本資料のうち，枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-8 改 48
提出年月日	平成 30 年 9 月 27 日

工事計画に係る補足説明資料

耐震性に関する説明書のうち

補足-340-8

【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

【収録内容】

3. 屋外二重管の耐震安全性評価(屋外二重管本体)

平成 30 年 9 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改 18	H30.6.20	・改 6 のうち，1.4.13 章及び 1.4.15 章を改定 ・改 7 のうち，13 章及び 14 章を改定
改 19	H30.6.25	・改 7 のうち，11 章を改定 ・改 15 のうち，3 章を改定
改 20	H30.6.28	・改 6 のうち，1.5 章を改定 ・改 14 のうち，1.9 章を改定 ・改 19 のうち，11 章を改定
改 21	H30.7.5	・改 9 のうち，4 章及び 5 章を改定
改 22	H30.7.5	・改 12 のうち，2 章を改定 ・改 20 のうち，1.9 章を改定
改 23	H30.7.6	・改 6 のうち，7 章を改定
改 24	H30.7.9	・改 6 のうち，14 章及び 16 章を改定 ・改 11 のうち，10 章を改定 ・改 15 のうち，17 章及び 18 章を改定 ・改 18 のうち，13 章及び 15 章を改定 ・改 19 のうち，3 章を改定 ・改 20 のうち，11 章を改定
改 25	H30.7.9	・改 4 のうち，8 章を改定
改 26	H30.7.26	・改 10 のうち，1.7 章を改定 ・改 11 のうち，1.6 章を改定
改 27	H30.8.1	・改 6 のうち，9 章を改定
改 28	H30.8.2	・改 11 のうち，1.4.10 章を改定 ・改 22 のうち，1.9 章を改定
改 29	H30.8.6	・改 21 のうち，4 章及び 5 章を改定 ・改 23 のうち，7 章を改定
改 30	H30.8.6	・改 24 のうち，16 章を改定
改 31	H30.8.13	・「1.11　屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」新規作成し，追加 ・改 24 のうち，10 章及び 14 章を改定
改 32	H30.8.13	・改 6 のうち，6 章を改定
改 33	H30.8.14	・改 18 のうち，15 章を改定 ・改 24 のうち，13 章を改定
改 34	H30.8.16	・改 24 のうち，18 章を改定 ・改 25 のうち，8 章を改定
改 35	H30.8.17	・改 3 のうち，12 章を改定 ・改 22 のうち，2 章を改定
改 36	H30.8.20	・改 24 のうち，17 章を改定
改 37	H30.8.21	・改 24 のうち，3 章を改定 ・改 30 のうち，16 章を改定

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改 38	H30.8.21	・改 24 のうち，11 章を改定 ・改 27 のうち，9 章を改定
改 39	H30.8.21	・3 章のうち，「屋外二重管本体の耐震安全性評価」を新規作成し，追加
改 40	H30.8.23	・改 4 のうち，1.2 章を改定
改 41	H30.8.23	・改 31 のうち，1.11 章を改定
改 42	H30.8.27	・改 41 のうち，1.11 章を改定
改 43	H30.8.30	・改 1 のうち，1.4.5 章，1.4.7 章を改定 ・改 17 のうち，1.4.3 章を改定 ・改 29 のうち，参考 2，3 を新規作成し，追加 ・改 42 のうち，1.11 章を改定(一部抜粋)
改 44	H30.9.6	・改 28 のうち，1.4.10 章を改定 ・改 35 のうち，2 章を改定
改 45	H30.9.13	・改 1 のうち，1.4.4 章及び 1.4.6 章を改定 ・改 43 のうち，1.4.7 章を改定 ・改 37 のうち，3 章を改定（参考資料を追加） ・改 29 のうち，4 章を改定（参考資料を追加）
改 46	H30.9.20	・改 44 のうち，1.4.10 章及び 2 章を改定
改 47	H30.9.26	・改 32 のうち，6 章を改定
改 48	H30.9.27	・改 39 のうち，3 章(屋外二重管本体)を改定

目　次

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1.　共通事項

1.1　対象設備[改 7 H30.4.23]

1.2　屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容[改 40 H30.8.23]

1.3　安全係数[改 3 H30.4.9]

1.4　屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方

1.4.1　方針[改 3 H30.4.9]

1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方[改 12 H30.5.28]

1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方[改 43 H30.8.30]

1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方[改 45 H30.9.13]

1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 43 H30.8.30]

1.4.6　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 45 H30.9.13]

1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート(カルバート部)の断面選定の考え方[改 45 H30.9.13]

1.4.8　代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 46 H30.9.20]

1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方[改 17 H30.6.18]

1.4.12　緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.13　緊急用海水取水管の断面選定の考え方[改 18 H30.6.20]

1.4.14　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.15　海水引込み管の断面選定の考え方[改 18 H30.6.20]

1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改 3 H30.4.9]

1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.5　地盤物性のばらつきの考慮方法[改 20 H30.6.28]

1.6　許容応力度法における許容限界について[改 26 H30.7.26]

1.7　ジョイント要素のばね設定について[改 26 H30.7.26]

1.8　有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について[改 10 H30.5.14]

1.9　地震応答解析における構造物の減衰定数について[改 28 H30.8.2]

1.10　屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について[改 16 H30.6.15]

1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 42 H30.8.27] [改 43 H30.8.30(2.5 章抜粋)]

2.　取水構造物の耐震安全性評価[改 46 H30.9.20]

3.　屋外二重管の耐震安全性評価［改 45 H30.9.13(屋外二重管基礎)］［改 48 H30.9.27(屋外二重管本体)］

4.　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価[改 45 H30.9.13]

5.　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価[改 29 H30.8.6]

6.　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価[改 47 H30.9.26]

7. 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価[改 29 H30.8.6]
[改 43 H30.8.30(参考 2, 3 追加)]

8.　代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 34 H30.8.16]

9.　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 38 H30.8.21]

10.　常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価[改 31 H30.8.13]

11.　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価[改 38 H30.8.21]

12.　緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 35 H30.8.17]

13.　緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 33 H30.8.14]

14.　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価[改 31 H30.8.13]

15.　海水引込み管の耐震安全性評価[改 33 H30.8.14]

16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 37 H30.8.21]

17.　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価[改 36 H30.8.20]

18.　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 34 H30.8.16]

屋外二重管本体の耐震安全性評価

頁

目次

3. 屋外二重管本体の耐震安全性評価 2
3.6 評価方針 1
3.7 評価条件 2
3.7.1 適用規準 2
3.7.2 耐震安全性評価フロー 8
3.7.3 評価対象断面の方向 9
3.7.4 評価対象断面 11
3.7.5 使用材料及び材料定数 14
3.7.6 評価構造物諸元 14
3.7.7 荷重伝達 14
3.7.8 地震応答解析手法 15
3.7.9 解析モデルの設定 16
3.7.10 減衰特性 16
3.7.11 荷重の組合せ 17
3.7.12 地震応答解析の検討ケース 18
3.8 評価内容 19
3.8.1 許容限界の設定 19
3.8.2 評価方法 19
3.9 評価結果 28
3.9.1 地盤ひずみ 28
3.9.2 入力地盤変位 32
3.9.3 地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値 34
3.9.4 管軸方向の応力解析結果 35
3.9.5 管周方向の応力評価 38
3.9.6 管軸方向の応力評価 47
3.10 まとめ 48
1. 可とう管の耐震性について 1

1.1 概要 1
1.2 評価方針 1
1.3 評価条件 1
1.3.1 評価対象 1
1.3.2 可とう管部の伸縮量及び偏心量 3
1.3.3 可とう管の許容値 3
1.4 評価結果 4
1.4.1 伸縮量 4
1.4.2 偏心量 5
1.4.3 原子炉建屋側端部 6
1.4.4 まとめ 7
2. 杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について 1
2.1 概要 1
2.2 評価方針 1
2.3 評価条件 1
2.4 評価結果 1
2.5 まとめ 6
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 1
3.1 概要及び評価結果 1

屋外二重管本体の耐震安全性評価

3.6　評価方針

残留熱除去海水系（以下，「RHRS」という。）配管及びディーゼル発電機海水系（以下，「DGSW」という。）配管を海水ポンプ室から原子炉建屋まで配置するための支持構造物である，屋外海水配管二重管（以下，「屋外二重管本体」という。）について，基準地震動Ｓｓによる耐震安全性評価を実施する。

屋外二重管本体の耐震安全性評価では，基準地震動Ｓｓを用いた地震応答解析を行い，地震応答解析により得られる地盤変位や応答加速度を用いた応力解析を実施し，屋外二重管本体に生じる応力が許容限界を下回ることを確認することで，地震時 RHRS 配管及び DGSW 配管に対する支持機能を維持できることを確認する。

3.7　評価条件

3.7.1　適用規準

表 3.7-1 に一般的な埋設鋼製管路の耐震設計に関する規格，基準類における耐震評価の概要を示す。

管径が比較的小さい一般的な埋設鋼製管路は，断面の外周長と比較して，管軸方向長が長いことから，周辺の地盤の変位に伴う管軸方向の発生応力または発生ひずみを中心に耐震評価を行う設計となっている。

また，管周方向（管軸方向に対して直交方向）についても考慮する基準においては，地震時における管路上の土被り等による鉛直荷重による管周方向の発生応力を管軸方向の発生応力と組合せた合成応力で評価する設計となっている。

当該サイトにおける屋外二重管本体は，管径が 2.0 m と一般的な埋設管路と同等であり，液状化対策として屋外二重管本体周辺の地盤改良も実施されるが，可とう管の設置スパンが比較的長く，管軸方向に長大な構造であることを考慮し，管軸方向の発生応力について考慮する。

基本的な耐震評価の流れについては，管軸方向と管周方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系の規格，基準類のうち，既往の工事計画認可申請において実績のある「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，2007)」を参考とする。

また，管周方向については，上記基準における鉛直方向の地震力及び土圧に加え，水平方向の地震力についても保守的に考慮することとする。

許容限界については，表 3.7-1 において，塑性領域の許容限界として管体ひずみを採用している規格，基準類もあることから，鋼製管路は，優れた変形特性を有する材料であり，弾性領域を超えて塑性域に達しても，地盤の変形への追従性を失うことなく，支持機能を確保できるものと判断される。

しかし，屋外二重管本体の耐震評価では，耐震Ｓクラス設備としての間接支持構造物の重要性を鑑み，鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし，「鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 年度 9 月制定)」を参考とする。

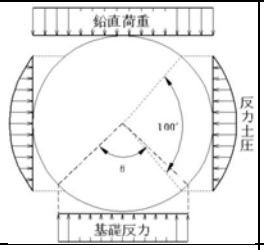
表 3.7-2 に適用する主な基準を示す。

表 3.7-1（1）　埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要（1）

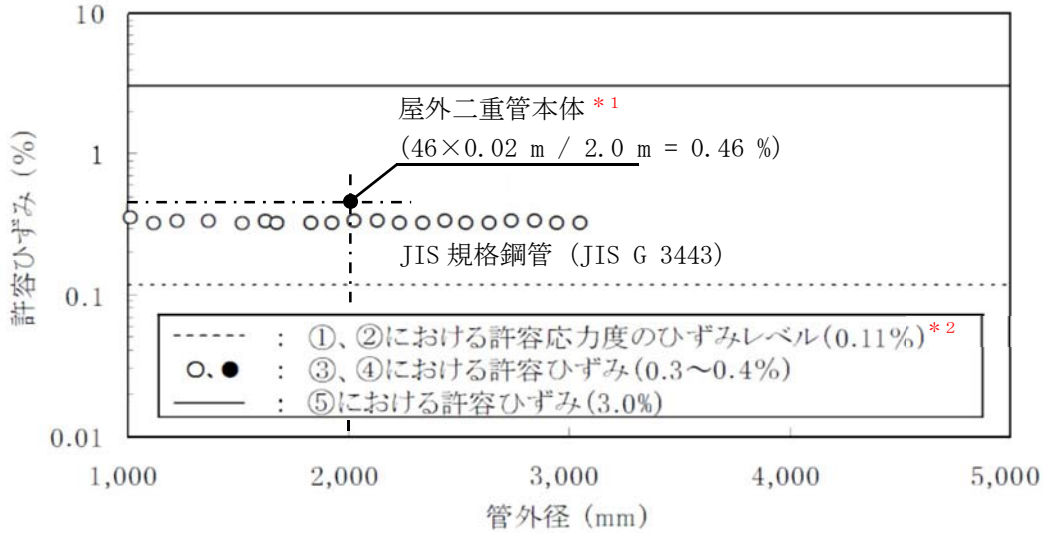
規格，基準[*1]	対象設備 （一般的な管径[*2]）	要求性能[*3]	許容限界[*4]	備　考
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	送油導管 （～650 mm）	導管等の構造は，輸送される石油の重量，導管等の内圧，導管等およびその附属設備の自重，土圧，水圧，列車荷重，自動車荷重，浮力等の主荷重ならびに風荷重，雪荷重，温度変化の影響，振動の影響，地震の影響，投錨による衝撃の影響，波浪および潮流の影響，設置時における荷重の影響，他工事による影響等の従荷重によって生ずる応力に対して安全なものでなければならない。[*5]	規格最小降伏点応力度の 90％[*5]	わが国で初めて埋設管路に対する応答変位法の考え方を設計法として総合的に体系化した「石油パイプライン技術基準案」と同様の設計手法。管路のひずみを算定するための波動の重畳方法等は，その後の地中構造物の耐震設計指針等で踏襲されている。
②港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）	送油導管 （特に無し）	作用による損傷等が軽微な修復により施設の機能の回復に影響を及ぼさない。（修復性）	導管の降伏応力度を構造解析係数で除したもの	基本的に①の考え方を踏襲している。
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）	水輸送用埋設鋼管路 （特に無し）	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じても，その機能保持が可能であること。	管体歪み 46 t/D 以下 （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029－2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	水輸送用埋設鋼管路 （～3,000 mm）	変形は生じても，通水機能を保持すること。	許容ひずみ値 46 t/D （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
⑤高圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指－206－13 （日本ガス協会，2013）	ゲージ圧力 1MPa 以上の圧力ガスを輸送する埋設鋼管路 （～650 mm）	導管に変形は生じるが，漏洩は生じないこと。	許容ひずみは 3％とする。	当該指針における地盤変位は，管軸方向に伝播する進行波（レイリー波）を仮定しており，管軸方向の検討に限定している。したがって，①で考慮している波動伝播の重畳は考慮していない。

注記　*1：記載の規格，基準のうち，下線で示すものは，工事計画認可申請において実績があるもの。
*2：各規格，基準に於いて材料の規格として取り扱われている JIS 規格等の最大径を掲載したもので，適用範囲を限定するものではない。
*3：要求性能は，施設の耐震レベル及び地震軸レベルが高いもの（レベル 2 地震動等）について記載。
*4：許容限界については，鋼材の許容応力度（降伏応力度）とするものと許容ひずみとするものがあるが，図 3.7-1 に示すとおり鋼材の許容応力度のひずみレベル（降伏ひずみ）は，鋼材の許容ひずみよりも小さい。したがって，許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお，⑤の規格・基準の許容ひずみは，3％と，そのほかの規格・基準の許容ひずみよりもかなり大きい（約 30 倍）。
*5：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令（昭和 47 年 12 月 25 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省令第二号）を参照。

表 3.7-1（2）　埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要（2）

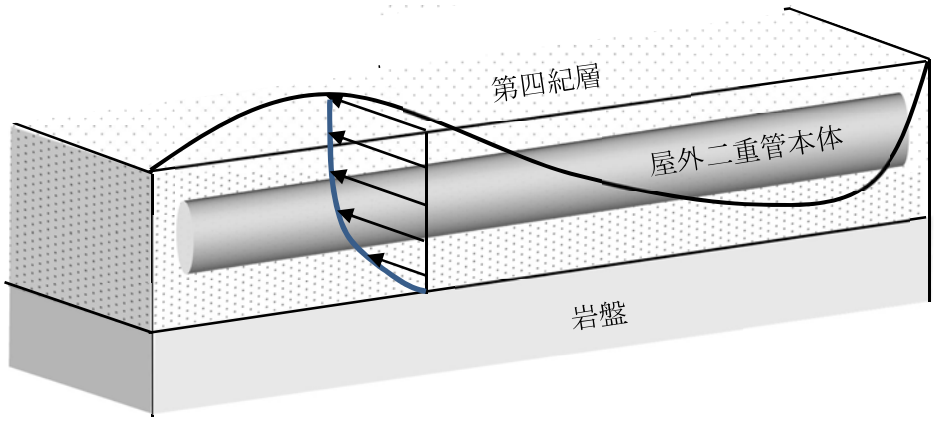
規格，基準[*1]	耐震評価の概要			
	①管軸方向[*2*3]	②管周方向[*3]		①と②の組合せ
	軸方向応力σ_lまたは 軸方向ひずみε_l	鉛直方向地震力	水平方向地震力	
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 （昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力σ_Lと曲げ応力σ_Bを合成する。 $\sigma_l = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	・管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル（IOWA 公式）により求める。 	考慮しない	・①管軸方向と②管周方向応力を組み合わせる。 $\sigma = \sqrt{\sigma_l^2 + \sigma_c^2 + \sigma_l \times \sigma_c + 3 \times \tau_s^2}$ ここで， σ_c：管周方向応力 τ_s：管直方向のせん断応力
②港湾の施設の技術上の基準・同解説 （日本港湾協会，平成 19 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力σ_Lと曲げ応力σ_Bを合成する。	同上	同上	同上
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 （日本水道協会，1997）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力ε_Lと曲げひずみε_Bを合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ ただし，$\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない	考慮しない	考慮しない
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸ひずみε_Lと曲げひずみε_Bを合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$	考慮しない	考慮しない	考慮しない

注記　*1：表 3.7-1（1）で示した規格，基準類のうち，鋼管の許容ひずみが 3%とかなり大きい⑤については，除外した。
*2：各規格・基準類では，応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメーター（水平震度，応答速度等）が地震動レベル毎に定められていることから，地震応答解析や構造計算を伴わずに，応力（ひずみ）を算出可能。但し，屋外二重管本体の耐震評価では，①基準地震動Ｓｓを対象とすること②取屋外二重管本体が屈曲していることを考慮して，地震応答解析及び数値計算（構造計算）を基にσ_L及びσ_Bを算出。
*3：管軸方向及び管周方向の評価のイメージについては，図 3.7-2 及び図 3.7-3 を参考。



注記　＊１：③，④の規格・基準に基づき屋外二重管本体の構造寸法から算定した許容ひずみ量
＊２：①，②における許容応力度のひずみレベルは，許容応力度 / ヤング係数で求めた。

