

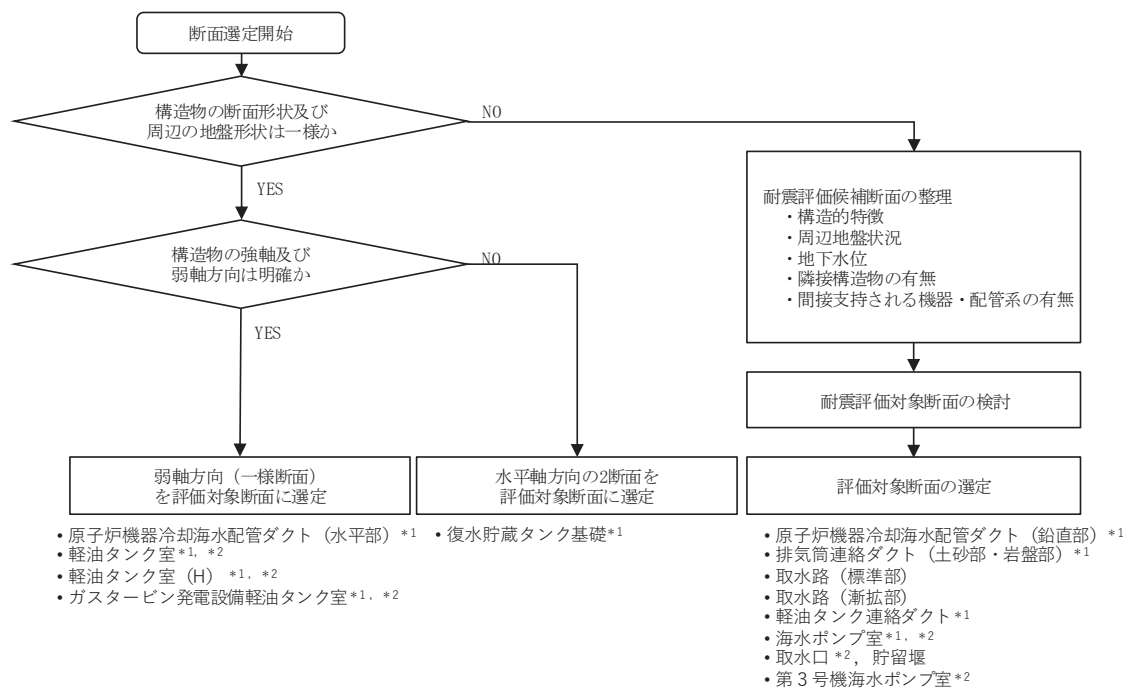
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定

4.1 断面選定の方針

屋外重要土木構造物等の評価対象断面については、構造物の形状、配置、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無及び荷重条件等を考慮し、耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

本節では断面選定の方針として、断面選定の流れ及び考慮する観点について説明し、具体的な断面選定及び結果については、4.4節以降に構造物毎に説明する。

評価対象断面の選定の流れについて、図4.1-1に示す。



注記*1：必要に応じ機器・配管系への応答加速度及び応答変位の観点から評価対象断面を選定
 *2：三次元構造解析で耐震評価するため、強軸方向荷重算定用の断面選定も実施

図4.1-1 評価対象断面の選定フロー

(1) 耐震評価候補断面の整理

以下の観点にて，耐震評価候補断面（以下「候補断面」という。）を整理する。

- ・ 構造的特徴（部材厚，内空断面，配筋，断面急変部，構造物間の連結部等）
- ・ 周辺地盤状況*¹（上載荷重，土被り厚，側方地盤，設置地盤，地盤改良体，地震波の伝播特性，断層交差部）
- ・ 地下水位*²
- ・ 隣接構造物の有無
- ・ 間接支持される機器・配管系の有無

注記*1：岩盤コンター図を図 4.1-2 に示す。

*2：地下水位低下設備を考慮した浸透流解析を実施し，その結果に基づき地下水位を設定する。地下水位の設定方法については，「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「5. 耐震評価における地下水位設定方針」に記載する。地下水位コンター図を図 4.1-3 に示す。

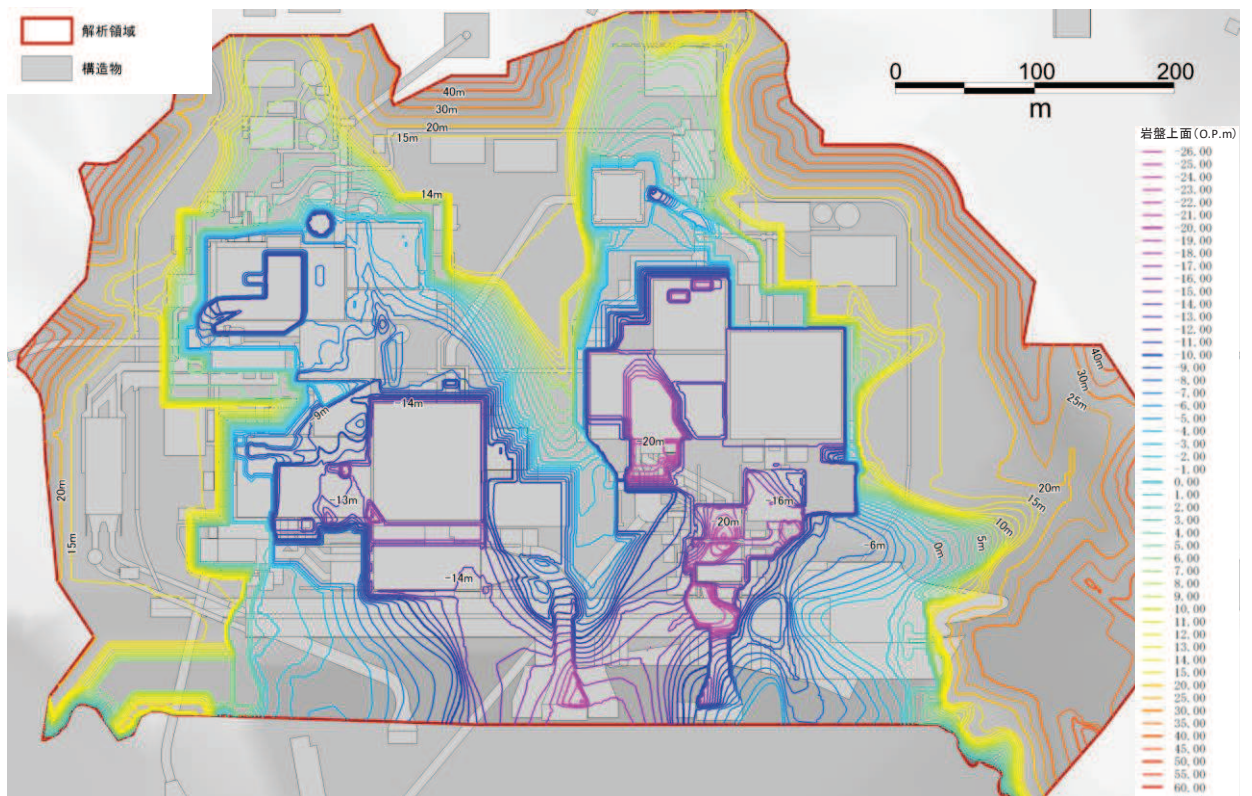


図 4.1-2 岩盤上面コンター図

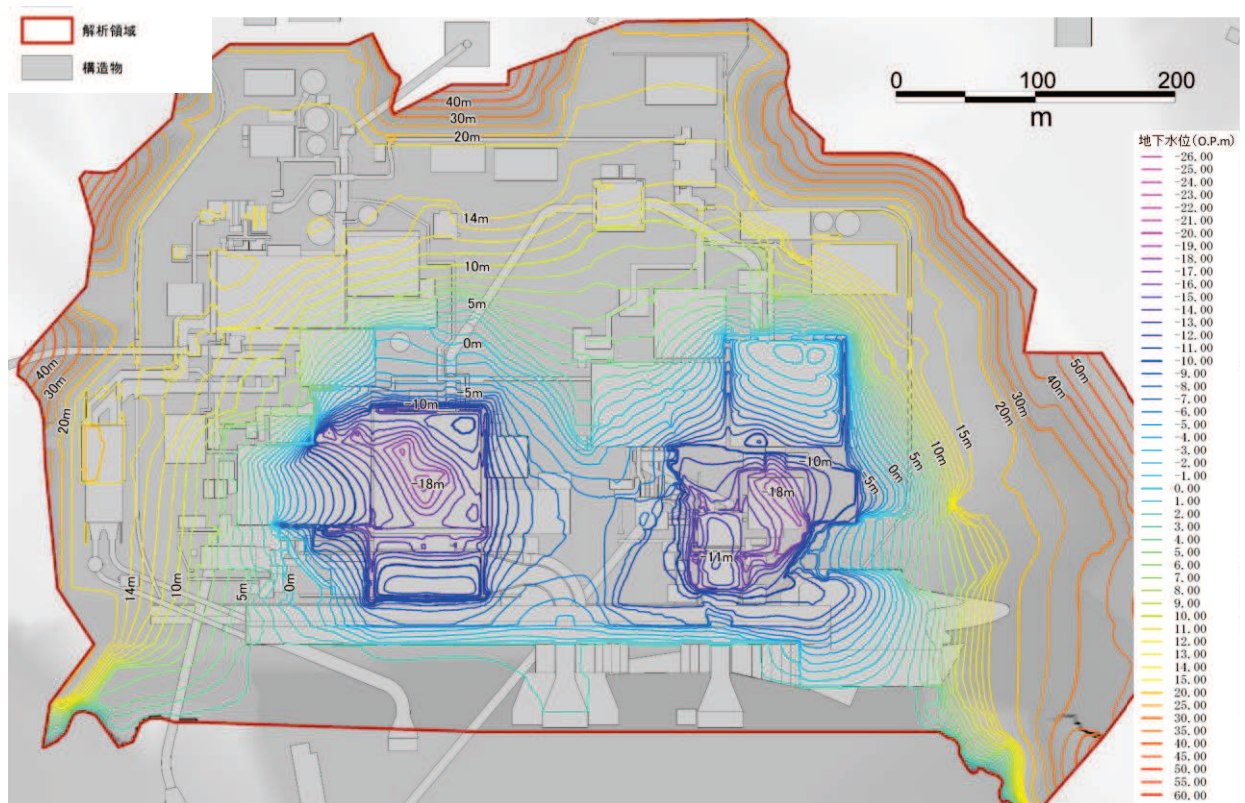


図 4.1-3 地下水位コンター図

(2) 評価対象断面の選定

構造的特徴，周辺地盤状況，地下水位，隣接構造物の有無，間接支持される機器・配管系の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から，(1)にて整理した候補断面に対して，耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

また，機器・配管系の応答加速度及び応答変位の観点から，評価対象以外の断面について地震応答解析を実施する場合がある。

4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理

女川原子力発電所の屋外重要土木構造物等は、延長方向に対して空間を保持できるように構造部材が配置される構造物（以下「線状構造物」という。）と、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（以下「箱形構造物」という。）に大別される。

線状構造物は、横断方向（延長方向に直交する方向）に設置される構造部材が少なく、横断方向が明確に弱軸となることから、横断方向の断面から評価対象断面を選定する。

箱形構造物は、三次元モデルを用いて水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響を考慮して耐震評価を行う。三次元モデルに作用させる荷重は、等価な剛性をもつ二次元モデルを用いた二次元地震応答解析を実施し、荷重を適切に評価する。したがって、断面選定においては、直交する 2 方向から評価対象断面として選定する。

各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理

		名称	弱軸方向（一様断面）を評価対象断面に選定	水平軸方向の2断面を評価対象断面に選定	耐震評価対象断面の検討を行った上で、評価対象断面を選定
線状構造物	横断方向が明確に弱軸となることから、横断方向の二次元地震応答解析により耐震評価を行う線状構造物 ⇒構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置から横断方向の断面を評価対象断面として選定する。	軽油タンク連絡ダクト			○
		排気筒連絡ダクト			○ ^{※3}
		原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）	○		
		原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）			○
		取水路（漸拡部）			○
		取水路（標準部）*1			○
箱形構造物	加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮し、三次元モデルを用いて水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮して耐震評価を行う箱形構造物 ⇒三次元モデルに作用させる荷重を適切に評価することが可能な断面を直交する2方向から評価対象断面として選定する。	軽油タンク室	○		
		軽油タンク室（H）	○		
		海水ポンプ室			○
		取水口、貯留堰*2			○
		復水貯蔵タンク基礎		○	
		ガスタービン発電設備 軽油タンク室	○		
		第3号機海水ポンプ室			○

注記*1：構造物の断面が延長方向で一様であるが、延長方向に大きな曲線部や周辺地盤の剛性が急変する箇所が存在し、躯体のねじれや躯体への集中的な応力発生の影響が懸念されることから、三次元モデルを用いて耐震評価を行う線状構造物。

*2：貯留堰の耐震評価は、箱形構造物として三次元モデルにより耐震評価を行う取水口を含む。

*3：排気筒連絡ダクト（土砂部）は、「補足-600-1 【地盤の支持性能について】 3.2.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針」に記載の、水位が低い場合の影響検討を、選定された断面において確認する。

4.3 解析手法選定の方針

(1) 敷地地盤の液状化特性

敷地には、粒状材料で液状化する可能性のある地盤として、盛土及び旧表土が分布する。敷地に分布する液状化検討対象層（盛土，旧表土）は、「補足-600-1【地盤の支持性能について】」における液状化強度試験や、「参考資料 1 O.P. 14.8m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性」に示す通り、以下の液状化特性を示す。

- ・ 保守的な液状化特性（液状化強度試験の最低値）を設定した有効応力解析を用いて、基準地震動 S_s が作用した場合に液状化（過剰間隙水圧比 95%以上）が発生する範囲を評価すると、盛土は拘束圧の小さい地表面付近（深さ数メートル）のみであり、旧表土は深さによらず発生する可能性がある。
- ・ 液状化強度試験の結果、液状化（過剰間隙水圧比 95%以上）が発生した場合の盛土及び旧表土の挙動は共に、有効応力がゼロとなり液体状になることはなく、ひずみが漸増するねばり強い挙動、つまり、繰返し軟化現象を示す。

(2) 液状化を考慮した耐震評価方針

屋外重要土木構造物等は地中構造物であり、耐震評価にあたっては、地盤の液状化時の挙動を考慮したうえで、保守的な評価手法を選定する必要がある。具体的には、地盤の液状化時の挙動を考慮する必要がある場合に用いる有効応力解析と、考慮する必要が無い場合に用いる全応力解析の選定である。

屋外重要土木構造物等は、剛性の大きな直接基礎形式の地中構造物であり、「参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討」に示す通り、構造物の耐震性に支配的な要因は土圧である。また、2次元の全応力解析と有効応力解析の比較により、構造物に作用する土圧を比較した結果、液状化に至る前の段階においては、全応力解析の方が土圧は大きく、照査値が厳しくなること、つまり、全応力解析が保守的な耐震評価手法であることを確認している。

一方、杭基礎等の柔な構造物について、地震時の地盤の変位に追随するように変形することや、常時土圧の影響を受けないことから、耐震性に支配的な要因が地盤の変位であると考えられる場合には、地盤の変形を保守的に評価する有効応力解析が必要であると考えられる。

また、地盤が液状化（過剰間隙水圧比 95%以上）した場合、地表面の傾斜等の影響で地盤が一方向に変形したり、地盤の摩擦抵抗が失われ構造物に浮上りが発生する可能性があることから、地盤の液状化の可能性がある場合には、有効応力解析により液状化の影響を確認する必要がある。

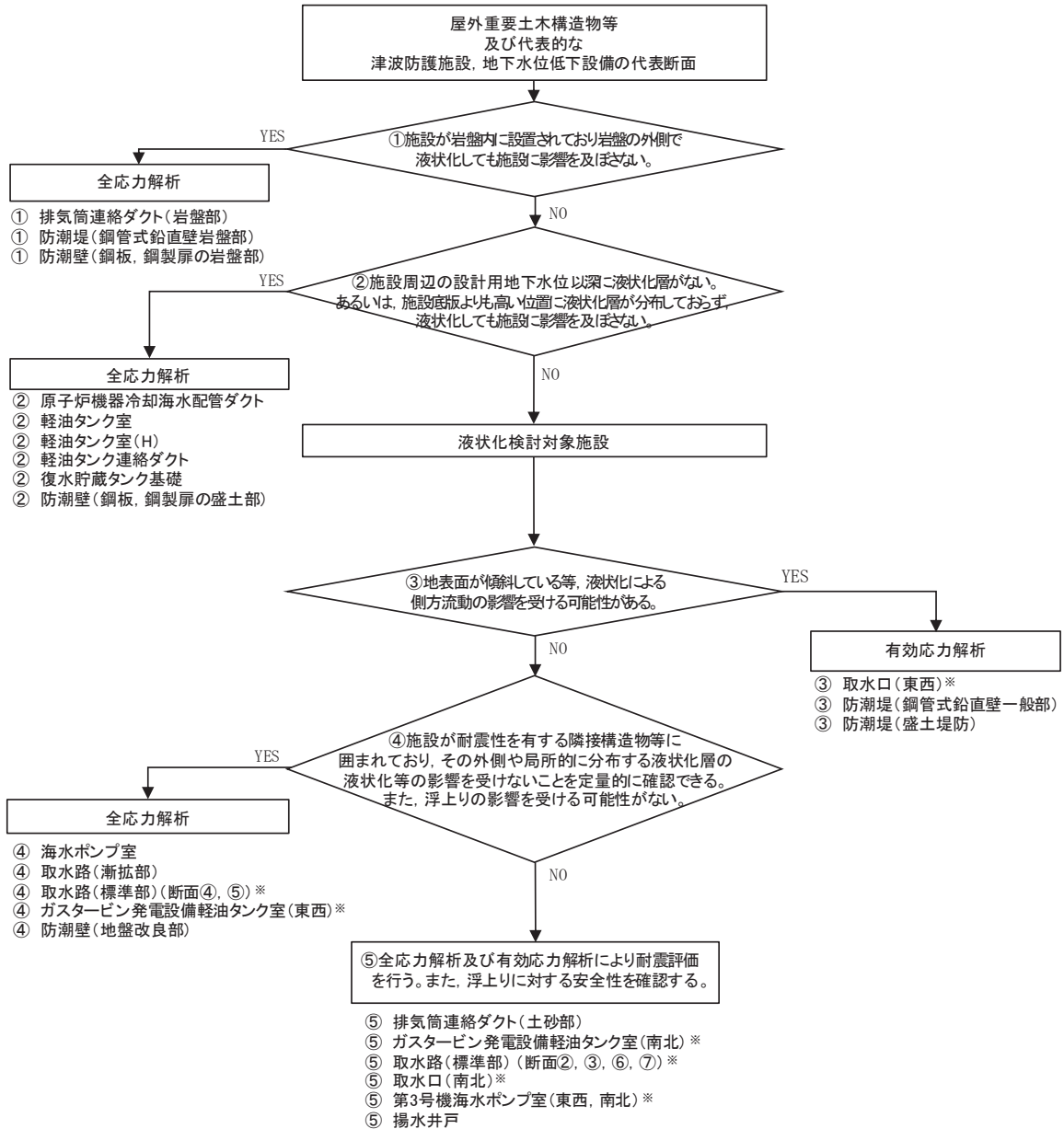
以上を踏まえ、周辺地盤の状況に応じた解析手法の選定と補足検討内容を表 4.3-1 にまとめた。

表 4.3-1 周辺地盤の状況に応じた解析手法の選定と補足検討内容

	周辺地盤の状況	基軸となる解析手法と補足検討内容
①	施設が岩盤内に設置されている。	液状化の影響が施設に及ばないことから、液状化を考慮する必要がなく、 <u>全応力解析により耐震評価を実施。</u>
②	施設周辺の設計用地下水位以深に液状化層がない。 あるいは、施設底版よりも高い位置に液状化層が分布していない。	施設周辺で液状化が発生する可能性がない。あるいは、施設より深部の地盤で液状化が発生しても、浅部の施設に悪影響が及ばないことから、 <u>全応力解析により耐震評価を実施。</u>
③	地下水位以深の液状化層近傍の地表面が傾斜している。あるいは、液状化層下部の岩盤が傾斜している。	液状化が発生した場合、地表面や岩盤の傾斜により、側方流動が発生し、一方向に変位・荷重が作用することから、 <u>有効応力解析により耐震評価を実施。</u> 補足検討として、液状化が発生しない場合の確認を実施。
④	施設が耐震性を確認された隣接構造物等に囲まれており、構造物間も地盤改良されている。また、浮上りの影響を受ける可能性がない。	施設の周辺で液状化は発生しないと定量的に判断されるため、 <u>全応力解析により耐震評価を実施。</u> 補足検討として、施設周辺に局所的に分布する液状化層や、隣接構造物等の外側で液状化が発生しても施設に影響を及ぼさないことを有効応力解析等により定量的に確認する。
⑤	施設周辺に地下水位以深の盛土・旧表土が分布する。または、施設周辺に改良地盤等があるが、その外側の液状化層の液状化等の影響について判断がつかない。また、浮上りの影響を受ける可能性がある。	施設周辺で液状化発生の有無やその影響について判断がつかないことから、 <u>全応力解析と有効応力解析の両解析により耐震評価を実施。</u>

(3) 解析手法の選定

周辺地盤の状況に応じた解析手法の選定と補足検討内容を踏まえて、解析手法の選定フローを図 4.3-1 に示す。また、屋外重要土木構造物等及び代表的な津波防護施設、地下水位低下設備他について、解析手法の選定フローにより選定された分類と基軸となる解析手法及び補足検討の内容を表 4.3-2 に示す。



※: 三次元構造解析に複数断面の荷重を作用させる場合、断面によって解析手法が異なる場合でも保守的に荷重の大きい組合せを採用する。

図 4.3-1 解析手法の選定フロー

表 4.3-2 構造物毎の解析手法と補足検討

解析手法の 選定フロー	屋外重要土木構造物等 及び代表的な 津波防護施設，地下水位低下設備	解析手法と補足検討
①	<ul style="list-style-type: none"> ・ 排気筒連絡ダクト（岩盤部） ・ 防潮堤（鋼管式鉛直壁岩盤部） ・ 防潮壁（鋼板，鋼製扉の岩盤部） 	全応力解析
②	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子炉機器冷却海水配管ダクト ・ 軽油タンク室 ・ 軽油タンク室（H） ・ 軽油タンク連絡ダクト ・ 復水貯蔵タンク基礎 ・ 防潮壁（鋼板，鋼製扉の盛土部） 	全応力解析
③	<ul style="list-style-type: none"> ・ 取水口（東西）*¹ ・ 防潮堤（鋼管式鉛直壁一般部） ・ 防潮堤（盛土堤防） 	有効応力解析 【補足検討】 <ul style="list-style-type: none"> ・ 液状化が発生しない場合について確認する。
④	<ul style="list-style-type: none"> ・ 海水ポンプ室 ・ 取水路（漸拡部） ・ 取水路（標準部）（断面④，⑤） ・ ガスタービン発電設備 ・ 軽油タンク室（東西） ・ 防潮壁（地盤改良部） 	全応力解析 【補足検討】 * ² <ul style="list-style-type: none"> ・ 隣接構造物や改良地盤の外側の液状化が施設に影響を及ぼさないことを有効応力解析等により確認する。 ・ 施設周辺に局所的に地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合は，液状化の可能性が無いことを有効応力解析等により確認する。
⑤	<ul style="list-style-type: none"> ・ 排気筒連絡ダクト（土砂部） ・ ガスタービン発電設備 ・ 軽油タンク室（南北） ・ 取水路（標準部） （断面②，③，⑥，⑦） ・ 取水口（南北） ・ 第3号機海水ポンプ室 ・ 揚水井戸 	全応力解析 有効応力解析

注記*1：取水口（東西）は，水平2方向の検討ケース

*2：屋外重要土木構造物等の補足検討結果は，まとめて参考資料9に示す。

4.4 軽油タンク連絡ダクト

軽油タンク連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である燃料移送系配管を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク連絡ダクトの配置図を図 4.4-1 に、平面図を図 4.4-2 及び図 4.4-3 に、断面図を図 4.4-4 及び図 4.4-5 に、縦断面図を図 4.4-6 に示す。

軽油タンク連絡ダクトは、軽油タンク室と原子炉建屋を結ぶ鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長 52.30m、内空幅 1.25m、内空高さ 2.00m の二連ボックスカルバート構造の標準部（以下「標準部」という。）と、内空幅 1.55m（東西方向）×2.25m（南北方向）、内空高さ 3.05m の二連ボックスカルバート構造で軽油タンク室と接続する接続部（以下「接続部」という。）から構成される。

軽油タンク連絡ダクトは、MMR を復水貯蔵タンク基礎及び軽油タンク室と共有し、十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

軽油タンク連絡ダクトは、延長方向に約 13m 間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋との接合部には耐震ジョイントが設置されており、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

標準部は、軽油タンク室と復水貯蔵タンク基礎に挟まれ、東西方向に延長するエリア（以下「エリア①」という。）と、復水貯蔵タンク基礎の東側に位置し南北方向に延長するエリア（以下「エリア②」という。）に分けられる。

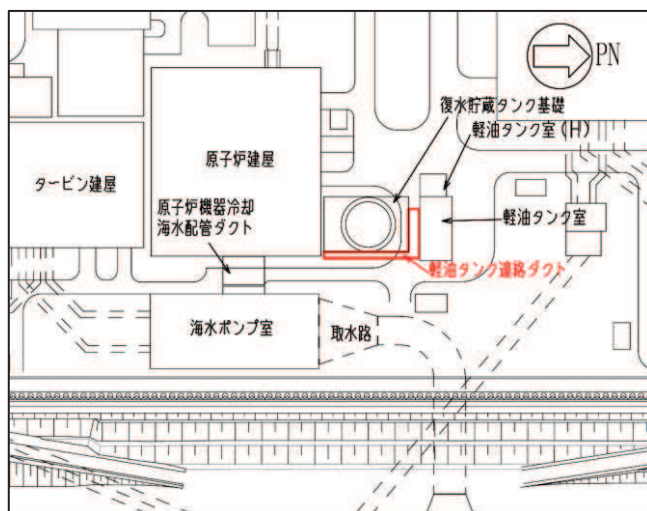


図 4.4-1 軽油タンク連絡ダクト配置図

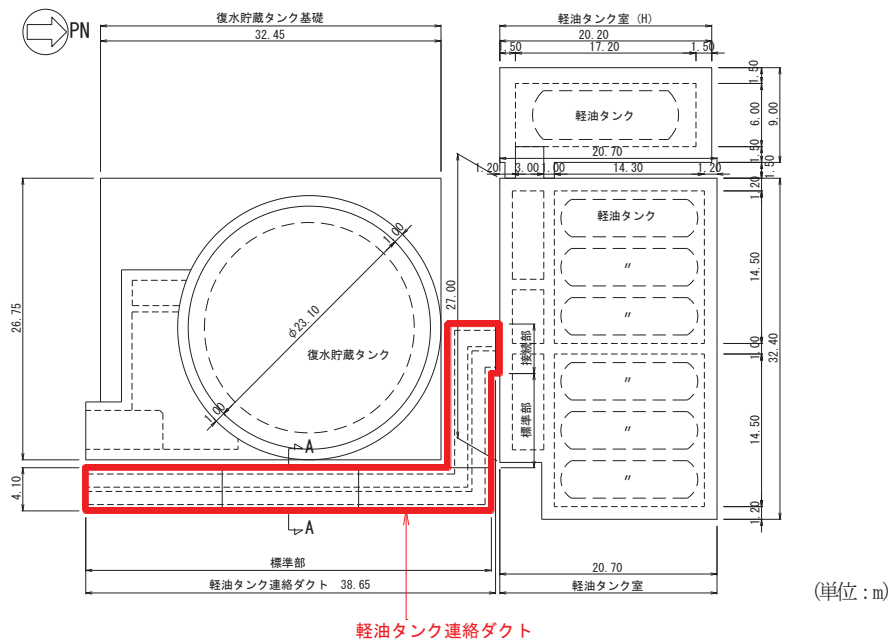


図 4.4-2 軽油タンク連絡ダクト平面図

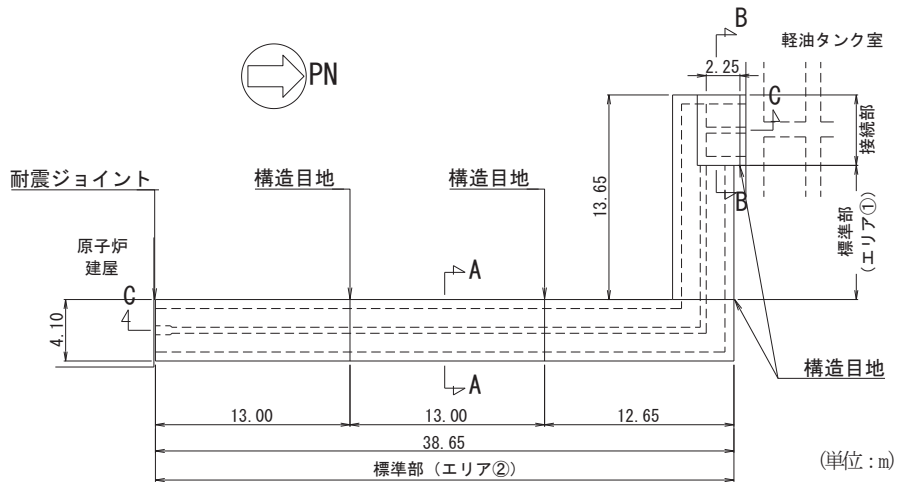


図 4.4-3 軽油タンク連絡ダクト平面図 (詳細)

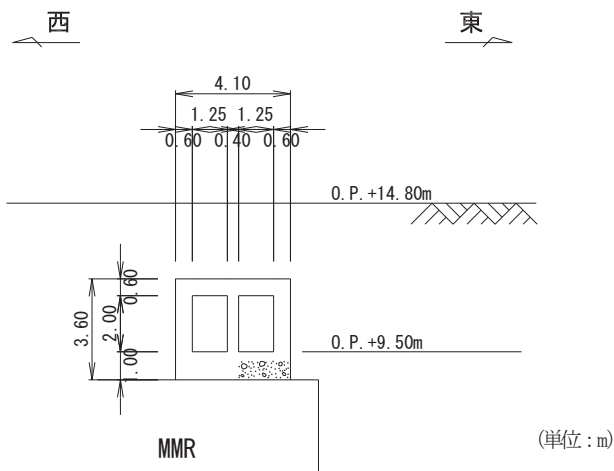


図 4.4-4 軽油タンク連絡ダクト断面図 (標準部, A-A)

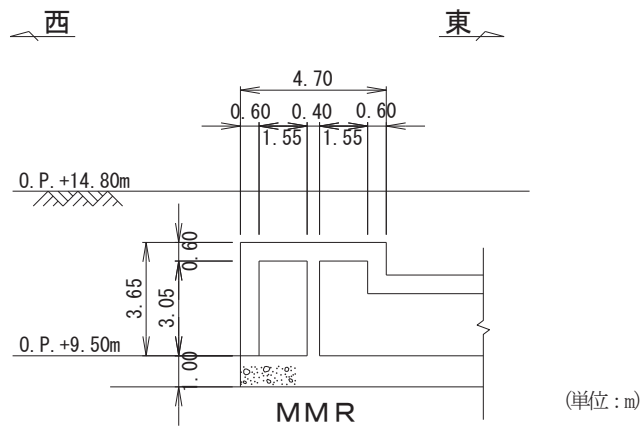


図 4.4-5 軽油タンク連絡ダクト断面図（接続部，B-B）

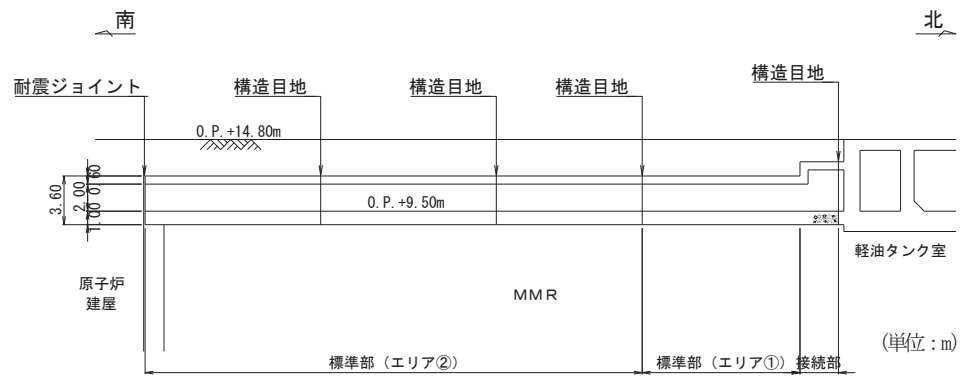


図 4.4-6 軽油タンク連絡ダクト縦断面図（C-C）

4.4.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

軽油タンク連絡ダクトは、断面選定の観点として軽油タンク室及び復水貯蔵タンク基礎が周辺構造物として配置されていることを考慮する。

標準部は、単純な二連ボックスカルバート構造の線状構造物であり、横断方向が明確な弱軸方向となるとともに、延長方向にブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、横断方向の断面を候補断面とする。

接続部は、標準部と断面形状が異なるため、構造的特徴の観点から、接続部からも候補断面を選定する。

接続部は、南北方向の側壁及び隔壁が耐震要素として機能し、東西方向と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、南北方向が強軸方向となり、東西方向が弱軸方向となるため、接続部は東西方向の断面を候補断面と

する。

軽油タンク連絡ダクトは、燃料移送系配管を間接支持する支持機能が要求されるが、配管は延長方向に一様に設置されていることから、断面選定の観点として配管の設置位置による影響を考慮する必要はない。

また、地下水位は構造物底版より十分低く、地下水位及び土被り厚は延長方向にほぼ一様であることから、断面選定の観点として周辺状況の影響を考慮する必要はない。

軽油タンク連絡ダクトの掘削図を図 4.4-7 に、地質断面図を図 4.4-8、図 4.4-9 に示す。

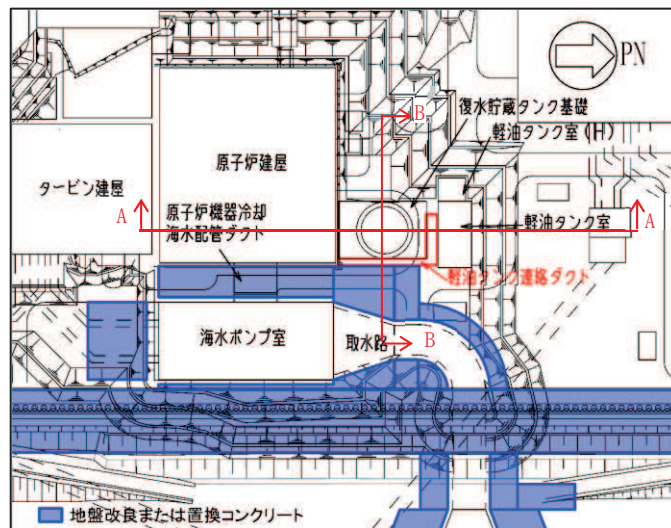


図 4.4-7 軽油タンク連絡ダクト掘削図

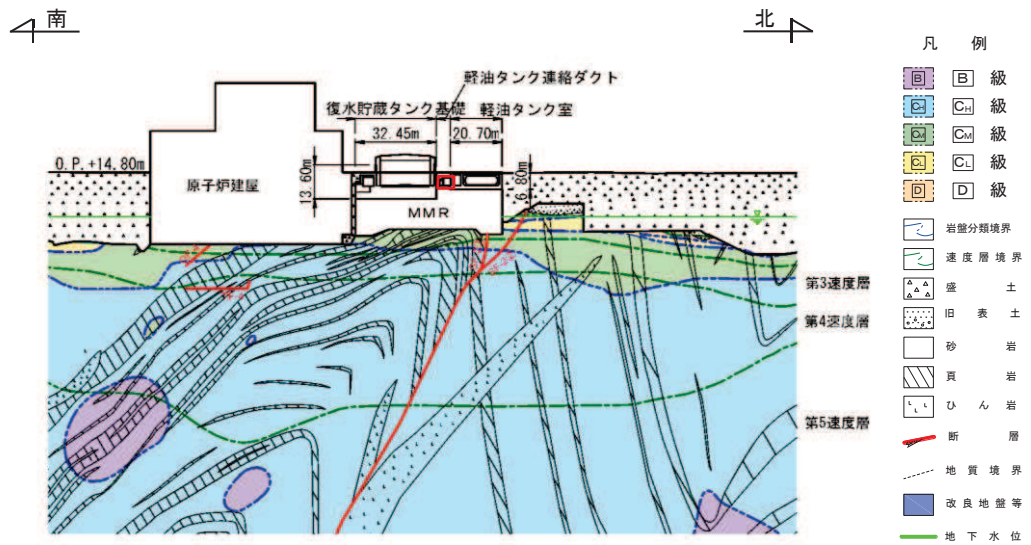


図 4.4-8 軽油タンク連絡ダクト地質断面図 (A-A)

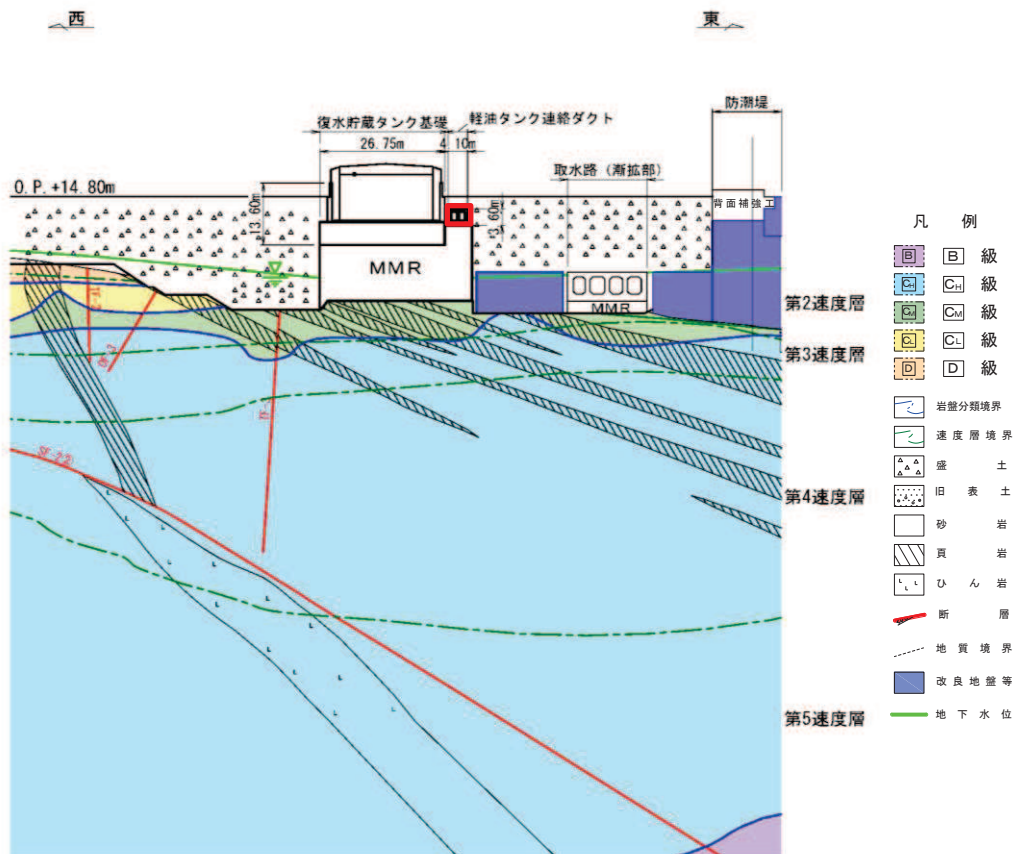


図 4.4-9 軽油タンク連絡ダクト地質断面図 (B-B)

(2) 評価対象断面の選定

標準部は、延長方向に構造の変化がなく配管の設置位置の差異もない。また、エリア①は、北側に軽油タンク室が、南側に復水貯蔵タンク基礎が隣接し、エリア①の弱軸方向である NS 方向の加振においては、これら周辺構造物が土圧の作用を抑制することから、エリア①はエリア②より地震時に作用する土圧が小さい。以上から、復水貯蔵タンク基礎の東側に位置するエリア②が耐震評価上、厳しい断面を有すると考えられるため、エリア②の横断方向の断面から評価対象断面を選定する。

標準部の周辺状況について、東側には一様に盛土が分布し、西側には復水貯蔵タンク基礎が隣接しその外側に盛土が一様に分布する。地下水位は延長方向にほぼ一様で差異がないことから、復水貯蔵タンクを中心を通る横断方向の断面を代表として、評価対象断面とする。

接続部は、標準部より断面がやや大きいが、南側に耐震上機能する妻壁を有するとともに東側には標準部が位置し、東西方向の加振では標準部の側壁及び隔壁が耐震上機能すると考えられ、標準部の横断方向と比較して、耐震上見込むことができる面部材が多いことから、評価対象断面として選定しない。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 4.4-1 に示す。

表 4.4-1 軽油タンク連絡ダクト 評価対象断面の選定結果

位置・エリア		要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する主な設備	評価対象断面	選定結果
標準部	エリア① (軽油タンク室と復水貯蔵タンク基礎に挟まれるエリア)	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 延長方向に一様な断面の単純な二連のボックスカルバート構造 明確な弱軸方向・強軸方向を有し、横断方向が弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に設置されている。 北側には軽油タンク室が、南側には復水貯蔵タンク基礎が隣接し、MMR を共有する。 	燃料移送系配管	—	<ul style="list-style-type: none"> エリア①は、北側に軽油タンク室が、南側に復水貯蔵タンク基礎が隣接し、弱軸方向である南北方向の加振に対して、これら周辺構造物が土圧の作用を抑制する。このため、エリア②と比べて地震時の土圧が小さいと考えられることから、評価対象断面として選定しない。
	エリア② (復水貯蔵タンク基礎の東側に位置するエリア)	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に設置されている。 西側には復水貯蔵タンク基礎が隣接し、MMR を共有する。 東側は、一様に盛土が分布するが、地下水位が十分に低い。 	同上	○	<ul style="list-style-type: none"> 地震時土圧はエリア②の方がエリア①よりも大きいと考えられる。また、構造、配管の設置位置及び周辺状況について、延長方向に差異がないことから、復水貯蔵タンクを中心を通る横断方向の断面を、評価対象断面とする。
接続部		同上	<ul style="list-style-type: none"> 標準部に比べ断面がやや大きく、一様な断面の単純な二連のボックスカルバート構造 南北方向は、東西方向と比較し、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に設置されている。 北側には軽油タンク室が、南側には復水貯蔵タンク基礎が隣接し、MMR を共有する。 地下水位が十分に低い。 	同上	—	<ul style="list-style-type: none"> 南側に耐震上機能する妻壁を有する。また、東側には標準部が存在し、東西方向の加振では標準部の側壁及び隔壁が耐震上機能すると考えられ、標準部の横断方向と比較して耐震上見込むことができる面部材が多いことから、評価対象断面として選定しない。

4.4.2 解析手法の選定

軽油タンク連絡ダクトの地下水位は構造物底版より十分低いことから、液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき軽油タンク連絡ダクトの解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

4.5 排気筒連絡ダクト

排気筒連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である非常用ガス処理系配管を間接支持しており、支持機能が要求される。

排気筒連絡ダクトの配置図を図 4.5-1 に、平面図を図 4.5-2 に、断面図を図 4.5-3、図 4.5-4 に、地質断面図を図 4.5-5、図 4.5-6 に示す。

排気筒連絡ダクトは、原子炉建屋と排気筒を結ぶ、延長 187.49m、内空 の鉄筋コンクリート造のトンネル構造物であり、幌形の土砂部と円形の岩盤部にて構成され、土砂部は直接又は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されており、岩盤部は岩盤に囲まれている。

排気筒連絡ダクトは、延長方向に 3.0m~9.0m 間隔で構造目地を介して分割され、原子炉建屋及び排気筒との接合部には耐震ジョイントが設置されており、土砂部と岩盤部のそれぞれの区間で延長方向に断面の変化がない線状構造物である。

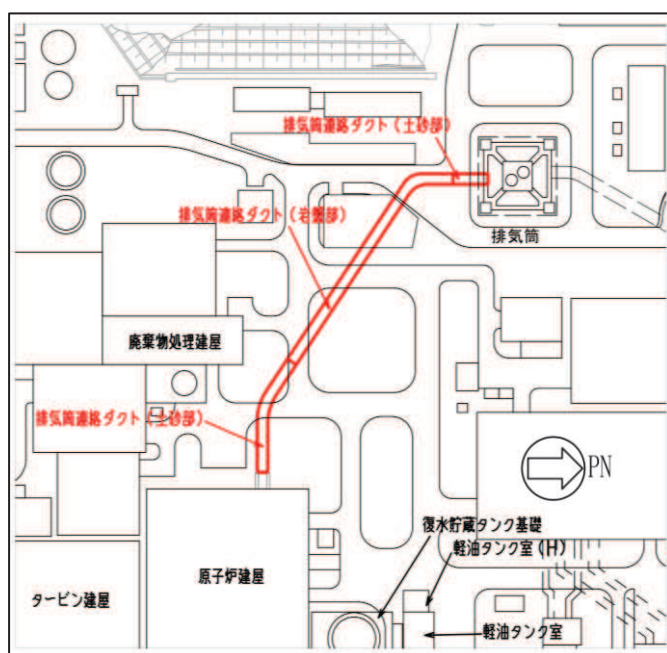


図 4.5-1 排気筒連絡ダクト配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

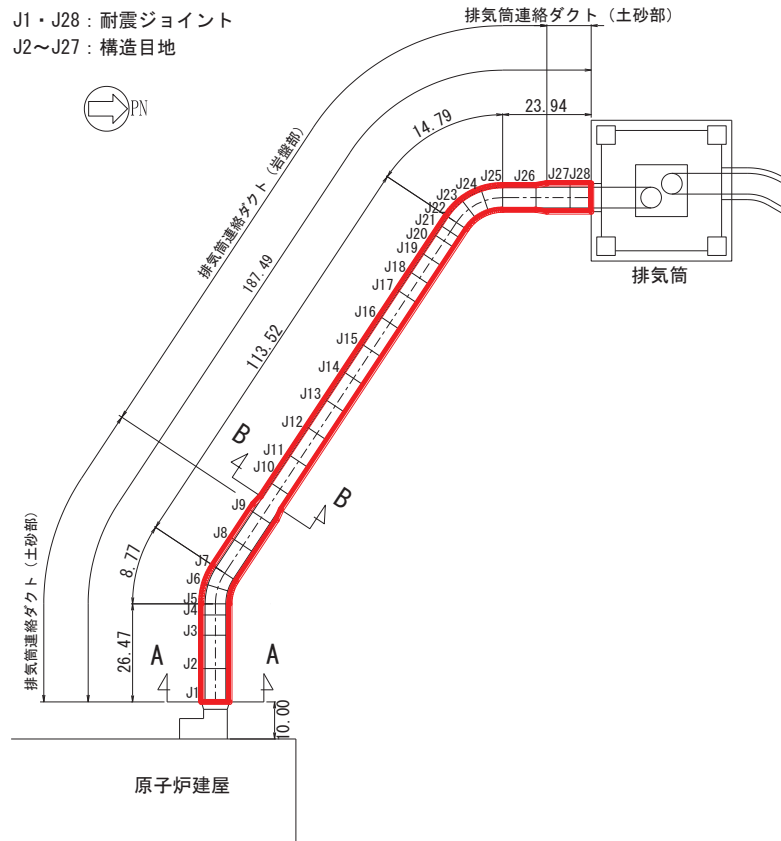


図 4.5-2 排気筒連絡ダクト平面図

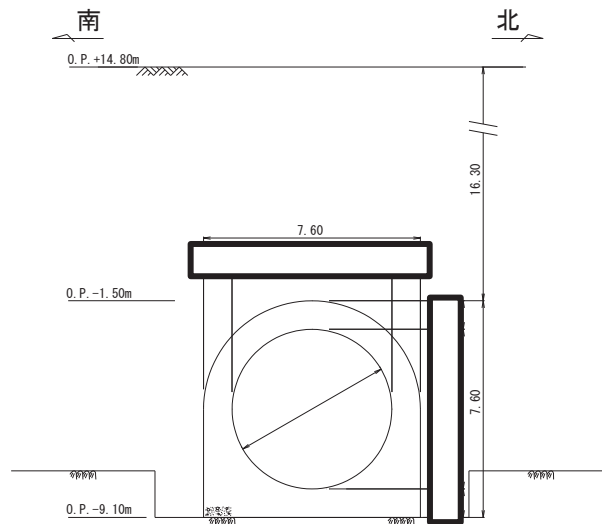


図 4.5-3 排気筒連絡ダクト断面図（土砂部，A-A）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

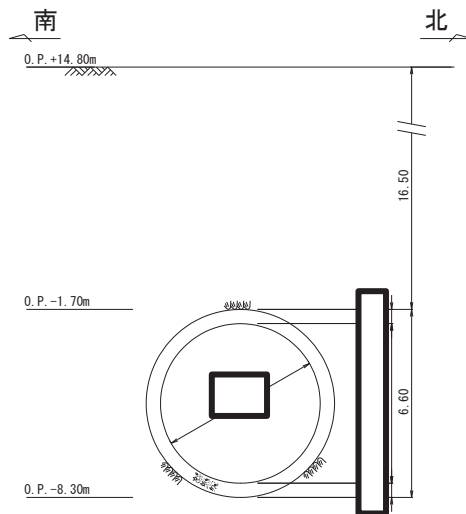


図 4.5-4 排気筒連絡ダクト断面図（岩盤部，B-B）

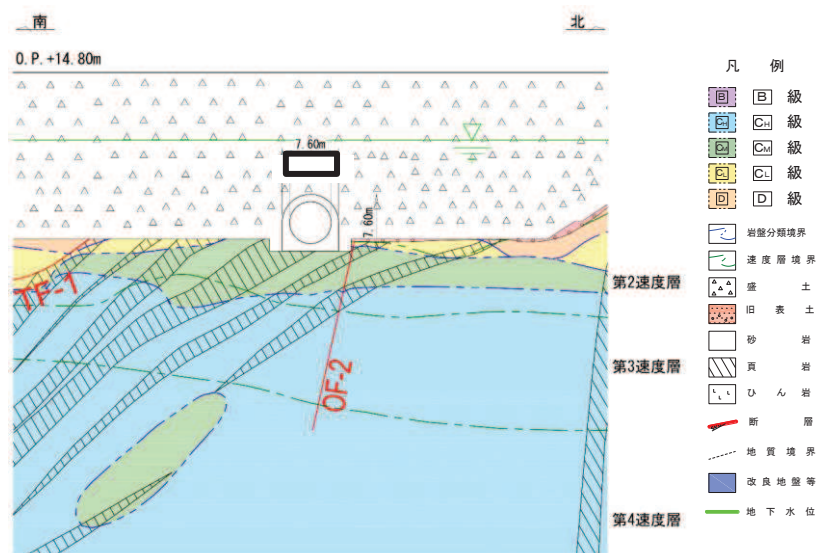


図 4.5-5 排気筒連絡ダクト（土砂部）地質断面図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

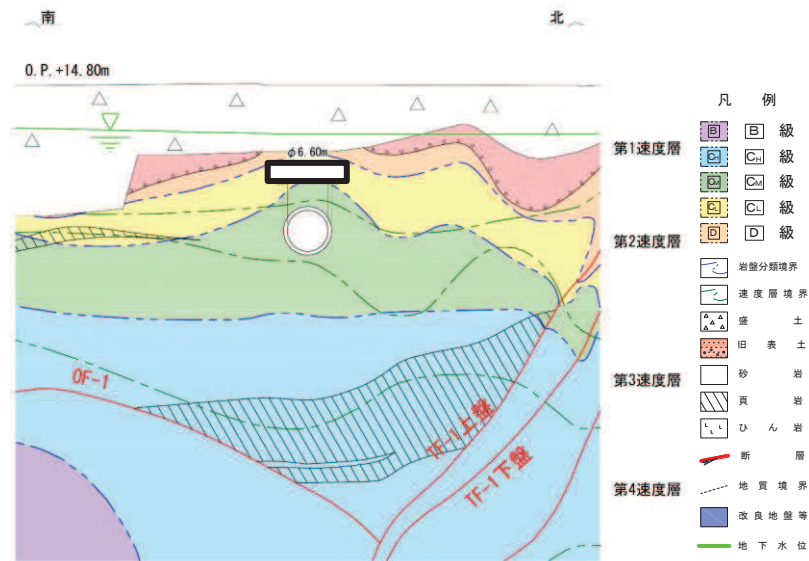


図 4.5-6 排気筒連絡ダクト（岩盤部）地質断面図（B-B 断面）

4.5.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

排気筒連絡ダクトは、構造的特徴及び周辺状況から、土砂部と岩盤部の2つに大別される。このことから、候補断面は、土砂部と岩盤部から選定する。

排気筒連絡ダクトの縦断面図及び候補断面の位置を図 4.5-7 に示す。排気筒連絡ダクトの深さは始点（断面①）で最も深く、終点（断面⑫）が最も浅くなっており、縦断面勾配は、土砂部で 0.5%，岩盤部で 7.3%である。

排気筒連絡ダクトは、横断方向に構造部材がない線状構造物であり、横断方向が明確な弱軸になるとともに全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、横断方向の断面を候補断面とする。

周辺地盤について、土砂部は原子炉建屋側と排気筒側に分かれており、原子炉建屋側には盛土及び旧表土が、排気筒側には盛土が分布している。

土砂部の施工は、原子炉建屋近傍及び排気筒近傍は設置レベルの岩盤面まで掘削したうえで、躯体を構築し、盛土で埋め戻している。断面③過ぎから岩盤部までの区間は、原地形である旧表土を残したまま、側部の土留めと、頂部の薬液注入により地山崩壊防止を施工したうえで山岳トンネル工法によりトンネルを掘削したうえで、躯体を構築している。したがって、土砂部の躯体には、常時荷重として土被り厚に応じた土圧が作用することとなり、原子炉建屋に近い方が土圧は大きい。

岩盤部は、原子炉建屋側と排気筒側の土砂部に挟まれた区間であり、土砂部との境界の地表面付近に一部盛土が分布するものの、大部分は地表面まで岩盤が露出し

ており、NATMによる山岳トンネル工法でトンネルを掘削したうえで、躯体を建設している。したがって、岩盤部の躯体には、常時荷重として土圧は作用せず、躯体の設置レベルによる荷重の変化はない。

排気筒連絡ダクトは、土砂部と岩盤部のそれぞれの区間において、断面形状及び配筋が延長方向に一様であるため、断面選定の観点として構造・配筋の変化による影響を考慮する必要はなく、断面選定上考慮すべき隣接構造物も存在しない。

設計用地下水位は、土砂部と岩盤部に分けて、それぞれ設定しており、更に、土砂部は原子炉建屋側と排気筒側でそれぞれ設定している。浸透流解析の結果、原子炉建屋側の土砂部の水位は、岩盤部との境界が最も高くなっており、設計用地下水位は保守的に、この地点で躯体に作用する水頭が同区間で一律作用するとして、躯体頂部との離隔を一定として設定しており、同区間内で地下水による差異はない。

排気筒側の土砂部は、浸透流解析の結果を基に、設計用地下水位は全区間地表面としている。躯体の延長は短く、設置レベルの勾配も小さいため、排気筒側の土砂部区間で地下水位による差異は小さい。

岩盤部の浸透流解析の結果は、原子炉建屋側から排気筒側に高く分布しており、排気筒側の一定区間はほぼ地表面となっている。設計用地下水位は、地表面に分布する区間を除き、躯体に作用する水頭が最大となる地点の水頭が、区間に一律作用するものとして保守的に設定している。以上の設計用地下水位の設定の結果、周辺状況の地下水位は、候補断面の整理の観点には含めない。

排気筒連絡ダクトは、非常用ガス処理系配管を間接支持する支持機能が要求されるが、機器・配管は延長方向に、円型内空の底版の同一位置に一様に設置されているため、断面選定の観点として機器・配管の設置位置による影響を考慮する必要はない。

原子炉建屋側の土砂部にはTF-1断層が、排気筒側の土砂部にはSF-2②断層が幌型トンネル底面で接しており、岩盤部ではOF-1断層及びSF-2①断層が、円形トンネルと接している。断層と構造物の位置関係について、断層の影響を確認する断面としては、土砂部はTF-1断層の方が、岩盤部はOF-1断層の方が断層の規模は大きく、断層の変形による構造物への影響は大きいと考えられることから、土砂部はTF-1断層と接する断面②を、岩盤部はOF-1断層と接する断面⑦を候補断面とする。なお、断層の影響を確認するための断面選定の詳細については、「参考資料4 断層の影響を評価する断面」に示す。

排気筒連絡ダクトの候補断面の特徴について、土砂部を表4.5-1に、岩盤部を表4.5-2に示す。

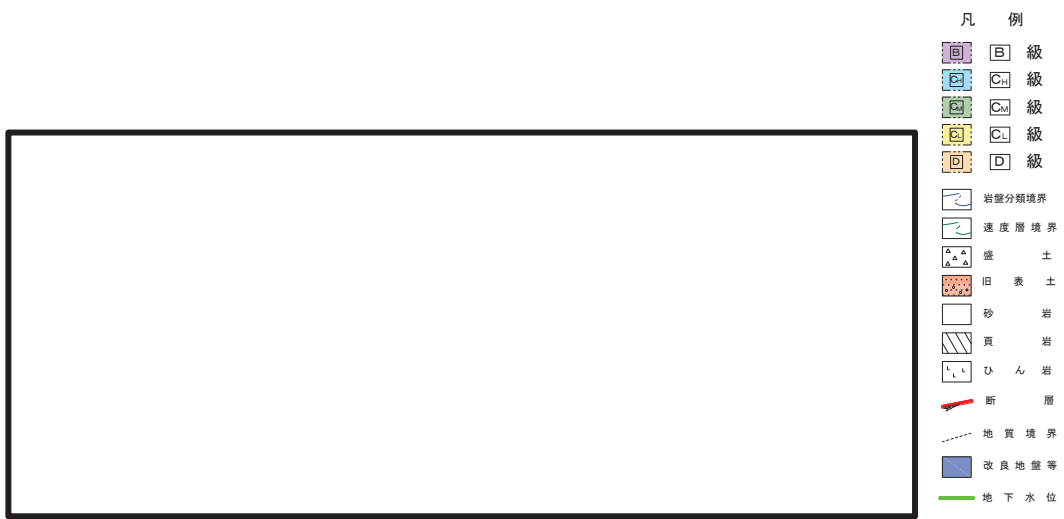


図 4.5-7 排気筒連絡ダクト縦断面図及び候補断面位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 4.5-1 排気筒連絡ダクト（土砂部） 候補断面の特徴

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況
断面①	支持機能	幌型トンネル	全区間で岩盤上面の標高が最も低く、土被りが最も厚い。
断面②	同上	同上	トンネル底面で接する断層のうち、規模の大きいTF-1断層と接する。
断面③	同上	同上	液状化検討対象層となる盛土及び旧表土が広く分布し、旧表土の厚さが全区間で最も厚い。
断面④	同上	同上	岩盤の埋込み深さが構造物の中心位置。
断面⑪	同上	同上	岩盤の埋込み深さが構造物の中心位置。
断面⑫	同上	同上	全区間で土被りが最も薄い。

表 4.5-2 排気筒連絡ダクト（岩盤部） 候補断面の特徴

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況
断面⑤	支持機能	円形トンネル	岩盤部において、トンネル底版の標高が最も低く、土被り（盛土、岩盤）が最も厚い。地震応答に影響を与える岩盤の速度層区分に着目すると、地盤の剛性が低い第2速度層下面が最も深い。
断面⑥	同上	同上	地表面に岩盤が露出している区間（土被りに盛土が存在しない区間）において、土被り（岩盤のみ）が最も厚い。
断面⑦	同上	同上	岩盤に囲まれている状況で接する断層のうち、規模の大きいOF-1断層と接する。
断面⑧	同上	同上	地震応答に影響を与える岩盤の速度層区分に着目し、地盤の剛性が高い第3速度層上面が最も浅い。
断面⑨	同上	同上	地表面に岩盤が露出している区間（土被りに盛土が存在しない区間）において、土被り（岩盤のみ）が最も薄い。
断面⑩	同上	同上	岩盤部において、トンネル底版の標高が最も高く、土被り（盛土、岩盤）が最も薄い。

(2) 評価対象断面の選定

a. 土砂部

土砂部は、周辺に盛土・旧表土が分布し、断面形状、配筋及び地下水位が延長方向に一様な幌型のトンネル構造であり、全線において隣接構造物は存在しないことから、周辺地盤条件に着目し評価対象断面を選定する。

断面①、断面③、断面④、断面⑪、断面⑫を比較すると、断面①は土被りが最も大きいため、耐震性に支配的な要因である地盤から構造物に作用する荷重（土圧）も大きく、耐震裕度が小さくなると想定されることから、断面①を評価対象断面として選定する。なお、断面選定の詳細について、「参考資料3 地震応答解

析による断面選定の確認」に示す。

b. 岩盤部

岩盤部は、周囲が岩盤に囲まれ、断面形状、配筋及び地下水位が延長方向に一様な円型のトンネル構造であることから、周辺地盤条件に着目し評価対象断面を選定する。

断面⑤、断面⑥、断面⑧、断面⑨、断面⑩を比較すると、断面⑤は最も土被りが大きく、地盤の剛性が低い速度層に分布しており、浅部が盛土のため、耐震性に支配的な要因である岩盤の変形が盛土により増幅され、岩盤の変形が大きくなると考えられる。このため耐震裕度は小さくなると想定されることから、断面⑤を評価対象断面として選定する。なお、断面選定の詳細について、「参考資料 3 地震応答解析による断面選定の確認」に示す。

c. 床応答算出断面

排気筒連絡ダクトの機器・配管は延長方向に一様に設置されていることから、候補断面として選定した断面①、断面③、断面④、断面⑤、断面⑥、断面⑧、断面⑨、断面⑩、断面⑪、断面⑫に対し、配管が設置される構造物下端の深度の応答加速度を比較した断面に、評価対象断面を選定する。

一次元地震応答解析結果を表 4.5-3 に示す。候補断面として選定した断面について、一次元全応力解析及び一次元有効応力解析（土砂部）による比較を行った結果、全応力解析及び有効応力解析ともに、盛土に加え旧表土が広く分布し、旧表土の厚さが最も厚い断面③における最大加速度が最大となった。

このことから、機器・配管系の床応答算出断面については、旧表土が広く分布し全区間で旧表土が最も厚く、配管が設置される構造物下端の深度の応答加速度が最も大きい断面③を評価対象断面として選定し、構造物を変形させる外力が大きい断面を選定した断面①、断面⑤に加えて床応答を算出する。

表4.5-3 一次元地震応答解析結果（床応答）

候補 断面	最大加速度 (cm/s ²)	
	全応力解析	有効応力解析
断面①	833 (S _s -D 2)	726 (S _s -F 3)
断面③	967 (S _s -D 2)	844 (S _s -D 3)
断面④	940 (S _s -D 2)	781 (S _s -F 3)
断面⑤	717 (S _s -F 3)	—
断面⑥	687 (S _s -F 3)	—
断面⑧	673 (S _s -F 2)	—
断面⑨	661 (S _s -D 1)	—
断面⑩	749 (S _s -D 2)	—
断面⑪	937 (S _s -D 2)	748 (S _s -F 3)
断面⑫	797 (S _s -F 3)	702 (S _s -F 3)

上段：最大応答値，下段：最大応答値を示す地震動
 網掛：全応力解析，有効応力解析それぞれにおいて，
 最大加速度の最大値

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 4.5-4 及び表 4.5-5 に示す。また、断層の影響を確認するための評価対象断面として、土砂部の断面②（TF-1 断層）及び岩盤部の断面⑦（OF-1 断層）を選定する。

評価対象断面図を図 4.5-8～図 4.5-12 に示す。

表 4.5-4 排気筒連絡ダクト（土砂部） 評価対象断面の選定結果

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する主な設備	評価対象断面			選定結果
					耐震評価	床応答算出	断層影響	
断面①	支持機能	幌型トンネル	・全区間で岩盤上面の標高が最も低く、土被りが最も厚い。	・非常用ガス処理系配管	○	○	—	・土砂部における候補断面において、土被りが最も大きく、耐震性の支配的要因である地盤から構造物に作用する荷重（土圧）も大きく、耐震裕度が小さくなると想定されることから、評価対象断面として選定する。
断面②* 1	同上	同上	・トンネル底面で接する断層のうち、規模の大きい TF-1 断層と接する。	同上	—	—	○	・トンネル底面で接する断層のうち、規模の大きい TF-1 断層と接し、断層の影響を確認するための評価対象断面として選定する。
断面③	同上	同上	・液状化検討対象層となる盛土に加え旧表土が分布し、旧表土の厚さが全区間で最も厚い。	同上	—	○	—	・一次元地震応答解析の結果、全区間（土砂部・岩盤部）を通じて構造物下端の深度の応答加速度が最大となる。このため床応答の観点から評価対象断面として選定する。
断面④	同上	同上	・岩盤の埋込み深さが構造物の中心位置。	同上	—	—	—	・耐震評価の観点から断面①を、床応答の観点から断面③を代表とすることから、評価対象断面として選定しない。
断面⑪	同上	同上	・岩盤の埋込み深さが構造物の中心位置。	同上	—	—	—	同上
断面⑫	同上	同上	・全区間で土被りが最も薄い。	同上	—	—	—	同上

注記*1：詳細は、「参考資料 4 断層の影響を評価する断面」に示す。

表 4.5-5 排気筒連絡ダクト（岩盤部） 評価対象断面の選定結果

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する主な設備	評価対象断面			選定結果
					耐震評価	床応答算出	断層影響	
断面⑤	支持機能	円形トンネル	・岩盤部において、トンネル底版の標高が最も低く、土被り（盛土、岩盤）が最も厚い。地震応答に影響を与える岩盤の速度層区分に着目すると、地盤の剛性が低い第2速度層下面が最も深い。	・非常用ガス処理系配管	○	○	—	・岩盤部における候補断面で、構造物上部に盛土が分布し、低速度層区分の岩盤内に構築されており、盛土の変位増幅が岩盤の挙動に影響を及ぼすと考えられる。このため、岩盤トンネルの耐震性に支配的な要因である岩盤の変形は最も大きく、耐震裕度は小さくなると想定されることから、評価対象断面として選定する。
断面⑥	同上	同上	・地表面に岩盤が露出している区間（土被りに盛土が存在しない区間）において、土被り（岩盤のみ）が最も厚い。	同上	—	—	—	・耐震評価の観点から断面⑤を、床応答の観点から断面③を代表とすることから、評価対象断面として選定しない。
断面⑦*1	同上	同上	・構造物周辺が岩盤で囲まれている状況で接する断層のうち、規模の大きいOF-1断層と接する。	同上	—	—	○	・構造物周辺が岩盤で囲まれている状況で接している断層のうち、規模の大きいOF-1断層と接し、断層の影響を確認するための評価対象断面として選定する。
断面⑧	同上	同上	・地震応答に影響を与える岩盤の速度層区分に着目し、地盤の剛性が高い第3速度層上面が最も浅い。	同上	—	—	—	・耐震評価の観点から断面⑤を、床応答の観点から断面③を代表とすることから、評価対象断面として選定しない。
断面⑨	同上	同上	・地表面に岩盤が露出している区間（土被りに盛土が存在しない区間）において、土被り（岩盤のみ）が最も薄い。	同上	—	—	—	同上
断面⑩	同上	同上	・岩盤部において、トンネル底版の標高が最も高く、土被り（盛土、岩盤）が最も薄い。	同上	—	—	—	同上

注記*1：詳細は、「参考資料4 断層の影響を評価する断面」に示す。

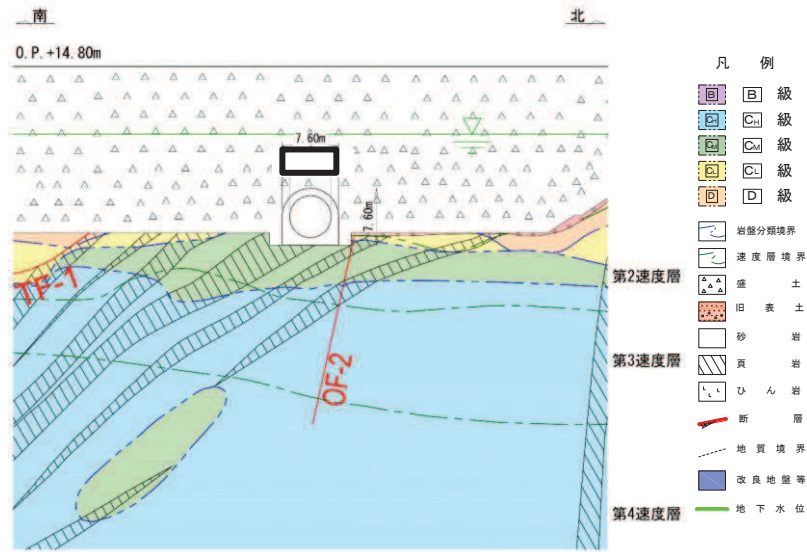


図 4.5-8 排気筒連絡ダクト（土砂部） 評価対象断面図（断面①）

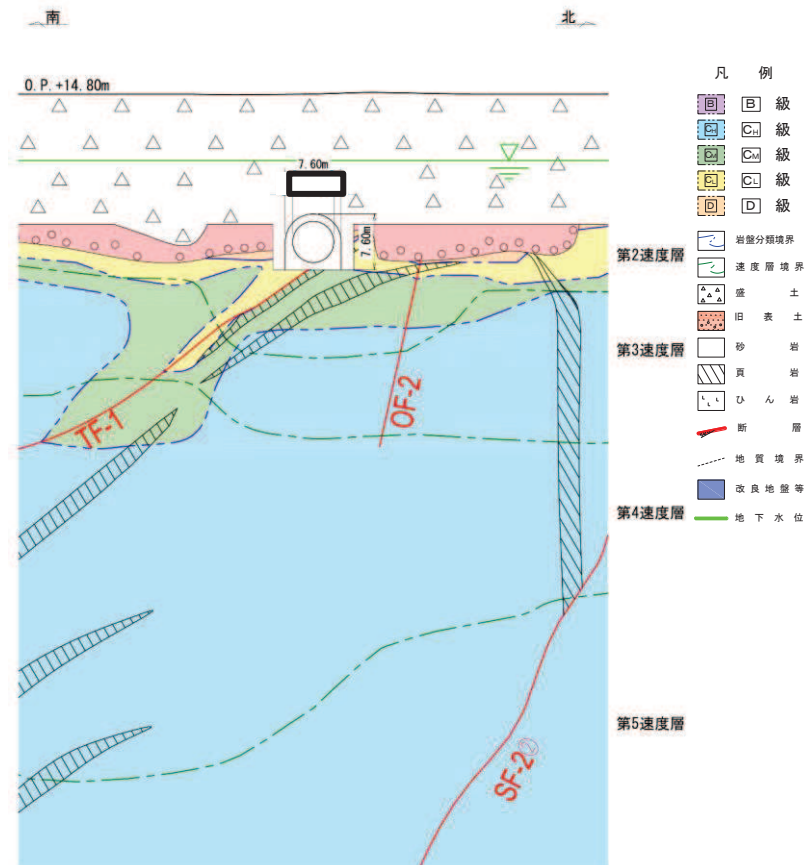


図 4.5-9 排気筒連絡ダクト（土砂部） 評価対象断面図（断面②）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

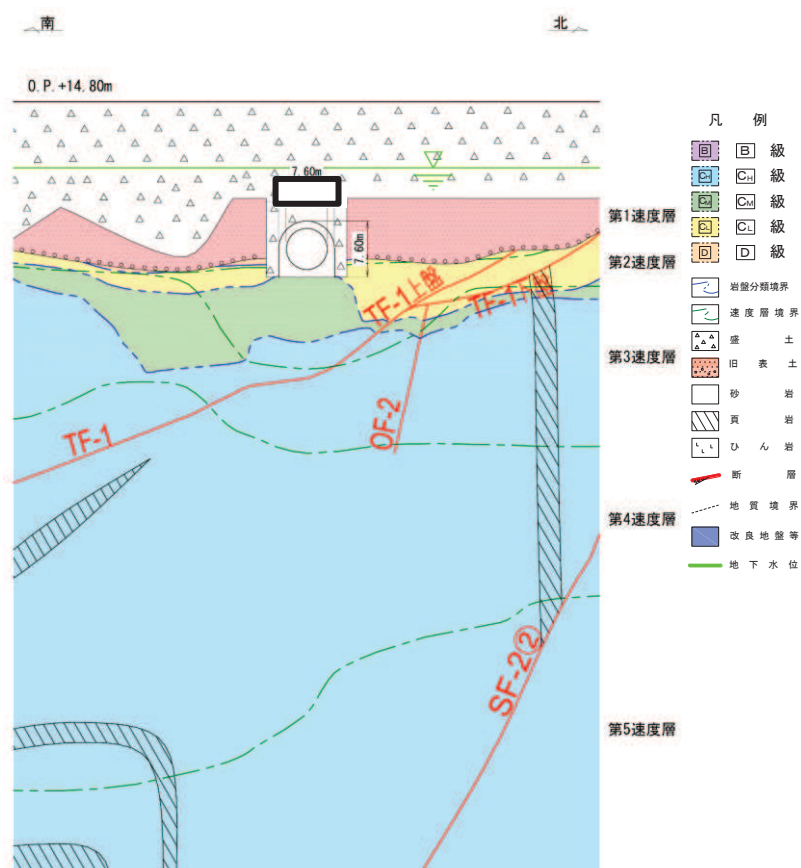


図 4.5-10 排気筒連絡ダクト（土砂部） 評価対象断面図（断面③）

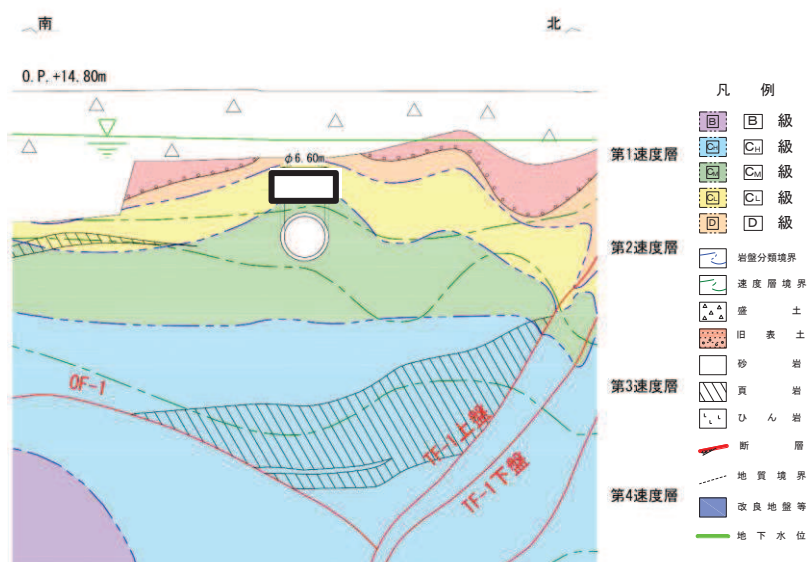


図 4.5-11 排気筒連絡ダクト（岩盤部） 評価対象断面図（断面⑤）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

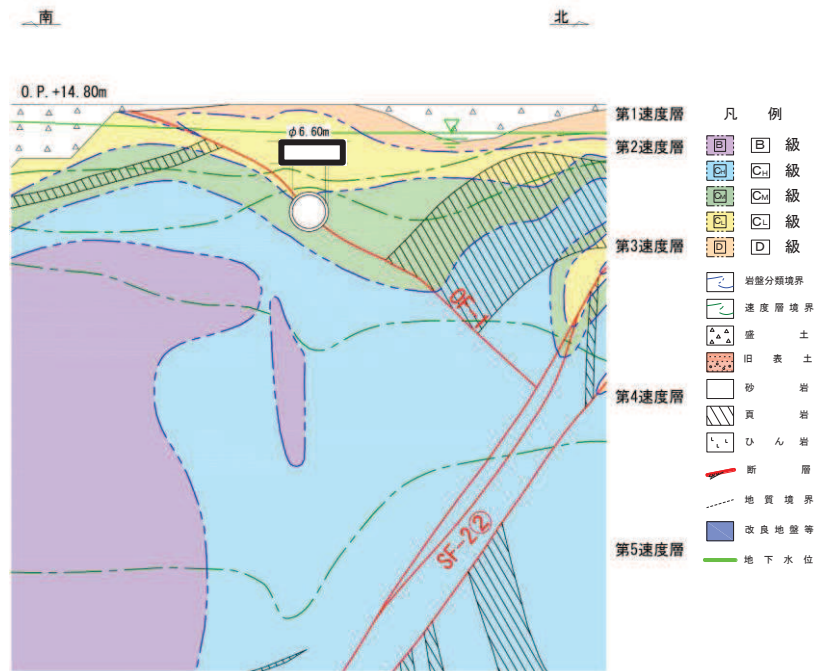


図 4. 5-12 排気筒連絡ダクト（岩盤部） 評価対象断面図（断面⑦）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.5.2 解析手法の選定

(1) 土砂部

断面①は構造物周囲を盛土で埋め戻されており，土被りが16.3mと最も大きく，地下水位は地表面から9.1m低下し構造物より上方に位置する。断面②及び断面③の構造物周囲は盛土で埋め戻されており，側方に旧表土が分布する。また，地下水位は地表面から9.0m低下し構造物より上方に位置する。

従って，図4.3-1に示す解析手法の選定フローに基づき土砂部の解析手法は，「⑤全応力解析及び有効応力解析」により耐震性評価を行う。また，浮上りに対する安全性を検討する。

(2) 岩盤部

岩盤部は，構造物が岩盤中に設置されており，構造物周辺に液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布しないことから，図4.3-1に示す解析手法の選定フローに基づき「①全応力解析」を選定する。

4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト

原子炉機器冷却海水配管ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水系配管、高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等を間接支持しており、支持機能が要求される。

原子炉機器冷却海水配管ダクトの配置図を図 4.6-1 に、平面図を図 4.6-2 に、断面図を図 4.6-3、図 4.2-4 に示す。

原子炉機器冷却海水配管ダクトは、海水ポンプ室と原子炉建屋を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長 6.10m、内空幅 2.10m～3.35m、内空高さ 6.70m の断面の変化がない四連ボックスカルバート構造の水平部（以下「水平部」という。）と、幅（横断方向）34.55m、延長（鉛直方向）24.00m、高さ 4.70m の九連の立坑構造（矩形）の鉛直部（以下「鉛直部」という。）から構成される。また、水平部と鉛直部、及び原子炉建屋の接合部には、それぞれ耐震ジョイントが設置されている。

水平部は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され、鉛直部は原子炉機器冷却海水配管ダクトと比較して規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室の側壁と一体構造となっている。

これら構造形態等の違いから、断面選定は水平部と鉛直部に分けて行う。

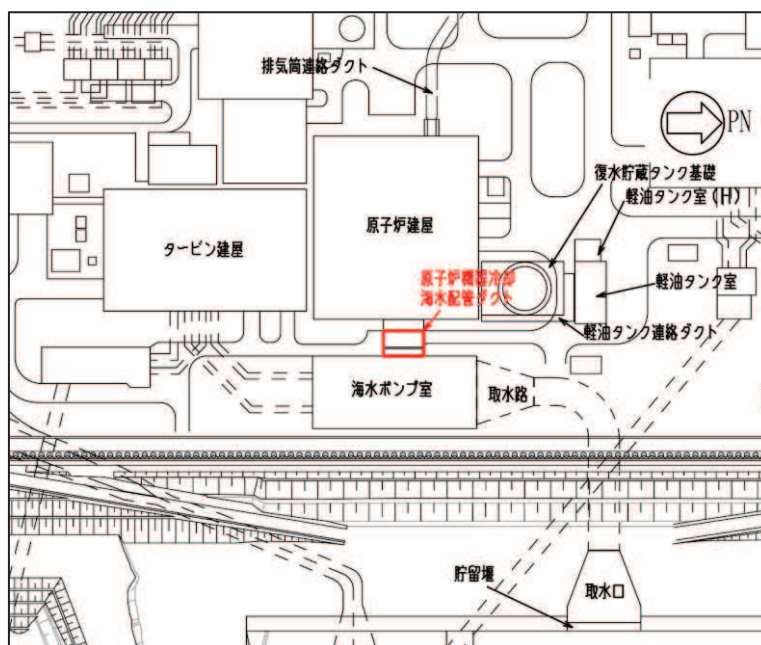


図 4.6-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト配置図

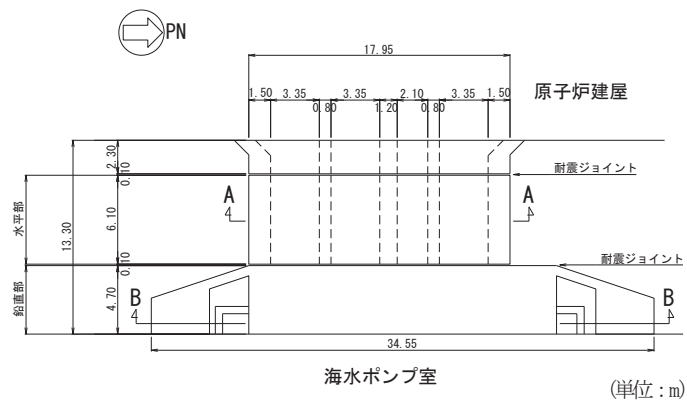


図 4.6-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト平面図

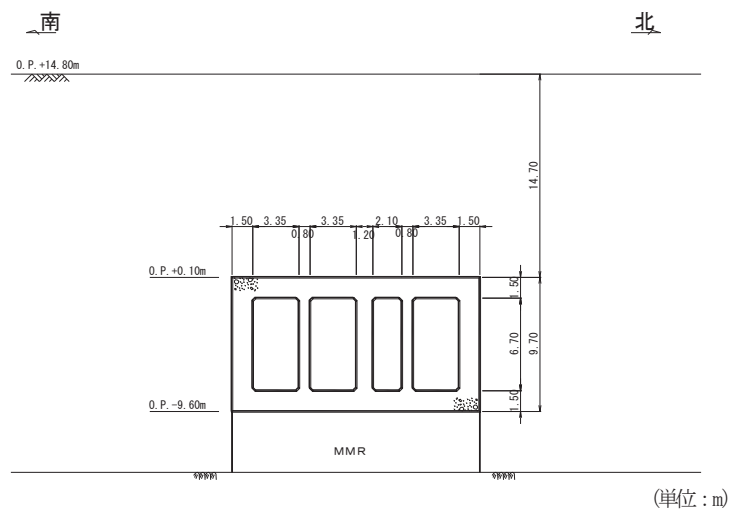


図 4.6-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）断面図（A-A）

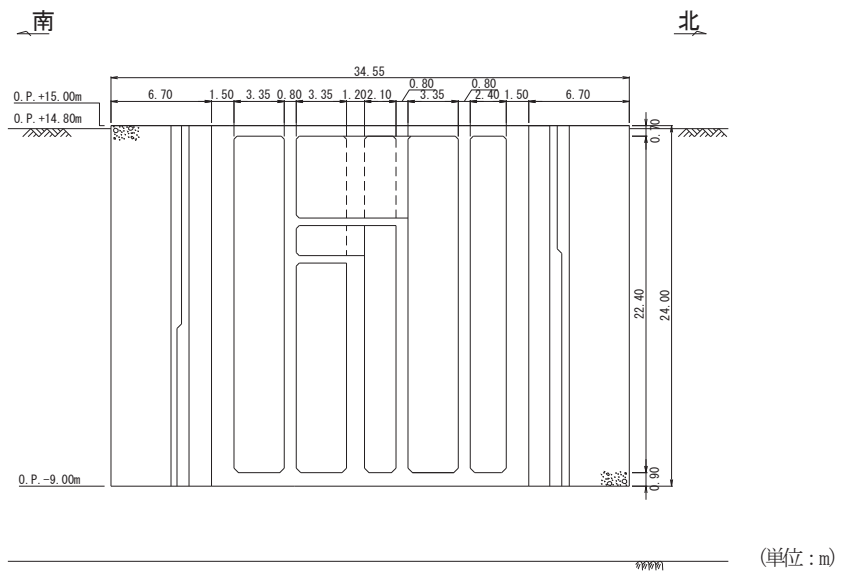


図 4.6-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）断面図（B-B）

4.6.1 断面選定

(1) 水平部

構造的特徴として、延長方向は、側壁及び隔壁が耐震要素として機能することから、延長方向が強軸方向となり、横断方向が弱軸方向となる。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の掘削図を図 4.6-5 に、原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の地質断面図を図 4.6-6 及び図 4.6-7 に示す。

水平部は、断面形状及び配筋も延長方向に一樣である。また、機器・配管も延長方向に一樣に設置されている。

周辺状況として、横断方向の周囲は、一樣に地盤改良がなされており、地下水位も構造物底版より十分低く延長方向にほぼ一樣である。

以上より、構造物延長方向の中心を通る横断方向の断面を評価対象断面として選定する。

水平部直下の MMR は OF-4 断層と接しているが、設置許可において OF-4 断層は延長が短く、O.P. -20m 以浅で消滅するため、規模が小さく連続性に乏しい断層と評価されていることから、断層影響の評価対象断面としては選定しない。なお、断層の影響を確認するための断面選定の詳細については、「参考資料 4 断層の影響を評価する断面」に示す。

水平部の評価対象断面の選定結果を表 4.6-1 に、評価対象断面図を図 4.6-8 に示す。

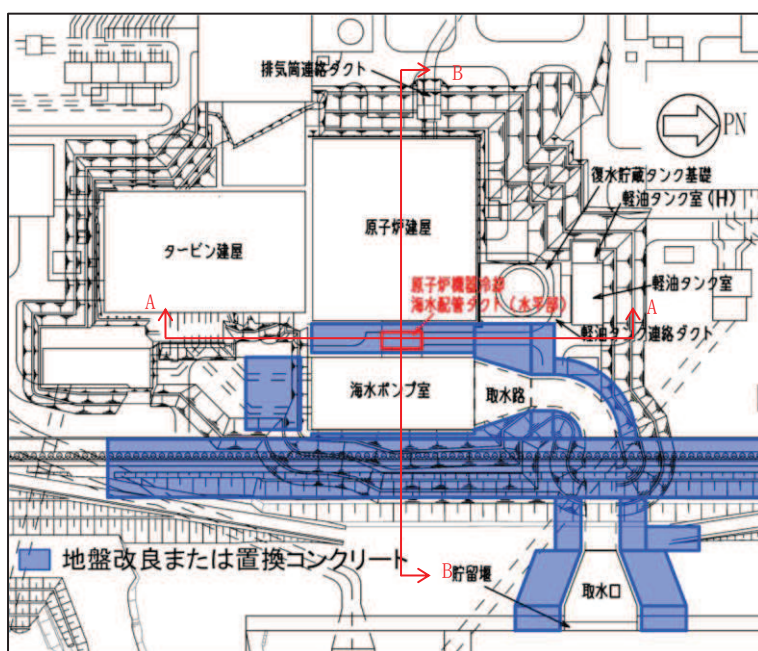


図 4.6-5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）掘削図

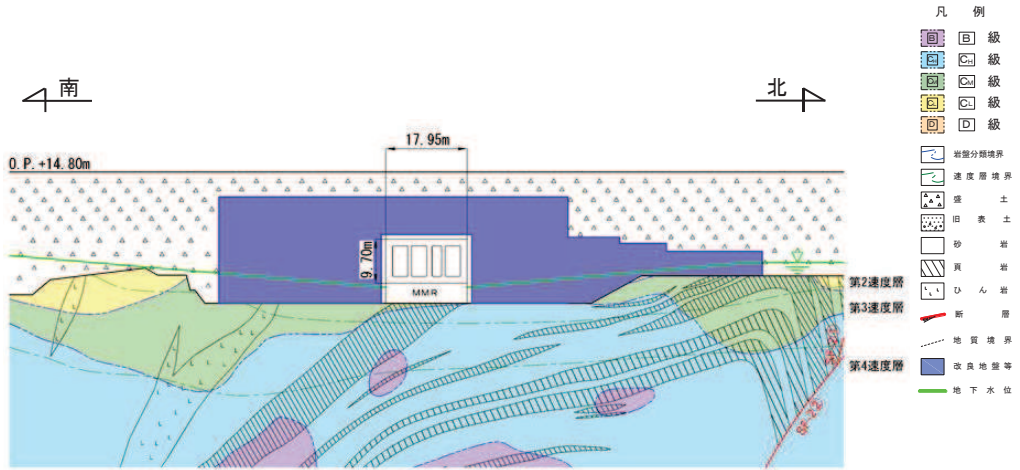


図 4.6-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）地質断面図（A-A）

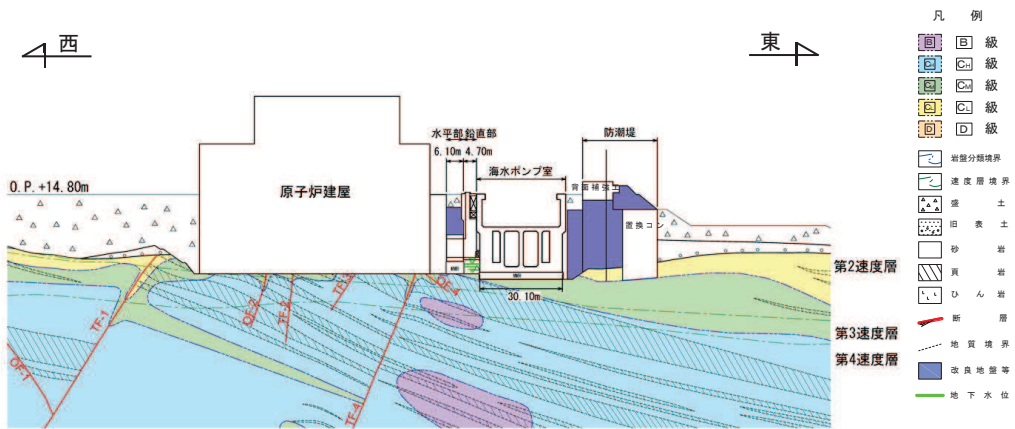


図 4.6-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）地質断面図（B-B）

表 4.6-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部） 評価対象断面の選定結果

位置	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
水平部	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 断面の変化がない四連ボックスカルバート構造 一様な断面を有する線状構造物であり、横断方向が弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に設置されている。 一様に地盤改良がなされ、地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 東側には海水ポンプ室が、西側には原子炉建屋が隣接する。 水平部直下の MMR は OF-4 断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水系配管 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 断面の変化がない四連ボックスカルバート構造であり、機器・配管の設置位置や周辺状況の差異もないことから、構造物延長方向の中心を通る横断方向の断面を評価対象断面とする。

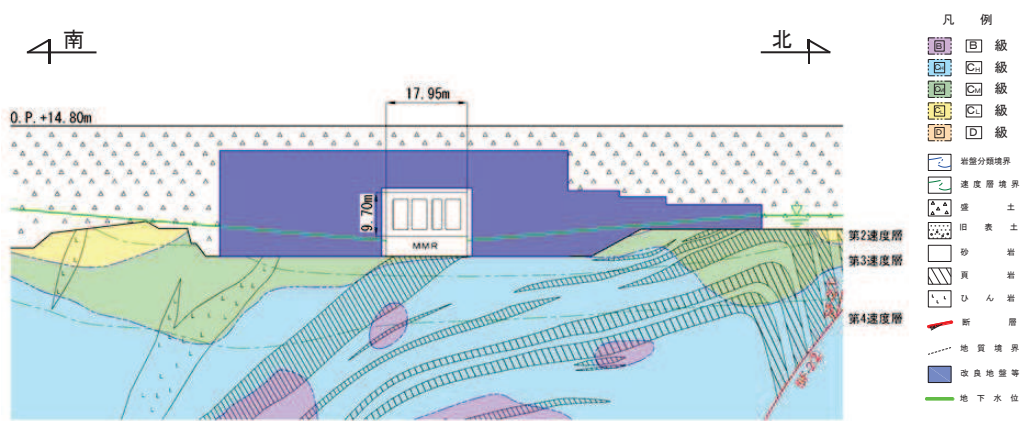


図 4. 6-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）評価対象断面図

(2) 鉛直部

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の掘削図を図 4.6-9 に、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の地質断面図を図 4.6-10、図 4.6-11 に示す。

鉛直部は、原子炉機器冷却海水配管ダクトと比較して規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室と一体構造となっている。縦断方向（鉛直方向）には 8 つの隔壁が存在するが、高さによって隔壁の位置に変化があり、内空断面が変わる。機器・配管は内空毎に同一の配管が支持されており、横断方向（水平方向）・縦断方向（鉛直方向）にほぼ一様に設置されている。

周辺状況として、構造物の周辺は地盤改良がなされており、その外側の地下水位も構造物下端より十分低くほぼ同様である。

鉛直部は、南北方向・東西方向ともに、小さな局所的な構造物であり、周辺状況は隣接する水平部と海水ポンプ室とも同様であることから、構造物のほぼ中心を通る南北・東西断面を評価対象断面とし、地盤モデルは、南北は水平部、東西は海水ポンプ室と同一とする。

鉛直部の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.6-2 に、地震時荷重算出断面図を図 4.6-12、図 4.6-13 に示す。

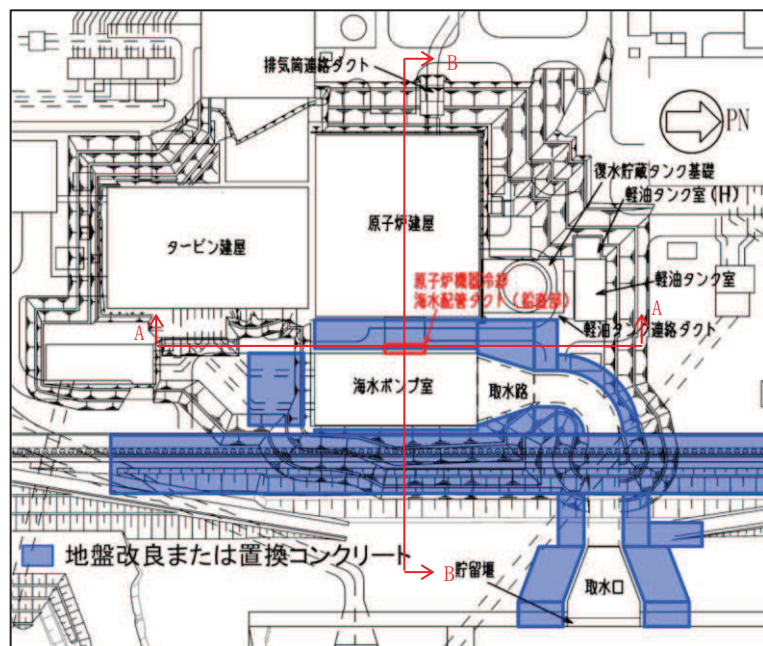


図 4.6-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）掘削図

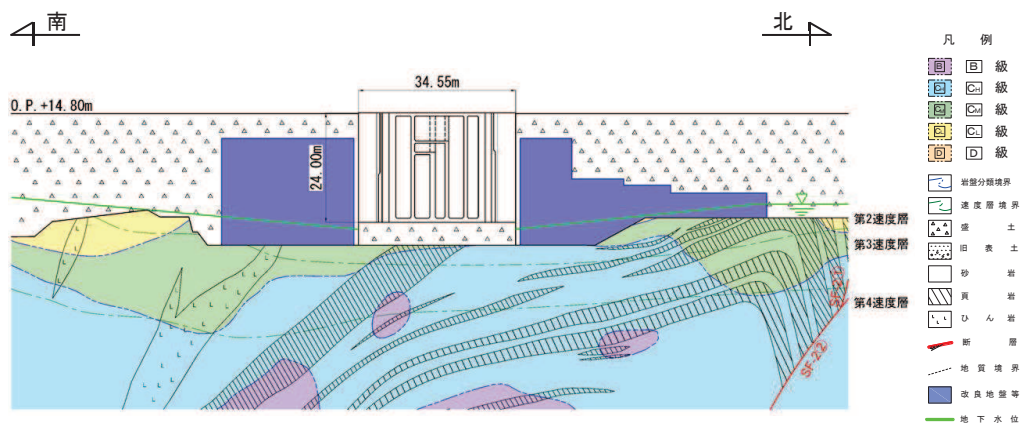


図 4.6-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）地質断面図（A-A）

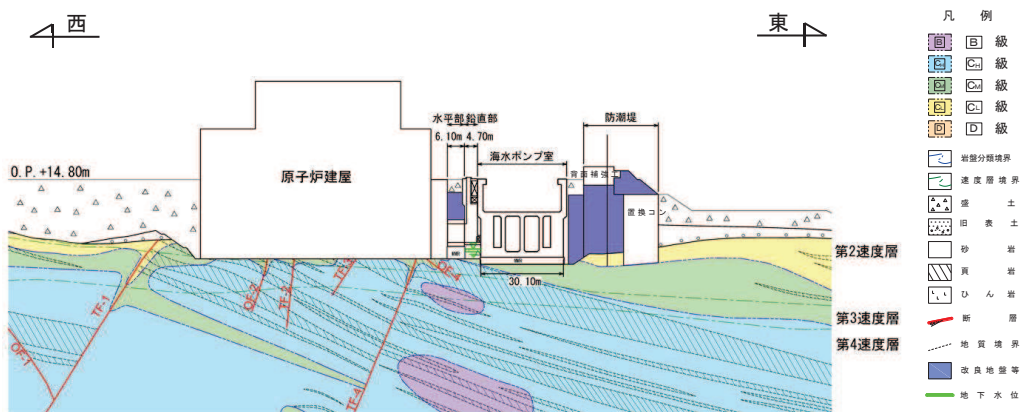


図 4.6-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）地質断面図（B-B）

表 4.6-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部） 地震時荷重算出断面の選定結果

位置		要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
鉛直部	東西方向	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室と一体構造となっており、縦断方向（鉛直方向）に8つの隔壁により仕切られた立坑構造 縦断方向（鉛直方向）の断面形状に大きな違いはない。 	<ul style="list-style-type: none"> 規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室の側壁と一体構造となっている。 周辺は地盤改良がなされており、地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 東側には海水ポンプ室が、西側には原子炉建屋が隣接する。 	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水系配管 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管 浸水防止蓋 防潮壁 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がなく、海水ポンプ室と同様であることから、海水ポンプ室で選定した地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。
	南北方向	同上	同上	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がなく、水平部と同様であることから、水平部で選定する断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルは鉛直部（南北方向）の剛性を考慮する。

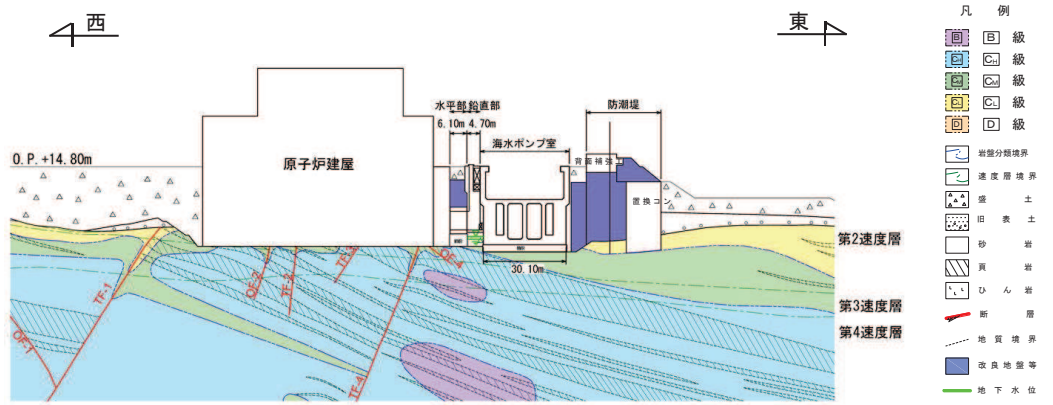


図 4.6-12 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）
地震時荷重算出断面図（東西方向）

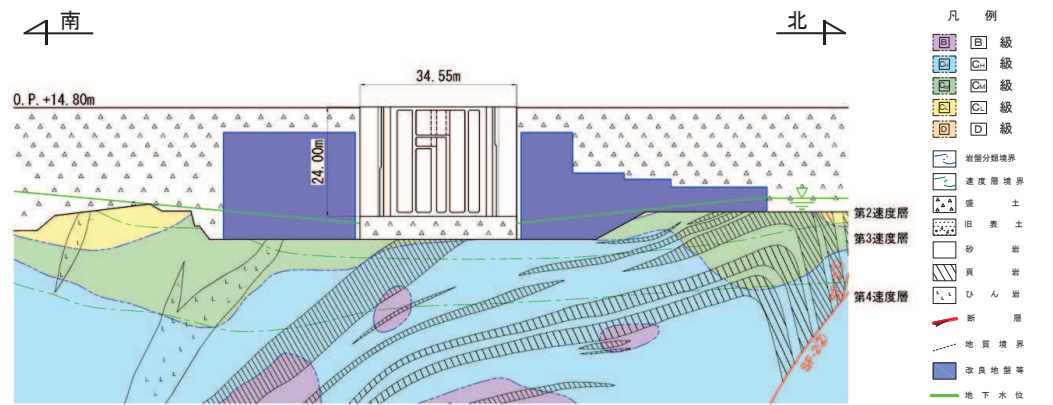


図 4.6-13 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）
地震時荷重算出断面図（南北方向）

4.6.2 解析手法の選定

(1) 水平部

水平部の周囲は、一様に地盤改良されており、地下水位はほぼ一様で、構造物底板より十分に低いことから液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき水平部の解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

なお、改良地盤の外側（南北）には、地下水位以深の盛土が局所的に分布するものの、地表面から 29m 程度の土被りがあることや、改良地盤の範囲が広いことから液状化の影響はないと判断した。

(2) 鉛直部

鉛直部の周囲は、一様に地盤改良されており、地下水位はほぼ一様で、構造物底板より十分に低いことから液状化の影響はない。かつ、東側には海水ポンプ室が、西側には原子炉建屋が隣接し、周辺に液状化検討対象層が分布しないことから液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき鉛直部の解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

なお、解析領域に局所的に分布する地下水位以深の盛土・旧表土に対する考察は、東西断面については、4.10 海水ポンプ室、南北断面については、水平部と同様の判断により液状化の影響はないと判断した。

4.7 取水路（漸拡部）

取水路（漸拡部）は非常用取水設備であり，非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（漸拡部）の配置図を図 4.7-1 に，平面図を図 4.7-2 に，断面図を図 4.7-3，図 4.7-4 に示す。

取水路（漸拡部）は，取水路（標準部）との接続部である内空幅 ，内空高さ の二連ボックスカルバート構造から，海水ポンプ室との接続部である内空幅 ，内空高さ の四連ボックスカルバート構造に変化し，縦断方向（延長方向）に断面が拡幅する地中構造物であり，直接又は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

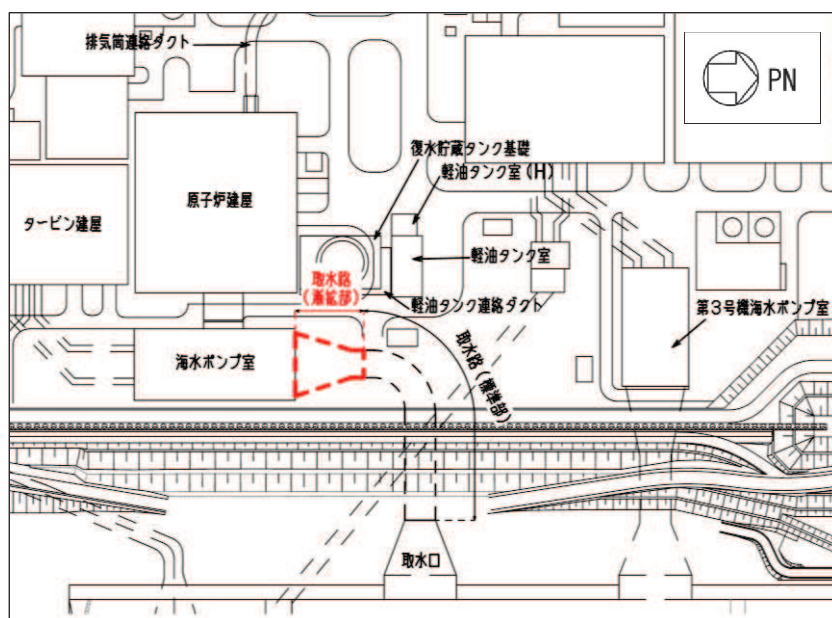


図 4.7-1 取水路（漸拡部）配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

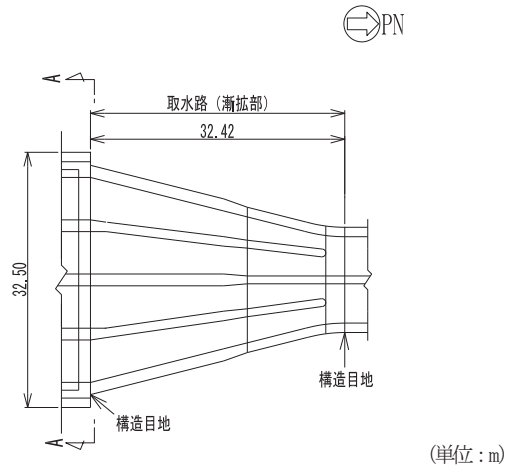


図 4.7-2 取水路 (漸拡部) 平面図

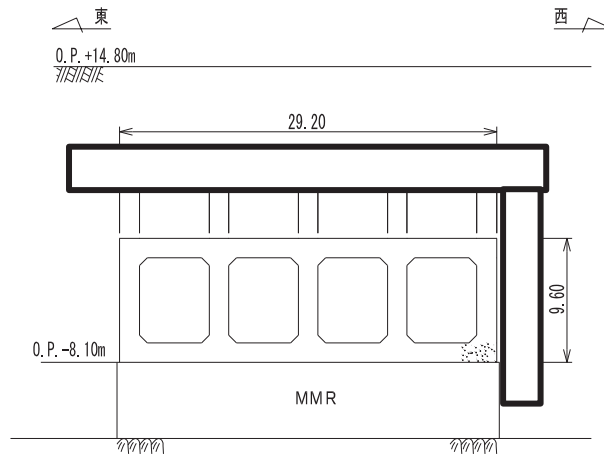


図 4.7-4 取水路 (漸拡部) 断面図 (A-A)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.7.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

取水路（漸拡部）は、横断方向に対して耐震要素として機能する面部材がない線状構造物であり横断方向が明確な弱軸となることから、横断方向の断面を候補断面とする。

地下水位は、底版位置から一様（ボックスカルバート延長方向と平行）で延長に変化がないことから、周辺状況は候補断面の整理の観点には含めない。四連ボックスカルバート部の配筋はすべて同一配筋であることから、候補断面の整理の観点には含めない。

取水路（漸拡部）のうち四連ボックスカルバート構造の区間は、延長方向に断面が拡幅し、海水ポンプ室と接続する終点で内空断面（内空幅 , 内空高さ) が最大となる。また、始点と終点の間には部材厚が変化する断面（始点側の部材厚が薄く、終点側の部材厚が厚い）が存在する。このことから、断面選定の観点として構造的特徴を考慮する。

取水路（漸拡部）の平面図及び候補断面の位置を図 4.7-5 に、縦断図及び候補断面の位置を図 4.7-6 に、断面図を図 4.7-7～図 4.7-9 に、地質断面図を図 4.7-10 及び図 4.7-11 に示す。

断面①は、四連ボックスカルバートの始点で、二連ボックスカルバート構造から四連ボックスカルバート構造へ変化する位置であり、内空断面が幅・高さともに、最小である。

断面②は、躯体の部材厚が変化する位置であり、部材厚が薄い区間（断面①～断面②）では内空断面が幅・高さともに、最大である。

断面③は、取水路（漸拡部）の終点の位置で、全区間を通じて、内空断面が幅・高さともに、最大である。

取水路（漸拡部）の周辺状況として、構造物の両側に改良地盤が設置されており、また、東側に改良地盤を介して防潮堤が、西側には地盤改良を介して復水貯蔵タンク基礎の MMR が設置されている。

取水路（漸拡部）の候補断面の特徴を表 4.7-1 に示す。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

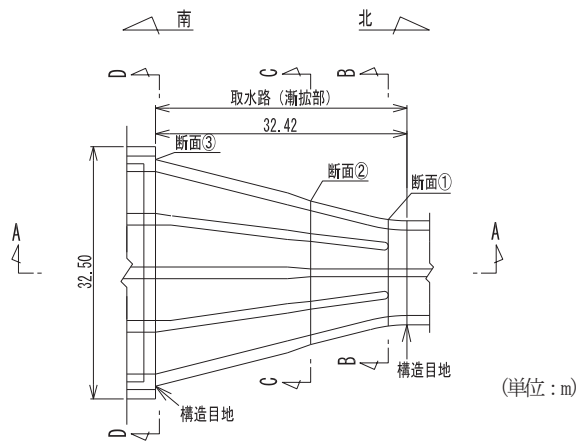


図 4.7-5 取水路 (漸拡部) 平面図及び候補断面位置

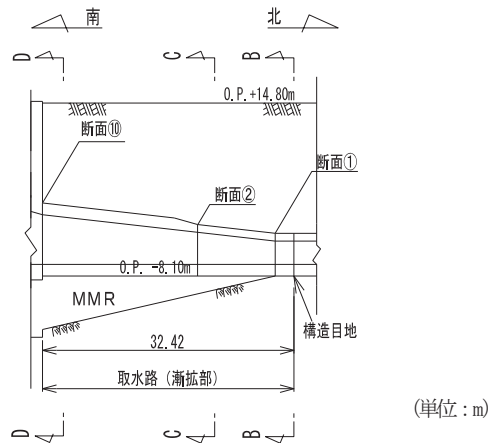


図 4.7-6 取水路 (漸拡部) 縦断図 (A-A) 及び候補断面位置

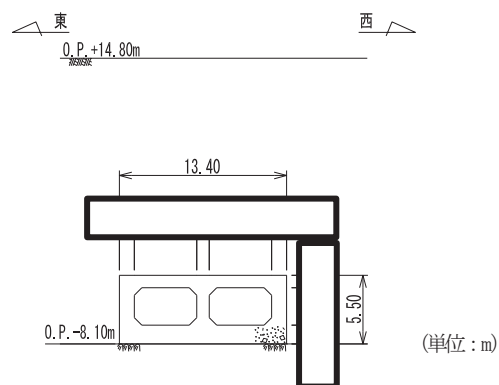


図 4.7-7 取水路 (漸拡部) 断面図 (B-B 断面: 断面①)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

