第4章 目次

4. 基準地震動 Ss の策定	4-1
4.1 基準地震動 Ss の策定方針	4-1
4.2 敷地ごとに震源を特定して策定する地震動	4-1
4.2.1 敷地周辺で発生する地震に関する調査	4-1
4.2.1.1 過去の被害地震	4-2
4.2.1.2 敷地周辺の地震発生状況	4-4
4.2.1.3 敷地周辺の活断層の分布状況	4-4
4.2.2 敷地地盤特性の調査	4-5
4.2.2.1 弹性波速度	4-5
4.2.2.2 減 衰 構 造	4-5
4.2.2.3 地盤構造モデル	4-5
4.2.2.4 解放基盤表面の設定	4-6
4.2.3.5 地震観測	4-6
4.2.2.6 地盤構造モデルの検証	4-6
4.2.3 検討用地震の選定	4 - 7
4.2.3.1 内陸地殻内地震	4 - 7
4.2.3.2 プレート間地震	4-8
4.2.3.3 海洋プレート内地震	4-8
4.2.4 検討用地震の地震動評価手法	4-9
4.2.4.1 応答スペクトルに基づく地震動評価手法	4-9
4.2.4.2 断層モデルを用いた地震動評価手法	4-11
4.2.5 検討用地震の地震動評価	4-12
4.2.5.1 応答スペクトルに基づく地震動評価	4-12
4.2.5.2 断層モデルを用いた地震動評価	4-13
4.3 震源を特定せず策定する地震動	4-14
4.3.1 地域性に関する検討	4-14
4.3.1.1 領域震源区分から推定される地震の規模	4-14
4.3.1.2 震源深さ分布の地域性に関する検討	4-14
4.3.2 震源を特定せず策定する地震動の検討結果	4-15
4.4 基準地震動 Ss の選定	4-15
4.5 入力地震動の評価	4-16
4.6 基準地震動 Ss の超過確率	4-18

4. 基準地震動 Ss の策定

4.1 基準地震動 Ss の策定方針

京都大学原子炉実験所の基準地震動 Ss は,「発電用原子炉施設に 関する耐震設計審査指針」(平成 18 年 9 月 19 日,原子力安全委員会) に従い,「新耐震指針に照らした既設発電用原子炉施設等の耐震安全 性の評価及び確認に当たっての基本的な考え方並びに評価手法及び 確認基準について」(平成 18 年 9 月 20 日,原子力安全・保安院)を 参考に,敷地の解放基盤表面における水平方向及び鉛直方向の地震 動として策定する。

基準地震動 Ss は,以下の方針により策定することとする。

まず,敷地周辺における活断層の性質や,敷地周辺における地震 発生状況などを考慮して,その発生様式による地震の分類を行った 上で,敷地に大きな影響を与えると予想される地震(以下,「検討用 地震」という)を選定した後,敷地での地震動評価を実施し,「敷地 ごとに震源を特定して策定する地震動」を評価する。

次いで,敷地周辺の状況等を十分考慮した詳細な調査を実施して も,なお敷地近傍において発生する可能性のある内陸地殻内地震の 全てを事前に評価しうるとは言い切れないとの観点から,「震源を特 定せず策定する地震動」について検討する。

## 4.2 敷地ごとに震源を特定して策定する地震動

4.2.1 敷地周辺で発生する地震に関する調査

日本付近は、2 つの陸のプレート(ユーラシアプレート、北米プレ ート)と 2 つの海のプレート(太平洋プレート、フィリピン海プレー ト)が接し、陸のプレートの下に海のプレートがもぐり込むプレート 収束境界に位置している。第4.2.1-1 図に、プレート境界と境界にお けるプレート運動の方向と相対速度を示す<sup>(1)</sup>。南海地震の震源域で のもぐり込みの相対速度は約7~8cm/年、東南海地震の震源域では約 4~5cm/年と推定されている<sup>(2)</sup>。ユーラシアプレートとフィリピン海 プレートの境界である駿河トラフ・南海トラフから北西に傾き下る プレート境界面では、過去に約100年~150年の間隔で、マグニチュ ード(以下「M」と記す。) 8 を超えるプレート間地震が発生している。 また、近畿地方における活断層の多くは南北方向の走向を示す逆断 層又は東西方向の走行を示す横ずれ断層であり、この地域が東西方 向に圧縮されていることを示唆している。

敷地周辺では、上記に対応するように地震が発生しており、その 発生様式から陸域の浅いところで発生する「内陸地殻内地震」、太平 洋沖合の南海トラフから陸側に向かって沈み込む海洋プレートと陸 のプレートとの境界付近で発生する「プレート間地震」及び沈み込む (沈み込んだ)海洋プレート内部で発生する「海洋プレート内地震」の 3 種類に大別される。

敷地周辺における過去の被害地震,地震の発生状況及び活断層の 分布状況を以下のとおり整理する。

4.2.1.1 過去の被害地震

日本国内の地震被害に関する記録は古くからみられ,これらを収 集,編集したものとして,「増訂 大日本地震史料」<sup>(3)</sup>,「日本地震史 料」<sup>(4)</sup>,「新収 日本地震史料」<sup>(5)</sup>,「日本の歴史地震史料」<sup>(6)</sup>等の地震 史料がある。

また,地震史料及び明治以降の地震観測記録を基に,主な地震の 震央位置,地震規模等を取りまとめた地震カタログとして,「理科年 表 平成21年(2008)」<sup>(7)</sup>,「最新版 日本被害地震総覧」<sup>(8)</sup>,「宇津カ タログ(1982)」<sup>(9)</sup>,「気象庁地震カタログ」<sup>(10)</sup>,「宇佐美カタログ (1979)」<sup>(11)</sup>,「地震活動総説」<sup>(12)</sup>等がある。

「最新版 日本被害地震総覧」<sup>(8)</sup>及び「気象庁地震カタログ」<sup>(9)</sup>に記載されている被害地震のうち,敷地からの震央距離が 200km 程度以内の主な被害地震の諸元を第 4.2.1-1 表に,それらの震央分布を第 4.2.1-2 図に示す。

ここで,第4.2.1-1表に示す被害地震は,2001年以前については 「最新版 日本被害地震総覧」に基づき,2002年以降については「気象 庁地震カタログ」<sup>(10)</sup>に基づき選定している。

また,地震の規模及び震央位置は,地震カタログによる地震諸元 の違いを考慮しても敷地に与える影響が小さいことを確認の上, 1922 年以前の地震については「最新版 日本被害地震総覧」<sup>(8)</sup>による 値を,1923 年以降の地震については「気象庁地震カタログ」<sup>(10)</sup>による 値を用いている。

第4.2.1-2 図及び第4.2.1-1 表によると、太平洋側の海域では、

4 - 2

1605 年慶長地震(M7.9), 1707 年宝永地震(M8.4), 1854 年安政東海地 震(M8.4), 1854 年安政南海地震(M8.4), 1944 年昭和東南海地震 (M7.9), 1946 年昭和南海地震(M8.0)のように M8 クラスのプレート間 地震が数多く発生している。

一方,海洋プレート内地震として,2004年に紀伊半島南東沖の地震(M7.1)及び東海道沖の地震(M7.4)が発生している。

陸域においては,敷地からの震央距離が 50km 以上であるが,846 年播磨・山城の地震(M7.0),1185 年近江・山城・大和の地震(M7.4) 及び 1854 年安政伊賀上野地震(M7.3)のように M7 クラスの内陸地殻 内地震が発生している。

なお,敷地から 50km 以内では,敷地から約 35km のところで 1510 年摂津・河内の地震(M6.8),敷地から約 45km のところで 1596 年慶 長伏見地震(M7.5),敷地から約 40km のところで 1995 年兵庫県南部 地震(M7.3)が発生している。敷地から 30km 程度以内では,1987 年和歌山県北東部の地震(M5.6)以外に被害地震は発生していない。

第4.2.1-2表に示す気象庁震度階級関連解説表<sup>(13)</sup>によると、木造 建物においては、震度5弱の現象や被害として、『耐震性の低い住宅 では、壁などに軽微なひび割れ・亀裂がみられることがある。』とさ れており、鉄筋コンクリート造建物においては震度5強の現象や被 害として、『耐震性の低い建物では、壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂が入ることがある。』とされている。なお、気象 庁震度階級関連解説表<sup>(13)</sup>は、1996年に制定され、2009年に改定され たものである。従って、地震により建物等に被害が発生するのは震 度5弱(改定前の気象庁震度階級が制定された1996年以前は震度V) 程度以上であり、敷地に大きな影響を与える地震として、震度5弱(震 度V)程度以上のものを地震発生様式別に分類する。

「最新版 日本被害地震総覧」<sup>(8)</sup>及び「気象庁地震カタログ」<sup>(10)</sup>に記載されている震度分布図において,敷地周辺の揺れが震度5弱(震度 V)程度以上であったと推定される地震は,第4.2.1-3表に示すとお りである。

「最新版 日本被害地震総覧」<sup>(8)</sup>に示されている地震のなかには, 敷地周辺の震度並びに建物等の被害が明らかでない地震もあるため, 地震の規模及び震央距離と震度との関係<sup>(14)(15)</sup>から敷地における震 度を推定した(第4.2.1-3図)。第4.2.1-3図によると,敷地における

4 - 3

揺れが震度 5 弱(震度 V)程度以上と推定される地震は第 4.2.1-4 表 に示すとおりである。

4.2.1.2 敷地周辺の地震発生状況

「気象庁地震カタログ」<sup>(10)</sup>に記載されている 1923 年~2007 年までの地震のうち,敷地周辺で発生した M5.0 以上の地震の震央分布を第 4.2.1-4 図に示す。

また,2005 年~2007 年までの間に敷地周辺で発生した M5.0 以下 の地震のうち,震源深さが 0-30km,30-60km,60-90km 及び 90km 以 上の震央分布を第 4.2.1-5 図に,敷地付近を横切る幅 50km の範囲に 分布する震源の鉛直分布を第 4.2.1-6 図に,太平洋プレートの沈み 込みの様子を等深線で表したもの<sup>(2)</sup>を第 4.2.1-7 図にそれぞれ示す。

これらの図によると,敷地周辺における地震活動の特徴は以下の とおりである。

(1)敷地周辺における地震の震央分布図によると、六甲・淡路断層帯、有馬・高槻断層帯、北摂山地及び、和歌山盆地で地震が数多く発生している。

(2) 太平洋側の海域で発生する地震は,フィリピン海プレートの沈 み込みに沿って震源が分布しており,陸域に近づくにつれてその震 源が深くなっている。

(3) 敷地から 100km 以内では, M7 以上の地震として, 1995 年兵庫県 南部地震(M7.3)が発生している。

4.2.1.3 敷地周辺の活断層の分布状況

「3. 敷地周辺・敷地近傍・敷地の地質及び地質構造」によると,敷地 周辺における考慮すべき活断層として,生駒断層帯,上町断層帯, 中央構造線断層帯及び大阪湾断層帯が挙げられる。これらの活断層 の分布を第4.2.1-8 図に,その諸元を第4.2.1-5 表に示す。なお,第 4.2.1-5 表において,断層長さと地震規模の関係は松田(1975)<sup>(16)</sup>に よる式に基づいている。

これらの活断層は地震調査研究推進本部(2006)<sup>(17)</sup>が長期評価の対象とした断層に含まれている。

なお,敷地周辺には地表断層長さが短く,「孤立した短い活断層」 として考慮する活断層は存在しない。 4.2.2 敷地地盤特性の調査

4.2.2.1 弾性波速度及び非線形特性

原子炉建屋近傍のボーリング孔で実施した PS 検層の結果を第 4.2.2-1 図に示す。原子炉建屋基礎底(深度 7.3m)の位置で,P 波速度 は約 1.6km/s,S 波速度が約 0.4km/s であり,風化花崗岩の上面(深 度 175m)まで,深さ方向に緩やかに増加する傾向が認められる。風化 花崗岩の上部の堆積層(深度 175m 付近)では,P 波速度は 2.1km/s 程度,S 波速度は 1.0km/s 程度である。花崗岩上端(深度 181m 付近) の P 波速度は 3.5km/s 程度,S 波速度は 1.6km/s 程度である。

ボーリング孔から採取した試料を用いて三軸動的変形試験を実施 した層を第 4.2.2-1 表に,三軸動的変形試験の結果(地盤の非線形 特性)を第 4.2.2-2 図に示す。

4.2.2.2 減衰構造

(1) 統計的グリーン関数法に用いる減衰構造

統計的グリーン関数法に用いる減衰構造は,解放基盤以深の Q 値構造(減衰構造)として川瀬・松尾(2004)<sup>(18)</sup>の Q=204f<sup>0.65</sup>を用いる。

(2) 理論的手法に用いる減衰構造

理論的手法に用いる減衰構造(Q値)は,既往の研究(川辺,釜江, 2006<sup>(19)</sup>)からS波速度より換算した値(Q値はS波速度(m/s)の2分 の1)を用いる。

4.2.2.3 地盤構造モデル

(1) 統計的グリーン関数法に用いる地盤構造モデル

「4.2.2.1 弾性波速度」で示した速度構造を基に,原子炉建屋直下の地盤構造モデルを第4.2.2-1 表及び第4.2.2-3 図に示すように設定した。

(2) 理論的手法に用いる地盤構造モデル

大阪平野の速度構造は,堀川・他(2003)<sup>(20)</sup>を基に堆積層 3 層と地 震基盤の 4 層構造からなるモデルを設定した(第 4.2.2-2 表,第 4.2.2-4 図)。大阪平野外の地盤構造は Kawabe and Kamae (2008)<sup>(21)</sup> のモデルを採用した(第 4.2.2-3 表,第 4.2.2-5 図)。 4.2.2.4 解放基盤表面の設定

「3. 敷地周辺・敷地近傍・敷地の地質及び地質構造」によると、敷地 周辺では新第四紀の砂礫層・砂層・シルト層・粘土層から構成される 大阪層群の最下部にあたる泉南累層が分布し、その下には基盤岩の 成合花崗岩が分布している。

ボーリング調査の結果によると、深度 161m 以深では、S 波速度が 0.7km/s 以上となり、深度 175m に風化花崗岩の上面、深度 181m に新 鮮な花崗岩の上面がある。第4.2.2-1 表及び第4.2.2-3 図に示した ように、S 波速度が 0.7km/s 以上の層及び風化花崗岩の層厚が薄いこ とから、深度 181m の花崗岩の上面位置に解放基盤表面を設定する。

4.2.2.5 地震観測

敷地地盤における地震観測として,2006 年 12 月から第 4.2.2-6 図に示す位置で鉛直アレイ観測を実施しており,観測点は第 4.2.2-7 図に示すように,深さ 200m,85m,13m 及び地表の 4 地点である。記 録が得られた地震のうち震央距離が 100km 以内の地震については, マグニチュード 4 以上 4.5 未満の地震が 3 地震,マグニチュード 4.5 以上の地震は 1 地震である。

また,第4.2.2-6 図に示す臨界集合体実験装置建屋内では,1995 年以前から地震観測を実施しており,1995 年兵庫県南部地震の本震 の記録が得られている。

4.2.2.6 地盤構造モデルの検証

観測した地震記録を用いて第4.2.2-1 表及び第4.2.2-3 図に示し た地下構造モデルの妥当性の検証を行う。ここでは、地下200mで観 測した記録を入力として、設定した地下構造モデルを用い、線形応 答計算<sup>(22)</sup>により地表の地震波形を計算し、観測波形との比較からモ デルの検証を行う。

計算に用いる記録は,2007 年 7 月 16 日に奈良県中部で発生した M4.7, 震源深さ 56.8kmの地震の記録である。

計算波形と観測波形の比較を第4.2.2-8 図に示す。第4.2.2-8 図 から,計算波形は観測波形と概ね一致しており,原子炉建屋直下の 地下構造は適切にモデル化されていると考えられる。

4 - 6

4.2.3 検討用地震の選定

「4.2.1 敷地周辺で発生する地震に関する調査」を踏まえ,敷地 に特に大きな影響を与えると考えられる地震を検討用地震として地 震発生様式ごとに選定する。

4.2.3.1 内陸地殼内地震

第4.2.1-3 表及び第4.2.1-4 表に示した地震のうち,内陸地殻内 地震は,1510年摂津・河内の地震,1596年畿内及び近隣の地震(慶 長伏見地震),1662年近江・若狭地震,1891年濃尾地震,1927年北 丹後地震,1995年兵庫県南部地震である。

次に,第4.2.1-5 表に示した敷地周辺の主な活断層と被害地震と の関係を第4.2.3-1 図に,M5.0以下の地震との関係を第4.2.3-2 図 にそれぞれ示す。なお,第4.2.3-1 図には,参考として六甲・淡路断 層帯及び有馬・高槻断層帯の位置も示している。第4.2.3-1 図によ ると,有馬・高槻断層帯付近において,1596 年慶長伏見地震(M7.5) が,六甲・淡路断層帯において1995 年兵庫県南部地震が発生してい るが,敷地を中心とする半径 30km 範囲内の活断層と被害地震との対 応は認められない。さらに,第4.2.3-2 図によると,敷地周辺に存在 する主な活断層の位置とM5.0以下の地震の震央分布の間にも明瞭な 対応は認められない。

以上述べたように,過去の被害地震による敷地での震度から判断 して,敷地を中心とする半径 30km 範囲内に存在する活断層と比べ敷 地への影響は小さいと考えられるため,検討用地震の対象とはしな い。従って,第 4.2.1-5 表に示した敷地周辺の主な活断層より検討 用地震を選定することとする。

第 4.2.1-5 表に示した敷地周辺の主な活断層帯による地震を対象 として,後述の Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>の方法により,その適用範 囲も検討したうえで応答スペクトルを評価した。評価した応答スペ クトルの比較を第 4.2.3-3 図に,応答スペクトルの算定に用いた活 断層の諸元を第 4.2.3-1 表に示す。

第 4.2.3-3 図に示す内陸地殻内地震の応答スペクトル評価にあたっては,1995 年兵庫県南部地震時の敷地内の観測点で得られた地震 観測記録に基づく検討(第 4.2.4-3 図)によって,Noda et al.(2002) による応答スペクトルの内陸補正係数を考慮した。 第 4.2.3-3 図より,敷地への影響が最も大きい中央構造線断層帯 による地震を検討用地震として選定した。また,上町断層帯は大阪 平野の北部から敷地に向かって南に延びる断層であり,震源断層の 破壊様式によっては敷地への影響が危惧されるため,上町断層帯に よる地震についても検討用地震として選定した。

4.2.3.2 プレート間地震

四国から駿河湾までの太平洋沿岸を含む南海トラフ沿いの地域で は、M8 クラスのプレート間地震が繰り返し発生している<sup>(2)</sup>。「4.2.1 敷地周辺で発生する地震に関する調査」によると、第 4.2.1-3 表及 び第 4.2.1-4 表に示した地震のうち、プレート境界で発生した地震 は、887 年五畿七道の地震、1099 年南海道・畿内の地震、1361 年畿 内・土佐・阿波の地震、1707 年宝永地震(M8.4)、1854 年安政東海地 震(M8.4)、1854 年安政南海地震(M8.4)、及び 1944 年昭和東南海 地震(M7.9)であり、これらの地震は全て南海トラフ沿いのプレート 境界で発生した地震である。

地震調査研究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>では,次の南海トラフ沿いの地震 の発生位置(領域)及び震源域の形態を,既往の調査結果から総合的 に判断し,第4.2.3-4図のように示している。ここでは,地震調査研 究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>の想定東南海地震及び想定南海地震をもとに震 源を想定し,東南海地震,南海地震及び,東南海地震と南海地震が 連動して発生する東南海・南海地震の3ケースをプレート間地震の 検討用地震として選定して,敷地への影響を評価する。

4.2.3.3海洋プレート内地震

「4.2.1 敷地周辺で発生する地震に関する調査」によると,第 4.2.1-3 表及び第 4.2.1-4 表に示した地震のうち海洋プレート内地 震は,海溝軸付近から陸側の沈み込んだ海洋プレート内で発生した と考えられる 1952 年吉野地震(M6.8)のみである。また,海溝軸の やや沖合の沈み込む海洋プレート内において発生した地震の最大規 模は,2004 年の東海道沖の地震の M7.4 であるが,これらの地震時に おける敷地内での震度は4 であり,施設への影響はなかった。

一方,地震調査研究推進本部(2006)<sup>(17)</sup>は,確率論的地震動予測地 図の作成において,「震源断層を予め特定しにくい地震」を領域震源 として考慮しており,第4.2.3-5図に示すように敷地が位置する領域における海洋プレート内地震の最大規模はM7.4であるとしている。

従って,地震調査研究推進本部(2006)<sup>(17)</sup>による「震源断層を予め特定しにくい地震」の領域震源の考え方に基づき M7.4の地震を想定し, プレート内地震として敷地へ及ぼす影響を評価する。海洋プレート 内地震の震源位置は,震源の不確かさを考慮し,敷地への影響が最 も大きくなるよう,敷地直下のプレート内に震源を設定する。

地震調査研究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>によれば,第4.2.1-7 図に示した ように敷地直下のプレート上面深さは約50km である。一方,第 4.2.1-6 図に示した M5.0 以下の地震の震源の深さ分布から,敷地直 下のプレート上面深さは約60km である。また,第4.2.1-7 図から, 敷地直下のプレート厚さは約20km であると推定されており,ここで は敷地直下のプレート上面深さを60kmとし,プレートの上端と下端 の中央で海洋プレート内地震が発生すると仮定し,検討用地震はマ グニチュードを7.4,震源深さ70km(=震源距離)として評価する。

4.2.4 検討用地震の地震動評価手法

「4.2.3 検討用地震の選定」で選定された検討用地震を対象として、「応答スペクトルに基づく地震動評価」を実施し、その結果、敷 地への影響が大きい地震については「断層モデルを用いた地震動評 価」も実施する。

検討用地震の地震動は,敷地の解放基盤表面における水平方向及 び鉛直方向の地震動として策定する。

地震動評価にあたっては,敷地に大きな影響を与えると考えられ る震源パラメータに対して不確かさを考慮する。

4.2.4.1 応答スペクトルに基づく地震動評価手法

応答スペクトルに基づく地震動評価手法としては,解放基盤表面 の地震動として評価できること,震源の拡がりが考慮できること, 敷地における地盤特性が考慮できること,更に水平方向及び鉛直方 向の地震動が評価できることが必要とされることから,ここでは Noda et al. (2002)を採用することとする。なお,採用にあたって は,原子力安全員会における検討<sup>(24)</sup>も参照し,評価対象の地震の規 模,震源距離等から,適用条件及び適用範囲を検討する。 Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>は,水平・鉛直地震動の応答スペクトルを マグニチュード M,等価震源距離 Xeq,解放基盤表面の弾性波速度 及び地震基盤以浅の表層地盤の卓越周期を用いて評価する方法であ る。水平地震動の応答スペクトルについての考え方を第 4.2.4-1 図 に示す。

海洋プレート内地震の応答スペクトル及びプレート間地震については、地震規模がNoda et al. (2002)の適用範囲内となる地震の記録が得られておらず、補正の可否を検討することができないため、Noda et al. (2002)による評価結果をそのまま用いる。

内陸地殻内地震については,第4.2.2-6 図に示す臨界集合体実験 装置(以下 KUCA という)建屋内において 1995 年兵庫県南部地震の 観測記録が得られているため,次の手順で内陸補正の可否を検討し た。

- 1. 地表と KUCA 建屋内(ベースマット上)の観測記録のスペクトル比から,地表に対する KUCA 建屋への伝達特性を評価。
- 2.1. で求めた伝達特性を用いて KUCA 建屋内の兵庫県南部地 震の観測記録から地表の地震動を推定。
- 3.第4.2.2-1 表の地下構造モデルを用いて2.で推定した地 震動から、地震基盤からの地震波の入射角を考慮して解放基 盤面の地震動を推定
- 4.3.で求めた地震動の応答スペクトルと応答スペクトルに 基づく地震動評価結果を比較

ここで,地表から KUCA 建屋内への伝達特性を評価するため, 「4.2.2.6 地盤構造モデルの検証」において示した地震(2007 年 7 月 16 日に奈良県中部で発生した M4.7 の地震)の観測記録を用いた。 また,兵庫県南部地震の地震基盤からの地震波の入射角は,震源と 地盤モデルの最下層の P 波及び S 波速度を考慮して 45 度とした。

地表から KUCA 建屋への伝達特性を第4.2.4-2 図に, 地表から KUCA 建屋への伝達特性を考慮し観測記録から求めた兵庫県南部地震の解 放基盤における応答スペクトルと応答スペクトルに基づく地震動評 価結果の比を第4.2.4-3 図に示す。第4.2.4-3 図には Noda et al. (2002)による内陸地殻内地震の補正による低減も合わせて示して いる。なお,第4.2.4-2図の水平方向の伝達特性には0.2秒及び0.3 秒の卓越周期が見られるが,この卓越周期は,建屋の強制振動実験<sup>(25)</sup> における共振周期(0.2秒と0.28秒)と整合することを確認してい る。

解放基盤における観測記録より求めた応答スペクトルと応答スペクトルに基づく地震動評価結果の比は, Noda et al. (2002) による内陸地殻内地震の補正による低減をほぼ下回るため, ここでは Noda et al. (2002) による内陸地殻内地震の補正をそのまま用いる。

