

大型廃棄物保管庫建屋の構造強度及び耐震性について

1. 概要

1. 1 一般事項

大型廃棄物保管庫建屋の構造強度と機能維持及び波及的影響防止について検討を行う。

大型廃棄物保管庫建屋は耐震クラス分類をBクラスとして2020年5月に認可（原規規発第2005271号）を受け、2023年3月に竣工している。後に、2022年11月16日の原子力規制委員会です承された「東京電力ホールディングス株式会社福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方」（以下、「新耐震方針」という）によって、建屋の耐震クラスが変更となる。

~~大型廃棄物保管庫建屋の見直し後の耐震クラス分類は、2021年9月8日及び2022年11月16日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方新耐震方針を踏まえ、安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合における公衆への被ばく影響を評価した結果、Cクラスとなる。~~

大型廃棄物保管庫建屋の構造強度は、Cクラス設備に要求される静的地震力に対して許容応力度設計を実施し、耐震性のうち機能維持の検討は、基準地震動 S_s （最大加速度 900gal、以下、「 S_s900 」という）に対する地震応答解析を実施し、使用済吸着塔等の間接支持機能が維持されることを確認する。

大型廃棄物保管庫建屋の耐震性のうち波及的影響の防止の検討は、 S_s900 に対する地震応答解析を実施し、大型廃棄物保管庫建屋の損傷が使用済吸着塔等に波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響は、大型廃棄物保管庫建屋が崩壊機構に至らないことを確認する。

大型廃棄物保管庫建屋の検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2013年）（以下、「RC-N規準」という。）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010年）（以下、「RC規準」という。）
- (4) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年）（以下、「S規準」という。）
- (5) 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2015年)
- (6) 日本産業規格（JIS）
- (7) 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（(社)日本電気協会）
- (8) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（(社)日本電気協会）
- (9) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）
- (10) 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（(社)日本機械学会，2003）（以下「CCV規格」という。）
- (11) 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針（日本建築センター，2018年）

1. 2 構造概要

大型廃棄物保管庫建屋は、東西方向 23.35m、南北方向 186.2m、高さ 22.85m の建物であり、構造形式は鉄骨造である。大型廃棄物保管庫建屋の東側には、建屋の耐震性を向上するために、鉄骨によるフレームを設置している。

大型廃棄物保管庫建屋は、べた基礎構造となっており、改良地盤を介して設置する。

大型廃棄物保管庫建屋の配置図、平面図及び断面図を図 1.2-1 に示す。



図 1.2-1 (1) 配置図

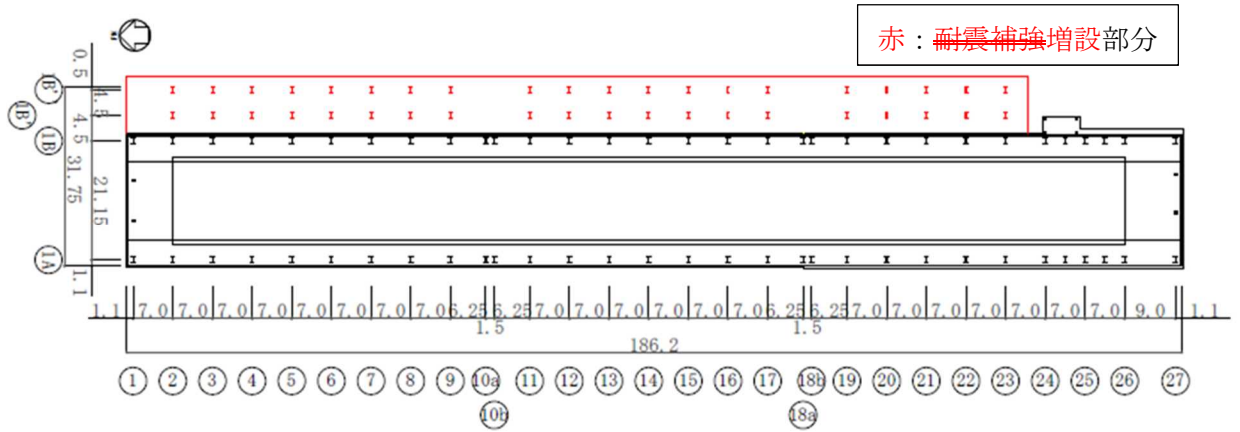


図 1.2-1 (12) 1階平面図 (G. L. +0.635) (単位 : m)

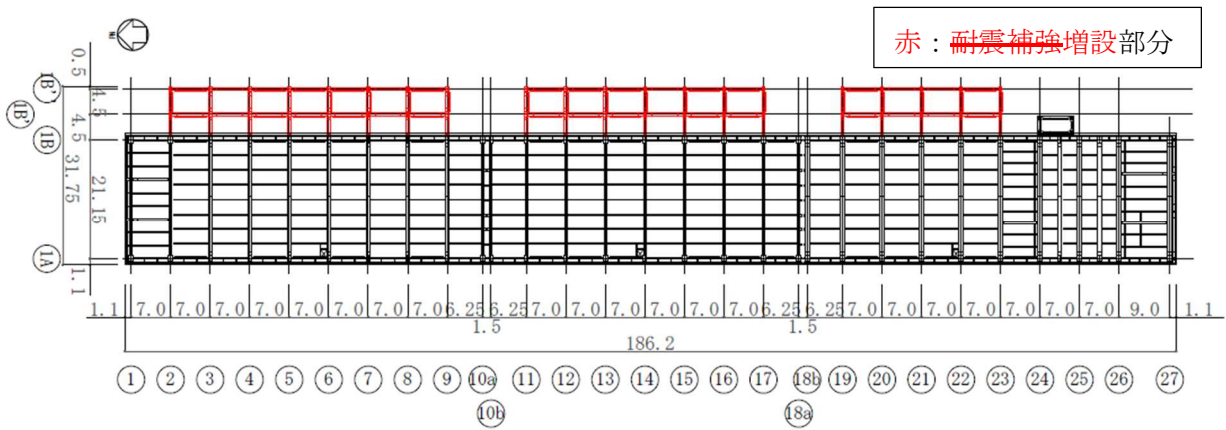


図 1.2-1 (23) 2階平面図 (G. L. +16.650) (単位 : m)

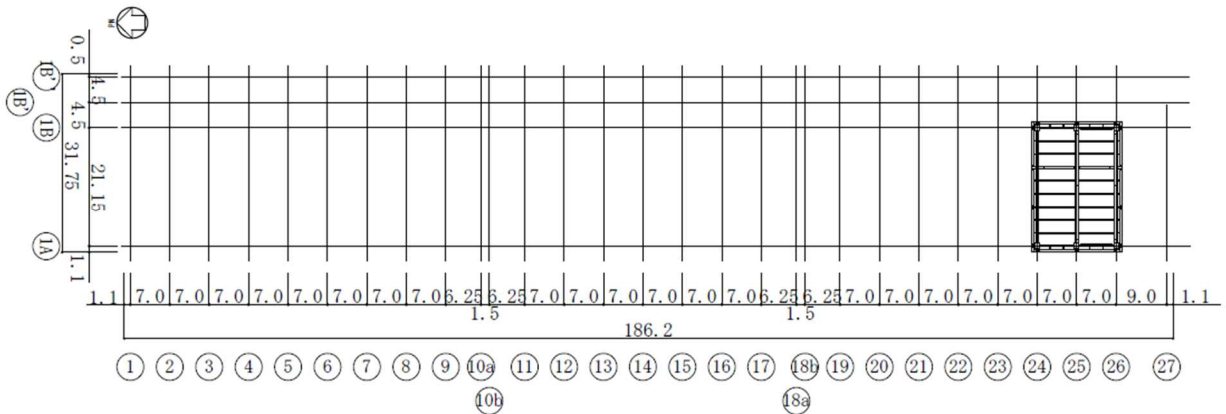


図 1.2-1 (34) 屋上階平面図 (G. L. +22.850) (単位 : m)

赤：耐震補強増設部分

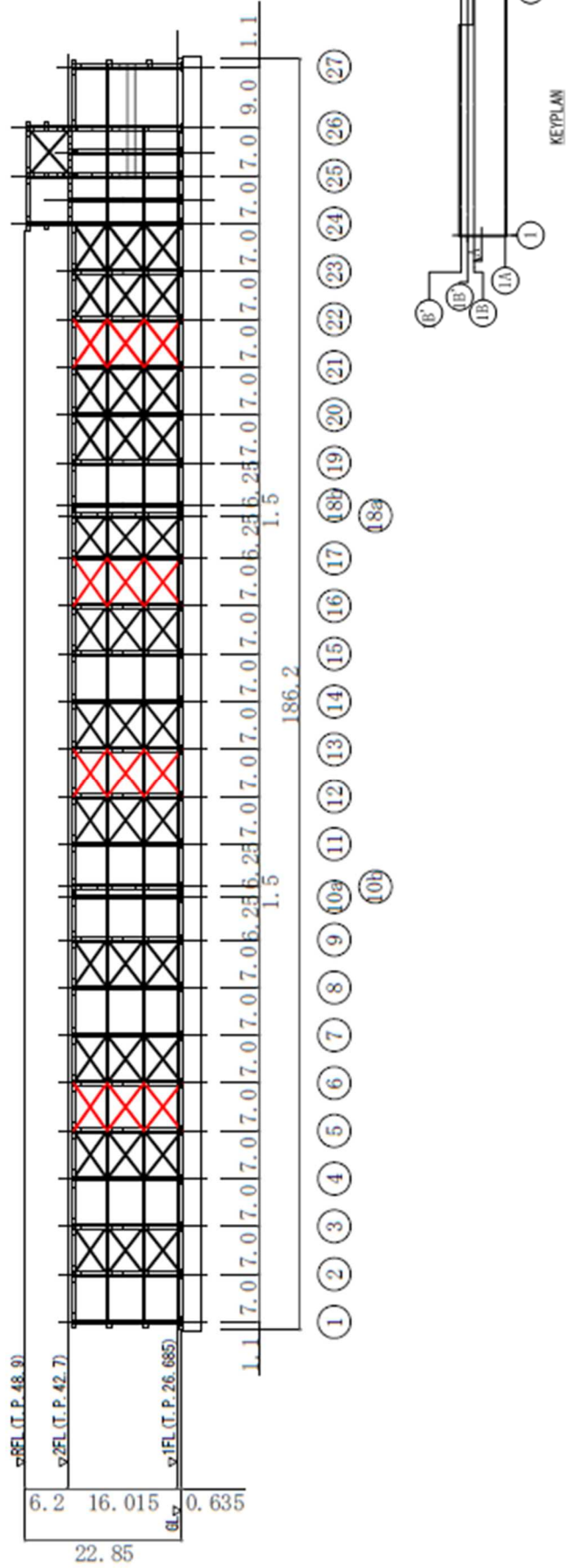


图 1.2-1 (45) A-A 断面图 (E-WNS 方向) (单位：m)

赤：耐震補強増設部分

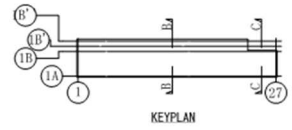
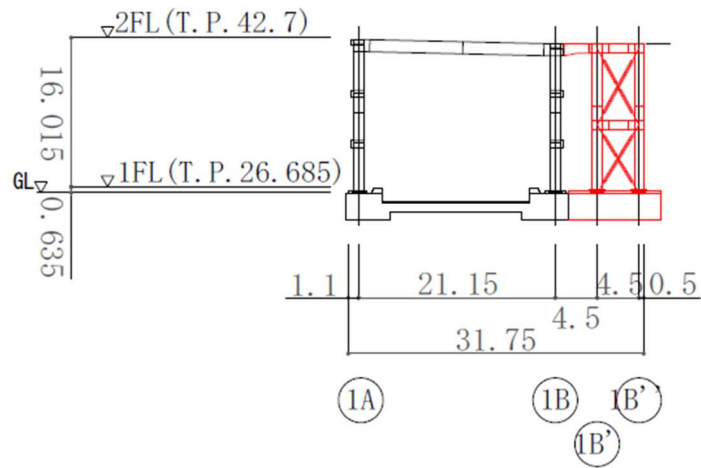


图 1.2-1 (56) B-B 断面图 (NS 方向) (单位：m)

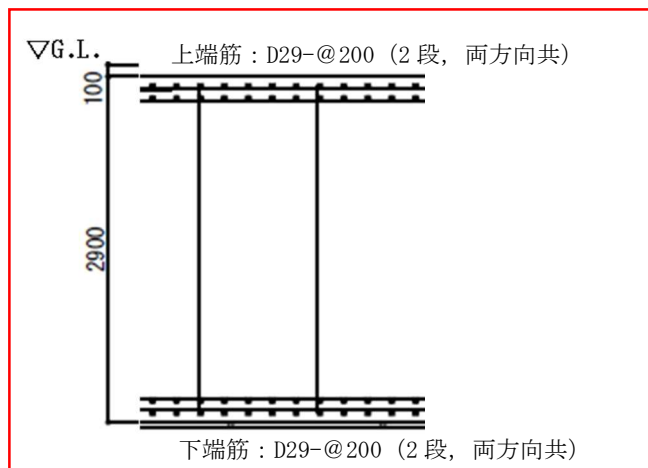


图 1.2-1 (7) 基礎配筋图 (一般部) (单位：mm)

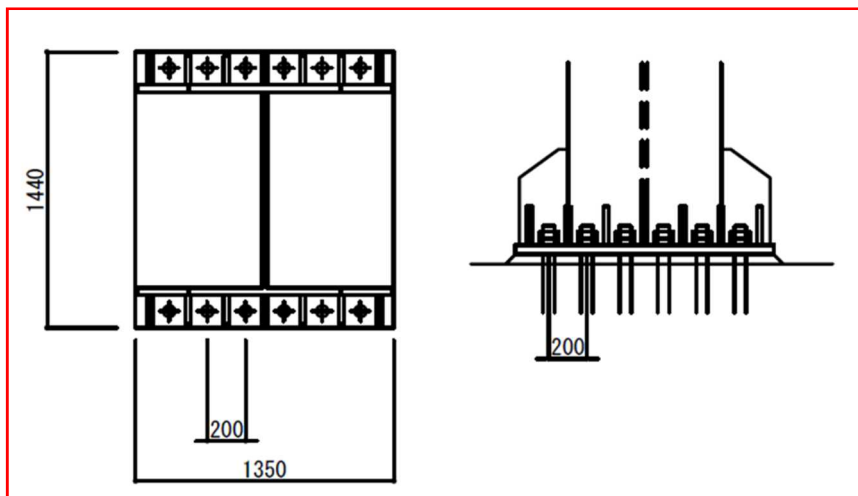


图 1.2-1 (8) 柱脚部断面图 (单位：mm)

1. 3 検討フロー

大型廃棄物保管庫建屋の構造強度及び耐震性の検討フローを図 1. 3-1 に示す。

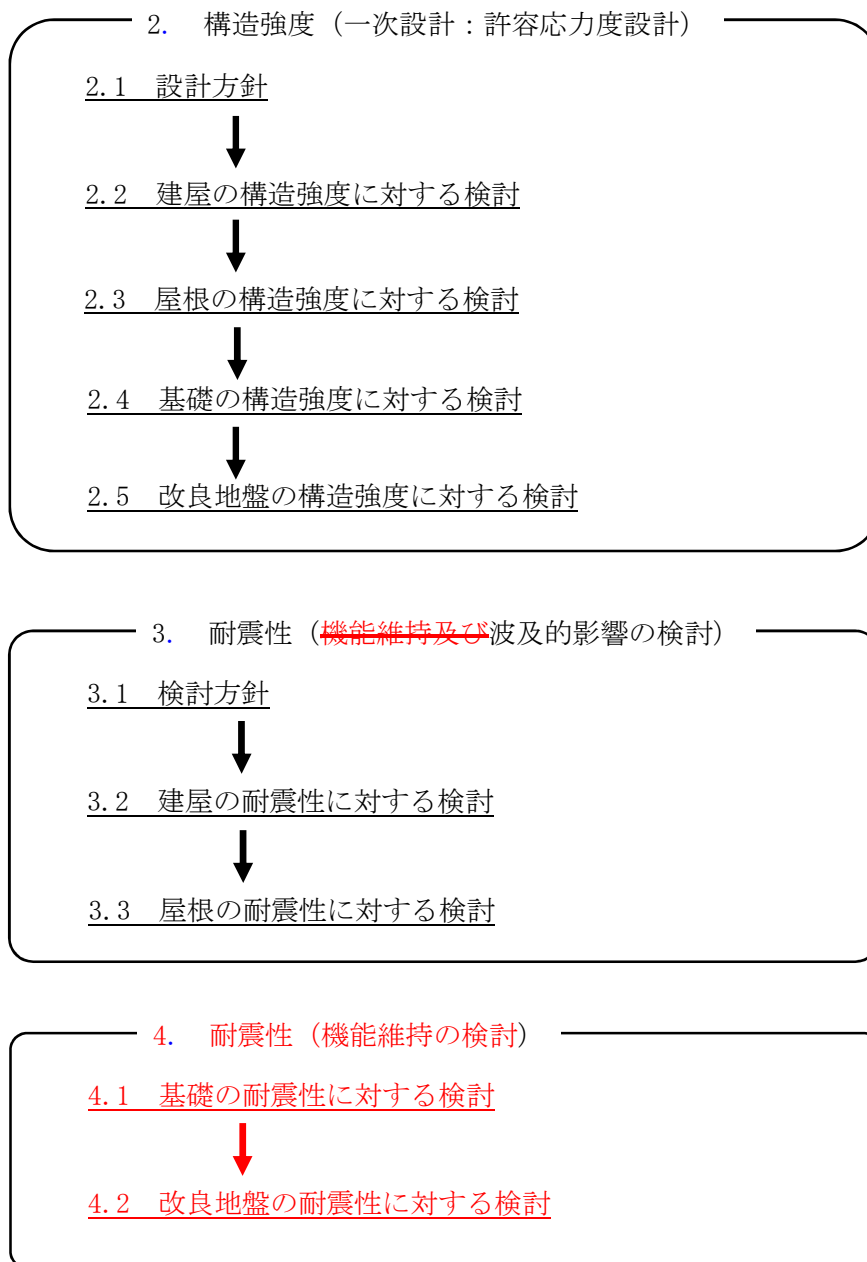


図 1. 3-1 大型廃棄物保管庫建屋の検討フロー

2. 構造強度（一次設計：許容応力度設計）

2. 1 設計方針

構造強度の検討は、大型廃棄物保管庫建屋、基礎及び改良地盤について許容応力度設計を実施する。

図 2.1-1 に C クラス施設としての建屋の耐震安全性評価手順を示す。

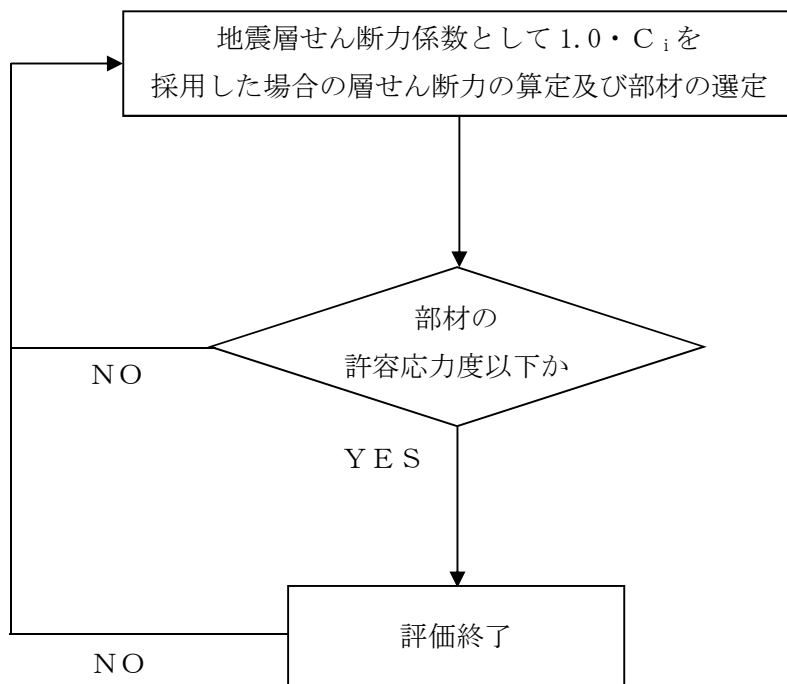


図 2.1-1 C クラス施設としての建屋の耐震安全性評価手順

(1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 (1) 使用材料の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
大型廃棄物保管庫 建屋	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
	コンクリート	2.27×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度*