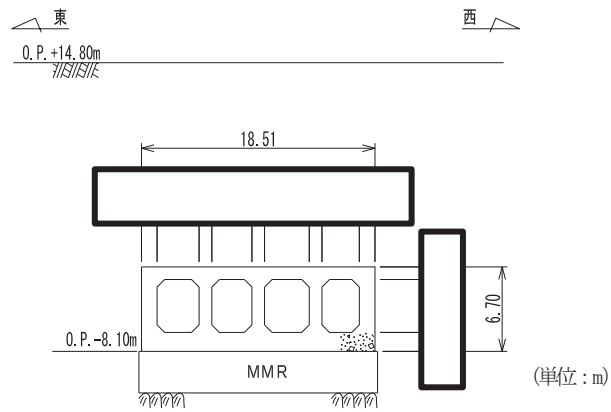


図 4.7-8 取水路（漸拡部）断面図（C-C 断面：断面②）

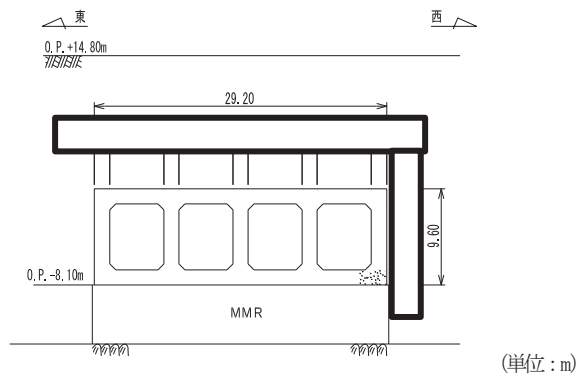


図 4.7-9 取水路（漸拡部）断面図（D-D 断面：断面③）

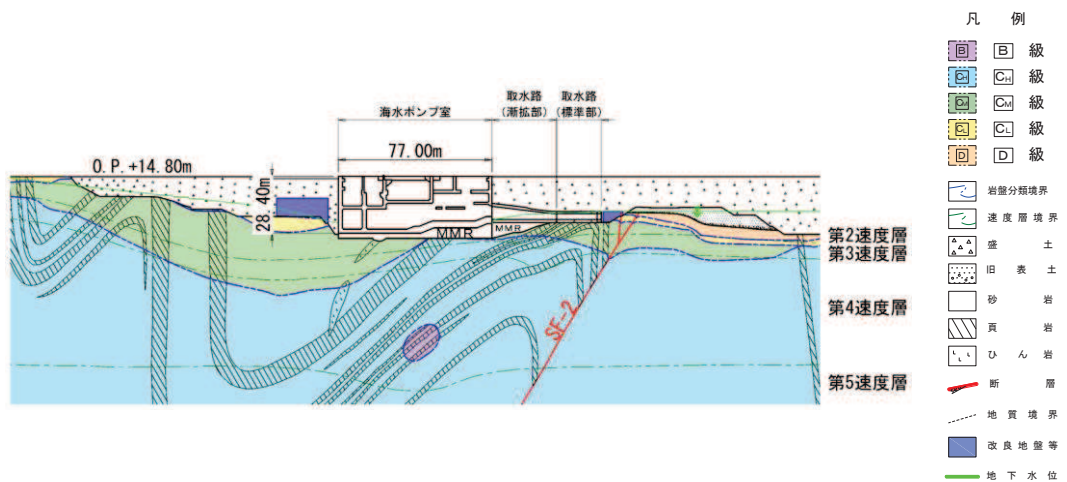


図 4.7-10 取水路（漸拡部）地質断面図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

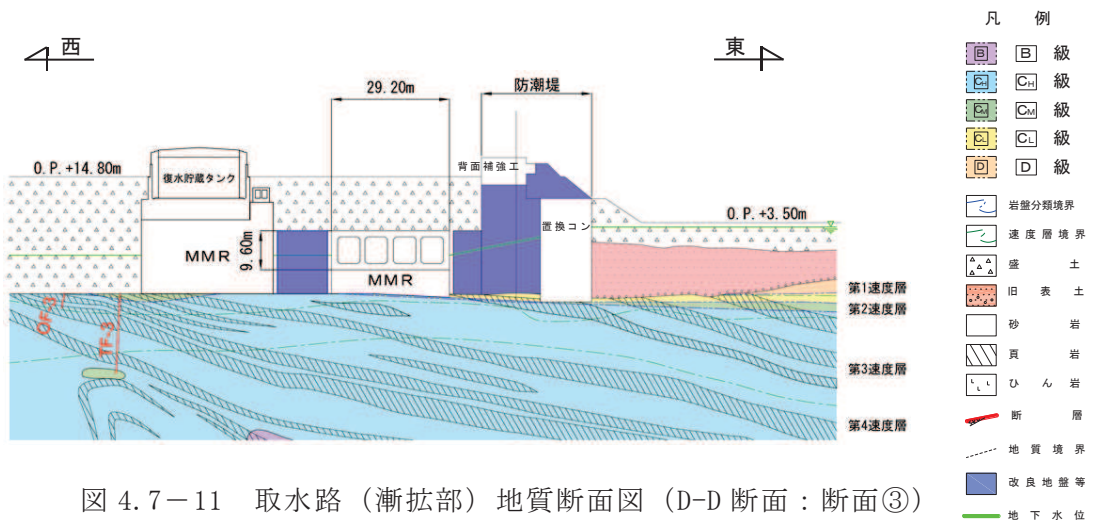


図 4.7-11 取水路（漸拡部）地質断面図（D-D 断面：断面③）

表 4.7-1 取水路（漸拡部） 候補断面の特徴

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況
断面①	通水機能 貯水機能	・二連ボックスカルバート構造から四連ボックスカルバート構造へ変化する位置であり、内空断面が幅・高さともに、最小である。	・構造物の両側に改良地盤が設置されており、また、東側に改良地盤を介して防潮堤が、西側には地盤改良を介して復水貯蔵タンク基礎の MMR が設置されている。
断面②	同上	・躯体の部材厚が変化する位置であり、部材厚が薄い区間（断面①～断面②）では内空断面が幅・高さともに、最大である。	同上
断面③	同上	・取水路（漸拡部）の終点の位置で、全区間を通じて、内空断面が幅・高さともに、最大である。	同上

(2) 評価対象断面の選定

断面①は、取水路（標準部）と幅及び高さが同様であることから、取水路（標準部）の評価で代表させることとし、評価対象断面には選定しない。

断面②及び断面③は、土被り、部材厚及び内空断面（幅、高さ）が異なり、土被りは断面②の方が厚く、部材厚及び内空断面（幅、高さ）は断面③の方が大きい。断面②及び断面③の寸法一覧を表 4.7-2 に示す。

評価対象断面の選定においては、土被り、部材厚及び内空断面（幅、高さ）が構造物の耐震性に与える影響を部材ごとに検討し、耐震評価上、構造物に対して厳しい断面を選定することとした。

取水路（漸拡部）に要求される機能は、通水機能及び貯水機能であり、曲げ・軸

力系の破壊に対しては鉄筋が降伏ひずみに至らないこと、せん断破壊に対しては終局状態に至らないことを目標性能としている。

このことから、曲げ・軸力系の破壊に対しては、鉄筋の発生引張応力に着目し、比較を行った。せん断破壊に対しては、部材スパンが断面②に比べて断面③の方が大きく、作用する荷重が大きくなり、発生せん断力は、断面③の方が大きくなるものと想定される。一方、配筋は同様であるため、部材厚が厚い断面③は、せん断耐力も大きくなることから、断面②と断面③のどちらの断面が、耐震評価上、厳しい断面であるかの検討を行った。

各断面における発生せん断力とせん断耐力との関係に着目し、発生せん断力とせん断耐力の比率（照査値の比率）を、両断面について部材ごとに整理した。検討に当たっては、荷重形態は等分布荷重を仮定し、部材は単純梁にモデル化した。また照査に当たっては、土木学会マニュアル 2005 を参照した。

構造物に作用する荷重のイメージ図を図 4.7-12 に示す。

表 4.7-2 断面②及び断面③の寸法一覧 (単位：m)

断面	土被り h	部材厚 d			内空断面 1	
		頂版	側壁	中壁	幅	高さ
断面②	16.2					
断面③	13.3					

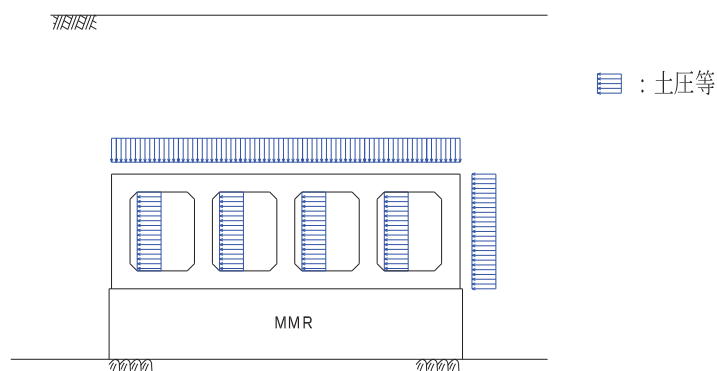


図 4.7-12 荷重イメージ図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

a. 曲げ・軸力系の破壊

曲げ・軸力系の破壊については、鉄筋の引張応力度 σ_s は、式(1)及び式(2)により算定される。両断面に発生する鉄筋の引張応力度の比率（断面②の値を 1.0 とした場合の断面③の値）を表 4.7-3 に示す。なお、式(2)の分布荷重 w については、頂版は両断面で土被り h が異なることから、各断面での土被り厚さ h を考慮して算定した。側壁及び中壁に関しては、断面②と断面③で地震時に躯体に作用する分布荷重は同等と仮定した。

表 4.7-3 のとおり、曲げ・軸力系の破壊について、鉄筋に発生する引張応力度は、断面②に比べて断面③の方が大きいことから、断面③の方が、構造上厳しい断面であると考えられる。

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j \cdot d) \quad (1)$$

$$M = w l^2 / 8 \quad (2)$$

σ_s : 鉄筋の引張応力度

M : 発生曲げモーメント

A_s : 引張鉄筋断面積

d : 有効高さ（純かぶり = 100mm）

j : $j = d / z$

z : 圧縮応力の合力作用位置から引張鉄筋までの距離

w : 分布荷重（頂版は $w = \gamma_s \cdot h$ ，側壁及び中壁は断面②と断面③で同一と仮定）

l : スパン長

γ_s : 盛土の単位体積重量

表 4.7-3 曲げ・軸力系の破壊に対する構造上の厳しさに係る検討結果
(断面②と断面③の比較)

曲げ・軸力系の破壊			
鉄筋の引張応力度 σ_s の比率			
$\sigma_s = M / (A_s \cdot j \cdot d) \quad (1)$ $M = w l^2 / 8 \quad (2)$ 上記, 式(1), (2)及び $A_s = \text{一定}$ より $\sigma_{s10} / \sigma_{s9} = (w_{10} / w_9) \cdot (l_{10} / l_9)^2 \cdot (d_9 / d_{10})$			
	頂版	側壁	中壁
	$(w_{10} / w_9): 0.8$ $(l_{10} / l_9): 1.5$ $(d_9 / d_{10}): 0.6$	$(w_{10} / w_9): 1.0$ $(l_{10} / l_9): 1.6$ $(d_9 / d_{10}): 0.8$	$(w_{10} / w_9): 1.0$ $(l_{10} / l_9): 1.6$ $(d_9 / d_{10}): 0.6$
断面②	1.0	1.0	1.0
断面③	1.3	1.9	1.6

b. せん断破壊

せん断破壊については, 部材に発生するせん断力 V は, 式(3)により算定され, 分布荷重 w 及びスパン長 l に比例する関係となる。両断面に発生するせん断力の比率 (断面②の値を 1.0 とした場合の断面③の値) を表 4.7-4 の(A)に示す。

$$V = w l / 2 \quad (3)$$

V : 発生せん断力

w : 分布荷重 (頂版は $w = \gamma_s \cdot h$, 側壁及び中壁は断面②と断面③で同一と仮定)

l : スパン長

一方, せん断耐力は, 式(4)のとおり, コンクリート負担分 V_{cd} と鉄筋負担分 V_{sd} に分けられる。コンクリート負担分 V_{cd} については式(5)により算定される。両断面のコンクリート負担分 V_{cd} のせん断耐力の比率 (断面②の値を 1.0 とした場合の断面③の値) を表 4.7-4 の(B)に示す。なお, f_{vcd} , b_w , γ_{bc} は断面②及び断面③で同等であり, β_n は同値と仮定し算出した。

また, 配筋は断面②と断面③で同様であることから, 鉄筋負担分 V_{sd} は両断面で同等である。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c} \quad (5)$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし, } f_{v c d} > 0.72 [\text{N/mm}^2] \text{ となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 [\text{N/mm}^2]$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

d : 部材の有効高さ

b_w : 腹部の幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: M_d に対する引張縁において、軸方向によって発生する

応力を打消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a : 部材の内法長さ

$\gamma_{b c}$: 部材係数

表 4.7-4 のとおり, 発生せん断力 V とせん断耐力 $V_{c d}$ (コンクリート負担分) は, とともに断面②より断面③の方が大きい, せん断耐力 $V_{c d}$ の増加割合に比べ, 発生せん断力 V の増加割合の方が大きいことから, 断面③の方が, 構造上厳しい断面であると考えられる。

上記、「a. 曲げ・軸力系の破壊」、「b. せん断破壊」から、断面②に比べて断面③の方が耐震評価上厳しい断面と考えられることから、断面③を評価対象断面として選定する。なお、せん断耐力 $V_{y d}$ に鉄筋負担分 $V_{s d}$ を考慮した場合は、鉄筋負担分 $V_{s d}$ の耐力は断面②と断面③で同値であるため、断面②に対する断面③のせん断耐力 $V_{y d}$ の増加割合は、コンクリート負担分 $V_{c d}$ のみの増加割合より小さくなり、断面③を選定することは安全側の評価となる。

(3) 断面選定結果

取水路（漸拡部）の評価対象断面の選定結果を表 4.7-5 に示す。

表 4.7-4 セン断破壊に対する構造上の厳しさに係る検討結果
(断面②と断面③の比較)

せん断破壊									
	発生せん断力V の比率 (A)			せん断耐力* (コンクリート負担分) V _{cd} の比率 (B)			せん断破壊に関する 照査値の比率 (A) / (B)		
		$V = wl/2$ (3) 上記, 式(3)より $V_{10}/V_9 = (w_{10}/w_9) \cdot (l_{10}/l_9)$			$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$ (5) 上記, 式 (5) より $V_{cd} = (1/d)^{1/4} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot (100 \cdot A_s / b_w)^{1/3} \cdot (0.75 + 1.4d/a) \cdot d$ $A_s = \text{一定}, b_w = \text{一定より}$ $V_{cd10}/V_{cd9} = (d_9/d_{10})^{(-5/12)} \cdot (0.75 + 1.4d_{10}/a_{10}) / (0.75 + 1.4d_9/a_9)$			—	—
	頂版	側壁	中壁	頂版	側壁	中壁	頂版	側壁	中壁
	(w ₁₀ /w ₉):0.8 (l ₁₀ /l ₉):1.5	(w ₁₀ /w ₉):1.0 (l ₁₀ /l ₉):1.6	(w ₁₀ /w ₉):1.0 (l ₁₀ /l ₉):1.6	(d ₉ /d ₁₀):0.6 (d ₁₀ /a ₁₀):0.3 (d ₉ /a ₉):0.3	(d ₉ /d ₁₀):0.8 (d ₁₀ /a ₁₀):0.2 (d ₉ /a ₉):0.3	(d ₉ /d ₁₀):0.6 (d ₁₀ /a ₁₀):0.2 (d ₉ /a ₉):0.2	—	—	—
断面②	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
断面③	1.3	1.6	1.6	1.2	1.0	1.2	1.1	1.5	1.3

注記* : 式(4)のせん断耐力V_{yd}のうち鉄筋負担分V_{sd}は, 断面②と断面③で同値 (V_{sd9}=V_{sd10}) であるため, 鉄筋負担分V_{sd}を考慮した場合断面②に対する断面③のせん断耐力V_{yd}の増加割合 (V_{yd10}/V_{yd9}) は, コンクリート負担分のみの増加割合 (V_{cd10}/V_{cd9}) より小さくなり, 断面③を選定することは安全側の評価となる。

表 4.7-5 取水路（漸拡部） 評価対象断面の選定結果

候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況	評価対象断面	選定結果
断面①	通水機能 貯水機能	・二連ボックスカルバート構造から四連ボックスカルバート構造へ変化する位置であり、内空断面が幅・高さともに、最小である。	・構造物の両側に改良地盤が設置されており、また、東側に改良地盤を介して防潮堤が、西側には地盤改良を介して復水貯蔵タンク基礎のMMRが設置されている。	—	・断面①は取水路（標準部と幅及び高さが同様であることから、取水路（標準部）の評価で代表させることとし、評価対象断面には選定しない。
断面②	同上	・躯体の部材厚が変化する位置であり、部材厚が薄い区間（断面①～断面②）では内空断面が幅・高さともに、最大である。	同上	—	・断面③と比較し、断面②は曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して、耐震評価上、厳しい断面とは考えられないことから、評価対象断面には選定しない。
断面③	同上	・取水路（漸拡部）の終点の位置で、全区間を通じて、内空断面が幅・高さともに、最大である。	同上	○	・漸拡部で断面が最大であり、断面②と比較し、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して、耐震評価上、断面②より厳しい断面であると考えられることから、評価対象断面として選定する。

4.7.2 解析手法の選定

取水路（漸拡部）は、耐震性の確認された復水貯蔵タンク基礎の MMR と防潮堤に挟まれ、これら隣接構造物との間は地盤改良されていることから、液状化の影響が及ばないと判断し、図 4.3-1 に示す手法の選定フローに基づき「④全応力解析」を選定する。

ただし、取水路（漸拡部）と改良地盤の間等に局所的に地下水位以深の盛土が分布するため、2次元有効応力解析によりこれらの地盤が液状化しないことを確認した。

また、防潮堤の東側の O.P. +3.5m 盤に分布する地下水位以深の盛土・旧表土も耐震評価領域に含まれるため、同様に 2次元有効応力解析により取水路（漸拡部）が設置される O.P. +14.8m 盤へは影響が及ばないことを確認した。

なお、2次元有効応力解析による確認内容は、「参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果」に示す。

4.8 軽油タンク室

軽油タンク室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である軽油タンクや燃料移送ポンプ等を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク室の配置図を図 4.8-1 に、平面図を図 4.8-2 に、断面図を図 4.8-3～図 4.8-5 に示す。

軽油タンク室は、幅 32.40m（東西方向）×20.70m（南北方向）、高さ 6.80m の鉄筋コンクリート造の地中構造物で、二連ボックスカルバート構造のタンク室と、タンク室南側に位置する 3 室のポンプ室にて構成され、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

軽油タンク室は、妻壁や隔壁等の面部材を有する箱形構造物であり、三次元モデルにて耐震評価を実施することから、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図 4.8-6 に示す。

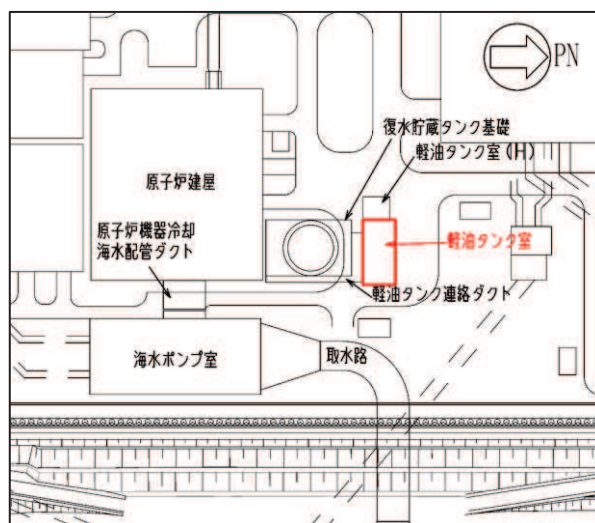


図 4.8-1 軽油タンク室配置図

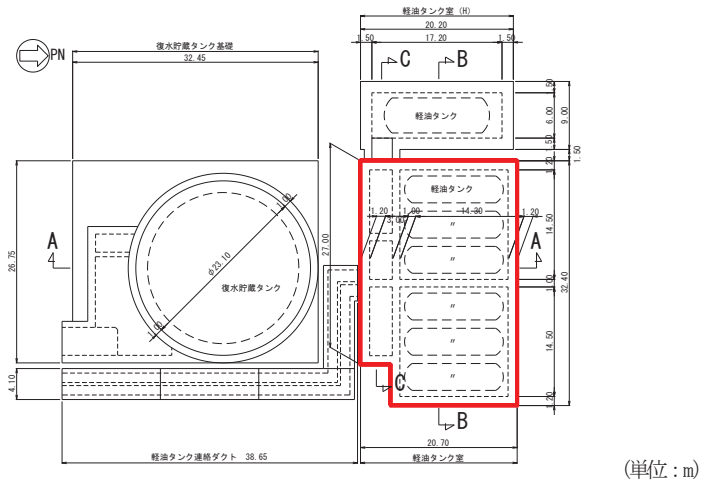


図 4.8-2 軽油タンク室平面図

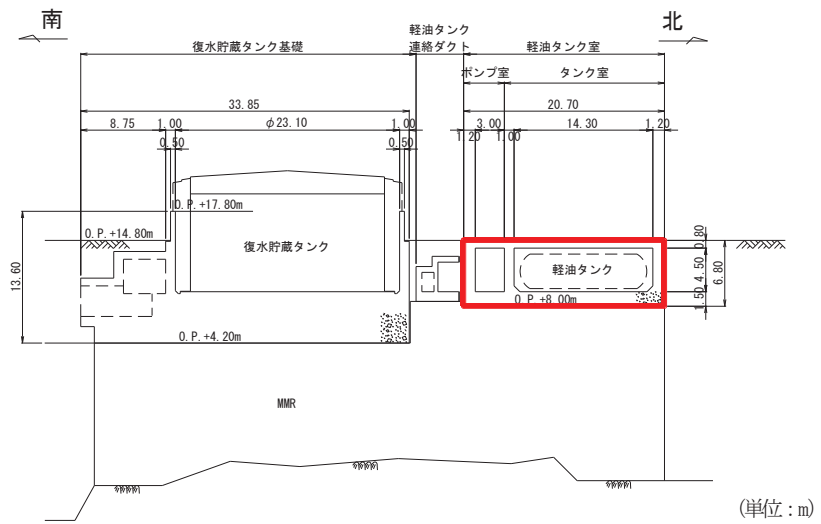


図 4.8-3 軽油タンク室断面図 (A-A)

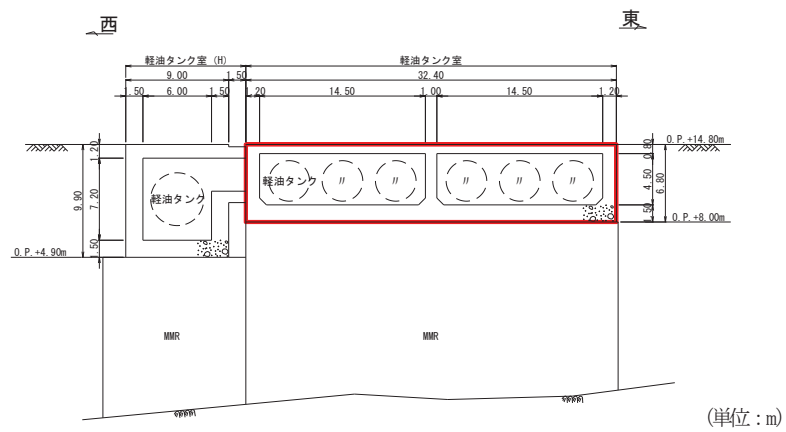


図 4.8-4 軽油タンク室断面図 (B-B, タンク室)

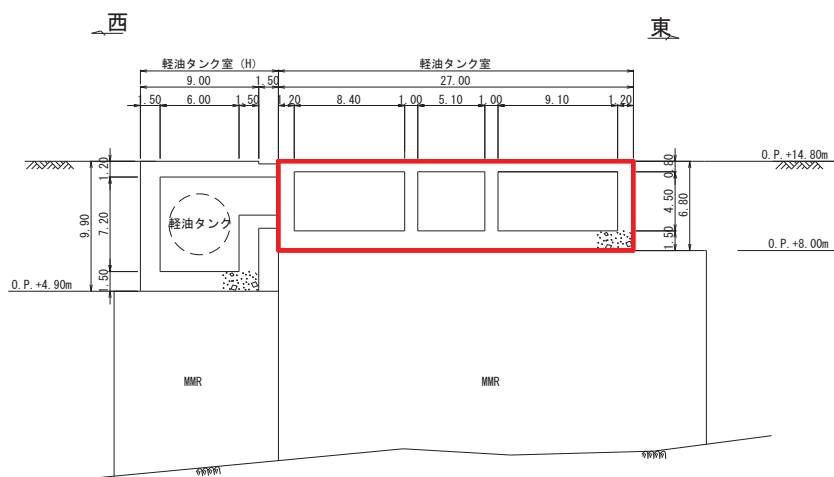


図 4.8-5 軽油タンク室断面図 (C-C, ポンプ室)

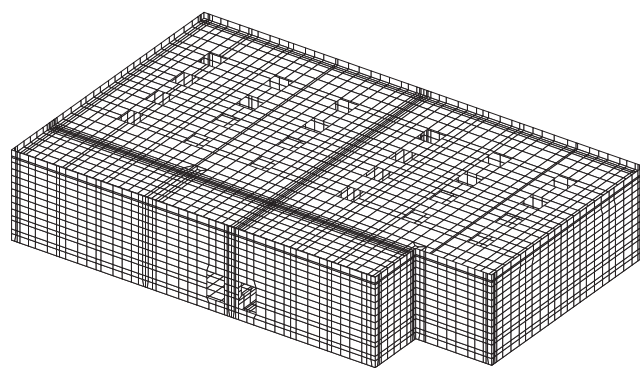


図 4.8-6 軽油タンク室 三次元モデル図

4.8.1 断面選定

軽油タンク室は、東西加振に対してはタンク室・ポンプ室の東西方向の側壁、及びタンク室とポンプ室を隔てる隔壁が耐震要素として機能し、南北加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が強軸方向となり、南北方向が弱軸方向となる。

軽油タンク室の掘削図を図 4.8-7 に、軽油タンク室の地質断面図を図 4.8-8～図 4.8-10 に示す。

軽油タンク室の各タンク室には、同形状のタンクが均等に配置され、各ポンプ室にも一様に設置されている。

軽油タンク室のタンク室とポンプ室のそれぞれの東西断面では、妻壁や隔壁の配置が異なり、両断面で剛性に差異がある。

軽油タンク室の周辺状況として、南側は、MMR を共有する軽油タンク連絡ダクト及び復水貯蔵タンク基礎が隣接し、その外側には原子炉建屋が位置する。北側は一様に盛土が分布している。西側は、軽油タンク室 (H) が隣接し、その外側には一様に盛土が分布する。東側は盛土が一様に分布する。また、軽油タンク室周辺の地下水水位は、構造物底版より十分に低くほぼ一様に分布している。軽油タンク室直下の MMR は SF-2①断層と接している。

床応答の観点から、東西方向と南北方向は剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を地震時荷重算出断面とする。

以上より、南北方向は、構造物が軸心を中心としてほぼ対称性を有し、周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。東西方向は、構造物はタンク室及びポンプ室で剛性が異なるが、周辺状況の差異がないことから、構造モデルはタンク室とポンプ室の 2 モデルとし、地盤モデルは軽油タンク室の中心を通る地質断面を代表として、地震時荷重算出断面とする。

断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を評価するために、SF-2①断層に対して構造物が交差する南北方向の断面を選定する。なお、断層の影響の断面選定の詳細については、「参考資料 4 断層の影響を評価する断面」に示す。

軽油タンク室の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.8-1 に示す。

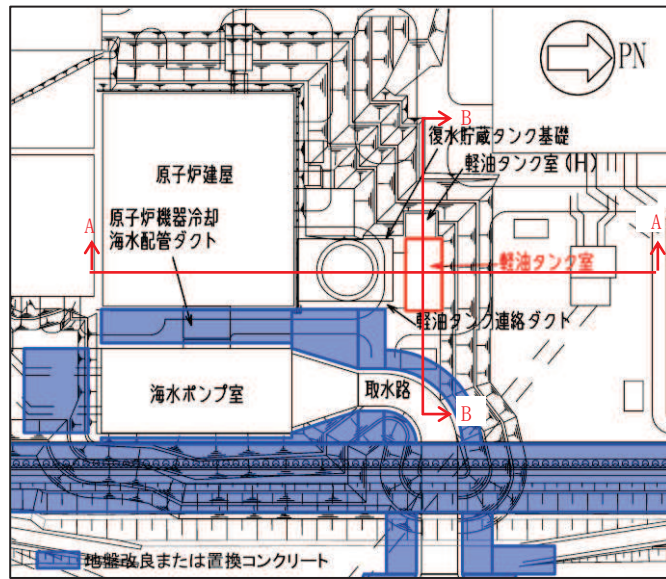


図 4.8-7 軽油タンク室掘削図

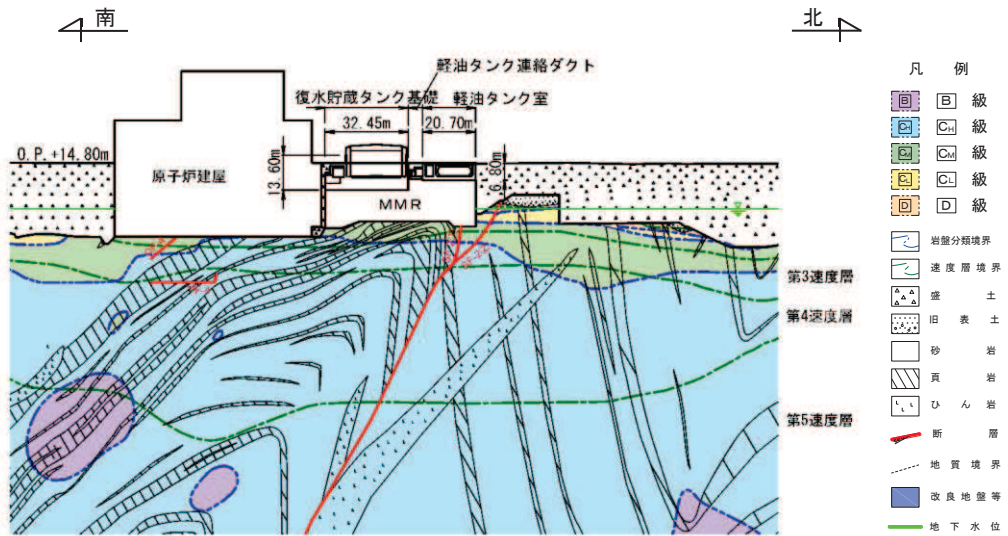


図 4.8-8 軽油タンク室地質断面図 (A-A)

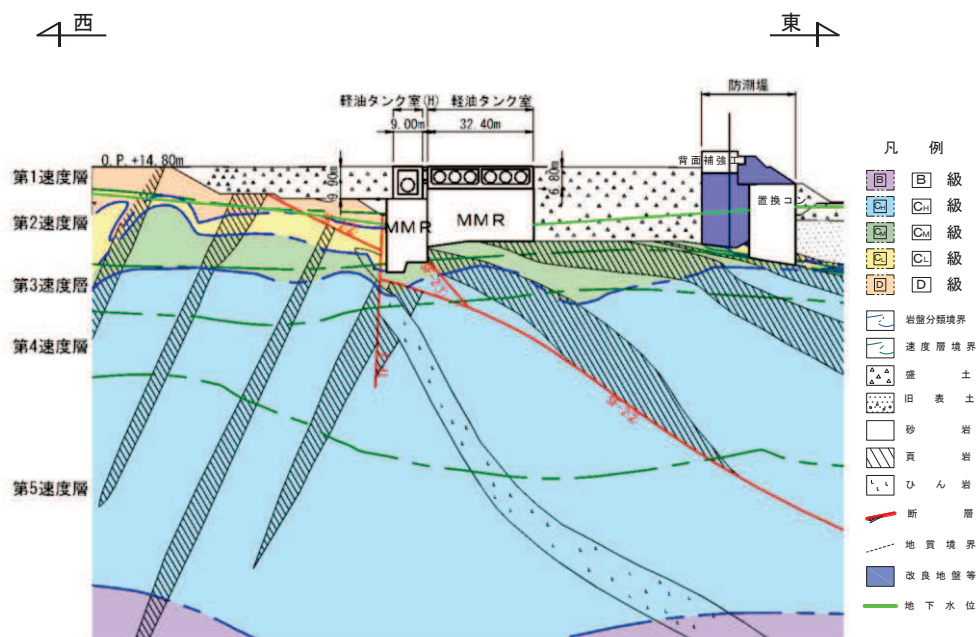


図 4.8-9 軽油タンク室地質断面図 (B-B, タンク室)

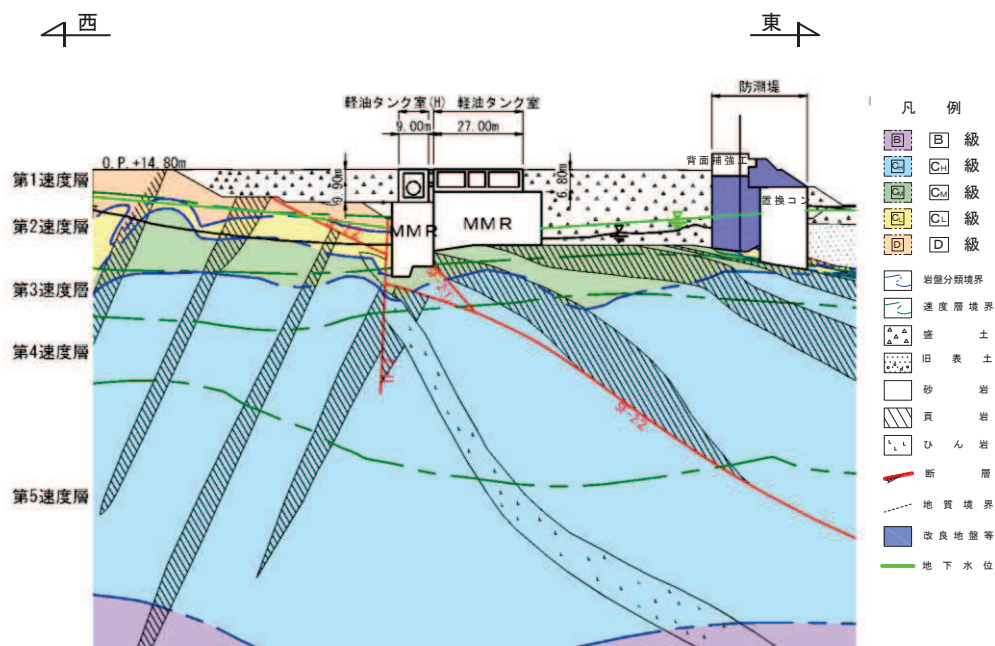


図 4.8-10 軽油タンク室地質断面図 (B-B, ポンプ室)

表 4.8-1 軽油タンク室 地震時荷重算出断面の選定結果

方向		要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
南北方向	タンク室 ポンプ室	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造であり、北側にタンク室、南側にポンプ室が配置される。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 南側は、軽油タンク連絡ダクト及び復水貯蔵タンク基礎が隣接し、その外側には原子炉建屋が存在する。北側は盛土が分布する。 地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 軽油タンク室直下の MMR を介して SF-2①断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 軽油タンク 燃料移送ポンプ 燃料移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。 SF-2①断層に対して概ね直交することから、断層の影響を評価する断面とする。
東西方向	タンク室	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の二連のボックスカルバート構造であり、南側にポンプ室が配置される。 耐震要素として機能する面部材が多く強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 東側は盛土により埋戻されている。西側は軽油タンク室(H)が隣接し、その外側は盛土が分布する。 地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 軽油タンク室直下の MMR を介して SF-2①断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 軽油タンク 燃料移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルはタンク室の剛性を考慮する。
	ポンプ室	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の3室構造であり、北側にタンク室が配置される。 耐震要素として機能する面部材が多く強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 東側は、盛土が分布する。西側は、軽油タンク室(H)が隣接し、その外側は盛土が分布する。 地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 軽油タンク室直下の MMR を介して SF-2①断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 燃料移送ポンプ 燃料移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルはポンプ室の剛性を考慮する。

4.8.2 解析手法の選定

軽油タンク室の地下水位は構造物底版より十分に低いことから、液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき軽油タンク室の解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

4.9 軽油タンク室 (H)

軽油タンク室 (H) は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

軽油タンク室 (H) の配置図を図 4.9-1 に、平面図を図 4.9-2 に、断面図を図 4.9-3、図 4.9-4 に示す。

軽油タンク室 (H) は、幅 9.00m (東西方向) × 20.20m (南北方向)、高さ 9.90m の鉄筋コンクリート造の地中構造物で、1 室の箱形構造であり、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

軽油タンク室 (H) は箱形構造物であり、三次元モデルにて耐震評価を実施することから、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面 (以下「地震時荷重算出断面」という。) を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図 4.9-5 に示す。

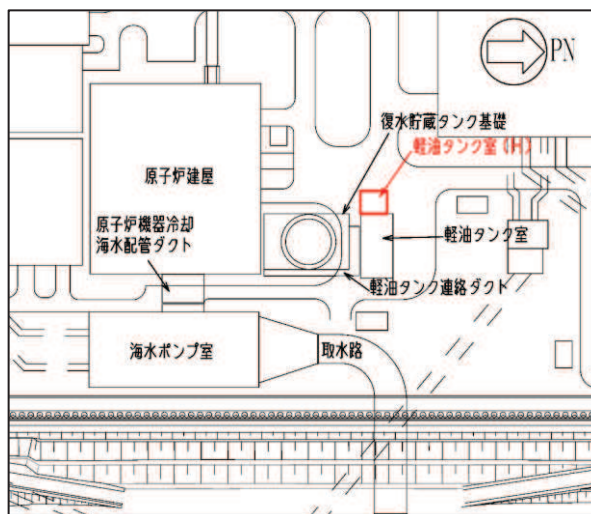


図 4.9-1 軽油タンク室 (H) 配置図

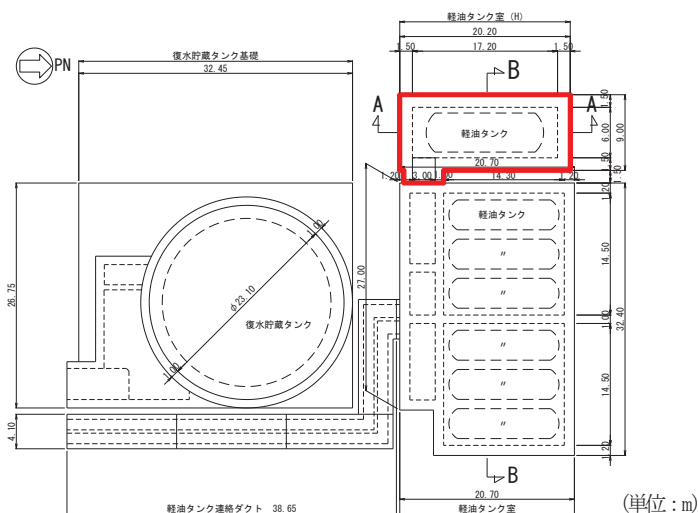


図 4.9-2 軽油タンク室 (H) 平面図

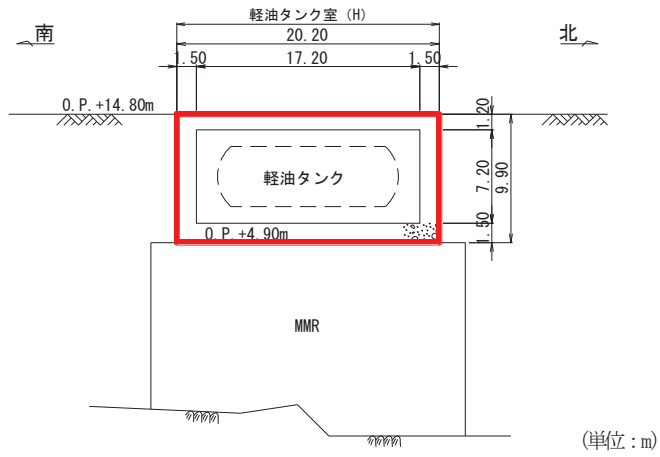


図 4.9-3 軽油タンク室 (H) 断面図 (A-A)

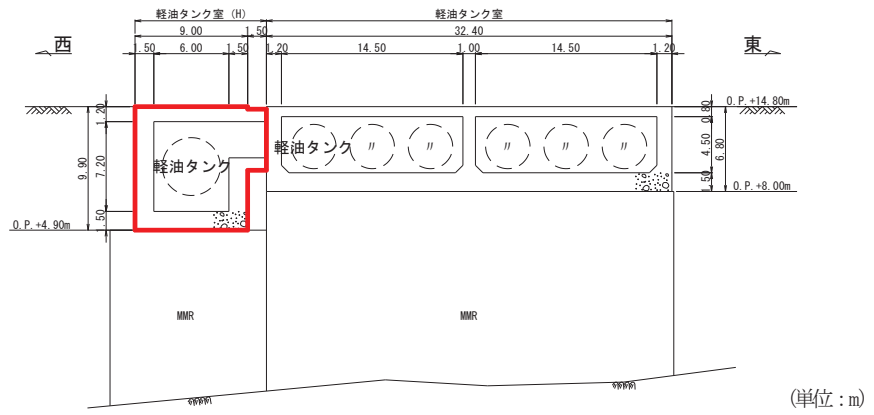


図 4.9-4 軽油タンク室 (H) 断面図 (B-B)

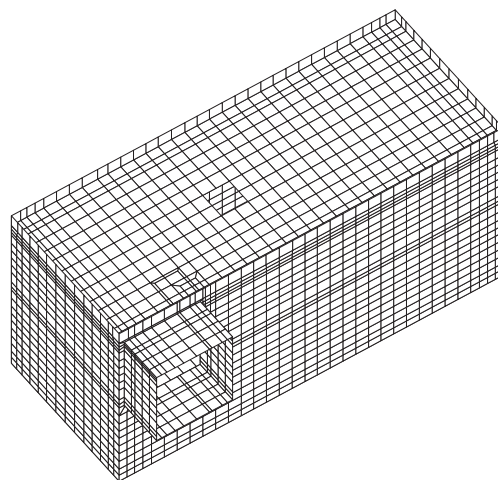


図 4.9-5 軽油タンク室 (H) 三次元モデル図

4.9.1 断面選定

軽油タンク室（H）は1室の箱形構造であり、南北方向が長辺方向となることから、南北方向が強軸方向となり、東西方向が弱軸方向となる。

軽油タンク室（H）の掘削図を図4.9-6に、軽油タンク室（H）の地質断面図を図4.9-7、図4.9-8に示す。

軽油タンク室（H）には、1基のタンクが1室の中央に配置されている。

軽油タンク室（H）の周辺状況として、東側は、軽油タンク室が隣接し、その外側には一様に盛土が分布する。西側は盛土が一様に分布する。北側及び南側は一様に盛土が分布する。周辺の地下水位は、構造物底版より十分に低くほぼ一様に分布している。また、軽油タンク室（H）直下のMMRはSF-2①断層及びSF-2②断層と接している。

床応答の観点からは、東西方向と南北方向では剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を地震時荷重算出断面とする。

以上より、南北方向は、周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。東西方向は、軸心を中心とする対称性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

また、断層の変形がMMRを介して構造物へ与える影響（断面力等）を評価する断面としてSF-2①断層及びSF-2②断層に対して概ね直交し、また両断層がMMRに接している南北方向の断面とする。なお、断層の影響の断面選定の詳細については、「参考資料4 断層の影響を評価する断面」に示す。

軽油タンク室（H）の地震時荷重算出断面の選定結果を表4.9-1に示す。

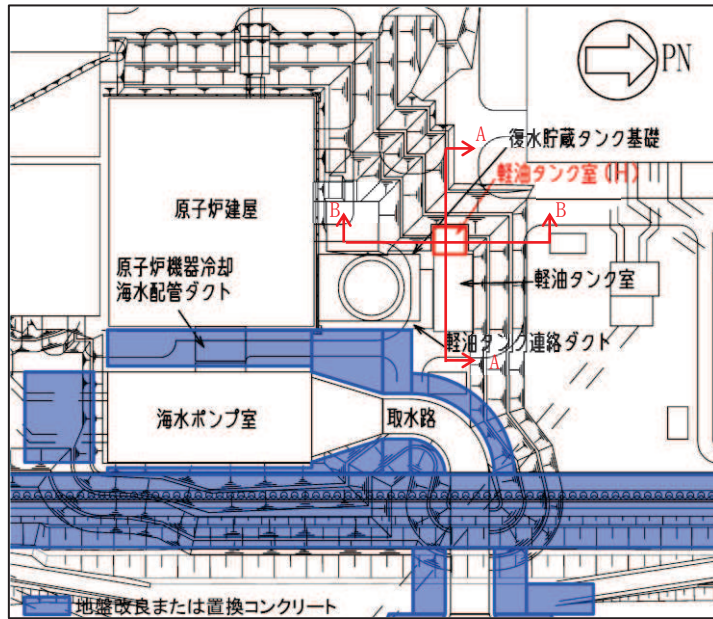


図 4.9-6 軽油タンク室 (H) 掘削図

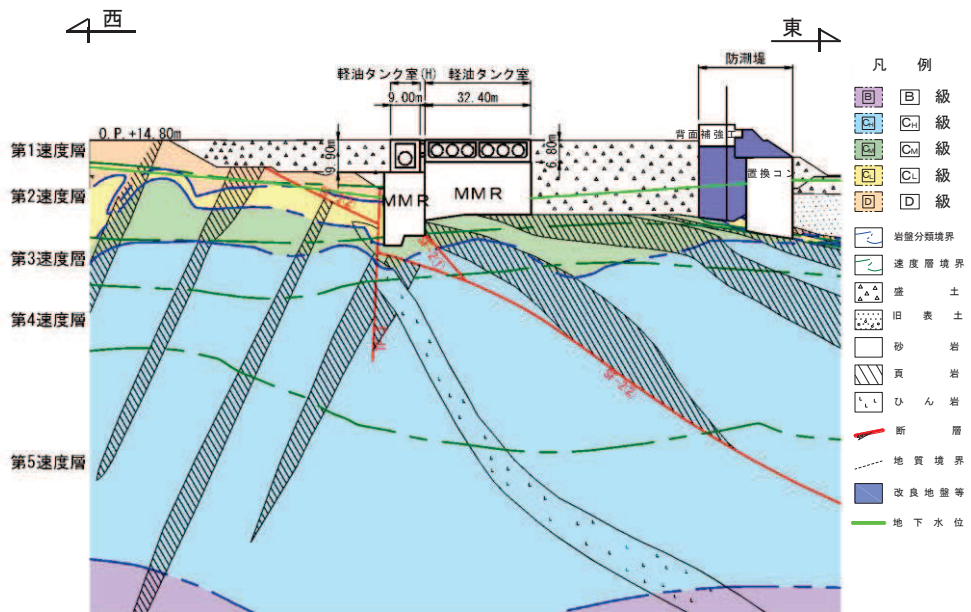


図 4.9-7 軽油タンク室 (H) 地質断面図 (A-A)

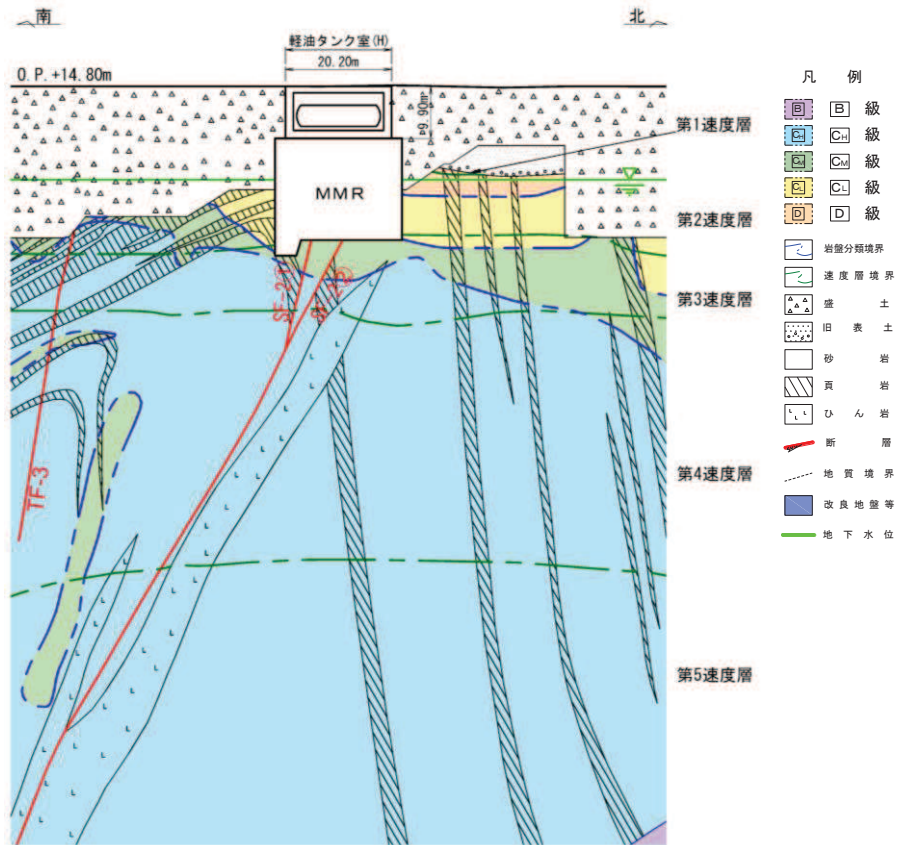


図 4.9-8 軽油タンク室 (H) 地質断面図 (B-B)

表 4.9-1 軽油タンク室 (H) 地震時荷重算出断面の選定結果

方向	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
東西方向	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の箱形構造 側壁の離隔が大きく、耐震要素として機能する面部材が相対的に少ないことから弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 東側は軽油タンク室が隣接し、西側は盛土が分布する。 地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 軽油タンク室(H) 直下の MMR を介して SF-2①断層及び SF-2②断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備軽油タンク 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。
南北方向	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の箱形構造 側壁の離隔が小さく、耐震要素として機能する面部材が相対的に多いことから強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 北側及び南側は、盛土が分布する。 地下水位はほぼ一様で構造物底版より十分に低い。 軽油タンク室(H) 直下の MMR を介して SF-2①断層及び SF-2②断層と接している。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 軸心を中心とする対象性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。 SF-2①断層及び SF-2②断層に対して概ね直交し、両断層が MMR に接していることから、断層の影響を評価する断面とする。

4.9.2 解析手法の選定

軽油タンク室（H）の地下水位は構造物底版より十分に低いことから、液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき軽油タンク室（H）の解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

4.10 海水ポンプ室

海水ポンプ室は非常用取水設備であり，耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する支持機能，非常時における海水の通水機能及び貯水機能，浸水防止のための止水機能が要求される。

海水ポンプ室の配置図を図 4.10-1 に，海水ポンプ室の平面図を図 4.10-2 に，縦断面図を図 4.10-3 に，断面図を図 4.10-4～図 4.10-6 に示す。

海水ポンプ室は，延長 77.00m，幅 32.50m，高さ 28.40m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，上部は上流側より，スクリーンエリア，補機ポンプエリア，循環水ポンプエリアの 3 つのエリアにて構成され，MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

海水ポンプ室は，地下 2 階構造となっており，下部は水路となっており，スクリーンエリア及び補機ポンプエリアの下部は四連のボックスカルバート構造，循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また，上部は各エリアが隔壁により仕切られ，各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等，複雑な構造となっている。

海水ポンプ室は，構造物の断面が延長方向で異なり，加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物であり，三次元モデルにて耐震評価を実施することから，三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図 4.10-7 に示す。

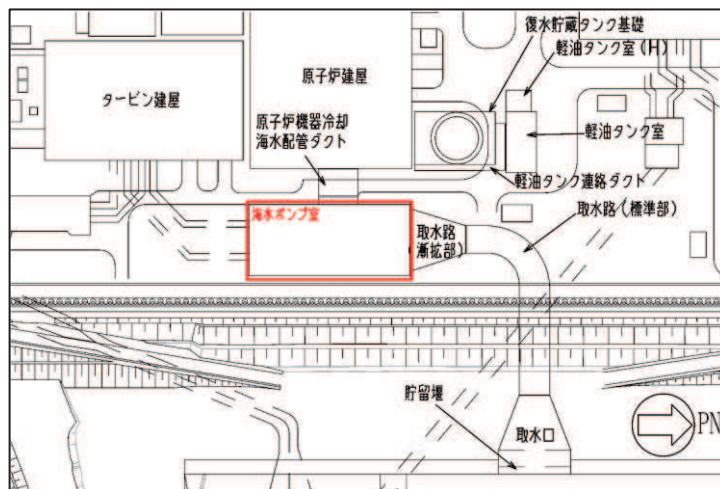


図 4.10-1 海水ポンプ室配置図

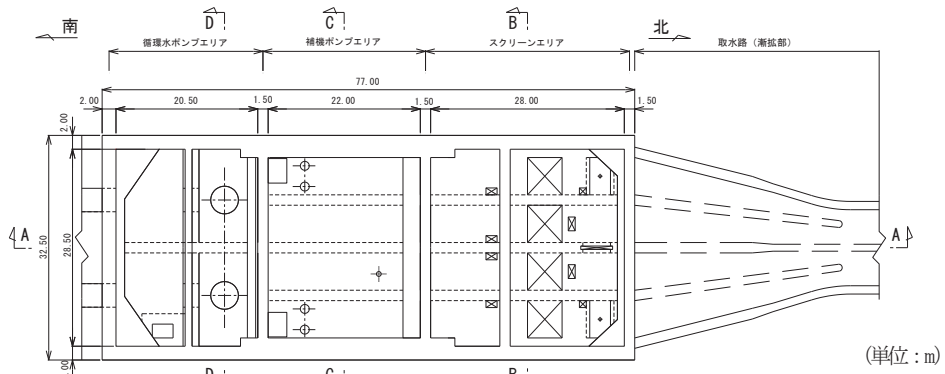


図 4.10-2 海水ポンプ室平面図

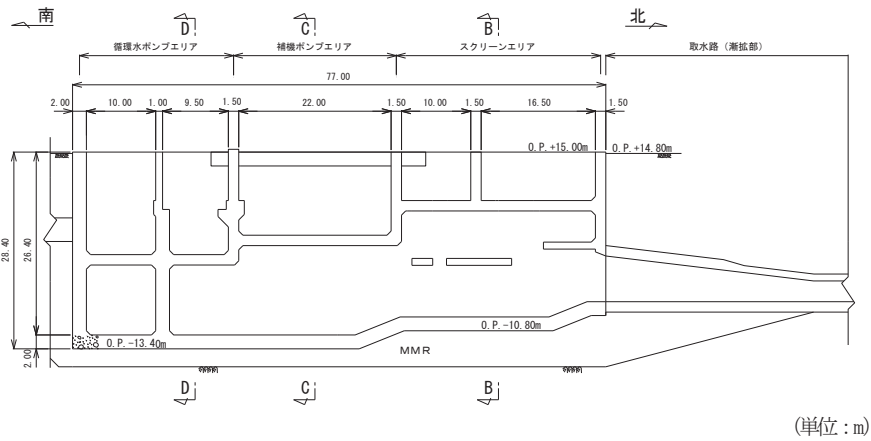


図 4.10-3 海水ポンプ室縦断図 (A-A)

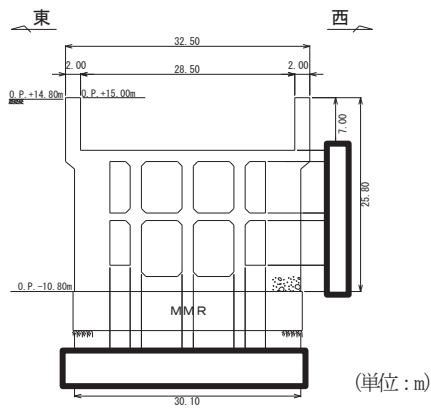


図 4.10-4 海水ポンプ室断面図 (B-B)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

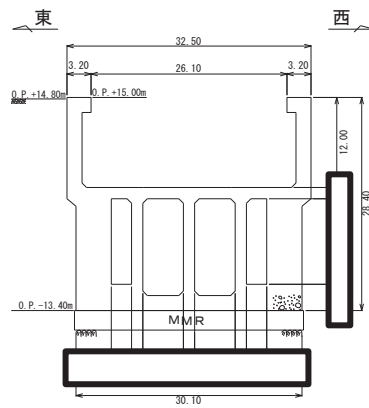


図 4.10-5 海水ポンプ室断面図 (C-C)

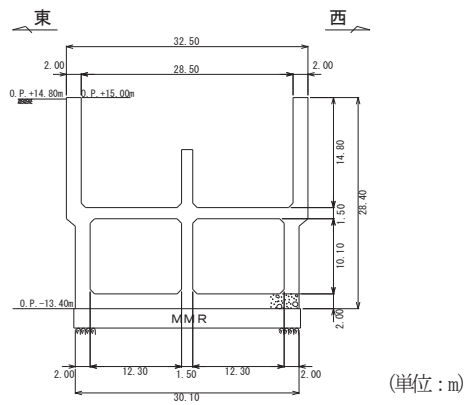


図 4.10-6 海水ポンプ室断面図 (D-D)

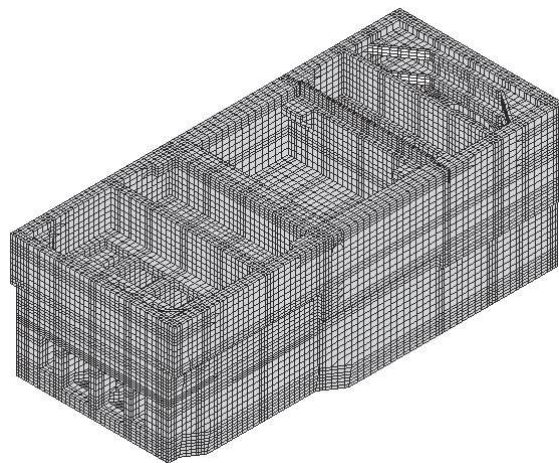


図 4.10-7 海水ポンプ室 三次元モデル図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.10.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

海水ポンプ室は、南北加振に対して、南北方向の側壁及び水路部の隔壁が耐震要素として機能し、東西加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、南北方向が強軸方向となり、東西方向が弱軸方向となる。

東西方向については、スクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアのそれぞれで剛性の差があり、各エリアでの剛性の違いが地震時荷重及び床応答に影響を及ぼすことから、地震時荷重及び床応答を算出するための二次元地震応答解析は、各エリアの東西方向の断面を候補断面とする。

海水ポンプ室には、すべてのエリアに支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能が要求され、各エリアで要求機能に差異はない。

海水ポンプ室の周辺状況として、西側は原子炉建屋が、東側は防潮堤が隣接し、海水ポンプ室と原子炉建屋及び防潮堤との間は一様に地盤改良がなされている。また、地質縦断面図(図 4.10-9 海水ポンプ室地質断面図(A-A))に示すように、岩盤の速度層構造は概ね水平成層となっており、海水ポンプ室の南北位置によって地震動に差異はない。北側は取水路と接続し、南側は地盤改良がなされている。また、海水ポンプ室周辺の地下水位は、延長方向に一様であることから、断面選定の観点として周辺状況の影響を考慮する必要はない。

海水ポンプ室の直下の MMR は OF-4 断層と接しているが、設置許可において OF-4 断層は、水平方向の連続性は、試掘杭調査及びボーリング調査結果から 55m 以下であり、深さ方向の連続性は、ボーリング調査の結果から O.P.-20m より深部に連続しないと考えられ、規模が小さく、延長が短い断層と評価されていることから、断層影響の評価対象断面としては選定しない。なお、断層の影響を確認するための断面選定の詳細については、「参考資料 4 断層の影響を評価する断面」に示す。

床応答の観点から、東西方向と南北方向は剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を候補断面とする。

海水ポンプ室の掘削図を図 4.10-8 に、海水ポンプ室地質断面図を図 4.10-9、図 4.10-10 に示す。

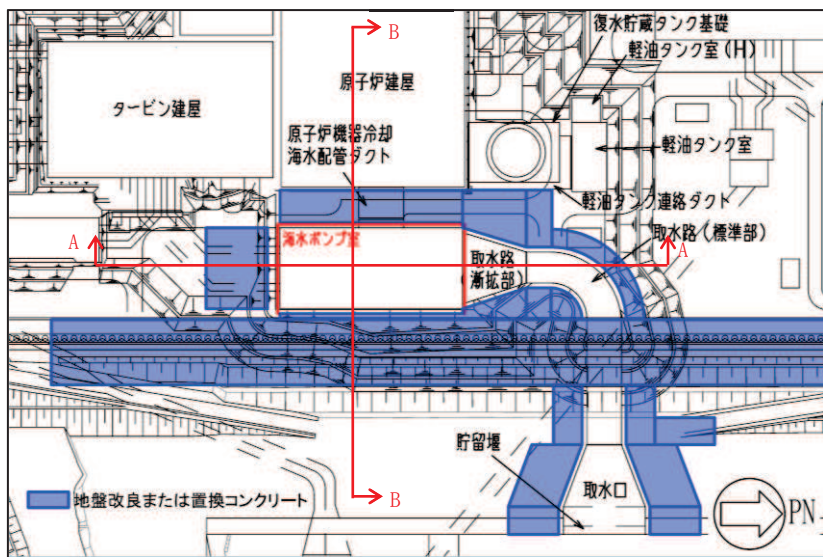


図 4.10-8 海水ポンプ室掘削図

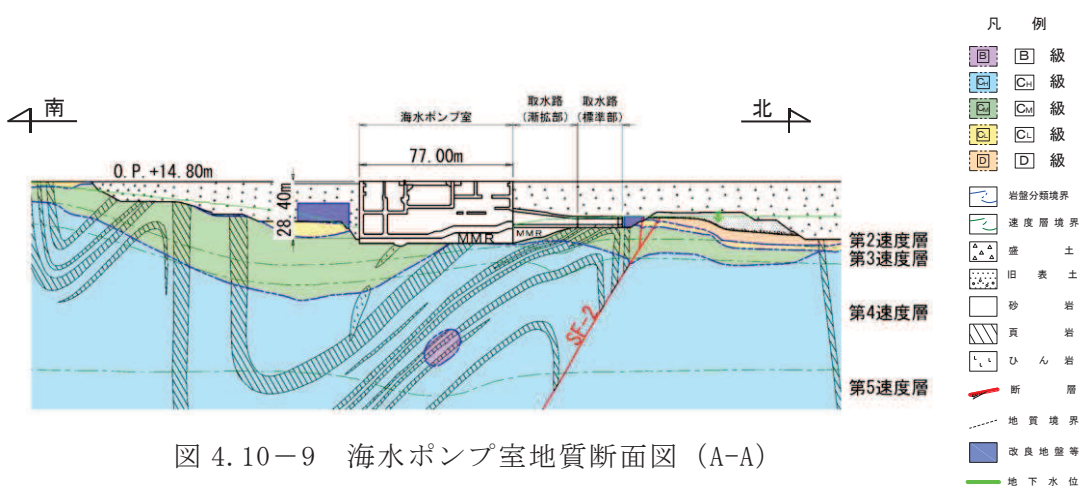


図 4.10-9 海水ポンプ室地質断面図 (A-A)

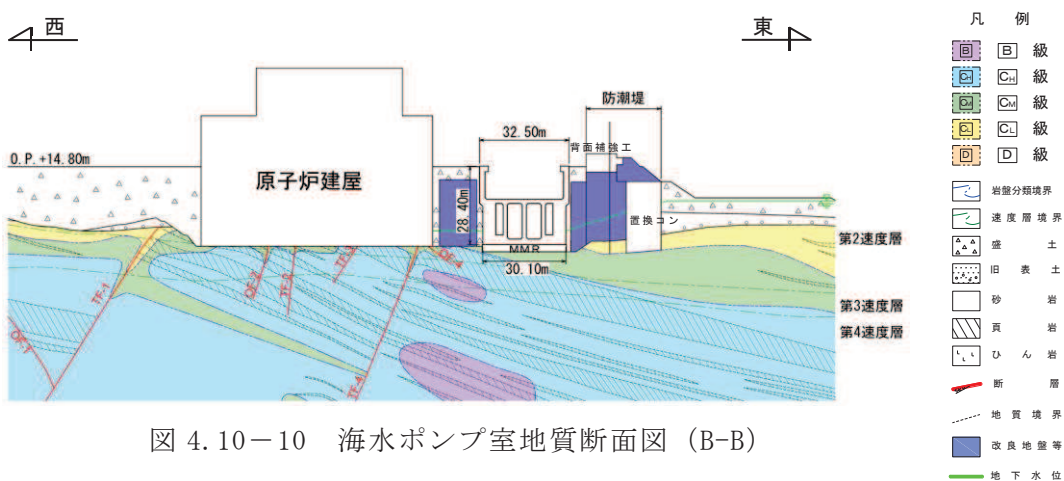


図 4.10-10 海水ポンプ室地質断面図 (B-B)

(2) 地震時荷重算出断面の選定

東西方向は、スクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの各エリアにおいて、構造物モデルを作成して地震応答解析に反映するが、周辺状況は各エリアで差異がないことから補機ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

南北方向は、軸心を中心とする対称性を有し、また周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

(3) 断面選定結果

海水ポンプ室の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.10-1 に示す。地震時荷重算出断面図を図 4.10-11 に示す。

表 4.10-1(1) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面の選定結果

方向	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する主な設備	選定結果	
東西方向	スクリーン エリア	支持機能 通水機能 貯水機能 止水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階構造で、下部は四連のカルバート構造、上部は開口部を有する中床版 (O.P. +8.00m) が設置されている。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 原子炉建屋及び防潮堤と隣接し、海水ポンプ室との間は地盤改良がなされている。 海水ポンプ室直下のMMR を介して OF-4 断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮壁 	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の延長方向に周辺状況の差異がないことから、補機ポンプエリア中心を通る地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルはスクリーンエリアの剛性を考慮する。
	補機ポンプ エリア	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階構造で、下部は四連のカルバート構造、上部は中床版 (O.P. +3.00m) が設置されている。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水ポンプ 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ 浸水防止壁 防潮壁 	<ul style="list-style-type: none"> エリア内で周辺状況の差異がないことから、補機ポンプエリア中心を通る地質断面を地震時荷重算出断面とする。 構造モデルは補機ポンプエリアの剛性を考慮する。
	循環水ポンプ エリア	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階構造で、下部は二連又は一連のカルバート構造、上部は中床版 (O.P. +0.20m) が設置されている。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 浸水防止壁 	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の延長方向に周辺状況の差異がないことから、補機ポンプエリア中心を通る地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルは循環水ポンプエリアの剛性を考慮する。

表 4.10-1(2) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面及び解析手法の選定結果

方向	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する主な設備	選定結果
南北方向	支持機能 通水機能 貯水機能 止水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階構造で、上部はスクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの3エリアに分かれており、下部は水路となっている。 側壁、隔壁が耐震要素として機能し、強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 北側は取水路と接続し、南側は地盤改良がなされている。 海水ポンプ室直下のMMR を介して OF-4 断層と接している。 	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水ポンプ 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ 浸水防止壁 防潮壁 	<ul style="list-style-type: none"> 軸心を中心とする対称性を有し、また周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

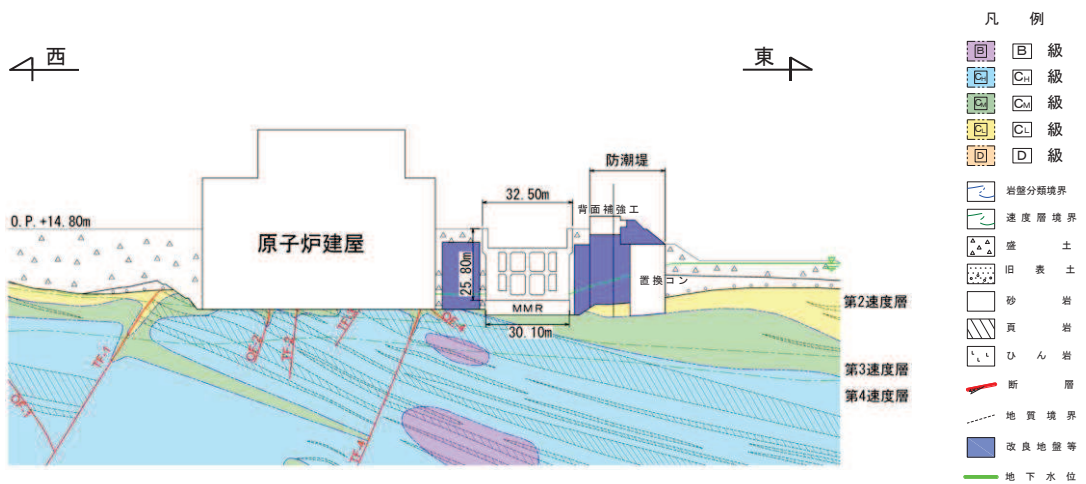


図 4.10-11(1) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図（東西方向：スクリーンエリア）

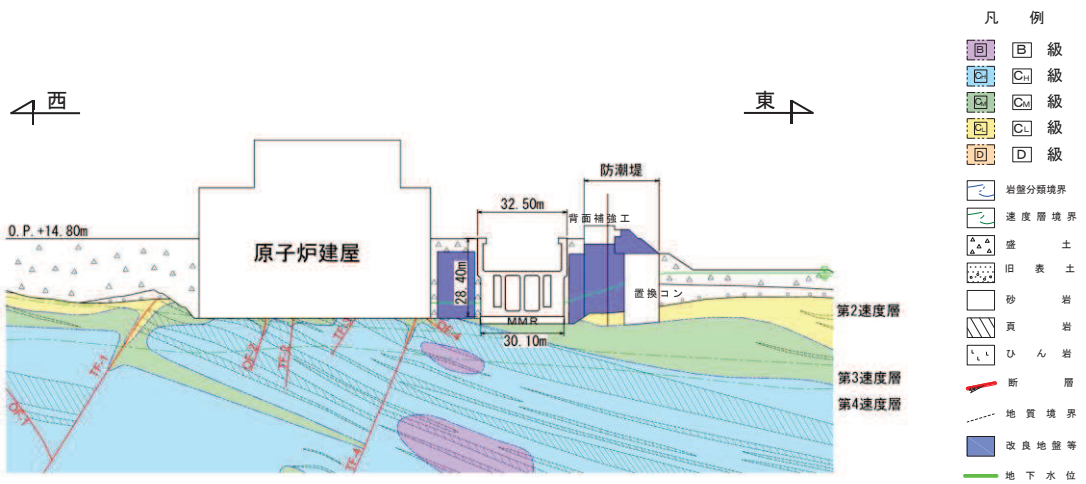


図 4.10-11(2) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図（東西方向：補機ポンプエリア）

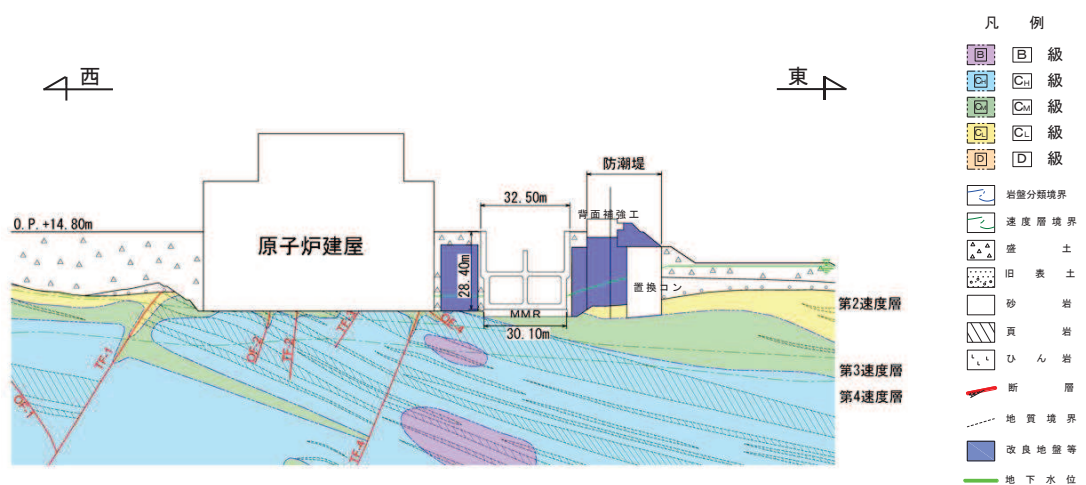


図 4.10-11(3) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図（東西方向：循環水ポンプエリア）

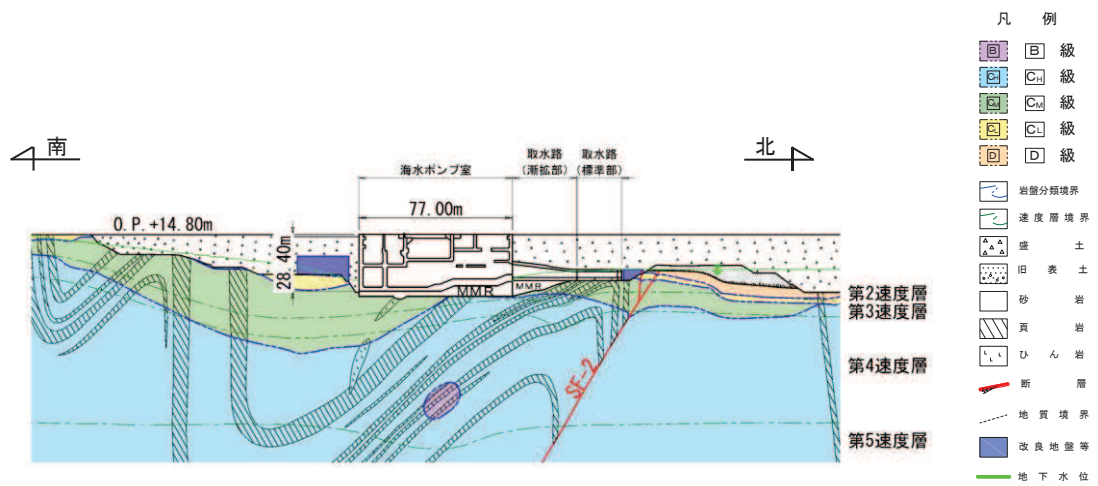


図 4.10-11(4) 海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図 (南北方向)

4.10.2 解析手法の選定

海水ポンプ室の東西方向は、耐震性の確認された原子炉建屋と防潮堤に挟まれ、これら隣接構造物との間は地盤改良されていることから、液状化の影響が及ばないと判断し、解析手法の選定フローに基づき「④全応力解析」を選定する。

海水ポンプ室と改良地盤の間や、原子炉建屋と改良地盤の間等に局所的に地下水位以深の盛土が分布するため、2次元有効応力解析によりこれらの地盤が液状化しないことを確認した。

また、防潮堤の東側の O. P. +3.5m 盤に分布する地下水位以深の盛土・旧表土も耐震評価領域に含まれるため、2次元有効応力解析により海水ポンプ室が設置される O. P. +14.8m 盤へは液状化の影響が及ばないことを確認した。

上記の2次元有効応力解析による確認内容は、「参考資料9 解析手法の選定(④全応力解析)の補足確認結果」に示す。

南北方向は、北側には取水路が存在し、南側は地盤改良がなされ、その外側の地下水位は改良地盤よりも深いことから、液状化の影響はない。また、改良地盤の南側は盛土の深部が地下水位以深となる部分があるものの、土被り厚が大きく、液状化しないと判断した。

従って、海水ポンプ室の解析手法は、東西方向、南北方向共に全応力解析を選定する。

なお、図 4.10-8 において、海水ポンプ室の南西角に地下水揚水井戸 No2 が設置されるため、地盤改良されていない領域がある。当該域の設計用地下水位は、揚水ポンプの故障時を想定して設定されており、図 4.6-8 の通り、盛土の深部に局所的に地下水位以深の部分がある。この部分については、地表面から 24m 程度の土被り厚があり、他構造物の1次元有効応力解析の結果も踏まえ、液状化しないと判断した。

4.11 取水口，貯留堰

取水口は，設計基準対象施設においては，非常用取水設備及びSクラス施設の間接支持構造物である屋外重要土木構造物に分類され，重大事故等対処施設においては，常設重大事故緩和設備及び常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備に分類され，耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である貯留堰を間接支持する支持機能，非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。また，貯留堰は非常用取水設備及び津波防護施設であり，通水機能及び貯水機能が要求される。

取水口及び貯留堰*の配置図を図4.11-1に，平面図を図4.11-2に，縦断図を図4.11-3に，断面図を図4.11-4～図4.11-6に示す。

取水口は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，延長11.50m，内空幅 []，内空高さ [] の六連のボックスカルバートの標準部と，延長28.30m，内空幅 []，内空高さ [] の六連のボックスカルバートから内空幅 []，内空高さ [] の二連のボックスカルバートに断面が縮小する漸縮部より構成され，MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。構造物の断面は延長方向で異なり，加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を有する箱形構造物であり，三次元モデルにて耐震評価を実施することから，三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図4.11-7に示す。

注記*：貯留堰は，取水口と一体構造となっていることから，断面選定の観点においては，取水口を含むものとして扱う。

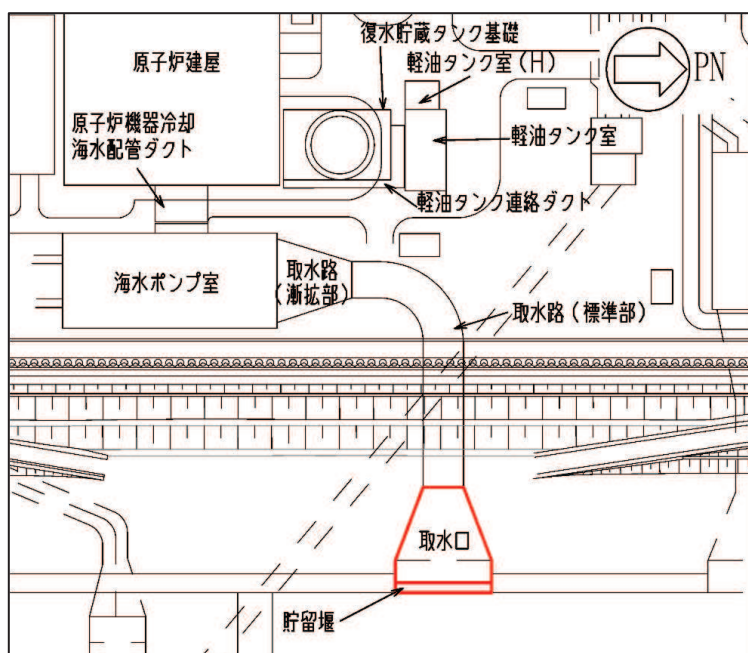


図4.11-1 取水口，貯留堰配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

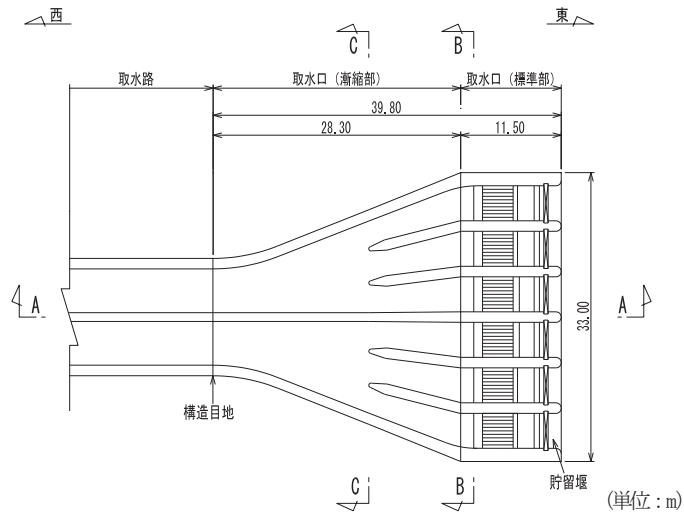


図 4.11-2 取水口，貯留堰平面図

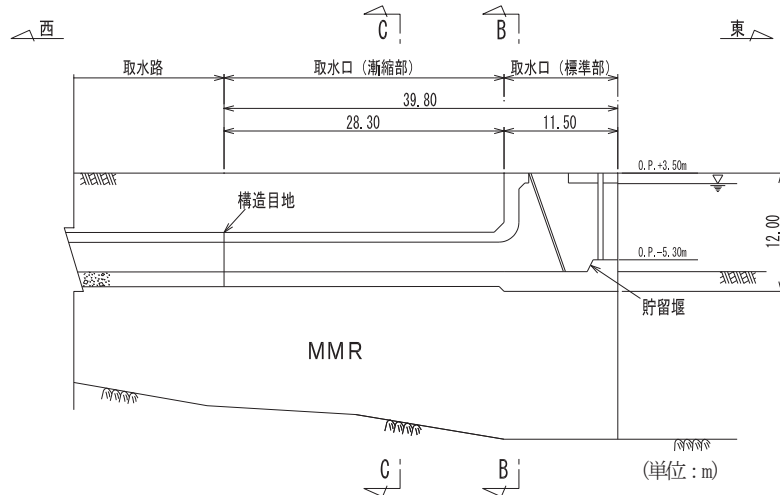


図 4.11-3 取水口，貯留堰縦断図 (A-A)

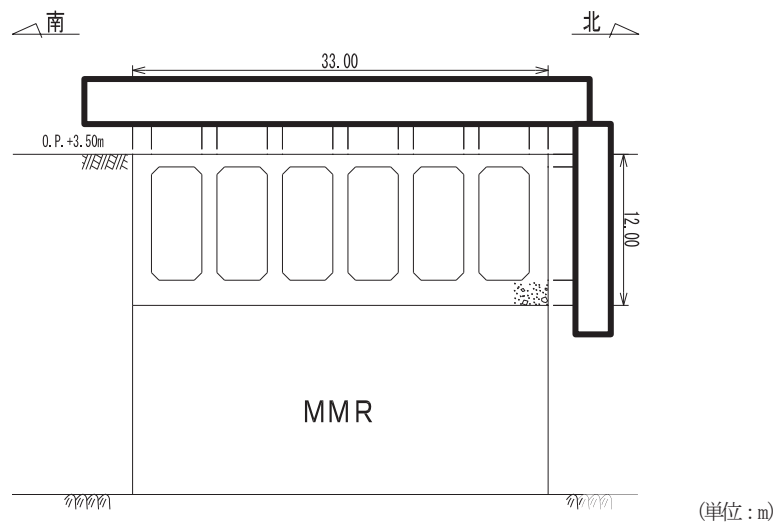


図 4.11-4 取水口断面図 (標準部，B-B)

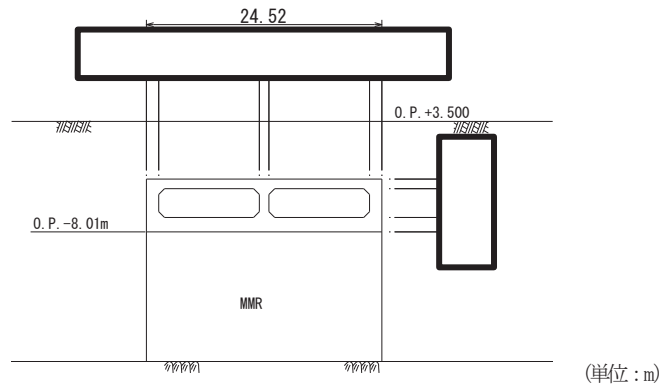


図 4.11-5 取水口断面図（漸縮部，C-C）

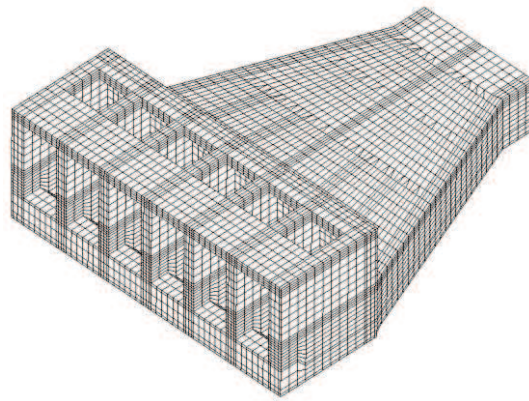


図 4.11-7 取水口，貯留堰 三次元モデル図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.11.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

取水口は、東西加振に対して、側壁及び水路部の隔壁が耐震要素として機能し、南北加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が強軸方向となり、南北方向が弱軸方向となる。

南北方向については、標準部、漸縮部のそれぞれで剛性の差があり、各エリアでの剛性の違いが地震時荷重に影響を及ぼすことから、地震時荷重を算出するための二次元地震応答解析は、それぞれの南北方向の断面を候補断面とする。

取水口には、標準部には貯留堰を間接支持する支持機能、海水の通水機能及び貯水機能が、漸縮部には海水の通水機能及び貯水機能が要求され、各エリアで要求機能に差異はない。

取水口の周辺状況として、東西方向は、漸縮部の頂版上には盛土が一様に分布し、その西側には防潮堤が存在する。また、西側は取水路と接続し、東側は海水が面している。南北方向には、各エリアで延長方向に一様な幅で地盤改良が施工されている。さらに、取水口周辺の地下水位は、延長方向に一様であることから、断面選定の観点として標準部と漸縮部のそれぞれにおいて周辺状況の影響を考慮する必要はない。

取水口、貯留堰の掘削図を図 4.11-8 に、地質断面図を図 4.11-9～図 4.11-11 に示す。

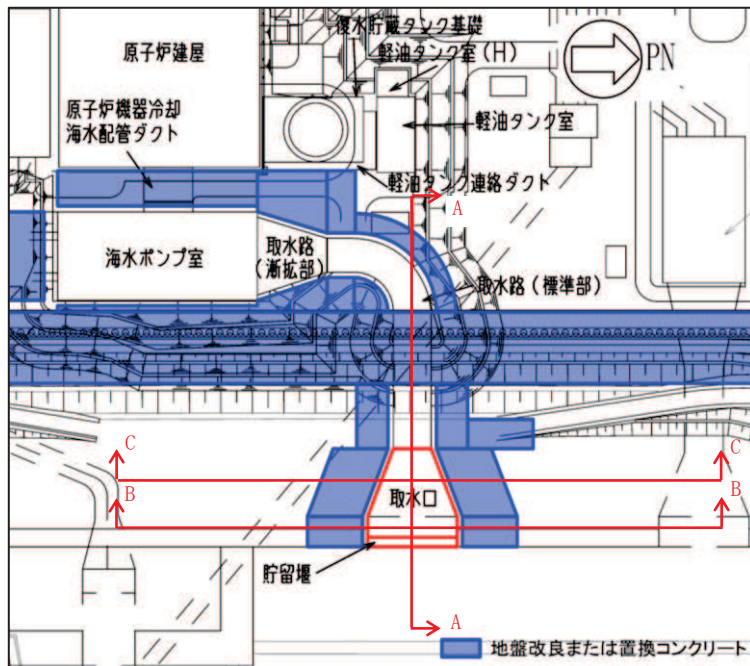


図 4.11-8 取水口，貯留堰掘削図

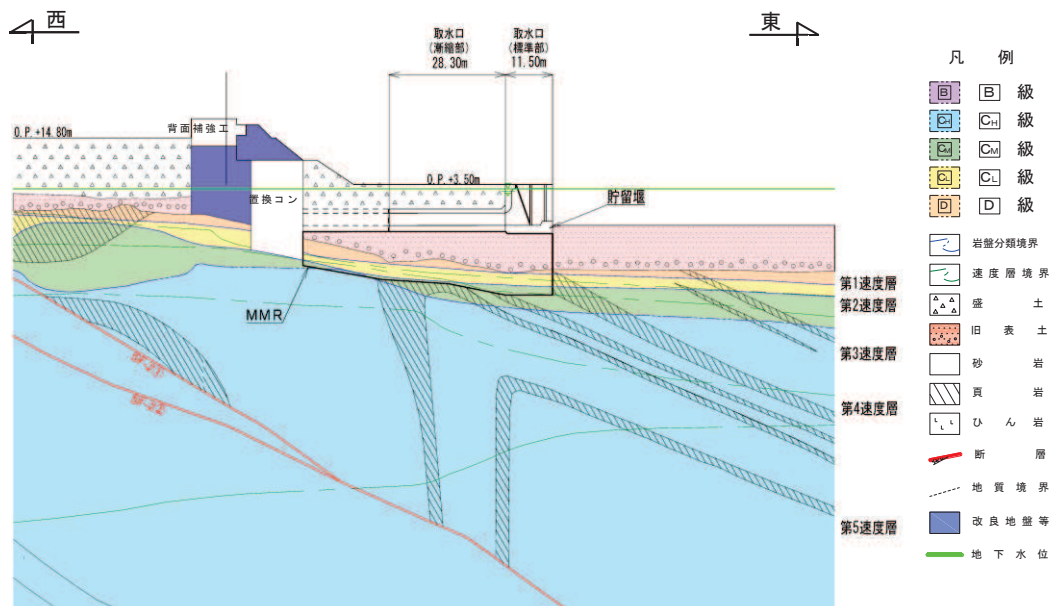


図 4.11-9 取水口，貯留堰地質断面図（縦断，A-A）

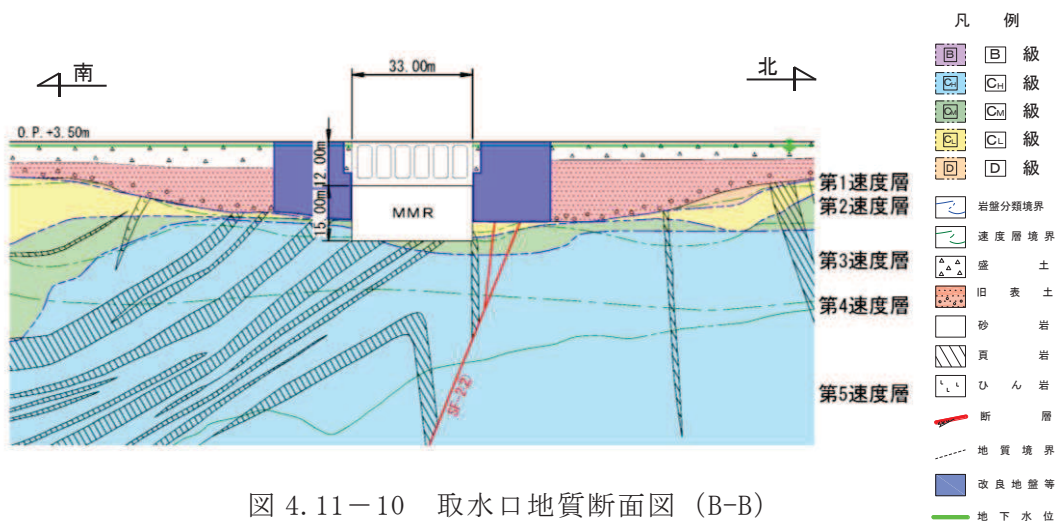


图 4.11-10 取水口地質断面图 (B-B)

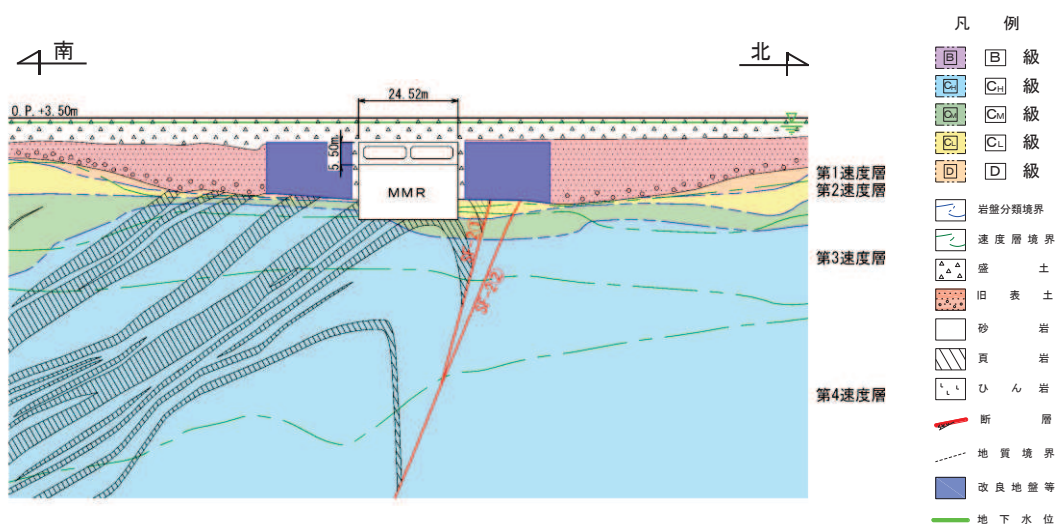


图 4.11-11 取水口地質断面图 (C-C)

(2) 地震時荷重算出断面の選定

南北方向については、標準部、漸縮部のそれぞれで、周辺状況の差異がない。また、構造的特徴として、標準部は延長方向に大きな差異はないが、漸縮部は内空スパンに変化がある。このことから、標準部は構造物の中心を通る B-B 断面を、漸縮部は内空スパンが最大となる C-C 断面を地震時荷重算出断面とする。

東西方向については、軸心を中心とする対称性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る A-A 断面を地震時荷重算出断面とする。

(3) 断面選定結果

取水口、貯留堰の地震時荷重算出断面選定結果を表 4.11-2 に示す。

表 4.11-2 取水口，貯留堰 地震時荷重算出断面の選定結果

方向		要求機能	構造的特徴	周辺状況	選定結果
南北方向	標準部	支持機能* 通水機能 貯水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の六連のボックスカルバート構造であり，頂版は開口部を有する。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 周辺は盛土・旧表土が一樣に分布し，延長方向に一樣な幅で地盤改良がなされている。 	<ul style="list-style-type: none"> 標準部の延長方向に周辺状況の差異がないことから，標準部の中心を通る B-B 断面を地震時荷重算出断面とする。
	漸縮部	通水機能 貯水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の六連のボックスカルバート構造から，断面幅を縮小しながら二連のボックスカルバート構造に変化する。 漸縮しており，断面により内空スパンが変化する。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 周辺は盛土・旧表土が一樣に分布し，延長方向に一樣な幅で地盤改良がなされている。 	<ul style="list-style-type: none"> 漸縮部の延長方向に周辺状況の差異はなく，内空スパンに変化を有することから，内空スパンが最大となる C-C 断面を地震時荷重算出断面とする。
東西方向		支持機能* 通水機能 貯水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造で六連のボックスカルバートの標準部と，六連のボックスカルバート構造から二連のボックスカルバート構造に変化する漸縮部からなる。 側壁，隔壁が耐震要素として機能し強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 漸縮部の頂版には盛土が一樣に分布し，その西側には防潮堤が存在する。また，取水路と接続している。 	<ul style="list-style-type: none"> 軸心を中心とする対称性を有し，また周辺状況の差異もないことから，構造物中心を通る A-A 断面を地震時荷重算出断面とする。

注記*：取水口（標準部）には，貯留堰を間接支持する支持機能が要求される。

4.11.2 解析手法の選定

南北方向は，構造物の両脇を一樣な幅で地盤改良がなされており，外側に地下水以下の旧表土が分布していることから，図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき「⑤全応力解析」と有効応力解析により耐震評価を行う。また，浮上りに対する安全性を検討する。

東西方向において，取水口（漸縮部）の頂版上には，盛土が分布する。また 0. P. 14. 8m 盤との法面が，0. P. 3. 5m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化の影響で流動し，標準部へ作用する土圧が増大する可能性が否定できないことから，図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき東西方向の解析手法は，「③有効応力解析」を選定する。

4.12 取水路（標準部）

取水路（標準部）は非常用取水設備であり、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（標準部）の配置図を図 4.12-1 に、平面図を図 4.12-2 に、断面図を図 4.12-3、図 4.12-4 に示す。

取水路（標準部）は、取水口と取水路（漸拡部）を結ぶ延長 87.48m、内空幅 内空高さ の下り勾配の二連ボックスカルバート構造で、縦断方向（延長方向）に断面が一樣な鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

取水路（標準部）は、直接又は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水路（標準部）は線状構造物であり、横断方向（延長方向に直交する方向）が弱軸方向となる。また、取水路（標準部）は防潮堤の改良地盤や置換コンクリートの内部を横断し周辺地盤の剛性が急変する箇所が存在すること、防潮堤の西側に曲線箇所を有し躯体のねじれ等の影響を評価する必要があることから、三次元モデルを用いて耐震評価を行う。このことから、取水路（標準部）は、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。

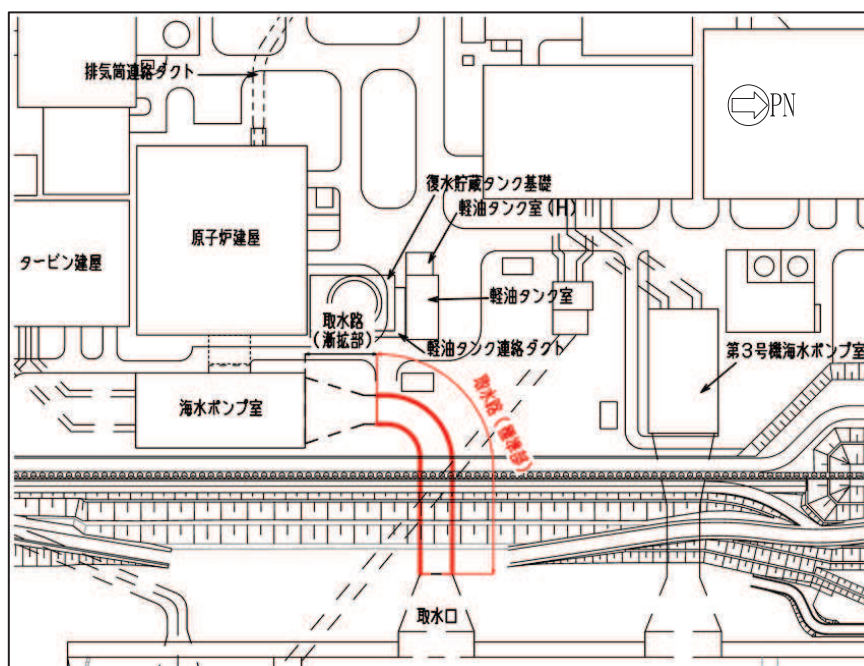


図 4.12-1 取水路（標準部）配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

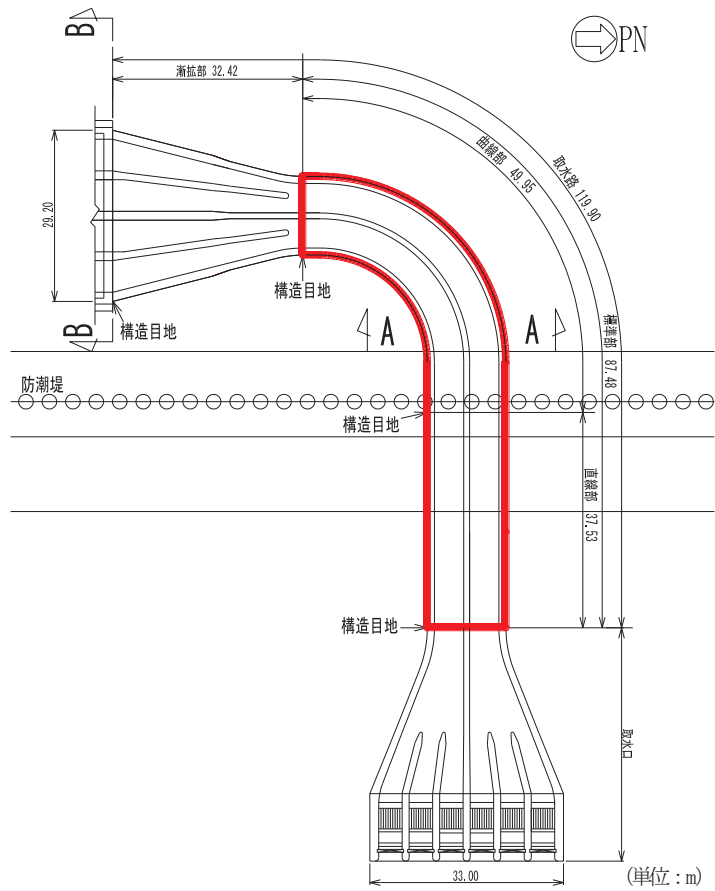


図 4.12-2 取水路（標準部）平面図

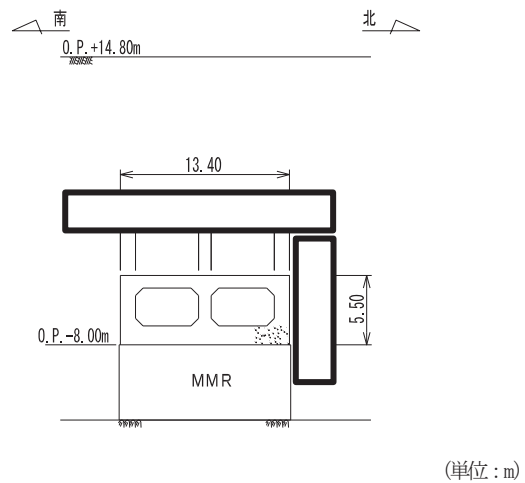


図 4.12-3 取水路（標準部）断面図（A-A）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.12.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

取水路（標準部）は、取水口から防潮堤までの直線部と、防潮堤から取水路（漸拡部）までの曲線部に大別される。直線部と曲線部は、構造目地を境界として構造上それぞれ独立していることから、地震時荷重算出断面の選定においては、直線部及び曲線部のそれぞれの断面から候補断面を選定する。

取水路（標準部）は、横断方向が明確な弱軸方向となることから、三次元モデルを用いた耐震評価においても横断方向の断面を候補断面とする。

取水路（標準部）は、直線部及び曲線部のそれぞれの区間において断面形状及び配筋も縦断方向（延長方向）に一様であるため、断面選定の観点として構造・配筋の変化による影響を考慮する必要はない。

周辺状況について、取水路（標準部）は、直線部において防潮堤の置換コンクリート及び改良地盤を横断し、また曲線部においては防潮堤の改良地盤を横断する。また、直線部及び曲線部は図 4.12-5 に示すとおり周囲を地盤改良されており、縦断方向（延長方向）に対し周辺状況が変化することから、断面選定の観点として考慮する。また、地下水位は、全線において取水路の底版位置からほぼ一様（取水路縦断勾配と平行）とすることから、候補断面の整理の観点には含めない。

直線部の断面は区間 a～区間 d から、曲線部の断面は区間 d～区間 e から、それぞれ候補断面を選定する。取水路の縦断図及び候補断面の位置を図 4.12-4 に、平面図を図 4.12-5 に、掘削図を図 4.12-6 に、直線部及び曲線部の地質断面図を図 4.12-7～図 4.12-12 にそれぞれ示す。

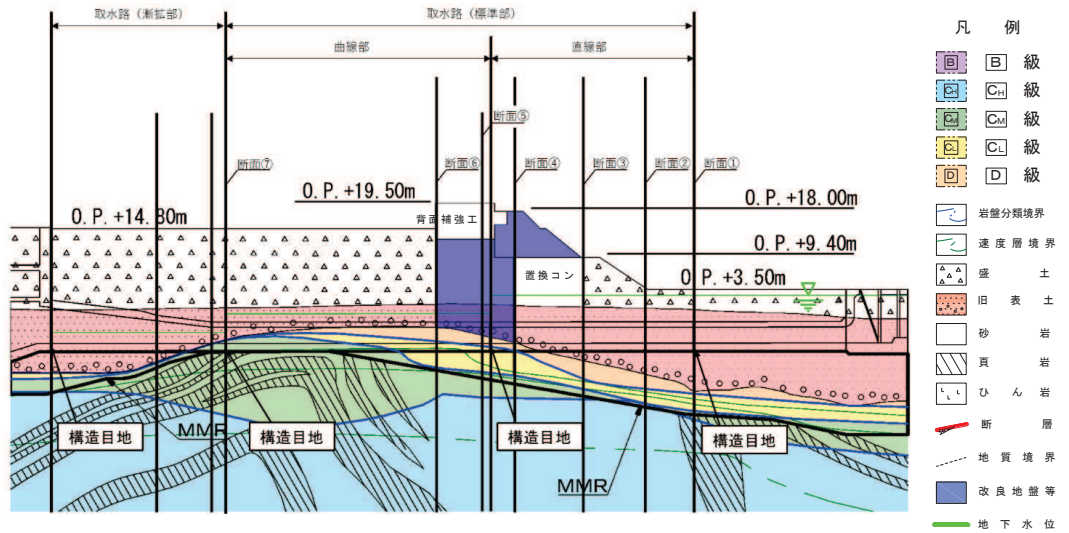


図 4.12-4 取水路縦断図及び候補断面位置

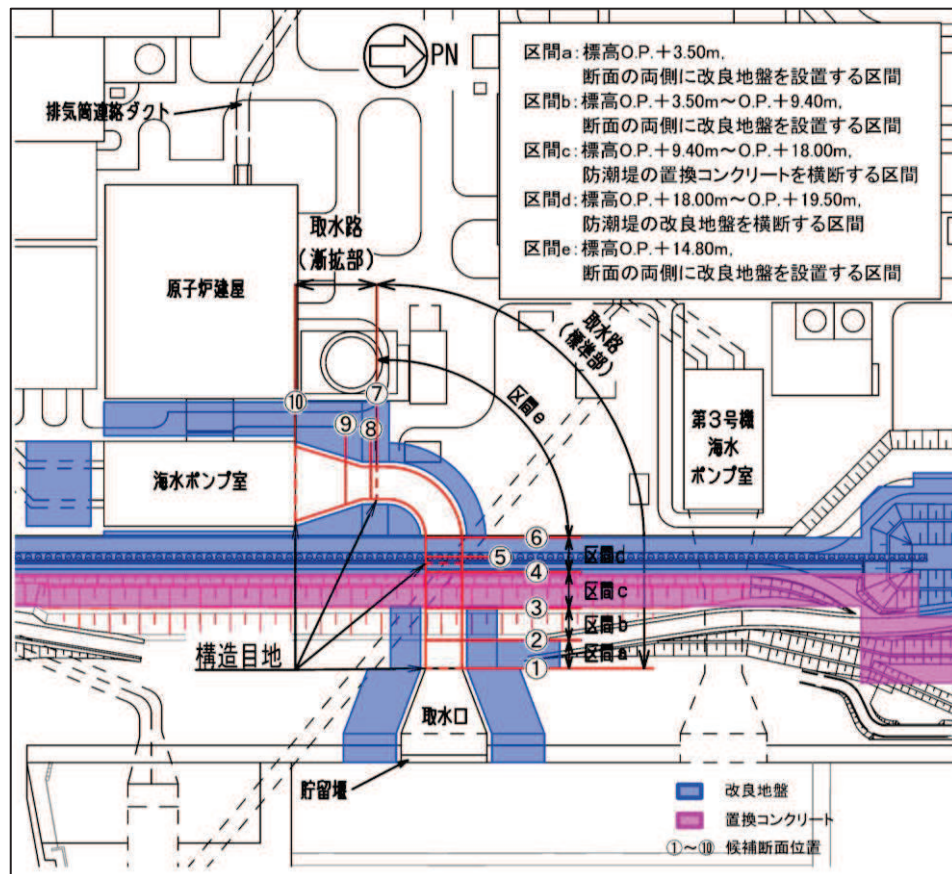


図 4.12-5 取水路平面図 (区間及び候補断面位置)

