

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

|                         |                |
|-------------------------|----------------|
| 柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料 |                |
| 資料番号                    | KK7 添-2-020 改1 |
| 提出年月日                   | 2020年6月24日     |

V-2-2-10 コントロール建屋の耐震性についての計算書

2020年6月

東京電力ホールディングス株式会社

V-2-2-10 コントロール建屋の耐震性についての計算書

## 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            | 11 |
| 2.4 適用規格・基準等        | 14 |
| 3. 地震応答解析による評価方法    | 15 |
| 4. 応力解析による評価方法      | 18 |
| 4.1 評価対象部位及び評価方針    | 18 |
| 4.2 荷重及び荷重の組合せ      | 19 |
| 4.2.1 荷重            | 19 |
| 4.2.2 荷重の組合せ        | 21 |
| 4.3 許容限界            | 22 |
| 4.4 解析モデル及び諸元       | 26 |
| 4.4.1 モデル化の基本方針     | 26 |
| 4.4.2 解析諸元          | 28 |
| 4.4.3 材料構成則         | 29 |
| 4.5 評価方法            | 31 |
| 4.5.1 応力解析方法        | 31 |
| 4.5.2 断面の評価方法       | 33 |
| 5. 地震応答解析による評価結果    | 35 |
| 5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果 | 35 |
| 5.2 接地圧の評価結果        | 37 |
| 5.3 保有水平耐力の評価結果     | 38 |
| 6. 応力解析による評価結果      | 39 |
| 7. 引用文献             | 45 |

## 1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、コントロール建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

コントロール建屋は建屋内部の一部に基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  に対して機能維持が要求される施設が収納されている。このため、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備，常設重大事故緩和設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。コントロール建屋のうち、中央制御室遮蔽は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備」，「常設重大事故緩和設備」，「常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）」及び「常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）」に分類される。

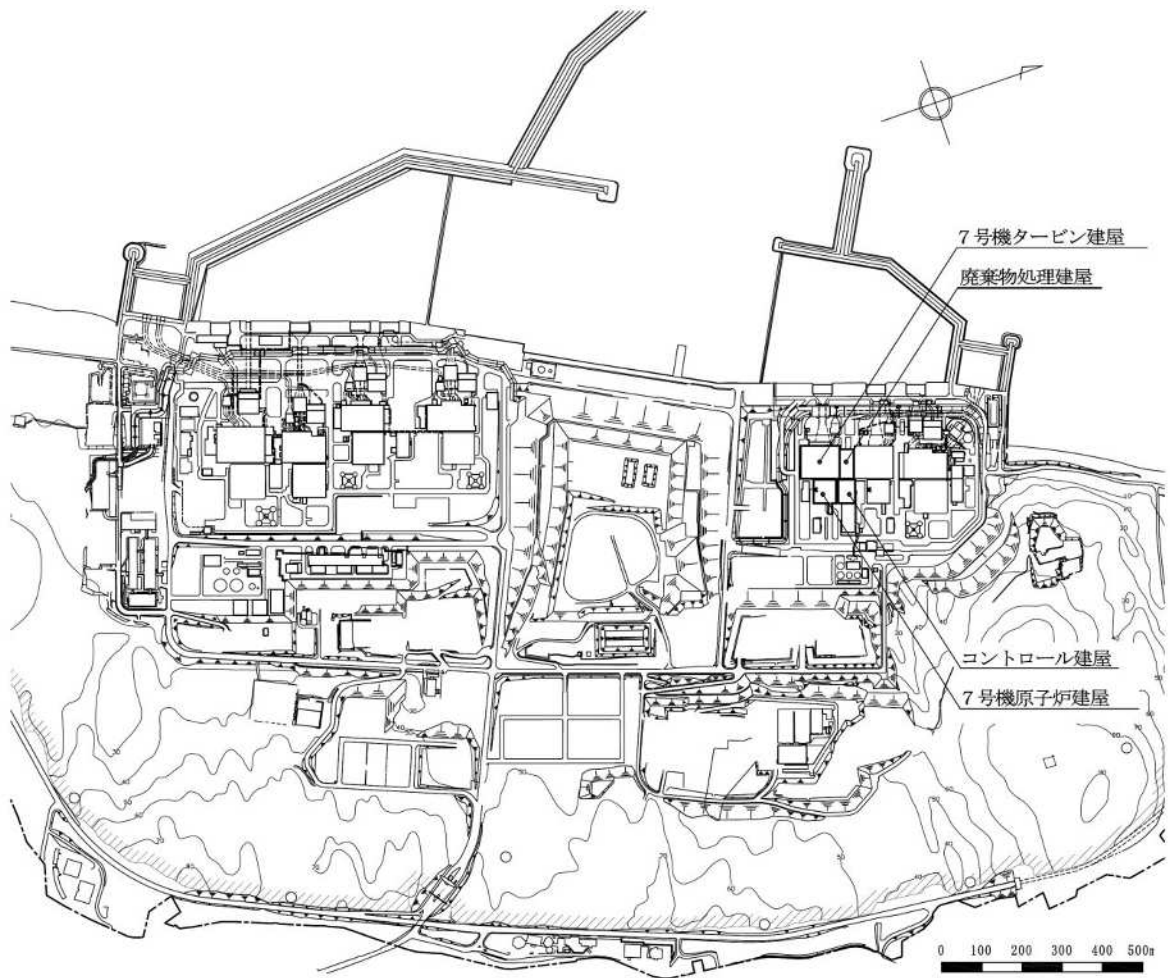
以下、コントロール建屋の「Sクラスの施設の間接支持構造物」及び「常設耐震重要重大事故防止設備，常設重大事故緩和設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

なお、「Sクラスの施設」，「常設耐震重要重大事故防止設備」，「常設重大事故緩和設備」，「常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）」及び「常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）」としての分類に応じた耐震評価は、V-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」にて実施する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

コントロール建屋の設置位置を図 2-1 に示す。



K7 ① V-2-2-10 R0

図 2-1 コントロール建屋の設置位置

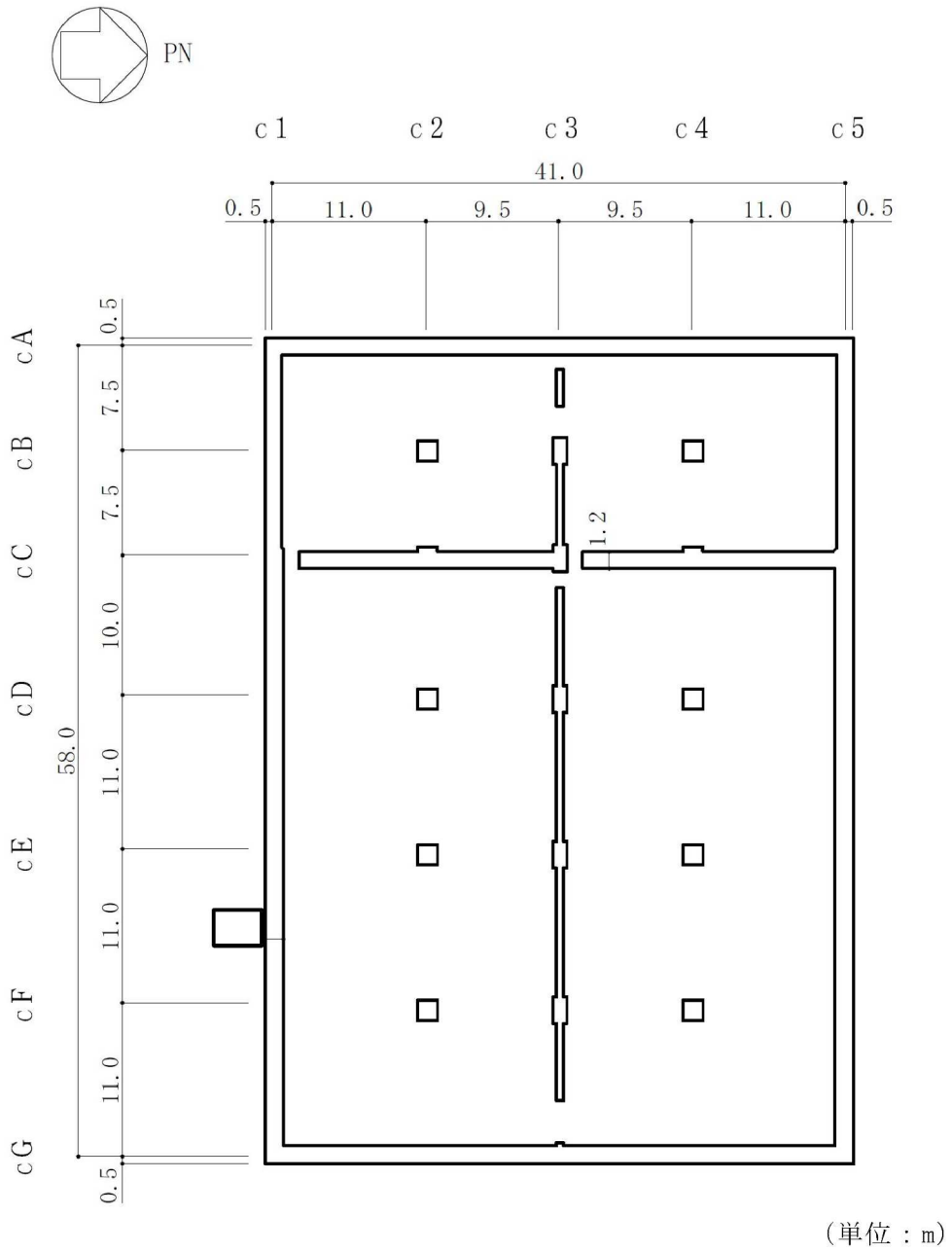
## 2.2 構造概要

コントロール建屋は、地上 2 階、地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物となっている。コントロール建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

コントロール建屋の平面は、42.0m (NS 方向) × 59.0m (EW 方向) である。基礎スラブ底面からの高さは 29.6m であり、地上高さは 12.1m である。また、コントロール建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

コントロール建屋の基礎は、厚さ 2.8m のべた基礎で、支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

コントロール建屋の主な耐震壁は、外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図（B2F, T.M.S.L. -2.7m）(1/5)

K7 ① V-2-2-10 R0

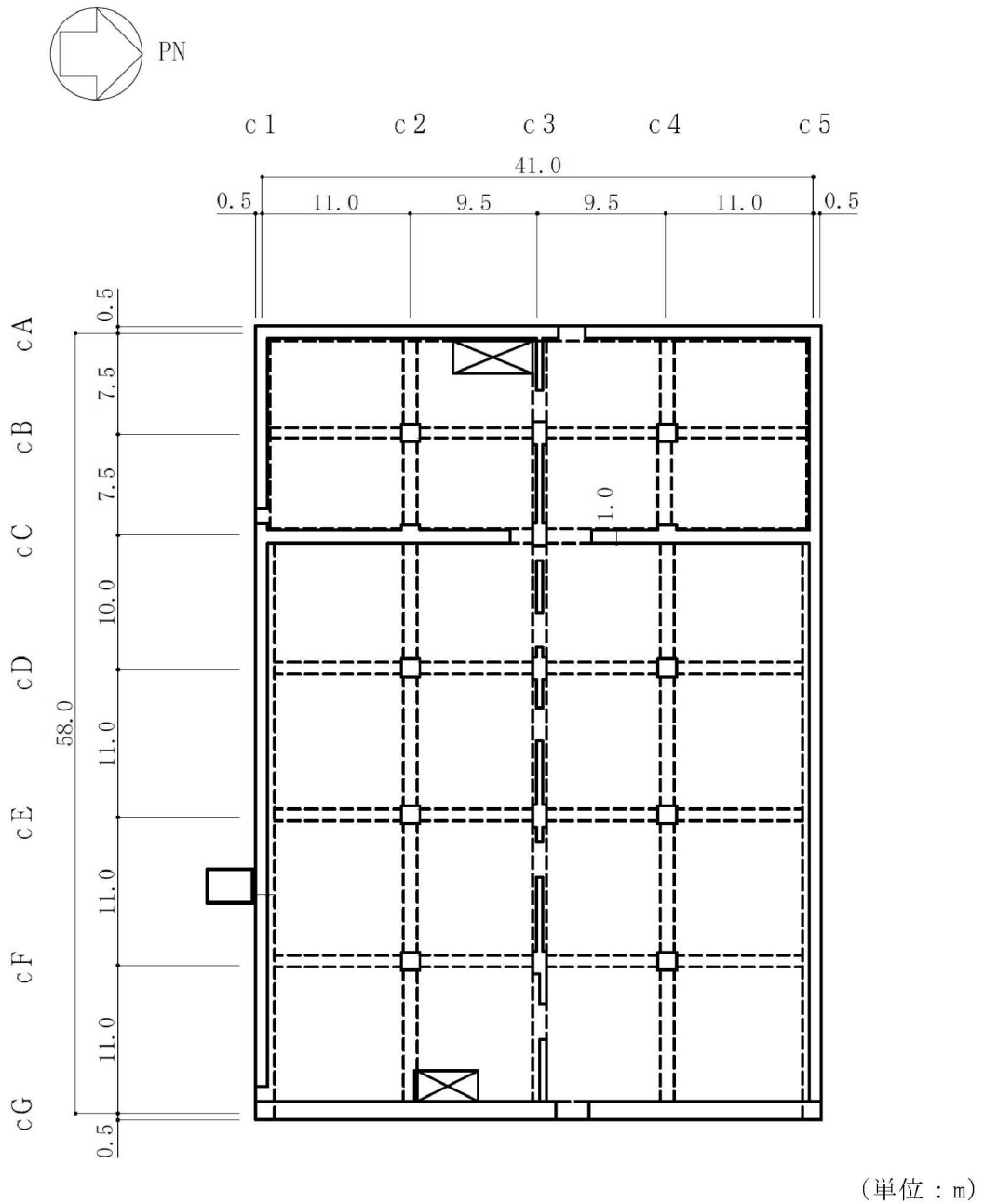


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 6.5m) (2/5)



