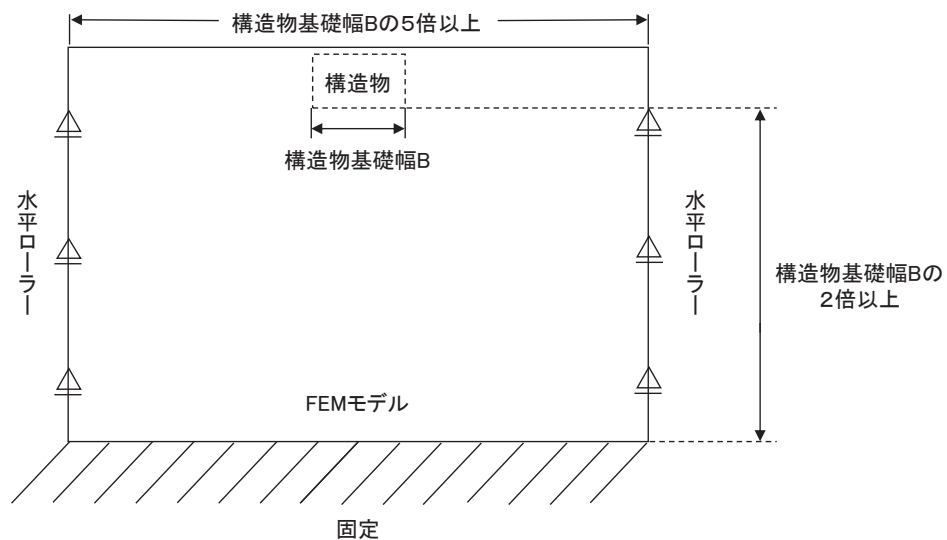


図 2-20 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-21 に示す。

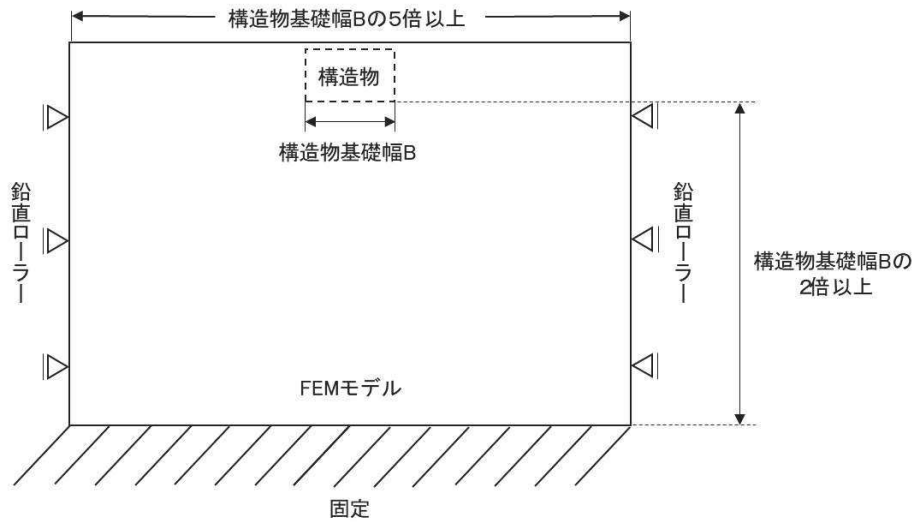


図 2-21 初期応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、2次元有限要素法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成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。



### 7.3 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。なお、ケース④における隣接構造物については、第2号機海水ポンプ室相当の物性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。表2-7及び表2-8に材料の物性値を、図2-22に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表2-7 材料の物性値（線形はり要素）

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
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	$2.8 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	$2.0 \times 10^5$	0.3

