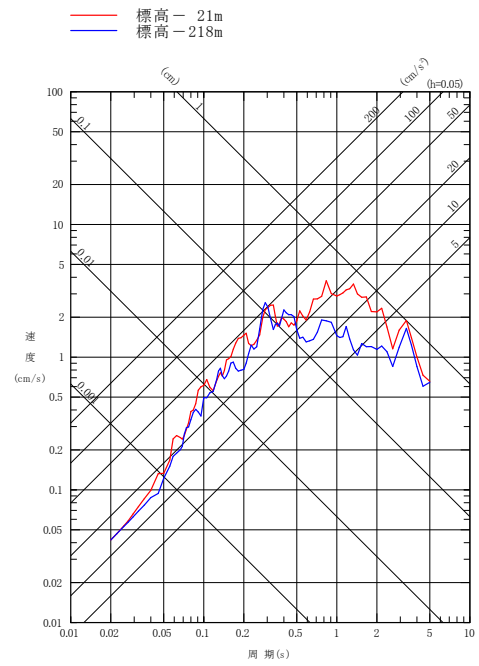
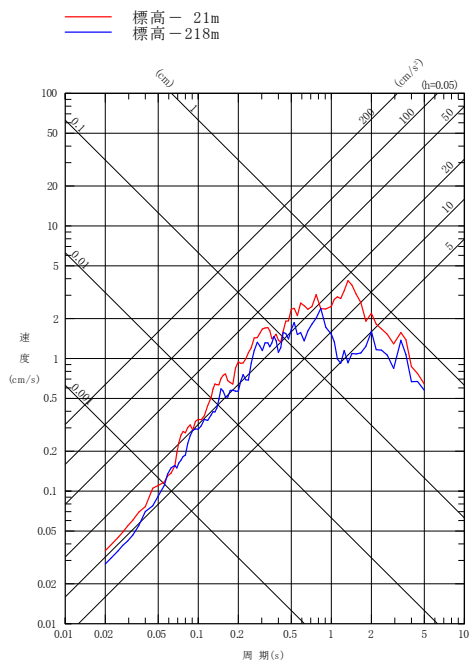


西側観測点

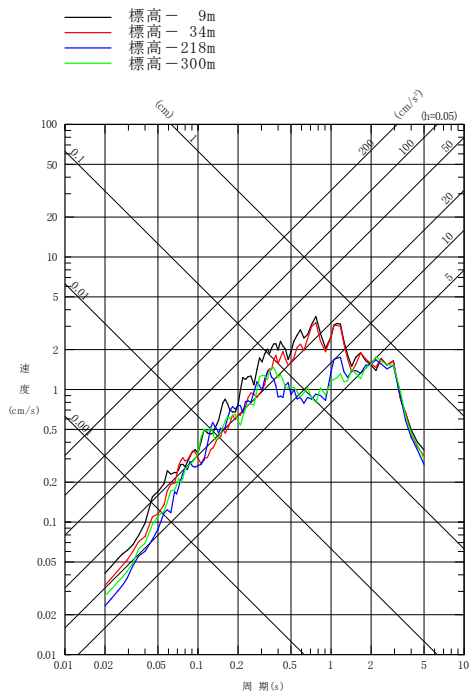


北側観測点

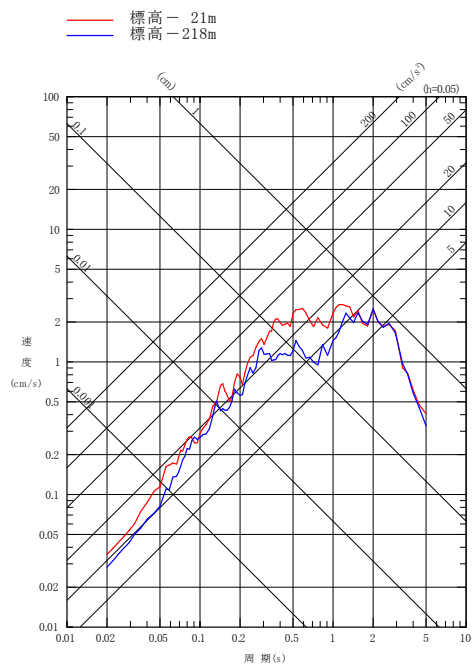


南側観測点

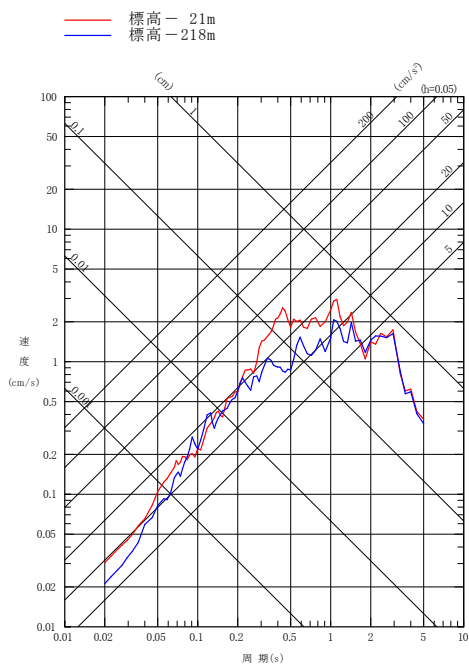
第5-8図(2) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
 No. 1 2013. 2. 2 十勝地方南部の地震 M6.5
 [海洋プレート内地震 (DE型)] (EW方向)



西側観測点

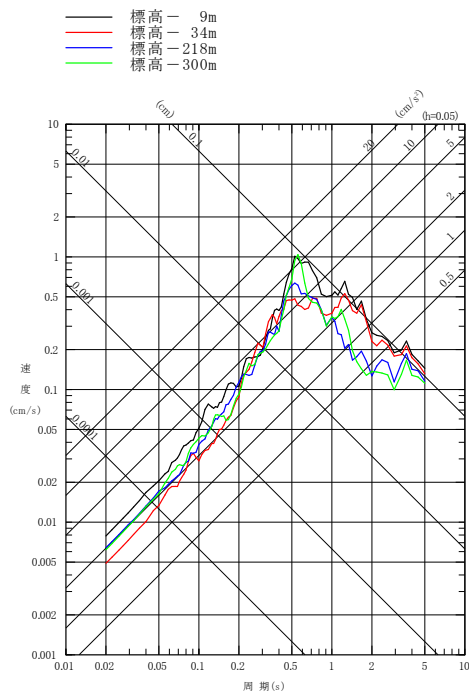


北側観測点

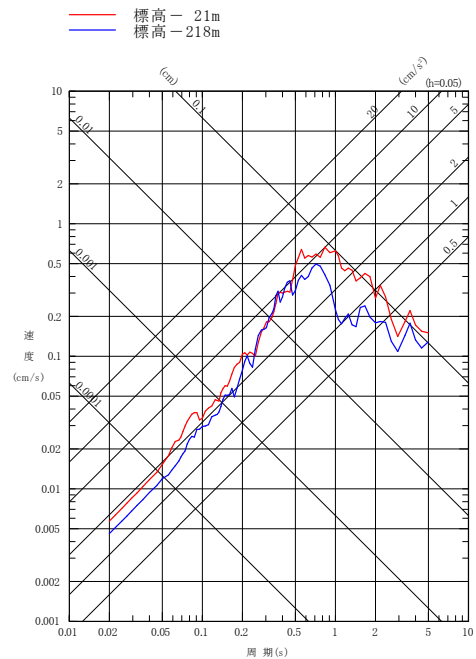


南側観測点

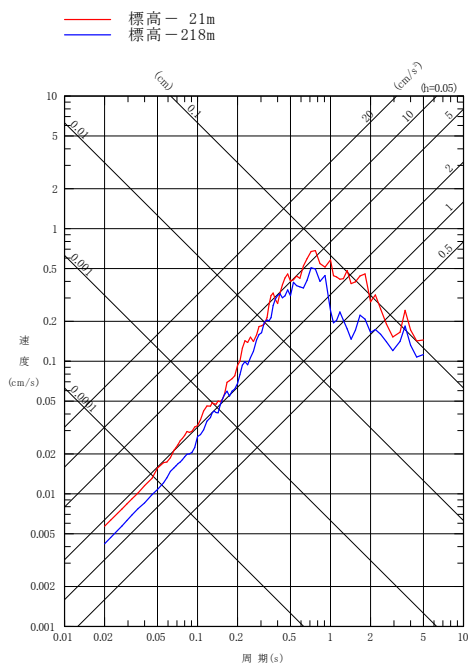
第5-8図(3) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 1 2013. 2. 2 十勝地方南部の地震 M6.5
[海洋プレート内地震 (DE型)] (UD方向)



西側観測点

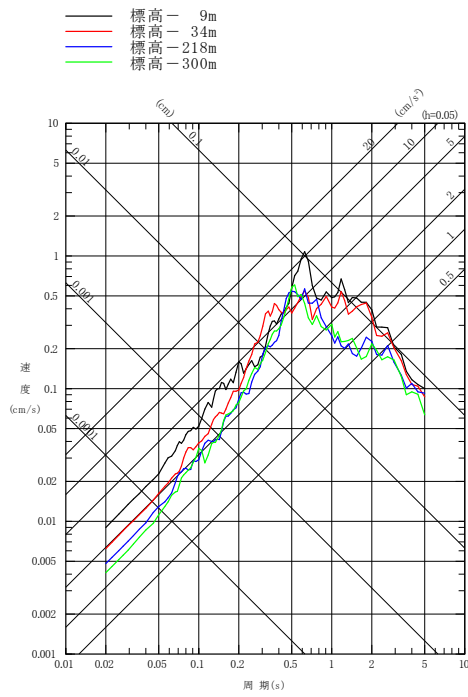


北側観測点

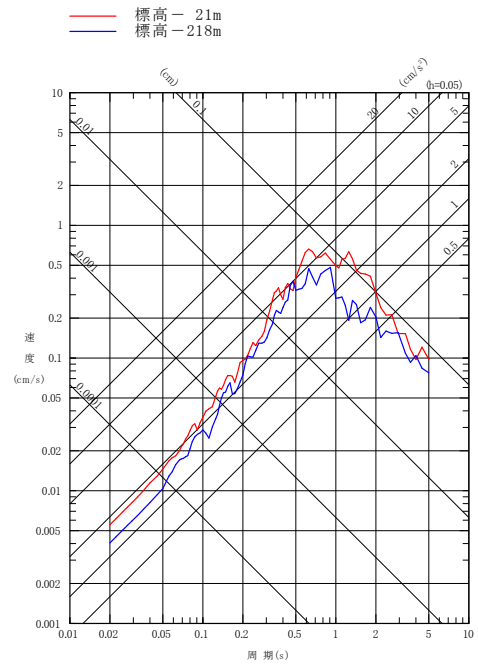


南側観測点

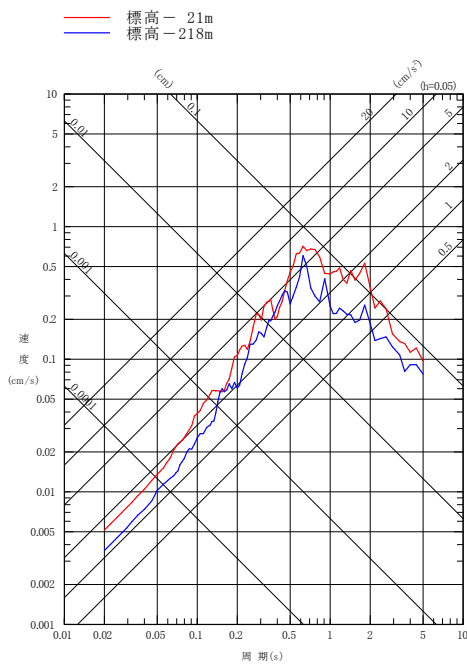
第5-8 図(4) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 2 2014. 6. 15 岩手県内陸南部の地震 M5.5
[海洋プレート内地震 (DC型)] (NS方向)



西側観測点

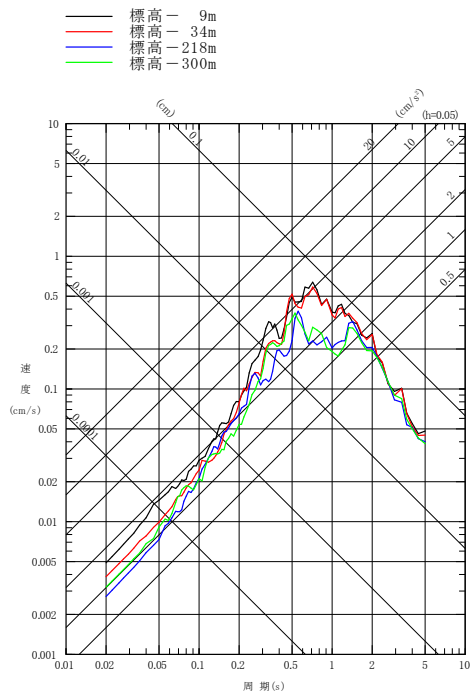


北側観測点

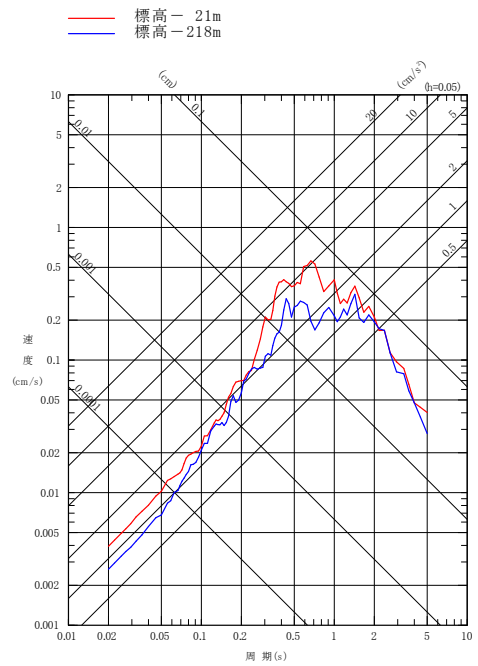


南側観測点

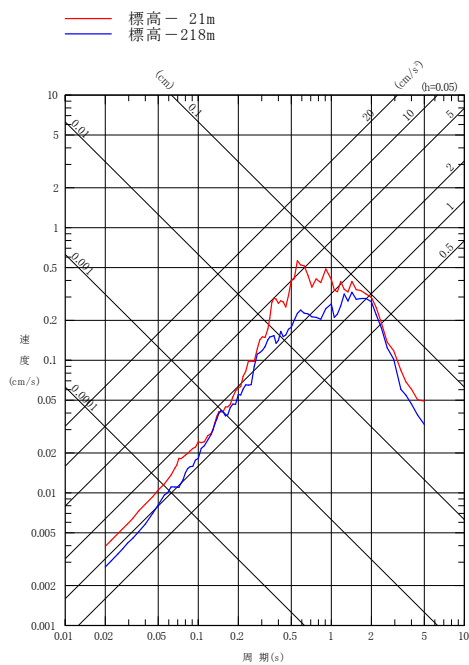
第5-8 図(5) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 2 2014. 6. 15 岩手県内陸南部の地震 M5.5
[海洋プレート内地震 (DC型)] (EW方向)



西側観測点

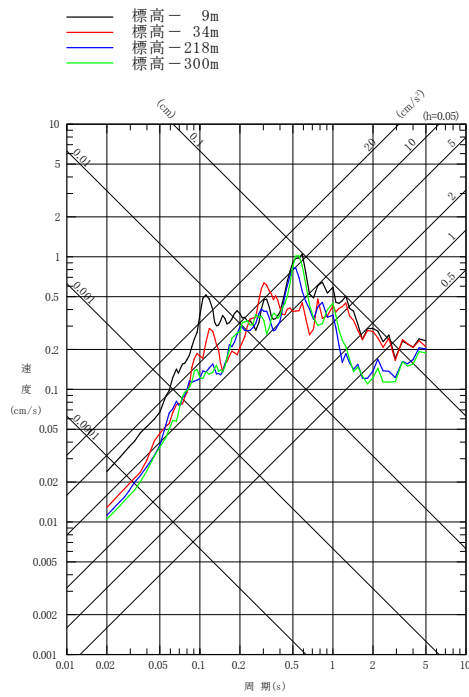


北側観測点

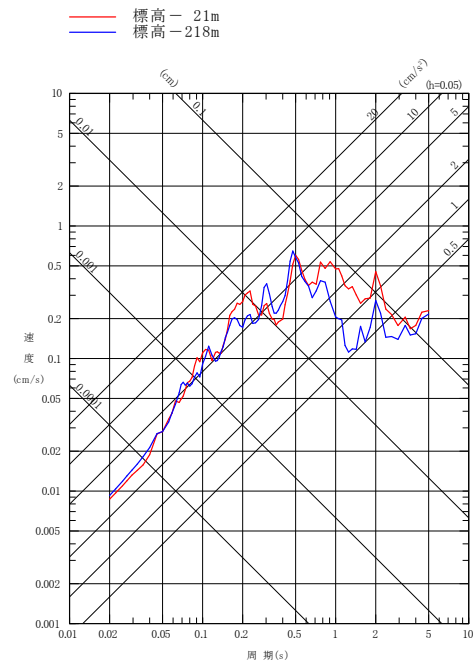


南側観測点

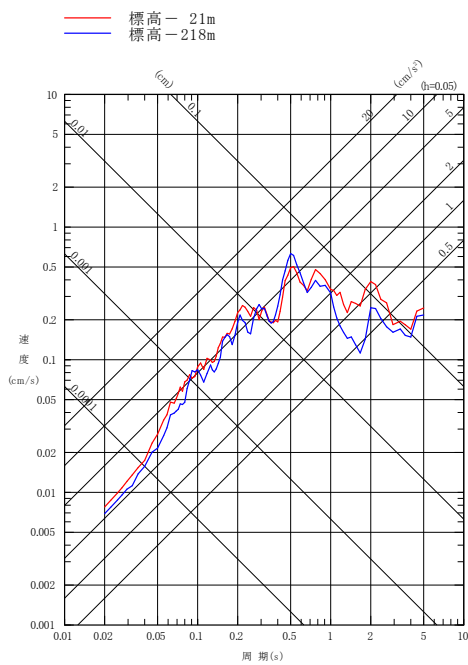
第5-8 図(6) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 2 2014. 6. 15 岩手県内陸南部の地震 M5.5
[海洋プレート内地震 (DC型)] (UD方向)



西側観測点

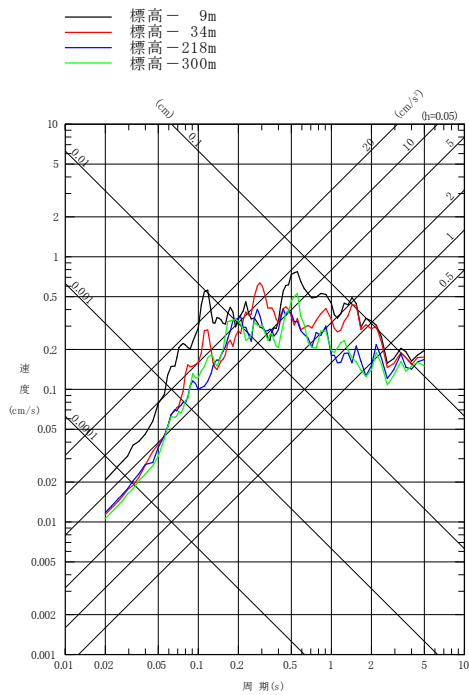


北側観測点

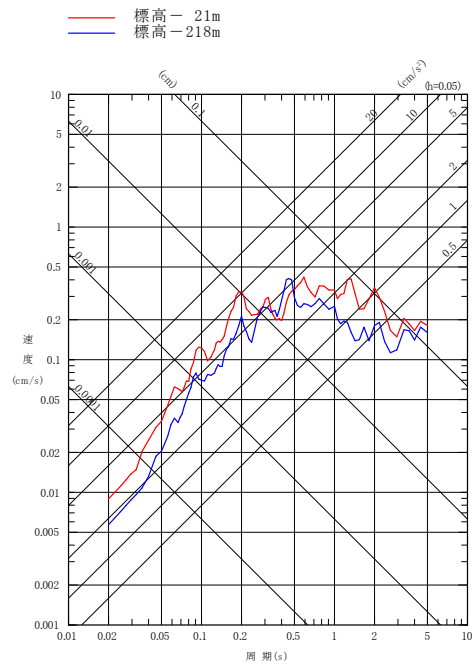


南側観測点

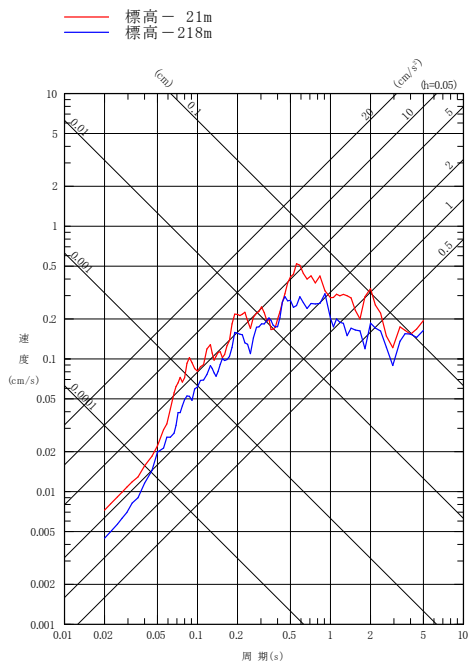
第5-8図(7) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 3 2014. 7. 8 胆振地方中東部の地震 M5.6
[内陸地殻内地震] (NS方向)



西側観測点

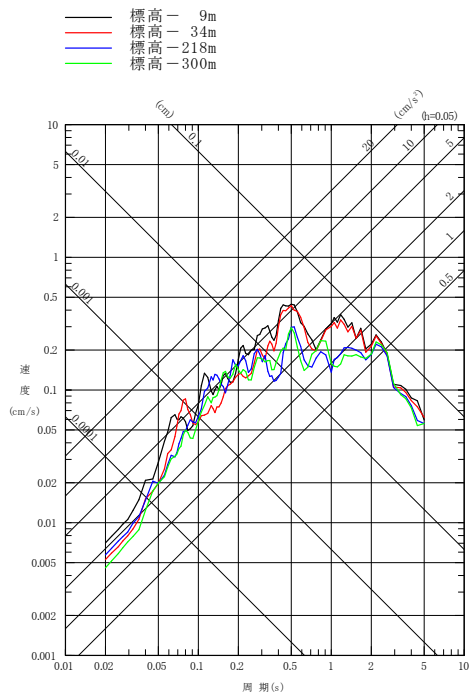


北側観測点

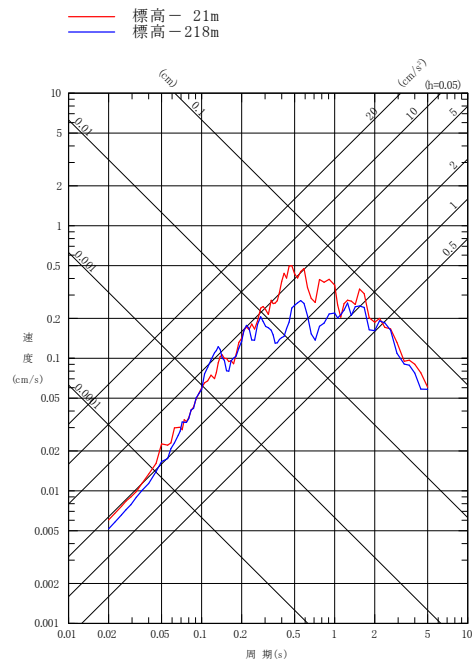


南側観測点

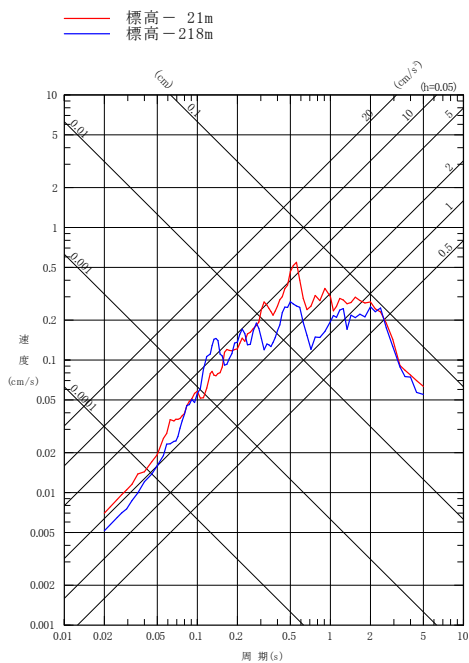
第5-8 図(8) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 3 2014. 7. 8 胆振地方中東部の地震 M5.6
[内陸地殻内地震] (EW 方向)



西側観測点

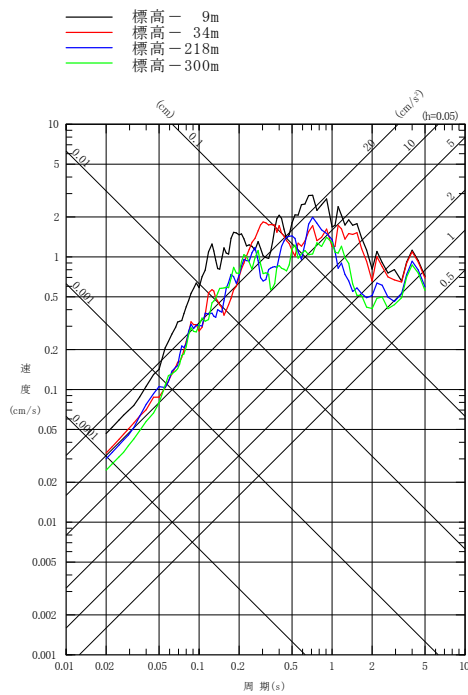


北側観測点

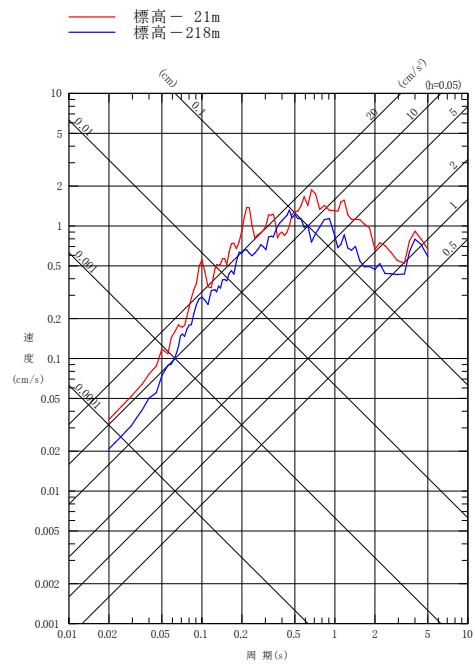


南側観測点

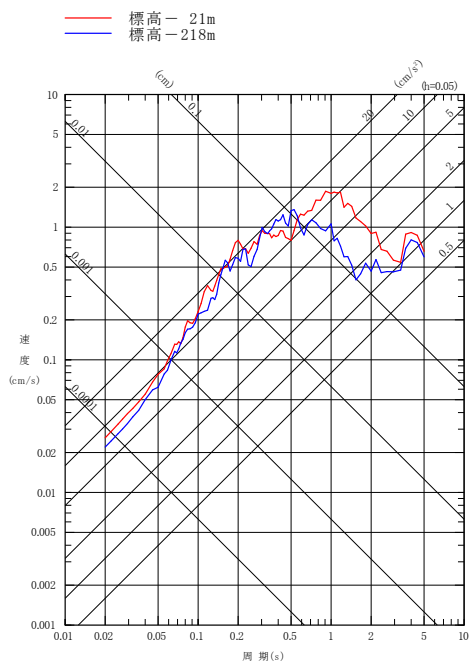
第5-8図(9) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 3 2014. 7. 8 胆振地方中東部の地震 M5.6
[内陸地殻内地震] (UD方向)



西側観測点

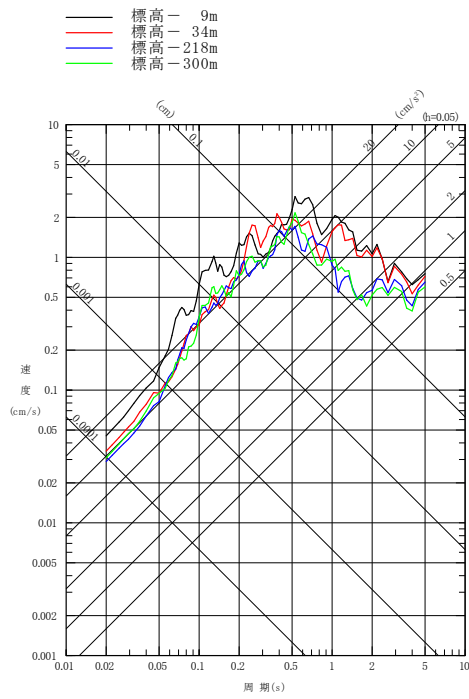


北側観測点

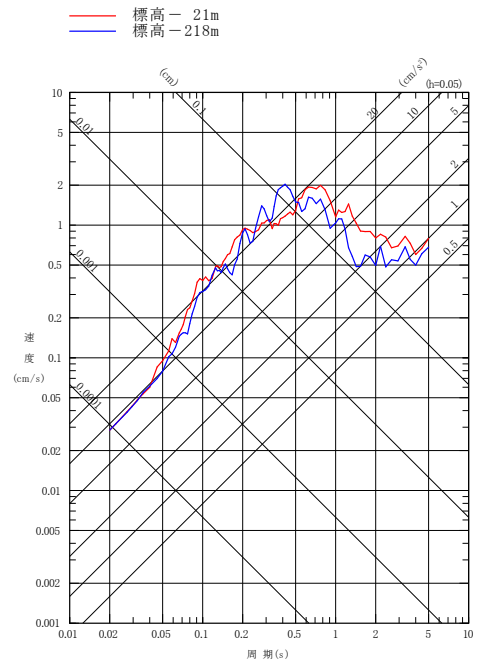


南側観測点

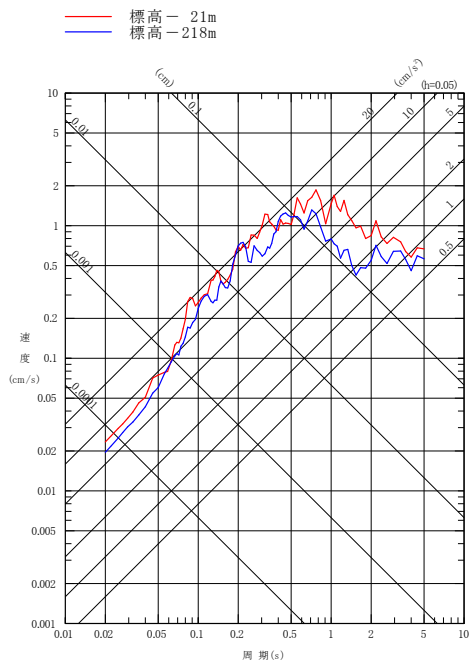
第5-8図(10) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 4 2014. 8.10 青森県東方沖の地震 M6.1
[プレート間地震] (NS方向)



西側観測点

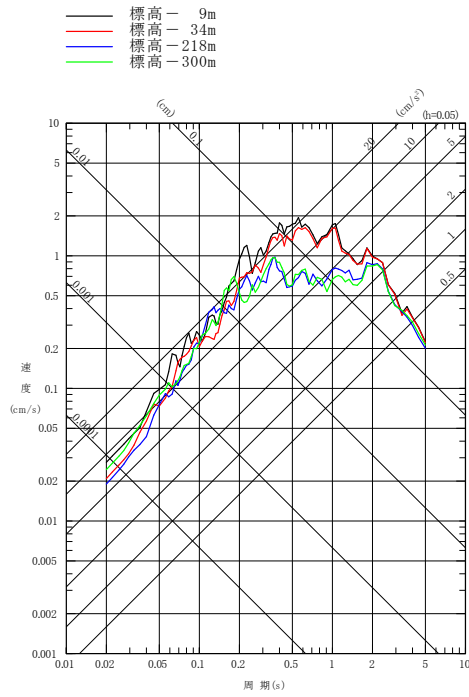


北側観測点

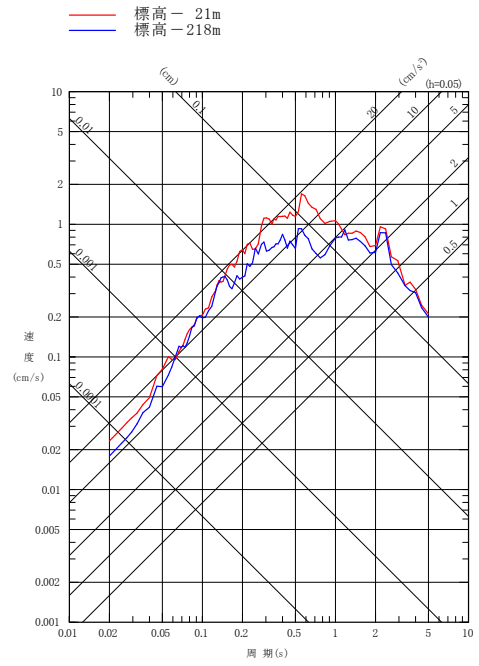


南側観測点

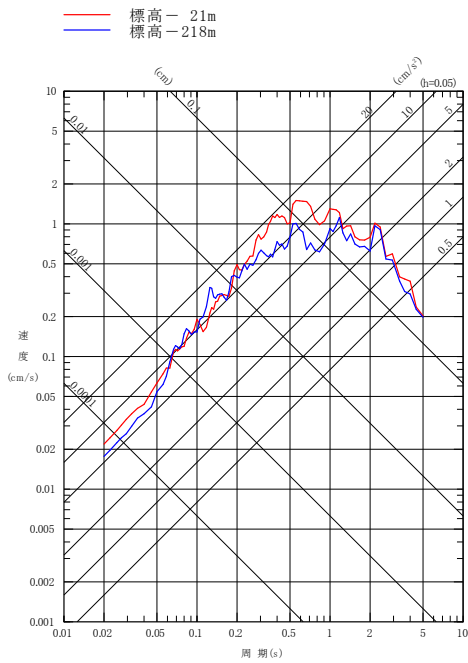
第5-8図(11) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 4 2014. 8.10 青森県東方沖の地震 M6.1
[プレート間地震] (EW方向)



西側観測点

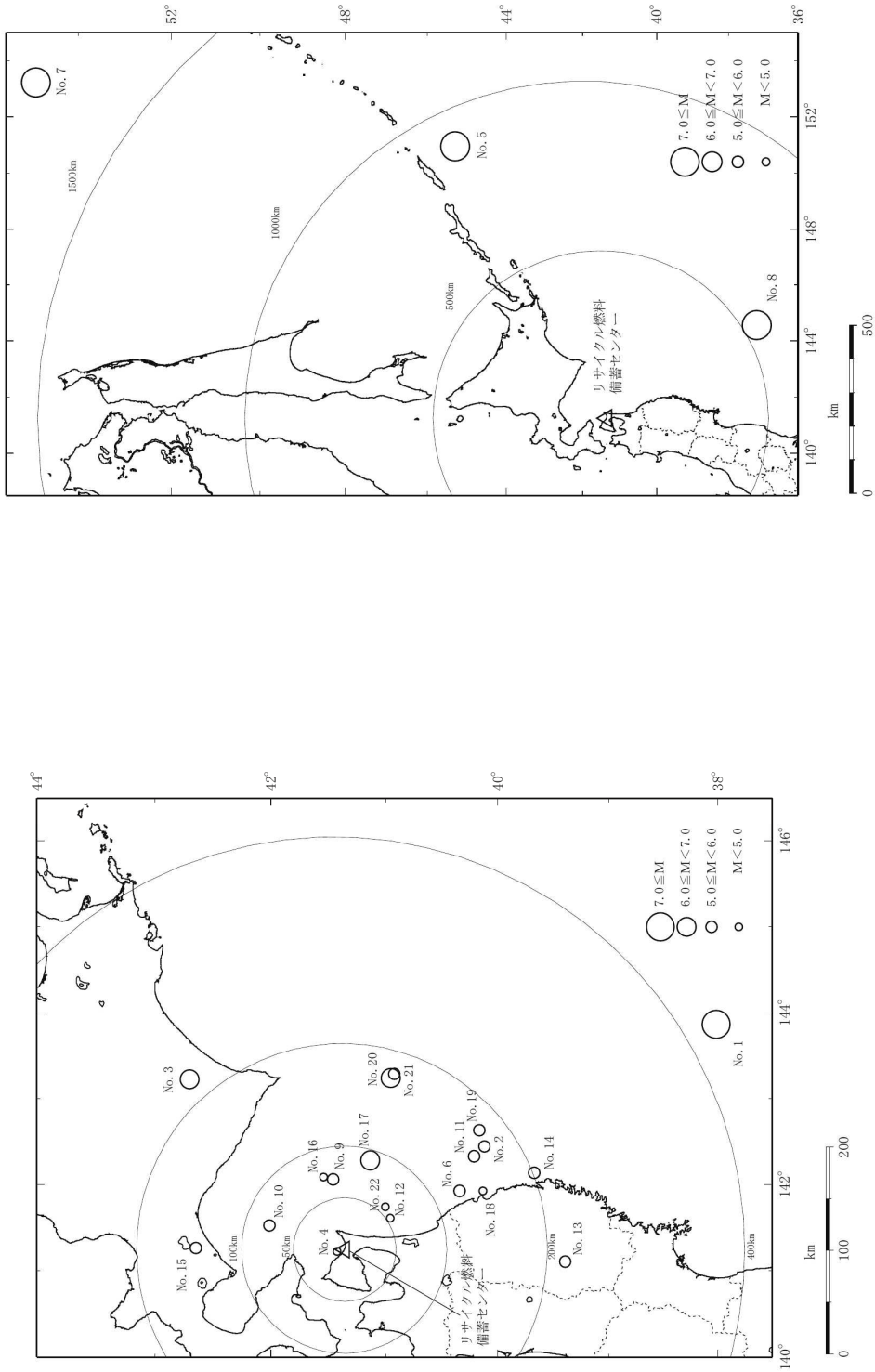


北側観測点



南側観測点

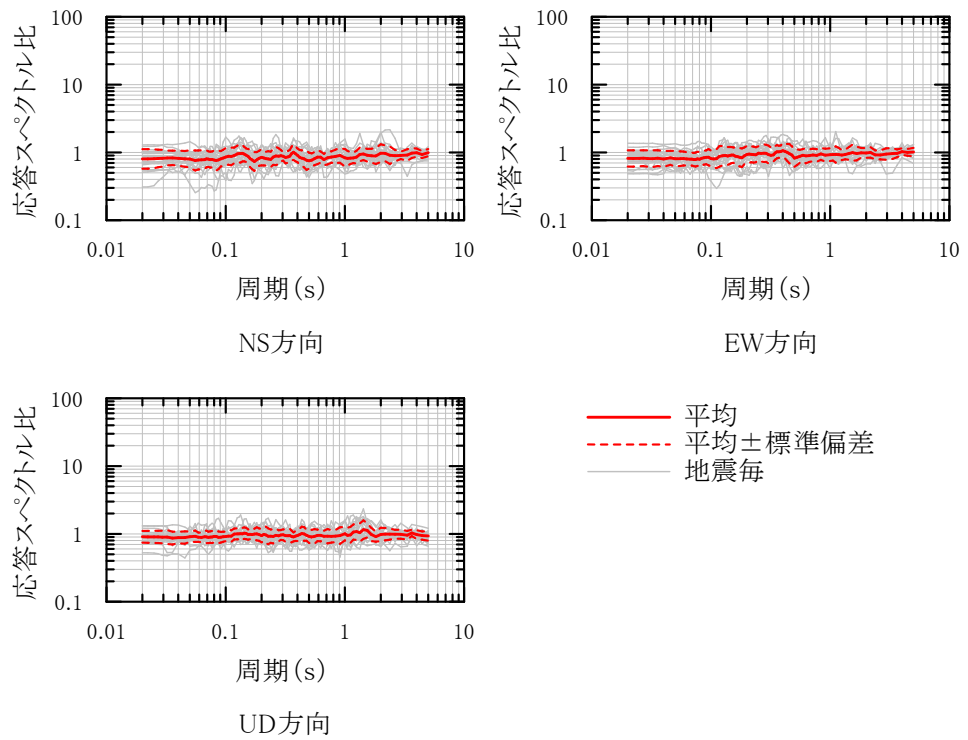
第5-8図(12) 敷地内3観測点における主な観測記録の深度別応答スペクトル
No. 4 2014. 8.10 青森県東方沖の地震 M6.1
[プレート間地震] (UD方向)



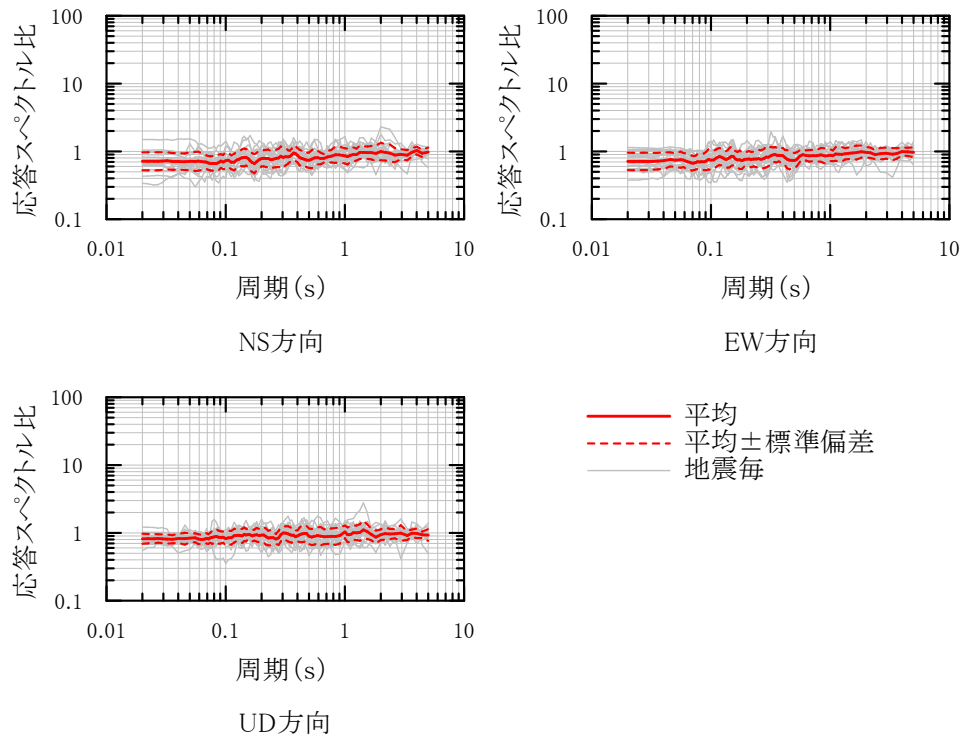
(a) 敷地からの震央距離 400km 程度以内

(b) 敷地からの震央距離 500km 程度以遠

第 5-9 図 敷地内 3 観測点の解放基盤表面位置における観測記録の比較に用いた地震の震央分布

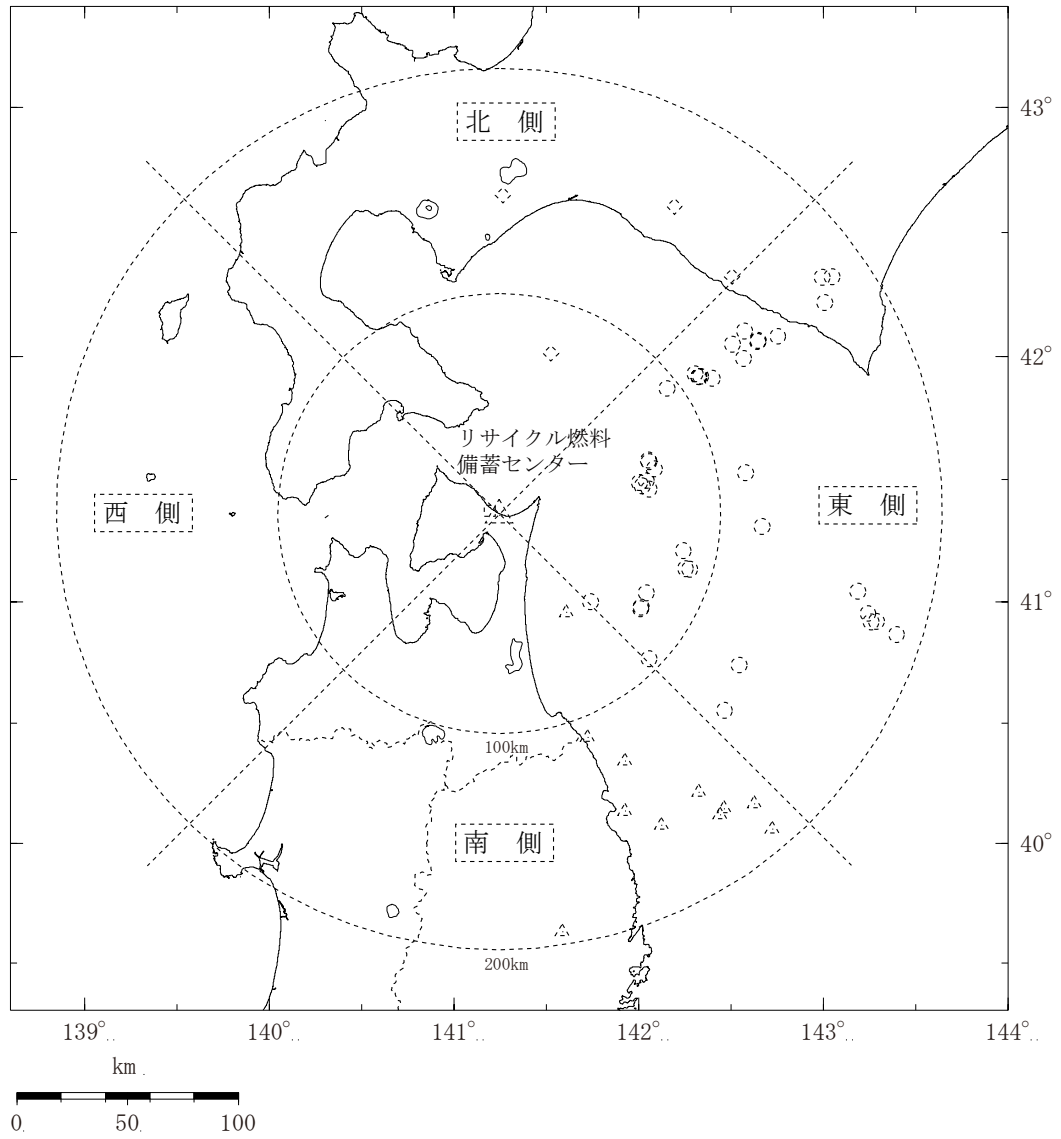


北側観測点／西側観測点

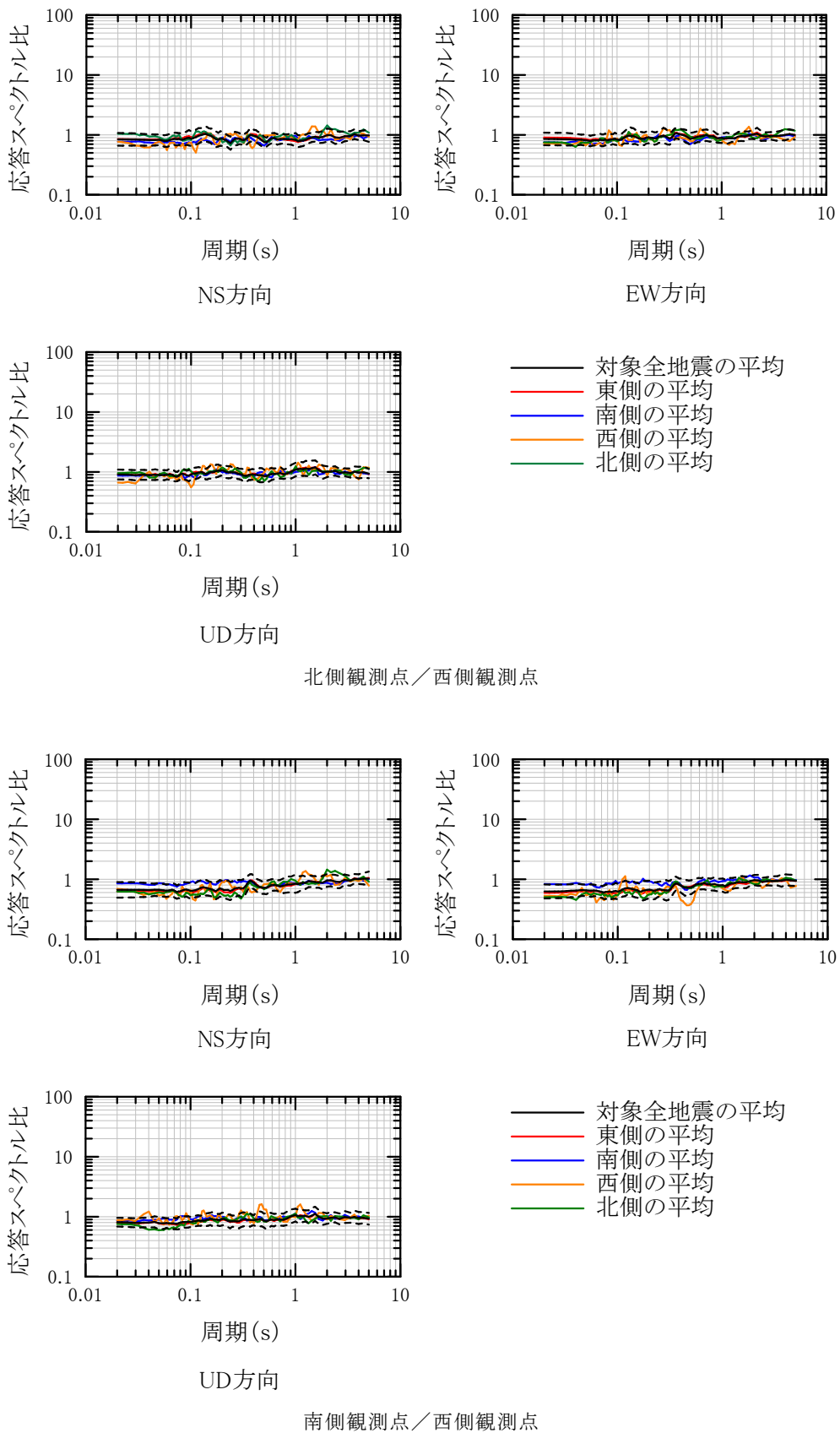


南側観測点／西側観測点

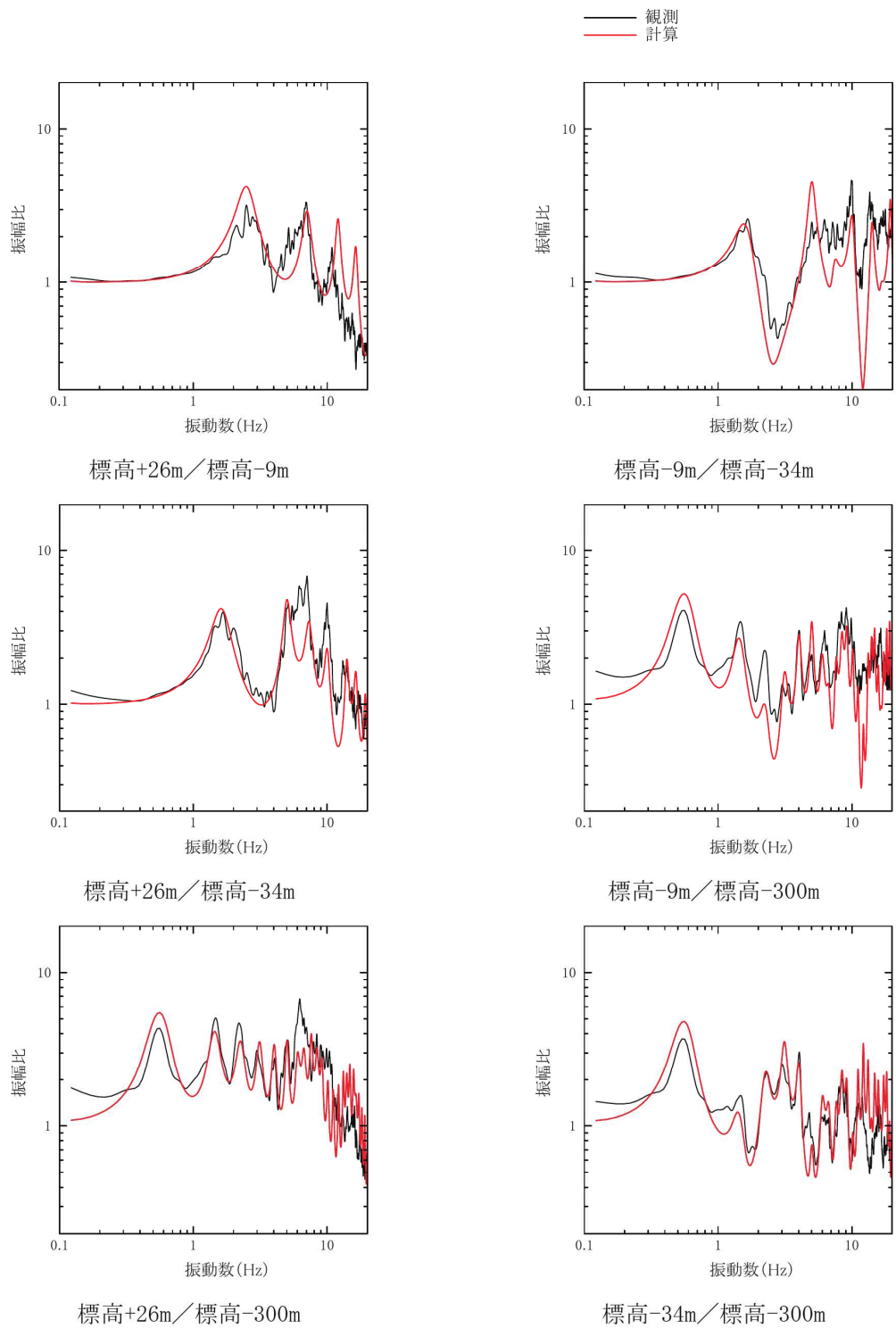
第5-10図 敷地内3観測点の解放基盤表面位置における観測記録の比較



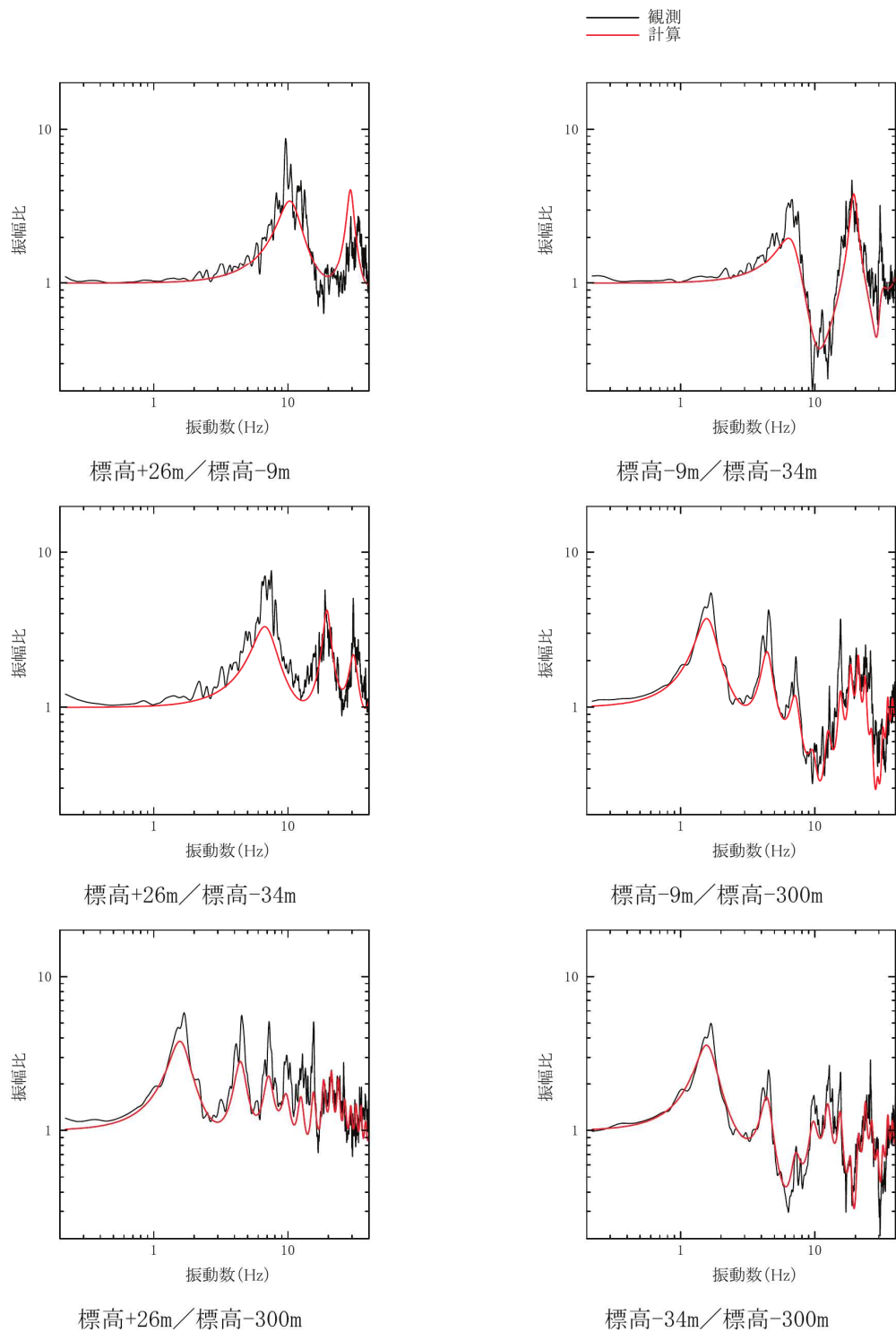
第 5-11 図 敷地内 3 観測点における到来方向別の検討に用いた地震の震央分布



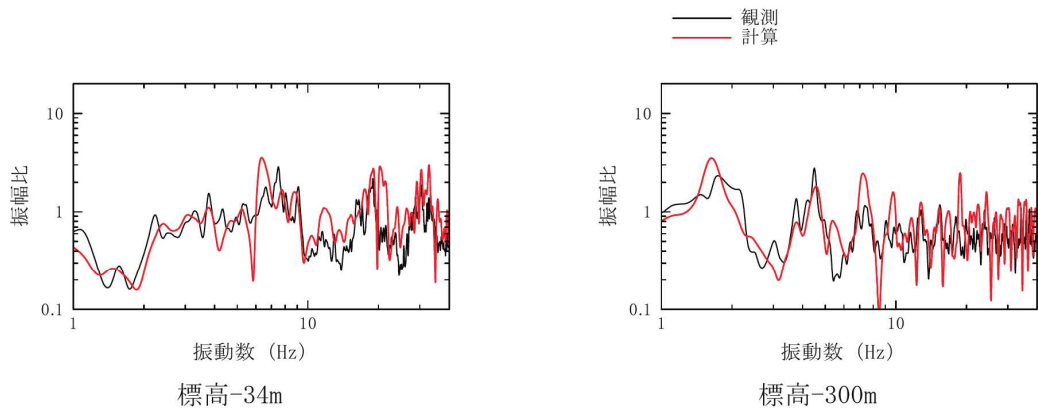
第 5-12 図 敷地内 3 観測点における到来方向別の検討



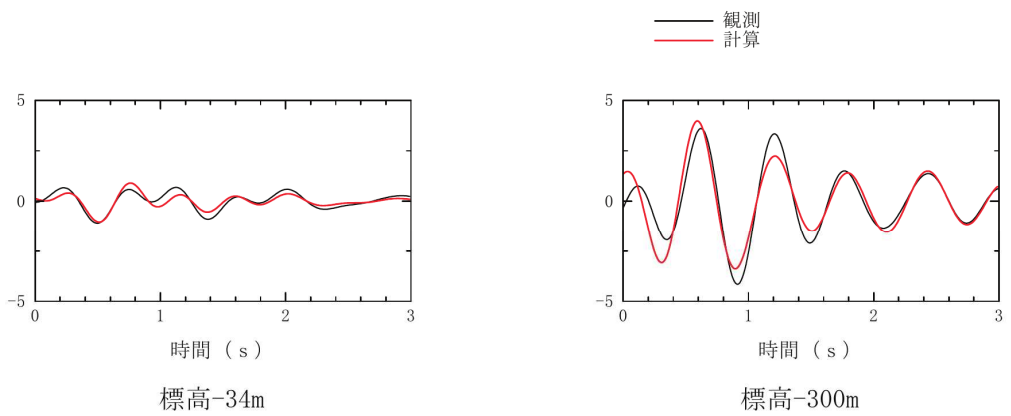
第5-13 図(1) 西側観測点の観測記録とはぎ取り地盤構造モデルによる伝達関数の比較 (水平方向)



第5-13 図(2) 西側観測点の観測記録とはぎ取り地盤構造モデルによる伝達関数の比較 (鉛直方向)

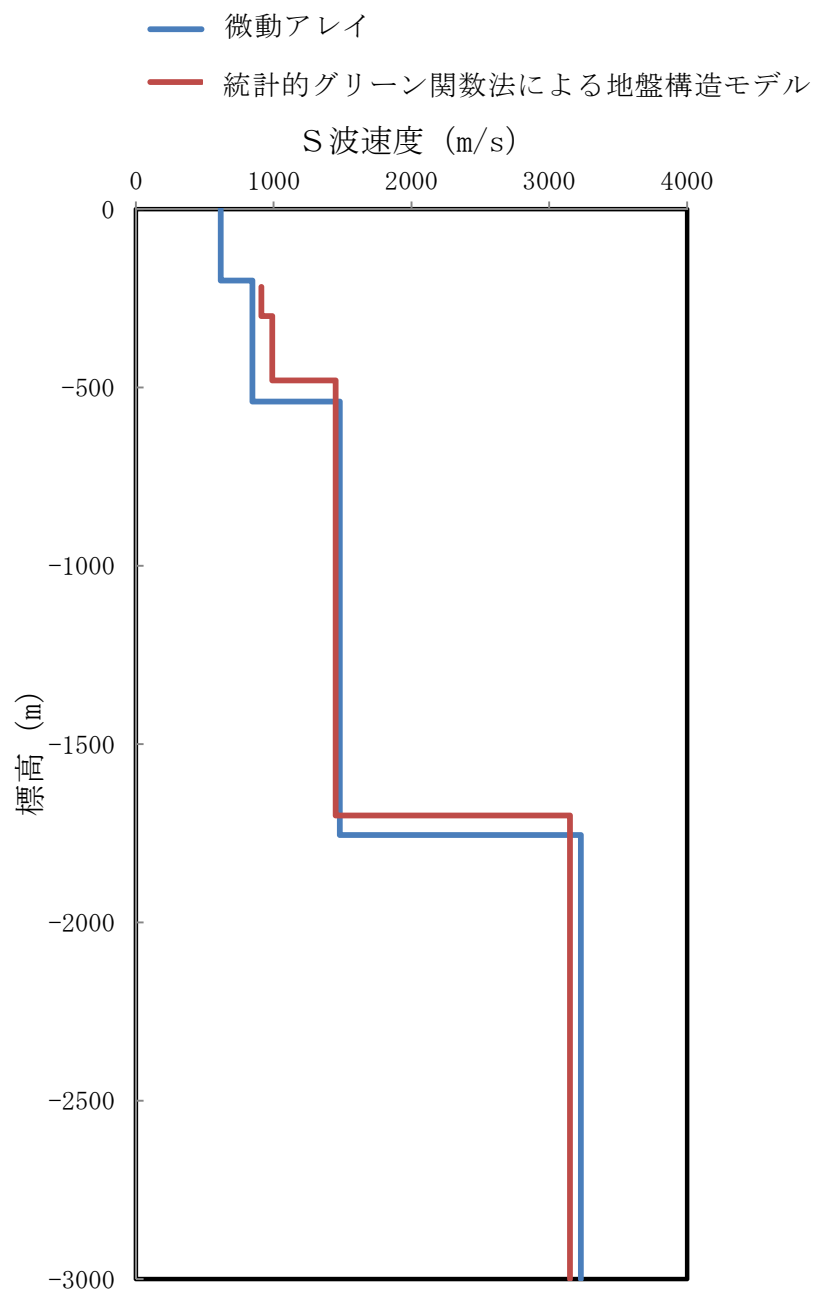


P波部水平／上下スペクトル振幅比

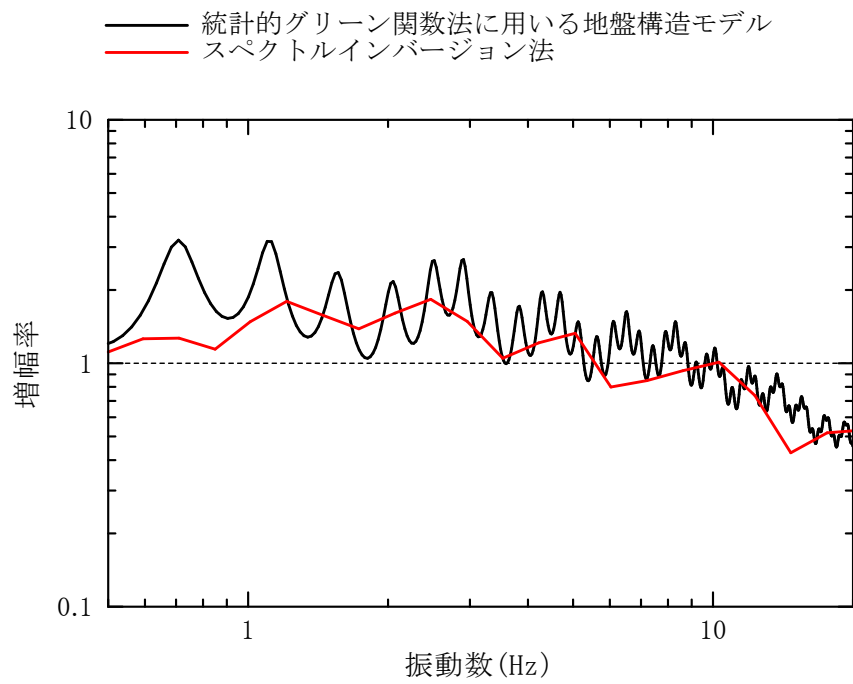


レシーバー関数

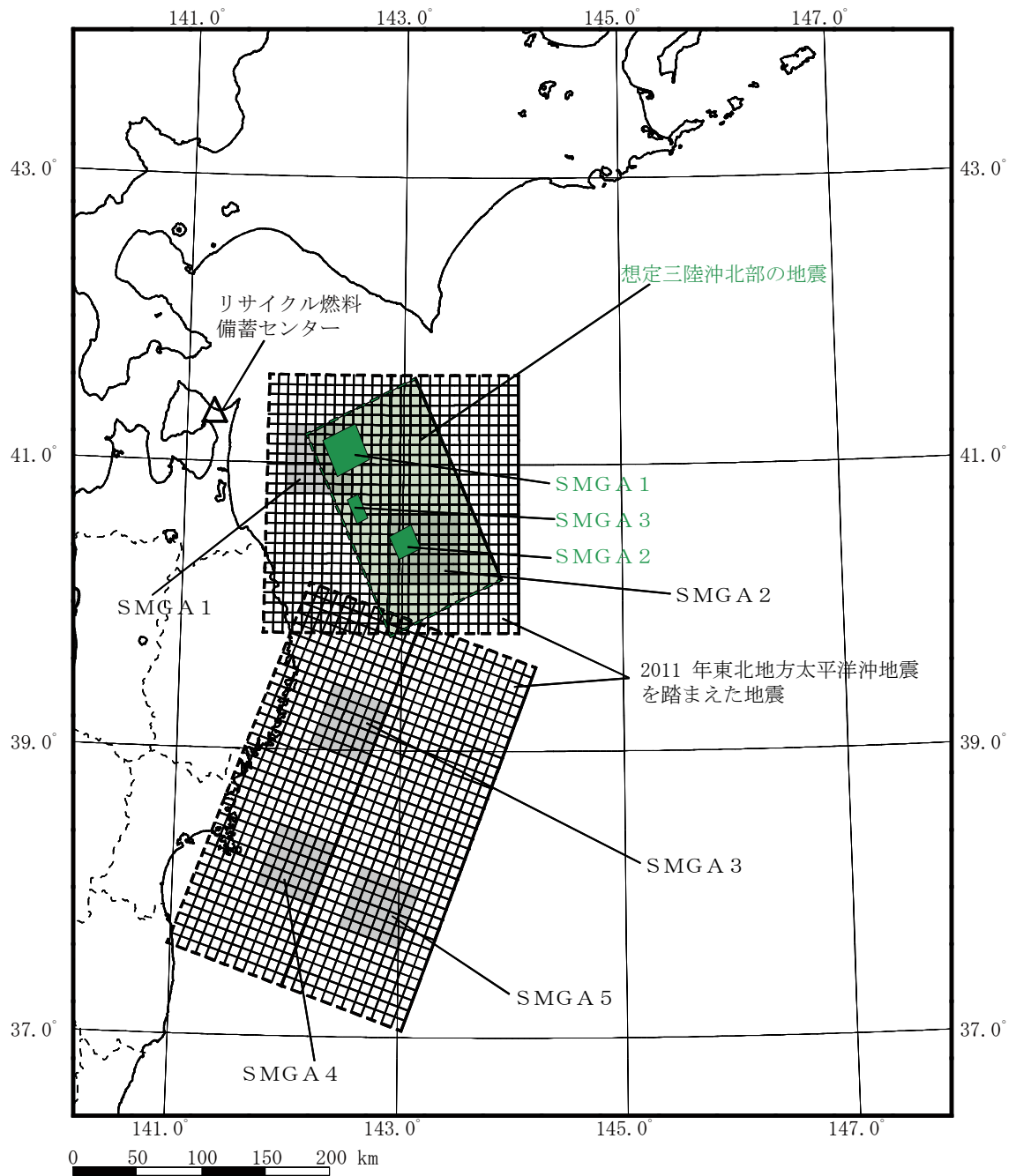
第 5-14 図 西側観測の観測記録と統計的グリーン関数法に用いる地盤構造モデルによる P 波部水平／上下スペクトル振幅比とレシーバー関数の比較



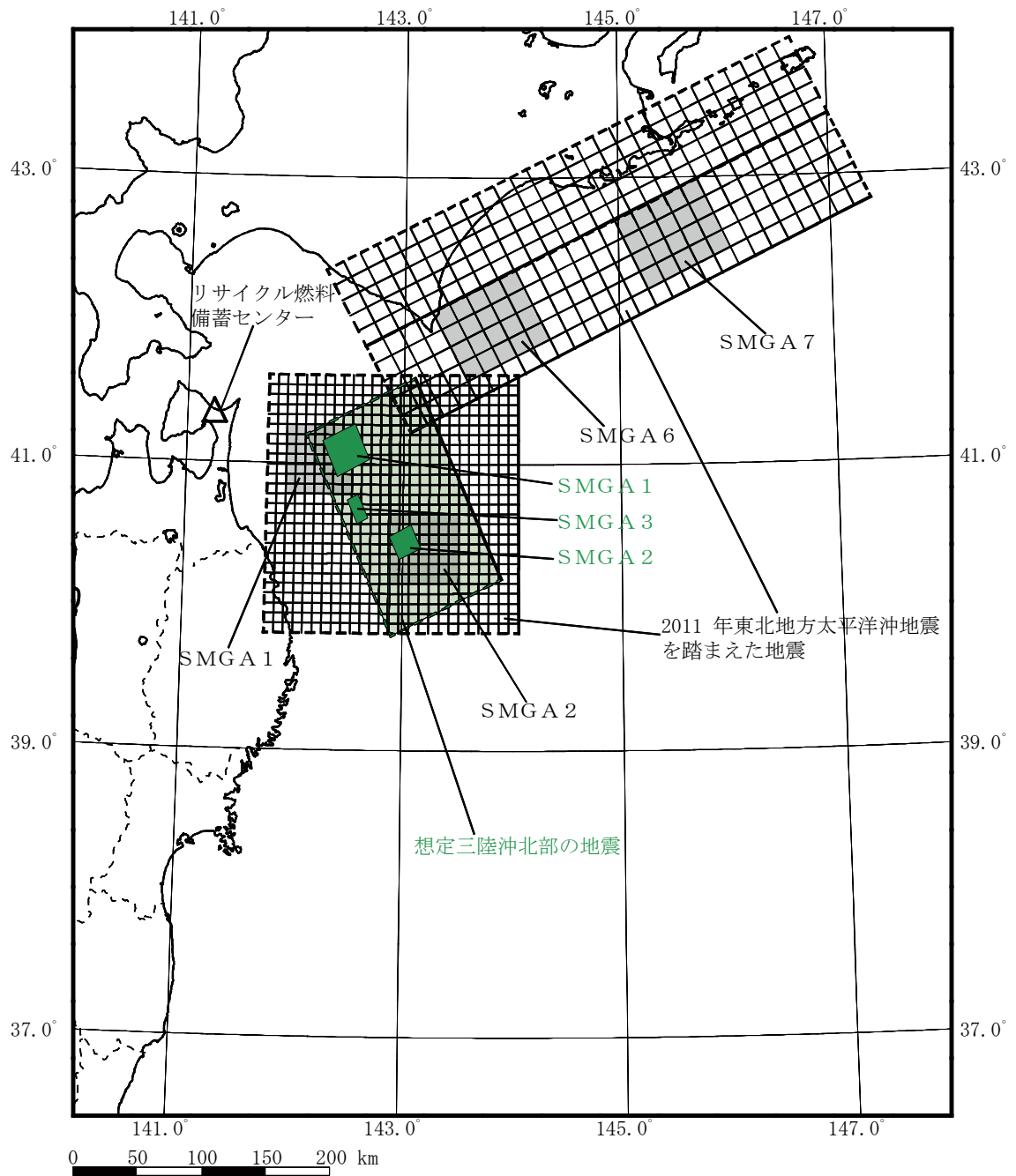
第 5-15 図 敷地近傍の微動アレイ探査と統計的グリーン関数法に用いる地盤構造モデルとの比較



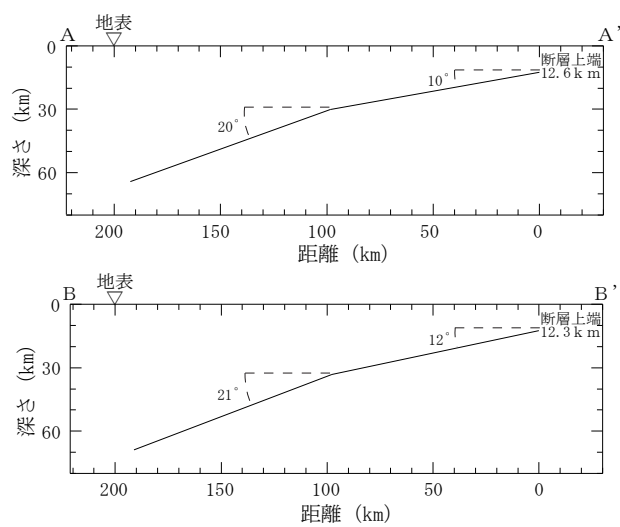
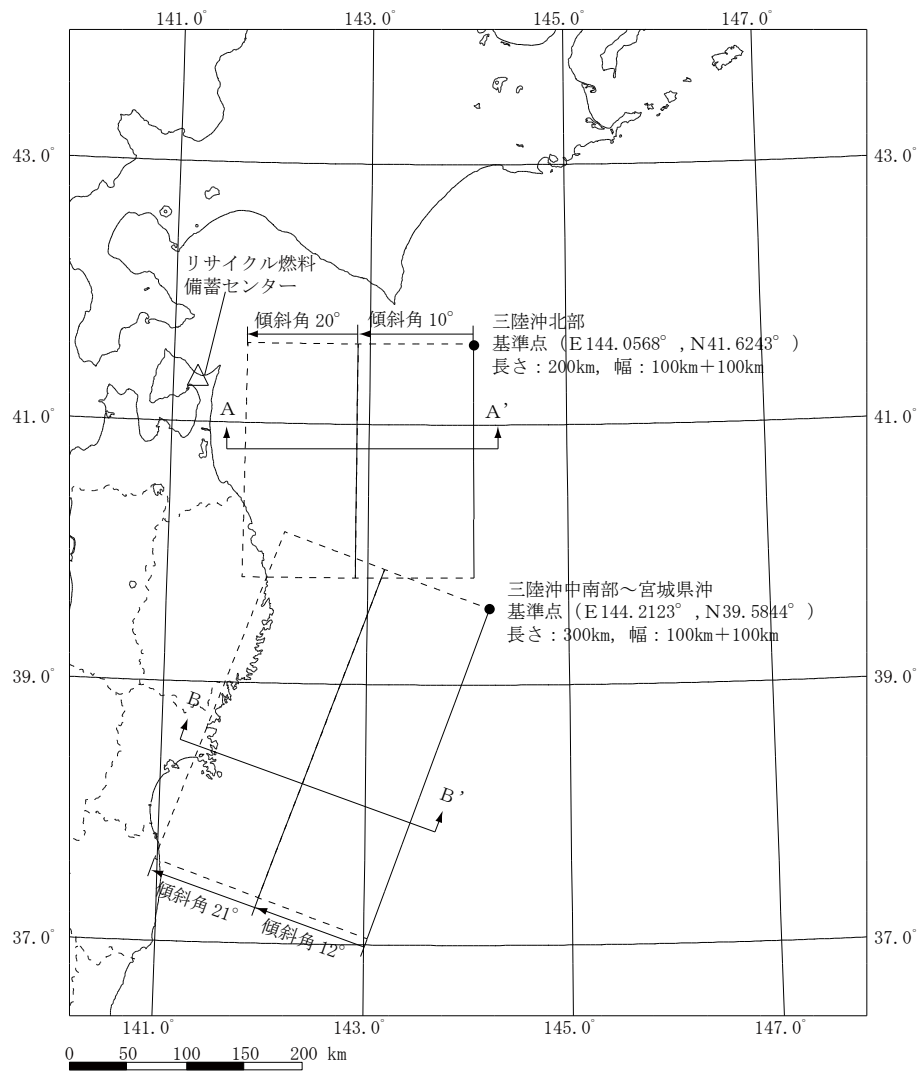
第 5-16 図 統計的グリーン関数法に用いる地盤構造モデルと
 スペクトルインバージョン法による地盤増幅特性の比較



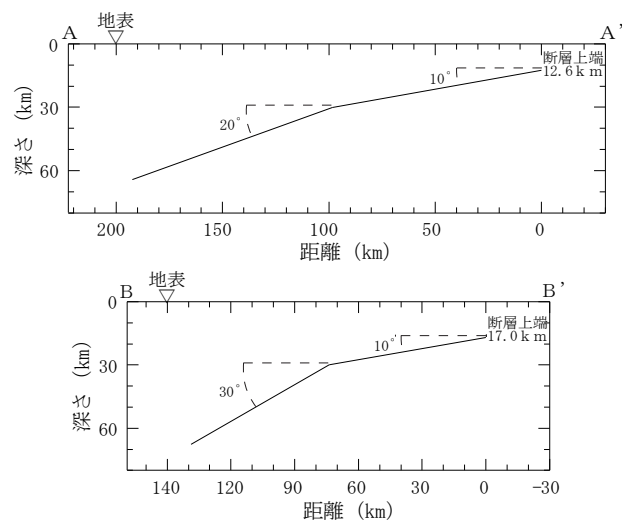
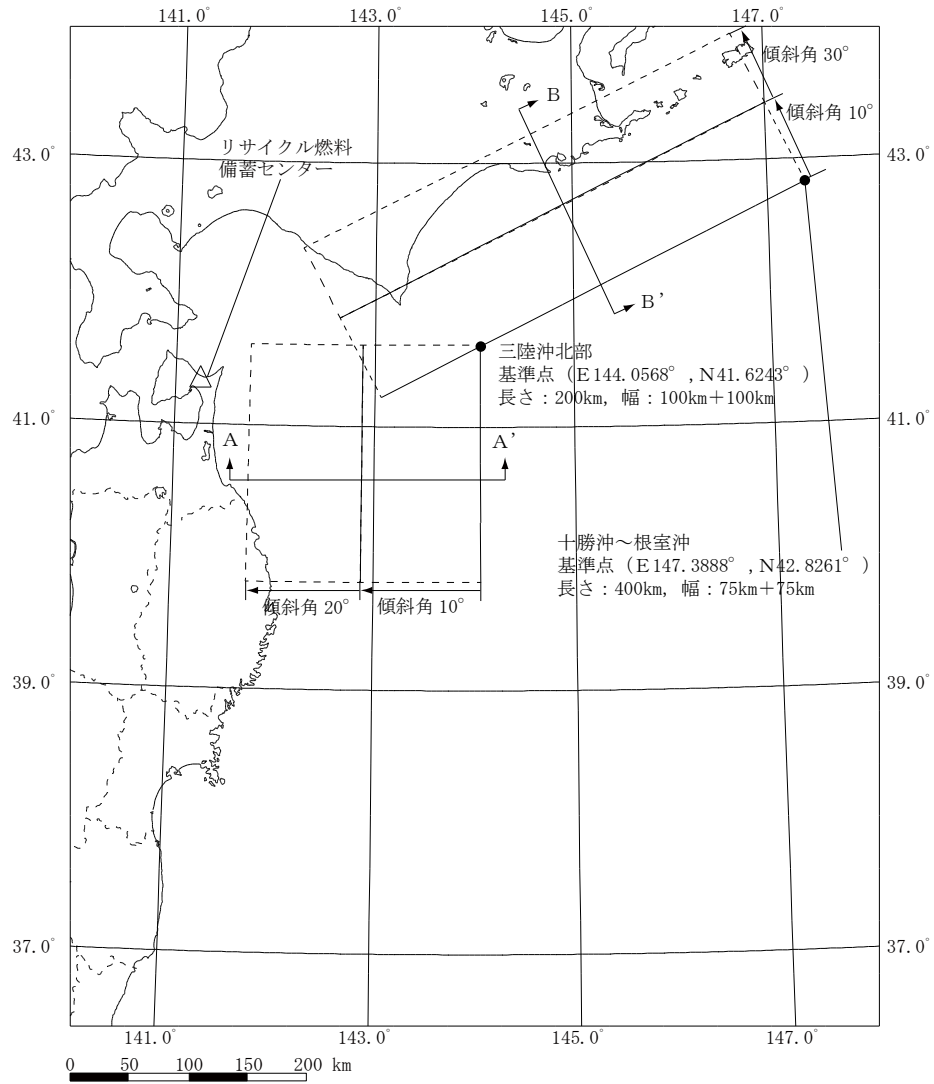
第 6-1 図(1) 「想定三陸沖北部の地震」及び「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」(三陸沖北部～宮城県沖の連動) の断層面比較



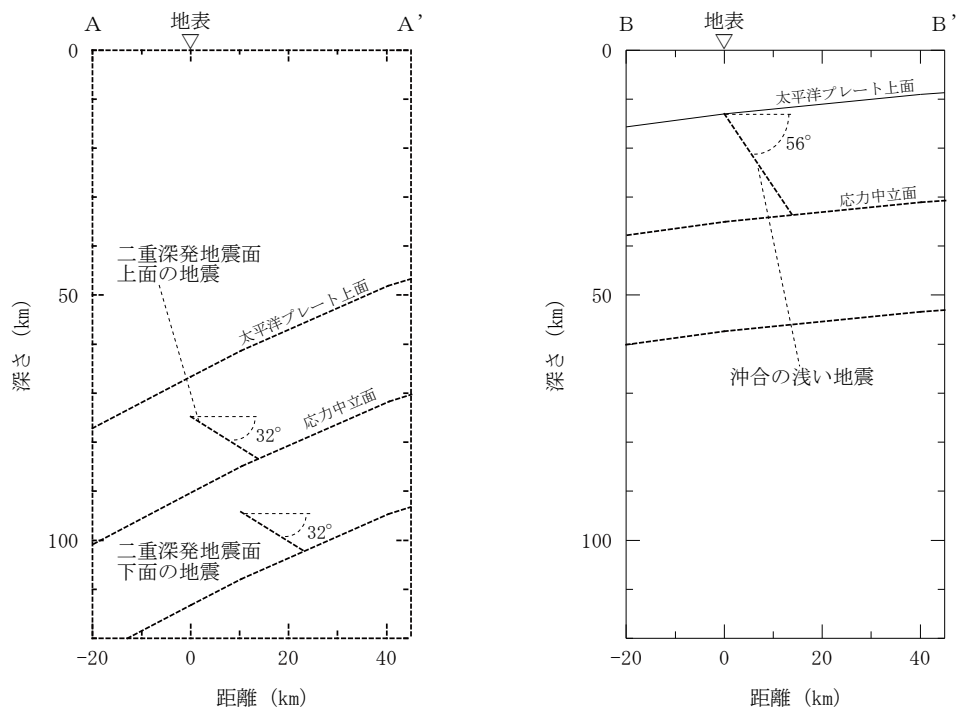
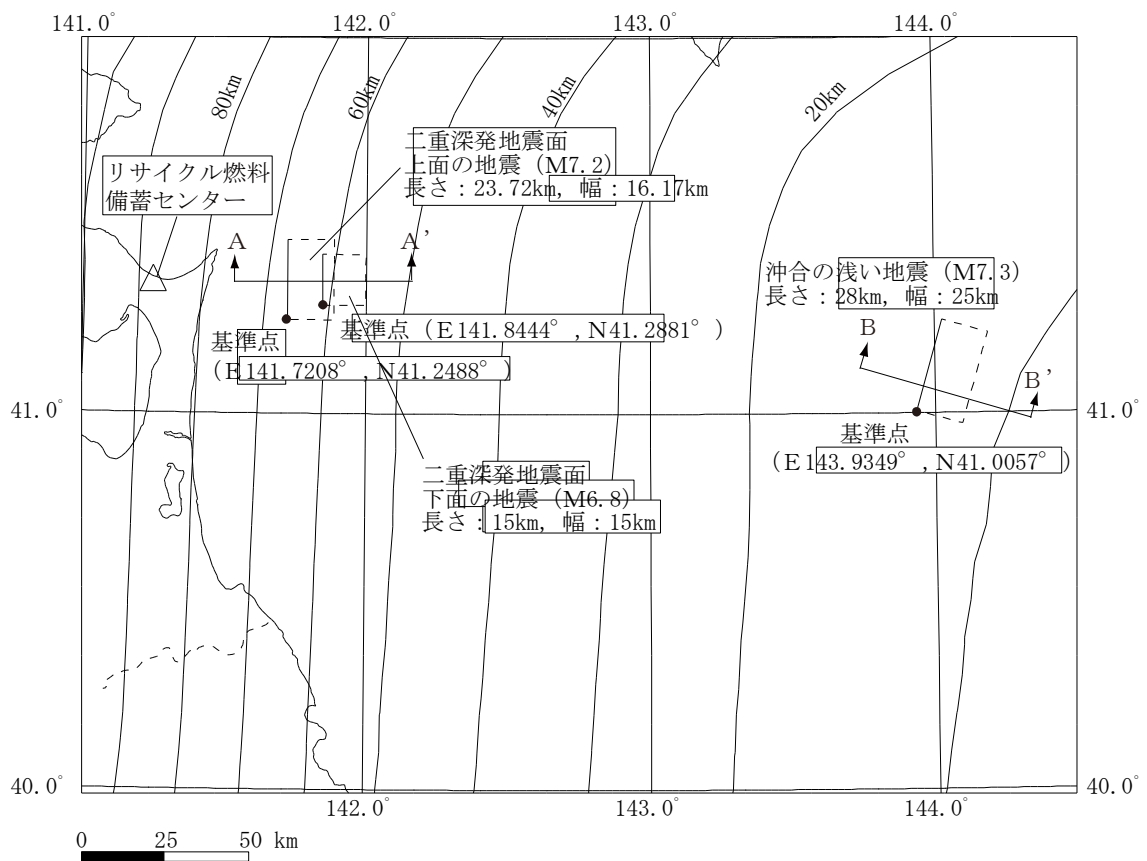
第 6-1 図(2) 「想定三陸沖北部の地震」及び「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」(三陸沖北部～根室沖の連動)の断層面比較



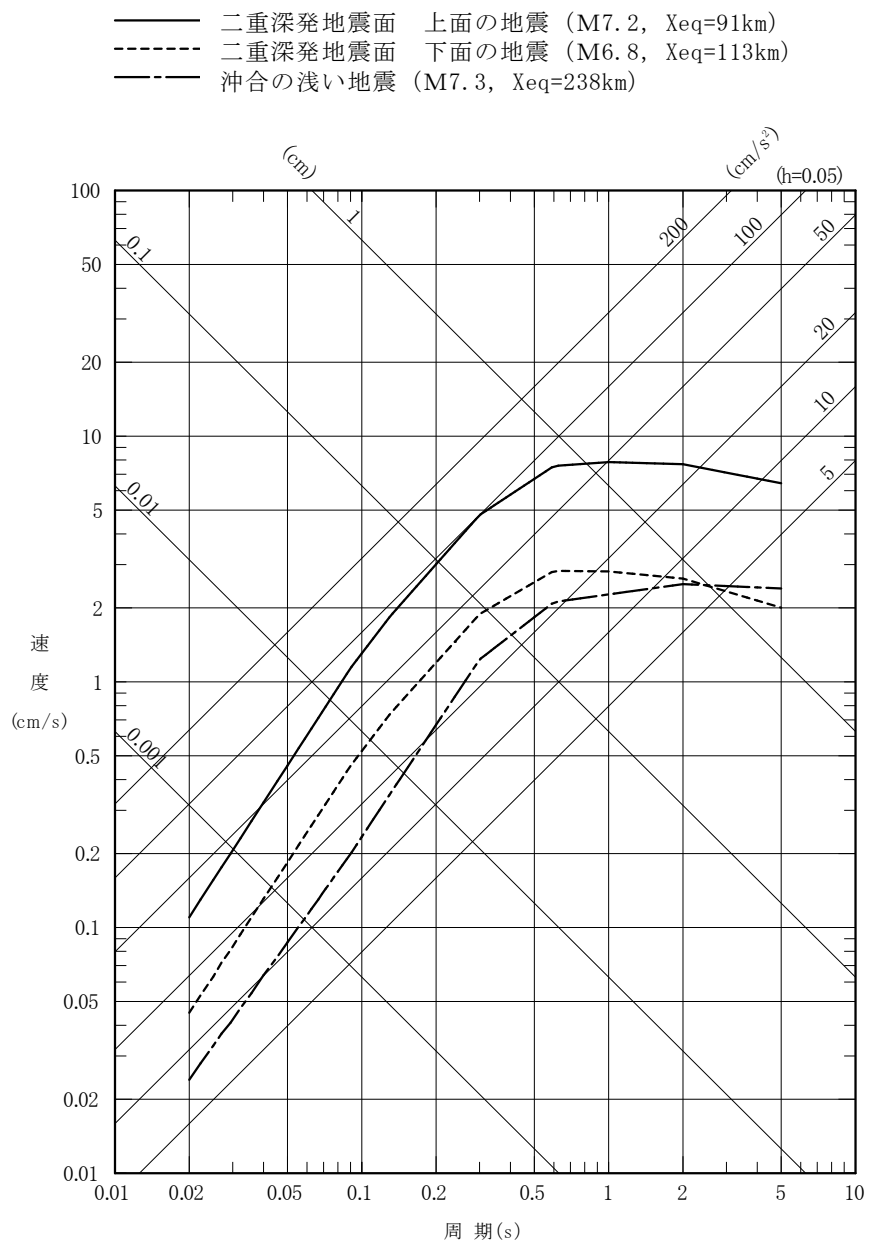
第 6-2 図(1) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～宮城県沖) の断層面の位置



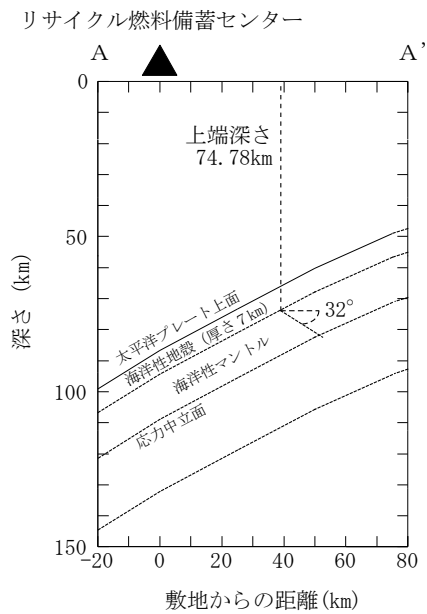
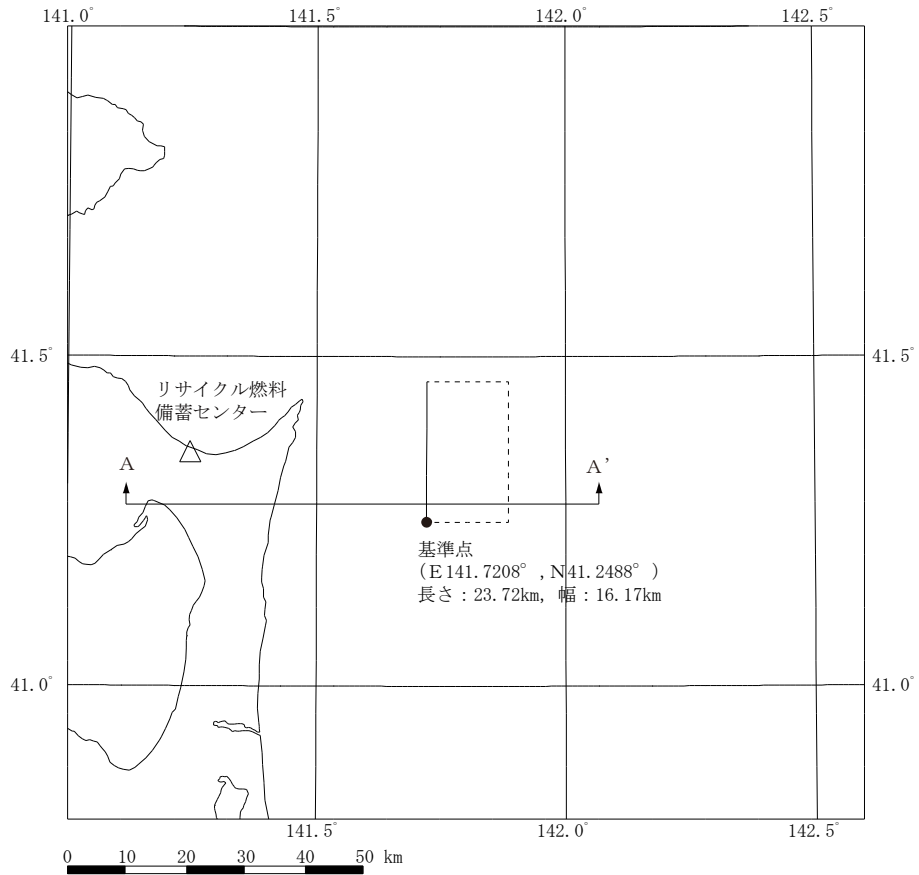
第 6-2 図(2) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～根室沖) の断層面の位置



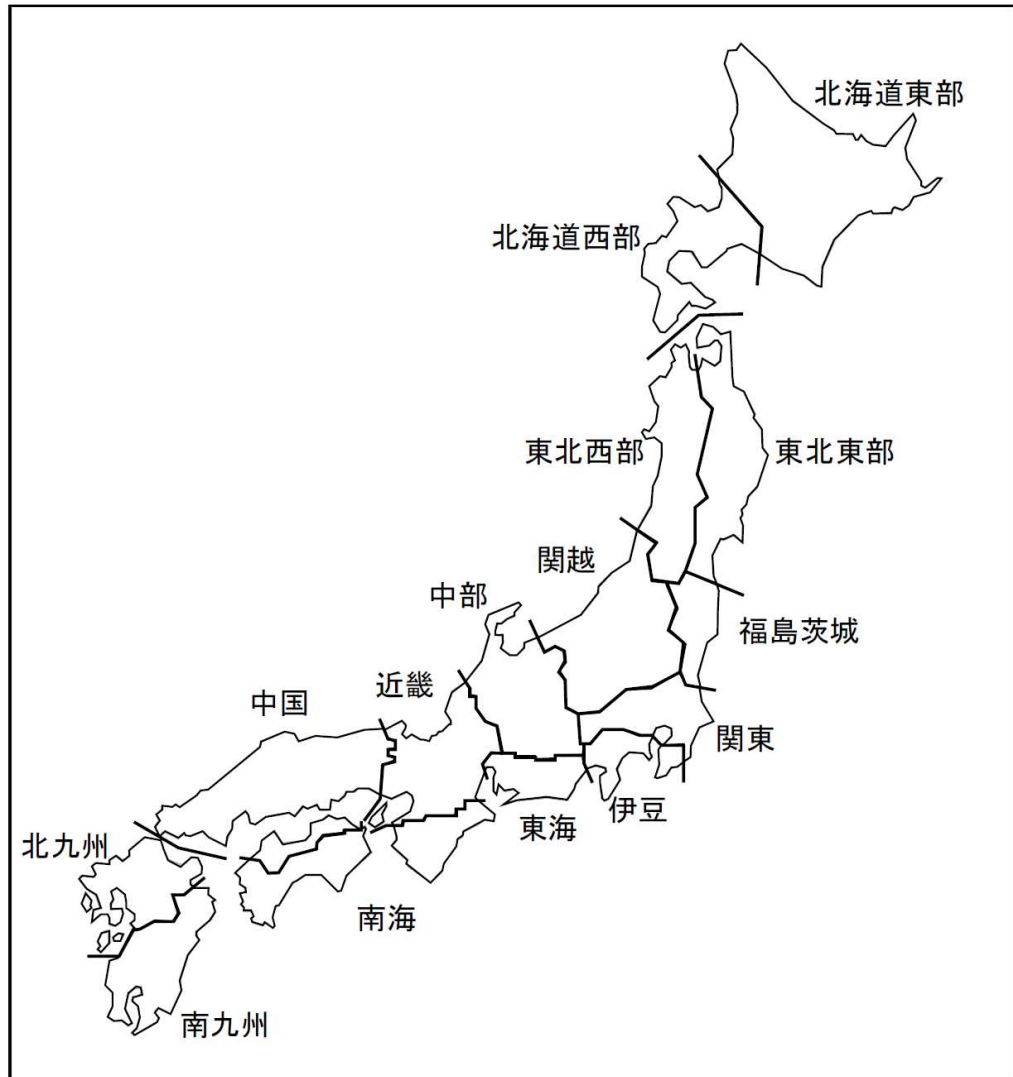
第 6-3 図 敷地に影響を与える海洋プレート内地震の断層面の位置



第 6-4 図 敷地に影響を与える海洋プレート内地震の地震動評価結果

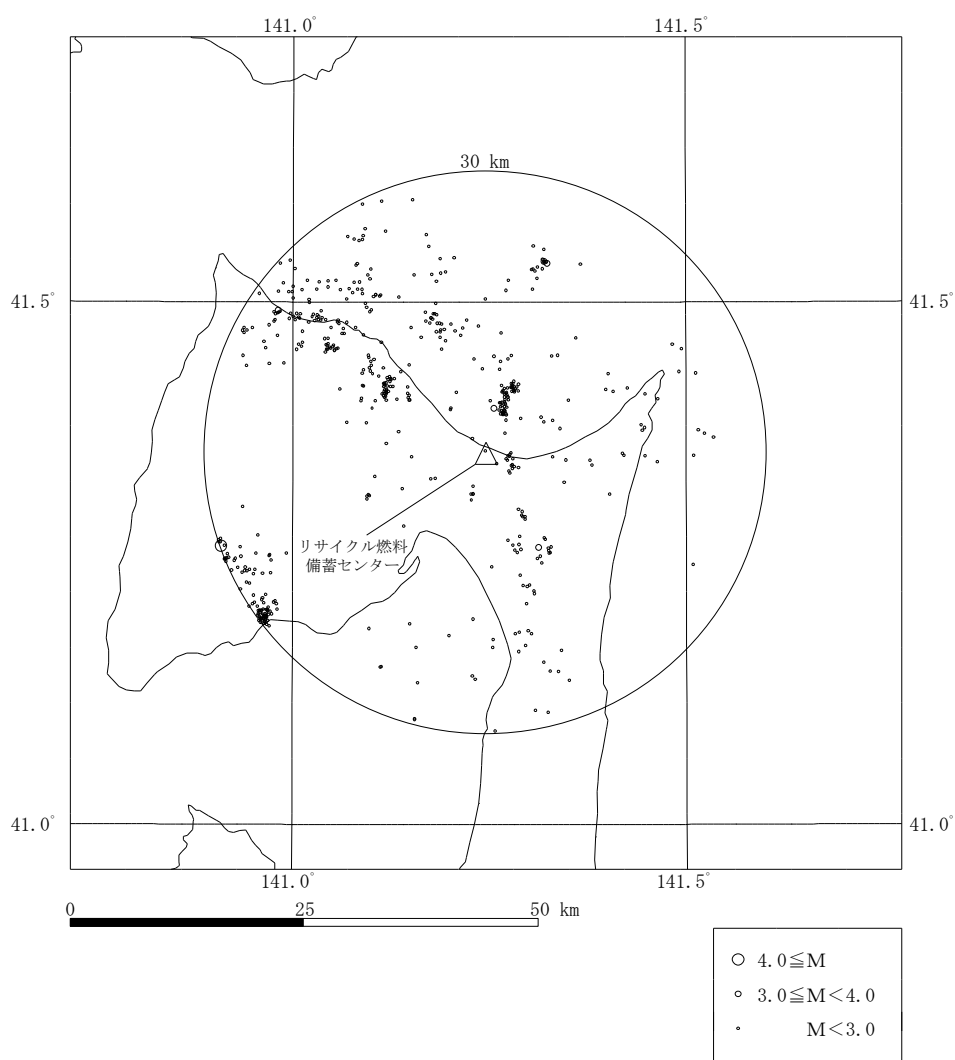


第 6-5 図 「想定海洋プレート内地震」 の断層面の位置



地震域	M区分	最浅 (km)	D10% (km)	D50% (km)	D90% (km)	最深 (km)	データ数	D90%-D10% (km)	震源域 上端深さ 最浅値 (飯田式)
東北 東部	$2.0 \leq M < 2.5$	0.0	5.8	10.4	13.7	29.6	288	7.9	-0.7
	$2.5 \leq M < 3.0$	0.0	6.4	11.3	15.9	29.7	97	9.5	-1.3
	$3.0 \leq M < 3.5$	0.0	7.3	11.0	13.1	29.3	44	5.8	-1.4
	$3.5 \leq M < 4.0$	8.7	9.8	12.2	15.7	29.5	20	5.9	5.9
	$4.0 \leq M$	3.2	7.6	9.1	13.2	14.7	11	5.6	-10.5
	全データ	0.0	6.2	10.7	13.8	29.7	460	7.6	-10.5

第 6-6 図 原子力安全基盤機構 (2004) による地震域の区分
及び敷地が位置する地震域 (東北東部) における
地震発生層上下限層のパラメータ (抜粋)



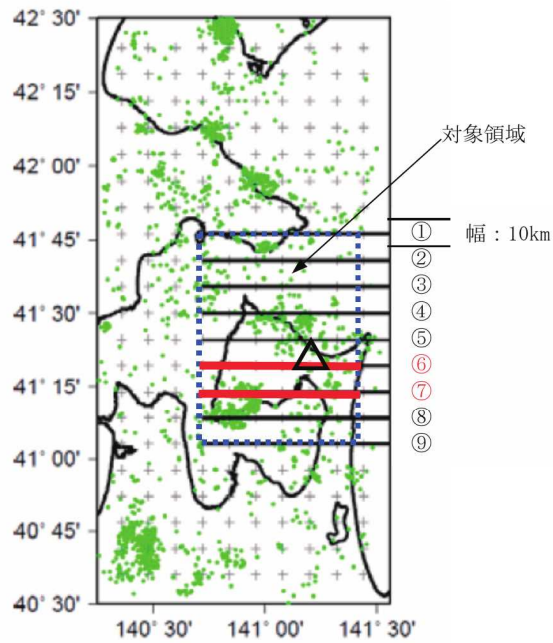
(a) 敷地周辺で発生した地震の震央分布

(気象庁地震カタログ, 1997年10月~2012年8月の深さ60km以浅の地震)

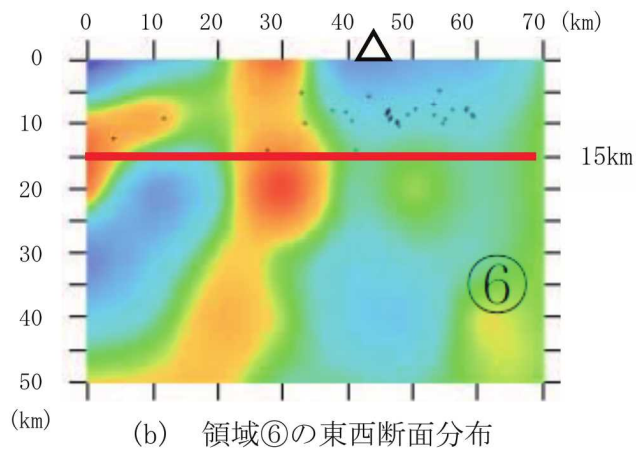
(b) 敷地周辺で発生した地震から算定した地震発生上下限層のパラメータ

M区分	最浅 (km)	D10% (km)	D50% (km)	D90% (km)	最深 (km)	データ数	D90%-D10% (km)
M<2.0	0.0	6.3	8.7	12.2	26.8	492	5.9
2.0 ≤ M < 2.5	4.5	5.9	9.3	12.6	13.6	27	6.7
2.5 ≤ M < 3.0	5.8	6.1	8.8	13.0	13.3	17	6.9
3.0 ≤ M < 3.5	6.2	6.2	6.7	13.2	13.2	4	7.0
3.5 ≤ M < 4.0	7.1	7.1	7.1	7.8	7.8	2	—
4.0 ≤ M	12.2	12.2	12.2	12.2	12.2	1	—
全データ	0.0	6.3	8.7	12.5	26.8	543	6.3

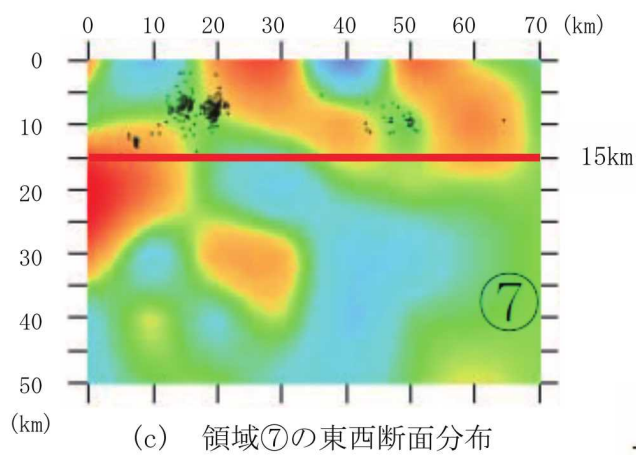
第6-7図 敷地周辺の地震分布から算定した地震発生層上下限層のパラメータ



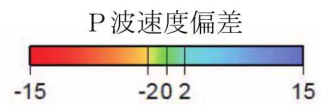
(a) 対象領域



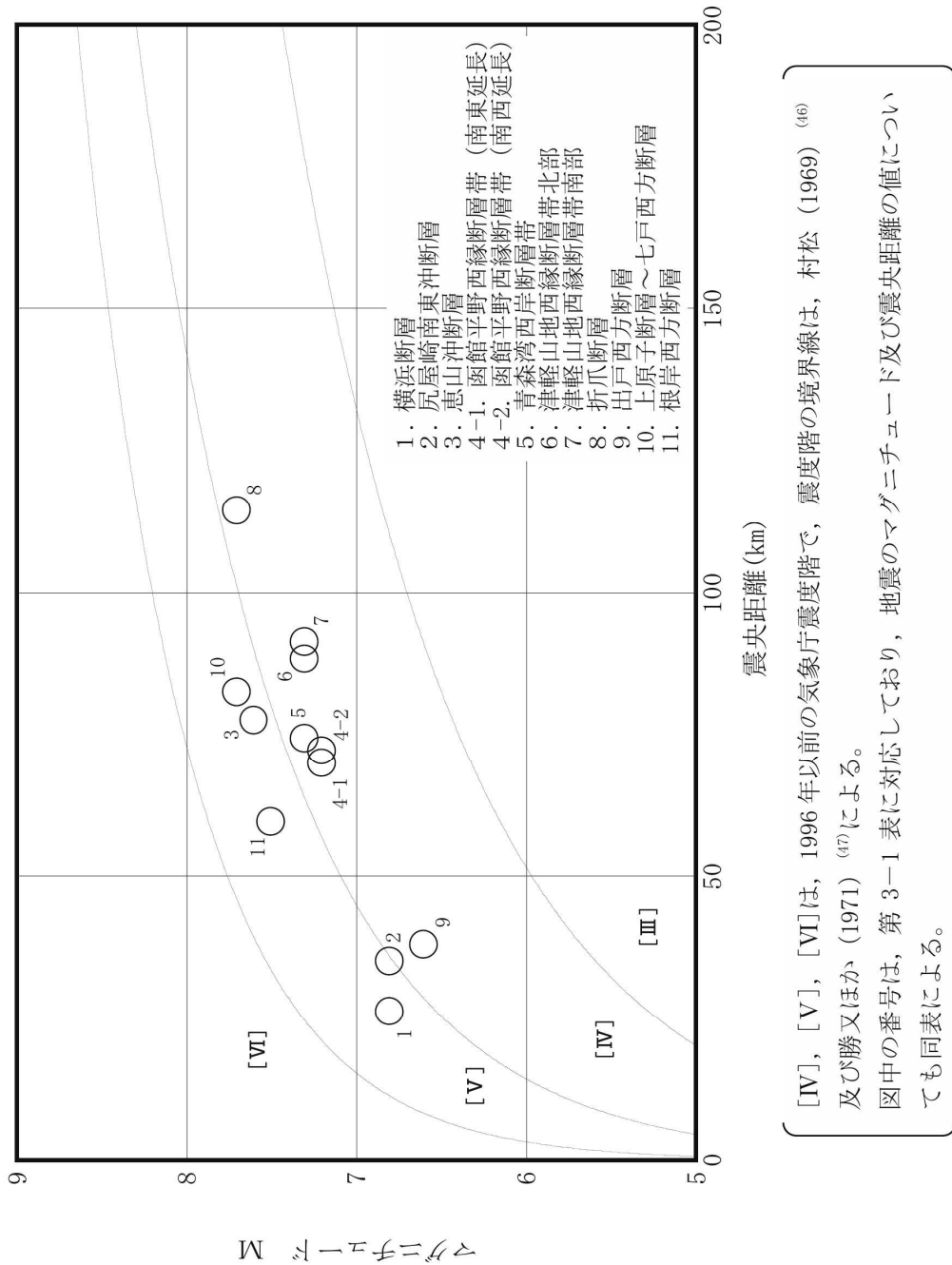
(b) 領域⑥の東西断面分布



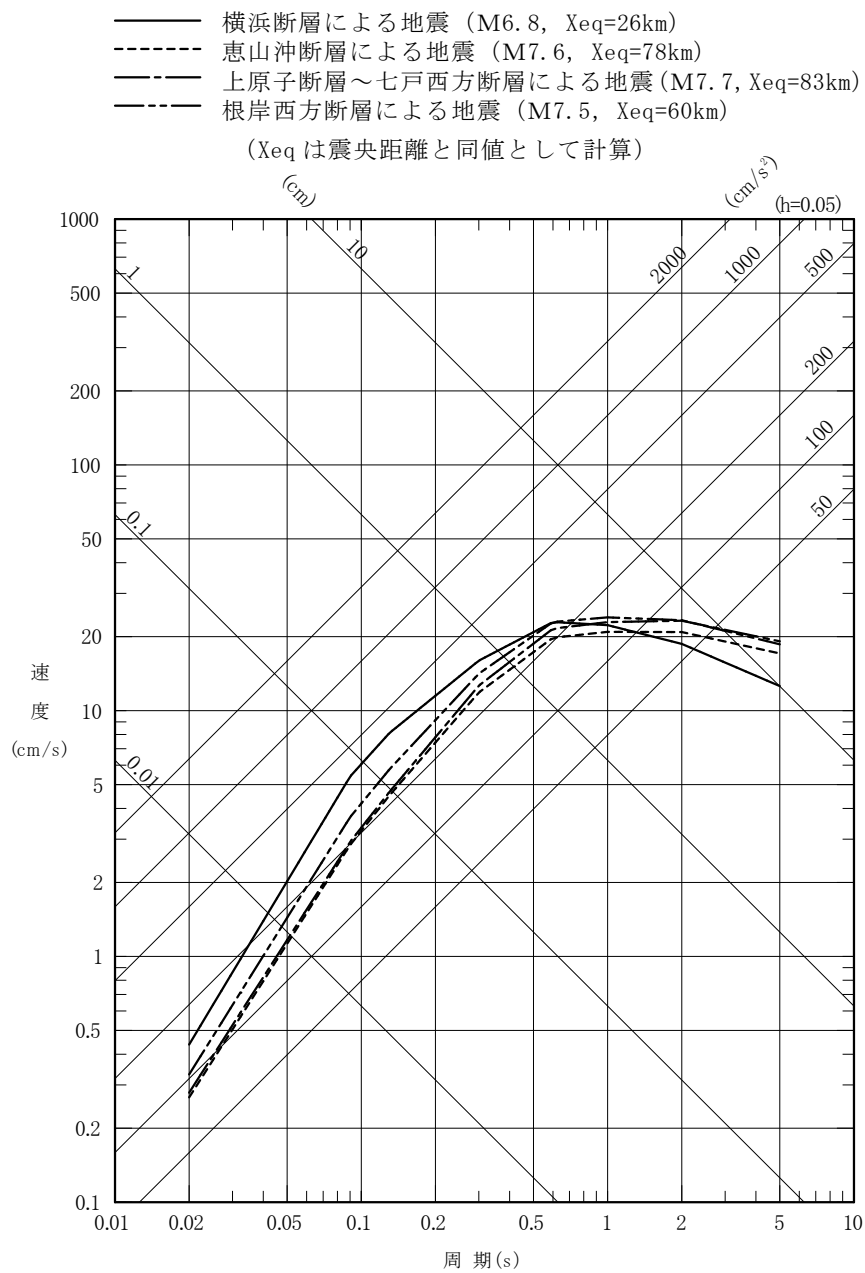
(c) 領域⑦の東西断面分布



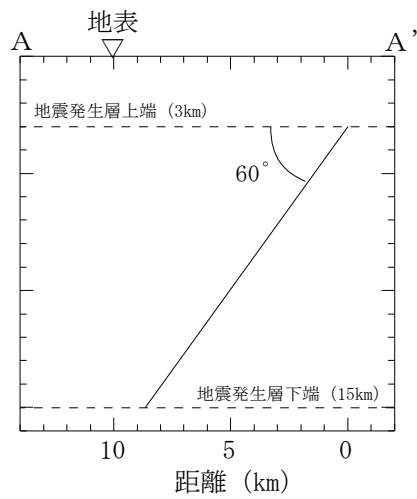
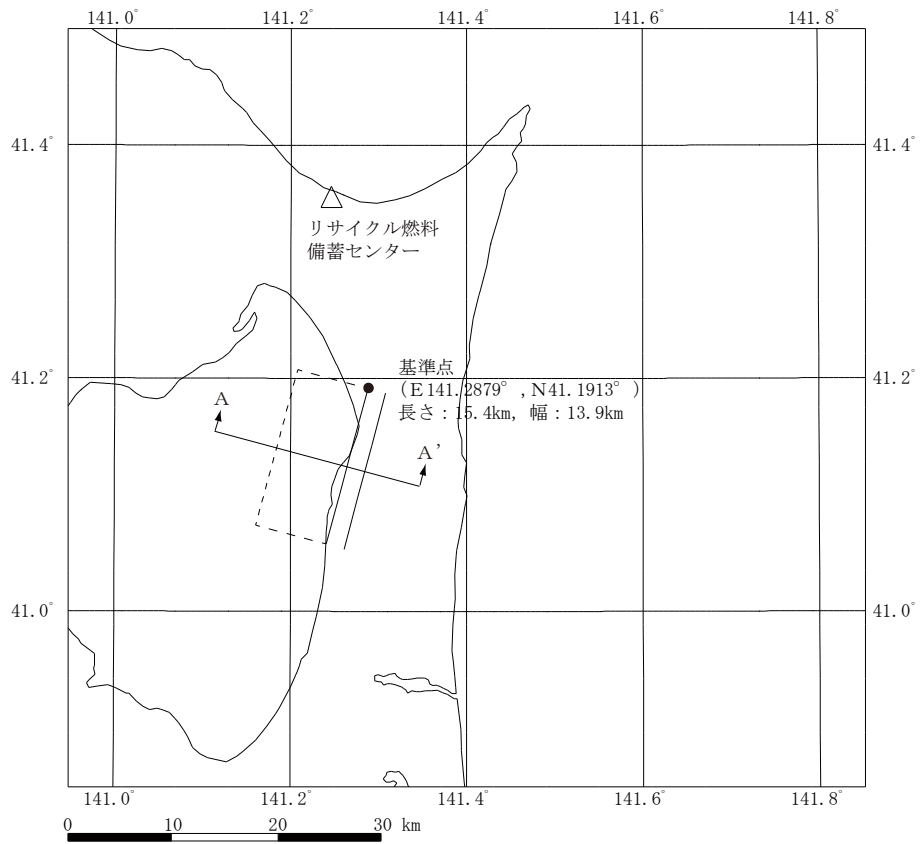
第 6-8 図 敷地周辺における地震波トモグラフィ解析結果 (P波速度偏差)



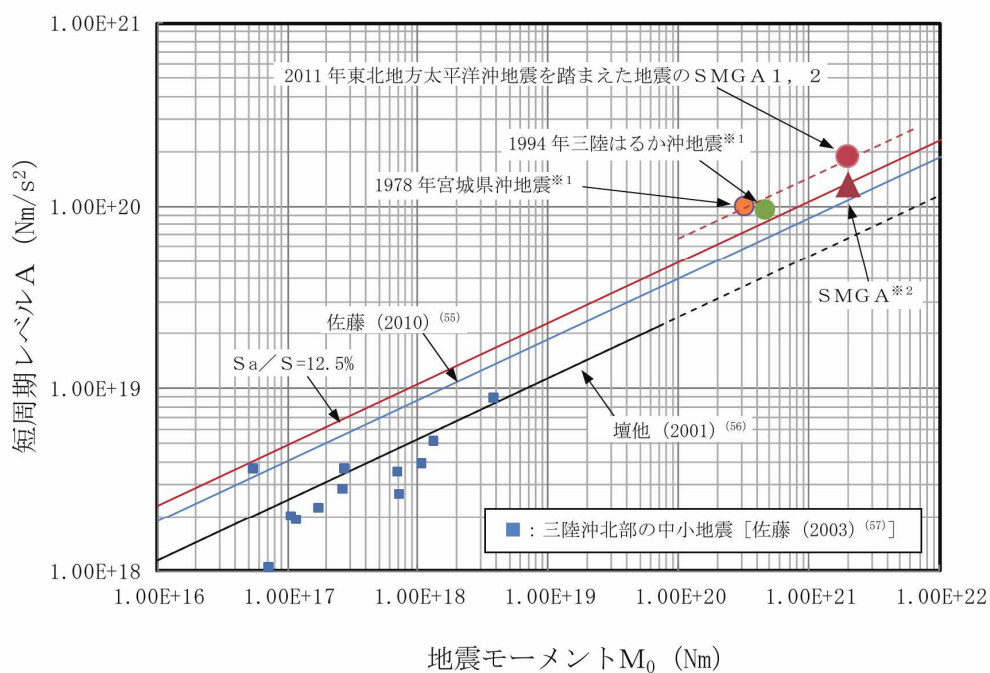
第6-9図 敷地周辺の主な活断層から想定される地震のマグニチュード-震央距離と震度の関係



第 6-10 図 敷地に影響を与える内陸地殻内地震の地震動評価結果



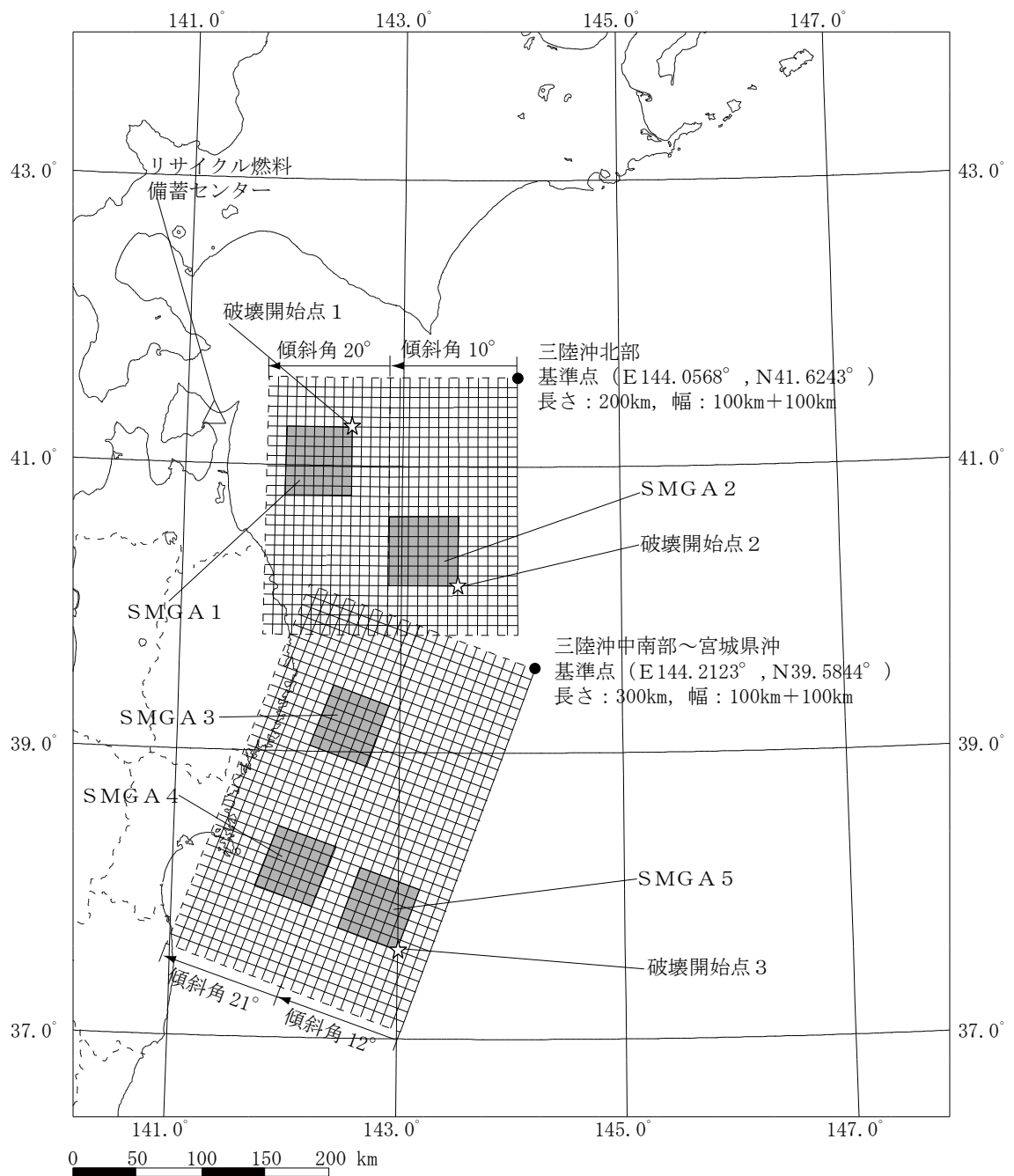
第 6-11 図 「横浜断層による地震」の断層面の位置



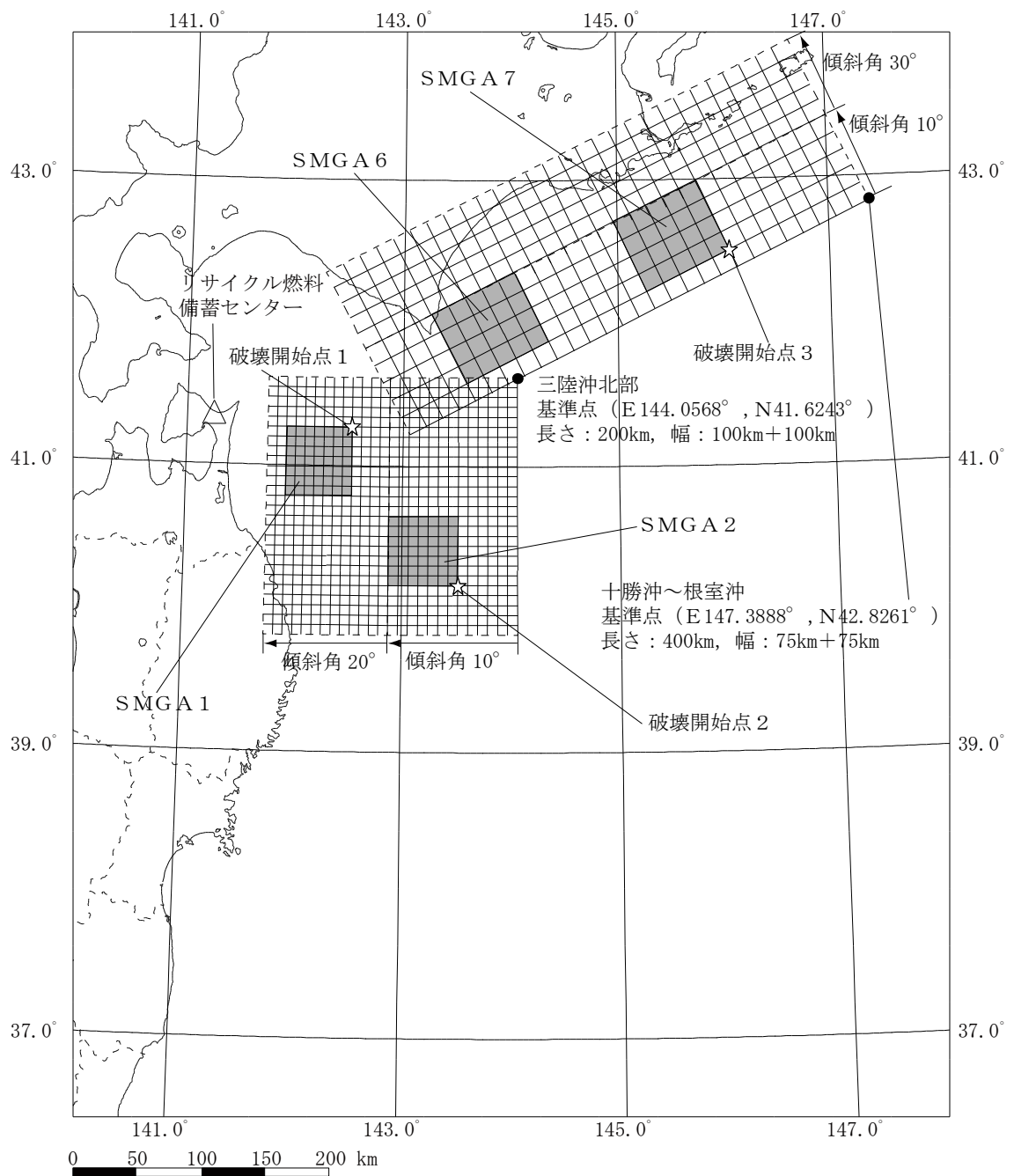
※1：片岡他 (2006) ⁽⁵⁸⁾ による。

※2：諸井他 (2013) ⁽⁵²⁾ の1個のSMGAをここではひとつの地震として表示している。

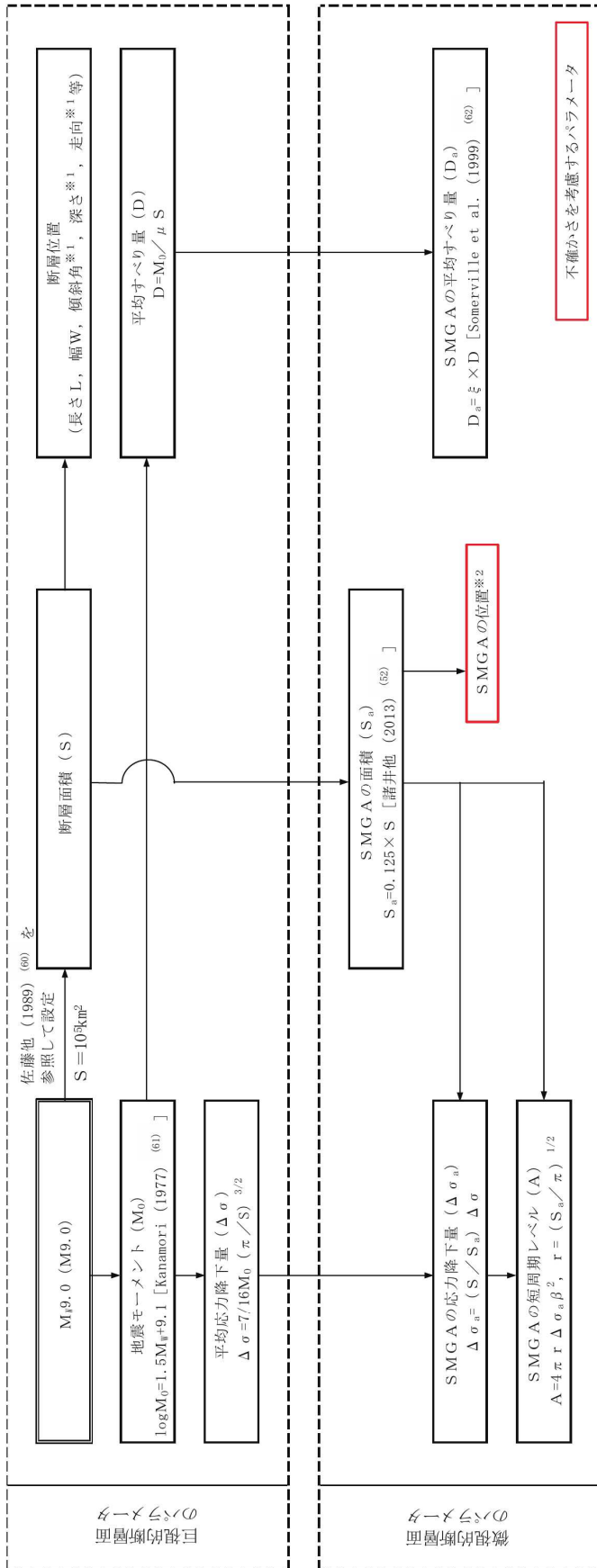
第6-12図 短周期レベルと既往スケーリング則との比較



第 6-13 図(1) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～宮城県沖の連動) の断層モデル
(基本モデル)



第 6-13 図(2) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～根室沖の連動) の断層モデル
(基本モデル)



参考文献を付記していない数式は、地震調査研究推進本部 (2017) (60) による。

※1：海洋プレートとの形状・もぐりこみ角度等を考慮して設定。

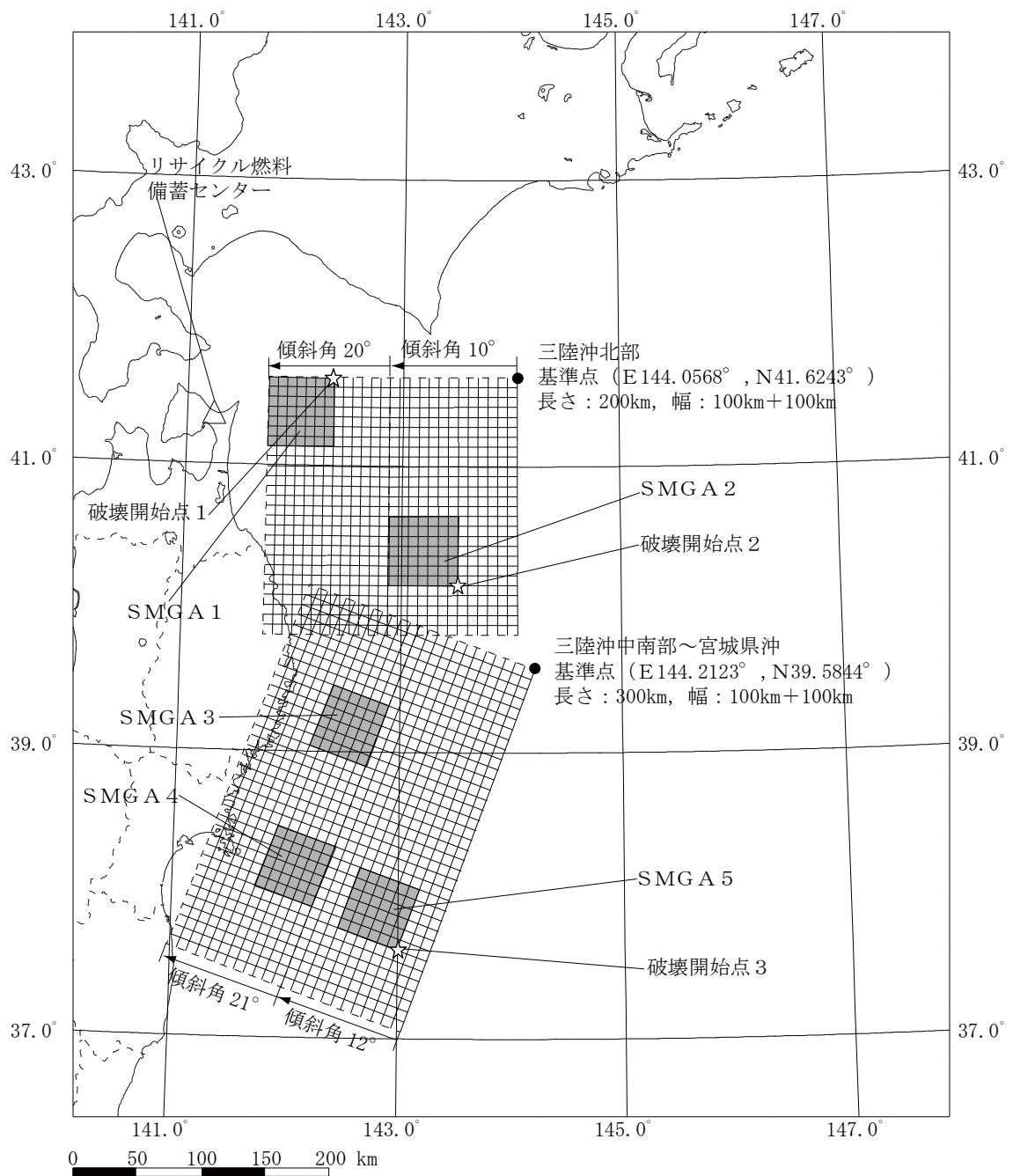
※2：過去の地震のすべり分布に基づき各領域に設定。

その他パラメータ

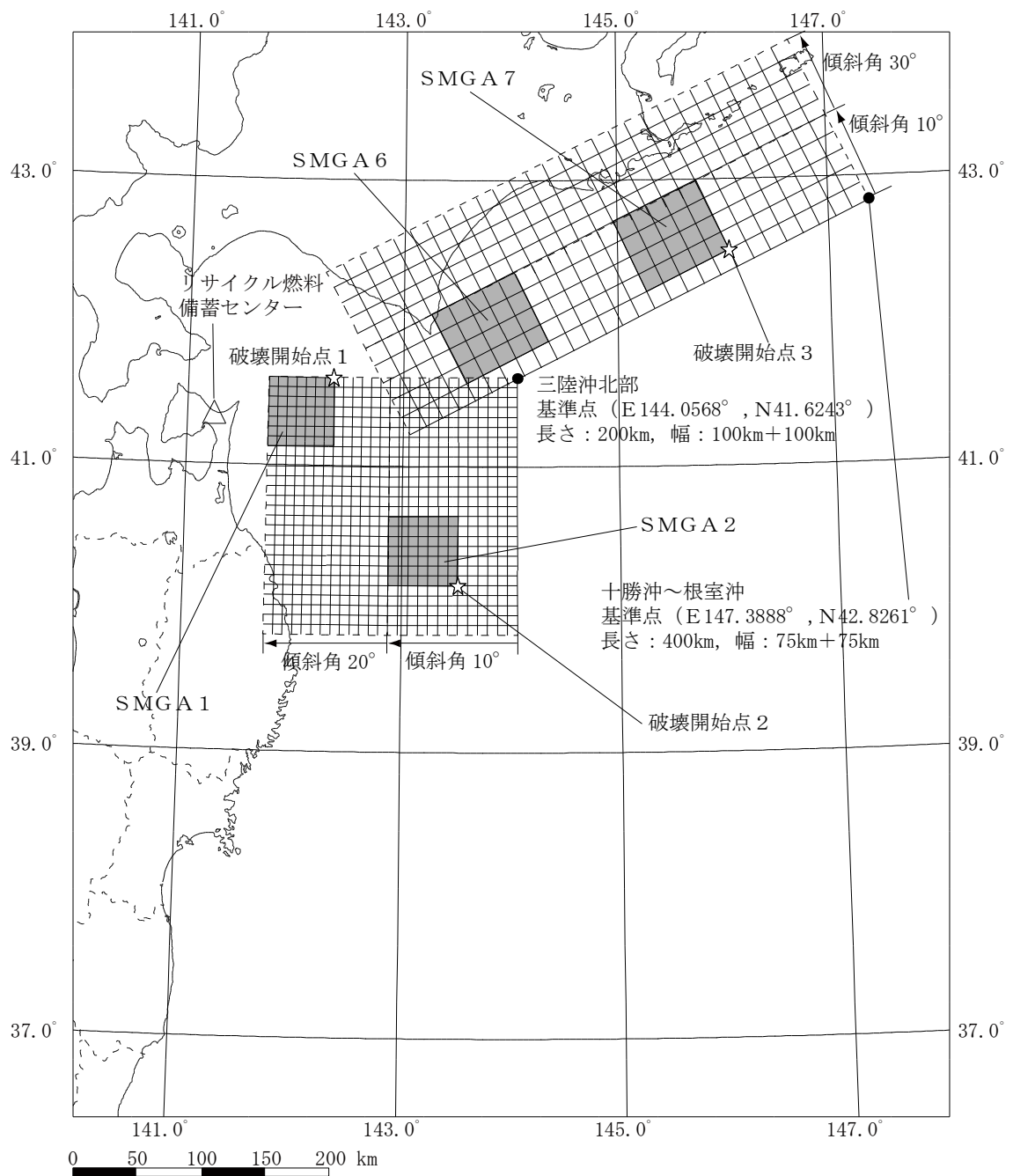
- S 波速度 β , 剛性率 μ : 地震調査研究推進本部 (2004) (34) と同様、プレート上面の海洋性地殻の値を参照し設定した。
- 破壊伝播速度 V_r : 諸井ほか (2013) (62) における東北地方太平洋沖地震の震源インバージョン結果を参照し, $V_r = 3.0 \text{ km/s}$ とした。

なお、この値は、地震調査研究推進本部 (2004) (34) による三陸沖北部の地震 ($M_0 8.3$) の評価において採用されている値 ($V_r = 2.5 \text{ km/s}$) よりも大きな値となっている。

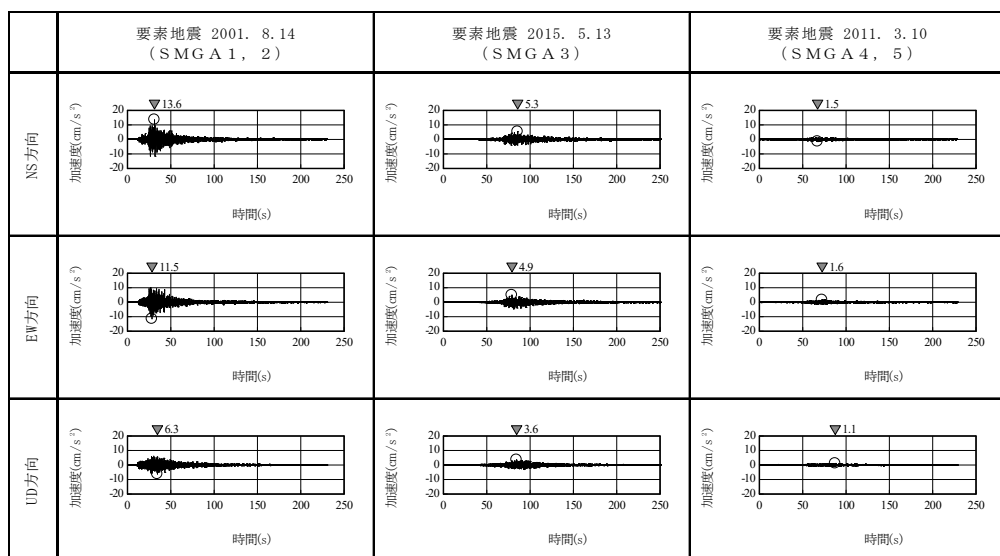
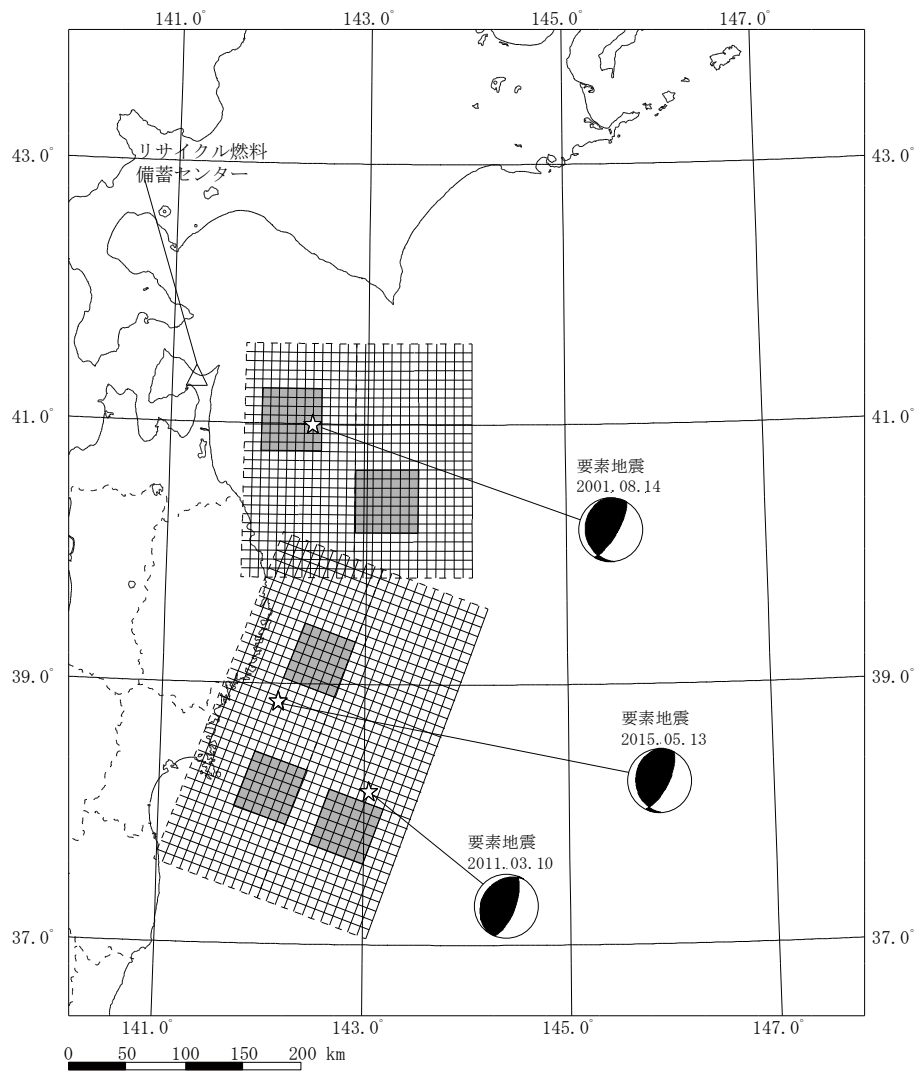
第 6-14 図 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」の断層モデルのパラメータの設定フロー



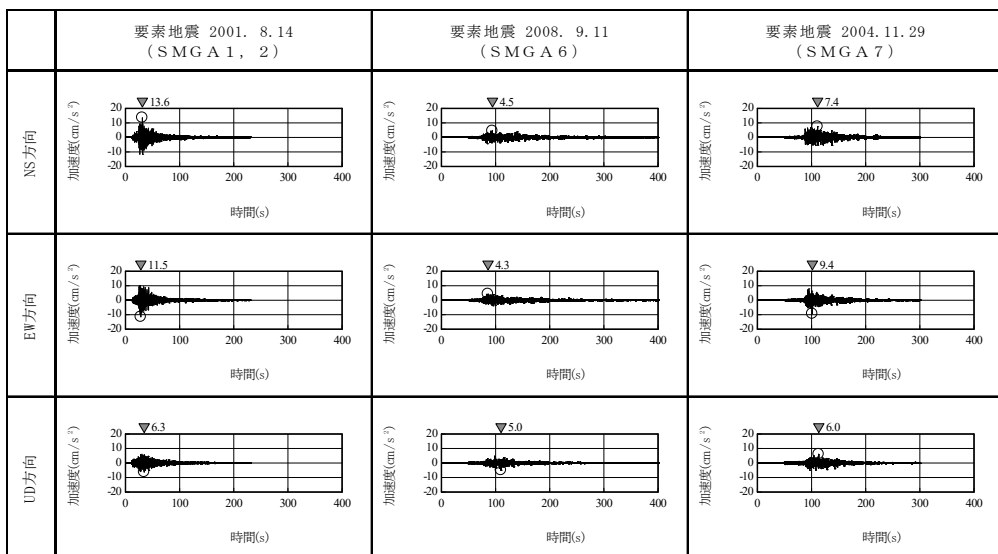
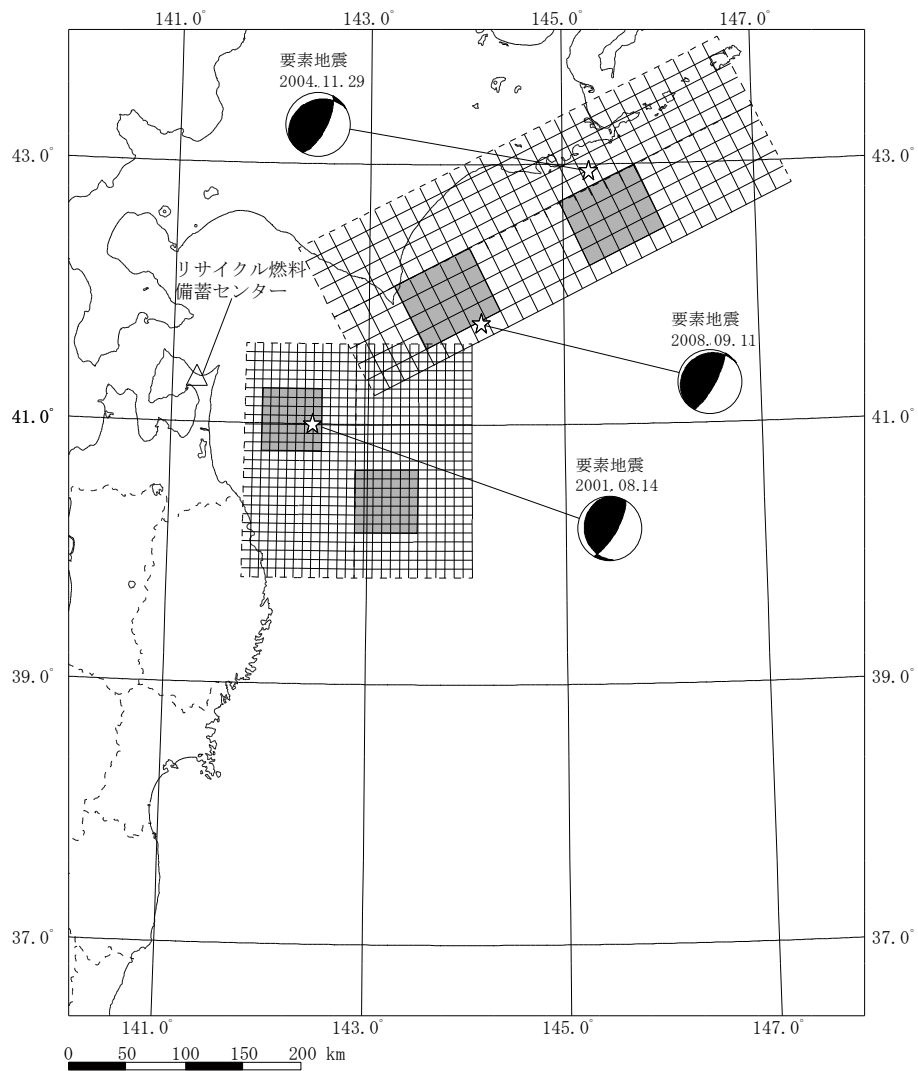
第 6-15 図(1) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～宮城県沖の連動) の断層モデル
 (SMGA 位置の不確かさケース)



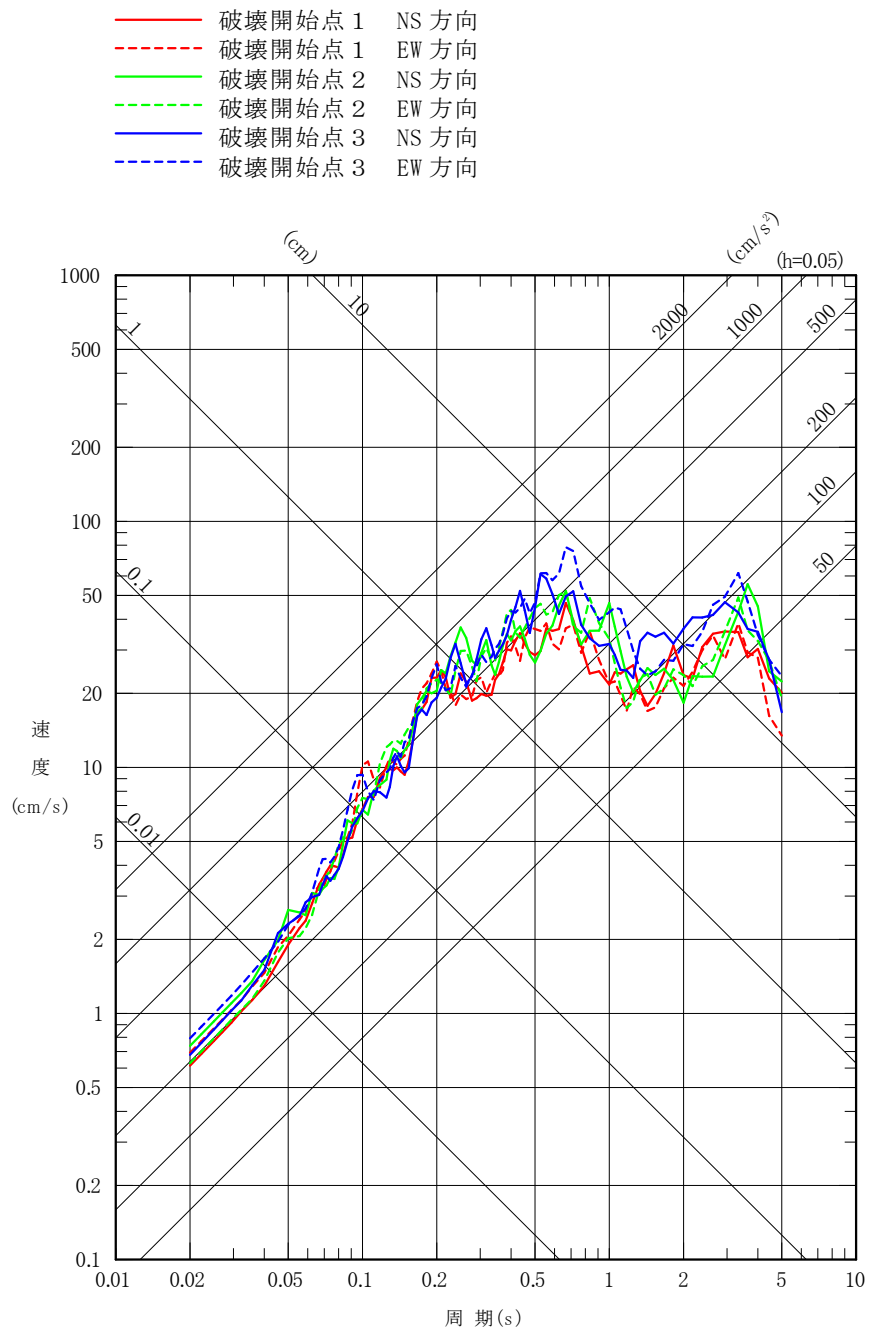
第 6-15 図 (2) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～根室沖の連動) の断層モデル
 (SMGA 位置の不確かさケース)



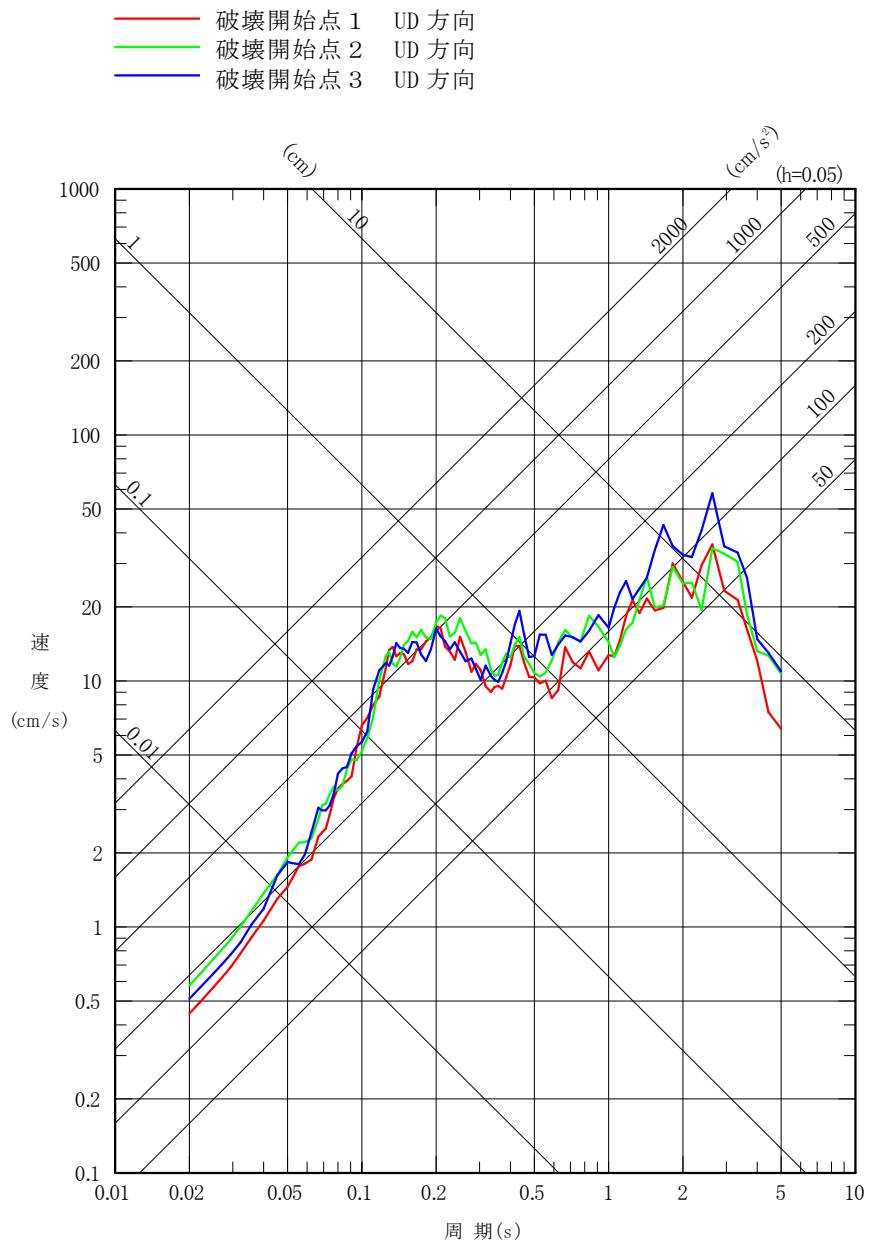
第6-16 図(1) 「2011年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～宮城県沖の連動)の地震動評価に用いる要素地震



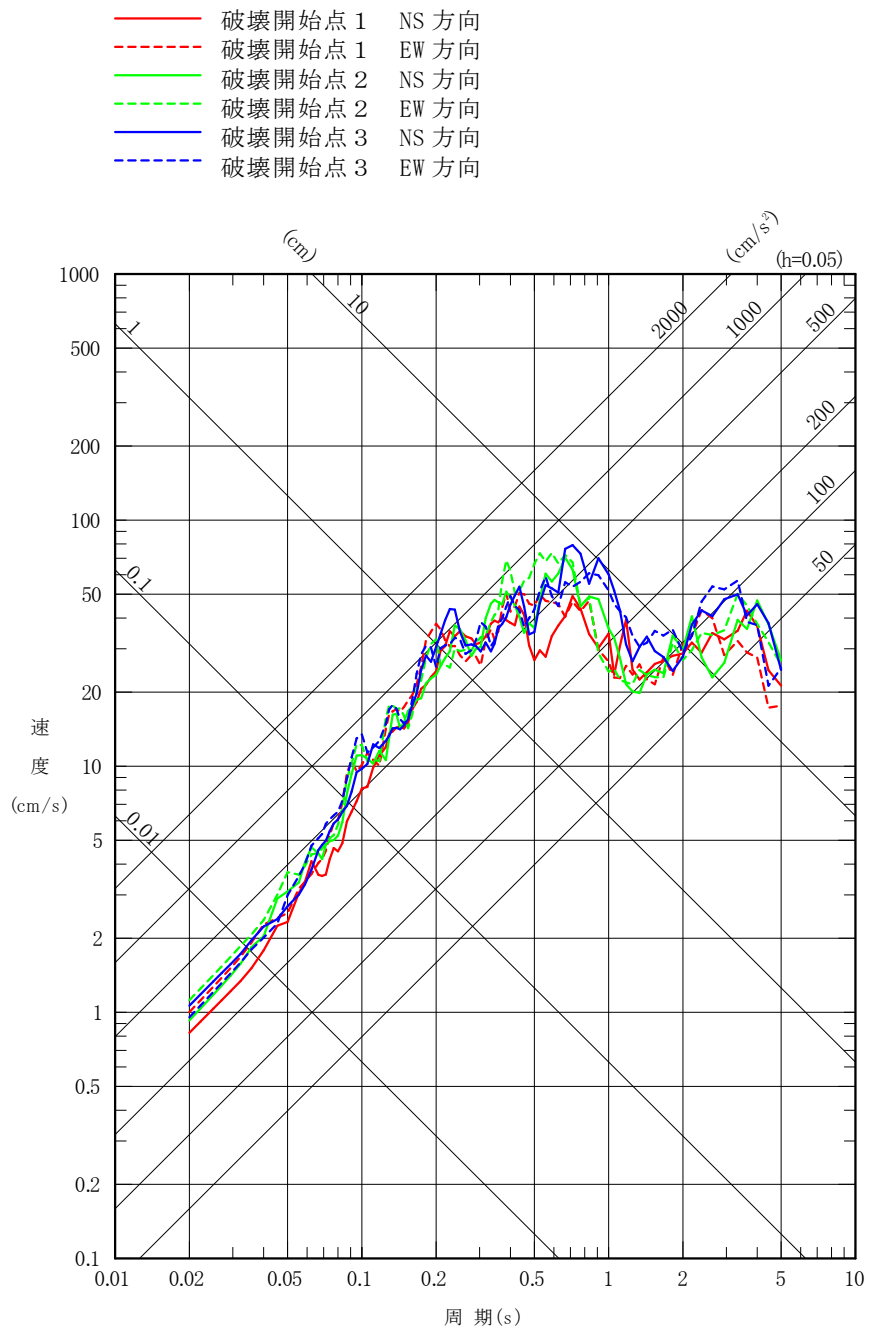
第6-16 図(2) 「2011年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
(三陸沖北部～根室沖の連動)の地震動評価に用いる要素地震



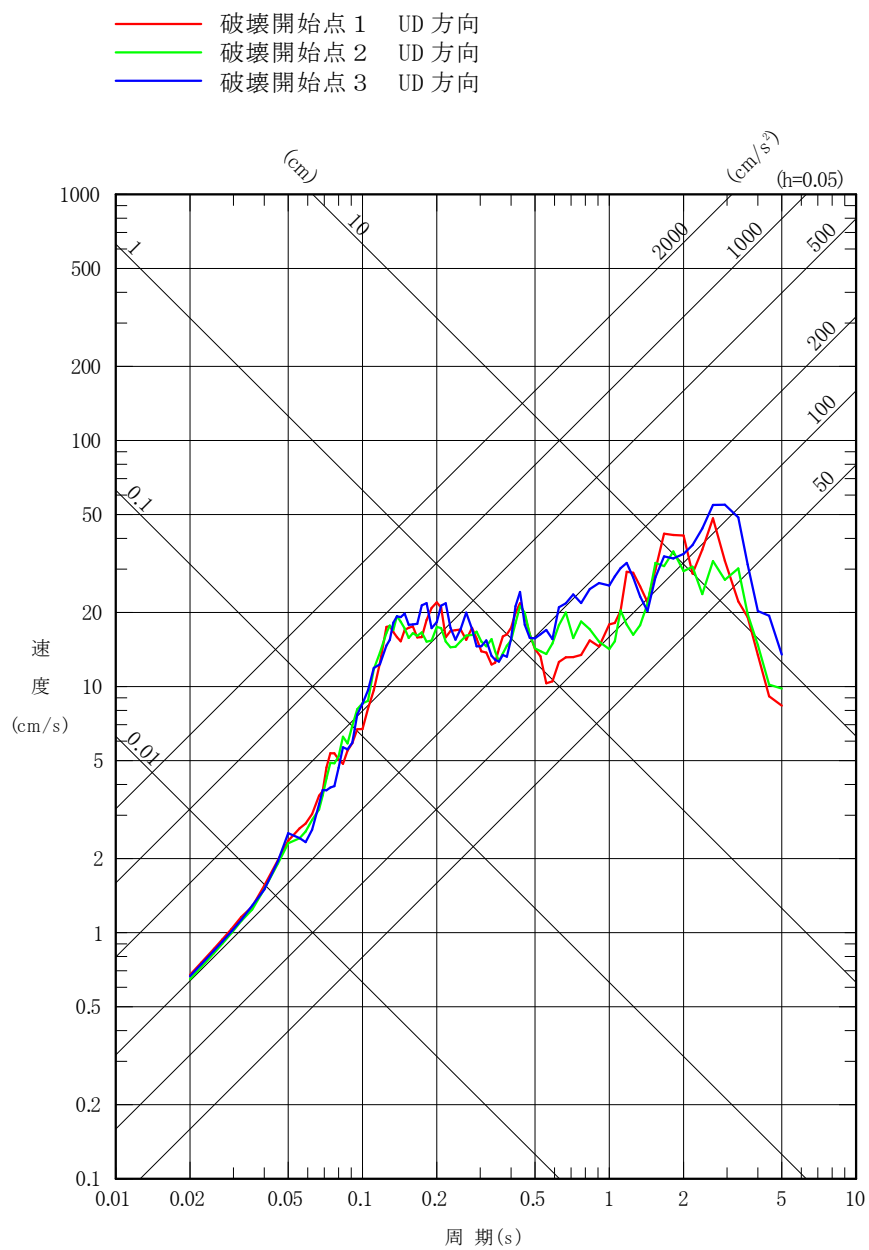
第 6-17 図(1) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～宮城県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 水平方向)



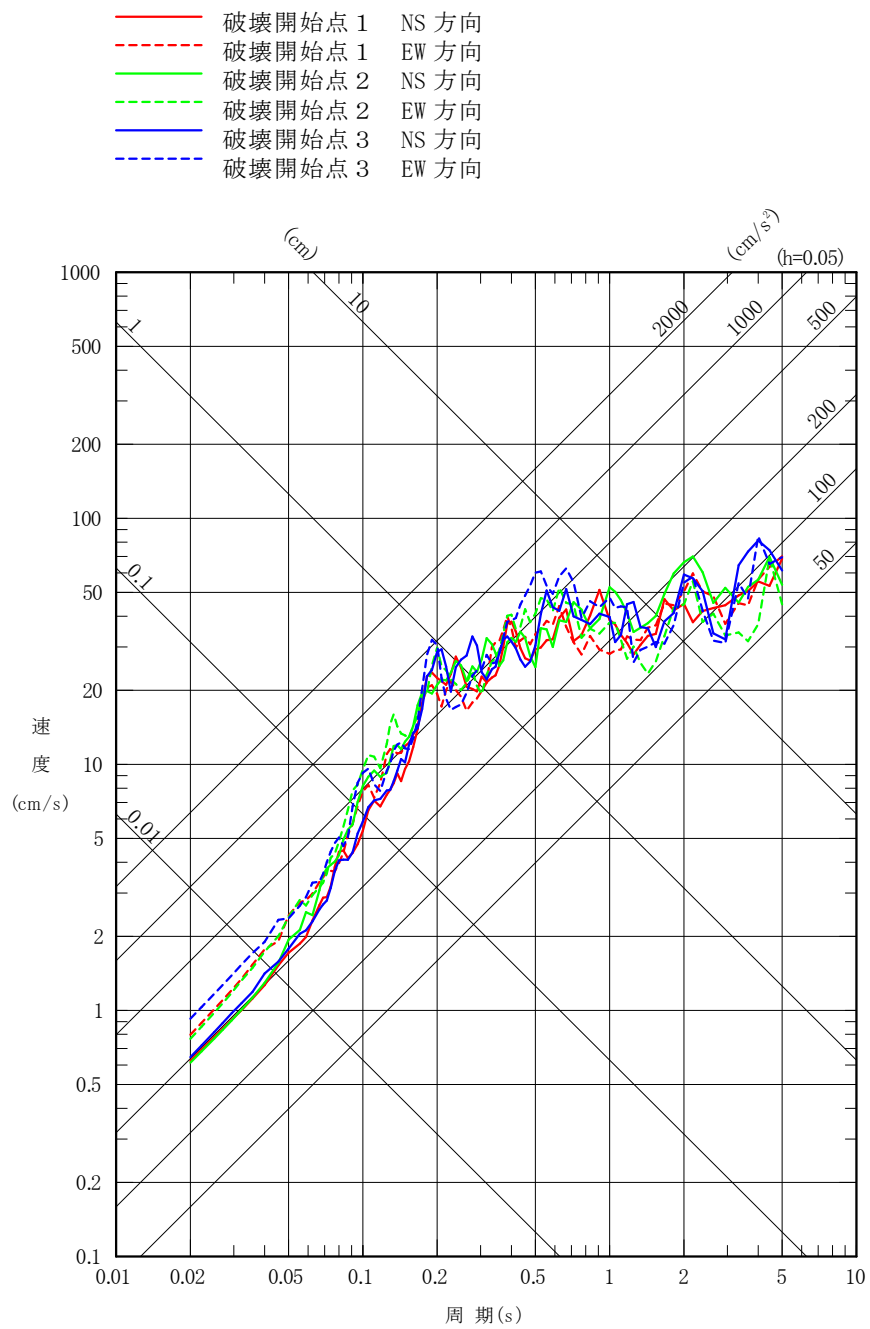
第 6-17 図(2) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～宮城県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 鉛直方向)



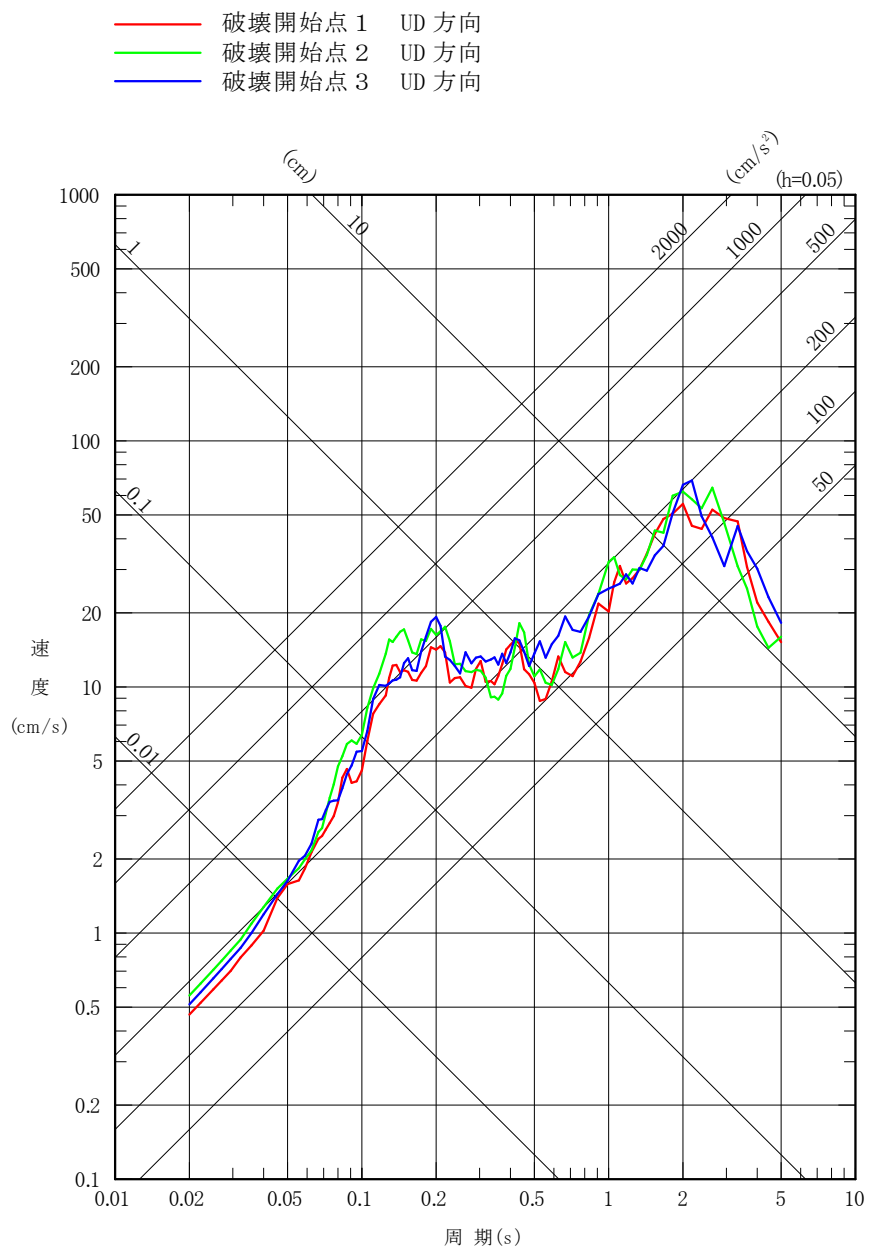
第 6-17 図(3) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～宮城県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, SMGA 位置の不確かさ
 ケース, 水平方向)



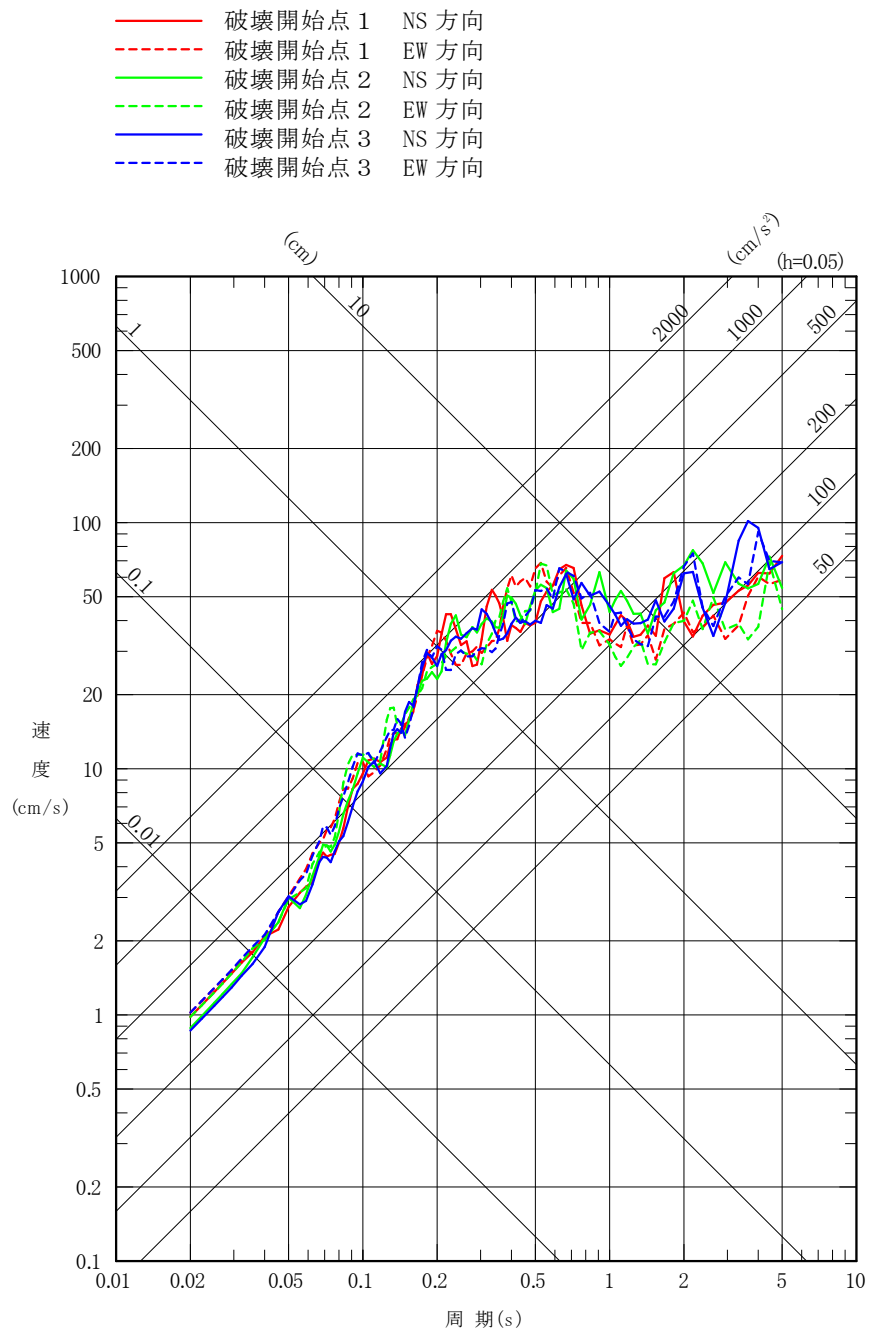
第 6-17 図(4) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～宮城県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, SMGA位置の不確かさ
 ケース, 鉛直方向)



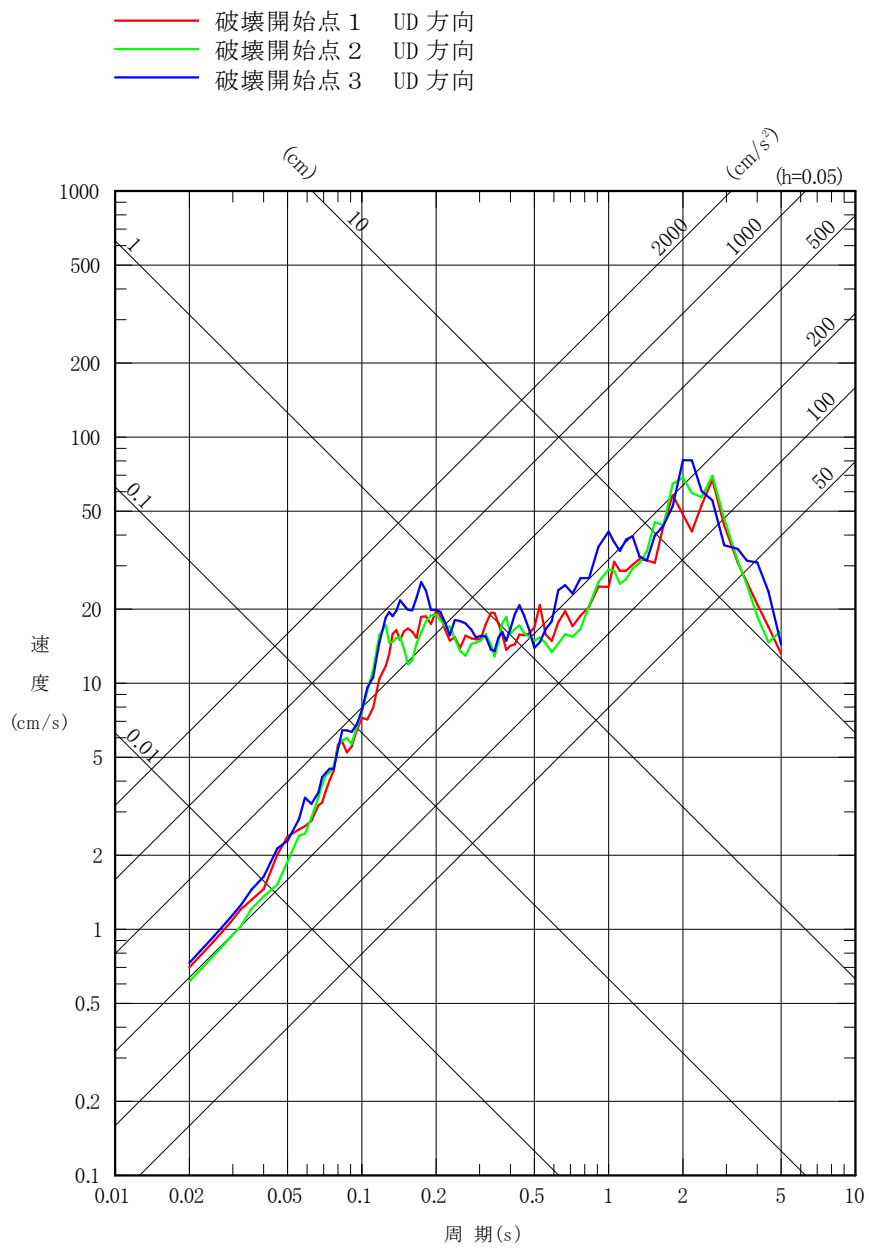
第 6-17 図 (5) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～根室県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 水平方向)



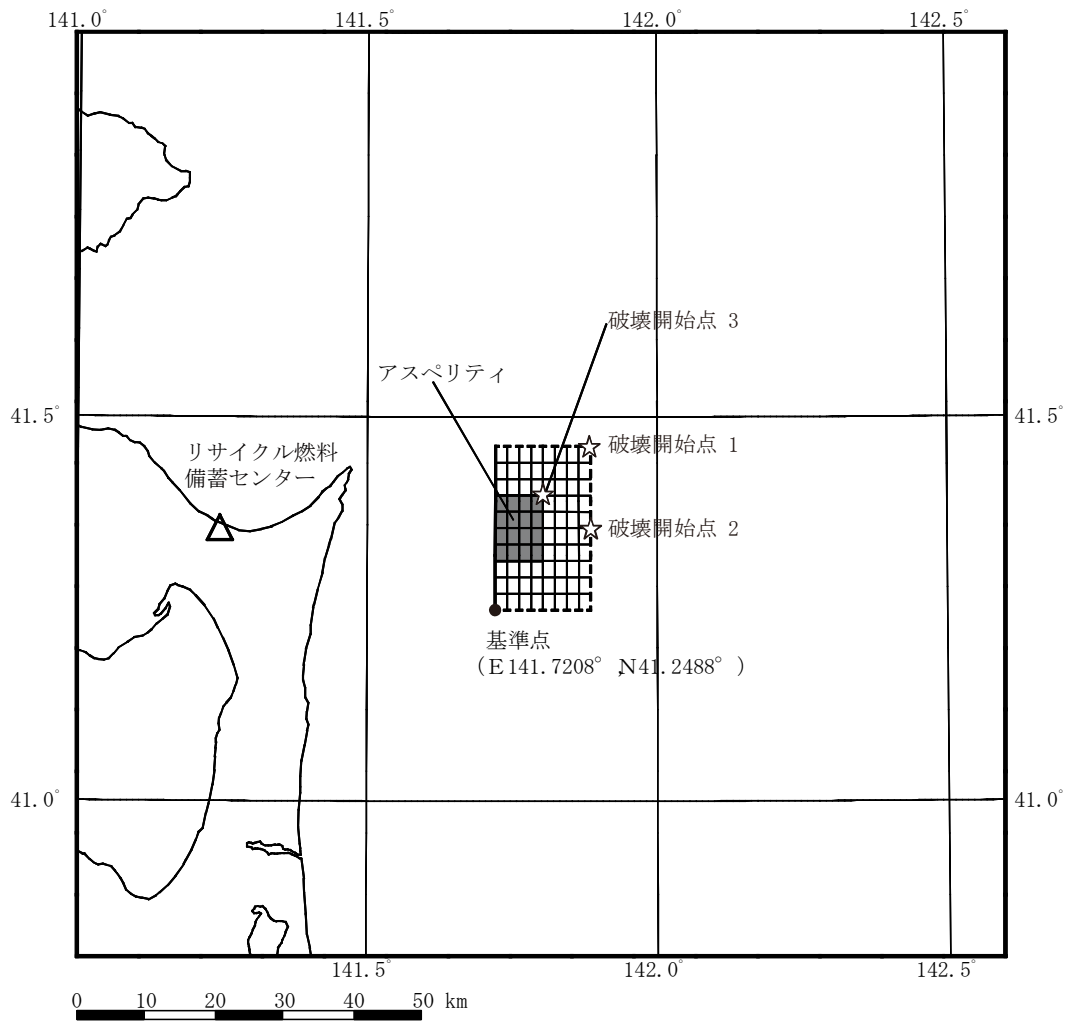
第 6-17 図 (6) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～根室県沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 鉛直方向)



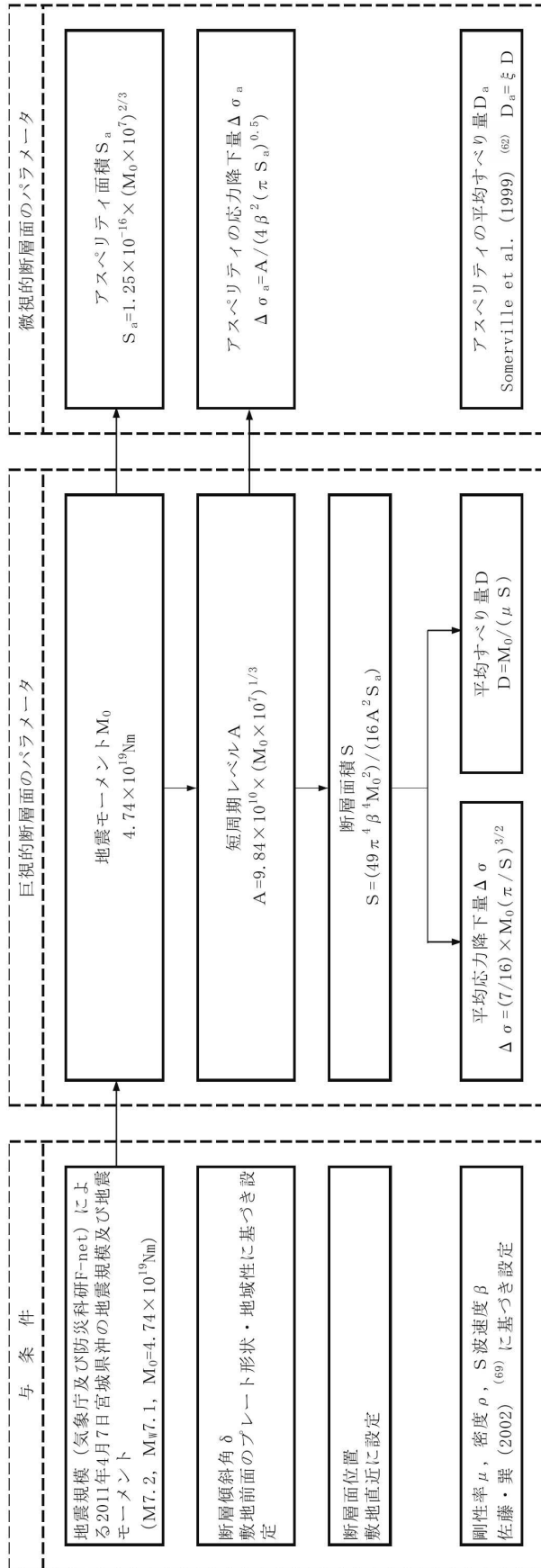
第 6-17 図(7) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～根室沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, SMGA 位置の不確かさ
 ケース, 水平方向)



第 6-17 図(8) 「2011 年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震」
 (三陸沖北部～根室沖の連動) の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, SMGA 位置の不確かさ
 ケース, 鉛直方向)

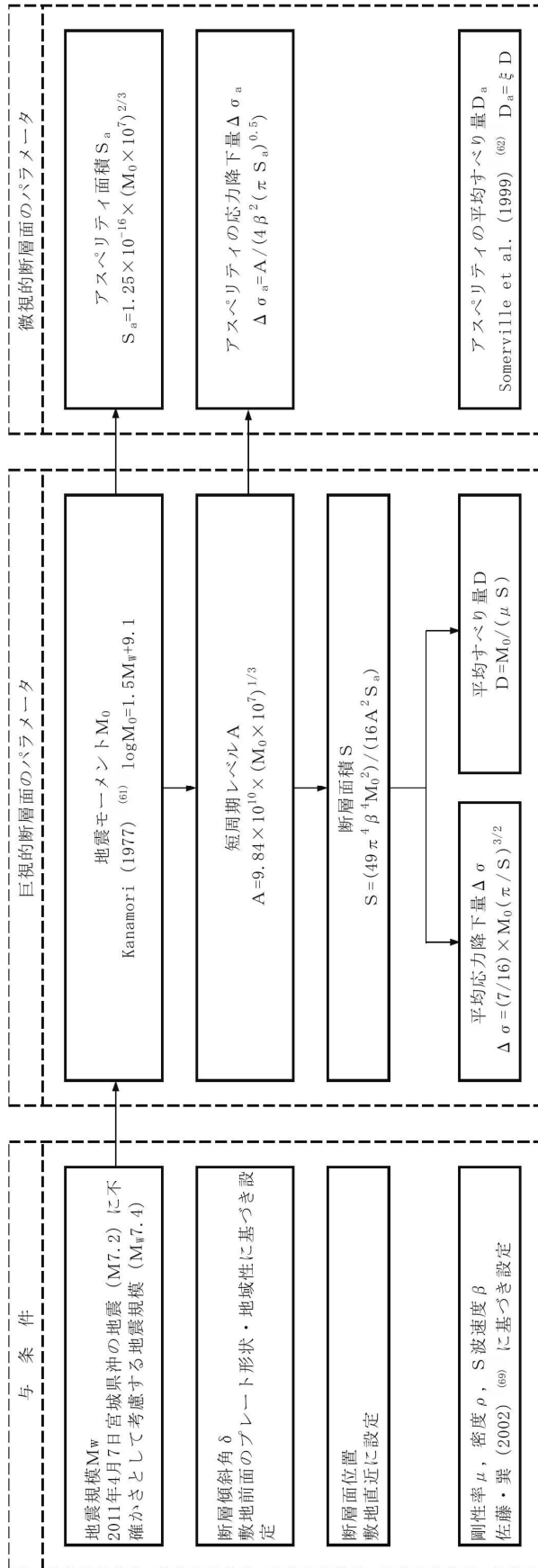


第 6-18 図 「想定海洋プレート内地震」の断層モデル
(基本モデル及び短周期レベルの不確かさケース)



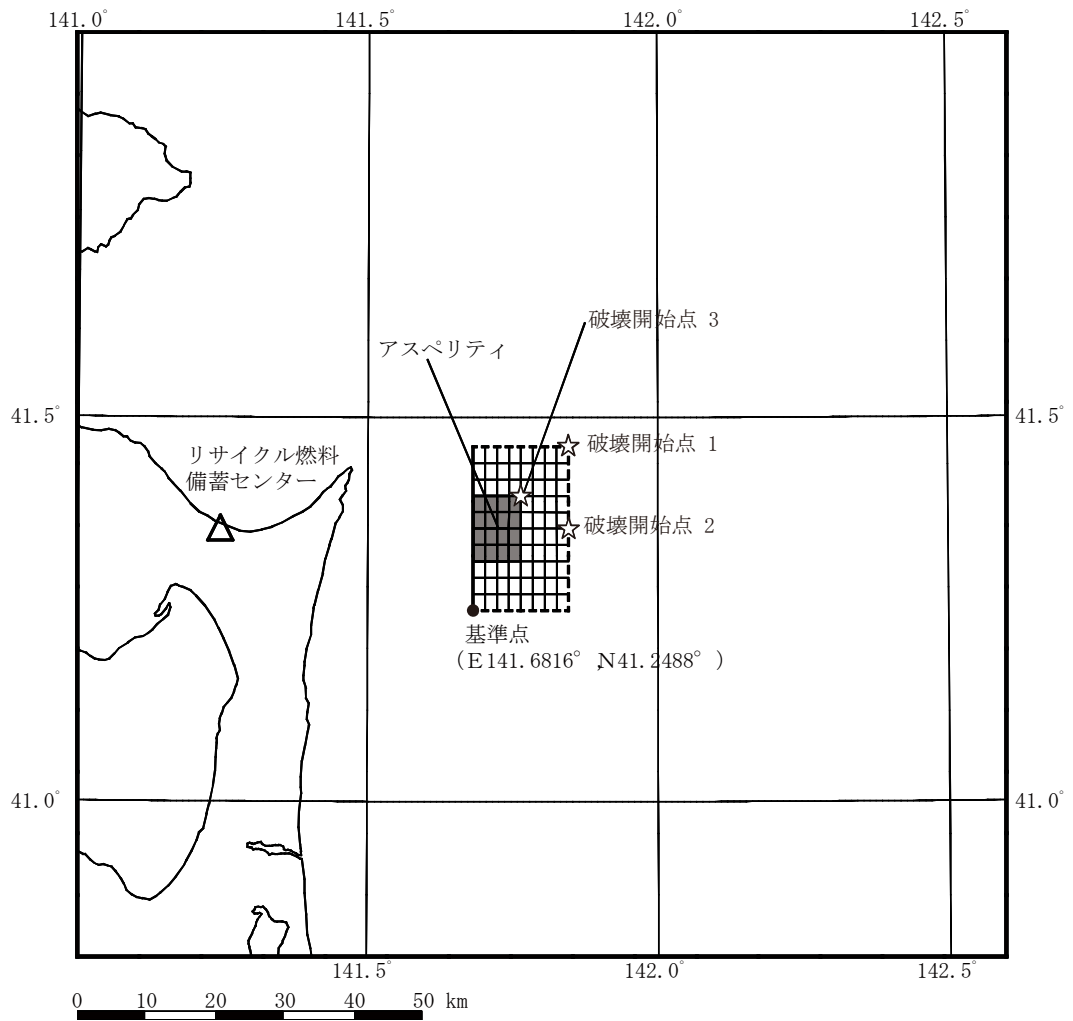
参考文献を付記していない数式は、地震調査研究推進本部 (2017) ⁽⁶⁰⁾ による。

第6-19図(1) 「想定海洋プレート内地震」の断層モデルのパラメータの設定フロー (基本モデル, 短周期レベルの不確かさケース, 断層位置の不確かさケース)

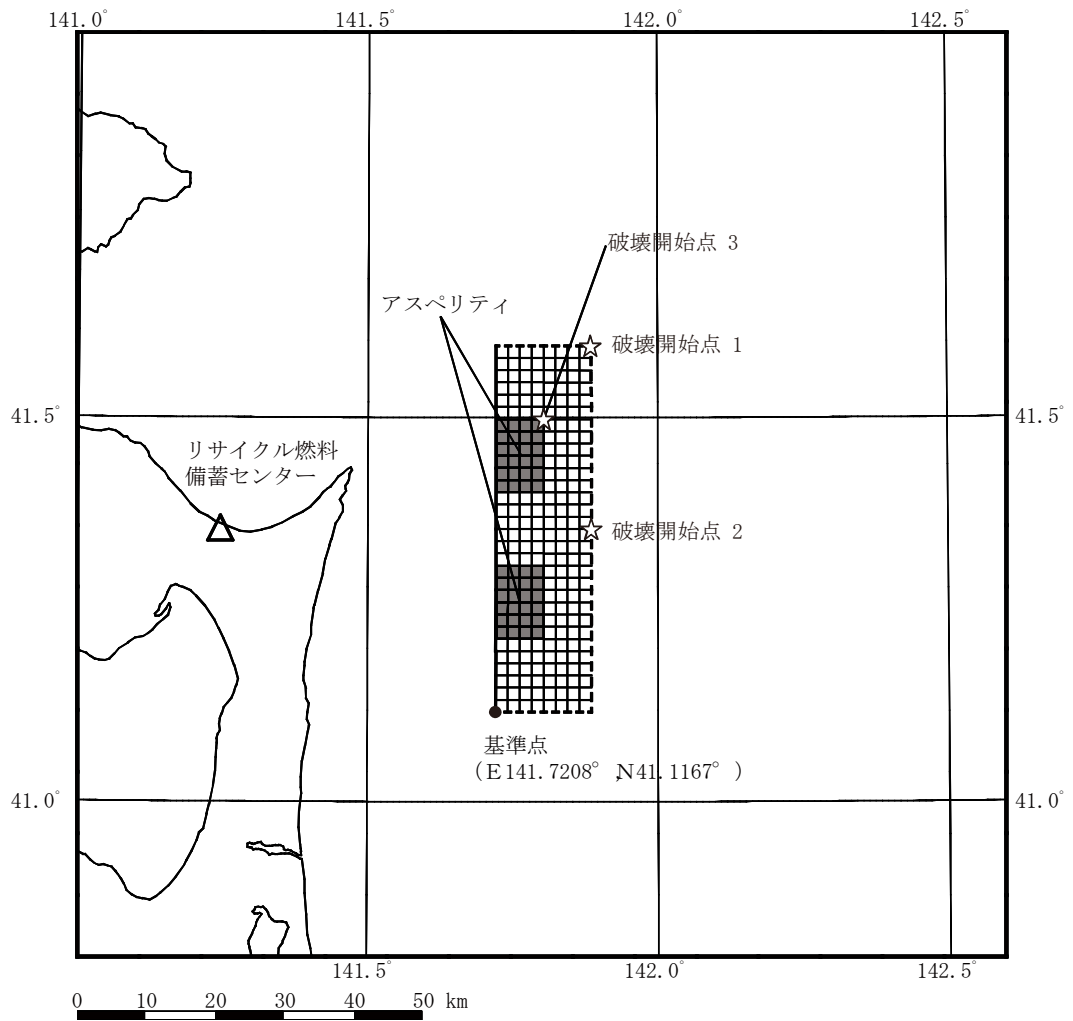


参考文献を付記していない数式は、地震調査研究推進本部 (2017) ⁽⁶⁰⁾ による。

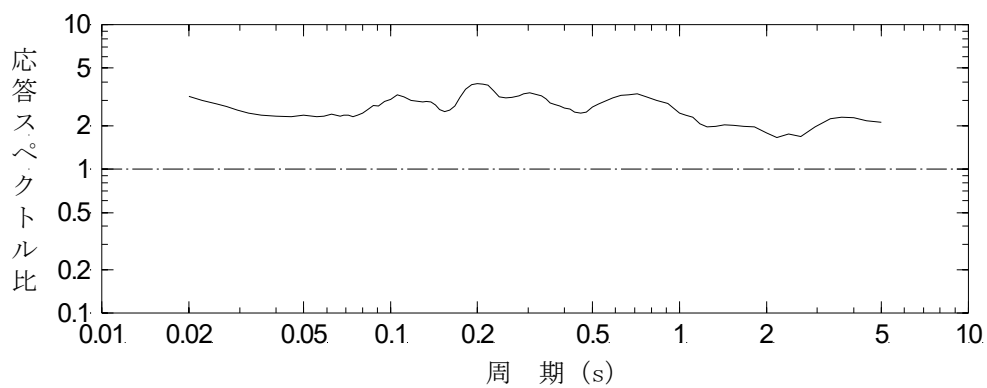
第6-19図(2) 「想定海洋プレート内地震」の断層モデルのパラメータの設定フロー
(地震規模の不確かさケース)



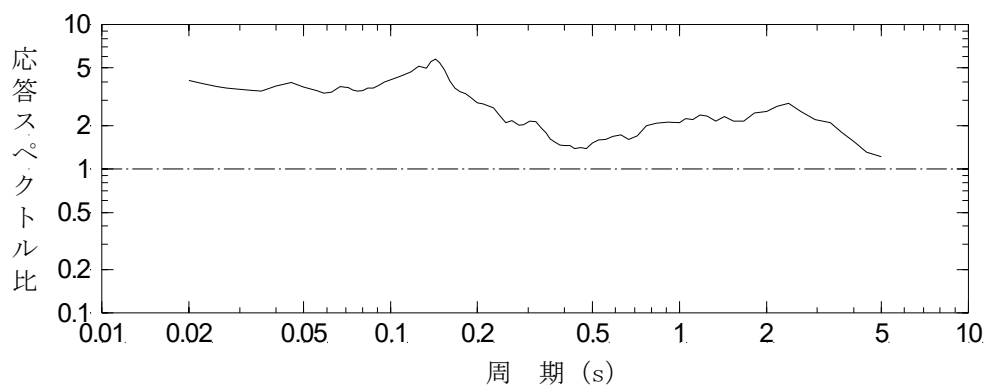
第 6-20 図(1) 「想定海洋プレート内地震」の断層モデル
(断層位置の不確かさケース)



第 6-20 図(2) 「想定海洋プレート内地震」の断層モデル
(地震規模の不確かさケース)



(a) 水平方向



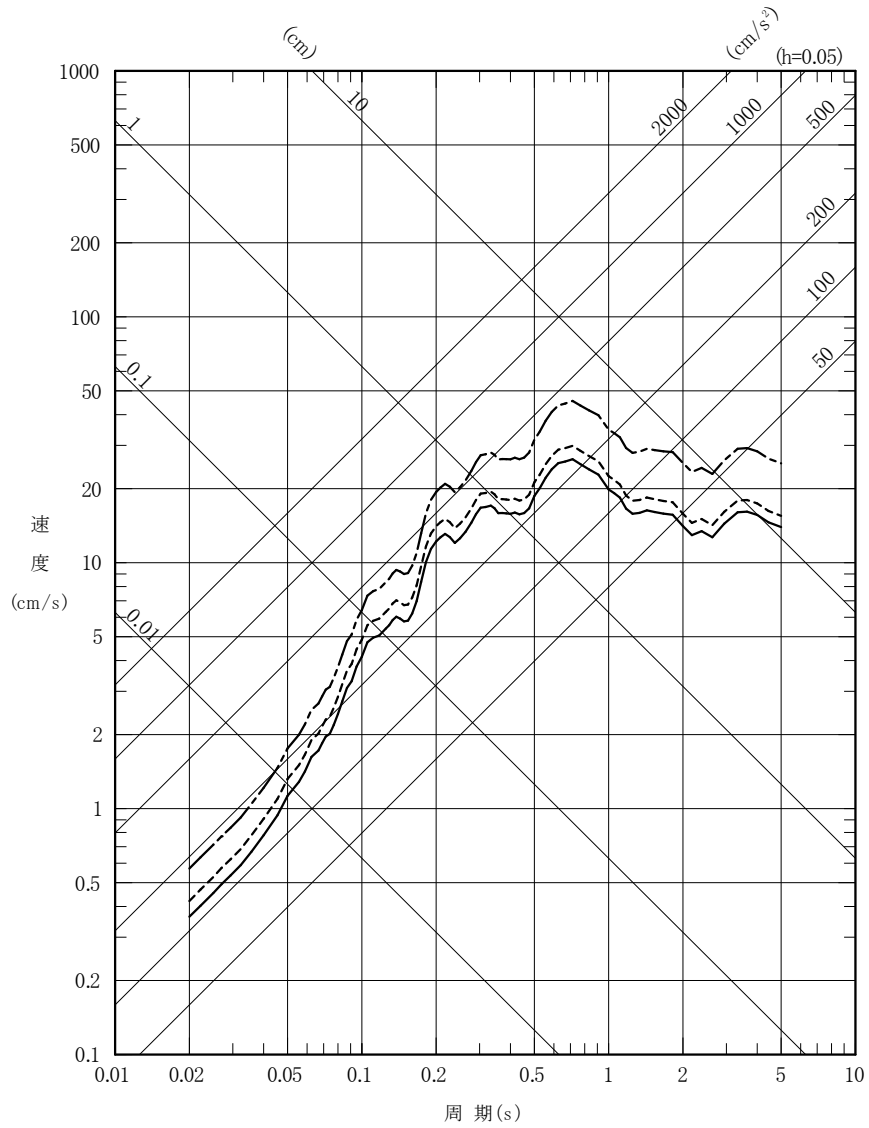
(b) 鉛直方向

実線は、観測記録に基づく解放基盤表面相当位置（標高-218m）の応答スペクトルと、Noda et al. (2002)による応答スペクトルとの比を表す。応答スペクトル比の算定には、2001年7月から2013年4月までの間に観測されたM5.0以上、震源距離200km程度以内である海洋プレート内地震の5記録を用いた。

第6-21図 海洋プレート内地震の観測記録に基づく応答スペクトル比

- 基本モデル及び短周期レベルの不確かさケース (M7.2, $X_{eq}=89\text{km}$)
- 断層位置の不確かさケース (M7.2, $X_{eq}=82\text{km}$)
- — — 地震規模の不確かさケース (M7.5^{*}, $X_{eq}=90\text{km}$)

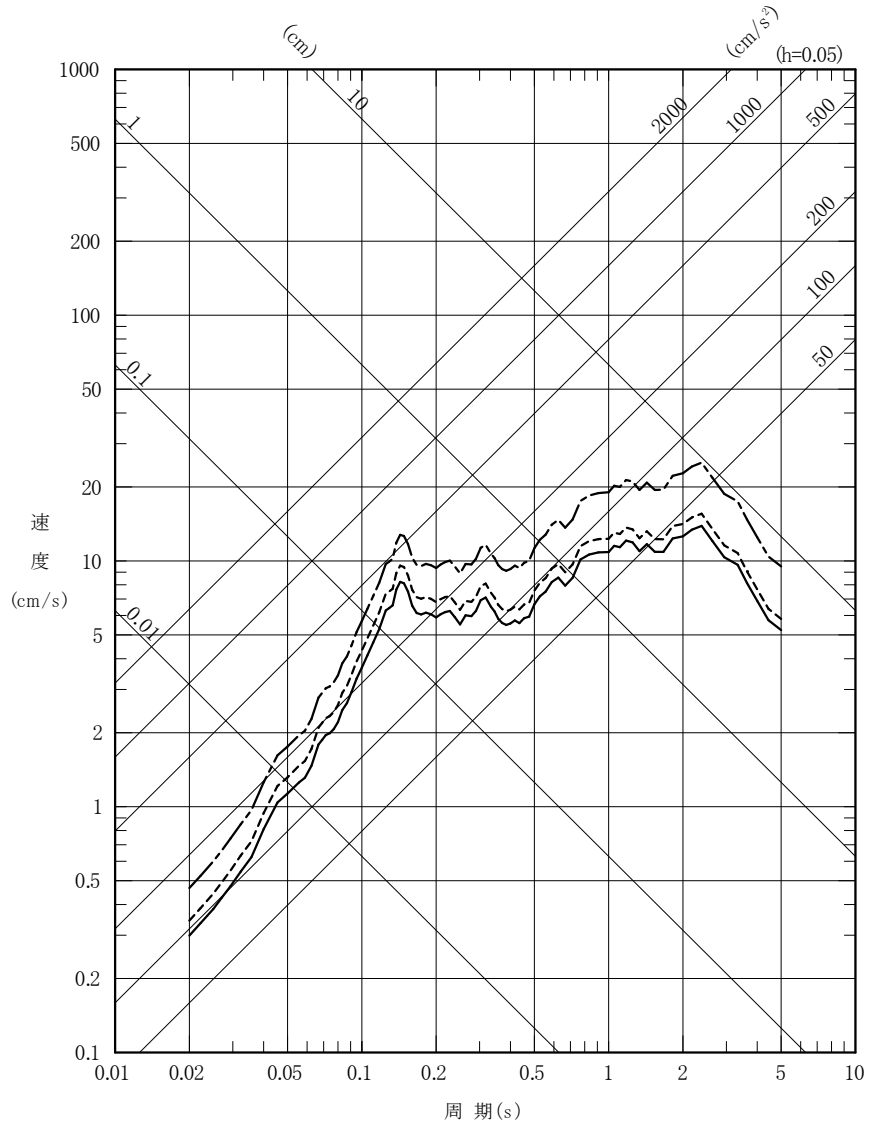
※：2011年4月7日宮城県沖の地震のMと M_w の関係性を踏まえて設定。



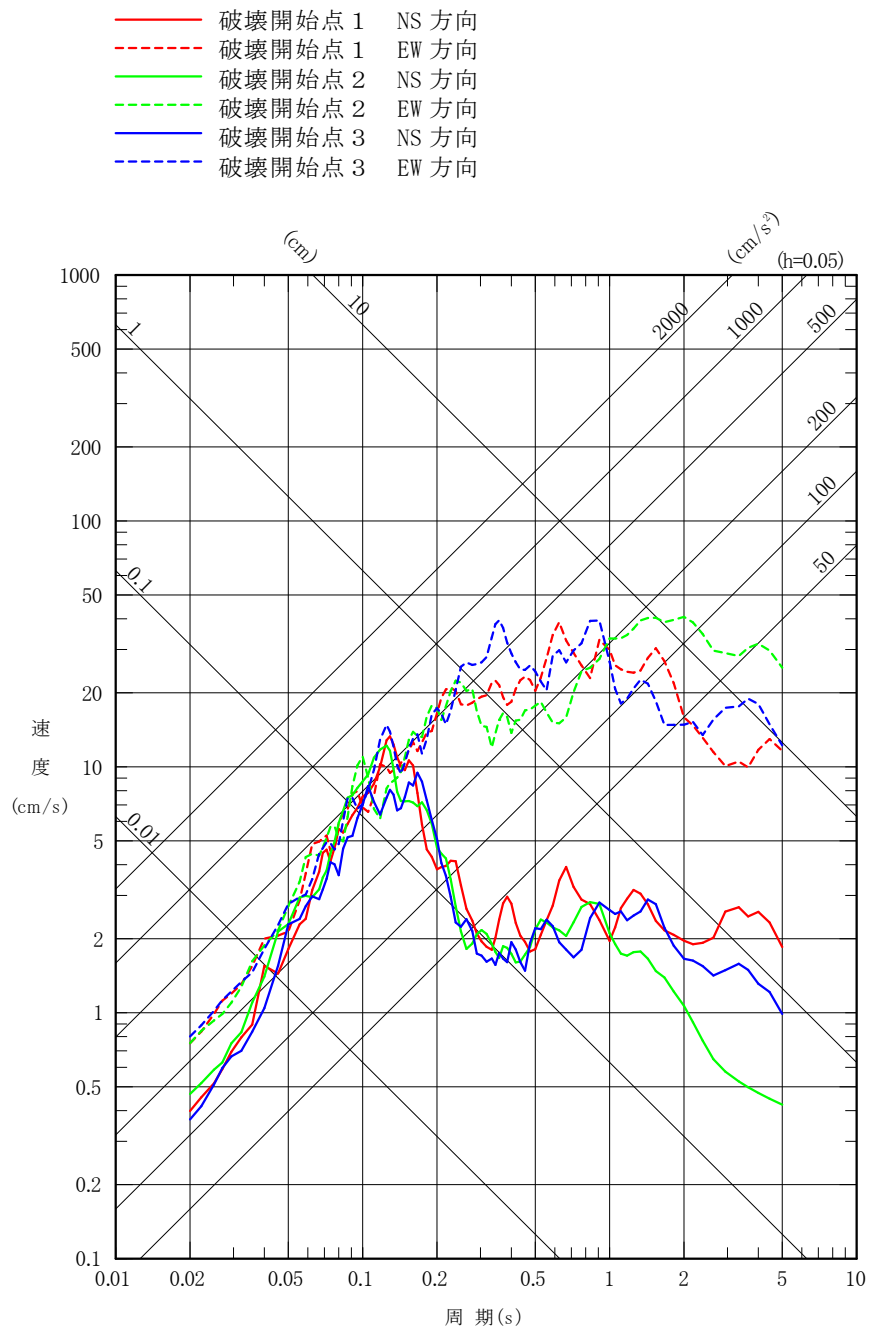
第6-22図(1) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
(応答スペクトルに基づく手法, 水平方向)

- 基本モデル及び短周期レベルの不確かさケース (M7.2, $X_{eq}=89\text{km}$)
- - - 断層位置の不確かさケース (M7.2, $X_{eq}=82\text{km}$)
- · — 地震規模の不確かさケース (M7.5*, $X_{eq}=90\text{km}$)

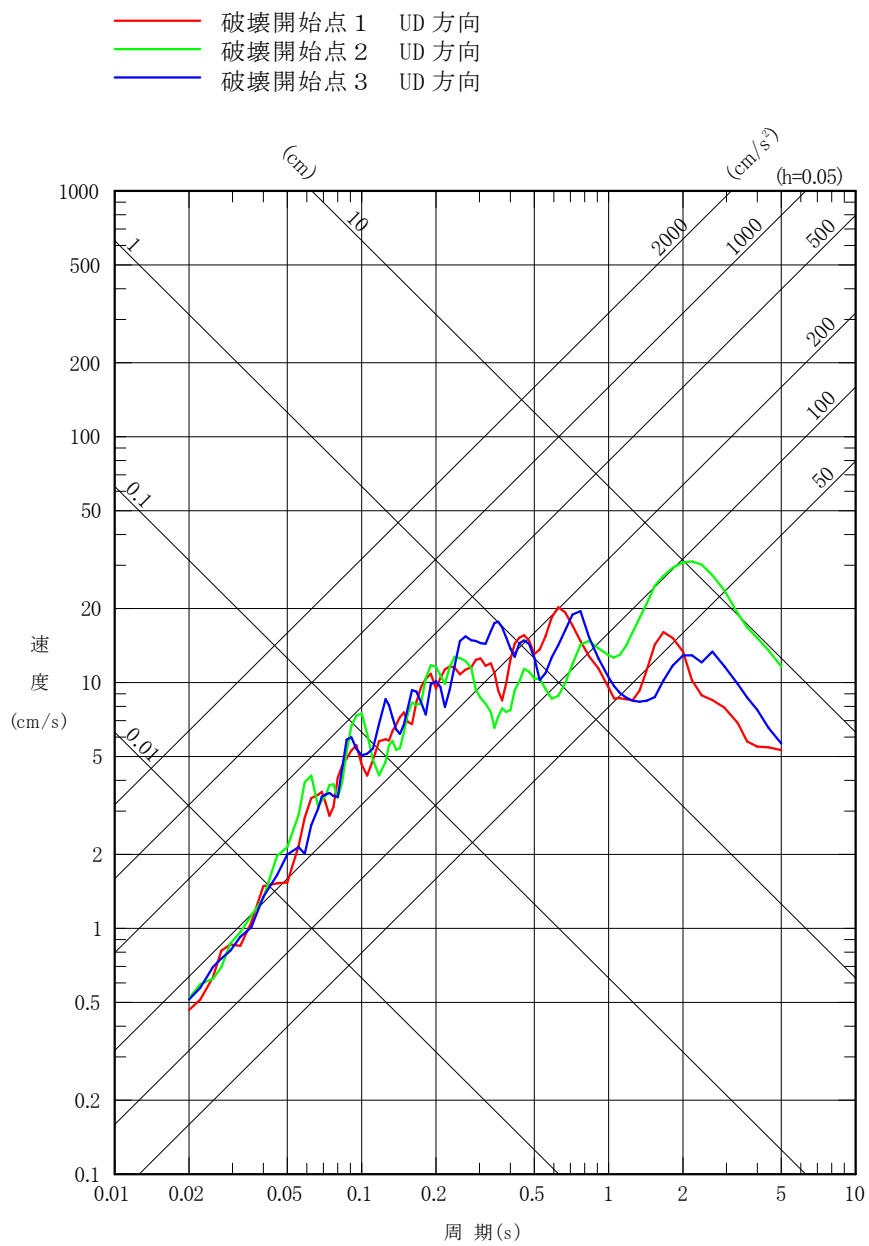
※：2011年4月7日宮城県沖の地震のMと M_w の関係性を踏まえて設定。



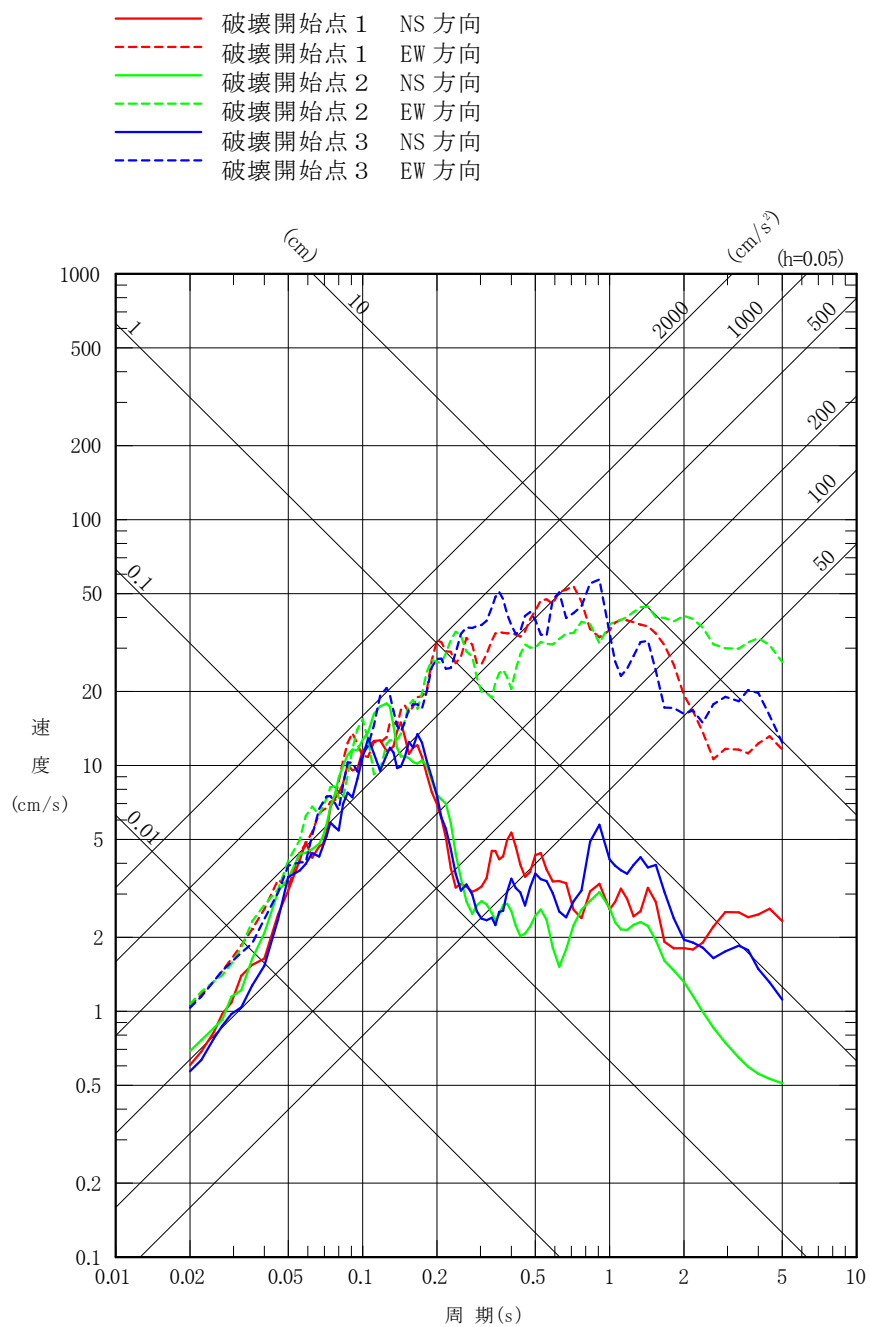
第6-22図(2) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
(応答スペクトルに基づく手法, 鉛直方向)



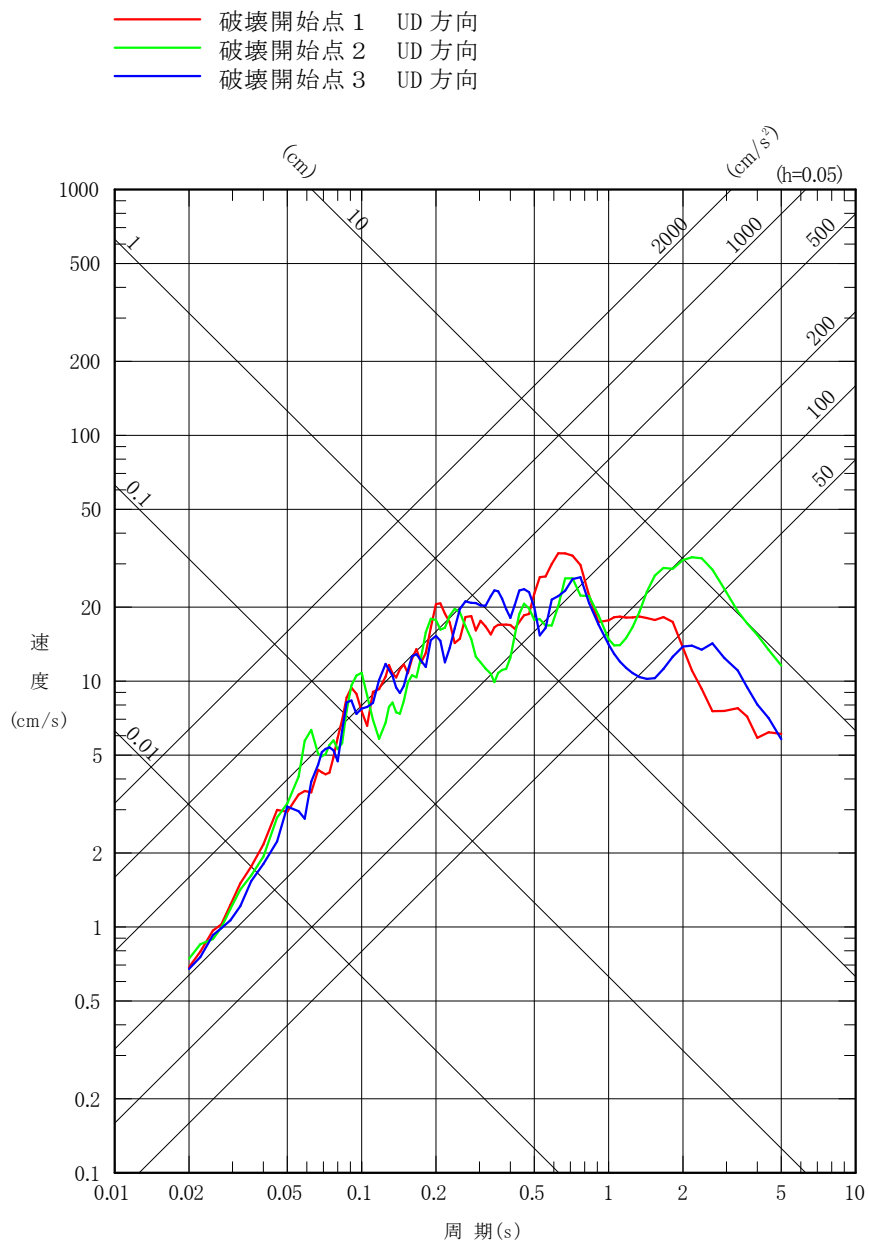
第 6-23 図(1) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
(断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 水平方向)



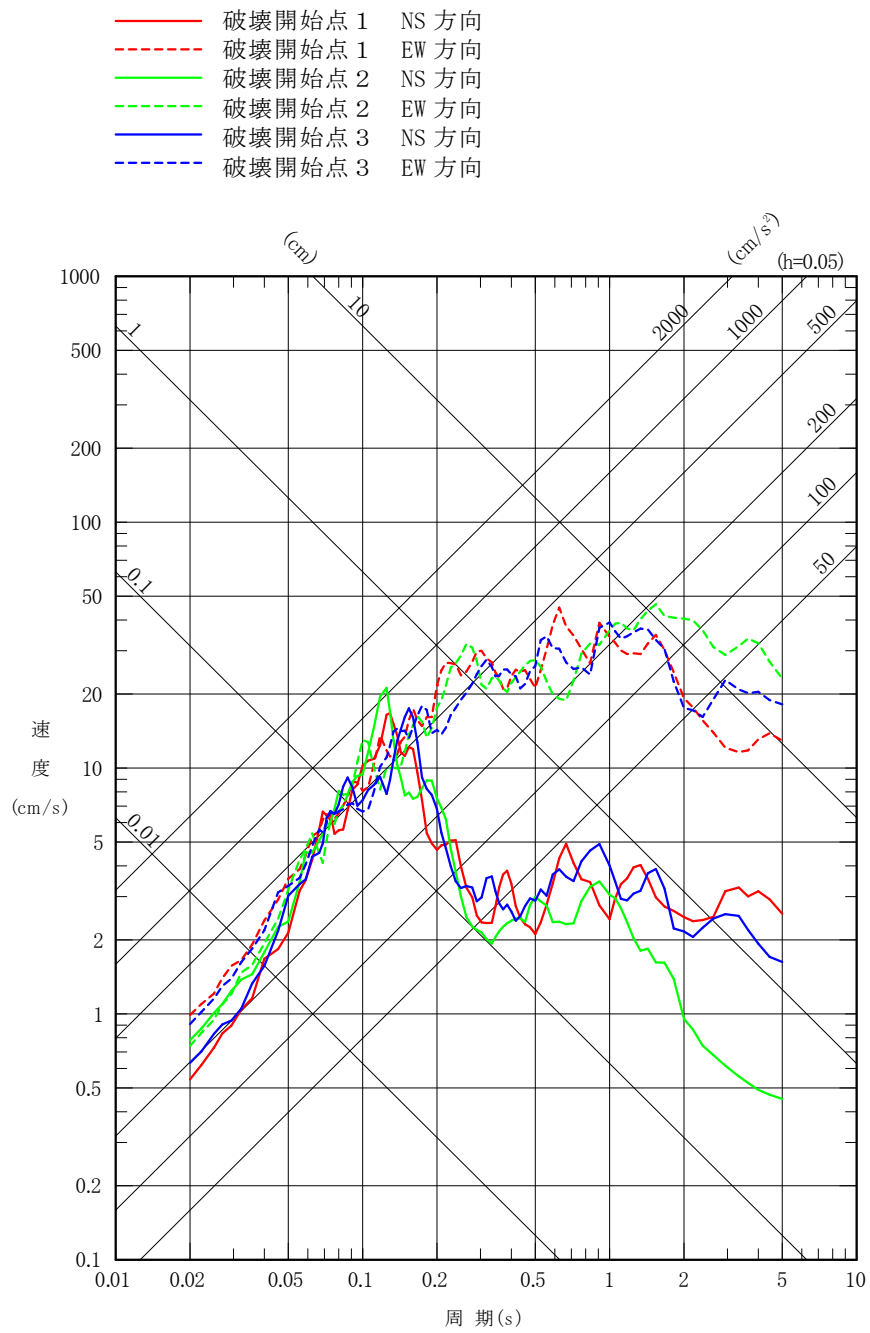
第 6-23 図 (2) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 鉛直方向)



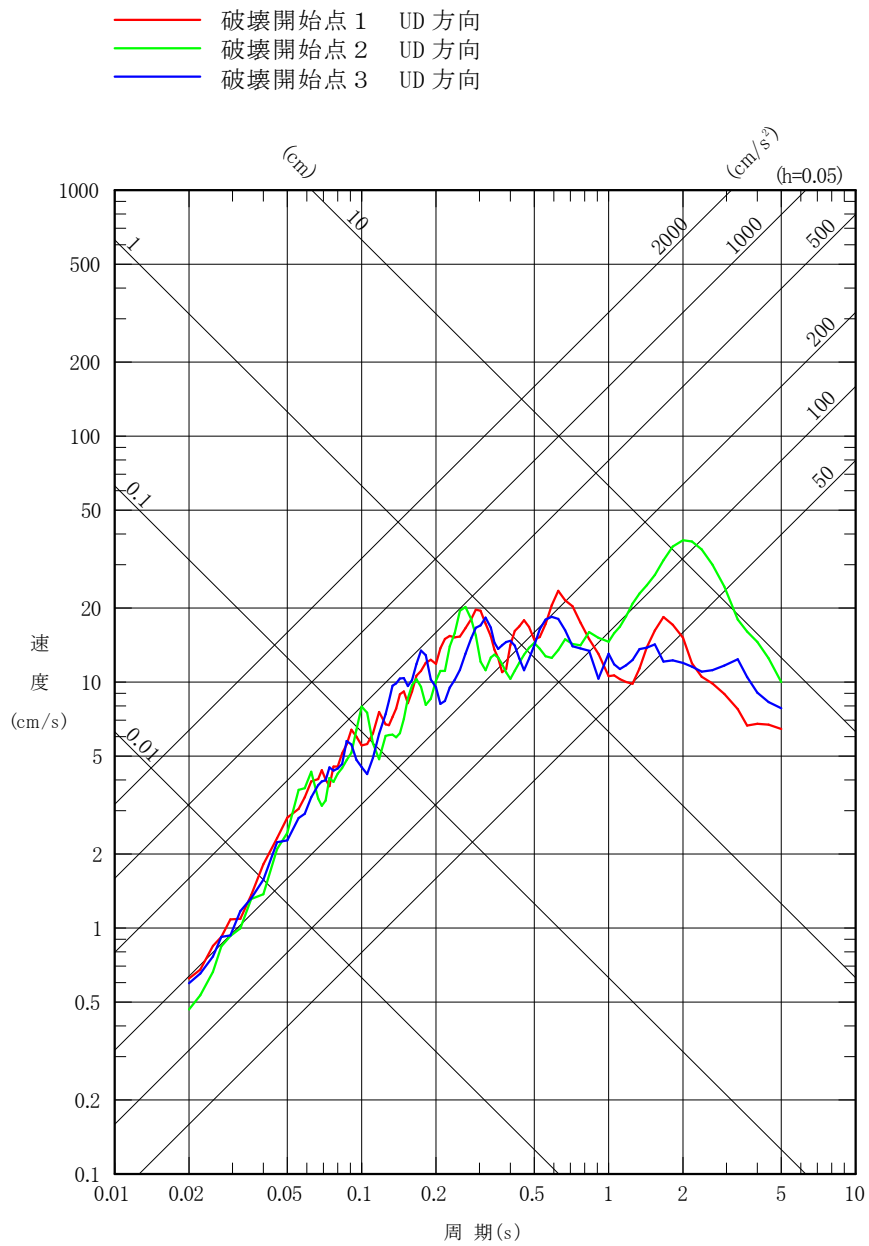
第 6-23 図 (3) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 短周期レベルの不確かさ
 ケース, 水平方向)



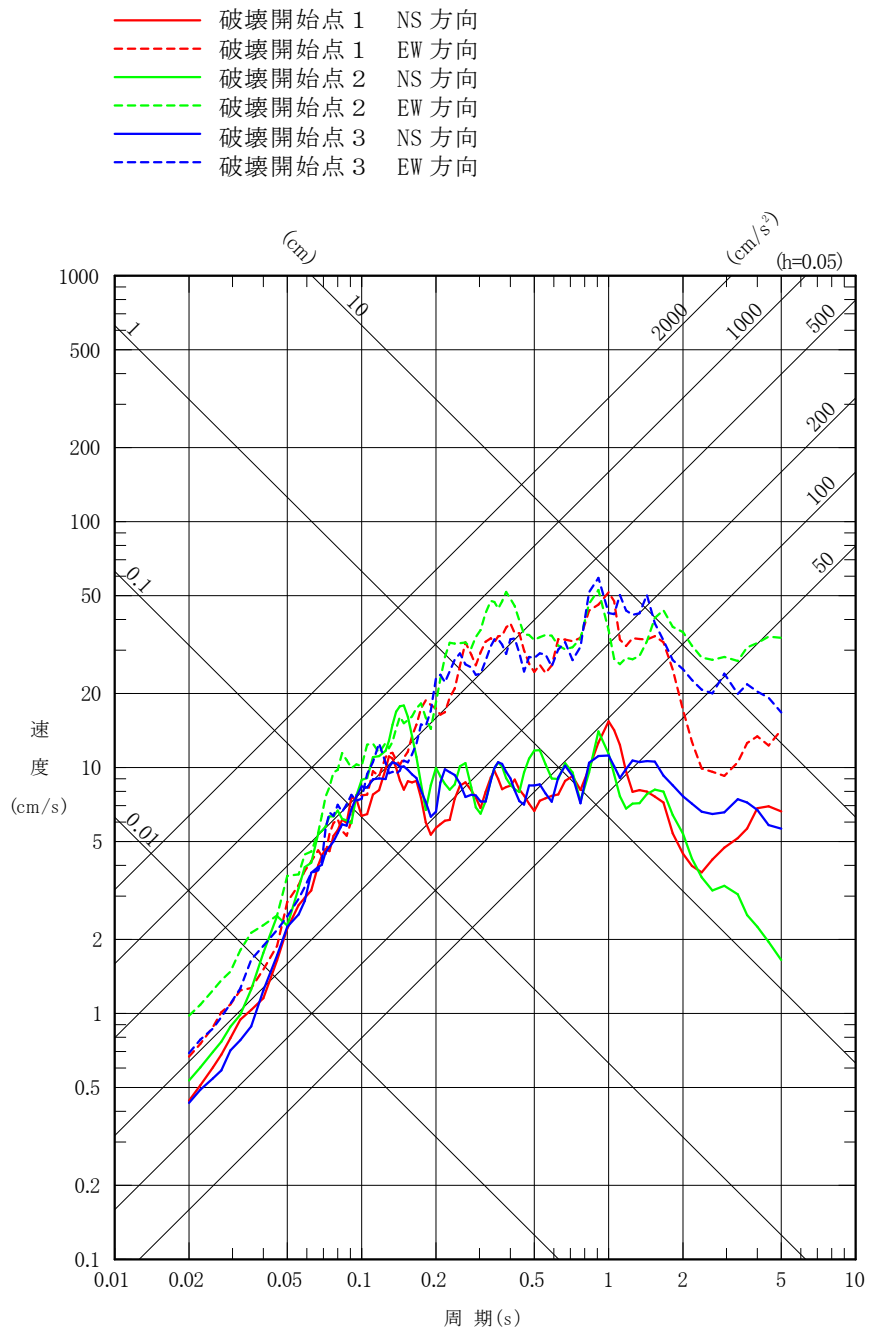
第 6-23 図(4) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 短周期レベルの不確かさ
 ケース, 鉛直方向)



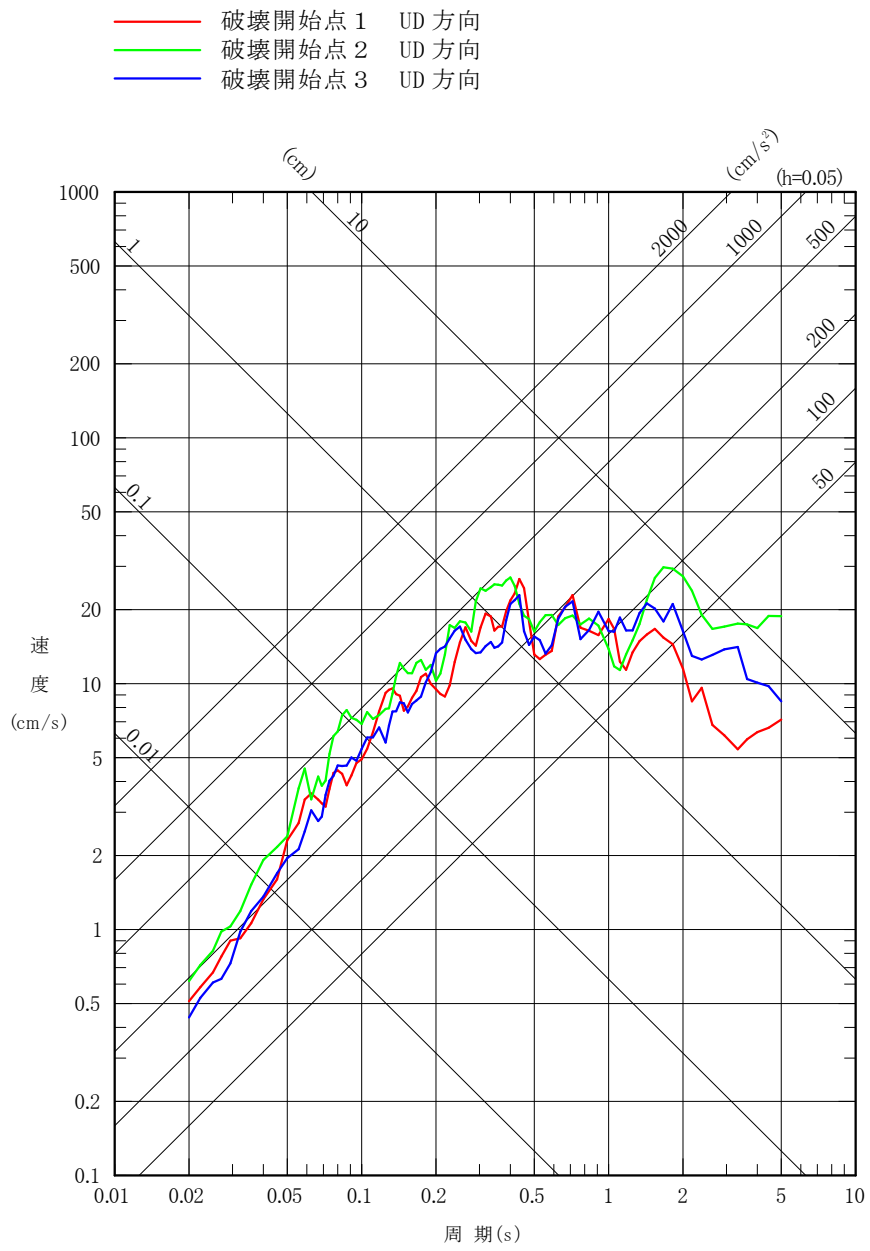
第 6-23 図 (5) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 断層位置の不確かさケース,
 水平方向)



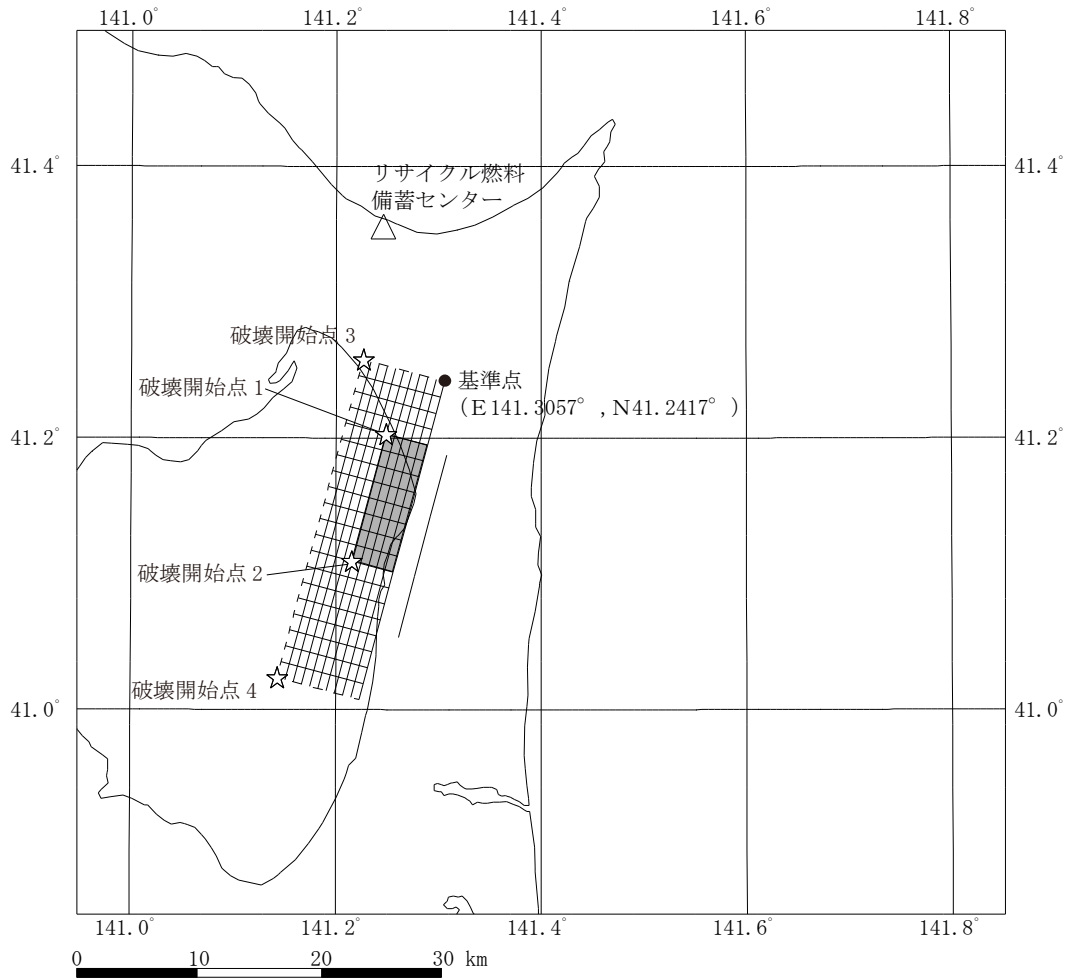
第 6-23 図(6) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 断層位置の不確かさケース,
 鉛直方向)



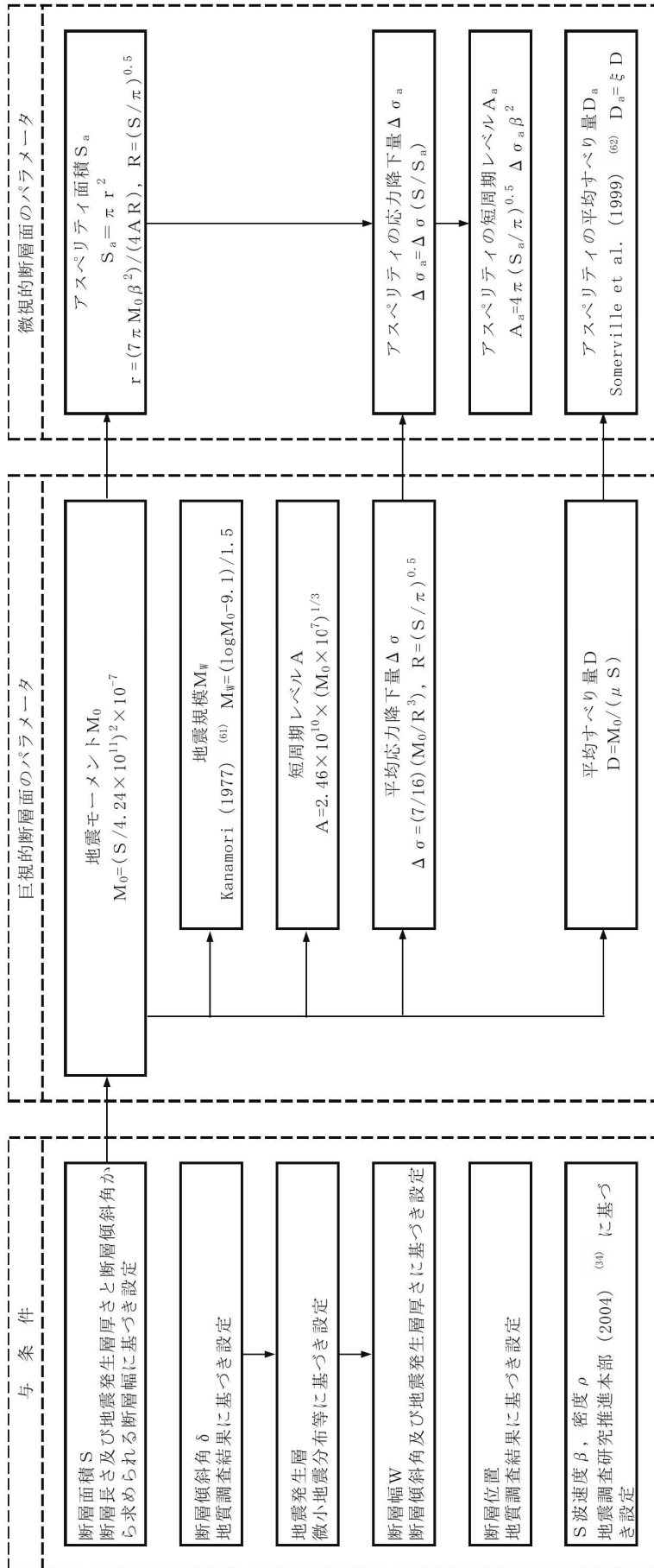
第 6-23 図(7) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
(断層モデルを用いた手法, 地震規模の不確かさケース,
水平方向)



第 6-23 図 (8) 「想定海洋プレート内地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 地震規模の不確かさケース,
 鉛直方向)

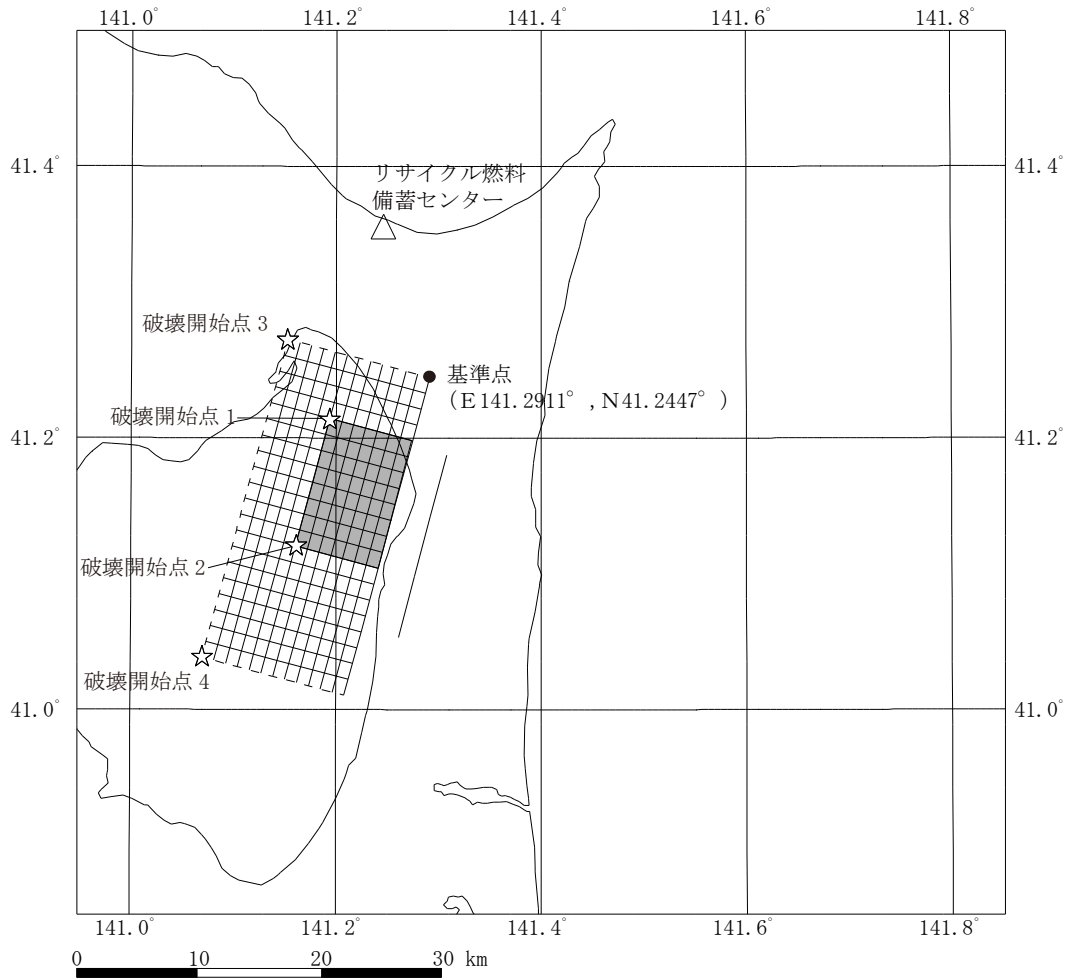


第 6-24 図 「横浜断層による地震」の断層モデル
(基本モデル及び応力降下量の不確かさケース)