4.2.4.2 断層モデルを用いた地震動評価手法

断層モデルを用いた地震動評価手法とは,巨視的及び微視的断層 パラメータを設定し,震源断層面での破壊伝播や震源から敷地まで の地震波伝播特性を考慮して地震動を評価する手法である。

(1) 震源断層のモデル化

震源断層のモデル化は,地震調査研究推進本部(2008)<sup>(26)</sup>による 震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」)の特性化震源モデルの パラメータ設定に従って行う。

ここで、内陸地殻内地震については、震源断層の断層上端深さ及 び下端深さは、当該領域における微小地震の震源分布から推定した 地震発生層<sup>(27),(28)</sup>や地震調査研究推進本部による活断層評価及び大 阪府による断層モデル<sup>(29)</sup>を参考にして評価する。

(2) 地震動評価手法

地震動評価手法は、敷地における適切な地震観測記録がないため、 短周期領域は統計的グリーン関数法により、長周期領域は差分法を 用いて評価し、それらを組み合わせることによって広帯域地震動が 評価できるハイブリッド法を採用する。なお、ここでは両者の接続 周期は 1.25 秒とする。

a. 統計的グリーン関数法

釜江・他(1991)<sup>(30)</sup>による統計的グリーン関数法を用い地震波形を 計算する。また,統計的グリーン関数におけるラディエーション係 数は,釜江・他(1990)<sup>(31)</sup>に従って設定する。 b. 差分法

差分法は,対象断層と敷地とを含む地殻・地盤を 3 次元的にモデ ル化し,敷地周辺の地下構造の 3 次元的な影響を評価することがで きる。ここでは,不等間隔のスタッガードグリッドを用いた空間 4 次・時間 2 次の精度の差分法<sup>(32)</sup> により地震動を評価する。

## 4.2.5 検討用地震の地震動評価

4.2.5.1 応答スペクトルに基づく地震動評価

「4.2.4.1 応答スペクトルに基づく地震動評価手法」に従って評価した。ここで、地震基盤から解放基盤表面までの地盤増幅率は、 Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>による第4.2.5-1 図を参考にして評価した。

検討用地震の震源モデルを第 4.2.5-2 図及び第 4.2.5-3 図に,応 答スペクトル算定に用いる震源の諸元を第 4.2.5-1 表に,評価した 応答スペクトルを第 4.2.5-4 図に示す。なお,中央構造線断層帯の 震源モデルは,地震調査研究推進本部による断層モデル<sup>(33)</sup>を参照し て傾斜角を 43 度とした。ここで設定した断層モデルは,金剛断層と 五条谷断層は断層面を共有するため,和泉山脈南縁の五条谷断層か ら,根来断層をへて,磯ノ浦断層までの断層長さを中央構造線断層 帯の長さ (60km)とした。また,Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>に基づく応答 スペクトルの設定の際に用いたマグニチュードと震源距離の関係, 及びここで評価した断層のマグニチュードと震源距離の関係, その他の地震は中距離から遠距離の地震となっており,原子力安全 委員会における検討<sup>(24)</sup>も踏まえて検討した結果,ここで評価した地 震は Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>に基づく応答スペクトルの適用範囲内で ある。

次に,第4.2.5-4 図に示した応答スペクトルのうち,敷地への影響が最も大きいと考えられる中央構造線断層帯(M7.8)の地震の応答 スペクトルに適合する模擬地震波を作成する。

(1) 模擬地震波の作成手法及び作成条件

水平方向の模擬地震波及び鉛直方向の模擬地震波は,地震動の振 幅包絡線の経時的変化に基づく一様乱数の位相を持つ正弦波の重ね 合わせにより作成するものとし,振幅包絡線の経時的変化について は,Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>に基づき第4.2.5-2表に示す形状とする。 模擬地震波は以下の作成条件に適合するように作成する。

a. スペクトル比の最小値

周期 0.02s~5.0s の間で,減衰定数 5%のスペクトル比 R(T)を算出し, 0.85以上であること。

$$R(T) = \frac{S_{v1}(T)}{S_{v2}(T)} \ge 0.85$$

ここで,

T:周期 $S_{v1}(T)$ :模擬地震波の応答スペクトル値 $S_{v2}(T)$ :目標とする応答スペクトル値

b. スペクトル強度比

周期 0.1s~2.5s の減衰定数 5%のスペクトル強度を算出し,目標 スペクトルのスペクトル強度との比が1以上であること。

SI : 
$$\frac{\int_{0.1}^{2.5} S_{\nu}(T)}{\int_{0.1}^{2.5} \overline{S_{\nu}(T)}} \ge 1.0$$

ここで,

 $S_{\nu}(T)$ : 模擬地震波の応答スペクトル (cm/s)

 $\overline{S_{v}(T)}$ :目標とする応答スペクトル (cm/s)

(2) 模擬地震波の作成結果

水平方向の地震動の目標応答スペクトルと模擬地震波の応答スペクトルの比較を第 4.2.5-6 図に,模擬地震波の時刻歴波形を第 4.2.5-7 図に示す。

4.2.5.2 断層モデルを用いた地震動評価

「4.2.5.1 応答スペクトルに基づく地震動評価」において評価し た検討用地震のうち,敷地への影響が最も大きい中央構造線断層帯 による地震及び震源断層の破壊様式によっては敷地に大きな影響を 与える可能性がある上町断層帯による地震を対象として,「4.2.4.2 断層モデルを用いた地震動評価手法」に従って地震動を評価した。 内陸地殻内地震の評価にあたっては,第 4.2.5-3 表に示す不確か さの考慮の考え方に従って,アスペリティの配置と応力降下量に対 して,震源モデルの不確かさを考慮した。

第 4.2.5-2 図に示した震源に対する震源パラメータを第 4.2.5-4 表に示す。

また,それぞれの断層を対象として評価した結果について,時刻 歴波形を第4.2.5-8図に応答スペクトル図を第4.2.5-9図に示す。

4.3 震源を特定せず策定する地震動

敷地周辺の状況等を十分考慮した詳細な調査を実施しても,なお 敷地近傍において発生する可能性のある内陸地殻内地震の全てを事 前に評価しうるとは言い切れないことから,「震源を特定せず策定す る地震動」について検討する。

4.3.1 地域性に関する検討

「震源を特定せず策定する地震動」の策定に当たっては、震源と 活断層とを関連付けることが困難な地震(以下,「震源を特定しにく い地震」という。)の敷地周辺における地域性を考慮する。

4.3.1.1 領域震源区分から推定される地震の規模

地震調査研究推進本部(2009)<sup>(34)</sup>は,全国地震動予測地図の作成に おいて,「震源断層を予め特定しにくい地震」を領域震源として考慮 している。地震調査研究推進本部(2009)<sup>(34)</sup>による領域震源の区分は, 第4.3.1-1 図に示す垣見・他(2003)<sup>(35)</sup>による地震地体構造区分に基 づき第4.3.1-2 図に示すように設定されており,敷地が位置する領 域13 における「震源断層を予め特定しにくい地震」の最大規模は, M6.8 (1909年,姉川地震)とされている。なお,領域13 は,垣見・ 他(2003)<sup>(35)</sup>による領域10C3 に相当する。

従って,領域震源区分から推定される敷地周辺における「震源を 特定しにくい地震」の最大規模は 6.8 程度と考えられる。

4.3.1.2 震源深さ分布の地域性に関する検討

「4.2.4 検討用地震の選定」によると、敷地周辺における地震発

生層は, 上限深さ約 4km, 限深さ約 15km となり, その厚さは 11km 程度と推定される。

「震源を特定しにくい地震」の最大規模が,地震発生層を飽和する震源断層による地震であると考え,地震発生層の上限から下限まで拡がる断層幅及びそれに等しい断層長さをもつ震源断層を仮定した場合,地震発生層から推定される地震の規模は,入倉・三宅(2001)<sup>(36)</sup>による断層面積と地震モーメントの関係式及び武村(1990)<sup>(37)</sup>による地震モーメントとマグニチュード M の関係式を介して鉛直断層では M6.3, 傾斜角 45 度の断層では M6.7 に相当する。

4.3.2 震源を特定せず策定する地震動の検討結果

以上を踏まえると、領域震源区分及び地震発生層から推定される 敷地周辺における「震源を特定しにくい地震」の最大規模は M6.8 程 度であると考えられる。一方、敷地近傍には中央構造線断層帯(M7.8 ~8.0)が存在し、敷地直下にまで拡がる震源断層面を想定しており、 「震源を特定しにくい地震」の最大規模(M6.8)を大きく上回るも のであり、中央構造線断層帯による地震と比較して、震源を特定せ ず策定する地震動は本敷地に対して施設の耐震安全性評価に影響を 及ぼさないと判断し、基準地震動 Ss の選定に際しては考慮しないこ ととする。

ちなみに、震源と活断層を関連付けることが困難な過去の内陸地 殻内の地震について、加藤ほか(2004)<sup>(38)</sup>は、詳細な地質学的調査に よっても震源位置と地震規模を予め特定できない地震による震源近 傍の硬質地盤上における強震記録を用いて、震源を事前に特定でき ない地震による地震動の上限レベルの応答スペクトルを提案してい る。解放基盤における加藤ほか(2004)<sup>(38)</sup>による応答スペクトルと中 央構造線断層帯の断層モデルにより評価した地震動の応答スペクト ルの比較を第4.3.2-1 図に示す。中央構造線断層帯のケース3のモ デルによる応答スペクトルは、加藤ほか(2004)<sup>(38)</sup>による応答スペク トルを上回っている。

4.4 基準地震動 Ss の選定

基準地震動 Ss は、原子炉建屋及び機器への影響が最も大きいと考

えられる地震動を,「4.2.5.1 応答スペクトルに基づく地震動評価」 と「4.2.5.2 断層モデルを用いた地震動評価」の両評価結果からそ れぞれ選ぶ。

「4.2.5.1 応答スペクトルに基づく地震動評価」において,全周 期帯において大きな応答値を示すのは中央構造線断層帯(M7.8)で あり,この応答スペクトルに基づく地震動を基準地震動 Ss-1とする。

「4.2.5.2 断層モデルを用いた地震動評価」において策定した地 震動のうち,最大加速度が最も大きく,建屋等への影響が大きい短 周期領域における応答スペクトルが最も大きくなる中央構造線断層 帯のケース3による地震動を基準地震動 Ss-2 とする。なお,中央構 造線断層帯のケース4の結果は,時刻歴波形の鉛直動の最大振幅が 大きくなっており,ケース3と比較し有意に小さいとは言えないた め,ケース4による結果も基準地震動 Ss-3として選定する。選定し た基準地震動の応答スペクトルの比較を第4.4.1-1 図に示す。

4.5 入力地震動の評価

前節で選定した基準地震動は、中央構造線断層帯を想定した応答 スペクトルに基づく地震動(Ss-1)及び断層モデルによる地震動 (Ss-2, Ss-3)であり、震源域が敷地に近く、震源での破壊過程の 影響が大きいことから、ここでは断層モデルによる地震動評価を重 視し、基準地震動 Ss-2 及び Ss-3 を対象として入力地震動を評価す る。ちなみに、施設への影響の大きい水平方向地震動については基 準地震動 Ss-1 の応答スペクトルは、基準地震動 Ss-2 及び Ss-3 と比 べて小さいことを確認している。

「4.2.3.3 地盤構造モデル」に示した 1 次元地盤構造モデルを用 い,解放基盤表面(-181m)から建屋基礎盤位置(-7.3m)までの地 盤特性を考慮した等価線形地震応答解析及び時刻歴非線形地震応答 解析を実施し,両解析結果を考慮して基準地震動 Ss-2 及び Ss-3 に 基づく建屋基礎盤位置における入力地震動を評価した。なお,上下 動については線形地震応答解析のみにより評価した。

等価線形地震応答解析には等価線形地震応答解析プログラム DYNEQ<sup>(39)</sup>を,時刻歴非線形地震応答解析には1次元有効応力地震応答 解析プログラム YUSAYUSA<sup>(40), (41)</sup>を使用した。

4 - 16

地盤の非線形特性モデルは「4.2.2.1 弾性波速度及び非線形特性」 に示した三軸動的変形試験の結果(第4.2.2-2 図)を基に, Ramberg -Osgood モデル<sup>(42)</sup>によりモデル化した。三軸動的変形試験を行った 位置及び地盤モデルの各層の非線形特性の設定を第4.5.1-1 表に, モデル化した非線形特性を第4.5.1-1 図に示す。

基準地震動 Ss-2 及び Ss-3 に基づく等価線形地震応答解析及び時 刻歴非線形地震応答解析の結果を第 4.5.1-2 図及び第 4.5.1-3 図に 示す。次に,深さ方向の最大値分布を第 4.5.1-4 図に示す。

最大せん断ひずみ分布の図から 105~107m(0s7 層)及び 114~146m (0s8 層)において等価線形解析のひずみが 1%を上回っており,時 刻歴非線形解析の結果とも大きく異なっているため,等価線形解析 のみによる評価では不十分であると考えられるため,ここでは,両 解析の結果を考慮し入力地震動を決定する事とする。

第4.5.1-3 図より,水平方向の周期1秒以下の周期帯でSs-2による等価線形解析NS成分及び時刻歴非線形解析EW成分の地震動が他の地震動を大きく上回っている。また,鉛直方向の地震動について,最大加速度及び最大速度はSs-3による応答解析結果がSs-2による応答解析結果を上回っている(第4.5.1-2図)が,応答スペクトルは建屋の鉛直方向の1次固有周期(約0.16秒)以下ではSs-2による応答解析結果のほうが上回っている(第4.5.1-3図)。

よって,構造物への影響を考慮して,第4.5.1-5 図に示すように, 建屋・機器の評価には Ss-2 による応答解析結果を入力地震動として 用いることとし,NS 成分は等価線形解析の結果,EW 成分は時刻歴非 線形解析の結果,鉛直成分は線形解析結果とする。

次に、設定した入力地震動の水平動成分の加速度応答スペクトル の大きさを考察する。このスペクトルと建築物の設計等で用いる国 土交通省告示による地震動(極めて稀に発生する地震動(時刻歴応答 解析用)、以下告示と称する)で定められた加速度応答スペクトルの 比較を図 4.5.1-6 に示す。設定した Ss-2EW 成分の入力地震動のスペ クトル値は、告示のスペクトル(工学基盤)の同値より、全ての周期 帯域において少なくとも3~5割程度上回っている。なお、原子炉 建屋支持地盤における地盤S波速度は 400m/s 程度であり、これは告 示のスペクトルで定義されている工学基盤相当とみなせる。

さらに、後章で示すこれら入力地震動による原子炉建屋の地震応

答解析の結果から求められた層せん断力係数(Ss-2EW 成分の方が Ss-2NS 成分より全ての階で同係数が上回ったので、ここでは Ss-2EW 成分による値のみ示す)、原子炉建屋の確認保有水平耐力から算定し た同係数、設計に採用した水平震度から換算した同係数及び設計時 及び現行の建築基準法に基づいて求めた同係数との比較を図 4.5.1-7 に示す。原子炉建屋は設計当時の同基準法で定められた標準 せん断力係数(0.2)に対して 1.5 倍を乗じた値(0.3)に基づいて許容 応力度設計(現行の1次設計と同等)が行われている。原子炉建屋 設計時の地震力から求めた層せん断力分布係数に対する確認保有水 平耐力(終局時)から求めた同係数の比は、下層部(1,2階部分)で は5倍程度、上層部(3,4階部分)では5倍以上となっており、この 値は現行基準法の1次設計と2次設計の標準せん断力係数の比(5) 倍)と同等かそれ以上となっている。この上層部の層せん断力係数 の比がより大きくなっている理由としては、確認保有水平耐力を算 定する際の静的増分解析における高さ方向の荷重分布が現行基準法 の1次設計における同分布(Ai 分布)よりも上層階では大きめの設定 となっていること等が考えられる。

4.6 基準地震動 Ss の超過確率

ここでは、入力地震動策定に用いた基準地震動 Ss-2 の応答スペク トルと日本原子力学会(2007)<sup>(43)</sup>の方法に基づき試算した敷地におけ る地震動の一様ハザードスペクトルを比較し、策定した基準地震動 Ss の応答スペクトルがどの程度の年超過確率に相当するか把握す る。

地震ハザード評価においては,京都大学原子炉実験所の敷地から 半径 100km 以内の範囲内の震源を対象とし,地震調査研究推進本部 の確率論的地震動予測地図<sup>(44)</sup>の作成に用いられている震源モデルを 用い,2007 年から 30 年間の発生確率から評価を行った。ロジックツ リーの設定を第4.6.1-1 図に示す。

ここでは特定震源モデルとして,確率論的地震動予測地図<sup>(44)</sup>による主要 98 活断層帯で発生する地震,主要 98 活断層帯以外の活断層 で発生する地震,及び海溝型地震を考慮した。領域震源モデルとし て,確率論的地震動予測地図<sup>(44)</sup>によるフィリピン海プレートのプレ ート間及びプレート内の震源断層を予め特定しにくい地震,及び内 陸で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する 地震を考慮した。

確率論的地震動予測地図<sup>(44)</sup>による主要 98 活断層帯で発生する地 震の発生確率は、平均ケースと最大ケースの 2 通りの発生確率が算 定されているが、ここでは、平均ケースと最大ケースをロジックツ リーの分岐とし、分岐の重み係数は平均ケースを 0.75、最大ケース を 0.25 と設定した。

また、応答スペクトルに基づく地震動評価(Noda et al. (2002) <sup>(23)</sup>)の内陸地震補正係数の扱いについて、ここでは、内陸地震補正 を考慮の有無をロジックツリーの分岐とし、分岐の重み係数は、考 慮する場合、考慮しない場合とも 0.5 とした。

日本原子力学会(2007)<sup>(43)</sup>の方法に基づき試算した敷地における地 震動の一様ハザードスペクトルと,基準地震動 Ss-2の応答スペクト ルの比較を第4.6.1-2図に示す。基準地震動 Ss-2の年超過確率は10<sup>-4</sup> ~10<sup>-5</sup>程度である。

参考文献

- (1) 瀬野徹三(1995): プレートテクトニクスの基礎, 朝倉書店
- (2) 地震調査研究推進本部(2001):南海トラフの地震の長期評価,
   平成13年9月27日
- (3) 文部省震災予防評議会編(1999):增訂 大日本地震史料,第一~ 第三巻
- (4) 武者金吉(1951):日本地震史料,每日新聞社
- (5) 東京大学地震研究所編(1981~1994):新収 日本地震史料,第 一~第五巻,補遺,続補遺
- (6) 宇佐美龍夫編(1998-2005): 日本の歴史地震史料, 拾遺, 拾遺 別巻, 拾遺二, 拾遺三
- (7) 国立天文台編(2008):理科年表 平成 20 年, 丸善
- (8) 宇佐美龍夫(2003):最新版 日本被害地震総覧[416] 2001, 東京大学出版会
- (9) 宇津徳治(1982):日本付近のM6.0以上の地震および被害地震の表:1885年~1980年,東京大学地震研究所彙報,Vol.57

- (10) 気象庁(1923-2007): 地震年報 2007 年版, 地震・火山月報ほか
- (11) Usami, T. (1979): Study of Historical Earthquakes in Japan, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 54
- (12) 宇津徳治(1999): 地震活動総説, 東京大学出版会
- (13) 気象庁(2009):気象庁震度階級関連解説表
- (14) 村松郁栄(1969): 震度分布と地震のマグニチュードとの関係, 岐阜大学教育学部研究報告,自然科学,第4巻,第3号,168-176
- (15) 勝又譲・徳永規一(1971):震度Ⅳの範囲と地震の規模および震度と加速度の対応,験震時報,第36巻,第3,4号,89-95
- (16) 松田時彦(1975):活断層から発生する地震の規模と周期について, 地震第2輯, 第28巻, 269-283
- (17) 地震調査研究推進本部(2006):「全国を概観した地震動予測地図」2006 年版
- (18) 川瀬博,松尾秀典(2004): K-NET, KiK-net, JMA 震度計観測網 による強震動波形を用いた震源・パス・サイト各特性の分離解析, 日本地震工学会論文集,第4巻,第1号
- (19) 川辺秀憲, 釜江克宏(2006): 大阪平野における長周期地震動 評価のための最適なQ値の推定, 第12回日本地震工学シンポジ ウム論文集, 1458-1461
- (20) 堀川晴央・水野清秀・石山達也・佐竹健治・関口春子・加瀬祐子・杉山雄一・横田裕・末廣匡基・横倉隆伸・岩淵洋・北田奈緒子・Arben Pitarka (2003): 断層による不連続構造を考慮した大阪堆積盆地の3次元地盤構造モデル,活断層・古地震研究報告, No. 3, 225-259
- (21) Kawabe, H. and K. Kamae (2008): Prediction of long-period ground motions from huge subduction earthquakes in Osaka, Japan, Journal of Seismology, Vol. 12, No. 2, 173-184
- (22) Haskell, N.A. (1953) : The Dispersion of Surface Waves on Multilayered Media, Bull. Seism. Soc. Amer., 43, 17-34
- (23) Noda, S., K. Yashiro, K. Takahashi, M. Takenura, S. Ohno,
  M. Tohdo and T. Watanabe : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE
  OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the
  Relations between Seismological DATA and Seismic Engineering,
  Istanbul, 399-408, Oct. 16-18, 2002.

- (24) 原子力安全委員会(2008):「応答スペクトルに基づく地震動評価」に関する専門家との意見交換会,平成21年5月22日, http://www.nsc.go.jp/senmon/shidai/jishindo.htm(参照:2010年7月20日)
- (25) 釜江克宏・福知保長(1984):研究用原子炉建屋の強制振動実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東),883-884
- (26) 地震調査研究推進本部(2008): 震源断層を特定した地震の強
   震動予測手法(「レシピ」), 平成 20 年 4 月 11 日
- (27) 伊藤潔・中村修一(1998): 西南日本内帯による地震発生層の 厚さの変化と内陸大地震,京都大学防災研究所年報,第 41 号, B-1, 27-35
- (28) 独立行政法人原子力安全基盤機構(2004): 地震記録データベース SANDEL のデータ整備と地震発生上下限層深さの評価に関する報告書(平成15年度), JNES/SAE04-017, 平成16年8月
- (29) 大阪府(2007):大阪府自然災害総合防災対策検討(地震被害 想定)報告書,平成19年3月
- (30) 釜江克宏・入倉孝次郎・福知保長(1991): 地震のスケーリン グ則に基づいた大地震時の強震動予測:統計的波形合成法による 予測,日本建築学会構造系論文報告集,430,1-9
- (31) 釜江克宏・入倉孝次郎・福知保長(1990): 地域的な震源スケ ーリング則を用いた大地震(M7級)のための設計用地震動予測, 日本建築学会構造系論文報告集,416,57-70
- (32) Pitarka, A. (1999) : 3D finite-difference modeling of seismic motion using staggered grids with nonuniform spacing, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 54-68
- (33) 地震調査研究推進本部(2005):中央構造線断層帯(金剛山地 東縁-和泉山脈南縁)の地震を想定した強震動評価
- (34) 地震調査研究推進本部(2009):「全国地震動予測地図」2009 年版
- (35) 垣見俊弘・松田時彦・相田勇・衣笠善博(2003):日本列島と
   周辺海域の地震地体構造区分,地震,第2 輯,第55 巻,389-406
- (36)入倉孝次郎・三宅弘恵(2001):シナリオ地震の強震動予測,
   地学雑誌,110,849-875.
- (37) 武村雅之(1990): 日本列島およびその周辺地域に起こる浅発

地震のマグニチュードと地震モーメントの関係,地震第2輯,第 43号,257-265

- (38)加藤研一・宮腰勝義・武村雅之・井上大榮・上田圭一・壇一男 (2004):震源を事前に特定できない内陸地殻内地震による地震 動レベル -地質学的調査による地震の分類と強震観測記録に基 づく上限レベルの検討-,日本地震工学会論文集,第4巻,第4 号,46-86
- (39) 吉田望,末富岩雄(1996): DYNEQ:等価線形法に基づく水平 成層地盤の地震応答解析プログラム,佐藤工業(株)技術研究所 報,61-70
- (40) Ishihara, K. and Towhata, I. (1980): One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of the Faculty of Engineering, Vol. XXXV, No. 4, The University of Tokyo, 656-700
- (41) 吉田望,規矩大義,東畑郁生(1999):有効応力解析プログラム YUSAYUSA の改良,第 34 回地盤工学研究発表会講演集, 2105-2106
- (42) 龍岡文夫・福島伸二(1978): 砂のランダム繰返入力に対する
   応力~ひずみ関係のモデル化について(1), 生産研究, 第 30
   巻9号, 26-29
- (43) 日本原子力学会(2007):原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準 2007,日本原子力学会標準, AESJ-SC-P006:2007
- (44) 地震調査研究推進本部(2007):「全国を概観した地震動予測地図」報告書 2006 年版