K7 ① V-2-2-10 R0

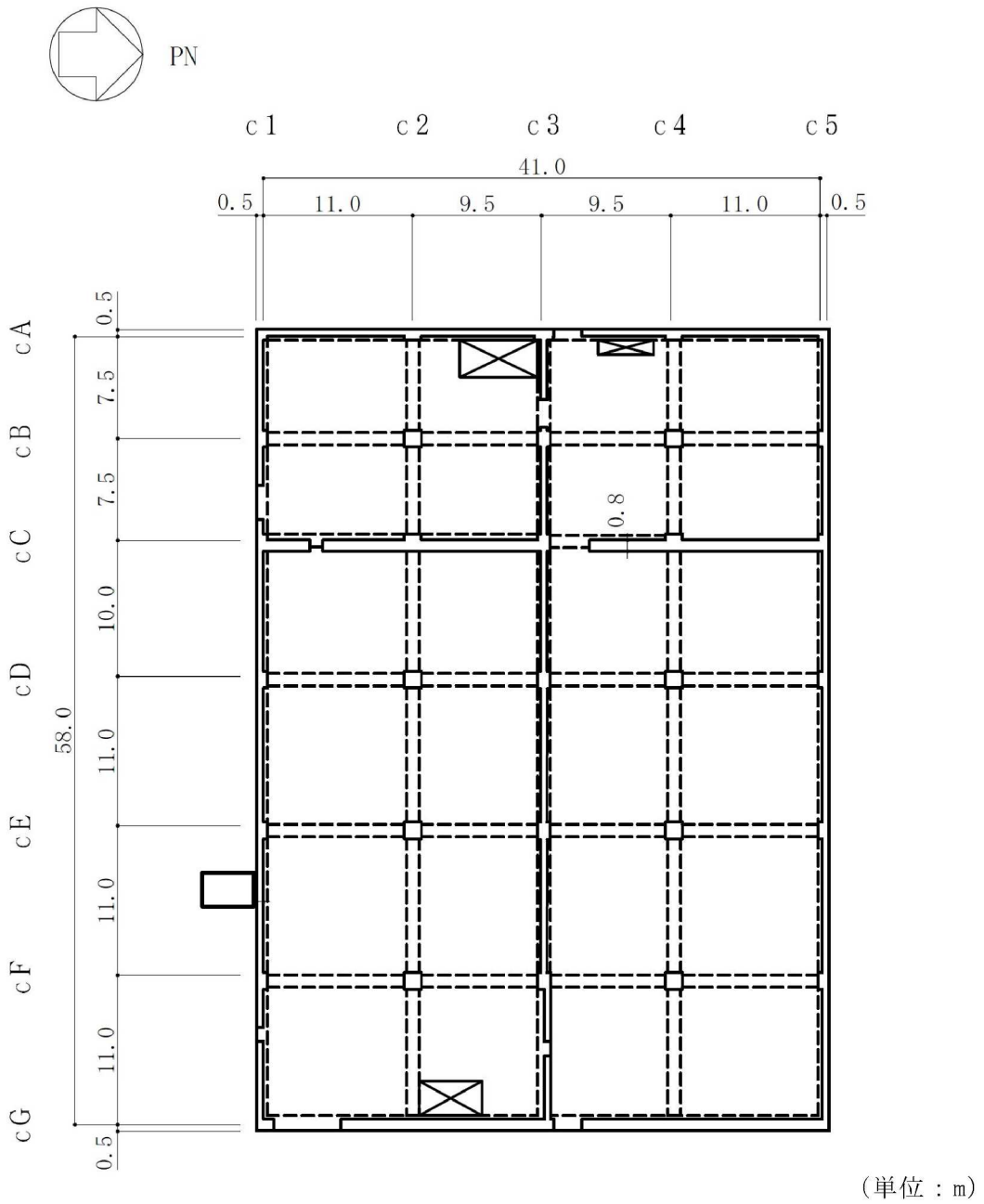


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/5)

K7 ① V-2-2-10 R0

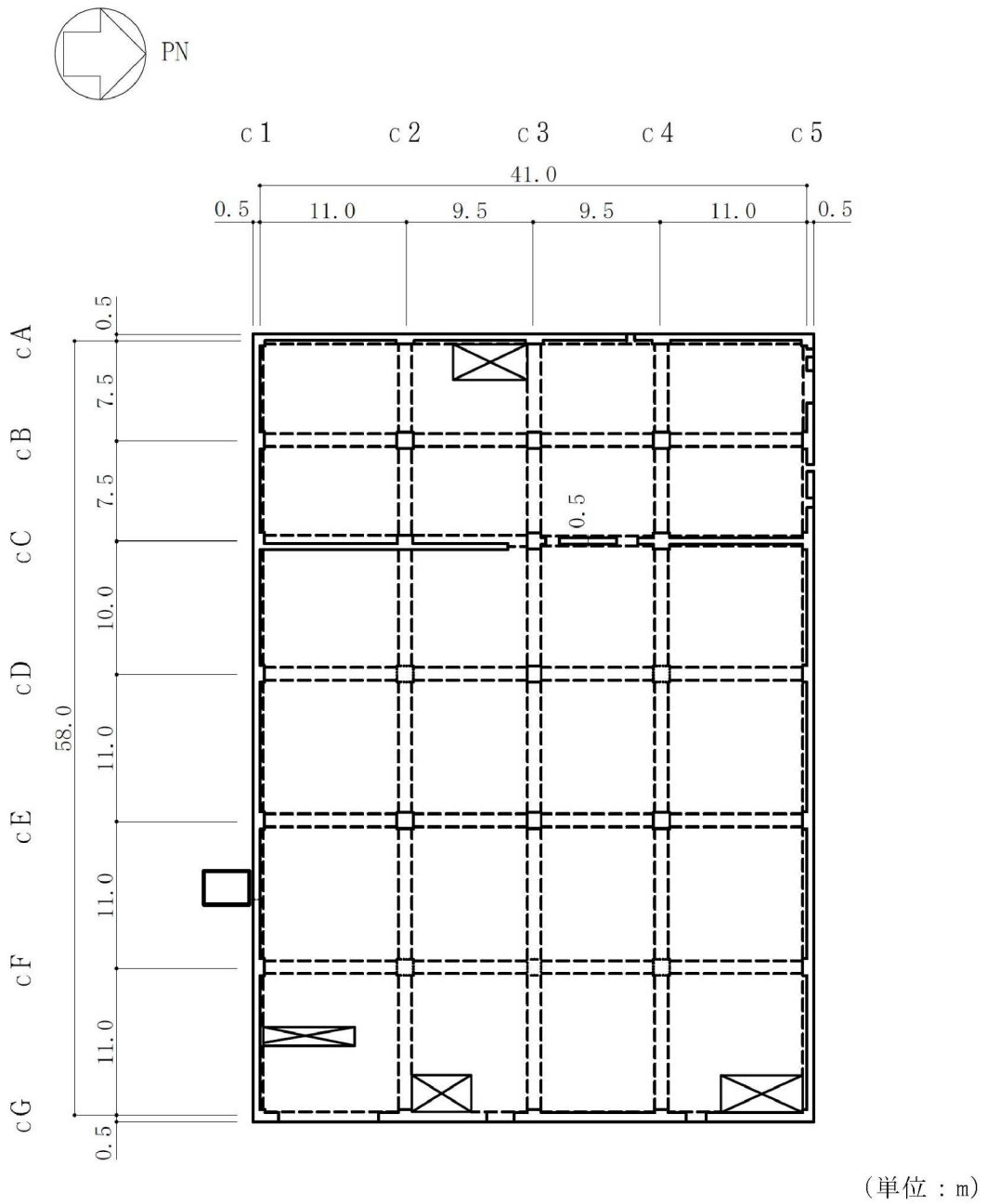
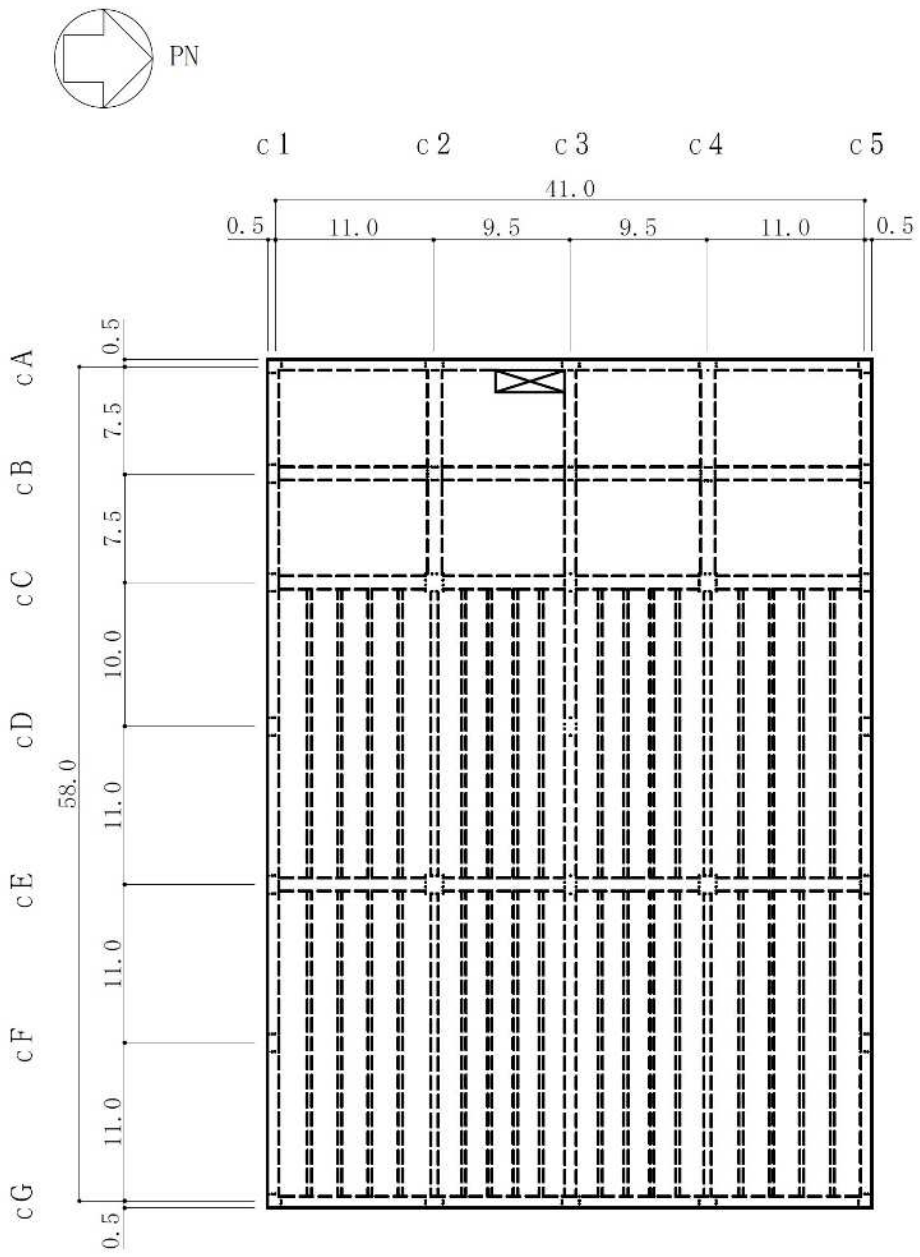


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 17.3m) (4/5)

K7 ① V-2-2-10 R0



(単位：m)

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (RF, T. M. S. L. 24. 1m) (5/5)

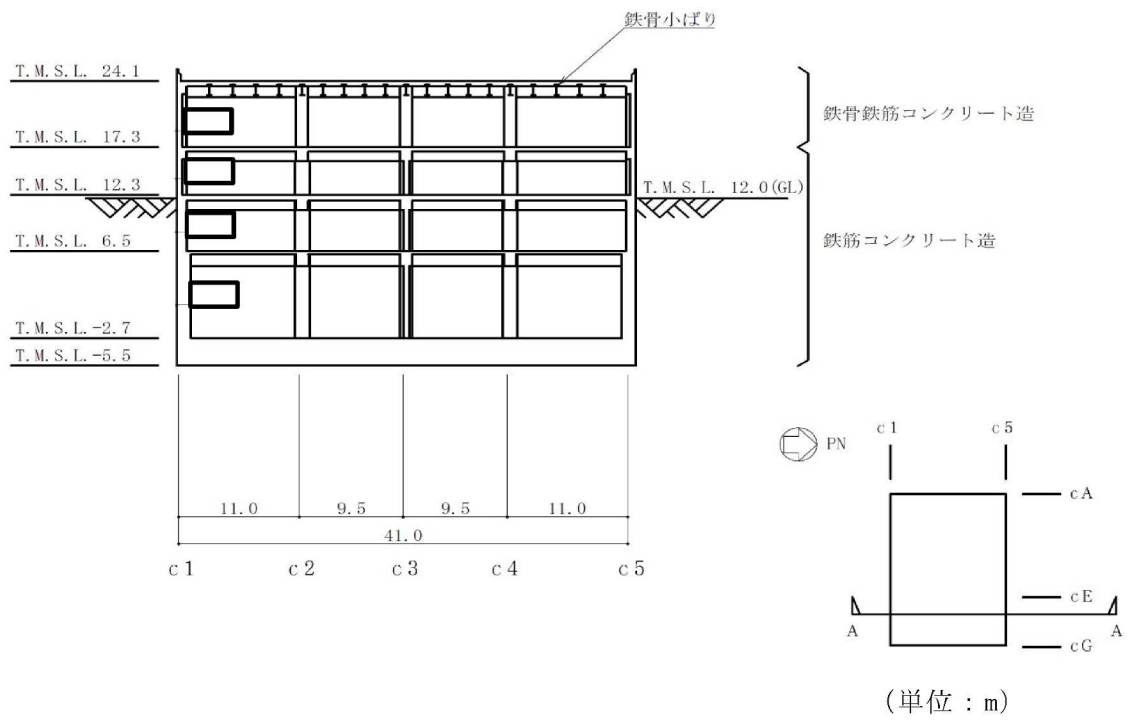


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

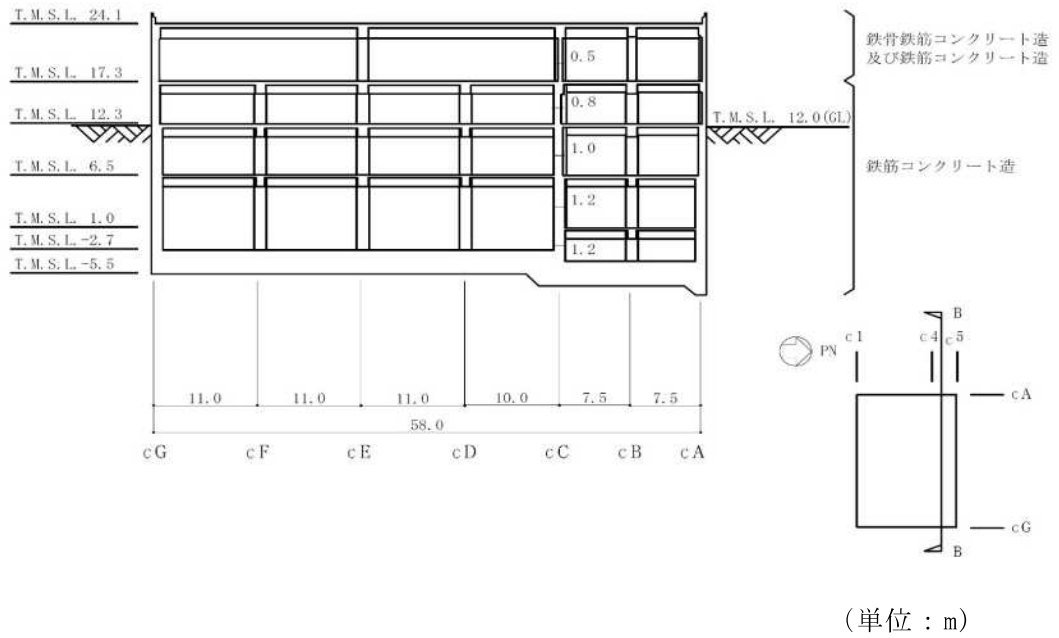


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

### 2.3 評価方針

コントロール建屋は、建屋内部の一部に基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  に対して機能維持が要求される施設が収納されている。このため、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。