図 3.7-1　各規格，基準類における許容ひずみの比較（参考）

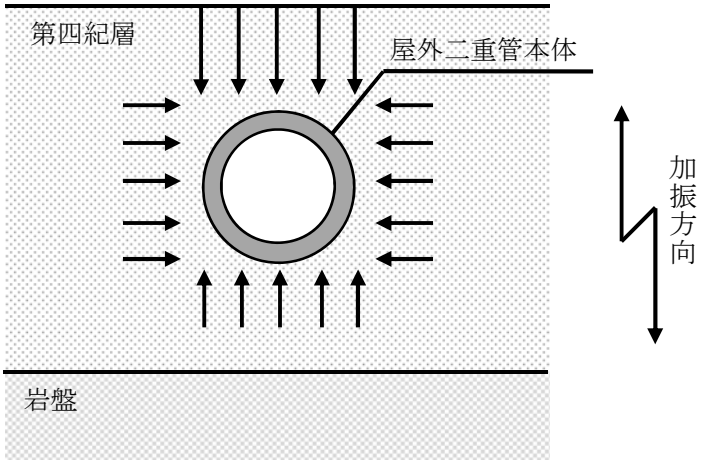


管軸方向については，水平方向に見かけ上伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による，周辺地盤の変位を考慮する。

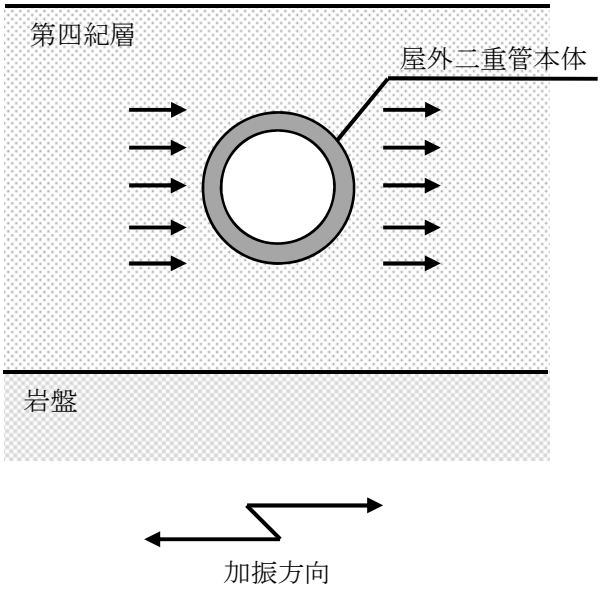
埋設された鋼製管路は，地震時に周辺地盤の変形に追従することが，多くの屋外，室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって，埋設された鋼製管路の耐震計算においては，上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として，応答変位法が一般的に用いられる。

図 3.7-2　管軸方向の耐震評価イメージ

（鉛直方向地震力）



（水平方向地震力）



管周方向については埋設された鋼製管路上の土被り及び上載荷重により鋼製管路に作用する土圧を考慮する。

図 3.7-3　管周方向の耐震評価のイメージ

表 3.7-2　適用する主な基準

項　目	参考とする主な基準	備　考
使用材料及び 材料定数	・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 年 9 月制定）	－
荷重及び荷重の組合せ	・JEAG4601-1987 （(社) 日本電気協会）	－
許容限界	・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 年 9 月制定）	・鋼材の短期許容応力度とする
評価手法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，2007）	・管軸方向と管周方向の発生応力を組み合わせた耐震評価
地震応答解析	・JEAG4601-1987 （(社) 日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3.7.2　耐震安全性評価フロー

図 3.7-4 に屋外二重管本体の地震応答計算及び耐震性能評価の評価フローを示す。

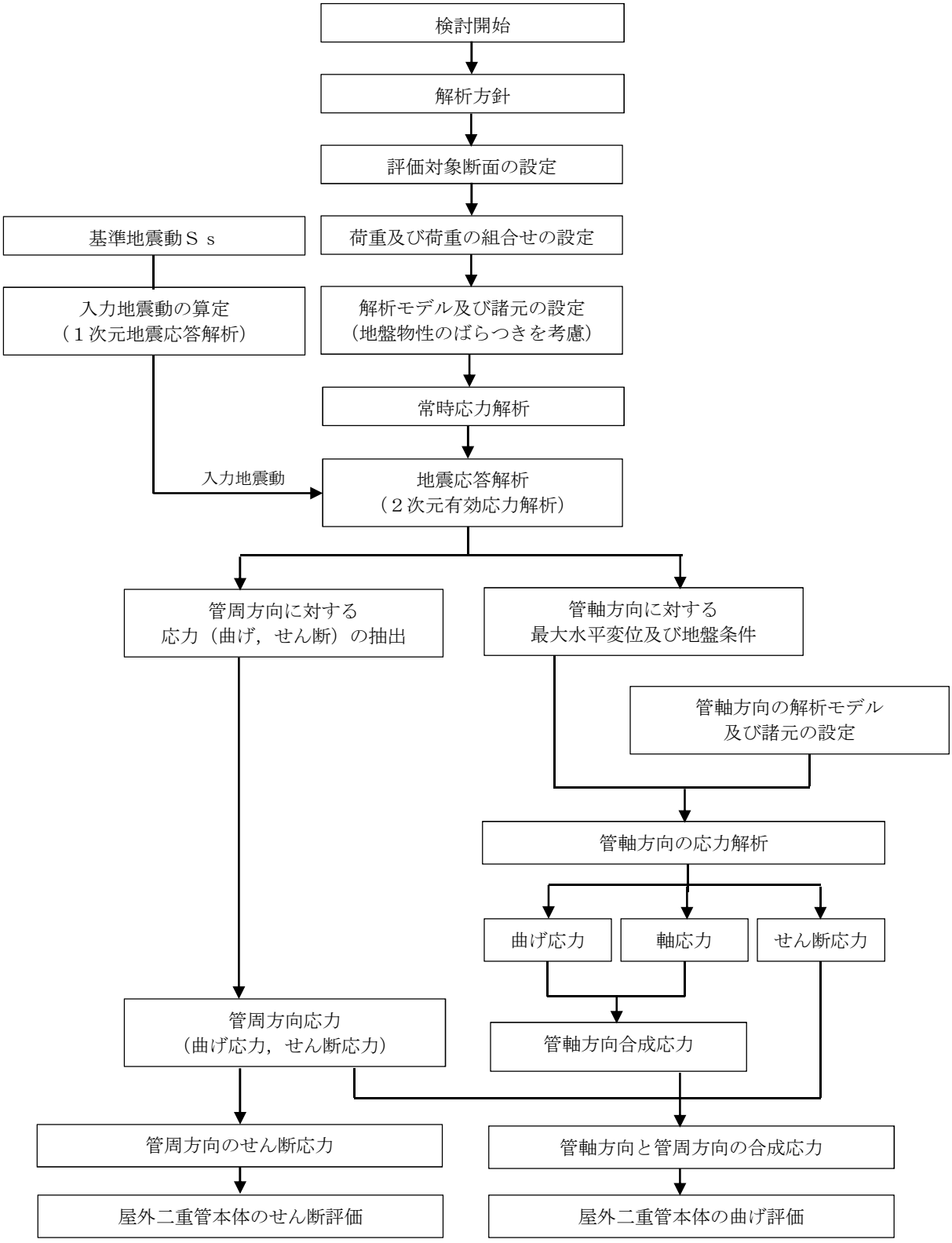


図 3.7-4　屋外二重管本体の地震応答計算及び耐震性能評価の評価フロー

3.7.3　評価対象断面の方向

屋外二重管本体の位置図を図 3.7-5 に示す。屋外二重管本体は内径 2.0 mφ，1.8 mφ の 2 本の鋼製管であり，海水ポンプ室から原子炉建屋までを接続する延長約 215 m に渡り管中心距離約 3.5 m で平行に地中に直接埋設されている。それぞれの管の板厚は全体的には 20 mm あるが，東側道路下部及びベーラー室アクセス用道路下部の屋外二重管本体部分は上部の積載荷重を考慮し，板厚を 40 mm 及び 25 mm としている。屋外二重管本体は口径の異なる 2 本が配置されているが，ルートが同様であること，同一地盤変位の作用に対しては大口径管の方が応力的に厳しくなることより，評価は内径 2.0 mφ に着目して実施する。

屋外二重管本体は，排気筒付近に位置する可とう管から海水ポンプ室までの杭基礎構造部の区間と原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの地盤改良体基礎構造部の区間に大別される。杭基礎構造部の区間は，水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を結合したラーメン構造を介して，地盤改良体基礎構造部の区間は屋外二重管本体直下に造成した地盤改良体を介して，岩盤に支持される構造となっている。

屋外二重管本体の可とう管の設置スパンが比較的長く，管軸方向に長大な構造であること及び埋設される地盤の構造的不連続性を考慮し，管軸方向の発生応力について考慮する。また，管軸方向の発生応力が耐震設計上有意であるが，保守性を考慮して管周方向の耐震評価を行うとともに,管軸方向の耐震評価においては管周方向に発生する応力と管軸方向に発生する応力を組み合わせた評価を行う。

屋外二重管本体が埋設される周辺地盤は鋼管杭の敷設及び地盤改良による液状化対策を実施するとともに，液状化の発生を想定して評価した結果の地盤変位を吸収するために，可とう管を設置する。なお，可とう管の耐震評価については,「参考 1　可とう管の耐震性について」に示す。

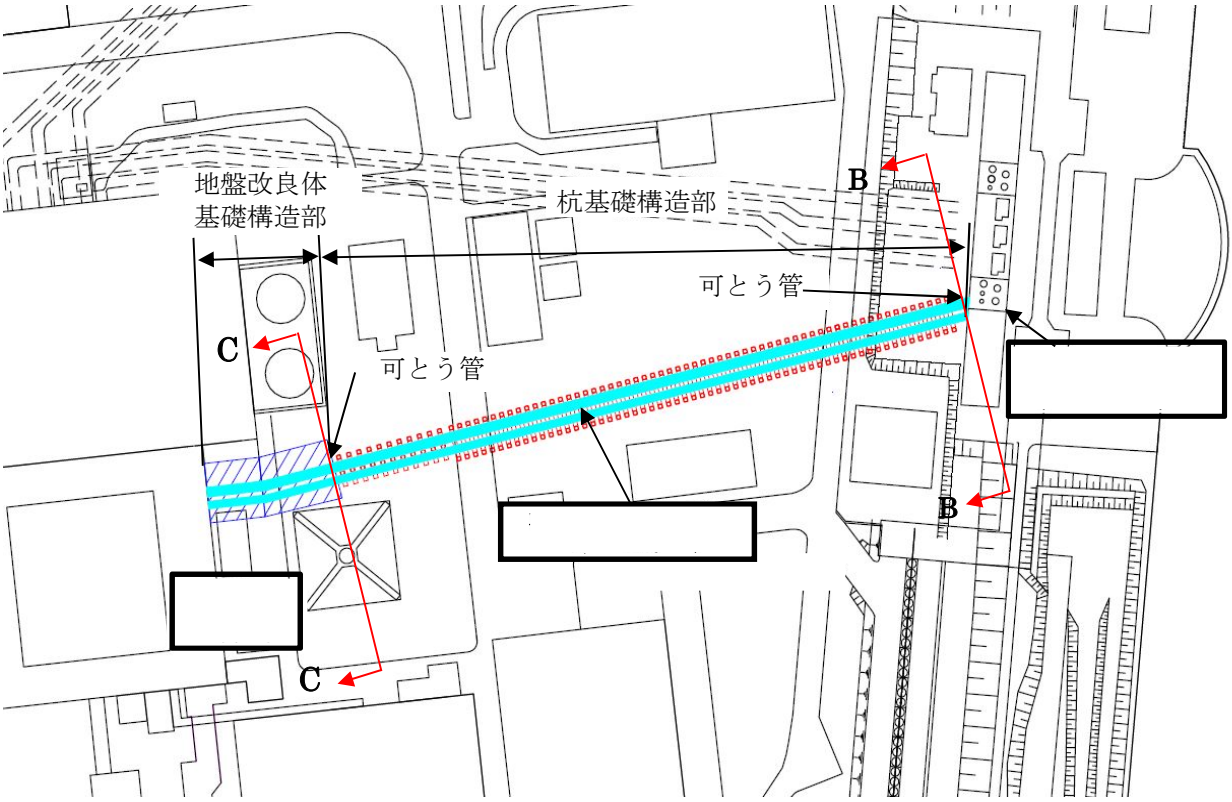
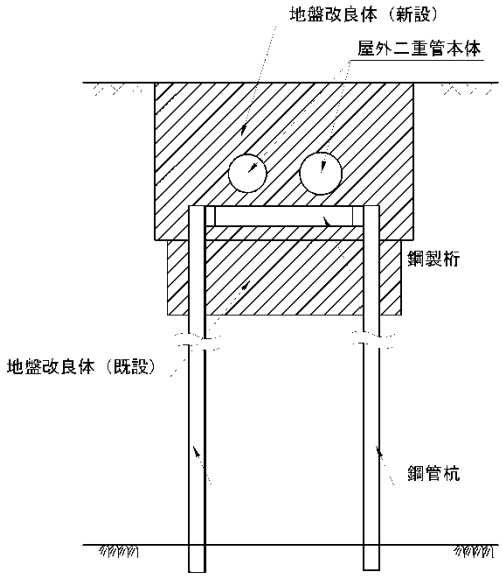


図 3.7-5　屋外二重管本体の位置図

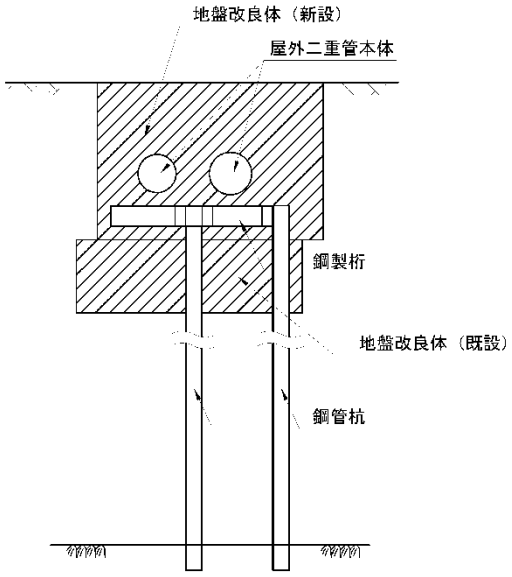
3.7.4　評価対象断面

屋外二重管本体を支持する基礎構造部断面を図 3.7-6 に，基礎構造部縦断面図を図 3.7-7 に，評価対象断面図を図 3.7-8 に示す。

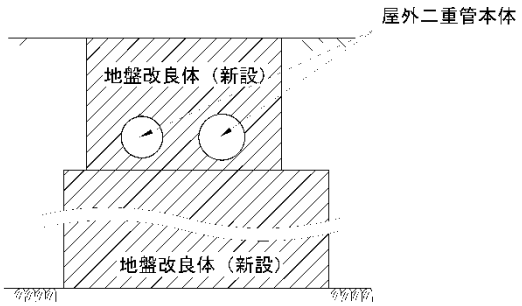
屋外二重管本体の耐震性評価に用いる評価対象断面は，「1.4.3　屋外二重管の断面選定の考え方」で記載したとおり，基礎構造部の構造的特徴や周辺の状況も考慮して，杭基礎構造部は図 3.7-8 に示すＢ－Ｂ断面及びＣ－Ｃ断面を，地盤改良体基礎構造部はＣ－Ｃ断面を代表として基準地震動Ｓｓに対する耐震評価を実施する。



