

本資料のうち、枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

TK-1-2201 改0

平成30年10月10日

日本原子力発電株

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価に係るコメント回答について

3.9.5 管周方向の応力評価

管周方向の応力評価は、図 3.2-15(2)～図 3.2-15(4)に示す屋外二重管基礎の地震応答解析モデルによる地震応答解析結果から得られるモーメント及びせん断力を用いて行う。

表 3.9-5～表 3.9-7 に管周方向の曲げ応力及びせん断応力評価結果、図 3.9-3～図 3.9-5 に各断面において発生応力が最大となる管周方向の応力評価結果の分布図を示す。また、図 3.9-6 及び図 3.9-7 に 3.9.1「地盤ひずみ」において管軸方向の応力評価の対象として抽出した S_s-12 及び S_s-D1(--)の管周方向の応力評価結果の分布図を示す。

なお、評価対象断面の板厚について、屋外二重管本体は 20 mm, 25 mm, 40 mm で構成されているが、大部分の板厚が 20 mm であること及び応力評価においては板厚が薄い方が保守的な条件となることから、板厚は 20 mm とした。

表 3.9-5 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
Ss-D1 (++)	0.176	3	235	0.013
Ss-D1 (+-)	0.172	3		0.013
Ss-D1 (-+)	0.207	4		0.017
Ss-D1 (--)	0.196	3		0.013
Ss-11	0.126	2		0.009
Ss-12	0.154	3		0.013
Ss-13	0.143	3		0.013
Ss-14	0.135	2		0.009
Ss-21	0.185	3		0.013
Ss-22	0.193	3		0.013
Ss-31 (++)	0.420	7		0.030
Ss-31 (-+)	0.205	3		0.013
Ss-12 (豊浦標準砂)	0.096	2		0.009

表 3.9-5 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
Ss-D1 (++)	0.678	1	135	0.008
Ss-D1 (+-)	0.615	1		0.008
Ss-D1 (-+)	0.833	1		0.008
Ss-D1 (--)	0.844	1		0.008
Ss-11	0.513	1		0.008
Ss-12	0.505	1		0.008
Ss-13	0.490	1		0.008
Ss-14	0.428	1		0.008
Ss-21	0.804	1		0.008
Ss-22	0.708	1		0.008
Ss-31 (++)	1.711	1		0.008
Ss-31 (-+)	0.819	1		0.008
Ss-12 (豊浦標準砂)	0.384	1		0.008

表 3.9-6 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(C-C断面杭基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
Ss-D1 (++)	0.973	15	235	0.064
Ss-D1 (+-)	0.395	6		0.026
Ss-D1 (-+)	0.479	8		0.034
Ss-D1 (--)	0.394	6		0.026
Ss-11	0.227	4		0.017
Ss-12	0.241	4		0.017
Ss-13	0.559	9		0.039
Ss-14	0.142	3		0.013
Ss-21	0.535	8		0.034
Ss-22	0.725	11		0.047
Ss-31 (++)	1.891	29		0.124
Ss-31 (-+)	0.386	6		0.026
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	0.332	5		0.022

表 3.9-6 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(C-C断面杭基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
Ss-D1 (++)	6.952	1	135	0.008
Ss-D1 (+-)	2.883	1		0.008
Ss-D1 (-+)	3.325	1		0.008
Ss-D1 (--)	2.881	1		0.008
Ss-11	1.453	1		0.008
Ss-12	1.443	1		0.008
Ss-13	4.229	1		0.008
Ss-14	0.850	1		0.008
Ss-21	3.988	1		0.008
Ss-22	4.424	1		0.008
Ss-31 (++)	12.345	1		0.008
Ss-31 (-+)	2.855	1		0.008
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	2.509	1		0.008

表 3.9-7 (1) 管周方向に発生する曲げ応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部)

地震動	曲げモーメント (kNm/m)	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ_c / σ_a
Ss-D1 (++)	2.182	33	235	0.141
Ss-D1 (+-)	2.121	32		0.137
Ss-D1 (-+)	1.719	26		0.111
Ss-D1 (--)	1.661	25		0.107
Ss-11	0.037	1		0.005
Ss-12	0.063	1		0.005
Ss-13	0.063	1		0.005
Ss-14	0.055	1		0.005
Ss-21	0.162	3		0.013
Ss-22	0.158	3		0.013
Ss-31 (++)	0.125	2		0.009
Ss-31 (-+)	0.173	3		0.013
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	0.262	4		0.017

表 3.9-7 (2) 管周方向に発生するせん断応力評価結果
(C-C断面地盤改良体基礎構造部)

地震動	せん断力 (kN/m)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)	許容限界 τ_a (N/mm ²)	τ_s / τ_a
Ss-D1 (++)	15.059	2	135	0.015
Ss-D1 (+-)	14.588	2		0.015
Ss-D1 (-+)	11.607	1		0.008
Ss-D1 (--)	11.462	1		0.008
Ss-11	0.121	1		0.008
Ss-12	0.194	1		0.008
Ss-13	0.193	1		0.008
Ss-14	0.172	1		0.008
Ss-21	0.992	1		0.008
Ss-22	0.990	1		0.008
Ss-31 (++)	0.372	1		0.008
Ss-31 (-+)	0.913	1		0.008
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	1.777	1		0.008

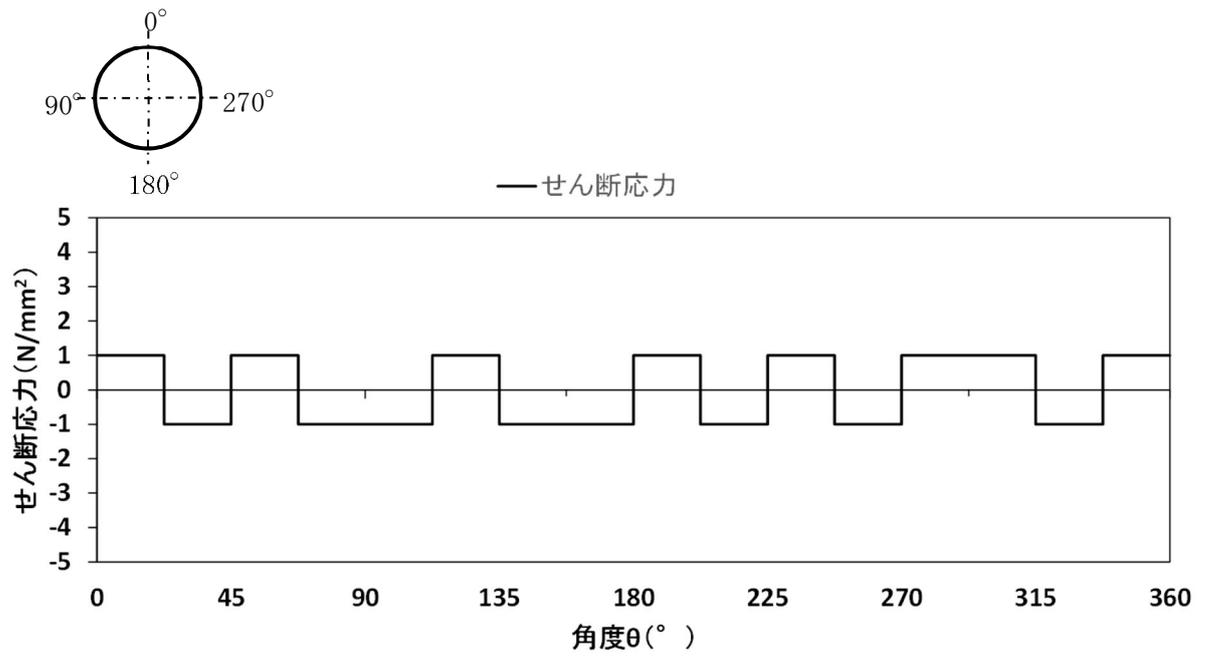
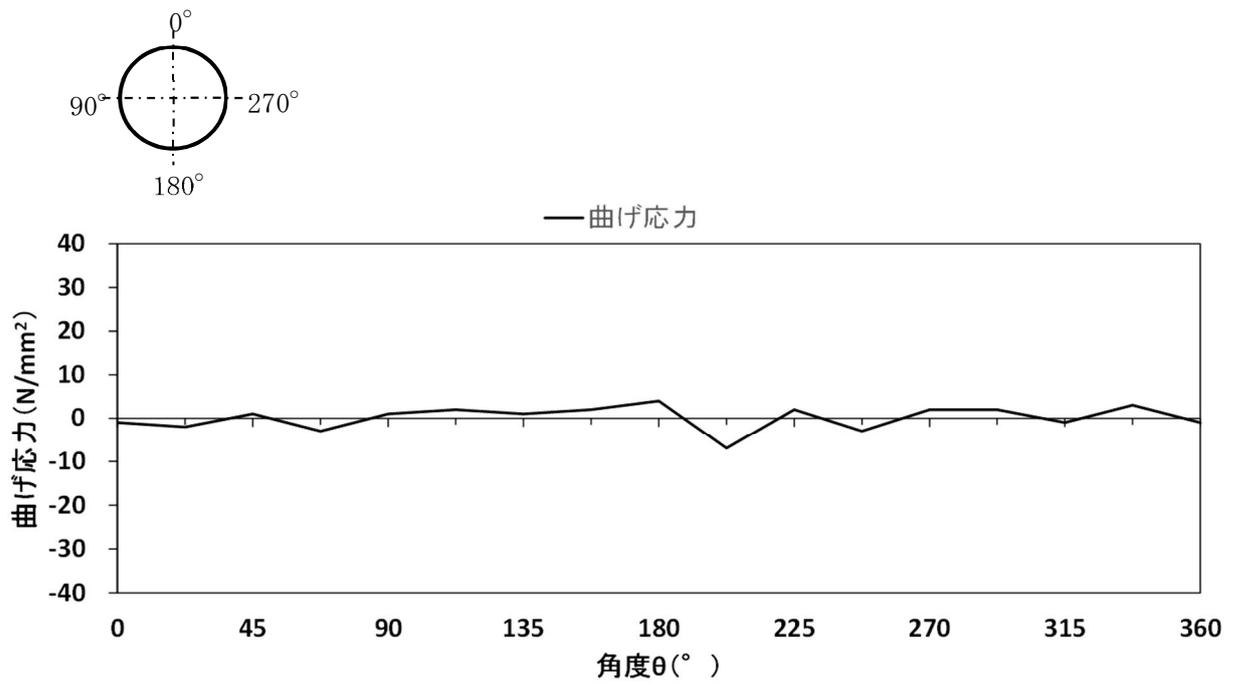


図 3.9-3 管周方向の応力評価結果
 (B-B断面杭基礎構造部：S s - 31 (++))

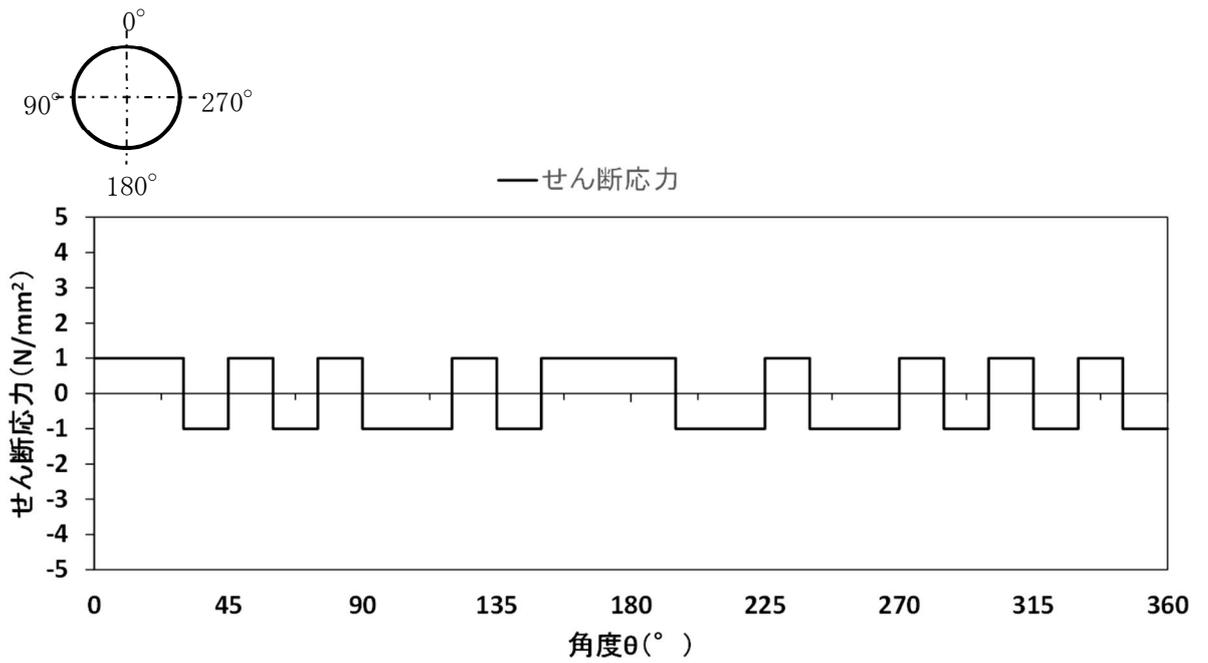
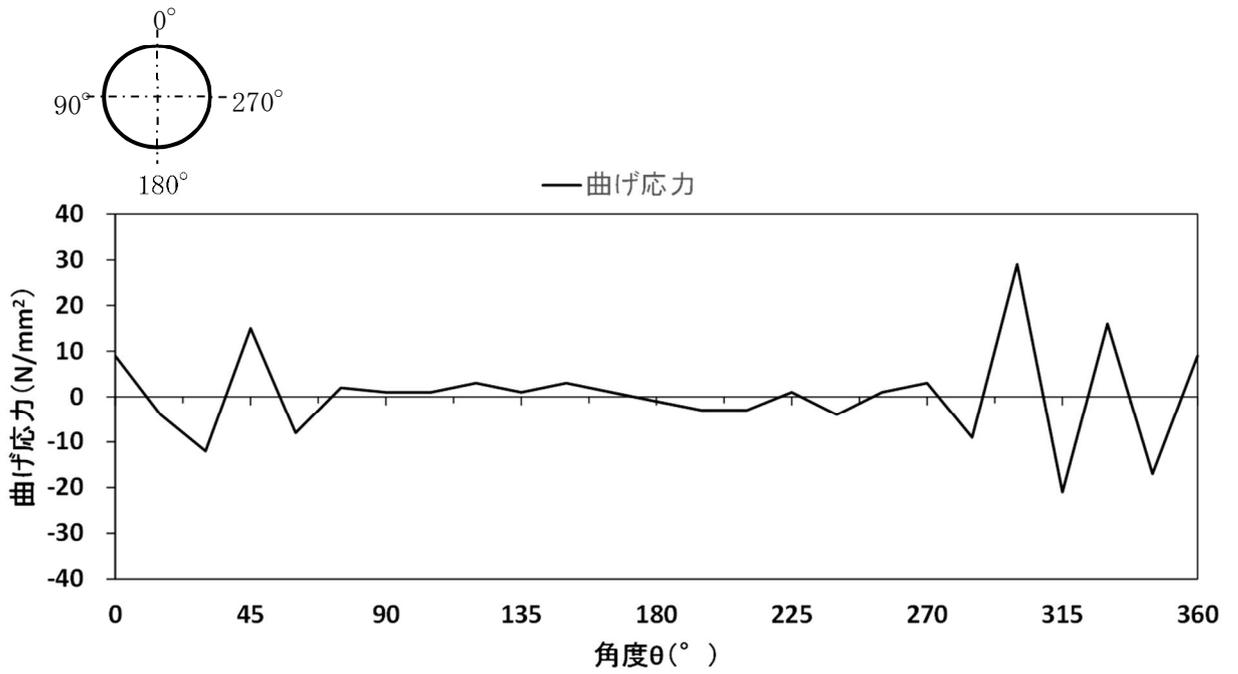


図 3.9-4 管周方向の応力評価結果
 (C-C断面杭基礎構造部：S_s-31(++))

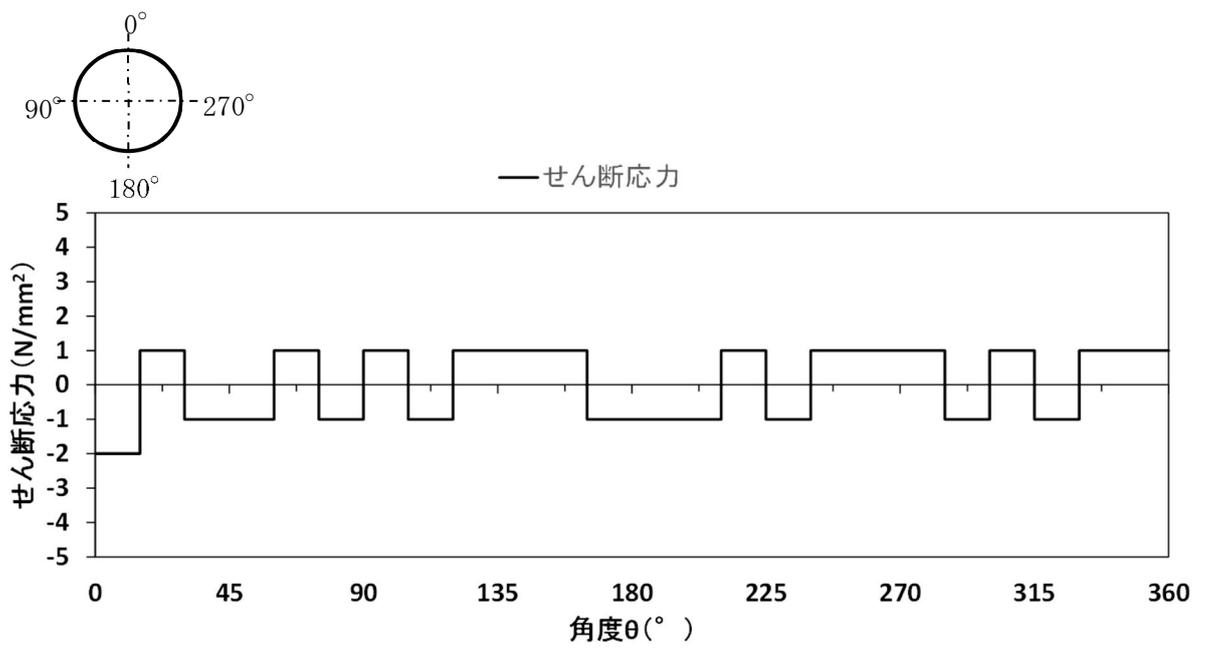
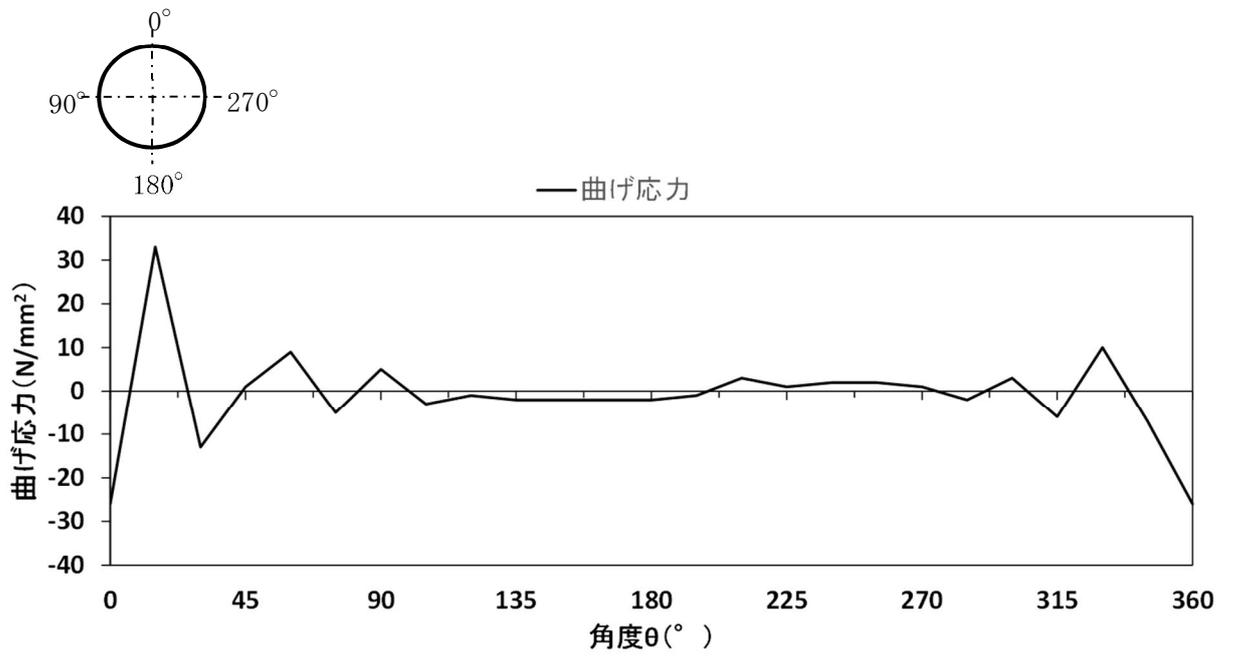