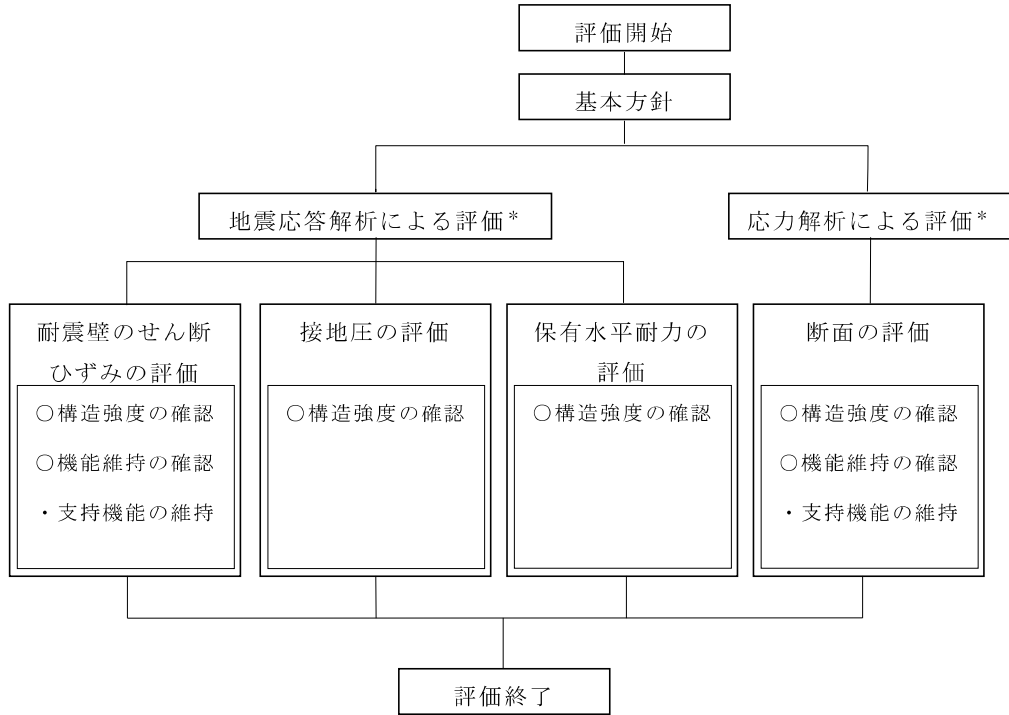
コントロール建屋の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動  $S_s$  による地震力に対する評価（以下「 $S_s$ 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。コントロール建屋の評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては耐震壁のせん断ひずみ、接地圧及び保有水平耐力の評価を、応力解析による評価においては、基礎スラブの断面の評価を行うことで、コントロール建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

また、重大事故等対処施設としての評価においては、 $S_s$ 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、コントロール建屋では、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態において、圧力、温度等の条件について有意な差異がないことから、重大事故等対処施設としての評価は、設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-4にコントロール建屋の評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

| 検討ケース   | コンクリート剛性                                   | 回転ばね定数 | 地盤剛性  | 備考                    |
|---|--|--------|---|-----------------------|
| ①ケース 1<br>(工認モデル)                               | 実強度<br>(43.1N/mm <sup>2</sup> )            | 100%   | 標準地盤  | 基本ケース                 |
| ②ケース 2<br>(建屋剛性+ $\sigma$ ,<br>地盤剛性+ $\sigma$ ) | 実強度+ $\sigma$<br>(46.0N/mm <sup>2</sup> )  | 100%   | 標準地盤+ $\sigma$<br>( <b>新期</b> 砂層+13%, 古安田層<br>+25%,<br>西山層+10%) | 地盤剛性の変化に伴い, 回転ばね定数が変化 |
| ③ケース 3<br>(建屋剛性- $\sigma$ ,<br>地盤剛性- $\sigma$ ) | 実強度- $\sigma$<br>(40.2N/mm <sup>2</sup> )  | 100%   | 標準地盤- $\sigma$<br>( <b>新期</b> 砂層-13%, 古安田層<br>-25%,<br>西山層-10%) | 地盤剛性の変化に伴い, 回転ばね定数が変化 |
| ④ケース 4<br>(建屋剛性コア平均)                            | 実強度<br>(コア平均)<br>(55.7N/mm <sup>2</sup> )  | 100%   | 標準地盤  |                       |
| ⑤ケース 5<br>(建屋剛性-2 $\sigma$ )                    | 実強度-2 $\sigma$<br>(37.2N/mm <sup>2</sup> ) | 100%   | 標準地盤  |                       |
| ⑥ケース 6<br>(回転ばね低減)                              | 実強度<br>(43.1N/mm <sup>2</sup> )            | 50%    | 標準地盤  |                       |



注記\*：V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 コントロール建屋の評価フロー



## 2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ―許容応力度設計法― ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 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 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 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 ((社) 日本電気協会)
- ・ 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)

### 3. 地震応答解析による評価方法

コントロール建屋の構造強度については、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみ及び最大接地圧が許容限界を超えないこと並びに保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

また、支持機能の維持については、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価におけるコントロール建屋の許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持方針に基づき、表3-1及び表3-2のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界  
(設計基準対象施設としての評価)

| 要求機能               | 機能設計上の性能目標                | 地震力                     | 部位                | 機能維持のための考え方                                     | 許容限界(評価基準値)                                    |
|--------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------|---|--|
| —                  | 構造強度を有すること                | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 耐震壁* <sup>1</sup> | 最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認             | せん断ひずみ<br>2.0×10 <sup>-3</sup>                 |
|                    |                           |                         | 基礎地盤              | 最大接地圧が地盤の支持力度を超えないことを確認                         | 極限支持力度* <sup>2</sup><br>6170 kN/m <sup>2</sup> |
|                    |                           | 保有水平耐力                  | 構造物全体             | 保有水平耐力が必要<br>保有水平耐力に対して<br>妥当な安全余裕を有することを<br>確認 | 必要保有<br>水平耐力                                   |
| 支持機能* <sup>3</sup> | 機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 耐震壁* <sup>1</sup> | 最大せん断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             | せん断ひずみ<br>2.0×10 <sup>-3</sup>                 |

注記 \*1: 建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。また、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

\*2: 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

\*3: 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界  
(重大事故等対処施設としての評価)

| 要求機能               | 機能設計上の性能目標                | 地震力                     | 部位                | 機能維持のための考え方                         | 許容限界(評価基準値)                                    |
|--------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------------------------|--|
| —                  | 構造強度を有すること                | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 耐震壁* <sup>1</sup> | 最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認 | せん断ひずみ<br>2.0×10 <sup>-3</sup>                 |
|                    |                           |                         | 基礎地盤              | 最大接地圧が地盤の支持力度を超えないことを確認             | 極限支持力度* <sup>2</sup><br>6170 kN/m <sup>2</sup> |
|                    |                           | 保有水平耐力                  | 構造物全体             | 保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認 | 必要保有水平耐力                                       |
| 支持機能* <sup>3</sup> | 機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 耐震壁* <sup>1</sup> | 最大せん断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 | せん断ひずみ<br>2.0×10 <sup>-3</sup>                 |

注記 \*1：建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。また、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

\*2：地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

\*3：「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

#### 4. 応力解析による評価方法

##### 4.1 評価対象部位及び評価方針

コントロール建屋の応力解析による評価対象部位は、基礎スラブとし、S s 地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S s 地震時に対する評価は、3次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「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。)及び「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説((社)日本建築学会, 2005 制定)」(以下「RC-N 規準」という。)に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析にあたっては、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。また、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。図 4-1 に応力解析による評価フローを示す。

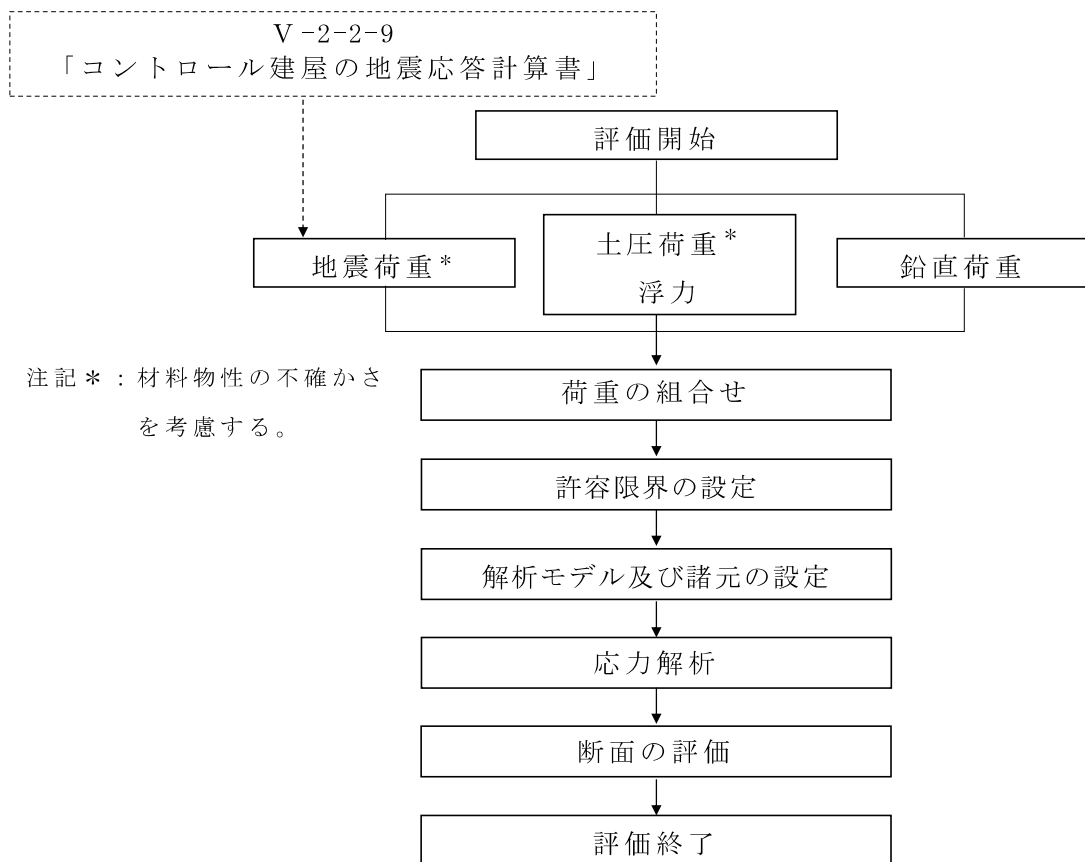


図 4-1 応力解析による評価フロー

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

### 4.2.1 荷重

#### (1) 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，機器荷重，配管荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は280cmとし，地震荷重と組み合わせるため，その0.35倍の雪荷重を考慮する。

#### (2) 水平地震荷重

水平地震荷重は，基準地震動 $S_s$ による地震応答解析結果より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-1に応力解析で考慮した基準地震動 $S_s$ 時の水平地震荷重を示す。

表4-1 水平地震荷重

| 標高<br>T. M. S. L.<br>(m) | NS 方向<br>層せん断力<br>( $\times 10^3$ kN) | EW 方向<br>層せん断力<br>( $\times 10^3$ kN) |
|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1.0~-2.7                 | 544                                   | 636                                   |

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

#### (3) 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，基準地震動 $S_s$ による地震応答解析結果による基礎スラブ部分の誘発上下動を考慮した最大鉛直震度を用いる。なお，最大鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-2に応力解析で考慮した基準地震動 $S_s$ 時の鉛直地震荷重を示す。

表4-2 鉛直地震荷重

| 標高<br>T. M. S. L.<br>(m) | 鉛直震度 |
|--------------------------|------|
| -5.5                     | 0.87 |

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

(4) 地震時土圧

地震時土圧は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果をもとにして「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（（社）日本電気協会）」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとして評価する。図 4-2 に地震時土圧を示す。