(単位：N/mm²)

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
24	8	0.73	16	1.09

※：RC-N規準による。

鉄筋の許容応力度*

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	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
SD295A		195	195	295	295
SD345	D25 以下	215	195	345	345
	D29 以上	195			
SD390	D25 以下	215	195	390	390
	D29 以上	195			

※：RC-N規準による。

表 2. 1-1 (2) 使用材料の物性値及び許容応力度

構造用鋼材の許容応力度※

(単位：N/mm²)

板厚	F 値	長期		短期	
		引張・ 圧縮・曲げ	せん断	引張・ 圧縮・曲げ	せん断
SS400	235	156	90	235	135
SN400B SN400C	235	156	90	235	135
SN490B SN490C	325	216	125	325	187
TMCP325B TMCP325C	325	216	125	325	187

※：建築基準法施行令第 90 条及び平 12 建告第 2464 号第 1 による。

注記：曲げ座屈のおそれのある材は曲げ座屈を考慮した許容応力度とする。また、圧縮材は座屈を考慮した許容応力度とする。

アンカーボルトの許容応力度

(単位：N/mm²)

種類		長期		短期		備考
		引張	せん断	引張	せん断	
ABM400	M24	156	90	235	135	—
ABM490	M56	196	113	295	170	—
	M60					

(2) 解析モデル

大型廃棄物保管庫建屋上屋は北棟・中央棟・南棟がエキスパンションジョイントで構造的に分割されており，柱，梁及び鉛直ブレースを線材置換した立体フレームにより，一貫構造計算により算定している。

(3) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

1) 鉛直荷重 (VL)

鉛直荷重は，固定荷重，配管荷重，積載荷重及びクレーン荷重とする。

2) 積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令第 86 条及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し，以下の条件とする。

- ・積雪量 : 30cm
- ・単位荷重 : 20N/m²/cm

3) 風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき，基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2.1-2 に示す。

表 2.1-2 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	ガスト影響係数	建物高さと粗度区分による係数	基準風速	速度圧
H(m)	Er	Gf	E	Vo(m/s)	q(N/m ²)
23.27	1.132	2.111	2.71	30	1461.19

* : 建物高さは，軒高さ (22.65m) と最高高さ (23.89m) の平均値とする。

4) 地震荷重 (K)

大型廃棄物保管庫~~建屋~~に作用させる地震荷重は、~~地盤面~~を基準面とした水平地震力の算定結果より設定する。水平地震力は下式より算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 層せん断力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数

建築基準法で定める地震力の 1.0 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (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 ($C_0=0.2$)

算定結果を表 2.1-3 に示す。

表 2.1-3 水平地震力の算定結果 (~~NS 方向, EW 方向~~南棟)

T. P. (m)	ΣW_i (kN)	A_i	$n \cdot C_i$	Q_i (kN)
+48.9~+42.7	3392.0	2.431	0.486	1648.6
+42.7~+26.05	36282.8	1.000	0.200	7256.6

5) 荷重組合せ

設計で考慮する荷重組合せを表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 荷重組合せ

想定する 状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL	長期
積雪時*	S	VL+SL	短期
暴風時*	W	VL+WL	
地震時	E1	VL+K (W→E 方向)	
	E2	VL+K (E→W 方向)	
	E3	VL+K (S→N 方向)	
	E4	VL+K (N→S 方向)	

*: 短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。

地震時と暴風時の大型廃棄物保管庫建屋の層せん断力について、風荷重の受圧面積が大きい EW 方向で比較した結果を図 2.1-2 に示す。図 2.1-2 より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

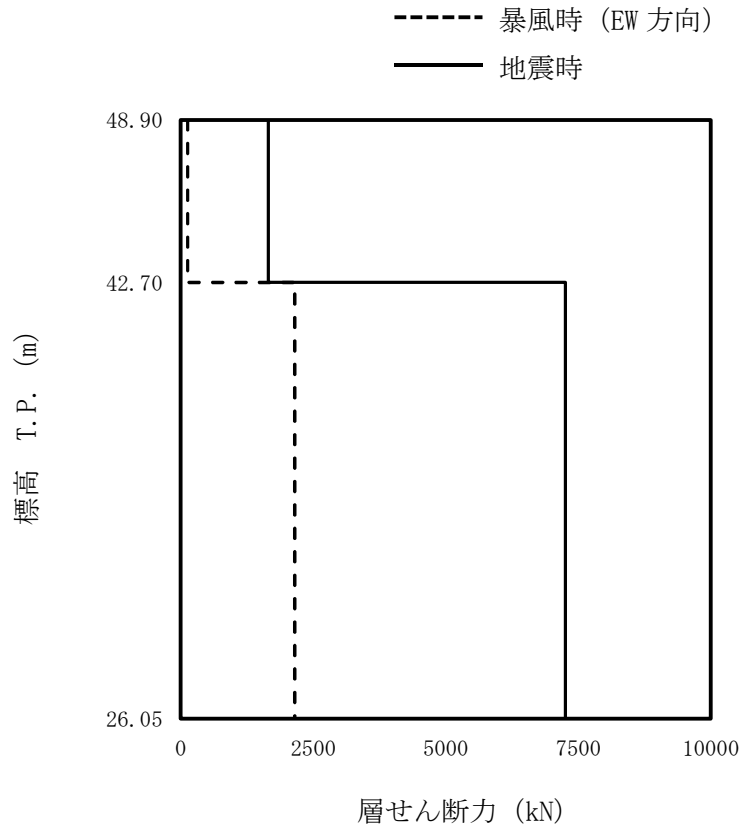


図 2.1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (南棟, EW 方向)

2. 2 建屋の構造強度に対する検討

(1) 断面検討

建屋の応力解析は柱、梁及び鉛直ブレースを線材置換した立体モデルにより行う。

解析により求められた部材に発生するに発生する応力と許容許容応力度を比較し、検定比が最大になる部位を表 2. 2-1 及び表 2. 2-2 に示す。

1) 柱の応力度検討

柱部材の応力度比は、S 規準に従い、下式にて検討を行う。

$$\cdot \text{軸力が圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bx}}{f_{bx}} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} \leq 1.0$$

$$\cdot \text{軸力が引張の場合} \quad \frac{\sigma_t + \sigma_{bx} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1.0$$

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1.0$$

ここで、 σ_c : 圧縮応力度 ($\sigma_c = \frac{N}{A}$) (N/mm²)

σ_t : 引張応力度 ($\sigma_t = \frac{T}{A}$) (N/mm²)

σ_b : 曲げ応力度 ($\sigma_b = \frac{M}{Z}$) (N/mm²)

τ : せん断応力度 ($\tau = \frac{Q}{A_w}$) (N/mm²)

N : 圧縮軸力 (N)

T : 引張軸力 (N)

A : 断面積 (mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

Q : 設計用せん断力 (N)

A_w : ウェブ有効断面積 (mm²)

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

f_s : 許容せん断応力度 (N/mm²)

2) 梁の応力度検討

梁部材の応力度比は、S規準に従い、下式にて検討を行う。

$$\frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1.0$$

ここで、 σ_b : 曲げ応力度 ($\sigma_b = \frac{M}{Z}$) (N/mm²)

τ : せん断応力度 ($\tau = \frac{Q}{A_w}$) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

Q : 設計用せん断力 (N)

A_w : ウェブ有効断面積 (mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

f_s : 許容せん断応力度 (N/mm²)

3) 鉛直ブレースの応力度検討

鉛直ブレース部材の応力度比は、S規準に従い、下式にて検討を行う。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1.0$$

ここで、 σ_t : 引張応力度 ($\sigma_t = \frac{T}{A}$) (N/mm²)

T : 引張軸力 (N)

A : 断面積 (mm²)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

表 2.2-1 断面検討結果（大型廃棄物保管庫建屋，常時）

検討部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重 ケース	応力	作用 応力	許容 応力	検定比	判定
柱	BH-1100×700 ×28×36	C	軸力及び 曲げ モーメント	N=1391 kN Mx=4 kN・m My=1346 kN・m	13669 kN 1270 kN・m 6410 kN・m	0.32	OK
			せん断力	Qy=84 kN	3353 kN	0.03	OK
大梁	BH-1000×500 ×19×32	C	曲げ モーメント	1539 kN	3239 kN・m	0.48	OK
			せん断力	447 kN	2057 kN	0.22	OK

表 2.2-2 断面検討結果（大型廃棄物保管庫建屋，地震時）

検討部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重 ケース	応力	作用 応力	許容 応力	検定比	判定
柱	BH-1000×500 ×28×40	E2	軸力及び 曲げ モーメント	N=2759 kN Mx=2 kN・m My=875 kN・m	13908 kN 1083 kN・m 6925 kN・m	0.33	OK
			せん断力	Qy=163 kN	4450 kN	0.04	OK
大梁	H-450×200 ×9×14	E4	曲げ モーメント	161 kN・m	278 kN・m	0.58	OK
			せん断力	73 kN	427 kN	0.18	OK
ブレース	2[-200×90 ×8×13.5	E4	軸力	948 kN	1651 kN	0.58	OK

2. 3 屋根の構造強度に対する検討

(1) 断面検討

屋根スラブの応力解析は大梁及び小梁で囲われた範囲とし、RC規準に従い、下式にて検討を行う。

検討により求められた作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大になる部位を表 2.3-1 に示す。

1) 曲げモーメントに対する応力度検討

$$\frac{M}{M_a} \leq 1.0$$

ここで、
 M : 曲げモーメント (N・mm)
 M_a : 許容曲げモーメント ($M_a = a_t f_t j$) (N・mm)
 a_t : 設計配筋量 (mm³)
 j : 応力中心間距離 ($j = 7/8 d$) (mm)
 d : 有効せい (mm)

表 2.3-1 断面検討結果 (大型廃棄物保管庫建屋, 屋根)

検討箇所	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重 ケース	応力	作用 応力	許容 応力	検定比	判定
2階 1A-1B間/ 26-27間	t=200	C	曲げ モーメント	4.8 kN・m	17.3 kN・m	0.28	OK

2. 4 基礎の構造強度に対する検討

(1) 検討方針

基礎の応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を行う。

(2) 解析モデル

1) モデル化の基本方針

基礎スラブについては、平板としてモデル化し、~~板厚は 2.0m とする~~。基礎スラブのモデルを図 2.4-1 に示す。

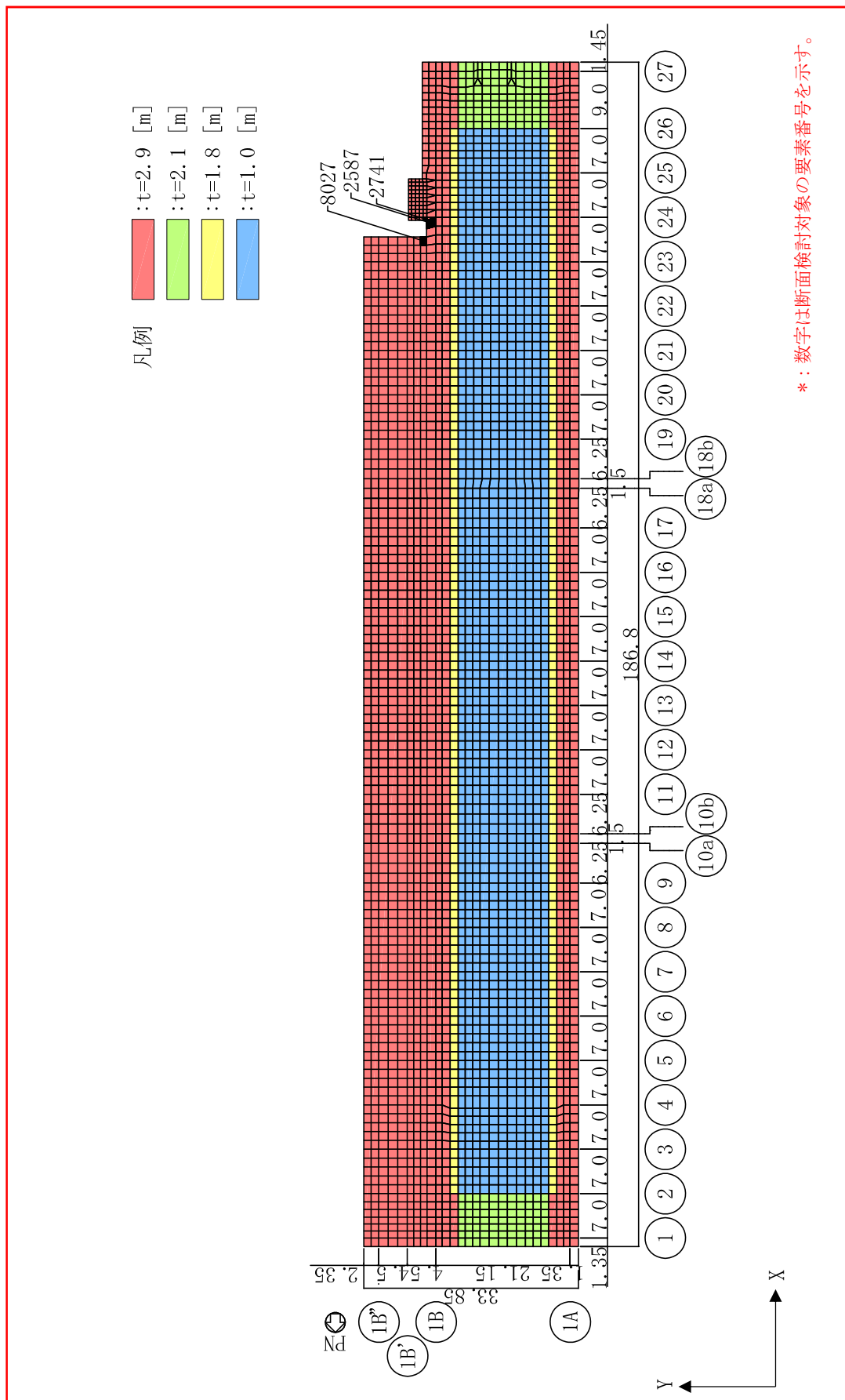


図 2.4-1 解析モデル図 (単位：m)

* : 数字は断面検討対象の要素番号を示す。

(3) 断面検討

設計配筋が必要鉄筋比を上回る事及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。

必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 2.4-1 及び表 2.4-2 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 2.4-1 (1) 軸力及び曲げモーメントに対する検討結果 (常時)

荷重 ケース	要素 番号	軸力 (kN/m)	曲げモーメント (kN・m/m)	必要鉄筋比 (%)	設計鉄筋比 (%)	検定比

表 2.4-1 (2) 軸力及び曲げモーメントに対する検討結果 (地震時)

荷重 ケース	要素 番号	軸力 (kN/m)	曲げモーメント (kN・m/m)	必要鉄筋比 (%)	設計鉄筋比 (%)	検定比

表 2.4-2 (1) 面外せん断力に対する検討結果 (常時)

荷重 ケース	要素 番号	面外せん断力 (kN/m)	長期許容せん断力 (kN/m)	検定比

表 2.4-2 (2) 面外せん断力に対する検討結果 (地震時)

荷重 ケース	要素 番号	面外せん断力 (kN/m)	短期許容せん断力 (kN/m)	検定比

2. 5 改良地盤の構造強度に対する検討

(1) 設計方針

建屋を支持する改良地盤は、基礎直下の地盤を南北方向に 187.8m、東西方向に 35.2m、改良地盤厚さ 8.45m とし、G.L. -10.60m の泥岩に支持する。

検討は「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 日本建築センター」に準拠し、改良地盤の支持力に対して、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

(2) ~~常時における~~改良地盤の検討

~~常時における~~改良地盤に生じる最大応力と許容支持力度の比較を、検定比が最大となる位置について表 2.5-1 及び表 2.5-2 に示す。

これより、改良地盤に生じる最大応力が許容支持力度以下であることを確認した。

表 2.5-1 改良地盤の接地圧と許容支持力度の比較 (常時)

検討位置	接地圧 (kN/m ²)	許容支持力度 (kN/m ²)	検定比

~~(3) 地震時における改良地盤の検討~~

~~地震時における改良地盤に生じる最大応力と許容支持力度の比較を、検定比が最大となる位置について表 2.5-2 に示す。~~

~~これより、改良地盤に生じる最大応力が許容支持力度以下であることを確認した。~~

表 2.5-2 改良地盤の接地圧と許容支持力度の比較 (地震時)

検討位置	接地圧 (kN/m ²)	許容支持力度 (kN/m ²)	検定比

3. 耐震性（~~機能維持及び~~波及的影響の検討）

3. 1 検討方針

耐震性のうち~~機能維持及び~~波及的影響の検討は、~~大型廃棄物保管庫~~建屋，屋根，~~基礎及び改良~~~~地盤~~について行い，Ss900 に対してこれらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。

なお，地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向の地震動を同時に入力する。

（1）解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 3. 1-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき，解放基盤表面で定義される Ss900 に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（G. L. -206m（震災前 O. P. -196. 0m））における地震動 Ss900-1 及び Ss900-2 の加速度時刻歴波形を図 3. 1-2 に示す。

影響評価に当たっては，全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に入力されることは現実的に考えにくいことから，Ss900-1 を作成した方法と同一の方法で，目標とする応答スペクトルに適合する位相の異なる模擬地震波を利用する。なお，Ss900-1 の水平方向の位相が，2011 年東北地方太平洋沖地震において福島第一原子力発電所敷地内の地震観測記録の NS 方向の位相を基に作成していることから，模擬地震波はそれと直交する EW 方向の位相を基に作成する。（図 3. 1-3）（別紙-1 参照）