図 3.9-5 管周方向の応力評価結果
 (C-C断面地盤改良体基礎構造部：S_s-D1(++))

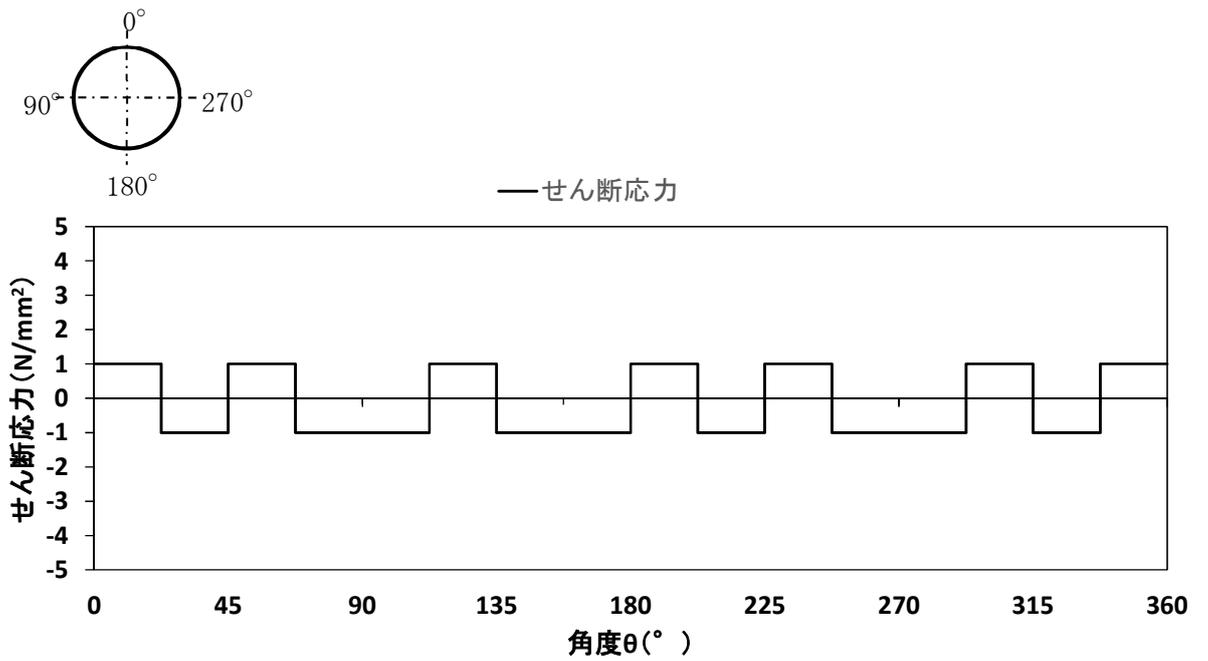
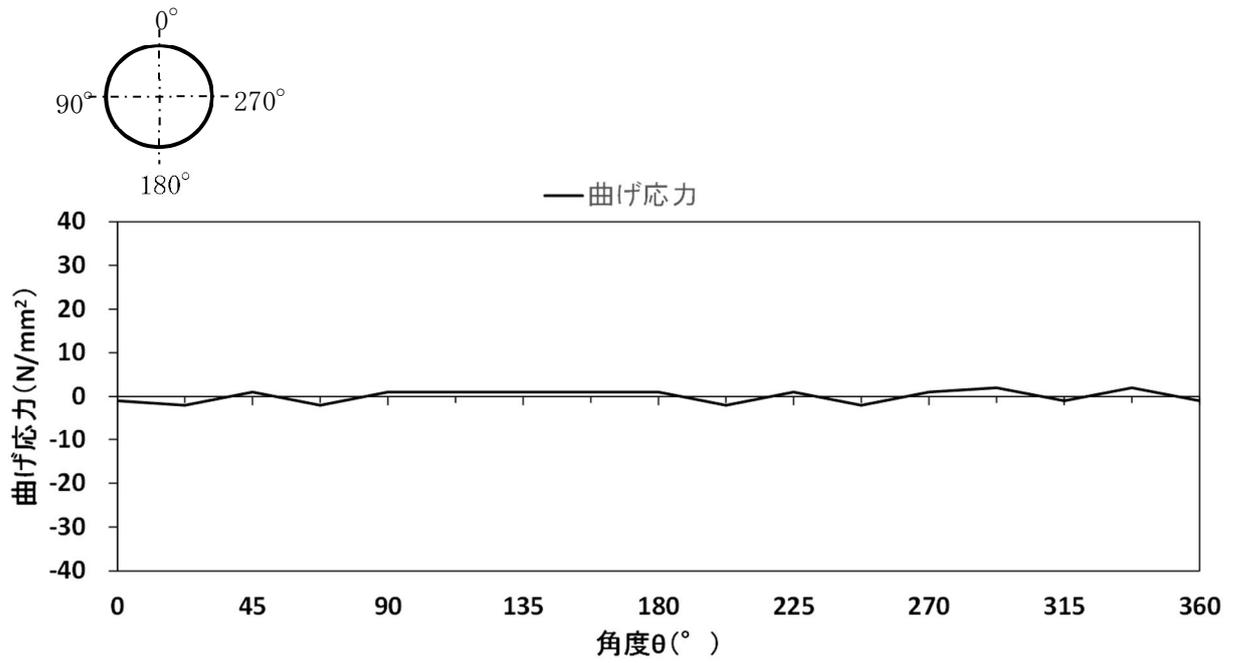


図 3.9-6 管周方向の応力評価結果
(B-B断面杭基礎構造部：S_s-12)

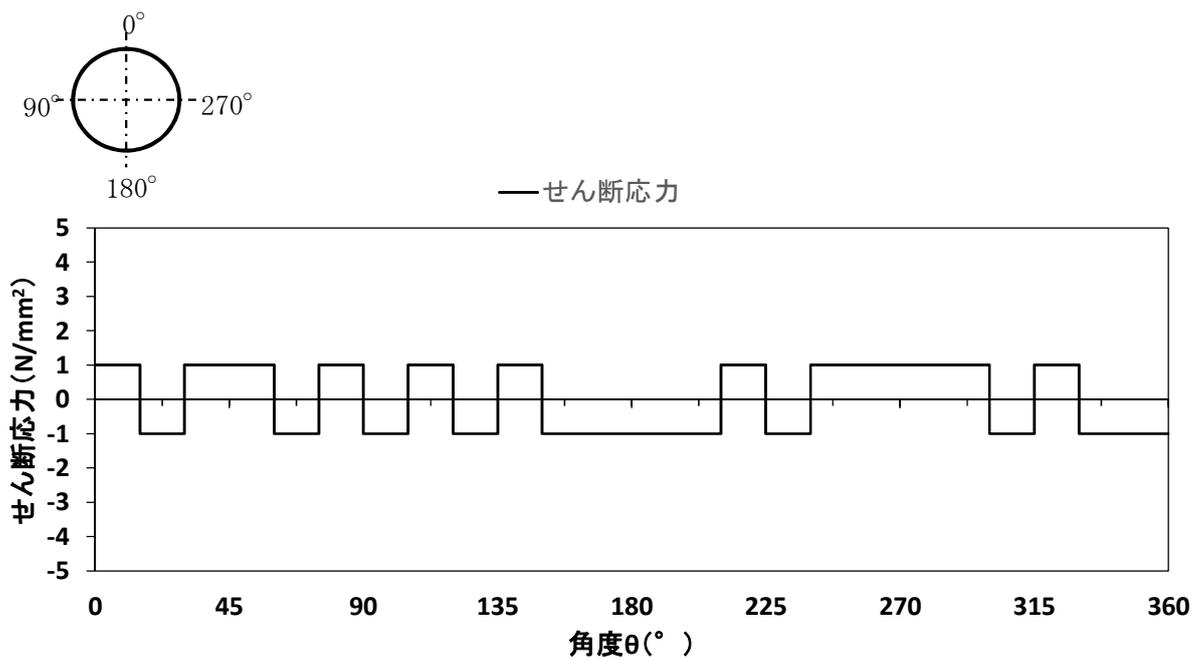
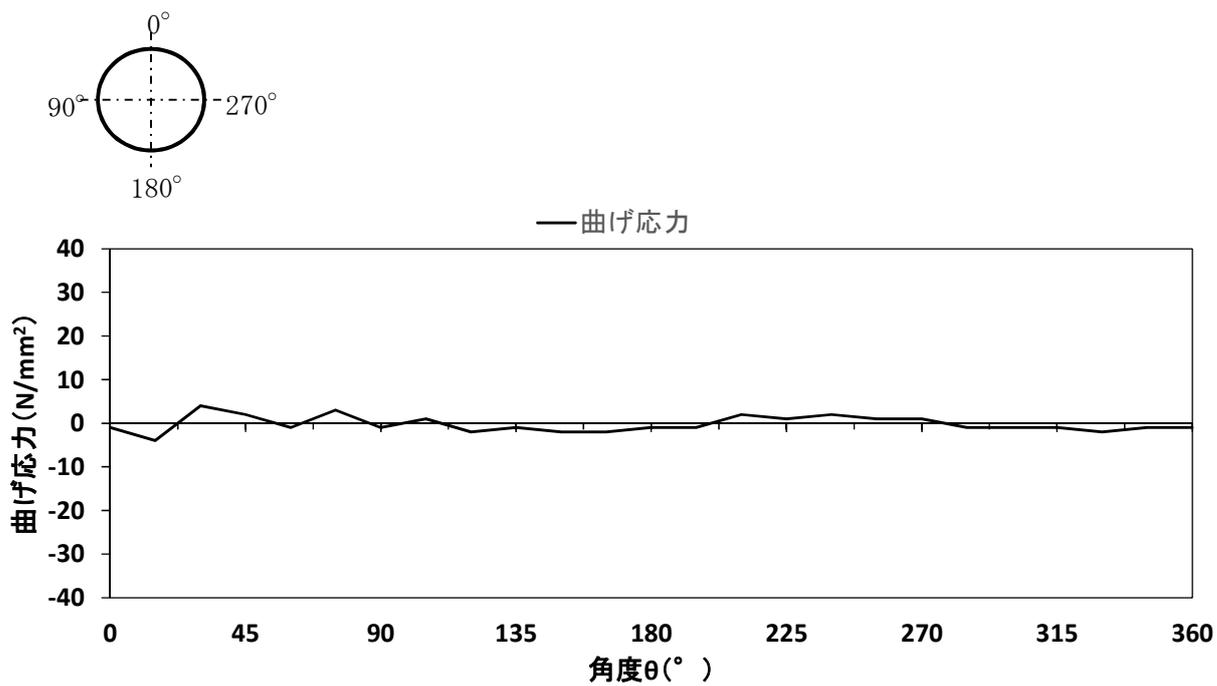


図 3.9-7 管周方向の応力評価結果
 (C-C断面地盤改良体基礎構造部：S_s-D1 (—))

3.9.6 管軸方向の応力評価

表 3.9-8 に屋外二重管本体に発生する応力評価結果を示す。本評価において、管軸方向の応力が支配的であることから、管軸方向を主体に応力評価に適用する地震動を選定している。これより、管軸方向応力と組み合わせる管周方向の曲げ応力は、3.9.1「地盤ひずみ」に基づき、B-B断面杭基礎構造部は $S_s - 12$ 、C-C断面地盤改良体基礎構造部は $S_s - D1$ (--) とした。

なお、保守的な条件として管軸方向応力に組み合わせる管周方向応力を、3.9.5「管周方向の応力評価」において最大となる発生応力と組み合わせた場合の評価結果を「参考3 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に組み合わせた場合の評価について」に示す。

表 3.9-8 (1) 管軸方向の応力評価結果

(B-B断面杭基礎構造部： $S_s - 12$)

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
	78	15	84	235	0.36

表 3.9-8 (2) 管軸方向の応力評価結果

(C-C断面地盤改良体基礎構造部： $S_s - D1$ (--))

管周方向	管軸方向		合成応力 σ (N/mm ²)	許容限界 σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
	曲げ応力 σ_c (N/mm ²)	せん断応力 τ_s (N/mm ²)			
	94	6	97	235	0.42

3.10 まとめ

非常時に残留熱除去海水系（RHRS）配管及びディーゼル発電機海水系（DGSW）配管における間接支持機能を求められる土木構造物である，屋外二重管本体について基準地震動 S_s による地震力に対し，構造部材の曲げ応力及びせん断応力が許容限界を下回ることを確認した。

以上のことから，屋外二重管本体は，基準地震動 S_s による地震力に対して，間接支持機能を維持できる。

屋外二重管本体の耐震安全性評価に関する参考資料

目 次

	頁
1. 可とう管の耐震性について……………	(参考) 1-1
2. 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について……………	(参考) 2-1
3. 管軸方向及び管周方向の応力を保守的に 組み合わせた場合の評価について……………	(参考) 3-1
4. 屋外二重管本体の可とう管のモデル化について……………	(参考) 4-1

4. 屋外二重管本体の可とう管のモデル化について

4.1 概要

本資料は既工認手法における可とう管を含む配管系のモデル化手法と東海第二発電所の屋外二重管本体の可とう管（クローザージョイント）のモデル化手法の関係を示す。

4.2 既工認手法における可とう管を含む配管系のモデル化手法

既工認における可とう管（フレキシブルジョイント、クローザージョイントなど）を含む配管系のモデル化には、以下の手法が用いられている。

- ・手法1：可とう管はモデル化せずに、別々のモデルで解析する。
- ・手法2：可とう管の剛性を配管本体より十分小さくし、一体モデルで解析する。

可とう管は、地震時の建屋間の相対変位を吸収するために、その剛性は配管本体の剛性に比べて十分小さいため、手法1では可とう管による荷重の伝達は有意な影響を与えない。手法2では、可とう管の剛性を配管本体より十分小さく設定し、可とう管を含むモデルとするものである。

4.3 東海第二発電所屋外二重管本体の可とう管（クローザージョイント）のモデル化

屋外二重管本体のモデル化においては、前述の手法2によりクローザージョイントを含めて、原子炉建屋側から海水ポンプ室までの屋外二重管全体を1つのモデルとし、位相を変化させた正弦波を入力地震動として、応答を算定している。

可とう管のヤング係数は表4.1-1に示すとおり屋外二重管本体の剛性に比べて、十分小さい値に設定し、当該部の地震時の変位量（伸縮及び偏心）を適切に算定できるモデルとしている。

表 4.1-1 屋外二重管本体とクローザージョイント部のヤング係数

	ヤング係数 (MPa)	備考
屋外二重管本体	205,000	管本体の剛性に比べ十分小さい (10MPa/205,000MPa \approx 0)
クローザージョイント部	10	

取水構造物の耐震安全性評価に関する参考資料

1. 曲げ軸力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について
2. せん断力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について
3. 鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 - 2009 の適用性について
4. 鋼管杭の照査（安全係数）に係る鋼・合成構造標準示方書の適用性について
5. 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価結果について
6. 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋工法の適用性について
7. 減衰の設定について
8. 静的地震力に対する耐震安全性評価
9. 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について
10. 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価
11. 縦断面（⑥-⑥断面）の有効応力解析モデルについての整理
12. 杭頭の照査結果

3. 鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 - 2009 の適用性について

取水構造物における鋼管杭の耐震評価では、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 に基づき算定した終局曲率及びせん断耐力を許容限界としている。

本項では、J E A C 4 6 1 6 - 2009 の取水構造物 鋼管杭への適用性を確認する。

J E A C 4 6 1 6 - 2009 における「第 1 編 総則」には、その適用範囲が以下のように記載されている。各記載に対して、取水構造物への適用性を確認する。

(1) 対象とする建屋

本規程は、「金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設のための安全審査指針」(原子力安全委員会) (以下、「貯蔵施設安全審査指針」という。) で規定される使用済燃料貯蔵施設における中間貯蔵建屋 (以下、「中間貯蔵建屋」という。) の基礎構造の設計に適用する。

【解 説】

また、本規程の技術的な内容は、建物の重量、剛性等の構造特性が同等の他の施設の基礎構造の設計において参考にすることができる。

取水構造物は、中間貯蔵建屋と同じく基準地震動 S_s に対して設計された鉄筋コンクリート構造物であり規模も概ね同等であることから、その基礎構造の設計において、J E A C 4 6 1 6 - 2009 を参考にすることができると思われる。

(2) 対象とする基礎形式

本規程で対象とする基礎形式は、杭基礎、及び直接基礎の 2 種類とする。何れの基礎形式においても、支持地盤としては、基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定する。

【解 説】

基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持しうる地盤としては、地質時代区分の観点から見ると、第三紀の地盤又は第三紀より古期の地盤・岩体、及び第四紀の地盤 (十分な支持力のある更新統) が相当する。

取水構造物は、新第三系 (久米層) を支持地盤とした杭基礎構造であることから、J E A C 4 6 1 6 - 2009 の適用範囲内であると思われる。

また、「第 2 編 杭基礎の設計」には、その設計対象となる杭基礎及び上部構造の要求性能が以下のように記載されている。これらの要求性能について取水構造物との比較を行うことで、本規格、基準の適用性を確認する。各評価対象構造物についての要求性能比較結果結果を表 3-1 に示す。

表 3-1 各構造物の要求性能

各構造部位	基準地震動 S_s 加振時における要求性能	
	使用済燃料乾式貯蔵建屋	取水構造物
上部構造	金属キャスクの基本的安全機能に影響を与えない。	Sクラス設備の間接支持機能 通水機能 貯水機能 止水機能
杭基礎	S_s 地震時荷重に対する支持機能を保持する。	上部構造の支持機能

杭基礎の要求性能は、上部構造からの荷重を支持岩盤に伝達する支持機能であるが、上部構造の要求性能を踏まえ、J E A C 4 6 1 6 -2009 には以下の記載がある。

1.4 設計の基本方針

1.4.1 設計の考え方と手順

(1) 設計の考え方

中間貯蔵建屋の機能に支障を生じさせないため、有害な沈下、傾斜を起こさず、杭基礎の支持機能が保持されるように設計する。

【解 説】

杭基礎は、長期荷重と地震時に作用する荷重などの組合せに対して、中間貯蔵建屋を安全に支持し、金属キャスクの建屋への搬入時、建屋内での移動時、貯蔵時、建屋からの搬出時などにおいて、除熱、遮へい、貯蔵という中間貯蔵建屋の機能に対して、有害な沈下、傾斜などを起こさないように設計する。

一方で、取水構造物における上部構造の要求性能（Sクラス設備の間接支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能）に対しては、上部構造（鉄筋コンクリート部材）の応力状態（損傷程度）による影響が支配的であり、杭基礎の沈下、傾斜が有意な影響を及ぼすとは考えにくい。

以上の考察より、中間貯蔵建屋の杭基礎に求められる要求性能は、取水構造物の杭基礎に求められる要求性能よりも、より高いものであると判断した。

以上のことから、取水構造物における鋼管杭の照査に対し J E A C 4 6 1 6 -2009 を適用することは、評価対象施設の要求性能の観点においては、より保守的な扱いであると判断し、これをもって、取水構造物の鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 -2009 の適用性を確認した。

4. 鋼管杭の照査（安全係数）に係る鋼・合成構造標準示方書の適用性について

取水構造物の鋼管杭においては、J E A C 4 6 1 6 - 2009 により設定した許容限界（終局曲率，せん断耐力）に対する耐震評価を実施している。J E A C 4 6 1 6 - 2009 では，許容限界に対し妥当な安全余裕を考慮するための安全係数は設定されていないが，ここでは取水構造物に対する保守的な配慮として，鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（（社）土木学会，2008 年制定）に基づく安全係数を適用した耐震評価を実施している。

本項では，鋼・合成構造標準示方書〔総則編〕における「1.3 適用範囲」の記載等に対し，取水構造物における鋼管杭への適用性を確認する。

1.3 適用範囲

本示方書は，一般の鋼構造物，合成桁，および合成柱（以下，鋼・合成構造物）の構造計画，設計（耐震設計を含む），施工，および維持管理について適用する。

【解説】

本示方書は，一般的な鋼構造物，合成桁，およびコンクリートを内部に充填した鋼柱（合成柱）（以下，鋼・合成構造物）の構造計画，設計，施工，および維持管理に適用するものである。

…中略…

なお，本示方書では，主として道路橋，鉄道橋を対象とするが，港湾構造物，河川構造物，電力施設なども対象に含まれる。

取水構造物は電力施設に分類され，その鋼管杭は一般の鋼構造物であると判断できることから，鋼・合成構造標準示方書の適用範囲内であると考ええる。

また，鋼・合成構造標準示方書により設定した安全係数を，他の規格，基準である鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物（鉄道総合研究所，2009 年）の安全係数と比較することで，その妥当性について確認する。