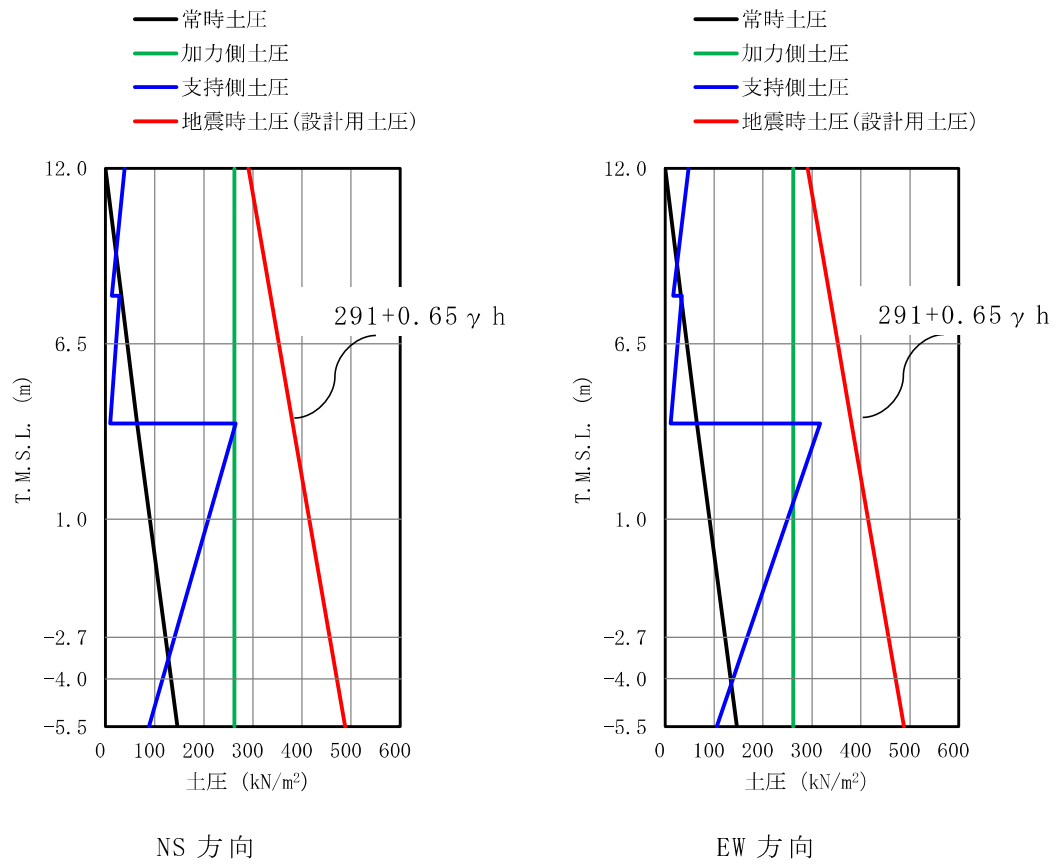


図 4-2 地震時土圧

(5) 浮力

浮力は、地下水位面を基礎スラブ上端 (T.M.S.L. -2.7m) とし、基礎スラブに上向きの等分布荷重として入力する。

#### 4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

| 外力の状態   | 荷重の組合せ                  |
|---------|-------------------------|
| S s 地震時 | V L + S s + S O E + B L |

V L : 鉛直荷重

S s : 地震荷重

S O E : 土圧荷重

B L : 浮力



#### 4.3 許容限界

応力解析による評価におけるコントロール建屋の基礎スラブの許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、表 4-4 及び表 4-5 のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-4 応力解析による評価における許容限界  
(設計基準対象施設としての評価)

| 要求機能               | 機能設計上の性能目標                | 地震力                     | 部位        | 機能維持のための考え方                              | 許容限界(評価基準値)  |
|--------------------|---------------------------|-------------------------|-----------|--|--|
| —                  | 構造強度を有すること                | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 基礎<br>スラブ | 部材に生じるひずみ及び応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ*<sup>1</sup></li> <li>コンクリート<br/>3.0×10<sup>-3</sup> (圧縮)</li> <li>鉄筋<br/>5.0×10<sup>-3</sup></li> <li>・面外せん断力*<sup>2</sup></li> <li>短期許容せん断力</li> </ul> |
| 支持機能* <sup>3</sup> | 機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと | 基準地震動<br>S <sub>s</sub> | 基礎<br>スラブ | 部材に生じるひずみ及び応力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 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ*<sup>1</sup></li> <li>コンクリート<br/>3.0×10<sup>-3</sup> (圧縮)</li> <li>鉄筋<br/>5.0×10<sup>-3</sup></li> <li>・面外せん断力*<sup>2</sup></li> <li>短期許容せん断力</li> </ul> |

注記 \*1 : CCV 規格に基づく。

\*2 : RC-N 規準に基づく。

\*3 : 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

表 4-5 応力解析による評価における許容限界  
(重大事故等対処施設としての評価)

| 要求機能               | 機能設計上の性能目標                | 地震力          | 部位        | 機能維持のための考え方                              | 許容限界(評価基準値)  |
|--------------------|---------------------------|--------------|-----------|--|--|
| —                  | 構造強度を有すること                | 基準地震動<br>S s | 基礎<br>スラブ | 部材に生じるひずみ及び応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ*<sup>1</sup></li> <li>コンクリート<br/><math>3.0 \times 10^{-3}</math> (圧縮)</li> <li>鉄筋<br/><math>5.0 \times 10^{-3}</math></li> <li>・面外せん断力*<sup>2</sup></li> <li>短期許容せん断力</li> </ul> |
| 支持機能* <sup>3</sup> | 機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと | 基準地震動<br>S s | 基礎<br>スラブ | 部材に生じるひずみ及び応力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 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ひずみ*<sup>1</sup></li> <li>コンクリート<br/><math>3.0 \times 10^{-3}</math> (圧縮)</li> <li>鉄筋<br/><math>5.0 \times 10^{-3}</math></li> <li>・面外せん断力*<sup>2</sup></li> <li>短期許容せん断力</li> </ul> |

注記 \*1 : CCV 規格に基づく。

\*2 : RC-N 規準に基づく。

\*3 : 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

表 4-6 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

|                          |      |      |
|--------------------------|------|------|
| 設計基準強度<br>F <sub>c</sub> | 圧縮   | せん断  |
| 29.4                     | 19.6 | 1.17 |

表 4-7 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

|                    |        |         |
|--------------------|--------|---------|
| 種別                 | 引張及び圧縮 | 面外せん断補強 |
| SD35<br>(SD345 相当) | 345    | 345     |

#### 4.4 解析モデル及び諸元

##### 4.4.1 モデル化の基本方針

###### (1) 基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析とする。解析には、解析コード「D I A N A」を用いる。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。

基礎スラブについては、T.M.S.L.-5.5m～T.M.S.L.-2.7m をモデル化する。基礎スラブのモデル図を図 4-3 に示す。

###### (2) 使用要素

解析モデルに使用する FEM 要素は、基礎スラブについてはシェル要素とする。また、基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については、はり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は 345、要素数は 308 である。

###### (3) 境界条件

3次元 FEM モデルの基礎スラブ底面に、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に示す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、引張力が発生した時に浮上りを考慮する。

K7 ① V-2-2-10 R0

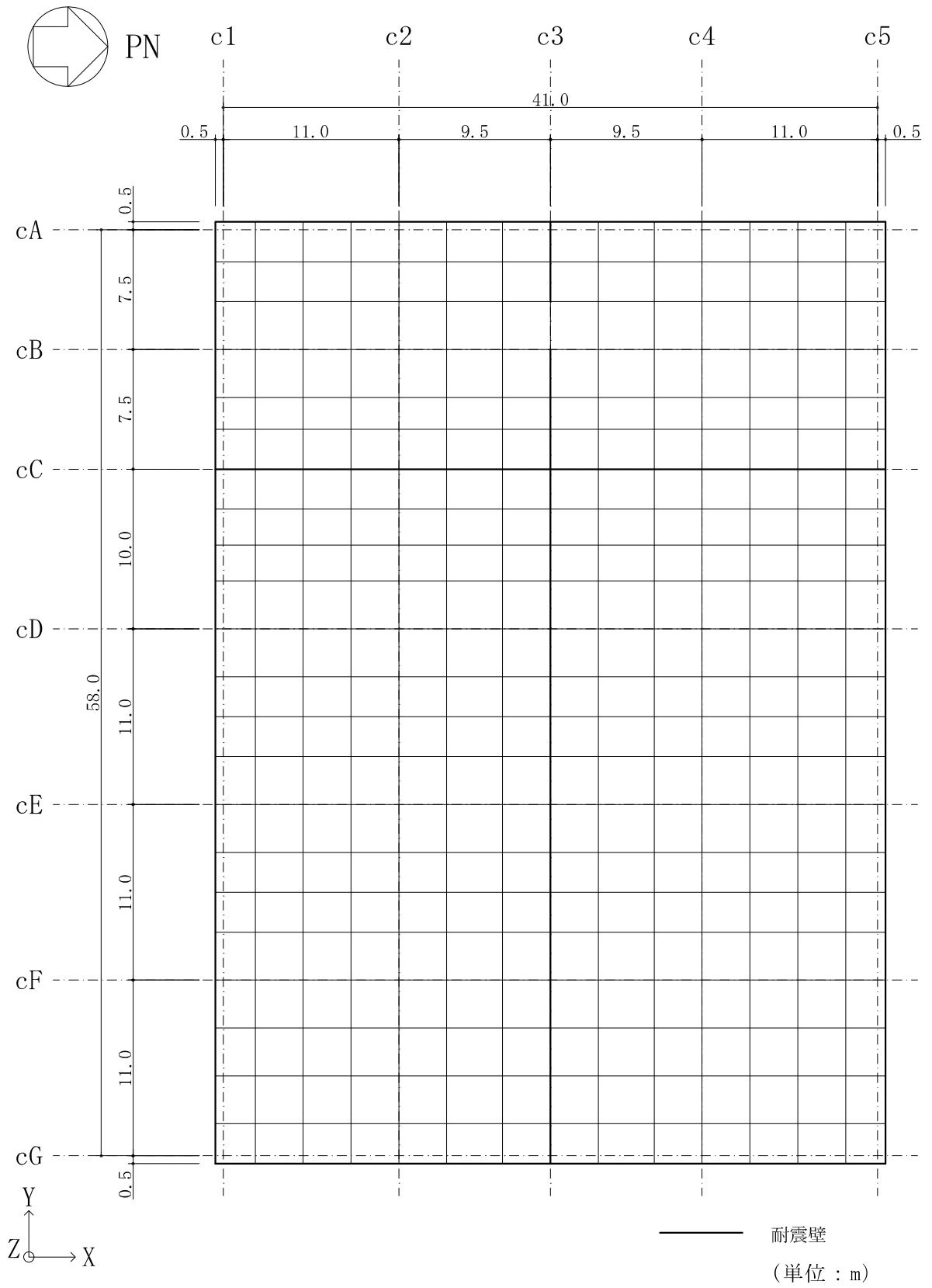


図 4-3 基礎スラブの解析モデル図

#### 4.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの物性値

| 諸元    | 物性値                               |
|-------|-----------------------------------|
| ヤング係数 | $2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ |
| ポアソン比 | 0.2                               |

注：剛性はコンクリートの実強度（ $39.2 \text{ N/mm}^2$ ）に基づく

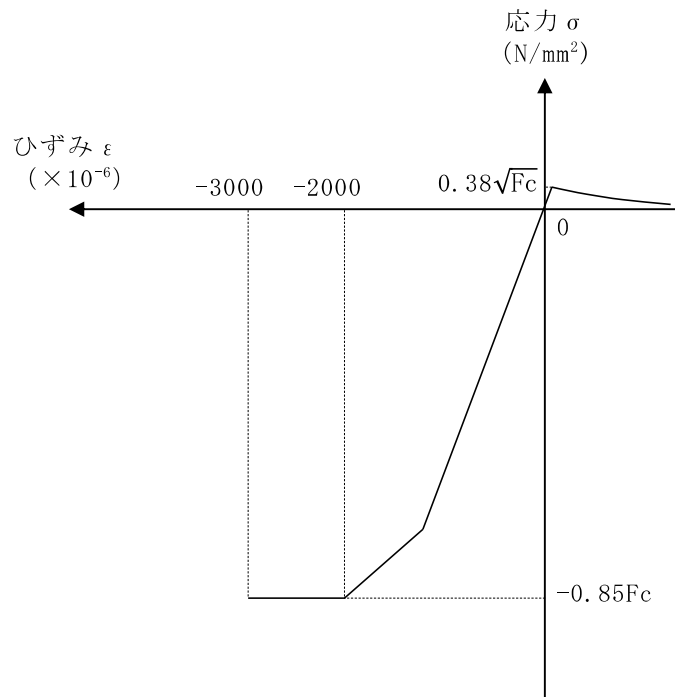
表 4-9 鉄筋の物性値

| 諸元    | 物性値                               |
|-------|-----------------------------------|
| 鋼材種   | SD35 (SD345 相当)                   |
| ヤング係数 | $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ |

#### 4.4.3 材料構成則

材料構成則を図 4-4 に示す。

なお，ヤング係数は実強度に基づく値とし，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

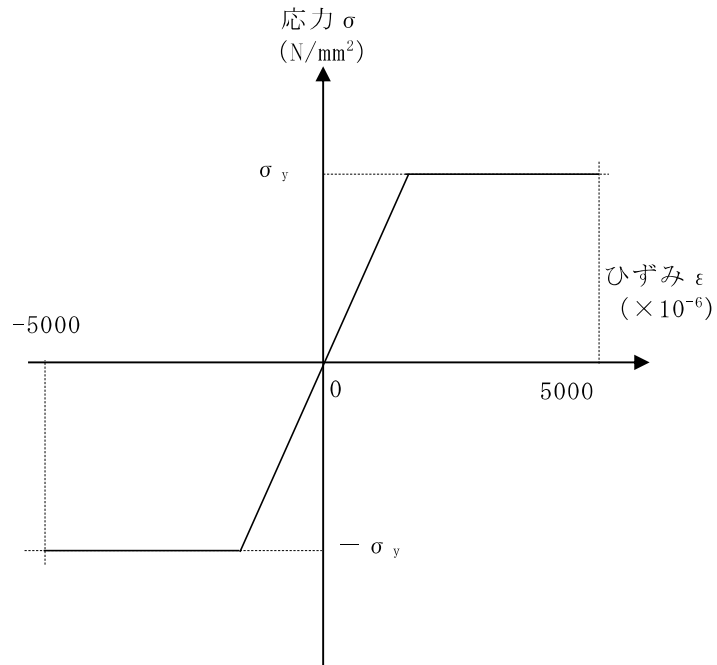
| 項目             | 設定  |
|----------------|---|
| 圧縮強度           | $0.85F_c$ (CCV 規格)  |
| 終局圧縮ひずみ        | $-3000 \mu$ (CCV 規格)  |
| 圧縮側のコンクリート構成則  | CEB-FIP Model code に基づき設定 (引用文献(1)参照)   |
| ひび割れ発生後の引張軟化曲線 | 出雲ほか (1987) による式 ( $c=0.4$ ) (引用文献(2)参照)  |
| 引張強度           | $\sigma_t = 0.38\sqrt{F_c}$ (「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 - (社) 日本建築学会, 1999 改定」) |