NS 方向に Ss900-1，EW 方向に位相の異なる模擬地震波を入力する。

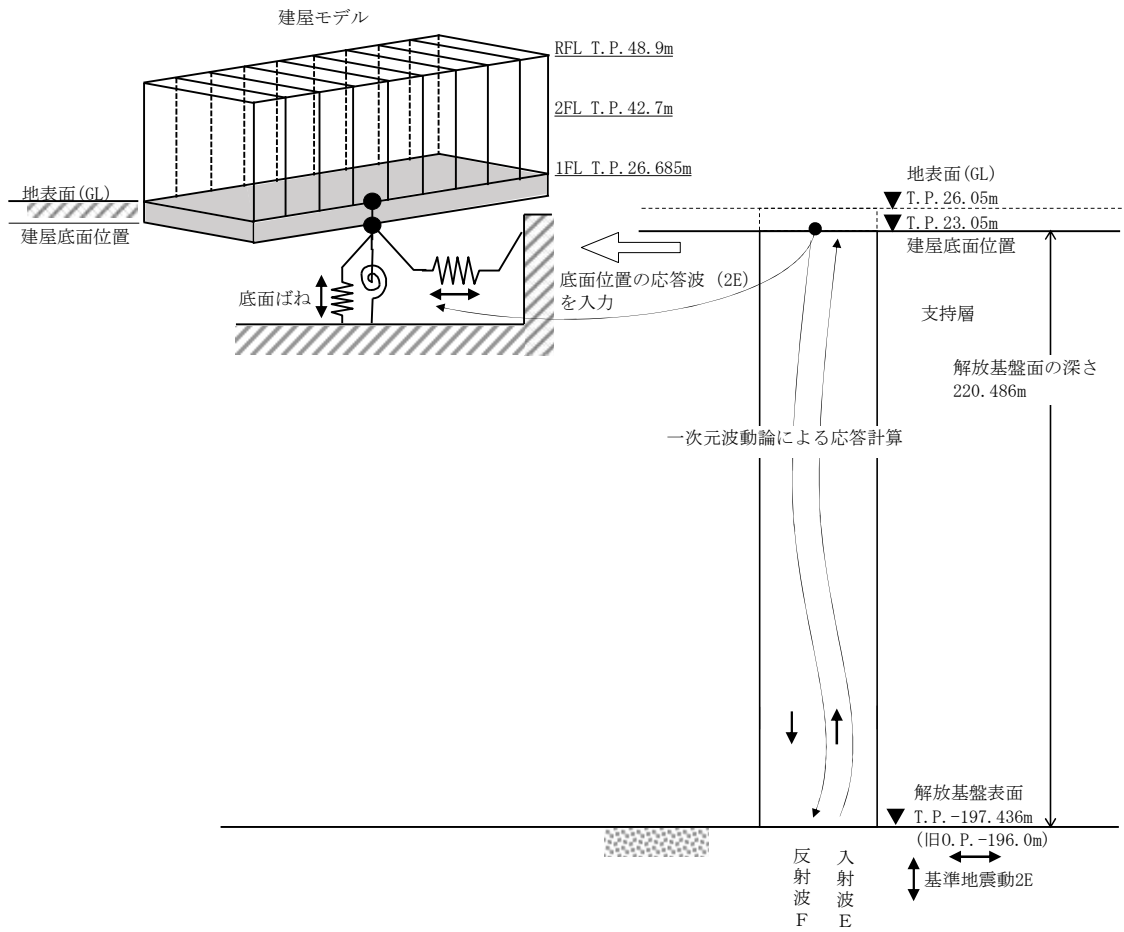


図 3.1-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

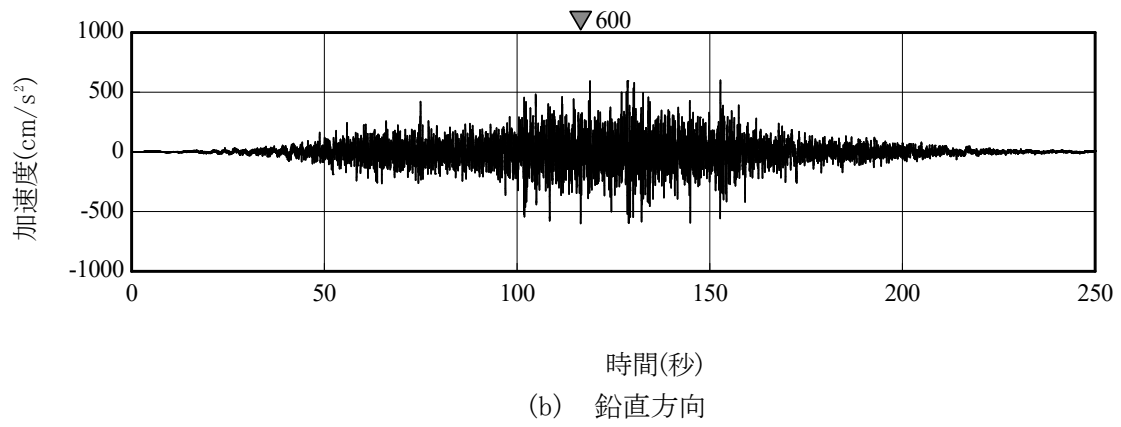
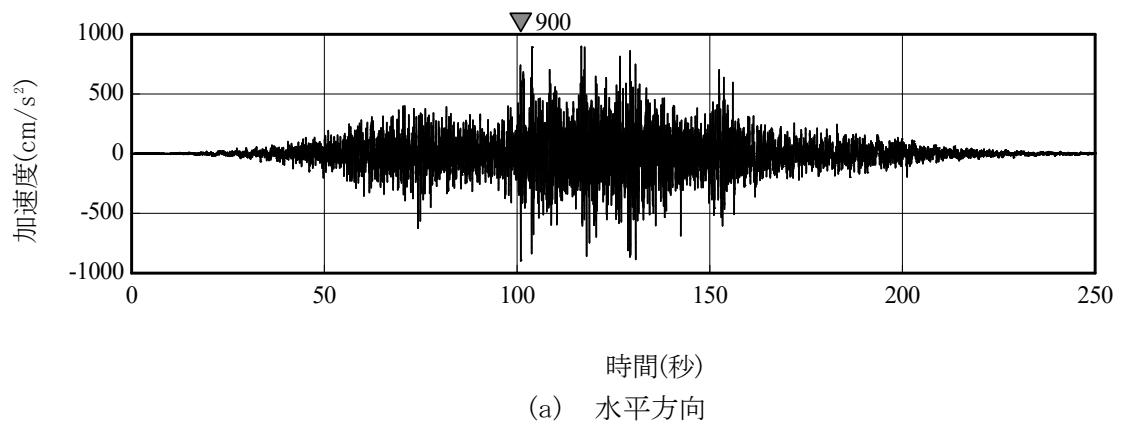


図 3. 1-2 (1) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形 (Ss900-1)

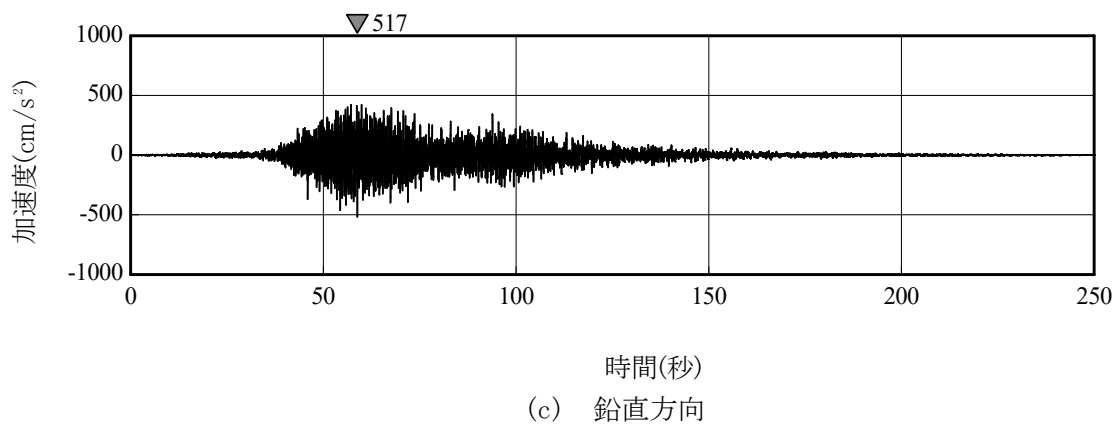
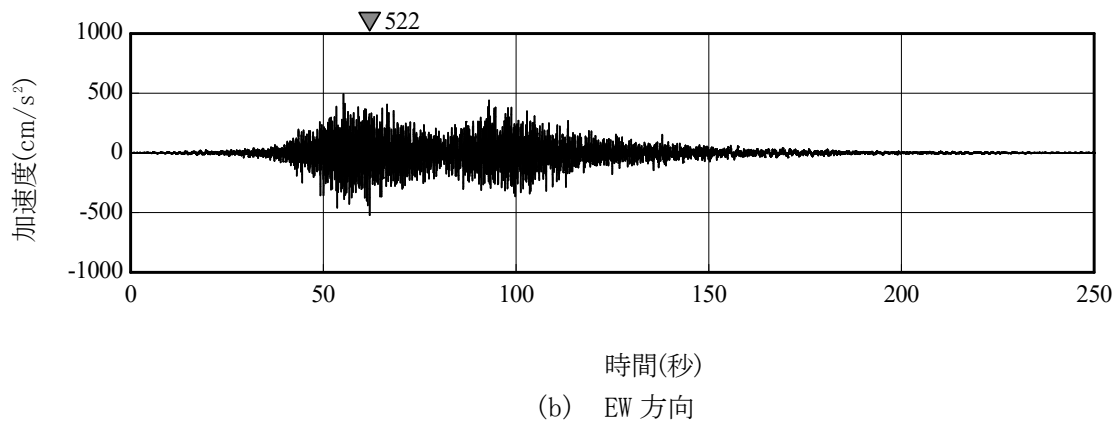
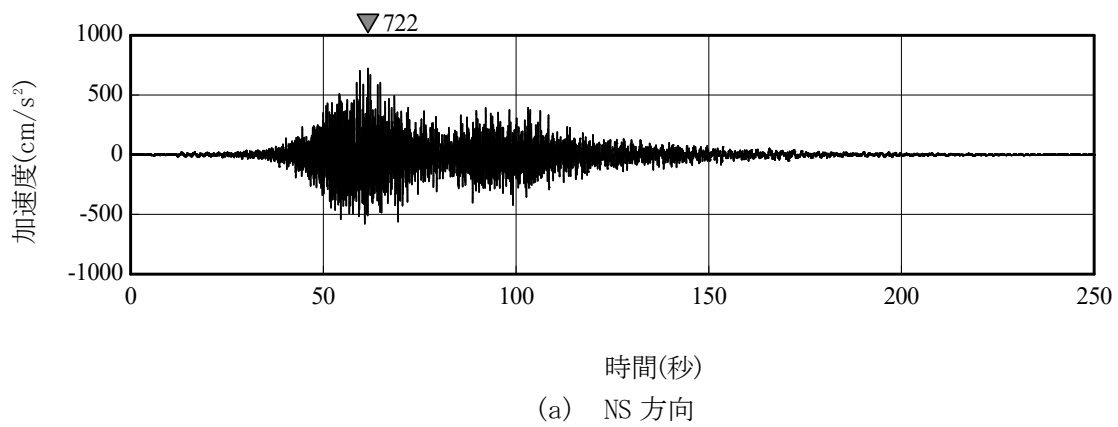


図 3.1-2 (2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形 (Ss900-2)

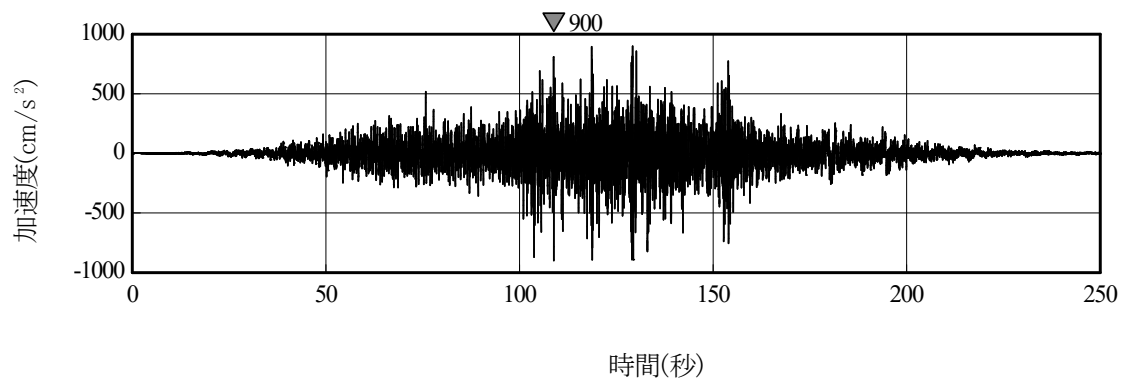


図 3.1-3 Ss900-1 (水平方向) と組み合わせる模擬地震波

(2) 地震応答解析モデル

1) 地盤モデルの設定

大型廃棄物保管庫建屋の地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(東京電力株式会社, 平成20年3月31日)と同様とし、改良地盤の物性値は一軸圧縮強度試験に基づき設定する。ひずみ依存特性は1F4号燃料取り出し用カバーで採用したものをを用いる。その結果を表3.1-1に示す。

表 3.1-1 地盤定数の設定結果

(a) Ss900-1

T. P. (m)	層厚 (m)	地質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断波速度 V_{s0} (m/s)	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	せん断波速度 V_s (m/s)	縦波速度 V_p (m/s)	減衰定数 h (%)
23.05~15.40	7.65	改良地盤	17.8	0.260	360	2.35	2.23	0.95	350	620	3
15.40~74.436	89.836	泥岩	17.0	0.459	470	3.83	2.53	0.66	380	1390	3
74.436~100.436	26.0		17.4	0.447	530	4.98	3.19	0.64	420	1370	4
100.436~182.436	82.0		17.4	0.443	580	5.97	4.06	0.68	480	1500	4
182.436~197.436	15.0		17.6	0.410	750	10.1	7.88	0.78	660	1700	3
197.436~	-	(解放基盤)	17.6	0.410	750	10.1	10.1	-	750	1920	-

(b) Ss900-2

T. P. (m)	層厚 (m)	地質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断波速度 V_{s0} (m/s)	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	せん断波速度 V_s (m/s)	縦波速度 V_p (m/s)	減衰定数 h (%)
23.05~15.40	7.65	改良地盤	17.8	0.260	360	2.35	2.28	0.97	350	620	3
15.40~74.436	89.836	泥岩	17.0	0.459	470	3.83	3.14	0.82	430	1550	3
74.436~100.436	26.0		17.4	0.447	530	4.98	3.98	0.80	470	1530	3
100.436~182.436	82.0		17.4	0.443	580	5.97	4.78	0.80	520	1620	3
182.436~197.436	15.0		17.6	0.410	750	10.1	8.48	0.84	690	1760	3
197.436~	-	(解放基盤)	17.6	0.410	750	10.1	10.1	-	750	1920	-

大型廃棄物保管庫建屋の地盤ばねは、基礎スラブ形状が長辺 186.8m、短辺 32.38mであり、辺長比が大きいいため、本検討では矩形基礎の地盤ばね算定式*により地盤ばね（水平方向はスウェイばね及びロッキングばね、上下方向は上下ばね）を設定する。

*：山原浩，「環境保全のための防振設計」，彰国社

2) 建屋モデルの設定

建屋の地震応答解析モデルは、3次元フレームモデルとして、柱、大梁、ブレース、小梁及び屋根スラブをモデル化する。

建屋の構成部材は非線形特性を考慮する。なお、柱脚部の非線形特性を考慮し、柱と露出柱脚（アンカーボルト）のM-N曲線を使用する。地震応答解析に用いる物性値及び構成部材のモデル概要を表3.1-2及び表3.1-3に示し、解析モデルの非線形特性を図3.1-4及び図3.1-5に示す。

屋根スラブは柱梁及び小梁の節点で囲われた範囲を平面薄肉シェルとする。

柱脚は露出柱脚とし、柱脚ばねを設定する。

基礎は質点系に集約し、地盤との動的層相互作用を考慮した地盤ばねを考慮する。

建屋重量は、外壁及び屋根の支配面積に応じて柱、梁の交点に集中質量として考慮する。

表 3.1-2 地震応答解析に用いる物性値

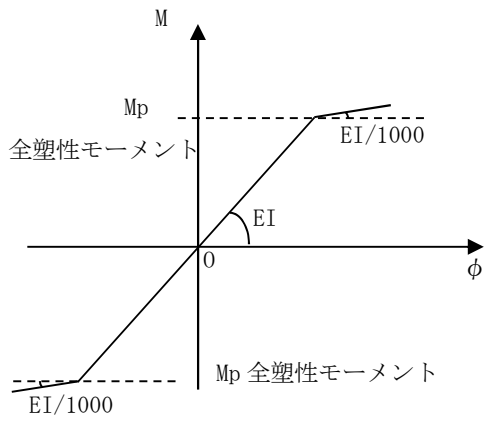
材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)
鉄骨	2.05×10^5	0.3	77	2
コンクリート	2.27×10^4	0.2	24	5

表 3.1-3 構成部材のモデル概要

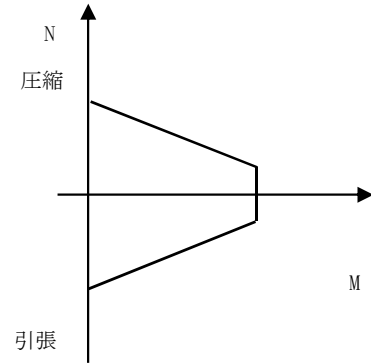
種別	構成部材	モデル要素	備考
鉄骨部	柱	ビーム要素*1	端部を剛塑性ばねとして、曲げ及び軸力変動を考慮した非線形要素（バイリニア型）
	大梁	ビーム要素	端部に剛塑性ばねを考慮した非線形要素（バイリニア型）
	小梁	ビーム要素	線形要素
	ブレース	ロッド要素*2	引張耐力及び座屈耐力低下を考慮した修正若林モデル

*1：ビーム要素：軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性を持つ線材要素

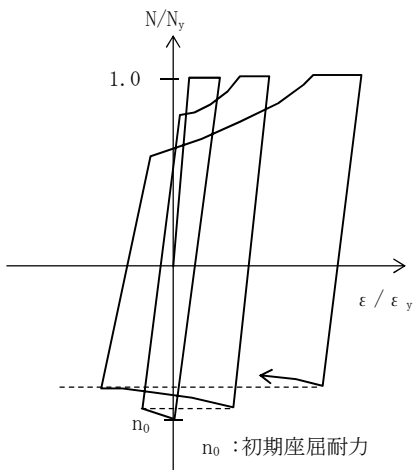
*2：ロッド要素：軸剛性のみを持つ線材要素



梁・柱の M-φ 特性



柱の M-N 曲線



ブレースの復元力特性
(修正若林モデル)