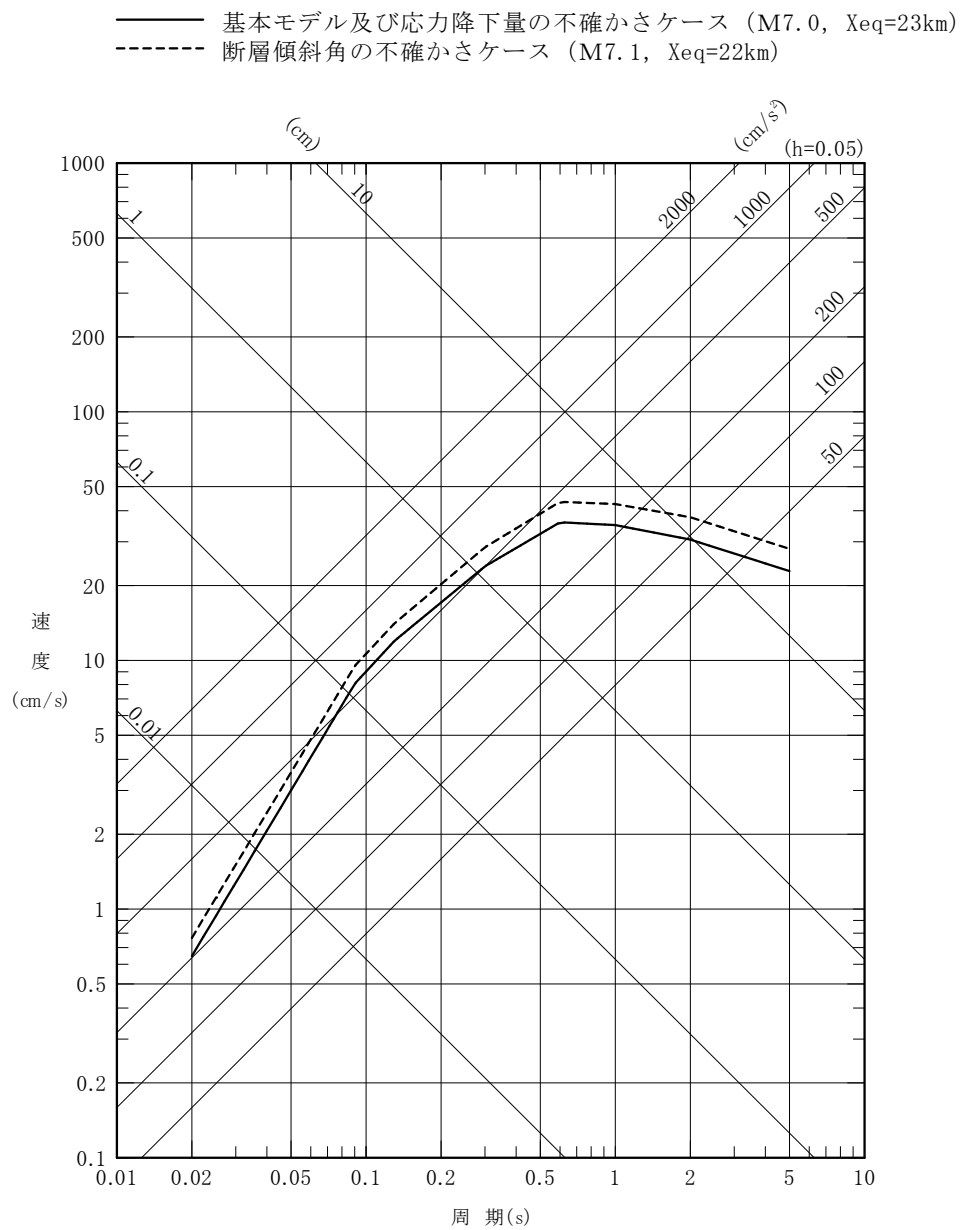


参考文献を付記していない数式は、地震調査研究推進本部 (2017) ⁽⁵⁹⁾ による。

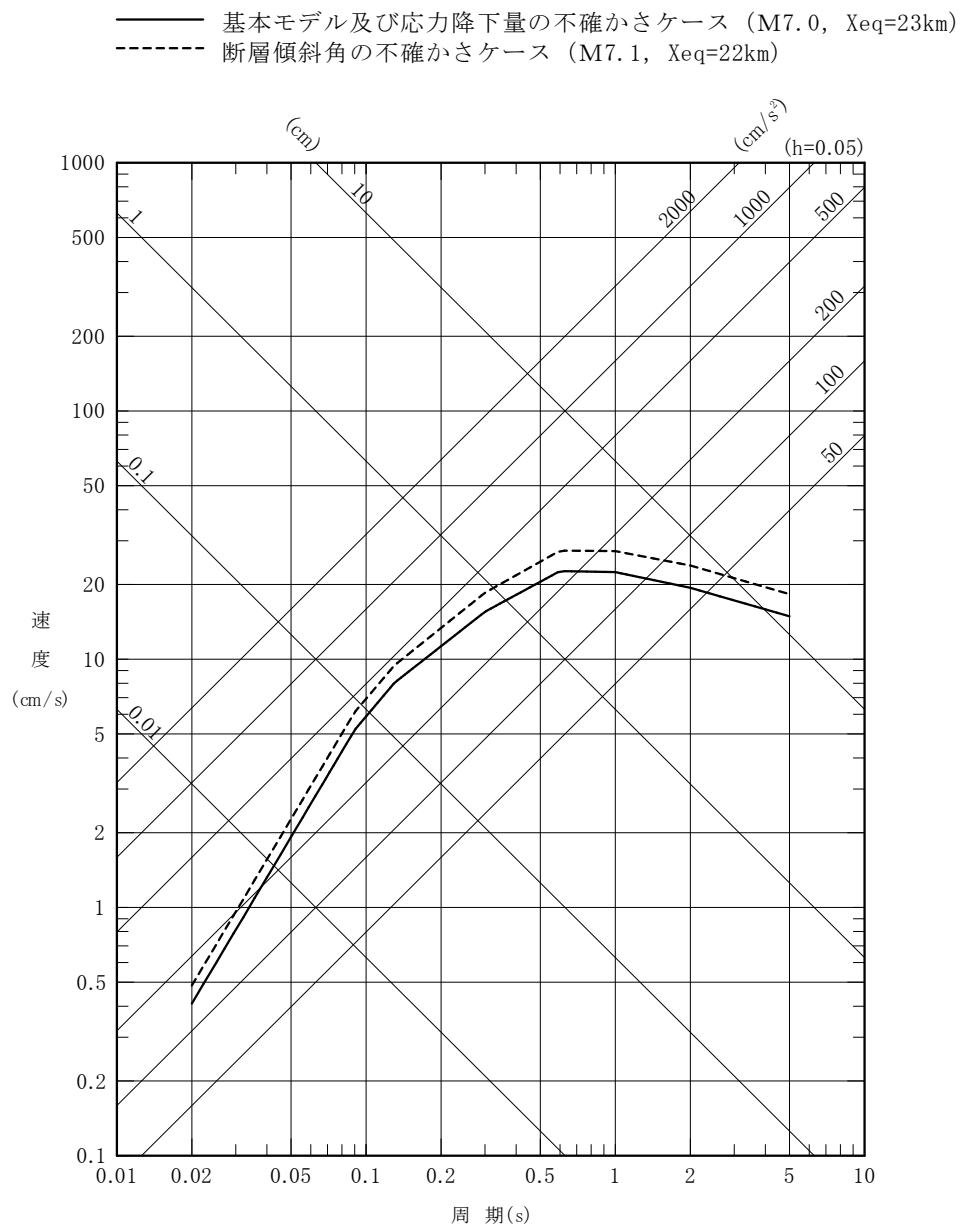
第 6-25 図 「横浜断層による地震」の断層モデルのパラメータの設定フロー



第 6-26 図 「横浜断層による地震」の断層モデル
(断層傾斜角の不確かさケース)



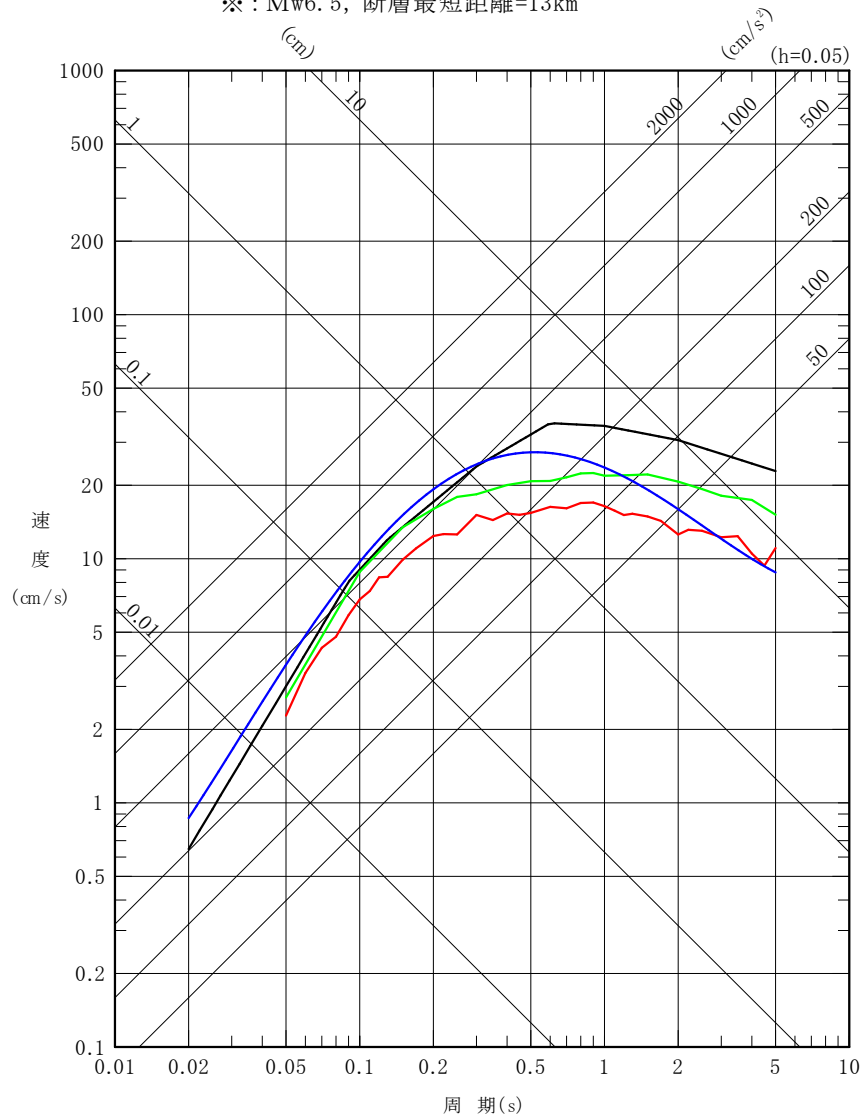
第 6-27 図(1) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (応答スペクトルに基づく手法, 水平方向)



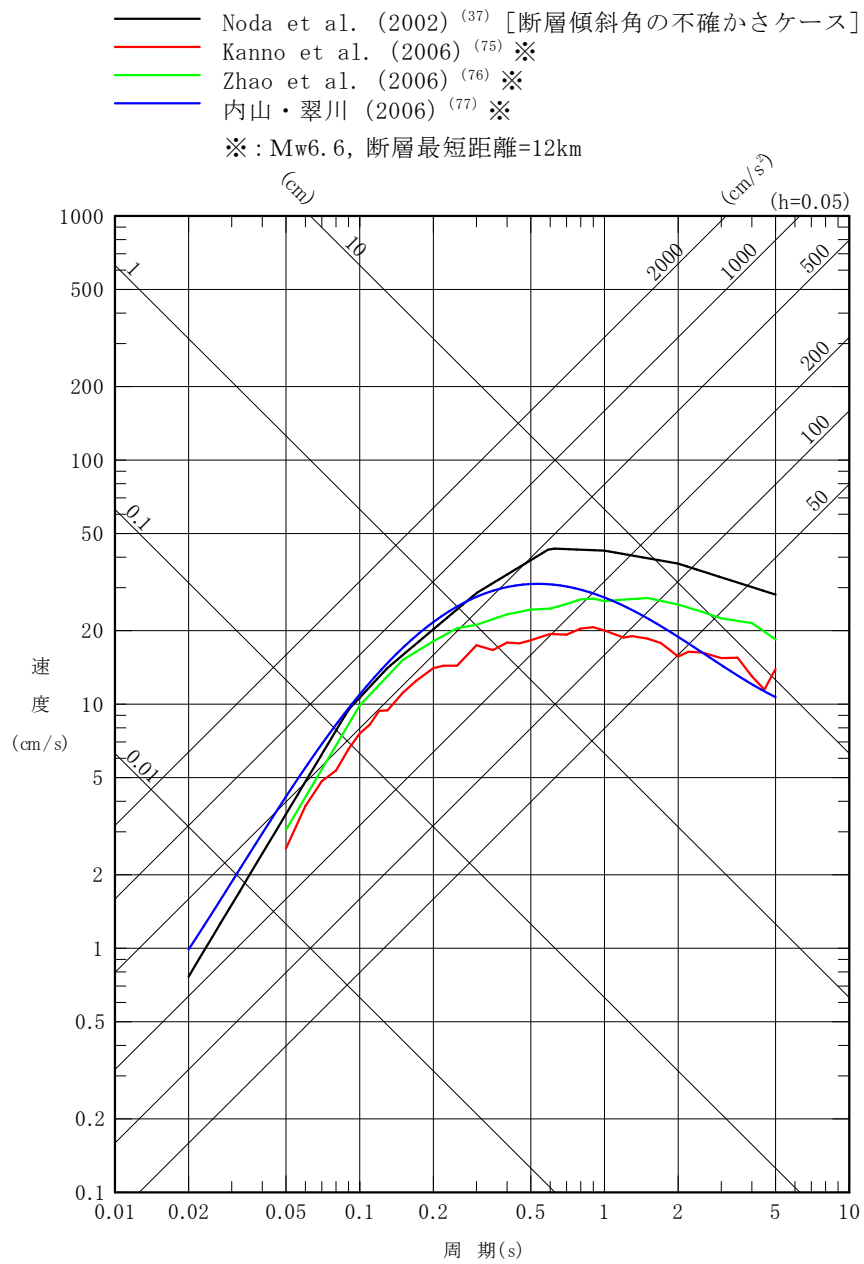
第 6-27 図(2) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (応答スペクトルに基づく手法, 鉛直方向)

- Noda et al. (2002) ⁽³⁷⁾ [基本モデル及び応力降下量の不確かさケース]
- Kanno et al. (2006) ⁽⁷⁵⁾ ※
- Zhao et al. (2006) ⁽⁷⁶⁾ ※
- 内山・翠川 (2006) ⁽⁷⁷⁾ ※

※ : Mw6.5, 断層最短距離=13km

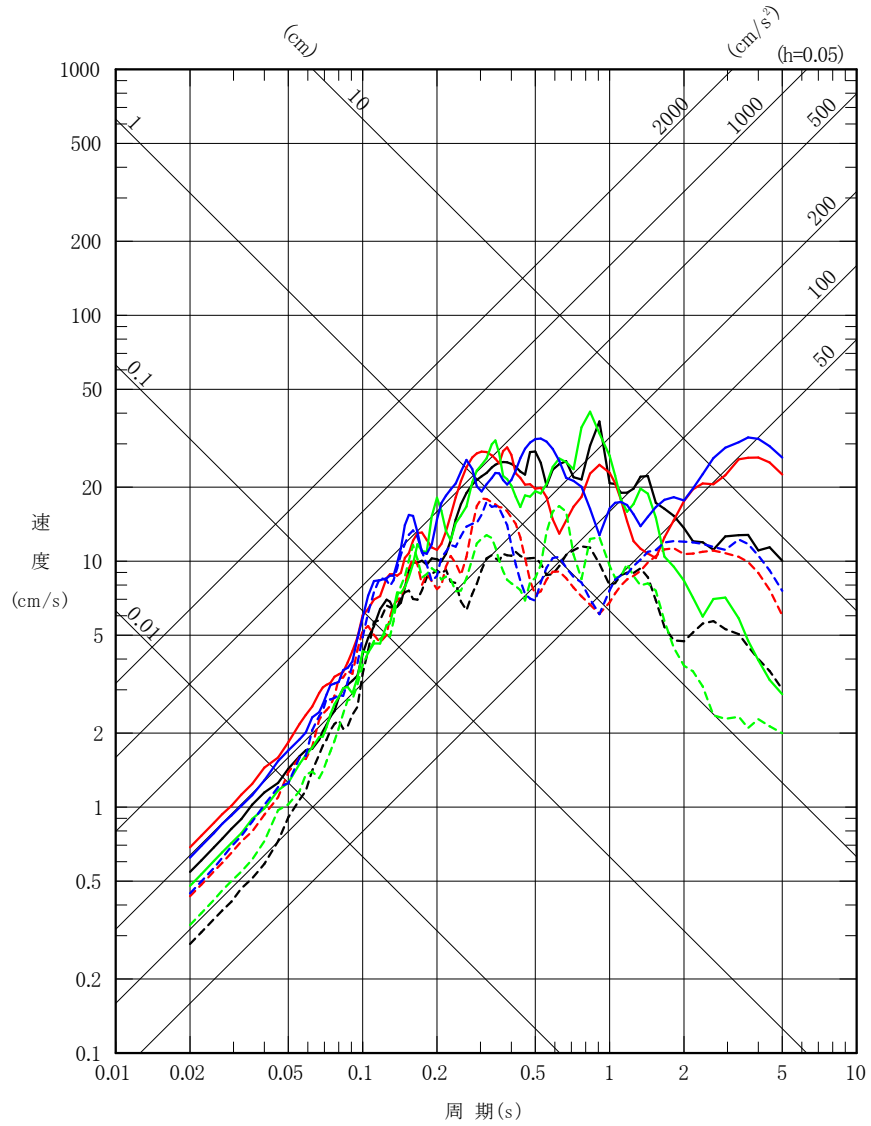


第 6-28 図(1) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (他の距離減衰式に基づく応答スペクトル, 基本モデル及び応力降下量の不確かさケース, 水平方向)

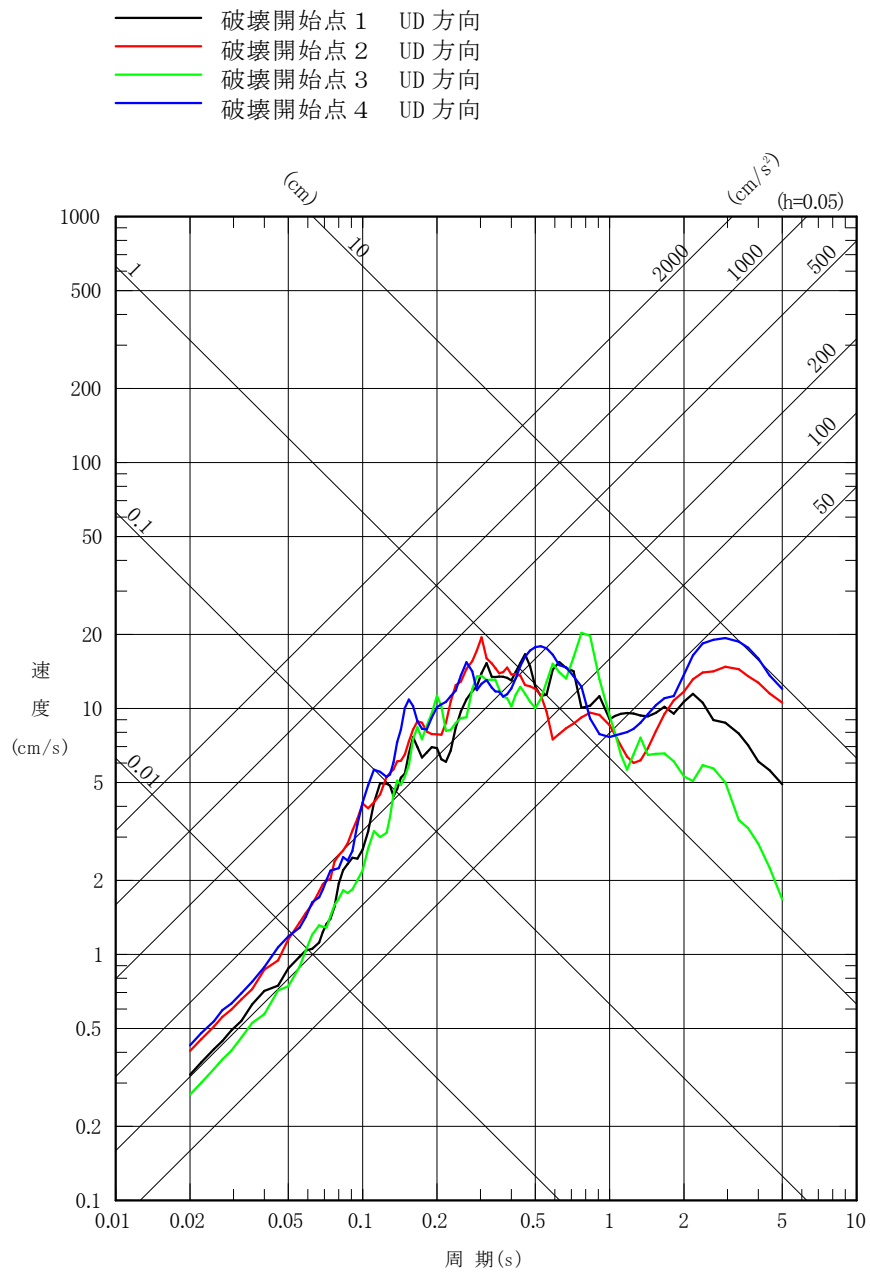


第 6-28 図(2) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (他の距離減衰式に基づく応答スペクトル, 基本モデル及び応力降下量の不確かさケース, 鉛直方向)

- 破壊開始点 1 NS 方向
- - - 破壊開始点 1 EW 方向
- 破壊開始点 2 NS 方向
- - - 破壊開始点 2 EW 方向
- 破壊開始点 3 NS 方向
- - - 破壊開始点 3 EW 方向
- 破壊開始点 4 NS 方向
- - - 破壊開始点 4 EW 方向

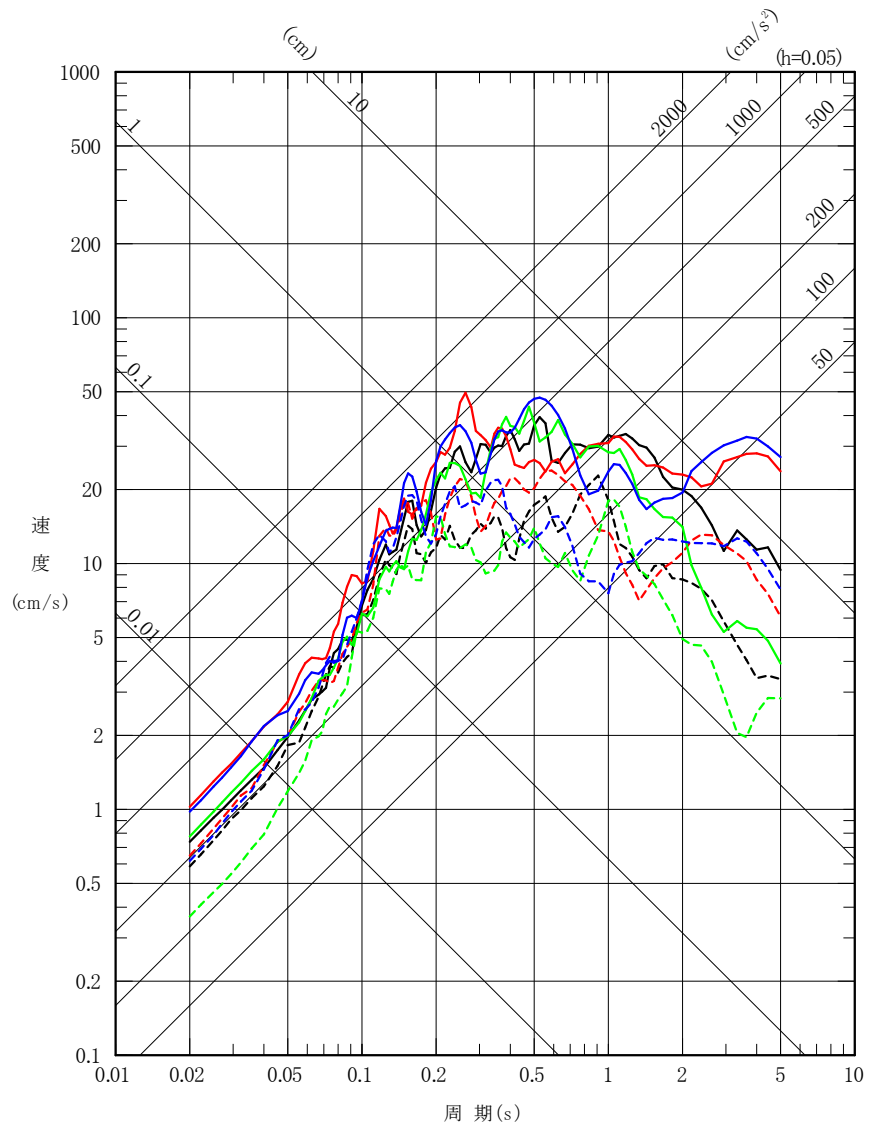


第 6-29 図(1) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
(断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 水平方向)

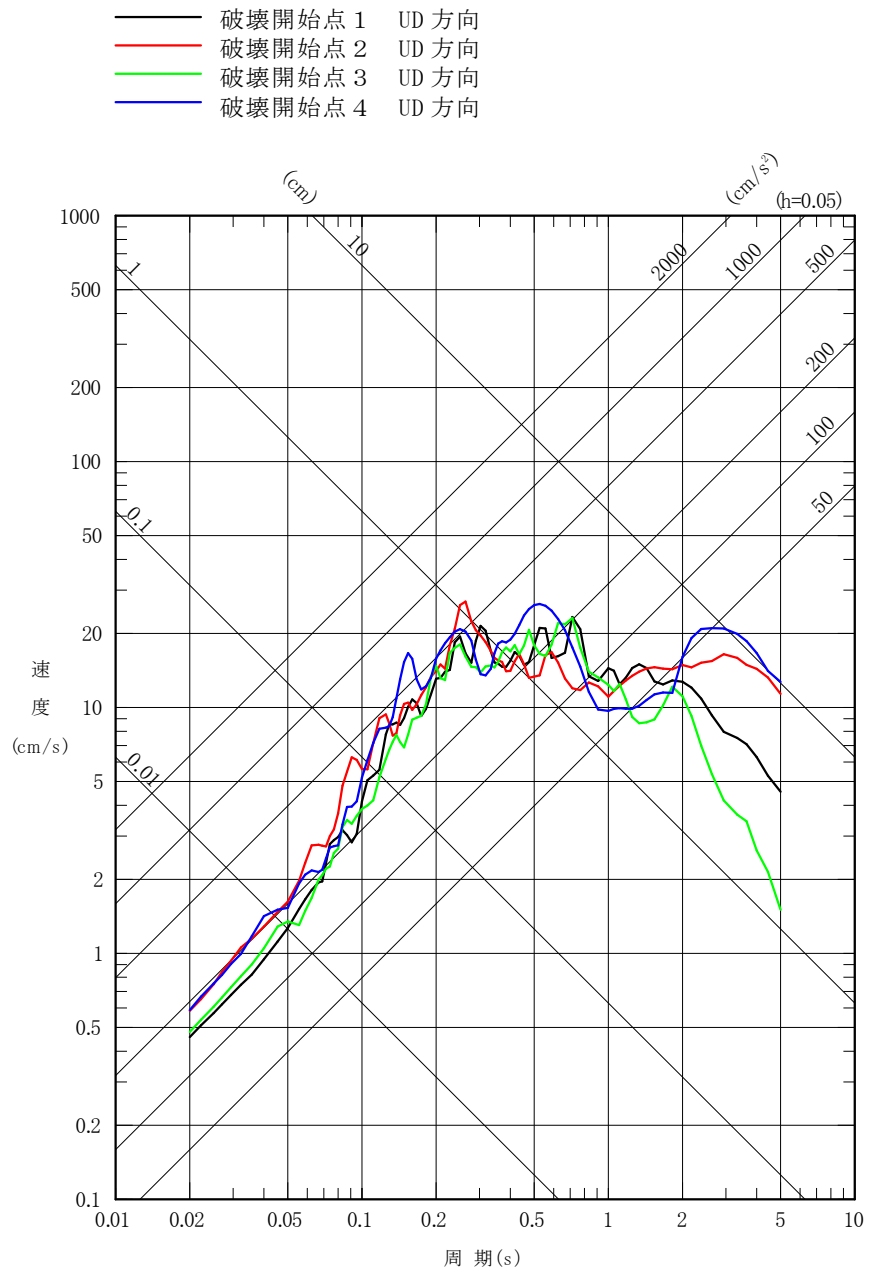


第 6-29 図(2) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
(断層モデルを用いた手法, 基本モデル, 鉛直方向)

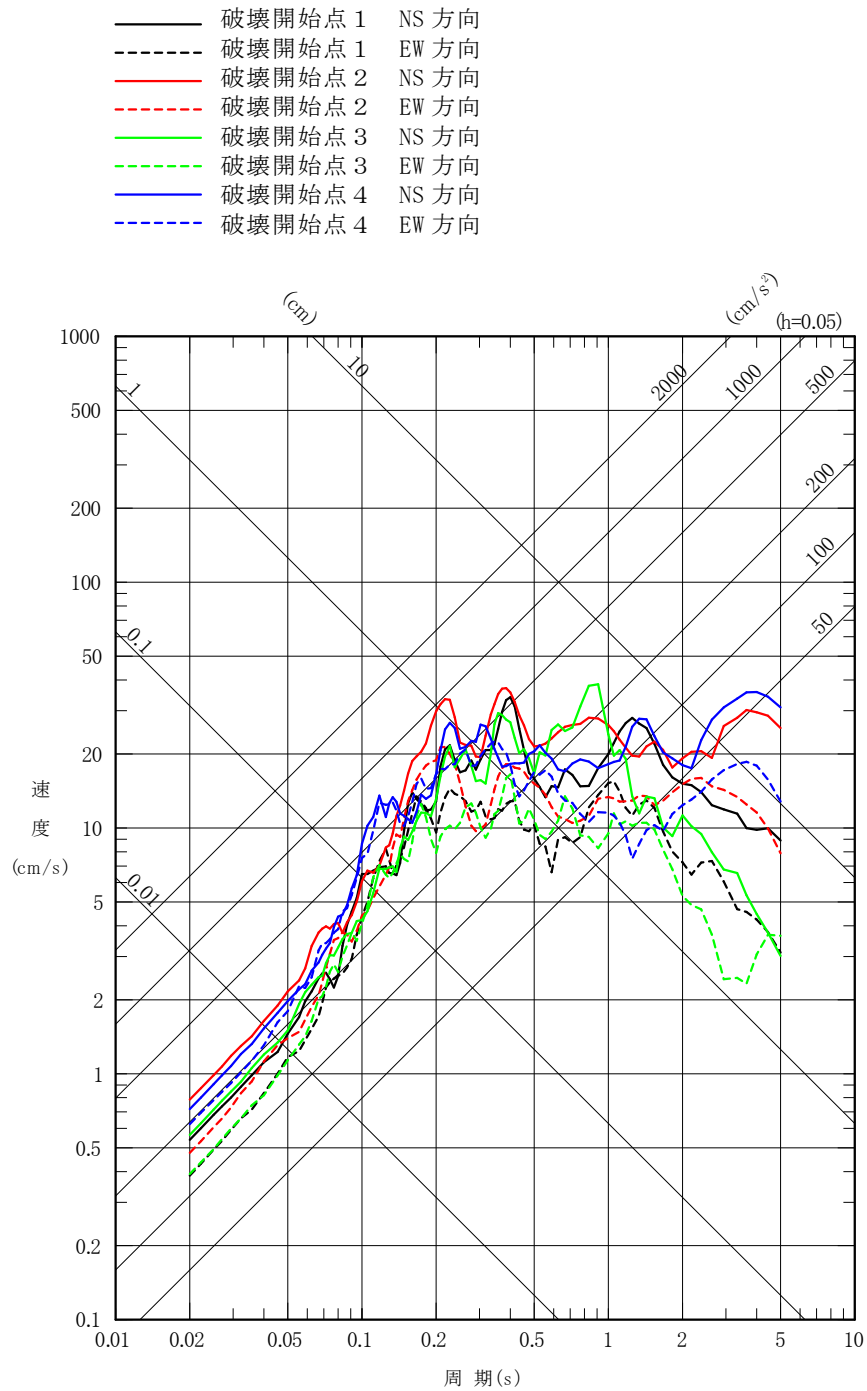
- 破壊開始点 1 NS 方向
- - - 破壊開始点 1 EW 方向
- 破壊開始点 2 NS 方向
- - - 破壊開始点 2 EW 方向
- 破壊開始点 3 NS 方向
- - - 破壊開始点 3 EW 方向
- 破壊開始点 4 NS 方向
- - - 破壊開始点 4 EW 方向



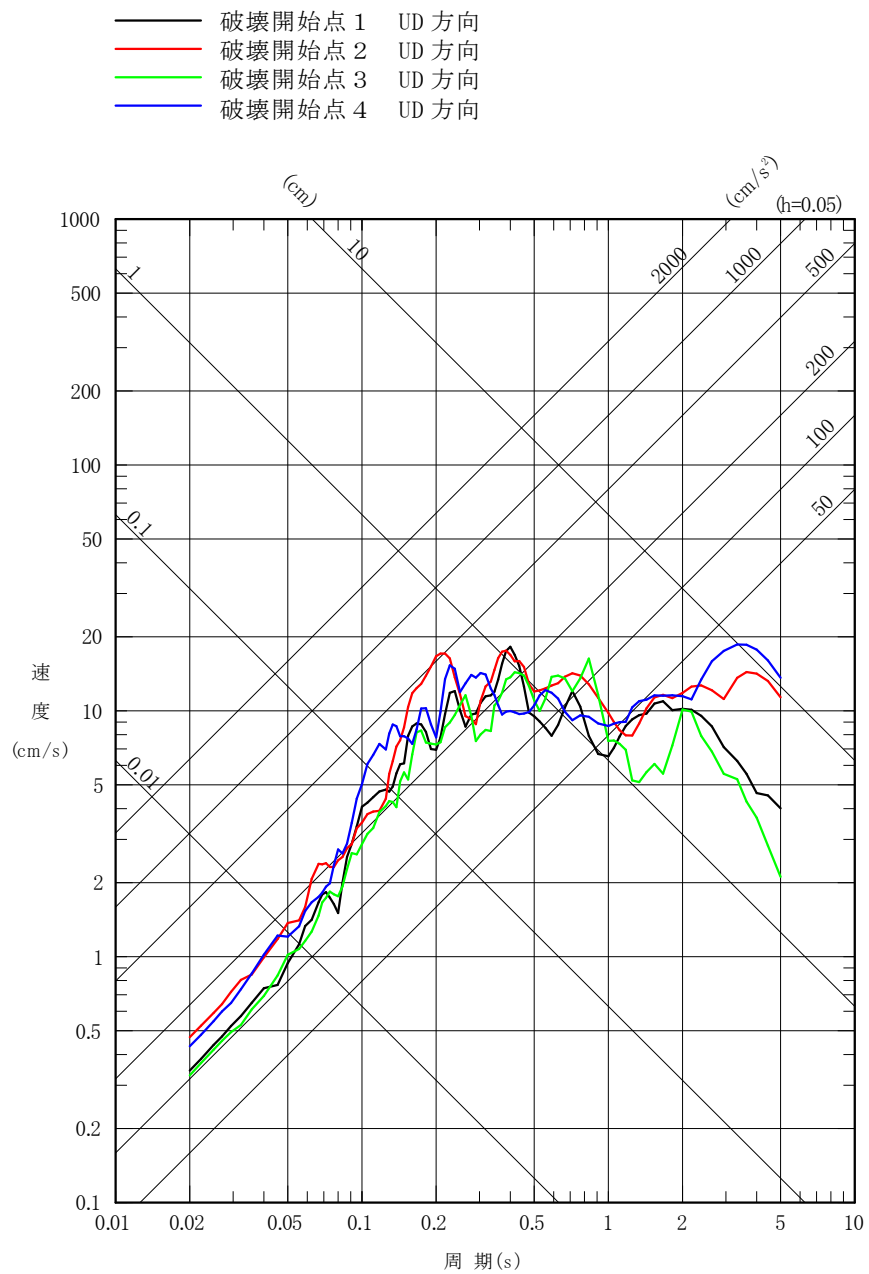
第 6-29 図(3) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 応力降下量の不確かさ
 ケース, 水平方向)



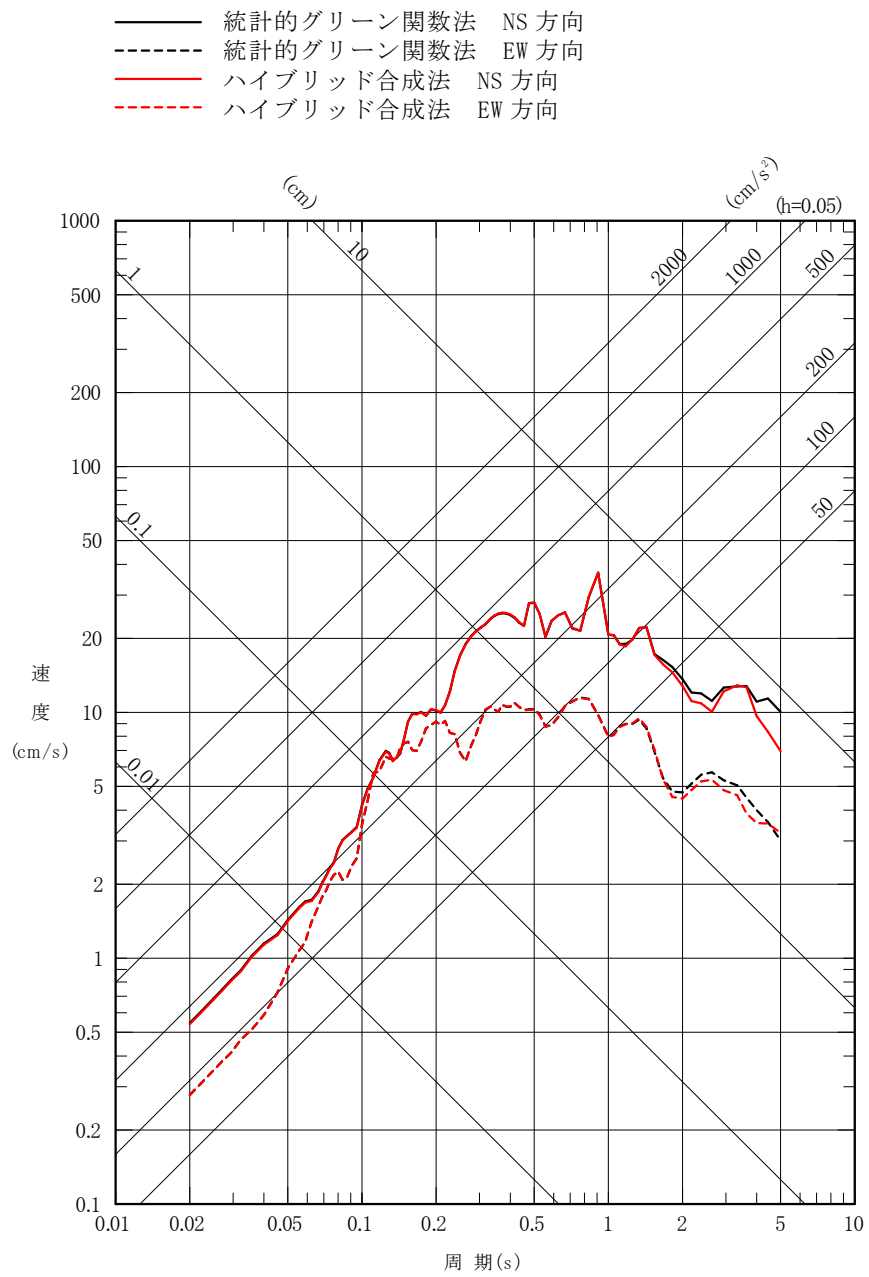
第 6-29 図(4) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 応力降下量の不確かさ
 ケース, 鉛直方向)



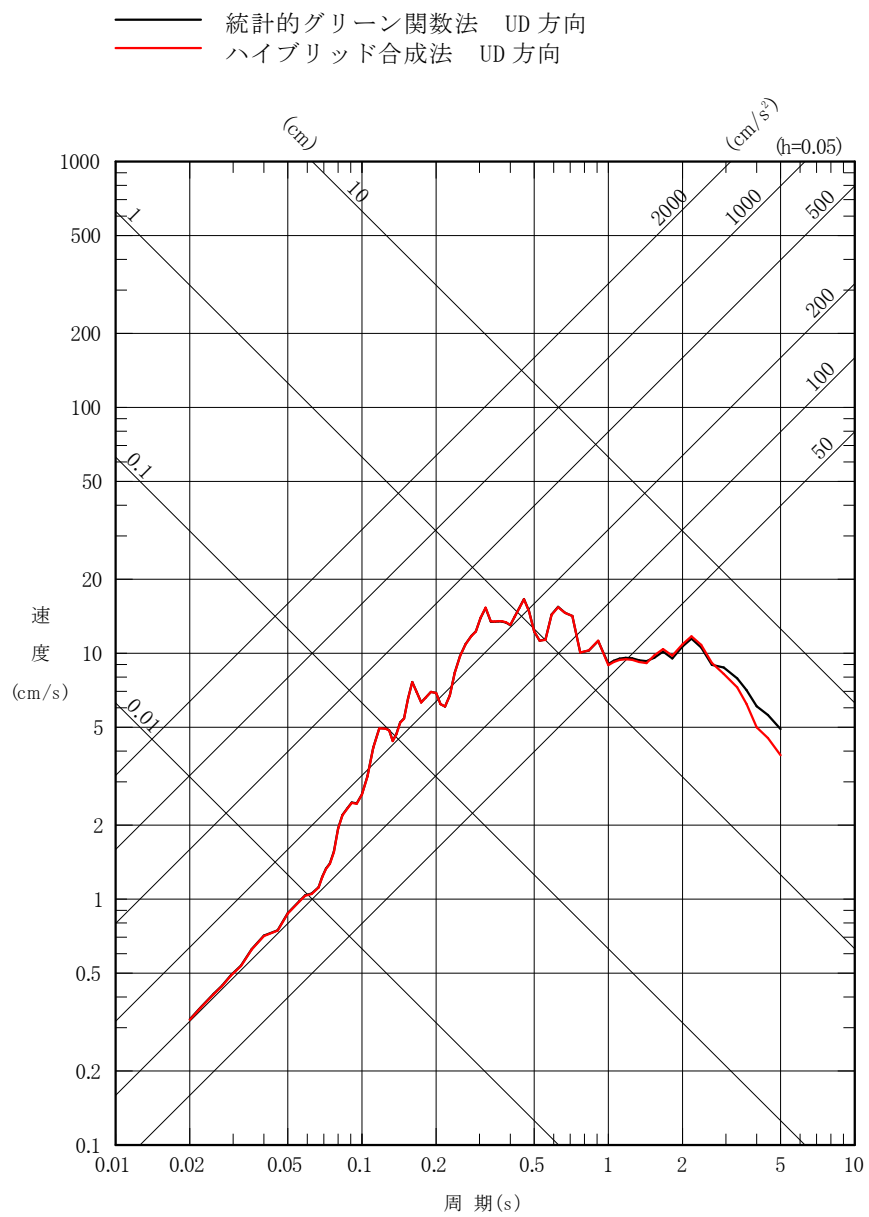
第 6-29 図(5) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 断層傾斜角の不確かさ
 ケース, 水平方向)



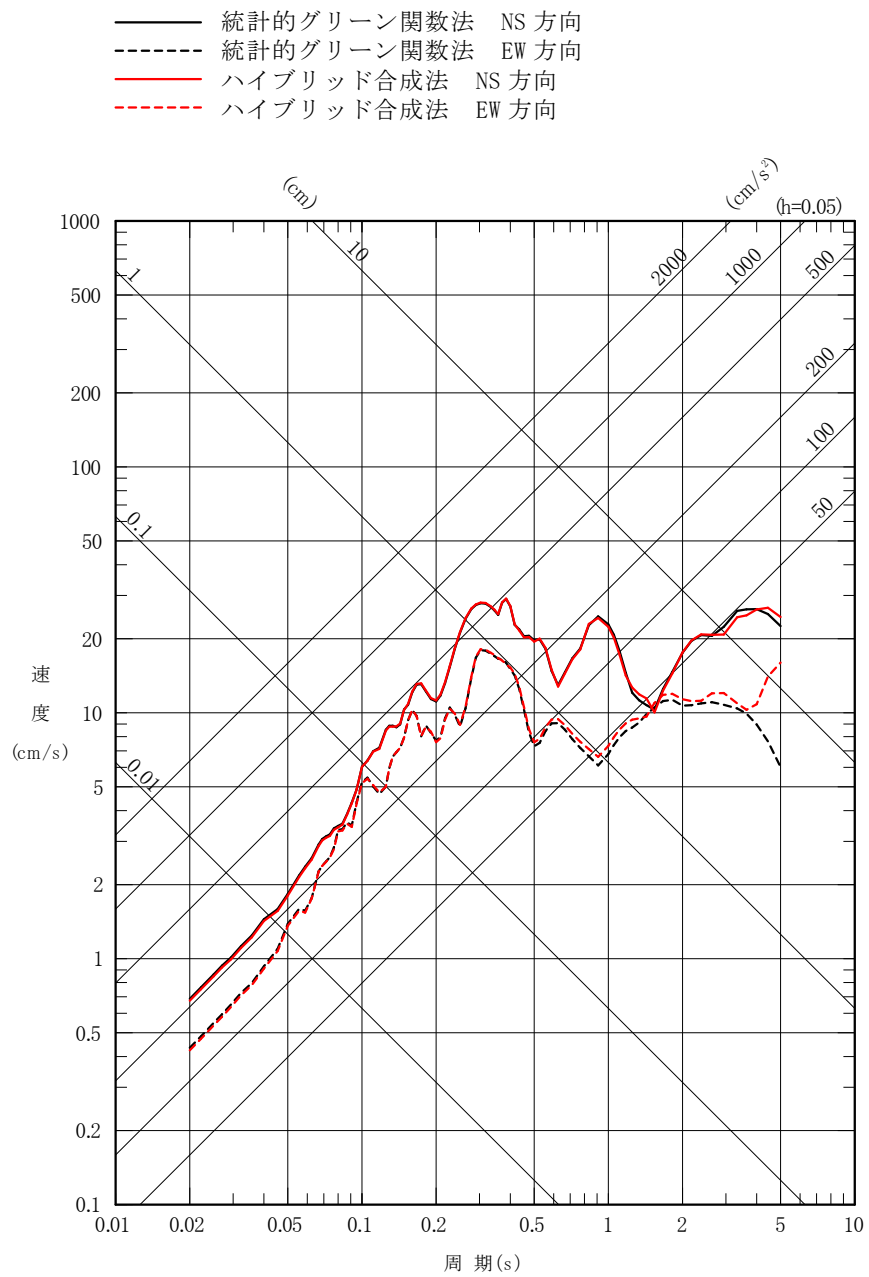
第 6-29 図(6) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (断層モデルを用いた手法, 断層傾斜角の不確かさ
 ケース, 鉛直方向)



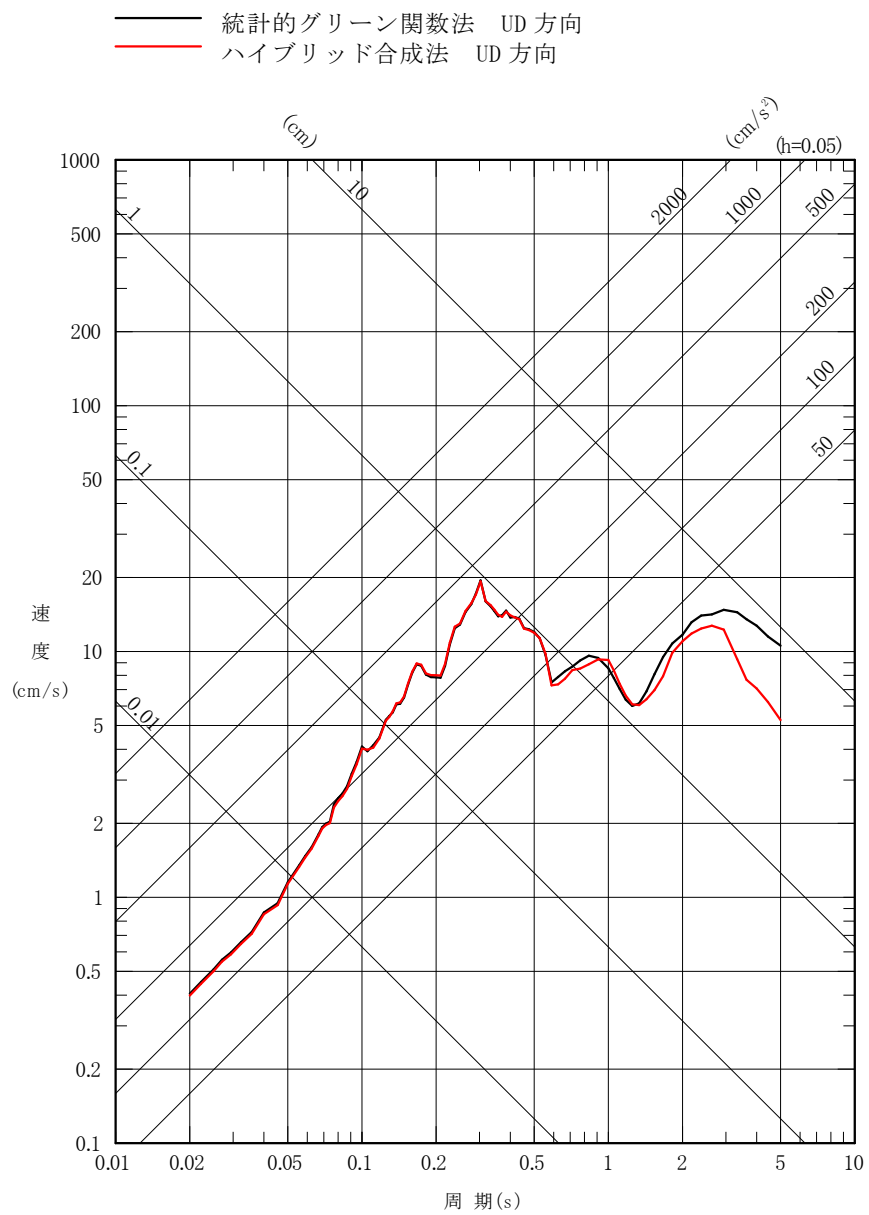
第 6-30 図(1) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 1,
 水平方向)



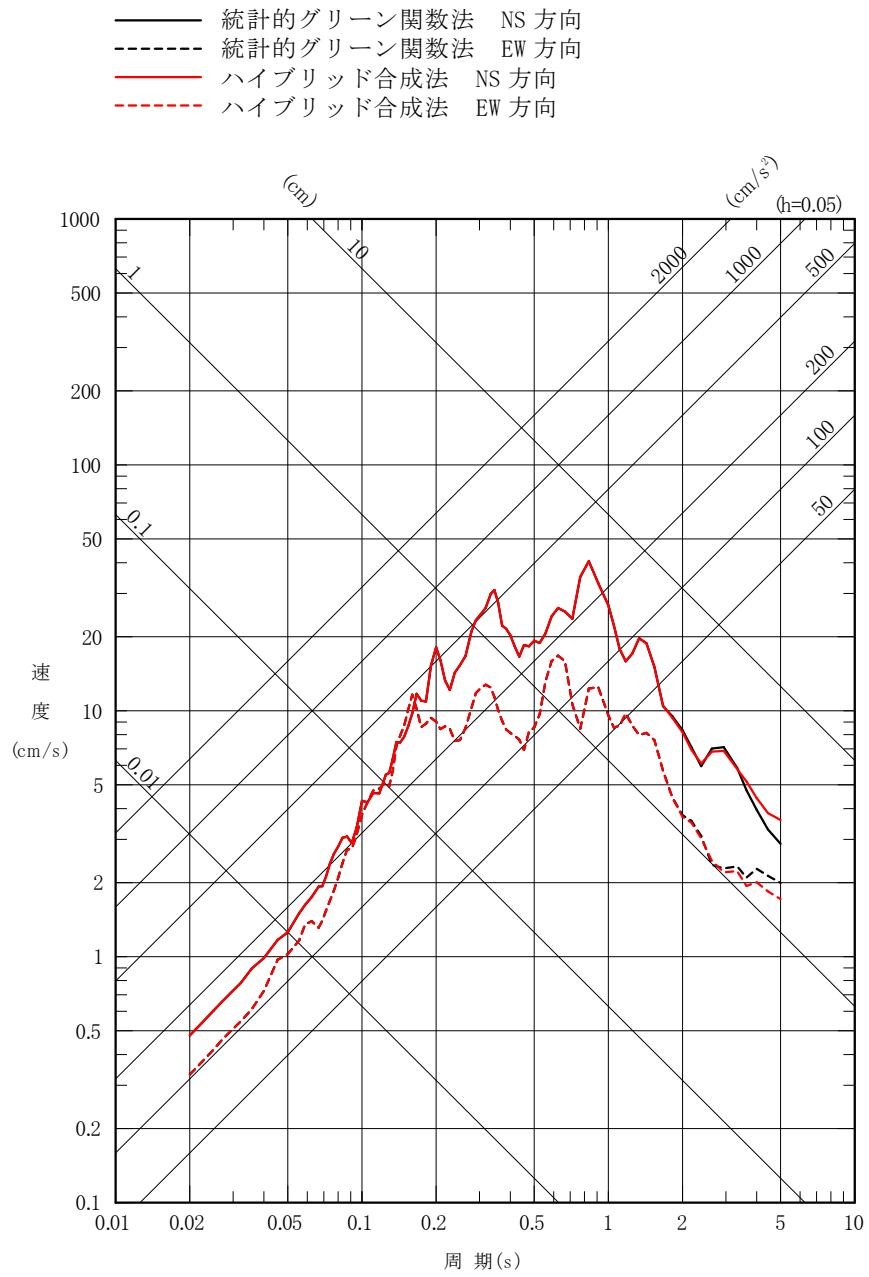
第 6-30 図(2) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 1,
 鉛直方向)



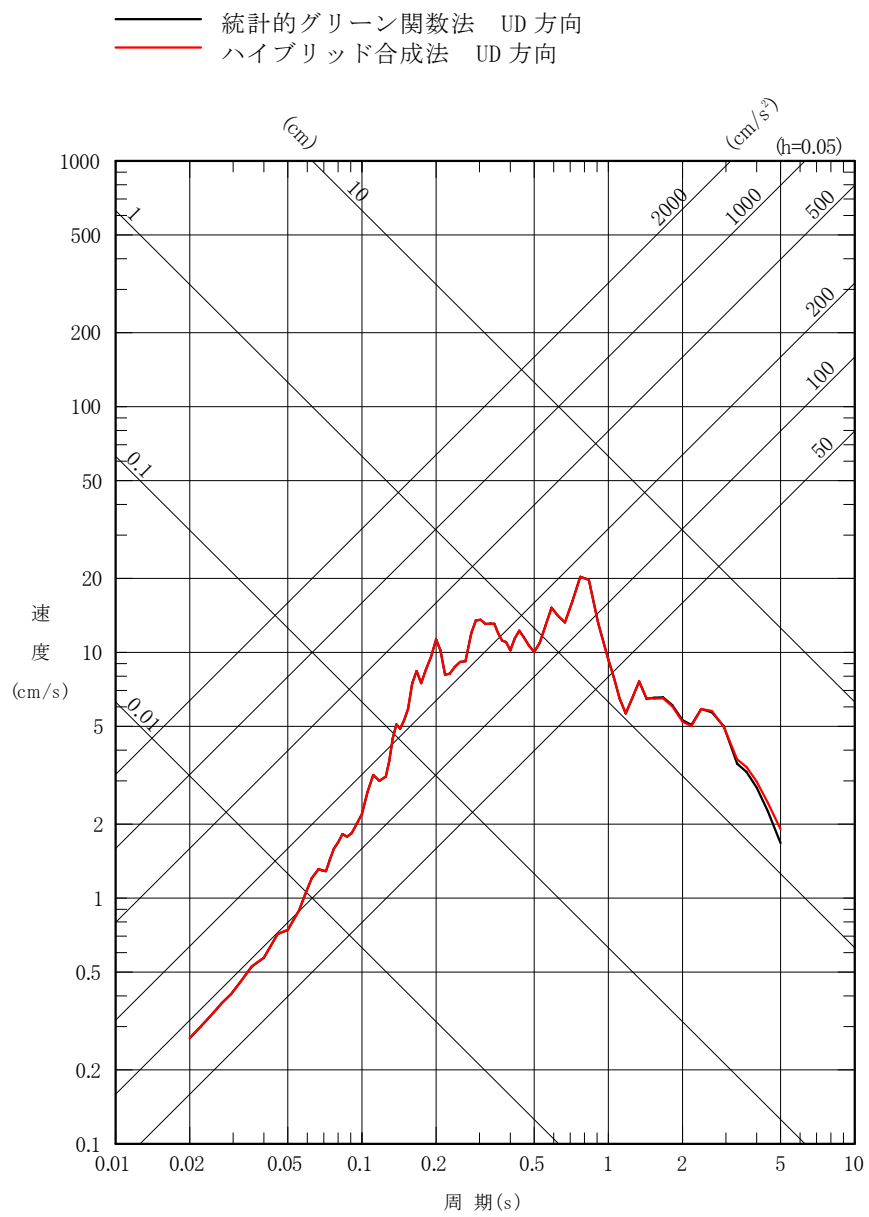
第 6-30 図(3) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 2,
 水平方向)



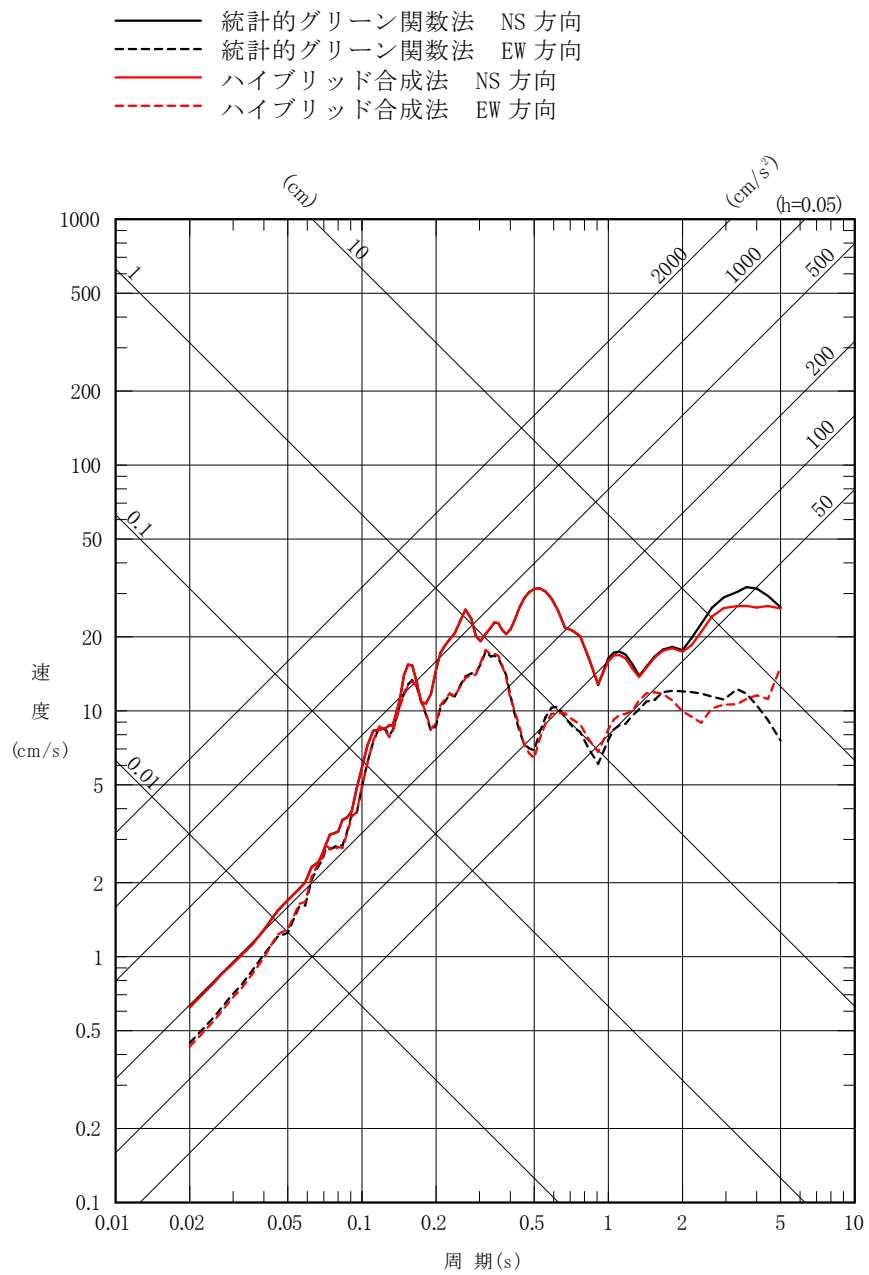
第 6-30 図(4) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 2, 鉛直方向)



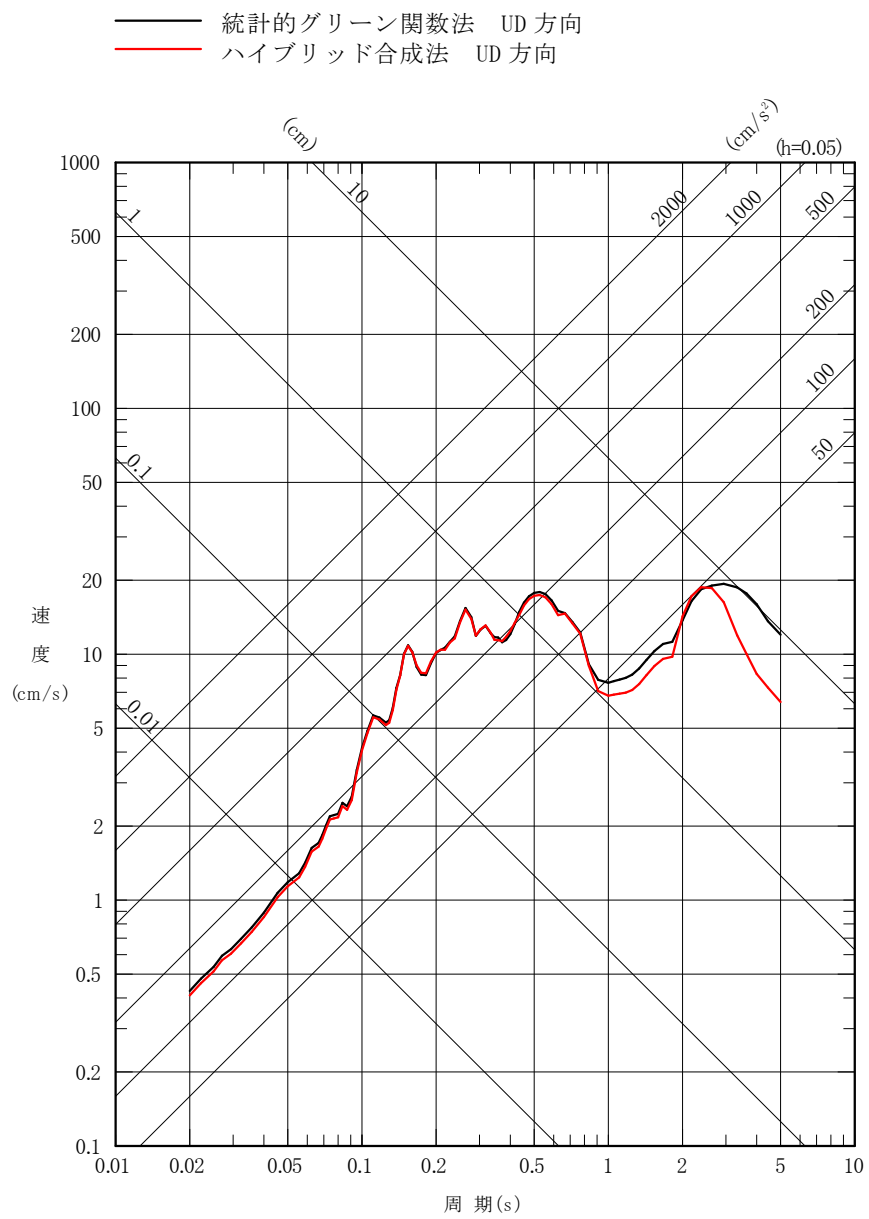
第 6-30 図(5) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 3,
 水平方向)



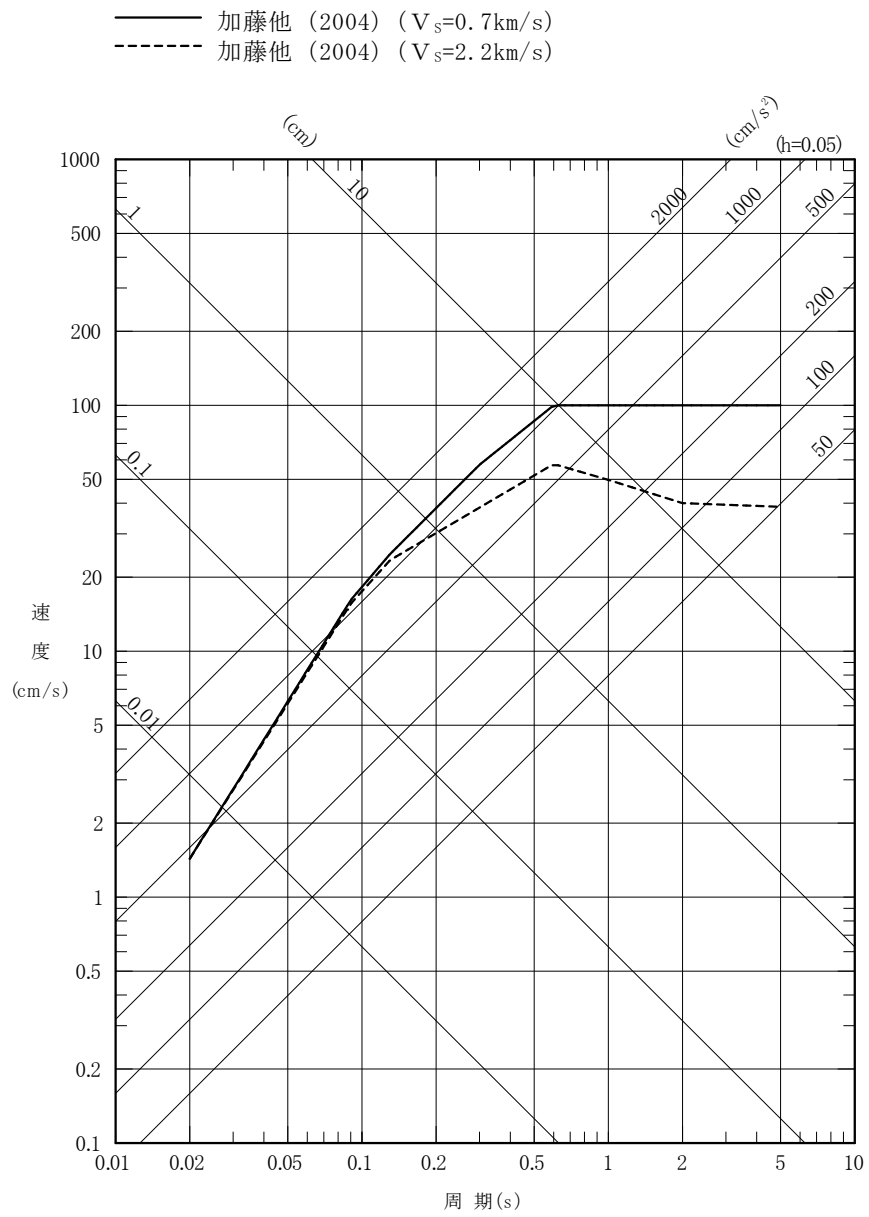
第 6-30 図(6) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 3,
 鉛直方向)



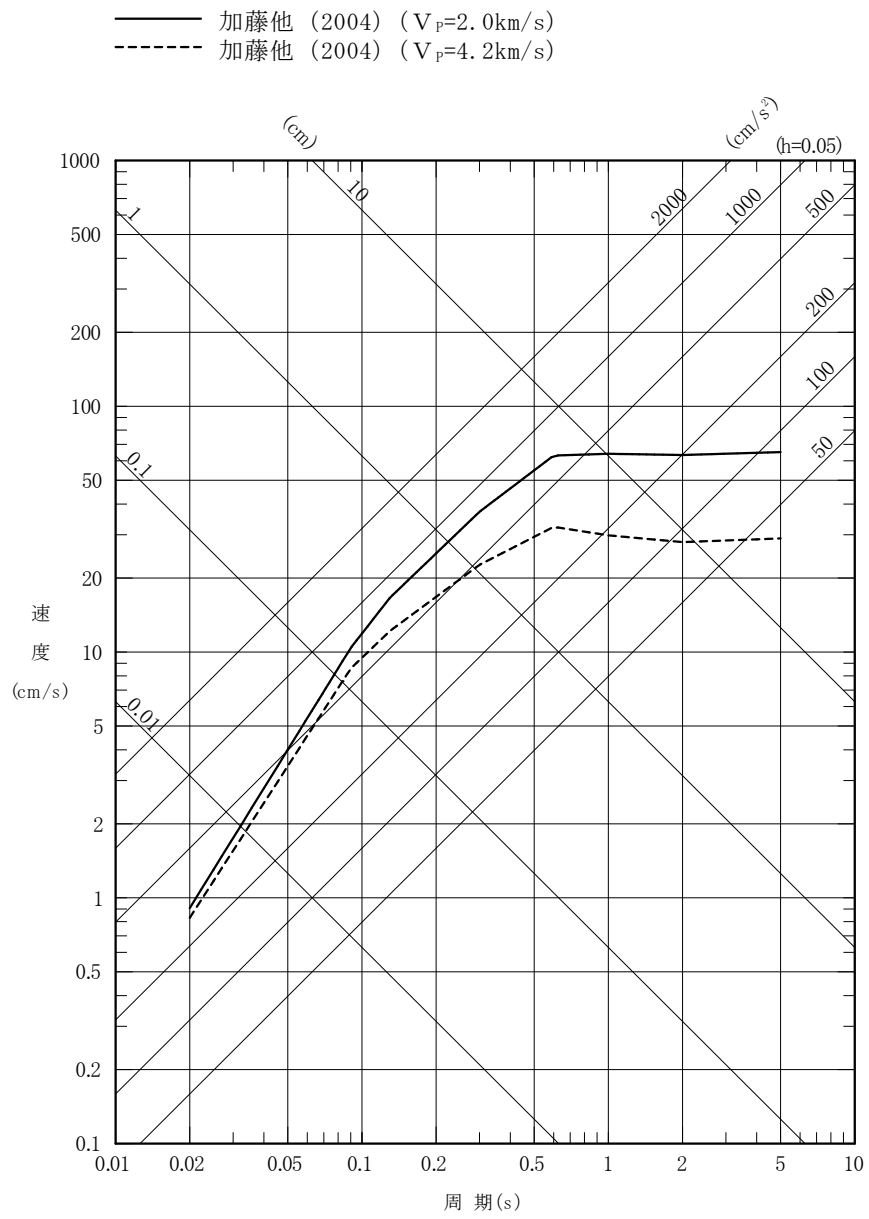
第 6-30 図(7) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 4,
 水平方向)



第 6-30 図(8) 「横浜断層による地震」の応答スペクトル
 (ハイブリッド合成法, 基本モデル, 破壊開始点 4,
 鉛直方向)

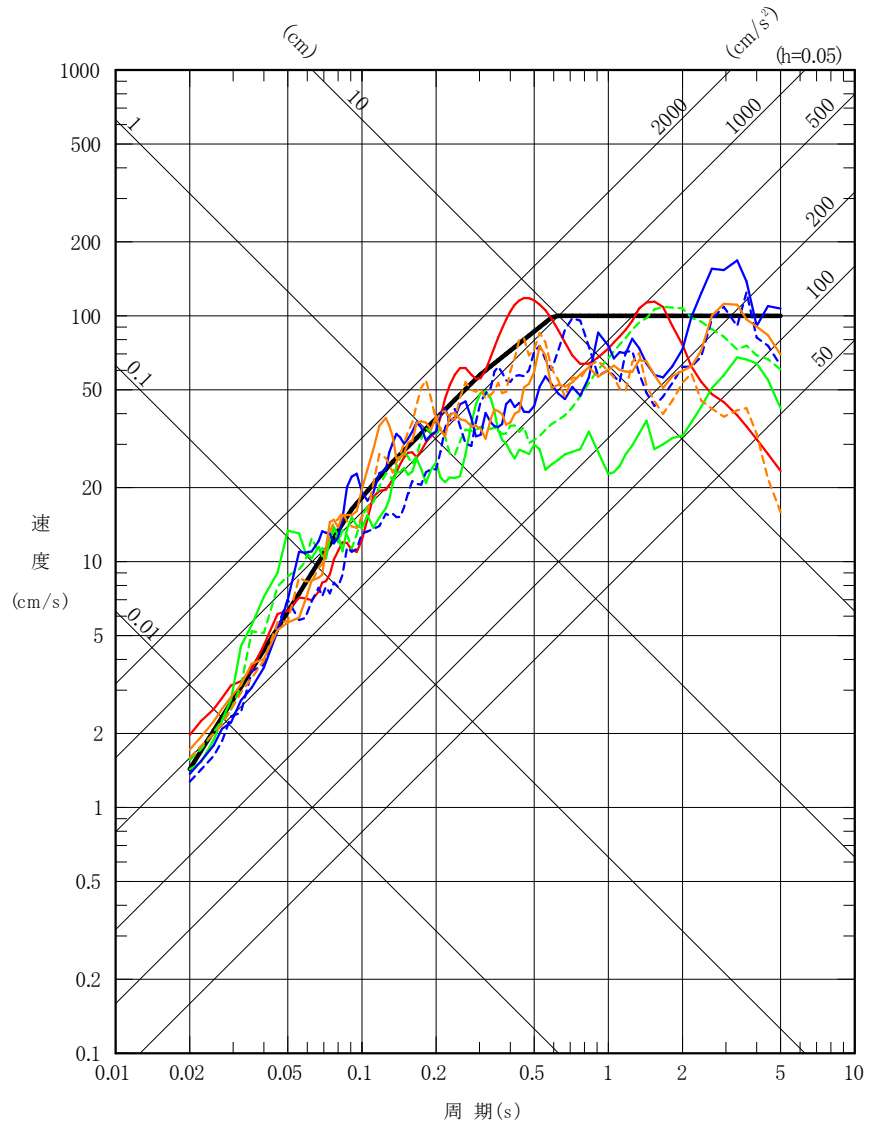


第 6-31 図(1) 加藤他 (2004) による応答スペクトル (水平方向)

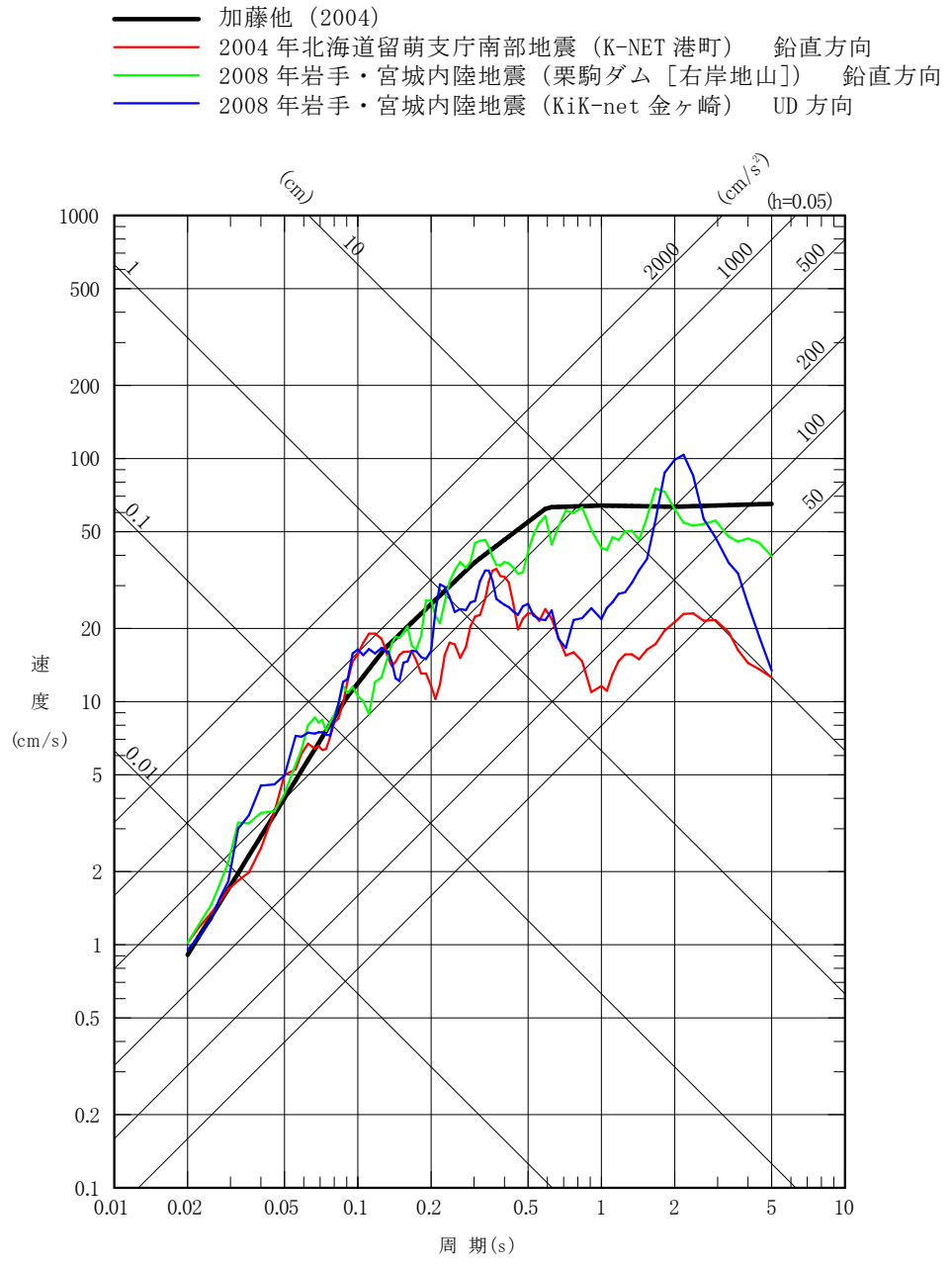


第 6-31 図(2) 加藤他 (2004) による応答スペクトル (鉛直方向)

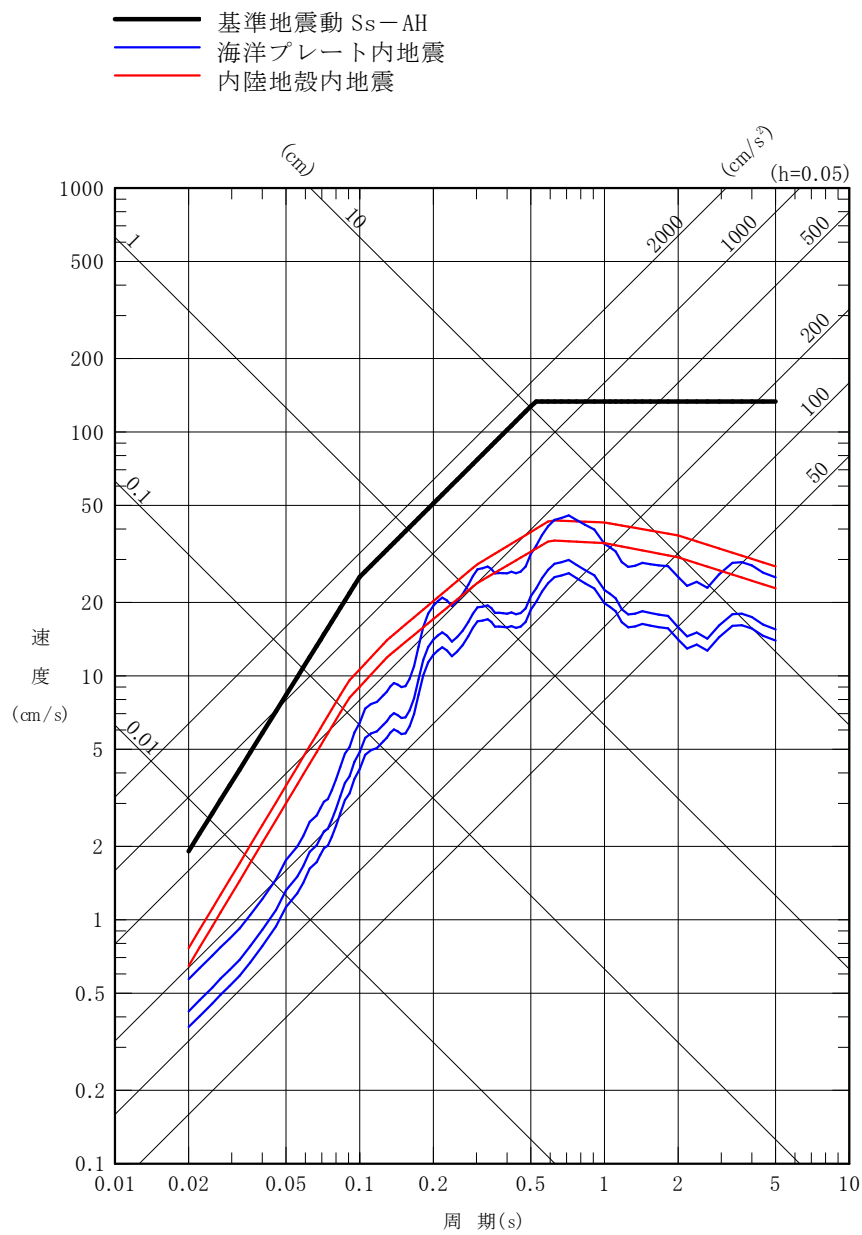
- 加藤他 (2004)
- 2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) 水平方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) ダム軸方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 上下流方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) NS方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) EW方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) NS方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) EW方向



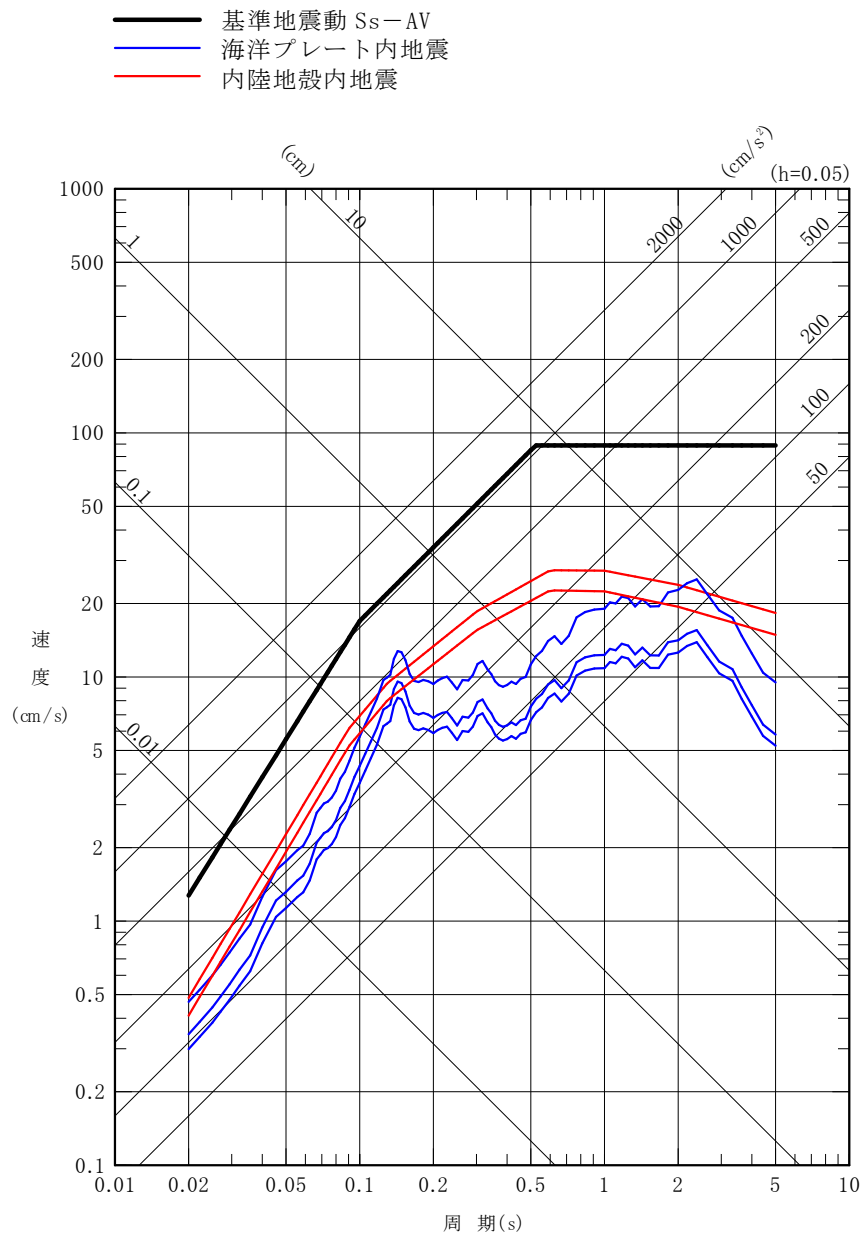
第 6-32 図(1) 震源を特定せず策定する地震動の応答スペクトル (水平方向)



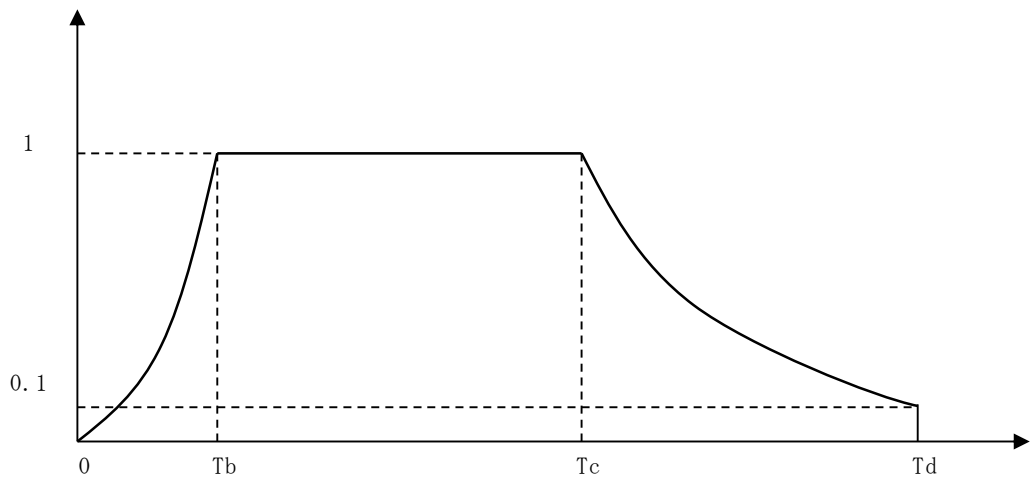
第 6-32 図 (2) 震源を特定せず策定する地震動の応答スペクトル (鉛直方向)



第6-33 図(1) 応答スペクトルに基づく地震動評価結果と基準地震動 S_s-A の比較 (水平方向)



第 6-33 図(2) 応答スペクトルに基づく地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (鉛直方向)



$$T_b = 10^{0.5M - 2.93}$$

$$T_c - T_b = 10^{0.3M - 1.0}$$

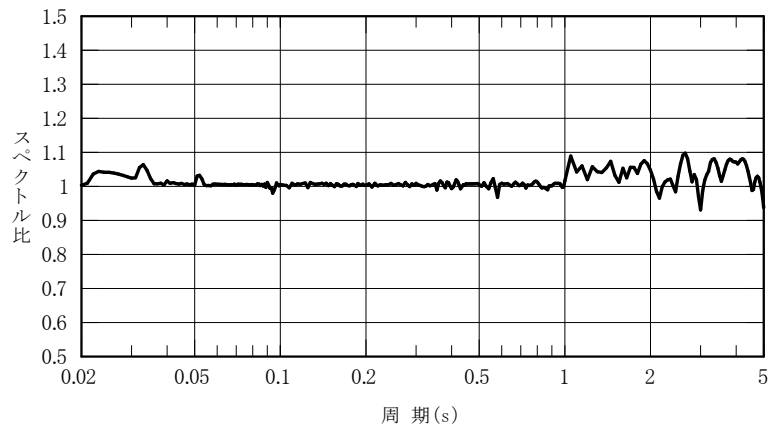
$$T_d - T_c = 10^{0.17M + 0.54 \log X_{eq} - 0.6}$$

ここで,

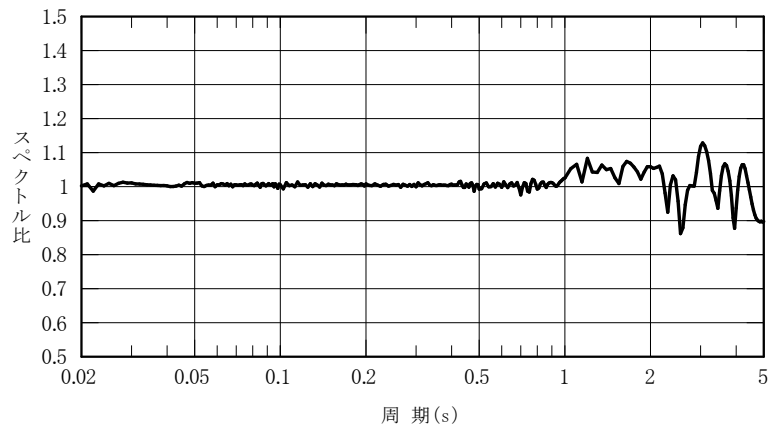
M 8.3

$X_{eq} = 201 \text{ k m}$

第 6-34 図 継続時間及び振幅包絡線の経時的変化

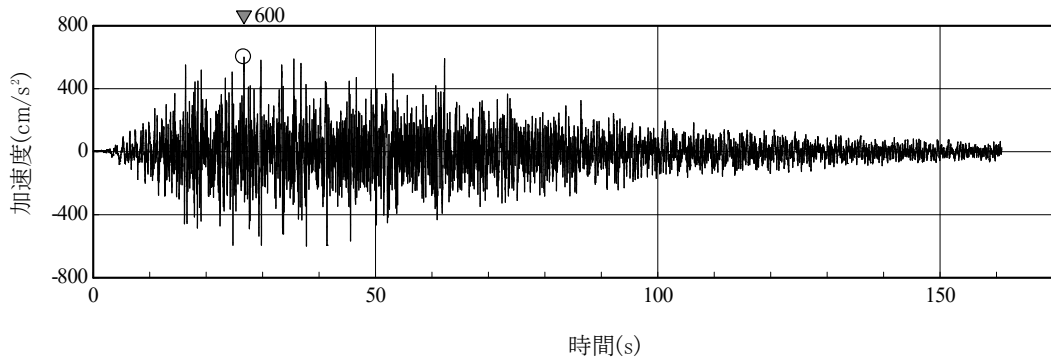


(a) S_s -AH (水平方向)

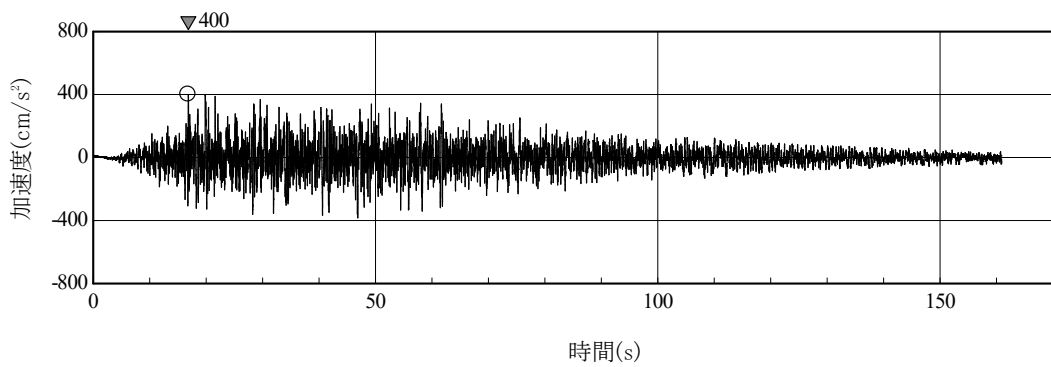


(b) S_s -AV (鉛直方向)

第 6-35 図 設計用応答スペクトル S_s -AH, S_s -AV に対する
設計用模擬地震波 S_s -AH, S_s -AV の応答スペクトル比

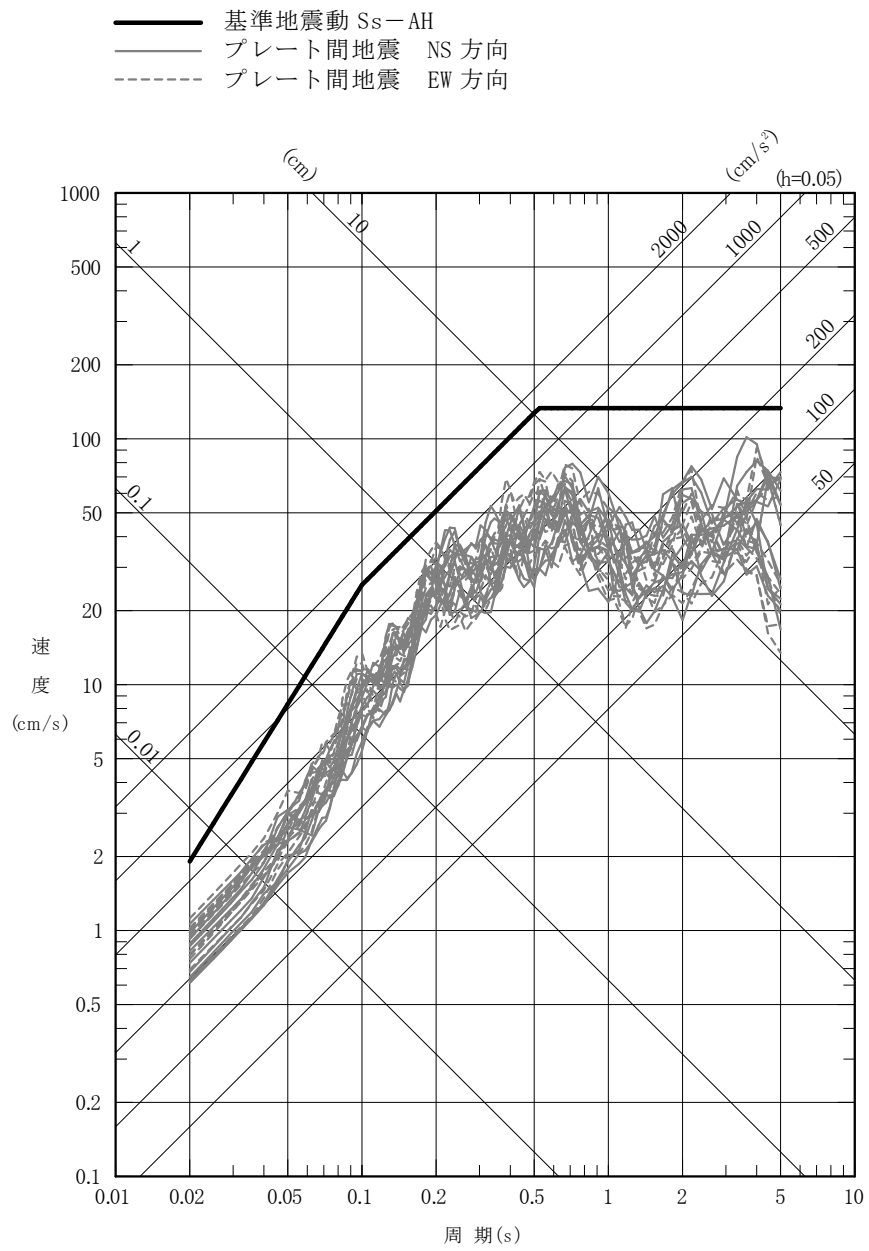


(a) Ss-AH (水平方向)

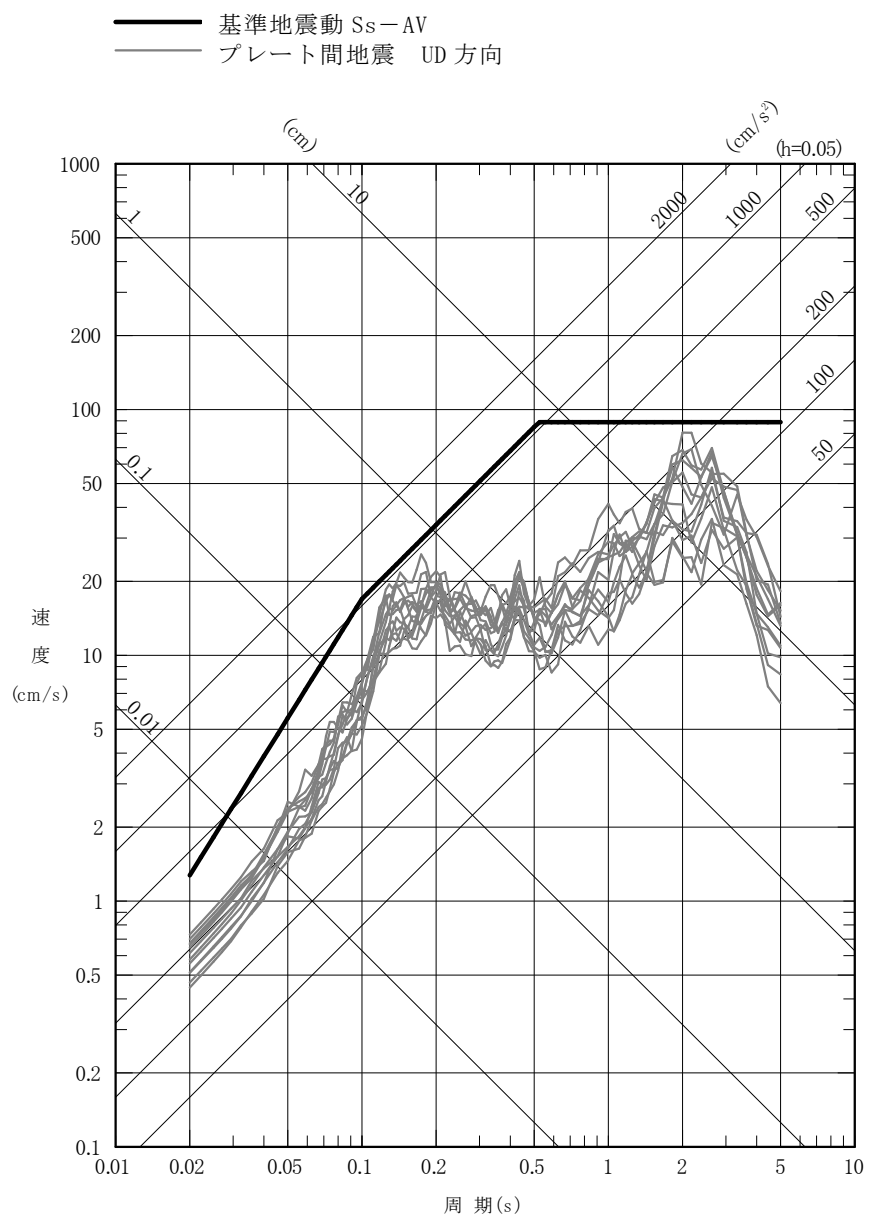


(b) Ss-AV (鉛直方向)

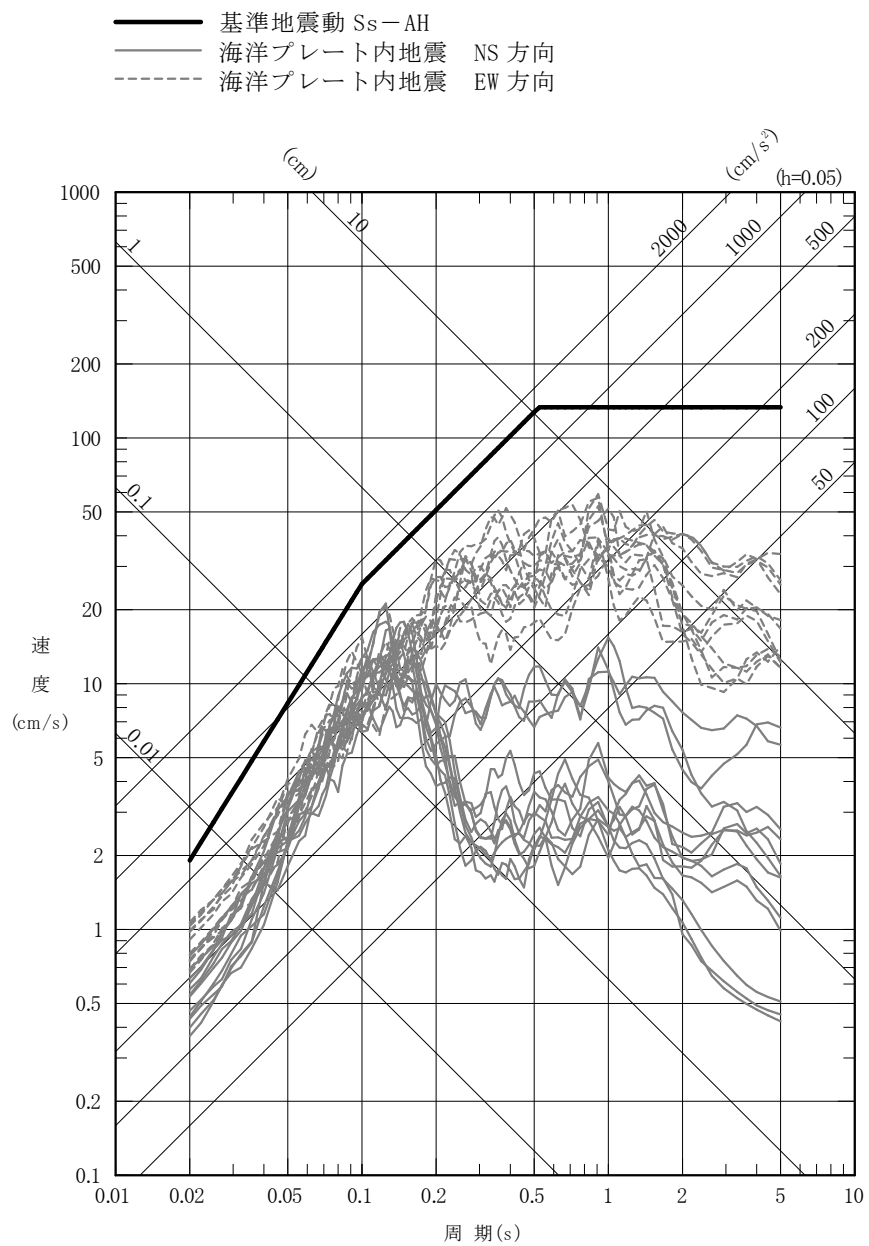
第 6-36 図 設計用模擬地震波 Ss-AH, Ss-AV の時刻歴波形



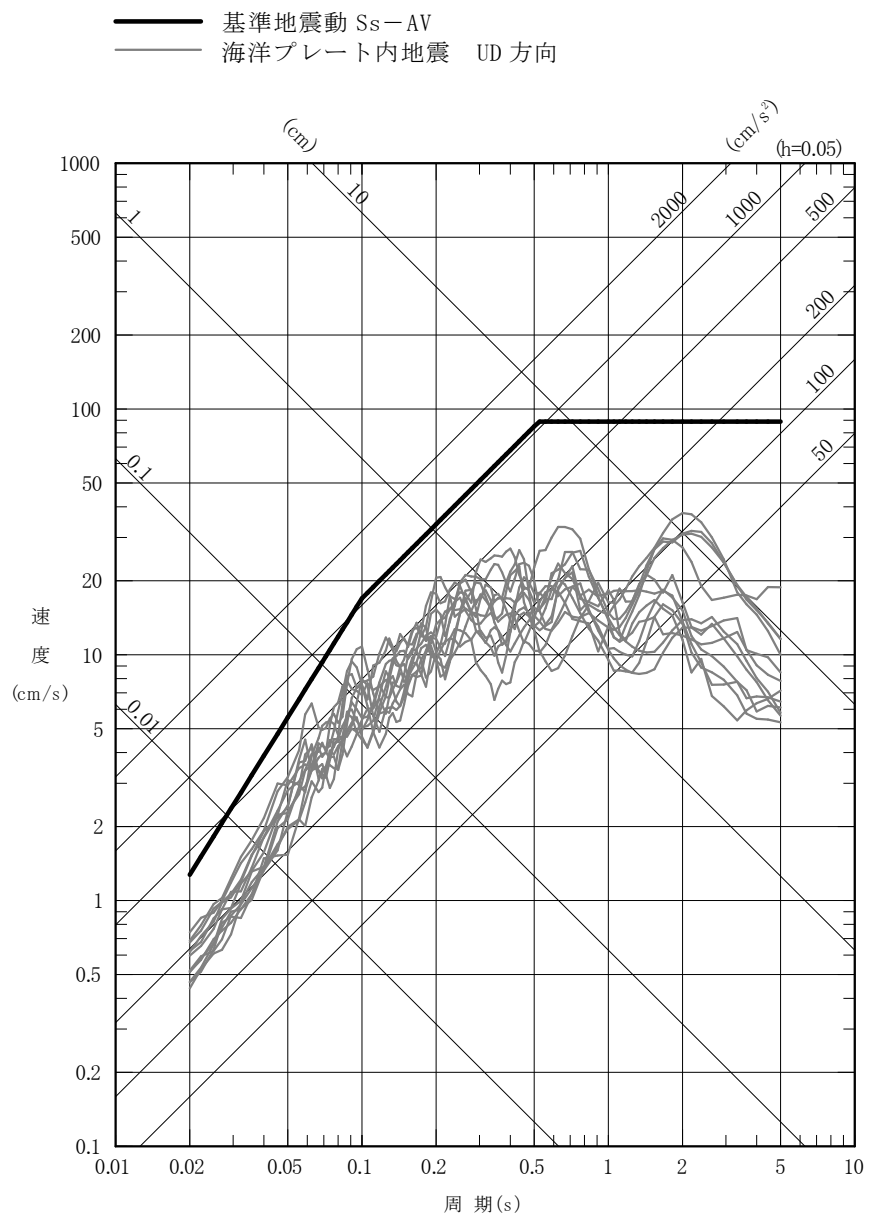
第 6-37 図(1) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (プレート間地震, 水平方向)



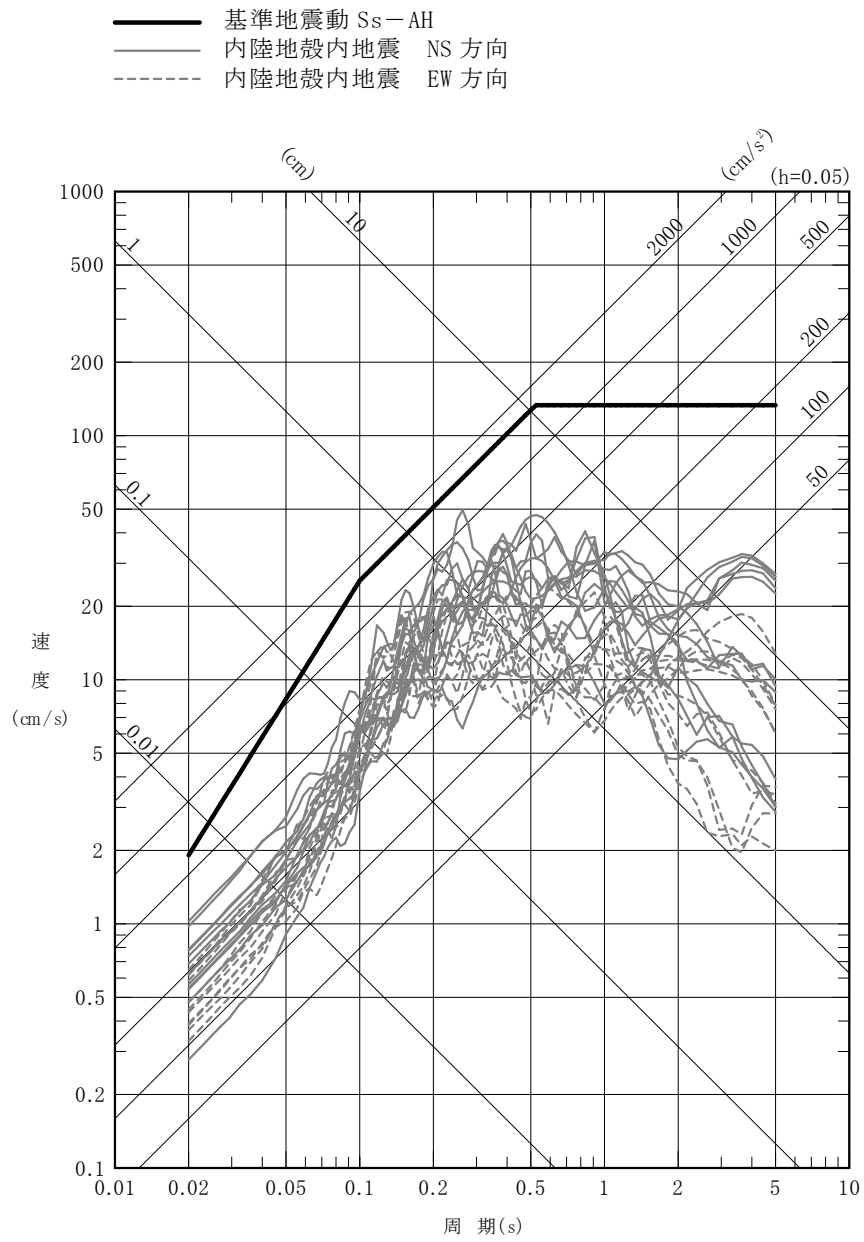
第 6-37 図(2) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (プレート間地震, 鉛直方向)



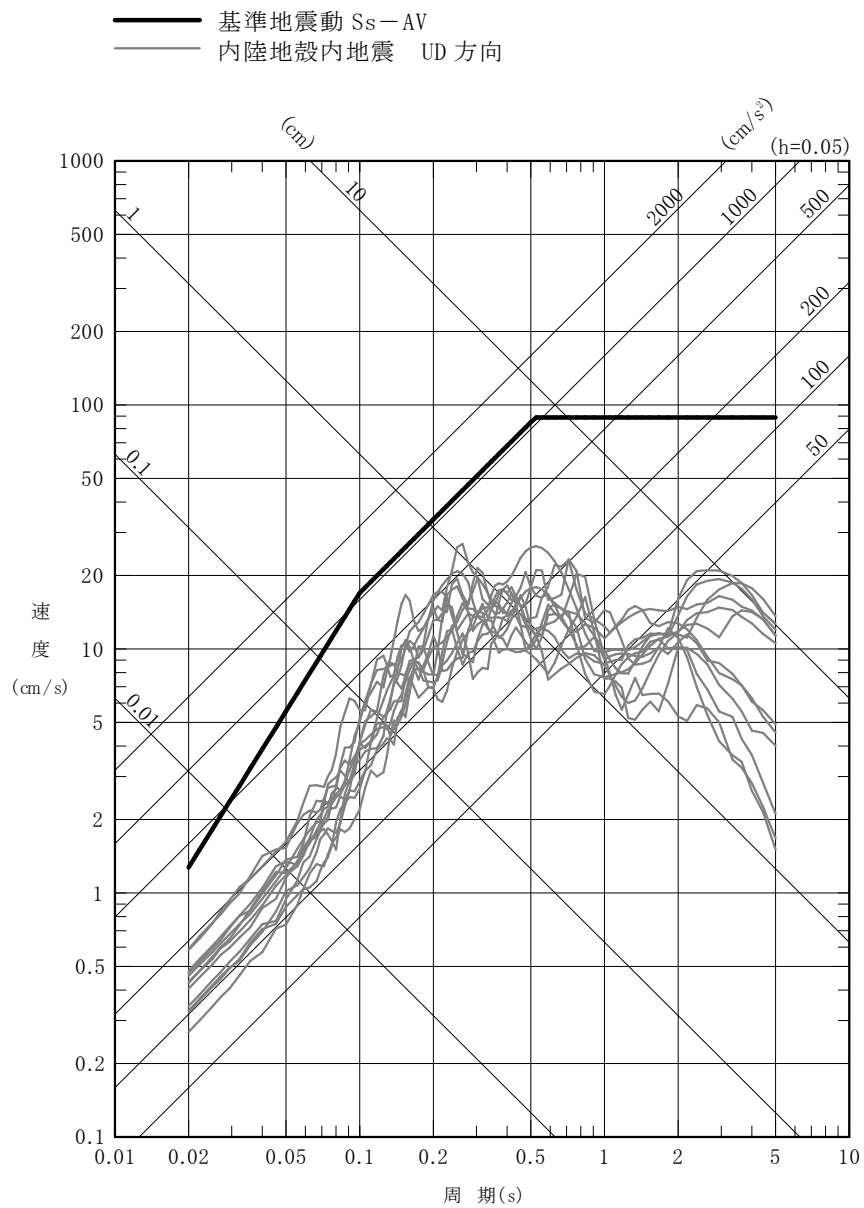
第 6-37 図(3) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (海洋プレート内地震, 水平方向)



第 6-37 図(4) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (海洋プレート内地震, 鉛直方向)

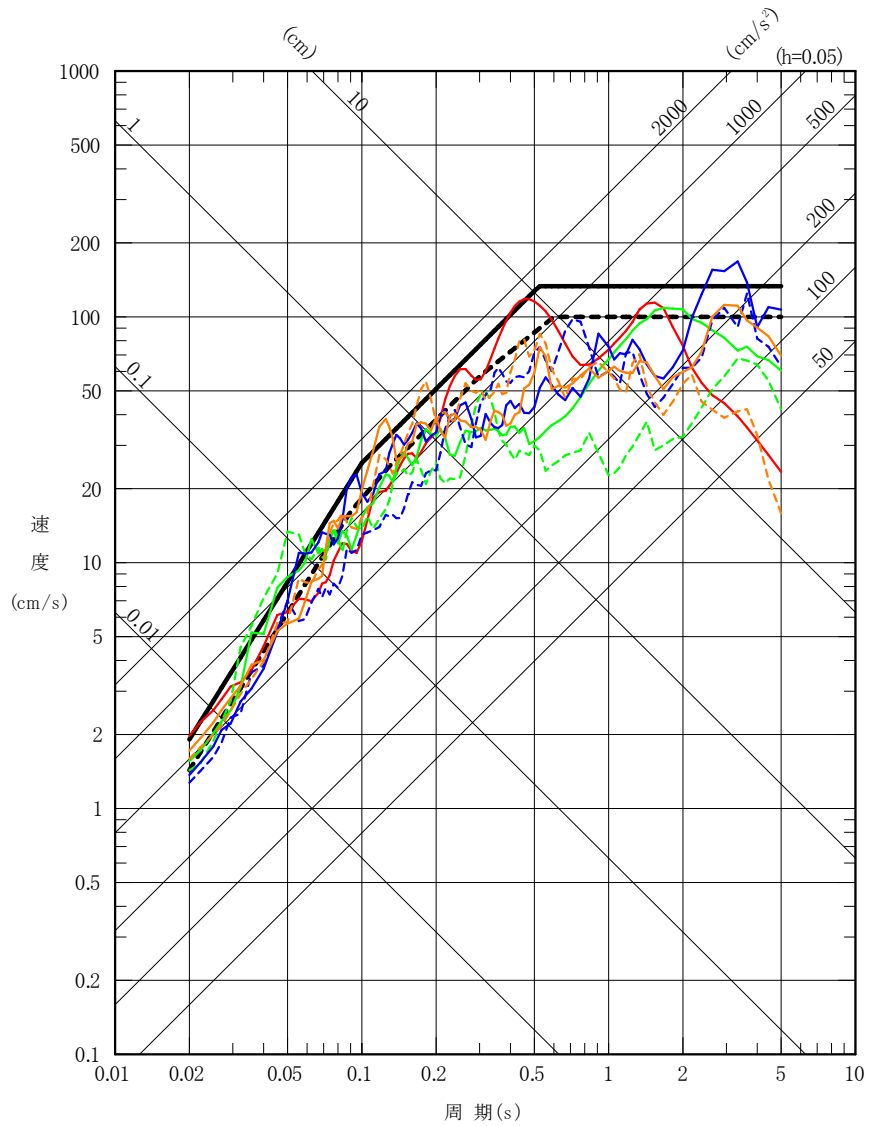


第 6-37 図 (5) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (内陸地殻内地震, 水平方向)

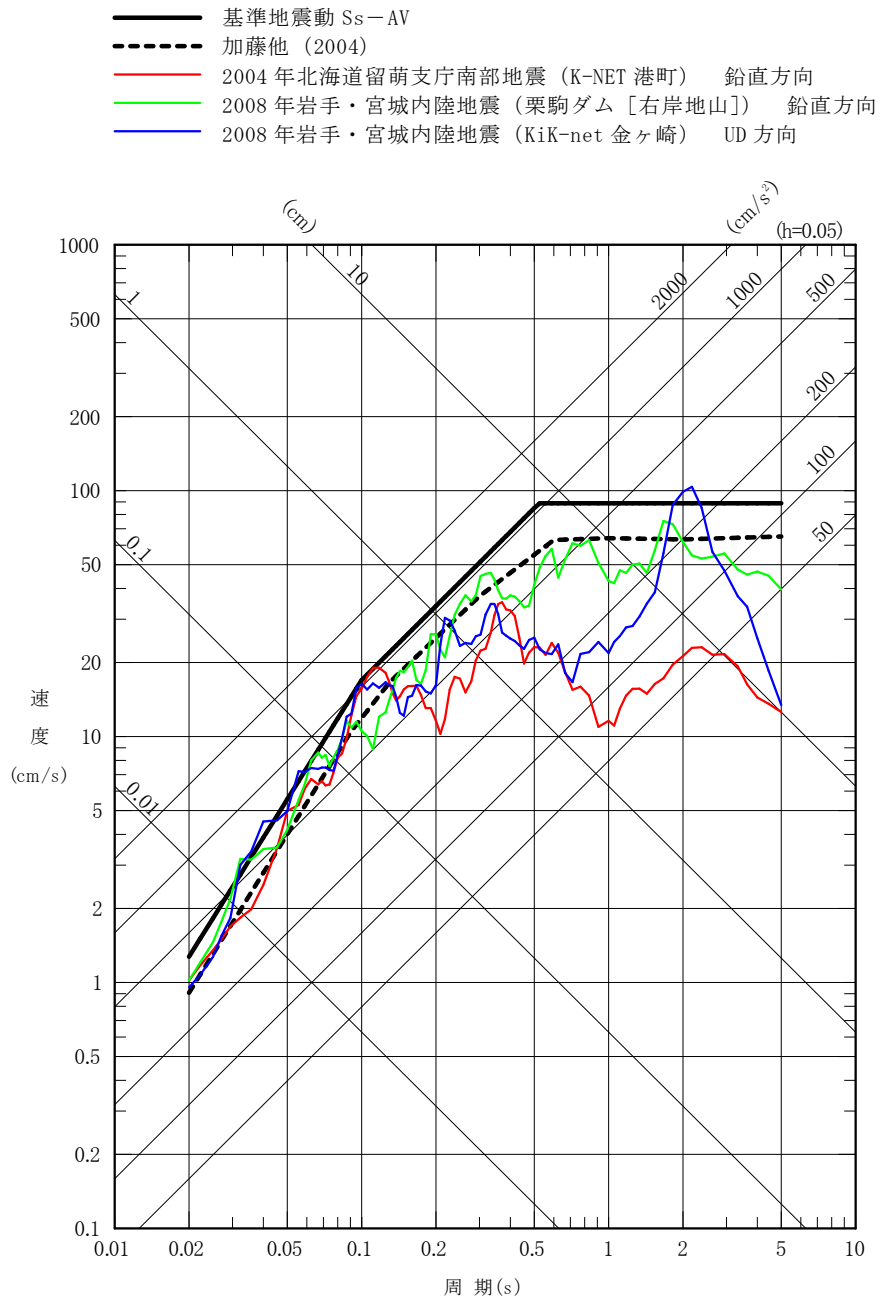


第 6-37 図(6) 断層モデルを用いた手法による地震動評価結果と基準地震動 Ss-A の比較 (内陸地殻内地震, 鉛直方向)

- 基準地震動 Ss-AH
- - - 加藤他 (2004)
- 2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) 水平方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) ダム軸方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 上下流方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) NS方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) EW方向
- 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) NS方向
- - - 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) EW方向

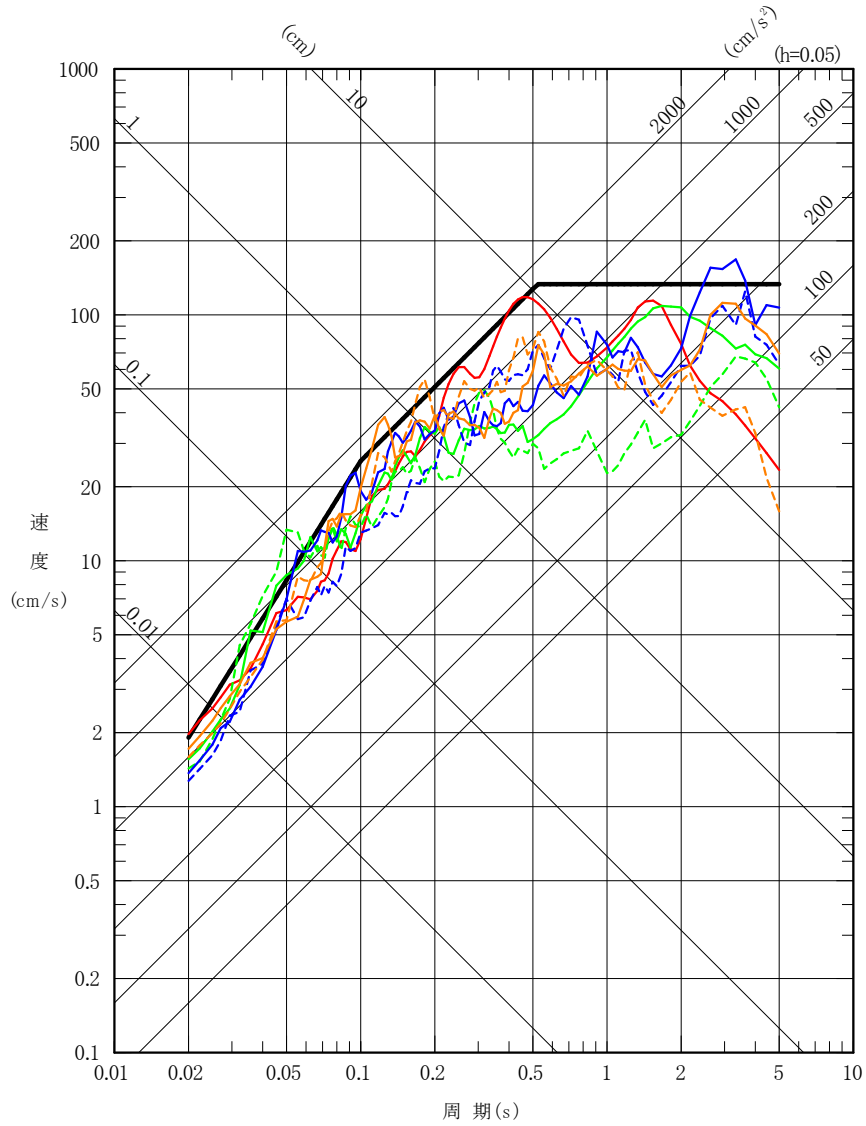


第6-38 図(1) 震源を特定せず策定する地震動と
基準地震動 Ss-A の比較 (水平方向)



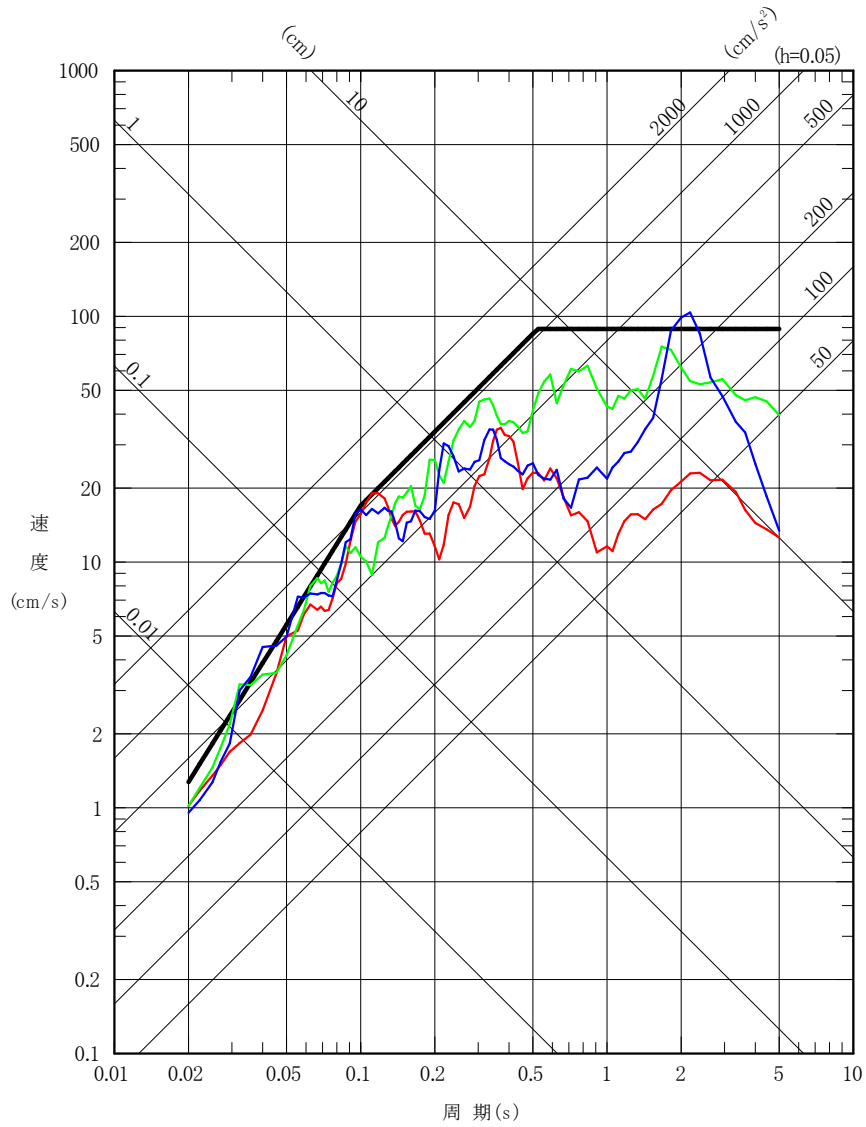
第6-38図(2) 震源を特定せず策定する地震動と基準地震動 S_s-A の比較 (鉛直方向)

- 基準地震動 Ss-AH
- 基準地震動 Ss-B1H 2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) 水平方向
- 基準地震動 Ss-B2H1 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 水平方向 1
- - - 基準地震動 Ss-B2H2 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 水平方向 2
- 基準地震動 Ss-B3H1 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) 水平方向 1
- - - 基準地震動 Ss-B3H2 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) 水平方向 2
- 基準地震動 Ss-B4H1 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) 水平方向 1
- - - 基準地震動 Ss-B4H2 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 一関東) 水平方向 2

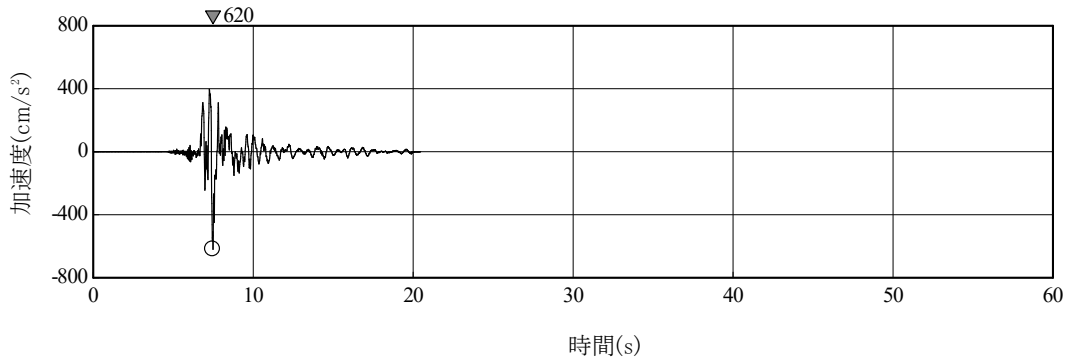


第 6-39 図(1) 基準地震動 Ss-A 及び
基準地震動 Ss-B1~Ss-B4 (水平方向)

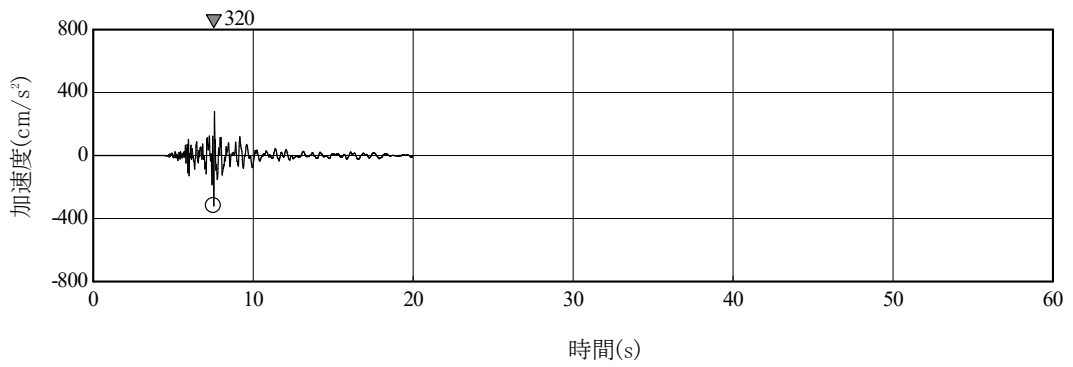
- 基準地震動 Ss-AV
- 基準地震動 Ss-B1V 2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) 鉛直方向
- 基準地震動 Ss-B2V 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 鉛直方向
- 基準地震動 Ss-B3V 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) 鉛直方向



第 6-39 図(2) 基準地震動 Ss-A 及び
基準地震動 Ss-B1~Ss-B3 (鉛直方向)

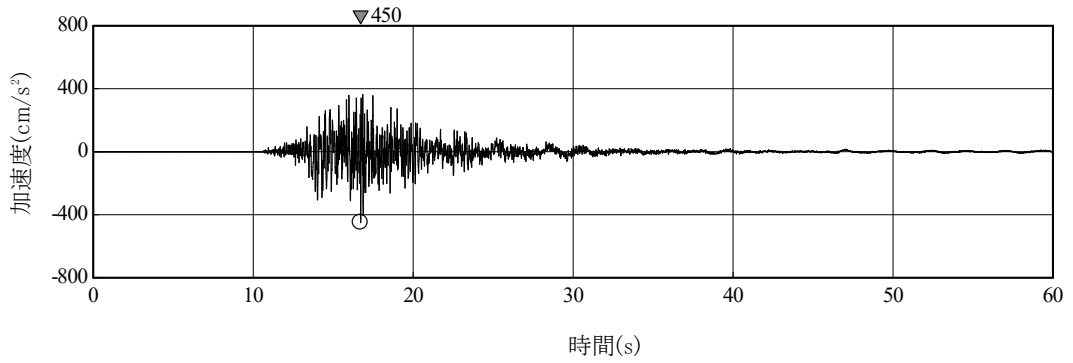


(a) S_s-B1H (水平方向)

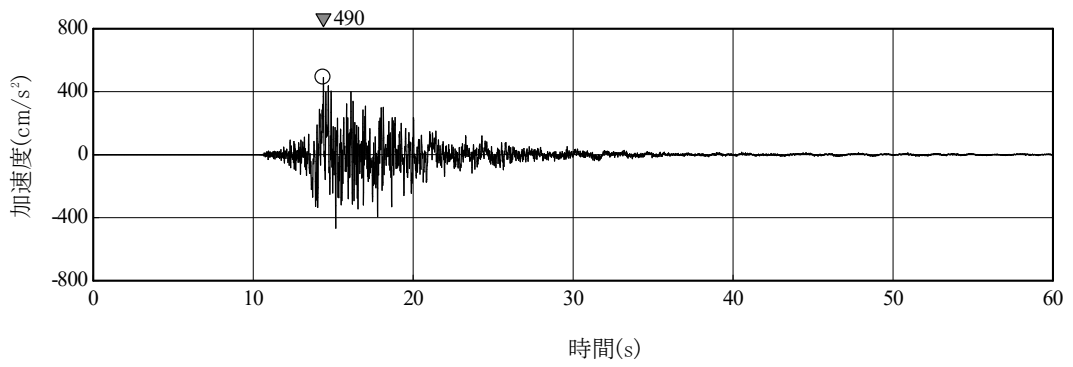


(b) S_s-B1V (鉛直方向)

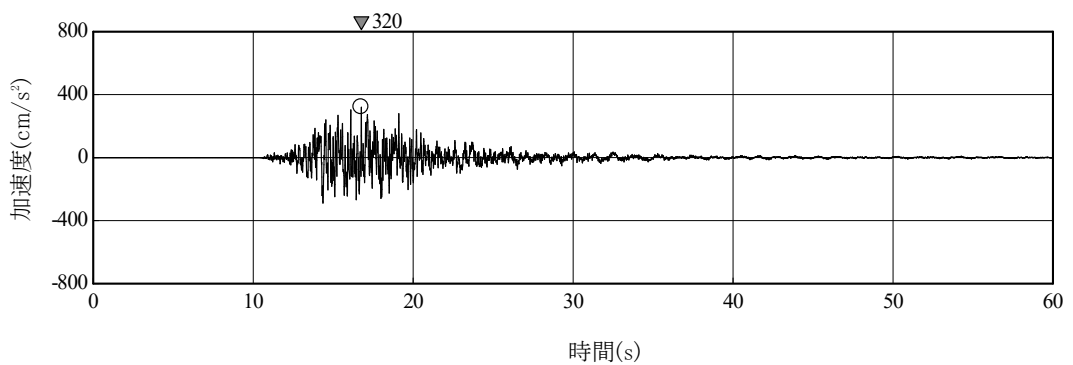
第 6-40 図(1) 基準地震動 S_s-B1 の時刻歴波形



(a) S_S-B2H1 (水平方向 1)

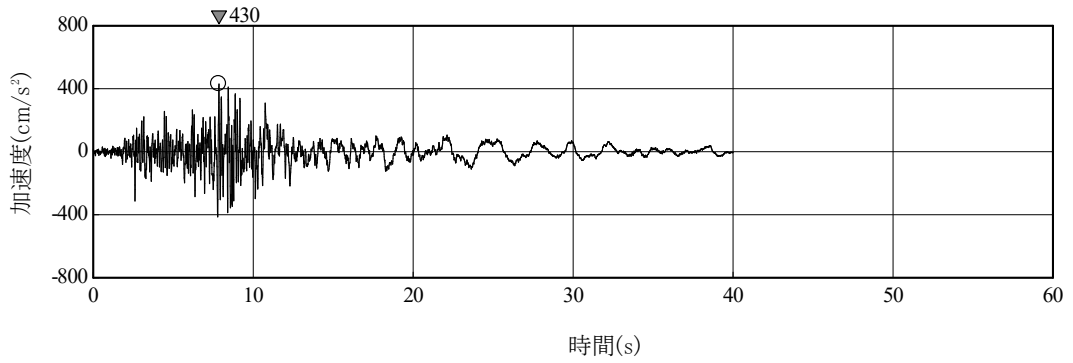


(b) S_S-B2H2 (水平方向 2)

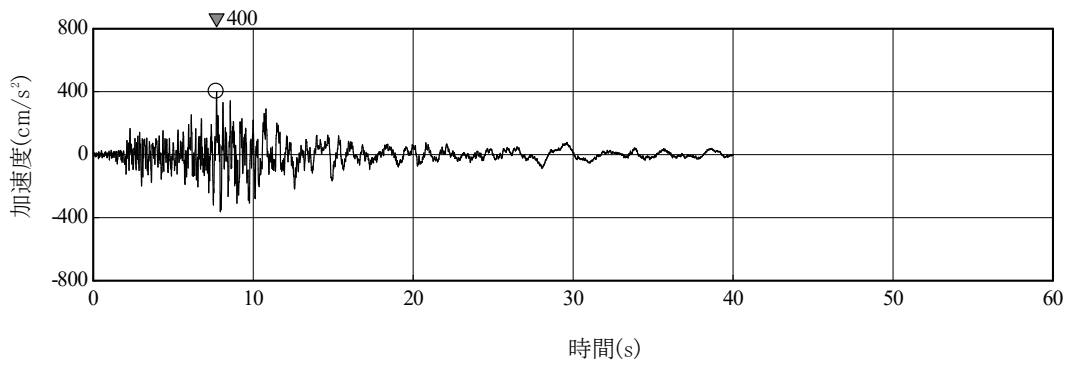


(c) S_S-B2V (鉛直方向)

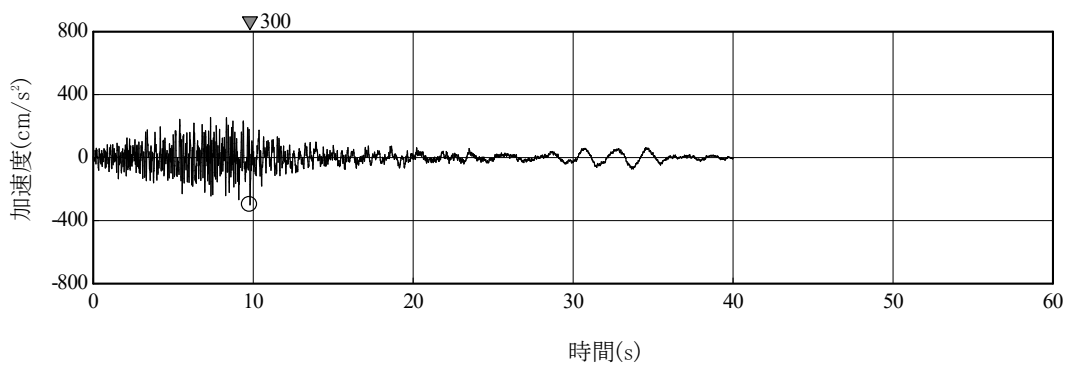
第 6-40 図 (2) 基準地震動 S_S-B2 の時刻歴波形



(a) S_S-B3H1 (水平方向 1)

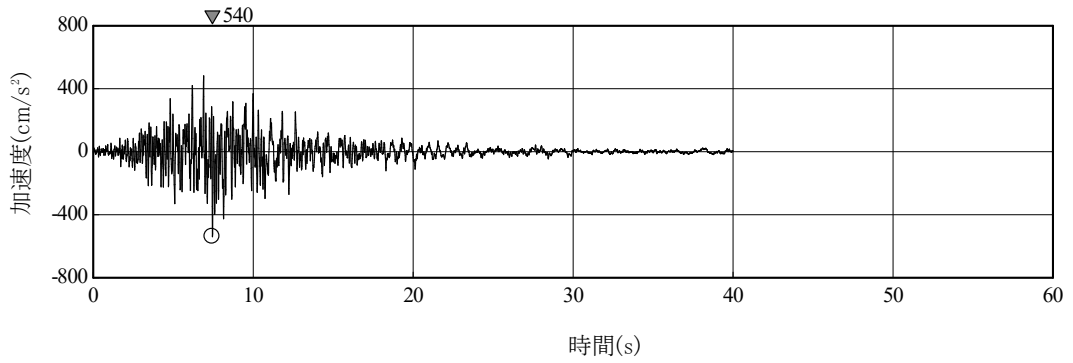


(b) S_S-B3H2 (水平方向 2)

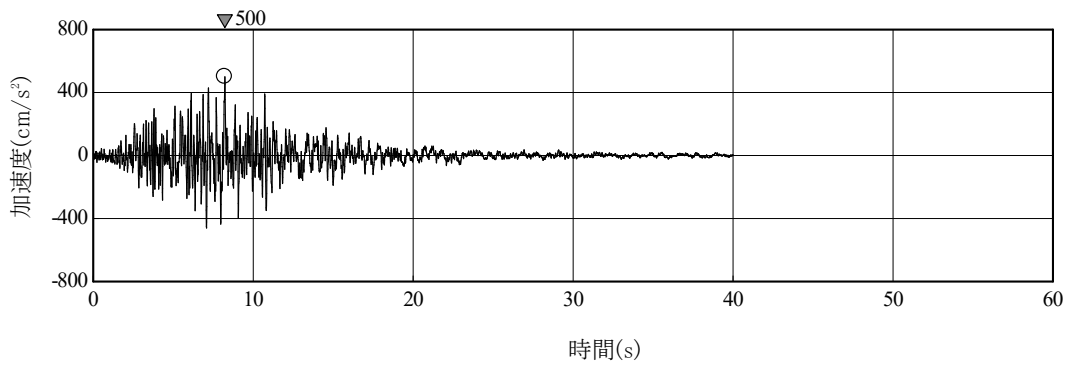


(c) S_S-B3V (鉛直方向)

第 6-40 図 (3) 基準地震動 S_S-B3 の時刻歴波形

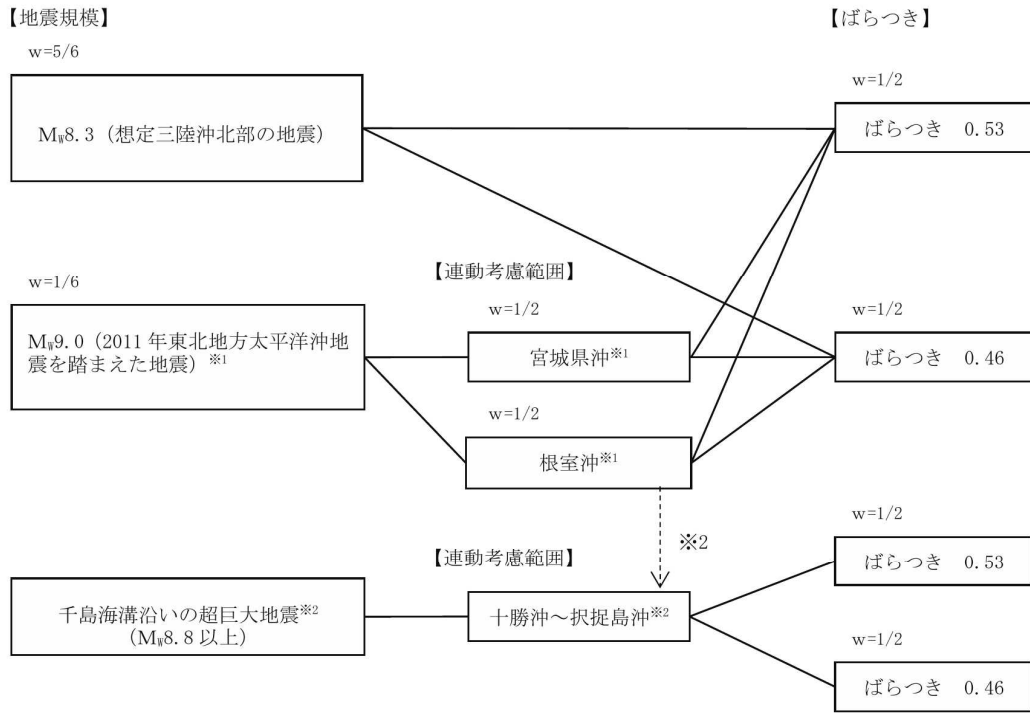


(a) S_S-B4H1 (水平方向 1)



(b) S_S-B4H2 (水平方向 2)

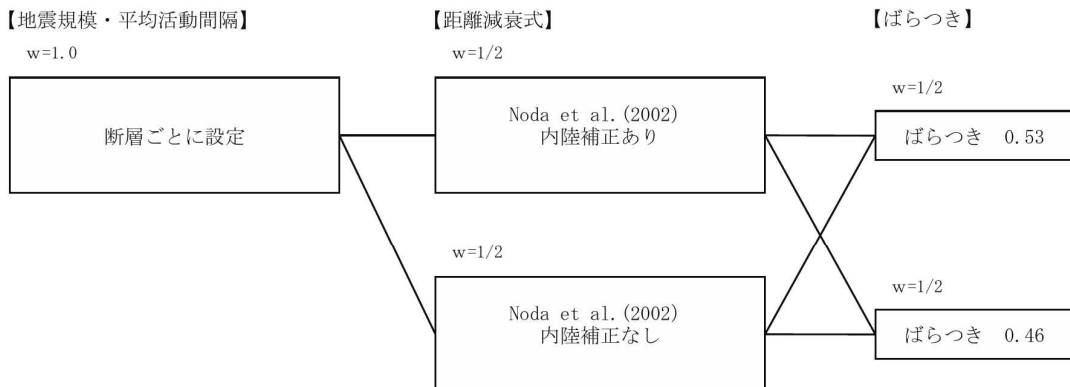
第 6-40 図(4) 基準地震動 S_S-B4 の時刻歴波形



地震動評価手法：断層モデルを用いた手法による。

※1：地震調査研究推進本部(2004)，地震調査研究推進本部(2013)による平均発生間隔を踏まえて，三陸沖北部～宮城県沖の連動及び三陸沖北部～根室沖の連動による地震の発生間隔は，それぞれ1200年に1回と設定。
 ※2：千島海溝沿いの超巨大地震の発生間隔は，地震調査研究推進本部(2017)を踏まえて300年に1回（1200年に4回）と設定。ただし，※1より，1200年に1回，2011年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震として十勝・根室沖と三陸沖北部が連動することを，十勝・根室沖を震源領域に含む千島海溝沿いの超巨大地震の1回として数える。このため，千島海溝沿いの超巨大地震として追加するのは，1200年で3回とする。
 地震動は，敷地への影響を考慮し，2011年東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震（三陸沖北部～根室沖の連動）の地震動評価の代用による。

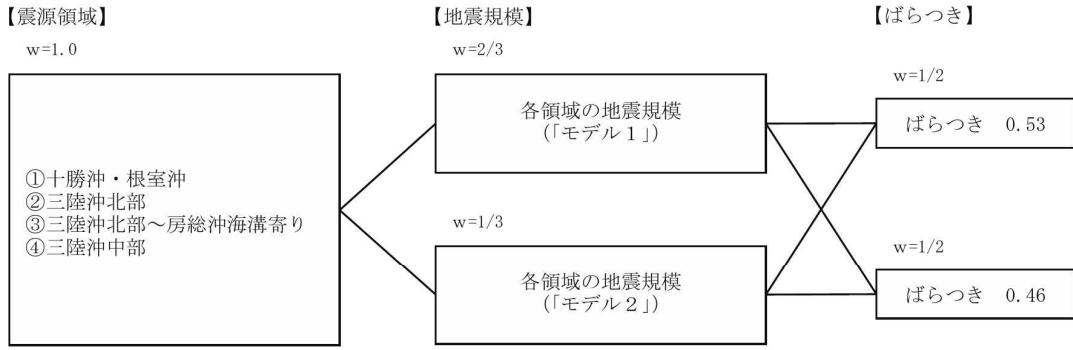
(a) プレート間地震



地震動評価手法：Noda et al. (2002) による。

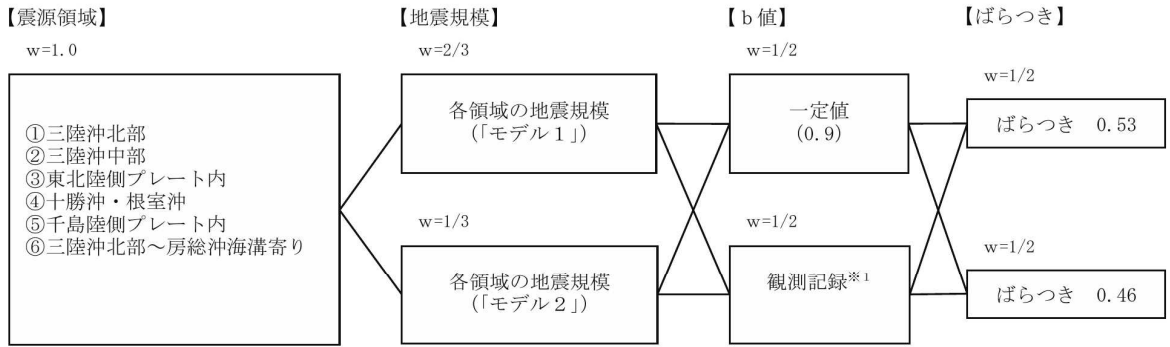
(b) 活断層による地震

第6-41図(1) ロジックツリー (特定震源)



地震動評価手法 : Noda et al. (2002) による。

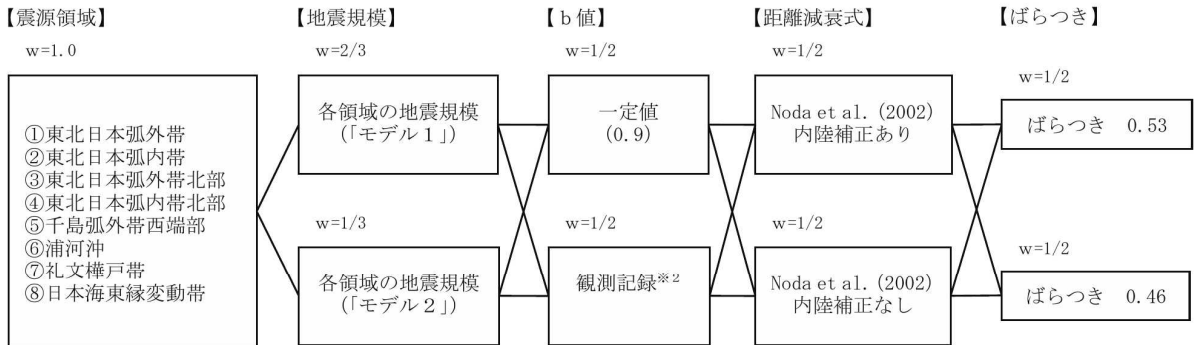
(a) プレート間地震



地震動評価手法 : Noda et al. (2002) による。

※ 1 : 敷地に近い震源領域③でのみ考慮。

(b) 海洋プレート内地震

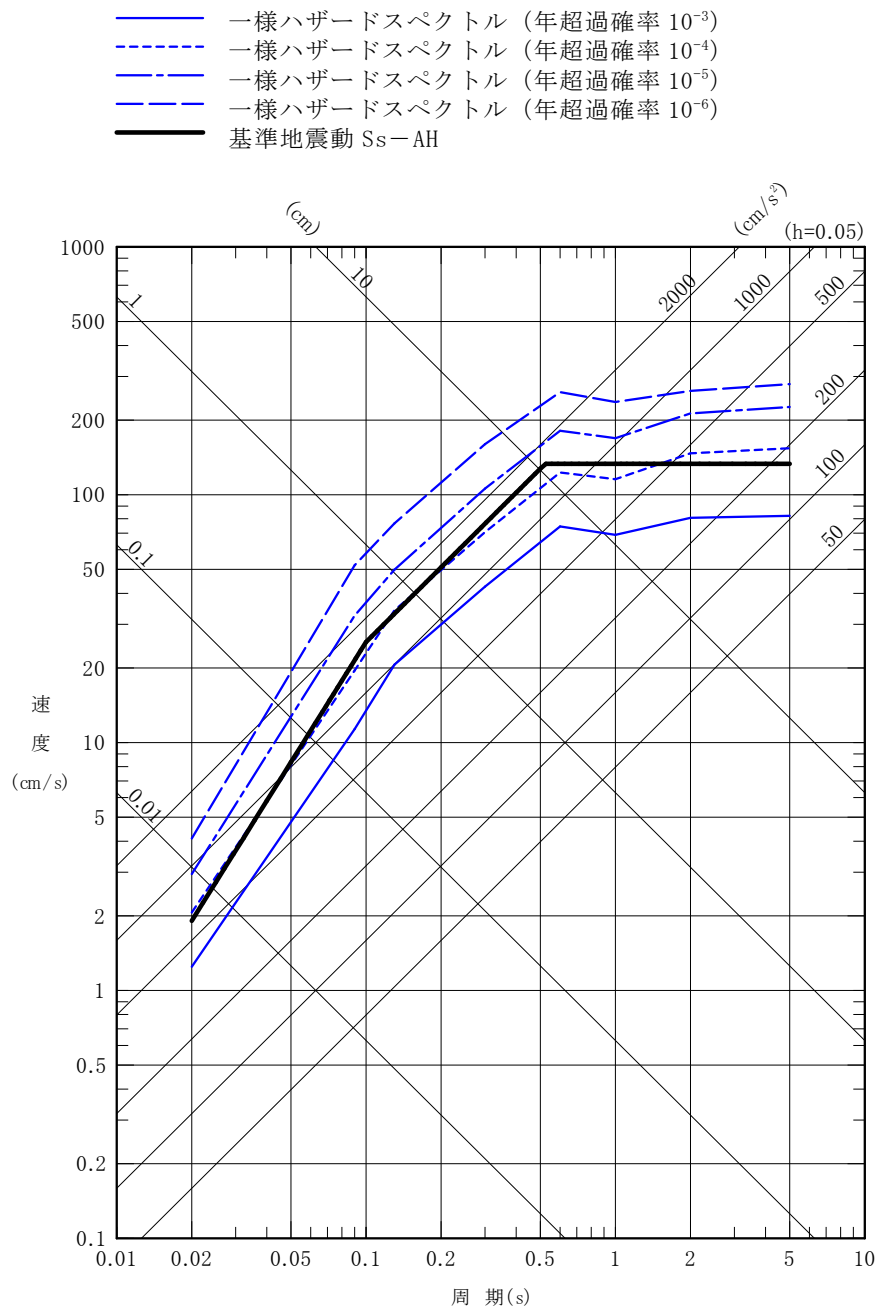


地震動評価手法 : Noda et al. (2002) による。

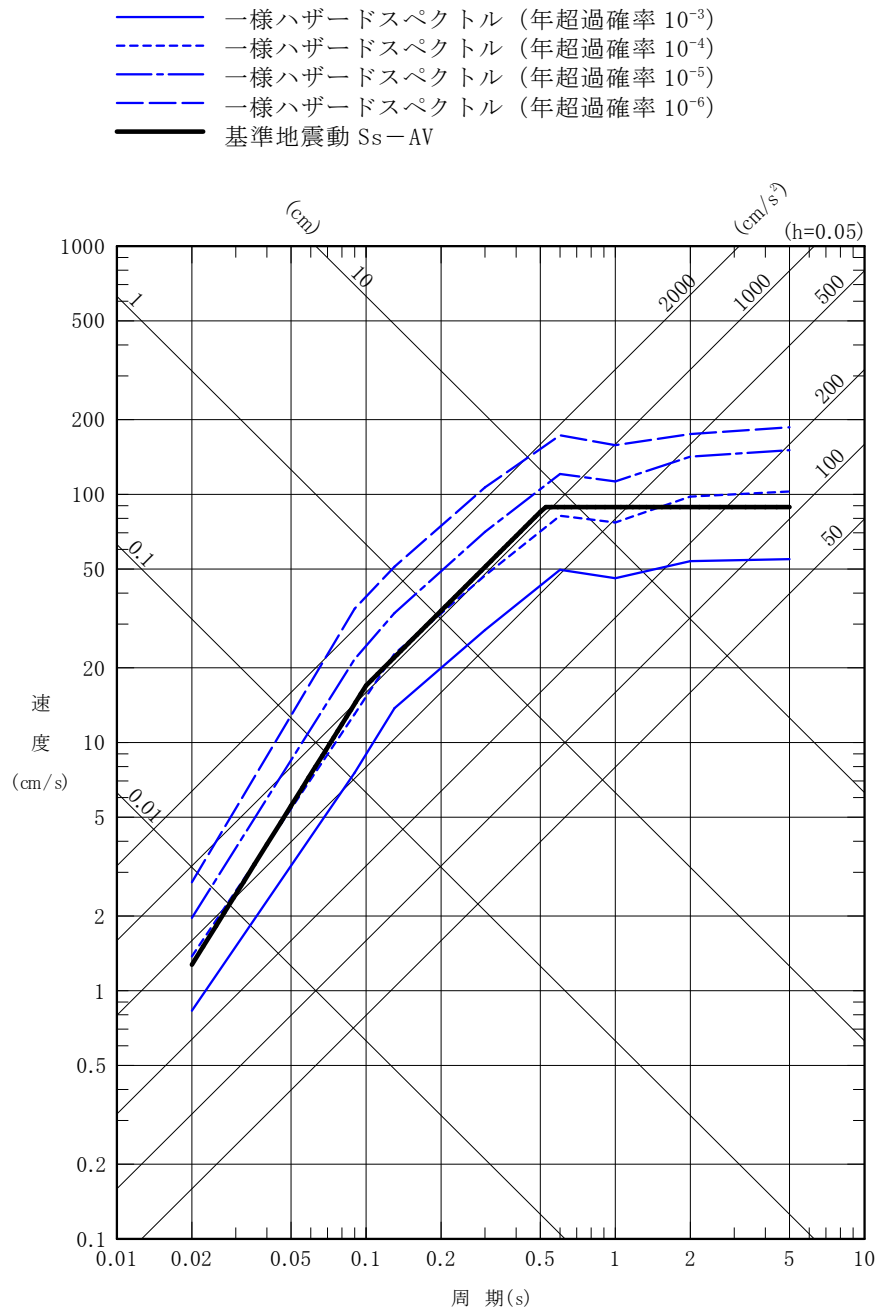
※ 2 : 敷地に近い震源領域①, ②, ③, ④でのみ考慮。

(c) 内陸地殻内地震

第 6-41 図(2) ロジックツリー (領域震源)

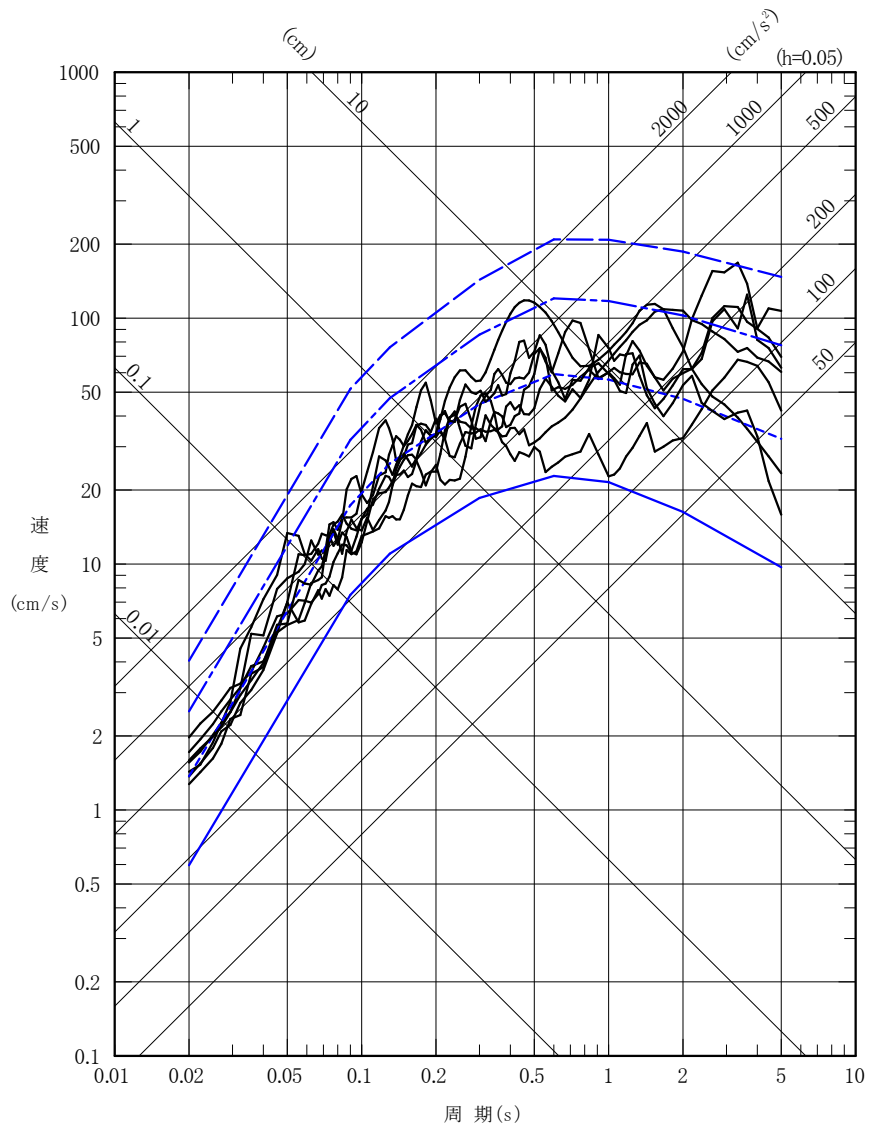


第 6-42 図(1) 基準地震動 Ss-A と一様ハザードスペクトルの比較 (水平方向)



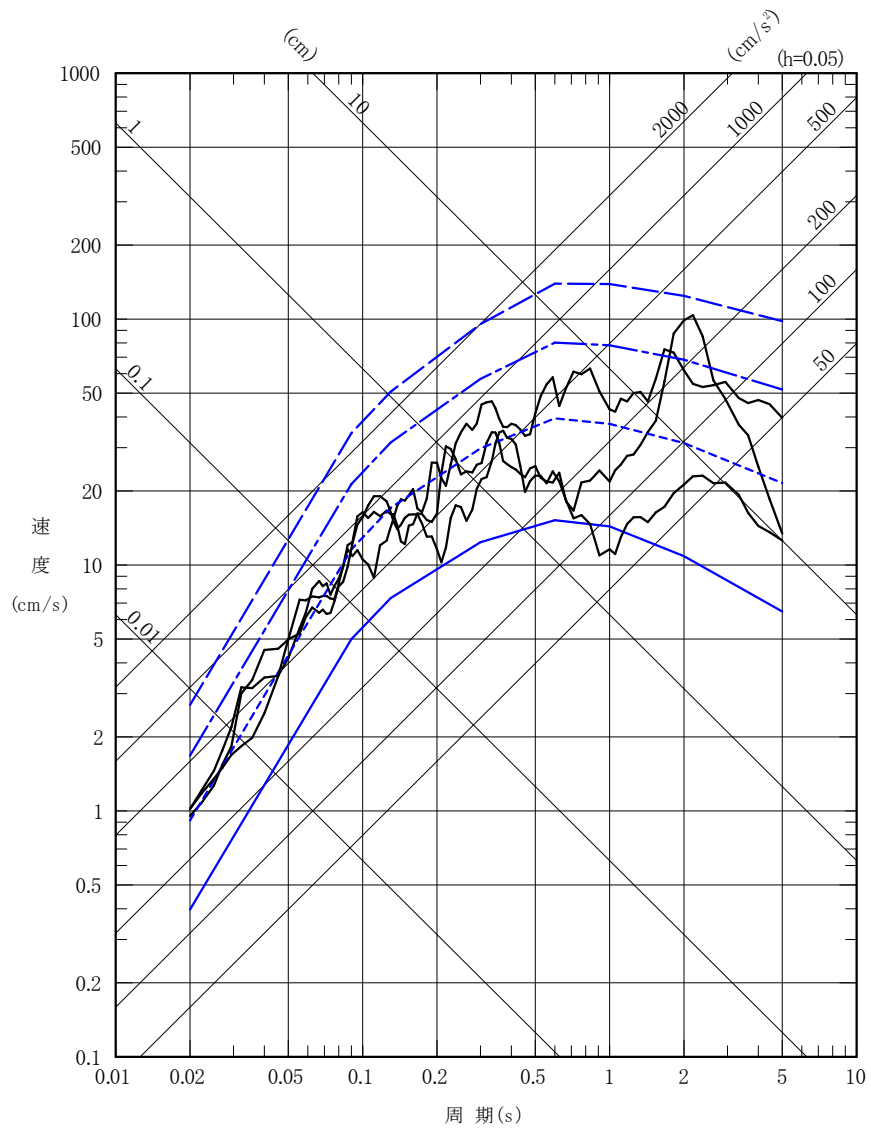
第 6-42 図 (2) 基準地震動 S_s-A と一様ハザードスペクトルの比較 (鉛直方向)

- 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-3})
- - 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-4})
- 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-5})
- - 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-6})
- 基準地震動 S_s-B (B1~B4)



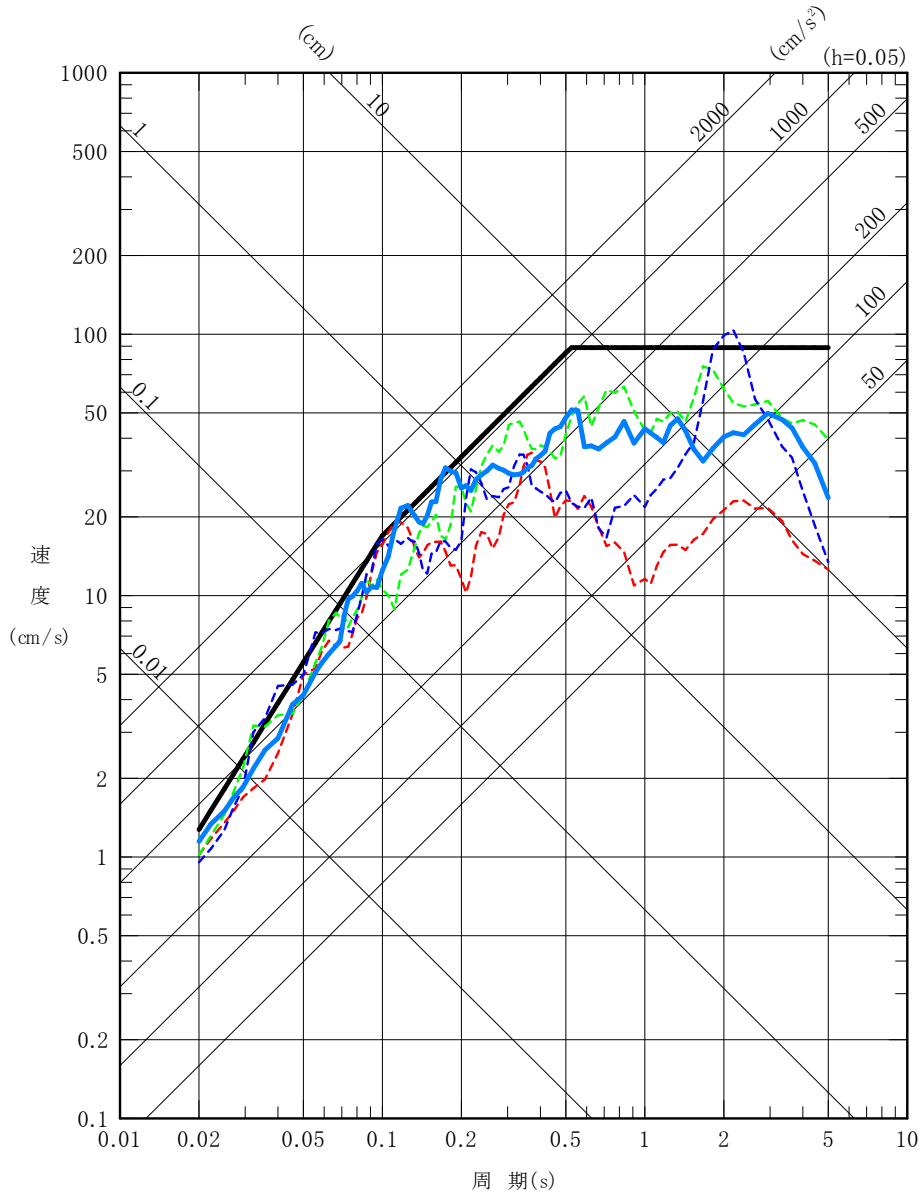
第 6-43 図(1) 基準地震動 $S_s-B1 \sim S_s-B4$ と同様ハザードスペクトルの比較 (水平方向)

- 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-3})
- - - 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-4})
- 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-5})
- - - 同様ハザードスペクトル (年超過確率 10^{-6})
- 基準地震動 S_s-B (B1~B3)

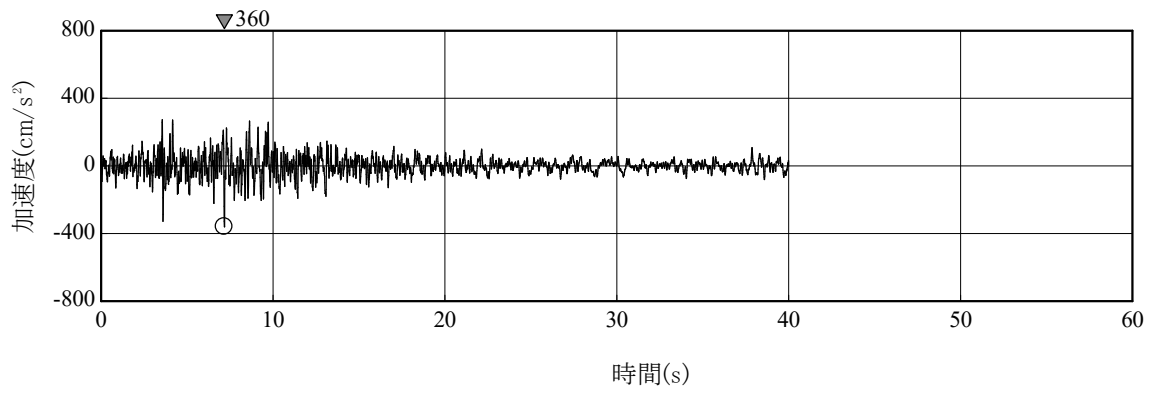


第 6-43 図(2) 基準地震動 $S_s-B1 \sim S_s-B3$ と同様ハザードスペクトルの比較 (鉛直方向)

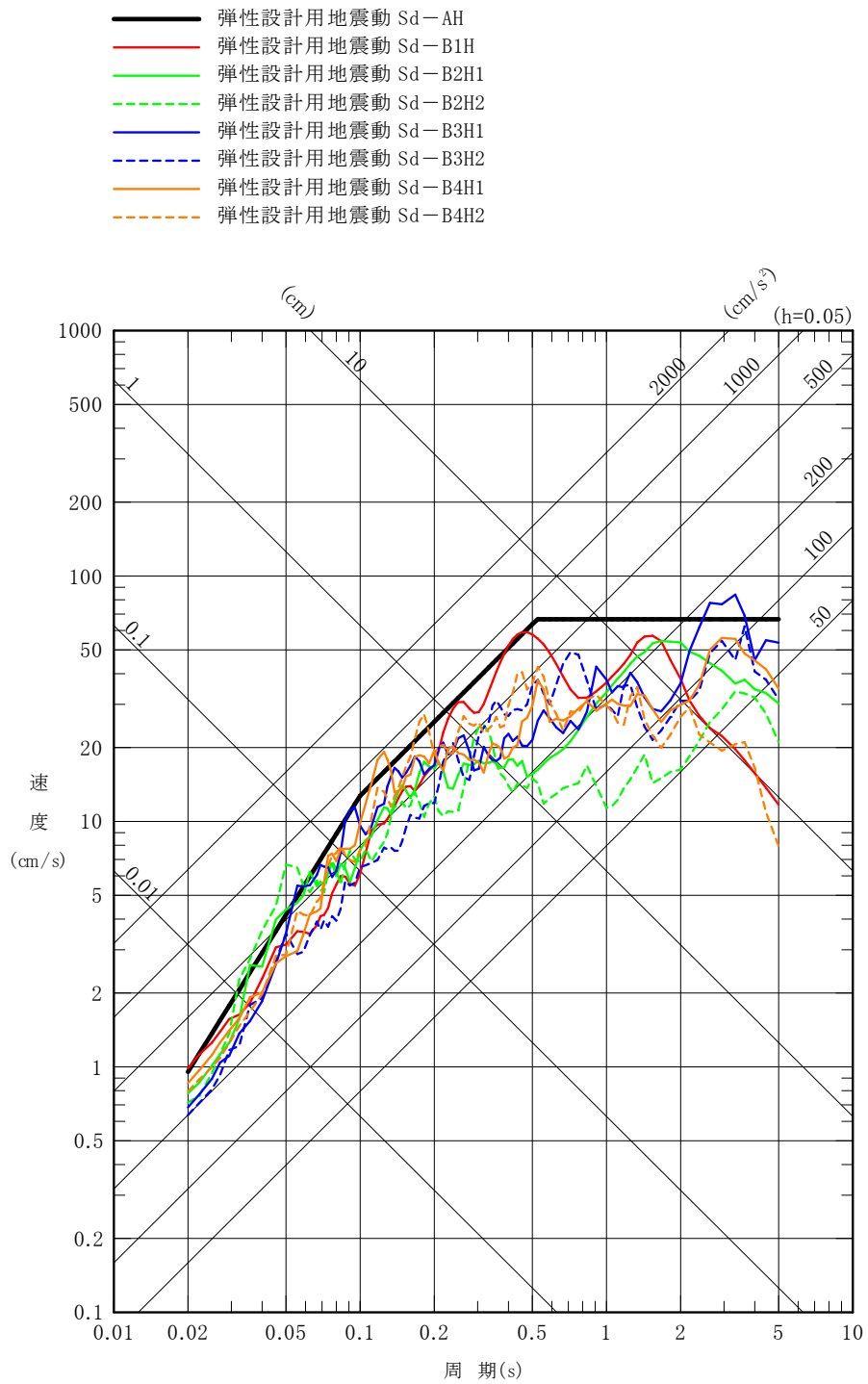
- 基準地震動 Ss-AV
- - - 基準地震動 Ss-B1V 2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) 鉛直方向
- - - 基準地震動 Ss-B2V 2008年岩手・宮城内陸地震 (栗駒ダム [右岸地山]) 鉛直方向
- - - 基準地震動 Ss-B3V 2008年岩手・宮城内陸地震 (KiK-net 金ヶ崎) 鉛直方向
- 一関東評価用地震動



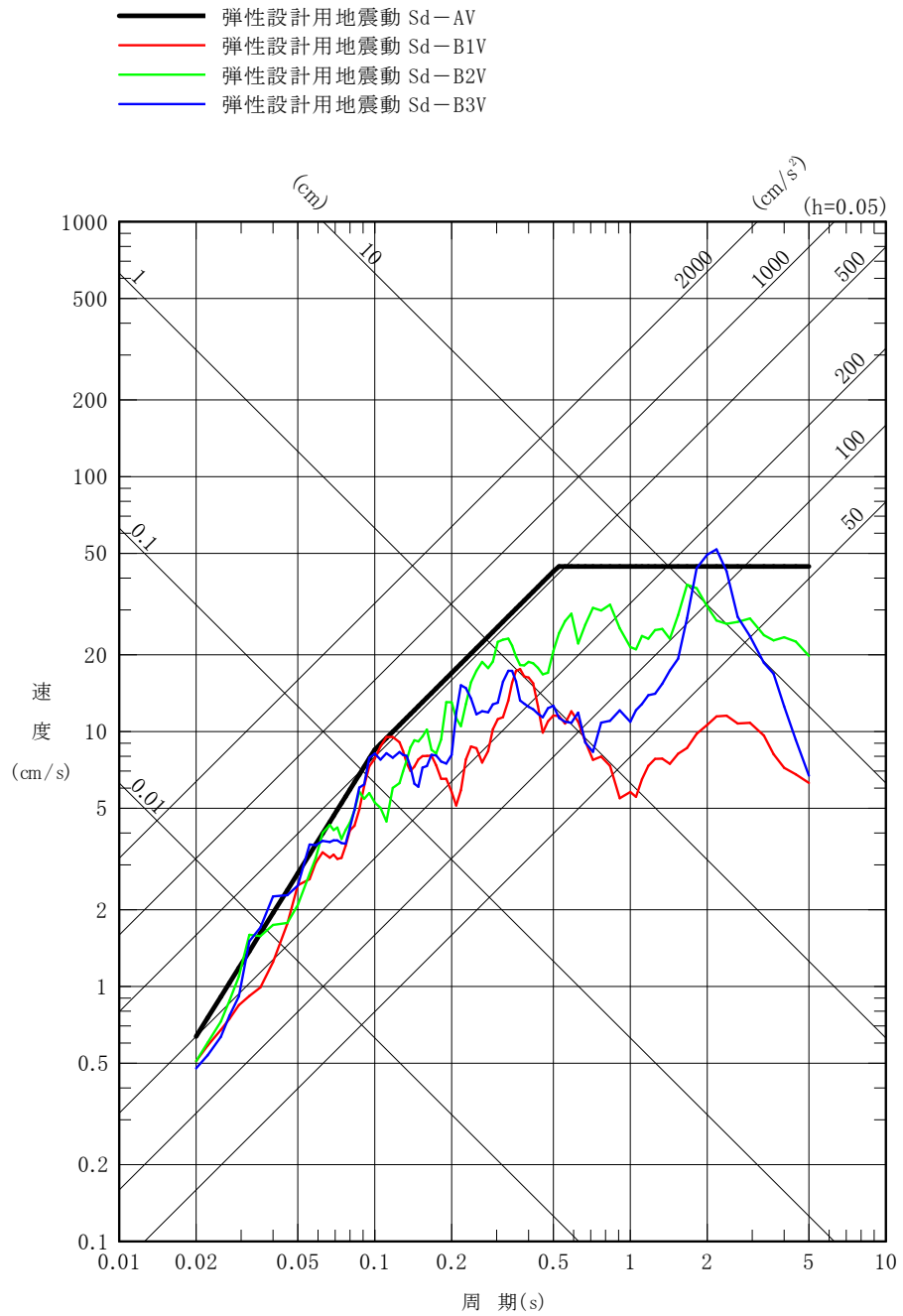
第7-1図 一関東評価用地震動 (鉛直方向) の応答スペクトル



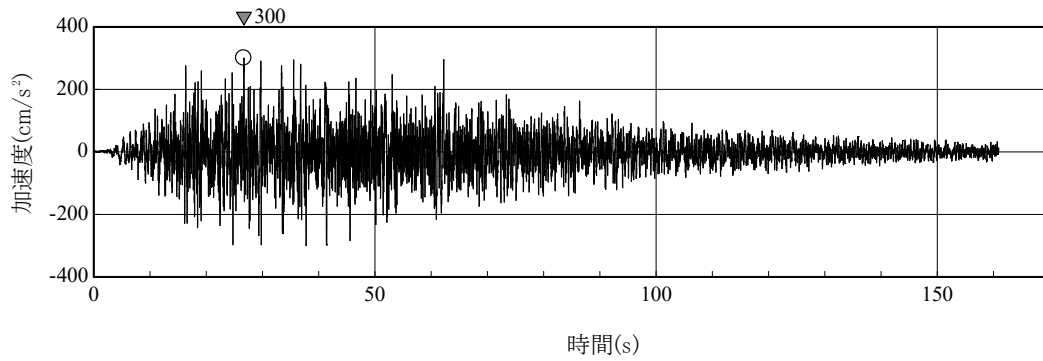
第7-2図 一関東評価用地震動（鉛直方向）の時刻歴波形



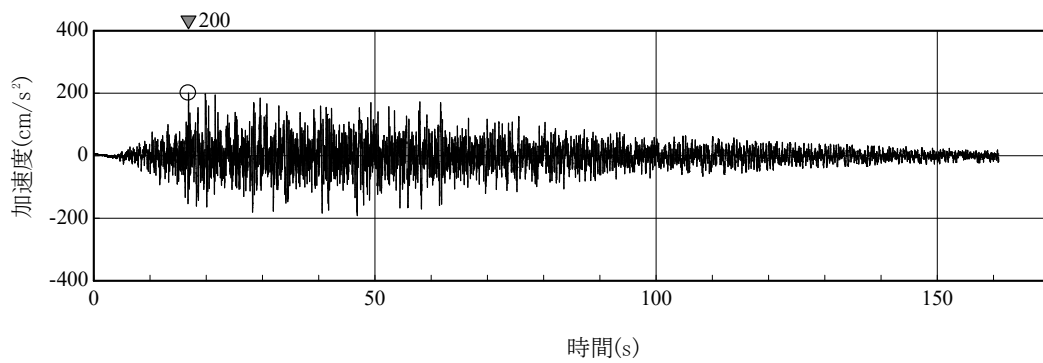
第 7-3 図(1) 弾性設計用地震動 Sd-A 及び弾性設計用地震動 Sd-B1～Sd-B4 の
 応答スペクトル (水平方向)



第 7-3 図(2) 弾性設計用地震動 Sd-A 及び弾性設計用地震動 Sd-B1~Sd-B3 の
 応答スペクトル (鉛直方向)

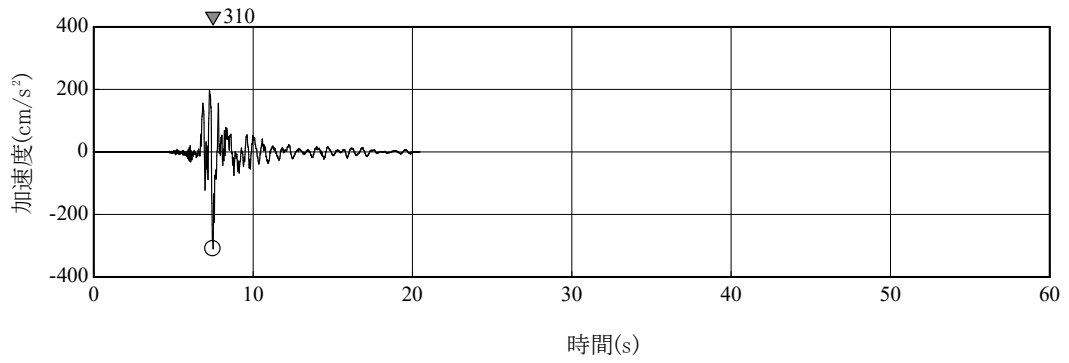


(a) Sd-AH (水平方向)

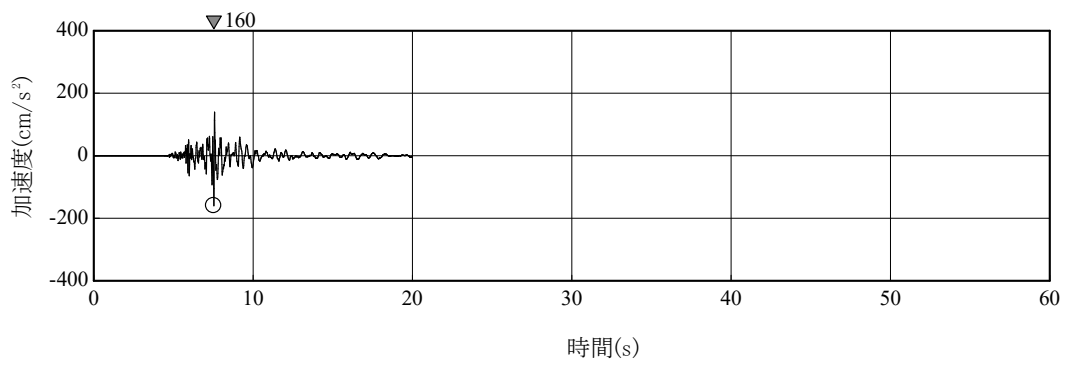


(b) Sd-AV (鉛直方向)

第7-4図 弾性設計用地震動 Sd-AH, Sd-AV の時刻歴波形

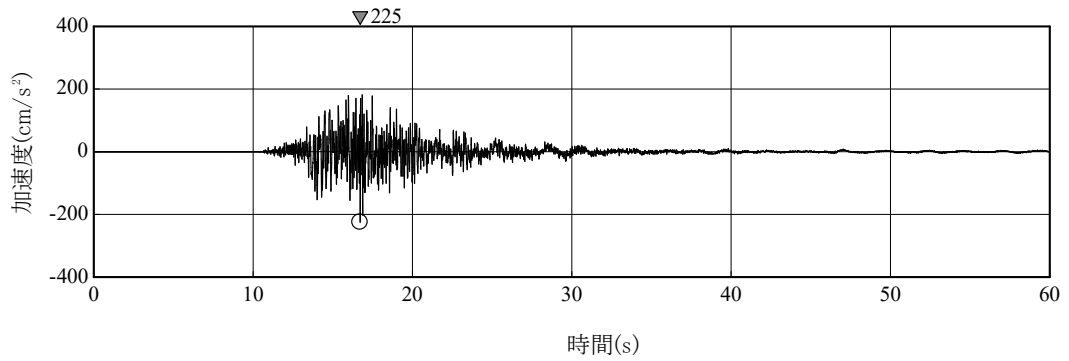


(a) Sd-B1H (水平方向)

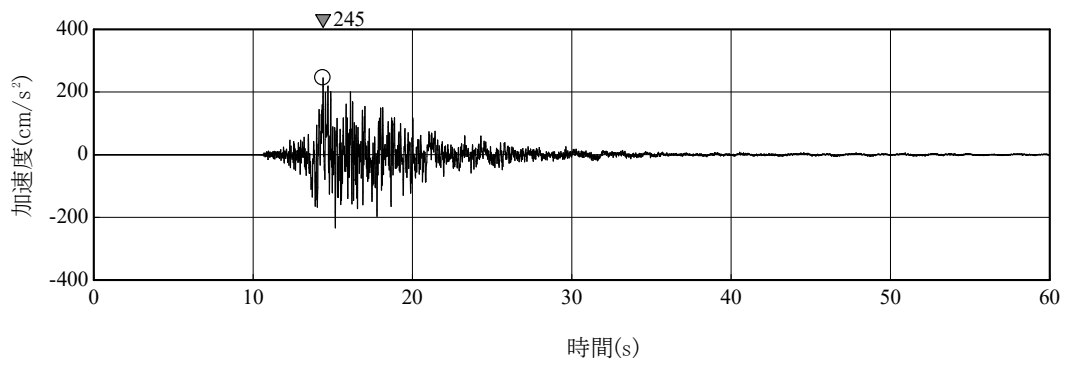


(b) Sd-B1V (鉛直方向)

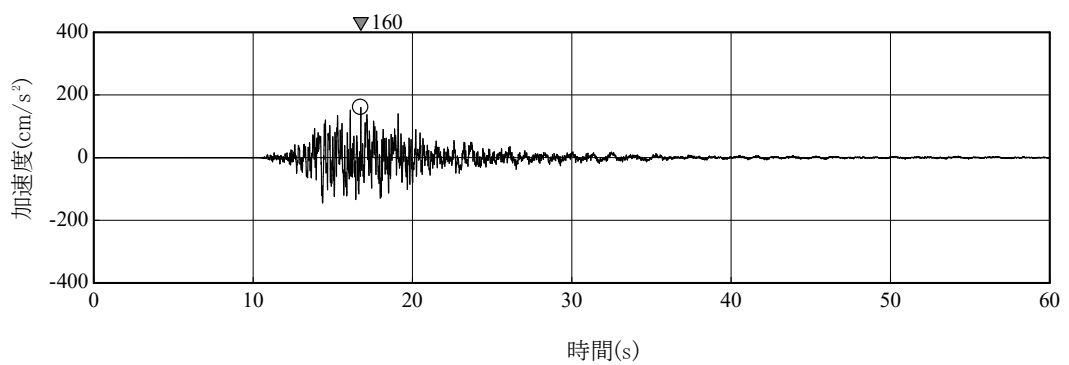
第 7-5 図(1) 弾性設計用地震動 Sd-B1 の時刻歴波形



(a) Sd-B2H1 (水平方向 1)

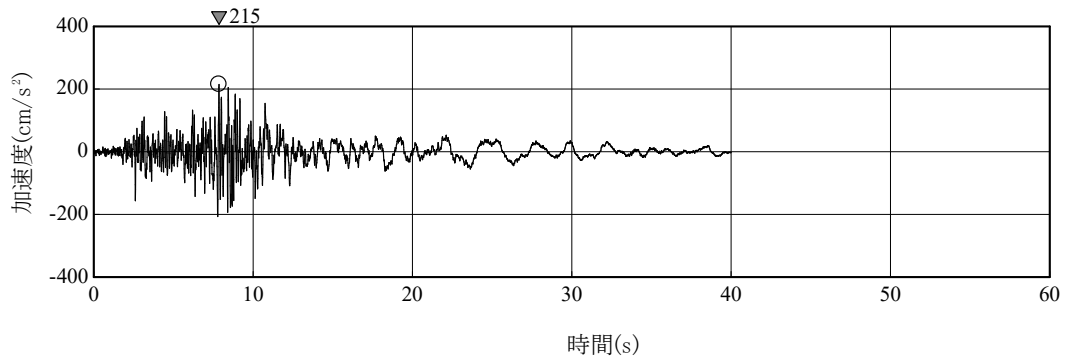


(b) Sd-B2H2 (水平方向 2)

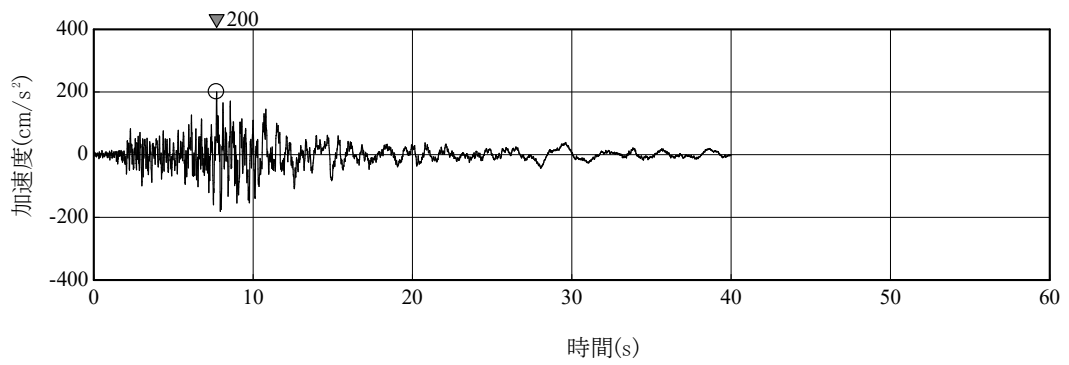


(c) Sd-B2V (鉛直方向)

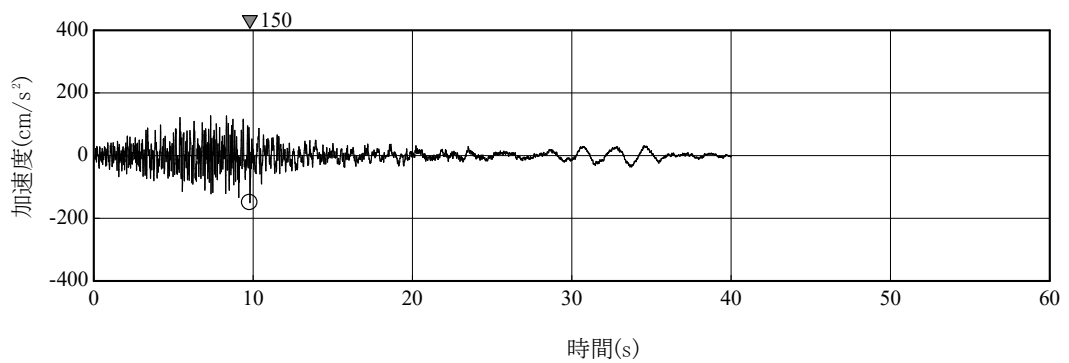
第 7-5 図(2) 弾性設計用地震動 Sd-B2 の時刻歴波形



(a) Sd-B3H1 (水平方向 1)

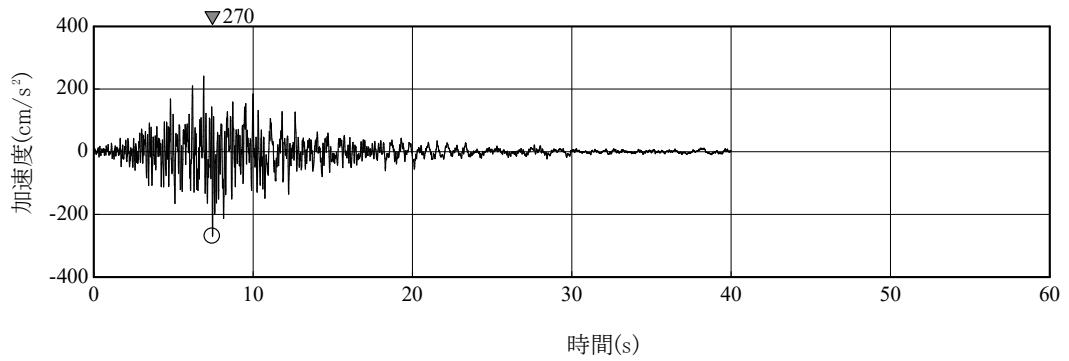


(b) Sd-B3H2 (水平方向 2)

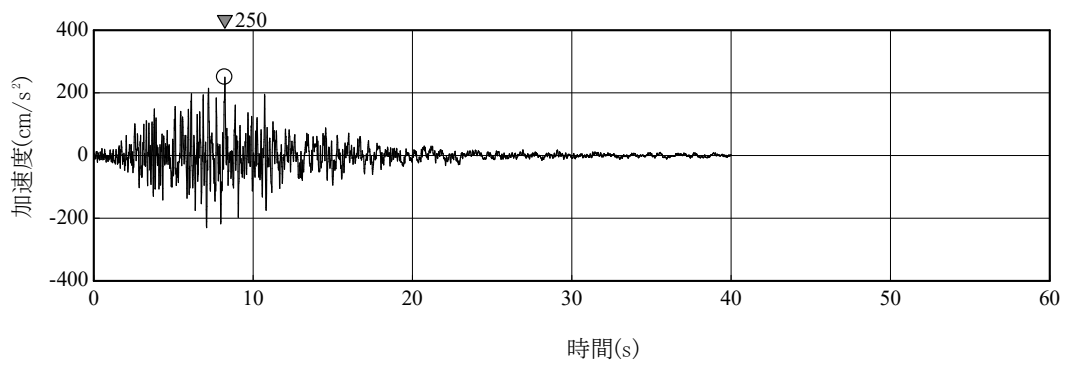


(c) Sd-B3V (鉛直方向)

第 7-5 図(3) 弾性設計用地震動 Sd-B3 の時刻歴波形

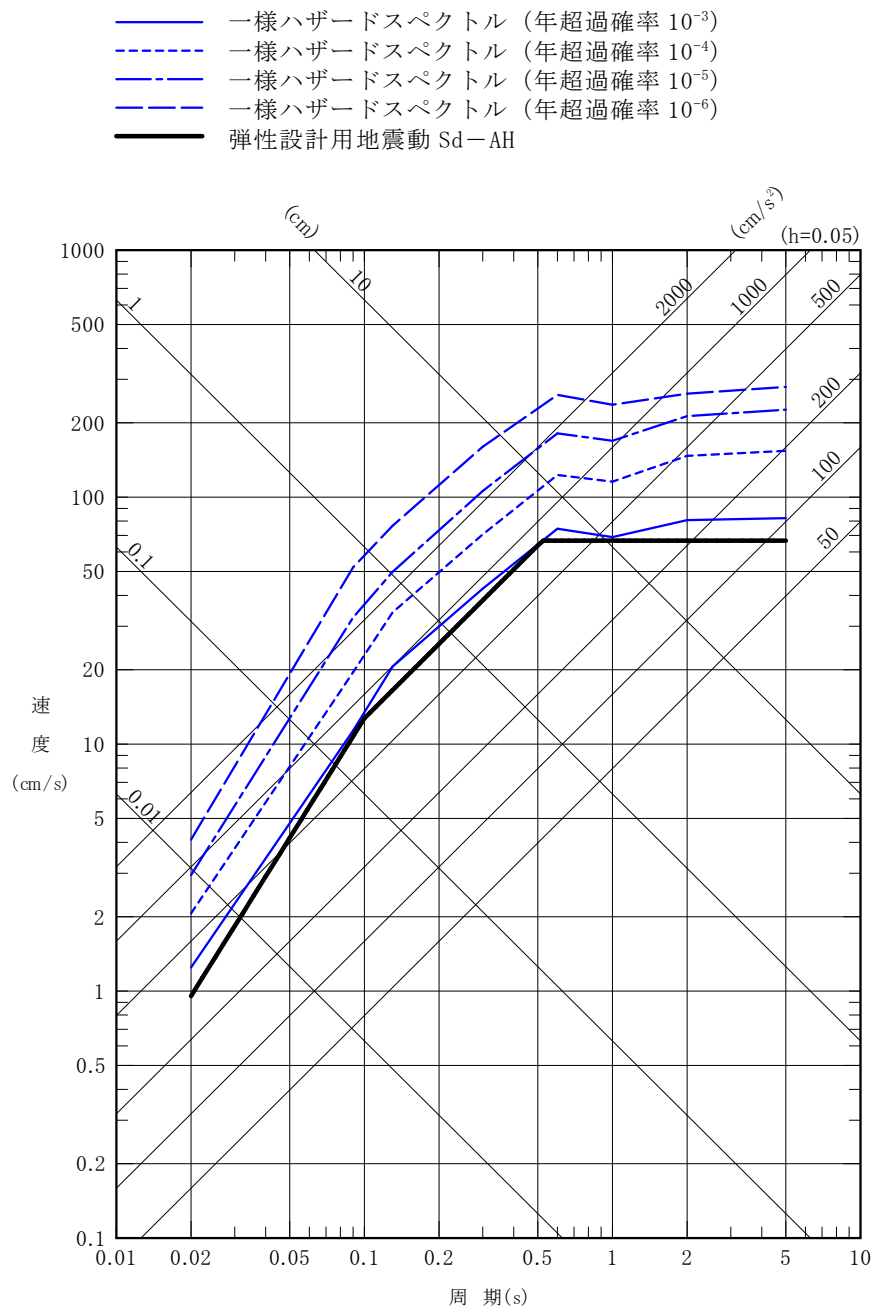


(a) Sd-B4H1 (水平方向 1)

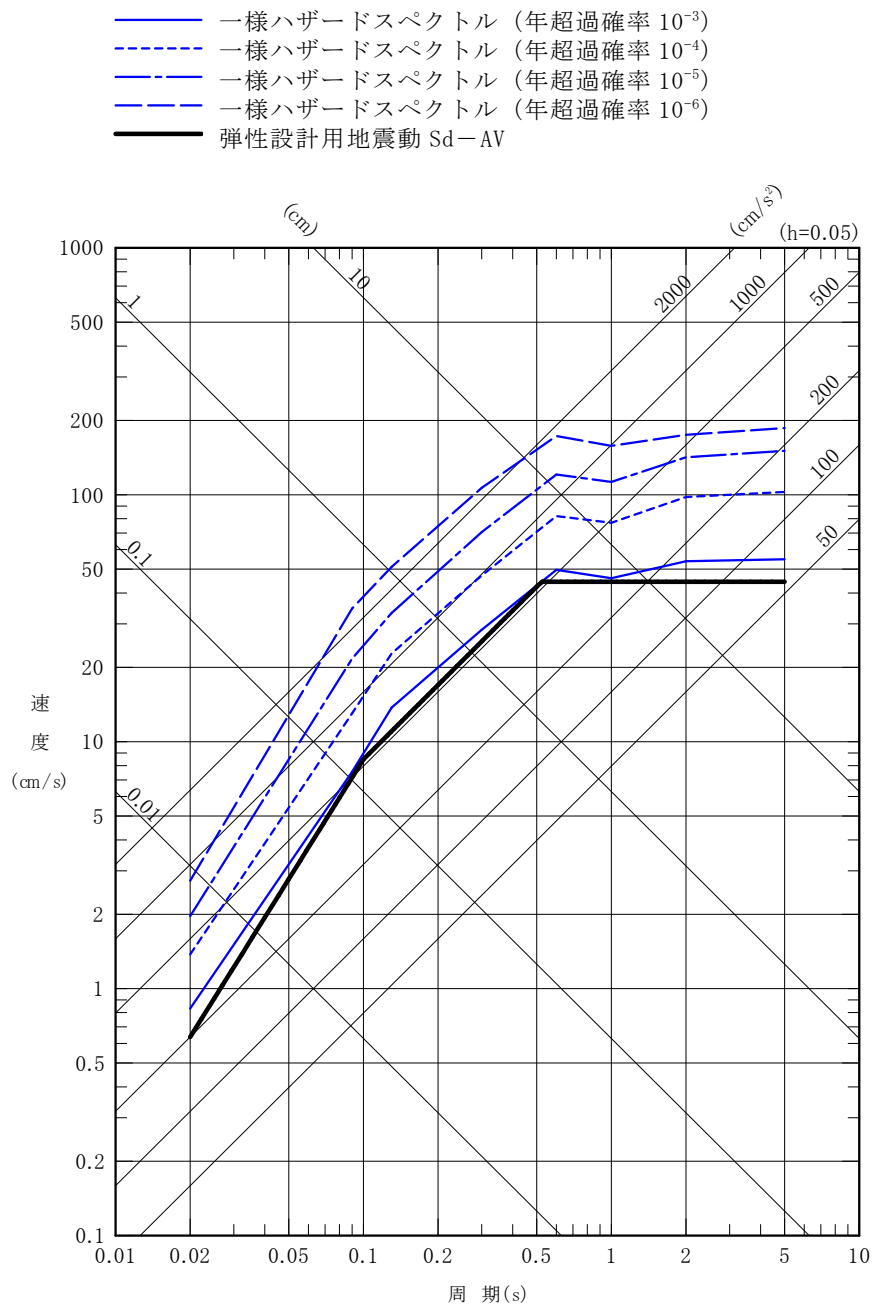


(b) Sd-B4H2 (水平方向 2)

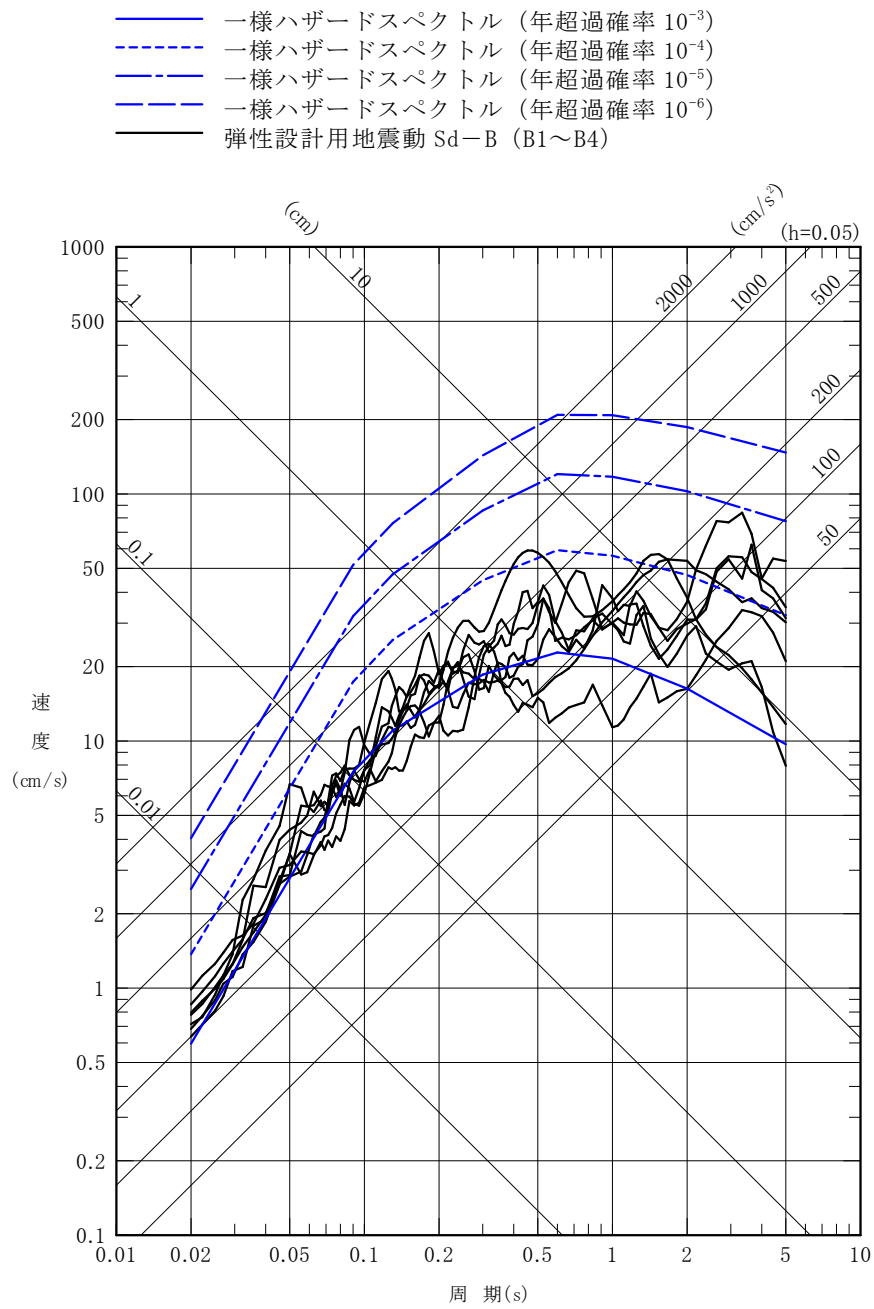
第 7-5 図(4) 弾性設計用地震動 Sd-B4 の時刻歴波形



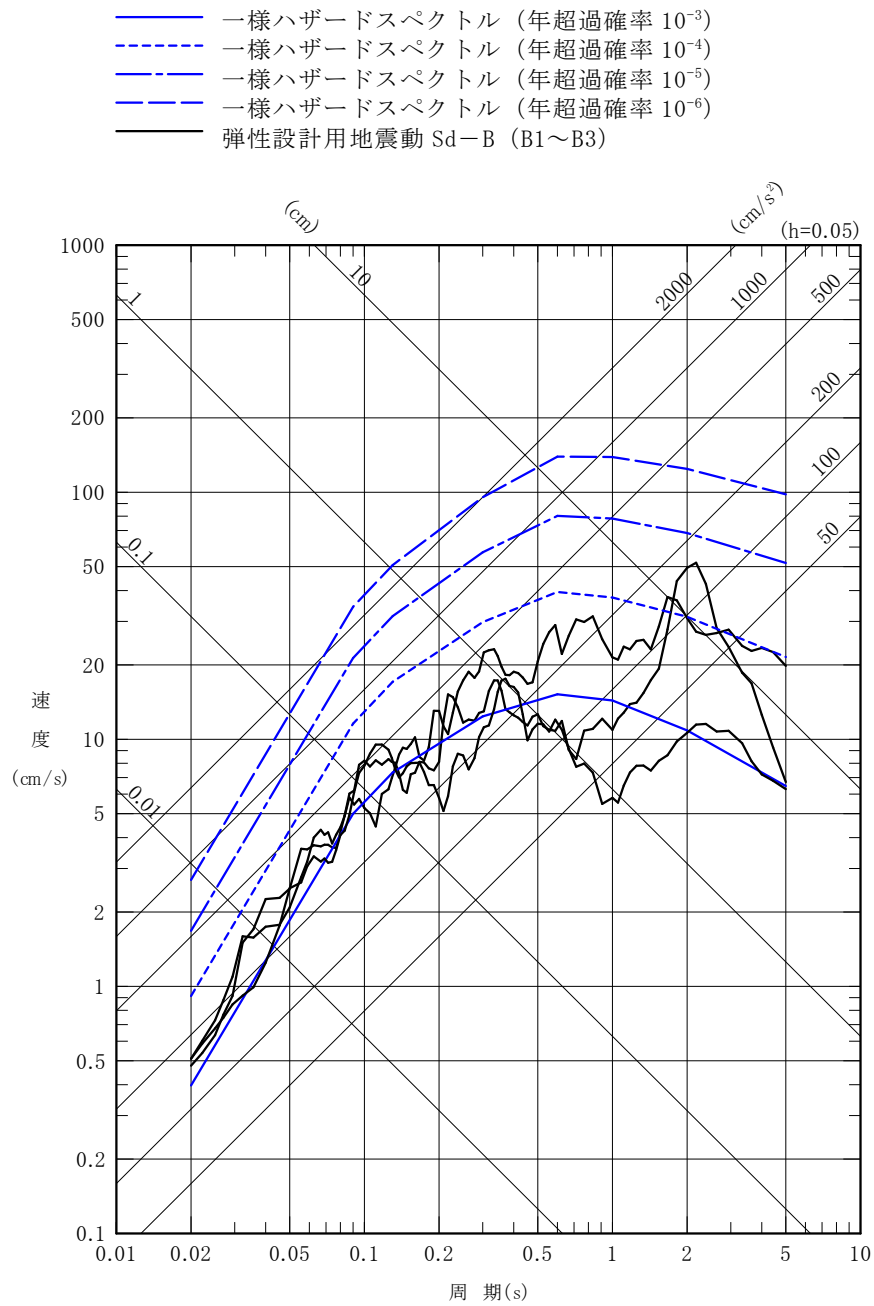
第7-6図(1) 弾性設計用地震動 Sd-A と一様ハザードスペクトルの比較 (水平方向)



第7-6図(2) 弾性設計用地震動 Sd-A と一様ハザードスペクトルの比較 (鉛直方向)



第 7-7 図(1) 弾性設計用地震動 Sd-B1~Sd-B4 と同様ハザードスペクトルの比較 (水平方向)



第 7-7 図(2) 弾性設計用地震動 Sd-B1~Sd-B3 と同様ハザードスペクトルの比較 (鉛直方向)

添付 5-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針

目 次*

1. 概要	1
2. 基本方針	2
3. 地盤の物性値	3
4. 基礎の許容支持力	13
4.1 直接基礎の許容支持力	13
4.2 杭基礎の許容支持力	14
5. 地質断面図	16
6. 使用済燃料貯蔵建屋の耐震評価における地盤のモデル化	20
6.1 入力地震動算定に用いる地下構造モデル	20
6.2 地震応答解析に用いる地盤の解析モデル	22
7. 地質・地質構造及び地盤の調査結果の評価	23
7.1 使用済燃料貯蔵建屋設置位置付近の地質・地質構造	23
7.2 使用済燃料貯蔵建屋基礎地盤の安定性	23
7.3 周辺地盤の変状による重要な安全機能を有する施設への影響評価	24
7.4 地殻変動による基礎地盤の変形の影響	24
7.5 周辺斜面の安定性評価	25

*：令和3年8月20日付け原規発第2108202号にて変更認可され、今回申請で変更がない事項については、当該事項を記載した章、節又は項等の表題に「前回申請に同じ」と記載する。

1. 概要 前回申請と同じ

本資料は、「5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」に基づき、使用済燃料貯蔵施設（以下「貯蔵施設」という。）の耐震安全性評価を実施するに当たり、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の地盤物性値の設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

2. 基本方針 前回申請に同じ

貯蔵施設は、技術基準規則第6条に適合するため、耐震設計上の重要度に応じた地震力が作用した場合においても貯蔵施設を十分に支持することができる地盤に設置されたものとする。

貯蔵施設には、施設に大きな影響を及ぼすような地震の発生によって崩壊するおそれがある斜面は存在せず、貯蔵施設は耐震設計上の重要度に応じた地震力が作用した場合においても貯蔵施設を十分に支持することができる地盤に設置される。

貯蔵施設のうち、使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）は杭基礎とし、耐震Bクラス施設に適用される地震力及び基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても貯蔵建屋を十分に支持することができる地盤に設置されたものとする。

貯蔵施設のうち、電気設備をはじめとする耐震Cクラス施設、設備は、耐震Cクラス施設に適用される地震力が作用した場合においても当該施設、設備を十分に支持することができる地盤に設置されたものとする。

施設、設備は、貯蔵建屋に設置される施設、設備、貯蔵建屋以外の建屋に設置される施設、設備、直接地盤に設置される施設、設備のいずれかに類別される。

貯蔵建屋に設置される施設、設備は、貯蔵建屋に支持させる。貯蔵建屋は杭基礎とし、耐震Bクラス施設に適用される地震力及び基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても貯蔵建屋を十分に支持することができる地盤に支持させるため、貯蔵建屋に設置される施設、設備は、施設に適用される地震力が作用した場合においても当該施設、設備を十分に支持することができる地盤に設置されたものとなる。

貯蔵建屋以外の建屋に設置される施設、設備は、当該建屋に支持させる。当該建屋は直接基礎とし、施設に適用される地震力と同等である建築基準法に基づく地震力が作用した場合においても当該建屋を十分に支持することができる地盤に支持させるため、貯蔵建屋以外の建屋に設置される施設、設備は、施設に適用される地震力が作用した場合においても当該施設、設備を十分に支持することができる地盤に設置されたものとなる。

直接地盤に設置される施設、設備は直接基礎とし、重量や形状を考慮し、地盤が当該施設、設備を十分に支持することができるものであることを確認する。これにより、建屋外に設置される施設、設備は、施設に適用される地震力が作用した場合においても当該施設、設備を十分に支持することができる地盤に設置されたものとなる。

3. 地盤の物性値 前回申請に同じ

対象施設を設置する地盤の物理特性，強度特性，変形特性等の物性値については，原位置試験及び室内試験から得られた各種物性値を基に設定する。地盤の物性値は，事業変更許可申請書（添付書類四）に記載した値を用いることを基本とする。

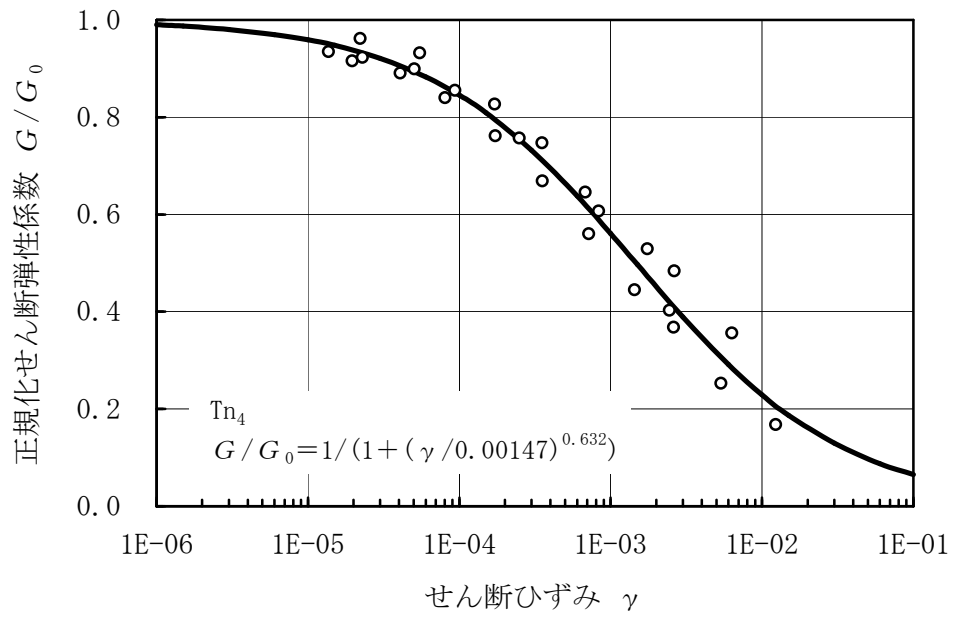
地盤の物性値及びその設定根拠を第3-1表，第3-2表に示す。動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を第3-1図～第3-7図に示す。

第3-1表 地盤の物性値

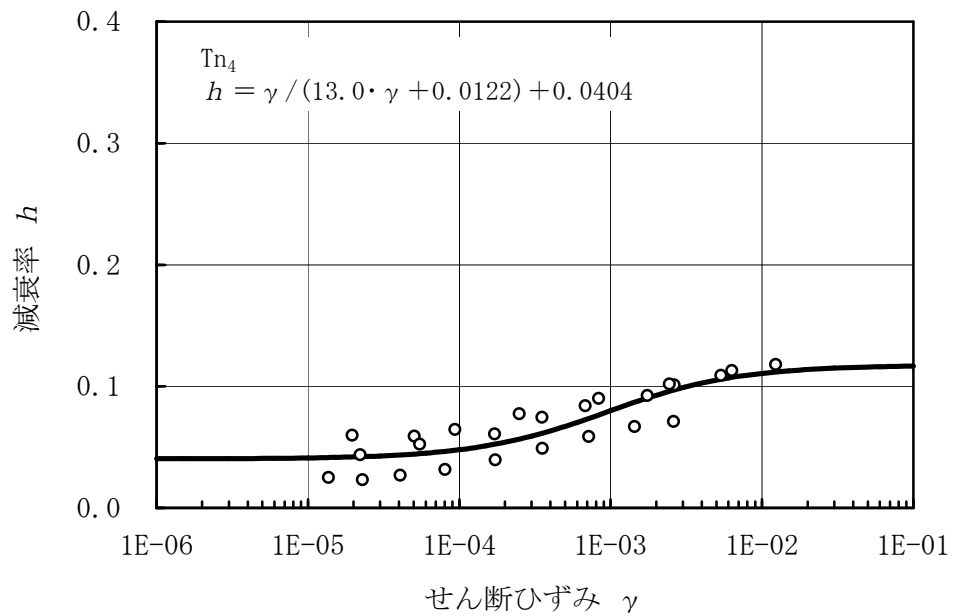
	物理特性	強度特性		静的変形特性		動の変形特性			
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	ピーク強度 C (N/mm ²)	残留強度 C_r (N/mm ²)	初期変形係数 E_0 (N/mm ²)	静ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	正規化せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	減衰率のひずみ依存性 $h \sim \gamma$
盛土・埋土 (bk)	1.75	0.035	0.033	16.4	0.19	50.6	0.49	$\frac{1}{1+(\gamma/0.000495)^{0.860}}$	$\frac{\gamma}{6.06 \cdot \gamma + 0.00455} + 0.0259$
ローム (Lm)	1.47	0.085	0.084	21.8	0.21	231	0.46	$\frac{1}{1+(\gamma/0.000743)^{0.744}}$	$\frac{\gamma}{12.3 \cdot \gamma + 0.00625} + 0.0226$
中位段丘堆積物 (M)	1.79	0.073	0.071	11.6	0.13	71.8	0.49	$\frac{1}{1+(\gamma/0.000463)^{0.796}}$	$\frac{\gamma}{10.9 \cdot \gamma + 0.00270} + 0.0216$
上部砂質・粘性土 (Tn ₅)	1.80	0.231	0.213	29.1	0.19	227	0.48	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00151)^{0.775}}$	$\frac{\gamma}{14.2 \cdot \gamma + 0.00876} + 0.0165$
中部砂質土 (Tn ₄)	1.59	0.140	0.116	26.3	0.09	256	0.47	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00147)^{0.632}}$	$\frac{\gamma}{13.0 \cdot \gamma + 0.0122} + 0.0404$
中部粘性土 (Tn ₃)	1.91	0.297	0.233	13.4	0.19	284	0.47	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00105)^{0.730}}$	$\frac{\gamma}{14.5 \cdot \gamma + 0.00549} + 0.0252$
下部砂質土 (Tn ₂)	1.92	0.621	0.551	172	0.11	376	0.45	$\frac{1}{1+(\gamma/0.000819)^{0.814}}$	$\frac{\gamma}{12.3 \cdot \gamma + 0.00287} + 0.0094$
下部粘性土 (Tn ₁)	1.69	0.277	0.184	106	0.20	333	0.46	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00594)^{0.448}}$	$\frac{\gamma}{24.6 \cdot \gamma + 0.00273} + 0.0116$
上部軽石混じり砂岩 (Sn ₄)	1.82	0.301-0.0152・Z	0.300-0.0140・Z	104-4.91・Z	0.15	326-5.11・Z	0.45	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00173)^{0.809}}$	$\frac{\gamma}{11.7 \cdot \gamma + 0.00784} + 0.0237$
中部軽石混じり砂岩 (Sn ₃)	1.83	0.728-0.00289・Z	0.741-0.00239・Z	386	0.15	288-4.54・Z	0.44	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00228)^{0.957}}$	$\frac{\gamma}{5.46 \cdot \gamma + 0.0205} + 0.0177$
火山礫凝灰岩 (Sn ₂)	2.01	1.34	1.24	422	0.19	1,230	0.41	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00180)^{0.801}}$	$\frac{\gamma}{6.45 \cdot \gamma + 0.0236} + 0.0229$
下部軽石混じり砂岩 (Sn ₁)	1.77	1.12	1.04	606	0.14	172-3.77・Z	0.42	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00271)^{0.956}}$	$\frac{\gamma}{6.27 \cdot \gamma + 0.0232} + 0.0118$
	・ Z は標高 (m) を示す。 ・ 強度特性 (ピーク強度・残留強度) は右図により設定する。 ただし、残留強度の場合は C を C _r に置き換える。 ・ すべり安全率の算定には、安全側に盛土・埋土 (bk) , ローム層 (Lm) , 中位段丘堆積物 (M) の強度は無視する。								

第3-2表 地盤の物性値の設定根拠

	物理特性	強度特性		静的変形特性		動的変形特性		
	湿潤密度 ρ_t	ピーク強度 C	残留強度 C_r	初期変形係数 E_0	静ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_0	動ポアソン比 ν_d	$G/G_0, h$ の ひずみ依存性
盛土・埋土 (bk)	ブロック試料から採取した供試体の湿潤密度	ブロック試料から採取した供試体の三軸圧縮試験			ブロック試料から採取した供試体の超音波速度測定による V_s と湿潤密度により算定	ブロック試料から採取した供試体の超音波速度測定による V_p, V_s により算定	ブロック試料から採取した供試体の繰返し三軸試験 (変形特性)	
ローム (Lm)								
中段段丘堆積物 (M)								
上部砂質・粘性土 (Tn5)	ボーリングコア試料から採取した供試体の湿潤密度	ボーリングコア試料から採取した供試体の三軸圧縮試験			P S 検層による V_s と湿潤密度により算定	P S 検層による V_p, V_s により算定	ボーリングコア試料から採取した供試体の繰返し三軸試験 (変形特性)	
中部砂質土 (Tn4)								
中部粘性土 (Tn3)								
下部砂質土 (Tn2)								
下部粘性土 (Tn1)								
上部軽石混じり砂岩 (Sn4)								
中部軽石混じり砂岩 (Sn3)								
火山礫凝灰岩 (Sn2)								
下部軽石混じり砂岩 (Sn1)								

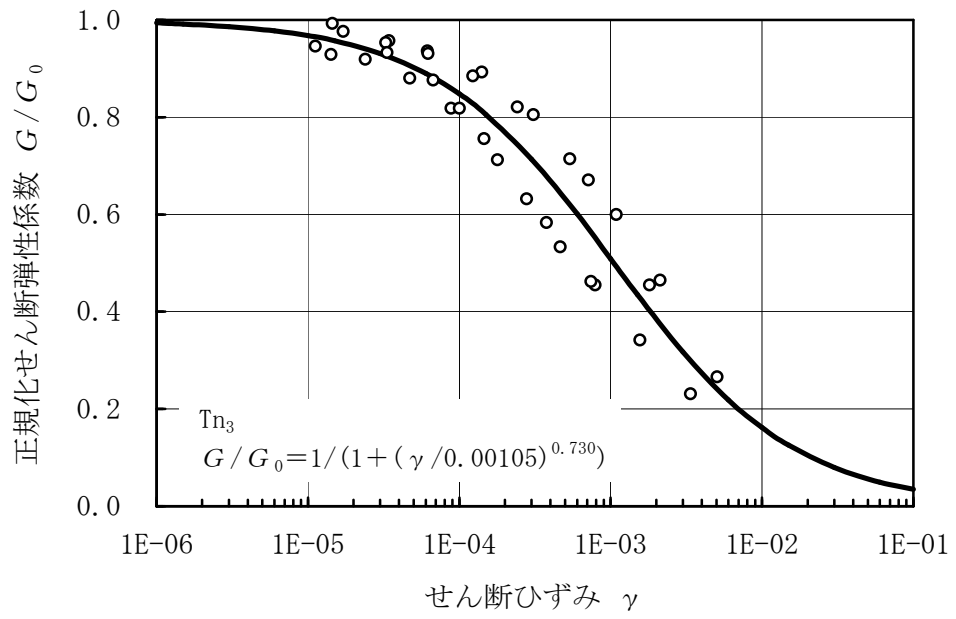


(a) 動の変形特性

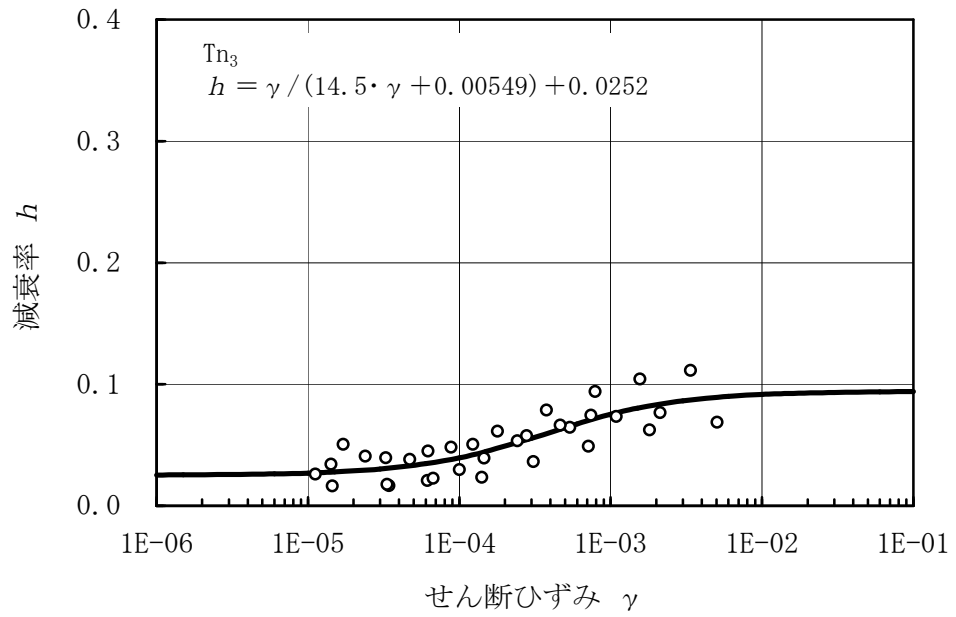


(b) 減衰特性

第 3 - 1 図 動的ひずみ依存特性 (Tn_4)

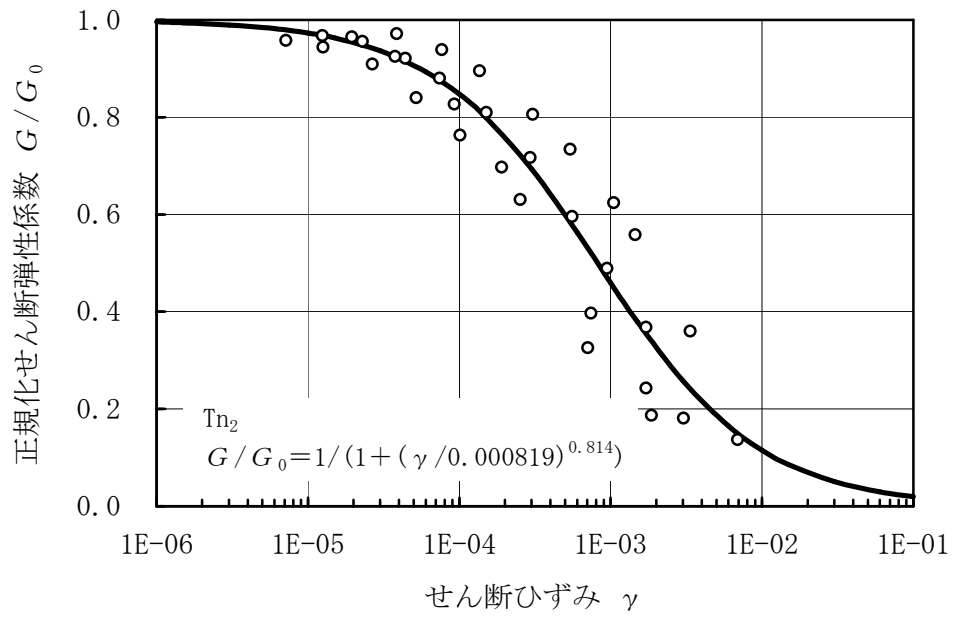


(a) 動の変形特性

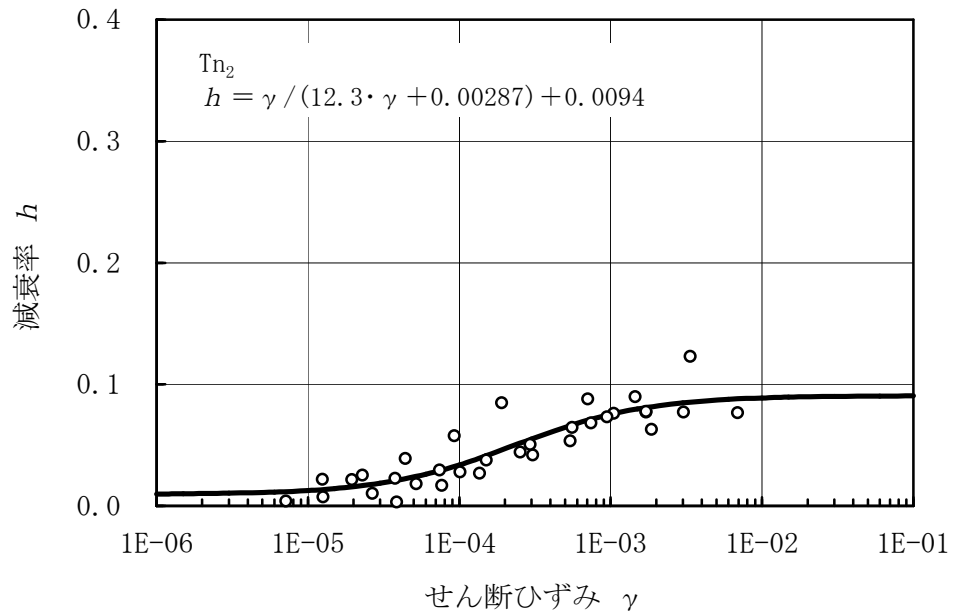


(b) 減衰特性

第 3 - 2 図 動的ひずみ依存特性 (Tn_3)

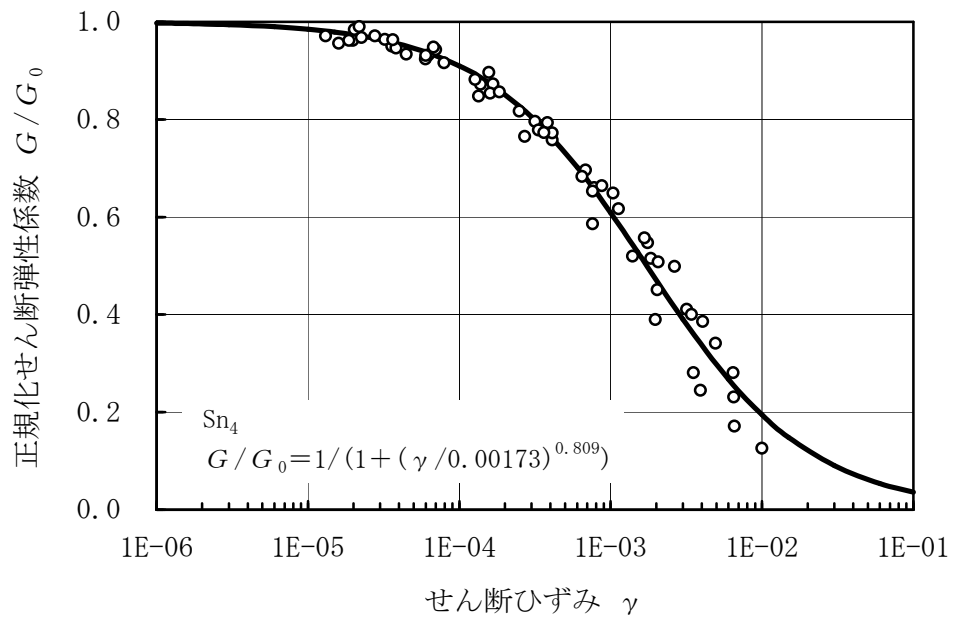


(a) 動の変形特性

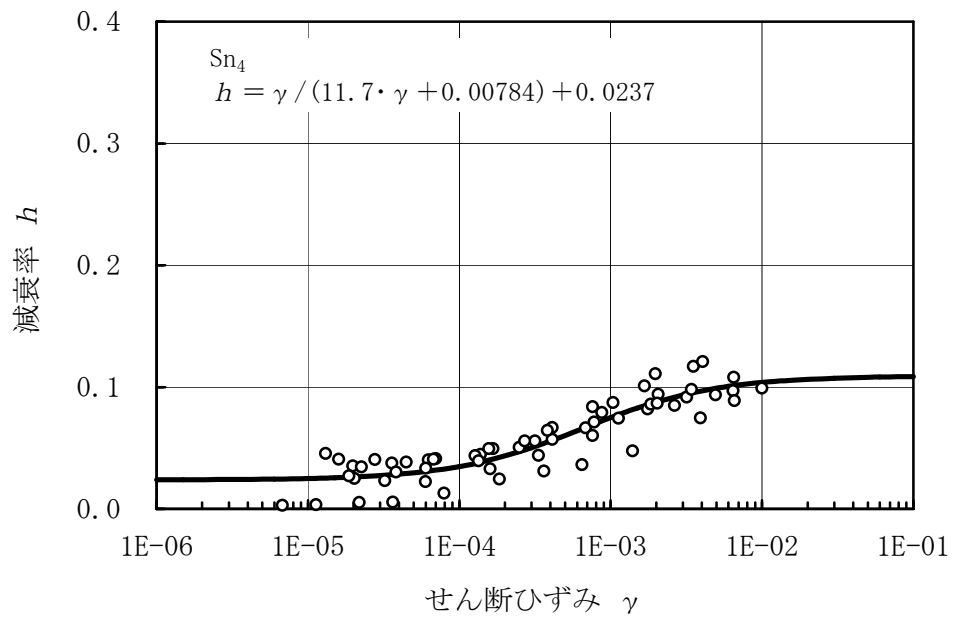


(b) 減衰特性

第3-3図 動的ひずみ依存特性 (T_{n_2})

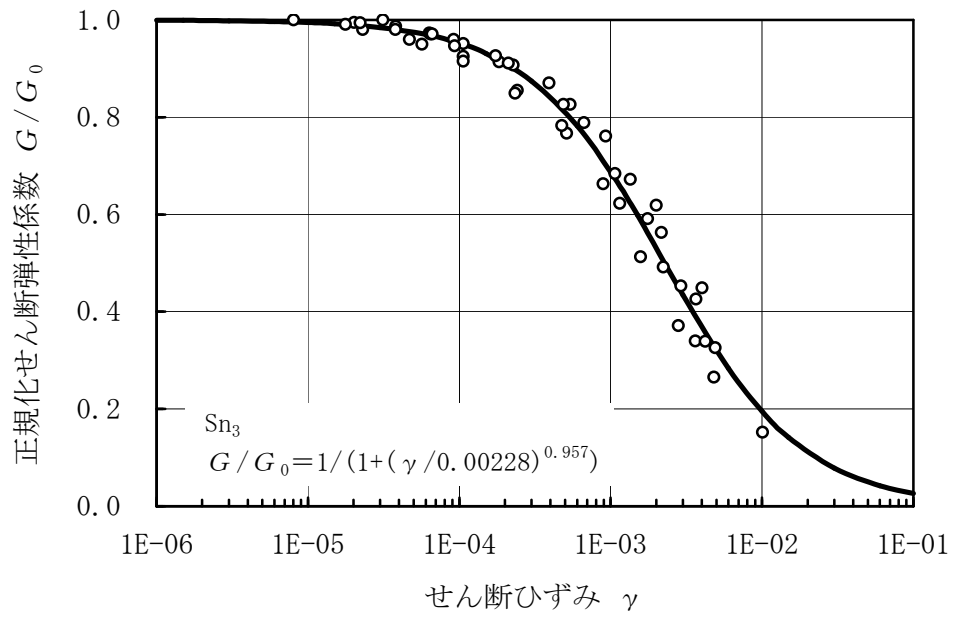


(a) 動の変形特性

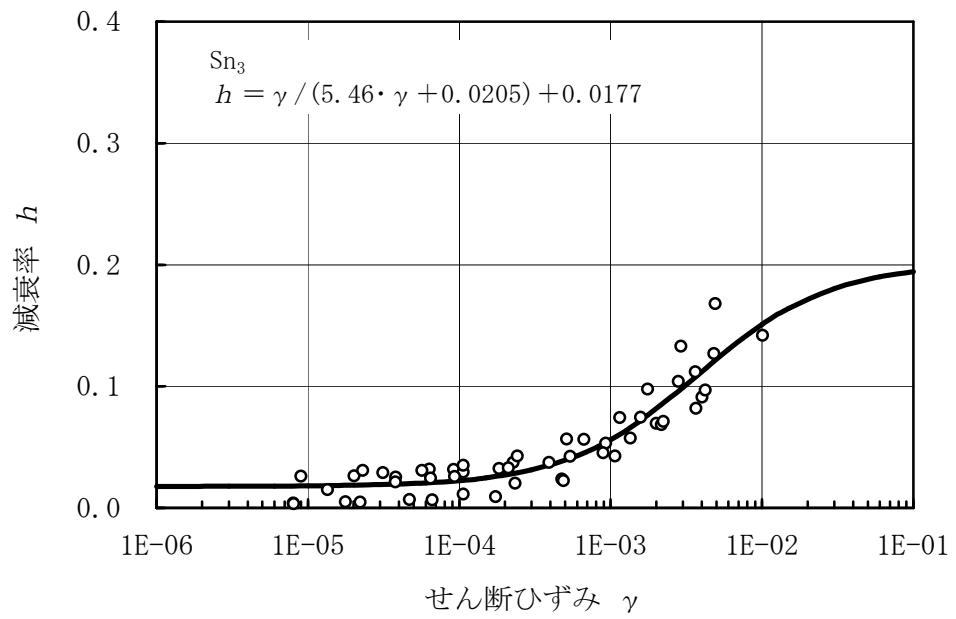


(b) 減衰特性

第 3 - 4 図 動的ひずみ依存特性 (Sn₄)

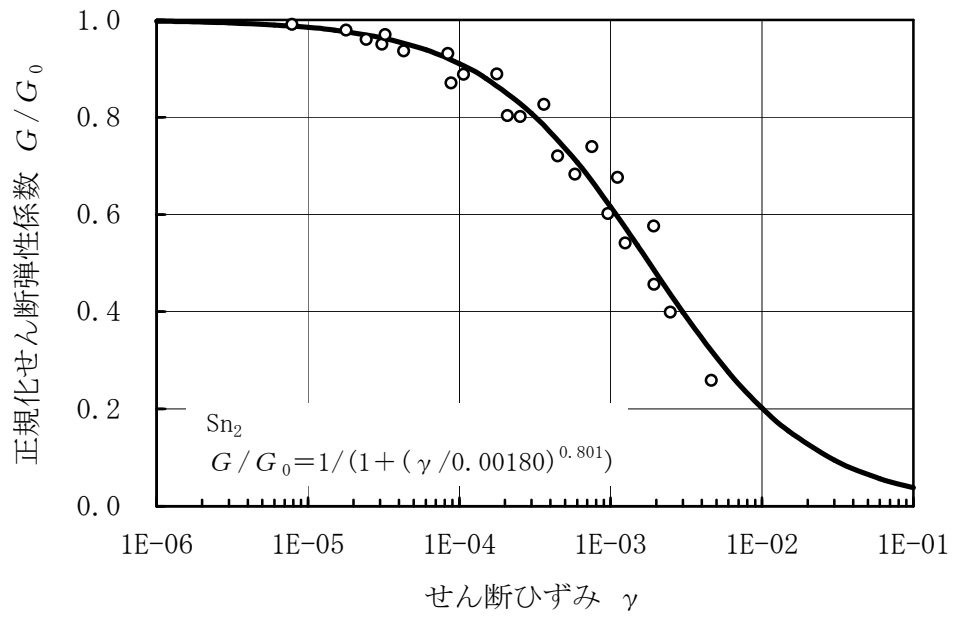


(a) 動の変形特性

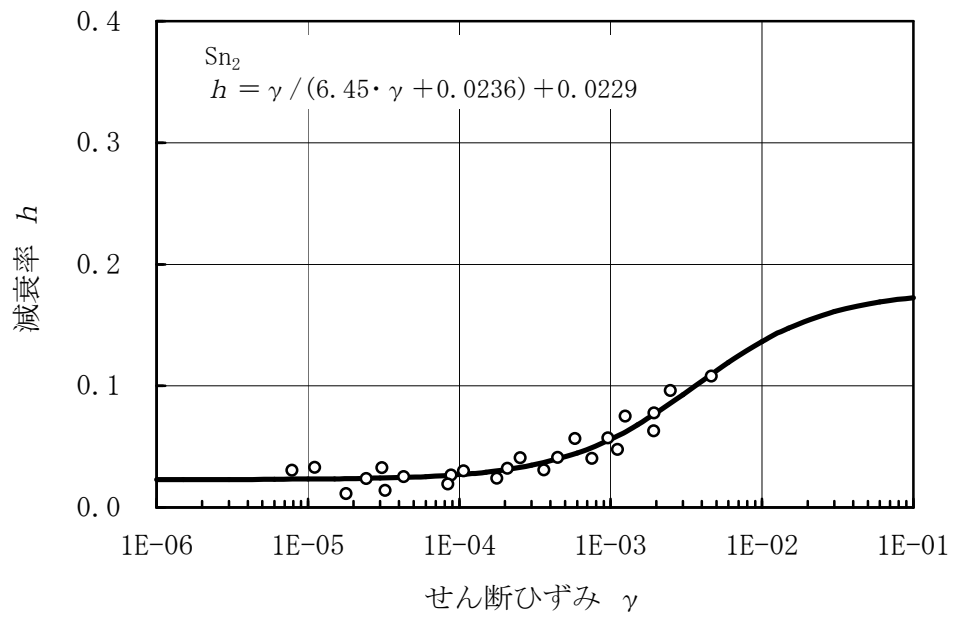


(b) 減衰特性

第 3 - 5 図 動的ひずみ依存特性 (Sn₃)