表 4-1 設定した安全係数の妥当性確認結果

設定した安全係数			鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数	安全係数の妥当性確認結果
材料係数	γ_m	1.0	1.05	比較対象とした文献による安全係数の方がわずかに大きい。
部材係数	γ_b	1.1	1.0~1.15	比較対象とした文献による安全係数は幅をもった設定となっているが，平均的にはおおむね同様の数値である。
荷重係数	γ_f	1.0	1.0	同様の安全係数である。
構造解析係数	γ_a	1.05	1.0	鋼・合成構造標準示方書による安全係数の方がわずかに大きい。
構造物係数	γ_i	1.0	1.0	同様の安全係数である。

2つの規格、基準を比較した結果、材料係数 γ_m と構造解析係数 γ_a について明確な大小関係を確認したことから、これによる鋼管杭の各照査への影響を確認した。

具体的には、取水構造物の各解析断面で最も厳しい曲げ軸力照査値*に対し、鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数（材料係数 γ_m ：1.05，構造解析係数 γ_a ：1.0）を適用した照査を実施し、その大小関係を表4-2に比較した。

表4-2 (1) 曲げ軸力照査における比較結果

解析断面	今回の工事計画認可申請における 曲げ軸力最大照査値 (鋼・合成構造標準示方書)	鉄道構造物等設計標準・同解説に よる安全係数を用いた照査値
取水路 (①-①断面)	0.219	0.210
取水ピット (④-④断面)	0.228	0.220
縦断面 (⑥-⑥断面)	0.327	0.315

表4-2 (2) せん断力照査における比較結果

解析断面	今回の工事計画認可申請における せん断力最大照査値 (鋼・合成構造標準示方書)	鉄道構造物等設計標準・同解説に よる安全係数を用いた照査値
取水路 (①-①断面)	0.480	0.480
取水ピット (④-④断面)	0.457	0.457
縦断面 (⑥-⑥断面)	0.677	0.677

鋼・合成構造標準示方書と鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数のうち、材料係数 γ_m と構造解析係数 γ_a による各照査値への影響を確認した。せん断力照査においては、両者が全く同じ結果となり、曲げ軸力照査においては、鋼・合成構造標準示方書の方がより保守的な評価結果となった。

以上の検討により、取水構造物における鋼管杭の照査に対し、鋼・合成構造標準示方書による安全係数を用いる事は妥当であると判断した。

12. 杭頭の照査結果

取水構造物は、既工認において杭頭をピン結合とした設計を実施している。杭頭の照査については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）（以下、「コンクリート標準示方書」という。）における基礎フーチングの押抜きせん断に対する検討を参照し、押抜きせん断耐力に対する照査を実施する。

(1) 押抜きせん断に対する照査方針

コンクリート標準示方書における、基礎フーチングの押抜きせん断に係る記載を以下に抜粋する。

12.5.7.5 押抜きせん断に対する検討

（1）押抜きせん断に対する検討は、面部材に準じて行うものとする。

ただし、杭が片側1列に配置された杭基礎の場合で、杭中心と柱あるいは壁前面との距離が柱あるいは壁前面におけるフーチングの有効高さの2倍以下の杭については、押抜きせん断の検討を行わなくてもよい。

上記の記載を踏まえ、取水構造物において押抜きせん断の照査対象となる鋼管杭の選定について検討を実施した。取水構造物における鋼管杭の平面配置を図12-1に示す。ほぼ全ての鋼管杭は、鉄筋コンクリート壁面から床版の有効高さの2倍以下の距離に設置されており、照査対象外となるが、取水ピットの中央部において、直上に鉄筋コンクリート壁が存在しない鋼管杭があり、本鋼管杭が押抜きせん断の照査対象となる。

以上の検討に基づき、取水構造物における④-④断面（取水ピット断面）の有効応力解析結果を用いて、杭頭の照査を行う方針とする。なお、保守的な配慮として、コンクリート標準示方書により照査対象となる鋼管杭のみではなく、④-④断面における全ての鋼管杭に対して押抜きせん断照査を実施する。

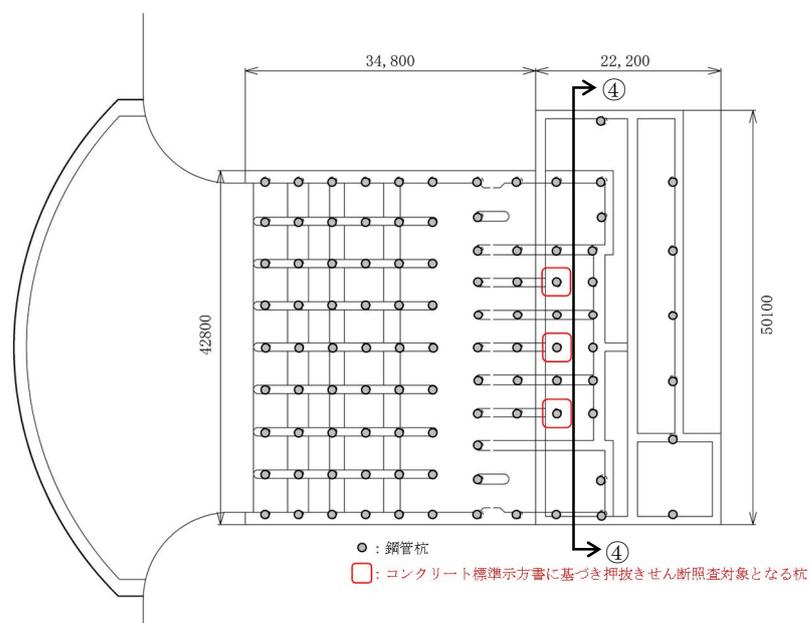


図12-1 取水構造物における鋼管杭の平面配置図

(参考) 2-125

(2) 押抜きせん断に対する照査結果

取水構造物の押抜きせん断照査については、杭に発生する押抜き力が、以下の式により求められる押抜きせん断耐力以下であることを確認する。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$$

$$f'_{pcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f'_{pcd} \leq 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

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

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

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

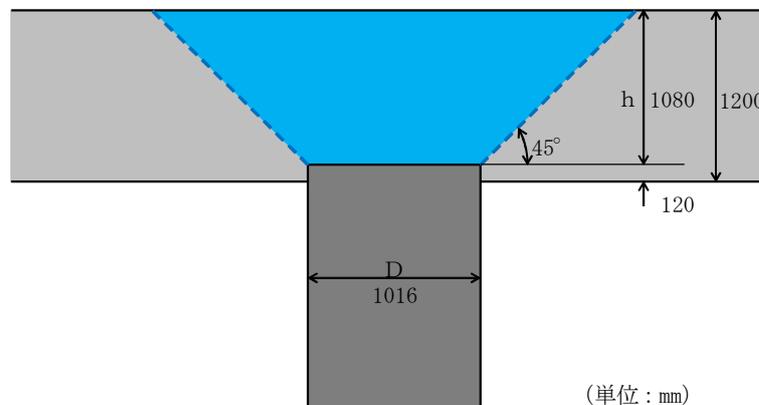
f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定するものとする。

d び p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

γ_b : 1.3 としてよい。

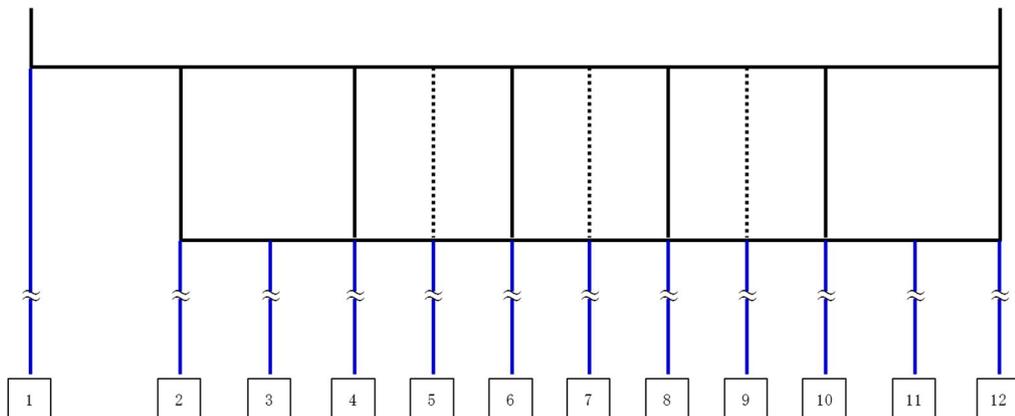


(単位: mm)

図 12-2 杭頭部概略図

表 12-1 押抜きせん断に対する照査結果

	発生押抜力 (杭1本) (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値	対象部材
① Ss-D1L++	1802	2873	0.628	杭②
① Ss-D1L+-	1927	2873	0.671	杭②
① Ss-D1L--	1868	2873	0.651	杭②
① Ss-D1L--	2397	2873	0.835	杭②
① Ss-11	2046	2873	0.713	杭⑫
① Ss-12	2147	2873	0.748	杭②
① Ss-13	2082	2873	0.725	杭②
① Ss-14	1815	2873	0.632	杭⑫
① Ss-21	1772	2873	0.617	杭⑫
① Ss-22	1858	2873	0.647	杭②
① Ss-31++	1874	2873	0.653	杭⑫
① Ss-31+-	2396	2873	0.834	杭②
② Ss-D1L--	2296	2873	0.800	杭②
② Ss-31++	1750	2873	0.610	杭⑫
③ Ss-D1L--	2393	2873	0.833	杭②
③ Ss-31++	2009	2873	0.700	杭⑫
④ Ss-D1L--	1542	2873	0.537	杭⑫
④ Ss-31++	1692	2873	0.589	杭⑫
⑤ Ss-D1L--	2244	2873	0.782	杭②
⑤ Ss-31++	1873	2873	0.652	杭⑫
⑥ Ss-D1L--	2275	2873	0.792	杭②
⑥ Ss-31++	1747	2873	0.609	杭⑫



(参考) 2-127

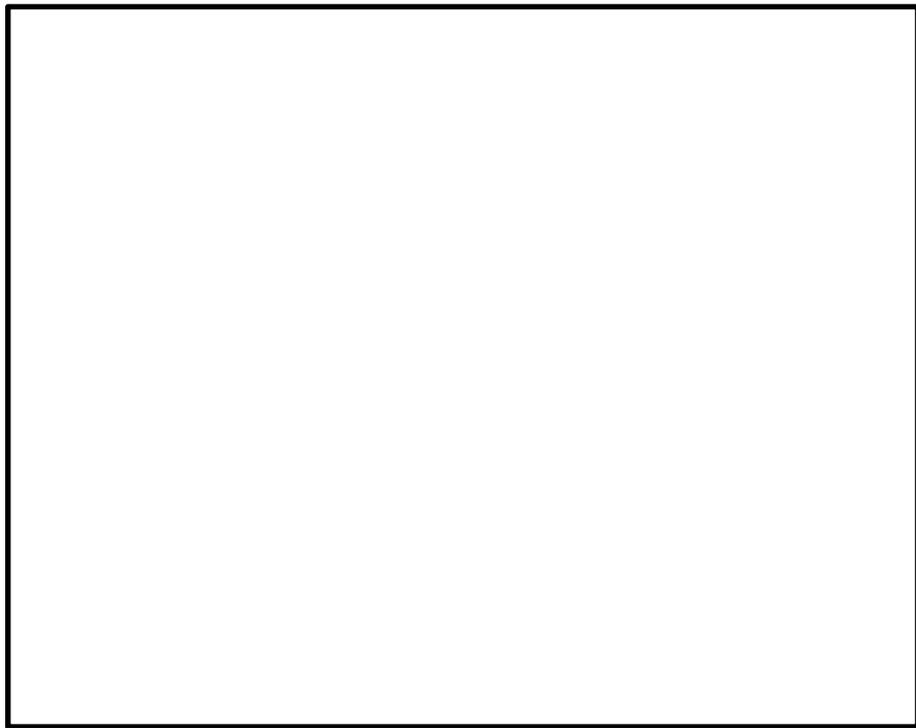
(3) 構造物のモデル化

(a) A-A断面

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造物本体は、構造部材としての側壁、底板、中床版及び頂版を線形はり要素でモデル化する。

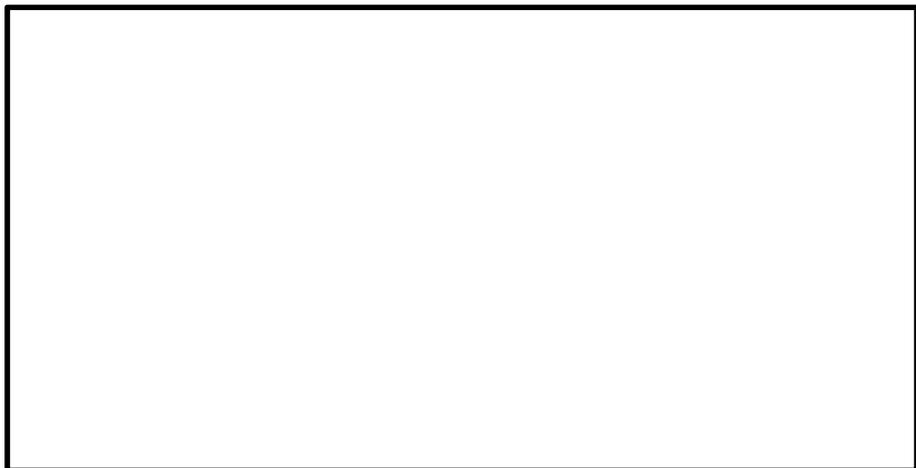
それぞれの線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)」に基づき、剛域を設ける。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートを支持する人工岩盤は、平面ひずみ要素としてモデル化する。解析モデル図を図 11.2-14 に示す。



(A-A断面)

図 11.2-14 (1) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル



(A-A断面)

図 11.2-14 (2) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル
(構造物拡大図)

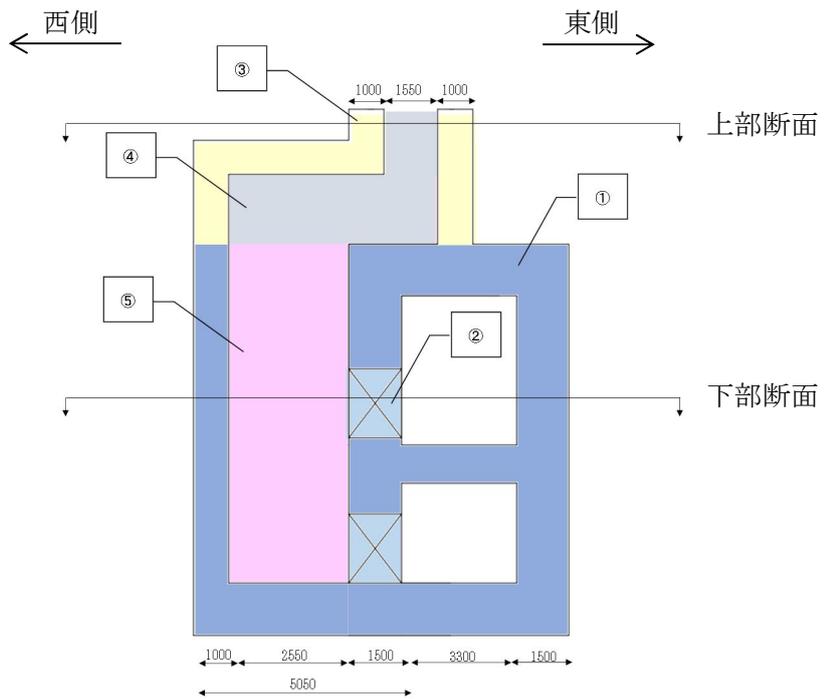
(b) D-D断面

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートのD-D断面は、カルバート一般部と点検用通路部に分かれる。点検用通路部は耐震壁としての効果を期待できる妻壁を有することから、D-D断面の解析モデルでは一般部における底版、中床板、側壁、頂版並びに点検用通路部の側壁を線形はり要素で、点検用通路部の妻壁については平面ひずみ要素でモデル化する。モデル化の概要を図 11.2-15 に示す。

モデル化においては、点検用通路部の断面奥行方向幅を基準として、妻壁の壁厚及び開口部を考慮した「奥行方向の低減係数」を算定し、これに乗じることで、各要素の等価な剛性及び重量を設定する。

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

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートを支持する人工岩盤は、平面ひずみ要素としてモデル化する。解析モデル図を図 11.2-16 に示す。



部位	要素	奥行方向の低減係数
①一般部	線形はり要素	1.000
②一般部（開口部）	線形はり要素	$(5050-1000)/5050 = 0.801$
③側壁（上部）	線形はり要素	$(1000+2550+1000)/5050 = 0.900$
④妻壁（上部）	平面ひずみ要素	$(1000+1000)/5050 = 0.396$
⑤妻壁（下部）	平面ひずみ要素	$(1500+1000)/5050 = 0.495$

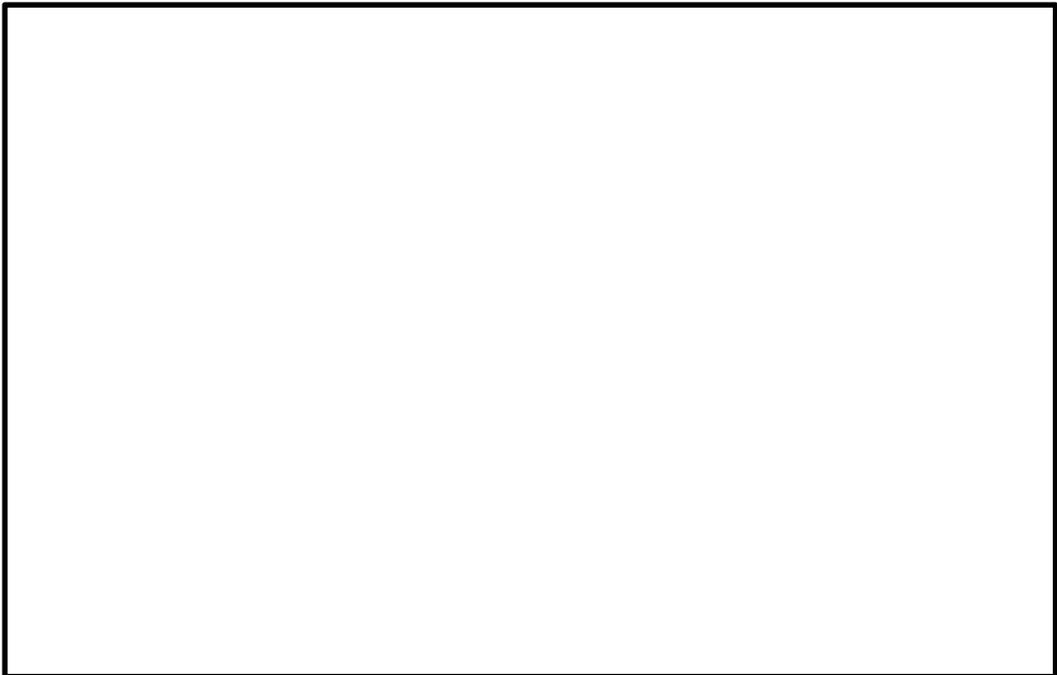


図 11.2-15 D-D断面の解析モデルの考え方



(D-D断面)

図 11.2-16 (1) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル



(D-D断面)

図 11.2-16 (2) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル
(構造物拡大図)

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

なお、構造物の地中部分は構築後に周囲を地表面まで埋戻すが、原地盤と同等以上の強度を有する流動化処理土及びコンクリートにより埋戻すものとし、構造物と側方地盤の境界部は保守的に原地盤でモデル化する。

1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について

地中構造物の地震応答解析における減衰の影響は、地盤の減衰に支配されており、構造物の減衰定数による影響は小さいと考えられる。この度の工事計画認可申請における地震応答解析では、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成24年3月）に基づき3%とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）に基づき5%としている。一方、建築物荷重指針・同解説（2015）においては、構造種別ごとの弾性時の減衰定数の目安として鉄骨造で1~3%、鉄筋コンクリート造で2~4%が挙げられている。

本資料においては、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数を2%と仮定したケースとコンクリートの減衰定数を4%及び3%と仮定したケースの地震応答解析をケーススタディとして実施し、これらの構造物の減衰定数の設定値が、構造物の照査値による構造健全性評価に対して有意な影響を及ぼさないことを確認する。