表2-8 材料の物性値（平面ひずみ要素）

ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
$7.625 \times 10^2$	0.2

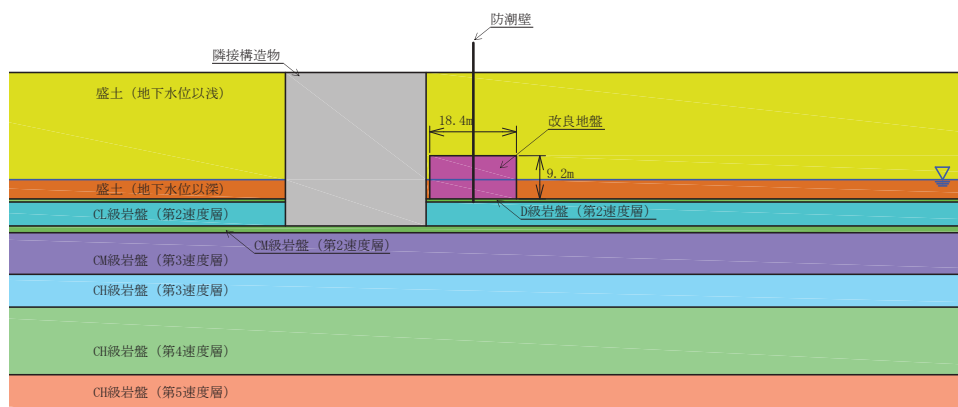


図2-22 隣接構造物のモデル化概要図

### 7.4 地盤のモデル化

地盤は、D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、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。

## 7.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh減衰を考慮する。

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ( $\alpha = 0$ ) を考慮する。係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$  に設定する。

なお、杭基礎構造防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh 減衰を部材別に設定する。部材別の係数  $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき、表 2-9 に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた一次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

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

ここで、 $\beta$  : 減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

$h$  : 各材料の減衰定数

$f$  : 固有値解析により求められた一次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数  $\beta$  を表 2-10 に示す。また、一次固有モードの変形形状を図 2-23 に示す。

表 2-9 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 2-10 一次固有周期と  $\beta$  の値

	鋼板・鋼製支柱	鋼管杭	フーチング
一次固有周期 (s)	0.87	0.87	0.87
減衰定数	0.02 (上部工・鋼材)	0.03 (下部工・鋼材)	0.05 (下部工・鉄筋コンクリート部材)
$\beta$	0.005	0.008	0.013

(一次固有周期 : 0.87s)

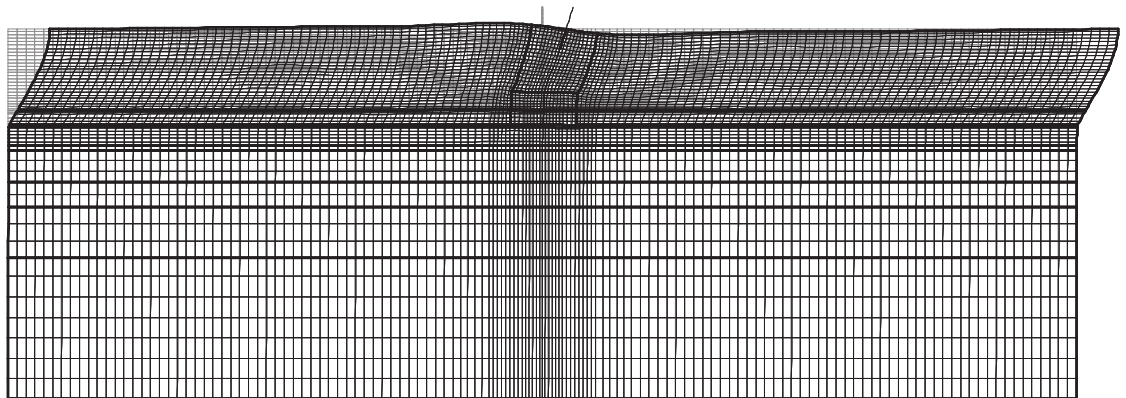


図 2-23 一次固有モードの変形形状