

資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	資料 7-1
2. 評価条件	資料 7-1
2.1 適用規格	資料 7-1
2.2 耐震評価フロー	資料 7-3
2.3 地震時荷重算出断面の選定	資料 7-6
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 7-13
2.5 地盤物性値	資料 7-13
2.7 地下水位	資料 7-19
3. 地震応答解析	資料 7-21
3.1 地震応答解析手法	資料 7-21
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 7-24
3.2.1 解析モデル領域	資料 7-24
3.2.2 境界条件	資料 7-26
3.2.3 構造物のモデル化	資料 7-32
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 7-39
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 7-39
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 7-39
3.3 減衰定数	資料 7-43
3.4 荷重の組合せ	資料 7-55
3.4.1 機器・配管荷重	資料 7-56
3.4.2 外水圧	資料 7-59
3.4.3 積載荷重	資料 7-60
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 7-61
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 7-61
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 7-69
4. 三次元構造解析	資料 7-73
4.1 解析手法	資料 7-73
4.2 解析モデルの設定	資料 7-74
4.2.1 構造物のモデル化	資料 7-74
4.2.2 地盤ばね要素	資料 7-77
4.2.3 材料の非線形特性	資料 7-79
4.3 照査時刻の選定	資料 7-84
4.4 入力荷重	資料 7-85
4.4.1 常時荷重	資料 7-87
4.4.2 慣性力	資料 7-89
4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力	資料 7-90
5. 評価内容	資料 7-91

5.1	入力地震動の設定	資料 7-91
5.2	許容限界の設定	資料 7-120
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 7-120
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 7-123
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 7-129
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 7-130
6.	評価結果	資料 7-131
6.1	地震応答解析結果	資料 7-131
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 7-131
6.1.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 7-140
6.1.3	作用荷重分布図	資料 7-143
6.1.4	最大せん断ひずみ分布	資料 7-145
6.2	三次元構造解析結果	資料 7-148
6.2.1	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 7-151
6.2.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 7-156
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 7-163
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 7-163
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 7-173
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 7-177
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	資料 7-181
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 7-184
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 7-184
6.4.2	MMR（既設）	資料 7-185
7.	まとめ	資料 7-209

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース..... 資料 7- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 資料 7- (参考) 2-1
- 参考資料 3 断層交差部の影響評価..... 資料 7- (参考) 3-1
- 参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について..... 資料 7- (参考) 4-1

: 本日の説明範囲

参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について


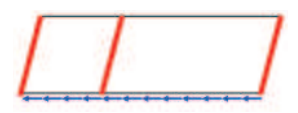
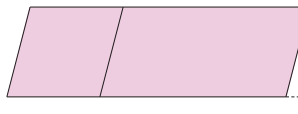
1. はじめに

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、軽油タンク室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡値（照査時刻包絡値）と全時刻における地震時荷重の包絡値（全時刻包絡値）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、軽油タンク室の耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底版間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

2. 確認手順

軽油タンク室は、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、69 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

軽油タンク室の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 3 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、軽油タンク室の耐震評価で選定した照査時刻包絡値（3 時刻の地震時荷重の包絡値）と全時刻包絡値の深度分布を比較し、照査時刻包絡値と全時刻包絡値の大小関係を確認する。照査時刻包絡値が全時刻包絡値を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が軽油タンク室の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、軽油タンク室が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