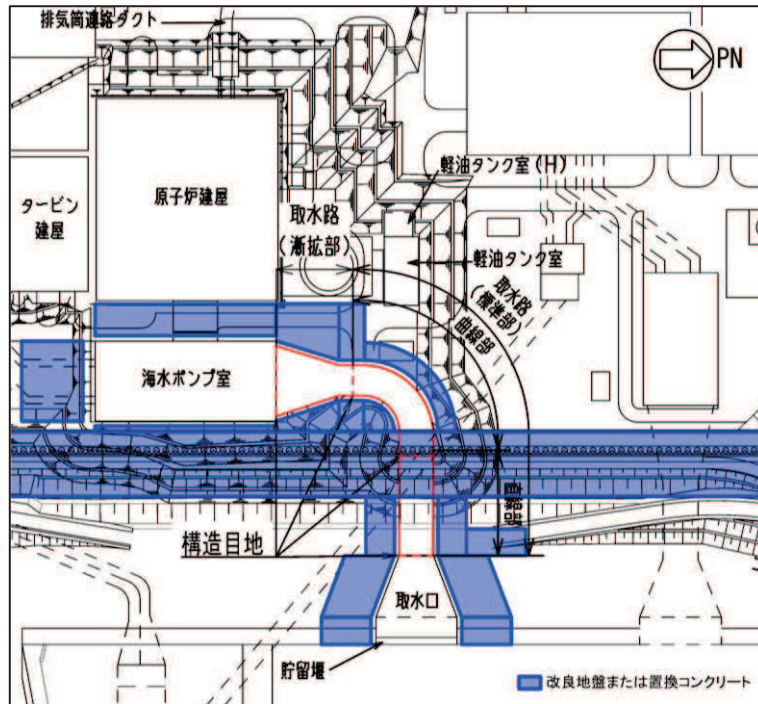


図 4.12-6 取水路掘削図

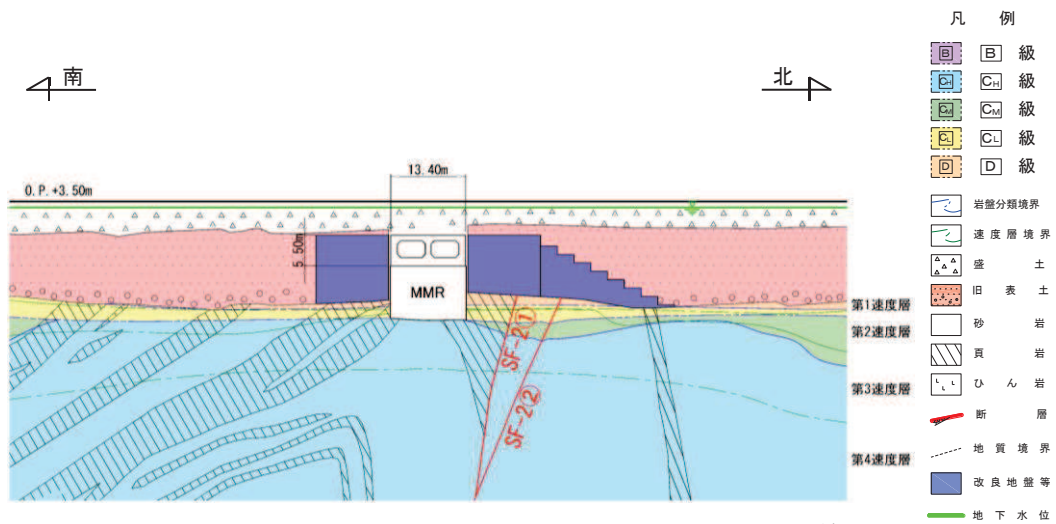


図 4.12-7 取水路（標準部）地質断面図（断面②：直線部）

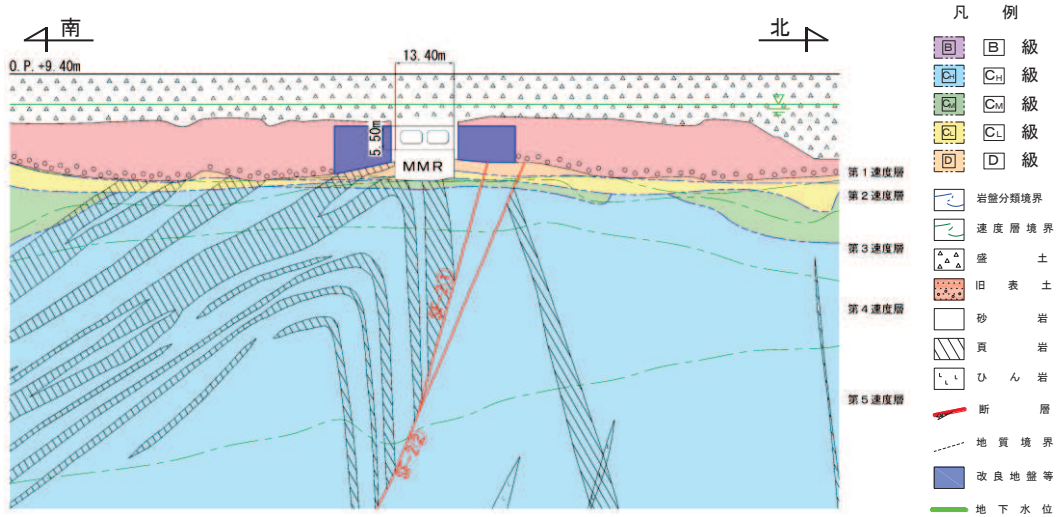


図 4.12-8 取水路（標準部）地質断面図（断面③）：直線部

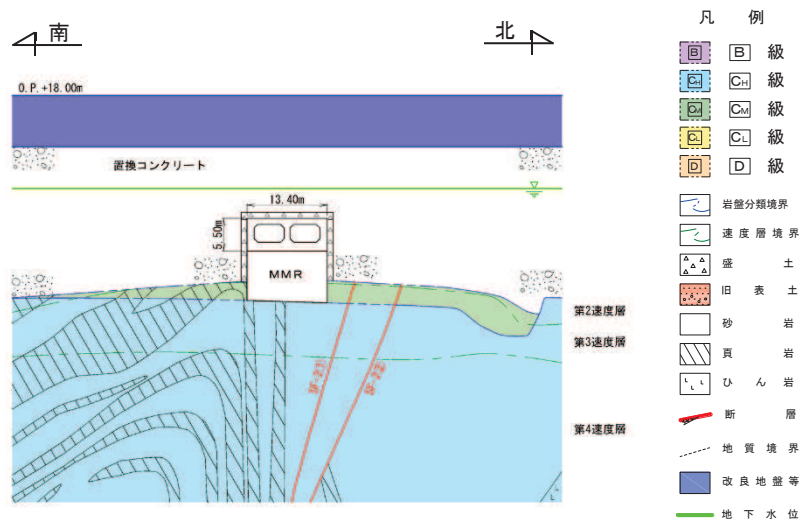


図 4.12-9 取水路（標準部）地質断面図（断面④）：直線部

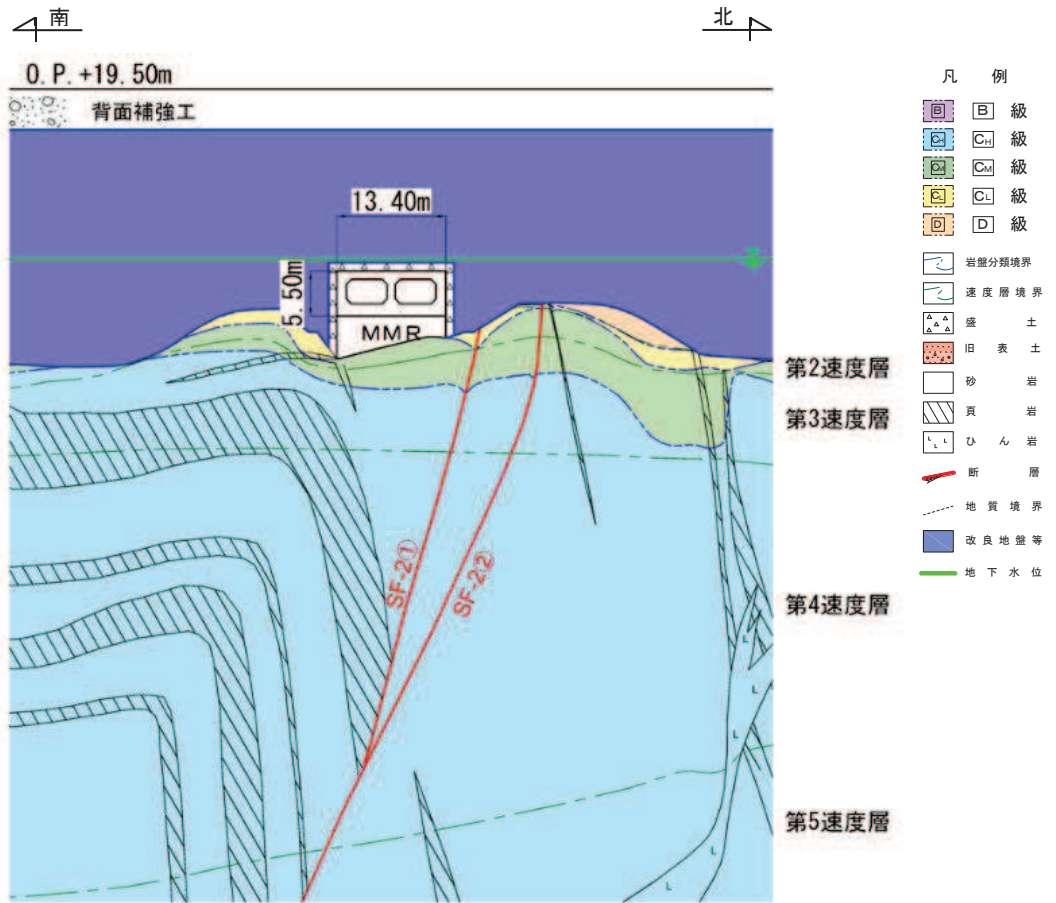


图 4.12-10 取水路（標準部）地質断面図（断面⑤：曲線部）

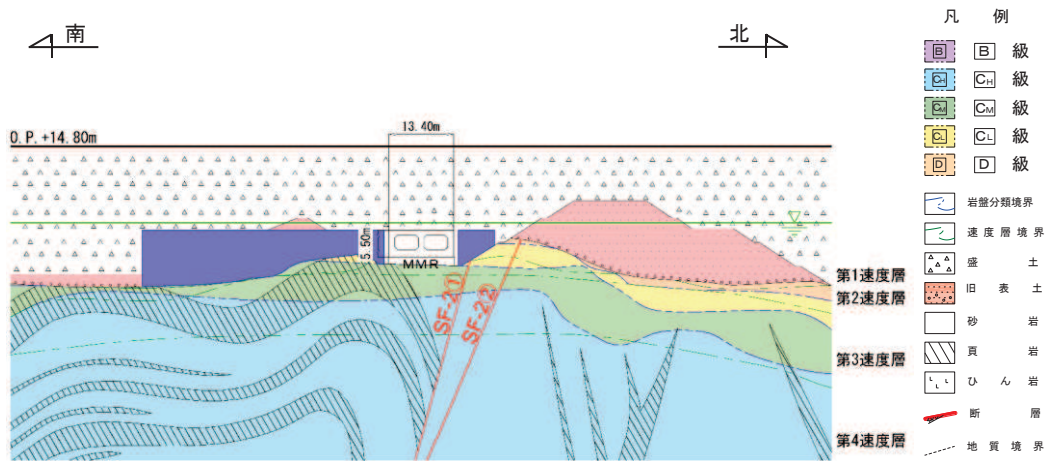


图 4.12-11 取水路（標準部）地質断面図（断面⑥：曲線部）

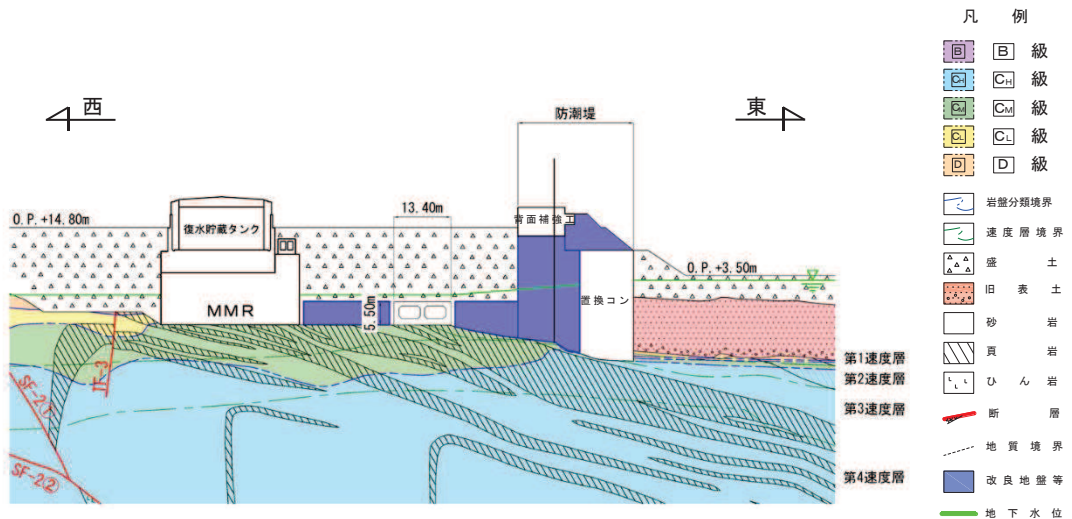


図 4.12-12 取水路（標準部）地質断面図（断面⑦：曲線部）

a. 取水路（標準部）のうち直線部

取水路（標準部）のうち直線部は、図 4.12-5 に示すとおり横断方向（延長方向に直交する方向）の断面の両側に改良地盤を設置する区間 a 及び区間 b と、防潮堤の置換コンクリートを横断する区間 c 及び防潮堤の改良地盤を横断する区間 d に区分される。区間 a～区間 d の周辺状況図（イメージ図）を図 4.12-13 に示す。

断面①は、区間 a の始点で、区間 a 内で土被りが最も薄く、旧表土の厚さが最も厚い断面である。また、構造物の両側に改良地盤が設置されている。

断面②は、区間 a と区間 b の境界で、区間 a 内で土被りが最も厚い断面である。また、構造物の両側に改良地盤が設置されている。

断面③は、区間 b と区間 c の境界で、区間 b 内で土被りが最も厚い断面であり、周辺地盤の剛性が急変する位置である。また、構造物の両側に改良地盤が設置されている。

断面④は、区間 c と区間 d の境界で、防潮堤の置換コンクリートを横断する位置であり、周辺が置換コンクリートに囲まれている。また、区間 c 内で土被り（セメント改良土、置換コンクリートを含む。）が最も厚い断面である。

断面⑤は、区間 d 内の断面で、防潮堤の改良地盤を横断する位置であり、周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれている。また、防潮堤の鋼管杭（杭芯）の位置であり、区間 d 内で上載荷重が最も大きい断面である。なお、区間 d は直線部と曲線部にまたがる区間であり、断面⑤は曲線部に位置するものの、区間 d 内で上載荷重が最も大きい断面であることから、直線部の候補断面としても整理する。

取水路（標準部）のうち直線部の候補断面の特徴を表 4.12-1 に示す。

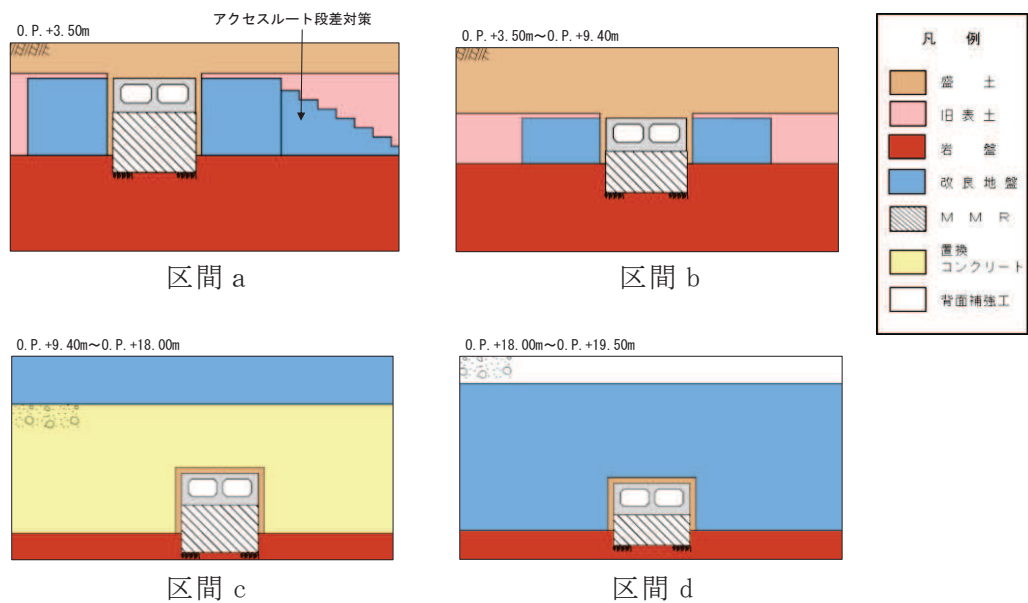


図 4.12-13 区間 a ~ 区間 d の周辺状況図 (イメージ図)

表 4.12-1 取水路 (標準部) のうち直線部 候補断面の特徴

位置	候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況
直線部	断面①	通水機能 貯水機能	二連ボックス カルバート	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内で土被りが最も薄く、旧表土の厚さが最も厚い。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。
	断面②	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内で土被りが最も厚い。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。
	断面③	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 区間 b 内で土被りが最も厚い。 区間 b と区間 c の境界であり、周辺地盤の剛性が急変する位置である。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。
	断面④	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 周辺が防潮堤の置換コンクリートに囲まれている。 区間 c 内で土被り (セメント改良土、置換コンクリートを含む。) が最も厚い。
	断面⑤	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれている。 区間 d 内で上載荷重が最も大きい。 (防潮堤の鋼管杭 (杭芯) 位置)

b. 取水路（標準部）のうち曲線部

取水路（標準部）のうち曲線部は、図 4.12-5 に示すとおり防潮堤の改良地盤を横断する区間 d と、横断方向（延長方向に直交する方向）の断面の両側に改良地盤を設置する区間 e に区分される。

断面⑤は、区間 d 内の防潮堤の鋼管杭（杭芯）の位置であり、周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれ、区間 d 内で上載荷重が最も大きい断面である。

断面⑥は、区間 d と区間 e の境界であり、防潮堤の改良地盤の境界に位置し周辺地盤の剛性が急変する位置である。また、構造物の両側に改良地盤が設置されており、断面⑦と直交する断面である。

断面⑦は、区間 e 内の終点であり、断面⑥と直交する断面である。また、区間 e 内で土被りが最も厚い断面である。さらに、構造物の両側に改良地盤が設置され、東側は地盤改良を介して防潮堤が設置されている。

取水路（標準部）のうち曲線部の候補断面の特徴を表 4.12-2 に示す。

表 4.12-2 取水路（標準部）のうち曲線部 候補断面の特徴

位置	候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺状況
曲線部	断面⑤	通水機能 貯水機能	二連ボックス カルバート	<ul style="list-style-type: none"> ・周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれている。 ・区間 d 内で上載荷重が最も大きい。（防潮堤の鋼管杭（杭芯）位置）
	断面⑥	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> ・区間 d と区間 e の境界であり、周辺地盤の剛性が急変する位置である。 ・構造物の両側に改良地盤が設置されている。 ・断面⑦と直交する断面である。
	断面⑦	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> ・断面⑥と直交する断面である。 ・区間 e 内で土被りが最も厚い。 ・構造物の両側に改良地盤が設置されている。また、東側は改良地盤を介して防潮堤が設置されている。

(2) 地震時荷重算出断面の選定

a. 取水路（標準部）のうち直線部

(a) 区間 a

区間 a は、延長方向に断面形状・配筋の差異はなく、構造物周辺は延長方向に一様に地盤改良がなされている。このため、断面①に比べて土被りが厚い断面②の方が、地盤から構造物に作用する荷重（土圧）は大きく、耐震裕度が小さくなると想定されることから、断面②を区間 a の地震時荷重算出断面として選定する。

(b) 区間 b

区間 b は、延長方向に断面形状・配筋の差異はなく、構造物周辺は延長方向に一様に地盤改良がなされている。このため、土被りが最も厚い断面③が地盤から構造物に作用する荷重（土圧）は大きく、耐震裕度が小さくなると想定されることから、断面③を区間 b の地震時荷重算出断面として選定する。

(c) 区間 c

区間 c は、延長方向に断面形状・配筋の差異はなく、構造物周辺は延長方向に一様に防潮堤の置換コンクリートに囲まれている。このため、土被り（セメント改良土、置換コンクリートを含む。）が最も厚い断面④が地盤から構造物に作用する荷重（土圧）は大きく、耐震裕度が小さくなると想定されることから、断面④を区間 c の地震時荷重算出断面として選定する。

(d) 区間 d

区間 d は、延長方向に断面形状・配筋の差異はなく、構造物周辺は延長方向に一様に防潮堤の改良地盤に囲まれている。このため、防潮堤の鋼管杭（杭芯）の位置で上載荷重が最も大きい断面⑤が構造物に最も厳しい断面であり、耐震裕度が小さくなると想定されることから、断面⑤を区間 d の地震時荷重算出断面として選定する。

b. 取水路（標準部）のうち曲線部

(a) 区間 d

曲線部についても、直線部同様に断面⑤を区間 d の地震時荷重算出断面として選定する。

(b) 区間 e

区間 e は、曲線構造となる区間であり、断面形状・配筋の差異はないものの、延長方向に周辺地盤状況が異なる。このことから、断面⑥及び断面⑦を区間 e の地震時荷重断面として選定する。

(3) 断面選定結果

取水路（標準部）の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.12-3 に示す。また、取水路（標準部）の地震時荷重算出断面図を図 4.12-14 に示す。

表 4.12-3 (1) 取水路 (標準部) 地震時荷重算出断面の選定結果 (直線部)

位置	候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺地質	地震時荷重算出断面	選定結果
直線部	断面①	通水機能 貯水機能	二連ボックスカルバート	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内で土被りが最も薄く、旧表土の厚さが最も厚い。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内の断面②に比べて土被りが薄く、断面②に比べて、地震時の土圧は小さいと考えられることから、地震時荷重算出断面として選定しない。
	断面②	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内で土被りが最も厚い。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 区間 a 内で土被りが最も厚く、地震時の土圧が最大になると考えられることから、地震時荷重算出断面として選定する。
	断面③	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 区間 b 内で土被りが最も厚い。 区間 b と区間 c の境界であり、周辺地盤の剛性が急変する位置である。 構造物の両側に改良地盤が設置されている。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 区間 b 内で土被りが最も厚く、地震時の土圧が最大になると考えられる。 区間 b と区間 c の境界であり、周辺地盤の剛性が急変する位置でもあることから、地震時荷重算出断面として選定する。
	断面④	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 周辺が防潮堤の置換コンクリートに囲まれている。 区間 c 内で土被り (セメント改良土、置換コンクリートを含む。) が最も厚い。 	○	<ul style="list-style-type: none"> 区間 c 内で土被り (セメント改良土等を含む。) が最も厚く、地震時の土圧が最大になると考えられることから、地震時荷重算出断面として選定する。
	断面⑤	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれている。 区間 d 内で上載荷重が最も大きい。 (防潮堤の鋼管杭 (杭芯) 位置) 	○	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤の鋼管杭 (杭芯) の位置であり、区間 d 内で上載荷重が最も大きく、地震時の土圧が最大となると考えられることから、直線部の区間 d の地震時荷重算出断面として選定する。

表 4.12-3 (2) 取水路 (標準部) 地震時荷重算出断面の選定結果 (曲線部)

位置	候補断面	要求機能	構造的特徴	周辺地質	地震時荷重算出断面	選定結果
曲線部	断面⑤	通水機能 貯水機能	二連ボックスカルバート	<ul style="list-style-type: none"> ・周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれている。 ・区間 d 内で上載荷重が最も大きい。(防潮堤の鋼管杭 (杭芯) 位置) 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤の鋼管杭 (杭芯) の位置であり、区間 d 内で上載荷重が最も大きく、地震時の土圧が最大となると考えられることから、曲線部の区間 d の地震時荷重算出断面として選定する。
	断面⑥	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> ・区間 d と区間 e の境界であり、周辺地盤の剛性が急変する位置である。 ・構造物の両側に改良地盤が設置されている。 ・断面⑦と直交する断面である。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・区間 e 内の断面⑦と直交する断面であるとともに、区間 d と区間 e の境界で周辺地盤の剛性が急変する位置であることから、地震時荷重算出断面として選定する。
	断面⑦	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> ・断面⑥と直交する断面である。 ・区間 e 内で土被りが最も厚い。 ・構造物の両側に改良地盤が設置されている。また、東側は改良地盤を介して防潮堤が設置されている。 	○	<ul style="list-style-type: none"> ・区間 e 内の断面⑥と直交する断面であるとともに、土被りが最も厚いことから、地震時荷重算出断面として選定する。

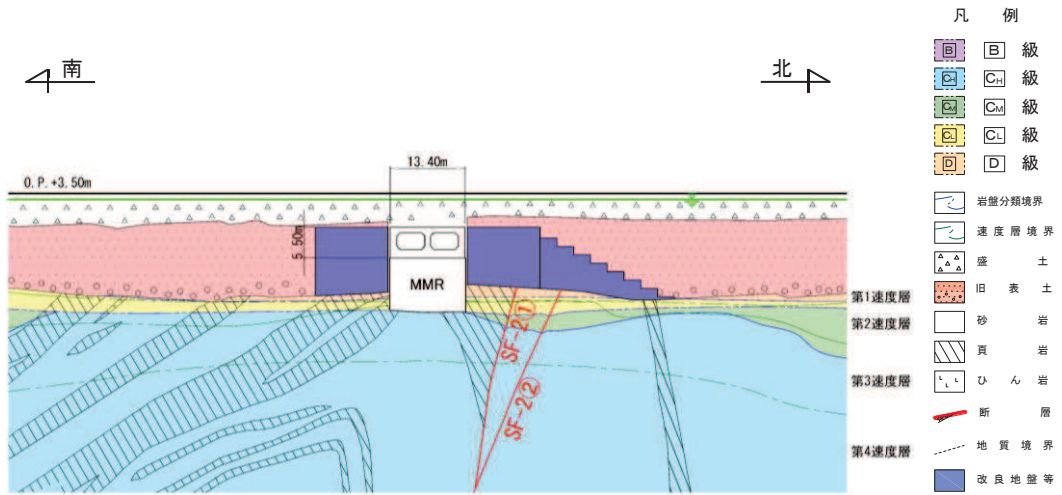


図 4.12-14(1) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面②：直線部）

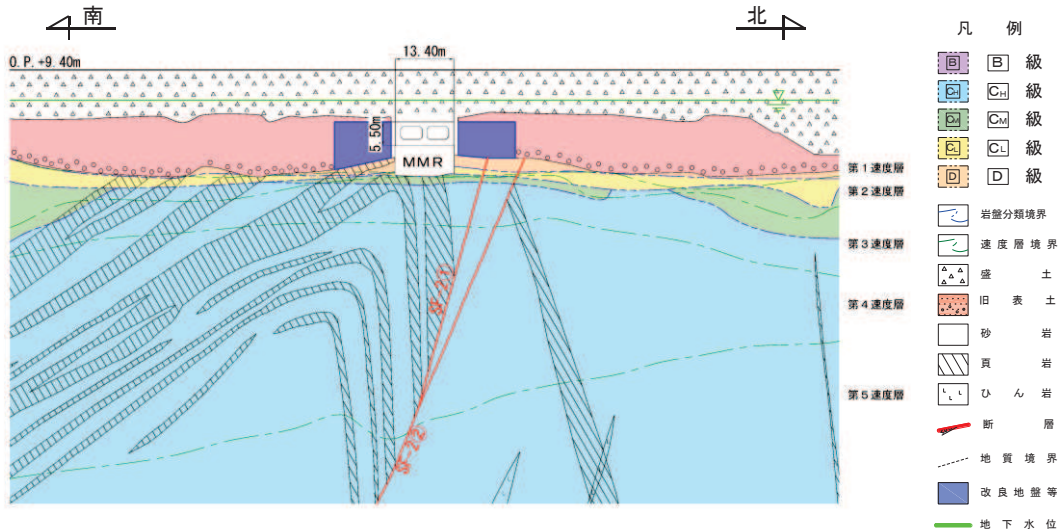


図 4.12-14(2) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面③：直線部）

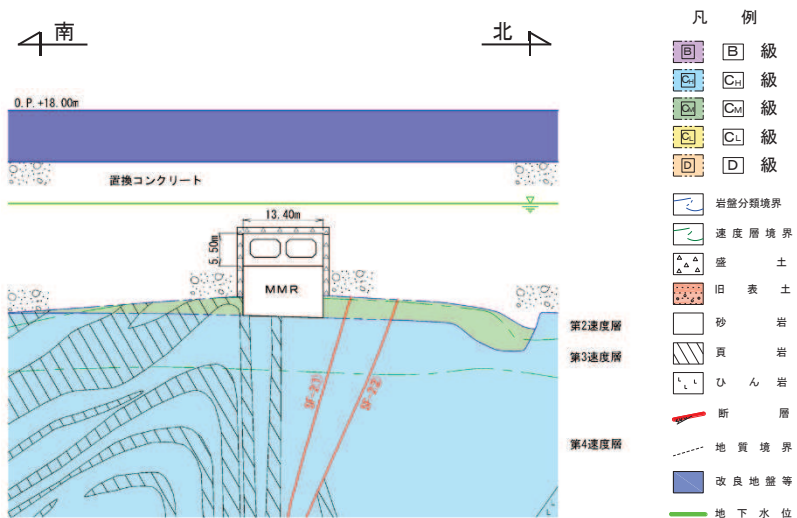


図 4.12-14(3) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面④：直線部）

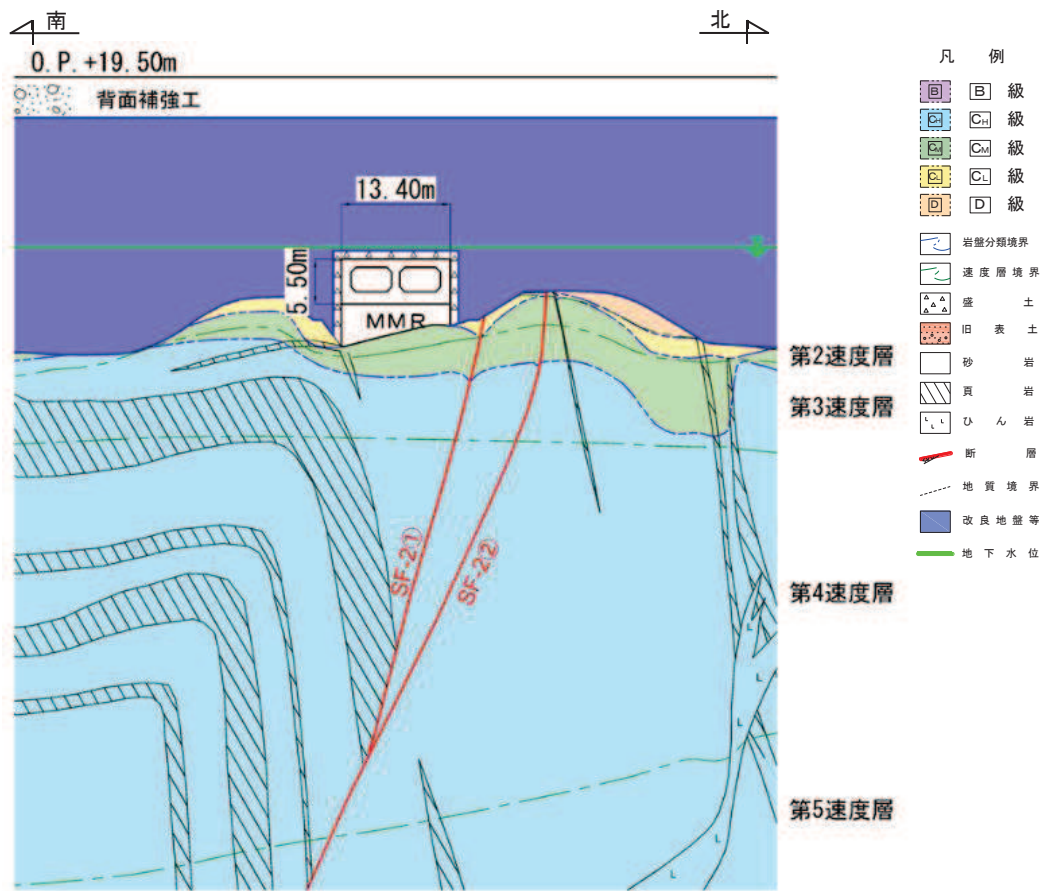


图 4.12-14(4) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面⑤：直線部及び曲線部）

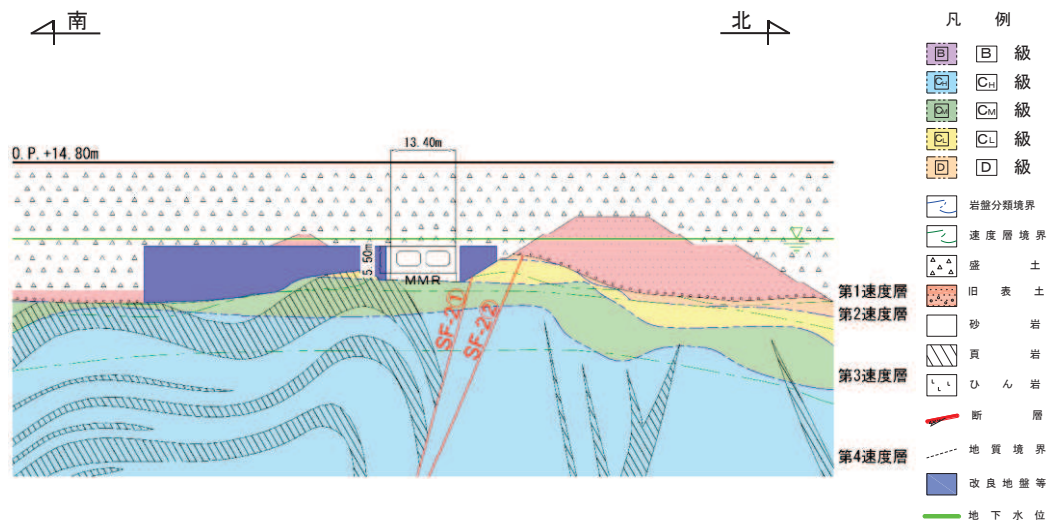


图 4.12-14(5) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面⑥：曲線部）

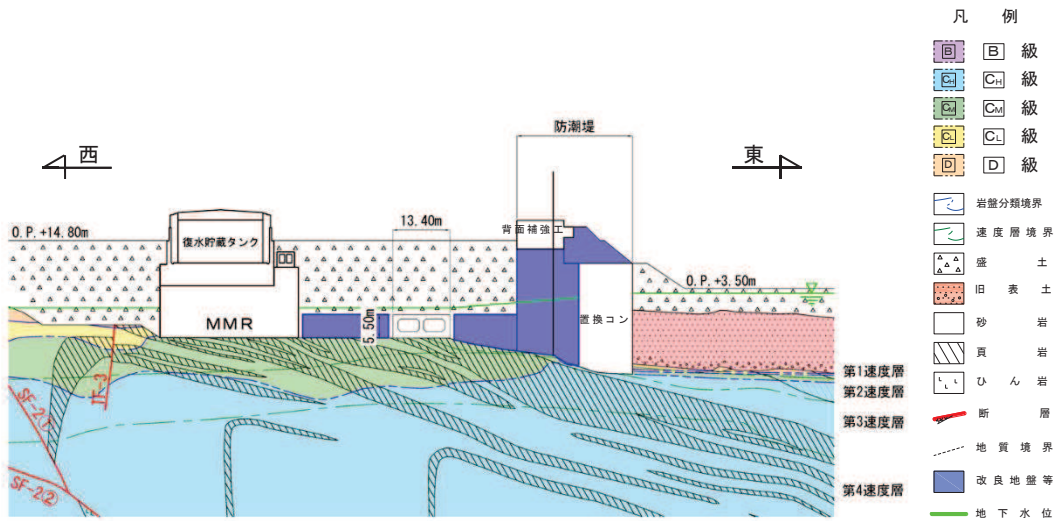


図 4.12-14(6) 取水路（標準部）地震時荷重算出断面図（断面⑦：曲線部）

4.12.2 解析手法の選定

(1) 断面②及び断面③

断面②及び断面③は、構造物の両側面に地盤改良がなされており、その外側には地下水以下の盛土・旧表土が分布することから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき「⑤全応力解析及び有効応力解析」により耐震性評価を行う。また、浮上りに対する安全性を検討する。

(2) 断面④

断面④は、周辺が防潮堤の置換コンクリートに囲まれ、液状化の影響はないことから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき解析手法は「④全応力解析」を選定する。

なお、躯体と改良地盤の間に局所的に分布する地下水以深の盛土の液状化の可能性についての確認結果を「参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果」に示す。

(3) 断面⑤

断面⑤は、周辺が防潮堤の改良地盤に囲まれ、液状化の影響はないことから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき解析手法は「④全応力解析」を選定する。

なお、躯体と改良地盤の間に局所的に分布する地下水以深の盛土の液状化の可能性についての確認結果を「参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果」に示す。

(4) 断面⑥及び断面⑦

断面⑥及び断面⑦は、周囲は地盤改良されおり、その外側に地下水以下の盛土・旧表土が分布することから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき「⑤全応力解析及び有効応力解析」により耐震性評価を行う。また、浮上りに対する安全性を検討する。

4.13 復水貯蔵タンク基礎

復水貯蔵タンク基礎は、常設重大事故等対処設備である復水貯蔵タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

復水貯蔵タンク基礎の配置図を図 4.13-1 に、平面図を図 4.13-2 に、断面図を図 4.13-3、図 4.13-4 に示す。

復水貯蔵タンク基礎は、復水貯蔵タンク等を間接支持する基礎版と円筒形のしゃへい壁等から構成される。基礎版は幅 26.75m（東西方向）×32.45m（南北方向）、厚さ 5.00m、しゃへい壁は内径 23.10m、壁厚 1.00m（地上部は 0.50m）の鉄筋コンクリート造の地中構造物で、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

復水貯蔵タンク基礎は、妻壁やしゃへい壁等の面部材を有する箱形構造物であり、三次元モデルにて耐震評価を実施することから、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図 4.13-5 に示す。

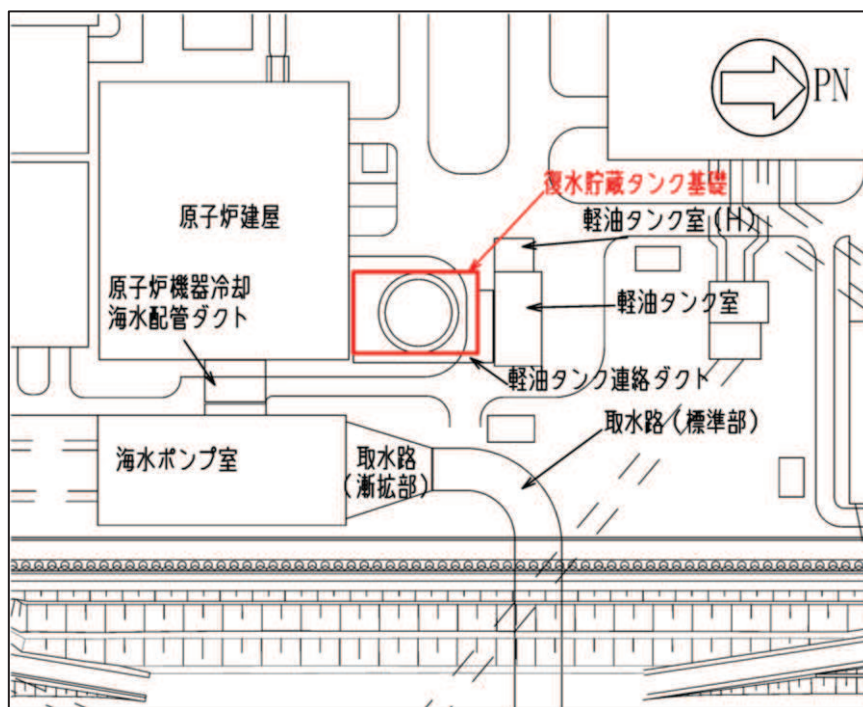


図 4.13-1 復水貯蔵タンク基礎配置図

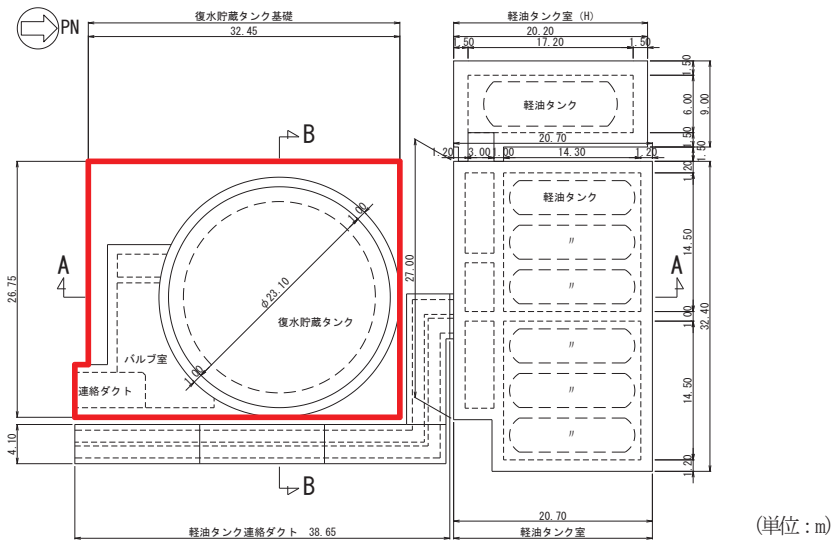


図 4.13-2 復水貯蔵タンク基礎平面図

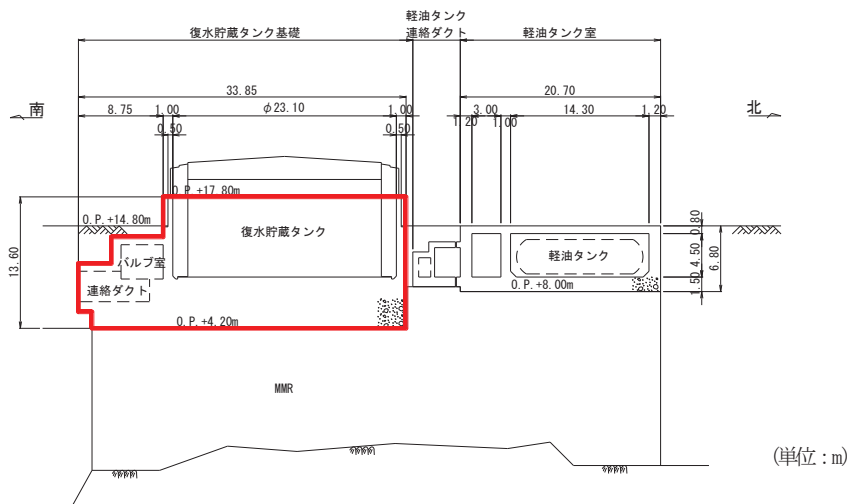


図 4.13-3 復水貯蔵タンク基礎断面図 (A-A)

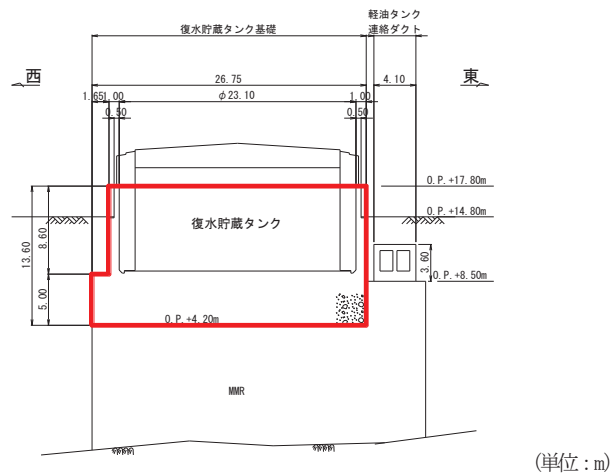


図 4.13-4 復水貯蔵タンク基礎断面図 (B-B)

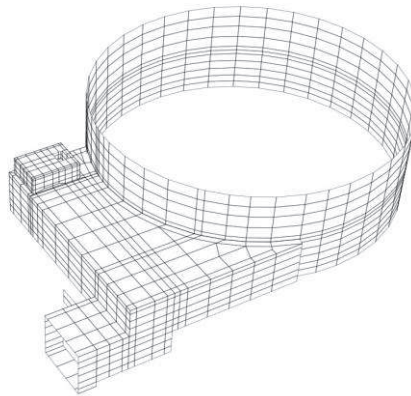


図 4.13-5 復水貯蔵タンク基礎 三次元モデル図

4.13.1 断面選定

復水貯蔵タンク基礎は、復水貯蔵タンク等を支持する基礎版、基礎版上に固定された円筒形のしゃへい壁、基礎内部の南側に位置するカルバート状のバルブ室及び連絡ダクトから構成される複雑な形状であり、しゃへい壁（内径 23.10m）は基礎版上の幅（26.75m×32.45m）の大半を占める。また、バルブ室はしゃへい壁の南側に配置され、連絡ダクトはバルブ室の東側から原子炉建屋に向かい、南北方向に沿って配置されている。

基礎版は、東西方向（幅 26.75m）と南北方向（幅 32.45m）の長さに大きな違いはなく、またしゃへい壁は円筒形であることから、強軸方向と弱軸方向が明確ではない。

復水貯蔵タンク基礎の掘削図を図 4.13-6 に、地質断面図を図 4.13-7、図 4.13-8 に示す。

復水貯蔵タンク基礎には、復水貯蔵タンクや復水移送系配管等を間接支持する支持機能が要求される。基礎版に間接支持される復水貯蔵タンクは円筒形であり、連絡ダクトに間接支持される復水移送系配管は、南北方向に一樣に設置されている。

復水貯蔵タンク基礎の周辺状況として、東西方向は、東側に MMR を共有する軽油タンク連絡ダクトが隣接し、その外側には盛土が一樣に分布し MMR と取水路（漸拡部）の間は地盤改良されている。西側には盛土が一樣に分布している。南北方向は、北側は MMR を共有する軽油タンク連絡ダクト、軽油タンク室が隣接し、その外側は盛土が一樣に分布している。南側には原子炉建屋が隣接し、復水貯蔵タンク基礎との間は、盛土により埋め戻されている。また、復水貯蔵タンク基礎周辺の地下水位は、基礎底版より十分低く、ほぼ一樣に分布している。

床応答の観点から、東西方向と南北方向は剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を地震時荷重算出断面とする。

以上から、周辺の地盤が構造物に与える影響は、どの断面も大きな差はないと考えられるため、基礎版上の構成部位のうち荷重の大きいしゃへい壁及び復水貯蔵タンクの中心を通る東西方向及び南北方向の両断面を地震時荷重算出断面とする。

復水貯蔵タンク基礎の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.13-1 に示す。

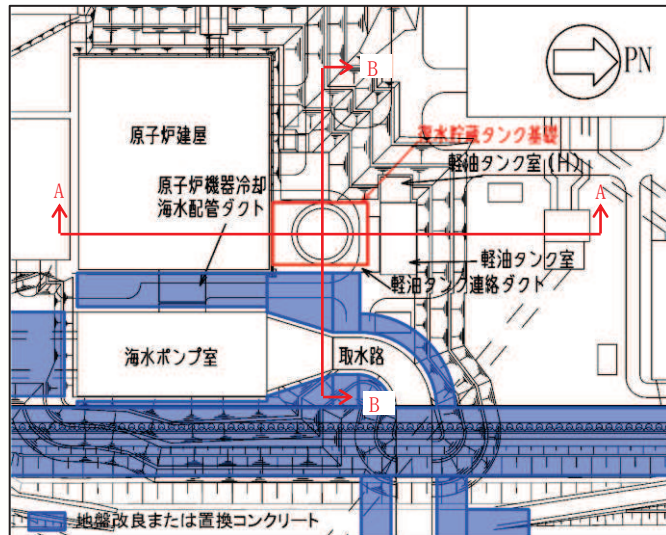


図 4.13-6 復水貯蔵タンク基礎掘削図

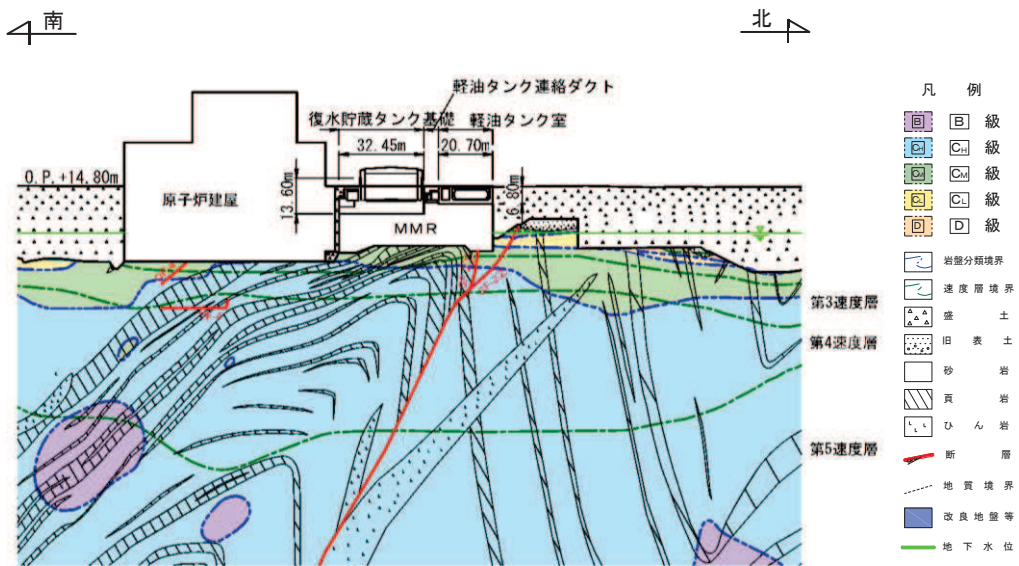


図 4.13-7 復水貯蔵タンク基礎地質断面図 (A-A)

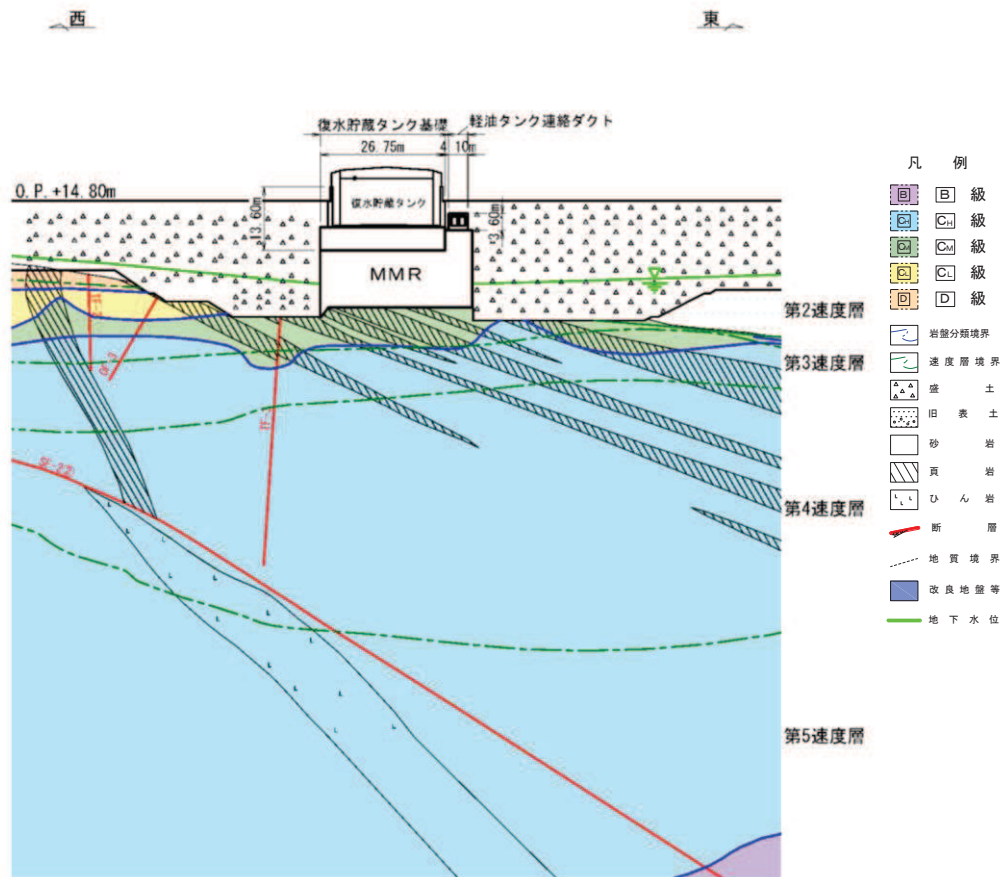


図 4.13-8 復水貯蔵タンク基礎地質断面図 (B-B)

表 4.13-1 復水貯蔵タンク基礎 地震時荷重算出断面の選定結果

方向	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
東西方向	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 基礎版上に円筒形のしゃへい壁が設置されており、強軸方向・弱軸方向が明確ではない。 基礎の南側に位置する連絡ダクトの横断方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 東側には、軽油タンク連絡ダクトが隣接し、その外側には盛土が一樣に分布している。 西側には盛土が一樣に分布している。 地下水位は、基礎底版より十分低い。 	<ul style="list-style-type: none"> 復水貯蔵タンク 復水貯蔵タンク水位計 高圧炉心スプレイ系配管 復水移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がなく、周辺の地盤が構造物に与える影響は、どの断面も大きな差はないと考えられるため、基礎版上の構成部位のうち荷重の大きいしゃへい壁及び復水貯蔵タンクの中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。
南北方向	同上	<ul style="list-style-type: none"> 基礎版上に円筒形のしゃへい壁が設置されており、強軸方向・弱軸方向が明確ではない。 基礎の南側に位置する連絡ダクトの延長方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 北側は軽油タンク連絡ダクト、軽油タンク室が隣接し、その外側は盛土が一樣に分布している。 南側には原子炉建屋が隣接している。 地下水位は基礎底版より十分低い。 	同上	同上

4.13.2 解析手法の選定

復水貯蔵タンク基礎周囲の地下水位は基礎底版より十分低いことから、液状化の影響はない。従って、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき復水貯蔵タンク基礎の解析手法は、「②全応力解析」を選定する。

4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、常設重大事故等対処設備であるガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の配置図を図 4.14-1 に、平面図を図 4.14-2 に、断面図を図 4.14-3、図 4.14-4 に示す。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、幅 20.30m(東西方向)×22.00m(南北方向)、高さ 7.10m の鉄筋コンクリート造の地中構造物で、三連のボックスカルバート構造であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物であり、三次元モデルにて耐震評価を実施することから、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図 4.14-5 に示す。

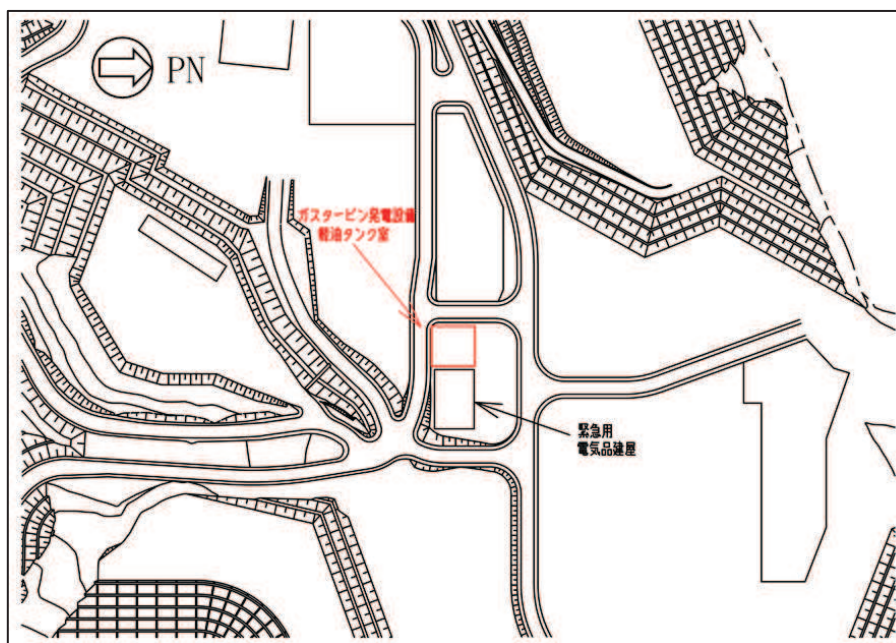


図 4.14-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室配置図

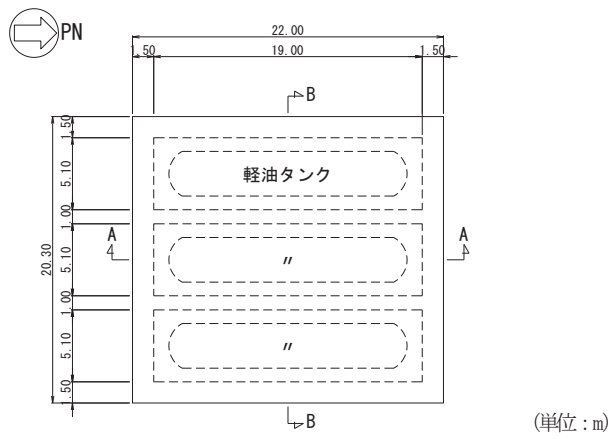


図 4.14-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

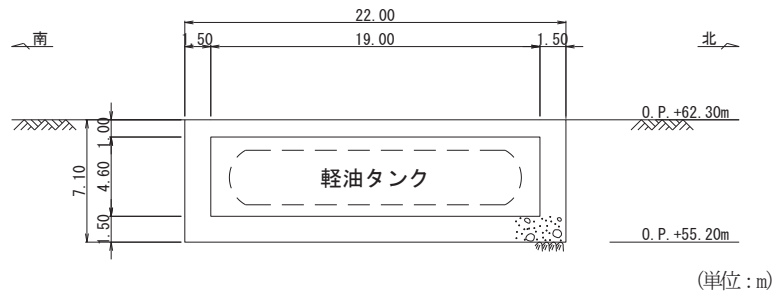


図 4.14-3 ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (A-A)

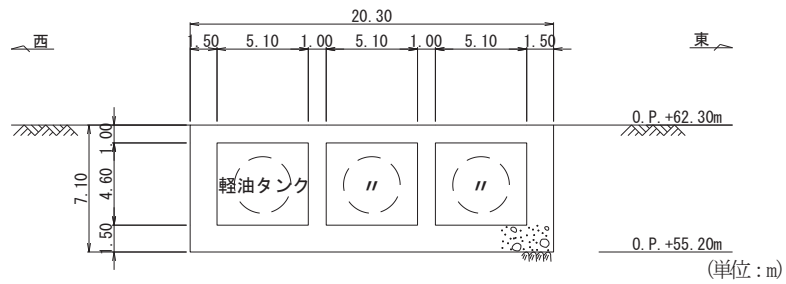


図 4.14-4 ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (B-B)

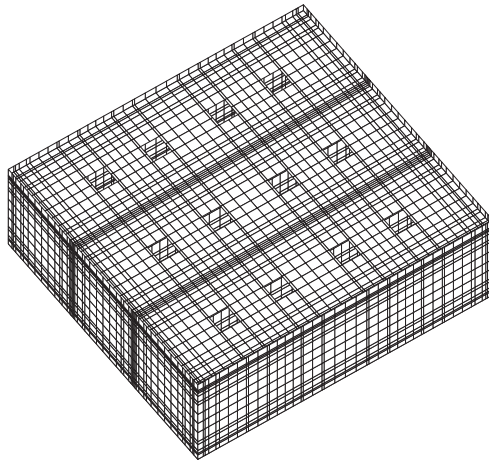


図 4.14-5 ガスタービン発電設備軽油タンク室 三次元モデル図

4.14.1 断面選定

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、南北加振に対して、側壁及び隔壁が耐震要素として機能し、東西加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、南北方向が強軸方向となり、東西方向が弱軸方向となる。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の掘削図を図 4.14-6 に、地質断面図を図 4.14-7、図 4.14-8 に示す。

ガスタービン発電設備軽油タンク室には、ガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持する支持機能が要求されるが、三連のボックスカルバート内に同形状のタンクが均等に配置されている。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の周辺状況として、東側に緊急用電気品建屋が隣接し、ガスタービン発電設備軽油タンク室との間は、一様に盛土で埋め戻されている。西側は掘削範囲が一様にセメント改良土で埋め戻され、その外側は地表面まで岩盤が分布している。北側は西側と同様であり、南側については、セメント改良土で埋め戻され、その外側には盛土が一様に分布し、岩盤面は下り勾配で傾斜している。また、地下水位は地表面に一様に設定している。

床応答の観点からは、東西方向と南北方向では剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を地震時荷重算出断面とする。

以上より、東西方向は、周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。南北方向は、軸心を中心とする対称性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.14-1 に示す。

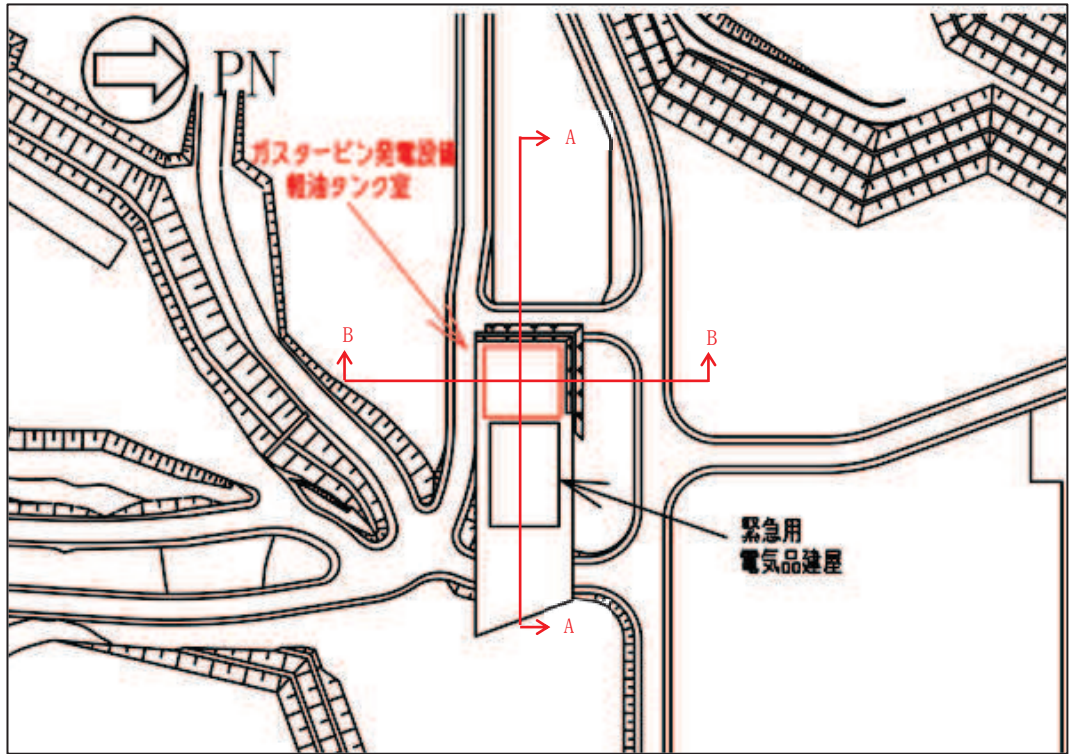


図 4.14-6 ガスタービン発電設備軽油タンク室掘削図

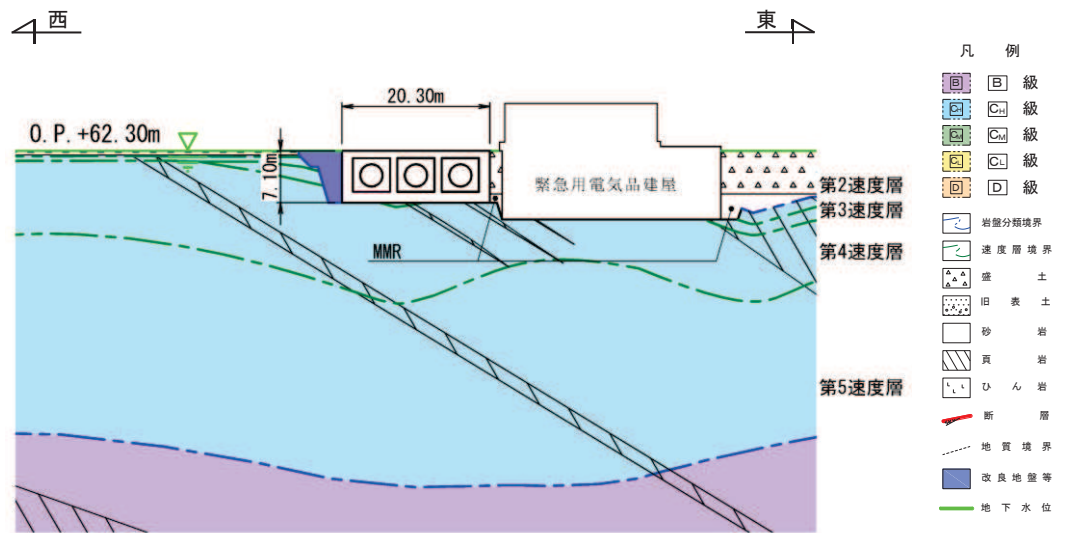


図 4.14-7 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図 (A-A)

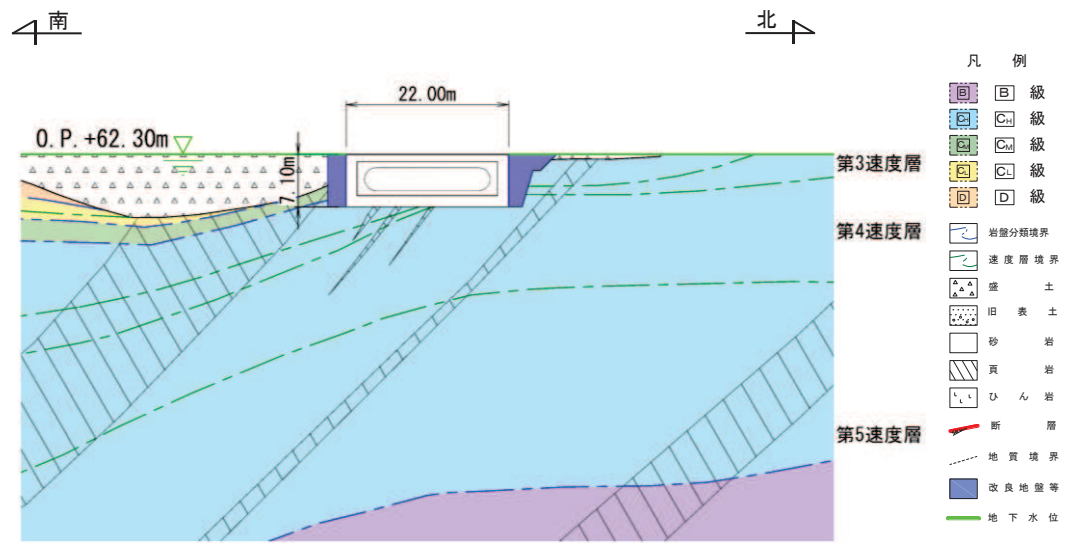


図 4.14-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室地質断面図 (B-B)

表 4.14-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室 地震時荷重算出断面の選定結果

方向	要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
東西方向	支持機能	<ul style="list-style-type: none"> 一様な断面を有する三連のボックスカルバート構造 耐震要素として機能する面部材が少ないことから弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤に直接設置されている。 東側に緊急用電気品建屋が隣接し、その間は盛土により埋戻しが行なわれている。 西側の掘削範囲は、セメント改良土で埋戻しが行なわれており、その外側は地表面まで岩盤が分布している。 地下水位は地表面に一様に設定している。 	<ul style="list-style-type: none"> ガスタービン発電設備 軽油タンク ガスタービン発電設備 燃料移送ポンプ ガスタービン発電設備 燃料移送系配管 	<ul style="list-style-type: none"> 周辺状況の差異がないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。
南北方向	同上	<ul style="list-style-type: none"> 一様な断面を有する一連のボックスカルバート構造 耐震要素として機能する面部材が多いことから強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤に直接設置されている。 北側の掘削範囲は、セメント改良土で埋戻しが行なわれており、その外側は地表面まで岩盤が分布している。 南側の掘削範囲は、セメント改良土で埋め戻されており、その外側は盛土が一様に分布し、岩盤面は下り勾配で傾斜している。 地下水位は地表面に一様に設定している。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 軸心を中心とする対称性を有し、また周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

4.14.2 解析手法の選定

ガスタービン発電設備軽油タンク室の東西断面について、西側は改良地盤とその外側の岩盤に囲まれ、東側は耐震性が確認されている緊急用電気品建屋が隣接していることから、液状化の影響はないことから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき「④全応力解析」により評価する。

なお、緊急用電気品建屋との間や建屋の東側に分布する地下水位以深の盛土について、1次元有効応力解析により液状化しないと判断した。なお、確認内容は「参考資料9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果」に示す。

南北断面について、北側は改良地盤とその外側の岩盤に囲まれていることから、液状化の影響はない。南側は改良地盤に囲まれ、その外側には盛土が分布し、南方に向かって岩盤面が下り勾配で傾斜していることから、図 4.3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき「⑤全応力解析及び有効応力解析」により耐震評価を行う。

4.15 第3号機海水ポンプ室

第3号機海水ポンプ室は、耐震重要施設である防潮壁（第3号機海水ポンプ室）等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

第3号機海水ポンプ室の配置図を図4.15-1に、平面図を図4.15-2に、縦断図を図4.15-3に、断面図を図4.15-4、図4.15-5に示す。

第3号機海水ポンプ室は、延長55.00m、幅32.10m、高さ29.00mの鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、上流側より、スクリーンエリア、循環水ポンプエリアの2つのエリアにて構成され、MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

第3号機海水ポンプ室は、地下2階または地下3階構造となっており、上部はスクリーンエリア及び循環水ポンプエリアの2エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリアの下部は四連のボックスカルバート構造、循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また、上部は各エリアが隔壁により仕切られ、各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等、複雑な構造となっている。

第3号機海水ポンプ室は、構造物の断面が延長方向で異なり、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物であり、三次元モデルにて耐震評価を実施することから、三次元モデルに作用させる地震時荷重を算出するための断面（以下「地震時荷重算出断面」という。）を選定する。耐震評価に用いる三次元モデル図を図4.15-6に示す。

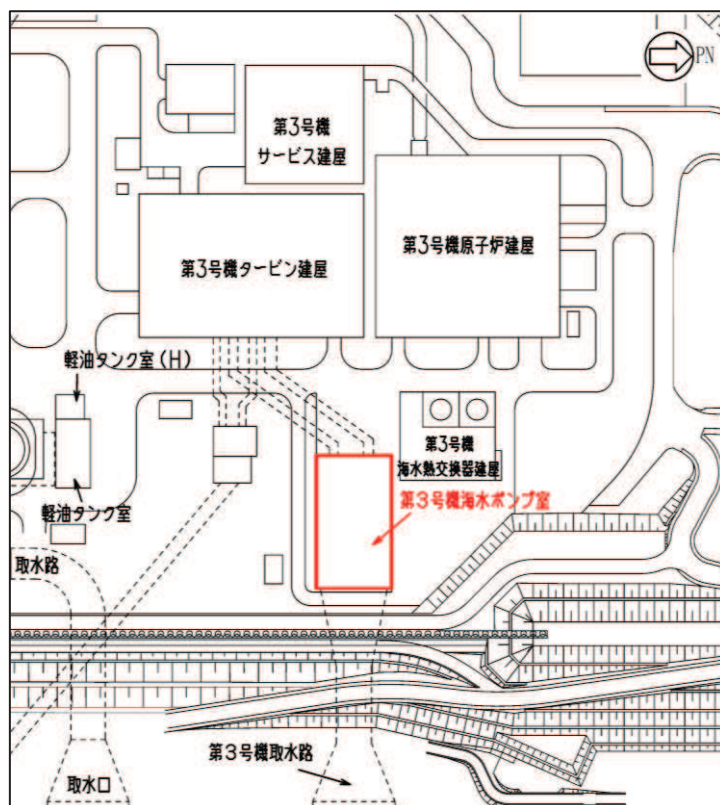


図4.15-1 第3号機海水ポンプ室配置図

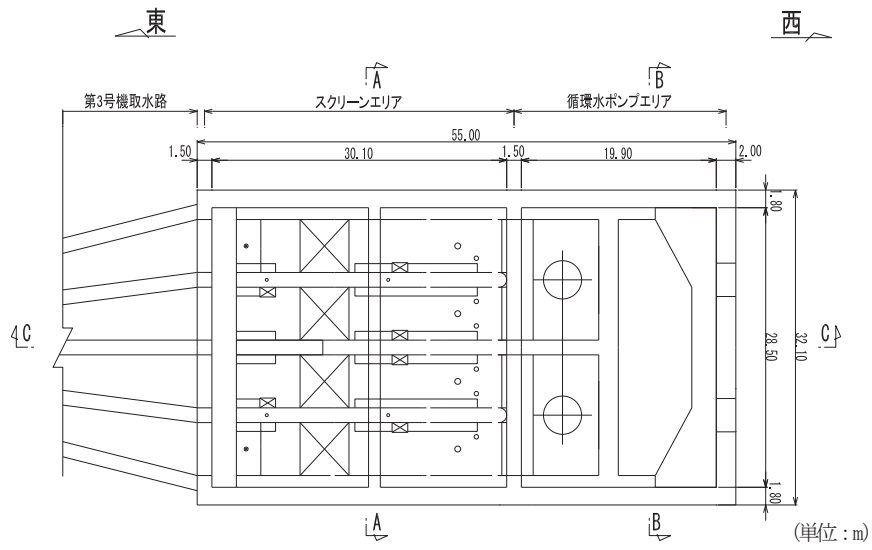


図 4.15-2 第 3 号機海水ポンプ室平面図

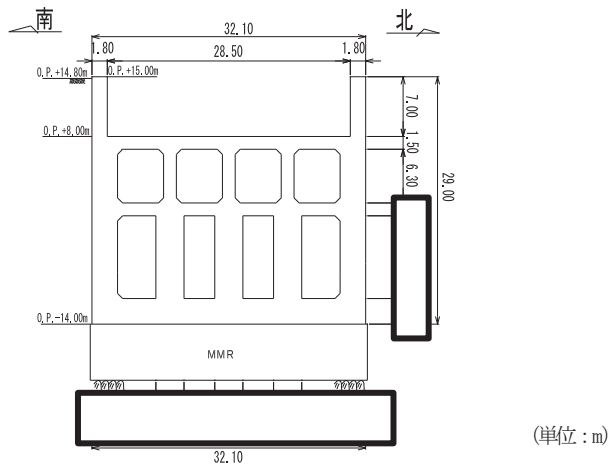


図 4.15-3 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (A-A)

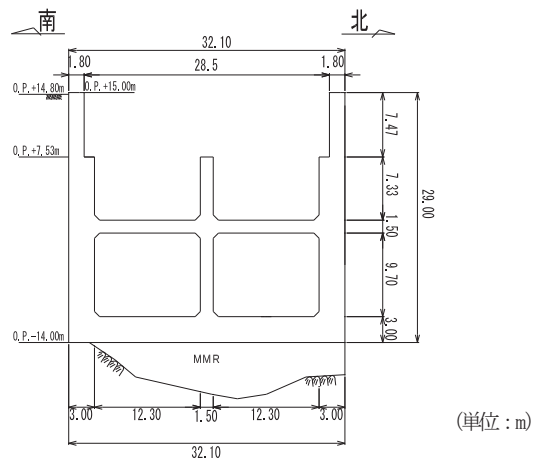


図 4.15-4 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (B-B)

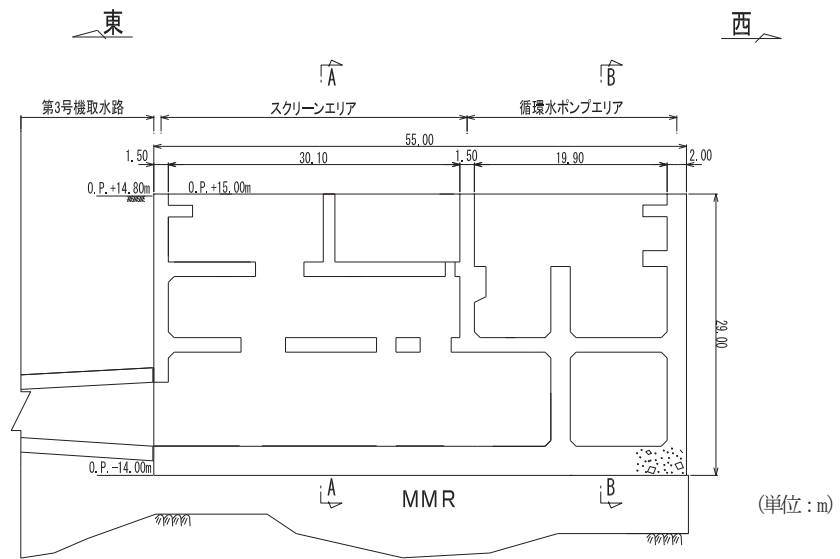


図 4.15-5 第 3 号機海水ポンプ室縦断図 (C-C)

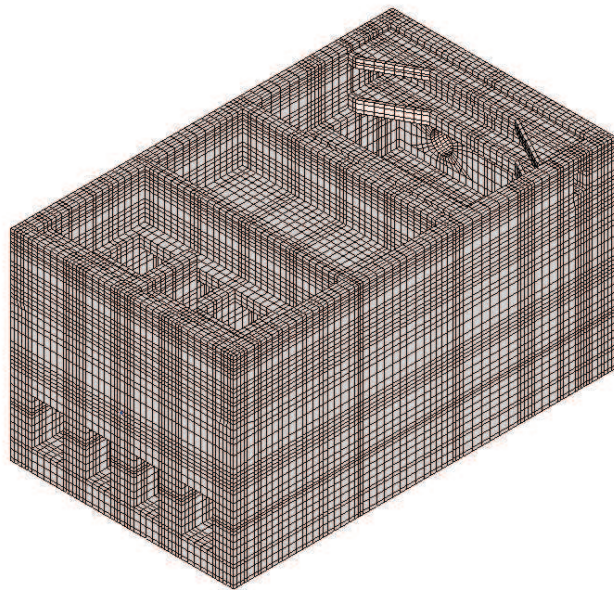


図 4.15-6 第 3 号機海水ポンプ室 三次元モデル図

4.15.1 断面選定

(1) 候補断面の整理

「4.1 断面選定の方針 (1) 耐震評価候補断面の整理」に従い、候補断面を整理する。

第3号機海水ポンプ室は、東西加振に対して、東西方向の側壁及び水路部の隔壁が耐震要素として機能し、南北加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が強軸方向となり、南北方向が弱軸方向となる。

南北方向については、スクリーンエリア、循環水ポンプエリアのそれぞれで剛性の差があり、各エリアでの剛性の違いが地震時荷重及び床応答に影響を及ぼすことから、地震時荷重及び床応答を算出するための二次元地震応答解析は、各エリアの南北方向の断面を候補断面とする。

第3号機海水ポンプ室に要求される機能は、スクリーンエリアと循環水ポンプエリアとの隔壁に防潮壁を間接支持する等の支持機能と止水機能が要求され、循環水ポンプエリアの中床版には止水機能が要求される。

周辺状況として、盛土により埋め戻されているものの、北側及び南側の地下水位以下は地盤改良がなされている。循環水ポンプエリアの北側は、第3号機海水熱交換器建屋が設置されている。また、東側は第3号機取水路と接続し、西側は一樣に盛土で埋め戻されている。

地下水位は、第3号機海水ポンプ室の延長方向にほぼ同様であり、底版上面よりも深く、地表面から十分深い位置にある。

床応答の観点から、南北方向と東西方向は剛性の差があり床応答も異なることから、両方向の断面を候補断面とする。

第3号機海水ポンプ室の掘削図を図4.15-7に、第3号機海水ポンプ室の地質断面図を図4.15-8、図4.15-9に示す。

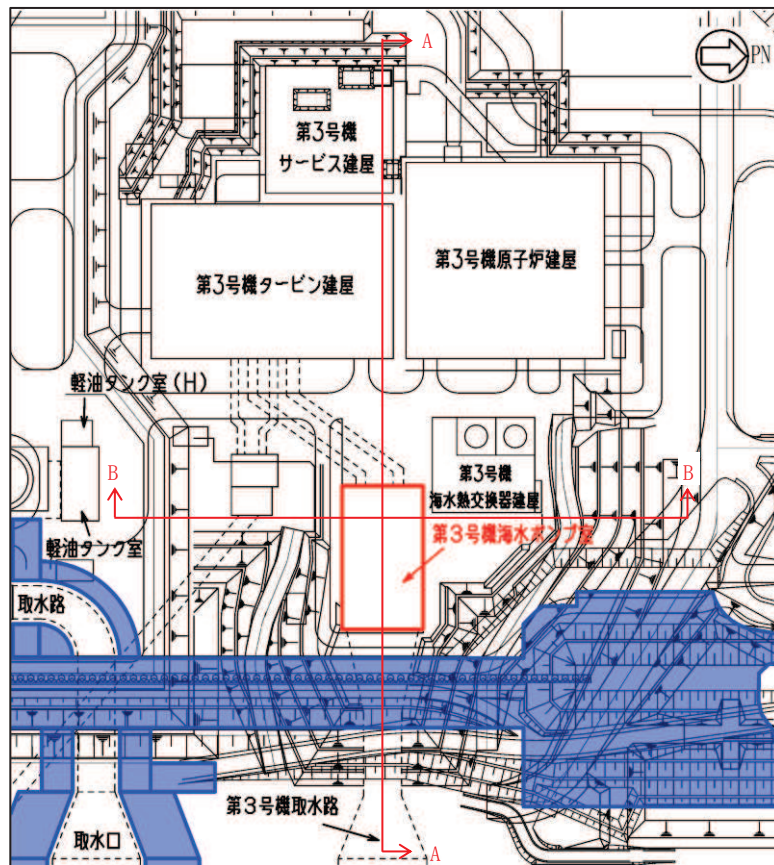


図 4.15-7 第3号機海水ポンプ室掘削図

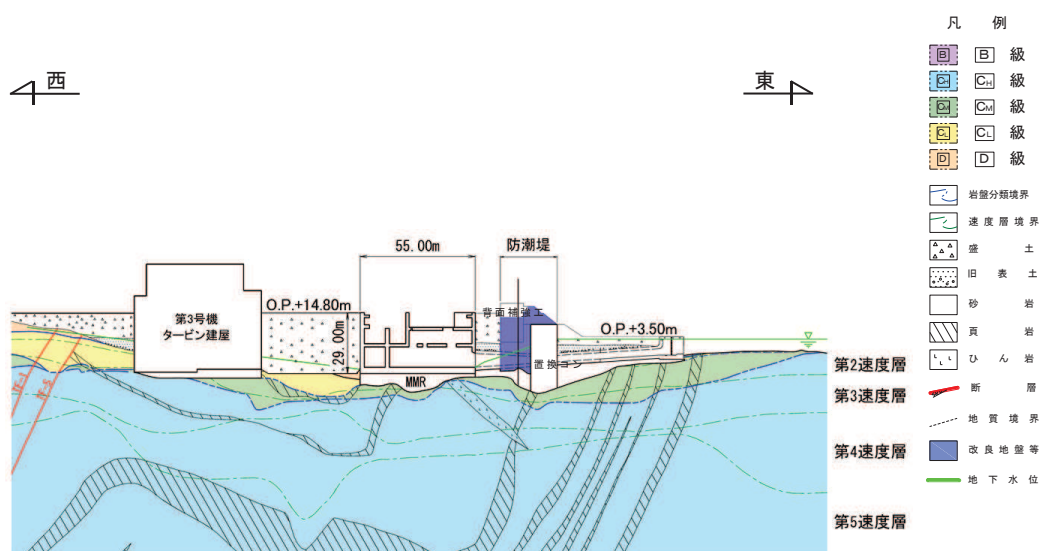


図 4.15-8 第3号機海水ポンプ室地質断面図 (A-A)

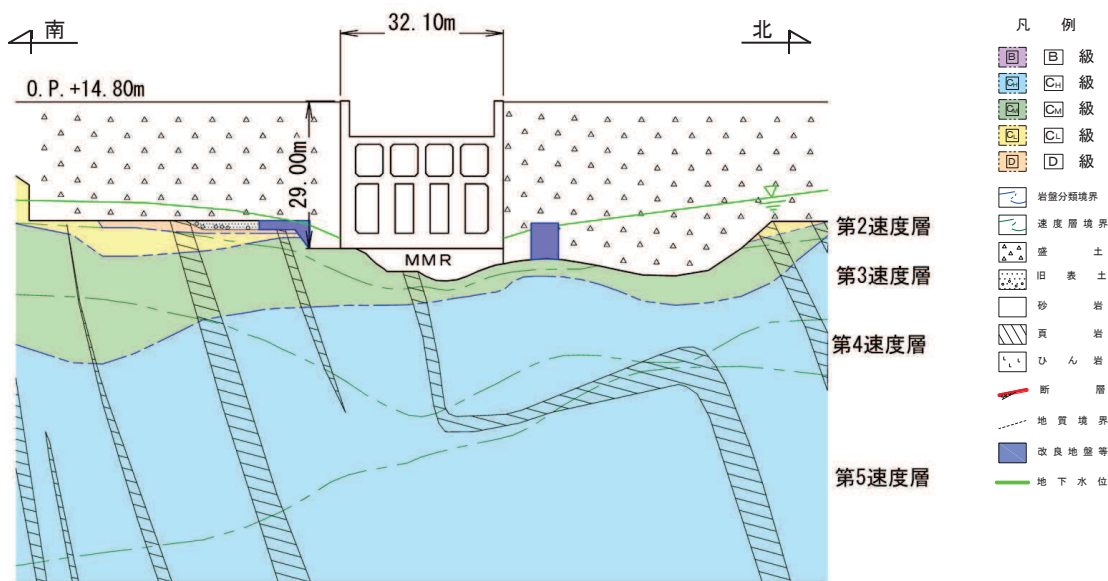


図 4.15-9 第 3 号機海水ポンプ室地質断面図 (B-B)

(2) 地震時荷重算出断面の選定

南北方向は、スクリーンエリア、循環水ポンプエリアの各エリアにおいて、構造物モデルを作成して地震応答解析に反映するが、第 3 号機海水ポンプ室の周辺状況は異なり、スクリーンエリアの両側は地盤改良がなされていることから、循環水ポンプエリアの方が地震時の土圧は大きいものと想定される。また、循環水ポンプエリアは、周辺状況に差異はないことから、循環水ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

東西方向は、軸心を中心とする対称性を有し、また周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

(3) 断面選定結果

第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出断面の選定結果を表 4.15-1 に、地震時荷重算出断面図を図 4.15-10 に示す。

表 4.15-1 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面の選定結果

方向		要求機能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する 主な設備	選定結果
南北方向	スクリーン エリア	支持機能 止水機能	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下3階構造で、下部は四連のカルバート構造、上部は開口部を有する中床版が設置されている。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 両側に地盤改良がなされている。 地下水位は延長方向にほぼ一様であり、構造物底版と同程度に地表面から十分深い位置にある。 	・防潮壁	<ul style="list-style-type: none"> スクリーンエリアの両側は地盤改良がなされており、循環水ポンプエリアに比べ、地震時の土圧は小さいものと想定されることから、循環水ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとし、地震時荷重算出断面とする。 構造モデルはスクリーンエリアの剛性を考慮する。
	循環水ポンプ エリア	同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階構造で、下部は二連のカルバート構造、上部は中床版が設置されている。 耐震要素として機能する面部材が少なく弱軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 南側は盛土と接しその外側は地盤改良がなされている。北側は第3号機海水熱交換器建屋が設置されている。 地下水位は延長方向にほぼ一様であり、構造物底版と同程度に地表面から十分深い位置にある。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 循環水ポンプエリアは、周辺状況に差異はないことから、循環水ポンプエリアの中心を通る地質断面を地震時荷重算出断面とする。 構造モデルは循環水ポンプエリアの剛性を考慮する。
東西方向		同上	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート造の地下2階または地下3階の構造で、上部は、上記の2エリアに分かれており、下部は水路となっている。 側壁、隔壁が耐震要素として機能し、強軸方向となる。 	<ul style="list-style-type: none"> MMR を介して岩盤に支持されている。 東側には第3号機取水路が設置され、西側は一樣に盛土で埋め戻されている。 地下水位は構造物底版と同程度に地表面から十分深い位置にある。また、東側の地下水位は比較的高い。 	同上	<ul style="list-style-type: none"> 軸心を中心とする対称性を有し、また周辺状況の差異もないことから、構造物の中心を通る断面を地震時荷重算出断面とする。

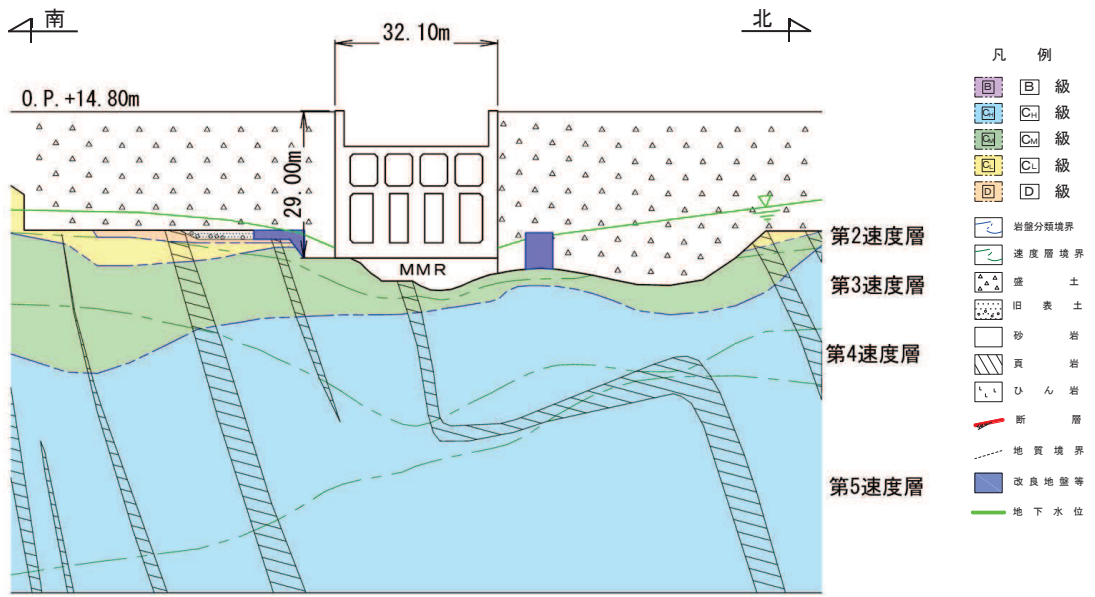


図 4.15-10(1) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図
(南北方向：スクリーンエリア)

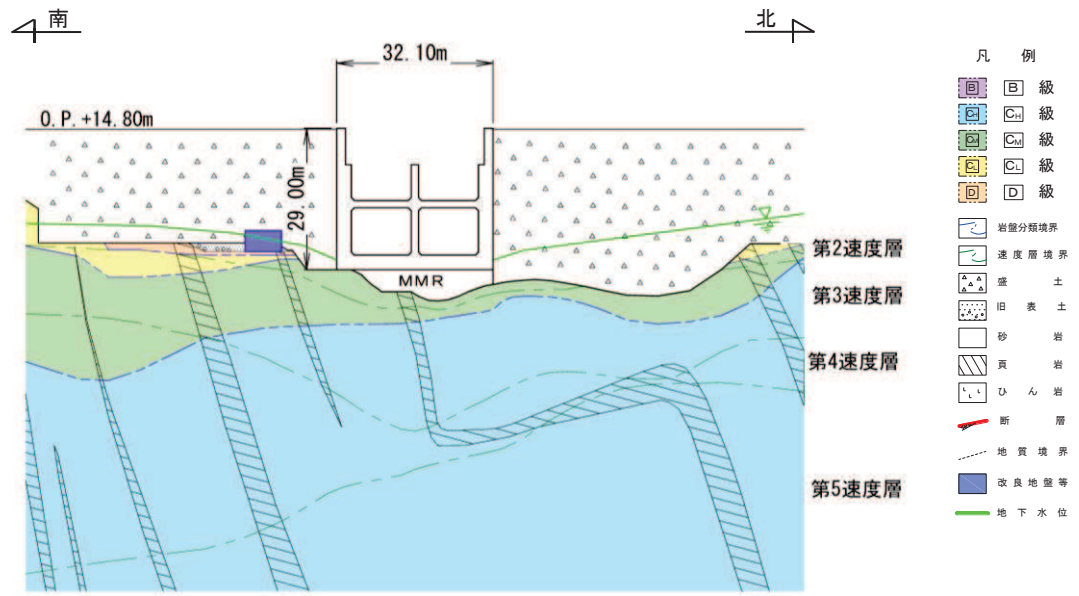


図 4.15-10(2) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図
(南北方向：循環水ポンプエリア)

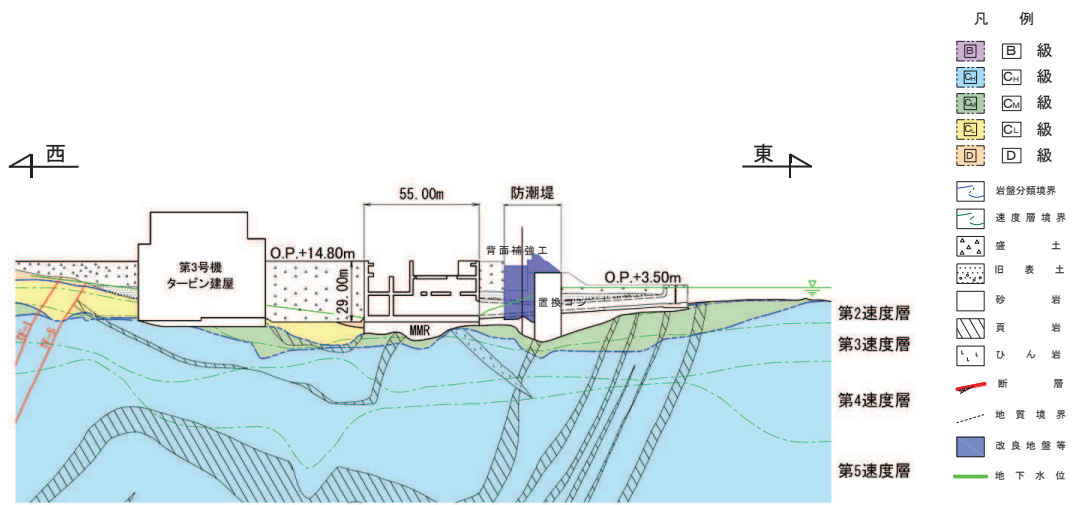


図 4.15-10(3) 第3号機海水ポンプ室 地震時荷重算出断面図 (東西方向)

4.15.2 解析手法の選定

第3号機海水ポンプ室の周辺の地下水位は構造物底版上面より低いものの、構造物から遠ざかるにつれ地下水位は上昇することから、図4.3-1に示す解析手法の選定フローに基づき「⑤全応力解析及び有効応力解析」により耐震評価を行う。また、浮上りに対する安全性を確認する。

5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、地盤物性及び材料物性のばらつきを適切に考慮する必要がある。本章では、「4.3 解析手法選定の方針」に基づき選定された解析手法（基本ケース）における地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法について記載する。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

5.1 耐震安全性評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮する地盤（パターン 1, 2）

屋外重要土木構造物等の地震時の応答は、構造物と周辺地盤の相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価するに当たっては、解析モデルに分布する地盤のうち、主に構造物の応答に支配的となる地盤を選定することとし、構造物周辺の地盤状況に応じて、以下に示す 2 パターンとする。各パターンの参考例を図 5.1-1 及び図 5.1-2 に示す。

- ・パターン 1：評価対象構造物周辺に主として旧表土，盛土，**D**級岩盤，セメント改良土及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

（例：開削工法により構築し，上記地盤によって埋め戻された線状構造物又は箱形構造物）

- ・パターン 2：評価対象構造物周辺に主として，**C_L**級岩盤，**C_M**級岩盤，**C_H**級岩盤及び **B**級岩盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

（例：トンネル工法により構築された岩盤トンネル）

(2) 選定された解析手法と基本ケース（ケース①，ケース⑥）

「4.3 解析手法選定の方針」に基づき周辺地盤の液状化や浮上りの影響を考慮し，基本ケースとする解析手法は，a)全応力解析の場合，b)有効応力解析の場合，c)全応力解析及び有効応力解析の場合に分けられる。

表 5.1-1 耐震安全性評価における基本ケース

解析手法の選定フロー	基本ケース	ばらつきを考慮した解析ケース
①全応力解析	ケース①	表 5.1-2(1), (2)
②全応力解析	ケース①	表 5.1-2(1), (2)
③有効応力解析	ケース⑥	表 5.1-3
④全応力解析	ケース①	表 5.1-2(1), (2)
⑤全応力解析及び有効応力解析	ケース①及びケース⑥	表 5.1-4

(3) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（ケース②-③及びケース⑦-⑧）

屋外重要土木構造物等は、主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケースについて確認を行う。

具体的な解析ケースについて、全応力解析を基本ケース（ケース①）とする場合を表 5.1-2、有効応力解析を基本ケース（ケース⑥）とする場合を表 5.1-3、全応力解析及び有効応力解析を基本ケース（ケース①及びケース⑥）とする場合を表 5.1-4 にそれぞれ示す。

ばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(4) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース（ケース④, ⑤）

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 5.1-2～表 5.1-4 に示すケース④又はケース⑨）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても温度応力に伴う外的拘束によるひび割れはあるものの、乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表 5.1-2～表

5.1-4 に示すケース⑤又はケース⑩)。

新設の構造物については許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないが、機器・配管系の耐震評価においては、文献*を参照し、JASS 5N の方法により推定される圧縮強度又は日本原子力学会標準の方法により推定される圧縮強度（設計基準強度の1.4倍）を比較し、保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用し、対応するヤング係数を用いて地震応答解析を行い評価する。

JASS 5N の方法により推定される調合強度は、算定式の違い（以下に示す「式1-1」及び「式1-2」）から2つの値が得られるが、圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式 1- (1)}$$

$$F \geq 0.85 F_m + 3 \sigma \quad \text{式 1- (2)}$$

ここに F : コンクリートの調合強度 (N/mm²)

F_m : コンクリートの調合管理強度 (N/mm²)

σ : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm²)

注記* : 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）（以下「JASS 5N」という。）又は日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）（以下「日本原子力学会標準」という。）より推定した圧縮強度（詳細は、「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に示す。）

表 5.1-2(1) 全応力解析を基本ケースとする解析ケース（パターン1）
 （パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，**D**級岩盤等が分布する場合）

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土， D 級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤， C_M 級岩盤， C_H 級岩盤， B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価で影響を確認する。

表 5.1-2(2) 全応力解析を基本ケースとする解析ケース（パターン2）
 （パターン2：構造物周辺に**C_L**級岩盤～**B**級岩盤が分布する場合）

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土， D 級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤， C_M 級岩盤， C_H 級岩盤， B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価で影響を確認する。

表 5.1-3 有効応力解析を基本ケースとする解析ケース（パターン1）
 （パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，D級岩盤等が分布する場合）

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑩*2	有効応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価で影響を確認する。

表 5.1-4 全応力解析及び有効応力解析を基本ケースとする解析ケース（パターン1）
 （パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，D級岩盤等が分布する場合）

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価で影響を確認する。

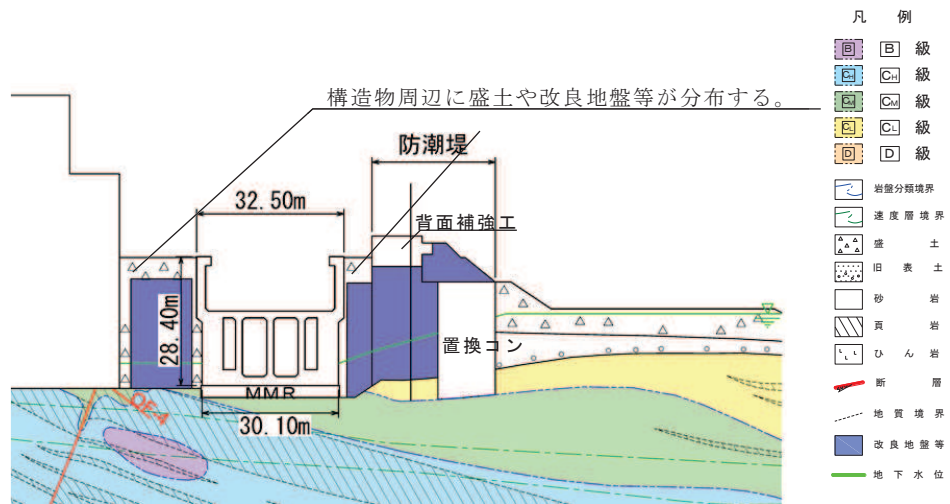


図 5.1-1 (参考例) パターン 1 : 海水ポンプ室の例

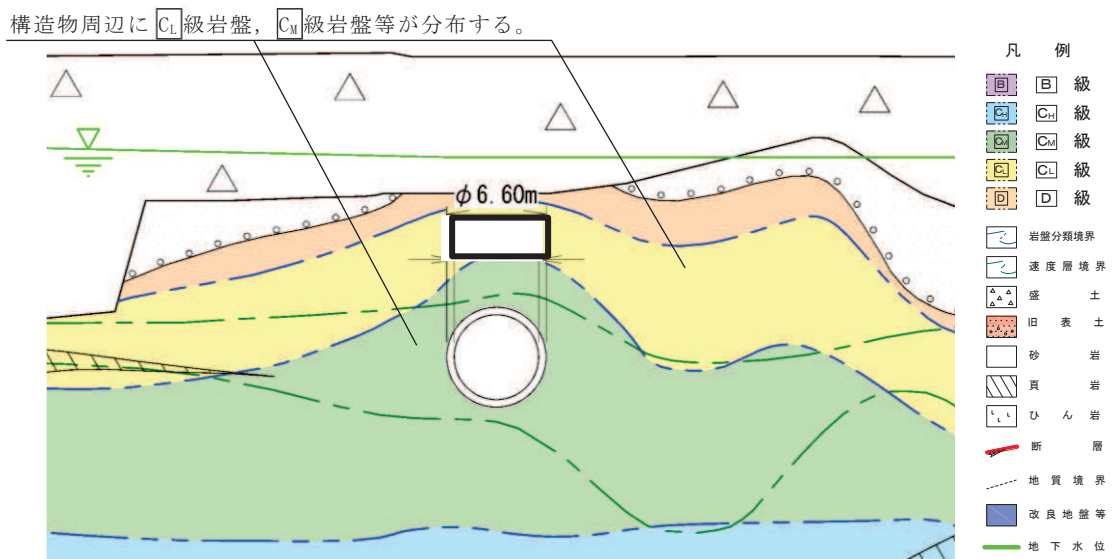


図 5.1-2 (参考例) パターン 2 : 排気筒連絡ダクト (岩盤部) の例

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せについて

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、基準地震動 S_s (7波) 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (14波) に対し、解析手法の選定結果に基づく基本ケースを実施する。具体的には、全応力解析の場合はケース①、有効応力解析の場合はケース⑥、全応力解析及び有効応力解析の場合はケース①及びケース⑥を実施する。

上記のケース①及びケース⑥において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動*を用いて、図 5.2-1 に示すケース②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。

耐震安全性評価に対する解析ケースの組合せを図 5.2-1 及び表 5.2-1～3 に示す。

注記*：各要求機能（支持機能，通水機能，貯水機能，止水機能）により許容限界は異なるが，各照査項目に対して，許容限界に対する余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

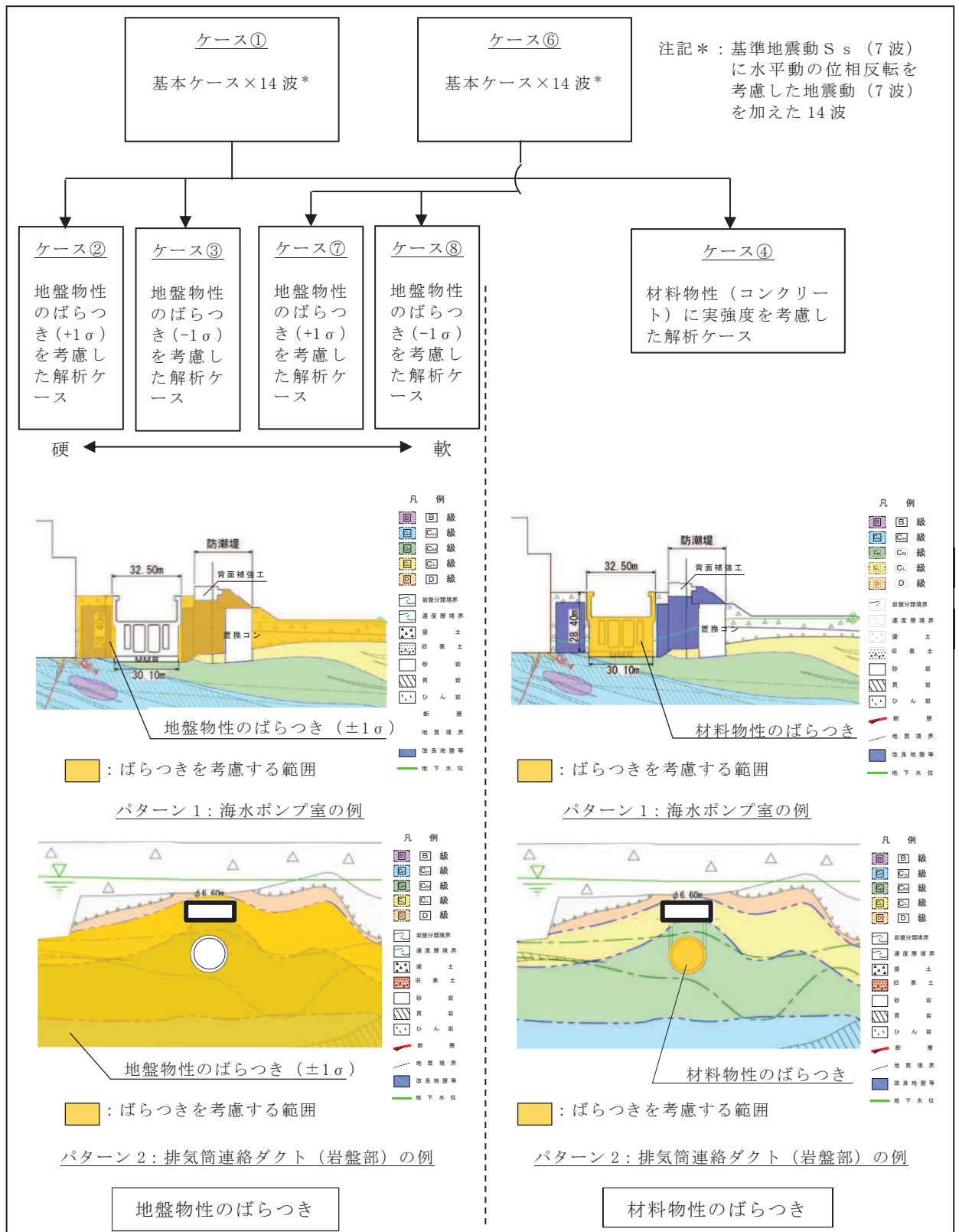


図 5.2-1 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケース

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 5.2-1 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケース（全応力解析）

解析ケース			全応力解析			
			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
地盤物性			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度* ²
地震動 (位相)	S _s -D1	++* ¹	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②~④を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>		
		-+* ¹	○			
	S _s -D2	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			
	S _s -D3	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			
	S _s -F1	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			
	S _s -F2	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			
	S _s -F3	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			
	S _s -N1	++* ¹	○			
		-+* ¹	○			

注記*1: 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

表 5.2-2 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケース（有効応力解析）

解析ケース		有効応力解析			
		ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S _s -D1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s (7波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波に対し、有効応力解析を実施し、照査を行ったケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース⑦～⑨を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース⑦～⑨を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	
		-+*1	○		
	S _s -D2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記*1: 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

表 5.2-3 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケース（全応力解析及び有効応力解析）

解析ケース			全応力解析				有効応力解析				
			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧		
基本ケース			地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース			
地盤物性			平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ			
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度			
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>				○	<p>左記の【追加解析ケースについて】による</p>		
		-+*1	○					○			○
	S s - D 2	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○
	S s - D 3	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○
	S s - F 1	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○
	S s - F 2	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○
	S s - F 3	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○
	S s - N 1	++*1	○					○			○
		-+*1	○					○			○

注記*1：耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会、2005年6月）（以下「土木学会マニュアル」という。）に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

5.3 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース

屋外重要土木構造物等に支持される機器・配管系の耐震安全性評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7波) 及び弾性設計用地震動 S_d (7波) を用いて、ケース①に加え、図 5.3-1 に示すケース②～④の解析を実施する。

なお、基準地震動 S_s (7波) についてはケース⑤の影響を確認する。

また、女川原子力発電所の基礎地盤の速度構造はおおむね水平成層であることから、設計用床応答曲線を用いる機器・配管系の評価においては、水平動の位相反転を考慮した地震動の影響は少ないと考えるが、水平動の位相反転を考慮したケースについても影響を確認する。

有効応力解析における床応答は、地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース (ケース⑧) により影響を確認する。

機器・配管系の耐震安全性評価に適用するケースの組合せを図 5.3-1 及び表 5.3-1 に示す。

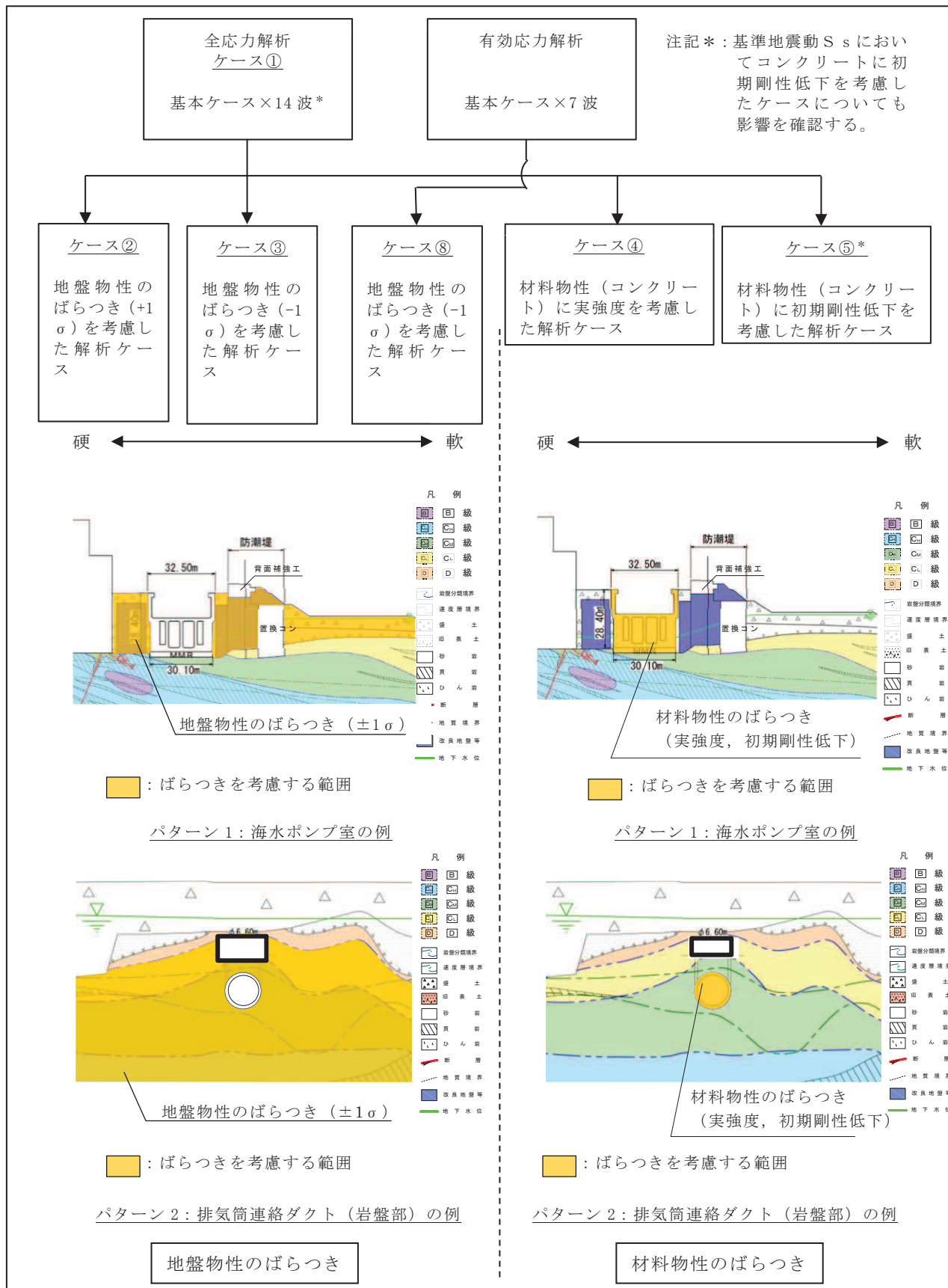


図 5.3-1 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 5.3-1 (1) 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース (基準地震動 S s)