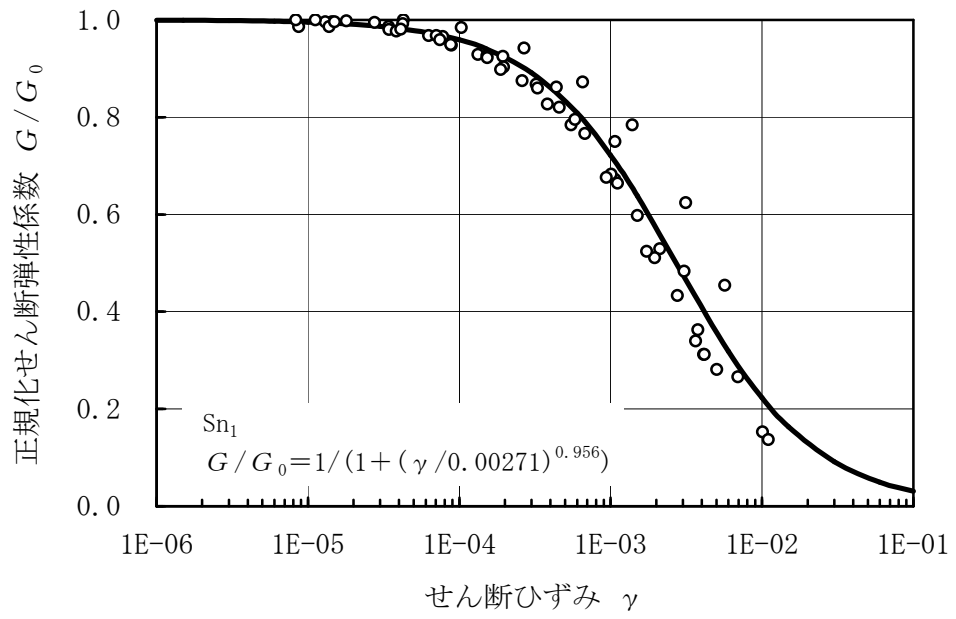


(a) 動の変形特性

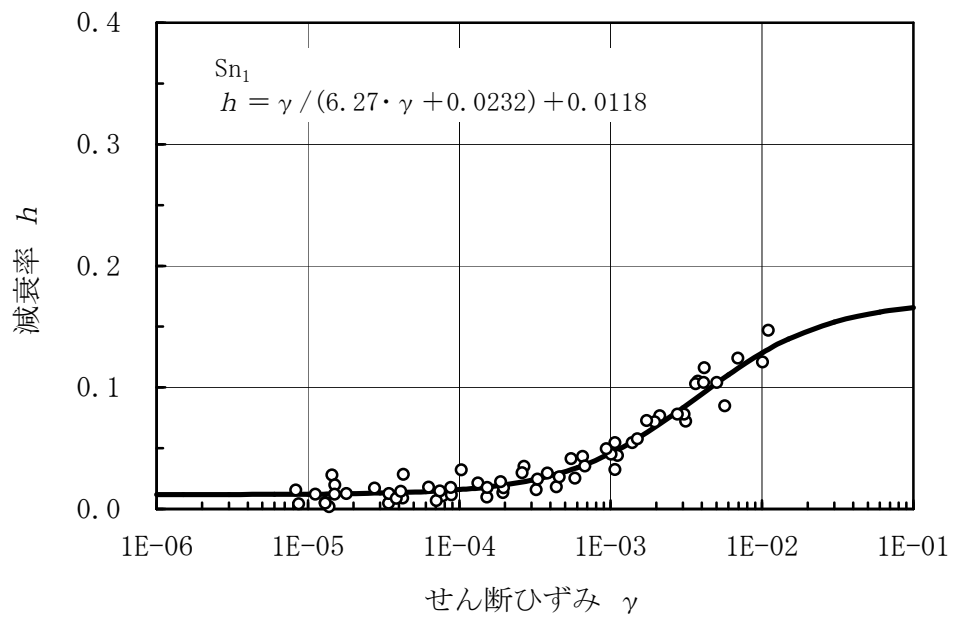


(b) 減衰特性

第3-6図 動的ひずみ依存特性 (Sn_2)



(a) 動の変形特性



(b) 減衰特性

第 3 - 7 図 動的ひずみ依存特性 (S_{n1})

4. 基礎の許容支持力

4.1 直接基礎の許容支持力 前回申請に同じ

直接基礎の許容支持力は、建築基準法施行令に示される値を用いる方法、建築基準法施行令の関連告示に示される原位置試験（平板載荷試験等）の方法、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会）の支持力式で施設、設備の支持地盤の室内土質試験等に基づき算定する方法のいずれかを用いることとし、地盤の状況や、施設、設備の重量や形状等に応じて算定する。

直接基礎の極限鉛直支持力を算定するための支持力式（建築基礎構造設計指針）を以下に示す。

$$R_u = q_u \cdot A = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdot A$$

R_u : 直接基礎の極限鉛直支持力 (kN)

q_u : 単位面積当たりの極限鉛直支持力度 (kN/m²)

A : 基礎の底面積 (m²)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数 (第4-1表参照)

c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎の形状係数 (第4-2表参照)

η : 基礎の寸法効果による補正係数

$$\eta = (B/B_0)^{-1/3} \quad (\text{ただし, } B, B_0 \text{の単位はm, } B_0=1\text{m})$$

i_c, i_γ, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2 \quad (\text{ただし, } \theta > \phi \text{の場合には } i_\gamma = 0)$$

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

θ : 荷重の傾斜角 (°)

$\tan \theta = H/V$ (H: 水平荷重, V: 鉛直荷重) で、かつ

$$\tan \theta \leq \mu \quad (\mu \text{は基礎底面の摩擦係数})$$

B : 基礎幅 (m)

D_f : 根入れ深さ (m)

第4-1表 支持力係数

ϕ	N_c	N_γ	N_q
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

第4-2表 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1.0 + 0.2B/L$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2B/L$	0.3

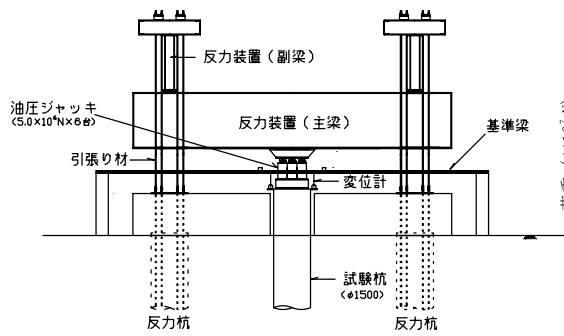
B : 長方形の短辺長さ, L : 長方形の長辺長さ

4.2 杭基礎の許容支持力

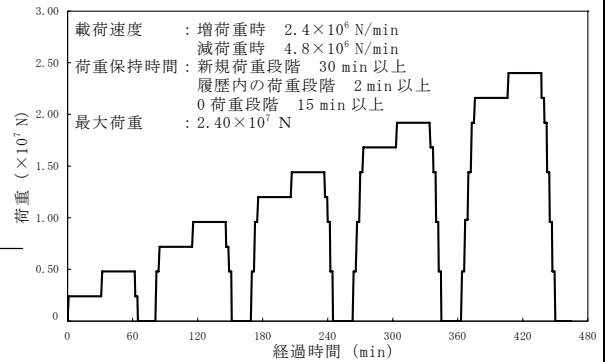
杭の支持力試験を実施している貯蔵建屋については、杭基礎の極限支持力を支持力試験結果から設定する。杭の載荷試験の概要を第4-3図に示す。

① 杭の押し込み試験

載荷試験による評価は地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に準拠する。



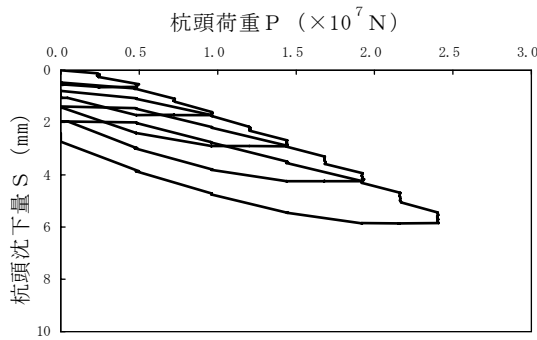
杭の押し込み試験の装置図 (断面図)



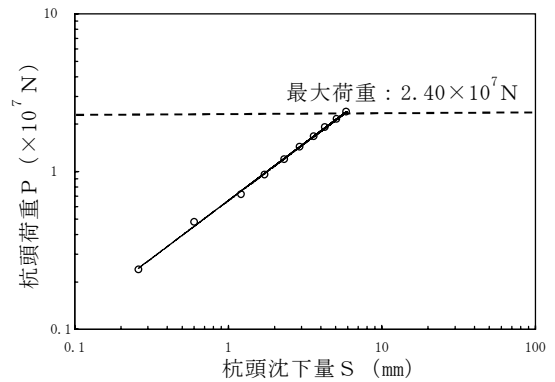
杭の押し込み試験の載荷パターン

② 試験結果

荷重と杭頭沈下量の下図に示す。両対数で描いた荷重—杭頭沈下量曲線上に明瞭な折れ点が現れていないことから、杭及び基礎地盤の支持力は、最大荷重の 2.40×10^7 N で第 1 限界抵抗力に達していないと判断される。



荷重-杭頭沈下曲線



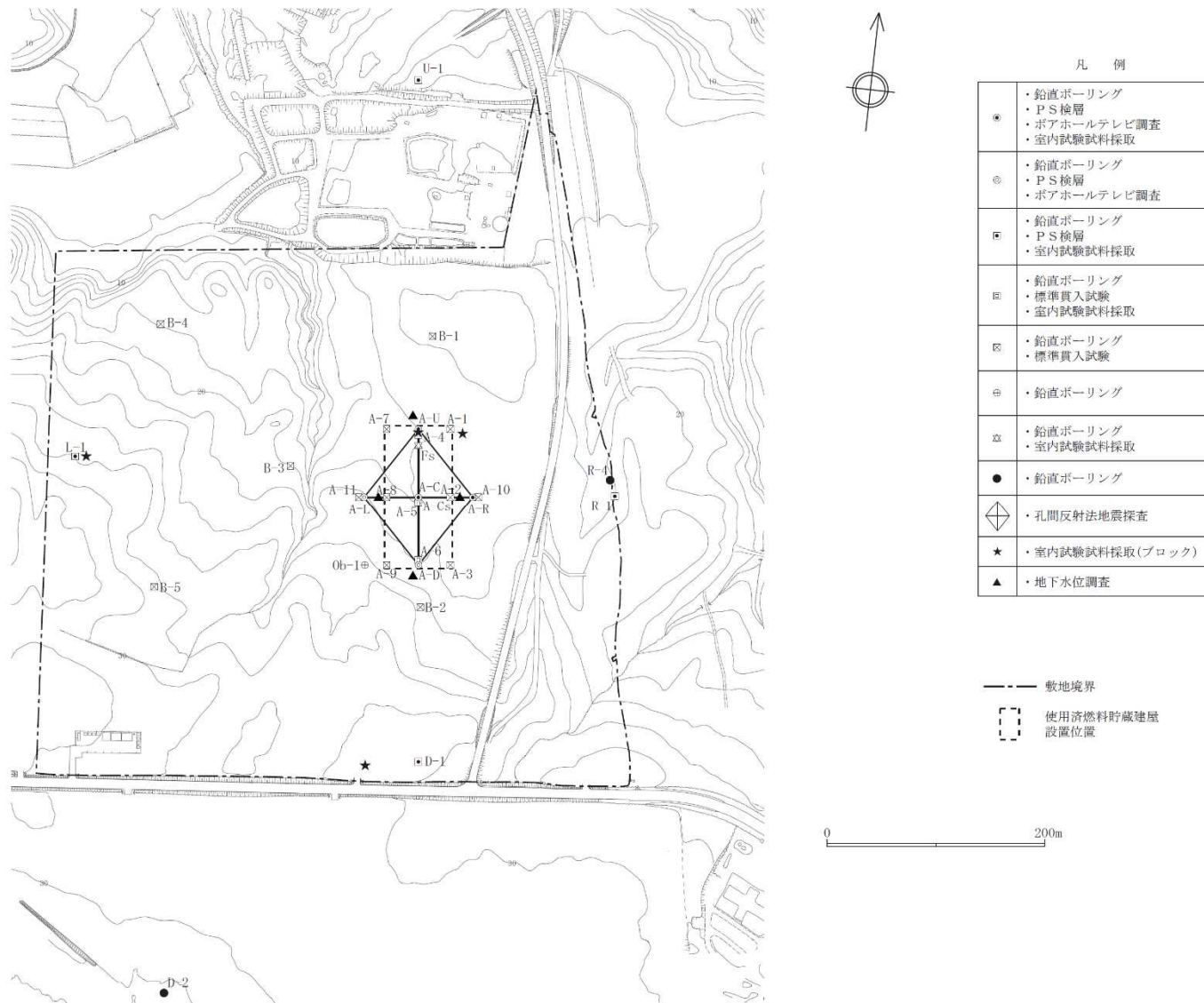
logP-logS 曲線

第 4 - 3 図 杭の載荷試験の概要

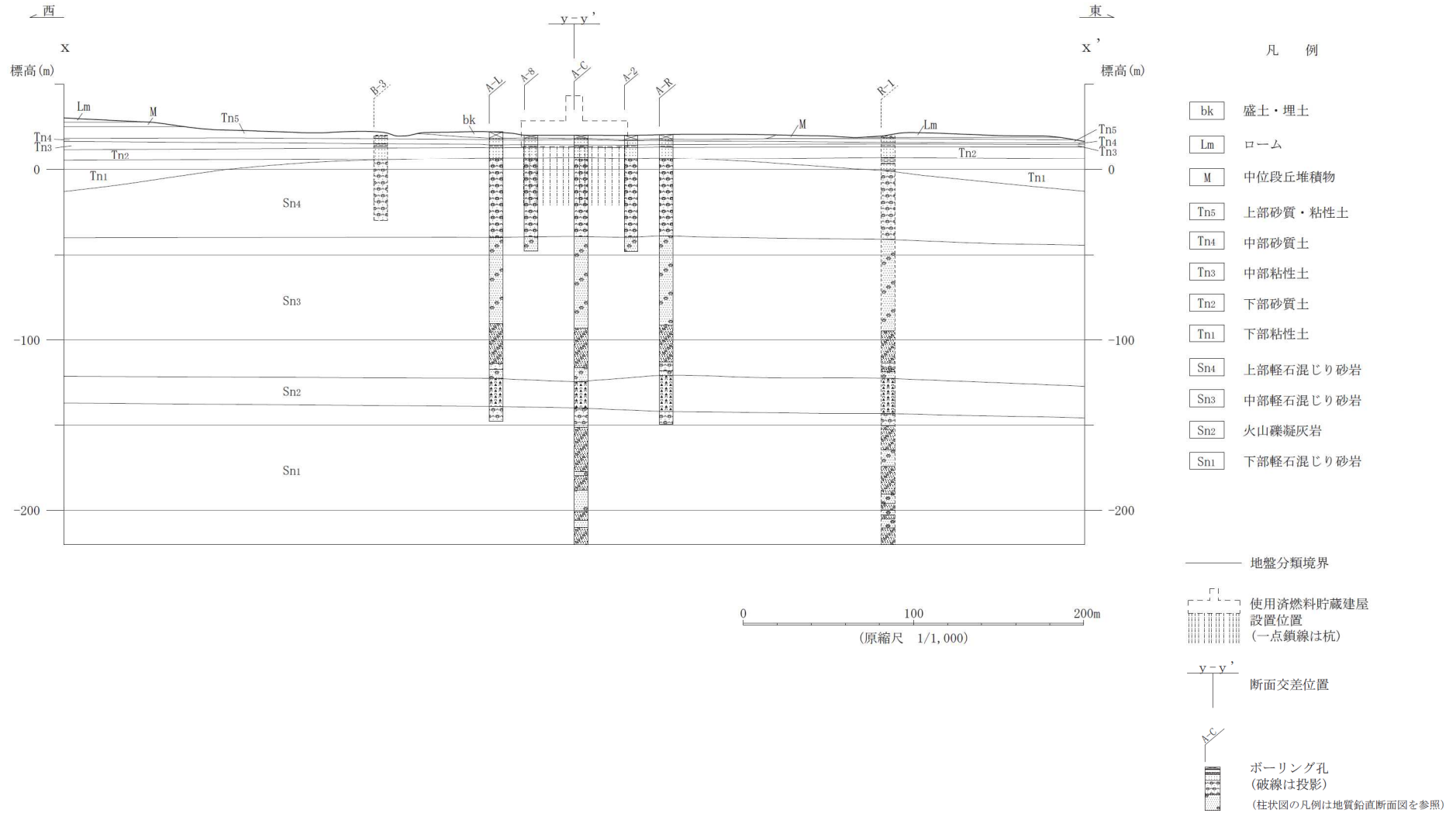
5. 地質断面図 前回申請に同じ

貯蔵建屋の地震応答解析に用いる地質断面図は、評価対象地点近傍のボーリング調査等の結果に基づき、岩盤、堆積物及び埋戻土の分布を設定し作成する。

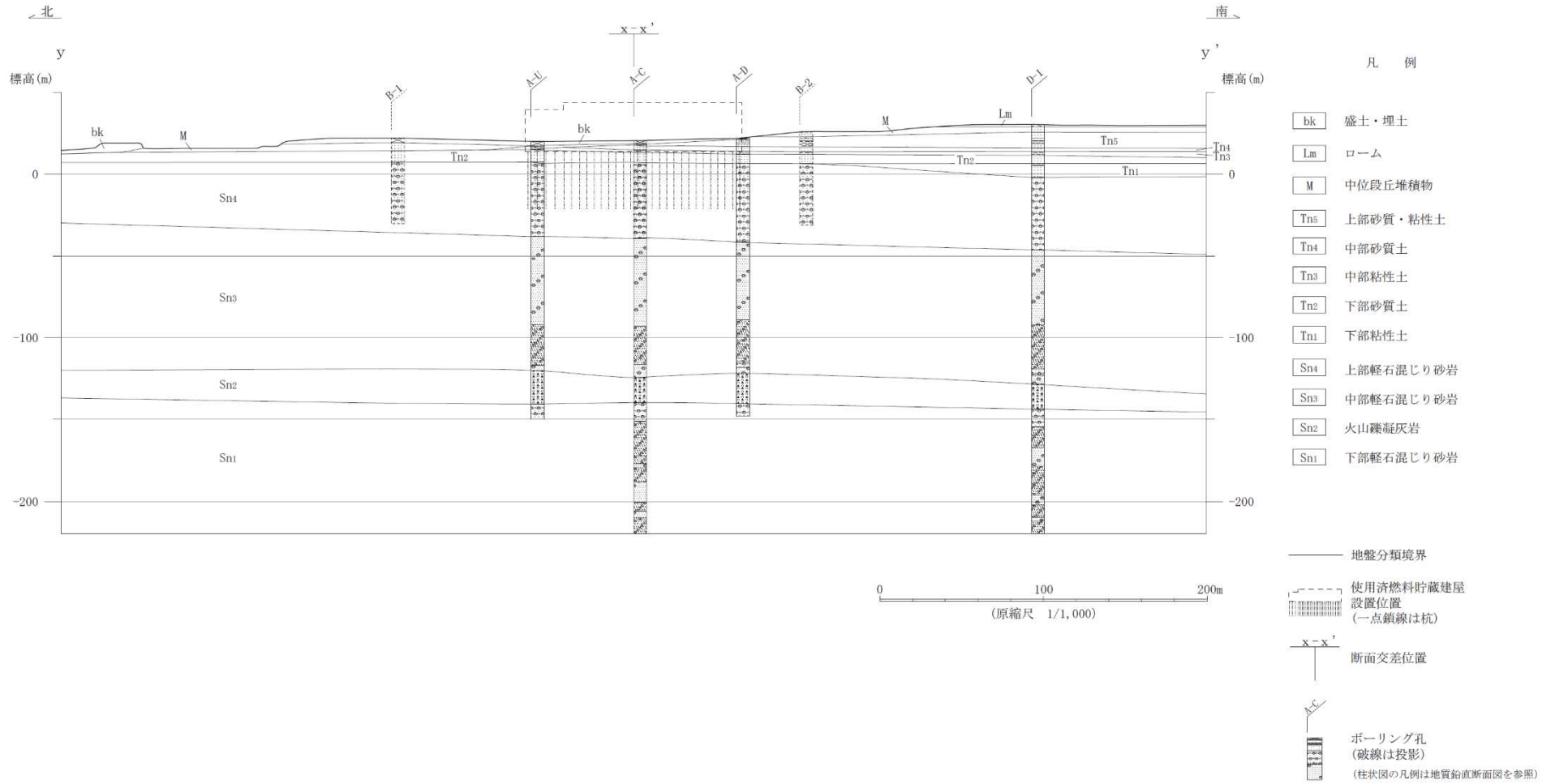
敷地内で実施したボーリング調査位置図を第5-1図に、地質断面図を第5-2図及び第5-3図に示す。



第 5 - 1 図 敷地内で実施したボーリング調査位置図



第5-2図 地質断面図 (東西方向)

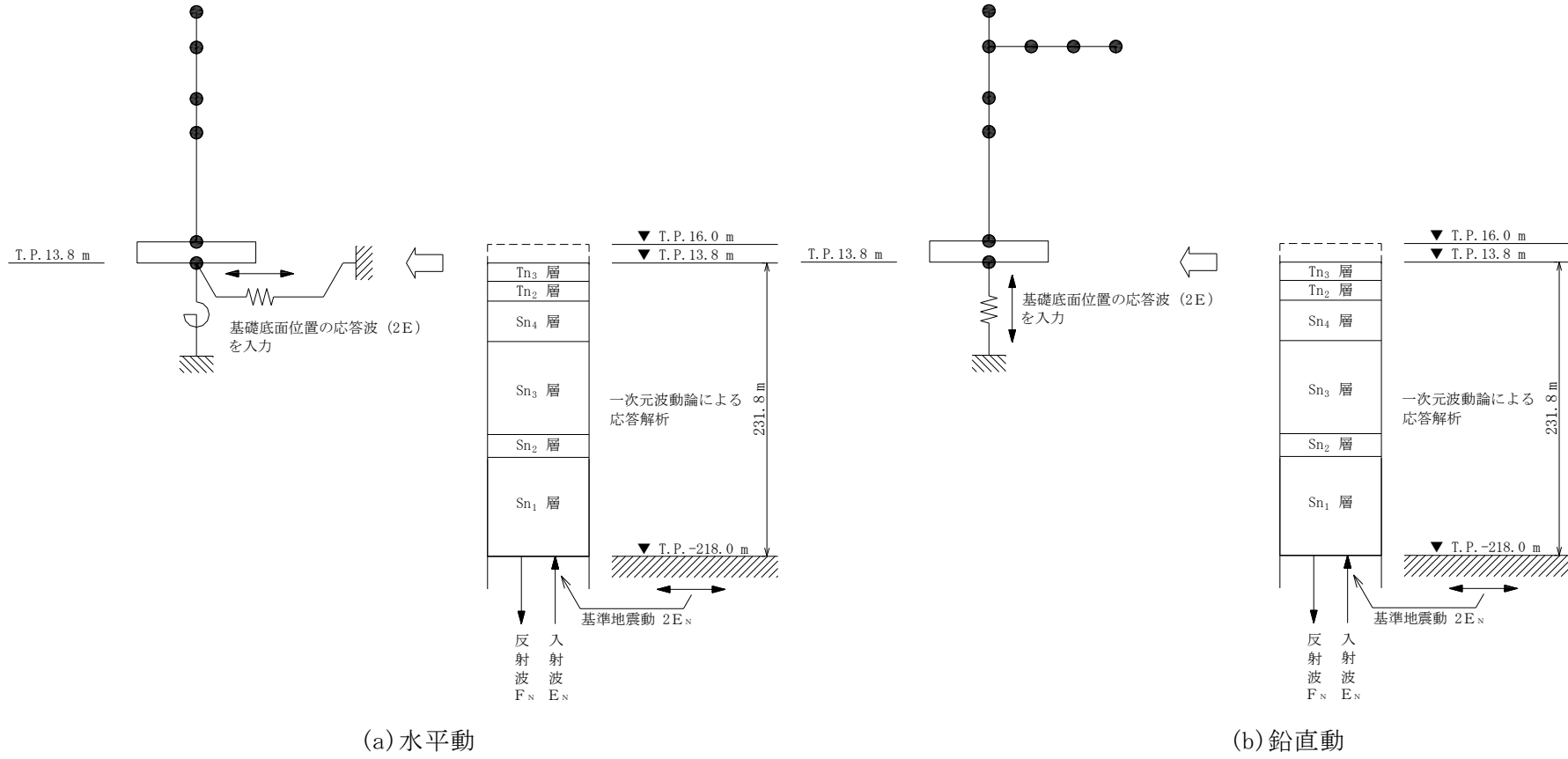


第5-3図 地質断面図(南北方向)

6. 使用済燃料貯蔵建屋の耐震評価における地盤のモデル化

6.1 入力地震動算定に用いる地下構造モデル

入力地震動算定に用いる地下構造モデルについては、解放基盤表面 T.P. -218m から建屋地震応答解析モデル底面位置の地層をモデル化する。入力地震動算定の概念図を第 6-1 図に示す。



第 6 - 1 図 入力地震動算定の概念図

6.2 地震応答解析に用いる地盤の解析モデル

地震応答解析に用いる地盤の解析モデルとして、第5-1図に示すボーリング孔の位置で実施したPS検層の結果を基本として設定する。地盤の解析モデルを第6-1表に示す。

第6-1表 地震応答解析に用いる地盤の解析モデル

標高 T. P. (m)	地層	湿潤 密度 ρ_t (g/cm ³)	初期 せん断 弾性係数 G_0 (N/mm ²)	せん断波 速度*1 V_s (m/s)	粗密波 速度*2 V_p (m/s)	ポアソン 比 ν	せん断剛性の ひずみ依存性 $G/G_0 - \gamma^{*3}$	減衰定数の ひずみ依存性 $h - \gamma^{*3}$ (%)
16.0	Tn ₄	1.59	256	400	1690	0.47	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00147)^{0.632}}$	$\frac{\gamma}{13.0 \cdot \gamma + 0.0122} + 0.0404$
15.0	Tn ₃	1.91	284	390	1620	0.47	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00105)^{0.730}}$	$\frac{\gamma}{14.5 \cdot \gamma + 0.00549} + 0.0252$
13.5	Tn ₂	1.92	376	440	1470	0.45	$\frac{1}{1+(\gamma/0.000819)^{0.814}}$	$\frac{\gamma}{12.3 \cdot \gamma + 0.00287} + 0.0094$
7.0	Sn ₄ *4	1.82	409	470	1570	0.45	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00173)^{0.809}}$	$\frac{\gamma}{11.7 \cdot \gamma + 0.00784} + 0.0237$
-39.5	Sn ₃ *4	1.83	655	600	1830	0.44	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00228)^{0.957}}$	$\frac{\gamma}{5.46 \cdot \gamma + 0.0205} + 0.0177$
-122.0	Sn ₂	2.01	1230	780	2000	0.41	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00180)^{0.801}}$	$\frac{\gamma}{6.45 \cdot \gamma + 0.0236} + 0.0229$
-140.0	Sn ₁	1.77	847	690	1860	0.41	$\frac{1}{1+(\gamma/0.00271)^{0.956}}$	$\frac{\gamma}{6.27 \cdot \gamma + 0.0232} + 0.0118$
-218.0	解放基盤	1.99	1274	800	2020	0.41	—	—

注*1：湿潤密度 ρ および初期せん断弾性係数 G_0 より、 $V_s = \sqrt{G_0/\rho}$ を用いて換算した値。

注*2：湿潤密度 ρ および初期側方拘束変形係数 D_0 より、 $V_p = \sqrt{D_0/\rho}$ を用いて換算した値。

ここで、 $D_0 = K_0 + 4/3G_0$ 、 $K_0 = 2(1 + \nu)/3(1 - 2\nu) \cdot G_0$ とする。

注*3： γ はせん断ひずみ (%) を示す。

注*4：標高依存性のあるデータに関しては、地層ごとに地層の平均標高（層の中央標高）より平均値として設定。

7. 地質・地質構造及び地盤の調査結果の評価

7.1 使用済燃料貯蔵建屋設置位置付近の地質・地質構造

ボーリング調査結果等によると、砂子又層中の鍵層の分布は、東西断面ではほぼ水平であり、南北断面では南方に約 1° ～約 2° 傾斜している。標高約 -120m ～約 -140m に分布する火山礫凝灰岩も鍵層と同様の分布を示している。

孔間反射法地震探査結果によると、ボーリング孔間で連続するほぼ水平な反射面が確認されており、ボーリング調査結果による地質構造と一致している。また、ボアホールテレビ調査においても大きな不連続構造は確認されない。

以上のことから、貯蔵建屋設置位置付近には、基礎地盤の安定性を検討する上で考慮すべき断層は存在しないと判断される。

7.2 使用済燃料貯蔵建屋基礎地盤の安定性

(1) 解析条件

a. 基礎地盤及び貯蔵建屋のモデル化

有限要素法による動的解析では、地質調査結果に基づくとともに、日本電気協会原子力規格委員会（2016）に準拠し、モデル化範囲を設定している。解析対象断面を第7-1図、解析要素分割図を第7-2図に示す。

貯蔵建屋のモデルは、質点系モデルと等価な振動特性の有限要素モデルとし、杭にはビーム要素を用いた。

解析用物性値は、室内試験及び原位置試験から得られた各種物性値に基づき設定した。解析用地下水位は、地表面に設定した。

b. 地震力

動的地震力としては、基準地震動（ S_s-A 及び $S_s-B1\sim S_s-B4$ ）を用い、解放基礎表面である基礎地盤のモデル下端から水平方向及び鉛直方向に同時に入力した。

また、 S_s-A については水平地震動及び鉛直地震動の位相反転、 $S_s-B1\sim S_s-B4$ については水平地震動の位相反転を考慮した場合についても検討した。

(2) 解析手法

a. 支持力に対する検討

支持力については、有限要素法による動的解析により検討した。

動的解析により求まる地震時増分応力と静的解析により求まる常時応力を重ね合わせた地震時応力から、支持力に対する安全性を検討した。

b. すべりに対する検討

すべりについては、有限要素法による動的解析により検討した。

動的解析は、上記a.と同様の手法を用い、地震時増分応力と静的解析により求まる常時応力を重ね合わせた地震時応力から、すべりに対する安全性を検討した。

c. 沈下に対する検討

沈下については、有限要素法による動的解析により検討した。

動的解析では、上記 a. と同様の手法を用い、相対変位及び傾斜に対する安全性を検討した。

(3) 解析結果

a. 支持力に対する安全性

貯蔵建屋基礎地盤の地盤分類、室内試験及び原位置試験の結果を評価して行った動的解析に基づく支持力に対する評価結果を第 7-1 表に示す。基礎地盤の支持力は、地盤の支持力 $4.58\text{N}/\text{mm}^2$ と評価され、地震時の最大接地圧約 $1.37\text{N}/\text{mm}^2$ は支持力を十分に下回る。

以上のことから、貯蔵建屋基礎地盤は、支持力に対し十分な安全性を有している。

b. すべりに対する安全性

想定すべり線におけるすべり安全率を第 7-2 表に示す。貯蔵建屋基礎地盤におけるすべり安全率は 2.1 以上であり、評価基準値 1.5 を上回る。

また、すべり安全率が最小となるケースについて、地盤物性の強度のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差 (σ) 強度）を考慮した場合、すべり安全率は 1.54 であり、評価基準値 1.5 を上回る（第 7-3 表）。

以上のことから、貯蔵建屋基礎地盤は、地震力によるすべりに対し十分な安全性を有している。

c. 沈下に対する安全性

貯蔵建屋基礎の傾斜の評価結果を第 7-4 表に示す。貯蔵建屋基礎の最大相対変位は 0.6cm、傾斜は約 $1/10,000$ であり、貯蔵建屋基礎の傾斜は、基本設計段階の目安値である $1/2,000$ を十分に下回る。

以上のことから、貯蔵建屋基礎地盤は、沈下に対し十分な安全性を有している。

7.3 周辺地盤の変状による重要な安全機能を有する施設への影響評価

貯蔵建屋には隣接する建物及び構造物がないことから、周辺地盤の変状（不等沈下、液状化、ゆすり込み沈下等）による影響を受けるおそれはない。

7.4 地殻変動による基礎地盤の変形の影響

(1) 評価手法

敷地及び敷地近傍には将来活動する可能性のある断層等が存在しないことから、貯蔵建屋付近において地殻の広域的な変形による著しい基礎地盤の傾斜及び撓みが生じることはないが、敷地に最も近い横浜断層を対象として地殻変動による基礎地盤の傾斜及び撓みによる貯蔵建屋の傾斜量を評価した。

検討を行うにあたっては、基準地震動策定の際に用いた断層モデルを用いた。

(2) 評価結果

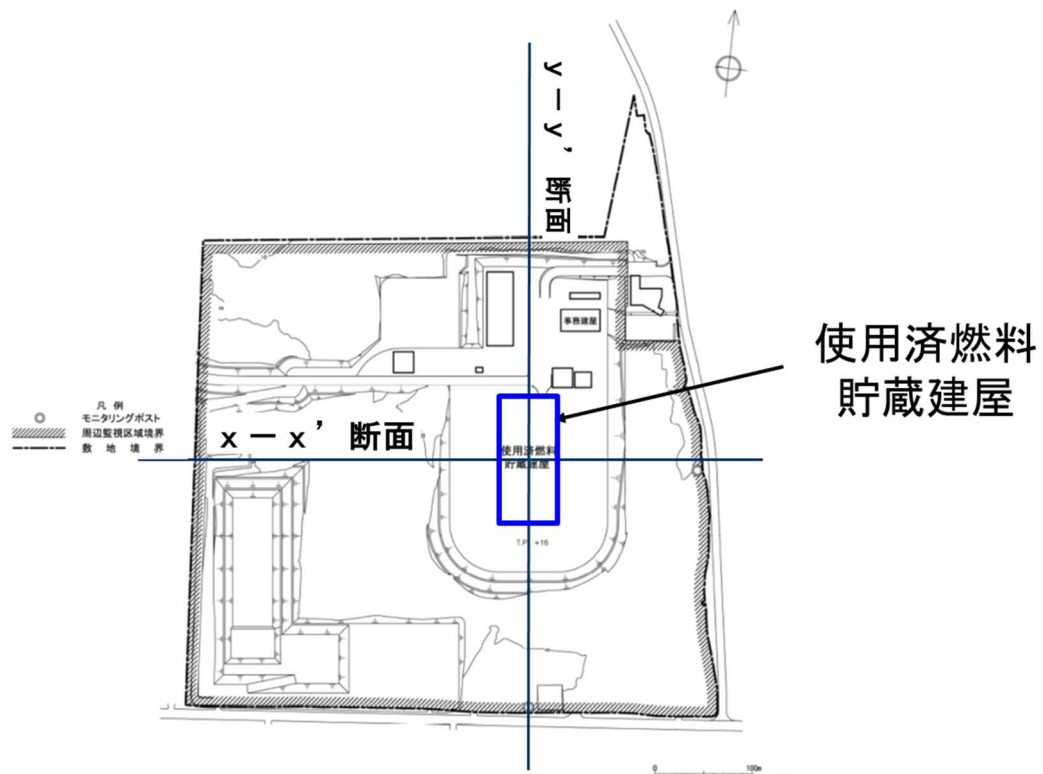
貯蔵建屋の傾斜を第7-5表に示す。

貯蔵建屋基礎の傾斜は最大1/460,000であり、基本設計段階の目安値である1/2,000を十分に下回ることから、建屋及び機器・配管系の安全機能に影響を及ぼすものではない。また、地震動による傾斜との重畳を考慮した場合の貯蔵建屋の傾斜は最大1/12,000であり、基本設計段階の目安値である1/2,000を十分に下回るため、基礎地盤の傾斜及び撓みが施設の安全機能に影響を及ぼすものとはならない。

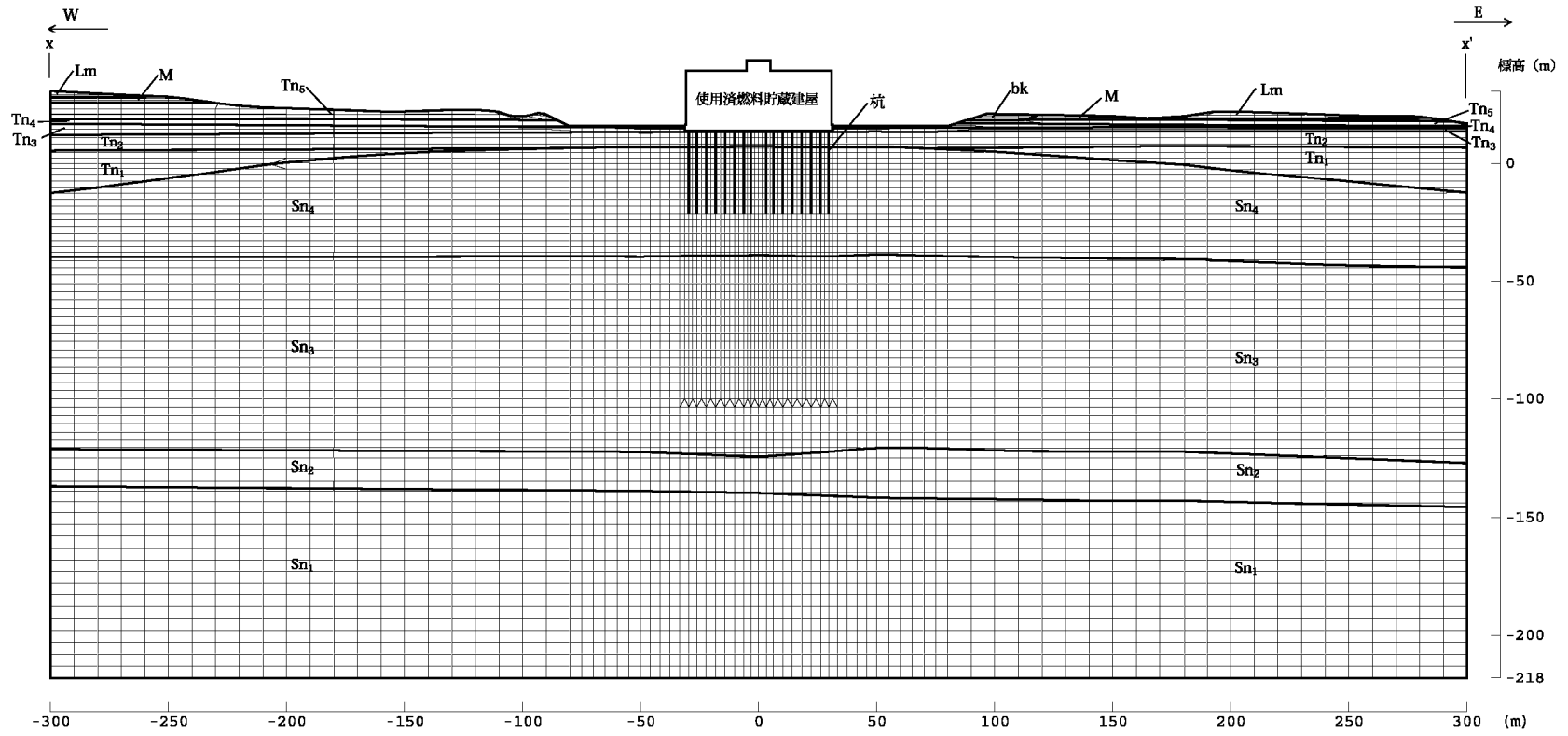
7.5 周辺斜面の安定性評価

貯蔵建屋と周辺斜面の離隔距離に基づき、地震時における安定性評価の対象とすべき斜面の有無を確認した。安定性評価の対象とすべき斜面は、日本電気協会 原子力規格委員会（2016）及び「土砂災害防止法」を参考として、斜面法尻と対象施設の離隔距離が約50m以内または斜面高さの約1.4倍以内の斜面とした。なお、斜面の高さは最大で約13mである。

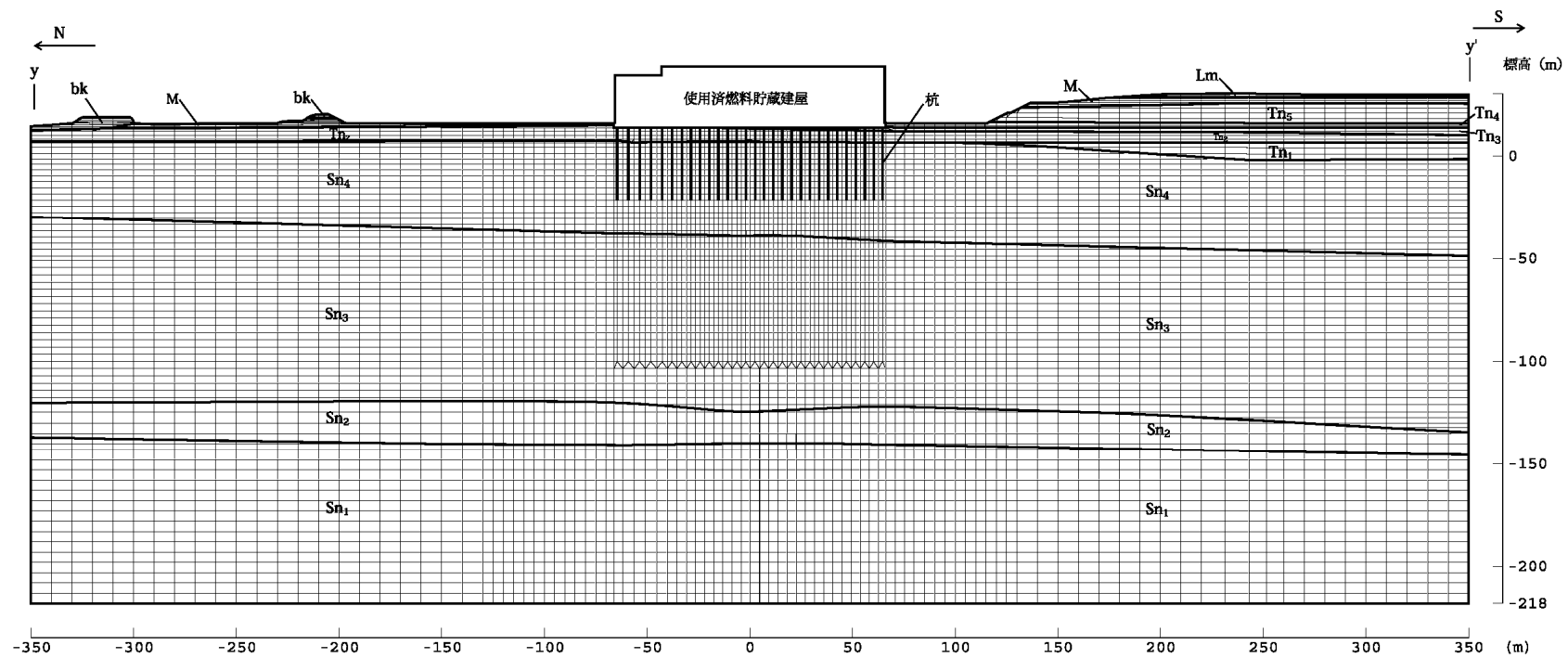
貯蔵建屋は、周辺の斜面の法尻から50mの離隔距離を確保しており、安定性評価の対象とすべき周辺斜面はない。



第7-1図 解析対象断面



第7-2図(1) 解析要素分割図 (x-x'断面)



第 7 - 2 图 (2) 解析要素分割图 (y - y' 断面)

第7-1表 基礎地盤の支持力 評価結果一覧

評価対象	評価基準値 (N/mm ²)	地震時最大接地圧 (N/mm ²)							
		Ss-A	Ss-B1	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2
使用済燃料貯蔵建屋 x-x' 断面	4.58	1.28(-,-) [41.80]	1.08(+,+) [7.73]	1.17(+,+) [17.27]	1.16(-,+) [17.23]	1.10(-,+) [9.51]	1.11(+,+) [9.51]	1.13(-,+) [8.77]	1.15(-,+) [8.76]
使用済燃料貯蔵建屋 y-y' 断面	4.58	1.37 (+,-) [28.41]	1.14(-,+) [7.73]	1.26(+,+) [17.27]	1.26(+,+) [17.23]	1.19(-,+) [9.51]	1.19(+,+) [9.51]	1.23(+,+) [8.77]	1.23(+,+) [8.76]

※ 下線は、地震時最大接地圧の最大値を示す。
 ※ Setに記載の、(+,+)は位相反転なし、(-,+)は水平反転、(+,-)は鉛直反転、(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 ※ []は、発生時刻(秒)を示す。
 ※ Ss-B4は、水平方向のみ定義されており、鉛直動として一関東評価用地震動(鉛直方向)を用いた。

第7-2表 すべり安全率一覧

評価対象	想定すべり線形状の パターン	すべり安全率							
		Ss-A	Ss-B1	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2
使用済燃料貯蔵建屋 x-x' 断面		2.6(-,-) [41.87]	2.5(+,+) [7.98]	8.3(+,+) [14.40]	4.6(+,+) [14.80]	5.5(+,+) [11.25]	4.6(-,+) [11.17]	6.3(+,+) [9.97]	4.2(-,+) [8.63]
使用済燃料貯蔵建屋 y-y' 断面		2.2(+,-) [41.68]	2.1 (-,+) [8.00]	6.4(-,+) [14.40]	3.8(-,+) [14.78]	4.3(+,+) [11.28]	3.6(+,+) [11.17]	5.0(-,+) [9.98]	3.6(+,+) [8.63]

※ 下線は、すべり安全率の最小値を示す。
 ※ Setに記載の、(+,+)は位相反転なし、(-,+)は水平反転、(+,-)は鉛直反転、(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 ※ []は、発生時刻(秒)を示す。
 ※ すべり安全率の算定には、安全側に盛土・埋土(bk)、ローム層(Ln)、中位段丘堆積物(M)の強度は無視する。
 ※ Ss-B4は、水平方向のみ定義されており、鉛直動として一関東評価用地震動(鉛直方向)を用いた。

第7-3表 すべり安全率一覧

評価対象断面 及び地震動	想定すべり線形状の パターン	すべり安全率 〔平均強度〕	すべり安全率 〔平均-1σ強度〕
y-y' 断面 【Ss-B1(-,+)*1】		2.1 [8.00] *2	1.5*3 [8.01] *2

※1 基準地震動Ss-B1の(-,+)は、水平反転を示す。
 ※2 []は、発生時刻(秒)を示す。
 ※3 すべり安全率1.54の小數第二位を切り捨てて表記

第7-4表 基礎底面の傾斜 評価結果一覧

評価対象	上段：最大相対変位 (cm)， 下段：最大傾斜							
	Ss-A	Ss-B1	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2
使用済燃料 貯蔵建屋 x-x' 断面	0.5(+,+) (41.95)	0.6(-,+) (8.02)	0.2(+,+) (15.23)	0.2(-,+) (15.17)	0.2(-,+) (11.27)	0.3(+,+) (8.48)	0.2(-,+) (8.65)	0.3(+,+) (8.72)
	1/13,000	1/10,000	1/27,000	1/36,000	1/31,000	1/24,000	1/29,000	1/19,000
使用済燃料 貯蔵建屋 y-y' 断面	0.6(+,+) (42.01)	0.4(-,+) (8.11)	0.2(-,+) (15.96)	0.2(+,+) (18.51)	0.2(+,+) (9.48)	0.3(-,+) (8.81)	0.2(-,+) (10.10)	0.3(+,+) (8.72)
	1/22,000	1/36,000	1/65,000	1/60,000	1/74,000	1/49,000	1/56,000	1/43,000

※ 下線は、最大傾斜の最大値を示す。

※ Ssに記載の、(+,+)は位相反転なし、(-,+)は水平反転、(+,-)は鉛直反転、(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

※ [] は、発生時刻 (秒) を示す。

※ Ss-B4は、水平方向のみ定義されており、鉛直動として一関東評価用地震動 (鉛直方向) を用いた。

第7-5表 くいちがい弾性論に基づく解析 建屋傾斜

ケース	①地震動による最大傾斜	②地殻変動による最大傾斜	①+② ^{※2}
・基本震源モデル ・応力降下量の不確かさを考慮したケース	1/13,000	1/610,000	1/12,000
・断層傾斜角の不確かさを考慮したケース	1/13,000	1/460,000^{※1}	1/12,000

※1 下線は、地殻変動による最大傾斜の最大値を示す。

※2 分母は、千の単位で切り捨てて表記

添付 5-1-3 波及的影響に係る基本方針

目次*

1. 概要	1
2. 基本方針	2
3. 波及的影響を考慮した施設の設計方針	3
3.1 波及的影響を考慮した施設の設計の観点	3
3.2 不等沈下又は相対変位の観点による設計	3
3.3 接続部の観点による設計	4
3.4 損傷、転倒及び落下等の観点による建屋内施設の設計	4
3.5 損傷、転倒及び落下等の観点による建屋外施設の設計	5
4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針	6
4.1 耐震評価方針	6
4.2 評価部位	7
4.3 設計用地震動又は地震力	7
4.4 荷重の種類及び荷重の組合せ	7
4.5 許容限界	7
4.5.1 機器・配管系	7
5. 工事段階における下位クラス施設の調査・検討	9

*：令和3年8月20日付け原規規発第2108202号にて変更認可され、今回申請で変更がない事項については、当該事項を記載した章、節又は項等の表題に前回申請に同じと記載する。

1. 概要 前回申請と同じ

本資料は、「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」の「3.3 波及的影響に対する考慮」に基づき、基本的安全機能を確保する上で必要な施設及びその他の安全機能を有する施設の耐震設計を行うに際して、波及的影響を考慮した設計の基本的な考え方を説明するものである。

2. 基本方針 前回申請に同じ

基本的安全機能を確保する上で必要な施設のうち耐震設計上の重要度分類のSクラスに属する施設である金属キャスク及びBクラスに属する施設のうち基本的安全機能の遮蔽機能及び除熱機能の一部を担っている使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）は、下位クラス施設の波及的影響によって、その基本的安全機能を損なわないように設計する。

なお、基本的安全機能を確保する上で必要な施設のうち、受入れ区域天井クレーン及び搬送台車は基本的安全機能を有していない。

また、受入れ区域天井クレーン及び搬送台車は金属キャスクを搬送する設備であることから金属キャスクへの波及的影響を考慮する設備として整理する。

3. 波及的影響を考慮した施設の設計方針 前回申請に同じ

3.1 波及的影響を考慮した施設の設計の観点

金属キャスク及び貯蔵建屋の設計においては、「使用済燃料貯蔵施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈別記2」（以下「別記2」という。）に記載の以下の4つの観点で実施する。

- ① 設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響
- ② 基本的安全機能を確保する上で必要な施設とその他の安全機能を有する施設との接続部における相互影響
- ③ 貯蔵建屋内におけるその他の安全機能を有する施設の損傷、転倒及び落下等による基本的安全機能を確保する上で必要な施設への影響
- ④ 貯蔵建屋外におけるその他の安全機能を有する施設の損傷、転倒及び落下等による基本的安全機能を確保する上で必要な施設への影響

以上の①～④の具体的な設計方法を以下に示す。

3.2 不等沈下又は相対変位の観点による設計

貯蔵建屋を対象に、別記2①「設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響」の観点で、貯蔵建屋の基本的安全機能を損なわないよう下位クラス施設を設計する。

(1) 地盤の不等沈下による影響

下位クラスの施設が設置される地盤の不等沈下により、貯蔵建屋の基本的安全機能を損なわないよう、以下の通り設計する。

離隔による防護を講じて設計する場合には、下位クラス施設の不等沈下を想定しても貯蔵建屋に衝突しない程度に十分な距離をとって配置するか、下位クラス施設と貯蔵建屋の間に波及的影響を防止するために、衝突に対する強度を有する障壁を設置する。

下位クラス施設と貯蔵建屋への波及的影響を及ぼす可能性がある位置に設置する場合には、不等沈下を起こさない十分な支持性能をもつ地盤に下位クラスを設置する。

下位クラス施設を貯蔵建屋に要求される支持性能が十分でない地盤に設置する場合は、下位クラス施設が設置される地盤の不等沈下を想定し、貯蔵建屋の基本的安全機能を保持する設計とする。

上記の方針で設計しない場合は、下位クラス施設が設置される地盤の不等沈下を想定し、貯蔵建屋の基本的安全機能を保持するよう設計する。

以上の設計方針のうち、不等沈下を想定し、貯蔵建屋の基本的安全機能を保持するよう設計する下位クラス施設を「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」に、その設計方針を「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に示す。

(2) 建屋間の相対変位による影響

下位クラス施設と貯蔵建屋との相対変位により、貯蔵建屋の基本的安全機能を損なわないよう、以下の通り設計する。

離隔による防護を講じて設計する場合には、下位クラス施設と貯蔵建屋との相対変位を想定しても、下位クラス施設が貯蔵建屋に衝突しない程度に十分な距離をとって配置するか、下位クラス施設との間に波及的影響を防止するために、衝突に対する強度を有する障壁を設置する。下位クラス施設と貯蔵建屋との相対変位により、下位クラス施設が貯蔵建屋に衝突する位置にある場合には、衝突部分の接触状況の確認、建屋全体評価又は局部評価を実施し、衝突に伴い、貯蔵建屋について、基本的安全機能が損なわれるおそれのないよう設計する。

以上の設計方針のうち、建屋全体評価又は局部評価を実施して設計する下位クラス施設を「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」に、その設計方針を「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に示す。

3.3 接続部の観点による設計

金属キャスク及び貯蔵建屋を対象に別記 2 ②「基本的安全機能を確保する上で必要な施設とその他の安全機能を有する施設との接続部における相互影響」の観点で、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を損なわないよう下位クラスを設計する。

金属キャスク及び貯蔵建屋と下位クラス施設との接続部は、原則として下位クラス施設の損傷により、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を損なうおそれがないよう設計とする。

金属キャスク及び貯蔵建屋と接続する下位クラス施設の損傷により、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を損なうおそれがある場合には、接続部以降の下位クラスについて、金属キャスク及び貯蔵建屋の設計に用いる地震動又は地震力に対して、構造強度等を確保するように設計する。

以上の設計方針のうち、金属キャスク及び貯蔵建屋と接続する下位クラス施設を「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」に、その設計方針を「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に示す。

3.4 損傷、転倒及び落下等の観点による建屋内施設の設計

金属キャスク及び貯蔵建屋を対象に別記 2 ③「建屋内における下位のクラスの施設の損傷、転倒及び落下等による耐震重要施設への影響」の観点で、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を損なわないよう下位クラス施設を設計する。

離隔による防護を講じて設計する場合には、下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定しても金属キャスク及び貯蔵建屋に衝突しない程度に十分な距離をとって配置するか、下位クラス施設と金属キャスク及び貯蔵建屋の間に波及的影響を防止するために衝突に対する強度を有する障壁を設置する。下位クラス施設を金属キャスク及び貯蔵建屋への波及的影響を及ぼす可能性がある位置に配置する場合には、下位クラス施設が金属キャスク及び貯蔵建屋の設計に用いる地震動又は地震力に対して、下位ク

ラス施設が損傷、転倒及び落下等に至らないよう構造強度設計を行う。

上記の方針で設計しない場合は、下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定し、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を保持するよう設計する。

以上の設計方針のうち、構造強度設計を行う、又は下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定し、金属キャスク及び貯蔵建屋の基本的安全機能を保持するよう設計する下位クラス施設を「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」に、その設計方針を「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に示す。

3.5 損傷、転倒及び落下等の観点による建屋外施設の設計

金属キャスクを対象に別記 2④「建屋外における下位のクラスの施設の損傷、転倒及び落下等による耐震重要施設への影響」の観点で、金属キャスクの基本的安全機能を損なわないよう下位クラス施設を設計する。

離隔による防護を講じて設計する場合には、下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定しても金属キャスクに衝突しない程度に十分な距離をとって配置するか、下位クラス施設と金属キャスクの間に波及的影響を防止するために衝突に対する強度を有する障壁を設置する。下位クラス施設を金属キャスクへの波及的影響を及ぼす可能性がある位置に配置する場合には、下位クラス施設が金属キャスクの設計に用いる地震動又は地震力に対して、下位クラス施設が損傷、転倒及び落下等に至らないよう構造強度設計を行う。

上記の方針で設計しない場合は、下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定し、金属キャスクの基本的安全機能を保持するよう設計する。

以上の設計方針のうち、構造強度設計を行う、又は下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等を想定し、金属キャスクの基本的安全機能を保持するよう設計する下位クラス施設を「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」に、その設計方針を「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に示す。

4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針

「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」にて選定した施設の耐震設計方針を以下に示す。

選定した設備のうち、貯蔵建屋、受入れ区域天井クレーン及び搬送台車については、「別添 I 1.5.2 耐震設計 (1) 耐震設計の基本方針」において B クラスの設計とし、かつ、基準地震動 S_s による地震力に対して、基本的安全機能を損なわない設計としている。

貯蔵建屋は、基本的安全機能の遮蔽機能及び除熱機能の一部を担っていること及び金属キャスクの間接支持構造物であることから、基準地震動 S_s による地震力に対して、基本的安全機能を損なわない設計とし、受入れ区域天井クレーンは、金属キャスクの落下、転倒、衝突を防止する機能を有しているため、基準地震動 S_s による地震力に対して、受入れ区域天井クレーンが落下しないことで基本的安全機能を損なわない設計とする。

また、搬送台車は、金属キャスクの転倒、衝突を防止する機能を有しているため、金属キャスクの取扱い中は基準地震動 S_s による地震力に対して搬送台車が転倒しないことで基本的安全機能を損なわない設計とする。

そのため、貯蔵建屋、受入れ区域天井クレーン及び搬送台車については、波及的影響の設計対象設備となるが、基準地震動 S_s による地震力に対して、基本的安全機能を損なわない設計としていることから波及的影響の評価対象から除く。

なお、「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」にて選定した施設の波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設は、金属キャスクのみである。

4.1 評価方針

(1) 検査架台

検査架台は、上位クラス施設である金属キャスクの検査の際に側面に設置している。金属キャスクの搬送中は、金属キャスク（貯蔵架台）と床面との固縛がされていないため金属キャスクのロッキング振動により金属キャスクと検査架台の衝突が考えられる。このため金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力により、金属キャスクの基本的安全機能への影響を考慮し、金属キャスクの衝突部位を選定し評価を実施する。

(2) 防火用シャッター

防火用シャッターは、上位クラス施設である金属キャスクの移動の際に上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力により、防火用シャッターが落下した際の金属キャスクの基本的安全機能への影響を考慮し、金属キャスクの衝突部位を選定し評価を実施する。

(3) 中性子線エリアモニタ

中性子線エリアモニタは、上位クラス施設である金属キャスクの移動の際に上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力により、中性子線エリアモニタが落下した際の金属キャスクの基本的安全機能への影響を考慮し、金属キャスクの衝突部位を選定し評価を実施する。

4.2 評価部位

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の評価対象部位は、評価対象下位クラスの損傷、転倒及び落下等を防止するよう、主要構造部材、支持部及び固定部等を対象とするとともに、対象設備の構造及び波及的影響の観点を考慮し、JEAG4601を含む工事計画での実績を参照した上で、耐震評価上厳しい箇所を選定する。

また、下位クラス施設の落下、転倒を想定して設計する施設については、上位クラス施設の機能に影響がないよう上位クラスの衝突部位を選定する。

4.3 設計用地震動又は地震力

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設耐震設計においては、上位クラス施設の設計に用いる地震動又は地震力を適用する。

各施設の設計に適用する地震動又は地震力は、「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」の「4.3 設計用地震力」に示す。

4.4 荷重の種類及び荷重の組合せ

波及的影響の防止を目的とした設計において用いる荷重の種類及び荷重の組合せについては、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ耐震設計上考慮する状態において下位クラス施設に発生する荷重を組み合わせる。

また、落下、転倒を想定し、上位クラス施設の機能に影響がない設計とする場合は、落下、転倒に伴い発生する荷重を組み合わせる。

各施設の設計に適用する荷重の種類及び組合せは、「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」の「5.2 荷重の種類」及び「5.3 荷重の組合せ」に示す。

4.5 許容限界

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の評価に用いる許容限界設定の考え方を、以下に示す。

4.5.1 機器・配管系

機器・配管系について、施設の構造を保つことで、下位クラス施設の接続部における相互影響及び損傷、転倒及び落下等を防止する場合は、許容限界として、評価部位に塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が小さなレベルに留まって破断延性限界に

十分な余裕を有していることに相当する許容限界を設定する。

また、落下、転倒を想定する場合は、下位クラスの施設の落下、転倒に伴い発生する荷重により、上位クラス施設の評価部位に塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が小さなレベルに留まって破断延性限界に十分な余裕を有していること、また転倒した下位クラス施設と上位クラス施設との距離を許容限界として設定する。

5. 工事段階における下位クラス施設の調査・検討 前回申請に同じ

工事段階においても、金属キャスク及び貯蔵建屋の設計段階の際に検討した配置・補強等が設計どおり施されていることを、敷地全体を俯瞰した調査・検討を行うことで確認する。また、仮置資材等、現場の配置状況等の確認を必要とする下位クラス施設についても合わせて確認する。

工事段階における検討は、別記2の4つの観点のうち、③及び④の観点、すなわち下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等による影響について、プラントウォークダウンにより実施する。

確認事項としては、設計段階において検討した離隔による防護の観点で行う。すなわち、施設の損傷、転倒及び落下等を想定した場合に金属キャスク及び貯蔵建屋に衝突するおそれのある範囲内に下位クラス施設がないこと、又は間に衝撃に耐えうる障壁、干渉物等が設置されていること、仮置資材等については固縛など、転倒及び落下を防止する措置が適切に講じられていることを確認する。

ただし、仮置資材等の下位クラス施設自体が、明らかに影響を及ぼさない程度の大きさ、重量等の場合は対象としない。

以上を踏まえて、損傷、転倒及び落下等により、金属キャスク及び貯蔵建屋に波及的影響を及ぼす可能性がある下位クラス施設が抽出されれば、必要に応じて、上記の確認事項と同じ観点で対策・検討したり、固縛等の転倒・落下防止措置等を講じたりすることで対策・検討を行う。すなわち、下位クラス施設の配置を変更したり、間に緩衝物等を設置したり、固縛等の転倒・落下防止措置等を講じたりすることで対策・検討を行う。

添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定

目次*

1. 概要	1
2. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設	2
2.1 不等沈下又は相対変位の観点	2
2.2 接続部の観点	2
2.3 建屋内施設の損傷，転倒及び落下等の観点	2
2.4 建屋外施設の損傷，転倒及び落下等の観点	3
3. 今回申請設備について	前回申請

*：令和3年8月20日付け原規発第2108202号にて変更認可され，今回申請に関係しない事項については，目次において「前回申請」と記載し，本申請では記載しない。
また，同様に認可され，今回申請で変更がない事項については，当該事項を記載した章，節又は項等の表題に「前回申請に同じ」と記載する。

図表目次

第2-1表 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設（損傷、転倒及び落下等）・・・ 3

1. 概要 前回申請と同じ

本資料は、「添付 5-1-3 波及的影響に係る基本方針」の「3. 波及的影響を考慮した施設の設計」に基づき、選定した設備を説明するものである。

2. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設 前回申請に同じ

「添付 5-1-3 波及的影響に係る基本方針」の「3. 波及的影響を考慮した施設の設計」に基づき、構造強度等を確保するように設計するものとして選定した下位クラス施設を以下に示す。

2.1 不等沈下又は相対変位の観点

(1) 地盤の不等沈下による影響

使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）に隣接する下位クラス施設はなく、貯蔵建屋から一番近い位置に設置する建物である出入管理建屋についても離隔距離が十分であり不等沈下による衝突影響の観点で波及的影響を及ぼすおそれはない。このため地盤の不等沈下による波及的影響を及ぼすおそれがある施設はない。

(2) 建屋間の相対変位による影響

貯蔵建屋に隣接する下位クラス施設の設置はないため、建屋間の相対変位による影響による波及的影響を及ぼすおそれがある施設はない。

2.2 接続部の観点

金属キャスク及び貯蔵建屋と接続する下位クラス施設については、下位クラス施設の損傷により金属キャスク及び貯蔵建屋に影響を及ぼさない設計としていることから、接続部の観点で波及的影響を及ぼすおそれがある施設はない。

2.3 建屋内施設の損傷、転倒及び落下等の観点

(1) 貯蔵建屋

下位クラス施設である貯蔵建屋は、金属キャスクの受入れ作業、払い出し作業及び貯蔵保管を行う施設であることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う損傷により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

(2) 受入れ区域天井クレーン

下位クラス施設である受入れ区域天井クレーンは、金属キャスクの上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

(3) 搬送台車

下位クラス施設である搬送台車は、金属キャスクの搬送に使用していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により、金属キャスクの波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

(4) 検査架台

下位クラス施設である検査架台は、金属キャスクの検査の際に側面に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により、金

属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

(5) 防火シャッター

下位クラス施設である防火シャッターは、金属キャスクの搬送の際に上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

(6) 中性子線エリアモニタ

下位クラス施設である中性子線エリアモニタは、金属キャスクの搬送の際に上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため波及的影響の設計対象とした。

ここで選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の損傷、転倒及び落下等により波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設を第2-1表に示す。

第2-1表 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設（損傷、転倒及び落下等）

波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設	波及的影響の設計対象とする下位クラス施設
金属キャスク	貯蔵建屋
	受入れ区域天井クレーン
	搬送台車
	検査架台
	防火シャッター
	中性子線エリアモニタ

2.4 建屋外施設の損傷、転倒及び落下等の観点

貯蔵建屋に隣接する下位クラス施設の設置はなく、金属キャスクの受入れ作業、払い出し作業の際のルートについても波及的影響を及ぼすおそれのある隣接する下位クラスはないため、建屋外の施設の損傷、転倒及び落下等による影響による波及的影響を及ぼすおそれがある施設はない。

3. 今回申請設備について 前回申請

添付 5-1-4 地震応答解析の基本方針

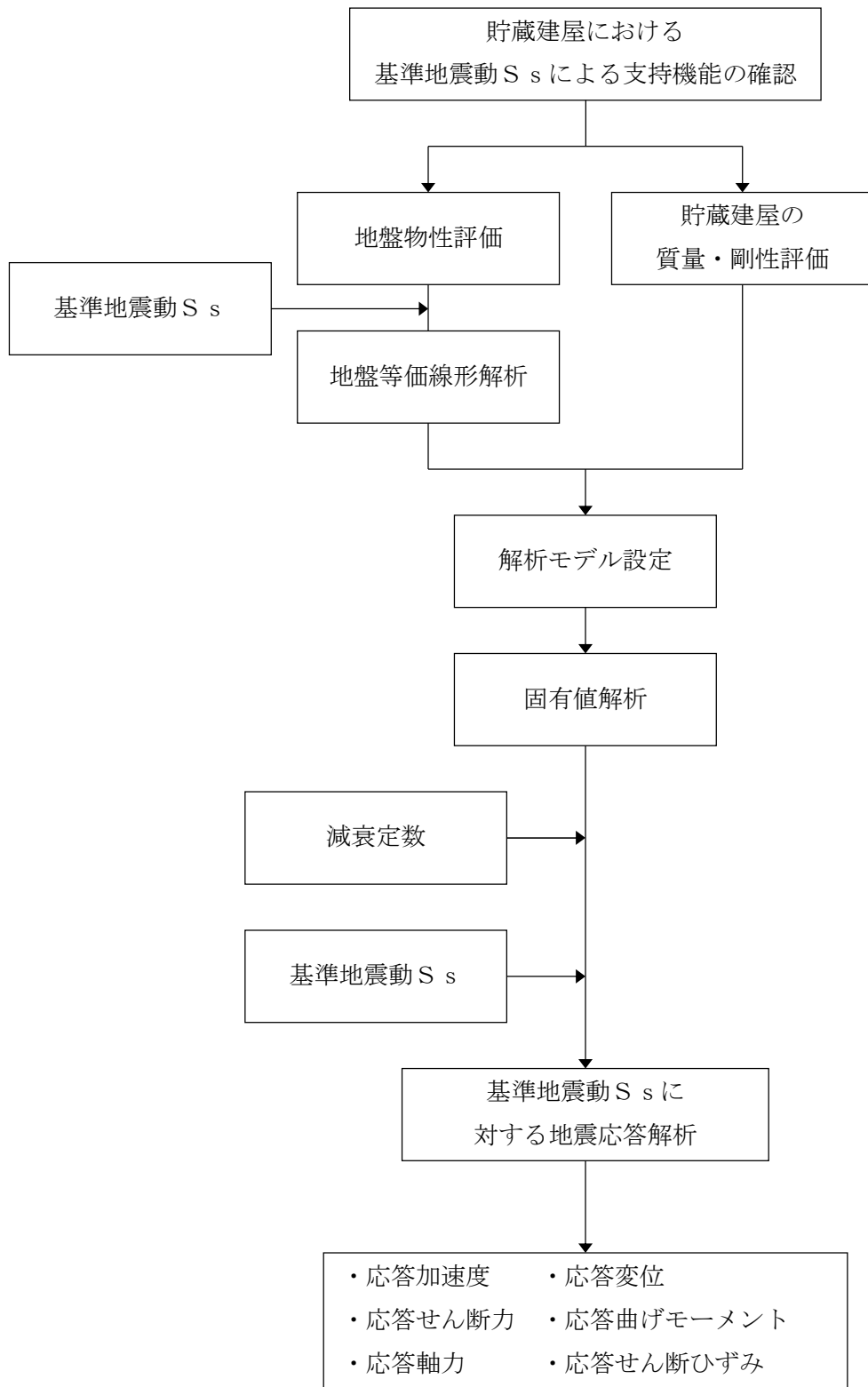
目 次

1. 概要	1
2. 地震応答解析の方針	4
2.1 貯蔵建屋	4
2.2 機器系	6
3. 設計用減衰定数	7

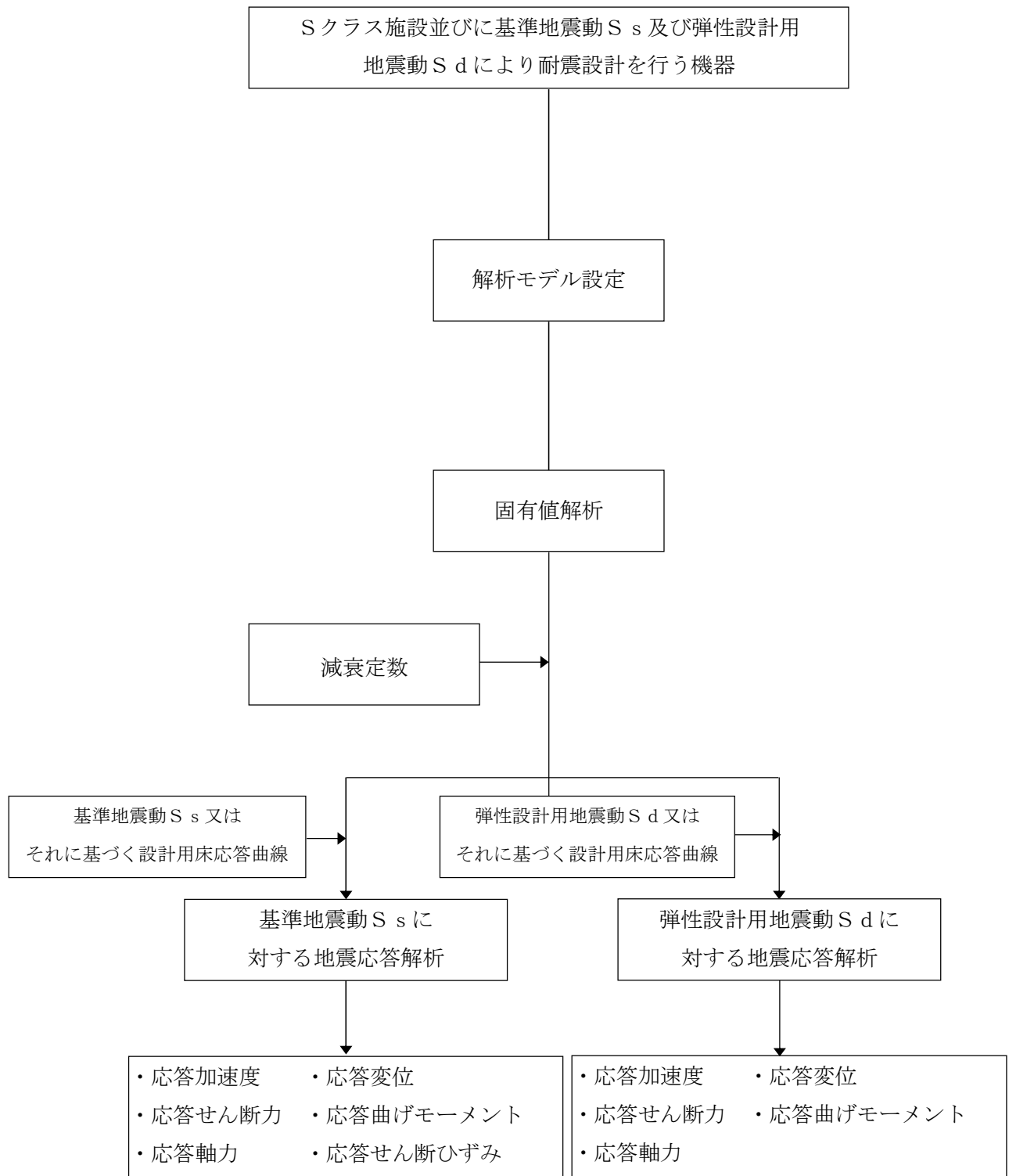
1. 概要

本資料は、添付書類「5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」のうち「4.3 設計用地震力」に基づき、使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）及び機器の耐震設計を行う際の地震応答解析の基本方針を説明するものである。

第1-1図及び第1-2図に貯蔵建屋及び機器の地震応答解析の手順をそれぞれ示す。



第 1 - 1 図 貯蔵建屋の地震応答解析の手順



第 1 - 2 図 機器の地震応答解析の手順

2. 地震応答解析の方針

2.1 貯蔵建屋

(1) 入力地震動

解放基盤表面は、地盤調査の結果から、S波速度が0.7km/s以上であるT.P.-218mとしている。

貯蔵建屋の地震応答解析における入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を基に、地盤条件を適切に考慮した上で、1次元波動論により、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定する。

地盤条件を考慮する場合には、地盤の地震応答解析から得られるひずみに応じた剛性及び減衰を考慮する。

(2) 解析方法及び解析モデル

地震応答解析による地震力の算定に当たっては、地震応答解析手法の適用性を考慮の上、適切な解析法を選定するとともに、適切な解析条件を設定する。また、貯蔵建屋の地震応答解析及び床応答曲線の策定は時刻歴応答解析法による。

貯蔵建屋の地震応答解析に当たっては、貯蔵建屋の剛性はそれらの形状、構造特性等を考慮して評価し、集中質点系等に置換した解析モデルを設定する。

地震応答解析には、貯蔵建屋と杭及び地盤との相互作用を考慮するものとし、解析モデルの地盤のばね定数は、杭及び基礎版の平面形状、地盤の剛性等を考慮して定める。

地盤－杭－建物連成系の減衰定数は、振動エネルギーの地下逸散及び地盤の地震応答におけるひずみレベルを考慮して定める。

地震応答解析において、主要構造要素がある程度以上弾性範囲を超える場合には、該当する建物部分の構造特性に応じて、その弾塑性挙動を適切に模擬した復元力特性を考慮した地震応答解析を行う。

また、Sクラスの施設を支持する貯蔵建屋の支持機能を検討するための地震応答解析において、貯蔵建屋の主要構造要素がある程度以上弾性範囲を超える場合には、その弾塑性挙動を適切に模擬した復元力特性を考慮した地震応答解析を行う。

地震応答解析に用いる材料定数については、材料物性のばらつきを適切に考慮する。また、ばらつきによる変動が貯蔵建屋の振動性状や応答性状に及ぼす影響を考慮した地震応答解析により設計用地震力を設定する。

貯蔵建屋の3次元応答性状については、貯蔵建屋の3次元モデルによる解析に基づき、構造特性を考慮して評価する。

3次元応答性状等の評価は、周波数応答解析法による。解析方法及び解析モデルについては、添付書類「5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する説明書」に示す。

a. 解析方法

貯蔵建屋の地震応答は、(1)式 of 多質点系の振動方程式を Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$) を用いた直接積分法により求める。

$$[m] \cdot \{\ddot{x}\}_t + [c] \cdot \{\dot{x}\}_t + [k] \cdot \{x\}_t = -[m] \cdot \{\ddot{y}\}_t \quad (1)$$

ここで、

- [m] : 質量マトリックス
- [c] : 減衰マトリックス
- [k] : 剛性マトリックス
- $\{\ddot{x}\}_t$: 時刻 t の加速度ベクトル
- $\{\dot{x}\}_t$: 時刻 t の速度ベクトル
- $\{x\}_t$: 時刻 t の変位ベクトル
- $\{\ddot{y}\}_t$: 時刻 t の入力加速度ベクトル

ここで、時刻 $t + \Delta t$ における解を次のようにして求める。なお、 Δt は時間メッシュを示す。

$$\{x\}_{t+\Delta t} = \{x\}_t + \{\dot{x}\}_t \cdot \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \{\ddot{x}\}_t + \beta \cdot \{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} \right] \cdot \Delta t^2 \quad (2)$$

$$\{\dot{x}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{x}\}_t + \frac{1}{2} \cdot [\{\ddot{x}\}_t + \beta \cdot \{\ddot{x}\}_{t+\Delta t}] \cdot \Delta t \quad (3)$$

$$\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} = \{\ddot{x}\}_t + \{\Delta \ddot{x}\}_{t+\Delta t} \quad (4)$$

(2), (3) 及び (4) 式を (1) 式に代入して整理すると、加速度応答増分ベクトルが次のように求められる。

$$\{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} = -[A]^{-1} \cdot ([B] + [m] \cdot \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t}) \quad (5)$$

ここで、

$$[A] = [m] + \frac{1}{2} \cdot \Delta t \cdot [c] + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot [k]$$

$$[B] = \left(\Delta t \cdot [c] + \frac{1}{2} \cdot \Delta t^2 \cdot [k] \right) \cdot \{\ddot{x}\}_{t+\Delta t} + \Delta t \cdot [k] \cdot \{x\}_t$$

$$\{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} = \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\ddot{y}\}_t$$

(5) 式を (2), (3) 及び (4) 式に代入することにより、時刻 $t + \Delta t$ の応答が時刻 t の応答から求められる。

b. 解析モデル

貯蔵建屋の質点系地震応答解析モデルを以下に示す。

水平方向は、杭を含む地盤との相互作用を考慮し、耐震壁及び柱の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとする。鉛直方向は、杭を含む地盤との相互作用を考慮し、耐震壁及び柱の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を評価した多質点系モデルとする。

2.2 機器系

(1) 入力地震動又は入力地震力

機器系の地震応答解析における入力地震動又は入力地震力は、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d 、又は当該機器系の設置床における設計用床応答曲線若しくは時刻歴応答波とする。設計用床応答曲線の作成方法については、添付 5-1-5 「設計用床応答曲線の作成方針」に示す。

機器系のうち共振のおそれがあり、地震応答解析が必要なものに対しては、弾性設計用地震動 S_d を基に線形解析により作成した設計用床応答曲線の応答加速度を 1/2 倍したものをを用いる。

(2) 解析方法及び解析モデル

地震応答解析による地震力の算定に当たっては、地震応答解析手法の適用性及び適用限界等を考慮の上、適切な解析法を選定するとともに、解析条件として考慮すべき減衰定数、剛性等の各種物性値は、適切な規格・基準、あるいは実験等の結果に基づき設定する。

剛性の高い機器は、その機器の設置床面の最大応答加速度の 1.2 倍の加速度を震度として作用させて構造強度評価に用いる地震力を算定する。

具体的な解析方法及び解析モデルについては各設備の強度に関する計算書に示す。

3. 設計用減衰定数

地震応答解析に用いる減衰定数は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ((一社) 日本電気協会)」、「原子力発電所耐震設計技術指針 追補版 J E A G 4 6 0 1-1991 ((一社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。), 及び「原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1-2008 ((一社) 日本電気協会)」(以下「J E A C 4 6 0 1-2008」という。)に記載されている減衰定数を設備の種類, 構造等により適切に選定するとともに, 試験等で妥当性が確認された値も用いる。

具体的には第3-1表及び第3-2表に示す値を用いる。

入力地震動による貯蔵建屋の応答レベル及び構造形状の複雑さを踏まえ, 既往の知見から第3-1表に示すとおり鉄筋コンクリートに対して5%と設定する。

第3-1表 貯蔵建屋の減衰定数

対象設備		使用材料	減衰定数 (%)	
			水平方向	鉛直方向
使用済燃料 貯蔵建屋	建屋	鉄筋コンクリート	5	5
		鉄骨	2	2
	地盤	—	J E A C 4 6 1 6-2009 の近似法により算定*	

注記* : 地盤条件, 杭及び基礎形状等に基づき, 「乾式キャスク使用済燃料中間建屋の基礎構造の設計技術規定 J E A C 4 6 1 6-2009 ((一社) 日本電気協会)」による近似法により算定

第3-2表 機器の減衰定数

設 備	減衰定数 (%)	
	水平方向	鉛直方向
使用済燃料貯蔵設備本体	1.0	1.0* ¹
受入れ区域天井クレーン	2.0* ²	2.0* ²
搬送台車		

注記*1 : 既往の研究等において、設備の地震入力方向の依存性や減衰特性について検討され妥当性が確認された値

*2 : 既往の研究等において、試験及び解析等により妥当性が評価されている値

(参考文献)

電力共通研究「機器・配管系に対する合理的耐震評価法の研究」(2000～2001年)

電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究」(1995～1998年)

添付5 - 1 - 5 設計用床応答曲線の作成方針

目 次

1. 概 要	1
2. 設計用床応答曲線作成に係る基本方針及び作成方法	1
2.1 基本方針	1
2.2 解析方法	3
2.3 減衰定数	3
2.4 数値計算用諸元.....	3
2.5 応答スペクトル作成位置.....	5
2.6 応答スペクトルの適用方法.....	5
2.7 設計用床応答曲線の作成.....	6
3. 地震応答解析モデル.....	6
4. 最大加速度及び設計用床応答曲線.....	8
4.1 弾性設計用地震動 S_d	8
4.2 基準地震動 S_s	8

1. 概要

本資料は、添付資料「添付5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」のうち「4.2 動的地震力」に基づき、機器の動的解析に用いる設計用床応答曲線の作成方針及びその方針に基づき作成した設計用床応答曲線に関して説明するものである。

2. 設計用床応答曲線作成に係る基本方針及び作成方法

2.1 基本方針

- (1) 添付資料「添付5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」のうち「8.2 地震応答解析」に基づき策定した使用済燃料貯蔵建屋の解析モデルに対して、入力地震動を用いた時刻歴応答解析を行い、各質点位置における加速度応答時刻歴を求める。入力地震動は、添付資料「添付5-1-1 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に基づくものとして、表2-1に示す。
- (2) (1)で求めた各質点の加速度応答時刻歴を入力として、減衰付1自由度系の最大応答スペクトルに必要な減衰定数の値に対して求める。
- (3) (2)で求めた床応答スペクトルに対し、使用済燃料貯蔵建屋の固有周期のシフトを考慮し、周期方向に $\pm 10\%$ の拡幅を行い、設計用床応答曲線とする。

表2 - 1 入力地震動

種類	地震動名	最大加速度 (cm/s ²)		
		NS 成分	EW 成分	UD 成分
基準地震動 S _s	応答スペクトルに基づく地震動	S _s - A	600	400
	2004年北海道留萌支庁南部地震を考慮した地震動	S _s - B 1	620	320
	断層モデルを用いた手法による地震動	S _s - B 2 H 1	450	320
		S _s - B 2 H 2	490	
		S _s - B 3 H 1	430	300
		S _s - B 3 H 2	400	
		S _s - B 4 H 1	540	-
		S _s - B 4 H 2	500	

注：弾性設計用地震動S_dは、基準地震動S_sに0.5を乗じたものとする。

2.2 解析方法

2.1(1)で述べた方針で動的解析を行い、各モデルの各質点における応答加速度の時刻歴を求め、この応答加速度の時刻歴を入力波として応答スペクトルを作成する。すなわち、入力波の絶対加速度を \ddot{Y}_n とおけば、質点系の振動方程式は、

$$\ddot{Z}_n + 2 \cdot h \cdot \dot{Z}_n + \omega_n^2 \cdot Z_n = -\ddot{Y}_n \dots \dots \dots (2.1)$$

ただし、

ω_n : 質点系の固有円振動数

Z_n : n 質点上の質点の相対変位

h : 減衰定数

地震の間の \ddot{Y}_n と Z_n の最大値を ω_n 及び h をパラメータとして求め、応答スペクトルを作成する(図2-1参照)。応答スペクトルの作成には、解析コード「Seismic Analysis System(SAS)」を使用した。

2.3 減衰定数

動的解析には原則として表2-2の減衰定数を用いる。

表2-2 減衰定数

項 目	減衰定数 (%)		備 考
	S _d に対する動的解析	S _s に対する動的解析	
溶接構造物	1.0	1.0	金属キャスク
天井クレーン	2.0	2.0	-

2.4 数値計算用諸元

固有周期作成幅 0.05 ~ 1.0 s

固有周期計算間隔

0.05 ~ 0.1 s = 4.0 rad/s

0.1 ~ 0.15 s = 1.5 rad/s

0.15 ~ 0.3 s = 0.8 rad/s

0.3 ~ 0.6 s = 0.6 rad/s

0.6 ~ 1.0 s = 0.5 rad/s

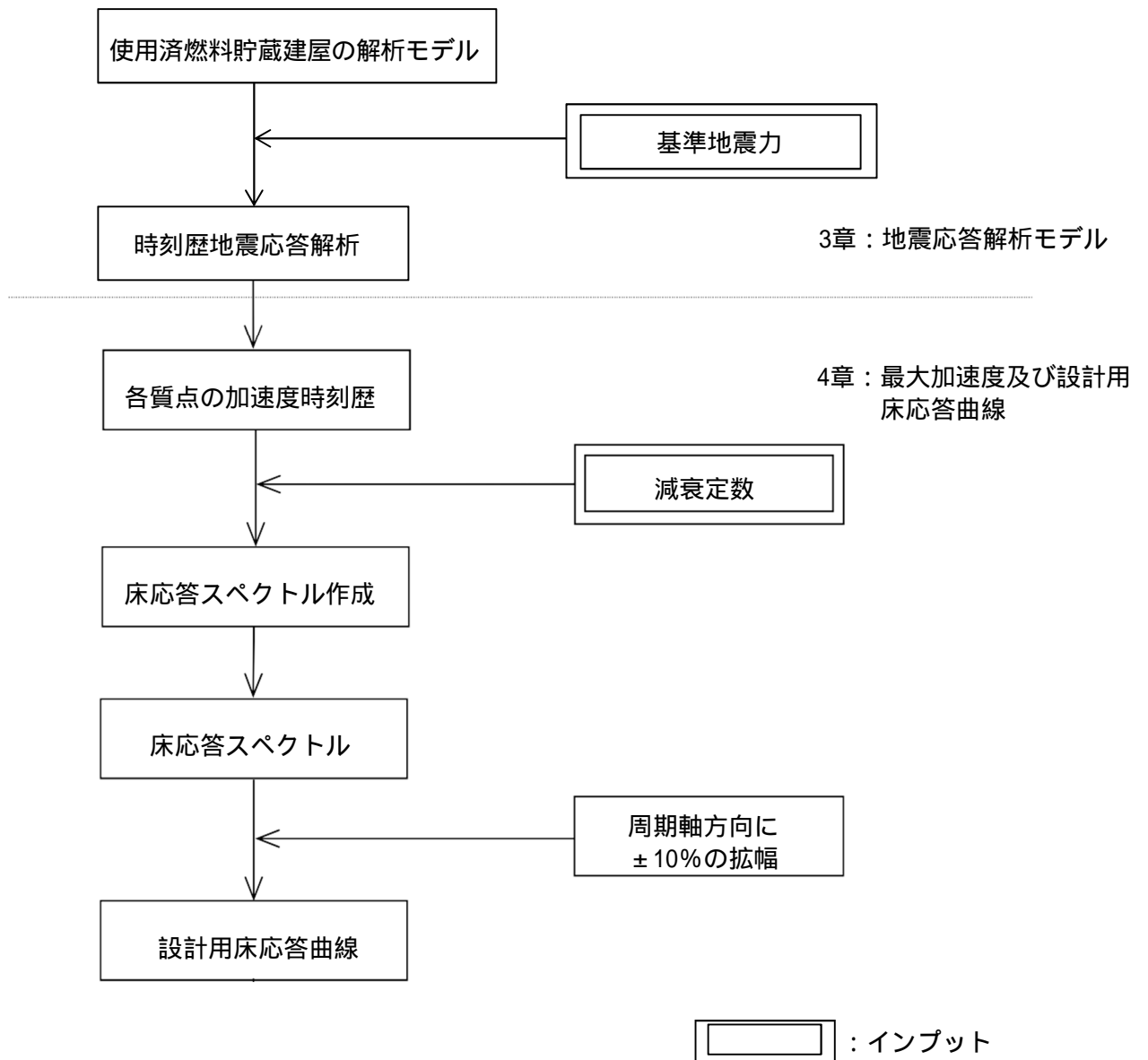


図 2 - 1 作成フロー図

2.5 応答スペクトル作成位置

図3-1～図3-2 に示す解析モデルの各質点について応答スペクトルを作成する。

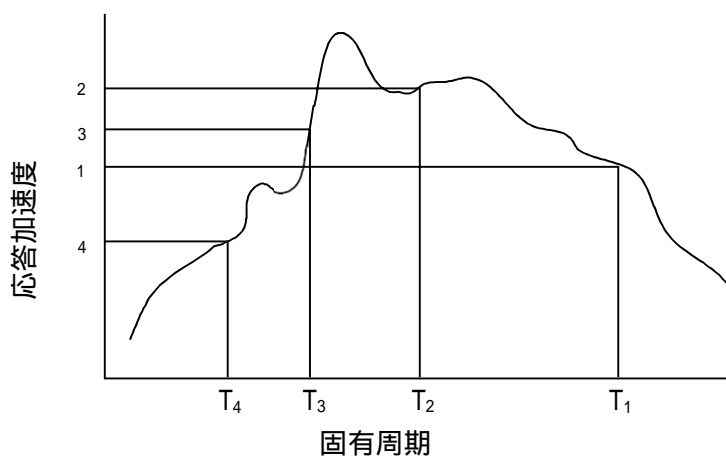
2.6 応答スペクトルの適用方法

(1) 概要

機器の設計用地震力を動的解析によって求める場合は、それぞれの据付位置における応答スペクトルを使用して設計震度を定める。この場合、以下のように応答スペクトルを修正して使用する。

(2) 運用方法

- a. 応答スペクトルは、基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析から得られる応答波を用いて作成した応答スペクトルを固有周期の多少のずれにより、応答に大幅な変化が生じないように周期軸方向に $\pm 10\%$ の拡幅を行ったものとする。ただし、材料物性のばらつき等を考慮した地震応答解析の応答波を用いて作成する応答スペクトルについては、 $\pm 10\%$ の拡幅は考慮しない。また、評価対象設備に応じて振動方向に合わせ、水平方向（NS, EW）及び鉛直方向（UD）の各方向の応答スペクトルを使用する。
- b. 建屋床より自立する機器については、設置階の応答スペクトルを用い、建屋壁より支持される機器及び建屋中間階に設置される機器については、上下階の応答スペクトルのうち安全側のものを用いるものとする。ただし、応答スペクトルの運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする。
- c. 応答スペクトルを用いて動的解析を行う場合には、以下に示す方法によりモード合成を行うものとする。



T_i : i 次の固有周期

a_i : T_i に対応する応答加速度

ϕ_{im} : i 次の m 質点の固有モード

γ_i : i 次の刺激係数

A_m : m 質点の応答加速度

$$A_m = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot \phi_{im} \cdot a_i)^2}$$

2.7 設計用床応答曲線の作成

建屋における設計用床応答曲線の作成方法は以下のとおりとする。

2.7.1 建屋

建屋のコンクリート強度を設計基準強度，地盤の物性を標準地盤とした解析ケース（以下「基本ケース」という。）の応答波を用いて作成した応答スペクトルに対して，周期軸方向に $\pm 10\%$ 拡幅したものに，建屋の剛性（コンクリート剛性），地盤物性及びその他の材料物性のばらつきを考慮した解析ケース（以下「ばらつきケース」）の応答波を用いて作成した応答スペクトルを包絡したものを設計用床応答曲線とする。

3. 地震応答解析モデル

(1) 使用済燃料貯蔵建屋

水平方向の地震応答解析モデルを図3 - 1 に，鉛直方向の地震応答解析モデル図3 - 2 に示す。水平方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

鉛直方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，耐震壁の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を評価した質点系モデルとする。

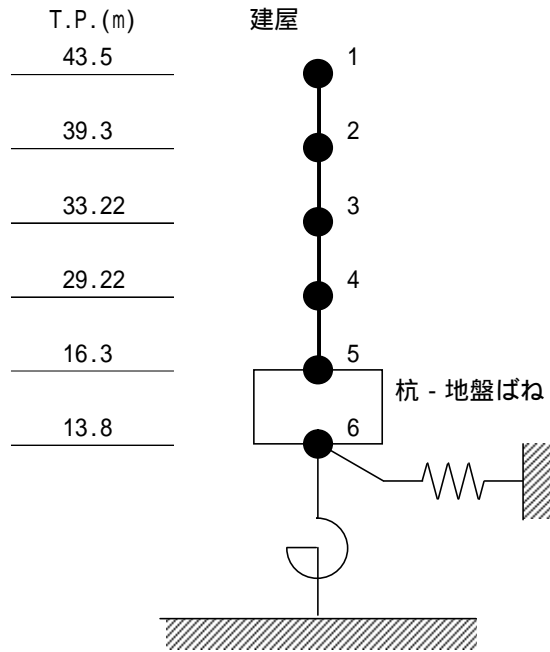


図3 - 1 使用済燃料貯蔵建屋地震応答解析モデル（水平方向）

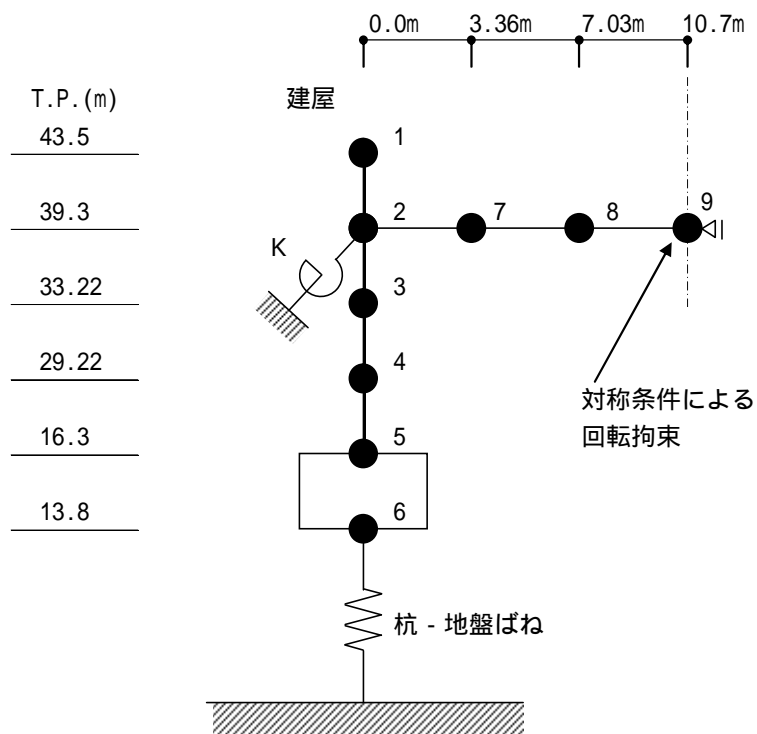


図3 - 2 使用済燃料貯蔵建屋地震応答解析モデル（鉛直方向）

4. 最大加速度及び設計用床応答曲線

本項では、使用済燃料貯蔵建屋の各床面（金属キャスク、天井クレーン設置位置）の設計用最大加速度及び設計用床応答曲線を示す。

4.1 弾性設計用地震動 S_d

設計用最大加速度及び設計用床応答曲線（ S_d ）を示す。

(1) 床応答加速度一覧表

使用済燃料貯蔵建屋の各床面（金属キャスク、天井クレーン設置位置）の設計用最大加速度を表 4.1 に示す。

(2) 設計用床応答曲線の図番

作成床面及び減衰定数に応じた設計用床応答曲線の図番を表 4.2 に示す。

4.2 基準地震動 S_s

設計用最大加速度及び設計用床応答曲線（ S_s ）を示す。

(1) 床応答加速度一覧表

使用済燃料貯蔵建屋の各床面（金属キャスク、天井クレーン設置位置）の設計用最大加速度を表 4.3 に示す。

(2) 設計用床応答曲線の図番

作成床面及び減衰定数に応じた設計用床応答曲線の図番を表 4.4 に示す。

表 4.1 - 1 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (1/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.0$								
			S_d -A			S_d -B1			S_d -B2H1		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.57	0.64	0.32	0.60	0.62	0.20	0.24	0.25	0.21 ^{*1}
	5	16.30	0.51	0.53	0.31	0.56	0.56	0.19	0.22	0.20	0.18 ^{*1}

表 4.1 - 1 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (2/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.0$								
			S_d -B2H2			S_d -B3H1			S_d -B3H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.26	0.28	- ^{*1}	0.27	0.38	0.23 ^{*2}	0.30	0.32	- ^{*2}
	5	16.30	0.24	0.27	- ^{*1}	0.24	0.27	0.21 ^{*2}	0.26	0.27	- ^{*2}

表 4.1 - 1 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (3/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.0$					
			S_d -B4H1			S_d -B4H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.32	0.36	-	0.39	0.45	-
	5	16.30	0.29	0.31	-	0.36	0.36	-

*1: S_d -B2の鉛直方向震度については S_d -B2H1の鉛直方向欄に記す。

*2: S_d -B3の鉛直方向震度については S_d -B3H1の鉛直方向欄に記す。

表 4.1 - 2 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (1/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.2$								
			S_d -A			S_d -B1			S_d -B2H1		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.68	0.77	0.38	0.72	0.75	0.24	0.29	0.30	0.25 ^{*1}
	5	16.30	0.62	0.64	0.37	0.67	0.67	0.23	0.26	0.24	0.22 ^{*1}

表 4.1 - 2 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (2/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.2$								
			S_d -B2H2			S_d -B3H1			S_d -B3H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.32	0.34	- ^{*1}	0.32	0.45	0.27 ^{*2}	0.36	0.39	- ^{*2}
	5	16.30	0.28	0.32	- ^{*1}	0.29	0.33	0.25 ^{*2}	0.32	0.32	- ^{*2}

表 4.1 - 2 弾性設計用地震動 S_d 設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (3/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$) $\times 1.2$					
			S_d -B4H1			S_d -B4H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.38	0.44	-	0.47	0.54	-
	5	16.30	0.35	0.38	-	0.43	0.43	-

*1: S_d -B2の鉛直方向震度については S_d -B2H1の鉛直方向欄に記す。

*2: S_d -B3の鉛直方向震度については S_d -B3H1の鉛直方向欄に記す。

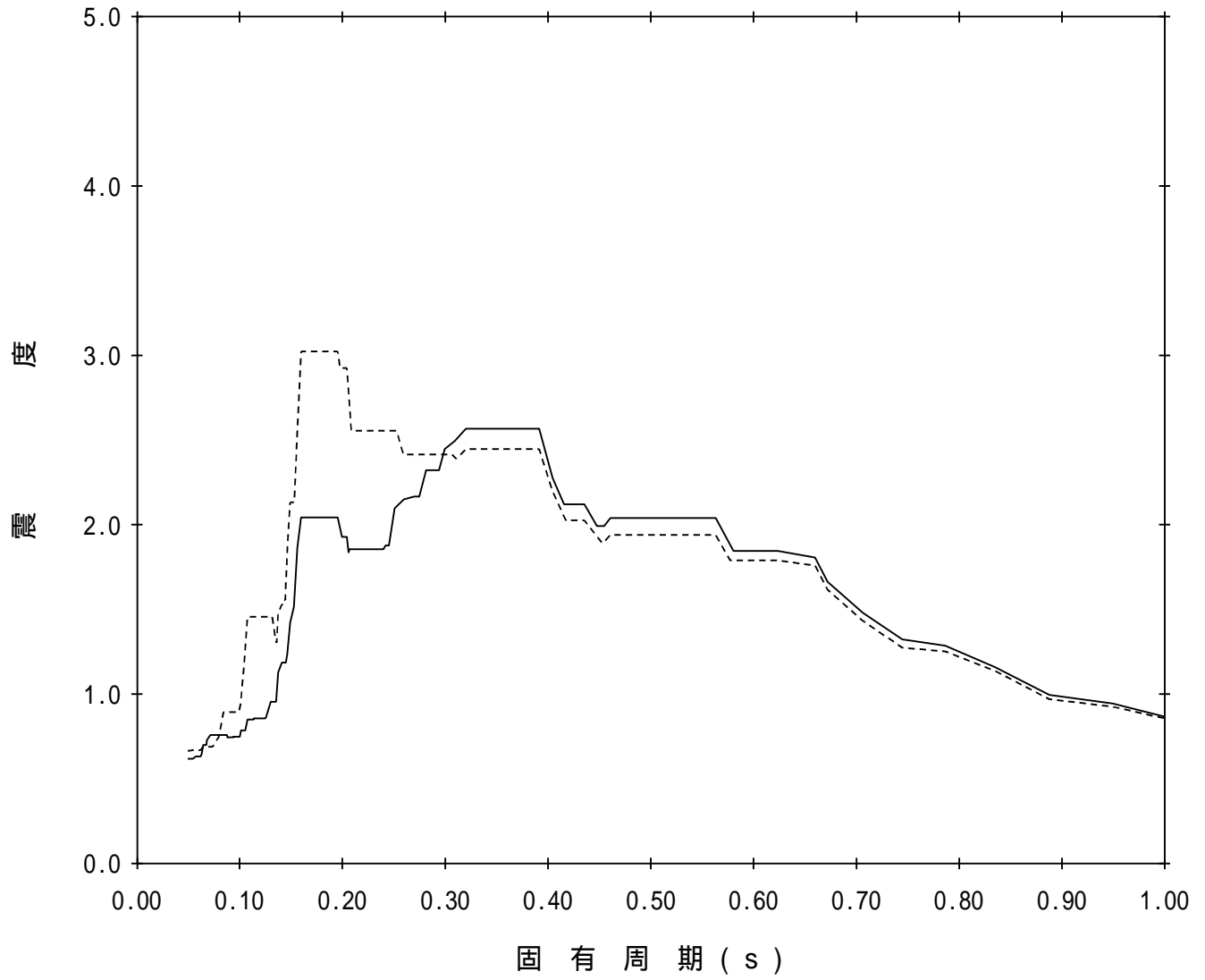
表 4.2 弾性設計用地震動 S_d 設計用床応答曲線一覧表 (使用済燃料貯蔵建屋) (その1)

地震動	建屋	方向	質点番号	標高 T.P. (m)	減衰定数 (%)	図番
S_d	使用済燃料 貯蔵建屋	水平 方向	4	29.220	2.0	SB - SdH - SB 1
			5	16.300	1.0	SB - SdH - SB 2

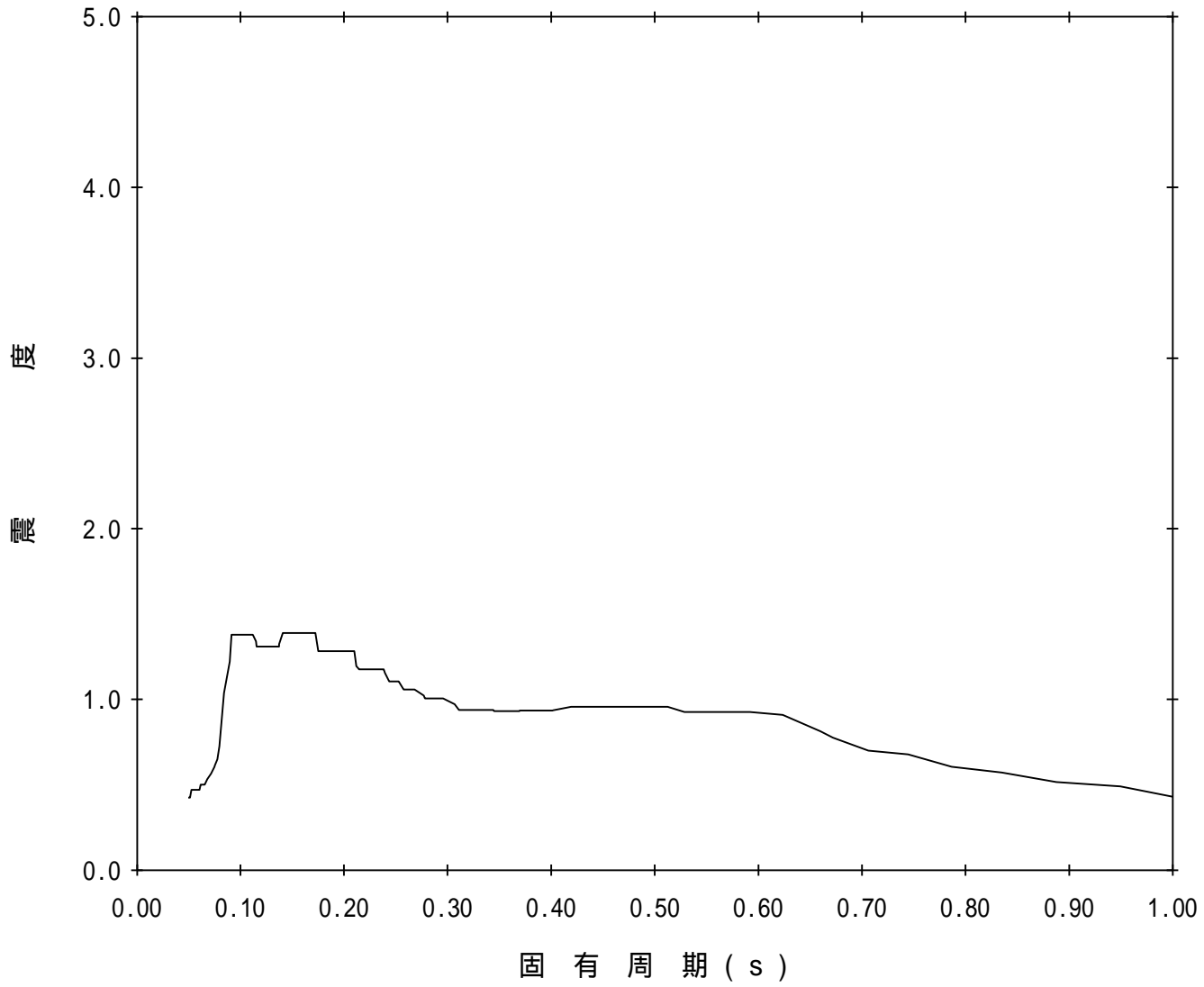
表 4.2 弾性設計用地震動 S_d 設計用床応答曲線一覧表 (使用済燃料貯蔵建屋) (その2)

地震動	建屋	方向	質点番号	標高 T.P. (m)	減衰定数 (%)	図番
S_d	使用済燃料 貯蔵建屋	鉛直 方向	4	29.220	2.0	SB - SdV - SB 1
			5	16.300	1.0	SB - SdV - SB 2

【SB-SdH-SB1】
構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 29.220m ——— NS方向
減衰定数：2.0% 波形名：弾性設計用地震動 S d - - - - - EW方向



構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 29.220m 【SB-SdV-SB1】
減衰定数：2.0% 波形名：弾性設計用地震動 S d ——— 鉛直方向



構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 16.300m 【SB-SdV-SB2】
減衰定数：1.0% 波形名：弾性設計用地震動 S d ——— 鉛直方向

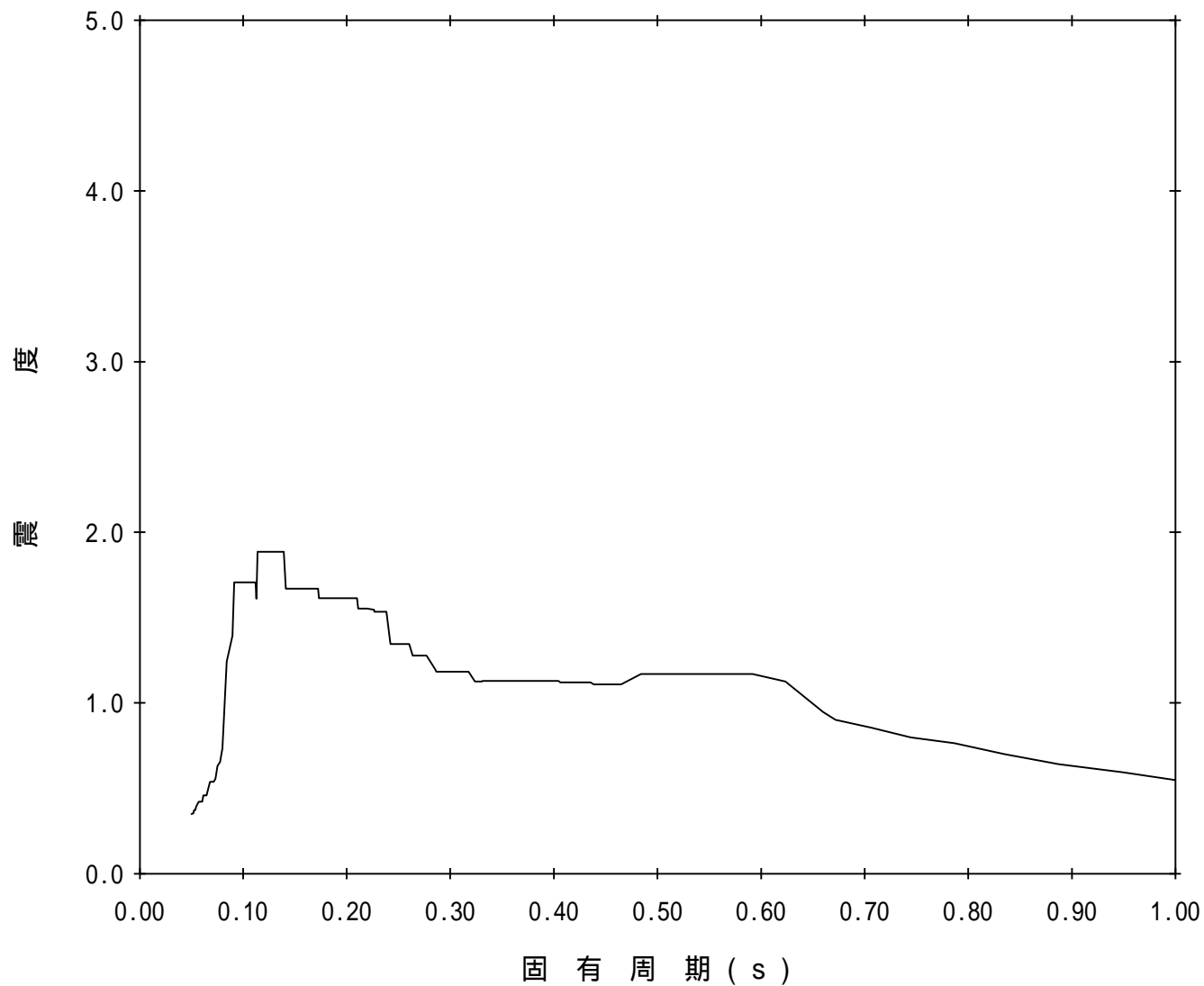


表 4.3 - 1 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (1/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.0								
			S _s -A			S _s -B1			S _s -B2H1		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	1.07	1.19	0.60	1.12	1.17	0.38	0.44	0.51	0.41 ^{*1}
	5	16.30	0.98	1.03	0.58	1.06	1.09	0.36	0.41	0.42	0.39 ^{*1}

表 4.3 - 1 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (2/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.0								
			S _s -B2H2			S _s -B3H1			S _s -B3H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.56	0.58	- ^{*1}	0.57	0.73	0.44 ^{*2}	0.58	0.61	- ^{*2}
	5	16.30	0.50	0.56	- ^{*1}	0.48	0.54	0.40 ^{*2}	0.55	0.52	- ^{*2}

表 4.3 - 1 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (3/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.0					
			S _s -B4H1			S _s -B4H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.63	0.73	-	0.76	0.91	-
	5	16.30	0.52	0.59	-	0.70	0.71	-

*1: S_s-B2の鉛直方向震度についてはS_s-B2H1の鉛直方向欄に記す。

*2: S_s-B3の鉛直方向震度についてはS_s-B3H1の鉛直方向欄に記す。

表 4.3 - 2 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (1/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.2								
			S _s -A			S _s -B1			S _s -B2H1		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	1.21	1.36	0.71	1.35	1.39	0.41	0.49	0.54	0.47 ^{*1}
	5	16.30	1.10	1.15	0.69	1.27	1.29	0.38	0.45	0.43	0.44 ^{*1}

表 4.3 - 2 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (2/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.2								
			S _s -B2H2			S _s -B3H1			S _s -B3H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.57	0.62	- ^{*1}	0.60	0.79	0.50 ^{*2}	0.66	0.73	- ^{*2}
	5	16.30	0.51	0.58	- ^{*1}	0.52	0.60	0.45 ^{*2}	0.63	0.61	- ^{*2}

表 4.3 - 2 基準地震動 S_s設計用最大加速度 (使用済燃料貯蔵建屋) (3/3)

建屋	質点番号	T.P. (m)	最大加速度 (×9.8 m/s ²) ×1.2					
			S _s -B4H1			S _s -B4H2		
			NS 方向	EW 方向	鉛直 方向	NS 方向	EW 方向	鉛直 方向
貯蔵建屋 使用済燃料	4	29.22	0.73	0.81	-	0.87	1.02	-
	5	16.30	0.62	0.71	-	0.81	0.82	-

*1: S_s-B2の鉛直方向震度についてはS_s-B2H1の鉛直方向欄に記す。

*2: S_s-B3の鉛直方向震度についてはS_s-B3H1の鉛直方向欄に記す。

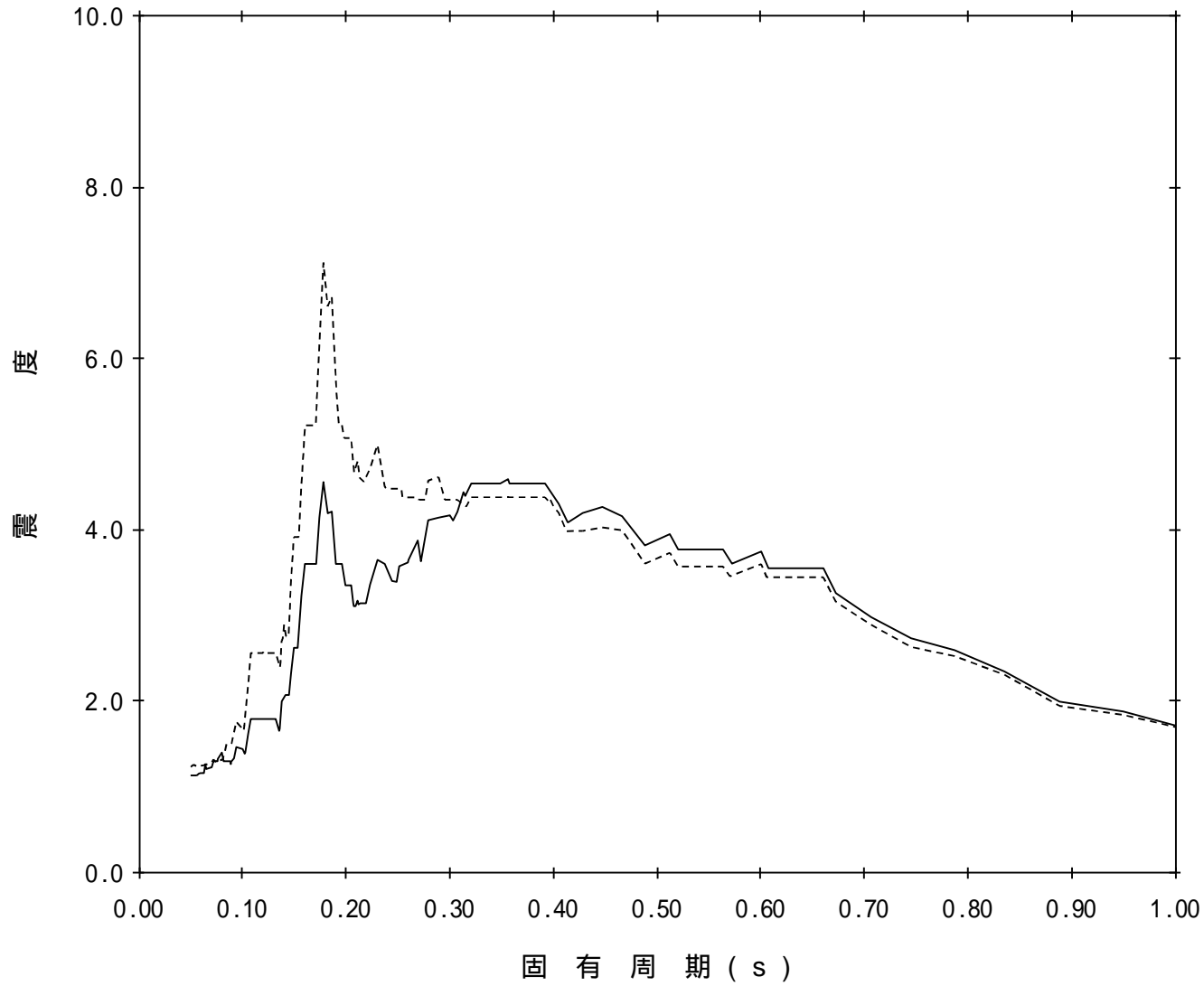
表 4.4 基準地震動 S_s 設計用床応答曲線一覧表（使用済燃料貯蔵建屋）（その1）

地震動	建屋	方向	質点番号	標高 T.P. (m)	減衰定数 (%)	図番
S_s	使用済燃料 貯蔵建屋	水平 方向	4	29.220	2.0	SB - SsH - SB 1
			5	16.300	1.0	SB - SsH - SB 2

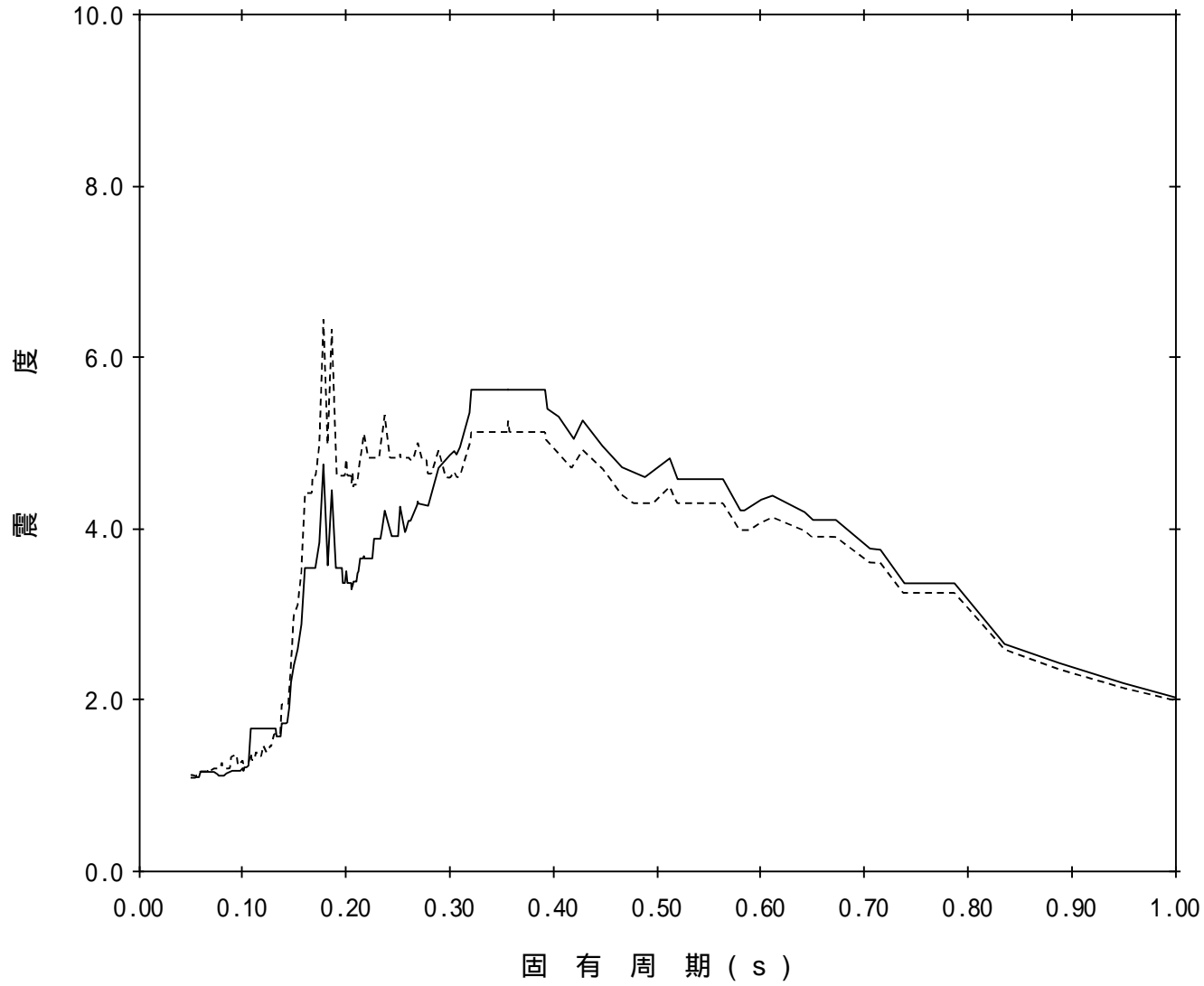
表 4.4 基準地震動 S_s 設計用床応答曲線一覧表（使用済燃料貯蔵建屋）（その2）

地震動	建屋	方向	質点番号	標高 T.P. (m)	減衰定数 (%)	図番
S_s	使用済燃料 貯蔵建屋	鉛直 方向	4	29.220	2.0	SB - SsV - SB 1
			5	16.300	1.0	SB - SsV - SB 2

【SB-SsH-SB1】
構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 29.220m ——— NS方向
減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - - - - - EW方向



【SB-SsH-SB2】
構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 16.300m ——— NS方向
減衰定数：1.0% 波形名：基準地震動 S s - - - - - EW方向



【SB-SsV-SB1】

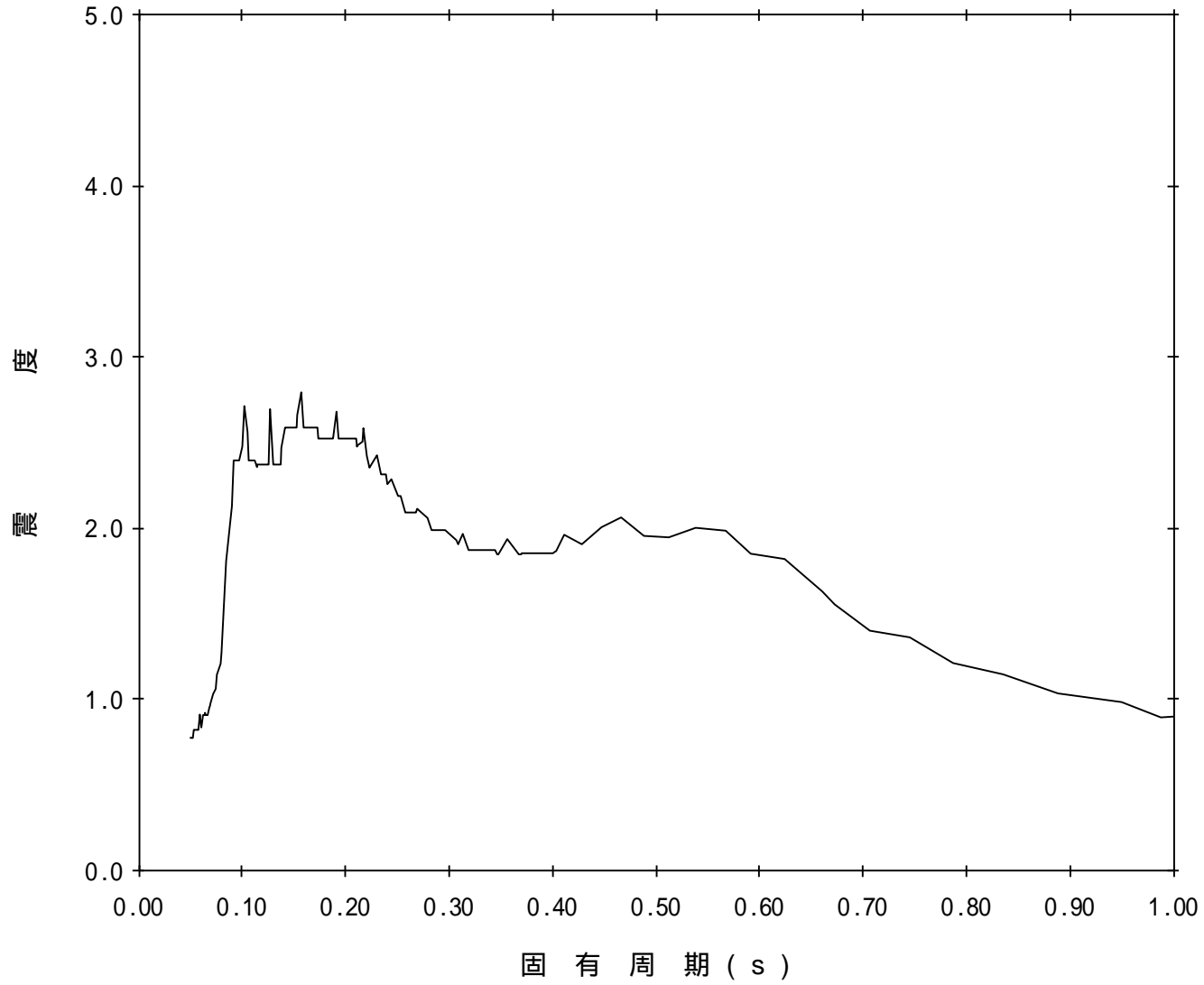
構造物名：使用済燃料貯蔵建屋

標高：T.P. 29.220m

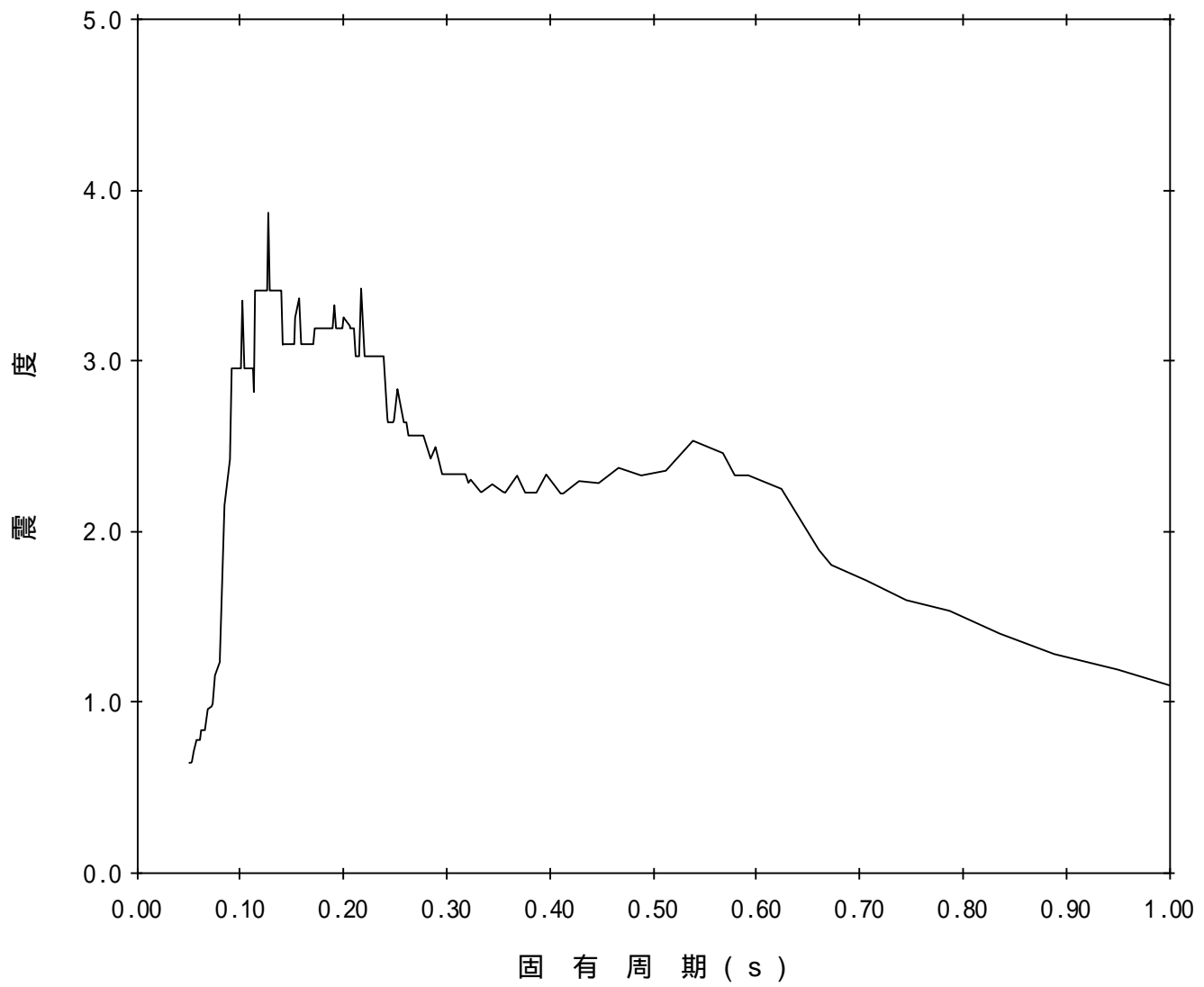
—— 鉛直方向

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S s



構造物名：使用済燃料貯蔵建屋 標高：T.P. 16.300m 【SB-SsV-SB2】
減衰定数：1.0% 波形名：基準地震動 S s ——— 鉛直方向



添付 5 - 2 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する説明書

添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書

目 次

1. 構造計画	1
2. 設計基準	6
3. 使用材料並びに材料の許容応力度及び材料強度	7
4. 設計用地震力	10
4.1 地上部分の水平地震力	10
4.2 地下部分の水平地震力	10
5. 荷重及び荷重の組合せ	12
5.1 荷重	12
5.2 荷重の組合せ	14
6. 設計概要	15
6.1 耐震壁の設計	15
6.2 ラーメン構造部の設計	22
6.3 基礎スラブの設計	46
6.4 杭の設計	55
6.5 ランウェイガーダの設計	62
7. 保有水平耐力の検討	66
7.1 必要保有水平耐力	66
7.2 保有水平耐力	67
7.3 安全余裕の確認	70
8. 基準地震動 S_s に対する機能保持検討	71
8.1 検討概要	71
8.2 地震応答解析	71
8.2.1 検討用地震動	71
8.2.2 入力地震動	79
8.2.3 地震応答解析モデル	96
8.2.4 材料物性の不確かさ	108
8.2.5 地震応答解析結果	122
8.3 検討用地震力	157
8.4 耐震壁の検討	160
8.5 基礎スラブの検討	163
8.6 杭の検討	169
8.7 ランウェイガーダの検討	177
8.8 遮蔽ルーバの検討	180
8.9 遮蔽扉の検討	183
8.10 安全余裕の確認	188

9. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価	190
9.1 検討概要	190
9.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動	190
9.3 評価対象部位の選定	190
9.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響評価方法	190
9.5 3 次元 FEM 解析による耐震性評価	194
9.6 基礎スラブの検討	225
9.7 杭の検討	231

別紙 液状化影響検討について

図目次

図 1-1	杭伏図 (T. P. 13. 8)	2
図 1-2	1 階伏図 (T. P. 16. 3)	2
図 1-3	屋根伏図 (その 1) (T. P. 29. 22)	3
図 1-4	中間階伏図 (T. P. 33. 22)	3
図 1-5	屋根伏図 (その 2) (T. P. 39. 3)	4
図 1-6	屋根伏図 (その 3) (T. P. 43. 5)	4
図 1-7	A-A 断面図 (NS 方向)	5
図 1-8	B-B 断面図 (EW 方向)	5
図 3-1	杭の載荷試験の概要	9
図 6.1-1	せん断力分配解析モデル (NS 方向)	16
図 6.1-2	せん断力分配解析モデル (EW 方向)	17
図 6.1-3	耐震壁配筋図	21
図 6.2-1	E 通り解析モデル図 (単位 : m)	23
図 4.1-1	7 通り解析モデル	24
図 6.2-3	鉛直荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	25
図 6.2-4	鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	26
図 6.2-5	雪荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	27
図 6.2-6	雪荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	28
図 6.2-7	地震荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	29
図 6.2-8	地震荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	30
図 6.2-9	長期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	31
図 6.2-10	長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	32
図 6.2-10	長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	32
図 6.2-11	短期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り)	33
図 6.2-12	短期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り)	34
図 6.2-13	鉛直荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	35
図 6.2-14	鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	35
図 6.2-15	雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	36
図 6.2-16	雪荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	36
図 6.2-17	地震荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	37
図 6.2-18	地震荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り)	37
図 6.2-15	雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り)	32
図 6.3-1	解析モデル図	47
図 6.3-2	応力の符号	48
図 6.3-3	基礎スラブの応力図 (F 通り)	49
図 6.3-4	基礎スラブの応力図 (3 通り)	50

図 6.3-5	基礎スラブ配筋図 (3 通り)	53
図 6.4-1	杭の概要図	55
図 6.4-2	設計用地震力に対する杭応力の解析モデル (概念図)	58
図 6.4-3	杭の応力解析結果 (EW 方向)	59
図 6.5-1	クレーン概略図	63
図 6.5-2	ランウェイガーダ平面図	63
図 6.5-3	ランウェイガーダ断面図	63
図 8.2-1	設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-A)	72
図 8.2-2	設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B1)	73
図 8.2-3	設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B2)	74
図 8.2-4	設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B3)	75
図 8.2-5	設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss-B4)	76
図 8.2-6	設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (水平方向)	77
図 8.2-7	設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	78
図 8.2-8	建屋-杭-地盤連成系の地震応答解析モデル (水平動)	80
図 8.2-9	建屋-杭-地盤連成系の地震応答解析モデル (鉛直動)	80
図 8.2-10	地盤の最大応答加速度分布 (水平方向)	87
図 8.2-11	地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向)	88
図 8.2-12	入力地震動の加速度波形 (Ss-A)	89
図 8.2-13	入力地震動の加速度波形 (Ss-B1)	90
図 8.2-14	入力地震動の加速度波形 (Ss-B2)	91
図 8.2-15	入力地震動の加速度波形 (Ss-B3)	92
図 8.2-16	入力地震動の加速度波形 (Ss-B4)	93
図 8.2-17	入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)	94
図 8.2-18	入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	95
図 8.2-19	杭-地盤ばねの近似	96
図 8.2-20	地震応答解析モデル (NS 方向)	97
図 8.2-21	地震応答解析モデル (EW 方向)	98
図 8.2-22	地震応答解析モデル (鉛直方向)	99
図 8.2-23	耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係	101
図 8.2-24	耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係の履歴特性	102
図 8.2-25	耐震壁の曲げモーメント-曲率関係	103
図 8.2-26	耐震壁の曲げモーメント-曲率関係の履歴特性	104
図 8.2-27	フレーム部のせん断力-層間変形角の関係	105
図 8.2-28	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, Ss-AH)	113
図 8.2-29	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, Ss-B1H)	114

図 8.2-30	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向, S _s -AV)	115
図 8.2-31	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (水平方向, S _s -A)	116
図 8.2-32	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (水平方向, S _s -B10)	117
図 8.2-33	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (鉛直方向, S _s -A)	118
図 8.2-34	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)	119
図 8.2-35	地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)	120
図 8.2-36	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -A 及び S _s -B1, NS 方向)	126
図 8.2-37	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -A 及び S _s -B1, EW 方向)	127
図 8.2-38	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -A 及び S _s -B1, 鉛直方向)	128
図 8.2-39	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B2 及び S _s -B3, NS 方向)	129
図 8.2-40	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B2 及び S _s -B3, EW 方向)	130
図 8.2-41	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B2 及び S _s -B3, 鉛直方向)	131
図 8.2-42	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B4, NS 方向)	132
図 8.2-43	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B4, EW 方向)	133
図 8.2-44	固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S _s -B4, 鉛直方向)	134
図 8.2-45	最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向)	135
図 8.2-46	最大応答変位 (基本ケース, NS 方向)	135
図 8.2-47	最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向)	136
図 8.2-48	最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向)	136
図 8.2-49	最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向)	137
図 8.2-50	最大応答変位 (基本ケース, EW 方向)	137
図 8.2-51	最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向)	138
図 8.2-52	最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向)	138
図 8.2-53	せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)	139
図 8.2-54	せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)	140
図 8.2-55	曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)	141
図 8.2-56	曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)	142
図 8.2-57	最大応答加速度 (基本ケース, 鉛直方向, 受入屋根)	143

図 8.2-58	最大応答加速度（基本ケース，鉛直方向，建屋部）	143
図 8.2-59	最大応答軸力（基本ケース，鉛直方向，建屋部）	144
図 8.2-60	最大応答せん断力（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）	145
図 8.2-61	最大応答曲げモーメント（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）	145
図 8.2-62	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	146
図 8.2-63	最大応答変位（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	146
図 8.2-64	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	147
図 8.2-65	最大応答曲げモーメント（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	147
図 8.2-66	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	148
図 8.2-67	最大応答変位（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	148
図 8.2-68	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	149
図 8.2-69	最大応答曲げモーメント（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	149
図 8.2-70	せん断スケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース， NS 方向）	150
図 8.2-71	せん断スケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース， EW 方向）	151
図 8.2-72	曲げスケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース，NS 方向）	152
図 8.2-73	曲げスケルトンと最大応答値（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）	153
図 8.2-74	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）	154
図 8.2-75	最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）	154
図 8.2-76	最大応答軸力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）	155
図 8.2-77	最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向， 受入屋根）	156
図 8.2-78	最大応答曲げモーメント （地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）	156
図 8.5-1	解析モデル図	164
図 8.5-2	検討用地震力における基礎スラブの応力図（G 通り）	165
図 8.5-3	検討用地震力における基礎スラブの応力図（1 通り）	166
図 8.6-1	応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）	172
図 8.6-2	杭の応力解析結果（EW 方向）	173
図 8.8-1	遮蔽ルーバの構造	180
図 8.9-1	評価対象とする遮蔽扉 1 階伏図（T.P. 16.3）	183
図 8.9-2	遮蔽扉の概要（SSD-4）	183
図 8.9-3	遮蔽扉の応力算定の考え方	185
図 9.1-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響検討フロー	191
図 9.5-1	水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形（2DE-A）	196
図 9.5-2	水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形（2DE-B1）	197
図 9.5-3	水平 2 方向評価用模擬波の加速度応答スペクトル	198

図 9.5-4	入力地震動の加速度波形 (2DE-A)	201
図 9.5-5	入力地震動の加速度波形 (2DE-B1)	202
図 9.5-6	水平 2 方向評価用の入力地震動の加速度応答スペクトル	203
図 9.5-7	解析モデル (全体)	205
図 9.5-8	解析モデル (断面)	205
図 9.5-9	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 16.3 m)	206
図 9.5-10	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 29.22 m)	206
図 9.5-11	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 33.22 m)	207
図 9.5-12	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 39.3 m)	207
図 9.5-13	3 次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 43.5 m)	208
図 9.5-14	3 次元 FEM モデルによる固有モード (NS 方向)	210
図 9.5-15	3 次元 FEM モデルによる固有モード (EW 方向)	210
図 9.5-16	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-A, NS 方向)	212
図 9.5-17	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-A, EW 方向)	212
図 9.5-18	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-B1, NS 方向)	213
図 9.5-19	3 次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による加速度応答 スペクトルの比較 (2DE-B1, EW 方向)	213
図 9.5-20	エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法	221
図 9.5-21	3 次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (NS 方向)	223
図 9.5-22	3 次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (EW 方向)	224
図 9.6-1	解析モデル図	226
図 9.6-2	検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)	227
図 9.6-3	検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1 通り)	228
図 9.7-1	応答変位法による杭応力の算定方法 (概念図)	234
図 9.7-2	杭の応力解析結果 (水平 2 方向)	235

表目次

表 3-1	コンクリートの許容応力度	7
表 3-2	鉄筋の許容応力度	7
表 3-3	鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度	8
表 3-4	鋼材の許容応力度及び材料強度	9
表 3-5	杭の許容鉛直支持力	8
表 3-6	杭の許容引抜き抵抗	8
表 4-1	地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$ 及び設計用地震力	11
表 4-2	設計用転倒モーメント	11
表 5.1-1	温度荷重条件	13
表 5.1-2	風荷重と地震荷重の比較	13
表 5.2-1	荷重の組合せ	14
表 6.1-1	解析結果（せん断力）及びフレーム設計用地震荷重	18
表 6.1-2	解析結果（曲げモーメント）	18
表 6.1-3	耐震壁の断面算定表	20
表 6.2-1	大はり断面算定表（鉄筋コンクリート）	41
表 6.2-2	大はり断面算定表（鉄骨）	42
表 6.2-3	柱断面算定表（鉄筋コンクリート）	43
表 6.2-4	柱断面算定表（鉄骨）	44
表 6.2-5	柱断面算定表（鉄骨鉄筋コンクリート）	45
表 6.3-1	基礎スラブ断面算定表	52
表 6.3-2	基礎スラブのパンチングシャーに対する検討	54
表 6.4-1	長期許容鉛直支持力に対する検討結果	56
表 6.4-2	杭の短期軸力の算定結果（EW 方向）	57
表 6.4-3	短期許容鉛直支持力に対する検討結果（EW 方向）	57
表 6.4-4	杭の断面算定表（EW 方向）	61
表 6.5-1	ランウェイガーダの荷重の組合せ	62
表 6.5-2	ランウェイガーダの部材応力	64
表 6.5-3	ランウェイガーダの断面算定表	65
表 7.3-1	必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較	70
表 8.2-1	地盤定数（ S_s-A ）	81
表 8.2-2	地盤定数（ S_s-B1 ）	82
表 8.2-3	地盤定数（ S_s-B2 ）	83
表 8.2-4	地盤定数（ S_s-B3 ）	84
表 8.2-5	地盤定数（ S_s-B4 ）	85
表 8.2-6	建屋モデル諸元（NS 方向）	97
表 8.2-7	建屋モデル諸元（EW 方向）	98

表 8.2-8	建屋モデル諸元 (鉛直方向)	99
表 8.2-9	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-A 及び Ss-B1)	100
表 8.2-10	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B2 及び Ss-B3)	100
表 8.2-11	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss-B4)	100
表 8.2-12	せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, NS 方向)	106
表 8.2-13	せん断応力度のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, EW 方向)	106
表 8.2-14	曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係, NS 方向)	107
表 8.2-15	曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係, EW 方向)	107
表 8.2-16	せん断力のスケルトン曲線 ($Q - \delta$ 関係, NS 方向, 4 層)	107
表 8.2-17	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, $+1\sigma$)	109
表 8.2-18	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-A, -1σ)	110
表 8.2-19	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, $+1\sigma$)	111
表 8.2-20	地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss-B1, -1σ)	112
表 8.2-21	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (地盤剛性の不確かさケース, $+1\sigma$, Ss-A 及び Ss-B10)	121
表 8.2-22	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (地盤剛性の不確かさケース, -1σ , Ss-A 及び Ss-B1)	121
表 8.2-23	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, NS 方向)	123
表 8.2-24	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, EW 方向)	123
表 8.2-25	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, 鉛直方向)	123
表 8.2-26	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, NS 方向)	124
表 8.2-27	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, EW 方向)	124
表 8.2-28	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, 鉛直方向)	124
表 8.2-29	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, NS 方向)	125
表 8.2-30	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, EW 方向)	125
表 8.2-31	固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, 鉛直方向)	125
表 8.3-1	検討用水平地震力	158
表 8.3-2	検討用転倒モーメント	158
表 8.3-3	検討用鉛直地震力	158
表 8.3-4	荷重の組合せ	159
表 8.4-1	耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, NS 方向)	161
表 8.4-2	耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, NS 方向)	161
表 8.4-3	耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, EW 方向)	162
表 8.4-4	耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, EW 方向)	162
表 8.5-1	基礎スラブの断面検討結果	168
表 8.6-1	杭の軸力算定結果 (EW 方向)	170
表 8.6-2	最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果 (EW 方向)	171
表 8.6-3	最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果 (EW 方向)	171

表 8.6-4	杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較 (EW 方向)	175
表 8.6-5	杭体のせん断力と終局せん断強度の比較 (EW 方向)	175
表 8.6-6	杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較 (EW 方向)	176
表 8.7-1	ランウェイガーダの荷重の組合せ	177
表 8.7-2	ランウェイガーダの部材応力	177
表 8.7-3	ランウェイガーダの断面検討結果	179
表 8.8-1	遮蔽ルーバの応力	181
表 8.8-2	遮蔽ルーバの検討結果	181
表 8.8-3	遮蔽ルーバの応力	182
表 8.9-1	評価対象とする遮蔽扉の概要	184
表 8.9-2	コンクリートの短期許容応力度	184
表 8.9-3	鋼材の短期許容応力度	184
表 8.9-4	検討用地震力	185
表 8.9-5	遮蔽扉の評価結果 (SSD-1)	187
表 8.9-6	遮蔽扉の評価結果 (SSD-2)	187
表 8.9-7	遮蔽扉の評価結果 (SSD-4)	187
表 8.10-1	検討用地震力と終局耐力の比較	189
表 9.3-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性	192
表 9.4-1	水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法	193
表 9.5-1	水平 2 方向評価用地震動	194
表 9.5-2	水平 2 方向評価用地震動の組合せ	195
表 9.5-3	地盤定数 (2DE-A 及び 2DE-B1)	200
表 9.5-4	材料の物性値	204
表 9.5-5	杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (水平 2 方向評価用地震動)	204
表 9.5-6	固有値解析結果 (3 次元 FEM モデル) [NS 方向]	209
表 9.5-7	固有値解析結果 (3 次元 FEM モデル) [EW 方向]	209
表 9.5-8	建屋耐震評価用の応答補正比率 α の算定 (NS 方向)	215
表 9.5-9	建屋耐震評価用の応答補正比率 α の算定 (EW 方向)	216
表 9.5-10	建屋耐震評価用の応答補正比率 β の算定 (NS 方向)	217
表 9.5-11	建屋耐震評価用の応答補正比率 β の算定 (EW 方向)	218
表 9.5-12	建屋耐震評価用の応答補正比率 ζ の算定 (NS 方向)	219
表 9.5-13	建屋耐震評価用の応答補正比率 ζ の算定 (EW 方向)	219
表 9.5-14	3 次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)	222
表 9.5-15	3 次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)	222
表 9.6-1	基礎スラブの断面検討結果	230
表 9.7-1	荷重の組合せケース (杭の検討)	231
表 9.7-2	杭に作用する地震力の算定結果 (水平 2 方向)	232
表 9.7-3	最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果 (水平 2 方向)	233

表 9.7-4	最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（水平 2 方向）	233
表 9.7-5	杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較（水平 2 方向）	237
表 9.7-6	杭体のせん断力と終局せん断強度の比較（水平 2 方向）	237
表 9.7-7	杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較（水平 2 方向）	238

1. 構造計画

使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）は、金属製の乾式キャスク（以下「金属キャスク」という。）を288基収納する地上1階建て、平面が約131 m（NS方向）×約62 m（EW方向）の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。標高*16 mの整地地盤からの高さは、約28 mである。貯蔵建屋の伏図及び断面図を図1-1～図1-8に示す。

貯蔵建屋の基礎スラブは厚さ□ mで杭を介して砂子又層に支持される。貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、耐震壁及び柱とはりからなるラーメン構造で負担する。

注記*：東京湾平均海面を基準とした標高（以下「T.P.」という。）

注：図中のPN（プラントノース）は、真北から6° 23′西方向に設計上の北として設定されたものを示す。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

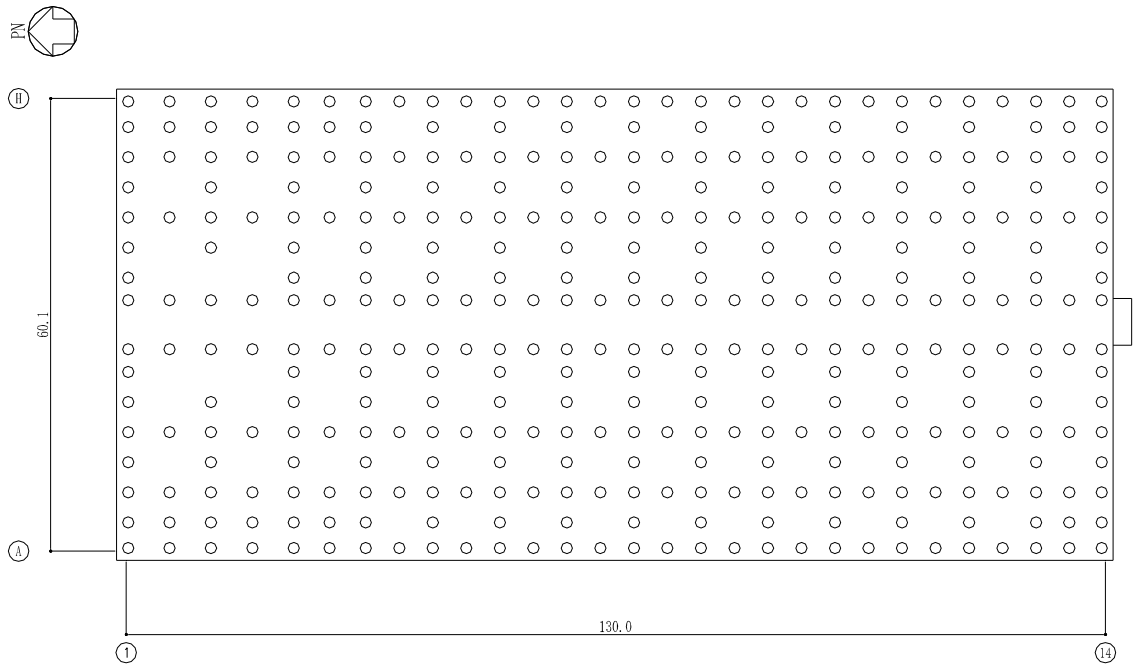


图 1 - 1 杭伏图 (T.P.13.8) (单位 : m)

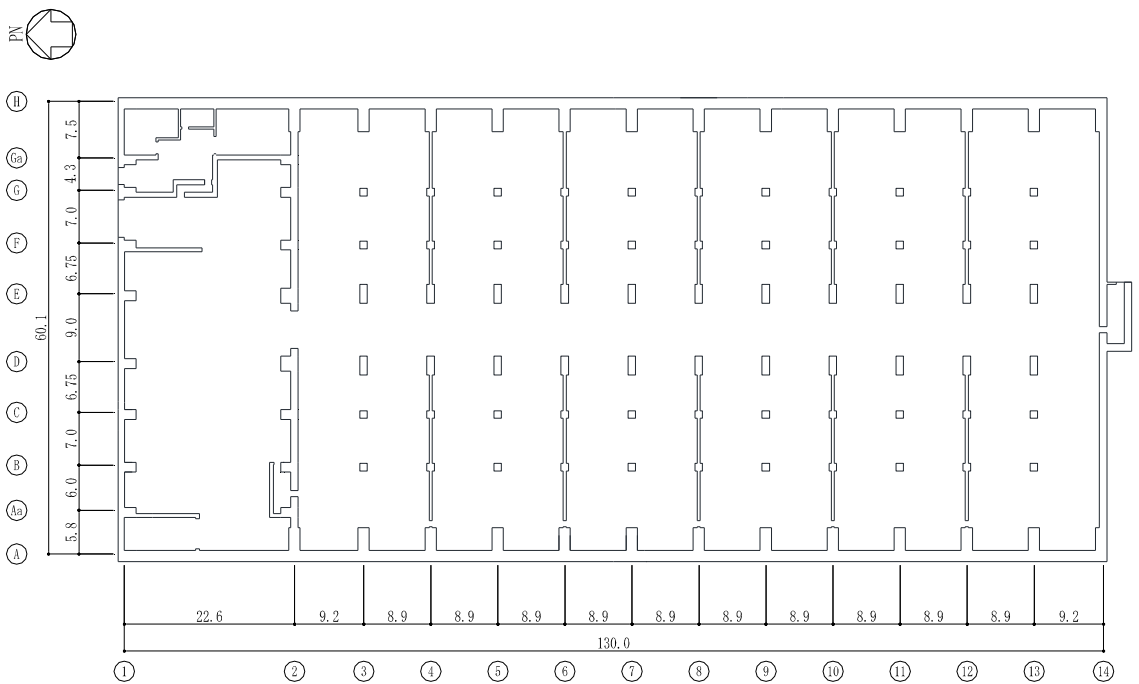


图 1 - 2 1 階伏图 (T.P.16.3) (单位 : m)

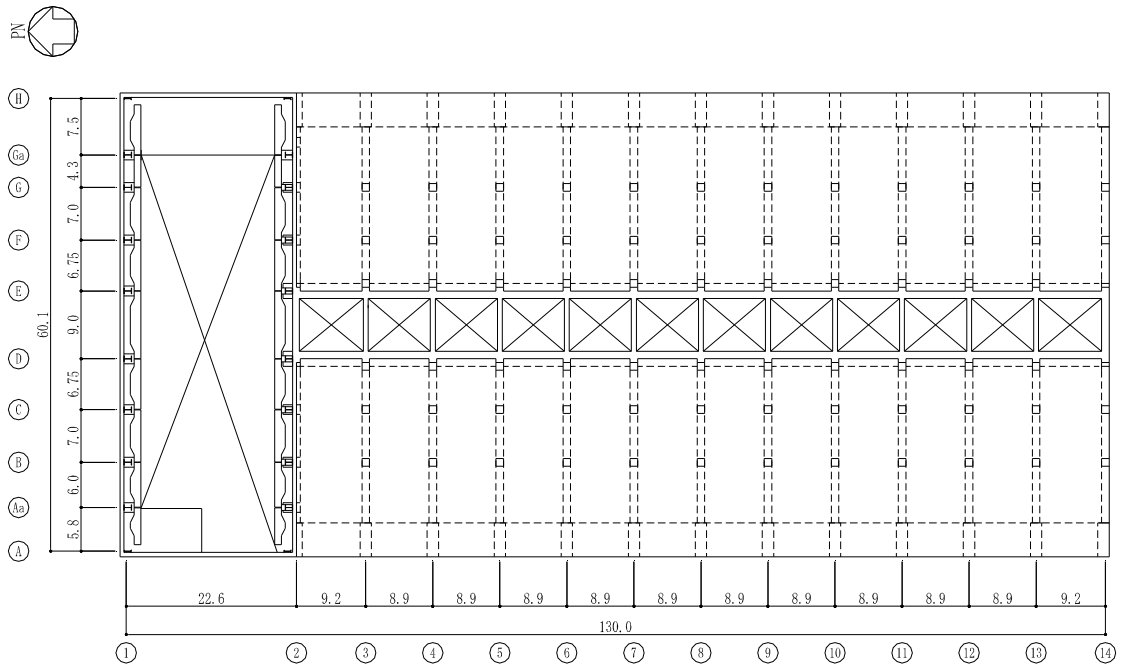


図 1 - 3 屋根伏図 (その 1) (T . P . 29 . 22) (単位 : m)

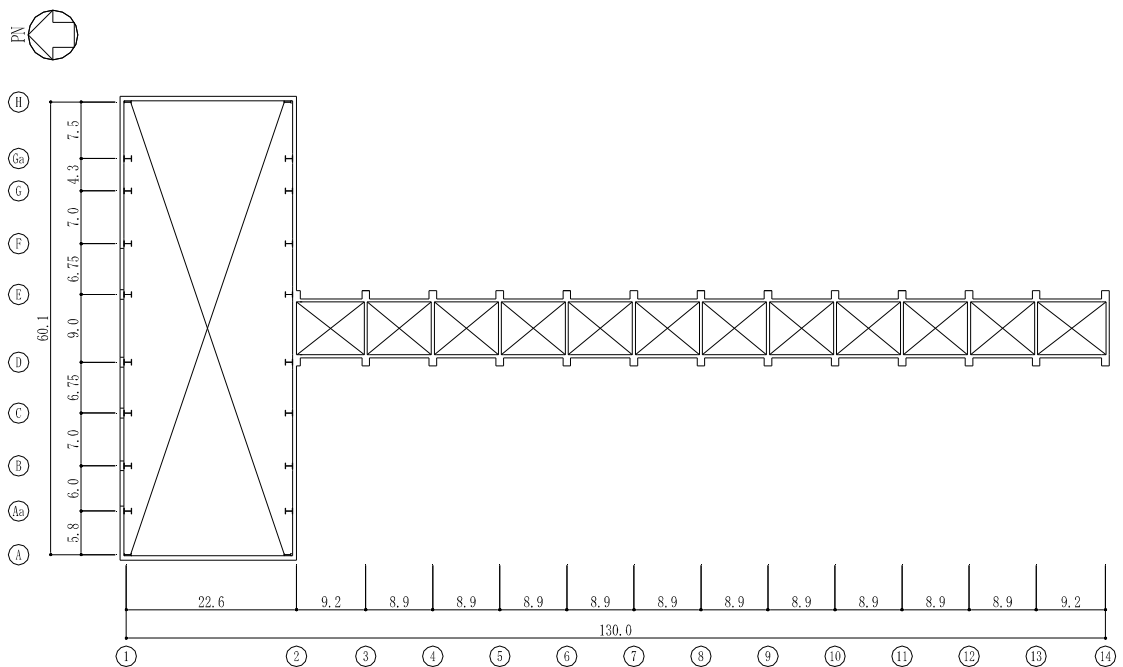


図 1 - 4 中間階伏図 (T . P . 33 . 22) (単位 : m)

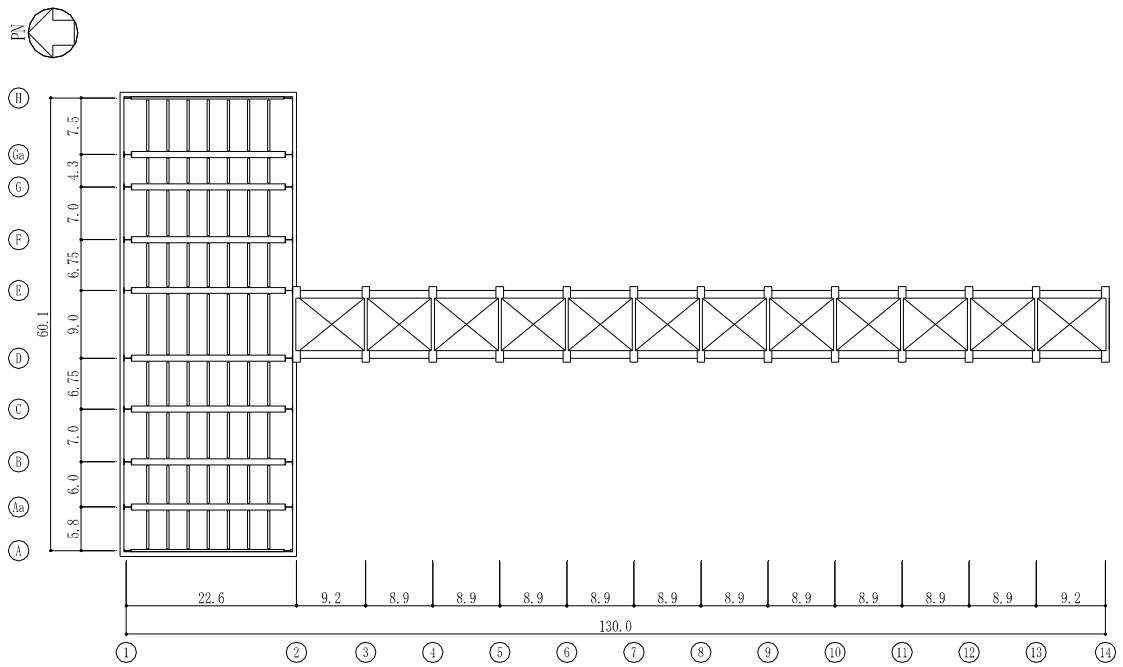


図 1 - 5 屋根伏図 (その 2) (T . P . 39 . 3) (単 位 : m)

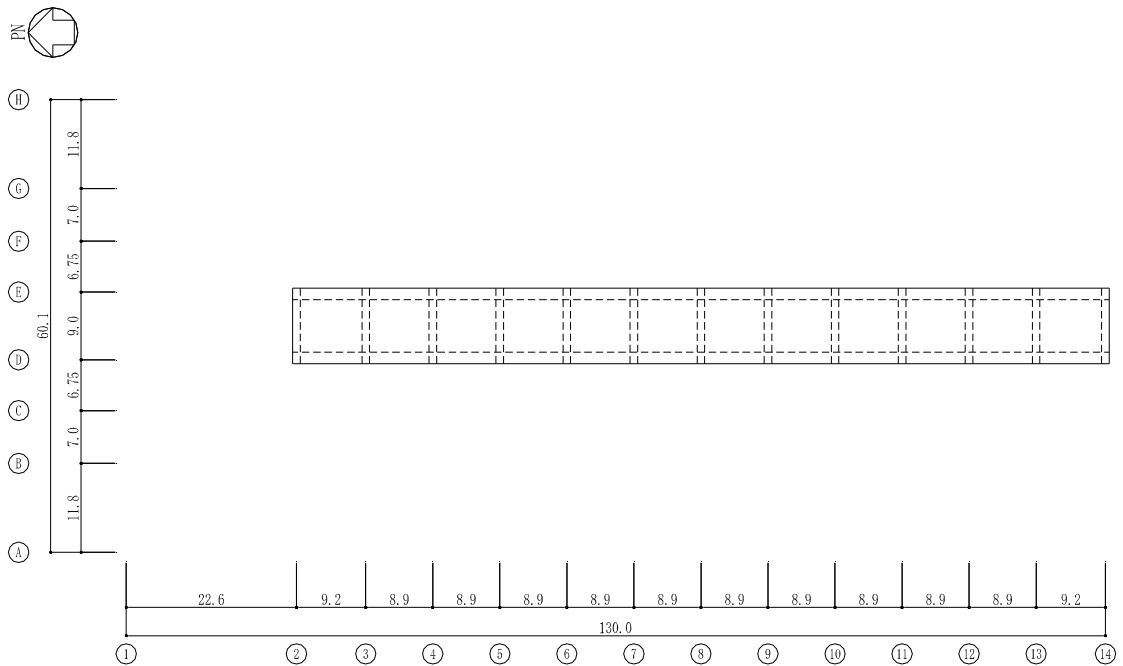


図 1 - 6 屋根伏図 (その 3) (T . P . 43 . 5) (単 位 : m)

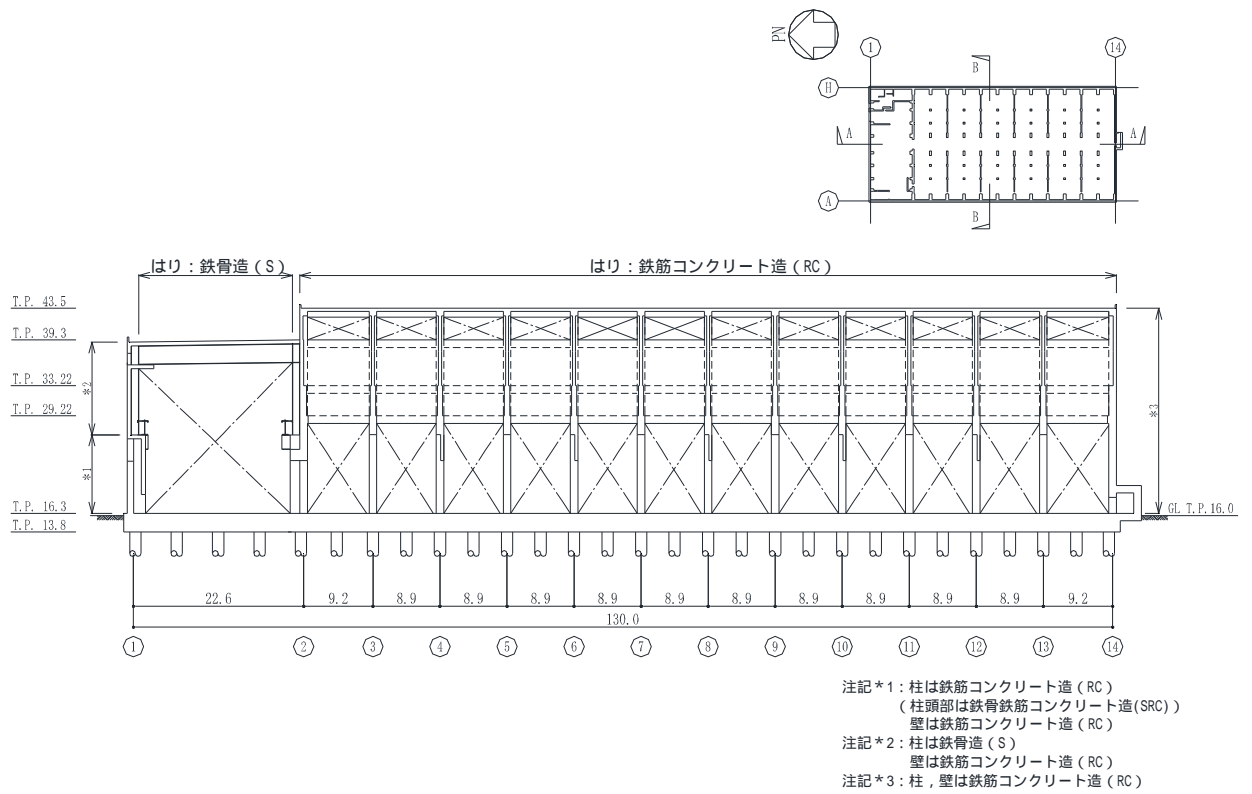


図 1 - 7 A - A 断面図 (NS 方向) (単位 : m)

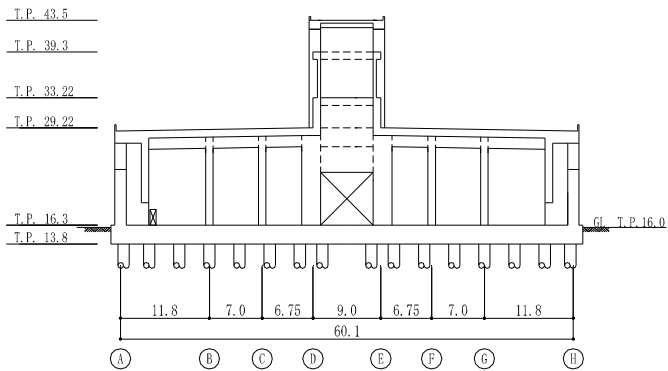


図 1 - 8 B - B 断面図 (EW 方向) (単位 : m)

2. 設計基準

設計は原則として以下の関係諸法規，規準及び規格等に準拠している。

- (1) 建築基準法
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 2005年）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 1999年）
- (4) 鋼構造設計規準（（一社）日本建築学会 2005年）
- (5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準（（一社）日本建築学会 2001年）
- (6) 建築基礎構造設計指針（（一社）日本建築学会 2001年）
- (7) 日本産業規格（JIS規格）
- (8) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 2008）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成20年12月）
- (9) 原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2008）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成20年12月）
- (10) 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程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）（（一社）日本電気協会 原子力規格委員会 平成22年4月）

なお，本計算書における使用計算機コードは次のとおりである。

- (1) 地盤の地震応答解析
「SHAKE」
- (2) 建屋の地震応答解析，せん断力分配解析及び杭の応力解析
「DYNA2E Ver.7.2.18」
- (3) フレームの応力解析
「NASTRAN Ver.2008.0.0」
- (4) 基礎スラブの応力解析
「NASTRAN Ver.2005.5.2」
- (5) フレームの荷重増分解析
「Super Build/SS3 Ver.1.1.1.7」
- (6) 建屋の3次元FEM地震応答解析
「NASTRAN Ver.2013.1.1」

3. 使用材料並びに材料の許容応力度及び材料強度

貯蔵建屋の上部構造及び基礎スラブに用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、コンクリートの設計基準強度 F_c は N/mm² とする。鉄筋は とする。鋼材は SN400B, SN490B とする。

杭は場所打ちコンクリート杭とし、コンクリートの設計基準強度 F_c は 32 N/mm² とする。鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度及び材料強度を表 3-1～表 3-4 に示す。

杭の許容鉛直支持力及び許容引抜き抵抗力は、杭の載荷試験による最大荷重 24000 kN 及び最大荷重時における杭先端の荷重 240 kN を用い、「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程」に準拠し、表 3-5 及び表 3-6 に示すとおり設定した。杭の載荷試験の概要を図 3-1 に示す。

表 3-1 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
杭	6.00	0.60	12.00	0.90
上部構造及び基礎スラブ	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

表 3-2 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
<input type="text"/>	<input type="text"/> *	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

注記*：呼び径 D29 以上の太さの鉄筋に対しては とする。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-3 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

(単位：N/mm²)

		長 期		短 期	
		上端筋	その他の鉄筋	上端筋	その他の鉄筋
杭	$F_c = 32$ 異形鉄筋	—	1.13	—	1.70
上部構造 及び 基礎 スラブ	$F_c = \square$ 異形鉄筋	\square	\square	\square	\square

表 3-4 鋼材の許容応力度及び材料強度

(単位：N/mm²)

	材 質	板 厚	基準強度 F	許容応力度	材料強度
構造用鋼材	SN400B	≤40 mm	235	「建築基準法」及び「鋼構造設計規準」に従って左記 F の値により求める。	「建築基準法」及び「鋼構造設計規準」に従って左記 F を 1.1 倍した値により求める。
		>40 mm	215		
	SN490B	≤40 mm	325		
		>40 mm	295		

表 3-5 杭の許容鉛直支持力

(単位：kN/本)

杭径 (mm)	長 期	短 期	終 局
1500 φ	8000	16000	20000

表 3-6 杭の許容引抜き抵抗

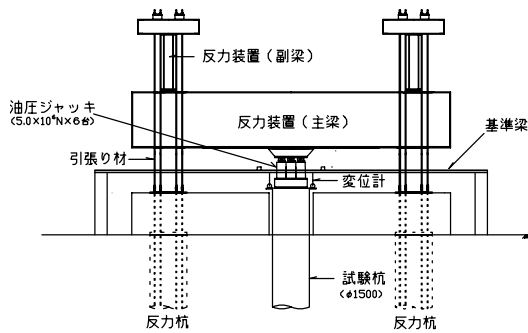
(単位：kN/本)

杭径 (mm)	短 期	終 局
1500 φ	11400	14000

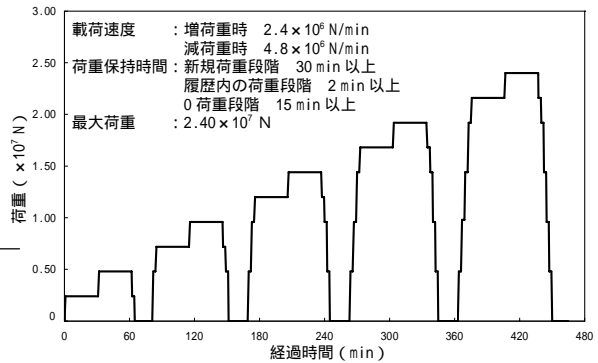
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

杭の押し込み試験

載荷試験による評価は地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に準拠する。



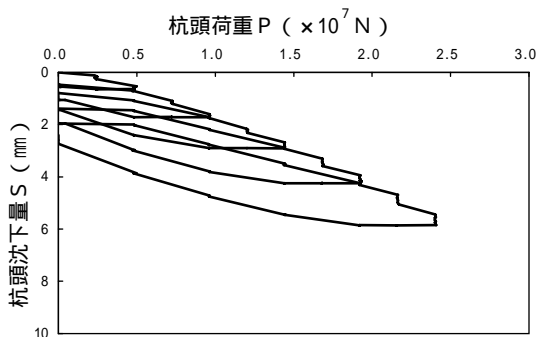
杭の押し込み試験の装置図(断面図)



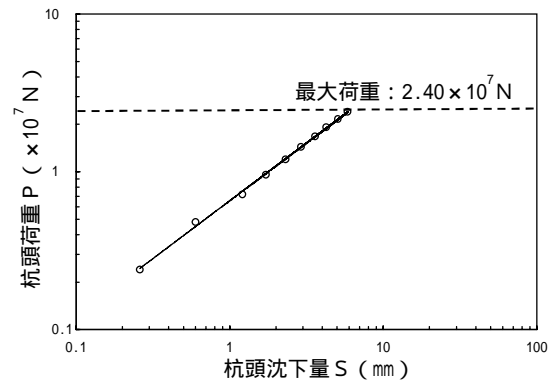
杭の押し込み試験の載荷パターン

試験結果

荷重と杭頭沈下量の関係を下図に示す。両対数で描いた荷重 杭頭沈下量曲線上に明瞭な折れ点が見えていないことから、杭及び基礎地盤の支持力は、最大荷重の 2.40×10^7 N で第 1 限界抵抗力に達していないと判断される。



荷重-杭頭沈下曲線



logP-logS 曲線

図 3 - 1 杭の載荷試験の概要

4. 設計用地震力

地上部分の水平地震力は層せん断力係数を用いて求め、地下部分の水平地震力は地下震度式を用いて求める。

4.1 地上部分の水平地震力

水平地震力はT.P.16.0 m を基準面として、下式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (4.1)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (4.2)$$

ここで、

- Q_i : 水平地震力 (kN)
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n = 1.5$)
- C_i : 地震層せん断力係数
- W_i : 当該層以上の重量 (kN)
- Z : 地震地域係数 ($Z = 1.0$)
- R_t : 振動特性係数 ($R_t = 1.0$)
- A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
- C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0 = 0.2$)

4.2 地下部分の水平地震力

地下部分に作用する水平地震力は、当該部分の重量に次式による水平震度を乗じて算定する。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H / 40) \cdot Z \quad (4.3)$$

ここで、

- K : 地下震度
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n = 1.5$)
- H : 地下部分の地盤面からの深さ (m)
- Z : 地震地域係数 ($Z = 1.0$)

上式によって求めた地震層せん断力係数 $1.5 C_i$ 及び設計用地震力を表4-1に、設計用転倒モーメントを表4-2に示す。

表 4 - 1 地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$ 及び設計用地震力

T.P. (m)	W_i (kN)	地震層せん断力係数 $1.5 \cdot C_i$		設計用地震力 ($\times 10^4$ kN)	
		NS	EW	NS	EW
43.5	26540	0.405	0.350	1.25	1.02
39.3	82530	0.336	0.339	3.04	3.04
33.22	130640	0.321	0.327	4.52	4.58
29.22	478970	0.300	0.300	15.09	15.09
16.3	1351580	[0.150]	[0.150]	31.15	31.15
13.8	1609550	[0.142]	[0.142]		

注：[] 内は地下部分の水平震度を示す。

表 4 - 2 設計用転倒モーメント

($\times 10^5$ kN・m)

T.P. (m)	NS	EW
13.8	30.89	30.82

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重

貯蔵建屋の設計では以下の荷重を考慮する。

(1) 固定荷重 (DL)

構造物の自重で、以下の値とする。

鉄筋コンクリート	24 kN/m ³
鉄骨鉄筋コンクリート	25 kN/m ³
鉄骨	77 kN/m ³

(2) 配管荷重 (PL)

配管による荷重

(3) 機器荷重 (EL)

金属キャスク等の建屋内に格納される主要機器の荷重

(4) 積載荷重 (LL)

人員荷重の他、機器荷重 (EL) に含まれない小さな機器類の荷重

(5) 雪荷重 (SNL)

積雪量 170 cm、単位荷重 30 N/m² (積雪量 1 cm 当たり) として、5.10 kN/m² とする。ただし、長期荷重時には 0.7 を乗じ、地震荷重時には 0.35 を乗じる。

なお、降下火砕物の荷重は、文献調査等により敷地で確認されている既往最大の層厚 30 cm、単位荷重 150 N/m² (湿った灰を想定: 1 cm 当たり) を考慮したとしても 4.50 kN/m² となり雪荷重より小さいため、雪荷重によって代表させる。

(6) 温度荷重 (TL)

金属キャスクの支持構造物である基礎スラブの上面と下面との温度差によって生じる荷重で、表 5.1 - 1 に示すとおりとする。

(7) 地震荷重 (SEL)

「4. 設計用地震力」による。

(8) 風荷重 (WL)

建築基準法施行令第 87 条の規定による。ただし、風荷重は表 5.1 - 2 に示すように地震荷重に比べて小さいので、荷重の組合せにおいては地震荷重によって代表させる。

(9) クレーン荷重 (CL)

定格荷重 1600 kN の天井クレーンによる荷重

クレーン自重	1000 kN
トロリ自重	700 kN
吊荷	1600 kN

表 5.1 - 1 温度荷重条件

(単位 :)

季節	荷重 状態	給気 温度	貯蔵区域		受入れ区域		基準 温度
			基礎上面*	基礎下面	基礎上面	基礎下面	
夏	長期	21.7	44.0	10.0	32.8	10.0	15.9
	短期	25.7	48.0	10.0	36.8	10.0	
冬	長期	-1.6	17.9	10.0	8.1	10.0	4.2
	短期	-5.8	13.4	10.0	3.9	10.0	

注記* : 三次元熱流動解析結果に基づき設定した温度分布の最高温度を示す。

表 5.1 - 2 風荷重と地震荷重の比較

(単位 : $\times 10^4$ kN)

T.P. (m)	NS方向		EW方向	
	風荷重による せん断力	設計用地震力	風荷重による せん断力	設計用地震力
43.5	0.01	1.25	0.05	1.02
39.3	0.04	3.04	0.14	3.04
33.22	0.09	4.52	0.24	4.58
29.22	0.17	15.09	0.41	15.09
16.3	0.24	31.15	0.55	31.15
13.8				

5.2 荷重の組合せ

設計で用いる荷重の組合せは表 5.2 - 1 による。ただし、ランウェイガーダの設計で用いる荷重の組合せは、「6.5 ランウェイガーダの設計」に示すものとする。

表 5.2 - 1 荷重の組合せ

荷重 ケース	荷重の組合せ	設計箇所	許容応力度
A	$VL^{*1} + 0.7 \cdot SNL + CL + TL^{*3}$	大ばり・柱 耐震壁 基礎スラブ 杭	長期
B	$VL^{*1} + 0.35 \cdot SNL + CL + TL^{*3} + SEL$	大ばり・柱 耐震壁 基礎スラブ 杭	短期
B'	$VL'^{*2} + CL + SEL$	杭	

注記*1：鉛直荷重（VL）は、固定荷重（DL）、配管荷重（PL）、機器荷重（EL）及び積載荷重（LL）を加え合わせたものである。

注記*2：鉛直荷重（VL'）は、鉛直荷重（VL）から金属キャスク重量を除いたものである。

注記*3：温度荷重（TL）は、表 5.1 - 1 に示すとおり夏と冬の 2 ケースとし、基礎スラブへの荷重として考慮する。

6. 設計概要

6.1 耐震壁の設計

(1) 解析概要及び解析結果

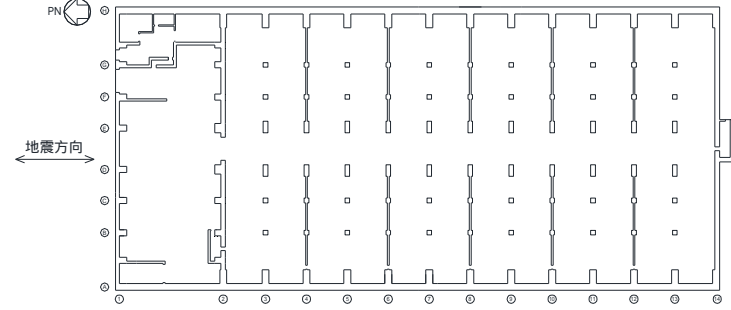
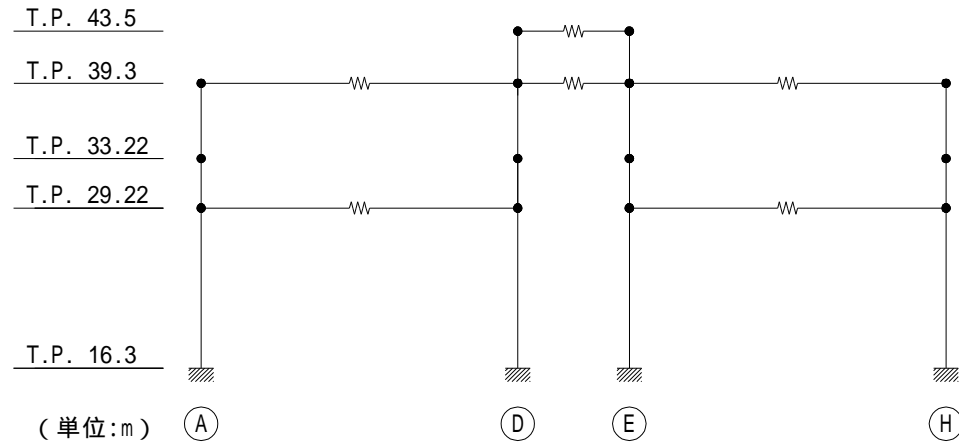
a. 分担せん断力

分担せん断力の計算は、耐震壁の各部材の設計用応力（せん断力と曲げモーメント）及びラーメン構造に用いる設計用地震荷重を求めるために行う。

せん断力分配解析モデルは、各階の床剛性を考慮するため床ばねで結んでいる。また、基礎スラブから立ち上がる部材の基部は固定とする。

解析は表 4 - 1 に示す設計用地震力を図 6.1 - 1 及び図 6.1 - 2 のモデルに外力として加えて行う。

解析結果を表 6.1 - 1 及び表 6.1 - 2 に示す。



せん断断面積及び断面二次モーメント

T.P. (m)	A	D	E	H
43.5	-	1.80	1.80	-
39.3	14.04	43.36	43.36	14.04
33.22	12.29	457.05	457.05	12.29
29.22	14.04	108.40	108.40	14.04
29.22	12.29	1116.95	1116.95	12.29
16.3	169.59	0.91	0.91	168.64
16.3	2875.22	-	-	2834.01

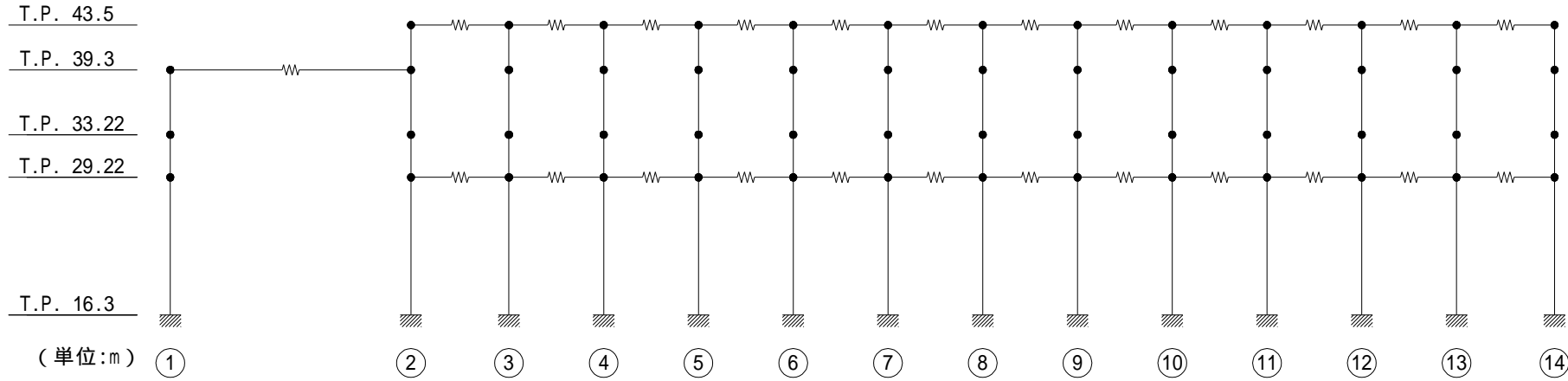
上段：せん断断面積 (m²)

下段：断面二次モーメント (×10² m⁴)

床ばね定数 (単位：×10⁶ kN/m)

T.P. (m)	A-D	D-E	E-H
43.5	-	18.97	-
39.3	4.81	13.65	4.81
33.22	-	-	-
29.22	31.18	-	31.18

図 6.1 - 1 せん断力分配解析モデル (NS 方向)



せん断断面積及び断面二次モーメント

T.P. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
43.5	-	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
39.3	-	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
33.22	13.05	30.80	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
29.22	159.00	185.14	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.42
16.3	30.80	34.80	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	10.00
	185.14	185.47	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.09
	37.82	54.22	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	21.78	3.14	61.32
	327.82	461.20	-	199.32	-	199.32	-	199.32	-	199.32	-	199.32	-	255.21

上段：せん断断面積 (m²)
下段：断面二次モーメント (×10² m⁴)

床ばね定数

T.P. (m)	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14
43.5	-	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.71
39.3	14.12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33.22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.22	-	43.62	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	45.09	43.62

(単位：×10⁶ kN/m)

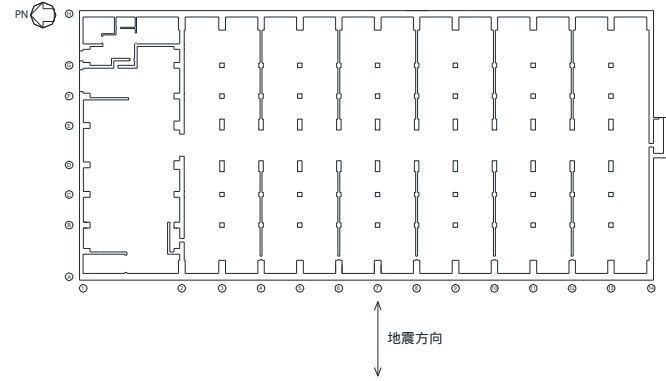


図 6.1 - 2 せん断力分配解析モデル (EW 方向)

表 6.1 - 1 解析結果（せん断力）及びフレーム設計用地震荷重

（単位：×10³ kN）

T.P. (m)	NS				EW														フレーム設計用 地震荷重	
	A	(D)	(E)	H	1	2	(3)	4	(5)	6	(7)	8	(9)	10	(11)	12	(13)	14	NS	EW
43.5	-	6.26	6.25	-	-	1.28	0.47	0.67	0.72	0.79	0.78	0.81	0.78	0.80	0.76	0.77	0.75	0.88	6.26	0.78
39.3	6.48	8.87	8.71	6.36	6.64	7.99	1.06	1.25	1.30	1.37	1.36	1.39	1.36	1.38	1.34	1.35	1.34	1.33	8.87	1.36
33.22	7.83	14.91	14.75	7.72	8.73	10.52	1.99	2.17	2.22	2.29	2.28	2.31	2.28	2.30	2.26	2.27	2.27	1.98	14.91	2.28
29.22	73.73	1.20	1.21	74.78	16.09	28.45	2.15	14.51	2.44	15.63	2.53	15.76	2.49	15.06	2.28	12.82	1.71	19.07	1.21	2.53
16.3																				

18

注：() で示す通りは，フレーム構造部分を示す。

表 6.1 - 2 解析結果（曲げモーメント）

（単位：×10⁴ kN・m）

T.P. (m)	NS				EW															
	A	D	E	H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
43.5																				
39.3	-	2.63	2.63	-	-	0.54	0.20	0.28	0.31	0.33	0.33	0.34	0.33	0.34	0.32	0.33	0.32	0.37		
33.22	3.94	8.02	7.92	3.87	4.04	5.39	0.84	1.04	1.10	1.16	1.15	1.19	1.16	1.18	1.14	1.15	1.13	1.18		
29.22	7.07	13.99	13.82	6.96	7.53	9.60	1.63	1.91	1.98	2.08	2.06	2.11	2.07	2.09	2.04	2.05	2.03	1.97		
16.3	102.33	15.53	15.37	103.57	28.31	46.35	4.40	20.64	5.13	22.26	5.33	22.47	5.28	21.54	4.98	18.62	4.23	26.60		

b. 断面算定

耐震壁は「a.分担せん断力」で得られた設計用せん断力及び曲げモーメントに耐えるように設計する。

せん断力による応力はすべて鉄筋で負担させ、さらに曲げモーメントにより生じる引張応力についても、鉄筋で負担するものとして断面算定を行う。

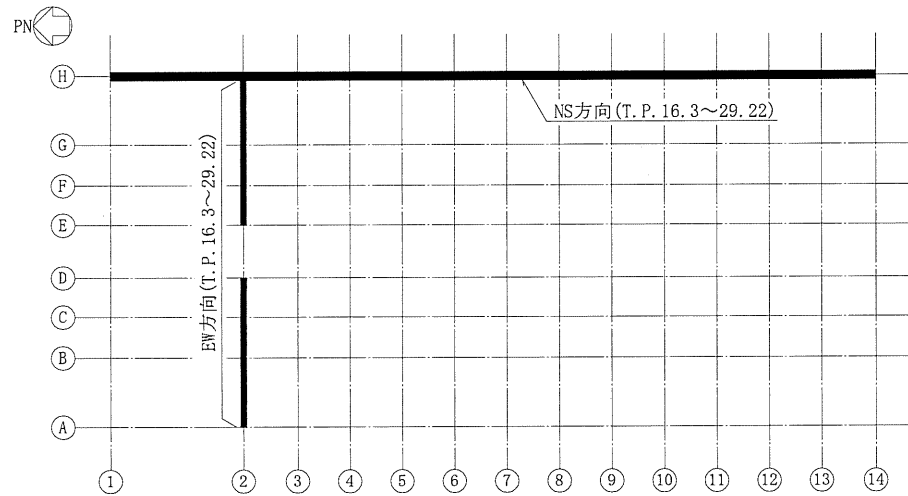
断面算定結果を表 6.1 - 3 に、配筋図を図 6.1 - 3 に示す。

断面算定表（表 6.1 - 3）に用いる記号の説明

Q	: せん断力
M	: 曲げモーメント
N	: 軸力（圧縮を正とする。）
σ_c	: コンクリートのせん断応力度
σ_s	: 鉄筋の引張応力度
σ_c	: コンクリートの圧縮応力度
ρ_g	: 主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比
t	: 壁厚
f_t	: 鉄筋の許容引張応力度

表 6.1-3 耐震壁の断面算定表

方向	T. P. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{ mm}^2$)	壁厚 t (mm)	配筋 (タテ, ヨコ共) p_g (%)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{s \sigma_t + \sigma_t}{f_t}$
						せん断力 Q ($\times 10^3 \text{ kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の 引張応力度 $s \sigma_t$ (N/mm^2)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N ($\times 10^3 \text{ kN}$)	鉄筋の 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリートの 圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	
NS	16.3~29.22	H	168.64		 $p_g =$	74.78	0.45	37.50	103.57	80.71	0.00	0.94	0.11
EW	16.3~29.22	2	54.22	1000	2-D32@200 $p_g = 0.79$	28.45	0.53	67.09	46.35	58.45	0.00	0.96	0.20



断面算定箇所

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

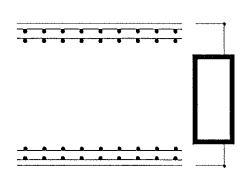
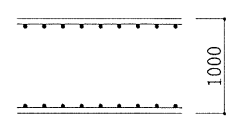
方向	T. P. (m)	通り	配筋図
NS	16.3～29.22	H	 <p>タテ筋ヨコ筋共</p>
EW	16.3～29.22	2	 <p>タテ筋ヨコ筋共 D32@200 ダブル</p>

図 6.1-3 耐震壁配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

6.2 ラーメン構造部の設計

(1) 解析概要及び解析結果

ラーメン構造部は鉛直荷重，雪荷重，地震荷重及びクレーン荷重に対して安全であるように設計する。

代表例としてE通り及び7通りフレームについて解析概要及び解析結果を示す。

解析モデルは図6.2-1及び図6.2-2に示すように，大ばり・柱を線材置換したフレームで，基礎スラブ上端に固定されているものとする。また，各部材は曲げ及びせん断変形を考慮し，フレームに含まれる壁の剛性も評価する。

荷重別の応力解析結果を図6.2-3～図6.2-18に示す。なお，クレーン荷重及び地震荷重の解析結果は，代表的な各1ケースを記載している。

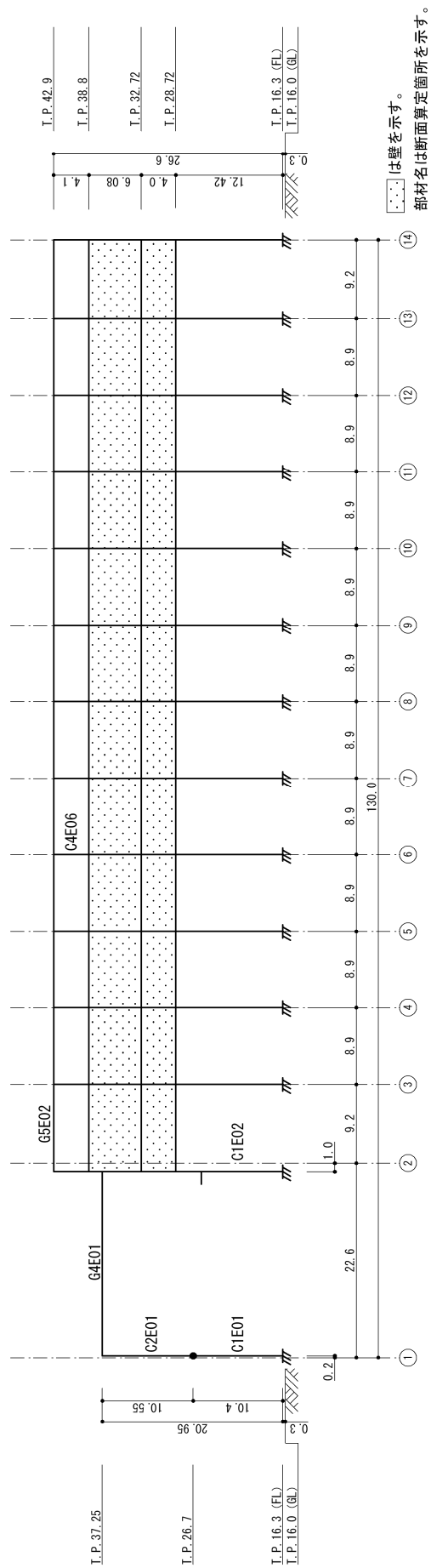


図 6.2 - 1 E 通り解析モデル図 (単位 : m)

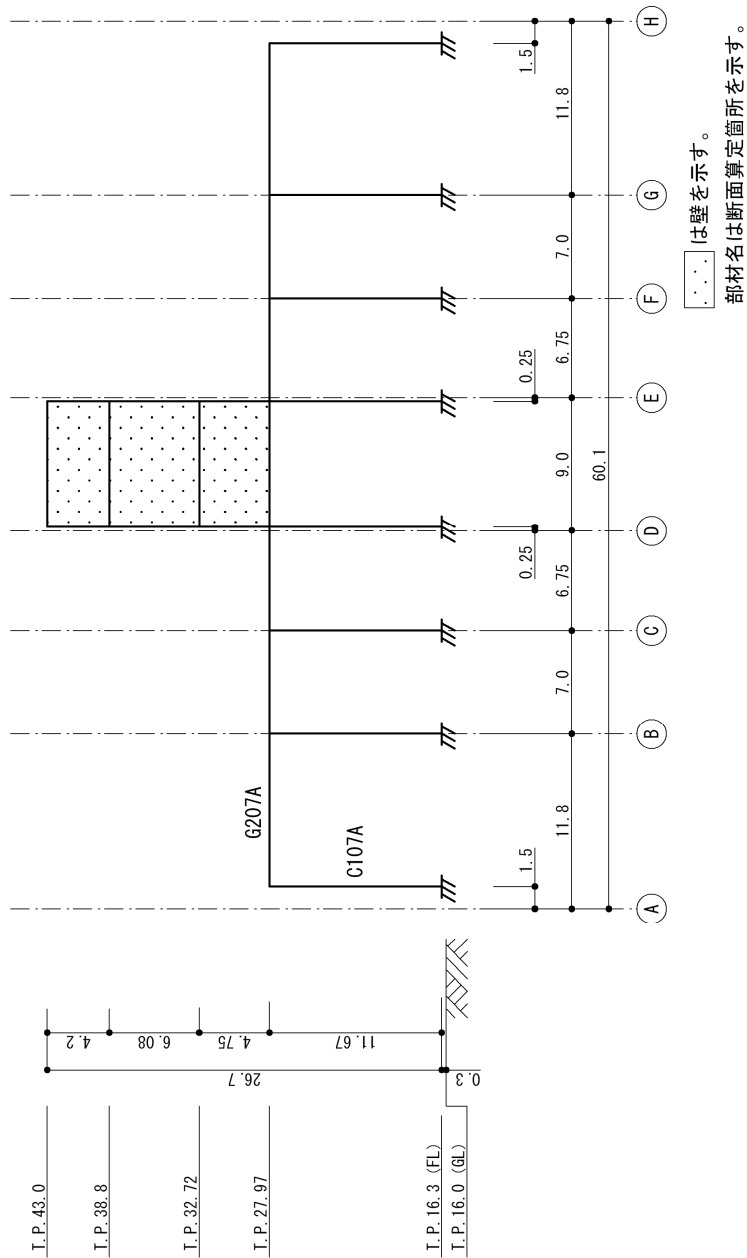


図 6.2 - 2 7 通り解析モデル図 (単位 : m)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ脚 モーメント
曲柱 げ頭 モーメント	はり左端 曲げモーメント

 は壁を示す。

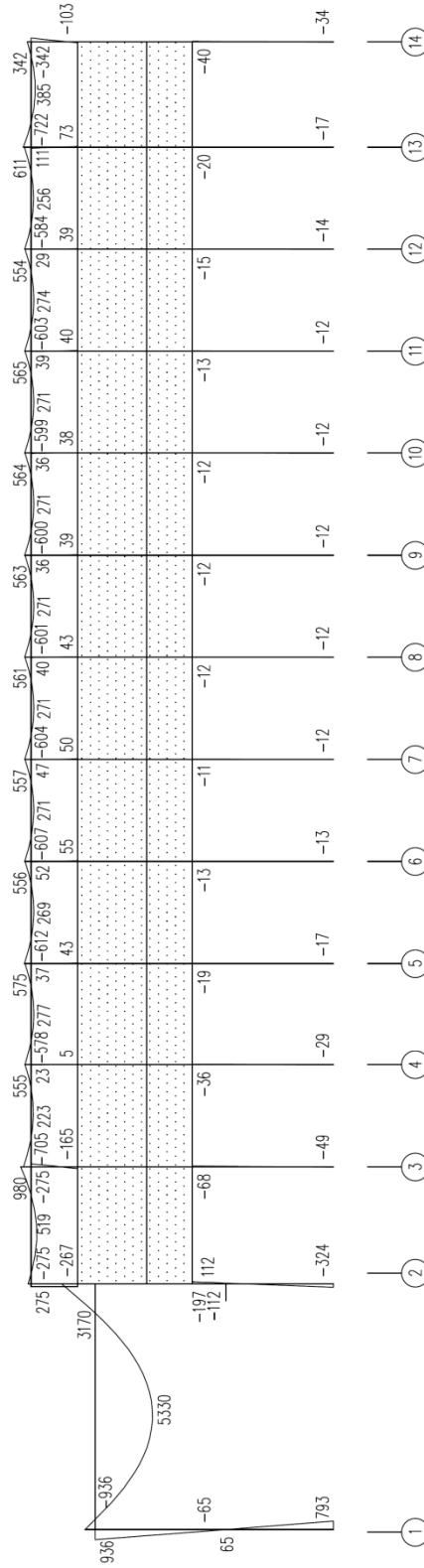


図 6.2-3 鉛直荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位: kN・m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

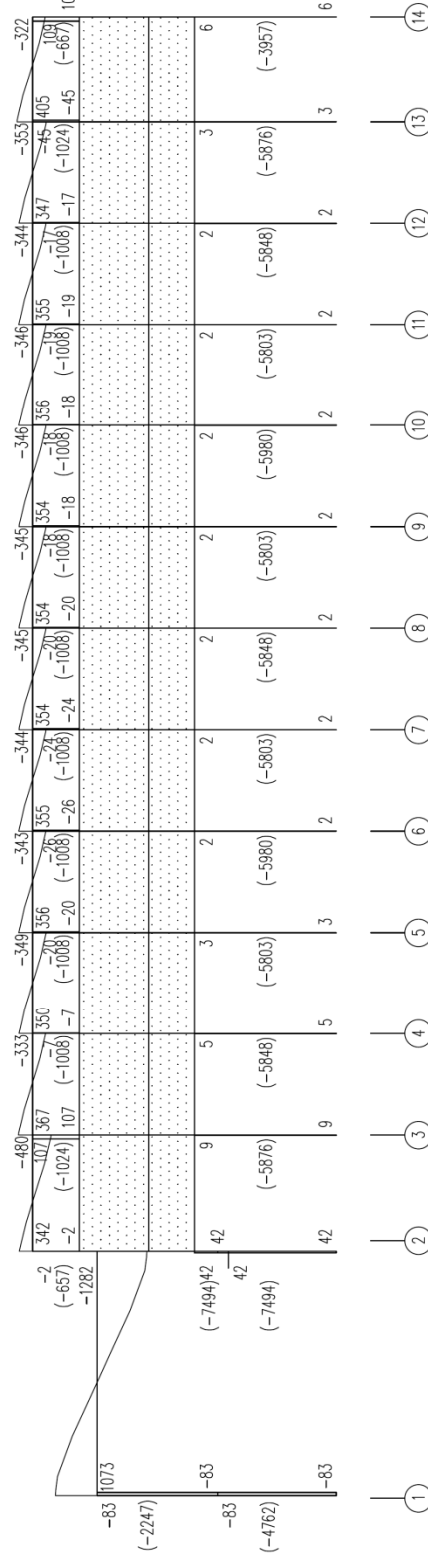


図 6.2 - 4 鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位: kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ脚 モーメント
はり左端 曲げモーメント	曲柱 げ頭 モーメント

 は壁を示す。

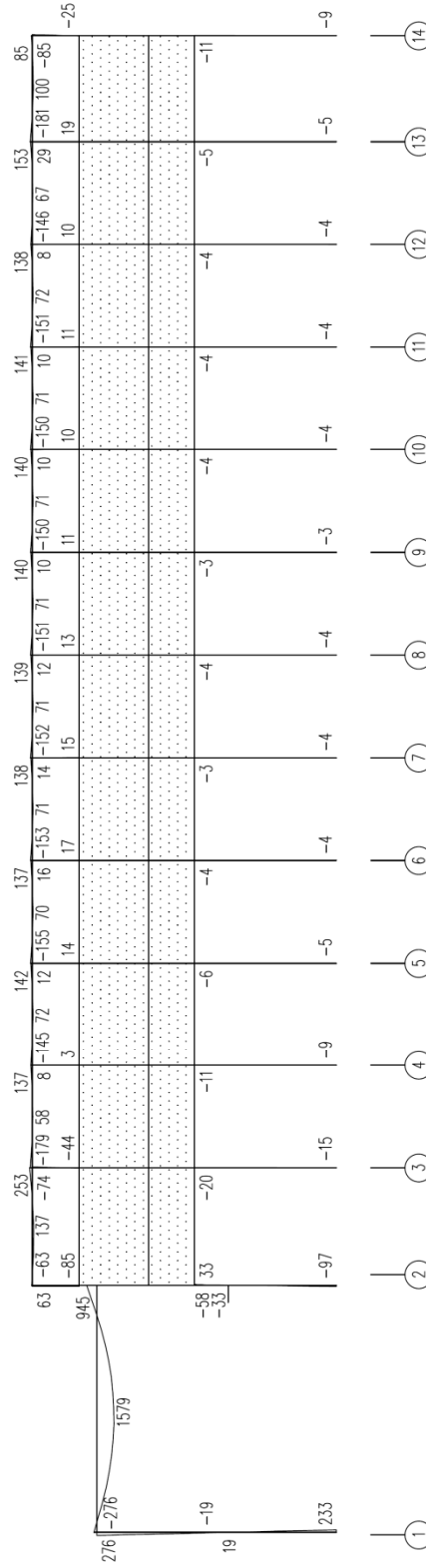


図 6.2 - 5 雪荷重 曲げモーメント図 (E通リ) (単位: kN・m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

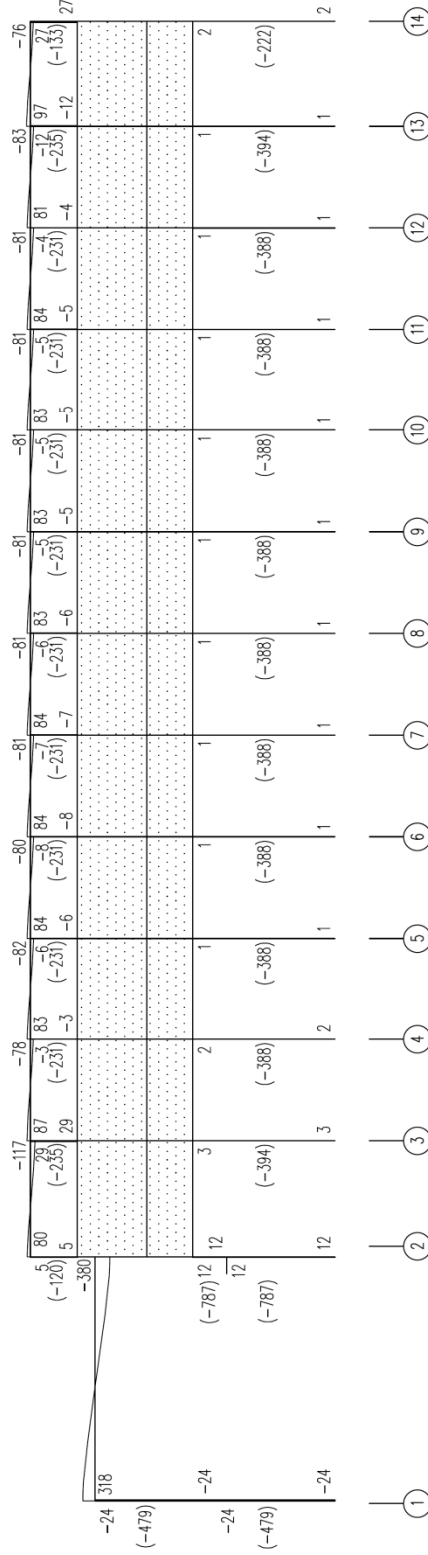



図 6.2 - 6 雪荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位 : kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	はり左端 曲げモーメント
曲柱 げモーメント	曲柱 げモーメント

 は壁を示す。

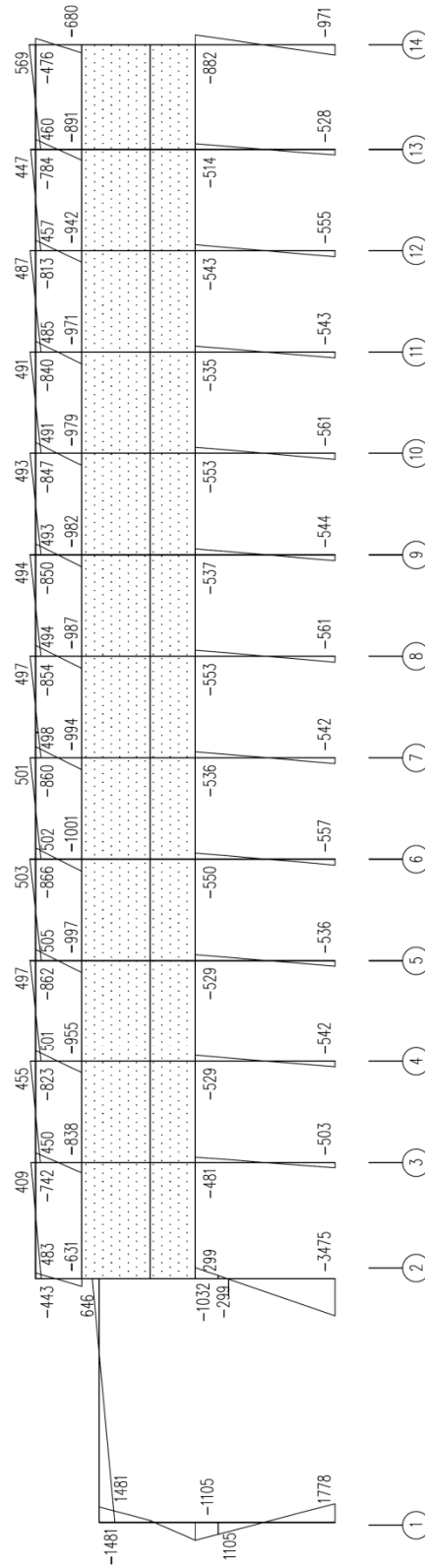


図 6.2 - 7 地震荷重 曲げモーメント図(E通り)(単位:kN·m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
はり左端せん断力	柱頭せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

は壁を示す。

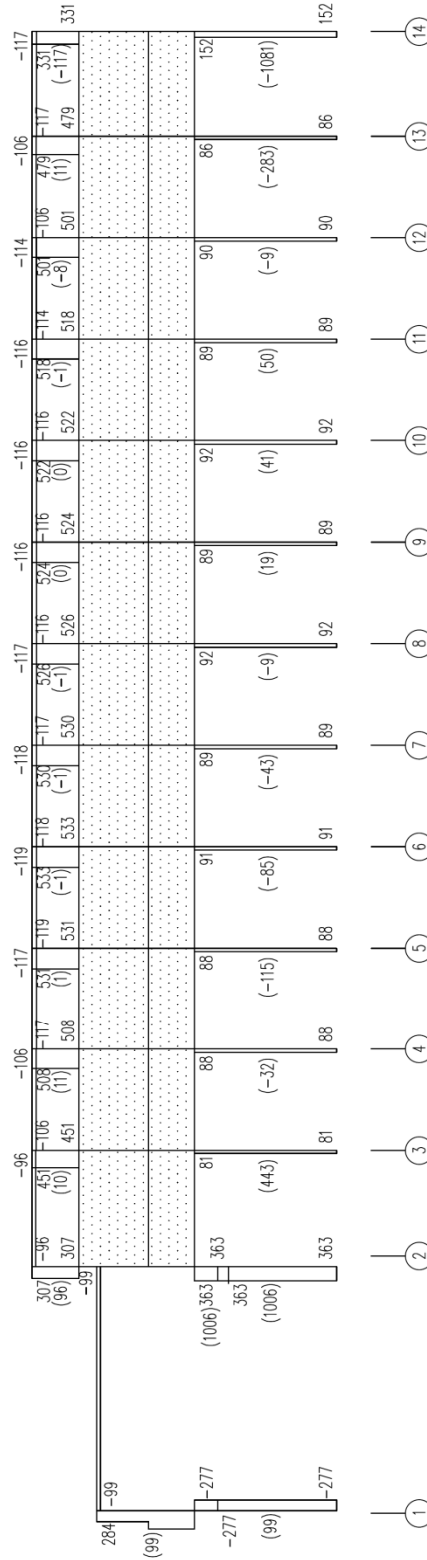



図 6.2 - 8 地震荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位: kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ モーメント
曲柱 げ モーメント	はり左端 曲げモーメント

 は壁を示す。

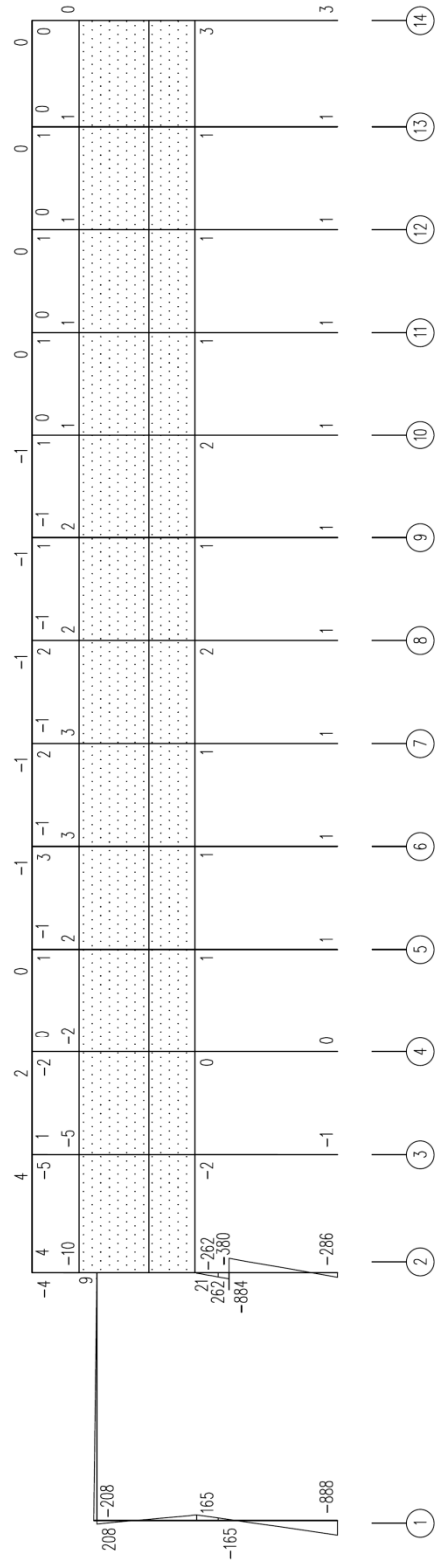


図 6.2 - 9 長期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位 : kN·m)

表示例	
はり右端せん断力	柱脚せん断力
柱頭せん断力	はり左端せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

 は壁を示す。

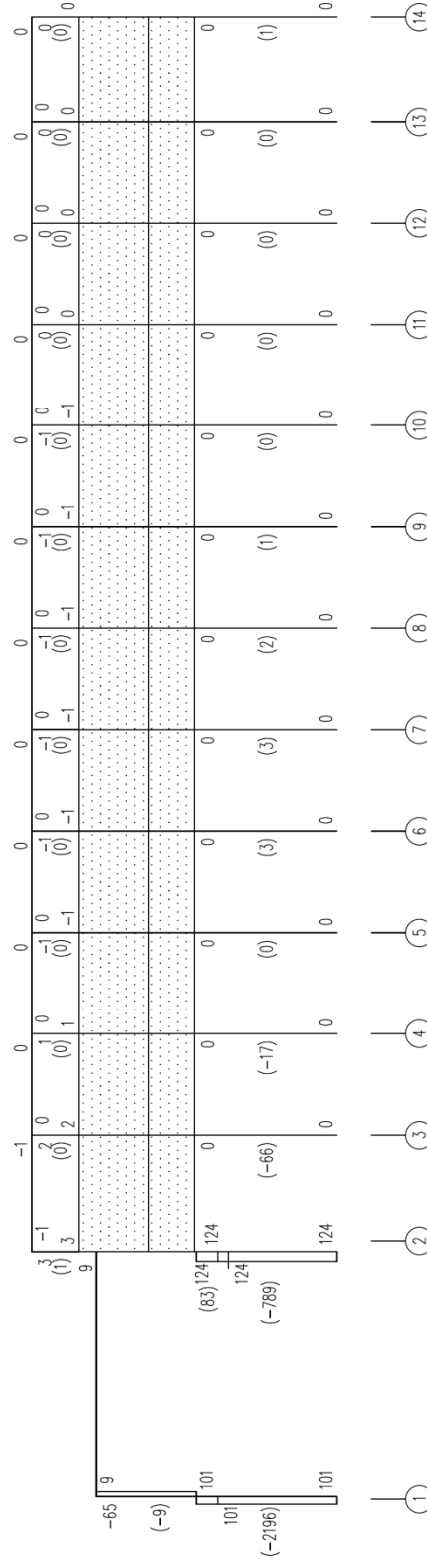


図 6.2 - 10 長期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位 : kN)

表示例	
はり右端 曲げモーメント	曲柱 げ モーメント
はり左端 曲げモーメント	曲柱 げ モーメント

 は壁を示す。

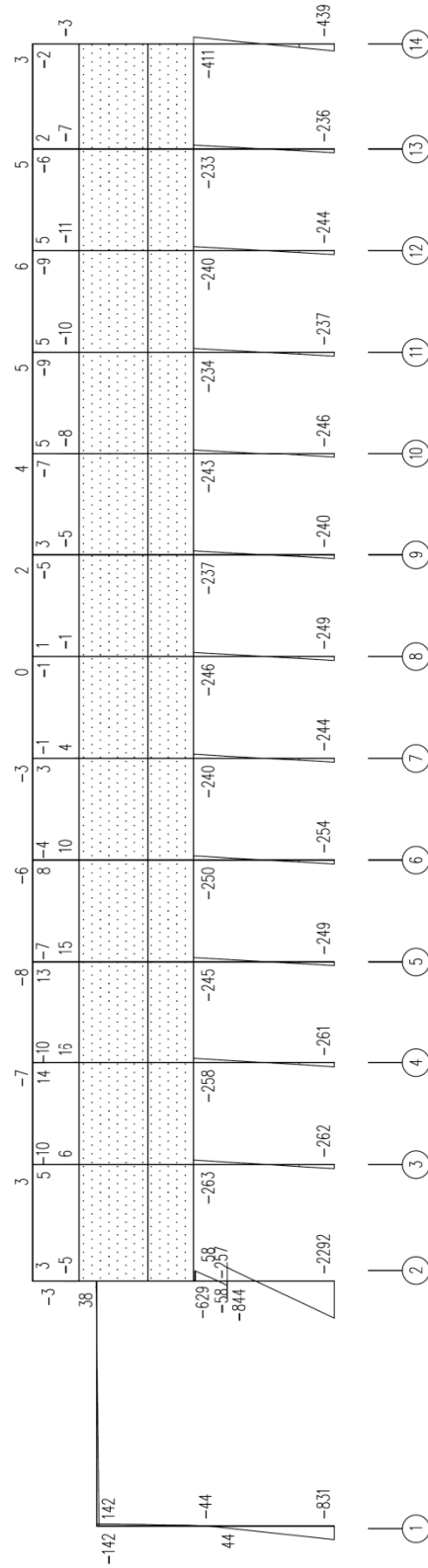


図 6.2 - 11 短期クレーン荷重 曲げモーメント図 (E 通り) (単位: kN·m)

表示例	
はり右端せん断力	はり左端せん断力
柱脚せん断力	柱頭せん断力

部材中央の()内の値は軸力を示す。
(引張りを正とする)

 は壁を示す。

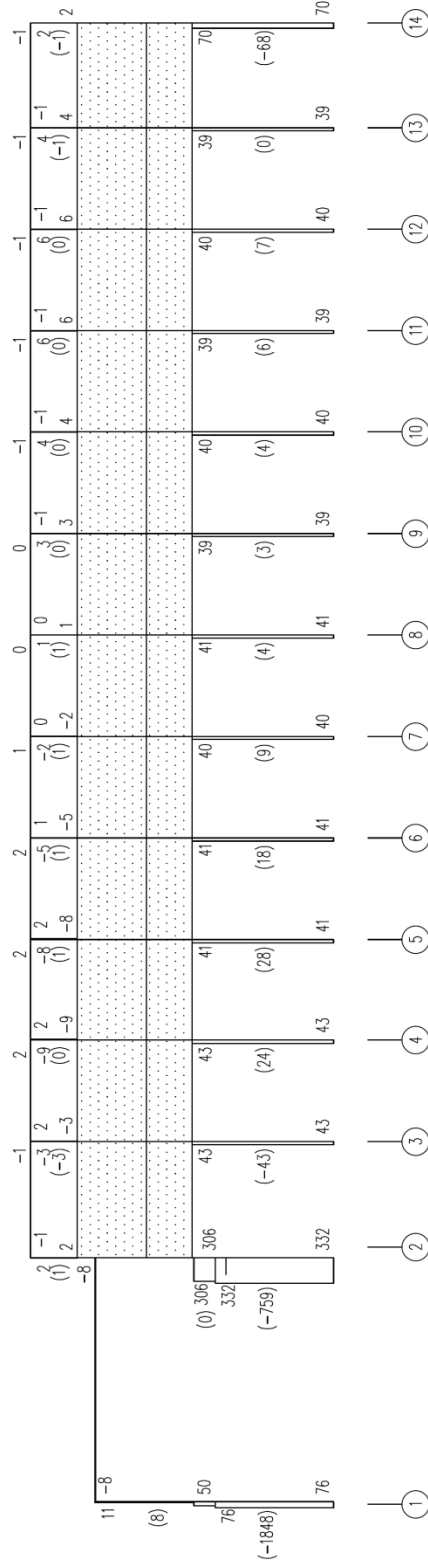


図 6.2 - 12 短期クレーン荷重 せん断力及び軸力図 (E 通り) (単位: kN)

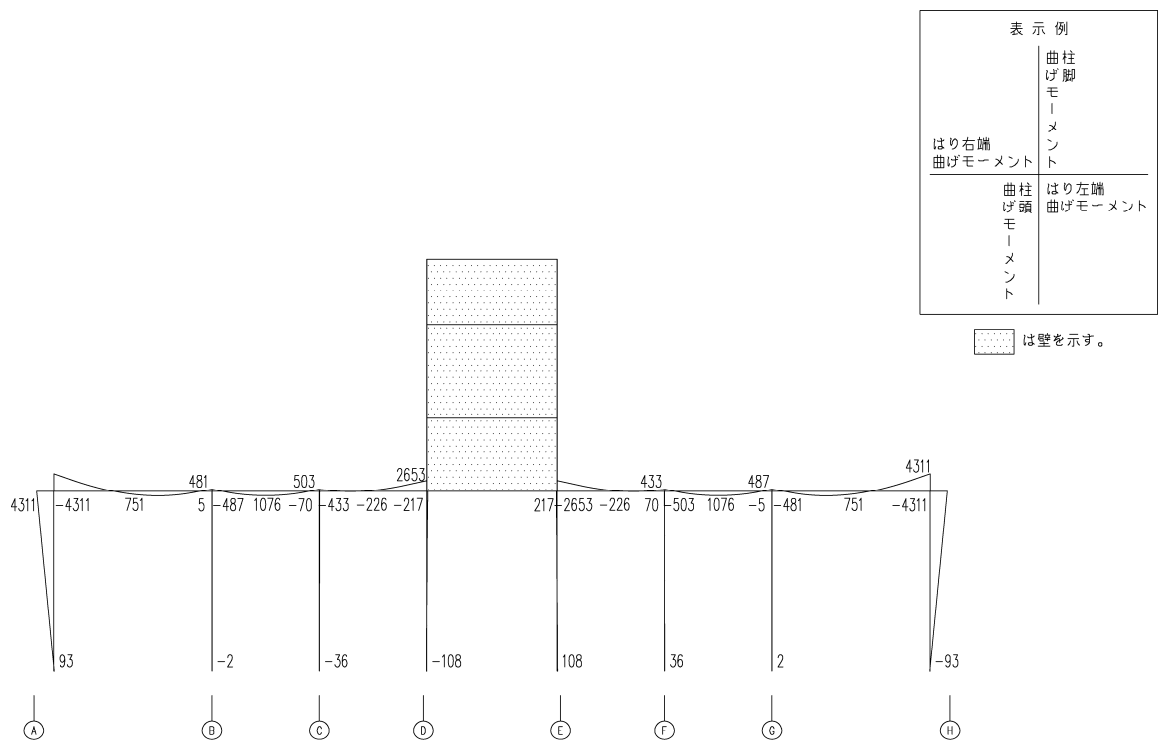


図 6.2 - 13 鉛直荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位 : kN・m)

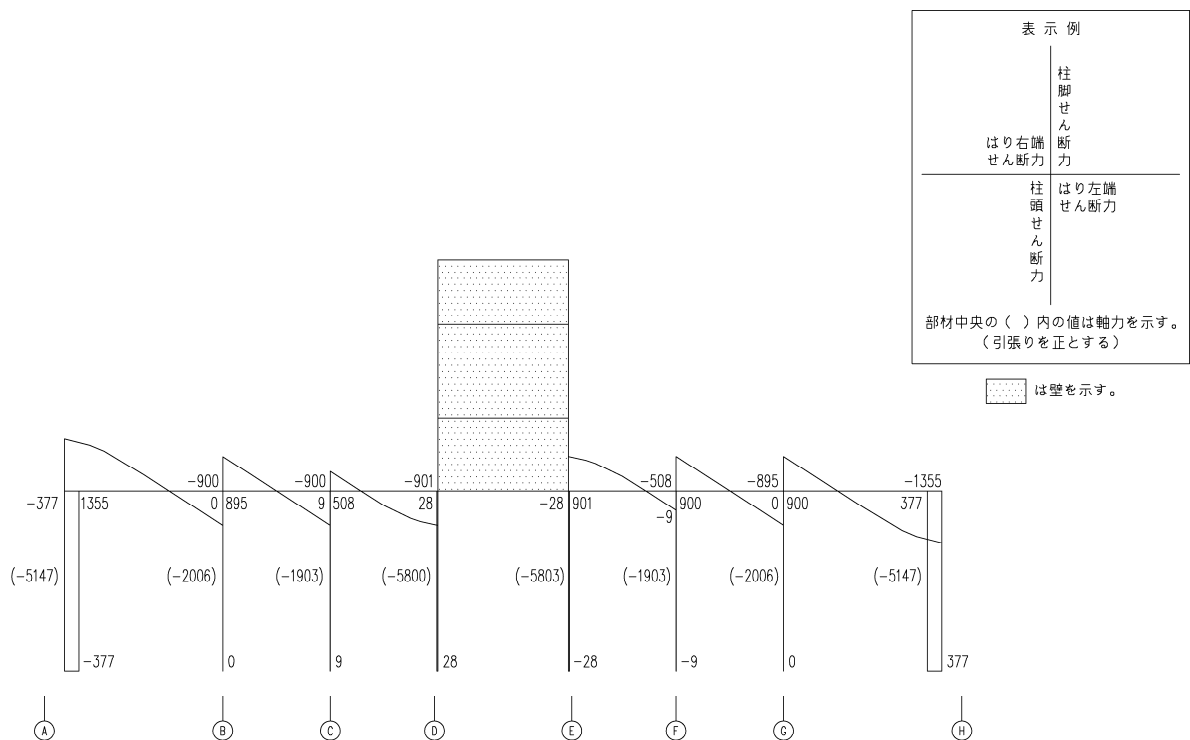


図 6.2 - 14 鉛直荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位 : kN)

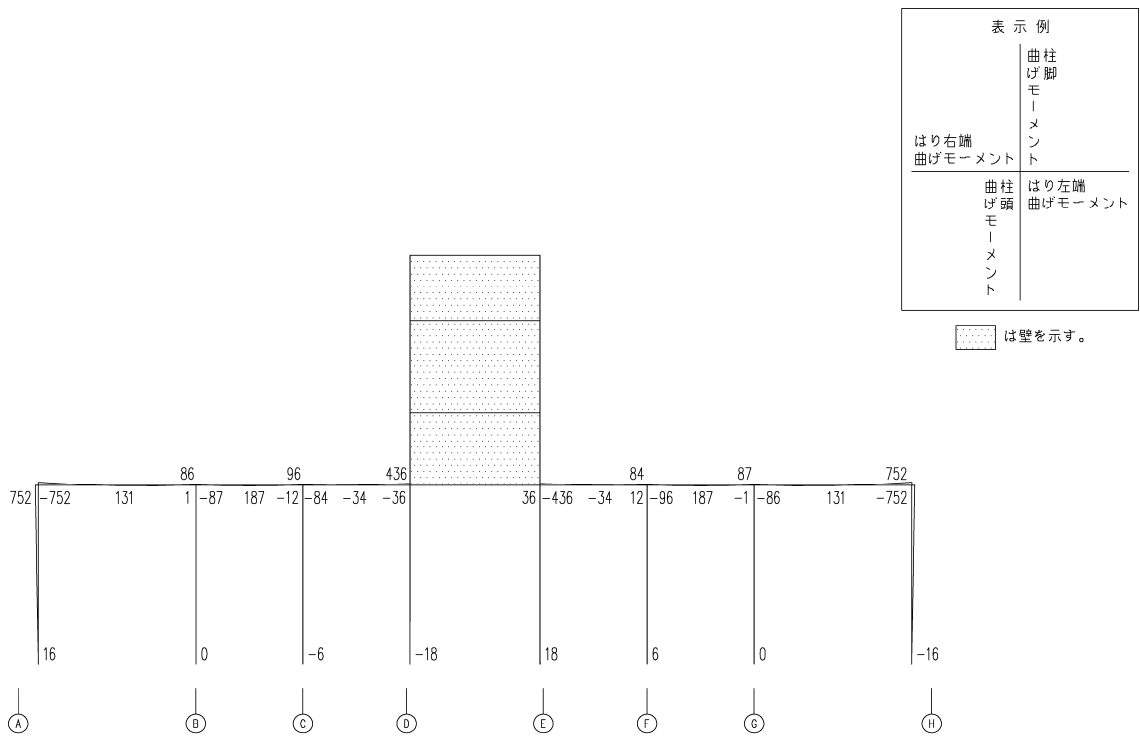


図 6.2 - 15 雪荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位 : kN・m)

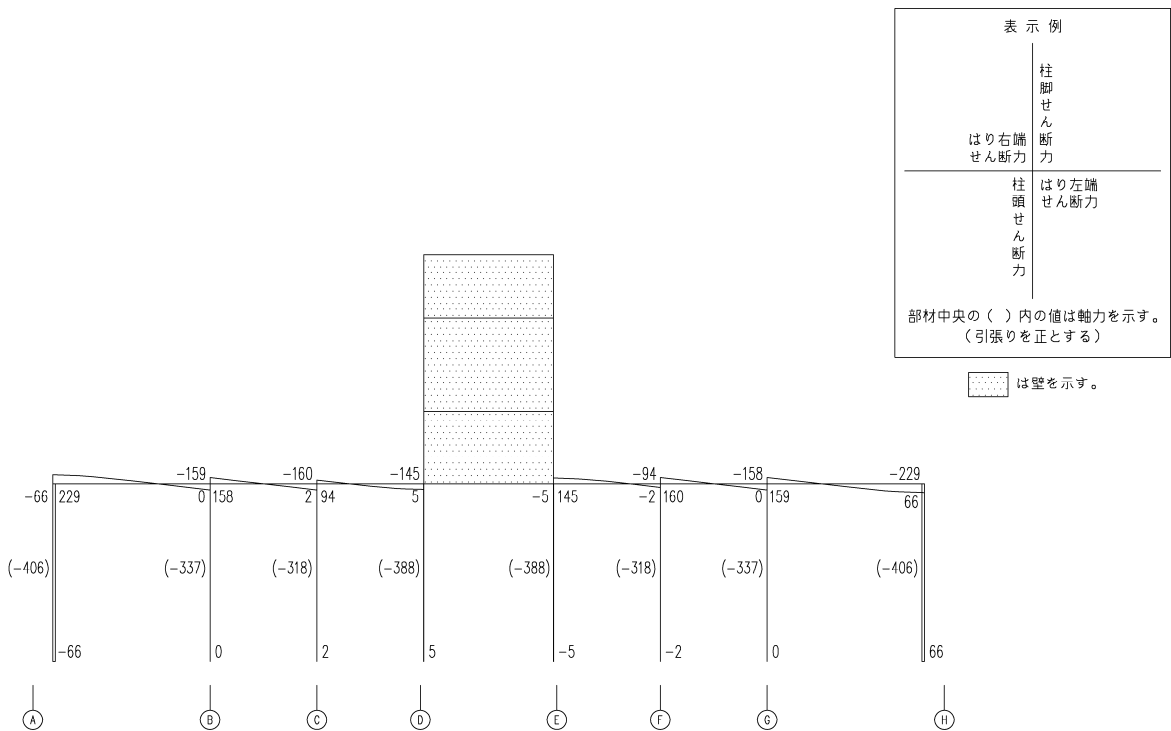


図 6.2 - 16 雪荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位 : kN)

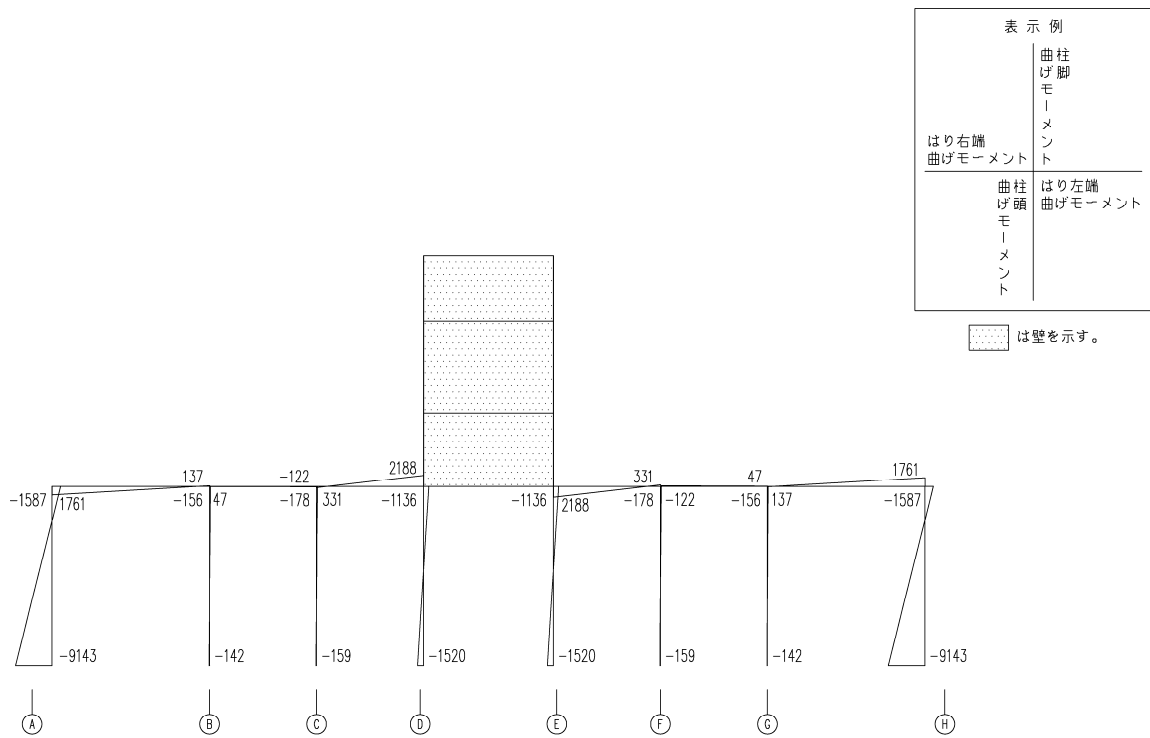


図 6.2 - 17 地震荷重 曲げモーメント図 (7 通り) (単位 : kN・m)

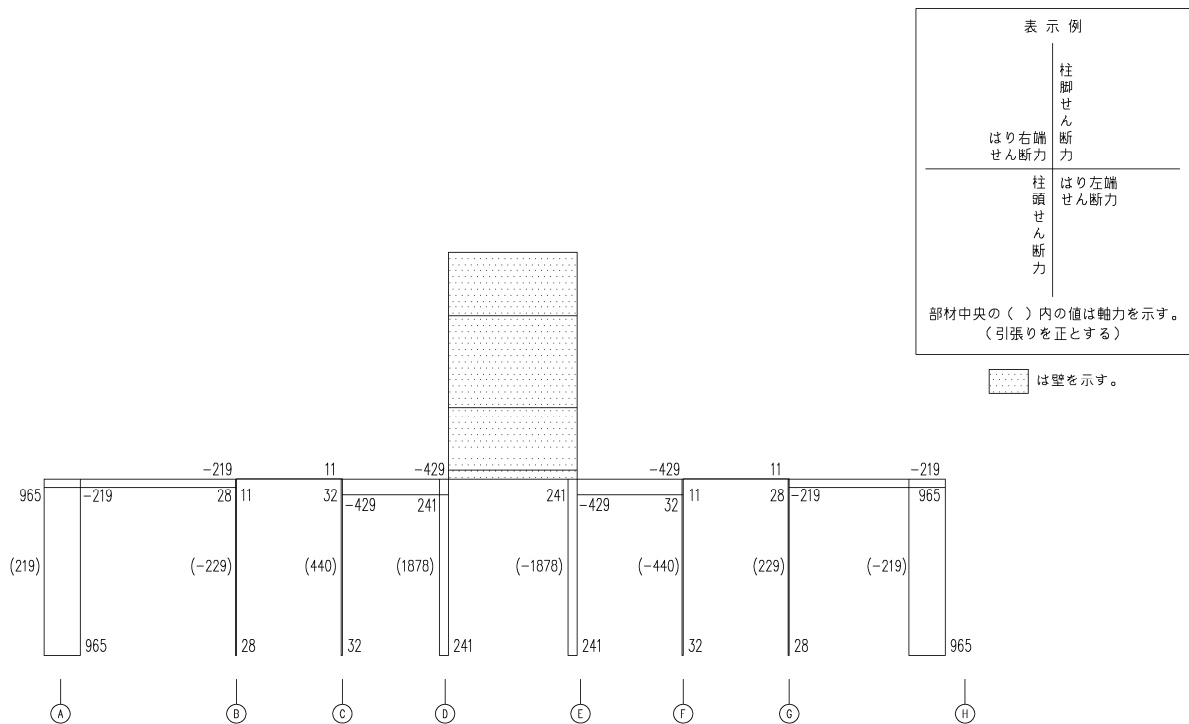


図 6.2 - 18 地震荷重 せん断力及び軸力図 (7 通り) (単位 : kN)

(2) 断面算定

各部材の断面算定は、荷重の組合せに対し最も不利な応力について行う。

鉄筋コンクリート部材、鉄骨鉄筋コンクリート部材及び鉄骨部材は、それぞれ「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」及び「鋼構造設計規準」に準拠して設計する。

図6.2 - 1及び図6.2 - 2に表す代表的部材についての断面算定結果を以下に示す。

表 6.2 - 1 大ばり断面算定表（鉄筋コンクリート）

表 6.2 - 2 大ばり断面算定表（鉄骨）

表 6.2 - 3 柱断面算定表（鉄筋コンクリート）

表 6.2 - 4 柱断面算定表（鉄骨）

表 6.2 - 5 柱断面算定表（鉄骨鉄筋コンクリート）

鉄筋コンクリート部材及び鉄骨鉄筋コンクリート部材の断面算定表（表 6.2 - 1 , 表 6.2 - 3 , 表 6.2 - 5）に用いる記号の説明

b	: 材の幅
D	: 材の全せい
$d, r d$: 曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離（有効せい）
$j, r j$: 曲げ材の応力中心距離（ $(7/8) \cdot d, (7/8) \cdot r d$ ）
M	: 曲げモーメント
N	: 軸力（圧縮を正とする。）
Q	: せん断力
$s M_0$: 鉄骨が曲げモーメントだけを受ける場合の許容曲げモーメント
$s M, r M$: 負担曲げモーメント
$s N, r N$: 負担軸力
$s Q_A, r Q_A$: 許容せん断力
$s Q_d, r Q_d$: 設計せん断力
$s Z$: 鉄骨の断面係数
$p_t, r p_t$: 引張鉄筋比
$a_t, r a_t$: 引張鉄筋の断面積
$p_w, r p_w$: 必要あばら筋比又は必要帯筋比
$r f_t$: 鉄筋の許容引張応力度
f_s	: コンクリートの許容せん断応力度
	: せん断スパン比（ $M / (Q \cdot d)$ ）による割増し係数
f_c'	: 柱の鉄筋コンクリート部分の算定に用いるコンクリートの許容圧縮応力度（鉄骨鉄筋コンクリート部材）
$s f_b$: 鋼材の許容曲げ応力度
s	: 鋼材の応力度

注：左側添字は鉄骨鉄筋コンクリート部材に用い， s は鉄骨を， r は鉄筋コンクリートを示す。

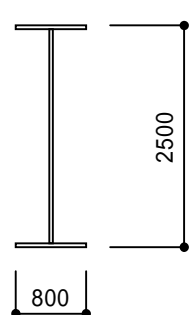
鉄骨部材の断面算定表（表 6.2 - 2 及び表 6.2 - 4）に用いる記号の説明

- Z : 断面係数
- A : 断面積
- A_s : ウェブ部分の断面積
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- Q : せん断力
- f_b : 許容曲げ応力度
- f_{fb} : フランジ部分の曲げ応力度
- w_b : ウェブ部分の曲げ応力度
- i : 断面二次半径
- l_k : 座屈長さ
- : 細長比
- f_c : 許容圧縮応力度
- f_c : 圧縮応力度
- f_s : 許容せん断応力度
- : せん断応力度
- f_t : 許容引張応力度

表 6.2 - 1 大ばり断面算定表 (鉄筋コンクリート)

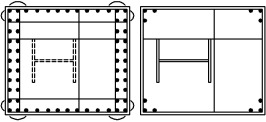
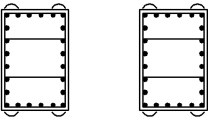
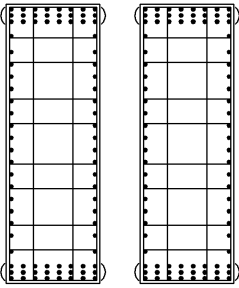
T.P. (m)		42.9			27.97			
はり記号		G5E02			G207A			
位置		2端	中央	3端	A端	中央	B端	
断面形	b × D (mm)	1500 × 1200			1000 × 2500			
	d (mm)	1050			2250			
	j (mm)	918			1968			
設計 応力	長期	M (kN・m)	479	619	-1181	-4838	-1309	1106
		荷重ケース	A	A	A	A	A	A
		Q (kN)	-398	-	568	-1516	-	1011
		荷重ケース	A	-	A	A	-	A
	短期	M (kN・m)	-780	740	-1491	-6335	-2790	1473
		荷重ケース	B	B	B	B	B	B
		Q (kN)	-466	-	620	-1654	-	1174
		荷重ケース	B	-	B	B	-	B
長期	M / (b・d ²) (N/mm ²)	0.29	0.37	0.71	0.96	0.26	0.22	
	p _t (%)	0.23	0.30	0.42	0.56	0.21	0.18	
短期	M / (b・d ²) (N/mm ²)	0.47	0.45	0.90	1.25	0.55	0.29	
	p _t (%)	0.16	0.15	0.30	0.42	0.19	0.10	
a _t (mm ²)		3623	4725	6615	12600	4725	4050	
設計 配筋	上端筋	9-D38	7-D38	9-D38	18-D38	12-D38	10-D38	
	下端筋	7-D38	7-D38	7-D38	12-D38	10-D38	10-D38	
	断面積 (mm ²)	10260	7980	10260	20520	13680	11400	
対 せん 断 検 討 に			1.35		1.34	1.65		1.65
	・ f _s ・ b・ j (kN)		1524		1513	2662		2662
	p _w (%)		0.20		0.20	0.20		0.20
	あばら筋		4-D16@200			3-D16@200		
	あばら筋比 (%)		0.26			0.29		
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	380	-	1136	1185	476	-
		必要付着長さ (mm)	332	378	900	1778	674	391
	通し筋	付着長さ (mm)	4625	4100	4625	4900	3775	4900
		判定	可	可	可	可	可	可
配筋図		端部	中央		A端	中央	B端	
		9-D38	7-D38		18-D38	12-D38	10-D38	
			7-D38			12-D38	10-D38	10-D38