1.9.1 評価方法

鋼材及びコンクリートの減衰定数についてケーススタディを実施する。具体的には、この度の工事計画認可申請にて、道路橋示方書及びJ E A G 4 6 0 1に従い設定している減衰定数（鋼材3%及びコンクリート5%）に対して、鋼材の減衰定数を2%と仮定した場合及びコンクリートの減衰定数を4%及び3%と仮定した場合の解析を実施し、構造物の照査値の比較を行う。鋼材及びコンクリートの減衰定数の組合せについては、鋼材及びコンクリートの個別の減衰定数の影響を明確にすることを考慮して、表1.9-1に示す検討ケースを実施する。

評価対象施設は、鋼材（鋼管杭）及びコンクリートの両方の材料から構成される屋外重要土木構造物である常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）とする。また、鋼材（鋼管杭）を上部構造に有する評価対象施設は、上部構造及び下部構造ともに鋼材（鋼管杭）を構成部材に有する津波防護施設である鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁とする。

地盤物性値には、地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース（豊浦標準砂モデル）の解析用物性値を用い、地震動には、幅広い周期帯で比較的応答加速度が大きいS₁-D₁を用いる。

その他の解析条件は、この度の工事計画認可申請における耐震計算書と同じである。

図1.9-1に常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の平面配置、図1.9-2に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置、図1.9-3に耐震評価対象断面、図1.9-4に解析モデルをそれぞれ示す。

表1.9-1 (1) 検討ケース（常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部））

ケース	鋼材の減衰定数	コンクリートの減衰定数
①（設計値）	3%	5%
②	2%	5%
③	3%	4%
④	3%	3%

表 1.9-1 (2) 検討ケース (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

ケース	鋼材の減衰定数
① (設計値)	3%
②	2%

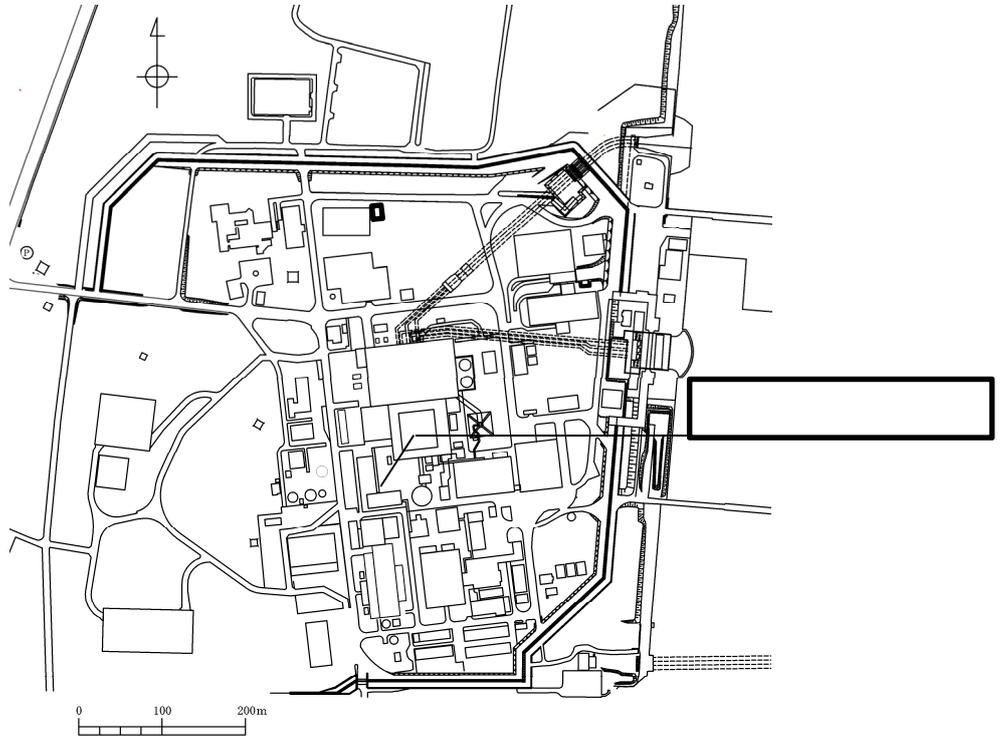


図 1.9-1 (1) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の平面配置図 (全体平面図)

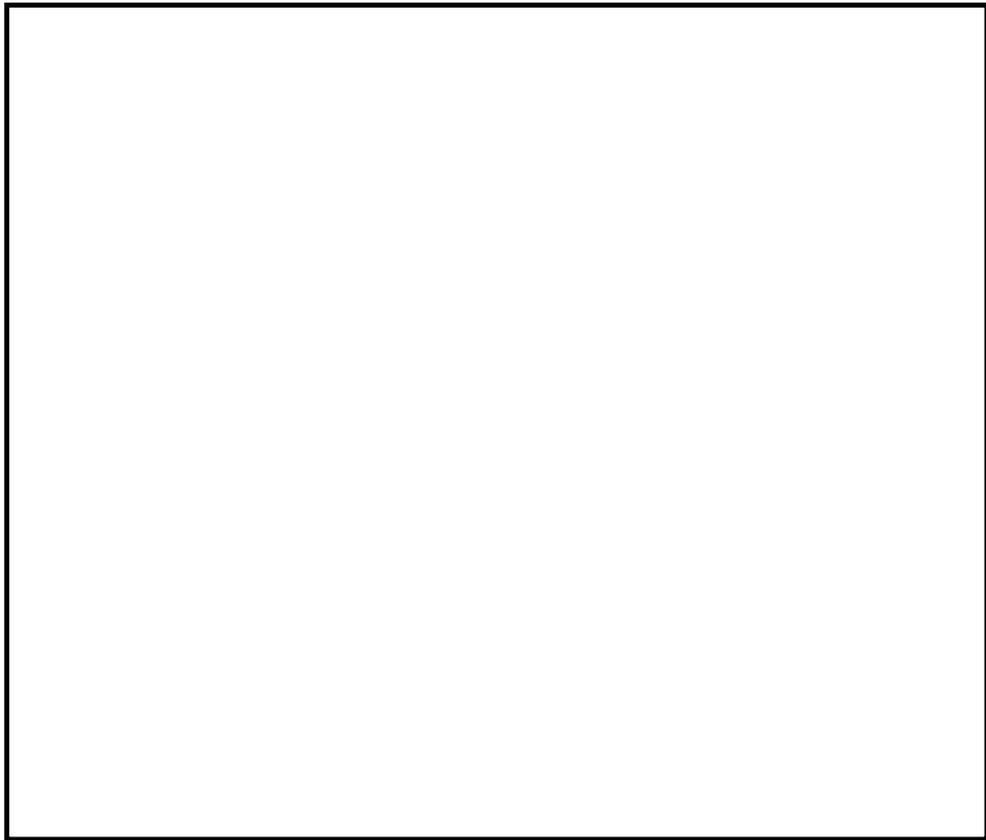


図 1.9-1 (2) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の
平面配置図 (拡大図)

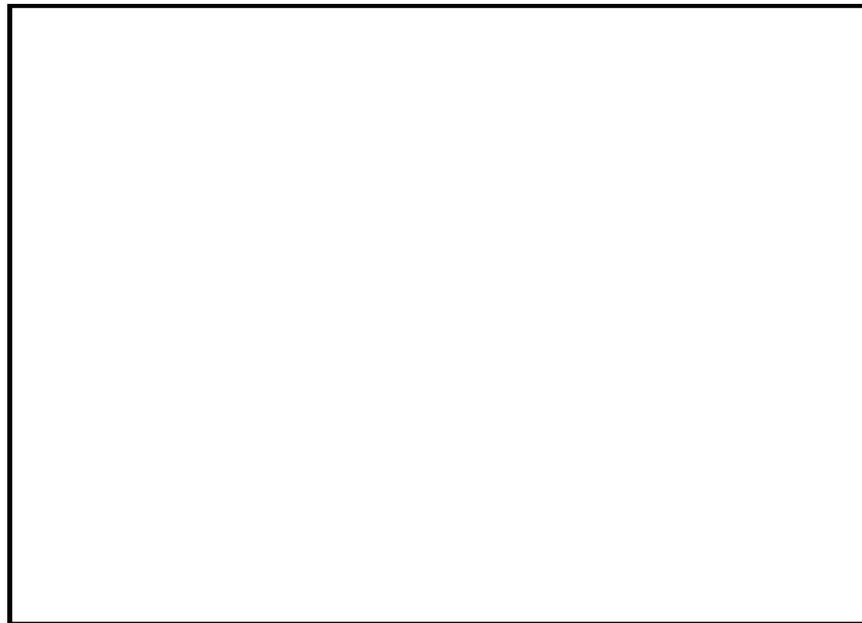


図 1.9-1 (3) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の平面図

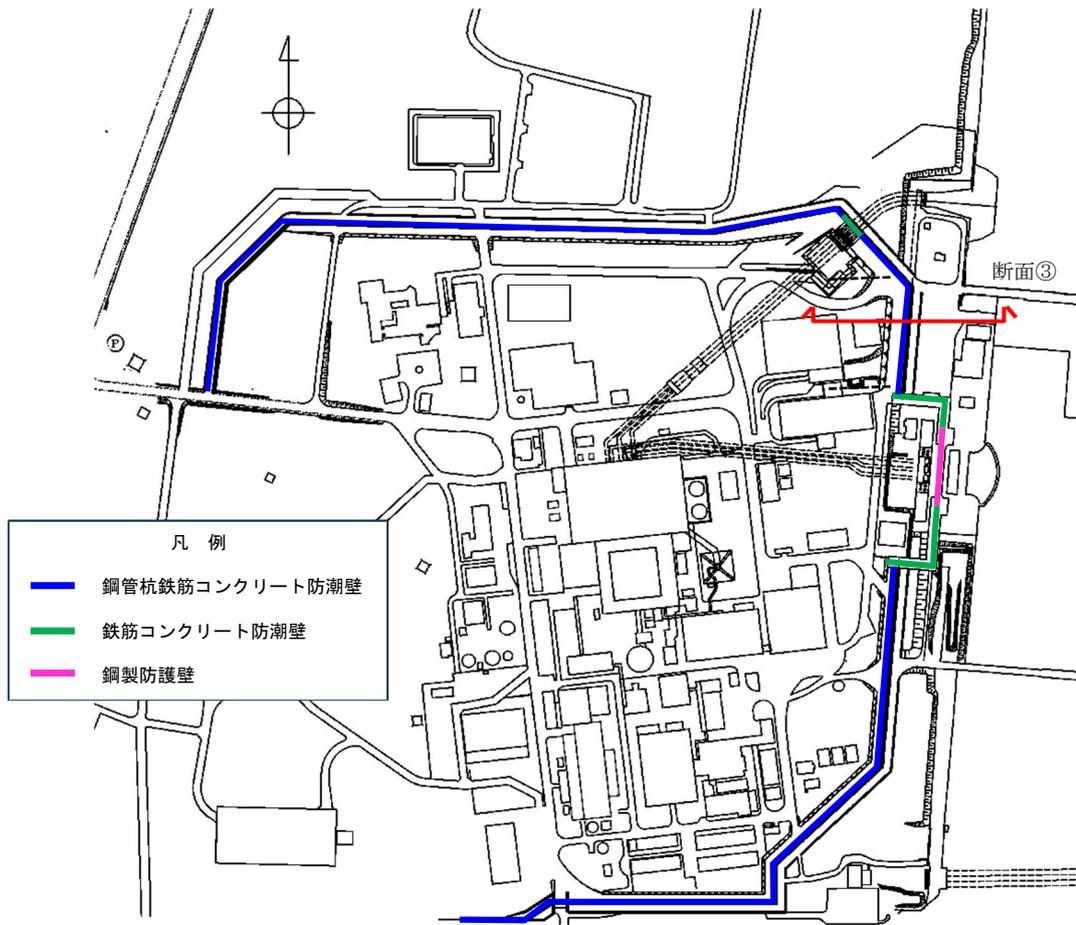


図 1.9-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図（全体平面図）

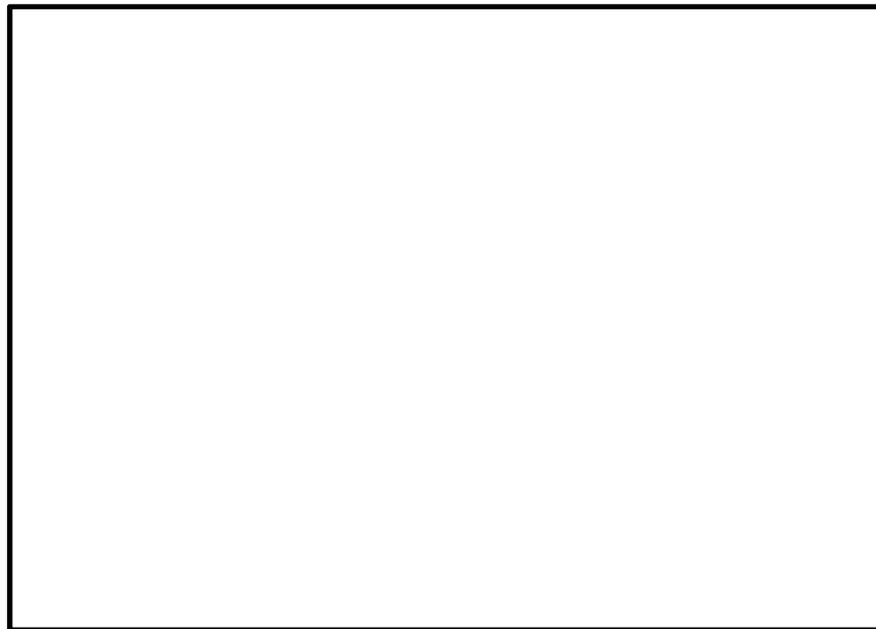


図 1.9-3 (1) 耐震評価対象断面（常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）
①—①断面）

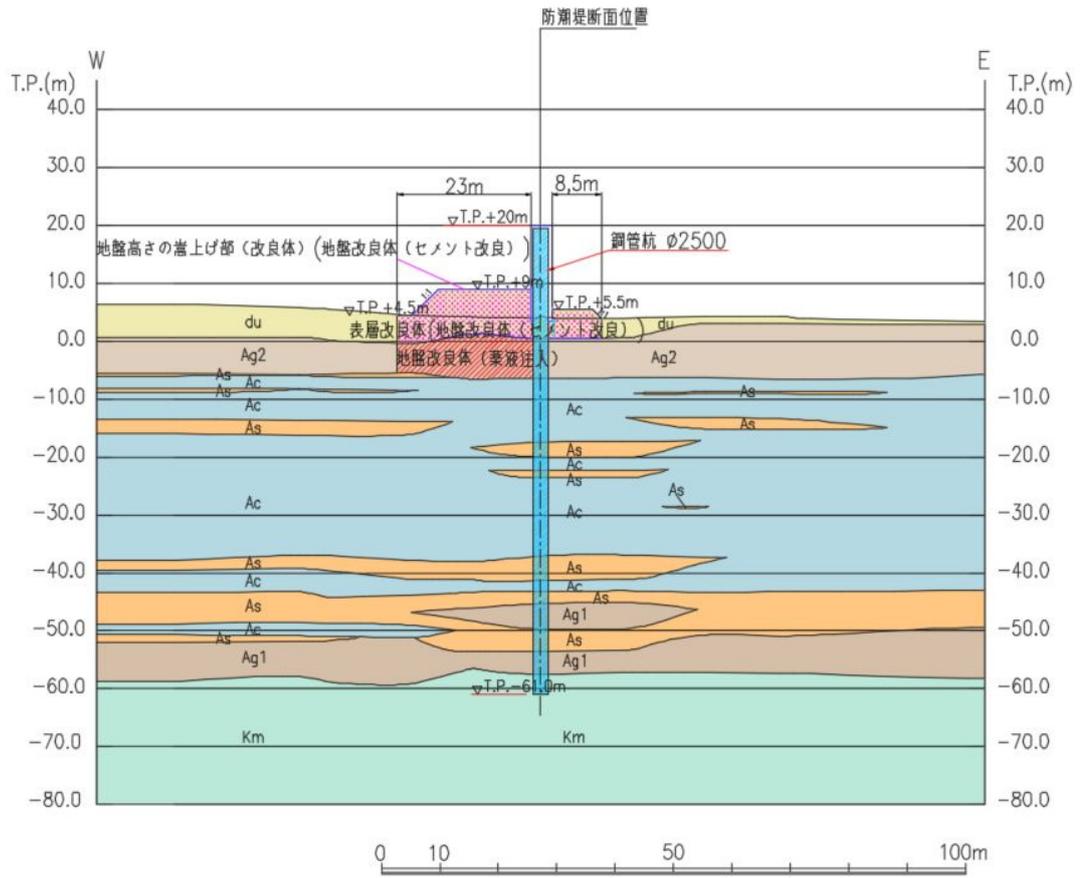


図 1.9-3 (2) 耐震評価対象断面 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面③)



図 1.9-4 (1) 解析モデル 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部)



図 1.9-4 (2) 解析モデル 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

1.9.2 評価結果

構造物の減衰定数に係るケーススタディの解析による構造物の照査値が最も厳しい要素での比較結果を表 1.9-2～表 1.9-4 に示す。なお、図 1.9-5 に常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の杭位置、図 1.9-6 に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭要素番号、図 1.9-7 にカルバートの評価部材名称をそれぞれ示す。また、図 1.9-8 に示す節点において検討ケースの床応答を抽出し、応答スペクトルを比較する。

図 1.9-9～図 1.9-11 に比較した床応答加速度スペクトル（水平、鉛直）を示す。なお、常設代替高圧電源装置用カルバートの配管系は非常用ディーゼル発電装置（燃料油系）配管及び低圧代替注水系配管から成るものであり、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の機器は津波・構内監視カメラである。したがって、特にこれらの機器・配管系の固有周期帯に着目して加速度応答を比較する。

表 1.9-2 鋼材（下部構造の鋼管杭）の減衰定数に関する解析結果の比較
（常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部））

杭位置		照査項目	照査値（発生応力度/短期許容応力度）		備考	
カルバート	杭		鋼材の減衰定数 3%	鋼材の減衰定数 2%		
軽油	南側	曲げ軸力	0.30	0.30	鋼材仕様 鋼管杭 φ 1200mm t=50mm SM570	
		せん断力	0.12	0.12		
	北側	曲げ軸力	0.29	0.29		
		せん断力	0.11	0.11		
水電気	南側	曲げ軸力	0.15	0.15		鋼材仕様 鋼管杭 φ 1500mm t=25mm SM570
		せん断力	0.08	0.08		
	中央	曲げ軸力	0.14	0.14		
		せん断力	0.11	0.11		
	北側	曲げ軸力	0.29	0.30		
		せん断力	0.24	0.24		



図 1.9-5 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の杭位置

表 1.9-3 鋼材（上部構造及び下部構造の鋼管杭）の減衰定数に関する解析結果の比較
（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

杭位置 要素番号	照査項目	照査値（発生応力度/短期許容応力度）		備考
		鋼材の減衰定数 3%	鋼材の減衰定数 2%	
71	曲げ軸力	0.65	0.65	鋼材仕様 鋼管杭 φ2500mm t=35mm SM570
75	せん断力	0.27	0.27	

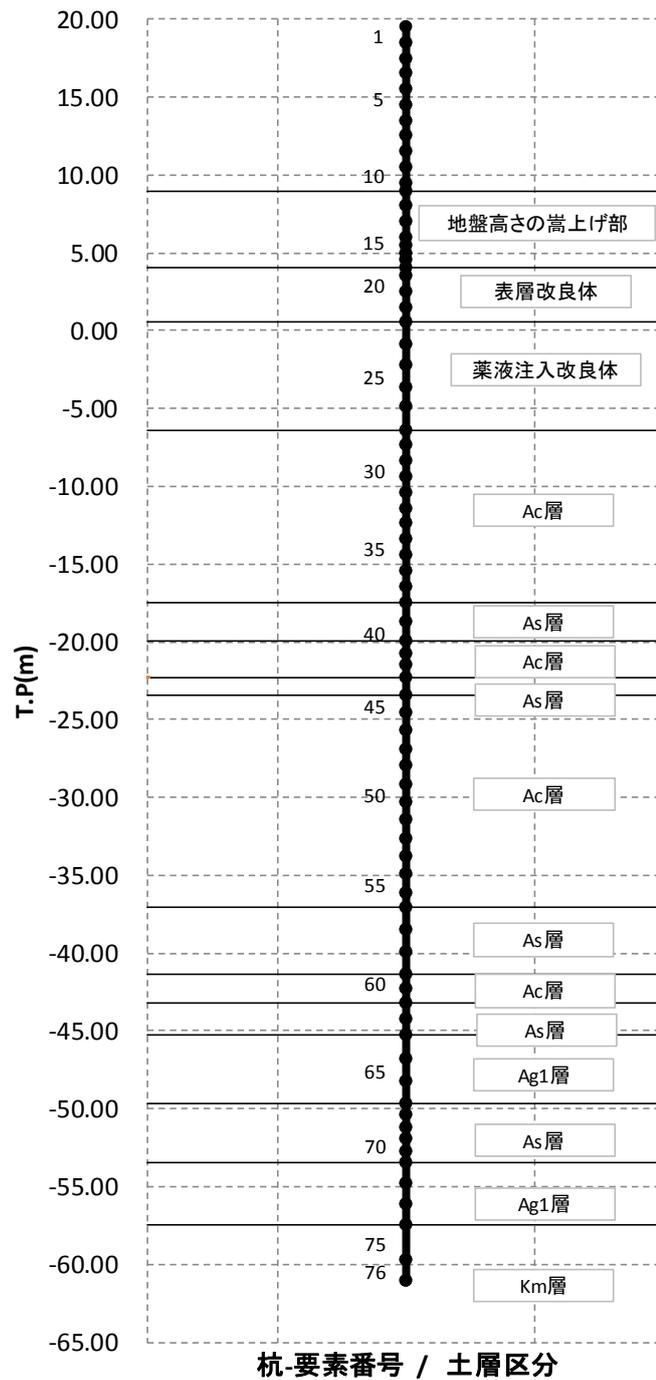


図 1.9-6 杭要素番号（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

表 1.9-4 コンクリートの減衰定数に関する解析結果の比較
(常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部))