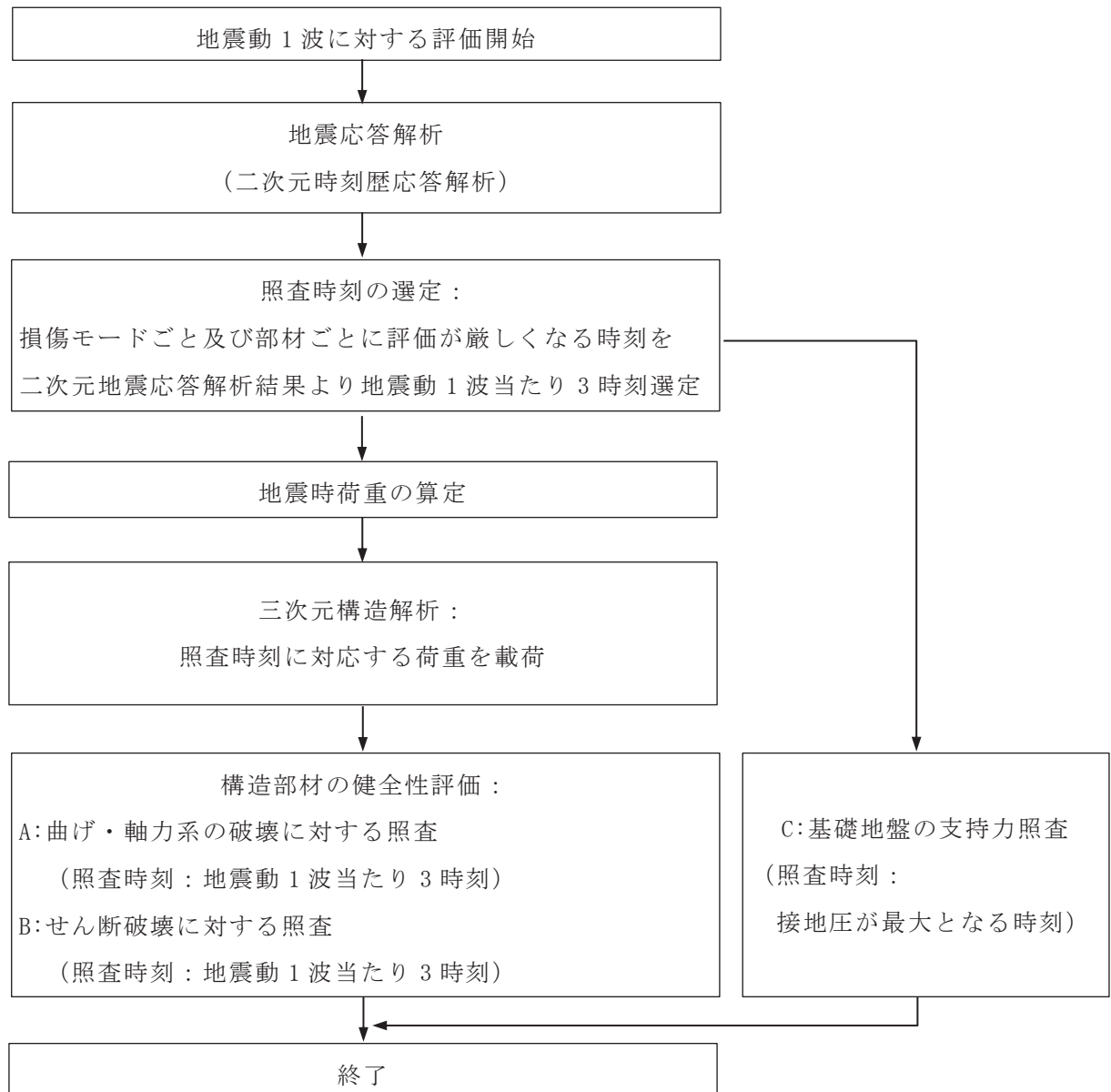