解析ケース*3			全応力解析					有効応力解析
			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	ケース⑧
			基本ケース*2	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に剛性低下を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	平均値-1σ
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	設計基準強度
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○	△	△
		-+*1	△	—	—	—	—	—

注記*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお, 新設構造物については, 文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*3: ○は設計に用いる解析ケースを示し, △は影響検討ケースを示す。

表 5.3-1 (2) 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース
(弾性設計用地震動 S d)

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本 ケース	地盤物性の ばらつき (+1 σ)を考 慮した解析 ケース	地盤物性のば らつき(-1 σ) を考慮した解 析ケース	材料物性(コン クリート)に実 強度を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に 基づく圧縮強 度*2
地震動 (位相)	S d-D 1	++*1	○	○	○
	S d-D 2	++*1	○	○	○
	S d-D 3	++*1	○	○	○
	S d-F 1	++*1	○	○	○
	S d-F 2	++*1	○	○	○
	S d-F 3	++*1	○	○	○
	S d-N 1	++*1	○	○	○

注記*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

6. 許容限界

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価は、「2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容」に示すとおり、各構造物の要求機能と要求機能に応じた許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は、許容応力度法又は限界状態設計法を用いることとし、各構造物の解析手法に応じて使い分ける。

6.1 許容応力度法による耐震安全性評価について

許容応力度法を用いて耐震安全性評価を行う場合、許容応力度を許容限界とし、発生応力度が許容限界を下回ることを確認する。その場合、構造物を構成する各部材はおおむね弾性状態にあり、限界状態又は終局状態に至らないことは自明であるため、各要求機能のすべてを満足することとなり、個別の要求機能に応じた許容限界の設定は不要である。

なお、許容応力度法を用いた曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」(以下「コンクリート標準示方書 2002」という。)に基づき、各部材(材料)に許容応力度及び短期許容応力度を設定して行う。屋外重要土木構造物等に適用する各部材(材料)の許容応力度、割増し係数及び短期許容応力度を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 屋外重要土木構造物等に適用する各部材（材料）の許容応力度，割増し係数及び短期許容応力度

部材 (材料)	規格	項目	許容応力度 (N/mm ²)	割増し係数*1	短期許容 応力度 (N/mm ²)	排気筒 連絡ダクト (岩盤部)	軽油タンク室 (H)	復水貯蔵 タンク基礎 (基礎版)	ガスタービン 発電設備 軽油タンク室
コンクリート	設計基準強度*2 f' c k=20.5N/mm ²	許容曲げ 圧縮応力度	7.8	1.5	11.7	○	-	○	-
		許容せん断応力度	0.42	1.5	0.630				
	設計基準強度 f' c k=24N/mm ²	許容曲げ 圧縮応力度	9.0	1.5	13.5	-	○	-	○
		許容せん断応力度	0.45	1.5	0.675				
鉄筋	SD345	許容引張応力度	196	1.5	294	○	○	○	○
		許容引張応力度 (せん断補強筋)	196	1.5	294				

注記*1：設計に用いる許容応力度は地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して割増し係数を乗じた値とすることが規格，基準類に記載されている。

*2：設計基準強度 f' c k = 20.5 N/mm² に対する許容応力度は，コンクリート標準示方書 2002 に示される許容応力度を内挿して定める。

6.2 限界状態設計法による照査

限界状態設計法を用いて耐震安全性評価を行う屋外重要土木構造物等においては、各部材に適用する要求機能に応じて許容限界が異なることから、要求機能に応じた許容限界を設定する。

なお、各許容限界は、既工認実績のある「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）、J E A G 4 6 0 1 -1987 及びコンクリート標準示方書 2002 等を参照のうえ設定しており、このうち耐震設計に係る工認審査ガイドに記載のない土木学会マニュアル 2005 の適用性は、「6.3 土木学会マニュアル 2005 の適用性について」に示す。

6.2.1 支持機能

支持機能は、部材が終局状態に至らない状態を想定する。また、アンカー定着部周辺においては、損傷が部材降伏程度であれば定着性能に影響を及ぼさないことから、断面降伏に至らない部材状態を想定する。

部材状態に応じた許容限界として、終局状態に対する許容限界に加え、主筋のひずみが降伏強度に対応するひずみを下回る等の、部材降伏に対する許容限界を追加する（表 6.2.1-1 参照）。

表 6.2.1-1 支持機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 μ	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 μ (SD345)	
せん断破壊	面内せん断ひずみ	2/1000 (2000 μ)	J E A G 4 6 0 1 -1987 において、耐震壁の支持機能に対する許容限界として規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、部材コンクリートの圧縮強度に対応するひずみ 2000 μ と、鉄筋の降伏強度に対応するひずみ 1725 μ とすることにより、部材が断面降伏に至らないことを確認する。

許容限界として設定した値をコンクリートの応力-ひずみ曲線、鉄筋及び構造用鋼材の応力-ひずみ曲線で示すと図 6.2.1-1 及び図 6.2.1-2 のとおりとなる。

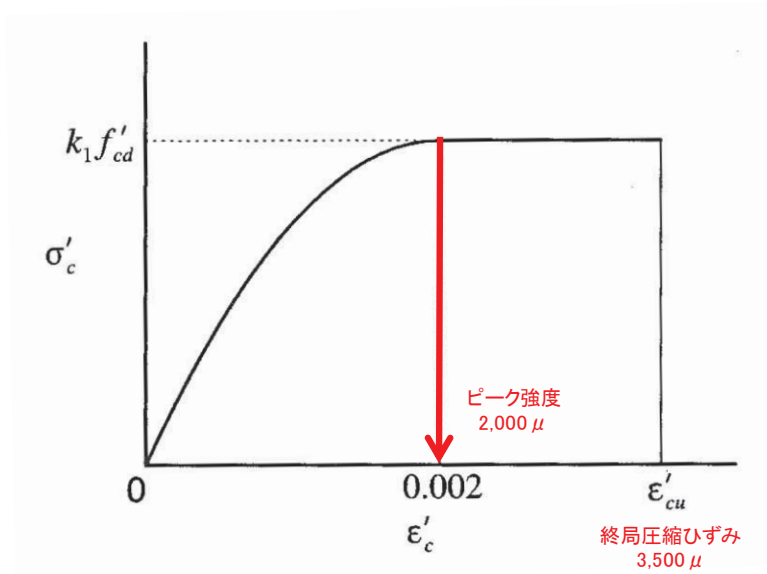


図 6.2.1-1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

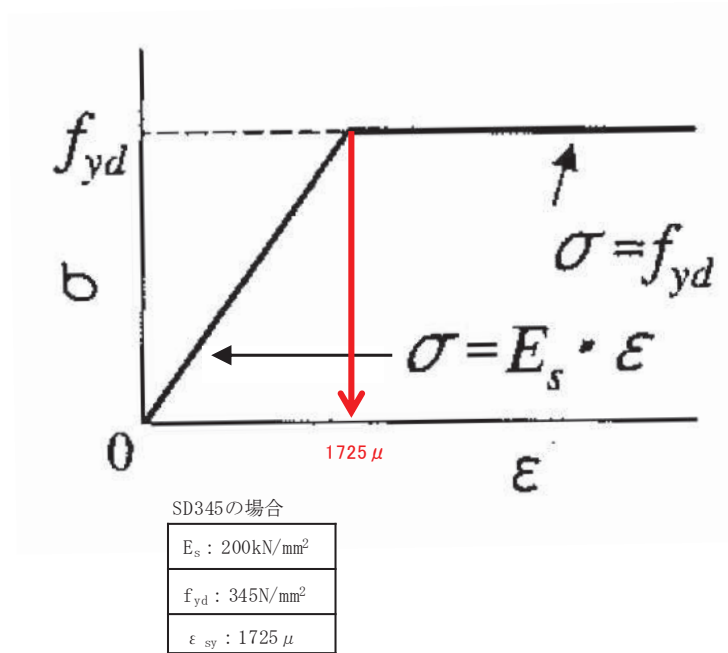


図 6.2.1-2 鉄筋及び構造用鋼材の応力-ひずみ曲線

6.2.2 通水機能

通水機能は、部材が破壊し通水断面を閉塞しないことにより満足され、終局状態に至らない部材状態を想定する。

部材状態に応じた許容限界として、曲げ・軸力系の破壊は、層間変形角 $1/100$ と圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000μ)、せん断破壊については、面内せん断に対しては面内せん断ひずみ $2/1000$ (2000μ)、面外せん断に対してはせん断耐力とする（表 6.2.2-1 参照）。

表 6.2.2-1 通水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	層間変形角（面外）	$1/100$	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。
	圧縮縁コンクリートひずみ	1.0% (10000μ)	
せん断破壊	面内せん断ひずみ	$2/1000$ (2000μ)	J E A G 4 6 0 1 - 1987 において、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ $4/1000$ (4000μ) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

層間変形角 $1/100$ と圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000μ) に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。これらの状態を限界値とすることで構造物全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を図 6.2.2-1 に示す。

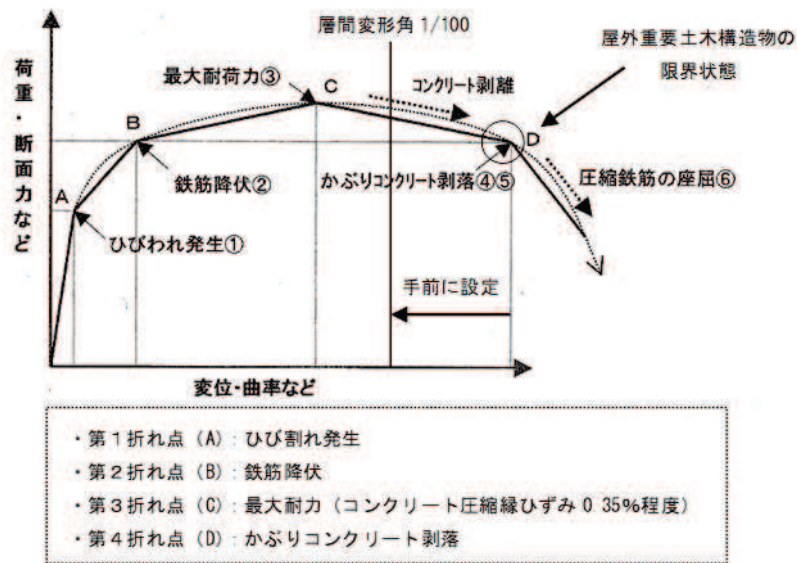


図 6.2.2-1 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図 (土木学会マニュアル 2005 に加筆)

壁部材の面内せん断に対する許容限界については、J E A G 4 6 0 1 -1987 において、図 6.2.2-2 に示すとおり、耐震壁の終局時の変形として面内せん断ひずみ $4/1000$ と規定されており、終局状態の面内せん断ひずみ $4/1000$ に安全率 2 を有するように面内せん断ひずみ $2/1000$ を設定する。

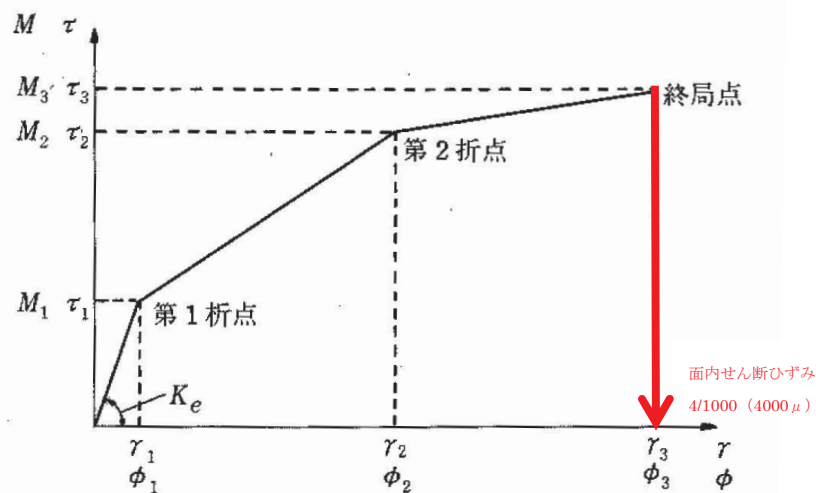


図 6.2.2-2 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ (τ - γ 関係)

面外せん断に対する照査は、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることにより確認する。

なお、せん断耐力式には、複数の安全係数を見込むことにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ設計とする。

6.2.3 貯水機能

貯水機能は、津波の引き波時に必要となる冷却用水を安全に貯留できることが要求される機能である。

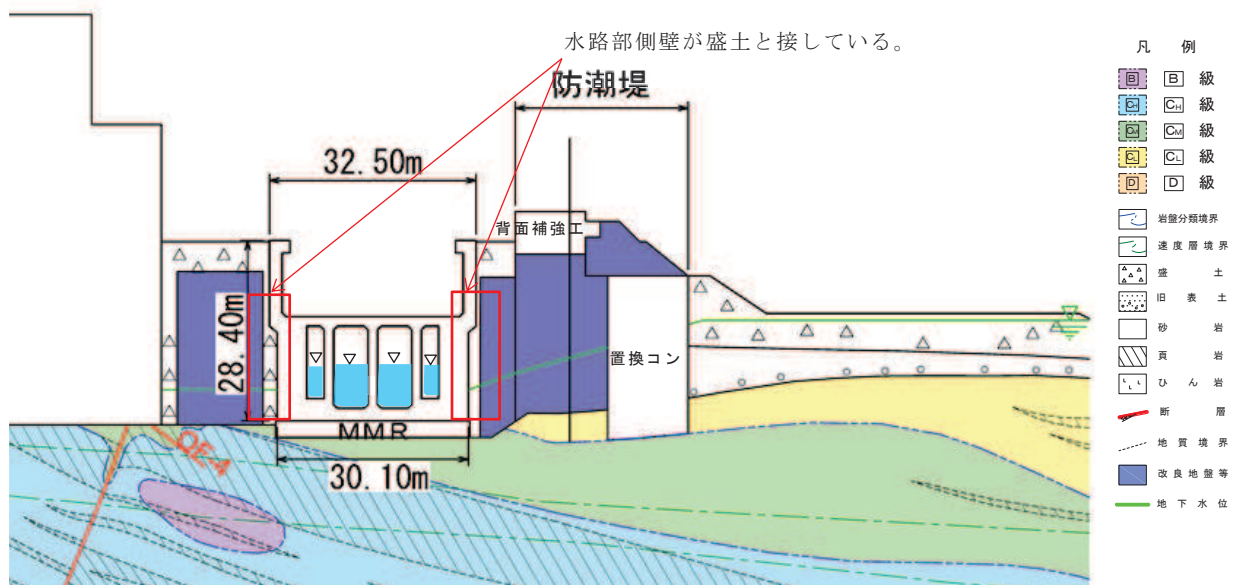
貯水機能が求められる構造物の周辺は、構造物底面は MMR と、側面は透水性の小さい盛土と接しており、部材を貫通するようなひび割れが生じても、ひび割れからの漏えい量は少なく、貯水機能は満足されることを確認している（図 6.2.3-1 参照）。

しかし、盛土の止水性にすべてを期待し、ひび割れに伴う漏水を許容したうえで貯水機能を適切に評価することは困難であることから、保守的に部材を貫通するようなひび割れが発生しない状態を想定し、許容限界を断面降伏及びせん断耐力とする（表 6.2.3-1 参照）。この許容限界は、表 6.2.3-2 に示すとおり、「水道施設耐震工法指針・解説 2009」に規定されている照査基準と同じレベルの許容値である。

面内変形に対しては、面内せん断ひずみが図 6.2.3-2 に示す J E A G 4 6 0 1 -1987 に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点 (γ_1) を下回ることを許容限界と設定する。

第 1 折点 (γ_1) の評価式は、壁板の面内せん断実験における中央斜めひび割れ発生時の平均せん断応力度に対応するよう定められていることから、せん断変形が第 1 折点 (γ_1) を下回る場合、水密性に影響のあるせん断ひび割れは生じないと考えられる。

なお、第 1 折点 (γ_1) を超過する場合には、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。



有効貯留容量* ¹ (A)	必要とする容量* ² (B)	余裕容量(C)=(A)-(B)	海水ポンプ室の側壁からの盛土への漏水量
約 4300m ³	2971m ³	約 1329m ³	約 31m ³

注記*1：非常用取水設備（貯留堰，取水口，取水路及び海水ポンプ室）内に貯留される水量*³

*2：非常用海水ポンプが全数運転を継続した場合においても必要な水量*³




*3：詳細は、「VI-1-1-4-8-5-1-1 設定根拠に関する説明書（貯留堰（No.1），（No.2），（No.3），（No.4），（No.5），（No.6））」に示す。

図 6.2.3-1 構造物の周辺状況を考慮した漏水量の確認（海水ポンプ室の例）

表 6.2.3-1 貯水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 μ	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 μ (SD345)	
せん断破壊	面内せん断ひずみ	第1折点 (γ_1) を下回ること。 ただし、第1折点 (γ_1) を超過する場合は、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。	J E A G 4 6 0 1 -1987 に規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

表 6.2.3-2 池状構造物（RC 構造物）の耐震性能と照査基準

耐震性能	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3
限界状態 ^{※1}	限界状態 1 (<u>降伏耐力以下</u>)	限界状態 2 (最大耐荷力以下)	限界状態 3 (終局変位以下、せん断耐力以下)
損傷状態	 無被害又はひび割れは生じるが漏水は生じない。修復の必要ない。	 軽微なひび割れから漏水は生じるが地震後に早期に修復可能である。	 ひび割れ幅が拡大し、漏水が生じるが施設全体が崩壊しない。修復可能。
照査項目例 ^{※2}	断面力（曲げ、せん断）、応力度	断面力（曲げ、せん断）、塑性率	変位量、曲率、断面力（せん断）
照査用限界値例 ^{※3}	<u>断面力（曲げ） ≤ 降伏曲げ耐力</u> <u>断面力（せん断） ≤ せん断耐力</u> <u>応力度 ≤ 許容応力度</u>	断面力（曲げ） ≤ 最大曲げ耐力 断面力（せん断） ≤ せん断耐力 塑性率 ≤ 許容塑性率	変位量 ≤ 終局変位量 曲率 ≤ 終局曲率 断面力（せん断） ≤ せん断耐力

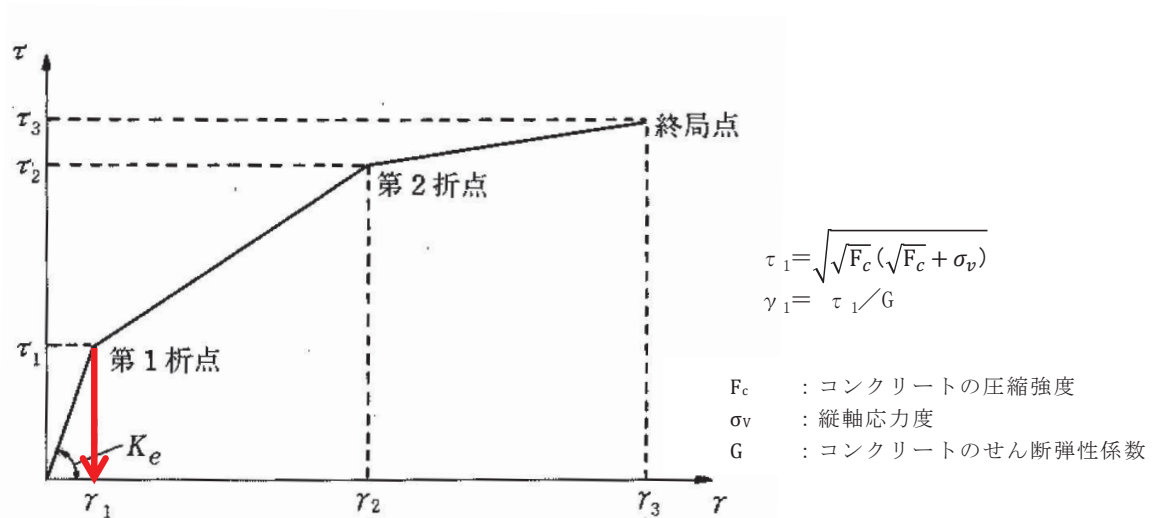


図 6.2.3-2 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ（ τ - γ 関係）と評価式

6.2.4 止水機能

止水機能は、以下に示す3つの観点に対し、部材からの漏水により、Sクラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように止水できることが要求される機能であり、漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れが発生しない状態を想定する。

- (観点 1) 津波の押し波時における外郭防護
- (観点 2) 屋外タンク損傷時における内郭防護
- (観点 3) 循環水管単一破損時における内部溢水

部材状態に応じた許容限界として、断面降伏及びせん断耐力とし、そのうえで、地震終了後の除荷時において顕著なひび割れが発生していないことを解析等により確認又は妥当な裕度を持たせることとする（表 6.2.4-1 参照）。

面内変形に対しては、貯水機能と同様に面内せん断ひずみがスケルトンカーブの第1折点（ γ_1 ）を下回ることを許容限界と設定し、第1折点（ γ_1 ）を超過する場合には、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。

表 6.2.4-1 止水機能の許容限界

破壊モード	許容限界		備考
	指標	許容値	
曲げ・軸力系の破壊	コンクリートの圧縮ひずみ	2000 μ	おおむね弾性範囲となる許容限界であり、コンクリート標準示方書 2002 において、応力-ひずみ関係として示されている。
	主筋ひずみ	1725 μ (SD345)	
せん断破壊	面内せん断ひずみ	第1折点（ γ_1 ）を下回ること。 ただし、第1折点（ γ_1 ）を超過する場合は、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。	J E A G 4 6 0 1 - 1987 に規定されている。
	発生せん断力	せん断耐力	土木学会マニュアル 2005 に規定されている。

6.3 土木学会マニュアル 2005 の適用性について

限界状態設計法のうち，構造部材の層間変形角（面外変形）による曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断耐力評価式によるせん断破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について検討を行う。

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，土木学会マニュアル 2005 に基づき，照査用層間変形角が層間変形角 1/100 を下回ることを確認する。

コンクリート標準示方書 2002 では，構造部材の終局変位は，部材の荷重－変位関係の骨格曲線において，荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めている。コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方を図 6.3.1-1 に示す。

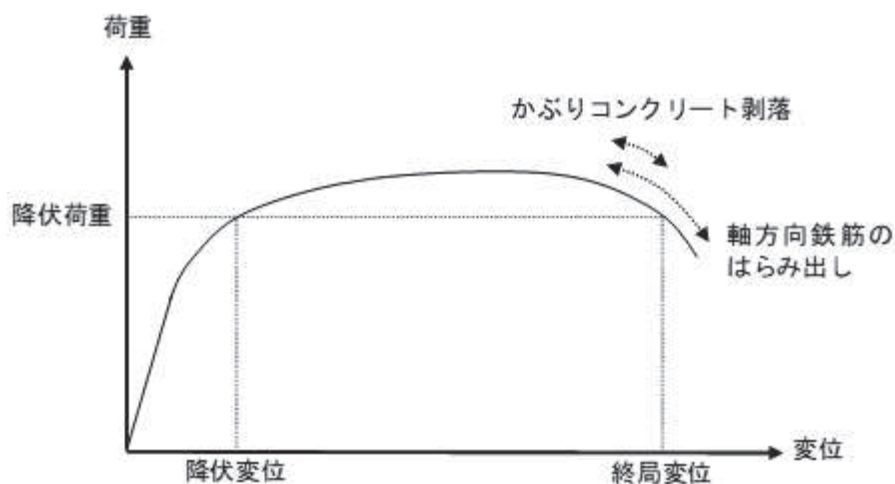


図 6.3.1-1 コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方

一方，土木学会マニュアル 2005 では，以下の考え方に基づいている。

実験や材料非線形解析の観点から，かぶりコンクリートの剥落時点は，全体系の荷重－変形関係との対応を見ると，終局限界より前の段階（変形が小さい範囲）であることが確認されている。土木学会マニュアル 2005 における鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を図 6.3.1-2 に示す。

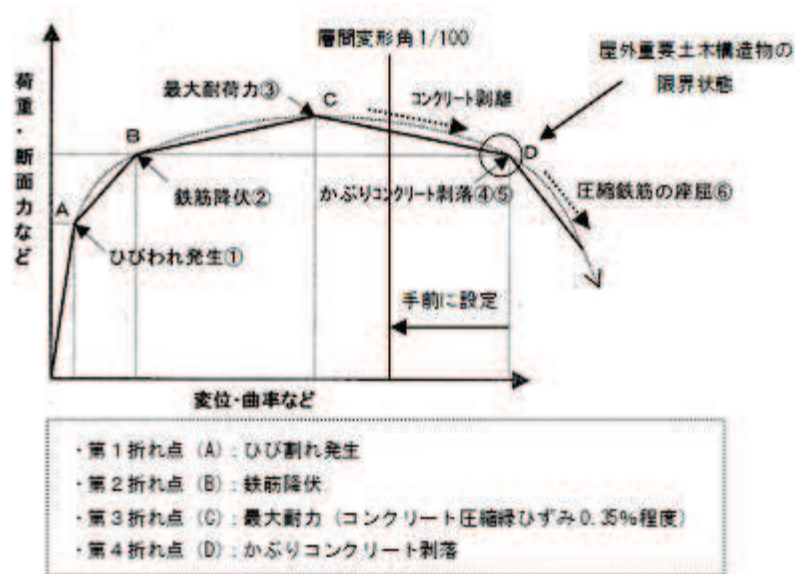


図 6.3.1-2 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図（土木学会マニュアル 2005 に加筆）

かぶりコンクリート剥落の必要条件は、「コンクリートの応力が零に近い」である。コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000 μ) 時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね 2~7N/mm² 程度残留している状態であり（図 6.3.1-3 参照）、これはかぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ妥当な設定であると判断できる。

以上より、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) に至る状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であり、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。

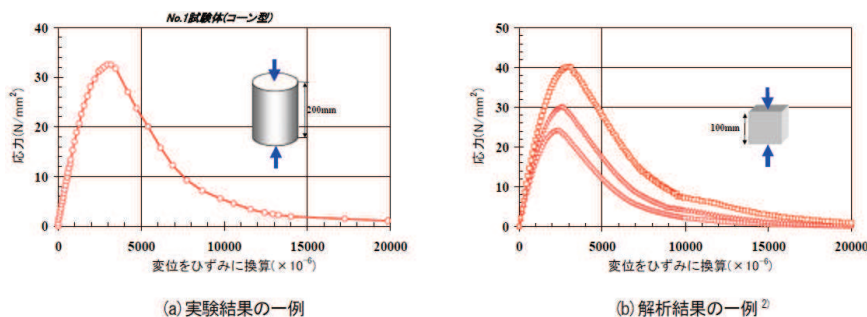


図 6.3.1-3 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000 μ) 時点における残留応力（土木学会マニュアル 2005 より引用）

したがって、土木学会マニュアル 2005 による曲げ・軸力系の破壊に対する照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるた

め、適用性を有している。参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態の関係の概念図を図 6.3.1-4 に示す。建築学会(図 6.3.1-4) と土木学会マニュアル 2005 (図 6.3.1-2) は概ね対応が取れており、いずれにおいても圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) は第 4 折れ点よりも手前にあり、限界状態に至っていないと考えられる。よって、土木学会マニュアル 2005 の各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。

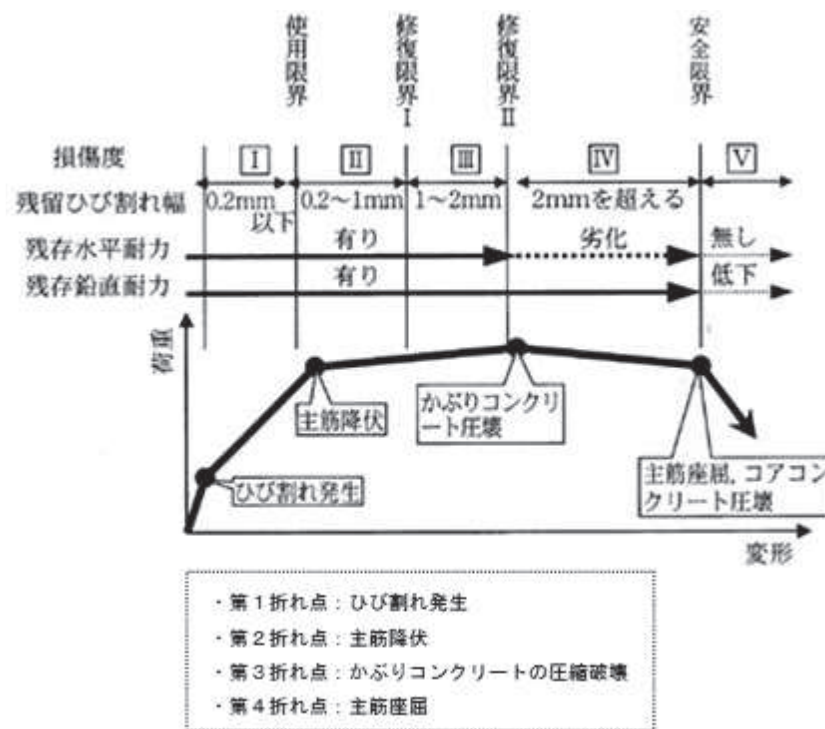


図 6.3.1-4 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態の関係の概念図 (建築学会に加筆)

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において考慮している安全係数は、表 6.3.1-1 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアル 2005 において以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5.0%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (J I S) の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

地盤特性－構造物連成系の応答解析手法の妥当性は、大型振動台実験を行い、その実験結果に基づいて検証されているが、限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

(5) 構造物係数

基準地震動 S_s は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

表 6.3.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		曲げ・軸力系の破壊に対する照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	

以上のことから、土木学会マニュアル 2005 による曲げ・軸力系の破壊に対する照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断した。

6.3.2 せん断破壊に対する照査に係る土木学会マニュアル 2005 の適用性について

せん断破壊に対する照査は、土木学会マニュアル 2005 に基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。コンクリート標準示方書 2002 では、

棒部材及びディープビームについて表 6.3.2-1 に示すとおり，せん断耐力式を定義している。このうち，ディープビームについては，コンクリート標準示方書 2002 及び土木学会マニュアル 2005 において同様の評価式となっている。

表 6.3.2-1 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書 2002	土木学会マニュアル 2005
棒部材	$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$ $V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$ $V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a / d}$
	$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$	$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$
ディープビーム	$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$ $V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$	$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$ $V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
	$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$	$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$
	<p>土木学会マニュアル 2005 は，せん断スパンより設定される係数を考慮し，コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化</p>	<p>コンクリート標準示方書 2002 と土木学会マニュアル 2005 は同様の評価式</p>

土木学会マニュアル 2005 では、コンクリート標準示方書 2002 におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることにより分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、図 6.3.2-1 に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることが確認されている（参考文献 (1)、(2) 参照）。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている（参考文献 (1) 参照）。

せん断破壊に対する照査において考慮している安全係数は表 6.3.2-2 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアル 2005 において以下の考えにより定められている。

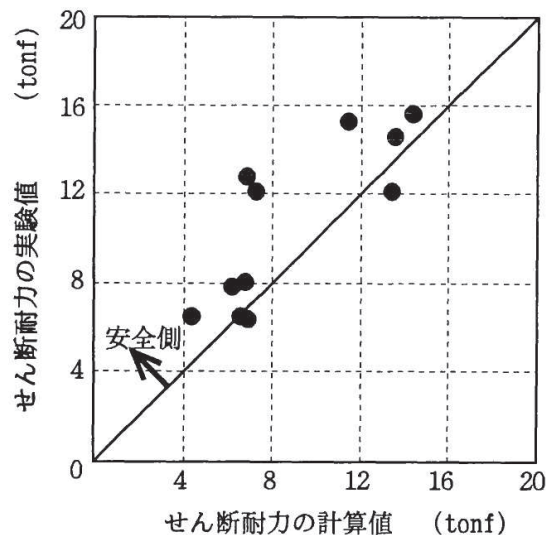


図 6.3.2-1 せん断耐力算定法の妥当性の検証
(参考文献 (1) より引用)

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリートに対して 1.3, 鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから、安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3, 鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動 S_s は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

表 6.3.2-2 せん断破壊に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	

以上のことから，土木学会マニュアル 2005 によるせん断破壊に対する照査手法は，屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため，技術的妥当性及び適用性を有すると判断した。

【参考文献】

- (1) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用・安全性照査マニュアルの提案，土木学会論文集 No. 442/V-16，1992
- (2) 遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，1992

7. ジョイント要素のばね設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」、「地盤と改良地盤」及び「構造物と MMR」（以下「地盤と構造物等」という。）の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤又は MMR は構造物及び改良地盤から剥離する特徴がある。また、「地盤と構造物等」の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤、構造物（MMR 含む）及び改良地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、「地盤と構造物等」の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の「地盤と構造物等」の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、「地盤と構造物等」の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向は、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、ジョイント要素の剛性及び応力をゼロとし剥離を考慮する。せん断方向については、「地盤と構造物等」の接合面において、地盤、構造物（MMR 含む）及び改良地盤のせん断強度を超えるせん断応力が生じた場合、ジョイント要素のせん断剛性をゼロ、せん断応力をせん断強度で一定としすべりを考慮する。図 7-1 にジョイント要素の力学特性、図 7-2 にジョイント要素の配置図（取水路（漸拡部）の例）を示す。

図 7-2 の取水路（漸拡部）の例に示すとおり、屋外重要土木構造物の解析断面で確認される「地盤と構造物（MMR 含む）」、「地盤と改良地盤」及び「構造物と MMR」の接合面にジョイント要素を設定する。なお、防潮堤のように背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいことから、ジョイント要素を設定しない。

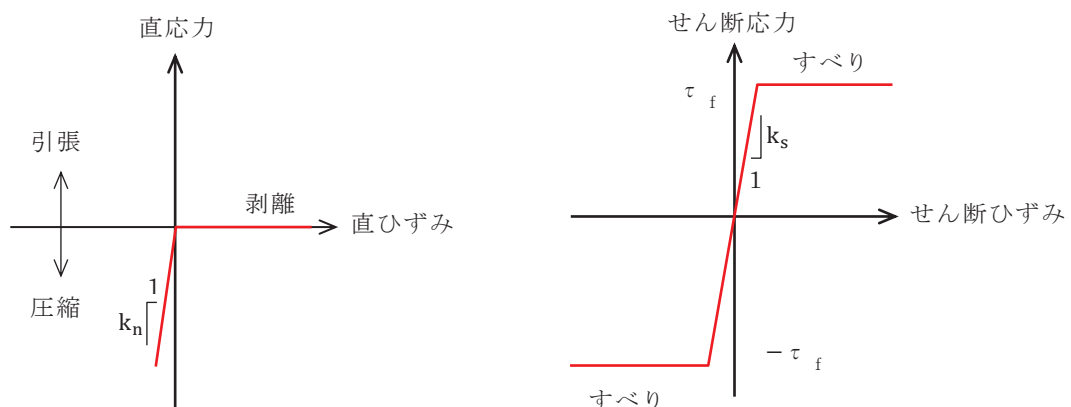


図 7-1 ジョイント要素の力学特性

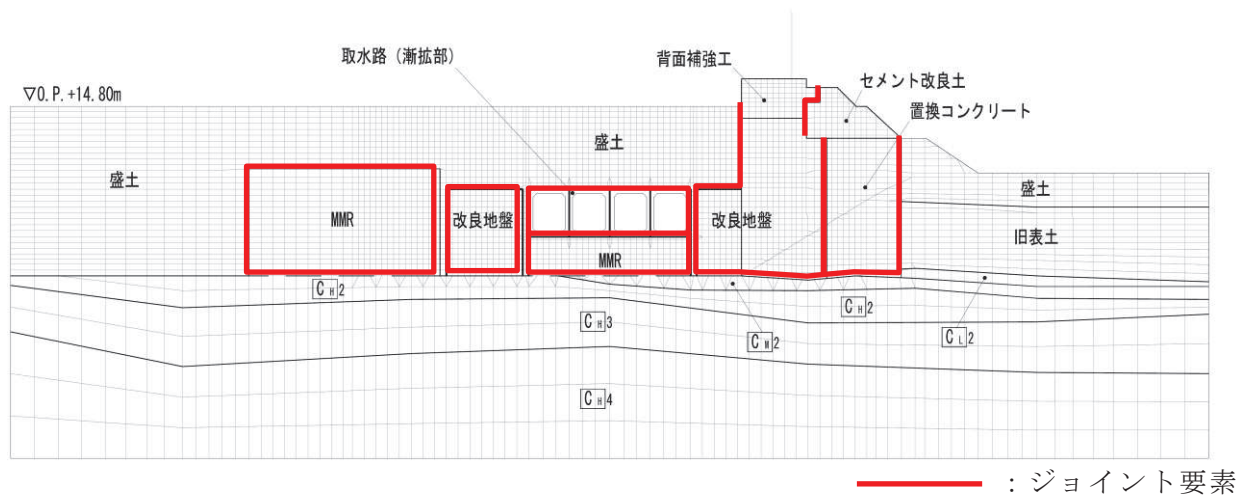


図 7-2 ジョイント要素の配置図（取水路（漸拡部）の例）

7.1 せん断強度の設定

せん断強度 τ_f は式(1)の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は、周辺地盤の c 、 ϕ とし、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づき表 7-1～表 7-2 のとおりとする。また、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は、隣り合う地盤、改良地盤又は構造物（MMR 含む）の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を表 7-3 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 τ_f ：せん断強度

c ：粘着力

ϕ ：内部摩擦角

屋外重要土木構造物等は、主に地表面以下に設置された地中構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ジョイント要素のせん断強度を大きく設定することで、すべりの発生を抑え、地震時における構造物のせん断変形を抑制しない保守的な耐震評価を行うことができる。

ジョイント要素のせん断強度の設定における保守性として、防潮堤の置換コンクリートのせん断強度は、 $c = 0.2 f' c k$ 、 $\phi = 0^\circ$ としているが、MMR のジョイント要素の設定における c 、 ϕ については、ACI レポート(1970)（参考文献(1)参照）において、コンクリートのせん断特性として、三軸試験の結果から得られる線形関数で関係付けられる圧縮強度、せん断強度及び内部摩擦角 ($\tan \phi$) が示されており、この関係を参照し置換コンクリートのせん断強度の考え方を下回らないように $c = 0.199 f' c k$ 、 $\phi = 40^\circ$ と設定する（図 7-2 参照）。MMR のジョイント要素のせん断強度を ACI レポート(1970)を

参照した c , ϕ とすることで, 「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づくせん断強度よりも大きなせん断強度となる。

表 7-1 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 7-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.78	50.0
C _H 級*	1.29	54.0

注記* : 砂岩

表 7-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
旧表土* ¹	0.00	38.7
旧表土* ²	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0
MMR	$c=0.199f'_{ck}$ * ³	40.0

注記*1 : 地下水位以浅

*2 : 地下水位以深

*3 : 設計基準強度

表 7-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－MMR	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－構造物	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D級, C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤－岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤－構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工－盛土・旧表土	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土 ϕ
背面補強工－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート－盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート－改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

表-3.8.1 コンクリート*のせん断特性

ダム名	材令 (日)	W/C	圧縮強度 (C)	せん断強 度 (S)	$\tan \phi$	S/C
			kg/cm ²	kg/cm ²		
Grand Coulee	28	0.52	369.08	82.25	0.90	0.223
	28	0.58	318.46	71.71	0.89	0.225
	28	0.64	267.84	58.35	0.92	0.218
	90	0.58	333.93	71.00	0.97	0.212
	112	0.58	345.88	68.89	1.05	0.199
Hungry Horse	365	0.58	597.55	132.16	0.91	0.221
	104	0.55†	158.18	35.15	0.90	0.222
	140	0.55†	213.71	47.80	0.89	0.224
Monticello	622	0.60†	123.02	28.12	0.86	0.229
	28	0.62†	196.84	42.88	0.93	0.218
Shasta	40	0.62†	289.64	66.78	0.85	0.231
	28	0.50	403.52	80.14	1.05	0.199
	28	0.60	345.88	74.52	0.95	0.215
	90	0.50	383.14	76.63	1.05	0.200
	90	0.50	463.28	95.61	1.01	0.206
	90	0.60	351.50	73.11	1.00	0.208
	245	0.50	430.24	86.47	1.04	0.201

粘着力 $c = 0.199 f'_{ck}$

・ せん断強度 (S) / 圧縮強度 (C) の最小値 0.199 より, $S = 0.199C$ と設定

内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$

・ $\tan \phi$ の最小値 0.85 より, $\phi = 40.36 \div 40^\circ$ と設定

注) * $\phi 15 \times h 30$ cm の供試体で骨材最大寸法は 40 mm
† $W/C+P$

図 7-2 MMR の c , ϕ の設定 (参考文献(1)参照)

7.2 ばね定数の設定

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上、不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値とし、松本らの方法（参考文献(2)参照）に従い設定する。

半無限弾性地盤上の基礎構造物に作用させる地盤ばねは、以下のように表すことができる。ばね定数算定のための形状係数を図 7-3 に示す。

$$K_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{BL}$$

$$K_x = 2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{BL}$$

- K_z : 鉛直方向の地盤ばね
- K_x : 水平方向の地盤ばね
- G : 地盤のせん断弾性係数
- ν : 地盤のポアソン比
- B : 基礎幅
- L : 基礎長さ
- β_z, β_x : 形状係数

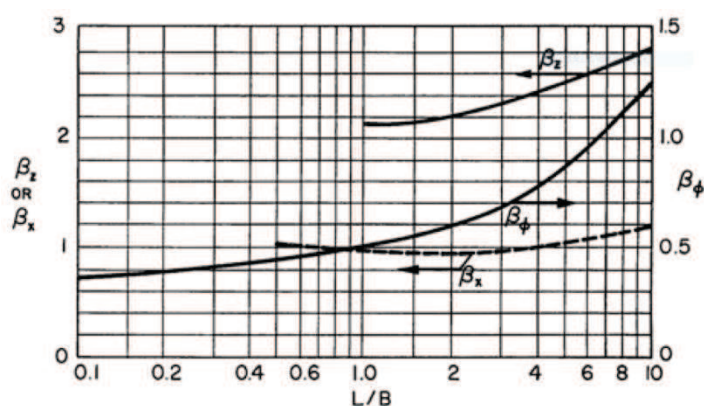


図 7-3 ばね定数算定のための形状係数

ジョイント要素の剛性は、単位面積当たりのばね定数として表現されるため、上記のばね定数を構造物の底面積で除する。既往の知見を踏まえ、この値を 5~10 倍したのち、整然とした数値に丸めることで設定した。表 7-4 に設定したジョイント要素のばね定数を示す。

表 7-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	設定位置	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土, 旧表土	側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤, セメント改良土, 改良地盤, MMR	側方及び底面	1.0×10^7	1.0×10^7

なお、表 7-4 に示すジョイント要素のばね定数の設定が妥当であることを確認するために代表構造物を選定し、ジョイント要素の剛性が与える影響として、断面力や土圧・加速度等の応答に有意な差がないこと等を確認する。

【参考文献】

- (1) 大友：ダム及び他の大型構造物に用いるマスコンクリート(その2)，コンクリート
ジャーナル Vol.9, No.3 March pp73-84, 1971
- (2) 松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学
論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009

8. 隣接構造物のモデル化方針

隣接構造物のモデル化は、評価対象構造物との間の埋戻し材料や、それぞれの設置状況に応じて、隣接構造物が評価対象構造物の地震時応答に与える影響を踏まえて設定する。隣接構造物のモデル化の方針は以下のとおりとし、評価対象構造物と隣接構造物の位置関係の例を図 8-1 に示す。

(a) 評価対象構造物と隣接構造物の間が盛土で埋め戻されている場合

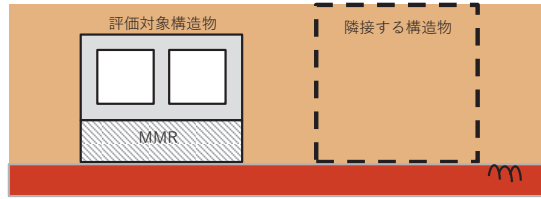
地中構造物の耐震評価においては、盛土よりも剛性の大きい隣接構造物をモデル化することにより、周辺地盤の変形が抑制されると考えられる。よって、評価対象構造物に作用する土圧を保守的に評価するため、隣接構造物の設置範囲を盛土としてモデル化する。

(b) 評価対象構造物と隣接構造物の間が地盤改良されている場合

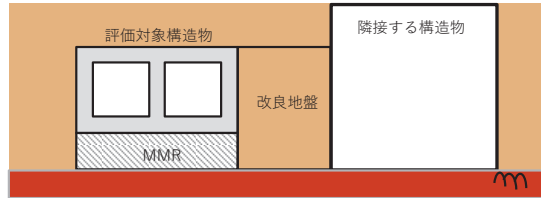
評価対象構造物と隣接構造物の間に剛性の大きい改良地盤が存在する場合には、隣接構造物の地震時応答が剛性の大きい改良地盤を介して評価対象構造物に伝達することが考えられる。よって、隣接構造物が改良地盤を介して評価対象構造物に与える影響を考慮するため隣接構造物をモデル化する。

(c) 評価対象構造物と隣接構造物がマンメイドロックを共有している場合

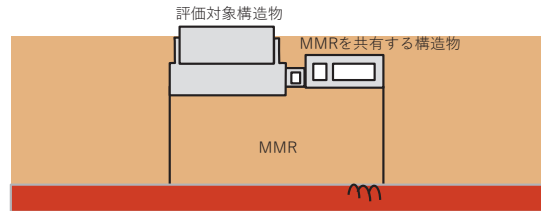
評価対象構造物が隣接構造物とマンメイドロック（以下「MMR」という。）を共有して設置されている場合には、共有する MMR とともに互いに影響を受けながら振動するため、隣接構造物をモデル化する。



(a) 評価対象構造物と隣接構造物の間が盛土で埋め戻されている場合



(b) 評価対象構造物と隣接構造物の間が地盤改良されている場合



(c) 評価対象構造物と隣接構造物が MMR を共有している場合

図 8-1 評価対象構造物と隣接構造物の位置関係の例

9. 地震応答解析における減衰定数

時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析）における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力－ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性（曲げモーメント－曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力－ひずみ関係）の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性－せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で式 (9.1) のとおり表される。

女川の屋外重要土木構造物の耐震計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えており、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき設定している。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法（線形又は非線形）によらず、係数 α 、 β の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k] \quad \dots \dots \dots \text{式 (9.1)}$$

[c]：減衰係数マトリックス，[m]：質量マトリックス，

[k]：剛性マトリックス

α ， β ：係数

9.1 時刻歴応答解析（全応力解析）で設定する Rayleigh 減衰

全応力による時刻歴応答解析では、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」に準拠し、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせ（ α ， $\beta > 0$ ）による Rayleigh 減衰を設定する。Rayleigh 減衰の設定フローを図 9.1-1 に示す。

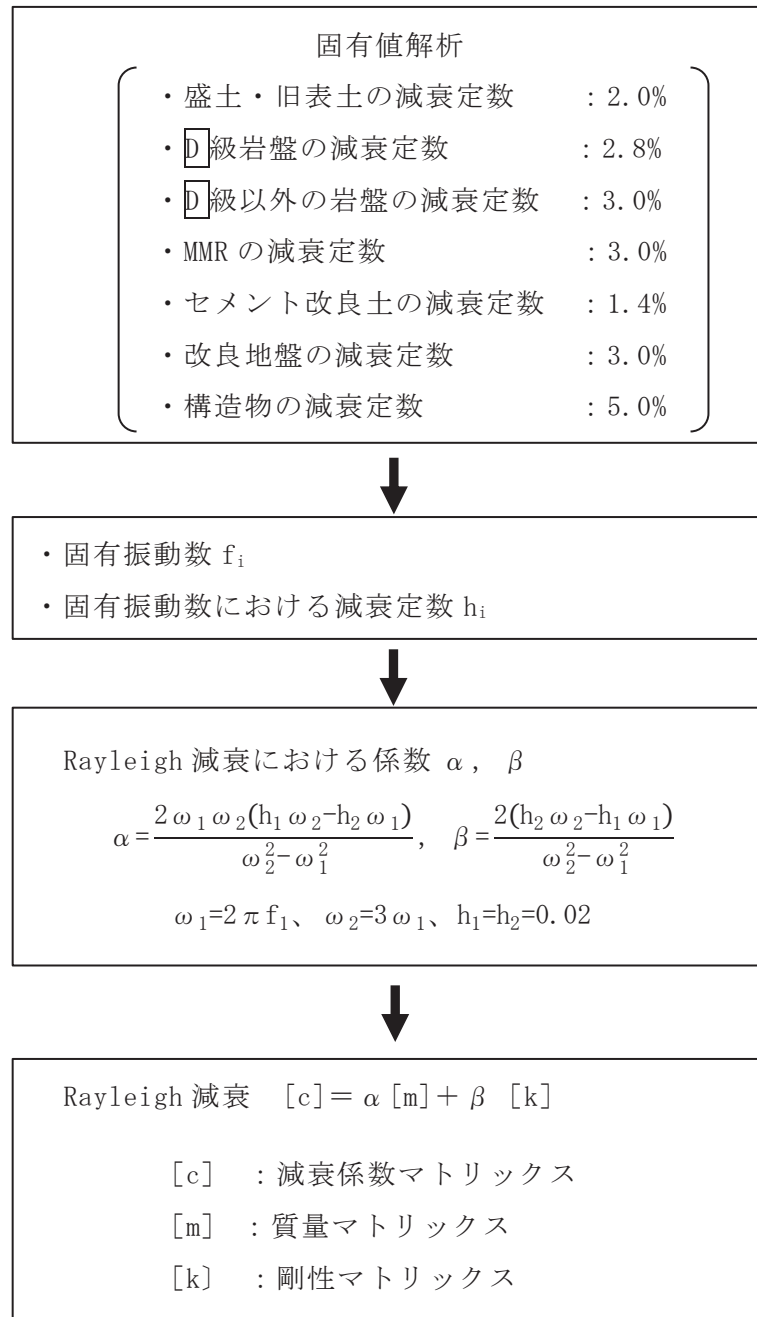


図 9.1-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

減衰定数 (h_1 , h_2) については、地震応答解析の解析モデルに占める割合の大きい盛土及び旧表土の挙動が支配的となることから、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す盛土及び旧表土の繰返し三軸試験結果に基づき 0.02 を採用している。なお、減衰定数 0.02 は、盛土及び旧表土の微小ひずみ領域における減衰定数であるため、地震時の履歴減衰と比較して十分に小さい値である。

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 9.1-2 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

2 次固有振動数を 1 次固有振動数の 3 倍として設定することの保守性を確認するために、2 次固有振動数を 1 次固有振動数と同様に地震応答解析モデルの固有値解析結果から算定し設定した Rayleigh 減衰との比較を行う。対象構造物は、構造物の周囲に盛土が多く分布しおおむね水平成層地盤となっている軽油タンク室（南北方向）、構造物の周囲に改良地盤が幅広に分布している取水路（標準部（断面⑥））、構造物の周囲に改良地盤や MMR 及び隣接構造物として防潮堤をモデル化している取水路（漸拡部）とする。それぞれの地震応答解析モデル図と設定した Rayleigh 減衰を図 9.1-3、図 9.1-4 及び図 9.1-5 に示す。

図 9.1-3、図 9.1-4 及び図 9.1-5 に示すように、構造物周囲の地質状況に係わらず 2 次固有振動数を 1 次固有振動数の 3 倍とした方が、各振動数における減衰が小さくなり保守的な設定であることが確認できる。

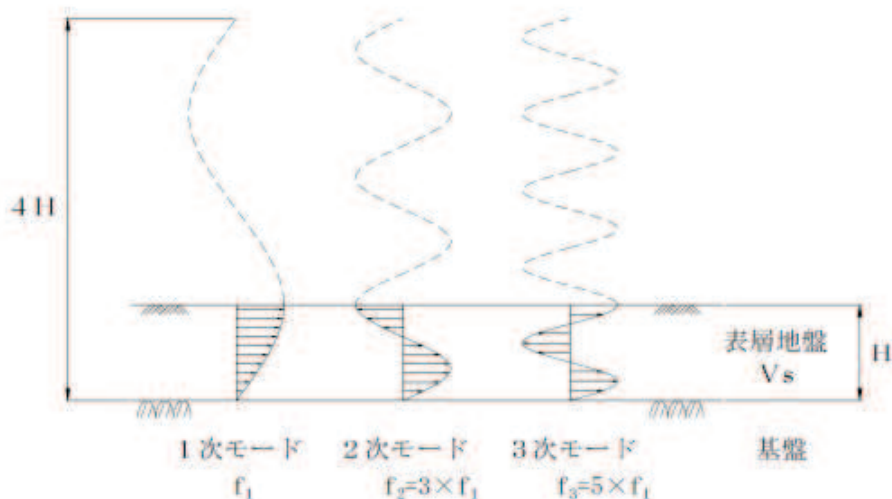
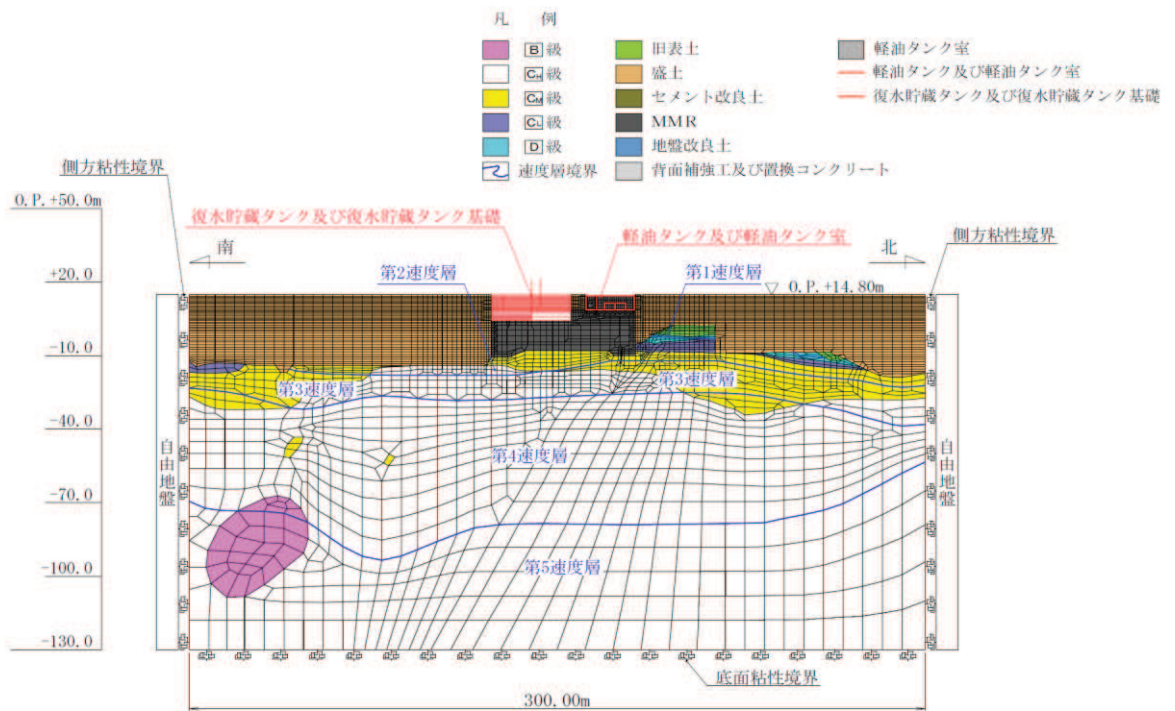
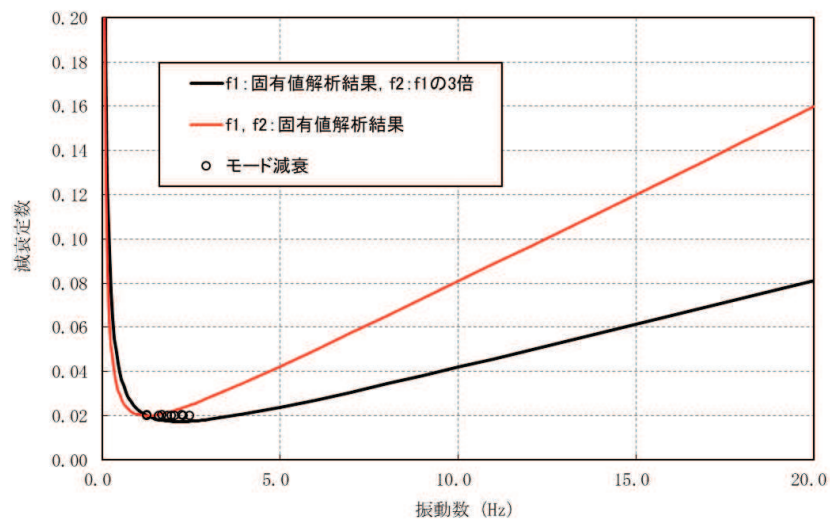


図 9.1-2 せん断振動の固有振動モード
(実務に役立つ耐震設計入門（土木学会，2011）)

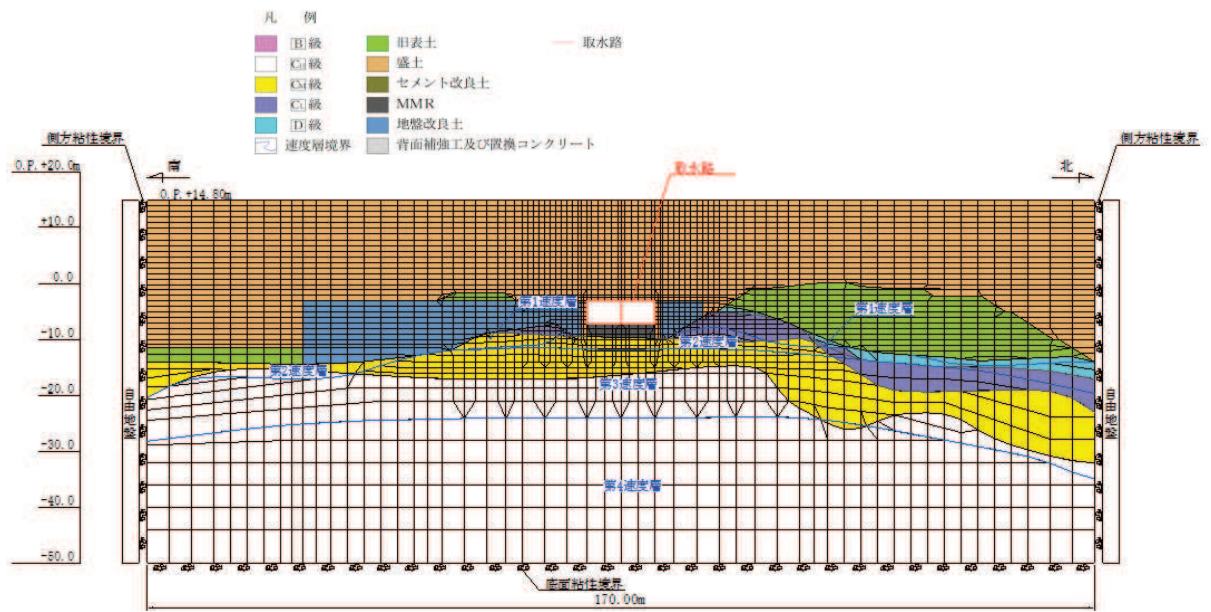


地震応答解析モデル

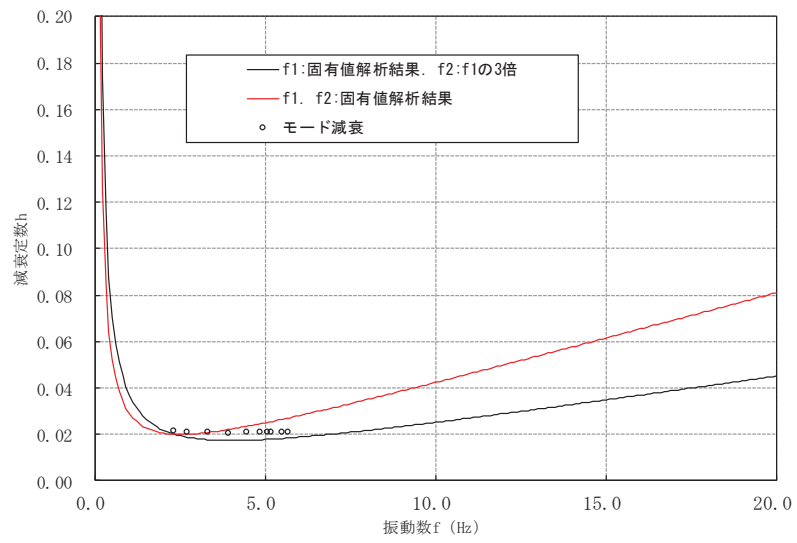


Rayleigh 減衰

図 9.1-3 Rayleigh 減衰の比較 (軽油タンク室 (南北方向))

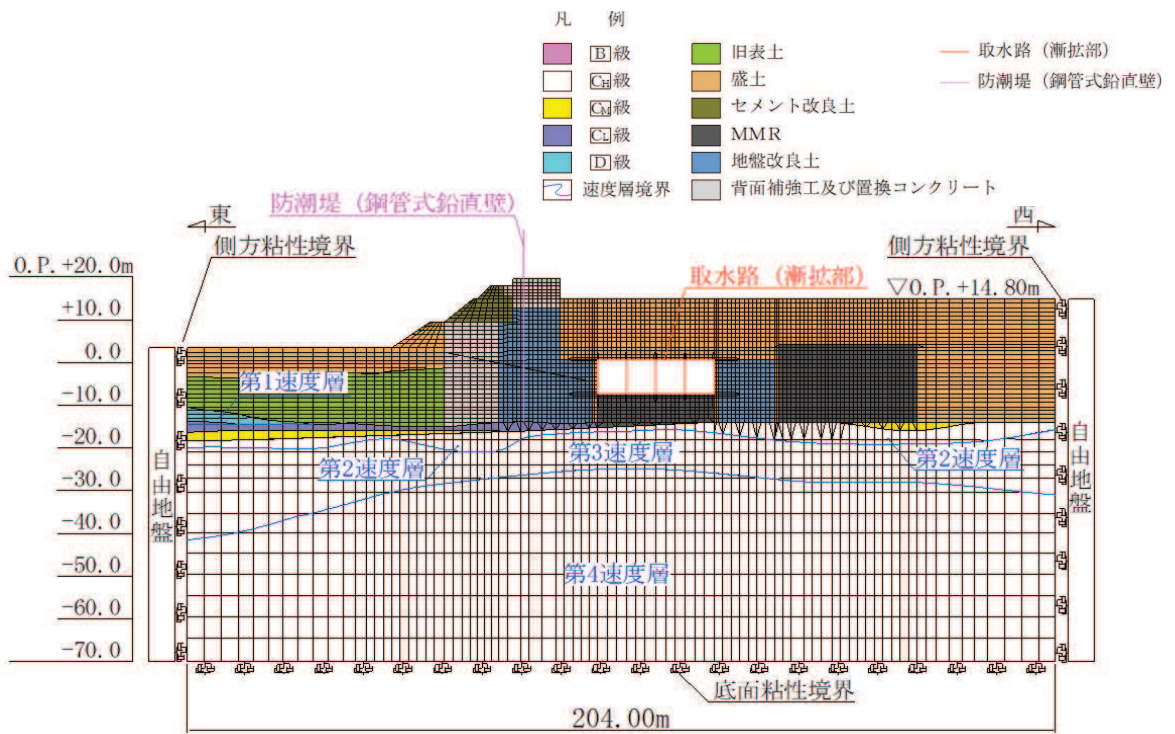


地震応答解析モデル

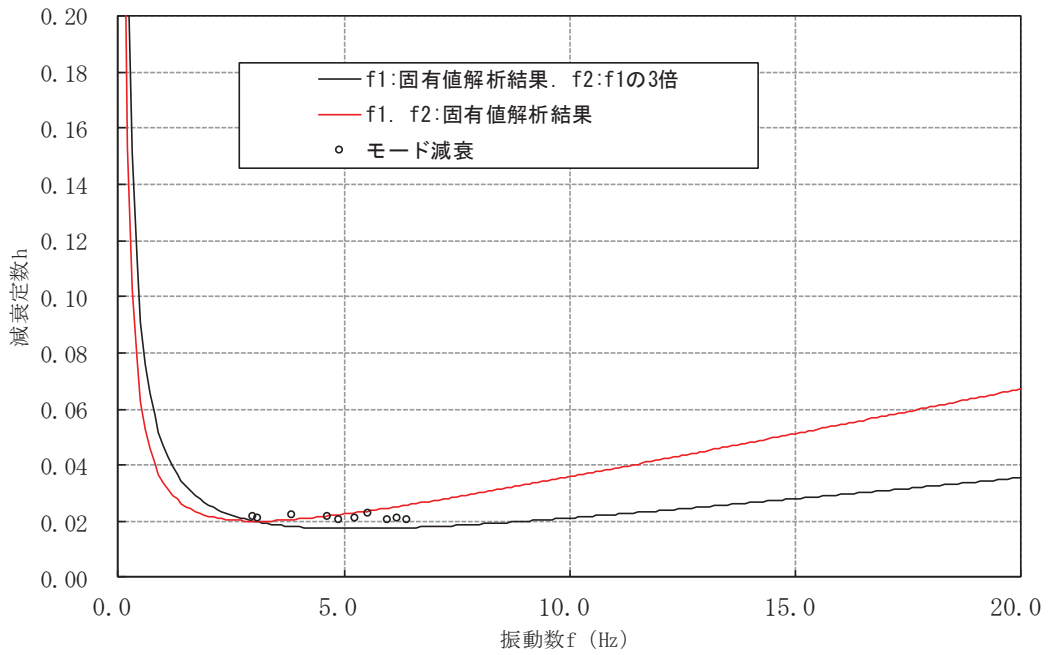


Rayleigh 減衰

図 9.1-4 Rayleigh 減衰の比較 (取水路 (標準部 (断面⑥)))



地震応答解析モデル



Rayleigh 減衰

図 9.1-5 Rayleigh 減衰の比較 (取水路 (漸拡部))

9.2 時刻歴応答解析（有効応力解析）で設定する Rayleigh 減衰

有効応力による時刻歴応答解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，地盤応答の保守的な評価が行えるように係数 α を 0 として設定し，低振動数帯で減衰 α [m] の影響がない剛性比例型減衰としている。

係数 β の設定については，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に， $\beta = 0.002$ と設定している。

10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、地盤物性及び材料物性に平均値及び設計基準強度を用いた基本ケースに加え、地盤物性及び材料物性のばらつきを考慮した解析を追加で行う。

本章では、屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における追加解析ケースの選定方法について記載する。

10.1 評価方針

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、「5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法」に示すとおり、評価対象構造物の周辺の地盤状況に応じた解析ケース（パターン1, 2）^{*1}に対し、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波に対し、解析手法の選定結果に基づく基本ケースとして、全応力解析の場合はケース①、有効応力解析の場合はケース⑥、全応力解析及び有効応力解析の場合はケース①及びケース⑥を実施する。

上記のケース①及びケース⑥において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動^{*2}を用いて、図10.1-2、表10.1-1、表10.1-2に示すケース②～④の追加解析を実施する。また、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合の追加解析ケースの選定方法を「参考資料10 追加解析ケースの選定方法の詳細について」に示す。

追加解析を実施する地震動の選定フローを図10.1-1に、耐震安全性評価における解析ケースを図10.1-2、表10.1-1及び表10.1-2に示す（図10.1-2、表10.1-1及び表10.1-2は、それぞれ「5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法」に示す、図5.2-1、表5.1-1及び表5.1-2の再掲）。

注記*1：

- ・パターン1：評価対象構造物周辺に主として、旧表土、盛土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布する場合
- ・パターン2：評価対象構造物周辺に主として、**C_L**級岩盤、**C_M**級岩盤、**C_H**級岩盤及び**B**級岩盤が分布する場合

*2：各要求機能（支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能）により許容限界は異なるが、各照査項目に対して、許容限界に対する余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

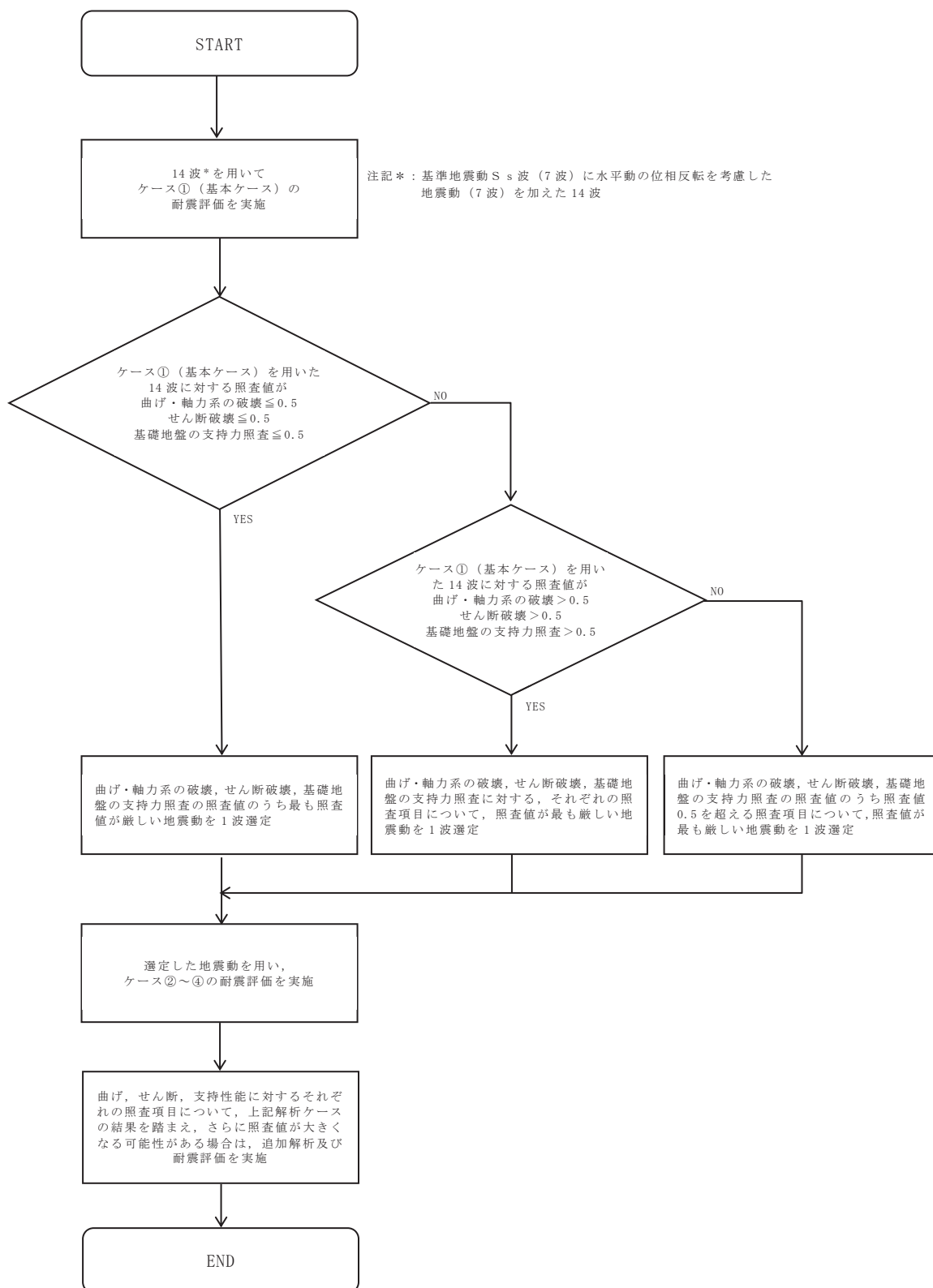


図 10.1-1 追加解析を実施する地震動の選定フロー

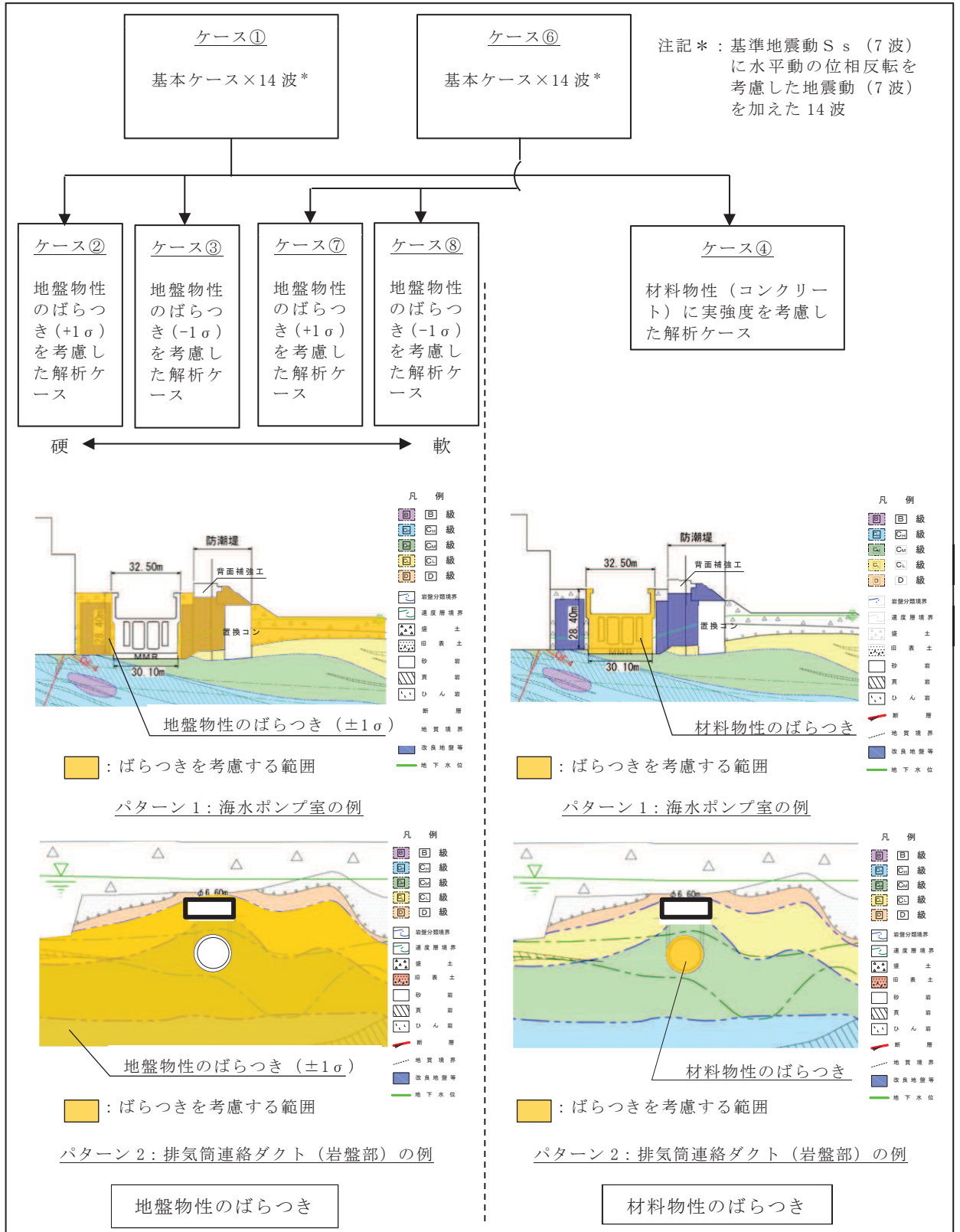


図 10.1-2 耐震安全性評価における解析ケース

(表 5.2-1 の再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表10.1-1 耐震安全性評価における解析ケース（表5.1-2の再掲）
 （パターン1：構造物周辺に旧表土，盛土，D級岩盤等が分布する場合）

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお，新設構造物については，文献を参照し推定した圧縮強度とする。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価に適用する。

表10.1-2 耐震安全性評価における解析ケース（表5.1-3の再掲）
 （パターン2：構造物周辺にC_L級岩盤～B級岩盤が分布する場合）

解析ケース	解析手法*3	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：機器・配管系の耐震安全性評価で影響を確認する。

*3：パターン2は，解析手法選定フローにて全応力解析を実施する排気筒連絡ダクト（岩盤部）のみに適用されているため，パターン2による有効応力解析は実施しない。

11. 等価剛性モデルの設定方針

屋外重要土木構造物等のうち妻壁や隔壁等の面部材を有する箱形構造物は、二次元地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震安全性評価を行っている。

地震時荷重算定時の二次元地震応答解析における構造物モデルは、構造物と地盤の相互作用により生じる土圧及び慣性力を適切に評価するため、妻壁や隔壁の剛性を考慮し、三次元モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデル（以下「等価剛性モデル」という。）とする。本資料では、等価剛性モデルの設定方針について示す。

11.1 等価剛性モデルを設定する構造物

二次元地震応答解析の構造物のモデル化に等価剛性モデルを適用する構造物及び等価剛性モデルの設定方法を表11.1-1に示す。等価剛性モデルは表11.1-1に示すとおり、対象構造物の構造的特徴を踏まえ「設定方法1：構造物全体で1断面設定する方法」と「設定方法2：構造が変化する範囲毎に設定（エリア毎に設定）する方法」の2通りの方法に分類される。

「設定方法2」に該当する海水ポンプ室、取水口、貯留堰、第3号機海水ポンプ室の弱軸方向については、構造物の奥行方向で部材の配置が異なり、構造が変化する各範囲（エリア）で剛性が異なることから、構造の相違に起因する地震時荷重を適切に算定するために範囲毎に等価剛性モデルを作成し評価を行う。

また、軽油タンク室については、弱軸方向は「設定方法1」で設定するものの、強軸方向は構造が変化することから「設定方法2」で設定する。

なお、各構造物の詳細な等価剛性モデルの設定については、表11.1-1の該当資料欄に記載のとおり、各構造物の補足説明資料で示す。

表11.1-1 等価剛性モデルを設定する対象構造物

等価剛性モデルの設定方法	構造的特徴	対象構造物	該当資料
設定方法1 構造物全体で1断面 設定	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造物の断面奥行方向で部材の配置がおおむね同一である。 ・ 断面奥行方向で剛性の差異がない。 	軽油タンク室*	資料7
		軽油タンク室（H）	資料8
		ガスタービン発電設備 軽油タンク室	資料13
設定方法2 構造が変化する範囲 毎に設定 （エリア毎に設定）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造物の断面奥行方向で部材の配置が異なる。 ・ 断面奥行方向で剛性の差異がある。 	海水ポンプ室	資料9
		取水口、貯留堰	資料10
		第3号機海水ポンプ室	資料14

注記*：軽油タンク室の強軸方向（東西方向）は「設定方法2」の方法で設定する。

11.2 等価剛性モデルの設定手順

断面奥行方向で部材の配置が同一で、単純な構造であるガスタービン発電設備軽油タンク室を代表例として、設定方法1による等価剛性モデルの設定手順を示す（図11.2-1～図11.2-3参照）。また、断面奥行方向で躯体の外形が異なる取水口の漸縮部における等価剛性モデルの設定手順を示す。

11.2.1 ガスタービン発電設備軽油タンク室

等価剛性モデルの構造部材は図11.2-4に示すとおり、側壁、隔壁、底版及び頂版のように加振に対して面外変形で抵抗する部材は、はり要素でモデル化し、妻壁のように加振に対して面内変形で抵抗する部材は平面応力要素にてモデル化することとし、地震時荷重を保守的に評価するために、はり要素及び平面応力要素は線形モデルとする。以下に各部材の剛性設定手順を示す。

各部材の剛性は、以下の式に基づき設定する。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

ここに、

E ：等価剛性モデルの弾性係数

E_c ：コンクリートの弾性係数

α ：構造物の奥行長さに対する各部材の奥行長さの比率（ L_e/L ）

L_e ：部材の奥行き長さ

L ：構造物の奥行長さ

β ：変位を合わせるための弾性係数の補正係数

補正係数 α 、 β については以下の手順1、手順2により、それぞれ設定する

手順1：構造物の奥行長さに対する、各部材の奥行長さの比率から補正係数 α を線形はり要素及び平面応力要素それぞれに設定する。

手順2：線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重（約100kN/m²）を作用させ、構造物の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。さらに、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ変位を算定し、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定する。また、補正係数 β は平面応力要素に対してのみ設定する。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。（図11.2-5参照）

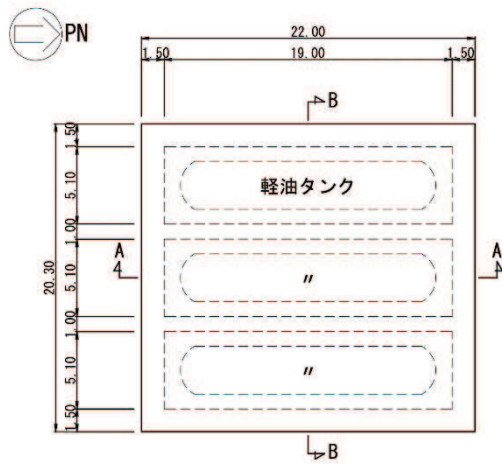


図11.2-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

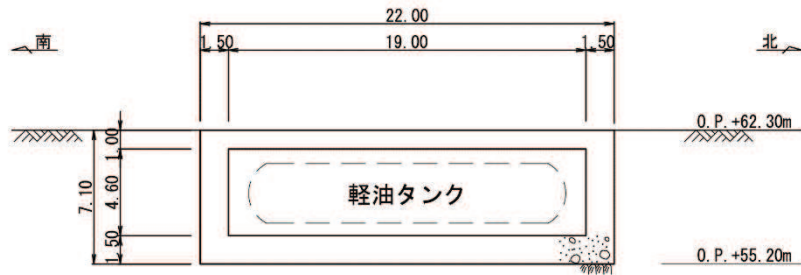


図11.2-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図（A-A断面）

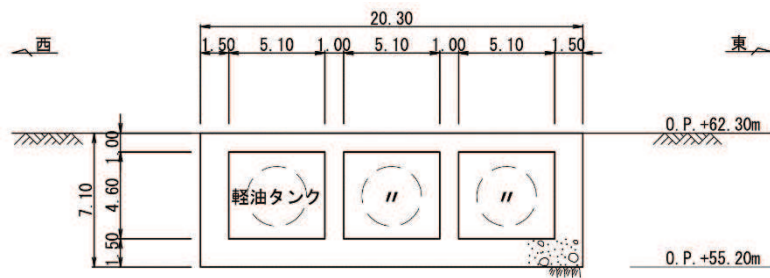


図11.2-3 ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図（B-B断面）

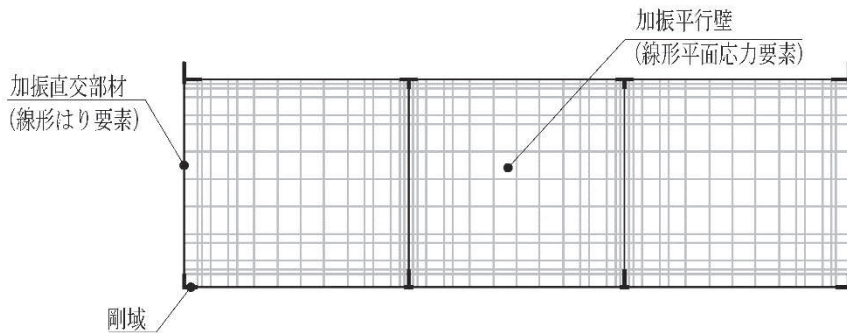
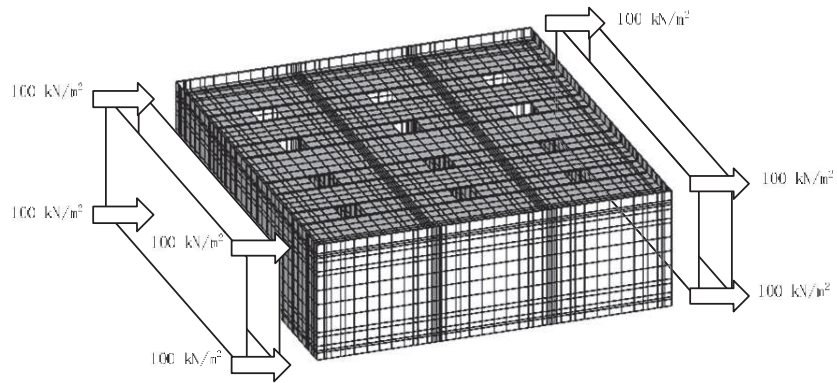
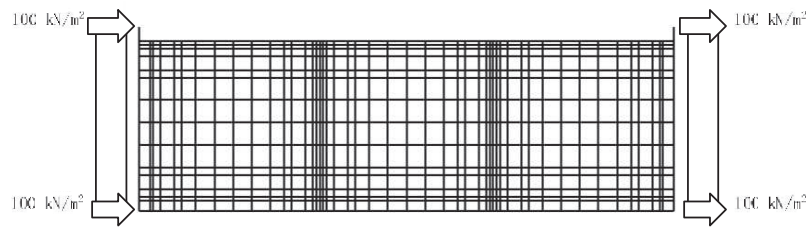


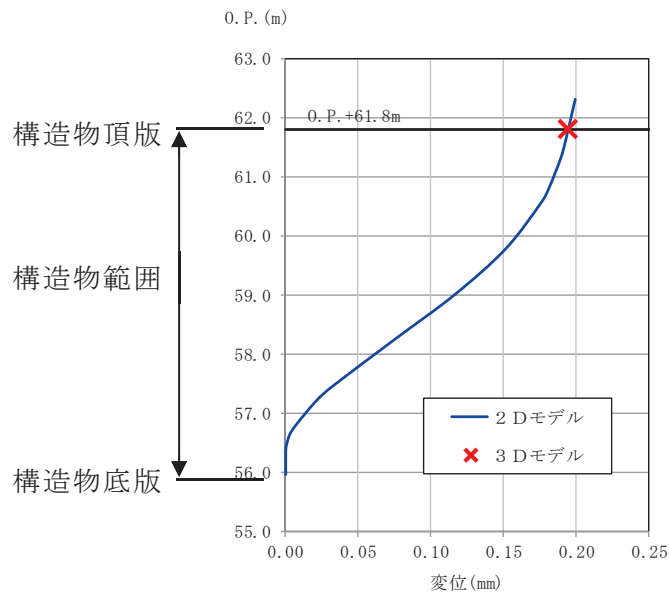
図11.2-4 構造部材のモデル化（B-B断面の例）



(a) 三次元モデルへ単位荷重載荷



(b) 二次元モデルへ単位荷重載荷



(c) 補正係数 β の算定 (三次元モデルと二次元モデルの変位調整)

図11.2-5 補正係数 β の算定方法 (ガスタービン発電設備軽油タンク室)

11.2.2 取水口の漸縮部

取水口の構造図を図11.2-6～図11.2-8に示す。取水口は標準部と漸縮部により構成され、エリアごとで剛性に差異があることから、標準部及び漸縮部それぞれで等価剛性モデルを作成する。漸縮部は、東西方向（縦断方向）で水路幅が減少（漸縮）すること及び水路が、6連ボックスカルバートから2連ボックスカルバートへ変化することから、本節では、漸縮部における等価剛性モデルのモデル化の考え方について示す。

漸縮部の等価剛性モデルは、東西方向で断面形状が変化するが、等価剛性モデルは躯体に作用する土圧及び慣性力を評価するために作成する目的のため、平均的な躯体形状の断面位置であるB-B断面でモデルを作成し、算出された土圧及び慣性力を三次元モデルの漸縮部の延長方向に一様に作用させる。

等価剛性モデルは、B-B断面の幅が一様に分布すると仮定し、図11.2-9のイメージ図に示すとおり設定する。B-B断面を代表として設定した等価剛性モデルを図11.2-10に示す。漸縮部は、妻壁のように加振に対して面内変形で抵抗する部材は存在しないことから、平面応力要素は用いない。

漸縮部において、奥行長さに対する各部材の奥行長さの比率 α の算定で考慮する部材の長さは、図11.2-11に示すとおり縦断方向からみた投影長さとして算定する。

上記のとおり設定した等価剛性モデルについて11.2.1の手順2に基づき、線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重（約100kN/m²）を作用させ、水平変位を算定する。漸縮部は、延長方向で断面形状が異なるが、等価剛性モデルは、全断面の平均的な躯体形状の断面位置をモデル化していることから、三次元モデルから算出する漸縮部の変位は、側壁の南北方向（横断方向）の水平変位を漸縮部の延長方向で平均した値とする。さらに、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ変位を算定し、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定する。なお、漸縮部の等価剛性モデルには平面応力要素が無いことから、補正係数 β は、線形はり要素にて設定する。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。（図11.2-12参照）

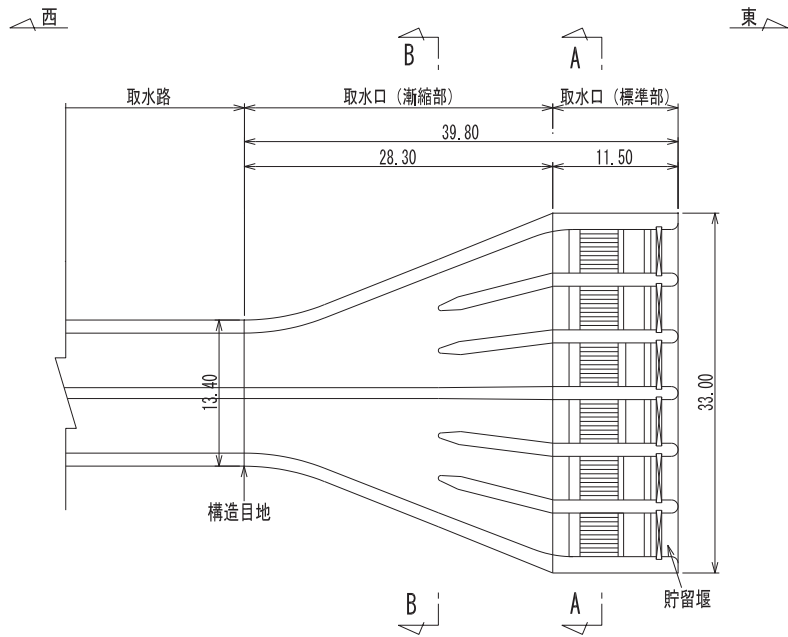


図11.2-6 取水口平面図

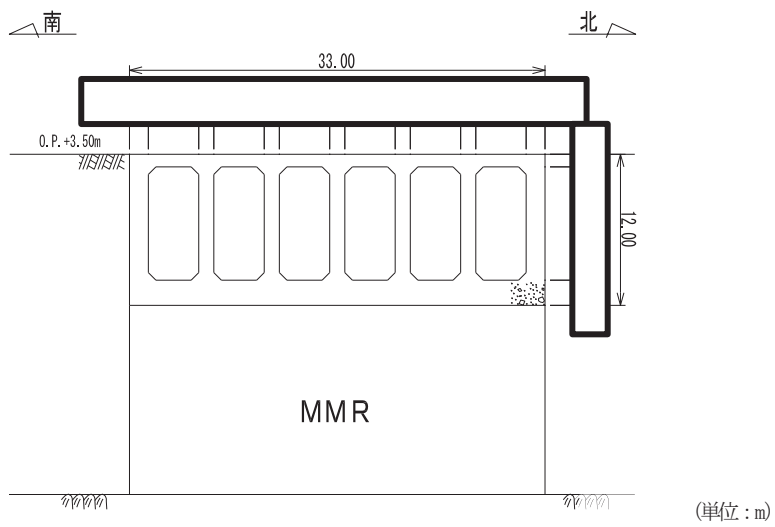


図11.2-7 取水口断面図 (A-A断面図, 標準部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

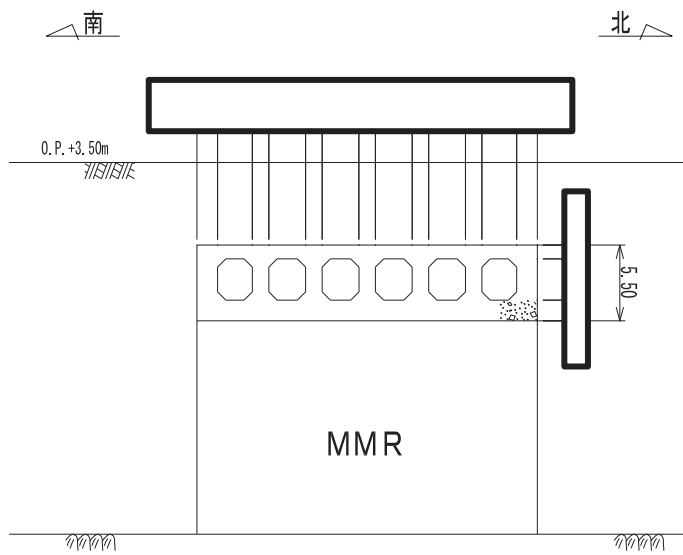


図11.2-8 取水口断面図 (B-B断面図, 漸縮部)

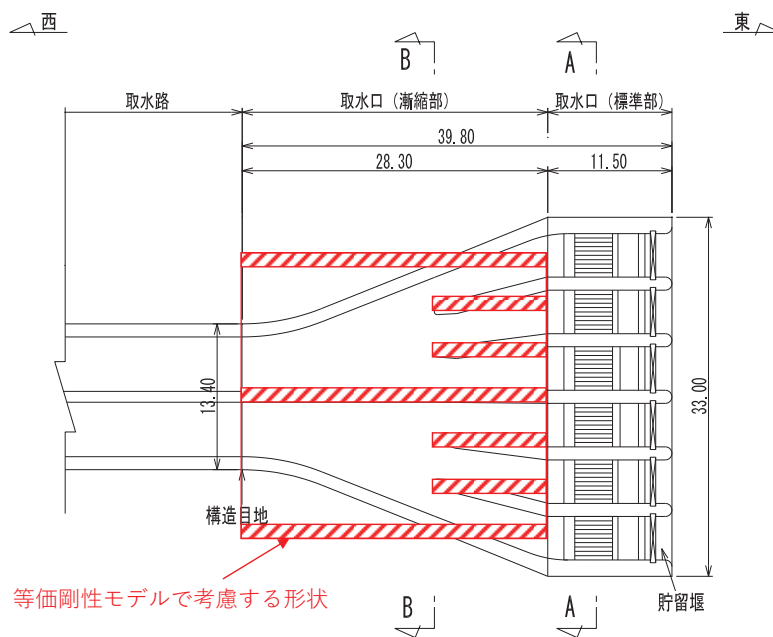
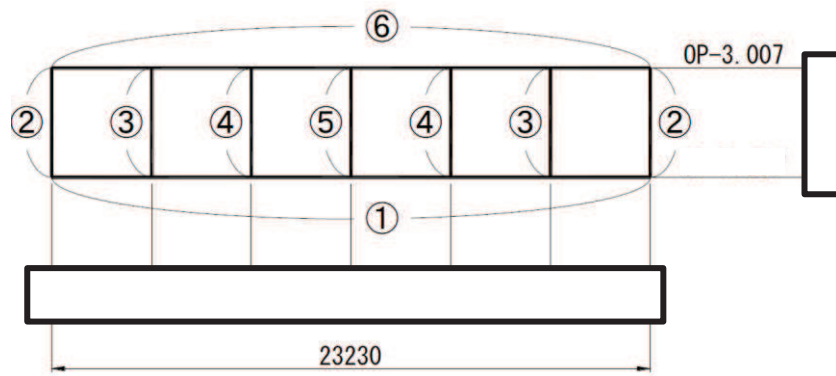


図11.2-9 等価剛性モデル範囲のイメージ図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

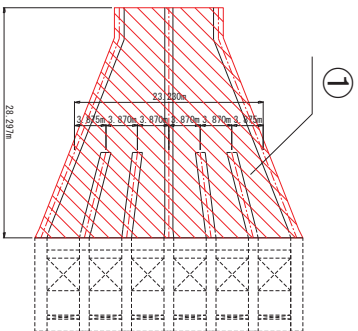


○：はり要素

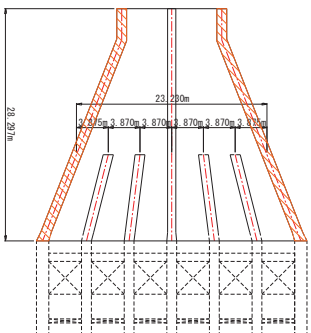
図11.2-10 等価剛性設定用モデル（取水口（漸縮部））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

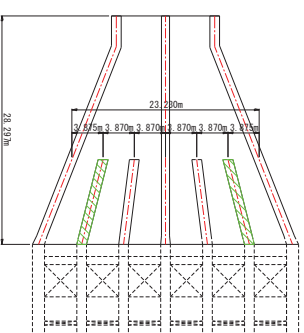
平面図



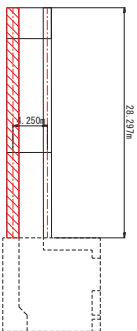
平面図



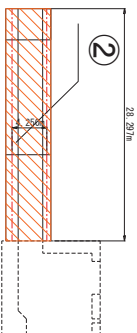
平面図



縦断面図



縦断面図



縦断面図

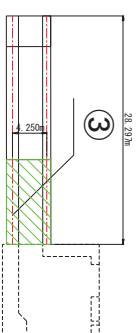
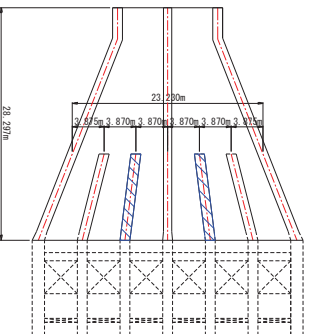
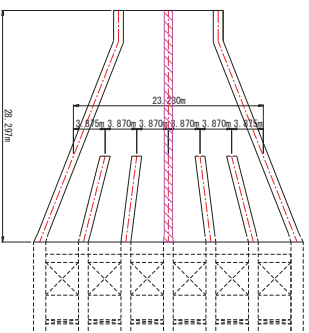


図11.2-11(1) 梁要素の剛性評価部材 (はり部材番号①, ②, ③)

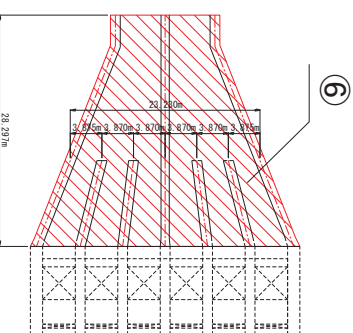
平面図



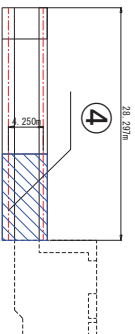
平面図



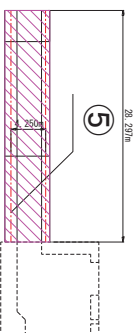
平面図



縦断面図



縦断面図



縦断面図

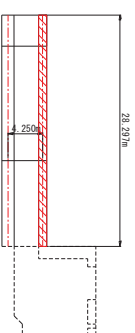
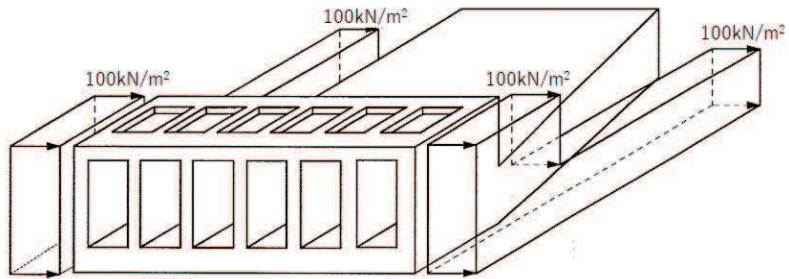
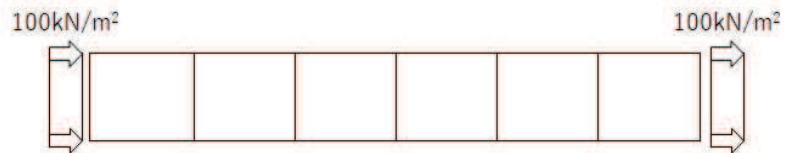


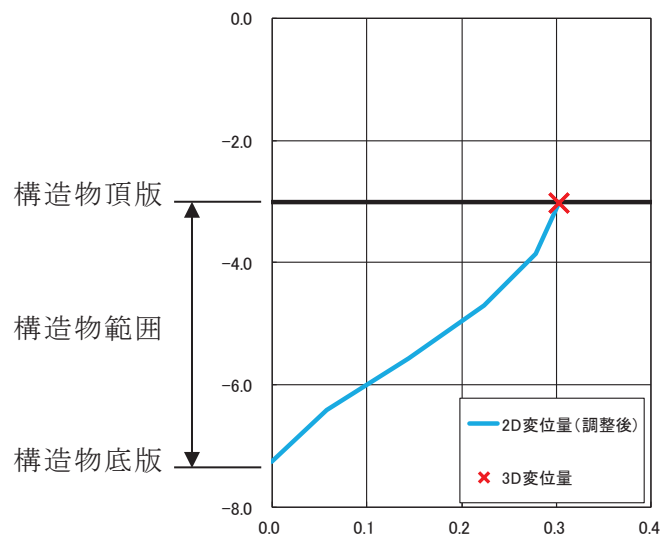
図11.2-11(2) 梁要素の剛性評価部材 (はり部材番号④, ⑤, ⑥)



(a) 三次元モデルへ単位荷重載荷



(b) 二次元モデルへ単位荷重載荷



(c) 補正係数 β の算定 (三次元モデルと二次元モデルの変位調整)

図11.2-12 補正係数 β の算定方法 (取水口 (漸縮部))

参考資料 1 O.P. 14. 8m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性

O.P. 14. 8m 盤に分布する盛土及び旧表土の基準地震動 S_s に対する液状化特性について、液状化強度試験の結果や有効応力解析の結果を基に考察を行った。液状化強度試験の結果、盛土、旧表土共に、過剰間隙水圧が蓄積しても、粒子がばらばらとなり支持力を喪失する現象は発生せず、粘り強くひずみが増大していく現象となった。このことから、女川の盛土及び旧表土が液状化（過剰間隙水圧比 95%以上）した状態を「繰返し軟化」と呼ぶ。O.P. 14. 8m 盤の盛土は、基準地震動 S_s が作用すると、地表面付近（深さ数メートル）では液状化が発生する可能性がある。一方、屋外重要土木構造物等の周囲には分布しないものの、旧表土は、設計上は深さ（拘束圧）によらず敏感に液状化が発生する。

以下に詳細を記載する。

1. 土被り厚の影響

土被りが厚く、拘束圧が大きいほど地盤の液状化抵抗は強いとされており、道路橋示方書では、20m 以浅の範囲を液状化の影響検討の対象としている。

女川原子力発電所の津波対策の特徴の一つとして、敷地高さを盛土により O.P. 14. 8m と高くしている。一方、屋外重要土木構造物等は、岩盤に直接あるいは MMR を介して設置されており、図 1-1 に示す第 2 号機建設時の掘削状況のとおり、原子炉建屋の設置面である O.P. -14. 1m 程度の岩盤まで掘削し、構造物を建設している。従って、原子炉建屋周辺の盛土の層厚は 29m 程度と厚くなっている。また、岩盤が比較的浅い排気筒連絡ダクトの排気筒周辺においても、盛土の層厚は約 15m となる。以上のことから、構造物周囲の盛土は比較的土被りが厚く、液状化抵抗は強いと言える。さらに、盛土は粒度調整された土質材料を用い、締め固め管理しており、密な構造となっていることから、液状化抵抗は強いと言える。

旧表土は、建設前に地表面に分布していた表土であり、掘削されずに残った土が分布しており、発電所の敷地造成により上部を盛土で覆われている。排気筒連絡ダクトのトンネルを除く屋外重要土木構造物等は開削により建設しており、旧表土は建設の過程で掘削除去されているため、構造物周囲に旧表土は分布しない。

土被りの大きい旧表土は海水ポンプ室の南側に分布しており、旧表土上面に厚さ約 26m の盛土が覆っている。一方、土被りの小さい旧表土は、2 号機と 3 号機の間の防潮堤周辺の旧表土であり、旧表土上面に対する盛土の土被りは約 11m あり、約 16m の層厚で旧表土が分布している。以上のことから、構造物周囲に旧表土は分布しないものの、敷地の旧表土は盛土に覆われて土被りが厚く、液状化抵抗は強いと言える。

以上のことから、O.P. 14. 8m 盤の構造物周囲の盛土は地表面下約 15m～29m の厚さで分布し、旧表土上の土被り厚（盛土層厚）は地表面下約 11m～29m である。また、液状化検討対象施設のうち、周辺地盤の液状化等の影響が考えられる施設は排気筒連絡ダクトである

が、構造物の土被り厚が最も薄い断面⑪及び断面⑫であっても構造物に対する土被り厚が約7mある。

盛土・旧表土とも構造物周辺では土被り厚が大きく、液状化抵抗は大きい分布状況と言える。

本資料で示す盛土、旧表土の分布が特徴的な断面位置をまとめて図1-2に示す。図1-3に岩盤上面に対する土被りが大きい復水貯蔵タンク基礎（A-A断面、南北）、図1-4に比較的岩盤上面に対する盛土の土被りの小さい排気筒連絡ダクト（縦断図、断面⑪）及び図1-5に比較的旧表土上面に対する盛土の土被りが厚い箇所と薄い箇所がある取水路（断面⑥：曲線部）の地質断面図を示す。