Ｂ－Ｂ断面（杭基礎構造部）



Ｃ－Ｃ断面（杭基礎構造部）



Ｃ－Ｃ断面（地盤改良体基礎構造部）

図 3.7-6　屋外二重管本体の基礎構造部断面図

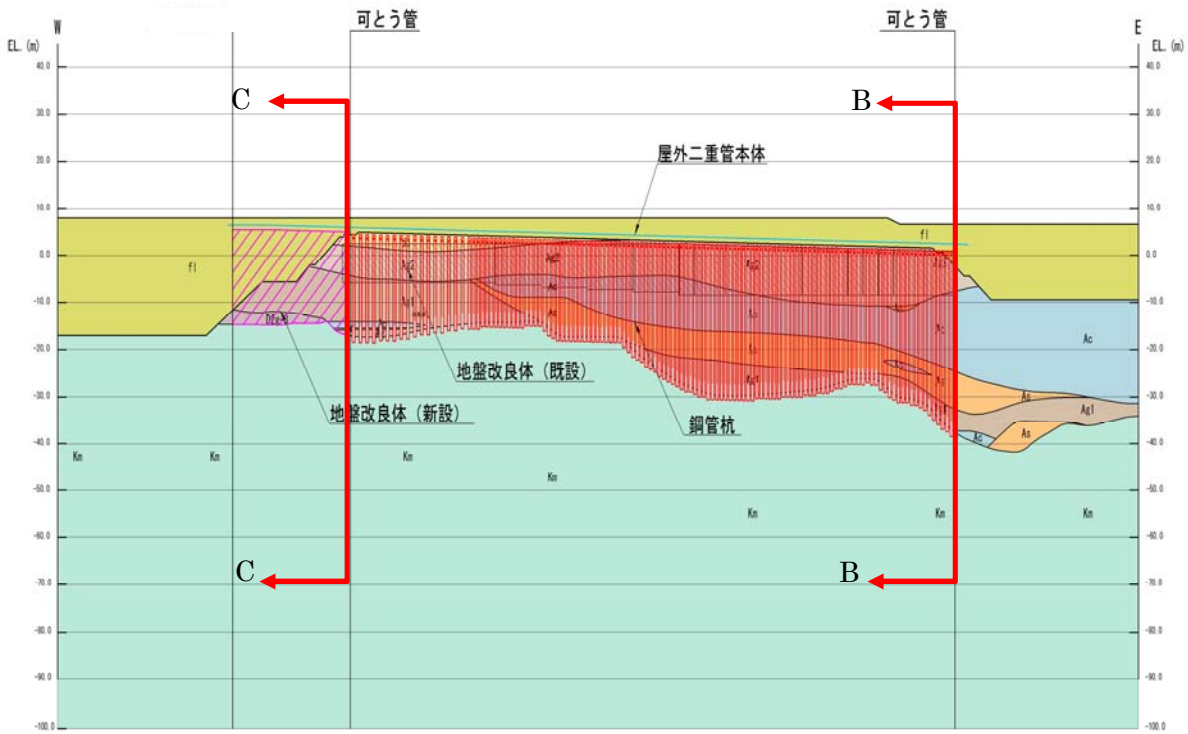


図 3.7-7　屋外二重管本体の基礎構造部縦断面図

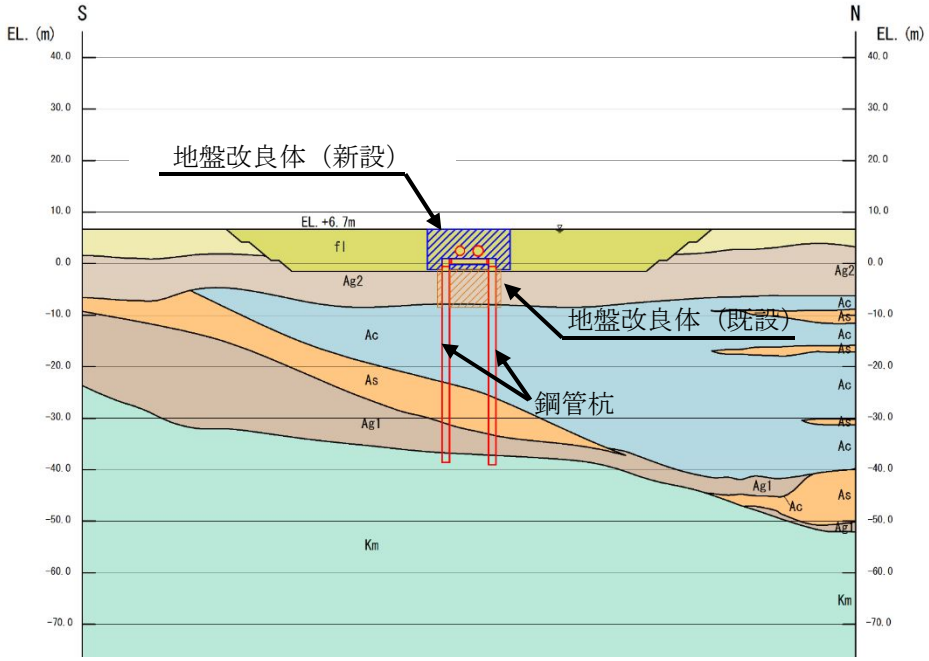


図 3.7-8（1）　屋外二重管本体の評価対象断面図
（B－B 断面・杭基礎構造部）

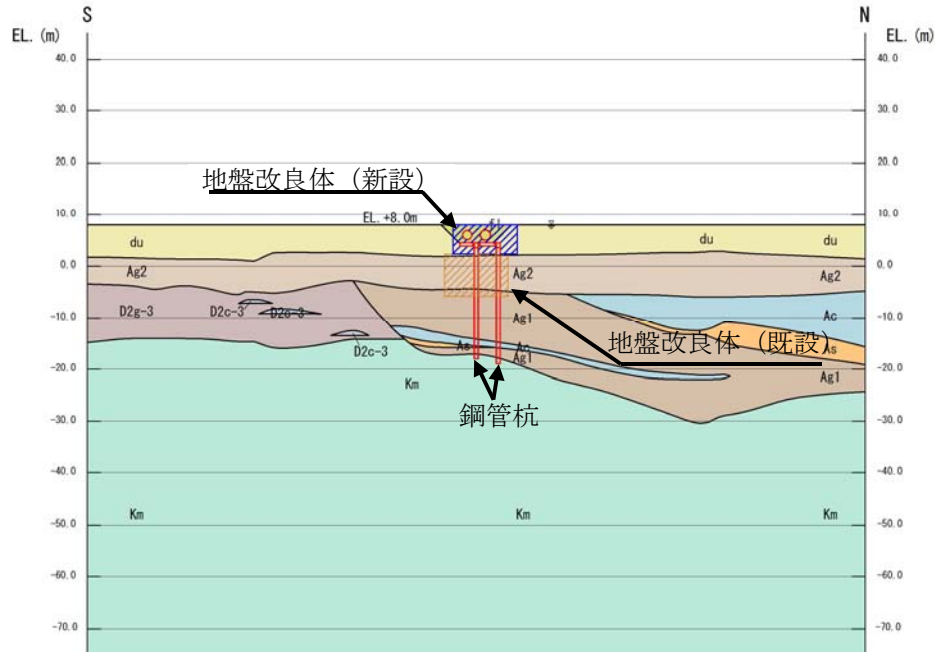


図 3.7-8（2）　屋外二重管本体の評価対象断面図

（C－C 断面・杭基礎構造部）

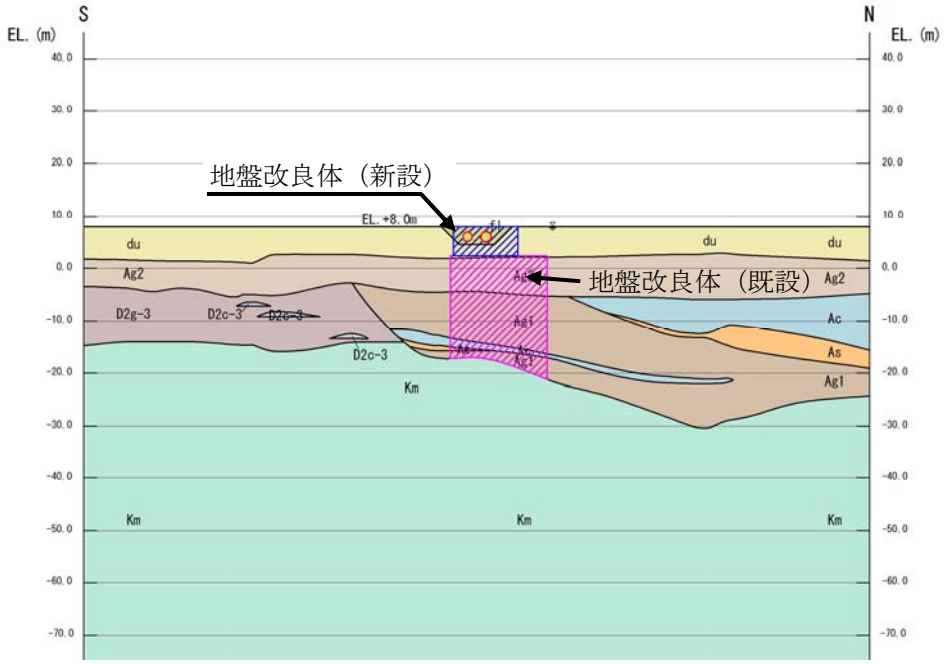


図 3.7-8（3）　屋外二重管本体の評価対象断面図

（C－C 断面・地盤改良体基礎構造部）

3.7.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 年 9 月制定）に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.7-3 に，材料物性値を表 3.7-4 に示す。

なお，地盤及び地盤改良体の諸元は，3.2.5「使用材料及び材料定数」と同様にⅤ－2－1－3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3.7-3　使用材料

使用箇所	材料	諸元
屋外二重管本体	鋼管	SM400 相当（SM41B）

表 3.7-4　材料の物性値*

材　料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼管	77.0	2.05×10^5	0.3

注記　＊：鋼構造設計規準

3.7.6　評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う屋外二重管本体の諸元を表 3.7-5 示す。

表 3.7-5　評価構造物の諸元

部位	仕様		機能要求
	内径	厚さ	
屋外二重管本体	φ2,000 mm	20 mm	RHRS 及 DGSW 配管の支持機能

3.7.7　荷重伝達

屋外二重管本体に対して作用する荷重は 3.2.7「荷重伝達」と同様に考慮する。

3.7.8　地震応答解析手法

屋外二重管本体の地震応答解析のうち，周辺地盤については3.2.9「地震応答解析手法」と同様に行う。図 3.7-9 に屋外二重管本体に対する地震応答解析フローを示す。管軸方向の応力解析については，解析コード「MSC Nastran Version 2013」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，Ⅴ-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要（MSC Nastran)」に示す。

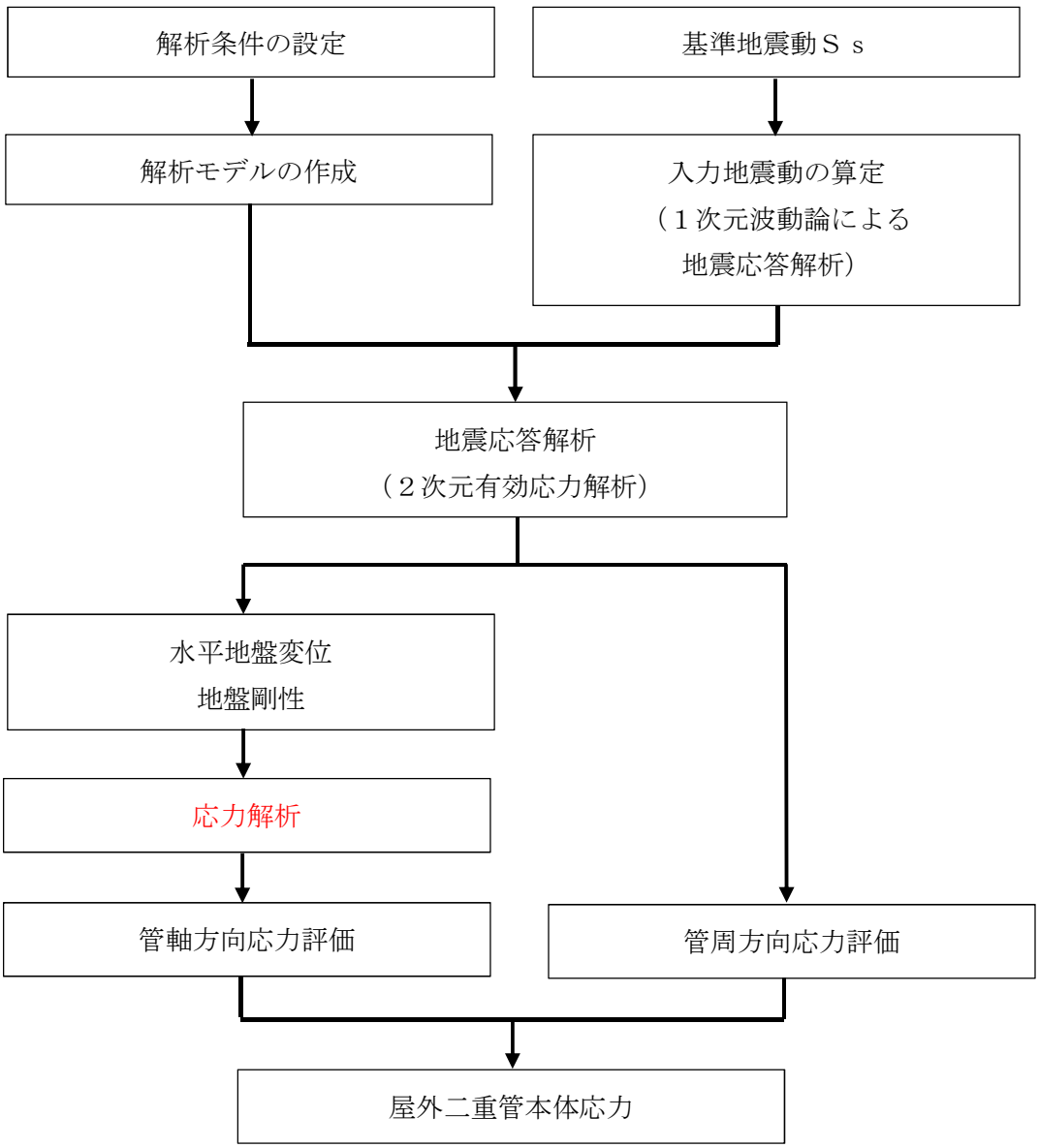


図 3.7-9　屋外二重管本体に対する地震応答解析フロー

3.7.9　解析モデルの設定

(1)　地震応答解析モデルの設定

屋外二重管本体の地震応答解析に用いる解析モデルは，3.2.10「解析モデルの設定」と同様にモデル化する。

(2)　屋外二重管本体管軸方向解析モデルの設定

屋外二重管本体管軸方向に作用する荷重の解析モデルは，図 3.7-10 に示すとおり，屋外二重管本体及び可とう管を線形はり要素，屋外二重管本体の周辺地盤をばね要素でモデル化する。地盤ばね要素は，管軸方向，軸直方向のばね要素ともに 1 m ピッチで与える。また，屋外二重管本体の両端の境界条件は，躯体との取り合い構造を考慮して，原子炉建屋側は自由端，海水ポンプ室側は固定端としてモデル化する。

屋外二重管本体のモデル化において線形はり要素としてモデル化している可とう管部分は，計算機インプットに入力する剛性を小さい値（10MPa）とすることで可とう管による伸縮及び偏心を模擬する。なお，可とう管自体の耐震評価については，「参考 1　可とう管の耐震性について」に示す。

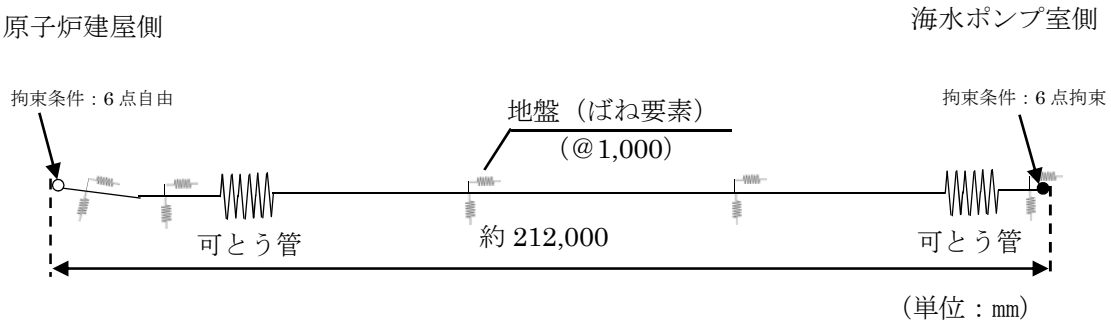


図 3.7-10　屋外二重管本体の解析モデル図

(3)　屋外二重管本体管周方向解析モデルの設定

屋外二重管本体管周方向に作用する荷重の解析モデルは，3.2.10「解析モデルの設定」に示すとおり，管体を線形はり要素でモデル化する。

3.7.10　減衰特性

屋外二重管本体を支持する地盤（杭基礎構造部及び地盤改良体基礎構造部）の地震応答解析において考慮する減衰特性は 3.2.11「減衰特性」と同様に行う。

3.7.11　荷重の組合せ

屋外二重管本体の管周方向の応力解析にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震荷重は，地震応答解析から得られる地震時土圧及び躯体に作用する慣性力を考慮する。

変動荷重のうち，積雪荷重，風荷重，温度荷重等については，屋外二重管本体が地中構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，屋外二重管本体は，地中に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時，設計基準事故時及び重大事故等時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地中内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 3.7-6 に示す。

表 3.7-6　荷重の組合せ

種別		荷重	考慮箇所		算定方法
			管軸	管周	
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単位体積重量を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	－	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定する。
		永久上載荷重	－	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		－	○	・常時応力解析により算定する。
	外水圧		－	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・水の単位体積重量を考慮する。
	内水圧		－	―	・内水がないことから，考慮しない。
変動荷重			－	－	・地中構造物であるため，積雪荷重，風荷重及び温度荷重等は考慮しない。
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	○	・基準地震動Ｓｓによる水平・鉛直同時加振をする。 ・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。 ・管軸方向は，応答変位法による応力解析にて地盤変位を考慮する。
		鉛直地震動	－	○	
		動水圧	－	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

3.7.12　地震応答解析の検討ケース

屋外二重管本体の耐震設計における屋外二重管本体基礎構造部の検討ケースを表3.7-7に示す。屋外二重管本体に作用する地震荷重は，地盤変位と地盤剛性に支配される。このため，すべての基準地震動Ｓｓに対して実施する検討ケース①（基本ケース）から地盤ひずみが最大となる基準地震動Ｓｓを選定し，地盤変位が保守的となる条件として，敷地には存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性の検討ケース④（地盤を強制的に液状化させることを仮定）を考慮した地盤条件を用いて屋外二重管本体の耐震評価を行う。

表 3.7-7　屋外二重管本体の耐震設計における検討ケース

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

3.8　評価内容

3.8.1　許容限界の設定

屋外二重管本体の曲げ及びせん断に対する許容限界は，鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会,2005 年度 9 月制定）に基づき，表 3.8-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍割増しを考慮する。

表 3.8-1　鋼製管の短期許容応力度

項　目	短期許容応力度 (N/mm^2)
許容引張応力度 許容曲げ応力度	235
許容せん断応力度	135

3.8.2　評価方法

屋外二重管本体の発生応力は，3.4.1「地震応答解析結果」から得られる屋外二重管本体の管周方向に作用する荷重と水平地盤変位を考慮して，管軸方向と管周方向それぞれの応力評価を行う。屋外二重管本体の応力評価フローを図 3.8-1 に示す。

管軸方向の応力評価は，管路に入射する地震動によって生じる周辺地盤の変位を考慮した応答変位法による構造解析結果と管周方向に発生する応力を合成して評価する。

(1)　管軸方向の応力評価

屋外二重管本体の管軸方向の応力評価フローを図 3.8-2 に，管軸方向の応力解析に用いる応答変位法の概念を図 3.8-3 に示す。管軸方向の応力解析においては，図 3.8-3 に示すとおり，地盤に生じる水平変位と地震動の波長の関係，つまり，地盤ひずみに支配される。地盤ひずみ $\varepsilon_G(x)$ は，地盤に生じる変位と波長より，次式で与えられる。

$$\varepsilon_G(x) = \frac{dU(x)}{dx} = 2\pi\frac{U_o}{L}\cdot\cos\left(\frac{2\pi}{L}x+\varphi\right)$$

ここで,

U_o　：管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位（m）
（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

φ　：地震動の位相　（°）

以上より，最大地盤ひずみは，次式で表される。

$$\varepsilon_{Gmax} = 2\pi \frac{U_o}{L}$$

応答変位法による変位は，２次元有効応力解析より得られる地盤変位と当該時刻における地盤物性より算定したばね要素（以下，「地盤ばね」という。）を介して入力する。地盤ばねは道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年 11 月)」に準拠し，地盤反力係数の上限値を考慮したバイリニア型として，以下のように設定する。

$$K = K_0 \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

K　：屋外二重管本体に作用する地盤反力係数　(kN/m³)

K_0　：直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³) であり,「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 29 年 11 月)」に従う。

B_H　：換算載荷幅　(＝2.04 m)

地盤反力係数 K_0 は以下の式より算定する。

$$K_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α　：地盤反力係数の換算係数　(α ＝1)

E_0　：地盤の変形係数　(kN/m²)

地盤変形係数 E_0 は２次元有効応力解析において屋外二重管本体の最大相対水平変位発生時刻 t_{max} の応答値に基づき，以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d) G_S$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left|\frac{\gamma}{C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}}\right|}$$

ここで,

ν_d　：動ポアソン比

G_S　：割線せん断剛性　(kN/m²)

τ_s　：骨格曲線上のせん断応力　(kN/m²)
γ_{xy}　：せん断ひずみ
C_{CD}　：粘着力　(kN/m²)
ϕ_{CD}：内部摩擦角　(°)

また，地盤反力係数の上限値は以下の式より算定する。

$$\tau_f = C_{CD} \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}$$
$$\sigma_f = C_{CD} \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + sin\phi_{CD})$$

ここで,

τ_f　：時刻 t_{max} における各地盤深度のσ'_mに対応する管軸方向の地盤反力係数の上限値　(kN/m²)
σ_f　：時刻 t_{max} における各地盤深度のσ'_mに対応する管周方向の地盤反力係数の上限値　(kN/m²)

応力解析モデルに入力する地盤変位 U_hは，２次元有効応力解析結果から算定した地盤ひずみに基づき，地盤ひずみが最大となる基準地震動Ｓｓの屋外二重管本体の中心標高における最大水平変位量U_o，地震動の波長Lを考慮し，以下の式で与える。

$$U_h(x) = U_o \times \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right)$$

ここで,

U_h　：地盤変位（m）
U_o　：地震応答解析における最大水平変位（m）
L　：地震動の波長（m）
x　：地震動に沿った距離（m）
φ　：地震動の位相　(°)
15°ごとに変化させて入力する。

管軸方向の応力解析において屋外二重管本体に発生する応力は，地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。図 3.8-4 に示すとおり，管軸方向応力は，入射角 0°で曲げ応力，入射角 45°で軸応力が最大となることから，地震動の入射角は 0°及び 45°とする。このとき，入射角 0°の場合の応力と入射角 45°の場合の応力を以下の式にて合成したものとする。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times (\sigma_{A,45})^2 + (\sigma_{B,0})^2} \cdots\cdots\cdots\