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

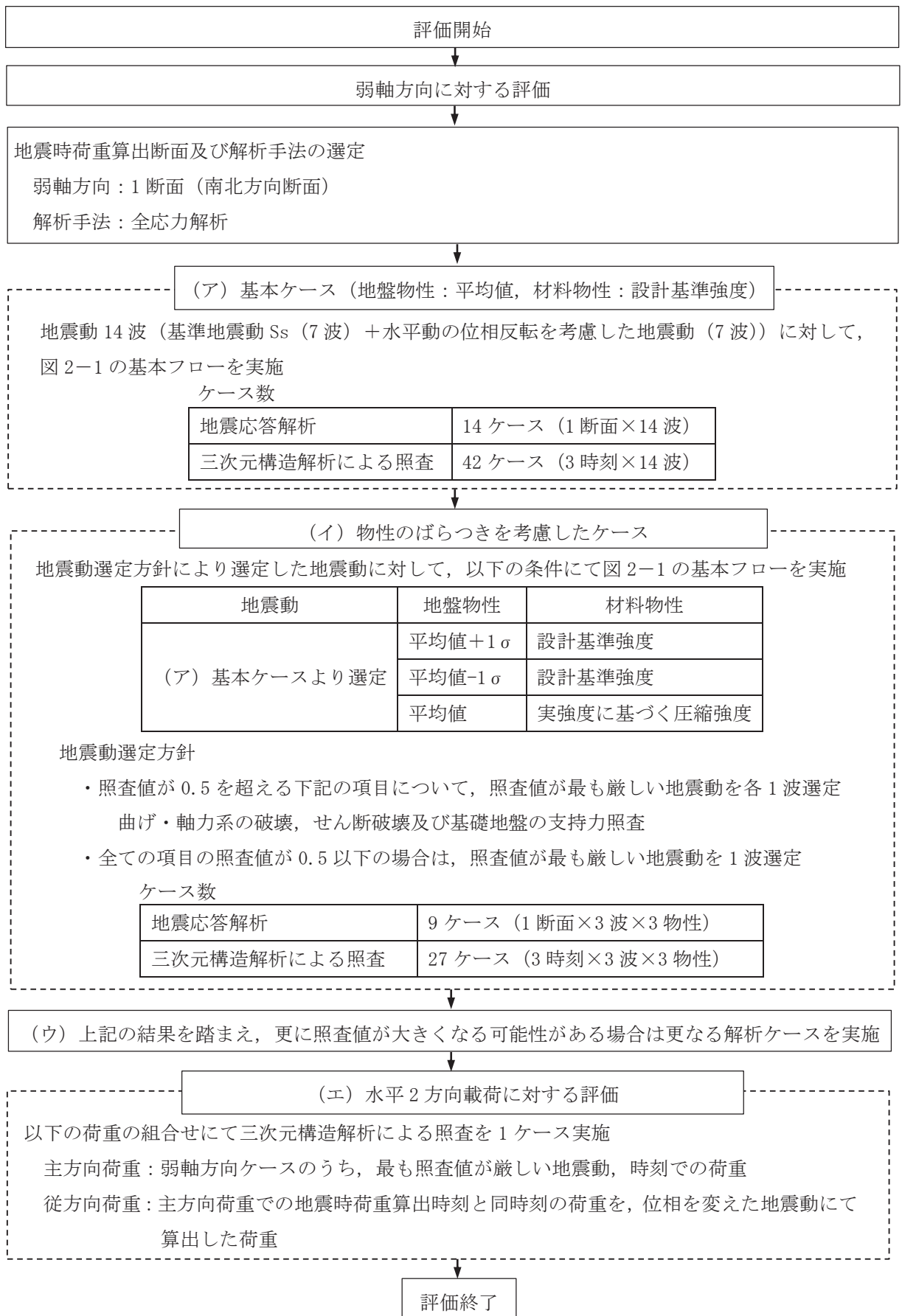