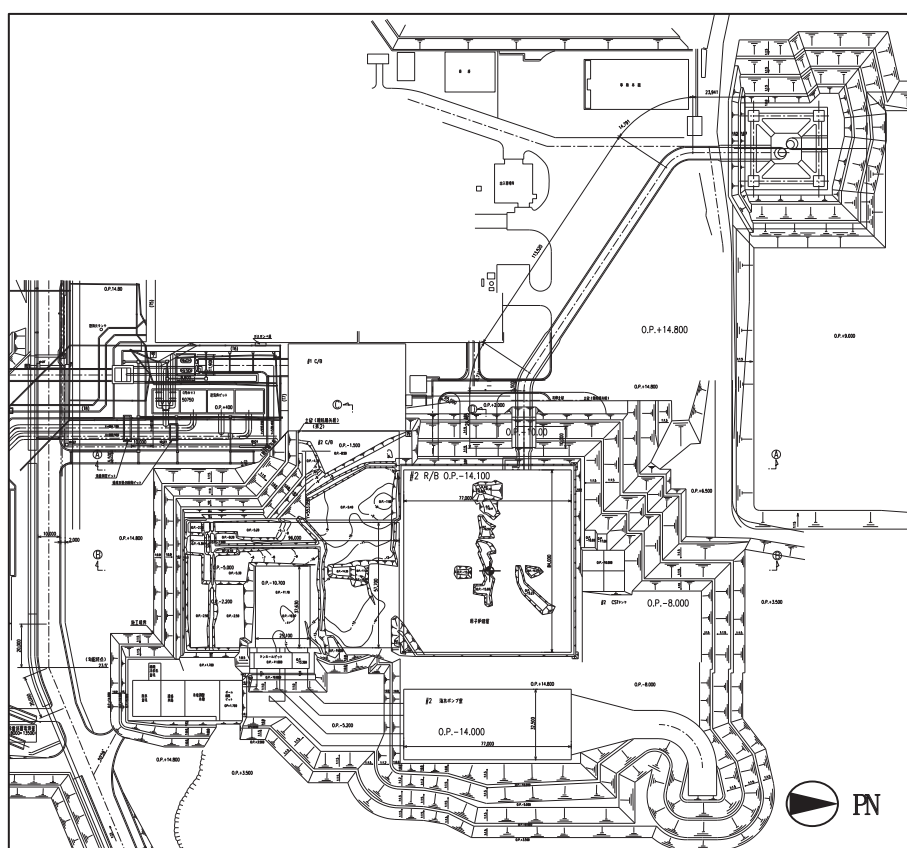


図1-1 第2号機建設時の掘削状況

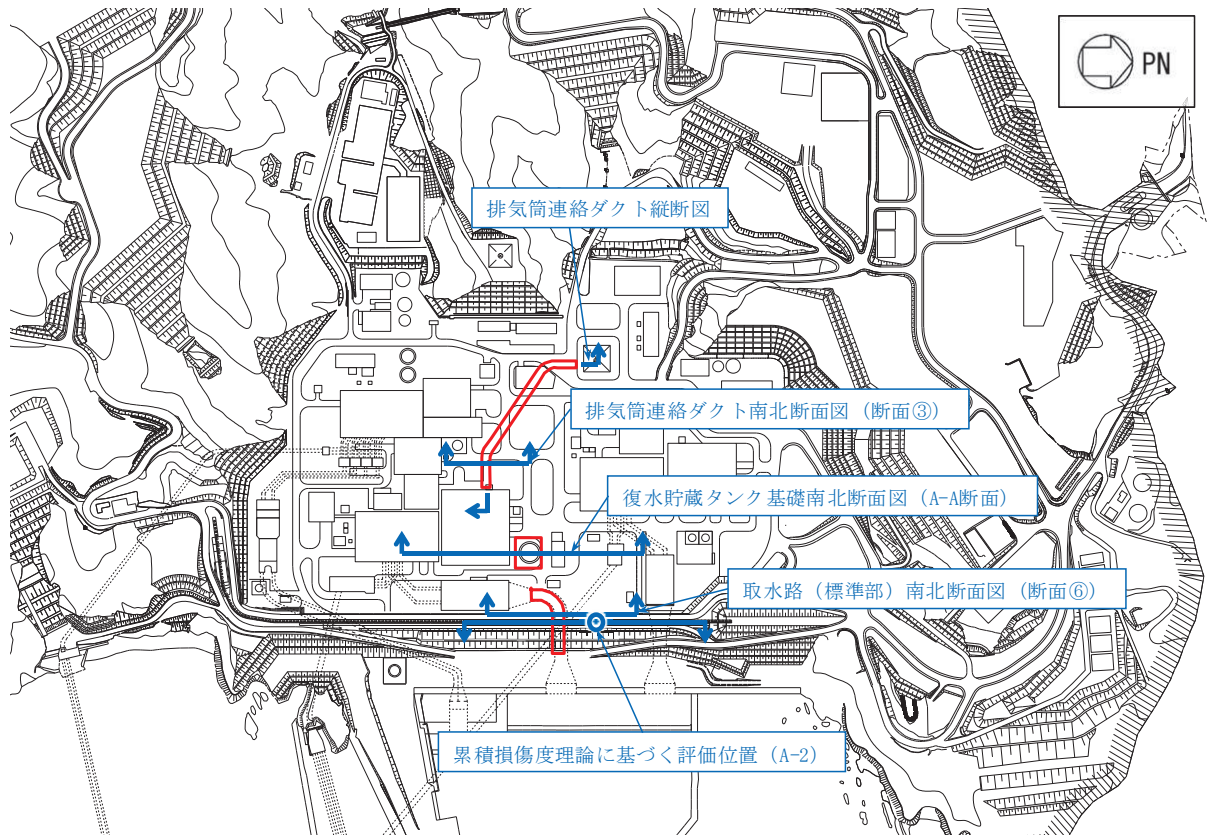


図 1-2 断面位置図

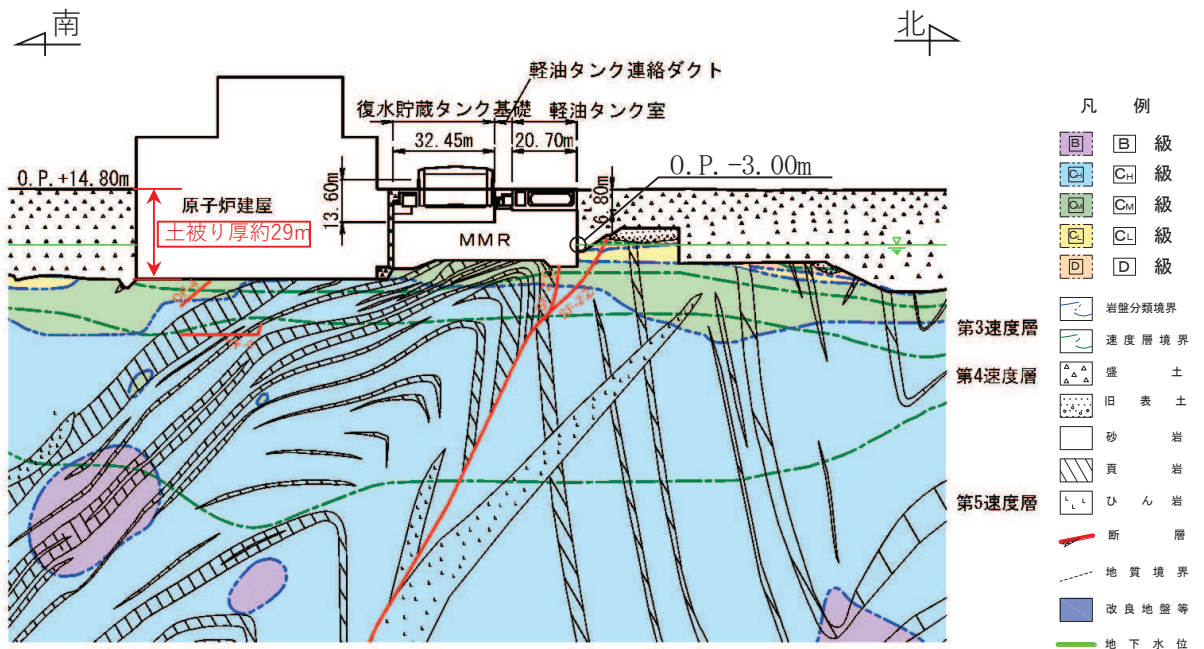


図 1-3 復水貯蔵タンク基礎 地質断面図 (A-A 断面, 南北)



図 1-4 排気筒連絡ダクト 地質断面図 (縦断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

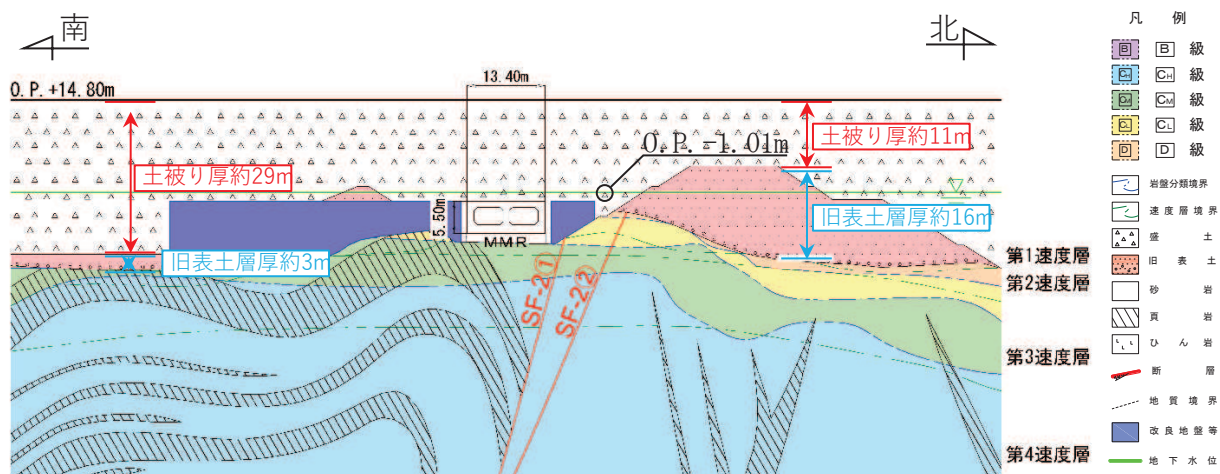


図 1-5 取水路（標準部） 地質断面図（断面⑥：曲線部）

2. 東北地方太平洋沖地震の影響

東北地方太平洋沖地震により継続時間の長い地震動（最大加速度 567.5gal，継続時間 150 秒以上）により敷地の盛土，旧表土は振動を受け，図 2-1 に示す不飽和地盤の揺すり込み沈下は確認されたものの，O.P. 14.8m 盤において噴砂や側方流動など液状化が疑われる変状は確認されなかった。

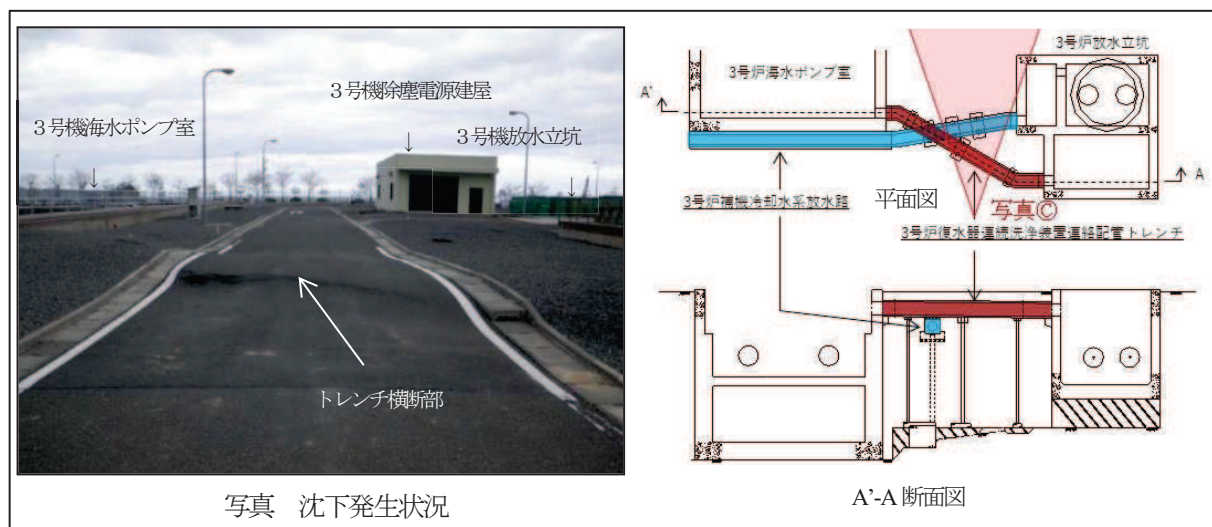


図 2-1 東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況

3. 液状化強度試験

液状化強度試験は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示されるとおり、敷地で採取した盛土 48 ケース（最小圧密応力 50kN/m^2 ：深度約 2.4m）、旧表土 50 ケース（最小圧密応力 78.5kN/m^2 ：深度約 4.1m）に対して実施したが、有効応力がゼロとなり液体状となる現象は確認されず、繰返し载荷に伴い、過剰間隙水圧比が 95%を超えた場合でも、ひずみが徐々に大きくなるものの、急には増大することはない現象（「繰返し軟化」という。）が確認された。つまり、液状化強度試験の結果、盛土及び旧表土が液状化した場合には、繰返し軟化が発生する。

また、O.P. 14.8m 盤で採取した試料に対する試験結果と、基準地震動 S_s により敷地に発生すると想定されるせん断応力を累積損傷度理論に基づき比較すると、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示されるとおり、基準地震動 S_s により盛土で発生するせん断応力比は、0.33 以下であり、試験結果（A シリーズ）に基づく液状化強度曲線（平均値）を下回り、液状化は発生しない結果となっている。一方、旧表土については、液状化の発生を否定できない結果となっている。

O.P. 14.8m 盤の検討結果の一部を図 3-1 に、累積損傷度理論の検討に用いた一次元地震応答解析の実施位置を図 3-2 に示す。

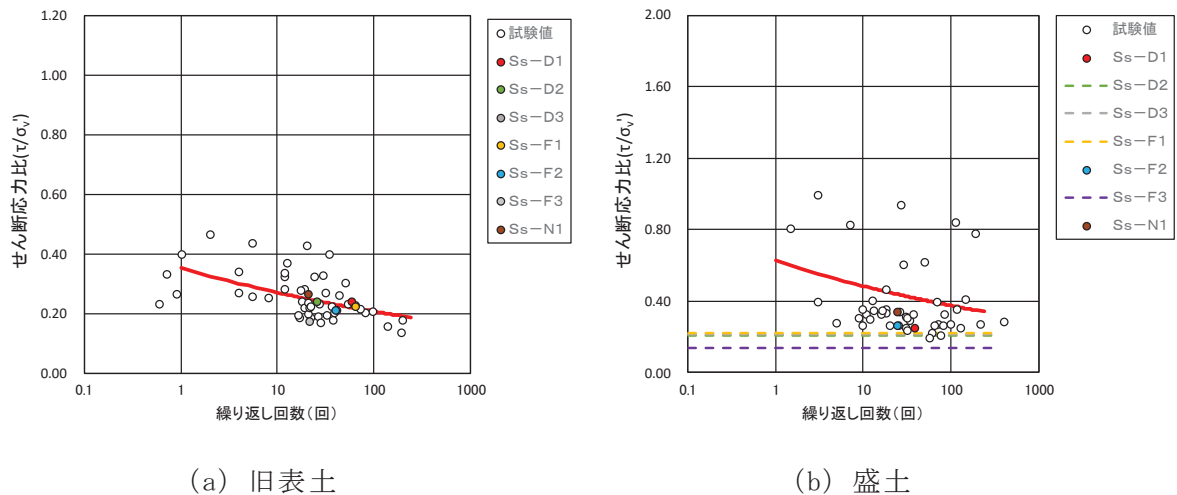


図 3-1 累積損傷度理論に基づく評価結果（A-2）

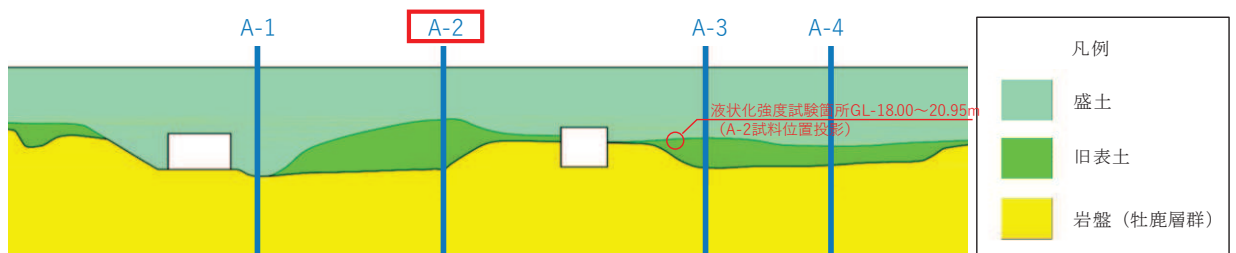


図 3-2 一次元地震応答解析実施位置（A-2）

4. 一次元有効応力解析による試解析

排気筒連絡ダクトにおいて実施した一次元有効応力解析のモデル図を図 4-1 に、過剰間隙水圧比分布図（全時刻最大）を図 4-2 に示す。

盛土及び旧表土の液状化特性は、O.P. 3.5m 盤の試験結果を含めた敷地全体の液状化強度試験の最低値を基に、保守的に設定した解析用物性値（液状化パラメータ）を用いた解析の結果、盛土は、地下水位が地表面となる排気筒連絡ダクト断面⑫の地表面下約 1m 程度の範囲のみ液状化（過剰間隙水圧比が 95%を超過）が発生している。また、深部方向に、上載荷重（盛土）が増加することで、深部になるほど過剰間隙水圧比が低下することも確認された。排気筒連絡ダクトの設置深度においては、液状化は発生しない結果となっている。一方、旧表土は、断面③や断面④の土被り約 12～13m でも過剰間隙水圧比が 100%近くに達し、液状化している。

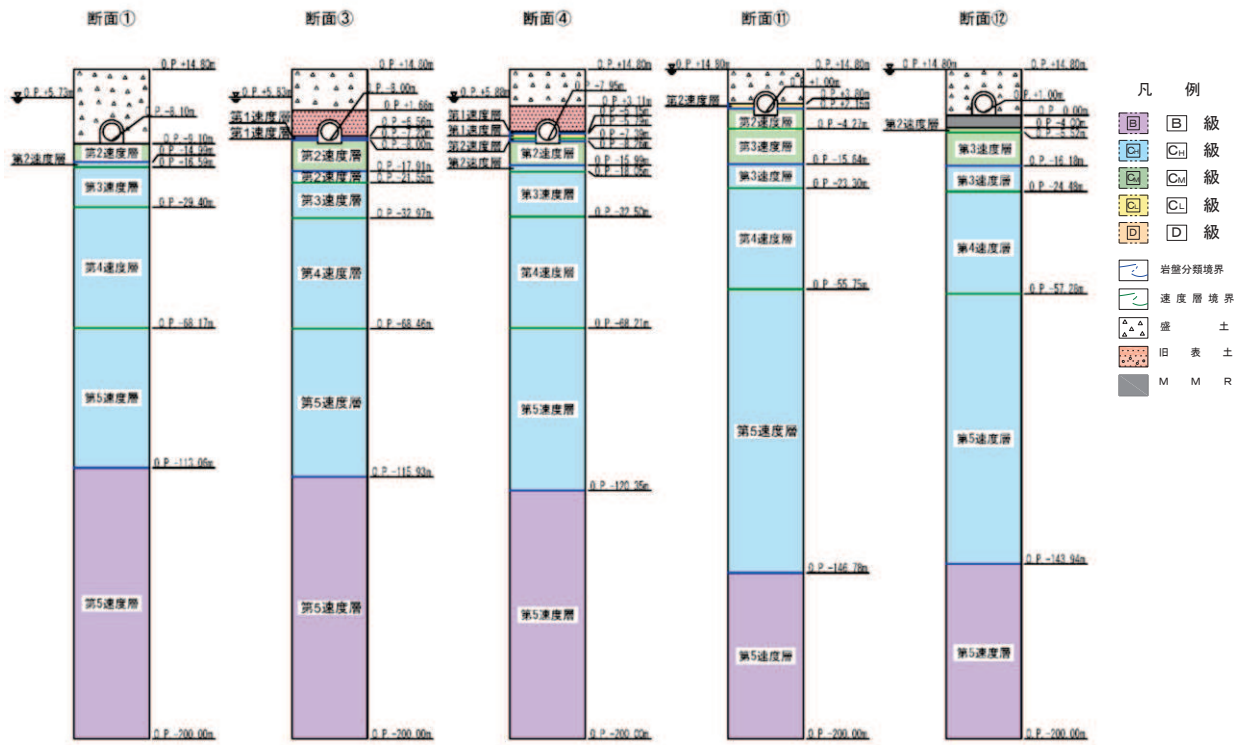


図 4-1 一次元地震応答解析モデル図 (排気筒連絡ダクト (土砂部))

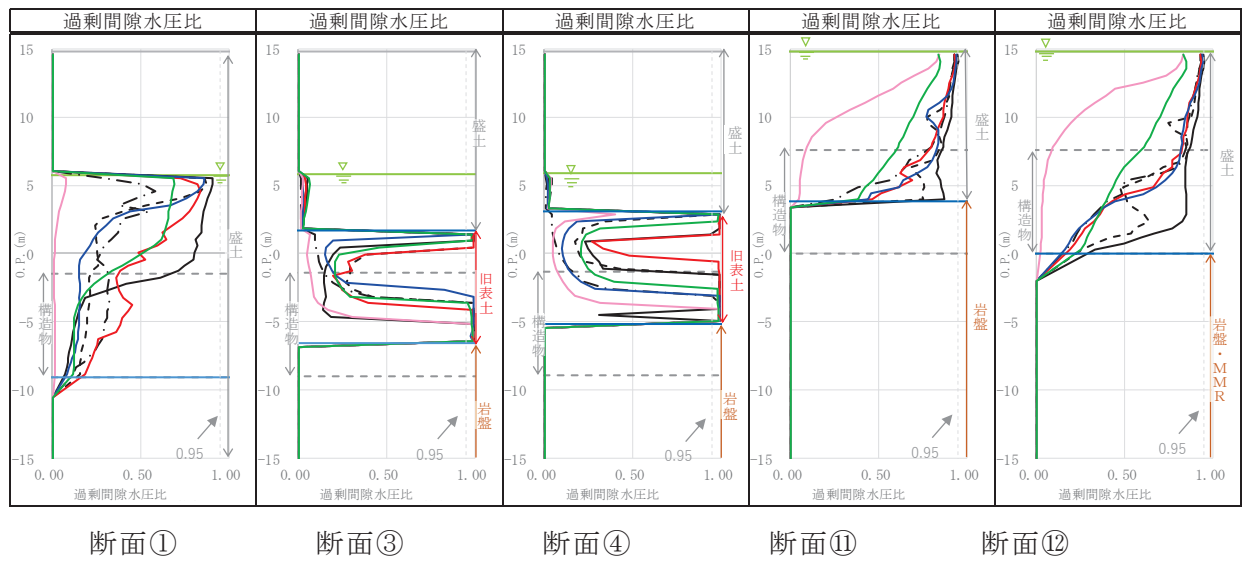


図 4-2 過剰間隙水圧比分布図

5. 二次元有効応力解析

液状化抵抗の比較的小さい旧表土が構造物周囲に接するの盛土の外側に分布する排気筒連絡ダクト（断面③）の地質断面図を図 5-1 に示す。有効応力解析の結果のうち、盛土の過剰間隙水圧比が最も大きい $S_s - D1$ の過剰間隙水圧比分布を図 5-2 に示す。「4. 一次元有効応力解析による試解析」の試解析と同様に、盛土及び旧表土の液状化特性は、敷地全体の液状化試験結果の最低値を基に設定した保守的な解析条件としている。解析条件等は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価」に示す。

排気筒連絡ダクト（断面③）は、盛土層厚（旧表土に対する土被り厚）が約 13m で、地下水面は地表面下 9.0m に位置するが、試解析の結果、盛土の過剰間隙水圧比は 95%未満であり、液状化は発生していない。これは、地下水面下の盛土は土被り厚が大きいため、一次元有効応力解析による試解析と同様に土被り厚（拘束圧）が大きく、液状化抵抗が増加したものだと考える。一方、旧表土はほぼ全面に渡り過剰間隙水圧比が 95%を超過しており、液状化が発生している。

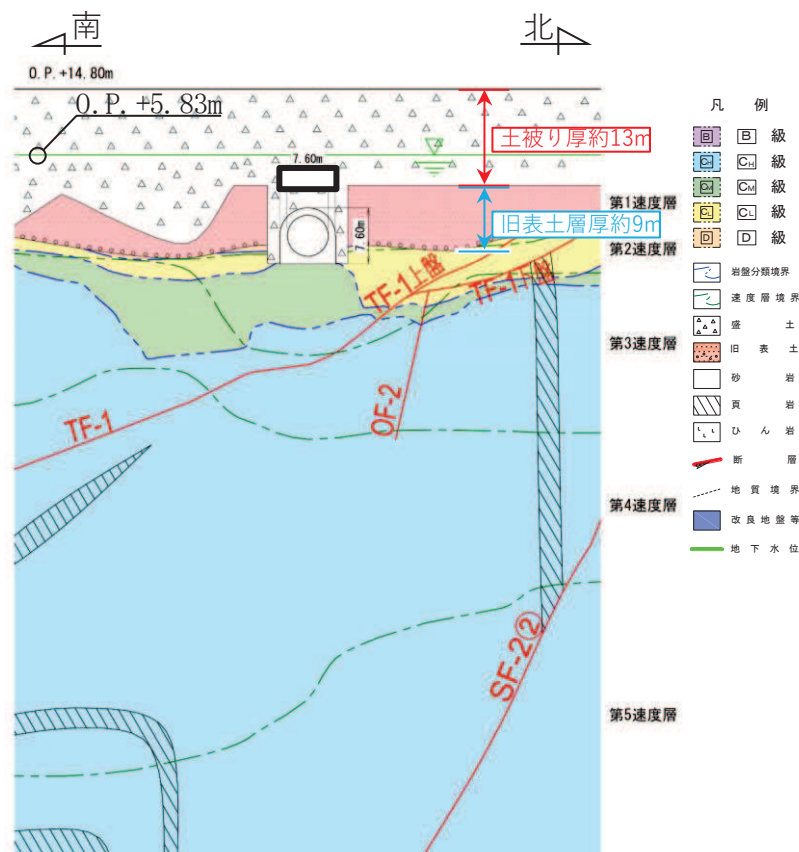
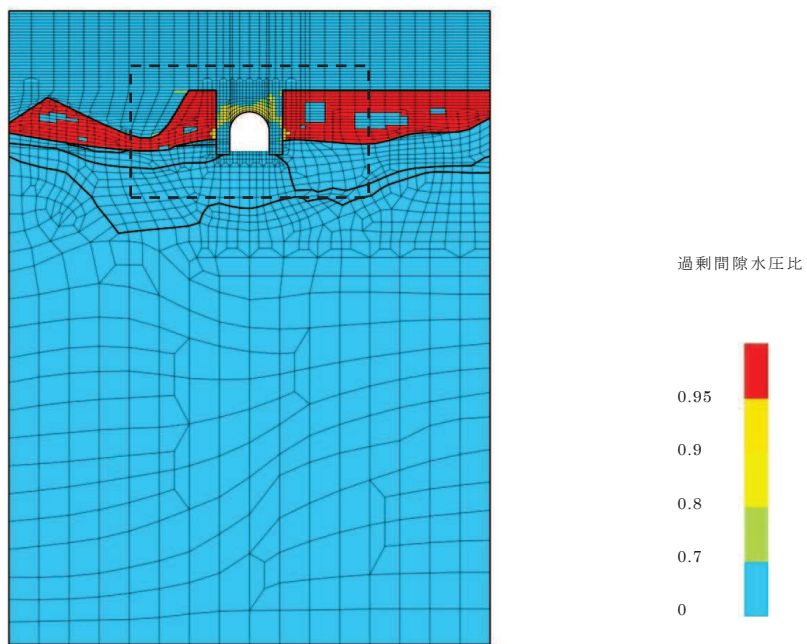
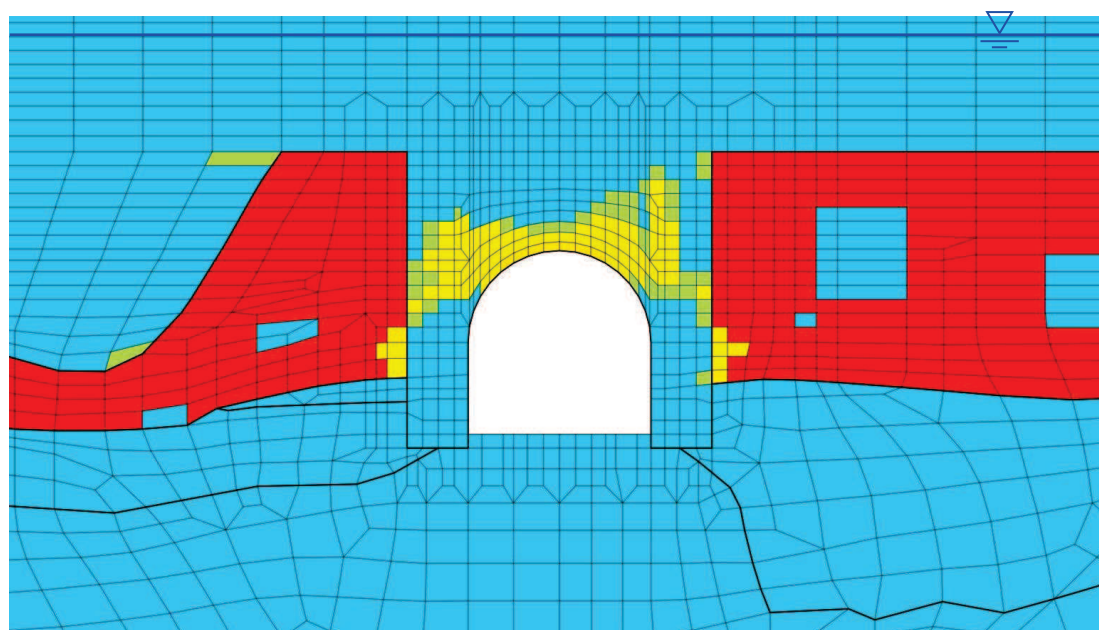


図 5-1 排気筒連絡ダクト 地質断面図（断面③）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-2 排気筒連絡ダクト（断面③）過剰間隙水圧比分布図（ $S_s - D1$ ）（全時刻最大）

6. まとめ

O. P. 14. 8m 盤に分布する盛土及び旧表土の基準地震動 S_s に対する液状化特性について、液状化強度試験の結果や有効応力解析の結果を以下にまとめた。

液状化強度試験の結果、盛土及び旧表土共に、液状化（過剰間隙水圧比 95%以上）は発生するが、支持力を失うような現象は発生せず、粘り強くひずみが増大する繰返し軟化現象である。

盛土は液状化抵抗が大きく、基準地震動 S_s に対して、地下水以下の盛土に対し土被りが数メートルあれば液状化は発生しないものの、土被りの小さい地表面付近では液状化が発生する可能性がある。

旧表土は液状化抵抗が小さく、基準地震動 S_s に対して拘束圧（深さ）にかかわらず、液状化が発生する。ただし、屋外重要土木構造物等の周囲には分布しない。

参考資料2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討

女川原子力発電所の屋外重要土木構造物等の断面選定は、「4.1 断面選定の方針」に示したフローチャートに基づき、耐震上厳しい断面を定性的に選定している。ただし、定性的な評価では判断しづらい断面については、「参考資料3 地震応答解析による断面選定の確認」において、一次元地震応答解析を実施し、構造物深さにおけるせん断応力を指標として、フローチャートによる断面選定との整合を確認している。

本資料では、排気筒連絡ダクト（断面③）に対する二次元地震応答解析結果を基に、耐震性に支配的な要因は周囲の盛土から作用する土圧であり、土圧に相関があるせん断応力を指標とすることが適切であることを確認した。

1. 検討対象

本検討は、構造物の周囲が地盤改良されておらず、かつ、周囲に盛土と旧表土が分布する排気筒連絡ダクト（断面③）の試解析結果を対象として、耐震性に支配的な要因を検討する。排気筒連絡ダクト（断面③）の地質断面図及び地震応答解析モデル図を図1-1、図1-2にそれぞれ示す。

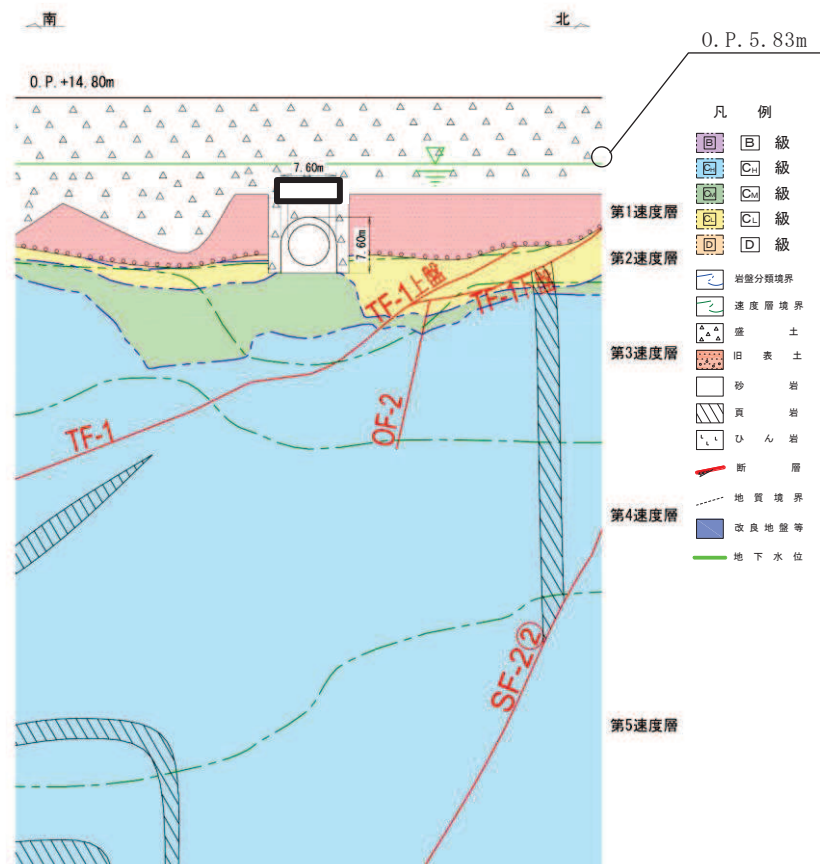


図1-1 排気筒連絡ダクト（土砂部）の地質断面図（断面③）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

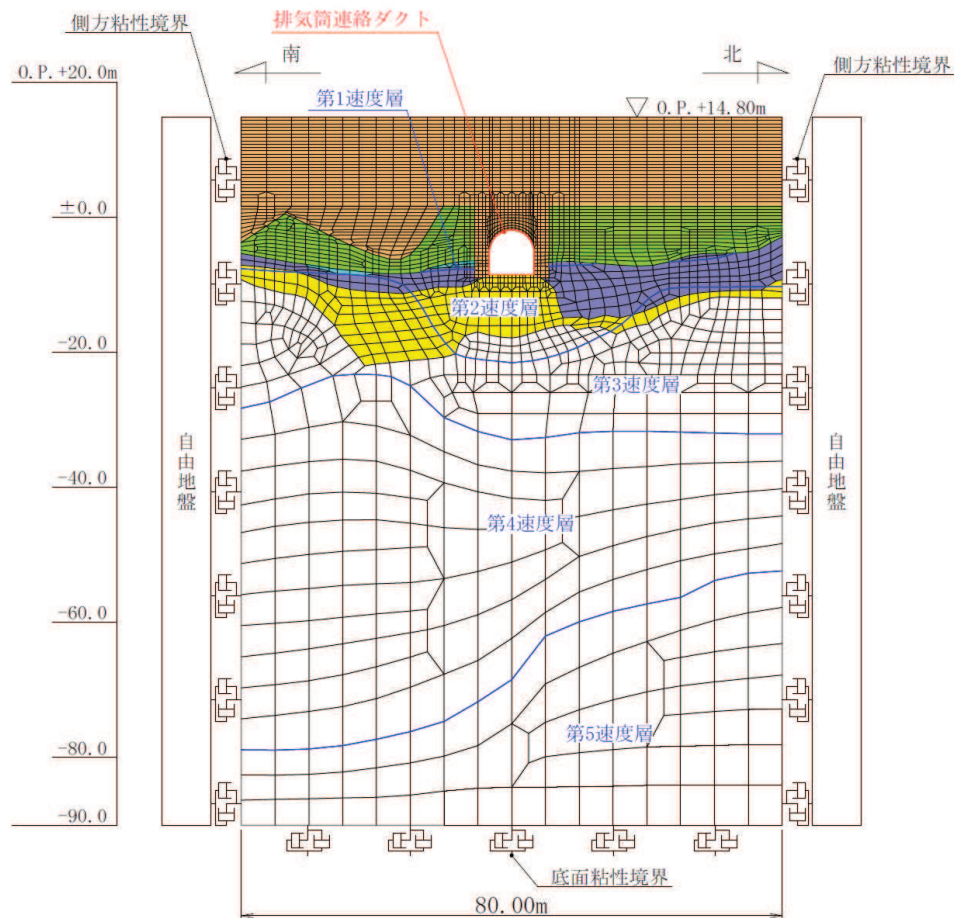


図 1-2 排気筒連絡ダクト（土砂部）の地震応答解析モデル図（断面③）

2. 検討方針

排気筒連絡ダクト（断面③）に対して基準地震動 S_s7 波で全応力解析及び有効応力解析による地震応答解析を実施し、曲げ・軸力系の破壊に比べて耐震裕度が小さいせん断破壊に対する照査を行い、躯体に作用する地震時荷重（土圧、慣性力）の比率を整理することにより、耐震性に支配的な荷重を検討する。

3. 耐震評価に支配的な要因

基準地震動 S_s7 波に対する側壁のせん断力最大時刻における地震時荷重（土圧及び慣性力）について、全応力解析の結果を表 3-1 及び図 3-1 に、有効応力解析結果を表 3-2 及び図 3-2 に示す。

地震応答解析の結果、構造物に作用する荷重に着目すると、慣性力に対する土圧の比率は全応力解析では約 22 倍以上、有効応力では約 19 倍以上であり、排気筒連絡ダクトの耐震性に支配的な要因は、土圧であると推察される。

また、全応力解析と有効応力解析を比較すると、全ての基準地震動 S_s で全応力解析の土圧が大きい結果となった。

土圧の大きさは側面地盤のせん断応力に関連しており、構造物により地盤のせん断変形が抑制された分、相応するせん断応力が土圧として構造物へ作用する。

表 3-1 慣性力に対する土圧の比率（全応力解析）

基準地震動	土圧(kN)	慣性力(kN)	土圧の比率
$S_s - D 1$	3060	25	122
$S_s - D 2$	3015	138	22
$S_s - D 3$	2821	28	101
$S_s - F 1$	2705	84	32
$S_s - F 2$	2709	116	23
$S_s - F 3$	2672	107	25
$S_s - N 1$	3289	133	25

表 3-2 慣性力に対する土圧の比率（有効応力解析）

基準地震動	土圧(kN)	慣性力(kN)	土圧の比率
$S_s - D 1$	2493	131	19
$S_s - D 2$	2484	93	27
$S_s - D 3$	2487	22	113
$S_s - F 1$	2356	37	64
$S_s - F 2$	2570	62	41
$S_s - F 3$	2081	76	27
$S_s - N 1$	2318	3	773

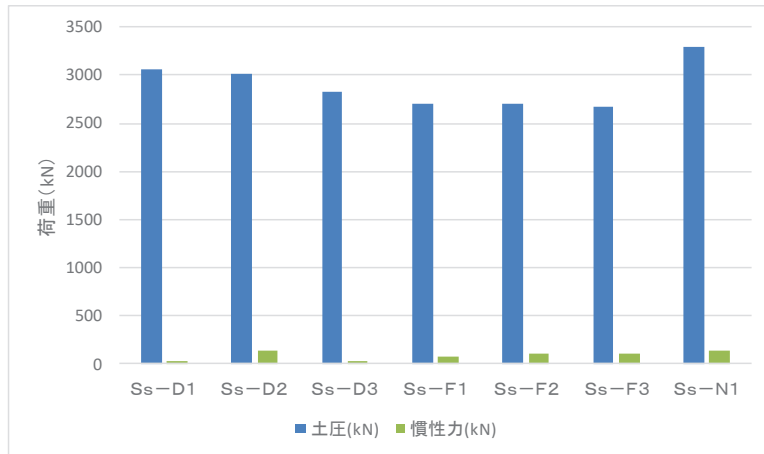


図 3-1 地震時荷重における土圧と慣性力の関係（全応力解析）

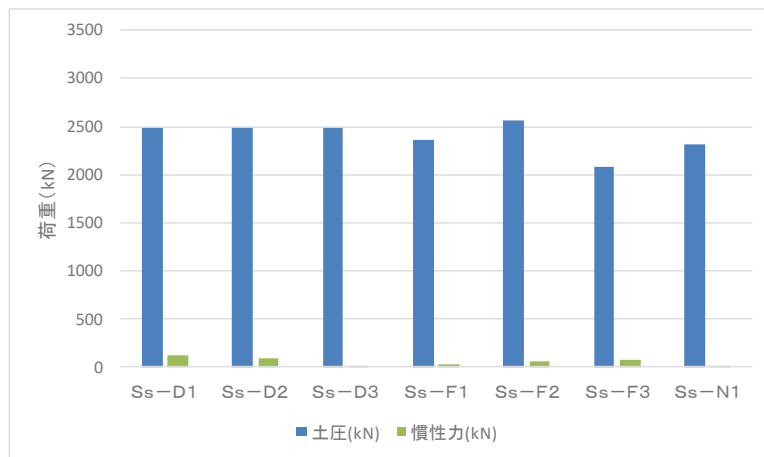


図 3-2 地震時荷重における土圧と慣性力の関係（有効応力解析）

4. 一次元地震応答解析による断面選定の指標について

基準地震動 S s 7 波に対する一次元地震応答解析によるせん断応力と照査値の相関性、一次元地震応答解析による相対変位と照査値の相関性及び二次元地震応答解析による土圧と照査値の相関性について、図 4-1～図 4-3 に示す。

二次元の全応力解析による土圧及び照査値に対し、一次元の全応力解析による相対変位、せん断応力の相関性を確認した結果、全応力解析では大局的には傾向が合うことが確認された。

二次元の有効応力解析による土圧及び照査値に対し、一次元の全応力及び有効応力解析による相対変位、せん断応力を算定した結果、せん断応力では大局的には相対変位は照査値の傾向と合うものの、有効応力解析では相関が小さいことを確認した。

図 4-4 に地盤に変位が作用した際の関係性を整理した。有効応力解析は全応力解析に比べて、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤変位の増加量及び地盤剛性の低下量が大いことから、変動量の比率によって構造物に作用する土圧も変動する。そのため、変位の大小関係が、構造物に作用する土圧及び照査値の大小関係に必ずしも相関が見られず、上記の結果になったと考えられる。

なお、直接基礎で構築している構造物は上記の整理となるが、杭基礎等の柔な構造物では、地震時の地盤変位に追随するように構造物が変形すること、また常時土圧の影響は受けないことから、地震時の地盤変位の影響が大きくなり、相対変位に着目した方が良いと考えられる。

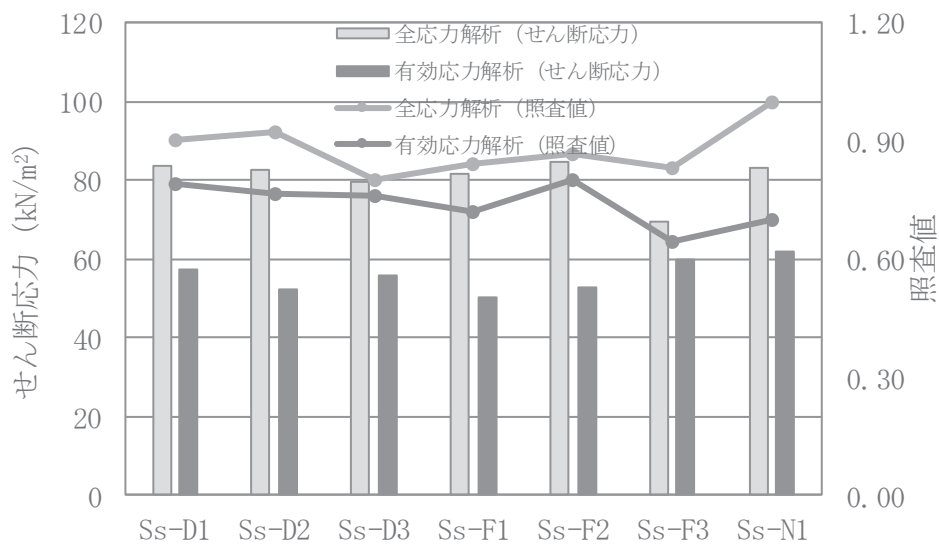


図 4-1 一次元地震応答解析によるせん断応力と照査値の相関性

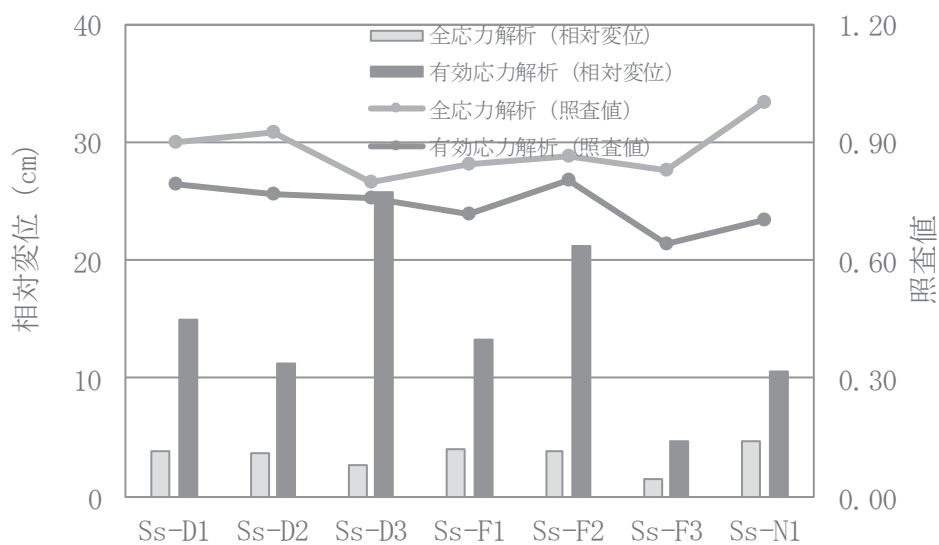


図 4-2 一次元地震応答解析による相対変位と照査値の相関性

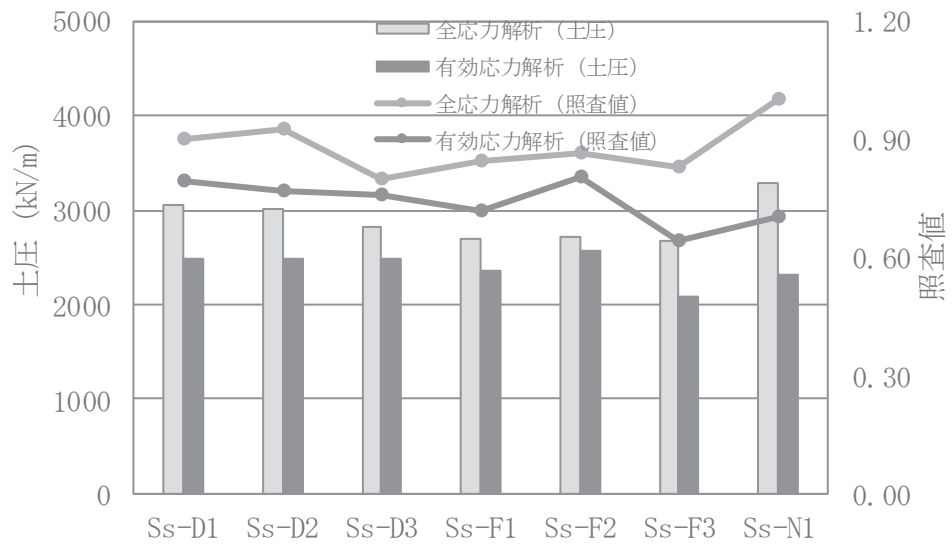
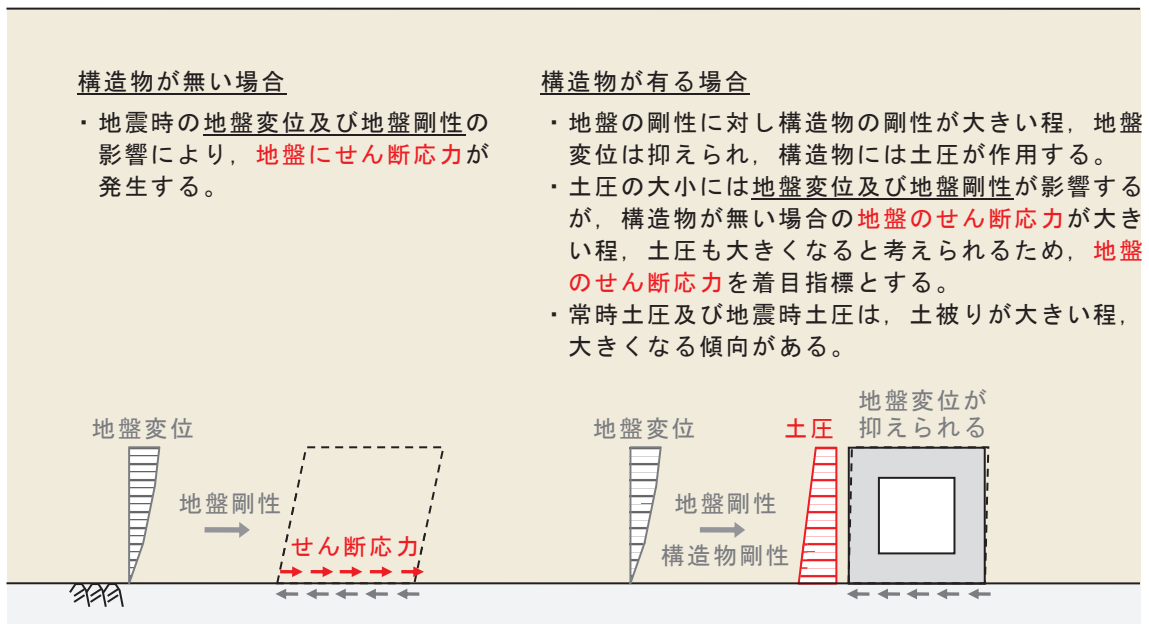


図 4-3 二次元地震応答解析による土圧と照査値の相関性



※杭基礎等の柔な構造物では、地震時の地盤変位に追随するように構造物が変形すること、また常時土圧の影響は受けないことから、地震時の地盤変位の影響が大きくなると考えられる。

図 4-4 一次元地震応答解析による断面選定の指標

5. まとめ

地中に埋設された屋外重要土木構造物の耐震性に支配的要因について、排気筒連絡ダクト（断面③）の二次元地震応答解析結果を基に考察した。考察の結果、屋外重要土木構造物の耐震性は、曲げ・軸力系の破壊に比べて耐震裕度が小さいせん断破壊に対して支配的な地震時荷重は、構造物に作用する土圧であり、地中構造物の耐震性について、一次元地震応答解析により断面選定する場合には、土圧の大きさに関連する地盤のせん断応力指標とすることが適切であることを確認した。また、直接基礎で構築している構造物は、全応力解析では大局的には相対変位は照査値の傾向と合うものの、有効応力解析では相関が小さいことを確認し、せん断応力の指標とすることの妥当性について確認した。

参考資料 3 地震応答解析による断面選定の確認

屋外重要土木構造物の評価対象断面については、図 4.1-1 に示したフローチャートに基づき、耐震評価上最も厳しくなる断面を定性的に選定してしている。ここでは、一次元地震応答解析に基づく断面選定を行い、フローチャートに基づく断面選定との整合性について確認する。断面選定の確認対象は、延長の長い線状構造物である排気筒連絡ダクト（土砂部）と排気筒連絡ダクト（岩盤部）とする。「4.5 排気筒連絡ダクト」においてフローチャートに基づき選定された、土砂部の断面①、岩盤部の断面⑤について確認を行う。

土砂部、岩盤部それぞれの候補断面に対して、基準地震動 S_s （7 波）を用いた一次元地震応答解析により耐震評価上厳しくなる断面を選定した結果、フローチャートに基づき選定した断面と整合的な結果を得た。

1. 排気筒連絡ダクト（土砂部）の断面選定

排気筒連絡ダクト（土砂部）は、構造物周辺に液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布することから、一次元の全応力解析に加え有効応力解析による地震応答解析を実施した。

「4.5 排気筒連絡ダクト」において候補断面として選定した断面①、断面③、断面④、断面⑪、断面⑫の一次元地震応答解析のモデル図を図 1-1 に示す。

排気筒連絡ダクト（土砂部）の耐震性に支配的な要因は、「参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討」に示すとおり、構造物に作用する土圧である。従って、一次元地震応答解析における構造物範囲（深度）の盛土及び旧表土のせん断応力に着目して候補断面の比較を行った。

排気筒連絡ダクト（土砂部）の一次元地震応答解析結果を表 1-1 に示す。また候補断面におけるせん断応力分布（全時刻最大）を図 1-2 に示す。

比較の結果、全応力解析及び有効応力解析ともに、岩盤上面の標高が最も低く、土被りが最も厚い断面①が最大となり、断面選定結果と整合的であることが確認できた。

なお、排気筒連絡ダクト（土砂部）における液状化の発生の有無を確認するため、有効応力解析における過剰間隙水圧比分布を各断面において比較した。その結果、旧表土については、土被りが大きくても液状化の発生が示唆されるが、盛土については、土被りが小さい範囲においても 95%を超過する液状化は発生していない解析結果となっている。各断面の過剰間隙水圧比分布を図 1-3 に示す。

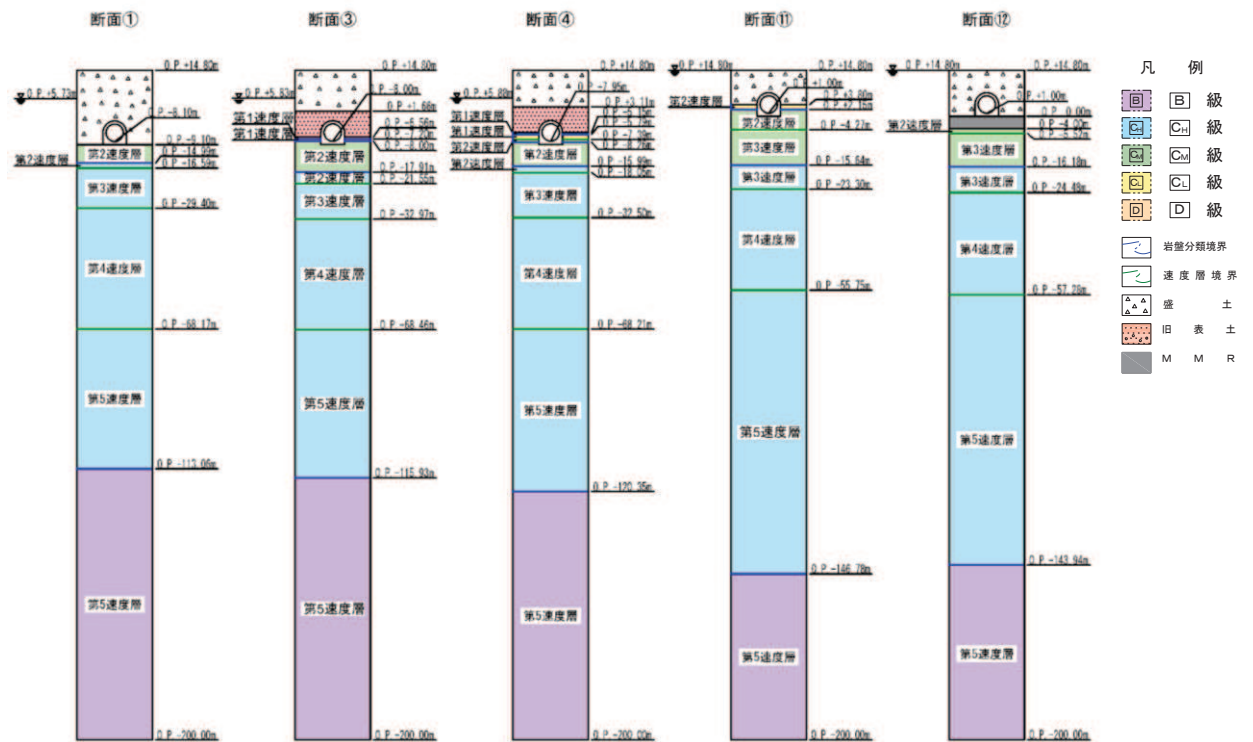


図 1-1 一次元地震応答解析モデル図（排気筒連絡ダクト（土砂部））

表 1-1 一次元地震応答解析結果（排気筒連絡ダクト（土砂部））

候補 断面	せん断応力 (kN/m ²) *	
	全応力解析	有効応力解析
断面①	101 (S _s - N 1)	100 (S _s - D 2)
断面③	85 (S _s - F 2)	62 (S _s - N 1)
断面④	82 (S _s - D 2)	59 (S _s - N 1)
断面⑪	74 (S _s - N 1)	52 (S _s - N 1)
断面⑫	75 (S _s - N 1)	58 (S _s - N 1)

注記*：構造物深度のうち盛土及び旧表土における最大値
 上段：最大応答値，下段：最大応答値を示す地震動
 網掛：全応力解析，有効応力解析それぞれにおいて，せん断応力の最大値

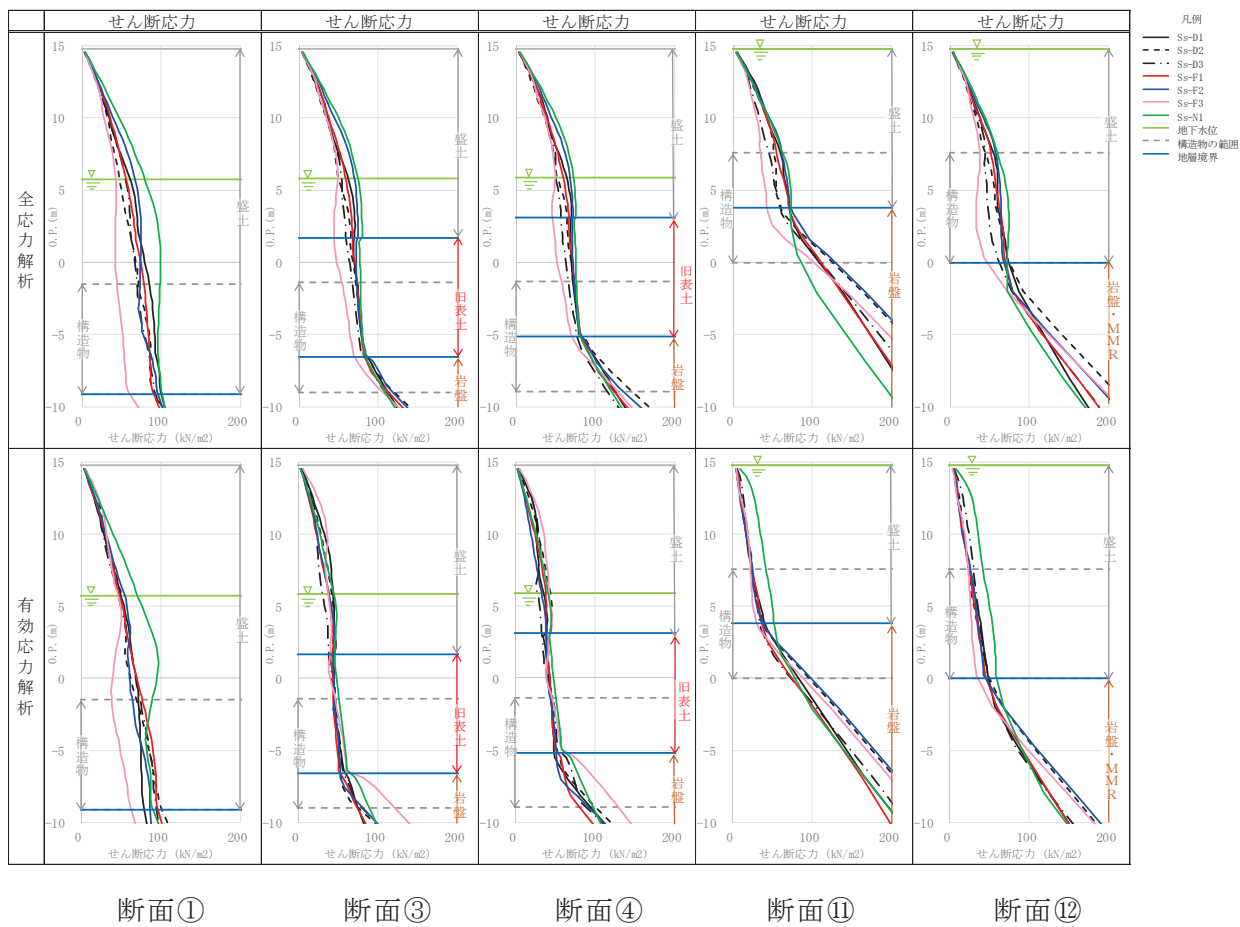


図 1-2 せん断応力分布 (全時刻最大)

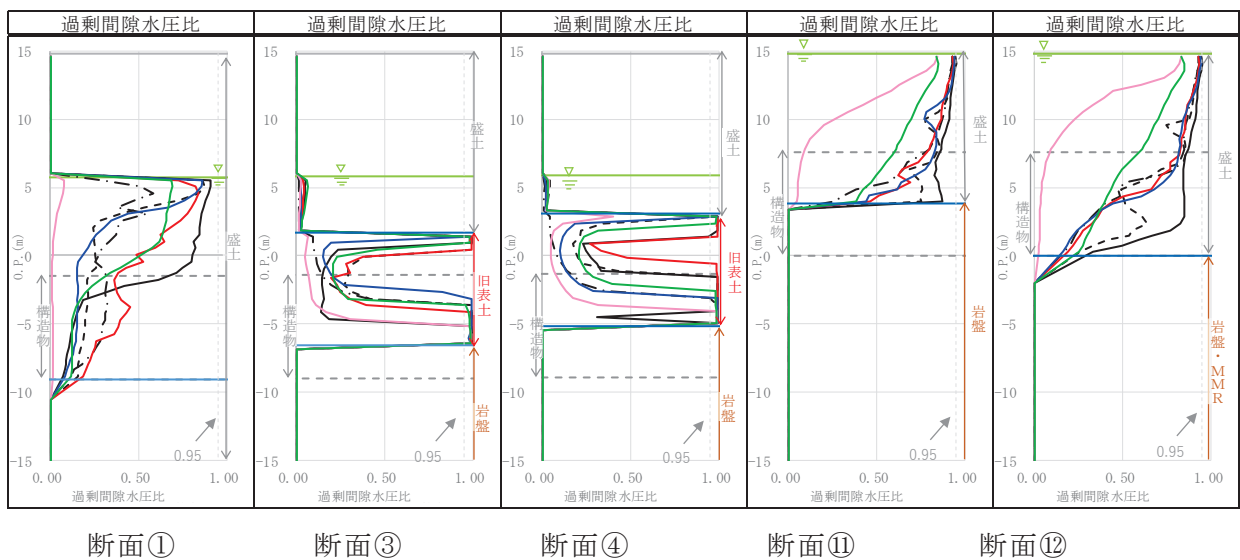


図 1-3 過剰間水圧比分布

2. 排気筒連絡ダクト（岩盤部）の断面選定

排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、岩盤中に設置されていることから、一次元全応力解析による地震応答解析を実施した。

「4.5 排気筒連絡ダクト」において候補断面として選定した断面⑤、断面⑥、断面⑧、断面⑨、断面⑩の一次元地震応答解析のモデル図を図 2-1 に示す。

排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、地震時の周辺岩盤の変形に追従するように変形するため、岩盤の変形が大きい程、耐震評価上構造物は厳しくなると考えられる。従って、構造物上端と下端位置における相対変位に着目して候補断面の比較を行った。

排気筒連絡ダクト（岩盤部）の一次元地震応答解析結果を表 2-1 に示す。また候補断面における構造物上端と下端位置における最大相対変位（最大相対変位発生時刻）を図 2-2 に示す。

比較の結果、構造物上端と下端位置における最大相対変位は、トンネル底版の標高が最も低く、浅部に盛土が厚く分布する断面⑤における最大相対変位が最大となり、断面選定結果とも整合的であることが確認できた。

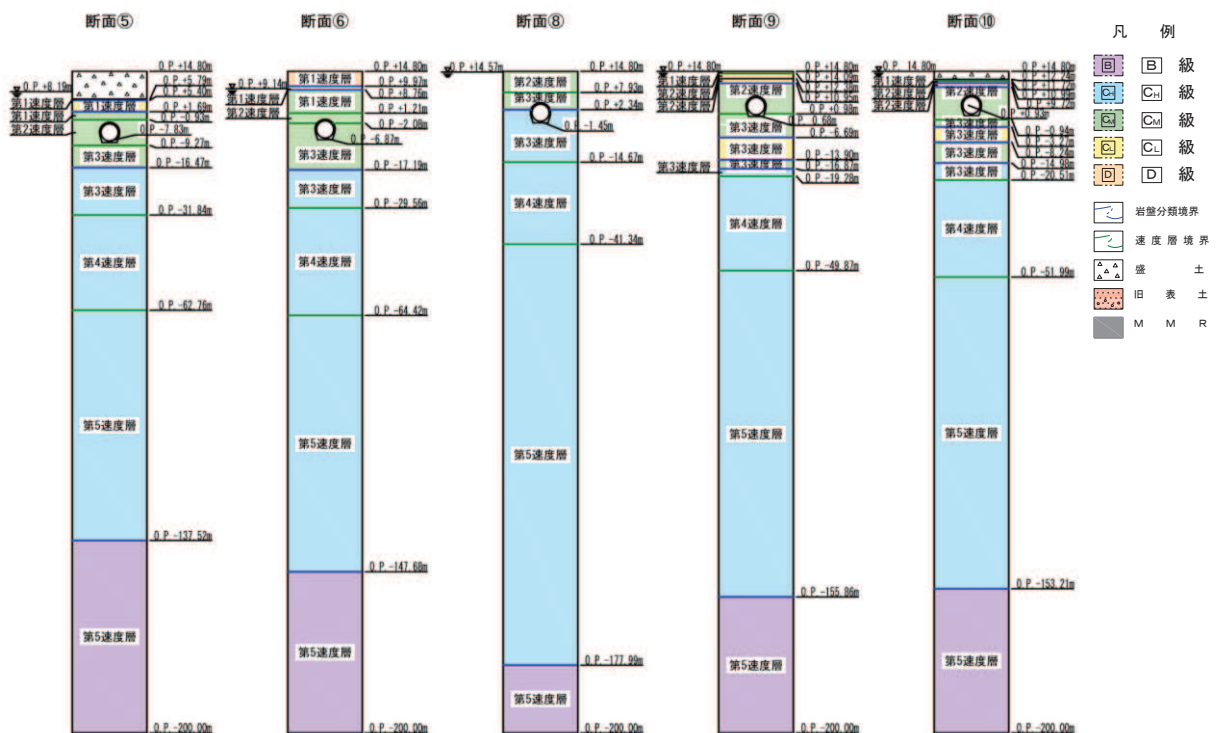


図 2-1 一次元地震応答解析モデル図（排気筒連絡ダクト（岩盤部））

表2-1 一次元応答解析結果（排気筒連絡ダクト（岩盤部））

候補 断面	最大相対変位 (mm)
	全応力解析
断面⑤	1.1 (S _s -F2)
断面⑥	0.7 (S _s -N1)
断面⑧	0.3 (S _s -F3)
断面⑨	1.0 (S _s -F3)
断面⑩	1.0 (S _s -D2)

上段：最大応答値，下段：最大応答値を示す地震動
網掛：各指標（最大相対変位）の最大値

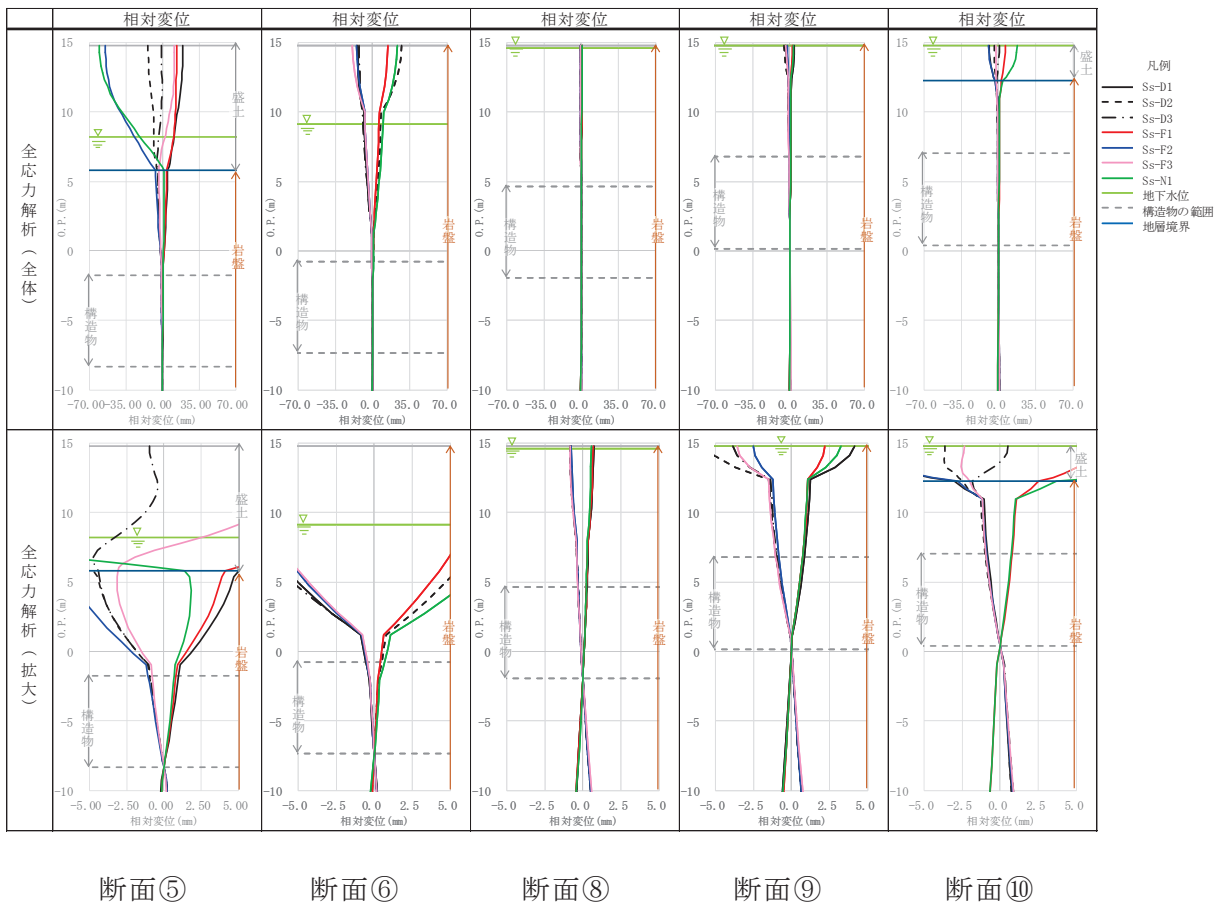


図2-2 相対変位分布（最大相対変位発生時刻）

3. まとめ

排気筒連絡ダクト（土砂部）の候補断面5断面に対して、一次元地震応答解析によるせん断応力を指標に断面選定した結果、最も土被りが厚い断面①が選定された。また、排気筒連絡ダクト（岩盤部）の候補断面5断面に対して、一次元地震応答解析による相対変位を指標に断面選定した結果、浅部に盛土が分布し、最も土被りが厚い断面⑤が選定された。

土砂部、岩盤部いずれもフローチャートで定性的に選定した断面と同一の断面が選定され、定量的な選定と整合的な結果が得られた。

参考資料 4 断層交差部の影響評価

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、断層と交差する構造物を整理し、交差する断層の諸元を整理し、影響評価を実施する構造物と断層を選定した。そのうえで、断層影響の評価を実施する評価断面の選定を実施した。その結果、軽油タンク室 (H)、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト (土砂部)、排気筒連絡ダクト (岩盤部) について影響評価を実施し、断層の交差は屋外重要土木構造物等の機能に影響を及ぼさないことを確認した。

1. 断層が接する構造物の抽出

設置許可に係る適合性審査のうち敷地の地質・地質構造において、重要施設直下の断層に係る審査資料 (第 778 回審査委会合, 2019 年 9 月 27 日) の抜粋を添付資料 1 に示す。敷地内には比較的破碎幅があり、連続する断層が 16 本分布しており、屋外重要土木構造物等と断層の位置関係を図 1-1 に示す。断層と交差する屋外重要土木構造物等は、表 1-1 に示す通り、軽油タンク室 (H)、軽油タンク室、原子炉機器冷却海水配管ダクト、排気筒連絡ダクト (土砂部) 及び排気筒連絡ダクト (岩盤部) である。なお、海水ポンプ室については、添付資料 1 に示す通り、掘削後の底盤スケッチにおいて 0F-4 断層は確認されていない。

構造物と断層の交差位置を中心として、概ね解析領域に含まれる範囲において確認されている地点毎の断層幅と平面図を添付資料 2 に示す。なお、ここで示している断層幅は、代表例として図 1-2 に示す排気筒連絡ダクト (土砂部) 直下の TF-1 断層の底盤スケッチに記載の通り、破碎部や亀裂が分布するなど、断層活動による影響を受けたと思われる領域を保守的に評価した幅である。実際に断層活動により岩盤に変位が生じた粘土状物質の幅は更に小さい断層が多い。なお、軽油タンク室 (H) の SF-2②断層は、構造物直下の底版スケッチの断層幅に比べ、解析領域の平均幅の値が小さいことから、底版スケッチの断層幅を用いた影響検討を実施する。

地点毎に確認された断層幅及び粘土状物質の占める割合を深度方向に投影して作成した断層の断面図を図 1-3～図 1-7 に示す。

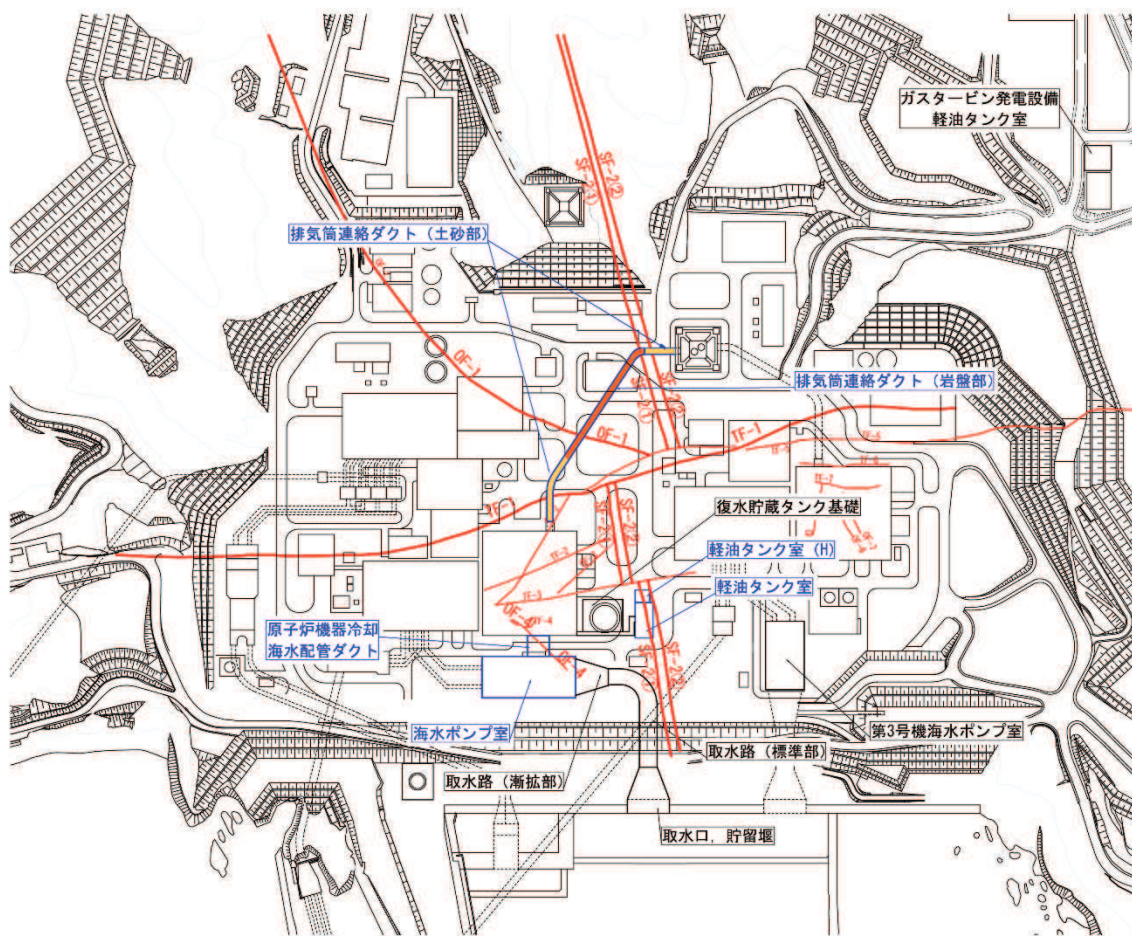


図 1-1 屋外重要土木構造物等の位置と主要断層の分布状況 (O.P. 約-14m)

表 1-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層*1

構造物	直下の断層	構造物と断層の 接合状況	構造物直下の断層性状	傾斜	解析領域の平均 幅*2 (モデル化幅)
軽油タンク室 (H)	SF-2②	高さ 19.4m の MMR を介する	掘削中だが同位置における試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 200~700mm (内粘土部分 : 700mm)	40° ~50° E	205mm
	SF-2①	高さ 19.4m の MMR を介する	掘削中だが同位置における試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 5~110mm (内粘土部分 : 110mm)	40° ~78° E	115mm
軽油タンク室	SF-2①	高さ 18.0m の MMR を介する	底盤スケッチ③ : 10~500mm (内粘土部分 : 0mm)	62° ~100° S	115mm
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	OF-4	高さ 4.4m の MMR を介する	隣接する試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 20~60mm (内粘土部分 : 0mm)	46° E	31mm
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ③ : 1010~1610mm (内粘土部分 : 50mm)	45° ~63° E	1146mm
	SF-2②	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ① : 0~100mm (内粘土部分 : 100mm)	82° S	613mm
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ③ : 20~40mm (内粘土部分 : 0mm)	25°	95mm
	SF-2①	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ① : 10~100mm (内粘土部分 : 0mm)	65° S	66mm

注記*1 : 赤枠は評価対象として選定した断層

*2 : 観察位置毎の断層幅は添付資料 2 参照

TF-1断層帯。板状の割れ目が発達したCL”級岩盤相当の破碎帯。

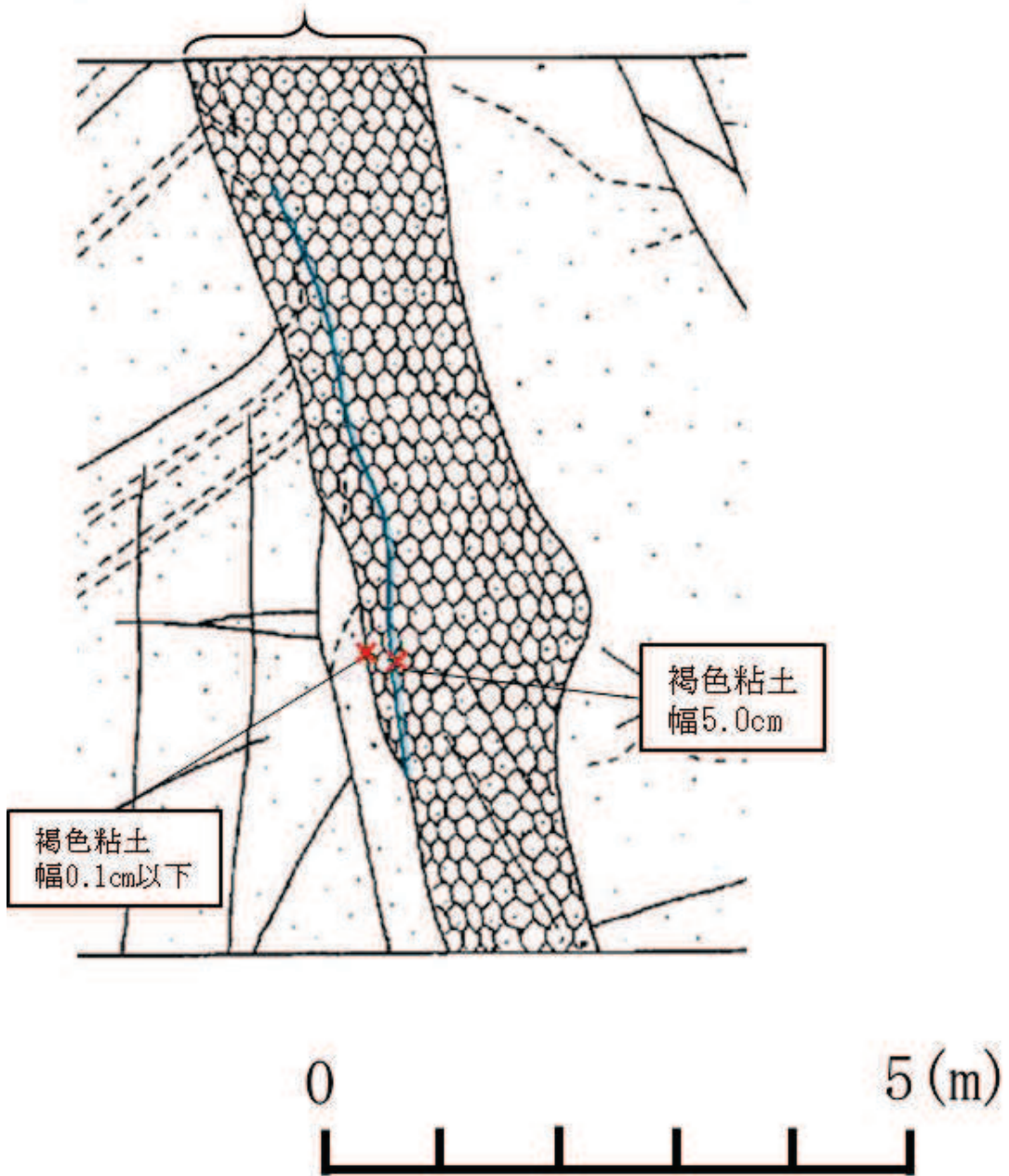
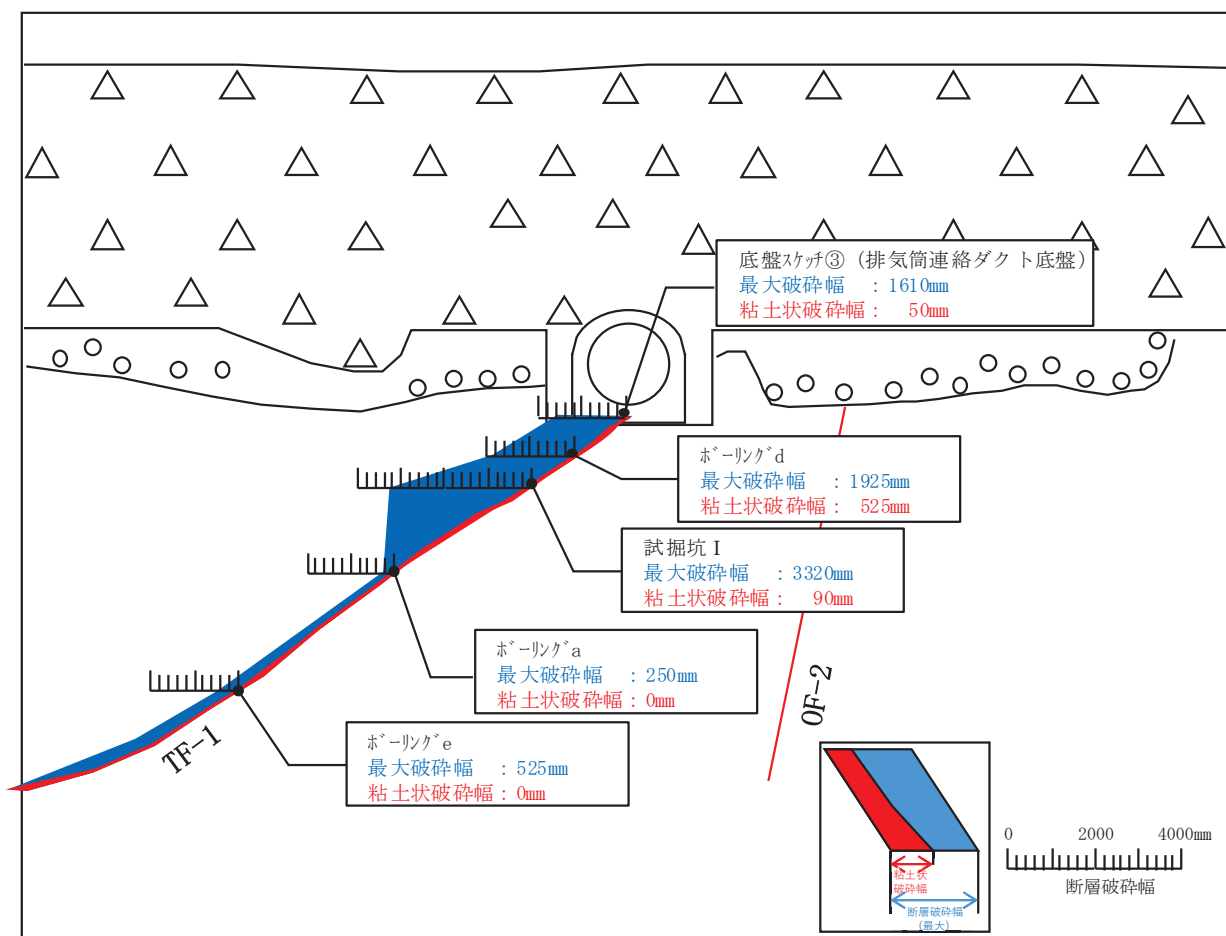
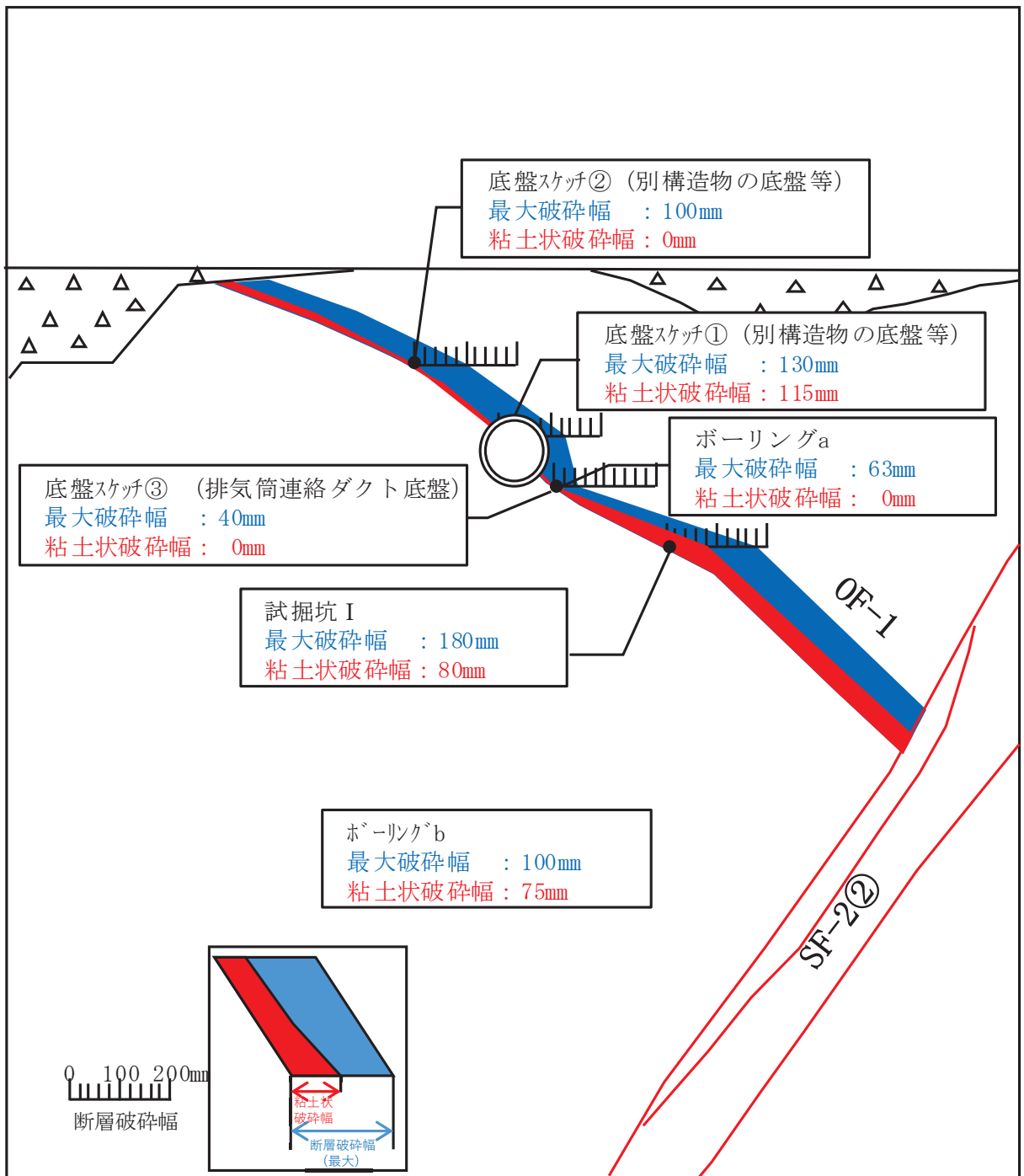


図 1-2 排気筒連絡ダクト（土砂部） 底盤スケッチ（TF-1 断層横断部）



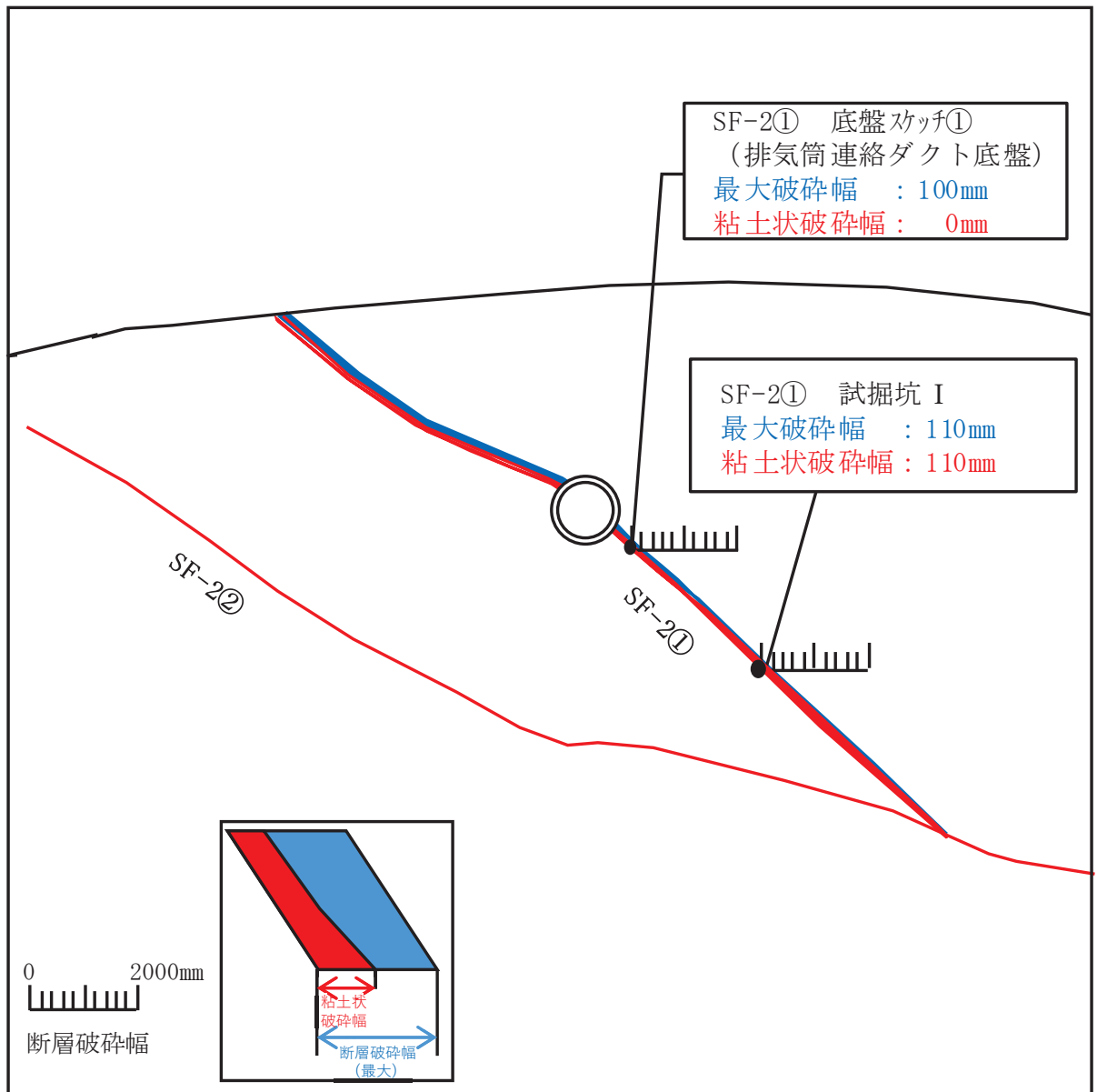
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-4 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-3 TF-1 断層断面図 (排気筒連絡ダクト (土砂部))



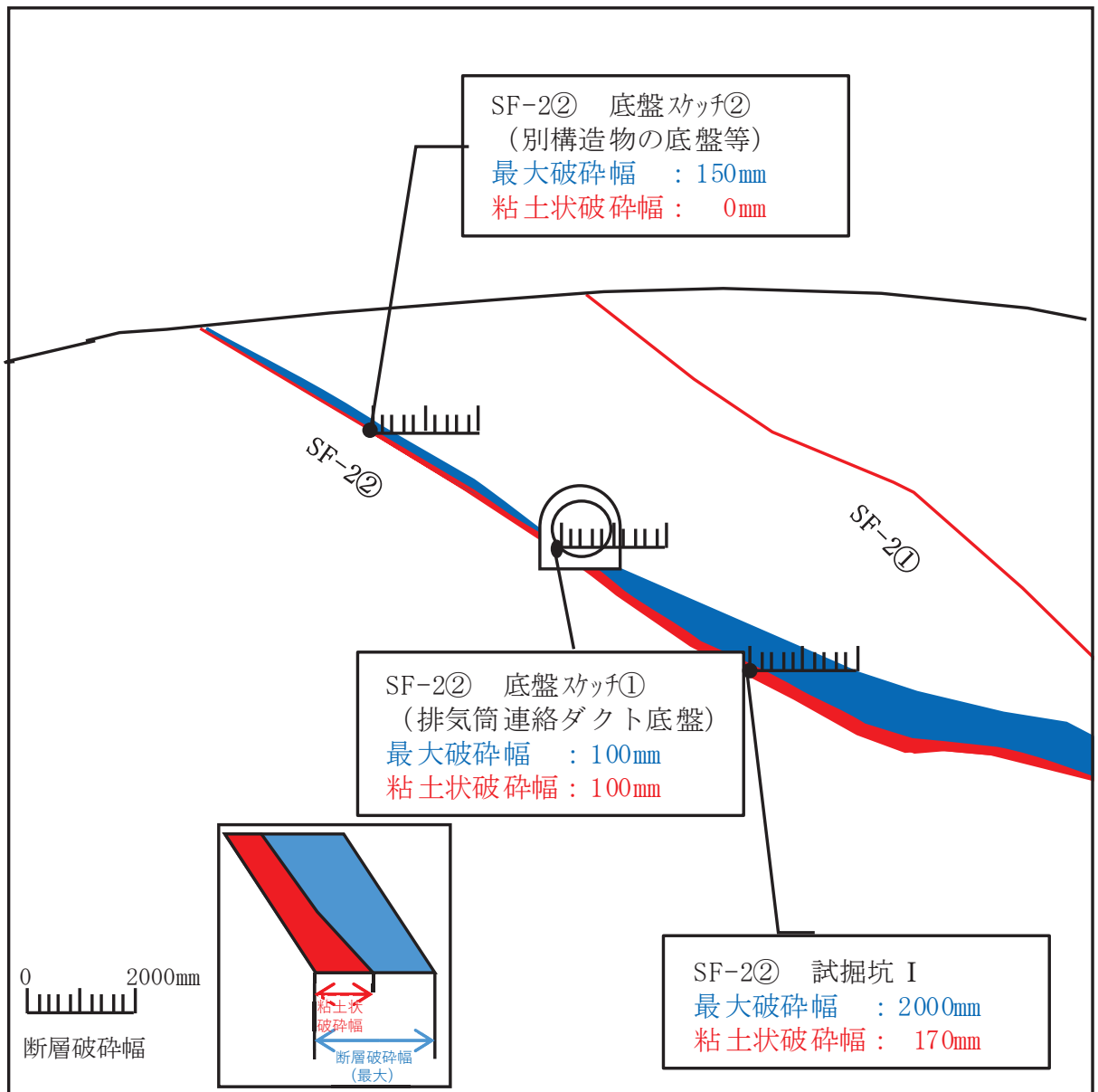
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-6 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-4 OF-1 断層断面図 (排気筒連絡ダクト (岩盤部))



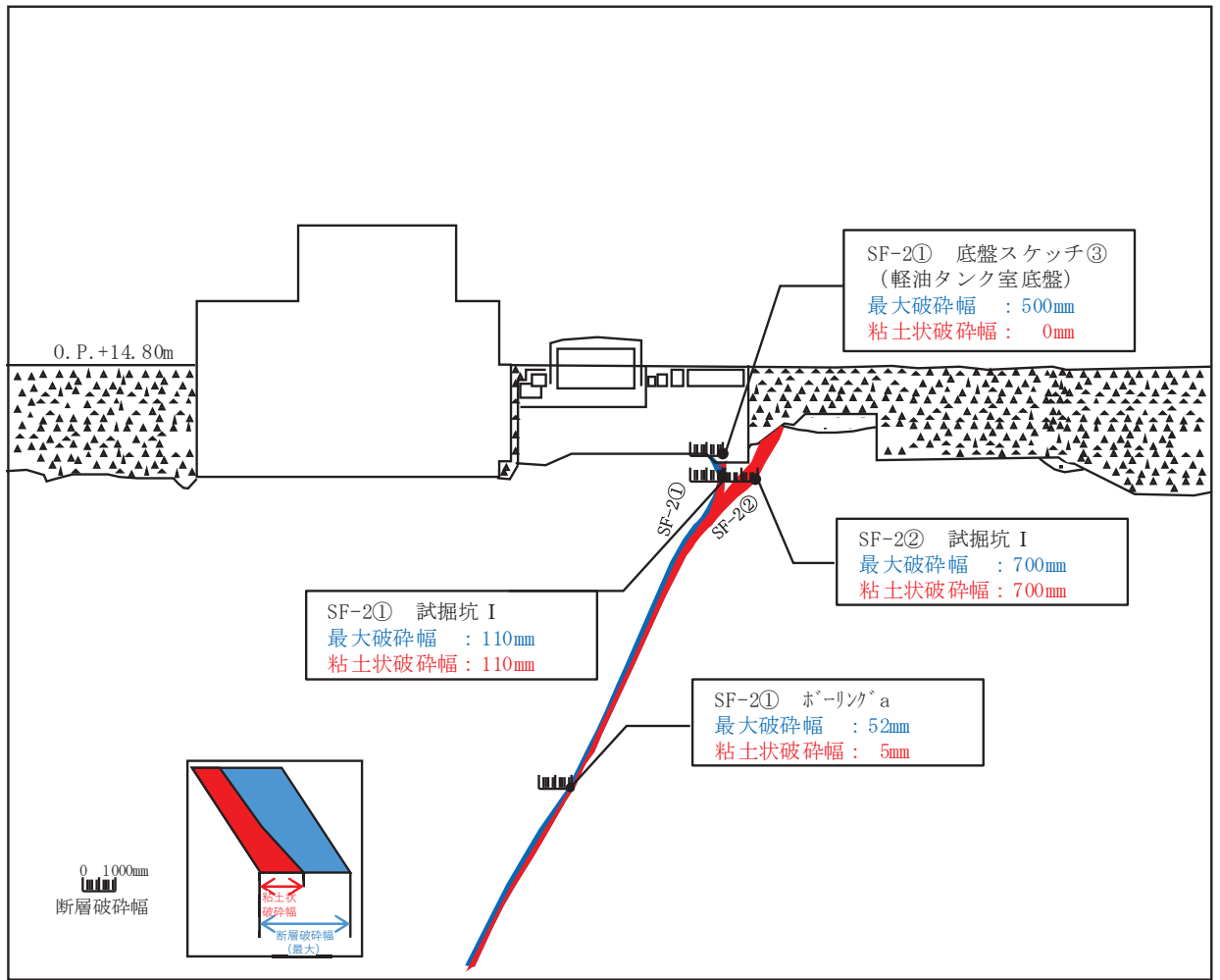
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-7 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-5 SF-2①断層断面図（排気筒連絡ダクト（岩盤部））



注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-5 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-6 SF-2②断層断面図（排気筒連絡ダクト（土砂部））



注：断層の No. は、添付資料 2 における図 2-1、図 2-2 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-7 SF-2 断層断面図（軽油タンク室）

2. 評価断層の選定

断層交差部の影響評価を実施する断面は、構造物毎に評価断層を選定して実施する。地震時に断層が変形することによる構造物へ及ぼす影響を評価するための断層選定の観点として、断層と構造物の交差する幾何学的関係、及び断層幅に着目して選定する。断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって一様とはならないこと。また、構造物へ及ぼす断層の変形は、解析領域の断層の平均的な挙動に依存すると考えられることから、モデル化領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査により得られた値の平均値により選定する。

軽油タンク室(H)は、直下のMMRにSF-2①断層とSF-2②断層が接していることから、両断層を対象断層とする。軽油タンク室は、SF-2①断層が直下のMMRに接していることから、SF-2①断層を対象断層とする。

原子炉機器冷却海水配管ダクトに接するOF-4断層は、添付資料1に示す通り、O.P.-20m付近で消滅しており、深部方向には連続しない断層である。原子炉機器冷却海水配管ダクトの支持岩盤は、O.P.-14.1mであることから、OF-4断層は深部に6m程度しか延長せず、端部は岩盤で閉じられていることから、地震動による岩盤表面の変位は小さいと想定される。更に、岩盤上には厚さ4.4mのMMRが施工され、原子炉機器冷却海水配管ダクトはMMR上に設置されていることから、断層の変形による原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震性への影響はないと判断し、検討は省略する。

排気筒連絡ダクト(土砂部)と排気筒連絡ダクト(岩盤部)は、躯体形状や配筋等が異なることから、それぞれの部位毎に評価断層を選定する。排気筒連絡ダクト(土砂部)と交差するTF-1断層とSF-2②断層は、構造物と交差する平面交差角度は、両者とも同等である。一方、断層の傾斜角度はSF-2②断層の方が高角度であり、TF-1断層の方が低角度である。地震動に対してはTF-1断層の方が変形しやすいと考えられる。構造物と断層の幾何形状からは、TF-1断層の方が地震動による構造物への影響は大きいと考えられる。次に断層幅は、TF-1断層の方が平均幅が大きく、構造物への影響は大きいと考えられる。以上より、幾何形状及び断層幅の観点から、TF-1断層を代表として排気筒連絡ダクト(土砂部)への影響を検討する。

排気筒連絡ダクト(岩盤部)と交差するOF-1断層とSF-2①断層は、構造物と交差する平面交差角度は、両者とも同等である。一方、断層の傾斜角度はSF-2①断層の方が高角度であり、OF-1断層の方が低角度である。地震動に対してはOF-1断層の方が変形しやすいと考えられる。構造物と断層の幾何形状からは、OF-1断層の方が地震動による構造物への影響は大きいと考えられる。次に断層幅は、OF-1断層の方が平均幅が大きく、構造物への影響は大きいと考えられる。以上より、幾何形状及び断層幅の観点から、OF-1断層を代表として排気筒連絡ダクト(岩盤部)への影響を検討する。

構造物毎に選定した断層は、表1-1の赤枠で囲まれた断層とする。

3. 断層の影響を評価する断面選定

断層の影響を評価する断面（以下「評価断面」という。）は、断層の変形の影響により耐震評価上、構造物に対して影響が大きいと考えられる断面を選定する。

軽油タンク室(H)は、断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を適切に評価するために、SF-2①断層と SF-2②断層の両方が MMR に接する縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価断面とする。

軽油タンク室は、断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を適切に評価するために、SF-2①断層に対して構造物が交差する南北方向の断面を評価断面とする。

排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、横断方向（延長方向に直交する方向）に構造部材がない線状構造物であり横断方向（延長方向に直交する方向）が明確な弱軸になるとともに、全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、断層の変形による構造物への影響が大きいと考えられる、構造物へ与える影響を確認するのに適していると考えられる、横断方向（延長方向に直交する方向）に対し、構造物中心に断層が交差する断面を評価断面とする。

軽油タンク室(H)、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト（土砂部）、排気筒連絡ダクト（岩盤部）のそれぞれについて、評価対象断面の選定結果を表 3-1 に、評価断面図を図 3-1～図 3-4 に示す。

表 3-1 評価断面の選定結果

構造物	断層	選定結果
軽油タンク室 (H)	SF-2②断層 SF-2①断層	SF-2①断層及び SF-2②断層に対して、両方の断層が MMR に接している縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価断面として選定する。
軽油タンク室	SF-2①断層	SF-2①断層が MMR に接している南北方向の断面を評価断面として選定する。
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	排気筒連絡ダクト（土砂部）にて、断層の規模（幅）が大きい TF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価断面として選定する。
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	排気筒連絡ダクト（岩盤部）にて、断層の規模（幅）が大きい OF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価断面として選定する。

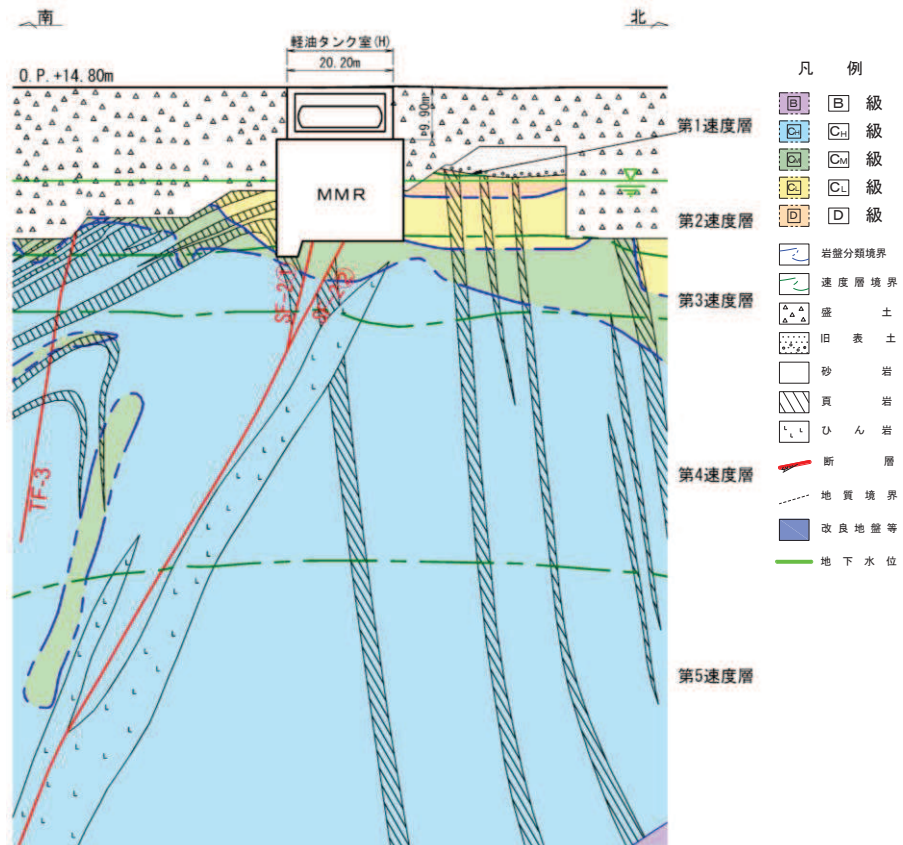


図 3-1 分類 a (MMR) 評価断面図 (軽油タンク室 (H) の縦断面)

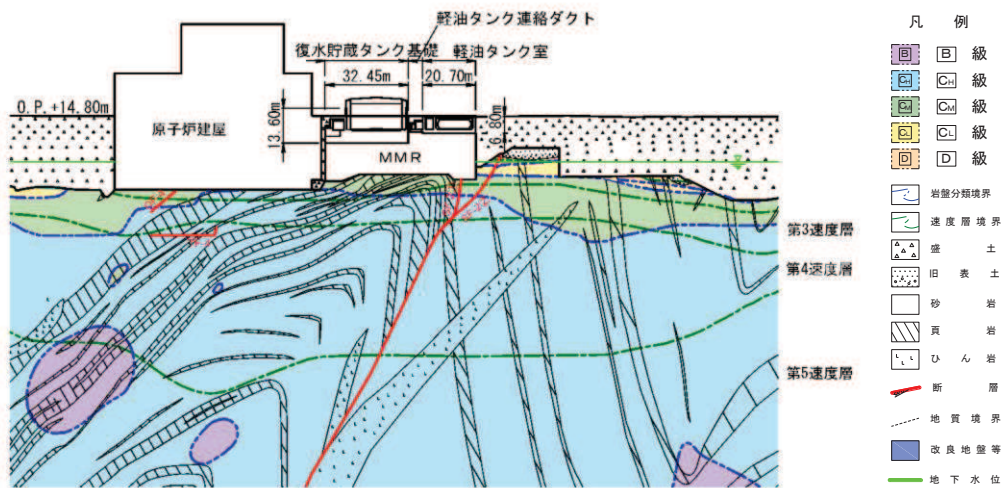


図 3-2 分類 a (MMR) 評価断面図 (軽油タンク室の南北断面)

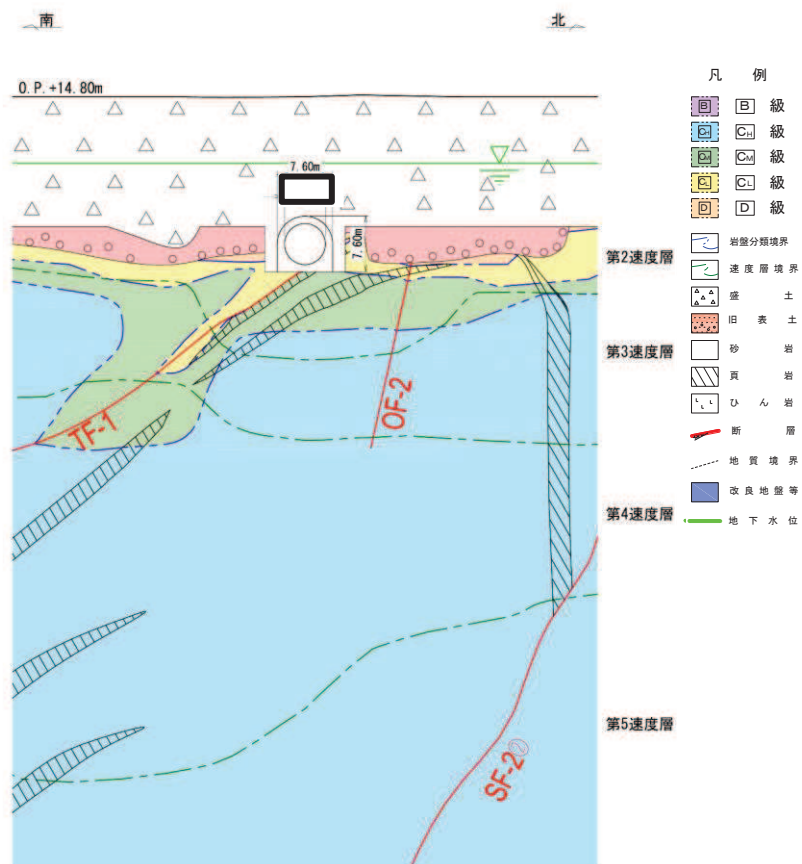


図 3-3 分類 b (盛土) 評価断面図
(排気筒連絡ダクト (土砂部) の横断面)

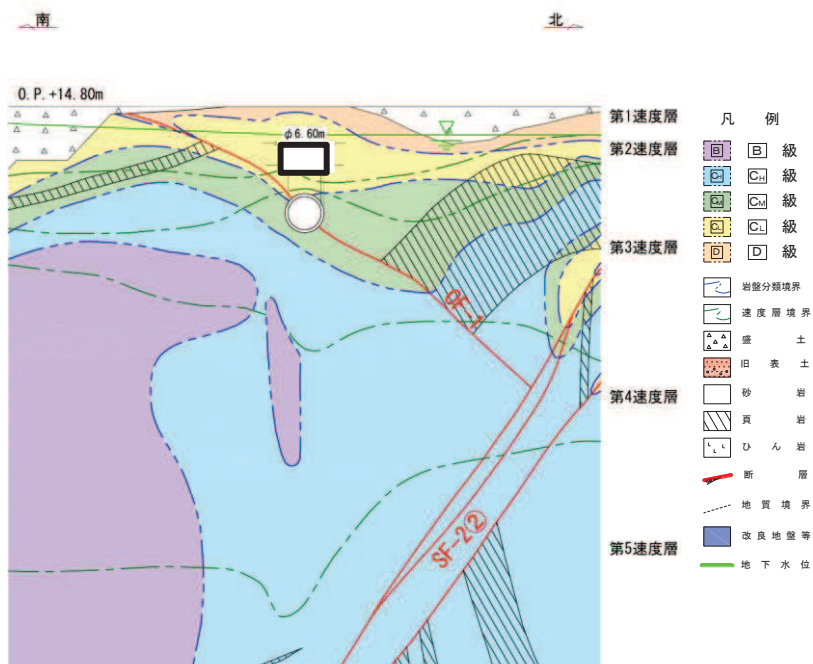


図 3-4 分類 c (岩盤) 評価断面図
(排気筒連絡ダクト (岩盤部) の横断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4. 断層の影響評価方針