表 6.2 - 2 大ばり断面算定表 (鉄骨)

T.P. (m)		37.25			
はり記号		G4E01			
位置		1端	中央	2端	
設計 応力	長期	M (kN・m)	-1337	6486	-3913
		Q (kN)	1305	-	-1560
		荷重ケース	A	A	A
	短期	M (kN・m)	-2514	6352	-4184
		Q (kN)	1284	-	-1523
		荷重ケース	B	B	B
使用部材		BH - 2500 × 800 × 32 × 40			
曲げモーメント に対する検討	Z (× 10 ⁶ mm ³)	107.43			
	f _b (N/mm ²)	216	216	216	
	f _b (N/mm ²)	12.45	60.38	36.43	
	w _b (N/mm ²)	12.05	58.45	35.26	
	f _b / f _b	0.06	0.28	0.17	
せん断力 に対する検討	A _s (× 10 ³ mm ²)	61.44			
	f _s (N/mm ²)	125	125		
	(N/mm ²)	21.25	25.40		
	/ f _s	0.17	0.21		
$\frac{\sqrt{w_b^2 + 3^2}}{f_t}$		0.18	0.27		
断面図		 <p style="text-align: center;">BH - 2500 × 800 × 32 × 40</p>			

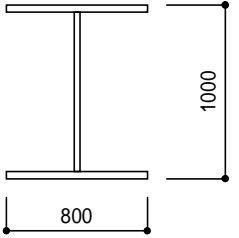
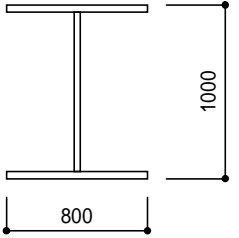
注 : 鉄骨の材料はSN490Bとする。

表 6.2 - 3 柱断面算定表 (鉄筋コンクリート)

T.P.(m)		16.3 ~ 26.7		38.8 ~ 42.9		16.3 ~ 27.97		
柱記号		C1E02		C4E06		C107A		
位置		柱脚	柱頭*	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	
断面形	b × D (mm)	2000 × 2300		1500 × 1000		1500 × 4500		
	d (mm)	2070		900		4050		
	j (mm)	1811		787		3543		
設計 応力	長期	N (kN)	10070	-	1170	1170	5431	5431
		M (kN·m)	838	-	-77	72	-104	4838
		荷重ケース	A	-	A	A	A	A
		Q (kN)	333	-	-36	-36	-424	-424
	短期	荷重ケース	A	-	A	A	A	A
		N (kN)	7523	-	1088	1088	5508	5508
		M (kN·m)	6125	-	-1077	936	-9242	6161
		荷重ケース	B	-	B	B	B	B
長期	Q (kN)	857	-	-570	-570	-1365	-1365	
	荷重ケース	B	-	B	B	B	B	
	N / (b · D) (N/mm ²)	2.19	-	0.78	0.78	0.80	0.80	
短期	M / (b · D ²) (N/mm ²)	0.08	-	0.05	0.05	0.00	0.16	
	p _t (%)	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	
	N / (b · D) (N/mm ²)	1.64	-	0.73	0.73	0.82	0.82	
長期	M / (b · D ²) (N/mm ²)	0.58	-	0.72	0.62	0.30	0.20	
	p _t (%)	0.00	-	0.15	0.12	0.00	0.00	
	a _t (mm ²)	0	-	2250	1800	0	0	
設計 配筋	引張側鉄筋	24-D38	-	10-D38	10-D38	24-D38	24-D38	
	断面積 (mm ²)	27360	-	11400	11400	27360	27360	
対 せん 断 検 討 に	引張側鉄筋	1.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00	
	・ f _s · b · j (kN)	4455	-	1452	1452	6536	6536	
	p _w (%)	0.20	-	0.20	0.20	0.20	0.20	
	帯筋	5-D16@200	-	4-D19@200	4-D19@200	4-D16@200	4-D16@200	
	帯筋比 (%)	0.24	-	0.38	0.38	0.26	0.26	
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	-	-	-	-	-	
		必要付着長さ (mm)	620	-	441	383	458	430
	通し筋	必要付着長さ (mm)	6235	-	1950	1950	7025	7025
		判定	可	-	可	可	可	可
配筋図	柱脚	柱頭*	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭		
	62-D38	12-D38	24-D38	24-D38	84-D38	84-D38		
								
		BH - 1000 × 800 × 32 × 40						

注記* : 柱頭は鉄骨鉄筋コンクリート部材

表 6.2 - 4 柱断面算定表 (鉄骨)

T.P.(m)		26.7 ~ 37.25		
柱記号		C2E01		
位置		柱脚	柱頭	
設計 応力	長期	N (kN)	882	889
		M (kN・m)	193	1337
		Q (kN)	208	164
		荷重ケース	A	A
	短期	N (kN)	791	862
		M (kN・m)	1221	2514
		Q (kN)	318	375
		荷重ケース	B	B
使用部材		BH - 1000 × 800 × 32 × 40	BH - 1000 × 800 × 32 × 40	
曲げモーメント に対する検討	Z (× 10 ⁶ mm ³)	33.66	33.66	
	f _b (N/mm ²)	325	325	
	f _b (N/mm ²)	36.28	74.69	
	w _b (N/mm ²)	33.38	68.72	
	f _b / f _b	0.12	0.23	
軸力に対する検討	A (× 10 ³ mm ²)	93.44	93.44	
	i (mm)	191	191	
	l _k (mm)	9300	9300	
		49	49	
	f _c (N/mm ²)	267	267	
	c (N/mm ²)	8.47	9.23	
	c / f _c	0.04	0.04	
せん断力 に対する検討	A _s (× 10 ³ mm ²)	29.44	29.44	
	f _s (N/mm ²)	187	187	
	(N/mm ²)	10.81	12.74	
	/ f _s	0.06	0.07	
$\frac{f_b}{f_b} + \frac{c}{f_c}$		0.16	0.27	
$\frac{\sqrt{(w_b + c)^2 + 3^{-2}}}{f_t}$		0.15	0.25	
断面図				
		BH - 1000 × 800 × 32 × 40	BH - 1000 × 800 × 32 × 40	

注 : 鉄骨の材料はSN490Bとする。

表 6.2 - 5 柱断面算定表 (鉄骨鉄筋コンクリート)

T.P. (m)		16.3 ~ 26.7		
柱 記 号		C1E01		
位 置		柱頭		
コンクリート 断面	b × D (mm)		1300 × 2400	
	r_d (mm)		2160	
	r_j (mm)		1890	
設 計 応 力	長 期	N (kN)	7272	
		M (kN・m)	193	
		荷重ケース	A	
		Q (kN)	208	
	短 期	荷重ケース	A	
		N (kN)	6678	
		M (kN・m)	1221	
		Q (kN)	368	
鉄 骨 (S)	使用部材		BH-1000 × 800 × 32 × 40	
	$s Z$ ($\times 10^6$ mm ³)		33.66	
	$s f_b$ (N/mm ²)		325	
	$s M_0$ (kN・m)		10939	
	$s M$ (kN・m)		1221	
	$s N$ (kN)		0	
	s (N/mm ²)		36.28	
鉄筋 コン クリ ート (RC)	$r N$ (kN)		6678	
	$r M$ (kN・m)		0	
	$r N / (b \cdot D)$ (N/mm ²)		2.14	
	$r M / (b \cdot D^2)$ (N/mm ²)		0.00	
	コンクリートの許容圧縮応力度 f_c' (N/mm ²)		18.61	
	鉄筋の許容引張応力度 $r f_t$ (N/mm ²)		345	
	必要引張鉄筋比 $r p_t$ (%)		0.00	
	必要引張鉄筋の断面積 $r a_t$ (mm ²)		0	
	設計 配筋	引張側鉄筋		6-D38
		断面積 (mm ²)		6840
対 せ す る 断 力 討 い	S 部分	設計せん断力 $s Q_d$ (kN)	368	
		許容せん断力 $s Q_A$ (kN)	5524	
	R C 部 分	設計せん断力 $r Q_d$ (kN)	0	
		許容せん断力 $r Q_A$ (kN)	3670	
		必要帯筋比 $r p_w$ (%)	0.10	
		帯筋	2-D16@200	
帯筋比 (%)		0.15		
付 着	カットオフ筋	必要付着長さ (mm)	-	
		必要付着長さ (mm)	-	
	通し筋	付着長さ (mm)	6280	
		判定	-	
配筋図		<p>12-D38</p>  <p>BH-1000 × 800 × 32 × 40</p>		

注：鉄骨の材料はSN490Bとする。

6.3 基礎スラブの設計

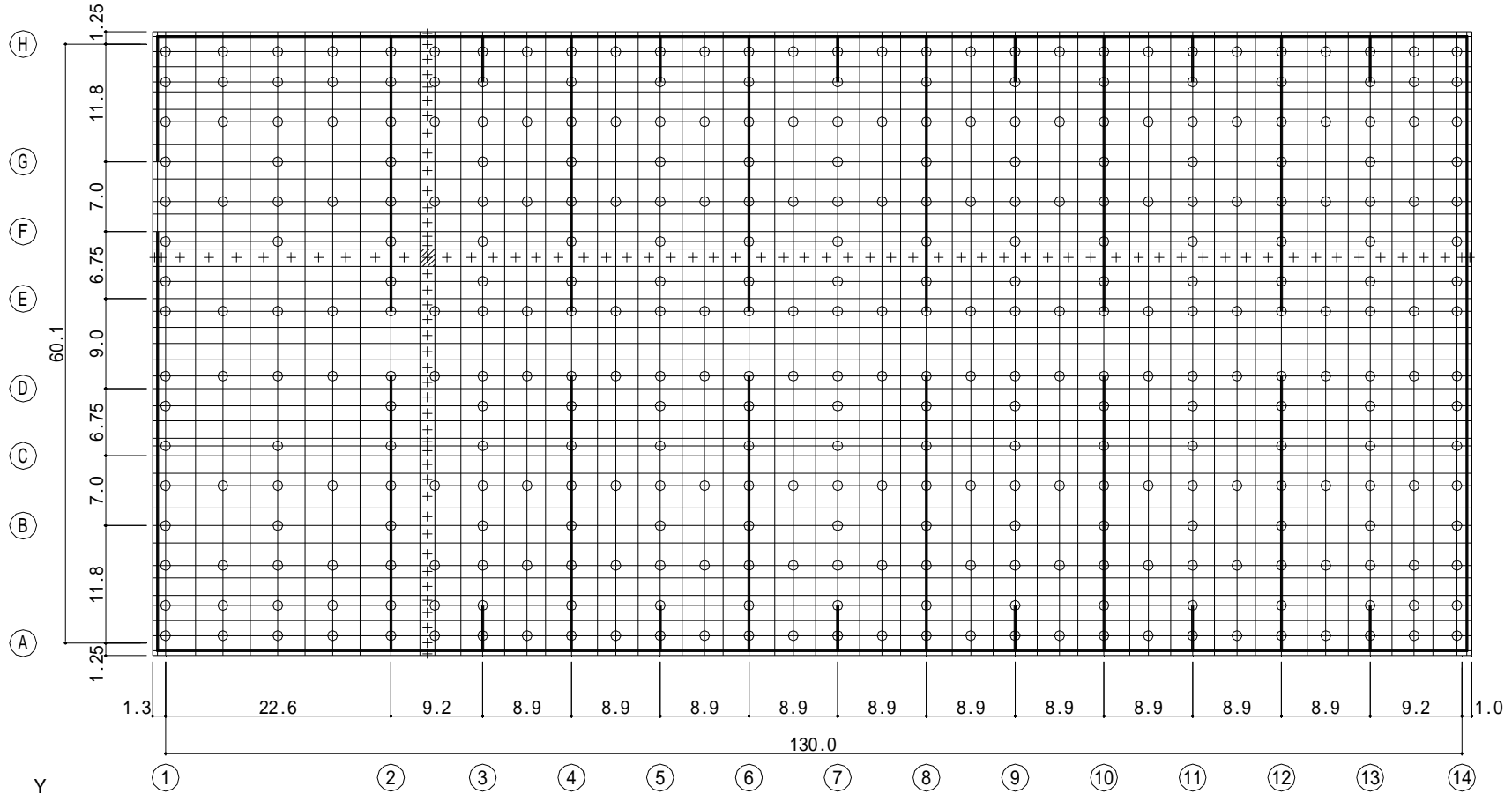
(1) 解析概要

基礎スラブは鉛直荷重，雪荷重，地震荷重，クレーン荷重及び温度荷重に対して安全であるように設計する。

解析は杭に支持された版として有限要素法を用いて行い，解析モデルは図 6.3 - 1 に示すように，四辺形の均質等方な板要素により構成する。各要素には板の曲げと軸力を同時に考えるが，板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。また，基礎スラブより立ち上がっている主要な壁及び柱は，その剛性を考慮した線材に置換する。杭については，その位置ごとに杭頭ばねとしてモデル化する。なお，温度荷重による応力は，長期 1/2，短期 1/3 にそれぞれ一律に低減した値を用いる。

解析に用いる材料の物性値及び杭頭ばね定数は次のとおりとする。

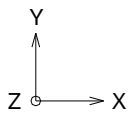
- ・ コンクリートのヤング係数 $E = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートのポアソン比 $= 0.2$
- ・ コンクリートの線膨張係数 $= 1.0 \times 10^{-5} /$
- ・ 鉄筋コンクリートの単位体積重量 $= 24 \text{ kN/m}^3$
- ・ 杭頭ばね定数（鉛直方向） $K_V = 1.159 \times 10^6 \text{ kN/m/本}$
（水平方向 NS） $K_{HNS} = 2.953 \times 10^5 \text{ kN/m/本}$
（水平方向 EW） $K_{HEW} = 3.969 \times 10^5 \text{ kN/m/本}$



節点数 : 2623
要素数 : 2520

- + 応力プロット箇所
- 断面算定要素(要素番号 1572)
- 杭頭ばねを設けた節点(358箇所)
- 剛性評価した壁, 柱

図 6.3 - 1 解析モデル図 (単位 : m)



(2) 解析結果

図 6.3 - 1 に示す応力プロット箇所について，主な荷重ケースの応力を図 6.3 - 3 及び図 6.3 - 4 に示す。なお，図中の数値は断面算定を行う要素の応力値を表す。
応力の符号及び単位は，図 6.3 - 2 に示すとおりである。

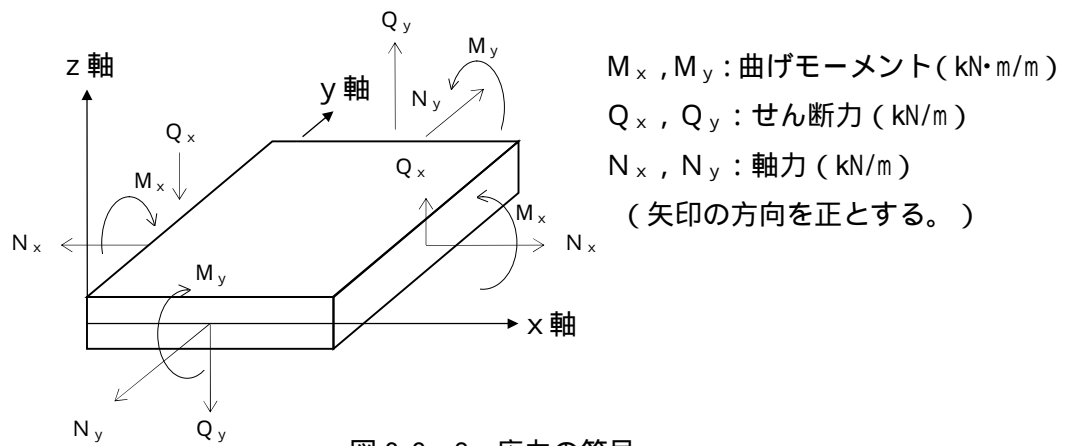


図 6.3 - 2 応力の符号

(単位：m)

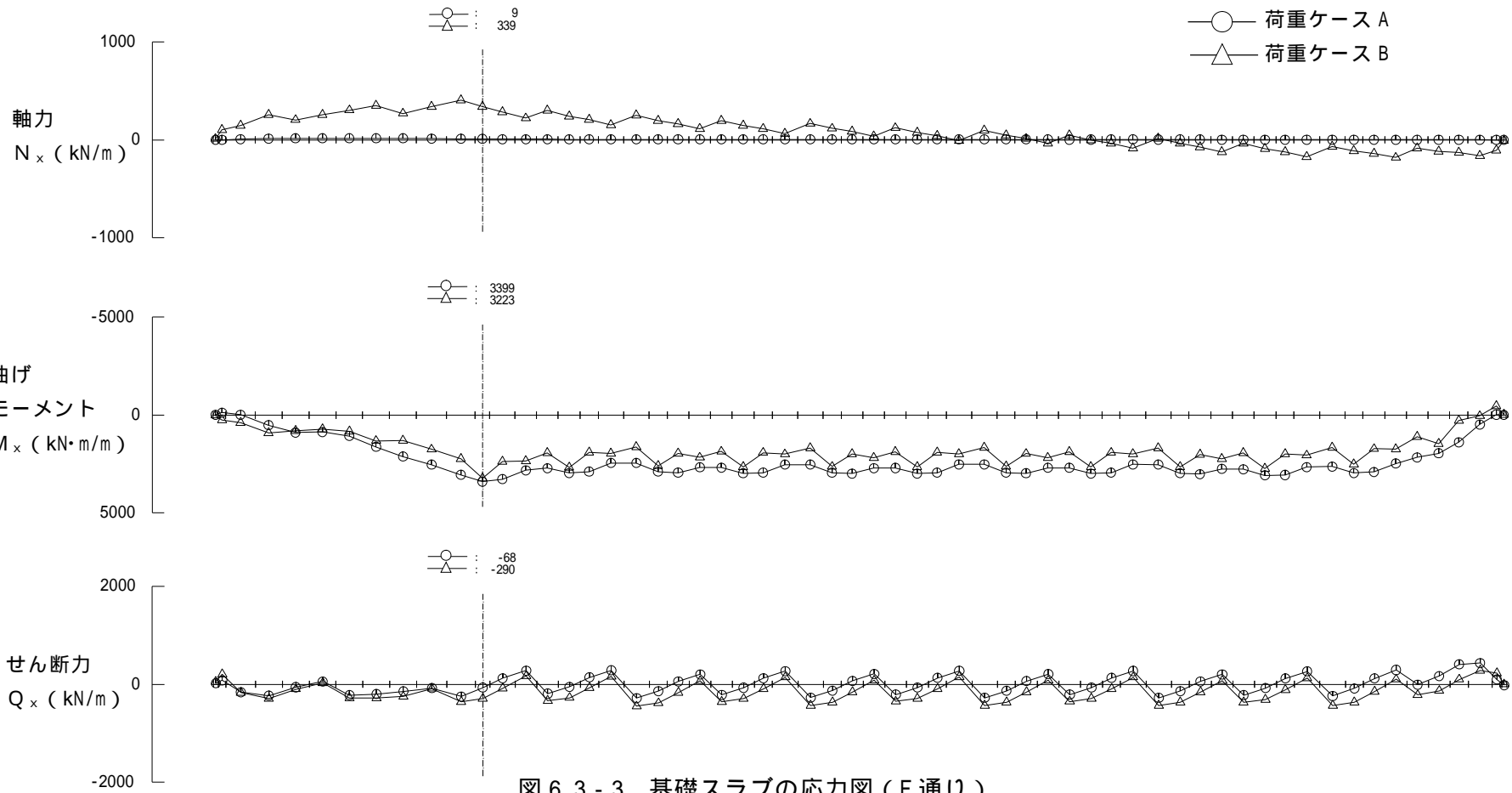
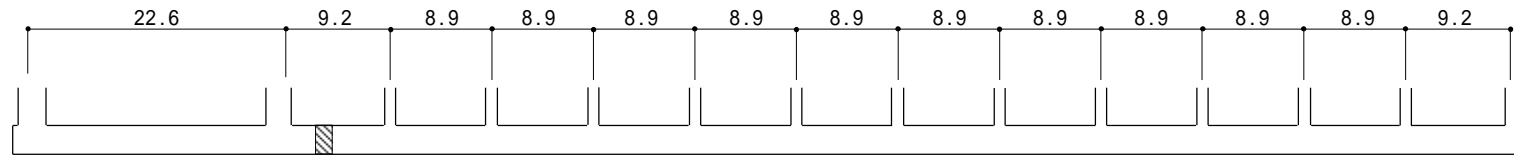


図 6.3 - 3 基礎スラブの応力図 (F 通り)

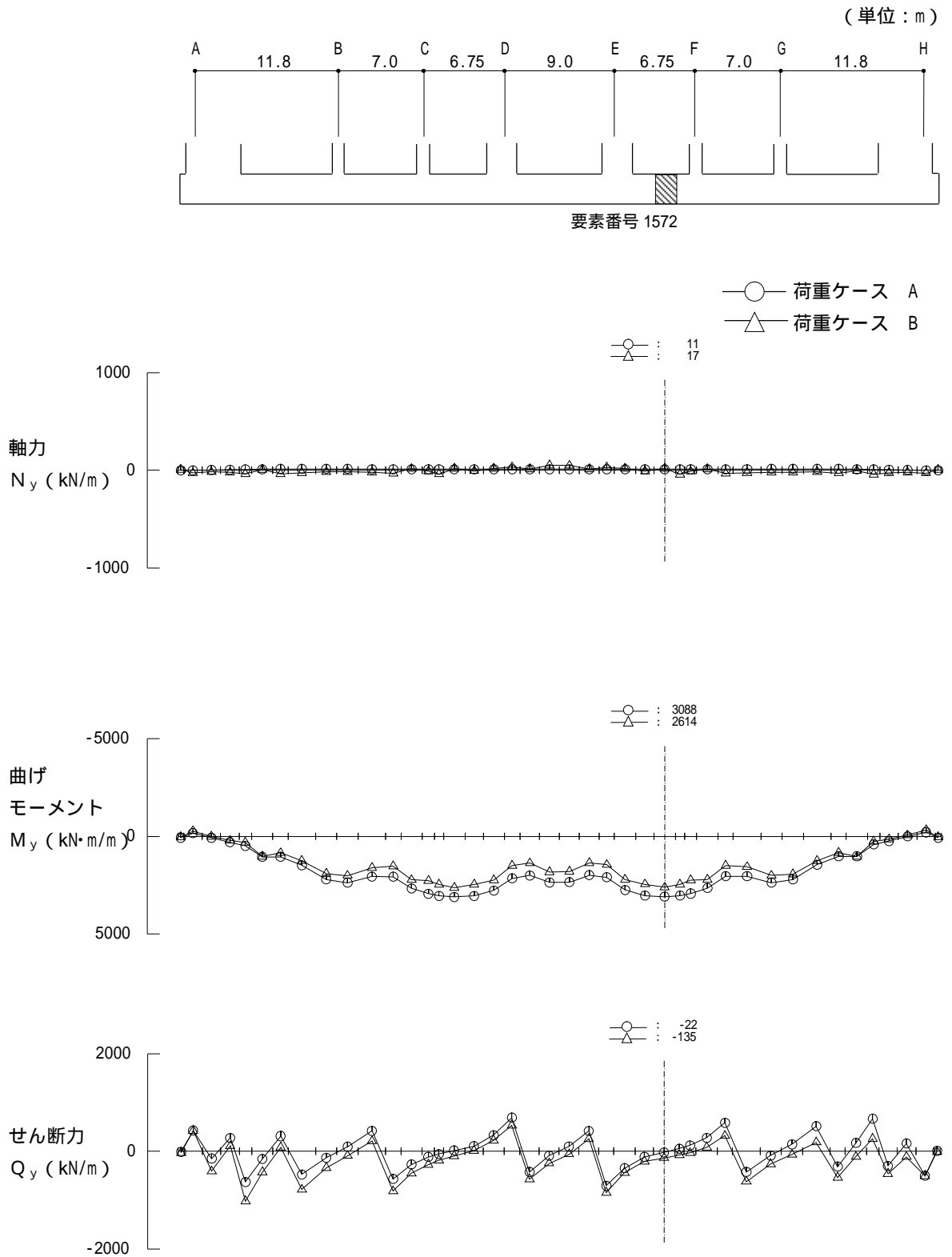


図 6.3 - 4 基礎スラブの応力図 (3 通り)

(3) 断面算定

解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について x , y , 2 方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」の柱材の式を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度を上回る場合について必要鉄筋量を算定するものとし、その際せん断スパン比による許容せん断力の割増しを考慮する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、せん断補強を行わない。また、杭頭部パンチングシヤーに対しても、「鉄筋コンクリート構造計算規準」に準拠し検討を行う。

断面算定は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を決定する。図 6.3-1 に表す断面算定要素についての断面算定結果を表 6.3-1 に、配筋図を図 6.3-5 に示す。

また、基礎スラブの杭頭部パンチングシヤーの検討を表 6.3-2 に示す。表に示すように杭頭上部は十分な基礎スラブ厚さを確保している。

断面算定表（表 6.3-1）に用いる記号の説明

- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- M : 曲げモーメント
- b : 材の幅
- D : 材の全せい（ $D = \square$ mm）
- p_t : 引張鉄筋比
- a_t : 引張鉄筋の断面積
- Q : 面外せん断力
- j : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の $7/8$ 倍の値
- f_s : コンクリートの許容せん断応力度
- p_w : 面外せん断補強筋の鉄筋比

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.3-1 基礎スラブ断面算定表

要素 番号	方向	荷重 ケース		設計応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm ²)	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	p_t (%)	a_t (mm ² /m)	設計配筋 (断面積mm ² /m)	荷重 ケース	設計応力 Q (kN/m)	せん断力の検討			
				N (kN/m)	M (kN・m/m)								$f_s \cdot b \cdot j$ (kN/m)	判定	p_w (%)	設計せん断 補強筋
1572	x	長期	A	-9	3399	-0.01	0.55	0.37	9250		A	68	1524	可	-	-
		短期	B	-339	3223	-0.14	0.52	0.22	5500		B	290	2287	可	-	
	y	長期	A	-11	3088	-0.01	0.50	0.34	8500		A	22	1524	可	-	
		短期	B	-17	2614	-0.01	0.42	0.16	4000		B	135	2287	可	-	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

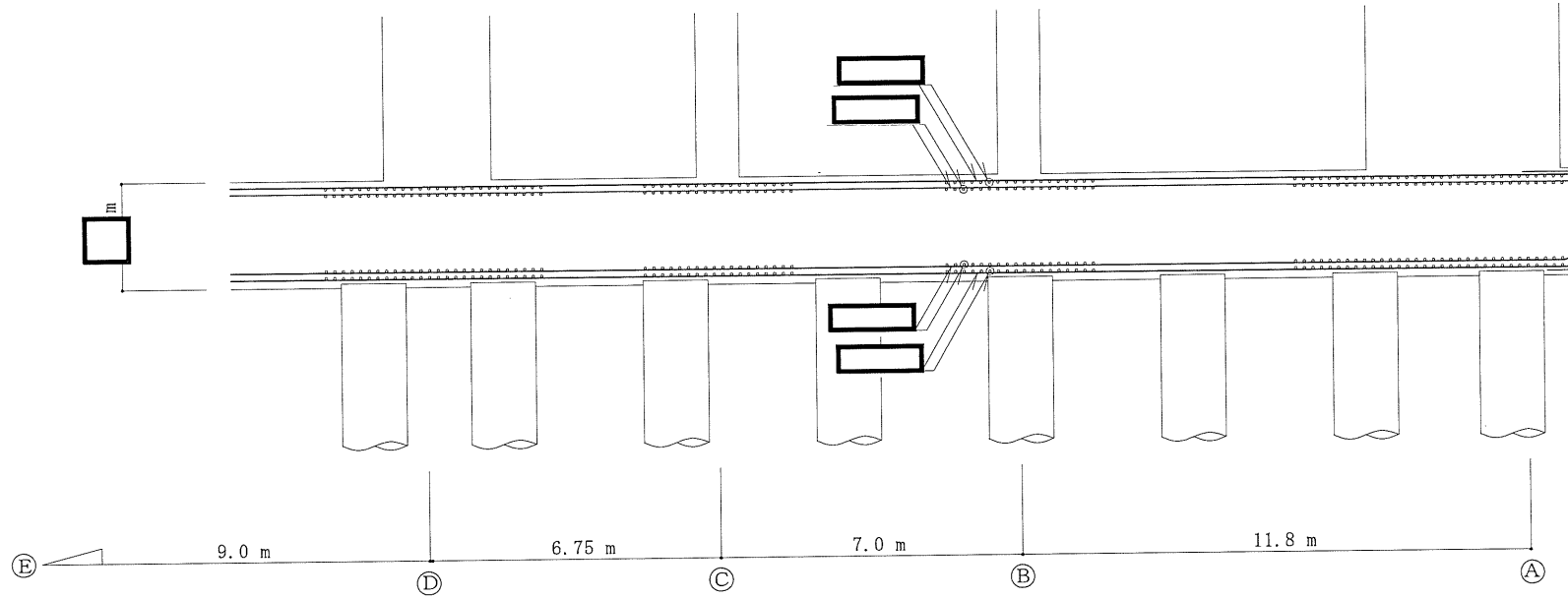


図 6.3-5 基礎スラブ配筋図 (3 通り)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.3-2 基礎スラブのパンチングシヤーに対する検討

概念図	計算式
	$\frac{R}{\frac{7}{8} \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{p+D_p}{2}} \leq 1.5 \cdot f_s$ <p>記号 R : 杭の支持力 (kN) D_p : 杭径 (mm) d : 杭頭における基礎スラブの有効せい (mm) f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²) p : 破壊面の交差間距離 (mm)</p>
<p>計 算 結 果</p> <p>R = 16000 kN (杭の短期許容鉛直支持力) D_p = <input type="text"/> mm, 基礎スラブの全せい D = <input type="text"/> mm d = 0.85 · D = 0.85 × <input type="text"/> = <input type="text"/> mm p = 2.0 · D_p = 2.0 × <input type="text"/> = <input type="text"/> mm f_s = 1.23 N/mm² (短期許容せん断応力度) したがって,</p>	$\frac{R}{\frac{7}{8} \cdot d \cdot \pi \cdot \frac{p+D_p}{2}} = 1.22 \text{ N/mm}^2 \leq 1.5 \cdot f_s = 1.84 \text{ N/mm}^2 \quad \text{可}$

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

6.4 杭の設計

(1) 設計方針

杭は、上部構造及び基礎スラブに作用する荷重に対して十分な強度を有し、かつそれらの荷重を支持地盤に伝達できるように設計する。杭は十分な支持力を有する地盤に支持させるものとし、杭に作用する軸力が杭の許容鉛直支持力又は許容引抜き抵抗以下であることを確認する。また、鉛直荷重及び水平荷重により杭体に生じる応力に対して断面設計を行う。

貯蔵建屋の杭は場所打ちコンクリート杭であり、以下のとおりである。

- ・ 杭 径 1500 mm
- ・ 杭本数 358 本

杭の概要図を図 6.4 - 1 に、杭の配置は図 1 - 1 に示す。

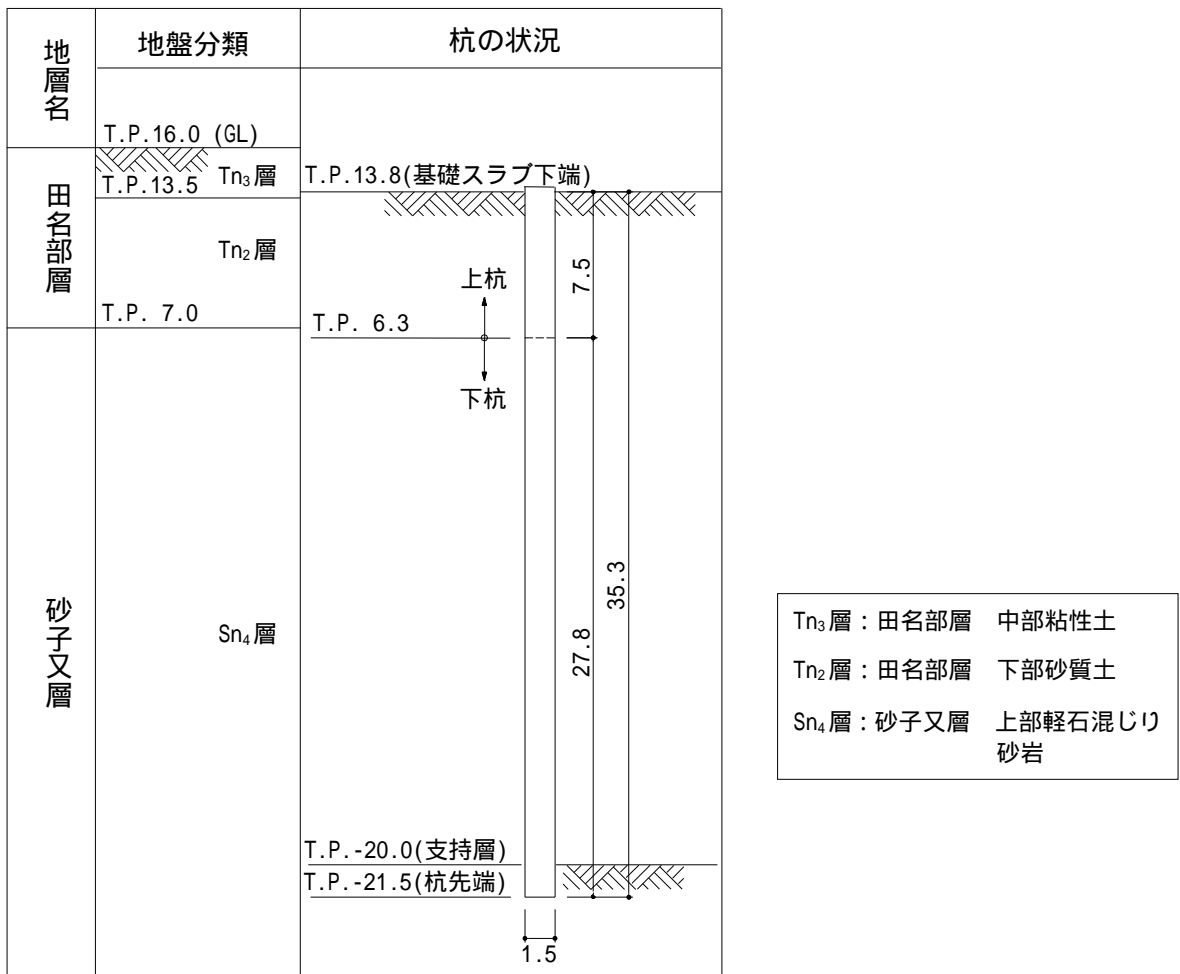


図 6.4 - 1 杭の概要図 (単位 : m)

(2) 支持力に対する検討

長期及び短期において杭に作用する軸力を算定し、杭の許容鉛直支持力又は許容引抜き抵抗力以下であることを確認する。

a. 長期

長期許容鉛直支持力に対する検討結果を表 6.4 - 1 に示す。これより、杭に作用する長期軸力は長期許容鉛直支持力以下であることを確認した。

表 6.4 - 1 長期許容鉛直支持力に対する検討結果

荷重ケース		A
建屋総重量	(kN)	1624550
杭総本数	(本)	358
長期軸力	(kN/本)	$1624550 / 358 = 4538$
長期許容鉛直支持力	(kN/本)	8000
支持力の検討	(kN/本)	$4538 < 8000$ 可

b. 短期

短期において杭に作用する軸力が、杭の短期許容鉛直支持力又は短期許容引抜き抵抗以下であることを確認する。このとき杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、建屋総重量から求まる軸力と組み合わせて算定する。

杭の短期軸力(下向きを正とする。)の算定結果を表 6.4 - 2 に、短期許容鉛直支持力に対する検討結果を短辺方向(EW 方向)について表 6.4 - 3 に示す。これより、杭に作用する短期軸力は短期許容鉛直支持力以下であることを確認した。また、最小軸力時においても杭に引抜き力は生じていないことから短期許容引抜き抵抗に対する検討は省略する。

表 6.4 - 2 杭の短期軸力の算定結果 (EW 方向)

(単位: kN/本)

概念図				
	短期軸力	最大	荷重ケース B	5186
		最小	荷重ケース B'	2596

表 6.4 - 3 短期許容鉛直支持力に対する検討結果 (EW 方向)

(単位: kN/本)

荷重ケース	B
短期最大軸力	5186
短期許容鉛直支持力	16000
支持力の検討	5186 < 16000 可

(3) 水平力に対する検討

上部構造及び基礎スラブに作用する地震力を考慮し，杭に生じる応力に対して断面設計を行う。

a. 応力解析

設計用地震力に対する杭応力は，弾性支承ばりモデルにより，貯蔵建屋の設計用地震力を各々の杭頭に均等配分して作用させて求める。

弾性支承ばりモデルの概念図を図 6.4 - 2 に示す。なお，弾性支承ばりモデルの水平ばねは設計用地盤モデルについて下式で評価する。このとき，杭体は弾性でモデル化するが，水平ばねに関してはその非線形性を考慮する。

杭の応力解析結果を短辺方向（EW 方向）について図 6.4 - 3 に示す。

$$K_{Hi} = K_{HH}^{4/3} \cdot k_h \cdot D = K_{HH}^{4/3} \cdot \frac{1.3 \cdot E_s}{(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right)^{1/2} \quad (6.1)$$

$$E_s = 2 \cdot G (1 + \nu) \quad (6.2)$$

ここで，

K_{Hi} : 単位長さ当たりの水平ばね (kN/m²)

K_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$k_h \cdot D$: Francisのばね (kN/m²)

E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

ν : 地盤のポアソン比

D : 杭径 (m)

$E_p \cdot I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

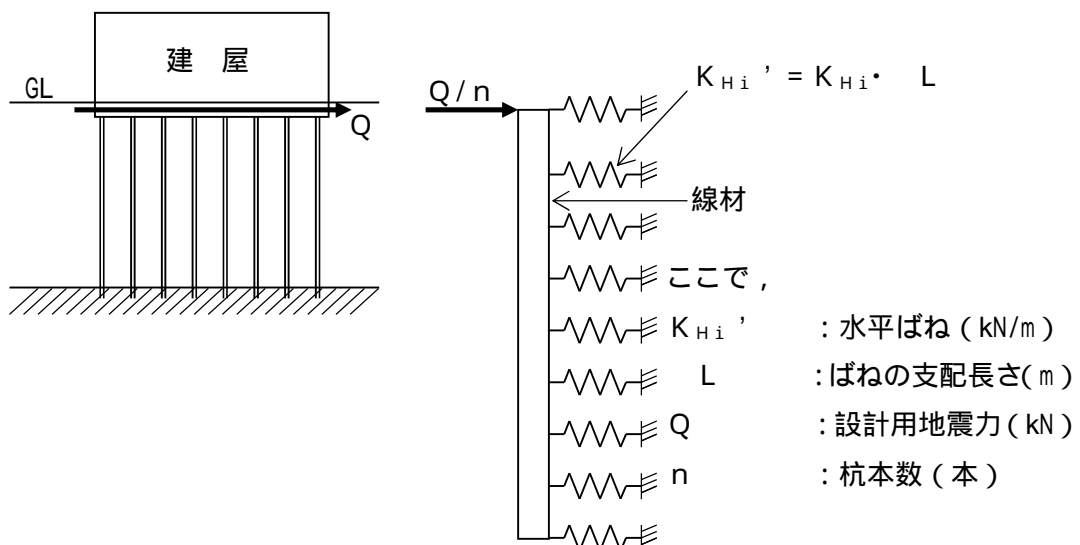


図 6.4 - 2 設計用地震力に対する杭応力の解析モデル (概念図)

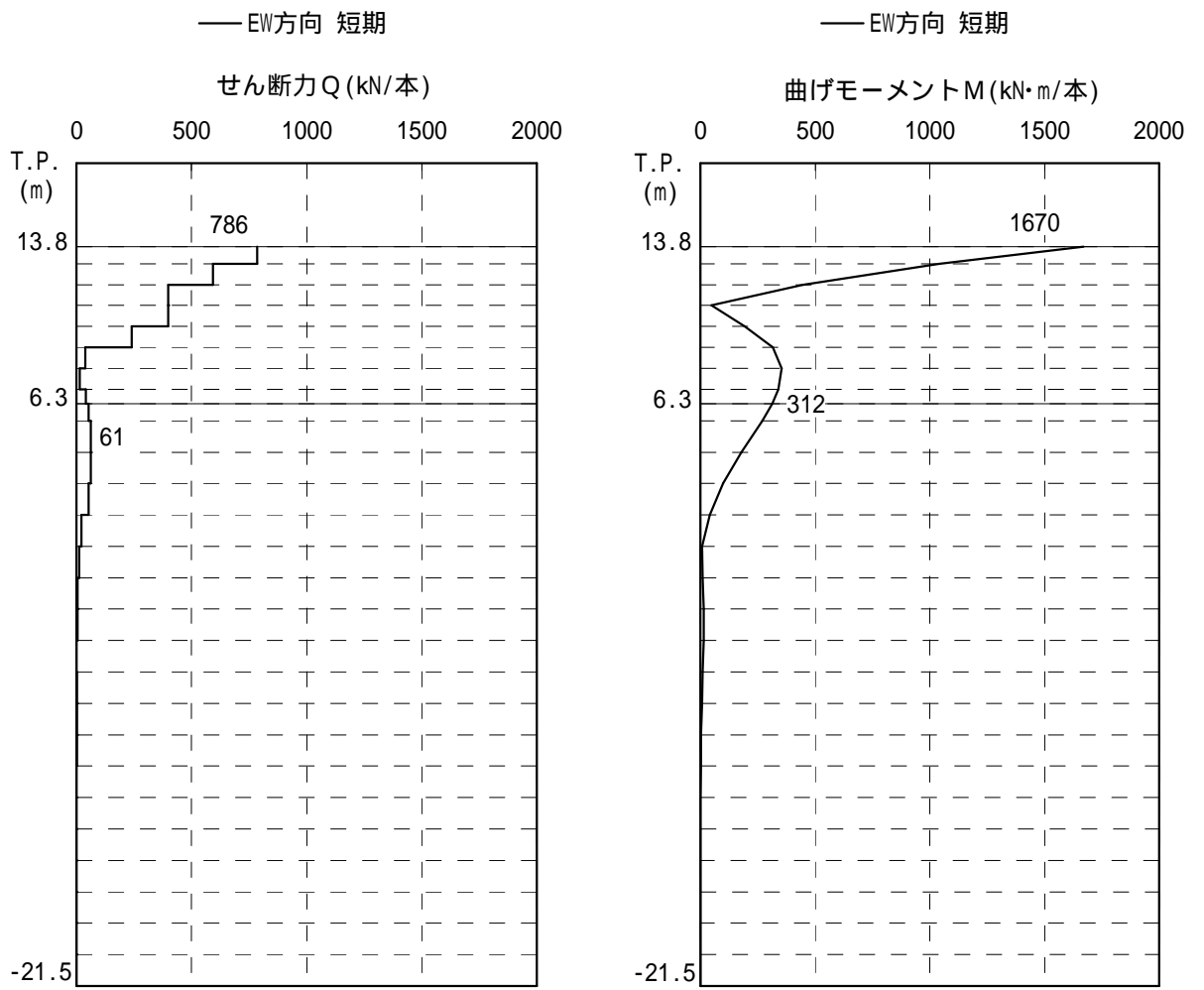


図 6.4 - 3 杭の応力解析結果 (EW 方向)

b. 断面算定

「(2) 支持力に対する検討」で算定した軸力並びに「(3) 水平力に対する検討」で算定した曲げモーメント及びせん断力に対して、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」の柱材の式を用いて鉄筋量の算定を行う。

杭の断面算定結果を長期及び短期の短辺方向(EW方向)について表6.4-4に示す。

断面算定表(表6.4-4)に用いる記号の説明

- D : 杭径
- b : 等価正方形断面の幅
- j : 等価正方形断面の応力中心距離 ($j = 0.875 \cdot d$, $d = 0.9 \cdot b$)
- N : 軸力(圧縮を正とする。)
- M : 曲げモーメント
- Q_D : 設計用せん断力 ($Q_D = 1.5 \cdot Q$, $\gamma = 4/3$)
- Q : せん断力
- A : 杭の軸断面積
- c : 杭の軸応力度
- f_c : コンクリートの許容圧縮応力度
- f_t : 主筋の許容引張応力度
- p_g : 主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比
- a_g : 主筋全断面積
- p_w : 帯筋比
- Q_{AS} : 短期許容せん断力 ($Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ c f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$)
- $c f_s$: コンクリートの許容せん断応力度
- $w f_t$: 帯筋の許容引張応力度

表 6.4 - 4 杭の断面算定表 (EW 方向)

部材位置		上 杭			下 杭	
荷重ケース		長 期*	短 期		短 期	
		A	B	B'	B	B'
		-	最大軸力	最小軸力	最大軸力	最小軸力
断面形状	D (mm)	1500	1500	1500	1500	1500
	b (mm)	-	1335	1335	1335	1335
	j (mm)	-	1051	1051	1051	1051
設計応力	N (kN/本)	4538	5186	2596	5186	2596
	M (kN・m/本)	-	1670	1670	312	312
	Q _D (kN/本)	-	1572	1572	122	122
す軸る力 検に 討対	A (×10 ⁴ mm ²)	176.71	176.71	176.71	176.71	176.71
	c = N / A (N/mm ²)	2.57	2.93	1.47	2.93	1.47
	c / f _c	0.43	0.25	0.13	0.25	0.13
に軸 対力 す る 曲 検 げ 討 モ ー メント	N / (D ² ・f _c)	-	0.20	0.10	0.20	0.10
	M / (D ³ ・f _c)	-	0.05	0.05	0.01	0.01
	N / (D ² ・f _t)	-	0.01	0.01	0.01	0.01
	M / (D ³ ・f _t)	-	0.01	0.01	0.01	0.01
	p _g (%)	-	0.00	0.00	0.00	0.00
	a _g (mm ²)	-	0	0	0	0
	設計配筋	-	36-D38		18-D38	
	断面積 (mm ²)	-	41040		20520	
対せ す ん 断 検 力 討 に	帯 筋	-	2-D19@100		D19@300	
	p _w (%)	-	0.85		0.14	
	Q _{AS} (kN/本)	-	2835	2835	1262	1262
	判定	可	可	可	可	可
配筋図						

注記* : 下杭の長期軸力は上杭と同じであるため, 下杭の長期に対する検討は省略する。

6.5 ランウェイガーダの設計

ランウェイガーダは、各柱間ごとの単純支持ばりとして設計する。また、地震時水平力に対しては、ランウェイガーダのフランジが抵抗するものとする。

ランウェイガーダの荷重の組合せを表 6.5 - 1 に示す。

表 6.5 - 1 ランウェイガーダの荷重の組合せ

荷重ケース	荷 重 の 方 向		許容応力度
	鉛 直	水 平	
1	$cDL + 1.2 \cdot CL$	$0.1 \cdot CL$	長期
2	$cDL + CL$	$0.329^* \cdot (cDL + CL)$	短期

注 : cDL は、ランウェイガーダ自重を示す。

CL は、クレーン全重量による荷重を示す。

注記* : クレーン位置の設計用水平震度

クレーン概略図を図 6.5 - 1, ランウェイガーダ平面図を図 6.5 - 2, ランウェイガーダ断面図を図 6.5 - 3 に示す。

ランウェイガーダの部材応力を表 6.5 - 2 に示す。

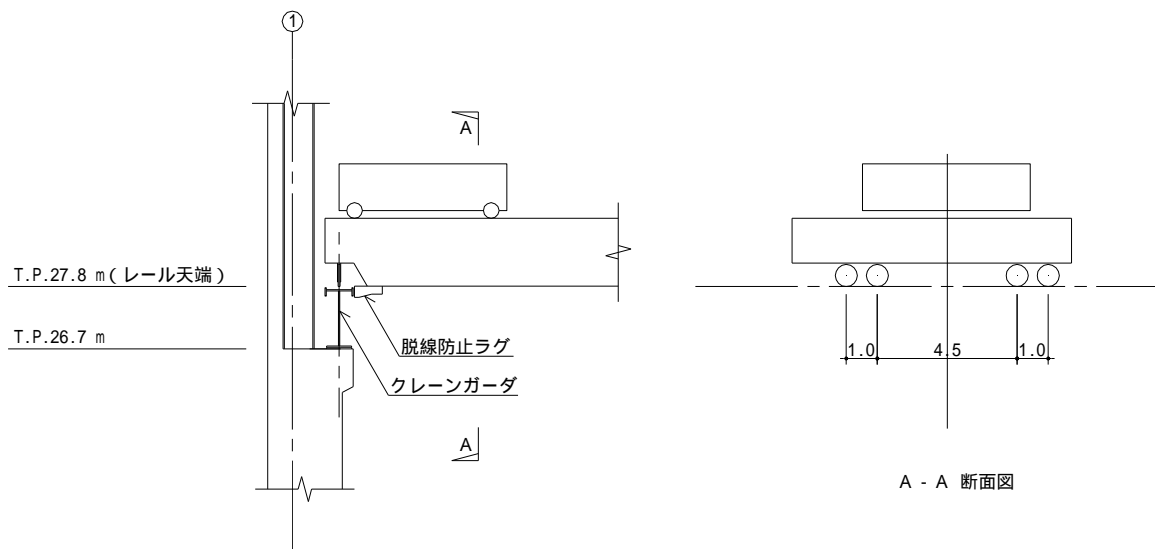


図 6.5 - 1 クレーン概略図 (単位 : m)

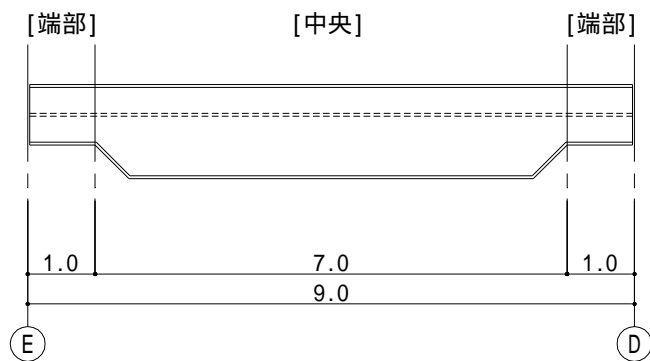


図 6.5 - 2 ランウェイガード平面図 (単位 : m)

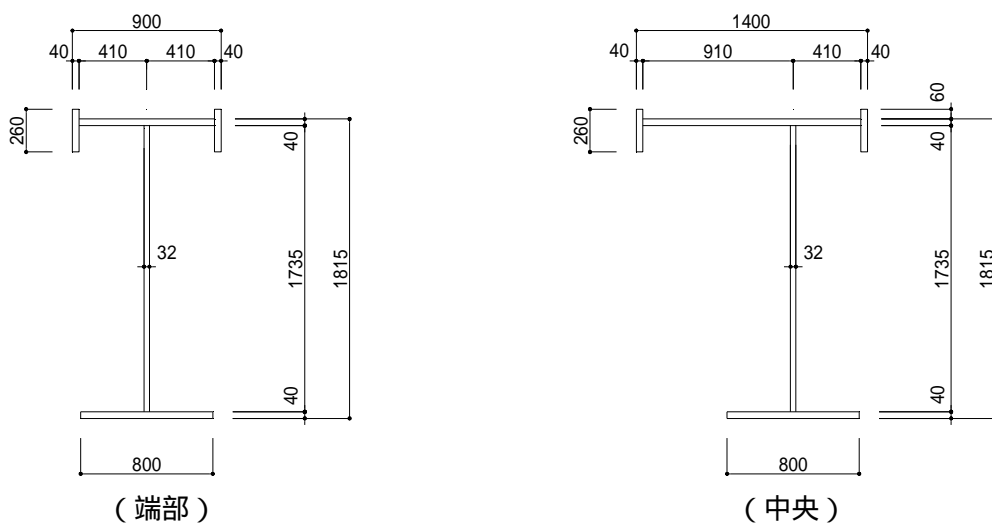


図 6.5 - 3 ランウェイガード断面図 (単位 : mm)

表 6.5 - 2 ランウェイガーダの部材応力

位置	荷重方向	応 力	荷重ケース	荷重ケース
			1	2
中央	鉛 直	曲げモーメント (kN・m)	3235	2738
		せん断力 (kN)	519	435
	水 平	曲げモーメント (kN・m)	249	1345
		せん断力 (kN)	42	402

ランウェイガーダの断面算定結果を表 6.5 - 3 に示す。

ランウェイガーダの断面算定表 (表 6.5 - 3) に用いる記号の説明

- f_b : 許容曲げ応力度
- f_s : 許容せん断応力度
- M : 曲げモーメント
- Z : 断面係数
- σ_b : 曲げ応力度 (x は鉛直方向, y は水平方向を示す。)
- Q : せん断力
- A_s : せん断断面積
- τ : せん断応力度

表 6.5 - 3 ランウェイガーダの断面算定表

位置	荷重ケース	荷重方向	許容応力度		曲げモーメントに対する検討							せん断力に対する検討			
			f_b (N/mm ²)	f_s (N/mm ²)	M (kN・m)	Z ($\times 10^6$ mm ³)	b_x (N/mm ²)	b_y (N/mm ²)	$\frac{b_x}{f_b}$	$\frac{b_y}{f_b}$	$\frac{b_x}{f_b} + \frac{b_y}{f_b}$	Q (kN)	A_s ($\times 10^3$ mm ²)	(N/mm ²)	$\frac{f_s}{f_b}$
中央	1	鉛直(x)	121	90	3235	117.41	27.56	-	0.23	-	0.30	519	55.52	9.35	0.11
		水平(y)	156	90	249	24.70	-	10.09	-	0.07		42	52.80	0.80	0.01
	2	鉛直(x)	181	135	2738	117.41	23.32	-	0.13	-	0.37	435	55.52	7.84	0.06
		水平(y)	235	135	1345	24.70	-	54.46	-	0.24		402	52.80	7.62	0.06

注：鉄骨の材料は SN400B とする。

7. 保有水平耐力の検討

必要保有水平耐力に対して、保有水平耐力が安全余裕を有していることを確認する。

7.1 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は、次式より算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (7.1)$$

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (7.2)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (7.3)$$

ここで、

Q_{un} : 各層の必要保有水平耐力 (kN)

D_s : 各層の構造特性係数

F_{es} : 各層の形状特性係数

Q_{ud} : 地震力によって各層に生じる水平力 (kN)

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n = 1.0$)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該層以上の重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z = 1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t = 1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0 = 1.0$)

7.2 保有水平耐力

各層の保有水平耐力は，耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。ただし，NS 方向の D, E 通り (T.P.39.3 m~T.P.43.5 m) のフレーム部の保有水平耐力は，各部材の終局強度に基づく荷重増分解析より算定する。

(1) 耐震壁

耐震壁の保有水平耐力は，次式に示すせん断強度と，曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうちいずれか小さい方とする。

a. せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1} \cdot 0 \right\} t_e \cdot j \quad (7.4)$$

ここで，

Q_{su} : 耐震壁のせん断終局強度 (N)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) (= $100 \cdot a_t / (t_e \cdot d)$)

a_t : I 形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積，長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積 (mm²)

t_e : I 形断面を長さ断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅 (mm) ただし， t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。

d : I 形断面の場合は， $D - D_c / 2$ (D_c は圧縮側柱のせい)，長方形断面の場合は， $0.95 \cdot D$ (mm)

D : 耐震壁の全長 (mm)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)

$M / (Q \cdot D)$: せん断スパン比 (ただし，1 未満の時は 1 とし，3 を超える時は 3 とする。)

p_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)

p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする。)

j : 応力中心距離で $(7/8) \cdot d$ (mm)

b. 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q + \frac{M_u}{M} \quad (7.5)$$

$$M_u = a_t \cdot y_u \cdot I_w + 0.5 \cdot a_w \cdot y_w \cdot I_w + 0.5 \cdot N \cdot I_w \quad (7.6)$$

ここで，

Q_{mu} : 曲げ降伏時のせん断力 (N)

M_u : 曲げ終局強度 (N・mm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (N)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (N・mm)

- a_t : 引張側柱の主筋全断面積 (mm²)
- y : 引張側柱の主筋の材料強度 (N/mm²)
- l_w : I型断面耐震壁の場合の両側柱中心間距離で長方形断面の場合は 0.9・Dとする。(mm)
- a_w : 耐震壁のタテ筋の断面積 (mm²)
- y_w : 耐震壁のタテ筋の材料強度 (N/mm²)
- N : 耐震壁の軸方向力 (N)

(2) フレーム

T.P.39.3 m～T.P.43.5 m の NS 方向フレーム部は、次式に示す各部材の終局強度に基づく荷重増分解析より、保有水平耐力を算定する。

a. はりの曲げ終局強度

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot y \cdot d \quad (7.7)$$

ここで、

- M_u : はりの曲げ終局強度 (N・mm)
- a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)
- y : 引張鉄筋の材料強度 (N/mm²)
- d : はりの有効せい (mm)

b. はりのせん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{y_w \cdot p_w} \right\} b \cdot j \quad (7.8)$$

ここで、

- Q_{su} : はりのせん断終局強度 (N)
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)
- $M / (Q \cdot d)$: せん断スパン比
(ただし、1 未満の時は 1 とし、3 を超える時は 3 とする。)
- d : はりの有効せい (mm)
- y_w : せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- p_w : せん断補強筋比 (小数)
- b : はり幅 (mm)
- j : 応力中心距離で (7/8)・d (mm)

c. 柱の曲げ終局強度

- ・ $N_{max} > N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = (0.8 \cdot a_t \cdot y \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c) \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (7.9)$$

・ $0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \leq N \leq 0$ のとき

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (7.10)$$

・ $0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot N \cdot D \quad (7.11)$$

ここで、

M_u : 柱の曲げ終局強度 (N・mm)

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 (= $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 (= $- a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張主筋断面積 (mm^2)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm^2)

b : 柱断面幅 (mm)

D : 柱断面せい (mm)

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度 (N/mm^2)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm^2)

d. 柱のせん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot p_w + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (7.12)$$

ここで、

σ_0 : 平均軸方向応力度 (= $N / (b \cdot D)$)。ただし、 $0.4 \cdot F_c$ 以下とする。 (N/mm^2)

D : 柱断面せい (mm)

他の記号については (7.8) 式に同じ。

7.3 安全余裕の確認

各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力 (Q_u) の算定結果を表 7.3 - 1 に示す。

以上の検討の結果、保有水平耐力は必要保有水平耐力の 2.4 倍以上の安全余裕を有している。

表 7.3 - 1 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

T.P. (m)	NS方向			EW方向		
	Q_{un} ($\times 10^4$ kN)	Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{un}}$ *	Q_{un} ($\times 10^4$ kN)	Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{un}}$ *
43.5	2.23	5.73	2.56	2.43	24.03	9.88
39.3	5.55	30.74	5.53	7.22	26.73	3.70
33.22	8.28	60.10	7.25	8.39	35.01	4.17
29.22	27.67	67.25	2.43	27.67	92.32	3.33
16.3						

注記* : 安全余裕

8. 基準地震動 S_s に対する機能保持検討

8.1 検討概要

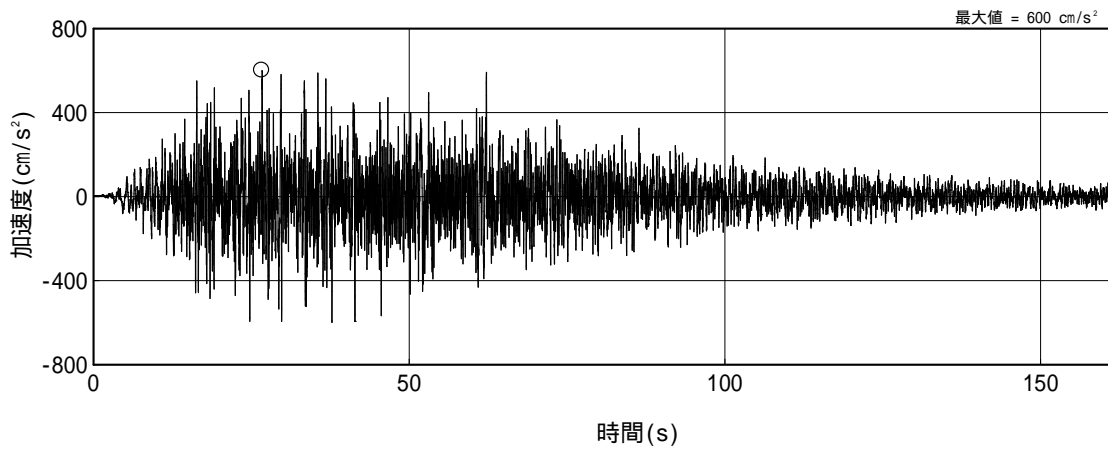
貯蔵建屋は、Sクラスの金属キャスクを収納し、その間接支持構造物であるため、基準地震動 S_s に対して安全機能が保持できることを確認する。

8.2 地震応答解析

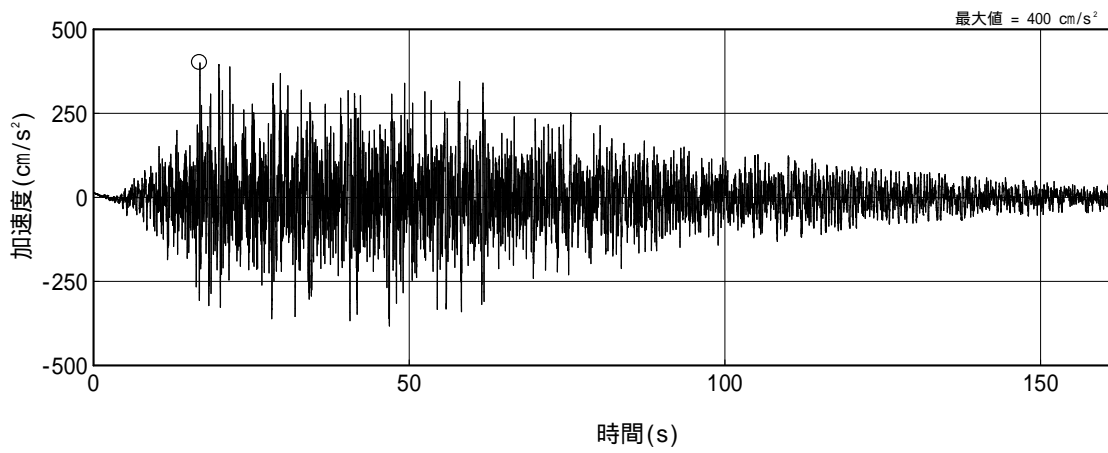
8.2.1 検討用地震動

貯蔵建屋の検討用地震動は、水平方向及び鉛直方向それぞれに対して、基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波 $Ss - A$ 、 $Ss - B1$ 、 $Ss - B2$ 、 $Ss - B3$ 及び $Ss - B4$ を用いる。なお、 $Ss - B4$ の鉛直動については一関東評価用地震動として作成した模擬地震波を用いる。

これらの設計用模擬地震波の加速度波形を図 8.2 - 1 ~ 図 8.2 - 5 に、加速度応答スペクトルを図 8.2 - 6 及び図 8.2 - 7 に示す。



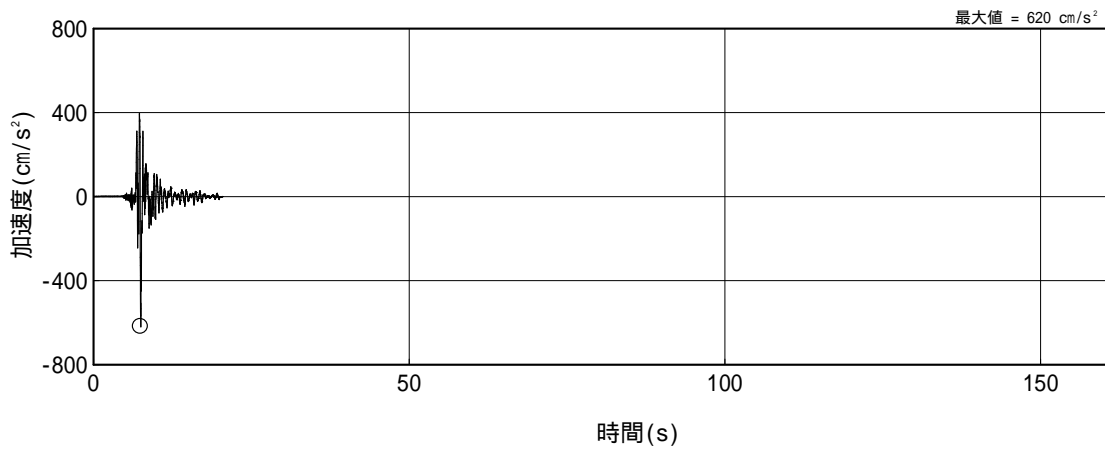
(1) Ss - AH



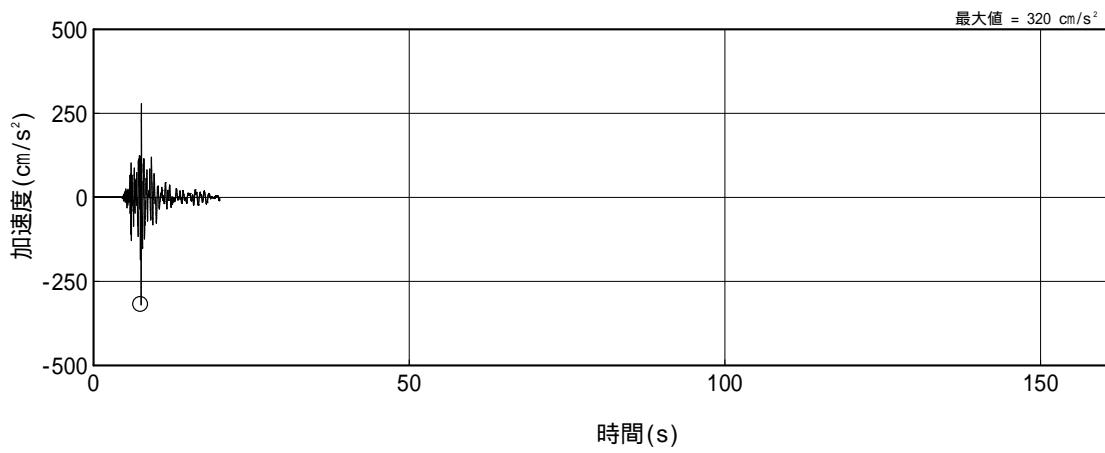
(2) Ss - AV

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2 - 1 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss - A)



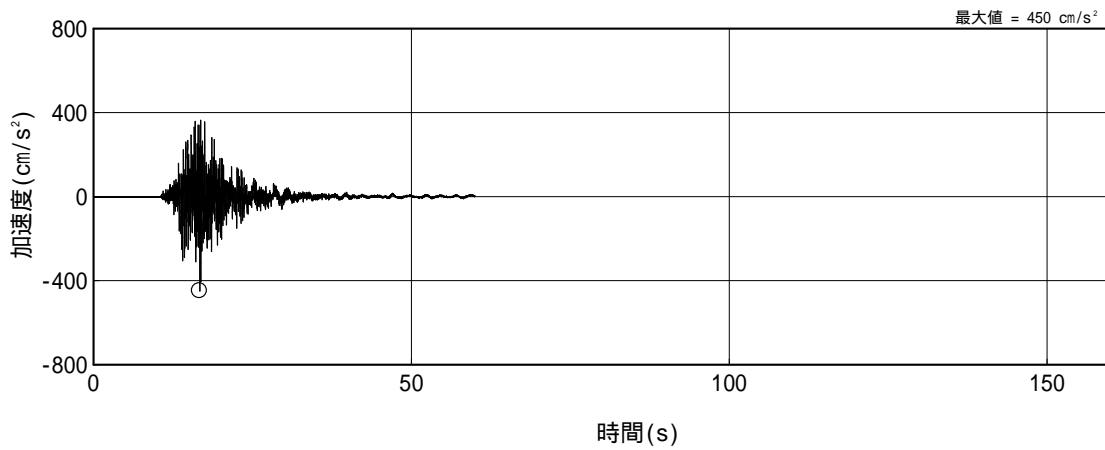
(1) Ss - B1H



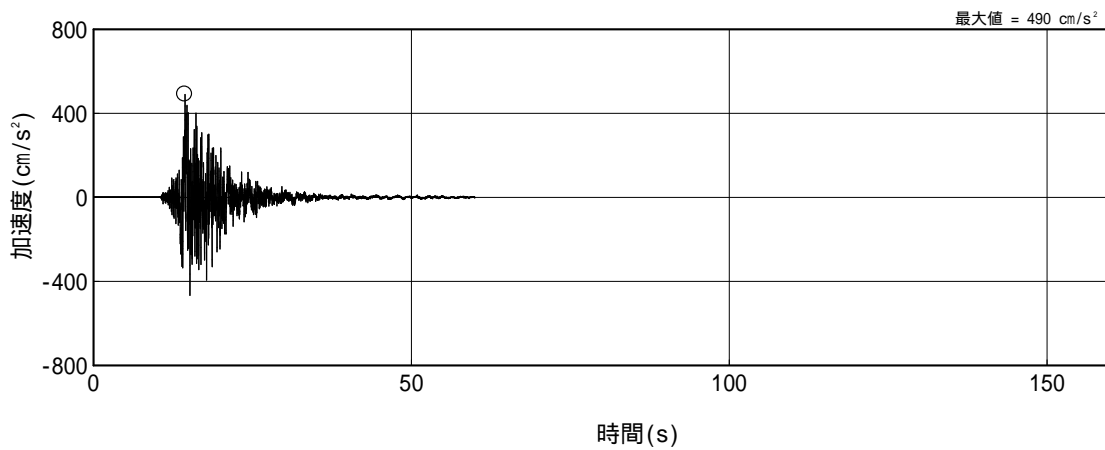
(2) Ss - B1V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

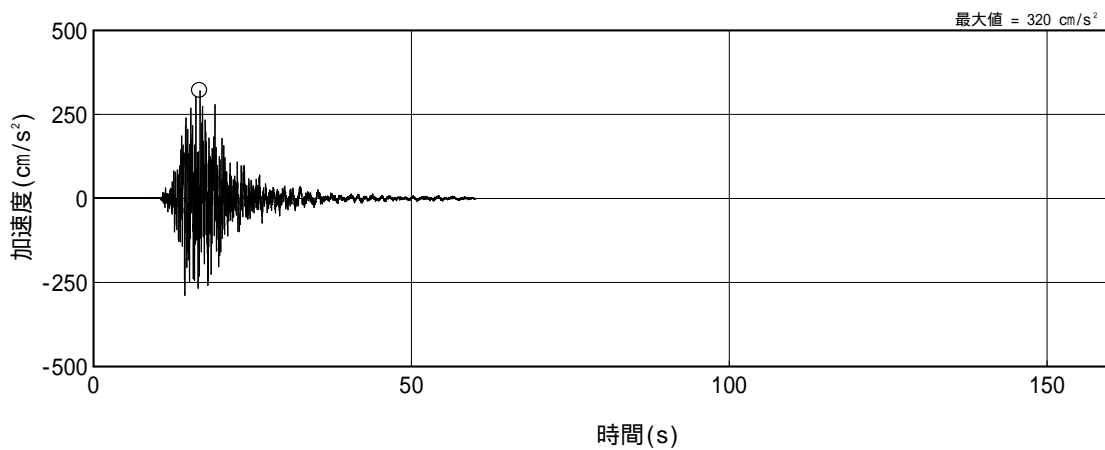
図 8.2 - 2 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss - B1)



(1) Ss - B2H1



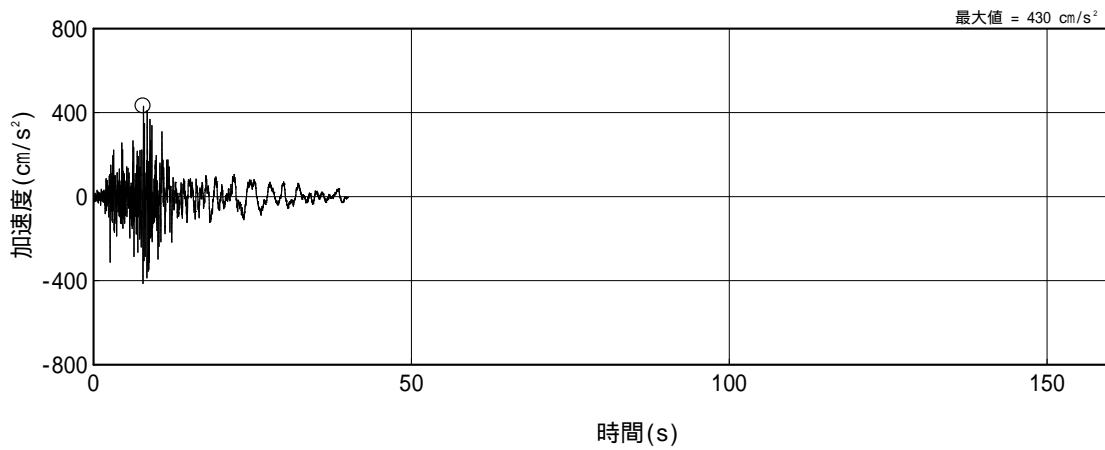
(2) Ss - B2H2



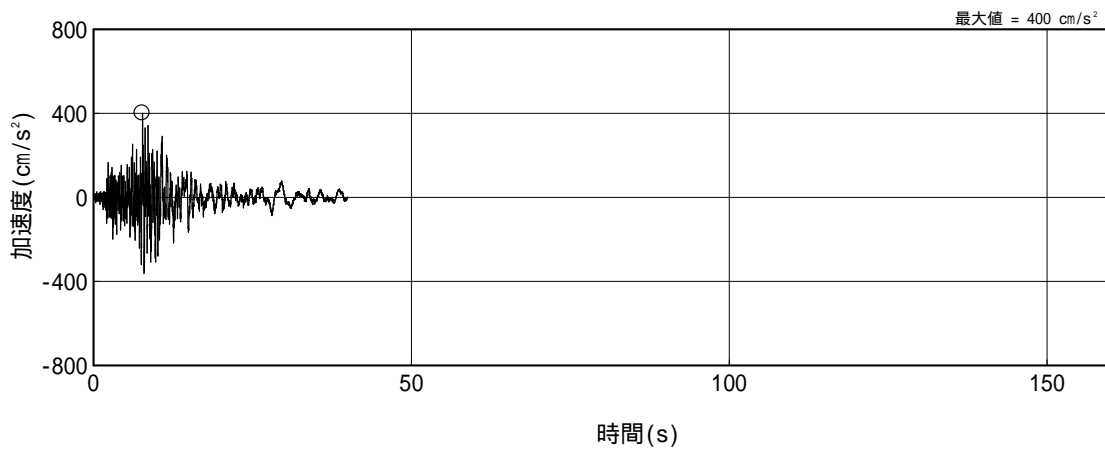
(3) Ss - B2V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

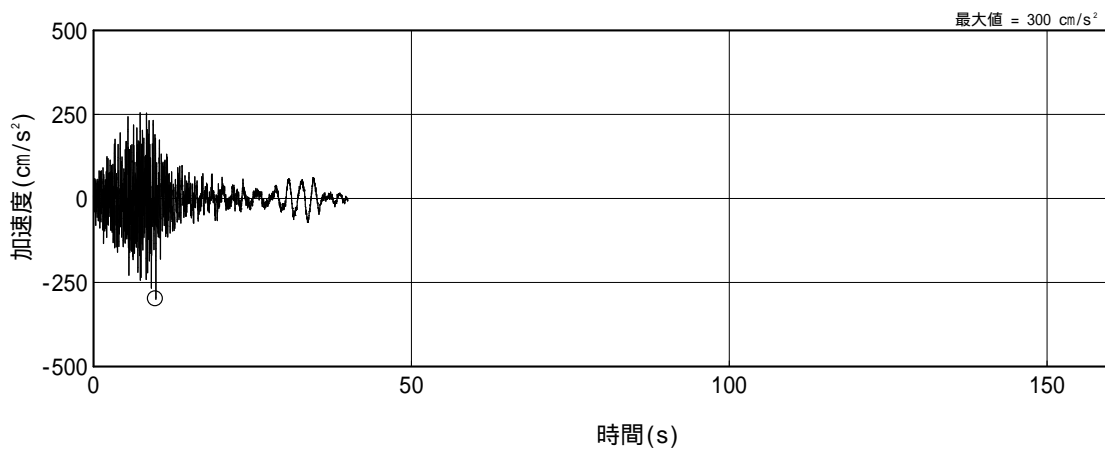
図 8.2 - 3 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss - B2)



(1) Ss - B3H1



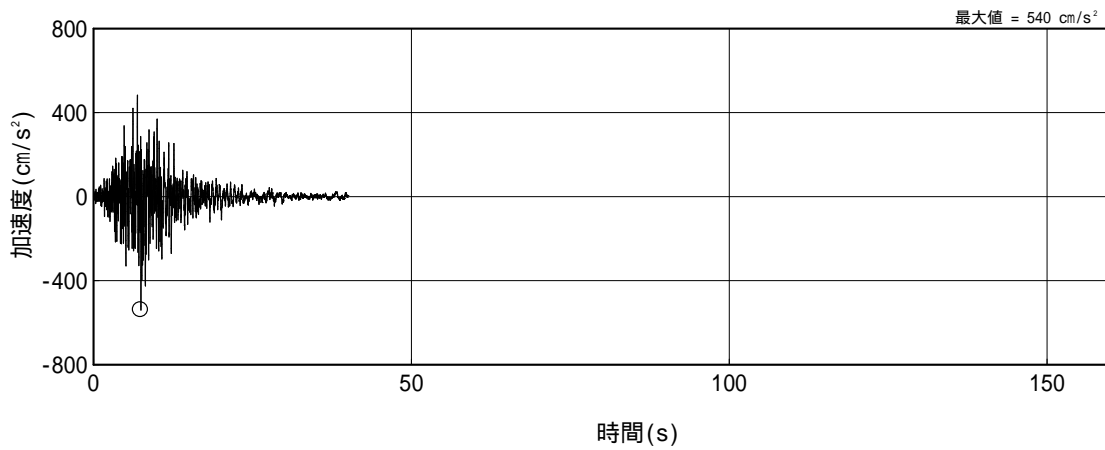
(2) Ss - B3H2



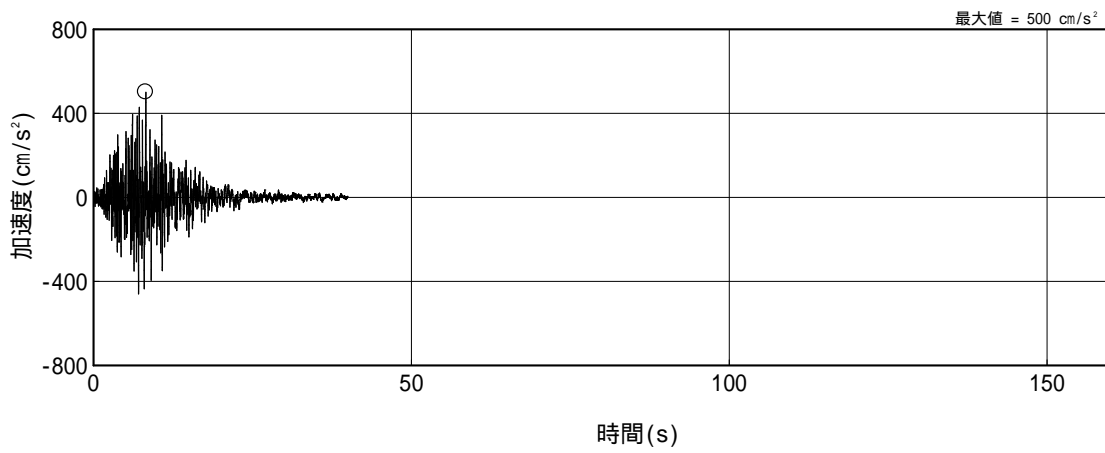
(3) Ss - B3V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

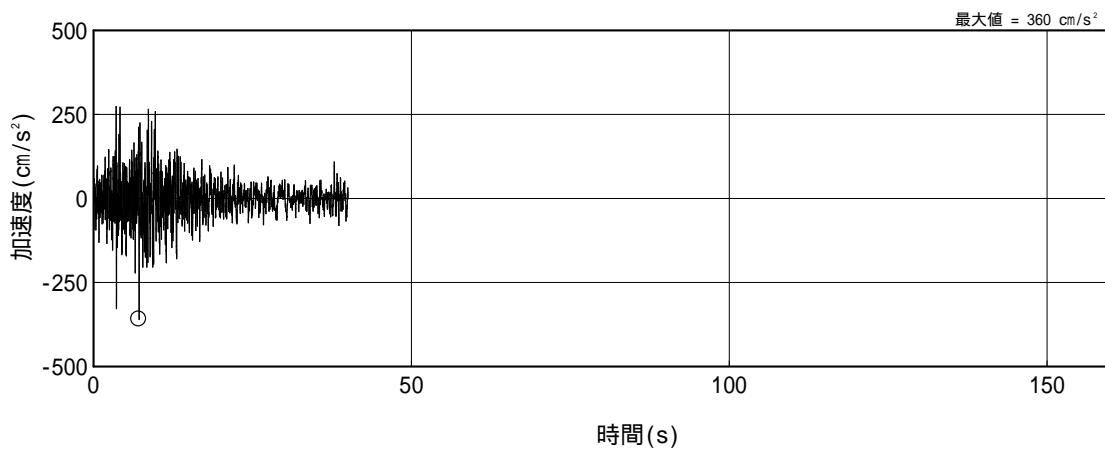
図 8.2 - 4 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss - B3)



(1) Ss - B4H1



(2) Ss - B4H2



(3) 一関東評価用地震動(鉛直方向)

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2 - 5 設計用模擬地震波の加速度波形 (Ss - B4)

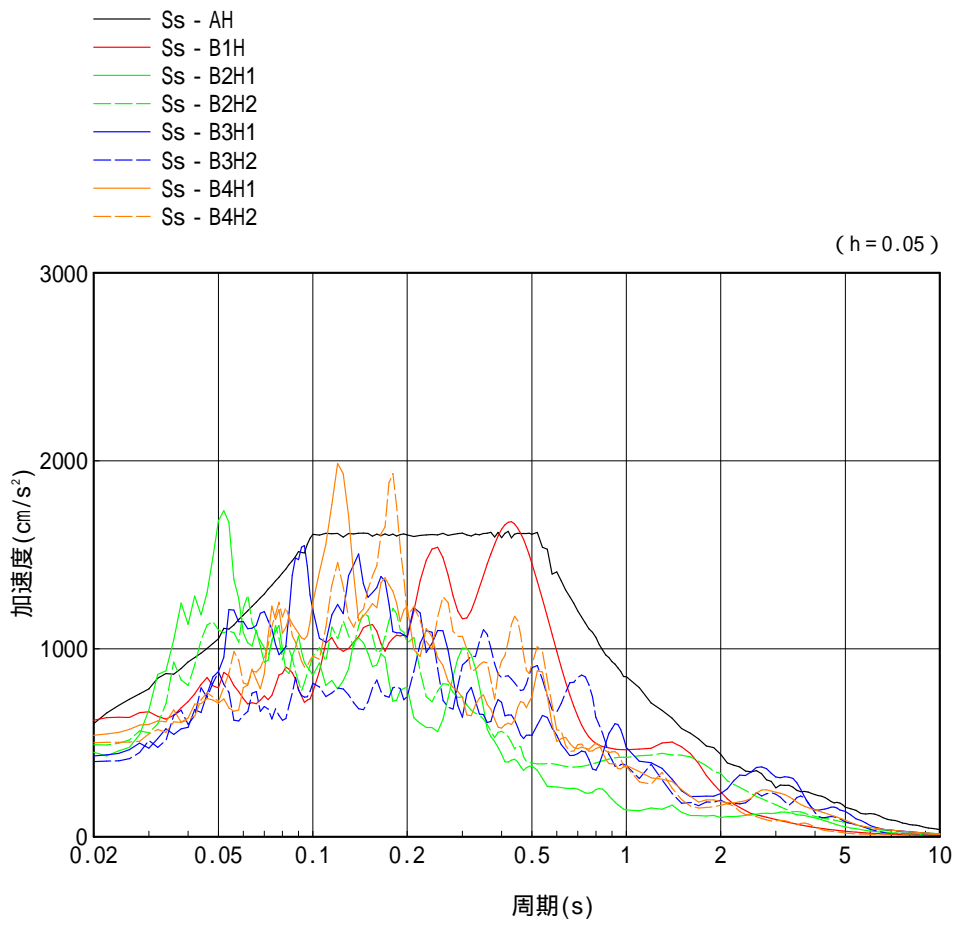


図 8.2 - 6 設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (水平方向)

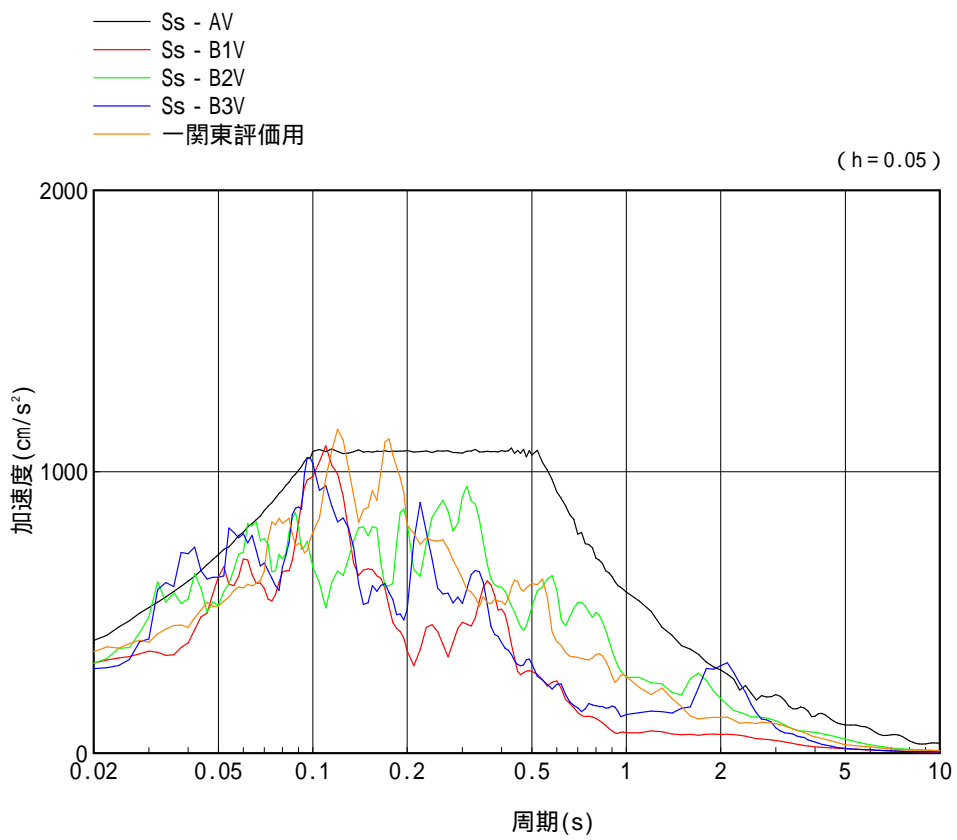


図 8.2 - 7 設計用模擬地震波の加速度応答スペクトル (鉛直方向)

8.2.2 入力地震動

(1) 解析概要

入力地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s から、一次元波動論に基づき求めた。

本敷地の解放基盤表面は、T.P. -218 m に想定されていることから、解析に用いる地盤モデルは図 8.2 - 8 及び図 8.2 - 9 に示すものとし、解放基盤表面に基準地震動 S_s を入力して求めた基礎底面位置の応答波を建屋 - 杭 - 地盤連成系モデルへの入力地震動とする。

地盤定数を表 8.2 - 1 ~ 表 8.2 - 5 に示す。

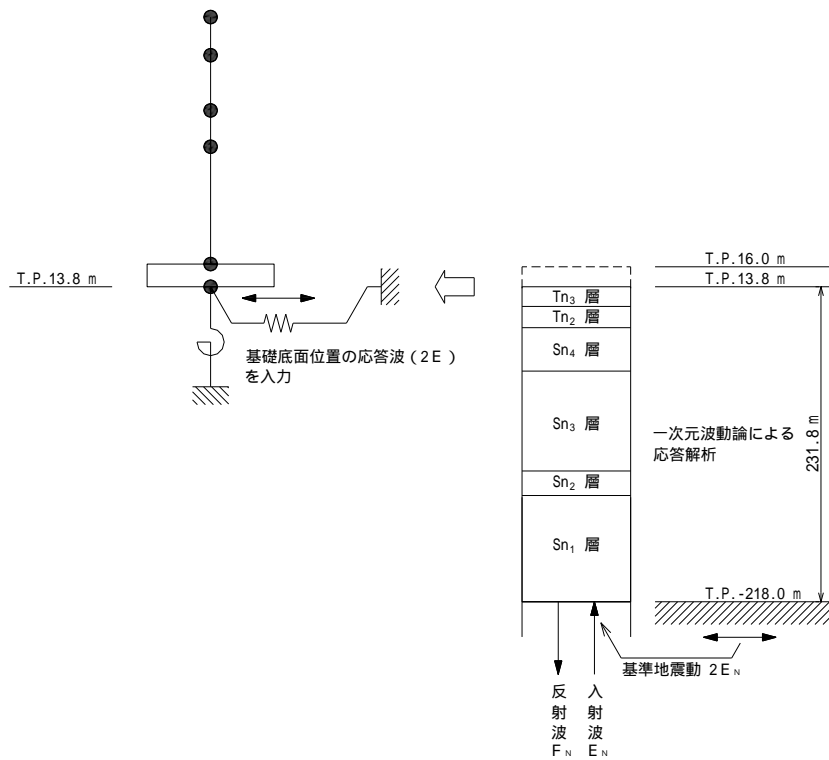


図 8.2 - 8 建屋 - 杭 - 地盤連成系の地震応答解析モデル (水平動)

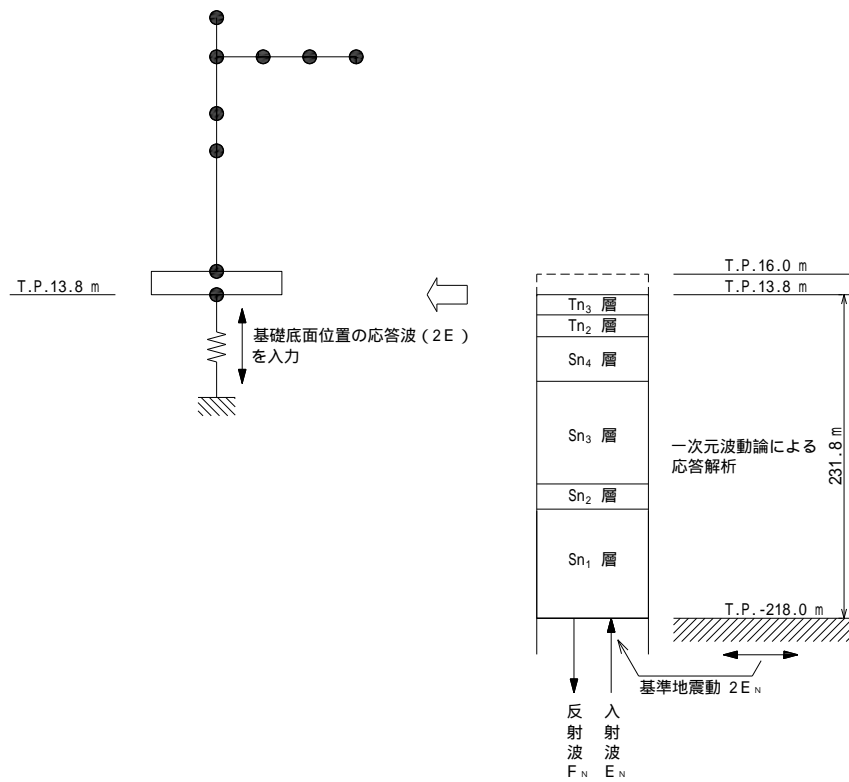


図 8.2 - 9 建屋 - 杭 - 地盤連成系の地震応答解析モデル (鉛直動)

表 8.2 - 1 地盤定数 (Ss - A)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	400	1540	0.45	1.82	835	286	6
-39.5		Sn ₃	540	1800	0.44	1.83	1520	524	4
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	3
-140.0		Sn ₁	620	1830	0.42	1.77	1953	678	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 2 地盤定数 (Ss - B1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	400	1540	0.45	1.82	835	286	6
-39.5		Sn ₃	540	1800	0.44	1.83	1520	524	4
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	3
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 3 地盤定数 (Ss - B2)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	2
13.5		Tn ₂	420	1460	0.45	1.92	980	338	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	540	1800	0.44	1.83	1520	524	2
-122.0		Sn ₂	700	1960	0.41	2.01	2814	984	2
-140.0		Sn ₁	620	1830	0.42	1.77	1953	678	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 4 地盤定数 (Ss - B3)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	2
13.5		Tn ₂	420	1460	0.45	1.92	980	338	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	570	1810	0.44	1.83	1711	590	3
-122.0		Sn ₂	740	1980	0.41	2.01	3144	1107	2
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 5 地盤定数 (Ss - B4)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	753	256	3
13.5		Tn ₂	400	1450	0.45	1.92	879	301	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	570	1810	0.44	1.83	1711	590	2
-122.0		Sn ₂	740	1980	0.41	2.01	3144	1107	3
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2179	762	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

(2) 解析結果

以上の条件より計算される地盤の最大応答加速度分布を、水平動については図 8.2 - 10 に、鉛直動については図 8.2 - 11 に示す。また、入力地震動の加速度波形を図 8.2 - 12 ~ 図 8.2 - 16 に、加速度応答スペクトルを図 8.2 - 17 及び図 8.2 - 18 に示す。

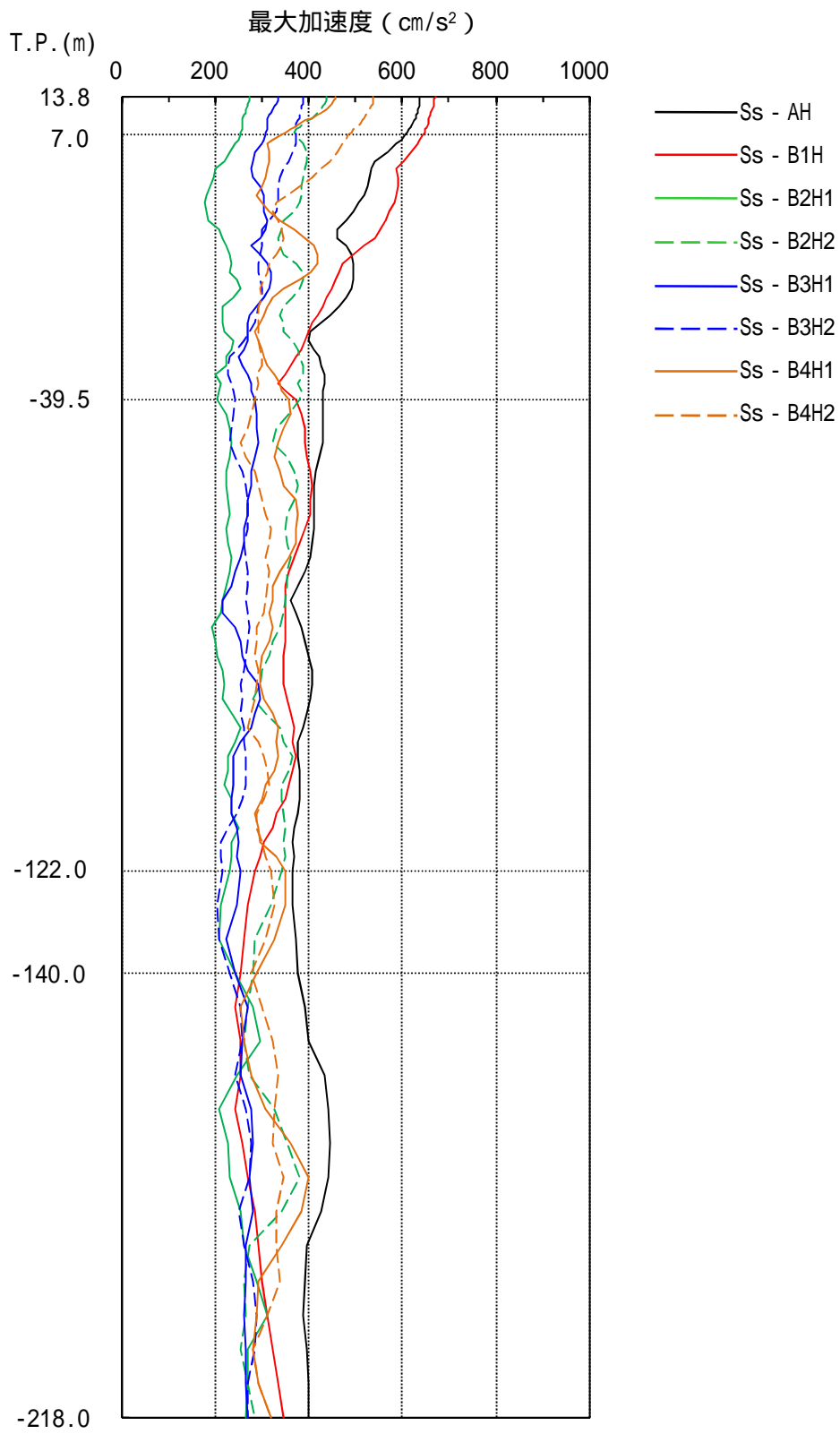


图 8.2 - 10 地盤の最大応答加速度分布 (水平方向)

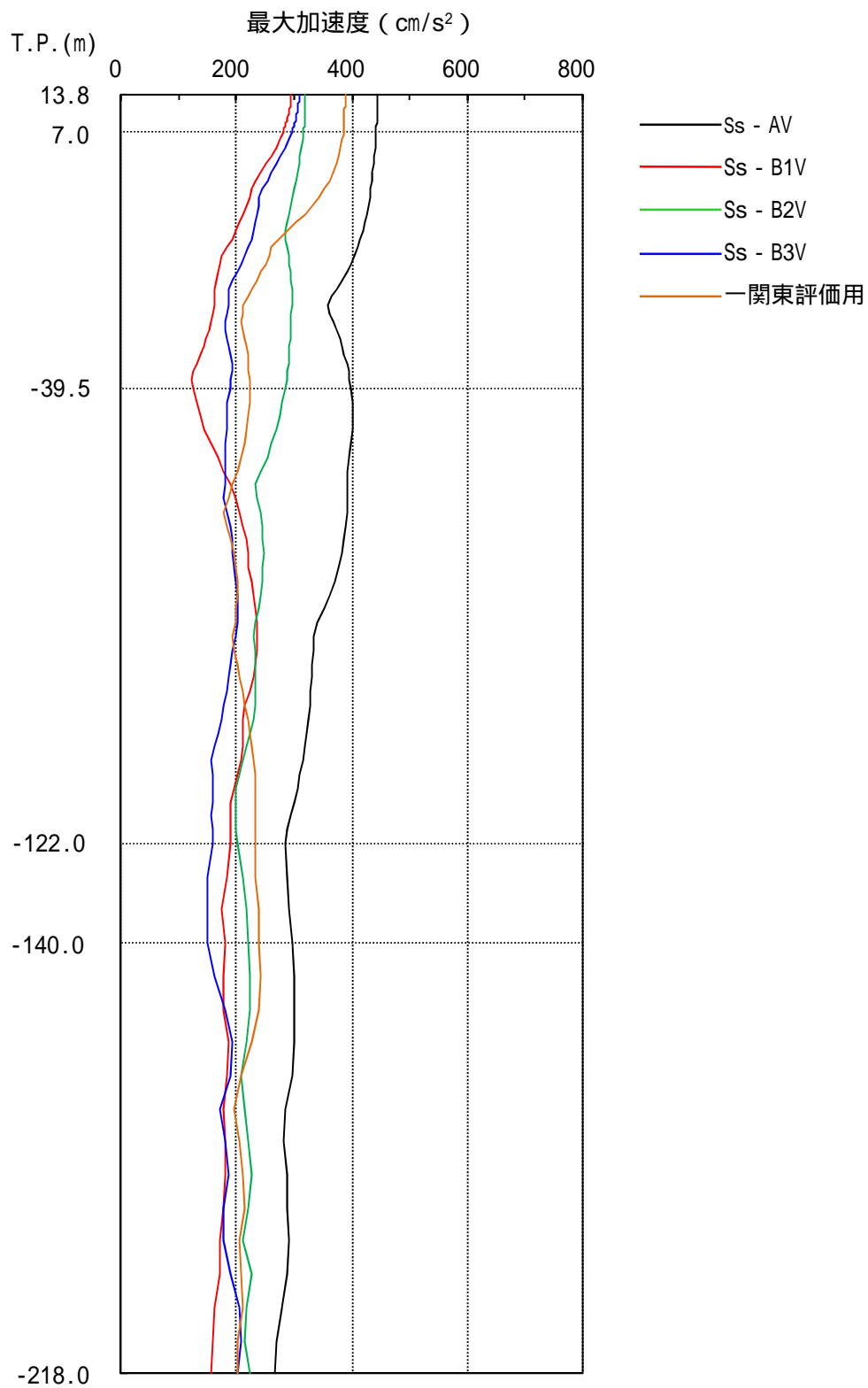
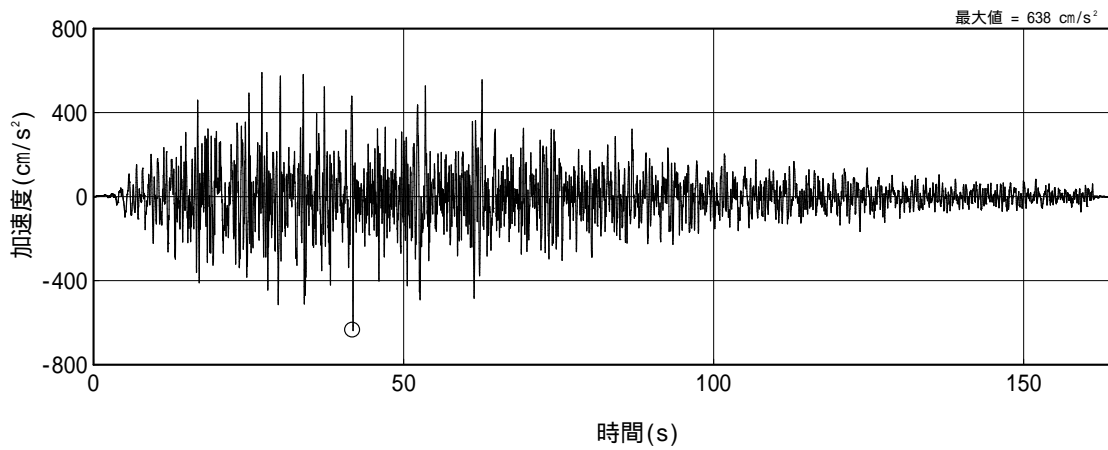
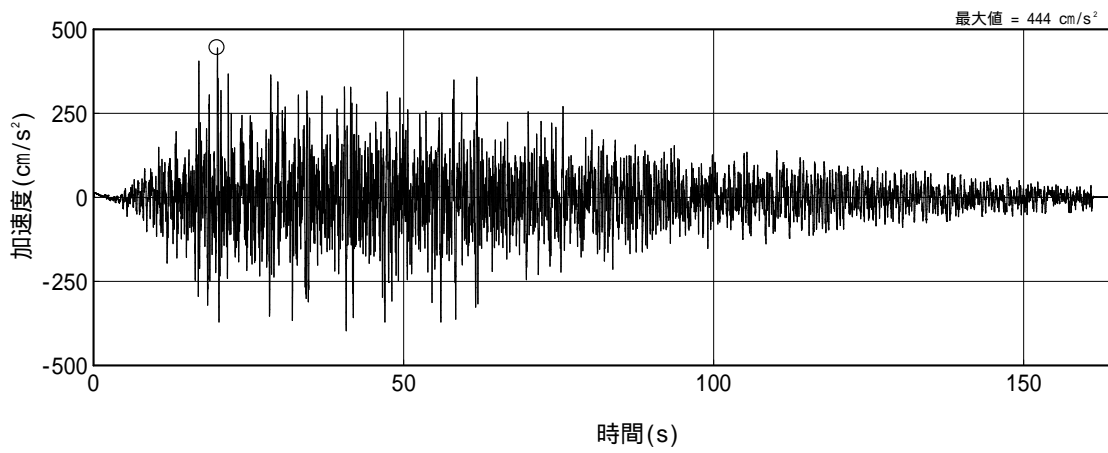


図 8.2 - 11 地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向)



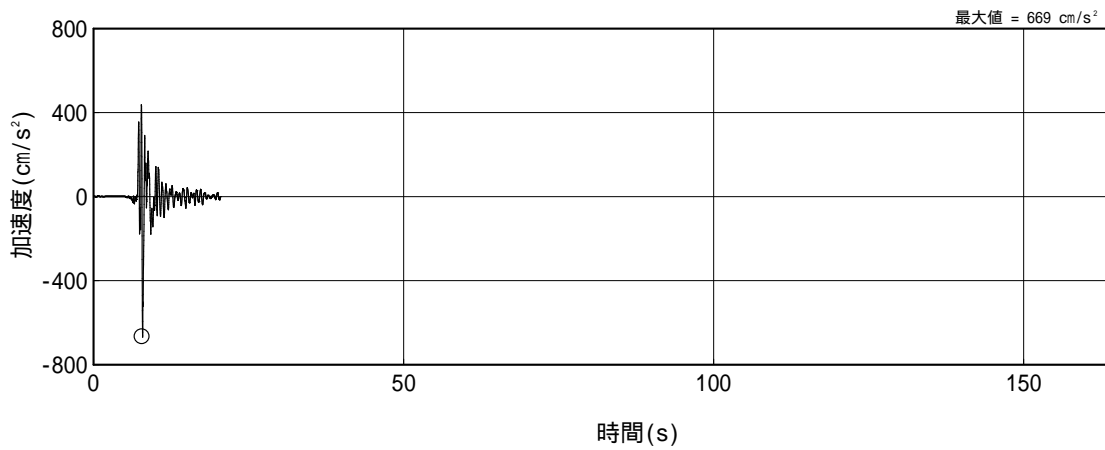
(1) Ss - AH



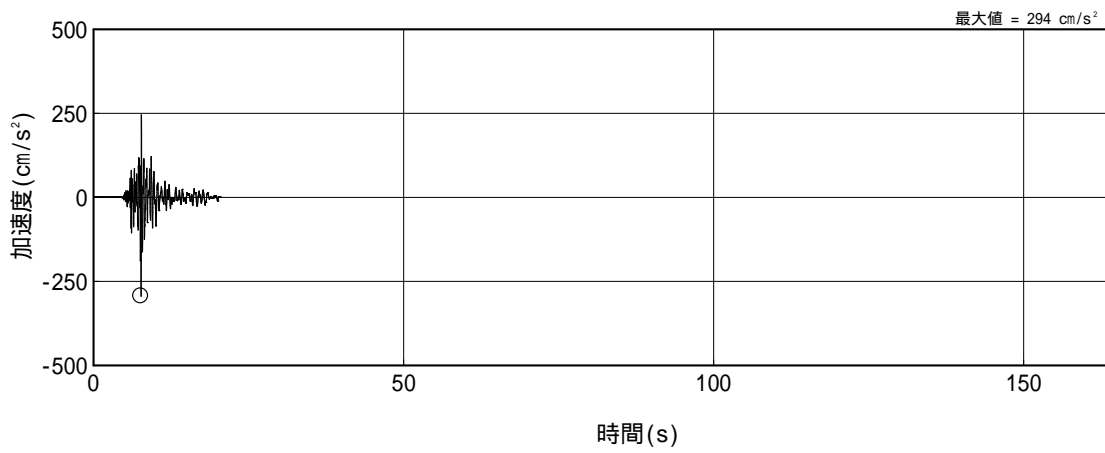
(2) Ss - AV

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2 - 12 入力地震動の加速度波形 (Ss - A)



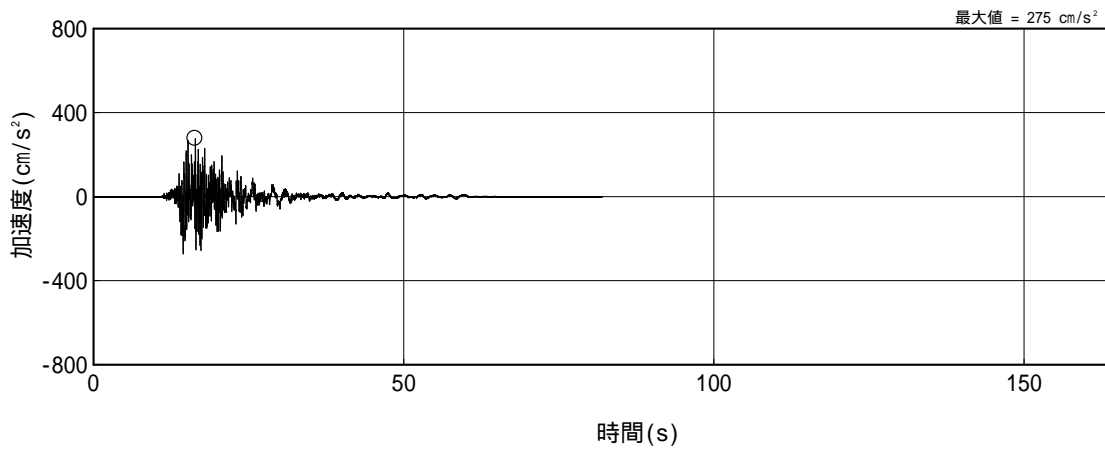
(1) Ss - B1H



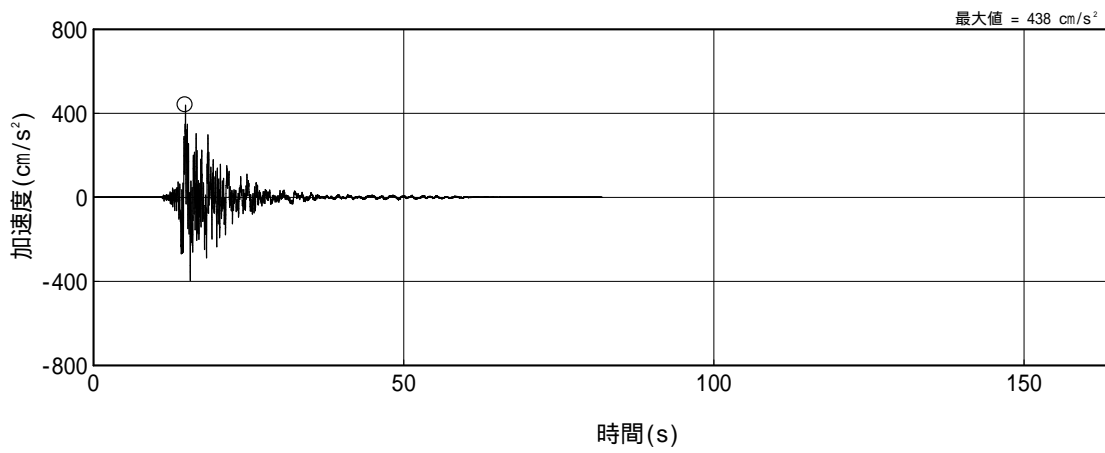
(2) Ss - B1V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

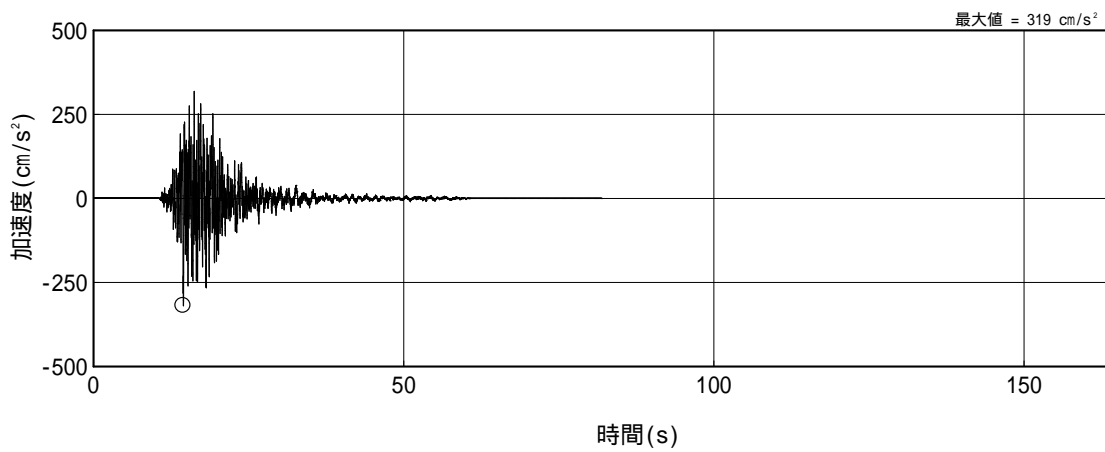
図 8.2 - 13 入力地震動の加速度波形 (Ss - B1)



(1) Ss - B2H1



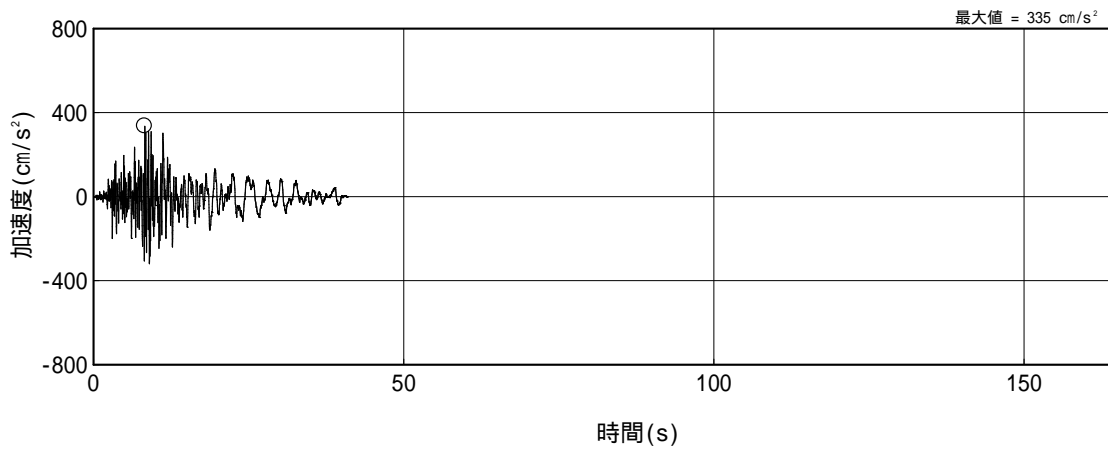
(2) Ss - B2H2



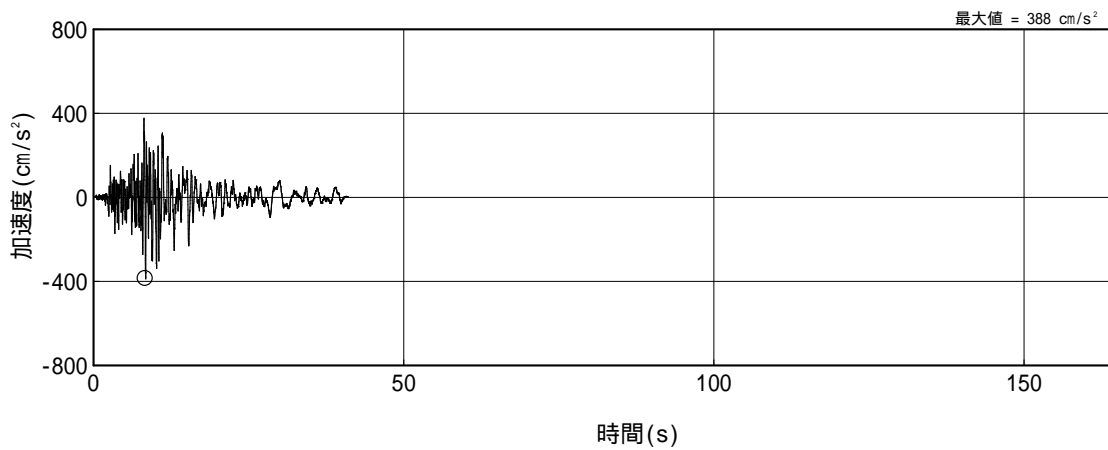
(3) Ss - B2V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

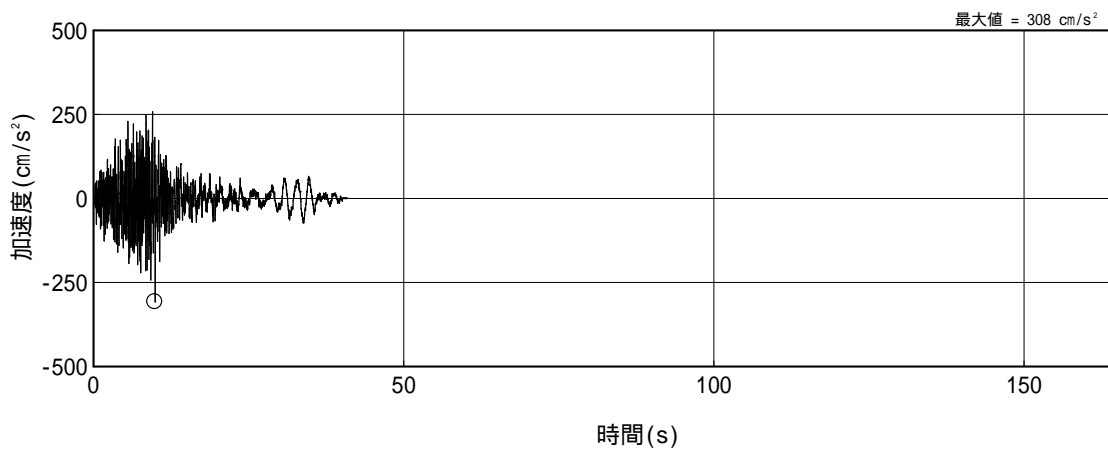
図 8.2 - 14 入力地震動の加速度波形 (Ss - B2)



(1) Ss - B3H1



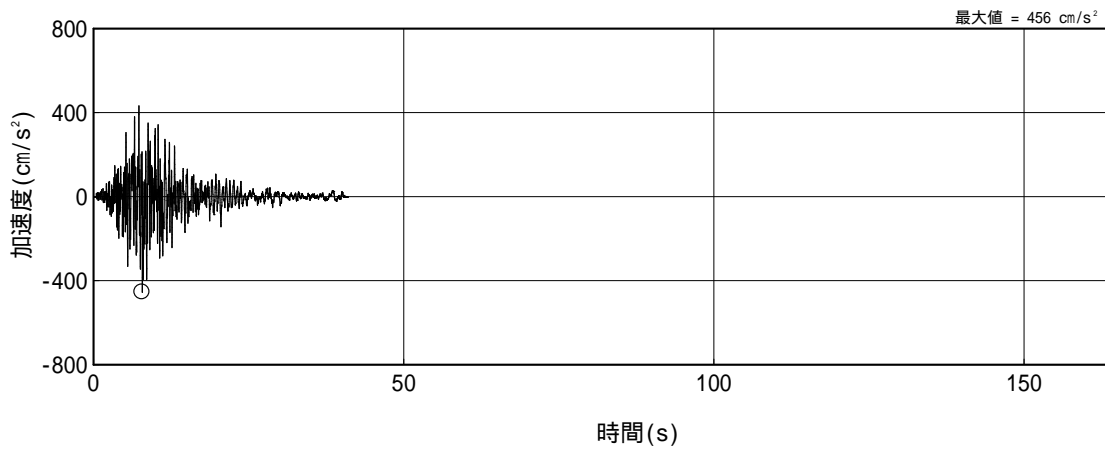
(2) Ss - B3H2



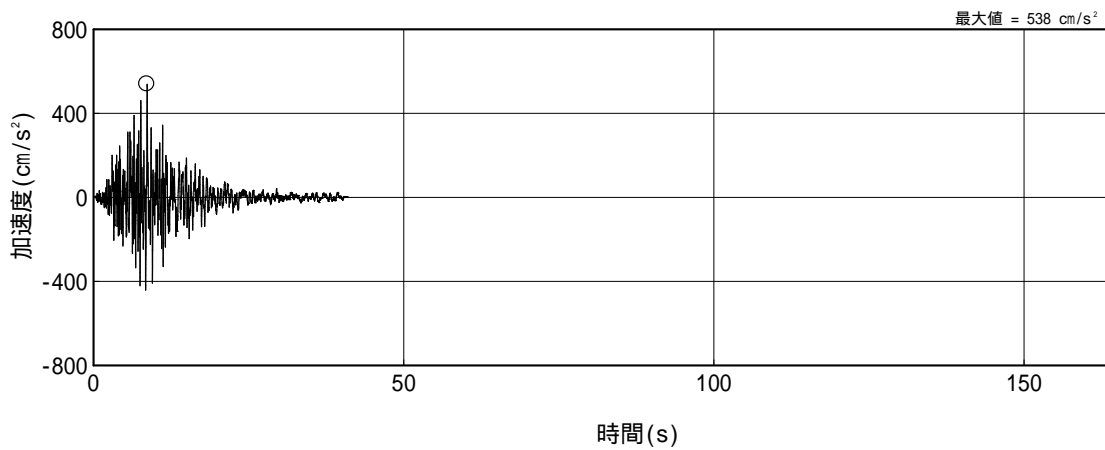
(3) Ss - B3V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

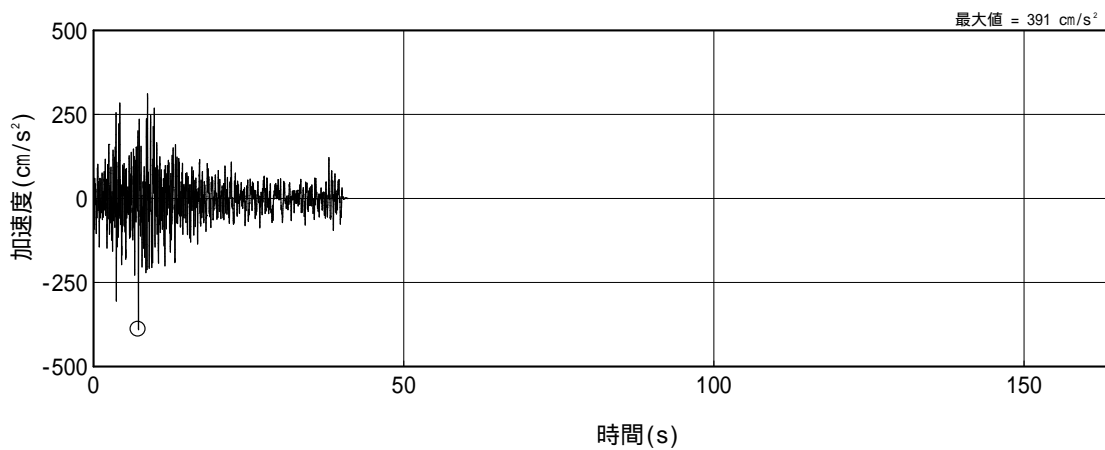
図 8.2 - 15 入力地震動の加速度波形 (Ss - B3)



(1) Ss - B4H1



(2) Ss - B4H2



(3) 一関東評価用地震動（鉛直方向）

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2 - 16 入力地震動の加速度波形（Ss - B4）

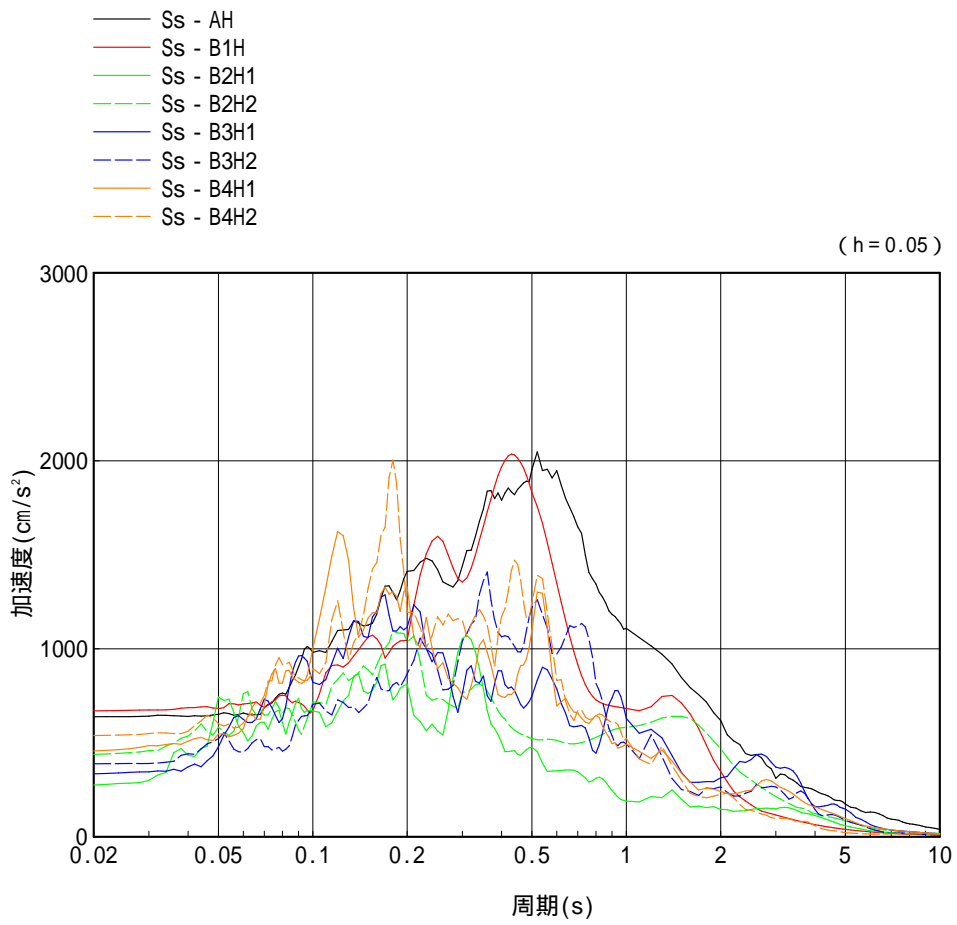


図 8.2 - 17 入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)

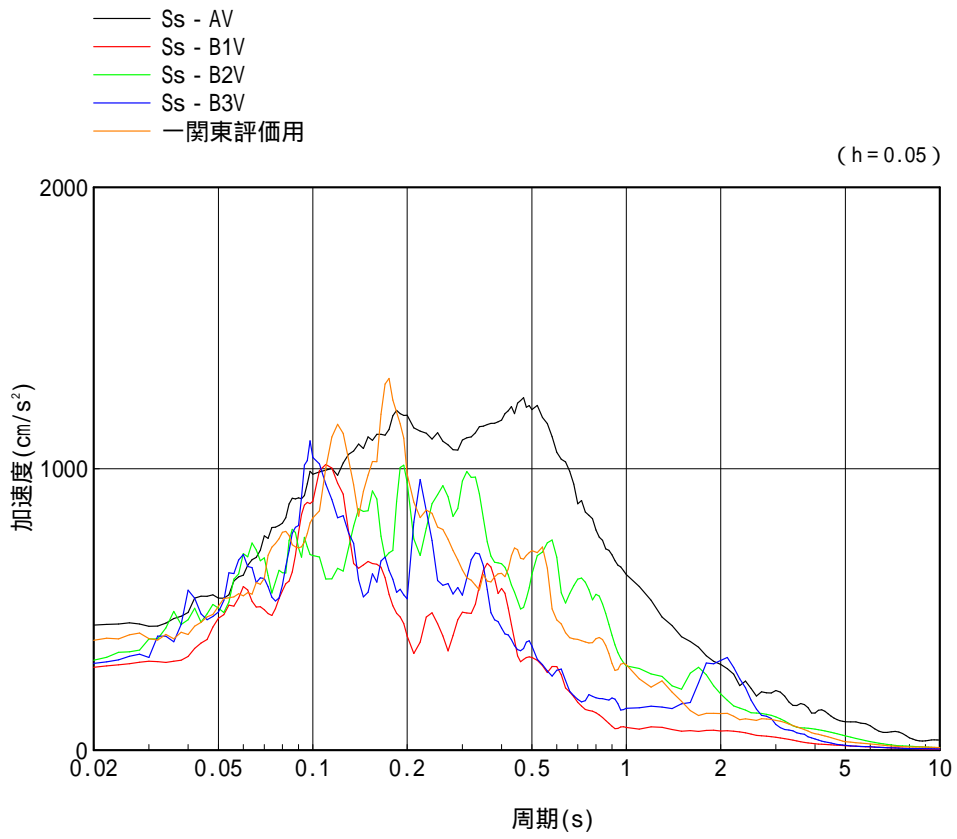


図 8.2 - 18 入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)

8.2.3 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデルの概要

貯蔵建屋の地震応答計算に用いる水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、杭と地盤の相互作用を考慮した水平ばね及び回転ばねで評価した建屋－杭－地盤連成系モデルとする。鉛直方向の解析モデルは、軸変形をする建屋部及び曲げ変形とせん断変形をする受入区域の屋根部から成る質点系とし、杭と地盤の相互作用を考慮した鉛直ばねで評価した建屋－杭－地盤連成系モデルとする。

水平ばね、回転ばね及び鉛直ばねは群杭効果を考慮して評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 8.2-19 に示すようにばね定数として実部の代表値 (K_c) を、また、減衰係数 (C_c) として建屋 1 次形の固有円振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

地震応答解析モデル及びデータ諸元を、NS 方向については図 8.2-20 及び表 8.2-6 に、EW 方向については図 8.2-21 及び表 8.2-7 に、鉛直方向については図 8.2-22 及び表 8.2-8 に示す。また、地盤ばねの諸元を表 8.2-9～表 8.2-11 に示す。

ここで解析に用いるコンクリートの物性値及び建屋の減衰定数は次のとおりとする。

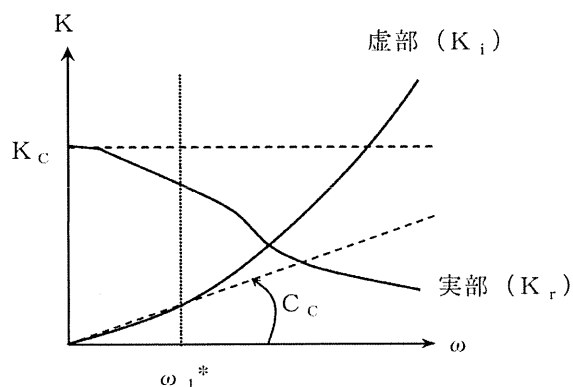
設計基準強度 : $F_c = \square$ N/mm² (上部躯体, 基礎スラブ)

ヤング係数 : $E = 2.52 \times 10^4$ N/mm² (上部躯体, 基礎スラブ)

ポアソン比 : $\nu = 0.2$

建屋の減衰定数 : 5 % (鉄筋コンクリート部分)

2 % (鉄骨部分)



注記* : 建屋－杭－地盤連成系の建屋 1 次形の固有円振動数を示す。

図 8.2-19 杭－地盤ばねの近似

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

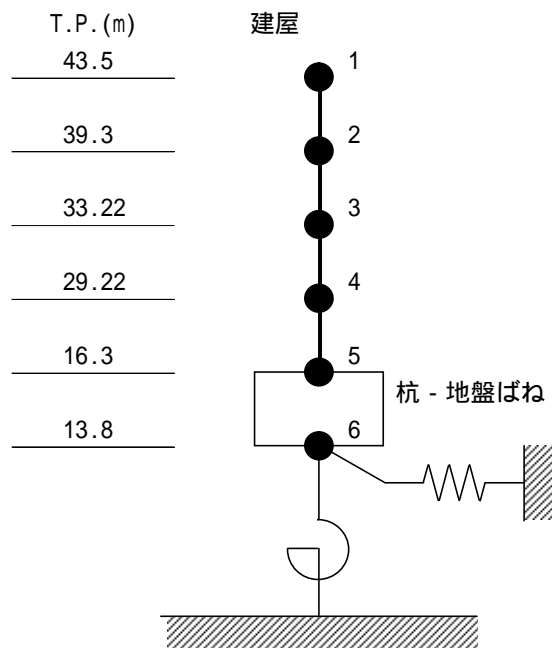


図 8.2 - 20 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 8.2 - 6 建屋モデル諸元 (NS 方向)

建 屋				
質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I ($\times 10^3 \text{m}^4$)
1	26540	259.9	-	-
2	55990	778.6	3.6	-
3	48110	949.8	114.8	93.9
4	348330	5005.2	244.9	225.8
5	872610	12742.0	338.2	570.9
6	257970	3763.1	8282.0	12080.2
総重量 1609550 kN				

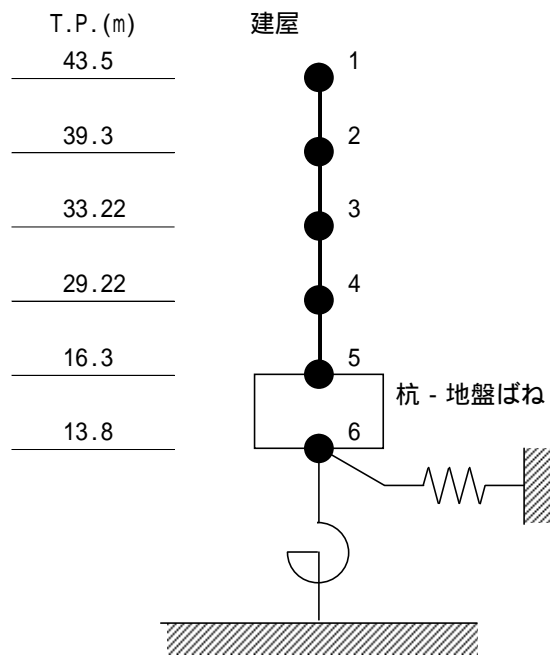


図 8.2 - 21 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 8.2 - 7 建屋モデル諸元 (EW 方向)

建 屋				
質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I ($\times 10^3 \text{m}^4$)
1	26540	2.2	-	-
2	55990	114.7	52.0	0.43
3	48110	42.4	91.9	35.0
4	348330	1102.4	147.1	38.3
5	872610	2863.6	262.3	204.1
6	257970	842.8	8282.0	2704.6
総重量 1609550 kN				

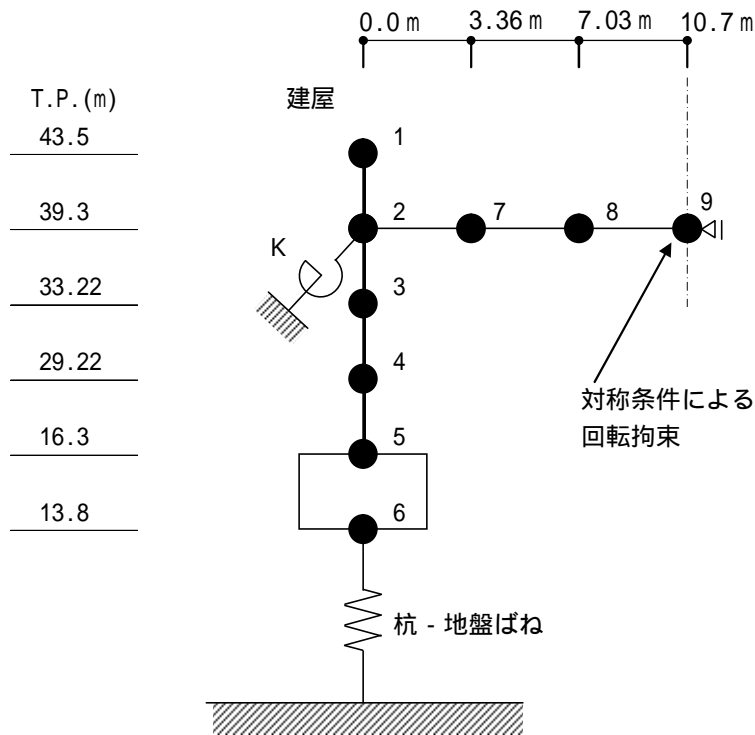


図 8.2 - 22 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 8.2 - 8 建屋モデル諸元 (鉛直方向)

建 屋							
質点番号	質点重量 W (kN)	軸断面積 A_v (m^2)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 kN \cdot m^2$)	せん断断面積 A_s ($\times 10^{-1} m^2$)	断面二次モーメント I (m^4)
1	26540	-	9	3740	-	-	-
		75.4				8.36	2.13
2	-	234.2	8	7480	33.9	8.36	2.13
3	48110	392.7	7	8030	36.5	8.36	2.13
4	348330	688.5	2	36740	27.0		
5	872610	8282.0					
6	257970	-					
総重量 1609550 kN $K = 4.27 \times 10^7$ (kN·m/rad)							

表 8.2 - 9 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss - A 及び Ss - B1)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	8.331×10^7	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	7.795×10^{11}	kN・m/rad	9.400×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.135×10^8	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.428×10^{11}	kN・m/rad	2.317×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.139×10^8	kN/m	6.201×10^6	kN・s/m

表 8.2 - 10 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss - B2 及び Ss - B3)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	9.171×10^7	kN/m	2.413×10^6	kN・s/m
	回転成分	8.584×10^{11}	kN・m/rad	9.347×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.244×10^8	kN/m	2.414×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.652×10^{11}	kN・m/rad	2.304×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.520×10^8	kN/m	6.169×10^6	kN・s/m

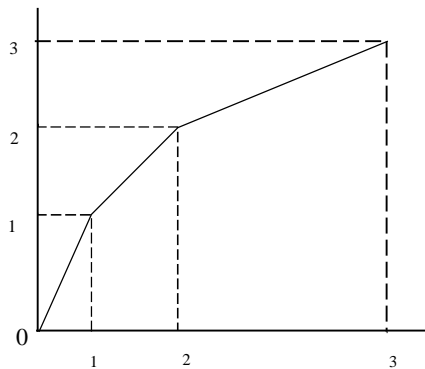
表 8.2 - 11 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね (Ss - B4)

方向及び成分		ばね定数 K_c		減衰係数 C_c	
NS 方向	水平成分	8.891×10^7	kN/m	2.410×10^6	kN・s/m
	回転成分	8.245×10^{11}	kN・m/rad	9.176×10^9	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.201×10^8	kN/m	2.411×10^6	kN・s/m
	回転成分	2.547×10^{11}	kN・m/rad	2.263×10^9	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.379×10^8	kN/m	6.056×10^6	kN・s/m

(2) 建屋の復元力特性

a. 耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係 (- 関係)

耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係 (- 関係) は, 「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008) 」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係を図 8.2 - 23 に示す。



- 1 : 第一折点のせん断応力度
- 2 : 第二折点のせん断応力度
- 3 : 終局点のせん断応力度
- 1 : 第一折点のせん断ひずみ度
- 2 : 第二折点のせん断ひずみ度
- 3 : 終局点のせん断ひずみ度 ($\epsilon_3 = 4.0 \times 10^{-3}$)

図 8.2 - 23 耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係

b. 耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係の履歴特性は、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008)」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係の履歴特性を図 8.2 - 24 に示す。

- ・ O-A 間 : 弾性範囲
- ・ A-B 間 : 負側スケルトンの経験した最大点に向う。
ただし、負側最大点が第一折点を越えていない時は第一折点に向う。
- ・ B-C 間 : 負側最大点指向
- ・ 安定状態は面積を持たない。

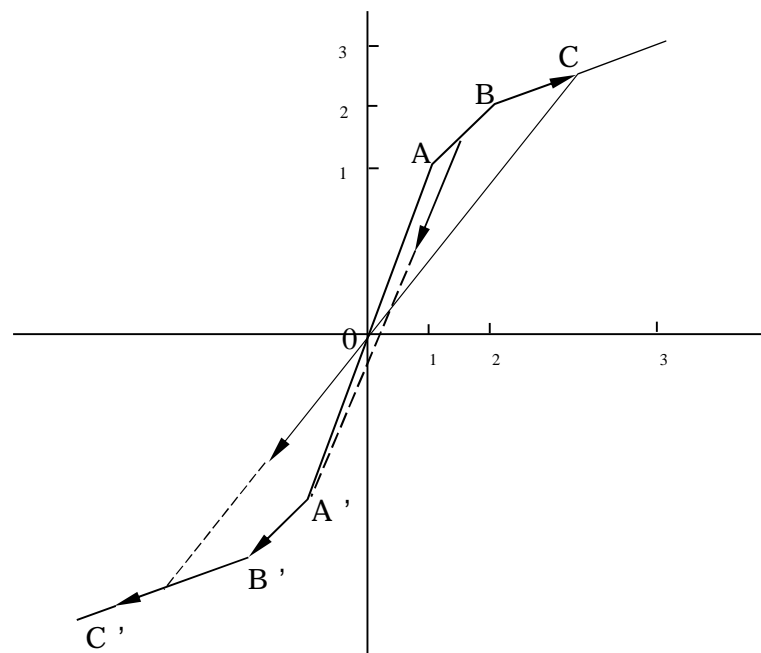
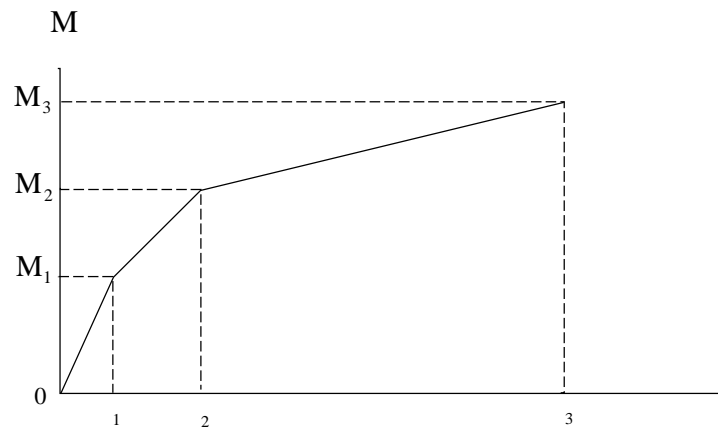


図 8.2 - 24 耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係の履歴特性

c. 耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係 (M - 関係)

耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係 (M - 関係) は, 「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008)」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係を図 8.2 - 25 に示す。



- M₁ : 第一折点の曲げモーメント
- M₂ : 第二折点の曲げモーメント
- M₃ : 終局点の曲げモーメント
- 1 : 第一折点の曲率
- 2 : 第二折点の曲率
- 3 : 終局点の曲率

図 8.2 - 25 耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係

d. 耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係の履歴特性は、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008)」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係の履歴特性を図 8.2 - 26 に示す。

- ・ 0-A 間 : 弾性範囲
- ・ A-B 間 : 負側スケルトンの経験した最大点に向う。
ただし、負側最大点が第一折点を超えていない時は第一折点に向う。
- ・ B-C 間 : 最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。

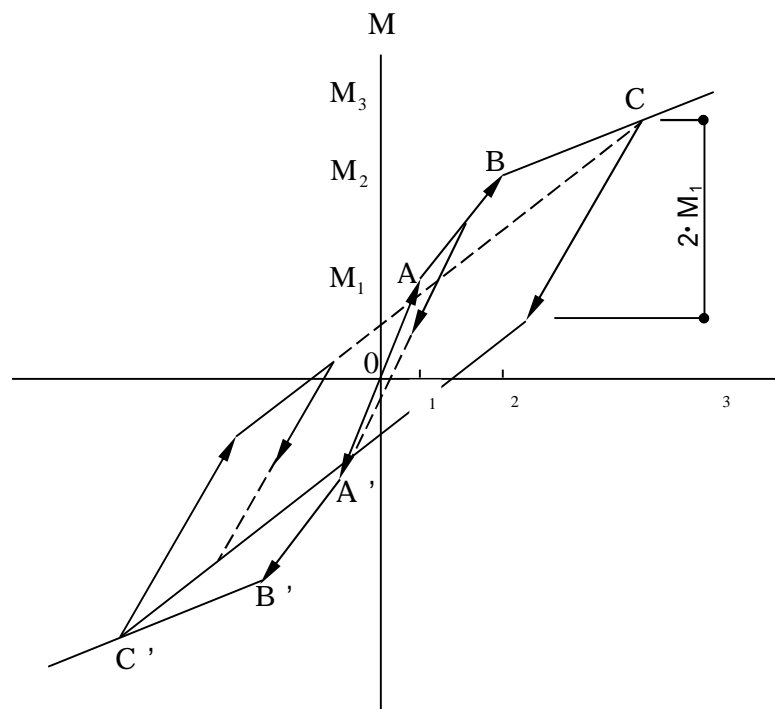


図 8.2 - 26 耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係の履歴特性

e. フレーム部の復元力特性

NS方向のD, E 通り4層 (T.P.39.3 m~43.5 m) のフレーム部のせん断力 - 層間変形角の関係は、柱はりの各部材の終局強度に基づく荷重増分解析を基に、エネルギー等価法によりトリニア型スケルトン曲線とする。せん断力 - 層間変形角の関係を図 8.2 - 27 に示す。なお、履歴特性はディグレイディングトリニア型モデルとする。

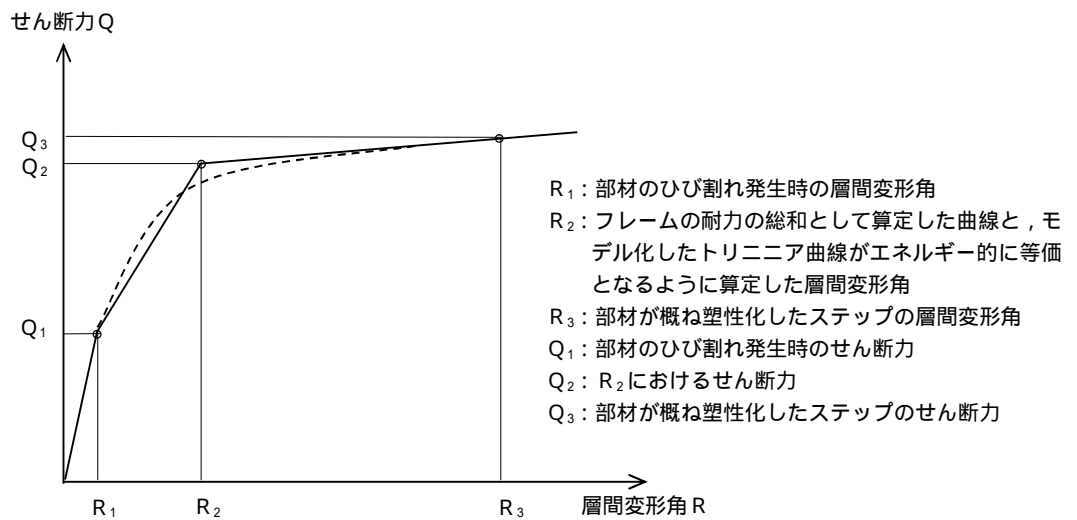


図 8.2 - 27 フレーム部のせん断力 - 層間変形角の関係

(3) 復元力特性の諸元

耐震壁について算定したせん断応力度のスケルトン曲線の諸元を表 8.2 - 12 及び表 8.2 - 13 に、曲げモーメントのスケルトン曲線の諸元を表 8.2 - 14 及び表 8.2 - 15 に示す。また、フレーム部について算定したせん断力のスケルトン曲線を表 8.2 - 16 に示す。

表 8.2 - 12 せん断応力度のスケルトン曲線 (- 関係, NS 方向)

NS 方向	せん断応力度 (N/mm ²)		せん断ひずみ度 (× 10 ⁻³)	
3 層 T.P.39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	1	1.953	1	0.186
第二折点	2	2.636	2	0.558
終局点	3	3.089	3	4.000
2 層 T.P.33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	1	1.943	1	0.185
第二折点	2	2.624	2	0.555
終局点	3	2.836	3	4.000
1 層 T.P.29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	1	2.102	1	0.200
第二折点	2	2.838	2	0.601
終局点	3	3.124	3	4.000

表 8.2 - 13 せん断応力度のスケルトン曲線 (- 関係, EW 方向)

EW 方向	せん断応力度 (N/mm ²)		せん断ひずみ度 (× 10 ⁻³)	
4 層 T.P.43.5 ~ 39.3 m				
第一折点	1	1.953	1	0.186
第二折点	2	2.636	2	0.558
終局点	3	4.804	3	4.000
3 層 T.P.39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	1	1.953	1	0.186
第二折点	2	2.630	2	0.558
終局点	3	3.718	3	4.000
2 層 T.P.33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	1	1.943	1	0.185
第二折点	2	2.609	2	0.555
終局点	3	3.550	3	4.000
1 層 T.P.29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	1	2.102	1	0.200
第二折点	2	2.838	2	0.601
終局点	3	4.337	3	4.000

表 8.2 - 14 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M - 関係, NS 方向)

NS 方向	曲げモーメント M (kN・m)		曲率 (1/m)	
3 層 T.P.39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	M ₁	5.055 × 10 ⁶	1	2.137 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	9.914 × 10 ⁶	2	2.363 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.696 × 10 ⁷	3	4.299 × 10 ⁻⁴
2 層 T.P.33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	M ₁	1.153 × 10 ⁷	1	2.027 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	2.118 × 10 ⁷	2	2.266 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	3.896 × 10 ⁷	3	3.587 × 10 ⁻⁴
1 層 T.P.29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	M ₁	2.729 × 10 ⁷	1	1.897 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	6.322 × 10 ⁷	2	1.888 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.154 × 10 ⁸	3	2.009 × 10 ⁻⁴

表 8.2 - 15 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M - 関係, EW 方向)

EW 方向	曲げモーメント M (kN・m)		曲率 (1/m)	
4 層 T.P.43.5 ~ 39.3 m				
第一折点	M ₁	2.498 × 10 ⁵	1	2.288 × 10 ⁻⁵
第二折点	M ₂	1.374 × 10 ⁶	2	2.863 × 10 ⁻⁴
終局点	M ₃	1.687 × 10 ⁶	3	3.312 × 10 ⁻³
3 層 T.P.39.3 ~ 33.22 m				
第一折点	M ₁	3.342 × 10 ⁶	1	3.787 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	5.498 × 10 ⁶	2	3.938 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	7.854 × 10 ⁶	3	7.523 × 10 ⁻⁴
2 層 T.P.33.22 ~ 29.22 m				
第一折点	M ₁	3.897 × 10 ⁶	1	4.034 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	7.274 × 10 ⁶	2	4.340 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	1.063 × 10 ⁷	3	8.452 × 10 ⁻⁴
1 層 T.P.29.22 ~ 16.3 m				
第一折点	M ₁	2.082 × 10 ⁷	1	4.047 × 10 ⁻⁶
第二折点	M ₂	4.766 × 10 ⁷	2	3.744 × 10 ⁻⁵
終局点	M ₃	6.164 × 10 ⁷	3	7.446 × 10 ⁻⁴

表 8.2 - 16 せん断力のスケルトン曲線 (Q - 関係, NS 方向, 4 層)

NS 方向	せん断力 Q (kN)		層間変形 (m)	
4 層 T.P.43.5 ~ 39.3 m				
第一折点	Q ₁	14700	1	0.002
第二折点	Q ₂	58700	2	0.019
第三折点	Q ₃	65800	3	0.224

8.2.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「8.2.2 入力地震動」及び「8.2.3 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、「8.2.5 地震応答解析結果」の基本ケースの結果に基づいて、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施する。

選定する地震動は、基本ケースの地震応答解析のいずれかの応答値が最大となる地震動として、水平方向は Ss - A 及び Ss - B1、鉛直方向は Ss - A とする。

材料物性の不確かさとして、物理試験結果に基づく地盤剛性の標準偏差 ± 1 の変動幅を考慮する。地盤剛性の不確かさを考慮した地盤物性を表 8.2 - 17 ~ 表 8.2 - 20 に示す。これらに基づき算定した地盤の最大応答加速度分布を図 8.2 - 28 ~ 図 8.2 - 30 に、入力地震動の加速度波形を図 8.2 - 31 ~ 図 8.2 - 33 に、加速度応答スペクトルを図 8.2 - 34 及び図 8.2 - 35 に示す。地盤ばねの諸元を表 8.2 - 21 及び表 8.2 - 22 に示す。

表 8.2 - 17 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss - A , +1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	460	2040	0.47	1.91	1208	410	2
13.5		Tn ₂	440	1610	0.45	1.92	1077	369	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	430	1680	0.45	1.82	993	339	5
-39.5		Sn ₃	580	1950	0.44	1.83	1783	614	3
-122.0		Sn ₂	780	2170	0.41	2.01	3448	1208	3
-140.0		Sn ₁	660	1960	0.42	1.77	2233	778	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 18 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss - A , - 1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	220	1010	0.47	1.91	266	90	4
13.5		Tn ₂	350	1280	0.45	1.92	680	233	4
7.0	砂子又層	Sn ₄	360	1390	0.45	1.82	685	234	6
-39.5		Sn ₃	490	1640	0.44	1.83	1260	434	4
-122.0		Sn ₂	580	1710	0.41	2.01	1910	665	4
-140.0		Sn ₁	570	1690	0.42	1.77	1656	577	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 19 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss - B1 , +1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V _S (m/s)	P波速度 V _P (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	460	2040	0.47	1.91	1208	410	2
13.5		Tn ₂	440	1610	0.45	1.92	1077	369	3
7.0	砂子又層	Sn ₄	430	1680	0.45	1.82	993	339	6
-39.5		Sn ₃	580	1950	0.44	1.83	1783	614	3
-122.0		Sn ₂	780	2170	0.41	2.01	3448	1208	3
-140.0		Sn ₁	700	1980	0.42	1.77	2501	876	2
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

表 8.2 - 20 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤定数 (Ss - B1 , - 1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm ³)	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	220	1010	0.47	1.91	266	90	4
13.5		Tn ₂	350	1280	0.45	1.92	680	233	4
7.0	砂子又層	Sn ₄	360	1390	0.45	1.82	685	234	6
-39.5		Sn ₃	490	1640	0.44	1.83	1260	434	4
-122.0		Sn ₂	610	1720	0.41	2.01	2169	760	3
-140.0		Sn ₁	570	1690	0.42	1.77	1656	577	3
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

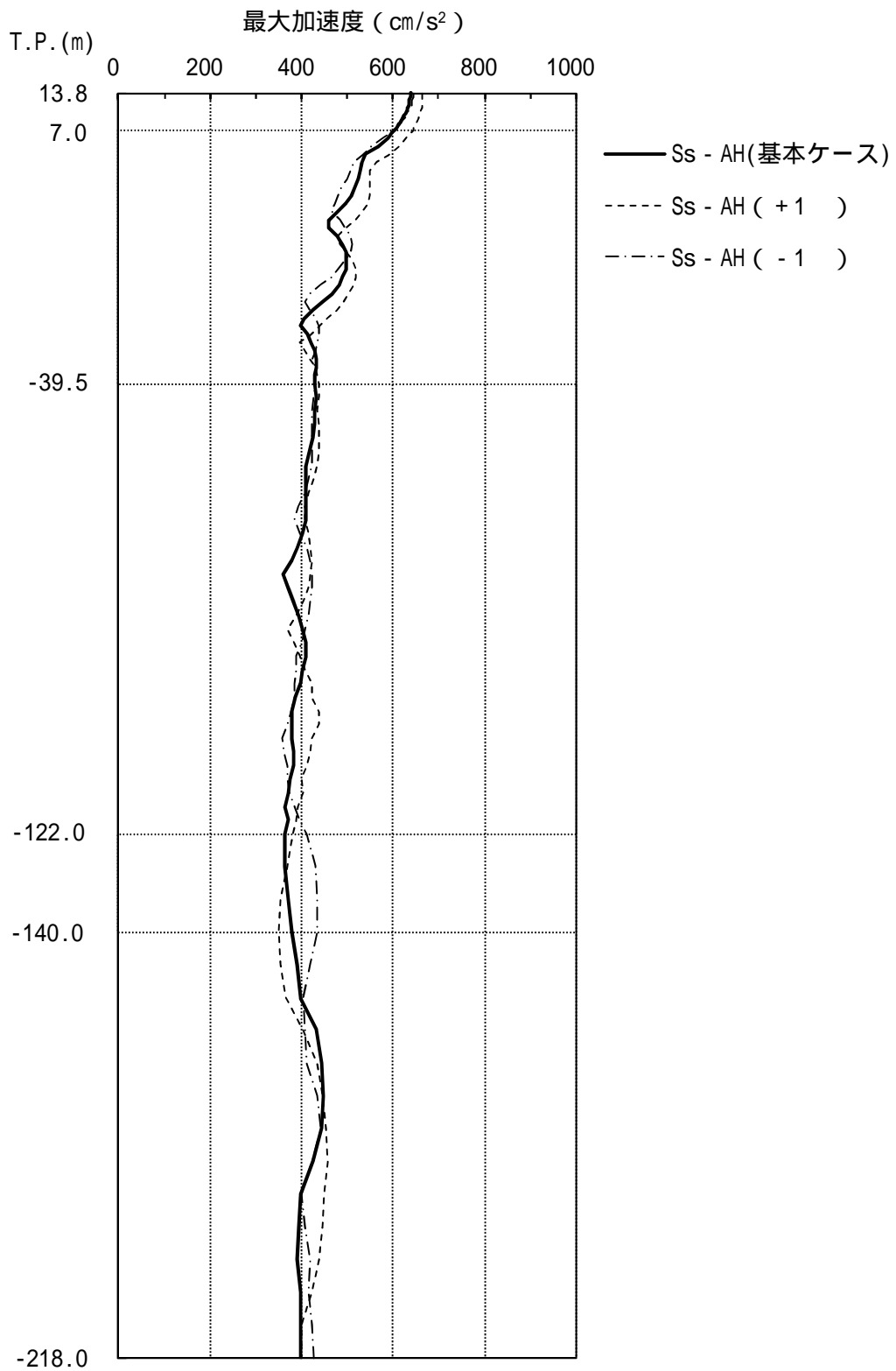


図 8.2 - 28 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布 (水平方向, Ss - AH)

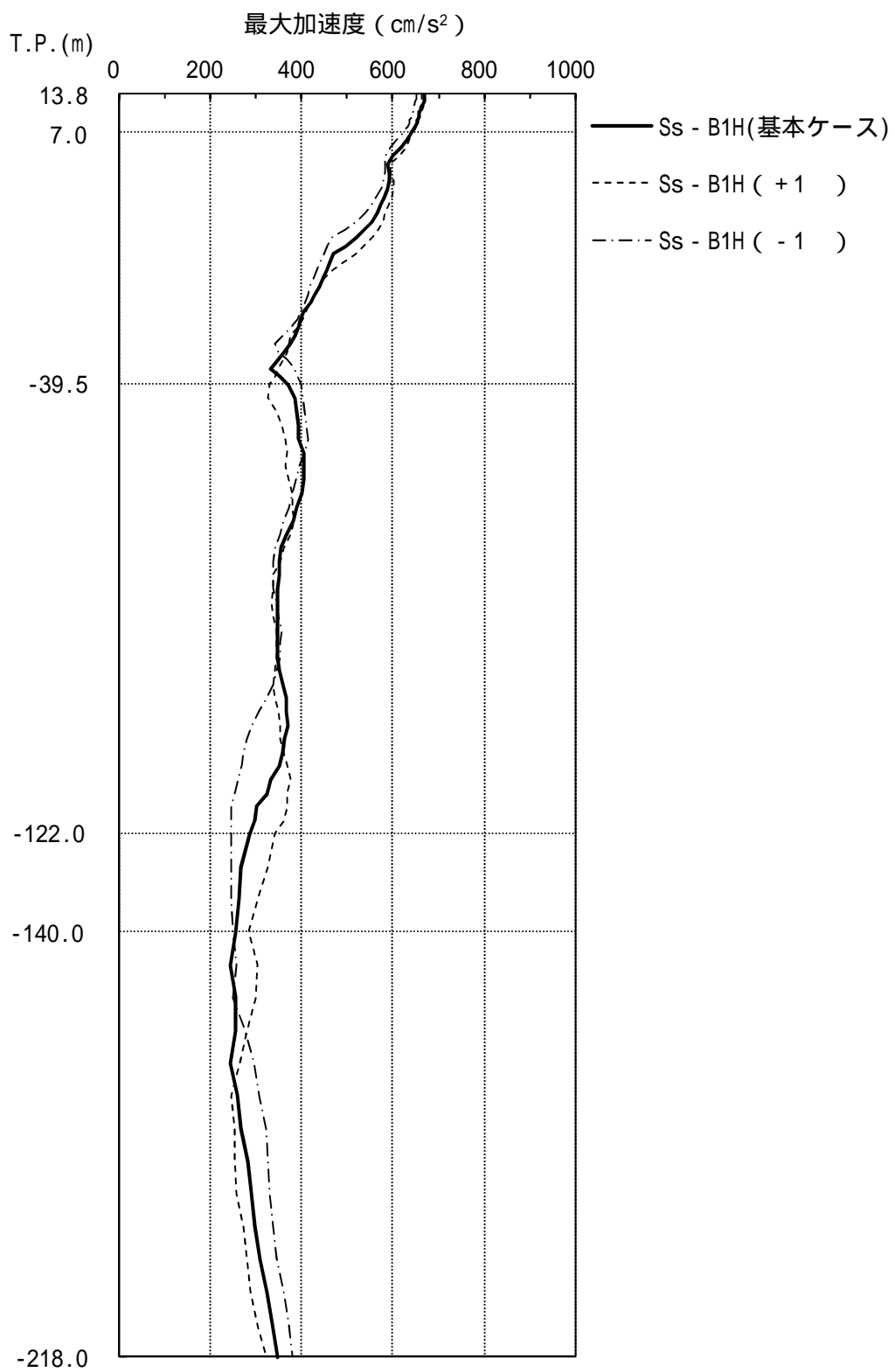


図 8.2 - 29 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布
(水平方向, Ss - B1H)

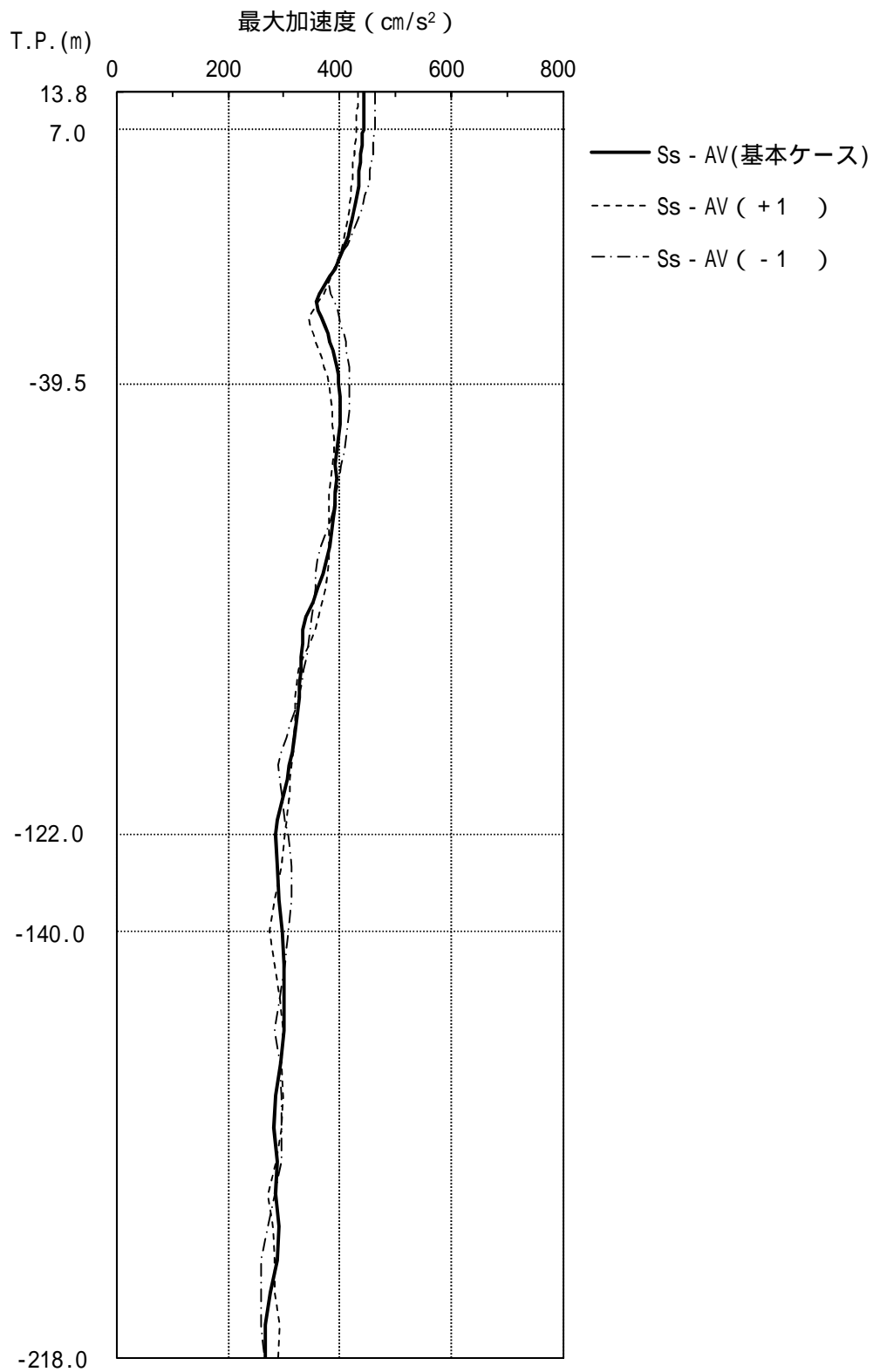
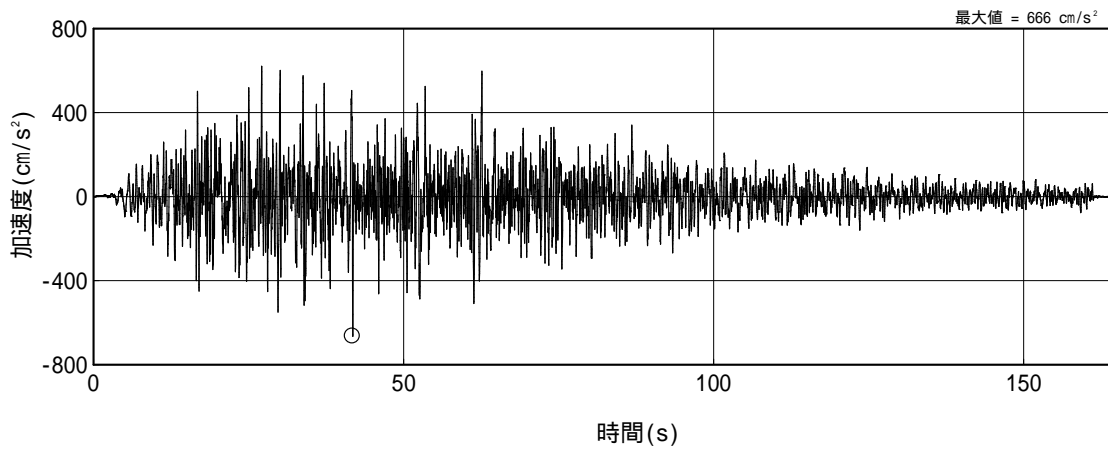
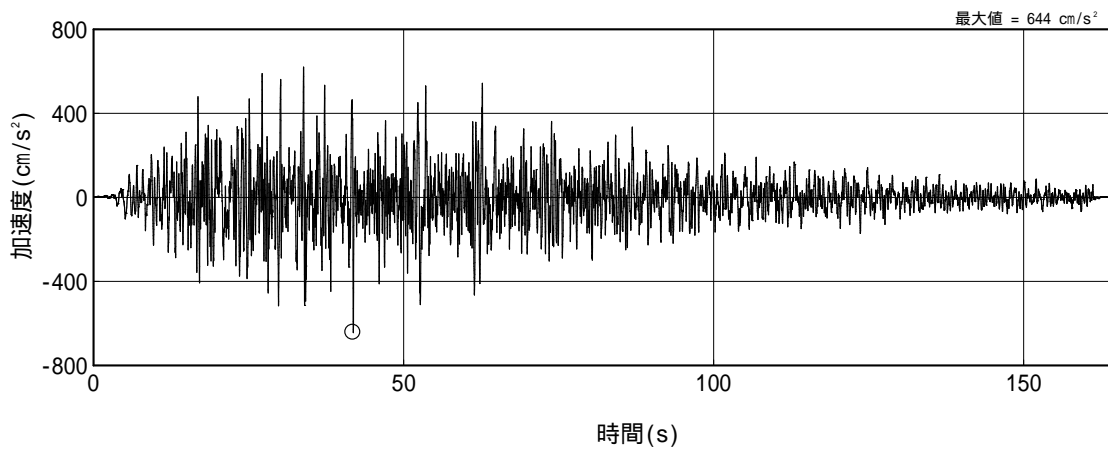


図 8.2 - 30 地盤剛性の不確かさを考慮した地盤の最大応答加速度分布
(鉛直方向, Ss - AV)



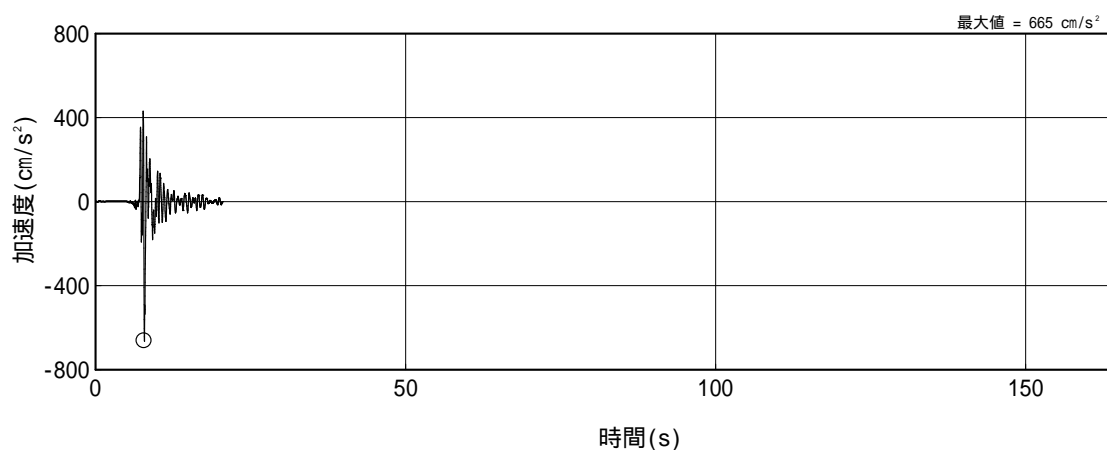
(1) Ss - AH (+ 1)



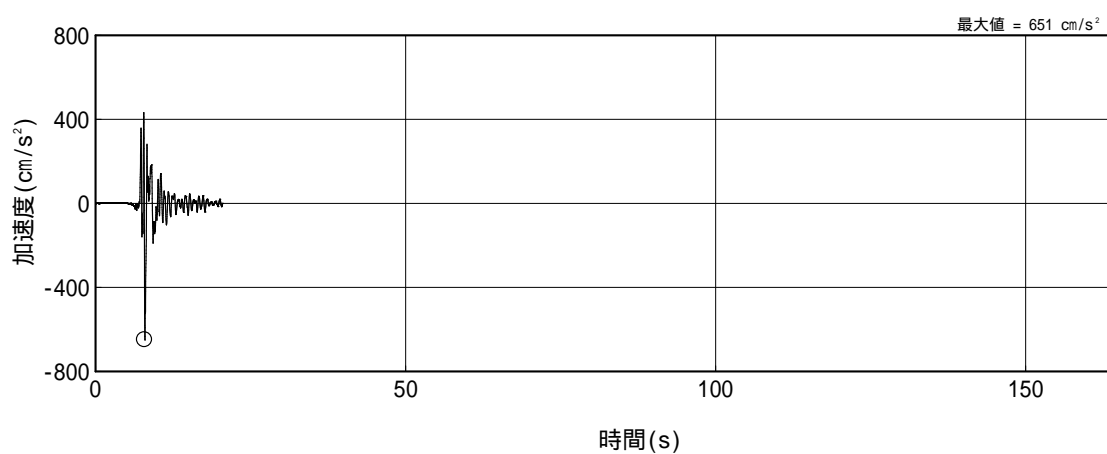
(2) Ss - AH (- 1)

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2 - 31 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形（水平方向，Ss - A）



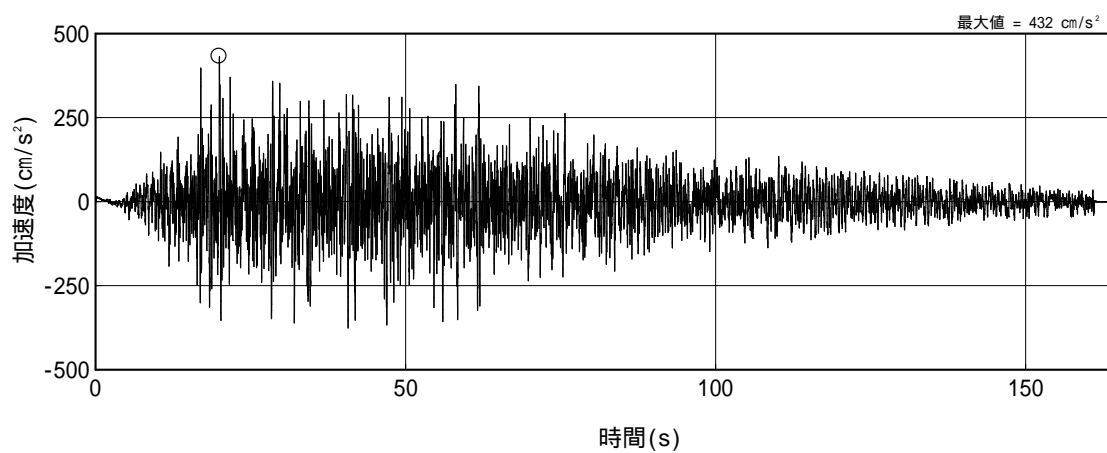
(1) Ss - B1H (+ 1)



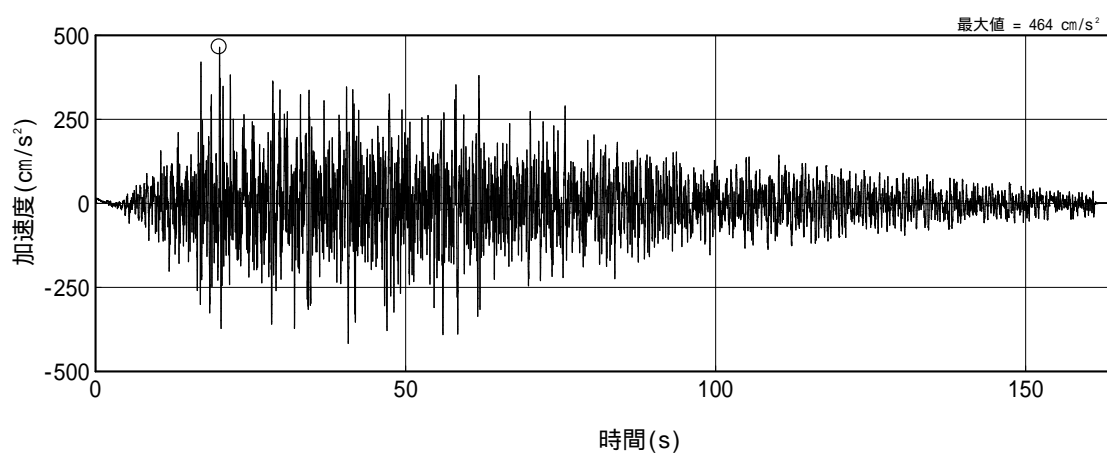
(2) Ss - B1H (- 1)

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向を示す。

図 8.2 - 32 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形 (水平方向 , Ss - B1)



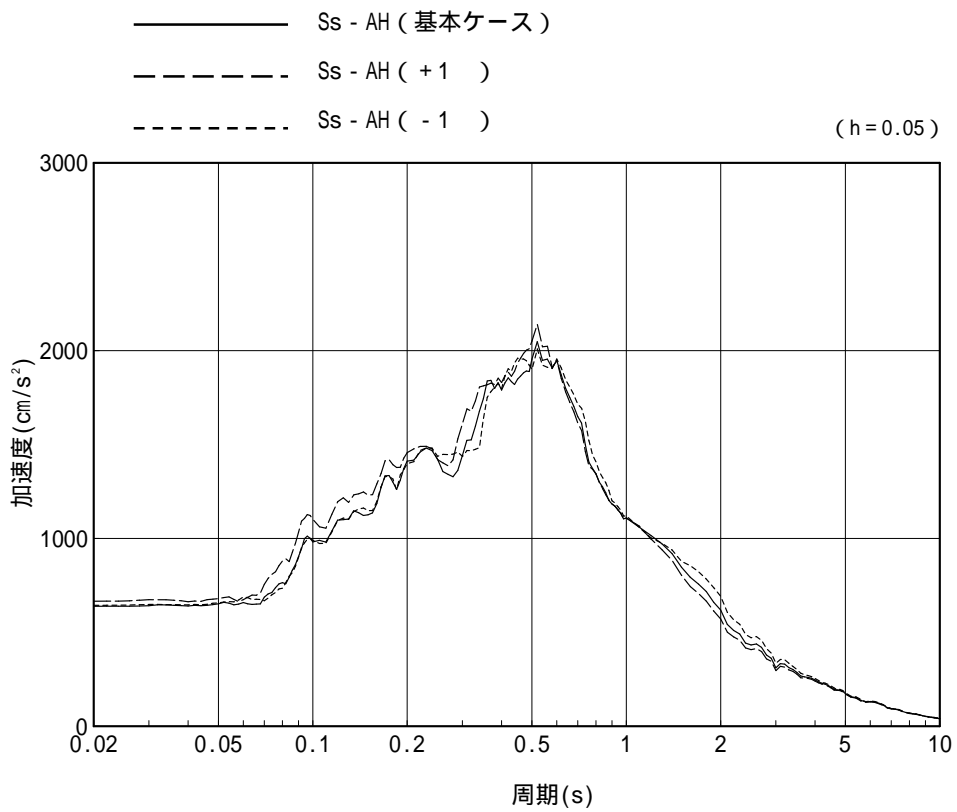
(1) Ss - AV (+ 1)



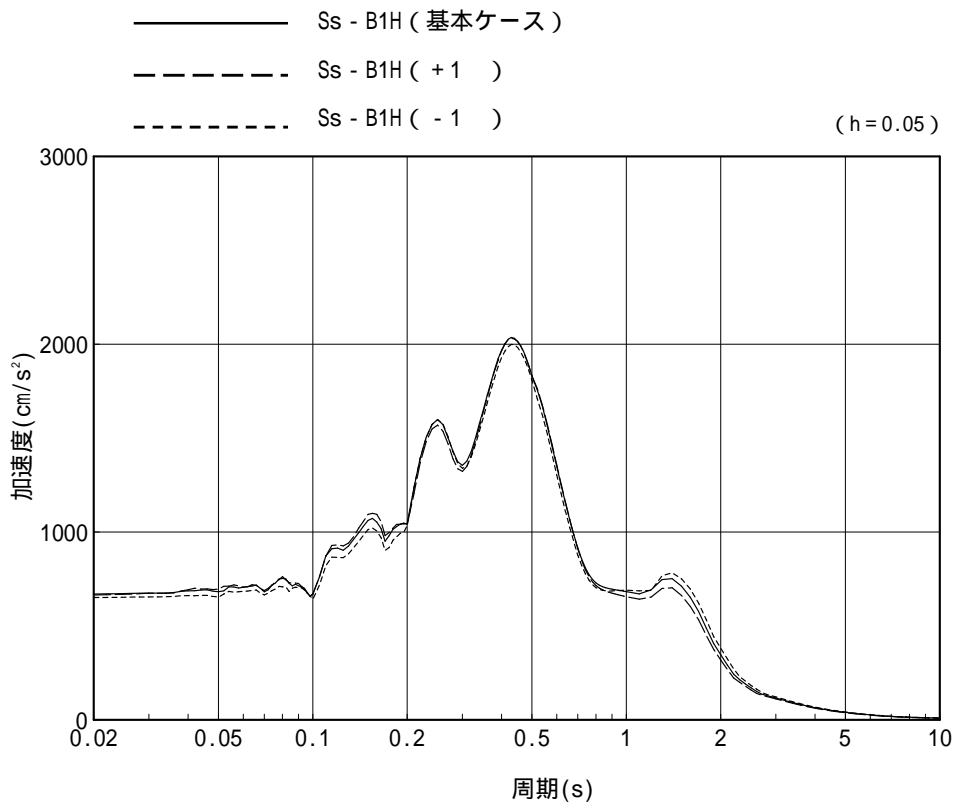
(2) Ss - AV (- 1)

注： 印は最大値を，記号「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2 - 33 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形（鉛直方向，Ss - A）



(1) Ss - AH



(2) Ss - B1H

図 8.2 - 34 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)

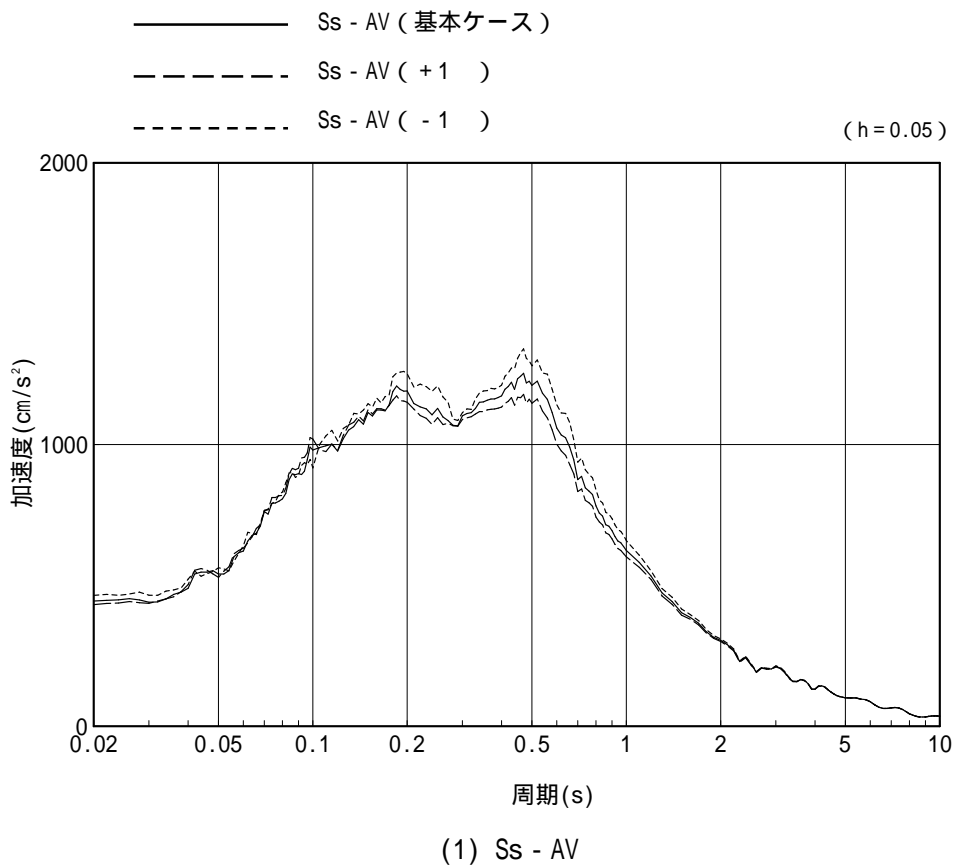


図 8.2 - 35 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル
(鉛直方向)

表 8.2 - 21 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね
 (地盤剛性の不確かさケース, +1, Ss - A 及び Ss - B1)

方向及び成分		ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
NS 方向	水平成分	1.029×10^8 kN/m	2.550×10^6 kN·s/m
	回転成分	9.147×10^{11} kN·m/rad	9.517×10^9 kN·s·m/rad
EW 方向	水平成分	1.400×10^8 kN/m	2.549×10^6 kN·s/m
	回転成分	2.819×10^{11} kN·m/rad	2.348×10^9 kN·s·m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.771×10^8 kN/m	6.281×10^6 kN·s/m

表 8.2 - 22 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね
 (地盤剛性の不確かさケース, -1, Ss - A 及び Ss - B1)

方向及び成分		ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
NS 方向	水平成分	6.373×10^7 kN/m	2.190×10^6 kN·s/m
	回転成分	6.435×10^{11} kN·m/rad	9.186×10^9 kN·s·m/rad
EW 方向	水平成分	8.685×10^7 kN/m	2.190×10^6 kN·s/m
	回転成分	2.029×10^{11} kN·m/rad	2.265×10^9 kN·s·m/rad
鉛直方向	鉛直成分	2.524×10^8 kN/m	6.056×10^6 kN·s/m

8.2.5 地震応答解析結果

(1) 固有値解析結果

基本ケースの固有値解析結果を表 8.2 - 23 ~ 表 8.2 - 31 及び図 8.2 - 36 ~ 図 8.2 - 44 に示す。

(2) 地震応答解析結果

a. 基本ケース

基本ケースの基準地震動 S_s に対する地震応答解析による各質点位置での最大応答値を、水平方向については図 8.2 - 45 ~ 図 8.2 - 56 に、鉛直方向については 8.2 - 57 ~ 図 8.2 - 61 に示す。

b. 材料物性の不確かさケース

地盤剛性の不確かさを考慮したケースの地震応答解析結果を基本ケースと比較して図 8.2 - 62 ~ 図 8.2 - 78 に示す。

表 8.2 - 23 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.285	3.51	1.308
2	0.122	8.21	-0.287
3	0.108	9.24	-0.060
4	0.067	14.94	-0.068

表 8.2 - 24 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.250	4.00	1.294
2	0.110	9.10	-0.274
3	0.070	14.27	-0.062
4	0.051	19.50	0.044

表 8.2 - 25 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, 鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.182	5.50	3.252
2	0.143	6.98	-2.291
3	0.040	25.02	-0.096
4	0.033	30.62	-0.095

表 8.2 - 26 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.272	3.68	1.342
2	0.119	8.42	-0.387
3	0.106	9.40	0.002
4	0.067	14.97	-0.074

表 8.2 - 27 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.240	4.17	1.315
2	0.107	9.38	-0.302
3	0.069	14.48	-0.060
4	0.051	19.50	0.049

表 8.2 - 28 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, 鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.181	5.51	2.808
2	0.136	7.36	-1.851
3	0.040	25.02	-0.108
4	0.033	30.66	-0.107

表 8.2 - 29 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B4, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.276	3.62	1.331
2	0.120	8.34	-0.348
3	0.107	9.32	-0.024
4	0.067	14.96	-0.072

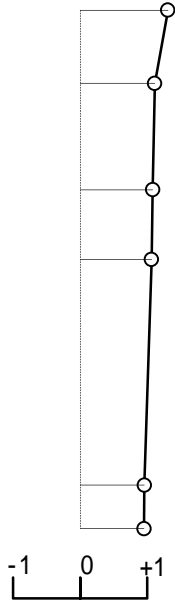
表 8.2 - 30 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B4, EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.244	4.11	1.307
2	0.108	9.25	-0.291
3	0.070	14.38	-0.061
4	0.051	19.50	0.047

表 8.2 - 31 固有値解析結果 (基本ケース, Ss - B4, 鉛直方向)

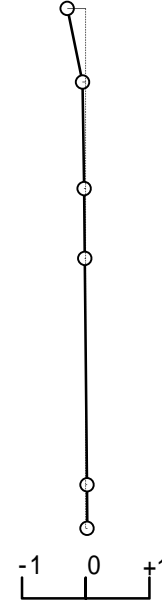
次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.181	5.51	2.948
2	0.138	7.22	-1.990
3	0.040	25.02	-0.103
4	0.033	30.65	-0.103

1次モード
固有周期 0.285 (s)
刺激係数 1.308

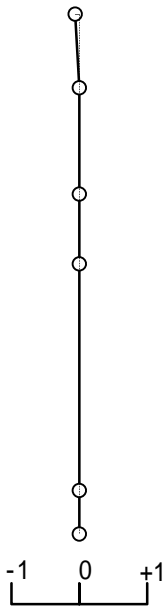


T.P. 43.5 (m)
T.P. 39.3
T.P. 33.22
T.P. 29.22
T.P. 16.3
T.P. 13.8

2次モード
固有周期 0.122 (s)
刺激係数 -0.287



3次モード
固有周期 0.108 (s)
刺激係数 -0.060



T.P. 43.5 (m)
T.P. 39.3
T.P. 33.22
T.P. 29.22
T.P. 16.3
T.P. 13.8

4次モード
固有周期 0.067 (s)
刺激係数 -0.068

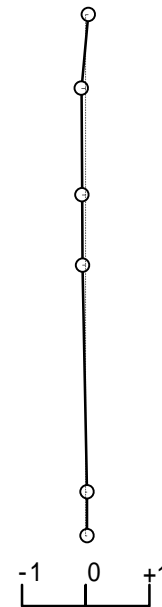
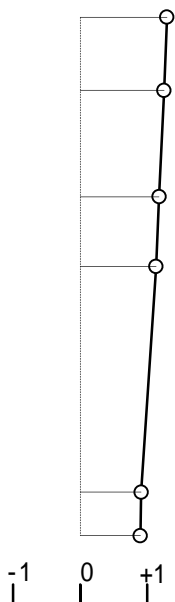


図 8.2 - 36 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, NS 方向)

1次モード
固有周期 0.250 (s)
刺激係数 1.294



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

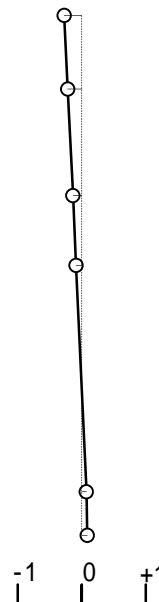
T.P. 33.22

T.P. 29.22

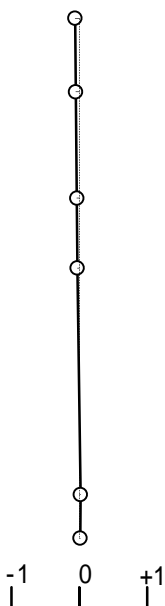
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード
固有周期 0.110 (s)
刺激係数 -0.274



3次モード
固有周期 0.070 (s)
刺激係数 -0.062



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

4次モード
固有周期 0.051 (s)
刺激係数 0.044

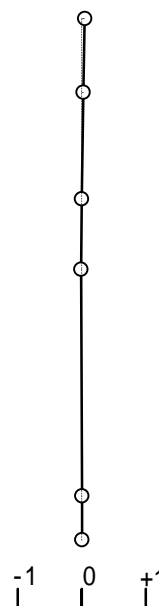
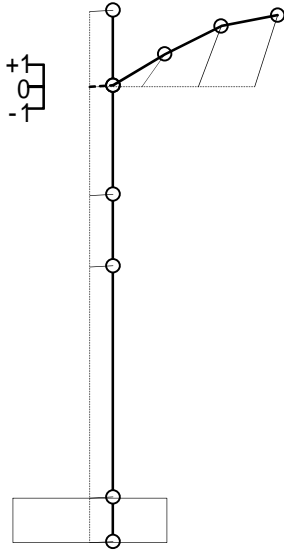


図 8.2 - 37 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, EW 方向)

1次モード

固有周期 0.182 (s)

刺激係数 3.252



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

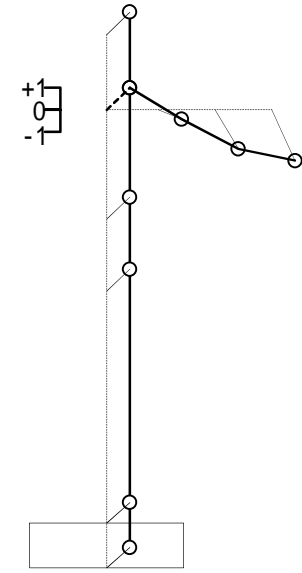
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード

固有周期 0.143 (s)

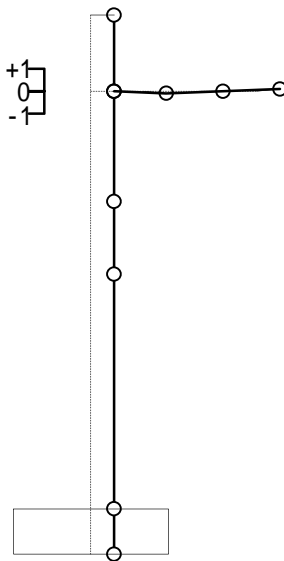
刺激係数 -2.291



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.096



4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.095

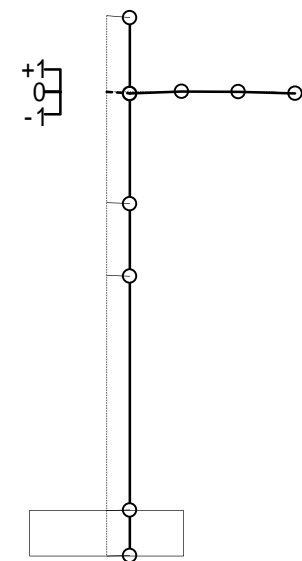
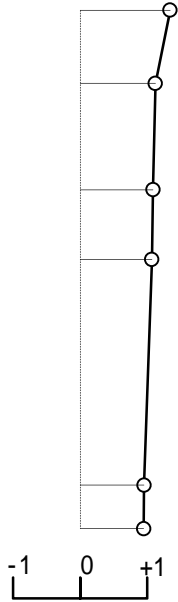


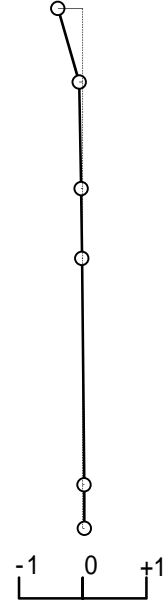
図 8.2 - 38 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - A 及び Ss - B1, 鉛直方向)

1次モード
固有周期 0.272 (s)
刺激係数 1.342

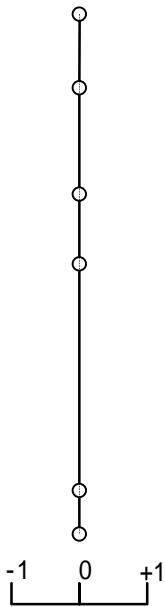


T.P. 43.5 (m)
T.P. 39.3
T.P. 33.22
T.P. 29.22
T.P. 16.3
T.P. 13.8

2次モード
固有周期 0.119 (s)
刺激係数 -0.387



3次モード
固有周期 0.106 (s)
刺激係数 0.002



T.P. 43.5 (m)
T.P. 39.3
T.P. 33.22
T.P. 29.22
T.P. 16.3
T.P. 13.8

4次モード
固有周期 0.067 (s)
刺激係数 -0.074

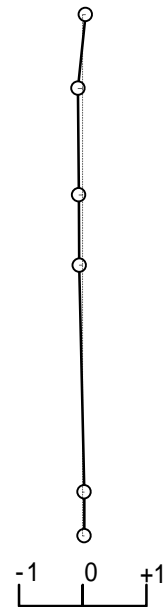
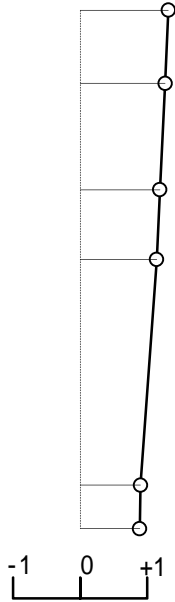


図 8.2 - 39 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, NS 方向)

1次モード

固有周期 0.240 (s)

刺激係数 1.315



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

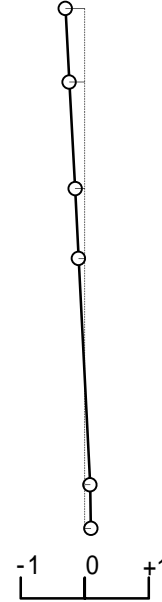
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード

固有周期 0.107 (s)

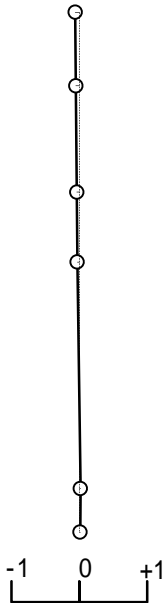
刺激係数 -0.302



3次モード

固有周期 0.069 (s)

刺激係数 -0.060



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

4次モード

固有周期 0.051 (s)

刺激係数 0.049

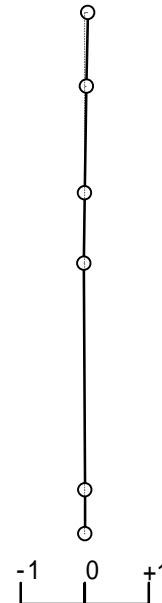
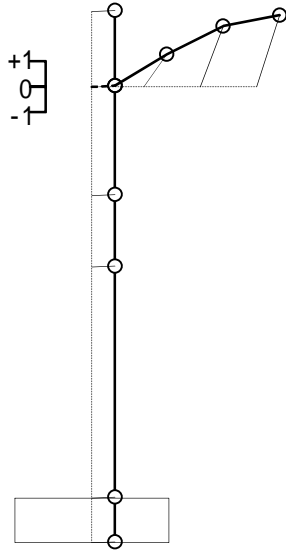


図 8.2 - 40 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, EW 方向)

1次モード

固有周期 0.181 (s)

刺激係数 2.808



2次モード

固有周期 0.136 (s)

刺激係数 -1.851

T.P. 43.5 (m)

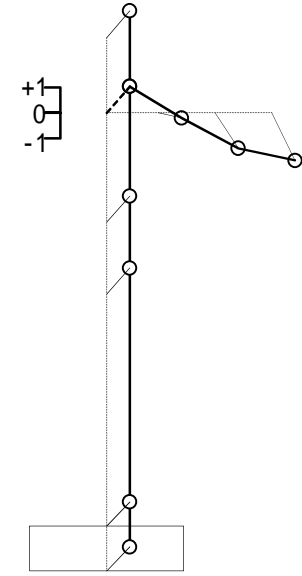
T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

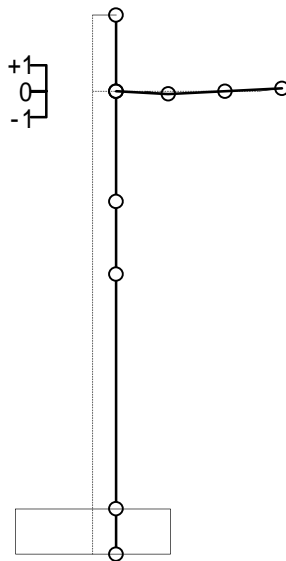
T.P. 13.8



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.108



4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.107

T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

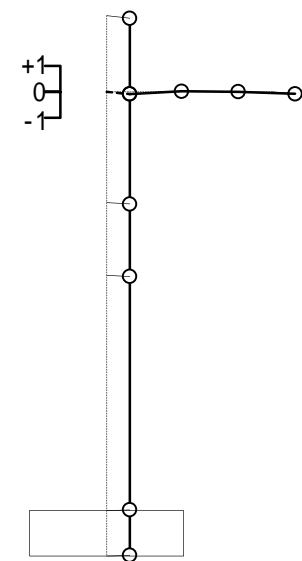
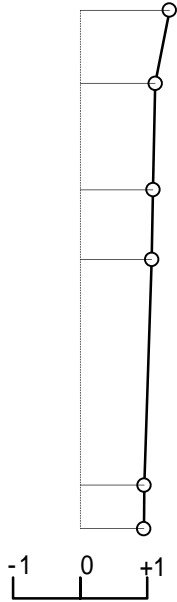


図 8.2 - 41 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B2 及び Ss - B3, 鉛直方向)

1次モード

固有周期 0.276 (s)

刺激係数 1.331



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

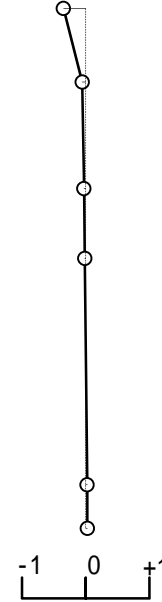
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード

固有周期 0.120 (s)

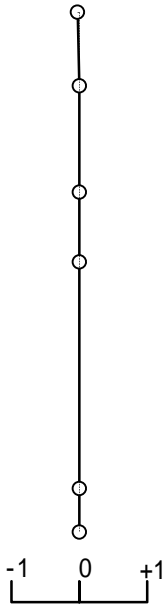
刺激係数 -0.348



3次モード

固有周期 0.107 (s)

刺激係数 -0.024



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

4次モード

固有周期 0.067 (s)

刺激係数 -0.072

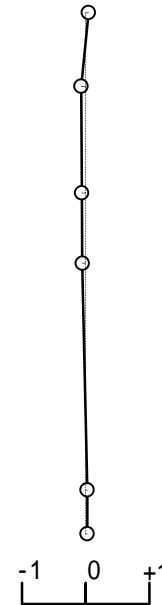
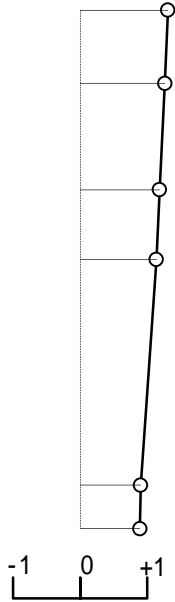


図 8.2 - 42 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B4, NS 方向)

1次モード

固有周期 0.244 (s)

刺激係数 1.307



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

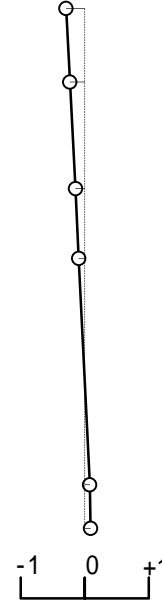
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード

固有周期 0.108 (s)

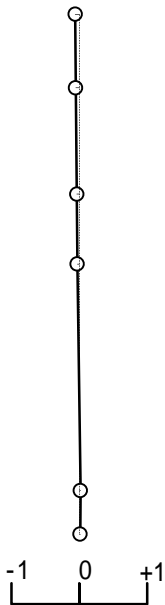
刺激係数 -0.291



3次モード

固有周期 0.070 (s)

刺激係数 -0.061



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

4次モード

固有周期 0.051 (s)

刺激係数 0.047

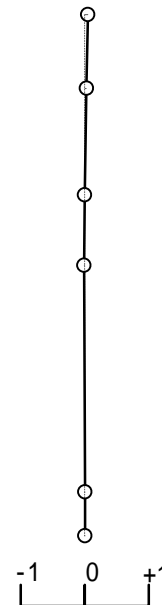
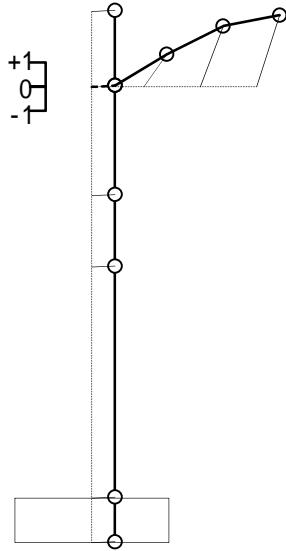


図 8.2 - 43 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B4, EW 方向)

1次モード

固有周期 0.181 (s)

刺激係数 2.948



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

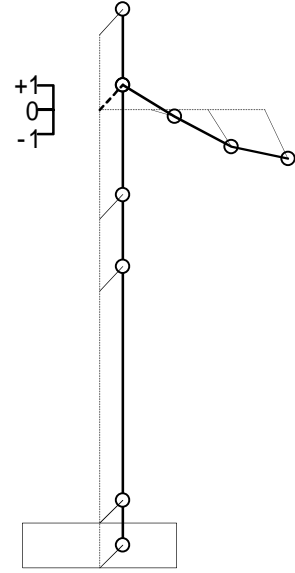
T.P. 16.3

T.P. 13.8

2次モード

固有周期 0.138 (s)

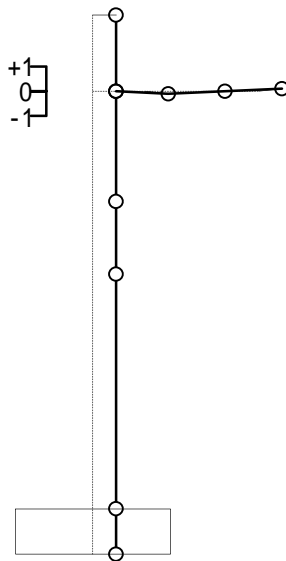
刺激係数 -1.990



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.103



T.P. 43.5 (m)

T.P. 39.3

T.P. 33.22

T.P. 29.22

T.P. 16.3

T.P. 13.8

4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.103

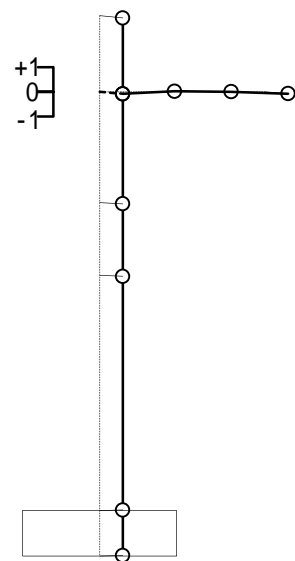
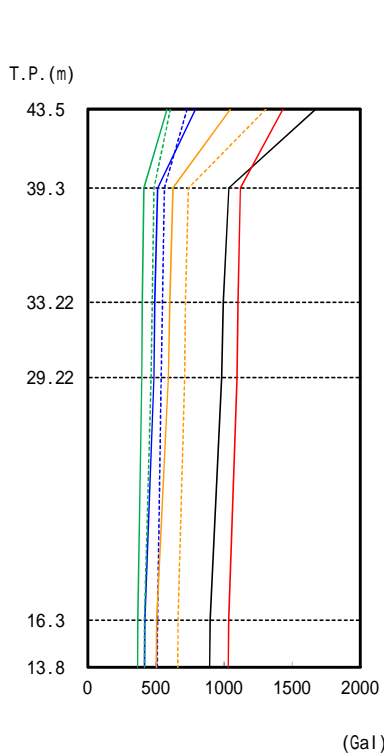


図 8.2 - 44 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss - B4, 鉛直方向)

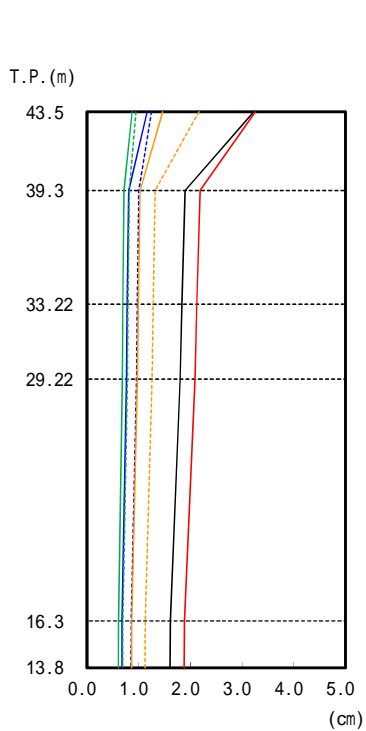


(単位: Gal)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
1674	1432	582	607	792	729	1047	1308	1674
1035	1120	412	485	514	562	624	739	1120
996	1102	401	473	491	548	602	716	1102
982	1096	396	465	486	539	591	711	1096
898	1034	367	417	419	513	506	662	1034
895	1031	366	416	416	511	504	661	1031

注: 網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 45 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向)

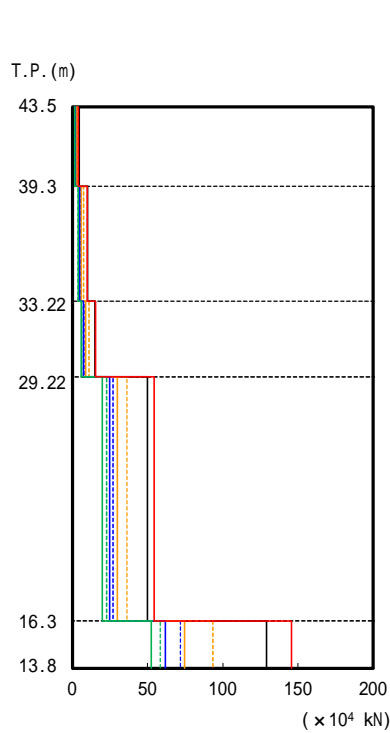


(単位: cm)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
3.22	3.26	0.87	0.95	1.16	1.25	1.46	2.16	3.26
1.90	2.19	0.72	0.82	0.81	1.00	1.03	1.32	2.19
1.83	2.12	0.69	0.79	0.78	0.97	0.99	1.28	2.12
1.80	2.09	0.68	0.78	0.76	0.96	0.98	1.26	2.09
1.61	1.88	0.61	0.69	0.68	0.85	0.87	1.13	1.88
1.61	1.88	0.61	0.69	0.68	0.85	0.86	1.12	1.88

注: 網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 46 最大応答変位 (基本ケース, NS 方向)

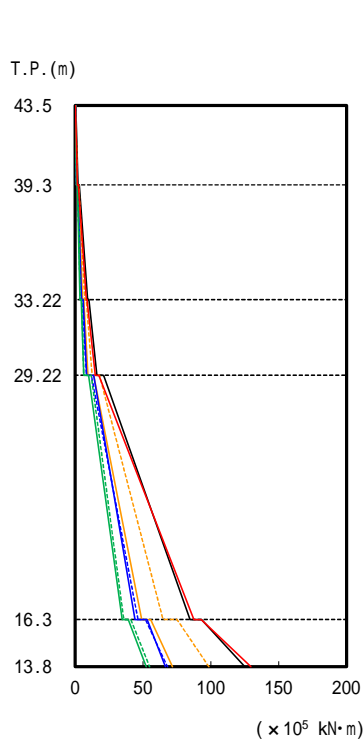


(単位: $\times 10^4$ kN)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
4.51	3.86	1.58	1.64	2.14	1.98	2.82	3.54	4.51
10.12	9.99	3.89	3.90	4.95	5.09	5.83	7.58	10.12
14.99	15.35	5.87	6.22	7.37	7.80	8.78	11.05	15.35
49.92	54.27	20.02	22.76	24.75	27.09	29.87	36.25	54.27
129.10	145.80	52.46	58.48	61.81	71.87	74.62	93.41	145.80
地盤ばね反力								
133.71	156.33	55.55	63.12	62.11	77.87	76.65	99.71	156.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 47 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向)

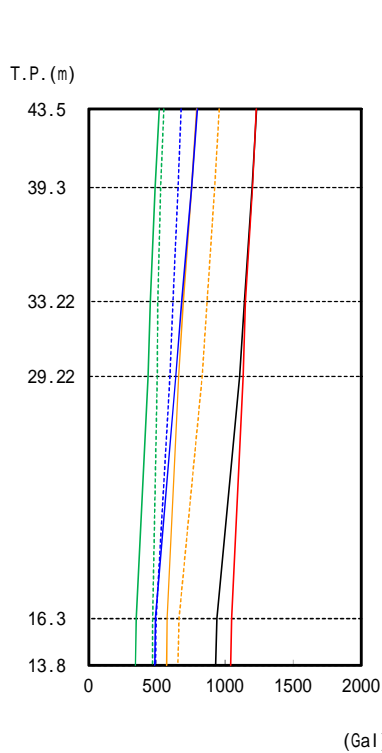


(単位: $\times 10^5$ kN·m)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
0.41	0.19	0.25	0.37	0.34	0.22	0.30	0.34	0.41
2.19	1.80	0.91	1.02	1.09	0.99	1.46	1.69	2.19
3.10	2.32	1.66	2.12	1.95	1.64	2.30	2.58	3.10
9.15	8.17	3.63	3.77	4.77	4.62	5.57	7.13	9.15
10.15	8.70	4.40	4.89	5.78	5.33	6.45	8.14	10.15
16.07	14.74	6.38	6.42	8.57	8.36	9.47	12.55	16.07
21.02	17.44	10.06	11.79	13.77	11.93	13.77	17.95	21.02
84.68	87.49	34.59	35.83	44.09	46.34	49.16	64.76	87.49
93.15	93.04	39.24	41.07	53.01	51.81	55.70	75.18	93.15
124.92	129.47	52.31	54.82	66.51	68.18	71.79	98.54	129.47
地盤ばね反力								
123.63	128.74	51.73	54.18	65.25	67.28	70.56	97.32	128.74

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 48 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向)

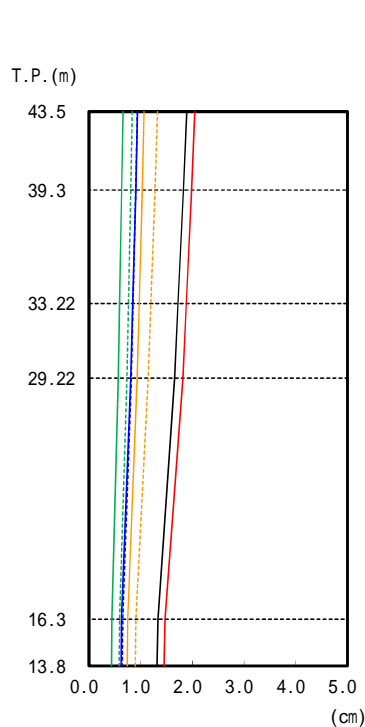


(単位: Gal)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
1231	1231	518	551	798	678	792	958	1231
1198	1202	487	527	754	656	754	924	1202
1143	1150	451	507	682	618	695	868	1150
1107	1132	436	502	639	596	660	832	1132
940	1049	348	470	489	494	574	663	1049
931	1043	343	468	484	490	573	655	1043

注: 網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 49 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向)

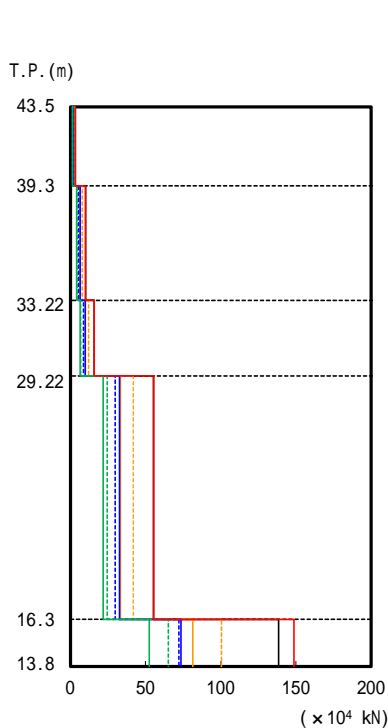


(単位: cm)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
1.89	2.05	0.65	0.83	0.94	0.93	1.06	1.32	2.05
1.83	1.98	0.63	0.81	0.90	0.90	1.03	1.27	1.98
1.72	1.88	0.59	0.76	0.85	0.85	0.97	1.19	1.88
1.65	1.82	0.57	0.74	0.81	0.82	0.93	1.14	1.82
1.33	1.47	0.44	0.59	0.63	0.65	0.75	0.91	1.47
1.31	1.45	0.44	0.58	0.62	0.64	0.74	0.89	1.45

注: 網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 50 最大応答変位 (基本ケース, EW 方向)

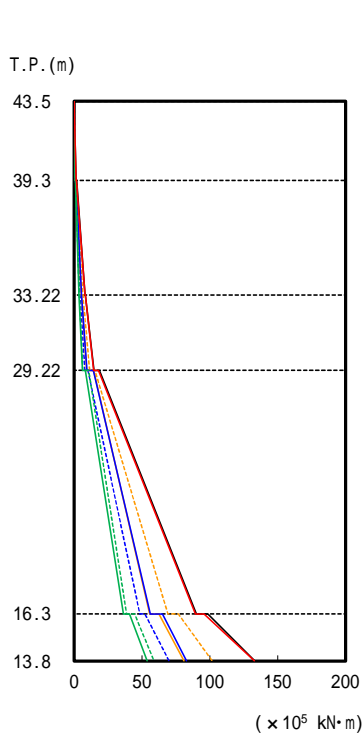


(単位: $\times 10^4$ kN)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
3.34	3.34	1.41	1.48	2.16	1.84	2.14	2.60	3.34
10.20	10.22	4.20	4.48	6.48	5.58	6.45	7.89	10.22
15.82	15.84	6.39	6.90	9.84	8.62	9.86	12.16	15.84
55.17	55.61	21.75	24.56	32.63	29.82	33.34	41.82	55.61
138.42	148.58	52.47	65.19	73.42	72.15	81.55	100.43	148.58
地盤ばね反力								
149.00	164.93	54.24	72.42	77.05	79.95	88.69	107.26	164.93

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 51 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向)



(単位: $\times 10^5$ kN·m)

Ss - AH	Ss - B1H	Ss - B2H1	Ss - B2H2	Ss - B3H1	Ss - B3H2	Ss - B4H1	Ss - B4H2	最大値
0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02
1.41	1.41	0.60	0.63	0.92	0.78	0.91	1.10	1.41
1.89	1.84	0.90	1.18	1.47	1.05	1.52	1.56	1.89
8.09	8.04	3.45	3.75	5.41	4.42	5.29	6.35	8.09
8.26	8.18	3.55	3.93	5.60	4.51	5.45	6.50	8.26
14.58	14.50	6.10	6.43	9.53	7.95	9.37	11.37	14.58
18.74	17.79	8.35	10.69	14.06	10.17	14.35	15.29	18.74
90.08	89.40	36.26	38.71	56.16	48.38	55.69	69.17	90.08
98.57	95.82	40.86	44.46	64.99	52.18	62.53	76.79	98.57
133.15	132.82	53.95	58.94	82.94	69.92	80.91	101.83	133.15
地盤ばね反力								
132.33	132.30	53.68	58.76	82.38	69.62	80.26	101.21	132.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 52 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向)

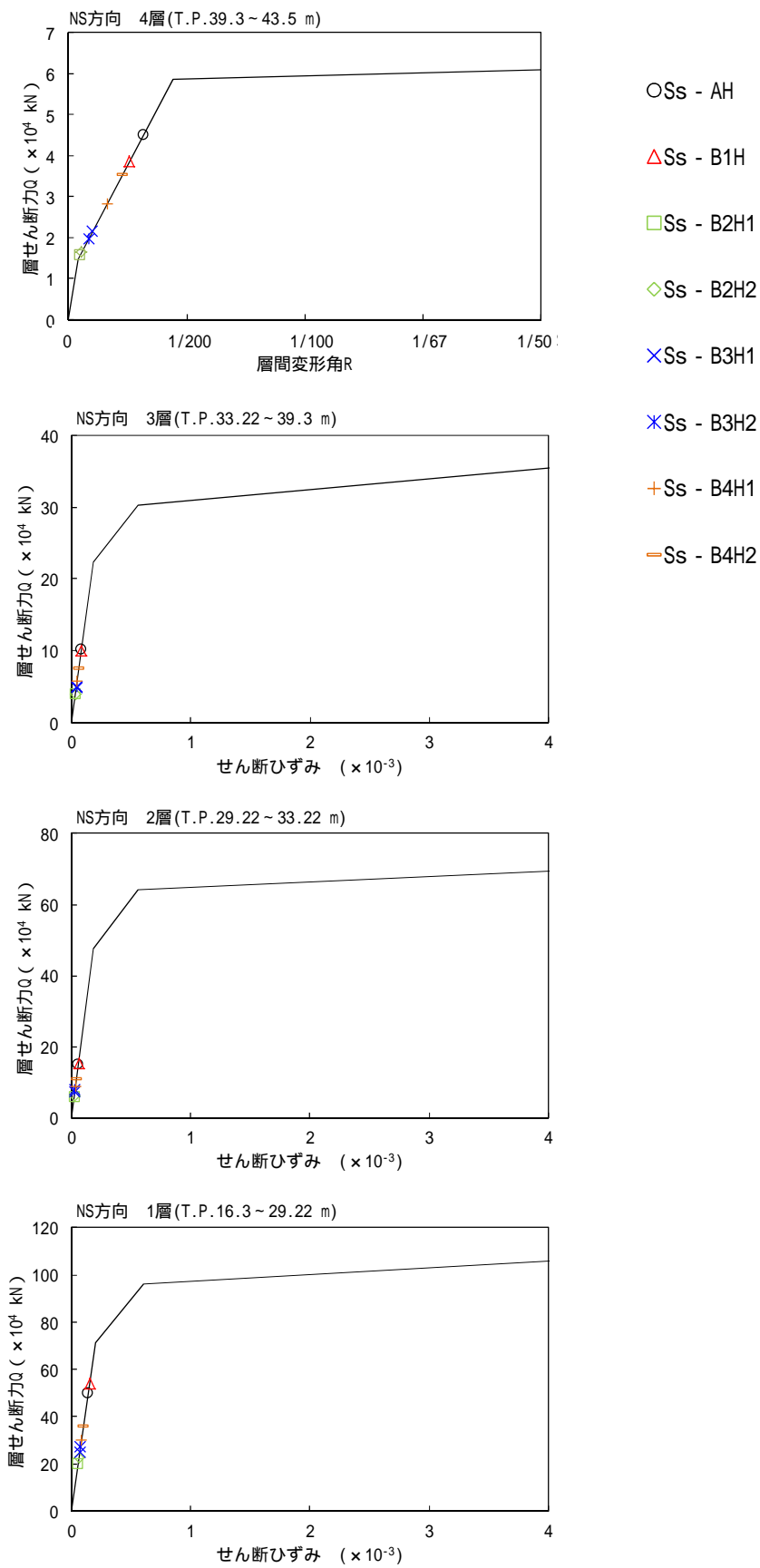


図 8.2 - 53 せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)

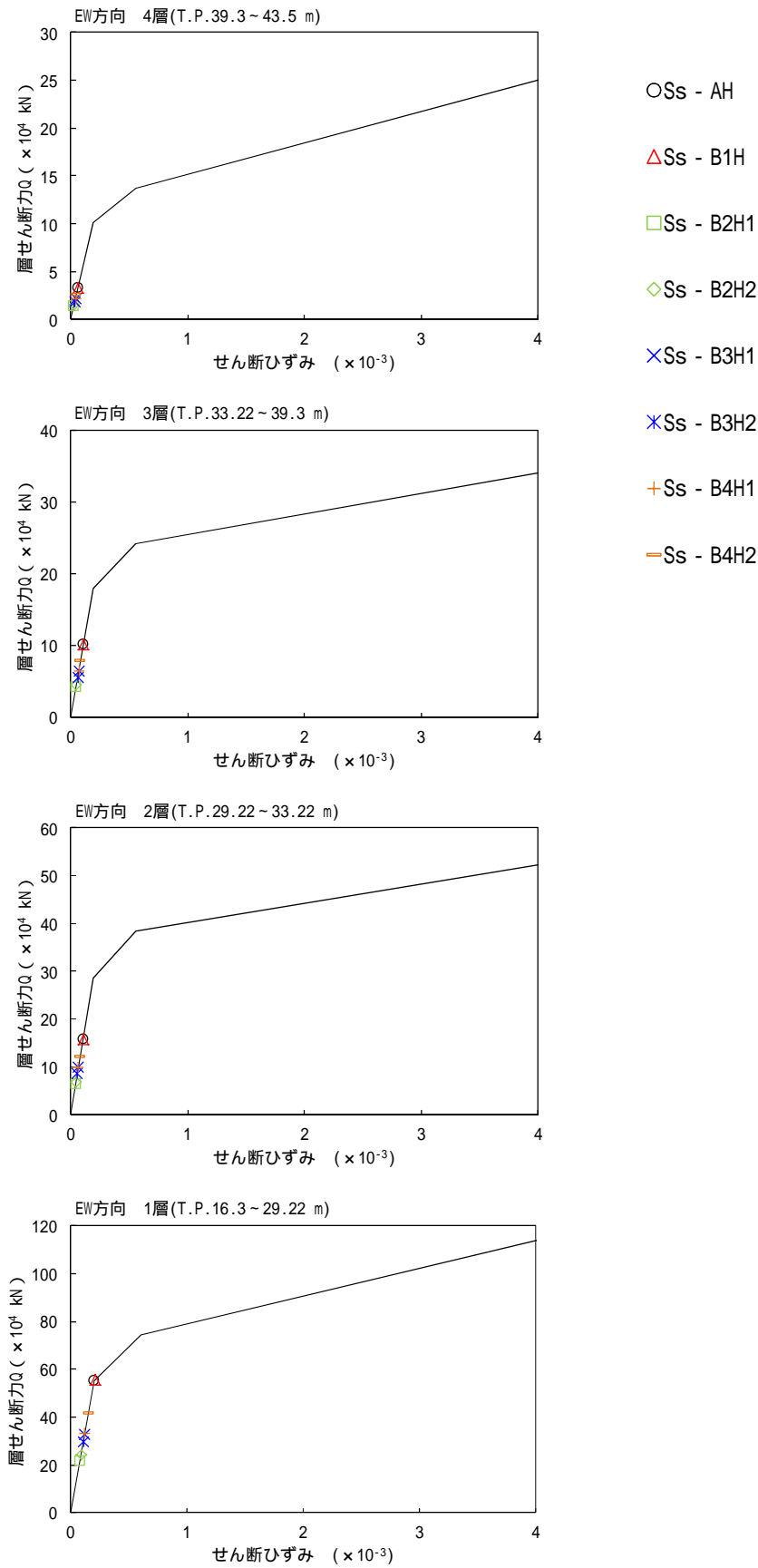


図 8.2 - 54 せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)

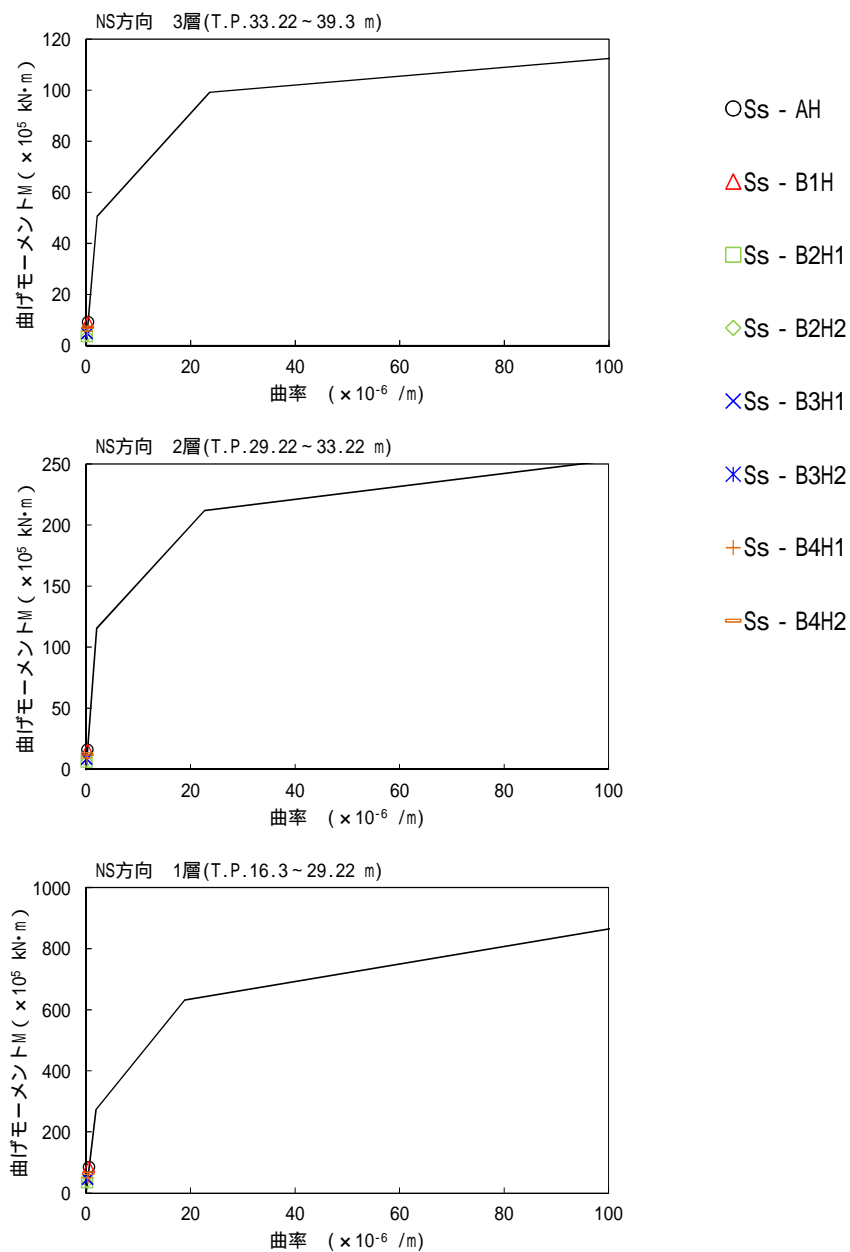


図 8.2 - 55 曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)

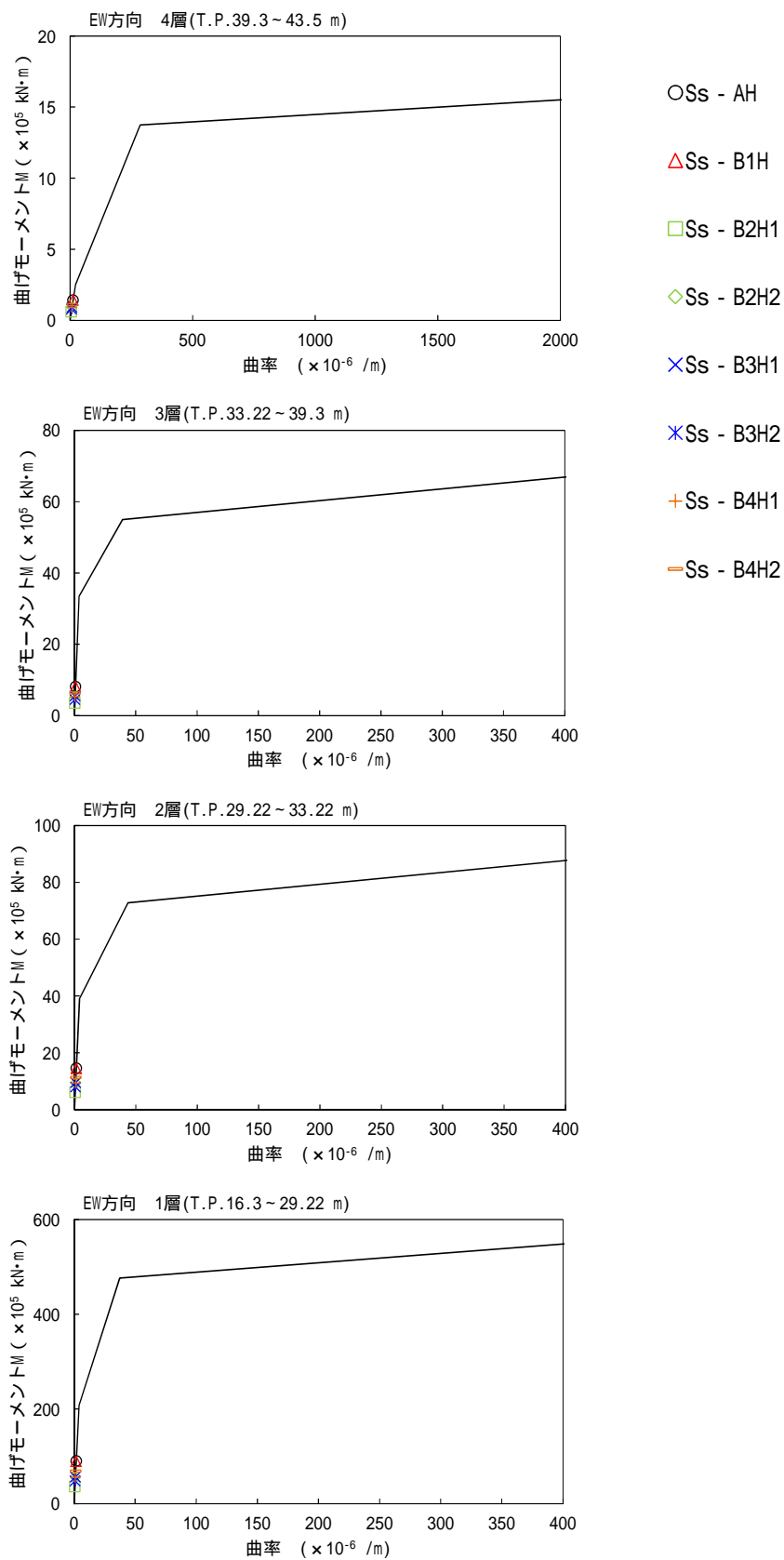
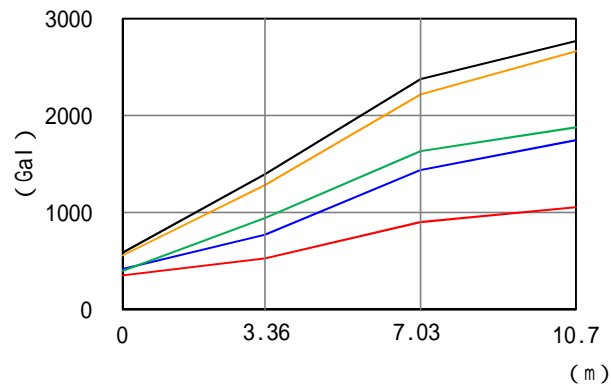


図 8.2 - 56 曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)



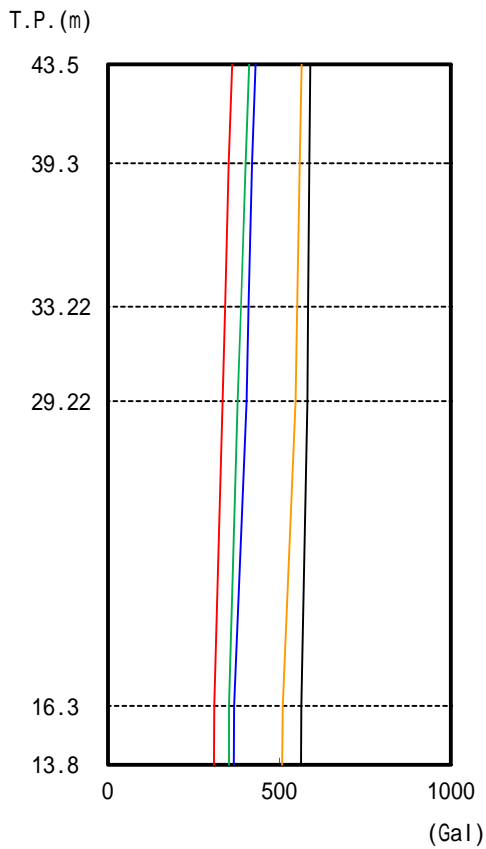
(単位: Gal)

	—	—	—	—	—
Ss - AV	586	1396	2377	2770	
Ss - B1V	352	526	901	1055	
Ss - B2V	400	944	1632	1879	
Ss - B3V	419	771	1439	1747	
一関東評価用	559	1282	2216	2663	
最大値	586	1396	2377	2770	

注: 網掛けは最大値を示す。

8.2 - 57 最大応答加速度 (基本ケース, 鉛直方向, 受入屋根)

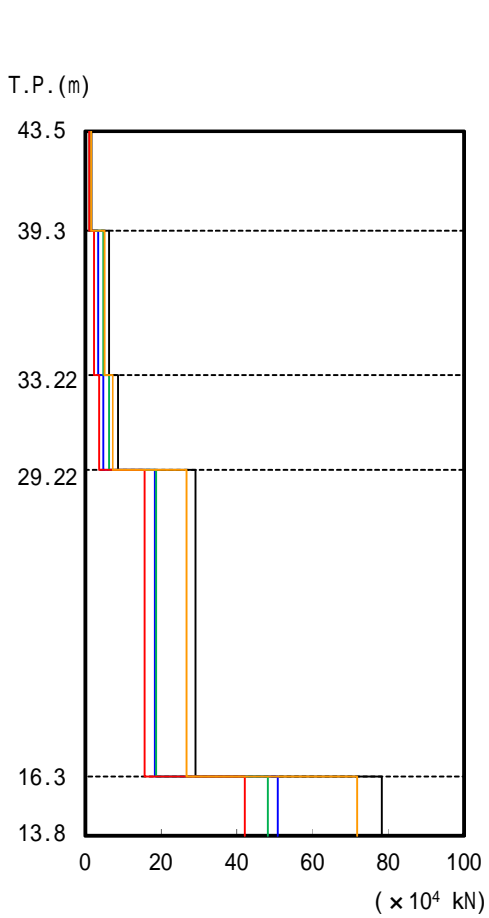
(単位: Gal)



Ss - AV	Ss - B1V	Ss - B2V	Ss - B3V	一関東評価用	最大値
589	362	411	430	564	589
586	352	400	419	559	586
583	341	387	410	552	583
581	334	378	404	547	581
564	310	353	368	510	564
563	309	353	367	507	563

注: 網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 58 最大応答加速度 (基本ケース, 鉛直方向, 建屋部)

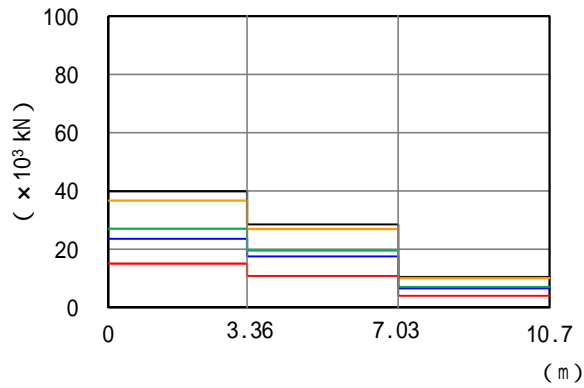


(単位: $\times 10^4$ kN)

Ss - AV	Ss - B1V	Ss - B2V	Ss - B3V	一関東評価用	最大値
1.61	0.99	1.12	1.18	1.54	1.61
6.23	2.28	4.77	3.36	5.08	6.23
8.60	3.62	6.30	4.75	7.25	8.60
29.08	15.59	18.72	18.37	26.70	29.08
78.27	42.11	48.21	50.81	71.76	78.27
地盤ばね反力					
82.29	38.67	55.23	49.02	67.62	82.29

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 59 最大応答軸力 (基本ケース, 鉛直方向, 建屋部)

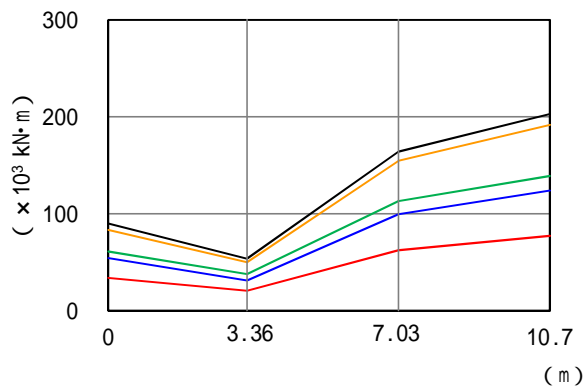


(単位: $\times 10^3$ kN)

Ss - AV	—	39.94	28.56	10.52
Ss - B1V	—	15.09	10.89	4.06
Ss - B2V	—	27.10	19.55	7.19
Ss - B3V	—	23.67	17.52	6.61
一関東評価用	—	36.73	26.97	10.19
最大値		39.94	28.56	10.52

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 60 最大応答せん断力 (基本ケース, 鉛直方向, 受入屋根)



(単位: $\times 10^3$ kN·m)

Ss - AV	—	90.00	53.68	164.26	202.86
Ss - B1V	—	33.94	20.64	62.40	77.16
Ss - B2V	—	61.20	37.84	113.22	139.11
Ss - B3V	—	54.32	31.24	99.65	123.92
一関東評価用	—	83.35	49.98	154.71	191.58
最大値		90.00	53.68	164.26	202.86

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 61 最大応答曲げモーメント (基本ケース, 鉛直方向, 受入屋根)