部材位置		照査項目		照査値 (発生応力度/短期許容応力度)			仕様 (暫定)
カルバート	部材			コンクリートの減衰定数 5%	コンクリートの減衰定数 4%	コンクリートの減衰定数 3%	
軽油	底版	曲げ軸力	コンクリート	0.16	0.17	0.17	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.27	0.27	0.27	D32@200
			鉄筋(地山側)	0.25	0.25	0.25	D32@200
		せん断力		0.37	0.37	0.37	D16@200ctc400
	北側壁	曲げ軸力	コンクリート	0.32	0.32	0.32	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.56	0.57	0.57	D22@200
			鉄筋(地山側)	0.62	0.62	0.62	D29@200
		せん断力		0.57	0.57	0.57	D16@200ctc400
	頂版	曲げ軸力	コンクリート	0.17	0.18	0.18	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.21	0.22	0.22	D22@200
			鉄筋(地山側)	0.34	0.34	0.34	D25@200
		せん断力		0.17	0.17	0.17	D16@200ctc200
	南側壁	曲げ軸力	コンクリート	0.29	0.29	0.29	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.47	0.47	0.47	D22@200
			鉄筋(地山側)	0.45	0.45	0.46	D29@200
		せん断力		0.47	0.47	0.47	D16@200ctc400
	中壁	曲げ軸力	コンクリート	0.44	0.45	0.45	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(北側)	0.72	0.72	0.73	D16@200
鉄筋(南側)			0.65	0.66	0.66	D16@200	
せん断力		0.19	0.19	0.19	D16@200ctc400		
水電気	底版	曲げ軸力	コンクリート	0.14	0.14	0.15	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.32	0.32	0.32	D35@200
			鉄筋(地山側)	0.13	0.13	0.13	D35@200
		せん断力		0.18	0.18	0.18	D19@200ctc400
	北側壁	曲げ軸力	コンクリート	0.33	0.33	0.33	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.38	0.38	0.38	D19@200
			鉄筋(地山側)	0.28	0.28	0.28	D32@200
		せん断力		0.59	0.59	0.60	D22@200ctc400
	頂版	曲げ軸力	コンクリート	0.31	0.31	0.31	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.62	0.63	0.63	D22@200
			鉄筋(地山側)	0.49	0.49	0.50	D29@200
		せん断力		0.23	0.23	0.24	D22@200ctc200
	南側壁	曲げ軸力	コンクリート	0.25	0.25	0.25	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(内空側)	0.47	0.47	0.48	D22@200
			鉄筋(地山側)	0.12	0.12	0.12	D32@200
		せん断力		0.57	0.57	0.58	D22@200ctc400
	南中壁	曲げ軸力	コンクリート	0.15	0.15	0.15	f'ck=40 N/mm2
			鉄筋(北側)	0.06	0.06	0.06	D22@200
鉄筋(南側)			0.02	0.02	0.02	D22@200	
せん断力		0.22	0.23	0.23	D16@200ctc400		
北中壁	曲げ軸力	コンクリート	0.26	0.26	0.26	f'ck=40 N/mm2	
		鉄筋(北側)	0.36	0.36	0.37	D29@200	
		鉄筋(南側)	0.24	0.24	0.24	D25@200	
	せん断力		0.30	0.30	0.30	D16@200ctc400	

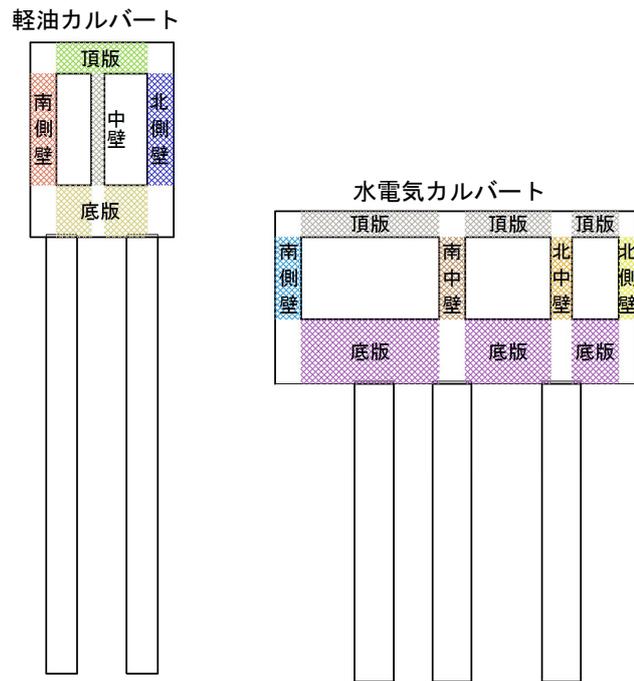


図 1.9-7 カルバートの評価部材名称（常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部））

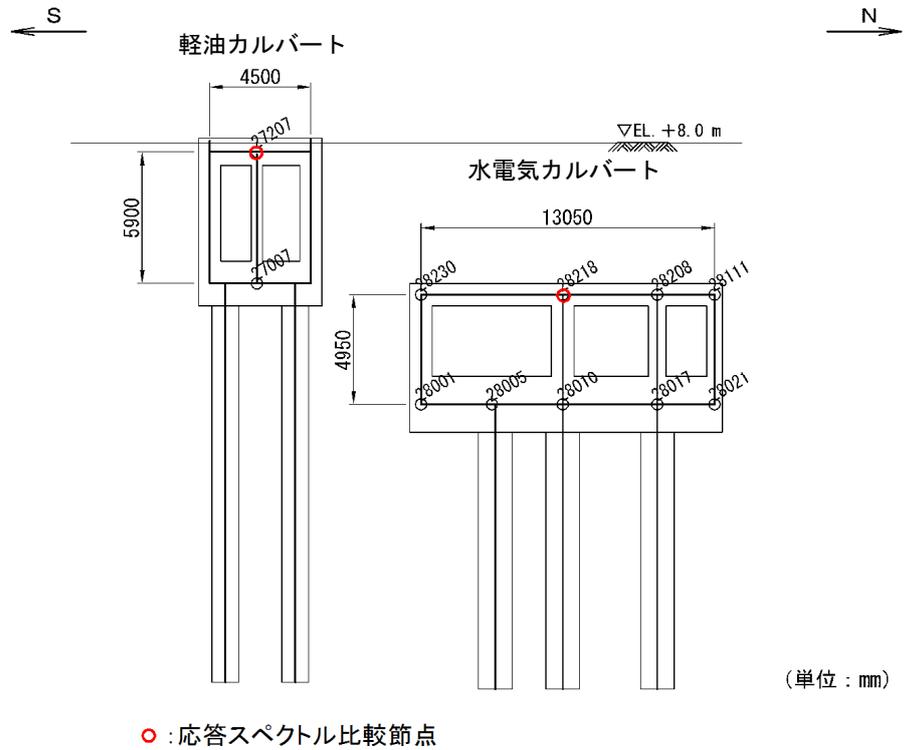


図 1.9-8 (1) 加速度応答抽出点（常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部））

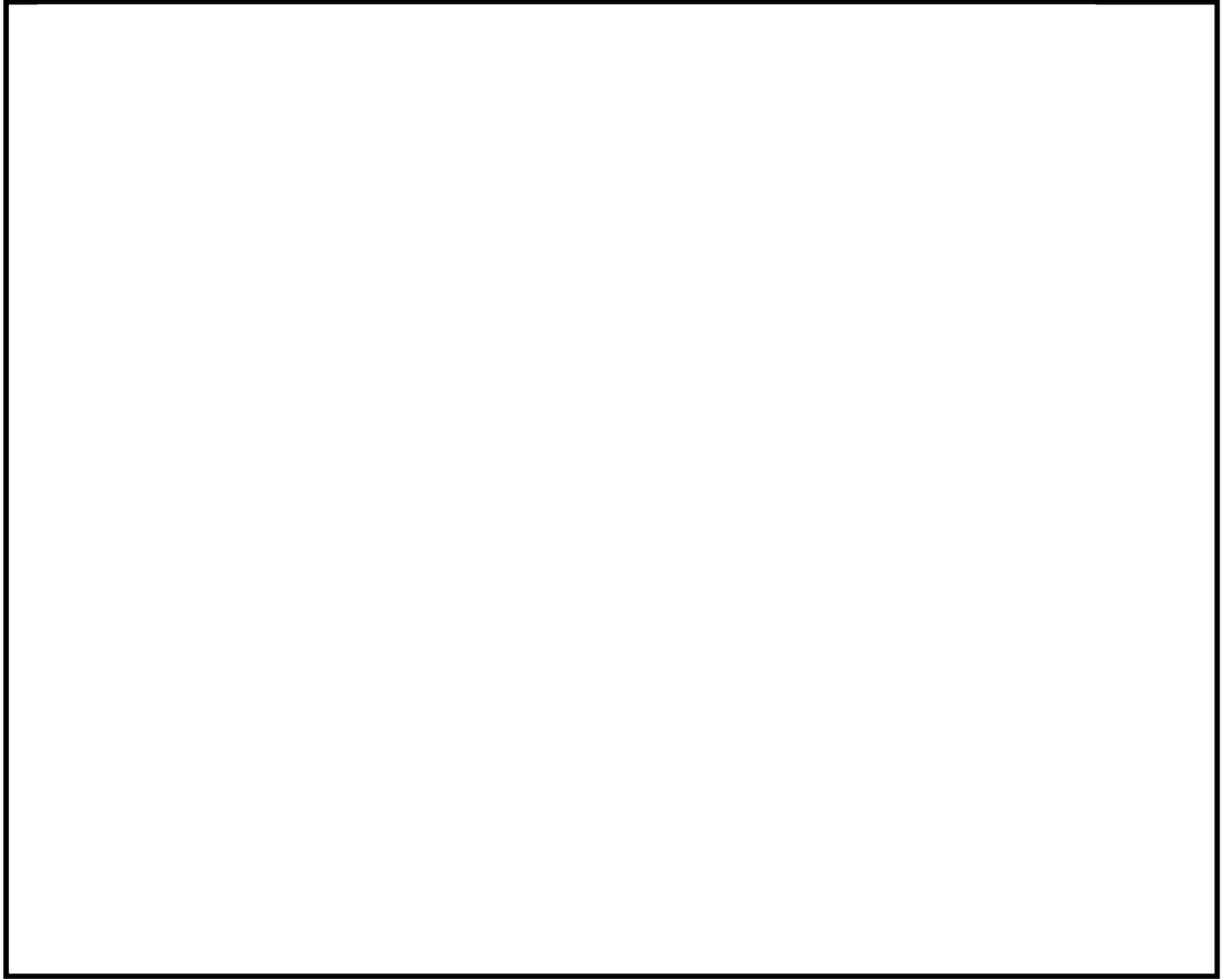


図 1.9-8 (2) 加速度応答抽出点 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

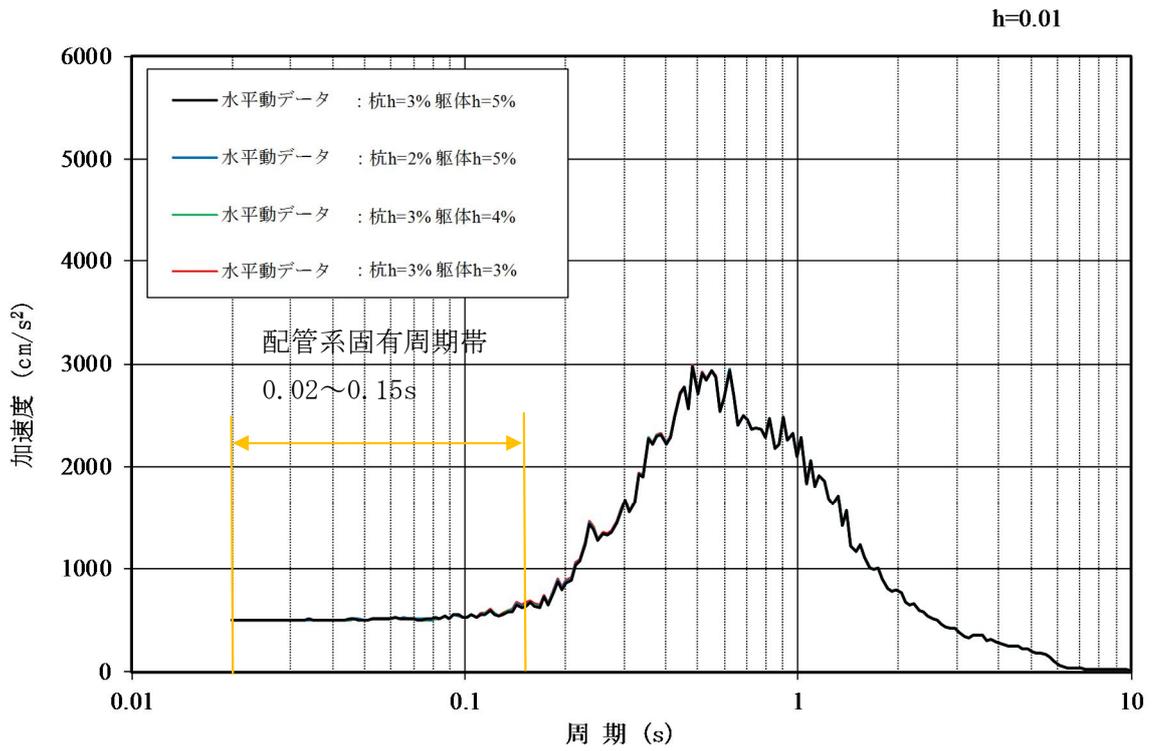


図 1.9-9 (1) 加速度応答スペクトル：水平方向
(軽油カルバート頂版中央付近)

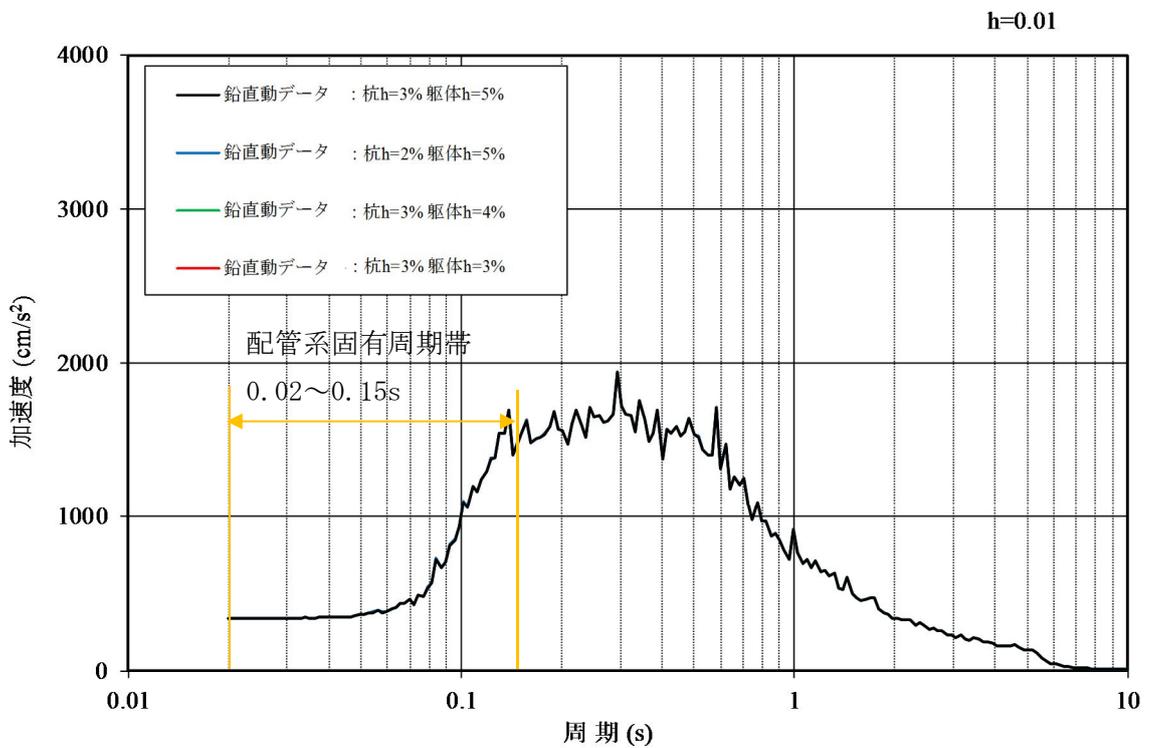


図 1.9-9 (2) 加速度応答スペクトル：鉛直方向
(軽油カルバート頂版中央付近)

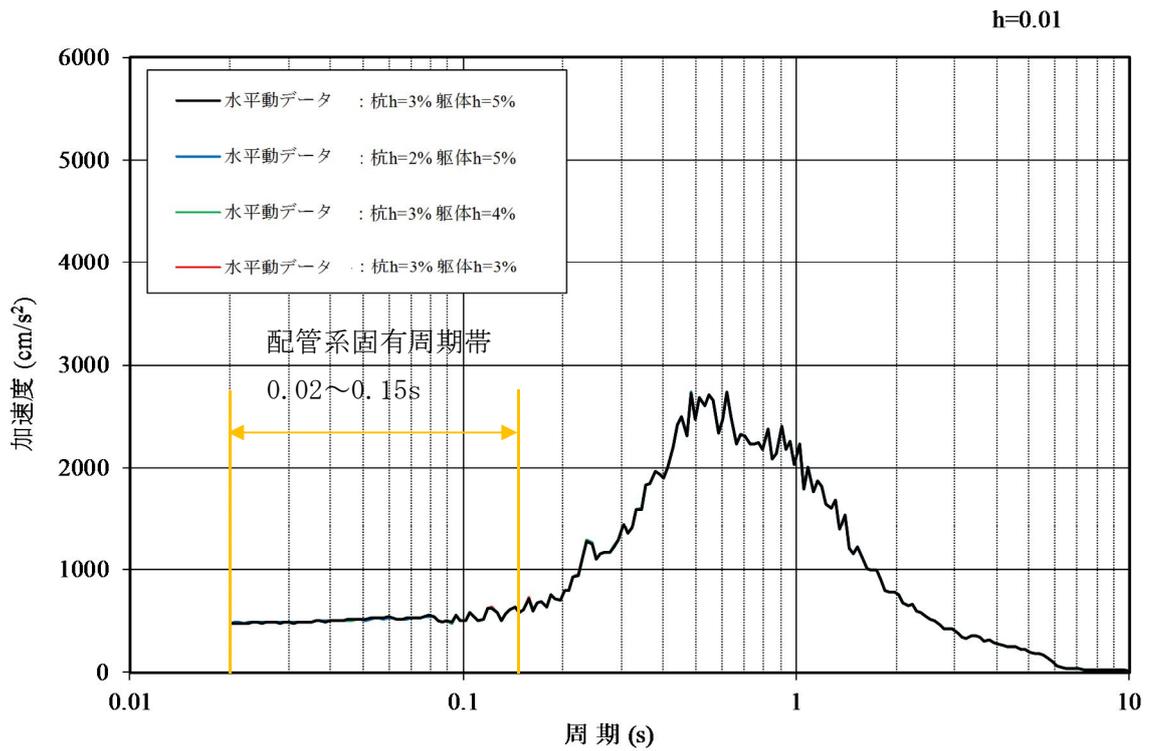


図 1.9-10 (1) 加速度応答スペクトル：水平方向
(水電気カルバート頂版中央付近)