女川の断層評価においては、「1. 断層が接する構造物の抽出」に既述の通り、断層の影響を否定できない領域を全て断層幅として保守的に評価している。更に、2次元有限要素解析による影響評価においては、粘土状物質以外の亀裂部等も含めた断層幅を全て粘土状物質によりモデル化する。なお、添付資料3に解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値を示す。

2次元有限要素解析における断層のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（土木学会，2009年）」（以下「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」という。）を参考に、ソリッド要素及びジョイント要素により行う。また、松本ら*の「ソリッド要素による弱層のモデルに対し、ジョイント要素を用いた弱層のモデルは、同程度の地盤応答を再現できる」という知見と「設置変更許可時の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」における断層のモデル化方針を踏まえ、排気筒連絡ダクト（土砂部）と交差し層厚の厚いTF-1断層はソリッド要素でモデル化し、その他の断層についてはジョイント要素によりモデル化する。

ジョイント要素は「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」を参考に、ばね値をせん断弾性係数と断層の厚さの関係から式4-1及び式4-2のとおり設定する。表4-1に影響評価を行う断層幅とモデル化の一覧を示す。

$$\text{せん断ばね：} \quad k_s = \frac{G}{t} \quad \dots \text{（式 4-1）}$$

$$\text{垂直ばね：} \quad k_n = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{t} \quad \dots \text{（式 4-2）}$$

注記*：松本ら：非線形動的解析における地盤の弱層のモデル化に関する一考察，土木学会第66回年次学術講演会（平成23年度）

表 4-1 断層幅及びモデル化方法

構造物	断層	断層幅 (mm)	モデル化方法
軽油タンク室 (H)	SF-2①断層	115	ジョイント要素
	SF-2②断層	205	ジョイント要素
	TF-3 断層	800	ジョイント要素
軽油タンク室	SF-2①断層	115	ジョイント要素
	SF-2②断層	205	ジョイント要素
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	1146	ソリッド要素
	SF-2①断層	125	ジョイント要素
	SF-2②断層	125	ジョイント要素
	OF-2 断層	50	ジョイント要素
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	95	ジョイント要素
	TF-1 断層	605	ジョイント要素
	SF-2②断層	742	ジョイント要素

なお、断層のモデル化以外の内容については、軽油タンク室 (H) は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」、軽油タンク室は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」、排気筒連絡ダクト (土砂部) 及び排気筒連絡ダクト (岩盤部) は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価」と同様である。それぞれの地震応答解析モデルを図 4-1～図 4-4 に示す。

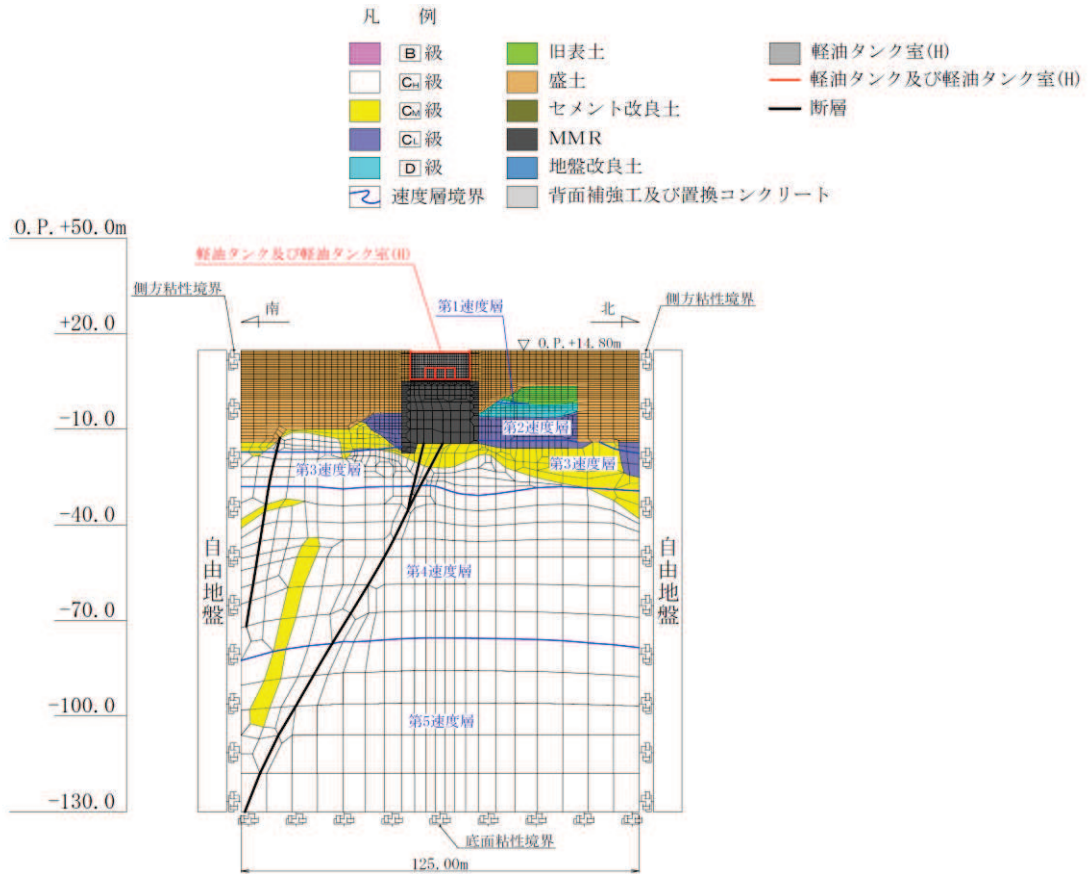


図 4-1 軽油タンク室 (H) の地震応答解析モデル図 (南北方向)

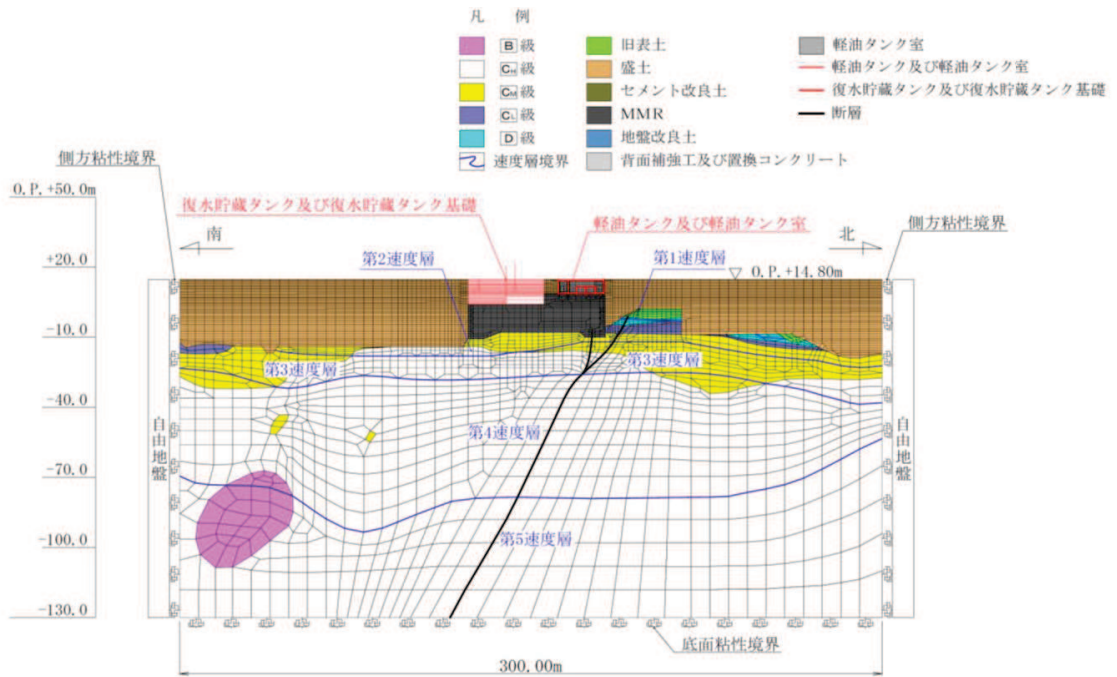


図 4-2 軽油タンク室の地震応答解析モデル図 (南北方向)

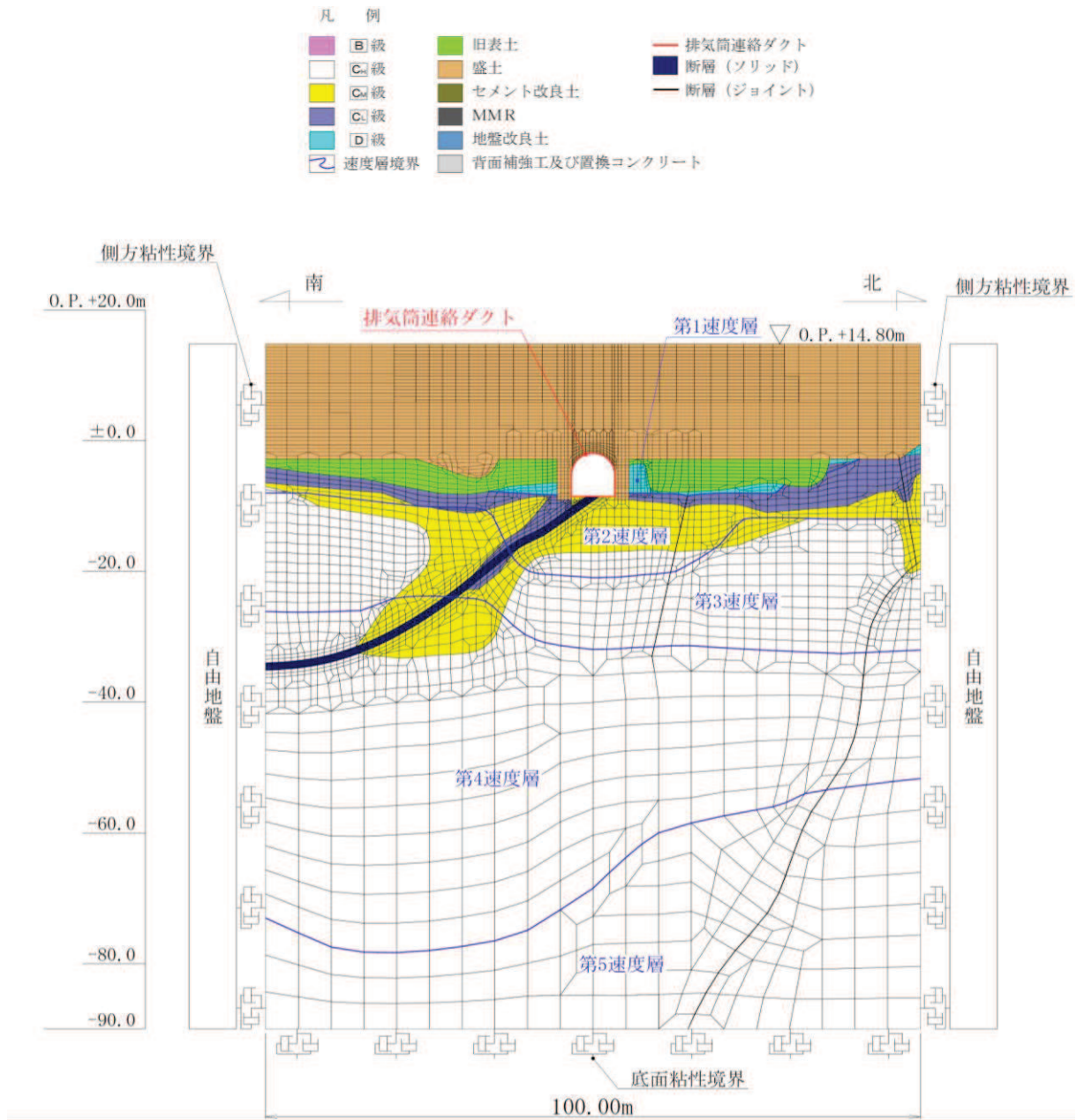


図 4-3 排気筒連絡ダクト（土砂部）の地震応答解析モデル図

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|--------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | — 排気筒連絡ダクト |
| ■ C級 | ■ 盛土 | ■ 断層 (ソリッド) |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | — 断層 (ジョイント) |
| ■ C ₃ 級 | ■ MMR | |
| ■ D級 | ■ 地盤改良土 | |
| 〰 速度層境界 | ■ 背面補強工及び置換コンクリート | |

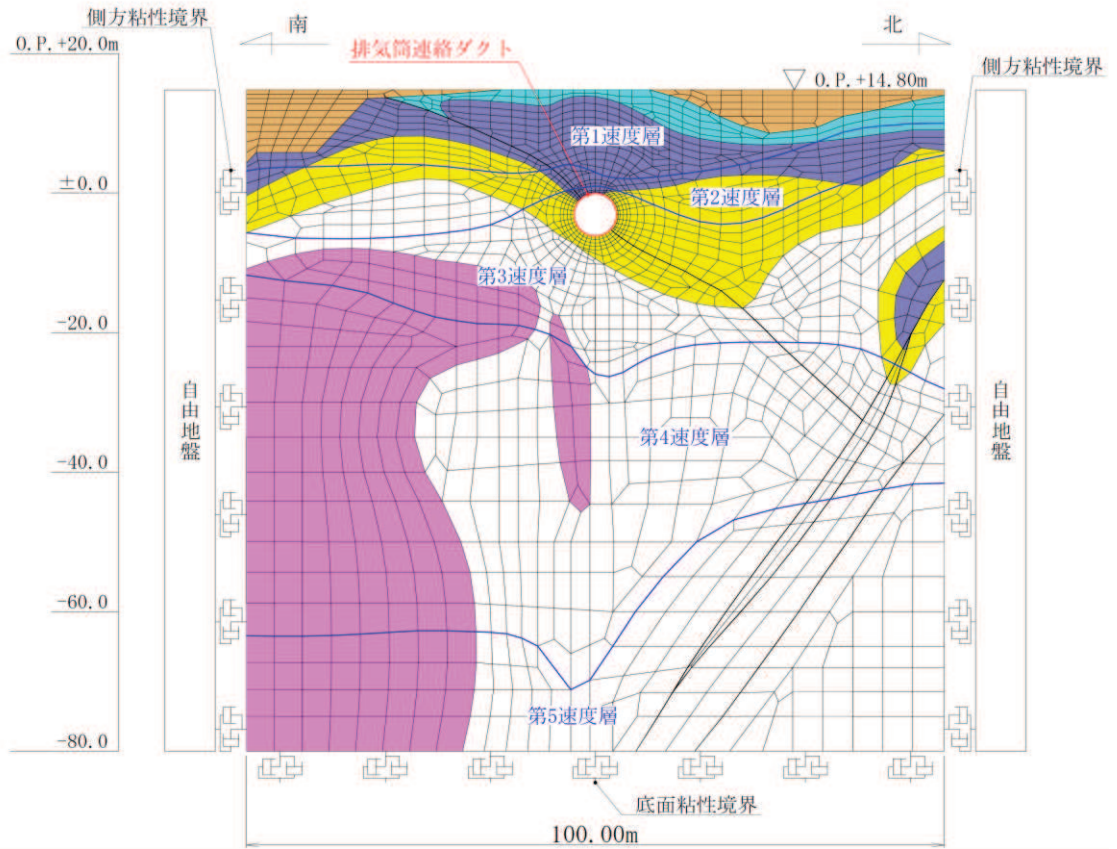


図 4-4 排気筒連絡ダクト (岩盤部) の地震応答解析モデル図

5. 断層の影響評価結果

各構造物の断層を考慮した影響評価として、基準地震動 S_s に水平動の位相反転を考慮した 14 ケースに対し、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価結果を示す。なお、断層を考慮した影響評価の物性値は、解析ケース①（基本ケース）と同様、コンクリートの材料物性を設計基準強度、地盤物性を平均値とする。

軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室は、断層の有無による影響確認として、断層を考慮しない解析ケースとの比較を行い、排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、断層が横断する特殊部としての影響評価結果を示す。

断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室は、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

以上より、構造物への断層の交差は屋外重要土木構造物等の機能に影響を及ぼさないことを確認した。

5.1 軽油タンク室 (H) の影響評価結果

軽油タンク室 (H) は S クラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

なお、軽油タンク室 (H) は、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界を短期許容応力度としており、構造強度を有することの確認と S クラスの施設を支持する機能の許容限界が同一である。

5.1.1 構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-1 及び表 5-2 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-3 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

影響確認の結果、各照査値はほぼ同等となり、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。

表 5-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリート) 【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
底版	10	①	S s - D 2 (++)	-881	-684	3.1	13.5	0.23
頂版	20	①	S s - D 1 (-+)	-254	-700	1.5	13.5	0.12
南北壁	30	①	S s - D 2 (-+)	-622	-1019	2.2	13.5	0.17
東西壁	60	①	S s - D 2 (++)	-872	-3131	3.6	13.5	0.27
接続部 底版	70	①	S s - D 1 (-+)	258	-563	2.4	13.5	0.18
接続部 頂版	80	①	S s - D 2 (-+)	-95	-889	1.3	13.5	0.10
接続部 南北壁	90	①	S s - D 2 (-+)	-248	247	2.5	13.5	0.19

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c/σ'_{ca}
底版	10	①	S s - D 2 (-+)	-945	-594	3.3	13.5	0.25
頂版	20	①	S s - F 2 (-+)	-276	-937	1.6	13.5	0.12
南北壁	40	①	S s - D 2 (-+)	-545	-2095	2.4	13.5	0.18
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	-936	-3275	3.8	13.5	0.29
接続部 底版	70	①	S s - F 2 (-+)	250	-668	2.3	13.5	0.18
接続部 頂版	80	①	S s - F 2 (-+)	-94	-1057	1.5	13.5	0.12
接続部 南北壁	90	①	S s - F 2 (-+)	-261	259	2.6	13.5	0.20

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-2 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
底版	10	①	S s - D 2 (++)	551	656	84	309	0.28
頂版	20	①	S s - D 2 (++)	-223	199	38	309	0.13
南北壁	30	①	S s - D 2 (-+)	442	532	68	309	0.23
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	265	1732	112	309	0.37
接続部 底版	70	①	S s - D 1 (-+)	-122	307	62	309	0.21
接続部 頂版	80	①	S s - D 1 (-+)	50	497	63	309	0.21
接続部 南北壁	90	①	S s - D 2 (++)	-246	348	96	309	0.32

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
底版	10	①	S s - D 2 (-+)	574	609	84	309	0.28
頂版	20	①	S s - D 2 (++)	-225	172	37	309	0.12
南北壁	30	①	S s - F 2 (-+)	509	481	71	309	0.23
東西壁	60	①	S s - F 2 (-+)	371	1429	108	309	0.35
接続部 底版	70	①	S s - F 3 (-+)	-143	334	70	309	0.23
接続部 頂版	80	①	S s - F 3 (-+)	63	453	63	309	0.21
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-246	357	96	309	0.32

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-3 (1) せん断破壊に対する最大照査値【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	10	①	S _s -D2(++)	959	2390	0.41
頂版	20	①	S _s -N1(++)	189	1817	0.11
南北壁	30	①	S _s -D2(++)	889	2390	0.38
東西壁	60	①	S _s -D2(-+)	419	2390	0.18
接続部 底版	70	①	S _s -D3(++)	225	943	0.24
接続部 頂版	80	①	S _s -N1(++)	94	906	0.11
接続部 南北壁	90	①	S _s -D1(-+)	402	906	0.45

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-3 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	10	①	S _s -D2(-+)	1031	2390	0.44
頂版	20	①	S _s -N1(++)	188	1817	0.11
南北壁	30	①	S _s -F2(-+)	905	2390	0.38
東西壁	60	①	S _s -F2(-+)	433	2390	0.19
接続部 底版	70	①	S _s -F2(++)	272	943	0.29
接続部 頂版	80	①	S _s -F2(++)	103	906	0.12
接続部 南北壁	90	①	S _s -F2(-+)	420	906	0.47

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果及び MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表 6-4 及び表 6-5 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表 5-4 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -F2 (++)	2.8	13.7	0.21

表 5-4 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D1 (-+)	2.1	13.7	0.16

表 5-5 (1) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D2 (++)	2.0	26.5	0.08

表 5-5 (2) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D2 (-+)	2.1	26.5	0.08

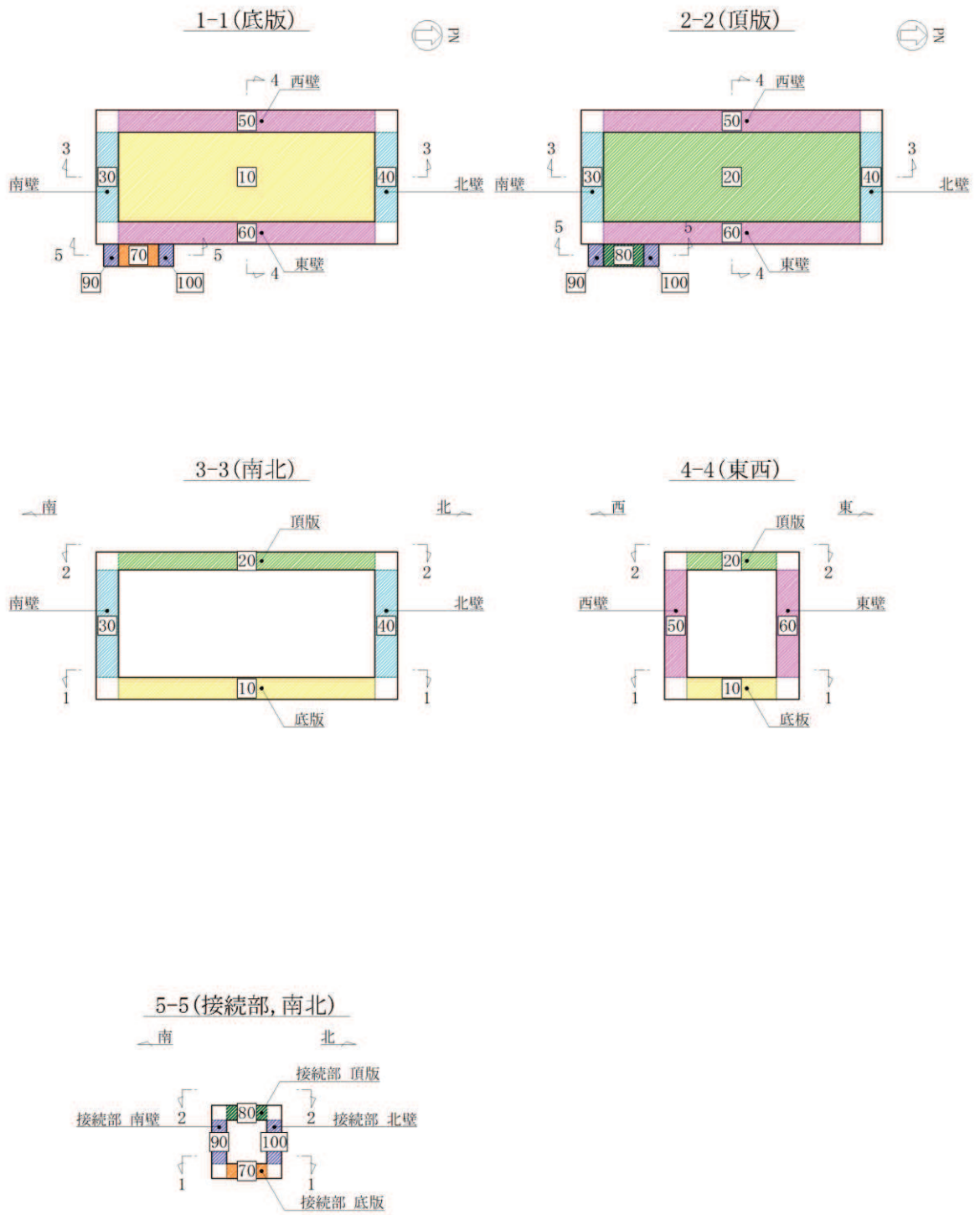


図 5-1 評価位置図

5.2 軽油タンク室の影響評価結果

軽油タンク室は S クラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

影響確認の結果、各照査値はほぼ同等となり、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。

5.2.1 構造強度を有することの確認の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-6 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-7 に、各部材の面内せん断（層間変形角）に対する最大照査値を表 6-8 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表 5-6 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 μ	10000 μ	0.03
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 μ	10000 μ	0.03
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 μ	10000 μ	0.02
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 μ	10000 μ	0.02
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 5-6 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)

【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S _s -D2(-+)	219 μ	10000 μ	0.03
頂版	21	①	S _s -D1(++)	253 μ	10000 μ	0.03
南北壁	41	①	S _s -F2(++)	137 μ	10000 μ	0.02
隔壁(東西)	52	①	S _s -D2(-+)	186 μ	10000 μ	0.02
東西壁	61	①	S _s -D2(-+)	147 μ	10000 μ	0.02
隔壁(南北)	82	①	S _s -F2(++)	206 μ	10000 μ	0.03
隔壁(西)	90	①	S _s -D2(++)	181 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-7 (1) せん断破壊に対する最大照査値 【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d / V_{yd}
底版	11	①	S _s -D2(-+)	513	1071	0.48
頂版	22	①	S _s -D1(-+)	317	564	0.57
南北壁	42	①	S _s -D2(++)	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	S _s -D2(++)	402	708	0.57
東西壁	72	①	S _s -D2(++)	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	S _s -D1(-+)	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	S _s -D2(-+)	47	511	0.10

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-7 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	11	①	$S_s - F 2 (+ +)$	331	585	0.57
頂版	22	①	$S_s - D 2 (- +)$	336	564	0.60
南北壁	41	①	$S_s - D 2 (+ +)$	566	1174	0.49
隔壁(東西)	53	①	$S_s - D 2 (+ +)$	449	718	0.63
東西壁	72	①	$S_s - D 2 (+ +)$	262	443	0.60
隔壁(南北)	81	①	$S_s - D 2 (+ +)$	22	470	0.05
隔壁(西)	90	①	$S_s - D 2 (- +)$	50	511	0.10

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-8 (1) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	$S_s - D 2 (- +)$	13μ	2000μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	$S_s - D 2 (+ +)$	26μ	2000μ	0.02
東西壁	60	①	$S_s - D 2 (- +)$	67μ	2000μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	$S_s - D 2 (+ +)$	142μ	2000μ	0.08
隔壁(西)	90	①	$S_s - D 2 (+ +)$	101μ	2000μ	0.06

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

表 5-8 (2) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	S s - F 3 (-+)	14 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	29 μ	2000 μ	0.02
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	78 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	164 μ	2000 μ	0.09
隔壁(西)	90	①	S s - F 2 (++)	116 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

5.2.2 Sクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-9及び表5-10に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-11に、各部材の面内せん断（層間変形角）に対する最大照査値を表5-12に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表5-9 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

【断層考慮】

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 μ	2000 μ	0.11
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 μ	2000 μ	0.12
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 μ	2000 μ	0.09
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 μ	2000 μ	0.10
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図5-2に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表5-9 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

【断層非考慮】

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (++)	219 μ	2000 μ	0.11
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	186 μ	2000 μ	0.10
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - F 2 (++)	206 μ	2000 μ	0.11
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	181 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図5-2に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-10 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	92 μ	1725 μ	0.06
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	172 μ	1725 μ	0.10
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	77 μ	1725 μ	0.05
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (++)	101 μ	1725 μ	0.06
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	58 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	103 μ	1725 μ	0.06
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	111 μ	1725 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-2 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-10 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	104 μ	1725 μ	0.07
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	193 μ	1725 μ	0.12
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	107 μ	1725 μ	0.07
隔壁(東西)	51	①	S s - F 2 (++)	133 μ	1725 μ	0.08
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	68 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	113 μ	1725 μ	0.07
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	121 μ	1725 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-11 (1) せん断破壊に対する最大照査値【断層考慮】(再掲)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S s - D 2 (-+)	513	1071	0.48
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	317	564	0.57
南北壁	42	①	S s - D 2 (++)	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	S s - D 2 (++)	402	708	0.57
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	S s - D 1 (-+)	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	47	511	0.10

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-11 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】(再掲)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S s - F 2 (++)	331	585	0.57
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	336	564	0.60
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	566	1174	0.49
隔壁(東西)	53	①	S s - D 2 (++)	449	718	0.63
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	262	443	0.60
隔壁(南北)	81	①	S s - D 2 (++)	22	470	0.05
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	50	511	0.10

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 5-12 (1) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層考慮】（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	S s - D 2 (-+)	13 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	26 μ	2000 μ	0.02
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	67 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	142 μ	2000 μ	0.08
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	101 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

表 5-12 (2) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層非考慮】（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 γ_d	許容限界 γ_R	照査値 γ_d / γ_R
南北壁	30	①	S s - F 3 (-+)	14 μ	2000 μ	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	29 μ	2000 μ	0.02
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	78 μ	2000 μ	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	164 μ	2000 μ	0.09
隔壁(西)	90	①	S s - F 2 (++)	116 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果及び MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表 5-13 及び表 5-14 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表 5-13 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D 1 (-+)	3.2	13.7	0.24

表 5-13 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D 2 (++)	2.5	13.7	0.19

表 5-14 (1) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D 1 (-+)	1.2	15.6	0.08

表 5-14 (2) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D 2 (++)	1.3	15.6	0.09

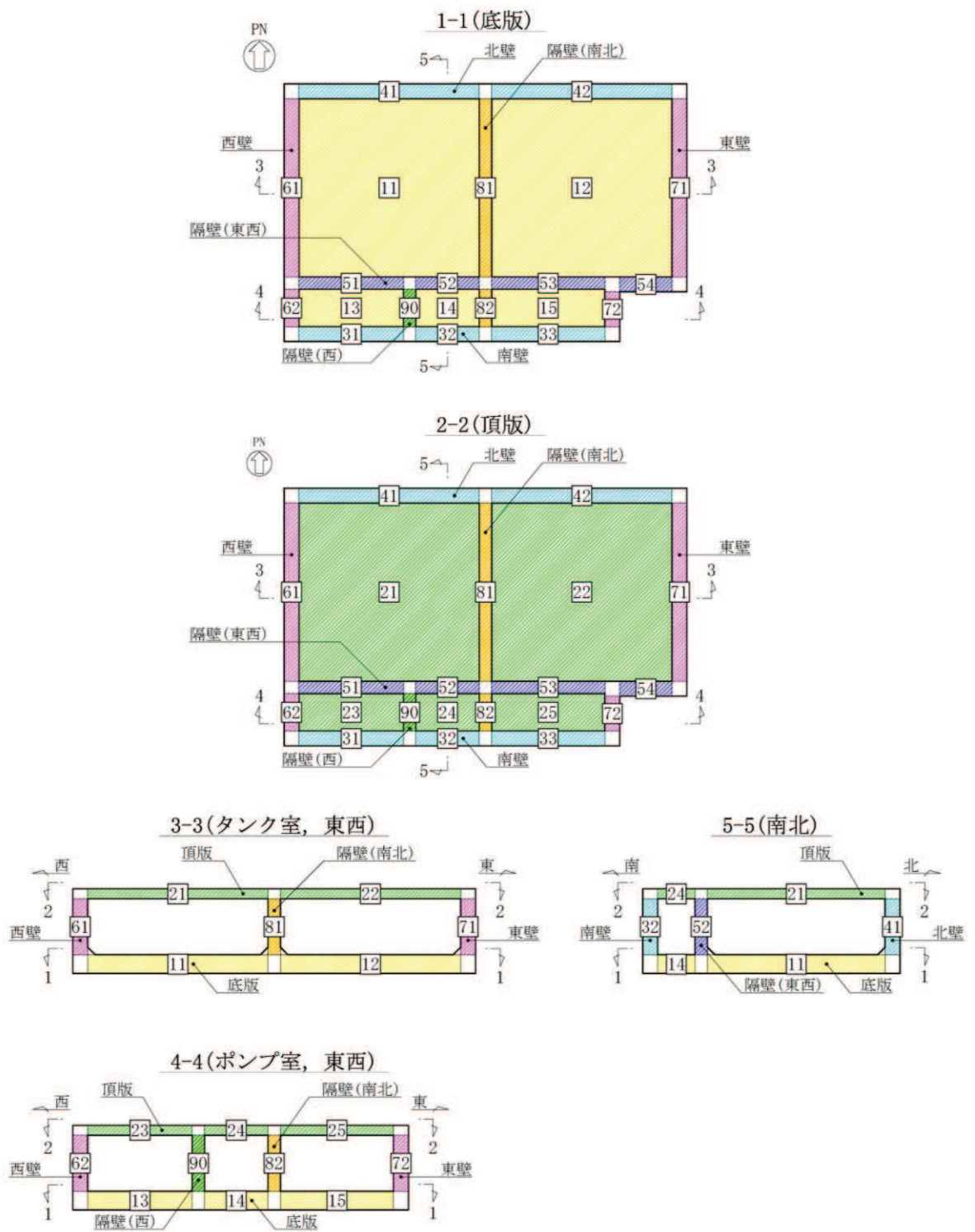


図 5-2 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

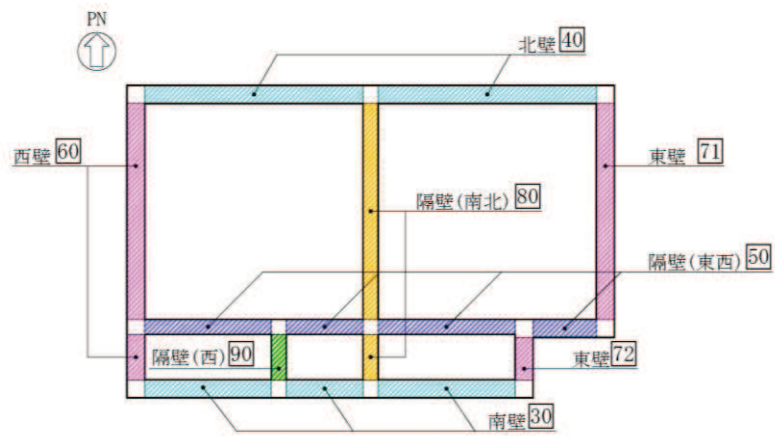


図 5-3 評価位置図（壁部材の面内せん断（層間変形角））

5.3 排気筒連絡ダクト（土砂部）の影響評価結果

排気筒連絡ダクト（土砂部）はSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

影響確認の結果、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

5.3.1 構造強度を有することの確認の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-15に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-16に示す。

表5-15 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
①	$S_s - F1$ (++)	1.27×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 発生する層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

表5-16 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
アーチ	①	①	$S_s - D2$ (-+)	883	1110^{*3}	0.80
側壁	②	①	$S_s - F1$ (-+)	1507	2370^{*4}	0.64
底版	④	①	$S_s - N1$ (++)	1887	2191^{*4}	0.87

注記*1：評価位置は図5-4に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*3：部材非線形解析によるせん断耐力

*4：材料非線形解析によるせん断耐力

5.3.2 Sクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材（底版）の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-17 及び表 5-18 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-19 に示す。

表 5-17 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	4	①	S s - D 2 (-+)	858 μ	2000 μ	0.43

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 5-18 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	4	①	S s - D 2 (-+)	1170 μ	1725 μ	0.68

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 5-19 せん断破壊に対する最大照査値（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	4	①	S s - N 1 (++)	1887	2191*3	0.87

注記*1：評価位置は図 5-4 に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

5.3.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-20 に示す。

表 5-20 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D 2 (-+)	3.5	13.7	0.26

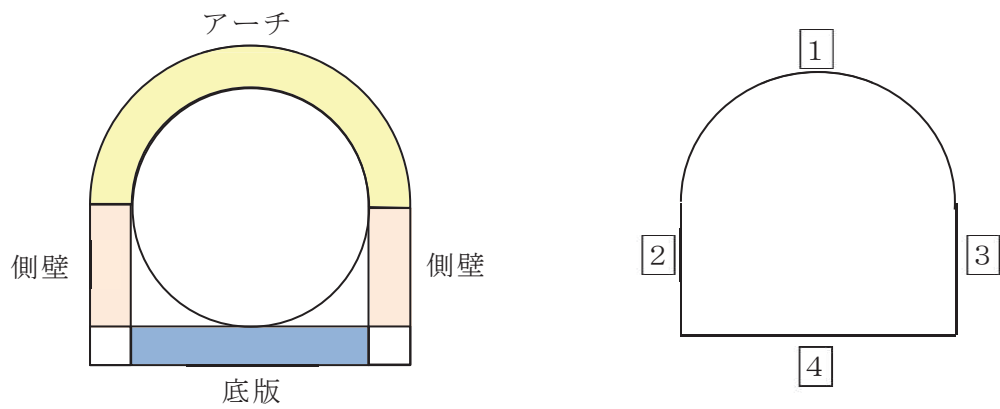


図 5-4 評価位置図

5.4 排気筒連絡ダクト（岩盤部）の影響評価結果

排気筒連絡ダクト（岩盤部）はSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。なお、排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界を短期許容応力度としており、構造強度を有することの確認とSクラスの施設を支持する機能の許容限界が同一である。

影響確認の結果、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動S_sに対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

5.4.1 構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-21及び表5-22に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-23に示す。

表5-21 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
覆工部	1	①	S _s -D1(++)	63	-117	3.5	11.7	0.30

注記*：評価位置は図5-5に示す。

表5-22 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
覆工部	1	①	S _s -N1(++)	49	-6	135	294	0.46

注記*：評価位置は図5-5に示す。

表5-23 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析ケース	地震動	発生せん断力 (kN)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_{a1}
覆工部	1	①	S _s -F2(++)	153	0.44	0.63	0.70

注記*：評価位置は図5-5に示す。

5.4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-24 に示す。

表 5-24 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - D 2 (++)	0.5	13.7	0.04

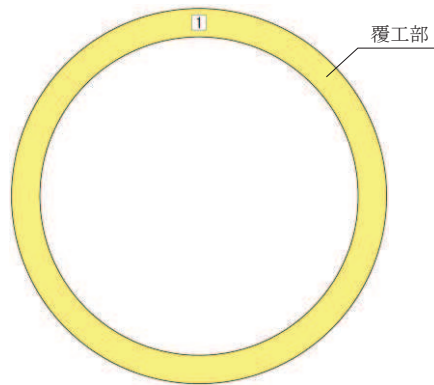


図 5-5 評価位置図

6. まとめ

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、断層と交差する構造物及び交差する断層の諸元を整理し、軽油タンク室（H）、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト（土砂部）、排気筒連絡ダクト（岩盤部）について影響評価を実施した。

断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室（H）及び軽油タンク室は、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

3. 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の直下にある断層の選定
 3.2 2号炉の耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設と断層の位置関係
 【敷地の断層分布:断層と構造物の位置関係】

女川原子力発電所2号炉申請に対応する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設と断層の位置関係について整理。

- ▶ 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の直下には、SF-2断層、OF-1~4断層及びTF-1~4断層がある。
- ▶ なお、SF-1断層、OF-5~7断層及びTF-5~7断層は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の直下に対応しない。

第750回審査会合(R1.7.26)
 資料1-2-1 p65 一部修正 **111**

断層タイプ	断層名	断層直上の耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の有無
走向断層	SF-1	無
	SF-2	有
	OF-1	有
	OF-2	有
	OF-3	有
	OF-4	有
	OF-5	無
斜交断層	OF-6	無
	OF-7	無
	TF-1	有
	TF-2	有
	TF-3	有
	TF-4	有
	TF-5	無
横断断層	TF-6	無
	TF-7	無

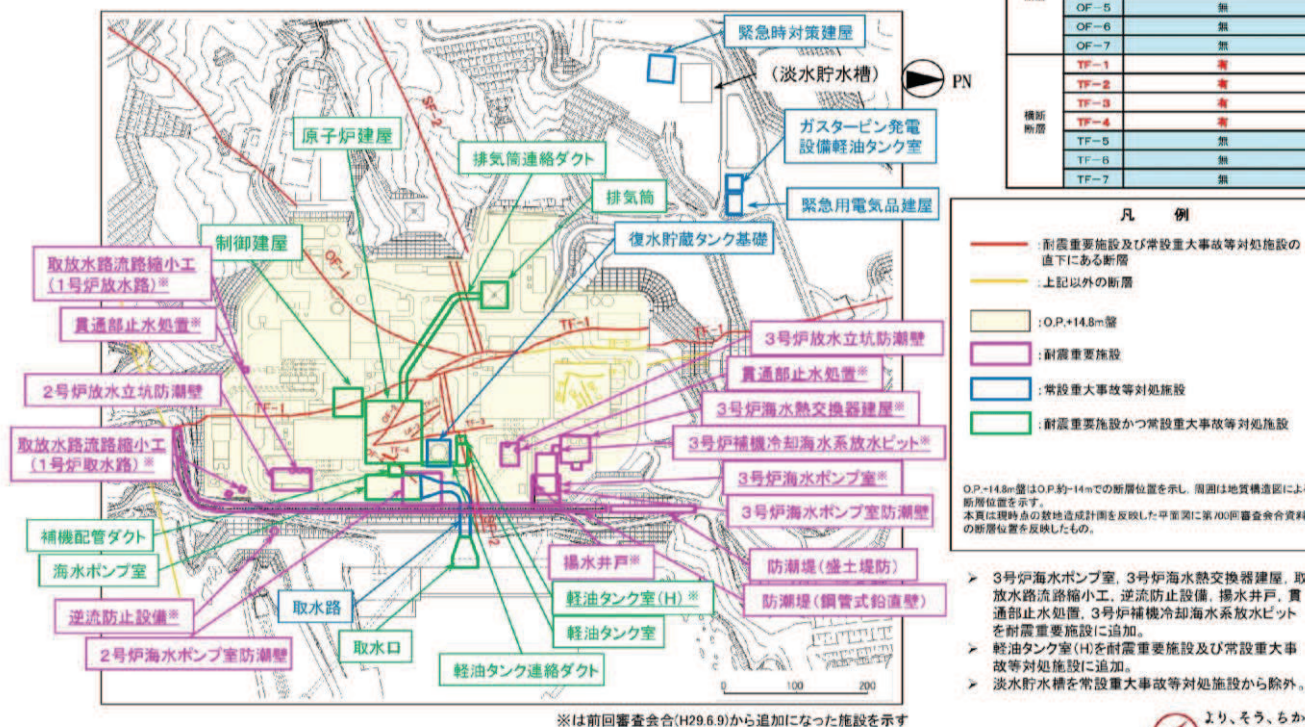


図 1-1 断層と構造物の位置関係

(第 778 回審査会合 資料 1-2-1 「女川原子力発電所 2号炉 地盤 (敷地の地形, 地質・地質構造) について」 より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層(OF系)

2.2.4 OF-4断層【確認位置、性状及び連続性】

【OF-4断層の性状】

- 2号炉試掘坑内において、OF-4断層を確認。(①)
- ✓ 試掘坑、水平ボーリングで確認。
- ✓ 概ねNNE-SSW走向、46° SE傾斜。
- ✓ 破砕幅は、最大で約6cm。

【鉛直方向の連続性】

- 深部方向には連続しない。
- ✓ 深部方向の想定延長位置のボーリングコアには断層が存在しないことを確認。(Y-Y'断面)(②)

【水平方向の連続性】

- 断層の北端は、原子炉建屋北東方の海水ポンプ室掘削底盤付近までに消滅。(③)
- ✓ 掘削底盤データにより、断層想定延長部には断層が存在しないことを確認。
- 断層の南端は、原子炉建屋範囲内(東側)で消滅。(④)
- ✓ 掘削基礎底盤内で、消滅していることを確認。

【他の断層との関係】

- 掘削基礎底盤にて、OF-4断層はTF-4断層を切っている状況を確認している。(④)

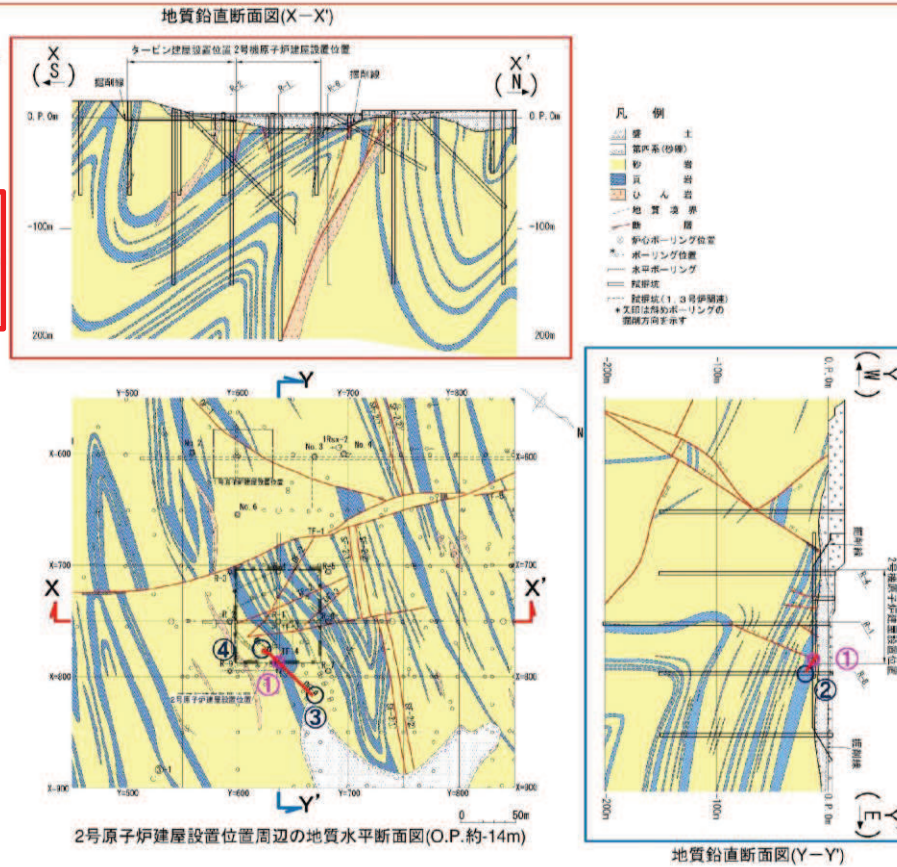


図1-2 OF-4断層の確認位置、性状及び連続性

(第778回審査会合 資料1-2-1「女川原子力発電所2号炉 地盤(敷地の地形、地質・地質構造)について(補足説明資料)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層(OF系)

2.2.4 OF-4断層【深部方向の連続性(Y-Y'断面)】

▶ 深部方向には連続しない。

▼ 深部方向の想定延長位置のボーリングコア(R-8孔)には断層が存在しないことを確認。

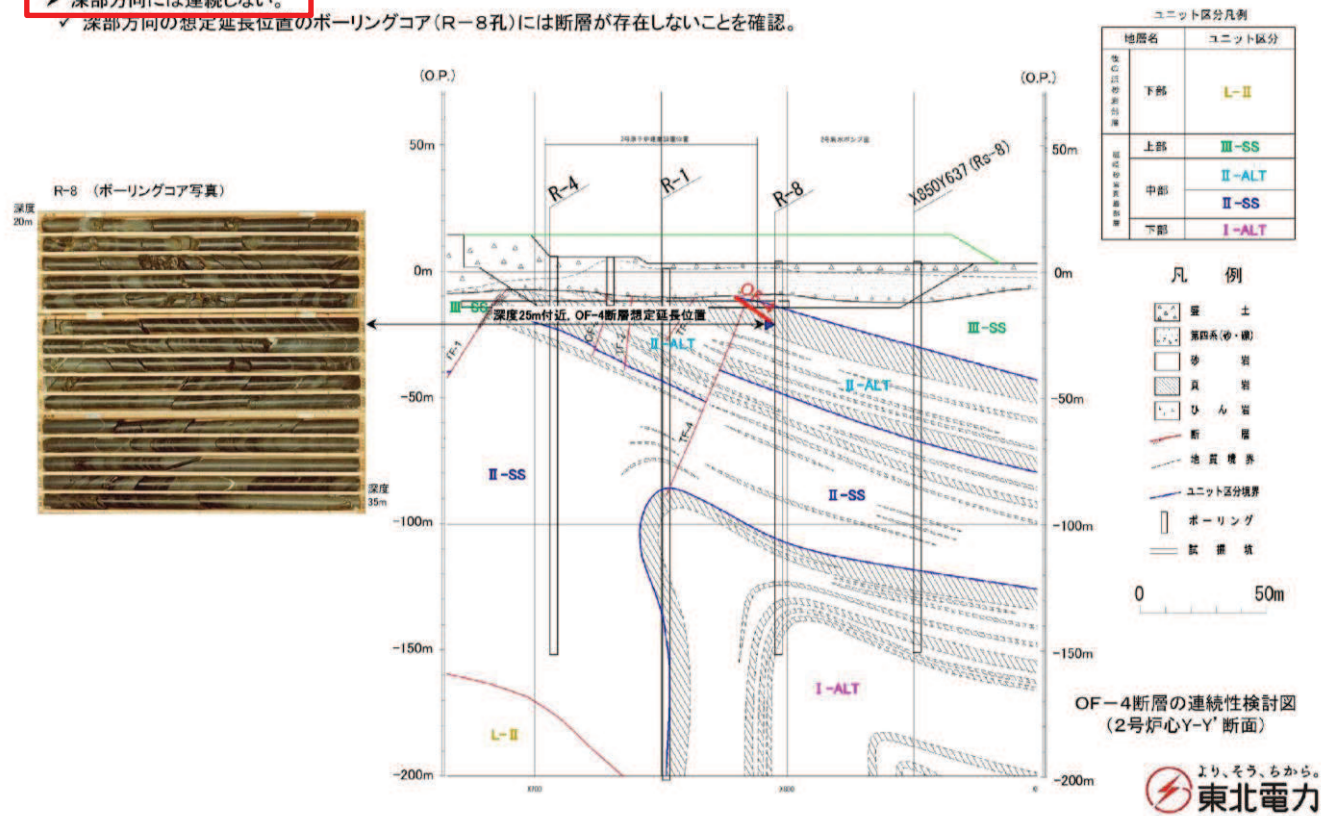


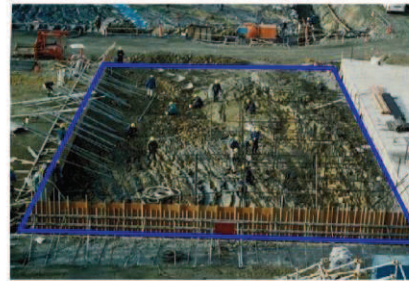
図 1-3 OF-4 断層の深部方向の連続性 (Y-Y'断面)

(第 778 回審査会合 資料 1-2-1 「女川原子力発電所 2 号炉 地盤 (敷地の地形, 地質・地質構造) について (補足説明資料)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層(OF系)

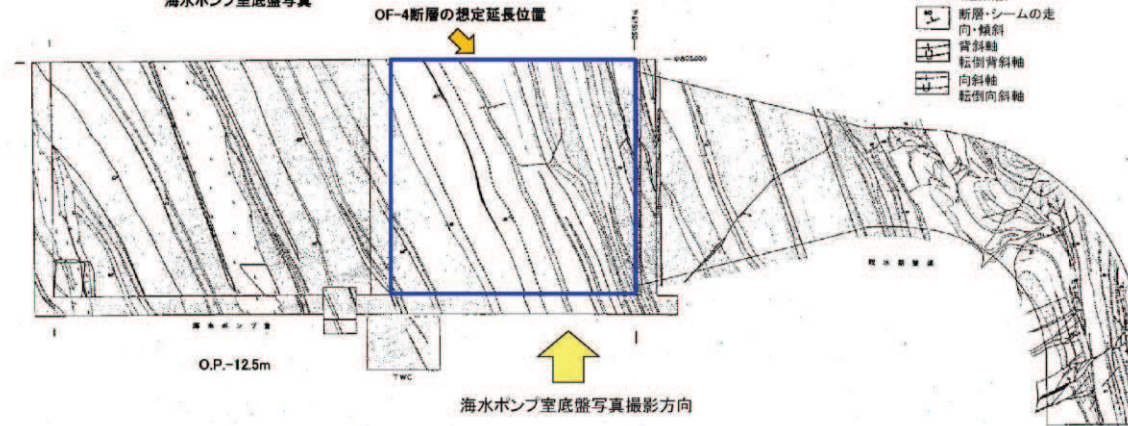
2.2.4 OF-4断層【水平方向の連続性(北端部：海水ポンプ室掘削底盤)】

- 断層の北端は、原子炉建屋北東方の海水ポンプ室底盤付近までに消滅。
- ✓ 掘削底盤データにより、海水ポンプ室底盤の断層想定延長部には断層が存在しないことを確認。



海水ポンプ室底盤写真

- 凡例
- 掘削すり
 - 砂岩
 - 頁岩
 - ひん岩
 - 頁岩偽硬
 - 地質境界
 - 断層及び破砕帯
 - シーム
 - 地質の走向・傾斜(逆断層)
 - 断層・シームの走向・傾斜
 - 背斜軸
 - 転倒背斜軸
 - 向斜軸
 - 転倒向斜軸



OF-4断層の連続性検討図(海水ポンプ室・取水路蓋渠底盤スケッチ)

図1-4 OF-4断層の水平方向の連続性(北端部：海水ポンプ室掘削底盤)

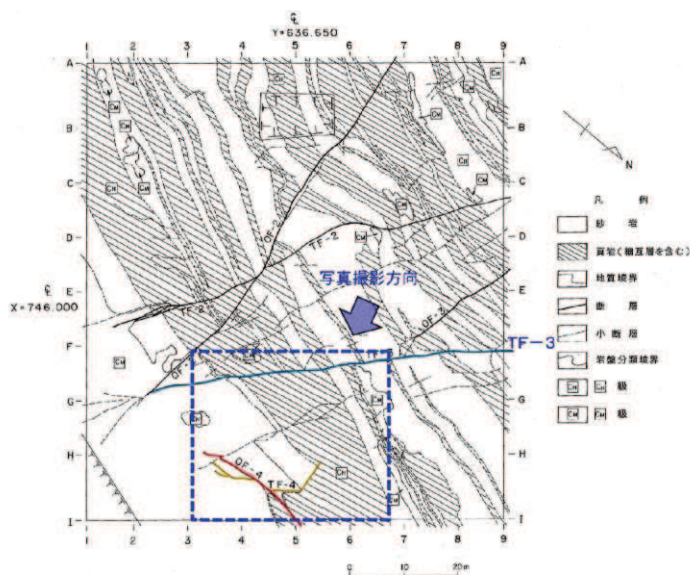
(第778回審査会合 資料1-2-1「女川原子力発電所2号炉 地盤(敷地の地形、地質・地質構造)について(補足説明資料)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層(OF系)

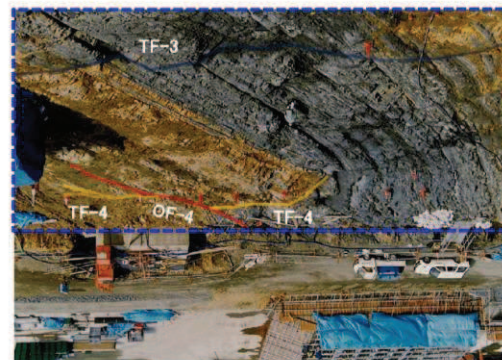
2.2.4 OF-4断層

【水平方向の連続性(南端部及びTF-4断層との関係:2号原子炉建屋掘削底盤)】

- 断層の南端は、2号原子炉建屋範囲内(東部)で消滅。
- ✓ OF-4断層は掘削基礎底盤内で消滅していることを確認。
- OF-4断層は、TF-4断層を切っている状況を確認。



2号原子炉建屋掘削底盤スケッチ



2号原子炉建屋掘削時の岩盤状況写真
(写真は天地を反転)

(参考) 4-添 1-5

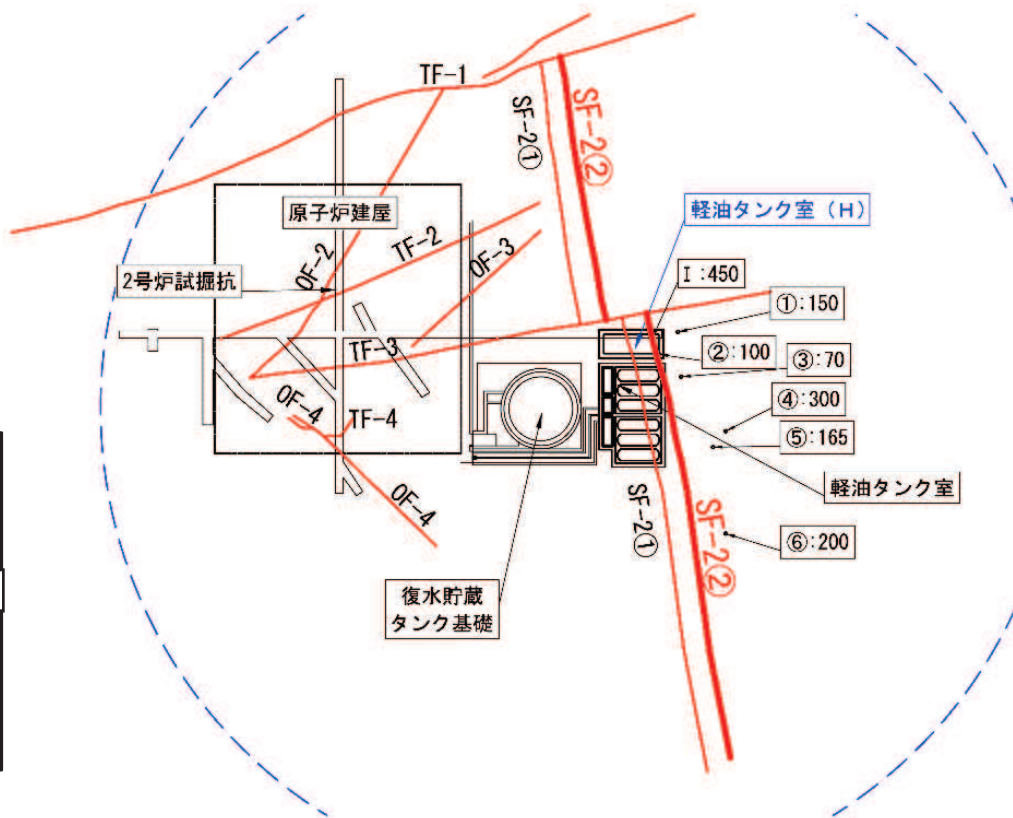
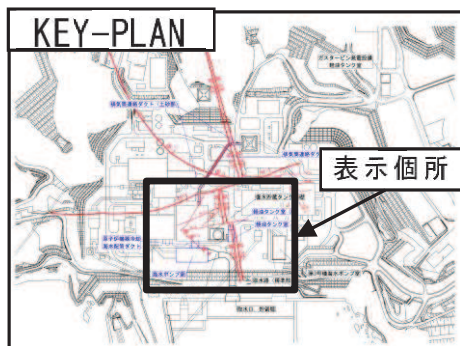


図 1-5 OF-4 断層の水平方向の連続性 (南端部及び TF-4 断層との関係 : 2 号原子炉建屋掘削底盤)

(第 778 回審査会合 資料 1-2-1 「女川原子力発電所 2 号炉 地盤 (敷地の地形, 地質・地質構造) について (補足説明資料)」より抜粋)

凡 例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



単位 (mm)

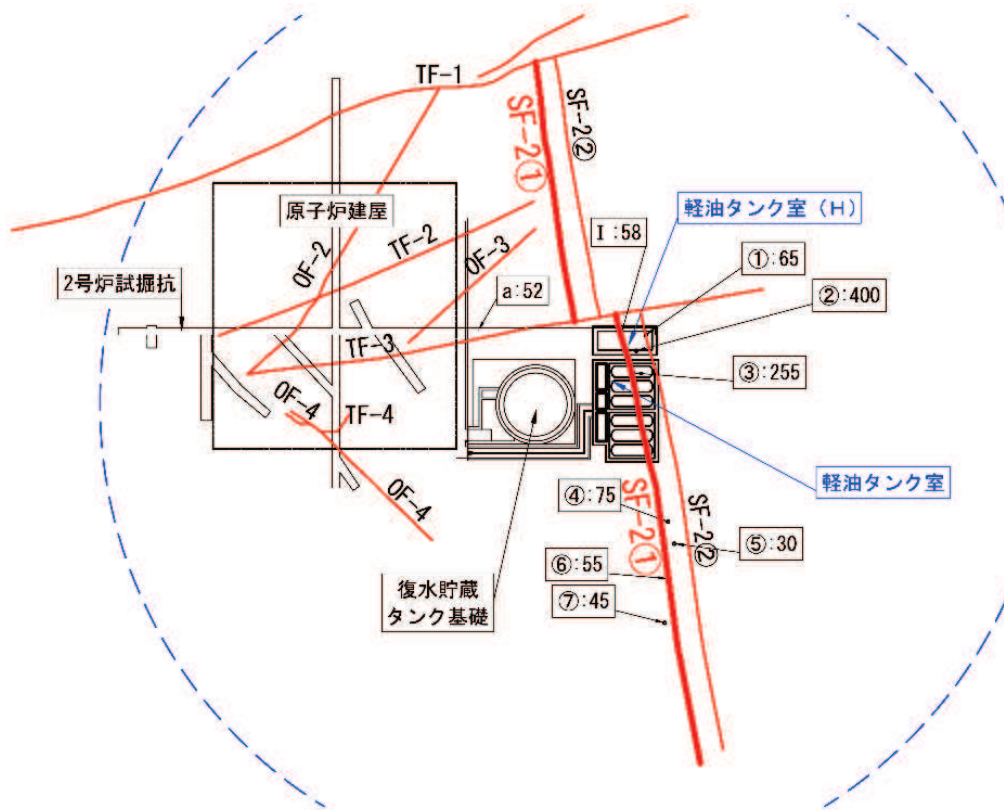
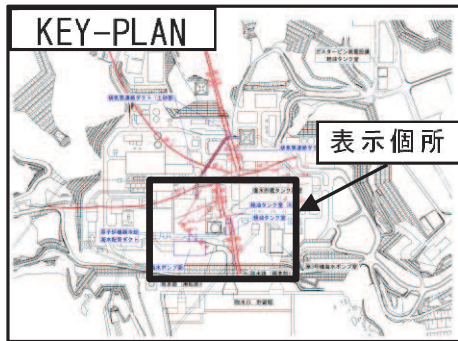
注1：I は試掘坑調査，①～⑥は底盤スケッチの結果

注2：断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-1 軽油タンク室 (H) に接する SF-2②断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

凡 例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域

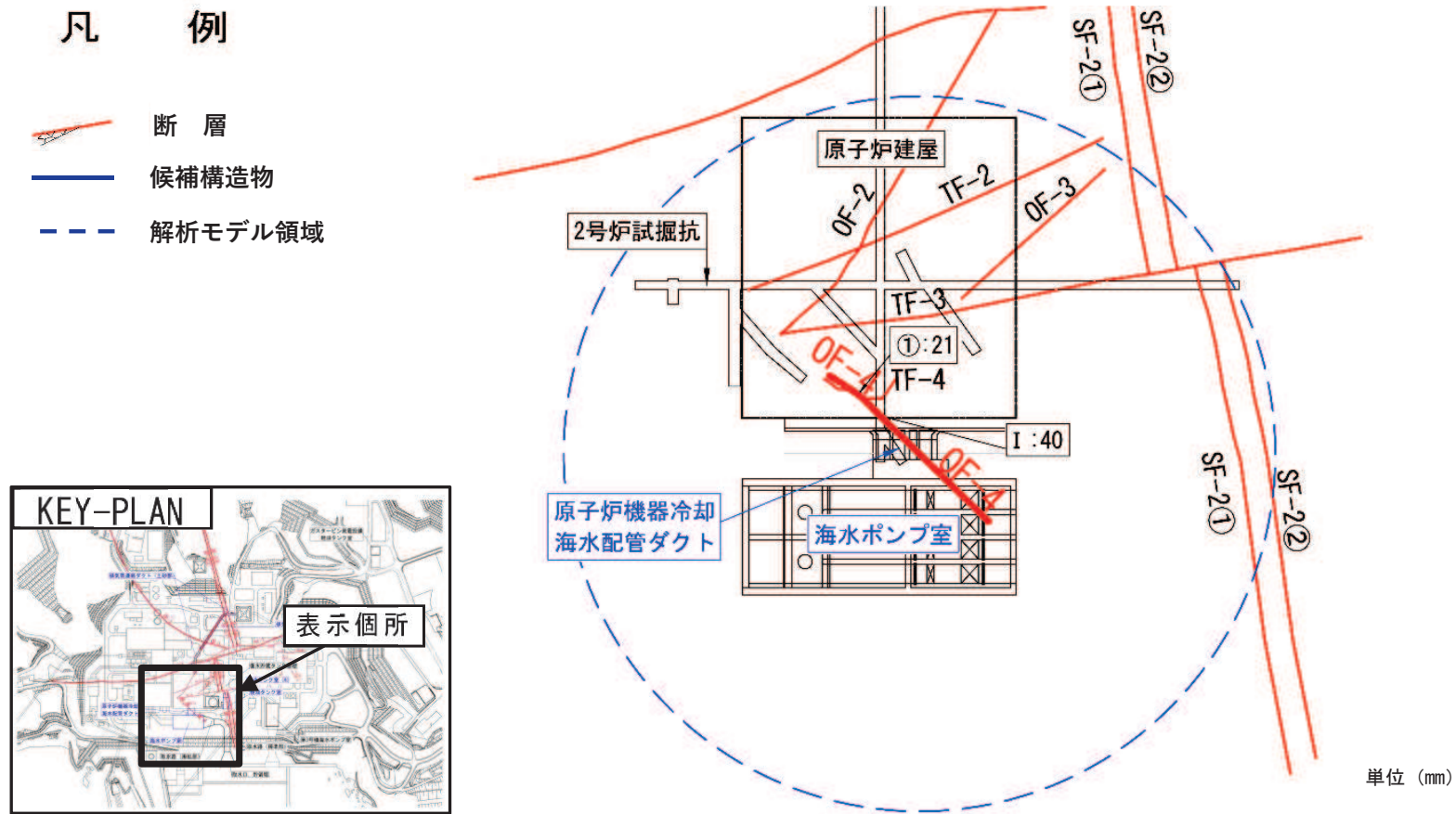


注 1： I は試掘坑調査，①～⑦は底盤スケッチ，a はボーリング調査の結果

単位 (mm)

注 2： 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

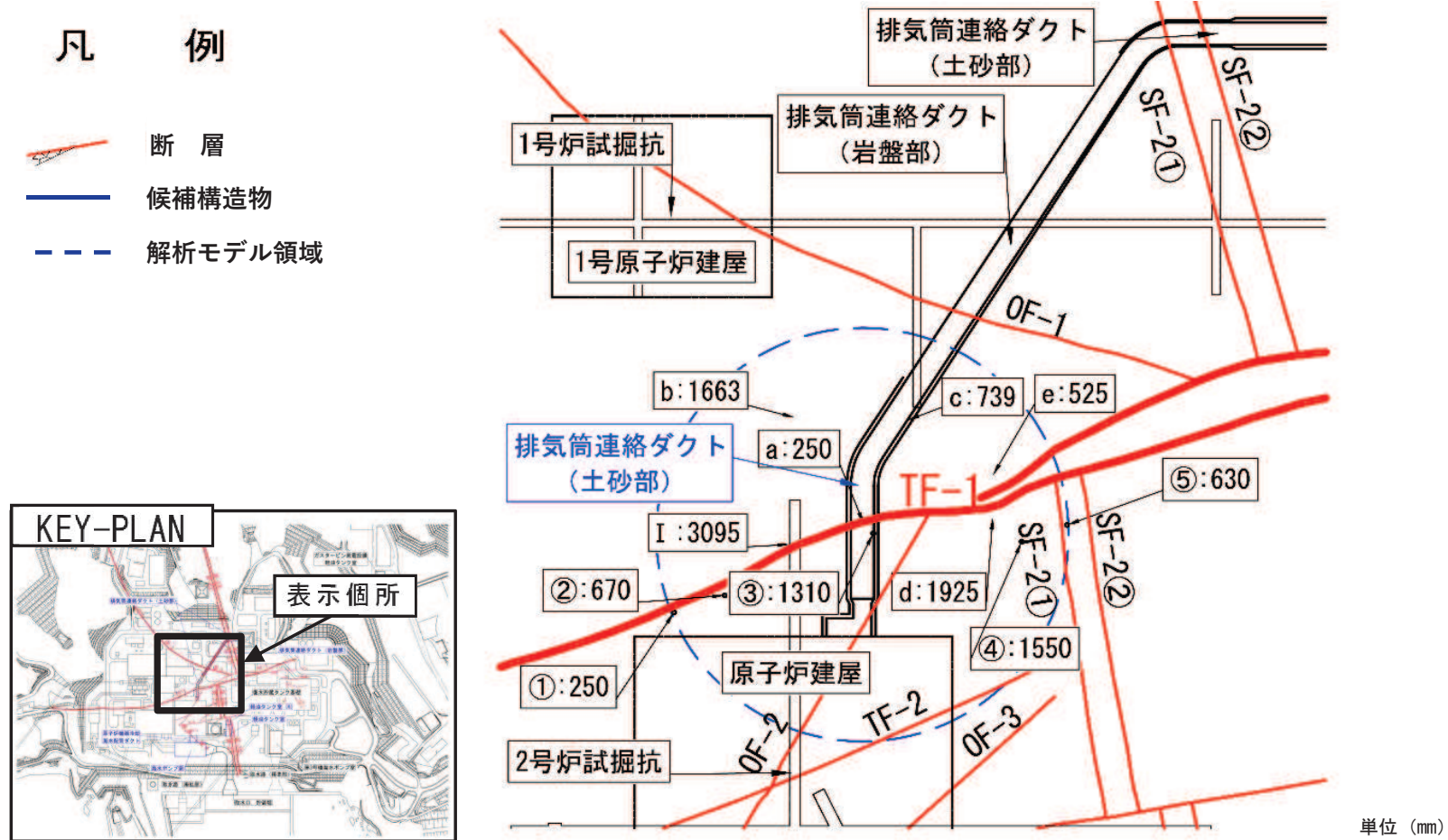
図 2-2 軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室に接する SF-2①断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)



注1： I は試掘坑調査，①～⑦は底盤スケッチ，a はボーリング調査の結果

注2： 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室に接する OF-4 断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)



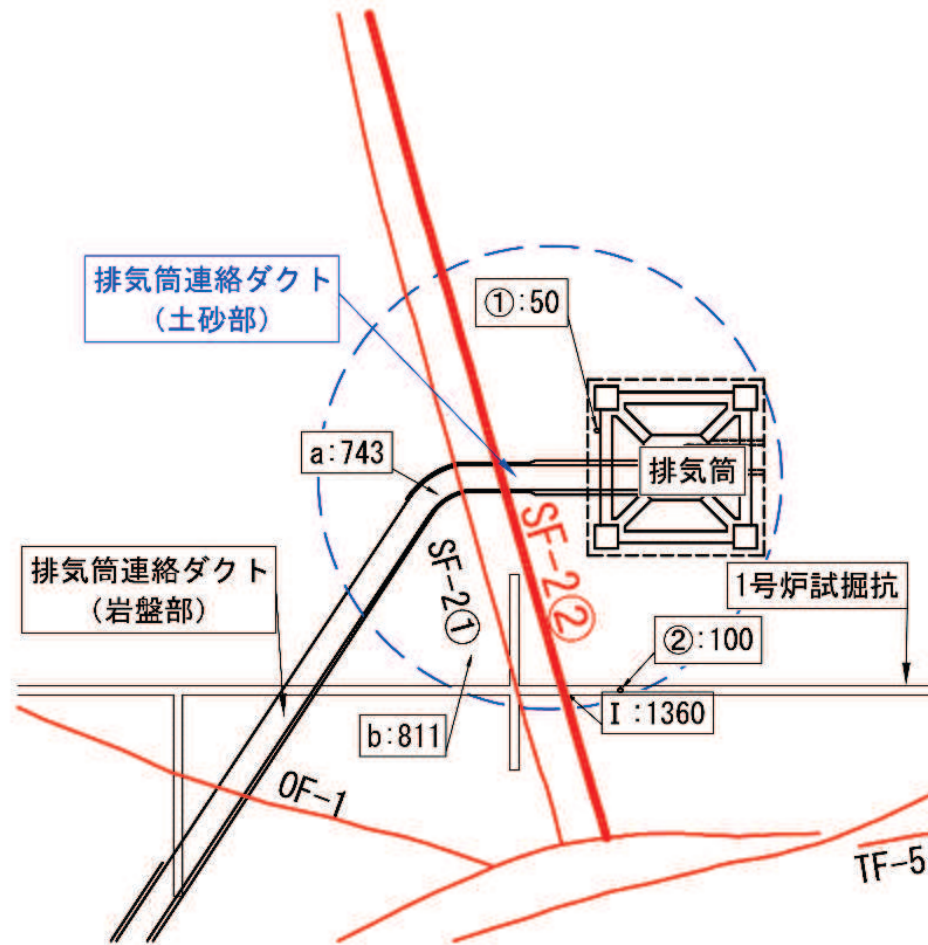
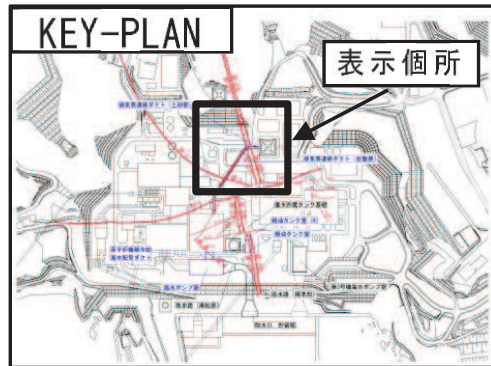
注1: Iは試掘坑調査, ①~⑤は底盤スケッチ, a~eはボーリング調査の結果

注2: 断層幅を示した位置「・」とO.P.約-14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-4 排気筒連絡ダクト(土砂部)に接するTF-1断層の断層幅の分布(O.P.約-14m)

凡 例

-  断 層
-  候補構造物
-  解析モデル領域

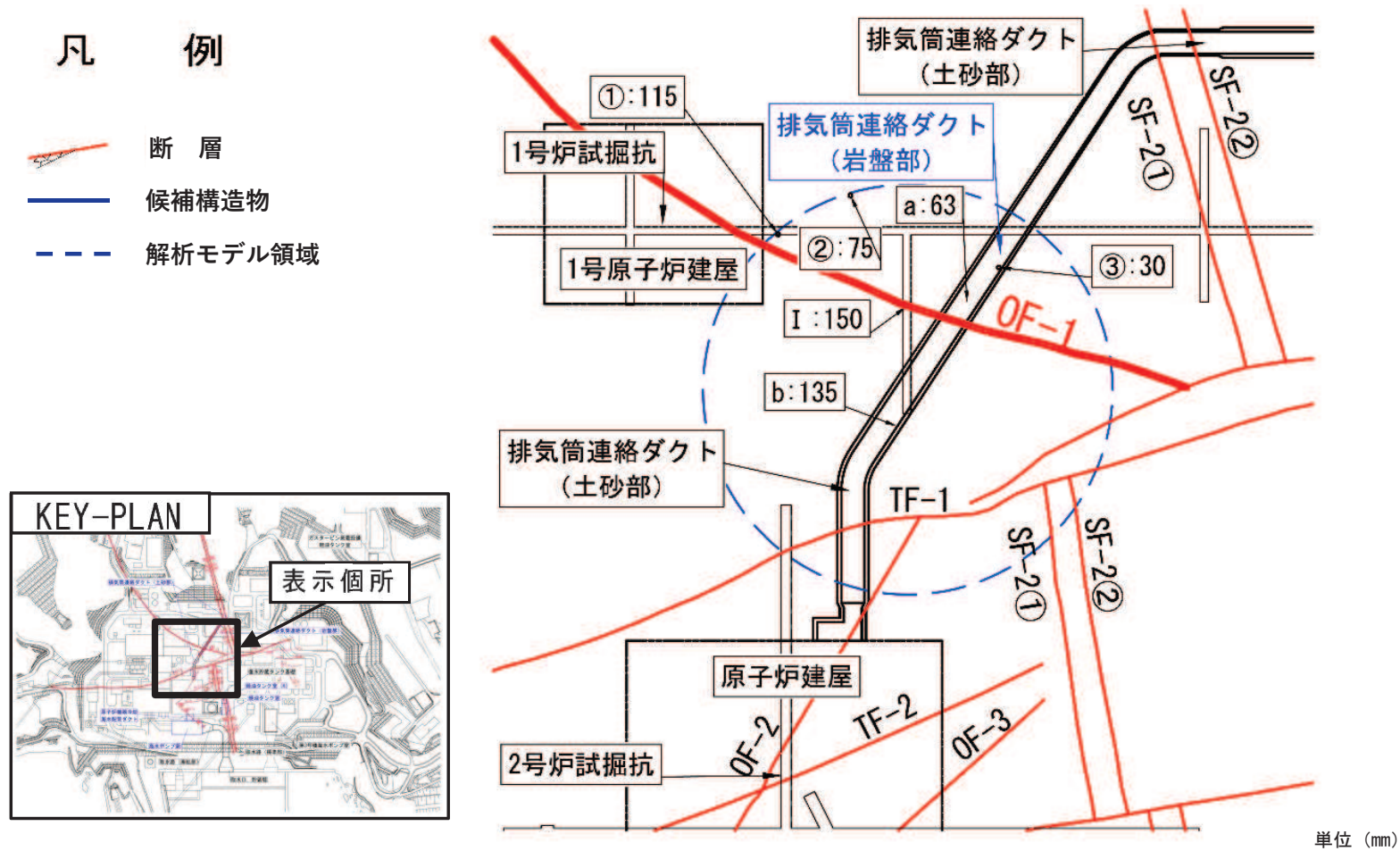


単位 (mm)

注1： I は試掘坑調査，①～②は底盤スケッチ，a～bはボーリング調査の結果

注2： 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-5 排気筒連絡ダクト (土砂部) に接する SF-2②断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)



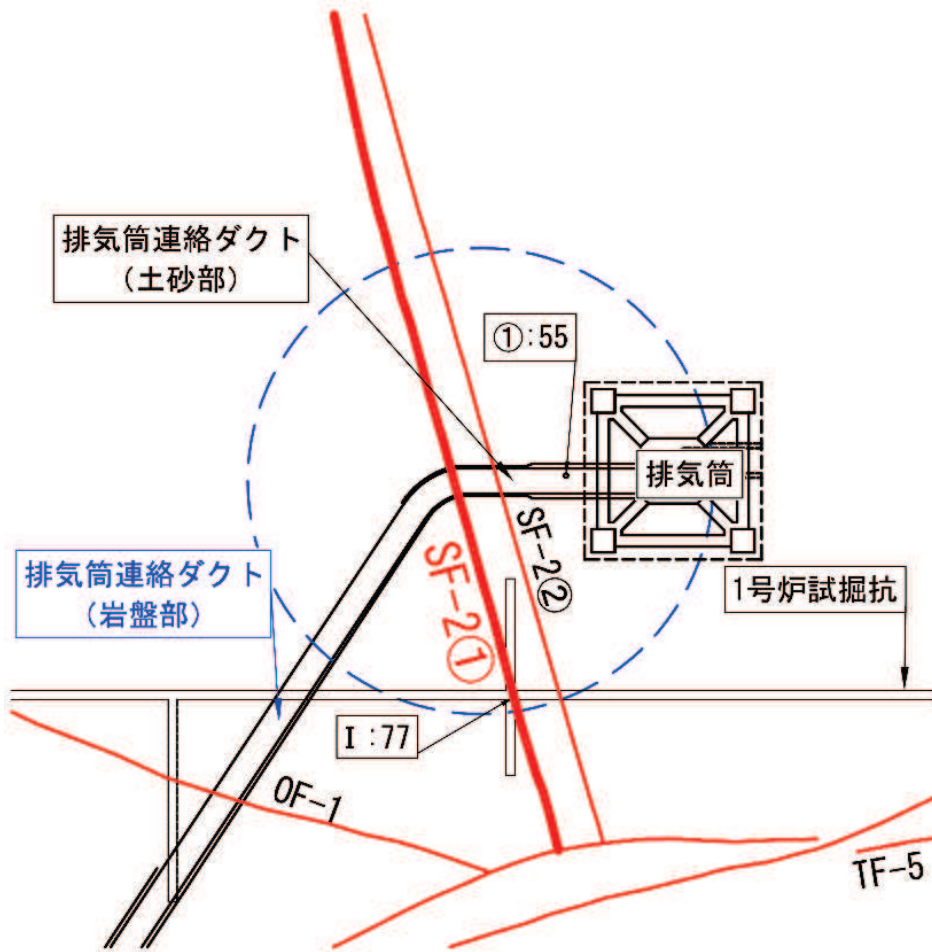
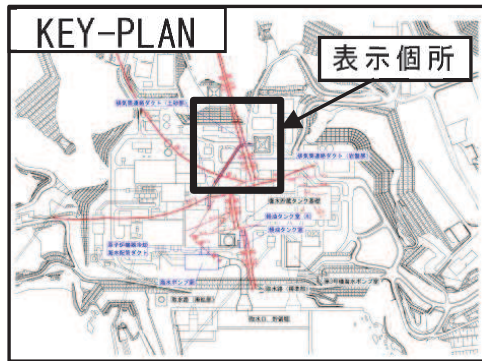
注1：Iは試掘坑調査，①～③は底盤スケッチ，a～bはボーリング調査の結果

注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約-14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-6 排気筒連絡ダクト(岩盤部)に接するOF-1断層の断層幅の分布(O.P.約-14m)

凡 例

- 断層
- 候補構造物
- 解析モデル領域



単位 (mm)

注1: I は試掘坑調査, ①は底盤スケッチの結果

注2: 断層幅を示した位置「・」と O.P. 約-14m で示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図 2-7 排気筒連絡ダクト (岩盤部) に接する SF-21断層の断層幅の分布 (O.P. 約-14m)

表 2-1(1) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧

(軽油タンク室(H)・軽油タンク室)

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅(mm)		断層幅*1 (mm)
				調査値	平均値	
軽油 タンク室 (H)	SF-2② 断層*2	試掘坑	I	200 ~ 700	450	205
		底盤 スケッチ	①	150	150	
			②	50 ~ 150	100	
			③	70	70	
			④	300	300	
			⑤	30 ~ 300	165	
	⑥	200	200			
	SF-2① 断層*2	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
		底盤 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
			②	400	400	
			③	10 ~ 500	255	
			④	50 ~ 100	75	
			⑤	30	30	
			⑥	50 ~ 60	55	
⑦	10 ~ 80	45				
ボ-リング ^g	a	52	52			
軽油 タンク室	SF-2① 断層	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
		底盤 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
			②	400	400	
			③	10 ~ 500	255	
			④	50 ~ 100	75	
			⑤	30	30	
			⑥	50 ~ 60	55	
	⑦	10 ~ 80	45			
ボ-リング ^g	a	52	52			

注記*1：平均値（各構造物に接する断層ごとの平均値）

*2：軽油タンク室 (H) に接する SF-2①断層及び SF-2②断層の断層幅については、軽油タンク室 (H) に隣接し軽油タンク室 (H) の解析モデル領域を包絡している、軽油タンク室の解析モデル領域の調査結果に基づき設定する。

表 2-1(2) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧

(原子炉機器冷却海水配管ダクト・海水ポンプ室・排気筒連絡ダクト(土砂部))

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅(mm)		断層幅* (mm)		
				調査値	平均値			
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	OF-4 断層	試掘坑	I	20	～ 60	40	31	
		底盤 スケッチ	①	1	～ 40	21		
排気筒 連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	試掘坑	I	2870	～ 3320	3095	1146	
		岩盤 スケッチ	①		250			250
			②		670			670
			③		1010	～ 1610		1310
			④		1550			1550
			⑤		630			630
		ホ-リング	a		250			250
			b		1663			1663
			c		739			739
			d		1925			1925
	e			525		525		
	SF-2② 断層	試掘坑	I	720	～ 2000	1360	613	
		岩盤 スケッチ	①		0	～ 100		50
			②		50	～ 150		100
ホ-リング		a		743		743		
	b		811		811			

注記*：平均値(各構造物に接する断層ごとの平均値)

表 2-1(3) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧 (排気筒連絡ダクト (岩盤部))

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅* (mm)
				調査値	平均値	
排気筒 連絡ダクト (岩盤部)	0F-1 断層	試掘坑	I	120 ~ 180	150	95
		底盤 スケッチ	①	100 ~ 130	115	
			②	50 ~ 100	75	
			③	20 ~ 40	30	
		ホ-リング	a	63	63	
	b		135	135		
	SF-2① 断層	試掘坑	I	43 ~ 110	77	66
		底盤 スケッチ	①	10 ~ 100	55	

注記* : 平均値 (各構造物に接する断層ごとの平均値)

表 3-1(1) 全応力解析に用いる解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	ひん岩	28.7	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
C _H 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	28.0	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
C _M 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58 \sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	ひん岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

(参考) 4-添 3-1

表 3-1(2) 全応力解析に用いる解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
	頁岩	第2速度層	1.6×10^3	0.44
		第3速度層	6.0×10^3	0.40
		第4速度層	13.5×10^3	0.36
		第5速度層	16.7×10^3	0.35
	ひん岩	第3速度層	6.4×10^3	0.40
		第4速度層	14.2×10^3	0.36
		第5速度層	17.6×10^3	0.35
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.5×10^3	0.44
第3速度層			5.7×10^3	0.40
第4速度層			12.7×10^3	0.36
第5速度層			15.8×10^3	0.35
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.0×10^3	0.36
		第5速度層	16.2×10^3	0.35
ひん岩		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 3-1(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 3-2 全応力解析に用いる解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^*$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_d/G_0 = G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^*$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05

* : 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間
 $G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s)$, $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$, $\gamma_m = \tau_t / G_0$

表 3-3 有効応力解析に用いる解析用物性値（液状化検討対象層）

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	敷地全体旧表土 と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	0.437	0.363		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3		
	ポアソン比 ν	0.40	0.40		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183		
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *		
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0		28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005		0.005
		w_1	1.0	14.0	1.3
		p_1	1.4	1.0	1.2
		p_2	1.5	0.6	0.8
		c_1	2.0	2.8	2.75

* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 3-4 有効応力解析に用いる解析用物性値（非液状化層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95) *	2.10 (2.00) *	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1速度層	0.48	0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表3-5 解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3
MMR (新設) ($f'_{ck} = 21.0$ N/mm ²)	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定

屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価においては、地盤物性及び材料物性のばらつき（コンクリートの剛性のばらつき）を考慮した評価を行う。そのうち、材料物性のばらつきを考慮した解析については、ヤング係数（剛性）がコンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、既設構造物から採取したコアの圧縮強度試験結果より算定したヤング係数（剛性）を用いて解析を行う。

また、新設する屋外重要土木構造物等のコンクリートについては、材齢の経過に伴って強度が上がり剛性も高くなることが予想されるが、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した評価は実施しない。ただし、間接支持する機器・配管系の耐震安全性評価においては、推定した圧縮強度より算定したコンクリートの剛性（ヤング係数）の影響を確認する。

ここでは、新設する屋外重要土木構造物等のコンクリートの圧縮強度の設定方法について示す。圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法、及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し、保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

1. JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は、算定式の違い（以下に示す「式 1- (1)」及び「式 1- (2)」）から 2 つの値が得られるが、圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法の詳細を以下に示す。

(1) コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は、コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は、次の式 1- (1) 及び式 1- (2) を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式 1- (1)}$$

$$F \geq 0.85F_m + 3 \sigma \quad \text{式 1- (2)}$$

ここに F : コンクリートの調合強度 (N/mm^2)

F_m^{*1} : コンクリートの調合管理強度 (N/mm^2)

σ^{*2} : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm^2)

注記*1：以下の「(2) コンクリートの調合管理強度の算定」に示す方法により求める。

*2： σ は以下に示す 2 つの方法により定めるが、設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a. σ の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 1-1 に、新設する構造物のうち工事実績のあるガスタービン発電設備軽油タンク室の値を示す。

b. 工事の実績がなく、工事初期で σ の値が未知の場合は 3.5N/mm^2 もしくは $0.1(F_q + {}_mS_n)^{*3}$ の大きい方の値とする。

*3： F_q はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）、 ${}_mS_n$ は標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 1-1 工事実績より類推する標準偏差 (σ)

構造物名称	ガスタービン発電設備軽油タンク室*
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm^2)	24
材齢 (日)	28
標準偏差 σ (N/mm^2)	2.05

注記*：2015～2016年の工事実績

(2) コンクリートの調合管理強度の算定

コンクリートの調合管理強度は、コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + {}_mS_n$$

ここに F_m ：コンクリートの調合管理強度 (N/mm^2)

F_q^{*1} ：コンクリートの品質基準強度 (N/mm^2)

${}_mS_n^{*2}$ ：標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と、構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す (N/mm^2)。ただし、 ${}_mS_n$ は 0 以上の値とする。

注記*1：設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値を採用する。

*2： ${}_mS_n$ は図 1-1 を参照して定めるが、圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。

表 5.1 構造体強度補正值₂₈S₉₁の標準値

セメントの種類	コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C)	
	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
普通ポルトランドセメント	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
フライアッシュセメント B 種	$9 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 9$
中庸熱ポルトランドセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
中庸熱フライアッシュセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
低熱ポルトランドセメント	$14 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 14$
構造体強度補正值 ₂₈ S ₉₁ (N/mm ²)	3	6

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正值は 6N/mm²とする。

図 1-1 構造体強度補正值の₂₈S₉₁の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調合管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式 1- (1)及び式 1- (2)から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

2. 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 2-1 のとおり整理されている。

図 2-1 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

	統計値	
	平均値	変動係数
13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理)	1.35	0.07
1年シリンダー強度/13週シリンダー強度	1.1	—
実強度(1年)/1年シリンダー強度	0.95	0.11
実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)	1.40	0.13

図 2-1 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

3. 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。

ガスタービン発電設備軽油タンク室及び軽油タンク室(H)で設定する圧縮強度を表3-1に示す。

なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室は施工済であることから、「1. (1) コンクリートの調合強度の算定(注記*2)」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 σ として定め、圧縮強度を推定した。また、軽油タンク室(H)については、未施工であるため「b.」に示す方法により標準偏差 σ を定め、圧縮強度を推定した。

表 3-1 新設する構造物に設定する圧縮強度

	ガスタービン発電設備 軽油タンク室	軽油タンク室(H)
セメントの種類	フライアッシュB種	フライアッシュB種
設計基準強度(N/mm ²)	24	24
圧縮強度①(N/mm ²) *1	<u>36.1</u>	<u>36.1</u>
圧縮強度②(N/mm ²) *2	33.6	33.6
圧縮強度の採用値(N/mm ²) *3	<u>36.1</u>	<u>36.1</u>

注記*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

*3、下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性

目次

1. 概要	1
2. CCb 工法について	18
2.1 CCb 工法を適用した部位	18
2.2 CCb 工法の概要	18
3. 建設技術審査証明報告書の概要	20
3.1 CCb 工法の建設技術審査証明報告書の位置付け	20
3.2 建設技術審査証明報告書における CCb 工法の適用範囲	21
3.3 建設技術審査証明報告書における CCb 工法の設計方法	22
3.3.1 後施工によるせん断耐力の評価方法	22
3.3.2 使用材料・強度	44
3.3.3 構造部材の評価	50
3.3.4 構造細目	52
3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認	53
3.4.1 施工の確実性	53
3.4.2 施工の容易性	53
3.4.3 施工手順の設定	53
4. 女川 2 号機における CCb 工法の適用性の確認	67
4.1 適用性確認フロー	67
4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定	69
4.3 ①適用性確認項目の抽出	70
4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認	72
4.5 ③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認	85
4.5.1 せん断補強効果の確認内容	85
4.5.2 せん断補強効果の確認	85
4.6 ④CCb の施工精度に影響を与える項目の確認	88
4.6.1 削孔方法	88
4.6.2 削孔角度	89
4.6.3 削孔位置	91
4.6.4 グラウトの充てん性	92
4.7 ⑤施工実績・研究事例等の確認	102
4.7.1 施工実績の整理	102
4.7.2 過去の地震の経験事例	105
4.7.3 レベル 2 地震動を対象とした設計事例	106
4.7.4 後施工せん断補強工法の比較	106

4.7.5	後施工せん断補強筋に関する研究事例.....	109
4.8	女川2号機におけるCCb工法の保守性と設計上の制限の整理.....	119
4.8.1	CCb工法の保守性.....	119
4.8.2	女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての保守性.....	119
4.8.3	女川2号機においてCCbにより耐震補強を行うにあたっての設計上の制限.....	119
4.8.4	有効係数 β_{aw} の保守性.....	120
4.8.5	CCb工法によるせん断補強の設計検討フロー.....	122
4.9	CCbの適用性確認結果.....	123
5.	女川2号機におけるCCb工法の適用性確認のまとめ.....	124

添付資料1	建設技術審査証明書
添付資料2	女川2号機における部材諸元他の適用性の検討
添付資料3	女川2号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討
添付資料4	女川2号機におけるコンクリートの健全性の検討
添付資料5	ディープビーム的な破壊に対するCCb工法の適用性の検討
添付資料6	面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCCb工法の適用性の検討
添付資料7	詳細設計を踏まえCCb補強を行う構造物に対するCCb工法の適用性の 検討

：設置変更許可審査時から内容を補足した箇所

1. 概要

女川2号機の屋外重要土木構造物等には、基準地震動 S_s の大加速度化に伴い、せん断破壊に対して耐震補強工事が必要となる既設鉄筋コンクリート構造物がある。

せん断破壊に対する補強工法としては、部材のせん断耐力を向上させる後施工せん断補強工法の外に、増厚工法や地盤改良工法等があるが、女川2号機の屋外重要土木構造物等については、部材の耐力を直接向上させる合理的な補強工法で、後施工せん断補強工法の一つである、セラミックキャップバー（以下「CCb」という。）工法を採用している。（表1-1、表1-2参照）

CCb工法は、図1-1に示すとおり、既設の鉄筋コンクリート構造物に後施工によりせん断補強を行う工法の一つであり、部材を削孔後、その孔内にCCbを挿入し、グラウト充てんにて固定し、せん断耐力を向上させるものである。

CCbによる耐震補強の対象となる構造物の一覧を表1-2に、配置図を図1-2に、耐震補強箇所及び補強概要を図1-3～図1-13に示す。図1-3～図1-13に示すCCbによる耐震補強箇所は、既設のせん断補強筋の配置や計算結果を踏まえ、「3.3.4 構造細目」に規定されているとおり、計算上でCCbによる補強が必要となる区間の外側の有効高さに等しい区間にも、同量のCCbを配置している。

なお、詳細設計を踏まえCCb補強を行う構造物に対するCCb工法の適用性の確認については、添付資料7において設置変更許可審査時と同様の確認をしている。

本資料は、本補強工法が開発された際の実験の範囲と女川2号機で用いる部材厚や破壊形態に差異があること等から、CCb工法を採用する目的、効果及び女川2号機への適用性について説明するものである。

表1-1 主なせん断補強工法




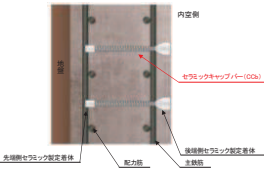
	従来工法（先施工）	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。 部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 美浜3号炉にて、工認実績有り。（ポストヘッドバー（PHb工法））

表 1-2(1) Ccb による耐震補強対象の構造物

構造物 名称	部 材	部材厚 (mm)	CCb 径	せん断 スパン比*	備 考	
取水路 (漸拡部)	隔壁	1,200	D16, D22	5.61		
原子炉機器 冷却海水配 管ダクト (水平部)	隔壁	1,200	D25	6.02		
軽油 タンク室	底版	1,500	D25	図 1-7 参照		
	側壁	1,200	D22			
	隔壁	1,000	D16			
復水貯蔵 タンク基礎	遮蔽壁	地上部	500	D13	図 1-8 参照	
		地中部	1,000	D16, D25		
	バルブ室	頂版	800	D16		
		側壁	1,000	D19		
		隔壁	600	D16		
	連絡 トレンチ	頂版	800	D16		
側壁						
取水口	頂版	1,000	D16, D19, D22, D25	1.15~12.03	詳細設計 反映	
	底版	1,500~3,200	D22, D29	1.39~7.64		
	側壁	1,200~1,500	D25, D29	2.80~7.30		
	導流壁	1,000~1,200	D19, D22, D29	2.80~9.35		
	妻壁	1,500	D22	2.92~3.65		
取水路 (標準部)	頂版	1,000	D25	5.75	詳細設計 反映	
	底版	1,500	D22	3.79		
	隔壁	1,000	D25	3.45		

注記* : せん断スパン比 : a/d (a : 支間長, d : 有効高さ)

表 1-2(2) CCb による耐震補強対象の構造物

構造物 名称	部 材	部材厚 (mm)	CCb 径	せん断 スパン比*	備 考
海水 ポンプ室	底版	2,000~3,500	D16, D22, D25, D32	0.83~35.59	詳細設計 反映
	側壁	2,000~4,700	D22, D25, D29, D32	1.86~35.59	
	隔壁	1,000~2,000	D25, D29, D32	1.02~37.01	
	妻壁	1,500	D22, D25, D29, D32	3.54~22.44	
	導流壁	1,500	D22, D25, D29, D32	3.54~49.61	
	中床版	1,000~1,500	D22, D25, D29, D32	2.13~17.32	
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト (鉛直部)	側壁	700	D16	4.14	詳細設計 反映
	隔壁	800	D19	3.24	
第 3 号機海水 ポンプ室	底版	3,000	D25, D29, D32	1.30~14.80	詳細設計 反映
	側壁	1,800~3,000	D25, D29, D32	2.27~14.80	
	隔壁	1,200~2,000	D32	4.14~29.38	
	妻壁	1,500~2,000	D25, D29, D32	2.83~16.10	
	導流壁	1,500~3,300	D25, D29, D32	2.15~32.28	
	中床版	1,500	D25, D29, D32	2.83~20.55	

注記* : せん断スパン比 : a/d (a : 支間長, d : 有効高さ)

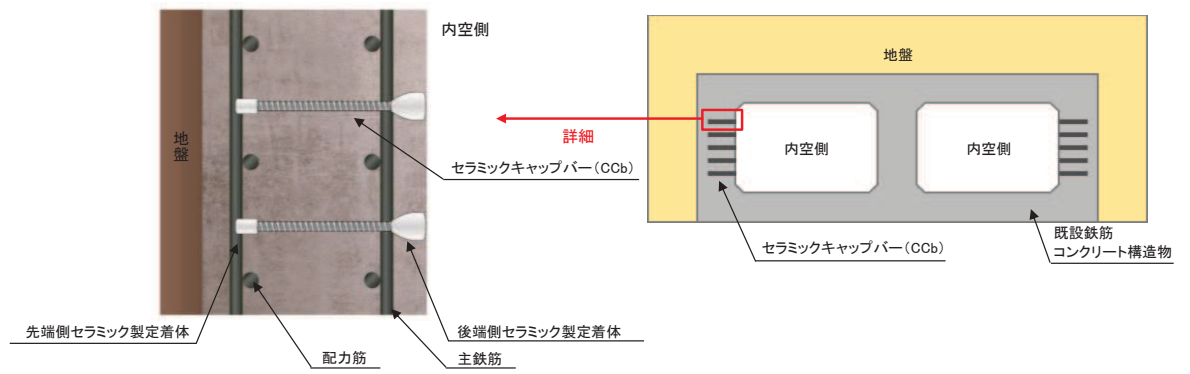


図 1-1 CCb 工法の概要図*

注記* : セラミックキャップバー (CCb) 工法研究会 HP より引用。一部修正・加筆。

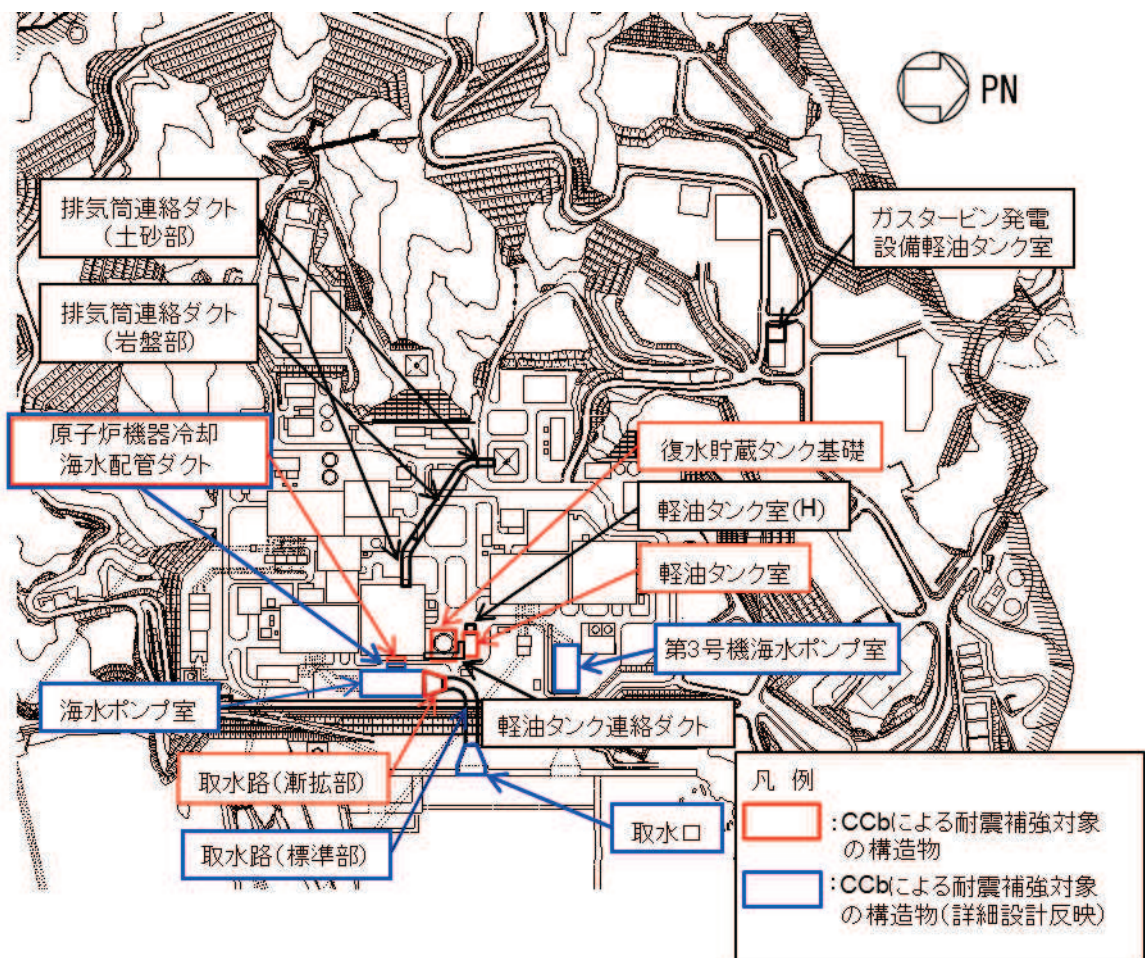
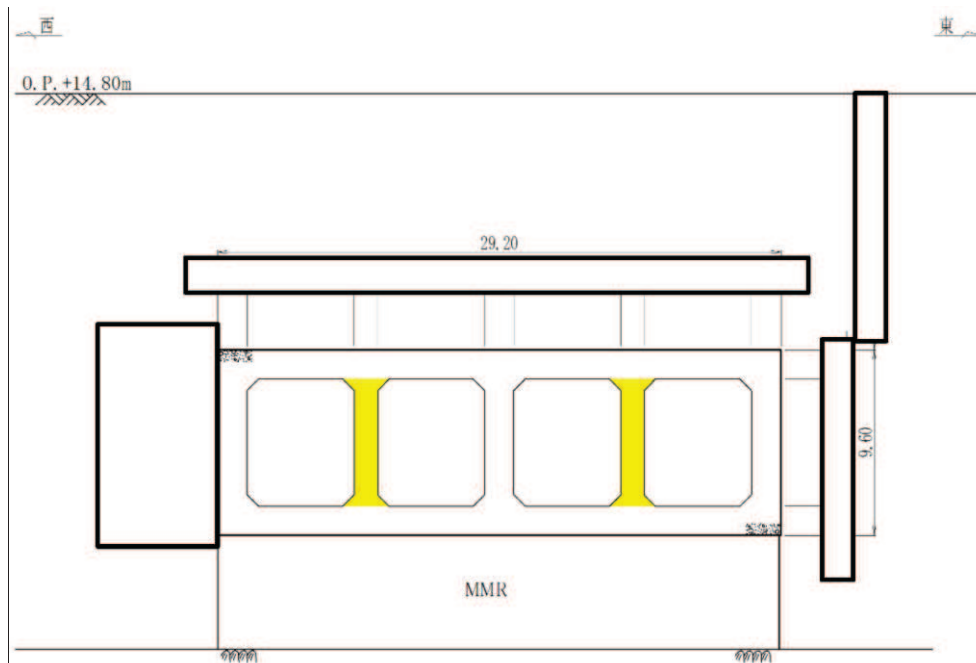


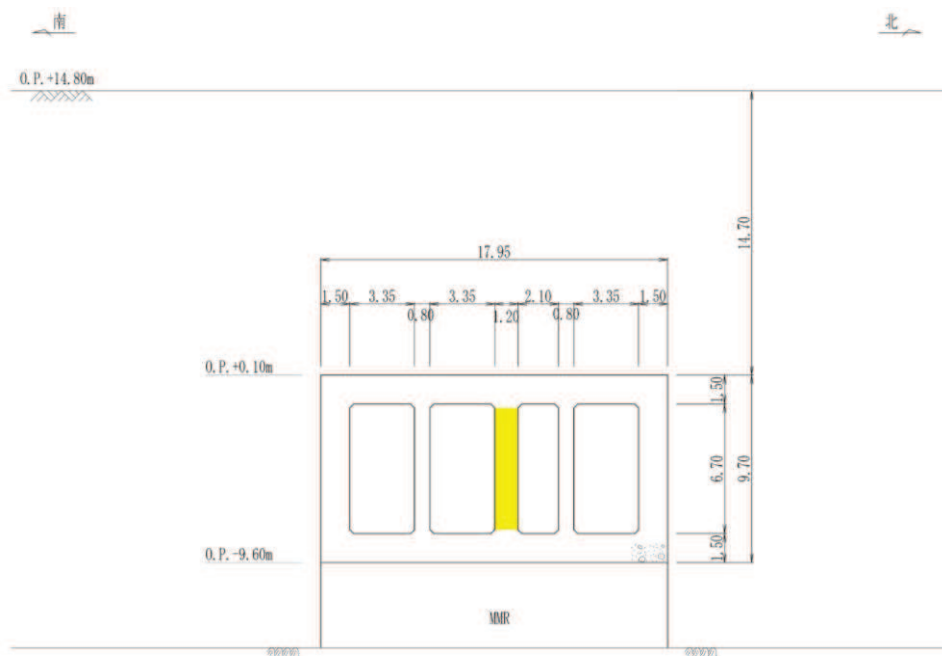
図 1-2 CCb による耐震補強対象の構造物 (配置図)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図1-3 Ccbによる耐震補強対象の構造物
(取水路(漸拡部))

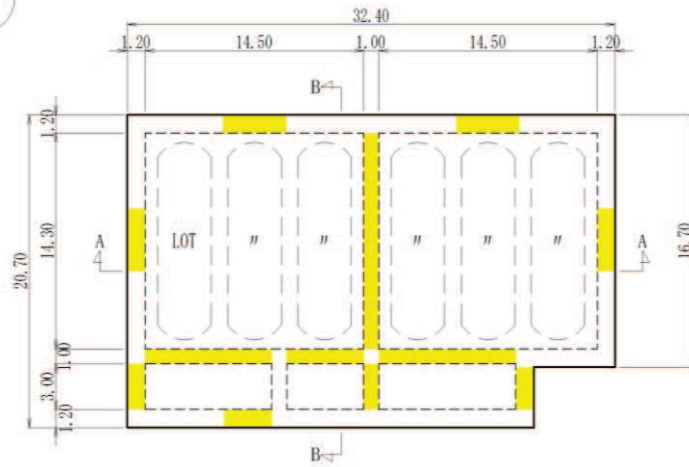


(単位：m)

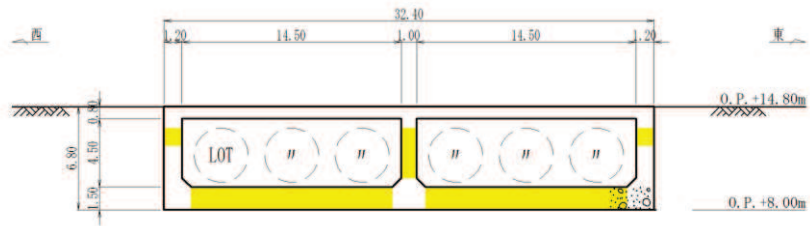
■ : Ccbによる耐震補強箇所

図1-4 Ccbによる耐震補強対象の構造物
(原子炉機器冷却海水配管ダクト)

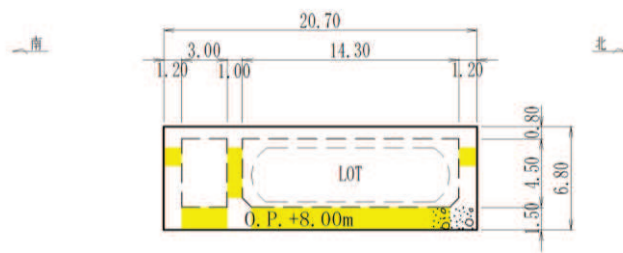
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