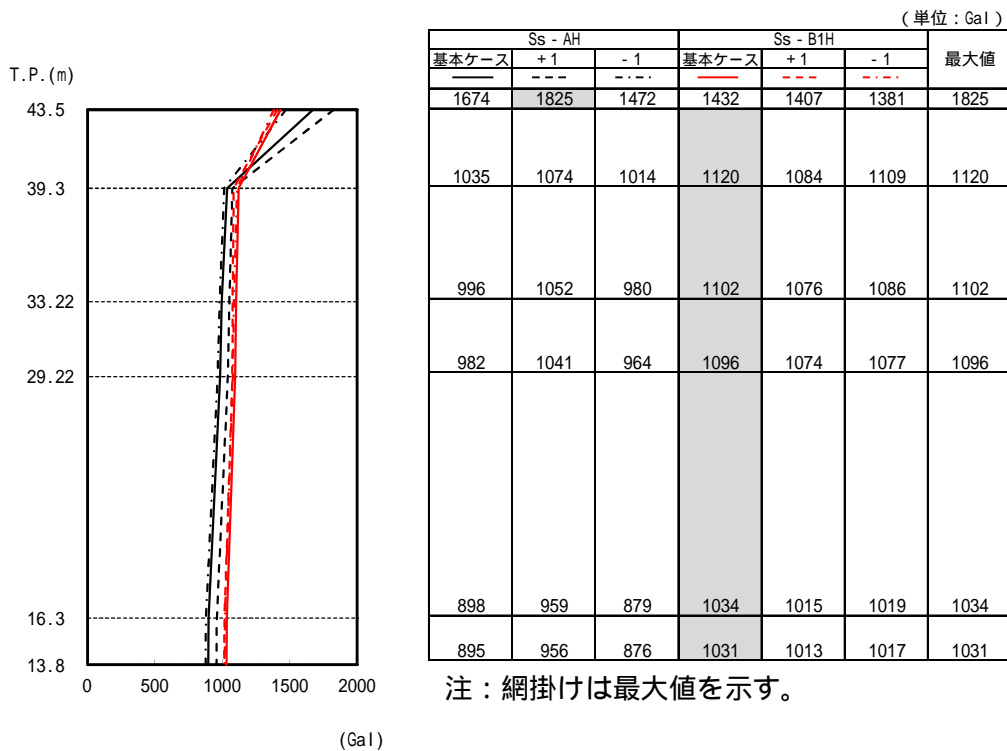


図 8.2 - 62 最大応答加速度 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

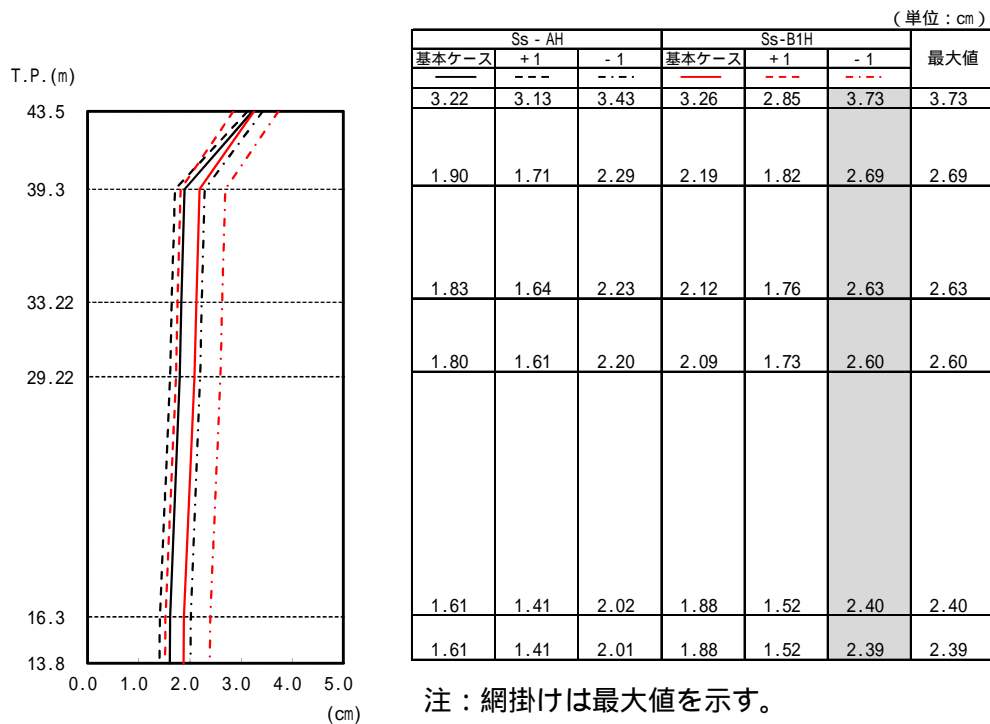
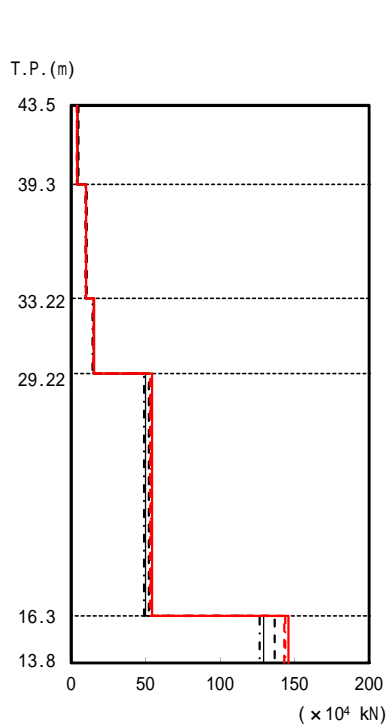


図 8.2 - 63 最大応答変位 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

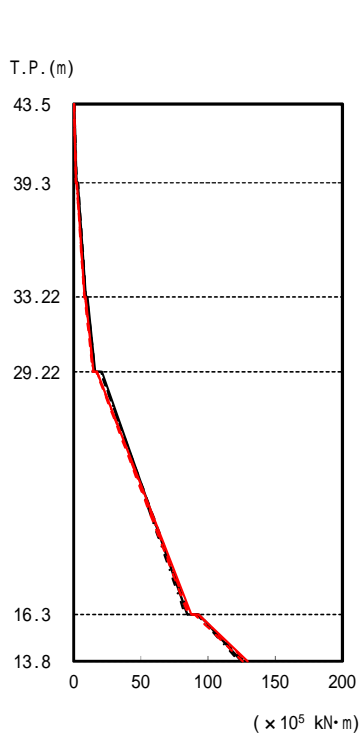


(単位: $\times 10^4$ kN)

基本ケース	Ss - AH		Ss-B1H		基本ケース	最大値
	+1	-1	+1	-1		
	4.51	4.93	3.98	3.86	3.80	4.93
	10.12	10.31	9.54	9.99	9.76	10.31
	14.99	15.25	14.36	15.35	14.97	15.35
	49.92	52.03	48.84	54.27	53.10	54.27
	129.10	136.58	126.57	145.80	143.04	145.80
地盤ばね反力						
	133.71	144.58	128.12	156.33	156.02	156.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 64 最大応答せん断力 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)



(単位: $\times 10^5$ kN·m)

基本ケース	Ss - AH		Ss-B1H		基本ケース	最大値
	+1	-1	+1	-1		
	0.41	0.45	0.34	0.19	0.18	0.45
	2.19	2.33	1.97	1.80	1.75	2.33
	3.10	3.26	2.82	2.32	2.22	3.26
	9.15	9.18	8.57	8.17	7.84	9.18
	10.15	10.01	9.57	8.70	8.24	10.15
	16.07	15.93	15.27	14.74	14.16	16.07
	21.02	19.94	20.31	17.44	16.83	21.02
	84.68	86.05	83.00	87.49	85.30	87.49
	93.15	93.13	91.90	93.04	90.00	93.15
	124.92	126.88	123.21	129.47	125.76	129.47
地盤ばね反力						
	123.63	126.05	120.97	128.74	125.33	128.74

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 65 最大応答曲げモーメント (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

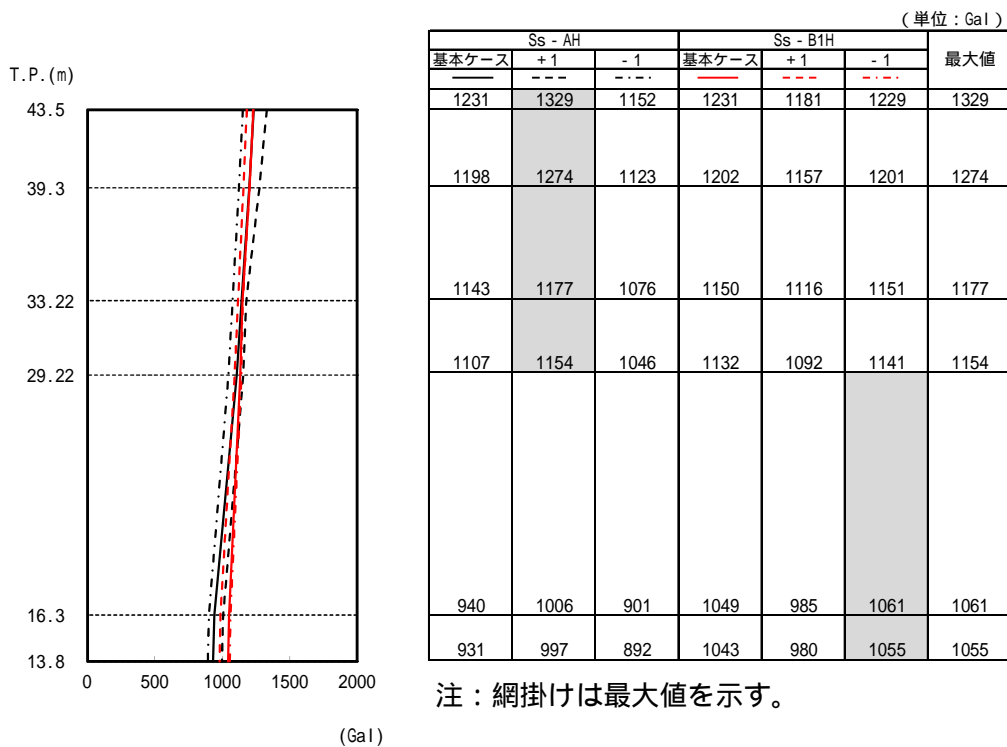


図 8.2 - 66 最大応答加速度 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)

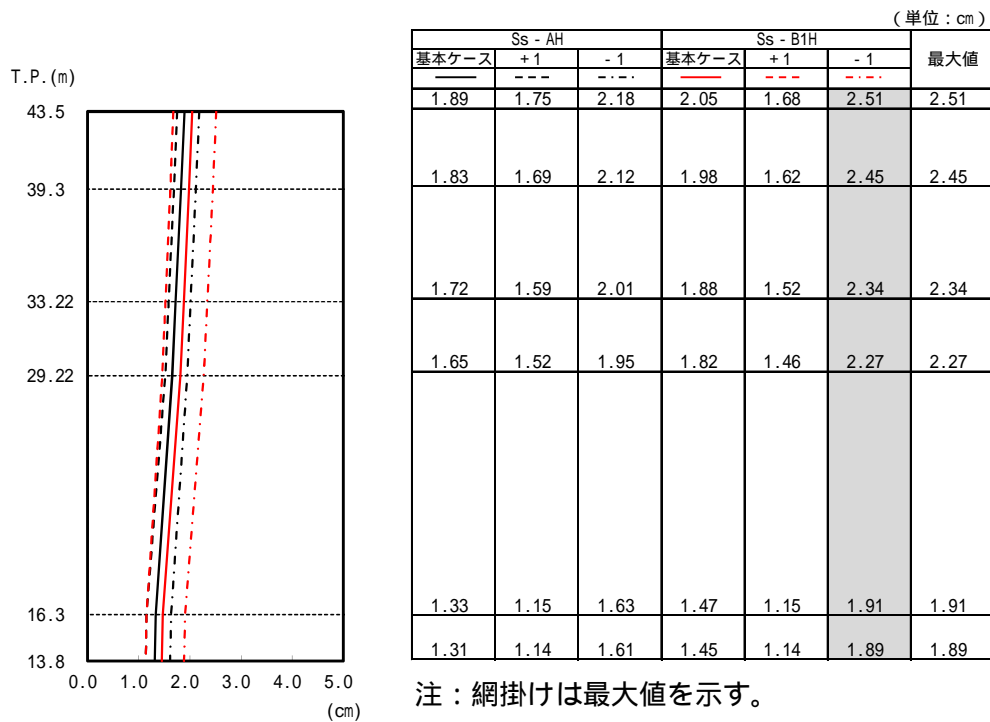
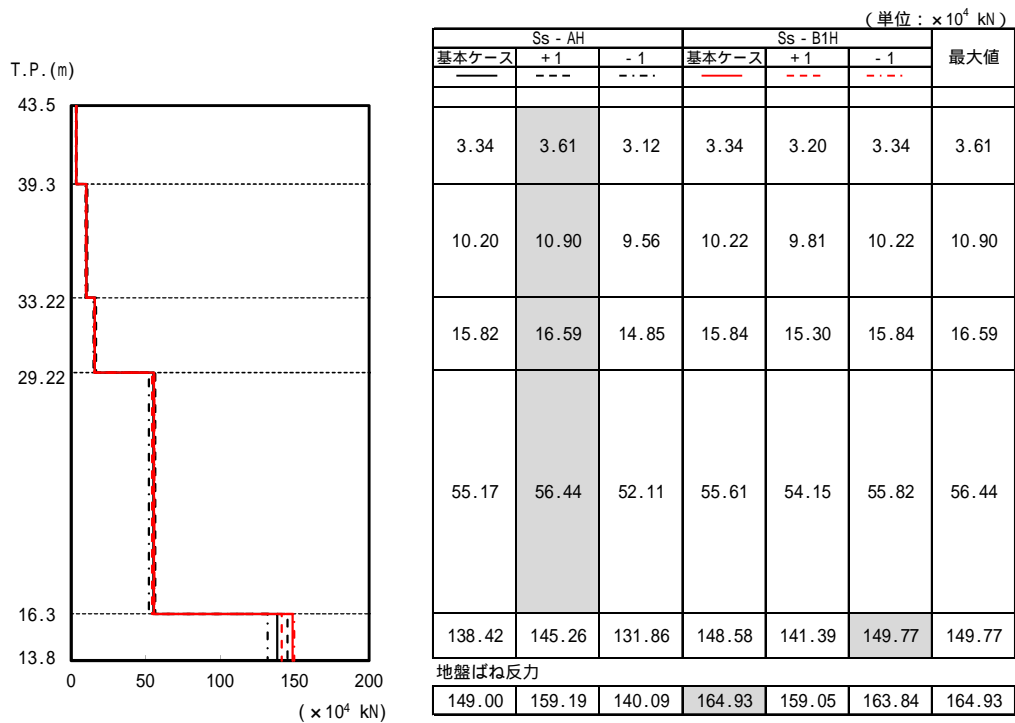
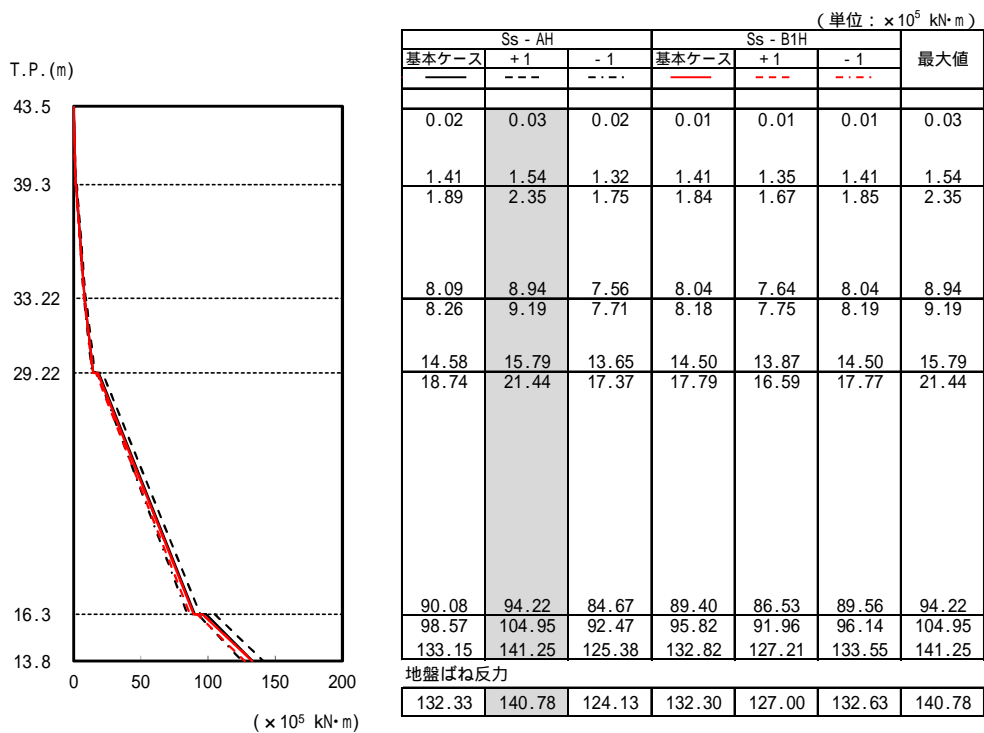


図 8.2 - 67 最大応答変位 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



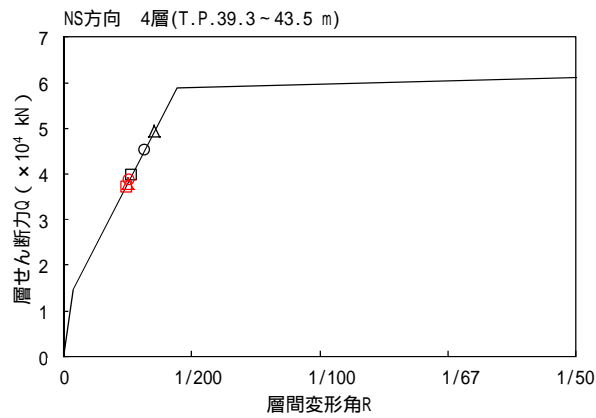
注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 68 最大応答せん断力 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 69 最大応答曲げモーメント (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



Ss - AH (基本ケース)

Ss - AH (+1)

Ss - AH (-1)

Ss - B1H (基本ケース)

Ss - B1H (+1)

Ss - B1H (-1)

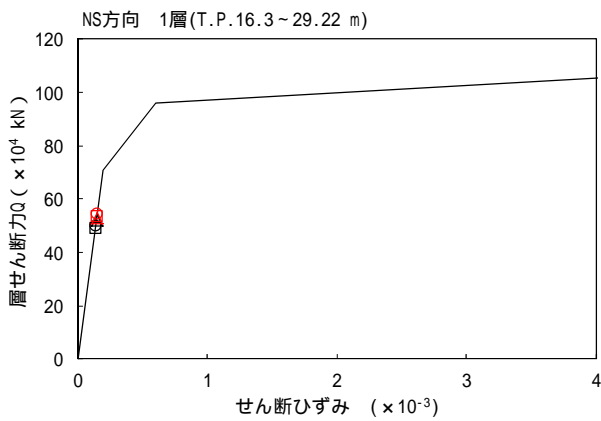
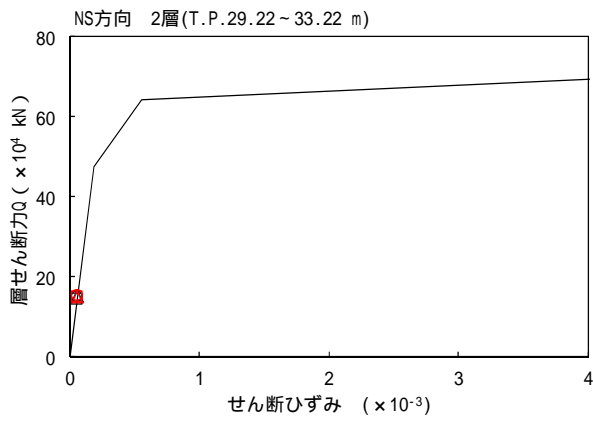
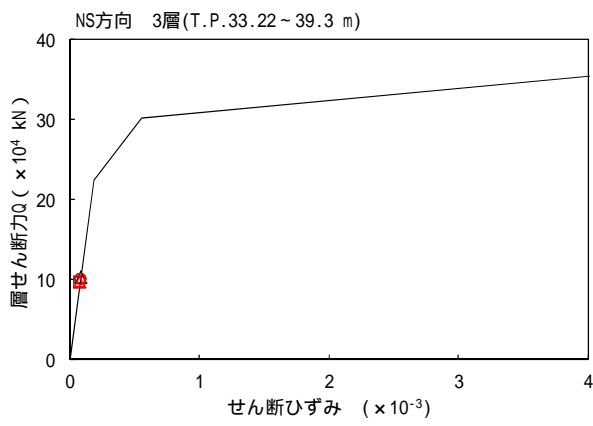
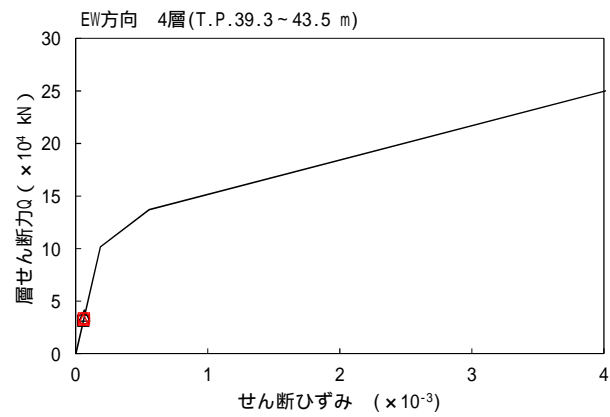


図 8.2 - 70 せん断スケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)



- Ss - AH (基本ケース)
- Ss - AH (+1)
- Ss - AH (-1)
- Ss - B1H (基本ケース)
- Ss - B1H (+1)
- Ss - B1H (-1)

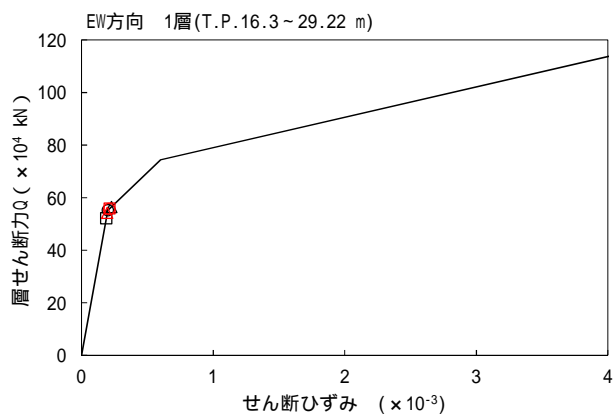
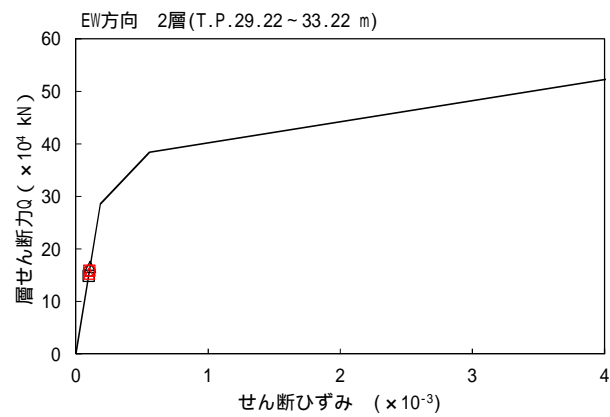
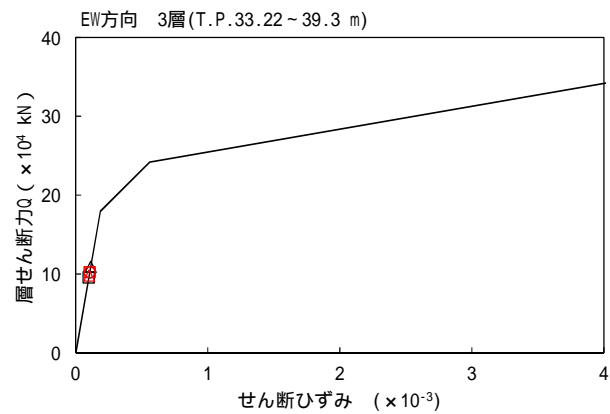
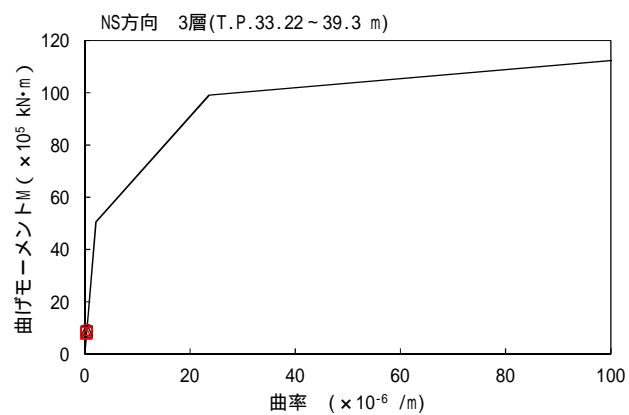


図 8.2 - 71 せん断スケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



Ss - AH (基本ケース)

Ss - AH (+1)

Ss - AH (-1)

Ss - B1H (基本ケース)

Ss - B1H (+1)

Ss - B1H (-1)

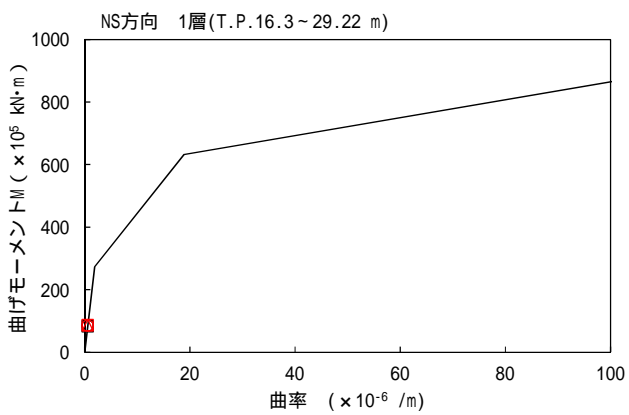
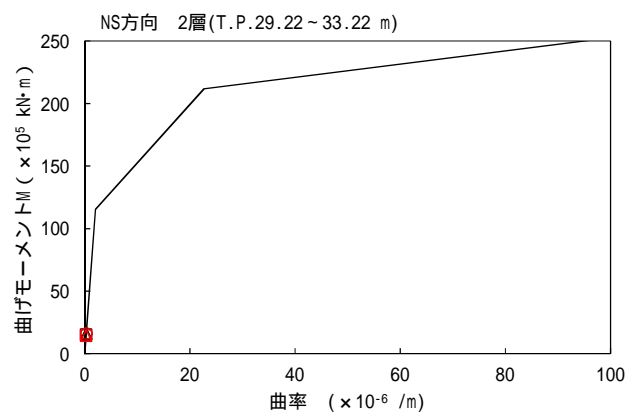
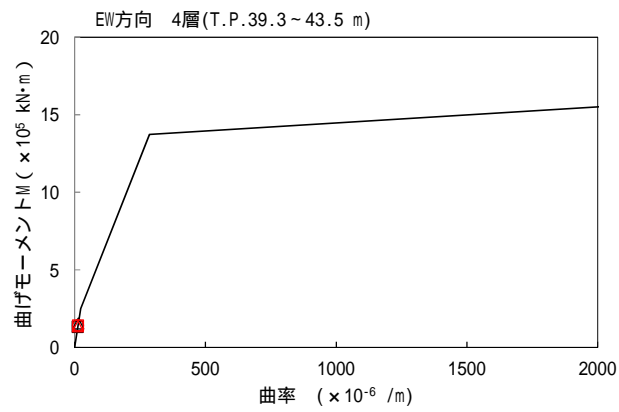


図 8.2 - 72 曲げスケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)



Ss - AH (基本ケース)

Ss - AH (+1)

Ss - AH (-1)

Ss - B1H (基本ケース)

Ss - B1H (+1)

Ss - B1H (-1)

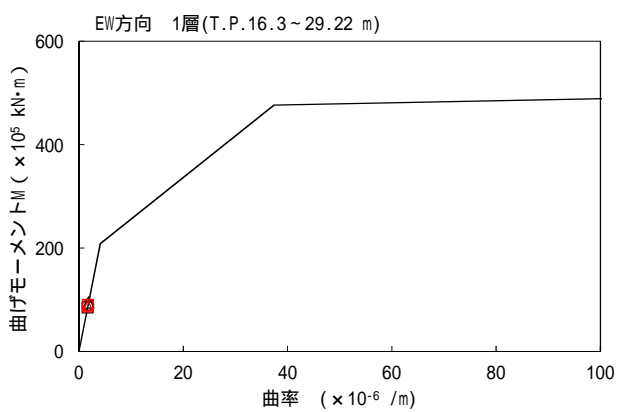
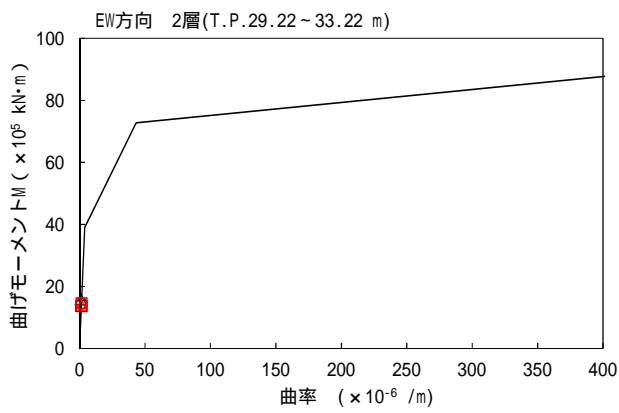
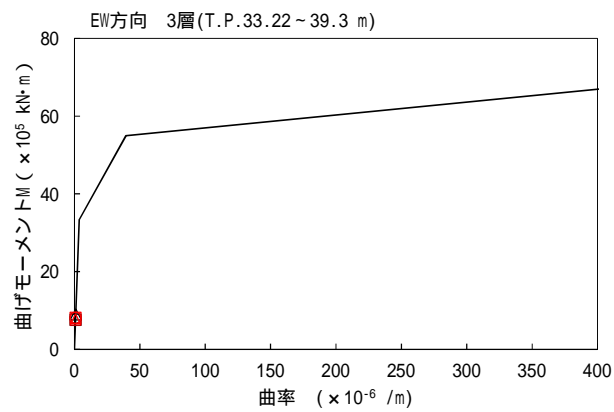
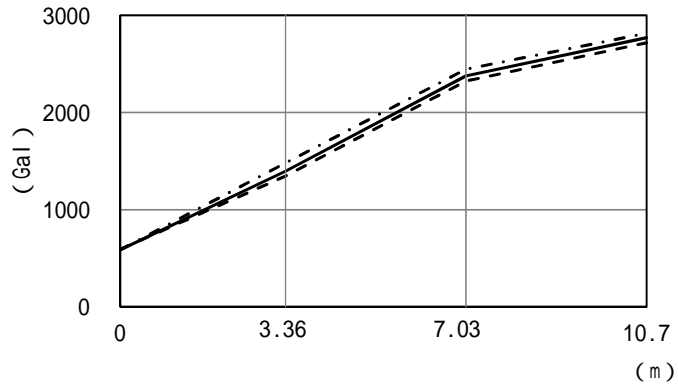


図 8.2 - 73 曲げスケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



		(Gal)				
Ss - AV	基本ケース	——	586	1396	2377	2770
	+1	---	592	1345	2323	2715
	-1	- · - ·	586	1479	2444	2815
最大値			592	1479	2444	2815

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 74 最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）

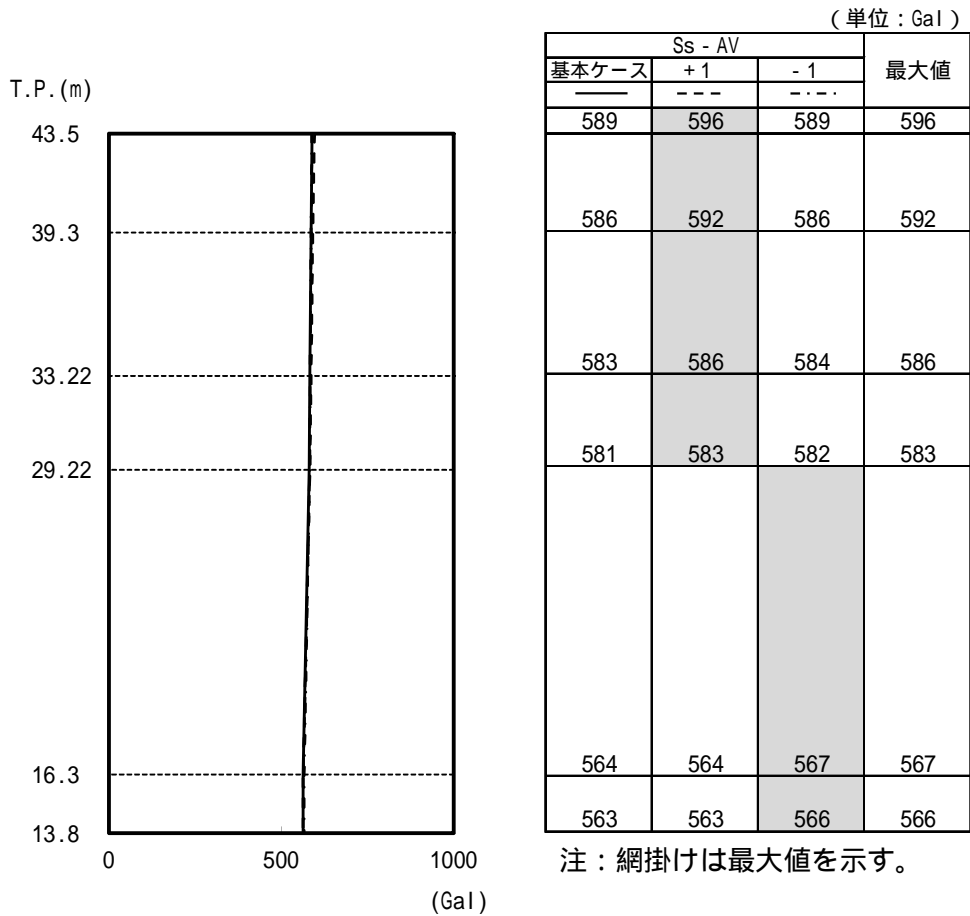
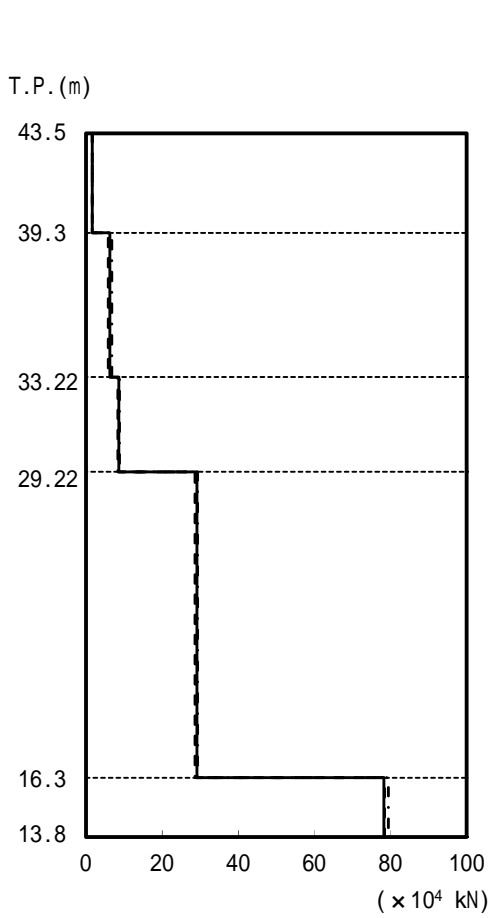


図 8.2 - 75 最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）

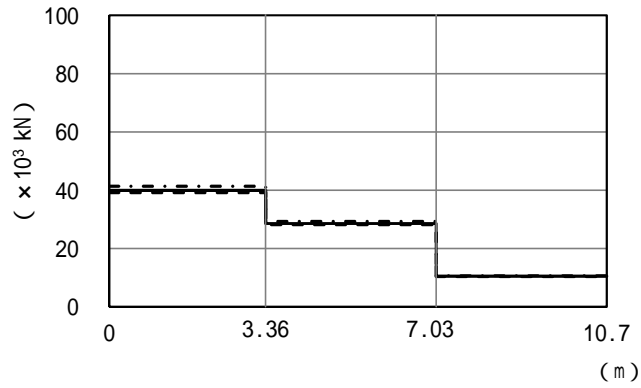


(単位: $\times 10^4$ kN)

基本ケース	Ss - AV		最大値
	+1	-1	
1.61	1.62	1.60	1.62
6.23	5.83	6.81	6.81
8.60	8.39	8.82	8.82
29.08	28.64	29.30	29.30
78.27	78.39	79.47	79.47
地盤ばね反力			
82.29	83.31	80.99	83.31

注：網掛けは最大値を示す。

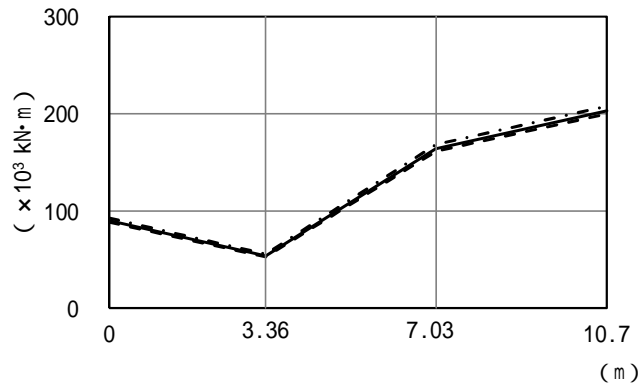
図 8.2 - 76 最大応答軸力 (地盤剛性の不確かさケース, 鉛直方向, 建屋部)



		(× 10 ³ kN)			
Ss - AV	基本ケース	—	39.94	28.56	10.52
	+1	- - -	39.13	28.11	10.37
	-1	- · - ·	41.32	29.26	10.69
最大値			41.32	29.26	10.69

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 77 最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）



		(× 10 ³ kN·m)				
Ss - AV	基本ケース	—	90.00	53.68	164.26	202.86
	+1	- - -	88.35	52.67	161.61	199.68
	-1	- · - ·	92.65	55.54	168.45	207.70
最大値			92.65	55.54	168.45	207.70

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2 - 78 最大応答曲げモーメント
（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）

8.3 検討用地震力

検討用地震力は水平地震力と鉛直地震力を設定する。

検討用の水平地震力は、基準地震動 S_s により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた動的水平地震力に余裕をみて設定した値とする。検討用の水平地震力を表 8.3 - 1 に、検討用の転倒モーメントを表 8.3 - 2 に示す。

検討用の鉛直地震力は、当該部分が支える重量に鉛直震度を乗じて算定する。鉛直震度は、基準地震動 S_s により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた最大加速度を重力加速度で除した値に余裕をみて設定した。検討用の鉛直地震力（鉛直震度）を表 8.3 - 3 に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2008）」に基づき、組合せ係数法を用いて次のとおりとする。

1.0 × 水平地震力 + 0.4 × 鉛直地震力

0.4 × 水平地震力 + 1.0 × 鉛直地震力

表 8.3 - 1 検討用水平地震力

(× 10⁴ kN)

T.P. (m)	NS 方向	EW 方向
43.5	5.06	3.85
39.3	11.14	11.25
33.22	16.89	16.64
29.22	56.99	58.40
16.3	164.15	173.18
13.8		

表 8.3 - 2 検討用転倒モーメント

(× 10⁵ kN・m)

T.P. (m)	NS 方向	EW 方向
13.8	139.04	142.92

表 8.3 - 3 検討用鉛直地震力

(a) 壁・柱部

T.P. (m)	鉛直震度
43.5	0.632
39.3	0.629
33.22	0.626
29.22	0.624
16.3	0.606

(b) 屋根鉄骨部

T.P. (m)	質点 No.	鉛直震度
39.3	7	1.539
	8	2.547
	9	2.969

基礎スラブ及び杭の検討で用いる荷重の組合せは表 8.3 - 4 による。ただし、ランウェイガーダの検討で用いる荷重の組合せは、「8.7 ランウェイガーダの検討」に示すものとする。

表8.3 - 4 荷重の組合せ

荷重 ケース	荷重の組合せ	検討箇所
C	$VL^{*1} + 0.35 \cdot SNL + CL + SEL2^{*3}$	基礎スラブ 杭
C'	$VL'^{*2} + CL + SEL2^{*3}$	杭

注記*1：鉛直荷重（VL）は、固定荷重（DL）、配管荷重（PL）、機器荷重（EL）及び積載荷重（LL）を加え合わせたものである。

注記*2：鉛直荷重（VL'）は、鉛直荷重（VL）から金属キャスク重量を除いたものである。

注記*3：SEL2 は、検討用地震力による地震荷重を示す。

8.4 耐震壁の検討

(1) 検討方針

基準地震動 S_s による各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008)」に基づく許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

(2) 検討結果

基準地震動 S_s による耐震壁の NS 方向のせん断ひずみを基本ケースによる検討結果について表 8.4 - 1 に、材料の不確かさケースによる検討結果について表 8.4 - 2 に示す。同様に、EW 方向のせん断ひずみを表 8.4 - 3 及び表 8.4 - 4 に示す。

耐震壁のせん断ひずみは、最大で 0.23×10^{-3} (EW 方向, 1 層 T.P. 16.3 m ~ 29.22 m, 地盤剛性の不確かさ (+1) , S_s - AH) であり、 2.0×10^{-3} 以下であることを確認した。

表 8.4 - 1 耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, NS 方向)

T.P. (m)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)								最大値
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	
33.22 ~ 39.3	0.08	0.08	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.08
29.22 ~ 33.22	0.06	0.06	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.06
16.3 ~ 29.22	0.14	0.15	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.15

表 8.4 - 2 耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, NS 方向)

T.P. (m)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				最大値
	地盤剛性の不確かさ				
	+ 1		- 1		
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-AH	Ss-B1H	
33.22 ~ 39.3	0.09	0.08	0.08	0.08	0.09
29.22 ~ 33.22	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
16.3 ~ 29.22	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15

表 8.4 - 3 耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, EW 方向)

T.P. (m)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)								最大値
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	
39.3 ~ 43.5	0.06	0.06	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04	0.05	0.06
33.22 ~ 39.3	0.11	0.11	0.04	0.05	0.07	0.06	0.07	0.08	0.11
29.22 ~ 33.22	0.10	0.10	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.08	0.10
16.3 ~ 29.22	0.20	0.21	0.08	0.09	0.12	0.11	0.12	0.15	0.21

表 8.4 - 4 耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, EW 方向)

T.P. (m)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				最大値
	地盤剛性の不確かさ				
	+ 1		- 1		
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-AH	Ss-B1H	
39.3 ~ 43.5	0.07	0.06	0.06	0.06	0.07
33.22 ~ 39.3	0.11	0.10	0.10	0.11	0.11
29.22 ~ 33.22	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11
16.3 ~ 29.22	0.23	0.20	0.19	0.21	0.23

8.5 基礎スラブの検討

(1) 検討概要

検討用地震力により基礎スラブに生じる応力が、部材の終局強度以下であることを確認する。

(2) 応力解析

検討用地震力に対する応力解析は、「6.3 基礎スラブの設計」と同様に行う。図 8.5 - 1 に示す位置についての主な荷重ケースの応力を図 8.5 - 2 及び図 8.5 - 3 に示す。

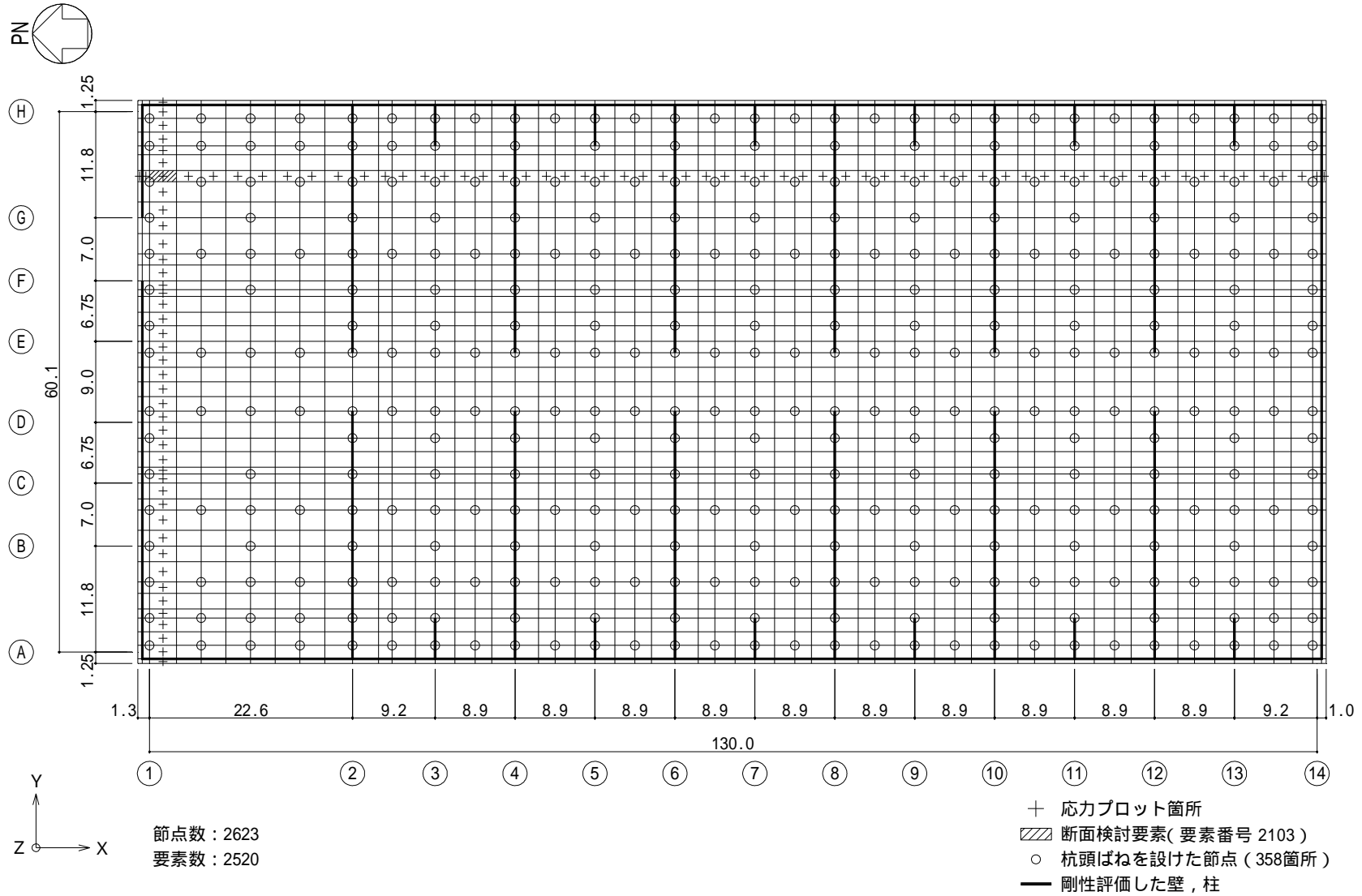
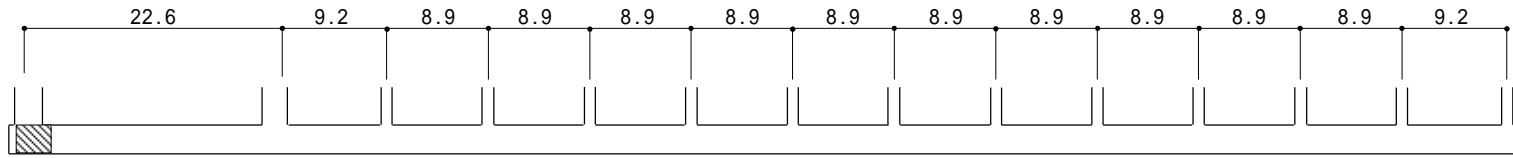


図 8.5 - 1 解析モデル図 (単位 : m)

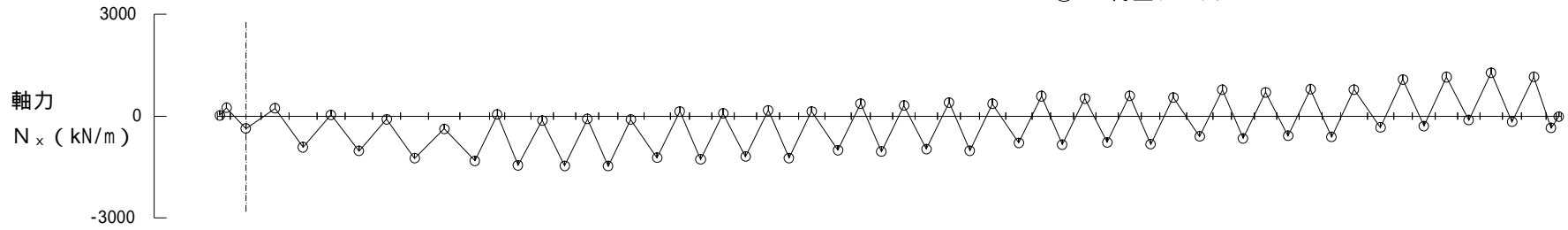
(単位：m)



要素番号 2103

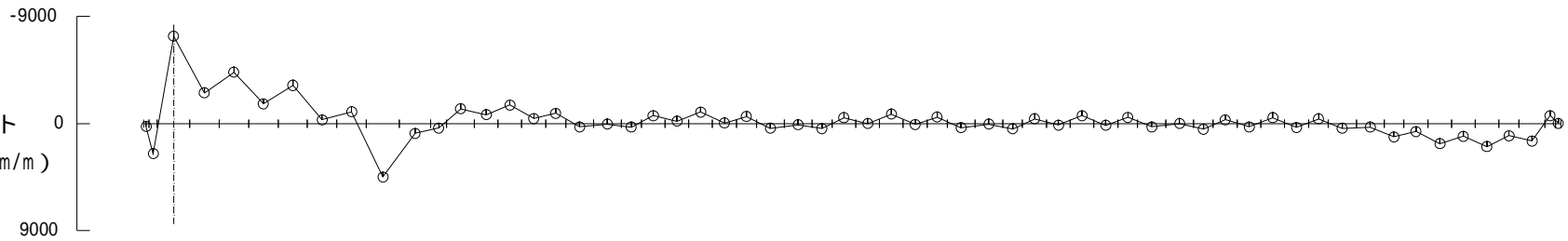
○ : -364

○ 荷重ケース C



○ : -7343

曲げ
モーメント
 M_x (kN·m/m)



○ : -1353

せん断力
 Q_x (kN/m)

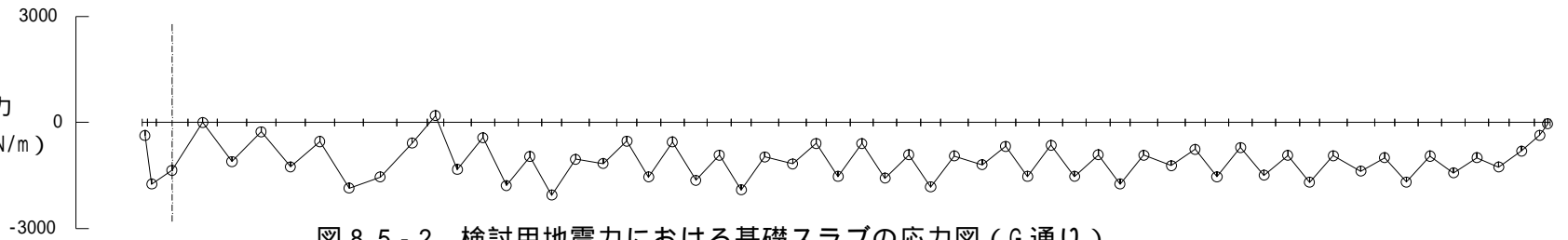
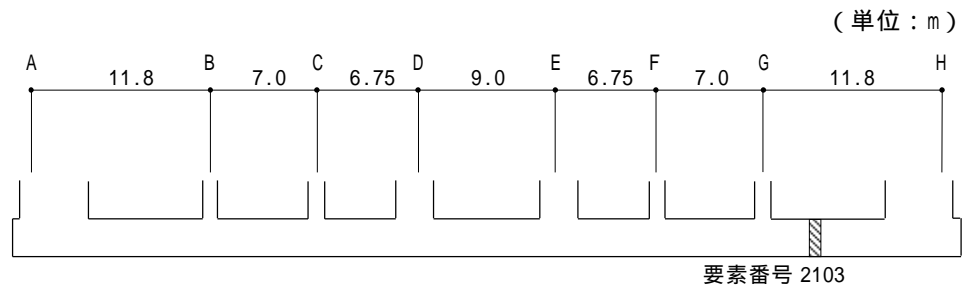


図 8.5 - 2 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)



—○— 荷重ケース C

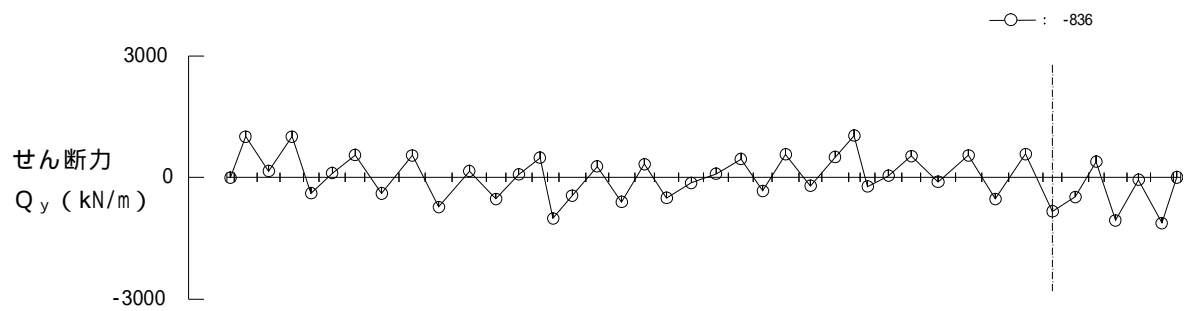
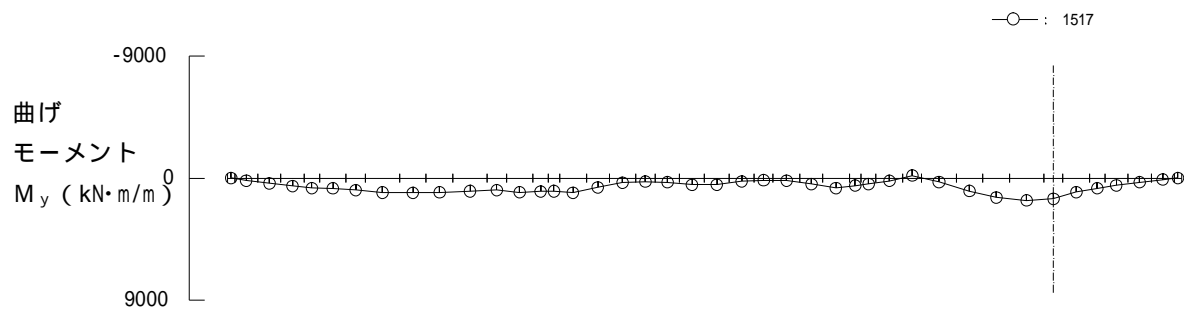
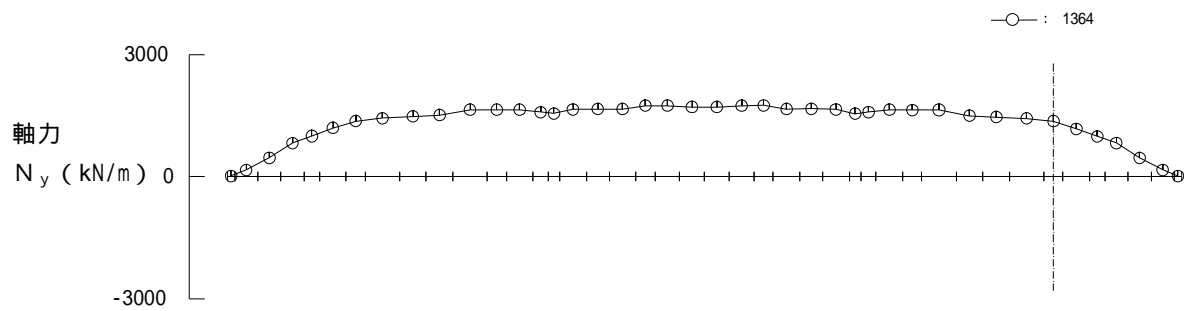


図 8.5 - 3 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1 通り)

(3) 断面検討

断面検討は、応力解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について x 、 y 、2 方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」付 5 の柱の曲げ終局強度を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断力が「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」第 15 条による短期許容せん断力以内であることを確認する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、検討を行わない。

断面検討は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を確認する。

ここでは、図 8.5-1 に表す代表部材についての断面検討結果を表 8.5-1 に示す。表に示すように、基礎スラブの設計配筋は必要鉄筋量を上回っている。

基礎スラブの断面検討結果（表 8.5-1）に用いる記号の説明

N : 軸力（圧縮を正とする。）

M : 曲げモーメント

b : 材の幅

D : 材の全せい（ $D = \square$ mm）

p_t : 引張鉄筋比

a_t : 引張鉄筋の断面積

Q : 面外せん断力

j : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の $7/8$ 倍の値

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

p_w : 面外せん断補強筋の鉄筋比

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 8.5-1 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷 重 ケース	検討応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm ²)	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	p_t (%)	a_t (mm ² /m)	設計配筋 (断面積mm ² /m)	荷 重 ケース	検討応力 Q (kN/m)	せん断力の検討			
			N (kN/m)	M (kN・m/m)								Q _a (kN/m)	判定	D _w (%)	設計せん断 補強筋
2103	x	C	364	7343	0.15	1.17	0.40	10000		C	1353	2561	可	—	—
	y	C	-1364	1517	-0.55	0.24	0.17	4250		C	836	4070	可	—	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

8.6 杭の検討

(1) 検討方針

検討用地震力により杭に作用する地震力に対して、支持性能が確保されていることを確認する観点から、支持力及び水平力について「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程(J E A C 4 6 1 6 - 2009)」に示される方法に基づく検討を実施する。

支持力に関しては、杭に作用する軸力が終局鉛直支持力又は終局引抜き抵抗力以下であることを確認する。

水平力に関しては、杭体に生じる応力が終局曲げ強度及び終局せん断強度以下であること、かつ鉄筋降伏時の曲率 ϵ_y に対する杭体の曲率 ϵ_c の比が2以下であることを確認する。

(2) 検討用地震力により杭に作用する地震力

検討用地震力により杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、鉛直震度による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。このとき、最大軸力には下向きの鉛直震度を、最小軸力には上向きの鉛直震度を考慮している。

杭に作用する軸力の算定結果のうち、最大軸力が大きく、最小軸力が小さくなる短辺方向（EW 方向）について表 8.6 - 1 に示す。

表 8.6 - 1 杭の軸力算定結果（EW 方向）

（単位：kN/本，下向きを正とする。）

軸力状態	最大軸力	最小軸力
荷重ケース	C	C'
軸力	8784	-708

(3) 支持力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（最大軸力）の終局鉛直支持力に対する検討結果を表 8.6 - 2 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（下向きを正とする。）は，終局鉛直支持力以下となることを確認した。

表 8.6 - 2 最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果（EW 方向）
（単位：kN/本）

荷重ケース	C
最大押込み力	8784
終局鉛直支持力	20000
支持力の検討	8784 < 20000 可

(4) 引抜き力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（最小軸力）の終局引抜き抵抗力に対する検討結果を表 8.6 - 3 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（上向きを正とする。）は，終局引抜き抵抗力以下となることを確認した。

表 8.6 - 3 最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（EW 方向）
（単位：kN/本）

荷重ケース	C'
最大引抜き力	708
終局引抜き抵抗力	14000
引抜き力の検討	708 < 14000 可

(5) 水平力に対する検討

検討用地震力により生じる杭応力は 図 8.6 - 1 に示すように上部構造の慣性力と地盤震動による杭応力を重ね合わせて求める（以下「応答変位法」という。）。上部構造の慣性力による杭応力は、貯蔵建屋の検討用地震力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定する。また、地盤震動による杭応力は、自由地盤の応答解析で求められる地盤変位を杭周地盤ばねを介して作用させることにより算定する。この際、地盤変位としては、杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値分布を作用させる。

応答変位法で用いる杭周地盤ばねは、「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程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮して評価する。なお、杭及び地盤ばねには非線形性を考慮する。

応力解析結果を短辺方向（EW 方向）について図 8.6 - 2 に示す。

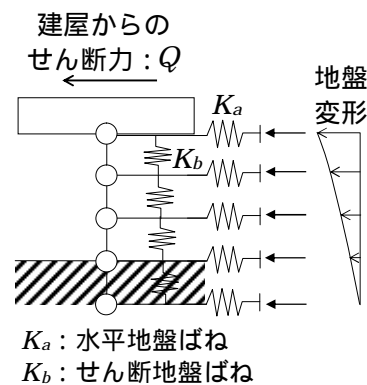


図 8.6 - 1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）

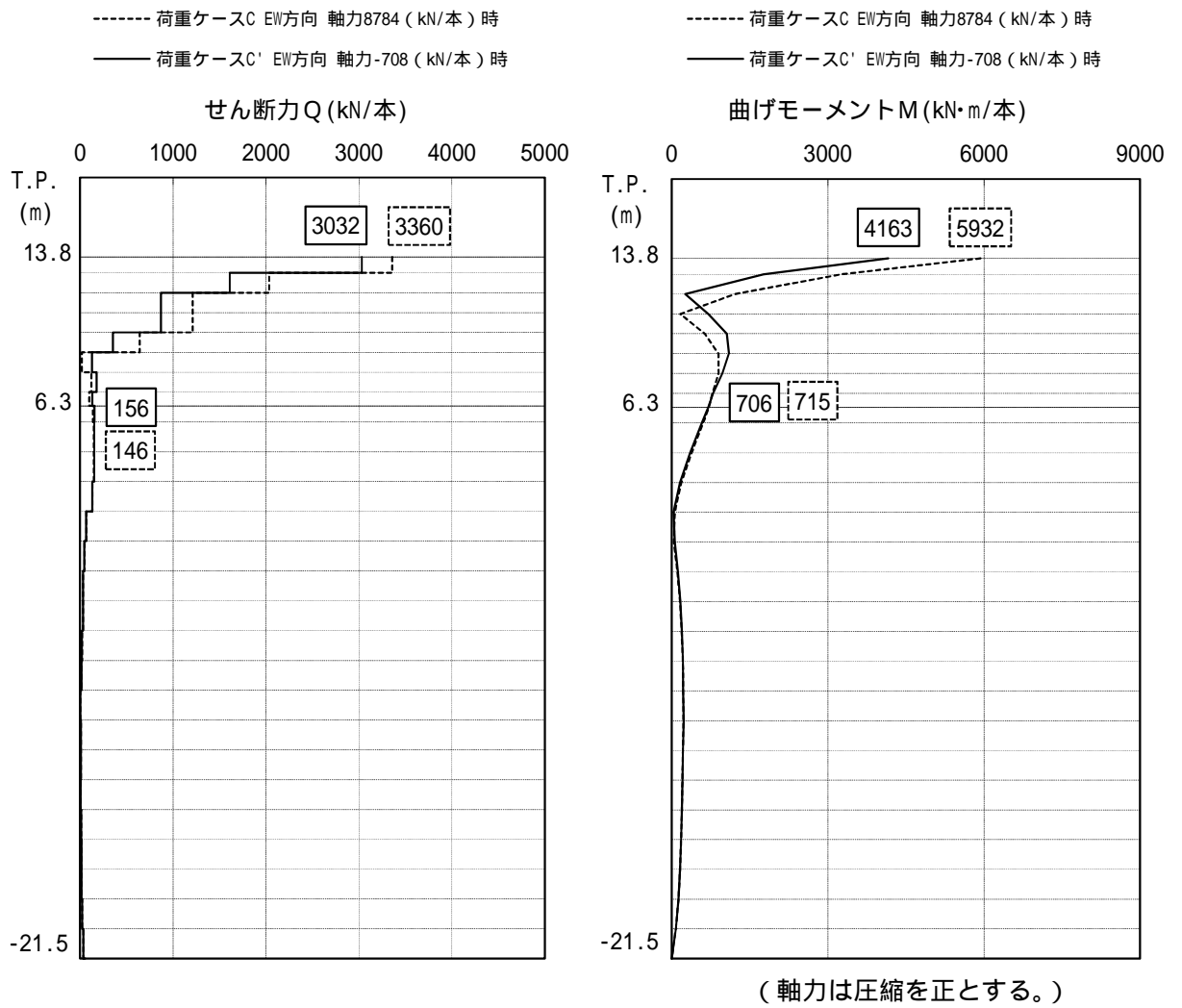


図 8.6 - 2 杭の応力解析結果 (EW 方向)

杭の終局強度は、下式により算定する。

a. 終局曲げ強度

終局曲げ強度 (M_u) は以下により算定する。

(a) 圧縮側コンクリートの応力度分布を矩形分布とし、コンクリートの圧縮応力度はコンクリートの設計基準強度の 0.85 倍の値とし、引張応力度は無視する。

(b) 鉄筋の降伏応力度は、圧縮側、引張側共に降伏応力度とする。

b. 終局せん断強度

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (17.7 + F_c)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \cdot s_y} + 0.1 \cdot \sigma_o \right\} \cdot b \cdot j \quad (8.1)$$

ここで、

Q_u : 終局せん断強度 (N)

$k_u \cdot k_p$: 補正係数

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

M : 検討用地震力による曲げモーメント (N・mm)

Q : 検討用地震力によるせん断力 (N)

D : 杭径 (mm)

p_w : せん断補強筋比 (小数)

s_y : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_o : 軸方向応力度 (N / A) (N/mm²)

N : 検討用地震力による軸力 (N)

A : 断面積 (mm²)

b : 等価正方形断面の幅 (0.89 · D) (mm)

j : 等価正方形断面の応力中心距離 ($j = 0.875 \cdot d$, $d = 0.9 \cdot b$) (mm)

検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメントの終局曲げ強度に対する検討結果を表 8.6 - 4 に、せん断力の終局せん断強度に対する検討結果を表 8.6 - 5 に、それぞれ短辺方向 (EW 方向) に関して示す。

表 8.6 - 4 及び表 8.6 - 5 より、検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメント及びせん断力は、それぞれ終局強度以下となることを確認した。

また、表 8.6 - 6 に示す結果より、検討用地震力により杭体に生じる曲率の鉄筋降伏時の曲率 γ_y に対する比は 2 以下であることを確認した。

表 8.6 - 4 杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲げモーメントM (kN・m/本)	終局曲げ強度 M _u (kN・m/本)	$\frac{M_u}{M}$
最大 軸力時	C	上杭	5932	9856	1.66
		下杭	715	7607	10.63
最小 軸力時	C'	上杭	4163	6866	1.64
		下杭	706	3724	5.27

表 8.6 - 5 杭体のせん断力と終局せん断強度の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用 せん断力 _D Q [*] (kN/本)	終局せん断強度 Q _u (kN/本)	$\frac{Q_u}{DQ}$
最大 軸力時	C	上杭	4200	6304	1.50
		下杭	183	2884	15.75
最小 軸力時	C'	上杭	4972	6450	1.29
		下杭	195	2027	10.39

注記* : 検討用せん断力_DQは, 検討用地震力によるせん断力Qの1.25倍(荷重ケースC'の上杭についてはM_u/M = 1.64倍)として算定

表 8.6 - 6 杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲率 ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	鉄筋降伏時の 曲率 ϵ_y ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	$\frac{\epsilon_y}{\epsilon_y}$
最大 軸力時	C	上杭	1.77	2.73	0.65
		下杭	0.12	2.68	0.05
最小 軸力時	C'	上杭	2.95	2.11	1.40
		下杭	0.11	1.92	0.06

8.7 ランウェイガーダの検討

(1) 検討概要

検討用地震力によりランウェイガーダに生じる応力が、部材の材料強度以下であることを確認する。

ランウェイガーダの荷重の組合せを表 8.7 - 1 に示す。

表 8.7 - 1 ランウェイガーダの荷重の組合せ

荷重ケース	荷重の組合せ
検討用地震力に対する検討	cDL + CL2

注：cDLは、ランウェイガーダ自重を示す。

CL2は、検討用地震力によるクレーンからの反力

(2) 検討用応力

検討用地震力に対する応力は「6.5 ランウェイガーダの設計」と同様に算定する。ランウェイガーダの部材応力を表 8.7 - 2 に示す。

表 8.7 - 2 ランウェイガーダの部材応力

位置	荷重方向	応力	
中央	鉛直	曲げモーメント (kN・m)	8207
		せん断力 (kN)	1341
	水平	曲げモーメント (kN・m)	1827
		せん断力 (kN)	503

(3) 断面検討

断面検討結果を表 8.7 - 3 に示す。

表 8.7 - 3 より、検討用地震力によりランウェイガーダに生じる応力度が材料強度以下であることを確認した。

ランウェイガーダの断面算定表（表 8.7 - 3）に用いる記号の説明

f_b : 曲げに対する材料強度

f_s : せん断に対する材料強度

M : 曲げモーメント

Z : 断面係数

σ_b : 曲げ応力度（ x は鉛直方向， y は水平方向を示す。）

Q : せん断力

A_s : せん断断面積

σ_s : せん断応力度

表 8.7 - 3 ランウェイガーダの断面検討結果

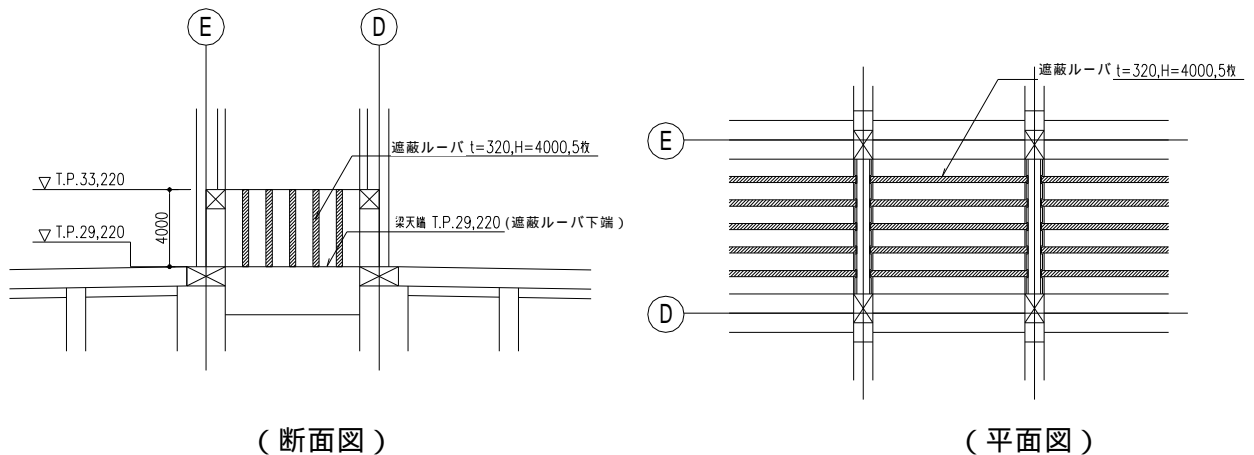
位置	荷重方向	材料強度		曲げモーメントに対する検討							せん断力に対する検討			
		f_b (N/mm ²)	f_s (N/mm ²)	M (kN・m)	Z ($\times 10^6$ mm ³)	b_x (N/mm ²)	b_y (N/mm ²)	$\frac{b_x}{f_b}$	$\frac{b_y}{f_b}$	$\frac{b_x}{f_b} + \frac{b_y}{f_b}$	Q (kN)	A_s ($\times 10^3$ mm ²)	(N/mm ²)	$\frac{Q}{f_s}$
中央	鉛直(x)	199	149	8207	117.41	69.91	-	0.36	-	0.65	1341	55.52	24.16	0.17
	水平(y)	258	149	1827	24.70	-	73.97	-	0.29		503	52.80	9.53	0.07

注：鉄骨の材料は SN400B とする。

8.8 遮蔽ルーバの検討

(1) 検討概要

遮蔽ルーバは排気塔内 T.P.29.22m ~ T.P.33.22m (H=4.0m) に設置する t=320mm の R C 造の壁である。面外方向については水平震度による慣性力に対して検討し、面内方向については当該部分の層間変位による強制変形に対して検討する。



(2) 検討用荷重

a. 地震時面外荷重

遮蔽ルーバ面外方向は E W 方向である。設計に用いる水平震度は以下のとおりとする。

・ 機能維持検討用地震時

基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づき余裕を見て設定した機能維持検討用の水平震度

$$K = 1.296$$

$$= 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.32 \text{ m} \times 1.296 = 9.95 \quad 10.0 \text{ kN/m/m}$$

b. 地震時面内荷重

遮蔽ルーバ面内方向は N S 方向である。設計に用いる層間変位は D, E 通り T.P.29.22m ~ 33.22m とする。

・ 機能維持検討用地震時

基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づき余裕を見て設定した機能維持検討用の層間変位

$$= 0.3 \text{ mm}$$

(3) 断面検討

a. 地震時面外荷重

地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの検討に用いるスパン (L) 及び部材厚 (t) は以下のとおりである。

スパン : L = 9200 mm

部材厚 : t = 320 mm (d = 240 mm , j = 210 mm)

機能維持検討用地震時の遮蔽ルーバの応力は以下のとおりである。

表 8.8 - 1 地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの応力

	機能維持検討用 地震時	備考
曲げモーメント M (kN · m/m)	105.8	$M = \quad \cdot L^2/8$
せん断力 Q (kN/m)	46.0	$Q = \quad \cdot L/2$

これらの応力から算定される必要鉄筋量及びせん断応力度は以下のとおりであり、配筋量及び許容せん断応力度以下であることを確認した。

表 8.8 - 2 地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの検討結果

	機能維持 検討用地震時	判定
必要鉄筋量 (mm ² /m) ¹	1328	可
配筋量 (mm ² /m) ²	1432	
せん断応力度 (N/mm ²) ³	0.22	可
許容せん断応力度 (N/mm ²)	1.23	

1 : 必要鉄筋量の算定は $_{req}a_t = M / (ft \cdot j)$ による。

2 : 配筋は D 19@200。

3 : せん断応力度の算定は $= Q / (b \cdot j)$ による。

b. 地震時面内荷重

地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの検討に用いる層間変位は以下のとおりである。

機能維持検討用地震時層間変位： $\Delta = 0.3 \text{ mm}$

機能維持検討用地震時の遮蔽ルーバの応力は以下のとおりである

表 8.8 - 3 地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの応力

	機能維持検討用 地震時	備考
せん断変形角	0.3 / 4000	= Δ / H
せん断応力度 (N/mm ²)	0.788	= $G \cdot$

これらの応力から算定される必要鉄筋量は以下のとおりであり，配筋量以下であることを確認した。

表 8.8 - 4 地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの検討結果

	機能維持検討用 地震時	判定
(必要鉄筋比 ¹)	(0.00228)	可
必要鉄筋量 (mm ²) ²	730	
配筋量 (mm ²) ³	2864	

1 : 必要鉄筋比の算定は $p_s = \Delta / s \cdot f_t$ による。

2 : 必要鉄筋量の算定は $req a_s = p_s \cdot t \cdot H$ による。

3 : 配筋は D 19@200 ダブル。

8.9 遮蔽扉の検討

(1) 検討概要

検討用地震力により遮蔽扉に生じる応力が、部材の材料強度以下であることを確認する。

評価対象とする遮蔽扉は、図 8.9 - 1 に示す 3 力所とする。遮蔽扉の概要を図 8.9 - 2 及び表 8.9 - 1 に示す。

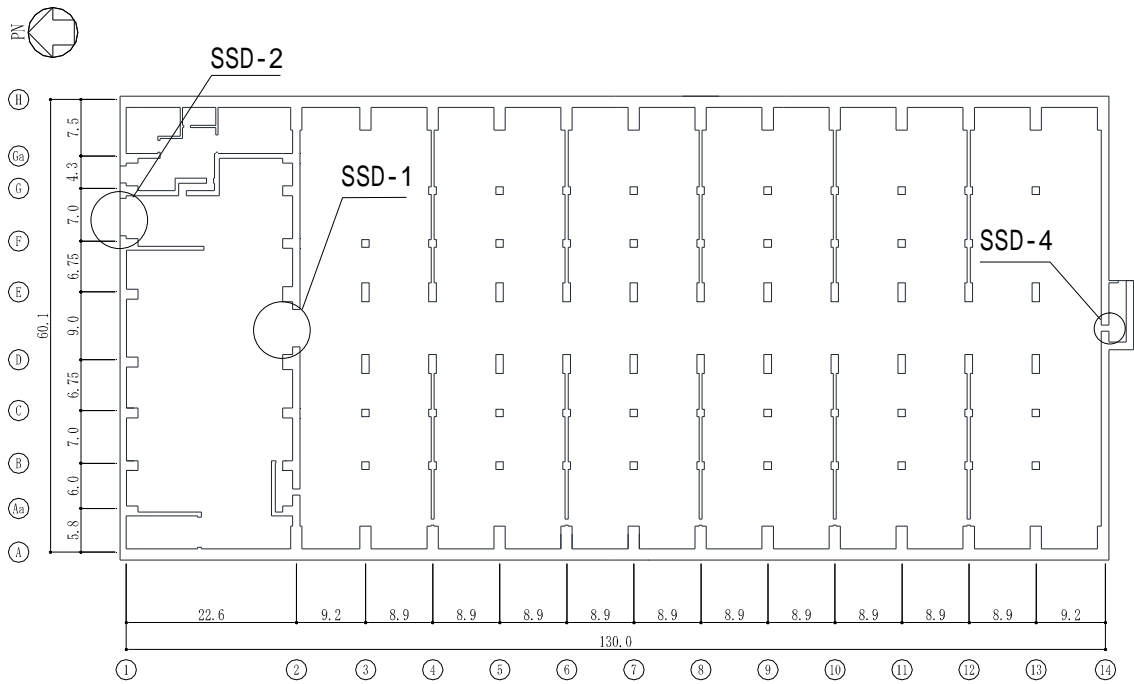


図 8.9 - 1 評価対象とする遮蔽扉 1階伏図 (T.P.16.3) (単位 : m)

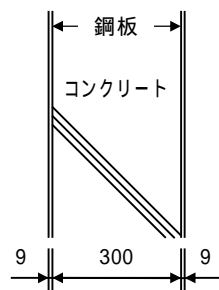


図 8.9 - 2 遮蔽扉の概要 (SSD-4) (単位 : mm)

表 8.9-1 評価対象とする遮蔽扉の概要

	形式	重量	構造概要
SSD-1	横引き式	約 120ton	開口寸法：幅 5.0m×高さ 7.0m コンクリート厚：800mm 表面鋼板厚：12mm（材質 SS400）
SSD-2	横引き式	約 55ton	開口寸法：幅 5.0m×高さ 6.0m コンクリート厚：□mm 表面鋼板厚：□mm（材質 外面□，内面□）
SSD-4	片開き式	約 2.2ton	開口寸法：幅 0.8m×高さ 2.1m コンクリート厚：300mm 表面鋼板厚：9mm（材質 SS400）

注：

(2) 許容限界

コンクリートの短期許容応力度を表 8.9-2 に、鋼材の短期許容応力度を表 8.9-3 に示す。

表 8.9-2 コンクリートの短期許容応力度

(単位：N/mm²)

部位	圧縮	せん断
上部構造 ($F_c = \square$)	□	□

表 8.9-3 鋼材の短期許容応力度

(単位：N/mm²)

部位	曲げ	せん断
遮蔽扉 □	□	□
遮蔽扉 □	□	□

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 検討用地震力

検討用地震力は、基準地震動 S_s により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた動的地震力に余裕をみて設定した値とする。

検討用地震力を表 8.9 - 4 に示す。

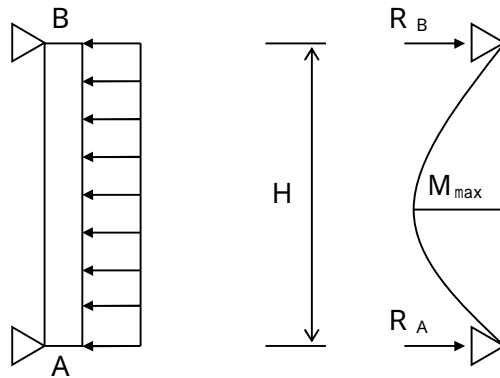
表 8.9 - 4 検討用地震力

据付場所及び 床面高さ (m)	検討用地震力	
	水平方向 検討用震度	鉛直方向 検討用震度
1 階 T.P. 16.3m	1.30	0.70

(4) 評価方法

a. 遮蔽扉に発生する応力の算定方法

検討用地震力により遮蔽扉に発生する応力は、図 8.9 - 3 に示す考え方に従い、次式により算定する。



注記：単位幅（幅 1.0m）として検討を行う。

図 8.9 - 3 遮蔽扉の応力算定の考え方

$$R_A = R_B = \quad \times H / 2 \tag{1}$$

$$M_{\max} = \quad \times H^2 / 8 \tag{2}$$

ここで、

：遮蔽扉の支点間における分布荷重 (kN/m²)

H : 遮蔽扉の支点間距離 (m)

R_A : A 端支点反力 (kN)

R_B : B 端支点反力 (kN)

M_{max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

b. 遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントの算定

遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントは次式により算定する。

$$\sigma_b = \frac{M_{max}}{Z} \cdot f_b \quad (3)$$

ここで,

σ_b : 遮蔽扉に発生する最大曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 遮蔽扉鋼板の断面係数 (mm³)

f_b : 遮蔽扉鋼板の短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

c. 遮蔽扉に発生する最大せん断力の算定

遮蔽扉に発生する最大せん断力は次式により算定する。

$$Q_{max} = \max(R_A, R_B) \cdot Q_a \quad (4)$$

ここで,

Q_a : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断力 (kN)

$$Q_a = 1000 \cdot t \cdot f_s \times 10^{-3}$$

t : 遮蔽扉鋼板の板厚 (mm)

f_s : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断応力度 (N/mm²)

d. コンクリート枠に発生する最大圧縮力の算定

コンクリート枠に発生する最大圧縮力は次式により算定する。

$$\sigma_c = \frac{R_A}{S} \cdot f_c \quad (5)$$

ここで,

σ_c : コンクリート枠に発生する最大圧縮応力度 (N/mm²)

S : 遮蔽扉とコンクリート枠の接触面積 (mm²)

f_c : 躯体コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm²)

(5) 評価結果

各遮蔽扉の評価結果を表 8.9-5～表 8.9-7 に示す。発生値はすべて許容値以内となることを確認した。

表 8.9-5 遮蔽扉の評価結果 (SSD-1)

評価項目	発生値	許容値	発生値/許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	21.5	235.0	0.10
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	53.1	1620.0	0.04
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	1.33	22.0	0.07

表 8.9-6 遮蔽扉の評価結果 (SSD-2)

評価項目	発生値	許容値	発生値/許容値
遮蔽扉 (外側) に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	19.0		
遮蔽扉 (外側) に発生する せん断力 (kN)	27.4		
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	0.41		

表 8.9-7 遮蔽扉の評価結果 (SSD-4)

評価項目	発生値	許容値	発生値/許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	2.8	235.0	0.02
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	6.5	1215.0	0.01
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	0.11	22.0	0.01

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

8.10 安全余裕の確認

基準地震動 S_s に対する安全余裕の確認は、建屋の終局耐力が検討用地震力に対して、十分な安全余裕を有していることを確認する。

検討用地震力と終局耐力の比較を表 8.10 - 1 に示す。なお、建屋の終局耐力は、耐震壁については、「8.2.3 地震応答解析モデル」の建屋の復元力特性に示す耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ関係における終局せん断応力度 σ_3 に基づく値とし、NS 方向 4 層のフレーム部については、せん断力 - 層間変形角関係におけるせん断力 Q_2 とする。

以上の検討の結果、建屋の終局耐力は検討用地震力に対して、1.1 倍以上の安全余裕を有している。

表 8.10 - 1 検討用地震力と終局耐力の比較

(1) NS 方向

T.P. (m)	検討用地震力 Q_{SS} ($\times 10^4$ kN)	終局耐力 Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{SS}}$ *
43.5	5.06	5.87	1.16
39.3	11.14	35.46	3.18
33.22	16.89	69.45	4.11
29.22	56.99	105.65	1.85
16.3			

(2) EW 方向

T.P. (m)	検討用地震力 Q_{SS} ($\times 10^4$ kN)	終局耐力 Q_u ($\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{SS}}$ *
43.5	3.85	24.98	6.48
39.3	11.25	34.17	3.03
33.22	16.64	52.22	3.13
29.22	58.40	113.76	1.94
16.3			

注記 * : 安全余裕

9. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価

9.1 検討概要

水平 2 方向及び鉛直方向地震力により、貯蔵建屋の耐震性に及ぼす影響について評価する。影響検討フローを図 9.1 - 1 に示す。

9.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動

水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動は、「8.2.5 地震応答解析結果」の基本ケースの検討結果に基づいて、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施する。選定する地震動は、基本ケースの地震応答解析のいずれかの応答値が最大となる地震動として、基準地震動 $S_s - A$ 及び $S_s - B1$ の 2 波とする。

9.3 評価対象部位の選定

(1) 耐震評価上の構成部位の整理

貯蔵建屋の耐震評価上の構成部位を、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性の観点から、荷重の組合せによる影響が想定されるもの、3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものとして整理したものを表 9.3 - 1 に示す。

(2) 評価対象部位

の荷重の組合せによる影響が想定されるものとして、基礎スラブ及び杭を抽出した。また、の 3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものとして、耐震壁が挙げられる。

9.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響評価方法

水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法を表 9.4 - 1 に示す。耐震壁については、水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力する地震応答解析により評価し、基礎スラブ及び杭については、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せる方法として、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused By Three Spatial Components of an Earthquake」*を参考に、組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) に基づいた評価を行う。

注記* : Regulatory Guide 1.92 (2006). Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Rev. 2, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.

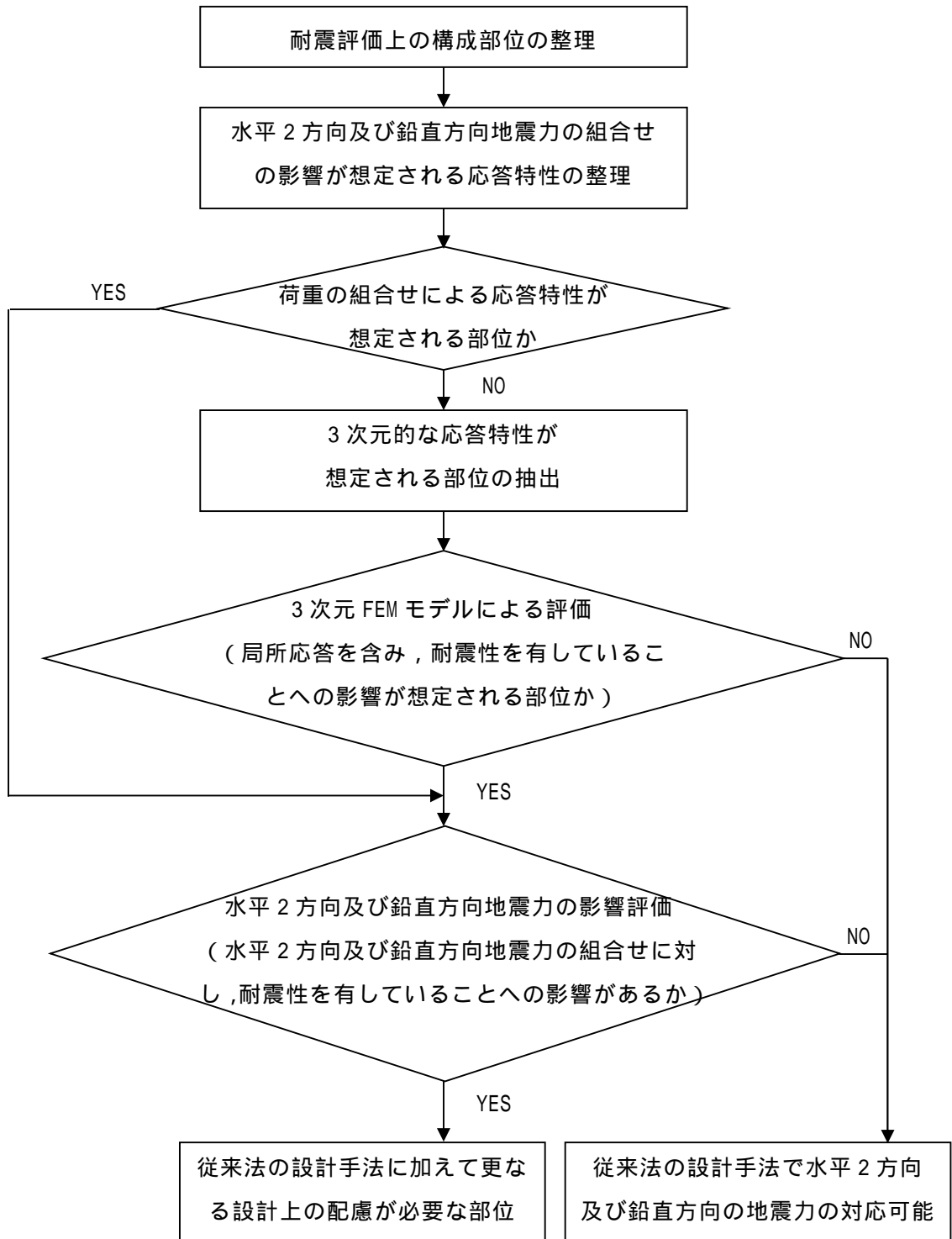


図 9.1 - 1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響検討フロー

表 9.3 - 1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性

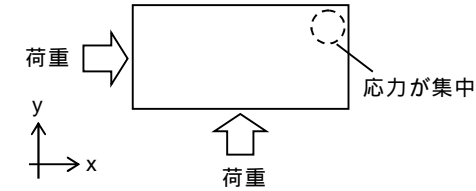
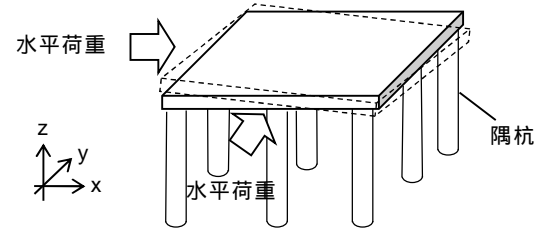
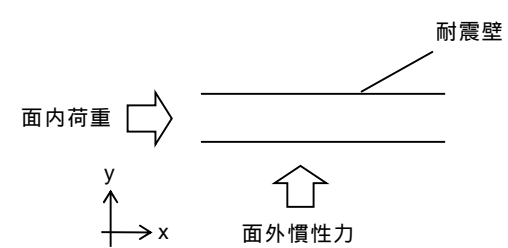
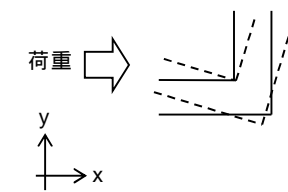
応答特性の種別		影響想定部位
荷重の組合せによる応答特性	-1 直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中する部位	<p>応力の集中する隅角部 (例)</p>  <p>(基礎スラブ)</p>  <p>(杭)</p>
	-1 面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい部位	<p>大スパンや吹き抜け部に設置された部位 (例)</p>  <p>(耐震壁)</p>
3次元 的な応答 特性	-2 加振方向以外の方向に励起される部位	<p>ねじれ挙動が想定される部位 (例)</p>  <p>(耐震壁)</p>

表 9.4 - 1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法

構造部位	応答特性の種別 *	選定方法	評価方法
基礎スラブ	-1	荷重の組合せによる応答特性	3 方向組合せ係数法により評価する
杭	-1		
耐震壁	-1, -2	3 次元 FEM モデルによる応答結果による	水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力する地震応答解析により評価する

注 * : 表 9.3 - 1 に示す応答特性の種別

9.5 3次元 FEM 解析による耐震性評価

(1) 検討概要

水平 1 方向入力と水平 2 方向及び鉛直方向入力の応答を比較するために、貯蔵建屋の 3 次元 FEM モデルを用いて、水平 1 方向入力と水平 2 方向及び鉛直方向入力の解析を実施し、両者の比較により 3 次元的な応答特性が建屋評価に与える影響を検討する。

なお、3 次元 FEM 解析は、周波数応答解析による線形計算とする。

(2) 検討用地震動

水平 2 方向評価用地震動は、建屋の応答が概ね線形範囲となるよう基準地震動 S_s の加速度振幅を 2 分の 1 した波形を用いることとする。

検討で用いる地震動は、 $S_s - A$ 及び $S_s - B1$ とし、2 方向入力による解析において、上記地震動と組み合わせる直交方向の入力地震動を別途設定する。

水平 2 方向評価用地震動を表 9.5 - 1 に、組合せを表 9.5 - 2 に示す。

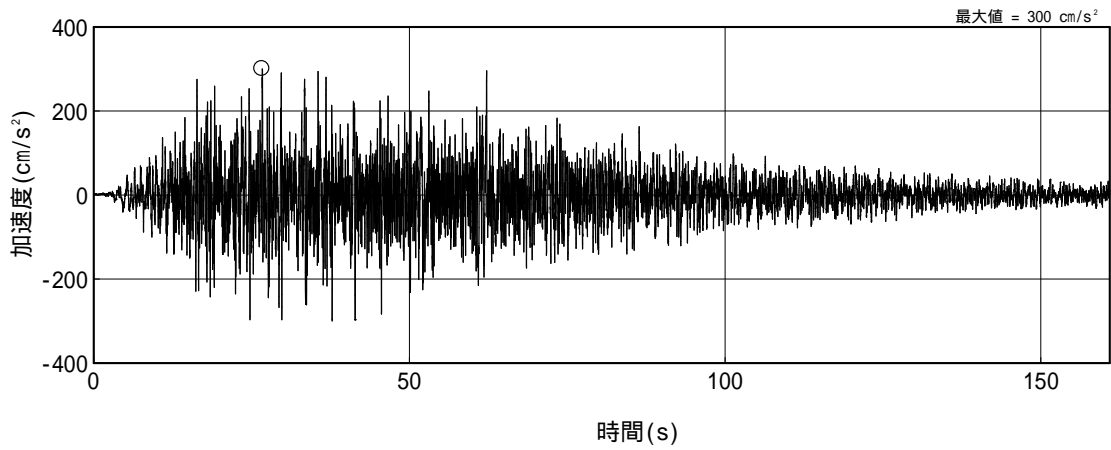
水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形を図 9.5 - 1 及び図 9.5 - 2 に、加速度応答スペクトルを図 9.5 - 3 に示す。

表 9.5 - 1 水平 2 方向評価用地震動

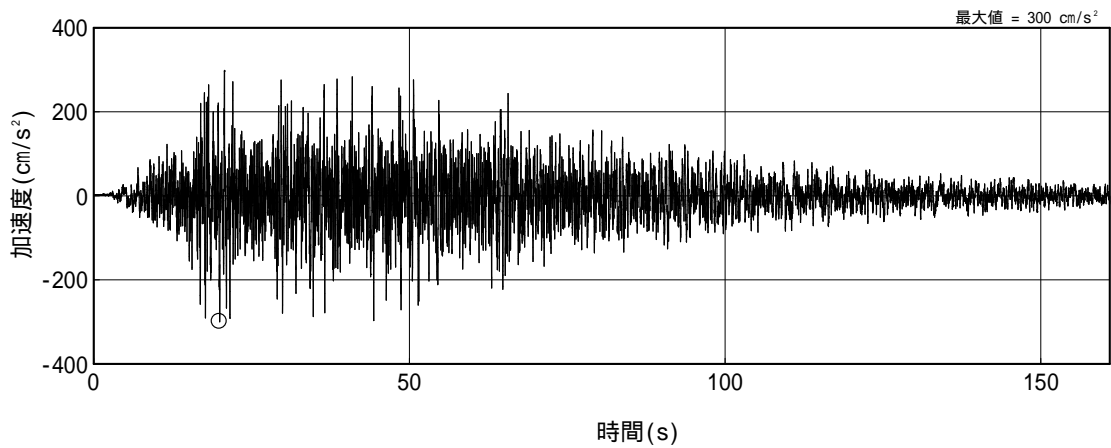
地震動名		成分	備考
2DE - A	2DE - AH1	水平 1	$S_s - AH$ の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE - AH2	水平 2	$S_s - AH$ の設計用応答スペクトルに適合するよう位相を変えた模擬地震波を作成し、その加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE - AV	鉛直	$S_s - AV$ の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
2DE - B1	2DE - B1H1	水平 1	2004 年北海道留萌支庁南部地震の記録を用いて求めた地震動 (NS 成分) の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE - B1H2	水平 2	同上 (EW 成分)
	2DE - B1V	鉛直	同上 (鉛直成分)

表 9.5 - 2 水平 2 方向評価用地震動の組合せ

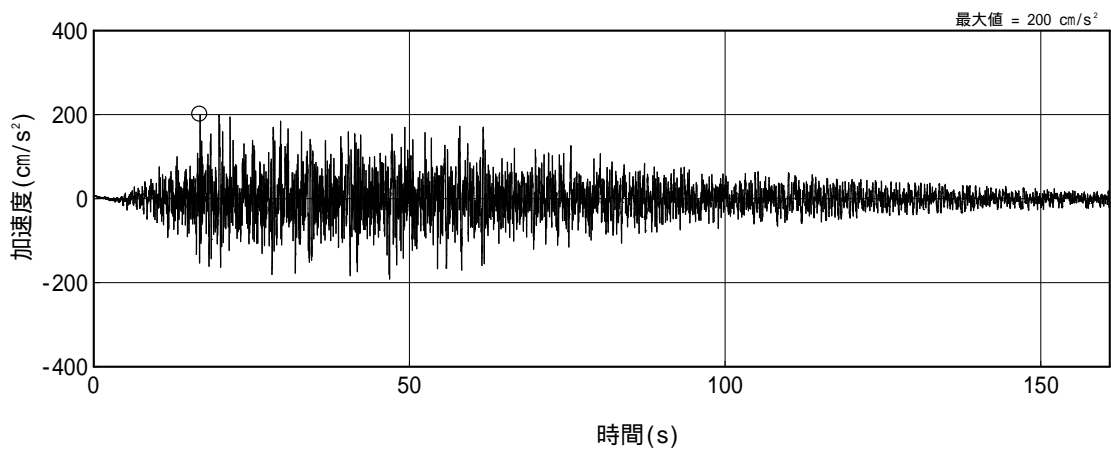
地震動名	3次元 FEM モデル 入力方向		水平 2 方向評価用地震動		
			NS 方向	EW 方向	鉛直方向
2DE - A	水平 1 方向入力	NS 方向	2DE - AH1	-	-
		EW 方向	-	2DE - AH1	-
	3 方向同時入力	NS 方向	2DE - AH1	2DE - AH2	2DE - AV
		EW 方向	2DE - AH2	2DE - AH1	2DE - AV
2DE - B1	水平 1 方向入力	NS 方向	2DE - B1H2	-	-
		EW 方向	-	2DE - B1H2	-
	3 方向同時入力	NS 方向	2DE - B1H2	2DE - B1H1	2DE - B1V
		EW 方向	2DE - B1H1	2DE - B1H2	2DE - B1V



(1) 2DE - AH1



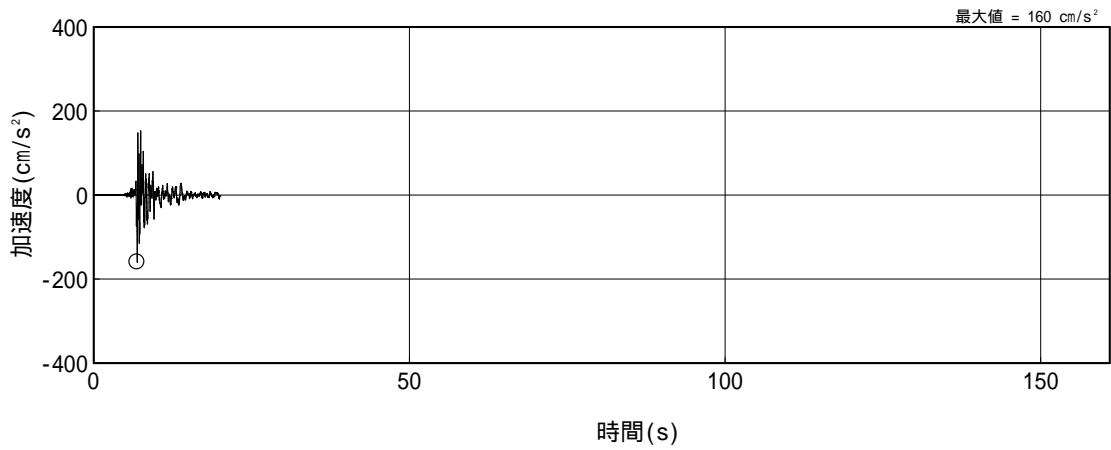
(2) 2DE - AH2



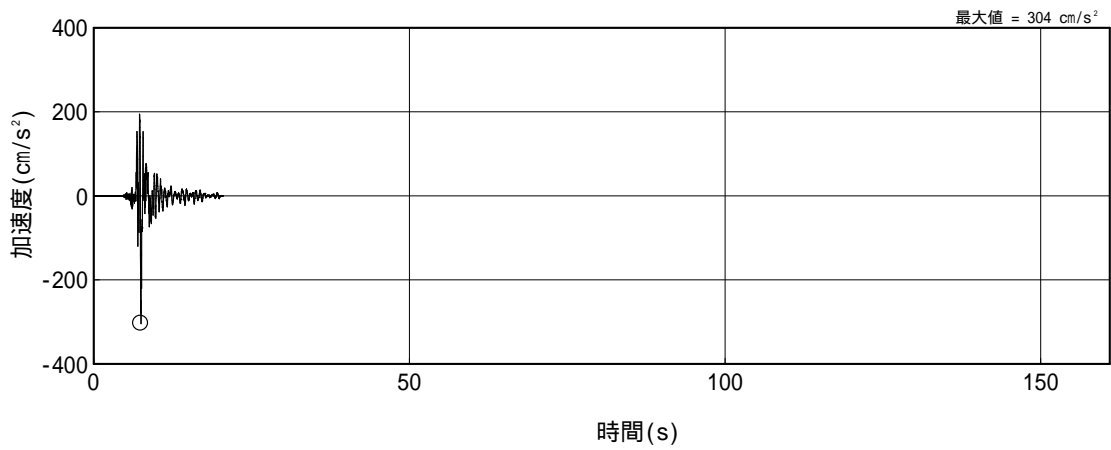
(3) 2DE - AV

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

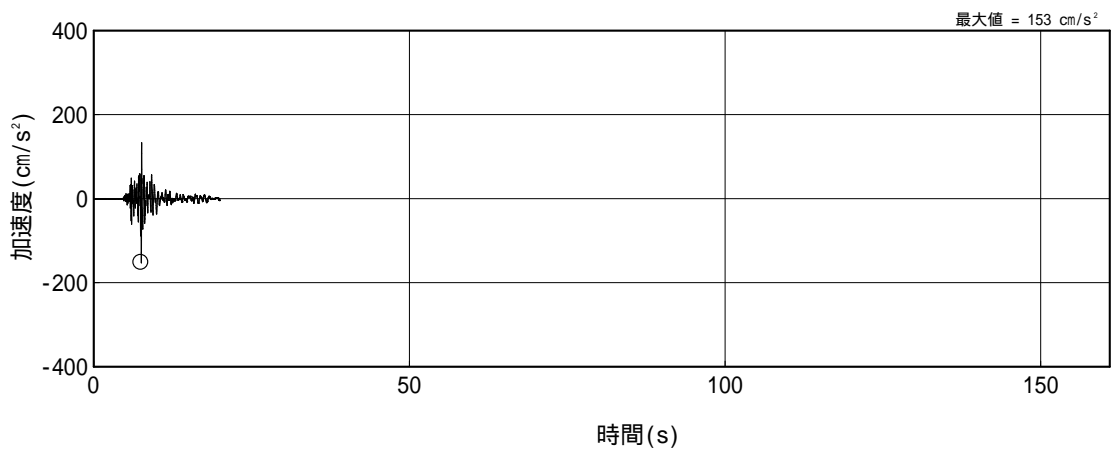
図 9.5 - 1 水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形 (2DE - A)



(1) 2DE - B1H1



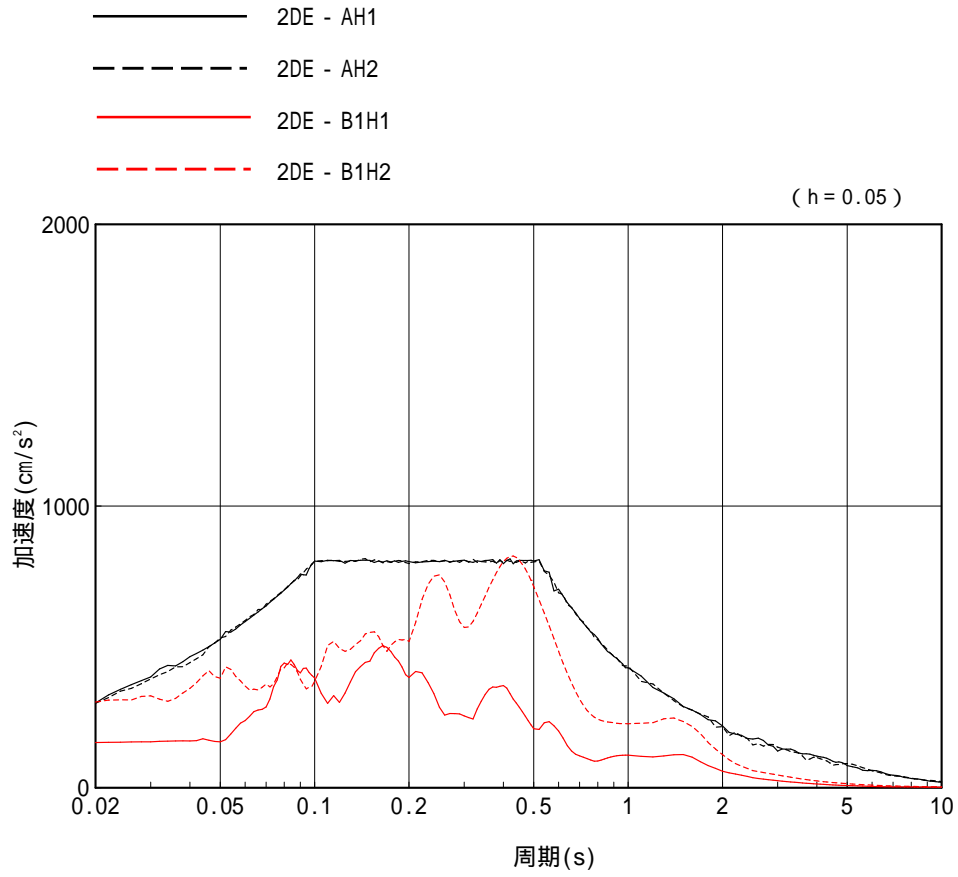
(2) 2DE - B1H2



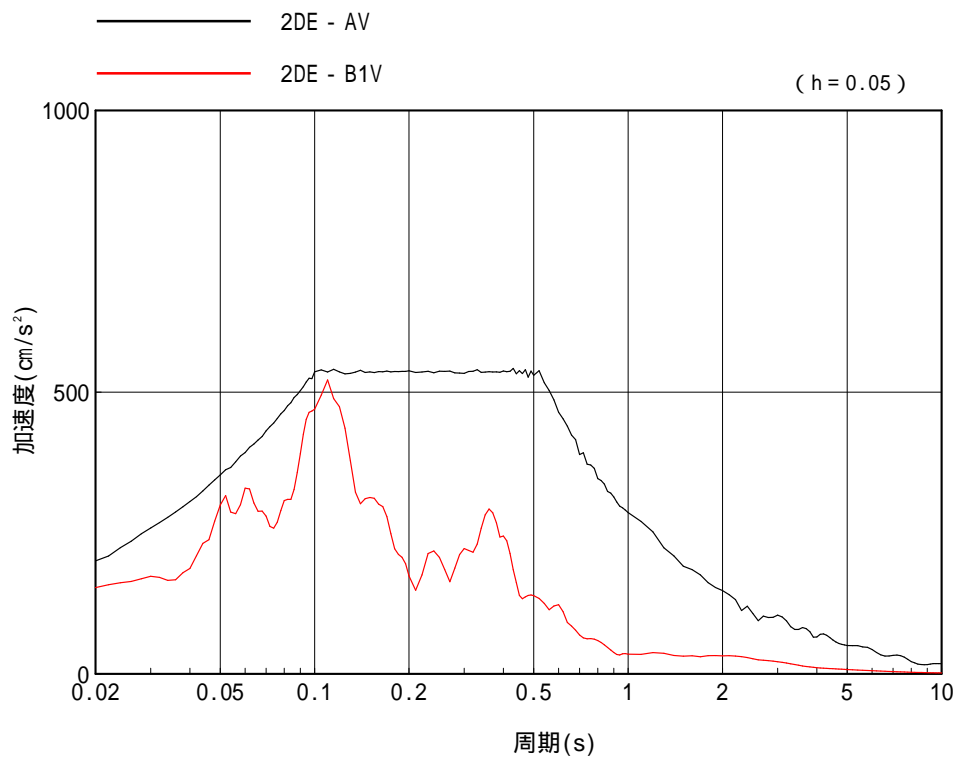
(3) 2DE - B1V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 9.5 - 2 水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形 (2DE - B1)



(1) 水平方向



(2) 鉛直方向

図 9.5 - 3 水平 2 方向評価用模擬波の加速度応答スペクトル

(3) 入力地震動

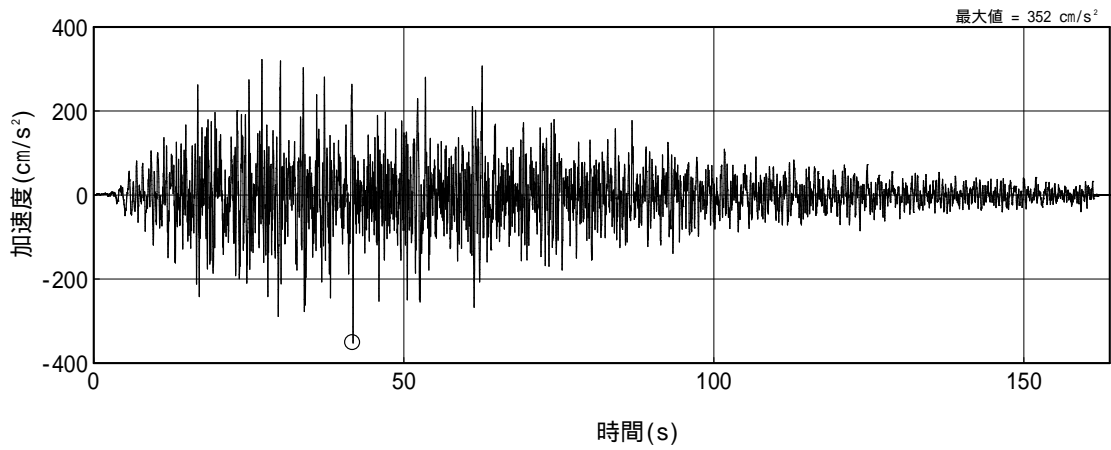
入力地震動は、水平 2 方向評価用模擬波を解放基盤表面に入力し、一次元波動論に基づき基礎底面位置の応答波として求める。

地盤定数を表 9.5 - 3 に示す。また、入力動の加速度波形を図 9.5 - 4 及び図 9.5 - 5 に、加速度応答スペクトルを図 9.5 - 6 に示す。

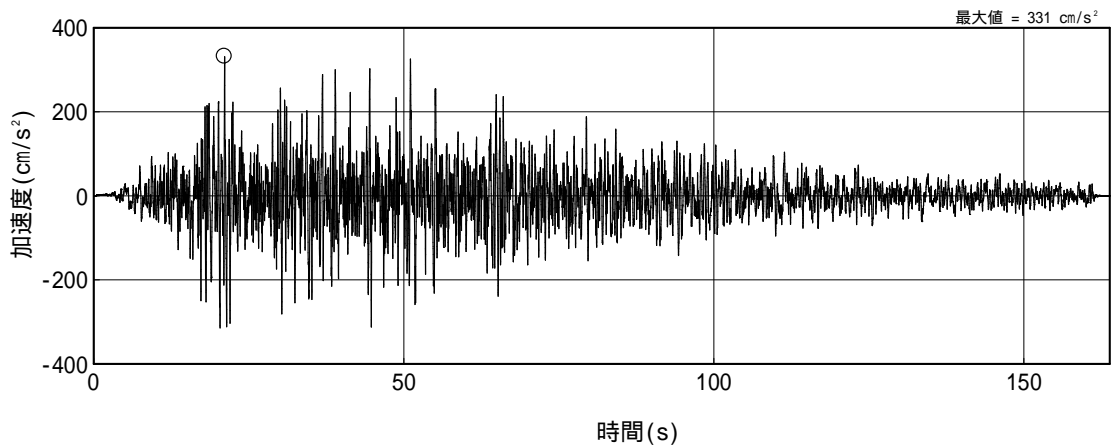
表 9.5 - 3 地盤定数 (2DE - A 及び 2DE - B1)

T.P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	初期 ポアソン比	密度 (g/cm^3)	ヤング 係数 E (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G (N/mm^2)	減衰 定数 h (%)
13.8	田名部層	Tn ₃	370	1610	0.47	1.91	754	256	2
13.5		Tn ₂	420	1460	0.45	1.92	984	338	2
7.0	砂子又層	Sn ₄	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn ₃	570	1810	0.44	1.83	1706	590	3
-122.0		Sn ₂	740	1980	0.41	2.01	3141	1107	3 (2)
-140.0		Sn ₁	660	1850	0.42	1.77	2176	762	2 (1)
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	-

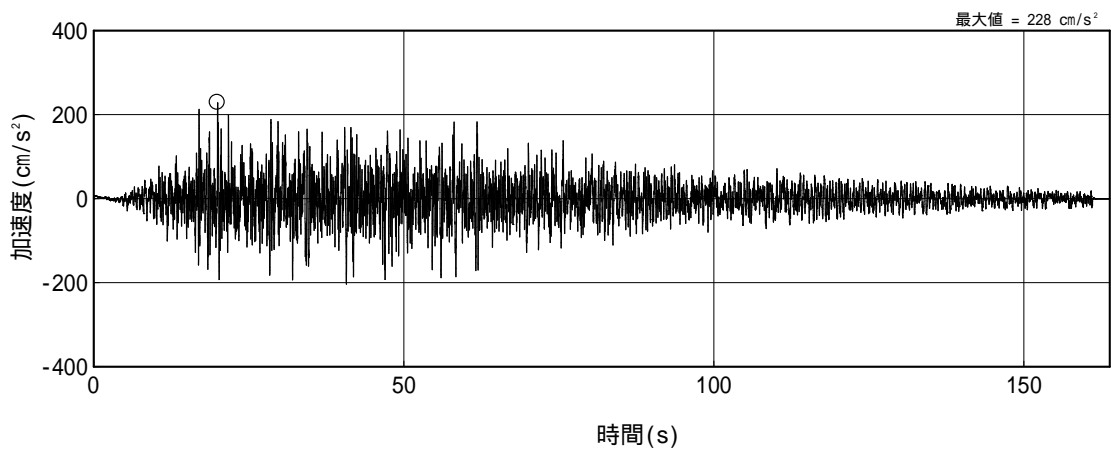
注：カッコ内の数字は 2DE - B1 の値を示す。



(1) 2DE - AH1



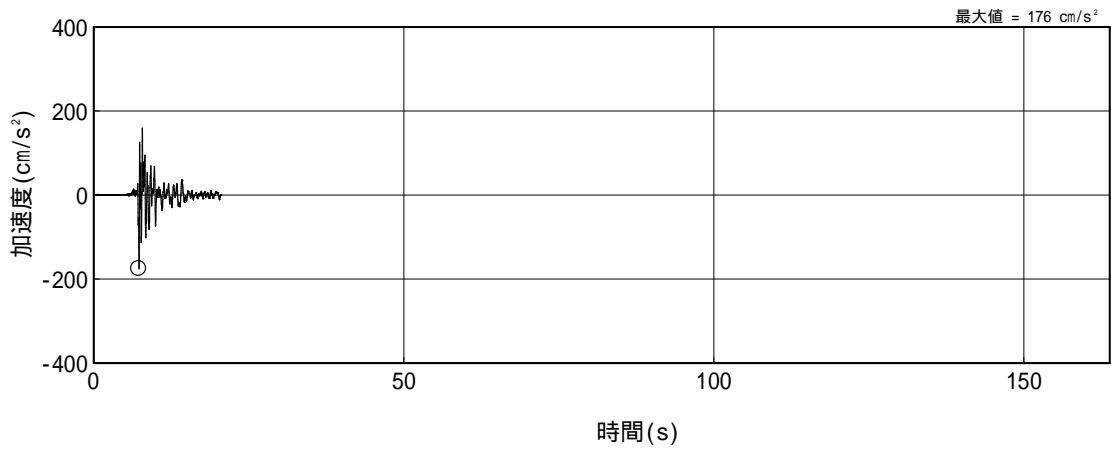
(2) 2DE - AH2



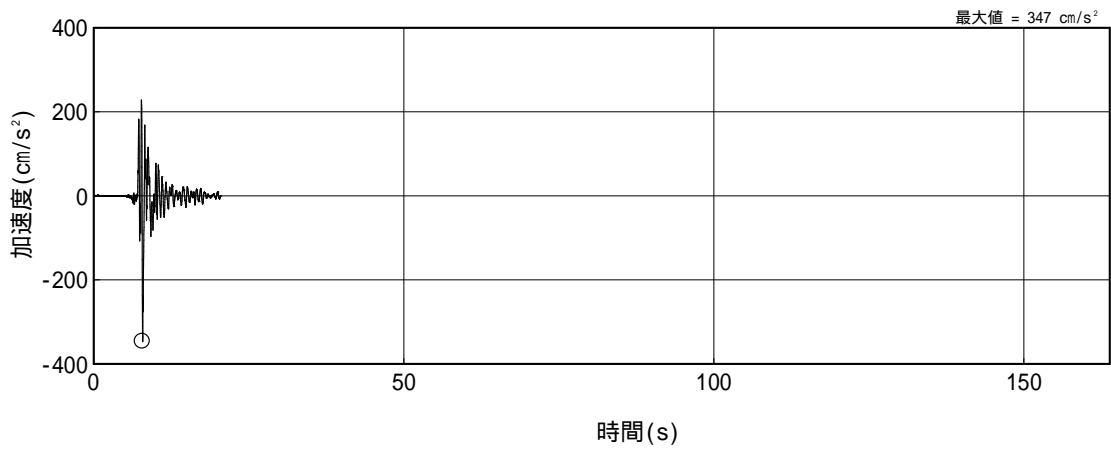
(3) 2DE - AV

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

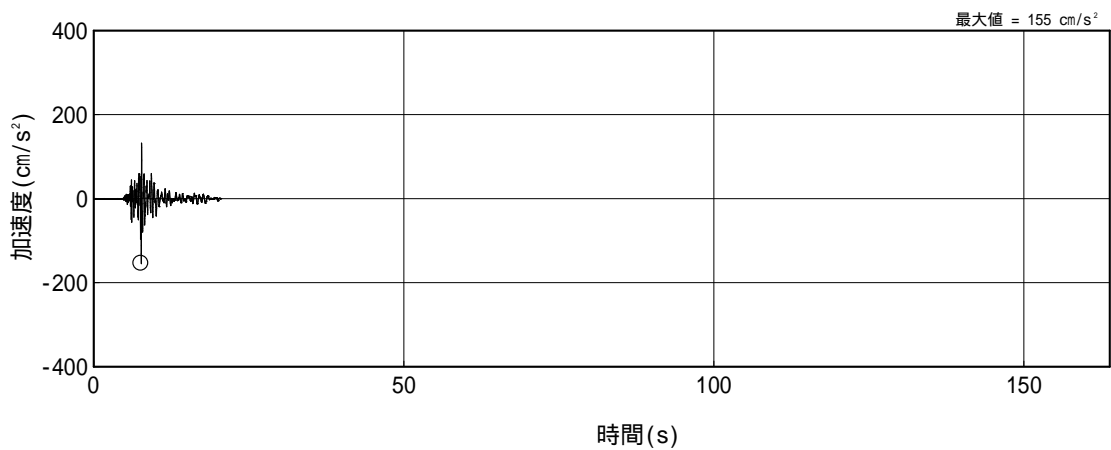
図 9.5 - 4 入力地震動の加速度波形 (2DE - A)



(1) 2DE - B1H1



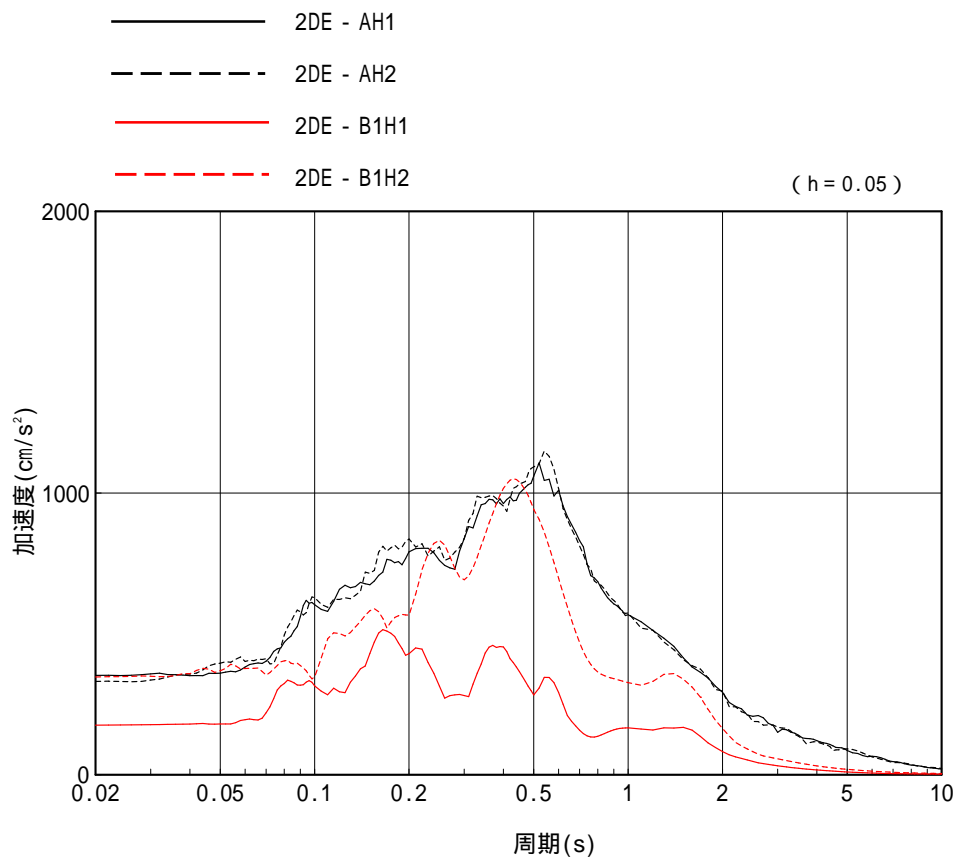
(2) 2DE - B1H2



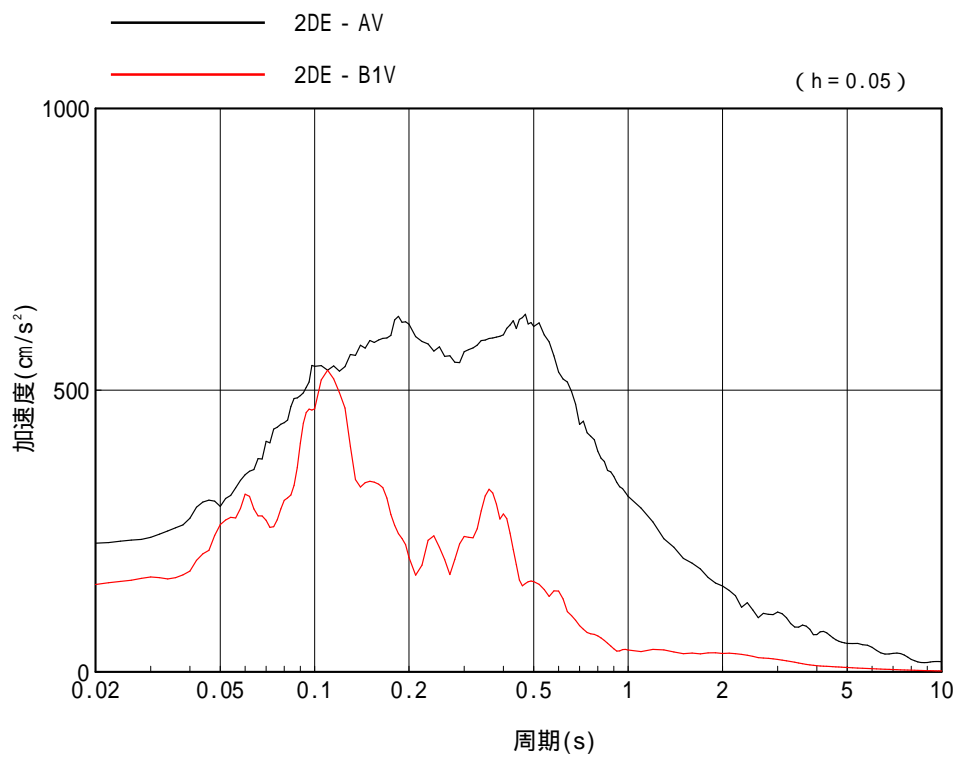
(3) 2DE - B1V

注： 印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 9.5 - 5 入力地震動の加速度波形 (2DE - B1)



(1) 水平方向



(2) 鉛直方向

図 9.5 - 6 水平 2 方向評価用の入力地震動の加速度応答スペクトル

(4) 3次元 FEM 解析モデル

解析モデルに使用する FEM 要素は、柱及びはりにはビーム要素（一部シェル要素）、耐震壁、屋根及び床スラブはシェル要素、基礎スラブはソリッド要素とする。地盤ばねは基礎底面の節点に等価な離散化したばねとしてモデル化する。解析モデルを図 9.5 - 7 及び図 9.5 - 8 に、応答評価位置を図 9.5 - 9 ~ 図 9.5 - 13 に示す。また、解析に用いる材料の物性値を表 9.5 - 4 に、地盤ばねを表 9.5 - 5 に示す。

表 9.5 - 4 材料の物性値

	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.52 × 10 ⁴	0.2	24	5
鋼材	2.05 × 10 ⁵	0.3	77	2

表 9.5 - 5 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね（水平 2 方向評価用地震動）

方向及び成分		ばね定数 K _c		減衰係数 C _c	
NS 方向	水平成分	9.171 × 10 ⁷	kN/m	2.413 × 10 ⁶	kN・s/m
	回転成分	8.584 × 10 ¹¹	kN・m/rad	9.347 × 10 ⁹	kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	1.244 × 10 ⁸	kN/m	2.414 × 10 ⁶	kN・s/m
	回転成分	2.652 × 10 ¹¹	kN・m/rad	2.304 × 10 ⁹	kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	3.520 × 10 ⁸	kN/m	6.169 × 10 ⁶	kN・s/m

注：3次元 FEM 解析における地盤ばねは、基礎底面の節点に水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向のばねとダッシュポットに離散化してモデル化する。

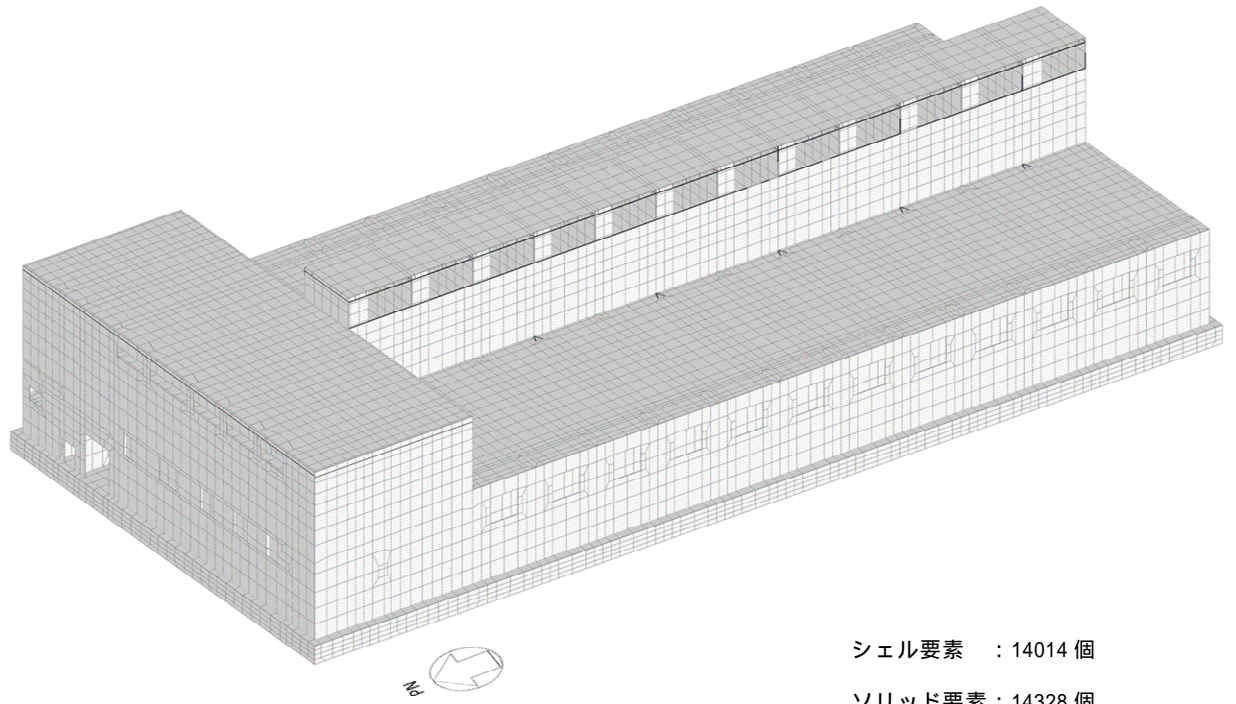


図 9.5 - 7 解析モデル (全体)

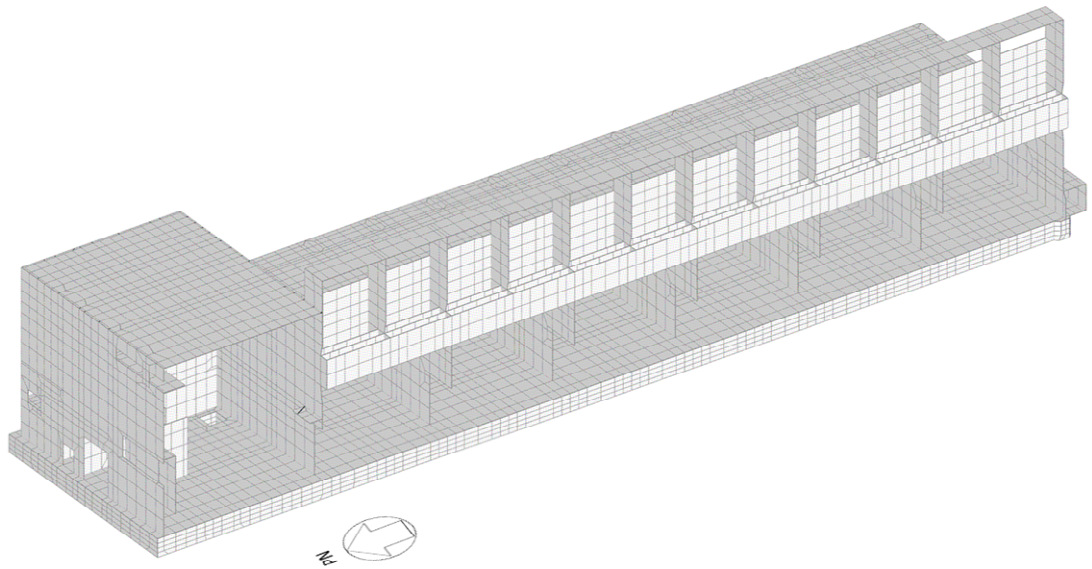
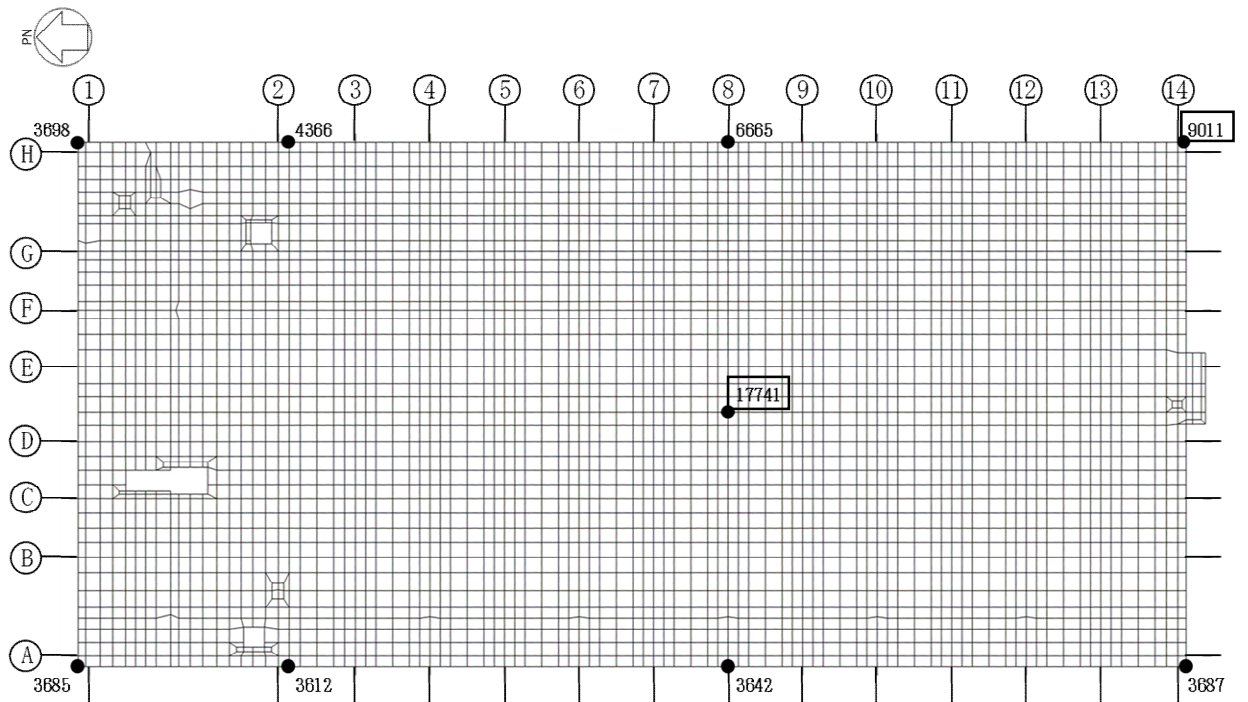
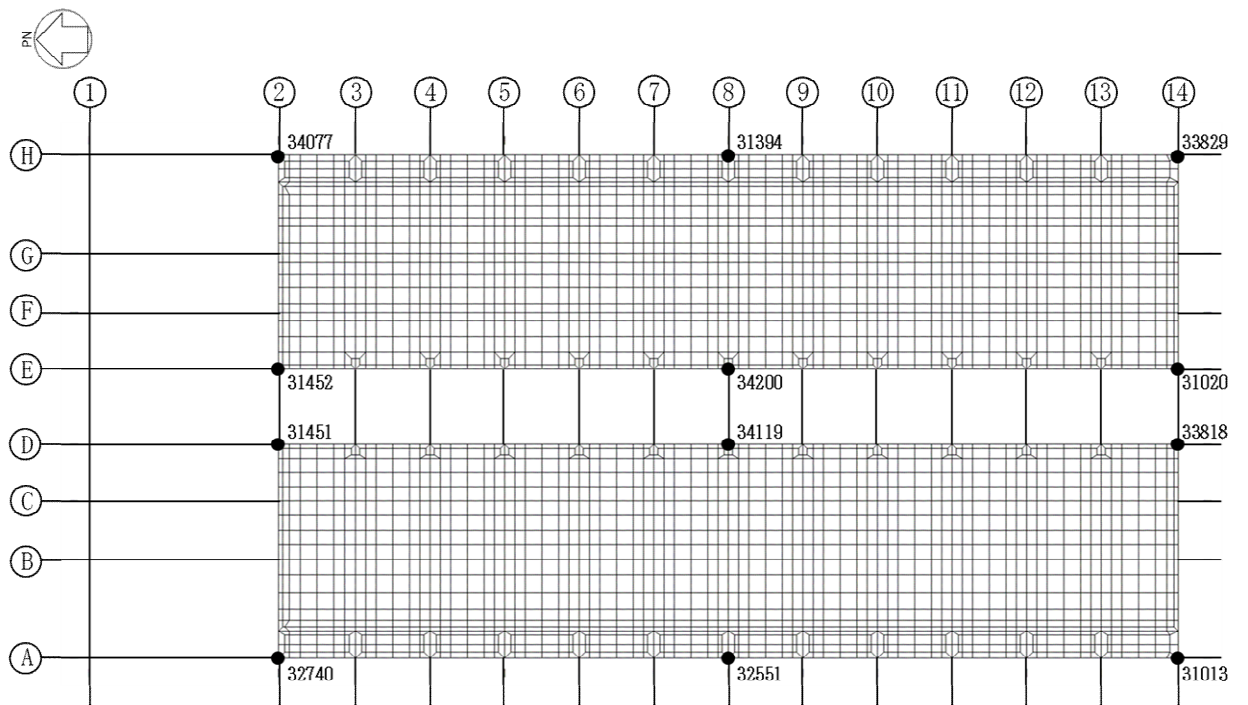


図 9.5 - 8 解析モデル (断面)



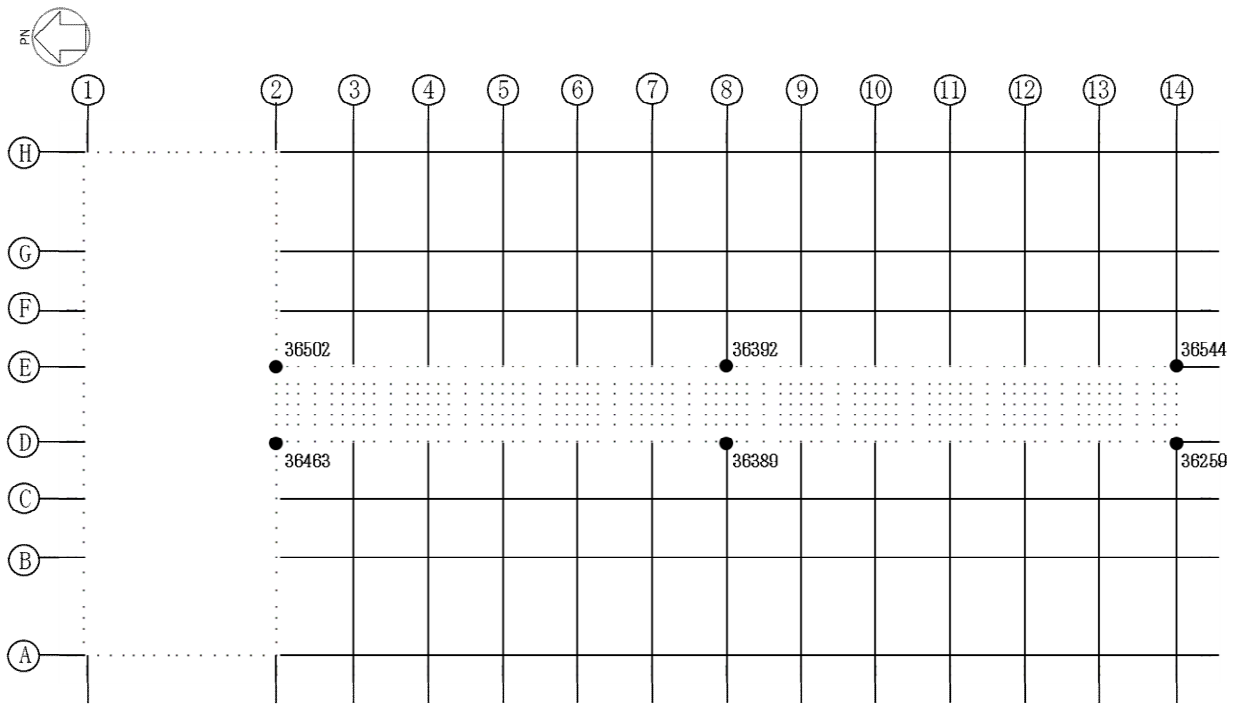
注:数字は評価点の節点番号を, で囲まれた数字は加速度応答スペクトルの評価点を示す。

図 9.5 - 9 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P.16.3 m)



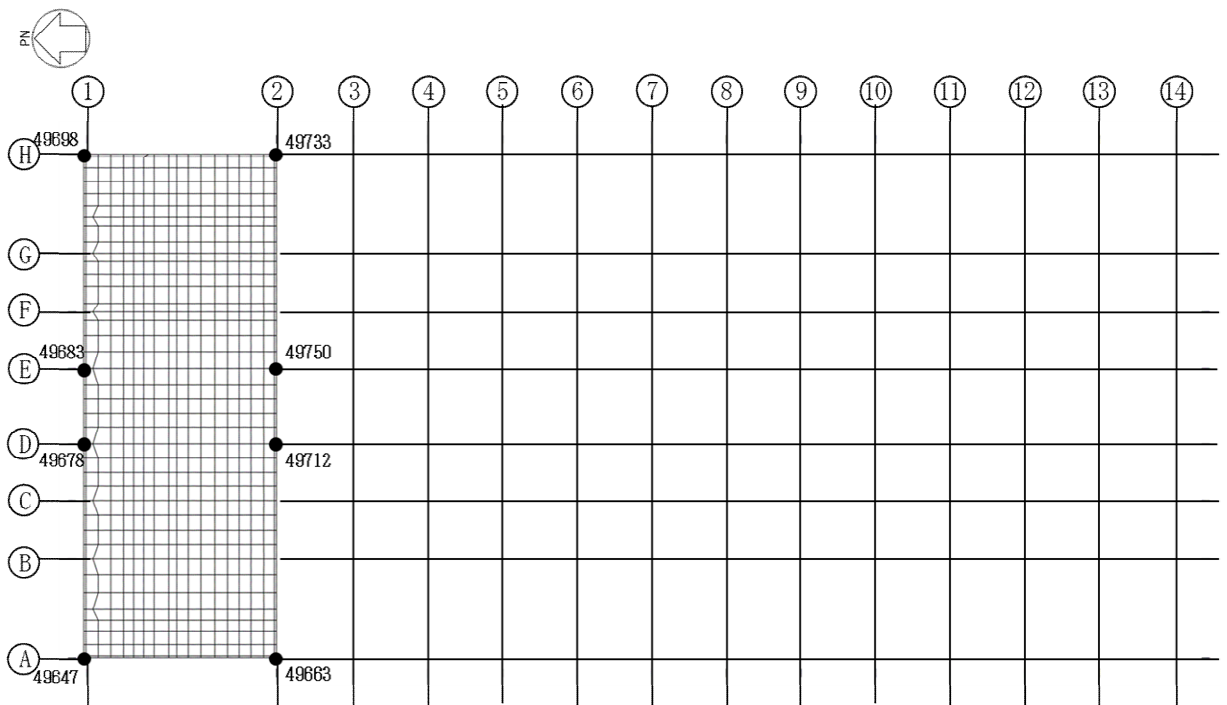
注:数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5 - 10 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P.29.22 m)



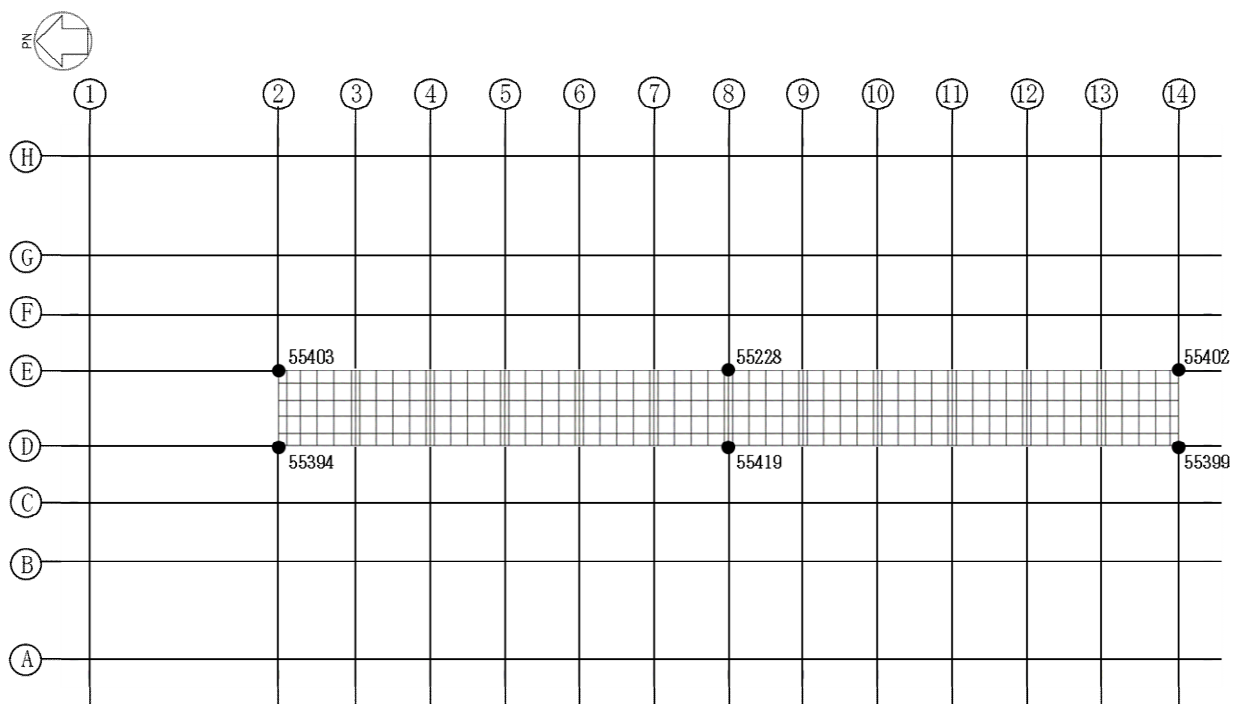
注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5 - 11 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P.33.22 m)



注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5 - 12 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P.39.3 m)



注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5 - 13 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P.43.5 m)

(5) 固有値解析結果

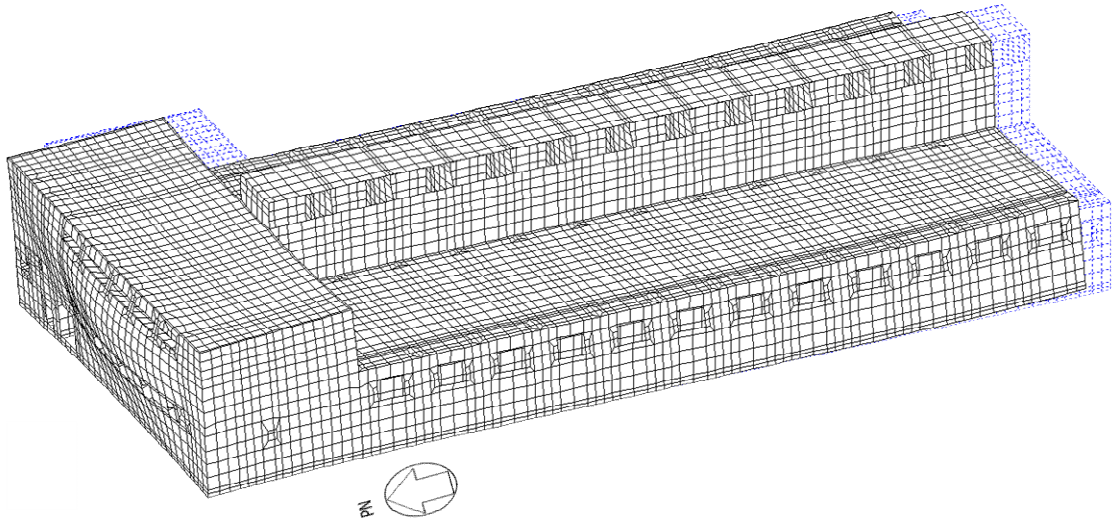
3次元 FEM モデルによる固有値解析結果を表 9.5 - 6 及び表 9.5 - 7 図 9.5 - 14 及び図 9.5 - 15 に示す。

表 9.5 - 6 固有値解析結果 (3次元 FEM モデル) [NS 方向]

全体 次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数			備 考
			水平X	水平Y	上下Z	
1	0.284	3.526	1.870	0.000	0.007	NS方向1次モード
2	0.250	3.992	-0.015	-0.367	-0.002	
3	0.248	4.032	-0.003	2.408	-0.003	
4	0.167	5.982	-0.891	-0.068	1.934	
5	0.153	6.541	-0.097	0.631	0.569	

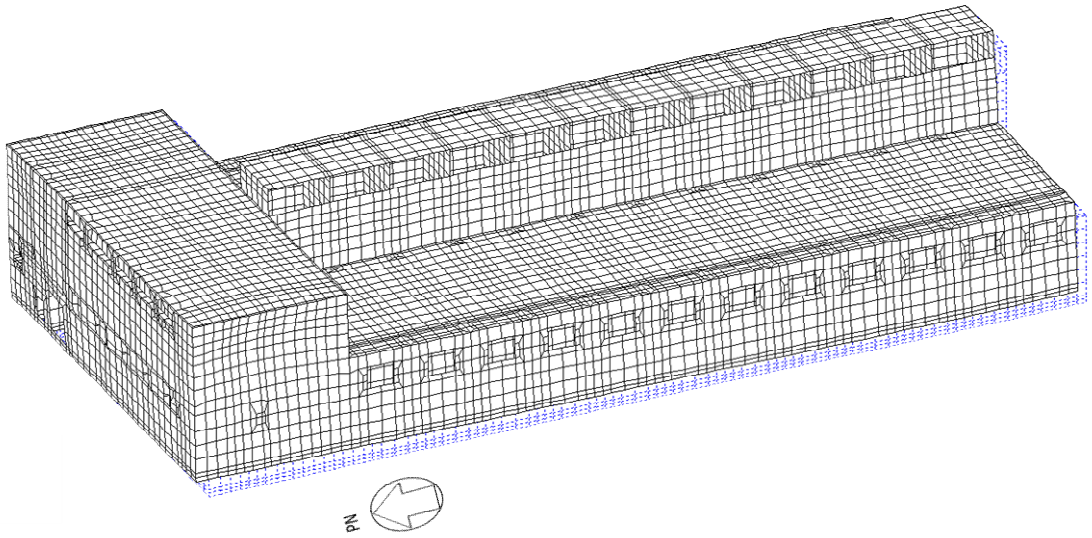
表 9.5 - 7 固有値解析結果 (3次元 FEM モデル) [EW 方向]

全体 次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数			備 考
			水平X	水平Y	上下Z	
1	0.283	3.536	1.825	0.000	0.005	
2	0.250	4.005	-0.017	-0.297	-0.002	
3	0.246	4.069	-0.003	2.389	-0.002	EW方向1次モード
4	0.165	6.076	-0.765	-0.035	1.752	
5	0.150	6.666	-0.097	0.937	1.105	



1 次モード

図 9.5 - 14 3次元 FEM モデルによる固有モード (NS 方向)



3 次モード

図 9.5 - 15 3次元 FEM モデルによる固有モード (EW 方向)

(6) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認は、水平 2 方向評価用の入力地震動を NS 方向及び EW 方向にそれぞれ 1 方向に入力した場合の応答と、3 方向同時入力した場合の応答を比較する。

2DE - A 及び 2DE - B1 について、3 方向同時入力の応答と 1 方向入力の加速度応答スペクトルを比較した結果を図 9.5 - 16 ~ 図 9.5 - 19 に示す。

各代表評価点において、1 方向入力及び 3 方向同時入力の差は小さく、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響は小さいことを確認した。

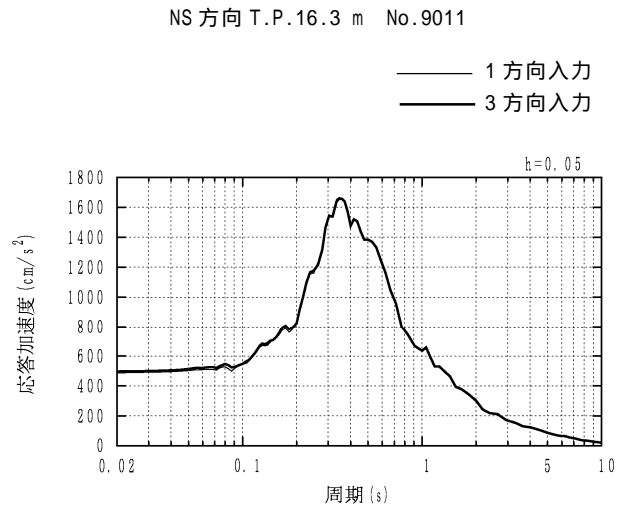
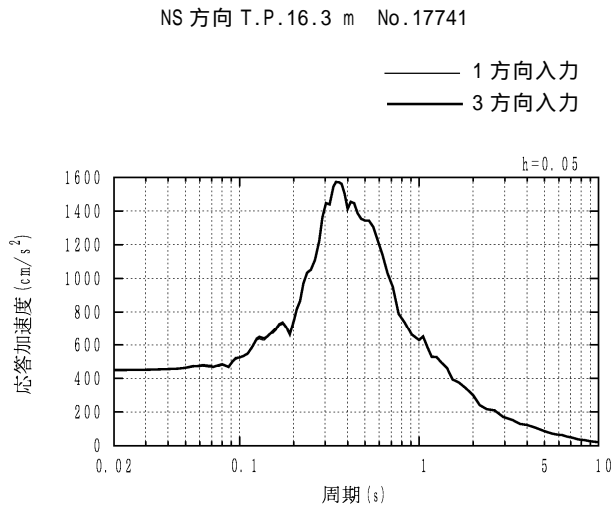


図 9.5 - 16 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による
加速度応答スペクトルの比較 (2DE - A, NS 方向)

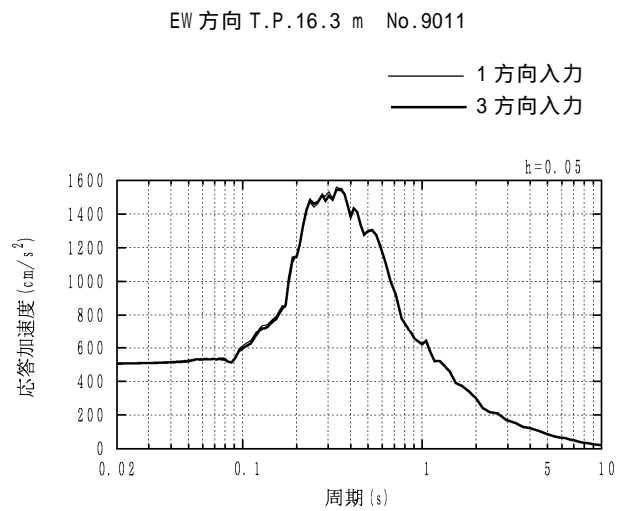
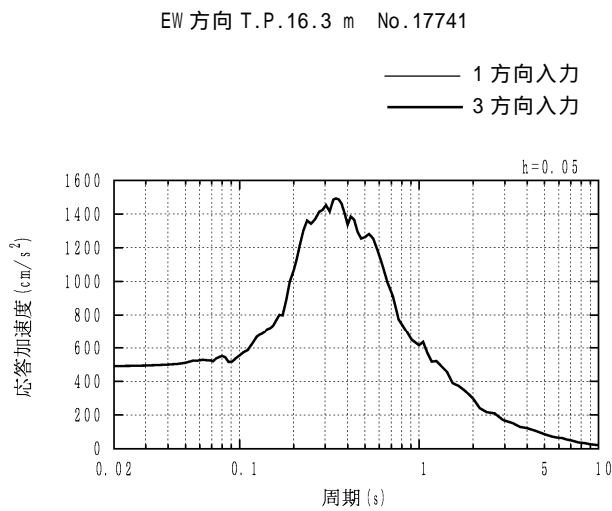


図 9.5 - 17 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による
加速度応答スペクトルの比較 (2DE - A, EW 方向)

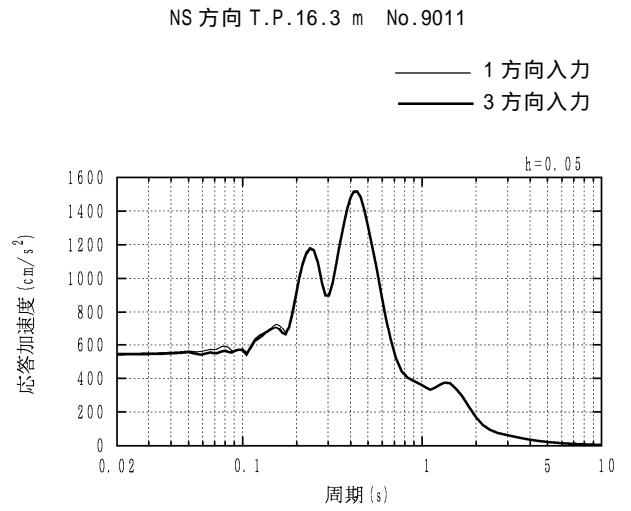
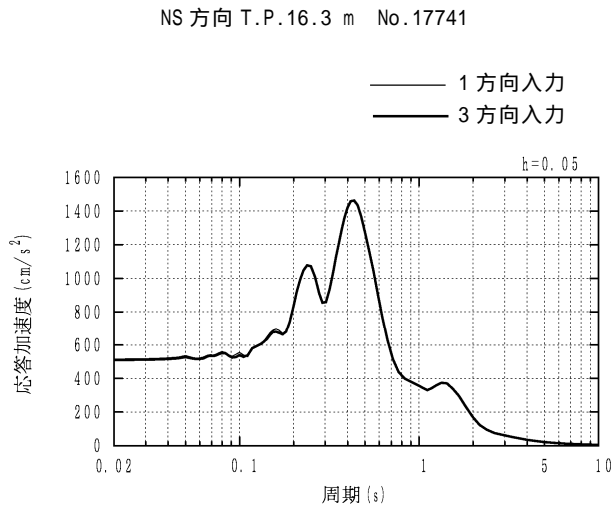


図 9.5 - 18 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による
加速度応答スペクトルの比較 (2DE - B1, NS 方向)

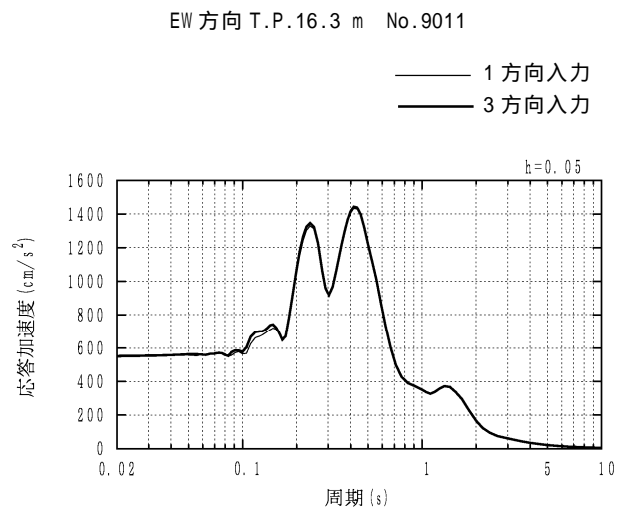
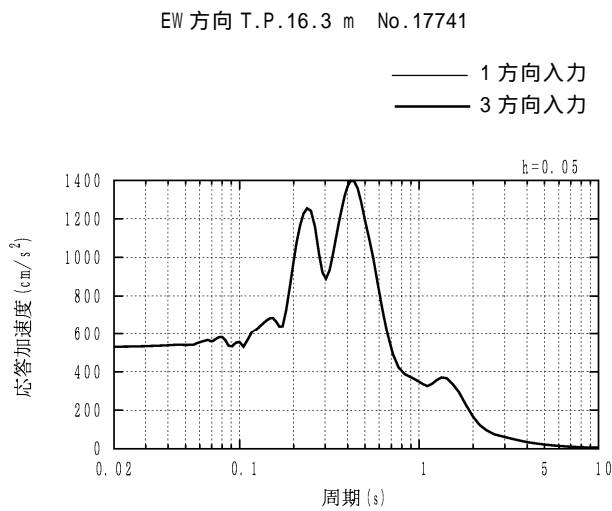


図 9.5 - 19 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による
加速度応答スペクトルの比較 (2DE - B1, EW 方向)

(7) 2方向入力による耐震壁の評価

a. 応答補正比率の算出

3次元 FEM モデルによる 3 次元的な応答特性を踏まえた定量的な耐震性評価を行うため、質点系モデルの応答を補正する応答補正比率 を算出する。

3次元 FEM モデルにおいて、1方向入力及び3方向同時入力の最大応答加速度を比較し、応答補正比率 を算出する。また、3次元 FEM モデルによる1方向の最大応答加速度と質点系モデルによる最大応答加速度*を比較し、応答補正比率 を算出する。得られた応答補正比率 及び を乗じて、建屋評価用の応答補正比率 を算出する。なお、応答補正比率 及び は各層ごとに最大値を求め、局所的な応答を包絡するように設定する。

応答補正比率 の算出式を以下に示す。

$$\text{応答補正比率} = \alpha \times \beta \quad (9.1)$$

(ただし、 $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$)

ここで、

$$\alpha = \frac{\text{3方向同時入力による最大応答加速度}}{\text{1方向入力による最大応答加速度}} \quad (9.2)$$

$$\beta = \frac{\text{FEMモデルの最大応答加速度}}{\text{質点系モデルの最大応答加速度}} \quad (9.3)$$

地震応答解析から得られた最大応答加速度及び応答補正比率 α 、 β を表 9.5 - 8 ~ 表 9.5 - 13 に示す。

注記*：水平2方向評価用地震動を入力とした質点系モデルによる水平方向の地震
応答解析結果

表 9.5 - 8 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (NS 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 3方向 / 1方向		比率 (1) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE - A		2DE - B1		2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
			1方向	3方向	1方向	3方向				
43.5	1	55228	777	777	745	753	1.00	1.01	1.02	1.01
		55394	777	791	745	742	1.02	1.00		
		55399	777	790	745	744	1.02	1.00		
		55402	777	779	745	752	1.00	1.01		
		55403	777	777	745	754	1.00	1.01		
		55419	777	791	745	743	1.02	1.00		
39.3	2	49647	699	688	694	737	0.98	1.06	1.01	1.06
		49663	710	698	702	747	0.98	1.06		
		49678	825	831	775	812	1.01	1.05		
		49683	823	828	775	811	1.01	1.05		
		49698	700	678	701	729	0.97	1.04		
		49712	782	779	743	764	1.00	1.03		
		49733	710	689	708	740	0.97	1.05		
		49750	780	771	742	761	0.99	1.03		
33.22	3	36259	694	717	691	692	1.03	1.00	1.03	1.02
		36389	675	693	679	682	1.03	1.00		
		36392	675	679	678	685	1.01	1.01		
		36463	705	721	699	704	1.02	1.01		
		36502	702	708	697	709	1.01	1.02		
		36544	695	699	690	699	1.01	1.01		
29.22	4	31013	585	592	624	623	1.01	1.00	1.03	1.02
		31020	678	688	679	679	1.01	1.00		
		31394	564	571	609	609	1.01	1.00		
		31451	680	697	685	683	1.03	1.00		
		31452	677	679	682	692	1.00	1.01		
		32551	565	577	610	608	1.02	1.00		
		32740	567	573	611	624	1.01	1.02		
		33818	677	692	679	684	1.02	1.01		
		33829	586	604	623	619	1.03	0.99		
		34077	564	559	612	620	0.99	1.01		
		34119	670	689	676	678	1.03	1.00		
		34200	670	673	675	682	1.00	1.01		
16.3	5	3612	481	487	547	550	1.01	1.01	1.02	1.01
		3642	484	491	548	544	1.01	0.99		
		3685	485	492	550	553	1.01	1.01		
		3687	488	496	550	544	1.02	0.99		
		3698	490	494	556	556	1.01	1.00		
		4366	484	487	551	551	1.01	1.00		
		6665	484	491	547	543	1.01	0.99		
		9011	488	497	549	542	1.02	0.99		
		17741	445	450	516	509	1.01	0.99		

表 9.5 - 9 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (EW 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 3方向 / 1方向		比率 (1) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE - A		2DE - B1		2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
			1方向	3方向	1方向	3方向				
43.5	1	55228	844	844	769	769	1.00	1.00	1.00	1.01
		55394	724	722	686	691	1.00	1.01		
		55399	926	929	821	817	1.00	1.00		
		55402	926	929	821	817	1.00	1.00		
		55403	724	722	686	691	1.00	1.01		
		55419	844	844	769	769	1.00	1.00		
39.3	2	49647	688	739	660	619	1.07	0.94	1.07	1.06
		49663	694	675	664	681	0.97	1.03		
		49678	689	700	660	649	1.02	0.98		
		49683	687	679	658	665	0.99	1.01		
		49698	686	640	658	695	0.93	1.06		
		49712	689	686	661	666	1.00	1.01		
		49733	696	710	665	655	1.02	0.98		
		49750	689	687	661	666	1.00	1.01		
33.22	3	36259	663	663	654	654	1.00	1.00	1.00	1.01
		36389	702	701	671	670	1.00	1.00		
		36392	702	701	671	669	1.00	1.00		
		36463	644	643	631	632	1.00	1.00		
		36502	644	640	631	636	0.99	1.01		
		36544	663	665	654	653	1.00	1.00		
29.22	4	31013	595	559	602	642	0.94	1.07	1.06	1.07
		31020	598	609	607	597	1.02	0.98		
		31394	662	664	642	636	1.00	0.99		
		31451	619	622	615	613	1.00	1.00		
		31452	620	611	615	622	0.99	1.01		
		32551	662	658	643	645	0.99	1.00		
		32740	632	645	623	609	1.02	0.98		
		33818	598	589	606	616	0.98	1.02		
		33829	595	633	602	572	1.06	0.95		
		34077	633	615	623	641	0.97	1.03		
		34119	658	657	641	641	1.00	1.00		
		34200	658	659	641	637	1.00	0.99		
16.3	5	3612	511	510	545	544	1.00	1.00	1.03	1.03
		3642	508	507	542	545	1.00	1.01		
		3685	513	498	545	563	0.97	1.03		
		3687	511	517	547	541	1.01	0.99		
		3698	516	531	547	530	1.03	0.97		
		4366	512	508	545	548	0.99	1.01		
		6665	509	510	542	538	1.00	0.99		
		9011	511	506	547	553	0.99	1.01		
		17741	491	491	531	531	1.00	1.00		

表 9.5 - 10 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (NS 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 3D-FEM / 質点系		比率 (1) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE - A		2DE - B1		2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
			3D-FEM 1方向	質点系	3D-FEM 1方向	質点系				
43.5	1	55228	777	802	745	738	0.97	1.01	1.00	1.01
		55394	777		745		0.97	1.01		
		55399	777		745		0.97	1.01		
		55402	777		745		0.97	1.01		
		55403	777		745		0.97	1.01		
		55419	777		745		0.97	1.01		
39.3	2	49647	699	586	694	595	1.19	1.17	1.41	1.30
		49663	710		702		1.21	1.18		
		49678	825		775		1.41	1.30		
		49683	823		775		1.40	1.30		
		49698	700		701		1.19	1.18		
		49712	782		743		1.33	1.25		
		49733	710		708		1.21	1.19		
		49750	780		742		1.33	1.25		
33.22	3	36259	694	565	691	582	1.23	1.19	1.25	1.20
		36389	675		679		1.19	1.17		
		36392	675		678		1.19	1.16		
		36463	705		699		1.25	1.20		
		36502	702		697		1.24	1.20		
		36544	695		690		1.23	1.19		
29.22	4	31013	585	556	624	575	1.05	1.09	1.22	1.19
		31020	678		679		1.22	1.18		
		31394	564		609		1.01	1.06		
		31451	680		685		1.22	1.19		
		31452	677		682		1.22	1.19		
		32551	565		610		1.02	1.06		
		32740	567		611		1.02	1.06		
		33818	677		679		1.22	1.18		
		33829	586		623		1.05	1.08		
		34077	564		612		1.01	1.06		
		34119	670		676		1.21	1.18		
		34200	670		675		1.21	1.17		
16.3	5	3612	481	501	547	535	0.96	1.02	1.00	1.04
		3642	484		548		0.97	1.02		
		3685	485		550		0.97	1.03		
		3687	488		550		0.97	1.03		
		3698	490		556		0.98	1.04		
		4366	484		551		0.97	1.03		
		6665	484		547		0.97	1.02		
		9011	488		549		0.97	1.03		
		17741	445		516		0.89	0.96		

表 9.5 - 11 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (EW 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率		比率 (1) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE - A		2DE - B1		2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
			3D-FEM 1方向	質点系	3D-FEM 1方向	質点系				
43.5	1	55228	844	701	769	638	1.20	1.21	1.32	1.29
		55394	724		686		1.03	1.08		
		55399	926		821		1.32	1.29		
		55402	926		821		1.32	1.29		
		55403	724		686		1.03	1.08		
		55419	844		769		1.20	1.21		
39.3	2	49647	688	678	660	626	1.01	1.05	1.03	1.06
		49663	694		664		1.02	1.06		
		49678	689		660		1.02	1.05		
		49683	687		658		1.01	1.05		
		49698	686		658		1.01	1.05		
		49712	689		661		1.02	1.06		
		49733	696		665		1.03	1.06		
		49750	689		661		1.02	1.06		
33.22	3	36259	663	645	654	608	1.03	1.08	1.09	1.10
		36389	702		671		1.09	1.10		
		36392	702		671		1.09	1.10		
		36463	644		631		1.00	1.04		
		36502	644		631		1.00	1.04		
		36544	663		654		1.03	1.08		
29.22	4	31013	595	624	602	595	0.95	1.01	1.06	1.08
		31020	598		607		0.96	1.02		
		31394	662		642		1.06	1.08		
		31451	619		615		0.99	1.03		
		31452	620		615		0.99	1.03		
		32551	662		643		1.06	1.08		
		32740	632		623		1.01	1.05		
		33818	598		606		0.96	1.02		
		33829	595		602		0.95	1.01		
		34077	633		623		1.01	1.05		
		34119	658		641		1.05	1.08		
		34200	658		641		1.05	1.08		
16.3	5	3612	511	518	545	535	0.99	1.02	1.00	1.02
		3642	508		542		0.98	1.01		
		3685	513		545		0.99	1.02		
		3687	511		547		0.99	1.02		
		3698	516		547		1.00	1.02		
		4366	512		545		0.99	1.02		
		6665	509		542		0.98	1.01		
		9011	511		547		0.99	1.02		
		17741	491		531		0.95	0.99		

表 9.5 - 12 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (NS 方向)

評価点		比率 3方向 / 1方向		比率 3D-FEM / 質点系		比率 ×	
レベル T.P. (m)	質点 番号	2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
43.5	1	1.02	1.01	1.00	1.01	1.02	1.02
39.3	2	1.01	1.06	1.41	1.30	1.42	1.39
33.22	3	1.03	1.02	1.25	1.20	1.29	1.22
29.22	4	1.03	1.02	1.22	1.19	1.26	1.22
16.3	5	1.02	1.01	1.00	1.04	1.02	1.04

表 9.5 - 13 建屋耐震評価用の応答補正比率 の算定 (EW 方向)

評価点		比率 3方向 / 1方向		比率 3D-FEM / 質点系		比率 ×	
レベル T.P. (m)	質点 番号	2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1	2DE - A	2DE - B1
43.5	1	1.00	1.01	1.32	1.29	1.33	1.30
39.3	2	1.07	1.06	1.03	1.06	1.10	1.12
33.22	3	1.00	1.01	1.09	1.10	1.09	1.11
29.22	4	1.06	1.07	1.06	1.08	1.13	1.15
16.3	5	1.03	1.03	1.00	1.02	1.03	1.06

b. 耐震壁の評価結果

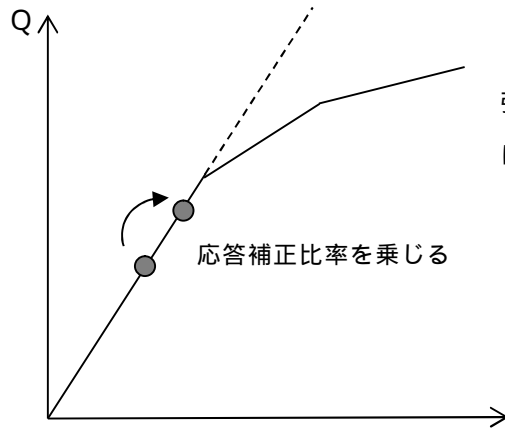
材料の不確かさを考慮した基準地震動 S_s による質点系モデルの最大応答せん断力 Q に、応答補正比率 を乗じて耐震壁の評価を行う。

得られた値を質点系モデルの各層のスケルトンカーブ上にプロットし、耐震壁については、最大応答せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

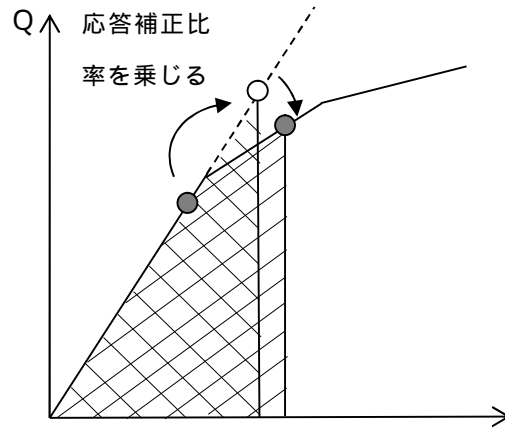
なお、第1折れ点を超える場合は、エネルギー一定則によりせん断ひずみを評価する。エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法を図 9.5 - 20 に示す。

各層の応答補正比率を乗じた最大応答せん断力及びせん断ひずみを表 9.5 - 14 及び表 9.5 - 15 に示す。補正後の応答をスケルトンカーブ上にプロットしたものを図 9.5 - 21 及び図 9.5 - 22 に示す。

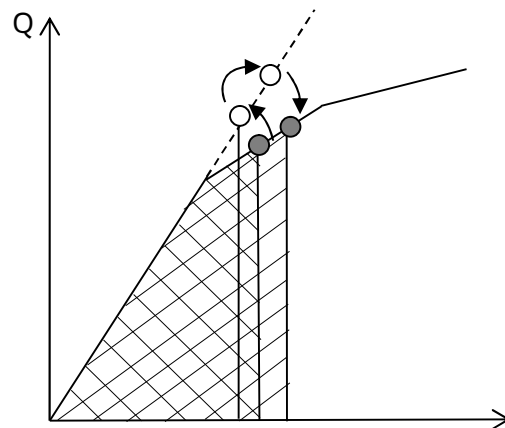
耐震壁のせん断ひずみは、最大で 0.28×10^{-3} (EW 方向, 1 層, T.P. 16.3 m ~ 29.22 m, Ss - AH) であり、 2.0×10^{-3} 以下であることを確認した。



弾性直線上において，質点系モデルの応答結果に
応答補正比率を乗じる。



質点系モデルの応答結果に応答補正比率を乗
じた際，第 1 折れ点を超える場合， 弾性直
線の延長線上に補正後の評価結果をプロット
し， エネルギー一定則で，スケルトン上に
プロットする。



質点系モデルの応答結果が第 1 折れ点を超え
ている場合， エネルギー一定則で弾性直線
の延長線上に戻した後， 補正比率を乗じ，
再度，エネルギー一定則でスケルトン上に
プロットする。

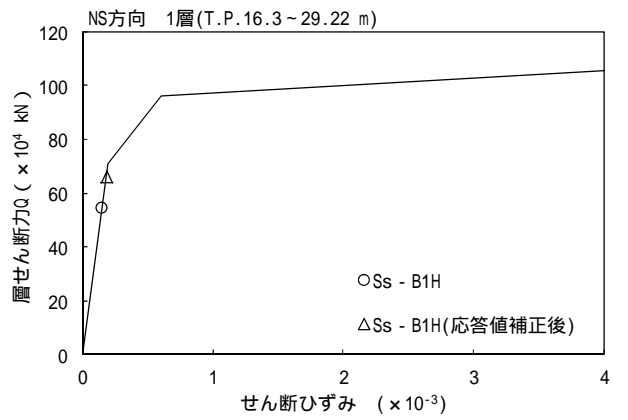
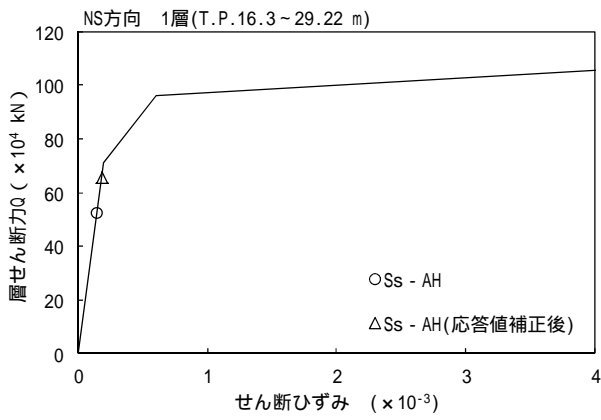
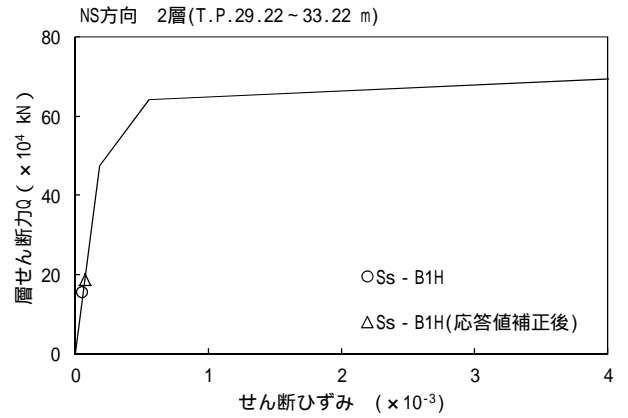
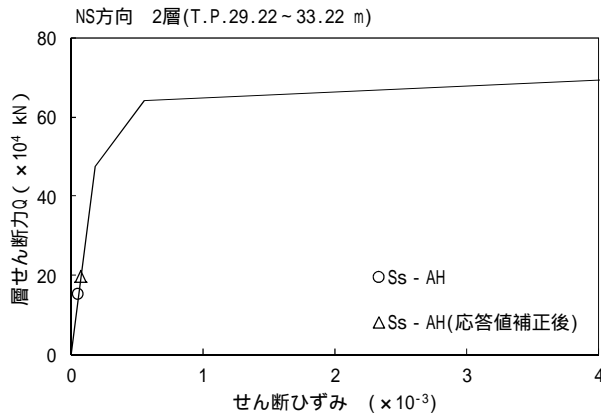
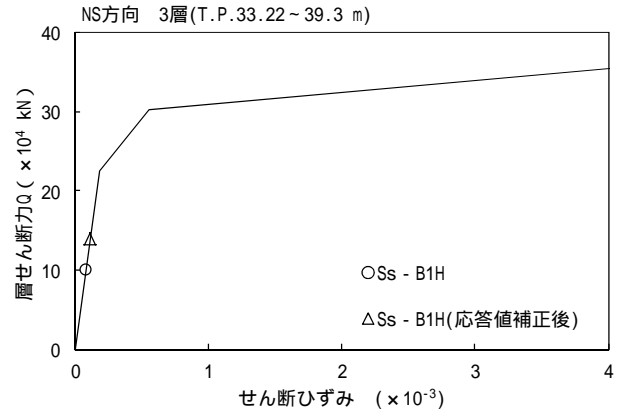
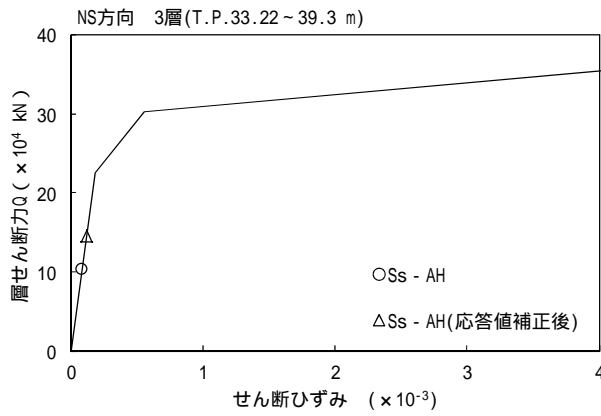
図 9.5 - 20 エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法

表 9.5 - 14 3次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

入 力	T.P. (m)	質点系モデル の最大応答値		応答補正 比率	応答補正後 (最大応答値 ×)	
		せん断力 Q (× 10 ⁴ kN)	せん断ひずみ (× 10 ⁻³)		せん断力 Q (× 10 ⁴ kN)	せん断ひずみ (× 10 ⁻³)
		Ss - AH	33.22 ~ 39.3		10.31	0.09
29.22 ~ 33.22	15.25		0.06	1.29	19.67	0.08
16.3 ~ 29.22	52.03		0.15	1.26	65.56	0.18
Ss - B1H	33.22 ~ 39.3	9.99	0.08	1.39	13.89	0.12
	29.22 ~ 33.22	15.35	0.06	1.22	18.73	0.07
	16.3 ~ 29.22	54.27	0.15	1.22	66.21	0.19

表 9.5 - 15 3次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

入 力	T.P. (m)	質点系モデル の最大応答値		応答補正 比率	応答補正後 (最大応答値 ×)	
		せん断力 Q (× 10 ⁴ kN)	せん断ひずみ (× 10 ⁻³)		せん断力 Q (× 10 ⁴ kN)	せん断ひずみ (× 10 ⁻³)
		Ss - AH	39.3 ~ 43.5		3.61	0.07
33.22 ~ 39.3	10.90		0.11	1.10	11.99	0.12
29.22 ~ 33.22	16.59		0.11	1.09	18.09	0.12
16.3 ~ 29.22	56.44		0.23	1.13	59.14	0.28
Ss - B1H	39.3 ~ 43.5	3.34	0.06	1.30	4.34	0.08
	33.22 ~ 39.3	10.22	0.11	1.12	11.44	0.12
	29.22 ~ 33.22	15.84	0.10	1.11	17.58	0.11
	16.3 ~ 29.22	55.82	0.21	1.15	58.79	0.28



(Ss - AH)

(Ss - B1H)

図 9.5 - 21 3 次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (NS 方向)

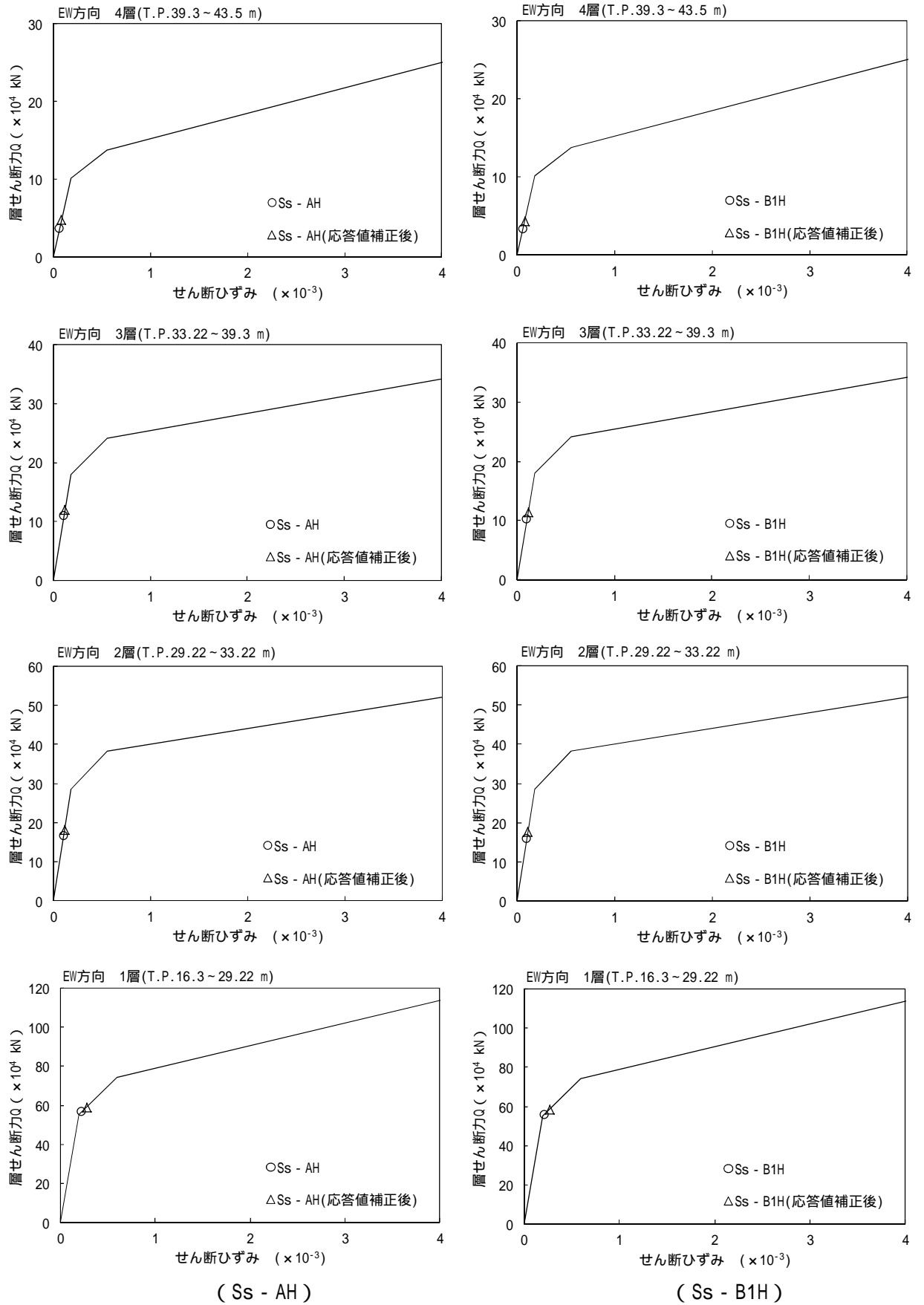


図 9.5 - 22 3次元的な応答特性を踏まえたせん断スkeleton上の最大応答値 (EW 方向)

9.6 基礎スラブの検討

(1) 検討概要

基礎スラブは、直交する水平2方向の荷重が応力として集中する部位であり、隅部に応力が集中する可能性があるため、検討用地震力を水平2方向及び鉛直方向から作用させた場合の応力解析を行い、部材の終局強度以下であることを確認する。

水平2方向及び鉛直方向地震力は、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づき検討を行う。

(2) 応力解析

検討用地震力に対する応力解析は、「6.3 基礎スラブの設計」と同様に行う。

図9.6-1に示す位置についての主な荷重ケースの応力を図9.6-2及び図9.6-3に示す。

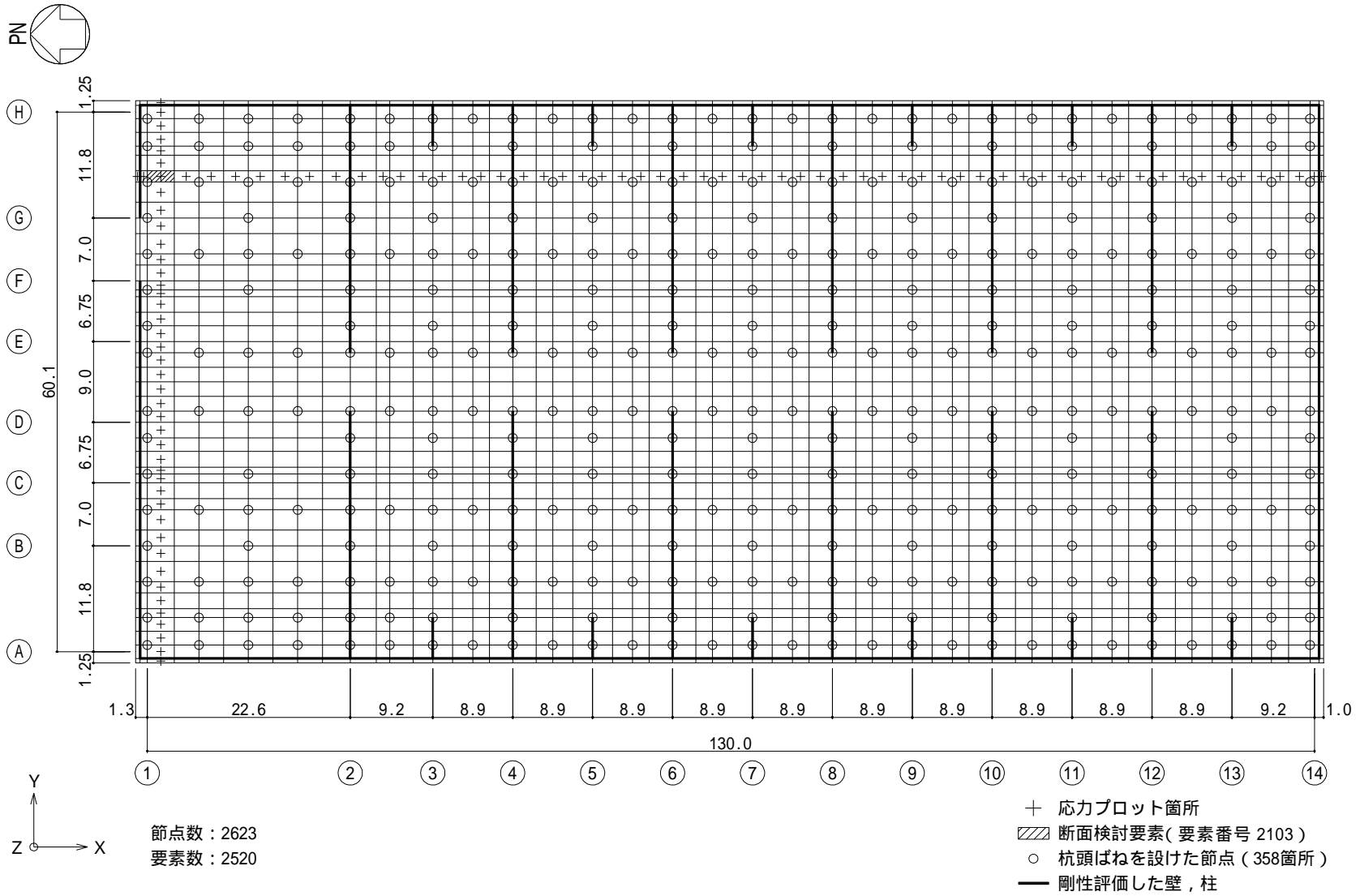
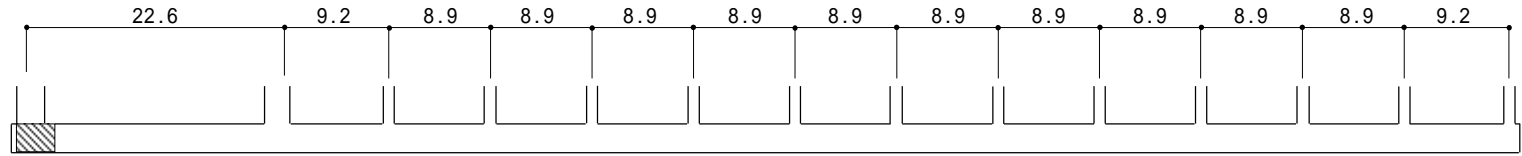


図 9.6 - 1 解析モデル図 (単位 : m)

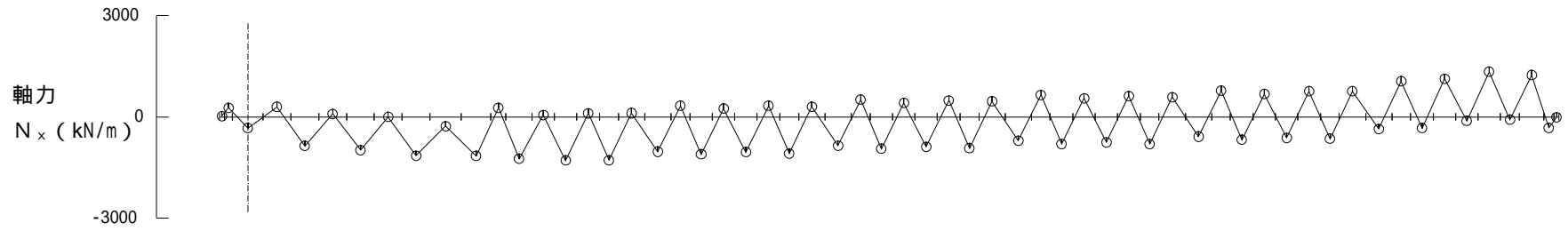
(単位：m)



要素番号 2103

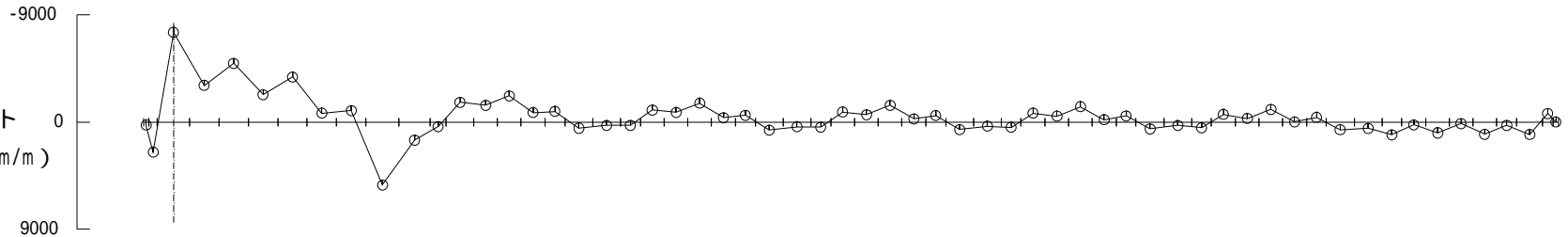
○ : -336

○ 荷重ケース C



○ : -7531

曲げ
モーメント
 M_x (kN·m/m)



○ : -1538

せん断力
 Q_x (kN/m)

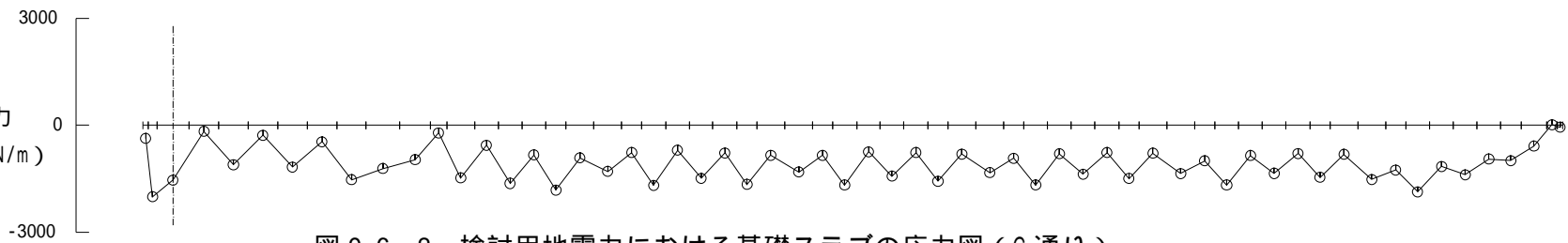


図 9.6 - 2 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)

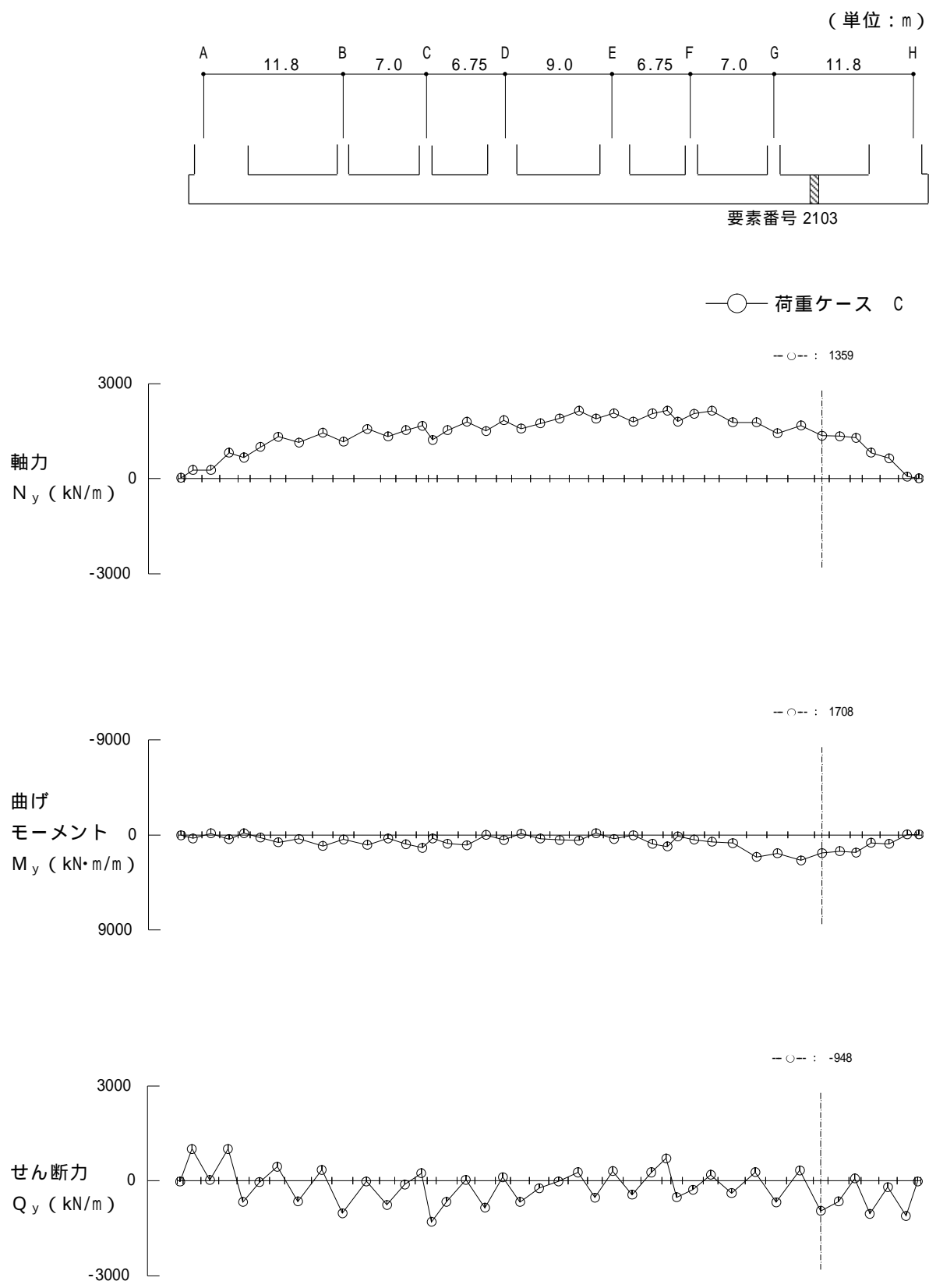


図 9.6 - 3 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1 通り)

(3) 断面検討

断面検討は、応力解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について x 、 y 、2 方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」付 5 の柱の曲げ終局強度を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断力が「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」第 15 条による短期許容せん断力以内であることを確認する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、検討を行わない。

断面検討は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を確認する。

ここでは、図 9.6-1 に表す代表部材についての断面検討結果を表 9.6-1 に示す。表に示すように、基礎スラブの設計配筋は必要鉄筋量を上回っている。

基礎スラブの断面検討結果（表 9.6-1）に用いる記号の説明

- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- M : 曲げモーメント
- b : 材の幅
- D : 材の全せい（ $D = \square$ mm）
- p_t : 引張鉄筋比
- a_t : 引張鉄筋の断面積
- Q : 面外せん断力
- j : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の $7/8$ 倍の値
- f_s : コンクリートの許容せん断応力度
- p_w : 面外せん断補強筋の鉄筋比

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 9.6-1 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷 重 ケース	検討応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm ²)	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	p_t (%)	a_t (mm ² /m)	設計配筋 (断面積mm ² /m)	荷 重 ケース	検討応力 Q (kN/m)	せん断力の検討			
			N (kN/m)	M (kN・m/m)								Q_a (kN/m)	判定	p_w (%)	設計せん断 補強筋
2103	x	C	336	7531	0.13	1.20	0.42	10500		C	1538	2858	可	—	—
	y	C	-1359	1708	-0.54	0.27	0.18	4500		C	948	4551	可	—	

9.7 杭の検討

(1) 検討方針

水平2方向及び鉛直方向から杭に作用する地震力に対して、杭の支持性能が確保されていることを確認する。杭の支持力及び水平力について「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）」に示される方法に基づく検討を実施する。

支持力に関しては、杭に作用する軸力が終局鉛直支持力又は終局引抜き抵抗以下であることを確認する。

水平力に関しては、杭体に生じる応力が終局曲げ強度及び終局せん断強度以下であること、かつ鉄筋降伏時の曲率 ϵ_y に対する杭体の曲率 ϵ の比が2以下であることを確認する。

組合せ係数法（1.0 : 0.4 : 0.4）に基づき設定した荷重の組合せケースを表 9.7 - 1 に示す。

表 9.7 - 1 荷重の組合せケース（杭の検討）

荷重ケース	組合せ	備考
C	+ 1.0 NS + 0.4 EW + 0.4 UD	杭の押し込み力が最大となるケースを想定
	+ 0.4 NS + 1.0 EW + 0.4 UD	
	+ 0.4 NS + 0.4 EW + 1.0 UD	
C'	- 1.0 NS - 0.4 EW - 0.4 UD	杭の引抜き力が最大となるケースを想定
	- 0.4 NS - 1.0 EW - 0.4 UD	
	- 0.4 NS - 0.4 EW - 1.0 UD	

注：鉛直力は鉛直下向きを正とする。

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより杭に作用する地震力

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算した値を水平2方向で合算し、これに鉛直震度による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。このとき、最大軸力には下向きの鉛直震度を、最小軸力には上向きの鉛直震度を考慮している。

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによって杭頭に作用する水平力は、貯蔵建屋の検討用地震力の水平2方向の合力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定する。

杭に作用する軸力及び水平力の算定結果のうち表9.7-1に示した全組合せケースにおける最大軸力・最小軸力及び最大水平力を表9.7-2に示す。

表9.7-2 杭に作用する地震力の算定結果（水平2方向）

（単位：kN/本，下向きを正とする。）

軸力状態	最大軸力	最小軸力
荷重ケース	C	C'
軸力	9454	-1378
最大水平力	5173	5173

(3) 支持力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（最大軸力）の終局鉛直支持力に対する検討結果を表 9.7 - 3 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（下向きを正とする。）は，終局鉛直支持力以下となることを確認した。

表 9.7 - 3 最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果（水平 2 方向）
（単位：kN/本）

荷重ケース	C
最大押込み力	9454
終局鉛直支持力	20000
支持力の検討	9454 < 20000 可

(4) 引抜き力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（最小軸力）の終局引抜き抵抗力に対する検討結果を表 9.7 - 4 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（上向きを正とする。）は，終局引抜き抵抗力以下となることを確認した。

表 9.7 - 4 最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（水平 2 方向）
（単位：kN/本）

荷重ケース	C'
最大引抜き力	1378
終局引抜き抵抗力	14000
引抜き力の検討	1378 < 14000 可

(5) 水平力に対する検討

検討用地震力により生じる杭応力は、図 9.7 - 1 に示す応答変位法によって上部構造の慣性力と地盤震動による杭応力を重ね合わせて求める。上部構造の慣性力による杭応力は、貯蔵建屋の検討用地震力の水平 2 方向の合力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定することとし、表 9.7 - 2 に示した値を用いる。また、地盤震動による杭応力は、自由地盤の応答解析で求められる地盤変位を杭周地盤ばねを介して方向毎に作用させることにより算定する。この際、地盤変位としては、杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値分布を作用させる。

応答変位法で用いる杭周地盤ばねは、「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程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮して評価する。なお、杭及び地盤ばねには非線形性を考慮する。

水平 2 方向の地震力に対する応力解析結果を図 9.7 - 2 に示す。

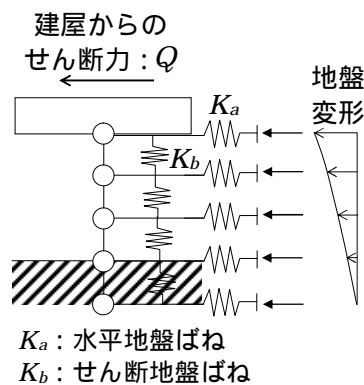


図 9.7 - 1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）

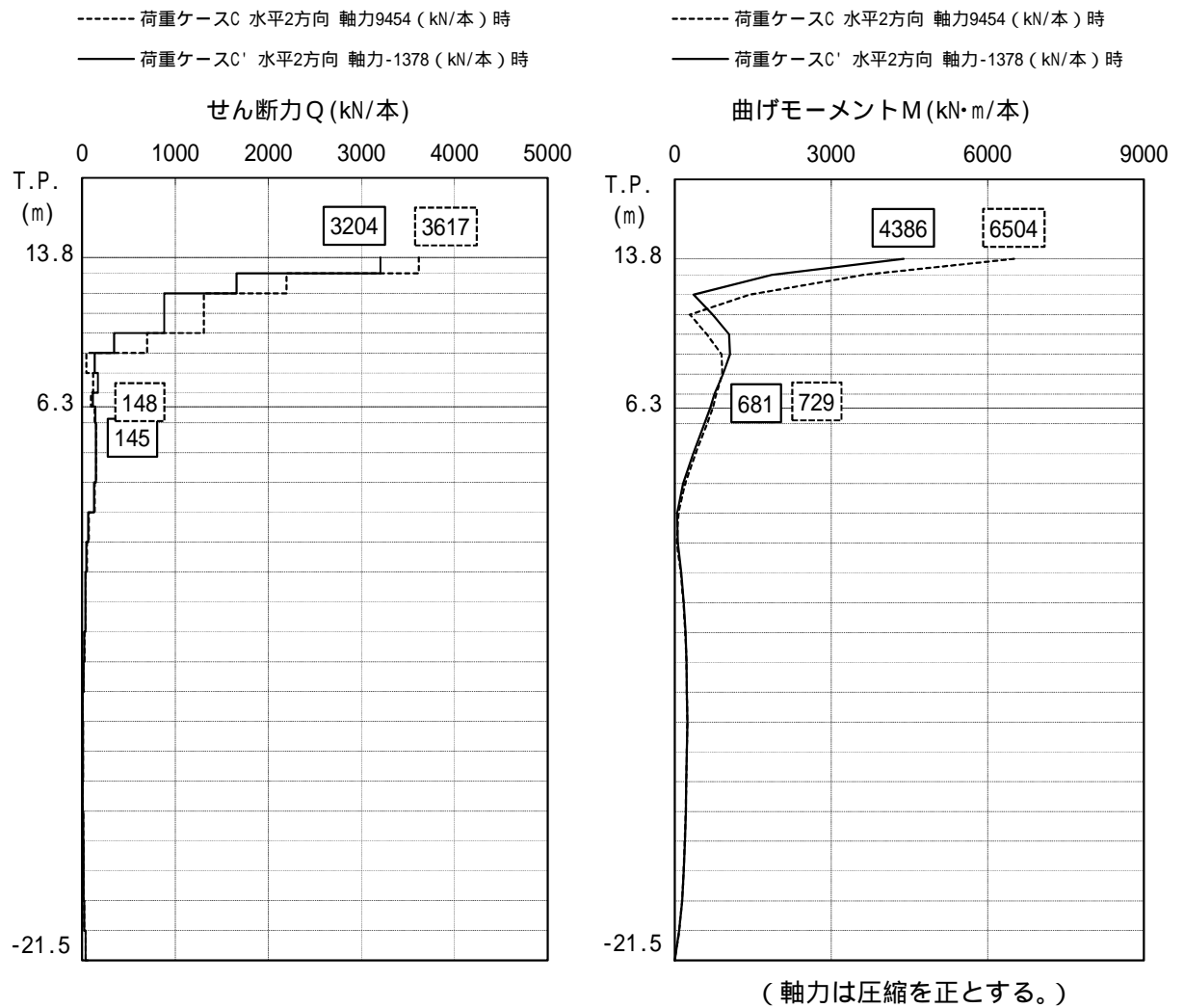


図 9.7 - 2 杭の応力解析結果 (水平 2 方向)

杭の終局強度は，下式により算定する。

a. 終局曲げ強度

終局曲げ強度 (M_u) は以下により算定する。

(a) 圧縮側コンクリートの応力度分布を矩形分布とし，コンクリートの圧縮応力度はコンクリートの設計基準強度の 0.85 倍の値とし，引張応力度は無視する。

(b) 鉄筋の降伏応力度は，圧縮側，引張側共に降伏応力度とする。

b. 終局せん断強度

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (17.7 + F_c)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.846 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_y} + 0.1 \cdot \sigma_o \right\} \cdot b \cdot j \quad (9.4)$$

ここで，

- Q_u : 終局せん断強度 (N)
- $k_u \cdot k_p$: 補正係数
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- M : 検討用地震力による曲げモーメント (N・mm)
- Q : 検討用地震力によるせん断力 (N)
- D : 杭径 (mm)
- ρ_w : せん断補強筋比 (小数)
- σ_y : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)
- σ_o : 軸方向応力度 (N / A) (N/mm²)
- N : 検討用地震力による軸力 (N)
- A : 断面積 (mm²)
- b : 等価正方形断面の幅 (0.89 · D) (mm)
- j : 等価正方形断面の応力中心距離 ($j = 0.875 \cdot d$, $d = 0.9 \cdot b$) (mm)

検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメントの終局曲げ強度に対する検討結果を表 9.7 - 5 に，せん断力の終局せん断強度に対する検討結果を表 9.7 - 6 に示す。

表 9.7 - 5 及び表 9.7 - 6 より，検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメント及びせん断力は，それぞれ終局強度以下となることを確認した。

また，表 9.7 - 7 に示す結果より，検討用地震力により杭体に生じる曲率 の鉄筋降伏時の曲率 ϕ_y に対する比は 2 以下であることを確認した。

表 9.7 - 5 杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲げモーメントM (kN・m/本)	終局曲げ強度 M _u (kN・m/本)	$\frac{M_u}{M}$
最大 軸力時	C	上杭	6504	10011	1.53
		下杭	729	7813	10.71
最小 軸力時	C'	上杭	4386	6596	1.50
		下杭	681	3376	4.95

表 9.7 - 6 杭体のせん断力と終局せん断強度の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用 せん断力 _D Q* (kN/本)	終局せん断強度 Q _u (kN/本)	$\frac{Q_u}{DQ}$
最大 軸力時	C	上杭	4521	6298	1.39
		下杭	185	2917	15.76
最小 軸力時	C'	上杭	4818	6408	1.33
		下杭	181	2151	11.88

注記*：検討用せん断力_DQは、検討用地震力によるせん断力Qの1.25倍（荷重ケースC'の上杭については $M_u/M = 1.50$ 倍）として算定

表 9.7 - 7 杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲率 ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	鉄筋降伏時の 曲率 ϵ_y ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	$\frac{\epsilon_y}{\epsilon_y}$
最大 軸力時	C	上杭	1.96	2.77	0.71
		下杭	0.12	2.73	0.05
最小 軸力時	C'	上杭	3.80	2.09	1.82
		下杭	0.11	1.89	0.06

別紙 液状化検討について

1. 概要

「8.6 杭の検討」に示す杭の耐震設計に関連して、杭周面の地盤の液状化の可能性について検討を実施する。

2. 液状化の評価方法

(1) 液状化判定の検討手順

液状化検討には、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程（以下「JEAC4616 - 2009」という。）に示される方法に基づく F_L 値による判定（= 繰返しせん断応力比（R）/ 地震時せん断応力比（L））を用いる。

その流れは、図1のとおりである。

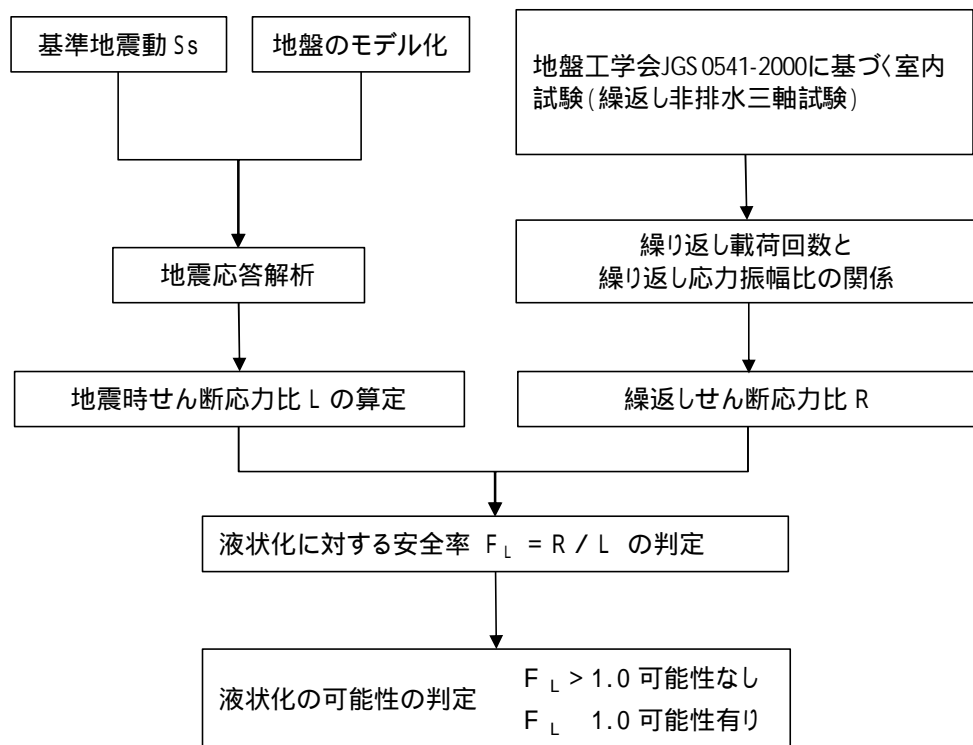


図1 地盤の地震応答解析を用いた液状化判定法

地盤モデルは「添付5-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針」の「表3-1 解析用物性値及びその設定根拠に示す地盤モデル」を用いている。検討に用いるせん断応力度は、検討対象の深度におけるせん断応力度を用いて地震時せん断応力比 L を算定する。

基準地震動による地盤の地震応答解析結果から求まる「地震時せん断応力比（L）」と、室内試験結果から求まる「繰返しせん断応力比（R）」を用いて求める液状化発生に対する安全率（ F_L ）が1.0を上回ることを確認する。

$$F_L = L/R$$

(1)

ここで

- F_L : 液状化発生に対する安全率
- L : 地震時せん断応力比
- R : 繰返しせん断応力比

(2) 液状化検討における地下水位の設定

液状化検討における地下水位の設定は，地下水位の観測結果（2016.4.1～2021.3.31）に基づき保守的な値となるよう，T.P.14.0m（地表面下2.0m）としている。地下水位の観測位置と観測結果を図2及び図3に示す。

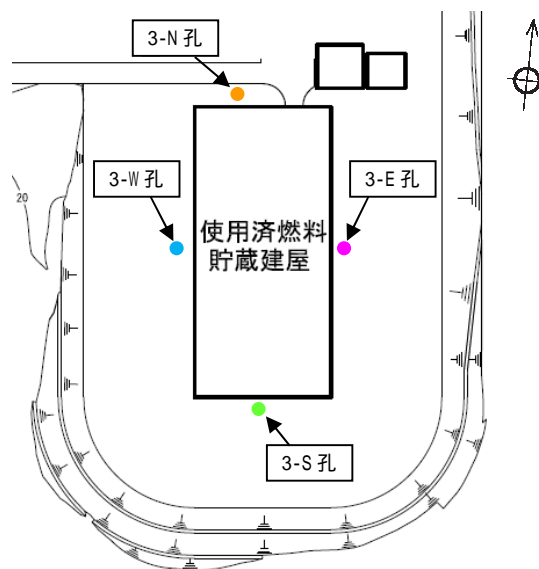


図2 貯蔵建屋周辺地下水位観測位置

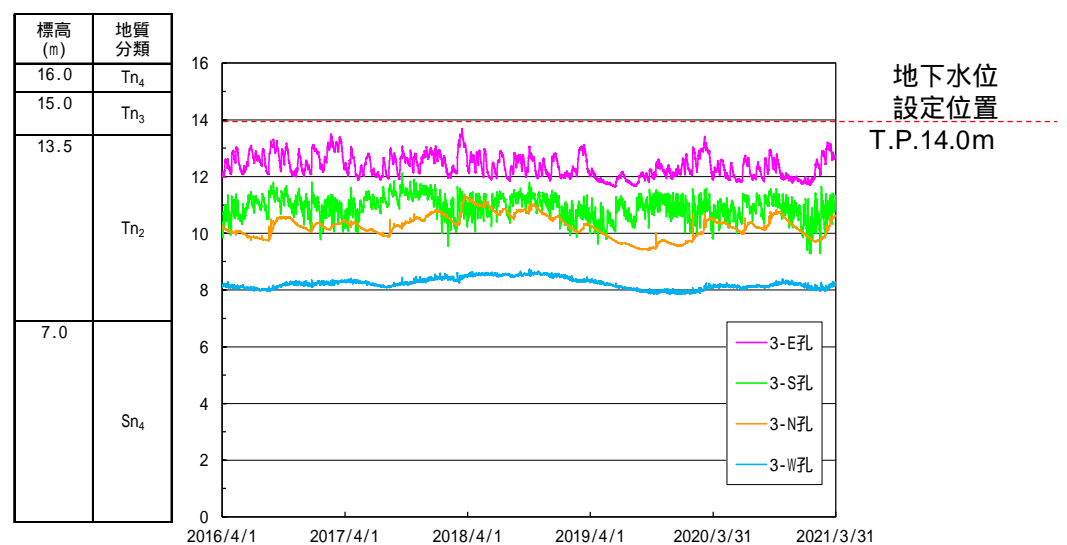


図3 貯蔵建屋周辺地下水位の観測結果（2016.4.1～2021.3.31）

なお、敷地では上記の建屋周辺の地下水位の観測の他に、図4に示す位置でも地下水位の観測を実施している。その結果を図5に示す。

貯蔵建屋東側法尻の1-N-2孔の水位は概ね地表面下4m程度で安定しており、貯蔵建屋西側2-N-2孔の水位は概ね地表面下8mで安定している。水位の傾向は、建屋周辺の水位観測記録の傾向と整合して、敷地東側から西側にかけて水位が低下していることがわかる。

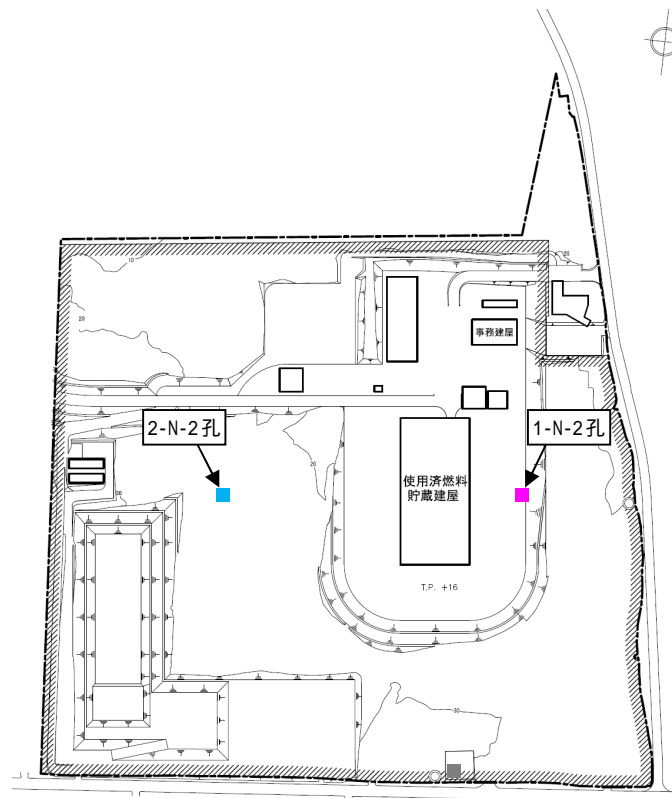


図4 敷地内地下水位観測位置

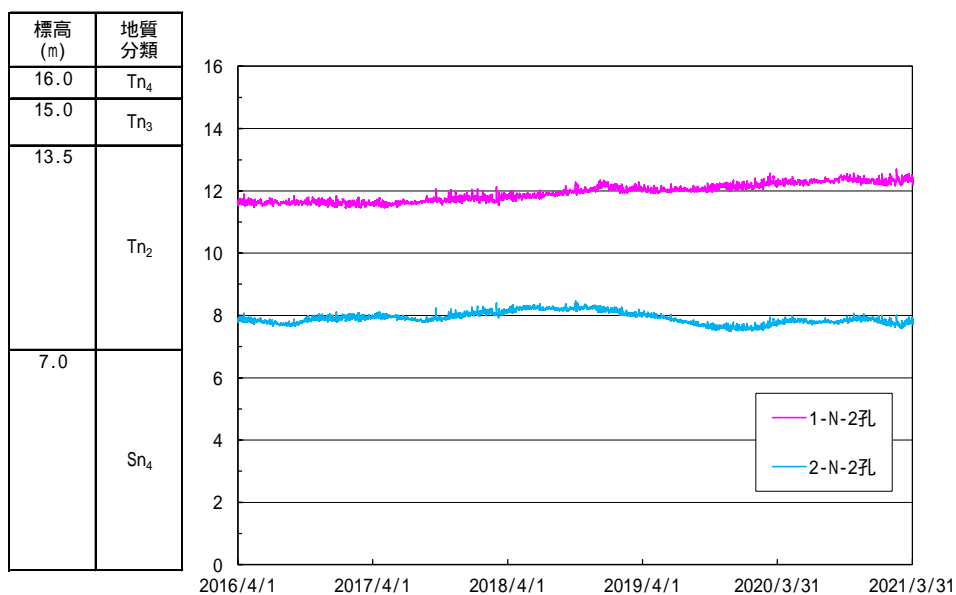


図5 敷地内地下水位の観測結果 (2016.4.1 ~ 2021.3.31)

(3) 地震時せん断応力比 L の算定

地震時せん断応力比 L は，上記の地震時せん断応力度と有効土被り圧の比率であり，下式で算定される。

$$L = \sigma_d / \sigma'_z \quad (2)$$

ここに

- σ_d : 水平面に生じるせん断応力振幅
 σ'_z : 有効土被り圧（浮力を考慮した土被り圧）

(4) 繰返しせん断応力比 R の算定

繰返しせん断応力比 R の算定にあたっては，地盤工学会で定められた試験法に従ってその値を求めている。田名部層については，「JGS 0541-2020 土の繰返し非排水三軸試験方法」に，砂子又層については「JGS 0543-2009 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」に従いその値を求めている。

土の繰返し非排水三軸試験においては，一定振幅の繰返し載荷においてひずみが 5% に達した際の繰返し応力振幅比 ($\sigma_d / 2 \sigma'_c$) として，中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験においては，一定振幅の繰返し載荷においてひずみが 7.5% に達した際の繰返し応力振幅比 (σ_d / σ'_c) として求めている。

田名部層と砂子又層で異なる試験方法を適用している理由は，田名部層は砂子又層に比べてせん断強度が低いことから，比較的広く用いられている「土の繰返し非排水三軸試験方法」において，等方拘束状態からの軸差応力（主応力の差分の 1/2）によってせん断力の加力が可能であるのに対し，砂子又層のように，繰返しせん断応力比が 1.5 といったせん断強度が高い供試体の試験では，直接的にせん断力を加力することが可能な「中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験」を適用することが必要となることによるものである。

求めた繰返しせん断応力比 R の値は以下のとおりである。図 6 及び図 7 には田名部層および砂子又層の試験結果を，図 8 及び図 9 には室内試験に用いた供試体の採取位置を示す。

表 1 繰返しせん断応力比 R の値

	繰返しせん断応力比 R
田名部層下部砂質土 (Tn ₂ 層)	0.956
砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn ₄ 層)	1.504

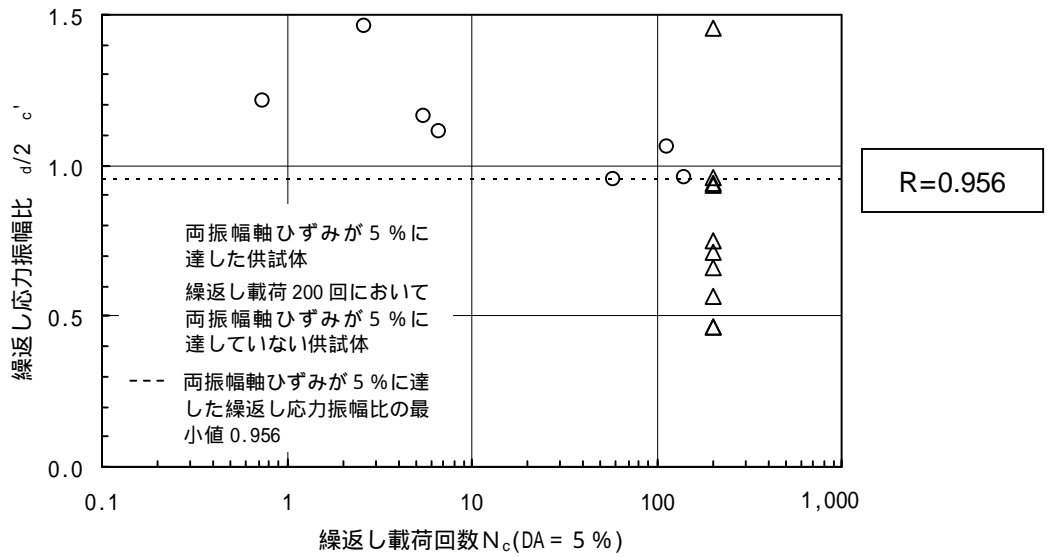


図6 土の繰返し非排水三軸試験結果 (田名部層下部砂質土 (Tn₂))

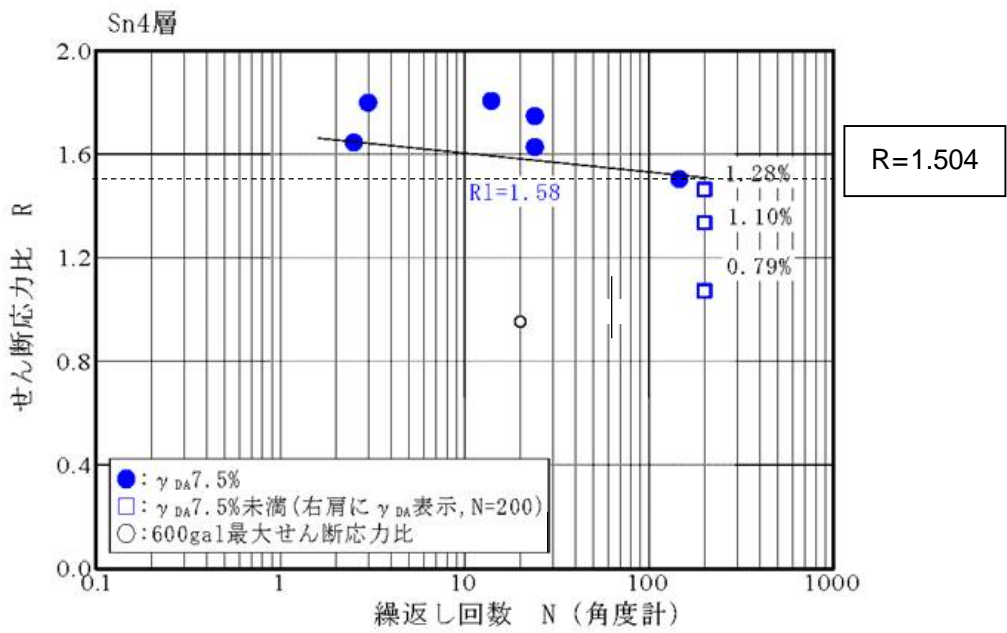


図7 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験結果 (砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn₄))

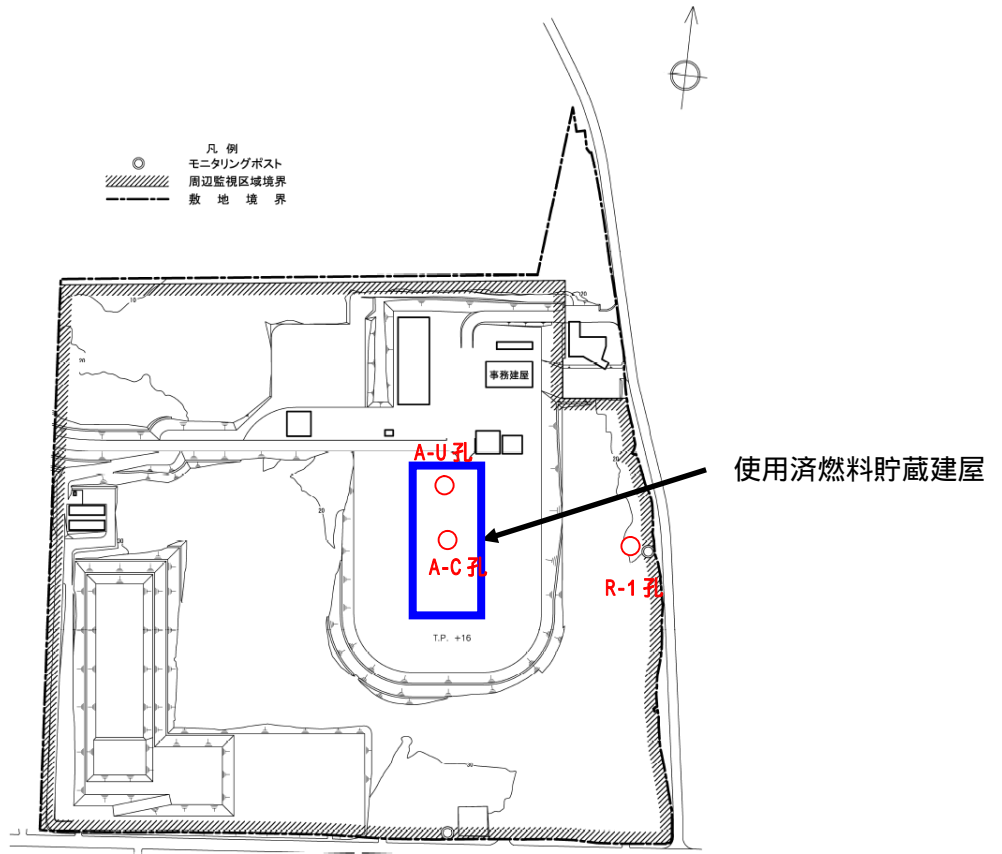


図8 田名部層の室内試験に用いる供試体採取位置

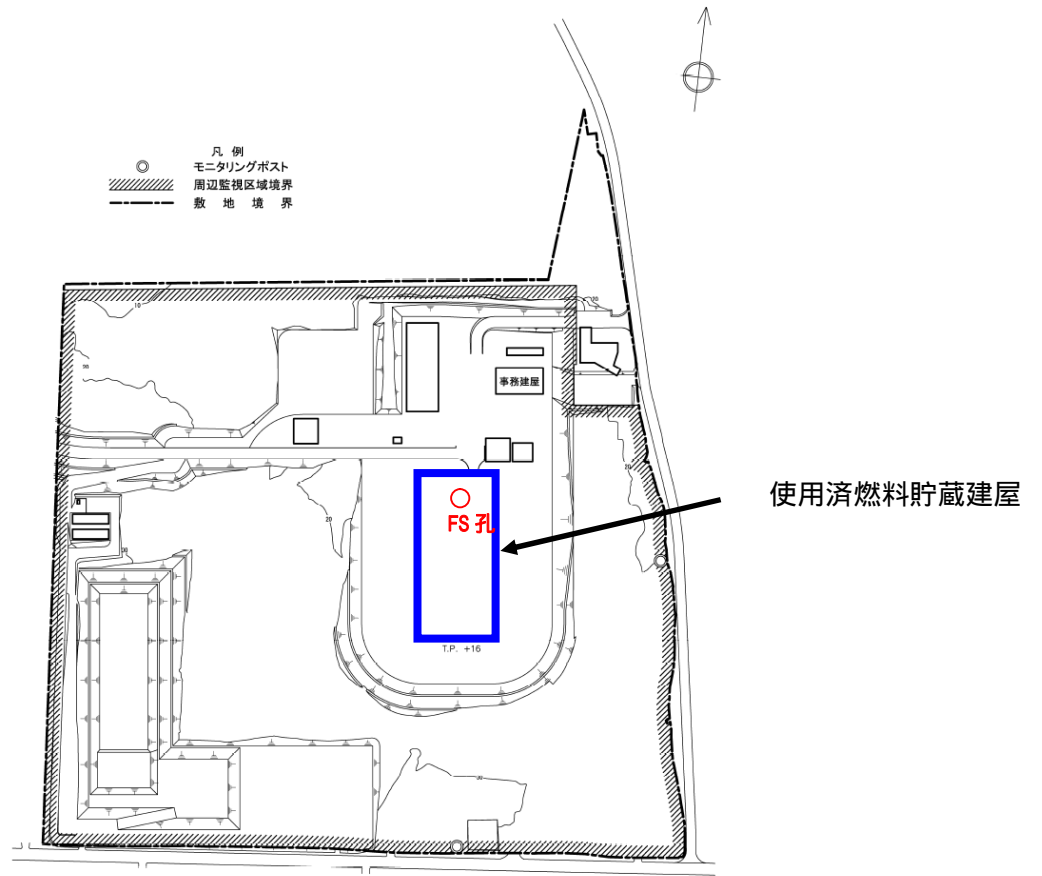


図9 砂子又層の室内試験に用いる供試体採取位置

3. 液状化検討対象層の選定

液状化検討対象層の選定にあたっては、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」の「第4章 4.5節 地盤の液状化 1.液状化判定」の項の、以下の記載に従っている。

- (1) 地表面から 20m程度以浅の沖積層で、細粒分含有率が 35%以下の土(飽和土層)
- (2) 埋立地盤等の造成地盤で地表面から 20m程度以深まで連続している場合には、造成地盤の下端まで以下の(2)の手順などにより液状化判定を行う必要がある。
- (3) 粘土分(0.05mm未満の粒径を持つ土粒子)含有率が 10%以下、又は塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤

上記の3つの条件と貯蔵建屋設置位置直下地盤との関係は以下のとおりである。

(1)の条件については、貯蔵建屋設置位置直下地盤が田名部層および砂子又層からなり、建屋を支持する基礎杭の先端は根入れ部先端で T.P.-21.5m(地表面標高は T.P.16.0m)であることから、対象となるのは、田名部層および砂子又層となるが、地下水位以浅の田名部層は液状化検討対象層から除外し、地下水位以深の田名部層下部砂質土(Tn₂層)を液状化検討対象層としている。

砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn₄層)は、土ではなく岩に分類されていることから、日本建築学会の基礎構造設計指針の考え方に従えば液状化検討対象層とはならないが、田名部層下部砂質土(Tn₂層)と同様の手順でFL値の算定を行うこととした。

(2)の条件については、貯蔵建屋の設置されている地盤は自然地盤(地山)であり、「埋立地盤等の造成地盤」に当たらないことから、この条件で液状化対象層となることはない。

(3)の条件については、貯蔵建屋の設置されている地盤のうち、田名部層および砂子又層については自然地盤であり、「埋立あるいは盛土地盤」に当たらないことから、いずれもこの条件で液状化対象層となることはない。

参考として、表2に田名部層および砂子又層の細粒分含有率、粘土分含有率及び塑性指数を示す。

田名部層下部砂質土(Tn₂層)については、粘土分含有率及び塑性指数の条件のいずれも(3)の条件に該当せず、砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn₄層)については粘土分含有率が(3)の条件である10%を下回る値を示し、塑性指数については数値が得られていない。

表2 田名部層及び砂子又層の細粒分含有率，粘土分含有率及び塑性指数

地層分類		層厚 (m)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	塑性指数 (%)
Tn ₄	田名部層中部砂質土	1.0	33.8	5.5	22.9
Tn ₃	田名部層中部粘性土	1.5	55.3	19.6	8.5
Tn ₂	田名部層下部砂質土	6.5	13.5	4.4	49.4
Sn ₄	砂子又層上部 軽石混じり砂岩	46.5	16.9~29.0	3.8~7.0	

地下水位
設定位置
T.P.14.0m

以上の3つの条件より，液状化検討対象層は田名部層下部砂質土(Tn₂層)とするが，砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn₄層)についてもFL値の算出を行うこととした。表3に建屋直下地盤の概要を示す。

表3 建屋直下地盤の概要

No.	地層名	地盤分類		上端深度 T.P. (m)	層厚 (m)
1	田名部層	Tn ₄	田名部層中部 砂質土	16.0	1.0
2		Tn ₃	田名部層中部 粘性土	15.0	1.5
3		Tn ₂	田名部層下部 砂質土	13.5	6.5
4	砂子又層	Sn ₄	砂子又層上部 軽石混じり砂岩	7.0	46.5

地下水位
設定位置
T.P.14.0m

FL値算定
対象層

4. 液状化判定結果

液状化判定結果を以下に記す。

表3 田名部層下部砂質土 (Tn₂層) の液状化判定結果

地震動	繰返し応力振幅比 R	地震時せん断応力 (kN/m ²)	地震時せん断応力比 $L = \tau / \sigma'_v$	F _L 判定 (= R / L)
Ss - AH	0.956	57.94	0.673	1.42
Ss - B1H		58.64	0.681	1.40
Ss - B2H1		27.00	0.313	3.05
Ss - B2H2		36.17	0.420	2.27
Ss - B3H1		30.75	0.357	2.67
Ss - B3H2		32.54	0.378	2.52
Ss - B4H1		34.64	0.402	2.37
Ss - B4H2		45.47	0.528	1.81

注：ハッチングは F_L 値の最小値を示す。

表4 砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn₄層) の液状化判定結果

地震動	繰返し応力振幅比 R	地震時せん断応力 (kN/m ²)	地震時せん断応力比 $L = \tau / \sigma'_v$	F _L 判定 (= R / L)
Ss - AH	1.504	91.07	0.714	2.10
Ss - B1H		107.23	0.726	2.07
Ss - B2H1		42.09	0.330	4.55
Ss - B2H2		64.92	0.440	3.41
Ss - B3H1		38.04	0.354	4.24
Ss - B3H2		59.60	0.404	3.72
Ss - B4H1		43.82	0.408	3.68
Ss - B4H2		70.16	0.550	2.73

注：ハッチングは F_L 値の最小値を示す。

さらに、水平動2方向と上下動を同時入力した場合の液状化判定も行っており、その結果は以下のとおりである。

表5 田名部層下部砂質土 (Tn₂層) の液状化判定結果
(水平2方向及び上下動同時入力)

地震動	繰返し応力 振幅比 R	水平1方向入力時		水平2方向+鉛直方向 入力時	
		地震時 せん断応力 (kN/m ²)	F _L 判定 (= R/L [*])	地震時 せん断応力 (kN/m ²)	F _L 判定 (= R/L [*])
Ss - A	0.956	57.94	1.42	66.08	1.24
Ss - B1		58.64	1.40	59.79	1.37

注記： 地震時せん断応力比 $L = \sigma_v / \sigma'_v$
ハッチングは F_L 値の最小値を示す。

表6 砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn₄層) の液状化判定結果
(水平2方向及び上下動同時入力)

地震動	繰返し応力 振幅比 R	水平1方向入力時		水平2方向+鉛直方向 入力時	
		地震時 せん断応力 (kN/m ²)	F _L 判定 (= R/L [*])	地震時 せん断応力 (kN/m ²)	F _L 判定 (= R/L [*])
Ss - A	1.504	91.07	2.10	103.01	1.86
Ss - B1	1.504	107.23	2.07	118.57	2.01

注記： 地震時せん断応力比 $L = \sigma_v / \sigma'_v$
ハッチングは F_L 値の最小値を示す。

以上より、杭周面地盤の F_L 値は 1.0 を上回り、液状化の可能性はないことが確認できる。

添付 5-3 金属キャスクの耐震性に関する説明書

添付 5-3-1 金属キャスクの耐震性に関する計算書
(BWR用大型キャスク (タイプ 2A))

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 構造の説明	2
2.2 評価方針	4
2.3 記号の説明	6
2.4 数値の丸め方	12
3. 耐震評価箇所	14
3.1 金属キャスクの耐震評価箇所	14
4. 固有値解析	18
4.1 解析方針	18
4.2 固有値解析結果	21
5. 金属キャスクの応力評価	23
5.1 基本方針	23
5.2 荷重の組合せ及び許容応力	23
5.3 設計条件	25
5.4 応力評価方法	26
5.5 応力評価条件	36
5.6 評価結果	36
6. 金属キャスクの機能維持評価	73
6.1 機能維持評価方針	73
6.2 機能維持評価方法	74
6.3 機能維持評価条件	79
6.4 評価結果	79
7. 引用文献	87

図表目次

第 2-1 図	金属キャスク及び貯蔵架台の概略構造図	3
第 2-2 図	金属キャスクの耐震評価フロー	5
第 3-1 図	密封容器及び二次蓋の応力評価箇所	15
第 3-2 図	バスケットの応力評価箇所	16
第 3-3 図	下部トラニオンの応力評価箇所	17
第 4-1 図	固有値解析モデル	19
第 4-2 図	水平振動モード図 ($T_H=0.080$ s)	22
第 4-3 図	鉛直振動モード図 ($T_V=0.023$ s)	22
第 5-1 図	水平方向基準地震動 S_s による床面の水平方向設計用床応答曲線	37
第 5-2 図	水平方向基準地震動 S_d による床面の水平方向設計用床応答曲線	38
第 5-3 図	密封容器及び二次蓋の解析モデル	39
第 5-4 図	下部トラニオンに作用する荷重の計算モデル	40
第 5-5 図	水平 2 方向及び鉛直方向地震力を考慮した影響評価フロー	41
第 6-1 図	外筒下部の概略構造及び応力評価箇所	76
第 6-2 図	一次蓋まわりの概略構造	76
第 2-1 表	数値の丸め方一覧表	13
第 4-1 表	固有値解析モデルの諸元	20
第 4-2 表	固有値解析結果	21
第 5-1 表	密封容器及び二次蓋の荷重の種類とその組合せ	42
第 5-2 表	バスケットの荷重の種類とその組合せ	42
第 5-3 表	トラニオンの荷重の種類とその組合せ	43
第 5-4 表	密封容器用材料の許容応力値	44
第 5-5 表	密封容器用材料 (ボルト用材料) の許容応力値	46
第 5-6 表	二次蓋用材料の許容応力値	47
第 5-7 表	二次蓋用材料 (ボルト用材料) の許容応力値	48
第 5-8 表	バスケット用材料の許容応力値	49
第 5-9 表	トラニオン用材料の許容応力値	50
第 5-10 表	設計条件	52
第 5-11 表	水平方向設計震度の評価結果	53
第 5-12 表	鉛直方向設計震度の評価結果	54
第 5-13 表	設計震度	55
第 5-14 表	一次蓋, 一次蓋締付けボルト, 胴, 底板, 底部中性子遮蔽材カバー, 二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力評価条件	55
第 5-15 表	カバープレート及びカバープレート締付けボルトの応力評価条件	56
第 5-16 表	底板の平均支圧応力の評価条件	56

第5-17表	バスケットの応力評価条件	57
第5-18表	下部トラニオンの応力評価条件	57
第5-19表	一次蓋締付けボルトの疲労評価条件	58
第5-20表	カバープレート締付けボルトの疲労評価条件	58
第5-21表	二次蓋締付けボルトの疲労評価条件	58
第5-22表	評価結果	59
第5-23表	疲労累積係数（一次蓋締付けボルト）	64
第5-24表	疲労累積係数（カバープレート締付けボルト）	64
第5-25表	疲労累積係数（二次蓋締付けボルト）	64
第5-26表	密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態Cs）	65
第5-27表	バスケットの応力評価（供用状態Cs）	68
第5-28表	トラニオンの応力評価（供用状態Cs）	68
第5-29表	密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態Ds）	69
第5-30表	バスケットの応力評価（供用状態Ds）	72
第5-31表	トラニオンの応力評価（供用状態Ds）	72
第6-1表	外筒の荷重の種類とその組合せ	81
第6-2表	蓋部中性子遮蔽材カバーの荷重の種類とその組合せ	81
第6-3表	外筒の許容応力値	82
第6-4表	蓋部中性子遮蔽材カバーの許容応力値	82
第6-5表	設計震度	83
第6-6表	外筒の応力評価条件	83
第6-7表	蓋部中性子遮蔽材カバーの応力評価条件	83
第6-8表	外筒の評価結果（ S_d *地震力が作用する場合）	84
第6-9表	外筒の評価結果（ S_s 地震力が作用する場合）	85
第6-10表	蓋部中性子遮蔽材カバーの評価結果	86