モデルに，屋外二重管本体を線形はり要素で組み込み，水平方向及び，鉛直方向の同時入力の時刻歴応答解析で屋外二重管本体の地震応答解析結果より算定する。この荷重には地盤改良体及び周辺地盤の地震時の動的応答の効果が含まれる。この解析の結果から得られる曲げモーメント及びせん断力から以下の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

a.　曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ　：管周方向の曲げ応力　(N/mm^2)

M　：曲げモーメント　(N･mm)

Z　：断面係数　(mm^3)

b.　せん断応力

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

ここで，

τ　：管周方向のせん断応力　(N/mm^2)

S　：せん断力　(N)

A　：せん断面積　(mm^2)

(3)　管軸方向及び管周方向の応力評価

屋外二重管本体に発生する応力は，管軸方向及び管周方向応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_C^2 + \sigma_L \times \sigma_C + 3 \times \tau_S^2}$$

ここで，

σ　：合成応力　(N/mm^2)

σ_C　：管周方向曲げ応力　(N/mm^2)

τ_S　：管軸方向せん断応力　(N/mm^2)

また，屋外二重管本体のせん断評価に用いるせん断応力は，管周方向のせん断応力を用いる。

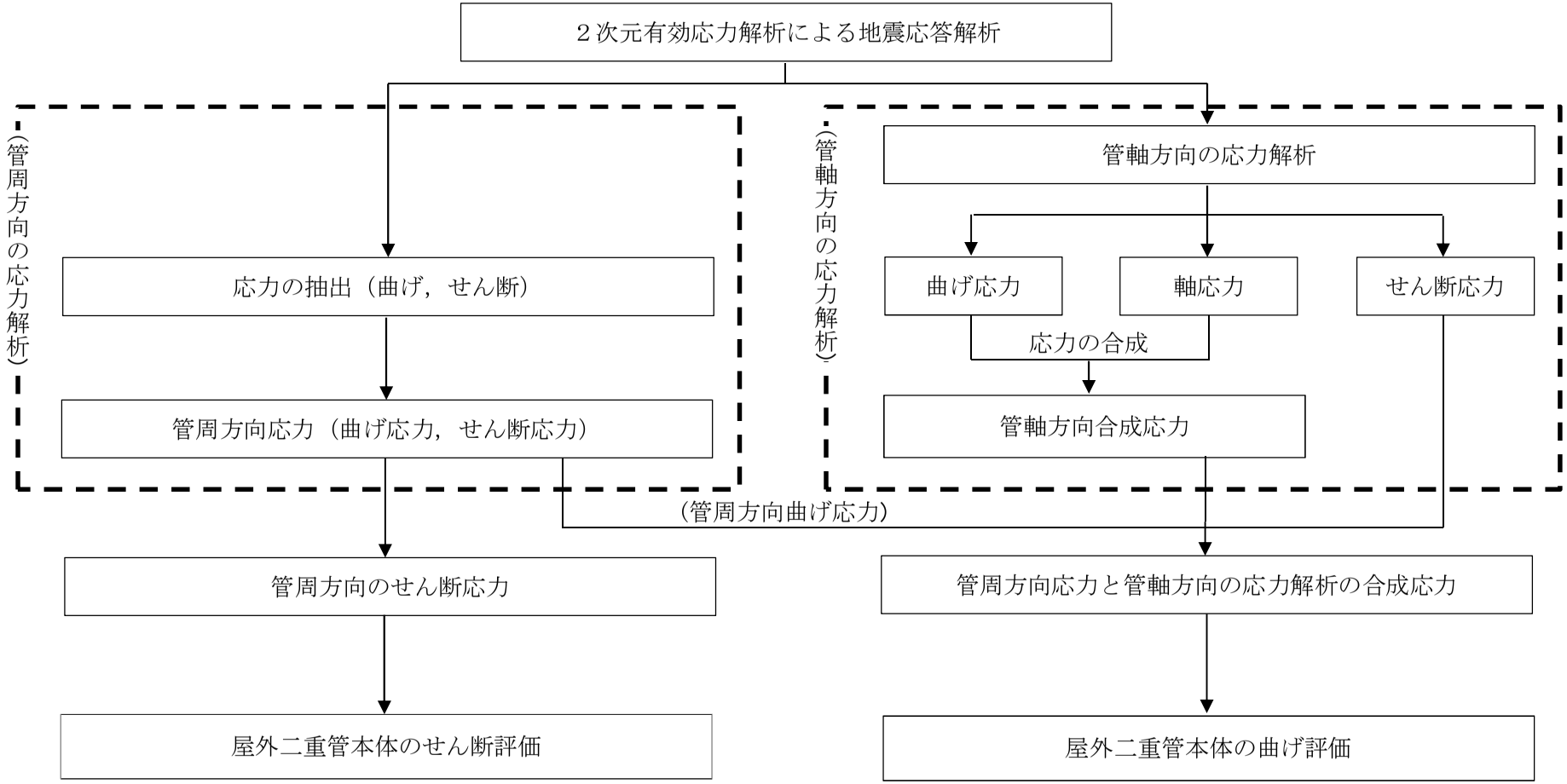


図 3.8-1　屋外二重管本体の応力評価フロー

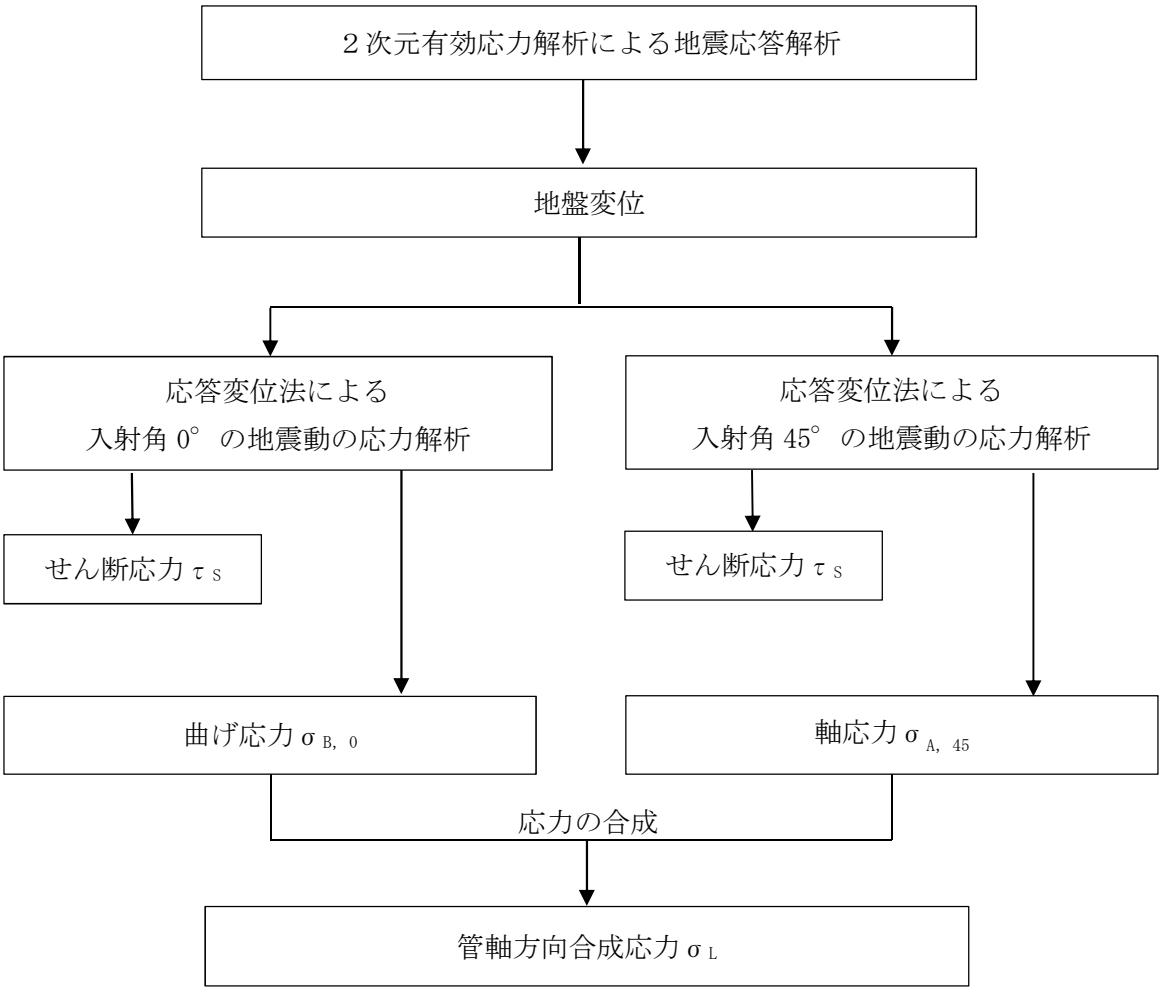
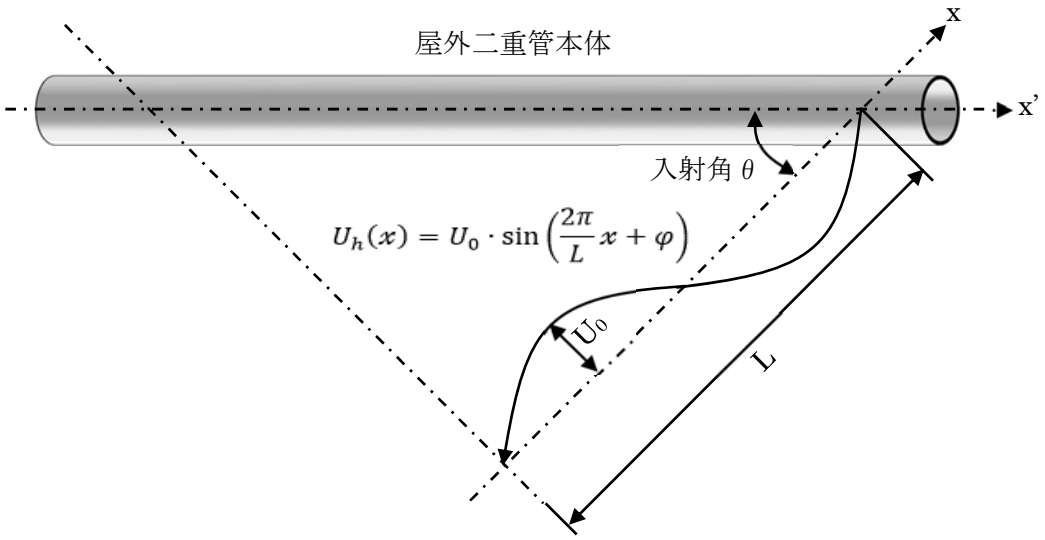


図 3.8-2　管軸方向の応力評価フロー



U_h：水平変位（m）

U_o：管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位*1（m）

（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長*2（m）

$$\mathrm{L} = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$\mathrm{L_1} = V_{DS} \cdot T_G$，$\mathrm{L_2} = V_{BS} \cdot T_G$

ここで，

V_{DS}：管路中心以浅の地盤の平均せん断弾性波速度（m/s）

V_{BS}：管路中心以深の平均せん断弾性波速度（m/s）

T_G：管路中心以浅の地盤の固有周期　（s）

x　：地震動に沿った距離（m）

φ：地震動の位相　（°）

注記　*1：応力解析における地盤変位は，水道施設耐震工法指針・解説1997 版（日本水道協会，1997）に基づき，管軸位置の水平変位を用いる。

*2：水道施設耐震工法指針・解説1997 版（日本水道協会，1997）に基づく。

図 3.8-3　管軸方向の応力解析の概念図

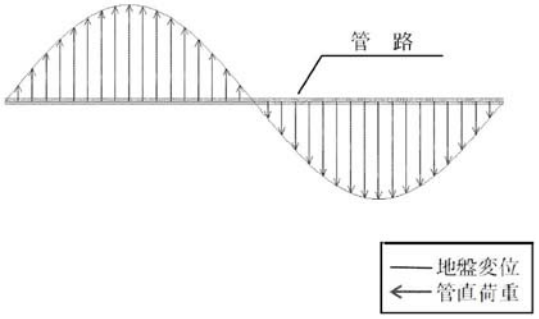
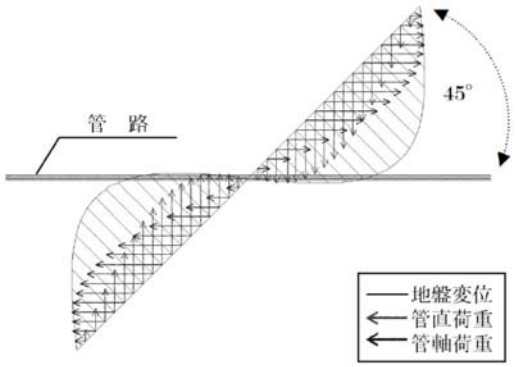
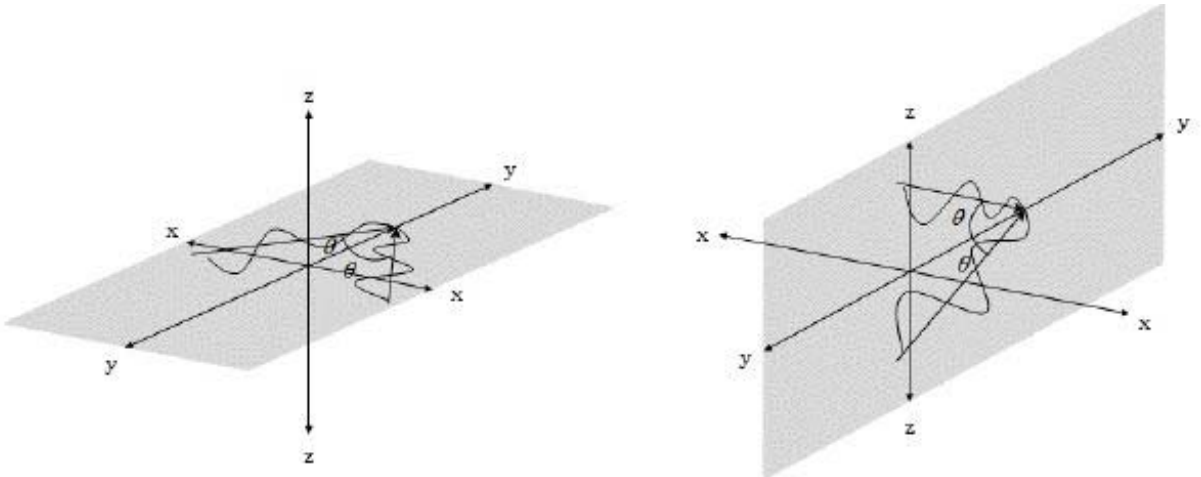
地震動の 入射角 θ	応力発生イメージ	備　考
0°		地震動の入射角が 0° の場合，管路と直交方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する曲げ応力が最大となる。 なお，軸方応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45° の場合，管路と平行方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する軸応力が最大となる。 なお，曲げ応力も発生するが，0° 入射の場合よりも小さい。

図 3.8-4　管軸方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係



水平面内（xy 平面）　　鉛直面内（yz 平面）

図 3.8-5　水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

3.9　評価結果

3.9.1　地盤ひずみ

応答変位法における管軸方向の応力解析では，3.8.2(1)「管軸方向の応力評価」に示すとおり，地盤ひずみが支配的となる。表 3.9-2 にＢ－Ｂ断面杭基礎構造部，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部における基準地震動Ｓｓごとの地盤ひずみの評価結果を示す。同表より，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部はＳｓ-12 が，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部はＳｓ-D1（--）が最大となる。ここで，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部とＣ－Ｃ断面杭基礎構造部で地盤ひずみを比較すると，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤ひずみの方が大きいことから，杭基礎構造部についてはＢ－Ｂ断面を代表として評価する。また，応力評価に当たっては，液状化を考慮した場合に地盤変位が最も厳しくなる豊浦標準砂の条件を適用する。

管軸方向の応力評価のケースを表 3.9-1 に示す。管軸方向の応力評価のケースは，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部においてはＳｓ-12，Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部においてはＳｓ-D1（--）とする。

なお，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部の地盤条件による応力評価をＢ－Ｂ断面杭基礎構造部で代表することの妥当性については，「参考２　杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について」に示す。

表 3.9-1　管軸方向の応力評価ケース

解析ケース	評価用地震動	地盤ばね及び地盤ひずみの設定値
杭基礎部	Ｓｓ-12	Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤条件より設定した値*
地盤改良体基礎構造部	Ｓｓ-D1（--）	Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の地盤条件より設定した値

＊　Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部と比較し地盤ひずみが大きいＢ－Ｂ断面杭基礎構造部を代表として選定した。

表 3.9-2 (1)　地盤の最大ひずみ（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*1) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1 (++)	2.27×10^{-1}	289	0.5
Ss-D1 (+-)	2.28×10^{-1}	289	0.5
Ss-D1 (-+)	1.98×10^{-1}	278	0.4
Ss-D1 (--)	1.99×10^{-1}	279	0.4
Ss-11	1.51×10^{-1}	268	0.4
Ss-12	**2.92×10^{-1}**	**274**	**0.7**
Ss-13	2.81×10^{-1}	280	0.6
Ss-14	1.78×10^{-1}	260	0.4
Ss-21	1.29×10^{-1}	260	0.3
Ss-22	1.30×10^{-1}	277	0.3
Ss-31 (++)	2.28×10^{-1}	273	0.5
Ss-31 (-+)	2.17×10^{-1}	268	0.5
Ss-12 (豊浦標準砂)	**6.60×10^{-1}**	**303**	**1.4**

注記　*1：屋外二重管本体中心標高位置（EL. +2.475 m）における変位

表 3.9-2 (2)　地盤の最大ひずみ（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*2) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1 (++)	1.30×10^{-1}	155	0.5
Ss-D1 (+-)	1.28×10^{-1}	155	0.5
Ss-D1 (-+)	1.35×10^{-1}	141	0.6
Ss-D1 (--)	**1.37×10^{-1}**	**140**	**0.6**
Ss-11	3.30×10^{-2}	116	0.2
Ss-12	9.20×10^{-2}	121	0.5
Ss-13	7.20×10^{-2}	130	0.3
Ss-14	5.30×10^{-2}	124	0.3
Ss-21	8.30×10^{-2}	130	0.4
Ss-22	8.30×10^{-2}	130	0.4
Ss-31 (++)	1.14×10^{-1}	136	0.5
Ss-31 (-+)	1.15×10^{-1}	139	0.5
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	**3.08×10^{-1}**	**166**	**1.2**

注記　*2：屋外二重管本体中心標高位置（EL. +6.032 m）における変位

表 3.9-2 (3)　地盤の最大ひずみ（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

地震動	最大応答変位U_o (*3) (m)	波長L (m)	最大地盤ひずみ (%)
Ss-D1 (++)	9.7×10^{-2}	91	0.7
Ss-D1 (+-)	9.7×10^{-2}	92	0.7
Ss-D1 (-+)	1.08×10^{-1}	96	0.7
Ss-D1 (--)	**1.08×10^{-1}**	**98**	**0.7**
Ss-11	1.30×10^{-2}	96	0.1
Ss-12	3.90×10^{-2}	94	0.3
Ss-13	3.80×10^{-2}	94	0.3
Ss-14	3.70×10^{-2}	94	0.2
Ss-21	5.40×10^{-2}	92	0.4
Ss-22	5.90×10^{-2}	98	0.4
Ss-31 (++)	8.20×10^{-2}	88	0.6
Ss-31 (-+)	7.70×10^{-2}	93	0.5
Ss-D1 (--) (豊浦標準砂)	**1.66×10^{-1}**	**92**	**1.1**