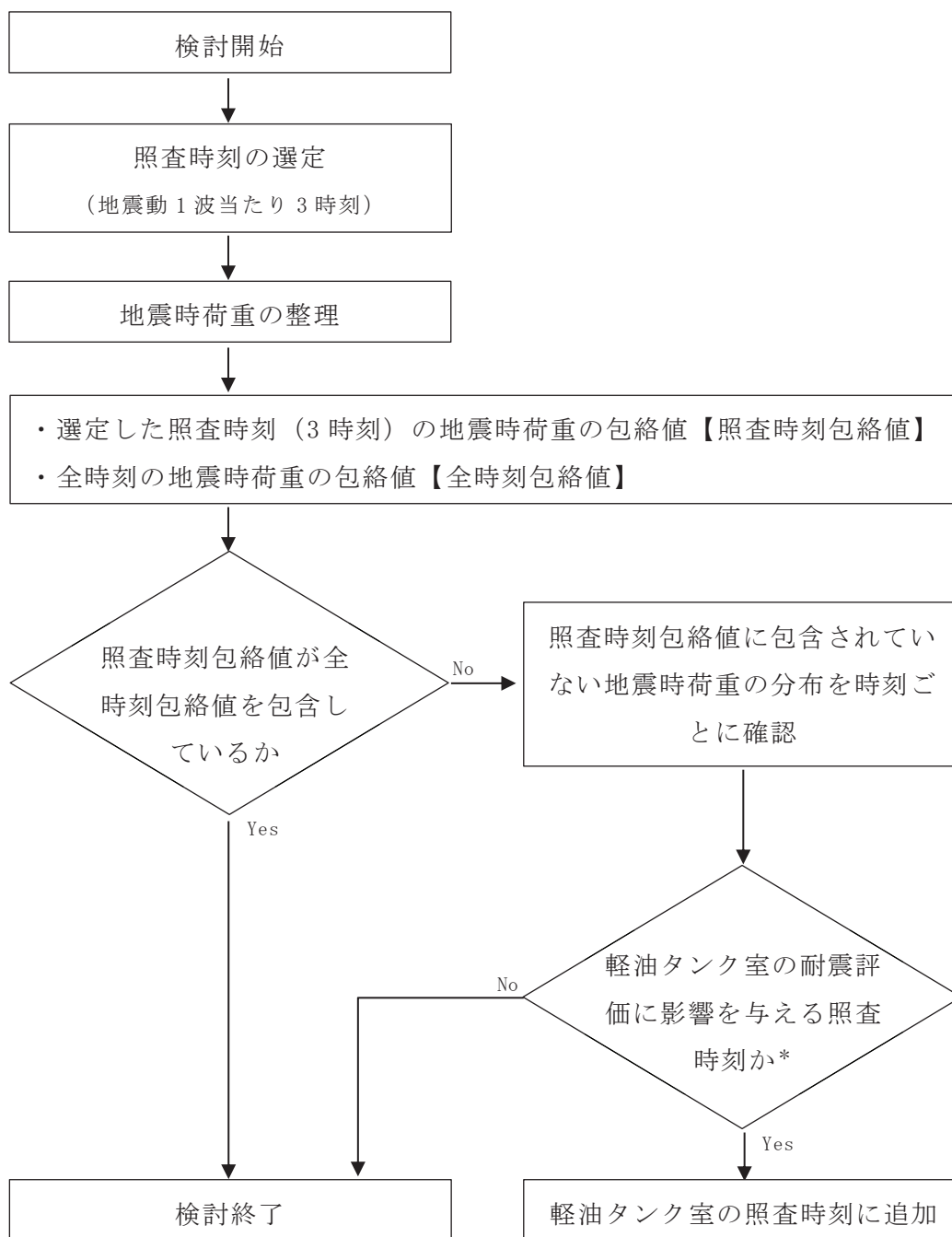