## 第4.2.1-1 表 敷地周辺の主な被害地震

この表は「最新版 日本被害地震総覧®」による。

番号	発生年月日	地域	М	被害摘要		
003	684. 11. 29	土佐その他南海・東海・	8. 25	山崩れ、河涌き、諸国の群官舎・百姓倉・寺塔・神社の倒潰		
		西海諸道		人畜の死傷多く、津波が襲来して土佐の運調船多数沈没。		
				土佐では田苑 50 余万頃(約 10km²)沈下して海となった		
008	745. 6. 5	美濃	7.9	7.9 美濃にて櫓館・正倉・仏寺・堂塔・百姓廬舎が多く倒潰		
				摂津で余震 20 日間止まなかった。		
020	868. 8. 3	播磨・山城	7.0 播磨諸郡の官舎・諸定額寺の堂塔がことごとく頽れ			
				た。京都では垣屋に崩れたものがあった。山崎断層の活動		
				によるものと考えられる。		
026	887. 8.26	五畿七道	8.3	京都で諸司の舎屋および東西両方京の民家の倒潰多く、圧		
				死者多数。津波が沿岸を襲い溺死者多数、特に摂津の国で		
				津波の被害が大きかった。京都における8月中の余震回数		
				は、1日2回、2日3回、4日5回、5日6回、7・9・13・		
				14・16・22・23 日各1回、24日2回、28日1回。このう		
				ち5日の夜の地震が最大余震。		
038	1096. 12. 17	畿内・東海道	8.3	大極殿小破、京都では震動の割に被害僅少。東大寺の巨鐘		
				落ちる。薬師寺回廊転倒、東寺塔の九輪落ち、法成寺・法		
				勝寺にも小被害。近江の勢多橋落ちる。津波が伊勢・駿河		
				を襲い、駿河で神社・民家の流失 400 余。 余震が多かった。		
				『近衛家文書』によると木曽川下流の鹿取・野代の地が「空		
				変海塵」の状態となったが数十年後に漸く陸地となり開作		
				可能となった。		
039	1099. 2.22	南海道・畿内	8. 2	興福寺西金堂・塔小破、大門と回廊が倒れた。摂津天王寺		
				回廊が倒れた。土佐で田千余町(約1,000ha)みな海に沈		
				んだ。		
042	1185. 8.13	近江・山城・大和	7.4	京都の震害がとくに大きく、なかでも白川辺の被害が大き		
				かった。寺社・家屋の倒潰破壊、死者多数。宇治橋が落ち		
				た。近江で田3町(約3ha)地裂け淵となった。9月末ま		
				で余震が多く、特に8月12日の余震では多少の被害があ		
				った。		
-	1360. 11. 22	紀伊・摂津	7.8	4日に大地震、5日に再震、6日の六ッ時過ぎに津波が熊		
				野尾鷲から摂州兵庫まで襲来し、人馬牛の死が多かった。		
056	1361. 8. 3	畿内・土佐・阿波	8.4	摂津天王寺の金堂転倒し、5人圧死。その他、諸寺諸堂に		
				被害があった。津波が沿岸を襲い摂津・阿波・土佐で被害		
				があり、特に阿波の雪湊(由岐)で流失 1700 戸、流死 60		
				余。余震多数。		
070	1510. 9.21	摂津・河内	6.8	河内の藤井寺・常光寺・剛琳寺が潰れ、摂津四天王寺の石		
				の鳥居、金堂の本尊も大破。大阪で潰死者あり。大津で震		
				動が大きかった。余震が 70 余日続いた。		
082	1596. 9. 5	畿内及び近隣	7.5	京都三条より伏見に至る間で被害が多く、伏見城の天守閣		
				大破、石垣が崩れて 500 余人圧死。諸寺・民家の倒潰も多		

				く、死者多数。堺で死 600 余。奈良・大阪・神戸でも被害
				が多かった。余震は翌年の4月まで続いた。
084	1605. 2. 3	東海・南海・西海諸道	7.9	震害の記録は見当たらない。一方、津波は犬吠埼から九州
		(慶長地震)		に至る太平洋岸に押し寄せ、八丈島で谷ヶ里の家残らず流
				亡し、死者 57、浜名湖近くの橋本では 100 戸中 80 戸が流
				され、死者多数。紀伊半島西岸の広村では戸数 1700 のう
				ち 700 戸流失、阿波の鞆浦で波高 10 丈(約 30m)、死 100
				余、宍喰で波高 2 丈(約 6m)、死 1500 余、土佐甲浦で死 350
				余、浜崎で死 50 余、室戸岬付近で 400 余。
153	1707. 10. 28	五畿七道(宝永地震)	8.4	わが国最大級の地震の一つ。家屋倒潰地域は、駿河湾中央
				部・甲斐西部・信野・東海道・美濃・紀伊・近江・畿内・
				播磨・大聖寺・富山、および中国・四国・九州に及ぶ。震
				害は東海道・伊勢湾沿岸・紀伊半島で最もひどく、袋井で
				全滅、見付・浜松・鳴海・宮・四日市で半ば潰れた。大阪
				では崩家 1,000 余、崩橋 50 余、死 500 余、他に溺死 1 万
				余。津波は伊豆半島から九州に至る太平洋沿岸および大阪
				湾・播磨・伊予・防長を襲った。津波の被害は土佐(高知県)
				で最大で流失家屋 1 万 1, 167、潰家 5, 608、破損家 1, 000
				余、死 1,844、不明 926、さらに、流・破損船 768 であっ
				た。高知市の市街地の約 20km <sup>2</sup> が最大 2m 沈下した。その
				他、室戸岬 1.5m、串本 1.2m、御前崎付近で 1~2m の隆起
				があった。この地震による被害は全体で、確かな死者は
				5,000 余、流出家約1.8万、潰家約5.9万。
254	1854. 7. 9	伊賀・伊勢・大和および	7.3	6月12日頃から前震があった。伊賀上野・四日市・奈良・
		隣国(安政伊賀上野地		大和郡山付近で被害が大きく、上野付近で潰家2千余、死
		震)		約 600、奈良で潰家 700 以上、死約 300 など、全体で死者
				は1,500を越えた。
257	1854. 12. 23	東海・東山・南海諸道(安	8.4	被害は関東から近畿に及び、震害の最もひどかったのは沼
		政東海地震)		津から伊勢湾にかけての海岸で倒潰率10%以上、過半に達
				する宿も多く、佐夜の中山全潰、袋井も 9 割方潰れ、死
				200。津波は房総から土佐の沿岸を襲った。この地震によ
				る居宅の潰・焼失は約3万軒、死者は2千~3千。御前崎
				付近の相良では約3尺(0.9m)水深が減り、地盤隆起の
				ため数十間(十間=18m)が干潟となった。
258	1854. 12. 24	畿内・東海・東山・北陸・	8.4	この地震波は安政東海地震の 32 時間後に発生した。その
		南海・山陰・山陽道(安		ため近畿地方およびその周辺では二つの地震の被害をは
		政南海地震)		っきりと区別できない。被害地域は中部から九州に及ぶ。
				津波が大きく、波高は串本で5丈(15m)、久礼で16.1m、
				種崎で 11m であった。大阪では津波が木津川・安治川を逆
				流し、碇泊中の船が多数破損し、橋を壊し、死者数千。地
				震と津波の被害は区別が難しい。この地震で高知市の一部
				は約 3.5 尺(約 1m)沈下し浸水した。また、室戸・串本
				付近で約 1m 隆起し、甲浦·加太で約 1m 沈下した。
300	1891. 10. 28	愛知県・岐阜県(濃尾地	8.0	仙台以北を除き日本中で有感。 激震地域は根尾川・揖斐川

		震)		上流地方で、わが国の内陸地震では最大のもの。建物全潰
				14 万余、半潰8万余、死7273、山崩れ1万余。根尾谷を
				通る大断層を生じ、水鳥付近では西側が約 6m 隆起し、水
				平に 2m ずれた。余震回数も非常に多く、1892 年 1 月 3 日、
				9月7日、1894年1月10日の余震でも家屋破損などの被
				害があった。
506	1944.12.7	東海道沖(東南海地震)	7.9	被害は静岡・愛知・岐阜・三重の各県に多く、滋賀・奈良・
				和歌山・大阪・兵庫の各県にも小被害があった。全体で死
				998、重傷 3,059、住家全壊 2 万 6,130、半壊 4 万 6,950、
				流失 3,059。津波が伊豆半島から紀伊半島の間を襲った。
				波の高さは熊野灘沿岸で 6~8m、伊勢湾・渥美湾内は約 1m、
				遠州灘沿岸で 1~2m。紀伊半島東岸で 30~40cm 地盤が沈
				下した。
509	1946. 12. 21	南海道沖(南海地震)	8.0	被害は中部地方から九州にまで及んだ。全体で死 1,330、
				家屋全壊1万1,591、半壊2万3,487、流失1,451、焼失
				2,598。震害のあったところは四国の太平洋岸、吉野川流
				域、瀬戸内海沿岸(本州側は明石辺から広島辺まで、四国
				側は高松辺から松山付近まで)、九州の国東半島・別府湾
				の沿岸、出雲地方、大阪湾沿岸、伊勢湾沿岸、岐阜地方に
				及んだ。津波は房総半島から九州に至る沿岸を襲い、三
				重・徳島・高知の沿岸で 6m に達した。室戸・紀伊半島は
				南上がりの傾動を示し、室戸で 1.27m、潮岬で 0.7m 上昇
				し、須崎・甲浦で約1m沈下した。
703	1995. 1.17	兵庫県南東沿岸(平成7	7.3	活断層の活動による直下型地震。現地調査により淡路島の
		年(1995 年)兵庫県南部		一部から神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市にかけて震度7
		地震・阪神淡路大震災)		の地域が確認された。多くの木造家屋、鉄筋コンクリート
				造、鉄骨造などの建物のほか、高速道路、新幹線を含む鉄
				道線路なども崩壊した。平成8年11月18日現在、被害は
				死6310、行方不明2、負傷者4万3,188、住家全壊9万3,181、
				半壊 10 万 8,439、住家全半焼 7,071。野島断層は長さ約
				10.5km、右横ずれ(最大 2.5m)南東側上がり(最大 1.2m)
				の変位を示した。本土の断層は地表面に活動の跡を残して
				いない。

震度	木造建物	勿(住宅)	鉄筋コンクリート造建物		
階級	耐震性が高い	耐震性が低い	耐震性が高い	耐震性が低い	
5弱	_	壁などに軽微なひび割れ・亀裂 がみられることがある。	_	_	
5強	_	壁などにひび割れ・亀裂がみら れることがある。	_	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂が入ること がある。	
6弱	壁などに軽微なひび割れ・亀裂 がみられることがある。	壁などのひび割れ・亀裂が多く なる。 壁などに大きなひび割れ・亀裂 が入ることがある。 瓦が落下したり、建物が傾いた りすることがある。倒れるもの もある。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂が入ること がある。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂が多くなる。	
6強	壁などにひび割れ・亀裂がみら れることがある。	壁などに大きなひび割れ・亀裂 が入るものが多くなる。 傾くものや、倒れるものが多くな る。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂が多くなる。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、斜めやX 状のひび割れ・亀 裂がみられることがある。 1階あるいは中間階の柱が崩 れ、倒れるものがある。	
7	壁などのひび割れ・亀裂が多く なる。 まれに傾くことがある。	傾くものや、倒れるものがさらに 多くなる。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、ひび割れ・亀裂がさらに多く なる。 1 階あるいは中間階が変形し、 まれに傾くものがある。	壁、梁(はり)、柱などの部材 に、斜めやX 状のひび割れ・亀 裂が多くなる。 1階あるいは中間階の柱が崩 れ、倒れるものが多くなる。	

## 第 4.2.1-2 表 気象庁震度階級関連解説表(2009)(13)(抜粋)

第4.2.1-3表 被害地震のうち敷地での震度がV程度以上であったとされる地震

年日日	震央位置		マグニ 震雪	雪山55丈(1~)	雪由		
47U	北緯(°)	東経(°)	チュードM	辰大距離(MII)	辰皮	「「「「「「」」」「「」」「「」」「「」」「」」「「」」「」」「」」「」」「」	
1596. 9. 5	34.8	135.4	7.5	46.4	VI	畿内及び近隣(慶長伏見地震)	
1662. 6.16	35.3	135.9	7.5	113.4	Ⅶ 山城・大和・河内・和泉・摂津・丹後・若狭・近江 濃・伊勢・駿河・三河・信濃 (近江・若狭地震)		
1707. 10. 28	33.2	135.9	8.4	140.8	VI	五畿七道(宝永地震)	
1854. 12. 23	34.0	137.8	8.4	229.8	v	東海·東山·南海諸道(安政東海地震)	
1854. 12. 2 4	33.0	135.0	8.4	156.8	v	畿内・東海・東山・北陸・南海・山陰・山陽道 (安政南海地震)	
1891. 10. 28	35.6	136.6	8	176.7	v	愛知県・岐阜県 (濃尾地震)	
1909. 8.14	35.4	136.3	6.8	142.3	IV ~ V	滋賀県姉川付近 (江濃(姉川)地震)	
1927. 3. 7	35.6	134.9	7.3	143.2	v	京都府北西部(北丹後地震)	
1952. 7.18	34.5	135.8	6.8	40.5	v	奈良県中部(吉野地震)	

「最新版 日本被害地震総覧<sup>®</sup>」による

年月日	震央	位置	マグニ	震央距離(km)	地名(地震名)
	北緯(゜)	東経(°)	チュートM		
887. 8.26	33.0	135.0	8.3	156.8	五畿七道
1099. 2.22	33.0	135.5	8.2	154.0	南海道·畿内
1361. 8. 3	33.0	135.0	8.4	156.8	畿内·土佐·阿波
1510. 9.21	34.6	135.6	6.8	33.2	摂津·河内
1596. 9. 5	34.8	135.4	7.5	46.4	畿内及び近隣(慶長伏見地震)
1707. 10. 28	33.2	135.9	8.4	140.8	五畿七道 (宝永地震)
1854. 12. 24	33.0	135.0	8.4	156.8	畿内·東海·東山·北陸·南海·山陰·山陽 道(安政南海地震)
1944. 12. 7	33.6	136.2	7.9	118.3	東海道沖 (東南海地震)
1995. 1.17	34.6	135.0	7.3	37.1	兵庫県南東沿岸 (平成7年(1995年)兵庫 県南部地震·阪神淡路大震災)

第4.2.1-4表 震央距離とマグニチュードから敷地基盤で震度V以上と推定される地震

第4.2.1-5表 敷地周辺の主な活断層の諸元

検討用地震	断層長さ	マグニチュード*1
中央構造線断層帯	60km <sup>**</sup> 2	7.8
上町断層帯	46km	7.6
生駒断層帯	42km	7.5
大阪湾断層帯	42km	7.5

※1 松田(1975)(16)により断層長さから算出

<sup>※2</sup> 地震調査研究推進本部による断層モデル<sup>(33)</sup>を参考に、断層の傾斜角を43度とし、金剛断層と五条谷断層は断層面 を共有するため五条谷断層、根来断層、磯ノ浦断層の断層長さを中央構造線断層帯とする

層番号	層厚	深さ	P波速度	S波速度	密度	Layer Name	非線形特性
	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(g/cm³)		非線形特性番号 <sup>※1</sup>
1	2	0	380	170	1.80	U1	
2	5	2	680	177	1.69	U2	
3	0.3	7	1350	200	1.75	U3	
4	6.7	7.3	1593	363	1.79	Oc1	C-1
5	1	14	1600	480	1.63	Os1	S-1
6	8	15	1615	400	1.85	Oc2	C-2
7	7	23	1140	381	1.83	Os2-1	S-2
8	5	30	1140	402	1.94	Os2-2	
9	10	35	1689	405	1.91	Oc3	C-3
10	2	45	1605	490	1.97	Os3	
11	3	47	1293	450	1.89	Oc4	C-4
12	3	50	1767	480	1.90	Os4	S-3
13	3	53	1553	497	2.00	Oc5	C-5
14	7	56	1816	550	2.00	Os5	S-4
15	28	63	1820	525	2.00	Oc6	C-6
16	12	91	1862	573	1.97	Os6	
17	2	103	1805	545	2.00	Oc7	
18	2	105	1845	545	2.01	Os7	
19	7	107	1816	559	1.99	Oc8	
20	22	114	1915	540	1.99	Os8-1	S-5
21	10	136	1962	579	2.04	Os8-2	
22	15	146	1903	597	1.95	Oc9	C-7
23	14	161	2105	739	2.06	Os9	S-6
24	6	175	2708	982	2.19	R1	
25	3	181	3517	1597	2.41	R2	
26	-	184	4898	2436	2.49	R3	

U: 埋め戻し土 Oc:粘土層 Os:砂礫層 R: 花崗岩 ※1 非線形特性番号の記載してある層は非線形特性試験を実施した層

届釆早	S波速度	P波速度	密度
	(km/s)	(km/s)	(g/cm³)
1	0.4	1.6	1.7
2	0.55	1.8	1.8
3	1.0	2.5	2.1
4	3.2	5.4	2.7

第4.2.2-2 表 大阪平野3次元地下構造モデルの物性値

Layer	Vp	Vs	Density
	(km/s)	(km/s)	(g/cm˘)
Upper crust	5.4	3.2	2.7
Lower crust	6.6	3.9	2.8
Mantle wedge	7.2	4.3	3.0
Oceanic layer	4.8	2.5	2.6
Philippine slab	6.8	3.9	2.9
Upper mantle	7.8	4.5	3.1

第4.2.2-3 表 大阪平野外の3次元地下構造モデルの物性値

第4.2.3-1表 応答スペクトル算定に用いる活断層の諸元

検討用地震	断層長さ	マグニチュード*1	等価震源距離
中央構造線断層帯	60km <sup>ж2</sup>	7.8	16.9km
上町断層帯	46km	7.6	30.7km
生駒断層帯	42km	7.5	50.8km
大阪湾断層帯	42km	7.5	36.8km

※1 松田(1975)(16)により断層長さから算出

※2 地震調査研究推進本部による断層モデル<sup>(33)</sup>を参考に、断層の傾斜角を43度とし、金剛断層と五条谷断層は 断層面を共有するため五条谷断層、根来断層、磯ノ浦断層の断層長さを中央構造線断層帯とする

第4.2.5-1 表 検討用地震の応答スペクトル算定に用いる震源の諸元

検討用地震	マグニチュード	等価震源距離
中央構造線断層帯※1	$7.8^{*2}$	16.9km
上町断層帯	$7.6^{*2}$	30.7km
東南海地震	$8.1^{*3}$	140.1km
南海地震	$8.4^{3}$	171.3km
東南海・南海地震	$8.5^{ m * 3}$	163.5km
プレート内地震	7.4	70.0km

※1 地震調査研究推進本部による断層モデル<sup>(33)</sup>を参考に、断層の傾斜角を43度とし、金剛断 層と五条谷断層は断層面を共有するため五条谷断層、根来断層、磯ノ浦断層の断層長さ を中央構造線断層帯とする

※2 松田(1975)(16)により断層長さから算出

※3 地震調査研究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>による評価値

第4.2.5-2表 模擬地震波 Ss-1の振幅包絡線の経時的変化

基準地震動	继结時間(。)	振幅包絡線の経時的変化 (s)			
	孙丕小近中于[11](5)	Tb	Тс	Td	
Ss-1	Ss-1 55.8		31.2	55.8	



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

 $Tc - Tb = 10^{0.3M - 1.0}$ 

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

$$E(t) = \begin{cases} (T/Tb)^2 & 0 \le T \le Tb \\ 1.0 & Tb \le T \le Tc \\ e^{\frac{\ln(0.1)}{Td - Tc}(T - Tc)} & Tc \le T \le Td \end{cases}$$

中央構造線断層帯の震源の不確かさの考え方						
モデル名	傾斜角	アスペリティ	応力降下量			
ケース1(基本モデル1)	43°	推本モデル <sup>※1</sup> と同様のアスペリティ配置	レ <b>シ</b> ピ <sup>※2</sup>			
ケース2(基本モデル2)	43°	推本モデル <sup>※1</sup> と同様のアスペリティ配置	レシピ <sup>※2</sup>			
ケース3(アスペリティ位置の	4.9°	おゆへんとしてキャンファッシュニックション	L . L <sup>e</sup> * 2			
不確かさを考慮したモデル)	45	数地の近くに入さいアスペリナイを配置				
ケース4(応力降下量の不確	4.9°	#++エゴル※1と日祥のマスペリニノ可卑				
かさを考慮したモデル)	43	推率モナル、と同様のアスペリティ配直	レンビ * 1.5 信			
	上町断層	帯の震源の不確かさの考え方				
モデル名	傾斜角	アスペリティ	応力降下量			
ケース1(基本モデル)	$65^{\circ}$	北側セグメントに大きいアスペリティを配置	レシピ <sup>※2</sup>			
ケース2(アスペリティ位置の	050	吉側 トドル・レニナキいマスペリニッナ 町平	1.2.1.2.22			
不確かさを考慮したモデル)	69	用側セクメントに入さいアスペリティを配直				
ケース3(応力降下量の不確	050					
かさを考慮したモデル)	69	北側センメノトに入さいアスペリナイを配直				

第4.2.5-3 表 震源の不確かさの考え方

不確かさを考慮したパラメータ

※1 地震調査研究推進本部の強震動評価(33)のモデル

※2 強震動予測レシピ(26)

	パラメータ	記号	単位	設定方法	ケース1, 2, 3	ケース4
	長さ	L	km	文献調査により設定	60.0	60.0
	幅	w	km	地震発生層と傾斜角から設定	16.1	16.1
	面積	s	4 km²	断層長さ×断層幅	968	968
	断層上端深さ	DepU	km	微小地震の震源深さの上限を参照し て設定	4.0	4.0
	断層下端深さ	DepD	km	微小地震の震源深さの下限を参照し て設定	15.0	15.0
	Mj	Mj		M=(logL+2.9)/0.6 (松田, 1975)	7.8	7.8
断僧全体	Mw	Mw		Mw=(logMo-9.1)/1.5 (Kanamori, 1977)	7.1	7.1
	傾斜角	dip	۰	文献調査により設定	43	43
	地震モーメント	Mo	Nm	S=4.24*Mo <sup>1/2</sup> *10 <sup>-11</sup> (入倉・三宅, 2001)	5.21E+19	5.21E+19
	平均すべり量	D	m	Mo=μ*S*D	1.63	1.63
	静的応力降下量	Δσ	MPa	Δ σ=3.1 (Fujii and Matsu'ura, 2000) (レシピ) Case3はその1.5倍	3.10	4.65
	破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72*Vs Geller (1976)	2.52	2.52
	アスペリティの平均すべり量	Da	m	Da=2*D Somerville et al.(1999), 石井•他(2000)	3.26	3.26
	アスペリティの面積	Sa	4m²	SaはSの約0.22倍 Somervil et al. (1999)	213	213
アスペリティ全体	アスペリティの地震モーメント	Moa	Nm	Moa=µ*Sa*Da Irikura et al. (2004), Eshelby (1957)	2.29E+19	2.29E+19
	アスペリティの実行応力	Δσa	MPa	$\Delta \sigma a=\Delta \sigma * (S/Sa)$ Irikura et al. (2004), Madoriaga (1979)	14.09	21.63
	アスペリティのすべり量	Da1	m	Da1=(γ1/Σγi³)*Da	3.61	3.61
アスペリティ1(Asp1)	アスペリティの面積	Sa1	4 km²	Sa1:Sa2=2:1	142	142
	アスペリティの地震モーメント	Moa1	Nm	Moa1=µ*Sa1*Da1	1.69E+19	1.69E+19
	アスペリティのすべり量	Da2	m	Da2=(γ2/Σγi³)*Da	2.55	2.55
アスペリティ2(Asp2)	アスペリティの面積	Sa2	4 km²	Sa1:Sa2=2:1	71	71
	アスペリティの地震モーメント	Moa2	Nm	Moa2=μ*Sa2*Da2	5.99E+18	5.99E+18
	背景領域のすべり量	Db	m	Db=Mob/(µ*Sb)	1.17	1.17
背暑領域全休	背景領域の面積	Sb	km2	Sb=S-Sa	755	755
H X R X III	背景領域の地震モーメント	Mob	Nm	Mob=Mo-Moa	2.92E+19	2.92E+19
	背景領域の実行応 力	Δσb	MPa	$\Delta \sigma b=(Db/Wb)*(\pi^{1/2}/Da)*r*\Sigma \gamma i^3*\Delta \sigma a$	3.37	5.25
	長さ	L1	km	文献調査により設定	60.0	60.0
	断層幅	W1	km	(DepD-DepU)/sin(dip1)	16.1	16.1
背景領域	走向	Strike1	•	文献調査により設定	254	254
(泉山脈南縁部分)	傾斜角	dip1	0	文献調査により設定	43	43
	すべり角	rake1	0	文献調査により設定	180	180
	面積	S1b	4 km <sup>2</sup>	S1t-S1a	659.71	659.71
	長さ	L2	km	L2=W2*cos(dip1)	11.8	11.8
	断層幅	W2	km	(DepD-DepU)/sin(dip2)	16.1	16.1
背景領域	走向	Strike2	0	文献調査により設定	164	164
(金剛山地東縁部分)	傾斜角	dip2	٥	文献調査により設定	43	43
	すべり角	rake2	0	文献調査により設定	90	90
	面積	S2b	km <sup>2</sup>	S2t-S2a	95.1	95.1

第 4.2.5-4 表(1) 断層パラメータ (中央構造線断層帯)