1. 概要

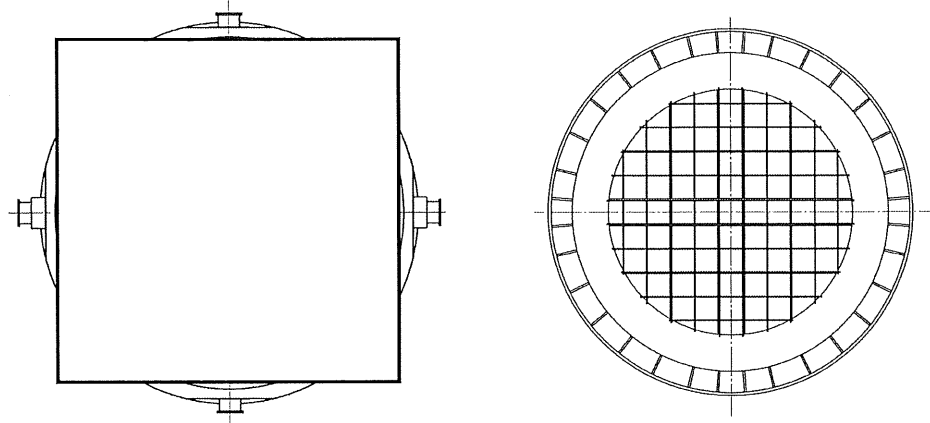
本資料は、金属キャスクが「使用済燃料貯蔵施設の技術基準に関する規則」（以下、「技術基準規則」という。）の第7条に基づき、設計用地震力に対して十分な構造強度及び安全機能を有していることを説明するものである。その耐震評価は、固有値解析、応力評価及び機能維持評価により行う。

金属キャスクは、「資料 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」において耐震設計上の重要度分類はSクラスである。以下、この分類に応じた耐震評価を示す。

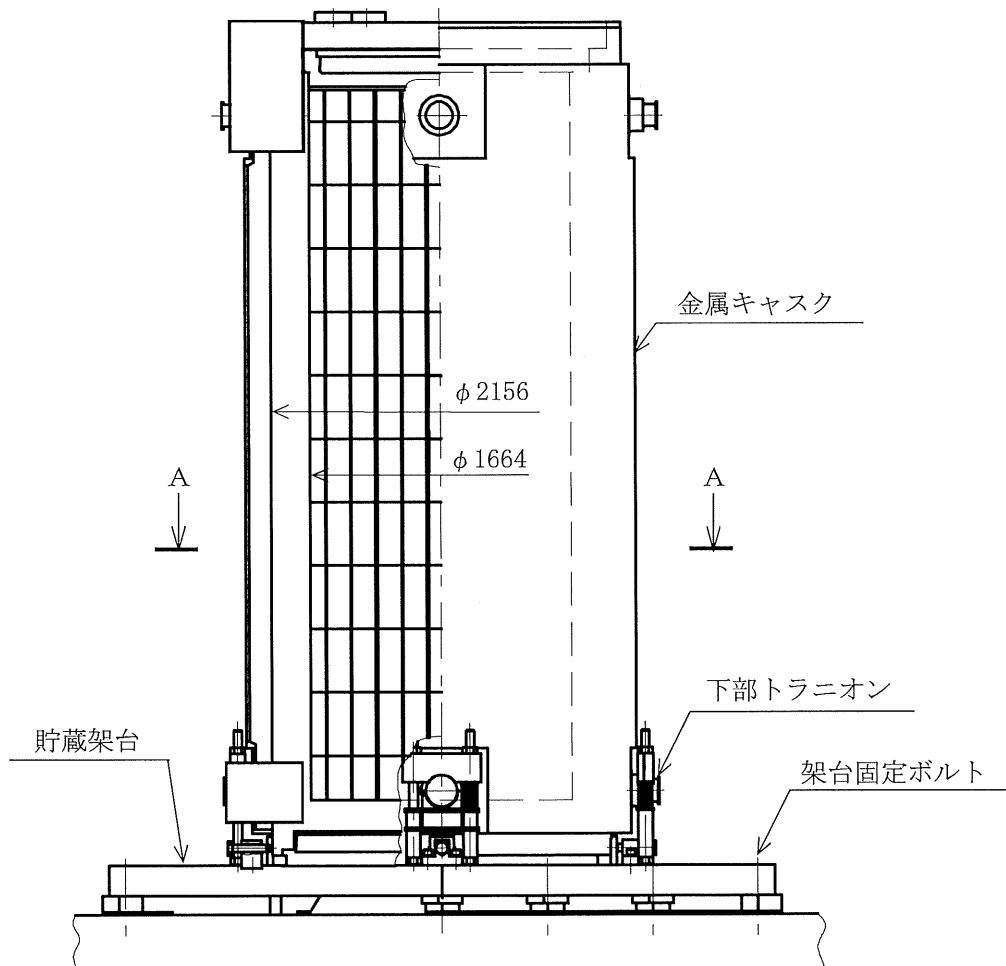
2. 基本方針

2.1 構造の説明

- (1) 金属キャスクは、たて置きで支持する。
- (2) 金属キャスク（内部収納物を含む。）は 4 個の下部トラニオンを介して貯蔵架台に固定する。
- (3) 貯蔵架台は架台固定ボルトを介して床面に固定する。
- (4) 二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定する。
- (5) 概略構造図を第 2-1 図に示す。



A~A断面



(単位 : mm)

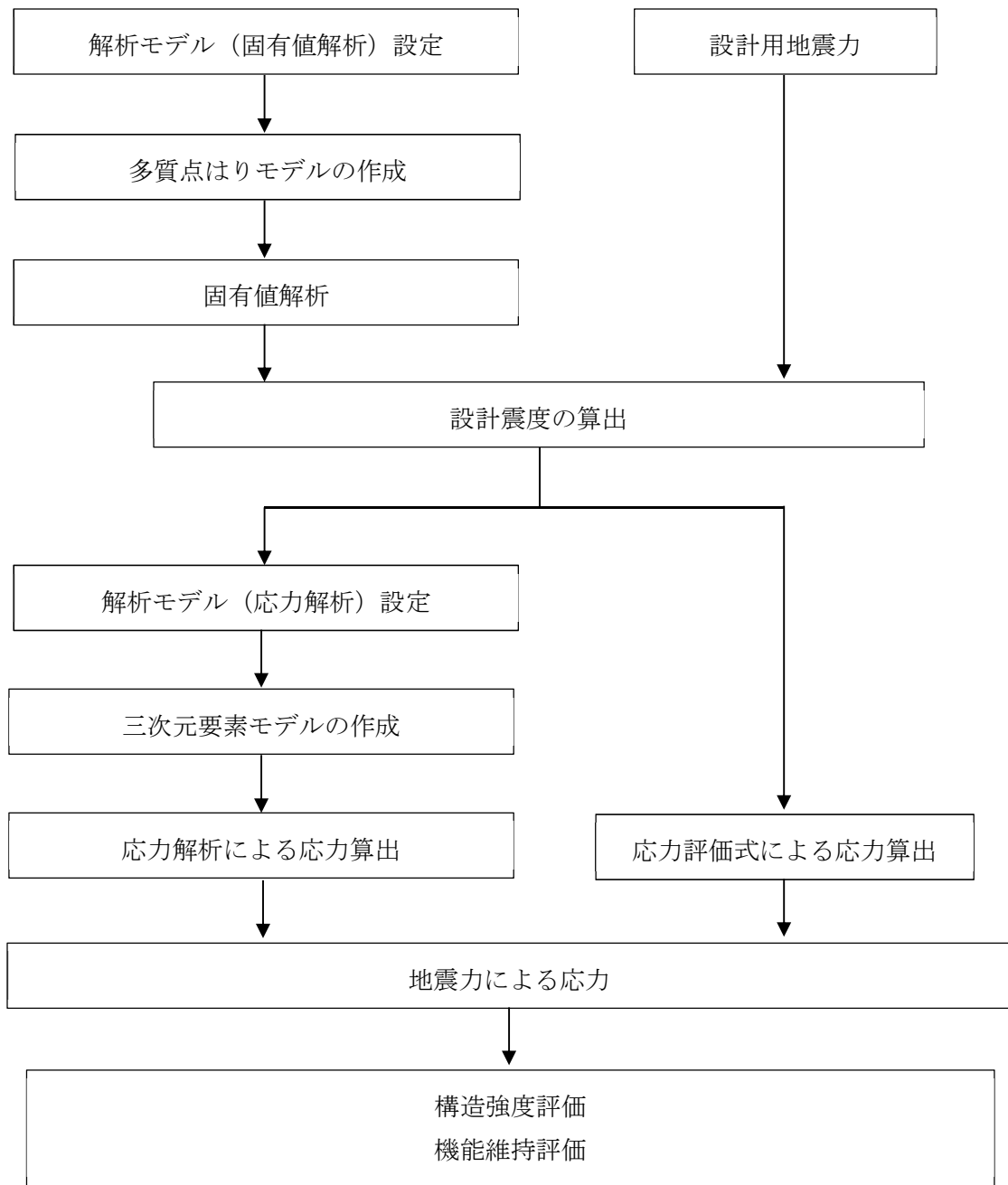
第2-1図 金属キャスク及び貯蔵架台の概略構造図

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。

2.2 評価方針

金属キャスクの応力評価は、「2.1 構造の説明」にて示す金属キャスクの部位を踏まえ「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく荷重による応力等が許容限界内に収まることを、「5. 金属キャスクの応力評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また、金属キャスクの機能維持評価は、地震時に発生する応力が機能維持できる応力以下であることを「6. 金属キャスクの機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。

金属キャスクの耐震評価フローを第2-2 図に示す。



第 2-2 図 金属キャスクの耐震評価フロー

2.3 記号の説明

本書において、下記の記号を使用する。ただし、本文中に特記のある場合は、この限りでない。

計算書の記号	記号の説明	単位
「4. 固有値解析」に使用する記号		
A_x	断面積	mm^2
A_{sy}	せん断断面積	mm^2
A_{sz}	せん断断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
D_o	外径	mm
D_i	内径	mm
E	金属キャスクの縦弾性係数	MPa
I_x	ねじりモーメント係数	mm^4
I_y	y 軸廻りの断面二次モーメント	mm^4
I_z	z 軸廻りの断面二次モーメント	mm^4
K_X	X 方向並進ばね定数	N/mm
K_Z	Z 方向並進ばね定数	N/mm
$K_{\theta Y}$	Y 軸廻り回転ばね定数	N・mm/rad
$l_1 \sim l_{13}$	節点間距離	mm
m_c	貯蔵時の金属キャスクの質量	kg
m_s	貯蔵架台の質量	kg
$m_1 \sim m_{14}$	節点質量	kg
T_H	固有周期（水平方向）	s
T_V	固有周期（鉛直方向）	s
ν	ポアソン比	—

計算書の記号	記号の説明	単位
「5. 金属キャスクの応力評価」 密封容器及び二次蓋の応力評価に使用する記号		
A	断面積	mm ²
C _H	水平方向設計震度	—
C _V	鉛直方向設計震度	—
C _S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、S _d *地震力が作用した場合の供用状態	—
D _S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、S _s 地震力が作用した場合の供用状態	—
E	縦弾性係数	MPa
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
G ₁	水平方向加速度	m/s ²
G ₂	鉛直方向加速度	m/s ²
K	応力集中係数	—
m	質量	kg
N _a	許容繰返し回数	—
N _c	実際の繰返し回数	—
P _L	一次局部膜応力強さ	MPa
P _b	一次曲げ応力強さ	MPa
P _m	一次一般膜応力強さ	MPa
Q	二次応力強さ	MPa
S _d *	弾性設計用地震動S _d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方	—
S _s	基準地震動S _s による地震力	—
S _ℓ	繰返しピーク応力強さ	MPa
S _ℓ '	縦弾性係数を補正した繰返しピーク応力強さ	MPa
S _m	設計応力強さ	MPa
S _P	ピーク応力強さの範囲	MPa
S _u	設計引張強さ	MPa
S _y	設計降伏点	MPa
U _f	疲労累積係数	—
σ _p	平均支圧応力	MPa
σ _s	平均せん断応力	MPa
σ _r	半径方向の応力	MPa
σ _θ	円周方向の応力	MPa
σ _z	軸方向の応力	MPa

計算書の記号	記号の説明	単位
「5. 金属キャスクの応力評価」 バスケットの応力評価に使用する記号		
A_1	バスケットプレートの断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
C_S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、 S_d^* 地震力が作用した場合の供用状態	—
D_S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、 S_s 地震力が作用した場合の供用状態	—
f_c	許容圧縮応力	
f_c^*	許容圧縮応力*1	MPa
G	重力加速度 (=9.80665)	MPa
G_1	水平方向加速度	m/s^2
G_2	鉛直方向加速度	m/s^2
l_P	バスケットプレートの内のり	m/s^2
l_W	バスケットプレート長さ (バスケット全長)	mm
M	バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント	mm N・mm/mm
m_A	応力計算書で用いる斜線部Aの質量	
m_B	応力計算書で用いる斜線部Bの質量	kg
P_b	一次曲げ応力	kg
P_m	一次一般膜応力	MPa
Q	二次応力	MPa
S_m	設計応力強さ	MPa
S_u	設計引張強さ	MPa
S_y	設計降伏点	MPa
S_d^*	弾性設計用地震動 S_d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方	MPa —
S_s	基準地震動 S_s による地震力	—
Z	バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数	mm^3/mm
ρ	密度	kg/mm^3
σ_c	圧縮応力	MPa
σ_p	平均支圧応力	MPa
σ_s	平均せん断応力	MPa
σ_x	バスケットの鉛直方向の応力 (x方向)	MPa
σ_y	バスケットの水平方向の応力 (y方向)	MPa
σ_z	バスケットの面に垂直な方向の応力 (z方向)	MPa
τ_{yz}	せん断応力	MPa

注記*1: f_c の値を算出する際に「構造規格」MCD-2317(1)a.の(MCD-104)式において、 S_y (RT)とあるのを $1.2S_y$ (RT)と読み替えて算出した値

計算書の記号	記号の説明	単位
「5. 金属キャスクの応力評価」 トラニオンの応力評価に使用する記号(1/2)		
A	トラニオンの断面積	mm ²
a ₁	地震時の金属キャスク回転支点Oから固縛装置①のトラニオン固定金具中心までの距離	mm
a ₃	地震時の金属キャスク回転支点Oから金属キャスク中心までの距離	mm
C _H	水平方向設計震度	—
C _V	鉛直方向設計震度	—
C _S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、S _d *地震力が作用した場合の供用状態	—
D _S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、S _s 地震力が作用した場合の供用状態	—
E	縦弾性係数	MPa
E ₀	「構造規格」別図 8-1 に示されている縦弾性係数	MPa
F _m	トラニオンに作用する荷重	N
f _t	許容引張応力	MPa
f _s	許容せん断応力	MPa
f _c	許容圧縮応力	MPa
f _b	許容曲げ応力	MPa
f _p	許容支圧応力	MPa
f _t *	許容引張応力 * ¹	MPa
f _s *	許容せん断応力 * ¹	MPa
f _c *	許容圧縮応力 * ¹	MPa
f _b *	許容曲げ応力 * ¹	MPa
f _p *	許容支圧応力 * ¹	MPa
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
G ₁	水平方向加速度	m/s ²
G ₂	鉛直方向加速度	m/s ²

注記*1: f_t, f_s, f_c, f_b, f_pの値を算出する際に「構造規格」 MCD-3311.1(1)a.の本文中S_yとあるのを1.2S_yと読み替えて算出した値

計算書の記号	記号の説明	単位
「5. 金属キャスクの応力評価」 トラニオンの応力評価に使用する記号(2/2)		
h_{CG}	金属キャスク底面から重心までの高さ	mm
L	荷重位置と評価点との距離	mm
m_2	貯蔵時における金属キャスクの質量	kg
S_d^*	弾性設計用地震動 S_d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方	—
S_s	基準地震動 S_s による地震力	—
S_y	設計降伏点	MPa
Z	トラニオンの断面係数	mm^3
σ	トラニオンの評価断面に垂直な方向の応力	MPa
σ_b	トラニオンの曲げ応力	MPa
${}_c\sigma_b$	トラニオンの圧縮側曲げ応力の絶対値	MPa
${}_t\sigma_b$	トラニオンの引張側曲げ応力の絶対値	MPa
σ_c	トラニオンの圧縮応力の絶対値	MPa
σ_T	トラニオンの組合せ応力	MPa
σ_t	トラニオンの引張応力	MPa
τ	トラニオンのせん断応力	MPa

計算書の記号	記号の説明	単位
「6. 金属キャスクの機能維持評価」に使用する記号		
m_{all}	外筒, 端板, 伝熱フィン及び側部レジンの総質量	kg
m_1	外筒一区間当たりの側部レジンと外筒の質量	kg
m_2	蓋部中性子遮蔽材カバーの質量	kg
D_d	胴外径 (下部端板内径)	mm
t_b	下部端板の板厚	mm
t	外筒の板厚	mm
t_L	蓋部中性子遮蔽材カバーの板厚	mm
a_1	伝熱フィンピッチ幅	mm
a_2	正方形板の一辺の長さ	mm
A_1	外筒一区間当たりの外筒の内面積	mm ²
A_2	蓋部中性子遮蔽材カバーの面積	mm ²
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
G_1	水平方向加速度	m/s ²
G_2	鉛直方向加速度	m/s ²
C_H	水平方向設計震度	—
C_v	鉛直方向設計震度	—
β_1	下部端板の縦横比を考慮した長方形板の最大応力の係数	—
β_2	外筒の縦横比を考慮した長方形板の最大応力の係数	—
β_3	正方形板の最大応力の係数	—
P	分布荷重	MPa
p_1	側部レジン充填部圧力	MPa
p_2	外筒及び側部レジンの慣性力による分布荷重	MPa
p_3	蓋間圧力	MPa
p_4	蓋部中性子遮蔽材カバーの慣性力による分布荷重	MPa
τ	せん断応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa

2.4 数値の丸め方

数値は原則として安全側に丸めて使用する。

また、規格、基準等により決まる数値については丸めず、規格、基準等を内挿して使用する場合は原則として安全側に処理する。

表示する数値の丸め方を第 2-1 表に示す。

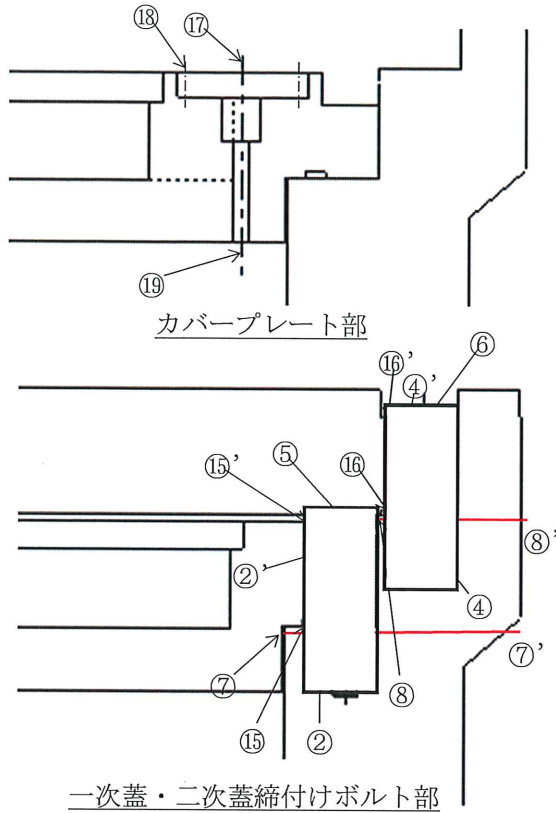
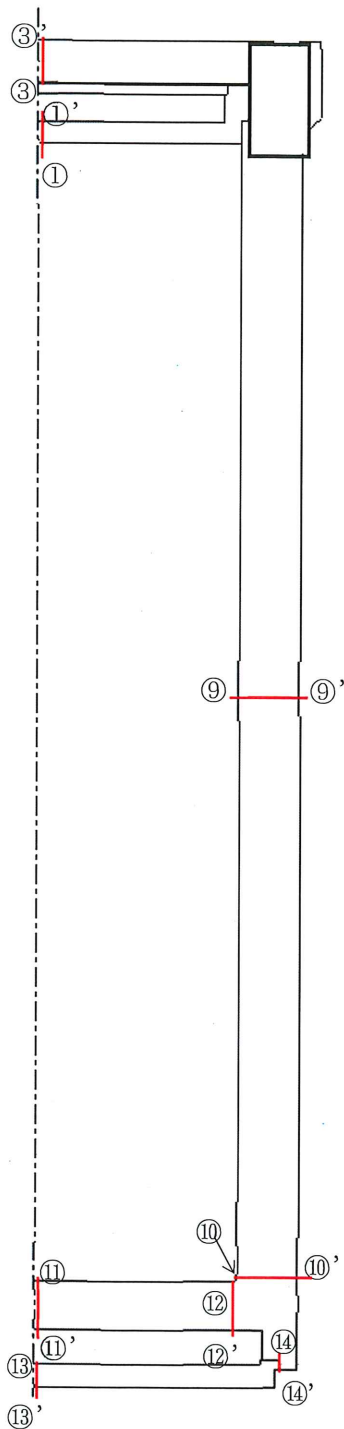
第2-1表 数値の丸め方一覧表

数値の種類	単位	処理桁	処理法	表示桁
最高使用温度	℃	—	—	設計値
最高使用圧力	MPa	—	—	設計値
縦弾性係数	MPa	有効数字4桁目	四捨五入	有効数字3桁
長さ	mm	—	—	設計値
設計震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
質量	kg	—	—	設計値
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
断面二次モーメント	mm ⁴	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
ばね定数	N/mm, N・mm/rad	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
許容応力値	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位
計算応力値	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
角度	°	—	—	設計値
断面係数	mm ³	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁

3. 耐震評価箇所

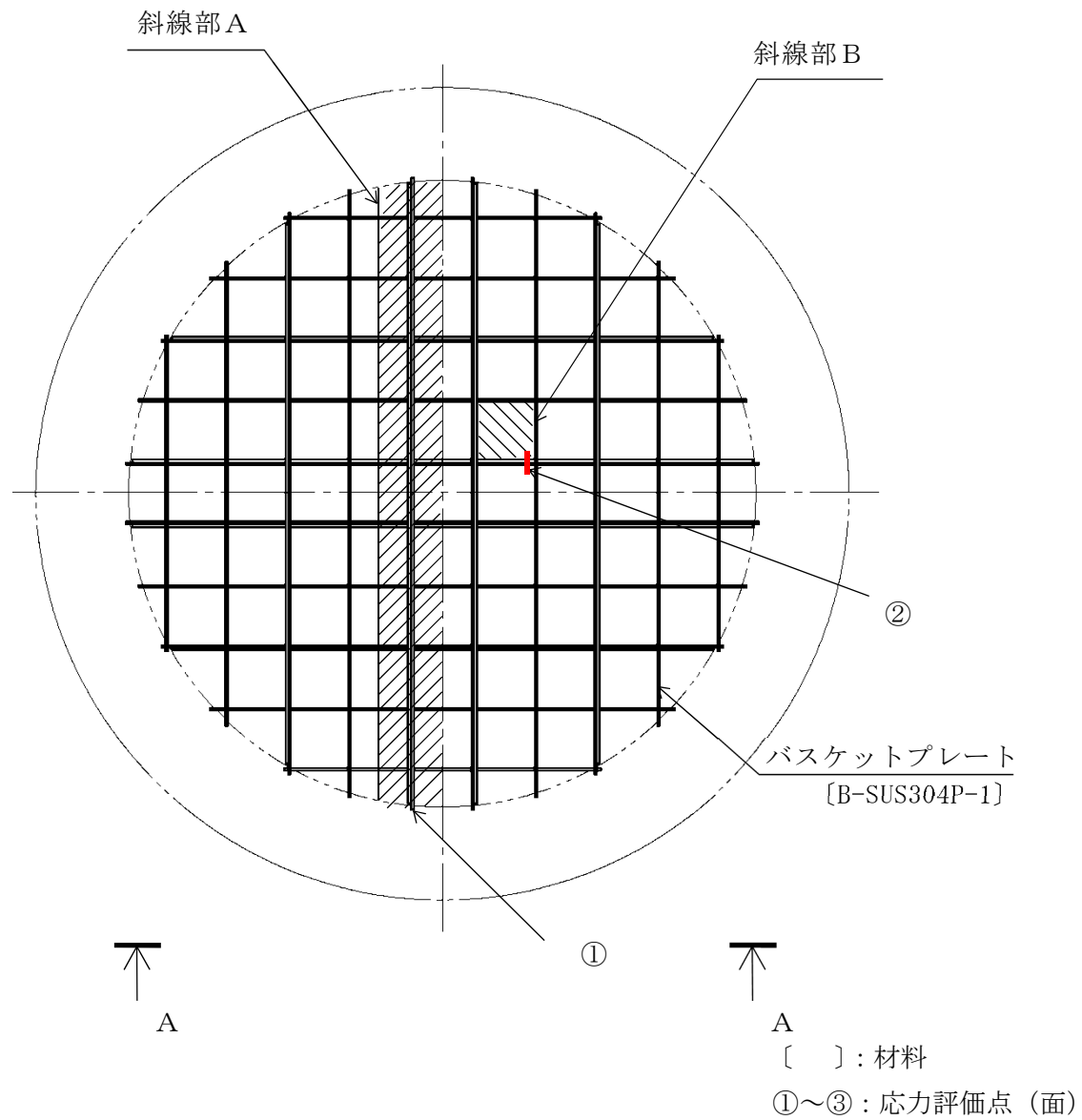
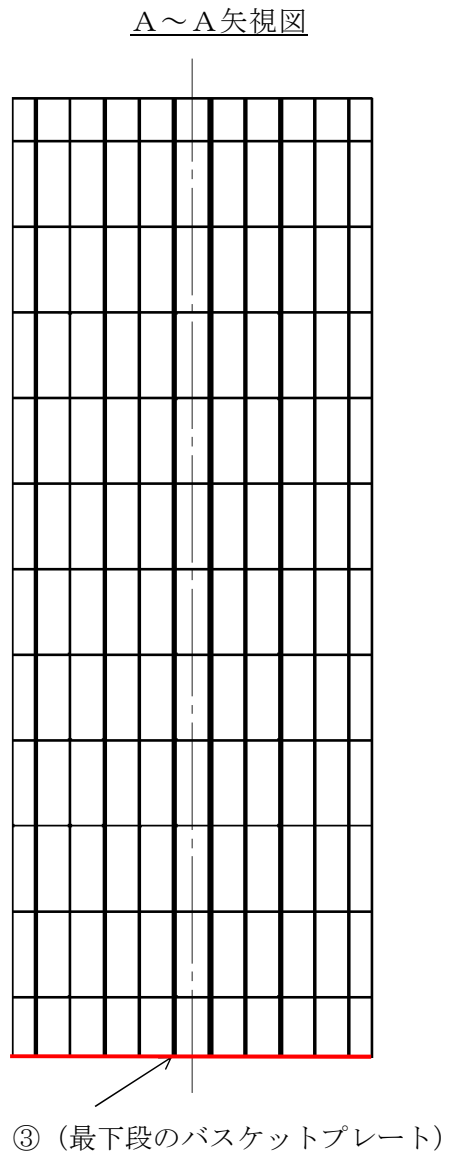
3.1 金属キャスクの耐震評価箇所

金属キャスクの耐震評価箇所の説明図を第 3-1 図，第 3-2 図及び第 3-3 図に示す。金属キャスクの耐震評価は，構造上厳しくなる構造上の不連続部等を選定して行う。

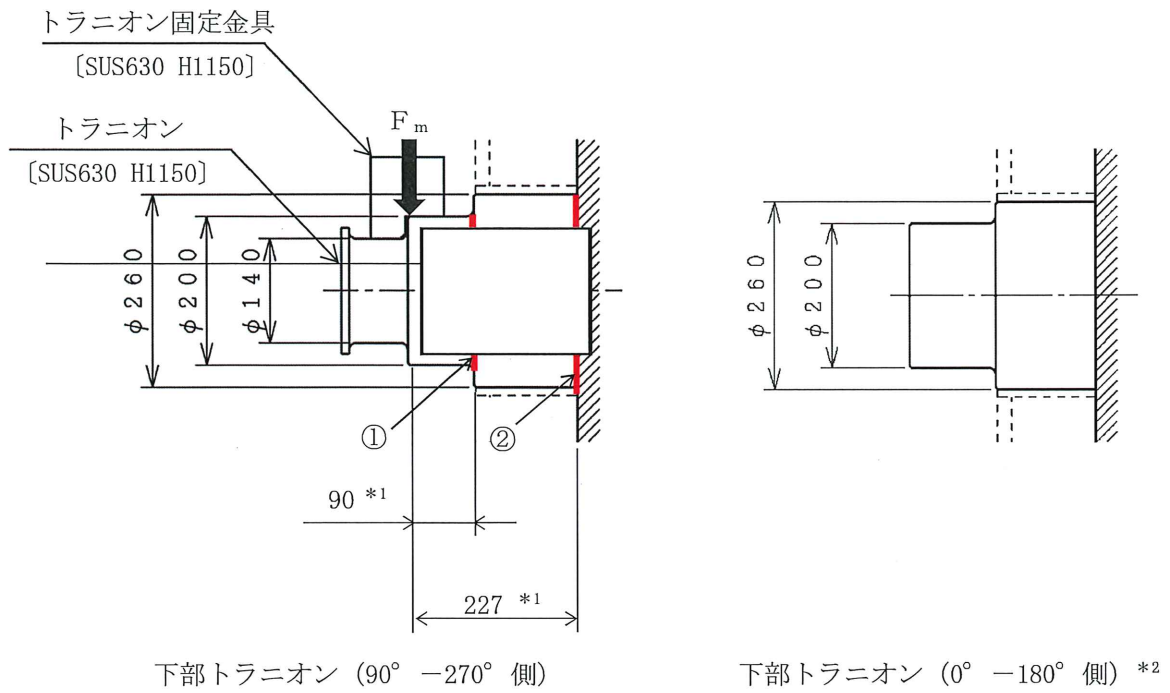


応力評価点 (面)	評価部位
①	一次蓋 (中央)
②	一次蓋 (端部)
③	二次蓋 (中央)
④	二次蓋 (端部)
⑤	一次蓋締付けボルト
⑥	二次蓋締付けボルト
⑦	胴 (一次蓋密封シール部)
⑧	胴 (二次蓋密封シール部)
⑨	胴 (中央)
⑩	胴 (下部)
⑪	底板 (中央)
⑫	底板 (端部)
⑬	底部中性子遮蔽材カバー (中央)
⑭	底部中性子遮蔽材カバー (端部)
⑮	一次蓋 (密封シール部)
⑯	二次蓋 (密封シール部)
⑰	カバープレート
⑱	カバープレート締付けボルト
⑲	貫通孔部

第 3-1 図 密封容器及び二次蓋の応力評価箇所



第3-2図 バスケットの応力評価箇所



注記 *1 : 貯蔵時の荷重作用点までの距離
*2 : いずれの下部トランニオンも同様の荷重を受けるが、断面の小さい $90^{\circ} - 270^{\circ}$ 側のトランニオンを評価対象とする。

(単位 : mm)

[] : 材料

①~② : 応力評価点 (面)

第3-3図 下部トランニオンの応力評価箇所

枠囲みの内容は商業機密に属
しますので公開できません。

4. 固有値解析

金属キャスクは、下部トラニオンを介して貯蔵架台上に固縛され、貯蔵架台は架台固定ボルトを介して床面に固定される。貯蔵架台は搬送台車を底部に挿入した状態で搬送されることから、架台底部に開口部を有している。固有周期を計算するに当たり、この貯蔵架台の剛性も考慮する必要があるため、金属キャスクと貯蔵架台を組み合わせた連成モデルで固有周期を評価する。

4.1 解析方針

(1) 固有値解析方法

有限要素法に基づく汎用解析コードであるABAQUSを用いる。なお、評価に用いる汎用解析コードABAQUSの検証及び妥当性確認等の概要については、「別紙2 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(2) 固有値解析モデル

固有値解析モデルを第4-1図に示す。金属キャスクをはり要素としてモデル化し、質量分布を考慮して軸方向複数箇所に質量点を設ける。貯蔵架台については、本体が床面から離れていることから、本体の面外変形を考慮した並進ばね及び回転ばねを設けて剛性を模擬する。

固有値解析モデルの諸元を第4-1表に示す。なお、ばね定数は有限要素法により算出している。

(3) 形状・寸法・材料

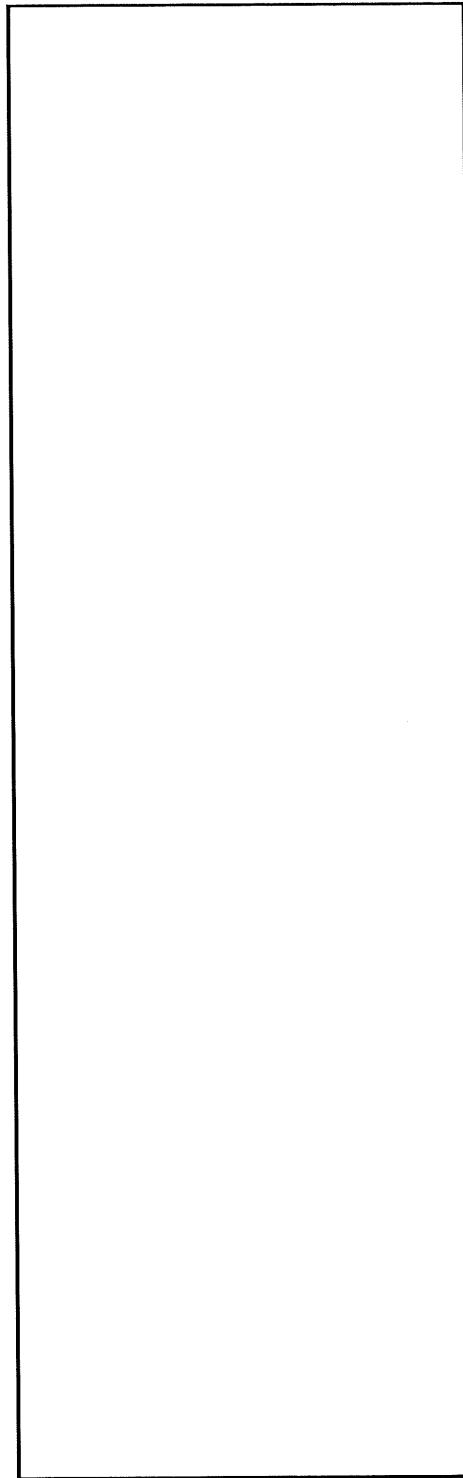
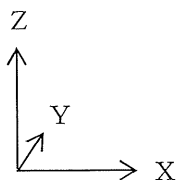
金属キャスクの形状は、内径・外径で代表する円筒形状でモデル化する。このとき、胴軸方向の内径・外径の変化を考慮する。また、金属キャスクの材料は胴材料で代表する。

貯蔵架台形状は、質量と形状の効果を考慮した並進ばね及び回転ばねを設定することで表現する。

(4) 物性値

固有値解析に使用する物性値を第4-1表に示す。

断面の種類	節点間
断面 1	
断面 2	
断面 3	



第 4-1 図 固有値解析モデル

第4-1表 固有値解析モデルの諸元

m ₁ (kg)	m ₂ (kg)	m ₃ (kg)	m ₄ (kg)	m ₅ (kg)	m ₆ (kg)	m ₇ (kg)	m ₈ (kg)	m ₉ (kg)	m ₁₀ (kg)	m ₁₁ (kg)	m ₁₂ (kg)	m ₁₃ (kg)	m ₁₄ (kg)
15850	1950	4250	6144	8981	11975	11975	11975	11975	11975	11975	11975	6900	5400

ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	ℓ ₄ (mm)	ℓ ₅ (mm)	ℓ ₆ (mm)	ℓ ₇ (mm)	ℓ ₈ (mm)	ℓ ₉ (mm)	ℓ ₁₀ (mm)	ℓ ₁₁ (mm)	ℓ ₁₂ (mm)	ℓ ₁₃ (mm)
70	150	195	280	560	560	560	560	560	560	560	408	212.5

m _c (kg)	m _s (kg)	E (MPa)	ν (-)	K _x (N/mm)	K _z (N/mm)	K _{θy} (N・mm/rad)
118300	15000	195000	0.3			

断面の 種類	D _o (mm)	D _i (mm)	A _x *1 (mm ²)	A _{sy} *1 (mm ²)	A _{sz} *1 (mm ²)	I _x *1 (mm ⁴)	I _y *1 (mm ⁴)	I _z *1 (mm ⁴)
断面1	1980		3.032×10 ⁵	1.516×10 ⁵	1.516×10 ⁵	2.825×10 ¹¹	1.413×10 ¹¹	1.413×10 ¹¹
断面2	2156		8.749×10 ⁵	4.388×10 ⁵	4.388×10 ⁵	8.949×10 ¹¹	4.474×10 ¹¹	4.474×10 ¹¹
断面3	2156	1664	1.476×10 ⁶	7.462×10 ⁵	7.462×10 ⁵	1.369×10 ¹²	6.843×10 ¹¹	6.843×10 ¹¹

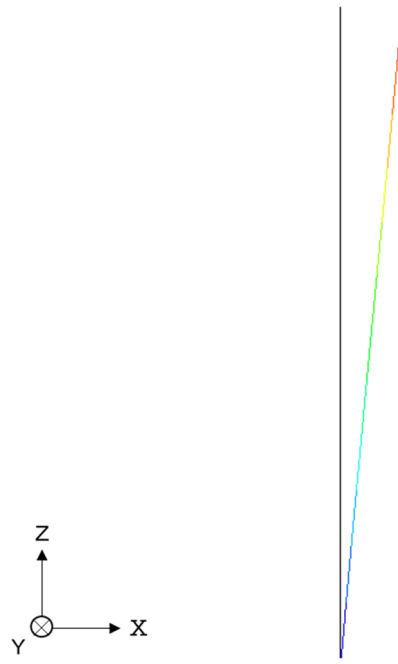
注記*1:ここで、x、y及びzの記号は、はり要素の軸方向をxとし、その軸直角方向の2方向をy、zとする要素系の座標軸を示す。

4.2 固有値解析結果

第 4-2 表に固有値解析結果を示し、振動モード図を第 4-2 図及び第 4-3 図に示す。

第 4-2 表 固有値解析結果

次数	固有周期 (s)	刺激係数			方向
		X	Y	Z	
1	$T_H=0.080$	1.453	0.000	0.000	水平方向
2	$T_V=0.023$	0.000	0.000	1.036	鉛直方向



第 4-2 図 水平振動モード図 ($T_H=0.080 \text{ s}$)



第 4-3 図 鉛直振動モード図 ($T_V=0.023 \text{ s}$)

5. 金属キャスクの応力評価

5.1 基本方針

- (1) 金属キャスクの応力計算モデルは、有限要素モデルを基本とし、モデル全体に地震荷重が作用するものとする。また、一部評価部位については、応力評価式により応力を算出する。
- (2) 許容応力について、使用済燃料貯蔵施設規格（金属キャスク構造規格 JSME SFA1-2007）（日本機械学会 2007年12月）（以下「構造規格」という。）又は発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME SNC1-2005）（日本機械学会 2005年9月）（2007年追補版を含む。）（以下「設計・建設規格」という。）を用いて計算する際に、温度が中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。
- (3) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1 荷重の種類と組合せ

考慮すべき荷重の種類とその組合せを第5-1表、第5-2表及び第5-3表に示す。

5.2.2 使用材料の許容応力

(1) 密封容器

密封容器の許容基準は、「構造規格」MCD-1300、MCD-1400及びMCD-1700による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。

密封容器用材料の許容応力値を第5-4表及び第5-5表に示す。

(2) 二次蓋

二次蓋は、通常貯蔵時において密封境界を構成する部材ではないが、圧力監視境界としての耐圧機能に加え、一次蓋に加え多重の閉じ込め機能を有する部材として設けられたものであるので、閉じ込め機能にかかわる部位について一次蓋と同様の基準を用いて評価する。

したがって、二次蓋の許容基準は、「構造規格」MCD-1300によるものとする。また、二次蓋の圧力と貫通孔の影響に対する許容基準は、「設計・建設規格」PVD-3310及びPVD-3322によるものとする。

二次蓋用材料の許容応力値を第5-6表及び第5-7表に示す。

(3) バスケット

バスケットの許容基準は、「構造規格」MCD-2300（事例規格を含む。）による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。

バスケット用材料の許容応力値を第5-8表に示す。

(4) トラニオン

トラニオンの許容基準は、「構造規格」MCD-3300 による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。

トラニオン用材料の許容応力値を第 5-9 表に示す。

5.3 設計条件

設計条件を第 5-10 表に示す。

(1) 設計震度について

金属キャスク及び貯蔵架台は、耐震設計上の重要度分類 S クラスである。

a. 水平方向設計震度

4 章で求められた固有周期 ($T=0.080$ s) より、柔構造であると判断される。

(a) 基準地震動 S_s による地震力

「資料 5-1-5 設計用床応答曲線の作成方針」にて設定した床応答の作成方針に基づく条件を用いて作成した水平方向基準地震動 S_s による床面の水平方向設計用床応答曲線 (第 5-1 図) 又は、水平方向基準地震動 S_s による建屋の最大応答加速度の 20% の割り増しより算出したものいずれか大きい方に余裕を持った保守的な設計用地震力とする。

(b) 弾性設計用地震動 S_d による地震力

「資料 5-1-5 設計用床応答曲線の作成方針」にて設定した床応答の作成方針に基づく条件を用いて作成した水平方向弾性設計用地震動 S_d による床面の水平方向設計用床応答曲線 (第 5-2 図) 又は、水平方向弾性設計用地震動 S_d による建屋の最大応答加速度の 20% の割り増しより算出したものいずれか大きい方を設計用地震力とする

(c) 静的地震力

S クラスの静的地震力 ($3.6C_i$) とする。

水平方向設計震度の評価結果を第 5-11 表に示す。

b. 鉛直方向設計震度

4 章で求められた固有周期 ($T=0.023$ s) より、剛構造であると判断される。

(a) 基準地震動 S_s による地震力

鉛直方向基準地震動 S_s による建屋の最大応答加速度の 20% の割り増しより算出したものに余裕を持った保守的な設計用地震力とする。

(b) 弾性設計用地震動 S_d による地震力

鉛直方向弾性設計用地震動 S_d による建屋の最大応答加速度の 20% の割り増しより算出したものを設計用地震力とする。

(c) 静的地震力

S クラスの静的地震力 ($1.2C_v$) とする。

鉛直方向設計震度の評価結果を第 5-12 表に示す。

5.4 応力評価方法

5.4.1 一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルト

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・ 密封容器内圧力 (MPa)
- ・ 蓋間圧力 (MPa)
- ・ 蓋部レジン充填部圧力 (MPa)
- ・ 側部レジン充填部圧力 (MPa)
- ・ 底部レジン充填部圧力 (MPa)
- ・ 一次蓋締付けボルト初期締付け力 (MPa)
- ・ 二次蓋締付けボルト初期締付け力 (MPa)
- ・ 自重 (－)
- ・ 地震力 (－)
- ・ 熱荷重 (－)

(2) 応力計算

一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力計算は，解析コードABAQUSにより行う。なお，底板に作用する支圧については5.4.3項，各ボルトに対する疲労評価は5.4.6項による。また，評価に用いる汎用解析コードABAQUSの検証及び妥当性確認等の概要については，「別紙2 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

解析モデルを第5-3図に示す。

5.4.2 カバープレート及びカバープレート締付けボルト

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・ 密封容器内圧力 (MPa)
- ・ 蓋間圧力 (MPa)
- ・ カバープレート締付けボルト初期締付け力 (MPa)
- ・ 自重 (-)
- ・ 地震力 (-)

(2) 応力計算

カバープレート及びカバープレート締付けボルトの応力計算は、応力評価式により行う。

a. カバープレート

(a) 一次応力

密封容器内圧力と蓋間圧力の差圧及び慣性力により発生する一次膜＋一次曲げ応力 ($\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$) は、カバープレートを周辺支持の円板とモデル化し、密封容器内圧力と蓋間圧力の差圧により発生する応力 ($\sigma_{r1}, \sigma_{\theta1}, \sigma_{z1}$) と慣性力により発生する応力 ($\sigma_{r2}, \sigma_{\theta2}, \sigma_{z2}$) より次式で計算される。

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_r &= \sigma_{r1} + \sigma_{r2} \\
 \sigma_\theta &= \sigma_{\theta1} + \sigma_{\theta2} \\
 \sigma_z &= \sigma_{z1} + \sigma_{z2} \\
 \\
 \sigma_{r1} &= - \\
 \sigma_{\theta1} &= \sigma_{r1} \\
 \sigma_{z1} &= 0 \\
 \\
 \sigma_{r2} &= \frac{1.24 \cdot w \cdot r^2}{t^2} \\
 \sigma_{\theta2} &= \sigma_{r2} \\
 \sigma_{z2} &= 0
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.1)$$

ここで、 P : 密封容器内圧力と蓋間圧力の差圧 (MPa)

$$P = P_2 - P_1$$

P₁ : 密封容器内圧力 (MPa)

P₂ : 蓋間圧力 (MPa)

r : カバープレート締付けボルトのピッチ半径 (mm)

t : カバープレートの板厚 (mm)

w : 慣性力による分布荷重 (MPa)

$$w = t \cdot \rho \cdot G \cdot (1 + C_v)$$

ρ : カバープレート材料の密度 (kg/mm³)

C_v : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s²)

(b) 一次+二次応力

応力の計算方法は(5.1)式の σ_{r2} と同じである。ただし、荷重条件は地震力のみとして振幅を考慮し、2倍して求める。

b. カバープレート締付けボルト

(a) 平均引張応力

カバープレート締付けボルトに発生する平均引張応力 (σ_{n1}) は次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{n1} &= \frac{W_{m1}}{A} \\ W_{m1} &= H + H_P \\ &= \frac{\pi}{4} \cdot D_G^2 \cdot P + H_P \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで、 W_{m1} : 使用状態での必要な最小ボルト荷重 (N)

A : 全数のカバープレート締付けボルト最小断面積 (mm²)

H : フランジに加わる内圧による全荷重 (N)

D_G : ガスケット反力のかかる位置 (mm)

sH_P : 気密を十分保つために、ガスケット又は継手接触面にかける圧縮力 (N)

P : 密封容器内圧力と蓋間圧力の差圧 (MPa)

(b) 平均引張応力+曲げ応力

カバープレート締付けボルトに発生する平均引張応力+曲げ応力 (σ_{n+b}) は次式で計算する。

$$\sigma_{n+b} = \sigma_{n1} + \sigma_{b1}$$

ここで、 σ_{b1} : カバープレート締付けボルトに発生する曲げ応力 (MPa)

$$\sigma_{b1} = M / Z$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

$$M = m_r \cdot G \cdot C_H \cdot L$$

m_r : カバープレートの質量 (kg)

C_H : 水平方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s²)

L : カバープレート締付けボルト軸部の長さ (mm)

Z : カバープレート締付けボルト断面係数 (mm³)

5.4.3 底板の平均支圧応力

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・自重 (－)
- ・地震力 (－)

(2) 応力計算

バスケット底面との接触部である底板に発生する平均支圧応力の計算は、応力評価式により行う。

$$\sigma_p = \frac{m_G \cdot G_2}{A} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、 m_G : バスケット及び使用済燃料集合体の質量 (kg)

$$G_2 = (1 + C_v) \cdot G$$

C_v : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s²)

A : 接触面積 (mm²)

5.4.4 バスケット

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・自重 (－)
- ・地震力 (－)
- ・熱荷重 (－)

(2) 応力計算

バスケットに発生する応力の計算は、応力評価式により行う。解析モデル及び応力評価位置を第 3-2 図に示す。

a. 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部 (第 3-2 図①部) である。鉛直方向加速度により発生する応力 (σ_x) は、次式で計算する。

$$\sigma_x = \rho \cdot \ell_w \cdot G_2 \dots \dots \dots (5.4)$$

ここで、 ρ : バスケットプレートの密度 (kg/mm^3)

ℓ_w : バスケットプレートの全長 (mm)

$$G_2 = (1 + C_v) \cdot G$$

C_v : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s^2)

水平方向加速度により発生する応力 (σ_y) は、次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1} \dots \dots \dots (5.5)$$

ここで、 m_A : 第 3-2 図の斜線部 A に含まれる使用済燃料集合体とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

$$G_1 = C_H \cdot G$$

C_H : 水平方向設計震度

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

他の応力成分は零である。

b. 一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部 (第 3-2 図②部) である。鉛直方向加速度により発生する応力 (σ_x) は、a. と同様である。

水平方向加速度により発生する応力 (σ_y) は、次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{M}{Z} \\ M &= \frac{m_B \cdot G_1 \cdot \ell_P}{12 \cdot \frac{\ell_w}{2}} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (5.6)$$

ここで、 M : バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント
($N \cdot mm/mm$)

Z : バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数 (mm^3/mm)

m_B : 第 3-2 図に示す斜線部 B に含まれる使用済燃料集合体, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

l_P : バスケットプレートの内のり (mm)

l_W : バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ (使用済燃料集合体の荷重面の軸方向長さ) (mm)

ただし, バスケットプレートどうしの嵌合のための切欠きがあるため実際の荷重荷重面の長さを $l_W/2$ とする。

G_1 : a. と同じ

水平方向加速度により発生するバスケットプレート格子端部 (第 3-2 図②部) に発生する平均せん断応力 (τ_{yz}) は, 次式で計算する。

$$\tau_{yz} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}} \dots\dots\dots (5.7)$$

ここで, G_1, A_1 : a. と同じ

他の応力成分は零である。

c. 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部 (第 3-2 図②部) に発生する平均せん断応力 (σ_s) は, (5.7) 式で計算する。

d. 平均支圧応力

バスケットプレート端部 (第 3-2 図①部及び③部) に発生する平均支圧応力 (σ_p) は, 各々 (5.5) 式及び (5.4) 式で計算する。

e. 圧縮応力

バスケットプレート下端部 (第 3-2 図①部及び③部) に発生する圧縮応力 (σ_c) は, 各々 (5.5) 式及び (5.4) 式で計算する。

なお, 熱応力については, バスケットプレート間及びバスケットプレートと胴間の嵌合部にはギャップを設けており, 熱膨張による拘束が生じないため著しい熱応力は発生しないため考慮しない。

5.4.5 下部トラニオン

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・地震力（－）
- ・自重（－）
- ・トラニオン固定ボルトの初期締付け力（N）
- ・熱荷重（－）

(2) 応力計算

a. 一次応力

(a) せん断応力

最大応力が発生する箇所は第 3-3 図に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力（ τ ）は、次式で計算する（第 5-4 図参照）。なお、トラニオンに係る計算においては保守的に荷重の分散を考慮しない評価とする。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{F_m}{A} \\ F_m &= \frac{m_2 \cdot (G_1 \cdot h_{CG} - G_2 \cdot a_3)}{a_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.8)$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 - C_V) \cdot G$$

G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s^2)

C_H : 水平方向設計震度

C_V : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s^2)

h_{CG} : 金属キャスク底面から重心までの高さ (mm)

a_1 : 支点 O から固縛装置②のトラニオン固定金具中心までの距離 (mm)

a_3 : 支点 O から金属キャスク中心までの距離 (mm)

F_m : 地震力によりトラニオンに作用する荷重 (N)

m_2 : 貯蔵時における金属キャスクの質量 (kg)

A : 第 3-3 図の評価点①の断面積 (mm^2)

(b) 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は第 3-3 図に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力 (σ_b) は、次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M}{Z} \\ M &= F_m \cdot L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.9)$$

ここで、 F_m : (5.8) 式と同じ

Z : 第 3-3 図の評価点①の断面係数 (mm^3)

L : 第 3-3 図の評価点①と荷重位置との距離 (mm)

(c) 組合せ応力

イ. せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は第 3-3 図に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力 (τ) と曲げ応力 (σ_b) との組合せ応力 (σ_T) は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (5.10)$$

ここで、 τ : (5.8) 式と同じ

σ_b : (5.9) 式と同じ

b. 一次+二次応力

(a) せん断応力

地震力によるせん断応力 (τ) の全振幅は、(5.8) 式で求めたせん断応力 (τ) の 2 倍とする。

(b) 曲げ応力

地震力による曲げ応力 (σ_b) の全振幅は、(5.9) 式で求めた曲げ応力 (σ_b) の 2 倍とする。

5.4.6 密封容器（ボルト）の疲労評価

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・地震力（－）
- ・地震荷重の変動回数（－）

(2) 疲労解析計算

地震時のボルトのピーク応力強さは、次式により計算する。

$$S_p = K \cdot S$$

ここで、 S_p : ボルトのピーク応力強さ (MPa)

K : ボルトのねじ部の応力集中係数 (－)

S : 地震力のみによりボルトに発生する応力強さ (MPa)

次に、ピーク応力強さの範囲 (S_p) から、次式により繰返しピーク応力強さ (S_ℓ , S_ℓ') を求める。ここで、繰返しピーク応力強さ (S_ℓ) は、「構造規格」別図 8-4 に示されている縦弾性係数 (E_0) と解析に用いる縦弾性係数 (E) との比を考慮し補正する。

$$\left. \begin{aligned} S_\ell &= \frac{1}{2} \cdot S_p \\ S_\ell' &= S_\ell \cdot \frac{E_0}{E} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.11)$$

「構造規格」別図 8-4 より、補正した繰返しピーク応力強さ (S_ℓ') に対する許容繰返し回数 (N_a) を求め、次式のとおり供用状態 A 及び B を考慮した疲労累積係数を計算する。なお、地震荷重の変動回数は 10000 回とする。また、供用状態 A 及び B における疲労累積回数の計算詳細は、「添付 10-2-2-1 密封容器の応力計算書 (BWR 用大型キャスク (タイプ 2 A))」に示す。ただし、(5.12) 式中の U_s は、 S_d * 地震時には U_{s_d} 、 S_s 地震時には U_{s_s} に読み替えるものとする。

$$\left. \begin{aligned} U_f &= U_n + U_s \\ U_s &= N_c / N_a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 U_f : 供用状態 A 及び B と地震時の疲労累積係数の和 (－)

U_n : 供用状態 A 及び B の疲労累積係数 (－)

U_s : 地震時の疲労累積係数 (－)

N_a : 許容繰返し回数 (－)

N_c : 地震荷重の変動回数 (－)

5.4.7 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価

「資料5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」の4章に基づき、機器系における水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価の具体的手法を示す。

(1) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価方針

構造上の特徴により水平2方向及び鉛直方向地震力の影響を受ける可能性のある設備（部位）について、従来の評価である水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せ時の耐震評価結果に与える影響を確認する。設備が有する耐震性への影響が確認された場合は詳細な手法を用いた評価を行い、必要に応じて更なる設計上の配慮を行う。

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価には、基準地震動 S_s を用いる。基準地震動 S_s は「資料5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」による。

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価方法

機器系において、水平1方向及び鉛直方向地震力を組み合わせた従来の耐震計算に対して、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響の可能性のある設備を構造及び発生値の増分の観点から抽出し、影響を評価する。影響評価フローを第5-5図に示す。

なお、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響を確認する際は、地震時に水平2方向及び鉛直方向それぞれの最大応答が同時に発生する可能性は極めて低いとした考え方である Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares 法（以下「最大応答の非同時性を考慮した SRSS 法」という。）又は組合せ係数法（1.0:0.4:0.4）を適用する。この組合せ方法については、基本的におおむね弾性範囲でとどまる体系であることに加え、国内と海外の機器の耐震解析は、基本的に線形モデルにて実施している等類似であり、水平2方向及び鉛直方向の位相差は、機器の応答にも現れることから、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考としているものである。

(3) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認

第5-5図の影響評価フローに従い、水平2方向及び鉛直方向地震力による影響の可能性のある設備（部位）に対して、各評価点の応力分類もしくは応力の種類における許容応力に対する計算値の裕度（＝許容応力／計算値）が1.5より大きいことを確認する。計算値の水平2方向の地震力を組み合わせる場合、発生応力は最大応答の非同時性を考慮した SRSS 法では最大 $\sqrt{2}$ 倍となるため、この値を丸めた1.5を影響評価の判定基準とし、計算値の裕度が1.5より大きい設備（部位）については詳細評価を不要とする。各評価点の応力分類もしくは応力の種類における許容応力に対する計算値の裕度が1.5以下の設備（部位）については、詳細評価を行う。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認結果及び詳細評価結果はそれぞれの応力計算書に示す。

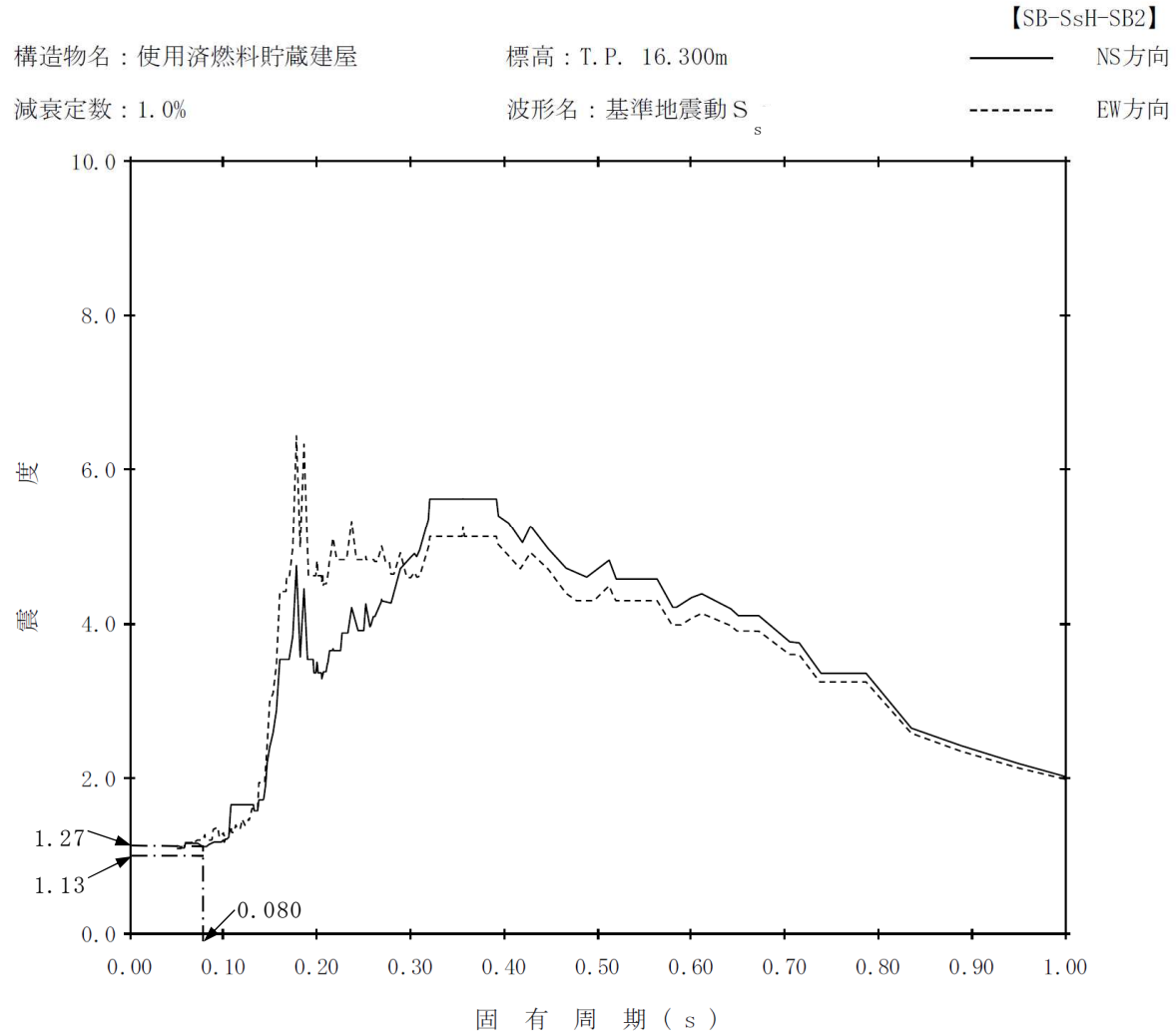
5.5 応力評価条件

金属キャスクの設計震度を第 5-13 表に示す。また、各評価箇所の応力評価条件を第 5-14 表から第 5-21 表に示す。

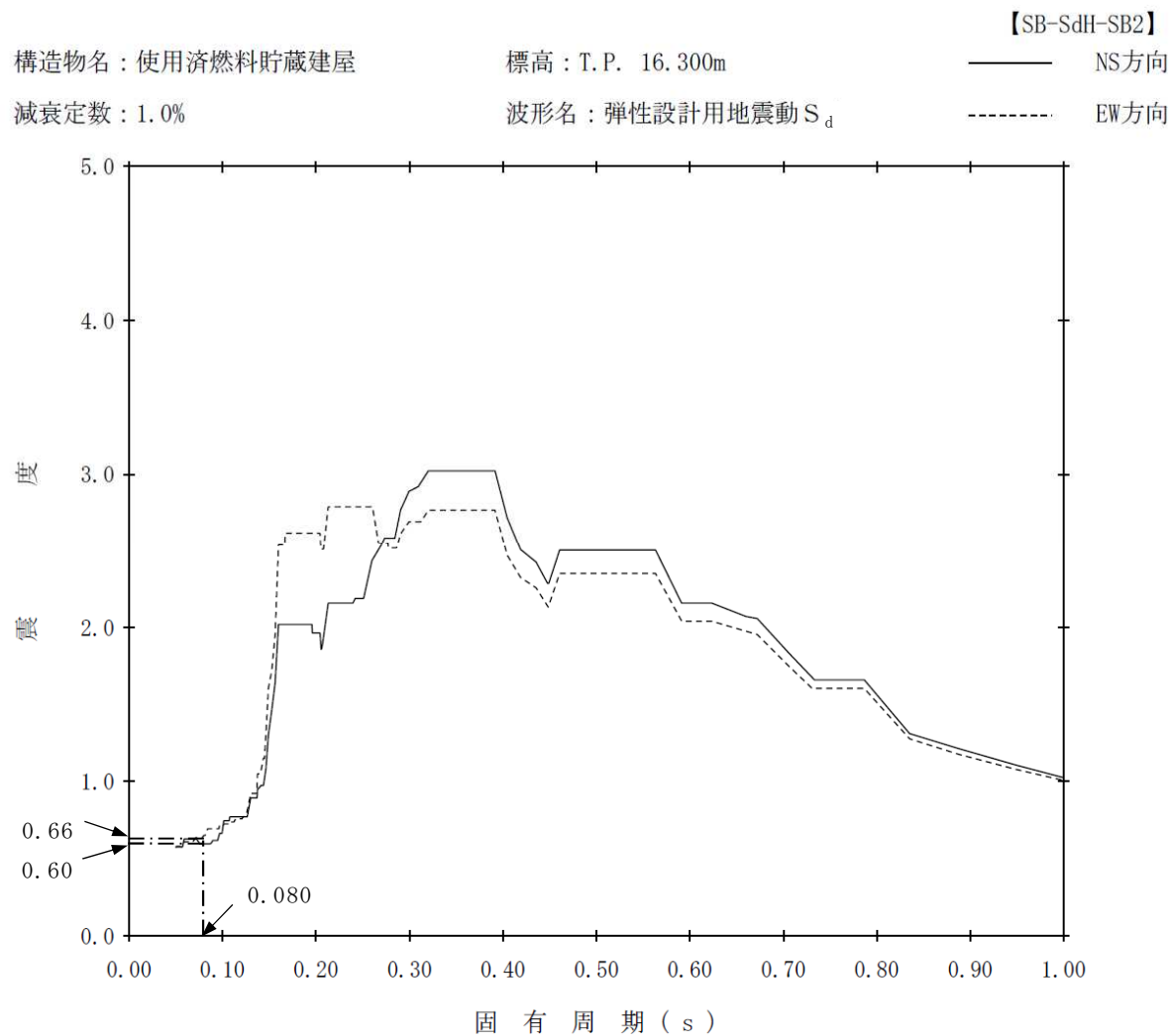
5.6 評価結果

金属キャスクの耐震評価結果を以下に示す。発生値は評価基準値を満足しており、耐震性を有することを確認した。評価結果を第 5-22 表～第 5-25 表に示す。

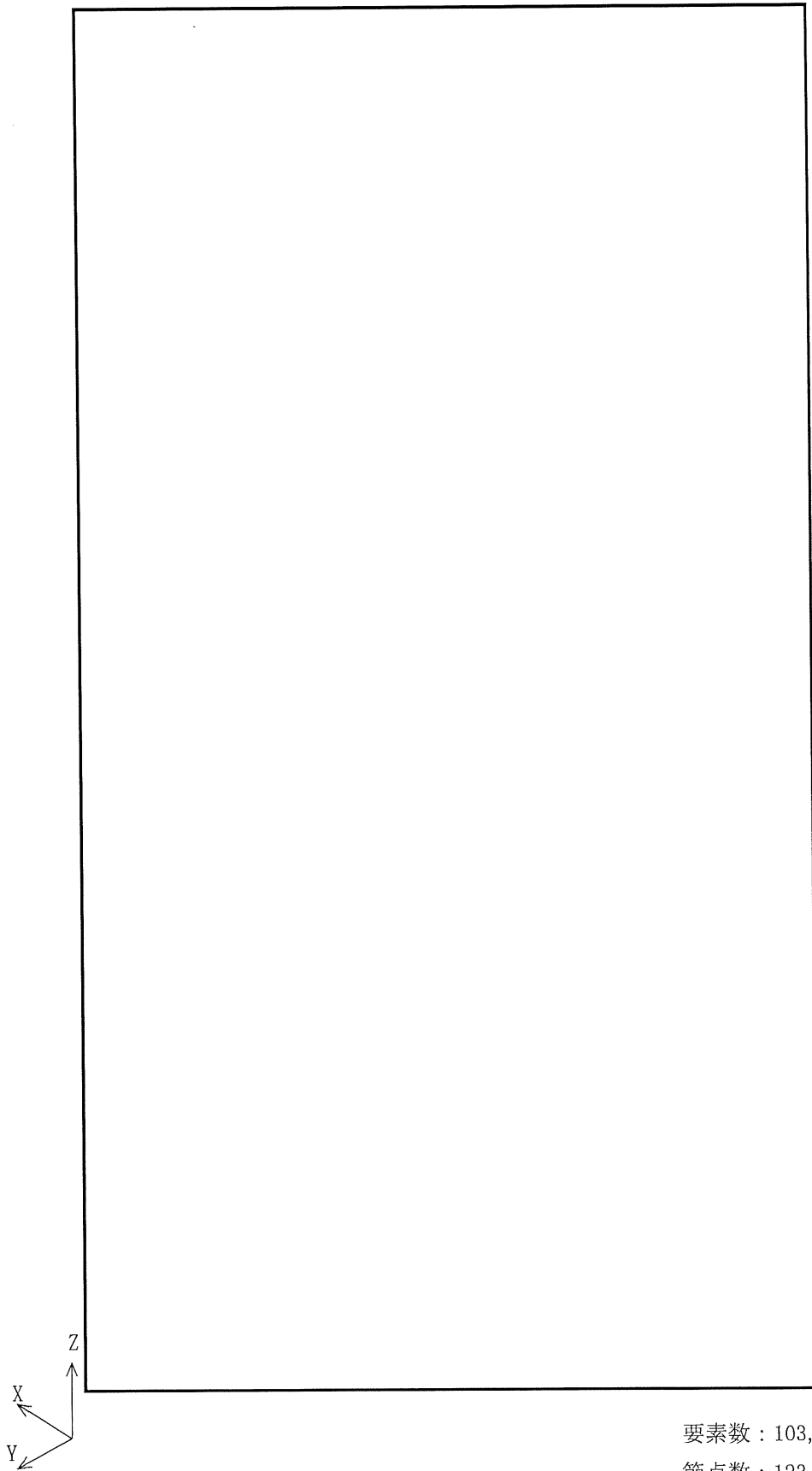
水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認として、各評価点の応力分類における許容応力に対する計算値の裕度を第 5-26 表～第 5-31 表に示す。許容応力に対する計算値の裕度が 1.5 より大きいため、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せが従来の耐震評価結果に影響を与えないことを確認した。



第5-1図 水平方向基準地震動 S_s による床面の水平方向設計用床応答曲線



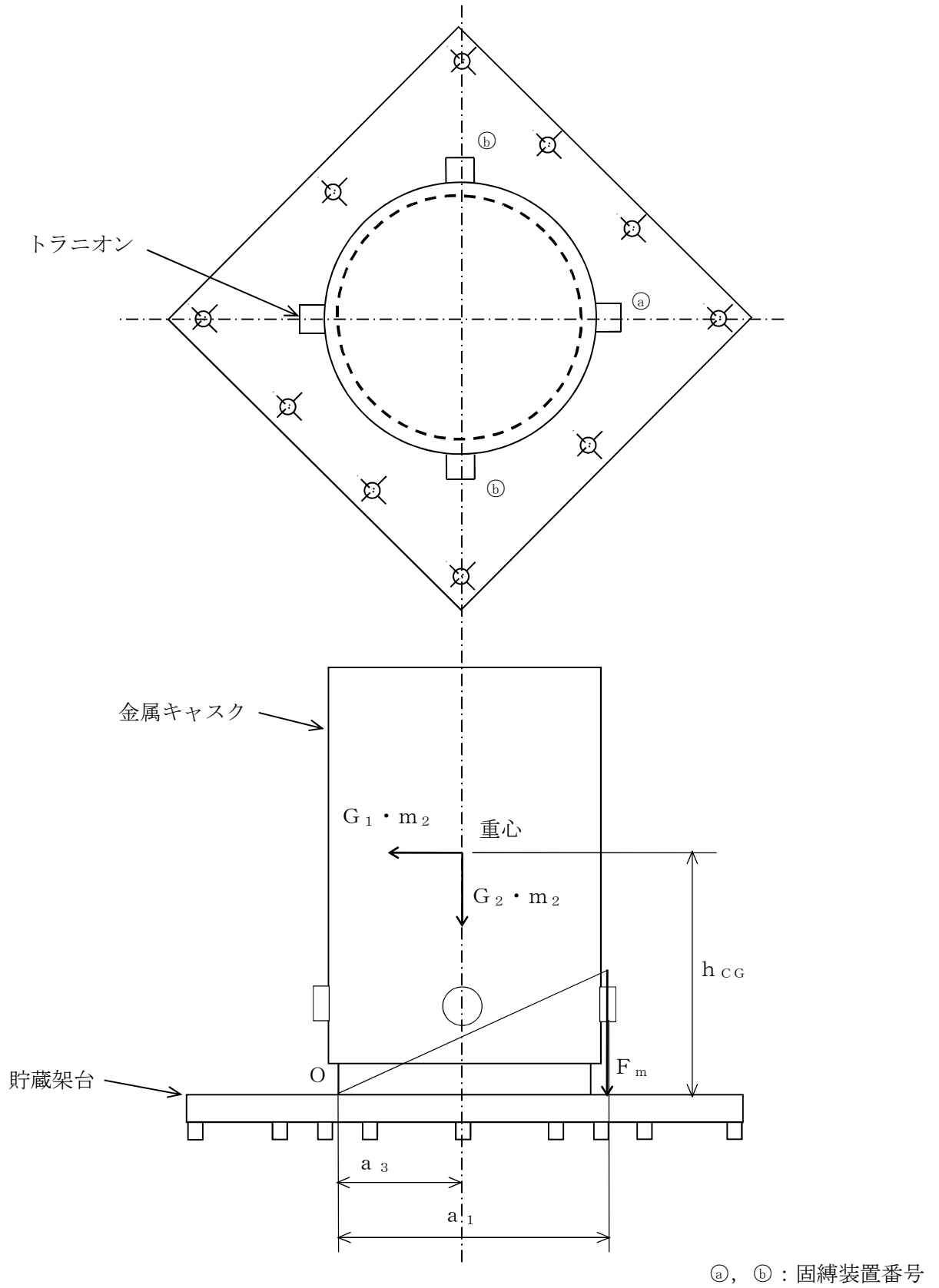
第5-2図 水平方向基準地震動 S_d による床面の水平方向設計用床応答曲線



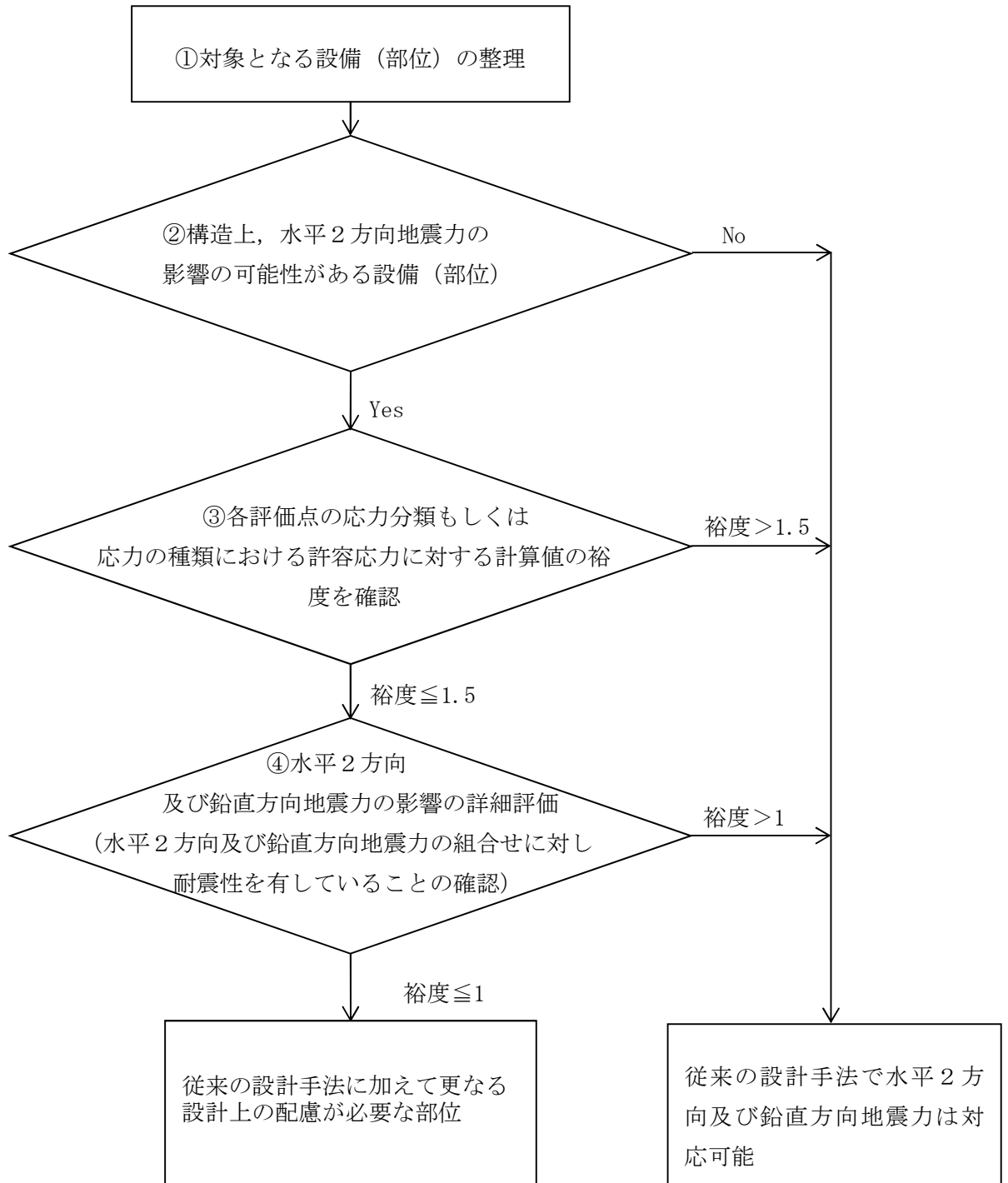
要素数：103,891

節点数：123,272

第5-3図 密封容器及び二次蓋の解析モデル



第 5-4 図 下部トランニオンに作用する荷重の計算モデル



第5-5図 水平2方向及び鉛直方向地震力を考慮した影響評価フロー

第5-1表 密封容器及び二次蓋の荷重の種類とその組合せ

荷 重			圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重	地震荷重
設計事象	供用状態	評価事象							
$I + S_d^*$	C_s	S_d^* 地震力が作用する場合	○	○	○	—	—	—*1	○
$I + S_s$	D_s	S_s 地震力が作用する場合	○	○	○	—	—	—*1	○

注記*1：密封シール部及び密封蓋締付けボルトの応力評価に当たっては、熱荷重を考慮する。
また、密封容器変形量の評価に当たっても、熱荷重を考慮する。

第5-2表 バスケットの荷重の種類とその組合せ

荷 重			自重による荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重	地震荷重
設計事象	供用状態	評価事象					
$I + S_d^*$	C_s	S_d^* 地震力が作用する場合	○	—	—	○	○
$I + S_s$	D_s	S_s 地震力が作用する場合	○	—	—	—*1	○

注記*1：変形量の評価時のみ、熱荷重を考慮する。

第5-3表 トラニオンの荷重の種類とその組合せ

設計事象	供用 状態	評価事象	荷 重					
			自重 による荷重	固縛 荷重	吊上げ 荷重	衝撃 荷重	熱荷重 *1	地震 荷重
I + S _d *	Cs	S _d *地震力が作用する場合	○	○	—	—	○	○
I + S _s	Ds	S _s 地震力が作用する場合	○	○	—	—	○	○

注記*1：キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

第5-4表 密封容器用材料の許容応力値(1/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値				
		炭素鋼				
		密封シール部以外			密封シール部	
		GLF1	SGV480	許容値 基準	GLF1	許容値 基準
供用状態 Cs	一次一般膜応力強さ P_m	183	232	Min ($S_y, 2/3 S_u$)	183	S_y
	一次膜+一次曲げ応力強さ $P_L + P_b$	274	348	Min ($1.5 S_y, S_u$)	183	S_y
	一次+二次応力強さ $P_L + P_b + Q^{*2}$	366	465	$3 S_m$	183	S_y
	平均せん断応力 σ_s	73	93	$0.6 S_m$	—	—
	平均支圧応力 σ_p	183	232	S_y^{*1}	—	—
供用状態 Ds	一次一般膜応力強さ P_m	251	282	$2/3 S_u$	183	S_y
	一次膜+一次曲げ応力強さ $P_L + P_b$	377	424	S_u	183	S_y
	一次+二次応力強さ $P_L + P_b + Q^{*2}$	366	465	$3 S_m$	183	S_y
	平均せん断応力 σ_s	150	169	$0.4 S_u$	—	—
	平均支圧応力 σ_p	377	424	S_u^{*1}	—	—

注記*1：支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第5-4表 密封容器用材料の許容応力値(2/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値	
		ステンレス鋼	
		カバープレート	
		SUS304	許容値基準
供用状態 C_s	一次一般膜応力強さ P_m	164	$1.2 S_m$
	一次膜+一次曲げ応力強さ $P_L + P_b$	246	$1.8 S_m$
	一次+二次応力強さ $P_L + P_b + Q^{*2}$	411	$3 S_m$
	平均せん断応力 σ_s	82	$0.6 S_m$
	平均支圧応力 σ_p	155	S_y^{*1}
供用状態 D_s	一次一般膜応力強さ P_m	281	Min ($2.4 S_m, 2/3 S_u$)
	一次膜+一次曲げ応力強さ $P_L + P_b$	422	Min ($3.6 S_m, S_u$)
	一次+二次応力強さ $P_L + P_b + Q^{*2}$	411	$3 S_m$
	平均せん断応力 σ_s	168	$0.4 S_u$
	平均支圧応力 σ_p	422	S_u^{*1}

注記*1：支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第 5-5 表 密封容器用材料（ボルト用材料）の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値	
		低合金鋼	
		一次蓋締付けボルト カバープレート締付けボルト	
		SNB23-3	許容値基準
供用状態 C _s	平均引張応力	554	2 S _m
	平均引張応力+曲げ応力	831	3 S _m
供用状態 D _s	平均引張応力	831	S _y
	平均引張応力+曲げ応力	831	S _y

第5-6表 二次蓋用材料の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値			
		炭素鋼			
		密封シール部以外		密封シール部	
		SGV480	許容値 基準	SGV480	許容値 基準
供用状態 C _s	一次一般膜応力強さ P _m	236	Min (S _y , 2/3 S _u)	236	S _y
	一次膜＋一次曲げ応力強さ P _L + P _b	355	Min (1.5 S _y , S _u)	236	S _y
	一次＋二次応力強さ P _L + P _b + Q ^{*2}	474	3 S _m	236	S _y
	平均せん断応力 σ _s	94	0.6 S _m	—	—
	平均支圧応力 σ _p	236	S _y ^{*1}	—	—
供用状態 D _s	一次一般膜応力強さ P _m	286	2/3 S _u	236	S _y
	一次膜＋一次曲げ応力強さ P _L + P _b	429	S _u	236	S _y
	一次＋二次応力強さ P _L + P _b + Q ^{*2}	474	3 S _m	236	S _y
	平均せん断応力 σ _s	171	0.4 S _u	—	—
	平均支圧応力 σ _p	429	S _u ^{*1}	—	—

注記*1：支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第 5-7 表 二次蓋用材料（ボルト用材料）の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値	
		低合金鋼	
		二次蓋締付けボルト	
		SNB23-3	許容値基準
供用状態 C _s	平均引張応力	565	2 S _m
	平均引張応力+曲げ応力	847	3 S _m
供用状態 D _s	平均引張応力	848	S _y
	平均引張応力+曲げ応力	848	S _y

第5-8表 バスケット用材料の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	許容応力値	
		ボロン添加 ステンレス鋼板	
		B-SUS304P-1	許容値基準
供用状態 C _s	一次一般膜応力強さ P _m	219	1.5 S _m
	一次一般膜+一次曲げ応力強さ P _m +P _b	328	2.25 S _m
	平均せん断応力 σ _s	131	0.9 S _m
	平均支圧応力 σ _p	303	1.5 S _y * ¹
	圧縮応力* ² (評価点①/③) σ _c	176/191	1.5 f _c
176/191		1.5 f _c	
供用状態 D _s	一次一般膜応力強さ P _m	291	Min {2.4 S _m , 2/3 S _u }
	一次一般膜+一次曲げ応力強さ P _m +P _b	437	Min {3.6 S _m , S _u }
	平均せん断応力 σ _s	175	1.2 S _m
	平均支圧応力 σ _p	404	2 S _y * ¹
	圧縮応力* ² (評価点①/③) σ _c	184/201	1.5 f _c * [*]
176/191		1.5 f _c	

注記*1：支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

*2：上段は一次応力に対する基準，下段は一次+二次応力に対する基準

第5-9表 トラニオン用材料の許容応力値(1/2)

(単位：MPa)

許容応力区分	応力の種類		許容応力値	
			ステンレス鋼	
			SUS630 H1150	許容値基準
供用状態 Cs	*1 一次応力	引張応力	591	1.5 f _t
		圧縮応力	—	1.5 f _c
		せん断応力	341	1.5 f _s
		曲げ応力	591	1.5 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 *2	1182	3 f _t
		せん断応力 *2	682	3 f _s
		曲げ応力 *2	1182	3 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
		座屈応力	—	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を組み合わせた応力（σ_T）は，引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1$$

ただし，②及び③において，Csの一次応力の場合，分母の f_c，f_b，f_t は 1.5 f_c，1.5 f_b，1.5 f_t とする。

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第5-9表 トラニオン用材料の許容応力値(2/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		許容応力値	
			ステンレス鋼	
			SUS630 H1150	許容値基準
供用状態 Ds	一次 応力	引張応力	591	$1.5 f_t^*$
		圧縮応力	—	$1.5 f_c^*$
		せん断応力	341	$1.5 f_s^*$
		曲げ応力	591	$1.5 f_b^*$
		支圧応力	—	$1.5 f_p^*$
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 ^{*2}	1182	$3 f_t$
		せん断応力 ^{*2}	682	$3 f_s$
		曲げ応力 ^{*2}	1182	$3 f_b$
		支圧応力	—	$1.5 f_p^*$
		座屈応力	—	$1.5 f_b, 1.5 f_s$ 又は $1.5 f_c$

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力 (σ) とせん断応力 (τ) を組み合わせた応力 (σ_T) は，引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5f_c^*} + \frac{c\sigma_b}{1.5f_b^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{1.5f_t^*} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{1.5f_t^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{1.5f_b^*} \leq 1$$

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第 5-10 表 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		設計震度		最高使用温度(°C)
					弾性設計用地震動 S_d 又は静的地震力	基準地震動 S_s	
金属キャスク	S	使用済燃料 貯蔵建屋 T.P. 16.30 *1	水平方向	$T_H = 0.080$	$C_H = 0.72$	$C_H = 1.40$	150
			鉛直方向	$T_V = 0.023$	$C_V = 0.37$	$C_V = 0.87$	
貯蔵架台			同上				130

注記*1：基準床レベルを示す。

第 5-11 表(1) 水平方向設計震度の評価結果 (水平方向基準地震動 S_s)

動的地震力 (水平方向弾性設計用地震動 S_s)			
設計用床応答曲線より算出		建屋の最大加速度より算出	
N S (第 5-1 図)	E W (第 5-1 図)	N S	E W
1.13	1.27	1.40* (1.27)	1.40* (1.29)

* : 括弧内は 1.2ZPA の値。設計では最大の 1.2ZPA に余裕を持った保守的な震度を設定

第 5-11 表(2) 水平方向設計震度の評価結果 (水平方向弾性設計用地震動 S_d 及び静的地震力)

動的地震力 (水平方向弾性設計用地震動 S_d)				静的地震力	
設計用床応答曲線より算出		建屋の最大加速度より算出		3.6 C_i	
N S (第 5-2 図)	E W (第 5-2 図)	N S	E W	N S	E W
0.60	0.66	0.67	0.67	0.72	0.72

第5-12表(1) 鉛直方向設計震度の評価結果（水平方向基準地震動 S_s ）

動的地震力（水平方向弾性設計用地震動 S_s ）
建屋の最大加速度より算出
U D
0.87* (0.69)

*：括弧内は1.2ZPAの値。設計では最大の1.2ZPAに余裕を持った保守的な震度を設定

第5-12表(2) 鉛直方向設計震度の評価結果（水平方向弾性設計用地震動 S_d 及び静的地震力）

動的地震力（水平方向弾性設計用地震動 S_d ）	静的地震力
建屋の最大加速度より算出	$1.2C_v$
U D	U D
0.37	0.29

第5-13表 設計震度

評価事象	方向	記号	設計震度
S _d *地震力が作用する場合	水平	C _H	0.72
	鉛直	C _V	0.37
S _s 地震力が作用する場合	水平	C _H	1.40
	鉛直	C _V	0.87

第5-14表 一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力評価条件

項目	単位	数値
密封容器内圧力	MPa	-0.101325
蓋間圧力	MPa	0.4
蓋部レジン充填部圧力	MPa	
底部レジン充填部圧力	MPa	
側部レジン充填部圧力	MPa	
一次蓋締付けボルト初期締付け力	MPa	247
二次蓋締付けボルト初期締付け力	MPa	247
自重	m/s ²	9.80665

第5-15表 カバープレート及びカバープレート締付けボルトの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
密封容器内圧力	P_1	MPa	-0.101325
蓋間圧力	P_2	MPa	0.4
カバープレート締付けボルトピッチ半径	r	mm	76.5
カバープレートの板厚	t	mm	35
カバープレート材料の密度	ρ	kg/mm ³	7.93×10^{-6}
重力加速度	G	m/s ²	9.80665
全数のカバープレート締付けボルト最小断面積	A	mm ²	
ガスケット反力のかかる位置	D_G	mm	111
気密を十分保つために、ガスケット又は継手接触面にかける圧縮力	H_P	N	1.604×10^5
カバープレートの質量	m_r	kg	8
カバープレート締付けボルト軸部の長さ	L	mm	
全数のカバープレート締付けボルトの断面係数	Z	mm ³	

第5-16表 底板の平均支圧応力の評価条件

項目	記号	単位	数値
バスケット及び使用済燃料集合体の質量	m_G	kg	28300
重力加速度	G	m/s ²	9.80665
接触面積	A_1	mm ²	

第5-17表 バスケットの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
バスケットプレートの密度	ρ	kg/mm ³	7.93×10^{-6}
バスケットプレートの全長	ℓ_w	mm	
使用済燃料集合体とバスケットプレート等の合計質量	m_A	kg	3790
バスケットプレートの断面積	A_1	mm ²	
バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数	Z	mm ³ /mm	
バスケットプレートの内り	ℓ_P	mm	
使用済燃料集合体, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量	m_B	kg	381

第5-18表 下部トランニオンの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
金属キャスク底面から重心までの高さ	h_{CG}	mm	2672
支点Oから固縛装置④のトランニオン固定金具中心までの距離	a_1	mm	2288
支点Oから金属キャスク中心までの距離	a_3	mm	990
貯蔵時における金属キャスクの質量	m_2	kg	118300
第3-3図の評価点①の断面積	A	mm ²	
第3-3図の評価点①の断面係数	Z	mm ³	
第3-3図の評価点①と荷重位置との距離	L	mm	90

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。

第5-19表 一次蓋締付けボルトの疲労評価条件

項目	記号	単位	数値
ボルトのねじ部の応力集中係数	K	—	4
S _d *地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	1.0
S _s 地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	2.2
「構造規格」別図8-4に使用されている縦弾性係数	E ₀	MPa	2.07×10 ⁵
解析に用いる縦弾性係数	E	MPa	1.84×10 ⁵
供用状態A及びBにおける疲労累積係数	U _n	—	0.0442* ¹
地震荷重の変動回数	N _c	—	10000

注記*1：添付10-2-2-1 密封容器の応力計算書（BWR用大型キャスク（タイプ2A））
第5-3表

第5-20表 カバープレート締付けボルトの疲労評価条件

項目	記号	単位	数値
ボルトのねじ部の応力集中係数	K	—	4
S _d *地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	0.10
S _s 地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	0.23
「構造規格」別図8-4に使用されている縦弾性係数	E ₀	MPa	2.07×10 ⁵
解析に用いる縦弾性係数	E	MPa	1.84×10 ⁵
供用状態A及びBにおける疲労累積係数	U _n	—	0.0413* ¹
地震荷重の変動回数	N _c	—	10000

注記*1：添付10-2-2-1 密封容器の応力計算書（BWR用大型キャスク（タイプ2A））
第5-5表

第5-21表 二次蓋締付けボルトの疲労評価条件

項目	記号	単位	数値
ボルトのねじ部の応力集中係数	K	—	4
S _d *地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	1.0
S _s 地震力のみによりボルトに発生するピーク応力強さ	S	MPa	2.2
「構造規格」別図8-4に使用されている縦弾性係数	E ₀	MPa	2.07×10 ⁵
解析に用いる縦弾性係数	E	MPa	1.86×10 ⁵
供用状態A及びBにおける疲労累積係数	U _n	—	0.0353* ¹
地震荷重の変動回数	N _c	—	10000

注記*1：添付10-2-2-1 密封容器の応力計算書（BWR用大型キャスク（タイプ2A））
第5-7表

第5-22表(1) 評価結果

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ			一次局部膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次+二次応力強さ		
			計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点
一次蓋	炭素鋼 (GLF1)	供用状態 Cs	4	183	①-①'	-	-	-	18	274	②	48	366	②'
		供用状態 Ds	5	251	①-①'	-	-	-	18	377	②	49	366	②'
二次蓋	炭素鋼 (SGV480)	供用状態 Cs	1	236	③-③'	-	-	-	30	355	④	64	474	④'
		供用状態 Ds	1	286	③-③'	-	-	-	30	429	④	66	474	④'
胴	炭素鋼 (GLF1)	供用状態 Cs	1	183	⑨-⑨'	-	-	-	13	274	⑩	42	366	⑩'
		供用状態 Ds	2	251	⑨-⑨'	-	-	-	30	377	⑩	83	366	⑩'
底板	炭素鋼 (GLF1)	供用状態 Cs	2	183	⑪-⑪'	-	-	-	6	274	⑪'	17	366	⑫'
		供用状態 Ds	3	251	⑪-⑪'	-	-	-	10	377	⑫	32	366	⑫'
底部 中性子 遮蔽材 カバー	炭素鋼 (SGV480)	供用状態 Cs	9	232	⑬-⑬'	-	-	-	47	348	⑭	112	465	⑭
		供用状態 Ds	10	282	⑬-⑬'	-	-	-	91	424	⑭	217	465	⑭

第5-22表(2) 評価結果

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ			一次局部膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次+二次応力強さ		
			計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点
一次蓋 (密封 シール 部)	炭素鋼 (GLF1)	供用状態 Cs	—	—	—	—	—	—	10	183	⑦	61	183	⑮'
		供用状態 Ds	—	—	—	—	—	—	10	183	⑦	61	183	⑮'
二次蓋 (密封 シール 部)	炭素鋼 (GLF1) (SGV480)	供用状態 Cs	—	—	—	—	—	—	16	183	⑧	37	183	⑧
		供用状態 Ds	—	—	—	—	—	—	16	183	⑧	37	183	⑧
カバー プレート	ステンレス鋼 (SUS304)	供用状態 Cs	—	—	—	—	—	—	3	246	⑰	1*1	411	⑰
		供用状態 Ds	—	—	—	—	—	—	3	422	⑰	1*1	411	⑰

注記*1: 計算応力値の丸め値が0 MPaとなる場合, 1 MPaを記載した。

第 5-22(3) 評価結果

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均引張応力			平均引張応力+曲げ応力		
			計算値	許容応力	評価点	計算値	許容応力	評価点
一次蓋 締付け ボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	供用状態 Cs	241	554	⑤	336	831	⑤
		供用状態 Ds	241	831	⑤	337	831	⑤
二次蓋 締付け ボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	供用状態 Cs	244	565	⑥	275	847	⑥
		供用状態 Ds	244	848	⑥	274	848	⑥
カバープレート 締付け ボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	供用状態 Cs	138	554	⑱	142	831	⑱
		供用状態 Ds	138	831	⑱	146	831	⑱

第 5-22(4) 評価結果

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力区分	平均支圧応力		
			計算値	許容応力	評価点
底板	炭素鋼 (GLF1)	供用状態Cs	1	183	⑪
		供用状態Ds	1	377	⑪

第 5-22(5) 評価結果

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ			一次一般膜＋一次曲げ応力強さ			一次＋二次応力強さ		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	供用状態 Cs	1	①	219	4	②	328	—	—	—
		供用状態 Ds	2	①	291	6	②	437	—	—	—

第 5-22(6) 評価結果

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均せん断応力			平均支圧応力			圧縮応力		
			計算 値	評価 面	許容 応力	計算 値	評価面	許容 応力	計算値	評価面	許容 応力
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	供用状態 Cs	1	②	131	1	①	303	1	①	176
		供用状態 Ds	1	②	175	2	①	404	2	①	176

第 5-22(7) 評価結果

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次応力									一次+二次応力					
			せん断応力			曲げ応力			垂直応力とせん断 応力の組合せ			せん断応力			曲げ応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
トラニオン	ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	供用状態 C _s	44	①	341	104	①	591	128	①	591	88	①	682	207	①	1182
		供用状態 D _s	121	①	341	287	①	591	356	①	591	243	①	682	574	①	1182

第 5-23 表 疲労累積係数 (一次蓋締付けボルト)

No.	S_P (MPa)	S_ℓ (MPa)	S_ℓ' (MPa)	N_a	N_c	N_c / N_a
疲労累積係数 $U_n = 0.0442$						
1	2	1	1	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{sd} = 0.0100$						
2	4	2	3	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{ss} = 0.0100$						
疲労累積係数 $U_f = U_n + U_{ss} = 0.0542$						

第 5-24 表 疲労累積係数 (カバープレート締付けボルト)

No.	S_P (MPa)	S_ℓ (MPa)	S_ℓ' (MPa)	N_a	N_c	N_c / N_a
疲労累積係数 $U_n = 0.0413$						
1	0.2	0.1	0.1	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{sd} = 0.0100$						
2	0.5	0.2	0.3	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{ss} = 0.0100$						
疲労累積係数 $U_f = U_n + U_{ss} = 0.0513$						

第 5-25 表 疲労累積係数 (二次蓋締付けボルト)

No.	S_P (MPa)	S_ℓ (MPa)	S_ℓ' (MPa)	N_a	N_c	N_c / N_a
疲労累積係数 $U_n = 0.0353$						
1	2	1	1	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{sd} = 0.0100$						
2	4	2	2	10^6	10000	0.0100
疲労累積係数 $U_{ss} = 0.0100$						
疲労累積係数 $U_f = U_n + U_{ss} = 0.0453$						

第 5-26 表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態 Cs）（1/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度* ²
一次蓋 (中央)	①-①'	P_m	4	183	62.75
	①	$P_L + P_b$	9	274	41.88
	①'	$P_L + P_b$	2	274	188.50
	①	$P_L + P_b + Q^{*1}$	3	366	122.00
	①'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	1	366	366.00
一次蓋 (端部)	②	$P_L + P_b$	18	274	20.94
	②'	$P_L + P_b$	18	274	20.94
	②	$P_L + P_b + Q^{*1}$	45	366	8.13
	②'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	48	366	7.62
二次蓋 (中央)	③-③'	P_m	1	236	286.00
	③	$P_L + P_b$	15	355	28.60
	③'	$P_L + P_b$	16	355	26.81
	③	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	474	118.50
	③'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	5	474	94.80
二次蓋 (端部)	④	$P_L + P_b$	30	355	14.30
	④'	$P_L + P_b$	30	355	14.30
	④	$P_L + P_b + Q^{*1}$	54	474	8.77
	④'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	64	474	7.40
一次蓋締付け ボルト	⑤	平均引張応力	241	554	3.44
		平均引張応力 + 曲げ応力	336	831	2.47
二次蓋締付け ボルト	⑥	平均引張応力	244	565	3.47
		平均引張応力 + 曲げ応力	275	847	3.08

注記*1: 地震力のみによる全振幅について評価する。

*2: 許容応力に対する計算値の裕度

第 5-26 表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態 Cs）（2/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度* ²
胴 (一次蓋密封 シール部)	⑦	$P_L + P_b$	10	183	18.30
	⑦'	$P_L + P_b$	10	183	18.30
	⑦	$P_L + P_b + Q$	26	183	7.03
	⑦'	$P_L + P_b + Q$	12	183	15.25
胴 (二次蓋密封 シール部)	⑧	$P_L + P_b$	16	183	11.43
	⑧'	$P_L + P_b$	16	183	11.43
	⑧	$P_L + P_b + Q$	37	183	4.94
	⑧'	$P_L + P_b + Q$	9	183	20.33
胴 (中央)	⑨-⑨'	P_m	1	183	183.00
	⑨	$P_L + P_b + Q^{*1}$	3	366	122.00
	⑨'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	2	366	183.00
胴 (下部)	⑩	$P_L + P_b$	13	274	21.07
	⑩'	$P_L + P_b$	13	274	21.07
	⑩	$P_L + P_b + Q^{*1}$	26	366	14.07
	⑩'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	42	366	8.71
底板 (中央)	⑪-⑪'	P_m	2	183	91.50
	⑪	$P_L + P_b$	6	274	45.66
	⑪'	$P_L + P_b$	6	274	45.66
	⑪	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	366	91.50
	⑪'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	366	91.50
	⑪	σ_p	1	183	183.00

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第 5-26 表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態 Cs）（3/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度*2
底板 (端部)	⑫	$P_L + P_b$	5	274	54.80
	⑫'	$P_L + P_b$	5	274	54.80
	⑫	$P_L + P_b + Q^{*1}$	12	366	30.50
	⑫'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	17	366	21.52
	⑫	σ_p	1	183	183.00
底部中性子 遮蔽材カバー (中央)	⑬-⑬'	P_m	9	232	25.77
	⑬	$P_L + P_b$	18	348	19.33
	⑬'	$P_L + P_b$	21	348	16.57
	⑬	$P_L + P_b + Q^{*1}$	10	465	46.50
	⑬'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	7	465	66.42
底部中性子 遮蔽材カバー (端部)	⑭	$P_L + P_b$	47	348	7.40
	⑭'	$P_L + P_b$	47	348	7.40
	⑭	$P_L + P_b + Q^{*1}$	112	465	4.15
	⑭'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	78	465	5.96
一次蓋 (密封シール部)	⑮	$P_L + P_b$	7	183	26.14
	⑮'	$P_L + P_b$	7	183	26.14
	⑮	$P_L + P_b + Q$	30	183	6.10
	⑮'	$P_L + P_b + Q$	61	183	3.00
二次蓋 (密封シール部)	⑯	$P_L + P_b$	9	236	26.22
	⑯'	$P_L + P_b$	9	236	26.22
	⑯	$P_L + P_b + Q$	18	236	13.11
	⑯'	$P_L + P_b + Q$	12	236	19.66
カバープレート	⑰	$P_L + P_b$	3	246	82.00
		$P_L + P_b + Q^{*1}$	1	411	411.00
カバープレート (密封シール部)	⑰'	$P_L + P_b$	3	155	51.66
		$P_L + P_b + Q^{*1}$	1	155	155.00
カバープレート 締め付けボルト	⑱	平均引張応力	138	554	4.01
		平均引張応力 + 曲げ応力	146	831	5.69

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-27表 バスケットの応力評価（供用状態Cs）

（単位：MPa）

部 位	応力分類	計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*1
バスケット プレート	P_m	1	①	219	219.00
	$P_m + P_b$	4	②	328	82.00
	σ_s	1	②	131	131.00
	σ_p	1	①	303	303.00
	σ_c	1	①	176	176.00

注記*1：許容応力に対する計算値の裕度

第5-28表 トラニオンの応力評価（供用状態Cs）

（単位：MPa）

部 位	応力の種類		計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*2
下部 トラニオン	一次 応力	せん断応力	44	①	341	7.75
		曲げ応力	104	①	591	5.68
		垂直応力とせん断応力の組合せ	128	①	591	4.61
	一*1 次+ 二次 応力	せん断応力	88	①	682	7.75
		曲げ応力	207	①	1182	5.71

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-29表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態D_s）（1/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度* ²
一次蓋 （中央）	①-①'	P_m	5	251	50.20
	①	$P_L + P_b$	9	377	41.88
	①'	$P_L + P_b$	2	377	188.50
	①	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	366	91.50
	①'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	2	366	183.00
一次蓋 （端部）	②	$P_L + P_b$	18	377	20.94
	②'	$P_L + P_b$	18	377	20.94
	②	$P_L + P_b + Q^{*1}$	46	366	7.95
	②'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	49	366	7.46
二次蓋 （中央）	③-③'	P_m	1	286	286.00
	③	$P_L + P_b$	15	429	28.60
	③'	$P_L + P_b$	16	429	26.81
	③	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	474	118.50
	③'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	5	474	94.80
二次蓋 （端部）	④	$P_L + P_b$	30	429	14.30
	④'	$P_L + P_b$	30	429	14.30
	④	$P_L + P_b + Q^{*1}$	54	474	8.77
	④'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	66	474	7.18
一次蓋締付け ボルト	⑤	平均引張応力	241	831	3.44
		平均引張応力 + 曲げ応力	337	831	2.46
二次蓋締付け ボルト	⑥	平均引張応力	244	848	3.47
		平均引張応力 + 曲げ応力	274	848	3.09

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-29表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態D_s）（2/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度* ²
胴 (一次蓋密封 シール部)	⑦	$P_L + P_b$	10	183	18.30
	⑦'	$P_L + P_b$	10	183	18.30
	⑦	$P_L + P_b + Q$	26	183	7.03
	⑦'	$P_L + P_b + Q$	12	183	15.25
胴 (二次蓋密封 シール部)	⑧	$P_L + P_b$	16	183	11.43
	⑧'	$P_L + P_b$	16	183	11.43
	⑧	$P_L + P_b + Q$	37	183	4.94
	⑧'	$P_L + P_b + Q$	9	183	20.33
胴 (中央)	⑨-⑨'	P_m	2	251	125.50
	⑨	$P_L + P_b + Q^{*1}$	5	366	73.20
	⑨'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	4	366	91.50
胴 (下部)	⑩	$P_L + P_b$	30	377	12.56
	⑩'	$P_L + P_b$	30	377	12.56
	⑩	$P_L + P_b + Q^{*1}$	51	366	7.17
	⑩'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	83	366	4.40
底板 (中央)	⑪-⑪'	P_m	3	251	83.66
	⑪	$P_L + P_b$	7	377	53.85
	⑪'	$P_L + P_b$	9	377	41.88
	⑪	$P_L + P_b + Q^{*1}$	8	366	45.75
	⑪'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	9	366	40.66
	⑪	σ_p	1	377	377.00

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-29表 密封容器及び二次蓋の応力評価（供用状態D_s）（3/3）

（単位：MPa）

部 位	応力評価点	応力分類	計算値	許容応力	裕度* ²
底板 (端部)	⑫	$P_L + P_b$	10	377	37.70
	⑫'	$P_L + P_b$	10	377	37.70
	⑫	$P_L + P_b + Q^{*1}$	24	366	15.25
	⑫'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	32	366	11.43
	⑫	σ_p	1	377	377.00
底部中性子 遮蔽材カバー (中央)	⑬-⑬'	P_m	10	282	28.20
	⑬	$P_L + P_b$	16	424	26.50
	⑬'	$P_L + P_b$	23	424	18.43
	⑬	$P_L + P_b + Q^{*1}$	19	465	24.47
	⑬'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	12	465	38.75
底部中性子 遮蔽材カバー (端部)	⑭	$P_L + P_b$	91	424	4.65
	⑭'	$P_L + P_b$	91	424	4.65
	⑭	$P_L + P_b + Q^{*1}$	217	465	2.14
	⑭'	$P_L + P_b + Q^{*1}$	152	465	3.05
一次蓋 (密封シール部)	⑮	$P_L + P_b$	7	183	26.14
	⑮'	$P_L + P_b$	7	183	26.14
	⑮	$P_L + P_b + Q$	30	183	6.10
	⑮'	$P_L + P_b + Q$	61	183	3.00
二次蓋 (密封シール部)	⑯	$P_L + P_b$	9	236	26.22
	⑯'	$P_L + P_b$	9	236	26.22
	⑯	$P_L + P_b + Q$	18	236	13.11
	⑯'	$P_L + P_b + Q$	12	236	19.66
カバープレート	⑰	$P_L + P_b$	3	422	140.66
		$P_L + P_b + Q^{*1}$	1	411	411.00
カバープレート 締付けボルト	⑱	平均引張応力	138	831	6.02
		平均引張応力 + 曲げ応力	146	831	5.69

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第 5-30 表 バスケットの応力評価 (供用状態 D s)

(単位 : MPa)

部 位	応力分類	計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*1
バスケット プレート	P_m	2	①	291	145.50
	$P_m + P_b$	6	②	437	72.83
	σ_s	1	②	175	175.00
	σ_p	2	①	404	202.00
	σ_c	2	①	176	88.00

注記*1 : 許容応力に対する計算値の裕度

第 5-31 表 トラニオンの応力評価 (供用状態 D s)

(単位 : MPa)

部 位	応力の種類		計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*2
下部 トラニオン	一次 応力	せん断応力	121	①	341	2.81
		曲げ応力	287	①	591	2.05
		垂直応力と せん断応力 の組合せ	356	①	591	1.66
	一*1 次 + 二 次 応 力	せん断応力	243	①	682	2.80
		曲げ応力	574	①	1182	2.05

注記*1 : 地震力のみによる全振幅について評価する。

*2 : 許容応力に対する計算値の裕度

6. 金属キャスクの機能維持評価

金属キャスクは、地震時及び地震後に安全機能が要求されており、地震時及び地震後においても、その機能が維持されていることを示す。

金属キャスクの各構成部材の有する安全機能を次に示す。

- ・密封容器：閉じ込め機能，遮蔽機能，除熱機能
- ・バスケット：臨界防止機能，除熱機能
- ・外筒（端板含む。）：遮蔽機能（外筒内部に配置される中性子遮蔽材を保持）
- ・蓋部中性子遮蔽材カバー：閉じ込め機能（蓋間圧力監視）

6.1 機能維持評価方針

地震力が作用した場合に、密封容器、バスケット、外筒及び蓋部中性子遮蔽材カバーに発生する応力が、機能維持される許容応力以下であることを確認する。

なお、使用済燃料被覆管は閉じ込め機能の前提となっていることから「10-1-2-1 別記1 使用済燃料被覆管の応力計算について（BWR用大型キャスク（タイプ2A）」で健全性を確認している。

6.1.1 荷重の種類とその組合せ

密封容器及びバスケットの荷重の種類とその組み合わせは「5. 金属キャスクの応力評価」と同じである。

外筒及び蓋部中性子遮蔽材カバーの荷重の種類とその組合せを第6-1表及び第6-2表に示す。

6.1.2 許容応力値

(1) 密封容器

密封容器の許容応力値は「5. 金属キャスクの応力評価」と同じである。

(2) バスケット

バスケットの許容応力値は「5. 金属キャスクの応力評価」と同じである。

(3) 外筒（端板含む。）

外筒は、放射性物質の閉じ込め境界ではないが、自らが遮蔽体であると同時に、外筒内部に配置される中性子遮蔽材を保持する機能が求められる。類似の機能を持つ部材として、「構造規格」に示される中間胴があり、外筒の構造強度評価手法としては中間胴の規定を準用する。ただし、中間胴は密封容器を支持し、その損壊を防止する機能が要求されるため、密封容器との溶接部近接部分に対する特別な規定が設けられている(MCD-3710)が、外筒においてはこの機能は要求されないため、当該規定は参考としない。

外筒の許容応力は「構造規格」MCD-3721.3(2)による。許容応力は、最高使用

温度に対する値を用いる。外筒の許容応力値を第 6-3 表に示す。

(4) 蓋部中性子遮蔽材カバー

蓋部中性子遮蔽材カバーは、一次蓋の中性子遮蔽材を覆うカバーであり、一次蓋と二次蓋の間にヘリウムガスを封入して圧力を監視することから、圧力に対して十分な強度が求められる。このため、蓋部中性子遮蔽材カバーの構造強度評価手法としては、圧力荷重に対する評価要求が定められている「設計・建設規格」のクラス 3 容器の規定を準用する。

蓋部中性子遮蔽材カバーの許容応力は、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）（日本電気協会 電気技術基準調査会 1991 年 6 月）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）の第 3 種容器による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。蓋部中性子遮蔽材カバーの許容応力値を第 6-4 表に示す。

6.2 機能維持評価方法

6.2.1 密封容器

密封容器の評価方法は「5. 金属キャスクの応力評価」と同じである。

6.2.2 バスケット

バスケットの評価方法は「5. 金属キャスクの応力評価」と同じである。

6.2.3 外筒（端板含む。）

外筒及び端板に発生する応力の計算は、応力評価式により行う。ただし端板の評価では、貯蔵状態の金属キャスクはたて姿勢であり、地震時において外筒、端板、伝熱フィン及び側部中性子遮蔽材に生じた慣性力は、主に下部端板が支えており、上部端板に作用する荷重は小さいことから、下部端板のみ評価する。応力評価箇所を第 6-1 図に示す。

(1) 荷重条件

地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

- ・自重（－）
- ・地震力（－）
- ・側部レジン充填部圧力（MPa）

(2) 応力計算

a. 一次応力

(a) 下部端板

イ. 鉛直方向地震荷重によるせん断応力

金属キャスクがたて姿勢での事象であるので、外筒、端板、伝熱フィン及び

側部レジンに生じた慣性力は、胴との結合部で支持される。

外筒，端板，伝熱フィン及び側部レジンに，地震力による鉛直方向加速度が作用し，これを下部端板の胴結合部にてせん断力として受ける場合の評価点①に生じるせん断応力 τ は以下で計算される。

$$\tau = \frac{m_{all} \cdot G_2}{\pi \cdot D_d \cdot t} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここで， m_{all} : 外筒，端板，伝熱フィン及び側部レジンの総質量 (kg)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s²)

$$G_2 = G \cdot (1 + C_v)$$

C_v : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s²)

D_d : 胴外径 (下部端板内径) (mm)

t : 板厚 (mm)

$$t = t_b$$

t_b : 下部端板の板厚 (mm)

ロ. 側部レジン充填部圧力による曲げ応力

下部端板に側部レジン充填部圧力が作用する場合を考える。下部端板は，伝熱フィンに区切られる幅ごとに，それぞれ胴，外筒，及び伝熱フィンに溶接されるため，四辺を固定された板となっている。下部端板内面に圧力が作用した場合において，評価点①には曲げ応力 σ_b が生じ，その値は以下で表される。

$$\sigma_b = \beta \cdot \frac{P \cdot a^2}{t^2} \dots\dots\dots (6.2)$$

ここで， σ_b : 長方形板に生じる最大曲げ応力 (MPa)

β : 長方形板の最大応力の係数 (-)

$$\beta = \beta_1$$

β_1 : 引用文献(1)より，下部端板の縦横比を考慮した値 (-)

P : 分布荷重 (MPa)

$$P = p_1$$

p_1 : 側部レジン充填部圧力 (MPa)

a : 長方形板の一辺の長さ (mm)

$$a = a_1$$

a_1 : 最大の伝熱フィンピッチ幅 (mm)

t : 板厚 (mm)

$$t = t_b$$

t_b : 下部端板の板厚 (mm)

ハ. 組合せ応力

評価点①には、曲げ応力とせん断応力が同時に作用するため、組合せ応力を評価する。組合せ応力は次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (6.3)$$

ここで、 σ_T : 組合せ応力 (MPa)

(b) 外筒

イ. 水平方向地震荷重及び側部レジン充填部圧力による曲げ応力

金属キャスクがたて姿勢での事象であるので、外筒及び側部レジンに生じた慣性力は、外筒と伝熱フィンの結合部で支持される。

外筒を伝熱フィンに区切られる幅ごとに考えると、内面には水平地震力による外筒及び側部レジンの慣性力が作用する。また、側部レジン充填部の圧力も同時に作用する。このとき、評価点②には曲げ応力が作用するので、(6.2) 式で評価する。

ただし、 $\beta = \beta_2$

β_2 : 引用文献(1)より、外筒の縦横比を考慮した値

$$P = p_1 + p_2$$

p_1 : 側部レジン充填部圧力 (MPa)

p_2 : 外筒及び側部レジンの慣性力による分布荷重 (MPa)

$$p_2 = m_1 \cdot G_1 / A_1$$

m_1 : 外筒一区間当たりの側部レジンと外筒の質量 (kg)

G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)

$$G_1 = C_H \cdot G$$

C_H : 水平方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s^2)

A_1 : 外筒一区間当たりの外筒の内面積 (mm^2)

a : 最大の伝熱フィンピッチ幅 (mm)

$$a = a_1$$

t : 外筒の板厚 (mm)

b. 一次+二次応力

(a) 下部端板

イ. 鉛直方向地震荷重によるせん断応力

短期繰返し荷重 (S_s 地震力) のみによる評価点①におけるせん断応力の全振幅は、(6.1) 式で求まるせん断応力の2倍とする。ただし、

$$G_2 = G \cdot C_v$$

とする。

(b) 外筒

イ. 水平方向地震荷重による曲げ応力

短期繰返し荷重（ S_s 地震力）のみによる評価点①及び②における曲げ応力の全振幅は、(6.2) 式で求まる曲げ応力の 2 倍とする。ただし、

$$P = p_2$$

p_2 : a. (b)イ. と同じ。

とする。

6.2.4 蓋部中性子遮蔽材カバー

(1) 荷重条件

地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

- ・自重 (－)
- ・地震力 (－)
- ・蓋間圧力 (MPa)

(2) 応力計算

a. 曲げ応力

蓋部中性子遮蔽材カバーに発生する応力の計算は、応力評価式により行う。第 6-2 図に一次蓋まわりの概略構造を示す。

蓋間圧力及び鉛直方向地震力による蓋部中性子遮蔽材カバーの慣性力が作用する場合の蓋部中性子遮蔽材カバーに生じる応力を評価する。一次蓋のレジン充填部には、第 6-2 図に示すようにリブが設けられており、蓋間圧力が作用する場合には、このリブと蓋カバー周囲固定部(溶接部)で荷重を支持する構造となっている。

ここでは、十字に交差するリブと周囲固定部で形成される四半円形状に着目し、蓋部中性子遮蔽材カバーの直径の 1/2 を一辺とする正方形の板に圧力荷重が作用するモデルを考える。四辺は対称条件もしくは溶接により固定されるため、四辺固定条件となる。四辺固定の正方形の板において、等分布で圧力荷重が作用するときの最大曲げ応力は四辺の中央に生じ、(6.2)式で評価することができる。

ただし、 $\beta = \beta_3$

β_3 : 正方形板の最大応力の係数 (引用文献(1)より)

$$P = p_3 + p_4$$

p_3 : 蓋間圧力 (MPa)

p_4 : 蓋部中性子遮蔽材カバーの慣性力による分布荷重 (MPa)

$$p_4 = m_2 \cdot G_2 / A_2$$

m_2 : 蓋部中性子遮蔽材カバーの質量 (kg)

(蓋部中性子遮蔽材カバー全質量の 1/4 とする)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s^2)

$$G_2 = (1 + C_V) \cdot G$$

C_V : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s^2)

A_2 : 蓋部中性子遮蔽材カバーの面積 (mm^2)

(蓋部中性子遮蔽材カバー面積の 1/4 とする)

$$a = a_2$$

a_2 : 正方形板の一辺の長さ (mm)

(蓋部中性子遮蔽材カバー直径の 1/2 とする)

$$t = t_L$$

t_L : 蓋部中性子遮蔽材カバーの板厚 (= 40 mm)

6.3 機能維持評価条件

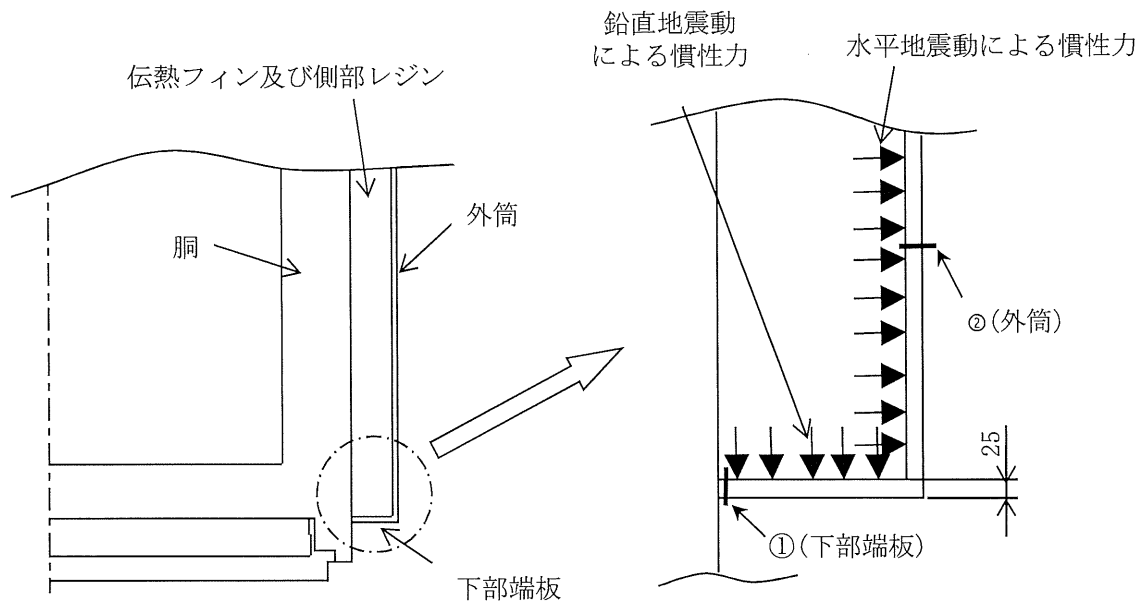
機能維持評価の設計震度を第 6-5 表に示す。また、外筒及び蓋部中性子遮蔽材カバーの応力評価条件を第 6-6 表及び第 6-7 表に示す。

6.4 評価結果

密封容器及びバスケットの機能維持評価結果は「5. 金属キャスクの応力評価」に示すとおり、発生応力は評価基準値を満足する。

外筒及び蓋部中性子遮蔽材カバーの機能維持評価結果を第 6-8 表から第 6-10 表に示す。発生応力は評価基準値を満足する。

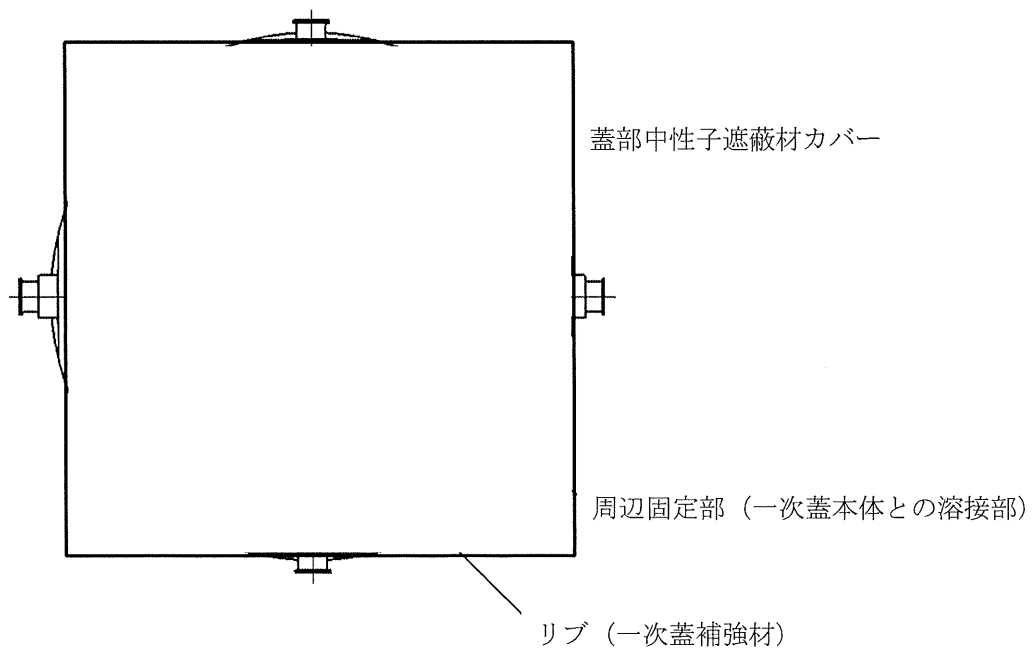
地震時において密封容器、バスケット、外筒及び蓋部中性子遮蔽材カバーの機能が維持されることを確認した。



(単位：mm)

①, ②：応力評価箇所

第6-1図 外筒下部の概略構造及び応力評価箇所



第6-2図 一次蓋まわりの概略構造

第6-1表 外筒の荷重の種類とその組合せ

荷 重			圧力による荷重	自重による荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重	地震荷重
部位	供用状態	評 価 事 象						
外筒 (端板含む。)	Cs	S _d *地震力が作用する場合	○	○	-	-	-	○
	Ds	S _s 地震力が作用する場合						

第6-2表 蓋部中性子遮蔽材カバーの荷重の種類とその組合せ

荷 重			圧力による荷重	自重による荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重	地震荷重
部位	供用状態	評 価 事 象						
蓋部中性子遮 蔽材カバー	Cs	S _d *地震力が作用する場合	○	○	-	-	-	○
	Ds	S _s 地震力が作用する場合						

第6-3表 外筒の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力区分	評価部位	応力の種類		許容応力値		
				炭素鋼		
				SM400B	許容値基準	
供用状態Cs	外筒 (端板含む。)	一次応力	曲げ応力	206	$1.5f_b$	
			せん断応力	119	$1.5f_s$	
		一次 +二次応力	曲げ応力* ¹	412	$3f_b$	
			せん断応力* ¹	238	$3f_s$	
供用状態Ds		外筒 (端板含む。)	一次応力	曲げ応力	247	$1.5f_b^*$
				せん断応力	142	$1.5f_s^*$
			一次 +二次応力	曲げ応力* ¹	412	$3f_b$
				せん断応力* ¹	238	$3f_s$

*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

第6-4表 蓋部中性子遮蔽材カバーの許容応力値

(単位：MPa)

許容応力区分	評価部位	応力の種類	許容応力値	
			ステンレス鋼	
			SUS304	許容値基準
供用状態Cs	蓋部中性子	曲げ応力	162	$1.5\eta \text{ MIN}[S_y, 0.6S_u]^*1$
供用状態Ds	遮蔽材カバー	曲げ応力	255	$0.9\eta S_u^*1$

注記*1： η ：溶接効率

第6-5表 設計震度

評価事象	方向	記号	設計震度
S _a *地震力が作用する場合	水平	C _H	0.72
	鉛直	C _V	0.37
S _s 地震力が作用する場合	水平	C _H	1.40
	鉛直	C _V	0.87

第6-6表 外筒の応力評価条件

項目	記号	単位	数値
外筒, 端板, 伝熱フィン及び側部中レジンの総質量	m _{all}	kg	15500
重力加速度	G	m/s ²	9.80665
胴外径 (下部端板内径)	D _d	mm	2156
下部端板の板厚	t _b	mm	25
長方形板の最大応力の係数(下部端板の縦横比を考慮した値)	β ₁	—	0.5
側部レジ充填部の圧力	p ₁	MPa	
最大のフィンピッチ幅	a ₁	mm	
長方形板の最大応力の係数(外筒の縦横比を考慮した値)	β ₂	—	0.65
外筒一区間当たりの側部レジと外筒の質量	m ₁	kg	510
外筒一区間当たりの外筒の内面積	A ₁	mm ²	
外筒の板厚	t	mm	20

第6-7表 蓋部中性子遮蔽材カバーの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
正方形板の最大応力の係数	β ₃	—	0.32
蓋部中性子遮蔽材カバーの質量	m ₂	kg	154.5
重力加速度	G	m/s ²	9.80665
正方形板の一辺の長さ (蓋部中性子遮蔽材カバー直径の1/2)	a ₂	mm	787.5
蓋部中性子遮蔽材カバーの板厚	t _L	mm	40

第 6-8 表 外筒の評価結果 (S_d*地震力が作用する場合)

(単位 : MPa)

部位	応力の種類		計算値	許容応力
下部端板	一次 応力	引張応力	—	—
		圧縮応力	—	—
		せん断応力	2	119
		曲げ応力	39	206
		支圧応力	—	—
		組合せ応力	39	206
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力	—	—
		せん断応力	1	238
		曲げ応力	—	—
		支圧応力	—	—
座屈応力		—	—	
外筒	一次 応力	引張応力	—	—
		圧縮応力	—	—
		せん断応力	—	—
		曲げ応力	60	206
		支圧応力	—	—
		組合せ応力	—	—
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力	—	—
		せん断応力	—	—
		曲げ応力	1	412
		支圧応力	—	—
座屈応力		—	—	

第6-9表 外筒の評価結果（S_s地震力が作用する場合）

（単位：MPa）

部位	応力の種類		計算値	許容応力
下部端板	一次 応力	引張応力	—	—
		圧縮応力	—	—
		せん断応力	2	142
		曲げ応力	39	247
		支圧応力	—	—
		組合せ応力	39	247
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力	—	—
		せん断応力	2	238
		曲げ応力	—	—
		支圧応力	—	—
座屈応力		—	—	
外筒	一次 応力	引張応力	—	—
		圧縮応力	—	—
		せん断応力	—	—
		曲げ応力	61	247
		支圧応力	—	—
		組合せ応力	—	—
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力	—	—
		せん断応力	—	—
		曲げ応力	1	412
		支圧応力	—	—
座屈応力		—	—	

第 6-10 表 蓋部中性子遮蔽材カバーの評価結果

(単位：MPa)

応力評価 位置	評価事象	応力の種類		計算値	許容応力
		一次応力	曲げ応力		
蓋部中性子 遮蔽材カバー	S _d *地震力が作用する場合	一次応力	曲げ応力	51	162
	S _s 地震力が作用する場合	一次応力	曲げ応力	51	255

7. 引用文献

- (1) 日本機械学会，機械工学便覧，新版，丸善株式会社，1987年

添付 5-4 貯蔵架台の耐震性に関する説明書

添付 5-4-1 貯蔵架台の耐震性に関する計算書
(BWR用大型キャスク (タイプ2A))

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 構造の説明	2
2.2 評価方針	2
2.3 記号の説明	3
2.4 数値の丸め方	6
3. 耐震評価箇所	10
3.1 貯蔵架台の耐震評価箇所	10
4. 固有値解析	12
5. 貯蔵架台の耐震評価	14
5.1 基本方針	14
5.2 荷重の組合せ及び許容応力, 許容荷重	14
5.3 設計条件	17
5.4 応力評価方法	18
5.5 応力評価条件	25
5.6 評価結果	25

図表目次

第 2-1 図	金属キャスク及び貯蔵架台の概略構造図	7
第 2-2 図	貯蔵架台の耐震評価フロー	8
第 3-1 図	貯蔵架台の耐震評価箇所	11
第 5-1 図	貯蔵架台固縛用埋込金物の配置及びコーン状破壊面の有効投影断面積の評価概念図	26
第 5-2 図	貯蔵架台本体に作用する荷重の計算モデル	27
第 5-3 図	トラニオン固定ボルトに作用する荷重の計算モデル	28
第 5-4 図	架台固定ボルト及び貯蔵架台脚部に作用する荷重の計算モデル	29
第 5-5 図	ボス及び基礎ボルトに作用する荷重の計算モデル	30
第 2-1 表	数値の丸め方一覧表	9
第 4-1 表	固有値解析結果	13
第 5-1 表	貯蔵架台の荷重の種類とその組合せ	31
第 5-2 表	貯蔵架台用材料（貯蔵架台本体及び脚部）の許容応力値	32
第 5-3 表	貯蔵架台用材料（トラニオン固定金具）の許容応力値	34
第 5-4 表	貯蔵架台用材料（ボルト用材料）の許容応力値	36
第 5-5 表	貯蔵架台固縛用埋込金物用材料（ボルト用材料）の許容応力値	37
第 5-6 表	コーン状破壊及び支圧破壊各々の引張耐力の低減係数	38
第 5-7 表	コーン状破壊面の有効投影断面積及び支圧面積と有効投影断面積から定まる係数	38
第 5-8 表	せん断耐力の低減係数	38
第 5-9 表	コンクリート部の許容荷重値	39
第 5-10 表	設計条件	40
第 5-11 表	設計震度	41
第 5-12 表	貯蔵架台本体の応力評価条件	41
第 5-13 表	トラニオン固定ボルトの応力評価条件	42
第 5-14 表	トラニオン固定金具の応力評価条件	42
第 5-15 表	架台固定ボルトの応力評価条件	42
第 5-16 表	貯蔵架台脚部の応力評価条件	43
第 5-17 表	ボスの応力評価条件	43
第 5-18 表	基礎ボルトの応力評価条件	43
第 5-19 表	評価結果	44
第 5-20 表	貯蔵架台の応力評価（供用状態 D s）	47
第 5-21 表	コンクリート部の荷重評価（供用状態 D s）	49

1. 概要

本資料は、貯蔵架台が「使用済燃料貯蔵施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）の第7条に基づき、設計用地震力に対して十分な構造強度及び安全機能を有していることを説明するものである。その耐震評価は、固有値解析及び応力評価により行う。

貯蔵架台は、「資料5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」において耐震設計上の重要度分類はSクラスである。以下、この分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 構造の説明

- (1) 金属キャスクは、たて置きで支持する。
- (2) 金属キャスク（内部収納物を含む。）は 4 個の下部トラニオンを介して貯蔵架台に固定する。
- (3) 貯蔵架台は架台固定ボルトを介して床面に固定する。
- (4) 二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定する。
- (5) 概略構造図を第 2-1 図に示す。

2.2 評価方針

貯蔵架台の応力評価は、「2.1 構造の説明」にて示す貯蔵架台の部位を踏まえ「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく荷重による応力等が許容限界内に収まることを、「5. 貯蔵架台の耐震評価」にて示す方法にて確認することで実施する。貯蔵架台の耐震評価フローを第 2-2 図に示す。

2.3 記号の説明

本書において、下記の記号を使用する。ただし、本文中に特記のある場合は、この限りでない。

計算書の記号	記号の説明	単位
「4. 固有値解析」に使用する記号		
T_H	固有周期（水平方向）	s
T_V	固有周期（鉛直方向）	s
「5. 貯蔵架台の耐震評価」に使用する記号		
A	断面積	mm ²
A_0	基礎ボルト頭の支圧面積	mm ²
A_1	貯蔵架台脚部（A）面積	mm ²
A_2	貯蔵架台脚部（B）（D）面積	mm ²
A_3	貯蔵架台脚部（C）面積	mm ²
A_{a11}	貯蔵架台脚部総面積	mm ²
A_b	基礎ボルトの谷径断面積	mm ²
A_c	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影断面積	mm ²
a_1	金属キャスク中心から最外周ボルトまでの距離	mm
a_2	キャスク底面半径	mm
a_3	地震時の金属キャスク回転支点Oから固縛装置①のトラニオン固定金具中心までの距離	mm
a_5	地震時の金属キャスク回転支点Oから金属キャスク中心までの距離	mm
a_6	金属キャスク中心から架台固定ボルト（A）までの距離	mm
a_7	金属キャスク中心から架台固定ボルト（B）までの距離	mm
a_8	金属キャスク中心から架台固定ボルト（C）までの距離	mm
a_9	金属キャスク中心から架台固定ボルト（D）までの距離	mm
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
C_S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、 S_d^* 地震力が作用した場合の供用状態	—
D_S	供用状態Aの貯蔵時の状態において、 S_S 地震力が作用した場合の供用状態	—
E_c	コンクリートのヤング係数	MPa
F_1	固縛装置に生じる引張力	N
F_{1b}	架台固定ボルトの引張力	N

計算書の記号	記号の説明	単位
F_{1c}	貯蔵架台脚部の圧縮力	N
F_c	コンクリートの設計基準強度	MPa
F_H	水平力	N
F_V	鉛直力	N
f_T	せん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
f_t	許容引張応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_c	許容圧縮応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_p	許容支圧応力	MPa
f_t^*	許容引張応力 * ¹	MPa
f_s^*	許容せん断応力 * ¹	MPa
f_c^*	許容圧縮応力 * ¹	MPa
f_b^*	許容曲げ応力 * ¹	MPa
f_p^*	許容支圧応力 * ¹	MPa
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
G_1	水平方向加速度	m/s ²
G_2	鉛直方向加速度	m/s ²
h_{CG}	金属キャスク底面から重心までの高さ	mm
h_1	床面から金属キャスク重心までの高さ	mm
h_2	床面から貯蔵架台本体重心までの高さ	mm
K_1	コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数	—
K_2	支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数	—
K_3	せん断耐力（複合破壊の場合）の低減係数	—
L	トラニオン固定ボルト間距離	mm
M_1	鉛直方向加速度により生じる曲げ力	N
M_2	水平方向加速度により生じる曲げモーメント	N・mm
m_c	金属キャスクの質量	kg
m_s	貯蔵架台の質量	kg
n	架台固定ボルトの本数	—
n_t	固縛装置1組当たりのトラニオン固定ボルトの本数	—
p	基礎ボルト1本当当たりの引張荷重	N
p_a	基礎ボルト1本当当たりのコンクリート部の許容引張荷重	N
p_{a1}	コンクリート躯体がコーン状破壊する場合の基礎ボルト1本当当たりの許容引張荷重	N

注記*1: f_t , f_s , f_c , f_b , f_p の値を算出する際に「設計・建設規格」 SSB-3121.1(1)a.の本文中 S_y とあるのを $1.2S_y$ と読み替えて算出した値

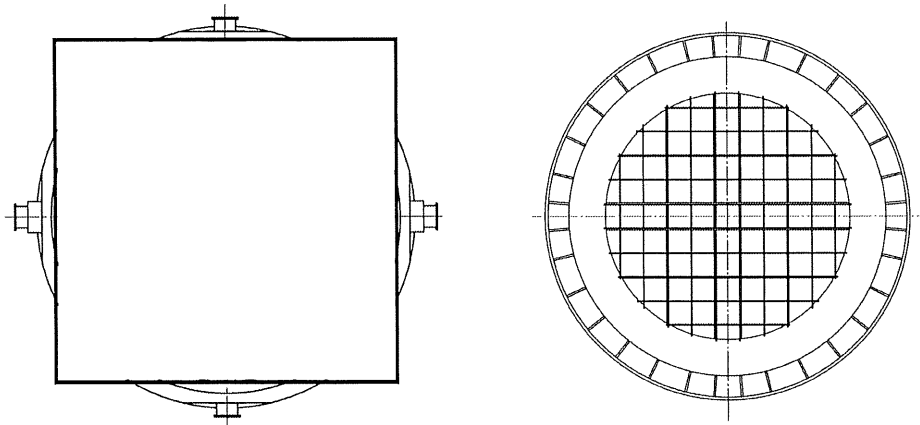
計算書の記号	記号の説明	単位
p_{a2}	基礎ボルト頭部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張荷重	N
q	基礎ボルト1本当たりのせん断荷重	N
q_a	基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容せん断荷重	N
q_{a1}	基礎ボルトと基礎ボルト周辺のコンクリートが圧壊して破壊(複合破壊)する場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断荷重	N
S_d^*	弾性設計用地震動 S_d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方	—
S_s	基準地震動 S_s による地震力	—
S_y	設計降伏点	MPa
t	貯蔵架台厚さ	mm
Z	断面係数	mm ³
α	支圧面積と有効投影断面積から定まる係数	—
β	係数	—
σ	評価断面に垂直な方向の応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
${}_c\sigma_b$	圧縮側曲げ応力の絶対値	MPa
${}_t\sigma_b$	引張側曲げ応力の絶対値	MPa
σ_c	圧縮応力の絶対値	MPa
σ_p	支圧応力	MPa
σ_T	組合せ応力	MPa
σ_t	引張応力	MPa
ν	ポアソン比	—
τ	せん断応力	MPa

2.4 数値の丸め方

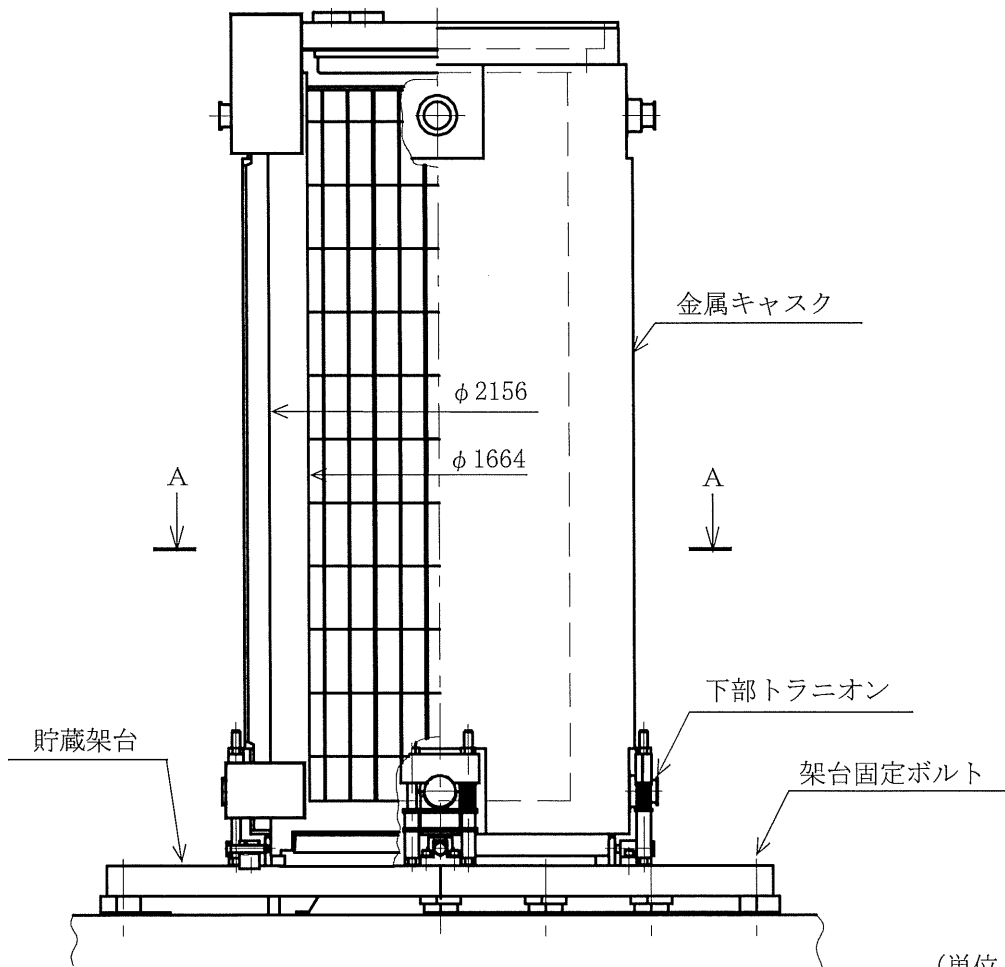
数値は原則として安全側に丸めて使用する。

また、規格、基準等により決まる数値については丸めず、規格、基準等を内挿して使用する場合は原則として安全側に処理する。

表示する数値の丸め方を第 2-1 表に示す。



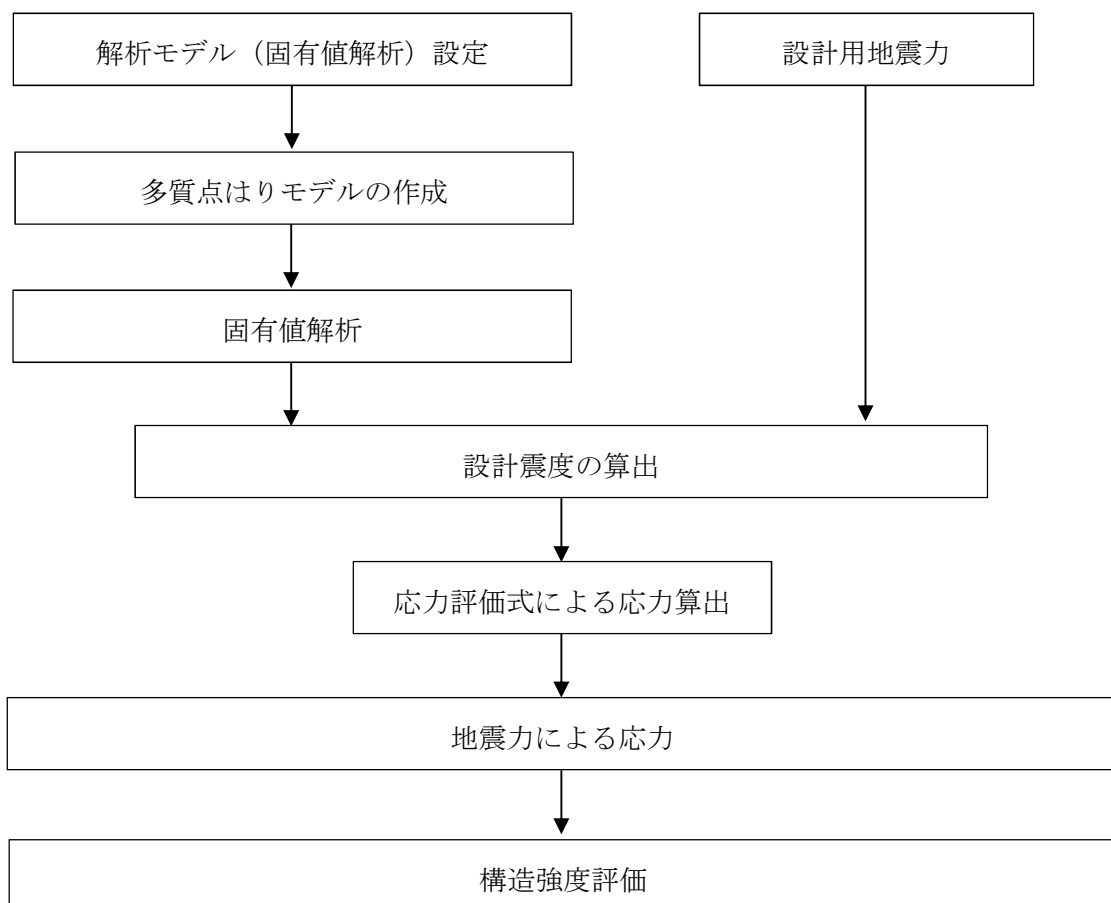
A~A断面



(単位 : mm)

枠囲みの内容は商業機密に属
しますので公開できません。

第2-1図 金属キャスク及び貯蔵架台の概略構造図



第2-2図 貯蔵架台の耐震評価フロー

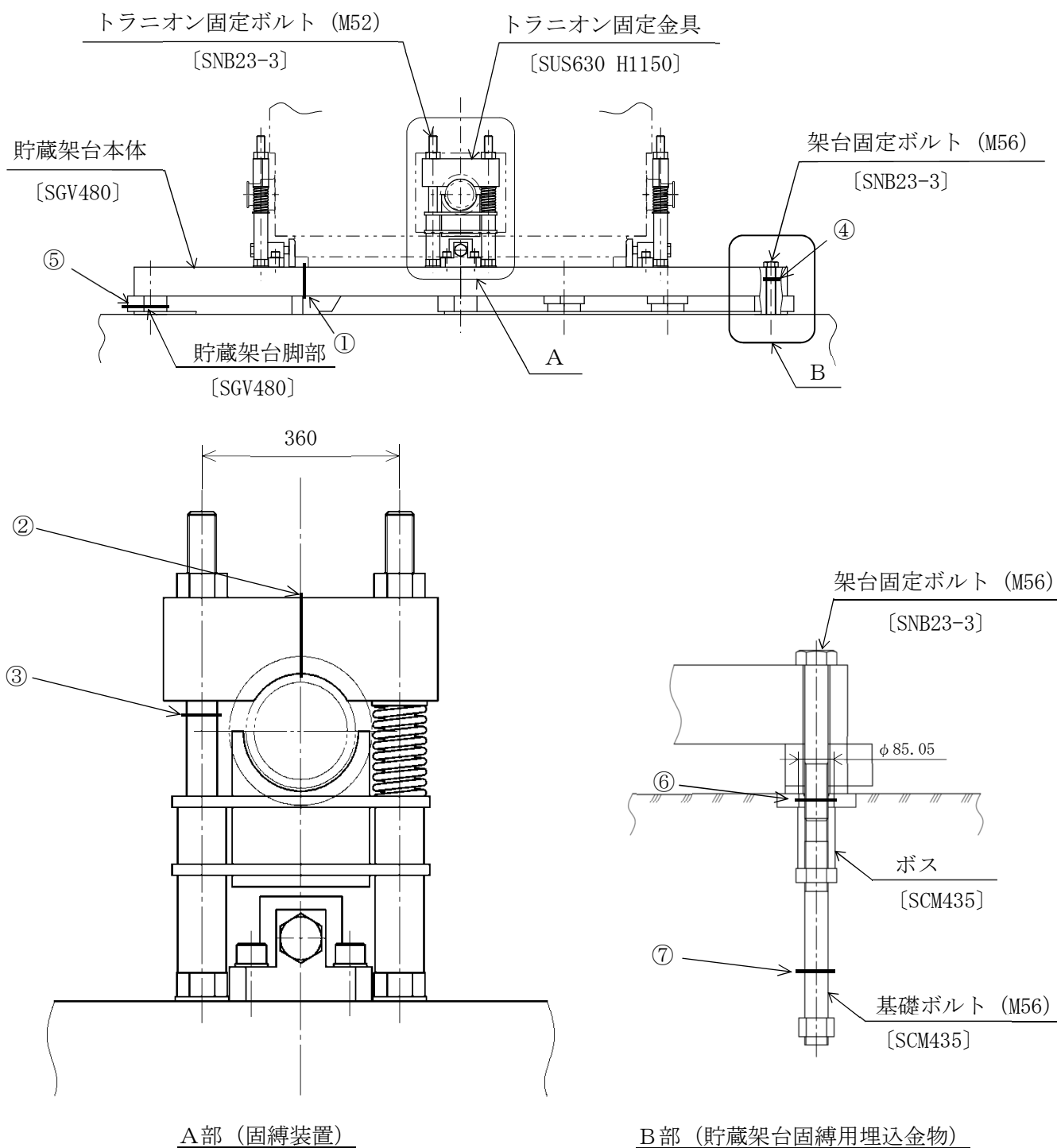
第2-1表 数値の丸め方一覧表

数値の種類	単位	処理桁	処理法	表示桁
最高使用温度	℃	—	—	設計値
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
許容応力値	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位
計算応力値	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
長さ	mm	—	—	設計値
設計震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
コンクリートの ヤング係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
コンクリートの 設計基準強度	MPa	—	—	設計値
許容荷重値	N	有効数字 5 桁目	切捨て	有効数字 4 桁
計算荷重値	N	有効数字 5 桁目	切上げ	有効数字 4 桁
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
質量	kg	—	—	設計値

3. 耐震評価箇所

3.1 貯蔵架台の耐震評価箇所

貯蔵架台の耐震評価箇所の説明図を第 3-1 図に示す。貯蔵架台の耐震評価は、貯蔵架台本体、貯蔵架台脚部、トラニオン固定金具、トラニオン固定ボルト、架台固定ボルト、ボス及び基礎ボルトについて行う。



(単位 : mm)

[] : 材料

①~⑦ : 応力評価点 (面)

第 3-1 図 貯蔵架台の耐震評価箇所

4. 固有値解析

金属キャスクは、下部トラニオンを介して貯蔵架台上に固縛され、貯蔵架台は架台固定ボルトを介して床面に固定される。貯蔵架台は搬送台車を底部に挿入した状態で搬送されることから、架台底部に開口部を有している。固有周期を計算するに当たり、この貯蔵架台の剛性も考慮する必要があるため、金属キャスクと貯蔵架台を組み合わせた連成モデルで固有周期を評価する。

したがって、貯蔵架台の固有周期の計算方法は、「資料 5-3-1 金属キャスクの耐震性に関する計算書（BWR用大型キャスク（タイプ 2 A）」と同様である。

第 4-1 表に固有値解析結果を示す。

第 4-1 表 固有值解析結果

次数	固有周期 (s)	刺激係数			方向
		X	Y	Z	
1	$T_H=0.080$	1.453	0.000	0.000	水平方向
2	$T_V=0.023$	0.000	0.000	1.036	鉛直方向

5. 貯蔵架台の耐震評価

5.1 基本方針

- (1) 貯蔵架台の応力計算モデルは、応力評価式により応力を算出する。
- (2) 許容応力について、「設計・建設規格」を用いて計算する際に、温度が中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。
- (3) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容応力、許容荷重

5.2.1 荷重の種類と組合せ

考慮すべき荷重の種類とその組合せを第5-1表に示す。

5.2.2 使用材料の許容応力

(1) 貯蔵架台

貯蔵架台の許容応力は、「設計・建設規格」SSB-3100による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。貯蔵架台用材料の許容応力値を第5-2表、第5-3表及び第5-4表に示す。

(2) 貯蔵架台固縛用埋込金物

貯蔵架台固縛用埋込金物の許容応力は、「設計・建設規格」SSB-3100による。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。貯蔵架台固縛用埋込金物用材料の許容応力値を第5-5表に示す。

5.2.3 コンクリート部の許容荷重

コンクリート部の許容荷重は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、次のとおりとする。

(1) 基礎ボルトが引張荷重を受ける場合のコンクリートの評価

荷重の算定で得られた基礎ボルトの引張荷重は、以下に示すコンクリート部の引張荷重に対する許容値以下となるようにする。

$$p \leq p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}) \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、 $p_{a1} = 0.31 \cdot K_1 \cdot A_c \cdot \sqrt{F_c}$

$$p_{a2} = K_2 \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot F_c$$

p : 基礎ボルト1本当たりの引張荷重 (N)

p_a : 基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)

p_{a1} : コンクリート躯体がコーン状破壊する場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張荷重 (N)

p_{a2} : 基礎ボルト頭部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張荷重 (N)

K_1 : コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数

- K_2 : 支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (MPa)
- A_c : コンクリートのコーン状破壊面の有効投影断面積 (mm^2)
- α : 支圧面積と有効投影断面積から定まる係数 ($=\sqrt{A_c/A_0}$ かつ 10 以下)
- A_0 : 基礎ボルト頭の支圧面積 (mm^2)

また、コーン状破壊及び支圧破壊各々の引張耐力の低減係数 (K_1 及び K_2) の値を第 5-6 表に示す。

コンクリートのコーン状破壊面の有効投影断面積の評価については、基礎ボルトの近接による円錐状せん断破壊面の重なりを考慮する。貯蔵架台固縛用埋込金物の配置及びコーン状破壊面の有効投影断面積の評価概念図を第 5-1 図に、コーン状破壊面の有効投影断面積 (A_c) 及び支圧面積と有効投影断面積から定まる係数 (α) を第 5-7 表に示す。

(2) 基礎ボルトがせん断荷重を受ける場合のコンクリートの評価

荷重の算定で得られた基礎ボルトのせん断荷重は、以下に示すコンクリート部のせん断荷重に対する許容値以下となるようにする。ただし、貯蔵区域の床面コンクリートにはへりがないため、へり側コンクリートの破壊は評価しない。

$$q \leq q_a = q_{a1} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで、 $q_{a1} = 0.5 \cdot K_3 \cdot A_b \cdot \sqrt{E_c \cdot F_c}$

- q : 基礎ボルト 1 本当たりのせん断荷重 (N)
- q_a : 基礎ボルト 1 本当たりのコンクリート部の許容せん断荷重 (N)
- q_{a1} : 基礎ボルトと基礎ボルト周辺のコンクリートが圧壊して破壊 (複合破壊) する場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容せん断荷重 (N)
- K_3 : せん断耐力 (複合破壊の場合) の低減係数
- A_b : 基礎ボルトの谷径断面積 (mm^2)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (MPa)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (MPa)

ただし、 $\sqrt{E_c \cdot F_c}$ の値は、500 MPa 以上、880 MPa 以下とする。880 MPa を超える場合は、 $\sqrt{E_c \cdot F_c} = 880 \text{ MPa}$ として計算する。

また、せん断耐力の低減係数 (K_3) の値を第 5-8 表に示す。

(3) 基礎ボルトが引張、せん断の組合せ荷重を受ける場合のコンクリートの評価

基礎ボルトが引張、せん断の組合せ荷重を受ける場合、それらの組合せ荷重が以下に示すコンクリート部の引張荷重及びせん断荷重の組合せに対する許容値以下となるようにする。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (5.3)$$

- ここで、 p_a : 引張荷重のみに対する基礎ボルト 1 本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)
 $= \min (p_{a1}, p_{a2})$
- q_a : せん断荷重のみに対する基礎ボルト 1 本当たりのコンクリート部の許容せん断荷重 (N)
 $= q_{a1}$
- p : 基礎ボルト 1 本当たりの引張荷重 (N)
- q : 基礎ボルト 1 本当たりのせん断荷重 (N)

コンクリート部の許容荷重値を第 5-9 表に示す。

5.3 設計条件

設計条件を第 5-10 表に示す。

設計震度の評価方法は、「添付 5-3-1 金属キャスクの耐震性に関する計算書（BWR用大型キャスク（タイプ 2 A）」の 5.3 項と同様である。

5.4 応力評価方法

5.4.1 貯蔵架台本体，トラニオン固定ボルト，トラニオン固定金具，架台固定ボルト，貯蔵架台脚部，ボス及び基礎ボルト

(1) 荷重条件

地震時における荷重は次に示す組合せとする。

- ・自重（－）
- ・地震力（－）
- ・熱荷重（－）

(2) 応力計算

貯蔵架台本体，トラニオン固定ボルト，トラニオン固定金具，架台固定ボルト，貯蔵架台脚部，ボス及び基礎ボルトの応力計算は，応力評価式により行う。基礎ボルトに作用する荷重については，架台固定ボルトに作用する荷重と等しい荷重が作用するものとする。また，ボス及び基礎ボルトからコンクリート部に作用する荷重をあわせて評価する。

a. 貯蔵架台本体

貯蔵架台本体に作用する荷重の計算モデルを第5-2図に示す。

(a) 一次応力

イ. せん断応力

鉛直方向加速度により発生するせん断応力（ τ ）は，次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_v}{A} \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで， F_v : 鉛直力 (N)

A : キヤスク底面直径円周部の断面積 (mm²)

$$F_v = (m_c + m_s) \cdot G_2 \dots\dots\dots (5.5)$$

ここで， $G_2 = (1 + C_v) \cdot G$

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s²)

C_v : 鉛直方向設計震度

G : 重力加速度 (m/s²)

m_c : 金属キヤスクの質量 (kg)

m_s : 貯蔵架台の質量 (kg)

ロ. 曲げ応力

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力（ σ_b ）は，次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M_1}{t^2} + \frac{\beta \cdot M_2}{a_1 \cdot t^2} \dots\dots\dots (5.6)$$

$$\text{ここで， } M_1 = \frac{F_v}{2\pi} \left\{ \frac{(1+\nu)}{2} \ln\left(\frac{a_1}{a_2}\right) + \frac{(1-\nu)}{4} \cdot \left[1 - \left(\frac{a_2}{a_1}\right)^2 \right] \right\}$$

- M_1 : 鉛直方向加速度により生じる曲げ力 (N)
- F_v : イ. と同じ
- ν : ポアソン比
- a_1 : 金属キャスク中心から最外周ボルトまでの距離 (第 5-2 図) (mm)
- a_2 : キャスク底面半径 (第 5-2 図) (mm)
- t : 架台厚さ (mm)
- β : 係数 (引用文献(1)より)

$$M_2 = m_c \cdot G_1 \cdot h_{CG}$$

- M_2 : 水平方向加速度により生じるモーメント (N・mm)
- m_c : イ. と同じ
- $G_1 = C_H \cdot G$
- G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)
- C_H : 水平方向設計震度
- h_{CG} : 金属キャスク底面から重心までの高さ (mm)

ハ. 組合せ応力

せん断応力 (τ) と曲げ応力 (σ_b) との組合せ応力 (σ_T) は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots \dots \dots (5.7)$$

- ここで, τ : (5.4) 式と同じ
- σ_b : (5.6) 式と同じ

(b) 一次+二次応力

イ. せん断応力

地震力によるせん断応力 (τ) の全振幅は、(5.4) 式で求めたせん断応力 (τ) の 2 倍とする。

ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力 (σ_b) の全振幅は、(5.6) 式で求めた曲げ応力 (σ_b) の 2 倍とする。

b. トラニオン固定ボルト

トラニオン固定ボルトに作用する荷重の計算モデルを第 5-3 図に示す。なお、トラニオン固縛装置に係る計算においては保守的に荷重の分散を考慮しない評価とする。

(a) 引張応力

固縛装置 1 組当たりに作用する最大引張力 (F_1) によりトラニオン固定ボルトに発生する引張応力 (σ_t) は次式で計算する。

$$\sigma_t = \frac{F_1}{n_t \cdot A} \dots \dots \dots (5.8)$$

- ここで, n_t : 固縛装置 1 組当たりのトラニオン固定ボルトの本数
- A : トラニオン固定ボルト (M52) の断面積 (mm^2)

引張力(F_1)は、第5-3図に示す固縛装置④に生じ、次式で計算する。

$$F_1 = \frac{m_c \cdot (G_1 \cdot h_{CG} - G_2 \cdot a_5)}{a_3} \dots \dots \dots (5.9)$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 - C_V) \cdot G$$

G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s^2)

C_H : a. (a)ロ. と同じ

C_V : a. (a)イ. と同じ

G : a. (a)イ. と同じ

h_{CG} : a. (a)ロ. と同じ

a_3 : 支点Oから固縛装置④のトラニオン固定金具中心までの距離(第5-3図)
(mm)

a_5 : 支点Oから金属キャスク中心までの距離 (第5-3図) (mm)

F_1 : 固縛装置に生じる引張力 (N)

m_c : a. (a)イ. と同じ

(b) せん断応力

金属キャスクに加わる水平荷重は、金属キャスク底面と貯蔵架台の摩擦力及びスト
ップで保持するため、トラニオン固定ボルトにせん断力は加わらない。

c. トラニオン固定金具

(a) 一次応力

イ. せん断応力

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力 (τ) は、次式で計
算する。

$$\tau = \frac{F_1}{2 \cdot A} \dots \dots \dots (5.10)$$

ここで、 F_1 : (5.9) 式と同じ

A : トラニオン固定金具の断面積 (mm^2)

ロ. 曲げ応力

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力 (σ_b) は、次式で計
算する。

$$\sigma_b = \frac{F_1 \cdot L}{4 \cdot Z} \dots \dots \dots (5.11)$$

ここで、 F_1 : (5.9) 式と同じ

L : トラニオン固定ボルト間距離 (mm)

Z : トラニオン固定金具の断面係数 (mm^3)

ハ. 組合せ応力

せん断応力 (τ) と曲げ応力 (σ_b) との組合せ応力 (σ_T) は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 τ : (5.10) 式と同じ

σ_b : (5.11) 式と同じ

(b) 一次+二次応力

イ. せん断応力

地震力によるせん断応力 (τ) の全振幅は、(5.10) 式で求めたせん断応力 (τ) の 2 倍とする。

ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力 (σ_b) の全振幅は、(5.11) 式で求めた曲げ応力 (σ_b) の 2 倍とする。

d. 架台固定ボルト

架台固定ボルト及び貯蔵架台脚部に作用する荷重の計算モデルを第 5-4 図に示す。

(a) 引張応力

架台固定ボルトに作用する引張力 (F_{1b}) により架台固定ボルトに生じる引張応力 (σ_t) は次式で計算する。

$$\sigma_t = \frac{F_{1b}}{A} \dots\dots\dots (5.13)$$

ここで、 A : 架台固定ボルト (M56) の断面積 (mm^2)

$$F_{1b} = \frac{(m_c \cdot h_1 + m_s \cdot h_2) \cdot G_1 - (m_c + m_s) \cdot G_2}{2 \cdot \left(a_6 + \frac{a_7^2}{a_6} + \frac{a_8^2}{a_6} + \frac{a_9^2}{a_6} \right)} \dots\dots\dots (5.14)$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 - C_V) \cdot G$$

G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s^2)

C_H : a. (a)ロ. と同じ

C_V : a. (a)イ. と同じ

G : a. (a)イ. と同じ

m_c : a. (a)イ. と同じ

m_s : a. (a)イ. と同じ

h_1 : 床面から金属キャスク重心までの高さ (mm)

h_2 : 床面から貯蔵架台本体重心までの高さ (mm)

a_6 : 金属キャスク中心から架台固定ボルト(A)までの距離 (第 5-4 図) (mm)

a_7 : 金属キャスク中心から架台固定ボルト(B)までの距離 (第 5-4 図)

- (mm)
- a_8 : 金属キャスク中心から架台固定ボルト(C)までの距離 (第5-4図)
- (mm)
- a_9 : 金属キャスク中心から架台固定ボルト(D)までの距離 (第5-4図)
- (mm)
- n : 架台固定ボルトの本数

(b) せん断応力

水平力 (F_H) により架台固定ボルトに発生するせん断応力 (τ) は、次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_H}{n \cdot A} \dots\dots\dots (5.15)$$

ここで、 n : (a)と同じ

A : (a)と同じ

架台固定ボルトに作用する最大水平力 (F_H) は、次式で計算する。

$$F_H = (m_c + m_s) \cdot G_1 \dots\dots\dots (5.16)$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

C_H : a. (a)口. と同じ

m_c : a. (a)イ. と同じ

m_s : a. (a)イ. と同じ

e. 貯蔵架台脚部

(a) 圧縮応力

鉛直方向加速度により発生する圧縮応力 (σ_c) は、次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{F_{1c}}{A_1} \dots\dots\dots (5.17)$$

ここで、

$$F_{1c} = \frac{(m_c \cdot h_1 + m_s \cdot h_2) \cdot G_1}{2 \cdot \left(a_6 + \frac{A_2 a_7^2}{A_1 a_6} + \frac{A_3 a_8^2}{A_1 a_6} + \frac{A_2 a_9^2}{A_1 a_6} \right)} + \frac{(m_c + m_s) \cdot G_2}{\frac{A_{a11}}{A_1}}$$

$$G_1 = C_H \cdot G$$

$$G_2 = (1 + C_V) \cdot G$$

G_1 : 水平方向加速度 (m/s^2)

G_2 : 鉛直方向加速度 (m/s^2)

C_H : a. (a)口. と同じ

C_V : a. (a)イ. と同じ

G : a. (a)イ. と同じ

m_c : a. (a)イ. と同じ

m_s : a. (a)イ. と同じ

h_1 : d. (a)と同じ

- h_2 : d. (a)と同じ
- a_6 : d. (a)と同じ
- a_7 : d. (a)と同じ
- a_8 : d. (a)と同じ
- a_9 : d. (a)と同じ
- A_1 : 貯蔵架台脚部 (A) 面積(mm²)
- A_2 : 貯蔵架台脚部 (B) (D) 面積(mm²)
- A_3 : 貯蔵架台脚部 (C) 面積(mm²)
- A_{all} : 貯蔵架台脚部総面積(mm²)

f. ボス

ボス及び基礎ボルトに作用する荷重の計算モデルを第5-5図に示す。

(a) 引張応力

架台固定ボルトに作用する引張力 (F_{1b}) によりボスに作用する引張荷重 (p) は次式により計算する。

$$p = F_{1b} \dots\dots\dots (5.18)$$

ここで, F_{1b} : (5.14) 式と同じ

ボスに作用する引張荷重 (p) によりボスに生じる引張応力 (σ_t) は次式で計算する。

$$\sigma_t = \frac{p}{A} \dots\dots\dots (5.19)$$

ここで, p : (5.18) 式と同じ

A : ボスの断面積 (mm²)

(b) せん断応力

架台固定ボルトに作用する水平力 (F_H) によりボスに作用するせん断荷重 (q) は次式により計算する。

$$q = \frac{F_H}{n} \dots\dots\dots (5.20)$$

ここで, F_H : (5.16) 式と同じ

n : d. (a)と同じ

ボスに作用するせん断荷重 (q) によりボスに生じるせん断応力 (τ) は次式で計算する。

$$\tau = \frac{q}{A} \dots\dots\dots (5.21)$$

ここで, q : (5.20) 式と同じ

A : (a)と同じ

g. 基礎ボルト

(a) 引張応力

基礎ボルトについては、架台固定ボルトに作用する引張力 (F_{1b}) によって架台固定ボルトに作用する引張荷重と等しい引張荷重が基礎ボルトに作用するものとして評価する。基礎ボルトに作用する引張荷重 (p) は (5.18) 式により計算する。

ここで, F_{1b} : (5.14) 式と同じ

基礎ボルトに作用する引張荷重 (p) により基礎ボルトに生じる引張応力 (σ_t) は (5.19) 式で計算する。

ここで, p : (5.18) 式と同じ

A : 基礎ボルト (M56) の断面積 (mm^2)

(b) せん断応力

基礎ボルトについては、架台固定ボルトに作用する水平力 (F_H) によって生じる架台固定ボルトのせん断荷重と等しいせん断荷重が基礎ボルトに作用するものとして評価する。基礎ボルトに作用するせん断荷重 (q) は (5.20) 式により計算する。

ここで, F_H : (5.16) 式と同じ

n : d. (a) と同じ

基礎ボルトに作用するせん断荷重 (q) により基礎ボルトに生じるせん断応力 (τ) は (5.21) 式で計算する。

ここで, q : (5.20) 式と同じ

A : (a) と同じ

h. コンクリート部

(a) 基礎ボルトが引張荷重を受ける場合のコンクリートの評価

(5.18) 式で計算される基礎ボルトに作用する引張荷重 (p) が、第 5-9 表に示すコンクリート部の引張荷重に対する許容値以下となることを確認する。

(b) 基礎ボルトがせん断荷重を受ける場合のコンクリートの評価

(5.20) 式で計算される基礎ボルトに作用するせん断荷重 (q) が、第 5-9 表に示すコンクリート部のせん断荷重に対する許容値以下となることを確認する。

(c) 基礎ボルトが引張、せん断の組合せ荷重を受ける場合のコンクリートの評価

(5.18) 式で計算される基礎ボルトに作用する引張荷重 (p) 及び (5.20) 式で計算される基礎ボルトに作用するせん断荷重 (q) が、第 5-9 表に示すコンクリート部の引張荷重及びせん断荷重の組合せに対する許容値以下となることを確認する。

5.4.2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認結果

貯蔵架台の各評価点における水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価は、「資料5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」の4章に基づき評価する。影響評価の具体的手法は「添付5-3-1 金属キャスクの耐震性に関する計算書（BWR用大型キャスク（タイプ2A）」の5.4.7項と同様である。

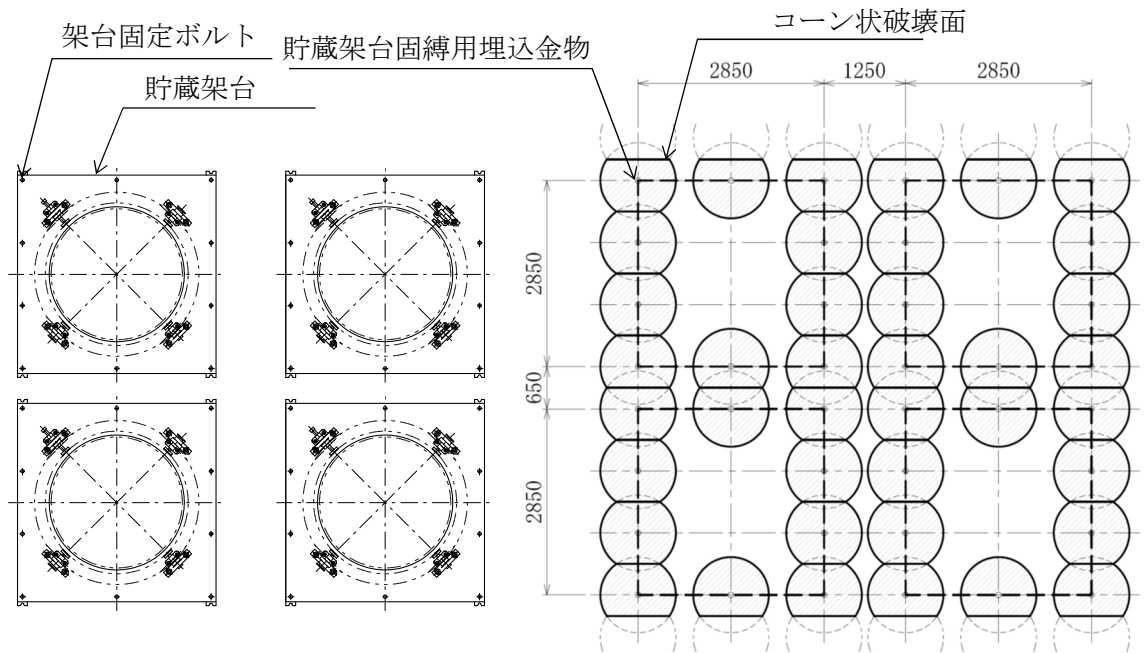
5.5 応力評価条件

貯蔵架台の設計震度を第5-11表に示す。また、貯蔵架台の各評価箇所の評価条件を第5-12表から第5-18表に示す。

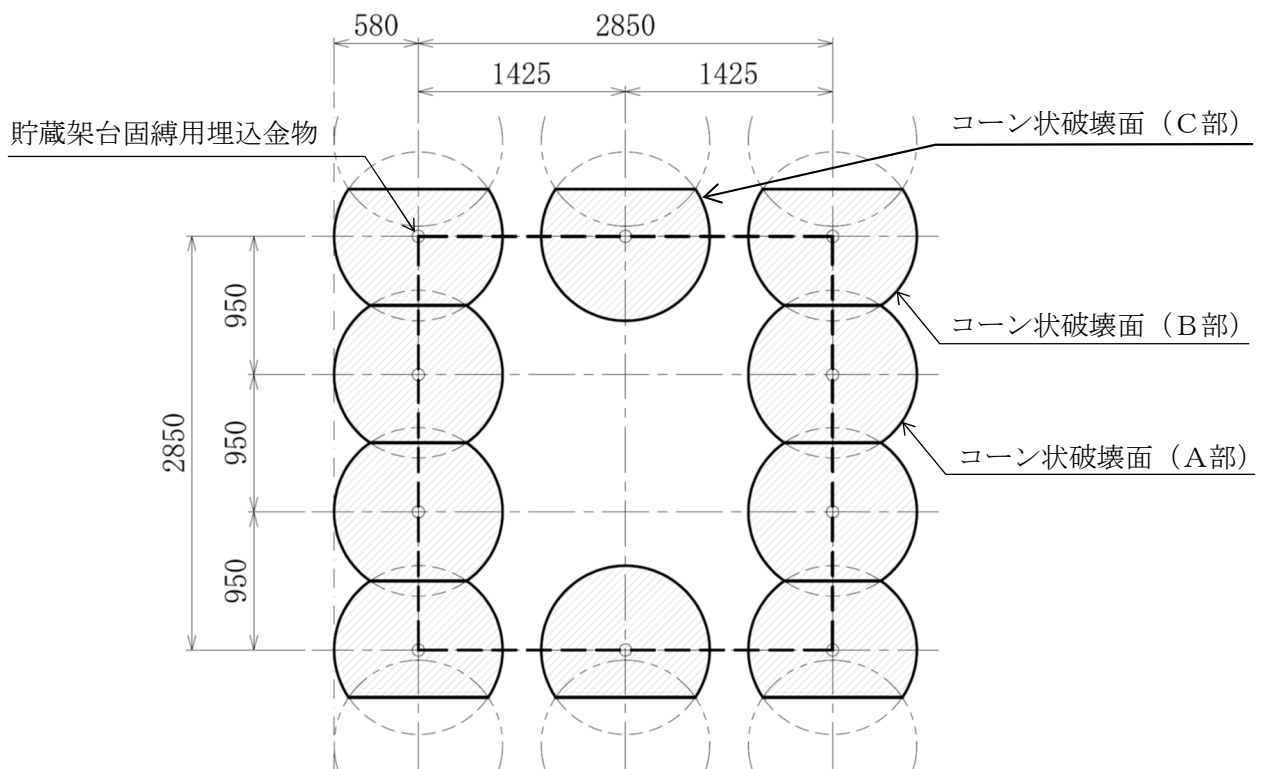
5.6 評価結果

貯蔵架台の耐震評価結果を以下に示す。発生値は評価基準値を満足しており、耐震性を有することを確認した。評価結果を第5-19表に示す。

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認として、各評価点の応力の種類における許容応力に対する計算値の裕度を第5-20表に、コンクリート部の許容値に対する計算値の裕度を第5-21表に示す。評価対象となる部位のうち、トラニオン固定金具、コンクリート部については許容応力及び許容値に対する計算値の裕度が1.5より小さくなるため、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響について詳細評価を実施する。建屋の最大加速度（1.2ZPA）に対して組合せ係数法を採用すると、水平2方向を考慮した設計震度は1.39となり、設計震度（1.40）に包絡され、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより設備が有する耐震性に影響がないことを確認した。

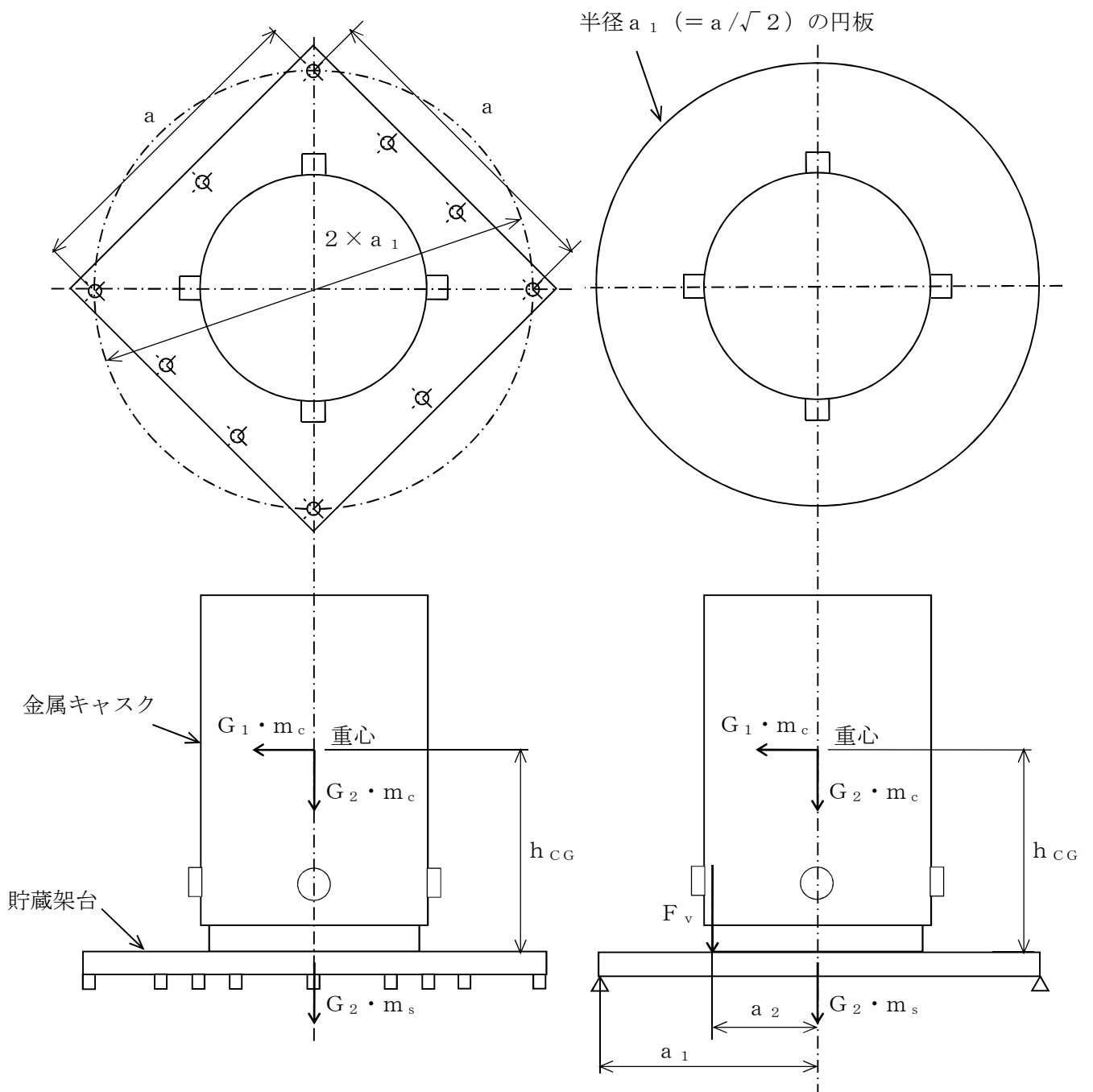


貯蔵架台固縛用埋込金物及びコーン状破壊面の近接する貯蔵架台との関係図

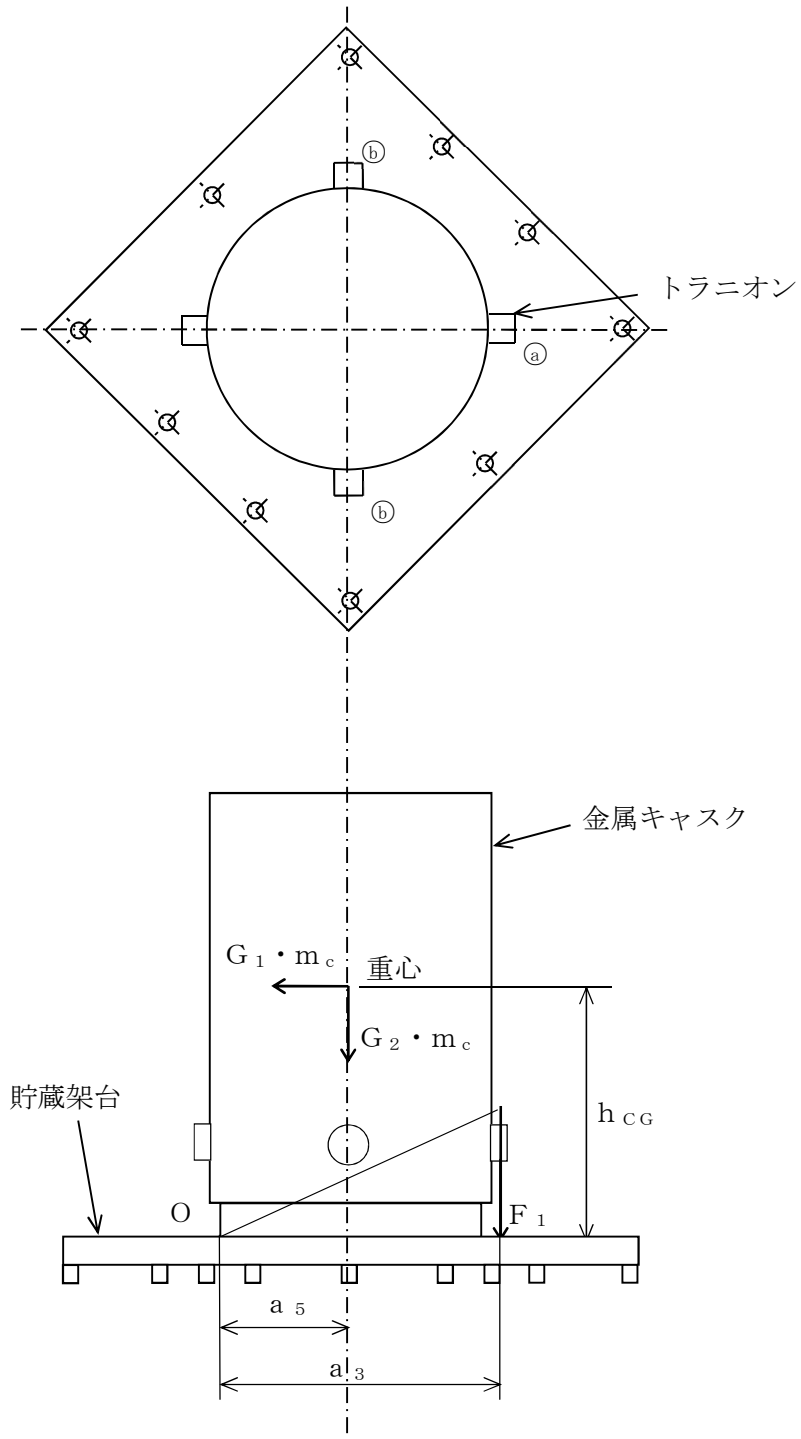


貯蔵架台固縛用埋込金物及びコーン状破壊面の拡大図 (金属キャスク 1 基分)

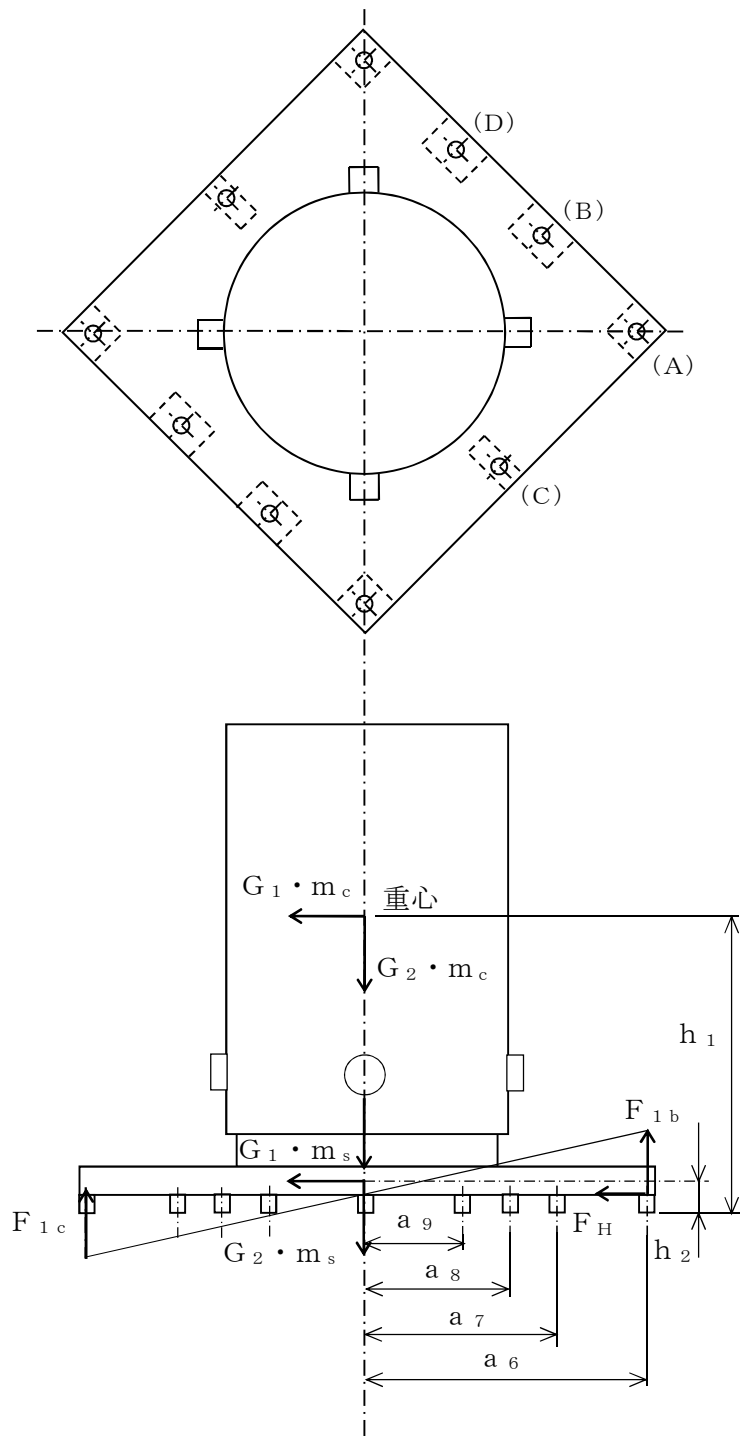
第 5-1 図 貯蔵架台固縛用埋込金物の配置及びコーン状破壊面の有効投影断面積の評価概念図



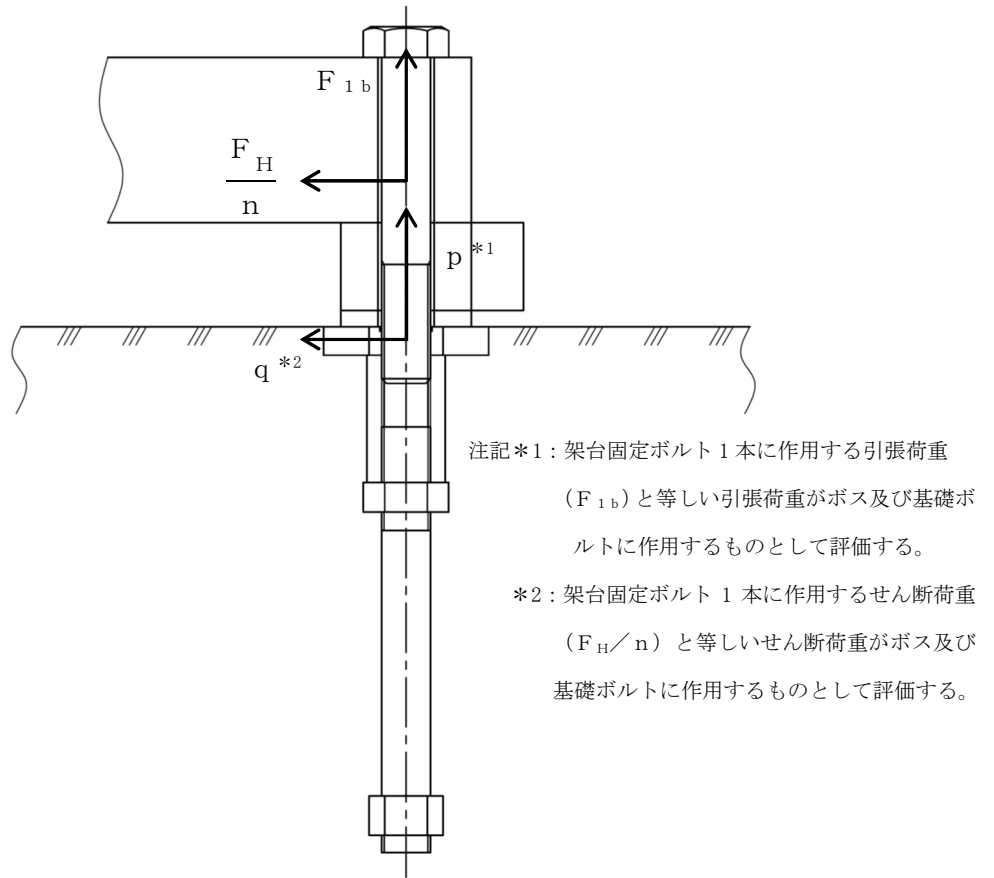
第5-2図 貯蔵架台本体に作用する荷重の計算モデル



第5-3図 トラニオン固定ボルトに作用する荷重の計算モデル



第 5-4 図 架台固定ボルト及び貯蔵架台脚部に作用する荷重の計算モデル



第5-5図 ボス及び基礎ボルトに作用する荷重の計算モデル

第5-1表 貯蔵架台の荷重の種類とその組合せ

荷 重			自重による荷重	熱荷重 *1	地震荷重
設計事象	供用 状態	評価事象			
$I + S_d^*$	C_s	S_d^* 地震力が作用する場合	○	○	○
$I + S_s$	D_s	S_s 地震力が作用する場合	○	○	○

注記*1：キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

第5-2表 貯蔵架台用材料（貯蔵架台本体及び脚部）の許容応力値(1/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類 *1		許容応力値	
			炭素鋼	
			貯蔵架台本体 貯蔵架台脚部	許容値基準
			SGV480	
供用状態 Cs	一次 応力	引張応力	234	1.5 f _t
		圧縮応力	234	1.5 f _c
		せん断応力	135	1.5 f _s
		曲げ応力	234	1.5 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 *2	468	3 f _t
		せん断応力 *2	270	3 f _s
		曲げ応力 *2	468	3 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
		座屈応力	—	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を組み合わせた応力（σ_T）は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c + c\sigma_b}{f_c} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1$$

ただし、②及び③において、Csの一次応力の場合、分母のf_c、f_b、f_tは1.5f_c、1.5f_b、1.5f_tとする。

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第 5-2 表 貯蔵架台用材料（貯蔵架台本体及び脚部）の許容応力値 (2/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		許容応力値	
			炭素鋼	
			貯蔵架台本体 貯蔵架台脚部	許容値基準
			SGV480	
供用状態 Ds	*1 一次応力	引張応力	281	1.5 f _t *
		圧縮応力	281	1.5 f _c *
		せん断応力	162	1.5 f _s *
		曲げ応力	281	1.5 f _b *
		支圧応力	—	1.5 f _p *
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 *2	562	3 f _t
		せん断応力 *2	324	3 f _s
		曲げ応力 *2	562	3 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p *
		座屈応力	—	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力 (σ) とせん断応力 (τ) を組み合わせた応力 (σ_T) は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5f_c^*} + \frac{c\sigma_b}{1.5f_b^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{1.5f_t^*} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{1.5f_t^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{1.5f_b^*} \leq 1$$

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第5-3表 貯蔵架台用材料（トラニオン固定金具）の許容応力値(1/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		許容応力値	
			ステンレス鋼	
			トラニオン固定金具	許容値基準
			SUS630 H1150	
供用状態 Cs	*1 一次 応力	引張応力	591	1.5 f _t
		圧縮応力	—	1.5 f _c
		せん断応力	341	1.5 f _s
		曲げ応力	591	1.5 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 *2	1182	3 f _t
		せん断応力 *2	682	3 f _s
		曲げ応力 *2	1182	3 f _b
		支圧応力	—	1.5 f _p
		座屈応力	—	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を組み合わせた応力（σ_T）は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c + c\sigma_b}{f_c} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1$$

ただし、②及び③において、Csの一次応力の場合、分母の f_c、f_b、f_tは 1.5 f_c、1.5 f_b、1.5 f_tとする。

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第5-3表 貯蔵架台用材料（トラニオン固定金具）の許容応力値(2/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		許容応力値	
			ステンレス鋼	
			トラニオン固定金具	許容値基準
			SUS630 H1150	
供用状態 Ds	* ₁ 一次 応力	引張応力	591	1.5 f _t * [*]
		圧縮応力	—	1.5 f _c * [*]
		せん断応力	341	1.5 f _s * [*]
		曲げ応力	591	1.5 f _b * [*]
		支圧応力	—	1.5 f _p * [*]
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力 * ₂	1182	3 f _t
せん断応力 * ₂		682	3 f _s	
曲げ応力 * ₂		1182	3 f _b	
支圧応力		—	1.5 f _p * [*]	
座屈応力		—	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c	

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を
組み合わせた応力（σ_T）は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5f_c^*} + \frac{c\sigma_b}{1.5f_b^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{1.5f_t^*} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{1.5f_t^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c\sigma_b - \sigma_t}{1.5f_b^*} \leq 1$$

*2：地震力のみによる全振幅について評価する。

第5-4表 貯蔵架台用材料（ボルト用材料）の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類 *1	許容応力値	
		低合金鋼	
		トラニオン固定ボルト 架台固定ボルト	許容値基準
		SNB23-3	
供用状態 Cs	引張応力	478	$1.5 f_t$
	せん断応力	368	$1.5 f_s$
供用状態 Ds	引張応力	478	$1.5 f_t^*$
	せん断応力	368	$1.5 f_s^*$

注記*1：組合せ応力が考えられる場合の許容引張応力値は，次の2つの計算式により計算した値のいずれか小さい方の値とする。

$$f_T = 1.4 \cdot f_t - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_T = f_t$$

ここで， τ ：ボルトに発生するせん断応力（MPa）

ただし，Csの場合， f_t は $1.5 f_t$ とする。Dsの場合， f_t は $1.5 f_t^*$ とする。

第 5-5 表 貯蔵架台固縛用埋込金物用材料（ボルト用材料）の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類 *1	許容応力値	
		低合金鋼	
		ボス 基礎ボルト	許容値基準
		SCM435	
供用状態 Cs	引張応力	456	$1.5 f_t$
	せん断応力	351	$1.5 f_s$
供用状態 Ds	引張応力	456	$1.5 f_t^*$
	せん断応力	351	$1.5 f_s^*$

注記*1：組合せ応力が考えられる場合の許容引張応力値は、次の2つの計算式により計算した値のいずれか小さい方の値とする。

$$f_T = 1.4 \cdot f_t - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_T = f_t$$

ここで、 τ ：ボルトに発生するせん断応力 (MPa)

ただし、Cs の場合、 f_t は $1.5 f_t$ とする。Ds の場合、 f_t は $1.5 f_t^*$ とする。

第5-6表 コーン状破壊及び支圧破壊各々の引張耐力の低減係数

供用状態	コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数 (K_1)	支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数 (K_2)
供用状態 Cs	0.45	2/3
供用状態 Ds	0.6	0.75

第5-7表 コーン状破壊面の有効投影断面積及び支圧面積と有効投影断面積から定まる係数

部位	コーン状破壊面の有効投影断面積 (A_c) (mm^2)	支圧面積と有効投影断面積から定まる係数 (α) (-)
A	9.618×10^5	10
B	8.371×10^5	10
C	8.845×10^5	10

第5-8表 せん断耐力の低減係数

供用状態	複合破壊の場合のせん断耐力の低減係数 (K_3)
供用状態 Cs	0.6
供用状態 Ds	0.8

第5-9表 コンクリート部の許容荷重値

供用状態	荷重の種類		
	引張荷重*1 (N)	せん断荷重 (N)	引張荷重及びせん断荷重の 組合せ (-)
供用状態 Cs	6.708×10^5	5.192×10^5	$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$
供用状態 Ds	8.944×10^5	6.923×10^5	

注記*1：コーン状破壊面の有効投影断面積が最も小さくなり，許容引張荷重が最も厳しくなる
第5-1図のB部がコーン状破壊する場合の許容引張荷重値とする。

第5-10表 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期(s)		設計震度		最高使用温度(°C)
					弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	
金属キャスク	S	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16.30* ¹	水平方向	$T_H=0.080$	$C_H=0.72$	$C_H=1.40$	150
			鉛直方向	$T_V=0.023$	$C_V=0.37$	$C_V=0.87$	
貯蔵架台			同上				130

注記*1：基準床レベルを示す。

第5-11表 設計震度

評価事象	方向	記号	設計震度
S _d *地震力が作用する場合	水平	C _H	0.72
	鉛直	C _V	0.37
S _s 地震力が作用する場合	水平	C _H	1.40
	鉛直	C _V	0.87

第5-12表 貯蔵架台本体の応力評価条件

項目	記号	単位	数値
重力加速度	G	m/s ²	9.80665
キャスク底面直径円周部の断面積	A	mm ²	1.182×10 ⁶
金属キャスクの質量	m _c	kg	118300
貯蔵架台の質量	m _s	kg	15000
ポアソン比	ν	—	0.3
金属キャスク中心から最外周ボルトまでの距離	a ₁	mm	2015.3
キャスク底面半径	a ₂	mm	990
架台厚さ	t	mm	190
係数	β	—	1.539
金属キャスク底面から重心までの高さ	h _{CG}	mm	2672

第5-13表 トラニオン固定ボルトの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
固縛装置1組当たりのトラニオン固定ボルトの本数	n_t	—	2
トラニオン固定ボルト (M52) の断面積	A	mm ²	2.124×10^3
支点Oから固縛装置④のトラニオン固定金具中心までの距離	a_3	mm	2288
支点Oから金属キャスク中心までの距離	a_5	mm	990

第5-14表 トラニオン固定金具の応力評価条件

項目	記号	単位	数値
トラニオン固定金具の断面積	A	mm ²	1.330×10^4
トラニオン固定ボルト間距離	L	mm	360
トラニオン固定金具の断面係数	Z	mm ³	2.948×10^5

第5-15表 架台固定ボルトの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
架台固定ボルト (M56) の断面積	A	mm ²	2.463×10^3
床面から金属キャスク重心までの高さ	h_1	mm	2982
床面から貯蔵架台本体重心までの高さ	h_2	mm	215
金属キャスク中心から架台固定ボルト(A)までの距離	a_6	mm	2015.3
金属キャスク中心から架台固定ボルト(B)までの距離	a_7	mm	1343.5
金属キャスク中心から架台固定ボルト(C)までの距離	a_8	mm	1007.6
金属キャスク中心から架台固定ボルト(D)までの距離	a_9	mm	671.8
架台固定ボルトの本数	n	—	10

第5-16表 貯蔵架台脚部の応力評価条件

項目	記号	単位	数値
貯蔵架台脚部 (A) 面積	A_1	mm^2	1.887×10^4
貯蔵架台脚部 (B) (D) 面積	A_2	mm^2	1.887×10^4
貯蔵架台脚部 (C) 面積	A_3	mm^2	1.137×10^4
貯蔵架台脚部総面積	A_{all}	mm^2	1.737×10^5

第5-17表 ボスの応力評価条件

項目	記号	単位	数値
ボスの断面積	A	mm^2	3.218×10^3

第5-18表 基礎ボルトの荷重評価条件

項目	記号	単位	数値
基礎ボルト (M56) の断面積	A	mm^2	2.463×10^3

第 5-19 表 (1) 評価結果

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次応力			一次+二次応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
貯蔵架台 本体	炭素鋼 (SGV480)	供用状態 C s	76	①	234	151	①	468
		供用状態 D s	131	①	281	261	①	562

第 5-19 表 (2) 評価結果

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次応力			一次+二次応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
トラニオン 固定金具	ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	供用状態 C s	206	②	591	403	②	1182
		供用状態 D s	572	②	591	1119	②	1182

第 5-19 表 (3) 評価結果

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	引張応力			せん断応力			組合せ応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
トラニオン 固定ボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	供用状態 C _s	156	③	478	—	—	—	—	—	—
		供用状態 D _s	432	③	478	—	—	—	—	—	—
架台固定 ボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	供用状態 C _s	107	④	478	39	④	368	107	④	478
		供用状態 D _s	266	④	478	75	④	368	266	④	478

第 5-19 表 (4) 評価結果

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	圧縮応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力
貯蔵架台 脚部	炭素鋼 (SGV480)	供用状態 C _s	30	⑤	234
		供用状態 D _s	52	⑤	281

第 5-19 表 (5) 評価結果

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	引張応力			せん断応力			組合せ応力		
			計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力	計算値	評価点 (面)	許容 応力
ボス	低合金鋼 (SCM435)	供用状態 C _s	82	⑥	456	30	⑥	351	82	⑥	456
		供用状態 D _s	204	⑥	456	57	⑥	351	204	⑥	456
基礎ボルト	低合金鋼 (SCM435)	供用状態 C _s	107	⑦	456	39	⑦	351	107	⑦	456
		供用状態 D _s	266	⑦	456	75	⑦	351	266	⑦	456

第 5-19 表 (6) 評価結果

部 位	供用状態	引張荷重 (N)		せん断荷重 (N)		引張荷重及びせん断荷重の組合せ (一)	
		計算値	許容荷重	計算値	許容荷重	計算値	許容値
コンクリート部	供用状態 Cs	2.631×10^5	6.708×10^5	9.412×10^4	5.192×10^5	0.19	1
	供用状態 Ds	6.547×10^5	8.944×10^5	1.831×10^5	6.923×10^5	0.61	1

第5-20表 貯蔵架台の応力評価（供用状態Cs）（1/2）

（単位：MPa）

部 位	応力の種類	計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*2	
貯蔵架台本体	一次応力	せん断応力	2	①	135	67.50
		曲げ応力	76	①	234	3.07
		組合せ応力	76	①	234	3.07
	一次+二次応力 *1	せん断応力	3	①	270	90.00
		曲げ応力	151	①	468	3.09
トラニオン 固定金具	一次応力	せん断応力	25	②	341	13.64
		曲げ応力	202	②	591	2.92
		組合せ応力	206	②	591	2.86
	一次+二次応力 *1	せん断応力	50	②	682	13.64
		曲げ応力	403	②	1182	2.93
トラニオン 固定ボルト	—	引張応力	156	③	478	3.06
架台固定ボルト	—	引張応力	107	④	478	4.46
		せん断応力	39	④	368	9.43
		組合せ応力	107	④	478	4.46
貯蔵架台脚部	—	圧縮応力	23	⑤	234	10.17

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-20表 貯蔵架台の応力評価（供用状態Cs）（2/2）

（単位：MPa）

部 位	応力の種類		計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*1
ボス	—	引張応力	82	⑥	456	5.56
		せん断応力	30	⑥	351	11.70
		組合せ応力	82	⑥	456	5.56
基礎ボルト	—	引張応力	107	⑦	456	4.26
		せん断応力	39	⑦	351	9.00
		組合せ応力	107	⑦	456	4.26

注記*1：許容応力に対する計算値の裕度

第5-21表 コンクリート部の荷重評価（供用状態Cs）

荷重の種類	計算値	許容値	裕度*1
引張荷重 (N)	2.631×10 ⁵	6.708×10 ⁵	2.54
せん断荷重 (N)	9.412×10 ⁴	5.192×10 ⁵	2.83
引張荷重及びせん断荷重の 組合せ (-)	0.19	1	2.58*2

注記*1：許容値に対する計算値の裕度

*2：引張荷重及びせん断荷重の組合せの計算値は次式による。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$$

ここで、 p_a ：引張荷重のみに対する基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)

q_a ：せん断荷重のみに対する基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容せん断荷重 (N)

p ：基礎ボルト1本当たりの引張荷重 (N)

q ：基礎ボルト1本当たりのせん断荷重 (N)

引張、せん断の組合せ荷重の裕度は、計算値を許容値の1と等しくさせるために必要となる引張荷重 (p) とせん断荷重 (q) の計算値の増倍率を裕度とする。

第5-22表 貯蔵架台の応力評価（供用状態Ds）（1/2）

（単位：MPa）

部 位	応力の種類		計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*2
貯蔵架台本体	一次応力	せん断応力	2	①	162	81.00
		曲げ応力	131	①	281	2.14
		組合せ応力	131	①	281	2.14
	一次+二次応力 *1	せん断応力	5	①	324	64.80
		曲げ応力	261	①	562	2.15
トラニオン 固定金具	一次応力	せん断応力	69	②	341	4.94
		曲げ応力	560	②	591	1.05
		組合せ応力	572	②	591	1.03
	一次+二次応力 *1	せん断応力	138	②	682	4.94
		曲げ応力	1119	②	1182	1.05
トラニオン 固定ボルト	—	引張応力	432	③	478	1.10
架台固定ボルト	—	引張応力	266	④	478	1.79
		せん断応力	75	④	368	4.90
		組合せ応力	266	④	478	1.79
貯蔵架台脚部	—	圧縮応力	52	⑤	281	5.40

注記*1：地震力のみによる全振幅について評価する。

*2：許容応力に対する計算値の裕度

第5-22表 貯蔵架台の応力評価（供用状態Ds）（2/2）

（単位：MPa）

部 位	応力の種類		計算値	評価点 (面)	許容応力	裕度*1
ボス	—	引張応力	204	⑥	456	2.23
		せん断応力	57	⑥	351	6.15
		組合せ応力	204	⑥	456	2.23
基礎ボルト	—	引張応力	266	⑦	456	1.71
		せん断応力	75	⑦	351	4.68
		組合せ応力	266	⑦	456	1.71

注記*1：許容応力に対する計算値の裕度

第5-23表 コンクリート部の荷重評価（供用状態Ds）

荷重の種類	計算値	許容値	裕度*1
引張荷重 (N)	6.547×10^5	8.944×10^5	1.36
せん断荷重 (N)	1.831×10^5	6.923×10^5	3.78
引張荷重及びせん断荷重の 組合せ (-)	0.61	1	1.28*2

注記*1：許容値に対する計算値の裕度

*2：引張荷重及びせん断荷重の組合せの計算値は次式による。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$$

ここで、 p_a ：引張荷重のみに対する基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)

q_a ：せん断荷重のみに対する基礎ボルト1本当たりのコンクリート部の許容せん断荷重 (N)

p ：基礎ボルト1本当たりの引張荷重 (N)

q ：基礎ボルト1本当たりのせん断荷重 (N)

引張、せん断の組合せ荷重の裕度は、計算値を許容値の1と等しくさせるために必要となる引張荷重 (p) とせん断荷重 (q) の計算値の増倍率を裕度とする。

添付 5-5 受入れ区域天井クレーンの耐震性に関する説明書

添付 5-5-1 受入れ区域天井クレーンの耐震性に関する計算書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
3.1 計算条件	3
3.2 記号の説明	5
3.3 数値の丸め方	10
4. 計算方法	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.1.1 走行方向 (EW 方向)	11
4.1.2 横行方向 (NS 方向)	11
4.1.3 鉛直方向 (UD 方向)	11
4.1.4 断面形状	12
4.2 応力の計算方法	14
4.2.1 クレーン本体ガーダの応力	14
4.2.2 脱線防止ラグの応力	17
4.2.3 トロリストッパの応力	18
4.2.4 走行レールの応力	21
4.2.5 横行レールの応力	25
5. 評価方法	29
5.1 応力評価における設計震度の設定	29
5.2 応力の評価	29
5.2.1 クレーン本体ガーダの応力評価	29
5.2.2 脱線防止ラグの応力評価	29
5.2.3 トロリストッパの応力評価	30
5.2.4 走行及び横行レールの応力評価	31
6. 設計条件	32
7. 機器要目	33
8. 計算数値	34
8.1 クレーン本体ガーダに生じる応力	34
8.2 脱線防止ラグに生じる応力	34
8.3 トロリストッパに生じる応力	34
8.4 走行レールウェブに生じる応力	34
8.5 横行レールウェブに生じる応力	34
9. 評価結果及び結論	35
9.1 固有周期	35
9.2 応力	35

10. 安全検討	36
10.1 一般事項	36
10.2 計算条件	36
10.3 計算方法	36
10.3.1 固有周期の計算方法	36
10.3.2 応力の計算方法	36
10.3.2.1 クレーン本体ガーダの応力	36
10.3.2.2 脱線防止ラグの応力	38
10.3.2.3 トロリストッパの応力	38
10.3.2.4 走行レールの応力	38
10.3.2.5 横行レールの応力	40
10.4 評価方法	43
10.4.1 固有周期の評価	43
10.4.2 応力の評価	43
10.5 設計条件	46
10.6 機器要目	47
10.7 計算数値	48
10.7.1 クレーン本体ガーダに生じる応力	48
10.7.2 脱線防止ラグに生じる応力	48
10.7.3 トロリストッパに生じる応力	48
10.7.4 走行レールウェブに生じる応力	48
10.7.5 横行レールウェブに生じる応力	48
10.8 評価結果及び結論	49
10.8.1 固有周期	49
10.8.2 応力	49

図表目次

第3-1図	モデル図	4
第4-1図	ガーダ中央部モデル図	12
第4-2図	ガーダ端部モデル図	13
第4-3図	トロリがガーダ中央部にある場合	16
第4-4図	トロリがガーダ端部にある場合	16
第4-5図	脱線防止ラグモデル図（水平方向）	17
第4-6図	トロリストoppaモデル図（水平方向）	18
第4-7図	トロリストoppaモデル図（鉛直方向）	19
第4-8図	荷重状態	21
第4-9図	走行レール伝達幅モデル図	23
第4-10図	走行レール伝達幅鳥瞰図	24
第4-11図	荷重状態	25
第4-12図	横行レール伝達幅モデル図	27
第4-13図	横行レール伝達幅鳥瞰図	28
第10-1図	荷重状態	38
第3-1表	記号の説明	5
第3-2表	表示する数値の丸め方	10

1. 概要

本計算書は、受入れ区域天井クレーン（以下「クレーン」という。）の耐震性についての計算方法と計算結果を示すものである。

なお、クレーンの支持構造物であるランウェイガーダの耐震評価については、使用済燃料貯蔵建屋の評価箇所のため「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にてその計算方法と計算結果を示す。

2. 適用基準

クレーンの耐震評価については、クレーン構造規格（平成 7 年 12 月 26 日 労働省告示第 134 号）を適用し、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 電気技術基準調査会 昭和 62 年 8 月）に準ずる。

3. 計算条件

3.1 計算条件

(1) 走行方向 (EW 方向) 水平力

- a. クレーンは、走行レール上に乗っているだけで、建屋とは固定されていないので、走行方向 (EW 方向) の水平力がクレーンに加わっても、クレーンはレール上をすべるだけで、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- b. クレーンの走行車輪は 8 個であり、そのうちの 2 個は駆動輪、他の 6 個が従動輪である。
- c. 駆動輪は、電動機、減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加われば、レール上をすべる。
- d. 従動輪は回転部分が連結されていないので、駆動輪のみで水平力を受ける。
- e. 最大静止摩擦係数を $\mu=0.3$ とする。したがって、クレーン本体ガーダ (以下「ガーダ」という。) の走行方向 (EW 方向) に作用する水平力は、以下に示す本クレーンの最大静止摩擦力より求める。

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.075$$

(2) 横行方向 (NS 方向) 水平力

- a. 横行方向 (NS 方向) は、走行レールに対して直角方向であるため、クレーンは建屋と固定されているものとし、水平力がそのままクレーンに作用する。
- b. トロリは横行レール上に乗っているだけで、ガーダとは固定されていないので、水平力がトロリに加わっても、トロリはレール上をすべるだけで、トロリ自身には、レールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- c. トロリの横行車輪は 4 個であり、そのうちの 2 個は駆動輪、他の 2 個は従動輪である。
- d. 駆動輪は、電動機、減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加われば、レール上をすべる。
- e. トロリ部分は走行方向 (EW 方向) と同様に駆動輪で水平力を受ける。
- f. 最大静止摩擦係数を $\mu=0.3$ とする。したがって、トロリの横行方向 (NS 方向) に作用する水平力は、以下に示す本クレーンの最大静止摩擦力より求める。

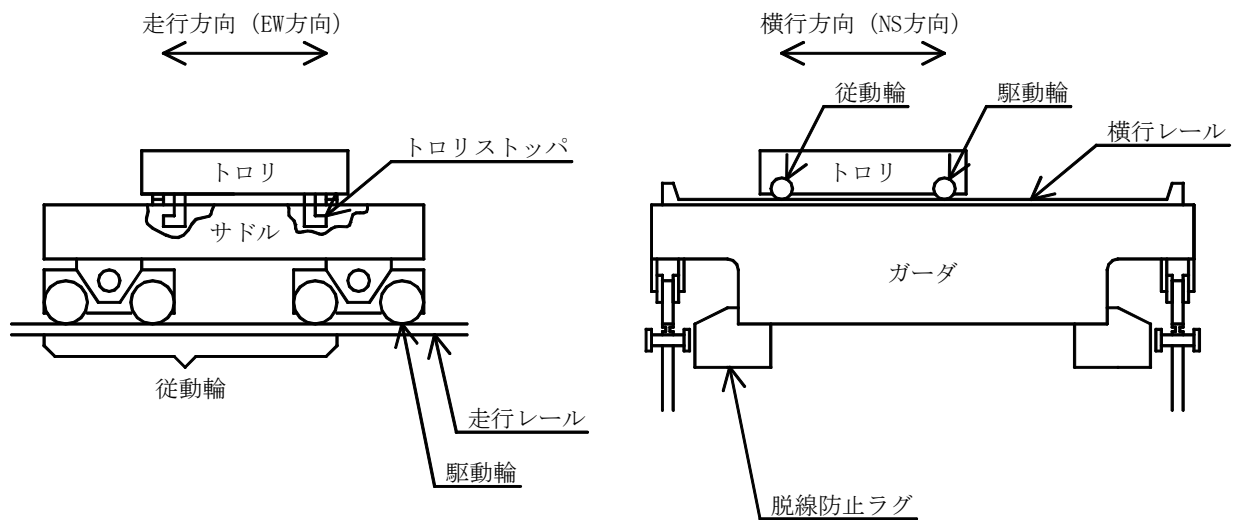
$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{4} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

(3) 設置レベル

クレーンレール設置レベルはT.P. +28.7mであることから、T.P. +29.22mの設計用床応答曲線による設計震度を適用する。

(4) 評価部材

評価部材は、走行方向（EW方向）水平力に対しては、ガーダ、トロリストッパ及び横行レールとし、横行方向（NS方向）水平力に対しては、脱線防止ラグ及び走行レールとする。



第3-1図 モデル図

3.2 記号の説明

本耐震計算書で使用する記号の説明については第3-1表に示すとおりとする。

第3-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	ガーダ中央部の断面積	mm ²
A ₁	脱線防止ラグの圧縮応力評価部の断面積	mm ²
A ₂	トロリストッパの断面積	mm ²
A ₃	横行方向 (NS 方向) 水平力に対する走行レールウェブの断面積	mm ²
A ₄	鉛直方向車輪荷重に対する走行レールウェブの断面積	mm ²
A ₅	走行方向 (EW 方向) 水平力に対する横行レールウェブの断面積	mm ²
A ₆	鉛直方向車輪荷重に対する横行レールウェブの断面積	mm ²
A _v	ガーダ端部の主桁及び補桁の合計断面積	mm ²
b	レール直角方向水平力の作用幅	mm
b ₁	鉛直方向車輪荷重の作用幅	mm
b ₂	横行方向 (NS 方向) 水平力の走行レール頭部における伝達幅 (走行レール中心)	mm
b ₃	横行方向 (NS 方向) 水平力の走行レールウェブにおける伝達幅 (走行レール中心)	mm
b ₄	鉛直方向車輪荷重の走行レールウェブにおける伝達幅 (走行レール中心)	mm
b ₅	走行方向 (EW 方向) 水平力の横行レール頭部における伝達幅 (横行レール中心)	mm
b ₆	走行方向 (EW 方向) 水平力の横行レールウェブにおける伝達幅 (横行レール中心)	mm
b ₇	鉛直方向車輪荷重の横行レールウェブにおける伝達幅 (横行レール中心)	mm
C _H	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度 (EW 方向)	—
C _{H1}	水平方向設計震度 (NS 方向)	—
C _{H2}	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度 (NS 方向)	—
C _{V1}	ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度	—
C _{V2}	ガーダ端部にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度	—
E	縦弾性係数	MPa
F ₁	脱線防止ラグ 1 個あたりに作用する力	N

記号	記号の説明	単位
F_2	トロリストッパ1個あたりに作用する力	N
F_3	走行車輪1個あたりの鉛直方向最大車輪荷重	N
F_4	走行車輪1個あたりの横行方向(NS方向)水平力	N
F_5	横行車輪1個あたりの鉛直方向最大車輪荷重	N
F_6	横行車輪1個あたりの走行方向(EW方向)水平力	N
F_8	鉛直地震力によるトロリストッパ1個あたりに作用する力	N
f_c	脱線防止ラグの許容圧縮応力	MPa
f_{c3}	走行及び横行レールウェブの許容圧縮応力	MPa
f_{c4}	走行及び横行レールウェブの許容組合せ応力	MPa
f_s	材料の許容せん断応力	MPa
f_{s1}	トロリストッパの許容せん断応力	MPa
f_{s2}	走行及び横行レールウェブの許容せん断応力	MPa
f_t	材料の許容引張応力	MPa
f_{t1}	トロリストッパの許容引張応力	MPa
f_{t2}	トロリストッパの許容組合せ応力	MPa
f_{t3}	レール鋼の許容引張応力	MPa
f_{t4}	トロリストッパの許容荷重組合せ応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
I_x	ガーダ中央部のX軸に対する断面二次モーメント	mm ⁴
L_1	走行レール上面からガーダ部重心位置までの高さ	mm
L_2	走行レール上面からトロリ重心位置までの高さ	mm
L_3	走行レールウェブから横行方向(NS方向)水平力作用位置までの高さ	mm
L_4	横行方向(NS方向)水平力作用位置から走行レール上面までの高さ	mm
L_5	トロリストッパ高さ	mm
L_6	横行レール上面からトロリ重心位置までの高さ	mm
L_7	横行レールウェブから走行方向(EW方向)水平力作用位置までの高さ	mm
L_8	走行方向(EW方向)水平力作用位置から横行レール上面までの高さ	mm
ℓ	走行レール間距離	mm
ℓ_1	トロリがクレーン中央部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離	mm
ℓ_2	トロリ車輪間距離	mm
ℓ_3	トロリがクレーン端部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離 (走行レール最遠側)	mm

記号	記号の説明	単位
l_5	脱線防止ラグの圧縮応力評価部の鉛直材の長さ	mm
l_6	トロリストッパ水平材の長さ	mm
l_7	走行レール上面のレール中心から端部までの距離	mm
l_8	横行レール上面のレール中心から端部までの距離	mm
l_9	横行レール間距離	mm
l_{11}	トロリストッパ浮上り力の作用する水平距離	mm
M_1	ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント	N・mm
M_2	トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント	N・mm
M_3	主巻定格荷重（質量）によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント	N・mm
M_4	水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント	N・mm
M_5	水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント	N・mm
M_6	トロリストッパの曲げモーメント	N・mm
M_7	走行レールウェブの曲げモーメント	N・mm
M_8	横行レールウェブの曲げモーメント	N・mm
M_{10}	トロリストッパの曲げモーメント	N・mm
M_H	ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント	N・mm
M_V	ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント	N・mm
m_G	ガーダ部全質量（サドル, ロッカービームを含む）	kg
m_g	ガーダ 1 本当たりの質量	kg
m_m	主巻定格荷重（質量）	kg
m_t	トロリ質量（フック, ワイヤロープ含む）	kg
n	走行車輪の個数	—
n_t	横行車輪の個数	—
n_s	脱線防止ラグの個数	—
Q	ガーダ端部の合計せん断力	N
Q_1	ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力	N
Q_2	トロリがガーダ端部に寄った場合のトロリ質量によるガーダ端部のせん断力	N
Q_3	トロリがガーダ端部に寄った場合の主巻定格荷重（質量）によるガーダ端部のせん断力	N

記号	記号の説明	単位
Q_4	トロリがガーダ中央部にある場合のトロリ質量によるガーダ端部のせん断力	N
Q_5	トロリがガーダ中央部にある場合の主巻定格荷重（質量）によるガーダ端部のせん断力	N
S_u	J I S（日本産業規格）に規定する材料の設計引張強さ	MPa
S_{u1}	レール鋼の引張強さ	MPa
S_y	J I S（日本産業規格）に規定する材料の設計降伏点	MPa
T	固有周期	s
T_{V1}	固有周期（鉛直方向）	s
T_{V2}	ガーダ端部にトロリ質量が集中する場合の固有周期（鉛直方向）	s
t_1	脱線防止ラグ鉛直材の板厚	mm
t_3	トロリストッパ水平材の板厚	mm
t_4	走行レールウェブの厚さ	mm
t_5	横行レールウェブの厚さ	mm
Z_1	トロリストッパの断面係数	mm ³
Z_2	横行方向（NS 方向）水平力に対する走行レールウェブの断面係数	mm ³
Z_3	走行方向（EW 方向）水平力に対する横行レールウェブの断面係数	mm ³
Z_{Xt}	ガーダ中央部の X 軸に関する断面係数（下フランジ側）	mm ³
Z_{Y1}	ガーダ中央部の Y 軸に関する断面係数（主桁側）	mm ³
Σm	クレーン総質量（ m_t+m_G ）	kg
σ_c	脱線防止ラグの圧縮応力	MPa
σ_{t1}	トロリストッパの曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t2}	トロリストッパの組合せ応力	MPa
σ_{t3}	トロリストッパの曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t4}	トロリストッパの引張応力	MPa
σ_{t5}	トロリストッパの合計（引張）応力	MPa
σ_{t6}	荷重組合せ応力（水平地震力による組合せ応力 σ_{t2} と鉛直地震力による合計応力 σ_{t5} との組合せ応力）	MPa
σ_{c3}	走行レールウェブの曲げ（圧縮）応力	MPa
σ_{c4}	走行レールウェブの組合せ応力	MPa
σ_{c5}	横行レールウェブの曲げ（圧縮）応力	MPa

記号	記号の説明	単位
σ_{c6}	横行レールウェブの組合せ応力	MPa
σ_H	M_H によるガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_t	ガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_{vt}	M_V によるガーダ中央部の垂直曲げ（引張）応力	MPa
τ	ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_1	トロリストッパのせん断応力	MPa
τ_2	走行レールウェブのせん断応力	MPa
τ_3	横行レールウェブのせん断応力	MPa
μ	最大静止摩擦係数	—
π	円周率	—

3.3 数値の丸め方

数値は原則として安全側に丸めて使用する。

また、規格、基準等により決まる数値については丸めず、規格、基準等を内挿して使用する場合は、原則として安全側に処理する。

ただし、計算途中の数値については、計算機の保有の数値を使用する。

表示する数値の丸め方を第3-2表に示す。

第3-2表 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
縦弾性係数	MPa	有効数字4桁目	四捨五入	有効数字3桁
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁* ¹
断面二次モーメント	mm ⁴	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
断面係数	mm ³	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記 *1：絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

4. 計算方法

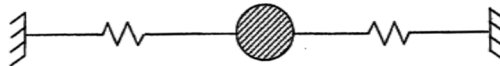
4.1 固有周期の計算方法

4.1.1 走行方向 (EW 方向)

3.1 節の理由により評価不要である。

4.1.2 横行方向 (NS 方向)

1 本のガーダ中央部にトロリ質量の半分が 2 つのばねで固定されていると仮定して計算する。

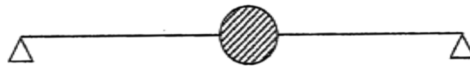


$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell \cdot \left(\frac{m_t \cdot g}{2} + \frac{m_g \cdot g}{3} \right)}{2 \cdot 2 \cdot A \cdot E \cdot g \cdot 10^3}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell \cdot (3 \cdot m_t + 2 \cdot m_g)}{24 \cdot A \cdot E \cdot 10^3}}$$

..... (4.1)

4.1.3 鉛直方向 (UD 方向)

(1) 1 本のガーダ中央部にトロリ質量の半分が集中する単純支持梁として計算する。



・空荷時

$$T_{v1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell^3 \cdot \left(\frac{m_t \cdot g}{2} + \frac{m_g \cdot g}{2} \right)}{48 \cdot E \cdot I_x \cdot g \cdot 10^3}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell^3 \cdot (m_t + m_g)}{96 \cdot E \cdot I_x \cdot 10^3}}$$

..... (4.2)

・吊荷時

$$T_{v1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell^3 \cdot \left(\frac{m_t \cdot g}{2} + \frac{m_g \cdot g}{2} + \frac{m_m \cdot g}{2} \right)}{48 \cdot E \cdot I_x \cdot g \cdot 10^3}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\ell^3 \cdot (m_t + m_g + m_m)}{96 \cdot E \cdot I_x \cdot 10^3}}$$

..... (4.3)

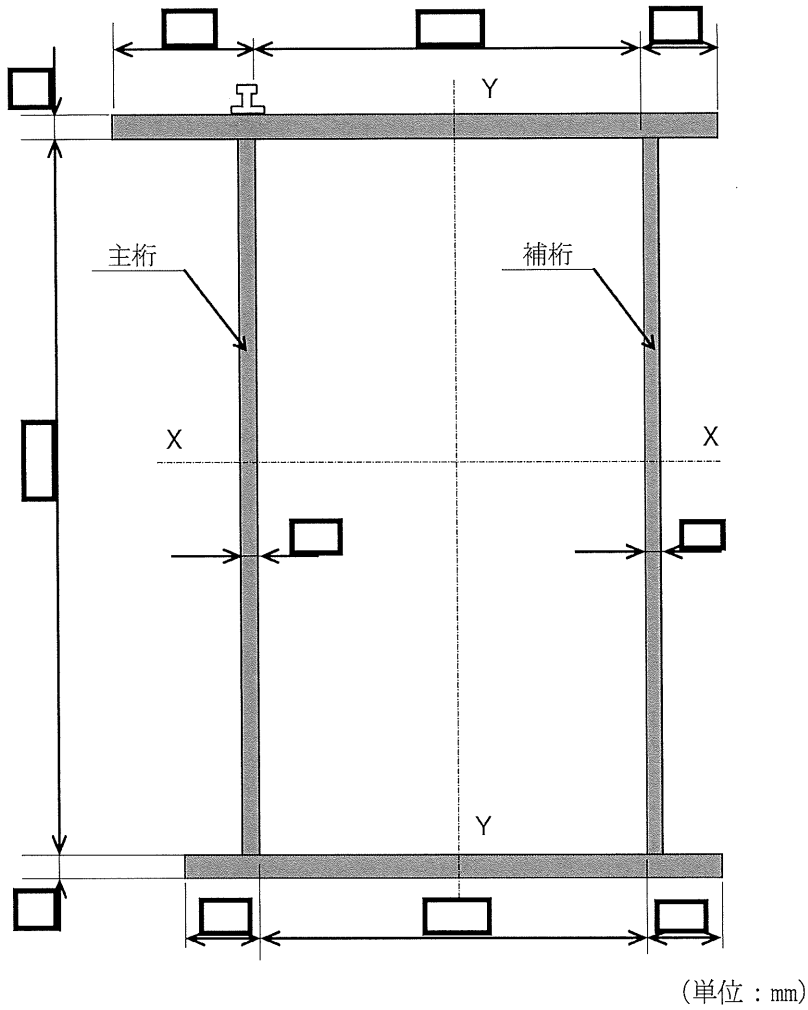
空荷時と吊荷時の固有周期により設計用床応答曲線から求まる設計震度を比較し、大なるものを使用する。

(2) ガーダ端部にトロリ質量が集中する場合の固有周期 T_{v2} は、上記式でトロリ質量 m_t と主巻定格荷重 m_m を 0 (ゼロ) として計算し固有周期を求める。

4.1.4 断面形状

(1) ガーダ中央部

評価部材のうちガーダの断面形状を第4-1図に示す。



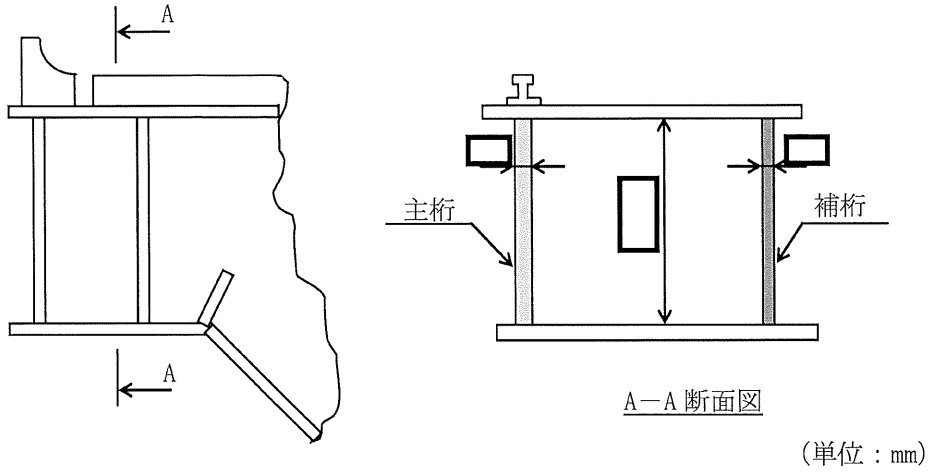
注: 網掛け部は評価部材を示す

第4-1図 ガーダ中央部モデル図

枠囲みの内容は商業機密に属するため公開できません。

(2) ガーダ端部

評価部材のうちガーダ端部の断面形状を第4-2図に示す。



注: 網掛け部は評価部材を示す

第4-2図 ガーダ端部モデル図

4.2 応力の計算方法

4.2.1 クレーン本体ガーダの応力

(1) 曲げ応力

ガーダに対する最大曲げ応力は第4-3図の場合による。

ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_1

$$M_1 = \frac{m_g \cdot g \cdot \ell}{8} \quad \dots\dots (4.4)$$

トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_2

$$M_2 = \frac{m_t \cdot g \cdot \ell_1}{4} \quad \dots\dots (4.5)$$

主巻定格荷重(質量)によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_3

$$M_3 = \frac{m_m \cdot g \cdot \ell_1}{4} \quad \dots\dots (4.6)$$

ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント： M_V

$$M_V = M_1 + M_2 + M_3 \quad \dots\dots (4.7)$$

M_V によるガーダ中央部の垂直曲げ(引張)応力： σ_{vt}

$$\sigma_{vt} = \frac{M_V}{Z_{xt}} \cdot (1 + C_{v1}) \quad \dots\dots (4.8)$$

水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント： M_4

$$M_4 = M_1 \cdot C_H \quad \dots\dots (4.9)$$

水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント： M_5

$$M_5 = M_2 \cdot C_H \quad \dots\dots (4.10)$$

ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント： M_H

$$M_H = M_4 + M_5 \quad \dots\dots (4.11)$$

M_H によるガーダ中央部の曲げ(引張)応力： σ_H

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_{y1}} \quad \dots\dots (4.12)$$

ガーダ中央部の曲げ(引張)応力： σ_t

$$\sigma_t = \sigma_{vt} + \sigma_H \quad \dots\dots (4.13)$$

(2) せん断応力

ガーダに対する最大のせん断応力は第4-4図の場合による。

ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力： Q_1

$$Q_1 = \frac{m_g \cdot g}{2} \cdot (1 + C_{v2}) \quad \dots\dots (4.14)$$

トロリがガーダ端部に寄った場合のトロリ質量によるガーダ端部のせん断力： Q_2

$$Q_2 = \frac{m_t \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(\frac{\ell_2}{2} + \ell_3\right)}{\ell} \cdot (1 + C_{v2}) \quad \dots\dots (4.15)$$

トロリがガーダ端部に寄った場合の主巻定格荷重(質量)によるガーダ端部のせん断力： Q_3

$$Q_3 = \frac{m_m \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(\frac{\ell_2}{2} + \ell_3\right)}{\ell} \cdot (1 + C_{v2}) \quad \dots\dots (4.16)$$

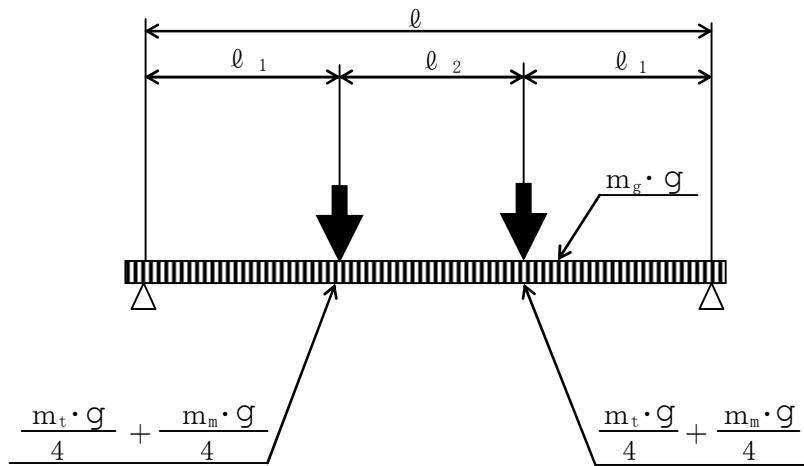
ガーダ端部の合計せん断力： Q

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad \dots\dots (4.17)$$

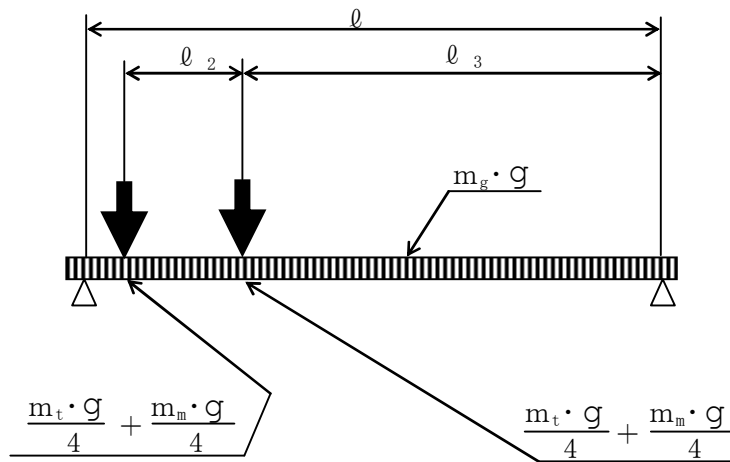
ガーダ端部のせん断応力： τ

$$\tau = \frac{Q}{A_v} \quad \dots\dots (4.18)$$

荷重条件を下記第 4-3 図及び第 4-4 図に示す。



第 4-3 図 トロリがガーダ中央部にある場合



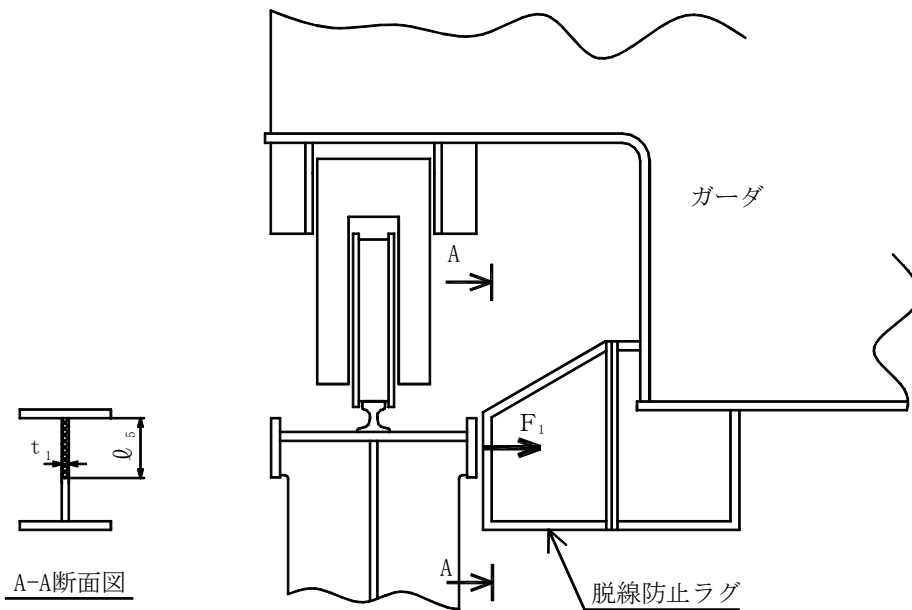
第 4-4 図 トロリがガーダ端部にある場合

4.2.2 脱線防止ラグの応力

(1) 脱線防止ラグの圧縮応力

水平地震力がクレーンに作用し脱線防止ラグと走行レールガーダ間に発生する水平力により，脱線防止ラグに作用する圧縮応力を求める。

脱線防止ラグモデル図（水平方向）を第4-5図に示す。



注1：網掛け部は評価部材を示す

第4-5図 脱線防止ラグモデル図（水平方向）

脱線防止ラグ1個あたりに作用する力： F_1

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \Sigma m \cdot g \cdot C_{HI} \quad \dots\dots (4.19)$$

脱線防止ラグの圧縮応力評価部の断面積： A_1

$$A_1 = t_1 \cdot l_5 \quad \dots\dots (4.20)$$

脱線防止ラグの圧縮応力： σ_c

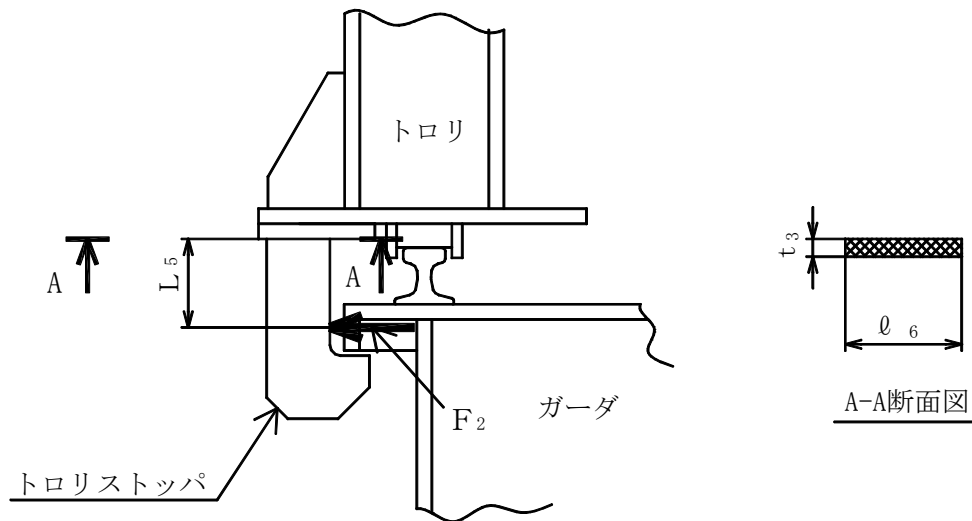
$$\sigma_c = \frac{F_1}{A_1} \quad \dots\dots (4.21)$$

4.2.3 トロリストップの応力

(1) トロリストップの水平方向震度による応力

水平地震力がクレーン走行方向に作用し（EW 方向）トロリストップと横行レールガード間に発生する水平力により，トロリストップに作用する組合せ応力を求める。

トロリストップモデル図（水平方向）を第4-6図に示す。



注1：網掛け部は評価部材を示す

第4-6図 トロリストップモデル図（水平方向）

トロリストップ1個あたりに作用する力： F_2

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot m_t \cdot g \cdot C_H \quad \dots\dots (4.22)$$

トロリストップの曲げモーメント： M_6

$$M_6 = F_2 \cdot L_5 \quad \dots\dots (4.23)$$

トロリストップの断面係数： Z_1

$$Z_1 = \frac{t_3 \cdot l_6^2}{6} \quad \dots\dots (4.24)$$

トロリストップの曲げ（引張）応力： σ_{t1}

$$\sigma_{t1} = \frac{M_6}{Z_1} \quad \dots\dots (4.25)$$

トロリストッパの断面積： A_2

$$A_2 = t_3 \cdot \ell_6 \quad \dots\dots (4.26)$$

トロリストッパのせん断応力： τ_1

$$\tau_1 = \frac{F_2}{A_2} \quad \dots\dots (4.27)$$

トロリストッパの組合せ応力： σ_{t2}

$$\sigma_{t2} = \sqrt{\sigma_{t1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \quad \dots\dots (4.28)$$

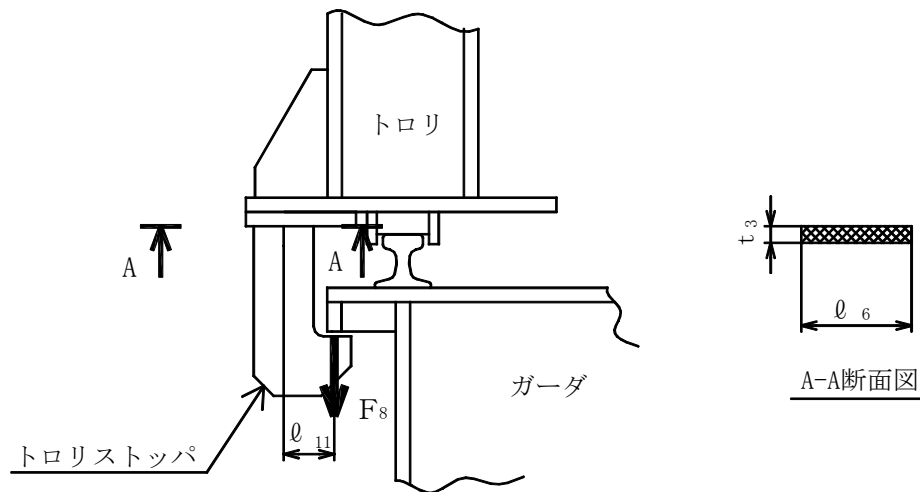
(2) トロリストッパの浮上り荷重による応力

浮上り力は、上向き鉛直方向設計震度より自重を引いた値が正となる場合に検討対象とする。

上向き鉛直力はガーダ中央にトロリがある場合第 4-3 図の場合の固有周期より求める鉛直方向設計震度より求める。

ワイヤロープによって支えられる主巻定格荷重は、浮上り力には関与しないとして計算を行う。

トロリストッパモデル図（鉛直方向）を第 4-7 図に示す。



注 1：網掛け部は評価部材を示す

第 4-7 図 トロリストッパモデル図（鉛直方向）

鉛直地震力によるトロリストッパ1個あたりに作用する力： F_8

$$F_8 = \frac{m_t \cdot g}{4} \cdot (C_{v1} - 1) \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

トロリストッパの曲げモーメント： M_{10}

$$M_{10} = F_8 \cdot \ell_{11} \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

トロリストッパの曲げ（引張）応力： σ_{t3}

$$\sigma_{t3} = \frac{M_{10}}{Z_1} \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

トロリストッパの引張応力： σ_{t4}

$$\sigma_{t4} = \frac{F_8}{A_2} \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

トロリストッパの合計（引張）応力： σ_{t5}

$$\sigma_{t5} = \sigma_{t3} + \sigma_{t4} \quad \dots\dots\dots (4.33)$$

荷重組合せ応力（水平地震力による組合せ応力 σ_{t2} と鉛直地震力による
合計応力 σ_{t5} との組合せ応力）： σ_{t6}

$$\sigma_{t6} = \sqrt{\sigma_{t2}^2 + \sigma_{t5}^2} \quad \dots\dots\dots (4.34)$$