図 3.1-4 構成部材の非線形特性

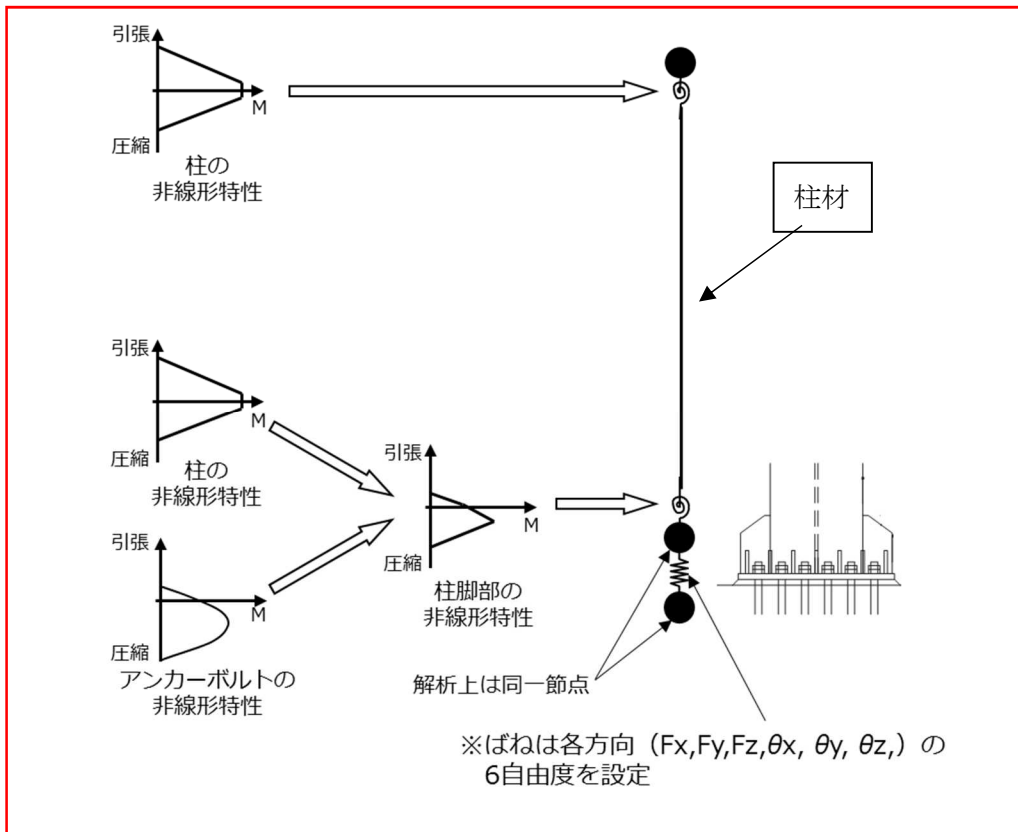
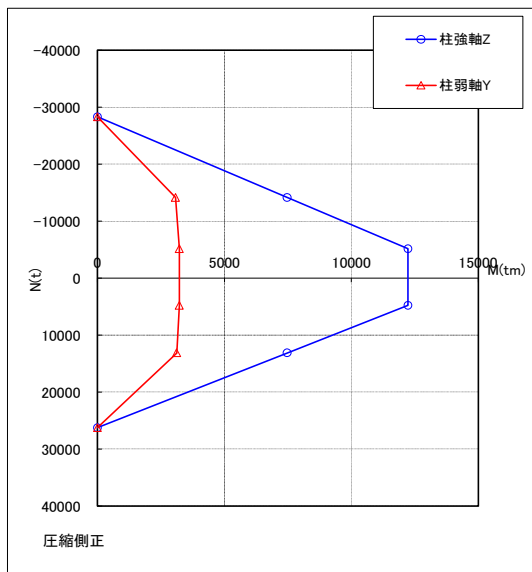
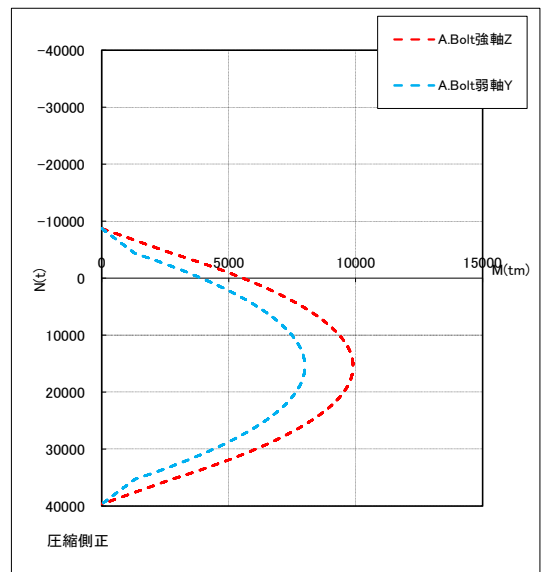


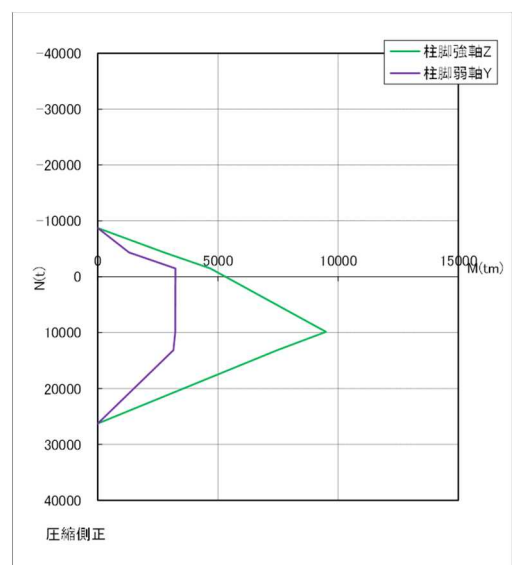
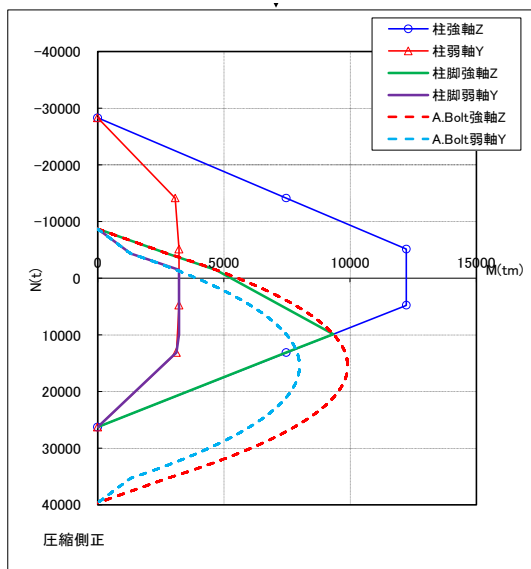
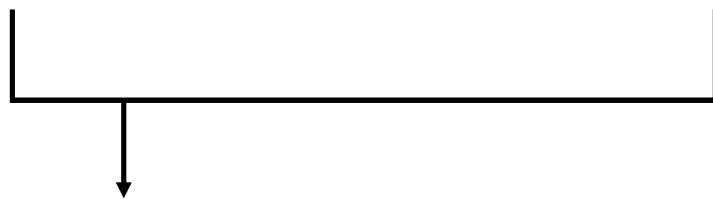
図 3.1-5 (1) 柱脚部の非線形特性に関する概念図



柱の M-N スケルトン曲線



露出柱脚の M-N スケルトン曲線



今回用いた M-N 曲線

図 3.1-5 (2) 柱脚部の非線形特性

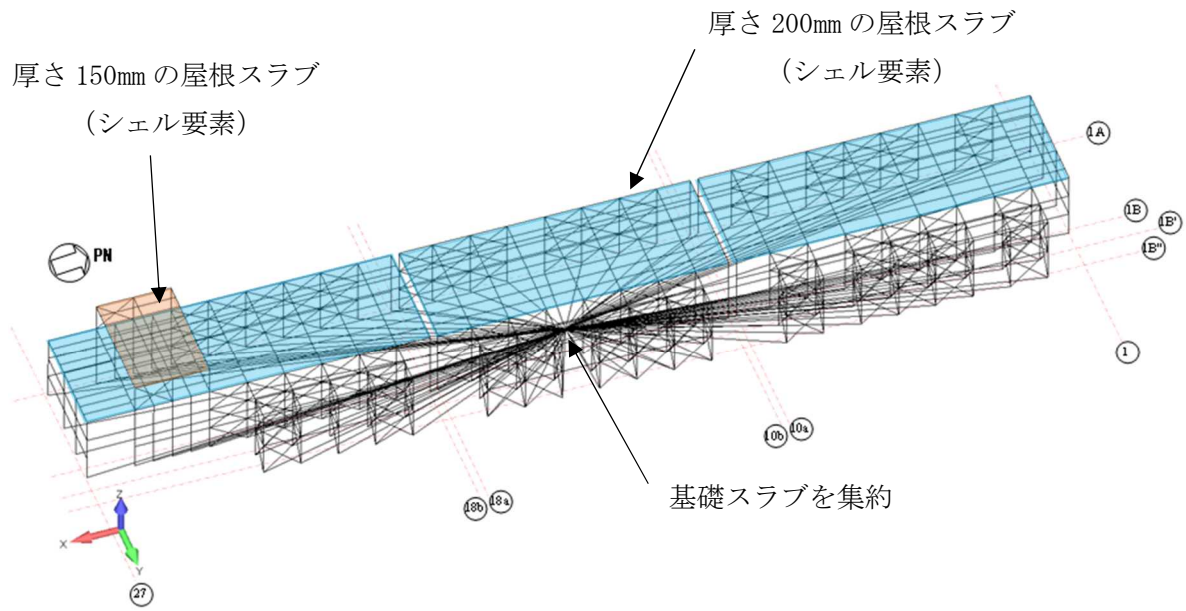


図 3.1-6 建屋の地震応答解析モデル

(3) 評価項目と耐震クライテリア

波及的影響の検討は、表 3.1-4 及び表 3.1-5 に示す項目について評価を行う。

表 3.1-4 建屋のクライテリア

評価項目	考え方	許容限界
層間変形角	最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 ^{※1,2} 1/30
フレーム架構 (柱及び梁)	架構に崩壊機構が構成されていないことを確認	崩壊機構が構成されない
フレーム架構 (鉛直ブレース)	部材に生じる累積塑性変形倍率が許容限界を超えないことを確認、超える場合は応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有していることを確認	累積塑性変形倍率 25 または 破断寿命 1.0 ^{※3}

※1: 大型廃棄物保管庫建屋は使用済吸着塔を長期間保管する施設であることを考慮し、Ss900における層間変形角として1/75程度を目標とする。

※2: 「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（(財)日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

※3: 「中込他、繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 469 号、127-136、1995 年 3 月」を参考に許容限界を設定している。

表 3.1-5 屋根のクライテリア

評価項目	考え方	許容限界 [※]
曲げ応力	部材に生じる部材応力が曲げ応力の許容限界を超えないことを確認	RC-N規準に基づく 短期許容応力度
面内せん断力	面内せん断力が許容限界を超えないことを確認	RC-N規準に基づく 短期許容応力度
面外せん断力	面外せん断力が許容限界を超えないことを確認	RC-N規準に基づく 短期許容応力度

※許容限界は平 12 建告第 2464 号第 1 による。

3. 2 建屋の耐震性に対する検討

(1) 地震応答解析結果

建屋の最大応答加速度分布を図 3. 2-1～図 3. 2-4 に示す。

なお，最大応答加速度が最大となる南棟の結果を記載する。

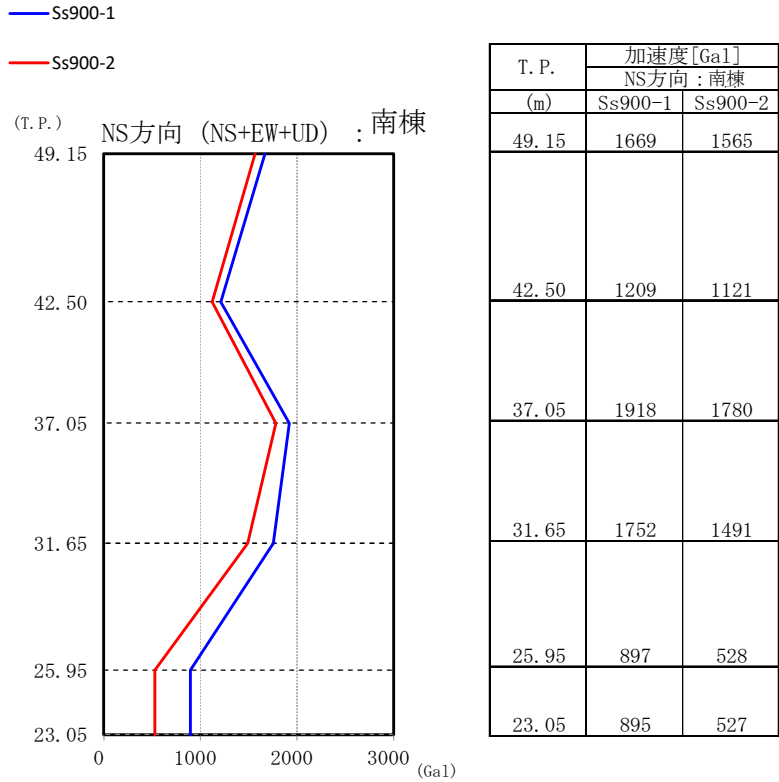


图 3.2-1 最大応答加速度分布 (南棟, NS 方向)

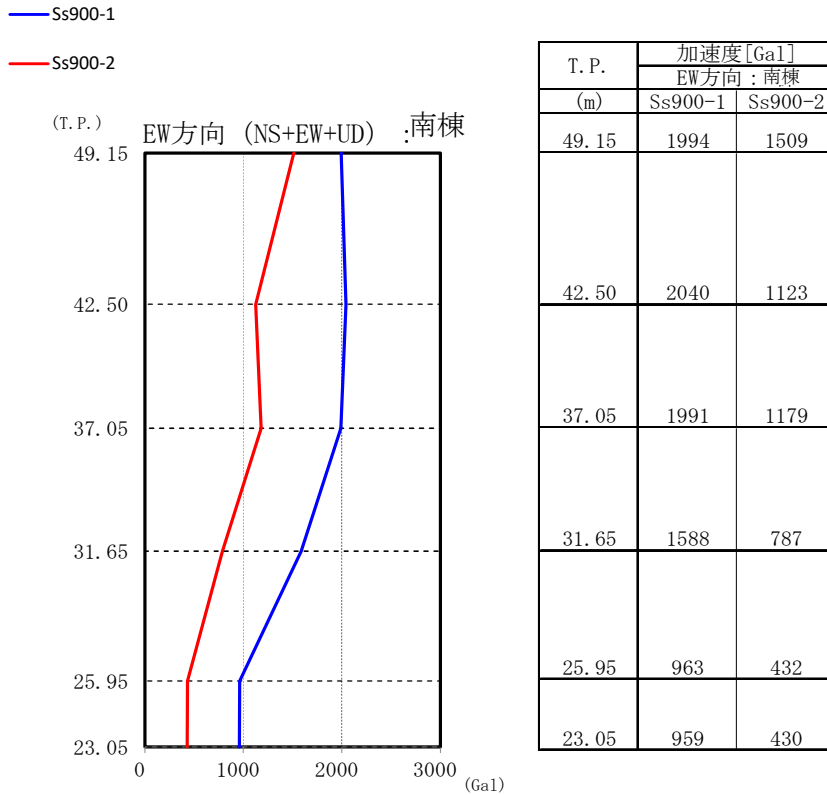


图 3.2-2 最大応答加速度分布 (南棟, EW 方向)

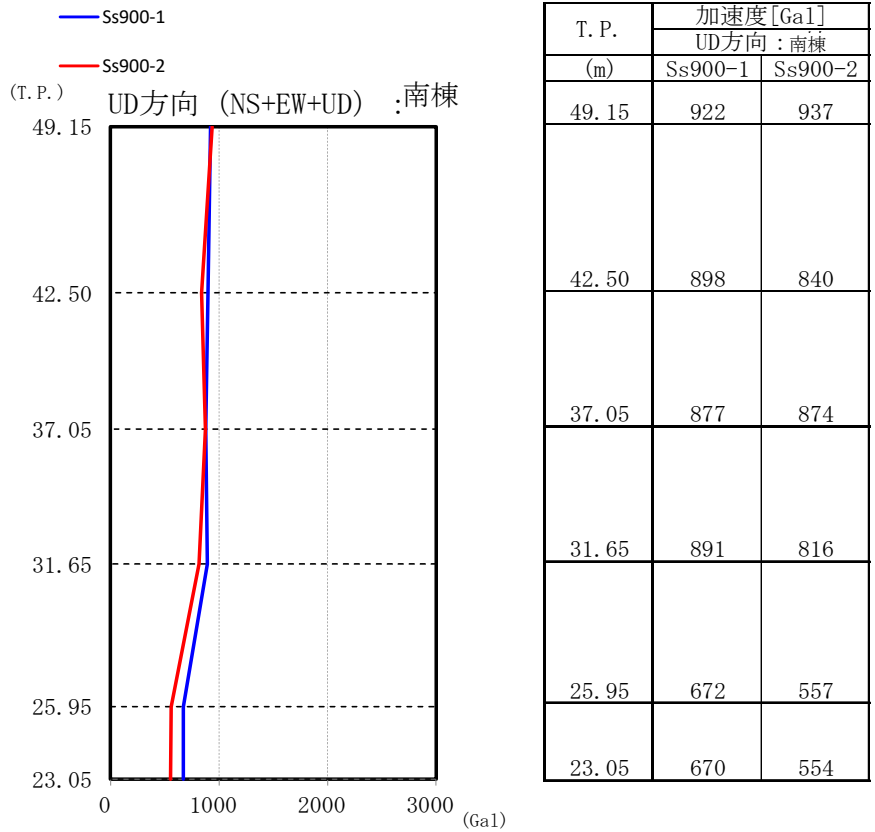
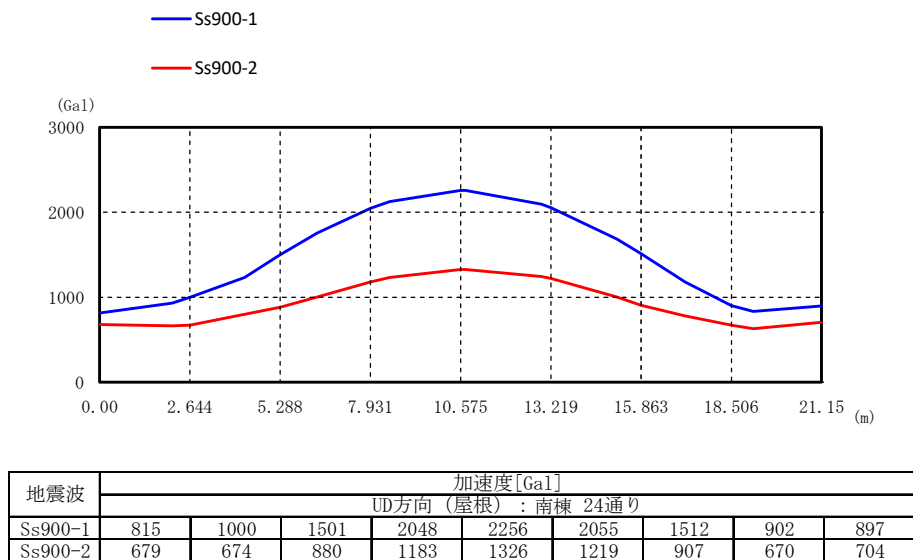