第 4.2.5-4 表(2)	断層パラメータ	(上町断層帯)
----------------	---------	---------

	パラメータ	記号	単位	設定方法	ケース1	ケース2	ケース3
	長さ	L	km	文献調査により設定	58	58	58
	幅	W	km	地震発生層と傾斜角から設定	16	16	16
	面積	S	km <sup>2</sup>	断層長さ×断層幅	928	928	928
	断層上端深さ	DepU	km	微小地震の震源深さの上限を参照し て設定	3.0	3.0	3.0
	断層下端深さ	DepD	km	微小地震の震源深さの下限を参照し て設定	17.5	17.5	17.5
	Mj	Mj		M=(logL+2.9)/0.6 (松田, 1975)	7.6	7.6	7.6
断層全体	Mw	Mw		Mw=(logMo-9.1)/1.5 (Kanamori, 1977)	7.1	7.1	7.1
	傾斜角	dip	0	文献調査により設定	65	65	65
	地震モーメント	Мо	Nm	S=4.24*Mo <sup>1/2</sup> *10 <sup>-11</sup> (入倉·三宅, 2001)	4.79E+19	4.79E+19	4.79E+19
	平均すべり量	D	m	Mo= µ *S*D	1.56	1.56	1.56
	静的応力降下量	Δσ	MPa	Δ σ=3.1 (Fujii and Matsu'ura, 2000) (レシピ) Case3はその1.5倍	3.10	3.10	4.65
	破壞伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72*Vs Geller (1976)	2.52	2.52	2.52
	アスペリティの平均すべり量	Da	m	Da=2*D	3.12	3.12	3.12
	アスペリティの面積	Sa	km <sup>2</sup>	SaはSの約0.22倍 Somervil et al. (1999)	204	204	204
アスペリティ全体	アスペリティの地震モーメント	Moa	Nm	Moa= <i>µ</i> *Sa*Da Irikura et al. (2004), Eshelby (1957)	2.11E+19	2.11E+19	2.11E+19
	アスペリティの実行応力	Δσa	MPa	$\Delta \sigma a=\Delta \sigma *(S/Sa)$ Irikura et al. (2004), Madoriaga (1979)	14.09	21.14	21.14
	アスペリティのすべり量	Da1	m	$Da1=(\gamma 1/\Sigma \gamma i^3)*Da$	3.46	3.46	3.46
アスペリティ1(Asp1)	アスペリティの面積	Sa1	km <sup>2</sup>	Sa1:Sa2=2:1	136	136	136
	アスペリティの地震モーメント	Moa1	Nm	Moa1=µ*Sa1*Da1	1.56E+19	1.56E+19	1.56E+19
	アスペリティのすべり量	Da2	m	Da2=(γ2/Σγi³)*Da	2.45	2.45	2.45
アスペリティ2(Asp2)	アスペリティの面積	Sa2	km <sup>2</sup>	Sa1:Sa2=2:1	68	68	68
	アスペリティの地震モーメント	Moa2	Nm	Moa2=μ *Sa2*Da2	5.51E+18	5.51E+18	5.51E+18
	背景領域のすべり量	Db	m	$Db=Mob/(\mu *Sb)$	1.12	1.12	1.12
ᆥᄇᄶᅝᄉᄮ	背景領域の面積	Sb	km2	Sb=S-Sa	724	724	724
育京禎政全体	背景領域の地震モーメント	Mob	Nm	Mob=Mo-Moa	2.68E+19	2.68E+19	2.68E+19
	背景領域の実行応 力	Δσb	MPa	$\Delta \sigma b = (Db/Wb) * (\pi^{1/2}/Da) * r * \Sigma \gamma i^3 * \Delta \sigma a$	3.33	3.33	4.99
	長さ	L1	km	文献調査により設定	8	8	8
	断層幅	W1	km	(DepD-DepU)/sin(dip1)	16	16	16
	走向	Strike1	۰	文献調査により設定	342	342	342
セクメント1	[ [ [ [ [ ] [ ] [ ] ]	dip 1	۰	文献調査により設定	65	65	65
	すべり角	rake1	٥	文献調査により設定	90	90	90
	背景領域の面積	S1b	4 km <sup>2</sup>		82	128	82
	長さ	L2	km	文献調査により設定	12	12	12
	断層幅	W2	km	(DepD-DepU)/sin(dip2)	16	16	16
	走向	Strike2	0	文献調査により設定	354	354	354
セグメント2	<u>偏斜角</u>	din2	0	文献調査により設定	65	65	65
	すべり角	rake2	0	文献調査により設定	90	90	90
	* 2000 背景領域の面積	S2b	4 km <sup>2</sup>	長さ×幅-アスペリティ面積	102	124	102
	長さ	L3	km	文献調査により設定	26	26	26
	断層幅	W3	km	(DepD-DepU)/sin(dip3)	16	16	16
	走向	Strike3	•	文献調査により設定	23	23	23
セクメント3	傾斜角	dip3	٥	文献調査により設定	65	65	65
	すべり角	rake3	•	文献調査により設定	90	90	90
	背景領域の面積	S3b	km <sup>2</sup>	長さ×幅−アスペリティ面積	348	280	348
	長さ	L4	km	文献調査により設定	4	4	4
	断層幅	W4	km	(DepD-DepU)/sin(dip4)	16	16	16
	走向	Strike4	•	文献調査により設定	48	48	48
セクメント4	傾斜角	dip4	٥	文献調査により設定	65	65	65
	すべり角	rake4	٥	文献調査により設定	90	90	90
	背景領域の面積	S4b	4 km <sup>2</sup>	長さ×幅−アスペリティ面積	64	64	64
	長さ	L5	km	文献調査により設定	8	8	8
	断層幅	 W5	km	(DepD-DepU)/sin(dip5)	16	16	16
	走向	Strike5	0	文	55	55	55
セグメント5	(位)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)	din5	0	文献調査により設定	65	65	65
	すべり角	rake5	0		00	00	00
	/ ///	S5h	km <sup>2</sup>	ちょく 幅-アスペリティ 面積	129	129	129
	コネディシン目示	500	NIII		120	120	120

層番号	層厚	深さ	P波速度	S波速度	密度	Layer Name	非線形	特性
	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(g/cm³)		非線形特性番号 <sup>※1</sup>	設定モデル <sup>※2</sup>
1	2	0	380	170	1.80	U1		
2	5	2	680	177	1.69	U2		
3	0.3	7	1350	200	1.75	U3		
4	6.7	7.3	1593	363	1.79	Oc1	C-1	C-1
5	1	14	1600	480	1.63	Os1	S-1	S-1
6	8	15	1615	400	1.85	Oc2	C-2	C-2
7	7	23	1140	381	1.83	Os2-1	S-2	S-2
8	5	30	1140	402	1.94	Os2-2		S-2
9	10	35	1689	405	1.91	Oc3	C-3	C-3
10	2	45	1605	490	1.97	Os3		S-3
11	3	47	1293	450	1.89	Oc4	C-4	C-4
12	3	50	1767	480	1.90	Os4	S-3	S-3
13	3	53	1553	497	2.00	Oc5	C-5	C-5
14	7	56	1816	550	2.00	Os5	S-4	S-4
15	28	63	1820	525	2.00	Oc6	C-6	C-6
16	12	91	1862	573	1.97	Os6		S-4
17	2	103	1805	545	2.00	Oc7		C-6
18	2	105	1845	545	2.01	Os7		S-5
19	7	107	1816	559	1.99	Oc8		C-6
20	22	114	1915	540	1.99	Os8-1	S-5	S-5
21	10	136	1962	579	2.04	Os8-2		S-5
22	15	146	1903	597	1.95	Oc9	C-7	C-7
23	14	161	2105	739	2.06	Os9	S-6	S-6
24	6	175	2708	982	2.19	R1		
25	3	181	3517	1597	2.41	R2		
26	-	184	4898	2436	2.49	R3		

第4.5.1-1表 各地層モデルの諸パラメータ及び非線形特性の設定

U:埋め戻し土 Oc:粘土層 Os:砂礫層 R:花崗岩 ※1 非線形特性番号の記載してある層は非線形特性試験を実施した層 ※2 設定した非線形特性番号。非線形特性試験を実施していない層は、その層に近い層の非線形特性を設定。



第4.2.1-2 図 敷地周辺における主な被害地震の震央分布










- 4.0≦M<5.0</p>
- O 3.0≦M<4.0
- 2.0≦M<3.0
- $\circ$  1.0  $\leq$  M < 2.0
- M<1.0

(地震諸元は、「気象庁地震カタログ」による(10))

第4.2.1-5 図(1) 敷地周辺における M5.0 以下の地震の震央分布 (震源深さ 0-30km, 2004 年~2007 年)



- $\bigcirc 4.0 \leq M < 5.0$
- $\bigcirc$  3.0 $\leq$ M<4.0
- $2.0 \le M < 3.0$
- $\circ$  1.0 $\leq$ M<2.0

0

M<1.0

(地震諸元は、「気象庁地震カタログ」による(10)

第4.2.1-5 図(2) 敷地周辺における M5.0 以下の地震の震央分布 (震源深さ 30-60km, 2004 年~2007 年)











(2) 南北方向断面

(地震諸元は、「気象庁地震カタログ」による(10))

第4.2.1-6図 敷地付近を横切る幅 50km の範囲に分布する M5.0 以下の地震の震源の鉛直分布



第4.2.1-7図 微小地震の震源分布及び速度構造探査に基づくプレート境界面の推定等深線図 (地震調査研究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>)



第4.2.1-8 図 敷地周辺における沽断層分布 (「3.敷地周辺・敷地近傍・敷地の地質及び地質構造」による。)





第4.2.2-2 図 室内試験に基づく各地層の地盤非線形特性



4 - 47



第 4.2.2-4 図 大阪平野の 3 次元速度構造モデル (Kawabe and Kamae, 2008<sup>(21)</sup>)



(a) フィリピン海プレート上面深さ





第4.2.2-6 図 地震観測点配置図



第4.2.2-7 図 地震観測位置



第 4.2.2-8 図 地下 200m の観測記録を入力とした地表地震記録の シミュレーション結果と観測波形の比較



第4.2.3-1図 敷地周辺における活断層分布と主な被害地震の震央分布



第4.2.3-2図 敷地地周辺における活断層分布と M5.0 以下の地震の震央分布



第4.2.3-3 図 内陸地殻内地震の応答スペクトルの比較



第4.2.3-4 図 想定南海地震および想定東南海地震の震源域 (地震調査研究推進本部(2001)<sup>(2)</sup>)



圭弘マムド	レの具十つガーチーー	- 13
11111111111111111111111111111111111111	とい面人マクニナユー	-

	番号	最大 M	根拠	備考
1	プレート内	7.4	2004.09.05 紀伊半島南東沖	
	プレート間	6.9	1929.05.22 日向灘	海溝型地震として M7.0 以上の地
2			1996. 10. 19	震が別途考慮されている。
	プレート内	7.2	1769.08.29	長期評価の記載に基づき設定。
3	プレート内	6.6	1968.08.06 愛媛県西方沖	海溝型地震として M6.7 以上の地
				震が別途考慮されている。
4	プレート内	8.0	1911.06.15 奄美大島近海	震央位置は、Gutenberg-Richter
				のカタログの位置を採用。
5	プレート間	6.6	(長期評価対象M未満)	海溝型地震として M6.7 以上の地
				震が別途考慮されている。
	プレート内	6.6	(長期評価対象M未満)	海溝型地震として M6.7 以上の地
				震が別途考慮されている。
6	プレート内	6.6	(長期評価対象M未満)	海溝型地震として M6.7 以上の地
				震が別途考慮されている。

間:プレート間地震、内:プレート内地震

第4.2.3-5 図 フィリピン海プレートの震源断層を予め特定しにくい地震の最大マグニチュード (地震調査研究推進本部 確率論的地震動予測地図の説明資料より(2006)<sup>(17)</sup>)



第 4.2.4-1 図 Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>による水平地震動応答スペクトルの考え方



(b) 鉛直方向第 4.2.4-2 図 地表から KUCA 建屋内への伝達特性





第4.2.4-3 図 地表から KUCA 建屋内への伝達特性を考慮し観測記録から求めた解放基盤におけるスペクトルと応答スペクトルに基づく地震動評価結果の比較



第4.2.5-1図 Noda et al. (2002)<sup>(23)</sup>による水平・鉛直地震動の地盤増幅率の例



(a) 断層配置図 (ケース 1,2,4)



(b) 断層配置図 (ケース 3)









(c) アスペリティと破壊開始点の位置

第4.2.5-2 図(1) 内陸地殻内地震の震源モデル(中央構造線断層帯)





第4.2.5-2 図(2) 内陸地殻内地震の震源モデル(上町断層帯)



図中の破線はフィリピン海プレート上面の深さを表す(Kawabe and Kamae (2008)<sup>(21)</sup>より) 第 4.2.5-3 図(1) プレート間地震の震源モデル(南海地震, M8.4))



図中の破線はフィリピン海プレート上面の深さを表す(Kawabe and Kamae (2008)<sup>(21)</sup>より)
第 4.2.5-3 図(2) プレート間地震の震源モデル(東南海地震, M8.1)



図中の破線はフィリピン海プレート上面の深さを表す 第 4.2.5-3 図(3) プレート間地震の震源モデル(東南海・南海地震, M8.5)



第4.2.5-4 図 解放基盤表面における地震動の応答スペクトル(応答スペクトルに基づく地震動評価)



コントロールポイントと評価断層のマグニチュードと距離の関係

マグニチュード	極近距離(km)	近距離 (km)	中距離(km)	遠距離(km)
6	6	8	25	78
7	12	20	50	125
8	25	50	100	200
8.5	40	80	160	200

地震動のコントロールポイントのマグニチュードと距離

第4.2.5-5 図 Noda et al.(2002)<sup>(23)</sup>に基づく応答スペクトルの設定の際に用いたマグニチュードと震源 距離の関係,及びここで評価した断層のマグニチュードと震源距離の関係



(a) 標応答スペクトルと模擬地震波の応答スペクトル



(b)標応答スペクトルに対する模擬地震波の応答スペクトルの比 第4.2.5-6 図 標応答スペクトルと模擬地震波の応答スペクトルの比較(減衰定数5%)



第4.2.5-6図 模擬地震波の加速度時刻歴波形

第 4.2.5-7 図 Noda et al.(2002)<sup>(23)</sup>に基づく応答スペクトルの設定の際に用いたマグニチュードと 震源距離の関係,及びここで評価した断層のマグニチュードと震源距離の関係



第4.2.5-8 図(1) 解放基盤表面における時刻歴波形(中央構造線断層帯,ケース1)





第4.2.5-8 図(4) 解放基盤表面における時刻歴波形(中央構造線断層帯,ケース4)



第4.2.5-8 図(5) 解放基盤表面における時刻歴波形(上町断層帯,ケース1)



第4.2.5-8 図(6) 解放基盤表面における時刻歴波形(上町断層帯,ケース2)



第4.2.5-8 図(7) 解放基盤表面における時刻歴波形(上町断層帯,ケース3)



(b)水平動(上町断層帯) 第 4.2.5-9 図 解放基盤表面における地震動の応答スペクトル(断層モデルを用いた地震動評価)

周期(sec.)

1

10

0.1

0.01





第4.3.1-1図 垣見ほか(2003)(35)による地震地体構造区分



陸域の震源断層を予め特定しにくい地震の領域区分

番号	最大 M	根拠	備考
1	6.8	(最大 M の下限値)	
2	6.8	(最大 M の下限値)	
3	6.8	(最大 M の下限値)	
4	6.8	(最大 M の下限値)	
5	6.8	(最大 M の下限値)	
6	6.8	(最大 M の下限値)	
7	6.8	(最大 M の下限値)	1772.6.3(M6.7)と 1858.7.8(M7.3)は太平洋プレートの
			地震と判断.
8	7.2	2008.06.14 岩手・宮城内陸	1766 津軽地震(M7.3), 1896 陸羽地震(M7.2)は活断層
			と対応.
9	7.0	1649.07.30 川越	地殻内の地震かどうか不明確だが考慮.
		1782.08.23 小田原	1924 丹沢地震(M7.3)は大正関東地震の余震として考
			慮せず.
10	7.2	1751.05.21 高田	1847 善光寺地震(M7.4)は活断層と対応.
11	6.8	1729.08.01 能登・佐渡	
12	7.0	1961.08.19 北美濃地震	1891 濃尾地震(M8.0), 1858 飛越地震(M7.1), 1948 福
			井地震(M7.1)はいずれも活断層と対応.
13	6.8	1909.08.14 姉川地震	1596 慶長地震(M7.5), 1662 寛文地震(M7.5), 1854 伊
			賀上野地震(M7.3), 1995 兵庫県南部地震(M7.3)はい
			ずれも活断層と対応.
			1819年の近江八幡付近の地震(M7.3)はやや深い地震
			の可能性が指摘されているため対象外とした.
14	6.9	1963.03.27 越前岬沖	1927 北丹後地震(M7.3), 1943 鳥取地震(M7.2)はいず
			れも活断層と対応.
15	7.3	2000.10.06 鳥取県西部地震	1649(M7.0), 1686(M7.2), 1857(M7.3)はフィリピン海
			プレートの地震と考えられるため除外.
16	7.0	1700.04.15 壱岐・対馬	2005 年福岡県西方沖(M7.0)は警固断層帯北西部と対
			応.
17	6.8	(最大 M の下限値)	
18	7.0	1789.05.11 阿波	1854 伊予西部(M7.4)はフィリピン海プレートの地震
			と考えられるため対象外とした.
19	6.8	(最大 M の下限値)	1769 年の M7.7 の地震は津波が発生しており、フィ
			リピン海プレートの地震と判断.
20	7.1	1914.01.12 桜島	火山性地震の可能性も指摘されているが最大マグニ
			チュード設定に考慮.
21	6.9	1922.12.08 千々石湾	1596慶長豊後(M7.5)は活断層と対応.
22	7.0	(海域の最大 M の下限値)	
23	7.1	1872.03.14 浜田地震	
24	7.2	1633.03.01 小田原 (7±1/4)	1930 北伊豆地震(M7.3)は活断層と対応.

領域ごとの最大マグニチュード.

第4.3.1-2 図 陸域の震源断層を予め特定しにくい地震の最大マグニチュード (地震調査研究推進本部(2009)<sup>(34)</sup>により)



第4.3.2-1 図 解放基盤加藤ほか(2004)<sup>(38)</sup>による応答スペクトルと 中央構造線断層帯の断層モデルにより評価した地震動の応答スペクトルの比較



第4.4.1-1図 基準地震動 Ss の応答スペクトル


第4.5.1-1図 地盤の非線形特性モデル(実線)及び 室内試験に基づく各地層の地盤非線形特性(G/G<sub>0</sub>:●,h:◆)



(a) 建屋基礎底位置における基準地震動 Ss-2 の応答波形



(b)建屋基礎底位置における基準地震動 Ss-3の応答波形第4.5.1-2図 等価線形及び時刻歴非線形応答解析結果の時刻歴波形



(a) 水平方向の応答スペクトル



<sup>(</sup>b) 鉛直方向の応答スペクトル

第4.5.1-3 図 等価線形及び時刻歴応答解析結果の応答スペクトル



第4.5.1-4図(1) 深さ方向の最大値分布(基準地震動 Ss-2, NS)



第4.5.1-4図(2) 深さ方向の最大値分布(基準地震動 Ss-2, EW)



第4.5.1-4図(3) 深さ方向の最大値分布(基準地震動 Ss-3, NS)



第4.5.1-4図(4) 深さ方向の最大値分布(基準地震動 Ss-3, EW)



第4.5.1-5 図 建屋基礎底位置における入力地震動



第4.5.1-6 図 基準地震動に基づいて作成した入力地震動と 国土交通省告示による応答スペクトルの比較



第4.5.1-7図 各種、層せん断力係数の比較



第4.6.1-1 図 ロジックツリーの設定



第4.6.1-2 図 解放基盤面における地震動のハザードスペクトルと基準地震 動の応答スペクトルとの比較

第	5	童	目次
11	$\sim$	_	

5. 3	安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価	5-1						
5.1	評価方針	5-1						
5.2	原子炉建屋の地震応答解析	5-3						
	5.2.1 原子炉建屋の概要     5       5.2.2 原子炉建屋の概要     5							
	5.2.2 原子炉建屋等の地震応答解析モデル	5-5						
	5.2.2.1 水平方向地震動に対する地震応答解析モデル	5-5						
	5.2.2.2 鉛直方向地震動に対する地震応答解析モデル	5-12						
	5.2.3 原子炉建屋の地震応答解析結果	5-15						
	5.2.3.1 水平方向地震動に対する地震応答解析結果	5-15						
	5.2.3.2 鉛直方向地震動に対する地震応答解析結果	5-29						
	5.2.3.3 外周壁の曲げ変形に対する地震応答解析結果	5-39						
	5.2.3.4 外周壁の地震応答時における応力度の発生状況に	5-44						
	関する考察							
5.3	生体遮へい体の地震時応力解析	5-45						
	5.3.1 生体遮へい体のモデル	5-45						
	5.3.2 解析結果	5-47						
5.4	使用済み燃料プール室プールの地震時応力解析	5-48						
5.5	基礎地盤の地震時応力解析	5-53						
5.6	評価基準	5-55						
5.7	評価結果	5-57						
	5.7.1 原子炉建屋の評価	5-57						
	5.7.2 原子炉建屋屋根版の評価	5-62						
	5.7.3 生体遮へい体の評価	5-65						
	5.7.4 使用済み燃料プール室プールの評価	5-66						
	5.7.5 基礎地盤の評価	5-67						
	5.7.5.1 地盤の許容支持力の算定	5-67						
	5.7.5.2 基礎地盤の評価	5-70						
5.8	参考文献	5-72						

5. 安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価

5.1 評価方針

安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価は,基準地震動 Ss に 対する施設の安全機能を保持する観点から実施する。

耐震安全上重要な機器・配管系(以下,「Sクラスに相当する設備・ 機器」という。)を内包している建物・構築物としては,原子炉建屋 および生体遮へい体がある。これらの内,原子炉建屋に対しては「生 体遮へい体等の支持機能」及び「生体遮へい体等への波及的影響の 防止機能」の保持等が地震時に要求される。一方,生体遮へい体に 対しては「炉心の冠水維持機能」,「炉心の保護機能」,「放射線の遮 へい機能」の保持が地震時に要求される。従って,建物・構築物の 耐震安全性評価は原子炉建屋及び生体遮へい体を対象とする。一方、 原子炉建屋に隣接する原子炉棟には使用済み燃料プール室プールが あり、プールは安全上重要な施設として耐震安全性評価結果を行う が、原子炉棟についてもプールへの波及的影響の観点から検討した。

建物・構築物の耐震安全性評価は「新耐震指針に照らした既設発 電用原子炉施設等の耐震安全性の評価及び確認に当たっての基本的 な考え方並びに評価手法及び確認基準について」(平成18年9月20 日 原子力安全・保安院)を参考に,原子炉建屋については基準地 震動Ssを用いた地震応答解析等により耐震安全上重要な機器・配管 系に波及的影響が及ばないこと,生体遮へい体については基準地震 動Ssによって生じる応力等が評価基準を満足することを確認する。

建物・構築物への入力地震動としては、4章の第4.3.2-1表に示し た中央構造線断層帯の断層モデルより評価した解放基盤表面の基準 地震動 Ss-2 に対する、解放基盤以浅の表層地盤の非線形増幅特性を 考慮して得られた建屋基礎底レベル位置(GL-7.3m)での自由表面上 での地盤応答波形を用いる。本章以降において、入力地震動と建屋 応答解析ケースとの関係を第5.1-1表のように定義する。

入力地震動成分	表層地盤のモデル	建物応答解析方向	建物応答成分記号	
Ss−2 の NS 成分    等価線	空価値形	Х	CASE1-X	
	守恤秘水	Y	CASE1-Y	
Ss−2のEW成分	味如田北绚彩	х	CASE2-X	
	吁刘煃非称形	Y	CASE2-Y	
Ss-2 の UD 成分	線形	Z	CASE3-Z	

第 5.1-1 表 入力地震動と建屋応答ケースとの対応

5.2 原子炉建屋の地震応答解析

5.2.1 原子炉建屋の概要

原子炉建屋は軒高さ 18.15m (屋根部分を含まず), 直径 28m の鉄 筋コンクリート構造の円筒型のシェル構造物である。屋根は鉄筋コ ンクリート構造の球殻型のシェル構造物である。建屋外周壁の厚さ は 300mm~1000mm, 屋根スラブの厚さは 120mm~200mm の厚さと なっている。基礎は地階床を兼ねた厚さ 1,500mm~2,400mm のマッ トスラブであり, 1 階床面より-5,350mm の位置に地階床面がある。 1 階床の中央部に生体遮へい体が据えられ, 生体遮へい体は生体遮 へい体支持壁を介して基礎マットスラブにより支持されている。生 体遮へい体の高さは1 階床面から 7.3m, 重量は約 10,000kN となって いる。

原子炉建屋に隣接する原子炉棟の地下部分には使用済み燃料プー ル室プール等があり、プールの基礎は原子炉建屋基礎と一体化した 構造となっている。原子炉棟の地上構造は伸縮継手によって原子炉 建屋とは構造的に切り離されている。

原子炉建屋の1階平面図と原子炉建屋断面図をそれぞれ,第 5.2.1-1図及び第5.2.1-2図に示す。



第5.2.1-1図 原子炉建屋及び原子炉棟の1階平面図



第5.2.1-2図 原子炉建屋及び原子炉棟地下部分の断面図

5.2.2 原子炉建屋等の地震応答解析モデル

5.2.2.1 水平方向地震動に対する地震応答解析モデル

(1) 原子炉建屋の弾塑性解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは,原子炉建屋基礎と地盤の動的 相互作用を考慮した質点系モデルとする。基礎を1つの質点に集約 し,基礎の並進動と回転動の復元力はスウェイ及びロッキングばね (以下「地盤ばね」という。)によりモデル化する。上部構造を4つ の質点系に集約し,応答解析は基礎を含めた直列多質点の等価せん 断型弾塑性地震応答解析モデル(以下「SR モデル」という。)とし て実施する。上部構造物の弾性域における減衰定数は3%とする。原 子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデルを第5.2.2-1 図に示す。