注記　*3：屋外二重管本体中心標高位置（EL. +6.032 m）における変位

3.9.2　入力地盤変位

図 3.9-1 に 3.9.1「地盤ひずみ」において選定したＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－12 とＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－Ｄ1（--）について算定した入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の入力地盤変位（最大水平変位U_h）を示す。

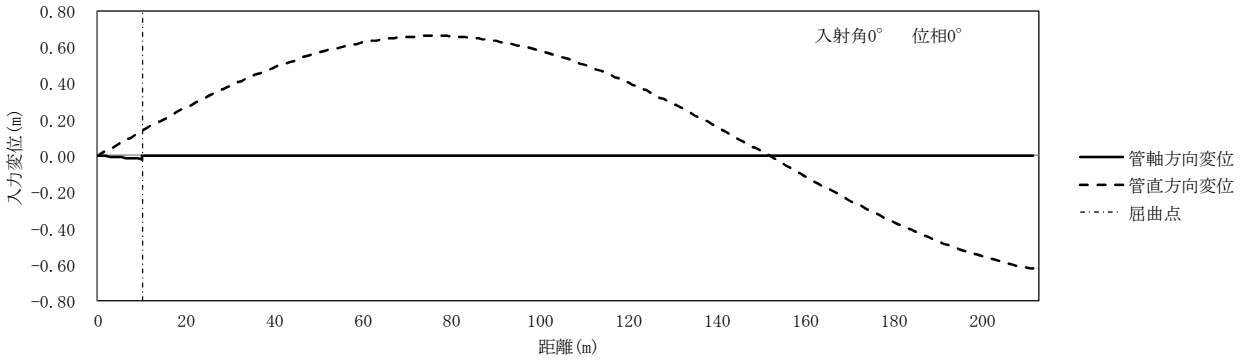


図 3.9-1（1）　入力地盤変位（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－12）（入射角 0°）

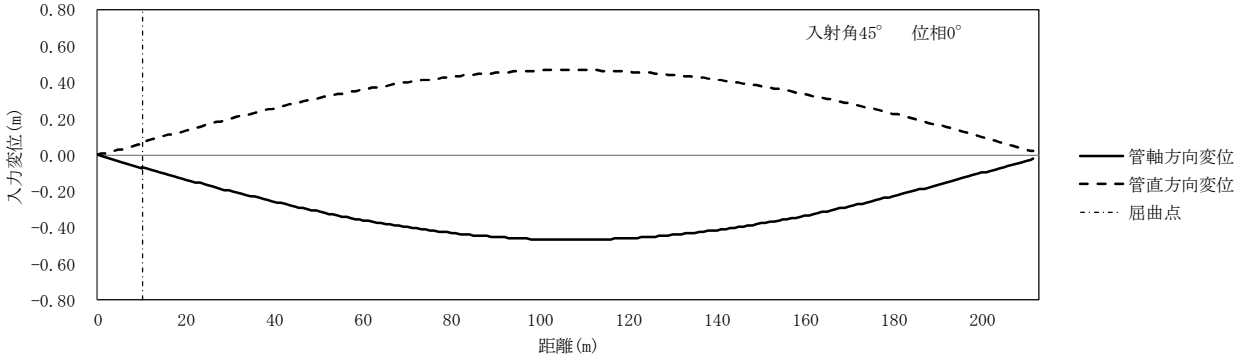


図 3.9-1（2）　入力地盤変位（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－12）（入射角 45°）

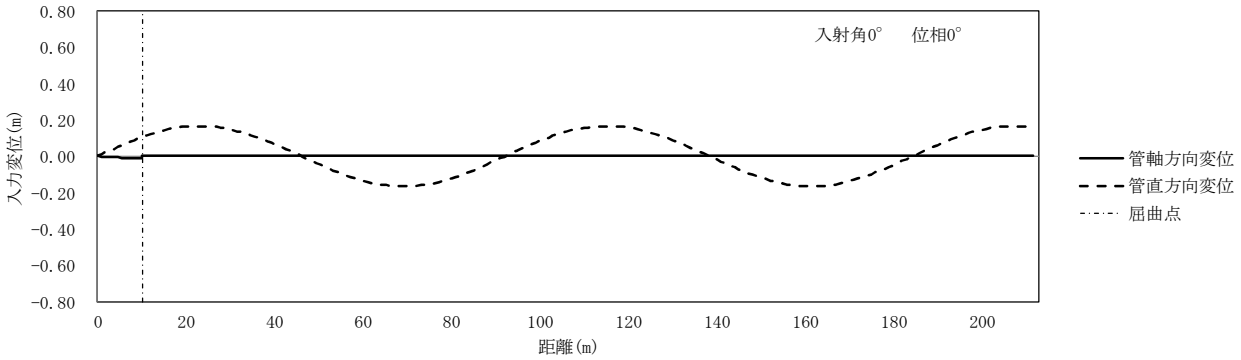


図 3.9-1（3）　入力地盤変位

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））（入射角 0°）

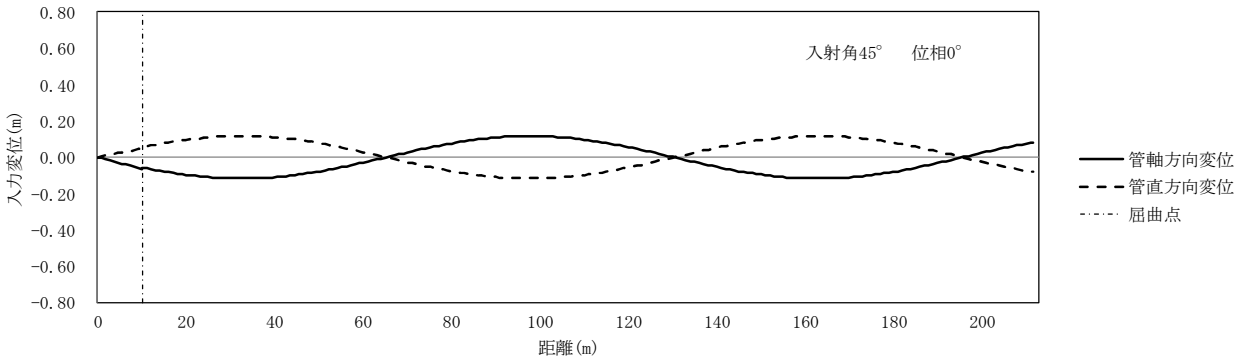


図 3.9-1（4）　入力地盤変位

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））（入射角 45°）

3.9.3　地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値

表 3.9-3 に 3.9.1「地盤ひずみ」において選定したＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－12 とＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の基準地震動Ｓｓ－Ｄ1（--）について算定した地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値を示す。

表 3.9-3（1）　管軸方向の応力解析に用いる地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値
（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部）

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m^3)	地盤反力係数の上限値：τ_f (kN/m^2)
Ｓｓ－12	6.578×10^2	4.478

表 3.9-3（2）　管軸方向の応力解析に用いる地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値
（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m^3)	地盤反力係数の上限値：τ_f (kN/m^2)
Ｓｓ－Ｄ1（--）	1.337×10^2	2.807×10^{-1}

3.9.4　管軸方向の応力解析結果

表 3.9-4 にＢ－Ｂ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の解析条件，図 3.9-2 に管軸方向の応力解析結果を示す。

本図は，地震動の位相を 15° ピッチで与えた結果のうち，各要素に生じた最大応力を示している。なお，屋外二重管本体は，管軸方向に対して板厚（t）の変化生じることから図中に管軸方向における各板厚を記載した。

表 3.9-4　Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部及びＣ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部の解析条件

	Ｂ－Ｂ断面 杭基礎構造部	Ｃ－Ｃ断面 地盤改良体基礎構造部	備考
基準地震動Ｓｓ	Ｓｓ－12 （豊浦標準砂）	Ｓｓ－Ｄ1（--） （豊浦標準砂）	3.9.1 項参照
最大応答変位U_0（m）	6.60×10^{-1}	1.66×10^{-1}	同上
波長Ｌ（m）	303	92	同上
地盤反力係数（kN/m^3）	6.578×10^{2}	1.337×10^{2}	3.9.3 項参照
地盤反力係数の 上限値τ_f（kN/m^2）	4.478	2.807×10^{-1}	同上

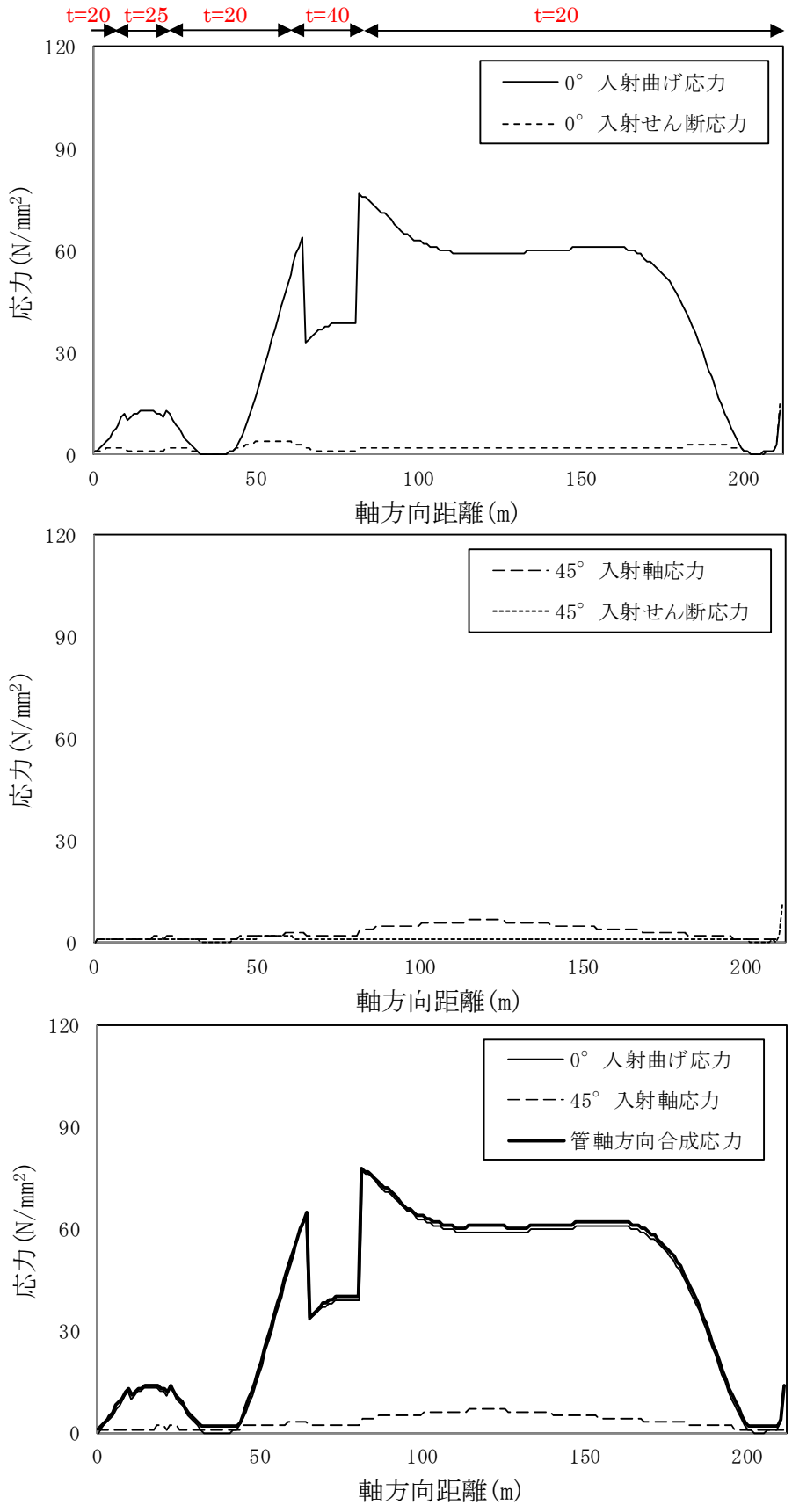


図 3.9-2 (1)　管軸方向の応力解析結果（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－12）

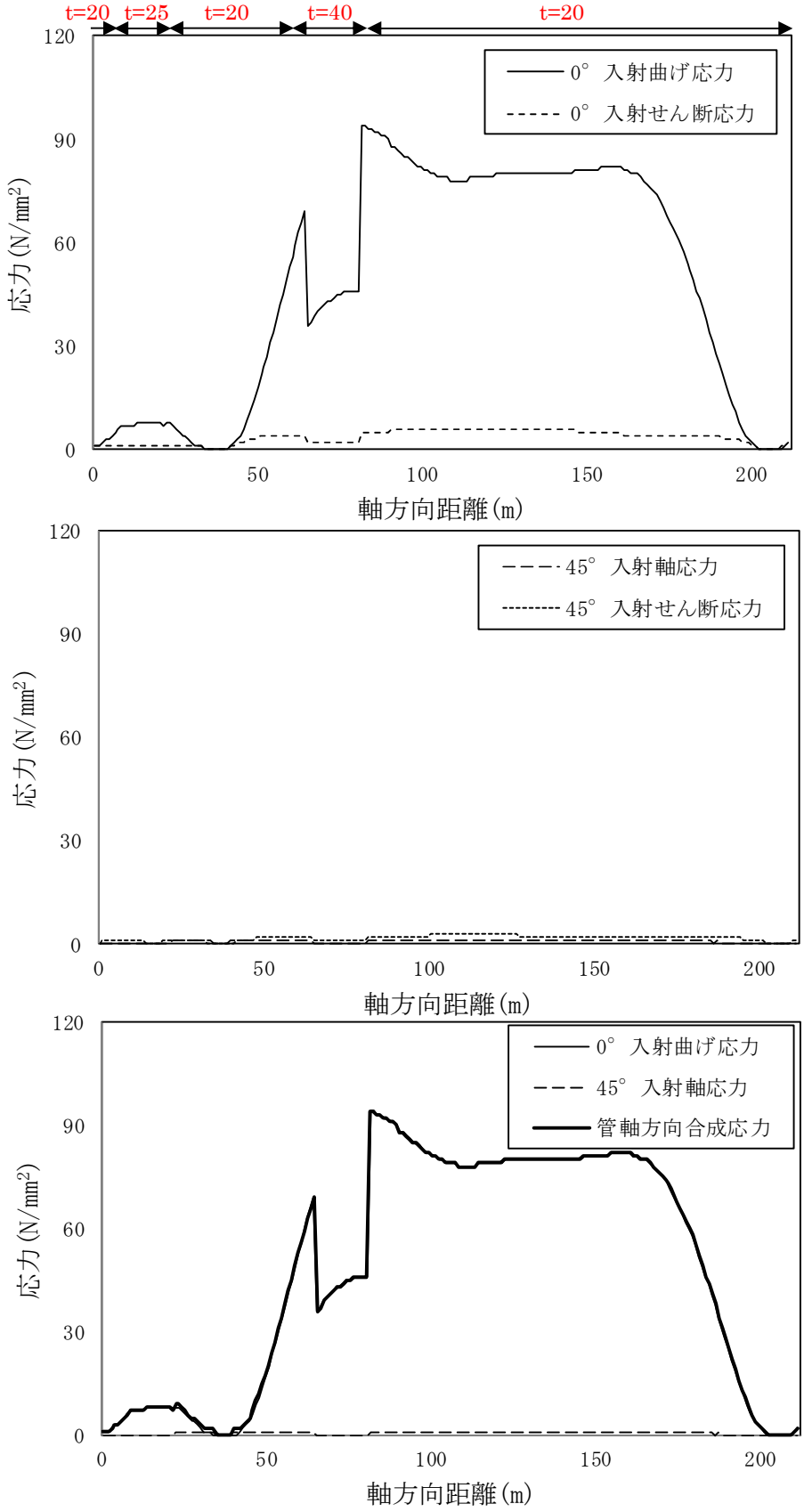


図 3.9-2 (2)　管軸方向の応力解析結果

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））

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Ｓｓ－12 及びＳｓ－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 ㎜，25 ㎜，40 ㎜で構成されているが，大部分の板厚が 20 ㎜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 ㎜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

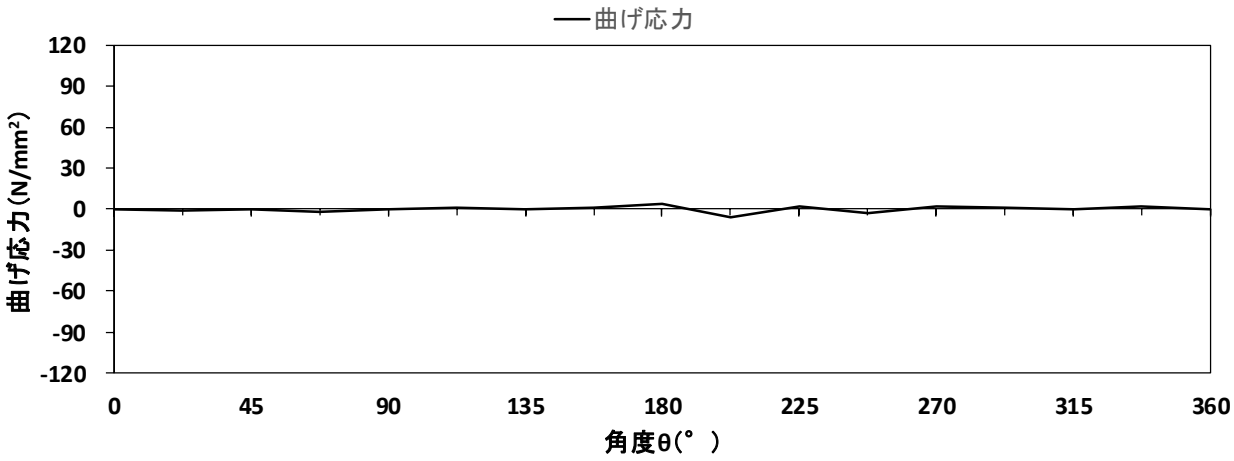
（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部）