図 3.2-3 最大応答加速度分布（南棟，UD 方向）



南棟 24 通り屋根部

図 3.2-4 最大応答加速度分布（南棟，UD 方向（屋根部））

(2) 検討結果

地震応答解析結果が「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（(財)日本建築防災協会）」を参考に定めたクライテリア（「層間変形角が 1/30」以下）を満足することを確認し、崩壊機構を形成しないことも確認する。ただし、大型廃棄物保管庫建屋に収納する吸着塔の耐震クラスを考慮して、層間変形角が 1/75 以下（JSCA 性能設計説明書 2017 年版（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 年版）を参考に定めるクライテリア*）であることを目安とする。

*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

1) 層間変形角の検討

最大応答層間変形角および崩壊機構の評価結果を表 3.2-1 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/74 となり，クライテリアを満足することを確認した。

層間変形角が最大となる南棟の部材塑性率図を図 3.2-5 に示す。

表 3.2-1 最大応答層間変形角および崩壊機構の検討結果

検討箇所		検討結果	許容限界	判定
北棟	層間変形角	NS 方向：1/107 EW 方向：1/101	1/30	OK
	崩壊機構	形成しない	崩壊機構が形成されないこと	
中央棟	層間変形角	NS 方向：1/133 EW 方向：1/117	1/30	OK
	崩壊機構	形成しない	崩壊機構が形成されないこと	
南棟	層間変形角	NS 方向：1/123 EW 方向：1/74	1/30	OK
	崩壊機構	形成しない	崩壊機構が形成されないこと	

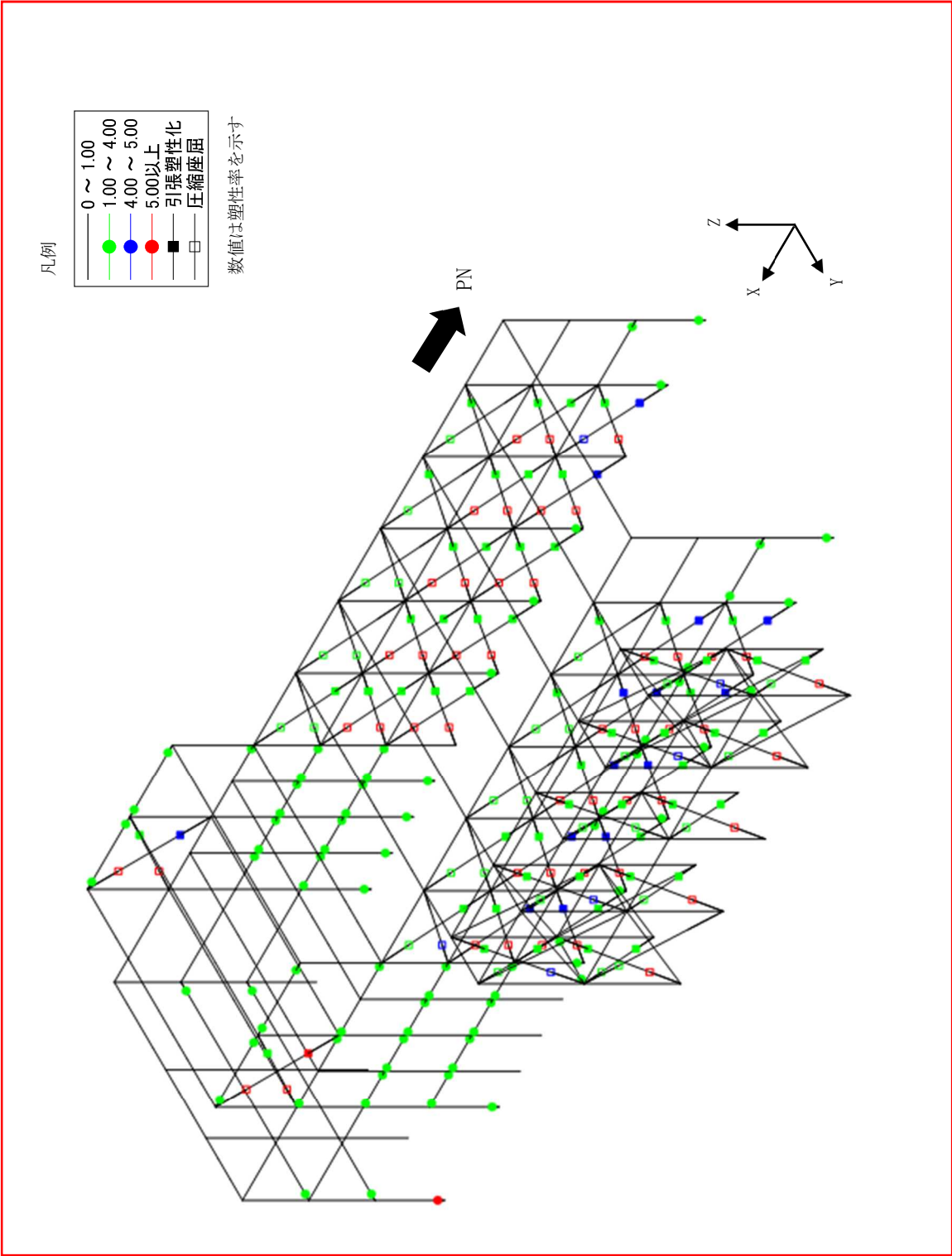


図 3. 2-5 部材塑性率図 (Ss900-1, 南棟)

3. 3 屋根の耐震性に対する検討

屋根スラブの ~~Ss900 に対する~~波及的影響は、Ss900 地震時に屋根のクライテリアを満足することを確認する ~~地震動に対して屋根スラブが落下し、建屋に保管されている使用済吸着塔等に影響を及ぼさないこととする。~~

(1) 断面検討

地震応答解析により得られる ~~面外せん断応力度及び~~面内せん断応力度がコンクリートの短期許容応力度を超えないことを確認する。

面内せん断応力度がコンクリートの短期許容応力度を超えた場合は該当部材に対して鉄筋も考慮し、部材の精査を行う。

表 3. 3-1 に面外せん断力の断面算定結果を、表 3. 3-2 に面内せん断力の断面算定結果を示す。

表 3. 3-1 屋根スラブの断面算定結果 (面外せん断力)

部位	地震波	せん断応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 f_s (N/mm ²)	検定比	判定
屋根スラブ	Ss900-1	0. 37	1. 09	0. 34	O. K.

表 3. 3-~~12~~ 屋根スラブの断面算定結果 (面内せん断力)

部位	地震波	単位長さあたりの必要鉄筋量 $req a_s$ (mm ²)	単位長さあたりの実際の鉄筋量 a_t (mm ²)	検定比	判定
屋根スラブ	Ss900-1	693	882	0. 79	O. K.

~~3.4 基礎の耐震性に対する検討~~

~~(1) 検討方針~~

~~基礎の応力解析は、解析コード「ABAQUS」による3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を行う。~~

~~(2) 解析モデル~~

~~1) モデル化の基本方針~~

~~解析モデルは図3.4-1に示すものとし、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。~~

~~基礎スラブについては、平板としてモデル化し、板厚は2.0mとする。~~

解析モデル図は追記する

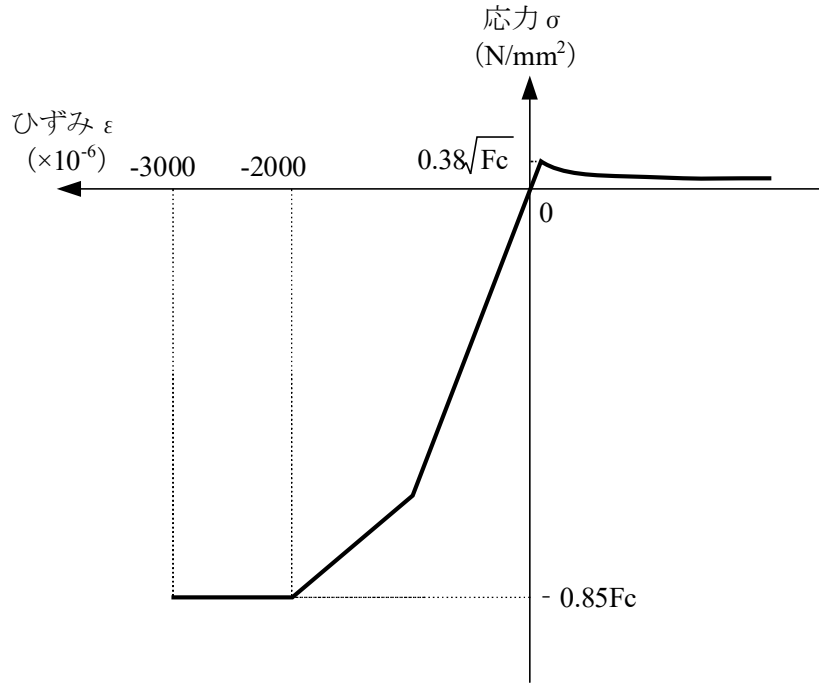
~~3) 境界条件~~

~~3次元FEMモデルの基礎スラブ底面に、地震応答解析で用いた地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。3次元FEMモデルの水平方向のばねについては、地震応答解析モデルのスウェイばねを、鉛直方向のばねについては、地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。なお、基礎スラブ底面の地盤ばねについては、引張力が発生したときに浮上りを考慮する。~~

~~4) 材料構成則~~

~~評価で用いる材料構成則を図3.4-2に示す。~~

~~なお、ヤング係数及びコンクリートの圧縮強度は設計基準強度に基づく値とする。~~



~~F_c : コンクリートの設計基準強度~~

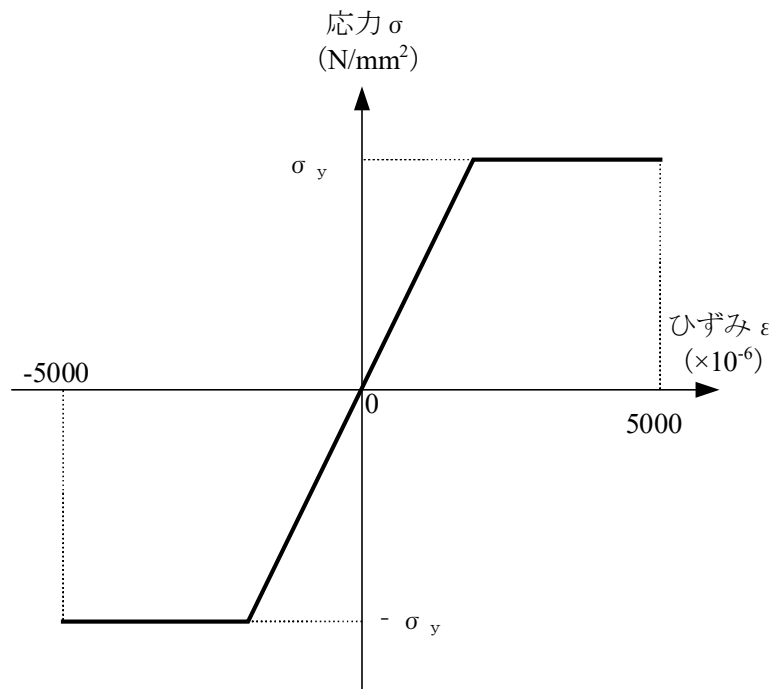
項目	設定
圧縮強度	$0.85F_c$ (CCV規格)
終局圧縮ひずみ	3000×10^{-6} (CCV規格)
圧縮側のコンクリート構成則	CEB-FIP Model code に基づき設定 (引用文献 a) 参照)
ひび割れ発生後の引張軟化曲線	出雲ほか (1987) による式 ($e = 0.4$) (引用文献 b) 参照)
引張強度	$\sigma_{\pm} = 0.38 \sqrt{F_c}$ (RC規準)

~~注 : 引張方向の符号を正とする。~~

~~(a) コンクリートの応力-ひずみ関係~~

~~図3.4-2 (1) 材料構成則 (1/2)~~

- ・鉄筋の構成則：~~バイリニア型~~
- ・終局ひずみ： ~~$\pm 5000 \times 10^{-6}$ (CCV規格)~~



~~σ_y ：鉄筋の降伏強度~~

~~注：引張方向の符号を正とする。~~

~~(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係~~

~~図 3.4-2 (2) 材料構成則 (2/2)~~

~~(3) 応力解析方法~~

~~Ss000-1時及びSs000-2時に対して3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。~~

~~1) 荷重の評価ケース~~

~~荷重の評価ケースを表3.4-1示す。~~

~~上部構造の柱脚反力が最大になった時刻において地震荷重を算定する。柱脚反力が最大になる時刻については、柱脚反力の軸力(N)、曲げモーメント(M)及びせん断力(Q)のそれぞれが最大となる時刻を抽出する。~~

~~応力解析時に水平2方向及び鉛直方向の3方向の荷重を同時に入力するものとする。~~

~~表3.4-1 荷重の評価ケース~~

ケース No.	最大 柱脚反力
1	±N
2	
3	±M_x
4	
5	±M_y
6	
7	±Q_x
8	
9	±Q_y
10	

~~2) 荷重の入力方法~~

~~a) 地震荷重~~

~~基礎スラブに上部構造物から作用する水平地震力及び鉛直地震力については、上部構造物からの荷重を基礎スラブの当該位置の節点に節点荷重として入力する。~~

~~基礎スラブ内に作用する荷重については、地震時の上部構造物からの入力荷重と基礎スラブ底面に発生する荷重の差をFEMモデルの各要素の大きさに応じて分配し、節点荷重として入力する。~~

~~クレーン、使用済吸着塔等から作用する荷重については、基礎スラブの当該位置の節点に節点荷重として入力する。~~

~~b) 地震荷重以外の荷重~~

~~地震荷重以外の荷重については、FEMモデルの各節点又は各要素に、集中荷重又は分布荷重として入力する。~~

~~(4) 評価項目とクライテリア~~

~~機能維持の検討は、表 3.4-2 に示す項目について評価を行う。~~

~~表 3.4-2 基礎スラブのクライテリア~~

部位	機能維持のための考え方	許容限界
基礎	部材に生じる応力及びひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	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

~~注記*1 : C C V規格に基づく。~~

~~*2 : R C - N規準に基づく。~~

以下、追記

~~(5) 断面検討~~

~~組合せた応力より、各要素の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を算定し、CCV規格及びRCN規準に基づき設定した各許容値以下であることを確認する。~~

~~a) 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法~~

~~各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。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が、CCV規格のCVE-35-21.2に基づき、表3.4-2に示す許容ひずみを超えないことを確認する。~~

~~b) 面外せん断力に対する断面の評価方法~~

~~断面の評価は、RCN規準に基づき行う。~~

~~面外せん断力が、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。~~

$$~~Q_{\Delta} = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_{cc} + 0.5 \cdot f_{tw} \cdot f_{t\Delta} \cdot (p_{tw} - 0.002) \}~~$$

~~ここで、~~

~~Q_{Δ} : 許容面外せん断力(N)~~

~~b : 断面の幅(mm)~~

~~j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せい d の7/8倍の値(mm)~~

~~f_{cc} : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表2.1-1に示す値(N/mm²)~~

~~α : 許容せん断力の割増し係数~~

~~(2を超える場合は2、1未満の場合は1とする。また、引張軸力が2N/mm²を超える場合は1とする。)~~

$$~~\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}~~$$

~~M : 曲げモーメント(N・mm)~~

~~Q : せん断力(N)~~

~~d : 断面の有効せい(mm)~~

~~f_{tw} : せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表2.1-1に示す値(N/mm²)~~

~~p_{tw} : せん断補強筋比で、次式による。(0.002以上とする。*)~~

$$~~p_{tw} = \frac{\alpha_{tw}}{b \cdot x}~~$$

~~α_{tw} : せん断補強筋の断面積(mm²)~~

~~x : せん断補強筋の間隔(mm)~~

~~注記* : せん断補強筋がない領域については、第2項を0とする。~~

以下、追記

~~軸力及び曲げモーメントによる鉄筋のひずみが最大になる要素、軸力及び曲げモーメントによるコンクリートのひずみが最大になる要素、並びに設計面外せん断力と許容面外せん断力との比が最大となる要素の断面検討結果を表 3.4-3 に示す。~~

~~断面検討の結果、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以下であることを確認した。~~

~~表 3.4-3 断面検討結果~~

断面検討結果を追記

~~=(6) 引用文献~~

- ~~a) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993~~
- ~~b) 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~~

以下、追記

~~3.5 改良地盤の耐震性に対する検討~~

~~(1) 検討方針~~

~~検討は「改訂版 建築物のための改良地盤設計及び品質管理指針 日本建築センター」に準拠し、Ss000 地震により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。改良地盤の許容限界は、改良指針に倣い、大地震時の許容支持力度を設計基準強度、大地震時の水平抵抗を許容せん断耐力とする。~~