4.2.4 走行レールの応力

(1) 走行車輪荷重

鉛直方向荷重と横行方向（NS 方向）水平力が走行レールに作用するものとして計算する。

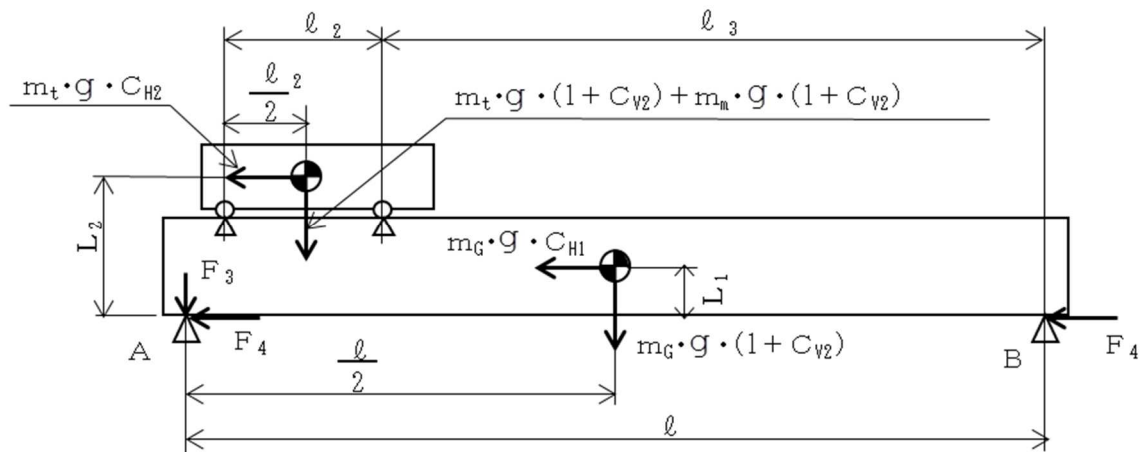
a. 鉛直方向最大車輪荷重

鉛直方向最大車輪荷重は，第 4-8 図のごとく，トロリが主巻定格荷重（質量）負荷状態で最も端に寄った場合の A 点側の車輪に生じる。

荷重状態を第 4-8 図に示す。

走行車輪 1 個当たりの鉛直方向最大車輪荷重： F_3

$$F_3 = \left\{ \frac{m_G \cdot g \cdot (1 + C_{V2})}{n} + \frac{1}{\frac{n}{2}} \cdot [m_t \cdot g \cdot (1 + C_{V2}) + m_n \cdot g \cdot (1 + C_{V2})] \cdot \frac{(\frac{\ell_2}{2} + \ell_3)}{\ell} \right. \\ \left. + \frac{1}{\frac{n}{2}} \cdot \frac{(m_G \cdot g \cdot L_1 \cdot C_{H1} + m_t \cdot g \cdot L_2 \cdot C_{H2})}{\ell} \right\} \dots\dots (4.35)$$



第 4-8 図 荷重状態

b. 横行方向（NS 方向）水平力

横行方向（NS 方向）水平力は，第 4-8 図のごとく，A 点側及び B 点側の車輪に生じる。

走行車輪 1 個当たりの横行方向（NS 方向）水平力： F_4

$$F_4 = \frac{1}{n} \cdot (m_G \cdot g \cdot C_{H1} + m_t \cdot g \cdot C_{H2}) \dots\dots (4.36)$$

(2) 走行レールの応力

鉛直方向車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力による走行レール応力を第 4-9 図及び第 4-10 図を用いて計算する。

a. 走行レールウェブの応力

走行レールウェブの最大応力は、鉛直方向最大車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力が同時に作用したとき走行レールウェブの最小板厚部に生じる。

鉛直方向最大車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力は、第 4-9 図及び第 4-10 図の斜線部に示すような分布荷重として計算する。

走行レール伝達幅モデル図及び走行レール伝達幅鳥瞰図を第 4-9 図及び第 4-10 図に示す。

横行方向（NS 方向）水平力の走行レール頭部における
伝達幅（走行レール中心）： b_2

$$b_2 = b + 2 \cdot \ell_7 \quad \dots\dots (4.37)$$

横行方向（NS 方向）水平力の走行レールウェブにおける
伝達幅（走行レール中心）： b_3

$$b_3 = b_2 + 2 \cdot L_3 \quad \dots\dots (4.38)$$

鉛直方向車輪荷重の走行レールウェブにおける伝達幅（走行レール中心）： b_4

$$b_4 = b_1 + 2 \cdot (L_3 + L_4) \quad \dots\dots (4.39)$$

横行方向（NS 方向）水平力に対する走行レールウェブの断面積： A_3

$$A_3 = b_3 \cdot t_4 \quad \dots\dots (4.40)$$

鉛直方向車輪荷重に対する走行レールウェブの断面積： A_4

$$A_4 = b_4 \cdot t_4 \quad \dots\dots (4.41)$$

横行方向（NS 方向）水平力に対する走行レールウェブの断面係数： Z_2

$$Z_2 = \frac{b_3 \cdot t_4^2}{6} \quad \dots\dots (4.42)$$

走行レールウェブの曲げモーメント： M_7

$$M_7 = L_3 \cdot F_4 \quad \dots\dots (4.43)$$

走行レールウェブの曲げ（圧縮）応力： σ_{c3}

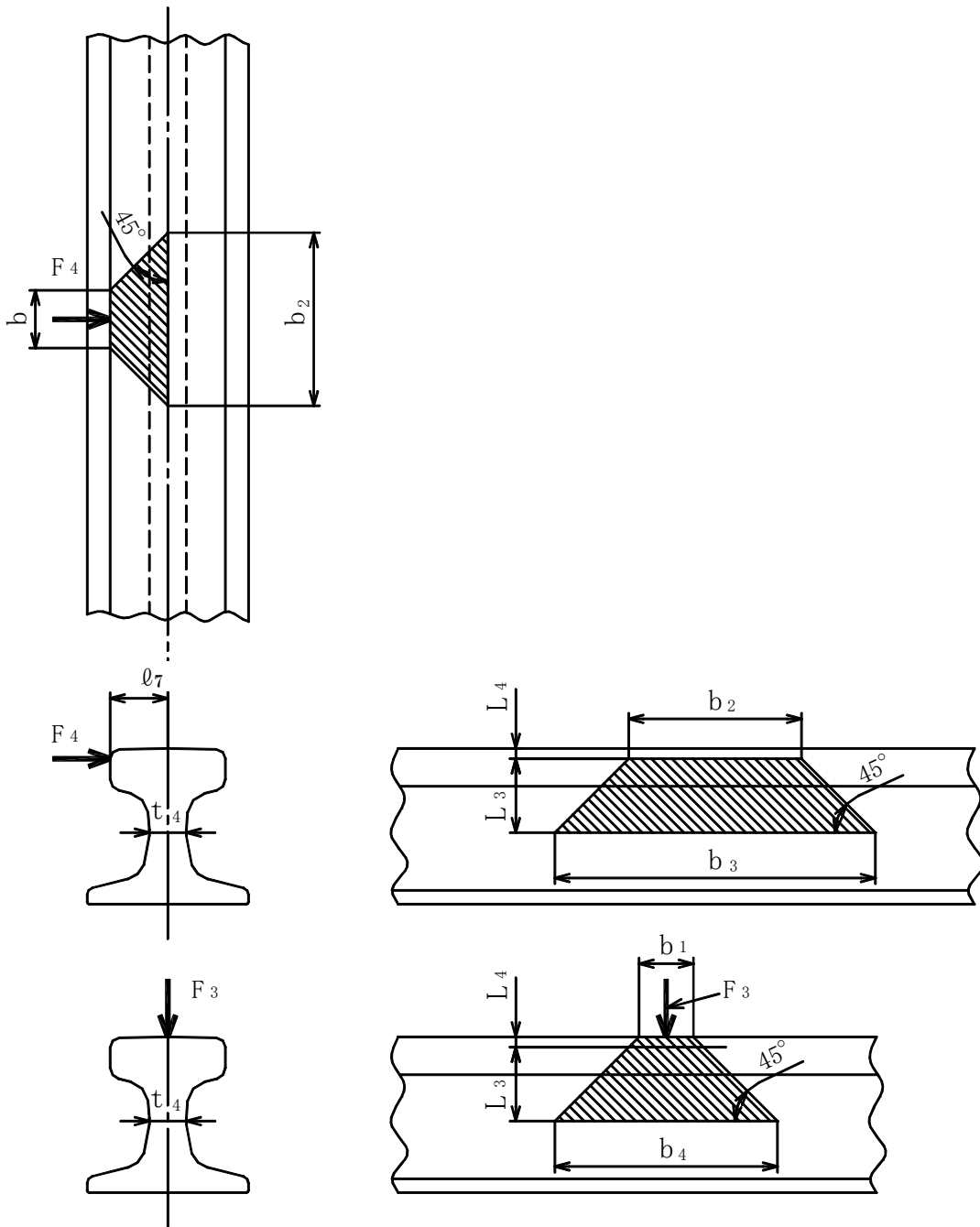
$$\sigma_{c3} = \frac{M_7}{Z_2} + \frac{F_3}{A_4} \quad \dots\dots (4.44)$$

走行レールウェブのせん断応力： τ_2

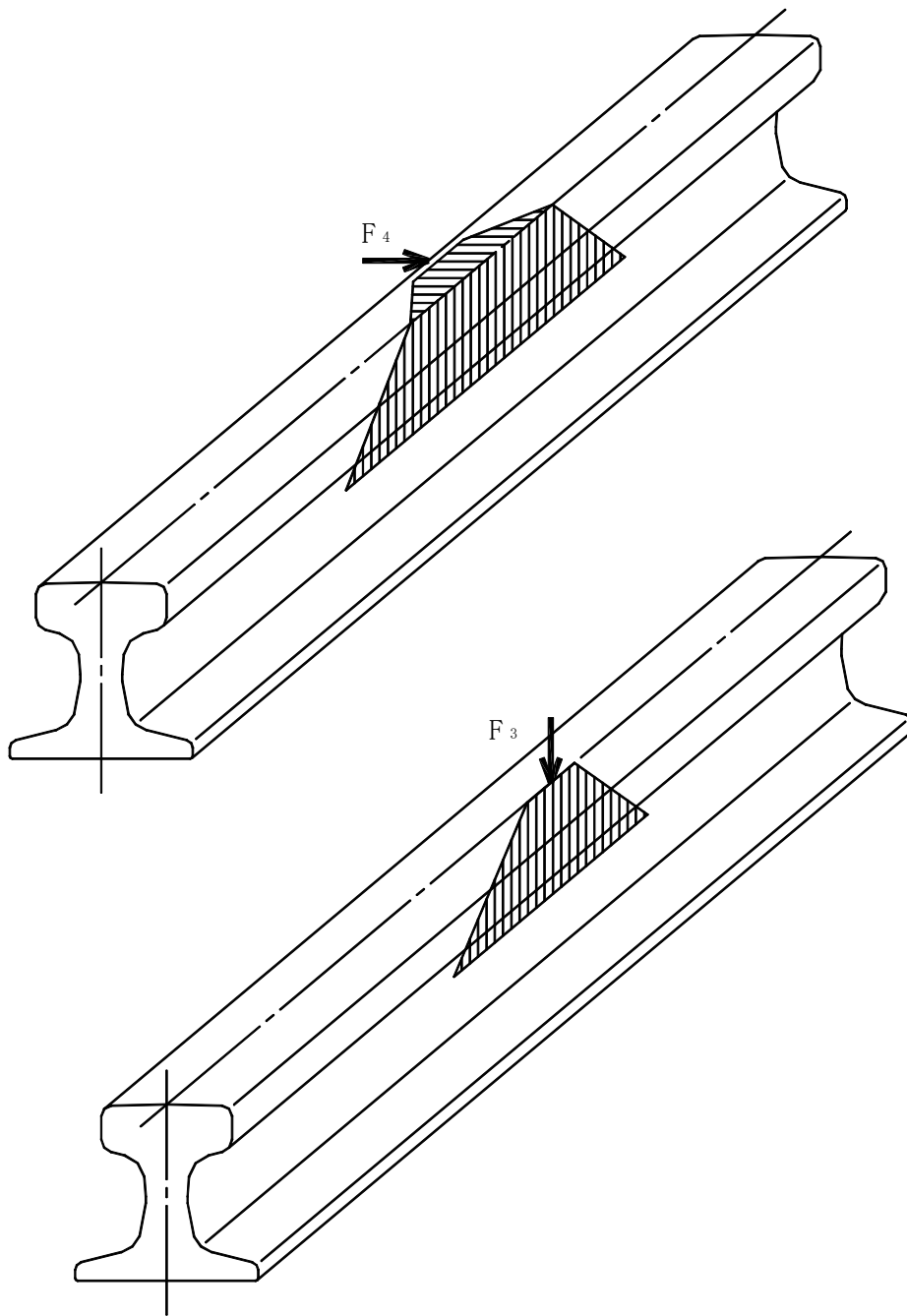
$$\tau_2 = \frac{F_4}{A_3} \quad \dots\dots (4.45)$$

走行レールウェブの組合せ応力： σ_{c4}

$$\sigma_{c4} = \sqrt{\sigma_{c3}^2 + 3 \cdot \tau_2^2} \quad \dots\dots (4.46)$$



第4-9図 走行レール伝達幅モデル図



第4-10図 走行レール伝達幅鳥瞰図

4.2.5 横行レールの応力

(1) 横行車輪荷重

鉛直方向荷重と走行方向（EW 方向）水平力が横行レールに作用するものとして計算する。

a. 鉛直方向最大車輪荷重

鉛直方向最大車輪荷重は、第 4-11 図のごとく、トロリが主巻定格荷重（質量）負荷状態で各横行車輪（4 輪）に均等に生じる。

荷重状態を第 4-11 図に示す。

横行車輪 1 個当たりの鉛直方向最大車輪荷重： F_5

$$F_5 = \left\{ \frac{m_t \cdot g \cdot (1 + C_V^{*1}) + m_n \cdot g \cdot (1 + C_V^{*1})}{n_t} + \frac{1}{2} \cdot \frac{m_t \cdot g \cdot L_6 \cdot C_H}{\ell_g} \right\} \dots \dots (4.47)$$

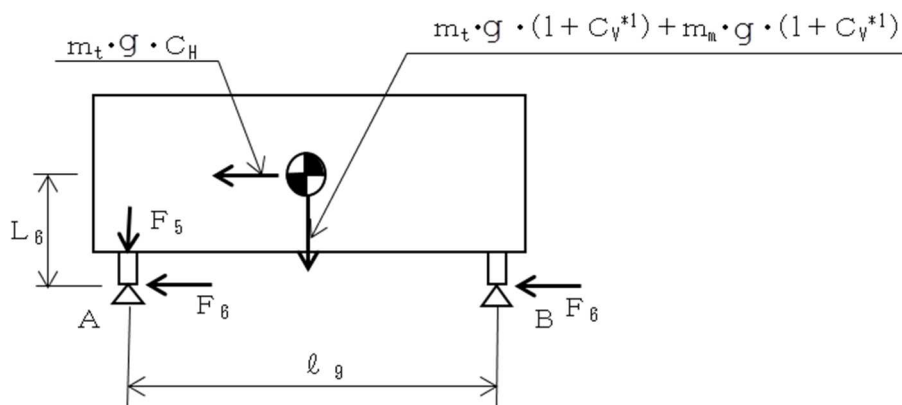
*1: C_V は C_{V1} と C_{V2} の大なるものを用いる。

b. 走行方向（EW 方向）水平力

走行方向（EW 方向）水平力は、図 4-11 のごとく、A 点側及び B 点側の車輪に生じる。

横行車輪 1 個当たりの走行方向（EW 方向）水平力： F_6

$$F_6 = \frac{m_t \cdot g \cdot C_H}{n_t} \dots \dots (4.48)$$



第 4-11 図 荷重状態

(2) 横行レールの応力

鉛直方向荷重と走行方向（EW 方向）水平力による横行レールの応力を第 4-12 図及び第 4-13 図を用いて計算する。

a. 横行レールウェブの応力

横行レールウェブの最大応力は、鉛直方向最大荷重と走行方向（EW 方向）水平力が同時に作用したとき横行レールウェブの最小板厚部に生じる。

横行レール伝達幅モデル図及び横行レール伝達幅鳥瞰図を第 4-12 図及び第 4-13 図に示す。

走行方向（EW 方向）水平力の横行レール頭部における

伝達幅（横行レール中心）： b_5

$$b_5 = b + 2 \cdot \varrho_8 \quad \dots\dots (4.49)$$

走行方向（EW 方向）水平力の横行レールウェブにおける

伝達幅（横行レール中心）： b_6

$$b_6 = b_5 + 2 \cdot L_7 \quad \dots\dots (4.50)$$

鉛直方向車輪荷重の横行レールウェブにおける

伝達幅（横行レール中心）： b_7

$$b_7 = b_1 + 2 \cdot (L_7 + L_8) \quad \dots\dots (4.51)$$

走行方向（EW 方向）水平力に対する横行レールウェブの断面積： A_5

$$A_5 = b_6 \cdot t_5 \quad \dots\dots (4.52)$$

鉛直方向車輪荷重に対する横行レールウェブの断面積： A_6

$$A_6 = b_7 \cdot t_5 \quad \dots\dots (4.53)$$

走行方向（EW 方向）水平力に対する横行レールウェブの断面係数： Z_3

$$Z_3 = \frac{b_6 \cdot t_5^2}{6} \quad \dots\dots (4.54)$$

横行レールウェブの曲げモーメント： M_8

$$M_8 = F_6 \cdot L_7 \quad \dots\dots (4.55)$$

横行レールウェブの曲げ（圧縮）応力： σ_{c5}

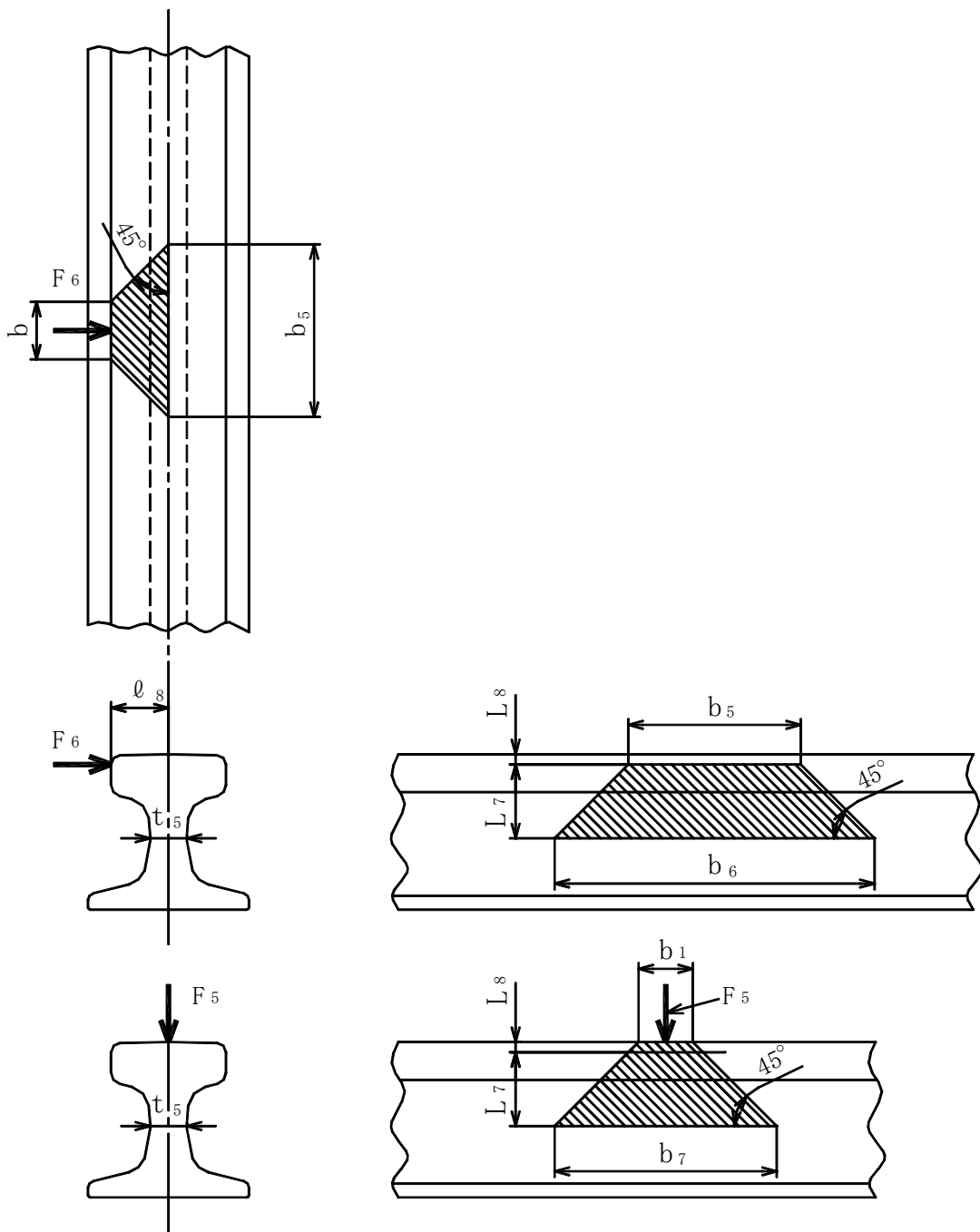
$$\sigma_{c5} = \frac{M_8}{Z_3} + \frac{F_5}{A_6} \quad \dots\dots (4.56)$$

横行レールウェブのせん断応力： τ_3

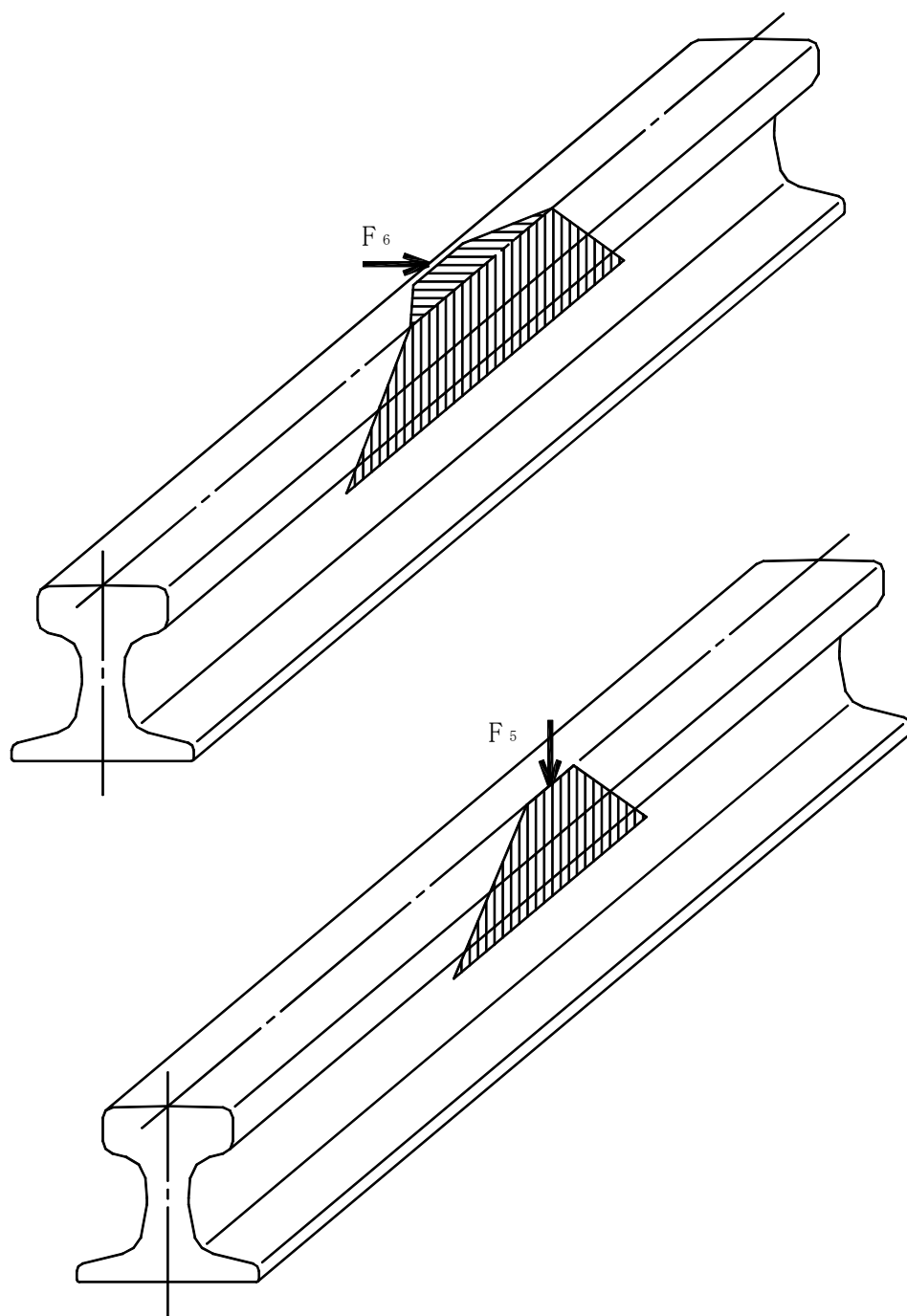
$$\tau_3 = \frac{F_6}{A_5} \quad \dots\dots (4.57)$$

横行レールウェブの組合せ応力： σ_{C6}

$$\sigma_{C6} = \sqrt{\sigma_{C5}^2 + 3 \cdot \tau_3^2} \quad \dots\dots (4.58)$$



第 4-12 図 横行レール伝達幅モデル図



第4-13図 横行レール伝達幅鳥瞰図

5. 評価方法

5.1 応力評価における設計震度の設定

クレーンはレールと車輪の走行方向のすべりを考慮し、ガーダの走行方向及びトロリの走行、横行方向については、3.1 節で述べた最大静止摩擦係数より求めた値を水平方向設計震度とする。

ガーダの横行方向及び鉛直方向の設計震度については、4.1 節で求めた固有周期から「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」より求める。

5.2 応力の評価

引張強度、圧縮強度、せん断強度の許容応力はクレーン構造規格の算出方法による。

5.2.1 クレーン本体ガーダの応力評価

4.2.1(1) 項で求めたガーダ中央部の曲げ（引張）応力 σ_t は下記材料の許容引張応力 f_t 以下であること。

4.2.1(2) 項で求めたガーダ端部のせん断応力 τ は下記材料の許容せん断応力 f_s 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)	材料の許容せん断応力 (f_s)
計算式	$f_t = \min(S_u/1.8, S_y/1.5) \times 1.3$	$f_s = f_t / \sqrt{3}$

5.2.2 脱線防止ラグの応力評価

4.2.2 項で求めた脱線防止ラグの圧縮応力 σ_c は、下記脱線防止ラグの許容圧縮応力 f_c 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)
計算式	$f_t = \min(S_u/1.8, S_y/1.5) \times 1.3$

	脱線防止ラグの 許容圧縮応力 (f_c)
計算式	$f_c = f_t / 1.15$

5.2.3 トロリストッパの応力評価

4.2.3 項で求めたトロリストッパの曲げ（引張）応力 σ_{t1} は、下記許容引張応力 f_{t1} 以下であること。

4.2.3 項で求めたトロリストッパのせん断応力 τ_1 は、下記許容せん断応力 f_{s1} 以下であること。

4.2.3 項で求めたトロリストッパの組合せ応力 σ_{t2} は、下記許容組合せ応力 f_{t2} 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)	材料の許容せん断応力 (f_s)
計算式	$f_t = \min(S_u/1.8, S_y/1.5) \times 1.3$	$f_s = f_t / \sqrt{3}$

	トロリストッパの 許容引張応力 (f_{t1})	トロリストッパの 許容せん断応力 (f_{s1})	トロリストッパの 許容組合せ応力 (f_{t2})
計算式	$f_{t1} = f_t$	$f_{s1} = f_s$	$f_{t2} = f_t$

5.2.4 走行及び横行レールの応力評価

レール鋼についてはレール鋼の引張強さ S_{u1} の $1/1.8$ を許容引張応力として評価する。

4.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブの曲げ（圧縮）応力 σ_{c3} 及び 4.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブの曲げ（圧縮）応力 σ_{c5} は下記許容圧縮応力 f_{c3} 以下であること。

4.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブのせん断応力 τ_2 及び 4.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブのせん断応力 τ_3 は下記許容せん断応力 f_{s2} 以下であること。

4.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブの組合せ応力 σ_{c4} 及び 4.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブの組合せ応力 σ_{c6} は下記許容組合せ応力 f_{c4} 以下であること。

	レール鋼の許容引張応力 (f_{t3})
計算式	$f_{t3} = (S_{u1}/1.8) \times 1.3$

	走行及び横行 レールウェブの 許容圧縮応力 (f_{c3})	走行及び横行 レールウェブの 許容せん断応力 (f_{s2})	走行及び横行 レールウェブの 許容組合せ応力 (f_{c4})
計算式	$f_{c3} = f_{t3}/1.15$	$f_{s2} = f_{t3}/\sqrt{3}$	$f_{c4} = f_{t3}$

6. 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期 (s)			水平方向設計震度			鉛直方向設計震度	
			走行方向(EW方向)	横行方向(NS方向)	鉛直方向	走行方向(EW方向)	横行方向(NS方向)	横行方向(NS方向)	C_{V1}	C_{V2}
受入れ区域 天井 クレーン	B	使用済燃料 貯蔵建屋 T.P. +28.7* ¹	—	T=0.016	$T_{V1}=0.098^{*3}$ (0.174) $T_{V2}=0.063$	$C_H=0.08^{*2}$	$C_{H1}=0.39$	$C_{H2}=0.15^{*2}$	0.70^{*3} (0.67)	0.25

最高使用温度(°C)	周囲環境温度(°C)
—	45

注記 *1: 走行レール天端レベルを示す

*2: 最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*3: 空荷時と吊荷時の固有周期 T_{V1} より求めた鉛直方向設計震度の比較による大きい場合の値。()内は震度の比較による小さい値を示す。

枠囲みの内容は商業機密に属するため公開できません。

7. 機器要目

m_g (kg)	m_t (kg)	m_m (kg)	m_G (kg)	Σm (kg)
		160000		

l (mm)	l_1 (mm)	l_2 (mm)	l_3 (mm)	l_5 (mm)	l_6 (mm)	l_7 (mm)	l_8 (mm)	l_9 (mm)	t_1 (mm)	t_3 (mm)	t_4 (mm)	t_5 (mm)	I_x (mm ⁴)
18650													

L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	L_4 (mm)	L_5 (mm)	L_6 (mm)	L_7 (mm)	L_8 (mm)	b (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)	b_3 (mm)	b_4 (mm)	b_5 (mm)	b_6 (mm)	b_7 (mm)

A (mm ²)	A_v (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	A_3 (mm ²)	A_4 (mm ²)	A_5 (mm ²)	A_6 (mm ²)	Z_{xt} (mm ³)	Z_{y1} (mm ³)	Z_1 (mm ³)	Z_2 (mm ³)	Z_3 (mm ³)	E (MPa)	n	n_t	n_s
													2.06×10^5	8	4	4

クレーン本体ガーダ				脱線防止ラグ		トロリストッパ		走行及び横行レール
ガーダ中央部		ガーダ端部						
S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_{u1} (MPa)
325	490	315	490	235	400	315	490	780

8. 計算数値

8.1 クレーン本体ガーダに生じる応力

(単位：MPa)

	中央部曲げ応力	端部せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_t=89$	$\tau=45$

8.2 脱線防止ラグに生じる応力

(単位：MPa)

	圧縮応力
脱線防止ラグ	$\sigma_c=50$

8.3 トロリストッパに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（引張）応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	$\sigma_{t1}=19$	$\tau_1=3$	$\sigma_{t2}=20$

	合計（引張）応力	荷重組合せ応力
トロリストッパ	—	—

8.4 走行レールウェブに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（圧縮）応力	せん断応力	組合せ応力
走行レール	$\sigma_{c3}=147$	$\tau_2=4$	$\sigma_{c4}=147$

8.5 横行レールウェブに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（圧縮）応力	せん断応力	組合せ応力
横行レール	$\sigma_{c5}=140$	$\tau_3=1$	$\sigma_{c6}=140$

9. 評価結果及び結論

9.1 固有周期

(単位：s)

方向	固有周期
走行方向 (EW 方向)	—
横行方向 (NS 方向)	$T = 0.016$
鉛直方向 (UD 方向)	$T_{v1} = 0.098^{*1}$ $T_{v2} = 0.063^{*2}$

*1：ガーダ中央部にトロリがある場合

*2：ガーダ端部にトロリがある場合

9.2 応力

(単位：MPa)

部材		材料	応力	算出応力	許容応力	判定
クレーン本体 ガーダ	中央部	SM490A	曲げ	$\sigma_t = 89$	$f_t = 281$	良
	端部	SM490A	せん断	$\tau = 45$	$f_s = 157$	良
脱線防止ラグ		SS400	圧縮	$\sigma_c = 50$	$f_c = 177$	良
トロリストッパ		SM490A	曲げ (引張)	$\sigma_{t1} = 19$	$f_{t1} = 273$	良
			せん断	$\tau_1 = 3$	$f_{s1} = 157$	良
			組合せ	$\sigma_{t2} = 20$	$f_{t2} = 273$	良
走行レール		レール鋼	曲げ (圧縮)	$\sigma_{c3} = 147$	$f_{c3} = 489$	良
			せん断	$\tau_2 = 4$	$f_{s2} = 325$	良
			組合せ	$\sigma_{c4} = 147$	$f_{c4} = 563$	良
横行レール		レール鋼	曲げ (圧縮)	$\sigma_{c5} = 140$	$f_{c3} = 489$	良
			せん断	$\tau_3 = 1$	$f_{s2} = 325$	良
			組合せ	$\sigma_{c6} = 140$	$f_{c4} = 563$	良

上記に示すとおり、算出応力は許容応力を下回っており、Bクラスの設計地震力に対して耐える設計である。

10. 安全検討

10.1 一般事項

基準地震動 S_s に対し落下しないことを確認する。

10.2 計算条件

3.1 節で述べる計算条件に基づき計算を行う。

10.3 計算方法

10.3.1 固有周期の計算方法

4.1 節で述べる計算方法に基づき計算を行う。

10.3.2 応力の計算方法

10.3.2.1 クレーン本体ガーダの応力

(1) 曲げ応力

ガーダに対する最大曲げ応力は第 4-3 図の場合による。

ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_1

$$M_1 = \frac{m_g \cdot g \cdot \ell}{8} \quad \dots\dots (10.1)$$

トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_2

$$M_2 = \frac{m_t \cdot g \cdot \ell_1}{4} \quad \dots\dots (10.2)$$

主巻定格荷重(質量)によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント： M_3

$$M_3 = \frac{m_m \cdot g \cdot \ell_1}{4} \quad \dots\dots (10.3)$$

ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント： M_V

$$M_V = M_1 + M_2 + M_3 \quad \dots\dots (10.4)$$

M_V によるガーダ中央部の垂直曲げ(引張)応力： σ_{vt}

トロリは浮き上がりの発生が予測されることから、30%割り増しを行う。

$$\sigma_{vt} = \frac{M_V}{Z_{xt}} \cdot (1 + C_{v1}) \times 1.3 \quad \dots\dots (10.5)$$

水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント： M_4

$$M_4 = M_1 \cdot C_H \quad \dots\dots (10.6)$$

水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント： M_5

$$M_5 = M_2 \cdot C_H \quad \dots\dots (10.7)$$

ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント： M_H

$$M_H = M_4 + M_5 \quad \dots\dots (10.8)$$

M_H によるガーダ中央部の曲げ(引張)応力： σ_H

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_{Y1}} \quad \dots\dots (10.9)$$

ガーダ中央部の曲げ(引張)応力： σ_t

$$\sigma_t = \sigma_{vt} + \sigma_H \quad \dots\dots (10.10)$$

(2) せん断応力

ガーダに対する最大のせん断応力は第4-3図の場合による。

ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力： Q_1

$$Q_1 = \frac{m_g \cdot g}{2} \cdot (1 + C_{V1}) \quad \dots\dots (10.11)$$

トロリがガーダ中央部にある場合のトロリ質量による

ガーダ端部のせん断力： Q_4

$$Q_4 = \frac{m_t \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right)}{l} \cdot (1 + C_{V1}) \quad \dots\dots (10.12)$$

トロリがガーダ中央部にある場合の主巻定格荷重(質量)による

ガーダ端部のせん断力： Q_5

$$Q_5 = \frac{m_m \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right)}{l} \cdot (1 + C_{V1}) \quad \dots\dots (10.13)$$

ガーダ端部の合計せん断力： Q

トロリは浮き上がりの発生が予測されることから、30%割り増しを行う。

$$Q = (Q_1 + Q_4 + Q_5) \times 1.3 \quad \dots\dots (10.14)$$

ガーダ端部のせん断応力： τ

$$\tau = \frac{Q}{A_v} \quad \dots\dots (10.15)$$

10.3.2.2 脱線防止ラグの応力

4.2.2 節で述べる脱線防止ラグの応力計算方法に基づき計算を行う。

10.3.2.3 トロリストッパの応力

4.2.3 節で述べるトロリストッパの応力計算方法に基づき計算を行う。

10.3.2.4 走行レールの応力

(1) 走行車輪荷重

鉛直方向荷重と横行方向（NS 方向）水平力が走行レールに作用するものとして計算する。

a. 鉛直方向最大車輪荷重

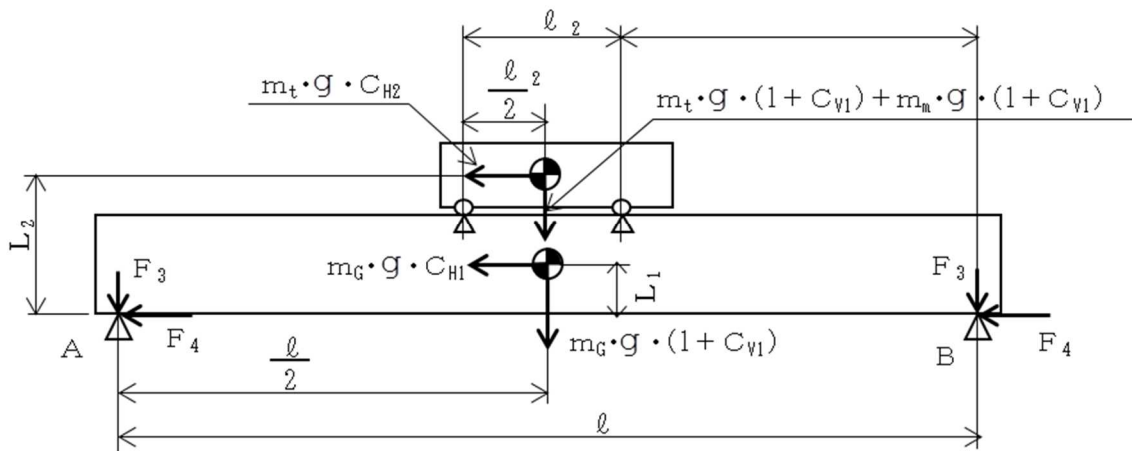
鉛直方向最大車輪荷重は、第 10-1 図のごとく、トロリが主巻定格荷重（質量）負荷状態で中央部にある場合の A 点側及び B 点側の車輪に生じる。

荷重状態を第 10-1 図に示す。

走行車輪 1 個当たりの鉛直方向最大車輪荷重： F_3

ガーダは浮き上がりの発生が予測されることから、30%割り増しを行う。

$$F_3 = \left\{ \frac{m_G \cdot g \cdot (1 + C_{V1})}{n} + \frac{1}{\frac{n}{2}} \cdot [m_t \cdot g \cdot (1 + C_{V1}) + m_m \cdot g \cdot (1 + C_{V1})] \cdot \frac{\left(\frac{\ell_2}{2} + \ell_1\right)}{\ell} + \frac{1}{\frac{n}{2}} \cdot \frac{(m_G \cdot g \cdot L_1 \cdot C_{H1} + m_t \cdot g \cdot L_2 \cdot C_{H2})}{\ell} \right\} \times 1.3 \quad \dots\dots (10.16)$$



第 10-1 図 荷重状態

b. 横行方向（NS 方向）水平力

横行方向（NS 方向）水平力は、第 10-1 図のごとく、A 点側及び B 点側の車輪に生じる。

走行車輪 1 個当たりの横行方向（NS 方向）水平力： F_4

$$F_4 = \frac{1}{n} \cdot (m_G \cdot g \cdot C_{H1} + m_t \cdot g \cdot C_{H2}) \quad \dots\dots (10.17)$$

(2) 走行レールの応力

鉛直方向車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力による走行レール応力を第 4-9 図及び第 4-10 図を用いて計算する。

a. 走行レールウェブの応力

走行レールウェブの最大応力は、鉛直方向最大車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力が同時に作用したとき走行レールウェブの最小板厚部に生じる。

鉛直方向最大車輪荷重と横行方向（NS 方向）水平力は、第 4-9 図及び第 4-10 図の斜線部に示すような分布荷重として計算する。

走行レール伝達幅モデル図及び走行レール伝達幅鳥瞰図を第 4-9 図及び第 4-10 図に示す。

横行方向（NS 方向）水平力の走行レール頭部における

伝達幅（走行レール中心）： b_2

$$b_2 = b + 2 \cdot \ell_7 \quad \dots\dots (10.18)$$

横行方向（NS 方向）水平力の走行レールウェブにおける

伝達幅（走行レール中心）： b_3

$$b_3 = b_2 + 2 \cdot L_3 \quad \dots\dots (10.19)$$

鉛直方向車輪荷重の走行レールウェブにおける伝達幅（走行レール中心）： b_4

$$b_4 = b_1 + 2 \cdot (L_3 + L_4) \quad \dots\dots (10.20)$$

横行方向（NS 方向）水平力に対する走行レールウェブの断面積： A_3

$$A_3 = b_3 \cdot t_4 \quad \dots\dots (10.21)$$

鉛直方向車輪荷重に対する走行レールウェブの断面積： A_4

$$A_4 = b_4 \cdot t_4 \quad \dots\dots (10.22)$$

横行方向（NS 方向）水平力に対する走行レールウェブの断面係数： Z_2

$$Z_2 = \frac{b_3 \cdot t_4^2}{6} \quad \dots\dots (10.23)$$

走行レールウェブの曲げモーメント： M_7

$$M_7 = L_3 \cdot F_4 \quad \dots\dots (10.24)$$

走行レールウェブの曲げ（圧縮）応力： σ_{C3}

$$\sigma_{C3} = \frac{M_7}{Z_2} + \frac{F_3}{A_4} \quad \dots\dots (10.25)$$

走行レールウェブのせん断応力： τ_2

$$\tau_2 = \frac{F_4}{A_3} \quad \dots\dots (10.26)$$

走行レールウェブの組合せ応力： σ_{C4}

$$\sigma_{C4} = \sqrt{\sigma_{C3}^2 + 3 \cdot \tau_2^2} \quad \dots\dots (10.27)$$

10.3.2.5 横行レールの応力

(1) 横行車輪荷重

鉛直方向荷重と走行方向（EW 方向）水平力が横行レールに作用するものとして計算する。

a. 鉛直方向最大車輪荷重

鉛直方向最大車輪荷重は、第4-11図のごとく、トロリが主巻定格荷重（質量）負荷状態で各横行車輪（4輪）に均等に生じる。

荷重状態を第4-11図に示す。

横行車輪1個当たりの鉛直方向最大車輪荷重： F_5

トロリは浮き上がりの発生が予測されることから、30%割り増しを行う。

$$F_5 = \left\{ \frac{m_t \cdot g \cdot (1 + C_V^{*1}) + m_m \cdot g \cdot (1 + C_V^{*1})}{n_t} + \frac{1}{\frac{n_t}{2}} \cdot \frac{m_t \cdot g \cdot L_6 \cdot C_H}{\rho_g} \right\} \times 1.3 \quad \dots (10.28)$$

*1： C_V は C_{V1} と C_{V2} の大なるものを用いる。

b. 走行方向（EW 方向）水平力

走行方向（EW 方向）水平力は、第 4-11 図のごとく、A 点側及び B 点側の車輪に生じる。

横行車輪 1 個当たりの走行方向（EW 方向）水平力： F_6

$$F_6 = \frac{m_t \cdot g \cdot C_H}{n_t} \quad \dots\dots (10.29)$$

(2) 横行レールの応力

鉛直方向荷重と走行方向（EW 方向）水平力による横行レールの応力を第 4-12 図及び第 4-13 図を用いて計算する。

a. 横行レールウェブの応力

横行レールウェブの最大応力は、鉛直方向最大荷重と走行方向（EW 方向）水平力が同時に作用したとき横行レールウェブの最小板厚部に生じる。

横行レール伝達幅モデル図及び横行レール伝達幅鳥瞰図を第 4-12 図及び第 4-13 図に示す。

走行方向（EW 方向）水平力の横行レール頭部における

伝達幅（横行レール中心）： b_5

$$b_5 = b + 2 \cdot \ell_8 \quad \dots\dots (10.30)$$

走行方向（EW 方向）水平力の横行レールウェブにおける

伝達幅（横行レール中心）： b_6

$$b_6 = b_5 + 2 \cdot L_7 \quad \dots\dots (10.31)$$

鉛直方向車輪荷重の横行レールウェブにおける伝達幅（横行レール中心）： b_7

$$b_7 = b_1 + 2 \cdot (L_7 + L_8) \quad \dots\dots (10.32)$$

走行方向（EW 方向）水平力に対する横行レールウェブの断面積： A_5

$$A_5 = b_6 \cdot t_5 \quad \dots\dots (10.33)$$

鉛直方向車輪荷重に対する横行レールウェブの断面積： A_6

$$A_6 = b_7 \cdot t_5 \quad \dots\dots (10.34)$$

走行方向（EW 方向）水平力に対する横行レールウェブの断面係数： Z_3

$$Z_3 = \frac{b_6 \cdot t_5^2}{6} \quad \dots\dots (10.35)$$

横行レールウェブの曲げモーメント： M_8

$$M_8 = F_6 \cdot L_7 \quad \dots\dots\dots (10.36)$$

横行レールウェブの曲げ（圧縮）応力： σ_{c5}

$$\sigma_{c5} = \frac{M_8}{Z_3} + \frac{F_5}{A_6} \quad \dots\dots\dots (10.37)$$

横行レールウェブのせん断応力： τ_3

$$\tau_3 = \frac{F_6}{A_5} \quad \dots\dots\dots (10.38)$$

横行レールウェブの組合せ応力： σ_{c6}

$$\sigma_{c6} = \sqrt{\sigma_{c5}^2 + 3 \cdot \tau_3^2} \quad \dots\dots\dots (10.39)$$

10.4 評価方法

10.4.1 固有周期の評価

クレーンはレールと車輪の走行方向のすべりを考慮し、ガーダの走行方向及びトロリの走行方向については、3.1節で述べた最大静止摩擦係数より求めた値を水平方向設計震度とする。

ガーダの横行方向については、レール直角方向であるため、基準地震動 S_s による建屋水平方向応答加速度を基に定まる震度を水平方向設計震度とする。

また、鉛直方向設計震度は、基準地震動 S_s による建屋鉛直方向応答加速度を基に定まる震度を鉛直方向設計震度とする。

10.4.2 応力の評価

(1) クレーン本体ガーダの応力評価

10.3.2.1項で求めたガーダ中央部の曲げ（引張）応力 σ_t は下記材料の許容引張応力 f_t 以下であること。

10.3.2.1項で求めたガーダ端部のせん断応力 τ は下記材料の許容せん断応力 f_s 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)	材料の許容せん断応力 (f_s)
計算式	$f_t = S_y$	$f_s = f_t / \sqrt{3}$

(2) 脱線防止ラグの応力評価

10.3.2.2項で求めた脱線防止ラグの圧縮応力 σ_c は下記許容圧縮応力 f_c 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)
計算式	$f_t = S_y$

	脱線防止ラグの許容 圧縮応力 (f_c)
計算式	$f_c = f_t / 1.15$

(3) トロリストッパの応力評価

10.3.2.3項で求めたトロリストッパの曲げ（引張）応力 σ_{t1} は、下記許容引張応力 f_{t1} 以下であること。

10.3.2.3項で求めたトロリストッパのせん断応力 τ_1 は、下記許容せん断応力 f_{s1} 以下であること。

10.3.2.3項で求めたトロリストッパの組合せ応力 σ_{t2} は、下記許容組合せ応力 f_{t2} 以下であること。

10.3.2.3項で求めたトロリストッパの合計（引張）応力 σ_{t5} は、下記許容引張応力 f_{t1} 以下であること。

10.3.2.3項で求めたトロリストッパの荷重組合せ応力 σ_{t6} は、下記許容荷重組合せ応力 f_{t4} 以下であること。

	材料の許容引張応力 (f_t)
計算式	$f_t = S_y$

	トロリストッパの 許容引張応力 (f_{t1})	トロリストッパの 許容せん断応力 (f_{s1})	トロリストッパの 許容組合せ応力 (f_{t2})
計算式	$f_{t1} = f_t$	$f_{s1} = f_t / \sqrt{3}$	$f_{t2} = f_t$

	トロリストッパの 許容荷重組合せ応力 (f_{t4})
計算式	$f_{t4} = f_t$

(4) 走行及び横行レールの応力評価

レール鋼についてはレール鋼の引張強さ S_{u1} の $1/1.8$ を許容引張応力として評価する。

10.3.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブの曲げ（圧縮）応力 σ_{c3} 及び 10.3.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブの曲げ（圧縮）応力 σ_{c5} は下記許容圧縮応力 f_{c3} 以下であること。

10.3.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブのせん断応力 τ_2 及び 10.3.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブのせん断応力 τ_3 は下記許容せん断応力 f_{s2} 以下であること。

10.3.2.4(2)a. 項で求めた走行レールウェブの組合せ応力 σ_{c4} 及び 10.3.2.5(2)a. 項で求めた横行レールウェブの組合せ応力 σ_{c6} は下記許容組合せ応力 f_{c4} 以下であること。

	レール鋼の許容引張 応力 (f_{t3})
計算式	$f_{t3} = (S_{u1}/1.8) \times 1.3$

	走行及び横行レール ウェブの許容圧縮応 力 (f_{c3})	走行及び横行レールウ ェブの許容せん断応力 (f_{s2})	走行及び横行レールウ ェブの許容組合せ応力 (f_{c4})
計算式	$f_{c3} = f_{t3}/1.15$	$f_{s2} = f_{t3}/\sqrt{3}$	$f_{c4} = f_{t3}$

10.5 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及 び床面高さ (m)	固有周期 (s)			水平方向設計震度			鉛直方向 設計震度	
			走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)	鉛直方向	走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)	横行方向 (NS 方向)	C_{V1}	C_{V2}
受入れ区域 天井 クレーン	基準地震動 S_s に対する 安全検討	使用済燃料 貯蔵建屋 T. P. +28.7* ¹	—	$T = 0.016$	$T_{V1} =$ 0.174^{*3} (0.098) $T_{V2} =$ 0.063	$C_H = 0.08^{*2}$	$C_{H1} = 1.45$	$C_{H2} = 0.15^{*2}$	3.07^{*3} (2.72)	1.35

最高使用 温度 (°C)	周囲環境 温度 (°C)
—	45

注記

*1: 走行レール天端レベルを示す

*2: 最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*3: 空荷時と吊荷時の固有周期 T_{V1} より求めた鉛直方向設計震度の比較による
大きい場合の値。()内は震度の比較による小さい値を示す。

枠囲みの内容は商業機密に属するため公開できません。

10.6 機器要目

m_g (kg)	m_t (kg)	m_m (kg)	m_G (kg)	Σm (kg)
		160000		

ℓ (mm)	ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	ℓ_5 (mm)	ℓ_6 (mm)	ℓ_7 (mm)	ℓ_8 (mm)	ℓ_9 (mm)	ℓ_{11} (mm)	t_1 (mm)	t_3 (mm)	t_4 (mm)	t_5 (mm)	I_x (mm ⁴)
18650													

L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	L_4 (mm)	L_5 (mm)	L_6 (mm)	L_7 (mm)	L_8 (mm)	b (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)	b_3 (mm)	b_4 (mm)	b_5 (mm)	b_6 (mm)	b_7 (mm)

A (mm ²)	A_v (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	A_3 (mm ²)	A_4 (mm ²)	A_5 (mm ²)	A_6 (mm ²)	Z_{xt} (mm ³)	Z_{y1} (mm ³)	Z_1 (mm ³)	Z_2 (mm ³)	Z_3 (mm ³)	E (MPa)	n	n_t	n_s
													2.06 $\times 10^5$	8	4	4

クレーン本体ガード		脱線防止ラグ	トロリストッパ	走行及び横行レール
ガード中央部	ガード端部			
S_y (MPa)	S_y (MPa)	S_y (MPa)	S_y (MPa)	S_{u1} (MPa)
325	315	235	315	780

10.7 計算数値

10.7.1 クレーン本体ガーダに生じる応力

(単位：MPa)

	中央部曲げ応力	端部せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_t = 272$	$\tau = 122$

10.7.2 脱線防止ラグに生じる応力

(単位：MPa)

	圧縮応力
脱線防止ラグ	$\sigma_c = 185$

10.7.3 トロリストッパに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（引張）応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	$\sigma_{t1} = 19$	$\tau_1 = 3$	$\sigma_{t2} = 20$

	合計（引張）応力	荷重組合せ応力
トロリストッパ	$\sigma_{t5} = 178$	$\sigma_{t6} = 179$

10.7.4 走行レールウェブに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（圧縮）応力	せん断応力	組合せ応力
走行レール	$\sigma_{c3} = 432$	$\tau_2 = 11$	$\sigma_{c4} = 433$

10.7.5 横行レールウェブに生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ（圧縮）応力	せん断応力	組合せ応力
横行レール	$\sigma_{c5} = 418$	$\tau_3 = 1$	$\sigma_{c6} = 418$

10.8 評価結果及び結論

10.8.1 固有周期

(単位：s)

方向	固有周期
走行方向 (EW 方向)	—
横行方向 (NS 方向)	T = 0.016
鉛直方向 (UD 方向)	T _{V1} = 0.174 * ¹ T _{V2} = 0.063 * ²

*1：ガーダ中央部にトロリがある場合

*2：ガーダ端部にトロリがある場合

10.8.2 応力

(単位：MPa)

部材		材料	応力	算出応力	許容応力	判定
クレーン本体 ガーダ	中央部	SM490A	曲げ	$\sigma_t = 272$	$f_t = 325$	良
	端部	SM490A	せん断	$\tau = 122$	$f_s = 181$	良
脱線防止ラグ		SS400	圧縮	$\sigma_c = 185$	$f_c = 204$	良
トロリストッパ		SM490A	曲げ (引張)	$\sigma_{t1} = 19$	$f_{t1} = 315$	良
			せん断	$\tau_1 = 3$	$f_{s1} = 181$	良
			組合せ	$\sigma_{t2} = 20$	$f_{t2} = 315$	良
			合計 (引張)	$\sigma_{t5} = 178$	$f_{t1} = 315$	良
			荷重組合せ	$\sigma_{t6} = 179$	$f_{t4} = 315$	良
走行レール		レール鋼	曲げ (圧縮)	$\sigma_{c3} = 432$	$f_{c3} = 489$	良
			せん断	$\tau_2 = 11$	$f_{s2} = 325$	良
			組合せ	$\sigma_{c4} = 433$	$f_{c4} = 563$	良
横行レール		レール鋼	曲げ (圧縮)	$\sigma_{c5} = 418$	$f_{c3} = 489$	良
			せん断	$\tau_3 = 1$	$f_{s2} = 325$	良
			組合せ	$\sigma_{c6} = 418$	$f_{c4} = 563$	良

上記に示すとおり、算出応力は許容応力を下回っており、基準地震動 S_s による地震力に対して基本的安全機能を損なわない設計である。

添付 5-6 搬送台車の耐震性に関する説明書

添付 5-6-1 搬送台車の耐震性に関する計算書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
3.1 計算条件	3
3.2 記号の説明	6
3.3 数値の丸め方	7
4. 計算方法	8
5. 評価方法	10
5.1 設計震度	10
5.2 応力の評価	10
6. 計算結果	11
6.1 設計条件	11
6.2 機器要目	11
6.3 評価結果及び結論	12

図表目次

第3-1 図	搬送台車概要図	4
第3-2 図	搬送台車のモデル図及び応力評価面	5
第3-1 表	記号の説明	6
第3-2 表	数値の丸め方一覧表	7

1. 概要

本資料は、搬送台車の耐震性についての計算方法及びその計算結果について示すものである。

2. 適用基準

本計算書においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC 1-2005）（日本機械学会 2005年9月）（2007年追補版を含む。）（以下「設計・建設規格」という。）及び原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984 及び JEAG 4601-1987）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和59年9月及び昭和62年8月）に準拠して評価する。

3. 計算条件

3.1 計算条件

(1) 搬送台車構造

搬送台車の概要図を第 3-1 図に示す。

本装置は、使用済燃料を収納した金属キャスクを固定した貯蔵架台を圧縮空気により浮上させ、床面との摩擦力を低減して金属キャスクを搬送するものである。

装置は、貯蔵架台を積載する搬送台、及び搬送台等に連結して搬送台を搬送するドライブユニットで構成されている。また、搬送台には駆動源となる圧縮空気の供給を受けるホースを巻き取るホースリール及び制御盤等を搭載するホースリール用フレームが設けられている。

搬送する際に貯蔵架台は搬送台車には固定しない。また、浮上時には金属キャスク及び貯蔵架台の荷重を搬送台にて受けるが、着床時には貯蔵架台脚部が床面に接しており、搬送台は荷重を受けない設計であることから、浮上状態においてのみ評価を行う。

評価において金属キャスクを積載した状態で、金属キャスク及び貯蔵架台の荷重と、搬送台車下面に作用する圧縮空気による等分布荷重がつりあった状態としたモデル図を第 3-2 図に示す。

(2) 応力評価面

搬送台車の応力評価面を第 3-2 図に示す。

(3) 水平方向 (NS/EW 方向)

搬送台は床面から浮上しているため、搬送台には、水平方向の地震力は作用しない。

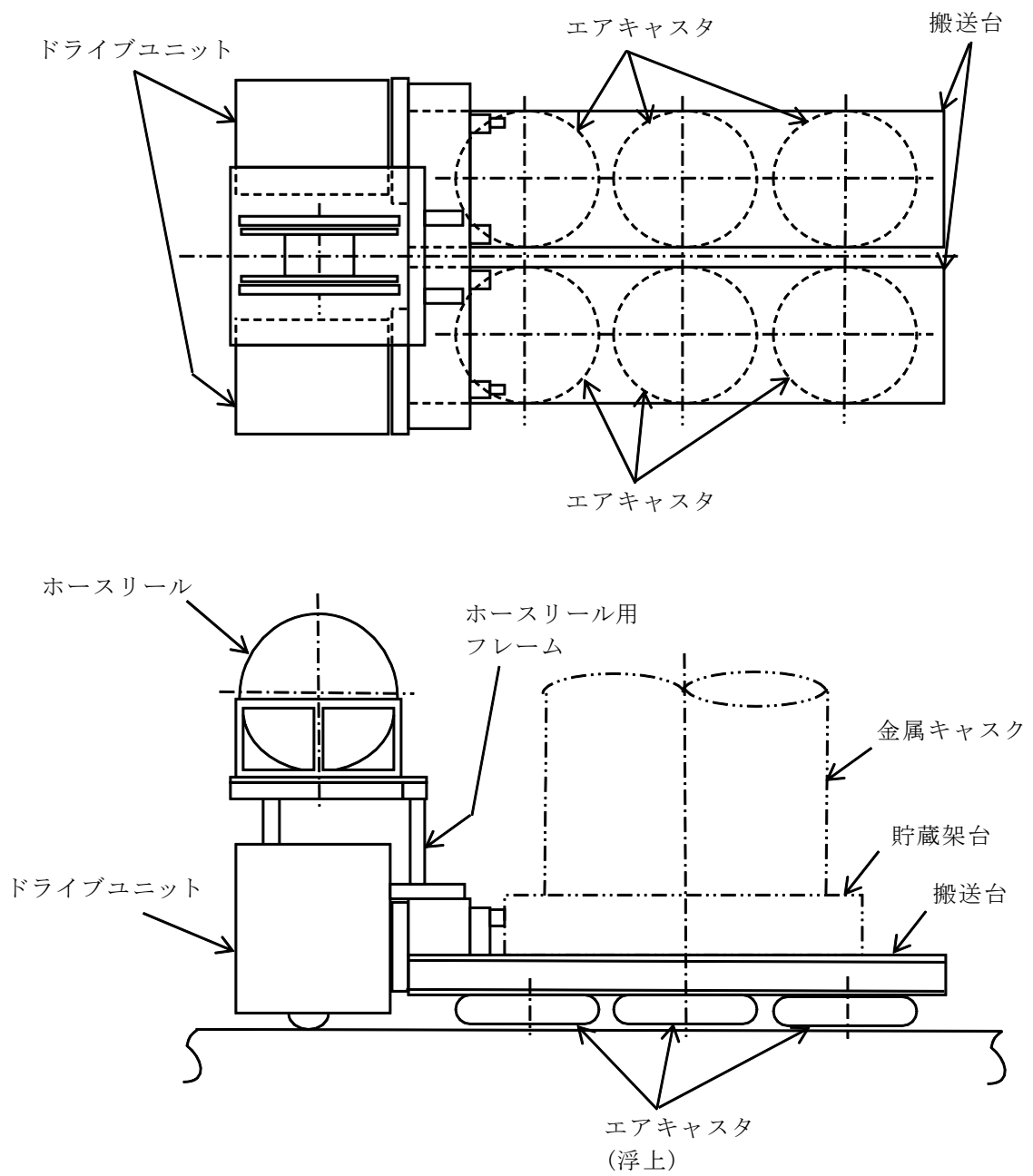
(4) 鉛直方向 (UD 方向)

搬送台には、鉛直方向の地震力が作用する。耐震重要度分類 B クラスの機器は、その固有周期を算出して剛柔判断を行い、柔構造と判断される場合には、共振のおそれのある施設として、弾性設計用地震動 S_d に 2 分の 1 を乗じたものを用いてその影響を検討しなければならない。しかし、ここでは保守的に浮上状態における固有周期の算出は行わず、鉛直方向弾性設計用地震動 S_d による床面の応答スペクトルに 2 分の 1 を乗じたものの最大値を設計用地震力としてその影響を評価する。

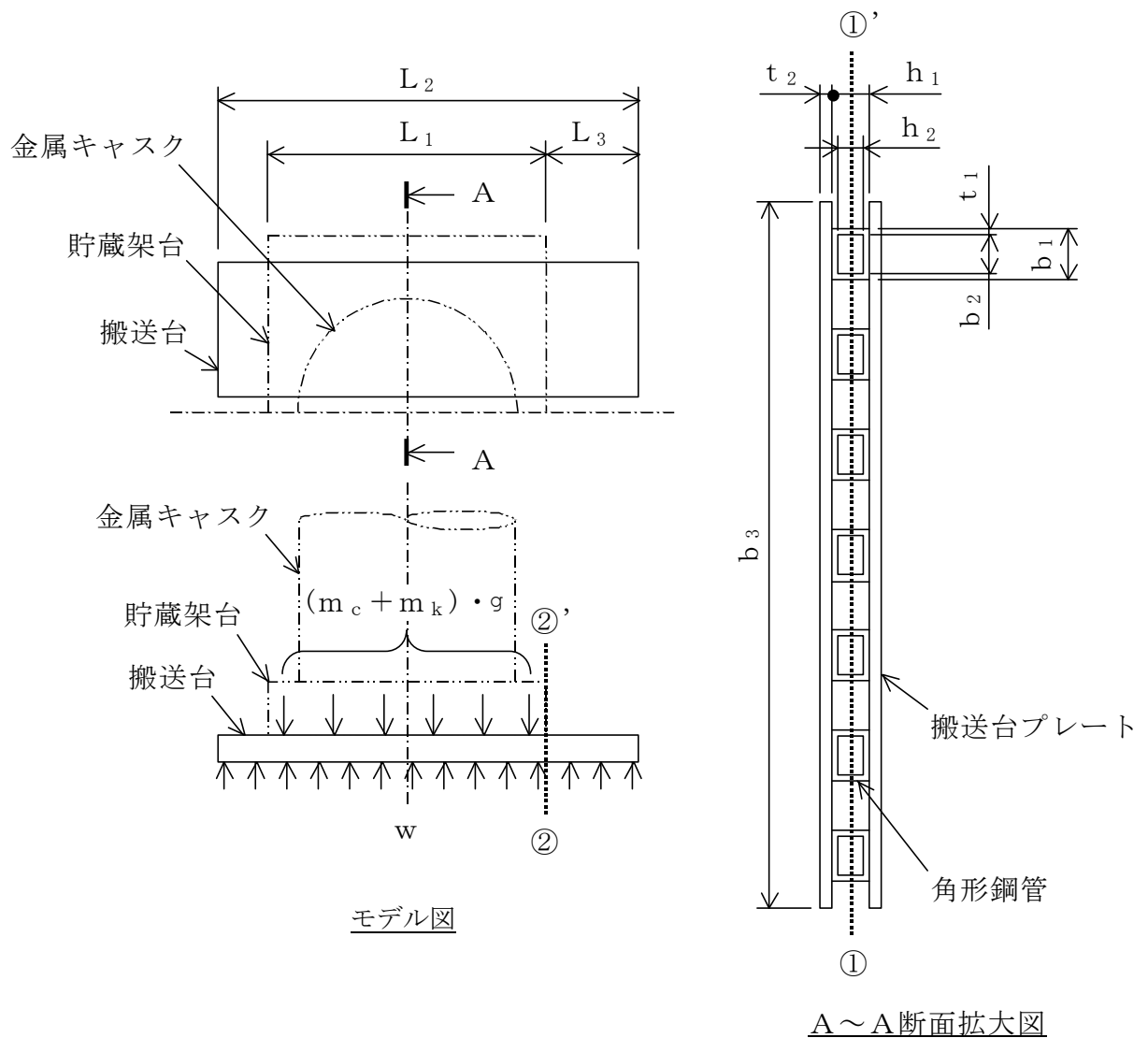
(5) 安全検討

基準地震動 S_s に基づいて求められる地震力が作用しても、基本的安全機能を損なわない設計とは、搬送台車が転倒しないことを確認することである。

転倒しないことの評価は、「添付 11-2 搬送台車の金属キャスクの取扱いに関する説明書」において実施しており、本計算書においては行わない。



第3-1図 搬送台車概要図



応力評価面	評価部位
①-①'	搬送台 (中央部)
②-②'	搬送台 (端部)

第3-2図 搬送台車のモデル図及び応力評価面

3.2 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第3-1表に示すとおりとする。

第3-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	応力評価面①の断面積	mm^2
A_2	応力評価面②の断面積	mm^2
b_1	搬送台の角形鋼管の外幅	mm
b_2	搬送台の角形鋼管の内幅	mm
b_3	搬送台の幅	mm
C_v	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121.1 に定める値	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_c	許容圧縮応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_t	許容組合せ応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
h_1	搬送台の角形鋼管の外高さ	mm
h_2	搬送台の角形鋼管の内高さ	mm
L_1	貯蔵架台の長さ	mm
L_2	搬送台の長さ	mm
L_3	貯蔵架台が積載されない範囲の長さ	mm
m_c	金属キャスクの最大取扱質量	kg
m_k	貯蔵架台の最大質量	kg
n_1	搬送台の角形鋼管の個数	—
n_2	搬送台の個数	—
t_1	搬送台の角形鋼管の板厚	mm
t_2	搬送台プレートの板厚	mm
w	搬送台下面に作用する圧縮空気による等分布荷重	N/mm
Z	応力評価面②の断面係数	mm^3
σ	応力評価面②に作用する組合せ応力	MPa
σ_b	応力評価面②に作用する曲げ応力	MPa
σ_c	応力評価面①に作用する圧縮応力	MPa
τ	応力評価面②に作用するせん断応力	MPa

3.3 数値の丸め方

数値は原則として安全側に丸めて使用する。

また、規格、基準等により決まる数値については丸めず、規格、基準等を内挿して使用する場合は原則として安全側に処理する。

表示する数値の丸め方を第3-2表に示す。

第3-2 数値の丸め方一覧表

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
設計震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度	℃	—	—	設計値
質量	kg	—	—	設計値
長さ	mm	—	—	設計値
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁* ¹
計算応力値	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力値	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記 *1：絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

4. 計算方法

搬送台車に作用する鉛直方向の荷重による応力を、以下のとおりに計算する。

応力評価面①の断面積： A_1

$$A_1 = 2 \cdot n_1 \cdot t_1 \cdot L_1 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

応力評価面①に作用する圧縮応力： σ_c

$$\sigma_c = \frac{\frac{m_c + m_k}{n_2} \cdot g \cdot (1 + C_V)}{A_1} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

搬送台下面に作用する圧縮空気による等分布荷重： w

$$w = \frac{\frac{m_c + m_k}{n_2} \cdot g \cdot (1 + C_V)}{L_2} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

応力評価面②の断面積： A_2

$$A_2 = 2 \cdot b_3 \cdot t_2 + n_1 \cdot (b_1 \cdot h_1 - b_2 \cdot h_2) \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

応力評価面②の断面係数： Z

$$Z = \frac{\frac{b_3 \cdot \{(h_1 + 2 \cdot t_2)^3 - h_1^3\}}{12} + n_1 \cdot \frac{b_1 \cdot h_1^3 - b_2 \cdot h_2^3}{12}}{\frac{h_1}{2} + t_2} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

応力評価面②に作用する曲げ応力： σ_b

$$\sigma_b = \frac{w \cdot L_3^2}{Z} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

応力評価面②に作用するせん断応力： τ

$$\tau = \frac{w \cdot L_3}{A_2} \dots\dots\dots (4.7)$$

応力評価面②に作用する組合せ応力： σ

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (4.8)$$

5. 評価方法

5.1 設計震度

「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」に基づき、鉛直方向設計震度を求める。

5.2 応力の評価

4章で求めた圧縮応力 σ_c は、下記許容圧縮応力 f_c 以下であること。

4章で求めた曲げ応力 σ_b は、下記許容曲げ応力 f_b 以下であること。

4章で求めたせん断応力 τ は、下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

4章で求めた組合せ応力 σ は、下記許容組合せ応力 f_t 以下であること。

	許容圧縮応力 f_c	許容曲げ応力 f_b	許容せん断応力 f_s	許容組合せ応力 f_t
計算式	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$

6. 計算結果

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	最高使用 温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向			
搬送台車	B	使用済燃料 貯蔵建屋 T.P. 16.30* ¹	—	—	—	C _v = 0.95* ²	130

注記 *1: 搬送台車走行床面レベルを示す。
*2: 床応答スペクトルの最大値を使用する。

6.2 機器要目

m _c (kg)	m _k (kg)
120000	20000

b ₁ (mm)	b ₂ (mm)	b ₃ (mm)	h ₁ (mm)	h ₂ (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)
76	64	1270	50	38	6	7

L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)
3000	3791	419

A ₁ (mm ²)	A ₂ (mm ²)	n ₁	n ₂
2.520×10 ⁵	2.736×10 ⁴	7	2

6.3 評価結果及び結論

以下に示すとおり，計算応力値は許容応力値を下回っており，Bクラスの設計地震力に対して耐える設計である。

(単位：MPa)

部位	応力評価面	材料	応力	計算応力値	許容応力値	判定
搬送台 (中央部)	①-①'	ASTM A500B (STKR400 相当)	圧縮	$\sigma_c = 6$	$f_c = 187$	良
搬送台 (端部)	②-②'	ASTM A36 (SS400 相当)	曲げ	$\sigma_b = 55$	$f_b = 212$	良
			せん断	$\tau = 6$	$f_s = 122$	良
			組合せ	$\sigma = 56$	$f_t = 212$	良

添付 5-7 波及的影響を及ぼすおそれのある施設に関する説明書

添付 5-7-1 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の
金属キャスクへの影響評価結果

目次

1. 概要	1
2. 影響評価及び結果	2
2.1 検査架台	2
2.1.1 基本方針	2
2.1.2 評価	2
2.1.3 評価結果	3
2.2 防火シャッター	5
2.2.1 基本方針	5
2.2.2 評価	5
2.2.3 評価結果	7
2.3 中性子線エリアモニタ	9
2.3.1 基本方針	9
2.3.2 評価	9
2.3.3 評価結果	13

図表目次

第2-1 図	計算モデル（金属キャスクと検査架台の衝突）	4
第2-2 図	計算モデル（防火シャッタの金属キャスクへの衝突）	8
第2-3 図	計算モデル（中性子線エリアモニタが二次蓋中央に衝突する場合）	14
第2-4 図	計算モデル（中性子線エリアモニタが二次蓋端部に衝突する場合）	15
第2-1 表	設計条件（金属キャスクと検査架台の衝突）	2
第2-2 表	評価結果（金属キャスクと検査架台の衝突）	3
第2-3 表	設計条件（防火シャッタの金属キャスクへの衝突）	5
第2-4 表	評価結果（防火シャッタの金属キャスクへの衝突）	7
第2-5 表	設計条件（中性子線エリアモニタの二次蓋への衝突）	9
第2-6 表	評価結果（中性子線エリアモニタの二次蓋への衝突）	13

1. 概要

本資料は、「添付 5-1-3-1 波及的影響を考慮する施設の選定」にて選定した施設について「添付 5-1-3 波及的影響に係る基本方針」の「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき、波及的影響を及ぼすおそれのある施設の金属キャスクへの影響評価を示す。

2. 影響評価及び結果

2.1 検査架台

2.1.1 基本方針

検査架台は、上位クラス施設である金属キャスクの検査の際に側面に設置している。金属キャスクの搬送中は、金属キャスク（貯蔵架台）と床面との固縛がされていないため、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う金属キャスクのロッキング振動により、金属キャスクと検査架台の衝突が考えられる。このため、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力により、金属キャスクの基本的安全機能に影響がないよう金属キャスクの衝突部位として外筒を選定し、評価を実施する。

(1) 評価方針

金属キャスクの検査架台への転倒評価において、外筒の有する基本的安全機能である遮蔽機能が保持されることを確認する。外筒は、放射性物質の閉じ込め境界ではないが、自らが遮蔽体であると同時に、外筒内部に配置される中性子遮蔽材を保持する機能が求められるため、当該事象において破断しないことを確認する。

(2) 許容応力

外筒が破断しなければ遮蔽機能を保持できることから、遮蔽機能を保持できる破断点を許容値基準とする。許容応力は、最高使用温度に対する値を用いる。

外筒は、放射性物質の閉じ込め境界ではないが、自らが遮蔽体であると同時に、外筒内部に配置される中性子遮蔽材を保持する機能が求められる。類似の機能を持つ部材として、使用済燃料貯蔵施設規格（金属キャスク構造規格 JSME SFA1-2007）（日本機械学会 2007年12月）（以下「構造規格」という。）に示される中間胴があり、外筒の構造強度評価手法としては中間胴の規定を用いる。

(3) 設計条件

外筒の材料及び最高使用温度を第2-1表に示す。

第2-1表 設計条件（金属キャスクと検査架台の衝突）

部材	項目	評価条件
外筒	材料	SM400B
	最高使用温度	120 °C

2.1.2 評価

(1) 計算モデル

計算モデルを第2-1図に示す。

(2) 評価方法

a. せん断応力

第2-1図は、検査架台足場の上段及び下段が下ろされた状態であり、上段の検査架台足場に金属キャスクが接触している状態である。

金属キャスクへの衝突荷重は、上段の検査架台足場に金属キャスクが接触している傾斜角度から、ロックング振動による最大傾斜角度まで金属キャスクが傾いた際の位置エネルギーが検査架台の弾性変形エネルギーに全て吸収されるとして算出する。金属キャスクが衝突荷重を受ける面積は、足場の板厚寸法で構成する矩形の面積とすると、衝突荷重により金属キャスク外筒部に生じるせん断応力 τ は、以下の式で算出する。

$$\tau = \frac{F}{A} \dots\dots\dots (2.1.2-1)$$

ここで、F : 金属キャスク外筒部への衝突荷重(N)

$$F = \sqrt{2 \cdot k \cdot E} \dots\dots\dots (2.1.2-2)$$

k : 検査架台のばね定数 (=1.464×10⁴ N/mm)

E : 金属キャスクの位置エネルギー (=1.660×10⁵ N・mm)

$$E = m \cdot G \cdot h$$

m : 金属キャスクと貯蔵架台の合計質量 (=133300 kg)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

h : 金属キャスク及び貯蔵架台の重心変位 (=127 mm)

A : せん断面積(=1.872×10⁴ mm²)

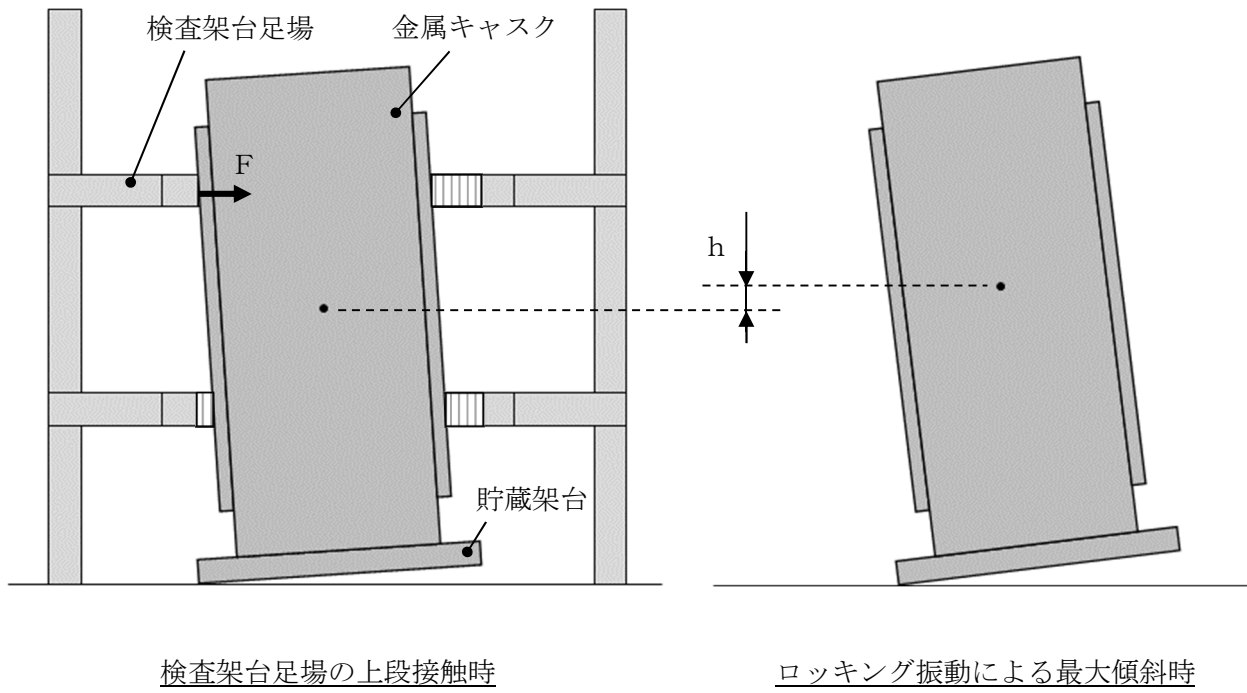
2.1.3 評価結果

評価結果を第2-2表に示す。評価の結果、外筒に発生する応力が許容応力を超えないことを確認した。

第2-2表 評価結果 (金属キャスクと検査架台の衝突)

(単位: MPa)

機能設計上の性能目標	評価部位	材料	機能維持のための考え方	計算値	許容応力	許容値基準	結果
上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	外筒	炭素鋼 (SM400B)	外筒内部に配置される中性子遮蔽材を保持する機能を維持するため破断しないこと	118	143	(S _u /1.5√3)	良



第2-1図 計算モデル（金属キャスクと検査架台の衝突）

2.2 防火シャッタ

2.2.1 基本方針

防火シャッタは、上位クラス施設である金属キャスクの移動の際に上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクとの衝突が考えられる。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力により、落下した際の金属キャスクの基本的安全機能に影響がないよう金属キャスクの衝突部位として胴（蓋フランジ部）を選定し、評価を実施する。

(1) 評価方針

防火シャッタの金属キャスクへの落下事象では、金属キャスクの有する基本的安全機能のうち、閉じ込め機能が保持されることを確認するため、当該事象において、金属キャスクの衝突部位である胴（蓋フランジ部）が塑性変形しないことを確認する。

(2) 許容応力

胴（蓋部フランジ部）が塑性変形しなければ閉じ込め機能を保持できることから、閉じ込め機能を保持できる設計降伏点を許容値基準とする。許容応力は、密封容器の最高使用温度に対する値を用いる。

胴（蓋部フランジ部）の強度評価については、構造規格を適用する。

(3) 設計条件

密封容器の材料及び最高使用温度を第2-3表に示す。

第2-3表 設計条件（防火シャッタの金属キャスクへの衝突）

部材	項目	評価条件
密封容器	材料	GLF1
	最高使用温度	150 °C

2.2.2 評価

(1) 計算モデル

計算モデルを第2-2図に示す。

(2) 評価方法

a. 圧縮応力

防火シャッターが落下し、金属キャスク上部に衝突した場合、衝突荷重により金属キャスク胴（蓋フランジ部）に生じる圧縮応力 σ_c は、以下の式で算出する。

$$\sigma_c = \frac{F}{A_P} \dots\dots\dots (2.2.2-1)$$

ここで、 F : 金属キャスク胴（蓋フランジ部）への衝突荷重(N)

$$F = \sqrt{2 \cdot m_s \cdot G \cdot h \cdot k} \dots\dots\dots (2.2.2-2)$$

m_s : 防火シャッターの質量 (=1480 kg)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

h : 防火シャッターの落下高さ (mm)

$$h = h_3 - (h_1 + h_2)$$

h_1 : 金属キャスク高さ (=5320 mm)

h_2 : 貯蔵架台高さ (=310 mm)

h_3 : 防火シャッターの開口高さ (=7000 mm)

k : 防火シャッターのばね定数 (=9.07×10⁵ N/mm)

$$k = \frac{E \cdot A_s}{a_0} \dots\dots\dots (2.2.2-3)$$

E : 防火シャッターの縦弾性係数 (=203000 MPa)

a_0 : 防火シャッターの断面高さ (=870 mm)

A_s : 防火シャッターの圧縮変形部面積 (mm²)

$$A_s = (b_o - b_i) \cdot D_o \dots\dots\dots (2.2.2-4)$$

b_o : 防火シャッターの断面幅 (=630 mm)

b_i : 防火シャッターの断面幅 (=613 mm)

D_o : 金属キャスク外径 (=2308 mm)

A_P : 荷重作用面積 (mm²)

$$A_P = b_o \cdot (D_o - D_i) \dots\dots\dots (2.2.2-5)$$

D_i : 金属キャスク内径 (=2138 mm)

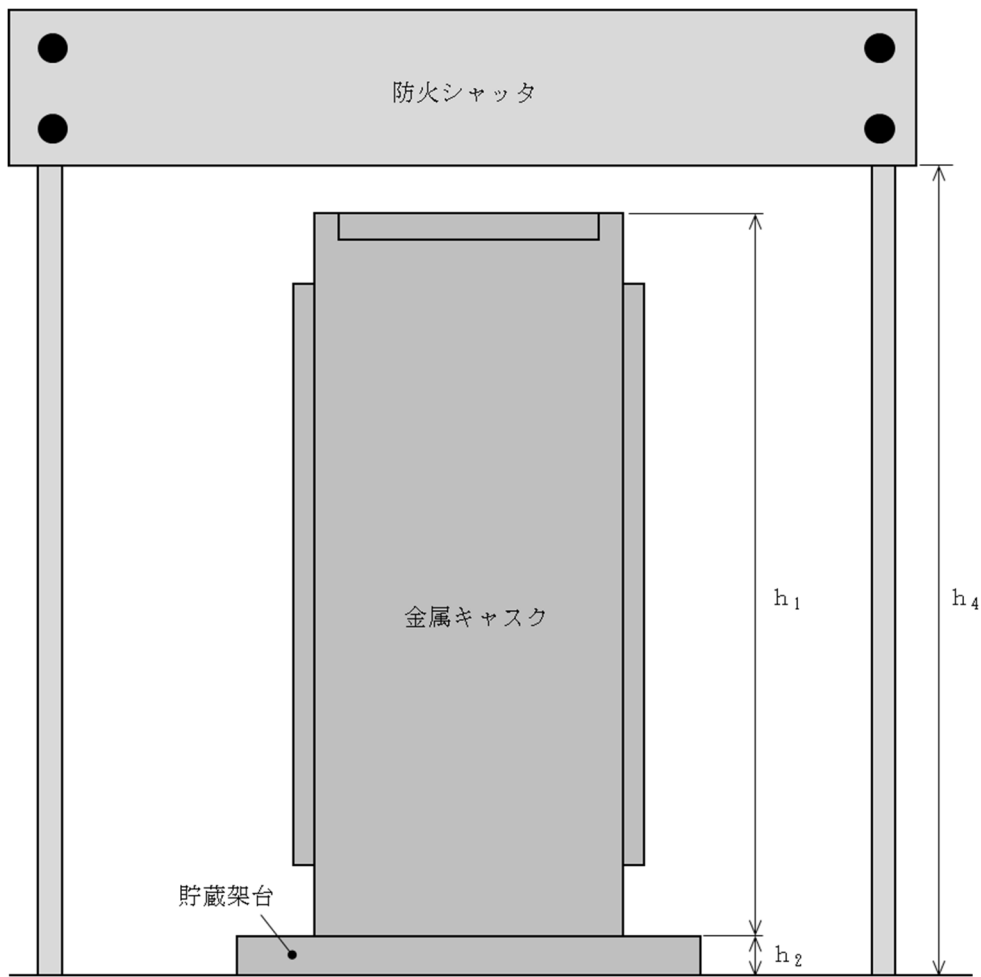
2.2.3 評価結果

評価結果を第2-4表に示す。評価の結果、金属キャスクの衝突部位に生じる応力は許容基準値を超えないことを確認した。

第2-4表 評価結果（防火シャッタの金属キャスクへの衝突）

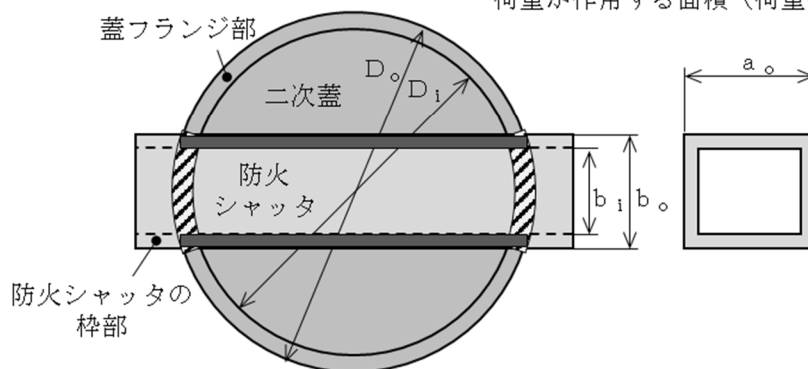
（単位：MPa）

機能設計上の性能目標	評価部位	材料	機能維持のための考え方	計算値	許容応力	許容基準値	結果
上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	胴 (蓋フランジ部)	炭素鋼 (GLF1)	閉じ込め機能を維持するため塑性変形しないこと	178	183	(S_y)	良



防火シャッターと金属キャスクの位置関係

- : A_S (防火シャッターが、圧縮変形により落下エネルギーを吸収する部分の断面積)
- ▨ : A_P (金属キャスクの、防火シャッターの落下による荷重が作用する面積 (荷重作用面積))



防火シャッターの衝突荷重作用範囲

第2-2図 計算モデル (防火シャッターの金属キャスクへの衝突)

2.3 中性子線エリアモニタ

2.3.1 基本方針

中性子線エリアモニタは、上位クラス施設である金属キャスクの移動の際に上部に設置していることから、金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、金属キャスクとの衝突が考えられる。このため金属キャスクの設計に適用する地震動又は地震力により、落下した際の金属キャスクの基本的安全機能に影響がないよう金属キャスクの衝突部位として二次蓋を選定し、評価を実施する。

(1) 評価方針

中性子線エリアモニタの金属キャスクへの落下事象では、密封容器の有する基本的安全機能のうち、閉じ込め機能が保持されることを確認するため、当該事象において、金属キャスクの衝突部位である二次蓋について、二次蓋端部（密封シール部）及び二次蓋締付けボルトは塑性変形しないこととし、二次蓋中央部は破断しないことを確認する。

(2) 許容応力

二次蓋が塑性変形及び破断をしなければ閉じ込め機能が保持できることから、閉じ込め機能を保持できる設計降伏点及び破断点を許容値基準とする。許容応力は、二次蓋の最高使用温度に対する値を用いる。

金属キャスクの強度評価については、構造規格を適用する。

(3) 設計条件

二次蓋の材料及び最高使用温度を第2-5表に示す。

第2-5表 設計条件（中性子線エリアモニタの二次蓋への衝突）

部材	項目	評価条件
二次蓋	材料	SGV480
	最高使用温度	110 °C

2.3.2 評価

(1) 計算モデル

中性子線エリアモニタが二次蓋中央及び二次蓋端部に衝突した場合の二次蓋中央、二次蓋端部及び二次蓋締付けボルトに発生する応力を評価する。

中性子線エリアモニタが二次蓋中央に衝突する場合の計算モデルを第2-3図に示す。

中性子線エリアモニタが二次蓋端部に衝突する場合の計算モデルを第2-4図に示す。

(2) 評価方法

a. 二次蓋中央衝突時

(a) 二次蓋中央部

イ. 曲げ応力

中性子線エリアモニタの衝突荷重により二次蓋中央部に生じる曲げ応力 σ_{b1} は、以下の式で算出する。

$$\sigma_{b1} = \frac{P_1}{t_2} \cdot (1 + \nu) \cdot (0.485 \cdot \ln \frac{r_2}{t_2} + 0.52) \quad \dots (2.3.2-1)$$

ここで、 r_2 : 二次蓋取付部半径 (=955 mm)

t_2 : 二次蓋の厚さ (=169 mm)

P_1 : 二次蓋中央に作用する集中荷重 (N)

$$P_1 = \sqrt{m_1 \cdot G \cdot h \cdot \frac{2 \cdot K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}} \quad \dots (2.3.2-2)$$

m_1 : 中性子線エリアモニタの質量 (=70 kg)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

h : 中性子線エリアモニタの落下高さ (=5296.5 mm)

K_1 : 中性子線エリアモニタの高さ方向のばね定数
(=6.885×10⁶ N/mm)

$$K_1 = E_1 \cdot A / H_1$$

E_1 : 中性子線エリアモニタの縦弾性係数 (=195000 MPa)

A : 中性子線エリアモニタの衝突部面積 (mm²)

$$A = m_1 / (H_1 \cdot \rho_1)$$

H_1 : 中性子線エリアモニタの高さ (=500 mm)

ρ_1 : 中性子線エリアモニタの密度
(=7.93×10⁻⁶ kg/mm³)

K_2 : 二次蓋のばね定数 (=4.805×10⁶ N/mm)

$$K_2 = \frac{E_2 \cdot t_2^3}{0.217 \cdot r_2^2} \quad \dots (2.3.2-3)$$

E_2 : 二次蓋の縦弾性係数
(=197000 MPa)

(b) 二次蓋端部

二次蓋端部に生じる径方向応力 σ_r 及び周方向応力 σ_θ は以下のとおり。

$$\sigma_r = \frac{3 \cdot \nu \cdot P_1}{2 \pi \cdot t_2^2} \dots \dots \dots (2.3.2-4)$$

ここで、 σ_r : 二次蓋端部に生じる径方向応力 (MPa)
 ν : 二次蓋のポアソン比 (=0.3)

$$\sigma_\theta = \frac{3 \cdot P_1}{2 \pi \cdot t_2^2} \dots \dots \dots (2.3.2-5)$$

ここで、 σ_θ : 二次蓋端部に生じる周方向応力 (MPa)
このとき、 σ_r 、 σ_θ 及び $|\sigma_r - \sigma_\theta|$ の最大値を二次蓋端部に生じる応力強さとする。

(c) 二次蓋締付けボルト

二次蓋の中央部に荷重 $2R_1$ が作用する場合、二次蓋フランジ部までの範囲においては荷重 $2R_1$ による反力とモーメント M_2 が作用する両端固定梁、二次蓋フランジ部の外側はモーメント M_2 が作用する片持ち梁とそれぞれモデル化することができる。このとき、二次蓋締付けボルトに生じる平均引張応力 σ_t は以下に示すとおりである。

$$\sigma_t = \frac{R_3}{A} \dots \dots \dots (2.3.2-6)$$

ここで、 σ_t : 二次蓋締付けボルトに生じる平均引張応力 (MPa)
 R_3 : 二次蓋締付けボルトに加わる引張荷重 (N)

$$R_3 = M_2 / L_3$$

L_3 : 支点間距離 (=67.5 mm)

M_2 : 二次蓋の支点に作用するモーメント (N・mm)

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= \frac{2 \cdot R_1 \cdot D}{8} \\ R_1 &= \frac{P_1}{n} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.3.2-7)$$

D : 二次蓋フランジ径 (=1910 mm)

R_1 : 二次蓋締付けボルト 1 本あたりの評価荷重 (N)

n : 二次蓋締付けボルト本数 (=60 本)

A : 二次蓋締付けボルトの最小断面積
(=1.176 × 10³ mm²)

a. 二次蓋端部衝突時

(a) 二次蓋端部

イ. 支圧応力

二次蓋端部に中性子線エリアモニタが衝突した場合、ガスケットが取り付けられる二次蓋下面に作用する支圧応力 σ_c を評価する。

$$\sigma_c = \frac{P_2}{A'} \dots \dots \dots (2.3.2-8)$$

ここで、 P_2 : 二次蓋端部に作用する集中荷重 (N)

$$P_2 = K_1 \sqrt{\frac{2 \cdot m_1 \cdot G \cdot h}{K_1}} \dots \dots (2.3.2-9)$$

A' : 支圧荷重の作用する面積 (mm²)

$$A' = \pi \times t_2^2 \dots \dots \dots (2.3.2-10)$$

ロ. せん断応力

二次蓋端部に中性子線エリアモニタが衝突した場合、ガスケットが取り付けられる二次蓋下面に作用する支圧応力 τ を評価する。

$$\tau = \frac{P_2}{A''} \dots \dots \dots (2.3.2-11)$$

ここで、 P_2 : 二次蓋端部に作用する集中荷重 (N)

A'' : 支圧荷重の作用する面積 (mm²)

$$A'' = \sqrt{2} \cdot t_2^2 \cdot \pi \dots \dots \dots (2.3.2-12)$$

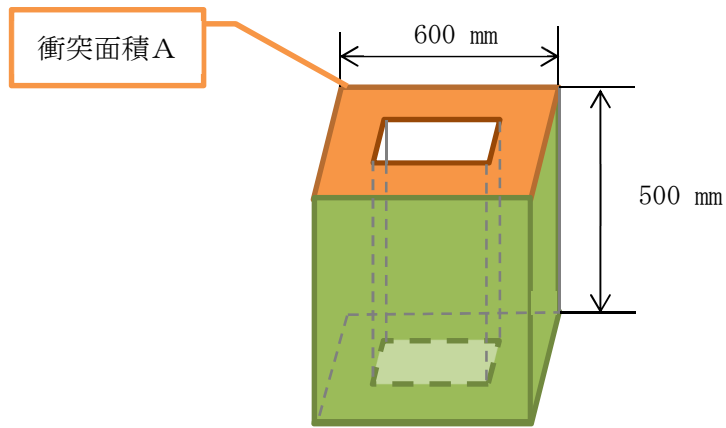
2.3.3 評価結果

評価結果を第2-6表に示す。中性子線エリアモニタが二次蓋に落下した場合、二次蓋の各部位に発生する応力は許容基準値を超えないことを確認した。

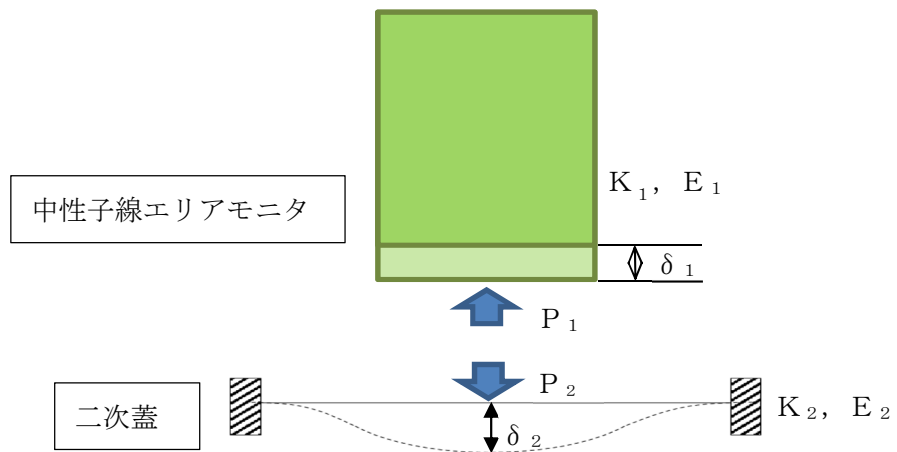
第2-6表 評価結果（中性子線エリアモニタの二次蓋への衝突）

（単位：MPa）

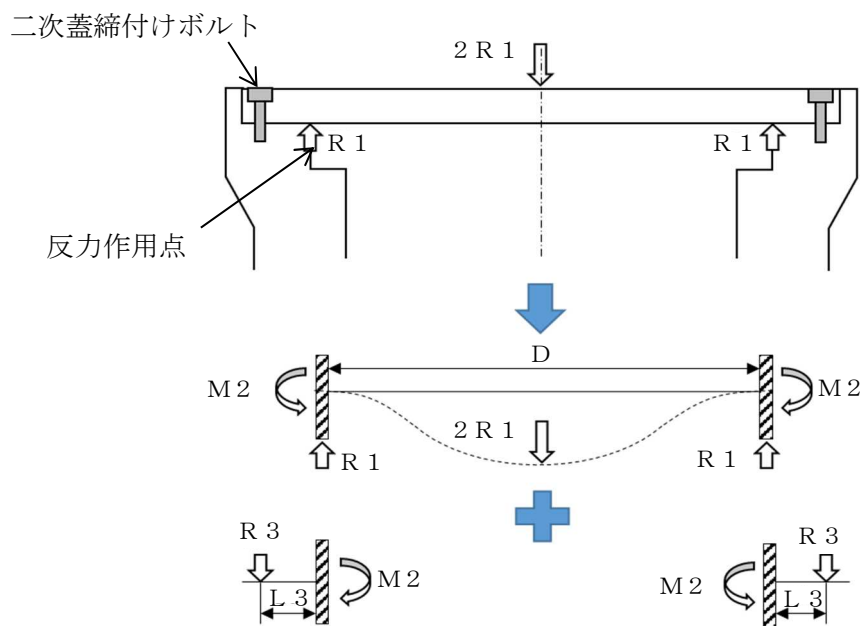
機能設計上の性能目標	衝突箇所	評価部位	材料	機能維持のための考え方	計算値	許容応力	許容基準値	結果
上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	二次蓋中央	二次蓋中央	炭素鋼 (SGV480)	破断しないことを確認	281	429	(S_u)	良
		二次蓋端部 (密封シール部)			76	236	(S_y)	良
		二次蓋締付けボルト	炭素鋼 (SNB23-3)	閉じ込め機能を維持できる よう塑性変形しないことを 確認	455	848	(S_y)	良
	二次蓋端部	二次蓋端部	炭素鋼 (SGV480)	確認	56	171	($0.4S_u$)	良
		二次蓋端部 (密封シール部)			79	236	(S_y)	良



中性子線エリアモニタの仮想形状

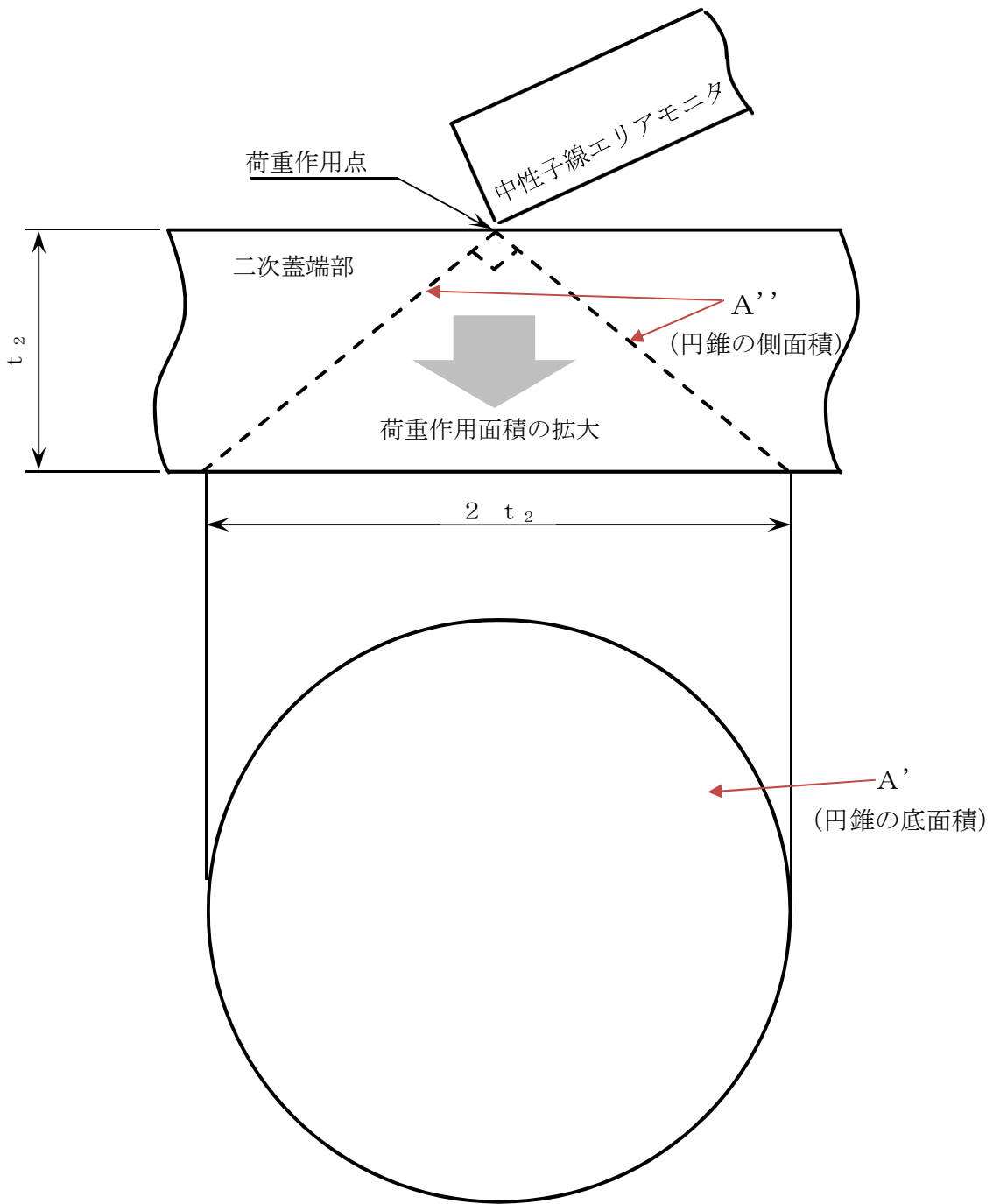


中性子線エリアモニタの二次蓋への落下計算モデル



二次蓋締付けボルト応力計算モデル

第2-3図 計算モデル (中性子線エリアモニタが二次蓋中央に衝突する場合)



第2-4図 計算モデル (中性子線エリアモニタが二次蓋端部に衝突する場合)

添付 5-8 耐震 C クラス設備の耐震基本方針及び評価

目次*

1. 概要	1
2. 耐震Cクラス施設，設備の評価	2
2.1 耐震Cクラス施設，設備	2
2.2 耐震Cクラス施設，設備の評価方針	3
3. 使用材料及び材料定数	4
3.1 建物・構築物	4
3.2 機器・配管系	4
4. 荷重及び荷重の組合せ	5
4.1 建物・構築物	5
4.2 機器・配管系	5
5. 許容限界	6
5.1 建物・構築物	6
5.2 機器・配管系	6
5.3 対象設備の評価項目	7
5.3.1 電気設備	前回申請
5.3.2 電気設備以外の耐震Cクラス設備	7
6. 電気設備の評価方法及び設計用地震力	9
6.1 評価方法	前回申請
6.2 電気設備の設計用地震力	9
7. 電気設備以外の耐震Cクラス設備の評価方法及び設計用地震力	11
7.1 評価方法	11
7.2 設計用地震力	15
8. 評価結果	17
8.1 電気設備	前回申請
8.2 電気設備以外の耐震Cクラス設備	17

*：令和3年8月20日付け原規規発第2108202号にて変更認可され，今回申請に関係しない事項については，目次において「前回申請」と記載し，本申請では記載しない。
また，同様に認可され，今回申請で変更がない事項については，当該事項を記載した章，節又は項等の表題に「前回申請と同じ」と記載する。

1. 概要

本資料は、耐震Cクラス施設、設備における耐震評価の基本方針及び評価について説明を行う。

また、申請設備について具体的な耐震評価方法について説明を行い、評価の結果を説明するものである。

2. 耐震Cクラス施設、設備の評価

2.1 耐震Cクラス施設、設備

設備分類			設備名	
大分類	中分類	小分類	前回申請	今回申請
建物・構築物	建物	—	—	コンクリート壁，廃棄物貯蔵室
	構築物	—	—	—
	扉	—	—	安全避難用扉，防火扉，防火シャッター
機器・配管系	容器	横置円筒容器	軽油貯蔵タンク（地下式）	—
		たて置円筒容器	—	空気貯槽，空気除湿装置，除湿装置前置フィルタ，除湿装置後置フィルタ
		水槽	—	防火水槽
	ポンプ	横型ポンプ	—	冷却水系統（冷却水ポンプ）
	冷却塔	—	—	冷却水系統（冷却塔）
	圧縮機	—	—	空気圧縮機
	架台	—	—	仮置架台，たて起こし架台，検査架台
	配管	—	—	主配管（圧縮空気供給設備），冷却水系統（配管）
	弁	—	—	安全弁（圧縮空気供給設備）
	盤	—	無停電電源装置，共用無停電電源装置，電気設備（常用電源設備）	出入管理設備，火災受信機，表示機，社内電話設備，送受話器，放送設備，警報装置
	その他	固定されている設備	—	蓋間圧力検出器，給排気温度検出器，ガンマ線エリアモニタ，中性子線エリアモニタ，モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ）），モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（高レンジ）），モニタリングポスト（中性子線モニタ），社内電話設備，送受話器，放送設備，通路誘導灯，避難口誘導灯，保安灯，光電式分離型感知器，光電式スポット型感知器，差動式スポット型感知器，棟上導体
		固定されることなく設置又は保管する設備	—	表示・警報装置，表面温度検出器，圧力検出器（蓋間圧力の代替計測用），非接触式可搬型温度計（表面温度の代替計測用），温度検出器（給排気温度の代替計測用），GM管サーベイメータ，電離箱サーベイメータ，シンチレーションサーベイメータ，中性子線サーベイメータ，ガスモニタ，モニタリングポイント，社内電話設備，警報装置，衛星携帯電話，加入電話設備，無線連絡設備，粉末（ABC）消火器，大型粉末消火器，化学泡消火器，個人管理用測定設備（個人線量計）
	車両	—	—	電源車

2.2 耐震Cクラス施設，設備の評価方針 前回申請に同じ

耐震Cクラス施設，設備の直接支持構造物及び間接支持構造物について，要求させる設計用地震力，荷重の組合せと許容限界を考慮し，評価する方針とする。

3. 使用材料及び材料定数 前回申請に同じ

3.1 建物・構築物

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 電気技術基準調査会 昭和62年8月）（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）、建築基準法・同施行令及び鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（日本建築学会 1999 改定）（以下「RC基準」という。）の規定に基づく、材料及び材料定数を使用する。

3.2 機器・配管系

J E A G 4 6 0 1 及び発電用原子力設備規格（設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005）（日本機械学会 2005年9月）（以下「設計・建設規格」という。）の規定に基づく、材料及び材料定数を使用する。

4. 荷重及び荷重の組合せ 前回申請に同じ

4.1 建物・構築物

J E A G 4 6 0 1, 建築基準法・同施行令及びR C 基準に規定されている地震力以外の荷重を考慮する。また, J E A G 4 6 0 1 及び建築基準法・同施行令の荷重の組合せの考え方にに基づき, 地震力と地震力以外の荷重を組み合わせせて評価する。

4.2 機器・配管系

J E A G 4 6 0 1 及び設計・建設規格に規定されている地震力以外の荷重を考慮する。また, J E A G 4 6 0 1 の荷重の組合せの考え方にに基づき, 地震力と地震以外の荷重を組み合わせせて評価する。

5. 許容限界

5.1 建物・構築物 前回申請に同じ

J E A G 4 6 0 1, 建築基準法・同施行令及びRC基準の規定に基づき, 施設に応じた許容限界を設定する。

5.2 機器・配管系 前回申請に同じ

J E A G 4 6 0 1 及び設計・建設規格に基づき, 設備に応じた許容限界を設定する。

5.3 対象設備の評価項目

5.3.1 電気設備 前回申請

5.3.2 電気設備以外の耐震Cクラス設備

電気設備以外の耐震Cクラス設備について評価項目を以下に示す。

設備分類			設備名称	評価部位	許容限界	
大分類	中分類	小分類				
建物・構築物	建物	—	廃棄物貯蔵室	鉄筋	必要鉄筋比	
			コンクリート壁	鉄筋	必要鉄筋比	
	扉	—	安全避難用扉, 防火扉	扉枠	扉の施工許容誤差	
			防火シャッター	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
機器・配管系	容器	たて置円筒容器	空気貯槽	胴	一次一般膜応力	
				スカート	組合せ応力 圧縮膜応力	
				基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
			空気除湿装置, 除湿装置 前置フィルタ, 除湿装置 後置フィルタ	基礎ボルト (注1)	一次応力	せん断 引張り
	水槽	防火水槽	胴	一次一般膜応力		
	ポンプ	横型ポンプ	冷却水系統 (冷却水ポンプ)	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
	冷却塔	—	冷却水系統 (冷却塔)	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
	圧縮機	—	空気圧縮機	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
	架台	—	仮置架台, たて起こし架台, 検査架台	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
	配管	—	主配管 (圧縮空気供給設備) 冷却水系統 (配管)	配管サポート 支持間隔	配管サポート 最大支持間隔	
	弁	—	安全弁 (圧縮空気供給設備)	取付ボルト (注2)	一次応力	せん断 引張り
	盤		出入管理設備, 火災受信機, 表示機, 社内電話設備, 送受 話器, 放送設備, 警報装置	基礎ボルト (注3)	一次応力	せん断 引張り
	その他	固定されてい る設備	蓋間圧力検出器	固定ボルト	一次応力	せん断
			給排気温度検出器, ガンマ線 エリアモニタ, 中性子線エリ アモニタ	取付ボルト	一次応力	せん断 引張り
			モニタリングポスト (ガンマ 線モニタ (低レンジ)), モニ タリングポスト (ガンマ線モ ニタ (高レンジ)), モニタリ ングポスト (中性子線モニ タ)	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
			社内電話設備, 送受話器, 放 送設備, 通路誘導灯, 避難口 誘導灯, 保安灯	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
			光電式分離型感知器, 光電式 スポット型感知器, 差動式ス ポット型感知器	基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
棟上導体			基礎ボルト	一次応力	せん断	

設備分類			設備名称	評価部位	許容限界	
大分類	中分類	小分類			一次応力	せん断 引張り
機器・配管系	その他	固定されることなく設置又は保管する設備	個人管理用測定設備（個人線量計）	個人線量計充電器の基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り
			モニタリングポイント	固定用のポール	地震力により杭が転倒しないこと	
			表面温度検出器	マグネットベース	磁力による摩擦力	
				シャフト固定ボルト	一次応力	せん断 引張り
			圧力検出器（蓋間圧力の代替計測用）、非接触式可搬型温度計（表面温度の代替計測用）、温度検出器（給排気温度の代替計測用）、GM管サーベイメータ、電離箱サーベイメータ、シンチレーションサーベイメータ、中性子線サーベイメータ、ガスモニタ、衛星携帯電話、無線連絡設備	保管ラックのアンカーボルト	一次応力	せん断 引張り
				保管ケース	地震力により保管用ケースが転倒しないこと	
			表示・警報装置、社内電話設備、警報装置、加入電話設備	机	地震力により机が転倒しないこと	
粉末(ABC)消火器	消火器収納箱の基礎ボルト	一次応力	せん断 引張り			
大型粉末消火器、化学泡消火器	結束材の基礎ボルト	一次応力	引張り			
車両	—	—	動力消防ポンプ	(評価対象物) 動力消防ポンプ	(許容状態) 地震力による車両の移動がないこと。(注4)	

(注1) 空気除湿装置、除湿装置前置フィルタ及び除湿装置後置フィルタについて、一般産業用工業品でありその構造強度は十分大きいものである。そのためCクラスの地震力に対して転倒しないことを確認するため、基礎ボルトを評価する。

(注2) 安全弁（圧縮空気供給設備）について、一般産業用工業品であり、圧力容器構造規格及び日本産業規格に基づき設計、製作されたものであり、その構造強度は十分大きいものである。そのためCクラスの地震力に対して取付状態が維持できることを確認するため、取付ボルトを評価する。

(注3) 盤について、筐体は、鉄板とフレームで構成された構造で、その構造強度は十分大きいものである。そのためCクラスの地震力に対して転倒しないことを確認するため、基礎ボルトを評価する。

(注4) 水平地震力が路面とタイヤの摩擦力を下回ることにより確認する。

6. 電気設備の評価方法及び設計用地震力

6.1 評価方法 前回申請

6.2 電気設備の設計用地震力

耐震Cクラスである電気設備の設計用地震力は静的地震力とする。

電気設備は、貯蔵建屋、受変電施設、南側高台及び南東側高台に設置される。各建屋、設置場所における水平震度について以下に記載する。

(1) 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度

貯蔵建屋内に設置される無停電電源装置、電気設備（常用電源）の水平震度について「第6-1表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」に記載する。

なお、記載する水平震度については「添付 5-1 申請設備に係る耐震設計の基本方針」（以下「耐震設計の基本方針」とする。）に記載の地震層せん断力係数： C_i に1.2（耐震Cクラスの耐震設計上の重要度分類に応じた係数1.0を乗じ20%増しした値）を乗じた値を記載する。

第6-1表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)

T.P. (m)	水平震度	
	NS	EW
43.5	0.324	0.280
39.3	0.269	0.271
33.22	0.257	0.262
29.22	0.24	0.24
16.3		

(2) 受変電施設に設置される電気設備の水平震度

受変電施設は地表面に設置されており、1階のみの構造である。そのため受変電施設に設置される共用無停電電源装置の水平震度は「第6-1表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」のT.P. 16.3 (m)と同様の値となり、NS, EWともに0.24である。

(3) 南側高台に設置される電気設備の水平震度

南側高台に配置、設置する設備は、電源車である。

電源車の配置面は地表面であり、電源車の水平震度は「第6-1表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」のT.P. 16.3 (m)と同様の値となり、NS, EWともに0.24である。

(4) 南東側高台に設置される電気設備の水平震度

南東側高台に配置，設置する設備は，軽油貯蔵タンク（地下式）である。

軽油貯蔵タンク（地下式）の水平震度は，「第 6-1 表 貯蔵建屋内の耐震 C クラス設備における水平震度（ $1.2C_i$ ）」の T.P. 16.3（m）の値である 0.24 とする。

7. 電気設備以外の耐震Cクラス設備の評価方法及び設計用地震力

7.1 評価方法

(1) コンクリート壁

地震時に火災区域及び火災区画を構成する建屋のコンクリート壁について、建屋の耐震壁については、静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。間仕切り壁については、間仕切り壁の鉄筋比が耐震壁のうち最も大きな応力が生じる耐震壁の必要鉄筋比以上であることを確認する。評価を「添付 5-8-4 火災区域構造物及び火災区画構造物の計算方法に関する説明書」に示す。

(2) 廃棄物貯蔵室

廃棄物貯蔵室の壁のうち、対象となる壁は、耐震壁である貯蔵建屋外壁、及び、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁である。

このうち、耐震壁である建屋の外壁については、静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。また、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁については、耐震壁のうち最も大きな応力が生じる壁である、EW 方向6通りの耐震壁に生じるせん断応力より必要鉄筋比を算定し、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁の鉄筋比がこの必要鉄筋比以上であることを確認する。評価を「添付 5-8-4 火災区域構造物及び火災区画構造物の計算方法に関する説明書」に示す。

(3) 扉

防火扉は、扉枠の変形がその許容誤差以内であることを確認する。

防火シャッターは、シャッタースラットの両端がガイドレールの懐に内に収まる構造となっていることから、ガイドレールの変形がその懐の大きさを下回ることを確認する。また、シャッターボックスについては、シャッターボックスの基礎ボルトの応力が許容応力を下回ることを確認する。評価を「添付 5-8-4 火災区域構造物及び火災区画構造物の計算方法に関する説明書」に示す。

(4) たて置円筒容器

空気貯槽はスカート支持たて置円筒型容器であり、容器はスカート下端部を多数のボルトで基礎に固定されている。耐震計算については水平地震力に対する胴、スカート、基礎ボルトの評価を行う。評価を「添付 5-8-5 スカート支持たて置円筒型容器の計算方法に関する説明書」に示す。

空気除湿装置、除湿装置前置フィルタ及び除湿装置後置フィルタは、一般産業用工業品でありその構造強度は十分大きいものであることからCクラス施設、設備の設計用地震力により転倒しないことを評価することとし、水平地震力に対する基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。なお、評価については「添付 5-8-6 圧縮機の計算方法に関する説明書」と同様に評価を行う。

(5) 水槽

貯蔵建屋近傍の地中に設置される防火水槽は、(一財)日本消防設備安全センターの二次製品等耐震性貯水槽の型式認定(認定番号 耐-00009号 2000年6月30日)を取得した製品であり、この認定基準の考え方に従い各部の応力を算定し、最も厳しい部位の裕度の評価を行う。評価を「添付5-8-7 消火設備の計算方法に関する説明書」に示す。

(6) 圧縮機

空気圧縮機は一般産業用工業品であり、箱型の筐体となっておりその構造強度は十分大きいものである。箱型が基礎ボルトで固定されており、耐震計算については水平地震力に対する基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-6 圧縮機の計算方法に関する説明書」に示す。

(7) 架台

仮置架台、たて起こし架台及び検査架台について仮想的大規模津波により漂流しない設計とし「添付6-1-7 仮想的大規模津波に対する受入れ設備の影響評価」において基礎への固定状態が維持されることを確認している。各架台の耐震評価はCクラス施設、設備の設計用地震力が「添付6-1-6 仮想的大規模津波に対する受入れ設備の評価方針」に記載の波力より小さいことを確認する。

(8) 配管

主配管(圧縮空気供給設備)について支持間隔が標準支持間隔法により算出した最大支持間隔以下であることを確認する。評価を「添付5-8-8 配管の計算方法に関する説明書」に示す。

(9) 弁

空気貯槽に設置される安全弁は一般産業用工業品であり、圧力容器構造規格及び日本産業規格に基づき設計、製作されたものであり、その構造強度は十分大きいものである。安全弁は取付ボルトで空気貯槽に取付けられており、耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-9 安全弁の計算方法に関する説明書」に示す。

(10) 火災受信機及び表示機

火災受信機及び表示機については、箱型の筐体であるため、建築設備耐震設計・施工指針に示される壁面支持の式を用いて基礎ボルトの引抜き力及びせん断力の評価を行う。評価を「添付5-8-10 火災感知設備の計算方法に関する説明書」に示す。

(11) 固定されている設備

a. 蓋間圧力検出器

蓋間圧力検出器は、蓋間圧力検出器、フランジ、バルブ及びセンサーポートで構成され、二次蓋のモニタリングポートに12本の固定ボルトで固定されている。耐震計算については水平地震力に対する固定ボルトのせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-11 蓋間圧力検出器の計算方法に関する説明書」に示す。

b. 給排気温度検出器

給排気温度検出器は使用済燃料貯蔵建屋貯蔵区域（以下「貯蔵区域」という。）の給気口と排気口の壁面に設置されており、壁面に設置されたサポートに取付ボルトで固定されている。耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-12 給排気温度検出器の計算方法に関する説明書」に示す。

c. ガンマ線エリアモニタ

ガンマ線エリアモニタは、貯蔵区域の壁面に設置されており、壁面に設置されたサポートに取付ボルトで固定されている。耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-13 ガンマ線エリアモニタの計算方法に関する説明書」に示す。

d. 中性子線エリアモニタ

貯蔵区域の中性子線エリアモニタは天井面に設置されており、天井面に設置されたサポートに溶接された取付板の取付ボルトに固定されている。耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。

受入れ区域の中性子線エリアモニタは、貯蔵区域の壁面に設置されており、壁面に設置されたサポートに溶接された取付板の取付ボルトに固定されている。耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。

評価を「添付5-8-14 中性子線エリアモニタの計算方法に関する説明書」に示す。

e. モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ））、モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（高レンジ））及びモニタリングポスト（中性子線モニタ）

モニタリングポスト（ガンマ線検出器（低レンジ）、ガンマ線モニタ（高レンジ）、中性子線モニタ）はモニタリングポストの屋根部に設置される。モニタはモニタリングポストの屋根に基礎ボルトで固定されている。耐震計算については水平地震力に対する基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。評価を「添付5-8-15 放射線監視設備（モニタリングポスト）の計算方法に関する説明書」に示す。

f. 光電式分離型感知器，光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器

光電式分離型感知器，光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器については，基礎ボルトにより固定するため，基礎ボルトの引張力及びせん断力で評価を行う。評価を「添付 5-8-10 火災感知設備の計算方法に関する説明書」に示す。

g. 棟上導体

棟上導体は，基礎ボルトにてコンクリート部に支持されることから，基礎ボルトのせん断力で評価を行う。評価を「添付 5-8-16 避雷設備の計算方法に関する説明書」に示す。

(12) 固定されることなく設置又は保管する設備

a. 表面温度検出器

表面温度検出器の検出器である熱電対は熱電対固定部で固定されている。熱電対が外筒表面に固定されていれば，表面温度が計測できることから，水平方向地震力による慣性力により熱電対を固定しているマグネットベースが動かないことを確認する。加えて，熱電対固定部について，熱電対を固定する構造が維持できるか評価する。評価を「添付 5-8-17 表面温度検出器の計算方法に関する説明書」に示す。

b. 圧力検出器（蓋間圧力の代替計測用），非接触式可搬型温度計（表面温度の代替計測用），温度検出器（給排気温度の代替計測用），GM管サーベイメータ，電離箱サーベイメータ，シンチレーションサーベイメータ，中性子線サーベイメータ，ガスモニタ

代替計測用計測器や放射線サーベイ機器は可搬型設備であり，保管に当たっては機器をボルト等で固定することは行わないが，地震による損傷を防ぐために，保管ラック及び保管ケースに保管する。

保管ラックは四隅で床面にアンカーボルトで固定するため，耐震計算については，水平地震力に対するアンカーボルトにかかる引張応力とせん断応力の評価を行う。ラックは高さが高いほど，奥行きが短いほど，アンカーボルトの呼び径が細いほど転倒しやすくなることから，指定した寸法で限界となる重量を評価する。評価を「添付 5-8-18 保管ラックの計算方法に関する説明書」に示す。

また，保管ケースについては，1 段積みとして重ねないこととし，耐震計算については，水平地震力に対して保管ケースが転倒しないことの評価を行う。保管ケースは高さが高いほど，幅が狭いほど転倒しやすくなることから，指定した寸法で限界となる寸法を評価する。評価を「添付 5-8-19 保管ケースの計算方法に関する説明書」に示す。

c. 粉末(ABC)消火器

粉末(ABC)消火器は消火器収納箱にて保管し，消火器収納箱底部を基礎ボルトで固定するため，ボルトの引張力及びせん断力で評価を行う。評価を「添付 5-8-7 消

火設備の計算方法に関する説明書」に示す。

d. 大型粉末消火器及び化学泡消火器

大型粉末消火器及び化学泡消火器は、転倒を防止するための結束材を基礎ボルトで固定することとし、建屋壁面に設置する基礎ボルトの引張力で評価を行う。評価を「添付 5-8-7 消火設備の計算方法に関する説明書」に示す。

(13) 動力消防ポンプ

動力消防ポンプについては、Cクラス施設、設備の設計用地震力により横滑りしないことを評価することにより動力消防ポンプが有する安全機能を損なわないことの確認を行う。評価については「添付 5-8-3 車両の計算方法に関する説明書」と同様の評価とする。

7.2 設計用地震力

耐震Cクラスの設計用地震力は静的地震力とする。

電気設備以外の耐震Cクラス設備は、貯蔵建屋、出入管理建屋及び屋外に設置される。各建屋、設置場所における水平震度について以下に記載する。

(1) 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度

貯蔵建屋内に設置される耐震Cクラス設備の水平震度について 6.2(2)項の「第 6-1 表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」の水平震度とする。

(2) 出入管理建屋の耐震Cクラス設備における水平震度

出入管理建屋内に設置される耐震Cクラス設備の水平震度について「第 7-1 表 出入管理建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」に記載する。

なお、記載する水平震度については「耐震設計の基本方針」に記載の地震層せん断力係数： C_i に 1.2（耐震Cクラスの耐震設計上の重要度分類に応じた係数 1.0 を乗じ 20%増した値）を乗じた値を記載する。

第 7-1 表 出入管理建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)

T.P. (m)	水平震度
25.4	0.269
20.9	0.216
16.3	

(3) 屋外

屋外に設置される耐震Cクラス設備の水平震度は「第6-1表 貯蔵建屋内の耐震Cクラス設備における水平震度 ($1.2C_i$)」のT.P. 16.3 (m) と同様の値となり、NS, EW ともに0.24である。

なお、防火水槽については、「二次製品等耐震性貯水槽認定基準 ((一財) 日本消防設備安全センター)」で定める水平震度0.288を適用する。

8. 評価結果

8.1 電気設備 前回申請

8.2 電気設備以外の耐震Cクラス設備

電気設備以外の耐震Cクラス設備について評価の結果、全ての評価において許容値以下であることを確認した。

(1) 建物

a. コンクリート壁

コンクリート壁は、地震力を鉄筋が負担する設計としている。対象となる貯蔵建屋の壁は、耐震壁である貯蔵区域間の壁、及び、受入れ区域と貯蔵区域の境界壁、並びに、間仕切壁である受入れ区域と付帯区域の境界壁、及び、受入れ区域と貯蔵区域前室の境界壁である。

このうち、耐震壁については、静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。また、間仕切壁については、耐震壁のうち最も大きな応力が生じる壁である、EW 方向6通りの耐震壁に生じるせん断応力より必要鉄筋比を算定し、間仕切壁の鉄筋比がこの必要鉄筋比以上であることを確認する。検討結果は以下のとおりである。

壁位置	せん断応力度 ^{※1} (N/mm ²)	必要鉄筋比 ^{※2} (%)
EW 方向6通りの耐震壁	0.73	0.212

※1 $Q/Ae = \tau = 15.63\text{kN}/21.48\text{m}^2 = 0.73 \text{ N/mm}^2$

※2 $P_s = (0.73\%/345 \text{ N/mm}^2) \times 100 = 0.212\%$

壁位置	配筋	鉄筋比 (%)	判定
受入れ区域と付帯区域の境界壁	2-D25@200	0.780	良
受入れ区域と貯蔵区域前室の境界壁	2-D16@200	0.397	良

b. 廃棄物貯蔵室

廃棄物貯蔵室の壁のうち、対象となる壁は、耐震壁である貯蔵建屋外壁、及び、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁である。

このうち、耐震壁については、静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。また、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁については、耐震壁のうち最も大きな応力が生じる壁である、EW 方向6通りの耐震壁に生じるせん断応力より必要鉄筋比を算定し、廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁の鉄筋比がこの必要鉄筋比以上であることを確認する。検討結果は以下のとおりである。

壁位置	せん断応力度 ^{※1} (N/mm ²)	必要鉄筋比 ^{※2} (%)
EW 方向 6 通りの耐震壁	0.73	0.212

※1 $Q/A_e = \tau = 15.63\text{kN}/21.48\text{m}^2 = 0.73 \text{ N/mm}^2$

※2 $P_s = (0.73\%/345 \text{ N/mm}^2) \times 100 = 0.212\%$

壁位置	配筋	鉄筋比 (%)	判定
廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁	2-D16@200	0.397	良

(2) 扉

a. 防火扉

扉枠の変形 (mm)	扉の施工許容誤差 (mm)	判定
0.20	2.00	良

b. 防火シャッター

(a) シャッターボックスの基礎ボルト

	発生応力 (kN)	許容応力 ^{※2} (kN)	判定
基礎ボルトの引抜き力 ^{※1} (N)	5.56	43.1	良
基礎ボルトのせん断力 (N)	4.16	24.7	良

※1 ボルト 1 本当たり

※2 許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針 ((一財) 日本建築センター 2014 年版) に示されるボルトの許容荷重。

(b) ガイドレールの変形に関する検討

ガイドレールの変形 (mm)	ガイドレールの懐寸法 (mm)	判定
0.64	70	良

(3) 縦置円筒容器

a. 空気貯槽

(単位 : MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
空気貯槽	胴板	SS400	一次一般膜	62	228	良
			組合せ	2	231	良
	スカート	SS400	圧縮と曲げの組合せ (座屈の評価)	0.01	1 ^{※1}	良
			引張り	—	173	良
	基礎ボルト	SS400	せん断	4	133	良

※1 $(\alpha_B \cdot \sigma_{S1})/f_c + (\alpha_B \cdot \sigma_{S2})/f_b \leq 1$

b. 空気除湿装置，除湿装置前置フィルタ，除湿装置後置フィルタ

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
空気除湿装置	基礎ボルト	SS400	引張り	6	173	良
			せん断	6	133	良
除湿装置前置 フィルタ	基礎ボルト	SS400	引張り	3	173	良
			せん断	1	133	良
除湿装置後置 フィルタ	基礎ボルト	SS400	引張り	3	173	良
			せん断	1	133	良

(4) 水槽

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力 (N/m ²)	許容応力 (N/m ²)	裕度	判定
防火水槽	胴	SS400	一次一般膜 応力	34.7×10 ³	108.4×10 ³	3.1	良

(5) 圧縮機

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
空気圧縮機	基礎ボルト	SS400	引張り	—	166	良
			せん断	14	128	良

(6) 架台

耐震Cクラス設備における水平震度に基づく地震力

$$F = m \cdot C_H \cdot g$$

m : 金属キャスク取扱い時の質量

C_H : 耐震Cクラス設備における水平震度 (1.2 C_i)

g : 重力加速度 (9.80665 m/s²)

仮想的大規模津波の波力

$$F_h = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\bar{u}_n| \bar{u}_n D \Delta S$$

(注) 仮想的な大規模津波の波力の算出式の記号については「添付 6-1-6 仮想的な大規模津波に対する受入れ設備の評価方針 4.1.2 記号の説明」の記載に同じとする。

(単位：N)

機器名称	耐震Cクラス設備における 水平震度に基づく地震力	仮想的大規模津波の波力	判定
仮置架台	3.434×10^4	1.441×10^6	良
たて起こし架台	3.422×10^4	1.452×10^6	良
検査架台	3.177×10^3	1.123×10^6	良

仮想的な大規模津波の波力が、耐震Cクラス設備における水平震度（ $1.2C_i$ ）に基づく地震力を上回ることから、仮置架台、たて起こし架台及び検査架台は耐震Cクラス設備における水平震度（ $1.2C_i$ ）に基づく地震力に耐えうるものとなっていることを確認した。

(7) 配管

a. 主配管

主配管（圧縮空気供給設備）について設計した支持間隔が標準支持間隔法により算出した最大支持間隔以下であることを確認した。

(8) 弁

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
安全弁	取付ボルト	SS400	引張り	0.46	173	良
		相当	せん断	0.07	133	良

(9) 盤

a. 火災受信機及び表示機

火災受信機及び表示機の基礎ボルトの引張力及びせん断力に関する検討結果は以下のとおりである。

(単位：N)

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力	許容応力 ^{※2}	判定
火災受信機	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	12.9	1,545	良
			せん断力 ^{※1}	49.5	887	良
表示機	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	3.15	1,545	良
			せん断力 ^{※1}	6.29	887	良

※1 ボルト1本当たりの引抜力

※2 許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示されるボルトの許容荷重。

(10) 固定されている設備

a. 蓋間圧力検出器

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
蓋間圧力検出器	固定ボルト	SUS304	せん断	0.03	118	良

b. 給排気温度検出器

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
給排気温度検出器	取付ボルト	SS400 相当	引張り	0.17	173	良
			せん断	0.17	133	良

c. ガンマ線エリアモニタ

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
ガンマ線エリア モニタ	取付ボルト1	SS400 相当	引張り	1.79	173	良
			せん断	1.43	133	良

d. 中性子線エリアモニタ

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
中性子線エリア モニタ (貯蔵区域)	取付ボルト	SUS304	引張り	6.31	153	良
			せん断	0.45	118	良
中性子線エリア モニタ (受入れ区域)	取付ボルト	SUS304	引張り	1.77	153	良
			せん断	0.45	118	良

- e. モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ））、モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（高レンジ））及びモニタリングポスト（中性子線モニタ）

（単位：MPa）

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
モニタリングポスト （ガンマ線モニタ （低レンジ））	基礎ボルト	SUS304	引張り	2.76	153	良
			せん断	0.57	118	良
モニタリングポスト （ガンマ線モニタ （高レンジ））	基礎ボルト	SUS304	引張り	1.91	153	良
			せん断	0.74	118	良
モニタリングポスト （中性子線モニタ）	基礎ボルト	SUS304	引張り	1.91	153	良
			せん断	0.74	118	良

- f. 光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器

（単位：N）

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力	許容応力 ^{※2}	判定
光電式分離型 感知器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	2.37	1,545	良
			せん断力 ^{※1}	1.99	887	良
光電式スポット型 感知器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	0.10	1,545	良
			せん断力 ^{※1}	0.17	887	良
差動式スポット型 感知器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	0.10	1,545	良
			せん断力 ^{※1}	0.17	887	良

※1 ボルト1本当たり

※2 引張の許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示される後施工金属拡張アンカーボルト（めねじ形 M6～M12）の許容引抜荷重。せん断の許容応力は、許容引抜荷重の 2/3 として設定。

- g. 棟上導体

（単位：N）

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力	許容応力 ^{※2}	判定
棟上導体	基礎ボルト	SS400	せん断力 ^{※1}	32.9	5,858	良

※1 ボルト1本当たり

※2 引張の許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示される後施工金属拡張アンカーボルト（めねじ形 M6～M12）の許容引抜荷重。せん断の許容応力は、許容引抜荷重の 2/3 として設定。

(11) 固定されることなく設置又は保管する設備

a. 表面温度検出器

(a) マグネットベースの磁力による摩擦力と地震による水平力の比較

(単位：N)

部位	摩擦力	地震力による 水平力	判定
熱電対固定部 マグネットベース	160	2.83	良

(b) シャフトホルダ固定ボルト

(単位：MPa)

部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
シャフトホルダ 固定ボルト	SUS304相当	引張	0.02	153	良

- b. 圧力検出器（蓋間圧力の代替計測用）、非接触式可搬型温度計（表面温度の代替計測用）、温度検出器（給排気温度の代替計測用）、GM管サーベイメータ、電離箱サーベイメータ、シンチレーションサーベイメータ、中性子線サーベイメータ、ガスモニタ

(a) 保管ラックの評価条件と結果

イ. 評価条件

機器名称	アンカーボルト の材料	間隔 ^{※1} (mm)	重心距離 ^{※2} (mm)	重心高さ (mm)	重量 ^{※3} (kg)
保管ラック	SS400相当	350	-50	2200	630

※1 奥行方向のアンカーボルトの間隔

※2 アンカーボルトと保管ラックの前面までの距離

※3 保管ラックの重量と保管ラックに収納する機器の総重量の合計

ロ. 評価結果

(単位：MPa)

機器名称	評価部位	材料	応力	計算応力	許容応力	判定
保管ラック	アンカーボルト	SS400 相当	引張り	181	183	良
			せん断	14	141	良

高さ 2200mm の保管ラックを、呼び径 M6 のアンカーボルトで四隅を固定（奥行方向の間隔 350 mm、ラック前面とアンカーボルトの距離は 50mm）した場合、保管ラックの最上部前方に総重量 630kg の重量があったとしても、耐震Cクラスの地震動では保管ラックが転倒しないことが確認できる。

従って、保管ラックに保管する場合には、以下の条件を満足するように保管する。

- ・保管ラックの四隅を、呼び径 M6 以上のアンカーボルトで固定する。
- ・アンカーボルトの奥行方向の間隔は、350mm 以上とする。また、アンカーボルトと保管ラック前面までの間隔は、50mm 以内とする。
- ・保管ラックの高さは、2200mm 以内とする。また、2200mm 以下のラックを使用してラックの天板上にケースを保管する場合は、ケース上端の高さが 2200mm 以内とする。
- ・保管ラックと保管ラックに収納する機器の総重量の合計が 630 kg までとする。
- ・保管ラックへの保管にあたってはケースに収納し、ベルト等で棚からの落下防止措置を施す。

(b) 保管ケースの評価条件と結果

機器名称	ケースの幅 (mm)	重心距離※ ¹ (mm)	重心高さ (mm)	重量※ ² (kg)	転倒力 (N)
保管ケース	300	120	500	30	0

※1 ケースの端からの距離

※2 保管ケースの重量と保管ケースに収納する機器の総重量の合計

この評価結果から、幅 300mm、高さ 500mm の保管ケースに 30kg (保管ケース含む) を保管する場合、横方向の重心までの距離をケースの端から 120mm 以内とすると、転倒する可能性があることが確認できる。

従って、保管ケースに保管する場合には、以下の条件を満足するように保管する。

- ・保管ケースのサイズは、幅 300 mm 以上、高さ 500 mm 以内とする。
- ・保管ケース内での保管に際しては、保管する機器の重心をケースの中心部に近づけるために、クッション材等で機器の左右の空間を均等に埋めることによって、重心位置が中央部近くになるように配置する。また、機器の保護のために内部で機器を積み重ねないように配置する。
- ・保管ケースは平置きし、重ねて保管しない。

c. 粉末(ABC)消火器

(単位：N)

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力	許容応力 ^{※2}	判定
粉末(ABC) 消火器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	16.63	750	良
			せん断力 ^{※1}	4.59	500	良

※1 ボルト1本当たり

※2 引張の許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針((一財)日本建築センター 2014年版)に示される後施工金属拡張アンカーボルト(めねじ形M6～M12)の許容引抜荷重。せん断の許容応力は、許容引抜荷重の2/3として設定。

d. 大型粉末消火器及び化学泡消火器

(単位：N)

機器名称	評価部位	材料	応力	発生応力	許容応力 ^{※2}	判定
大型粉末消火器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	10.14	750	良
化学泡消火器	基礎ボルト	SS400	引張力 ^{※1}	86.5	750	良

※1 ボルト1本当たり

※2 引張の許容応力は、建築設備耐震設計・施工指針((一財)日本建築センター 2014年版)に示される後施工金属拡張アンカーボルト(めねじ形M6～M12)の許容引抜荷重。

(12) 動力消防ポンプ

動力消防ポンプの横滑り発生に必要な荷重

$$F = \mu_s \cdot m \cdot g$$

$$= 5.71727 \times 10^3 \text{ (N)} \dots \dots \textcircled{1}$$

設計地震力の加速度によって発生する水平方向の荷重

$$F = m \cdot a$$

$$= 3.11852 \times 10^3 \text{ (N)} \dots \dots \textcircled{2}$$

上記①と②を比較すると、①>②の関係になり、路面と動力消防ポンプの摩擦力が、耐震Cクラス設備における水平震度(1.2C_i)に基づく地震力を上回り、動力消防ポンプの滑動が生じることはない。

以上のことから、動力消防ポンプは耐震Cクラス設備における水平震度(1.2C_i)に基づく地震力に耐えうるものとなっていることを確認した。

添付 5-8-3 車両の計算方法に関する説明書

目次*

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
5.1 車両の評価	5
5.2 電源車固縛装置の評価	5
6. 設計条件及び仕様	6
6.1 電源車の設計条件及び仕様	前回申請
6.2 動力消防ポンプの設計条件及び仕様	6
7. 地盤の支持性能に関する検討	7
7.1 電源車の地盤の支持性能に関する検討	前回申請
7.2 動力消防ポンプの地盤の支持性能に関する検討	7

*：令和3年8月20日付け原規発第2108202号にて変更認可され、今回申請に関係しない事項については、目次において「前回申請」と記載し、本申請では記載しない。
また、同様に認可され、今回申請で変更がない事項については、当該事項を記載した章、節又は項等の表題に「前回申請に同じ」と記載する。

1. 概要

本資料は、車両の耐震評価の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準 前回申請に同じ

本計算書においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1 9 8 4 及び J E A G 4 6 0 1 - 1 9 8 7）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和 59 年 9 月及び昭和 62 年 8 月）を適用して評価する。

3. 計算条件

設計用地震力の加速度により発生する水平方向の荷重と、車両が横滑り発生に必要な荷重を算出する。

4. 記号の説明

記号	記号の説明	単位
a	設計地震力による加速度	m/s ²
C _H	水平方向設計震度	—
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
m	車両の質量	kg
μ _s	車両と路面の静摩擦係数※ (=0.44)	—

※：国土交通省 HP に掲載の「道路構造令の各規定の解説」の個別規定「5 視距に関する規定 5-1 視距」の、「表 湿潤状態の路面の制動停止距離」における設計速度 20km/h の摩擦係数 0.44 を使用。

5. 計算方法

5.1 車両の評価

設計用地震力の加速度により発生する水平方向の荷重と，車両が横滑り発生に必要な荷重を算出する。

(1) 車両の横滑り発生に必要な荷重

$$F = \mu_s \cdot m \cdot g$$

(2) 設計地震力の加速度

$$a = C_H \times g$$

(3) 設計地震力の加速度によって発生する水平方向の荷重

$$F = m \cdot a$$

上記(1)と(3)を比較すると，(1) > (3)の関係になり，設計地震力の加速度による水平方向の荷重は，車両の横滑り発生に必要な荷重より小さいことが分かる。

5.2 電源車固縛装置の評価 前回申請に同じ

「添付7-2-4 竜巻に対する電源車の固縛装置の評価方針及び評価結果」で示している通り，竜巻（最大風速 100m/s）により電源車が受ける荷重は以下表の通りであり，Cクラスの水平地震力によって発生する水平方向の荷重を大きく上回っているため，固縛装置の評価に包絡される。

電源車に作用する設計荷重

ケース		荷重 (N)
横滑り荷重	左右方向	1.97549×10^5

6. 設計条件及び仕様

6.1 電源車の設計条件及び仕様 前回申請

6.2 動力消防ポンプの設計条件及び仕様

(1) 設計条件

設備名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	水平方向 設計震度
動力消防ポンプ	Cクラス	車庫 T.P.16	0.24

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i=0.2$

(2) 動力消防ポンプの仕様

設備名称	動力消防ポンプの質量 m [kg]
動力消防ポンプ	1325

7. 地盤の支持性能に関する検討

7.1 電源車の地盤の支持性能に関する検討 前回申請

7.2 動力消防ポンプの地盤の支持性能に関する検討

地盤の許容支持応力度

地盤の許容支持応力度	長期	短期	極限
※ (kN/m ²)	50	100	—

※建築基準法施行令第93条の表に示される値（ローム層）より設定。

重量，地震荷重

	基礎底面からの高さ ※1 (m)	重量 (kN)	水平震度 ※2	Q (kN)	M (kN・m)
上載荷重	0.150	49.9	0.24	12.0	1.8
動力消防ポンプ（車両，ポンプ）	1.130	13.0	0.24	3.2	3.7
基礎	0.075	17.6	0.24	4.3	0.4
合計	—	80.5	—	19.5	5.9

※1 基礎の厚さを0.15mと設定する。

※2 水平震度は，地表面に設置される耐震Cクラス設備の耐震設計に求められる水平震度である0.24とする。

接地圧の検討

検討方向			短辺方向
地盤の許容支持応力度（長期）	q_L	(kN/m ²)	50
地盤の許容支持応力度（短期）	q_S	(kN/m ²)	100
鉛直力	N	(kN)	80.5
転倒モーメント	M	(kN・m)	5.9
基礎の短辺長さ※1	L_1	(m)	1.47
基礎の長辺長さ※1	L_2	(m)	3.39
基礎の底面積	A	(m ²)	4.98
限界モーメント ($N \cdot L_1/6$)	M_0	(kN・m)	19.7
浮き上がり有無			無
偏心距離 (M/N)	e	(m)	0.07
中立軸※2	X_n	(m)	3.31
接地率	η	%	100
平均接地圧 (N/A)	σ_0	(kN/m ²)	16.2
接地圧係数※3	α		1.29
最大接地圧 ($\alpha \cdot \sigma_0$)	σ_{max}	(kN/m ²)	20.9
判定（長期：地盤の許容支持応力度（長期） \geq 平均接地圧）			良
判定（短期：地盤の許容支持応力度（短期） \geq 最大接地圧）			良

※1 基礎の短辺長さ，長辺長さは，動力消防ポンプ（車両）の全幅，全長で設定する。

※2 浮き上がり有： $3(L_1/2 - e)$ ， 浮き上がり無： $(L_1/2) \cdot (1 + L_1/6e)$

※3 浮き上がり有： $2L_1/X_n$ ， 浮き上がり無： $1 + 6e/L_1$

以上より，動力消防ポンプは，耐震Cクラス施設に適用される地震力が作用した場合においても当該施設，設備を十分に支持することができる地盤に設置されたものであることを確認した。

添付 5-8-4 火災区域構造物及び火災区画構造物の
計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 計算方法	2
5. 設計の条件及び仕様	4

1. 概要

本資料は、火災区域構造物及び火災区画構造物、並びに廃棄物貯蔵室の計算方法として、防火シャッター、防火扉、コンクリート壁、並びに廃棄物貯蔵室の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、建築基準法及び消防法、並びにこれらの関係法令を適用して評価する。また、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示された建築設備耐震設計の考え方をを用いて評価する。

3. 計算条件

火災区域構造物及び火災区画構造物、並びに廃棄物貯蔵室は、耐震Cクラスの設備である。耐震計算は、設備の特徴を踏まえて以下のとおりとする。

(1) 防火シャッター

防火シャッターは、シャッタースラットの両端がガイドレールの懐に収まる構造となっていることから、ガイドレールの変形がその懐の大きさを下回ることを確認する。また、シャッターボックスについては、シャッターボックスの基礎ボルトの応力が許容応力を下回ることを確認する。

(2) 防火扉

防火扉は、扉枠の変形がその許容誤差以内であることを確認する。

(3) コンクリート壁及び廃棄物貯蔵室

地震時に火災区域及び火災区画を構成する建屋のコンクリート壁、並びに廃棄物貯蔵室の壁について、建屋の耐震壁については、静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。間仕切り壁については、間仕切り壁の鉄筋比が耐震壁のうち最も大きな応力が生じる耐震壁の必要鉄筋比以上であることを確認する。

4. 計算方法

(1) 防火シャッター

防火シャッターは貯蔵区域間及び貯蔵区域と受入れエリアの境界壁に設置され、いずれも高さ7mである。防火シャッターのスラットは開閉時にシャッターボックスに収納される。

防火シャッターの検討に用いる変位量は、保有水平耐力検討時の層間変形角をシャッター高さに乗じて下式にて算出する。

$$\delta = R \cdot H_s$$

- δ : 変位量
 R : 保有水平耐力算定時の層間変形角
 H_s : シャッター高さ

シャッターボックスの検討は、建築設備耐震設計・施工指針に示される壁面支持矩形断面機器の計算方法に従い、壁平行方向及び壁直角方向の基礎ボルト1本に作用する引抜き力及びせん断力を下式により算定する。

壁平行方向の基礎ボルト1本に作用する引抜き力 R_b

$$R_b = \frac{F_H \cdot l_{3G}}{l_1 \cdot n_{t2}} + \frac{(W + F_V) \cdot l_{3G}}{l_2 \cdot n_{t1}}$$

壁直角方向の基礎ボルト1本に作用する引抜き力 R_b

$$R_b = \frac{F_H \cdot (l_2 - l_{2G})}{l_2 \cdot n_{t1}} + \frac{(W + F_V) \cdot l_{3G}}{l_2 \cdot n_{t1}}$$

基礎ボルト1本に作用するせん断力 Q

$$Q = \frac{\sqrt{F_H^2 + (W + F_V)^2}}{n}$$

- R_b : 基礎ボルト1本に作用するせん断力
 F_H : 設計用水平震度
 F_V : 設計用鉛直震度 (=1/2 · F_H)
 W : 機器設備の重量
 l_1 : 水平方向のボルトスパン
 l_2 : 鉛直方向のボルトスパン
 l_{2G} : 上部基礎ボルト中心から設備機器重心までの鉛直方向の距離
 l_{3G} : 壁面から設備機器重心までの距離
 n_{t1} : 上下面に設けた基礎ボルトの片側本数

- n_{t2} : 側面に設けた基礎ボルトの片側本数
- Q : 基礎ボルト 1 本に作用するせん断力
- n : 基礎ボルトの総本数

(2) 防火扉

防火扉の検討に用いる変位置量は、保有水平耐力検討時の層間変形角を扉高さに乗じて下式にて算出する。

$$\delta = R \cdot H_D$$

- δ : 変位置量
- R : 層間変形角
- H_D : 扉高さ

(3) コンクリート壁及び廃棄物貯蔵室

火災区域及び火災区画を構成する建屋のコンクリート壁、並びに廃棄物貯蔵室の壁のうち、建屋耐震壁については静的地震力(1.5Ci)に対する健全性を「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」にて確認している。耐震壁以外の間仕切壁の検討は、間仕切壁の鉄筋費が、静的地震力(1.5Ci)に対して最も応力の高い耐震壁のせん断応力度に対応する必要鉄筋比を上回ることを下式により確認を行う。

$$p_{tpw} > p_{msw}$$

- p_{tpw} : 間仕切壁の鉄筋比
- p_{msw} : 静的地震力(1.5Ci)に対する耐震壁の最大必要鉄筋比

5. 設計の条件及び仕様

(1) 防火シャッター

・防火シャッター

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	層間変形角 ($\times 10^{-5}$)	ガイドレール 懐寸法 (mm)
防火シャッター	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	9. 17	70

・シャッターボックス

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所	水平方向 設計震度	重量 [N]
シャッターボックス	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3*	0. 24	14, 514

設計用水平地震力 $1. 2 \times C_i$

※ シャッター高さは7m。

② 基礎ボルトの仕様

機器名称	基礎ボルト 本数[本]	ボルト径	基礎ボルト許容応力度 (N/mm^2)
シャッターボックス	4	M20	引張 176 せん断 101

(2) 防火扉

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	層間変形角 ($\times 10^{-5}$)	扉施工 許容誤差 (mm)
防火扉	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	9. 17	2. 0

(3) コンクリート壁

コンクリート壁種別	壁厚(mm)	配筋	鉄筋費 (%)
受入れ区域と付帯区域の境界壁 (間仕切壁)	650	2-D25@200	0.780
受入れ区域と貯蔵区域の境界壁 (間仕切壁)	500	2-D16@200	0.397

(4) 廃棄物貯蔵室

壁位置	配筋	鉄筋比 (%)	判定
廃棄物貯蔵室と受入れ区域の境界壁	2-D16@200	0.397	良

添付 5-8-5 スカート支持たて置円筒型容器の計算方法
に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
4. 記号の説明	5
5. 計算方法	7
5.1 固有周期	7
5.2 応力の計算方法	7
5.3 応力の評価	10
6. 空気貯槽の設計条件及び仕様	13

図表目次

第3-1図	計算モデル図	4
第5-1図	基礎の荷重説明図	10
第4-1表	記号の説明	5

1. 概要

本資料は、スカート支持たて置円筒型容器の計算方法として空気貯槽の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 J S M E S N C 1 - 2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984 及び J E A G 4 6 0 1 - 1987）を適用して評価する。

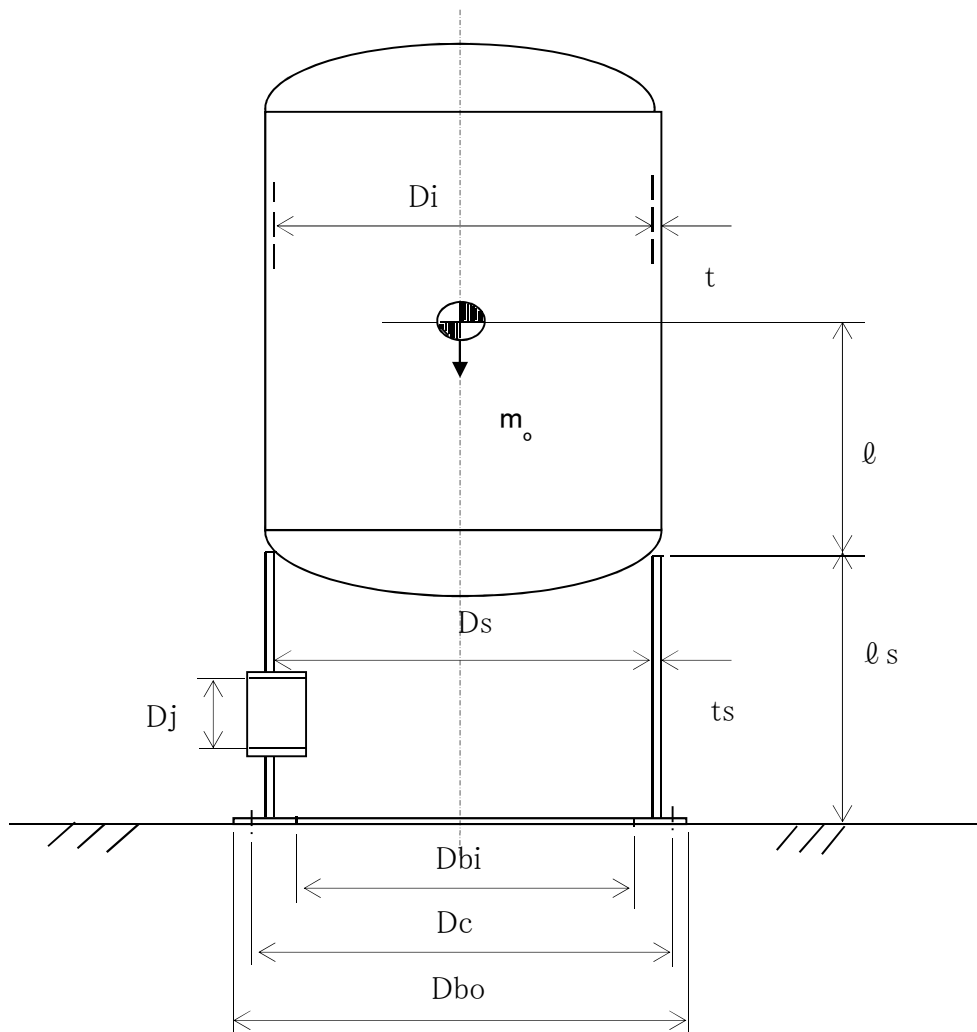
3. 計算条件

空気貯槽はスカート支持たて置円筒型容器であり，容器はスカート下端部を多数のボルトで基礎に固定されている。耐震計算については水平地震力に対する胴，スカート，基礎ボルトの評価を行う。

評価の計算モデルを第3-1図に示す。

また，計算条件を以下に記載する。

- (1) 容器の質量は重心に集中したものとする。
- (2) 容器はスカート下端部を多数の基礎ボルトで基礎に固定されているものとする。
- (3) 地震力は容器に対して水平方向から作用するものとする。
- (4) 鉛直方向の設計震度は考慮しないものとする。



第3-1図 計算モデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第 4-1 表に示すとおりとする。

第 4-1 表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
A_e	胴の有効せん断断面積	mm^2
$A_{s e}$	スカートの有効せん断断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
$D_{b i}$	ベースプレートの内径	mm
$D_{b o}$	ベースプレートの外径	mm
D_c	基礎ボルトのピッチ円直径	mm
D_i	胴の内径	mm
D_j	スカートに設けられた各開口部の水平断面における最大開口幅 ($j = 1, 2, 3, 4, 5$)	mm
D_s	スカートの内径	mm
E	胴の縦弾性係数	MPa
E_s	スカートの縦弾性係数	MPa
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	基礎ボルトに生じる引張力	MPa
f_b	曲げモーメントに対する座屈応力	MPa
f_c	軸圧縮荷重に対する座屈応力	MPa
G	胴のせん断弾性係数	MPa
G_s	スカートのせん断弾性係数	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
I	胴の断面二次モーメント	mm^4
I_s	スカートの断面二次モーメント	mm^4
j_i	スカートに設けられた開口部の個数	—
K_H	水平方向のばね定数	N/mm
ℓ	胴のスカート接合点からの重心までの距離	mm
ℓ_s	スカートの長さ	mm
M_s	スカートに作用する転倒モーメント	N・mm
m_o	機器の運転時質量 (ベース含む)	kg
m_e	容器のスカート接合部から上部の空質量	kg
n	基礎ボルトの本数	—
P_r	最高使用圧力	MPa

記号	記号の説明	単位
Q_b	基礎ボルトに生じるせん断力	N
S	設計建設規格 Part3 第1章 表3に定める値	MPa
S_u	設計建設規格 Part3 第1章 表7に定める値	MPa
S_y	設計建設規格 Part3 第1章 表6に定める値	MPa
s	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比	—
T_H	水平方向固有周期	s
t	胴板の厚さ	mm
t_s	スカートの板厚	mm
Y	スカート開口部の水平断面における最大円周長さ	mm
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
$\sigma_{x1}, \sigma_{\phi 1}$	静水頭又は内圧により胴に生じる軸方向及び周方向応力	MPa
σ_{x2}	胴の運転時質量による軸方向引張応力	MPa
σ_{x3}	胴の空質量による軸方向圧縮応力	MPa
σ_{x4}	地震により胴に生じる軸方向応力	MPa
σ_{xc}	胴の軸方向の和（圧縮側）	MPa
σ_{xt}	胴の軸方向の和（引張側）	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa

5. 計算方法

「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）6.6.3(1) b. スカート支持たて置円筒形容器」を準用し計算方法を以下に示す。

5.1 固有周期

曲げ及びせん断変形によるばね定数 K_H は次式で求める。

$$K_H = \frac{1}{\left\{ \frac{\ell^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{1}{3 \cdot E_s \cdot I_s} \left(3 \cdot \ell^2 \cdot \ell_s + 3 \cdot \ell \cdot \ell_s^2 + \ell_s^3 \right) + \frac{\ell}{G \cdot A_e} + \frac{\ell_s}{G_s \cdot A_{s_e}} \right\}}$$

5.1-1

また、固有周期 T_H は次式で求める。

$$T_H = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_o}{1000 \cdot K_H}}$$

5.1-2

5.2 応力の計算方法

(1) 胴の応力

a. 内圧による応力

内圧による胴に生じる軸方向応力 (σ_{x1}) 及び周方向応力 ($\sigma_{\phi1}$) は次式で求める。

$$\sigma_{x1} = \frac{P_r \cdot (D_i + 1.2 \cdot t)}{4 \cdot t}$$

5.1-3

$$\sigma_{\phi1} = \frac{P_r \cdot (D_i + 1.2 \cdot t)}{2 \cdot t}$$

5.1-4

b. 運転時質量による応力

胴がスカートと接合する点を境界として、上部には胴自身の質量による圧縮応力 (σ_{x2}) が、下部には下部の胴自身の質量による引張応力 (σ_{x3}) が生じる。

(a) 下部の胴

$$\sigma_{x2} = \frac{(m_o - m_e) \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

5.1-5

(b) 上部の胴

$$\sigma_{x3} = \frac{m_e \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

5.1-6

c. 水平方向地震による応力

水平方向の地力により胴はスカート結合部で最大となる曲げモーメントを受ける。この曲げモーメントにより軸方向応力 (σ_{x4}) と地震力によるせん断応力 (τ) は次式で求める。

$$\sigma_{x4} = \frac{4 \cdot C_H \cdot m_o \cdot g \cdot \ell}{\pi \cdot (D_i + t)^2 \cdot t} \quad 5.1-7$$

$$\tau = \frac{2 \cdot C_H \cdot m_o \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t} \quad 5.1-8$$

d. 組合せ応力

a. ~ c. によって求めた胴の応力は以下のように組み合わせる。

(a) 組合せ引張応力 (σ_{ot})

$$\sigma_{ot} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi 1} + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_{\phi 1} - \sigma_{xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\} \quad 5.1-9$$

(b) 組合せ圧縮応力 (σ_{oc})

$\sigma_{xc} < 0$ のため、組合せ圧縮応力は不要。

(2) スカートの応力

a. 運転時質量による応力

スカート底部に生じる運転時質量のよる圧縮応力 (σ_{s1}) は次式で求める。

$$\sigma_{s1} = \frac{m_o \cdot g}{\left\{ \pi \cdot (D_s + t_s) - Y \right\} \cdot t_s} \quad 5.1-10$$

b. 水平方向地震による応力

水平方向の地震力によるスカートに作用する曲げモーメント (M_s) により生じる軸方向応力 (σ_{s2}) 及び水平方向地震力によるせん断応力 (τ_s) は次式で求める。

$$\sigma_{s2} = \frac{M_s}{(D_s + t_s) \cdot t_s \cdot \left\{ \frac{\pi}{4} \cdot (D_s + t_s) - \frac{Y}{2} \right\}} \quad 5.1-11$$

$$\tau_s = \frac{2 \cdot C_H \cdot m_o \cdot g}{\left\{ \pi \cdot (D_s + t_s) - Y \right\} \cdot t_s} \quad 5.1-12$$

$$\text{ここで } M_s = C_H \cdot m_o \cdot g \cdot (\ell_s + \ell) \quad 5.1-13$$

c. 組合せ応力

組合せ応力 (σ_s) は次式で求める。

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2})^2 + 3 \cdot \tau_s^2} \quad 5.1-14$$

(3) 基礎ボルトの応力

a. 引張応力

転倒モーメントが作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については、荷重と変位量の釣合い条件を考慮することにより求める。(第5-1図参照)

基礎ボルトに作用する引張力 (F_t) は次式で求める。

$$F_t = \frac{M_s - m_o \cdot g \cdot z \cdot D_c}{e \cdot D_c} \quad 5.1-15$$

各定数 e , z は次式で求める。

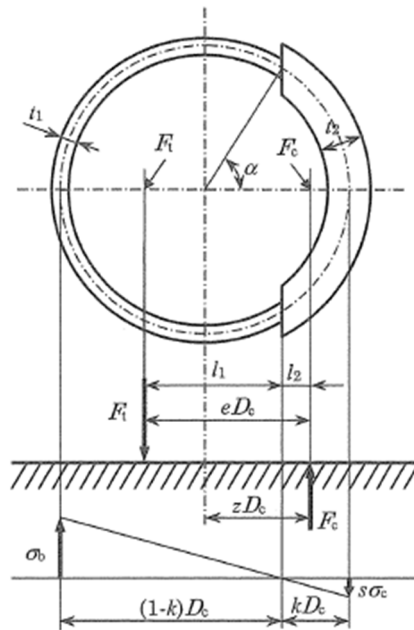
$$e = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{(\pi - \alpha) \cdot \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \cdot (\pi - \alpha) + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{(\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right\} \quad 5.1-16$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(\cos \alpha + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right) \quad 5.1-17$$

$$\alpha = \cos^{-1}(1 - 2 \cdot k) \quad 5.1-18$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}} \quad 5.1-19$$

中立軸を定める角度 α が π と等しくなった時、基礎ボルトに引張力は作用しない。よって、 α を π に近づけた場合の値 $e=0.75$ 及び $z=0.25$ を上式に代入し、 $F_t < 0$ ならば、引張力は作用しないため、基礎ボルトの引張応力による評価は不要。



第 5-1 図 基礎の荷重説明図

b. せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断応力 (τ_b) は次式で求める。

$$\tau_b = \frac{C_H \cdot m_o \cdot g}{n \cdot A_b} \quad 5.1 - 20$$

5.3 応力の評価

(1) 胴の応力評価

5.2(1)項で求めた組合せ応力が許容応力 S_a 以下であること。ただし、 S_a は設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u の 0.6 倍のいずれか小さい方の値とする。ただし、オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金は許容引張応力 S の 1.2 倍の方が大きい場合は、この大きい方の値とする。

(2) スカートの応力評価

a. 組合せ応力

5.2 (2)項で求めた組合せ応力が許容引張応力 f_t 以下であること。ただし、 f_t は次式で求める。

$$f_t = \frac{F}{1.5} \cdot 1.5 \quad 5.2 - 1$$

b. 圧縮と曲げの組合せ

圧縮応力と曲げによる応力の組合せは次式を満足すること。

$$\frac{\alpha_B \cdot \sigma_{s1}}{f_c} + \frac{\alpha_B \cdot \sigma_{s2}}{f_b} \leq 1 \quad 5.2-2$$

ここで、 α_B 、 f_c 及び f_b は次式で求める。

$$\eta_1 = \frac{1200 \cdot g}{F} < \eta = \frac{D_s + 2 \cdot t_s}{2 \cdot t_s} < \eta_2 = \frac{8000 \cdot g}{T} \text{より}$$

$$\alpha_B = 1 + \left\{ \frac{F}{13600 \cdot g} \cdot \left(\frac{D_s + 2 \cdot t_s}{2 \cdot t_s} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right) \right\} \quad 5.2-3$$

$$f_c = F \cdot \left\{ 1 - \frac{(F - \Phi_C \cdot \{\eta_2\}) \cdot \left(\frac{D_s + 2 \cdot t_s}{2 \cdot t_s} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right)}{6800 \cdot g} \right\} \quad 5.2-4$$

ただし、 $\Phi_C\{\eta_2\}$ は次の関数とする。

$$\Phi_C \{ \eta_2 \} = 0.6 \cdot \frac{E}{\eta_2} \cdot \left[1 - 0.901 \cdot \left\{ 1 - \exp \cdot \left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{\eta_2} \right) \right\} \right] \quad 5.2-5$$

$$f_b = F \cdot \left\{ 1 - \frac{(F - \Phi_b \{ \eta_2 \}) \cdot \left(\frac{D_s + 2 \cdot t_s}{2 \cdot t_s} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right)}{8400 \cdot g} \right\} \quad 5.2-6$$

ただし、 $\Phi_b\{\eta_2\}$ は次の関数とする。

$$\Phi_b \{ \eta_2 \} = 0.6 \cdot \frac{E}{\eta_2} \cdot \left[1 - 0.731 \cdot \left\{ 1 - \exp \cdot \left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{\eta_2} \right) \right\} \right] \quad 5.2-7$$

(3) 基礎ボルトの応力評価

基礎ボルトの引張応力 σ_b は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min \left[(1.4 f_{to} - 1.6 \tau_b), f_{to} \right] \quad 5.2-8$$

せん断応力 τ_b は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$1.5 \left(\frac{F}{2} \right)$	$1.5 \left(\frac{F}{1.5 \sqrt{3}} \right)$

6. 空気貯槽の設計条件及び仕様

(1) 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	比重
空気貯槽	C	使用済燃料 貯蔵建屋 T. P. 16. 3	0. 01	$C_H=0. 24$	—	0. 98	60	—

(2) 機器要目

m_o (kg)	m_e (kg)	D_i (mm)	t (mm)	D_s (mm)	t_s (mm)	E (MPa)	E_s (MPa)	I (mm ⁴)	I_s (mm ⁴)	G (MPa)	G_s (MPa)	ℓ (mm)	ℓ_s (mm)	D_1 (mm)	D_2 (mm)
3450	2300	1852	15	1850	16	200400	201000	$3. 833 \times 10^{10}$	$2. 621 \times 10^{10}$	77000	77300	932. 5	767. 5	388. 4	388. 4

D_3 (mm)	D_4 (mm)	D_5 (mm)	s (-)	n (-)	j_i (-)	D_c (mm)	D_{b_o} (mm)	D_{b_i} (mm)	A_b (mm ²)	A_e (mm ²)	A_{s_e} (mm ²)	Y (mm)
80. 7	80. 7	105. 3	15	12	5	1980	2060	1750	201	$5. 865 \times 10^4$	$5. 134 \times 10^4$	1049. 3

F (スカート) (MPa)	e (-)	z (-)	η (-)	S (胴) (MPa)	S_u (胴) (MPa)	S_y (胴) (MPa)
231	0. 75	0. 25	58. 8	100	381	231

添付 5-8-6 圧縮機の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
5.1 基礎ボルトに生じる引張応力及びせん断応力	5
5.2 応力の評価	6
6. 空気圧縮機的设计条件及び仕様	7

図表目次

第3-1図	計算モデル図	3
第4-1表	記号の説明	4

1. 概要

本資料は、圧縮機の計算方法として空気圧縮機の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 J S M E S N C 1 - 2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984 及び J E A G 4 6 0 1 - 1987）を適用して評価する。

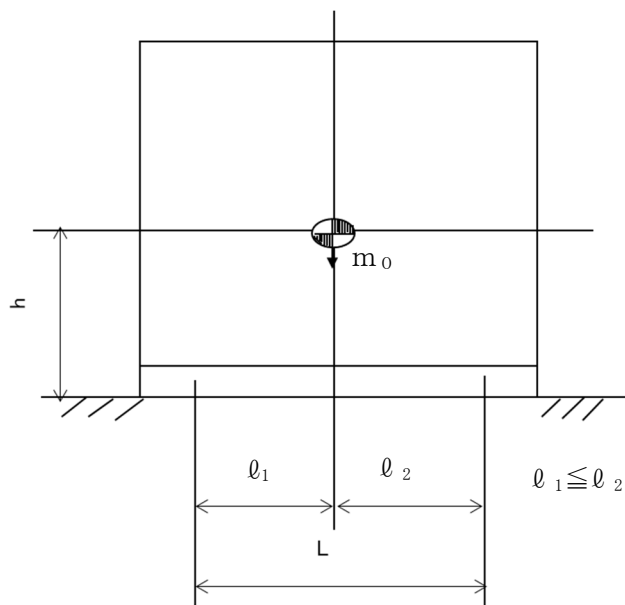
3. 計算条件

空気圧縮機は一般産業用工業品であり，箱型のパッケージ品となっておりその構造強度は十分大きいものである。箱型が基礎ボルトで固定されており，耐震計算については水平地震力に対する基礎ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。

評価の計算モデルを第3-1図に示す。

また，計算条件を以下に記載する。

- (1) 機器の質量は重心に集中したものとする。
- (2) 機器は基礎ボルトで十分剛な基礎に固定されるものとする。
- (3) 地震力は基礎ボルトに対して水平方向から作用するものとする。
- (4) 鉛直方向の設計震度は考慮しないものとする。
- (5) 水平地震力を加える方向は，基礎ボルトに作用する引張力が厳しい方向とする。



本図は短辺側を示す。

第3-1図 計算モデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第 4-1 表に示すとおりとする。

第 4-1 表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_P	ポンプ振動による震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	基礎ボルトに生じる引張力	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
H_P	予想最大振幅	mm
h	据付面 (基礎) から重心までの距離	mm
\varnothing_1	重心と基礎ボルト間の水平方向距離	mm
\varnothing_2	重心と基礎ボルト間の水平方向距離 ($\varnothing_1 \leq \varnothing_2$)	mm
L	支点としている基礎ボルトから最大引張応力がかかる基礎ボルトまでの距離	mm
m_o	機器の運転時質量 (ベース含む)	kg
N	回転速度 (原動機の同期回転速度)	min^{-1}
n	基礎ボルトの本数	—
n_f	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	—
Q_b	基礎ボルトに生じるせん断力	N
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa

5. 計算方法

「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）6.6.3(3) a. (b) 横型ポンプ」を準用し計算方法を以下に示す。

5.1 基礎ボルトに生じる引張応力及びせん断応力

(1) 引張応力（ σ_b ）

基礎ボルトに対する引張応力は、最も厳しいものとして、片側の基礎ボルトを支点とする転倒を考え、これを片側のボルトで受けるものとして計算する。

なお、ポンプと原動機のベースが共通である場合には、ポンプ回転によるモーメントは考慮しない。

・引張力（ F_b ）

$$F_b = \frac{\{m_o \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h - m_o \cdot g \cdot (1 - C_P) \cdot l_1\}}{n_f \cdot L} \quad 5-1$$

$$C_P = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_P}{1000} \cdot \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{N}{60}\right)^2 \cdot \frac{1}{g} \quad 5-2$$

$F_b < 0$ の場合は、転倒しないため、基礎ボルトの引張応力の評価は不要である。

・引張応力（ σ_b ）

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \quad 5-3$$

(2) せん断応力（ τ_b ）

基礎ボルトに対するせん断応力は、基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

・せん断力（ Q_b ）

$$Q_b = m_o \cdot g \cdot (C_H + C_P) \quad 5-4$$

・せん断応力（ τ_b ）

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \quad 5-5$$

5.2 応力の評価

前項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_b は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min \left[\left(1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau_b \right), f_{t0} \right] \quad 5-6$$

また、せん断応力 τ_b は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{t0} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{t0}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$1.5 \left(\frac{F}{2} \right)$	$1.5 \left(\frac{F}{1.5 \sqrt{3}} \right)$

6. 空気圧縮機的设计条件及び仕様

(1) 设计条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	ポンプ振動によ る震度	最高使用温度 (°C)
空気圧縮機	C	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16. 3	—	$C_H=0.24$	—	$C_p=0.044$	45

(2) 機器要目

m_o (kg)	h (mm)	ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	L (mm)	A_b (mm ²)	n (-)	n_f (-)	F (MPa)	転倒方向	N (min ⁻¹)	H_P (mm)
6200	860	840	940	1780	314.1	4	2	222	軸直角方向	1500	0.035

添付 5-8-7 消火設備の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 計算方法	1
5. 設計の条件及び仕様	3

1. 概要

本資料は、消火設備の計算方法及び確認方法として粉末(ABC)消火器、大型粉末消火器、化学泡消火器及び防火水槽の計算方法及び確認方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、建築基準法及び消防法、並びにこれらの関係法令を適用して評価する。また、建築設備耐震設計・施工指針（(一財)日本建築センター 2014年版）に示された建築設備耐震設計の考え方、及び（一財）日本消防設備安全センターの二次製品等耐震性貯水槽の型式認定の認定基準の考え方をを用いて評価する。

3. 計算条件

消火設備である粉末(ABC)消火器、大型粉末消火器、化学泡消火器及び防火水槽は、耐震Cクラスの設備である。耐震計算は、設備の特徴を踏まえて以下のとおりとする。

(1) 粉末(ABC)消火器

粉末(ABC)消火器は消火器収納箱にて保管し、消火器収納箱底部を基礎ボルトで固定するため、ボルトの引張力及びせん断力で評価を行う。

(2) 大型粉末消火器及び化学泡消火器

大型粉末消火器及び化学泡消火器は、転倒を防止するための結束材を基礎ボルトで固定することとし、建屋壁面に設置する基礎ボルトの引張力で評価を行う。

(3) 防火水槽

貯蔵建屋近傍の地中に設置される防火水槽は、(一財)日本消防設備安全センターの二次製品等耐震性貯水槽の型式認定（認定番号 耐-00009号 2000年6月30日）を取得した製品であり、この認定基準の考え方に従い各部の応力を算定し、最も厳しい部位の裕度の評価を行う。

4. 計算方法

(1) 粉末(ABC)消火器

粉末(ABC)消火器が消火器収納箱にて保管されることから、その耐震計算の考え方は、「建築設備耐震設計・施工指針」（(一財)日本建築センター 2014年版）に示される、床・基礎支持の矩形断面機器の計算方法を用いて検討を行う。同指針に示される基礎ボルト1本の引抜き力及びせん断力は、以下の式にて算定される。

基礎ボルト1本に作用する引抜き力 R_b

$$R_b = \frac{F_H \cdot h_G - (W - F_V) \cdot l_G}{l \cdot n_t}$$

基礎ボルト1本に作用するせん断力 τ

$$\tau = \frac{F_H}{n \cdot A}$$

R_b	:	アンカーボルト1本に作用する引抜き力 (kN)
F_H	:	設計用水平地震力
F_v	:	設計用鉛直地震力 ($F_v=1/2 \cdot F_H$)
W	:	機器設備の重量 (kN)
l	:	検討する方向から見たアンカーボルトスパン (cm)
l_G	:	検討する方向から見たアンカーボルト中心から設備機器重心までの距離
n	:	アンカーボルトの総本数
n_t	:	設備機器の店頭を考えた場合の引張りを受ける片側のアンカーボルト本数
τ	:	せん断応力度
A	:	アンカーボルト1本当たりの軸断面積 (cm ²)

(2) 大型粉末消火器及び化学泡消火器

大型粉末消火器及び化学泡消火器は、転倒を防止するための結束材を基礎ボルトで固定することから、地震力と重心位置から求める転倒モーメントを結束高さと基礎ボルト本数で除してボルト応力を求めることとし、下式にて算定される。

基礎ボルト1本に作用する引抜き力 R_b

$$R_b = \frac{F_H \cdot l_G}{H \cdot n}$$

R_b	:	基礎ボルト1本に作用する引抜き力 (kN)
F_H	:	設計用水平地震力
W	:	機器設備の重量 (kN)
l_G	:	検討する方向から見た基礎ボルト中心から設備機器重心までの距離
n	:	アンカーボルトの総本数

(3) 防火水槽

防火水槽は、(一財)日本消防設備安全センターの二次製品等耐震性貯水槽の型式認定の認定基準の考え方に示される各部の応力算定式を用いて応力を算定した。

5. 設計の条件及び仕様

(1) 粉末(ABC)消火器

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	水平方向 設計震度	重量 [kg]
粉末(ABC)消火器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	0. 24	3. 0

設計用水平地震力 $1. 2 \times Ci$

② アンカーボルトの仕様

機器名称	アンカーボルト 本数 [本]	アンカーボルト種別	ボルト径
粉末(ABC)消火器	4	あと施工金属拡張アンカー (めねじ形)	M6～M12

(2) 大型粉末消火器及び化学泡消火器

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	水平方向 設計震度	重量 [kg]
大型粉末消火器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	0. 24	38. 3
化学泡消火器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	0. 24	210

設計用水平地震力 $1. 2 \times Ci$

② アンカーボルトの仕様

機器名称	アンカーボルト 本数[本]	アンカーボルト種別	ボルト径
大型粉末消火器	4	あと施工金属拡張アンカー (めねじ形)	M6～M12
化学泡消火器	4	あと施工金属拡張アンカー (めねじ形)	M6～M12

(3) 防火水槽

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	水平方向 設計震度	重量 [t]
防火水槽	Cクラス 相当	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16. 3	0. 24	6. 3

設計用水平地震力 $1. 2 \times C_i$

② 防火水素の仕様

機器名称	長さ×径(mm)	土被り厚(m)	水平方向 設計震度
防火水槽	6744×2972	1. 0	0. 288

添付 5-8-8 配管の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
6. 主配管（圧縮空気供給設備）の設計条件及び仕様	6

表目次

第4-1表 記号の説明 4

1. 概要

本資料は、配管の計算方法として主配管（圧縮空気供給設備）の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 J S M E S N C 1 - 2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984 及び J E A G 4 6 0 1 - 1987）を適用して評価する。

3. 計算条件

配管耐震計算上の最大支持間隔を算出し、配管の設計した支持間隔が最大支持間隔以下であることを確認する。計算条件について以下に記載する。

- (1) 内部流体の圧力および温度は、設計上の最高使用圧力、温度とする。
- (2) 地震力は配管に対して水平方向から作用するものとする。
- (3) 鉛直方向の設計震度は考慮しないものとする。

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第 4-1 表に示すとおりとする。

第 4-1 表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	垂直方向設計震度	—
D_o	配管外形	mm
D_i	腐食代を考慮した配管内径	mm
E	縦弾性係数（設計建設規格 付録材料図表 Part6 表 1 に定める値）	MPa
g	重力加速度（=9.80665）	m/s ²
I	腐食代を考慮した断面 2 次モーメント	mm ⁴
N_B	配管の固有振動数	Hz
P	設計圧力	MPa
S_y	設計建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める値	MPa
t	腐食代を考慮した厚み	mm
Z	断面係数	mm ³
α	配管と支持装置の剛性比	—
ω	配管材，保温材及び内部流体の単位質量	N/ mm
θ	たわみ角	rad
σ	許容応力（設計建設規格 付録材料図表 Part5 表 5 に定める値）	MPa

5. 計算方法

標準支持間隔寸法の算出は以下の4ケースによる支持間隔算出のうち、最小の支持間隔を許容値とする。

- ・一次応力による支持間隔
- ・自重応力による支持間隔
- ・たわみ角による支持間隔
- ・固有周期による支持間隔

(1) 一次応力による支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{\left(S_y - \frac{P \cdot D_0}{4 \cdot t}\right) \cdot 8 \cdot Z}{\omega \cdot (1 + C_H + C_V)}} \quad 5-1$$

(2) 自重応力による支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot Z \cdot \sigma}{\omega}} \quad 5-2$$

(3) たわみ角による支持間隔

$$L = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot E \cdot I \cdot \theta}{\omega}} \quad 5-3$$

$$I = \frac{\pi}{64} \left(D_0^4 - D_i^4 \right) \quad 5-4$$

(4) 一次固有周期上限スパン

$$L = \pi \sqrt[4]{\frac{E \cdot I \cdot g}{\omega (2 \cdot \pi \cdot NB)^2} \cdot \frac{\alpha}{1 + \alpha}} \quad 5-5$$

6. 主配管（圧縮空気供給設備）の設計条件及び仕様

(1) 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有 振動数 (Hz)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度	設計圧力 (MPa)	配管と支持装 置の剛性比	たわみ角 (rad)
				空気圧縮機室	$C_H=0.24$				
主配管 (圧縮空気供給設備)	C	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16. 4~26. 6	8	その他	$C_H=0.26$	—	0.98	1000	0.0077

(2) 機器要目

呼び径 (A)	D_o (mm)	D_i (mm)		t (mm)		ω (N/mm)		E (MPa)		S_y (MPa)		σ (MPa)	
		STPG370	SUS304TP	STPG370	SUS304TP	STPG370	SUS304TP	STPG370	SUS304TP	STPG370	SUS304TP	STPG370	SUS304TP
20	27.2	21.4	22.4	5.8	4.8	0.021978	0.014934	201000	193000	215	205	93	129
50	60.5	54.7	53.7	5.8	6.8	0.053385	0.048248						
80	89.1	80.1	81.3	9	7.8	0.111201	0.082324						
100	114.3	104.3	106.5	10	7.8	0.157152	0.10670						

添付 5-8-9 安全弁の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 計算条件	3
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
5.1 取付ボルトに生じる引張応力及びせん断応力	5
5.2 応力の評価	6
6. 安全弁の設計条件及び仕様	7

図表目次

第3-1図	計算モデル図	3
第4-1表	記号の説明	4

1. 概要

本資料は、安全弁の計算方法として空気貯槽に設置する安全弁の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC 1－2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4 6 0 1・補－1984 及び JEAG 4 6 0 1－1987）を適用して評価する。

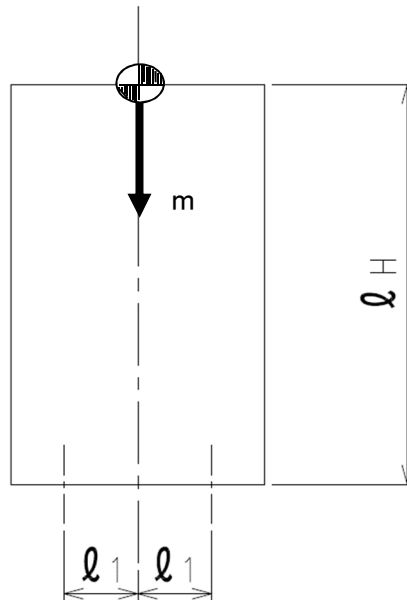
3. 計算条件

空気貯槽に設置される安全弁は一般産業用工業品であり，圧力容器構造規格及び日本産業規格に基づき設計，製作されたものであり，その構造強度は十分大きいものである。安全弁は取付ボルトで空気貯槽に取付けられており，耐震計算については水平地震力に対する取付ボルトの引張応力及びせん断応力の評価を行う。

評価の計算モデルを第3-1図に示す。

また，計算条件を以下に記載する。

- (1) 安全弁の質量は重心に集中したものとする。
- (2) 重心位置は安全弁において最も高い位置とする。
- (3) 地震力は取付ボルトに対して水平方向から作用するものとする。
- (4) 鉛直方向の設計震度は考慮しないものとする。
- (5) 水平地震力を加える方向は，取付ボルトに作用する引張力が厳しい方向とする。



第3-1図 計算モデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
D	取付ボルト穴中心円の径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	取付ボルトに生じる引張力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
ℓ_1	中心から取付ボルトまでの長さ	mm
ℓ_H	安全弁の全高	mm
m	質量	kg
n	取付ボルトの本数	—
n_f	引張力の作用する取付ボルトの評価本数	—
Q_b	取付ボルトに生じるせん断力	N
σ_b	取付ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	取付ボルトに生じるせん断応力	MPa

5. 計算方法

安全弁の計算方法を以下に示す。

5.1 取付ボルトに生じる引張応力及びせん断応力

(1) 引張応力 (σ_b)

取付ボルトに対する引張応力は、取付ボルトを支点とする転倒を考え、これを片側のボルトで受けるものとして計算する。

・引張力 (F_b)

$$F_b = \frac{(m \cdot g \cdot C_H \cdot \ell_H - m \cdot g \cdot \ell_1)}{2 \cdot \ell_1 \cdot n_f} \quad 5-1$$

・引張応力 (σ_b)

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \quad 5-2$$

(2) せん断応力 (τ_b)

取付ボルトに対するせん断応力は、取付ボルト全本数で受けるものとして計算する。

・せん断力 (Q_b)

$$Q_b = m \cdot g \cdot C_H \quad 5-3$$

・せん断応力 (τ_b)

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \quad 5-4$$

5.2 応力の評価

前項で求めた取付ボルトの引張応力 σ_b は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min \left[\left(1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau_b \right), f_{t0} \right] \quad 5-5$$

また、せん断応力 τ_b は許容せん断応力 f_s 以下であること。

ここで、 f_{t0} 及び f_s は以下による。

	許容引張応力 f_{t0}	許容せん断応力 f_s
計算式	$1.5 \cdot \frac{F}{2}$	$1.5 \cdot \frac{F}{1.5\sqrt{3}}$

6. 安全弁の設計条件及び仕様

(1) 設計条件

機器名称	据付場所及び床面高さ (m)	耐震設計上の 重要度分類	固有周期 (s)	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	最高使用温度 (°C)
安全弁	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 16. 3	C	—	$C_H=0.26$	—	60

(2) 機器要目

m (kg)	ℓ_1 (mm)	ℓ_H (mm)	D (mm)	A_b (mm ²)	n (-)	n_f (-)	F (MPa)
20	37.1	411	105	201	4	2	231

添付 5-8-10 火災感知設備の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 計算方法	1
5. 設計の条件及び仕様	3

1. 概要

本資料は、火災感知設備の計算方法として、光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器、差動式スポット型感知器、火災受信機及び表示機の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、建築基準法及び消防法、並びにこれらの関係法令を適用して評価する。また、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示された建築設備耐震設計の考え方をを用いて評価する。

3. 計算条件

火災感知設備である光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器、差動式スポット型感知器、火災受信機及び表示機は、耐震Cクラスの設備である。耐震計算方法は、設備の特徴を踏まえて以下のとおりとする。

(1) 光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器

光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器については、基礎ボルトにより固定するため、基礎ボルトの引張力及びせん断力で評価を行う。

(2) 火災受信機及び表示機

火災受信器は、箱型の筐体であるため、建築設備耐震設計・施工指針に示される壁面支持の式を用いて基礎ボルトの引抜き力及びせん断力で評価を行う。

4. 計算方法

(1) 光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器

光電式分離型感知器、光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器は、機器が設置される位置の静的震度から求めた地震力による基礎ボルトの引張力及びせん断応力と許容応力の比較により行う。

応力の算定は下式により行う。

$$\sigma = \frac{K_H \cdot W \cdot h_G}{n}$$

$$\tau = \frac{K_H \cdot W}{n}$$

σ	:	基礎ボルト1本に作用する引張力
h_G	:	支持面から設備機器重心までの高さ
τ	:	基礎ボルト1本に作用するせん断力
K_H	:	設計用水平震度
W	:	機器設備の重量

n : アンカーボルトの総本数

(2) 火災受信機及び表示機

火災受信機及び表示機の計算では、建築設備耐震設計・施工指針に示される壁面支持矩形断面機器の計算方法に従い、壁平行方向及び壁直角方向のアンカーボルト1本に作用する引抜き力を算定するとともに基礎ボルト1本に作用する引張力及びせん断力を下式により算定し、最大の応力にて検討を行う。

壁平行方向の基礎ボルト1本に作用する引抜き力

$$R_b = \frac{F_H \cdot l_{3G}}{l_1 \cdot n_{t2}} + \frac{(W + F_V) \cdot l_{3G}}{l_2 \cdot n_{t1}}$$

壁直角方向の基礎ボルト1本に作用する引抜き力

$$R_b = \frac{F_H \cdot (l_2 - l_{2G})}{l_2 \cdot n_{t1}} + \frac{(W + F_V) \cdot l_{3G}}{l_2 \cdot n_{t1}}$$

基礎ボルト1本に作用するせん断力

$$Q = \frac{\sqrt{F_H^2 + (W + F_V)^2}}{n}$$

- R_b : 基礎ボルト1本に作用する引張力
F_H : 設計用水平震度
F_V : 設計用鉛直震度 (=1/2・F_H)
W : 機器設備の重量
l₁ : 水平方向のボルトスパン
l₂ : 鉛直方向のボルトスパン
l_{2G} : 上部基礎ボルト中心から設備機器重心までの鉛直方向の距離
l_{3G} : 壁面から設備機器重心までの距離
n_{t1} : 上下面に設けた基礎ボルトの片側本数
n_{t2} : 側面に設けた基礎ボルトの片側本数
Q : 基礎ボルト1本に作用するせん断力
n : 基礎ボルトの総本数

5. 設計の条件及び仕様

(1) 光電式分離型感知器, 光電式スポット型感知器及び差動式スポット型感知器

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び 床面高さ (m)	水平方向 設計震度	重量 [N]
光電式分離型感知器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16.3※	0.271	14.71
光電式スポット型感知器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16.3	0.24	1.42
差動式スポット型感知器	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T.P. 16.3	0.24	1.42

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

※ 感知器設置高さは床面より+19m位置 (受入れ区域)

② 基礎ボルトの仕様

機器名称	基礎ボルト 本数[本]	ボルト径	基礎ボルト許容応力 (N/mm ²)
光電式分離型感知器	2	M4	引張 176 せん断 101
光電式スポット型感知器	2	M4	
差動式スポット型感知器	2	M4	

(2) 火災受信機

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所	水平方向 設計震度	重量 [N]
火災受信機	Cクラス	出入管理建屋2階	0.269	255

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

② 基礎ボルトの仕様

機器名称	基礎ボルト 本数[本]	基礎ボルト径	基礎ボルト許容応力 (N/mm ²)
火災受信機	6	3/8 インチ	引張 176 せん断 101

(3) 表示機

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所	水平方向 設計震度	重量 [N]
表示機	Cクラス	出入管理建屋2階	0.269	10.8

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

② 基礎ボルトの仕様

機器名称	基礎ボルト 本数[本]	基礎ボルト径	基礎ボルト許容応力 (N/mm ²)
表示機	3	M4	引張 176 せん断 101

添付 5-8-11 蓋間圧力検出器の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	2
4. 記号の説明	3
5. 計算方法	3
5.1 固定ボルトの評価	3
5.2 応力の評価	3
6. 蓋間圧力検出器の設計条件及び仕様	4
6.1 設計条件	4
6.2 機器要目	4

図表目次

第 3-1 図 蓋間圧力検出器の概要図	2
第 4-1 表 記号の説明	3

1. 概要

本資料は、蓋間圧力検出器の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

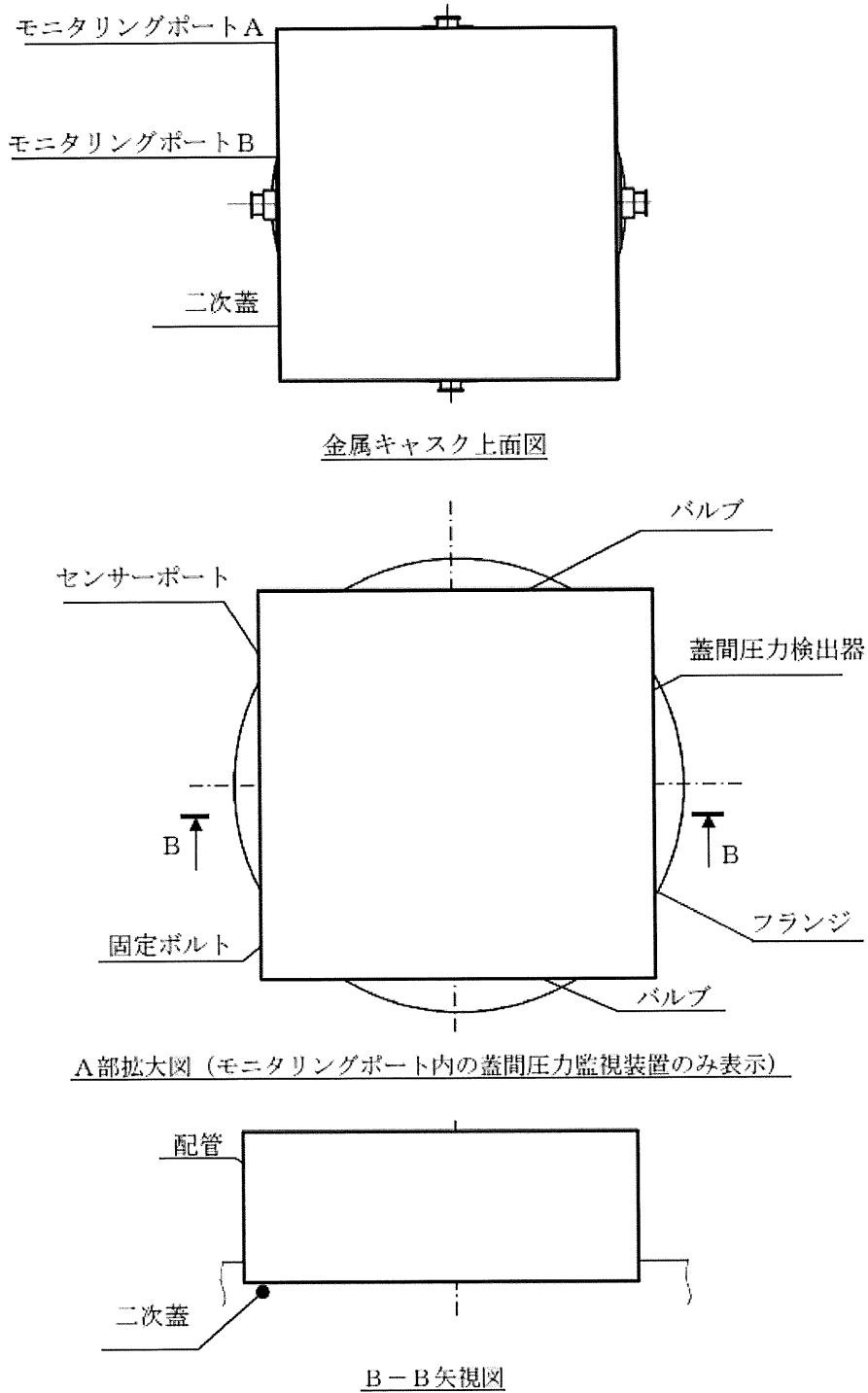
本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC 1－2005）（2007 年追補版含む）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4 6 0 1・補－1984 及び JEAG 4 6 0 1－1987）を適用して評価する。

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。

3. 計算条件

(1) 蓋間圧力検出器の構造

蓋間圧力検出器は、フランジ、バルブ及びセンサーポートとともに、二次蓋のモニタリングポートに固定されている。概要図を第3-1図に示す。



第3-1図 蓋間圧力検出器の概要図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第 4-1 表に示すとおりとする。

第 4-1 表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	固定ボルト (M5) の断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
d	固定ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格に定める値	MPa
f_{sb}	固定ボルトの許容せん断応力	MPa
F_H	固定ボルトに作用する水平力	N
g	重力加速度	m/s^2
m	蓋間圧力検出器 (配管, バルブ含む) の質量	kg
n	固定ボルト (M5) の本数	—
τ	固定ボルトのせん断応力	MPa

5. 計算方法

5.1 固定ボルトの評価

蓋間圧力検出器は, フランジ, バルブ及びセンサーポートとともに, 二次蓋のモニタリングポートに 12 本の固定ボルトで固定されている。この固定ボルトの評価を行う。

(1) せん断応力

水平方向地震力により固定ボルトに作用する水平力 (F_H) による固定ボルトに生じるせん断応力 τ は次式で計算する。

$$\tau = F_H / (n \cdot A_1)$$

ここで, F_H は次式により算出する。

$$F_H = m \cdot C_H \cdot g$$

5.2 応力の評価

前項で求めた固定ボルトに生じるせん断応力 τ は, 次式より求めた許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$$

6. 蓋間圧力検出器の設計条件及び仕様

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所及び設置床(m)	水平方向 設計震度	最高使用 温度(°C)
蓋間圧力検出器	C	使用済燃料貯蔵建屋 貯蔵区域 T.P. 16.3	0.24	110

6.2 機器要目

m (kg)	g (m/s ²)	n (-)	d (mm)	A ₁ (mm ²)
2.3	9.80665	12	5	19.6

固定ボルトの 材料	F (固定ボルト) (MPa)
SUS304	205

添付 5-8-12 給排気温度検出器の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	2
5. 計算方法	3
5.1 取付ボルトの評価	3
5.2 応力の評価	3
6. 給排気温度検出器の設計条件及び仕様	4
6.1 設計条件	4
6.2 機器要目	4

図表目次

第3-1図	給排気温度検出器のモデル図	1
第4-1表	記号の説明	2

1. 概要

本資料は、給排気温度検出器の計算方法について説明するものである。

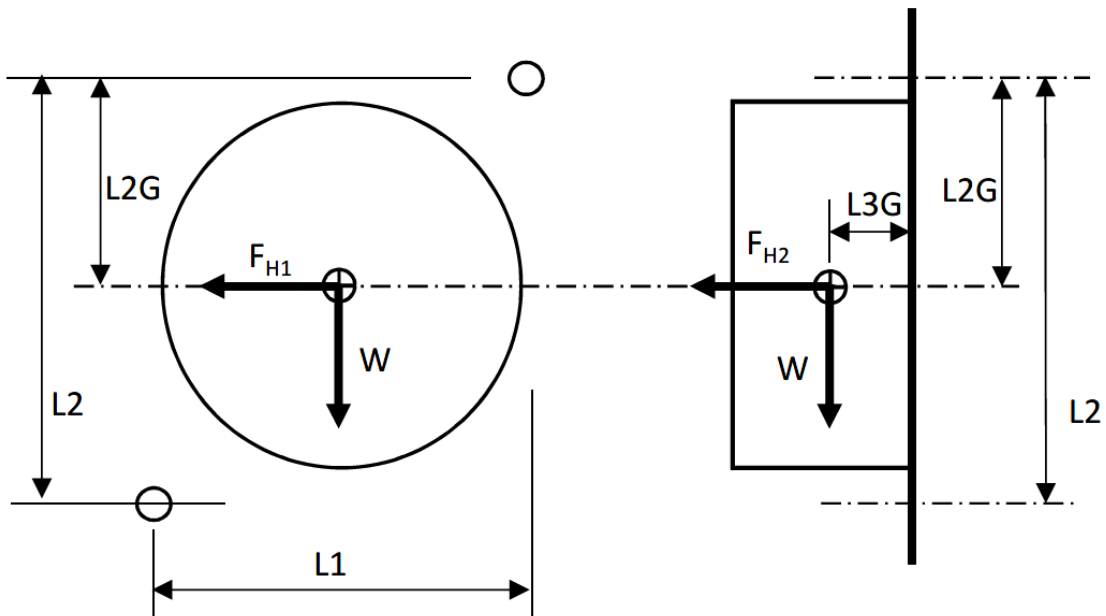
2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC 1-2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984 及び JEAG 4601-1987）を適用して評価する。

3. 計算条件

(1) 給排気温度検出器の構造

給排気温度検出器は使用済燃料貯蔵建屋貯蔵区域の給気口と排気口の壁面に設置されており、壁面に設置された埋込金物に溶接されたサポートと2本の取付ボルトで固定されている。給排気温度検出器の取付ボルトを評価する際のモデル図を、第3-1図に示す。



第3-1図 給排気温度検出器のモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	取付ボルト軸面積	mm^2
d	取付ボルトの呼び径	mm
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121 に定める値	MPa
f_{sb}	取付ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{ts}	取付ボルトの許容引張応力	MPa
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
N_b	取付ボルト本数	本
n_1	水平方向の引張を受けるボルト本数	本
n_2	鉛直方向の引張を受けるボルト本数	本
W	給排気温度検出器の重量	kg
τ	取付ボルトにかかるせん断応力	MPa
R_b	取付ボルト1本にかかる引抜力	N
σ	取付ボルト1本にかかる引張応力	MPa
L_1	水平方向の取付ボルトの間隔	mm
L_2	鉛直方向の取付ボルトの間隔	mm
L_2G	上部ボルトから重心までの鉛直方向の距離	mm
L_3G	取付面から重心までの水平方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 取付ボルトの評価

給排気温度検出器は、壁に設置された埋込金物に溶接されたサポートに取付ボルトで固定されている。取付ボルトの引抜力及びせん断力で評価を行う。

(1) 給排気温度検出器にかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V

設計用地震力によりモニタにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

(2) 給排気温度検出器の取付ボルト 1 本にかかる引抜力 R_b

壁に平行な方向にかかる引抜力 R_{b1} と壁と垂直な方向にかかる引抜力 R_{b2} のうち、大きい値を引抜力 R_b とする。

$$R_{b1} = (F_H \times L_3 G) / (L_1 \times n_2) + (W \times g + F_V) \times L_3 G / L_2 \times n_1$$

$$R_{b2} = (F_H \times (L_2 - L_2 G)) / (L_2 \times n_1) + (W \times g + F_V) \times L_3 G / (L_2 \times n_1)$$

$$R_b = \max [R_{b1}, R_{b2}]$$

(3) 取付ボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

(4) 取付ボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = \sqrt{(F_H^2 + (W \times g + F_V)^2)} / (N_b \times A_b)$$

5.2 応力の評価

前項で求めた取付ボルトの引張応力 σ は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min [f_{to}, 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau]$$

また、せん断応力 τ は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$f_{to} = F / 2 \times 1.5$	$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$

6. 給排気温度検出器の設計条件及び仕様

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所 及び設置床(m)	水平方向 設計震度 K_H	鉛直方向 設計震度 K_V	最高使用 温度(°C)
給排気温度検出器	C	使用済燃料貯蔵建屋 貯蔵区域 T. P. 16. 3	0. 262	—	70

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0.218$

(給排気温度検出器の設置箇所が壁面で、給気口は T. P. 19. 6、排気口は T. P. 28. 72m であることから、 C_i は T. P. 29. 22m~33. 22m の 0. 218 (EW) と 0. 214 (NS) の大きい値を用いる)

6.2 機器要目

W (kg)	g (m/s ²)	n ₁ (—)	n ₂ (—)	N _b (—)	d (mm)	A _b (mm ²)
0. 64	9. 80665	1	1	2	5	19. 6

取付ボルトの 材料	F (MPa)	L 1 (mm)	L 2 (mm)	L 2 G (mm)	L 3 G (mm)
SS400相当	231	45	75	37. 5	27

添付 5-8-13 放射線監視設備（ガンマ線エリアモニタ）
の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	3
5. 計算方法	4
5.1 取付ボルトの評価	4
5.2 応力の評価	4
6. ガンマ線エリアモニタの設計条件及び仕様	5
6.1 設計条件	5
6.2 機器要目	5

図表目次

第3-1図	ガンマ線エリアモニタ（貯蔵区域，廃棄物貯蔵室）の概要図	1
第3-2図	ガンマ線エリアモニタ（受入れ区域）の概要図	2
第3-3図	ガンマ線エリアモニタのモデル図	2
第4-1表	記号の説明	3

1. 概要

本資料は、放射線監視設備の計算方法としてエリア放射線モニタリング設備のうち、ガンマ線エリアモニタの計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

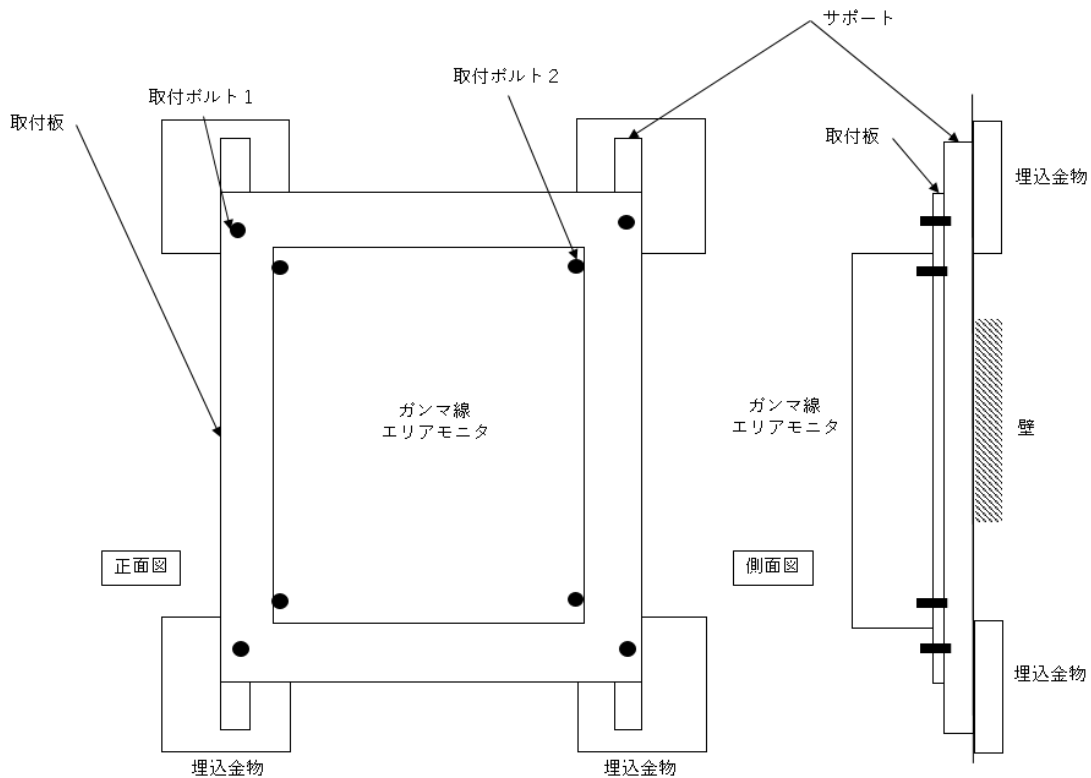
本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC1-2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984 及び JEAG4601-1987）を適用して評価する。

3. 計算条件

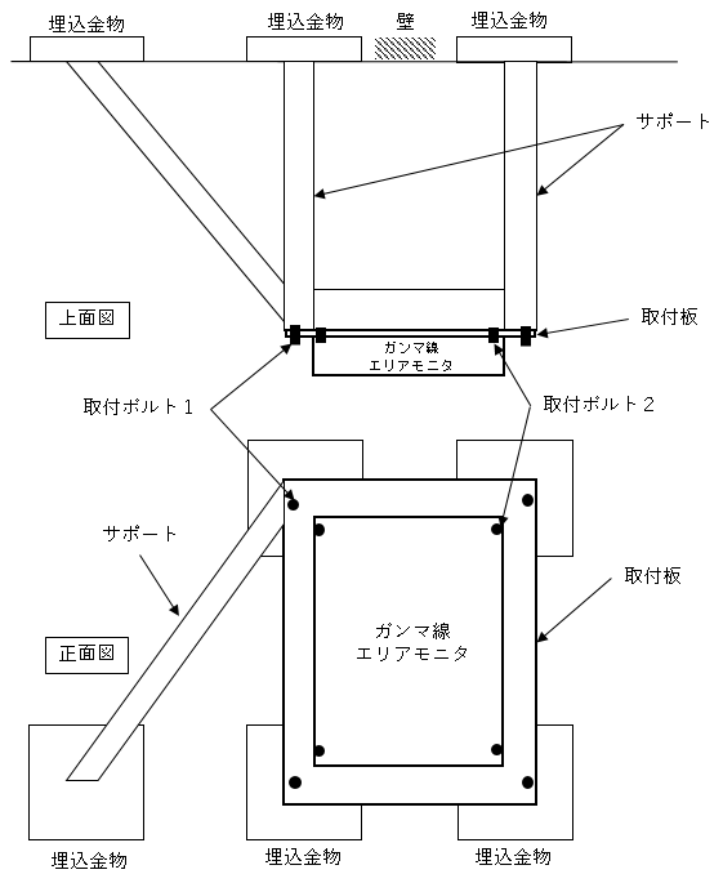
(1) ガンマ線エリアモニタの構造

ガンマ線エリアモニタは、壁面に設置されている。ガンマ線エリアモニタは、取付板に取付ボルト2で固定されており、取付板は、壁面に設置された埋込金物に溶接されたサポートと取付ボルト1で固定されている。

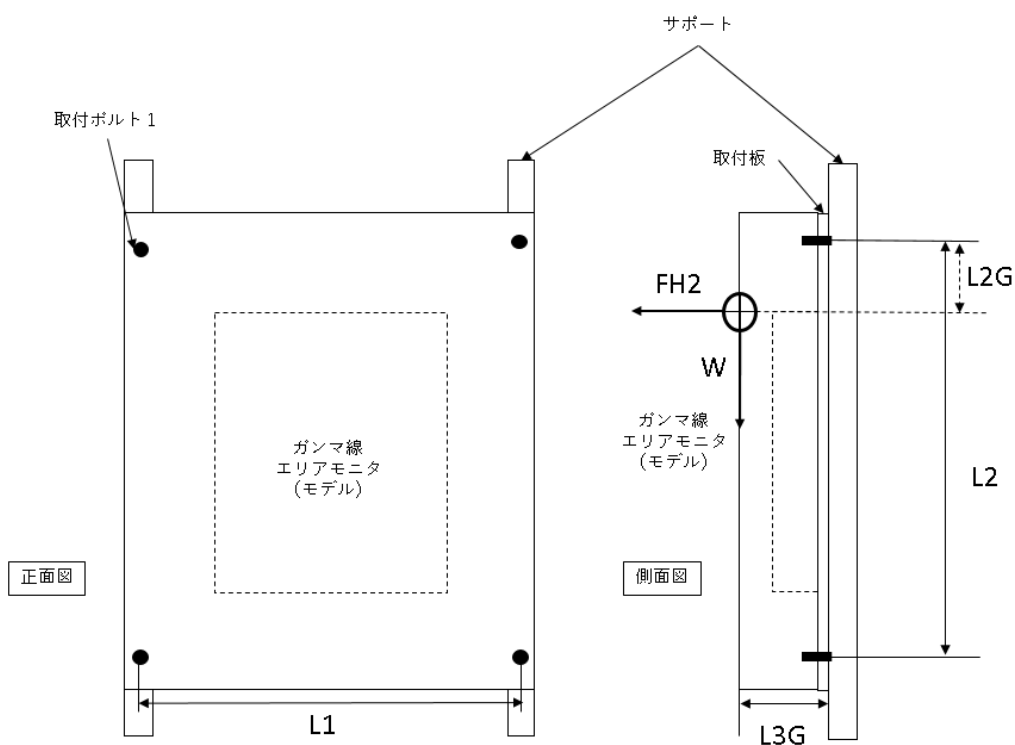
使用済燃料貯蔵建屋貯蔵区域（以下「貯蔵区域」という。）と廃棄物貯蔵室のガンマ線エリアモニタの概要図を第3-1図に、使用済燃料貯蔵建屋受入れ区域（以下「受入れ区域」という。）のガンマ線エリアモニタの概要図を第3-2図に示す。取付ボルト1を評価する際のモデル図を第3-3図に示す。



第3-1図 ガンマ線エリアモニタ（貯蔵区域，廃棄物貯蔵室）の概要図



第3-2図 ガンマ線エリアモニタ（受入れ区域）の概要図



第3-3図 ガンマ線エリアモニタのモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	取付ボルト軸面積	mm^2
d	取付ボルトの呼び径	mm
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121 に定める値	MPa
f_{sb}	取付ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{ts}	取付ボルトの許容引張応力	MPa
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
N_b	取付ボルト本数	—
n_1	水平方向の引張を受けるボルト本数	—
n_2	鉛直方向の引張を受けるボルト本数	—
W	モニタの重量 (取付板含む)	kg
τ	取付ボルトにかかるせん断応力	MPa
R_b	取付ボルト1本にかかる引抜力	N
σ	取付ボルト1本にかかる引張応力	MPa
L_1	水平方向の取付ボルトの間隔	mm
L_2	鉛直方向の取付ボルトの間隔	mm
L_2G	上部ボルトから重心までの鉛直方向の距離	mm
L_3G	取付面から重心までの水平方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 取付ボルトの評価

ガンマ線エリアモニタは、壁面に設置されている。ガンマ線エリアモニタは、取付板に取付ボルト2で固定されており、取付板は、壁面に設置された埋込金物に溶接されたサポートと取付ボルト1で固定されている。

壁面に近く、荷重の大きい取付ボルト1の評価を行う。

(1) ガンマ線エリアモニタにかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V

設計用地震力によりモニタにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

(2) ガンマ線エリアモニタの取付ボルト1本にかかる引抜力 R_b

壁に平行な方向にかかる引抜力 R_{b1} と壁と垂直な方向にかかる引抜力 R_{b2} のうち、大きい値を引抜力 R_b とする。

$$R_{b1} = (F_H \times L_3 G) / (L_1 \times n_2) + (W \times g + F_V) \times L_3 G / L_2 \times n_1$$

$$R_{b2} = (F_H \times (L_2 - L_2 G)) / (L_2 \times n_1) + (W \times g + F_V) \times L_3 G / (L_2 \times n_1)$$

$$R_b = \max [R_{b1}, R_{b2}]$$

(3) 取付ボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

(4) 取付ボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = \sqrt{(F_H^2 + (W \times g + F_V)^2)} / (N_b \times A_b)$$

5.2 応力の評価

前項で求めた取付ボルトの引張応力 σ は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min [f_{to}, 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau]$$

また、せん断応力 τ は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$f_{to} = F / 2 \times 1.5$	$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$

6. ガンマ線エリアモニタの設計条件及び仕様

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所 及び設置床(m)	水平方向 設計震度 K_H	鉛直方向 設計震度 K_V	最高使用 温度(°C)
ガンマ線エリア モニタ	C	使用済燃料貯蔵建屋 貯蔵区域 T. P. 16. 3	0. 262	—	45
		使用済燃料貯蔵建屋 受入れ区域 T. P. 16. 3			
		使用済燃料貯蔵建屋 廃棄物貯蔵室 T. P. 16. 3			

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0.218$

(ガンマ線エリアモニタの設置箇所が、高さ T. P. 22. 5~25. 6m であることから、 C_i は T. P. 29. 22m~33. 22m の 0. 218 (EW) と 0. 214 (NS) の大きい値を用いる。)

6.2 機器要目

W (kg)	g (m/s ²)	n ₁ (-)	n ₂ (-)	N _b (-)	d (mm)	A _b (mm ²)
44	9. 80665	2	2	4	10	78. 5

取付ボルト1 の材料	F (MPa)	L 1 (mm)	L 2 (mm)	L 2 G (mm)	L 3 G (mm)
SS400相当	231	500	600	90	256

添付 5-8-14 放射線監視設備（中性子線エリアモニタ）
の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
5.1 取付ボルトの評価	5
5.2 応力の評価	6
6. 中性子線エリアモニタの設計条件及び仕様	7
6.1 設計条件	7
6.2 機器要目	7

図表目次

第3-1図	中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）の概要図	1
第3-2図	中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）のモデル図	2
第3-3図	中性子線エリアモニタ（受入れ区域）の概要図	2
第3-4図	中性子線エリアモニタ（受入れ区域）のモデル図	3
第4-1表	記号の説明	4

1. 概要

本資料は、放射線監視設備の計算方法としてエリア放射線モニタリング設備のうち、中性子線エリアモニタの計算方法について説明するものである。

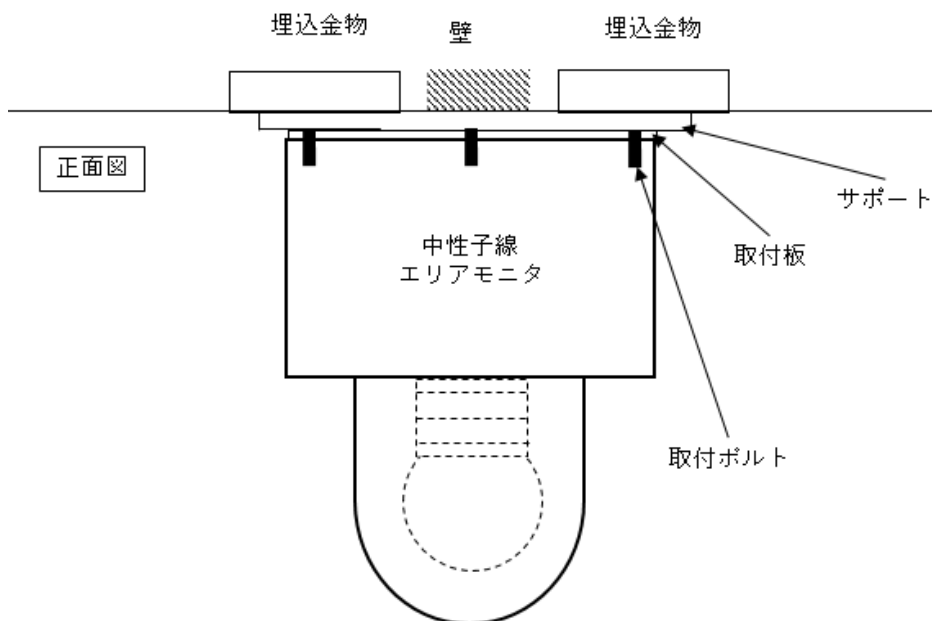
2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC1-2005）（2007年追補版を含む）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984及びJEAG 4601-1987）を適用して評価する。

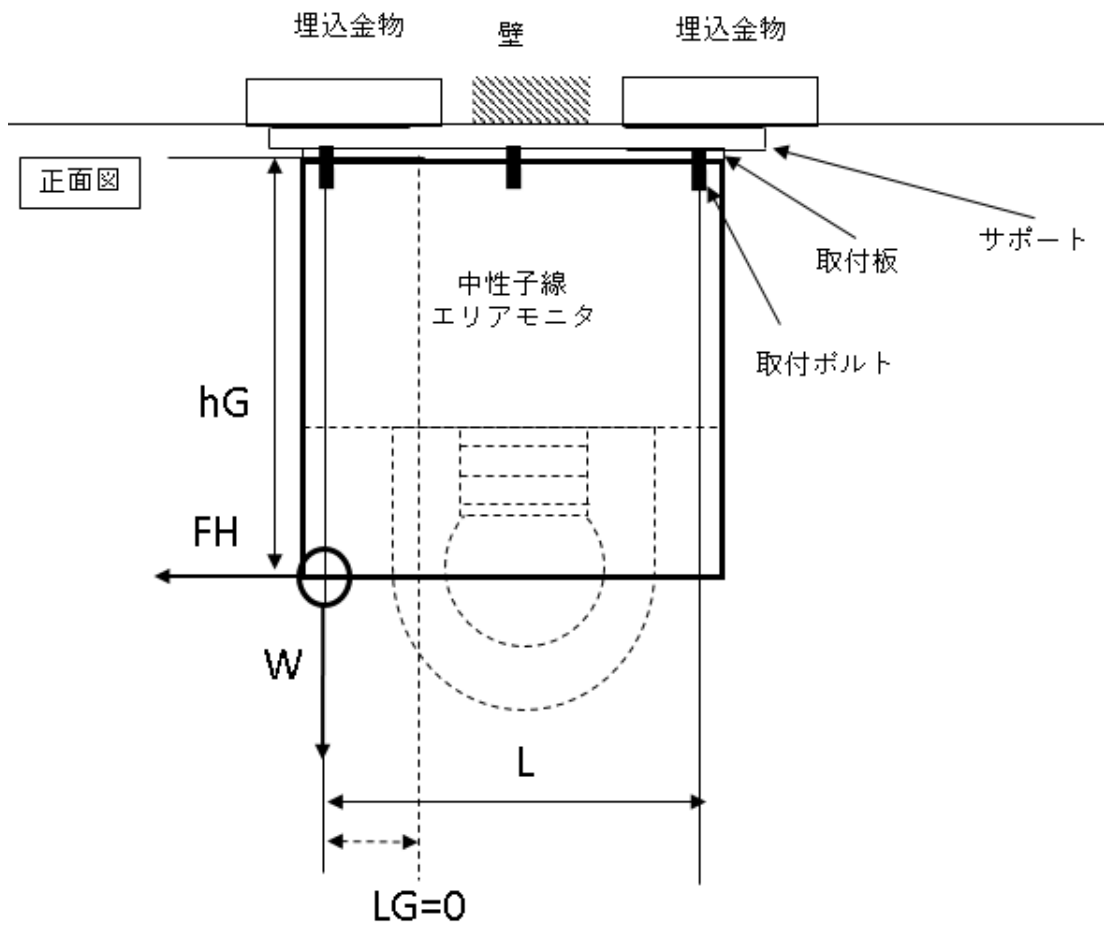
3. 計算条件

(1) 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）の構造

使用済燃料貯蔵建屋貯蔵区域（以下「貯蔵区域」という。）の中性子線エリアモニタは中央通路部の天井面に設置されている。モニタを取り付けるための取付板は、天井に設置された埋込金物に溶接されたサポートに溶接されており、中性子線エリアモニタは、取付板に溶接された取付ボルトに固定されている。概要図を第3-1図に、取付ボルトを評価する際のモデル図を第3-2図に示す。



第3-1図 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）の概要図

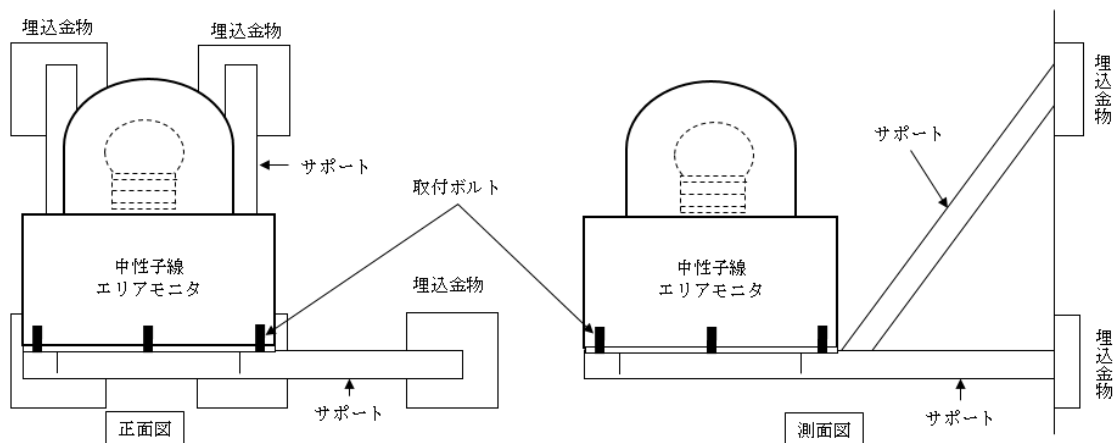


第3-2図 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）のモデル図

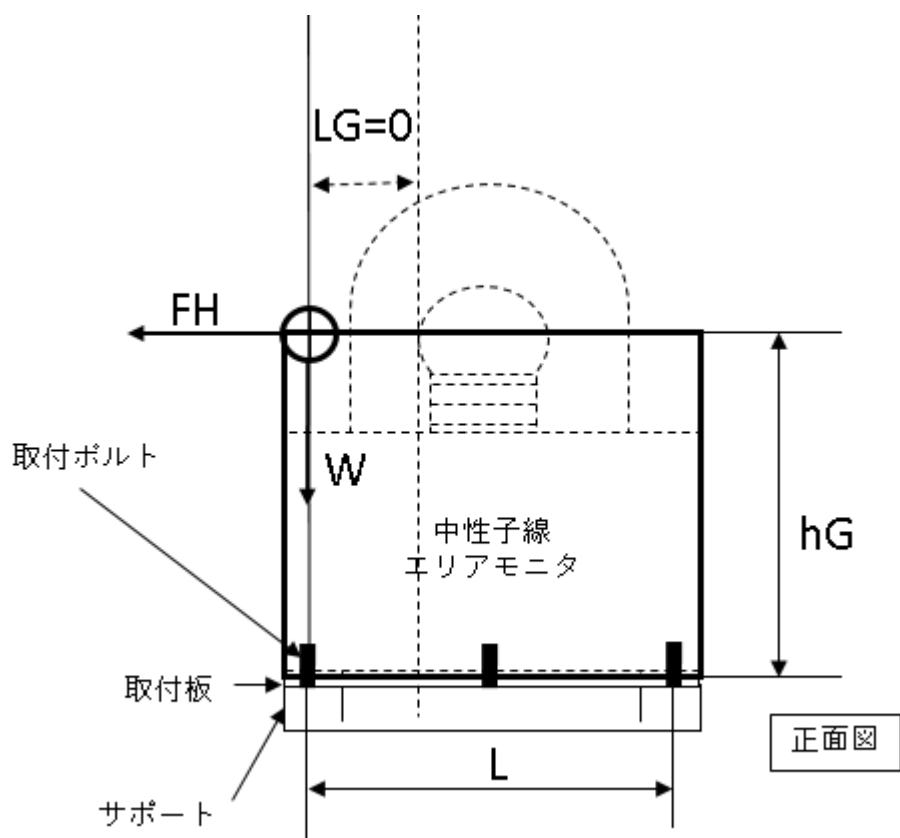
(2) 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）の構造

使用済燃料貯蔵建屋受入れ区域（以下「受入れ区域」という。）の中性子線エリアモニタは、受入れ区域南側壁面に設置されている。モニタを取り付けるための取付板は、壁面に設置された埋込金物に溶接されたサポートに溶接されており、中性子線エリアモニタは、取付板に溶接された取付ボルトに固定されている。

概要図を第3-3図に、取付ボルトを評価する際のモデル図を第3-4図に示す。



第3-3図 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）の概要図



第3-4図 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）のモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	取付ボルト軸面積	mm^2
d	取付ボルトの呼び径	mm
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121 に定める値	MPa
f_{sb}	取付ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{ts}	取付ボルトの許容引張応力	MPa
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
N_b	取付ボルト本数	—
n_t	水平方向の引張を受けるボルト本数	—
W	中性子線エリアモニタの重量	kg
τ	取付ボルトにかかるせん断応力	MPa
R_b	取付ボルト1本にかかる引抜力	N
σ	取付ボルト1本にかかる引張応力	MPa
L	水平方向の取付ボルトの間隔	mm
L_G	取付ボルトから重心までの水平方向の距離	mm
h_G	取付面から重心までの鉛直方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 取付ボルトの評価

5.1.1 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）の取付ボルトの評価

貯蔵区域の中性子線エリアモニタは、中央通路部の天井面に設置されている。モニタを取り付けるための取付板は、天井に設置された埋込金物に溶接されたサポートに溶接されており、中性子線エリアモニタは、取付板に溶接された取付ボルトに固定されている。取付ボルトにかかる引張応力とせん断応力の評価を行う。

- (1) 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）にかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V 設計用地震力によりモニタにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

- (2) 中性子線エリアモニタ（貯蔵区域）の取付ボルト1本にかかる引抜力 R_b 取付ボルトにかかる引抜力を、以下の式で計算する。

$$R_b = (F_H \times h G + (W \times g + F_V) \times (L - L G)) / (L \times n_t)$$

- (3) 取付ボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

- (4) 取付ボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = F_H / (N_b \times A_b)$$

5.1.2 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）の取付ボルトの評価

受入れ区域の中性子線エリアモニタは、受入れ区域南側壁面中央部付近に設置されている。モニタを取り付けるための取付板は、壁面に設置された埋込金物に溶接されたサポートに溶接されており、中性子線エリアモニタは、取付板に溶接された取付ボルトに固定されていることから、取付ボルトにかかる引張応力とせん断応力の評価を行う。

- (1) 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）にかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V 設計用地震力により保管ラックにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

- (2) 中性子線エリアモニタ（受入れ区域）の取付ボルト1本にかかる引抜力 R_b 設計用水平地震力によりアンカーボルトにかかる引抜力を以下の式で計算する。

$$R_b = (F_H \times h G) / (L \times n_t) - (W \times g + F_V) \times L G / (L \times n_t)$$

(3) 取付ボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

(4) 取付ボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = F_H / (N_b \times A_b)$$

5.2 応力の評価

前項で求めた取付ボルトの引張応力 σ は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min [f_{to}, 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau]$$

また、せん断応力 τ は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$f_{to} = F / 2 \times 1.5$	$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$

6. 中性子線エリアモニタの設計条件及び仕様

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	取付箇所及び設置床 (m)	水平方向設計震度 K_H	鉛直方向設計震度 K_V	最高使用温度 (°C)
中性子線エリアモニタ	C	使用済燃料貯蔵建屋 貯蔵区域 T. P. 16. 3	0. 262	—	45
		使用済燃料貯蔵建屋 受入れ区域 T. P. 16. 3			

設計用水平地震力 $1. 2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0. 218$

(中性子線エリアモニタの設置箇所が、高さ T. P. 25. 6~26. 72m であることから、 C_i は T. P. 29. 22m~33. 22m の 0. 218 (EW) と 0. 214 (NS) の大きい値を用いる。

6.2 機器要目

6.2.1 中性子線エリアモニタ (貯蔵区域, 受入れ区域) の機器要目

W (kg)	g (m/s ²)	n_t (—)	N_b (—)	d (mm)	A_b (mm ²)
70	9. 80665	3	8	8	50. 3

取付ボルトの材料	F (MPa)	L (mm)	L G (mm)	h G (mm)
SUS304	205	520	0	768

添付 5-8-15 放射線監視設備（モニタリングポスト）

の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	3
5. 計算方法	4
5.1 基礎ボルトの評価	4
5.2 応力の評価	4
6. モニタリングポストの設計条件及び仕様	5
6.1 設計条件	5
6.2 機器要目	6

図表目次

第3-1図	モニタリングポストのモニタの概要図	1
第3-2図	モニタリングポストのモニタのモデル図	2
第4-1表	記号の説明	3

1. 概要

本資料は、放射線監視設備の計算方法として周辺監視区域境界付近モニタリング設備のうち、モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ）、ガンマ線モニタ（高レンジ）、中性子線モニタ）の計算方法について説明するものである。

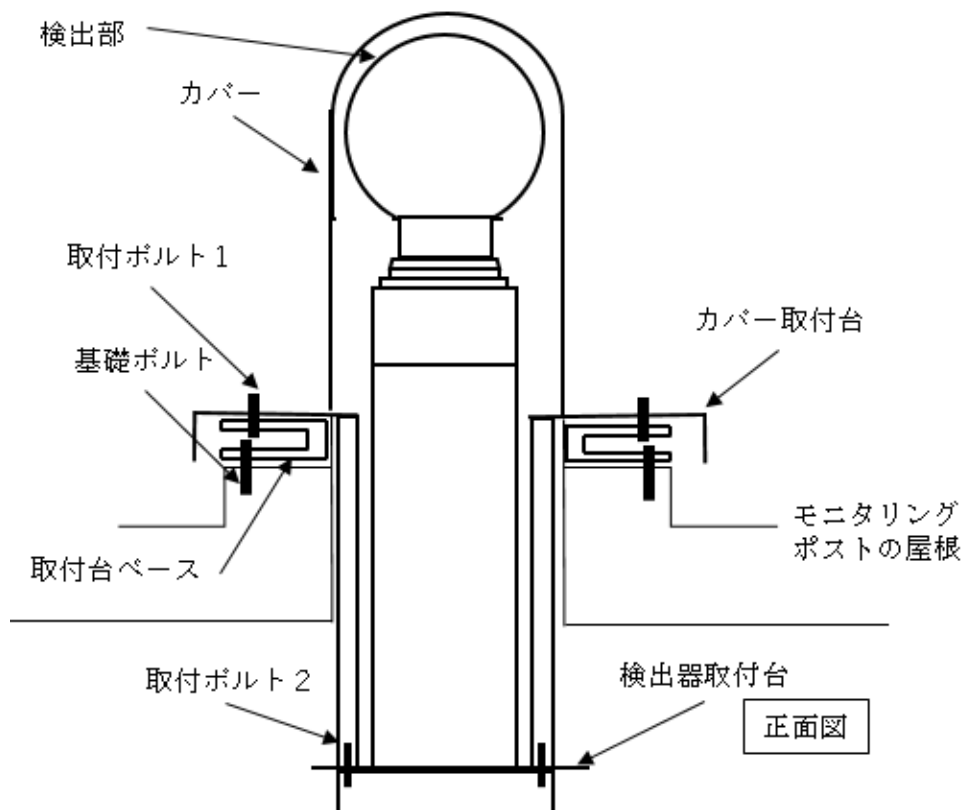
2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC1-2005）（2007年追補版を含む）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984及びJEAG4601-1987）を適用して評価する。

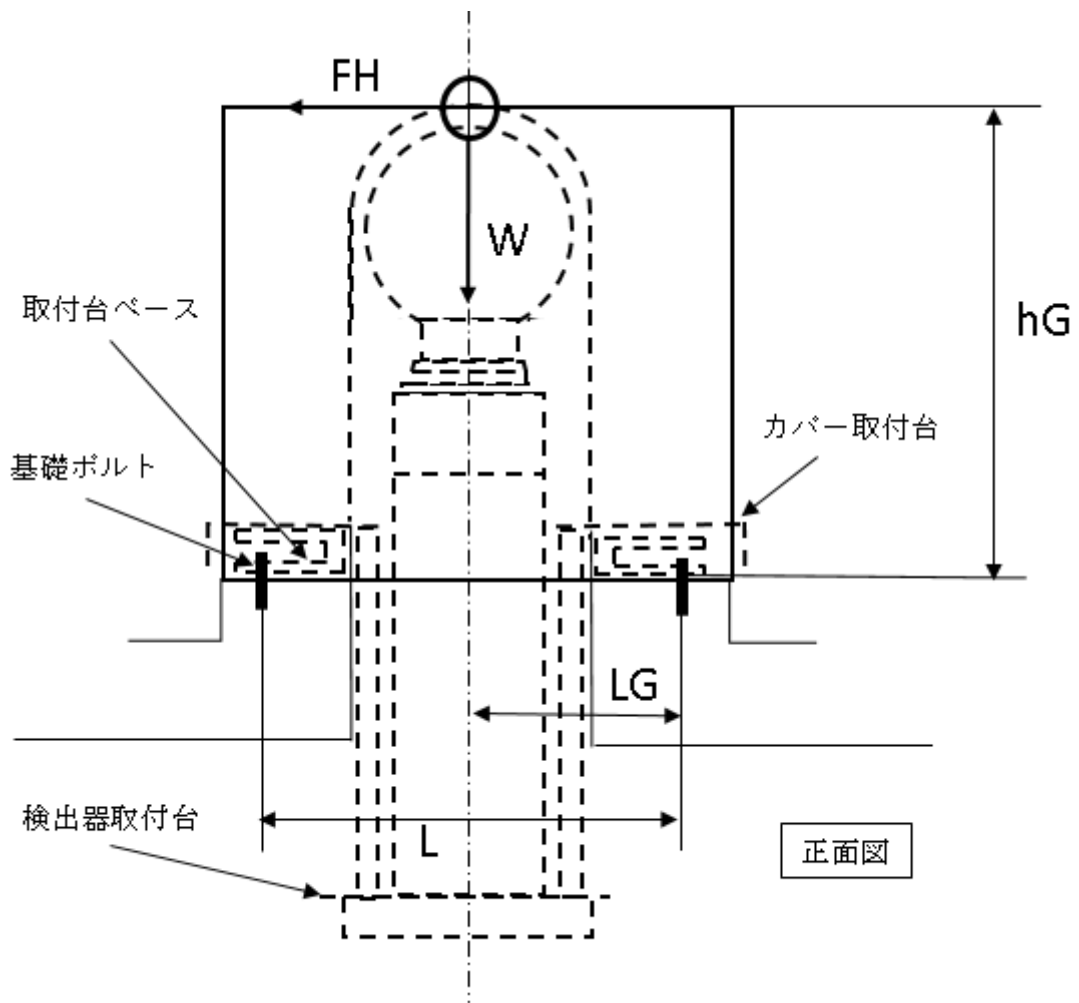
3. 計算条件

(1) モニタリングポストの構造

モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ）、ガンマ線モニタ（高レンジ）、中性子線モニタ）の各モニタは、モニタリングポストの屋根部に設置されている。モニタが固定された検出器取付台は、カバー取付台と取付ボルト2で固定されている。カバー取付台は、取付台ベースと取付ボルト1で固定されており、取付台ベースは、モニタリングポストの屋根と基礎ボルトで固定されている。概要図を第3-1図に、基礎ボルトを評価する際のモデル図を第3-2図に示す。



第3-1図 モニタリングポストのモニタの概要図



第3-2図 モニタリングポストのモニタのモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルト軸面積	mm^2
d	基礎ボルトの呼び径	mm
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121 に定める値	MPa
f_{sb}	基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{ts}	基礎ボルトの許容引張応力	MPa
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
N_b	基礎ボルト本数	—
n_t	水平方向の引張を受けるボルト本数	—
W	重量	kg
τ	基礎ボルトにかかるせん断応力	MPa
R_b	基礎ボルト1本にかかる引抜力	N
σ	基礎ボルト1本にかかる引張応力	MPa
L	水平方向の基礎ボルトの間隔	mm
L_G	基礎ボルトから重心までの水平方向の距離	mm
h_G	基礎ボルトから重心までの鉛直方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 基礎ボルトの評価

モニタリングポスト（ガンマ線モニタ（低レンジ）、ガンマ線モニタ（高レンジ）、中性子線モニタ）の各モニタは、モニタリングポストの屋根部に設置されている。モニタが固定された検出器取付台は、カバー取付台と取付ボルト2で固定されている。カバー取付台は、取付台ベースと取付ボルト1で固定されており、取付台ベースは、モニタリングポストの屋根と基礎ボルトで固定されている。最も重量が重くなる基礎ボルトで評価を行う。

(1) モニタにかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V

設計用地震力によりモニタにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

(2) モニタの基礎ボルト1本にかかる引抜力 R_b

設計用水平地震力により基礎ボルトにかかる引抜力を以下の式で計算する。

$$R_b = (F_H \times h G) / (L \times n_t) - (W \times g + F_V) \times L G / (L \times n_t)$$

(3) 基礎ボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

(4) 基礎ボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = F_H / (N_b \times A_b)$$

5.2 応力の評価

前項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min [f_{to}, 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau]$$

また、せん断応力 τ は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$f_{to} = F / 2 \times 1.5$	$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$

6. モニタリングポストの設計条件及び仕様

6.1 設計条件

名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所 及び設置床 (m)	水平方向 設計震度 K_H	鉛直方向 設計震度 K_V	最高使用 温度 (°C)
ガンマ線モニタ (低レンジ)	C	モニタリング ポストA (屋根) T. P. 23. 7	0. 24	—	45
		モニタリング ポストB (屋根) T. P. 34. 2			
ガンマ線モニタ (高レンジ)		モニタリング ポストA (屋根) T. P. 23. 7			
		モニタリング ポストB (屋根) T. P. 34. 2			
中性子線モニタ		モニタリング ポストA (屋根) T. P. 23. 7			

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0.2$

6.2 機器要目

機器名称	W* (kg)	g (m/s ²)	n _t (-)	N _b (-)	d (mm)	A _b (mm ²)
ガンマ線モニタ (低レンジ)	150	9.80665	2	8	10	78.5
ガンマ線モニタ (高レンジ)	195	9.80665	2	8	10	78.5
中性子線モニタ	195	9.80665	2	8	10	78.5

*：モニタと検出器取付台，カバー取付台，取付台ベースの合計

機器名称	基礎ボルトの 材料	F (MPa)	L (mm)	L G (mm)	h G (mm)
ガンマ線モニタ (低レンジ)	SUS304	205	220	110	728
ガンマ線モニタ (高レンジ)	SUS304	205	290	145	793
中性子線モニタ	SUS304	205	290	145	793

添付 5-8-16 避雷設備の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 計算方法	1
5. 設計の条件及び仕様	1

1. 概要

本資料は、避雷設備の計算方法として、棟上導体の計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

本資料においては、建築基準法及び消防法、並びにこれらの関係法令を適用して評価する。また、建築設備耐震設計・施工指針（（一財）日本建築センター 2014年版）に示された建築設備耐震設計の考え方をういて評価する。

3. 計算条件

避雷設備は、耐震Cクラスの設備である。耐震計算は、設備の特徴を踏まえて以下のとおりとする。

(1) 棟上導体

棟上導体は、基礎ボルトにてコンクリート部に支持されることから、基礎ボルトのせん断力で評価を行う。

4. 計算方法

(1) 棟上導体

棟上導体については、棟上導体が設置される位置の静的震度から求めた地震力による基礎ボルトのせん断応力と許容せん断応力の比較により行う。

応力の算定は下式により行う。

$$\tau = \frac{K_H \cdot W}{n}$$

- τ : 基礎ボルト1本に作用するせん断力
 K_H : 設計用水平震度
 W : 棟上導体の重量
 n : 基礎ボルトの総本数

5. 設計の条件及び仕様

(1) 棟上導体

① 設計条件

機器名称	耐震クラス	据付場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度	重量 [N]
棟上導体	Cクラス	使用済燃料貯蔵建屋 T. P. 43. 5	0. 324	406

添付 5 - 8 - 17 表面温度検出器の計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	2
4. 記号の説明	4
5. 計算方法	5
5.1 熱電対固定部の評価	5
5.2 評価	5
6. 表面温度検出器の設計条件及び仕様	6
6.1 設計条件	6
6.2 機器要目	6

図表目次

第 3 - 1 図	表面温度検出器の概要図	2
第 3 - 2 図	熱電対固定部の評価モデル	3
第 3 - 3 図	熱電対固定部の詳細図	3
第 4 - 1 表	記号の説明	4

1. 概要

本資料は、表面温度検出器の計算方法について説明するものである。

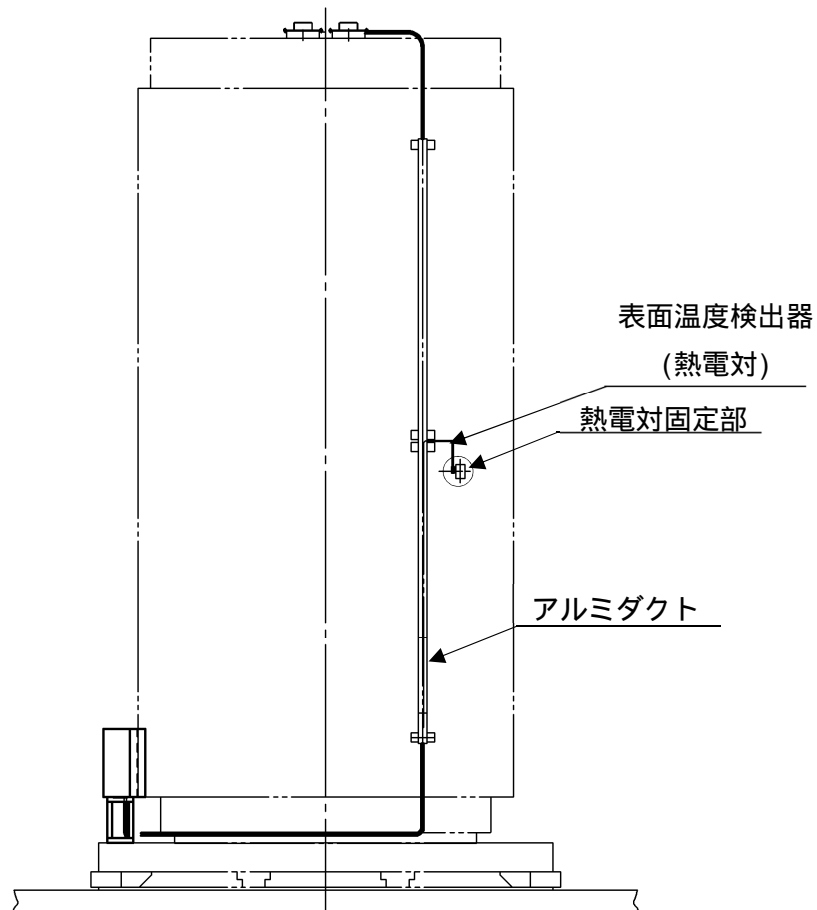
2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格(設計・建設規格 JSME S NC 1 - 2005)(2007 年追補版含む)、原子力発電所耐震設計技術指針(重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補 - 1984 及び J E A G 4 6 0 1 - 1987)を適用して評価する。