原子炉建屋は円筒シェル構造であるため弾塑性応答性状を求める にあたって、円筒壁を等価な正 16 角形の耐震壁(面外曲げ剛性を無 視)付ラーメン構造モデルに置換し、せん断耐力式として(社)日本建築 学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」<sup>1)</sup>を適用する。こ のモデルに基づいて、原子炉建屋の各階の復元力特性が X 方向(NS 方向)、Y 方向(EW 方向)それぞれについて静的弾塑性立体解析モ デルによる荷重増分解析結果から求める(日建設計所有の3次元立 体解析プログラム「BUILDING 3D」を使用)。各層の Q-δ 曲線(層せ ん断力-層間変形曲線)を、トリリニア型の骨格曲線に近似置換して 与える。なお、履歴法則は、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991<sup>2)</sup> (以下、技術指針という)に基づき、最大点指向 型の復元力特性とし、骨格曲線の設定において、荷重増分解析の接 線剛性が初期剛性の 85%に至る履歴曲線上の点(Q<sub>1</sub>,δ<sub>1</sub>)を第一折れ点 とし、予備地震応答解析により想定した最大応答に至る同点(Q<sub>3</sub>,δ<sub>3</sub>) の接線剛性を第3勾配とする。第2折れ点は荷重増分解析の履歴曲 線と骨格曲線が原点(0,0)~点(Q3,δ3)の定義域において履歴消費エ ネルギーが等価となるように決める。なお、後述する今回の入力地 震動による最大応答値に至る履歴消費エネルギーにおいて、荷重増 分解析による履歴曲線と骨格曲線とでは差が小さかったので、第3 勾配として予備地震応答解析の値を用いる。

減衰は、上部構造については歪エネルギー比例減衰(減衰定数3%) をモードに関係なく一定としており、モード依存型減衰定数に比べ て諸応答値が大きくなることを確認している。原子炉建屋の水平方

5-5

向地震応答解析モデルの諸定数の値を第5.2.2-1表に示す。

地盤ばねは Lysmer 他<sup>3)</sup>による,地盤-建物動的相互作用解析系)に 基づいて基礎の根入れ効果を考慮するため,容積法を用いた動的サ ブストラクチュアー法<sup>4),5)</sup>により精算した複素地盤ばねの実数部と 虚数部から技術指針<sup>2)</sup>に基づき求める。指針によれば,地盤ばねの 剛性は振動数ゼロの静的状態における実数部の値となり,減衰係数 は SR モデルの1次固有振動数に対する虚数部の値と原点を結んだ 直線の勾配となる。等価減衰定数はこれら地盤ばねの実数部と虚数 部の値から求める。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤ばねの 設定を第5.2.2-2 図に示し,各値を第5.2.2-2 表に示す。地盤ばね は、第4.2.2-4 表に示す地盤パラメターに基づいて設定する。

(2) 原子炉建屋外周壁の弾性曲げ変形検討用モデル

円筒壁の面外曲げ変形および軸力による応力検討は第 5.2.2-3 図に 示す弾性有限要素(FEM)モデル(解析プログラム「midas Gen」を使 用)を用いて実施する。壁に曲率は設けずに平板を(1)と同様、16 角 形に置換する。壁要素に生じる 2 方向(水平方向の断面と鉛直方向断 面)の曲げモーメントー軸力の評価は、それぞれの検討事項に応じて 動的解析と静的解析を使い分ける。いずれも、基礎底版で固定境界 を設ける。動的解析時の固定境界に与える入力地震動として、(1)の 質点系モデルにおける B1F 階の質点の応答波形を用いる。静的解析 時の外力として、(1)の質点モデル系の各質点に作用する最大応答水 平力を算定し、同等の層レベルの FEM モデル各節点に各 FEM 要素 の質量分布を考慮して分布させる。

(3) 原子炉建屋屋根版の弾性解析モデル

屋根版の水平方向地震応答解析モデルは,球殻型の屋根部分を円 周方向と法線方向をそれぞれ均等に分割した FEM モデル(解析プロ グラム「midas Gen」を使用)とし,周辺を固定境界条件とする。地 震応答解析は,モード重ね合わせ法に基づく線形時刻歴応答解析と して行う。減衰は,歪エネルギー比例減衰(減衰定数 3%)とする。 屋根版の水平方向地震応答解析モデルを第 5.2.2-4 図に示し,屋根版 の固定荷重と積載荷重を第 5.2.2-3 表に示す。

5 - 6

(4) 原子炉棟の弾塑性解析モデル

プールを覆う原子炉棟の応答解析は、基礎固定による3質点の等 価せん断弾塑性地震応答解析モデル(日建設計所有の3次元立体解 析プログラム「BUILDING 3D」を使用)として実施する。復元力特性 はトリリニア原点指向型、減衰は剛性比例型(減衰乗数3%)とした。原子炉 建屋と原子炉棟が地上部において伸縮継手によって分離されている ので振動の連成効果は無視する。一方、プール側壁を含む原子炉棟 の一部基礎部分(第5.2.1-1図の破線部分)が原子炉建屋基礎と一体と なっているため、原子炉棟からの地震力の一部を原子炉建屋基礎へ の付加荷重として考慮する。付加荷重としては地震応答解析から得 られた1階床レベルのせん断力(ベースシェア)に原子炉棟全体の 建築面積に対する上記の基礎一体化部分の面積の比率を乗じること により求める。原子炉棟の地震応答解析モデルを第5.2.2.5 図に示す。



第5.2.2-1図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析のモデル化

第 5.2.2-1 表	原子炉建屋の水平方向地震応答解析モデルの諸定数の値

				X方向				Y方向				
階	重量	階高	<i>K</i> <sub>1</sub>	$Q_{I}$	K <sub>2</sub>	$Q_2$	K 3	<i>K</i> <sub>1</sub>	$Q_{I}$	<i>K</i> <sub>2</sub>	$Q_2$	K 3
	(kN)	(m)	(kN/cm)	(kN)	(kN/cm)	(kN)	(kN/cm)	(kN/cm)	(kN)	(kN/cm)	(kN)	(kN/cm)
R	5,840											
		3.900	132,060	4,462	87, 933	8,388	53, 338	137,460	5,730	87,098	9,113	72, 591
3	5,046											
		6.600	70, 889	7,282	42,772	13,492	16, 431	81,843	8,679	48,468	13, 321	47,869
2	6,239											
		7.550	56, 126	6,973	32, 296	17,666	9, 899	87, 352	8,017	35, 954	17,882	26,451
1	57,043											
		5.350	528,770	33,694	298, 115	57,967	111, 042	838, 420	63,204	301,029	87, 857	212, 100
B1	99, 335											
回車	运慣性(kN・	m <sup>2</sup> )			8, 033, 930					8, 033, 930		



第5.2.2-2 図 動的サブストラクチャ法を用いた地盤ばねの剛性及び減衰係数の 精算値と地震応答解析モデルで用いる地盤ばねの剛性及び減衰係数の値

CASE-H1	X方向	Y方向
水平地盤ばね定数 K <sub>H</sub> (kN/m)	1.32E+07	1.32E+07
水平地盤減衰定数	6.22E+05	6.21E+05
$C_{\rm H}  (k { m N} \cdot { m s}/m)$	(42%)	(42%)
回転地盤ばね定数 K <sub>R</sub> (kN・m/rad)	2.76E+09	2.76E+09
回転地盤減衰定数	6.14E+07	6.14E+07
$C_R$ (kN·m·s/rad)	(25%)	(25%)

第5.2.2-2表 SRモデルの地盤ばねの定数

() 内は等価減衰定数



(基礎底版で固定条件となっている)



第5.2.2-4 図 原子炉建屋屋根版の水平方向地震応答解析モデル

第5.2.2-3表 水平方向地震応答解析モデル用の屋根版の固定荷重

固定荷重(N/m <sup>2</sup> )	固定+積載荷重(N/m <sup>2</sup> )				
材料		床用	架構用	地震用	
コンクリートスラブ t = 130	3,120	D. L.	6,020	6,020	6,020
仕上げ	2,900	L. L.	900	650	300
TOTAL	6,020	T. L.	6,920	6,670	6, 320

ここで、屋根版のコンクリートスラブ厚は端部(幅約2.8m)200mm、中央部120mmと厚 さが異なっているが、ここでは一律平均値(厚さ130mm)を用いている。



第5.2.2-5 図 原子炉棟の水平方向地震応答解析のモデル化 (断面図は一部のみを示しており、モデル化は原子炉棟全体 として行っている)

5.2.2.2 鉛直方向地震動に対する地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析は、原子炉建屋基礎と地盤の動的相互作 用を考慮した鉛直地盤ばねに原子炉建屋の建屋外周壁,床スラブ及 び屋根版を一体とする FEM モデルにより行う。1 階床スラブ,地下 1 階底版及び屋根版は,円周方向と半径方向をそれぞれ均等に要素分 割し,建屋外周壁は,円周方向を均等に,高さ方向を各階床レベル に合わせて,それぞれ要素分割する。地震応答解析は,モード重ね 合わせ法に基づく線形時刻歴応答解析として行う。原子炉建屋の鉛 直方向の地震応答解析モデルを第 5.2.2-6 図に示す。

地盤ばねは,前節「5.2.2.1 (1)」と同様に技術指針<sup>2)</sup>に基づき求める。 ただし,地盤ばねは鉛直方向にのみ自由度を持ち,減衰係数は鉛直 の1次固有振動数における値を用いる。地盤ばねの算定の際に用い た地盤定数としても,前述「5.2.2.1 (1)」と同じ値を用いる。減衰は 歪エネルギー比例減衰として与える。上部構造の減衰定数は3%とす る。

鉛直方向の地盤ばねの剛性及び減衰係数の精算値と地震応答解析 モデルで用いる地盤ばねの剛性及び減衰係数の近似値の設定を第 5.2.2-7 図に示し,各値を第 5.2.2-4 表に示す。鉛直方向地震応答解 析モデル用の建屋外周壁,床スラブ及び屋根版の各部材の固定荷重 と積載荷重を第 5.2.2-5 表に示す。



第5.2.2-6図 原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析のモデル



第5.2.2-7 図 鉛直方向の地盤ばねの剛性及び減衰係数の精算値と 地震応答解析モデルで用いる地盤ばねの剛性及び減衰係数の 近似値

第5.2.2-4 表 鉛直方向の地盤ばねの定数

	Z方向
上下地盤ばね定数 Kv(kN/m)	2.463E+07
上下地盤減衰定数	1.065E+06
Cv(kN•s/m)	(50%)

() 内は等価減衰定数

第5.2.2-5表 鉛直方向地震応答解析モデル用の部材の固定荷重と積載荷重

陇夕	固定荷重(N/m <sup>2</sup> )		固定+積	借去		
陌泊	材料		床用	架構用	地震用	调石
	コンクリートスラブ t = 130 3,120	D. L.	6,020	6,020	6,020	
RF	仕上げ 2,900	L. L.	900	650	300	
	TOTAL 6, 020	T. L.	6,920	6,670	6,320	
3F	クレーン荷重 600 KN					外周壁の各節点に 付加する
	コンクリートスラブ t = 150 3,600	D. L.	3,600	3, 600	3,600	
2F	仕上げ 0	L. L.	2,900	1,800	1,300	
	TOTAL 3, 600	T.L.	6,500	5,400	4,900	
	コンクリートスラブ t = 1,350 32,400	D. L.	37, 300	37, 300	37, 300	
1Fa	仕上げ 4,900	L. L.	25, 500	25, 500	25, 500	
	TOTAL 37, 300	T.L.	62,800	62,800	62,800	
	コンクリートスラブ t = 900 21,600	D. L.	26,500	26, 500	26, 500	
1Fb	仕上げ 4,900	L. L.	25, 500	25, 500	25, 500	
	TOTAL 26, 500	T.L.	52,000	52,000	52,000	
1F	炉体荷重 10,000 KN					中心付近の節点に 付加する
	コンクリートスラブ t = 2,400 57,600	D. L.	65,600	65,600	65,600	
B1Fa	仕上げ 8,000	L. L.	68,600	68,600	68,600	
	TOTAL 65, 600	T.L.	134, 200	134, 200	134, 200	
	コンクリートスラブ t = 1,500 36,000	D. L.	44,000	44,000	44,000	
B1Fb	仕上げ 8,000	L. L.	68,600	68,600	68,600	
	TOTAL 44,000	T. L.	112,600	112,600	112,600	

ここで、屋根版のコンクリートスラブ厚は端部(幅約2.8m)200mm、中央部120mmと厚さが異なっているが、ここでは一律平均値(厚さ130mm)を用いている。

5.2.3 原子炉建屋の地震応答解析結果

5.2.3.1 水平方向地震動に対する地震応答解析結果

(1) 原子炉建屋の応答解析結果

原子炉建屋の水平方向地震応答解析においては、第5.1-1表に示したように、2種類の入力地震動に対して、建屋の非対称性を考慮した2方向(X及びY方向)入力を考え、合成4ケースの評価を行った。また、安全性の評価については、これらケースの応答の中から最も大きい値に対して行う。

原子炉建屋質点系モデルの固有周期を第 5.2.3-1 表に示す。なお, 固有周期は SR モデルに加えて,基礎固定時のモデルによる値も参考 のため併記した。SR モデルの刺激関数を第 5.2.3-1 図に示す。

地震応答解析による最大応答値の一覧表を第 5.2.3-2 表に示し,最 大応答値の建物高さ方向の分布形を第 5.2.3-2 図~第 5.2.3-8 図に示 す。結果として、X 及び Y 方向の応答は、両方向とも表層地盤のモ デル化として時刻歴非線形(CASE2)を用いた結果の方が等価線形 (CASE1)を用いた結果より大きくなっている。

第5.2.3-1表 原子炉建屋の水平方向地震応答解析モデルの固有周期

モデル	方向	1次 (s) T1	2次 (s) T2	3次 (s) T3	4次 (s) T4
基礎固定モデル	Х	0.139 (7.205)	0.064	0.043	0.026
	Y	0.117 (8.524)	0.052	0.038	0.025
CDエデル	Х	0.255 (3.918)	0.156	0.087	0.049
SK-L//	Y	0.250 (4.001)	0.149	0.078	0.041

()内は固有振動数(Hz)



第5.2.3-1図 水平方向地震応答解析モデルの刺激関数(SRモデル)

地震波	位置	CASE2-X	CASE2-Y	CASE1-X	CASE1-Y
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
最大応答 加速度 [cm/s2]	RFL	1459	1268	1416	1230
	3FL	1437	1186	1353	1119
	2FL	1290	1171	1235	908
	1FL	983	921	728	718
	B1FL	887	864	592	629
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
	RFL	2.75	1.55	1.78	1.11
最大変位	3FL	2.68	1.50	1.72	1.06
[cm]	2FL	2.33	1.35	1.49	0.90
	1FL	1.41	1.15	0.78	0.66
	B1FL	1.13	1.07	0.61	0.61
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
展明赤丛	3F	0.08	0.06	0.08	0.06
圕 间 炎 1 型	2F	0.37	0.19	0.31	0.18
[cm]	1F	1.02	0.32	0.75	0.28
	B1F	0.34	0.10	0.18	0.07
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
同時本で	3F	1/4678	1/6351	1/5047	1/6549
一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一	2F	1/1768	1/3520	1/2115	1/3595
角[rad]	1F	1/738	1/2371	1/1010	1/2696
	B1F	1/1572	1/5549	1/2908	1/7579
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
昆山ノミ	3F	8,651	7,518	8,286	7,350
増せん町	2F	15,550	13,234	14,543	13,017
λ][kin]	1F	23,272	19,950	20,553	18,373
	B1F	79,635	73,241	62,276	59,182
	階	X方向	Y方向	X方向	Y方向
民止ノミ	3F	1.48	1.29	1.42	1.26
増せん町 も を 数	2F	1.43	1.22	1.34	1.20
刀除釵	1F	1.36	1.17	1.20	1.07
	B1F	1.07	0.99	0.84	0.80
	階	X方向	Y方向	X 方向	Y方向
ᆂᄺᆘᅮ	3FL	33,738	29,319	32,314	28,663
戦倒七一	2FL	136,340	116,450	126,940	114,490
レント 「LN 7	1FL	311,870	262,770	280,330	253,180
[KIN·m]	B1FL	731,720	654,340	595,320	550,880
	基礎底	835.246	749,553	676,279	627.817

第5.2.3-2表 原子炉建屋の水平方向地震応答解析モデルの最大応答値

は最大応答値を示す



第5.2.3-2 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大加速度の分布 (朱書の値はすべてのケースにおける最大値)



第 5.2.3-3 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大変位 の分布(朱書の値はすべてのケースにおける最大値)



第5.2.3-4 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大層間変位の分布 (朱書きの値はすべてのケースにおける最大値)



第5.2.3-5 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大層間変形角の分布 (朱書きの値はすべてのケースにおける最大値)



第5.2.3-6 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大層せん断力の分布



第5.2.3-7 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大層せん断力 係数の分布



第5.2.3-8 図 原子炉建屋の水平方向地震応答解析による最大転倒 モーメントの分布 (朱書きの値はすべてのケースにおける最大値)

(2) 原子炉建屋屋根版の地震応答解析結果

原子炉建屋屋根版の水平方向地震応答解析モデルに対する水平方 向の入力地震動は前節「5.2.3.1」において得られた,屋上階(RF)の 床応答絶対加速度波形を用いる。屋上階の床応答波形は計4波得ら れているが,これらの内,加速度(絶対値)が最大となる CASE2-X の 波形を選ぶ。入力波形を第5.2.3-9 図に示す。原子炉建屋屋根版の水 平方向地震応答解析モデルの固有周期を第5.2.3-3表に,主要な固有 モードを第5.2.3-10 図に示す。

屋根版の曲率が小さく周縁部を固定境界としてモデル化している ため、各節点間の水平方向の相対変位差が非常に小さく、屋根版の 水平方向地震応答解析による水平方向の変位については剛体的であ った。鉛直方向の最大加速度の分布を第 5.2.3-11 図に示し,最大曲 げモーメント及び最大軸力の分布を第 5.2.3-12 図~第 5.2.3-14 図に 示す。図中の各要素に示す値は,各要素内に生じる断面力の最大値 を表わす。なお,最大曲げモーメント及び最大軸力の分布は屋根版 に対して法線方向と円周方向の2 成分に対して示す。最大曲げモー メント及び最大軸力が比較的大きくなる屋根版中央部付近のモデル 節点番号とその位置を第 5.2.3-15 図に示し,各節点の断面力の最大 値を第 5.2.3-4 表に示す。



第5.2.3-9図 原子炉建屋屋根版の水平方向地震応答解析用の入力地震動 (CASE2-X)

第5.2.3-3表 原子炉建屋屋根版の水平方向地震応答解析モデルの固有周期

1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次	8次	9次	10次
T1(s)	T2(s)	T3(s)	T4(s)	T5(s)	T6(s)	T7(s)	T8(s)	T9(s)	T10(s)
0.086	0.084	0.083	0.083	0.083	0.083	0.082	0.082	0.082	0.082
11次	12次	13次	14次	15次	16次	17次	18次	19次	20次
T11(s)	T12(s)	T13(s)	T14(s)	T15(s)	T16(s)	T17(s)	T18(s)	T19(s)	T20(s)
0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.079	0.079	0.078	0.078	0.077



1次モードT1=0.086秒



2次モードT2=0.084秒



3次モードT<sub>3</sub>=0.083秒

5次モードT5=0.083秒

第5.2.3-10図 原子炉建屋屋根版の主要な固有モード



第5.2.3-11図 原子炉建屋屋根版の鉛直方向の最大絶対加速度の分布 (節点での値を示す)



第5.2.3-12図 原子炉建屋屋根版の最大曲げモーメントの分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)



第5.2.3-13図 原子炉建屋屋根版の最大軸力(圧縮力)の分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)



第5.2.3-14 図 原子炉建屋屋根版の最大軸力(引張力)の分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)


第5.2.3-15図 原子炉建屋屋根版の要素番号と節点番号

		軸力(正	::引張)	曲げモーメント	(正:下端引張)	軸力(負	: 圧縮)	曲げモーメント	(負:上端引張)
		円周方向	法線方向	円周方向	法線方向	円周方向	法線方向	円周方向	法線方向
要素	節点	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)
467	1306	33.72	11.04	0.44	1.03	-37.36	-12.24	-0.49	-1.14
467	1307	33.72	11.04	0.51	1.09	-37.36	-12.24	-0.57	-1.21
467	1305	33.72	11.04	0.54	0.49	-37.36	-12.24	-0.48	-0.45
468	1307	39.42	17.22	0.57	1.11	-43.62	-19.05	-0.63	-1.23
468	1306	39.42	12.64	0.51	1.07	-43.62	-13.99	-0.56	-1.19
468	1311	0.61	13.78	0.38	0.48	-0.45	-15.25	-0.42	-0.53
468	1310	0.61	16.08	0.47	0.47	-0.45	-17.79	-0.52	-0.52
469	1310	5.09	3.80	0.45	0.42	-4.39	-4.13	-0.50	-0.47
469	1311	5.09	3.07	0.40	0.42	-4.39	-3.34	-0.44	-0.47
469	1315	73.50	3.19	0.25	1.39	-66.14	-3.47	-0.23	-1.25
469	1314	73.50	3.68	0.29	1.52	-66.14	-4.00	-0.26	-1.37
470	1314	69.77	11.38	0.32	1.36	-62.79	-10.20	-0.29	-1.23
470	1315	69.77	9.17	0.31	1.26	-62.79	-8.22	-0.28	-1.14
470	1319	17.92	9.44	0.14	0.01	-16.24	-8.46	-0.12	-0.01
470	1318	17.92	11.11	0.16	0.04	-16.24	-9.96	-0.15	-0.05
471	1318	18.18	10.83	0.14	0.01	-16.47	-9.73	-0.13	-0.02
471	1319	18.18	8.37	0.12	0.00	-16.47	-7.53	-0.11	0.00
471	1323	22.65	8.61	0.15	0.78	-25.21	-7.74	-0.17	-0.87
471	1322	22.65	10.59	0.16	0.84	-25.21	-9.52	-0.18	-0.93
472	1322	21.70	4.94	0.18	0.78	-24.16	-4.45	-0.20	-0.87
472	1323	21.70	3.14	0.17	0.72	-24.16	-2.83	-0.19	-0.80
472	794	1.47	3.28	0.13	0.76	-1.32	-2.95	-0.12	-0.68
472	793	1.47	4.80	0.15	0.83	-1.32	-4.32	-0.13	-0.75

第5.2.3-4表 主要な節点での最大断面力の値

5.2.3.2 鉛直方向地震動に対する地震応答解析結果

原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析(CASE3-Z)は、基準地震動 Ss-2の鉛直成分に対する原子炉建屋底面レベル(GL.-7.3m)での P 波 一次元重複反射理論による応答波を用いる。鉛直方向の基礎・地盤ば ねは地盤の時刻歴非線形地震応答解析(CASE2)と同様の地盤モデル を用いて求める。原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析モデルの固有 周期を第5.2.3-5表に,主要な固有モードを第5.2.3-16図に示す。

原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析に対する建屋1階床と屋根版 の最大絶対応答加速度の値を第 5.2.3-17 図に示す。

原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析による安全性の評価は主とし て屋根版を対象とするので,屋根版に生じる断面力の最大値の分布 を示す。屋根版の最大曲げモーメントの分布を第 5.2.3-18 図,最大 圧縮軸力の分布を第 5.2.3-19 図,最大引張軸力の分布を第 5.2.3-20 図にそれぞれ法線方向と円周方向の2成分に対して示す。最大曲げ モーメント及び最大軸力が比較的大きくなる屋根版中央部付近の断 面力の最大値を第 5.2.3-6 表に示す。なお、この表の節点番号の位置 は前掲の第 5.2.3-15 図に対応している。

屋根版に作用する短期荷重は地震応答解析による水平及び鉛直の 2 方向入力地震動による荷重に長期荷重が加わったものとなるので, 長期荷重による屋根版に作用する断面力も計算する。長期荷重によ る屋根版の曲げモーメント分布を第 5.2.3-21 図に示し,軸力分布を 第 5.2.3-22 図に示す。これら断面力が比較的大きくなる主な節点の 最大断面力を第 5.2.3-7 表に示す。

第5.2.3-5表 原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析モデルの固有周期(秒)

1次	2次	3次	4次
0.1597	0.1115	0.0994	0.0985



第5.2.3-16図 原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析モデルの主要な固有モード



第5.2.3-17図 屋根版と1階床の鉛直方向の最大絶対加速度応答値の分布



円周方向 単位:kNm/m

第5.2.3-18図 原子炉建屋屋根版の最大曲げモーメントの分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)



第5.2.3-19図 原子炉建屋屋根版の圧縮力の分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)



第5.2.3-20図 原子炉建屋屋根版の引張力の分布 (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)