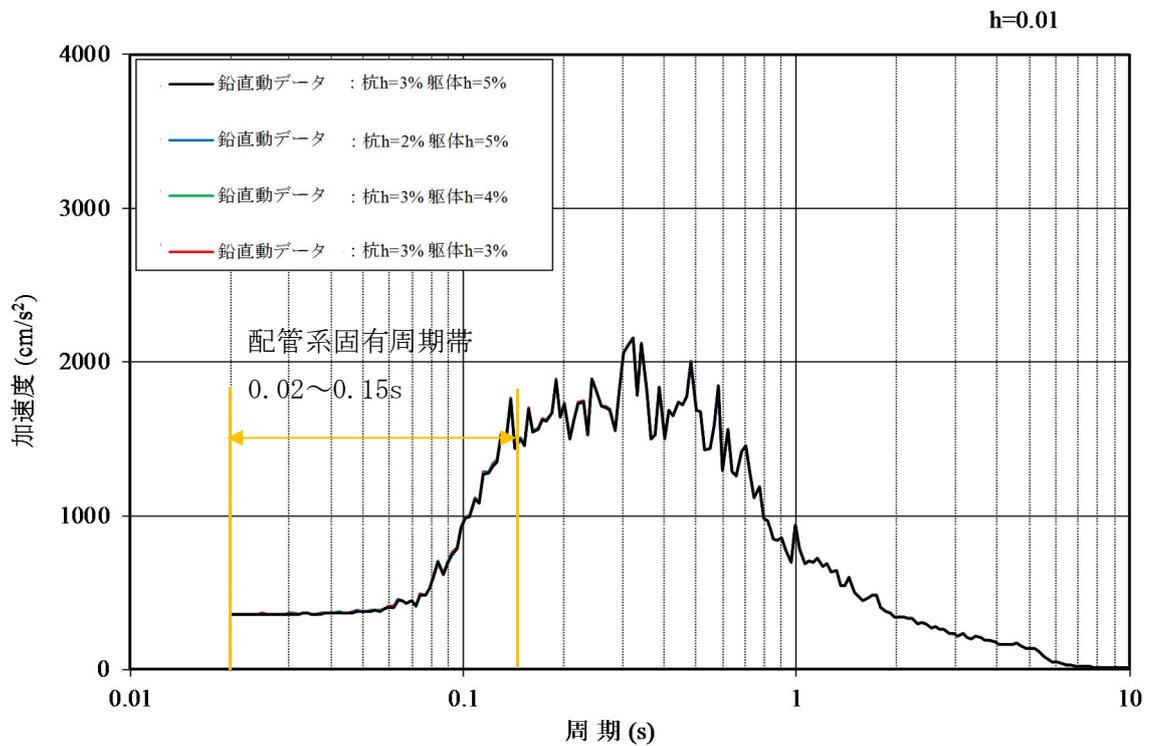


図 1.9-10 (2) 床応答鉛直加速度応答スペクトル：鉛直方向
(水電気カルバート頂版中央付近)

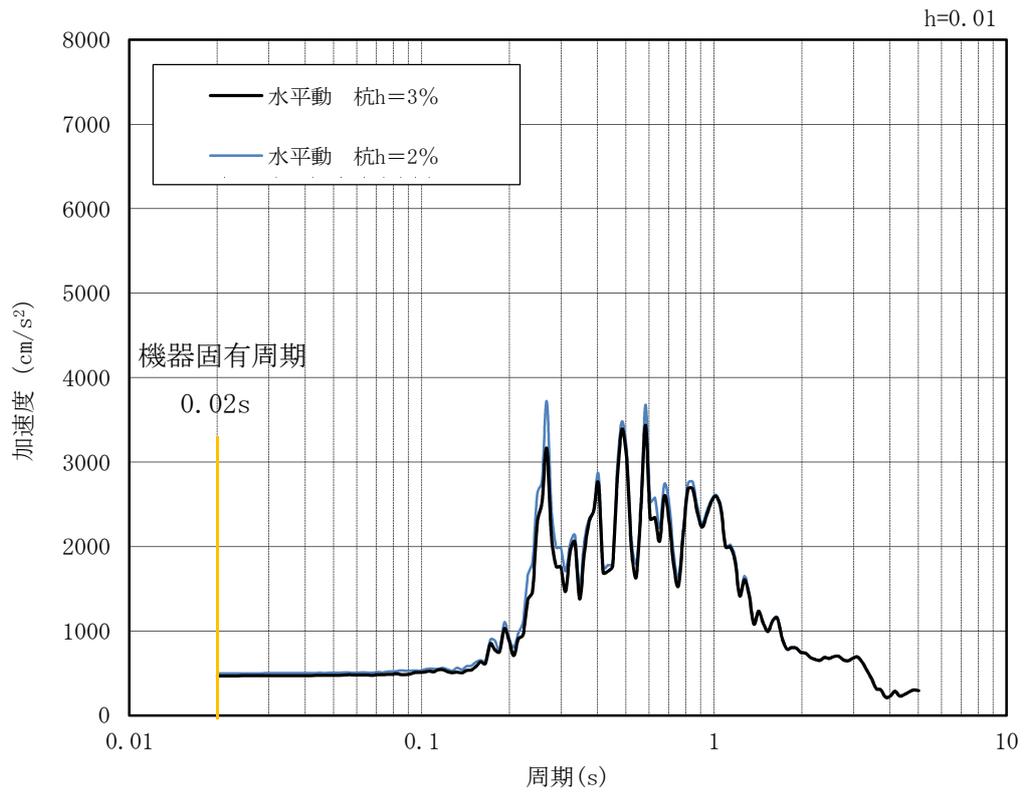


図 1.9-11 (1) 加速度応答スペクトル：水平方向
 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：①上部構造頂部)

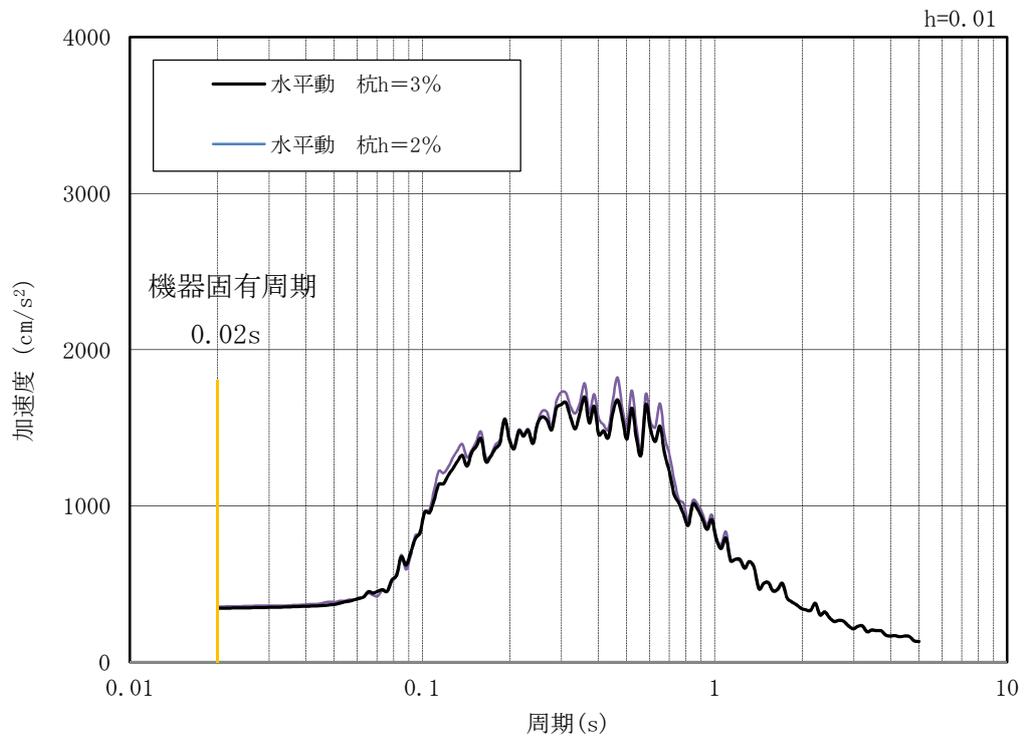


図 1.9-11 (2) 加速度応答スペクトル：鉛直方向
 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：①上部構造頂部)

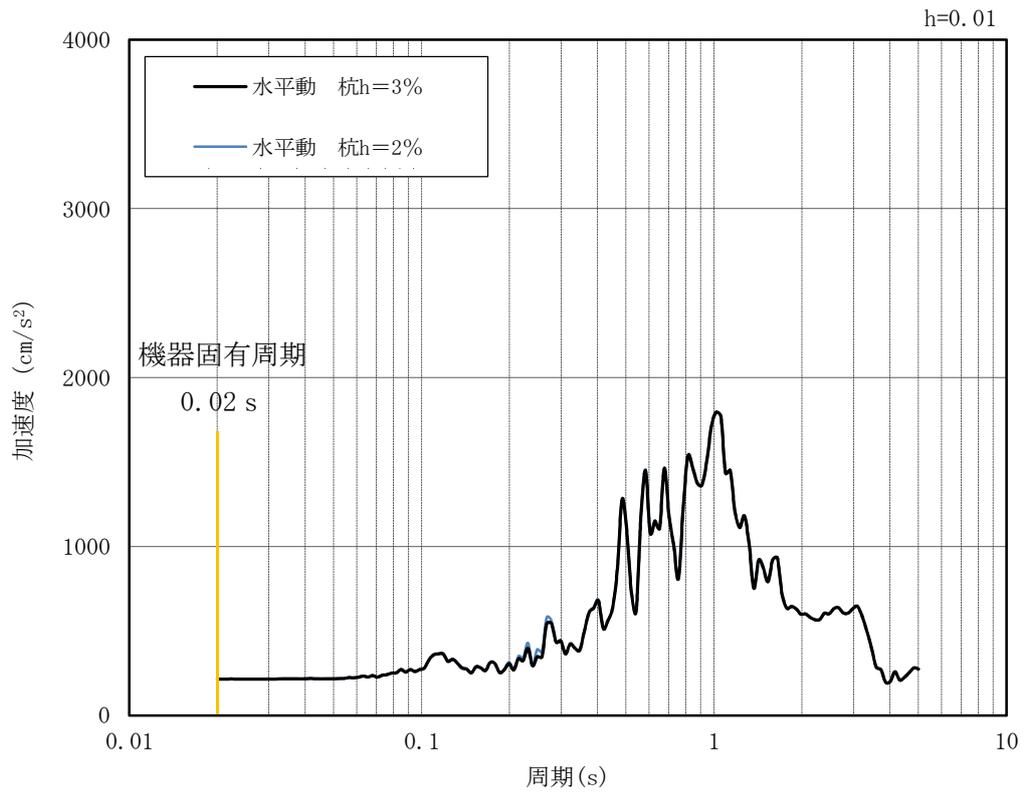


図 1.9-11 (3) 加速度応答スペクトル：水平方向
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：②上部構造底部)

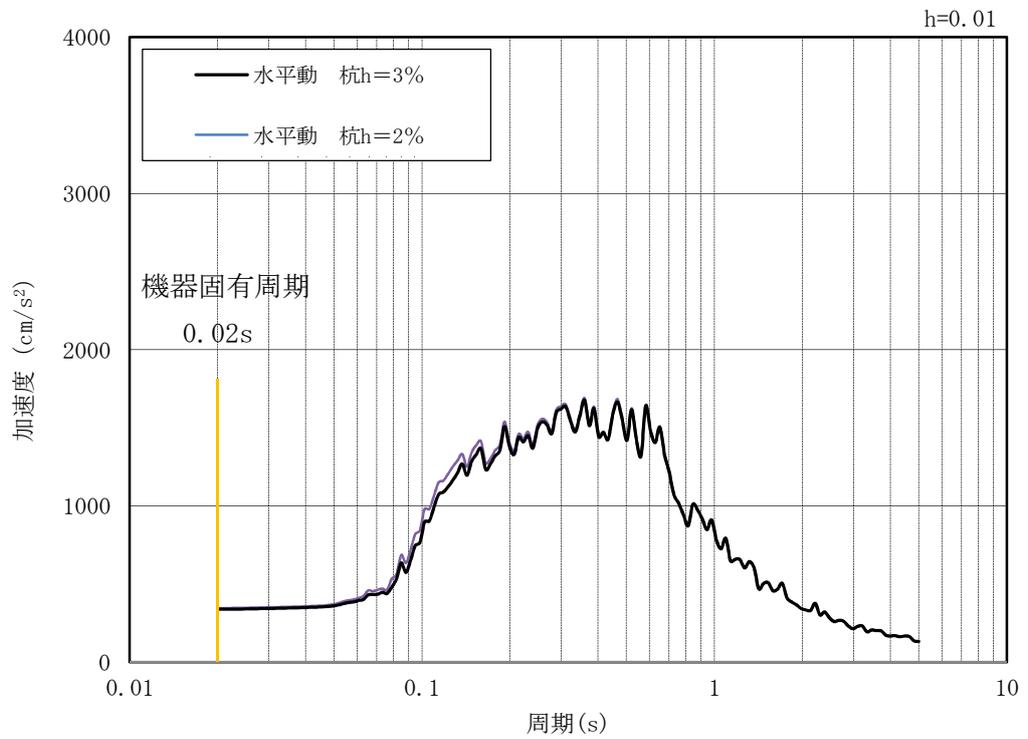


図 1.9-11 (4) 加速度応答スペクトル：鉛直方向
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：②上部構造底部)

表 1.9-2～表 1.9-4, 図 1.9-9～図 1.9-11 のとおり, この度の工事計画認可申請にて道路橋示方書及び J E A G 4 6 0 1 に従い設定している減衰定数 (鋼材 3%及びコンクリート 5%) に対して, 鋼材の減衰定数を 2%と仮定した場合, 及びコンクリートの減衰定数を 4%及び 3%と仮定した場合の解析を実施した結果, これらの構造物の減衰定数の設定値が, 構造物の照査値による構造健全性評価に対して有意な影響を及ぼさないことを確認した。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価に関する参考資料

(参考2) 構造物の浮き上がりに係る評価

2.1 評価方針

地盤中の矩形カルバートの浮き上がりに係る評価指針としては、「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和61年3月）（以下「共同溝指針」という。）」，「トンネル標準示方書（土木学会，2006年7月）」及び「鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012年9月）」があり，浮き上がりに対する評価法が示されている。

上記の計算式はいずれも同様であるが，「トンネル標準示方書（土木学会，2006年7月）」及び「鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012年9月）」では所要安全率が1.0であるのに対し，「共同溝指針」では所要安全率が1.1であることから，ここでは，最も厳しい所要安全率が設定されている「共同溝指針」に準拠し評価を行う。

共同溝指針では，液状化に対する抵抗率 F_L が1.0以下となる要素は以下の式における上載土のせん断抵抗面における各要素のせん断抵抗 Q_{S_i} 及び構造物側面における各要素の摩擦抵抗 Q_{B_i} を考慮しないとしている。また，構造物底版側面の液状化に対する抵抗率 F_L が1.0以下となる場合は，次式における U_D を考慮するとしている。

本検討においては，「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」の有効応力解析結果において過剰間隙水圧比が0.95以上となる要素を液状化に対する抵抗率 F_L が1.0以下となる要素として取り扱うことにより， Q_{S_i} 及び Q_{B_i} を考慮しない範囲等を保守的に評価するものとする。

なお，共同溝設計指針の適用及び有効応力解析における地下水位の設定は，地表面とする。

$$F_S = (W_S + W_B + Q_S + Q_B) / (U_S + U_D)$$

ここに，

F_S : 安全率（所要安全率：1.1）

W_S : 上載土の荷重（水の重量含む）（kN/m）

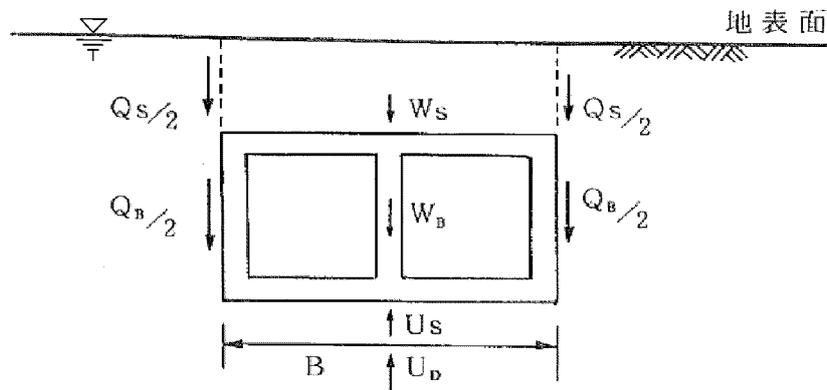
W_B : 構造物の自重（kN/m）

Q_S : 上載土のせん断抵抗（kN/m）

Q_B : 構造物側面の摩擦抵抗（kN/m）

U_S : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力（kN/m）

U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力（kN/m）



「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）に一部加筆」

図 11-3 地盤中の構造物に作用する力

ここで，本検討においては，上載土のせん断抵抗及び構造物側面の摩擦抵抗は，有効応力解析における過剰間隙水圧比分布に基づき，次式を用いて算出する。

$$Q_s = \sum Q_{s i}$$

$$Q_B = \sum Q_{B i}$$

ここに，

$Q_{s i}$: 上載土のせん断抵抗面における各要素のせん断抵抗 (kN/m)

$Q_{B i}$: 構造物側面における各要素の摩擦抵抗 (kN/m)

i : 安全率を算定する上載土のせん断抵抗面及び構造物側面の各 FEM 要素

2.2 評価結果

検討ケースは、「検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース」において最も過剰間隙水圧比が高くなる地震動を用いて「解析ケース④：敷地に存在しない豊浦砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」にて評価した。

「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」では、構造物底版側面の過剰間隙水圧比が 0.95 未満であることから、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D は考慮しない。

表 11-1 (1) 安全率の算定結果 (A-A 断面)

F_S	$\frac{W_S+W_B+W_p+Q_S+Q_B}{U_S+U_D} = \frac{834.2+1609.0+16.7+0.0+256.9}{1611.9+0.0}$	= 1.68 > 1.1
W_S	$\gamma_s \times H_s \times B$ $19.4\text{kN/m}^3 \times (\text{EL}+8.0\text{m}-\text{EL}+4.0\text{m}) \times 10.75\text{m}$	= 834.2kN/m
W_B	$\gamma_c \times (B \times H_B - B_1 \times (H_1 + H_2))$ $24.5\text{kN/m}^3 \times (10.75\text{m} \times 11.3\text{m} - 7.75\text{m} \times (4.3\text{m} + 2.9\text{m}))$	= 1609.0kN/m
W_p	$w_p^{*1} \times B_1 \times 2$ $1.079\text{kN/m}^2 \times 7.75\text{m} \times 2$	= 16.7kN/m
Q_S	$K_0 \times \sigma_v'^{*2} \times H_s \times \tan\phi_s^{*3}$ ※上載土の過剰間隙水圧比が 0.95 以上であり、非液状化層は存在しない	= 0.0 kN/m
Q_B	$K_0 \times (\sigma_v'^{*4} \times H_{B左} + \sigma_v'^{*5} \times H_{B右}) \times \tan\phi_B^{*6}$ $0.5 \times (125.8\text{kN/m}^2 \times 4.40\text{m} + 125.8\text{kN/m}^2 \times 4.40\text{m}) \times \tan 24.9^\circ$	= 256.9kN/m
U_S	$\gamma_w \times (H_s + H_B) \times B$ $9.8\text{kN/m}^3 \times (\text{EL}+8.0\text{m} - (\text{EL}-7.3\text{m})) \times 10.75\text{m}$	= 1611.9kN/m

*1 w_p : 機器配管重量 $110\text{kg/m}^2 \times 9.80665 \div 1000 = 1.079\text{kN/m}^2$

*2 σ_v' : 上載土層中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

*3 ϕ_s : 上載土の内部摩擦角 (°)

*4 σ_v' : 構造物左側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL}+8.0\text{m} - (\text{EL}-2.90\text{m} + (\text{EL}-7.30\text{m}) \div 2)) = 125.8\text{kN/m}^2$$

*5 σ_v' : 構造物右側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL}+8.0\text{m} - (\text{EL}-2.90\text{m} + (\text{EL}-7.30\text{m}) \div 2)) = 125.8\text{kN/m}^2$$

*6 ϕ_B : 構造物側面の壁面摩擦角の 2/3 (°)