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 4-4 材料構成則 (1/2)



- ・ 鉄筋の構成則：バイリニア型
- ・ 終局ひずみ： $\pm 5000 \mu$ （CCV規格）



$\sigma_y$ ：鉄筋の降伏強度

(b) 鉄筋の応力－ひずみ関係

図 4-4 材料構成則 (2/2)

## 4.5 評価方法

### 4.5.1 応力解析方法

コントロール建屋基礎スラブについて、 $S_s$ 地震時に対して3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。

#### (1) 荷重ケース

$S_s$ 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

VL : 鉛直荷重

$S_{SN}$  : 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

$S_{NS}$  : 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

$S_{EW}$  : 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

$S_{WE}$  : 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

$K_v$  : 鉛直震度

SOE : 土圧荷重

BL : 浮力

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-10 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1-2008 ( (社) 日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-10 荷重の組合せケース

| ケース No. | 水平 : 鉛直   | 鉛直震度 | 荷重の組合せケース                                     |
|---------|-----------|------|---|
| 1       | 1.0 : 0.4 | 下向き  | $(1.0 + 0.4K_v)VL + S_s s_{SN} + SOE + BL$    |
| 2       |           | 上向き  | $(1.0 - 0.4K_v)VL + S_s s_{SN} + SOE + BL$    |
| 3       |           | 下向き  | $(1.0 + 0.4K_v)VL + S_s s_{NS} + SOE + BL$    |
| 4       |           | 上向き  | $(1.0 - 0.4K_v)VL + S_s s_{NS} + SOE + BL$    |
| 5       |           | 下向き  | $(1.0 + 0.4K_v)VL + S_s s_{EW} + SOE + BL$    |
| 6       |           | 上向き  | $(1.0 - 0.4K_v)VL + S_s s_{EW} + SOE + BL$    |
| 7       |           | 下向き  | $(1.0 + 0.4K_v)VL + S_s s_{WE} + SOE + BL$    |
| 8       |           | 上向き  | $(1.0 - 0.4K_v)VL + S_s s_{WE} + SOE + BL$    |
| 9       | 0.4 : 1.0 | 下向き  | $(1.0 + K_v)VL + 0.4S_s s_{SN} + 0.4SOE + BL$ |
| 10      |           | 上向き  | $(1.0 - K_v)VL + 0.4S_s s_{SN} + 0.4SOE + BL$ |
| 11      |           | 下向き  | $(1.0 + K_v)VL + 0.4S_s s_{NS} + 0.4SOE + BL$ |
| 12      |           | 上向き  | $(1.0 - K_v)VL + 0.4S_s s_{NS} + 0.4SOE + BL$ |
| 13      |           | 下向き  | $(1.0 + K_v)VL + 0.4S_s s_{EW} + 0.4SOE + BL$ |
| 14      |           | 上向き  | $(1.0 - K_v)VL + 0.4S_s s_{EW} + 0.4SOE + BL$ |
| 15      |           | 下向き  | $(1.0 + K_v)VL + 0.4S_s s_{WE} + 0.4SOE + BL$ |
| 16      |           | 上向き  | $(1.0 - K_v)VL + 0.4S_s s_{WE} + 0.4SOE + BL$ |

### (3) 荷重の入力方法

#### a. 地震荷重

地震荷重は、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。基礎スラブ底面に生じる反力が、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果と等価になるように設定する。基礎スラブ内に作用する荷重は、 $S_s$  地震時の上部構造による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。

#### b. 地震荷重以外の荷重

地震時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。

### 4.5.2 断面の評価方法

#### 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評価する。 $S_s$  地震時において、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を評価する際は、「CCV 規格」に基づいた許容限界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、評価対象部位に生じる面外せん断力が、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。

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

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 4-6 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 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/mm<sup>2</sup> 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 4-7 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。\*)

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

$a_w$  : せん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$x$  : 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。

## 5. 地震応答解析による評価結果

## 5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、Ss地震時の各層の最大せん断ひずみが許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは  $0.676 \times 10^{-3}$  (NS 方向, Ss-1, ケース 5) であり、許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 に示す。各表において、各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値について、せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 に示す。

表 5-1 耐震壁の最大せん断ひずみ

NS 方向

| T. M. S. L.<br>(m) | 階    | 地震応答解析<br>モデルの部材<br>番号 | 最大せん断<br>ひずみ<br>( $\times 10^{-3}$ ) | 許容限界<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
|--------------------|------|------------------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 24.1~17.3          | 2F   | 1                      | 0.119                                | 2.0                          |
| 17.3~12.3          | 1F   | 2                      | 0.172                                |                              |
| 12.3~6.5           | B1F  | 3                      | 0.194                                |                              |
| 6.5~1.0            | MB2F | 4                      | 0.472                                |                              |
| 1.0~-2.7           | B2F  | 5                      | 0.676                                |                              |

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

EW 方向

| T. M. S. L.<br>(m) | 階    | 地震応答解析<br>モデルの部材<br>番号 | 最大せん断<br>ひずみ<br>( $\times 10^{-3}$ ) | 許容限界<br>( $\times 10^{-3}$ ) |
|--------------------|------|------------------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 24.1~17.3          | 2F   | 1                      | 0.121                                | 2.0                          |
| 17.3~12.3          | 1F   | 2                      | 0.143                                |                              |
| 12.3~6.5           | B1F  | 3                      | 0.191                                |                              |
| 6.5~1.0            | MB2F | 4                      | 0.198                                |                              |
| 1.0~-2.7           | B2F  | 5                      | 0.551                                |                              |

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

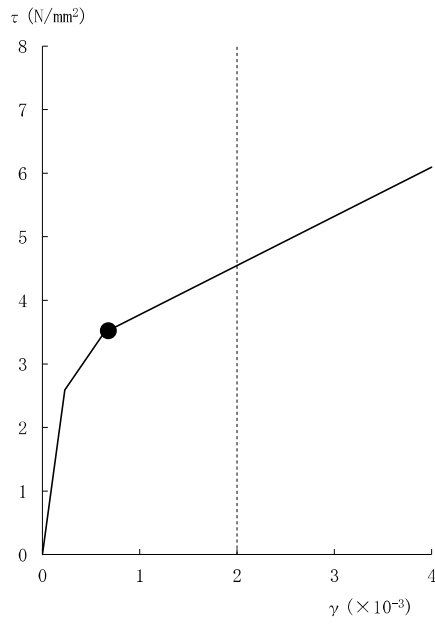


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (1/2)  
(NS 方向, S<sub>s</sub>-1, ケース 5, B2F)

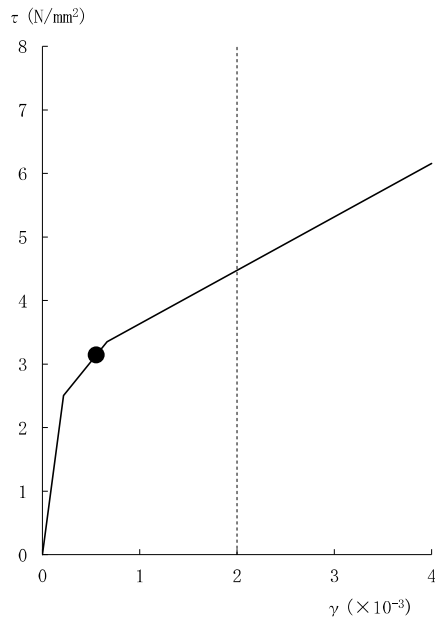


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (2/2)  
(EW 方向, S<sub>s</sub>-1, ケース 3, B2F)

## 5.2 接地圧の評価結果

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（6170kN/m<sup>2</sup>）を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 1670kN/m<sup>2</sup> であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。

地震時の最大接地圧を表 5-2 に示す。

表 5-2 最大接地圧

|                                      | NS 方向*      | EW 方向       |
|--------------------------------------|-------------|-------------|
| 検討ケース                                | Ss-1, ケース 3 | Ss-1, ケース 3 |
| 鉛直力<br>N (×10 <sup>5</sup> kN)       | 12.1        | 8.62        |
| 転倒モーメント<br>M (×10 <sup>6</sup> kN・m) | 10.4        | 10.9        |
| 最大接地圧<br>(kN/m <sup>2</sup> )        | 1670        | 894         |

注記\*：誘発上下動を考慮



### 5.3 保有水平耐力の評価結果

各層において、保有水平耐力 $Q_u$ が必要保有水平耐力 $Q_{un}$ に対して妥当な安全余裕を有していることを確認する。なお、各要素の保有水平耐力 $Q_u$ は平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」による。

必要保有水平耐力 $Q_{un}$ と保有水平耐力 $Q_u$ の比較結果を表5-3に示す。各層において保有水平耐力 $Q_u$ が必要保有水平耐力 $Q_{un}$ に対して妥当な安全余裕を有していることを確認した。なお、必要保有水平耐力 $Q_{un}$ に対する保有水平耐力 $Q_u$ の比は最小で4.29である。

表5-3 必要保有水平耐力 $Q_{un}$ と保有水平耐力 $Q_u$ の比較結果

| T. M. S. L.<br>(m) | NS 方向                           |                              |                     | EW 方向                           |                              |                     |
|--------------------|---------------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------------|------------------------------|---------------------|
|                    | $Q_{un}$<br>( $\times 10^3$ kN) | $Q_u$<br>( $\times 10^3$ kN) | $Q_u$<br>/ $Q_{un}$ | $Q_{un}$<br>( $\times 10^3$ kN) | $Q_u$<br>( $\times 10^3$ kN) | $Q_u$<br>/ $Q_{un}$ |
| 24.1<br>～<br>17.3  | 33.74                           | 230.65                       | 6.84                | 32.76                           | 192.31                       | 5.87                |
| 17.3<br>～<br>12.3  | 70.61                           | 303.12                       | 4.29                | 70.61                           | 304.30                       | 4.31                |
| 12.3<br>～<br>6.5   | (99.25)                         | 476.11                       | 4.80                | (99.25)                         | 495.63                       | 4.99                |
| 6.5<br>～<br>1.0    | (127.88)                        | 628.12                       | 4.91                | (127.88)                        | 658.03                       | 5.15                |
| 1.0<br>～<br>-2.7   | (140.83)                        | 610.86                       | 4.34                | (140.83)                        | 652.93                       | 4.64                |

注：( ) 内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

## 6. 応力解析による評価結果

コントロール建屋の基礎スラブの配筋領域図を図 6-1～図 6-4 に，配筋一覧を表 6-1～表 6-4 に示す。なお，コントロール建屋の基礎スラブには，面外せん断補強筋は入っていない。

断面の評価結果を記載する要素を，以下のとおり選定する。

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並びに面外せん断力に対する評価については，発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 6-5 に，評価結果を表 6-5 に示す。

S s 地震時において，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，各許容限界を超えないことを確認した。

表 6-1 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 上ば筋)

|      | 一段目     | 二段目     | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> /m) |
|------|---------|---------|-----------------------------|
| 領域 A | D32@200 | D32@400 | 5955                        |
| 領域 B | D32@200 | D32@200 | 7940                        |

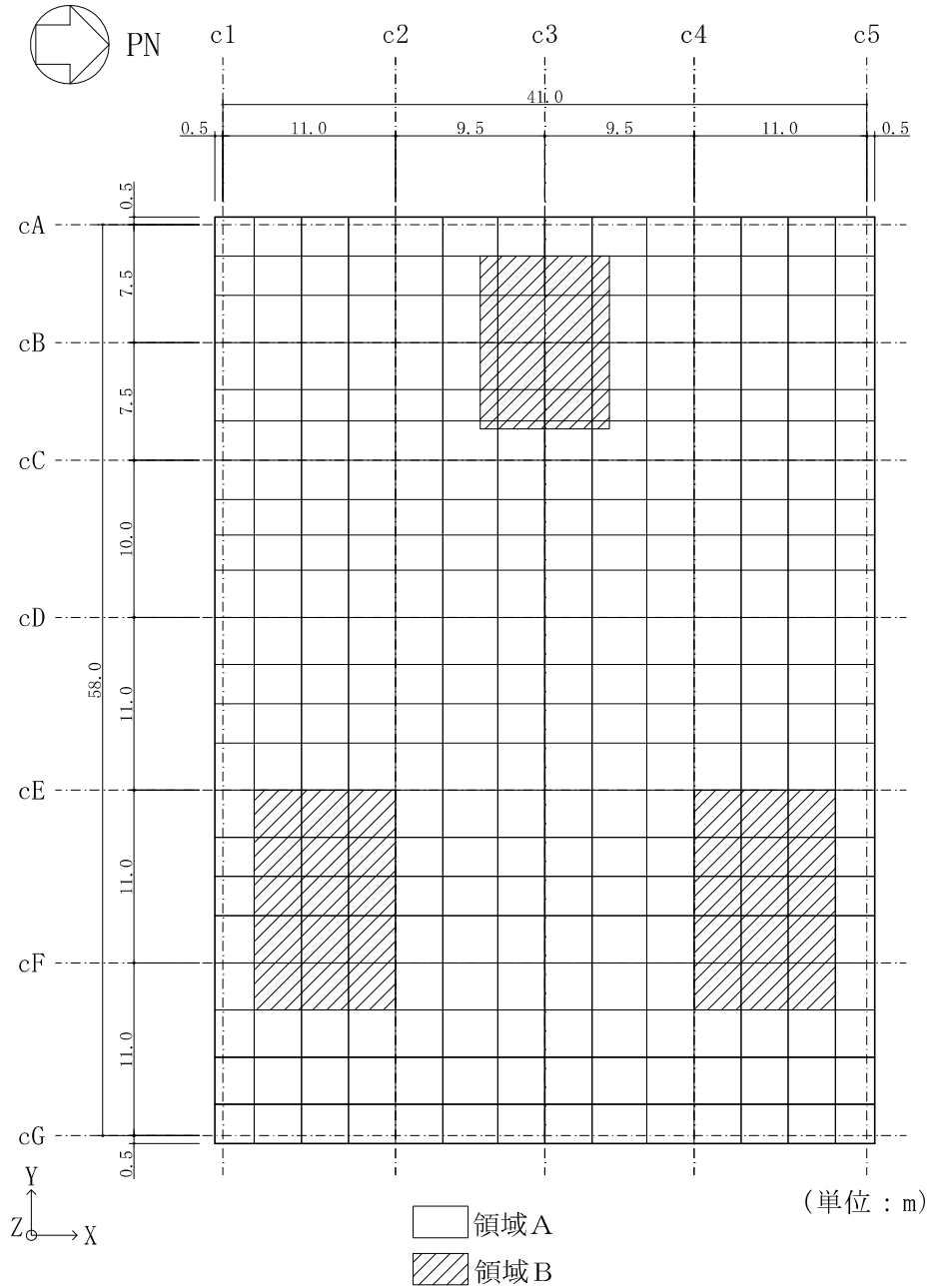


図 6-1 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 上ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R0