		軸力(正	E:引張)	曲げモーメント	(正:下端引張)	軸力(負	: 圧縮)	曲げモーメント	(負:上端引張)
		円周方向	法線方向	円周方向	法線方向	円周方向	法線方向	円周方向	法線方向
要素	節点	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)
467	1306	75.88	85.39	0.09	0.42	-74.70	-83.08	-0.11	-0.42
467	1307	75.88	85.39	0.09	0.42	-74.70	-83.08	-0.11	-0.42
467	1305	75.88	85.39	0.95	0.94	-74.70	-83.08	-0.86	-0.86
468	1307	69.11	75.52	0.23	0.26	-68.94	-74.45	-0.22	-0.25
468	1306	69.11	75.59	0.23	0.26	-68.94	-74.35	-0.22	-0.25
468	1311	52.28	75.57	0.03	0.30	-54.22	-74.38	-0.03	-0.29
468	1310	52.28	75.54	0.03	0.30	-54.22	-74.42	-0.03	-0.29
469	1310	53.35	69.77	0.03	0.27	-55.02	-69.44	-0.03	-0.26
469	1311	53.35	69.90	0.03	0.26	-55.02	-69.31	-0.02	-0.26
469	1315	63.37	69.88	0.16	0.46	-62.21	-69.33	-0.16	-0.47
469	1314	63.37	69.79	0.16	0.46	-62.21	-69.42	-0.17	-0.47
470	1314	64.66	71.32	0.17	0.40	-63.60	-70.91	-0.18	-0.40
470	1315	64.66	71.50	0.17	0.40	-63.60	-70.76	-0.18	-0.40
470	1319	93.15	71.48	0.17	0.89	-91.56	-70.78	-0.18	-0.85
470	1318	93.15	71.34	0.17	0.89	-91.56	-70.89	-0.17	-0.84
471	1318	88.61	74.04	0.18	0.88	-87.35	-73.79	-0.18	-0.82
471	1319	88.61	74.23	0.18	0.89	-87.35	-73.66	-0.19	-0.82
471	1323	18.26	74.21	0.79	2.49	-16.01	-73.67	-0.82	-2.66
471	1322	18.26	74.06	0.79	2.48	-16.01	-73.78	-0.82	-2.67
472	1322	20.56	61.02	0.85	2.22	-18.34	-61.60	-0.89	-2.38
472	1323	20.56	61.13	0.85	2.22	-18.34	-61.52	-0.88	-2.38
472	794	186.73	61.13	1.22	6.31	-188.23	-61.53	-1.20	-6.20
472	793	186.73	61.03	1.22	6.31	-188.23	-61.59	-1.20	-6.19

## 第5.2.3-6表 シェル要素節点での最大断面力の値



円周方向 単位:kNm/m

第5.2.3-21図 原子炉建屋屋根版の曲げモーメント分布(長期荷重時) (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)



円周方向 単位:kNm/m

第5.2.3-22図 原子炉建屋屋根版の軸力分布(長期荷重時) (図中の値は各要素に属する節点の値の内,最大値を示す)

第 5.2.3-7 表(シェル要素節点での最大断面力	の値	(長期荷重時)
----------------------------	----	---------

		軸力(正:引張)		曲げモーメント	(正:下端引張)
		円周方向	法線方向	円周方向	法線方向
要素	節点	Fxx (kN/m)	Fyy (kN/m)	Mxx (kN*m/m)	Myy (kN*m/m)
467	1306	-85.90	-92.86	0.10	0.66
467	1307	-85.90	-92.86	0.10	0.66
467	1305	-85.90	-92.86	-0.88	-0.88
468	1307	-83.24	-86.93	-0.08	-0.16
468	1306	-83.24	-86.86	-0.08	-0.16
468	1311	-76.63	-86.88	-0.07	-0.02
468	1310	-76.63	-86.91	-0.07	-0.02
469	1310	-76.77	-85.13	-0.06	0.00
469	1311	-76.77	-85.06	-0.06	0.00
469	1315	-76.19	-85.07	0.12	0.46
469	1314	-76.19	-85.12	0.12	0.46
470	1314	-78.28	-87.57	0.14	0.41
470	1315	-78.28	-87.51	0.14	0.41
470	1319	-107.63	-87.52	0.00	-0.28
470	1318	-107.63	-87.56	0.00	-0.28
471	1318	-103.95	-91.90	0.02	-0.37
471	1319	-103.95	-91.86	0.02	-0.37
471	1323	-18.60	-91.86	-1.14	-4.07
471	1322	-18.60	-91.89	-1.14	-4.07
472	1322	-11.83	-80.50	-1.25	-3.65
472	1323	-11.83	-80.47	-1.25	-3.65
472	794	224.32	-80.48	1.58	8.31
472	793	224.31	-80.50	1.58	8.30

5.2.3.3 外周壁の曲げ変形に対する地震応答解析結果

前出の図 5.2.2-3 の弾性有限要素モデル(基礎固定)において、水 平方向の入力地震動に対して最も影響を受けやすいモードに対する 固有周期は、剛床モデルでは 0.086 秒、非剛床モデルでは 0.097 秒 となっている。一方、質点系モデルでは 0.139 秒(X 方向)となっ ており、剛性が低く見積もられている。これら上部構造のみのモデ ルに建屋基礎・地盤間の相互作用を考慮した場合の固有周期に対する CASE-2 の入力地震動から求めた応答スペクトル値を各モデル間で 比較すると、質点系モデルによる SR モデルの固有周期に対する応答 値が最も大きくなる。

原子炉建屋の質点系モデルにおいて、床面が存在しない2階およ び3階床にも質点を配置し、剛床仮定の下で荷重増分解析による復 元力特性を設定している。上述の弾性有限要素モデルを用いた非剛 床仮定に基づく地震応答解析による屋根版周縁部(屋根版と円筒壁と の接合部)各節点の応答において、これら節点間の変位差の最大値は 全ての節点(16点)の平均変位の25%程度となっている。従って、円 筒壁には剛床仮定時に比べて非剛床仮定時には、より大きな面外曲 げモーメントが作用すると考えられる。剛床モデルと非剛床モデル の違いによって、この付加的な曲げモーメントが円筒壁の鉛直方向 と水平方向に沿って伝わる。ここでは、質点系モデルの地震応答解 析では表現することができない水平方向(円周方向)へ伝わる曲げモ ーメントの割合(鉛直方向に対する)について考察する。

剛床仮定と非剛床仮定に基づく FEM モデル(第5.2.2-3 図)に対する 地震応答解析を実施する。両仮定に対する原子炉建屋モデルの固有 モードにおいて、励起されやすいモードを第5.2.3-23 図と第5.2.3-24 図 に示す。CASE2-X に対して 16 角形の壁面要素中、面外曲げモーメ ントが最大となる板要素(第5.2.3-25 図)に対して検討を行う。各板要素 の隅角部の4点と中央点について、2方向(水平 Mxx, 鉛直 Myy)の 曲げモーメントを求め、剛床仮定時と非剛床仮定時における曲げモ ーメントの差をそれぞれ求める。次にこれらの差の比(Mxx/Myy)を 求める。1FL, BFL は実際に床面が存在し剛床となっていると考えら れるため、ここでは板要素 375,373 および 369 の上半分について検討する。

結果として、第5.2.3-8表に示すように非剛床化によって付加的に生じる曲げモーメントの鉛直方向伝播に対する水平方向伝播の比

(Mxx/Myy)は 1.00 以下の値となっている。従って、剛床化に伴う壁 面外に生じる付加的な曲げモーメントは質点系モデルの復元力特性 に(荷重増分解析モデルとして)反映されている鉛直方向の曲げモ ーメントの伝播の割合の方が水平方向よりも多くなっている。

原子炉建屋円筒壁に生じる鉛直方向に伝播する曲げモーメント (Myy)と軸力(Fyy)による検討を行うため、FEM モデル(第5.2.2-3 図) の各節点に強制水平力を加える。質点系モデルの地震応答解析結果 から壁のせん断変形は塑性域に達しているが、壁の曲げ変形につい ては弾性域と仮定して軸力と曲げモーメントを求める。弾性変形と 仮定したことで、弾塑性時より発生応力を大きめに見積もることに なる。第5.2.3-26 図に強制力作用時における FEM モデルの各節点 変位を示す。

上層階の壁要素(375,373)の短期荷重時の発生応力は第 5.2.3-9 表 に示すように、軸力が圧縮となっており曲げモーメントも比較的小 さいことから、コンクリートの短期許容圧縮応力度の範囲内となっ ている。一方、下層階の壁要素(369,365)の短期荷重時の発生応力は 引張となるため、別途後節において軸力と曲げモーメントとの相関 図を用いて検討する。





主要固有モード



第 5.2.3-25 図 原子炉建屋 FEM モデルの建屋・屋根一体モデルの主要 節点・要素の番号と断面力記号(各壁要素間にはリング状の 梁要素が存在する)

第5.2.3-8表 非剛床モデルと剛床モデルによる曲げモーメントおよびモーメント比

	節点	非剛床	剛床	差		節点	非剛床	剛床	差	節点	Mxx/Myy
	中央	0.01	0.06	-0.05		中央	-0.57	0.32	-0.89	中央	0.06
	1066	-0.35	0.08	-0.43		1066	0.94	0.4	0.54	1066	-0.80
	1032	-0.33	0.07	-0.4		1032	0.97	0.35	0.62	1032	-0.65
	1026	0.33	0.04	0.29		1026	-2.1	0.22	-2.32	1026	-0.13
	1060	0.37	0.06	0.31		1060	-2.09	0.3	-2.39	1060	-0.13
	中央	0.09	0.06	0.03		中央	-0.1	0.28	-0.38	中央	-0.08
	1060	-0.34	0.07	-0.41	<b>Myy</b> ∮(kN*m∕m)	1060	-2.14	0.35	-2.49	1060	0.16
	1026	-0.34	0.03	-0.37		1026	-2.05	0.16	-2.21	1026	0.17
Maria	1016	0.25	0.11	0.14		1016	1.67	0.56	1.11	1016	0.13
WIXX	1050	0.8	0.01	0.79		1050	2.12	0.06	2.06	1050	0.38
(KIN*III/ III)	中央	-0.14	-0.19	0.05		中央	-1.03	-0.94	-0.09	中央	-0.56
	1050	1.35	-0.01	1.36		1050	2.27	-0.07	2.34	1050	0.58
	1016	0.18	0.19	-0.01		1016	1.83	0.95	0.88	1016	-0.01
	152	0.13	-0.84	0.97		152	-4.69	-4.21	-0.48	152	-2.02
	171	-2.19	-0.09	-2.1		171	-3.52	-0.44	-3.08	171	0.68
	中央	-1.43	-1.09	-0.34		中央	-5.39	-5.42	0.03	中央	-11.33
	171	-14.56	7.37	-21.93		171	33	36.84	-3.84	171	5.71
	152	-9.94	11.27	-21.21		152	67.93	56.37	11.56	152	-1.83
	456	1.66	-12.4	14.06		456	-72.79	-62.02	-10.77	456	-1.31
	475	17.1	-10.58	27.68		475	-49.68	-52.89	3.21	475	8.62



第5.2.3-26図 強制力による建屋・屋根一体弾性モデルの変形図

第 5.2.3-9 表	各壁要素における軸力とモーメント
	(軸力の正は引張力,負は圧縮力)

要素番号	長期荷	苛重時①	水平荷	重時②	短期荷重時①+②		
	Fyy(kN/m)	Myy(kN∗m∕m)	Fyy(kN/m) (引張時)	Myy(kN∗m∕m)	Fyy(kN∕m)	Myy(kN∗m∕m)	
375	-62.2	8.1	15.2	0.4	-47.0	8.5	
373	-109.7	7.8	63.6	7.9	-46.1	15.7	
369	-215.4	10.9	591.8	21.9	376.4	32.8	
365	-388.6	36.7	1150.7	70.8	762.1	107.5	

## 5.2.3.4 外周壁の地震応答時における応力度の発生状況に関する 考察

前節の第 5.2.3-25 図に示した円筒外周壁の水平方向地震応答時の 引張及びせん断応力度の発生状況を地震力作用方向と平行な壁要素 (417)と直交する壁要素(365)について考察する。モデルは前節同 様に基礎固定弾性有限要素モデルとし、質点系 SR モデルによる基礎 版の応答波形を入力する。せん断及び引張の許容応力度はコンクリ ートの設計基準強度 Fc の 15 分の 1 とする。

時刻歴応答解析の結果を第 5.2.3-27 図に示し、以下に説明する。 地震力作用方向と平行な壁に生じるせん断応力度とそれと直交する 壁に生じる引張応力度の関係は完全な線形関係ではなく、前節で述 べた局部的な壁の曲げ変形の発生により、僅かなゆらぎが見られる。 両応力度の最大応答値は、ほぼ両許容応力度付近に存在する。なお、 1 階壁についても地階壁と同様な時刻歴応答特性(引張とせん断応 力度の関係)を示しているが、両応力度の発生値については地階の 結果よりも小さく、両許容値よりも明瞭に小さくなっている。



第 5.2.3-27 図 弾性有限要素モデルによる地震力作用方向と平行な 壁要素(第 5.2.3-25 図の要素番号 417)と直交する壁要素(同 365) の垂直応力度とせん断応力度の時刻歴応答(壁要素断面の縁での 応力度を示す)

5 - 44

5.3 生体遮へい体の地震時応力解析

5.3.1 生体遮へい体のモデル

原子炉建屋質点系モデルによる地震応答解析の結果、原子炉建屋 1階床レベルの応答加速度(絶対値)の最大値は水平方向(CASE2-X) が983gal、鉛直方向(CASE3-Z)が268galとなる。第5.3.1-1図に原子 炉建屋1階床レベルの応答波形を示す。

生体遮へい体は中空円形断面形の鉄筋コンクリート製構築物である。生体遮へい体は原子炉建屋1階床で固定支持され水平方向の固 有周期は0.025秒であり、鉛直方向はそれ以下の値である。従って、 剛体として考え、床応答加速度から水平震度をC<sub>H</sub>=1.0、鉛直震度を C<sub>V</sub>=0.4に設定する。

生体遮へい体の平面及び断面図を第5.3.1-2図に示す。



第5.3.1-1図 原子炉建屋1階床レベルの応答波形



第5.3.1-2図 生体遮へい体の平面図と立面図

5.3.2 解析結果

生体遮へい体へ水平荷重と鉛直荷重が作用した場合の組み合わせ 応力の最大値は A~D の断面の内、D 断面で生じている。この断面 での断面力は以下となる。

> 最小圧縮力:N<sub>1</sub>=(1.0-Cv)×W = 4,440kN 最大圧縮力:N<sub>2</sub>=(1.0+Cv)×W =10,360kN せん断力:Q=CH×W= 7,400kN 曲げモーメント:M=(CH×W)×H = 29,230kNm

5.4. 使用済み燃料プール室プールの地震時応力解析

原子炉棟の一部に設置されている使用済み燃料プール室プールは 周辺をコンクリート壁で囲まれた非常に剛な構築物であるので、剛 体としてモデル化を行い、建屋1階床(1FL)レベルの応答最大加速度 (第5.3.1-1図)から水平震度を C<sub>H</sub>=1.0、鉛直震度を C<sub>V</sub>=0.4 に設定する。

床スラブ、プール側壁、水の各重量による水平荷重を以下に算定 する。 第5.4.-1 図に使用済み燃料プール室プールの鳥瞰図を示す。

単位幅床重量(幅 1.5m の床重量が壁に地震荷重と

して作用すると考える)

- ・スラブ ・・・4320 N/m<sup>2</sup>
- ・仕上げ・・・200 N/m<sup>2</sup>
- ・積載 ・・・2100 N/m<sup>2</sup> 計 6620 N/m<sup>2</sup>
  - $\rightarrow$ 6.62kN/m<sup>2</sup> $\times$ 1.5m= **9.93kN/m**

単位幅側壁重量

- ・壁 ・・・12000 N/m<sup>2</sup>
- ・仕上げ・・・ 1000 N/m<sup>2</sup> 計 13000 N/m<sup>2</sup>

 $\rightarrow \! 13 k \text{N/m}^2 \! \times \! 5.25 \text{m} \! = \! \textbf{68.25 kN/m}$ 

単位幅プール水重量

10kN/m3×5.25m×5.2m/2= **136.5 kN/m** 

合計:W=9.93+68.25+136.5=214.7kN/m

→ 水平荷重:P=216.0kN/m



第5.4.-1図 使用済み燃料プール室プール

以前の節 5.2.2.1(4)で述べたように、使用済み燃料プール室プール を含む建物(原子炉棟)の地震荷重の一部が基礎を介して隣接原子 炉建屋へ伝わると仮定している。この荷重を原子炉棟の地震応答解 析結果から評価する。一方、この解析結果から原子炉棟自体の耐震 安全性を評価することにより、使用済み燃料プール室プールへの地 震時の波及的影響も後節において確認する。原子炉棟の地震応答解 析モデル(第 5.2.2-5 図)の固有周期は以下となる。

X 方向 1次:0.0908秒, 2次:0.0487秒, 3次:0.0214秒

Y方向 1次:0.0912秒, 2次:0.0544秒, 3次:0.0225秒 静的荷重増分解析における荷重変形曲線、設定した復元力および最 大応答発生値をあわせて第 5.4-2 図および第 5.4-3 図に示す。1 階に 生じる最大層せん断力は、X 方向が 32,000kN、Y 方向が 28,000kN

となる。これら値に前述(節 5.2.2.(4))の面積比率を乗じ、原子炉 建屋基礎へ付加するせん断力を求めると、X 方向が 3,200kN、Y 方 向が 2,800kN となる。



第5.4-2図 原子炉棟の最大応答値(X方向)



第5.4-3図 原子炉棟の最大応答値(Y方向)

5.5 基礎地盤の地震時応力解析

地下1階の基礎地盤の支持力の検討は外周壁直下部分における基礎版(フーチング部分)の接地圧により検討する。接地圧は原子炉建屋の地震応答解析から求めた最大転倒モーメントと等価な力を静的増分解析モデルに作用させた時の16角形に置換した外周壁の各辺交点の節点反力(第5.5-11図)に基づいて以下のように求める。なお、長期荷重時の節点反力の最大値は4059kN,地震水平動時の節点反力の最大値は10000kNとなっている。

長期荷重検討用支配面積(A=L×B)に関しては,幅(B)は底版 が外周壁から伝わる鉛直力を直接地盤に伝えられる様に,傾きが30 度以内となる幅として2.2m,長さ(L)は分割した節点間隔として 5.5mとした(第5.5-2図)。短期荷重検討用支配面積に関しては,幅 (B)は長期と同様に2.2mとし,長さ(L)は壁があるため第5.5-2 図に示す範囲が一緒に抵抗すると考え27.5mとしている。 短期荷重時の接地圧は,長期荷重時節点反力,水平動時節点反力,

および上下動時節点反力を足し合わせて求める。上下動による接地 圧算定用の静的震度(Kv)は生体遮へい体や使用済み燃料プール室 プールの鉛直震度と同じ 0.4 とする。



第5.5-2図 基礎底版の検討用支配面積

5.6 評価基準

原子炉建屋の耐震安全性の評価にあたっては,終局(保有)水平耐 力及び終局耐力時の変形能力について確認する。基準地震動 Ss によ る各層の水平力が当該層の保有水平耐力を超えないこと,さらに各 層のせん断ひずみが評価基準値(2.0×10<sup>-3</sup>)を超えないことを確認 する。なお、最下階の最大層せん断力には原子炉棟からの基礎を介 して伝わる付加せん断力も考慮する。

原子炉建屋円筒壁に生じる曲げモーメントと軸力による検討は、 このモデルによる発生応力が壁の軸力と曲げモーメントの短期許容 応力度および終局応力度相関曲線の範囲内に納まっていることで確 認する。

原子炉建屋屋根版の耐震安全性の評価にあたっては,長期荷重と 水平動及び上下動による発生応力の最大値を単純和としたときの応 力に対して,先ず球殻のコンクリートのみが応力を負担するものと 仮定し,コンクリートの短期許容応力度を評価基準値とする。次に この発生応力度がコンクリートの短期許容応力度を超える要素につ いては,鉄筋の効果も考慮した評価基準を適用する。すなわち,軸 力と曲げモーメントの組み合わせによる発生応力度が軸力と曲げモ ーメントの短期許容応力度相関曲線の範囲内に納まっていることを 確認する。

生体遮へい体および使用済み燃料プール室プールについては、基 準地震動 Ssにより生じる諸応力度が短期許容応力度を超えないこと を確認する。さらに。同プールへの地震時の波及的影響を確認する ため、原子炉棟の耐震安全性の評価も行う。評価にあたっては、基 準地震動 Ssによる各層の水平力が当該層の保有水平耐力を超えない ことにより確認する。

原子炉建屋基礎地盤の耐震安全性の評価にあたっては,「地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法 並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持 力を定める方法等を定める件(平成13年国土交通省告示第1113号) <sup>6)</sup>」に基づき,短期荷重時の接地圧が地盤の短期許容支持力を超えな いことを確認する。さらに負の接地圧(引張力)が作用する部分に ついては,「地震時に対する建築物の基礎の設計指針,2003(日本建 築センター)<sup>7)</sup>」に基づき,根入れ基礎側面摩擦抵抗力の許容値を超

5 - 55

えないことを確認する。

原子炉建屋および生体遮へい体を構成するコンクートと鉄筋の短 期許容応力度を第5.6-1表に示す。

	-		-	
評価施設·設備	使用材料名等	規格	評価基準値(N/mm <sup>2</sup> ) (短期荷重時或いはそれに準 る耐震計算用許容値)	
			圧縮	12
	普通コンクリート	FC180	引張	1.2
建屋			せん断	0.9
	<b>3</b> 4な(古正も細)	88040	圧縮	295
	<b>荻肋(向坂刀</b> 婀)	33049	引張	295
			圧縮	14
生体遮へい体	普通(一部重晶石)	FC210	引張	1.4
			せん断	1.05

第5.6-1表 コンクリートと鉄筋の許容値

コンクリートの終局応力度は上記の短期許容応力度の 1.5 倍とし、 鉄筋の終局応力度は短期許容応力度の 1.1 倍とする。 5.7 評価結果

5.7.1 原子炉建屋の評価

基準地震動に対する原子炉建屋の最大応答層せん断力は,確認保 有水平耐力を下回っている。さらに,建屋壁に生じる最大せん断ひ ずみは,評価基準値(2.0×10·3)を下回っている。これら耐力と変形 の結果から,原子炉建屋の耐震安全性は確保できている。第5.7.1-1 表に原子炉建屋の最大応答層せん断力と確認保有水平耐力との比較 を示す。第5.7.1-1 図~第5.7.1-2 図に原子建屋各階の層せん断力と せん断ひずみの関係を示す。

		X方向		Y方向			
階	最大応答 層せん断力 <i>Qmax</i> (kN)	確認保有 水平耐力 <i>Qu</i> (kN)	Qu/Qmax	最大応答 層せん断力 <i>Qmax</i> (kN)	確認保有 水平耐力 <i>Qu</i> (kN)	Qu/Qmax	
RF							
ЗF	8,651	> 13,212 %1	> 1.52	7,518	>14,711%1	> 1.95	
2F	15,550	22,453	1.44	13,234	25,609	1.94	
1F	23,272	26,512	1.14	19,950	31,302	1.57	
B1F	$82,853 \approx 2$ (79,653+3,200)	100,459	1.21	76,041 %2 (73,241+2,800)	81,544	1.07	

第5.7.1-1表 最大応答層せん断力と確認保有水平耐力

※13階の保有水平耐力については、3階より下層階の壁が先にせん断耐力に達したため、 漸増弾塑性解析の最終ステップの水平力の値を記載している。

※2 原子炉棟(補助建屋)の地震応答解析による原子炉建屋基礎(地下1階部分)への付加せん断力を加算している







第5.7.1-2図 Y方向の層せん断力とせん断ひずみの関係

次に、非剛床モデルの各壁要素に生じる水平方向(円周)方向に 伝わる曲げモーメント(Mxx)と軸力(Fxx)の組み合わせ応力による断 面検討を行った。応力の発生値は、短期許容値以内であることを確 認した。発生応力値と許容値との関係を第 5.7.1-3 図に示す。なお、 軸力と曲げモーメント相関曲線の評価において、壁のみを考慮し、 各階床レベルに存在するリンク状の梁要素は無視している。参考ま でに、リング梁 Tsc(軸鉄筋 15-D22)による短期許容引張力は 1,712kN となっており、これらを考慮することで、発生値に対する安全裕度 はより高くなる。

短期荷重時の発生応力が引張となった下層階の壁要素(369,365) に対して、鉛直方向に伝わる曲げモーメント(Myy)と軸力(Fyy)の組 み合わせ応力による断面検討を行った。両壁要素の発生応力は何れ も終局強度値以内であることを確認した。発生応力値と許容値との 関係を第5.7.1-4 図に示す。

以上の結果から、原子炉建屋外周壁への面外曲げモーメントおよ び軸力による耐震安全性は確保できている。



第 5.7.1-3 図 壁要素の円周方向に伝わるモーメントと軸力による 許容・終局耐力曲線と発生値



第 5.7.1-4 図 壁要素の鉛直方向に伝わるモーメントと軸力による 許容・終局耐力曲線と発生値

5.7.2 原子炉建屋屋根版の評価

原子炉建屋屋根版のコンクリートのみが荷重に抵抗すると考えた 場合の短期荷重時に生じる縁応力度は,第5.7.2-1 図に示す領域1~ 5において、発生最大圧縮応力度はコンクリートの短期許容圧縮応 力度以下,発生最大引張応力度は短期許容引張応力度以下となった。 コンクリートのみを考慮した場合の屋根版の断面検討結果を 第5.7.2-1表に示す