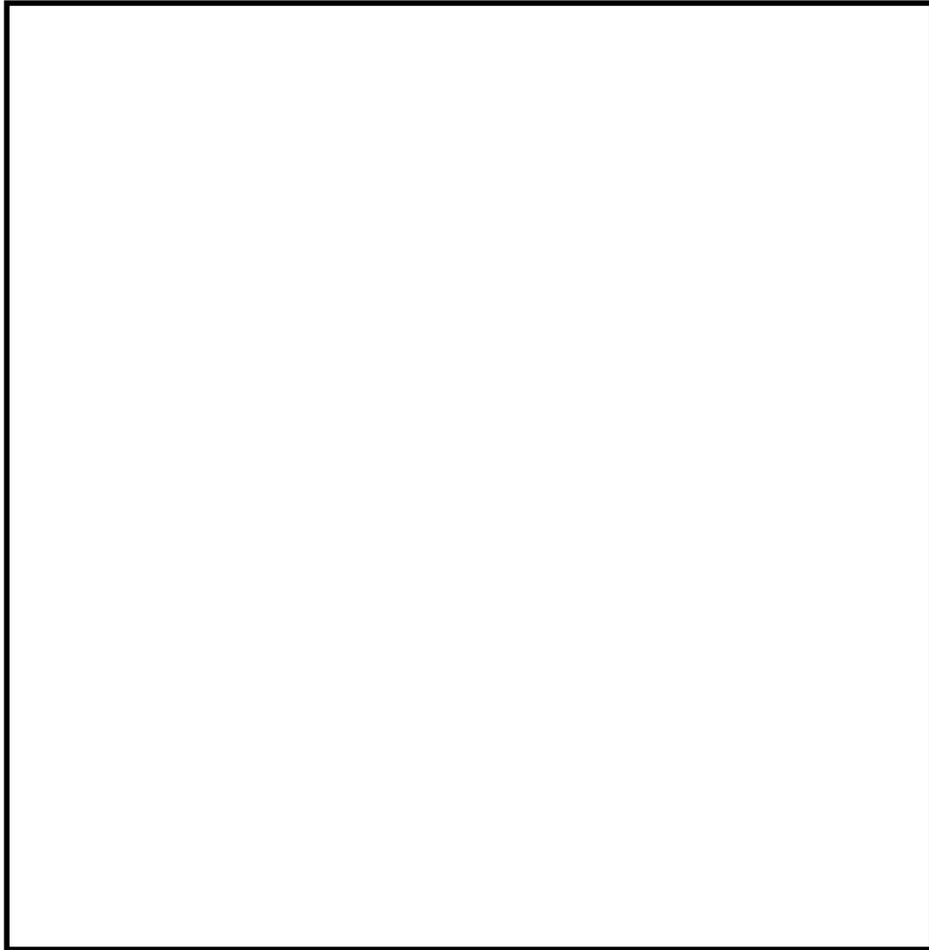


図 11-4 (1) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_u - D1$ (H-, V-))
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

上記の結果より, 安全率 F_s は 1.68 であり, 所要安全率 1.1 以上であることを確認した。

表 11-1 (2) 安全率の算定結果 (D-D断面)

F_S	$\frac{W_S+W_B+W_{p1}+W_{p2}+Q_S+Q_B}{U_S+U_D} = \frac{299.7+1718.1+7.1+64.2+0.0+339.0}{1611.9+0.0}$	=	1.50 > 1.1
W_S	$W_{s1}+W_{s2}$	=	299.7kN/m
	$W_{s1} = \gamma_{s2} \times H_{s2} \times B = 19.4\text{kN/m}^3 \times (\text{EL}+8.0\text{m}-\text{EL}+7.0\text{m}) \times 4.45\text{m}$	=	86.3kN/m
	$W_{s2} = \gamma_{s1} \times H_{s1} \times B = 19.4\text{kN/m}^3 \times (\text{EL}+8.0\text{m}-\text{EL}+4.0\text{m}) \times 2.75\text{m}$	=	213.4 kN/m
W_B	$\gamma_c \times A^{*1} = 24.5\text{kN/m}^3 \times 70.125\text{m}^2$	=	1718.1kN/m
W_{p1}	$w_{p1}^{*2} \times B \times 2 = 1.079\text{kN/m}^2 \times 3.30\text{m} \times 2$	=	7.1kN/m
W_{p2}^{*3}	5.282kN/m+58.902kN/m	=	64.2kN/m
	$Q_{s1}+Q_{s2}$	=	0.0kN/m
Q_S	$Q_{s1} = K_0 \times \sigma_v'^{*4} \times H_{s1} \times \tan\phi_s^{*6}$	=	0.0kN/m
	$Q_{s2} = K_0 \times \sigma_v'^{*5} \times H_{s2} \times \tan\phi_s^{*6}$	=	0.0kN/m
	$Q_{B1}+Q_{B2}$	=	339.0kN/m
Q_B	$Q_{B1} = K_0 \times \sigma_v'^{*7} \times H_{B1} \times \tan\phi_B^{*9} = 0.5 \times 116.9\text{kN/m}^2 \times 6.25\text{m} \times \tan 24.9^\circ$	=	169.5kN/m
	$Q_{B2} = K_0 \times \sigma_v'^{*8} \times H_{B2} \times \tan\phi_B^{*9} = 0.5 \times 116.9\text{kN/m}^2 \times 6.25\text{m} \times \tan 24.9^\circ$	=	169.5kN/m
U_S	$\gamma_w \times (H_s+H_B) \times B = 9.8\text{kN/m}^3 \times (\text{EL}+8.0\text{m}-(\text{EL}-7.3\text{m})) \times 10.75\text{m}$	=	1611.9kN/m

*1 A: 構造物の断面積 A=70.125m²

*2 w_{p1} : 機器配管重量 110kg/m²×9.80665÷1000=1.079kN/m²

*3 W_{p2} : 水密ハッチ=5.282kN/m, 水密ハッチスライド用 RC 構造物=58.902kN/m

*4 σ_v' : 上載土左側の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

上載土左側の過剰間隙水圧比は 0.95 以上であり, 非液状化層は存在しない

*5 σ_v' : 上載土右側の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

上載土右側の過剰間隙水圧比は 0.95 以上であり, 非液状化層は存在しない

*6 ϕ_s : 上載土の内部摩擦角 (°)

*7 σ_v' : 構造物左側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL}+8.0\text{m} - (\text{EL}-1.05\text{m} + (\text{EL}-7.30\text{m})) \div 2) = 116.9\text{kN/m}^2$$

*8 σ_v' : 構造物右側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL}+8.0\text{m} - (\text{EL}-1.05\text{m} + (\text{EL}-7.30\text{m})) \div 2) = 116.9\text{kN/m}^2$$

*9 ϕ_B : 構造物側面の壁面摩擦角の 2/3 (°)

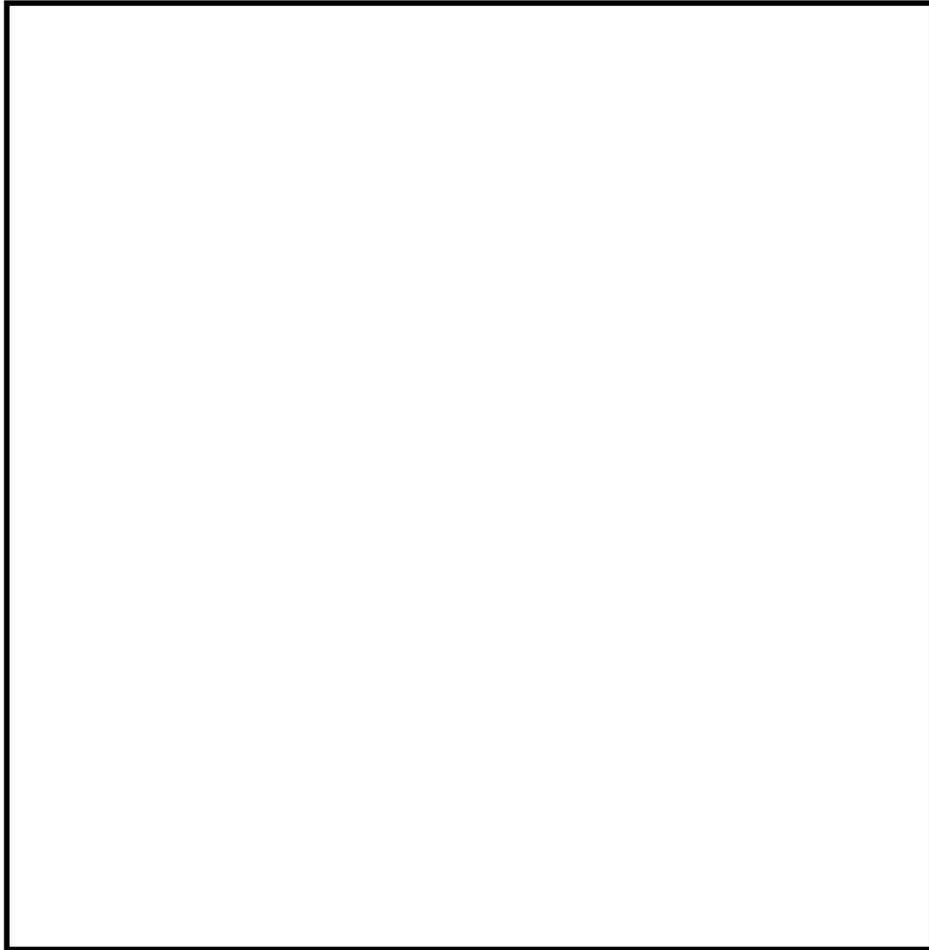


図 11-4 (2) D-D断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 (H-, V-)$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

上記の結果より, 安全率 F_s は 1.50 であり, 所要安全率 1.1 以上であることを確認した。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価に関する参考資料

(参考3) 人工岩盤の安定性に係る評価

3.1 評価方針

3.1.1 局所安全係数

人工岩盤の支持地盤としての健全性評価は、妥当な安全余裕として、必要局所安全係数 1.5 以上を考慮する。局所安全係数は次式により算定する。

$$f_s = \tau_f / \tau$$

ここで、

f_s : 局所安全係数

τ_f : 人工岩盤のせん断強度 (kN/m²)

$$\tau_f = 1/5 \times F_c$$

F_c : 設計基準強度 (kN/m²)

τ : 各要素の発生せん断応力 (kN/m²)

3.1.2 すべり安全率

すべり安全率は、図 11-5 に示されるすべりに対する安全率算定フローにより、仮想すべり面における各要素のせん断強度及び残留強度を考慮して算定する。

すべり安全率は、妥当な安全余裕として、必要局所安全係数 1.5 以上を考慮する。

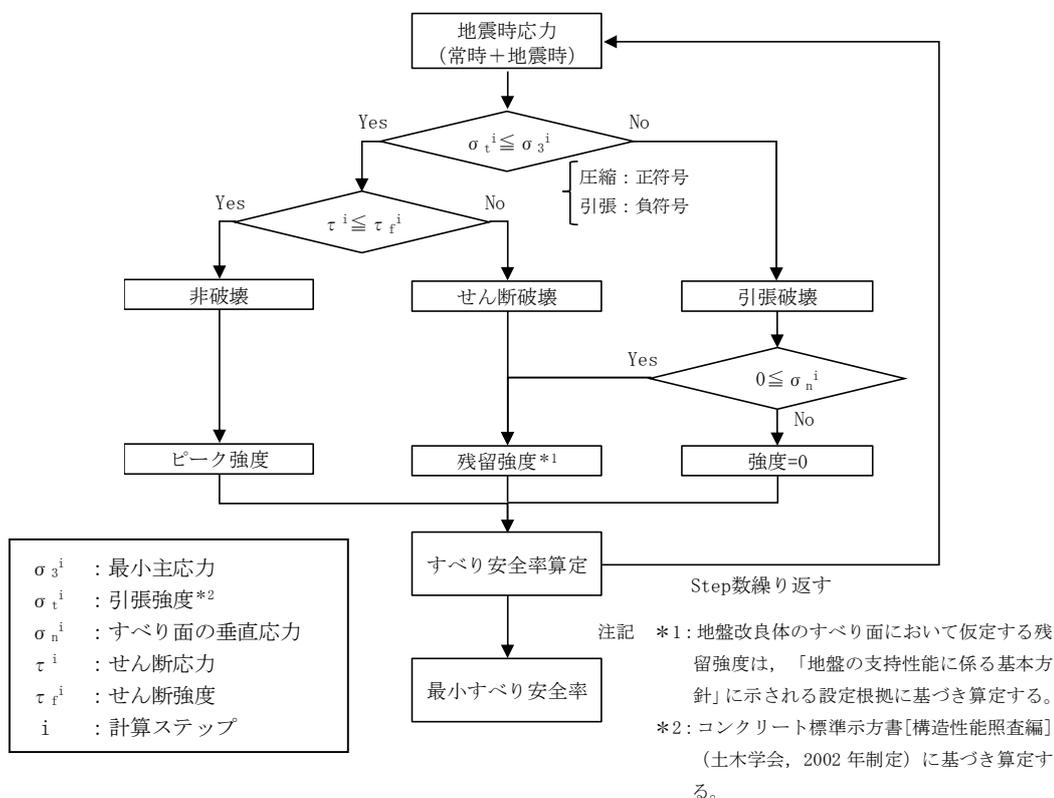


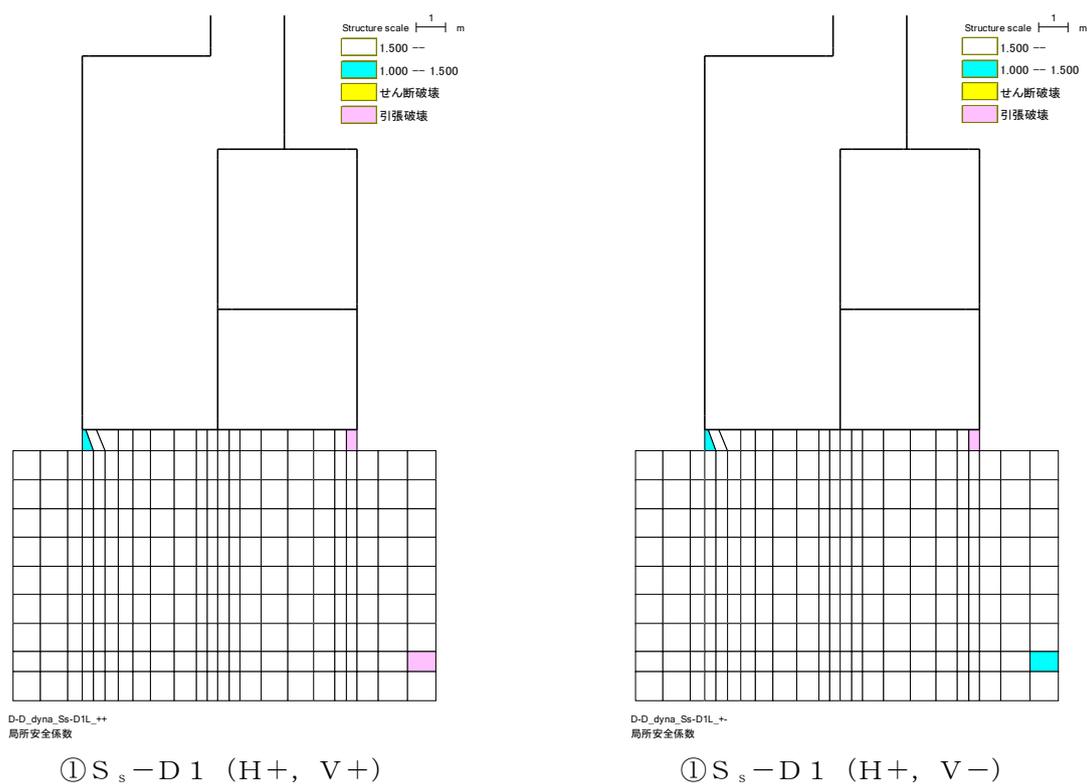
図 11-5 すべり安全率の算定フロー

3.2 局所安全係数の算定

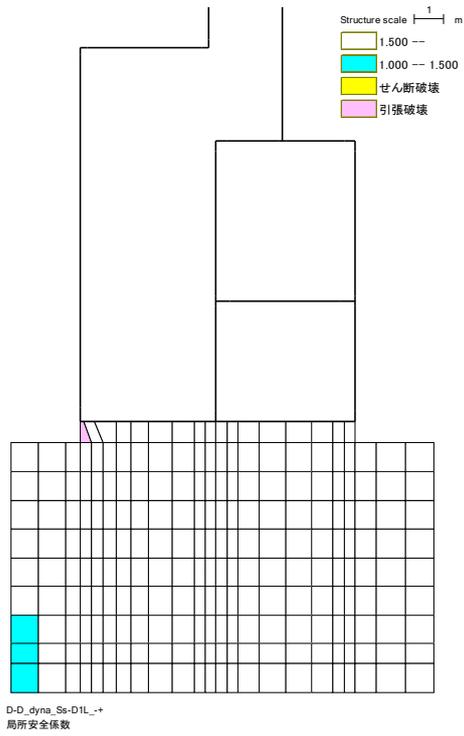
基準地震動 S_s 全 12 波による解析ケース①（基本ケース），及び追加解析ケース②～⑥において，カルバート躯体で最も厳しい照査値となった地震動 $S_s - 3 1$ （H+, V+）における人工岩盤の局所安全係数を算出した。その結果を図 11-6 に示す。また，各ケースの局所安全係数の最小値を表 11-2 に示す。

人工岩盤の局所安全係数によると，一部の要素で局所的に引張強度を超える引張応力が発生する解析ケースが複数存在している。

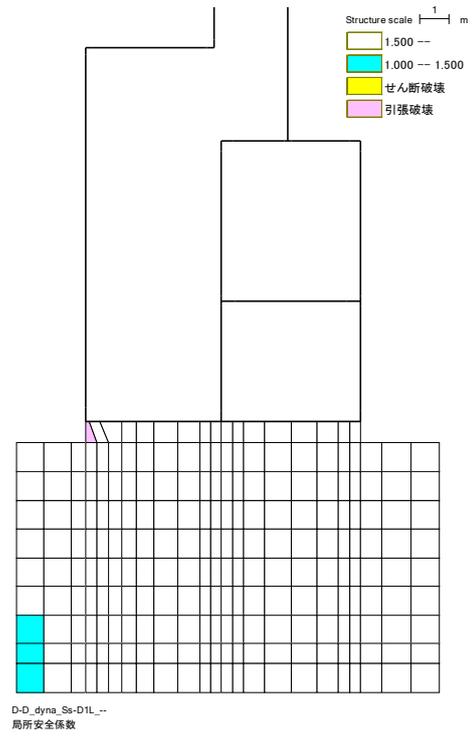
そこで，図 11-6 のすべり安全率の算定フローに基づき，すべり安全率の算定を行う。すべり安全率の算定を行う解析ケースは，要素に引張破壊が発生しており，かつ局所安全係数（せん断力）が最小となる解析ケース① $S_s - 3 1$ （H-, V+）とする。



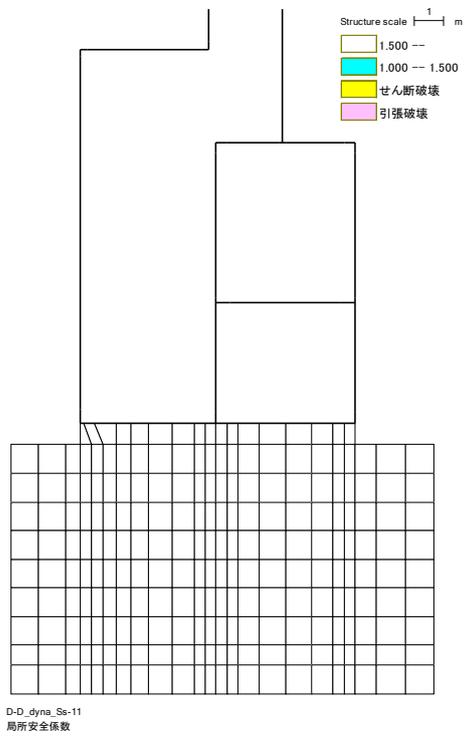
(参考) 11-22



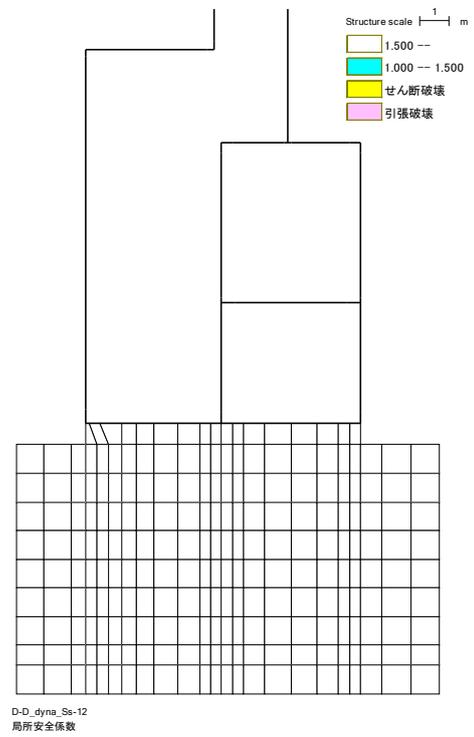
① $S_s - D 1$ (H-, V+)



① $S_s - D 1$ (H-, V-)