表 6-2 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 下ば筋)

|      | 一段目     | 二段目     | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> /m) |
|------|---------|---------|-----------------------------|
| 領域 A | D32@200 | D32@400 | 5955                        |
| 領域 B | D32@200 | D32@200 | 7940                        |

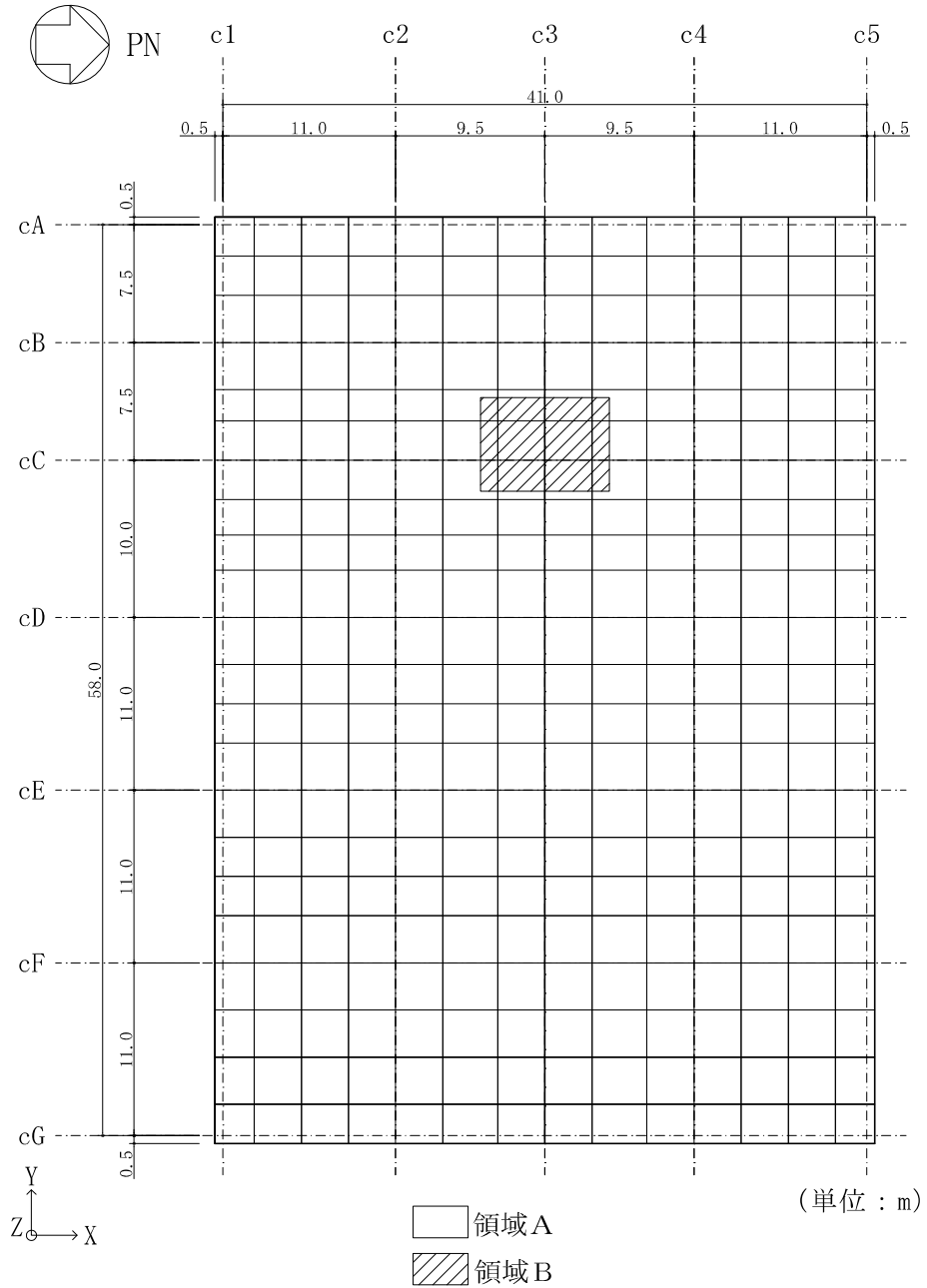


図 6-2 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 下ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R0

表 6-3 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 上ば筋)

|      | 一段目     | 二段目     | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> /m) |
|------|---------|---------|-----------------------------|
| 領域 A | D32@200 | D32@400 | 5955                        |
| 領域 B | D32@200 | D32@200 | 7940                        |

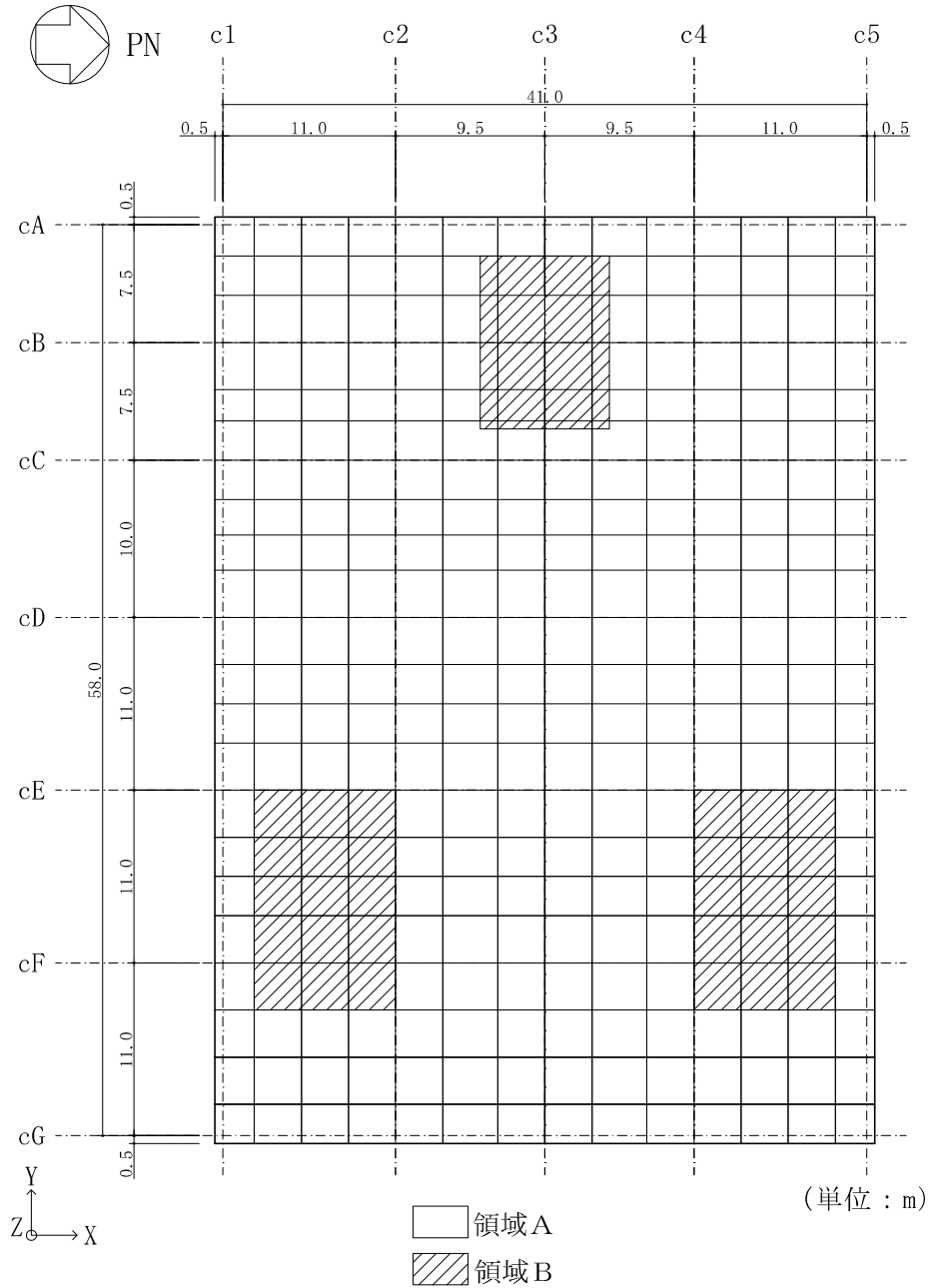


図 6-3 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 上ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R0

表 6-4 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 下ば筋)

|      | 一段目     | 二段目     | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> /m) |
|------|---------|---------|-----------------------------|
| 領域 A | D32@200 | D32@400 | 5955                        |
| 領域 B | D32@200 | D32@200 | 7940                        |

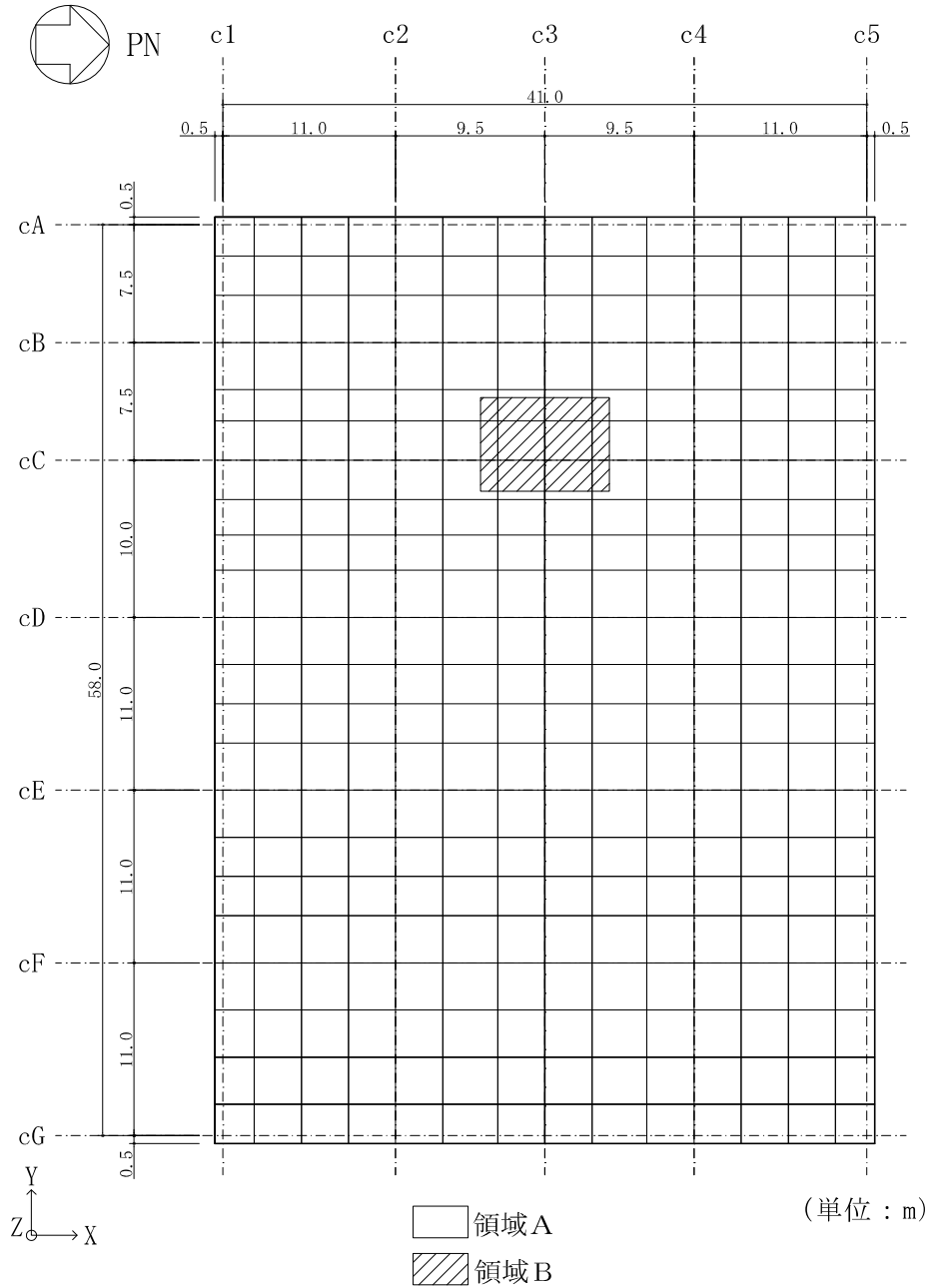


図 6-4 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 下ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R0