~~(2) 地震時に対する検討~~

~~改良体の評価に用いる応力は基礎スラブの解析結果であるばね応力を使用する。~~

クライテリア

~~1) 改良体に生じる圧縮応力度~~

~~2) 原地盤に生じる圧縮応力度~~

~~3) 地盤改良体の水平抵抗~~

4. 耐震性（機能維持の検討）

4. 1 基礎の検討

（1）検討方針

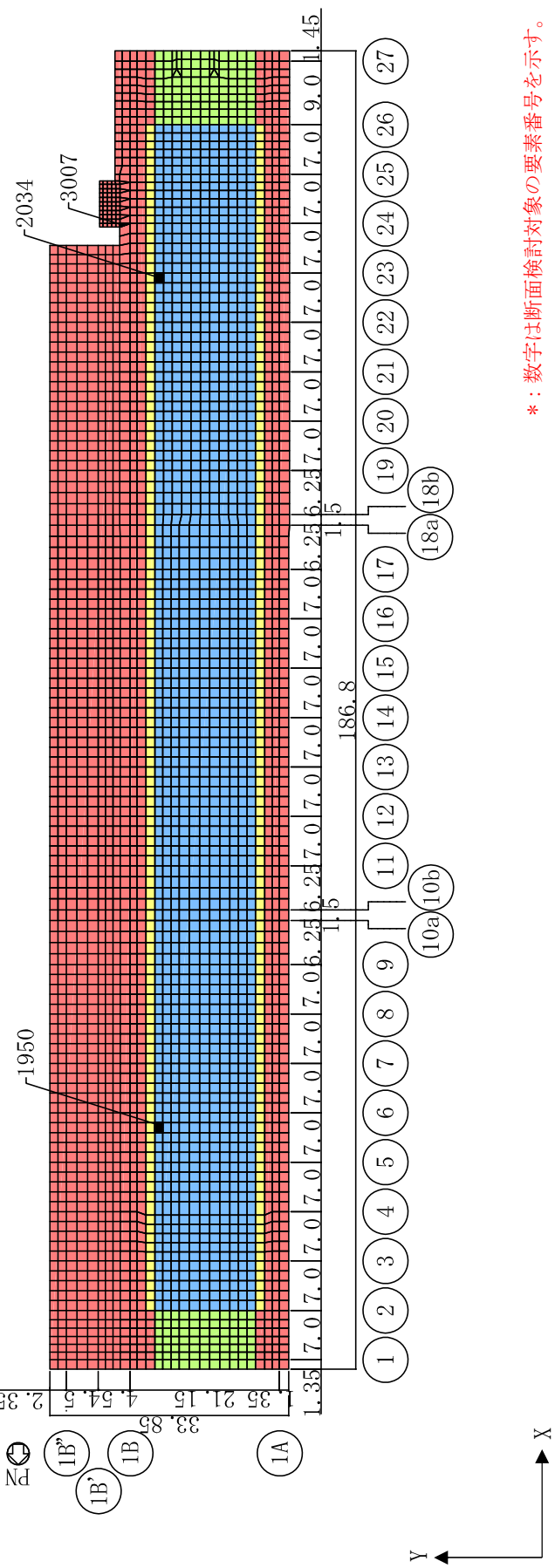
基礎の応力解析は、解析コード「ABAQUS」による3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を行う。

（2）応力解析モデル

1) 解析モデルの設定

解析モデルは図 4.1-1 に示すものとし、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

基礎スラブについては、平板としてモデル化し、板厚は1.0～2.9mとする。



- 凡例
- : t=2.9 [m]
 - : t=2.1 [m]
 - : t=1.8 [m]
 - : t=1.0 [m]

* : 数字は断面検討対象の要素番号を示す。

図 4.1-1 解析モデル図 (単位 : m)

2) 使用要素

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及び三角形とし、これら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。

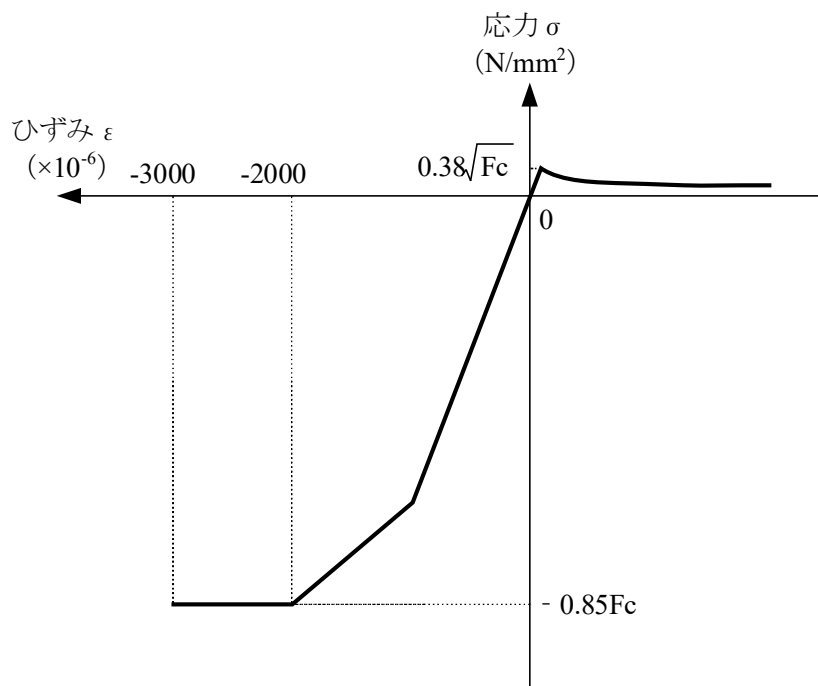
3) 境界条件

3次元 FEM モデルの基礎スラブ底面に、地震応答解析で用いた地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。3次元 FEM モデルの水平方向のばねについては、地震応答解析モデルのスウェイばねを、鉛直方向のばねについては、地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。なお、基礎スラブ底面の地盤ばねについては、引張力が発生したときに浮上りを考慮する。

4) 材料構成則

評価で用いる材料構成則を図 4.1-2 に示す。

なお、ヤング係数及びコンクリートの圧縮強度は設計基準強度に基づく値とする。



F_c : コンクリートの設計基準強度

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 ^{*1} に基づき設定
ひび割れ発生後の引張軟化曲線	出雲ほか (1987) による式 ^{*2} ($c = 0.4$)
引張強度	$\sigma_t = 0.38 \sqrt{F_c}$ (RC規準)

注：引張方向の符号を正とする。

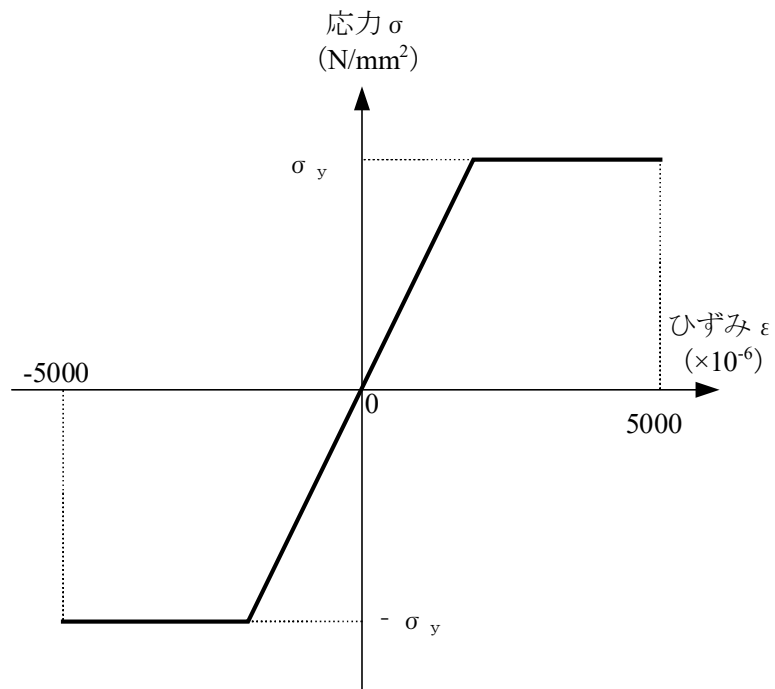
*1 : Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993

*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

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 4.1-2 (1) 材料構成則 (1/2)

- ・鉄筋の構成則：バイリニア型
- ・終局ひずみ： $\pm 5000 \times 10^{-6}$ （CCV規格）



σ_y : 鉄筋の降伏強度

注：引張方向の符号を正とする。

(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 4.1-2 (2) 材料構成則 (2/2)

(3) 応力解析方法

Ss900-1 及び Ss900-2 に対して 3 次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。

建屋上屋の柱脚反力が最大になる時刻における地震荷重を用いる。柱脚反力が最大になる時刻とは、柱脚反力の軸力 (N)、曲げモーメント (M) 及びせん断力 (Q) のそれぞれが最大となる時刻とする。

1) 荷重の入力方法

a) 地震荷重

基礎スラブに建屋上屋から作用する水平地震力及び鉛直地震力については、建屋上屋からの荷重を基礎スラブの当該位置の節点に節点荷重として入力する。

基礎スラブ内に作用する荷重については、地震時の建屋上屋からの入力荷重と基礎スラブ底面に発生する荷重の差を FEM モデルの各要素の大きさに応じて分配し、節点荷重として入力する。

クレーン、使用済吸着塔等から作用する荷重については、基礎スラブの当該位置の節点に節点荷重として入力する。

b) 地震荷重以外の荷重

地震荷重以外の荷重については、FEM モデルの各節点又は各要素に、集中荷重又は分布荷重として入力する。

(4) 評価項目とクライテリア

機能維持の検討は、表 4.1-1 に示す項目について評価を行う。

表 4.1-1 基礎スラブのクライテリア

部位	機能維持のための考え方	許容限界
基礎	部材に生じる応力及びひずみが間接支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	・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

注記*1 : CCV規格に基づく。

*2 : RC-N規準に基づく。

(5) 断面検討

各要素の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を算定し、CCV規格及びRC-N規準に基づき設定した各許容値以下であることを確認する。

a) 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。

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が、CCV規格のCVE-3521.2に基づき、表4.1-1に示す許容ひずみを超えないことを確認する。

b) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、RC-N規準に基づき行う。

面外せん断力が、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力(N)

b : 断面の幅(mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値(mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表2.1-1に示す値(N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。また、引張軸力が2N/mm²を超える場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント(N・mm)

Q : せん断力(N)

d : 断面の有効せい(mm)

$w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表2.1-1に示す値(N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002以上とする。*1)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積(mm²)

x : せん断補強筋の間隔(mm)

注記*1 : せん断補強筋がない領域については、第2項を0とする。

(6) 検討結果

軸力及び曲げモーメントによる鉄筋のひずみが最大になる要素，軸力及び曲げモーメントによるコンクリートのひずみが最大になる要素，並びに設計面外せん断力と許容面外せん断力との比が最大となる要素の断面検討結果を表 4. 1-2 に示す。

断面検討の結果，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以下であることを確認した。

表 4. 1-2 断面検討結果

評価項目		要素番号	発生値	許容値	検定比
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート 最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)	2034	457	3000	0.16
	鉄筋最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	1950	1235	5000	0.25
面外せん断力	面外せん断力 (kN/m)	3007	2631	5168	0.51

4. 2 改良地盤の耐震性に対する検討

(1) 検討方針

検討は「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 日本建築センター」に準拠し、Ss900 地震時により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。改良地盤の許容限界は、改良指針に倣い、大地震時の許容支持力度を設計基準強度、大地震時の水平抵抗を許容せん断耐力とする。

(2) 評価項目とクライテリア

機能維持の検討は、表 4.2-1 に示す項目について評価を行う。

表 4.2-1 改良地盤のクライテリア

部位	機能維持のための考え方	許容限界
改良地盤	Ss900 地震時に作用する鉛直応力及びせん断力が許容限界を超えないことを確認	改良指針に基づく終局強度

(3) 地震時に対する検討

改良地盤の評価に用いる検討用応力は、地震応答解析に基づく基礎底面反力を使用する。

1) 改良地盤に生じる圧縮応力度

改良地盤の接地圧に対する検討結果を表 4.2-2 に示す。

表 4.2-2 改良地盤の接地圧に対する検討結果

方向	地震動	接地圧 (kN/m ²)	終局強度 (kN/m ²)	検定比	判定
NS	Ss900-1	196	1000	0.20	OK
EW	Ss900-1	281	1000	0.29	OK

2) 支持地盤に生じる圧縮応力度

支持地盤の接地圧に対する検討結果を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-3 支持地盤の接地圧に対する検討結果

方向	地震動	最大鉛直応力 σ_v (kN/m ²)	終局強度 (kN/m ²)	検定比	判定
NS	Ss900-1	180	6645	0.03	OK
EW	Ss900-1	258	6645	0.04	OK

3) 改良地盤の水平抵抗力

改良地盤のせん断力に対する検討結果を表 4.2-4 に示す。

表 4.2-4 改良地盤のせん断力に対する検討結果

方向	地震動	最大せん断力 (kN)	水平抵抗力 (kN)	検定比	判定
NS	Ss900-1	335000	769000	0.44	OK
EW	Ss900-1	526000	769000	0.69	OK

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力時に用いる模擬地震波について

1. はじめに

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討を行う際に、Ss900-1 を用いている。

この際、水平 1 方向には Ss900-1 を用いるが、その直交方向には Ss900-1 とは位相の異なる模擬地震波を用いる。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討において、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に入力されることは現実的に考えにくいことから、Ss900-1 を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合する模擬地震波を利用する。

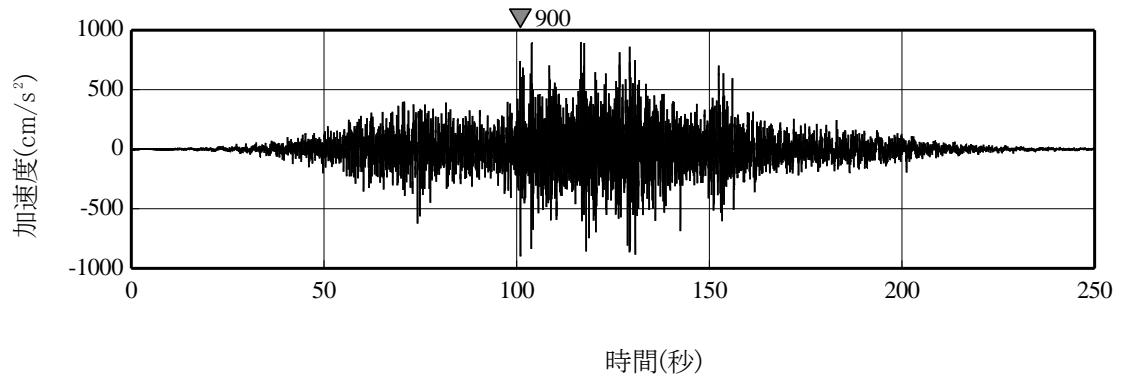
2. 模擬地震波の作成方針

応答スペクトル法に基づく手法による Ss900-1 については、水平方向の地震動に方向性がないことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討を行う場合、水平 2 方向のうち 1 方向について模擬地震波を作成し入力する方法が考えられる。

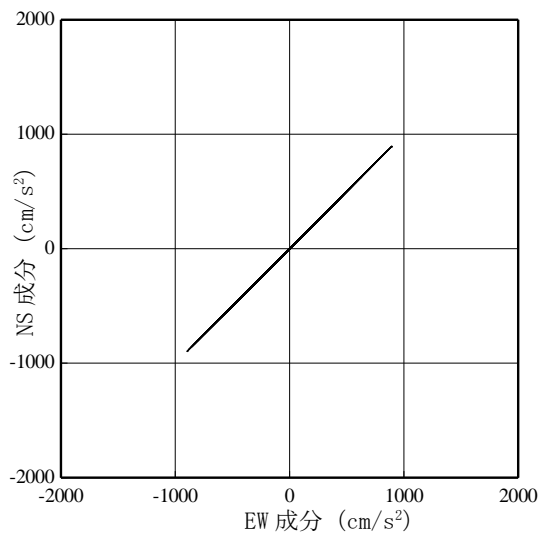
Ss900-1 の位相は、2011 年東北地方太平洋沖地震において福島第一原子力発電所内の地震観測記録の NS 方向の位相を基に模擬地震波を作成している。そこで組み合わせる地震動は、同一の方法で NS 方向と直交する EW 方向の位相を基に作成した模擬地震波とする。

2.1 敷地で得られた観測記録による確認

自由地盤観測点における、2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、3.11 地震）、2021 年 2 月 13 日の福島県沖の地震（以下、2.13 地震）及び 2022 年 3 月 16 日の福島県沖の地震（以下、3.16 地震）の観測記録から、当該サイトにおいて、水平 2 方向の地震波で位相差が生じる傾向を確認した。確認の方法として、Ss900-1 を同時に水平 2 方向に入力したオービット（図 2.1-1）と、観測記録の水平 2 方向のオービット（図 2.1-2, 図 2.1-3, 図 2.1-4）との比較を行った。図 2.2-1 から、全く同じ地震動を同時に水平 2 方向に入力した場合、オービットは現実的に考えにくい 45° 方向に直線的な軌跡を示す。一方、図 2.1-2, 図 2.1-3 及び図 2.1-4 より観測記録ではオービットは位相差によって生じるランダムな軌跡を示すことを確認した。

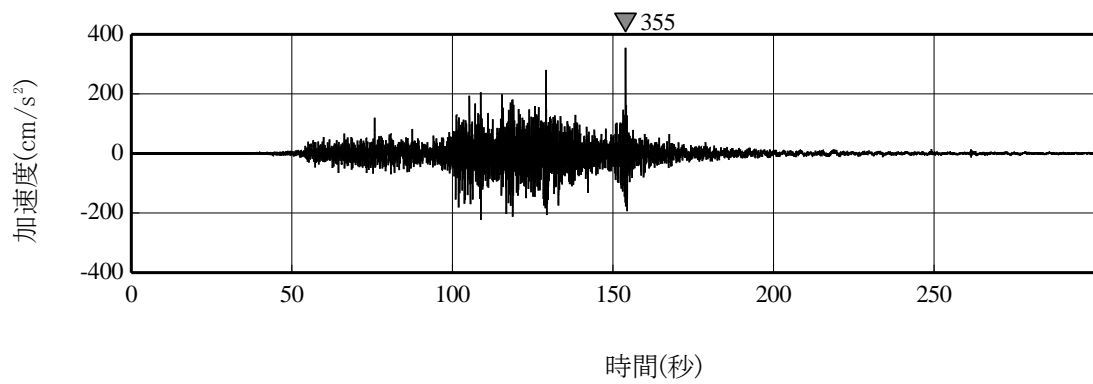
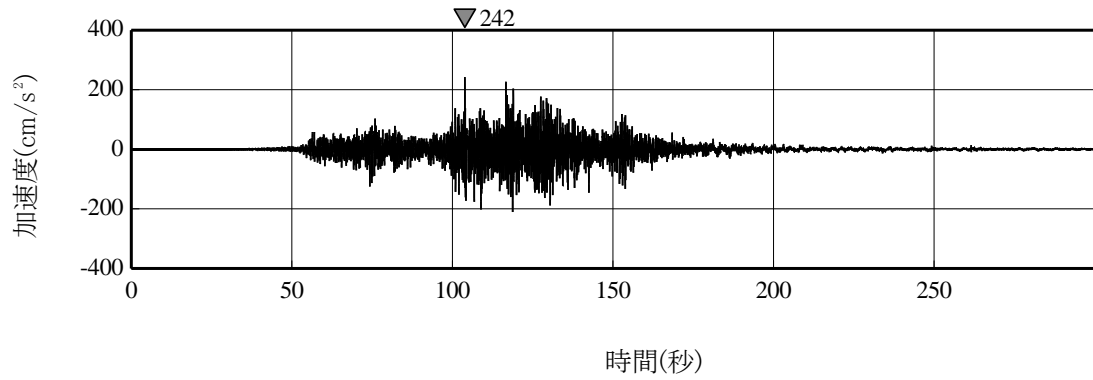