領域6については、屋根版の縁応力度が引張時においてコンクリ ート短期許容引張応力度を上回ったので、部材断面に作用する引張 応力は全て鉄筋が負担するものとして検討を行った結果、短期許容 応力度以下となった。軸力と曲げモーメントの組み合わせによる発 生応力度と軸力-曲げモーメント短期許容応力度相関曲線との関係 を第5.7.2-2 図に示す。右側の発生応力値付近の拡大図に基づいて考 察する。法線方向及び円周方向共に、長期荷重時からの応力の増分 は水平方向より鉛直方向の入力地震動に対して大きくなっている。

以上の結果から,原子炉建屋屋根版の耐震安全性は確保できている。



## 第 5.7.2-1 図 屋根版の検討部位
	領域	1-頂部	1-下部	2-上部	2-下部	3-上部	3-下部	4-上部	4-下部	5-上部	5-下部	6-上部	6-下部
	スラブ厚 t (mm)	120	120	120	120	120	120	120	120	200	200	200	200
	鉄筋D13@150	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	ダブル	ダブル	ダブル	ダブル
	夏期日十時七(1)	04.2	04.2	00.2	00.2	0//	07.7	00.2	00.2	02.7	02.7	02.4	02.4
	長朔城大輔刀(KN)	-94.2	-94.2	-88.3	-88.3	-86.6	-86.6	-89.2	-89.2	-93.7	-93.7	-82.4	-82.4
	上下動時載大軸力(圧縮) kN	-57.3	-57.3	-51.2	-51.2	-4/.6	-4/.6	-48.6	-48.6	-50.6	-50.6	-42.1	-42.1
	小平町时取入軸刀(注釉)KN	-12.2	-12.2	-21.7	-17.9	-4.6	-4.1	-11.8	-11.1	-11./	-11.0	-0.4	-5.7
		-163.7	-163.7	-161.1	-157.3	-138.7	-138.3	-149.6	-148.9	-156.0	-155.3	-130.9	-130.3
	長期東小軸刀(kN)	-92.7	-92.7	-86.5	-86.5	-84.4	-84.5	-86.5	-86.6	-90.5	-90.6	-/8./	-/8.8
	上下動時載大軸刀(引張) KN	68.9	68.9	60.6	60.6	56.0	56.0	57.3	57.3	59.5	59.5	48.9	48.9
	水平動時載大軸刀(51張) kN	12.3	12.3	16.5	21.7	17.9	4.6	10.3	11.8	11.1	11.7	11.0	6.4
	短期最小幅刀N <sub>2</sub> (引張)kN	-11.5	-11.5	-9.3	-4.2	-10.6	-23.9	-19.0	-17.5	-19.9	-19.4	-18.8	-23.5
	長期囲げモーメント(kNm)	-0.88	0.66	-0.16	-0.02	0.00	0.47	0.41	-0.28	-0.38	-4.12	-3.69	8.41
広力 (注線方向)	上下動時田げモーメント(kNm)(止値	0.81	0.29	0.21	0.27	0.24	0.32	0.27	0.80	0.79	1.95	1.74	4.29
//////////////////////////////////////	上下動時曲げモーメント(kNm)(負値	-0.67	-0.34	-0.17	-0.26	-0.24	-0.38	-0.32	-0.72	-0.70	-1.78	-1.59	-4.93
	水平動時曲げモーメント(kNm)(止値	1.21	0.83	0.87	1.23	0.52	0.47	1.52	1.36	0.45	0.04	0.93	0.87
	水平動時曲げモーメント(kNm)(負値	-0.49	-1.21	-1.23	-0.53	-0.47	-1.52	-1.36	-0.10	-0.04	-0.93	-0.87	-0.83
	短期曲げモーメントM (kNm)	2.04	1.77	1.57	1.48	0.77	1.43	2.20	1.88	1.12	6.82	6.15	13.56
	$N_I / A - M / Z (N/mm^2)$	-2.21	-2.10	-1.99	-1.93	-1.47	-1.75	-2.16	-2.02	-0.95	-1.80	-1.58	-2.69
	下線側断面検討	$\vee$ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok	∨ ok
	江州田田博田	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0
	$N_2 / A + M / Z (N/mm^2)$	0.75	0.64	0.57	0.58	0.23	0.40	0.76	0.64	0.07	0.93	0.83	1.92
	21 進伸版 市検計	∧ OK	∧ 0K	∧ OK	∧ OK	∧ OK	∧ OK	∧ OK	∧ 0K	∧ OK	Λ 0K	∧ OK	∨ NG
	引張團剛面便討	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	長期最大軸刀(kN)		-86.1	-83.5	-77.0	-77.1	-76.8	-78.8	-108.2	-104.4	-19.5	-12.8	221.0
	上下動時最大軸刀(圧縮)kN		-51.1	-46.9	-36.4	-37.0	-42.7	-43.6	-62.8	-59.8	-14.7	-17.2	-151.0
	水平動時最大軸刀(圧縮)kN		-37.4	-43.6	-0.8	-5.2	-73.5	-69.8	-17.9	-18.2	-25.2	-24.2	-1.5
			-174.5	-174.0	-114.2	-119.3	-193.0	-192.2	-188.8	-182.4	-59.4	-54.1	68.5
	長期最小軸刀(kN)		-84.7	-81.9	-75.3	-75.5	-74.8	-76.9	-106.6	-102.9	-16.8	-10.0	229.6
	上下動時最大軸刀 (引張) kN		60.6	55.0	41.3	42.2	50.7	51.6	74.4	70.7	18.1	19.9	128.5
	水平動時最大軸刀(引張) kN		37.3	37.3	43.6	41.5	5.2	73.5	69.8	17.9	18.2	25.2	24.2
	短期最小幅刀N <sub>2</sub> (引張)kN		13.2	10.4	9.6	8.2	-18.9	48.2	37.6	-14.3	19.5	35.1	382.3
	長期囲げモーメント(kNm)		0.10	-0.08	-0.07	-0.07	0.13	0.14	0.00	0.02	-1.16	-1.26	1.60
広力 (控線方向)	上ト動時曲げモーメント(kNm)(止値		0.09	0.21	0.03	0.03	0.12	0.13	0.16	0.16	0.63	0.68	0.83
「「「「「「「「「」」」」「「」」」	上ト動時曲げモーメント(kNm)(負値		-0.11	-0.19	-0.02	-0.03	-0.14	-0.15	-0.16	-0.17	-0.55	-0.60	-0.96
	水平動時曲げモーメント(kNm)(止値		0.18	0.55	0.63	0.55	0.50	0.29	0.32	0.17	0.14	0.18	0.20
	水平動時曲げモーメント(kNm)(負値		-0.57	-0.63	-0.55	-0.50	-0.29	-0.32	-0.17	-0.14	-0.18	-0.20	-0.15
1	短期曲げモーメントM (kNm)		0.57	0.89	0.64	0.59	0.75	0.56	0.48	0.35	1.89	2.05	2.63
	$N_I / A - M / Z (N/mm^2)$		-1.69	-1.82	-1.22	-1.24	-1.92	-1.83	-1.77	-0.97	-0.58	-0.58	-0.05
	圧縮側断面検討		∨ ok	∨ ok	$\vee$ ok	$\vee$ ok	V OK	$\vee$ ok	∨ ok	∨ ok	$\vee$ ok	$\vee$ ok	V OK
			-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0
	$N_2 / A + M / Z (N/mm^2)$		0.35	0.46	0.35	0.32	0.15	0.63	0.51	-0.02	0.38	0.48	2.31
1	引張側断面檢討		A OK	Λ OK	ΛOK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	全断面	Λ OK	Λ OK	V NG
	バルの利用使用		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	圧縮	1.2	1.2	1.2

第 5.7.2-1 表 コンクリートのみを考慮した屋根版の断面検討

網掛け部分は鉄筋も考慮した検討を行う



(領域6 配筋D13@150ダブル 屋根版厚さ=200mm として計算)

第5.7.2-2 図 屋根版の軸カー曲げモーメント短期許容応力度 相関曲線と発生応力の関係(領域6,右側は拡大図)

5.7.3 生体遮へい体の評価

基準地震動 Ssによる生体遮へい体の耐震安全性の検討は最もせん 断および曲げ応力が大きくなる断面について行った。その結果,以下のよ うに発生値と評価基準値の比較から,生体遮へい体の耐震安全性は確保で きている。なお、炉心タンクは生体遮へい体と一体化したライニン グ(内張)であり、それ自体が耐震強度を要求されるものではなく、 生体遮へい体の耐震安全性をもって評価に代えることが可能である と考える。生体遮へい体の評価式と値を以下に示す。

生体遮へい体 D 断面の検討過程

# <u>断面力</u>

最小圧縮力:N<sub>1</sub>=(1.0-Cv)×W=4,440kN 最大圧縮力:N<sub>2</sub>=(1.0+Cv)×W=10,360kN せん断力:Q=CH×W=7,400kN 曲げモーメント:M=(CH×W)×H=29,230kNm

## <u>応力度</u>

引張応力度:σt = -N<sub>1</sub>/A + M/Z = 1,210 kN/m<sup>2</sup> →1.21 N/mm<sup>2</sup> < 許容値 1.4 N/mm2 圧縮応力度:σc = N<sub>2</sub>/A + M/Z = 1,806kN/mm<sup>2</sup> →1.81 N/mm<sup>2</sup> < 許容値 14.0 N/mm2 せん断応力度:τ=1.74(形状係数)×Q/A = 515kN/m<sup>2</sup>

→0.52 N/mm<sup>2</sup> < 許容値 1.05 N/mm2

5.7.4 使用済み燃料プール室プールの評価

5.4 節において求めたプール側壁の単位長さ(1m)当たりの水平荷 重(P)よりせん断応力度を求め、許容値と比較すると以下となり、プ ール側壁の耐震安全性は確保されている。

 $\tau = P / (単位長さ×壁厚さ)=216.0 / (1.0×0.5)=432 kN/m<sup>2</sup>$  $\rightarrow 0.44 N/mm<sup>2</sup> < 許容値 0.9 N/mm<sup>2</sup>$ 

基準地震動に対する原子炉棟の最大応答層せん断力は,確認保有 水平耐力を下回っている。第5.7.4-1表に原子炉棟の最大応答層せん 断力と確認保有水平耐力との比較を示す。

以上の結果から、原子炉棟内の使用済み燃料プール室の耐震安全 性は確保できており、同プールの地震時における機能保持上の波及 的影響はない。

				X方向		Y方向						
階	高さ(m)	階高(m)	最大応答層せん 断力Qmax(kN)	確認保有水平 耐力 Qu(kN)	Qu/Qmax	最大応答層せん 断力Qmax(kN)	確認保有水平 耐力 Qu(kN)	Qu/Qmax				
RF	12.00											
		4.40	3,750	7,351	1.96	3,550	10,144	2.86				
M2F	7.60											
		2.96	7,100	11,937	1.68	6,350	15,930	2.51				
2F	4.60											
		4.40	32,000	33,388	1.04	28,000	45,712	1.63				
1F	0.20											

第5.7.4-1表 最大応答層せん断力と確認保有水平耐力

5.7.5 基礎地盤の評価

5.7.5.1 地盤の許容支持力の算定

本建物の基礎底位置は、京都大学原子炉実験所炉室及び原子炉棟 東側地盤調査(設計変更報告書(以下,地盤調査報告書と称す)の ボーリング No.1(第5.7.5<sup>-1</sup>図))のGL<sup>-10.65m</sup>以下に存在する粘 性土層(Oc1)を想定し、地盤の許容支持力度を算定した。許容支持 力は国土交通省告示1113号に従い求めた。その結果,下記のように 長期許容支持応力度は868kN/m2となったので,評価基準値を800 kN/m2とした。一方,短期許容支持応力度を1500kN/m2とした。 以下に評価式と値を示す。

許容支持力度(長期; qa, 短期; qa')の算定過程

$$q_a = \frac{1}{3} \left( i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B_e N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \right) \quad q_a' = \frac{2}{3} \left( i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B_e N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \right)$$

 $\alpha$ ,  $\beta$ :基礎底面の形状係数 ⇒連続フーチング基礎とし、 $\alpha$ =1.0,  $\beta$ =0.5 とする。 c:基礎底面下にある地盤の粘着力( $kN/m^2$ ) ⇒地盤調査報告書より c=372.4 kN/m<sup>2</sup>とする。  $\nu_1$ :支持地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) 報告書の密度検層結果より γ<sub>1</sub>=7.9 kN/m<sup>3</sup>とする(地下水位以深) B。: 偏心を考慮した基礎底面の幅(m) γ<sub>2</sub>:基礎底面より上方にある地盤の平均体積重量(kN/m<sup>3</sup>) ⇒地盤調査報告書より  $\gamma_2=17.2 \text{ kN}/\text{m}^3$ とする。 D<sub>f</sub>: 根入れ深さ(m) ⇒最も不利となる地盤面から基礎底までの深さを採用し D<sub>f</sub>=6.7m とする。(図 8-3-1 参照) Nc,  $N\gamma$ , Nq: 支持力係数(内部摩擦角 $\phi$ による。) 内部摩擦角は地盤調査報告書より 5.8° ⇒ φ=5°とする。 したがって、Nc=6.5, Nγ=0, Nq=1.6  $i_{c}, i_{v}, i_{a}$ : 鉛直方向に対する荷重の傾斜角 $\theta$  ( $\theta \leq \phi$ ) に関する係数  $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$ :・長期許容支持力度 (荷重の鉛直方向に対する傾斜角=0° $i_c = i_r = i_a = 1.0$ )

$$q_{a} = \frac{1}{3} (1.0 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 17.2 \times 6.7 \times 1.6) = \frac{1}{3} (2420.6 + 0 + 184.4)$$
  
= 868 kN/m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  800 kN/m<sup>2</sup>  $\succeq = 5_{\circ}$ 

### 前項の続き

::短期許容支持力度

水平動地震応答解析結果より、最下階の最大層せん断力係数は 0.854 であることから、 基礎下面での水平震度を 1.0 とする。一方上下動地震応答解析結果より、底版の鉛直震 度は 0.4 であることから、荷重の鉛直方向に対する傾斜角は次のようになる。



いずれの場合においても $\theta > \phi$  (=5°) であるため、 $\theta = 5^{\circ}$  として短期許容支持力 度を算出する。

$$\begin{aligned} i_c &= i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0.892, \ i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = 0 \\ q_a' &= \frac{2}{3} \left(0.892 \times 1.0 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 0.892 \times 17.2 \times 6.7 \times 1.6\right) = \frac{2}{3} \left(2159.2 + 0 + 151.2\right) \\ &= 1540 \quad \text{kN} / \text{m}^2 \implies 1500 \text{ kN} / \text{m}^2 \succeq \frac{1}{2} \circlearrowright_{\circ} \end{aligned}$$

調 査 名 京都大学原子炉実験所内地盤調査

ペーリングNo

事業·工事名

Г			12.5	-				_												2- h No.												
2	K1,	12	ク名			)	(o.1	ada 1	Lat. 1	調査位置	E				lat -		大阪	府身	です	S無限取	(#J			0.015		12	緯			_		_
ŀ	₩.71 	: 税	に開	-	4	央開	発株	京都	邮大 会社	字原于炉実験所 上で144	z -	# 17 <sup>2</sup>	0.00		調査	明問 場	1	707 144	平成	183	6月65   コ	a~1{ 7⊺	246月	29日	181	東  ボー	和 リン			जर <i>*</i>	67	
┝	調査	来?	976 7	+	TP	電話	(00	-83	386-	3691) 王仕技師	т я 1	も原	58	14	代理	٤Ä	-	平川	英	樹	鑑欠	書	平)	リー 奥 ハンマ	88 '	グ貴	任者	-11	#	平/	(B)	_
┝	76L	1標	尚	+62	2.896e	角	노	7	90"	万 270 200	地盤有	***		使用	W 建 m         OP-1室         放下用具         コーン						27-	- 0 -	_									
L	總抓	謹	長	20	0.00m	度	0.	/	0" 1	旬 180"南	記 80	P		種	TANA NEDA MAYA						v	P - 6	꼬									
ł	票 札	ŧ۲.	層	深	柱	±	色	相	相	52		Τ	孔	Γ		_	材	렸 건	8 1	17	試	鮽			原	位置	試驗	誠	料採	Ħy	窰	掘
						<u>65</u>		-	**				内水台		10cm	毎の	打			1	N	値				試	験名	+			い試験	.#
ļ,	र नि	5	厚	度	沢	д		23	23				m	深	打撃	回数	撃回				- 0	- (			深	およ	び結果	深	試	採		進
ľ						区		迩	稒				测	度	0 10	0 20	雪								度			度	料雷	取方		月
			_	_		4	5.57						<b>盾</b> 目	m	5 10 20	30	츑		10			0.0	40	E0 01	m			m		法	_	
ľ		<u>-</u>	m	m	808	3	14		1.0	● 群々10~50mm。 taxダ300mが主にり	は入り,	ž	t	$\vdash$		t	Cill	Ť	10			0	10	30 80		$\square$		+				
-	1				Ĕ	シルト 温じり	浸褐 灰~	緩		の間を細~粗砂が? ルトが入る。 鼠=2.00~2.35m間2	覧入した: 木。	1		. 15	2 2	1	5	5.0	0		-	-	+	-				1.15	P-1	P		
	2				ĔŎ	玉石	戻	ľ		コー2.35~2.60m間: ト。 コー1.90mより下はま	コンクリ レルトは	 *		2.15	10 0		30					-		_				1.45				. 1
	2	0.30	2.60	2.60				$\vdash$		分多く軟らかい。				2.38	16 /	3	23	8.3				-	+		ľ			2.50	p-2	P		5
F	×				É	<b>7</b> 9			4.	16. f. 1 1	1 -1-54	_		5.50	1 1	1	3	2.6 9	-	_					]			222	P-3	Ρ		
Ē	4					質シル	浅橋の		いらか	植工が成人したジノ 細砂が全体に多 水分多く軟らかい。	いた主体 く読入。	°		1.15	1 1	2	4		>				$\vdash$	+				4, 15	P-4	P		
-	5					ĥ	ſ^		¢`	粗砂と腐植物少し	亂入。			5.15	, ,	13	33	H	-		-	-	+	-				5.15	P-5	Р		
ł.	6 5	7.00	3,30	5, 9				$\vdash$				4		5.47 8.15	17 8	7	32	Į				F	_					5. 47 6. 15				
	7					砂温じ	淡厉		軟ら	粘土が主体でシル 全体に洗入。	トと編砂	が		6.45	0 0	1	1 30											6,8	P-6	Р		
F	/ s:	5.20	1.80	7.7		7111	褐			水分多く軟らかい。	,			7.51	1 1	2	2 36	. 19							1			7.15	P-7	P		
	8													8.15	0		0	.F	+			H		-				·· 8. 15	F-2	Р		
	9					留白ン	滂		軟らか	格主が成入したシノ 細砂が全体に混り 細砂と若干の亜円	しト王1年 人。 葉ダ2~1:	70 5	6/2 9.2	0.15	, ,	,	30	Į.	-				1		Ļ.,			3.15	0-9	Р		-
	10					ルト	ſ^		ų,	血が混入。 水分多く軟らかい。				9.48	19 8	ŧ	33		$\setminus$					<u> </u>	4.,			9, 4 10, 15		Ċ		
		2.25	2.95	10.65			_	$\vdash$				-		0. 41	33 128	9	10 t 30	0. C	je je	~			$\langle h \rangle$		65.00	<u>ar</u> i	水平載荷試	10.2	P=10	Р		5
	11						ert			eza, k. akoloti satt															1				0-1	р		
F	12					粘土	公経		硬 い	水分少なく園結し L-13.20m付近細砂	ている。 混入し,			2.15	14 13	3 24	56 1	6.0	+		$\vdash$	$\vdash$	$\vdash$	>				- 😥	P-11	Р		
	13						PK.			レルトの成人が少り	1400			3. 15	6 7		30	ŀ	_		-	-	1	1				13, 15	0=12	P		
	14	).25	3.00	13, 65		シルト	20.40	密		細砂にシルトが濃。 水分少ない。	ζ.,	+		3. 45 4. 15		Γ	30					4	L						\$-5	s		
		L. 10	1.15	14, 80	<u></u>	設	20110	<i>w</i>		L-14.10mと14.60m D~10.0cmの薄層。	に粘土4			4. 45	11 1;	5 18	44 4 30	4.0					R					12.51	0-13	P		
	15				Ê		R			シルトが全体に混り 水分少なく固結。	λ.,			5, 15	14 2	22	57 s 30	7.0						Þ	1			15, 15	P-14	Ρ		1
F	16				Ĩ	シルト 質粘土	經		硬 v	山-16-10m行近4-00 陣層。 淡灰色が入る。	風ンノレ 下			6, 15	7 8	10	25 :	5.0	+		~	1	1	+	1			16, 15	0-15	Р		
-	17 4	5.55	2.55	17, 25						(L-17-20mよりシル 多く入る。	下,依代	, ,		7.15	9 11	7 34	80.4		_		-	$\vdash$	⊨	5				17. 15	P-16	P		
E	18	5.20	0.35	17, 70		シルト 温じり	青灰	密な		細稔にシルトが混) 水分少ない。	ι.			0.15		7	27	Ĩ										10. 15		Ċ		
	10											1		8.43	12 19	5 18	45.4 30	5.0					≪	$\left  \right $				18.43	P-17	P		
Ē	13				2				戼		_			3. 33	16 30	14	60 : 24	5.0						$\rightarrow$	1			18. 15	P=18	Ρ		
-	20					シルト	3 <b></b> #		常に硬	シルトが全体に混じ 水分少なく固結。 鼠-19.40m没相次の	た。 細砂混ス			0, 15	15 1	18	51 -		+		-	$\vdash$	+	$\checkmark$	1			20, 15	P-13	р		5
F	21				Ë	質粘土	灰		いう種	。 L-21.70m位よりシ 除が漂えする。	ルト, 復	t		10.45			30		_		-	-	-	$\left\  - \right\ $								
	22				jii a				Ŷ					22.15															0-2	D		
	4	0.00	5.20	22.9										2.45	17 19	3 18	54 : 30	4.0						6	22.90			<u>77</u>	P-20	P		
-	23	T						Γ				]		23, 15 3, 40	18 24	18	60 a	2.0	$\uparrow$					$\downarrow \rightarrow$	1	9.27	收压测定	23, 15 23, 16 23, 40	9-21	P		
-	24																		+		-	$\vdash$	+	+		Ø		- 24.01				
-	25									硼砂均置。 11-29-00m付近中砂	多く入る	,		5. 15	21 2	2	80		-+		<u> </u>	-	-			Ø			0.22	P		
	26						淺	非		。 L-30-70mよりシル	ト分混入			25. 37 26, 17		2	22								<u>25. 71</u>	an	水平載荷試	N 26, 13		·		
and and						矽	灰褐く	常に密		水分少ない。 細砂主伴。 L-33.10a付近シル	トの混ス			6. 42	15 24	1 21	60 4 27	6.7							<b>*</b> *	8			0-23	P		
i.	27						灰	4		多い。 1135-40m付近間結	した粘土			7, 15	16 25	5 19	60 6	9.2	+						¢	Ø		<u>87, 15</u>	P-24	Ρ		

第5.7.5-1 図 土質柱状図とフーチング基礎底面位置

## 5.7.5.2 基礎地盤の評価

原子炉建屋基礎地盤の応力算定方法に基づいて基礎底面の短期荷重時の接地 圧を下記のように計算した結果,接地圧は当該地盤の短期許容支持応力 度を下回っている。さらに,浮き上がりによる引張力が発生するが基礎根入れ による側面摩擦抵抗力を下回っている。これらの結果から,原子炉建屋支持地 盤の耐震安全性は確保できている。以下に評価式と値を示す。

### 基礎地盤に発生する接地圧等の計算

接地圧を長期、短期において算定した。長期接地圧は、長期節点反力が最大となる節点 で検討を行う。長期節点反力の最大値は 4059kN となる。短期接地圧は、水平地震時節点反 力(*U*<sub>1</sub>または *U*<sub>2</sub>)が最大となる節点を含み、

$$\frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_1(i) または \frac{U_2(1) + U_2(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_2(i) \mathcal{O}絶対値が最大となる範囲で検討を$$

行う。最大となる範囲での地震時節点反力は22546kN(X(U<sub>1</sub>)方向)となり、この値を圧縮および引張に作用させて検討を行う。

また、浮き上がり(引張時)の検討を行う場合の長期節点反力 $V_L'$ には、図 8-3-3 に示す、 地下1階の底版部分に作用する荷重も含めた( $V_L$ )を用いる。そのため、引張時の長期節点 反力 $V_L'$ は次のようにする。

$$V_{L}' = \frac{V_{L}(1) + V_{L}(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} \{ (V_{L}(i)) \} = (6160 + 5682) / 2 + 6511 + 7633 + 5707 + 5290 = 31062 \text{kN} \}$$

長期接地圧の検討検討式 :

長期接地王 =  $V_L/A$ 

 $V_L$ = 4059 kN , A=2.2×5.5=12.1m<sup>2</sup>

 $\therefore \quad \frac{V_L}{A} = \frac{4059}{12.1} = 335.5 \text{ kN/m}^2 < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ O.K.}$ 

短期接地圧および短期引張力の検討

検討式 : 圧縮時短期接地圧(X 方向) = 
$$\left(V_L + \left|\frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_1(i)\right| + V_L \times Kv\right) / 5A$$
  
短期引張力(X 方向) =  $V_L' - \left|\frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_1(i)\right| - V_L' \times Kv$   
ここで、

#### 前項の続き

$$\frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_1(i) = (2041 - 1990)/2 + (-4626) + (-9037) + (-6516) + (-4166) = -26361 \text{ kN}$$

圧縮時の検討  
$$\frac{V_L + \left| \frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_1(i) \right| + V_L \times Kv}{5A} = \frac{18825 + 26361 + 18825 \times 0.40}{5 \times 12.1}$$
$$= 871 \text{ kN/m}^2 < 1500 \text{ kN/m}^2$$
許容値

引張時の検討

$$V_{L}' - \left| \frac{U_{1}(1) + U_{1}(6)}{2} + \sum_{i=2}^{5} U_{1}(i) \right| - V_{L}' \times Kv = 31247 - 26361 - 31247 \times 0.40$$
$$= -7613 \text{ kN}$$

となり、引張力が働くが、根入れ部の側面摩擦が引張りに抵抗すると考えられるため、 これを考慮する。地下1階の壁による側面摩擦抵抗(Q<sub>f</sub>)は、「地震力に対する建築物 の基礎の設計指針」(編集 日本建築センター)に従い算定を行う。

引張力が働くが、根入れ部の側面摩擦が引張りに抵抗すると考えられるため、これを考慮する。地下1階の壁による側面摩擦抵抗(*Q<sub>f</sub>*)は、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(編集 日本建築センター)に従い算定を行う。

$$Q_f = A_f \cdot f_a$$
  
ここに  $A_f$ :根入部側面の面積 (m<sup>2</sup>)  
⇒ 5.35m (地下1階の階高) ×27.5m (壁長さ) =147.1m<sup>2</sup>  
 $f_a$ :根入部側面の摩擦力度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
⇒ N値3の砂質シルト層とする  
 $f_a = q_u/2 \times 0.8 = 3.75 / 2 \times 0.8 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$   
=150 kN/m<sup>2</sup>  
 $(q_u = 1.25 \times \text{N}$  値=1.25×3=3.75 kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\therefore Q_f = A_f \cdot f_a = 147.1 \times 150 = 22065 \text{kN} > 7613 \text{ kN}$   
(許容値)

- (1) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991
- (3) Lysmer, J., Tabatabaie, R.M., Tajirian, F., Vahdani, S. and Ostadan, F. : SASS-A System for Analysis of Soil-structure Interaction, UCB/GT/81-02, University of California, 1981
- (4) 文学章,福和伸夫:隣接建物の存在が直接基礎の動的相互作用特性に与える影響,日本建築学会構造系論文集,No. 600, pp.97-105,2006.2
- (5) 文学章, 福和伸夫: 直接基礎の基礎形状と基礎形式が動的相互作 用効果に及ぼす影響、構造工学論文集, Vol.52B, pp.23-31, 2006.
- (6) 日本建築学会,建築基礎構造設計指針 2001.
- (7) 日本建築センター, 地震時に対する建物の基礎の設計指針 2003.