平面図



A-A 断面

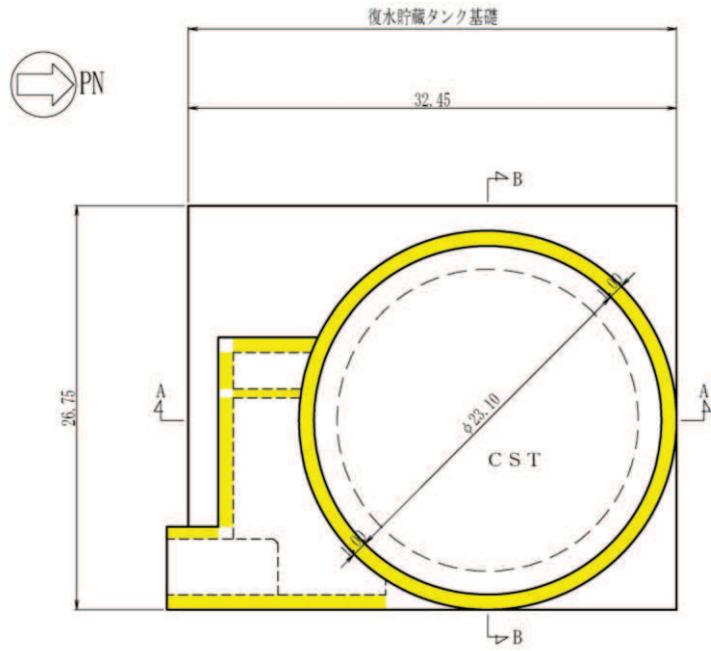


B-B 断面

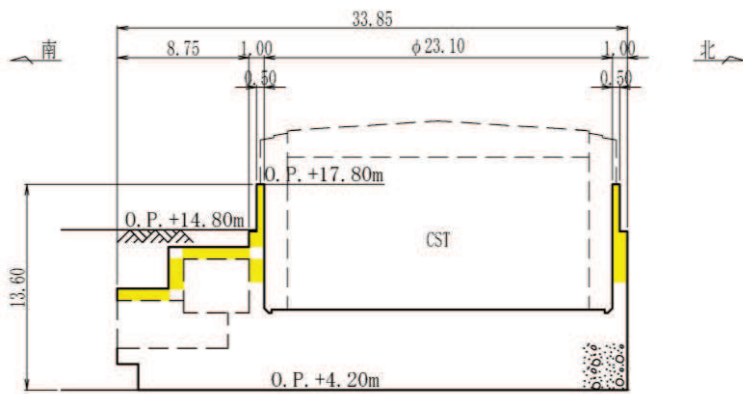
(単位：m)

: Ccbによる耐震補強箇所

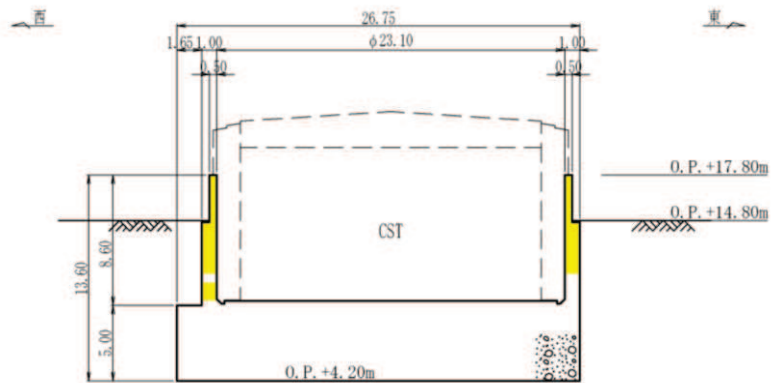
図 1-5 Ccbによる耐震補強対象の構造物
(軽油タンク室)



平面図



A-A 断面



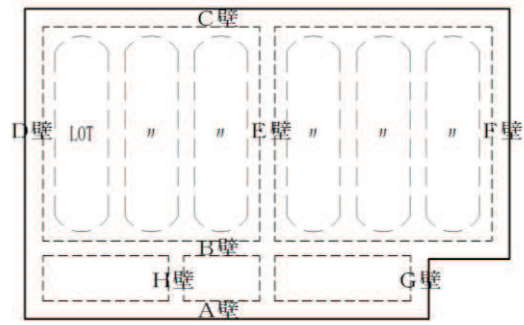
B-B 断面

(単位：m)

■ : CCb による耐震補強箇所

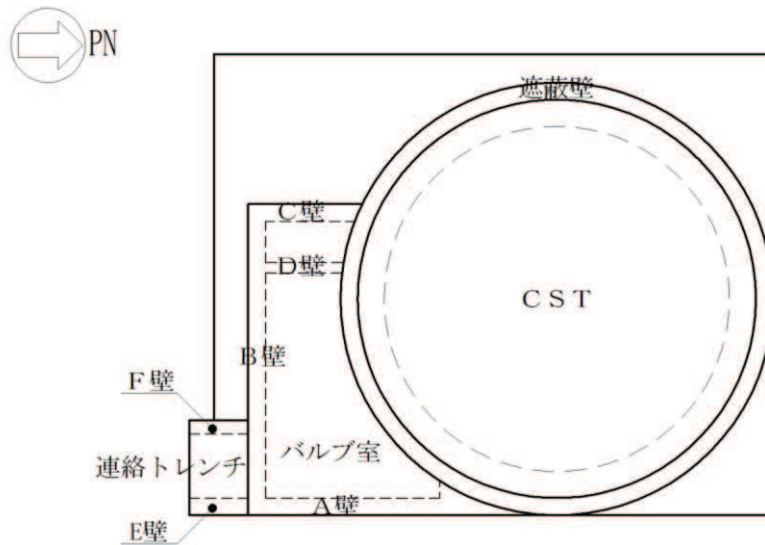
図 1-6 CCb による耐震補強対象の構造物
(復水貯蔵タンク基礎)

(参考) 6-7



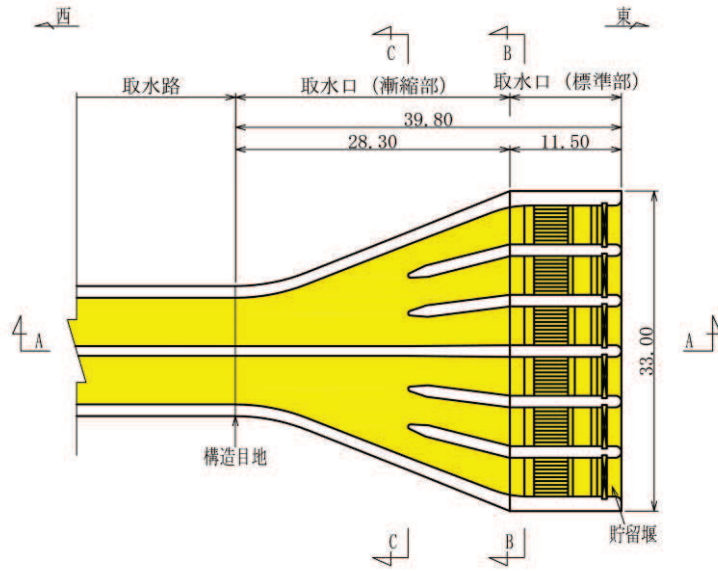
		東西方向・水平方向			南北方向・鉛直方向			
		支間長	有効高さ	せん断 スパン比	支間長	有効高さ	せん断 スパン比	
		a (m)	d (m)	a / d	a (m)	d (m)	a / d	
軽油 タンク室	底版	5.10~14.50	1.30	3.92~11.15	3.00~14.30	1.30	2.31~11.00	
	側壁	A壁 (南壁)	8.40	1.00	8.40	4.50	1.00	4.50
		C壁 (北壁)	14.50	1.00	14.50	4.50	1.00	4.50
		D壁 (西壁)	3.00~14.30	1.00	3.00~14.30	4.50	1.00	4.50
		F壁 (東壁)	14.30	1.00	14.30	4.50	1.00	4.50
		G壁 (東壁)	3.00	1.00	3.00	4.50	1.00	4.50
	隔壁	B壁 (中壁)	5.10~9.10	0.85	6.00~10.71	4.50	0.85	5.29
E壁 (中壁)		3.00~14.30	0.85	3.53~16.82	4.50	0.85	5.29	

図 1-7 Ccb による耐震補強対象の構造物
(せん断スパン比：軽油タンク室)

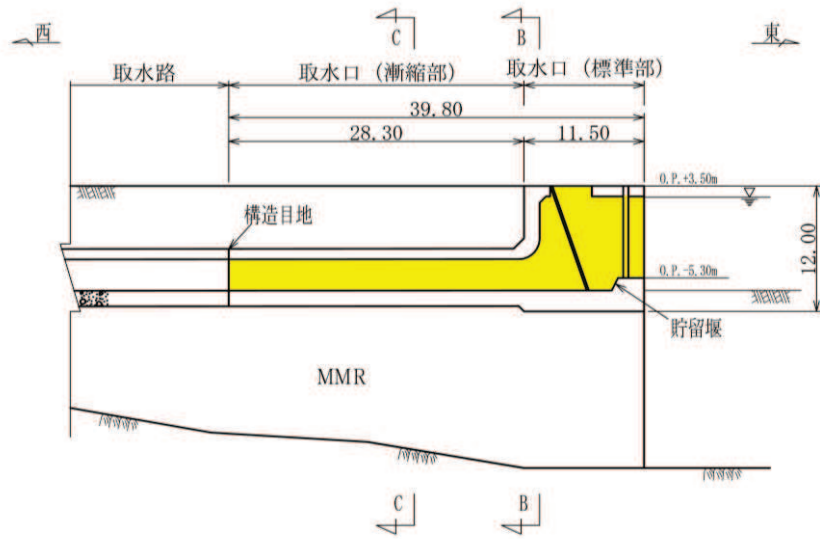


		東西方向・水平方向			南北方向・鉛直方向				
		支間長	有効高さ	せん断 スパン比	支間長	有効高さ	せん断 スパン比		
		a (m)	d (m)	a / d	a (m)	d (m)	a / d		
復水貯蔵タンク基礎	遮蔽壁	地上部	—	—	—	3.10	0.40	7.75	
		地中部	—	—	—	4.15~8.60	0.90	4.61~9.56	
	バルブ室	頂版	1.00~13.05	0.68	1.47~19.19	4.53~10.10	0.68	6.66~14.86	
		側壁	A壁 (東壁)	10.10	0.88	11.48	3.65	0.88	4.15
			B壁 (南壁)	2.40~13.05	0.88	2.73~14.83	1.95~3.65	0.88	2.22~4.15
			C壁 (西壁)	5.19	0.88	5.89	3.65	0.88	4.15
	隔壁	D壁 (中壁)	4.53	0.48	9.43	3.65	0.48	7.60	
	連絡トレンチ	頂版	3.70	0.68	5.44	—	—	—	
		側壁	E壁 (東壁)	—	—	—	3.15	0.68	4.63
			F壁 (西壁)	—	—	—	3.15	0.68	4.63

図1-8 Ccbによる耐震補強対象の構造物
(せん断スパン比：復水貯蔵タンク基礎)



平面図



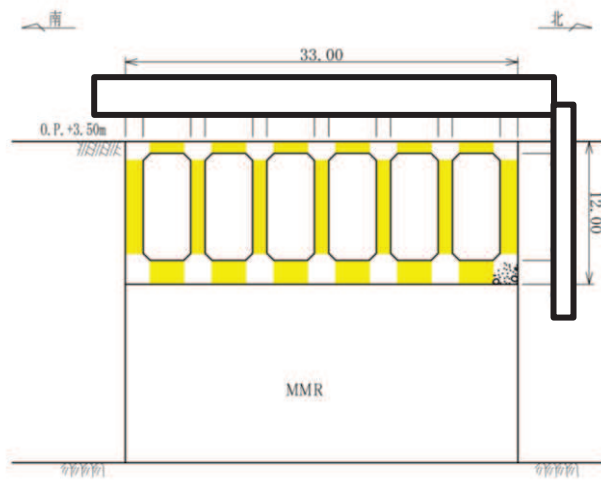
A-A 断面

(単位：m)

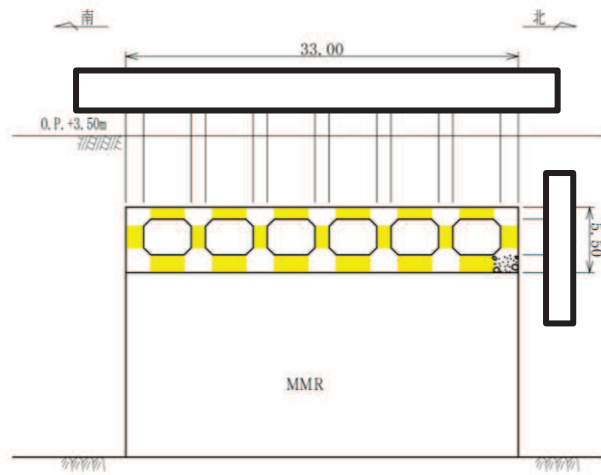
: Ccbによる耐震補強箇所

図1-9 (1) Ccbによる耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

(取水口) (1/2)



B-B 断面



C-C 断面

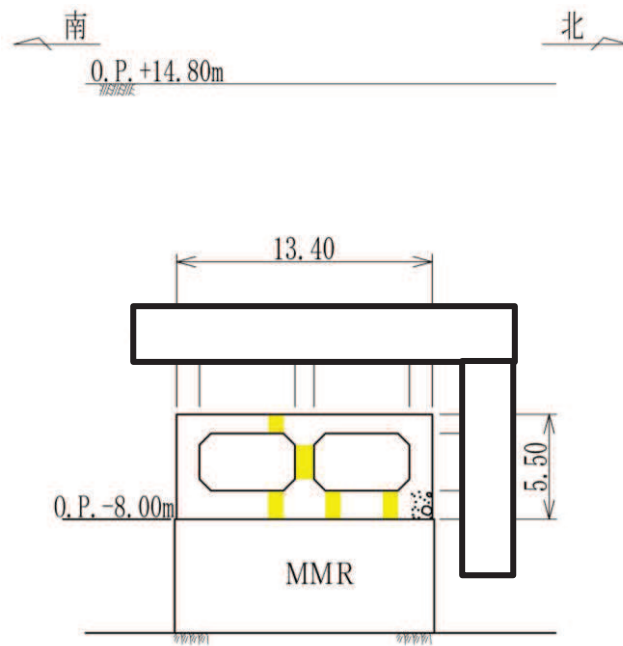
(単位 : m)

■ : Ccb による耐震補強箇所

図 1-9 (2) Ccb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

(取水口) (2/2)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



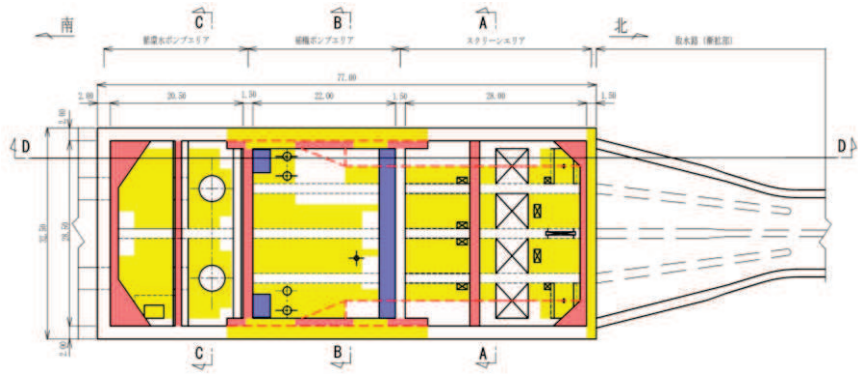
(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

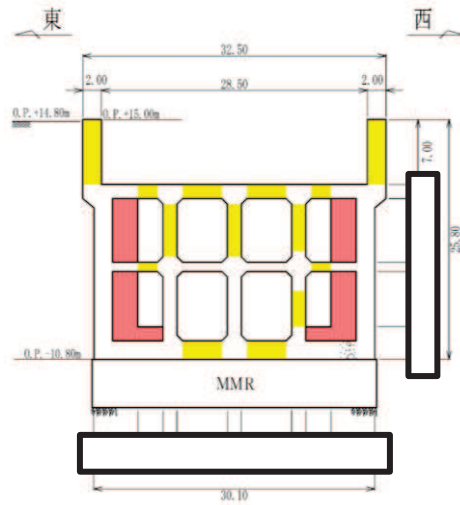
図1-10 Ccbによる耐震補強対象の構造物（詳細設計反映）

（取水路（標準部））

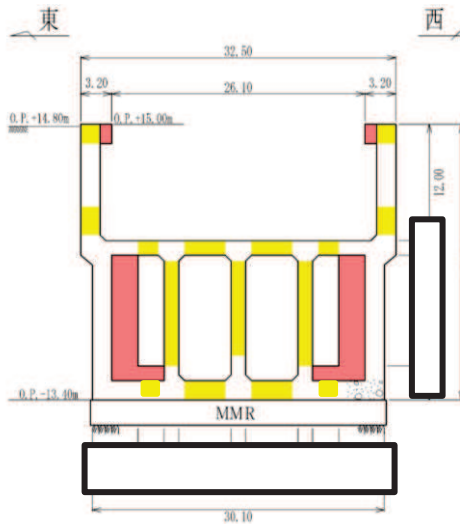
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



平面図



A-A 断面



B-B 断面

(単位：m)

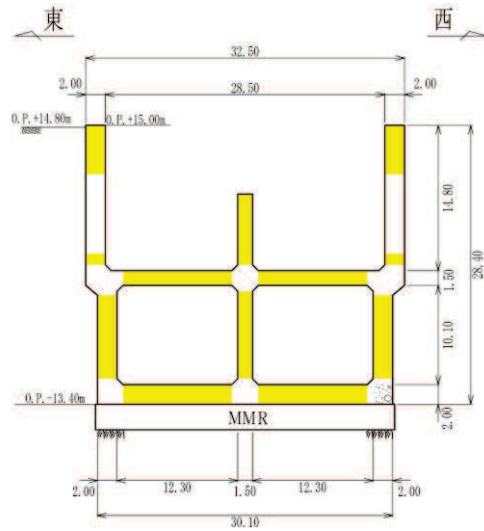
- : CCb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所
- : 竜巻防護ネット支持部

図 1-11 (1) CCb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

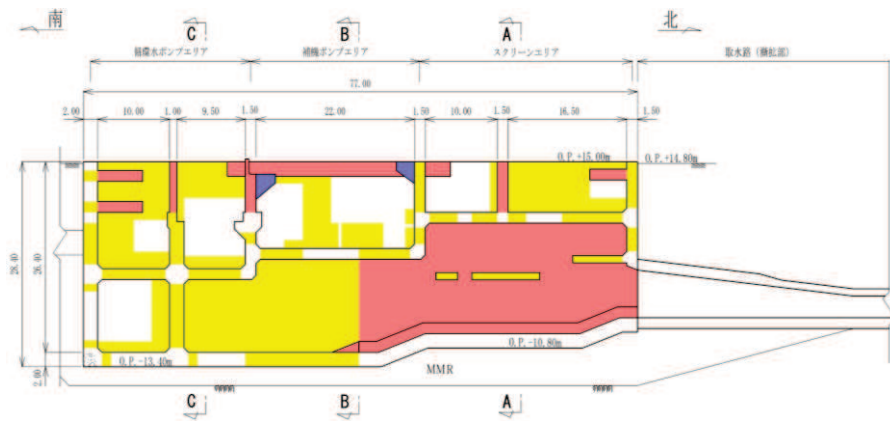
(海水ポンプ室) (1/2)

(参考) 6-13

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



C-C 断面



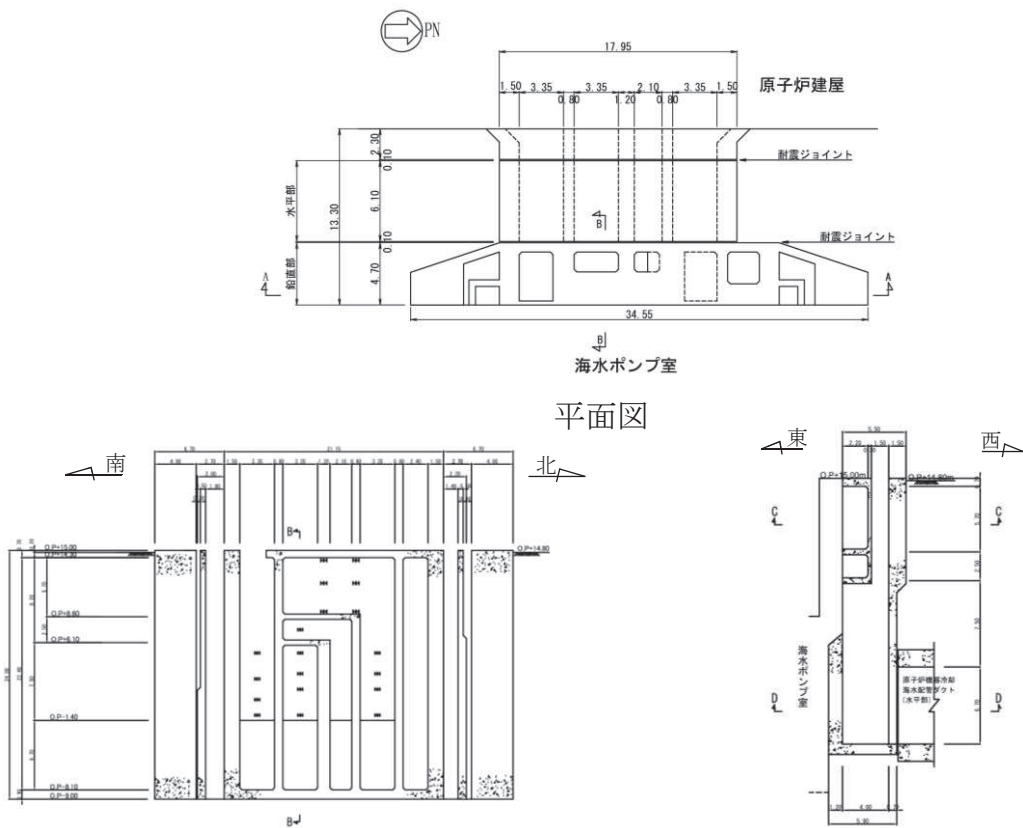
D-D 断面（投影）

（単位：m）

- : Ccb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所
- : 竜巻防護ネット支持部

図 1-11 (2) Ccb による耐震補強対象の構造物（詳細設計反映）

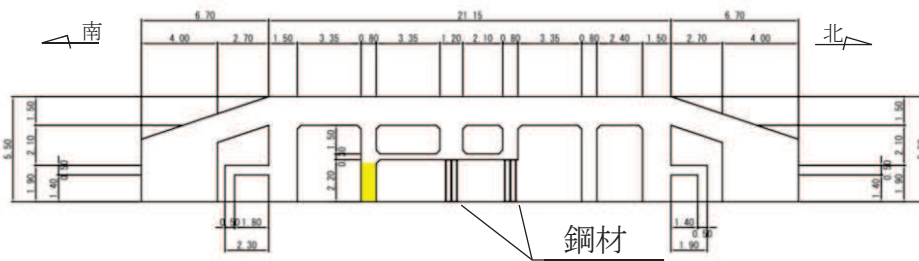
（海水ポンプ室）(2/2)



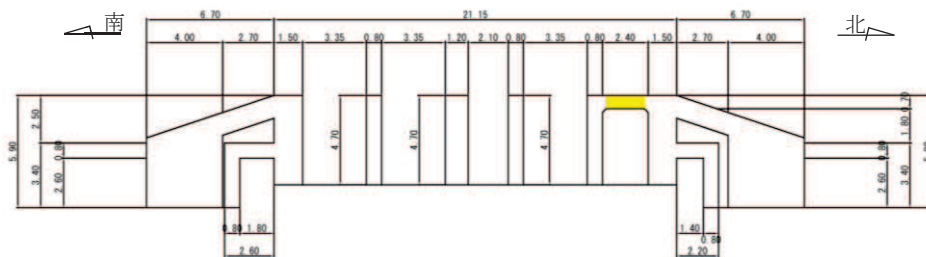
注記* : 図中の **H** は鋼材を示す。

正面図 (A-A 断面)

縦断面図 (B-B 断面)



断面図 (C-C 断面)

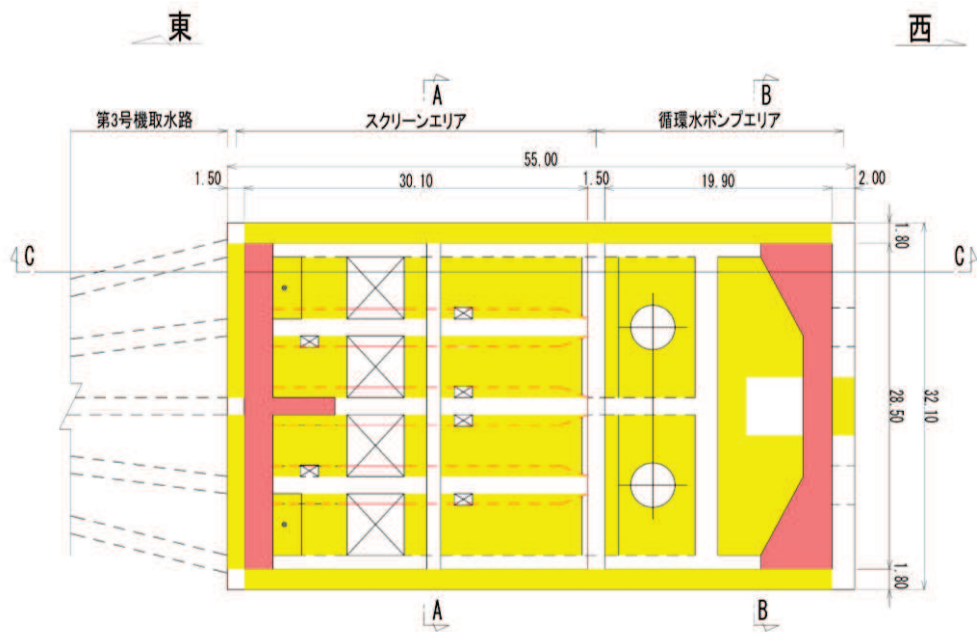


断面図 (D-D 断面)

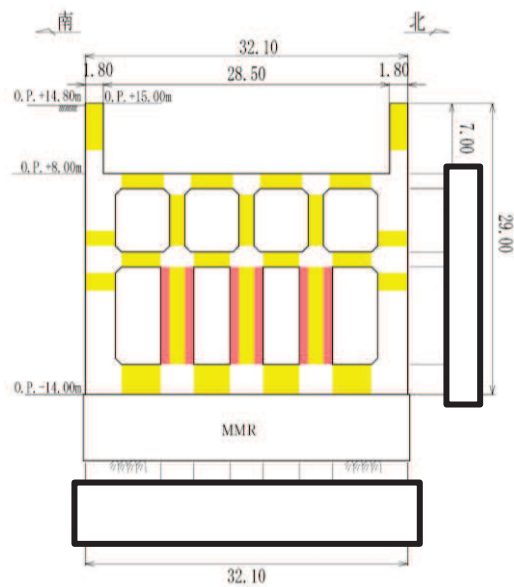
(単位 : m)

: Ccb による耐震補強箇所

図 1-12 Ccb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部))



平面図



A-A 断面

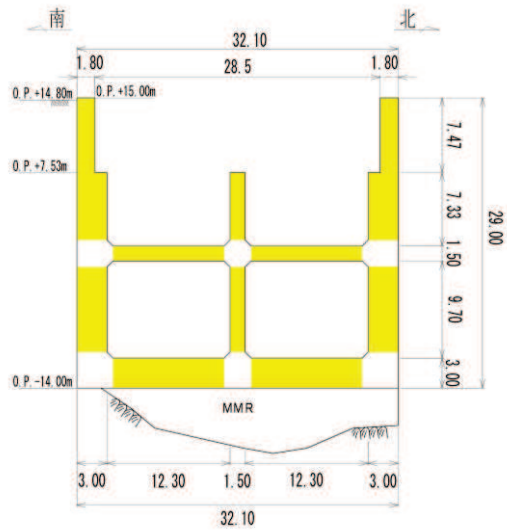
(単位：m)

- : Ccb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所

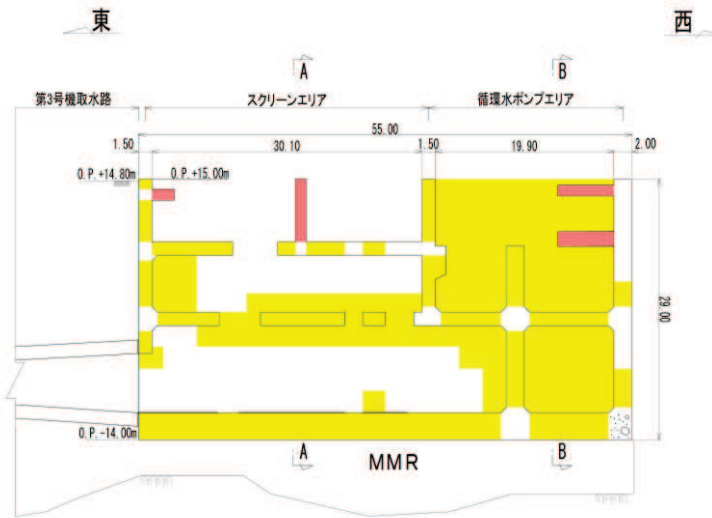
図 1-13 Ccb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

(第 3 号機海水ポンプ室) (1/2)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



B-B 断面



C-C 断面

(単位：m)

- : Ccb による耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所

図 1-13 Ccb による耐震補強対象の構造物 (詳細設計反映)

(第 3 号機海水ポンプ室) (2/2)

2. Ccb 工法について

2.1 Ccb 工法を適用した部位

女川 2 号機の屋外重要土木構造物等においては、基準地震動発生時に屋外重要土木構造物等としての機能（設計基準対象施設のうち耐震 S クラス施設の間接支持機能、重大事故等対処施設の間接支持機能、非常時における海水の通水機能、貯水機能及び止水機能）を維持するために、耐震安全性を確保する必要がある。そのため、屋外重要土木構造物等の一部の部材においては、せん断に対する安全性を確保するために、Ccb 工法を適用し、せん断耐力の向上を図っている。

Ccb 工法を適用した部材は、表 1-2、表 1-3 表及び図 1-3～図 1-13 に示すとおり、各構造物の隔壁、側壁、底版等である。

2.2 Ccb 工法の概要

Ccb 工法は、既設の鉄筋コンクリート構造物に後施工によりせん断補強を行う工法の一つであり、Ccb を既設の鉄筋コンクリート構造物の部材に挿入・一体化させて、せん断耐力を向上させるものである。Ccb は図 2-1 に示すように、せん断補強筋の両端に耐腐食性に優れたセラミック製の定着体を取り付けた構造となっており、海水を通水する取水路（漸拡部）のような構造物に適した材料である。

Ccb 工法の具体的な施工方法は、表 2-1 に示すように、既設の鉄筋コンクリート構造物の表面からドリルで削孔を行い、その孔内にせん断補強材である Ccb を差し込み、充てん材で固定することにより構造躯体と一体化を図っており、従来工法（先施工）とは施工方法が異なる。

また、Ccb 工法は表 2-2 に示すように、「セラミック定着体とコンクリート間の支圧（後端側）」と「セラミック定着体及び Ccb とコンクリート間の付着（先端側）」により定着しており、フックを掛けて定着する従来工法（先施工）とは定着機構が異なる。そのため、Ccb 工法では設計・照査において、通常の従来工法（先施工）であるせん断補強筋によるせん断耐力に有効性を示す係数（ β_{aw} ）を乗じることにより、せん断補強効果を評価している。

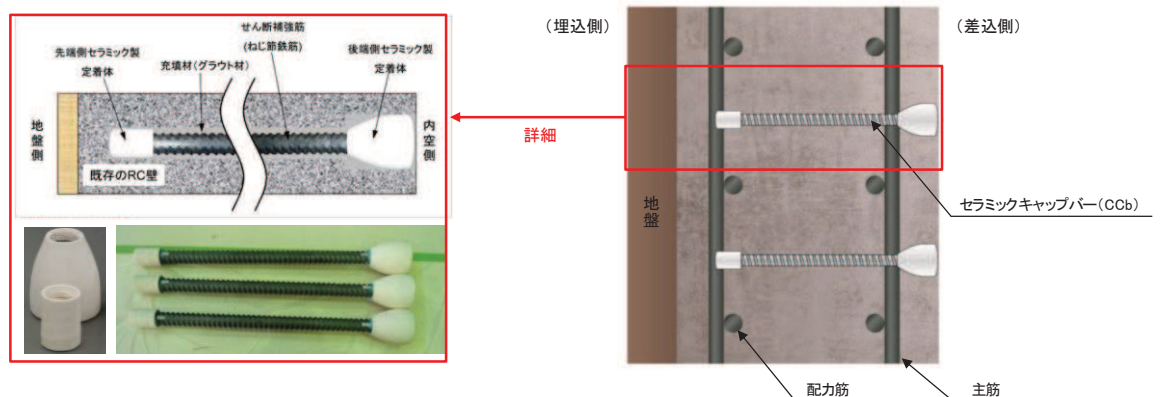


図 2-1 Ccb の詳細図*

注記*：セラミックキャップバー (CCb) 工法研究会及び鹿島建設 HP より引用。一部修正・加筆。

表 2-1 施工方法の違い


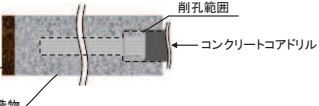
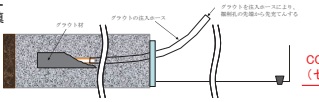
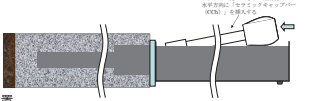
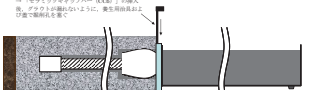




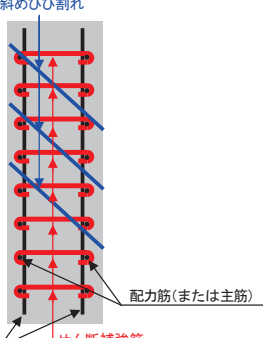
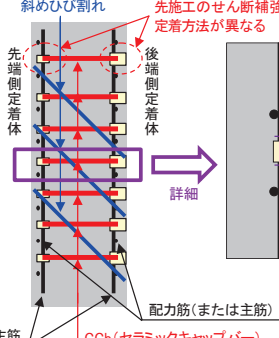
従来工法（先施工）	CCb工法（後施工）
	<p>①削孔工 コンクリートコアドリルによる削孔</p>  <p>削孔範囲 コンクリートコアドリル</p> <p>地盤 既設鉄筋 コンクリート構造物</p> <p>②CCb定着工 グラウトの充填</p>  <p>グラウト材 グラウトの注入コース グラウトを注入コースに引き込み、断端部の空隙から先充填とする</p> <p>CCbの挿入</p>  <p>グラウトが硬化した後に断端部内に本定着体（セラミックキャップバー、CCb）を挿入する</p> <p>養生用蓋の設置</p>  <p>養生用蓋（セラミックキャップバー（CCb）の挿入時、グラウトの硬化を促すには、養生用蓋の開口部で断端部を覆う</p>    
<ul style="list-style-type: none"> コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて設置している。 多数の施工実績があり、コンクリート打設前にせん断補強筋を設置するという確実性の高い施工方法である。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にCCbを差し込み充填材で一体化している。 従来工法（先施工）と比較すると施工実績が少なく、既設コンクリートを削孔して部材と直交する方向にCCbを設置し削孔部をグラウトにて充てんするものである。

表 2-2 定着機構の違い

従来工法（先施工）	CCb工法（後施工）
<p>斜めひび割れ</p>  <p>配力筋(または主筋) せん断補強筋 主筋</p>	<p>斜めひび割れ</p> <p>先施工のせん断補強筋と定着方法が異なる</p>  <p>先端側定着体 後端側定着体 配力筋(または主筋) せん断補強筋 主筋 CCb(セラミックキャップバー)</p> <p>セラミック定着体とコンクリート間の実圧(後端側)により定着</p> <p>せん断影響時の応力状態 ひび割れ</p> <p>セラミック定着体及びCCbとコンクリート間の付着(先端側)により定着</p> <p>先端側定着体 後端側定着体</p> <p>詳細</p>
<ul style="list-style-type: none"> せん断補強筋は、主筋または配力筋にフックを掛けて定着しており、主に当該部にて定着効果を期待している。 	<ul style="list-style-type: none"> CCbは「セラミック定着体とコンクリート間の支圧（後端側）」と「セラミック定着体及びCCbとコンクリート間の付着（先端側）」により定着している。

3. 建設技術審査証明報告書の概要

3.1 Ccb 工法の建設技術審査証明報告書の位置付け

女川 2 号機のせん断補強が必要な各構造部材に配置した Ccb については、『建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー (Ccb)」』(以下「建設技術審査証明報告書」という。)に適用範囲及び設計方法が示されている。

本工法は、添付資料 1 「建設技術審査証明書」のとおり、高度な技術を有する第三者機関である一般財団法人土木研究センター(以下「PWRC*」)により審査証明を受けており、試験データを用いて、Ccb が受け持つせん断耐力の算定方法において、Ccb の規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔及び Ccb の埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できることが確認された。なお、建設技術審査証明報告書では、片側からしか補強の施工ができない部材について、Ccb を設置する手順を設定し、この工事に必要な施工要素(補強設計に基づく Ccb の配置、Ccb 配置位置での削孔方法、削孔内への Ccb の固定方法、Ccb 設置後の仕上げ等の施工性)を確認しており、それぞれの要素に対して施工上の考慮を示すなど、施工性に関しても審査対象となっている。

また、建設技術審査証明報告書では、設計・施工マニュアルが添付され、材料及び施工に関する事項が示されている。

注記* : PWRC は、国土交通大臣認可の公益法人として国土建設技術の発展向上に寄与することを目的に設立された公益法人組織であり、土木に関して、河川、道路、土質・地盤、施工、橋梁等、幅広い分野にまたがる研究開発と調査研究の受託、さらに開発された技術の普及及び技術支援に取り組んでいる。PWRC では、建設技術審査証明事業を行っており、当該審査証明技術について学識経験者及び当センターの専門技術者による審査証明委員会を設け、開発の趣旨、開発目標及び技術内容、既存の技術との対比、実績等について審査を行っており、高度な技術を有し、十分な信頼性を有した第三者機関である。

3.2 建設技術審査証明報告書における Ccb 工法の適用範囲

本工法では、地震時の変形量が限定される地中構造物など、背面に地盤等があり部材の片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対しても、後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。Ccb が受け持つせん断耐力は鉄筋の材質 (SD295A, SD295B, SD345), 径 (D13~D32) ごとに定め、その値は、先施工のせん断補強鉄筋に Ccb のせん断耐力の向上への有効性を示す係数 β_{aw} を考慮することにより評価が可能である。

Ccb は、主に地震時の応変位置量が限定される地中構造物であって、片側から施工する既設コンクリート構造物に対し、後施工によるせん断補強の目的で用いる。

また、両側から施工が可能な既設コンクリート構造物であり、じん性確保を目的としない場合、後施工によるせん断補強の目的で用いる。

3.3 建設技術審査証明報告書における CCb 工法の設計方法

3.3.1 後施工によるせん断耐力の評価方法

本工法では実験により性能を確かめることで、設計方法等を設定しており、その概要を以下にまとめた。

(1) 実験方法

本工法を用いた設計で CCb のせん断耐力への寄与分を確認するために、梁試験体の交番載荷試験（せん断破壊モード試験体）を実施することにより、CCb を用いて補強することによるせん断耐力の向上の確認が行われている（図 3-1 参照）。

試験に用いられた試験体の諸元一覧を表 3-1 に、せん断耐力向上性能試験体の種類と補強方法を図 3-2 に、せん断耐力向上性能試験の加力要領を図 3-3 に示す。

3.1.2 「セラミックキャップバー (CCb)」後施工によるせん断耐力

梁試験体の正負交番繰返し静的加力試験（せん断破壊モード試験体）を実施することにより、「セラミックキャップバー (CCb)」を用いた後施工補強のせん断耐力の向上効果を確認する。梁試験体は、せん断補強鉄筋に D22 を用いたものが 3 体（シリーズ 1）、せん断補強鉄筋に D29 を用いたものが 2 体（シリーズ 2）、およびせん断補強鉄筋 D16 を用いたものが 10 体（シリーズ 3、4）である。

シリーズ 1 は、825×685mm の断面を有する RC 梁部材において、せん断スパンにせん断補強鉄筋のない試験体 (No.1-1)、通常のせん断補強鉄筋を配置した試験体 (No.1-2) および「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工してせん断補強を行った試験体 (No.1-3) の 3 体である。なお、No.1-3 試験体の「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み深さは、削孔の先端が補強面と反対側のコンクリート表面から 50mm となる 635mm である。

シリーズ 2 は、825×800mm の断面を有する RC 梁部材において、そのせん断スパンに通常のせん断補強鉄筋を配置した試験体 (No.2-1) および「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工してせん断補強を行った試験体 (No.2-2) の 2 体である。なお、No.2-2 試験体の「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み深さは、削孔の先端が補強面と反対側のコンクリート表面から 50mm となる 750mm である。

シリーズ 3、4 は、600×500×4500mm の断面を有する RC 梁部材において、せん断スパンにせん断補強鉄筋のない試験体 (No.3-1)、通常のせん断補強鉄筋を配置した試験体 (No.3-2) および「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工してせん断補強を行った試験体 (No.3-3～3-6、4-1～4-4) の 10 体である。このうち、No.3-3～3-6 試験体は、「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み位置が異なる。すなわち、埋込み側の先端位置は、主鉄筋の図心位置、主鉄筋の手前、または配力鉄筋の手前である。No.3-4 と No.3-5 については、ばらつきを確認するため同条件の試験体である。No.4-1～4-3 試験体は両端に先端型定着体を用いた両端先端型、No.4-4 試験体は両端に後端型定着体を用いた両端後端型であり、定着体は両端とも、コンクリート表面に一致している。なお、No.4-1 と No.4-2 については、ばらつきを確認するため同条件の試験体である。

各ケースの試験体の種類を表 II-3.2～3.5 に、試験体図を図 II-3.6～3.8 に示す。また、載荷装置図を図 II-3.9 に示す。載荷は、規格強度に基づいた各試験体のせん断耐力の計算値に達するまでは、段階的に荷重制御により加力を行い、以後は、その時点の加力点変位を基準とする同一振幅における繰返し回数 1 回の振幅漸増型の変位制御による交番加力を行った。

図 3-1 実験方法

(建設技術審査証明報告書より抜粋)

表 3-1 各ケースの試験体の諸元
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

	No.1-1	No.1-2	No.1-3
断面寸法 $b \times h$	825×685 mm		
せん断スパン長 a	1,640 mm		
せん断スパン比 a/d	2.78		
実験時の コンクリート圧縮強度 f'_c	32N/mm ²	33N/mm ²	34 N/mm ²
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	—	SD345 D22 両端フック	SD345 D22 セラミックキャ ップバー (CCb)
せん断補強鉄筋比 p_w	0	0.29 %	
試験の目的	コンクリート負担分 V_c の評価	後施工せん断補強鉄筋による 有効率 β_{aw} の評価	

	No.2-1	No.2-2
断面寸法 $b \times h$	825×800 mm	
せん断スパン長 a	1,960 mm	
せん断スパン比 a/d	2.78	
実験時の コンクリート圧縮強度 f'_c	37N/mm ²	38N/mm ²
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	SD345 D29 両端フック	SD345 D29 セラミックキャ ップバー (CCb)
せん断補強鉄筋比 p_w	0.48 %	
試験の目的	後施工せん断補強鉄筋による 有効率 β_{aw} の評価	

表 3-1 各ケースの試験体の諸元
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

表 II-3.4 各ケースの試験体の諸元 (シリーズ 3)						
	No.3-1	No.3-2	No.3-3	No.3-4	No.3-5	No.3-6
断面寸法 $b \times h$	600×500 mm					
せん断スパン長 a	1,195mm					
せん断スパン比 a/d	2.78					
実験時のコンクリート 圧縮強度 f'_c [N/mm ²]	41.2	40.6	42.4	42.6	42.9	42.6
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	—	SD345 D16 両端フック	SD345 D16 セラミックキャップバー (CCb)			
せん断補強鉄筋比 ρ_w	0.33%					
セラミックキャップ バー (CCb) の埋込み 側先端位置	—	—	主鉄筋の 図心	主鉄筋の表面 から 5mm 手前	配力鉄筋の 表面から 5mm 手前	
定着体の組合せ	—	—	標準型			
試験の目的	試験体諸元の 妥当性検討		後施工せん断補強鉄筋による 有効率 β_{aw} の評価			

表 II-3.5 各ケースの試験体の諸元 (シリーズ 4)				
	No.4-1	No.4-2	No.4-3	No.4-4
断面寸法 $b \times h$	600×500 mm			
せん断スパン長 a	1,195mm			
せん断スパン比 a/d	2.78			
実験時のコンクリート 圧縮強度 f'_c [N/mm ²]	34.0	34.3	35.5	33.9
帯鉄筋・補強鉄筋の 材質、および形状	SD345 D16 セラミックキャップバー (CCb)			
せん断補強鉄筋比 ρ_w	0.33%			
セラミックキャップ バー (CCb) の埋込み 側先端位置	主鉄筋の表面から 5mm 手前		配力鉄筋の表面か ら 5mm 手前	—
定着体の組合せ	両端先端型			両端後端型
試験の目的	後施工せん断補強鉄筋による有効率 β_{aw} の評価			

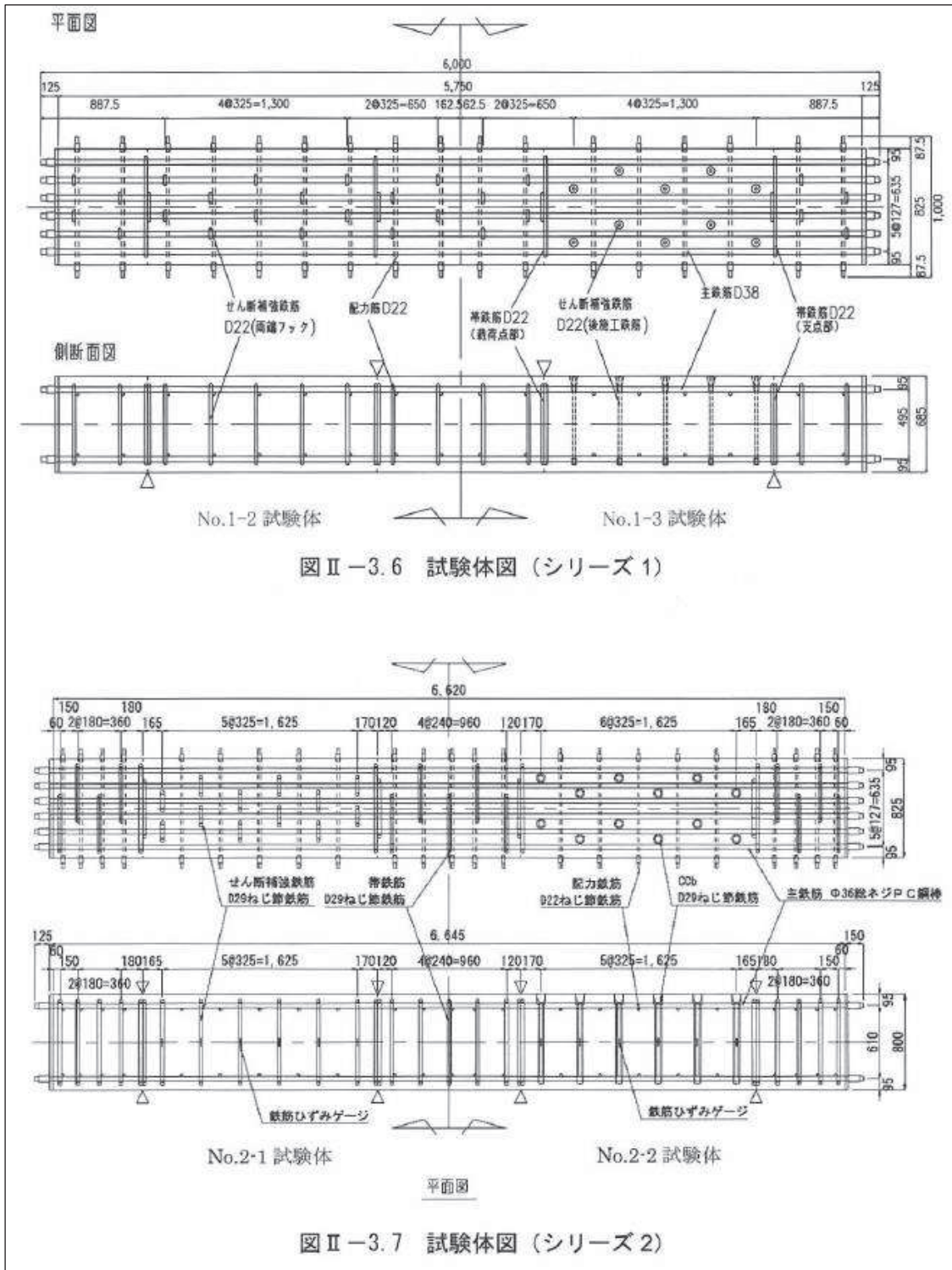


図 3-2 せん断耐力向上性能試験体の種類と補強方法
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

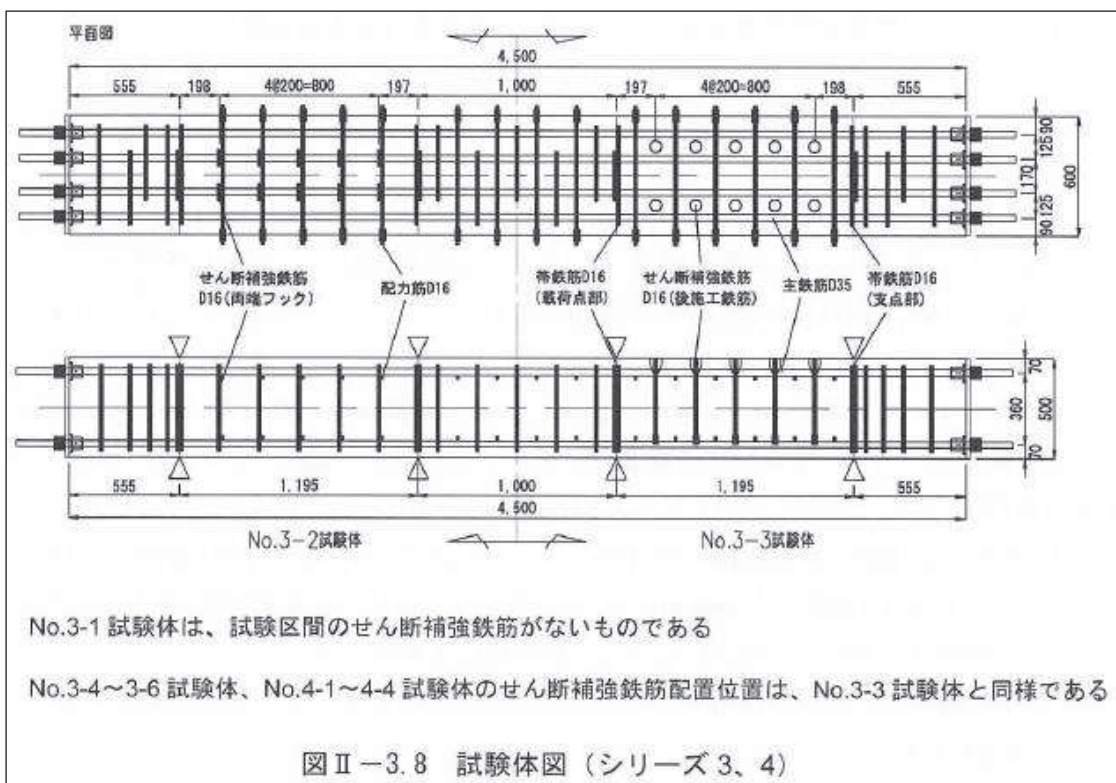


図 3-2 せん断耐力向上性能試験体の種類と補強方法
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

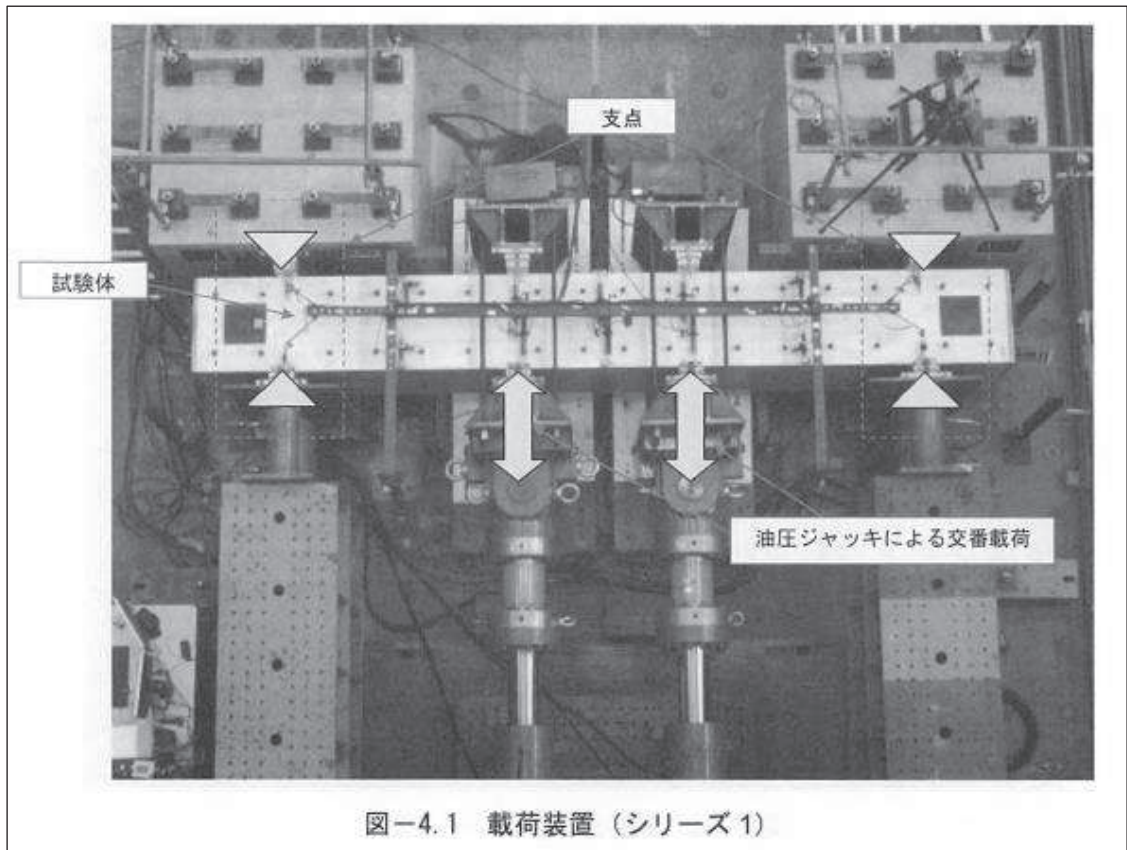


図 3-3 せん断耐力向上性能試験の加力要領
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

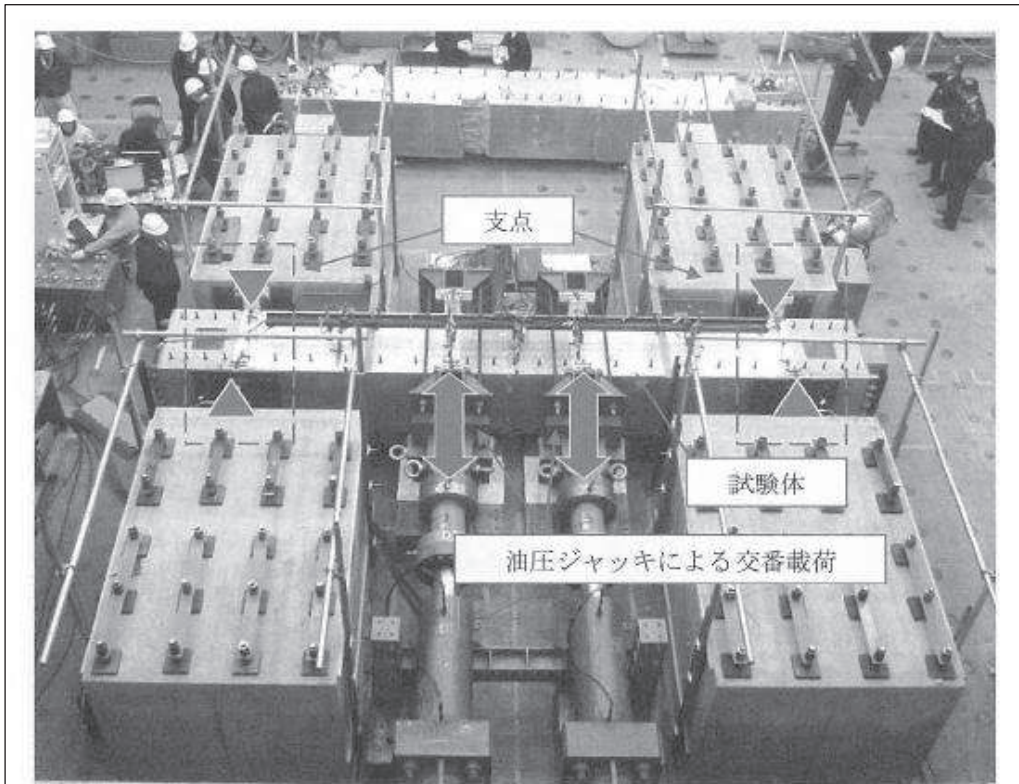


図-4.2 载荷装置 (シリーズ2)

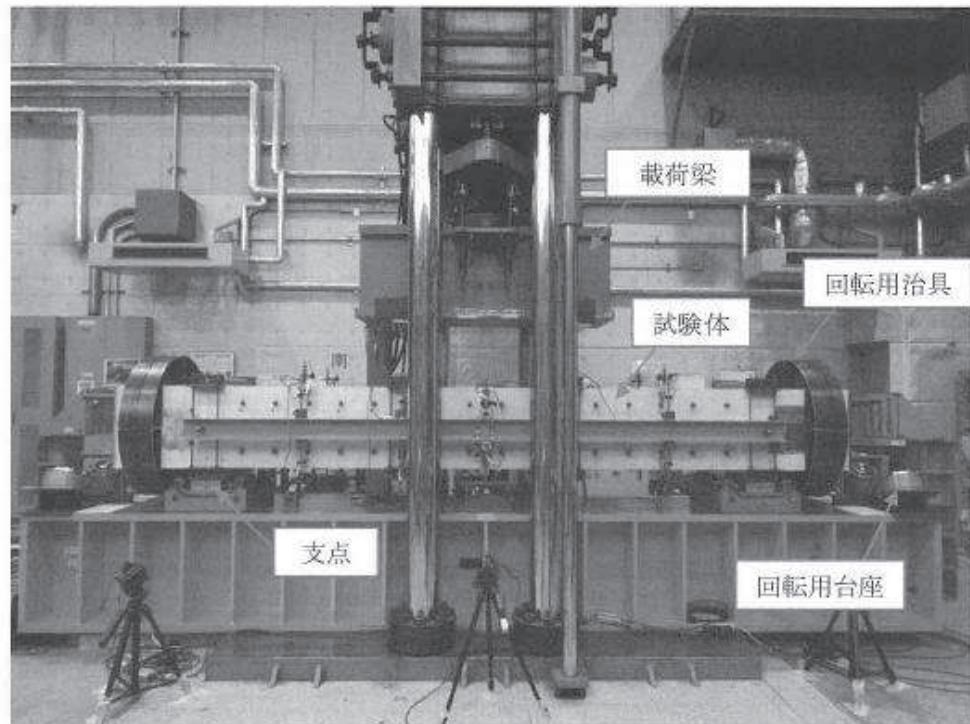


図-4.3 载荷装置 (シリーズ3、4)

図3-3 せん断耐力向上性能試験の加力要領
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

(2) 実験結果

(1)の実験結果を、図3-4及び表3-2に示す。

本実験では、セラミックキャップバー（CCb）工法によるせん断耐力の向上効果を評価するために、せん断破壊する梁試験体に対する交番載荷実験を行った。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

- ・ セラミックキャップバー（CCb）で後施工せん断補強した梁試験体の最大せん断耐力は、同量の両端フック型のせん断補強鉄筋であらかじめせん断補強した梁試験体のそれと、概ね等しい値であった。
- ・ 梁の交番載荷実験時におけるセラミックキャップバー（CCb）のひずみ挙動は、両端フック型のせん断補強鉄筋と同様であり、せん断ひび割れを架橋する複数のセラミックキャップバー（CCb）が規格降伏強度相当以上のせん断力を負担していることを確認した。
- ・ セラミックキャップバー（CCb）の埋込み位置の先端を主鉄筋の表面から5mm手前および配力筋の表面から5mm手前に配置した試験体においても、せん断ひび割れを架橋する複数のセラミックキャップバー（CCb）が規格降伏強度相当以上のせん断力を負担していることを確認した。
- ・ 定着体の組合せのうち、両端に先端型定着体を装着した試験体、および両端に後端型定着体を装着した試験体のいずれにおいても、せん断ひび割れを架橋する複数のセラミックキャップバー（CCb）が規格降伏強度相当以上のせん断力を負担していることを確認した。
- ・ せん断補強鋼材として、D16、D22 および D29 のセラミックキャップバー（CCb）を用いた場合、いずれの試験ケースにおいても同様のメカニズムでせん断補強鉄筋として機能していることが確認された。
- ・ 両端フック型のせん断補強鉄筋のせん断耐力負担分に対する、セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力負担分の比で表される有効率 β_{aw} は、いずれの鉄筋径においても計算値以上であった。
- ・ セラミックキャップバー（CCb）の埋込み位置の先端および定着体の組合せを検討したいずれの試験ケースにおいても、通常のせん断補強鉄筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する、セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力負担分の比

図3-4 実験結果

(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

で表される有効率 β_{aw} は計算値以上であった。

- ・ 実験におけるセラミックキャップバー (CCb) のせん断補強効果に対する有効率 β_{aw} は、式(5)または式(9)～(12)による算出値よりも大きかった。また、複数のセラミックキャップバー (CCb) が通常のせん断補強鉄筋と同様にせん断ひび割れを架橋し、せん断耐力を負担できている。このことから、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強効果を、トラス理論に基づいて通常のせん断補強鉄筋により負担されるせん断耐力に式(5)または式(9)～(12)による有効率 β_{aw} を乗じて評価することは、安全側であることが分かる。

図 3-4 実験結果
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

注記* : 図 3-4 に示す式(5) は 3.3.1(3)に、式(9)～(12)は 3.3.1(4)に詳細を示す。

表 3-2 実験結果の一覧
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

		No.1-1	No.1-2	No.1-3	備考
せん断補強鉄筋の種類・形状		せん断補強鉄筋なし	SD345 D22 両端フック	SD345 D22 セラミック定着体	
せん断耐力の実験値	V	454 kN	1,045 kN	1,050 kN	実験における正側破壊時の 載荷荷重として
	V_c	454 kN	401 kN	403 kN	実験時のコンクリート強度 に基づく計算値。
	V_s	0 kN	644 kN	647 kN	$V_s=V-V_c$ として
せん断耐力の計算値	V_{cal}	396 kN	898 kN	837 kN	計算値は、コンクリート 標準示方書 [設計編] に 基づき、安全係数を 1.0 として算出した値。
	$V_{c cal}$	396 kN	401 kN	403 kN	
	$V_{s cal}$	0 kN	497 kN	437 kN	No.1-3 は示方書による V_s に有効率 $\beta=0.88$ を乗じ た値。
せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw}				647 / 644=1.00	No.1-2 試験体と No.1-3 試 験体の比較による値。

		No.2-1	No.2-2	備考	
せん断補強鉄筋の種類・形状		SD345D29 両端フック	SD345D29 セラミック定着体		
せん断耐力の実験値	正側	V	1597kN	1598kN	実験における正側破壊時の 載荷荷重として
		V_c	429kN	434kN	実験時のコンクリート強度 に基づく計算値
		V_s	1168kN	1164kN	$V_s=V-V_c$ として
	負側	V	1577kN	1498kN	実験における正側破壊時の 載荷荷重として
		V_c	429kN	434kN	実験時のコンクリート強度 に基づく計算値
		V_s	1148kN	1064kN	$V_s=V-V_c$ として
せん断耐力の計算値	V_{cal}	1372kN	1263kN	計算値は、コンクリート標準 示方書 [設計編] に基づき、 安全係数を 1.0 とし算出 した値	
	$V_{c cal}$	429kN	434kN		
	$V_{s cal}$	943kN	829kN	No.2-2 は示方書による V_s に 有効率 $\beta=0.88$ を乗じた値	
せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw}		正側	1164/1168=1.00	No.2-1 試験体と No.2-2 試験 体の比較による値	
		負側	1064/1148=0.93		

表 3-2 実験結果の一覧
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

表-8.4 実験結果の一覧 (シリーズ 3、4)

試験 ケース	「セラミックキャップ (CCb)」の仕様		実験での最大 せん断耐力(kN)		算定式による せん断耐力(kN) $V_{cal}=V_{cd}+V_s$			「セラミックキャッ パー(CCb)」が負担 するせん断力(kN)		せん断補強鉄筋の 有効率 β_{sm} (V_{CCb}/V_s)			有効率の 設計値 β_{sm}
			正側	負側	V_{cal}	V_{cd}	V_s	正側	負側	正側	負側	平均	
	定着体の 組合せ	先端位置	V_{exp}	V_{exp}				V_{CCb}	V_{CCb}				
No.3-3	標準型	主鉄筋位置	<u>563</u>	<i>499</i>	542	253	289	310	246	<u>1.07</u>	0.85	0.96	0.83
No.3-4	標準型	主鉄筋の表面 より5mm手前	<u>515</u>	<i>570</i>	543	254	289	261	316	<u>0.90</u>	<i>1.09</i>	1.00	
No.3-5	標準型	主鉄筋の表面 より5mm手前	<u>531</u>	<i>509</i>	543	254	289	277	255	<u>0.96</u>	0.88	0.92	
No.3-6	標準型	配力鉄筋の表面 より5mm手前	<u>497</u>	<i>526</i>	543	254	289	243	272	<u>0.84</u>	<i>0.94</i>	0.89	0.78
No.4-1	両端先端型	主鉄筋の表面 より5mm手前	<u>532</u>	<i>520</i>	525	235	290	297	285	<u>1.02</u>	<i>0.98</i>	1.00	0.82
No.4-2	両端先端型	主鉄筋の表面 より5mm手前	<u>520</u>	<i>535</i>	526	236	290	284	299	<u>0.98</u>	<i>1.03</i>	1.01	0.82
No.4-3	両端先端型	配力鉄筋の表面 より5mm手前	<u>539</u>	<i>546</i>	524	234	290	305	312	<u>1.05</u>	<i>1.08</i>	1.06	0.78
No.4-4	両端後端型	—	<i>661</i>	<u>568</u>	525	235	290	426	333	<i>1.47</i>	<u>1.15</u>	1.31	1.00

※1 下線は正負交番荷重で最初にせん断破壊したことを示す
 ※2 斜体はせん断破壊をしていない場合、その荷重方向での最大荷重を示す

(3) Ccb のせん断補強の考え方

Ccb のせん断補強の考え方を図 3-5 に示す。

(5) 「セラミックキャップバー (CCb)」のせん断補強効果の考え方

「セラミックキャップバー (CCb)」は通常の方法でせん断補強せず、既設構造物を後からせん断補強するために、土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕のせん断耐力式におけるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_{sd} を全て見込むことは困難であると考えられる。そこで「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断補強効果を、アルカリ骨材反応を受けて破断したせん断補強鉄筋のせん断耐力評価と同じ方法（参考文献：土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書、2005.9）により検討した。

せん断補強鉄筋が破断した場合は、せん断ひび割れ箇所から破断箇所までの付着長さが短くなることにより、せん断ひび割れを架橋する箇所でせん断補強鉄筋が全強度を発揮できなくなり、せん断補強効果が低下すると考えられる。この効果を以下のように考慮し、定着不良が生じた場合のせん断耐力をトラス理論により評価する。

せん断ひび割れを架橋するせん断補強鉄筋を考えたとき、せん断ひび割れが破断位置にある場合は、そのせん断補強鉄筋はせん断力を負担することができず、一方、破断位置から定着長さ l_y 以上離れた位置にせん断ひび割れがあるせん断補強鉄筋では、付着により十分な定着性能が確保されていると判断され、降伏強度相当のせん断力を負担することができる。また、破断位置から定着長さ l_y 以下の範囲にせん断ひび割れがあるせん断補強鉄筋は、ある程度のせん断力は負担できるが定着性能が低下しているため、降伏強度相当より小さなせん断力のみが負担できるとした。その場合について、せん断ひび割れからのせん断補強鉄筋の定着長さにしたがって負担できるせん断力を線形で仮定したのが、図 II-4.33 に示す概念図である。この仮定によれば、平均化した破断した鉄筋の負担応力の低下率 η は次式で表すことができる。

$$\eta = (d-d')/(4l_y) \quad \text{if } (d-d') \leq 2l_y \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\eta = 1 - l_y/(d-d') \quad \text{if } (d-d') > 2l_y \quad \dots \dots \dots (2)$$

一部のせん断補強鉄筋のみが破断している場合には、その破断割合 α を考慮すると、破断したせん断補強鉄筋を含む有効せん断補強効果割合 β は式(3)となる。

$$\beta = \eta \alpha + (1 - \alpha) \quad \dots \dots \dots (3)$$

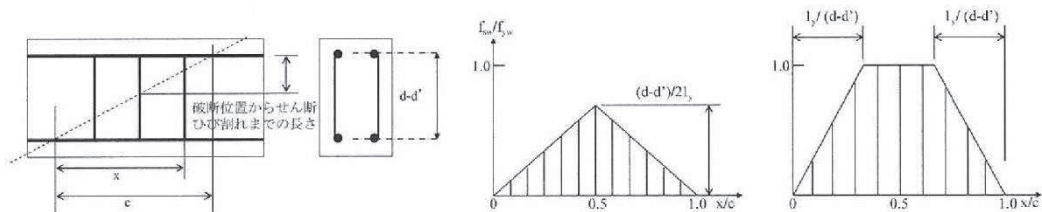


図 II-4.33 斜めひび割れ内の破断したせん断補強鉄筋応力

図 3-5 Ccb のせん断補強の考え方
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/2)

すなわち、全てのせん断補強鉄筋が有効であるとして、トラス理論に基づきコンクリート標準示方書式で算出したせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力分に、有効せん断補強効果割合 β を乗じることにより、定着が不良であるものを含むせん断補強鉄筋のせん断耐力負担分を評価することができる。

以上の考え方に「セラミックキャップバー (CCb)」の定着性能を適用することにより、「セラミックキャップバー (CCb)」工法のせん断補強効果を評価することができる。「セラミックキャップバー (CCb)」の定着性能については、引抜き試験により以下について明らかとなっている。

- ・ 先端型定着体が、「セラミックキャップバー (CCb)」の規格降伏強度相当以上の定着力を確保するための必要定着長は、定着体の先端から $5D$ (D : 鉄筋の直径) である。
- ・ 後端型定着体は、単体で「セラミックキャップバー (CCb)」の規格引張強度相当以上の定着力を発揮できる。

「セラミックキャップバー (CCb)」の定着長 l_y が $5D$ であることと、「セラミックキャップバー (CCb)」工法の適用部材における主鉄筋間隔が $2l_y$ 以上であるとすると、「セラミックキャップバー (CCb)」の応力低下率 η の算出では、式(2)を基本とすることができる。また、後端型定着体部においては、せん断補強鉄筋の材端までせん断耐力に対して有効に作用することから、式(2)の第2項の $l_y/(d-d')$ には、係数 $1/2$ が乗じられる (式(4))。さらに、式(3)において破断している鉄筋は無いことから $\alpha = 1$ とすると、「セラミックキャップバー (CCb)」のせん断補強の有効率 β_{aw} は、式(5)により算出できる。

$$\eta = 1 - \frac{l_y}{2(d-d')} \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2(d-d')} \dots\dots\dots (5)$$

図 3-5 CCb のせん断補強の考え方
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

(4) 実験結果に基づく Ccb によるせん断補強効果の評価

実験結果に基づく Ccb によるせん断補強効果の評価について、図 3-6 に示す。

(6) 実験結果に基づく「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断補強効果の評価

i) 「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断補強効果の評価

上記の考え方の適用性を検討するために、「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効率 β_{aw} をシリーズ 1 の実験結果に基づいて評価する。

「セラミックキャップバー (CCb)」によって負担されるせん断耐力 V_{CCb} は、式(6)に示すように、梁の交番載荷実験によって求められたせん断耐力 $V_{exp,no1-3}$ から、コンクリートのみにより受け持つせん断耐力 V_{cd} を差し引いて求められる。また、せん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力 V_s は、式(7)に示すように、梁の交番載荷実験によって求められたせん断耐力 $V_{exp,no1-2}$ から、コンクリートのみにより受け持つせん断耐力 V_{cd} を差し引いて求められる。

図 3-6 実験結果に基づく Ccb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/9)

「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効性は、前述のように有効率 β_{aw} により評価される。有効率 β_{aw} は、「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する有効率である。すなわち、本実験においては、No.1-2 試験体におけるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_s と、No.1-3 試験体の「セラミックキャップバー (CCb)」が負担するせん断力 V_{CCb} との比として式(8)のように評価することができる。

$$V_{CCb} = V_{exp,no1-3} - V_{c,no1-3} \dots\dots\dots(6)$$

$$V_s = V_{exp,no1-2} - V_{c,no1-2} \dots\dots\dots(7)$$

$$\beta_{aw} = V_{CCb} / V_s \dots\dots\dots(8)$$

ここで、

V_{CCb} : 「セラミックキャップバー (CCb)」による負担されるせん断耐力

$V_{exp,no1-2}$: 実験で得られた No.1-2 試験体のせん断耐力

$V_{exp,no1-3}$: 実験で得られた No.1-3 試験体のせん断耐力

$V_{c,no1-2}$: せん断補強鉄筋を用いない場合の No.1-2 試験体のせん断耐力の計算値

$V_{c,no1-3}$: せん断補強鉄筋を用いない場合の No.1-3 試験体のせん断耐力の計算値

V_s : 通常のせん断補強鉄筋に負担されるせん断耐力の計算値

β_{aw} : 「セラミックキャップバー (CCb)」のせん断耐力の補強効果を示す有効率

表 II-4.1 に各試験体の実験結果、および土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に基づいて算出した設計計算値を示す。なお、No.1-2、1-3 試験体のコンクリート負担分 V_c は、実験時のコンクリート強度を用いて土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に基づいて算出した。また、表中の計算値は、土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に基づいて算出したものであり、No.1-3 試験体のせん断耐力については、有効率 β_{aw} を式(5)により以下のように算出し、No.1-2 試験体のせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力の計算値に乗じている。

$$d - d' = 495\text{mm}, l_y = 110\text{mm} (5D, D = 22\text{mm}) \text{ より}$$

$$\beta_{aw} = 1 - 1/2 \cdot l_y / (d - d') = 1 - 1/2 \cdot (110/495) = 0.88$$

表 II-4.1 より、各試験体の実験結果に基づいて算出される「セラミックキャップバー (CCb)」の有効率 β_{aw} が、コンクリート負担分を計算値に基づいた場合で 1.00 であり、式(5)による有効率 0.88 以上であることが分かる。また、各試験体の設計計算値と実験結果との比較においても、全ての試験体の実験結果は設計計算値よりも大きくなっている。

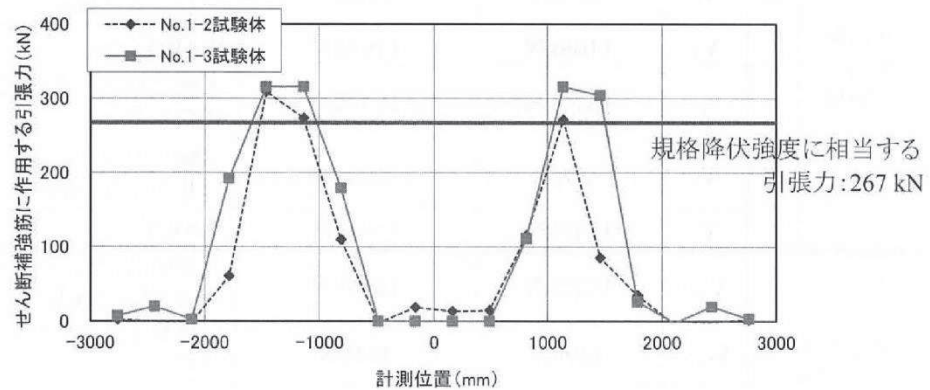
次に、図 II-4.34 に最大せん断耐力経験時におけるせん断補強鉄筋に作用する引張力の分布について、比較したものを示す。なお、図 II-4.34 におけるせん断補強鉄筋の引張力

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/9)

は、せん断補強鉄筋のひずみゲージの測定値を材料試験による応力-ひずみ関係に基づいて引張応力に換算し、断面積を乗じた値である。図Ⅱ-4.34より、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強した No.1-3 試験体においても、通常のせん断補強を行った No.1-2 試験体と同様に、1つの斜めひび割れに対して複数本の「セラミックキャップバー (CCb)」が規格降伏強度以上の引張力を負担していることが確認できる。

表Ⅱ-4.1 実験結果の一覧 (シリーズ1)

		No.1-1	No.1-2	No.1-3	備 考
補強鉄筋の種類・形状		せん断補強鉄筋なし	SD345 D22 両端フック	SD345 D22 セラミック定着体	
せん断耐力の実験値	V	454 kN	1,045 kN	1,050 kN	実験における正側破壊時の載荷荷重として
	V_c	454 kN	401 kN	403 kN	実験時のコンクリート強度に基づく計算値
	V_s	0 kN	644 kN	647 kN	$V_s=V-V_c$ として
せん断耐力の計算値	V_{cal}	396 kN	898 kN	837 kN	計算値は、コンクリート標準示方書 [設計編] に基づき、安全係数を 1.0 として算出した値
	$V_{c cal}$	396 kN	401 kN	403 kN	
	$V_{s cal}$	0 kN	497 kN	437 kN	No.1-3 は示方書による V_s に有効率 $\beta=0.88$ を乗じた値
せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw}				647 / 644=1.00	No.1-2 試験体と No.1-3 試験体の比較による値



図Ⅱ-4.34 せん断補強鉄筋に作用する引張力の比較 (シリーズ1)

また、シリーズ2のD29の「セラミックキャップバー (CCb)」においても、セラミック定着体および周囲へ充てんされたグラウトによって、両端フックを有するせん断補強鉄筋

図3-6 実験結果に基づくCCbによるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/9)

と同様なメカニズムでせん断補強鉄筋として機能することが確認された。そこで、シリーズ1と同様に「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効率を実験に基づいて評価する。

表Ⅱ-4.2に各試験体の実験結果、および土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕に基づいて算出した設計計算値を示す。载荷方向正側と負側でせん断耐力が若干異なるものの、「セラミックキャップバー(CCb)」による補強効果が小さい方である負側の有効率は0.93であった。これに対し、No.2-2の試験体の諸元から式(5)に基づいて以下の様に算出される有効率の設計計算値は0.88 ($d-d' = 610\text{mm}$, $l_y = 145\text{mm}$ (5D, $D = 29\text{mm}$))である。つまり、D29のセラミックキャップバー (CCb) を用いた場合でも、式(5)から算出される有効率以上のせん断補強効果が期待できることが確認された。

次に、図Ⅱ-4.35に最大せん断耐力経験時におけるせん断補強鉄筋に作用する引張力の分布について、比較したものを示す。同図より、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強したNo.2-2試験体においても、通常のせん断補強を行ったNo.2-1試験体と同様に、1つの斜めひび割れに対して複数本の「セラミックキャップバー (CCb)」が規格降伏強度以上の引張力を負担していることが確認できる。

表Ⅱ-4.2 実験結果の一覧 (シリーズ2)

		No.2-1	No.2-2	備考	
補強鉄筋の種類・形状		SD345D29 両端フック	SD345D29 セラミック定着体		
せん断耐力の実験値	正側	V	1597kN	1598kN	実験における正側破壊時の 載荷荷重として
		V _c	429kN	434kN	実験時のコンクリート強度 に基づく計算値
		V _s	1168kN	1164kN	V _s =V-V _c として
	負側	V	1577kN	1498kN	実験における正側破壊時の 載荷荷重として
		V _c	429kN	434kN	実験時のコンクリート強度 に基づく計算値
		V _s	1148kN	1064kN	V _s =V-V _c として
せん断耐力の計算値	V _{cal}	1372kN	1263kN	計算値は、コンクリート標準 示方書〔設計編〕に基づき、安 全係数を1.0として算出し た値	
	V _{c cal}	429kN	434kN		
	V _{s cal}	943kN	829kN	No.2-2は示方書によるV _s に 有効率β=0.88を乗じた値	
せん断補強鉄筋の有効率 B _{aw}		正側	1164/1168=1.00	No.2-1試験体とNo.2-2試験 体の比較による値	
		負側	1064/1148=0.93		

図3-6 実験結果に基づくCCbによるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (4/9)

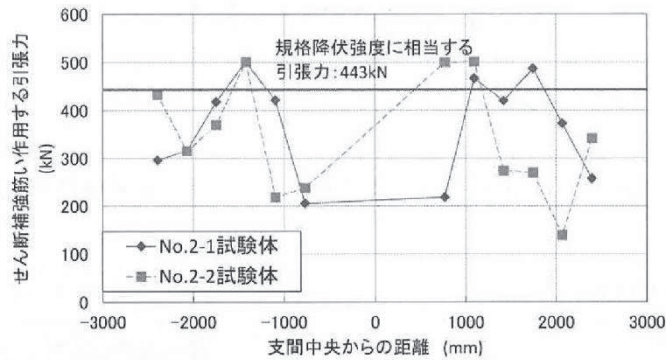


図 II-4.35 せん断補強鉄筋に作用する引張力の比較 (シリーズ 2)

以上より、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強された RC 部材のせん断補強効果を、トラス理論に基づいて算出した「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋と見なして求められるせん断耐力負担分に、式(5)による有効率 β_{aw} を乗じて算出することは、設計上、安全側となることが分かる。

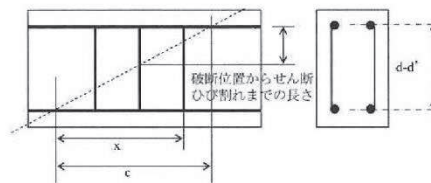
ii) 「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み位置および定着体の組合せによるせん断補強効果の評価

「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効率 β_{aw} に対して、「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み位置の先端および定着体の組合せが及ぼす影響をシリーズ 3、4 の実験結果に基づいて評価する。

前述の結果より、式(5)による有効率 β_{aw} を乗じて「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強された RC 部材のせん断補強効果を評価できる。シリーズ 3、4 における実験結果より、斜めひび割れ発生状況およびせん断補強鉄筋のせん断力負担はシリーズ 1、2 とほぼ同様であることが確認されている。つまり、埋込み位置の先端が主鉄筋の図心より手前となる「セラミックキャップバー (CCb)」や、定着体の組合せが標準型、両端先端型、両端後端型である「セラミックキャップバー (CCb)」のせん断耐力負担分を、シリーズ 1、2 と同様の手法で評価できると考えられる。

ここで、各種条件に応じた「セラミックキャップバー (CCb)」の有効率算定における概念図を図 II-4.36 に示す。検討ケースは、表 II-4.3 に示すとおりである。

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (5/9)



(a)斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋

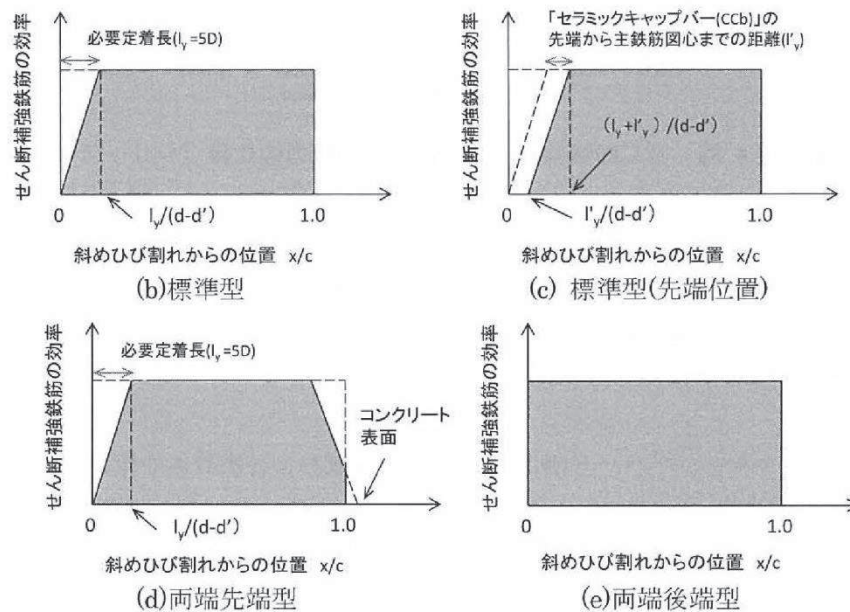


図 II - 4. 36 有効率算定の概念図

表 II - 4. 3 検討ケースの一覧

検討ケース	埋込側の定着体タイプ	差込側の定着体タイプ	埋込み位置
(b) 標準型	先端型定着体	後端型定着体	主鉄筋の図心
(c) 標準型 (先端位置)	先端型定着体	後端型定着体	主鉄筋の図心より手前
(d) 両端先端型	先端型定着体	先端型定着体	主鉄筋の図心
(e) 両端後端型	後端型定着体	後端型定着体	—

先端型定着体の先端位置が埋込側の主鉄筋の図心よりも手前となる「セラミックキャップバー (CCb)」の有効率は、図 II - 4. 36(c)に示すように、実際の埋込み位置から差込側の主鉄筋の図心までの範囲の有効率 (β_{awxd-f}) のみを考慮することで算出できると考えられる。

両端ともに先端型定着体を設置した「セラミックキャップバー (CCb)」の有効率 (β_{awxx}) は、差込側においても埋込側と同様に、必要定着長に応じた有効率の低減を考慮すること

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (6/9)

で評価できる。ただし、差込側の定着体は、コンクリートの表面に定着されていることを考慮して、図Ⅱ-4.36(d)に示すような有効率を算出することとする。

両端ともに後端型定着体を設置した「セラミックキャップバー (CCb)」では、両側で標準フックと同等の定着性能が期待できる。そのため、その補強効果も両端フックのせん断補強鉄筋と同様となり、有効率 (β_{awdd}) は 1.0 であると考えられることができる。

図Ⅱ-4.36 を参考に式(5)を拡張すると、それぞれのせん断補強有効率は式(9)~(11)と表すことができる。なお、両端先端型を用いて、かつ埋込み位置が埋込側の主鉄筋の図心よりも手前となる場合は、式(10)に対して式(9)の算出方法を組み合わせることで式(12)により有効率 (β_{awxx-f}) を評価することができる。

$$\beta_{awxd-f} = \eta = 1 - \frac{(l_y + 2l'_y)}{2(d-d')} \dots\dots\dots (9)$$

$$\beta_{awxx} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2(d-d')} - \frac{(l_y - d')^2}{2l_y(d-d')} \dots\dots\dots (10)$$

$$\beta_{awdd} = \eta = 1 \dots\dots\dots (11)$$

$$\beta_{awxx-f} = \eta = 1 - \frac{(l_y + 2l'_y)}{2(d-d')} - \frac{(l_y - d')^2}{2l_y(d-d')} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、

β_{awxd-f} : 標準型の「セラミックキャップバー (CCb)」を用いて、その埋込み位置の先端が埋込側の主鉄筋の図心よりも手前である場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

β_{awxx} : 両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を用いた場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

β_{awdd} : 両端後端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を用いた場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

β_{awxx-f} : 両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を用いて、その埋込み位置の先端が埋込側の主鉄筋の図心よりも手前である場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

d' : 差込側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

l'_y : 埋込側の主鉄筋の図心から「セラミックキャップバー (CCb)」の先端までの距離

上記の考え方の適用性を検討するために、「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効率 β_{aw} をシリーズ 3、4 の実験結果に基づいて評価する。

「セラミックキャップバー (CCb)」によって負担されるせん断耐力 V_{CCb} は、式(13)に示

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (7/9)

すように、梁の交番載荷実験によって求められたせん断耐力 V_{exp} から、コンクリートのみにより受け持つせん断耐力 V_{cd} を差し引いて求められる。また、せん断補強鉄筋によって負担されるせん断耐力 V_s は、式(14)に示すように、「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋と見なすことで求めることができる。つまり、「セラミックキャップバー (CCb)」の鉄筋配置が決まれば、土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕のせん断耐力式と同様に求められる。なお、安全係数は 1.0 とした。

「セラミックキャップバー (CCb)」によるせん断耐力の有効性は、前述のように有効率 β_{aw} により評価される。有効率 β_{aw} は、「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋と見なした場合のせん断耐力負担分に対する有効率である。すなわち、各試験体諸元を基に通常のせん断補強鉄筋と仮定して算出されるせん断耐力 V_s と、その試験体の「セラミックキャップバー (CCb)」が負担するせん断力 V_{CCb} との比として式(15)のように評価することができる。

$$V_{CCb} = V_{exp} - V_{cd} \dots\dots\dots(13)$$

$$V_s = [A_{aw} f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / s_{aw}] z / \gamma_b \dots\dots\dots(14)$$

$$\beta_{aw} = V_{CCb} / V_s \dots\dots\dots(15)$$

ここで、

V_{CCb} : 「セラミックキャップバー (CCb)」による負担されるせん断耐力

V_{exp} : 実験で得られたせん断耐力

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない場合のせん断耐力の計算値

V_s : 「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋とみなして求められるせん断耐力の計算値

A_{aw} : 単位長さあたりの区間 s_{aw} におけるセラミックキャップバー (CCb) の総断面積

f_{awyd} : 「セラミックキャップバー (CCb)」の降伏強度で 400N/mm² 以下とする

α_{aw} : 「セラミックキャップバー (CCb)」が部材軸となる角度

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ とし
てよい

γ_b : ここでは、1.0

β_{aw} : 「セラミックキャップバー (CCb)」のせん断耐力の補強効果を示す有効率

表 II-4.4 にシリーズ 3、4 における実験結果の一覧を示す。有効率 β_{aw} は、正側載荷時および負側載荷時についてそれぞれ算出した。また、梁の正負交番載荷実験において、最初にせん断破壊した載荷方向におけるせん断力に表中に下線で示す。実験から得られた最初にせん断破壊した側の有効率 β_{aw} は、式(9)~(12)で算出される有効率 β_{aw} よりも、い

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (8/9)

れの試験ケースにおいても大きな値であることが分かる。つまり、「セラミックキャップバー (CCb)」の埋込み位置の先端および定着体の組合せが異なる場合においても、式(9)~(12)から算出される有効率 β_{aw} 以上のせん断補強効果が期待できることが確認された。

以上より、鉄筋の埋込み位置の先端および定着体の組合せが異なる場合においても、「セラミックキャップバー (CCb)」で後施工補強された RC 部材のせん断補強効果を、トラス理論に基づいて算出した「セラミックキャップバー (CCb)」を通常のせん断補強鉄筋と見なして求められるせん断耐力負担分に、式(9)~(12)による有効率 β_{aw} を乗じて算出することは、設計上、安全側となることが分かる。

表 II-4.4 実験結果の一覧 (シリーズ 3、4)

試験ケース	「セラミックキャップバー (CCb)」の仕様		実験での最大せん断耐力(kN)		算定式によるせん断耐力(kN) $V_{cal}=V_{ed}+V_s$			「セラミックキャップバー (CCb)」が負担するせん断力(kN)		せん断補強鉄筋の有効率 β_{aw} (V_{CCb}/V_s)			有効率の設計値 β_{aw}
			正側	負側	V_{cal}	V_{ed}	V_s	正側	負側	正側	負側	平均	
	定着体の組合せ	先端位置	V_{exp}	V_{exp}									
No.3-3	標準型	主鉄筋位置	<u>563</u>	<i>499</i>	542	253	289	310	246	<u>1.07</u>	0.85	0.96	0.83
No.3-4	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	<u>515</u>	<i>570</i>	543	254	289	261	316	<u>0.90</u>	<i>1.09</i>	1.00	
No.3-5	標準型	主鉄筋の表面より5mm手前	<u>531</u>	509	543	254	289	277	255	<u>0.96</u>	0.88	0.92	
No.3-6	標準型	配力鉄筋の表面より5mm手前	<u>497</u>	<i>526</i>	543	254	289	243	272	<u>0.84</u>	<i>0.94</i>	0.89	0.78
No.4-1	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	<u>532</u>	<i>520</i>	525	235	290	297	285	<u>1.02</u>	<i>0.98</i>	1.00	0.82
No.4-2	両端先端型	主鉄筋の表面より5mm手前	<u>520</u>	<i>535</i>	526	236	290	284	299	<u>0.98</u>	<i>1.03</i>	1.01	0.82
No.4-3	両端先端型	配力鉄筋の表面より5mm手前	<u>539</u>	<i>546</i>	524	234	290	305	312	<u>1.05</u>	<i>1.08</i>	1.06	0.78
No.4-4	両端後端型	—	<i>661</i>	<u>568</u>	525	235	290	426	333	<i>1.47</i>	<u>1.15</u>	1.31	1.00

※1 下線は正負交番荷重で最初にせん断破壊したことを示す

※2 斜体はせん断破壊をしていない場合、その荷重方向での最大荷重を示す

図 3-6 実験結果に基づく CCb によるせん断補強効果の評価
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (9/9)

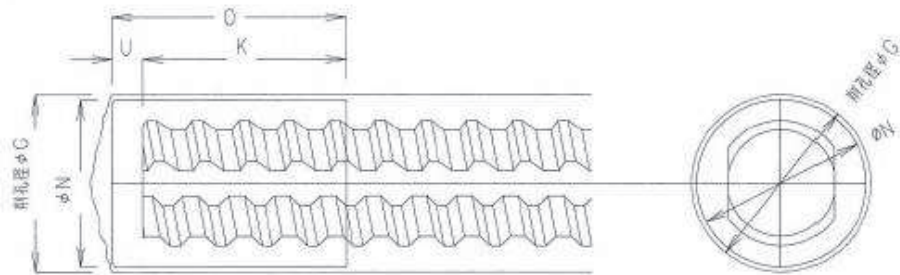
3.3.2 使用材料・強度

実験を元にした本設計法では、図 3-7 に示すとおり使用材料を定めている。今回の設計でも、これらに適合する使用材料・強度を用いる。

- (1) セラミックキャップパー（CCb）工法は、使用の目的に対してせん断耐力が不足する部材のせん断補強および地震時のじん性が不足する部材のじん性確保などの目的に使用する。
- (2) セラミックキャップパー（CCb）工法の適用範囲は、以下の条件に該当するものとする。
 - ・主に地震時の応答変位量が限定される地中構造物であって、片側から施工する既設コンクリート構造物に対し、後施工によるせん断補強の目的で用いる。
 - ・両側からの施工が可能な既設のコンクリート構造物であり、じん性確保を目的としない場合、後施工によるせん断補強の目的で用いる。

図 3-7 使用材料・強度
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/6)

セラミックキャップバー (CCb) は、D32、D29、D25、D22、D19、D16、D13のねじ鉄筋の両端に高純度アルミナ系セラミック製のキャップを設け定着体をなす構造とする。先端型・後端型の定着体の例、およびねじ鉄筋の寸法を図-2.1~2.3に示す。



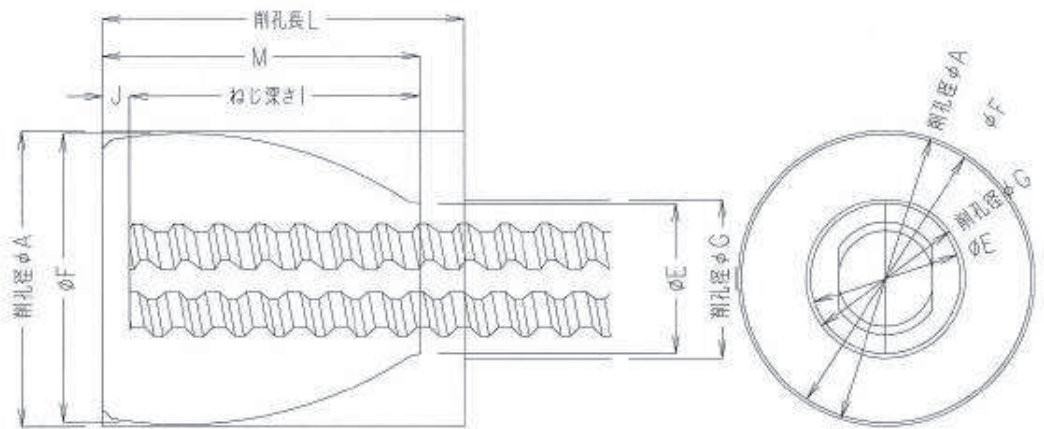
呼び名	削孔寸法	継手仕様時
	削孔径 ΦG mm	削孔径 ΦG mm
D13	30.0	30.0
D16	30.0	34.0
D19	34.0	36.0
D22	36.0	40.0
D25	46.0	46.0
D29	50.0	50.0
D32	55.0	55.0

呼び名	定着体の寸法			
	ΦN mm	O mm	ねじ深さK mm	U mm
D13	25.0	36.0	30.0	6.0
D16	27.0	46.0	40.0	6.0
D19	30.0	46.0	40.0	6.0
D22	33.0	46.0	40.0	6.0
D25	42.0	52.0	46.0	6.0
D29	45.0	59.0	53.0	6.0
D32	50.0	64.0	58.0	6.0

【先端型定着体(CX)】

図-2.1 セラミック定着体、ねじ鉄筋の例 (その1)

図 3-7 使用材料・強度
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/6)



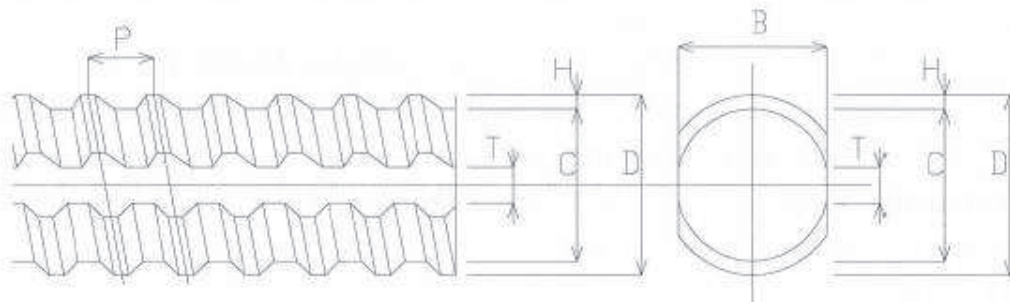
呼び名	削孔寸法		
	削孔径ΦA mm	削孔径ΦG mm	削孔長L mm
D13	60.0	30.0	80.0
D16	60.0	30.0	80.0
D19	65.0	34.0	80.0
D22	65.0	36.0	80.0
D25	70.0	46.0	80.0
D29	75.0	50.0	80.0
D32	75.0	55.0	80.0

呼び名	定着体の寸法				
	ΦF mm	ΦE mm	M mm	ねじ深さ mm	J mm
D13	53.5	22.0	70.0	64.0	6.0
D16	55.5	25.0	70.0	64.0	6.0
D19	58.5	29.0	70.0	64.0	6.0
D22	62.5	32.0	70.0	64.0	6.0
D25	65.5	35.0	70.0	64.0	6.0
D29	69.5	39.0	70.0	64.0	6.0
D32	72.5	42.0	70.0	64.0	6.0

【後端型定着体(CD)】

図-2.2 セラミック定着体、ねじ筋鉄筋の例 (その2)

図 3-7 使用材料・強度
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/6)



呼び名	公称寸法			外径 φD mm	基形部寸法		節の寸法mm		節のすきまの和 T×2 mm
	直径 mm	断面積 cm ²	単位重量 kg/m		B mm	C mm	ピッチ P	高さ H	
D13	12.7	1.267	0.995	14.0	11.6	12.0	7.0	1.00	6.2
D16	15.9	1.986	1.56	18.0	14.7	15.2	8.0	1.40	7.8
D19	19.1	2.865	2.25	21.5	17.5	18.0	8.0	1.75	8.4
D22	22.2	3.871	3.04	24.8	20.5	21.0	9.0	1.90	9.2
D25	25.4	5.067	3.98	28.2	23.6	24.2	10.0	2.00	10.8
D29	28.6	6.424	5.04	32.1	26.6	27.2	12.0	2.45	11.4
D32	31.8	7.942	6.23	35.7	29.8	30.4	13.0	2.65	12.0

【ねじ節鉄筋】

図-2.3 セラミック定着体、ねじ節鉄筋の例 (その3)

図 3-7 使用材料・強度

(建設技術審査証明報告書より抜粋) (4/6)

セラミック定着体は、JIS R 1600 に示すファインセラミックスに分類されるセラミックにて製作されており、顆粒物性においてアルミナ純度 96%以上のアルミナ材で、焼成体物性において 300N/mm²以上の曲げ強度(JIS R 1601)を製造会社が保証するものを用いることを原則としている。

セラミック定着体の寸法、ねじ節強度及び密度については、以下のとおり品質管理基準を定めている。

・セラミック定着体

解説表-3.4 セラミック定着体の品質管理基準

管理項目	管理内容	規格値	管理頻度
最外径	ノギスによる計測	(D13~D25) 先端型：設計値±0.8mm 以内 後端型：設計値±1.0mm 以内 (D29、D32) 先端型：設計値±1.0mm 以内 後端型：設計値±1.0mm 以内	1 焼成ロット (最大 2,000 体) ごとに 10 体。
全高	ノギスによる計測	(D13~D25) 先端型：設計値±1.0mm 以内 後端型：設計値±1.0mm 以内 (D29、D32) 先端型：設計値±1.0mm 以内 後端型：設計値±1.2mm 以内	1 焼成ロット (最大 2,000 体) ごとに 10 体。
ねじ部長さ	測定治具による計測	(D13~D25) 先端型：設計値±1.0mm 以内 後端型：設計値±1.0mm 以内 (D29、D32) 先端型：設計値±1.0mm 以内 後端型：設計値±1.0mm 以内	1 焼成ロット (最大 2,000 体) ごとに 10 体。
ねじ節強度	ねじ節強度試験	母材となるねじ節鉄筋の規格降伏強度相当以上	1 焼成ロット (最大 2,000 体) ごとに 3 体。
密度	密度試験	<ul style="list-style-type: none"> ・ 製造者から発行される材料証明書の密度との誤差が ±0.05g/cm³ 以内 ・ 各試験値が平均値の ±1.5% 以内 ・ 各試験値が 3.75 g/cm³ 以上 	1 焼成ロット (最大 2,000 体) ごとに 10 体。

図 3-7 使用材料・強度
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (5/6)

(1) セラミックキャップバー (CCb)

セラミックキャップバー (CCb) を構成するねじ節鉄筋は、JIS G 3112に準拠したネジテツコン (東京鐵鋼株式会社製ねじ節鉄筋) で、種類はSD295A、SD295B、SD345とし、呼び名はD32、D29、D25、D22、D19、D16、D13とする。特性値 f_{yk} および f_{uk} はJIS G 3112の下限值としてよい。また、限界状態の検討に用いる異形鉄筋の断面積は、JIS G 3112による各呼び名の公称断面積としてよい。

(2) 充てん材

充てん材は補強する構造体コンクリートと同等な性能であるとする。

図 3-7 使用材料・強度
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (6/6)

3.3.3 構造部材の評価

3.3.1 で示した基本的考え方に基づき、図 3-8 で示すコンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012）（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）の考え方を準用した設計式を用いてせん断耐力を定めている。

セラミックキャップバー（CCb）により補強された壁部材のせん断耐力が作用するせん断力より大きいことを確認することにより、補強後の構造物の安全性の照査を行う。

セラミックキャップバー（CCb）により補強された壁部材の単位長さ当たりのせん断耐力 V_{pyd} は、式(1)と式(2)によりセラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力への寄与を考慮し、2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕3編 2.4.3.2に準じて、以下のように求めてよい。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \dots\dots\dots (1)$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd} = \beta_{aw} [A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}] z / \gamma_b \dots\dots\dots (2)$$

$$\beta_{awxd} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \dots\dots\dots (3)$$

$$\beta_{awxx} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} - \frac{(l_y - d')^2}{2l_y S_{rb}} \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta_{awdd} = \eta = 1 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅当たりのせん断耐力
 V_{sd} ：既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅当たりのせん断耐力
 V_{CCbd} ：セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅当たりのせん断耐力
 V_{awd} ：セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップとみなして求められる壁部材の単位幅当たりのせん断耐力
 β_{aw} ：セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
 β_{awxd} ：標準型のセラミックキャップバー（CCb）を用いた場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
 β_{awxx} ：両端先端型のセラミックキャップバー（CCb）を用いた場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
 β_{awdd} ：両端後端型のセラミックキャップバー（CCb）を用いた場合のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
 A_{aw} ：単位長さあたりの区間 S_{aw} におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積
 f_{awyd} ：セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で 400N/mm^2 以下とする

図 3-8 せん断に対する安全性照査
 （建設技術審査証明報告書より抜粋）（1/2）

α_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) が部材軸となす角度
 S_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい
 γ_b : 部材係数 (一般に 1.10 としてよい)
 l_y : セラミックキャップバー (CCb) の先端型定着体の定着長 (5D としてよい)
 S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

図 3-8 せん断に対する安全性照査
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/2)

3.3.4 構造細目

本設計方法では、想定外の破壊形式をとらないように、図 3-9 で示す構造細目を定めている。

- (1) セラミックキャップバー (CCb) によって補強された壁部材では、補強前に配置されていたせん断補強鉄筋とセラミックキャップバー (CCb) を加えたせん断補強鉄筋の断面積比が0.15%以上になるように、セラミックキャップバー (CCb) を配置する。
- (2) セラミックキャップバー (CCb) を配置する最大の間隔は、補強前に配置されていたせん断補強鉄筋の位置も含めて、壁部材の有効高さの1/2でかつ300mm以下としなければならない。また、計算上でセラミックキャップバー (CCb) による補強を必要とする区間の外側の有効高さに等しい区間にも、これと同量のセラミックキャップバー (CCb) を配置しなければならない。
- (3) 差込側のセラミック定着体は、差込側のコンクリート表面に配置することを標準とする。
- (4) 埋込側の先端は、主鉄筋の中心まで配置することを原則とする。ただし、掘削孔の先端から埋込側の表面まで厚さは50mm以上とする。

図 3-9 構造細目 (建設技術審査証明報告書より抜粋)

3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認

3.4.1 施工の確実性

建設技術審査証明報告書において確認されている、CCb の施工の確実性について、図 3-10 に示す。

背面に地盤などがあり、片側からしか施工できない RC 部材に対して、補強後の掘削孔内にエア抜き用ホースを残置せずにせん断補強できることが確認された。

両側からの施工が可能な既設鉄筋コンクリート部材に対し、両端に後端型定着体を設置する場合、片方のセラミック定着体をグラウト中で接合することで、施工が確実に進められることが確認された。

図 3-10 施工の確実性
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

3.4.2 施工の容易性

建設技術審査証明報告書において確認されている、CCb の施工の容易性について、図 3-11 に示す。

狭い空間や複雑な部位において、大型機材を用いずに容易に施工でき、安定した品質を確保できることが確認された。

挿入する「セラミックキャップバー (CCb)」の長さを確保できないような狭い空間での施工においても、カプラーによる機械式継手を用いて、安定した品質の作業を容易に施工できることが確認された。

図 3-11 施工の容易性
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

3.4.3 施工手順の設定

建設技術審査証明報告書において設定されている、CCb の施工手順について、図 3-12 に示す。

片側からしか補強施工できない部材について、鉛直下向きに「セラミックキャップバー (CCb)」を差し込む手順、および横向きあるいは鉛直上向きに「セラミックキャップバー (CCb)」を差し込む手順を設定し、この工事に必要な施工要素を確認した。

横向きあるいは鉛直下向き、上向きに「セラミックキャップバー (CCb)」を差し込む場合 (先充てん後挿入)、および鉛直上向きに「セラミックキャップバー (CCb)」を差し込む場合 (先挿入後充てん) の各々の工法における施工手順を図 II-4.44 に、設置方法の例を図 II-4.45~図 II-4.54 に示す。

両側からの施工が可能な部材に対する設置方法の例を図 II-4.55~図 II-4.57 に示す。

さらに、カプラーによる機械式継手を使用し、接続しながら、「セラミックキャップバー (CCb)」を差し込む場合の設置方法の例を図 II-4.58、59 に示す。

図 3-12 CCb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/14)