3. 計算条件

(1)表面温度検出器の構造

第 3 - 1 図に表面温度検出器の概要図を示す。検出器である熱電対は熱電対固定部で固定されている。熱電対のケーブルはアルミダクトの中を、貯蔵架台上に設置される中継端子箱に接続する。

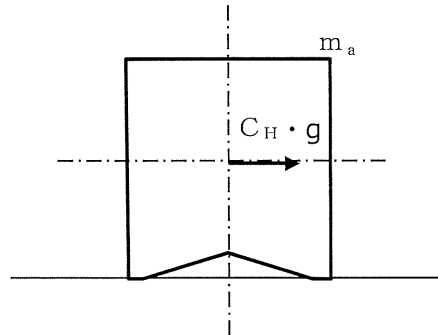


第 3 - 1 図 表面温度検出器の概要図

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。

(2) 表面温度検出器の評価モデルと応力評価位置

熱電対が外筒表面に固定されていれば、表面温度が計測できることから、水平方向地震力による慣性力により熱電対を固定しているマグネットベースが動かないことを確認する。加えて、熱電対固定部について、熱電対を固定する構造が維持できるか評価する。熱電対固定部の応力評価モデルを第3-2図に示す。



第3-2図 熱電対固定部の評価モデル

熱電対固定部の詳細図を第3-3図に示す。

構造上、コイルスプリングの反力が失われないようにシャフトホルダが固定される必要があるためシャフトホルダ固定ボルトについて応力評価を実施する。



第3-3図 熱電対固定部の詳細図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	シャフトホルダ固定ボルト(M3)の断面積	mm ²
C_H	水平方向設計震度	-
d	シャフトホルダ固定ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格に定める値	MPa
F_{s1}	マグネットベースの磁力による摩擦力	N
F_{H1}	熱電対固定部に作用する水平力	N
F_m	マグネットベースの磁力	N
F_t	シャフトホルダ固定ボルトに作用する荷重	N
g	重力加速度	m/s ²
m_a	熱電対固定部の質量	kg
m_b	熱電対固定パッド及びシャフトホルダの質量	kg
n_1	シャフトホルダ固定ボルトの本数	-
t	シャフトホルダ固定ボルトに発生する引張応力	MPa
μ	外筒表面の摩擦係数	-

5. 計算方法

5.1 熱電対固定部の評価

(1) マグネットベース

マグネットベースの磁力による摩擦力

マグネットベースの磁力による摩擦力 F_{s1} は次式で算出する。

$$F_{s1} = \mu \cdot F_m$$

地震力による水平力

地震力により熱電対固定部に作用する水平力 F_{H1} は次式で算出する。

$$F_{H1} = m_a \cdot C_H \cdot g$$

(2) シャフトホルダ固定ボルト

シャフトホルダ固定ボルトに発生する引張応力

水平方向地震力によりシャフトホルダ固定ボルトに発生する引張応力 σ_t は次式で算出する。

$$\sigma_t = F_t / (n_1 \cdot A_1)$$

ここで、 F_t は次式により算出する。

$$F_t = m_b \cdot C_H \cdot g$$

5.2 評価

(1) マグネットベースの評価

前項(1)で求めた地震力による水平力は、マグネットベースの摩擦力以下であること。

(2) シャフトホルダ固定ボルトの評価

前項(2)で求めたシャフトホルダ固定ボルトに発生する引張応力 σ_t は、次式より求めた許容引張応力 f_{t0} 以下であること。

$$f_{t0} = F / 2 \times 1.5$$

6. 表面温度検出器の設計条件及び仕様

6.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	取付箇所及び設置床(m)	水平方向設計震度	最高使用温度()
表面温度検出器 (熱電対固定部)	C	使用済燃料貯蔵建屋 貯蔵区域 T.P.16.3	0.24	120

6.2 機器要目

m_a (kg)	m_b (kg)	μ (-)	F_m (N)	n_1 (-)	d (mm)	A_1 (mm ²)
1.2	0.1	0.2	800	2	3	7.069

シャフトホルダ固定ボルトの材料	F (シャフトホルダ固定ボルト) (MPa)
SUS304相当	205 ¹

1 : SUS304の値

添付 5-8-18 保管ラックの計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	2
5. 計算方法	3
5.1 アンカーボルトの評価	3
5.2 応力の評価	3
6. 保管ラックの設計条件及び仕様	4
6.1 設計条件	4
6.2 機器要目	4

図表目次

第3-1図	保管ラックのモデル図	1
第4-1表	記号の説明	2

1. 概要

本資料は、放射線サーベイ機器や可搬式の代替計測用計測器を保管する際の保管ラックの計算方法について説明するものである。

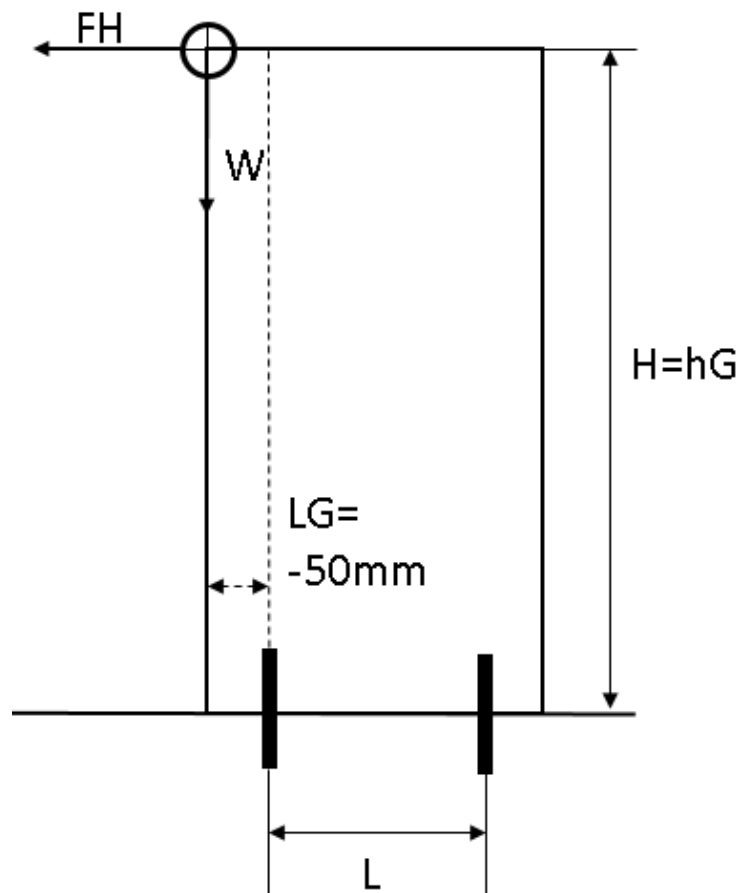
2. 適用基準

本資料においては、発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC 1-2005）、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984 及び JEAG 4601-1987）を適用して評価する。

3. 計算条件

(1) 保管ラックの構造

保管ラックはスチール製で四隅をアンカーボルトで固定できるものを選択する。保管ラックは棚板の間隔を変更することで、段数を変更することも可能なものとする。アンカーボルトを評価する際のモデル図を第 3-1 図に示す。アンカーボルトは保管ラック前面から 50mm 奥行方向に配置し、重心位置は、保管ラック前面とする。



第 3-1 図 保管ラックのモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	アンカーボルト軸面積	mm^2
d	アンカーボルトの呼び径	mm
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121 に定める値	MPa
f_{sb}	アンカーボルトの許容せん断応力	MPa
f_{ts}	アンカーボルトの許容引張応力	MPa
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
N_b	アンカーボルト本数	—
n_t	水平方向の引張を受けるボルト本数	—
W	重量	kg
τ	アンカーボルトにかかるせん断応力	MPa
R_b	アンカーボルト1本にかかる引抜力	N
σ	アンカーボルト1本にかかる引張応力	MPa
L	奥行方向のアンカーボルトの間隔	mm
L_G	アンカーボルトから重心までの水平方向の距離	mm
h_G	アンカーボルトから重心までの鉛直方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 アンカーボルトの評価

保管ラックは四隅で床面にアンカーボルトで固定される。アンカーボルトにかかる引張応力とせん断応力の評価を行う。保管ラックの高さ、奥行き方向のアンカーボルトの間隔及びアンカーボルトの呼び径を指定し、転倒する可能性がある限界の重量の評価を行う。

(1) 保管ラックにかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V

設計用地震力により保管ラックにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

(2) 保管ラックのアンカーボルト 1 本にかかる引抜力 R_b

設計用水平地震力によりアンカーボルトにかかる引抜力を以下の式で計算する。

$$R_b = (F_H \times h G) / (L \times n_t) - (W \times g + F_V) \times L G / (L \times n_t)$$

(3) アンカーボルトの引張応力 σ

$$\sigma = R_b / A_b$$

(4) アンカーボルトにかかるせん断応力 τ

$$\tau = F_H / (N_b \times A_b)$$

5.2 応力の評価

前項で求めたアンカーボルトの引張応力 σ は、次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

$$f_{ts} = \min [f_{to}, 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau]$$

また、せん断応力 τ は許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ここで、 f_{to} 及び f_{sb} は以下による。

	許容引張応力 f_{to}	許容せん断応力 f_{sb}
計算式	$f_{to} = F / 2 \times 1.5$	$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \times 1.5$

6. 保管ラックの設計条件及び仕様

6.1 設計条件

名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所 及び設置床 (m)	水平方向 設計震度 K_H	鉛直方向 設計震度 K_V	周囲環境 温度 (°C)
保管ラック	C	資機材保管庫 T.P. 約 30	0.24	—	40
		使用済燃料 貯蔵建屋 T.P. 16.3			
		備品管理建屋 T.P. 16.2			

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0.2$

6.2 機器要目

機器名称	W^* (kg)	g (m/s^2)	n_t (—)	N_b (—)	d (mm)	A_b (mm^2)
保管ラック	630	9.80665	2	4	6	28.3

* : W は、保管ラックの重量と保管ラックに収納する機器の総重量の合計

機器名称	アンカーボルトの 材料	F (MPa)	L (mm)	L_G (mm)	h_G (mm)
保管ラック	SS400相当	245	350	—50	2200

(高さ 2200mm の保管ラックを、呼び径 M6 のアンカーボルトで四隅を固定（奥行方向の間隔 350 mm）し、総重量が 630kg の場合の評価を行う。ラック前面とアンカーボルトの距離は 50mm とし、重心位置はラック前面とする。)

添付 5-8-19 保管ケースの計算方法に関する説明書

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	1
3. 計算条件	1
4. 記号の説明	2
5. 計算方法	3
5.1 保管ケースの転倒評価	3
5.2 転倒の評価	3
6. 保管ケースの設計条件及び仕様	4
6.1 設計条件	4
6.2 機器要目	4

図表目次

第3-1図	保管ケースのモデル図	1
第4-1表	記号の説明	2

1. 概要

本資料は、放射線サーベイ機器や可搬式の代替計測用計測器を保管する際の保管ケースの計算方法について説明するものである。

2. 適用基準

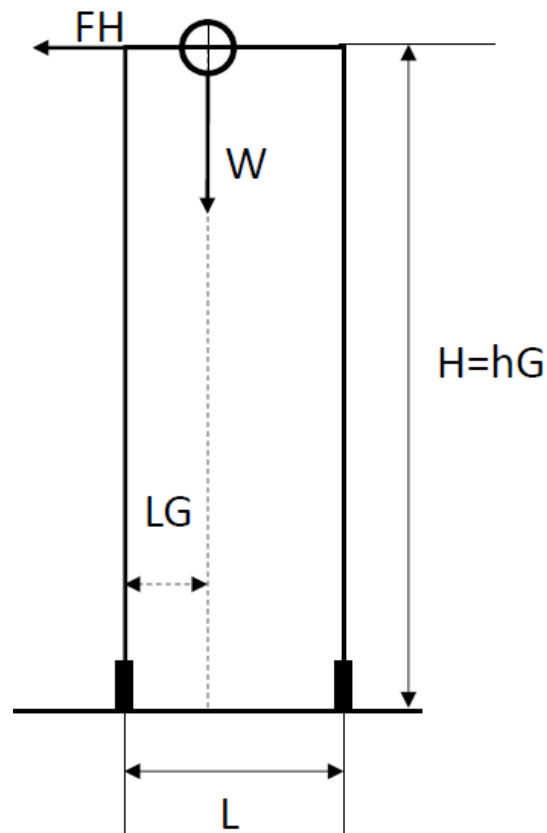
本資料においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 及び J E A G 4 6 0 1 -1987）を適用して評価する。

3. 計算条件

(1) 保管ケースの構造

保管ケースは蓋付のケースを選択する。地震力により保管ケースが転倒しないことの評価を行う。保管ケースの転倒を評価する際のモデル図を第3-1図に示す。

保管ケースに脚（2本）を想定し、自重により下に向かう力が、水平地震動により足を引っ張る力よりも小さくなった場合に保管ケースが転倒する可能性が生じることから、転倒しない条件を評価する。



第3-1図 保管ケースのモデル図

4. 記号の説明

本計算書で使用する記号の説明について第4-1表に示すとおりとする。

第4-1表 記号の説明

記号	記号の説明	単位
K_H	水平方向設計震度	—
K_V	鉛直方向設計震度	—
F_H	水平方向荷重	N
F_V	鉛直方向荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
n_t	水平方向の引張を受ける脚数	—
W	重量	kg
R_b	保管ケースを転倒させようとする力	N
L	保管ケースの幅	mm
L_G	保管ケースの端から重心までの水平方向の距離	mm
h_G	保管ケースの底面から重心までの鉛直方向の距離	mm

5. 計算方法

5.1 保管ケースの転倒評価

保管ケースは床面に配置される。水平地震力により生じる転倒モーメントの評価を行う。

(1) 保管ケースにかかる水平方向荷重 F_H と垂直方向荷重 F_V

設計用地震力により保管ケースにかかる荷重を以下の通り計算する。

$$\text{水平方向荷重 } F_H = K_H \times W \times g$$

$$\text{垂直方向荷重 } F_V = K_V \times W \times g$$

(2) 保管ケースを転倒させようとする力 R_b

設計用水平地震力により保管ケースを転倒させようとする力を以下の式で計算する。

$$R_b = (F_H \times h G) / (L \times n_t) - (W \times g + F_V) \times L G / (L \times n_t)$$

(脚を2本と考え、 $n_t=1$ とする)

5.2 転倒の評価

前項で求めた転倒させようとする力が負の場合、保管ケースと保管する機器の自重の方が大きいことから転倒しない。前項の式より

$$R_b < 0$$

$$(F_H \times h G) / (L \times n_t) - (W \times g + F_V) \times L G / (L \times n_t) < 0$$

$n_t=1$, $F_V=0$ とした場合

$$(K_H \times W \times g \times h G) / L - (W \times g) \times L G / L < 0$$

$$K_H \times h G - L G < 0$$

となり、保管する機器の重量ではなく、水平方向設計震度 K_H と機器も含めた保管ケース全体の重心位置 ($h G$ と $L G$)により転倒の有無が定まることとなる。

そのため、高さ方向の重心位置は保管ケースを重ねないこと、保管ケース内で機器を重ねておかないことで、保管ケースの高さに制限する。横方向の重心位置は、保管ケース内での機器の置き方により変わることから、クッション材等を用いて各機器を中央部に配置することで制限することとする。

6. 保管ケースの設計条件及び仕様

6.1 設計条件

名称	耐震設計上の 重要度分類	取付箇所 及び設置床 (m)	水平方向 設計震度 K_H	鉛直方向 設計震度 K_V
保管ケース	C	資機材保管庫 T.P. 約 30	0.24	—
		使用済燃料 貯蔵建屋 T.P. 16.3		
		備品管理建屋 T.P. 16.2		

設計用水平地震力 $1.2 \times C_i$

地震層せん断力係数 $C_i = 0.2$

6.2 機器要目

機器名称	W^* (kg)	g (m/s^2)	L (mm)	L G (mm)	h G (mm)
保管ケース	30	9.80665	300	120	500

* : W は保管ケースの重量と保管ケースに収納する機器の総重量の合計

添付6 津波による損傷の防止に関する説明書

添付 6-1 津波への配慮に関する説明書

添付6-1-1 津波への配慮に関する基本方針

目次*

1. 概要	1
2. 津波への配慮に関する基本方針	2
2.1 基本方針	2
2.2 適用規格及び適用基準	3

*：令和3年8月20日付け原規規発第2108202号にて変更認可され、今回申請で変更がない事項については、当該事項を記載した章、節又は項等の表題に前回申請と同じと記載する。

1. 概要 前回申請に同じ

本資料は、使用済燃料貯蔵施設（以下「貯蔵施設」という。）の津波防護設計が「使用済燃料貯蔵施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第8条（津波による損傷の防止）に適合することを説明するものである。

2. 津波への配慮に関する基本方針

2.1 基本方針

貯蔵施設の安全確保の仕組みは、基本的安全機能がほぼ金属キャスクに集約された極めてシンプルな構成であること、基本的安全機能は動力源や電気信号を要しない静的なメカニズムにより確保可能であること、使用済燃料の崩壊熱が発電炉と比べ格段に小さく、大気を最終的な逃がし場とすること、基本的安全機能を確保する上で人による判断や操作をほとんど必要としないことの特徴を有している。

金属キャスクは輸送容器として想定される事故条件に対しても密封性能や遮蔽性能を失わないよう設計されており、貯蔵時の津波による外力に対しても相当の裕度を期待でき、かつ浸水の影響も極めて限定的と考えられることを踏まえ、以下、津波防護の基本方針を設定する。

貯蔵施設は、その供用中に当該貯蔵施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波として、基準津波に相当する仮想的大規模津波を想定し、これに対して、使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）の受入れ区域の損傷を仮定しても、基本的安全機能が損なわれるおそれがない設計とする。

既往の知見を大きく上回る仮想的大規模津波を想定し、これを基準津波に相当する津波として、津波防護施設及び浸水防止設備の設置による遡上波の到達や流入の防止は行わず遡上波が貯蔵施設に到達する前提とする。

貯蔵建屋の貯蔵区域（以下「貯蔵区域」という。）は波力及び津波漂流物の衝突に耐えるよう設計するとともに、貯蔵されている金属キャスクの基本的安全機能が貯蔵区域の浸水により損なわれないよう設計する。

貯蔵建屋の受入れ区域（以下「受入れ区域」という。）については、損傷を仮定しても、落下物や津波漂流物の衝突により仮置きされている金属キャスクの閉じ込め機能が損なわれず、また適切な復旧手段及び復旧期間において金属キャスク損傷部及び貯蔵区域に通じる遮蔽扉部分の遮蔽機能を回復することにより、事業所周辺の公衆に放射線障害を及ぼさないよう設計する。

仮想的大規模津波による敷地内の浸水を想定しても、以下の対策により金属キャスク（貯蔵区域）の基本的安全機能を確認するための監視を継続して実施する。

津波襲来後の活動に対して、電気設備は活動拠点へ給電できる設計とし、給電された通信連絡設備を用いてリサイクル燃料備蓄センター内外へ通報連絡できる設計とする。

また、津波襲来により金属キャスクの通常の監視機能が喪失するため、計測設備及び放射線監視設備については、以下を考慮した設計とする。

- ・計測設備のうち代替計測用計測器により金属キャスクの表面温度及び蓋間圧力を計測できる設計とする。
- ・計測設備のうち代替計測用計測器により貯蔵建屋の給気口及び排気口の温度を計測できる設計とする。
- ・放射線監視設備のうち代替の放射線サーベイ機器により貯蔵建屋内及び周辺監視区域付近の放射線を計測できる設計とする。

上記の電気設備（電源車，軽油貯蔵タンク（地下式）），通信連絡設備（放送設備，警報装置，無線連絡設備，衛星携帯電話，加入電話設備），代替計測用計測器（圧力検出器，非接触式可搬型温度計，温度検出器），放射線サーベイ機器（電離箱サーベイメータ，シンチレーションサーベイメータ，中性子線用サーベイメータ）は，仮想的大規模津波の津波高さT.P. +23mより標高の高い敷地南側高台又は敷地南東側高台の活動拠点に配備する。

なお，貯蔵施設の浸水を想定した活動に必要な対策や体制を整備することを保安規定に定め，運用する。

2.2 適用規格及び適用基準 前回申請に同じ

適用する規格，基準を以下に示す。

- ・「使用済燃料貯蔵施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」（平成25年12月6日原子力規制委員会規則第24号）
- ・「使用済燃料貯蔵施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」（平成25年11月27日 原管廃発第1311272号 原子力規制委員会決定）
- ・「使用済燃料貯蔵施設の技術基準に関する規則」（令和2年3月17日 原子力規制委員会規則第8号）
- ・「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格（2007年版）J S M E S F A 1 - 2007」（（社）日本機械学会）
- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年版（2007年追補含む）） J S M E S N C 1 - 2005 / 2007」（（社）日本機械学会）

添付6-1-2 仮想的大規模津波の設定

目次*

1. 概要	1
2. 仮想的大規模津波の設定	2
2.1 仮想的大規模津波の概要	2
2.2 浸水範囲の考え方	2
2.3 入力津波について	2

図表目次

第2-1図 青森県による津波想定	3
第2-2図 仮想的大規模津波による浸水範囲	4
第2-3図 仮想的大規模津波と等価なモデルにおける貯蔵建屋周りの水位及び 流速の分布	5

*：令和3年8月20日付け原規規発第2108202号にて変更認可され、今回申請で変更がない事項については、当該事項を記載した章、節又は項等の表題に前回申請に同じと記載する。

1. 概要 前回申請に同じ

本資料は、津波防護基本方針の対象とする施設が津波に対して十分な健全性を有することを確認するための評価に用いる仮想的大規模津波の設定について説明するものである。

2. 仮想的大規模津波の設定 前回申請と同じ

2.1 仮想的大規模津波の概要

津波防護基本方針の策定に当たっては、既往の知見を大きく上回る仮想的大規模津波を想定し、使用済燃料貯蔵施設の基本的安全機能が損なわれないよう設計する方針とする。

敷地周辺の津波に関する客観的な既往の知見としては、青森県による津波想定、文献調査、津波堆積物調査結果が挙げられ、青森県による津波想定は、文献調査結果及び津波堆積物調査結果から十分な保守性を有することが確認されている。

これに更なる保守性を持たせた仮想的大規模津波として、第 2-1 図に示す青森県による津波想定（青森県海岸津波対策検討会，平成 25 年 1 月 29 日）からむつ市及び東通村の津軽海峡側全体を俯瞰して、敷地前面及び敷地周辺の最大津波高さである T.P. +11.5m の 2 倍とし、T.P. +23m とした。

なお、このときの浸水深は、貯蔵建屋の設置地盤高が T.P. +16m であることから、一様に 7m となる。

2.2 浸水範囲の考え方

仮想的大規模津波の設定の考え方にに基づき、敷地内の浸水範囲は、T.P. +23m の等高線を境界として T.P. +23m 以下の区域が一律に浸水し、貯蔵建屋の T.P. +23m 以下に位置する開口部及び遮蔽扉の隙間部から貯蔵建屋内への流入が発生するものとする。

仮想的大規模津波による浸水範囲を第 2-2 図に示す。

なお、敷地内への津波の浸水を前提として、使用済燃料貯蔵施設の基本的安全機能が損なわれないよう設計するため、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備は設置しない。

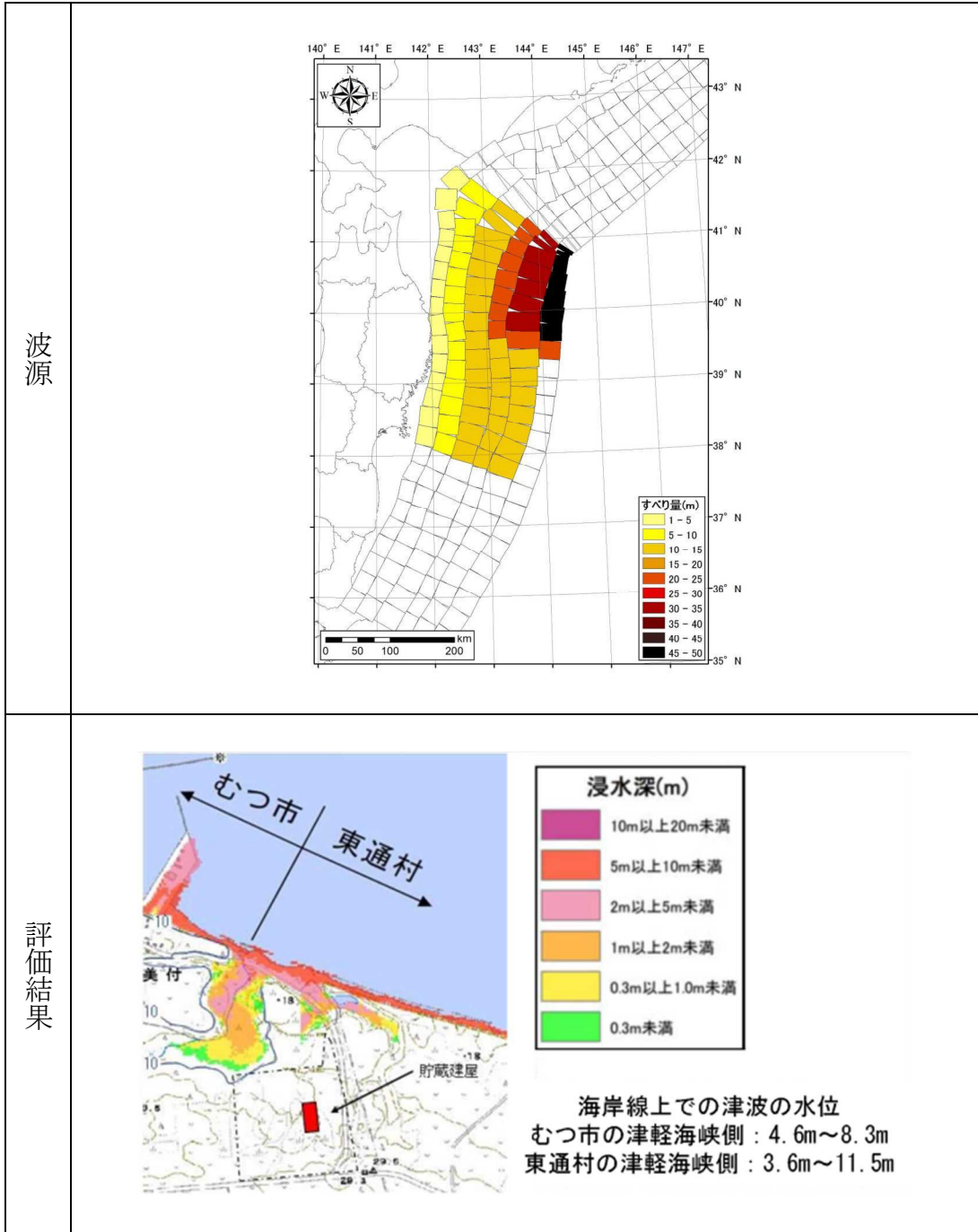
2.3 入力津波について

実際の津波は動的な現象であり、局所的な浸水深及び浸水の有無については、地形、構築物や潮位の影響による遡上及び駆け上がりの挙動による影響並びに地震による敷地の隆起・沈降等による影響に伴う変動が生じうるが、仮想的大規模津波が遡上波の到達を前提とするため津波高さ自体に大きな保守性を持たせ仮想的に設定した津波であることを踏まえると、局所的な浸水深の差異については、設定の保守性に包含されると考えられる。

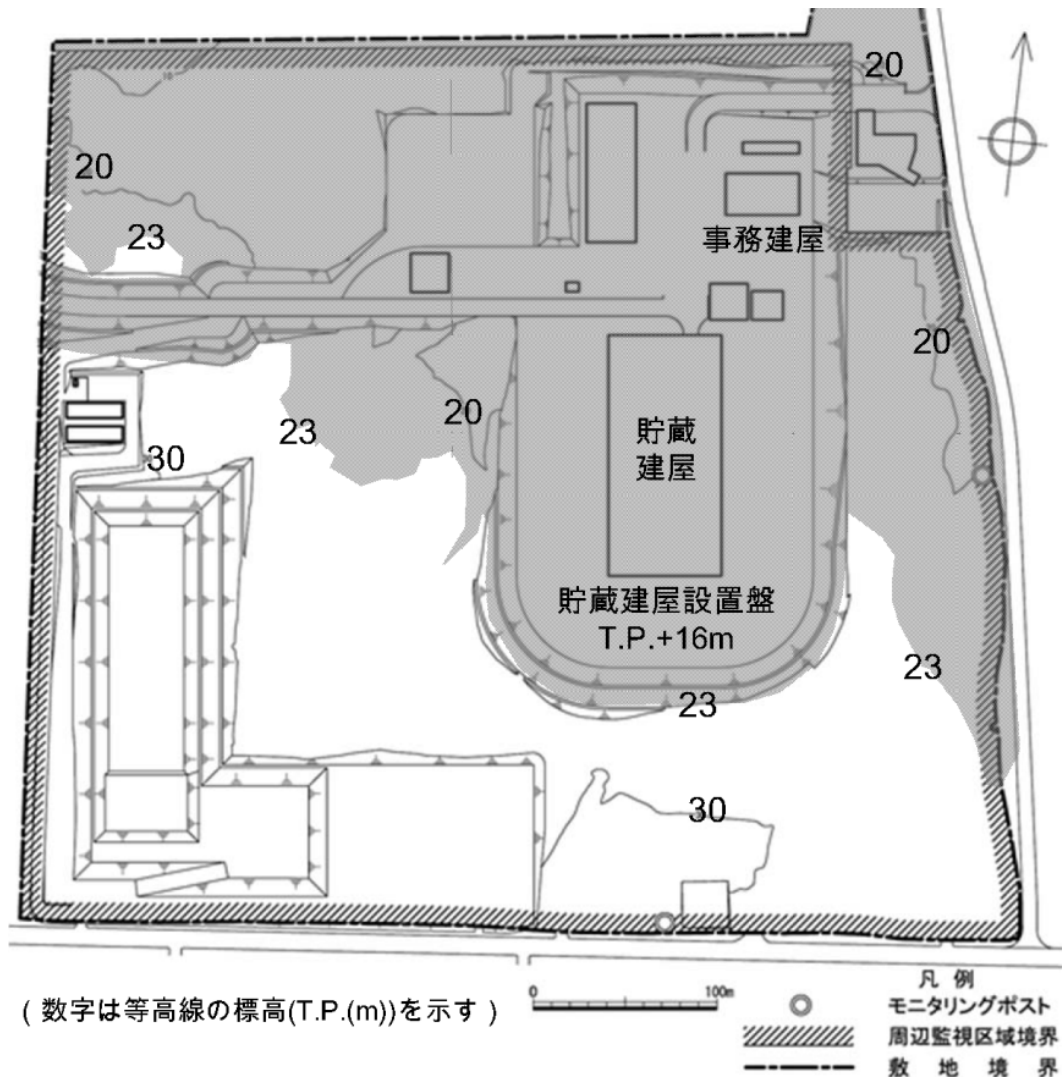
したがって、更なる安全性向上の観点から、基準津波に相当する津波として、既往知見を大きく上回る仮想的大規模津波（津波高さ T.P. +23m，貯蔵建屋の設置位置で一様に 7m の浸水深）を想定するが、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を設置しないことから、個別の入力津波は設定しない。

なお、波源域を三陸沖北部～根室沖とした波源モデルを設定し、仮想的大規模津波と同等の浸水深となるすべり量について検証したところ、すべり量は 2.4 倍程度であり、既往の知見に比べ十分に保守的な値となる。

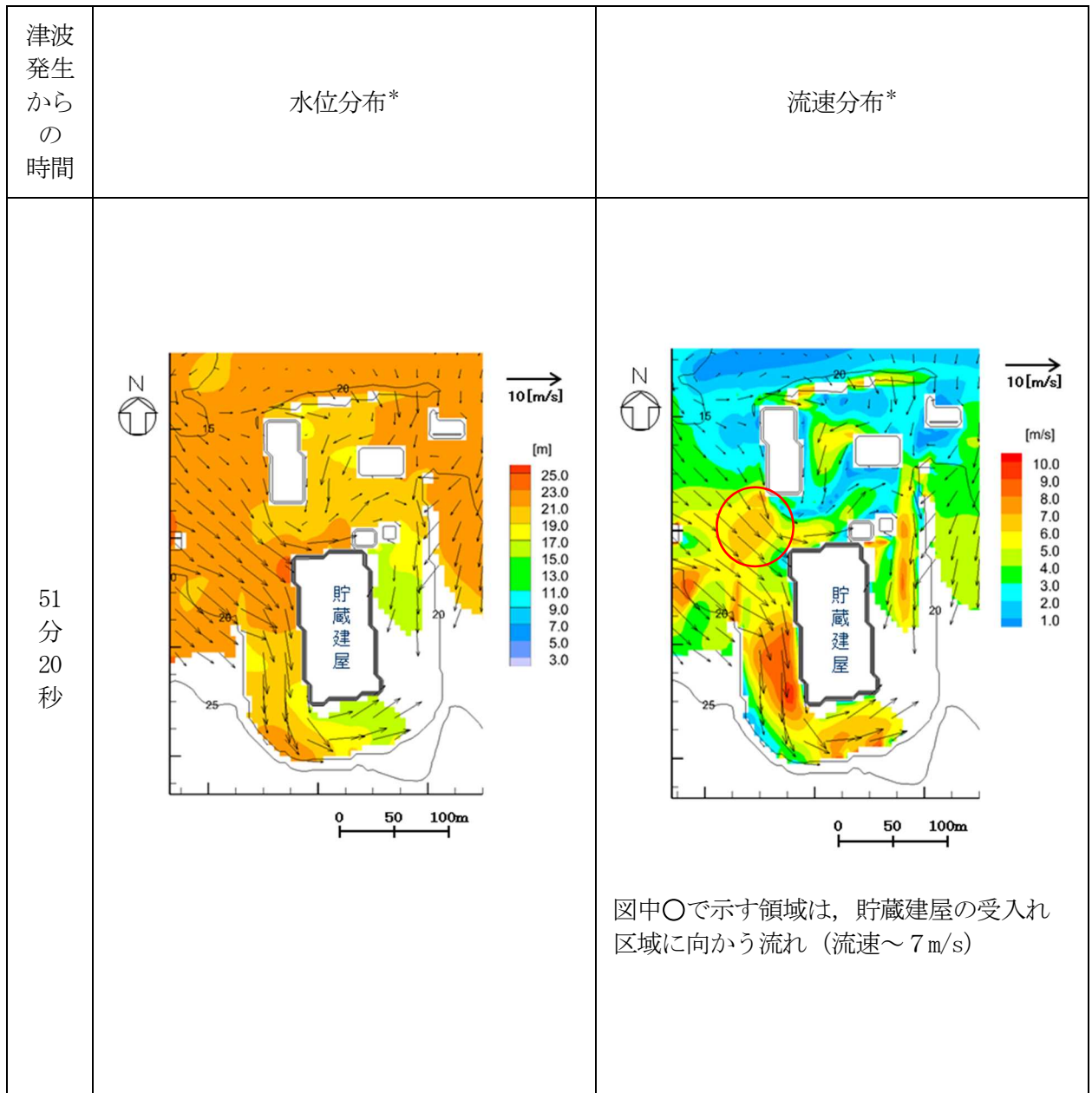
上記の仮想的大規模津波と等価なモデルにおける貯蔵建屋周りの水位および流速の分布を第 2-3 図に示す。



第2-1図 青森県による津波想定
 (青森県海岸津波対策検討会(平成25年1月29日)に一部加筆)



第2-2図 仮想的な大規模津波による浸水範囲



*) 矢印は流向及び流速を示す

第2-3図 仮想的な大規模津波と等価なモデルにおける貯蔵建屋周りの水位及び流速の分布

添付6-1-3 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の選定及び
設計方針

目次*

1. 概要	1
2. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の選定	2
2.1 使用済燃料貯蔵設備本体（金属キャスク及び貯蔵架台）	2
2.2 貯蔵区域（貯蔵区域の遮蔽扉を除く。）	2
3. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の設計方針	3
3.1 使用済燃料貯蔵設備本体（金属キャスク及び貯蔵架台）	3
3.2 貯蔵区域（貯蔵区域の遮蔽扉を除く。）	3

*：令和3年8月20日付け原規規発第2108202号にて変更認可され，今回申請で変更がない事項については，当該事項を記載した章，節又は項等の表題に前回申請に同じと記載する。

1. 概要 前回申請に同じ

本資料は、「添付6-1-1 津波への配慮に関する基本方針」に従い、仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の選定及び設計方針について説明するものである。

2. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の選定 前回申請に同じ

仮想的な大規模津波に対して、使用済燃料貯蔵施設の基本的な安全機能を確保する上で必要な施設を網羅的に抽出した結果、使用済燃料貯蔵設備本体（金属キャスク及び貯蔵架台）、並びに貯蔵区域（貯蔵区域の遮蔽扉を除く。）を津波防護基本方針の対象とする。

2.1 使用済燃料貯蔵設備本体（金属キャスク及び貯蔵架台）

基本的な安全機能を有する施設であり、耐震設計にてSクラスが要求される施設であることから、津波防護基本方針の対象とする。

2.2 貯蔵区域（貯蔵区域の遮蔽扉を除く。）

受入れ区域は仮想的な大規模津波による損傷を仮定することから、津波防護基本方針の対象としないが、貯蔵区域は遮蔽機能及び除熱機能の一部を担う施設であるため、津波防護基本方針の対象とする。

ただし、津波襲来時は、貯蔵区域と受入れ区域の間の遮蔽扉が開放された状態で浸水し、津波が引くと同時に排水された後も遮蔽扉が閉鎖できない状態を仮定する。したがって、遮蔽扉が担う遮蔽機能は前提とせず、津波防護基本方針の対象としない。

3. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の設計方針 前回申請に同じ

3.1 使用済燃料貯蔵設備本体（金属キャスク及び貯蔵架台）

使用済燃料貯蔵設備本体のうち金属キャスクは、仮想的大規模津波による受入れ区域の損傷を仮定しても、落下物等の衝突により受入れ区域に仮置きされている金属キャスクの閉じ込め機能が損なわれないよう設計する。

また、金属キャスク及び貯蔵架台に対して、仮想的大規模津波による水流が水平方向に作用しても、金属キャスク、貯蔵架台及び床面の固定状態が維持されるよう設計する。

3.2 貯蔵区域（貯蔵区域の遮蔽扉を除く。）

貯蔵建屋の貯蔵区域は、水深係数3を用いた仮想的大規模津波の波力及び津波漂流物の衝突に耐えるよう設計する。

添付6-1-4 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針

目次

1. 概要	1
2. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針	2
2.1 金属キャスクの閉じ込め機能評価	2
2.1.1 評価方針	2
2.1.2 記号	2
2.1.3 設計条件	3
2.1.4 計算条件	3
2.1.5 強度解析の手順	4
2.2 貯蔵架台の固定状態の維持評価	6
2.2.1 評価方針	6
2.2.2 評価方法	6
2.3 貯蔵建屋の耐性評価	6
2.3.1 評価方針	6
2.3.2 貯蔵建屋への影響を考慮する津波漂流物の選定	6
2.3.3 評価方法	7

図表目次

第2-1図 金属キャスクの強度解析箇所	9
第2-2図 金属キャスクの強度解析フロー	10
第2-3図 津波漂流物評価対象の選定フロー	11
第2-1表 燃料及び環境条件	12
第2-2表 設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ	13
第2-3表 評価事象	14
第2-4表 一次蓋密封シール部の許容塑性ひずみ値	15
第2-5表 一次蓋締付けボルトの許容応力値	16
第2-6表 数値の丸め方一覧表	17
第2-7表 漂流物調査及び抽出の結果（敷地内）	18
第2-8表 漂流物調査及び抽出の結果（敷地外）	19

1. 概要

本資料は、仮想的大規模津波の影響を考慮する施設について、仮想的大規模津波によりその基本的安全機能が損なわれないことを確認するための評価方針を説明するものである。

2. 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針

技術基準規則に適合することを確認するため、「添付6-1-3 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の選定及び設計方針」にて選定した津波防護基本方針の対象となる設備である使用済燃料貯蔵本体（金属キャスク及び貯蔵架台）、並びに貯蔵建屋（貯蔵区域）について、「添付6-1-1 津波への配慮に関する基本方針」に従い評価を行う。

金属キャスクにおいては、受入れ区域の損傷を仮定し、受入れ区域の損傷に伴う落下物や津波漂流物に対する金属キャスクの閉じ込め機能評価を行う。貯蔵架台においては、仮想的な大規模津波による水流が作用しても、金属キャスク、貯蔵架台及び床面の固定状態が維持されることを評価する。貯蔵建屋においては、仮想的な大規模津波の波圧及び津波漂流物に対する貯蔵区域の耐性評価を行う。

2.1 金属キャスクの閉じ込め機能評価

2.1.1 評価方針

金属キャスクについては、損傷を仮定する受入れ区域には貯蔵しないが、金属キャスクの搬入・搬出時に津波の襲来を受けた場合を仮定して、受入れ区域の損傷に伴う落下物や津波漂流物に対し、金属キャスクの密封境界部がおおむね弾性範囲内にとどまることを評価する。

なお、津波漂流物については、仮に、貯蔵区域の遮蔽扉が開放された状態で受入れ区域が損傷しても、損傷した受入れ区域が障壁となること等の理由から、衝撃力のある大型の漂流物が貯蔵区域の機器搬出入口から支障なく流入し金属キャスク及び貯蔵架台に衝突する可能性は極めて小さいと考えられる。

金属キャスクの閉じ込め機能が維持できるように、以下に示した設計基準を用いる。

- ・一次蓋密封シール部の塑性ひずみが0.2%以下となり、おおむね弾性範囲内にある。
- ・一次蓋締付けボルト応力が設計降伏点以下となり、弾性範囲にある。

2.1.2 記号

本資料において、評価に関する以下の記号を使用する。ただし、本文中に特記のある場合は、この限りでない。

記号	記号の説明	単位
m	質量	kg
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
C _H	水平方向設計震度	-
C _d	抗力係数	-
A	断面積	m ²
ρ	密度	kg/m ³
V	流速	m/s
S _y	設計降伏点	MPa

2.1.3 設計条件

2.1.3.1 解析温度

胴及び一次蓋の解析温度を以下に示す。

胴	天井クレーン落下	130 °C
	天井スラブ落下	150 °C
一次蓋	天井クレーン落下	110 °C
	天井スラブ落下	150 °C

2.1.3.2 燃料及び環境条件

燃料及び環境条件として、金属キャスクの収納物（使用済燃料）、姿勢及び周囲温度の条件を第2-1表に示す。

2.1.3.3 衝突想定条件

津波による受入れ区域損傷に伴う落下物の衝突想定条件を以下に示す。受入れ区域の損傷に伴う落下物として、金属キャスクの運用状態と考えられる落下物（建屋構造材及び天井クレーン）の組合せから、金属キャスクの密封境界部への衝突荷重が大きい事象である天井クレーンの水平姿勢キャスクへの落下及び天井スラブのたて姿勢キャスクへの落下の2つを衝突想定条件として設定する。

落下物	落下物概要	金属キャスクの状態
天井クレーン	質量 : 128 t	<ul style="list-style-type: none"> ・水平姿勢（たて起こし架台上に仮置きされた金属キャスク） ・緩衝体なし ・三次蓋なし*
	落下高さ : 5.3 m	
	落下速度 : 10.2 m/s	
	落下エネルギー : 6.7×10^6 N·m	
天井スラブ	質量 : 30 t	<ul style="list-style-type: none"> ・たて姿勢（受入れ区域内の移送中及び検査架台上の金属キャスク） ・緩衝体なし ・三次蓋なし
	落下高さ : 16.6 m	
	落下速度 : 18.1 m/s	
	落下エネルギー : 4.9×10^6 N·m	

*) 運用上、水平姿勢の金属キャスクには三次蓋が付いているが、保守的な条件として三次蓋がない状態を仮定する。

2.1.3.4 荷重の種類とその組合せ

設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを第2-2表に示す。

強度解析に用いる荷重は「添付 6-1-5-1 仮想的な大規模津波に対する金属キャスクの影響評価」の「2.1 金属キャスクの強度計算」に記載する。

2.1.4 計算条件

2.1.4.1 解析対象とする事象

「2.1.3.3 衝突想定条件」で示した津波による受入れ区域損傷に伴う落下物の衝突想定条件より、第2-3表に示すように荷重条件を考慮して天井クレーン及び天井スラブの密封容器への落下事象について解析を実施する。

2.1.4.2 解析箇所

強度解析を行う箇所は、以下のとおりである。強度解析箇所を第 2-1 図に示す。

- (1) 一次蓋（密封シール部）
- (2) 胴（一次蓋密封シール部）
- (3) 一次蓋締付けボルト

2.1.4.3 形状及び寸法

強度解析を行う部位の形状及び寸法は、「添付 6-1-5-1 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価」の「2.1 金属キャスクの強度計算」に示す。

2.1.4.4 物性値

強度計算に使用する物性値は、金属キャスクの温度分布計算の結果を踏まえて得られた解析温度を各部ごとに設定し、これに対応した値を用いる。なお、弾性を超える範囲は ASME B&PV Code Sec. VIII (2011 Addenda) Div. 2, Annex 3-D にて示される構成方程式を用いて補正する。

2.1.4.5 許容基準

- (1) 一次蓋密封シール部

一次蓋密封シール部の塑性ひずみが 0.2% 以下となり、おおむね弾性範囲内にある。

- (2) 一次蓋締付けボルト

一次蓋締付けボルト応力が設計降伏点以下となり、弾性範囲にある。

2.1.5 強度解析の手順

強度解析を行う場合の手順について一般的な事項を述べる。

2.1.5.1 解析手順の概要

金属キャスクの強度解析フローを第 2-2 図に示す。

金属キャスクの強度解析は、想定される内圧、機械的荷重及び衝突荷重を基に、密封容器の実形状をモデル化し、解析コードである ABAQUS を用いて行う。

ABAQUS とは、有限要素法に基づく強度解析等の汎用解析コードである。

強度計算は、解析しようとする箇所を形状、材料等の不連続部で小さなメッシュに分割することによって行う。

2.1.5.2 荷重条件の選定

金属キャスクに作用させる落下物の衝突荷重条件を以下に示す。

事象	衝突荷重条件
天井クレーン落下	<ul style="list-style-type: none"> 荷重は48 MN 荷重範囲は、軸方向は一次蓋側面に相当する範囲、周方向は金属キャスク直径の約1/2 の範囲として一様分布を与える
天井スラブ落下	<ul style="list-style-type: none"> 荷重は 11 MN 荷重範囲は、二次蓋及び二次蓋フランジ部として一様分布を与える

2.1.5.3 強度計算の方法

(1) 強度計算は荷重ごとに行う。荷重条件として与えられるものは次の3つである。

a. 内圧

圧力による荷重をいう。

b. 機械的荷重

自重（燃料集合体を含む金属キャスクの輸送時及び貯蔵時の設計質量を用いる。）による荷重及びボルト初期締付け力をいう。

c. 衝突荷重

落下物衝突時に金属キャスクに作用する荷重をいう。

(2) 解析モデルは次の方針に従う。

a. モデル化に当たっては、金属キャスクの形状の対称性及び荷重の対称性を考慮する。

b. 解析モデルは三次元1/2モデルとし、固体要素及びはり要素による解析モデルとする。また、モデル化に当たり対称性を考慮して境界条件を設定する。モデル図及び境界条件を「添付6-1-5-1 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価」の強度計算書に示す。

(3) 構造及び材料の不連続性を考慮して、強度評価点（領域）をとる。評価点（領域）は、「添付6-1-5-1 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価」の第2-3図に番号〔例①〕で示す。

(4) 強度評価は、この強度評価点（領域）について行う。

(5) 溶接部については、母材と同等の物性値及び機械的性質を用いる。

2.1.5.4 強度の評価

(1) 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ評価

一次蓋密封シール部の強度評価は、塑性ひずみを評価する。一次蓋密封シール部の許容塑性ひずみ値を第2-4表に示す。

(2) 一次蓋締付けボルトの応力評価

一次蓋締付けボルトの応力評価は、平均引張応力+曲げ応力を評価する。一次蓋締付けボルトの許容応力値を第2-5表に示す。

2.1.5.5 数値の丸め方

数値は原則として安全側に丸めて使用する。また、規格、基準等により決まる数値につ

いては丸めず，規格，基準等を内挿して使用する場合は原則として安全側に処理する。
表示する数値の丸め方を第2-6表に示す。

2.2 貯蔵架台の固定状態の維持評価

2.2.1 評価方針

貯蔵架台上には金属キャスクが固定され，貯蔵区域の所定の床面に固定された状態を考
える。

仮想的な大規模津波により損傷した受入れ区域が障壁となることから，貯蔵区域に設置し
ている貯蔵架台に直接波力が作用することはないが，仮に貯蔵架台に固定している金属キ
ャスク及び貯蔵架台に対して，仮想的な大規模津波による水流が水平方向に作用しても，金
属キャスク，貯蔵架台及び床面の固定状態が維持されることを評価する。

2.2.2 評価方法

貯蔵架台に作用する基準地震動の水平方向地震力と仮想的な大規模津波で想定される最大
の水流により金属キャスク及び貯蔵架台（水平方向）に作用する抗力を計算し，比較する。

2.3 貯蔵建屋の耐性評価

2.3.1 評価方針

貯蔵建屋については，水深係数3を用いた仮想的な大規模津波に伴う波圧に対する評価に
基づき，貯蔵区域の外壁において，仮想的な大規模津波に伴う波圧に対し，変形，応力が許
容値を超えないことを評価する。

同様に，貯蔵区域の遮蔽扉（3箇所）においても，閉鎖されている状態で，仮想的な大規
模津波に伴う波圧に対し，応力が許容値を超えないことを評価する。

また，貯蔵区域の外壁及び遮蔽扉の評価においては，津波波圧による荷重に対する確認
に加え，津波波圧による荷重及び津波漂流物による衝突荷重に対する評価を行う。

なお，受入れ区域については，仮想的な大規模津波に伴う波圧に対し，外壁の応力が許容
値を超えることから損傷を仮定する。

2.3.2 貯蔵建屋への影響を考慮する津波漂流物の選定

リサイクル燃料備蓄センターの敷地内が津波により浸水した場合の津波漂流物による貯
蔵建屋への影響を考慮するため，敷地内及び敷地外（西側沿岸部及び東側沿岸部）で確認
される品目を取りまとめ，貯蔵建屋への影響を評価すべき対象を選定する。評価対象の選
定フローを第2-3図に示す。

津波漂流物の影響を考察する上では，発電用原子炉における観点をベースに使用済燃料
貯蔵施設の特徴を踏まえてスクリーニングの観点を設定した。

基本的な安全機能の観点からは，金属キャスク等への津波漂流物の衝突による強度への影
響が重要であることから，衝突に伴う運動エネルギーの付与が大きくなる大型の物品を抽出
の対象とする。大型の物品の範囲としては，竜巻における設計飛来物（ワゴン車：質量

1,970kg) を参考に、おおむね乗用車レベル (1t 程度以上) とする。また、漂流過程 (漂流開始時、漂流中、衝突時) において変形・分解しやすい物品については衝突による影響が小さいと考えられることから、スクリーニングにおいて抽出の対象から除外する。

抽出から除外する観点として、①漂流物化しない (水密性がなく大きな浮力が生じない、地面に固定されている、船舶等で退避可能)、②到達しない (距離、地形及び流向より敷地に到達する可能性が小さい、周辺監視区域境界フェンスにより敷地内への到達を阻害される) 及び③敷地に到達しても衝突による貯蔵建屋への影響が小さい (大型の漂流物でない、漂流過程において変形・分解する) を踏まえる。

以上を踏まえ、敷地内及び敷地外で確認された品目と抽出からの除外の有無を第 2-7 表及び第 2-8 表に示す。

津波漂流物として貯蔵建屋へ衝突する際、その質量と同様に対象が浮力により浮遊しているか水中を滑動しているかによって、付与されるエネルギーは大きく異なる。一般的に、浮遊状態 (質量 < 浮力) のものの方が、滑動状態 (質量 \geq 浮力) のものより衝突時に付与されるエネルギーは大きい。

したがって、貯蔵建屋への津波漂流物の衝突による強度への影響が大きくなる大型の津波漂流物としては、浮遊状態のものと滑動状態のものから、それぞれ質量が最大であるキャスク緩衝体 (浮遊/約6t) とキャスク輸送車両 (滑動/約44t) を選定する。

2.3.3 評価方法

(1) 貯蔵建屋の耐性評価の確認項目

貯蔵建屋の耐性評価として、以下の項目につき確認を行う。

- a. 貯蔵区域の外壁の健全性確認
- b. 貯蔵区域の遮蔽扉の健全性確認
- c. 津波による荷重と設計用地震力及び保有水平耐力の比較

(2) 検討方法及び判定基準

a. 貯蔵区域の外壁の健全性確認

貯蔵区域の四周の外壁に採用する荷重が等しいことから、相対的に最も応力の高くなる部位を代表部位として健全性の確認を行う。

東側及び西側の外壁は南側の外壁及び受入れ区域との境界壁よりも厚いこと、受入れ区域との境界壁は南側外壁に比べて取り付く柱により相対的に剛性が高いことから、貯蔵区域の南側外壁を対象として健全性の確認を行う。

津波により貯蔵建屋外壁に作用する荷重の算定に当たっては、静的荷重として評価し、外壁に生じる応力を算出する。

判定基準として「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」((一社) 日本機械学会, 2003) の荷重状態IVの許容値として定めるコンクリートの圧縮ひずみ 3000μ 及び鉄筋の引張ひずみ 5000μ を、面外せん断応力度については「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一」((一社) 日本建築学会, 1999改訂) に示される許容値をそれぞれ用いる。

b. 貯蔵区域の遮蔽扉の健全性確認

貯蔵区域の遮蔽扉（3箇所）のうち1箇所を代表箇所として健全性の確認を行う。機器搬出入口の遮蔽扉は、津波襲来時に閉鎖された状態ではなく、開放された状態となることを想定することから、代表箇所から除外する。残り2箇所の人員用遮蔽扉は、扉開口寸法は同じであるが、南側の遮蔽扉のほうが北側の遮蔽扉より厚さが薄いことから、南側の人員用遮蔽扉を代表箇所として健全性の確認を行う。

判定基準に用いる許容値として、曲げモーメントにより鋼板に生じる引張応力度として鋼板の短期許容応力度を用いる。

c. 津波による波圧（荷重）と設計用地震力及び保有水平耐力の比較

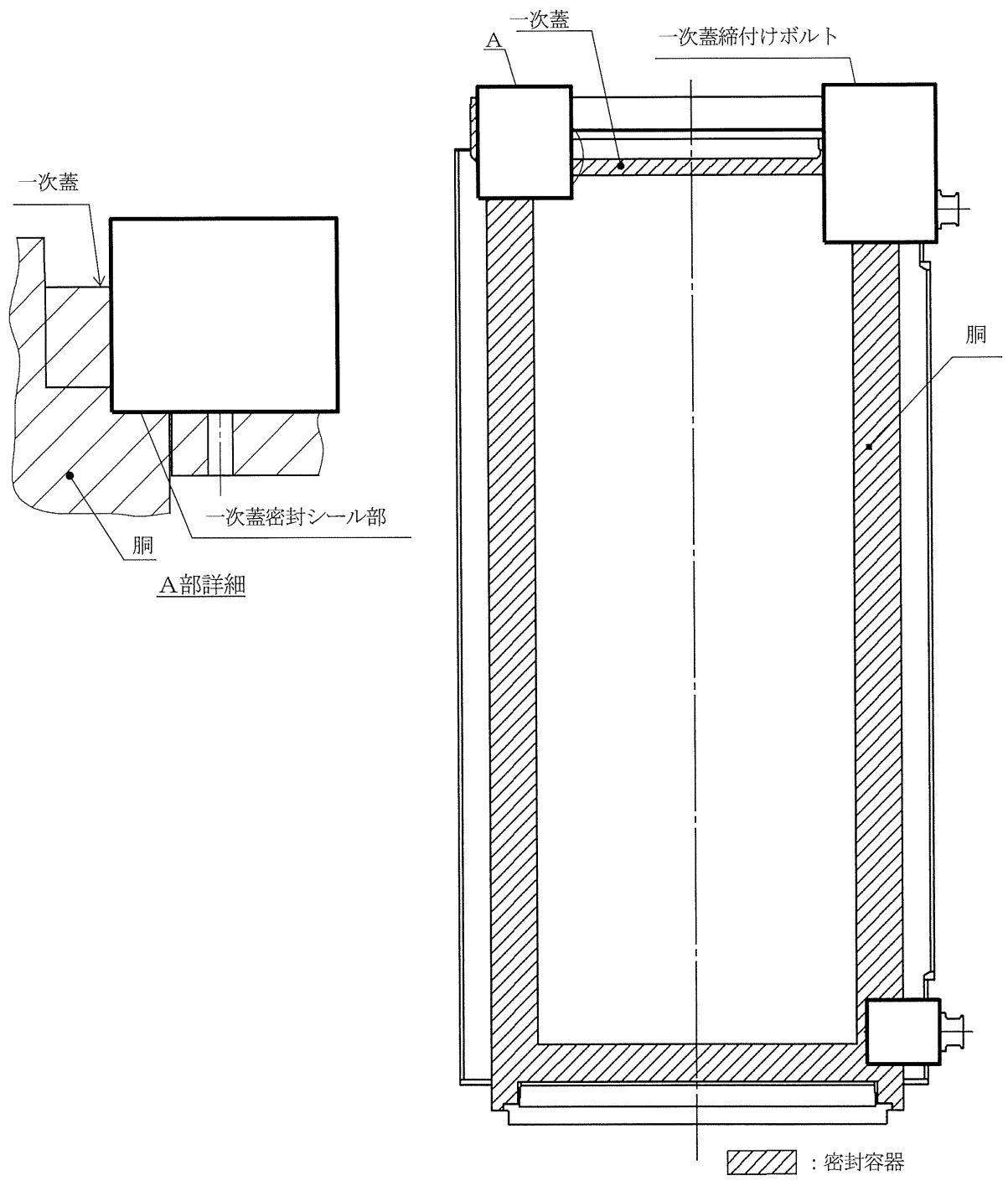
上記の確認に加え、津波による荷重と建物の設計用地震力及び地震時の耐力である保有水平耐力との比較を行い、設計裕度の確認を行う。

(3) 荷重の組合せ

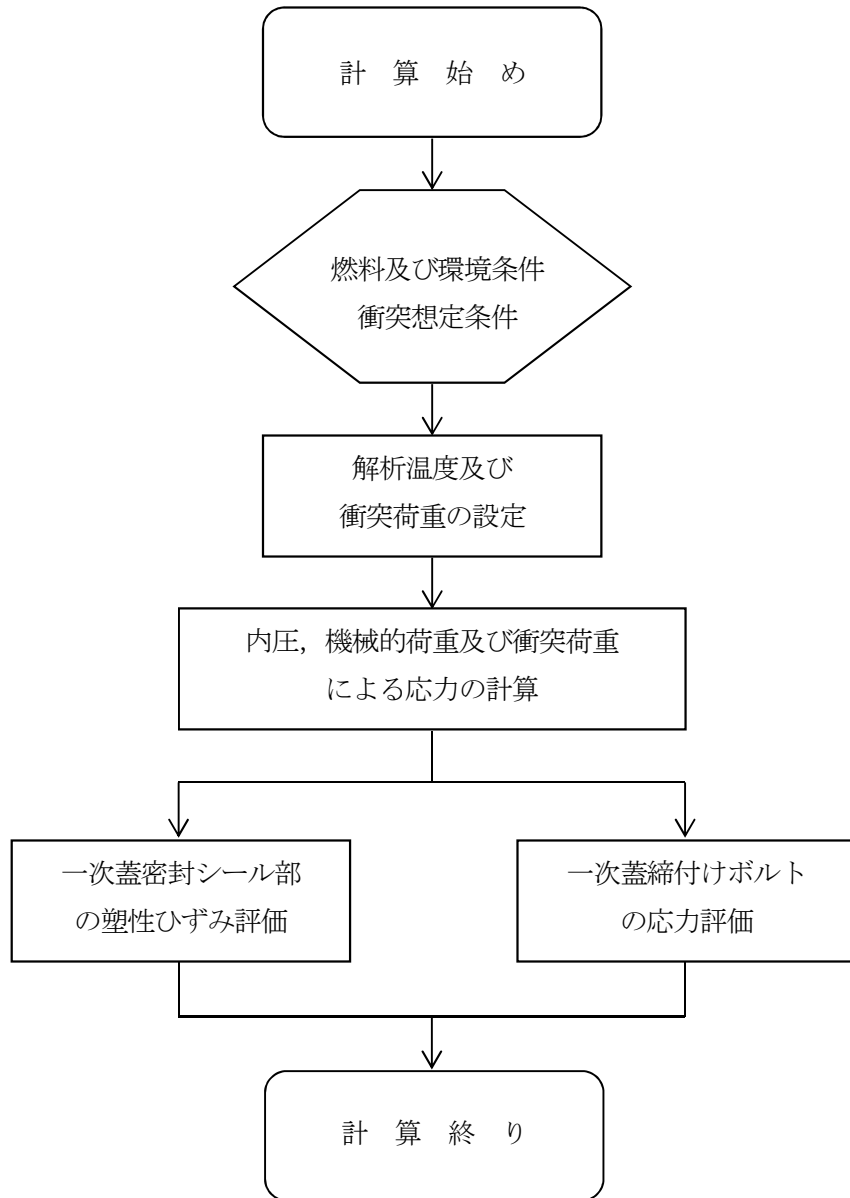
貯蔵建屋への荷重の観点から設計上考慮すべき自然現象として地震、竜巻、風（台風）、積雪及び降下火砕物が考えられるが、以下の理由から、津波による波圧とこれらの荷重の組合せは考慮しない。

- a. 地震については、発生可能性が小さく継続時間も短いことから津波による波圧と同時に作用する可能性が考え難く、仮に同時に発生しても貯蔵建屋への荷重の作用方向が異なる。
- b. 竜巻及び風（台風）による荷重は津波による波圧と比べて非常に小さく津波による波圧に包絡されると考えられ、また竜巻は発生可能性が小さく継続時間が短い。
- c. 積雪及び降下火砕物による荷重は、津波による波圧と貯蔵建屋への荷重の作用方向が異なる。

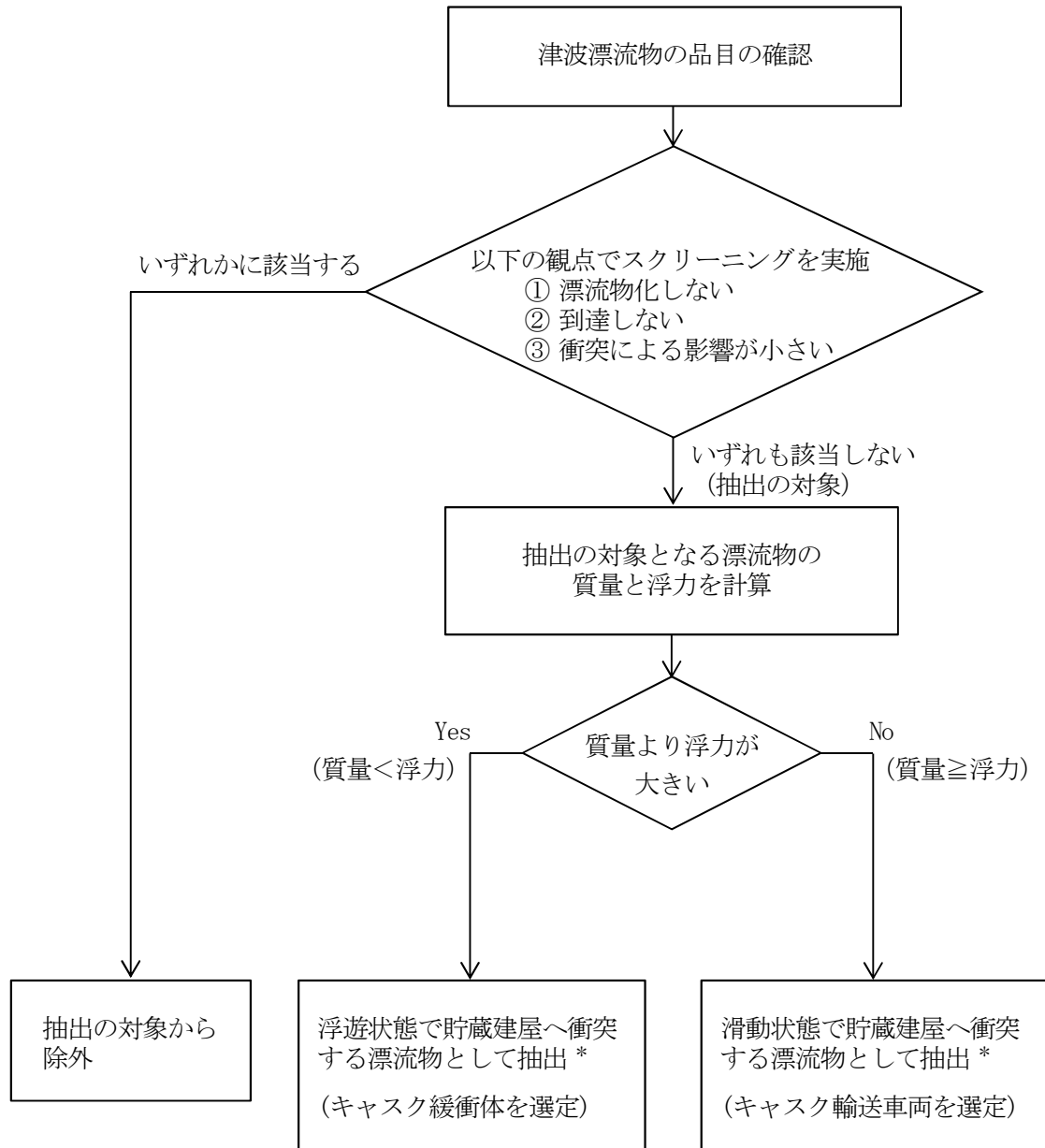
上記を踏まえ、貯蔵建屋の耐性評価に用いる荷重は、津波波圧による荷重及び津波漂流物による衝突荷重とする。



第2-1図 金属キャスクの強度解析箇所



第2-2図 金属キャスクの強度解析フロー



*) 抽出した漂流物のうち、質量が最大のものを選定する

第2-3図 津波漂流物評価対象の選定フロー

第2-1表 燃料及び環境条件

項目	評価条件
対象燃料	新型8×8ジルコニウムライナ燃料
収納体数(体)	69
設計崩壊熱量(kW)*	15.3
姿勢	たて姿勢/水平姿勢
周囲の空気温度(°C)	45(たて姿勢)/38(水平姿勢)

*) 金属キャスクの最大崩壊熱量は12.1kWであるが、温度分布計算では燃料集合体の軸方向の燃焼度分布を保守的に考慮した設計崩壊熱量を用いる。崩壊熱量はORIGEN2コードにより求めた。

第2-2表 設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

事象 \ 荷重	圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	吊上げ荷重	衝突荷重	熱荷重
天井クレーン落下	○	○	○	-	○	-
天井スラブ落下	○	○	○	-	○	-

第2-3表 評価事象

事象	荷重条件
天井クレーン落下	密封容器内圧力 : -0.101325 MPa 蓋間圧力 : 0.4 MPa 蓋部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 側部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 底部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 自重 ボルト初期締付け力 衝突荷重 : 48 MN
天井スラブ落下	密封容器内圧力 : -0.101325 MPa 蓋間圧力 : 0.4 MPa 蓋部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 側部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 底部レジン充填部圧力 : <input type="text"/> MPa 自重 ボルト初期締付け力 衝突荷重 : 11 MN

第2-4表 一次蓋密封シール部の許容塑性ひずみ値

事象	評価点 (領域)	許容塑性ひずみ値 (%)	基準
天井クレーン落下	一次蓋 (密封シール部)	0.2	おおむね弾性範囲内
	胴 (一次蓋密封シール部)	0.2	おおむね弾性範囲内
天井スラブ落下	一次蓋 (密封シール部)	0.2	おおむね弾性範囲内
	胴 (一次蓋密封シール部)	0.2	おおむね弾性範囲内

第2-5表 一次蓋締付けボルトの許容応力値

事象	応力の種類	許容応力値 (MPa)	
		低合金鋼	
		一次蓋締付けボルト	
		SNB23-3	許容値基準
天井クレーン落下	平均引張応力+曲げ応力	848	S_y
天井スラブ落下	平均引張応力+曲げ応力	831	S_y

第2-6表 数値の丸め方一覧表

数値の種類	単位	処理桁	処理法	表示桁
温度	℃	—	—	設計値
圧力	MPa	—	—	設計値
長さ	mm	—	—	設計値
質量	kg	—	—	設計値
衝突荷重	MN	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力値	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位
計算応力値	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
設計震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
断面積	m ²	小数点以下第2位	切上げ	小数点以下第1位
地震力	kN	小数点以下第1位	切捨て	整数位
抗力	kN	小数点以下第1位	切上げ	整数位

第2-7表 漂流物調査及び抽出の結果（敷地内）

大区分	小区分	品目（カッコ内は設置場所）	漂流物として抽出*1	備考	
建築物 構築物	鉄筋コン クリート造	守衛所/ビジターハウス, 出入管理建屋, モニタリングポスト	× (①-1/①-2)		
	鉄骨造	事務建屋, 車庫, 備品管理建屋, 特殊車両庫, 給水施設, 受変電施設	× (③-2)		
	その他	発電機		○ (浮遊)	質量: 約 5.2t
		分電盤		○ (浮遊)	質量: 約 3.9t
		冷却塔		○ (浮遊)	質量: 約 1.8 t
		ゲート		× (①-1)	
	タンク コンテナ 等	物置, 仮設 ハウス等	倉庫, 詰所, 仮設トイレ	○ (浮遊)	質量: 約 2 t (倉庫)
その他		キャスク緩衝体 (備品管理建屋)	○ (浮遊)	質量: 約 6t	
		貯蔵架台, 輸送用機材 (備品管理建屋)	× (①-1)		
車両	特殊車両	キャスク輸送車両 (特殊車両庫)	○ (滑動)	質量: 約 44t (アダプタを含む)	
		電源車	○ (滑動)	質量: 約 8t	
		動力消防ポンプ積載軽トラック (車庫)	○ (滑動)	質量: 約 1t	
	一般車両	乗用車, トラック, バス	○ (滑動)	最大質量: 約 13t (バス)	

* 1) 漂流物として抽出しない事由の凡例（第2-7表, 第2-8表 共通）

- ①-1: 水密性がなく, 大きな浮力が生じないため漂流物化しない
- ①-2: 設置状況より漂流物化しない
- ①-3: 退避可能であり, 漂流物化しない
- ②-1: 距離, 地形及び流向より到達しない
- ②-2: 周辺監視区域境界フェンスに阻害され, 到達しない
- ③-1: 大型の漂流物でなく, 衝突による影響が小さい
- ③-2: 漂流過程において変形・分解し, 衝突による影響が小さい

第2-8表 漂流物調査及び抽出の結果（敷地外）

大区分	小区分	品目（カッコ内は設置場所）	漂流物として抽出*1	備考
船舶 港湾 施設	大型船舶	使用済燃料運搬船（関根浜港） 海洋地球研究船（関根浜港）	× (①-3)	津波警報発生時は緊急離岸する
	小型船舶	巡視艇（関根浜港） 漁船（関根漁港、石持漁港等） 廃漁船（敷地外西側沿岸部等）	× (②-1/②-2)	
	港湾施設	浮棧橋（関根浜港） 浮標（関根浜港）	× (②-1/②-2)	
		デリッククレーン（関根浜港） 水管橋（関根浜港） ケーソン（漁港）	× (①-1)	
建築物 構築物*2	鉄筋コンクリート造	事務所、宿泊施設、 荷捌施設（漁港）、 水道施設、モニタリングポスト等	× (①-1/①-2)	
	鉄骨造	事務所、集会所、保育園、 コンビニエンスストア、 自動車工場、鉄工所、 水産加工場、牛舎、倉庫等	× (③-2)	
	プレハブ	倉庫、小屋、詰所等 （関根浜港周辺等）	× (③-2)	
	木造	一般家屋、神社、小学校、荷捌施設 （漁港）、倉庫、小屋等	× (③-2)	
	その他	セメントミキサ（生コン製造施設） ベルトコンベア（砕石・砂利施設、 生コン製造施設） 鉄塔（携帯基地局、気象観測塔等） 監視塔（漁港）	× (①-1)	
		沈泥槽（砕石・砂利施設）	× (①-1/①-2)	
タンク コンテナ 等	タンク	石油タンク（敷地外西側沿岸部）	× (②-1)	敷地との直線距離が約3.5kmで途中に起伏あり
	コンテナ物置、 仮設ハウス	倉庫、小屋、詰所等 （関根浜港周辺等）	× (②-1/②-2)	
	ドラム缶	ドラム缶（漁港等）	× (③-1)	
車両	特殊車両	ショベルカー、フォークリフト等	× (①-1)	
	一般車両	乗用車、トラック、バス	× (②-2)	

*1) 漂流物として抽出しない事由の凡例は、第2-7表と同じ

*2) 建築物・構築物の構造（小区分）は、推定を含む

添付 6-1-5 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の影響評価

添付6-1-5-1 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響
評価

目次

1. 概要	1
2. 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価	2
2.1 金属キャスクの強度計算	2
2.1.1 形状・寸法・材料	2
2.1.2 強度計算	2
2.1.3 強度計算結果	3
3. 仮想的大規模津波に対する貯蔵架台の影響評価	12
3.1 貯蔵架台の固定状態の維持評価	12
3.1.1 形状・寸法	12
3.1.2 水平方向地震力及び抗力の算出	12
3.1.3 評価結果	12

図表目次

第2-1図 密封容器の形状・寸法・材料	4
第2-2図 二次蓋の形状・寸法・材料	5
第2-3図 強度評価点（領域）	6
第2-4図 解析モデル（天井クレーン落下）	7
第2-5図 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布（天井クレーン落下）	8
第2-6図 解析モデル（天井スラブ落下）	9
第2-7図 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布（天井スラブ落下）	10
第3-1図 貯蔵架台上に固定された金属キャスク及び貯蔵架台の形状・寸法	13
第2-1表 強度計算結果（一次蓋密封シール部）	11
第2-2表 強度計算結果（一次蓋締付けボルト応力）	11
第3-1表 評価結果（貯蔵架台の固定状態の維持評価）	14

1. 概要

本資料は、仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価について説明するものである。

2. 仮想的大規模津波に対する金属キャスクの影響評価

2.1 金属キャスクの強度計算

2.1.1 形状・寸法・材料

本計算書で解析する密封容器の形状・寸法・材料を第2-1図に、二次蓋の形状・寸法・材料を第2-2図に示す。

2.1.2 強度計算

2.1.2.1 強度評価点

密封容器の強度評価点（領域）を第2-3図に示す。

なお、強度評価点については、解析上最も厳しい部位を選定し、代表評価点（領域）として本計算書に記載している。

2.1.2.2 天井クレーン落下時

2.1.2.2.1 荷重条件

天井クレーン落下時における荷重は次に示す組合せとする。

密封容器内圧力 (-0.101325 MPa) + 蓋間圧力 (0.4 MPa) + 蓋部レジン充填部圧力 (MPa) + 側部レジン充填部圧力 (MPa) + 底部レジン充填部圧力 (MPa) + 自重 + ボルト初期締付け力 + 衝突荷重 (48 MN)

2.1.2.2.2 計算方法

強度計算は、解析コードABAQUSにより行う。三次元固体（連続体）要素及び三次元はり要素による解析モデルを第2-4図に示す。

2.1.2.2.3 計算結果

一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布を第2-5図に示す。

2.1.2.3 天井スラブ落下時

2.1.2.3.1 荷重条件

天井スラブ落下時における荷重は次に示す組合せとする。

密封容器内圧力 (-0.101325 MPa) + 蓋間圧力 (0.4 MPa) + 蓋部レジン充填部圧力 (MPa) + 側部レジン充填部圧力 (MPa) + 底部レジン充填部圧力 (MPa) + 自重 + ボルト初期締付け力 + 衝突荷重 (11 MN)

2.1.2.3.2 計算方法

強度計算は、解析コードABAQUSにより行う。三次元固体（連続体）要素及び三次元はり要素による解析モデルを第2-6図に示す。

2.1.2.3.3 計算結果

一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布を第2-7図に示す。

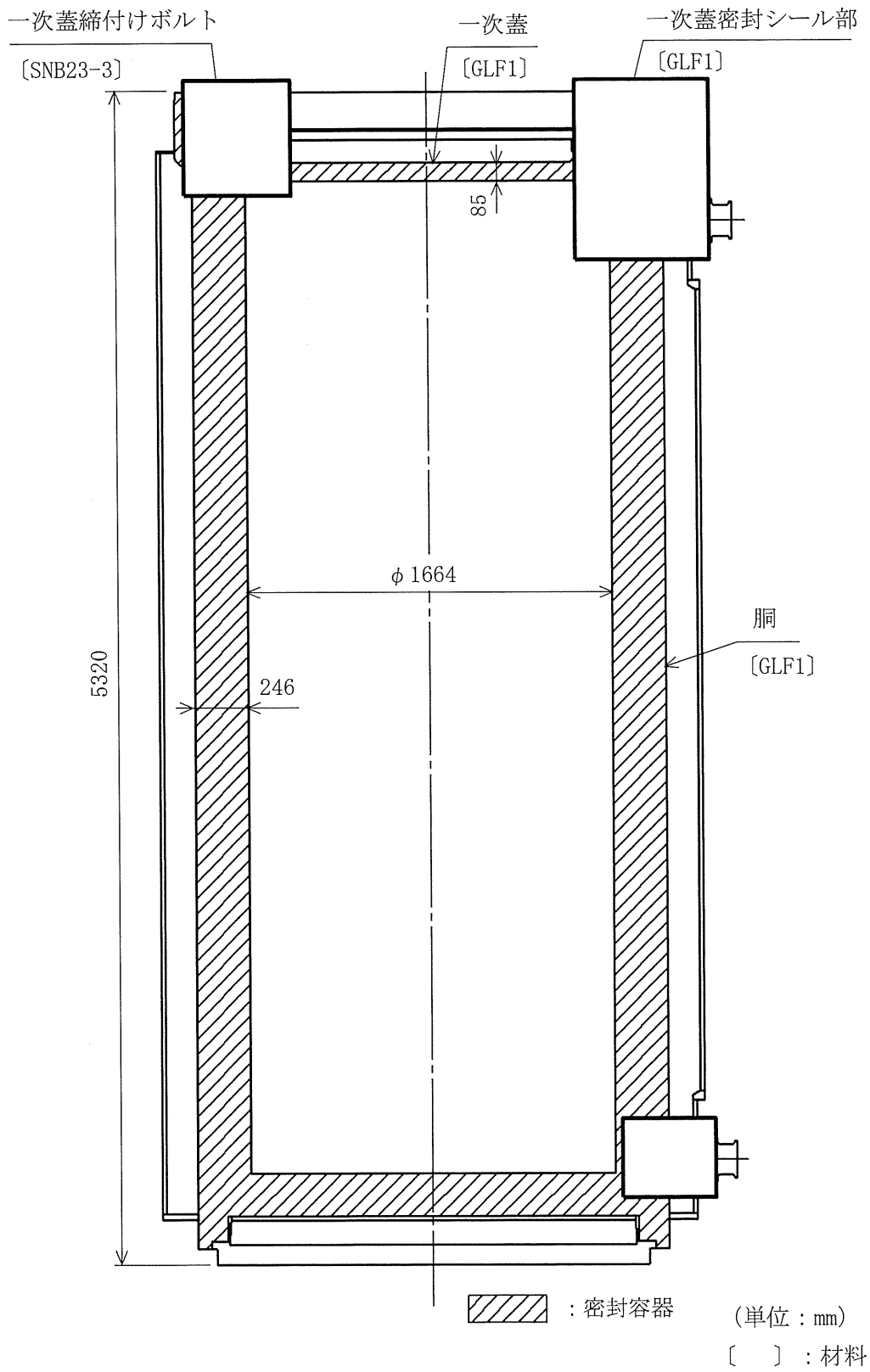
2.1.3 強度計算結果

強度計算結果を第2-1表及び第2-2表に示す。

一次蓋密封シール部の塑性ひずみは0.2%以下であるため、おおむね弾性範囲内にある。

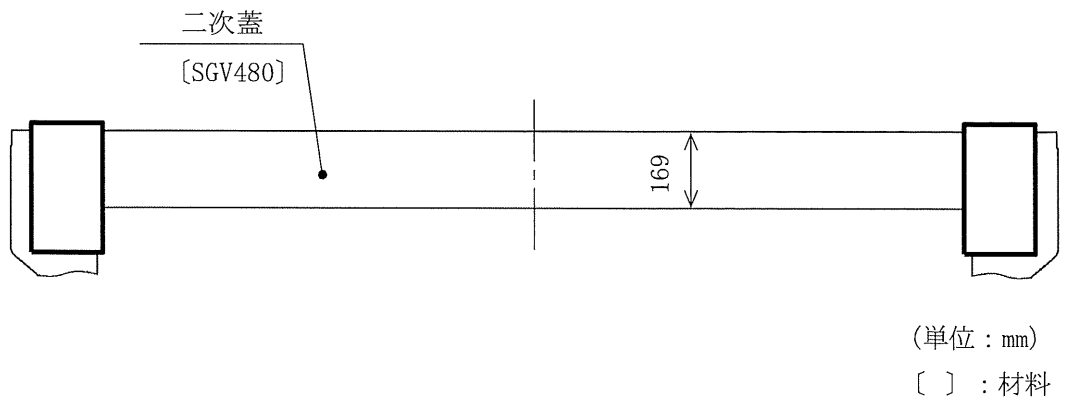
一次蓋締付けボルトの平均引張応力+曲げ応力は、設計降伏点以下にあり、閉じ込め機能を維持できる。

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。



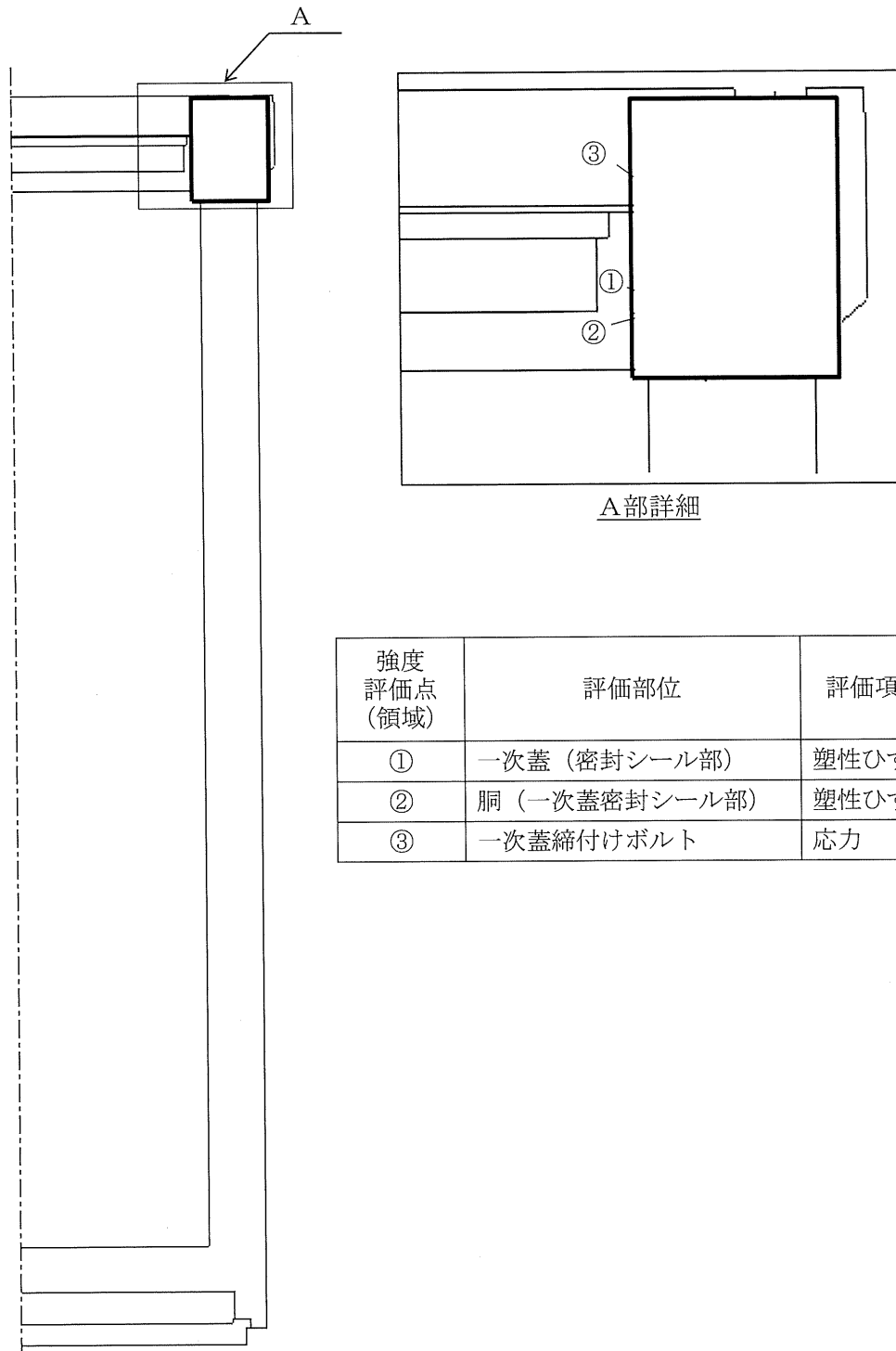
第2-1図 密封容器の形状・寸法・材料

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。



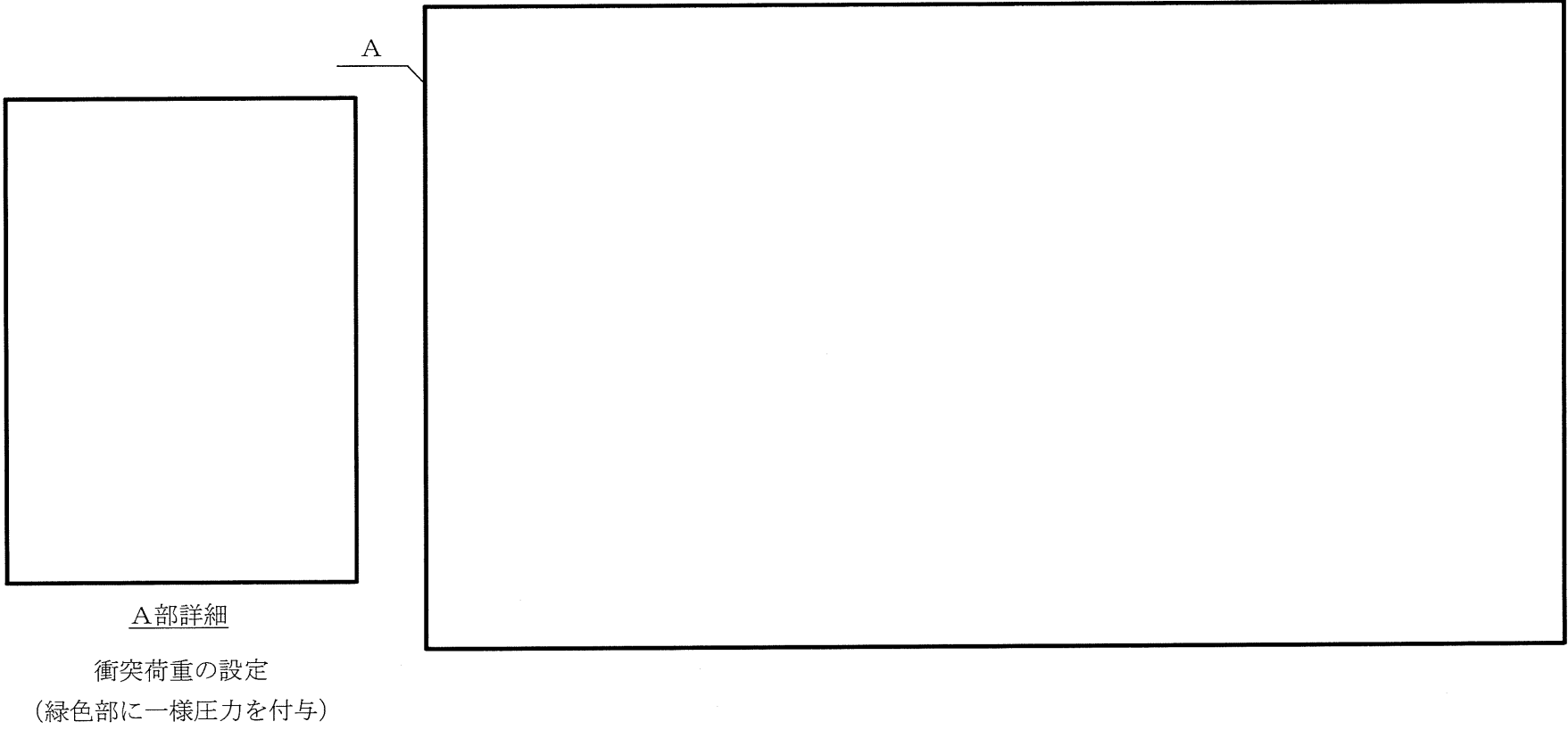
第 2-2 図 二次蓋の形状・寸法・材料

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。



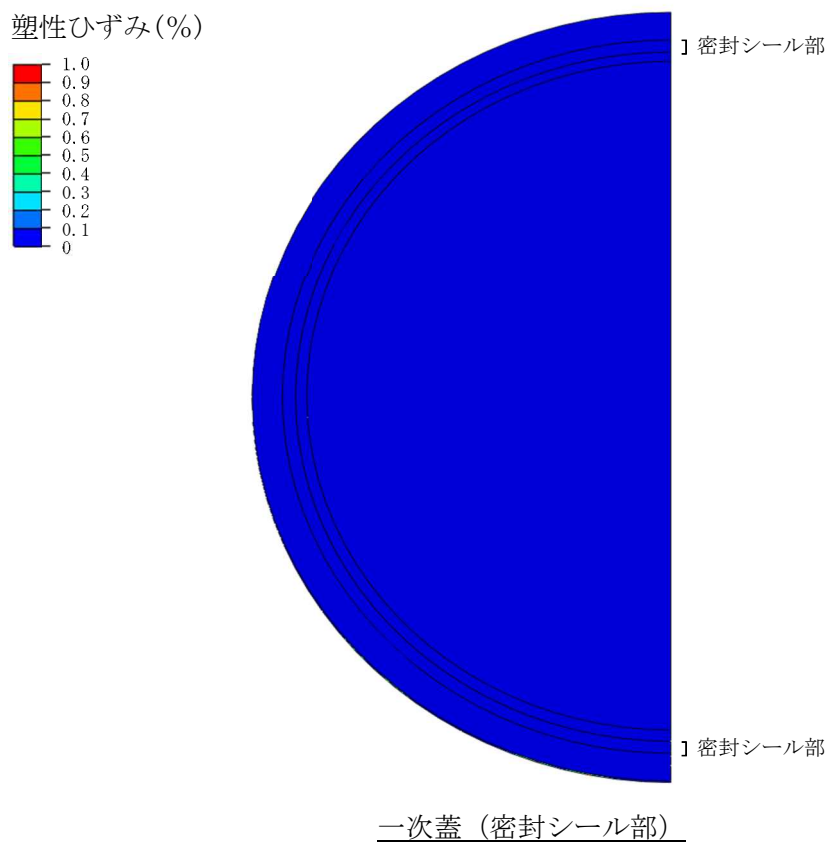
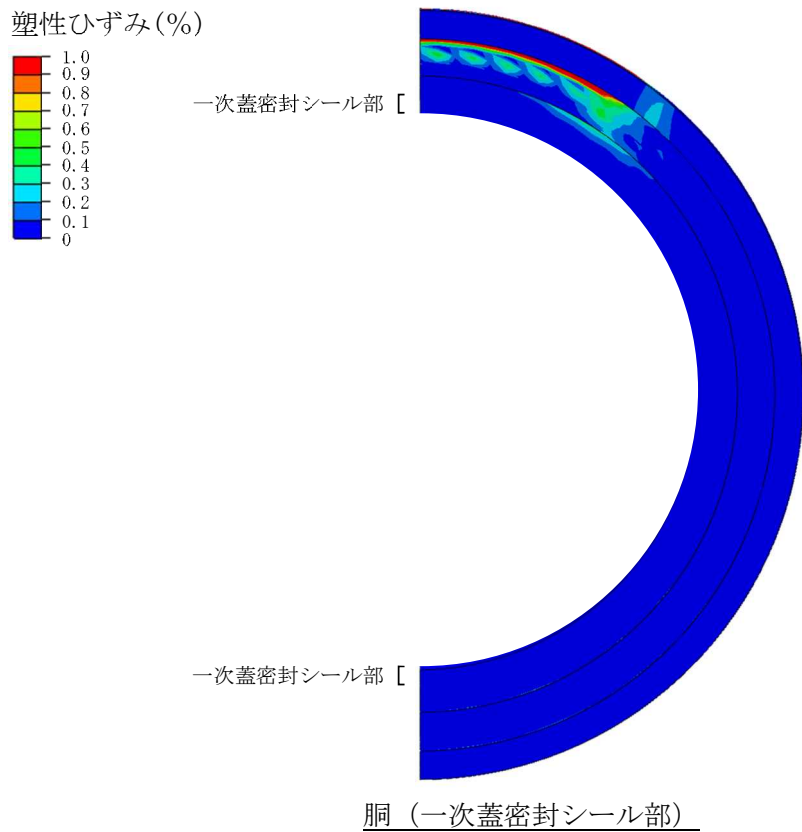
強度 評価点 (領域)	評価部位	評価項目
①	一次蓋 (密封シール部)	塑性ひずみ
②	胴 (一次蓋密封シール部)	塑性ひずみ
③	一次蓋締付けボルト	応力

第 2-3 図 強度評価点 (領域)



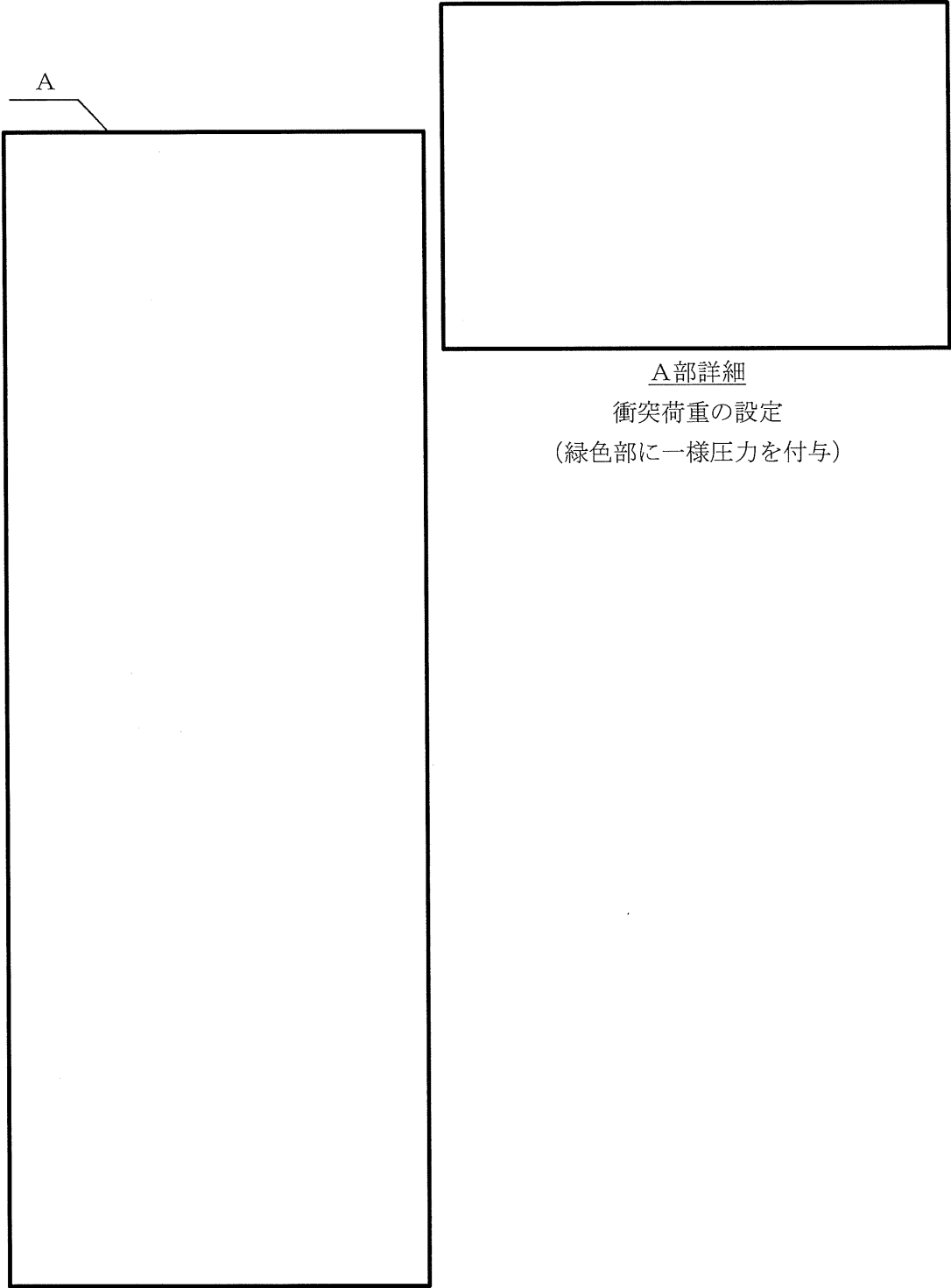
第2-4図 解析モデル (天井クレーン落下)

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。

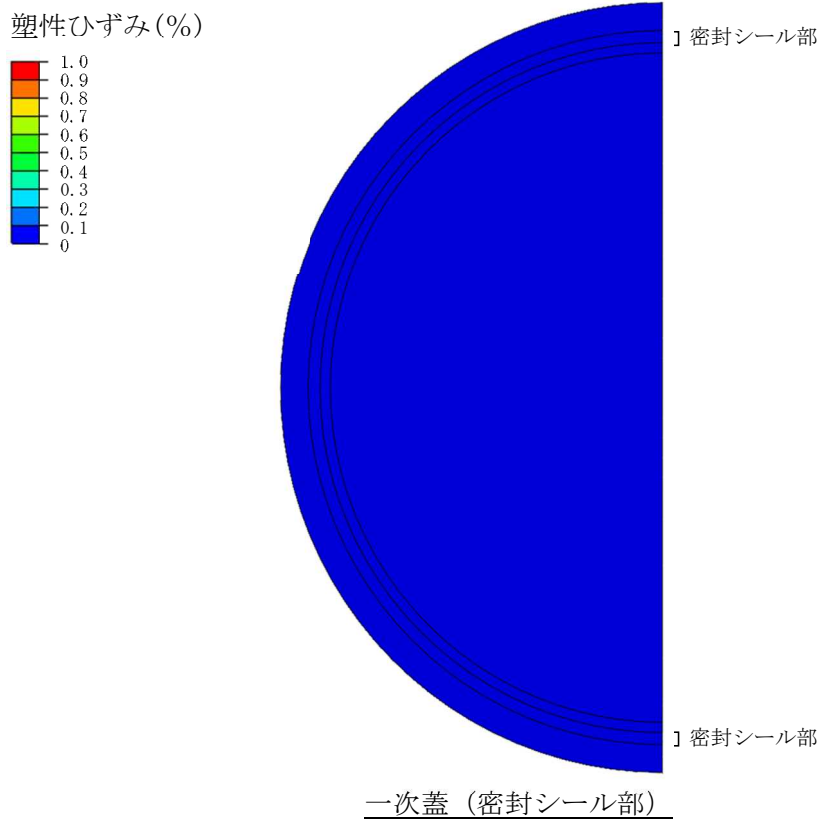
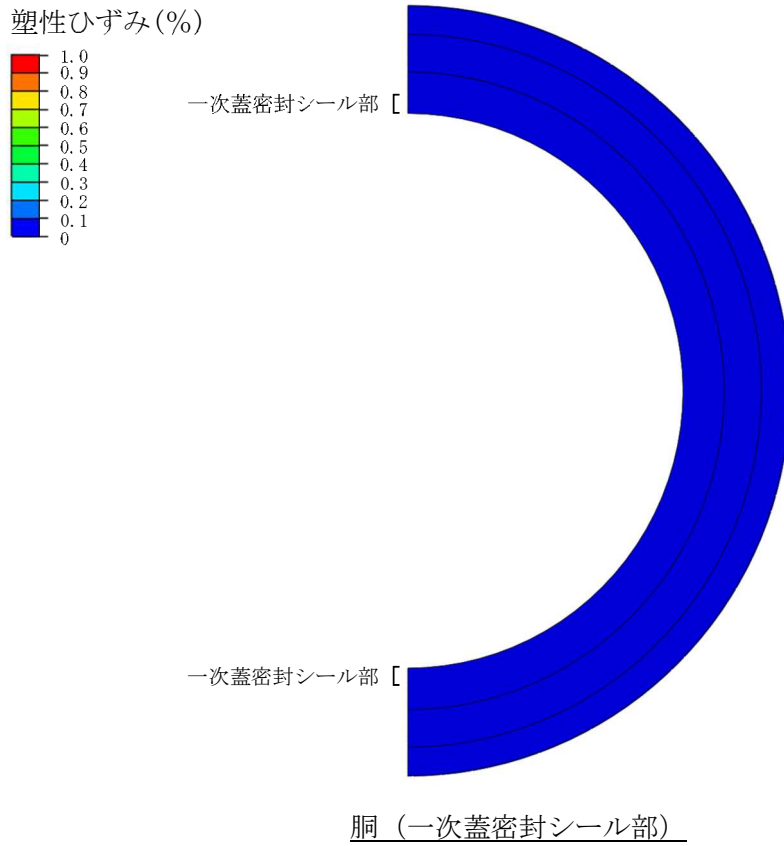


第 2-5 図 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布 (天井クレーン落下)

枠囲みの内容は商業機密に属しますので公開できません。



第2-6図 解析モデル (天井スラブ落下)



第 2-7 図 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布 (天井スラブ落下)

第2-1表 強度計算結果（一次蓋密封シール部）

（単位：％）

事象	部位	材料	塑性ひずみ		
			計算値	判定基準	評価領域*
天井 クレーン 落下	一次蓋（密封シール部）	炭素鋼 （GLF1）	0	0.2	①
	胴（一次蓋密封シール部）		0	0.2	②
天井 スラブ 落下	一次蓋（密封シール部）		0	0.2	①
	胴（一次蓋密封シール部）		0	0.2	②

*) 第2-3図参照

第2-2表 強度計算結果（一次蓋締付けボルト応力）

（単位：MPa）

事象	部位	材料	平均引張応力+曲げ応力		
			計算値	許容応力	評価点*
天井 クレーン 落下	一次蓋締付けボルト	低合金鋼 （SNB23-3）	735	848	③
天井 スラブ 落下			263	831	③

*) 第2-3図参照

3. 仮想的大規模津波に対する貯蔵架台の影響評価

3.1 貯蔵架台の固定状態の維持評価

3.1.1 形状・寸法

本評価で用いる貯蔵架台上に固定された金属キャスク及び貯蔵架台の形状・寸法を第3-1図に示す。

3.1.2 水平方向地震力及び抗力の算出

貯蔵中の金属キャスクは貯蔵架台に固定されており、貯蔵架台に作用する基準地震動の水平方向地震力は以下の式で算出される。

$$\text{水平方向地震力 (N)} = (m_c + m_s) \times C_H \times G$$

m_c : 金属キャスクの質量 (=118300 kg)

m_s : 貯蔵架台の質量 (=15000 kg)

C_H : 水平方向設計震度 (水平2方向考慮) (=1.40)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

仮想的大規模津波で想定される最大の水流により、金属キャスク及び貯蔵架台 (水平方向) に作用する抗力は以下の式で算出される。

$$\text{抗力 (N)} = 1/2 \times C_{d1} \times A_{c1} \times \rho \times V^2 + 1/2 \times C_{d2} \times A_{c2} \times \rho \times V^2$$

C_{d1} : 金属キャスク (円柱) の抗力係数 (=1.0)

C_{d2} : 貯蔵架台 (平板) の抗力係数 (=1.4)

A_{c1} : 金属キャスクの鉛直方向断面積 (=13.2 m²)

A_{c2} : 貯蔵架台 (固縛装置を含む) の鉛直方向断面積 (=1.5 m²)

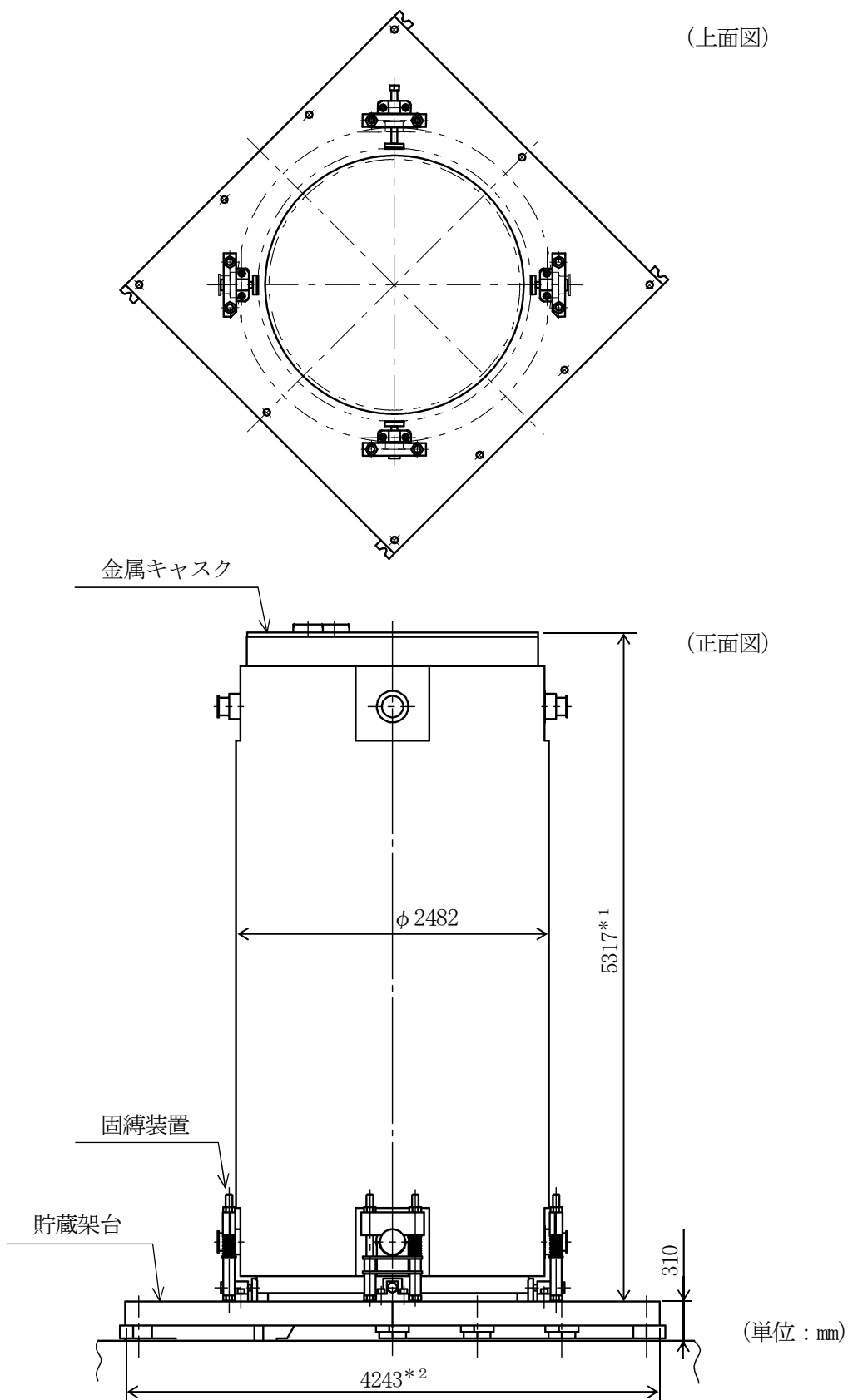
ρ : 海水密度 (=1050 kg/m³)

V : 津波の流速 (=10 m/s)

3.1.3 評価結果

評価結果を第3-1表に示す。

仮想的大規模津波の水流により作用する抗力は基準地震動の水平方向地震力よりも小さいことから、基準地震動による地震力に耐える設計とする金属キャスク及び貯蔵架台は、仮想的大規模津波の水流により転倒することなく、金属キャスク、貯蔵架台及び床面の固定状態は維持される。



- * 1) 金属キャスクの高さは5320mmであるが、金属キャスクは貯蔵架台上面の3mmの窪みに据え付けるため、貯蔵架台上面から金属キャスク上部までの寸法は5317mmになる。
- * 2) 対角方向寸法 (計算値)

第3-1図 貯蔵架台上に固定された金属キャスク及び貯蔵架台の形状・寸法

第3-1表 評価結果（貯蔵架台の固定状態の維持評価）

（単位：kN）

貯蔵架台に作用する基準地震動の水平方向地震力	1830
仮想的大規模津波の水流により金属キャスク及び貯蔵架台（水平方向）に作用する抗力	804

添付 6-1-5-2 仮想的大規模津波に対する使用済燃料貯蔵建屋の
影響評価

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	8
2.4 適用規格	10
3. 強度評価方法	11
3.1 評価対象部位	11
3.2 荷重及び荷重の組合せ	12
3.2.1 荷重の設定	12
3.2.2 荷重の組合せ	15
3.3 許容限界	17
4. 評価条件及び評価結果	19
4.1 建屋全体の評価	19
4.2 外壁の評価	27
4.3 遮蔽扉の評価	38

図目次

図2-1	貯蔵建屋の配置図	3
図2-2	杭伏図 (T.P. 13.8)	4
図2-3	1階伏図 (T.P. 16.3)	4
図2-4	屋根伏図 (その1) (T.P. 29.22)	5
図2-5	中間階伏図 (T.P. 33.22)	5
図2-6	屋根階伏図 (その2) (T.P. 39.3)	6
図2-7	屋根階伏図 (その3) (T.P. 43.5)	6
図2-8	A-A断面図 (NS方向)	7
図2-9	B-B断面図 (EW方向)	7
図2-10	貯蔵建屋の設計荷重作用時の強度評価のフロー	9
図3-1	貯蔵建屋の平面図	11
図3.2-1	津波波圧の算定	12
図3.2-2	強度評価に用いる荷重について	16
図4.1-1	津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース1: 津波波力)	21
図4.1-2	津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース2: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))	22
図4.1-3	津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース3: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))	23
図4.1-4	荷重-変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力 (1層 T.P. 16.3m~29.22m) (荷重ケース1: 津波波力)	24
図4.1-5	荷重-変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力 (1層 T.P. 16.3m~29.22m) (荷重ケース2: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))	25
図4.1-5	荷重-変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力 (1層 T.P. 16.3m~29.22m) (荷重ケース3: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))	26
図4.2-1	解析モデル図 (14通り)	28
図4.2-2	コンクリートの応力-ひずみ関係	29
図4.2-3	鉄筋の応力-ひずみ関係	30
図4.2-4	コンクリートの圧縮比済み分布 (荷重ケース1: 津波波力)	32
図4.2-5	鉄筋の圧縮比済み分布 (荷重ケース1: 津波波力)	32

図4.2-6	面外せん断力分布（荷重ケース1：津波波力）	33
図4.2-7	面外せん断力に対する検定費の分布（荷重ケース1：津波波力）	33
図4.2-8	コンクリートの圧縮比済み分布（荷重ケース2：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体））	34
図4.2-9	鉄筋の圧縮比済み分布（荷重ケース2：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体））	34
図4.2-10	面外せん断力分布（荷重ケース2：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体））	35
図4.2-11	面外せん断力に対する検定費の分布（荷重ケース2：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体））	35
図4.2-12	コンクリートの圧縮比済み分布（荷重ケース3：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両））	36
図4.2-13	鉄筋の圧縮比済み分布（荷重ケース3：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両））	36
図4.2-14	面外せん断力分布（荷重ケース3：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両））	37
図4.2-15	面外せん断力に対する検定費の分布（荷重ケース3：津波波力＋漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両））	37
図4.3-1	遮蔽扉が受ける津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重について	38
図4.3-2	遮蔽扉の概要	39
図4.3-3	津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対する遮蔽扉の応力算定の考え方	40

表目次

表3.2-1	津波漂流物による衝突荷重について	13
表3.2-2	荷重の組合せ	15
表3.3-1	許容限界	17
表3.3-2	コンクリートの短期許容応力度	18
表3.3-3	コンクリート及び鉄筋の許容ひずみ	18
表3.3-4	鋼材の短期許容応力度	18
表4.1-1	津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース1：津波波力)	20
表4.1-2	津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース2：津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝 体）)	20
表4.1-3	津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較 (荷重ケース3：津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク輸送 車両）)	20
表4.2-1	コンクリートの材料構成則の設定	29
表4.2-2	鉄筋の材料構成則の設定	30
表4.2-3	評価結果（荷重ケース1：津波波力）	30
表4.2-4	評価結果（荷重ケース2：津波波力+漂流物による衝突荷（キャスク 緩衝体）)	31
表4.2-5	評価結果(荷重ケース3：津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク 輸送車両）)	31
表4.3-1	遮蔽扉の概要	39
表4.3-2	評価結果（荷重ケース1：津波波力）	42
表4.3-1	評価結果（荷重ケース2：津波波力+漂流物による衝突荷重（キャス ク緩衝体）)	42

1. 概要

本資料は、津波への配慮が必要な施設である使用済燃料貯蔵建屋（以下「貯蔵建屋」という。）が、使用済燃料貯蔵事業変更許可（以下「事業変更許可」という。）を受けた仮想的大規模津波による波力に対し、津波への配慮において確保すべき施設の基本的安全機能を損なわないことを計算により確認するものである。

2. 基本方針

貯蔵建屋について、「添付 6-1-4 仮想的な大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3 貯蔵建屋の耐性評価」を踏まえ、貯蔵建屋の「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1 位置

貯蔵建屋の配置図を図 2-1 に示す。

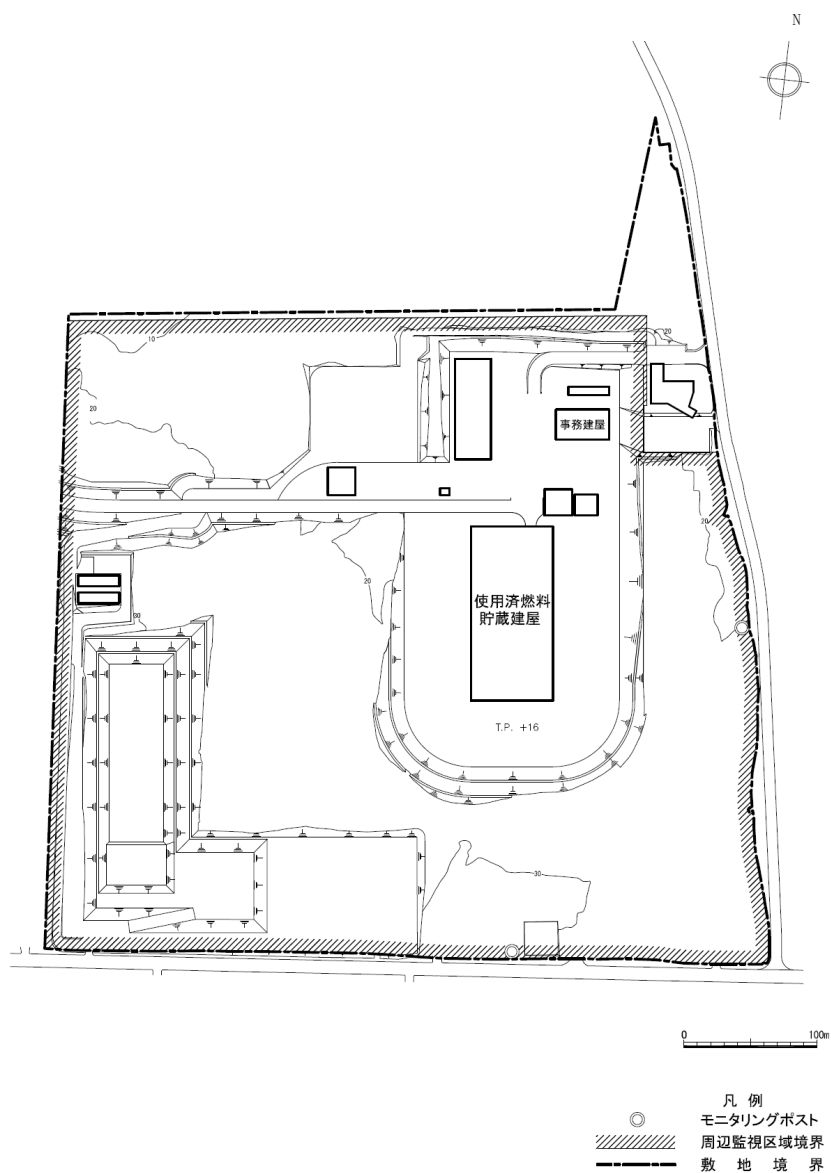


図2-1 貯蔵建屋の配置図

2.2 構造概要

貯蔵建屋は、金属製の乾式キャスク（以下「金属キャスク」という。）を288基収納する地上1階建てで、平面が約131m（NS方向）×約62m（EW方向）の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。標高*16mの整地地盤からの高さは、約28mである。貯蔵建屋の伏図及び断面図を図2-2～図2-9に示す。

注記*：東京湾平均海面を基準とした標高（以下「T.P.」という。）

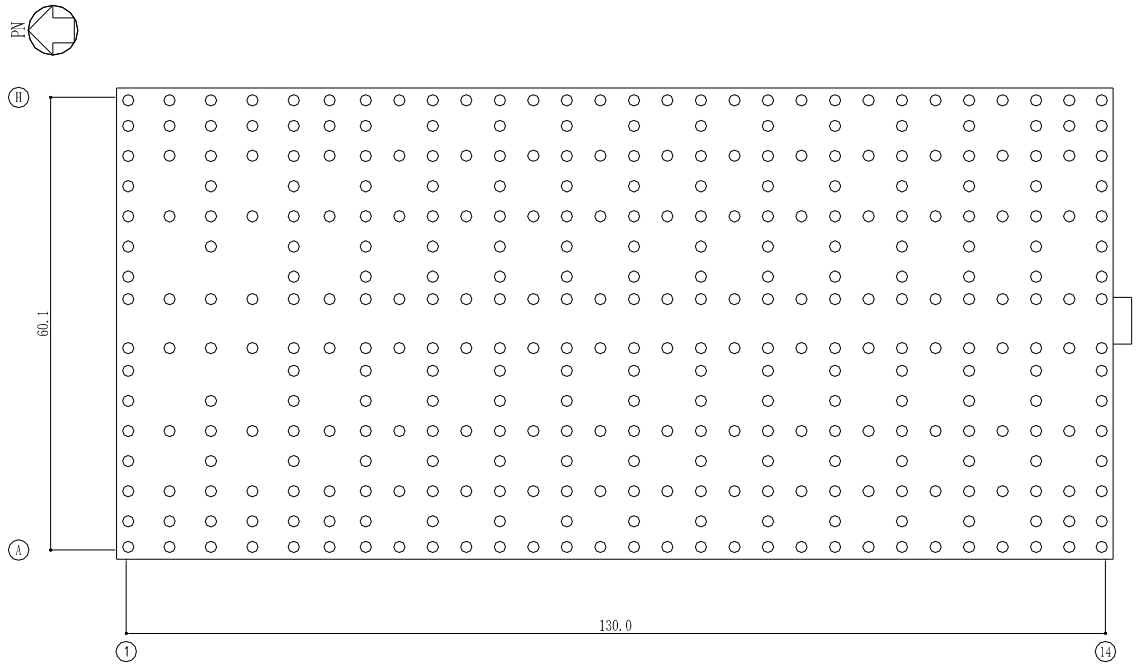


图 2-2 杭伏図 (T.P. 13.8) (单位 : m)

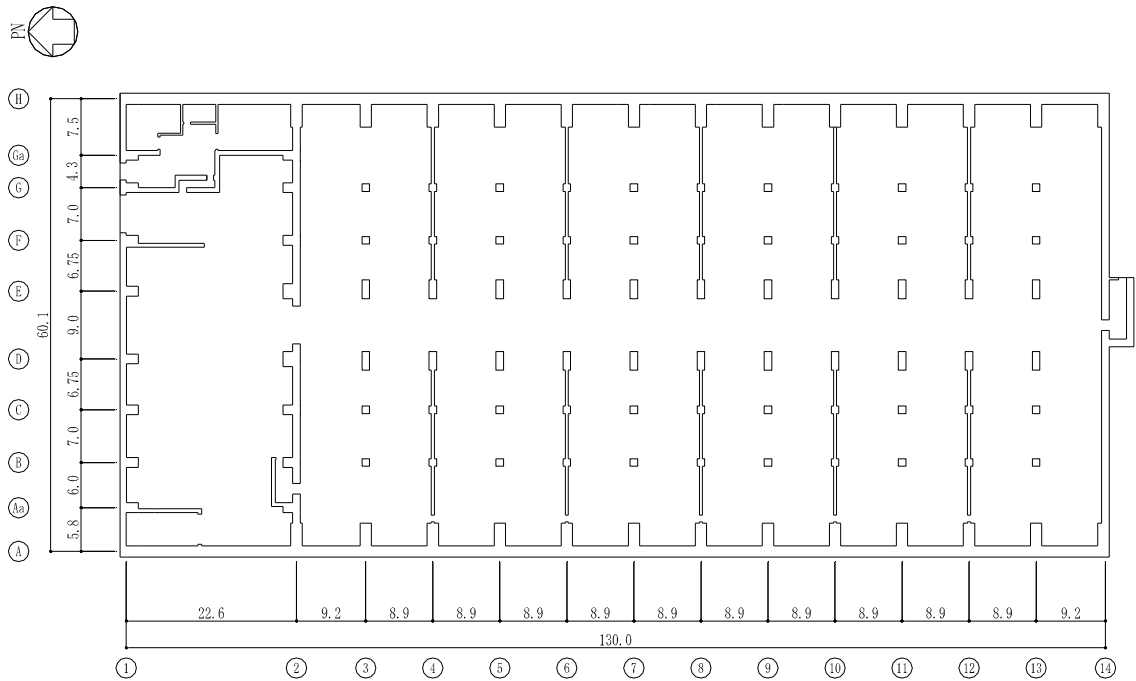


图 2-3 1階伏図 (T.P. 16.3) (单位 : m)

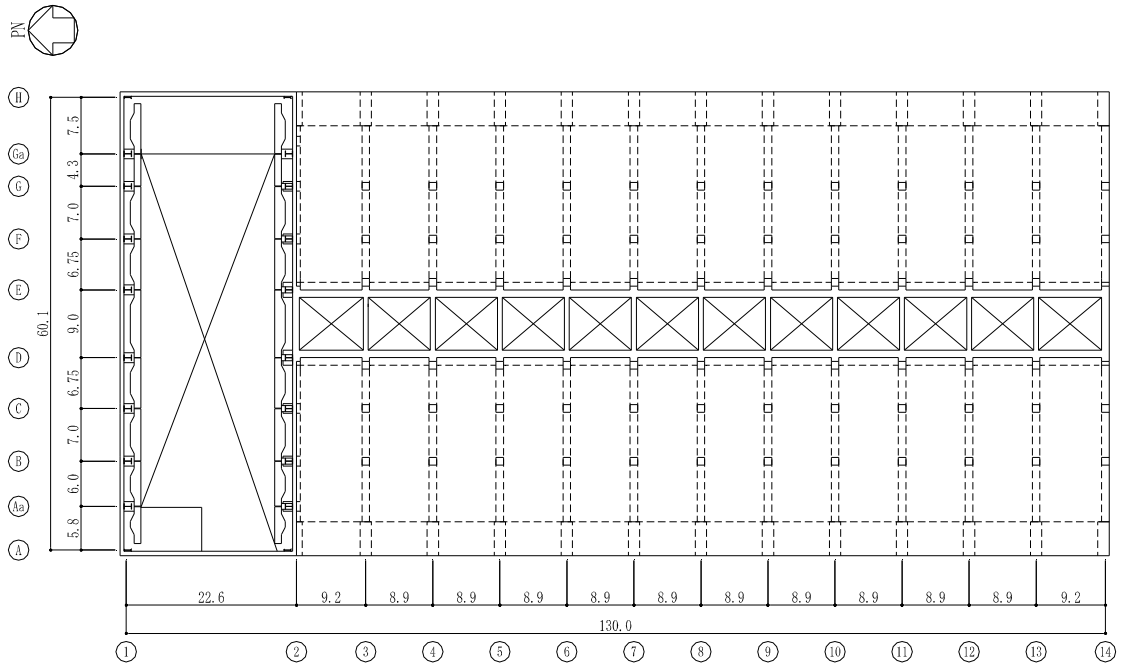


図 2-4 屋根伏図 (その 1) (T. P. 29. 22) (単位 : m)

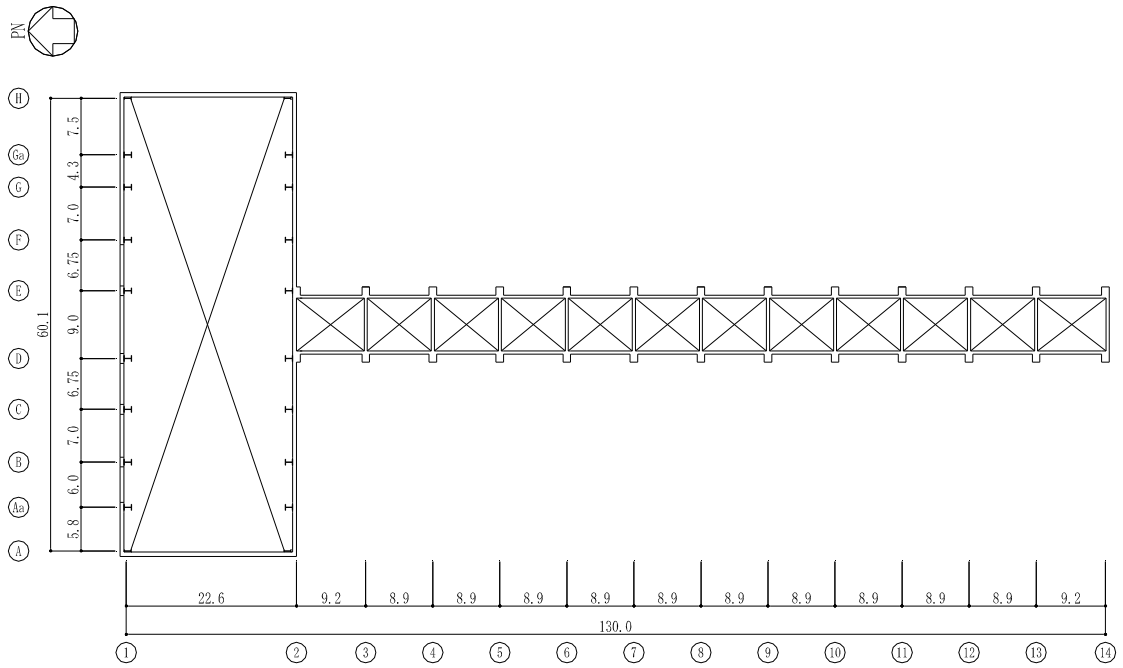


図 2-5 中間階伏図 (T. P. 33. 22) (単位 : m)

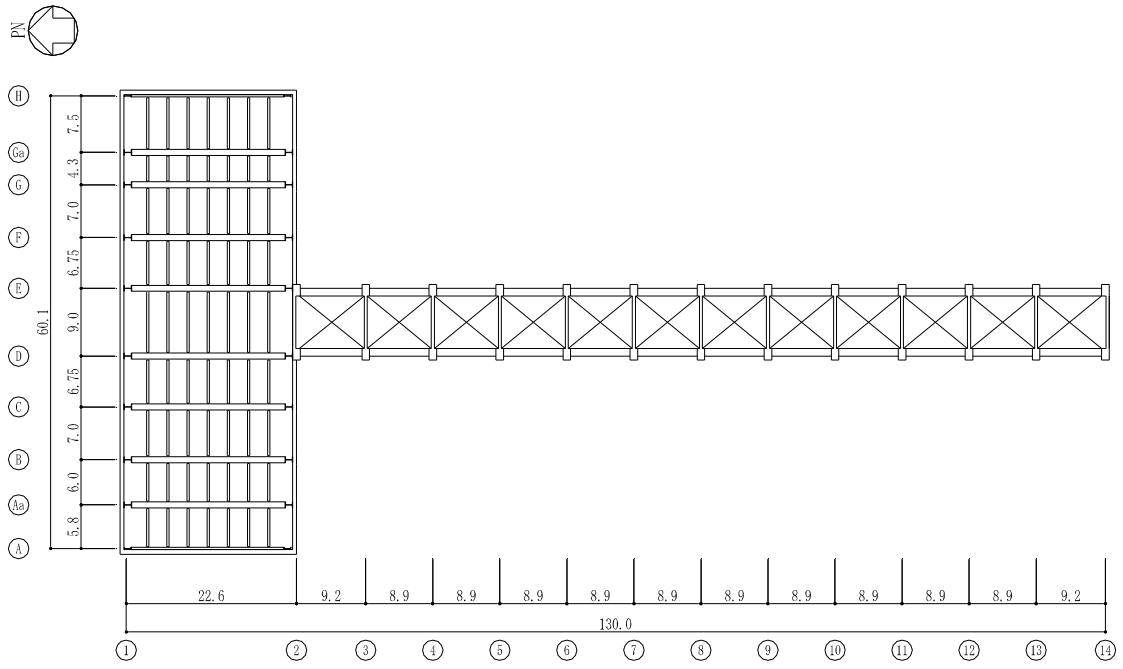


図 2-6 屋根伏図 (その 2) (T. P. 39. 3) (単位 : m)

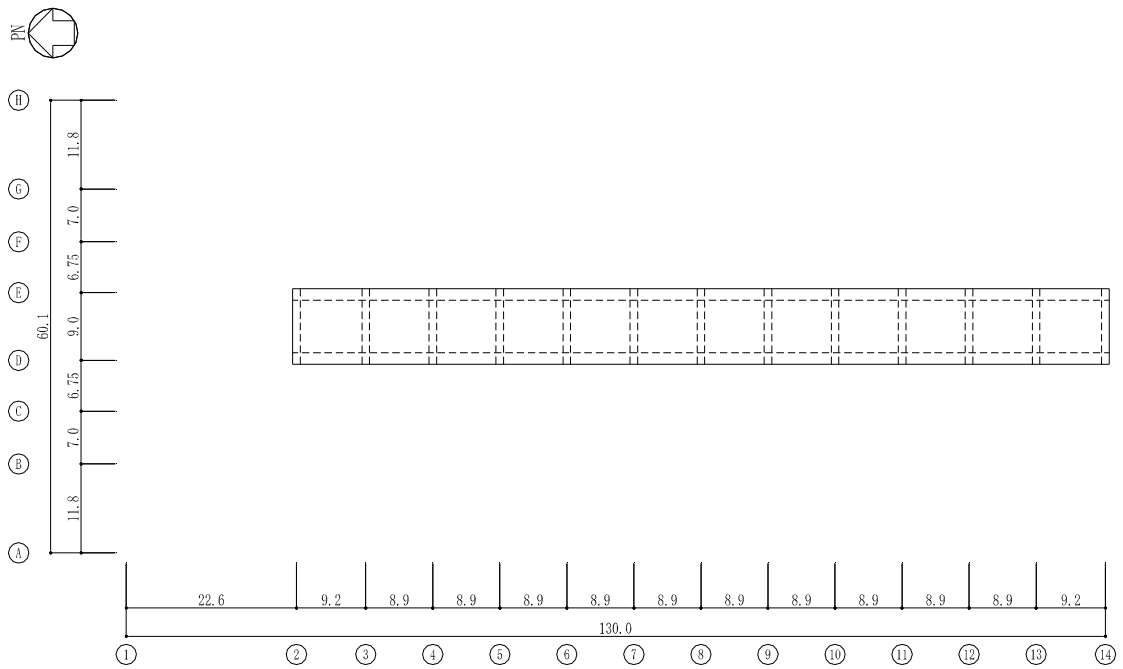


図 2-7 屋根伏図 (その 3) (T. P. 43. 5) (単位 : m)

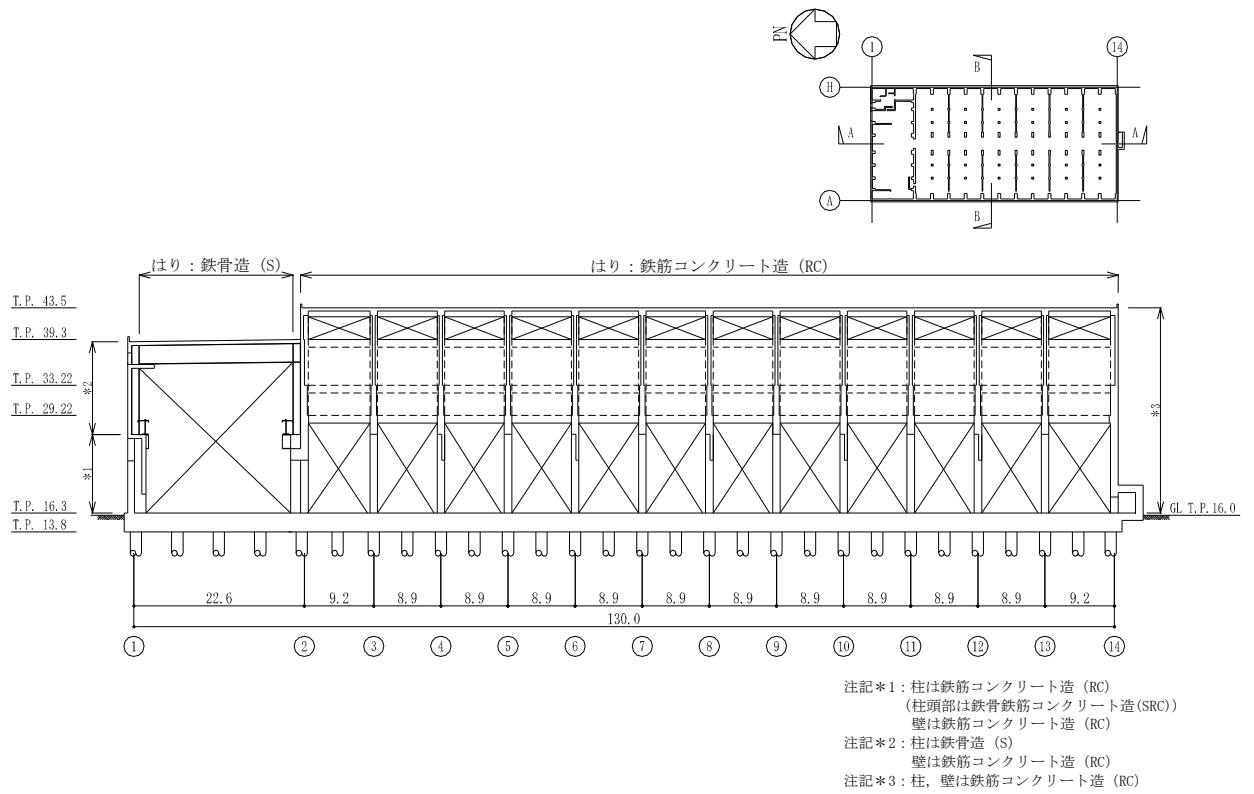


図 2-8 A-A 断面図 (NS 方向) (単位：m)

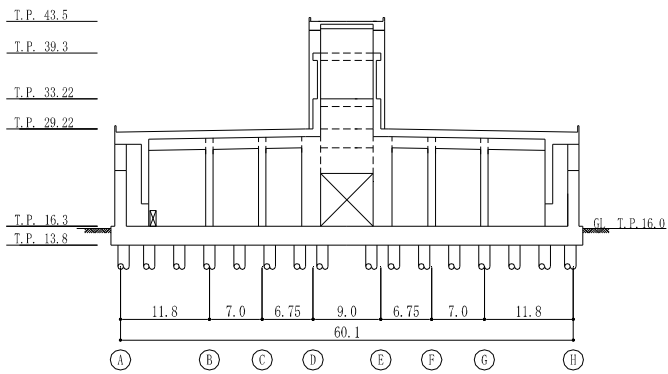


図 2-9 B-B 断面図 (EW 方向) (単位：m)

2.3 評価方針

貯蔵建屋の強度評価は、「添付 6-1-4 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3.3(2) 検討方法及び判定基準」及び「2.3.3(3) 荷重の組合せ」を踏まえ、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件及び強度評価結果」に示す評価条件を用いて計算して確認する。

評価部位の選定は、貯蔵建屋の構造を踏まえ、津波の波圧による荷重、漂流物の衝突荷重及びその他の組み合わせるべき荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向を考慮し、評価対象部位を設定する。

強度評価において、波圧に対する評価については、建屋外壁及び遮蔽扉について以下に示す方法により建屋の健全性を確認する。

波圧に対する評価のうち建屋全体の評価については、建屋に作用する層せん断力が、保有水平耐力を超えないことを確認する。また、外壁の評価については、有限要素法を用いた静的弾塑性解析により、コンクリートの圧縮ひずみ、鉄筋の引張ひずみ及び面外せん断力が許容限界を超えないことを確認する。

また、遮蔽扉の評価については、津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対して発生する応力が許容限界を超えないことを確認する。

貯蔵建屋の設計荷重作用時の強度評価フローを図 2-10 に示す。

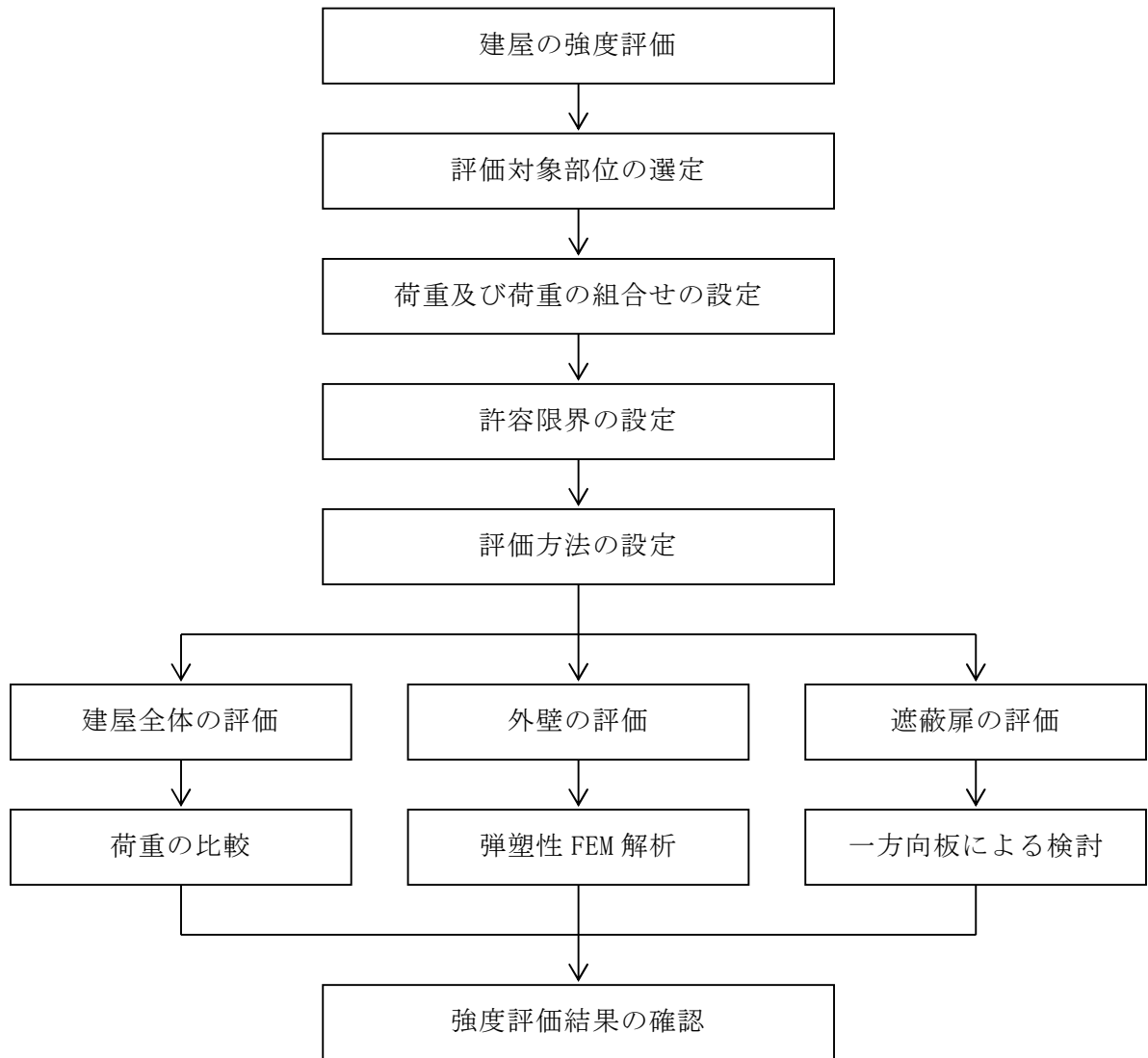


図2-10 貯蔵建屋の設計荷重作用時の強度評価のフロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（一社）日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（一社）日本建築学会，1999 改訂）
- (4) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（一社）日本建築学会，2005 改訂）
- (5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（一社）日本建築学会，2001 改訂）
- (6) 日本産業規格（JIS 規格）
- (7) 原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008（（一社）日本電気協会）
- (8) 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（一社）日本機械学会，2003）（以下「CCV 規格」という。）
- (9) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国土交通省，平成 24 年 3 月）
- (10) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012（以下「FEMA (2012)」という。）
- (11) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019（以下「FEMA (2019)」という。）
- (12) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, 2016（以下「ASCE (2016)」という。）

3. 強度評価方法

3.1 評価対象部位

貯蔵建屋の評価対象部位は、「添付 6-1-4 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3.1 評価方針」を踏まえて設定する。

貯蔵建屋のうち評価対象として貯蔵区域のみを選定し、受入れ区域については津波により損傷するものとする。

貯蔵建屋の平面図を図 3-1 に示す。貯蔵区域の外壁及び受入れ区域との境界壁について、南側の外壁（壁厚 \square m）は、東側及び西側の外壁（壁厚 \square m）より薄く、受入れ区域との境界壁（壁厚 \square m）と同じ厚さであるが付随する柱形がないことから、外壁の評価部位として南側外壁を選定する。

貯蔵区域の遮蔽扉（機器搬出入口扉 1 ヶ所、人員用扉 2 ヶ所）のうち、機器搬出入口の遮蔽扉については開放されていると想定していること、南側人員用扉については北側の人員用扉に比べ扉厚さが薄いことから、評価部位として南側人員用扉を選定する。

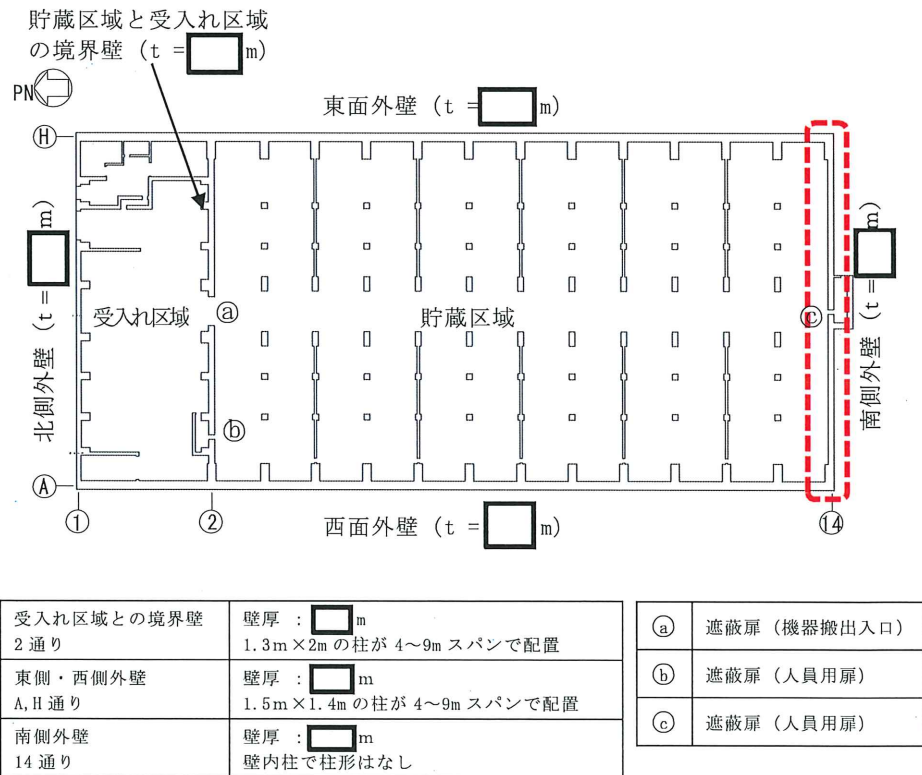


図 3-1 貯蔵建屋の平面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「添付 6-1-4 仮想的な大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3.3 貯蔵建屋の耐性評価」を踏まえて設定する。

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 津波による荷重 (W)

津波による波力は、「津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国土交通省住宅局及び国土技術政策総合研究所，平成 24 年 3 月）」に従い下式により算定する。

$$q_z = \gamma \cdot (a \cdot h - z) \quad (1)$$

ここで、

q_z : 地上 G.L. 0m からの当該高さにおける波圧 (kN/m²)

γ : 海水の単位体積重量 (=10.3kN/m³)

h : 浸水深 (m) (=7.0m)

z : 地上 G.L. 0m からの当該高さ (m)

a : 水深係数 (=3)

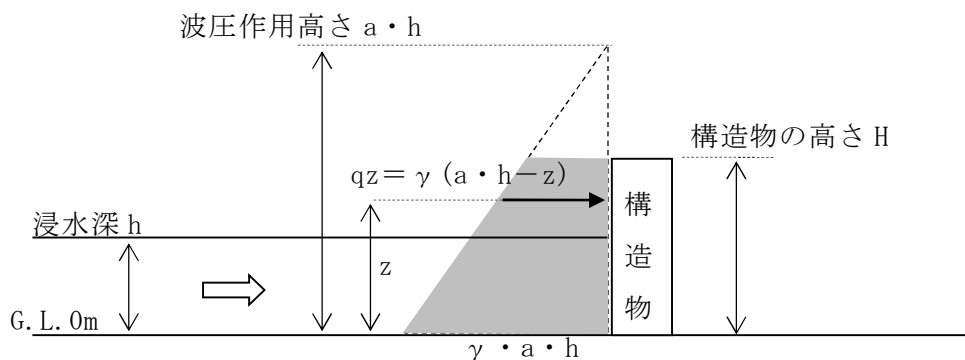


図 3.2-1 津波波圧の算定

(2) 津波漂流物による衝突荷重

津波漂流物は、浮遊する漂流物としてキャスク緩衝体、滑動する漂流物としてキャスク輸送車両とする。

浮遊する漂流物による衝突荷重は FEMA (2012) に従い算定する。また、滑動する漂流物による衝突荷重は FEMA (2019) で示される ASCE (2016) により算定する。漂流物による衝突荷重の算定結果を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 津波漂流物による衝突荷重について

	津波漂流物	
	浮遊する漂流物	滑動する漂流物
対象とする漂流物	キャスク緩衝体	キャスク輸送車両
漂流物の質量 (kg)	6100	44000
最大流速 (m/s)	10	10
設計用衝突荷重 (kN) *	1573	496

注記* : 浮遊する漂流物による衝突荷重は FEMA (2012) に従い算定する。
また、滑動する漂流物による衝突荷重は FEMA (2019) で示される ASCE (2016) により算定する。

以下にそれぞれの衝突荷重の算定式を示す。

a. 浮遊する漂流物

浮遊する漂流物の衝突荷重は、下式により算定する。

$$F = 1.3u\sqrt{km(1+c)} \quad (2)$$

ここで、

- F : 設計用衝突力 (N)
- u : 漂流物を運ぶ流体の最大流速 (m/s) (=10m/s)
- k : 漂流物の有効剛性 (N/m) (=2.4×10⁶ N/m)
- m : 漂流物の質量 (kg) (=6100kg)
- c : 付加質量係数 (=0.0)

b. 滑動する漂流物

滑動する漂流物の衝突荷重は、下式により算定する。

$$F = I_{tsu} \cdot C_0 \cdot F_{ni} \quad (3)$$

$$F_{ni} = F_{ni0} \cdot u' \sqrt{k'm'} \quad (4)$$

ここで、

F : 設計用衝突力 (kN)

I_{tsu} : 重要度係数 (=1.25)

C_0 : 配向係数 (=1.0)

F_{ni} : 衝突力 (kN)

F_{ni0} : 基準とする石材・コンクリート殻 (質量 2270kg) の流速 4m/s 条件下の衝突荷重 (=36kN)

u' : 流速の比率 (基準とする石材・コンクリート殻の流速 4m/s に対する設計用流速 10m/s の比) (=10 / 4)

k' : 有効軸剛性の比率 (キャスク輸送車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻に対して小さいと想定されることから、保守的に石材・コンクリート殻と同じものとする。) (=1.0)

m' : 衝突物質量の比率 (基準とする石材・コンクリート殻の質量 2270kg に対する漂流物質量 44000kg の比) (=44000 / 2270)

3.2.2 荷重の組合せ

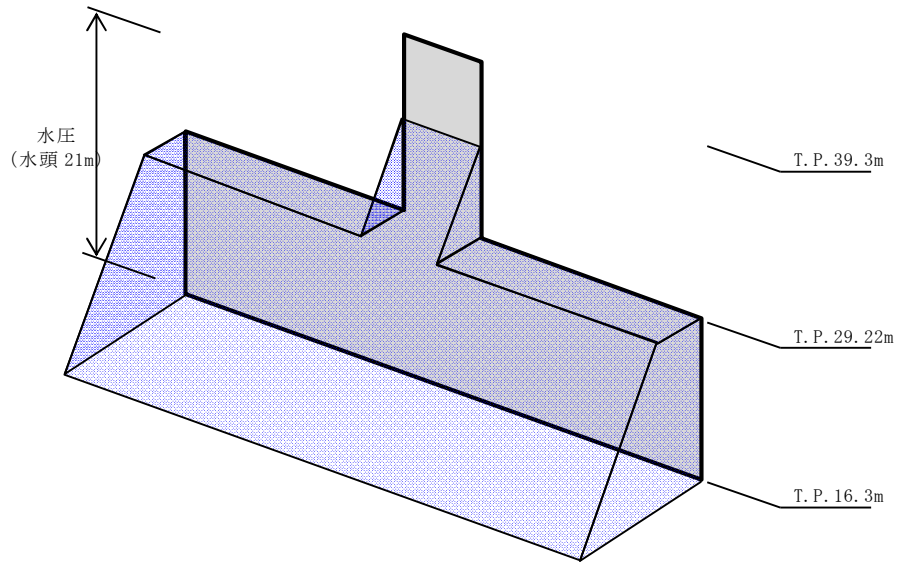
強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「添付 6-1-4 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3.3(3) 荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

荷重の組合せを表 3.2-2 に、それぞれの荷重の概要を図 3.2-2 に示す。

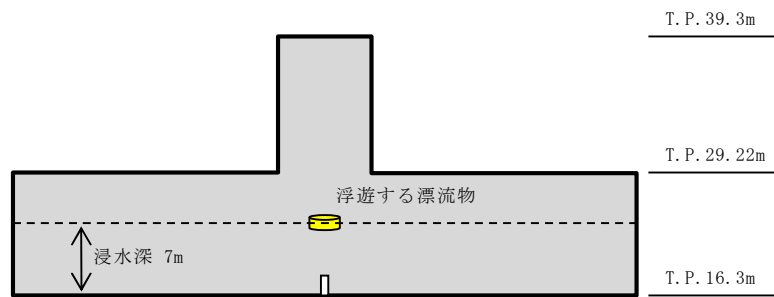
表 3.2-2 荷重の組合せ

評価部位	評価内容	荷重ケース	荷重の組合せ
建屋全体	応力評価	ケース 1	津波波圧
		ケース 2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (浮遊する漂流物)
		ケース 3	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)
耐震壁	変形評価	ケース 1	津波波圧
		ケース 2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (浮遊する漂流物)
		ケース 3	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)
遮蔽扉*	応力評価	ケース 1	津波波圧
		ケース 2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)

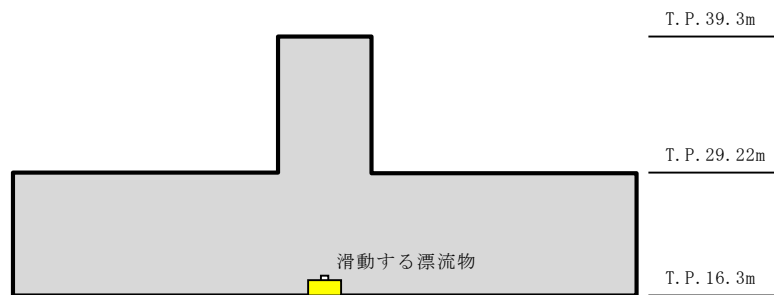
注記*：遮蔽扉設置レベルに浮遊する漂流物は衝突しないことから、浮遊する漂流物による衝突荷重の組合せは考慮しない。



(a) 津波波力による荷重



(b) 浮遊する漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体)



(c) 滑動する漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両)

図 3.2-2 強度評価に用いる荷重について

3.3 許容限界

貯蔵建屋の許容限界は、「添付 6-1-4 仮想的大規模津波の影響を考慮する施設の評価方針」の「2.3.3(2) 検討方法及び判定基準」にて設定している許容限界を踏まえて、評価対象部位ごとに、評価内容に応じて表 3.3-1 のとおり設定する。

また、コンクリートの短期許容応力度を表 3.3-2 に、コンクリート及び鉄筋の許容ひずみを表 3.3-3 に、鋼材の短期許容応力度を表 3.3-4 に示す。

表 3.3-1 許容限界

評価部位	評価内容	許容限界
建屋全体	応力評価	保有水平耐力
耐震壁	変形評価	・ひずみ*1 コンクリート 3.0×10^{-3} (圧縮) 鉄筋 5.0×10^{-3} ・面外せん断力*2 短期許容せん断力
遮蔽扉	応力評価	短期許容応力度

注記*1：CCV 規格に基づく。

*2：RC-N 規準に基づく。

表 3.3-2 コンクリートの短期許容応力度

(単位 : N/mm²)

部位	圧縮	せん断
上部構造 ($F_c = \square$)	<input type="text"/>	<input type="text"/>

表 3.3-3 コンクリート及び鉄筋の許容ひずみ

部位	コンクリート (圧縮ひずみ)	鉄筋 (圧縮及び引張ひずみ)
耐震壁	0.003	0.005

表 3.3-4 鋼材の短期許容応力度

(単位 : N/mm²)

部位	曲げ	せん断
遮蔽扉 (SS400)	235	135

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4. 評価条件及び評価結果

4.1 建屋全体の評価

(1) 評価条件

貯蔵建屋全体の評価は、津波による波圧（水深係数3による波圧）及び津波漂流物による衝突荷重による貯蔵建屋の層せん断力が保有水平耐力以内であることを確認する。

(2) 評価結果

津波の波圧及び津波漂流物による衝突荷重による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較を表4.1-1～表4.1-3及び図4.1-1～図4.1-3に示す。また、荷重－変形関係における津波の波圧及び津波漂流物による衝突荷重による層せん断力と設計用地震力を図4.1-4～図4.1-6に示す。

津波波力に対し、貯蔵建屋の最大層せん断力(NS方向,EW方向ともに1層 T.P.16.3m～29.22mに生じる層せん断力)が、許容値を超えないこと、また、貯蔵建屋の荷重－変形関係において弾性範囲であり、十分な裕度を持つことを確認した。

表 4.1-1 津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較

(荷重ケース 1 : 津波波力) (1 層 T.P. 16.3m~29.22m)

	津波による 層せん断力 ($\times 10^4$ kN)	設計用地震力 (1.5Ci) ($\times 10^4$ kN)	保有水平耐力 ($\times 10^4$ kN)
NS 方向	14.0	15.09	67.25
EW 方向	29.83	15.09	92.32

表 4.1-2 津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較

(荷重ケース 2 : 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))

(1 層 T.P. 16.3m~29.22m)

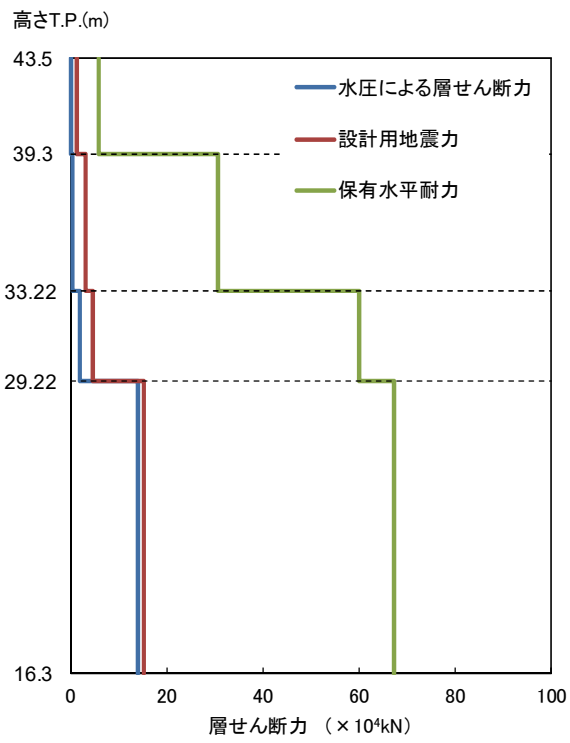
	津波による 層せん断力 ($\times 10^4$ kN)	設計用地震力 (1.5Ci) ($\times 10^4$ kN)	保有水平耐力 ($\times 10^4$ kN)
NS 方向	14.16	15.09	67.25
EW 方向	29.99	15.09	92.32

表 4.1-3 津波による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較

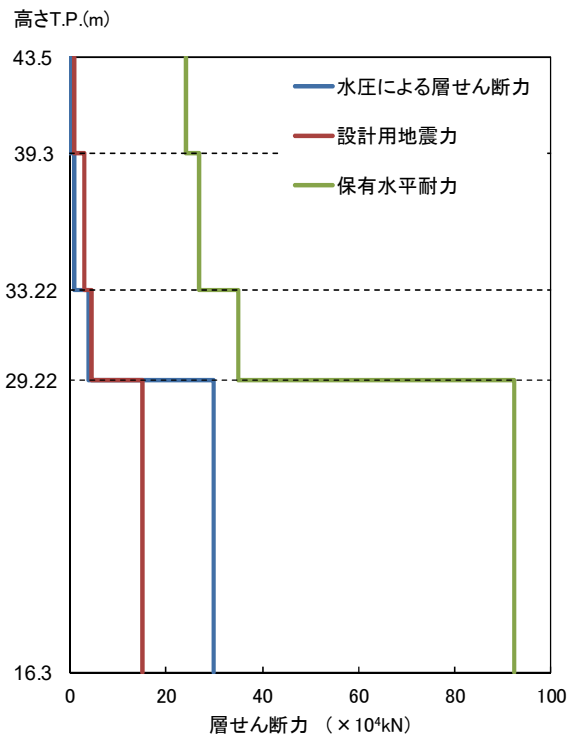
(荷重ケース 3 : 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

(1 層 T.P. 16.3m~29.22m)

	津波による 層せん断力 ($\times 10^4$ kN)	設計用地震力 (1.5Ci) ($\times 10^4$ kN)	保有水平耐力 ($\times 10^4$ kN)
NS 方向	14.05	15.09	67.25
EW 方向	29.88	15.09	92.32

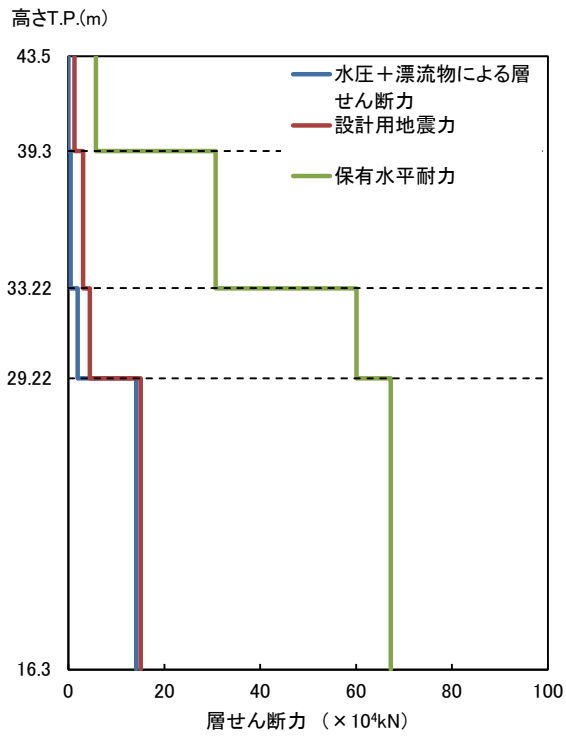


(a) NS 方向

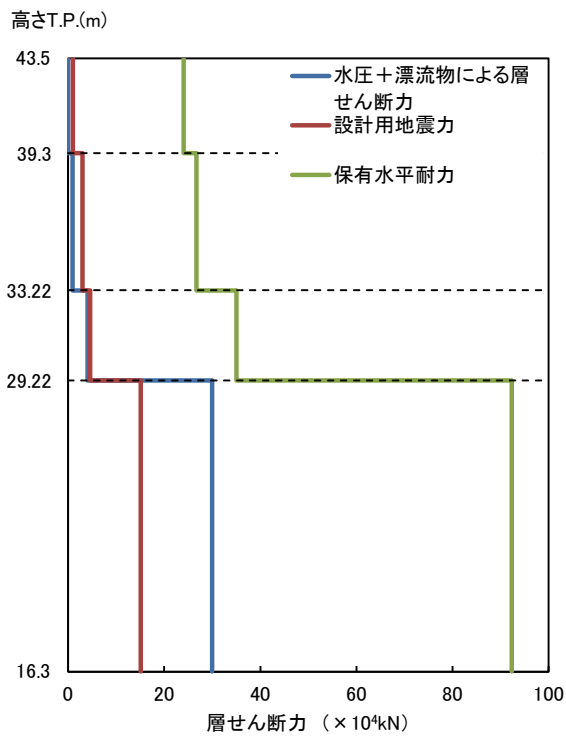


(b) EW 方向

図 4.1-1 津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較
(荷重ケース 1：津波波力)

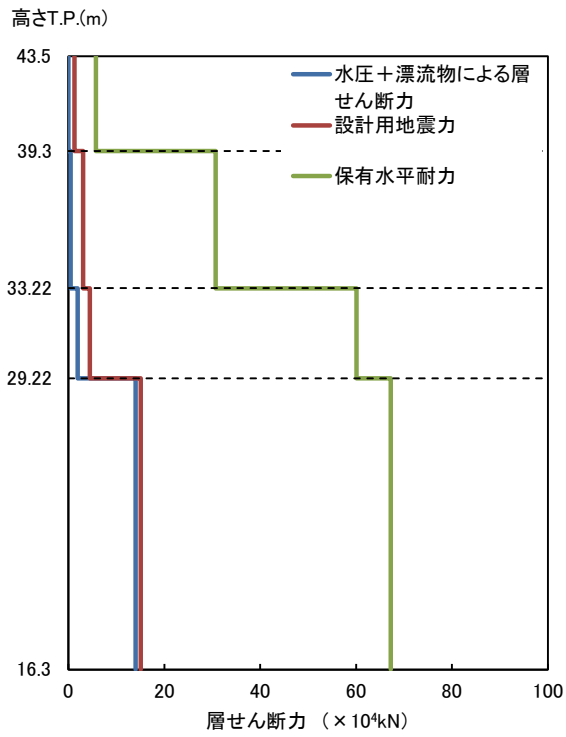


(a) NS 方向

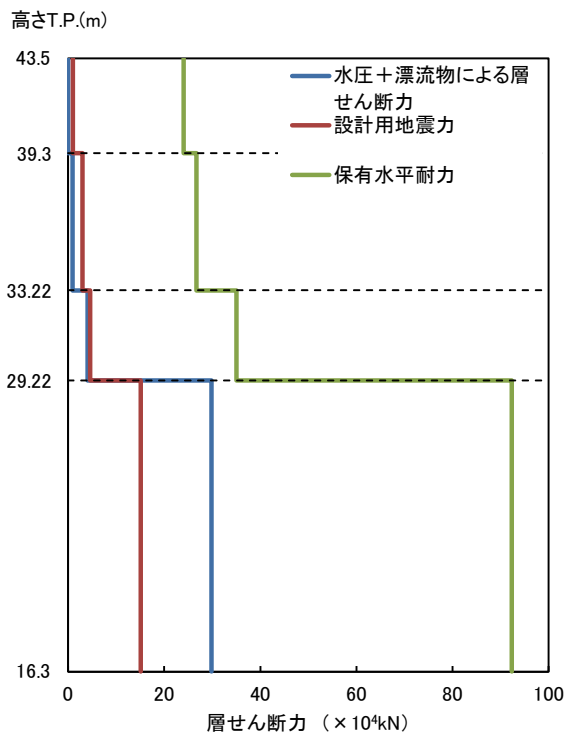


(b) EW 方向

図 4.1-2 津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較
(荷重ケース 2: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))

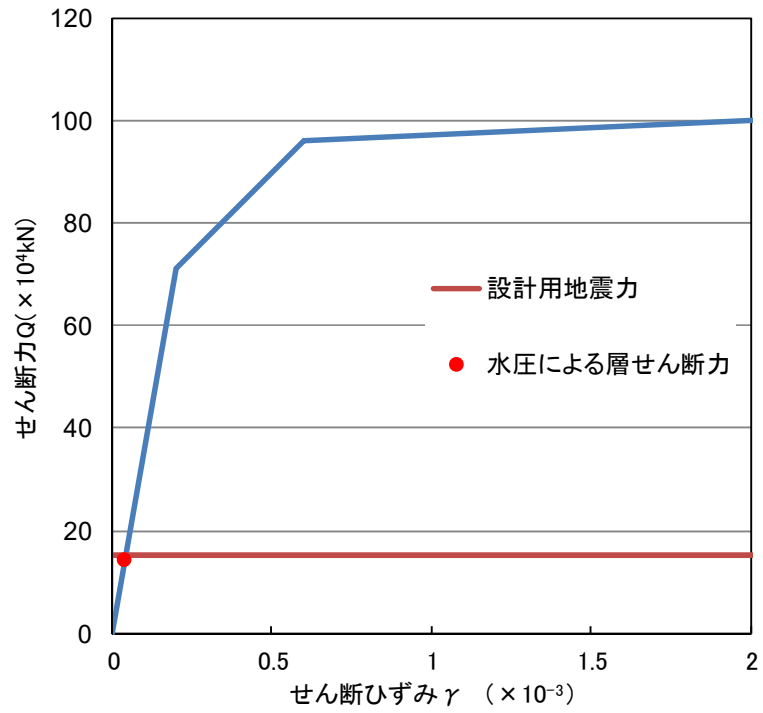


(a) NS 方向

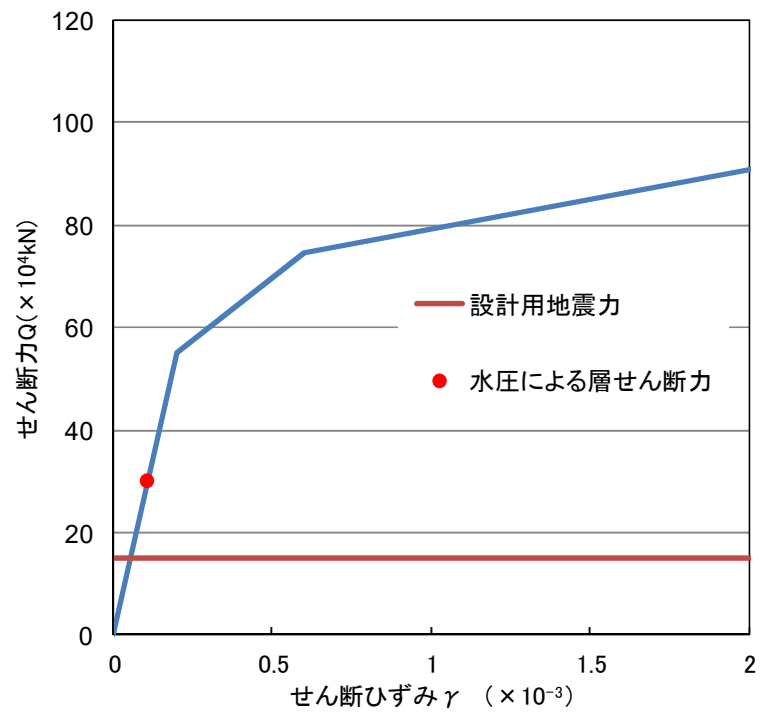


(b) EW 方向

図 4.1-3 津波の水圧による層せん断力と設計用地震力及び保有水平耐力との比較
(荷重ケース 3: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

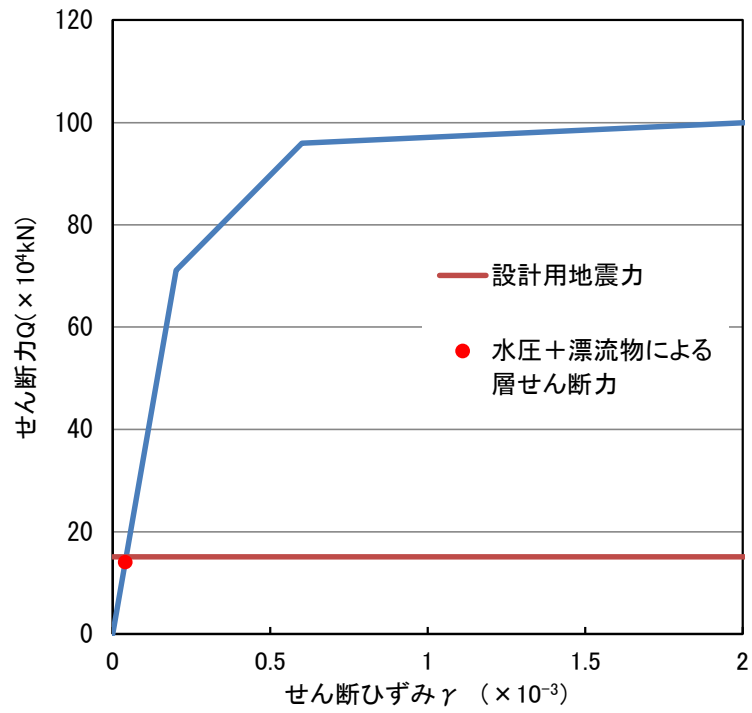


(a) NS 方向

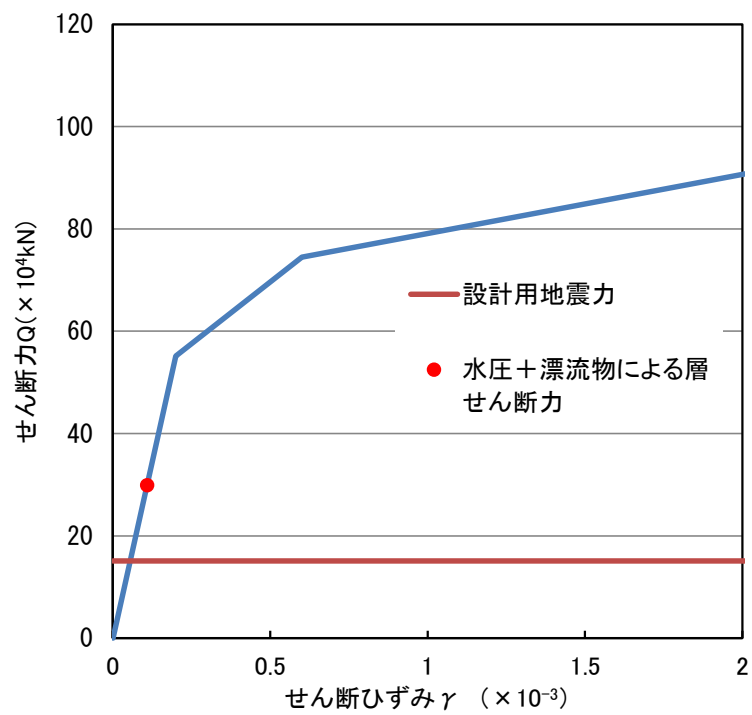


(b) EW 方向

図 4.1-4 荷重－変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力
(1層 T.P. 16.3m～29.22m) (荷重ケース 1：津波波力)

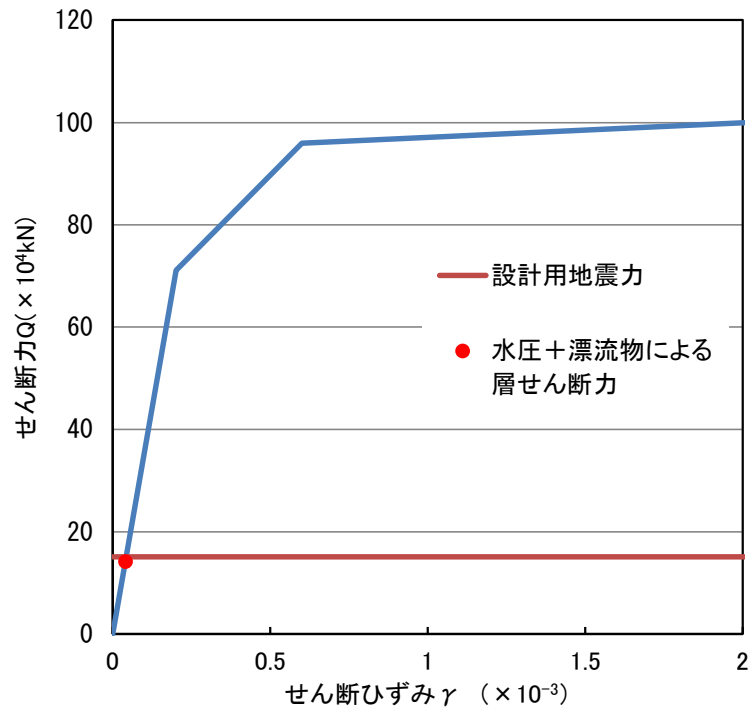


(a) NS 方向

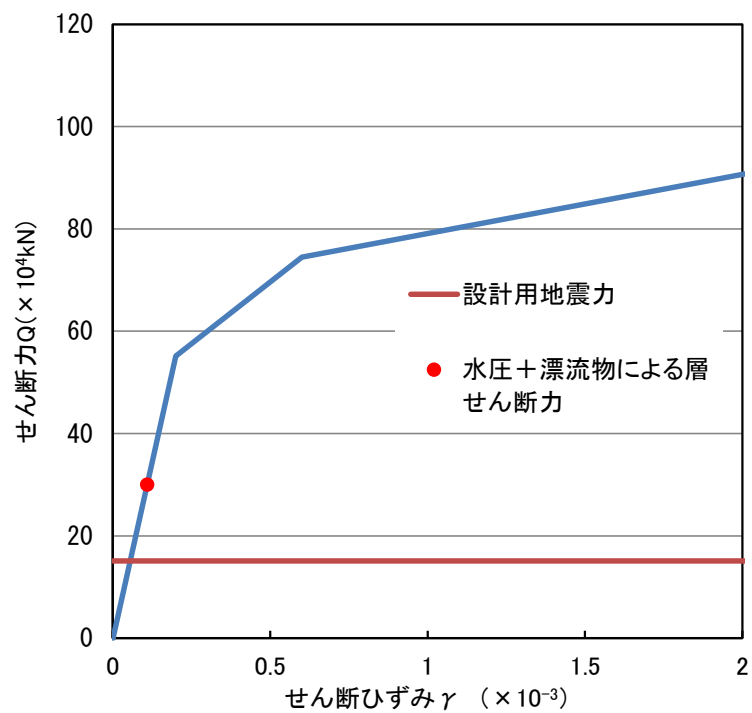


(b) EW 方向

図 4.1-5 荷重－変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力
(1層 T.P. 16.3m～29.22m) (荷重ケース 2: 津波波力+漂流物による衝突荷重(キャスク緩衝体))



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4.1-6 荷重－変形関係における津波の水圧による層せん断力と設計用地震力
(1層 T.P. 16.3m～29.22m) (荷重ケース 3: 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

4.2 外壁の評価

(1) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

応力解析は、2次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。解析には、解析モード「ABAQUS」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

応力解析における評価対象部位は、14通りの耐震壁とする。解析モデルを図 4.2-1 に示す。

解析モデルに使用する FEM 要素は、積層シェル要素とする。使用する要素は四辺形で、この要素は鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素である。

各要素には、板の曲げと軸力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。解析モデルの節点数は 3550、要素数は 3385 である。

境界条件は、基礎を固定とし、直交する耐震壁及び屋根スラブに該当するモデル周辺部も固定とする。

使用材料の物性値は下記のとおりとする。

- ・コンクリート強度 $F_c = \square \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートのポアソン比 $\nu_c = 0.2$
- ・鉄筋強度 (\square) $\sigma_y = \square \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋のヤング係数 $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋のポアソン比 $\nu_s = 0.3$

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

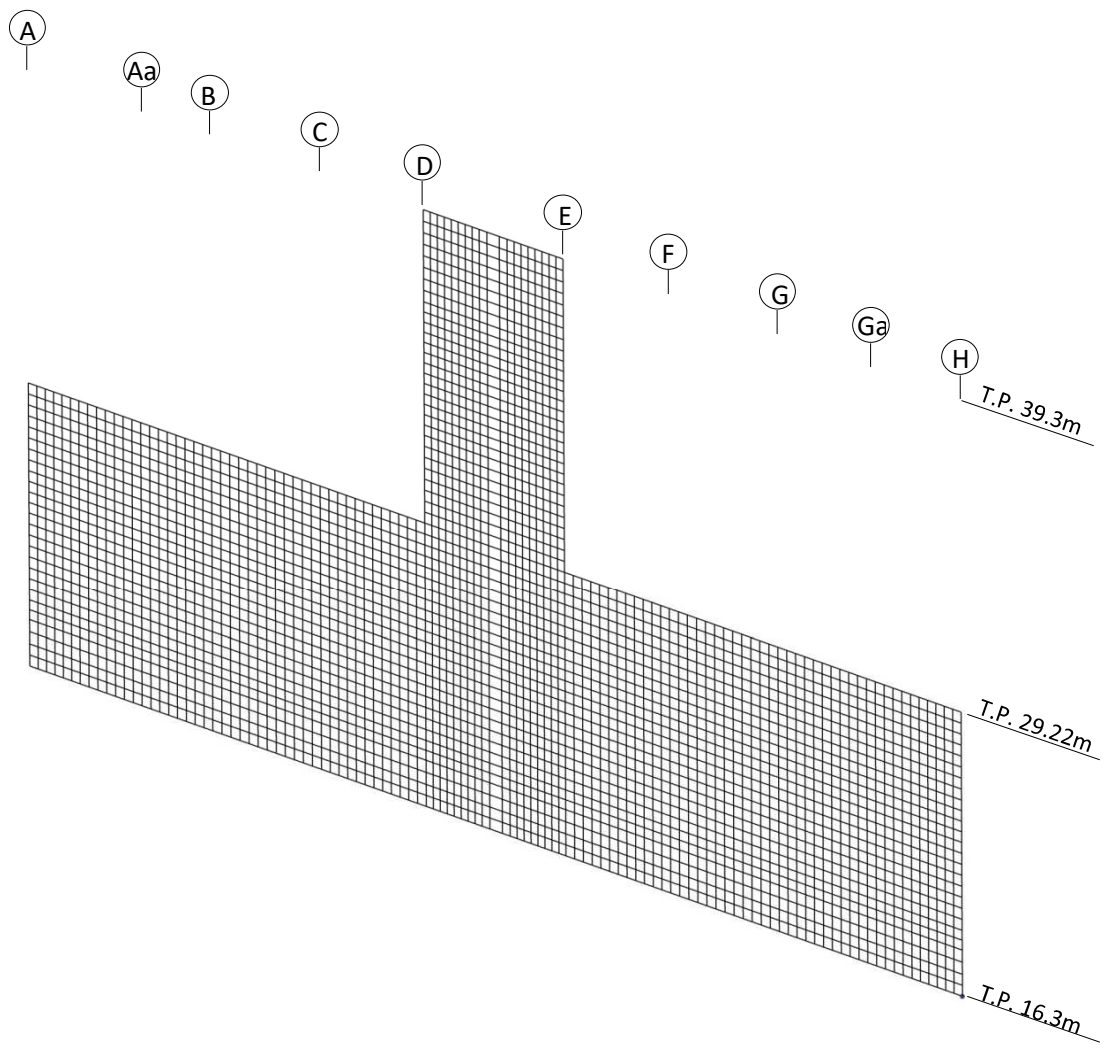


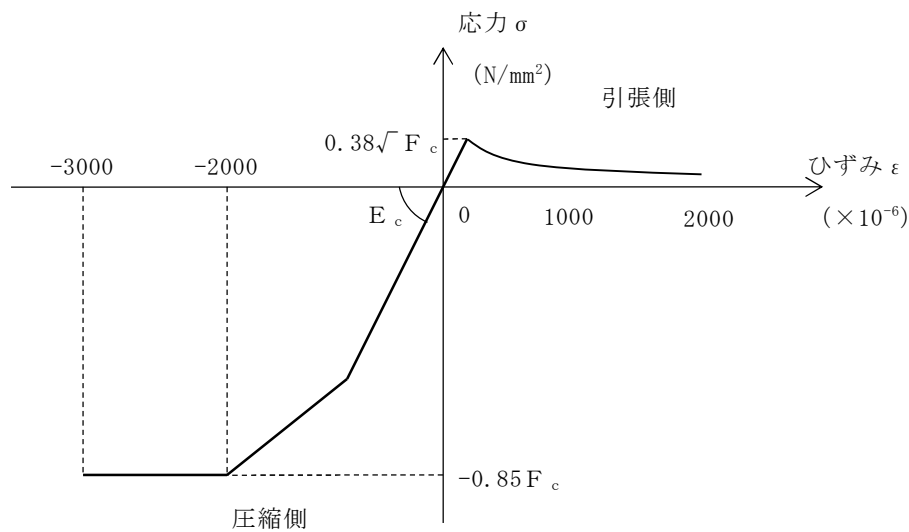
図 4.2-1 解析モデル図 (14 通り)

b. 材料構成則

コンクリートの応力-ひずみ関係を図 4.2-2 に、材料構成則の設定を表 4.2-1 に示す。また、鉄筋の応力-ひずみ関係を図 4.2-3 に、材料構成則の設定を表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 コンクリートの材料構成則の設定

項目	設定
圧縮強度	$-0.85 F_c$ (CCV 規格)
終局圧縮ひずみ	-3000×10^{-6} (CCV 規格)
圧縮側のコンクリート構成則	CEB-FIP Model code に基づき設定 (引用文献(1)参照)
ひび割れ発生後の引張軟化曲線	出雲ほか (1987) による式 ($c = 0.4$) (引用文献(2)参照)
引張強度	$\sigma_t = 0.38\sqrt{F_c}$ (RC 規準)



注： F_c はコンクリートの設計基準強度

応力は引張方向の符号を正とする。

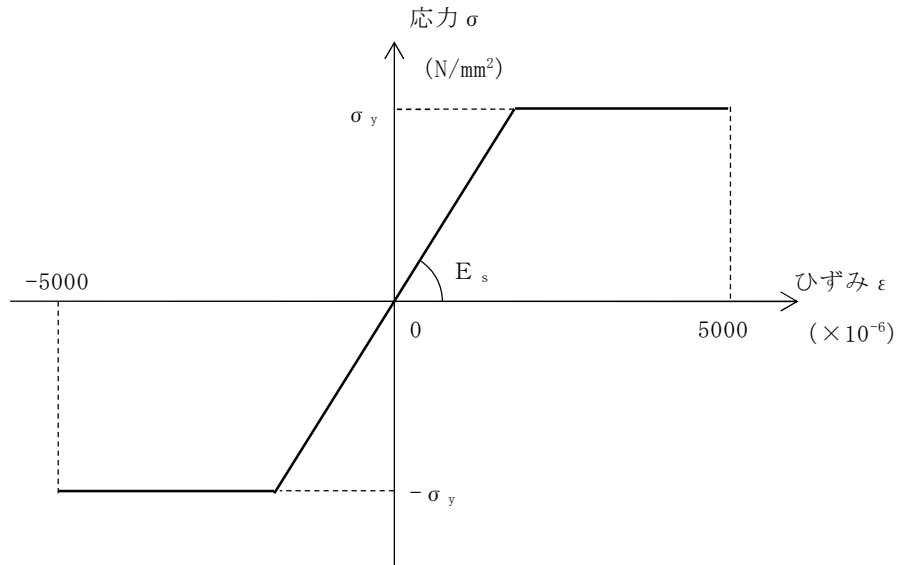
図 4.2-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

引用文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, 1987. 9

表 4.2-2 鉄筋の材料構成則の設定

項目	設定
鉄筋の構成則	バイリニア型
鉄筋の終局ひずみ	$\pm 5000 \times 10^{-6}$ (CCV 規格)



注： σ_y は鉄筋の降伏強度

応力は引張方向の符号を正とする。

図 4.2-3 鉄筋の応力-ひずみ関係

(2) 評価結果

弾塑性 FEM 解析によるコンクリートの最小ひずみ分布、鉄筋の最大ひずみ分布及び面外せん断力分布を図 4.2-4～図 4.2-15 に示す。

断面の評価結果を記載する要素は、曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。評価結果を表 4.2-3～表 4.2-5 に示す。

津波波力及び漂流物による衝突荷重に対し、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が、各許容値を超えないことを確認した。

表 4.2-3 評価結果
(荷重ケース 1：津波波力)

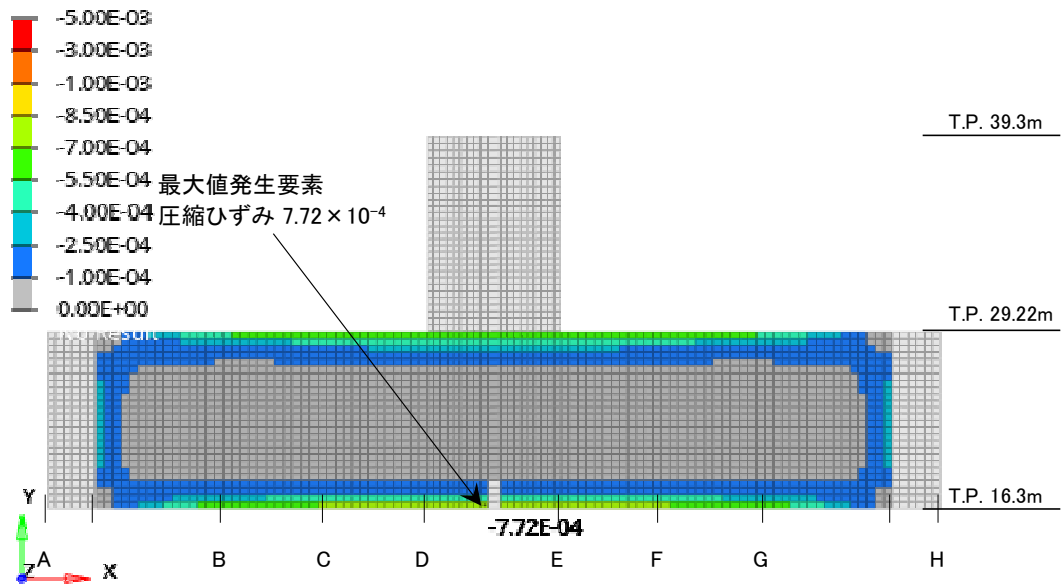
評価項目	発生値	許容値
コンクリート圧縮ひずみ	7.72×10^{-4}	3.0×10^{-3}
鉄筋引張ひずみ	1.37×10^{-3}	5.0×10^{-3}
面外せん断力 Q (kN/m)	1308	1463

表 4.2-4 評価結果
(荷重ケース 2：津波波力＋漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))

評価項目	発生値	許容値
コンクリート圧縮ひずみ	8.57×10^{-4}	3.0×10^{-3}
鉄筋引張ひずみ	1.49×10^{-3}	5.0×10^{-3}
面外せん断力 Q (kN/m)	1402	1434

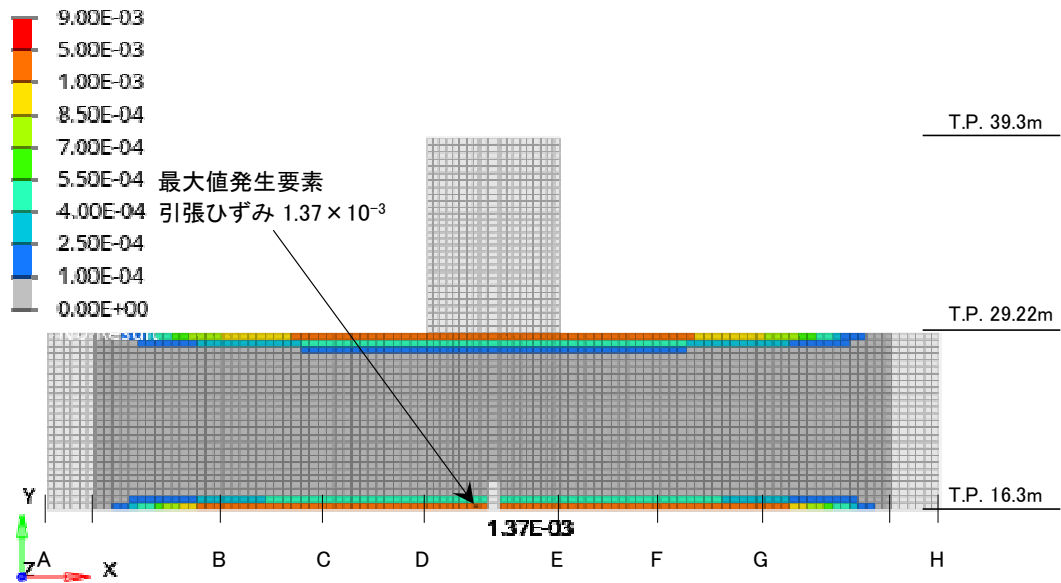
表 4.2-5 評価結果
(荷重ケース 3：津波波力＋漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

評価項目	発生値	許容値
コンクリート圧縮ひずみ	7.90×10^{-4}	3.0×10^{-3}
鉄筋引張ひずみ	1.41×10^{-3}	5.0×10^{-3}
面外せん断力 Q (kN/m)	1441	1520



注：負の値は圧縮側の値を示す。

図 4.2-4 コンクリートの圧縮ひずみ分布（荷重ケース 1：津波波力）



注：正の値は引張側の値を示す。

図 4.2-5 鉄筋の引張ひずみ分布（荷重ケース 1：津波波力）

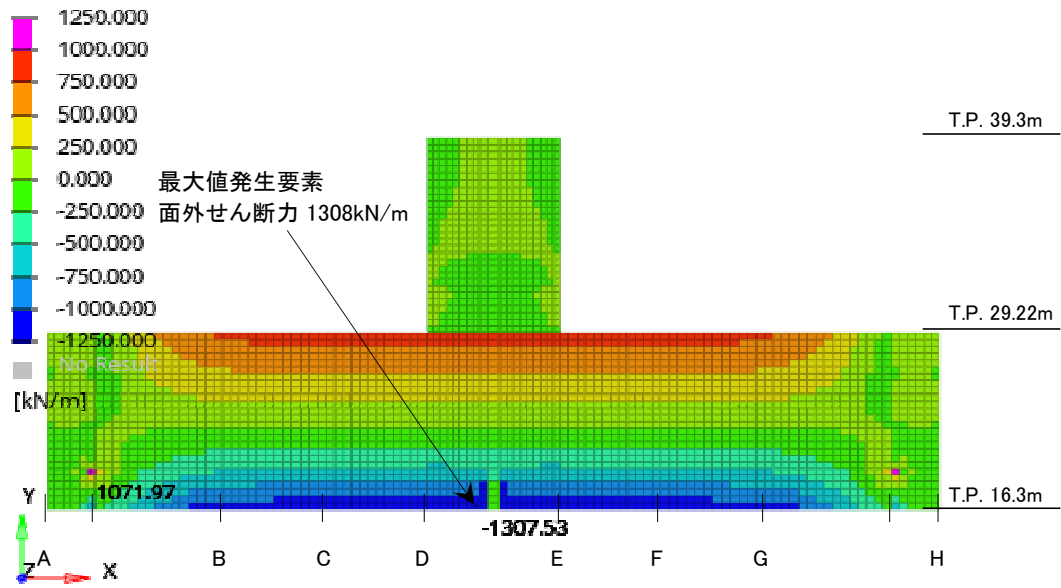


図 4.2-6 面外せん断力分布 (荷重ケース 1 : 津波波力)

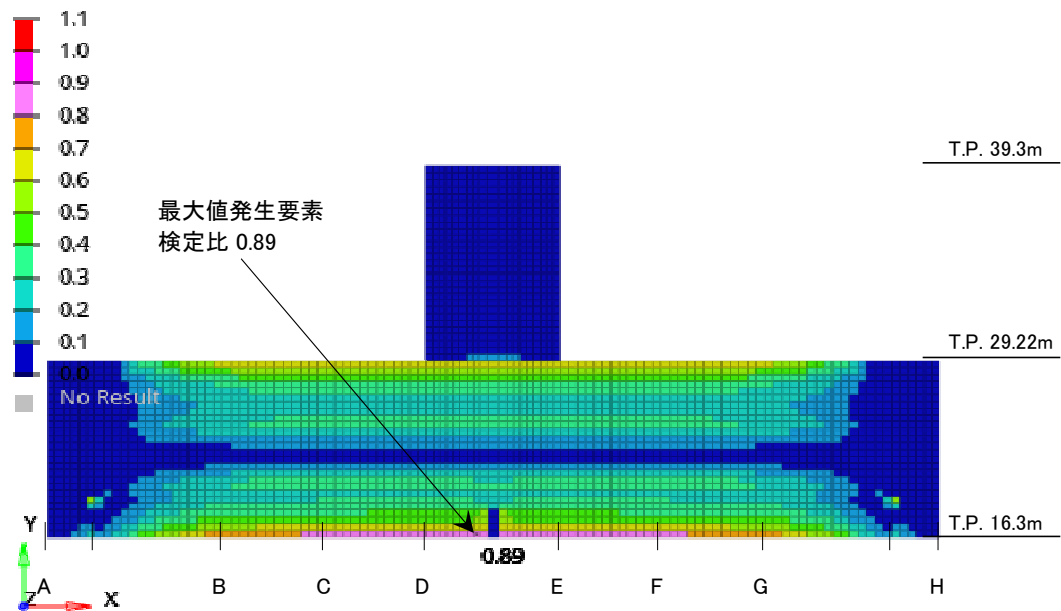
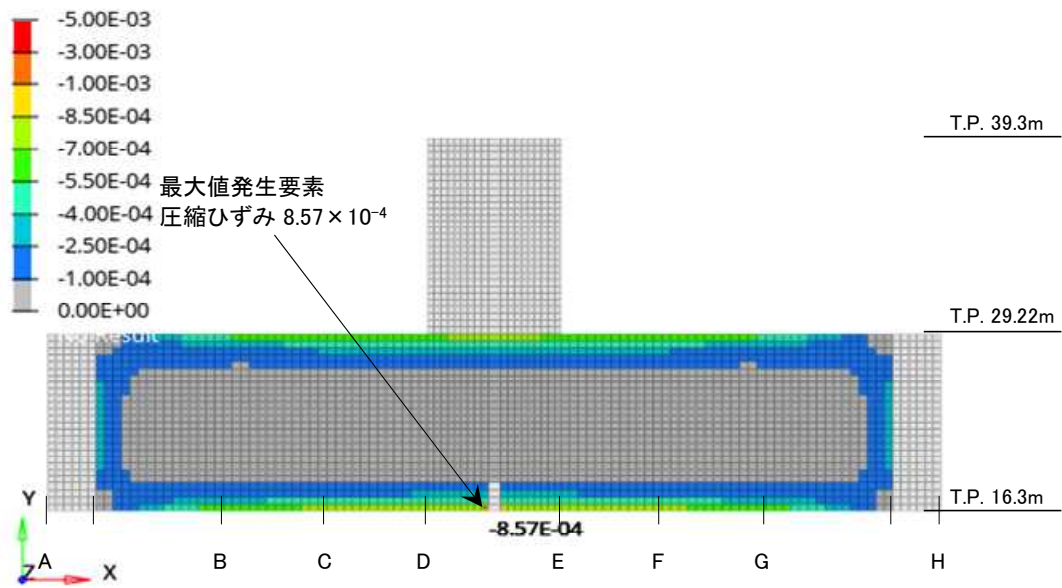


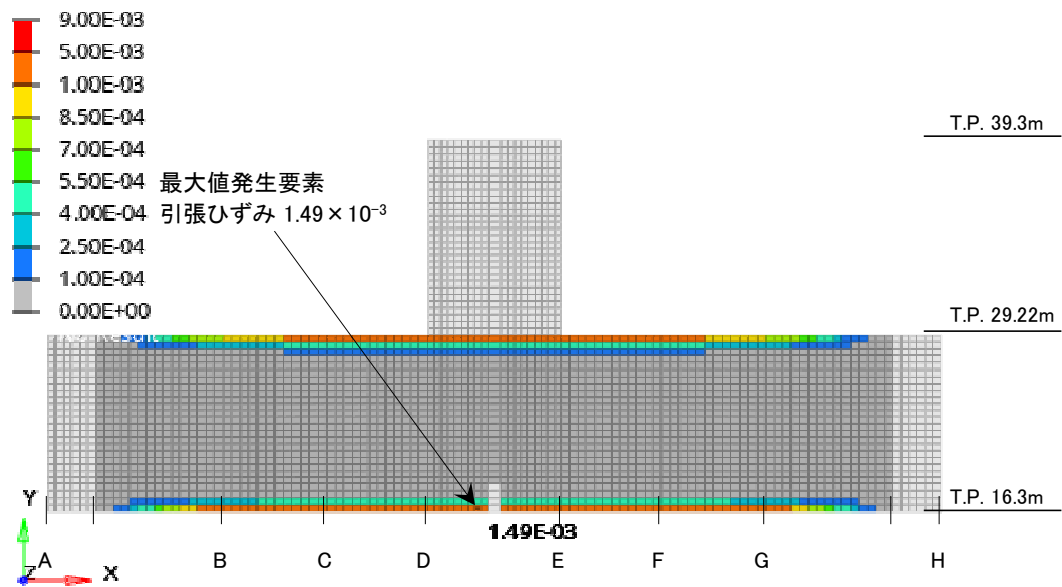
図 4.2-7 面外せん断力に対する検定比の分布 (荷重ケース 1 : 津波波力)



注：負の値は圧縮側の値を示す。

図 4.2-8 コンクリートの圧縮ひずみ分布

(荷重ケース 2：津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))



注：正の値は引張側の値を示す。

図 4.2-9 鉄筋の引張ひずみ分布

(荷重ケース 2：津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))

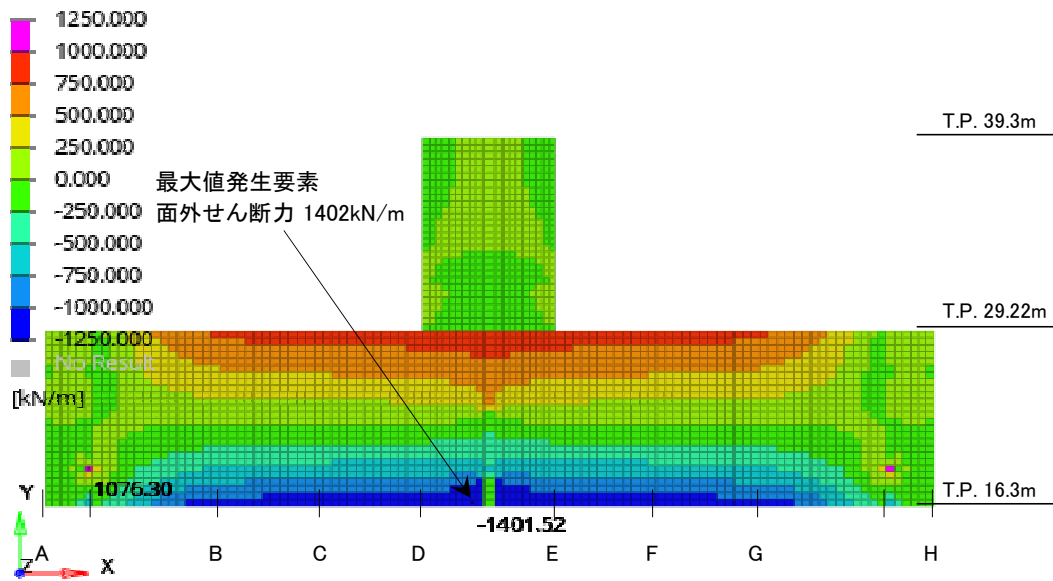


図 4.2-10 面外せん断力分布

(荷重ケース 2：津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))

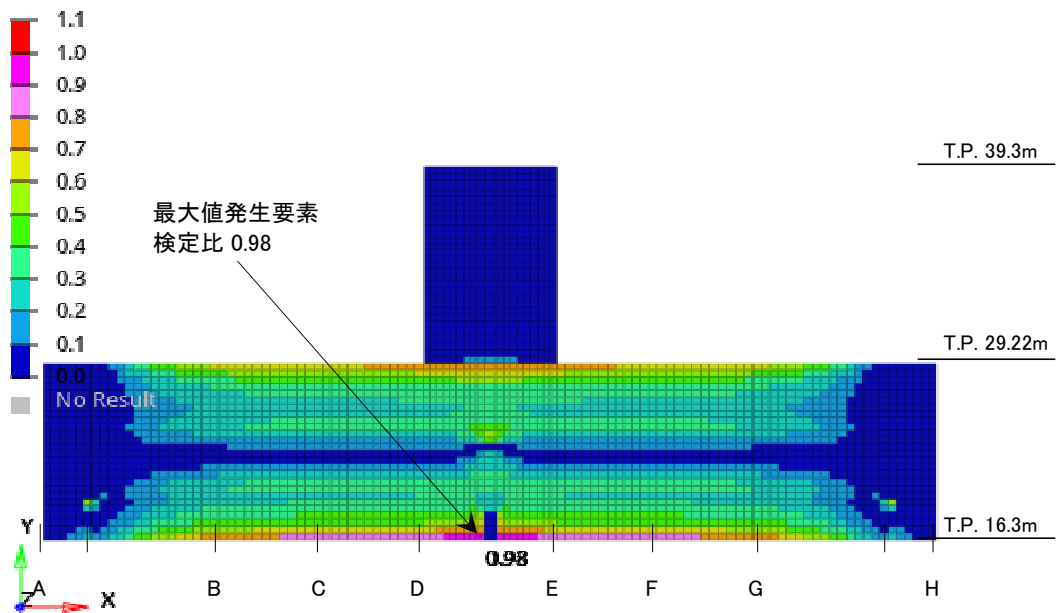
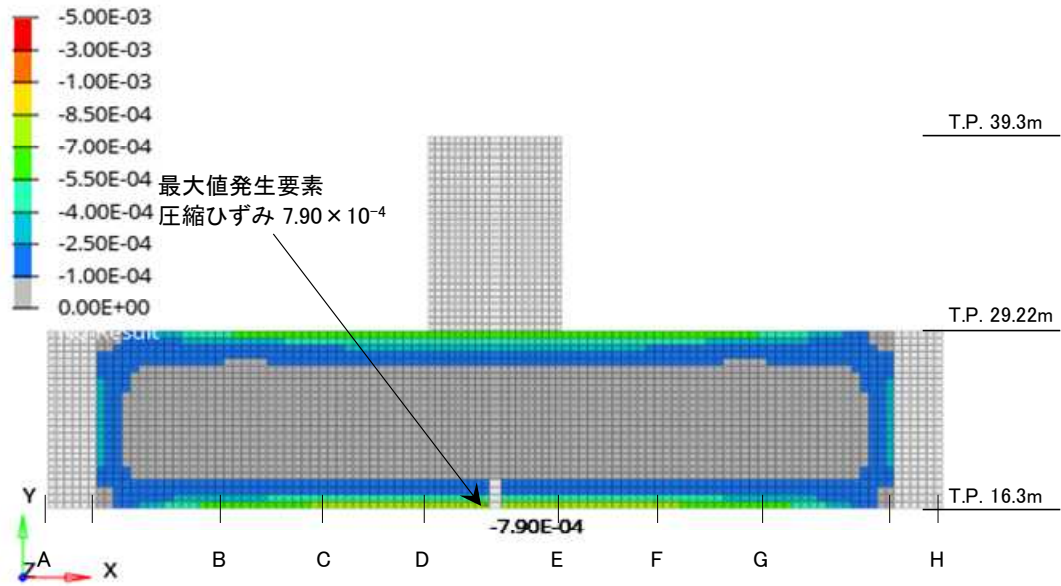


図 4.2-11 面外せん断力に対する検定比の分布

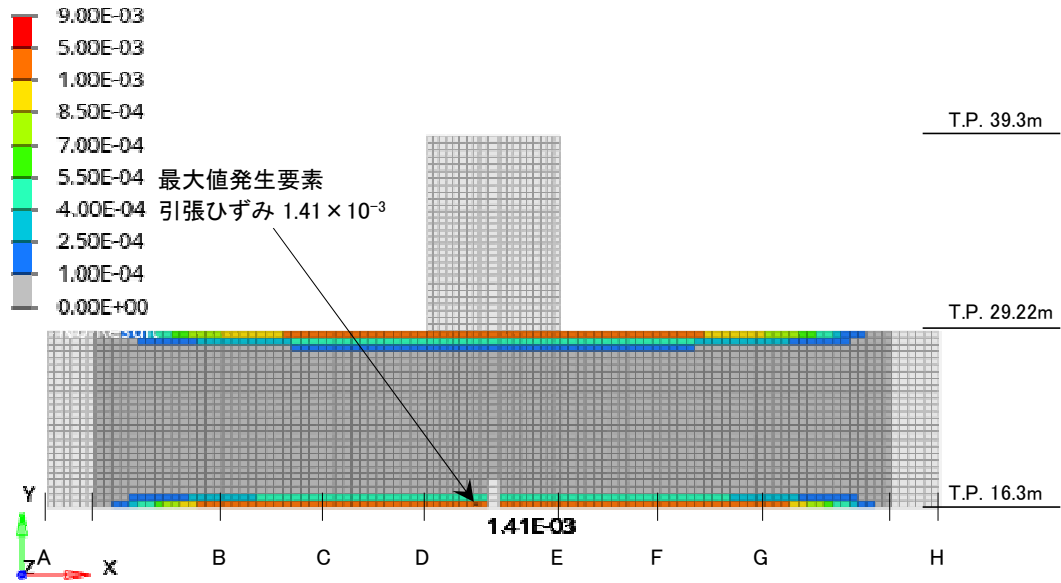
(荷重ケース 2：津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク緩衝体))



注：負の値は圧縮側の値を示す。

図 4.2-12 コンクリートの圧縮ひずみ分布

(荷重ケース 3：津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))



注：正の値は引張側の値を示す。

図 4.2-13 鉄筋の引張ひずみ分布

(荷重ケース 3：津波波力+漂流物による衝突荷重 (トレーラトラック (キャスク輸送車両)))

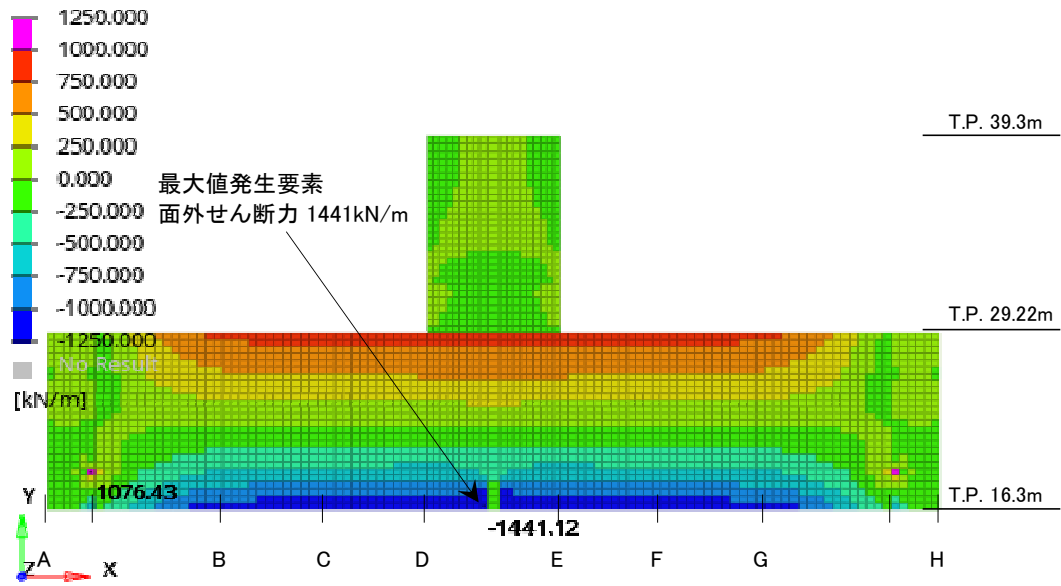


図 4.2-14 面外せん断力分布

(荷重ケース 3 : 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

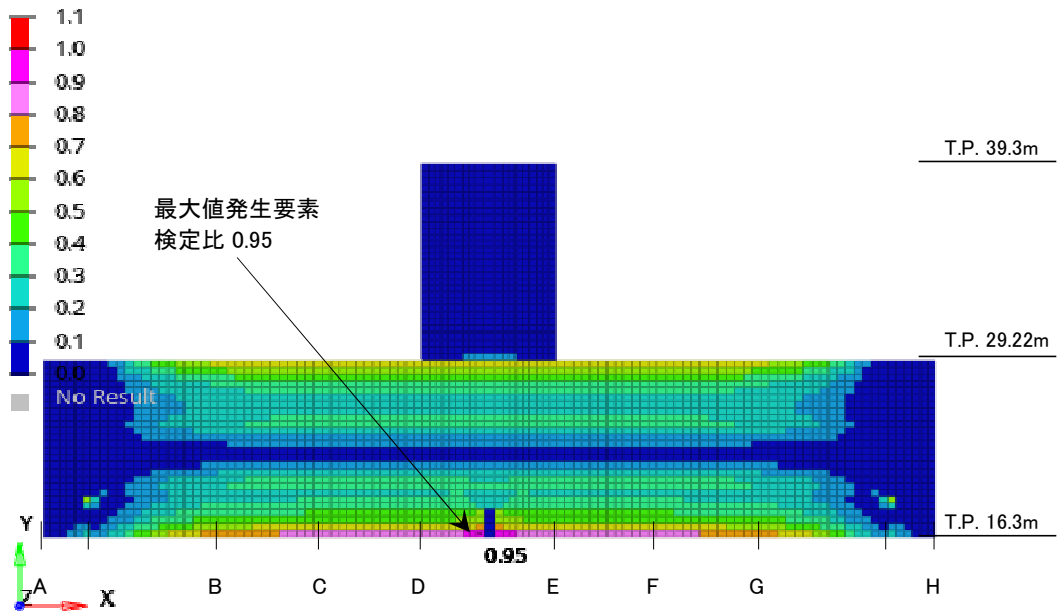


図 4.2-15 面外せん断力に対する検定比の分布

(荷重ケース 3 : 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送車両))

4.3 遮蔽扉の評価

(1) 評価条件

遮蔽扉の評価は、津波による波圧（水深係数3による波圧）及び津波漂流物による衝突荷重に対して、貯蔵区域外壁南側に設置している遮蔽扉（人員用扉）に発生する応力が短期許容応力度以内であることを確認する。

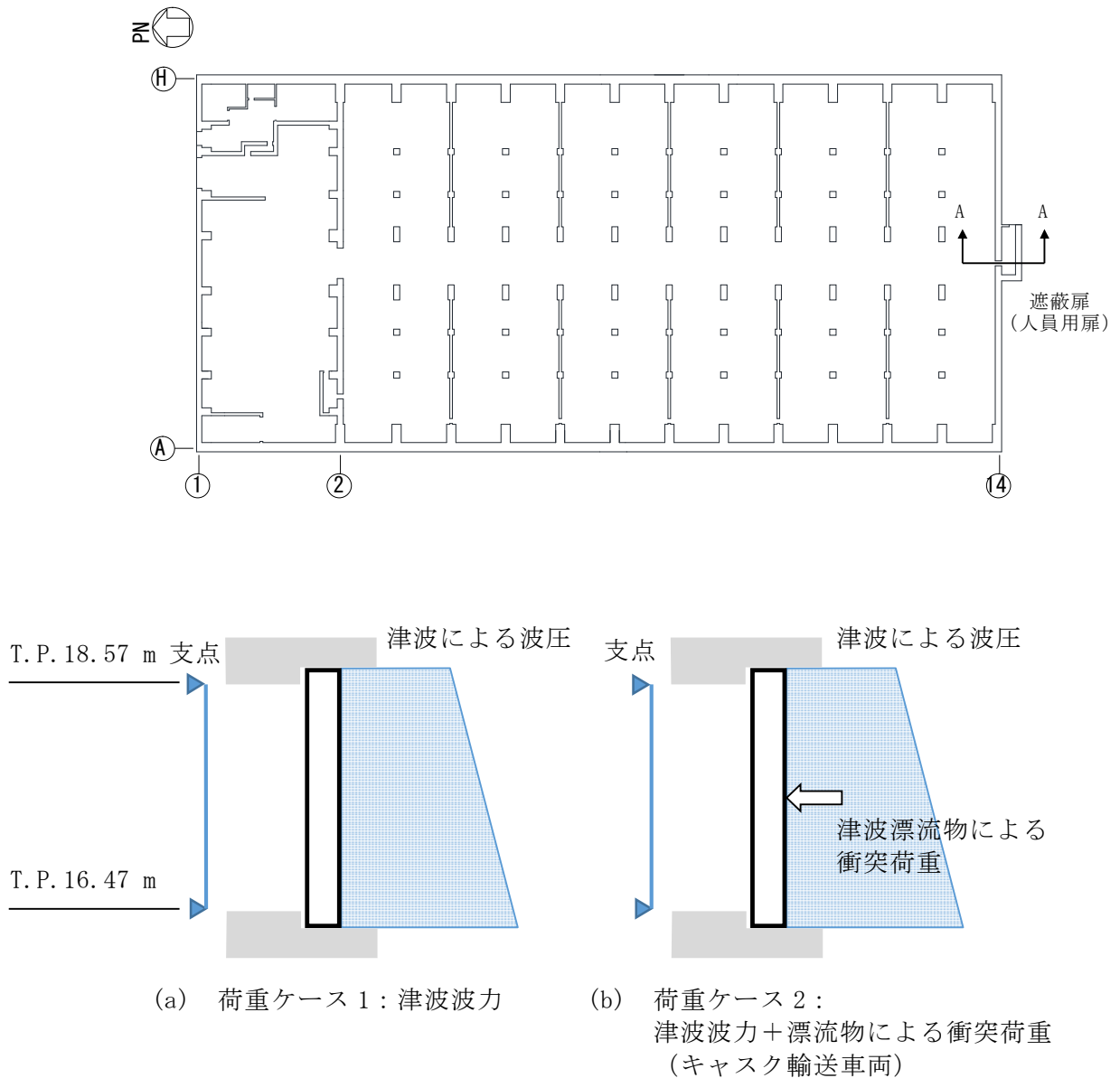


図 4.3-1 遮蔽扉が受ける津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重について

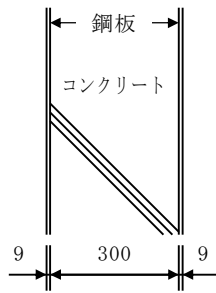


図 4.3-2 遮蔽扉の概要 (単位 : mm)

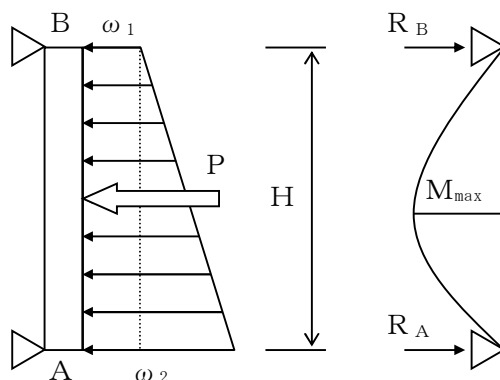
表 4.3-1 遮蔽扉の概要

	扉開口寸法 (m)		鋼板
	幅	高さ	
貯蔵区域南側	0.8	2.1	PL-9 (SS400)

注：遮蔽扉の構造は外側に鋼板（PL-9），その内側にアングルの鋼材があり，内部にコンクリートが充填されているが，コンクリートは座屈防止の充填剤と考え，表裏の鋼板 2 枚により強度評価を行う。

a. 遮蔽扉に発生する応力の算定方法

津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対して遮蔽扉に発生する応力は、
 図 4.3-3 に示す考え方に従い、(5)式～(7)式によって算定する。



注記：単位幅（幅 1.0m）として検討を行う。

図 4.3-3 津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対する
 遮蔽扉の応力算定の考え方

$$R_A = \frac{\omega_1 \cdot H}{2} + \frac{(\omega_2 - \omega_1) \cdot H}{3} + \frac{P}{2} \quad (5)$$

$$R_B = \frac{\omega_1 \cdot H}{2} + \frac{(\omega_2 - \omega_1) \cdot H}{6} + \frac{P}{2} \quad (6)$$

$$M_{\max} = \frac{\omega_1 \cdot H^2}{8} + 0.064 \cdot (\omega_2 - \omega_1) \cdot H^2 + \frac{P \cdot H}{4} \quad (7)$$

ここで、

ω_1 : 遮蔽扉の上部支点における波圧 (kN/m²)

ω_2 : 遮蔽扉の下部支点における波圧 (kN/m²)

P : 津波漂流物による衝突荷重 (kN)

H : 遮蔽扉の支点間距離（開口高さ）(m)

R_A : 下部支点反力 (kN)

R_B : 上部支点反力 (kN)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

b. 遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントに対する評価方法

遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントに対する評価方法を以下に示す。

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} \leq f_b \quad (8)$$

ここで、

σ_b : 遮蔽扉に発生する最大曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 遮蔽扉鋼板の断面係数 (mm³)

f_b : 遮蔽扉鋼板の短期許容曲げ応力度 (N/mm²) (=235 N/mm²)

c. 遮蔽扉に発生する最大せん断力に対する評価方法

遮蔽扉に発生する最大せん断力に対する評価方法を以下に示す。

$$Q_{\max} = \max(R_A, R_B) \leq Q_a \quad (9)$$

ここで、

Q_a : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断力 (kN)

$$Q_a = 1000 \cdot t \cdot f_s \times 10^{-3}$$

t : 遮蔽扉鋼板の板厚 (mm)

f_s : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断応力度 (N/mm²) (=135 N/mm²)

d. コンクリート枠に発生する最大圧縮力に対する評価方法

コンクリート枠に発生する最大圧縮力に対する評価方法を以下に示す。なお、遮蔽扉下部において接触面積が小さく、かつ発生応力が最大となることから、遮蔽扉下部において検討を行う。

$$\sigma_c = \frac{R_A}{S} \leq f_c \quad (10)$$

ここで、

σ_c : コンクリート枠に発生する最大圧縮応力度 (N/mm²)

S : 遮蔽扉下部とコンクリート枠の接触面積 (mm²)

f_c : 躯体コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm²) (= N/mm²)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(2) 評価結果

貯蔵区域南側に設置している遮蔽扉の津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対する評価結果を表 4.3-2 及び表 4.3-3 に示す。

津波による波圧及び津波漂流物による衝突荷重に対し、遮蔽扉に発生する最大曲げ応力度及び最大せん断力が、許容値を超えないこと、また、コンクリート枠に発生する最大圧縮応力度が許容値を超えないことを確認した。

表 4.3-2 評価結果
(荷重ケース 1 : 津波波力)

評価項目	発生値	許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	42.0	235
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	219.6	1215
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	1.83	<input type="text"/>

表 4.3-3 評価結果
(荷重ケース 2 : 津波波力+漂流物による衝突荷重 (キャスク輸送用車両))

評価項目	発生値	許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	70.6	235
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	293.1	1215
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	2.44	<input type="text"/>

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

添付 6-1-6 仮想的大規模津波に対する受入設備の評価方針

目次

1. 概要	1
2. 適用基準	2
3. 評価方針	3
4. 仮置架台，たて起こし架台の固定状態の維持評価	4
4.1 計算条件	4
4.1.1 計算条件	4
4.1.2 記号の説明	6
4.1.3 数値の丸め方	8
4.2 計算方法	9
4.2.1 波力の計算方法	9
4.2.2 応力の計算方法	9
4.3 評価方法	13
4.4 設計条件及び機器要目	14
4.4.1 仮置架台	14
4.4.2 たて起こし架台	15
5. 検査架台の固定状態の維持評価	16
5.1 計算条件	16
5.1.1 計算条件	16
5.1.2 記号の説明	18
5.1.3 数値の丸め方	18
5.2 計算方法	19
5.2.1 波力の計算方法	19
5.2.2 応力の計算方法	19
5.3 評価方法	20
5.4 設計条件及び機器要目	21

図表目次

第4-1 図	仮置架台における評価部材	5
第4-2 図	たて起こし架台における評価部材	5
第4-3 図	仮置架台モデル図	10
第4-4 図	たて起こし架台モデル図	10
第4-5 図	仮置架台脚部モデル図	11
第4-6 図	たて起こし架台脚部モデル図	12
第5-1 図	検査架台における評価部材	17
第5-2 図	検査架台モデル図	19
第4-1 表	記号の説明（架台）	6
第4-2 表	表示する数値の丸め方	8
第5-1 表	記号の説明（検査架台）	18

1. 概要

本資料は、受入設備のうち仮置架台、たて起こし架台及び検査架台について仮想的大規模津波（以下「津波」という。）により漂流しない設計とし固定されていることを確認するための評価方針を説明するものである。

2. 適用基準

以下の規格・基準に準用する。

- ・港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月 国土交通省港湾局）
- ・原子力発電所耐震設計技術規程（JEAC 4601-2008）
- ・原子力用原子力設備規格 設計・建設規格（日本機械学会 JSME S NC1-2005）（2007 年追補版含む）

3. 評価方針

受入設備のうち仮置架台, たて起こし架台及び検査架台においては, 津波により漂流しない設計とする。漂流しない設計とは, 津波による水流が水平方向に作用しても仮置架台, たて起こし架台及び検査架台の床面への固定状態が維持されることを評価する。

4. 仮置架台、たて起こし架台の固定状態の維持評価

4.1 計算条件

4.1.1 計算条件

計算条件を以下に示す。

(1) 津波条件

a. 水深

津波の高さは T.P. +23mの津波であり、貯蔵建屋の設置位置で一様に 7 mの浸水深となる。そのため仮置架台及びたて起こし架台（以下「架台」という。）は水没している条件とする。

b. 津波の流速

津波の流速は「添付 6-1-2 仮想的大規模津波の設定」の「第 2-3 図 仮想的大規模津波と等価なモデルにおける貯蔵建屋周りの水位及び流速の分布」のうち貯蔵建屋周りの最大流速の 10 m/s とする。

(2) 波力を受ける部材

架台及び金属キャスクが受ける波力により評価を行う。

(3) 波力を受ける方向

受圧面積が大きい長手方向から津波が到来する条件で評価を行う。

(4) 津波による水平力の与え方

架台及び金属キャスクが受ける波力は、金属キャスクと架台の取り付け点に集中荷重で与える。

(5) 波力の受圧面積の算出

津波方向から見た投影面積を波力の受圧面積とする。受圧面積を算出する際、複雑な形状である場合には安全側となるように投影面積が大きくなる値を採用し、算出する。

(6) 浮力

金属キャスクの浮力を考慮した条件で評価を行う。

(7) 架台構造及び評価部材

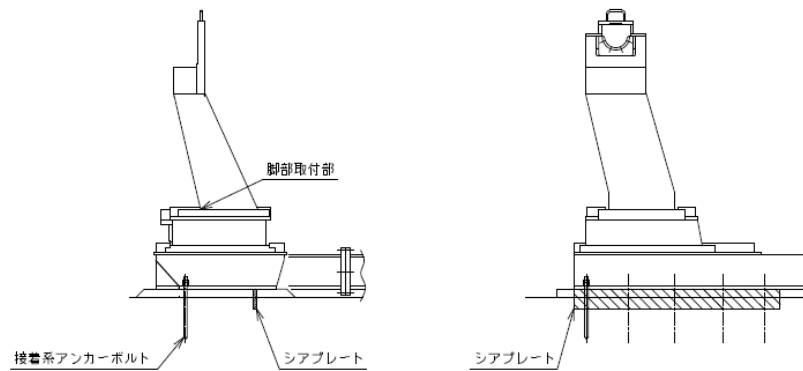
架台は 4 本の脚部のトラニオン受けにて金属キャスクを保持する。架台はベース部のアンカーボルト又は接着系アンカーボルト、シアプレートにて床面に固定される。架台ベース部のアンカーボルト穴は長穴であり、せん断力はシアプレートが負担する。引張力はアンカーボルト又は接着系アンカーボルトにより負担する。

評価部材は床面との固定部及び脚部取付部とし以下に評価部材を示す。また、各評

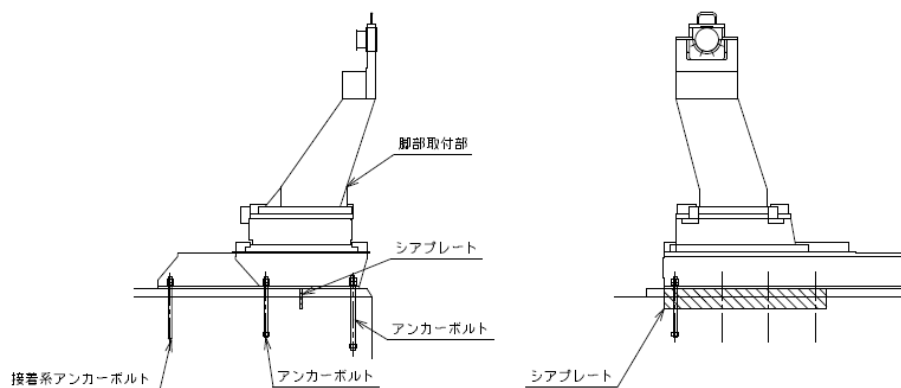
価部材について仮置架台は第 4-1 図、たて起こし架台は第 4-2 図に示す。

- a. アンカーボルト及び接着系アンカーボルト (以下「アンカーボルト」とする。)
- b. シアプレート
- c. 脚部取付部

評価する断面は曲げモーメントが大きくなる取付部について実施する。



第 4-1 図 仮置架台における評価部材



第 4-2 図 たて起こし架台における評価部材

4.1.2 記号の説明

架台の固定状態の維持評価において使用する記号の説明を第4-1表に示す。

第4-1表 記号の説明 (架台)

記号	記号の説明	単位
A_n	アンカーボルトの呼び径断面積	mm^2
A_1	脚部取付部の断面積	mm^2
C_D	抗力係数	—
D	津波方向から見た部材軸直角方向の部材幅	m
F	設計・建設規格 SSB-3133 に定める値	MPa
F_s	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_b	浮力	N
F_h	津波による架台および金属キャスクにかかる水平力(全体)	N
F_{h1}	アンカーボルト評価時における脚1本あたりにかかる水平力	N
F_{h2}	脚部取付部評価時における脚1本あたりにかかる水平力	N
F_{v1}	脚1本に生じる垂直力	N
f_{t1}	アンカーボルトの許容引張応力	MPa
f_{t2}	脚部取付部の許容引張応力	MPa
f_s	シアプレートの許容せん断応力	MPa
g	重力加速度(=9.80665)	m/s^2
L_1	架台底面から水平力作用点までの距離	mm
L_2	垂直力による復元力が働く距離	mm
L_3	アンカーボルト間距離	mm
L_4	水平力作用点から脚部取付部までの距離	mm
L_5	垂直力による転倒力が働く距離	mm
L_m	アンカーボルト評価時における等価モーメント長さ	mm
l_s	シアプレートの長さ	mm
M_1	アンカーボルト評価時における水平力による転倒モーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
M_2	アンカーボルト評価時における垂直力による転倒モーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
M_3	アンカーボルト評価時における水平力と垂直力による合計モーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
M_4	脚部取付部評価時における水平力によるモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$

記号	記号の説明	単位
M_5	仮置架台の脚部取付部評価時における垂直力による転倒モーメント	$N \cdot mm$
M_6	脚部取付部評価時における水平力と垂直力による合計モーメント	$N \cdot mm$
M_7	たて起こし架台の脚部取付部評価時における垂直力による復元モーメント	$N \cdot mm$
n_1	仮置架台における脚 1 本あたりにおけるアンカーボルトの本数	本
n_2	水平力を受けるシアプレートの枚数	枚
P_1	アンカーボルト 1 本に生じる引張力	N
σ_1	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力	MPa
σ_2	脚部取付部に生じる曲げ応力	MPa
σ_3	脚部取付部に生じる組合せ応力	MPa
Q_1	シアプレート 1 枚に生じるせん断力	N
τ_1	シアプレート 1 枚に生じるせん断応力	MPa
τ_2	脚部取付部に生じるせん断応力	MPa
Z_1	脚部取付部の断面係数	mm^3
S	部材軸方向の長さ	m
t_s	シアプレートの厚み	mm
\vec{u}_n	津波の流速	m/s
V	金属キャスクの体積 (緩衝体含む)	m^3
W	金属キャスクの重量 (緩衝体含む)	N
ρ_0	海水の密度	kg/m^3

4.1.3 数値の丸め方

数値は原則として安全側に丸めて使用する。

また、規格、基準等により決まる数値については丸めず、規格、基準等を内挿して使用する場合は、原則として安全側に処理する。

ただし、計算途中の数値については、計算機の保有の数値を使用する。

表示する数値の丸め方を第4-2表に示す。

第4-2表 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
断面係数	mm ³	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切り上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切り捨て	整数位

4.2 計算方法

4.2.1 波力の計算方法

津波による波力の算出式を以下に示す。

$$F_h = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\vec{u}_n| \vec{u}_n D \Delta S$$

4.2.2 応力の計算方法

(1) アンカーボルトの応力

津波による波力について、仮置架台は第4-3図、たて起こし架台は第4-4図に示す。

脚1本に生じる水平力： F_{h_1}

$$F_{h_1} = \frac{F_h}{2} \dots\dots (4.1)$$

金属キャスクに生じる浮力： F_b

$$F_b = V \cdot \rho_0 \cdot g \dots\dots (4.2)$$

脚1本に生じる垂直力： F_{v_1}

$$F_{v_1} = \frac{(W - F_b)}{4} \dots\dots (4.3)$$

水平力による転倒モーメント： M_1

$$M_1 = F_{h_1} \cdot L_1 \dots\dots (4.4)$$

垂直力による復元モーメント： M_2

$$M_2 = F_{v_1} \cdot L_2 \dots\dots (4.5)$$

水平力と垂直力による合計モーメント： M_3

$$M_3 = M_1 - M_2 \dots\dots (4.6)$$

アンカーボルト1本にかかる引張力： P_1

a. 仮置架台

$$P_1 = \frac{M_3}{n_1 \cdot L_3} \dots\dots (4.7)$$

b. たて起こし架台

$$P_1 = \frac{M_3}{L_m} \dots\dots (4.8)$$

アンカーボルト 1 本に生じる引張応力： σ_1

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{A_n} \quad \dots\dots (4.9)$$

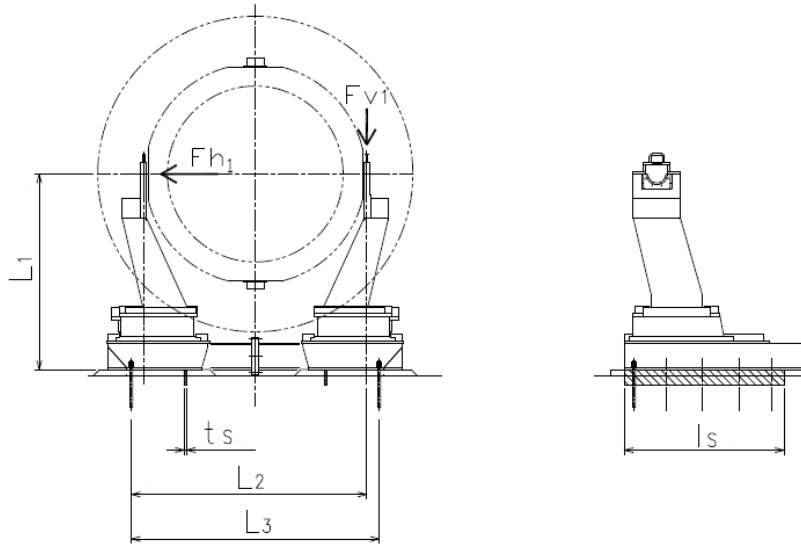
(2) 波力によるシアプレートへの応力

シアプレート 1 枚に生じるせん断力： Q_1

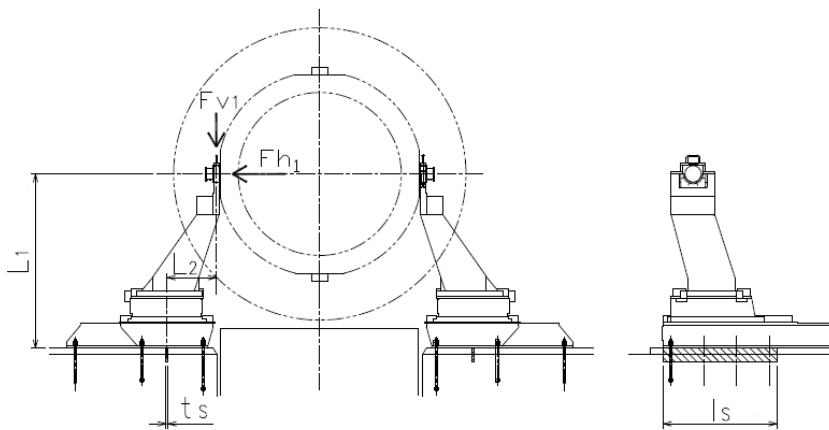
$$Q_1 = \frac{Fh}{n_2} \quad \dots\dots (4.10)$$

シアプレートに発生するせん断応力： τ_1

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{t_s \cdot l_s} \quad \dots\dots (4.11)$$



第 4-3 図 仮置架台モデル図



第 4-4 図 たて起こし架台モデル図

(3) 脚部取付部の応力

a. 仮置架台

津波による波力について、第4-5図に示す。

脚1本に生じる水平力： Fh_2

水平力による転倒モーメント： M_4

$$M_4 = Fh_2 \cdot L_4 \quad \dots\dots (4.12)$$

垂直力による転倒モーメント： M_5

$$M_5 = Fv_1 \cdot L_5 \quad \dots\dots (4.13)$$

水平力と垂直力による合計モーメント： M_6

$$M_6 = M_4 + M_5 \quad \dots\dots (4.14)$$

脚部取付部に生じる曲げ応力： σ_2

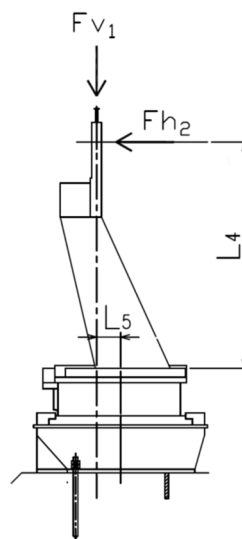
$$\sigma_2 = \frac{M_6}{Z_1} \quad \dots\dots (4.15)$$

脚部取付部に生じるせん断応力： τ_2

$$\tau_2 = \frac{Fh_2}{A_1} \quad \dots\dots (4.16)$$

脚部取付部断面に生じる組合せ応力： σ_3

$$\sigma_3 = \sqrt{\sigma_2^2 + 3 \cdot \tau_2^2} \quad \dots\dots (4.17)$$



第4-5図 仮置架台脚部モデル図

b. たて起こし架台

津波による波力について，第4-6図に示す。

脚1本に生じる水平力： Fh_2

水平力による転倒モーメント： M_4

$$M_4 = Fh_2 \cdot L_4 \quad \dots\dots (4.18)$$

垂直力による復元モーメント： M_7

$$M_7 = Fv_1 \cdot L_2 \quad \dots\dots (4.19)$$

水平力と垂直力による合計モーメント： M_6

$$M_6 = M_4 - M_7 \quad \dots\dots (4.20)$$

脚部取付部に生じる曲げ応力： σ_2

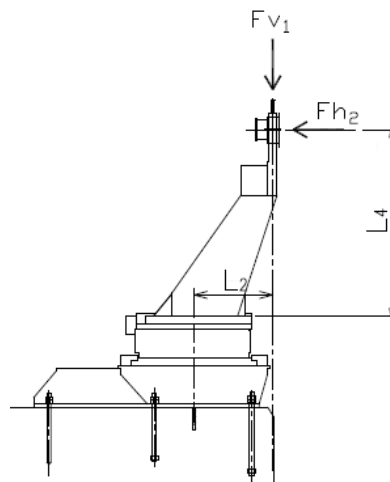
$$\sigma_2 = \frac{M_6}{Z_1} \quad \dots\dots (4.21)$$

脚部取付部に生じるせん断応力： τ_2

$$\tau_2 = \frac{Fh_2}{A_1} \quad \dots\dots (4.22)$$

脚部取付部断面に生じる組合せ応力： σ_3

$$\sigma_3 = \sqrt{\sigma_2^2 + 3 \cdot \tau_2^2} \quad \dots\dots (4.23)$$



第4-6図 たて起こし架台脚部モデル図

4.3 評価方法

(1) アンカーボルトの応力評価

4.2.2 項(1)で求めたアンカーボルトに生じる引張応力が以下の許容引張応力 f_{t1} 以下であること。

	アンカーボルトの許容引張応力 (f_{t1})
計算式	$f_{t1}=(F/2) \cdot 1.5$

(2) シアプレートの応力評価

4.2.2 項(2)で求めたシアプレートに生じるせん断応力が以下の許容せん断応力 f_s 以下であること。

	シアプレートの許容せん断応力 (f_s)
計算式	$f_s=(F_s/1.5\sqrt{3}) \cdot 1.5$

(3) 脚部取付部の応力評価

4.2.2 項(3)で求めた脚部取付部に生じる組合せ応力が以下の許容引張応力 f_{t2} 以下であること。

	脚部取付部の許容引張応力 (f_{t2})
計算式	$f_{t2}=(F_s/1.5) \cdot 1.5$

枠囲みの内容は商業機密に属するため公開できません。

4.4 設計条件及び機器要目

4.4.1 仮置架台

(1) 設計条件

機器名称	供用状態	周辺環境温度 (°C)	津波の流速 (m/s)	海水の密度 (kg/m ³)	Fh (N)	Fh ₁ (N)	Fh ₂ (N)
仮置架台	D	45	10	1,050	1.452×10^6	7.258×10^5	5.978×10^5

(2) 機器要目

W (N)	V (m ³)

L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)	L ₄ (mm)	L ₅ (mm)	A _n (mm ²)	A ₁ (mm ²)	Z ₁ (mm ³)	l _s (mm)	t _s (mm)	n ₁ (本)	n ₂ (枚)

接着系アンカーボルト	シアプレート	脚部取付部
F (MPa)	F _s (MPa)	F _s (MPa)
442	319	319

枠囲みの内容は商業機密に属するため公開できません。

4.4.2 たて起こし架台

(1) 設計条件

機器名称	供用状態	周辺環境温度 (°C)	津波の流速 (m/s)	海水の密度 (kg/m ³)	Fh (N)	Fh ₁ (N)	Fh ₂ (N)
たて起こし架台	D	45	10	1,050	1.441×10 ⁶	7.207×10 ⁵	5.927×10 ⁵

(2) 機器要目

W (N)	V (m ³)

L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)	L ₄ (mm)	L _n (mm)	A _n (mm ²)	A ₁ (mm ²)	Z ₁ (mm ³)	l _s (mm)	t _s (mm)	n ₁ (本)	n ₂ (枚)

アンカーボルト	シアプレート	脚部取付部
F (MPa)	F _s (MPa)	F _s (MPa)
442	319	319

5. 検査架台の固定状態の維持評価

5.1 計算条件

5.1.1 計算条件

計算条件を以下に示す。

(1) 津波条件

a. 水深

津波の高さは T.P. +23mの津波であり、貯蔵建屋の設置位置で一様に 7 mの浸水深となる。そのため検査架台は水没している条件とする。

b. 津波の流速

津波の流速は「添付 6-1-2 仮想的大規模津波の設定」の「第 2-3 図 仮想的大規模津波と等価なモデルにおける貯蔵建屋周りの水位及び流速の分布」のうち貯蔵建屋周りの最大流速の 10 m/s とする。

(2) 波力を受ける部材

検査架台が受ける波力により評価を行う。

(3) 波力を受ける方向

検査架台は、周りを壁で囲われているため、壁のない方向から津波が到来する条件で評価を行う。

(4) 津波による水平力の与え方

検査架台が受ける波力は、全体に均等に与える。

(5) 波力の受圧面積の算出

津波方向から見た投影面積を波力の受圧面積とする。受圧面積を算出する際、複雑な形状である場合には安全側となるように投影面積が大きくなる値を採用し、算出する。

(6) 架台構造及び評価部材

検査架台は 4 本の支柱により支えられ支柱ベース部の接着系アンカーボルトにて床面に固定される。また、転倒防止の振れ止め支持部材により壁に固定される。

評価部材は床面との固定部とし接着系アンカーボルトを評価する。

なお、検査架台は振れ止め支持部材により転倒しないこと及び波力を受ける部材の構造強度が十分高いことから、接着系アンカーボルトには引張力は発生しない。

評価部材について、第 5-1 図に示す。