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**



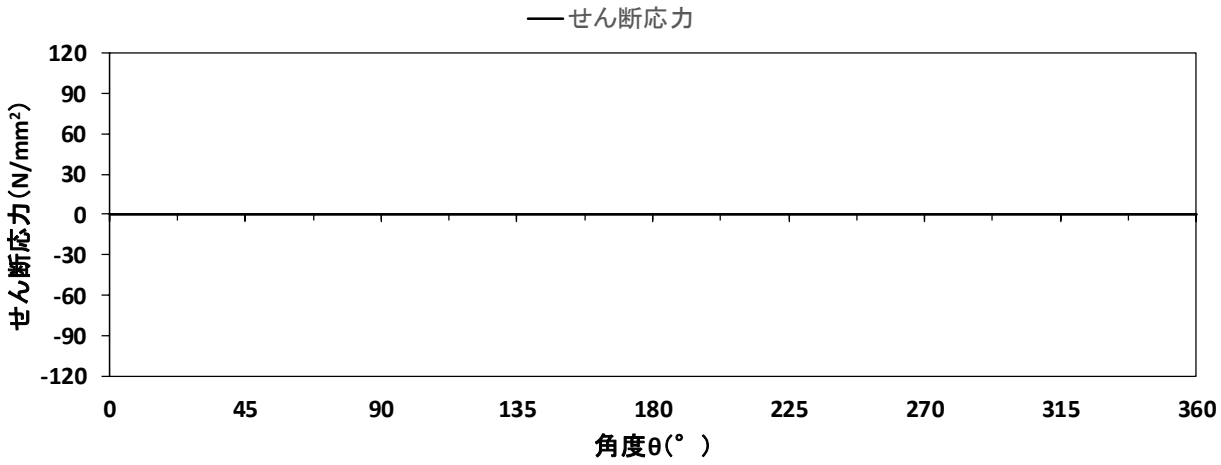
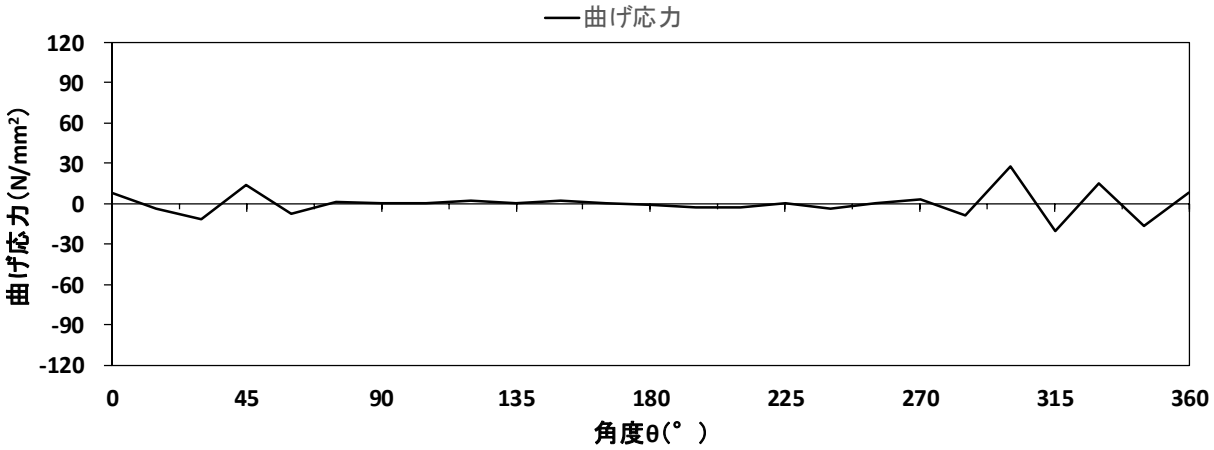


図 3.9-3　管周方向の応力評価結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－31（++））



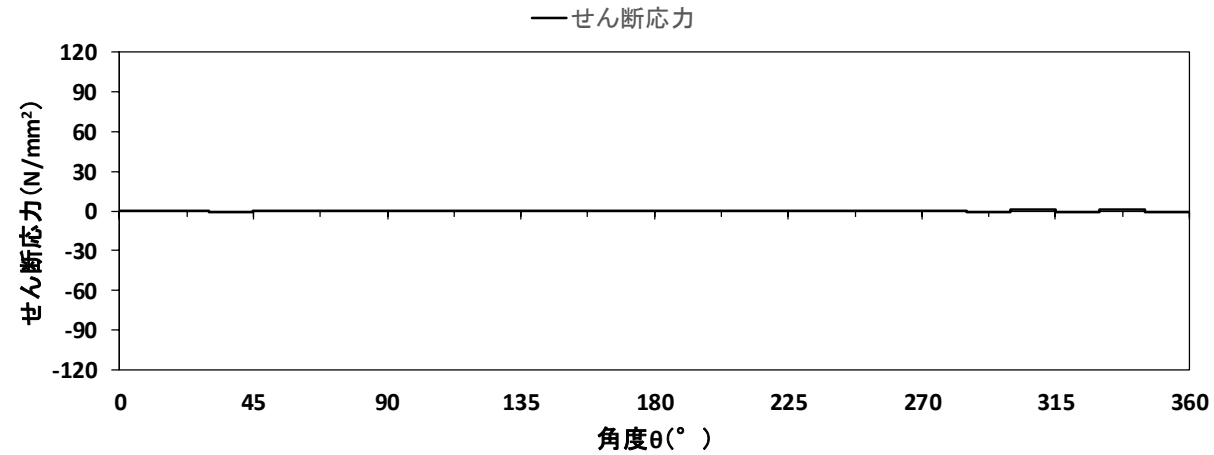
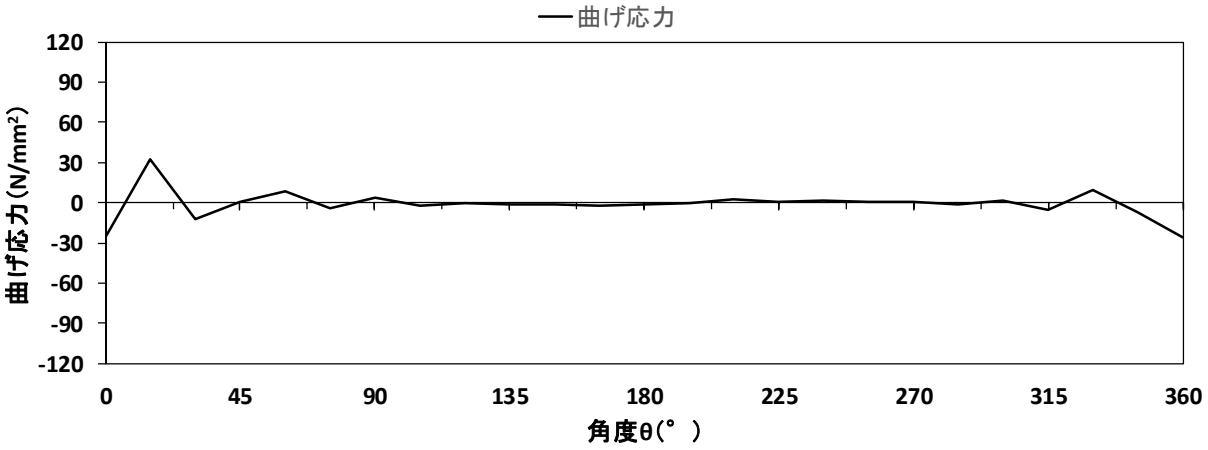


図 3.9-4　管周方向の応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－31（++））



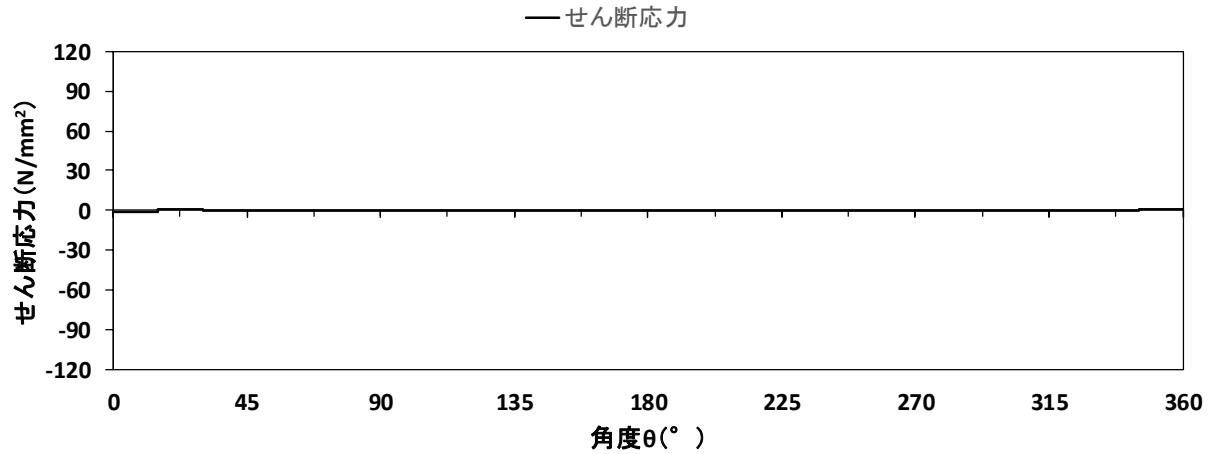
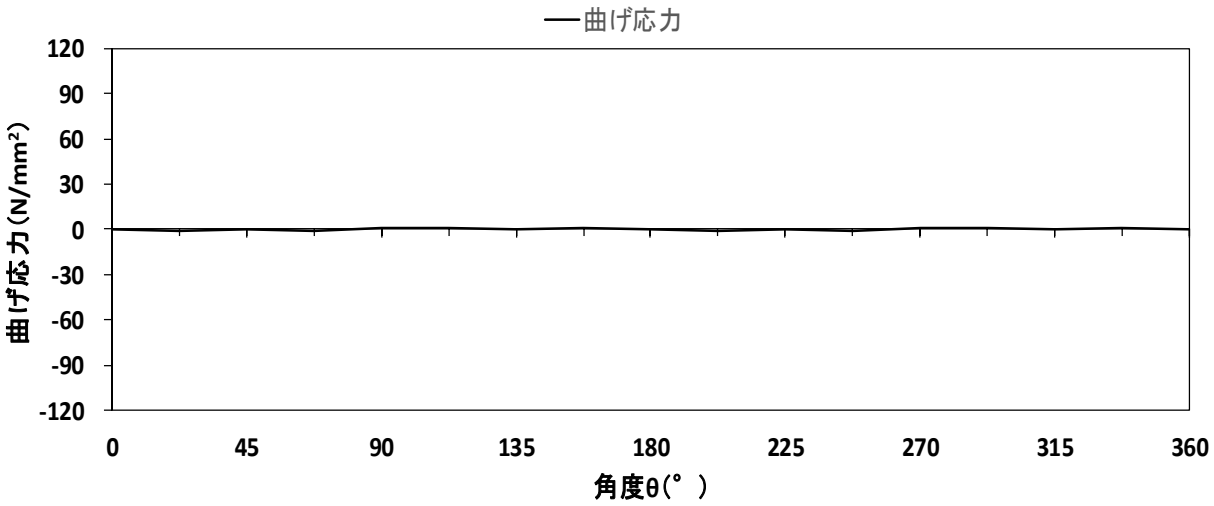


図 3.9-5　管周方向の応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（++））



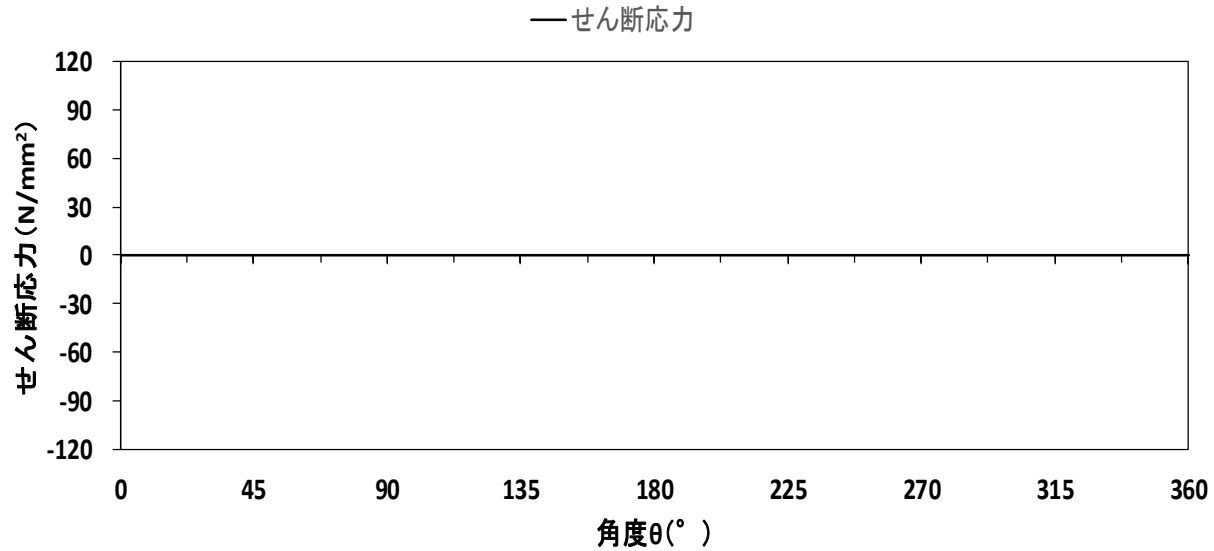
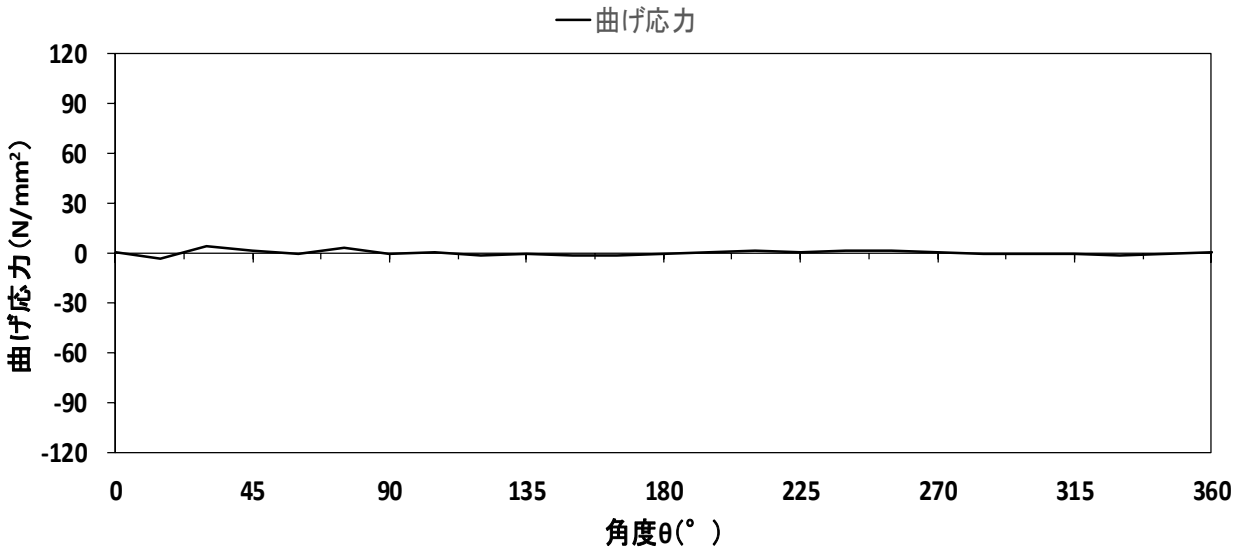


図 3.9-6　管周方向の応力評価結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－12）



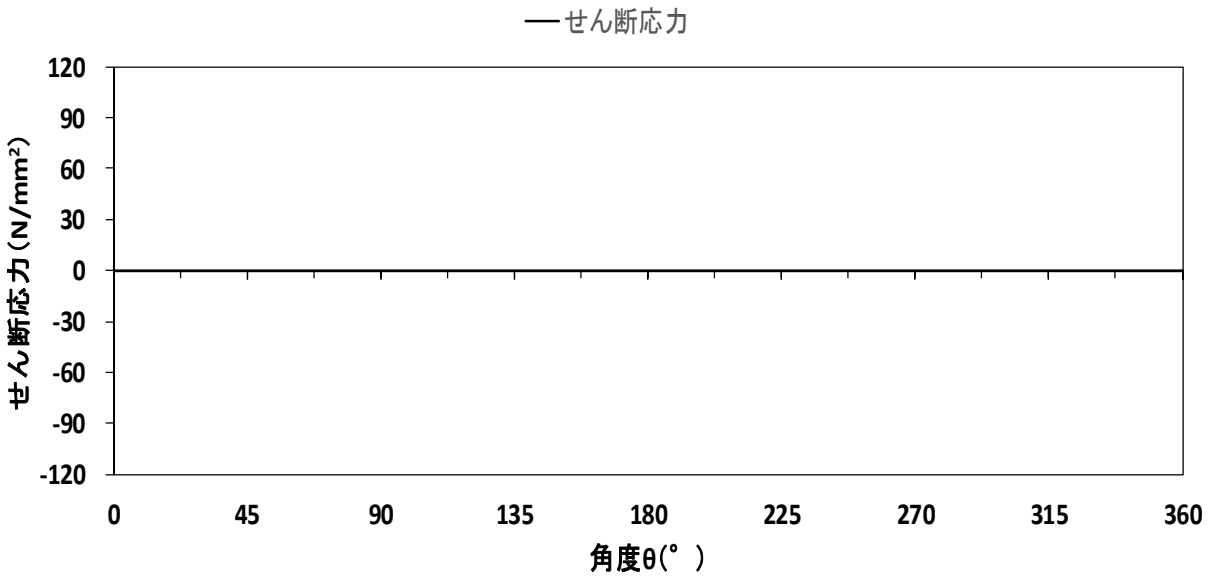


図 3.9-7　管周方向の応力評価結果

（Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部：Ｓｓ－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Ｓｓ－12，Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部はＳｓ－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：Ｓｓ－12）

管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
曲げ応力	曲げ応力	せん断応力			
σ_C (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ / σ_a
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：Ｓｓ－Ｄ1（--））

管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
曲げ応力	曲げ応力	せん断応力			
σ_C (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ / σ_a
4	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Ｓｓ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Ｓｓ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

1.　可とう管の耐震性について

1.1　概要

屋外二重管本体における管軸方向の応力解析では，可とう管を剛性が小さいはり要素としてモデル化している。ここでは，屋外二重管本体に設置される可とう管が変位を十分に吸収可能か評価する。

1.2　評価方針

屋外二重管の管軸方向の応力解析にて，可とう管設置位置にて生じる伸縮量及び偏心量が，可とう管の許容値以下であることを確認する。また，可とう管の変位吸収能力の観点では，入力する地盤変位量（地盤ひずみ）が大きい方が厳しい結果となるため，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤条件を対象とする。

1.3　評価条件

1.3.1　評価対象

評価対象とする可とう管は，耐震設計上，軸方向の地盤変位を考慮する屋外二重管本体に設置される。評価対象とする可とう管を図 1.3-1，可とう管の概略を図 1.3-2 に示す。