(a) 加速度時刻歴波形

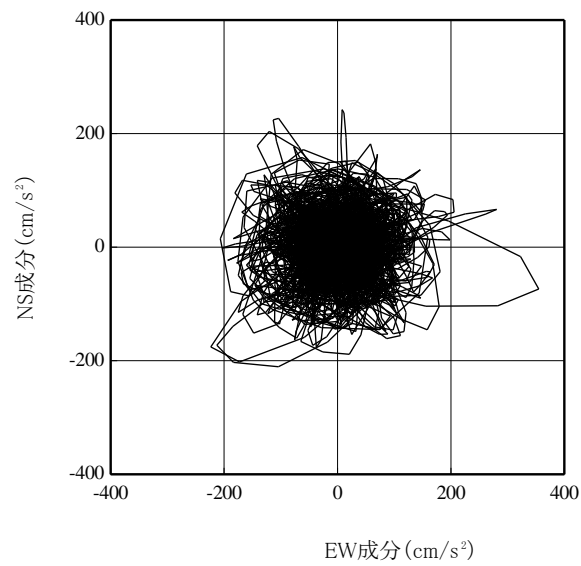


(b) 水平 2 方向の加速度成分のオービット

図 2.1-1 Ss900-1

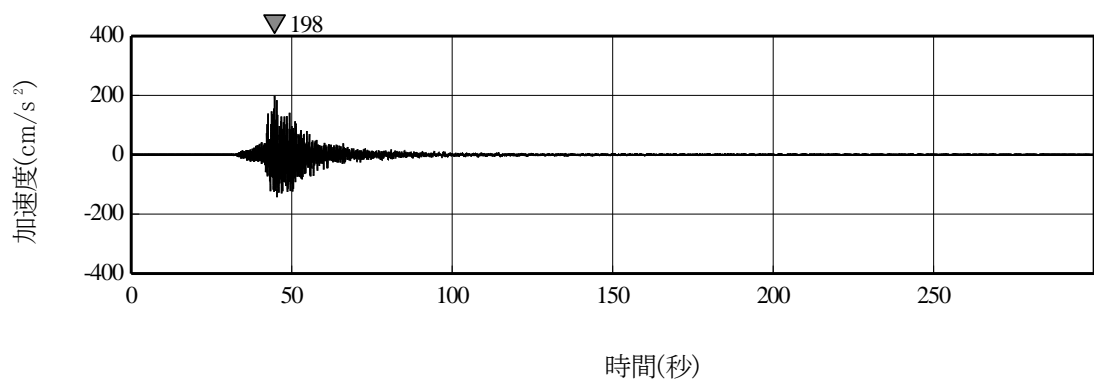
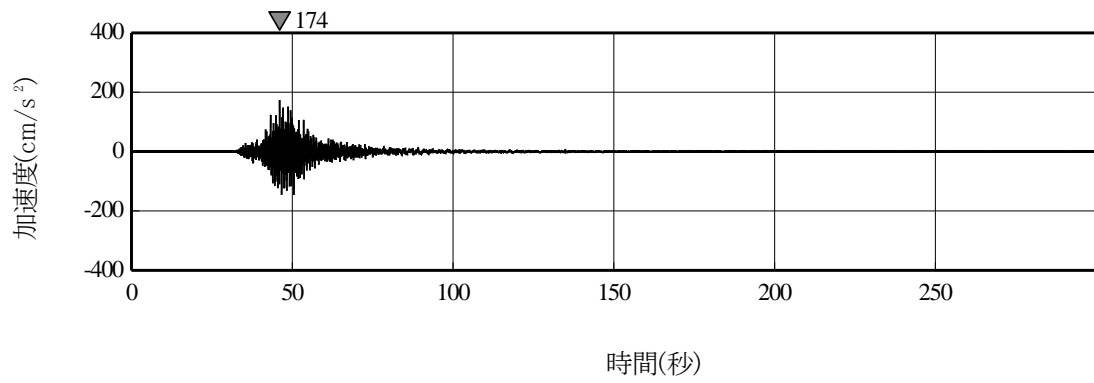


(a) 加速度時刻歴波形

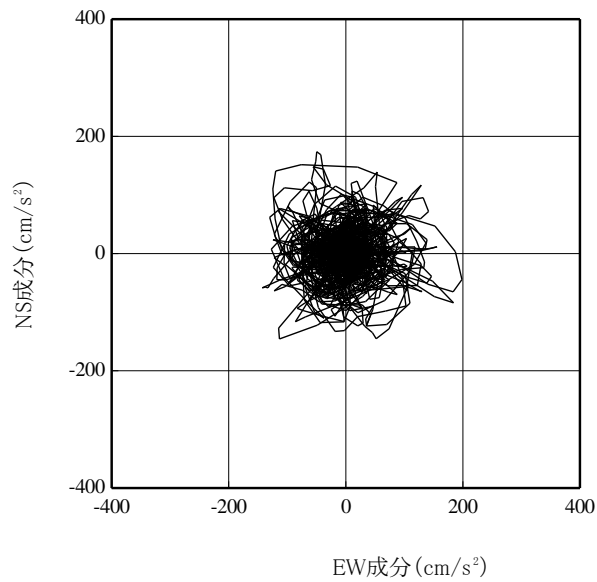


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

図 2.1-2 3.11 地震観測記録 (自由地盤観測点)

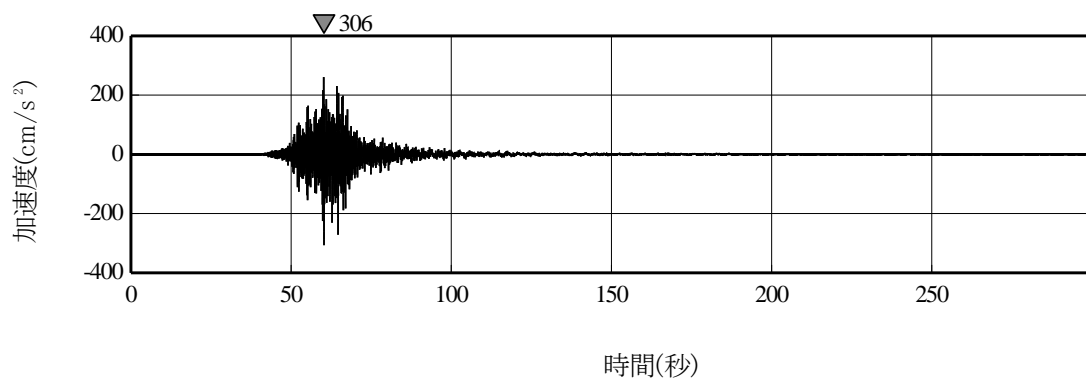
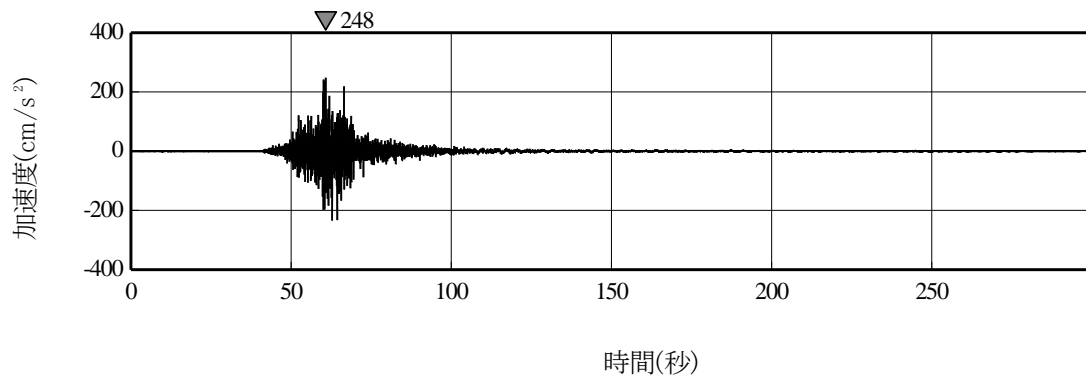


(a) 加速度時刻歴波形

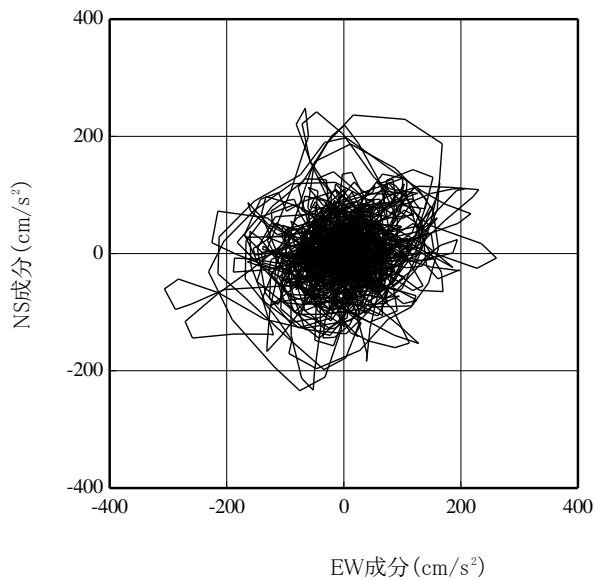


(b) 水平 2 方向の加速度成分のオービット

図 2.1-3 2.13 地震観測記録 (自由地盤観測点)



(a) 加速度時刻歴波形

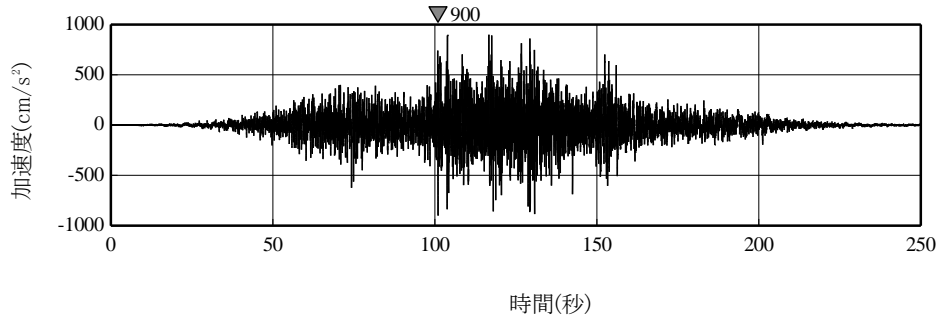


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

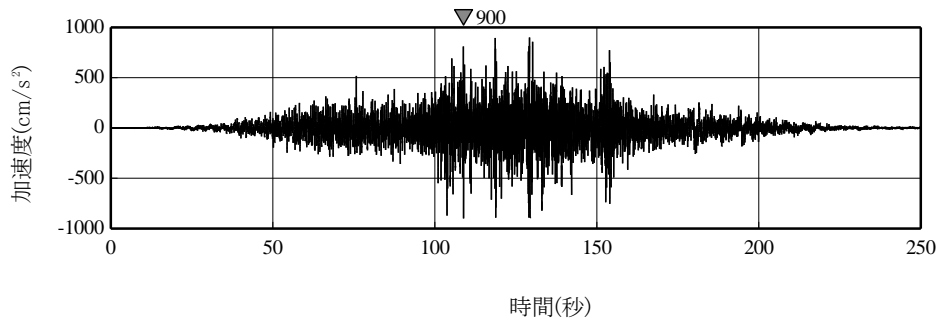
図 2.1-4 3.16 の福島県沖の地震観測記録 (自由地盤観測点)

3. 位相特性の異なる模擬地震波の作成結果

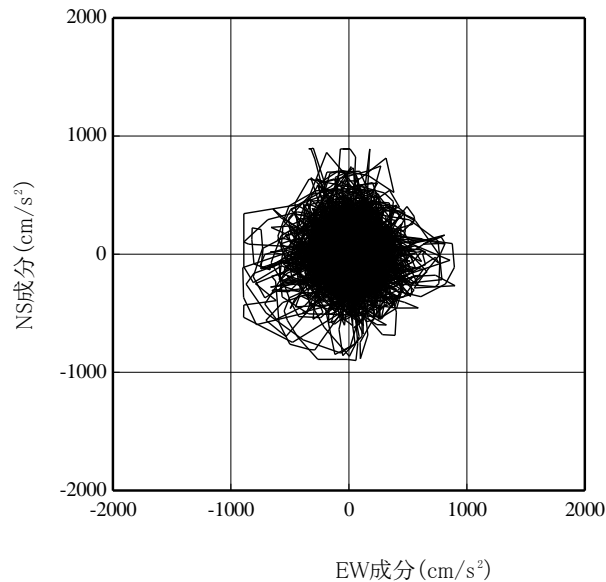
Ss900-1 及び Ss900-1 と組み合わせる模擬地震波の加速度時刻歴波形及びそれぞれの地震波を2方向入力した場合のオービット及び応答スペクトルを図 2.1-5 に示す。



(a) Ss900-1 の加速度時刻歴波形

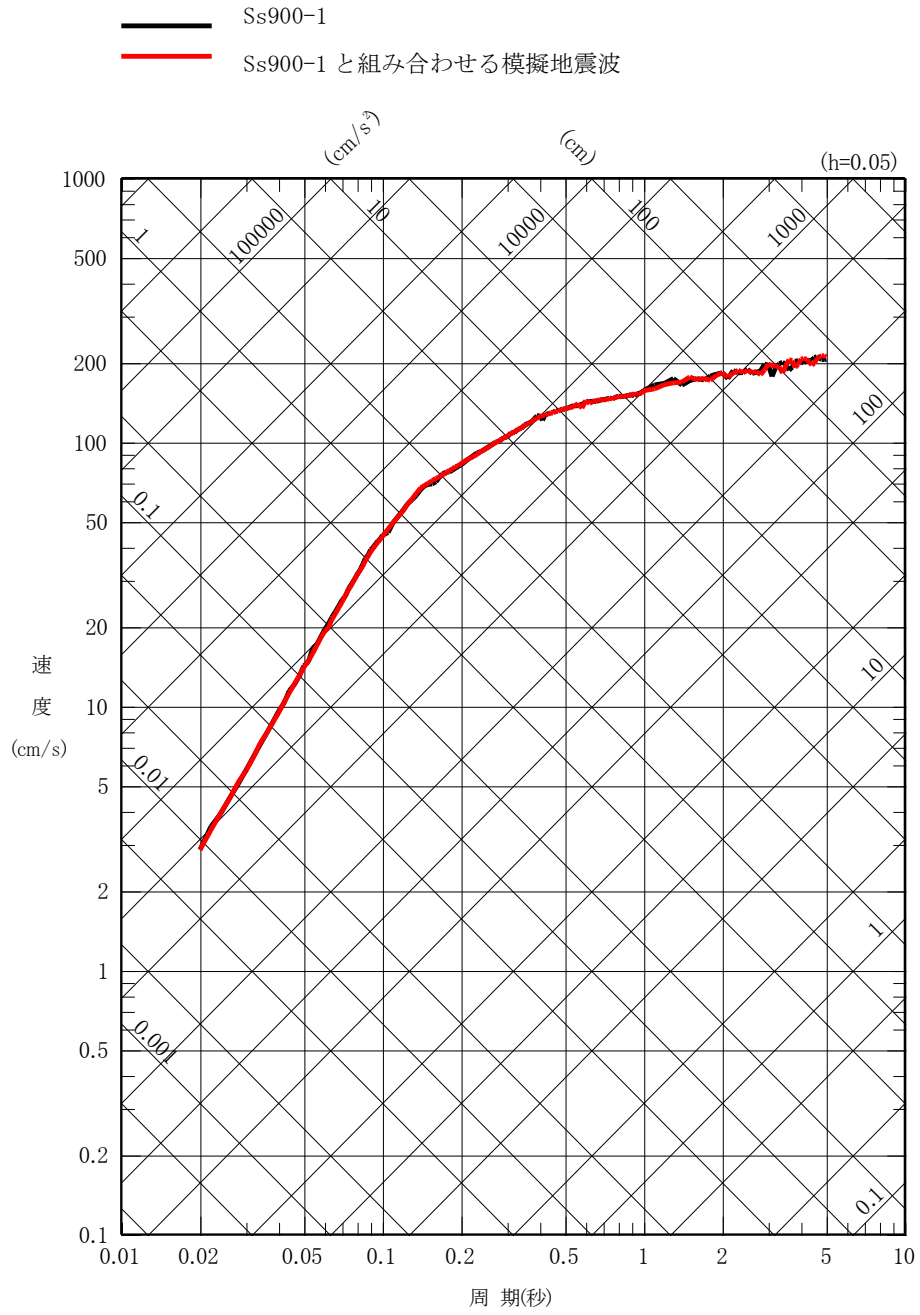


(b) Ss900-1 と組み合わせる模擬地震波の加速度時刻歴波形



(c) 水平2方向の加速度成分のオービット

図 2.1-5 Ss900-1 (1/2)



(d) 水平 2 方向の地震動の応答スペクトル
 図 2.1-5 Ss900-1 (2/2)

解析ケースの選定について

1. はじめに

大型廃棄物保管庫は、「2021年9月8日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方（2022年11月16日一部改訂）」（以下、「新耐震方針」という）に基づく設計を行っているが、Ss900の地震動に対して全てのケースについて解析を実施すると、使用済吸着塔等の大型廃棄物保管庫への保管時期に影響を与えるため、解析ケースについて選定を実施する。

本資料では、大型廃棄物保管庫の地震応答解析ケースの選定について説明する。

2. 解析ケースの選定について

大型廃棄物保管庫の耐震補強後の解析ケースの選定可否については、以下のフローによる。

(1) 地震動の選定理由

大型廃棄物保管庫は、当初 B クラスとして認可を受けていたが、新耐震方針に基づき、耐震評価を実施し、その結果を踏まえた耐震補強を計画している。大型廃棄物保管庫建屋の耐震クラスについては、特定原子力施設監視・評価検討会や特定原子力施設の実施計画の審査等に係る技術会合で議論を実施しており、耐震クラスが B+クラス→C クラス (Ss900) と変更されてきている。

このため、耐震補強前においては、Ss900 及び 1/2Ss450 による地震応答解析を、耐震補強後においては、Ss900 による地震応答解析を実施している。また、耐震補強前の 1/2Ss450 による地震応答解析においては、地盤物性のばらつきを考慮した耐震評価も実施している。

以上を踏まえて、解析ケースの選定に当たっては、耐震補強前及び耐震補強後の比較には Ss900 による地震応答解析結果を、地盤物性のばらつきの考慮に関する比較には 1/2Ss450 による地震応答解析結果を利用する。

(2) 確認方法

耐震補強前及び耐震補強後の比較には Ss900 による地震応答解析結果を利用する。大型廃棄物保管庫建屋の基礎スラブ上端を対象とし、最大応答加速度と加速度応答スペクトル (減衰 1%及び 5%) を確認する。最大応答加速度及び加速度応答スペクトルの比較に当たっては、補強後の応答が補強前の応答を概ね下回っているかどうかを確認する。なお、加速度応答スペクトルの比較に当たっては、建屋や機器の固有周期帯を考慮する。

地盤物性のばらつきの考慮に関する比較には 1/2Ss450 による地震応答解析結果を利用する。大型廃棄物保管庫建屋の基礎スラブ上端を対象とし、最大応答加速度と加速度応答スペクトル (減衰 1%及び 5%) を確認する。最大応答加速度及び加速度応答スペクトルの比較に当たっては、地盤のばらつきによる応答がほぼ同程度かどうかを確認する。なお、加速度応答スペクトルの比較に当たっては、建屋や機器の固有周期帯を考慮する。