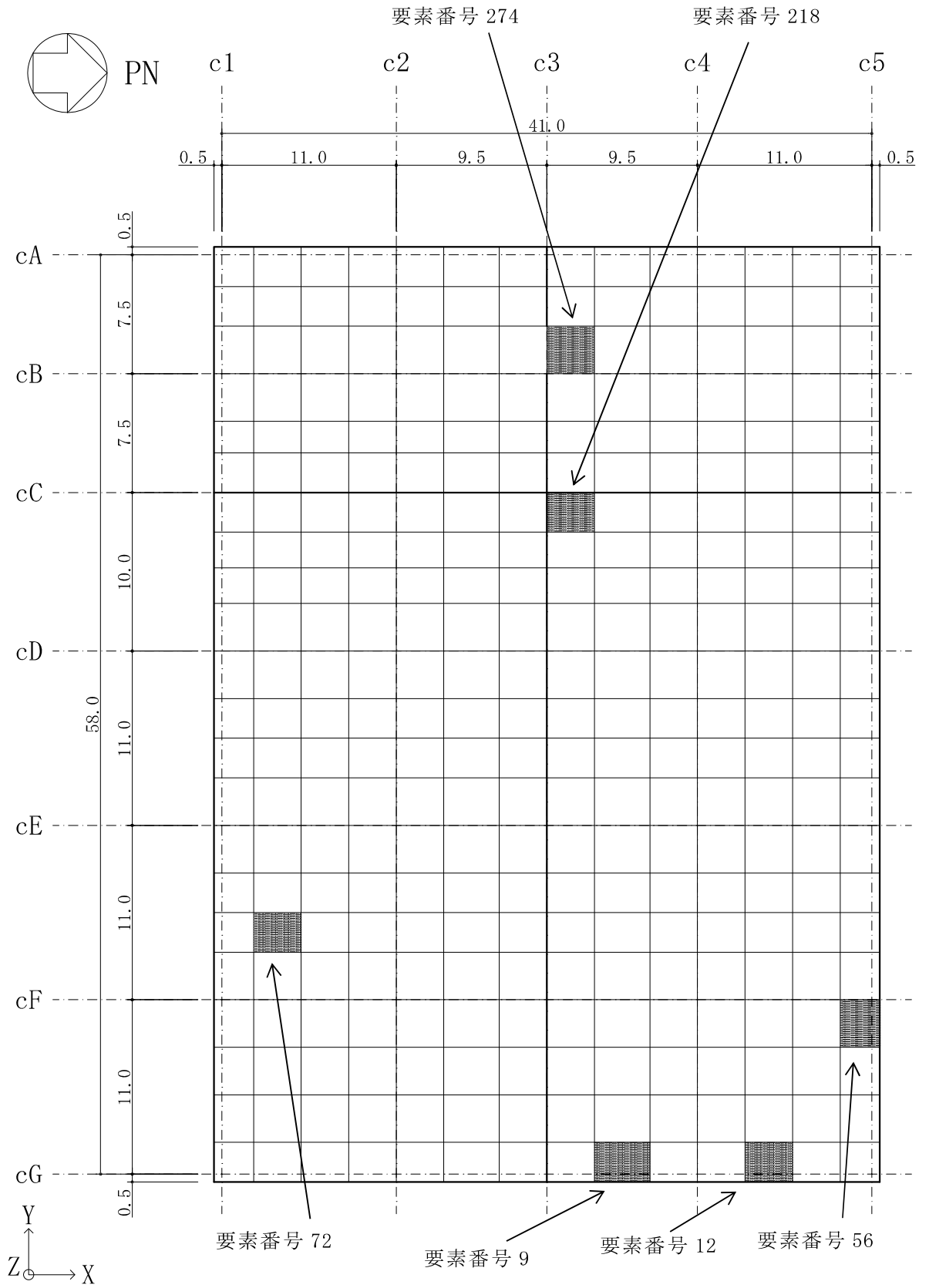


图 6-5 最大值発生位置

表 6-5 最大値一覧

| 項目  | 方向 | 要素番号 | 荷重<br>ケース | 解析結果 | 許容限界 |
|---|----|------|-----------|------|------|
| コンクリート<br>最大圧縮ひずみ<br>( $\times 10^{-6}$ ) | NS | 218  | 2         | 400  | 3000 |
|   | EW | 274  | 6         | 237  | 3000 |
| 鉄筋最大ひずみ<br>( $\times 10^{-6}$ )           | NS | 72   | 7         | 602  | 5000 |
|   | EW | 9    | 1         | 754  | 5000 |
| 面外せん断力<br>(kN/m)                          | NS | 56   | 1         | 4170 | 5324 |
|   | EW | 12   | 7         | 3740 | 5324 |

K7 ㊦ V-2-2-10 ROE

7. 引用文献

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



別紙 18 D I A N A

1. 使用状況一覧

| 使用添付書類   |                      | バージョン     |
|----------|----------------------|-----------|
| V-2-2-10 | コントロール建屋の耐震性についての計算書 | Ver. 10.2 |

2. 解析コードの概要

| 項目 \ コード名                                   | D I A N A   |
|---|---|
| 使用目的  | 3次元有限要素法による応力解析（弾塑性）  |
| 開発機関  | TNO DIANA 社   |
| 開発時期  | 1983 年  |
| 使用したバージョン                                   | Ver. 10. 2  |
| コードの概要                                      | <p>本解析コードは、TNO DIANA BV（オランダ）により開発され、国内においては JIP テクノサイエンス（株）により保守されている汎用有限要素法プログラムである。</p> <p>土木及び建築分野に特化した要素群及び材料非線形モデルを数多くサポートしていることが特徴で、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学及び民間を問わず、多くの利用実績がある。</p>   |
| 検証（Verification）<br>及び<br>妥当性確認（Validation） | <p><b>【検証（Verification）】</b></p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・面外集中荷重を受ける鉄筋コンクリート造平板の実験についてシミュレーション解析を行い、実験結果の荷重－変位関係と解析結果の比較をすることにより、本解析コードの当該解析機能の妥当性を確認した。</li> <li>・基礎浮上りに関する例題解析を実施し、解析結果と理論モデルによる理論解が一致することを確認した。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認（Validation）】</b></p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・検証内容のとおり、コンクリートの応力解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li> </ul> |

### 3. 解析手法

#### 3.1 一般事項

本解析コードは、有限要素法による汎用非線形構造解析プログラムである。材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した構造物の静的応力変形解析や動的解析、熱伝導解析、地盤の浸透流、圧密解析が提供されている。また、各分野特有の連成問題（熱応力、構造－流体連成、圧密－浸透流連成等）も解析可能である。本解析コードは、コントロール建屋基礎スラブの地震時の応力解析（弾塑性）に使用している。

#### 3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・非線形構造問題（材料及び幾何学的非線形）に必要な機能が充実している。
- ・数多くの要素及び材料構成則が提供されており、多様な構造物のモデル化が可能である。
- ・連成問題が解析可能である。

また、今回の解析における本解析コードの使用要素はシェル要素及びはり要素である。

### 3.3 解析手法

#### 3.3.1 有限要素法による評価

有限要素法による評価は、次の手順で行う。

- ① 要素内の変位を仮定し、節点変位を使って要素内任意点の変位を表現する。

$$\{u\} = [N]\{u_e\} \quad (3.1)$$

ここで、

$\{u\}$  : 要素内任意点の変位  
 $[N]$  : 形状関数マトリックス  
 $\{u_e\}$  : 節点変位

- ② 上記の変位を微分して、要素内任意点のひずみを節点変位により表す。

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u_e\} \quad (3.2)$$

ここで、

$\{\varepsilon\}$  : 要素内任意点のひずみ  
 $[B]$  : ひずみマトリックス

- ③ 材料物性から求められる応力とひずみの関係式である(3.3)式より定められる弾性係数マトリックスを用いて、要素剛性マトリックスを(3.4)式より計算する。

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (3.3)$$

$$[K_e] = \int [B]^T [D] [B] dV \quad (3.4)$$

ここで、

$\{\sigma\}$  : 要素内任意点の応力  
 $[D]$  : 材料の応力-ひずみ接線マトリックス  
 $[K_e]$  : 要素剛性マトリックス

- ④ 全体の剛性マトリックスを要素剛性マトリックスの重ね合わせによって求め、力の釣合いより静的変位は(3.5)式、また動の変位は(3.6)式より求める。

$$\{f\} = [K]\{\gamma\} \quad (3.5)$$

$$\{f\} = [M]\{\ddot{\gamma}\} + [K]\{\gamma\} \quad (3.6)$$

ここで、

$\{f\}$  : 荷重ベクトル

$\{\gamma\}$  : 構造全体の変位

$$\{\gamma\} = \begin{Bmatrix} U_{e1} \\ U_{e2} \\ \vdots \\ U_{en} \end{Bmatrix}$$

$U_{e1}, U_{e2}, \dots, U_{en}$  : 各節点の節点変位

$\{\ddot{\gamma}\}$  : 構造全体の加速度

$[M]$  : 質量マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

- ⑤ 変位が決まれば、(3.2)式、(3.3)式より各要素の応力が求められる。

### 3.3.2 基礎浮上りの評価

コントロール建屋基礎スラブの応力解析モデルは、基礎底面に鉛直ばね及び水平ばねを設けている。このばねは、ジョイント要素によりモデル化し、引張力が発生したときに軸剛性及びせん断剛性が 0 になることで基礎浮上りを考慮している。

ジョイント要素に付与する復元力特性は、図 3-1 に示すように仮定する。図 3-1(a) はジョイント面に垂直な方向である鉛直ばね、図 3-1(b) はジョイント面に平行な方向である水平ばねの特性である。垂直方向は、引張りの場合は力の伝達は行われず、圧縮の場合には鉛直ばね係数  $k_n$  を介して構成関係は線形関係にあるものとする。

また、せん断方向は、発生しているせん断応力の絶対値が降伏応力  $\tau_y$  に達すると滑動を生じ、それ以下であれば弾性-完全塑性体としての挙動を呈するものと仮定する。垂直方向に剥離が生じた場合には、せん断応力も伝達されない。

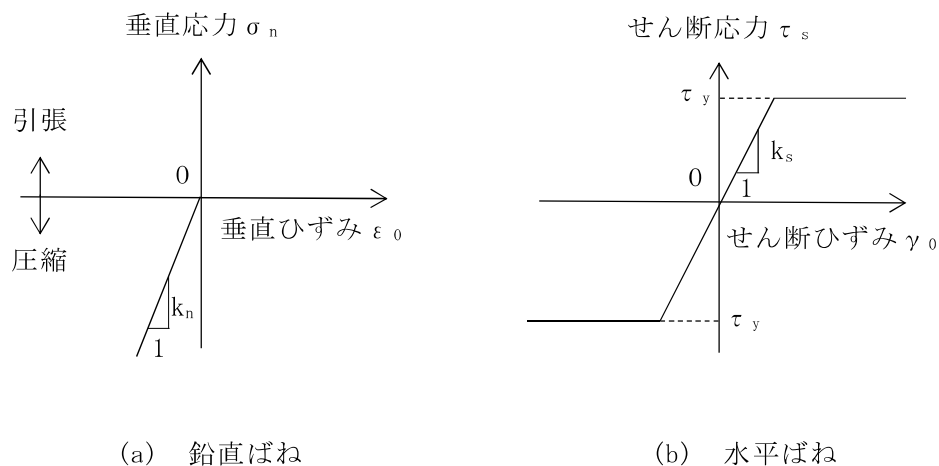


図 3-1 ジョイント要素の復元力特性

### 3.4 解析フローチャート

本解析コードの解析フローチャートを図3-2に示す。

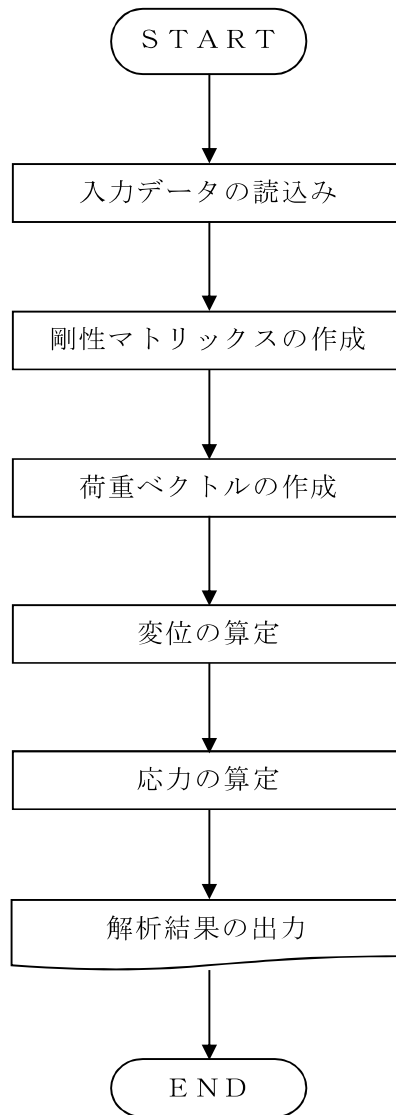


図 3-2 解析フローチャート

### 3.5 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

#### 3.5.1 実験結果とシミュレーション解析の比較による検証

##### (1) 検証概要

本解析コードが静的非線形解析において妥当であることを検証する。

文献（引用文献(1)参照）に示される面外方向集中荷重を受ける鉄筋コンクリート造平板の崩壊問題を，シェル要素と鉄筋要素でモデル化し静的非線形解析を行い，実験結果の荷重－変位関係と解析結果の整合を確認する。

##### (2) 検証モデル

図 3-3 に解析モデルを示す。正方形の鉄筋コンクリート造平板は 4 隅で鉛直方向に支持されており，中央に集中荷重を受ける。スラブは厚さ方向の 75% の位置で，2 方向に配筋されている。鉄筋比（鉄筋の体積/コンクリートの体積）は，各方向に対し  $8.5 \times 10^{-3}$  である。