# 第6章 目次

6. 多	全上重要	な機器・配管系の耐震安全性評価	6-1					
6.1	評価方針		6-1					
6.2	6.2 機器・配管のモデル化と評価方法							
	6.2.1	制御棒駆動装置案内管	6-3					
	6.2.2	制御棒取付金具	6-6					
	6.2.3	燃料要素	6-8					
	6.2.4	炉心直下一次冷却系配管	6-10					
	6.2.5	炉心支持構造物	6-15					
6.3	評価基準		6-17					
6.4	評価結果		6-18					

6. 安全上重要な機器・配管系の耐震安全性評価

6.1 評価方針

「耐震安全性評価実施計画書」に記載された安全上重要な機器・ 配管系(耐震 S クラス相当として選定)の耐震安全性評価は、第 5 章で評価した入力地震動に対する原子炉建屋 1 階床レベルの加速度 応答(第 6.1-1 図)に基づき、対象とする設備・機器の安全機能の保 持の観点から実施する。なお、炉心直下一次冷却水系配管は建屋地 階に位置するが、配管の片側端部が建屋1階床と一体化した生体遮 へい体に剛接合されているので入力地震動としては建屋地階床応答 より大きな応答となる建屋1階床での加速度応答波形を用いる。

評価対象とする設備・機器として、炉心本体を構成する「炉心支 持構造物・燃料要素」に加え、原子炉を「止める」機能に相当する 「制御棒取付金具・制御棒駆動装置案内管」および「冷やす」機能 に相当する「一次冷却系配管(炉心直下部)」を選定している。なお、 「炉心タンク」は「生体遮へい体」と一体化しており、また「使用 済燃料貯蔵ラック」も「使用済燃料プール室プール」と一体化して いるので、両設備機器の耐震安全性評価は既に5章で評価している 「生体遮へい体」および「使用済燃料プール室プール」に準ずるも のとする。次に、炉心支持構造物、一次冷却系配管は溶接等により 接合されているが、接合部位は母材より十分な強度を保持している ため、評価は母材に対して行う。



第6.1-1図 建屋1階床応答波形と水平動加速度応答スペクトル

sec

6.2 機器・配管のモデル化と評価方法

6.2.1 制御棒駆動装置案内管

制御棒駆動装置はアルミニウム合金製の案内管により保護されて おり、スペーサーにより案内管内側周面で固定されている。従って、 地震時における制御棒駆動装置の耐震安全性は案内管により確保さ れていると考え、以下に案内管の耐震安全性について検討を行う。

案内管の水平地震力に対しては、連続体を質点系モデル(21 質点) に置き換えた解析(解析1)と連続体(フレーム)モデルによる解 析(解析2)によって検討する。鉛直動に対しては剛体として取り扱 う。質点系モデルと連続体モデルにおける水平方向(案内管の軸直 行方向)の1次固有周期(0.311秒)は一致している。解析1におけ る地震荷重は原子炉建屋1階床応答の加速度応答スペクトル(2%減 衰)から案内管の1次固有周期に対する応答加速度値に基づいて求め た水平震度と鉛直震度に、制御棒駆動装置を含む案内管重量を乗じ ることにより評価する。解析2における地震荷重は3次モードまで 考慮した分布質量系による地震応答解析に基づいて評価する。

最大垂直応力度は曲げモーメントと軸力による垂直応力度の単純 和とし、耐震評価は、この値が案内管の評価基準値(短期許容垂直 応力度)以下となることを確認する。さらに、せん断力によって生 じる最大せん断応力度が案内管の評価基準値(短期許容せん断応力 度)以下となることを確認する。第 6.2.1-1 図に制御棒駆動装置と案 内管及び解析1の多質点系モデルを、第 6.2.1-2 図に解析2の連続体 モデルをそれぞれ示す。

各応力度の計算は以下となる。

断面諸量:

材質:アルミニウム合金A5052P-O ヤング率:E=6.9×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup> 断面積:A=631mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント:I=355,000mm<sup>4</sup> 断面係数:Z=10,140mm<sup>3</sup>

# 質点系モデル:

・水平応答加速度(2%減衰)=3,040gal
 →水平震度C<sub>H</sub>=3.5
 ・鉛直震度Cv=0.4(炉体と同値)

最大せん断応力度: τ<sub>max</sub> = 2Q<sub>max</sub>/A = 1.8 N/mm<sup>2</sup>

連続体モデル:



最大垂直応力度: σ<sub>max</sub>= (1.0+0.4)(W1+W2)/A+M<sub>max</sub>/Z = 19.2 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub> = 2Q<sub>max</sub>/A = 0.30 N/mm<sup>2</sup>



第6.2.1-1図 制御棒駆動装置と案内管及び多質点系モデル



第6.2.1-2図 制御棒駆動装置と案内管及び連続体モデル

6.2.2 制御棒取付金具

粗調整用制御棒及び微調整用制御棒は、「京都大学研究用原子炉 (KUR)の変更に係る設計及び工事の方法の承認申請書」(平成7年2 月13日)に基づき、片持ち梁としてモデル化する。等価な一質点系 モデルより求めた固有周期は、粗調整用制御棒については0.012秒、 微調整用制御棒については0.015 秒となったので、両者とも剛体と してモデル化する。従って、制御棒の地震荷重は、原子炉建屋1階 の床応答最大加速度の値から求めた水平及び鉛直震度に制御棒の重 量を乗じることにより評価する。

最大垂直応力度は曲げモーメントと軸力による垂直応力度の単純 和とし、耐震評価は、この値が取り付けボルト及び取り付け金具の 評価基準値(短期許容垂直応力度)以下となることを確認する。さ らに、せん断力によって生じる最大せん断応力度が同金具の評価基 準値(短期許容せん断応力度)以下となることを確認する。第6.2.2-1 図に粗調整用制御棒と計算モデル(片持ばり)、第6.2.2-2 図に微調 整用制御棒と計算モデル(片持ばり)を示す。応力度の計算は以下 となる。

### 粗調整用制御棒:

材質:M12ボルトステンレス鋼SUS304 有効断面積:A=84mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント:I=562mm<sup>4</sup> 断面係数:Z=109mm<sup>3</sup>

微調整制御棒:

材質:アルミニウム合金A5052 断面積:A=424mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント:I=39952mm<sup>4</sup> 断面係数:Z=2497mm<sup>3</sup> 最大垂直応力度: σ<sub>max</sub>= (1.0+0.4)W/A+M<sub>max</sub>/Z = 180 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub>= 1.34Q<sub>max</sub>/A = 0.79 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>max</sub>= (1.0+0.4)W/A+M<sub>max</sub>/Z = 3.9 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub>= 2.0Q<sub>max</sub>/A = 0.11 N/mm<sup>2</sup>

最大垂直応力度:



第6.2.2-1図 粗調整用制御棒と片持ばりモデル



第 6.2.2-2 図 微調整用制御棒と片持ばりモデル

6.2.3 燃料要素

燃料要素は「京都大学研究用原子炉(KUR)の変更に係る設計及び 工事の方法の承認申請書」(平成7年2月13日)に基づき、ノズル 部分が固定された片持ち梁としてモデル化する。等価な一質点系モ デルより求めた固有周期は0.012秒となり、剛体としてモデル化す る。従って、燃料要素の地震荷重は、原子炉建屋1階の床応答最大 加速度の値から求めた水平及び鉛直震度に燃料要素の重量を乗じる ことにより評価する。

最大垂直応力度は曲げモーメントと軸力による垂直応力度の単純 和とし、耐震評価は、この値がノズル部分に挿入した燃料要素の側 板の評価基準値(短期許容垂直応力度)以下となることを確認する。 さらに、せん断力によって生じる最大せん断応力度が側板の評価基 準値(短期許容せん断応力度)以下となることを確認する。第6.2.3-1 図に燃料要素と計算モデル(片持ばり)を示す。各応力度の計算は 以下となる。

材質:アルミニウム合金 (AG3NE) ヤング率: E=6.9x10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> 燃料要素重量;W=58.8N 断面積:A=376.8mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント: Ix=941,782mm<sup>4</sup> Iy=393,824mm<sup>4</sup>

 $F_v = W \cdot (1+C_v) = 82.4 \text{ N}$   $F_H = W \cdot C_H = 58.8 \text{ N}$   $Mx = My = F_H \cdot (720.8/2) = 21,192 \text{ N} \cdot \text{mm}$  $Qx = Qy = F_H = 58.8 \text{ N}$ 

最大垂直応力度: σ<sub>max</sub> = Fv/2A + Mx/Ix・(75.4/2) + My/Iy・(79.18/2) = 0.11 + 0.85 + 2.14 = 3.10 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub> = 1.5 Q/2A = 0.12 N/mm<sup>2</sup>



第 6.2.3-1 図 燃料要素と片持ばりモデル

6.2.4 炉心直下一次冷却水系配管

一次系冷却水配管(入口及び出口配管)は、炉心直下においてL 字型に曲がっており、炉心底部と建屋地下1階床面(第1サポート と第2サポート)でそれぞれ支持されている。L字型の配管(炉心 直下から第2サポートまで)の1次固有周期は、入口配管側が0.033 秒、出口配管側が0.018秒となる。ここでは、炉心直下から第1サ ポートまでを直線上の単純ばりにモデル化した解析1と、炉心直下 から第2サポートまでをL字型の形状を持つフレームにモデル化し た解析2の二つのケースについて評価を行う。解析1の地震荷重は 原子炉建屋1階の床応答最大加速度の値から求めた水平及び鉛直震 度に配管の重量を乗じることにより評価する。解析2については原 子炉建屋1階の床応答加速度波形(第6.1-1図の水平動がフレームモ デルの水平2方向に作用する)による3方向の地震応答解析を個別に 実施したときの地震荷重の単純和により評価する。

最大垂直応力度は曲げモーメントと軸力、それぞれによって生じる垂直応力度の単純和とし、この値が配管の評価基準値(短期許容 垂直応力度)以下となっているかを確認する。さらに、最大せん断 応力度が配管の評価基準値(短期許容せん断応力度)以下となって いるかを確認する。第6.2.4-1 図に解析1のモデル、第6.2.4-2 図に 解析2の入口側配管のモデル、第6.2.4-3 図に解析2の出口側配管の モデルを示す。応力度の計算は以下となる。

断面諸量:

入口配管 材質:アルミニウム合金A5052 ヤング率:E=6.9×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup> 断面積:A=7,540mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント:I=1.1×10<sup>8</sup>mm<sup>4</sup> 断面係数:Z=634,000mm<sup>3</sup> 断面極2次モーメント:Ip=5.5×10<sup>7</sup>mm<sup>4</sup> Ip/r(外半径)=317mm<sup>3</sup> 出口配管 材質:アルミニウム合金A5052 ヤング率:E=6.9×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup> 断面積:A=7,540mm<sup>2</sup> 断面2次モーメント:I=1.1×10<sup>8</sup>mm<sup>4</sup> 断面係数:Z=634,000mm<sup>3</sup> 断面極2次モーメント:Ip=5.5×10<sup>7</sup>mm<sup>4</sup> Ip/r(外半径)=317mm<sup>3</sup>

単純ばりモデル:

最大垂直応力度: σ<sub>max</sub>=Pv/A+M<sub>max</sub>/Z = 5.7N/mm2 (入口配管) 6.4N/mm2 (出口配管) 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub> = 2.0 × P<sub>H</sub>/A =0.6 N/mm2 (入口配管) 1.4 N/mm2 (出口配管)

フレームモデル:

	加振方向	Qx(kN)	Qz(kN)	Ny(kN)	Mz (kN.mm)	Mx (kN.mm)	My (kN.mm)		
	x	1.65	0	0.009	922	0	0		
	Z	0	1.44	0	0	513	49		
	У	0.38	0	5.93	255	0	0		
入	計	2.03	1.44	5.94	1177	513	49		
口配管	断面諸量	τx (N/mm2)	τz (N∕mm2)	σn (N∕mm2)	σbz (N∕mm2)	σbx (N∕mm2)	τt (N/mm2)		
	C(形状係数)	2	2						
	A(mm2)	7540	7540	7540					
	Z(mm3)				634000	634000			
	K(mm3)						317000		
	応力度	0.54	0.38	0.79	1.86	0.81	0.15		
	注)太字は自重を加算した値								

	加振方向	Qx(kN)	Qz(kN)	Ny(kN)	Mz (kN.mm)	Mx (kN.mm)	My (kN.mm)	
	x	2.02	0	0.03	958	0	0	
	Z	0	2.12	0	0	1109	76	
	У	0.21	0	7.04	119	0	0	
出	計	2.23	2.12	7.07	1077	1109	76	
口配管	断面諸量	τx (N/mm2)	τz (N/mm2)	σn (N∕mm2)	σbz (N∕mm2)	σbx (N∕mm2)	τt (N/mm2)	
	C(形状係数)	2	2					
	A(mm2)	7540	7540	7540				
	Z(mm3)				634000	634000		
	K(mm3)						317000	
	応力度	0.59	0.56	0.94	1.70	1.75	0.24	

注)太字は自重を加算した値

入口配管

最大垂直応力度: σ<sub>max</sub>=0.79+1.86=2.65 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度 :

 $\tau_{max}$  = 0.54+0.15 =0.69 N/mm<sup>2</sup>

出口配管

最大垂直応力度: σ<sub>max</sub>=0.94+1.75=2.69 N/mm<sup>2</sup> 最大せん断応力度: τ<sub>max</sub>=0.59+0.24=0.83 N/mm<sup>2</sup>



第6.2.4-1図 一次冷却水系配管及び単純ばりモデル



第6.2.4-2図 入口側配管とフレームモデル



第 6.2.4-3 図 出口側配管とフレームモデル

## 6.2.5 炉心支持構造物

炉心支持構造物は炉心タンク底面に固定された門型剛節骨組となっている。1次固有周期はX方向が0.013秒、Y方向が0.017秒となるので、剛体としてモデル化する。従って、炉心支持構造物の地 震荷重は、原子炉建屋1階の床応答最大加速度の値から求めた水平 及び鉛直震度に炉心支持構造物(本体及び燃料要素等を含む最大重 量時)の重量を乗じることにより評価する。検討箇所は諸応力が最 大となる炉心支持構造物と炉心タンク底版との接合部分とする。

最大垂直応力度は曲げモーメントと軸力、それぞれによって生じる垂直応力度の単純和とし、この値が上記接合部の評価基準値(短期許容垂直応力度)以下となっているかを確認する。さらに、最大せん断応力度が上記接合部の評価基準値(短期許容せん断応力度) 以下となっているかを確認する。第6.2.5-1 図に炉心支持構造物とモデルを示す。応力度の計算は以下となる。

耐食アルミニウム合金 A2P1(A5052P) 断面積 A:58800 mm<sup>2</sup> 断面係数: Zx = 2.52 × 10<sup>9</sup> mm<sup>3</sup> Zy = 4.26 × 10<sup>9</sup> mm<sup>3</sup>

圧縮応力: σmax = σx+σy+σz = 2.33 N/mm<sup>2</sup> せん断応力: Tmax = W × Ch/Ae = 1.36 N/mm<sup>2</sup>

> Ae:地震力の方向と平行な面の断面積 (511×25×2mm<sup>2</sup>)
>  σx:x軸方向の地震力に対する曲げ応力 (σx= W×Ch×h/Zx)
>  σy:y軸方向の地震力に対する曲げ応力 (σy= W×Ch×h/Zy)
>  σz:自重及び鉛直方向地震力に対する圧縮応力 (σz=W×(1+Cy)/A)



第6.2.5-1図 炉心支持構造物とモデルとフレームモデル

6.3 評価基準

安全上重要な機器・配管系の耐震安全性の評価にあたっては、検 討対象部材の発生応力度の最大値が当該材料の評価基準値(短期許 容応力度)を超えないことを確認する。使用材料の評価基準値はJIS および「京都大学研究用原子炉(KUR)の設計及び工事の方法の承認 申請書」(昭和37年6月)、「京都大学研究用原子炉(KUR)の変更に 係る設計及び工事の方法の承認申請書」(平成7年2月)に基づく値 を用いる。検討対象各部材の評価基準値を第6.3-1表に示す。

評	価施設•設備	使用材料名等	規格	評価基準値 期荷重時或い( 耐震計算)	(N/mm <sup>2</sup> )(短 はそれに準ずる 用許容値)	規格·基準等			
	粗調整用制御棒	フニン.1フ御M10	5115204	引張	137	材料:設工認申請書 H7.1			
	取付ボルト	ステンレス jiji Mil Z	503304	せん断	79	計谷値:設工認中請書 F/.1 (ミルジート有) (設工認の計算書記載の許容値)			
制御婊	微調整用制御棒	アルミニウム会会	45052	引張	42	材料:設工認申請書 H7.1 批応値・設工認申請書 H7.1			
መባ ነውነ ነቁት	取付金具		A3032	せん断	24.5	計谷値:設工認中請書 F/T (ミルシード有) (設工認の計算書記載の許容値)			
	<b>剉</b> 御梼取動 <b></b> 生罟	アルミニウム会会	45052	引張	55	材料:A5052P-O(平成9年の計算書記載) 許容値:平成9年の計算書(JIS H4000では			
	<b>响</b> 岬恈舵刧衣直		A3032	せん断	31	65N/mm2以上, 平成9年の計算書では温度条件 65℃として5.6kg/mm2としている)			
	一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一次 一	고비응드러/ 수소	AG3NE	引張	64(安全率4 とし16)	廿判→现工罚中注書口202.24			
燃料安素			(A5052)	せん断	34(安全率4 とし8.5)	竹村.政工邮中的音目20.3.24			
_`	7 今 却 玄 配 答	고비응드러/ 수소	A2T1	引張	126	材料:設工認申請書(その2) S37.11及び強度計			
	ヘカム水町目		(A5052)	せん断	72	<del>界音</del> (許容値: 平成9年の計算書の値)			
	收乙支共协	고비응드러/ 수소	A2P1-F	引張	65	材料:設工認申請書(その2) S37.11 許容値:US H4000 (ミルシート有)(US H4000の			
	1日了又171+		(A5052P-F)	せん断	35	許容値)			
炉心支	枚乙垢	고비응드러/ 수소	A2P4-T6	引張	245	材料:設工認申請書(その2) S37.11			
<sup>疛悀叵</sup> 物	אוי נ חי	, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	(A6061P-T6)	せん断	141	許容値)			
	シュラウド	アルミニウム会会	A2P1-1/2H	引張	180	材料:設工認申請書(その2) S37.11 許穷値、IIS H4000(ミルシート友)(パミ H4000の			
	<b>/ / / / /</b>	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	(A5052P-H14)	せん断	104	計査に, 313 114000 (ミルノー) 有) (313 1140000) 許容値)			

第6.3-1表 機器・配管系の検討対象部材の評価基準値

# 6.4 評価結果

検討対象機器・配管の各部材に生じる最大応力度は評価基準値以下となっており、耐震安全性が確保されることを確認した。検討対象の機器・配管部 材に生じる最大応力度と評価基準値を第6.4-1表に示す。

			発生値(	評価基進値			
評価設備·機器	評価部位/応力度	ての種類	略算モデル	精算モデル	(N/mm <sup>2</sup> )		
	制御棒駆動装置	垂直	44.0	19.2	65.0		
	案内管	せん断	1.80	0.30	37.5		
生儿体口士去	粗調整用制御棒	垂直	18	0	210		
市11山1竿	(取付ボルト)	せん断	0.	121			
	微調整用制御棒	重重	3.9	3.90			
	(取付金具)	せん断	0.	11	24.0		
峰岩田宇	17"11	垂直	3.	16.0			
<b>添科安</b> 条	7210	せん断	0.1	8.50			
	入口司答	垂直	5.70	2.65	126		
一次冷却系配管	入口配官	せん断	0.60	0.69	31.0		
(炉心直下)	山口司答	垂直	6.40	2.69	126		
		せん断	1.40	0.83	31.0		
后心士持进生物	「「「」」」「「」」」	垂直	2.3	60.0			
ア心又行触迫初	が心ダンクとの接合部	せん断	1.0	34.6			

# 第6.4-1表 機器・配管の構造強度評価結果

7. 地震随伴事象に対する考慮

7.1 津波に対する安全性

京都大学原子炉実験所の敷地は標高約 60m に位置するため,津波の影響を考慮する必要はないと考えられる。

7.2 周辺斜面の安定性

7.2.1 周辺斜面の状況

京都大学原子炉実験所の敷地は,原子炉建屋基礎より高い位置に 存在する崖や傾斜地は存在しない。また,原子炉建屋は丘陵部切土 の堅固な地盤上に建設されている。

「3.3.2.2 敷地の地質及び地質構造」で述べたように敷地周辺の 泉南・泉北地域の地層(大阪層群)は,北北西方向に3度~5度でゆ るく傾斜し,基盤岩に近づくほど次第に傾斜が急になる傾向を示す。 敷地の大阪層群は,概ね南南東に8度程度で傾斜している。

また,第4.2.2-6 図に示すように,原子炉建屋の南西約40mに農業用水用の池が存在するが,池の最深部は標高約55m,一方,原子 炉建屋基礎底は標高約56mとなっており,池の最深部は原子炉建屋 基礎底位置から約1m低くなっているが,その標高はほぼ同じである。

7.2.2 周辺斜面の評価

原子炉建屋は丘陵部切土の堅固な地盤上に建設されており,周辺 地表及び地層境界の傾斜も緩やかであること,原子炉建屋近傍に急 な斜面がない事から,地盤の安定性は確保されていると考えられる。

また,第 4.5.1-4 図に示すように,20m 以浅の地盤ではひずみは 0.1~0.2%程度であるため液状化の発生はないものと考えられる。 8. まとめ

新耐震指針に従い,各種調査・評価の結果を踏まえ、検討用地震として内陸 地殻内地震,プレート間地震,海洋プレート内地震を選定し、「敷地ごとに震源 を特定して策定する地震動」及び「震源を特定せず策定する地震動」を評価し、 震源モデルの不確かさにも配慮して基準地震動 Ss を策定した。

この基準地震動 Ss を用いて評価した結果、京都大学研究用原子炉(KUR)の 原子炉を「止める」、「冷やす」、放射性物質を「閉じ込める」に係る安全上重要 な機能を有する施設・設備の耐震安全性が確保されることを確認した。