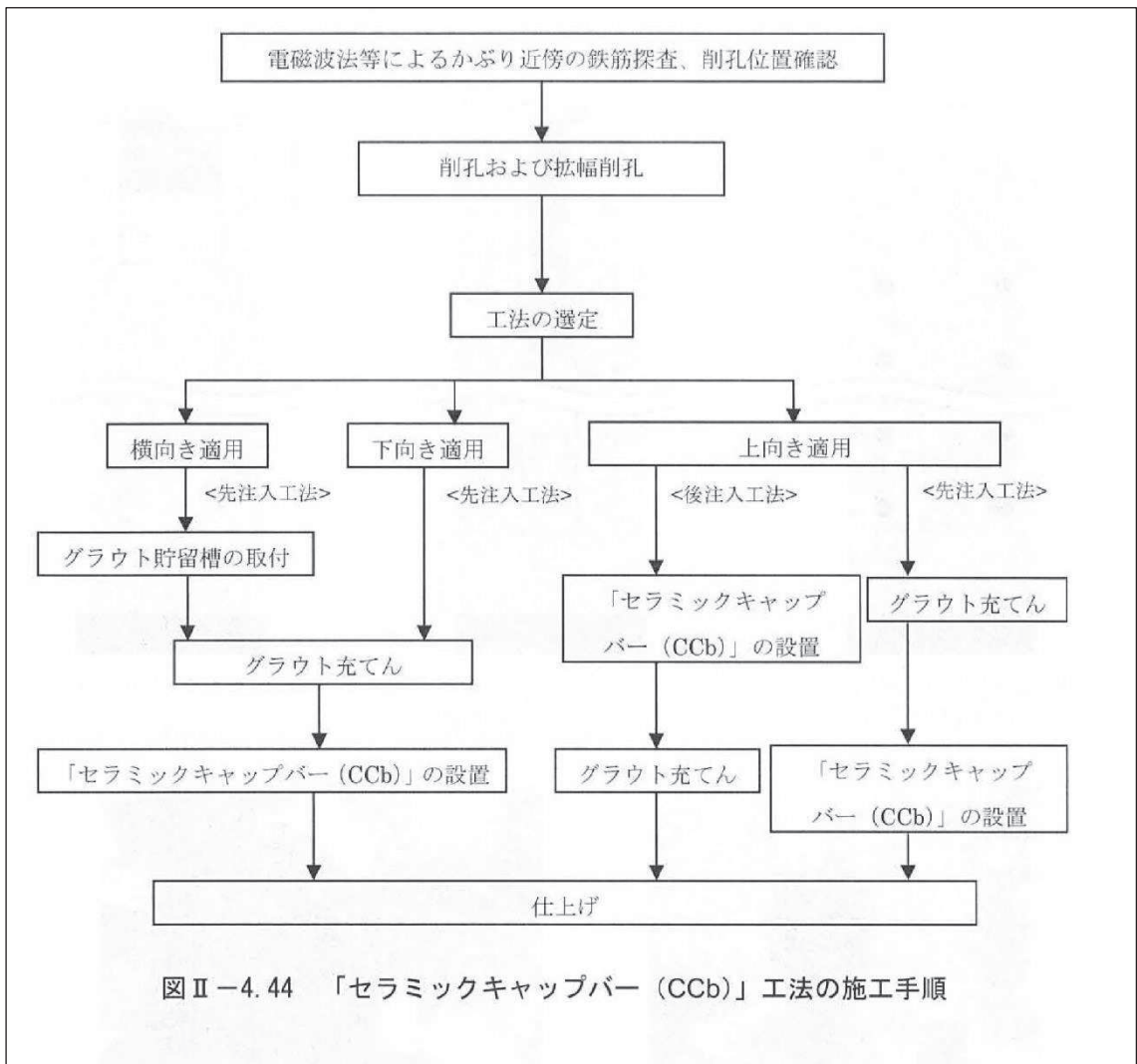


図 3-12 Ccb の施工手順の設定
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/14)

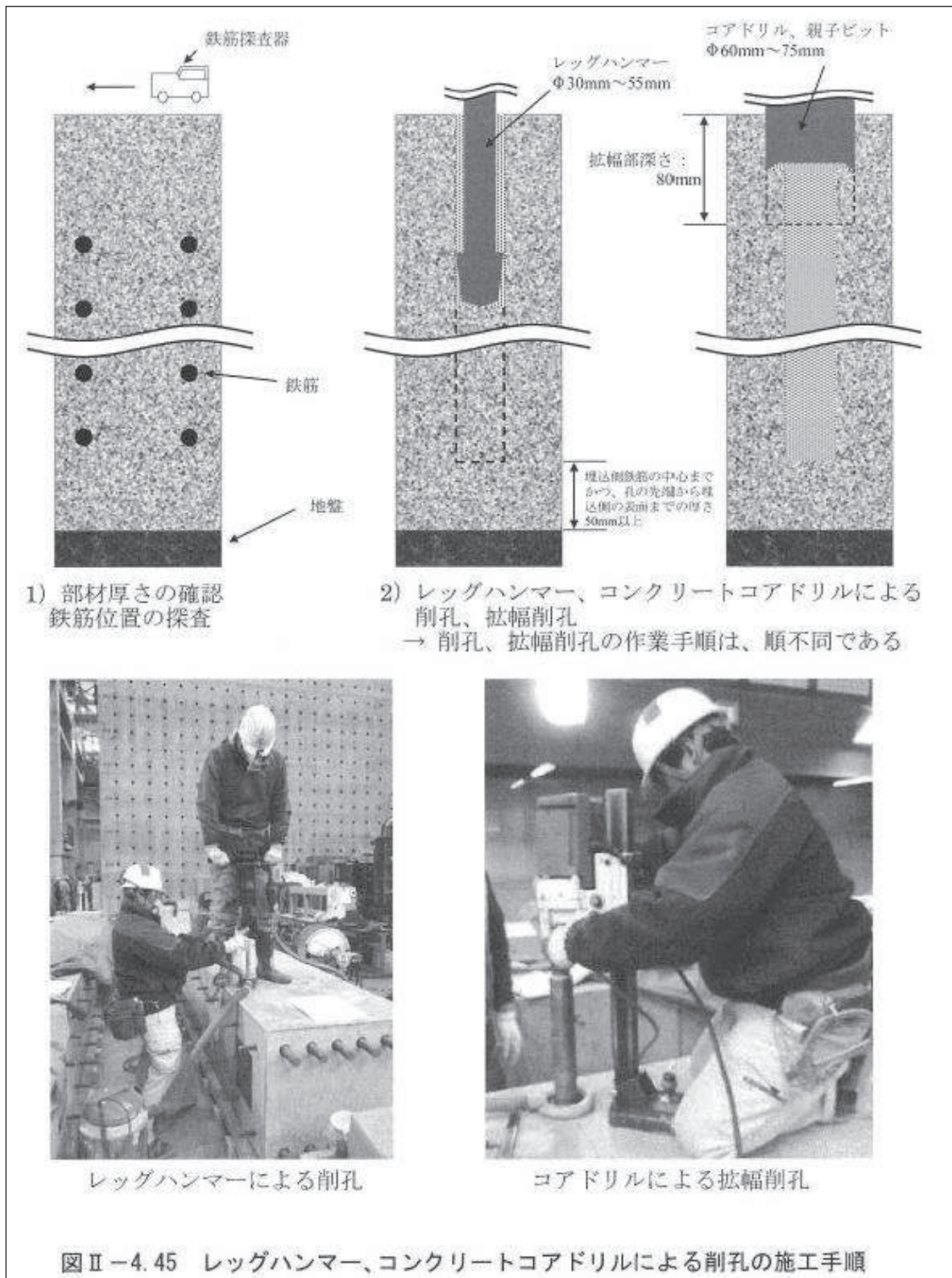
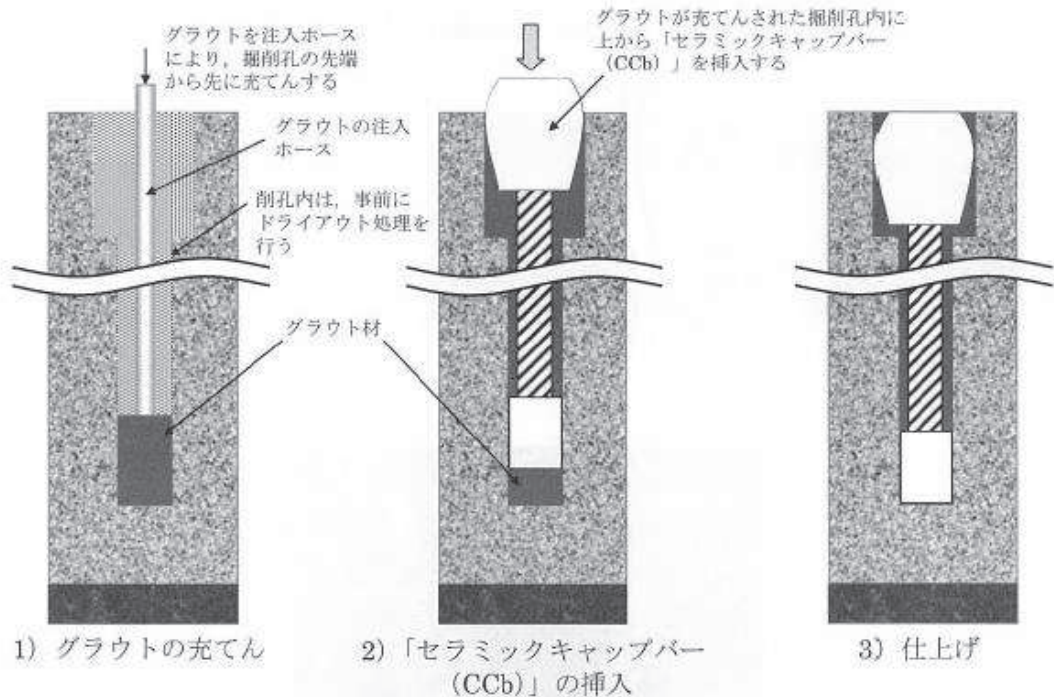


図 3-12 CCb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/14)



拡幅削孔用親子ビット

図Ⅱ-4.46 親子ビットを用いたレッグハンマーによる削孔の施工手順



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入

図Ⅱ-4.47 先充てん後挿入法 (下向き) の施工手順

図 3-12 Ccb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (4/14)

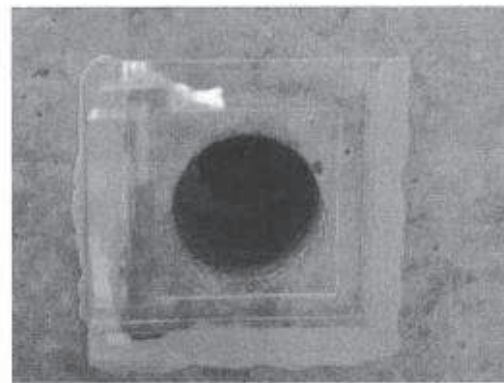
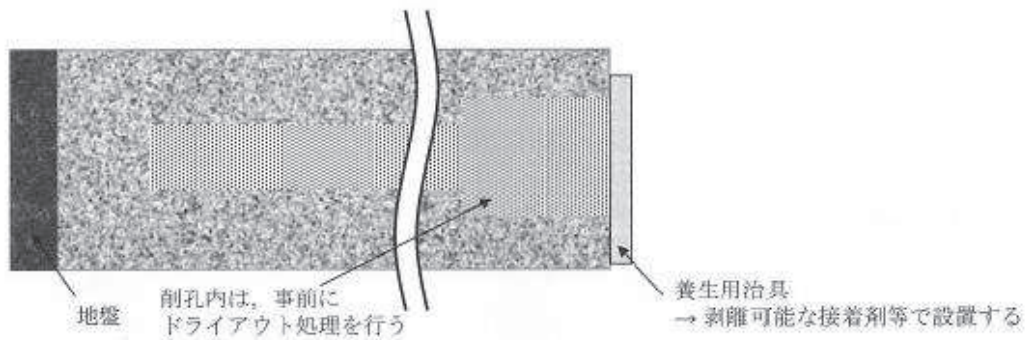


レッグハンマーによる削孔



コンクリートコアドリルによる拡幅削孔

1) 削孔（手順は下向き施工と同様）



2) 養生用治具の取付け

図Ⅱ-4.48 先充てん後挿入法（横向き）の施工手順（その1）

図3-12 Ccbの施工手順の設定
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（5/14）

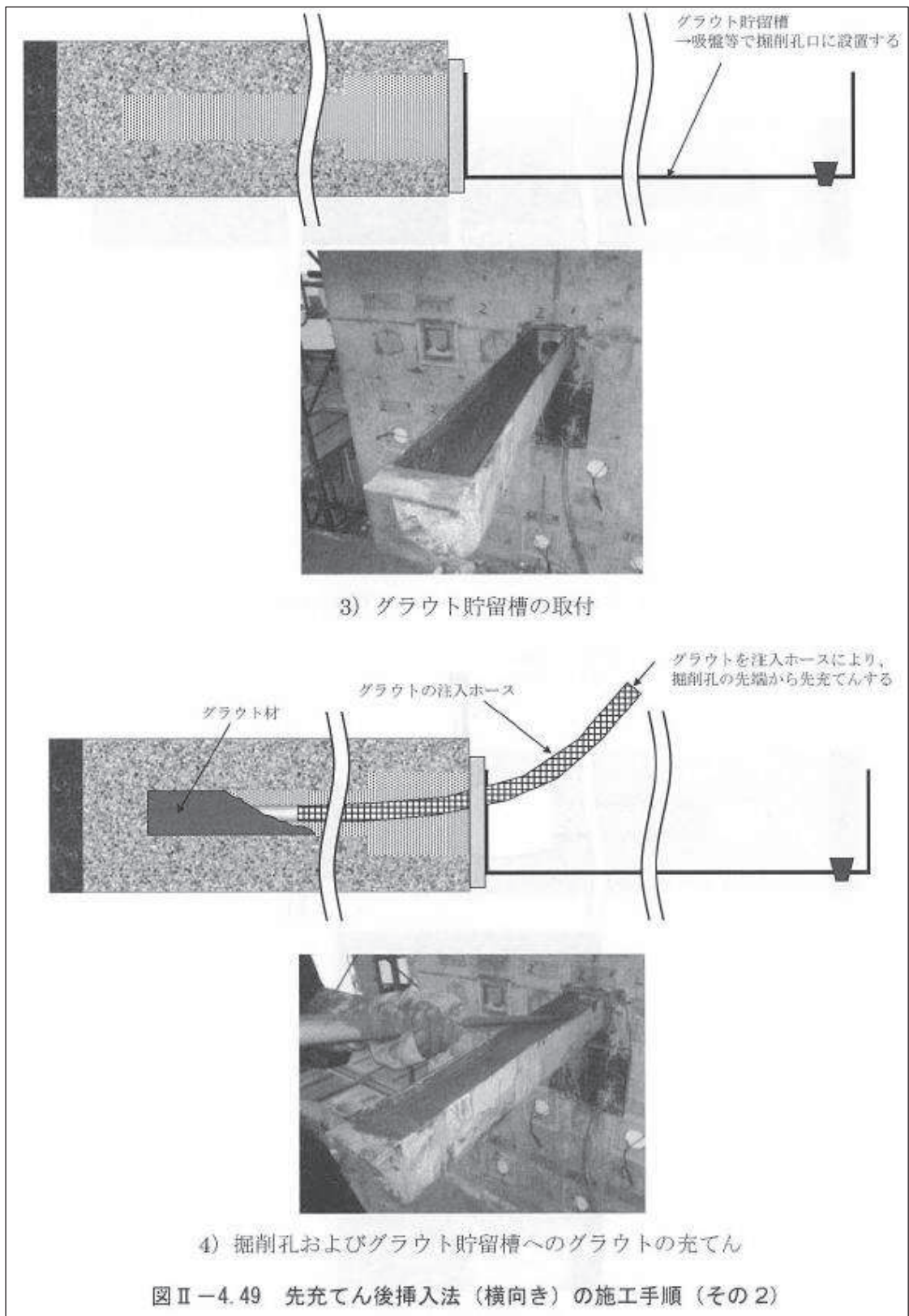


図 3-12 Ccb の施工手順の設定
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (6/14)

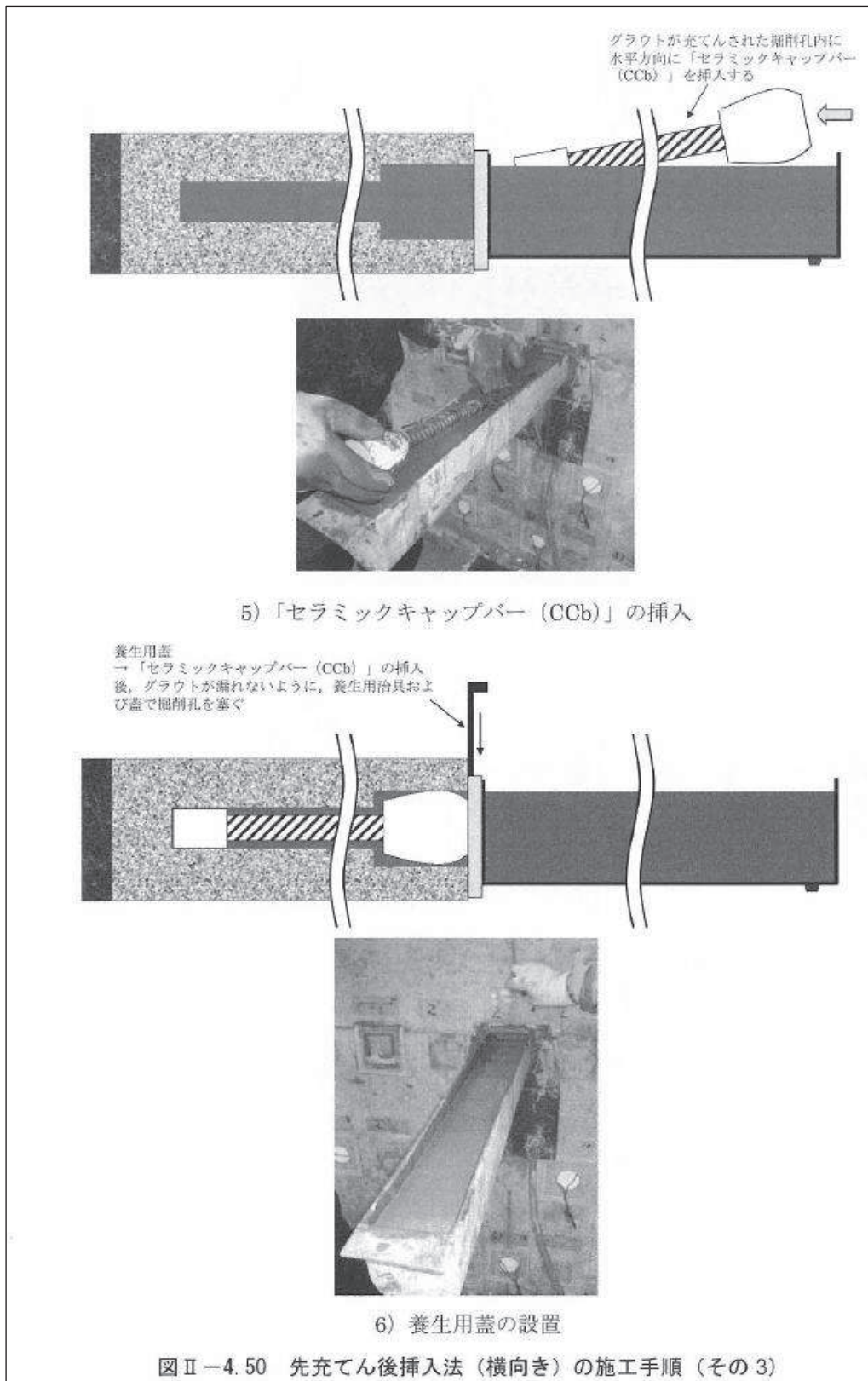


図 3-12 CCb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (7/14)

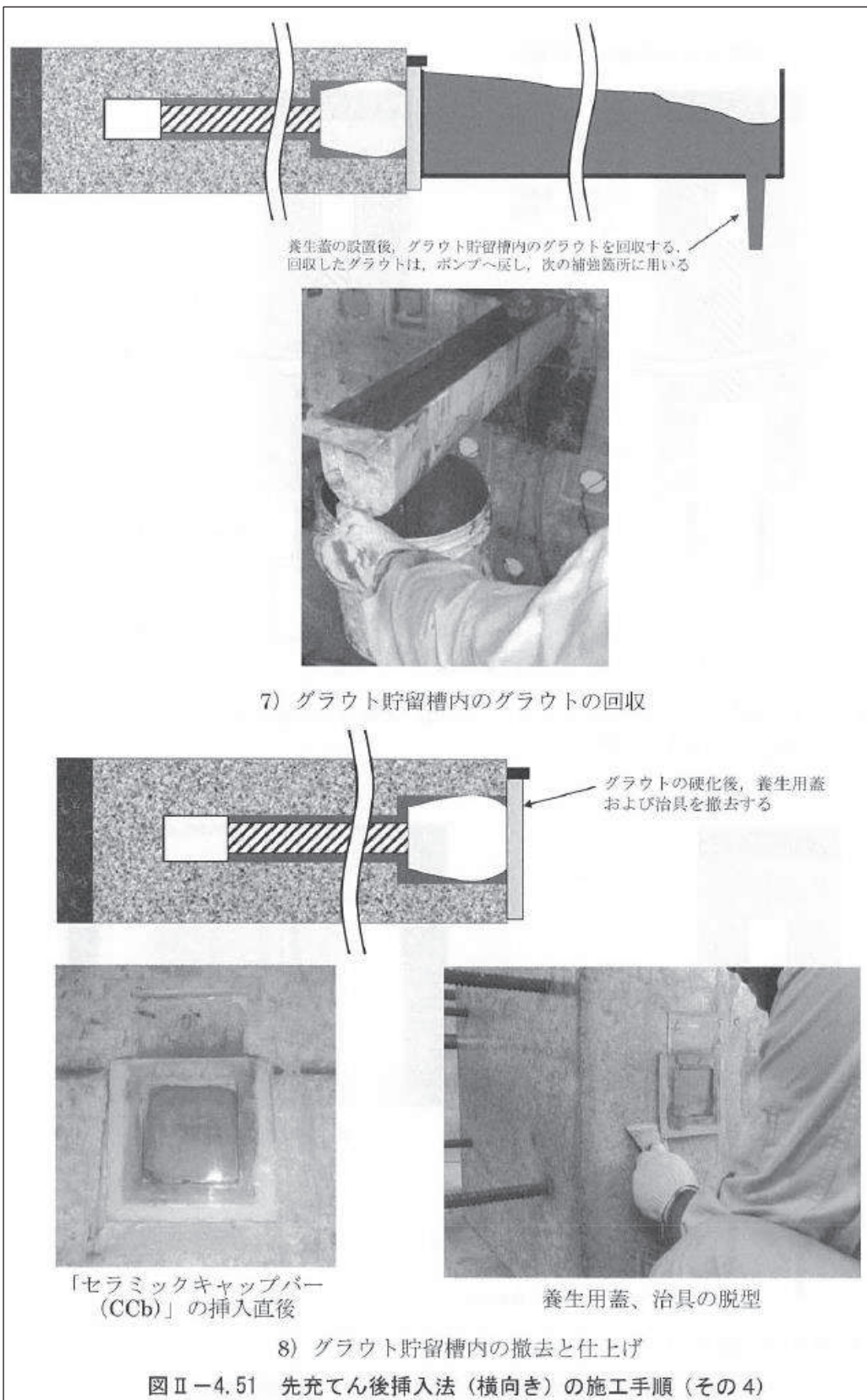


図3-12 CcBの施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (8/14)

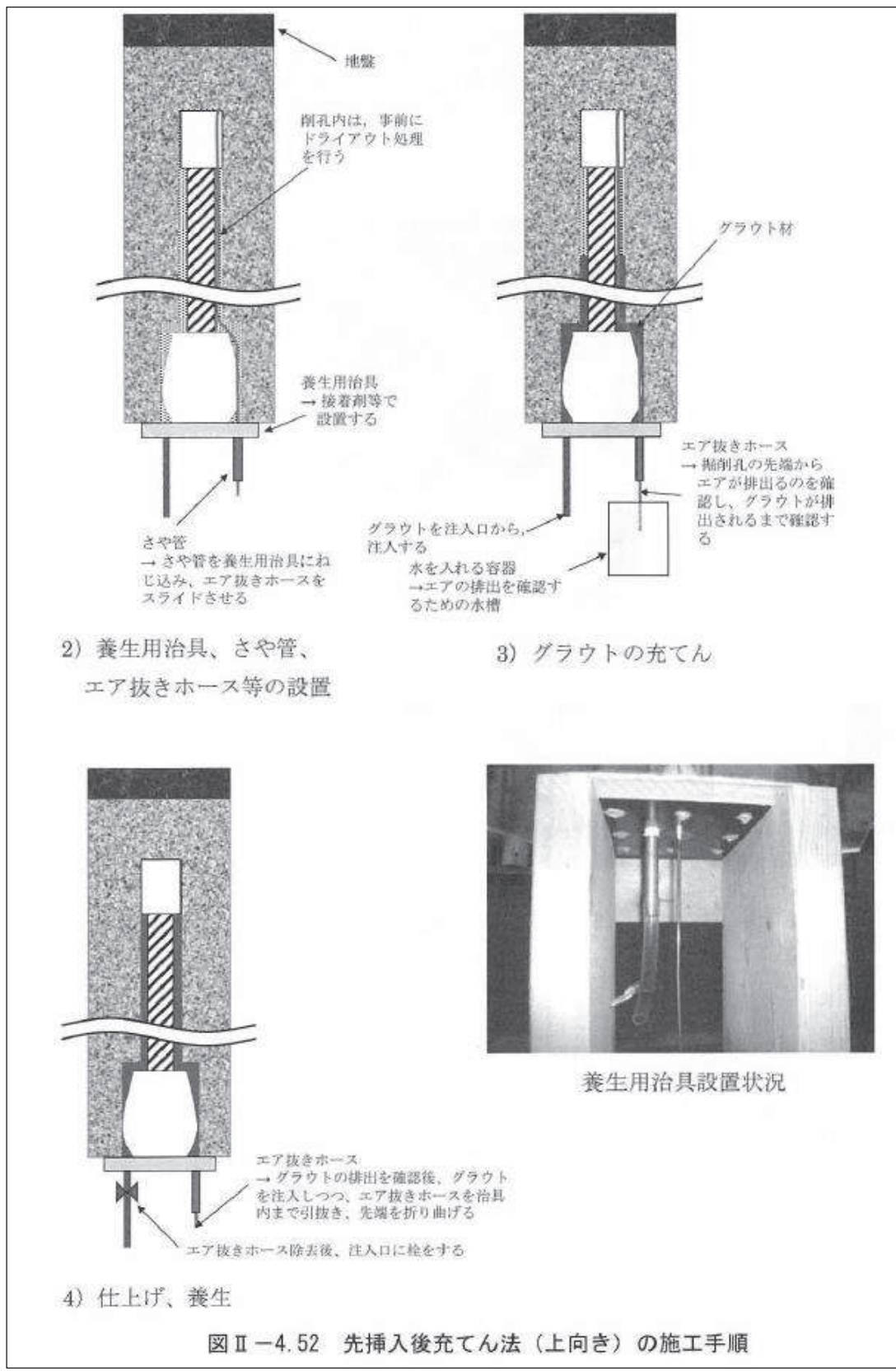
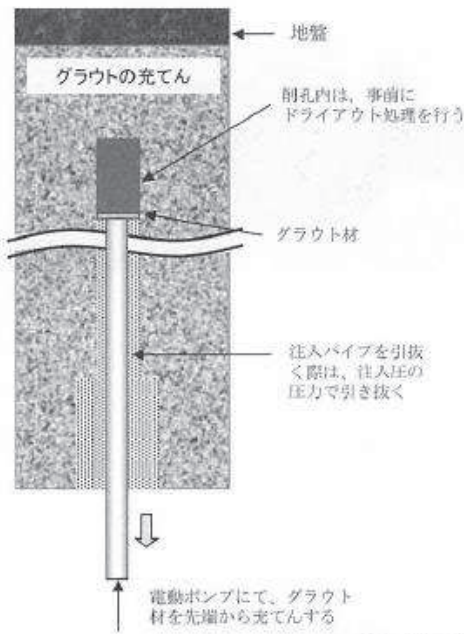
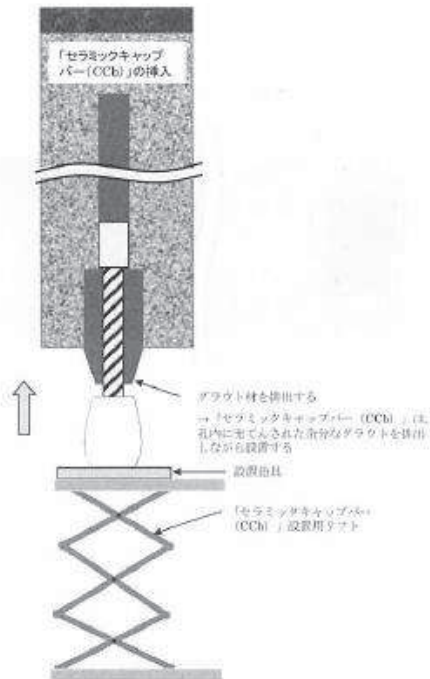


図 3-12 CCB の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (9/14)

1) 削孔 (手順は下向き施工と同様)



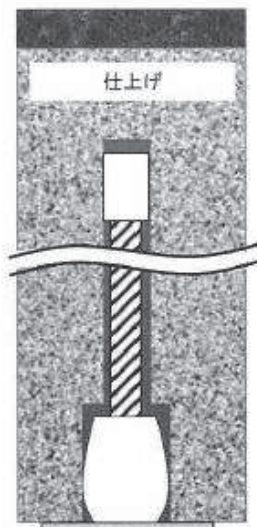
2) グラウトの充てん



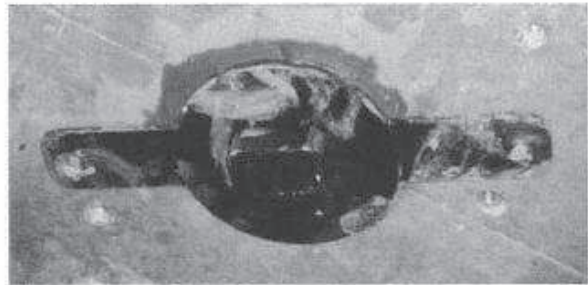
3) 「セラミックキャップバー (CCb)」設置例

図Ⅱ-4.53 先充てん後挿入法 (上向き) の施工手順 (その1)

図3-12 CCbの施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (10/14)

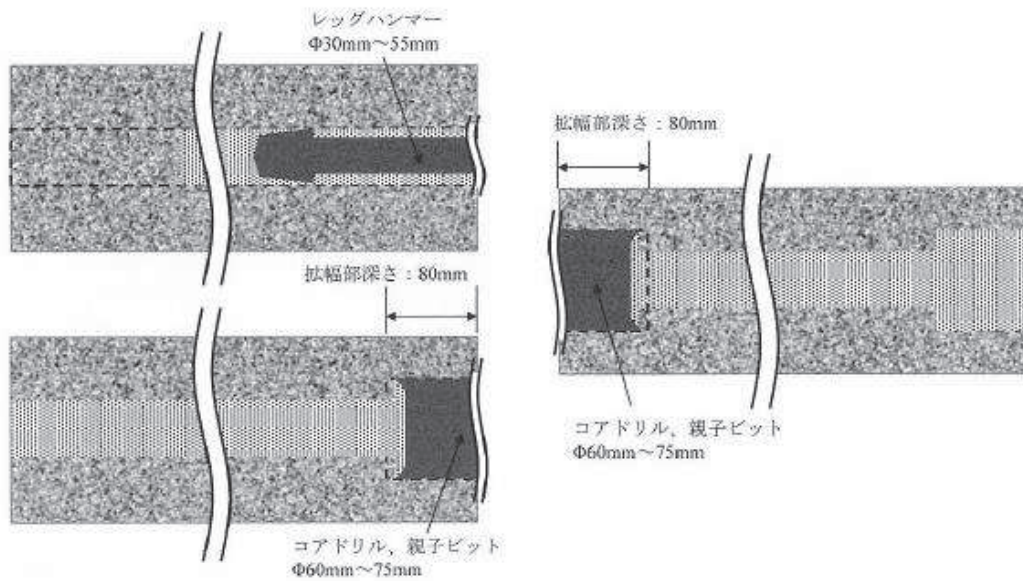


設置治具
「セラミックキャップパー
(CCb)」設置後養生治具を
留める。



4) 仕上げ

図 II - 4.54 先充てん後挿入法（上向き）の施工手順（その 2）



1) 一方からレッグハンマー、コアドリルによる削孔、拡幅削孔（削孔、拡幅削孔の作業手順は、順不同である）

2) 他方からコアドリルによる拡幅削孔（削孔中心を合わせる）

図 II - 4.55 先充てん後挿入法（両端後端型）の施工手順（その 1）

図 3-12 Ccb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (11/14)

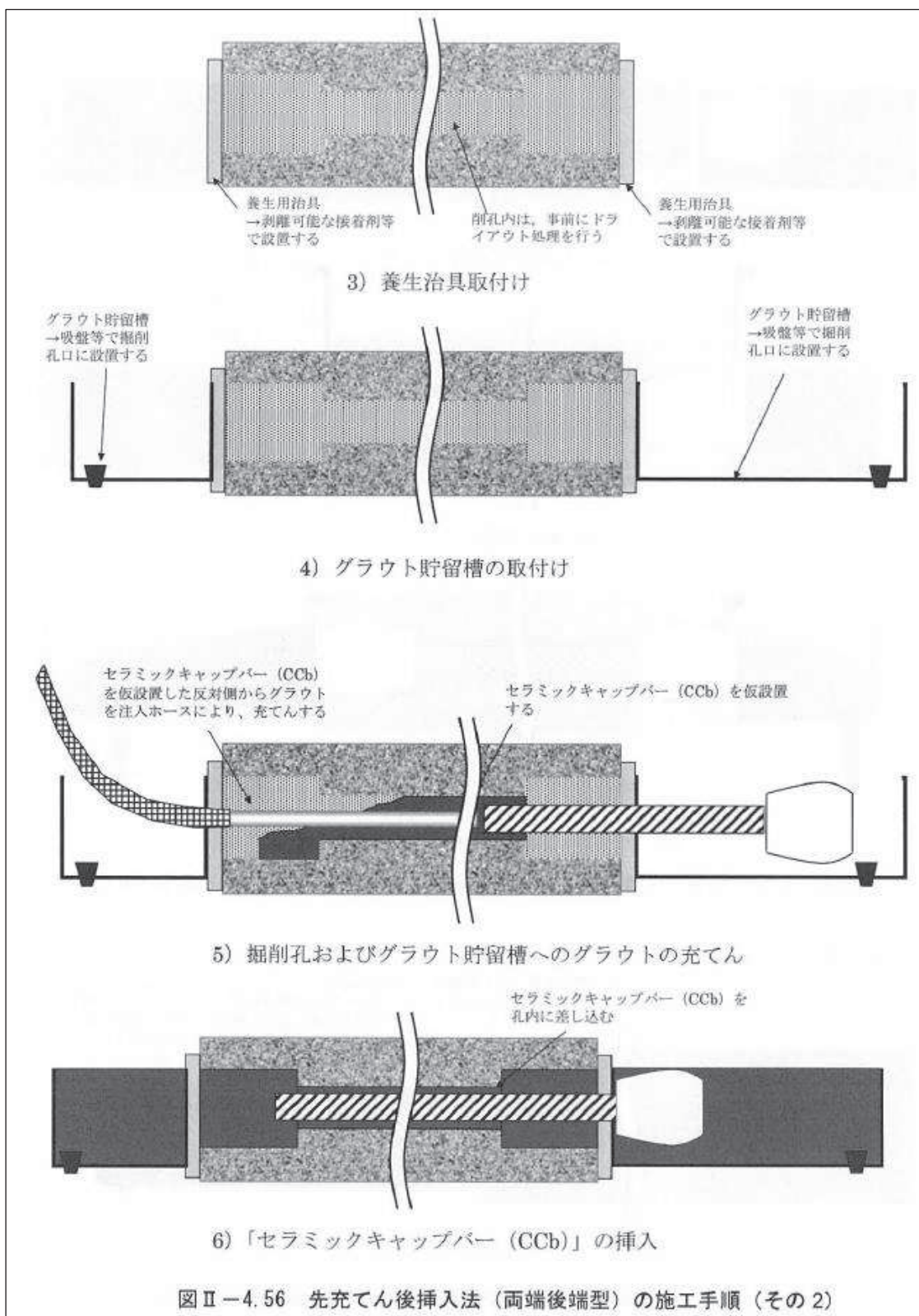


図 3-12 CCB の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (12/14)

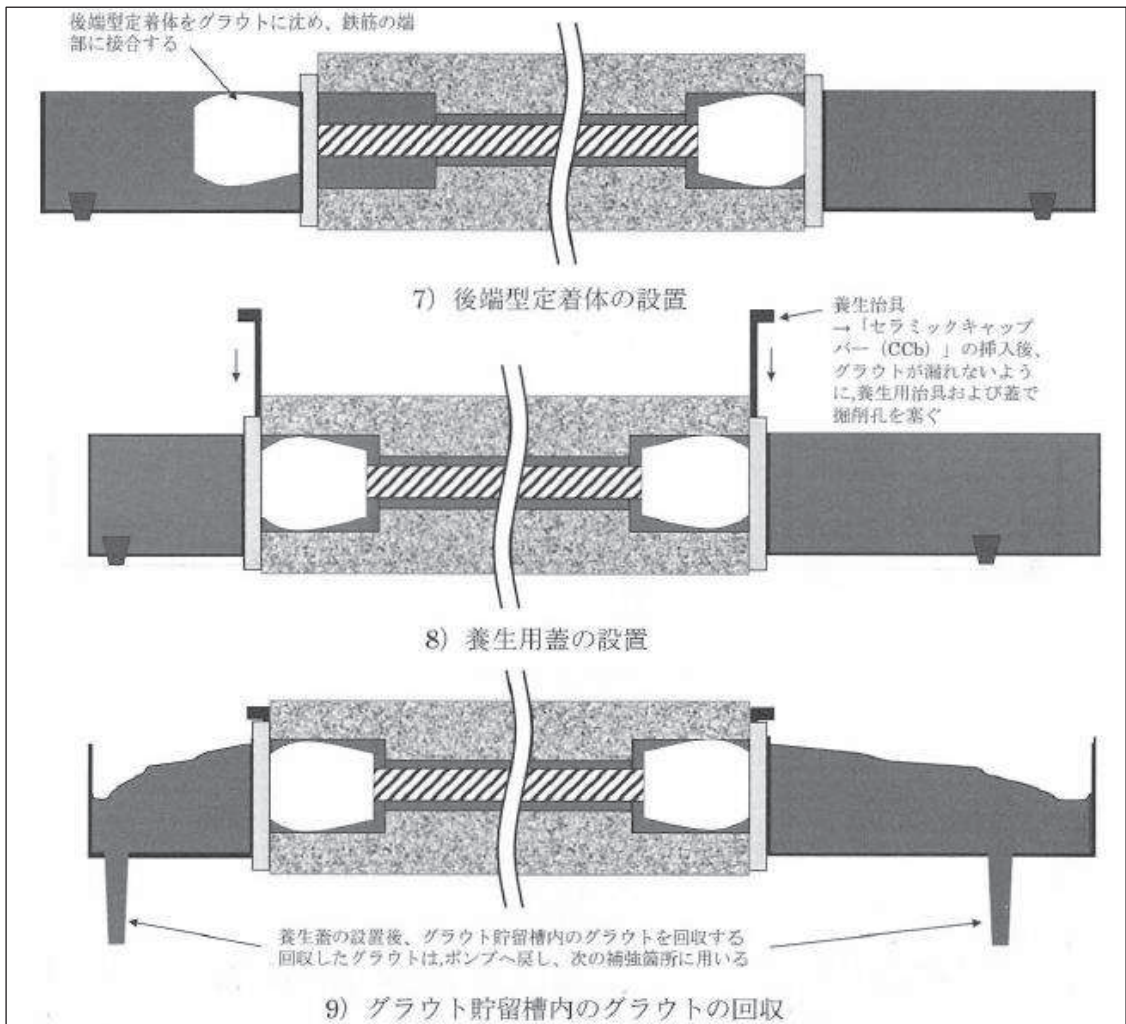


図 II-4.57 先充てん後挿入法（両端後端型）の施工手順（その3）

1) 削孔（手順は下向き施工と同様）

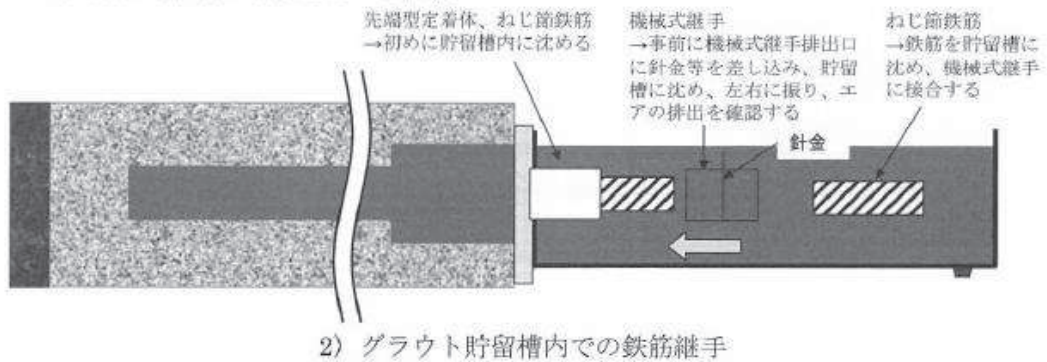


図 II-4.58 先充てん後挿入法（機械式継手仕様）の施工手順（その1）

図 3-12 CCb の施工手順の設定
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (13/14)

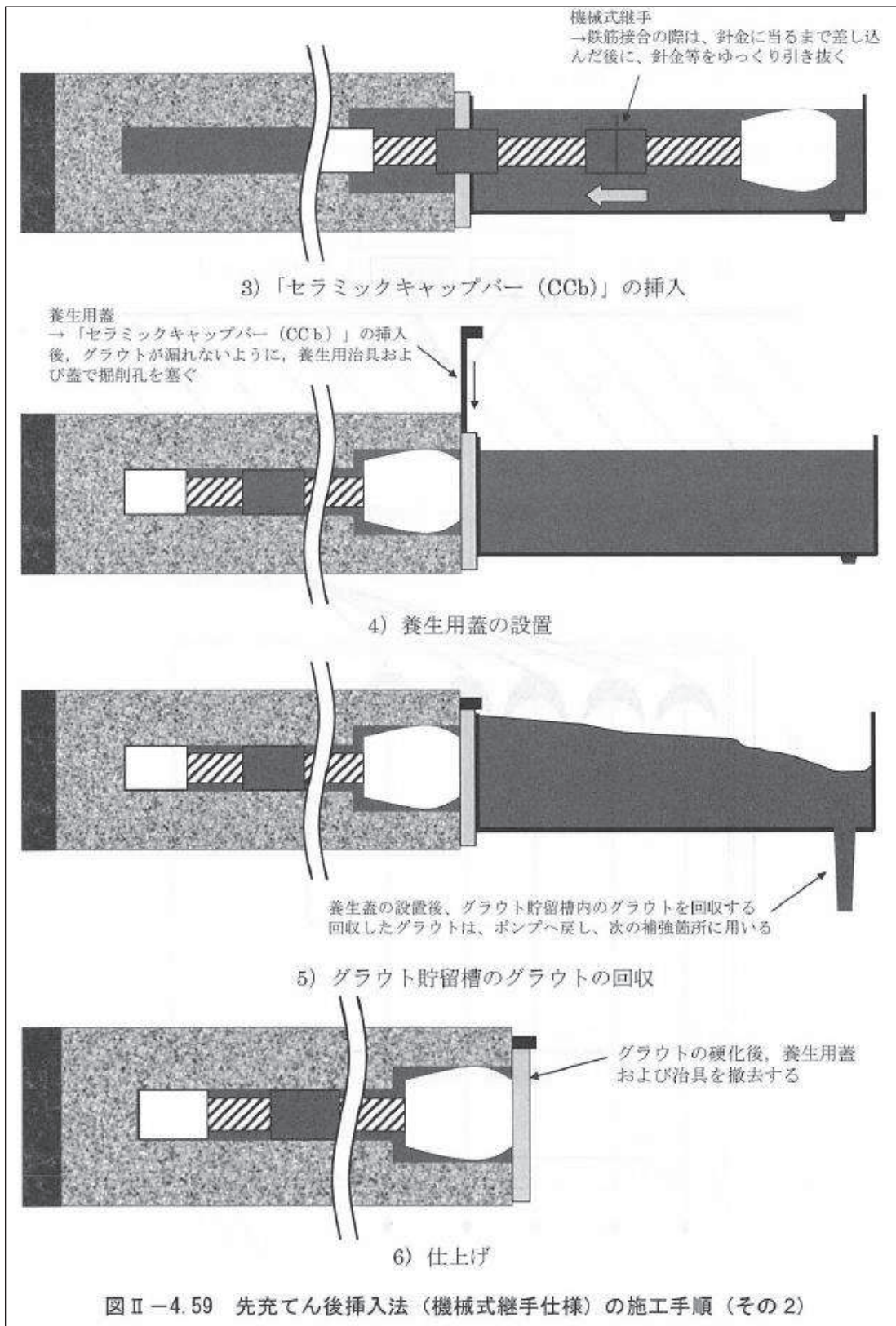


図 3-12 Ccb の施工手順の設定
 (建設技術審査証明報告書より抜粋) (14/14)

4. 女川 2 号機における CCb 工法の適用性の確認

4.1 適用性確認フロー

CCb 工法は、建設技術審査証明報告書により後施工せん断補強方法としての有効性が証明されており、これまでに数多くの施工実績がある。

CCb 工法を女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に適用するにあたり、建設技術審査証明報告書、美浜 3 号機で工認実績のある PHb 工法、施工実績及び研究事例等から適用範囲を整理し、女川 2 号機の屋外重要土木構造物等の構造形式・部材諸元、使用環境等が適用範囲に該当することを図 4-1 に示すフローにて確認する。

① 適用性確認項目の抽出

後施工によるせん断補強において、せん断補強効果に影響を与えられとされる項目及び美浜 3 号機で工認実績のある PHb 工法との差異を抽出する。

その際、建設技術審査証明報告書に記載されている審査証明の範囲及び各種実験等から適用性確認項目を抽出する。

② 建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認

女川 2 号機の屋外重要土木構造物等に採用した補強仕様が CCb 工法の建設技術審査証明報告書において規定されている適用範囲内に収まっているか確認する。

③ ②以外の項目に対するせん断補強効果の確認

①で挙げた適用性確認項目のうち②で確認できていない項目について、適用性の確認を実施する。適用性確認の際は、せん断補強効果が期待できるかという点について検討する。

④ CCb の施工精度に影響を与える項目の確認

CCb の施工を行う際に、施工精度に影響を与える項目がないか確認を行う。

施工精度に影響を与える項目（施工上考慮すべき項目）がある場合は、施工上又は設計上どのように考慮するかを決定したうえで、必要により再設計を実施するか適宜判断を行う。

⑤ 施工実績・研究事例等の確認

後施工せん断補強筋に関する施工実績・研究事例について、要旨、着目すべき事項を整理し、CCb 工法への反映事項を確認する。

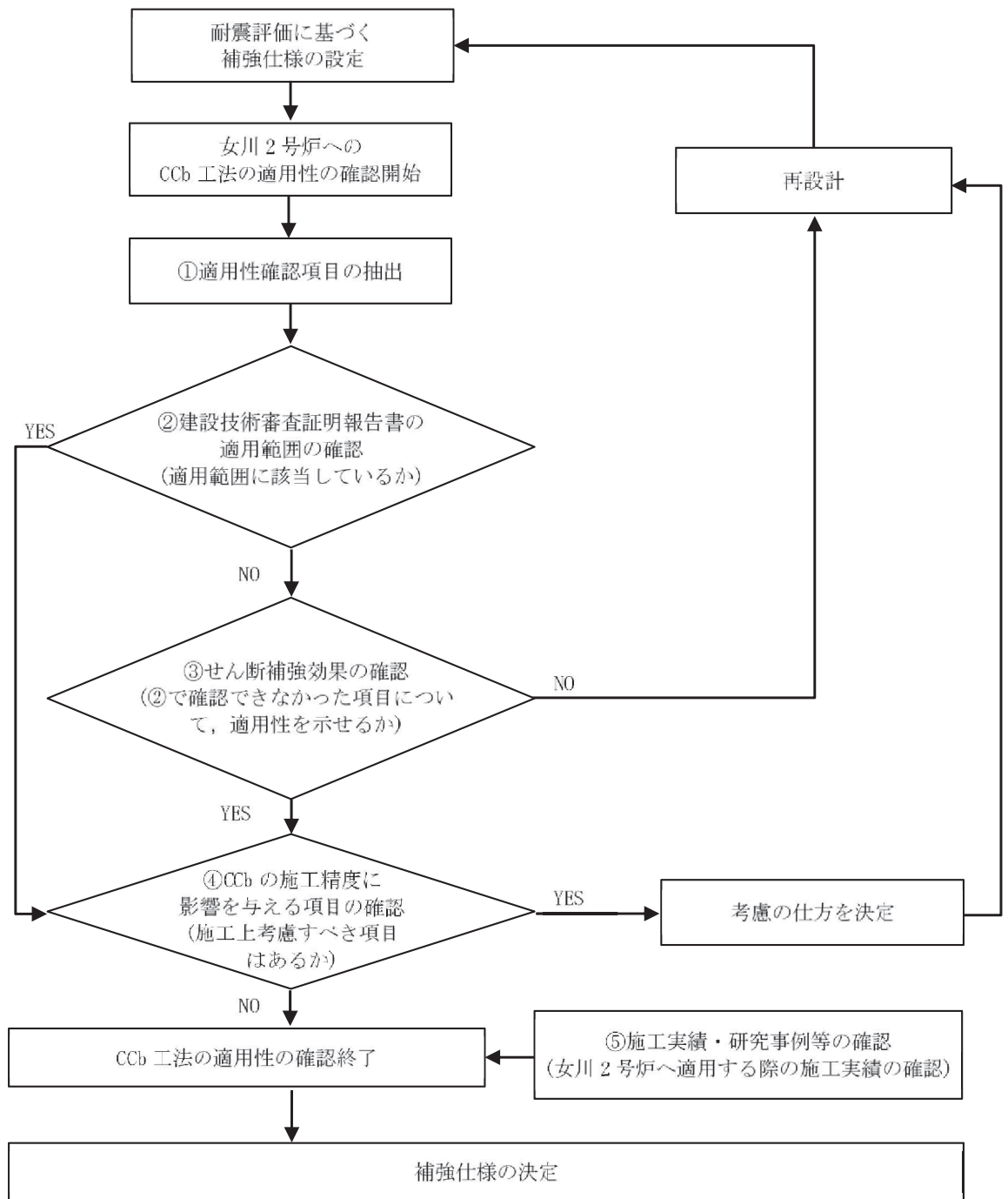


図 4-1 Ccb 工法の適用性確認フロー

4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定

耐震安全性評価を実施し、せん断に対する安全性を確保するように設定した結果の一例として、取水路（漸拡部）での補強仕様を図4-2に示す。

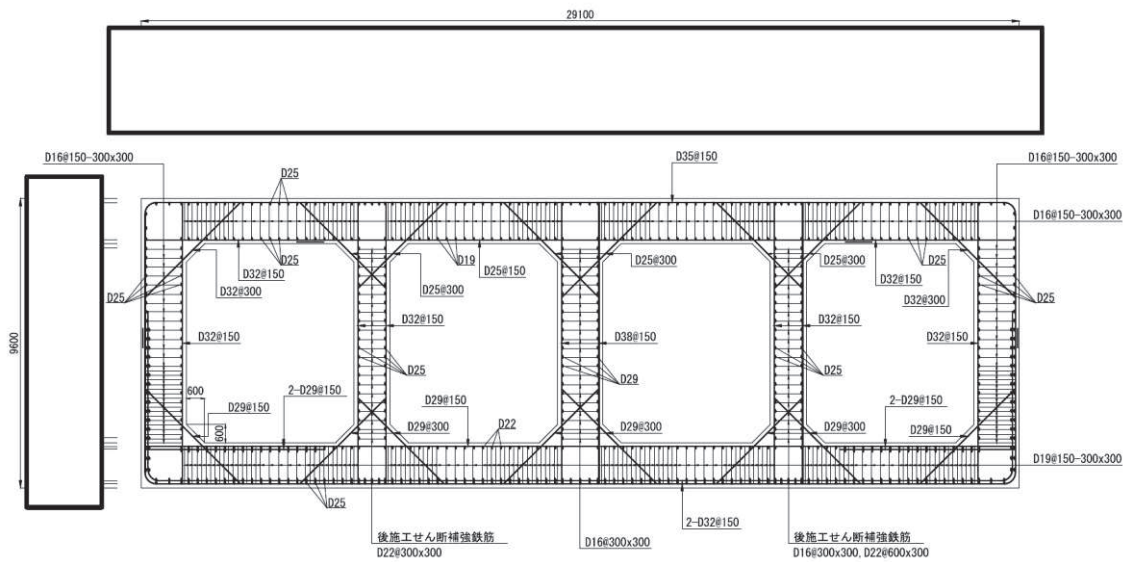


図4-2 取水路（漸拡部）の補強仕様

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.3 ①適用性確認項目の抽出

CCb 工法の特徴，女川 2 号機固有の条件及び美浜 3 号機における確認項目等の観点から，適用性を確認するために必要な項目を抽出する。以下に項目と確認内容を示す。

I. 使用目的

建設技術審査証明報告書に明記されている目的に該当しているか。

II. 構造形式

建設技術審査証明報告書で想定している構造形式に該当しているか。

III. 構造細目

建設技術審査証明報告書で規定している構造細目に該当しているか。

IV. 部材諸元

建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された部材あるいは実績のある部材厚か。

せん断スパン比，主鉄筋比，コンクリート設計基準強度について，建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか，又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。

V. 載荷方法

建設技術審査証明報告書の実験適用性が確認された範囲内であること，又は範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。

VI. 使用材料（せん断補強筋）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

せん断補強筋は，JIS G 3112 に準拠した熱間圧延異形棒鋼ネジテツコン（東京鐵鋼株式会社製）で，鉄筋の種類は SD295A，SD295B，SD345 とし，呼び名は D32，D29，D25，D22，D19，D16，D13 とする。

VII. 使用材料（セラミック製定着体）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

VIII. 使用材料（充てん材）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

IX. せん断補強鉄筋の定着長

建設技術審査証明報告書で設定している定着長を考慮して設計しているか。

X. せん断ひび割れ抑制効果の確認

建設技術審査証明報告書の実験にて確認していない諸元において、せん断ひび割れ抑制効果を確認できるか。

X I. ひび割れに対する定着機能の保持

CCb 工法は、従来工法（先施工）とせん断補強筋の定着機構が異なることから、せん断補強筋としての機能を発揮するために、定着体部にひび割れが生じても、定着機能が保持されているか。

X II. 変形量

変形に伴うかぶりコンクリート部の剥落によって、CCb の定着体部の定着機能を阻害するおそれがあることから、建設技術審査証明報告書の実験の変形量を超えていないか。

X III. 使用環境

建設技術審査証明報告書で想定している使用環境において使用しているか。

また、女川 2 号機では海水環境下にて使用していることから、海水環境下相当での実績があるか。

X IV. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性

CCb を適用した部材のコンクリートに CCb のせん断補強効果を阻害するひび割れがなく、構造物が健全であるか。

X V. PHb 工法（美浜 3 号機）との差異

PHb 工法及び美浜 3 号機での適用実績と比較を行い、抽出された差異が建設技術審査証明報告書で規定された適用範囲に収まっているか。

X VI. 増厚補強部への適用性*

建設技術審査証明報告書で規定又は建設技術審査証明報告書の実験で適用性が確認された範囲内であるか、又は範囲内でもせん断補強効果が期待できるか。

注記*：詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目

4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認

CCb 工法を適用するにあたり、4.3 で抽出した項目について建設技術審査証明報告書から適用範囲を確認する。確認結果を以下に示す。

(1) I. 使用目的

CCb により耐震補強を行った構造物は地中構造物であり、既設コンクリート部材に対して後施工によるせん断補強の目的で用いていることから、建設技術審査証明報告書に合致している。(表 4-1 参照)

表 4-1 Ccb 工法の適用範囲と使用状況
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

4. 2 審査証明の範囲

主に地震時の応答変位量が限定される地中構造物であって、施工が片側からしか実施できない壁状の既設鉄筋コンクリート部材に対し、鉄筋の埋込側に先端型定着体を、差込側に後端型定着体を設置した標準型、または、鉄筋の両端に先端型定着体を設置した両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」により、後施工によるせん断補強の目的で用いる。

ただし、両側からの施工が可能な既設の構造物に対しては、変形性能の向上を目的としないことを前提として、鉄筋の両端に後端型定着体を設置した両端後端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。

建設技術審査証明報告書の適用範囲	使用箇所及び状況
<p>主に地震時の応答変位量が限定される地中構造物であって、施工が片側からしか実施できない壁状の既設鉄筋コンクリート部材に対し、鉄筋の埋込側に先端型定着体を、差込側に後端定着体を設置した標準型又は鉄筋の両端に先端型定着体を設置した、両端先端型の「セラミックキャップバー (CCb)」により、後施工によるせん断補強の目的で用いる。</p>	<p>地中構造物であり、片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して、後施工によるせん断補強の目的で用いる。</p>
<p>ただし、両側からの施工が可能な既設の構造物に対しては、変形性能の向上を目的としないことを前提として、鉄筋の両端に後端型定着体を設置した両端後端型の「セラミックキャップバー (CCb)」を後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。</p>	<p>両側からの施工が可能な既設の構造物に対して、変形性能の向上を目的としないことを前提として、後施工によるせん断補強の目的で用いる。</p>

(2) II. 構造形式

建設技術審査証明報告書に、「CCb 補強工法によれば、相次ぐ地震によりその耐震補強の必要性が高まっている原子力施設などの重要地下構造物、高速道路、鉄道及び上下水処理施設などの地下構造物、また、水門あるいは堰の門柱・堰柱など、構造上、巻立て補強が適用できない構造物の耐震性能を改善することができる」と記載されていることから、女川 2 号機の屋外重要土木構造物等にも適用可能である。

(3) III. 構造細目

建設技術審査証明報告書に、以下のとおり構造細目として記載されており、建設技術審査証明報告書と合致している。

- ① せん断補強筋の断面積比 $\geq 0.15\%$ とする。
- ② 補強前に配置されていたせん断補強筋を含めた CCb との最大配置間隔 \leq 補強対象部材の有効高さの $1/2$ かつ 300mm とする。
- ③ CCb の配置は図 4-3 に示す標準配置によるものとする。
- ④ CCb の埋込側の先端は、主鉄筋の中心まで配置することを原則とする。ただし、孔の先端から埋込側の表面までの厚さは 50mm 以上とする。

②の最大配置間隔 300mm は、収縮等によるひび割れの発生を防ぐための用心鉄筋としての配慮である。

用心鉄筋としての配慮については棒部材の場合、スターラップが露出面（腹部）に配置されることから、「露出面の用心鉄筋」に規定される「 1m 当たり 500mm^2 以上の鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する」に準じて規定されたものである。一方、面的な広がりをもつボックスカルバートや箱型構造物の各部材に配置されるせん断補強鉄筋は、各部材の中間的な位置に配置され、「露出面の用心鉄筋」としての機能は不要であるため、「面部材ではせん断補強鋼材の配置間隔は、部材有効高さの $1/2$ 倍以下で配置すればよい」とされている（コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。））（図 4-3 参照）。

女川 2 号機において CCb により耐震補強を行った構造物は建設後 20 年以上経過しており、収縮が収束していると考えられること、また、せん断補強鋼材が露出面に配置されない面部材に対する耐震補強であることから、この規定（最大配置間隔 300mm 以下）は除外することができる。

なお、CCb により耐震補強を行った構造物に対する、せん断補強鉄筋比及び最大配置間隔の適用範囲及び整理結果を表 4-2 及び表 4-3 に「(4) IV. 部材諸元, V. 載荷方法」と併せて示す。

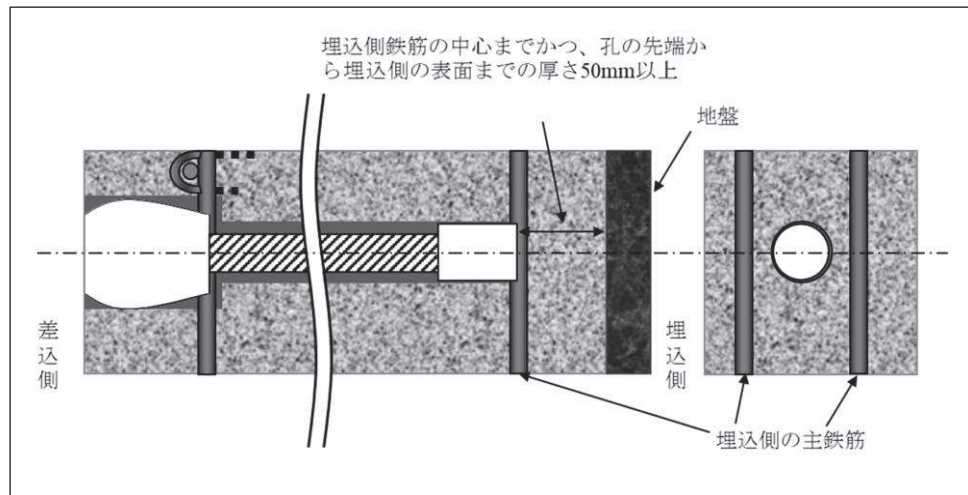


図 4-3 Ccb 標準配置
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

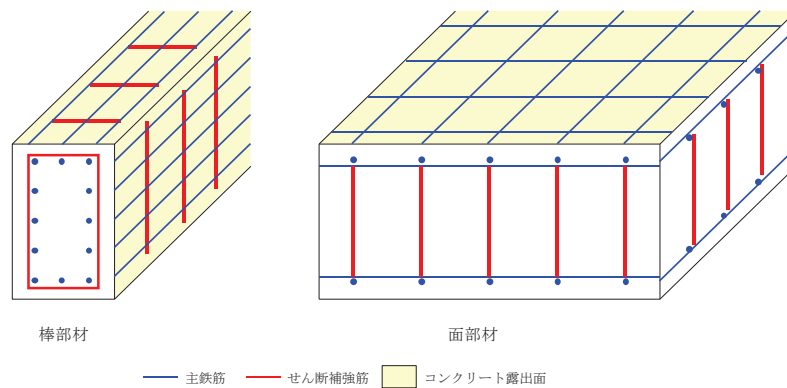


図 4-4 露出面の用心鉄筋 (棒部材・面部材)

(4) IV. 部材諸元, V. 載荷方法

構造細目, 部材諸元及び載荷方法について, Ccb により耐震補強を行った構造物への適用範囲及び整理結果を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

表 4-3 に示すとおり, 部材諸元については, 部材厚, せん断スパン比及び主鉄筋比が, 建設技術審査証明報告書又は建設技術審査証明報告書の実験から確認した範囲に合致していない。

また, 載荷方法については, 集中荷重による正負交番載荷を行っているが, 女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物に作用する荷重は, 実験より大きく, 集中荷重及び分布荷重であるため合致していない。

よって, 部材諸元及び載荷方法については, フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として, 4.5 にて確認する。

表 4-2 適用範囲の整理

	III. 構造細目		IV. 部材諸元				V. 載荷方法	
	せん断補強鉄筋比 (%)	最大配置間隔	部材厚 (mm)	せん断スパン比	CCbの鉄筋径	CCbの鉄筋種別	主鉄筋比 (%)	荷重形態
建設技術審査証明報告書で規定されている適用範囲	せん断補強鉄筋比 $\geq 0.15\%$ 以上	最大配置間隔 \leq 部材の有効高さの1/2	-	-	D13~D32	SD345	-	-
建設技術審査証明報告書の実験から確認した範囲	-	-	500~800	2.78 (棒部材的な破壊)	-	-	1.05~1.48	集中荷重

表 4-3 CCb により耐震補強を行った構造物への整理結果

構造物名称	部 材	III. 構造細目		IV. 部材諸元			主鉄筋比 (%)	荷重形態	
		せん断補強鉄筋比 (%)	最大配置間隔 (mm) 有効高さ (mm)	部材厚 (mm)	せん断スパン比 ^{※1,2}	CCbの鉄筋径			CCbの鉄筋種別
取水路 (漸拡部)	隔壁	0.430~0.436	300	1,200	5.61	D16	0.495	集中荷重	
			1070			D22			
原子炉機器冷却海水配管ダクト	隔壁	0.563	300 1080	1,200	6.02	D25	0.590	集中荷重	
軽油タンク室	底版	0.187	600 1300~1350	1,500	2.31~11.15	D25	0.317~0.981	分布荷重	
	側壁	0.191~0.430	450 1000~1050	1,200	3.00~14.50	D22	0.408~0.857	分布荷重	
	隔壁	0.220~0.441	300 850	1,000	3.53~16.82	D16	0.225	集中荷重	
復水貯蔵タンク基礎	遮蔽壁	地上部	200	500	7.75	D13	0.250~0.261	集中荷重	
			400						
	地中部	0.178~0.315	300	1,000	4.61~9.56	D16	0.218~0.507	分布荷重	
			900			D25			
			450 900						
	バルブ室	頂版	0.248	200 680	800	1.47~19.19	D16	0.211~0.285	分布荷重
		側壁	0.358	200 880	1,000	2.22~14.83	D19	0.220~0.365	分布荷重
		隔壁	0.248	200 480	600	7.60~9.43	D16	0.298~0.403	集中荷重
連絡トレンチ	頂版	0.248	200 680	800	5.44	D16	0.211~0.373	分布荷重	
	側壁	0.248~0.372	200 680				4.63	0.211~0.285	分布荷重

■ : フロー② (建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認) より確認できた範囲 ■ : フロー③ (せん断補強効果の確認) より確認する範囲

※1: せん断スパン比 a/d (a : 支間長, d : 有効高さ)

※2: せん断スパン比 (a/d) が3.5以上 (土木学会マニュアル2005参照) かつ荷重形態が集中荷重の場合は棒部材と判断して「フロー②より確認できる範囲」とし、 a/d が3.5以上であっても荷重形態が分布荷重の場合は等価せん断スパン比を考慮すると、ディープビーム的なせん断スパン比となる可能性があることから「フロー③より確認する範囲」として整理している。

(5) VI～VIII. 使用材料（せん断補強筋，セラミック製定着体，充てん材）

建設技術審査証明報告書に記載されている使用材料と合致している。（表 4-4 参照）

使用材料のうち，セラミック製定着体及び充てん材は従来工法（先施工）と Ccb 工法の特徴的な差異となることから，これらの材料の役割と要求性能について詳細に整理する。

表 4-5 に示すとおり，材料特性や要求性能に対する性能確認試験（定着性能試験・ねじ節強度試験）により，弱部が生じないことや部材と一体となって挙動するといった要求性能が満たされていることが確認されており，Ccb 工法を採用するにあたり，その性能に悪影響を与える要因がないことを確認している。

また，定着体であるセラミックキャップの損傷（割れや欠け）の要因となる傷がないことを確認している。さらに，施工箇所となる部材にはセラミックキャップの損傷となるような衝撃荷重が作用しないことから，定着体が破損する要因はない。

表 4-4 Ccb の適用条件と使用状況
（建設技術審査証明報告書より抜粋）

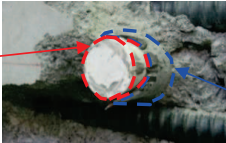
2. 2 セラミック定着体		2. 3 材料の設計値
(1) セラミック定着体は，所定の材料により製作する。 (2) セラミック定着体は，所定の製造工程で製作されたものを用いる。 (3) セラミック定着体の検査は，形状，外観，ねじ節強度，密度について，所定の頻度で実施する。		(1) セラミックキャップバー（CCb） セラミックキャップバー（CCb）を構成するねじ節鉄筋は，JIS G 3112に準拠したネジテツコン（東京鐵鋼株式会社製ねじ節鉄筋）で，種類はSD295A，SD295B，SD345とし，呼び名はD32，D29，D25，D22，D19，D16，D13とする。特性値 f_{yk} および f_{ak} はJIS G 3112の下限值としてよい。また，限界状態の検討に用いる異形鉄筋の断面積は，JIS G 3112による各呼び名の公称断面積としてよい。 (2) 充てん材 充てん材は補強する構造体コンクリートと同等な性能であるとする。
	建設技術審査証明報告書の材料範囲等	使用状況
せん断補強筋 （ねじ節鉄筋）	径 : D13～D32 強度 : SD295A, SD295B, SD345	左記範囲内の材料を使用する。 (D16～D32 SD345)
セラミック 定着体	所定の材料，製造工程で製作され，所定の頻度で形状，外観，ねじ節強度，密度について検査されたもの	左記検査を受けた材料を使用する。
充てん材	構造体コンクリートと同等な性能	躯体コンクリート以上の強度とする。

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (1/3)

使用材料	役割	要求性能	要求性能を踏まえた材料特性																							
充てん材 (グラウト)	<ul style="list-style-type: none"> CCbと掘削孔の空隙を充てんし、既設構造部材との一体化を図る。 	<ul style="list-style-type: none"> CCbと掘削孔の充てん時に、隙間ができないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> 硬化後に空隙が発生しないよう、充てん性を考慮した流動性を有する無収縮グラウトを使用している。 																							
		<ul style="list-style-type: none"> 充てん部が弱部とならないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリートと同等以上の強度を有するため、弱部とならない。 <p style="text-align: center;">グラウトの品質管理基準</p> <table border="1" data-bbox="1424 501 1957 667"> <thead> <tr> <th>品質管理対象</th> <th>管理項目</th> <th>管理内容</th> <th>規格値</th> <th>管理頻度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">グラウト</td> <td>流動性</td> <td>JA ロート試験</td> <td>15～30 秒</td> <td>作業開始前</td> </tr> <tr> <td>圧縮強度</td> <td>圧縮強度試験</td> <td>28 日強度が 49.0N/mm² 以上^{*1}</td> <td>500 本毎</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">可塑性グラウト</td> <td>流動性</td> <td>フロー試験</td> <td>静止時 105mm～120mm 15 回打撃 150mm～200mm</td> <td>作業開始前</td> </tr> <tr> <td>圧縮強度</td> <td>圧縮強度試験</td> <td>28 日強度が 49.0N/mm² 以上^{*1}</td> <td>500 本毎</td> </tr> </tbody> </table> <p><small>*1 グラウト強度については、標準となる材料に対する製造者の目標仕様を記載している。 なお、充てん材の強度は補強する既設コンクリート躯体と同等以上である必要がある。</small></p>	品質管理対象	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度	グラウト	流動性	JA ロート試験	15～30 秒	作業開始前	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm ² 以上 ^{*1}	500 本毎	可塑性グラウト	流動性	フロー試験	静止時 105mm～120mm 15 回打撃 150mm～200mm	作業開始前	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm ² 以上 ^{*1}	500 本毎
		品質管理対象	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度																				
グラウト	流動性	JA ロート試験	15～30 秒	作業開始前																						
	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm ² 以上 ^{*1}	500 本毎																						
可塑性グラウト	流動性	フロー試験	静止時 105mm～120mm 15 回打撃 150mm～200mm	作業開始前																						
	圧縮強度	圧縮強度試験	28 日強度が 49.0N/mm ² 以上 ^{*1}	500 本毎																						
<ul style="list-style-type: none"> 定着体の定着性能を阻害せず、充てん材とコンクリート面の境界が弱部とならないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> 定着体部の強度を確認する定着性能試験により、定着体の定着性能が発揮される材料であること及び鉄筋の規格降伏強度を超える引張荷重を作用させても、CCbが抜け出さないことを確認している。 よって、充てん材とコンクリート面の境界面は弱部とならない。 																									

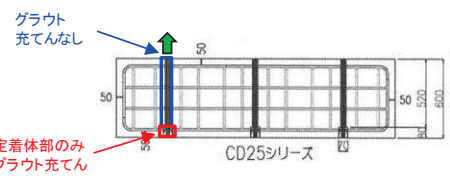
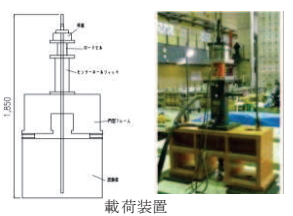
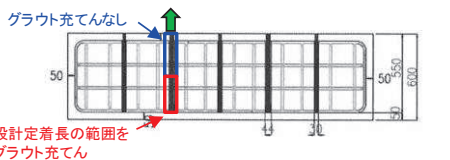
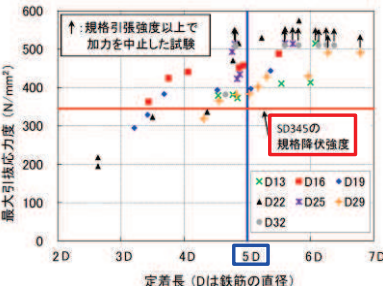

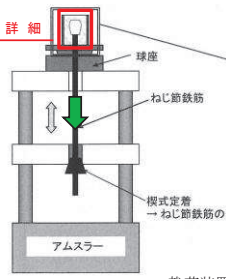
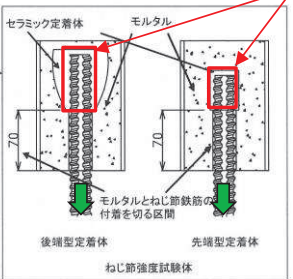
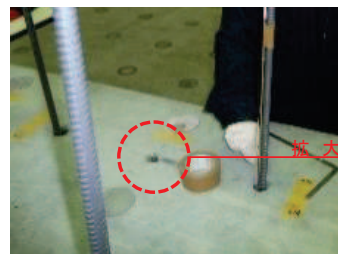
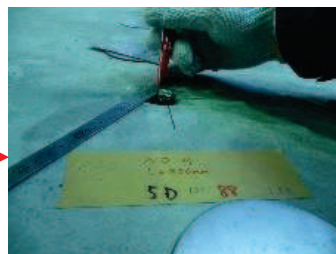
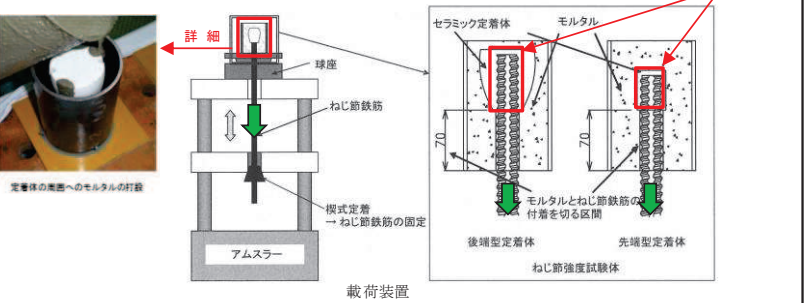
(参考) 6-77

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (2/3)

使用材料	役割	要求性能	要求性能を踏まえた材料特性																																								
セラミック 定着体 (先端・後端)	<ul style="list-style-type: none"> 後施工せん断補強筋として、従来工法（先施工）のフックの代わりとなるために、同等程度の定着性能を得る。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート中の定着体が弱部とならないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> セラミック（アルミナ材）はコンクリートに比べ高強度（曲げ強度300N/mm²以上）であり、鉄筋コンクリートの耐力に影響を与えないことから弱部とならない。 アルミナ材の一般物性の試験結果 <table border="1" data-bbox="1467 464 1870 624"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th rowspan="2">アルミナ</th> <th colspan="2">参考値</th> </tr> <tr> <th>コンクリート</th> <th>鋼</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>硬度 HV (kN)</td> <td>12.74</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>ヤング率 (kN/mm²)</td> <td>317.5</td> <td>20.6</td> <td>205.8</td> </tr> <tr> <td>熱膨張係数</td> <td>6.84×10⁻⁶</td> <td>10.0×10⁻⁶*</td> <td>10.0×10⁻⁶*</td> </tr> <tr> <td>ポアソン比</td> <td>0.227</td> <td>0.17</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>曲げ強度 (N/mm²)</td> <td>398</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table> <p>※：コンクリートの曲げ強度は、一般的に圧縮強度の1/5～1/8程度</p> <ul style="list-style-type: none"> また、定着体であるセラミックキャップの損傷（割れや欠け）の要因となる傷がないことを確認している。 なお、建設技術審査証明報告書に示す梁試験終了後（せん断破壊後）の状態を確認した結果、定着体に割れや欠けは確認されず、健全である。 <p>CCbの品質管理基準</p> <table border="1" data-bbox="1413 790 1910 962"> <thead> <tr> <th>管理項目</th> <th>管理内容</th> <th>規格値</th> <th>管理頻度</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ</td> <td>マーキングゲージによる確認</td> <td>定着体の端部がマーキングにかかっていること</td> <td rowspan="3">全数</td> </tr> <tr> <td>セラミックキャップバナー (CCb) の長さ</td> <td>メジャーによる計測</td> <td>削孔後に確定した挿入長さ+10～-5mm 以内</td> </tr> <tr> <td>セラミック定着体・鉄筋表面のキズ</td> <td>目視</td> <td>深さ0.5mm以上のキズが無いこと</td> </tr> </tbody> </table> <p>試験後のセラミック定着体の状況</p>  <p>後端定着体 (定着体表面に見られる灰色の部分は、定着体に充てん材が付着したものであり、定着体の割れや欠け等の損傷ではない。)</p> <p>充てん材</p>		アルミナ	参考値		コンクリート	鋼	硬度 HV (kN)	12.74	—	—	ヤング率 (kN/mm ²)	317.5	20.6	205.8	熱膨張係数	6.84×10 ⁻⁶	10.0×10 ⁻⁶ *	10.0×10 ⁻⁶ *	ポアソン比	0.227	0.17	0.3	曲げ強度 (N/mm ²)	398	—	—	管理項目	管理内容	規格値	管理頻度	セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ	マーキングゲージによる確認	定着体の端部がマーキングにかかっていること	全数	セラミックキャップバナー (CCb) の長さ	メジャーによる計測	削孔後に確定した挿入長さ+10～-5mm 以内	セラミック定着体・鉄筋表面のキズ	目視	深さ0.5mm以上のキズが無いこと
		アルミナ	参考値																																								
			コンクリート	鋼																																							
硬度 HV (kN)	12.74	—	—																																								
ヤング率 (kN/mm ²)	317.5	20.6	205.8																																								
熱膨張係数	6.84×10 ⁻⁶	10.0×10 ⁻⁶ *	10.0×10 ⁻⁶ *																																								
ポアソン比	0.227	0.17	0.3																																								
曲げ強度 (N/mm ²)	398	—	—																																								
管理項目	管理内容	規格値	管理頻度																																								
セラミック定着体へのねじ筋鉄筋の差込長さ	マーキングゲージによる確認	定着体の端部がマーキングにかかっていること	全数																																								
セラミックキャップバナー (CCb) の長さ	メジャーによる計測	削孔後に確定した挿入長さ+10～-5mm 以内																																									
セラミック定着体・鉄筋表面のキズ	目視	深さ0.5mm以上のキズが無いこと																																									
	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリートと一体となって挙動すること。 	<ul style="list-style-type: none"> セラミックを構成するアルミナ材の熱膨張係数、ポアソン比及びヤング率はコンクリート・鋼材と同等であり、一体となって挙動する（上表「アルミナ材の一般物性の試験結果」青枠部参照）。 																																									
	<ul style="list-style-type: none"> 後施工せん断補強筋として、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有すること。 	<ul style="list-style-type: none"> 定着体部の強度を確認する「定着性能試験」及びねじ節部の強度を確認する「ねじ節強度試験」により、定着体がせん断補強効果を発揮するための定着性能を有していることを確認している。 																																									

(参考) 6-78

表 4-5 各使用材料の役割・要求性能・材料特性 (3/3)

項目	定着性能試験	ねじ節強度試験						
目的	<ul style="list-style-type: none"> 「定着体部のみ（後端側）」または「定着体部と設計定着長をグラウト充てんした試験体（先端側）」の定着部が、母材であるねじ節鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重以上のねじ節強度を有していることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 定着体のねじ節部（定着体とねじ節鉄筋の接合部）が、母材となるねじ節鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重以上のねじ節強度を有していることを確認する。 						
確認内容	<p>【後端型定着体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 定着体部のみをグラウト充てんし、定着体のみで定着強度が母材の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。   <p>【先端型定着体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 設計定着長（5D，D：鉄筋径）の範囲をグラウト充てんし、定着体及び鋼材とコンクリートの付着による定着強度が母材の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。 設計定着長（5D）は、下図「先端型定着体の定着力と定着長の関係」のとおり、鉄筋の直径の5倍以上の定着長があれば母材の規格降伏強度相当以上まで定着力を確保できることが確認できている。 また、下表「定着体の有無による定着長の比較」のとおりCcの先端型定着体を取り付けることで、定着体無しの場合よりも設計定着長を20%程度低減させ、定着性能を向上させることができる。  <table border="1" data-bbox="448 1197 772 1348"> <caption>定着体の有無による定着長の比較</caption> <thead> <tr> <th>定着体の種類</th> <th>設計定着長</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>定着体有り (先端側定着体)</td> <td>5D</td> </tr> <tr> <td>定着体無し*</td> <td>6D</td> </tr> </tbody> </table> <p>※：RMA及びベストグラウトバーを参照し記載。</p>  <p>先端型定着体の定着力と定着長の関係</p>      <p>試験終了時*の状況 (孔周辺のコンクリート表面にはひび割れ等は認められない。) ※：規格降伏強度確認後、コンクリート表面位置で鉄筋を切断した状況の写真。</p>	定着体の種類	設計定着長	定着体有り (先端側定着体)	5D	定着体無し*	6D	<ul style="list-style-type: none"> セラミック定着体部のみモルタル付着し、ねじ節鉄筋とモルタルの付着を切った試験体を用いて試験を行い、ねじ節部の強度が母材（鋼材）の規格降伏強度以上であることを確認しており、せん断補強効果を発揮するための定着性能を有している。 
定着体の種類	設計定着長							
定着体有り (先端側定着体)	5D							
定着体無し*	6D							

(参考) 6-79

(6) IX. せん断補強筋の定着長

建設技術審査証明報告書で設定されている定着長を考慮していることを確認している。

(7) X. せん断ひび割れ抑制効果の確認

建設技術審査証明報告書の実験と女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物の各種諸元（部材厚，せん断スパン比，主鉄筋比，載荷方法）が異なっていることから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(8) X I. ひび割れに対する定着機能の保持

建設技術審査証明報告書の実験と女川 2 号機にて Ccb により耐震補強を行った構造物では，発生するひび割れ性状が異なる可能性がある。

さらに，定着体部に実験と性状が異なるひび割れが生じても定着機能が保持されていることを確認する必要があることから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(9) X II. 変形量

Ccb により耐震補強を行った構造物の変形量が建設技術審査証明報告書の実験の変形量を超えないことを確認している。

確認の一例として，添付資料 2 「女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」にて検討した取水路（漸拡部）の結果を示す。図 4-5 に示すように，取水路（漸拡部）の層間変形角は最大でも 0.29% (29/10,000) 程度（基準地震動 S s - D 2 による照査結果）であり，梁試験体の変形量（1%を超える範囲まで確認）以下に収まっていることを確認している。

なお，女川 2 号機では，かぶりコンクリートの剥落により，Ccb の定着体部の定着機能を阻害するおそれがあるため，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態である圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%又は層間変形角 1% (1/100) に，十分な余裕をもって Ccb 工法を使用する。

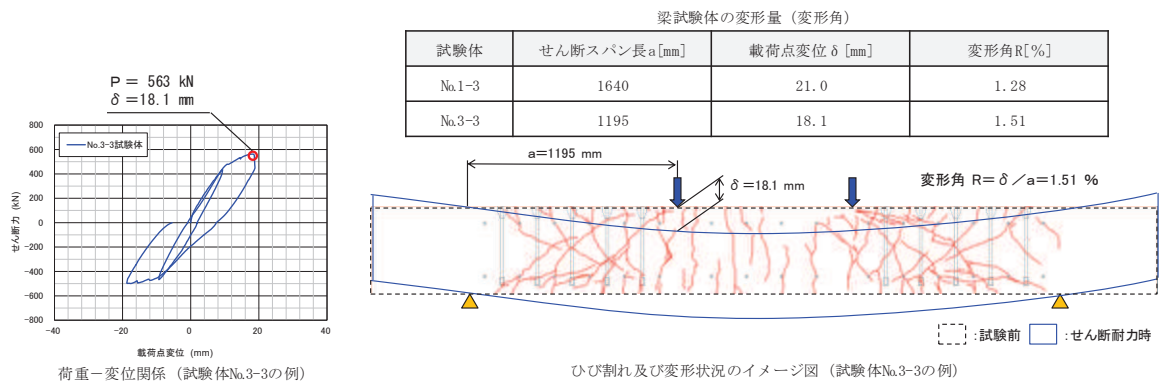


図 4-5 梁試験体の変形量

(10) XⅢ. 使用環境

建設技術審査証明報告書に、「CCb 補強工法によれば、相次ぐ地震によりその耐震補強の必要性が高まっている原子力施設などの重要地下構造物、高速道路、鉄道及び上下水処理施設などの地下構造物、また、水門あるいは堰の門柱・堰柱など、構造上、巻立て補強が適用できない構造物の耐震性能を改善することができる」と記載されており、原子力施設などの重要地下構造物及び女川 2 号機のような海水環境下よりも、より使用環境が厳しい下水処理施設を対象としていることから、女川 2 号機の屋外重要土木構造物等にも適用可能である。

また、4.7 に記載のとおり、CCb 工法については気中及び水中で数多くの施工実績があることが確認されており、硫酸等の影響を受ける腐食環境下にある下水道施設での施工実績もある。

よって、海水中よりも厳しい環境下での施工実績が確認できているため、使用環境として問題がないことを確認している。

(11) XⅣ. CCb を適用した部材のコンクリートの健全性

建設技術審査証明報告書の実験では、新規に供試体を作成しているが、女川 2 号機にて CCb により耐震補強を行った構造物については、東北地方太平洋沖地震 (2011 年 3 月 11 日) 及び宮城県沖の地震 (2011 年 4 月 7 日) により、建設時の基準地震動を一部周期帯で超過する地震動を経験していることから、部材の健全性を確認する。

CCb 工法のせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートが CCb 工法のせん断補強効果に悪影響を及ぼす状態にないことを確認する必要があることから、フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として、4.5 にて確認する。

(12) XV. PHb 工法（美浜 3 号機）との差異

PHb 工法と Ccb 工法の差異及び美浜 3 号機と女川 2 号機の適用性確認における差異を表 4-6 に示す。

表 4-6 に示すとおり，定着体の構造，対象部材，せん断耐力の設計法（ β_{aw} の設定），検討対象構造物（構造諸元，荷重形態）及び定着体部の状況に差異があることが確認できる。

これらのうち，定着体の構造及びせん断耐力の設計法（ β_{aw} の設定）については，PHb 工法と Ccb 工法で差異があるものの，建設技術審査証明報告書に合致していることを確認している。

しかしながら，対象部材，検討対象構造物（構造諸元，荷重形態）及び定着体部の状況については，建設技術審査証明報告書から確認できないことから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

(13) XVI. 増厚補強部への適用性*

建設技術審査証明報告書及び建設技術審査証明報告書の実験では，既設部材へ Ccb による耐震補強を行った後に増厚補強を行った部材を対象としていないことから，フロー③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認として，4.5 にて確認する。

注記*：詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目

表 4-6 PHb 工法（美浜 3 号機）と Ccb 工法（女川 2 号機）の差異（1/2）

確認項目		PHb工法 (美浜3号炉)	CCb工法 (女川2号炉)	差異の有無及び確認結果と概要	
工法の差異 (参考) 6-83	目的	<ul style="list-style-type: none"> 地震時荷重によるせん断破壊に対する補強工法として、使用している。 	<ul style="list-style-type: none"> 左に同じ。 	無	—
	定着体の構造	<ul style="list-style-type: none"> せん断補強筋の両端部にプレートを取り付けたもの。 プレートは、摩擦圧接により取り付けられている。 	<ul style="list-style-type: none"> せん断補強筋の両端部にファインセラミック製の定着体を取り付けたもの。 定着体とせん断補強筋は、ねじ節構造であり、ねじの噛合せ及びエポキシ樹脂により取り付けられている。 	有	<ul style="list-style-type: none"> ○ 定着体部に差異有り。 「VII. 使用材料（セラミック製定着体）」と同様、建設技術審査証明報告書に合致することを確認した。
	施工方法	<ul style="list-style-type: none"> 既設の鉄筋コンクリート構造物の表面からドリルにより削孔→孔内にPHbを挿入→充てん材で固定。 	<ul style="list-style-type: none"> 左に同じ（使用材料(PHbまたはCCb)の違いのみ）。 既設の鉄筋コンクリート構造物の表面からドリルにより削孔→孔内にCCbを挿入→充てん材で固定。 	無	—
	認定方法	<ul style="list-style-type: none"> 一般財団法人土木研究センターより建設技術審査証明を受けている。 	<ul style="list-style-type: none"> 左に同じ。 	無	—
	対象部材	<ul style="list-style-type: none"> 梁試験体として、棒部材（せん断スパン比*：a/d=2.7他）に加え、せん断スパン比が小さいディーブーム（a/d=1.19～1.58）についても性能確認試験を行っている。 PHb工法の性能確認は、梁試験体による正負交番載荷試験により確認している。 	<ul style="list-style-type: none"> 梁試験体として、棒部材（a/d=2.78）を対象に性能確認試験を行っている。 CCb工法の性能確認は、梁試験体による正負交番載荷試験により確認している。 	有	<ul style="list-style-type: none"> フロー③にて確認 各工法の性能確認方法に違いはないが、CCb工法の性能確認試験ではディーブームを対象とした試験を行っていない。
	せん断耐力の設計法① (せん断耐力の算出方法)	$V_{phb} = V_{awd} \times \beta_{aw}$ $V_{phb} : \text{PHbで負担されるせん断耐力}$ $V_{awd} : \text{PHbを通常のせん断補強鋼材とみなして求められるせん断耐力}$ $\beta_{aw} : \text{PHbのせん断耐力向上への有効性を示す係数}$	$V_{ccb} = V_{awd} \times \beta_{aw}$ $V_{ccb} : \text{CCbで負担されるせん断耐力}$ $V_{awd} : \text{CCbを通常のせん断補強鋼材とみなして求められるせん断耐力}$ $\beta_{aw} : \text{CCbのせん断耐力向上への有効性を示す係数}$	無	—
	せん断耐力の設計法② (β_{aw} の設定)	$\beta_{aw} = 1 - l_y / (2 \cdot S_{rb})$ $l_y : \text{定着長}$ $S_{rb} : \text{補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔}$ <ul style="list-style-type: none"> β_{aw}の上限値を、0.9としている。 	<ul style="list-style-type: none"> β_{aw}の算出式は、左に同じ。 β_{aw}の上限値は、ない。 	有	<ul style="list-style-type: none"> ○ β_{aw}の算定式に差異はないが、CCb工法はβ_{aw}に上限値なし。 建設技術審査証明報告書に合致することを確認した。

※：せん断スパン比a/d（a：支間長，d：有効高さ）

PHb工法に係る記載内容については、会合資料やHP等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 4-6 PHb 工法（美浜 3 号機）と Ccb 工法（女川 2 号機）の差異（2/2）

確認項目		PHb工法 (美浜3号炉)	CCb工法 (女川2号炉)		差異の有無及び確認結果と概要
(参考) 6-84 適用性確認における差異	適用性	<ul style="list-style-type: none"> 適用性確認のためのフローを設定している。 建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目については、個別に数値実験等を用いてせん断補強効果を確認している。 	<ul style="list-style-type: none"> 左に同じ。 		無 —
	検討対象 構造物① (構造諸元)	<ul style="list-style-type: none"> 構造物：海水ポンプ室 対象部材：底版 部材厚：2000mm 部材照査：梁に発生する断面力に対して照査を実施。 	① <ul style="list-style-type: none"> 構造物：取水路(漸拡部) 対象部材：隔壁 部材厚：1200mm 部材照査：梁に発生する断面力に対して照査を実施。 	② <ul style="list-style-type: none"> 構造物：軽油タンク室 対象部材：側壁 部材厚：1500mm 部材照査：版や壁部材に発生する断面力に対して照査を実施。 	有 フロー③にて確認 <ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では、版や壁部材（面部材）へCCb工法を適用しており、面内荷重と面外荷重が同時に作用することから、その影響について確認する必要がある。
	検討対象 構造物② (荷重形態)	<ul style="list-style-type: none"> 分布荷重系 	<ul style="list-style-type: none"> 集中荷重系 	<ul style="list-style-type: none"> 分布荷重系 	有 フロー③にて確認※ <ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では、CCbによりせん断補強を行っている部材位置を踏まえ、集中荷重系と分布荷重系の両方に着目し確認する。 ※：「V. 載荷方法」と同一の内容であることから、「V. 載荷方法」にて確認する。
	定着体部の 状況	<ul style="list-style-type: none"> PHbにより耐震補強を行っている海水ポンプ室及び海水管トレンチは、M-Φ曲線の第1折点（ひび割れ発生）程度であり、かぶりコンクリートに顕著なひび割れは発生せず、健全である。 	<ul style="list-style-type: none"> CCbにより耐震補強を行っている構造物は、主筋の降伏強度以下、M-Φ曲線の第2折点以下（主筋の降伏）または主筋のひずみが降伏ひずみ以下の範囲にてCCb工法を使用することとしており、部材にひび割れが発生する可能性がある。 		有 フロー③にて確認※ <ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉においては、主筋の降伏強度以下にてCCb工法を使用することとしているため、ひび割れ発生による定着機能への影響を確認する。 ※：「XI. ひび割れに対する定着機構の保持」と同一の内容であることから、「XI. ひび割れに対する定着機構の保持」にて確認する。

他サイトの情報に係る記載内容については、会合資料やHP等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

4.5 ③建設技術審査証明報告書の適用範囲外の項目に対するせん断補強効果の確認

4.5.1 せん断補強効果の確認内容

4.3 で抽出した適用性確認項目のうち、4.4 の建設技術審査証明報告書の適用範囲から確認できなかった項目について、4.5.2 以降において、数値解析による検証及び建設技術審査証明報告書の実験の確認等により、せん断補強効果が期待できることを確認する。確認する項目を以下に示す。

- (1) 部材諸元
- (2) 載荷方法
- (3) せん断ひび割れ抑制効果の確認
- (4) ひび割れに対する定着機能の保持
- (5) Ccb を適用した部材のコンクリートの健全性
- (6) PHb 工法（美浜 3 号機）との差異
- (7) 増厚補強部への適用性*

注記＊：詳細設計を踏まえ適用性の確認を補足する項目

4.5.2 せん断補強効果の確認

- (1)部材諸元、(2)載荷方法、(3)せん断ひび割れ抑制効果の確認

女川 2 号機で Ccb により耐震補強を行った構造物の多くが、部材諸元（部材厚、せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度）や載荷方法が建設技術審査証明報告書に記載の実験と異なっているにもかかわらず、せん断ひび割れを抑制し、せん断補強効果を期待できるかを数値解析により確認する。

数値解析の詳細については、添付資料 2 「女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に示す。添付資料 2 に示すとおり、建設技術審査証明報告書の実験条件と異なる項目である (1)～(3) の項目においても、Ccb 工法が適用可能であること及びせん断ひび割れ抑制効果があることを確認した。併せて、終局荷重時においても特異なひび割れや変形が発生しないことを確認した。

- (4) ひび割れに対する定着機能の保持

女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れ（曲げひび割れ、面内せん断力に伴う高角度の貫通ひび割れ及びディープビームに生じる 45 度を超える高角度のひび割れ）が Ccb の定着体部やその周囲に生じても、定着機能が保持されることを確認する。

詳細は、添付資料 3 「女川 2 号機におけるひび割れに対する定着機能保持の検討」に示す。添付資料 3 に示すとおり、女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物に発生する可能性があるひび割れが、Ccb の定着体部やその周囲に実験と性状が異なるひび割れとして生じても、定着機能が保持されていることを建設技術審査証明報告書の実験との対比から確認した。

なお、建設技術審査証明報告書の実験は、せん断耐力を確認するための実験であることから、曲げ降伏させないよう主鉄筋に高強度の鉄筋（SD490）を使用しており、せ

ん断破壊時における主鉄筋のひずみは、表 4-7 に示すとおり、降伏ひずみ未満の 2363 μ まで確認されている。これらを踏まえ、主鉄筋に SD345 を用いている女川 2 号機において Ccb により耐震補強を行った構造物については、応答値として主鉄筋のひずみが降伏ひずみ (1725 μ) 未満又は応力が降伏強度 (345N/mm²) 未満であることを確認する。

確認例として、取水路 (漸拡部) の評価結果 (基準地震動 S s - D 2 による照査結果) を示す。取水路 (漸拡部) は、部材非線形解析 (M- ϕ モデル) により評価していることから、M- ϕ 曲線の第 2 折点 (主鉄筋の降伏に相当) 以下であることを確認する。図 4-6 に示すとおり、応答値を M- ϕ 曲線上にプロットすると M- ϕ 曲線の第 1 折点 (ひび割れ発生) 付近であり、主鉄筋は降伏していないため Ccb 工法が適用可能であることがわかる。

表 4-7 梁試験体に生じた鉄筋ひずみ

項 目		備 考
鉄筋ひずみ	2363 μ *	降伏ひずみ : 2450 μ (SD490)

注記* : コンクリートの引張応力を無視し、縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとして算出した。

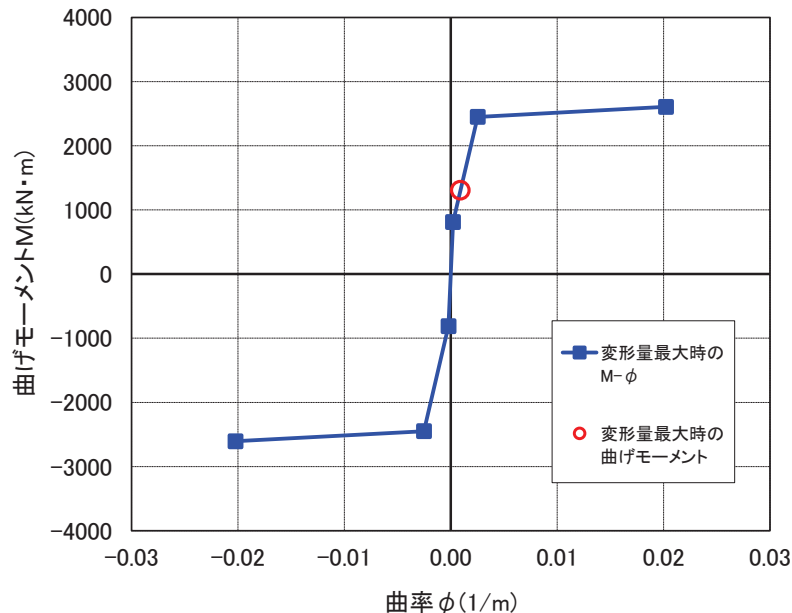


図 4-6 取水路 (漸拡部) の M- ϕ 曲線

(5) Ccb を適用した部材のコンクリートの健全性

Ccb 工法のせん断補強効果を発揮するためには、コンクリートが健全である必要があることから、ひび割れ状況及び圧縮強度試験によりコンクリートの健全性を確認する。

詳細については、添付資料4「女川2号機におけるコンクリートの健全性の検討」に示す。添付資料4に示すとおり、地震後（東北地方太平洋沖地震（2011年3月11日）及び宮城県沖の地震（2011年4月7日））のひび割れ状況及び構造物から採取したコンクリートコアの圧縮強度試験結果から、Ccbにより耐震補強を行った構造物の既設コンクリートの状態が、Ccbのせん断補強効果を発揮できる状況にあることを確認した。

(6) PHb 工法（美浜3号機）との差異

表4-6に示すとおり、Ccb工法ではディープビームを対象とした性能確認試験を行っていないこと、及び女川2号機では面内荷重を面外荷重が同時に作用する部材も対象としていることから、これらの適用性について確認する。

詳細については、添付資料5「ディープビーム的な破壊に対するCcb工法の適用性の検討」及び添付資料6「面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCcb工法の適用性の検討」に示す。

添付資料5に示す、ディープビーム的な破壊形態が想定される部材への適用性については、「応力の負担機構」、「設計における保守性」及び「ひび割れの影響」の観点から整理を行い、女川2号機においてCcbを用いる部材については棒部材式を用いてせん断力に対する評価を行うことに加え、せん断耐力と設計せん断力に対する比（以下、「照査値」という。）を0.8程度に抑える設計上の配慮を行うこと、及びディープビーム的な破壊形態において発生する可能性のある高角度のひび割れについても実験によりCcbの補強効果が発揮されることが確認されていることから問題ない。更には、ディープビームを対象とした模型実験を実施し、ディープビームにおいてもCcb工法によりせん断補強効果が発揮され、棒部材式で算定されるせん断耐力を上回ることを確認した。

添付資料6に示す、面内荷重と面外荷重が作用する部材へのCcb工法の適用性については、「設計の考え方」及び「ひび割れの影響」の観点から整理を行い、面内荷重及び面外荷重に対する設計上の負担する荷重の観点及び面内荷重により発生するひび割れは、建設技術審査証明報告書の実験で同等のひび割れが生じても、せん断補強効果を確認していることが確認されていることから問題はない。更には、面内荷重と面外荷重が同時に作用する面部材を対象とした数値解析（三次元静的材料非線形解析）を実施し、面内荷重が作用してもCcbへ悪影響がなく、Ccbにより十分なせん断補強効果が得られていることを確認した。

(7) 増厚補強部への適用性

女川 2 号機において Ccb による耐震補強を行った部材に増厚補強を行った部材が、せん断補強効果を発揮することを確認する。

詳細は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す。「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示すとおり、Ccb による補強部材と増厚部材を二次元静的材料非線形解析により解析し、せん断補強効果が発揮され、新設した増厚部材と一体となつてせん断耐力が得られることを確認した。

4.6 ④Ccb の施工精度に影響を与える項目の確認

Ccb 工法によるせん断補強においては、施工精度の低下により計画どおり施工できなかった場合、期待するせん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある。そのため、施工精度に影響を与える項目を抽出し、施工精度の低下やせん断補強効果に大きな影響を与えないことを確認する。以下に、抽出した項目を示す。

- ① 削孔方法
- ② 削孔角度
- ③ 削孔位置
- ④ グラウトの充てん性

4.6.1 削孔方法

Ccb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、その削孔方法としてはレッグハンマードリル又はコンクリートコアドリルの使用が主となっている。コンクリートコアドリルは設置面に強固に固定でき、掘削方向と掘削深さを精度良く確保することが容易であることから、原子力発電所施設では主にコンクリートコアドリルでの削孔を採用している。

また、削孔時に既存鉄筋の切断を回避するため、既存鉄筋干渉時にコンクリートコアドリルの回転を停止させる鉄筋センサーの使用を標準装備としている（図 4-7 参照）。

なお、削孔においては表 4-8 のとおり、施工精度を確保するために管理基準を設けている。

表 4-8 削孔に関する品質管理基準

管理項目	管理内容	規格値	管理頻度
一般部の削孔長	メジャーによる計測	0mm ≤ 設計値 ≤ 20mm かつ、削孔先端から埋込側表面までの厚さ 50mm 以上	全数
一般部の削孔径 拡幅部の削孔長及び 削孔径	セラミックキャップバー (CCb) による計測	CCb が完全に挿入できること	

4.6.2 削孔角度

CCb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、削孔角度に誤差が生じた場合、CCb のせん断補強効果に影響が及ぶ可能性がある。そのためコンクリートコアドリルを専用架台に設置し、ドリルの鉛直方向、水平方向が削孔面に対して垂直となるよう水平器、金尺等で確認し削孔することにより、削孔角度のばらつきが生じる可能性を低減させる。

また、「建設技術審査証明報告書 技術名称 あと施工型せん断補強用無機系モルタルカプセル及びせん断補強筋「RMA」(建技審証第 1203 号)」ではコンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験を実施している(図 4-8 参照)。コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験では、幅 1200mm × 高さ 600mm × 長さ 1200mm のコンクリートブロック 4 体を削孔し、削孔位置のずれを確認している。コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果を、表 4-9 に示す。女川 2 号機の CCb により耐震補強を行った構造物のうち、最大部材厚は 1500mm である。削孔角度誤差を換算すると、長さ 1200mm, 2400mm は 0.72° , 長さ 3600mm で 0.66° となり、コアドリルによる長尺削孔は十分精度があることが示されている。



図 4-7 削孔状況

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 4-8 試験概要図

表 4-9 コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.6.3 削孔位置

CCb 挿入計画位置をドリルにより削孔するが、部材内部に障害物があり計画位置で削孔できず CCb を計画どおり配置できない可能性がある。その場合は、付近を再削孔し CCb を挿入することで設計上必要な鉄筋量を確保する。再削孔し CCb を配置する際は、4.4 に示す記載事項を満足するものとする。なお、図 4-9 に示すせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図のとおり、再削孔する際は削孔計画位置（赤丸）から位置をずらし、せん断補強効果に影響のない位置に削孔することが可能である。再削孔の際、新たに別の鉄筋に干渉してしまう可能性があることから、孔を隣接させて削孔することが可能なコンクリートコアドリルを使用し、再削孔時の精度向上を図る。

以上より、削孔位置に変更が生じて必要鉄筋量を確保できるためせん断補強効果に影響を及ぼさない。

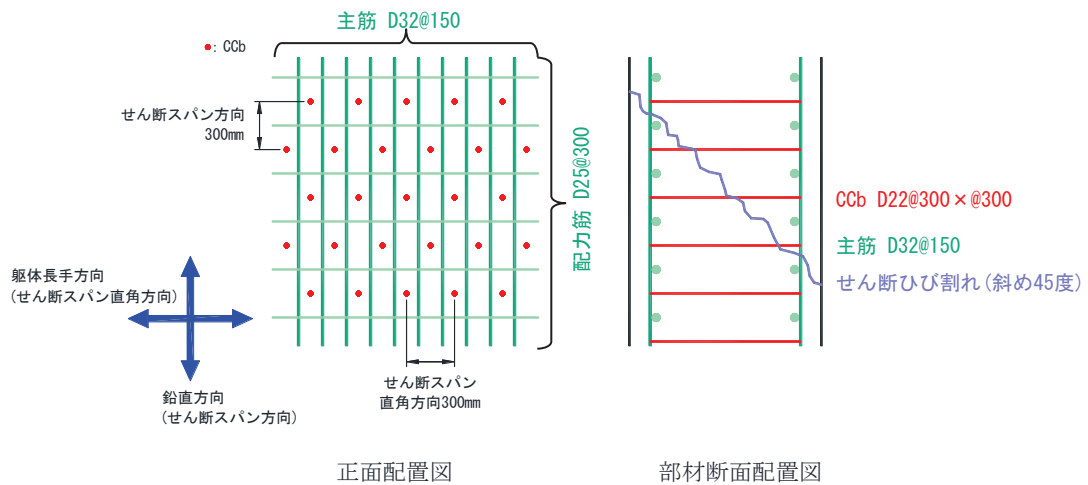


図 4-9 取水路（漸拡部）のせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図

4.6.4 グラウトの充てん性

グラウトの充てん性については、グラウト充てん性確認実験により、削孔内に設置したCCbの先端定着部までグラウトが密実に充てんされ、CCbとコンクリート躯体が一体となっていることを確認している。以下に、建設技術審査証明報告書に記載されているグラウト充てん性確認実験の内容を示す。

グラウト充てん性確認実験は、①先充てん工法（横向き）、②先充てん工法（下向き）、③先充てん工法（上向き）、④後充てん工法（上向き）にて実施されている（図4-10参照）。

なお、グラウト充てんでは残留エアが施工品質に影響を与えることから、高流動グラウトを使用する横向き施工においては、残留エアの有無をかき出しにより確認しており、残留エアが無いことを全数確認している。

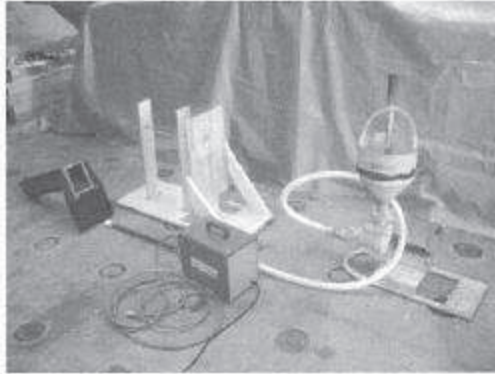
① 先充てん工法（横向き）

先充てん工法（横向き）の場合、コンクリート躯体面に養生用治具を止水剤、接着剤等で設置し、グラウト貯留槽を真空ポンプと吸盤で固定する。そして、グラウトポンプを用いて、掘削孔の先端からエアを追出すようにグラウトを充てんし、削孔部分およびグラウト貯留槽部分にグラウトを満たす。その状態で「セラミックキャップバー（CCb）」を挿入することにより、エア抜きホースを残置すること無く、「セラミックキャップバー（CCb）」の挿入およびその周囲へのグラウトの充てんを行う。

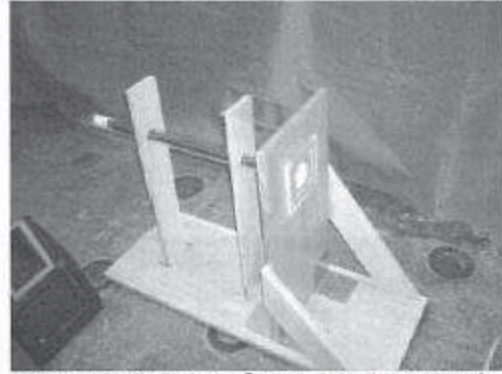
写真Ⅱ-4.9～写真Ⅱ-4.11に示すように、グラウトが充てんされた削孔内に「セラミックキャップバー（CCb）」を抵抗無く挿入でき、エア抜きホースを残置することなく、「セラミックキャップバー（CCb）」の先端定着部までグラウトが充てんできることを、アクリル模型およびRC部材を用いた施工試験により確認した。また、実際の施工では、ほぼ水平となるように削孔することが可能であるが、アクリル模型の先端を2°以上、上に傾けた状態でのグラウトの充てん確認試験を実施し、孔内後端部の上部の角部にエアが残留した場合でも、エア抜き工具を用いて残留エアの有無の確認と除去が可能であることを確認している（写真Ⅱ-4.10）。

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
（建設技術審査証明報告書より抜粋）（1/10）

グラウトはブレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を加えてハンドミキサーで練り混ぜるだけで所定の性質のものが使用できるので、最小限の設備と人員での「セラミックキャップバー (CCb)」の横向きの設置が可能である。



試験器具一式



アクリル模型への「セラミックキャップバー (CCb)」の仮設置



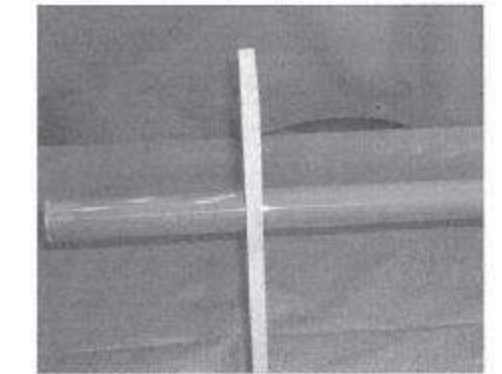
グラウトの充てん状況



グラウトの充てん状況 (先端)



「セラミックキャップバー (CCb)」の挿入



先端部の充てん状況

写真Ⅱ-4.9 アクリル模型によるグラウト充てん性確認実験 (横向き)

図4-10 グラウトの充てん性確認実験
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/10)