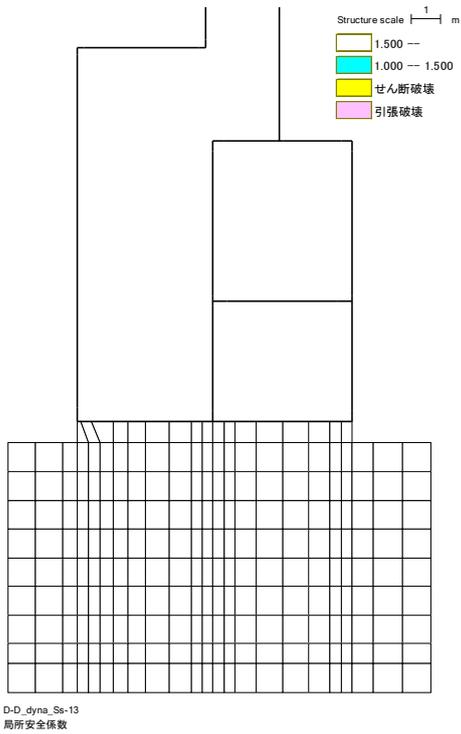
① $S_s - 1 1$



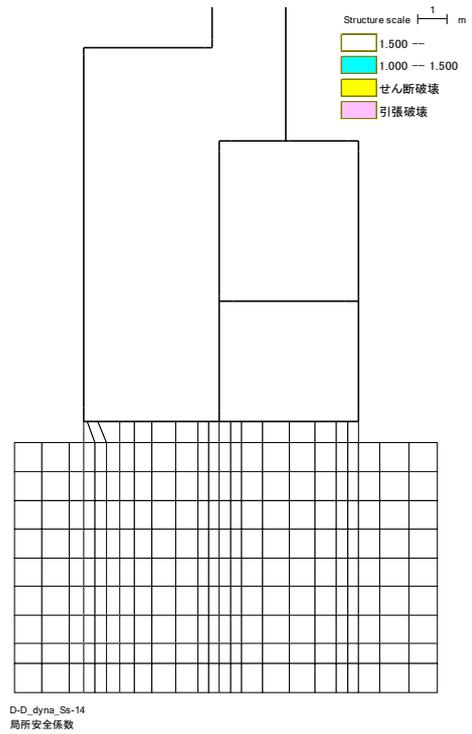
① $S_s - 1 2$

図 11-6 (2) 局所安全係数分布図 (その 2)

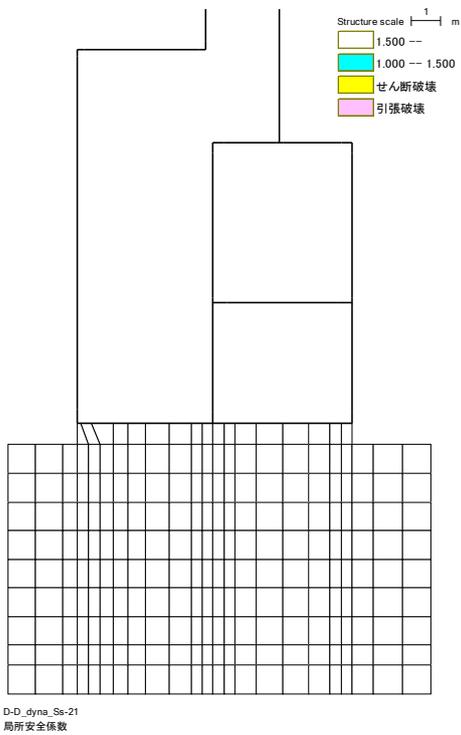
(参考) 11-23



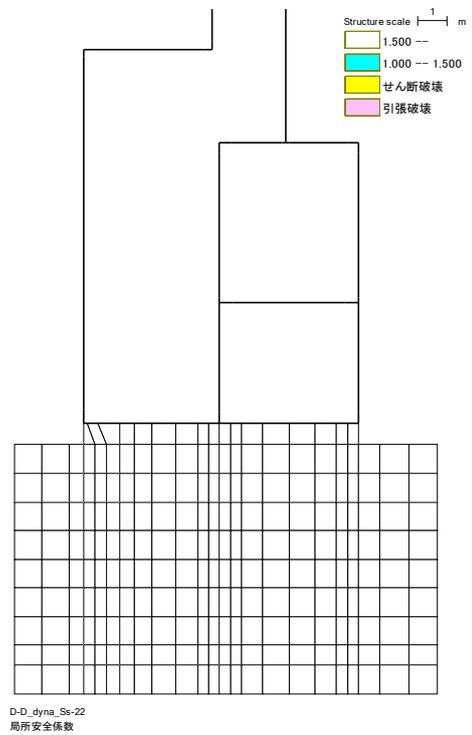
① S_s - 1 3



① S_s - 1 4



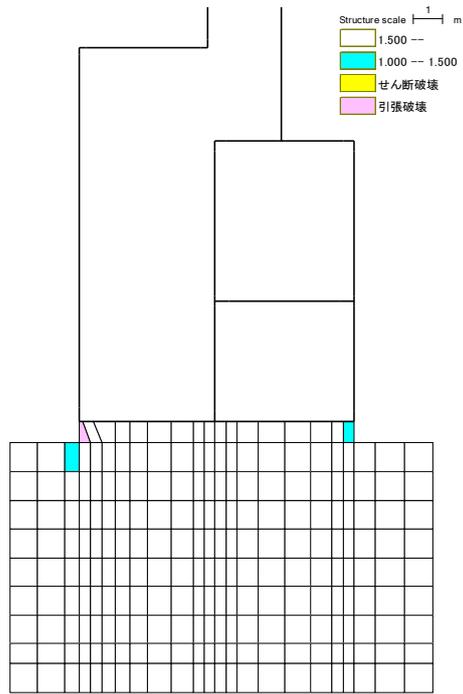
① S_s - 2 1



① S_s - 2 2

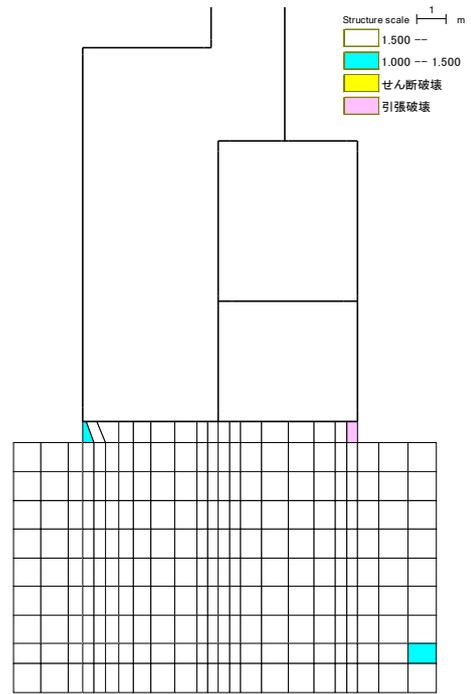
図 11-6 (3) 局所安全係数分布図 (その 3)

(参考) 11-24



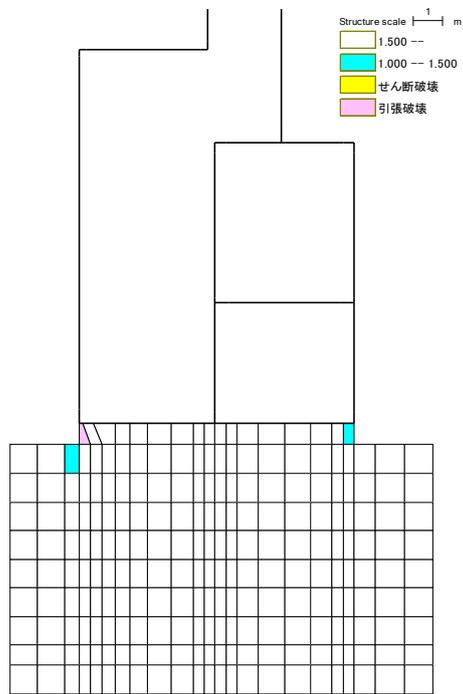
D-D_dyna_Ss-31_++
局所安全係数

① $S_s - 3 1$ (H+, V+)



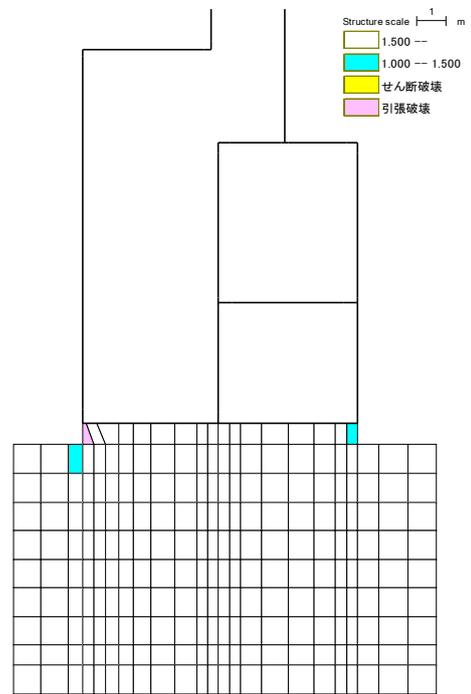
D-D_dyna_Ss-31_-++
局所安全係数

① $S_s - 3 1$ (H-, V+)



D-D_dyna_+1σ_Ss-31_++
局所安全係数

② $S_s - 3 1$ (H+, V+)

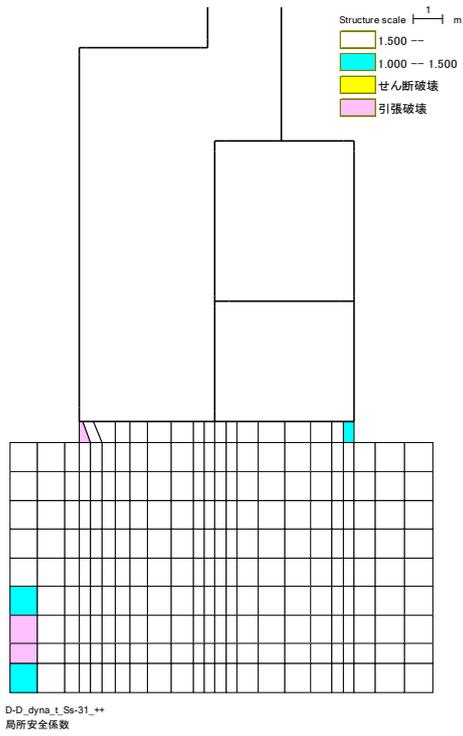


D-D_dyna_-1σ_Ss-31_++
局所安全係数

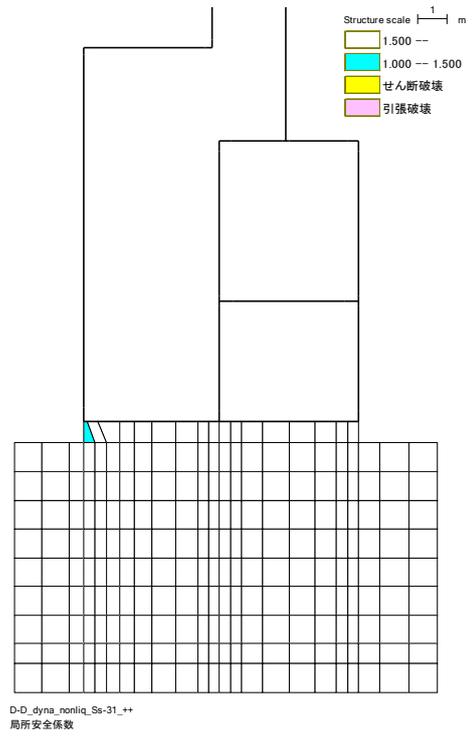
③ $S_s - 3 1$ (H+, V+)

図 11-6 (4) 局所安全係数分布図 (その 4)

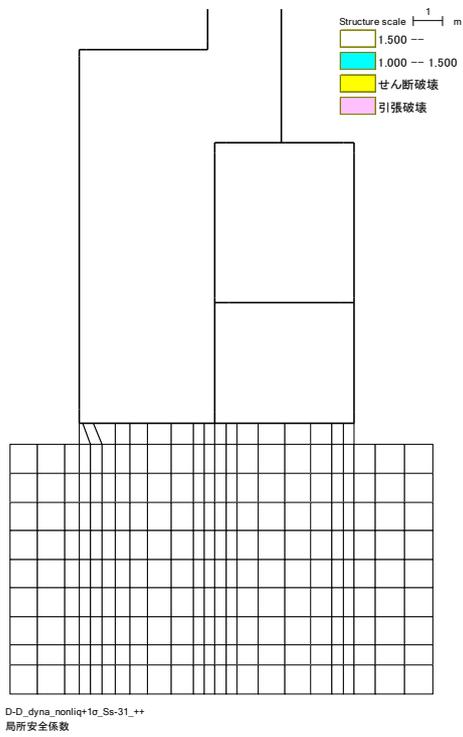
(参考) 11-25



④ $S_s - 31$ (H+, V+)



⑤ $S_s - 31$ (H+, V+)



⑥ $S_s - 31$ (H+, V+)

図 11-6 (5) 局所安全係数分布図 (その 5)

(参考) 11-26

表 11-2 (1) 局所安全係数一覧表 (せん断力)

解析ケース	せん断強度 R (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	局所安全係数 f_s	評価 基準値
① $S_s - D 1$ (H+, V+)	3600	2273	1.58	1.5
① $S_s - D 1$ (H+, V-)	3600	2269	1.59	
① $S_s - D 1$ (H-, V+)	3600	2024	1.78	
① $S_s - D 1$ (H-, V-)	3600	2012	1.79	
① $S_s - 1 1$	3600	638	5.64	
① $S_s - 1 2$	3600	1079	3.34	
① $S_s - 1 3$	3600	1076	3.35	
① $S_s - 1 4$	3600	660	5.45	
① $S_s - 2 1$	3600	1088	3.31	
① $S_s - 2 2$	3600	1511	2.38	
① $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	2439	1.48	
① $S_s - 3 1$ (H-, V+)	3600	2662	1.35	
② $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	2434	1.48	
③ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	2433	1.48	
④ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	2534	1.42	
⑤ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	1859	1.94	
⑥ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	3600	1848	1.95	

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 11-2 (2) 局所安全係数一覧表 (引張力)

解析ケース	引張強度 R (kN/m)	引張力 S (kN/m)	局所安全係数 f_s	評価 基準値
① $S_s - D1$ (H+, V+)	1580	1671	0.95	1.5
① $S_s - D1$ (H+, V-)	1580	1614	0.98	
① $S_s - D1$ (H-, V+)	1580	1882	0.84	
① $S_s - D1$ (H-, V-)	1580	1843	0.86	
① $S_s - 31$ (H+, V+)	1580	2106	0.75	
① $S_s - 31$ (H-, V+)	1580	1608	0.98	
② $S_s - 31$ (H+, V+)	1580	2120	0.75	
③ $S_s - 31$ (H+, V+)	1580	2065	0.76	
④ $S_s - 31$ (H+, V+)	1580	1925	0.82	

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

3.3 すべり安全率の算定

① $S_s - 31$ (H-, V+) において、引張破壊が生じた個所をとる想定すべり線を設定してすべり安全率を算出した。設定した想定すべり線を図 11-7 に示す。すべり線は、すべり線① (破壊箇所と Km 層と D2g-3 層の層境界を結んだ線) を起点として、人工岩盤上面までの区間を 5° 間隔で設定した。

すべり安全率算定結果を表 11-3 に示す。同表によれば、最小すべり安全率はすべり線⑦で生じ、 $F_s=7.96$ であった。評価基準値 1.5 に対して十分安全余裕を有していることを確認した。

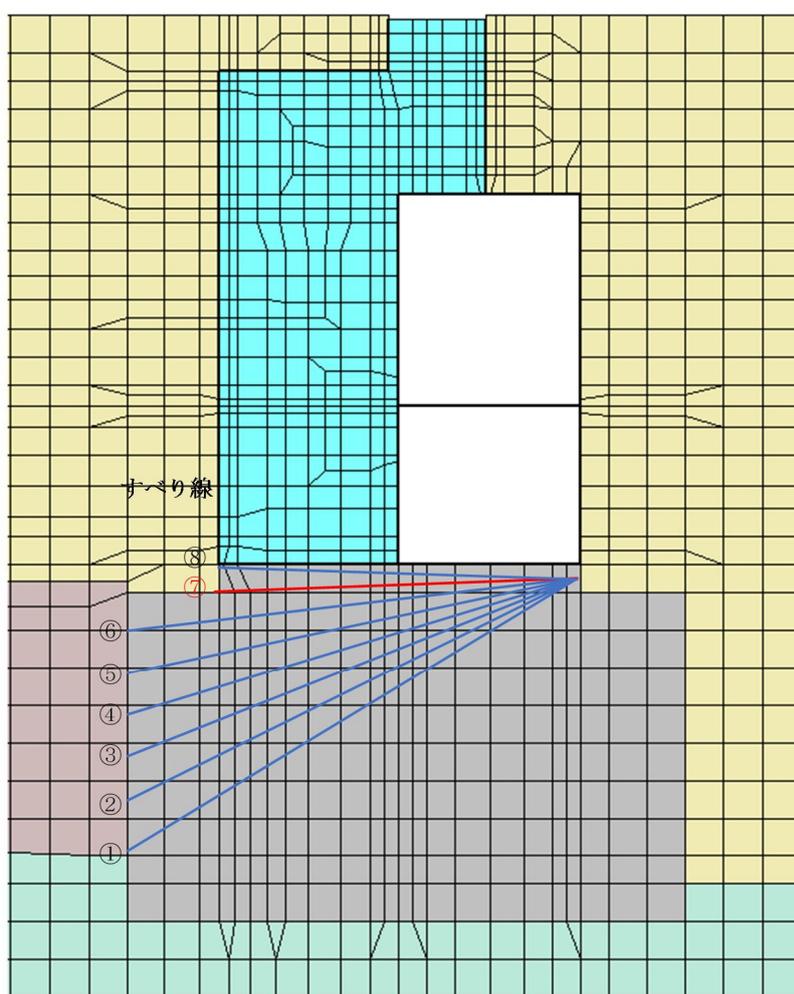


図 11-7 推定すべり線の設定

表 11-3 すべり安全率算定結果

解析ケース	想定 すべり線	時刻 t (sec)	せん断強度 R (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	すべり安全率 f _s	評価 基準値
①S _s -31 (H-, V+)	①	8.71	50332	1507	33.40	1.5
	②	8.76	46427	2247	20.66	
	③	8.76	44643	2717	16.43	
	④	8.77	43309	3118	13.89	
	⑤	8.78	42365	3477	12.18	
	⑥	8.78	41772	3385	12.34	
	⑦	8.79	32872	4129	7.96	
	⑧	8.78	32789	3708	8.84	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

(せん断力照査, L3' 断面)

(RCトンネル覆工)

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.57					
	H+, V-	0.53					
	H-, V+	0.60					
	H-, V-	0.59					
S _s -11		0.44					
S _s -12		0.48					
S _s -13		0.48					
S _s -14		0.45					
S _s -21		0.48					
S _s -22		0.50					
S _s -31	H+, V+	0.64	0.65	0.63	0.47	0.62	0.63
	H-, V+	0.62					

(RC隔壁)

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.31					
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.31					
S _s -11		0.17					
S _s -12		0.21					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.19					
S _s -21		0.20					
S _s -22		0.21					
S _s -31	H+, V+	0.37	0.38	0.35	0.21	0.34	0.35
	H-, V+	0.37					

(RCインバート)

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.28					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.28					
S _s -11		0.23					
S _s -12		0.25					
S _s -13		0.25					
S _s -14		0.24					
S _s -21		0.24					
S _s -22		0.25					
S _s -31	H+, V+	0.28	0.28	0.28	0.24	0.28	0.28
	H-, V+	0.26					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
- ②: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース
- ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
- ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、RCトンネル覆工、S_s-31(H+, V+)で0.64である。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する全ての照査値が0.50以下、せん断力照査に対する最大照査値が0.64であり、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31(H+, V+)である。

L3'断面の構造物は、岩盤内に埋設されている構造物であり、第四紀層の地盤変状による影響は少ない構造物である。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31で照査値が比較的大きくなっている。

検討ケース④(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)では、他の解析ケースより照査値が下がる傾向にある。これは、岩盤上の地盤を強制的に液状化させることを仮定したことにより、岩盤上の地盤のせん断ひずみが他の解析ケースの場合よりも大きくなり、せん断剛性が著しく低下し、かつ履歴減衰が増加したことに伴い、岩盤上の地盤における地震エネルギー吸収能が高まったことで、岩盤上の地盤から岩盤内の構造物に伝達される地震動の影響が低減されたことによるものと考えられる。

L3'断面の構造物の照査値は、検討ケース①~⑥において顕著な増加傾向が見られない。以上を踏まえ、さらなる追加検討ケースは必要ない。