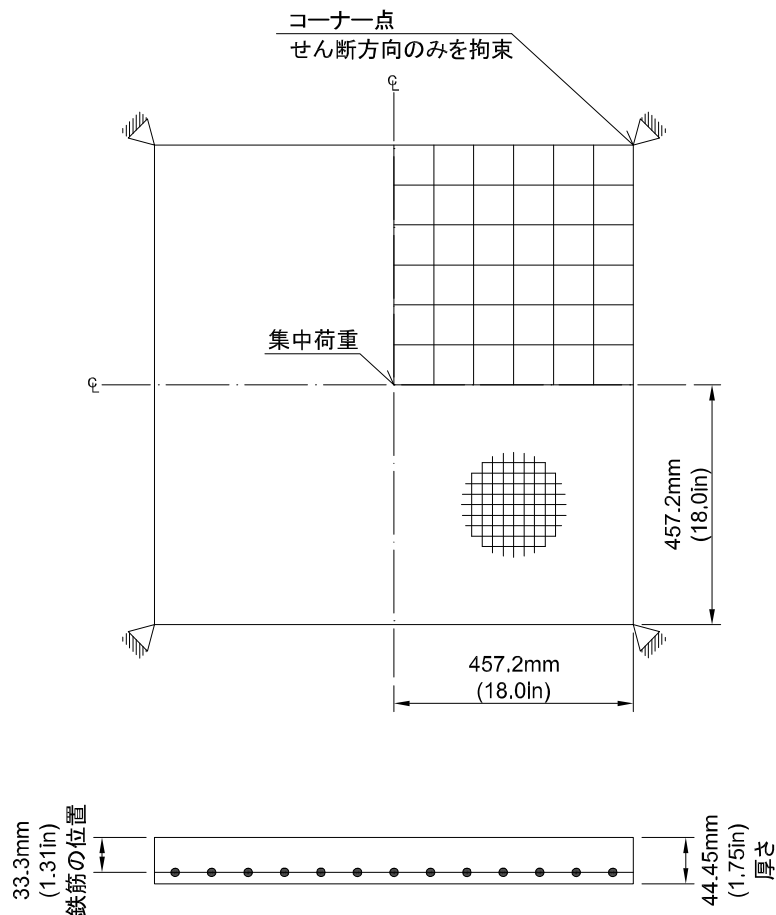


図 3-3 解析モデル



(3) 材料物性値

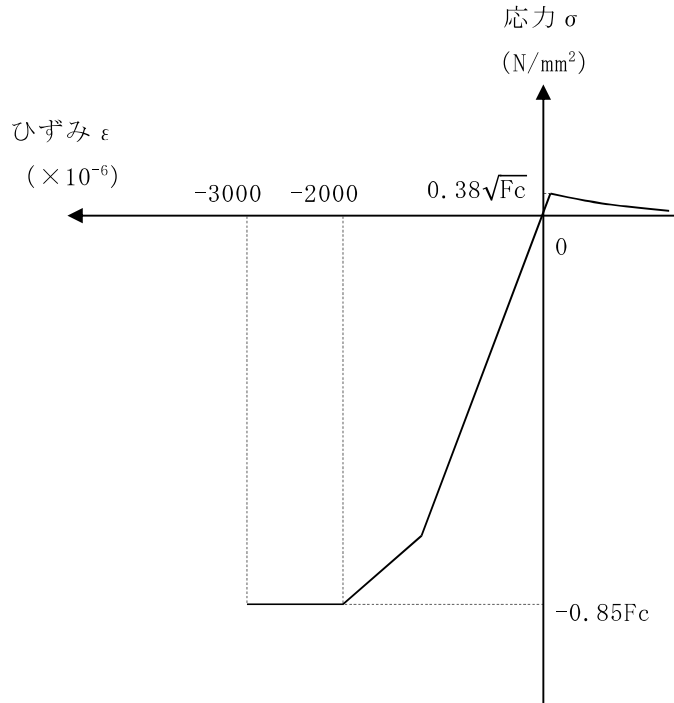
表 3-1 に解析に用いる材料物性値を示す。材料物性値は原則として文献（引用文献(1)及び引用文献(2)参照）に記載の値を用いる。

表 3-1 解析に用いる材料物性値

| 諸元     |                 | 物性値   |
|--------|-----------------|---|
| コンクリート | 設計基準強度 $F_c$    | 37.92 N/mm <sup>2</sup> (5500 lb/in <sup>2</sup> )                  |
|        | ヤング係数           | $2.86 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> (4150000 lb/in <sup>2</sup> )  |
|        | ポアソン比           | 0.15  |
| 鉄筋     | 降伏強度 $\sigma_y$ | 345 N/mm <sup>2</sup> (50000 lb/in <sup>2</sup> )                   |
|        | ヤング係数           | $2.00 \times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> (29000000 lb/in <sup>2</sup> ) |

(4) 材料構成則

図 3-4 に材料構成則を示す。



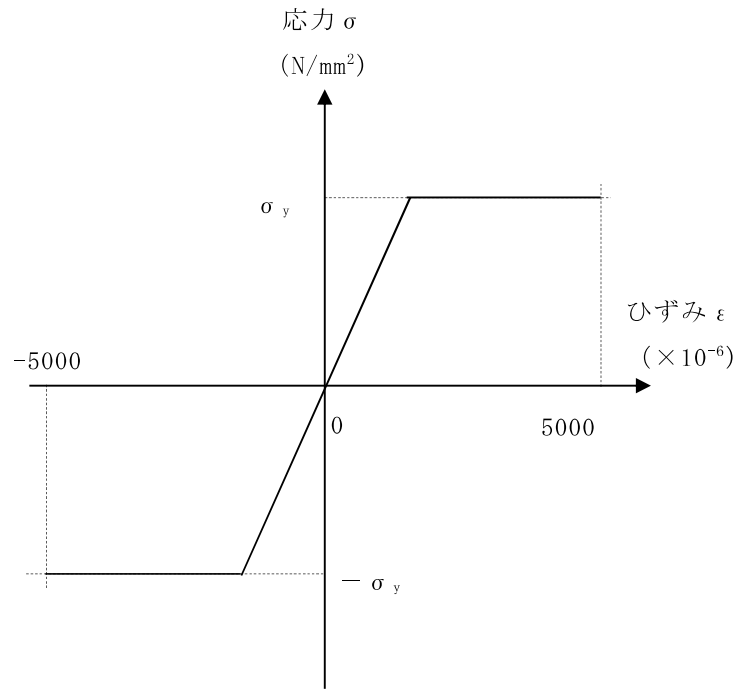
$F_c$  : コンクリートの設計基準強度

| 項目             | 設定  |
|----------------|---|
| 圧縮強度           | $0.85F_c$ (CCV 規格)  |
| 終局圧縮ひずみ        | $-3000 \mu$ (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<br>(引用文献(3)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( $c=0.4$ )<br>(引用文献(4)参照)  |
| 引張強度           | $\sigma_t = 0.38\sqrt{F_c}$ (「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 — 許容応力度設計法 — (社)日本建築学会, 1999 改定)」) |

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 3-4 材料構成則(1/2)

- ・鉄筋の構成則：バイリニア型
- ・終局ひずみ：±5000  $\mu$  (CCV 規格)



$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度

(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 3-4 材料構成則 (2/2)

(5) 解析結果

解析結果の荷重－変形関係を文献の図（引用文献(1)参照）に重ねて図 3-5 に示す。図より両者は概ね一致していることから、解析の目的に照らして今回の解析に使用することは妥当である。

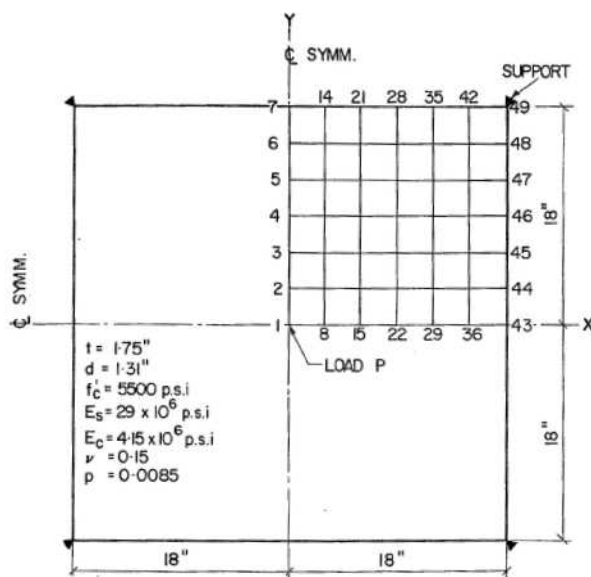
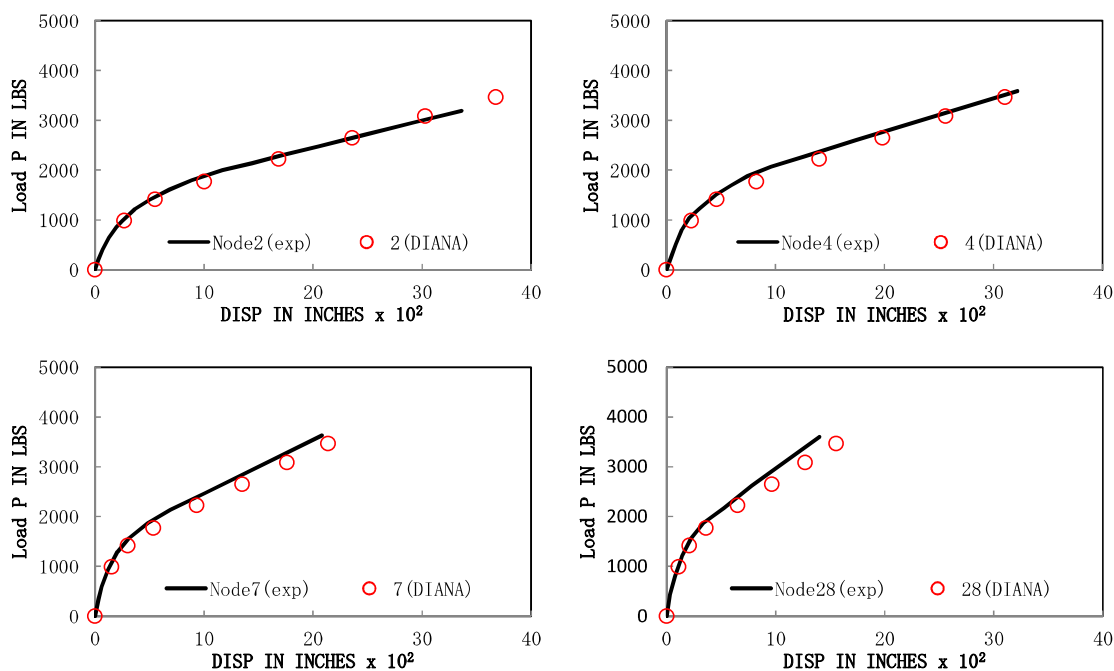


FIG. 7.—CORNER SUPPORTED TWO-WAY SLAB

図 3-5 検証解析結果

### 3.5.2 基礎浮上りの評価の検証

剛はりを，「3.2 解析コードの特徴」に示す手法による地盤ばねで固定点と連結した図3-6のモデルに対して，鉛直力Nを作用した状態で，転倒モーメントMを漸増させ，接地率を評価し，理論解と比較する。ここで鉛直力Nは5(kN)とする。

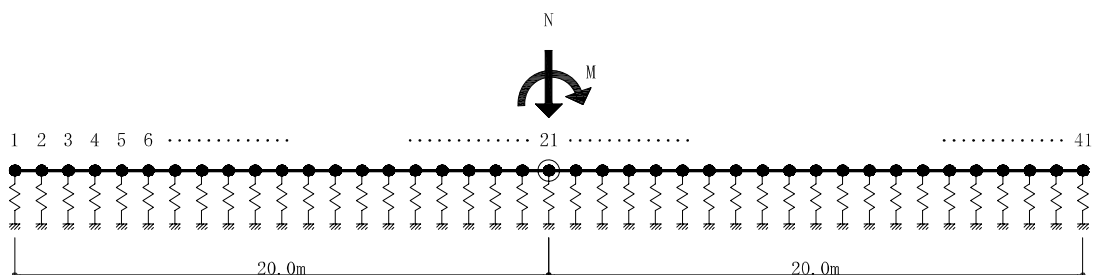


図3-6 解析モデル

#### (1) 理論解による接地率の評価

浮上り限界モーメント $M_0$ 及び接地率 $\eta$ 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（社）日本電気協会」に基づき下式により算定する。

$$M_0 = \frac{N \cdot L}{6}$$

$$\eta = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{M}{N \cdot L} \right)$$

ここで，

$M_0$  : 浮上り限界モーメント (kN・m)

N : 鉛直力 (kN)

L : 建屋基礎幅 (m)

$\eta$  : 接地率

M : 転倒モーメント (kN・m)

また，接地率 $\eta = 0$ となる転倒モーメントMは，以下となる。

$$M = \frac{1}{2} \cdot N \cdot L = \frac{1}{2} \times 5 \times 40 = 100 \text{ (kN・m)}$$

## (2) DIANAによる接地率の評価

本解析コードによる接地率の解析結果と理論解の比較を図3-7に示す。図3-7より、転倒モーメント $M$ と接地率 $\eta$ の関係は、理論解と一致することが確認できる。

本解析コードによる接地率は、荷重増分ステップ毎に浮き上がった（軸剛性及びせん断剛性が0の状態）地盤ばねのジョイント要素を確認し、その要素の総支配面積を計算することで算定した。

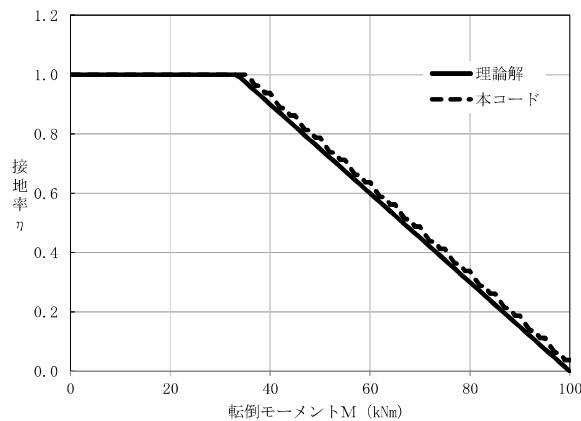


図3-7 理論解と解析結果の比較

## 4. 引用文献

- (1) Jofriet J. C. & G. M. McNeice : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs, Journal of the Structural Division, ASCE 1971, Vol. 97, No. ST3
- (2) Gilbert R. I. & R. F. Warner : Tension Stiffening In Reinforced Concrete Slabs, Journal of the Structural Division, ASCE 1978, Vol. 104, No. ST12
- (3) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE) , 1993
- (4) 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