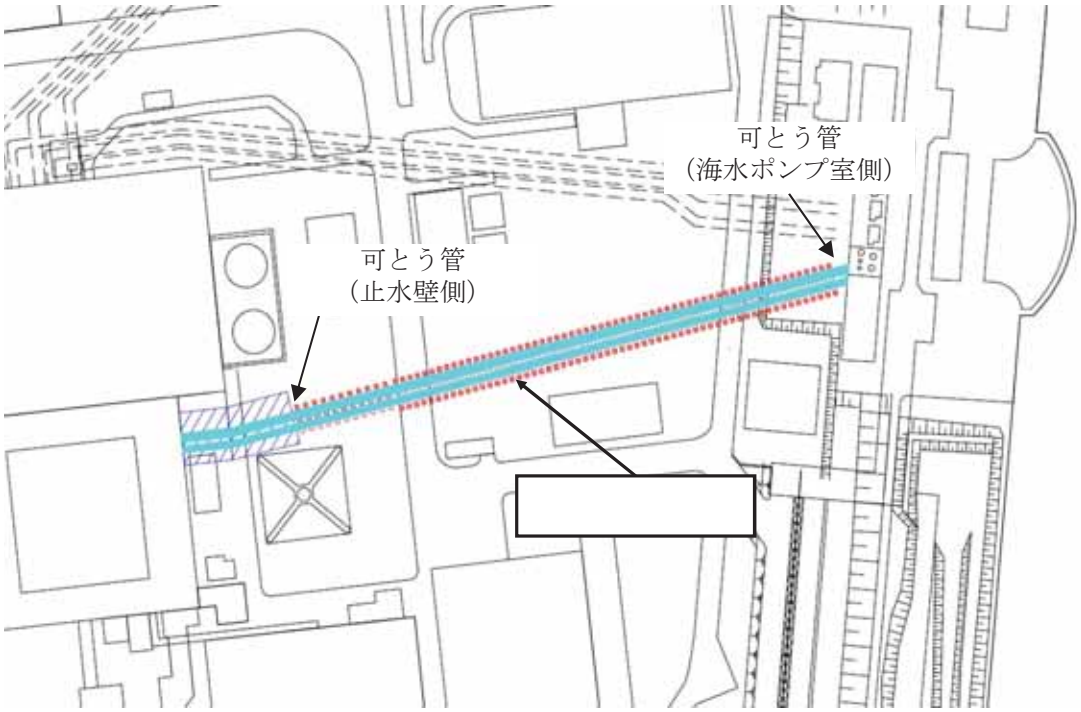


図 1.3-1　検討対象とする可とう管位置図

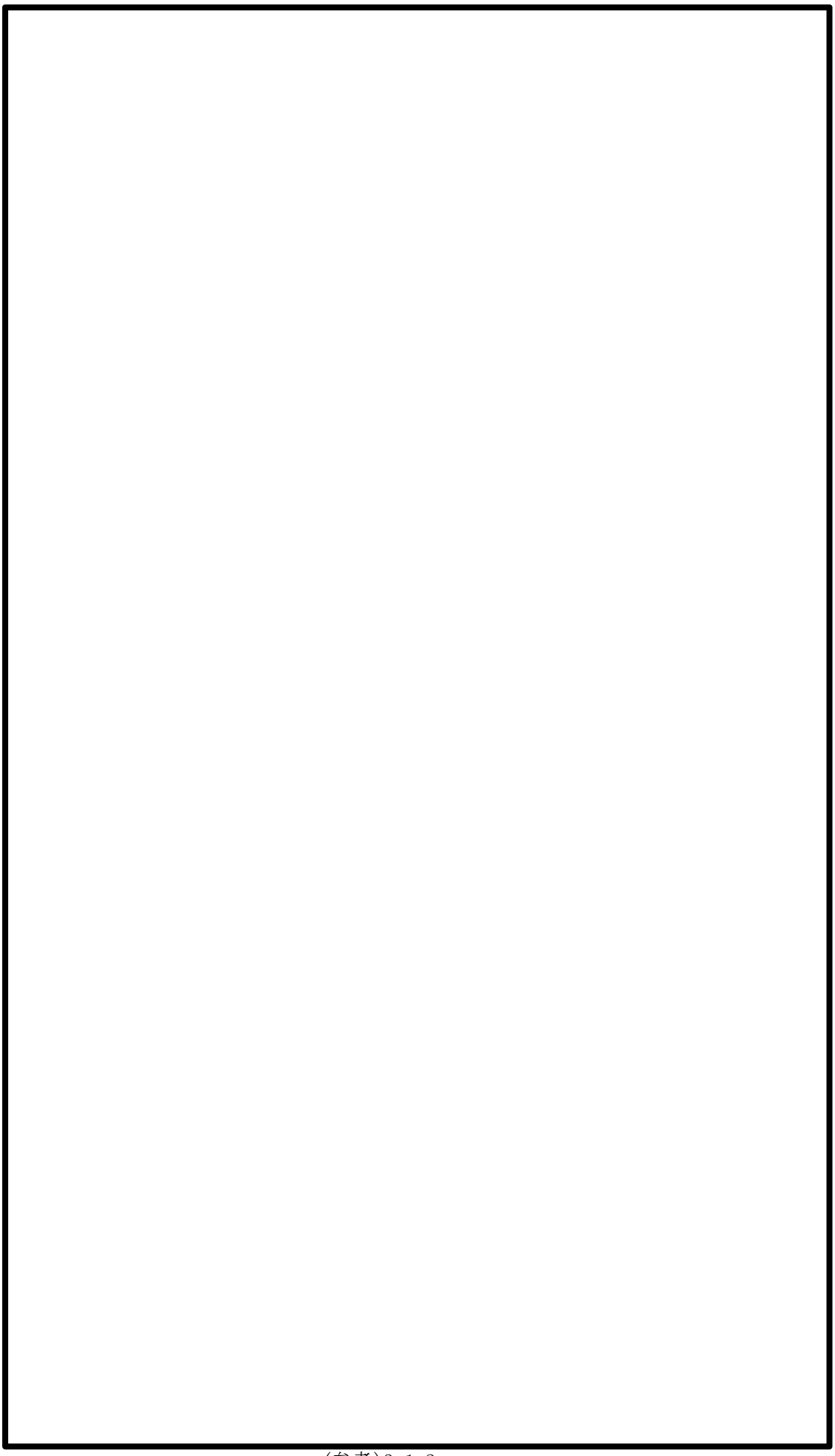


図 1.3-2　可とう管の概略図

(参考)3-1-2

1.3.2　可とう管部の伸縮量及び偏心量

図 1.3-3 に応答変位法の結果を用いた可とう管の変位量の算定方法を示す。

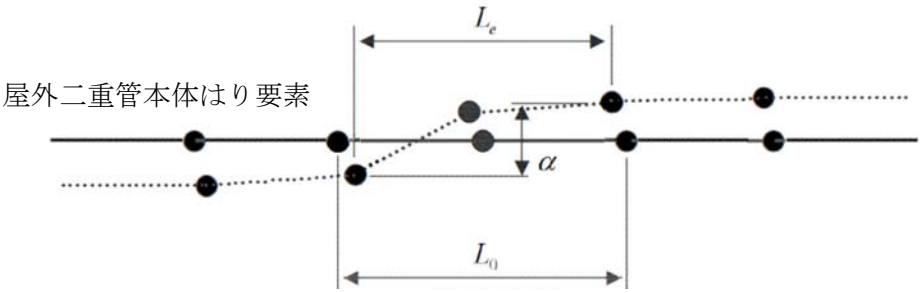
伸縮量$\delta = L_o - L_e$

偏心量$\varepsilon = \alpha$

L_0　：初期の可とう管面間寸法（mm）

L_e　：地震時の可とう管面間寸法（mm）

α　：地震時の偏心量（mm）



実線：初期のはり要素

破線：地震時のはり要素

（屋外二重管本体の管軸方向の応力解析モデル）

図 1.3-3　管軸方向の応答変位法の結果を用いた変位量の算定方法

1.3.3　可とう管の許容値

可とう管の伸縮量及び偏心量の許容値を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1　可とう管の伸縮量及び偏心量の許容値

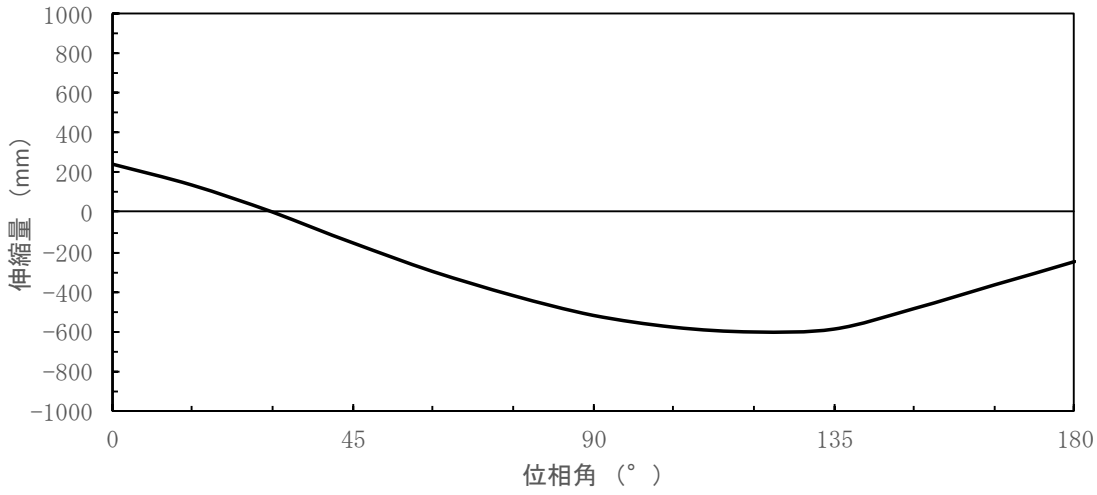
	伸縮量	偏心量
許容値(mm)	±800 ＊	1000

＊ 初期の可とう管面間寸法に対して、面間が延伸する方向を＋，短縮する方向を−とする。

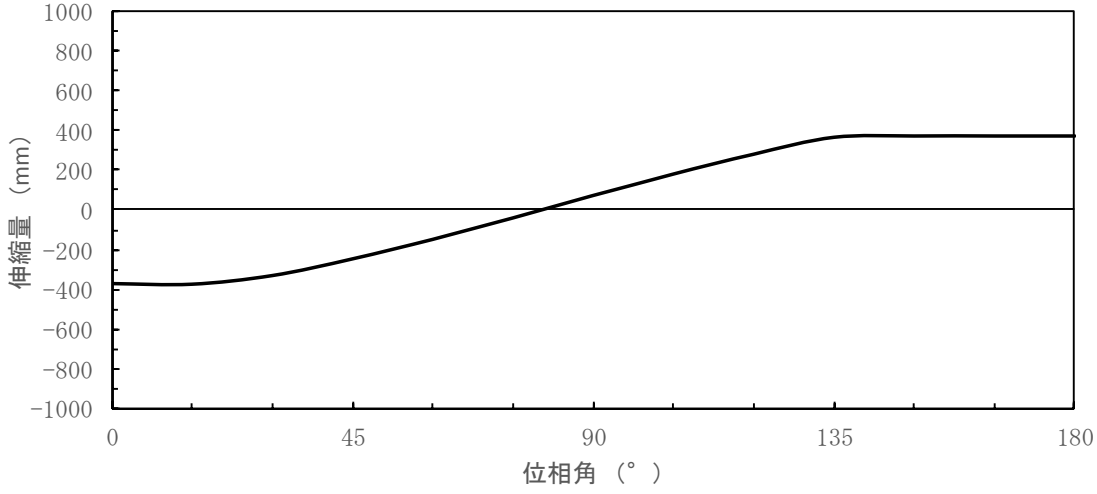
1.4　評価結果

1.4.1　伸縮量

図 1.4-1 に海水ポンプ室側及び止水壁側にて生じる伸縮量を示す。本図は，縦軸に伸縮量，横軸に入力変位の位相をとったものである。



止水壁側伸縮量

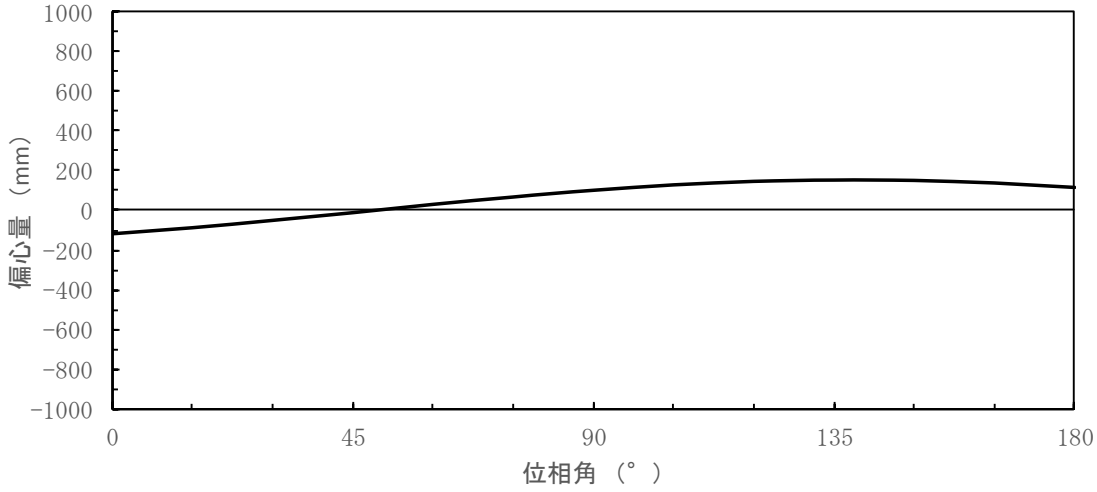


海水ポンプ室側伸縮量

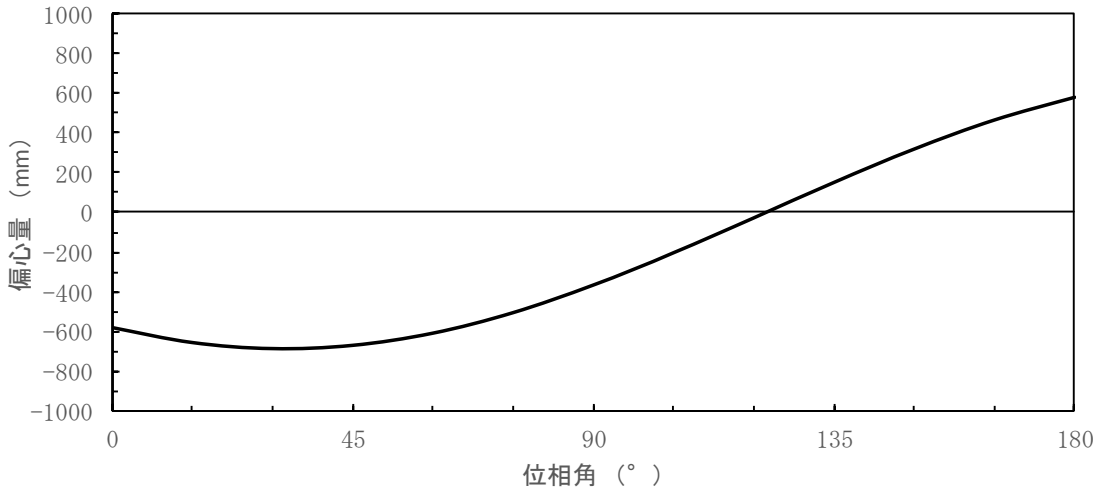
図 1.4-1　可とう管の伸縮量

1.4.2　偏心量

図 1.4-2 に海水ポンプ室側及び止水壁側にて生じる偏心量を示す。本図は，縦軸に偏心量，横軸に入力変位の位相をとったものである。



止水壁側偏心量

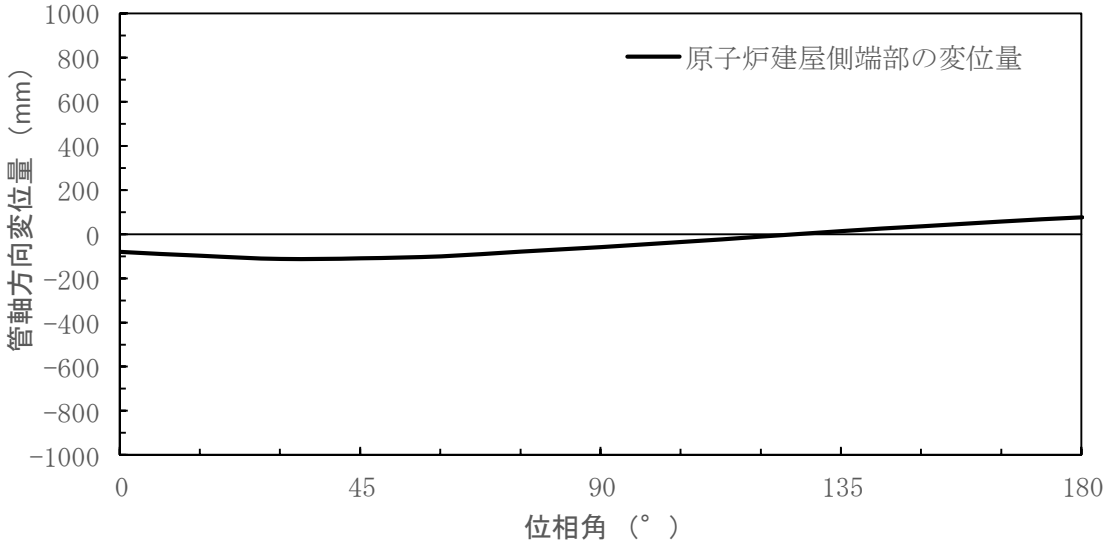


海水ポンプ室側偏心量

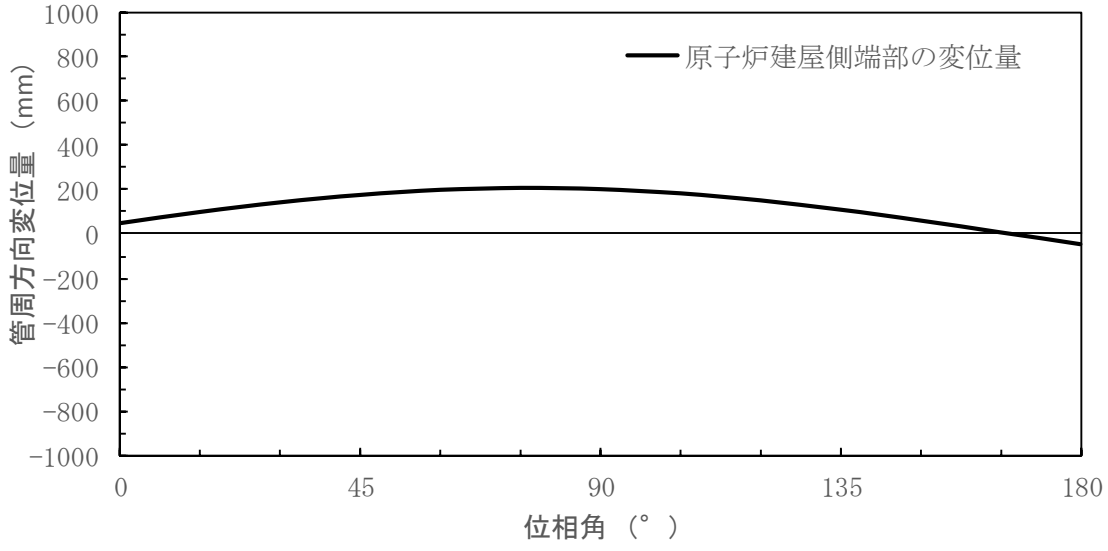
図 1.4-2　可とう管の偏心量

1.4.3　原子炉建屋側端部

図 1.4-3 に原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量を示す。本図は，縦軸に伸縮量及び偏心量，横軸に入力変位の位相をとったものである。