また、地盤物性のばらつきの考慮に関する比較には、建屋の層間変形角に関しても比較を行い、評価クライテリアである 1/75 に対して十分な余裕があることと概ね同じような建屋の変形であるかどうか確認を行う。

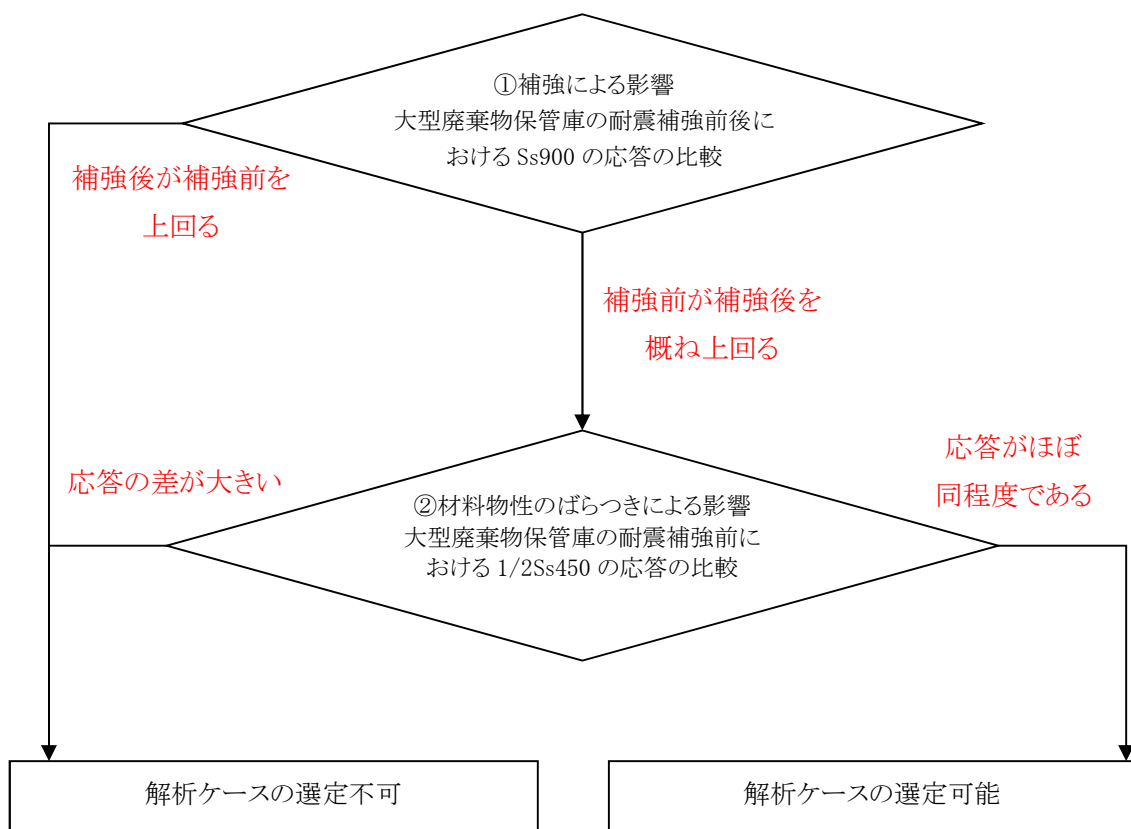


図 2. 1-1 大型廃棄物保管庫の解析ケースの選定可否に関するフロー

3. 大型廃棄物保管庫の耐震補強前後における Ss900 の応答の比較

3.1 検討概要

耐震補強前と耐震補強後の地震応答解析結果を利用して、耐震補強を実施したことが建屋の応答に及ぼす影響について検討する。

検討に当たっては、耐震補強前と耐震補強後の地震応答解析結果から得られる基礎における加速同応答スペクトルの比較を行い、応答の差異について確認する。

3.2 地震応答解析モデル

3.2.1 耐震補強前の地震応答解析モデル

耐震補強前の地震応答解析モデルを図 3.1-1 に示す。なお、材料物性等は実施計画書計算書に示すとおりである。

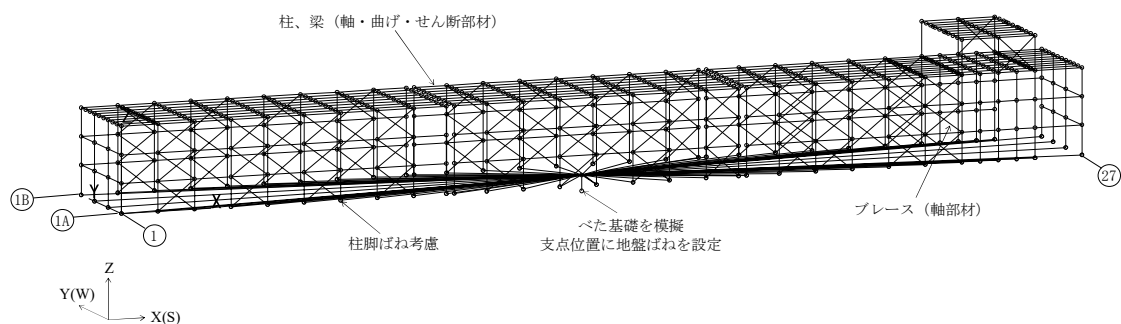


図 3.1-1 耐震補強前の建屋の地震応答解析モデル

3.3 耐震補強後の地震応答解析モデル

耐震補強後の地震応答解析モデルは、実施計画書計算書に示すとおりである。

3.4 入力地震動

入力地震動として、Ss900 を用いる。なお、Ss900 のうち、Ss900-1 を対象とする。地震動に関する詳細は実施計画計算書に示すとおりである。

3.5 地震応答解析結果の比較

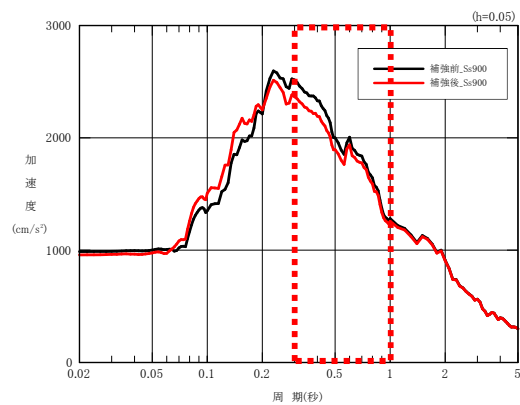
大型廃棄物保管庫の耐震補強前と耐震補強後の基礎上で加速度応答スペクトルの比較図を図 3.5-1 及び図 3.5-2 に示す。

大型廃棄物保管庫建屋の固有周期は概ね約 0.3 秒～約 1 秒程度であり、耐震補強後の方が耐震補強前よりも応答が小さい傾向となる。

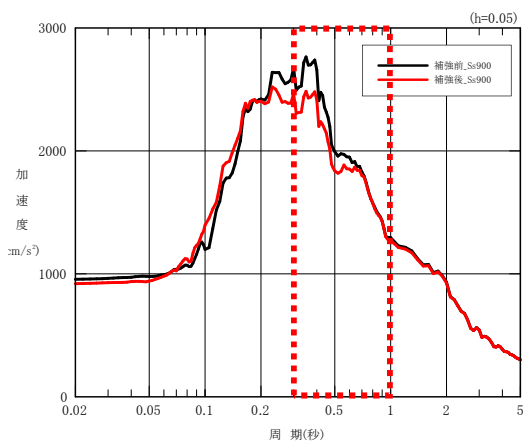
また、機器側の評価については、通常の床応答スペクトルを用いた評価では JEAG などの手法に基づき評価を実施することからスペクトルの拡張を考慮するため、耐震補強前と耐震補強後の加速度応答スペクトルを比較して、一部で上回っている周期帯があるものの、評価上問題とならない。

表 3.5-1 に大型廃棄物保管庫建屋の基礎上で最大応答加速度をあわせて示す。

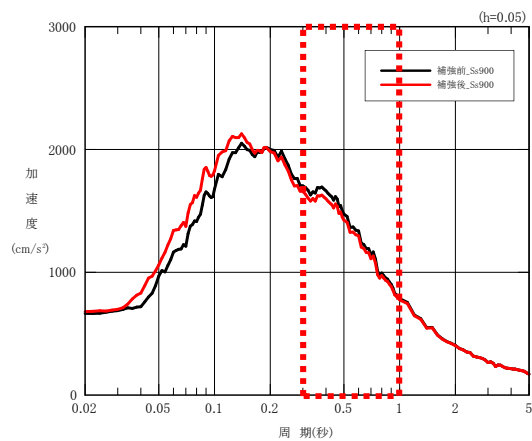
以上のことから、耐震補強が建屋の応答に与える影響は小さいと考えられる。



(a) NS 方向

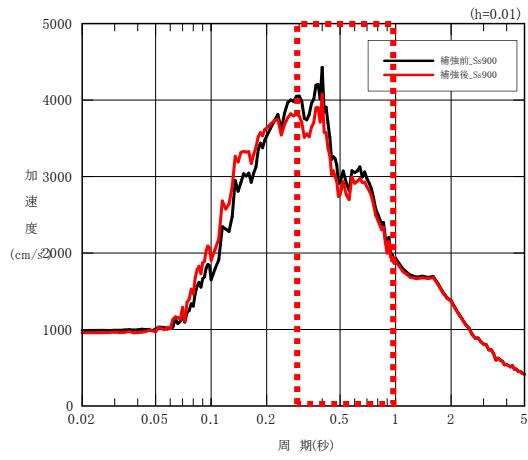


(b) EW 方向

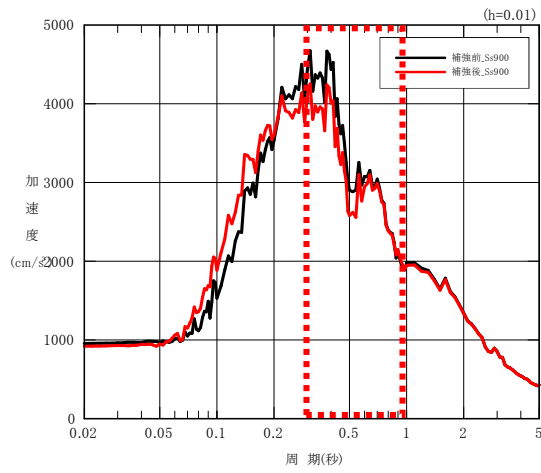


(c) UD 方向

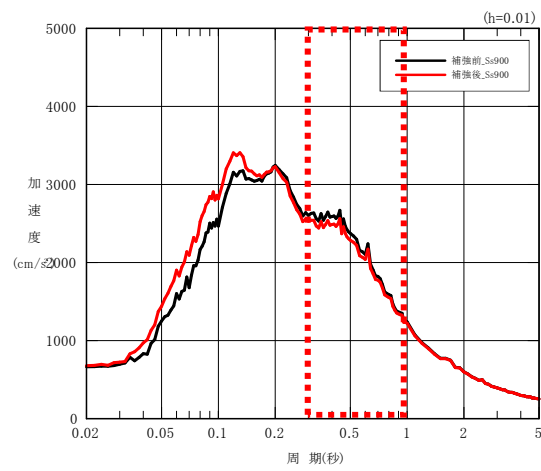
図 3.5-1 Ss900 の耐震補強前後の基礎上での加速度応答スペクトル (h=5%)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

図 3.5-2 Ss900 の耐震補強前後の基礎上での加速度応答スペクトル (h=1%)

表 3.5-1 Ss900 の耐震補強前後の基礎上で最大応答加速度

単位：cm/s²

	NS 方向	EW 方向	UD 方向
耐震補強前	985	951	662
耐震補強後	956	914	672

3.6 まとめ

大型廃棄物保管庫の耐震補強前と耐震補強後の地震応答解析結果を比較した結果、一部周期帯で相違は見られるものの、耐震補強前と耐震補強後はおおむね同じような応答となっていることから、耐震補強前の結果を用いて、解析ケースの絞り込みを実施することは可能であると判断する。

4. 大型廃棄物保管庫の耐震補強前における 1/2Ss450 の応答の比較

4.1 検討概要

耐震補強前の地震応答解析結果を利用して、材料物性のばらつきが建屋の応答に及ぼす影響について検討する。

検討に当たっては、耐震補強前の地震応答解析結果から得られる基礎上的における加速度応答スペクトルの比較を行い、応答の差異について確認する。また、比較に当たっては、入力地震動は 1/2Ss450 とする。

4.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、「3.2.1 耐震補強前の地震応答解析モデル」に示すものと同様である。

4.3 入力地震動

入力地震動として、1/2Ss450 を用いる。なお、1/2Ss450 のうち、1/2Ss450-1 を対象とする。地震動に関する詳細は実施計画計算書に示すとおりである。

4.4 材料物性の不確かさ

今回評価を実施する建屋は鉄骨造であることから、**材料物性のばらつきのうち地盤物性のばらつきのみ**を考慮する。

4.5 地震応答解析結果の比較

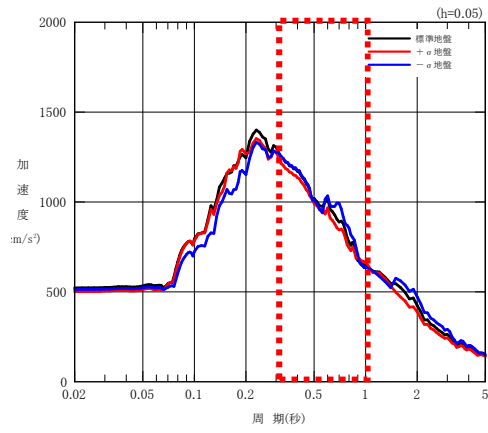
大型廃棄物保管庫の耐震補強前の基礎上的での加速度応答スペクトルの比較図を図 4.5-1 及び図 4.5-2 に示す。

加速度応答スペクトルを比較すると、地盤物性のばらつきによる**応答への影響**はほぼ見られない。

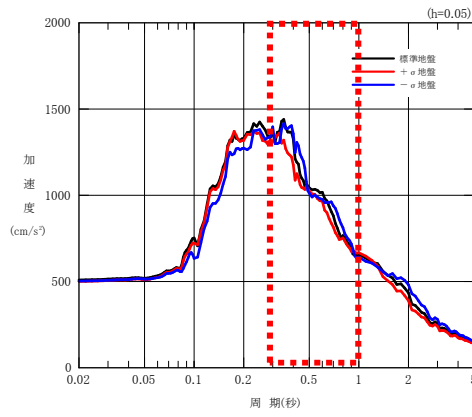
表 4.5-1 に大型廃棄物保管庫建屋の基礎上的での最大応答加速度を示す。標準地盤のケースが最大となっている。

表 4.5-2 に建屋の層間変形角を示す。地盤物性のばらつきによる影響はほぼなく、同程度の変形となっている。

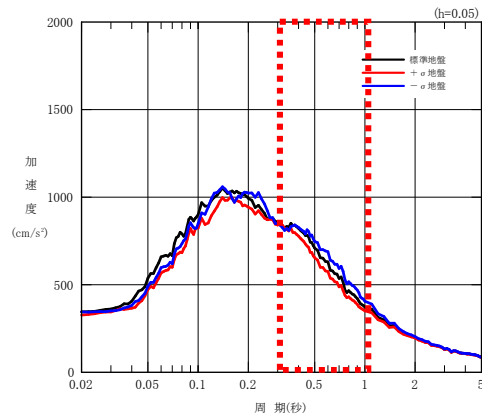
以上のことから、地盤のばらつきが建屋の応答に与える影響は小さいと考えられ、今回の大型廃棄物保管庫の評価においては、地盤のばらつきの考慮は不要と判断した。



(a) NS 方向

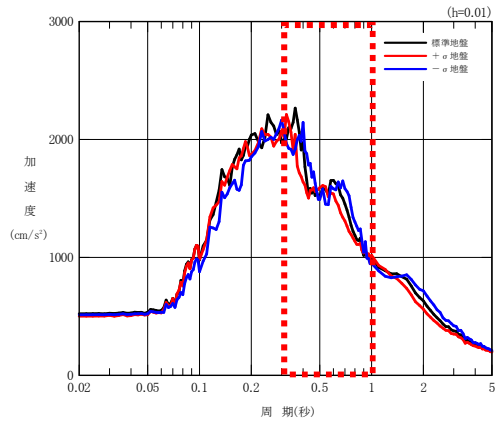


(b) EW 方向

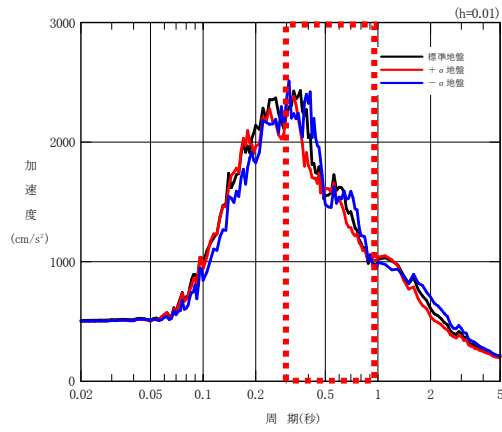


(c) UD 方向

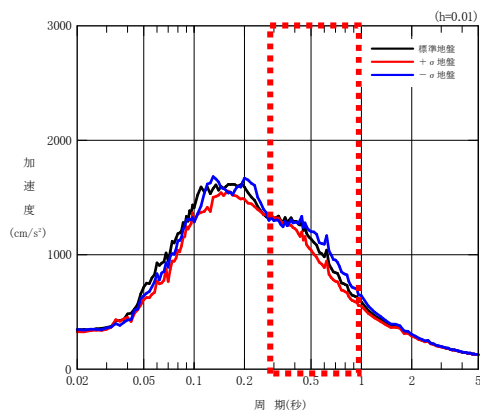
図 4.5-1 耐震補強前の基礎上での加速度応答スペクトルの比較 (h=5%)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

図 4.5-2 耐震補強前の基礎上での加速度応答スペクトルの比較 (h=1%)

表 4.5-1 1/2Ss450 の耐震補強前の基礎上での最大応答加速度

単位：cm/s²

	NS 方向	EW 方向	UD 方向
標準地盤	520	506	343
+σ 地盤	500	497	326
-σ 地盤	512	500	340

表 4.5-2 1/2Ss450 の耐震補強前の大型廃棄物保管庫建屋の層間変形角

		NS 方向	EW 方向
北棟	標準地盤	1/307	1/93
	+σ 地盤	1/310	1/97
	-σ 地盤	1/288	1/89
南棟	標準地盤	1/360	1/98
	+σ 地盤	1/355	1/100
	-σ 地盤	1/348	1/98

5 まとめ

大型廃棄物保管庫の耐震補強前と耐震補強後の地震応答解析結果を比較し、解析ケースの選定を実施した。

結果として、大型廃棄物保管庫の耐震補強後の地震応答解析においては、地盤のばらつきを考慮しないで実施することで問題ないことから、標準地盤の1ケースのみ実施することとする。