原子炉建屋端部における管軸方向変位量



原子炉建屋端部における管周方向変位量

図 1.4-3　原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量

1.4.4　まとめ

表 1.4-1 に，可とう管の伸縮量及び偏心量に対する評価結果を示す。同表より，屋外二重管本体に生じる伸縮量及び偏心量は，可とう管にて十分吸収できることを確認した。また，表 1.4-2 に原子炉建屋側端部における伸縮量及び偏心量の最大発生値を示す。なお，原子炉建屋側端部においては，既設可とう管（面間距離約 1.5 m）を撤去することから，最大変位が約 0.2 m 生じても影響がないことを確認した。

表 1.4-1　伸縮量及び偏心量に対する評価結果

	屋外二重管本体	①最大発生値 (mm)	②許容限界 (mm)	①／②
伸縮量	止水壁側	−604	±800	0.76
	海水ポンプ室側	−377		0.48
偏心量	止水壁側	156	1000	0.16
	海水ポンプ室側	684		0.69

表 1.4-2　原子炉建屋側端部における変位量

	最大発生値 (mm)
管軸方向	−113
管周方向	210

2.　杭基礎構造部に適用する地盤条件の妥当性について

2.1　概要

3.9.1「地盤ひずみ」において述べた杭基礎構造部すべてをＢ－Ｂ断面杭基礎構造部で代表させることの妥当性を検討した。

2.2　評価方針

杭基礎構造部について，Ｂ－Ｂ断面とＣ－Ｃ断面を比較すると，Ｂ－Ｂ断面の地盤ひずみの方が大きく，また，海水ポンプ室から止水壁近傍までの大部分はＢ－Ｂ断面であるため杭基礎構造部の地盤条件を代表とすることは妥当であると考えられる。

一方で，屋外二重管本体に加わる荷重の観点では，必ずしも地盤ひずみが大きい方が厳しい評価結果となるとは限らないことから，Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部の地盤条件を適用した場合においても屋外二重管本体に発生する応力が短期許容応力度以下となることを確認する。

2.3　評価条件

評価に用いるＣ－Ｃ断面杭基礎構造部の地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値を表 2.3-1 に示す。また，最大応答変位 U_0 と波長Ｌは表 3.9-2 (2)「地盤の最大ひずみ（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造物)」記載の「Ｓｓ－Ｄ1（--）（豊浦標準砂)」の値を用い、解析モデルは図 3.7-10「屋外二重管本体の解析モデル図」と同様とした。なお，入力地震動の位相ピッチは 45° とした。

表 2.3-1　Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部の応力解析に用いる
地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値

基準地震動	地盤反力係数 (kN/m^3)	地盤反力係数の上限値：τ_f (kN/m^2)
Ｓｓ－Ｄ1（--）	1.004×10^{2}	1.501×10^{-1}

2.4　評価結果

Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部の地盤条件とした場合に屋外二重管本体に発生する応力を図 2.4-1 及び表 2.4-1 に、可とう管部の伸縮量と偏心量を図 2.4-2 及び表 2.4-2 に示す。

Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部の評価結果と比べて応力値は同じ結果となった。また，伸縮量及び偏心量の評価結果において，止水壁側の偏心量のみＣ－Ｃ断面杭基礎構造部のほうが大きな結果となったが，止水壁側及び海水ポンプ室側を含めた伸縮量及び偏心量の最大値は，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部のほうがＣ－Ｃ断面杭基礎構造部の 2 倍程度となっている。

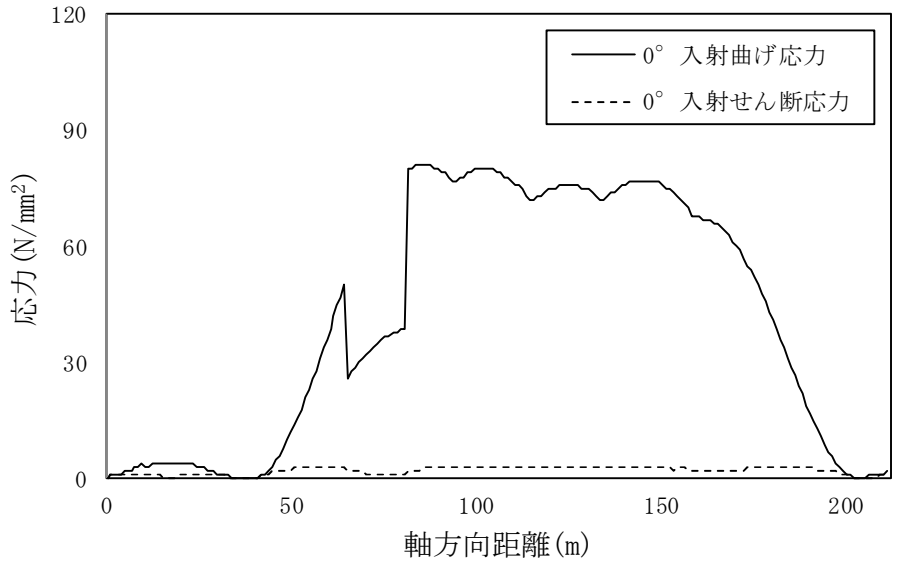
以上のとおり一部評価結果においてＣ－Ｃ断面杭基礎構造部のほうが厳しい結果になっているものの，総合的にはＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の評価結果が厳しい結果になっており，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部で代表できることが確認できた。

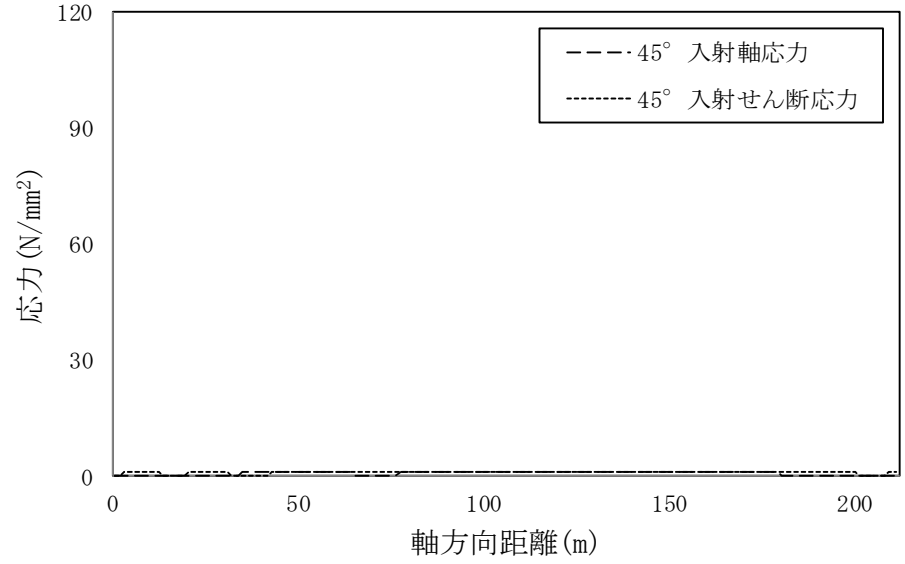
表 2.4-1　管軸方向の応力解析結果（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））

管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
曲げ応力 σ_C (N/mm^2)	曲げ応力 σ_L (N/mm^2)	せん断応力 τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ / σ_a
5	81	3	84	235	0.36

表 2.4-2　伸縮量及び偏心量に対する評価結果（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））

	屋外二重管本体	①最大発生値 (mm)	②許容限界 (mm)	①／②
伸縮量	止水壁側	+108	±800	0.14
	海水ポンプ室側	+39		0.05
偏心量	止水壁側	229	1000	0.23
	海水ポンプ室側	353		0.36





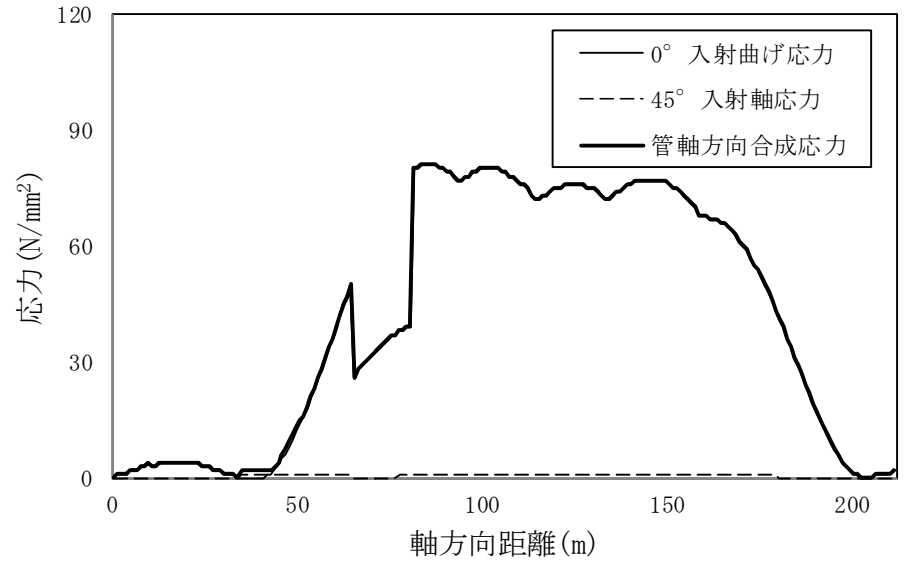
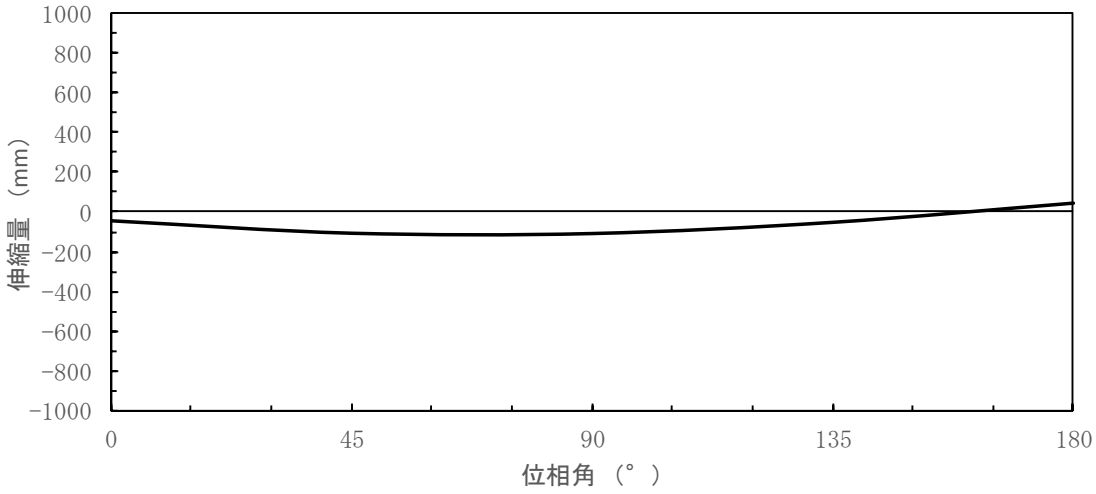
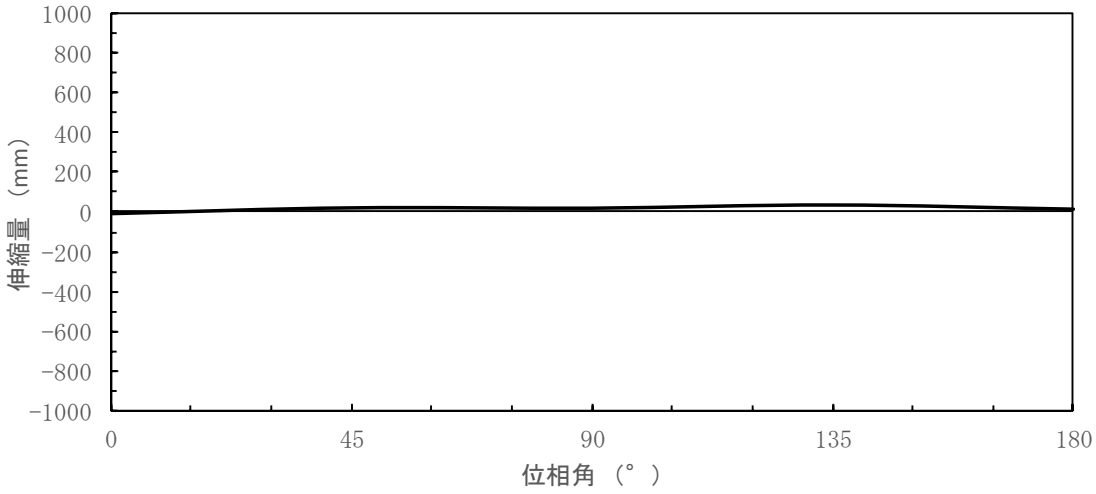


図 2.4-1　管軸方向の応力解析結果（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））

(参考)3-2-3

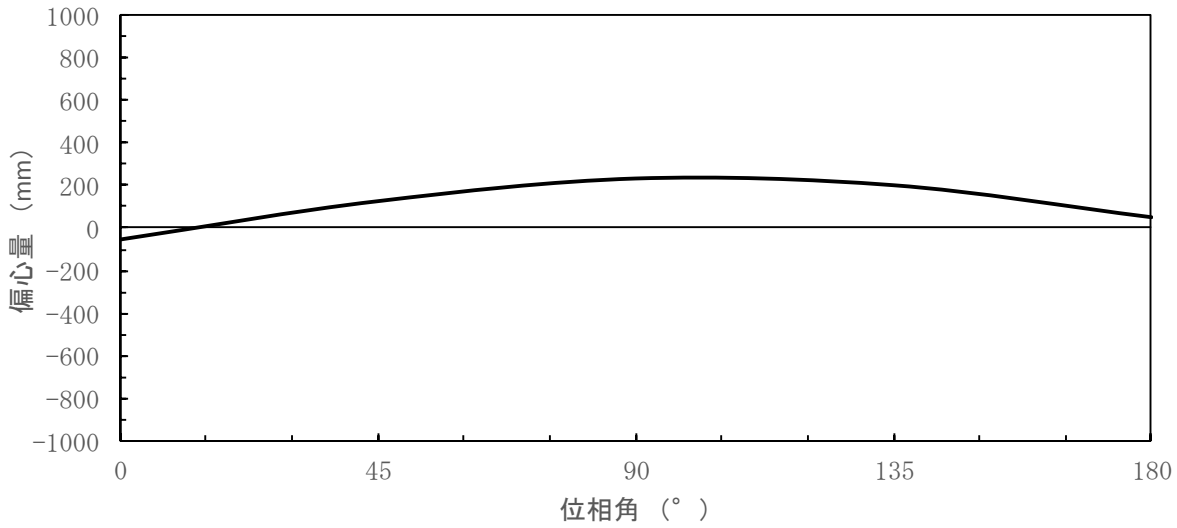


止水壁側伸縮量

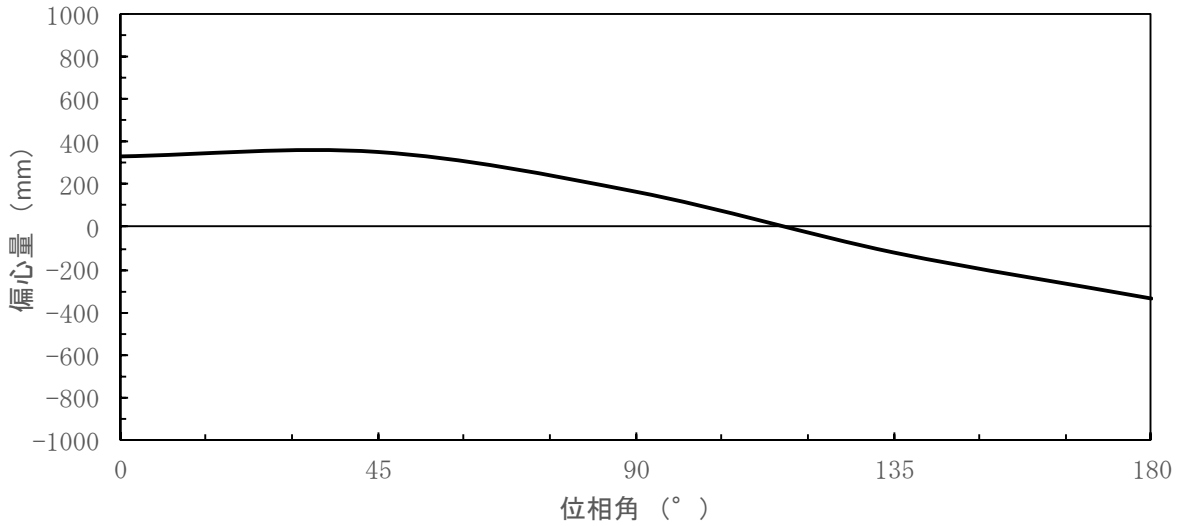


海水ポンプ室側伸縮量

図 2.4-2（1）　可とう管の伸縮量と偏心量（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））



止水壁側偏心量



海水ポンプ室側偏心量

図 2.4-2（2）　可とう管の伸縮量と偏心量（Ｃ－Ｃ断面杭基礎構造部：Ｓｓ－Ｄ1（--））

2.5　まとめ

表 2.4-1 に示すとおり，合成応力はＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の評価結果と比べて応力値は同じ結果となり，許容限界に対しては十分な裕度があることを確認した。また，表 2.4-2 に示すとおり，止水壁側の偏心量のみＣ－Ｃ断面杭基礎構造部のほうが大きな結果となったが，止水壁側及び海水ポンプ室側を含めた伸縮量及び偏心量の最大値は，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部のほうが大きくなる。従って，海水ポンプ室から止水壁近傍までの地盤条件をＢ－Ｂ断面杭基礎構造部の地盤条件で代表することは妥当であると考える。

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

3.1　概要及び評価結果

管軸方向の応力評価において，管軸方向応力と組み合わせる管周方向の応力は，3.9.1「地盤ひずみ」に基づき，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部はＳｓ－12，Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部はＳｓ－Ｄ1（--）として評価を行った。一方で，3.9.5「管周方向の応力評価」に示すようにＢ－Ｂ断面杭基礎構造部においてはＳｓ－31（++），Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部においてはＳｓ－Ｄ1（++）が最大となる。

従って，本項では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の応力を，Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部においてはＳｓ－31（++），Ｃ－Ｃ断面地盤改良体基礎構造部においてはＳｓ－Ｄ1（++）を組み合わせた場合の評価を行った。

表 3.1-1 の評価結果に示すように保守的な組み合わせにおいても，合成応力が許容限界以下となることを確認した。

表 3.1-1（1）　管軸方向の応力評価結果

（Ｂ－Ｂ断面杭基礎構造部　管軸方向：Ｓｓ－12，管周方向：Ｓｓ－31（++））

管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
曲げ応力	曲げ応力	せん断応力			
σ_C (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ / σ_a
7	78	15	86	235	0.37

表 3.1-1（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　管軸方向：Ｓｓ－Ｄ1（--），管周方向：Ｓｓ－Ｄ1（++））

管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
曲げ応力	曲げ応力	せん断応力			
σ_C (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ / σ_a
33	94	6	115	235	0.49