図 2-2 耐震評価フロー（軽油タンク室の三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

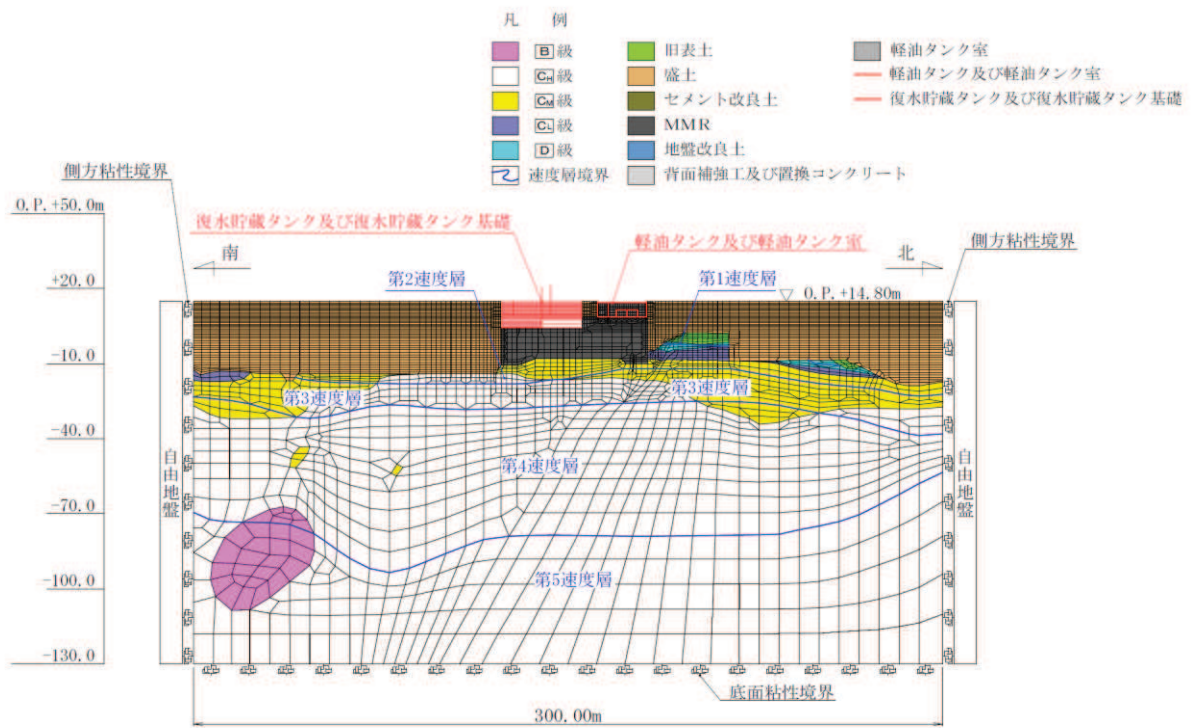
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

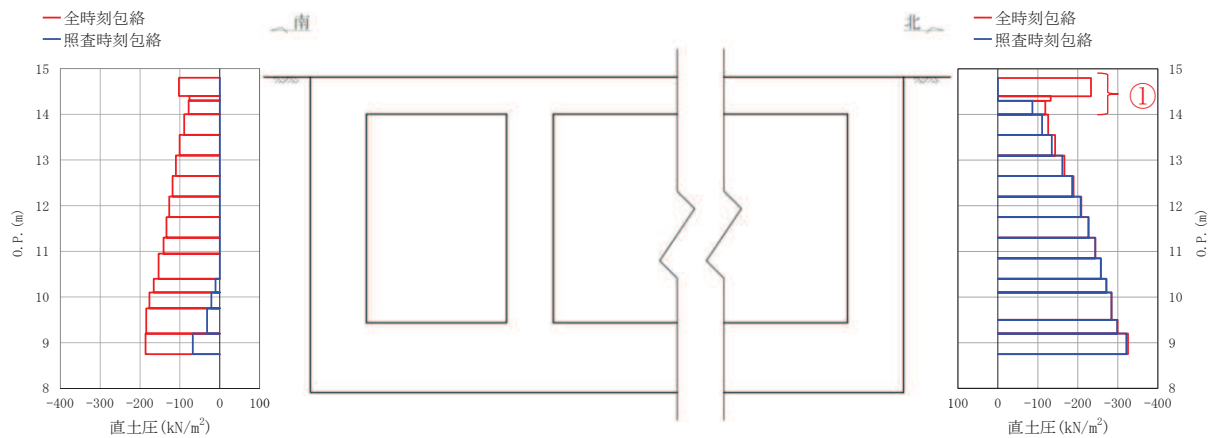
軽油タンク室の耐震評価において選定した、地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較を行う。地震時荷重は、地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし、確認用の地震動は、「資料7 6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい $S_s - D2(++)$ とする。

地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較結果を図3-1に示す。図3-1に示すように、軽油タンク室は弱軸である南北方向断面により耐震評価を行っており、南側に復水貯蔵タンク基礎が位置することから北側の盛土による土圧が支配的となるため、南側と比較して北側に作用する土圧が大きく、選定した照査時刻においても、北側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時荷重の比較については、作用土圧が大きい北側において、全時刻包絡値とおおむね一致していることが確認できるが、頂版付近の一部で照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所（図3-1に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較

3.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。

図 3-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡値との差が大きい範囲は以下に示す、頂版付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）となる。

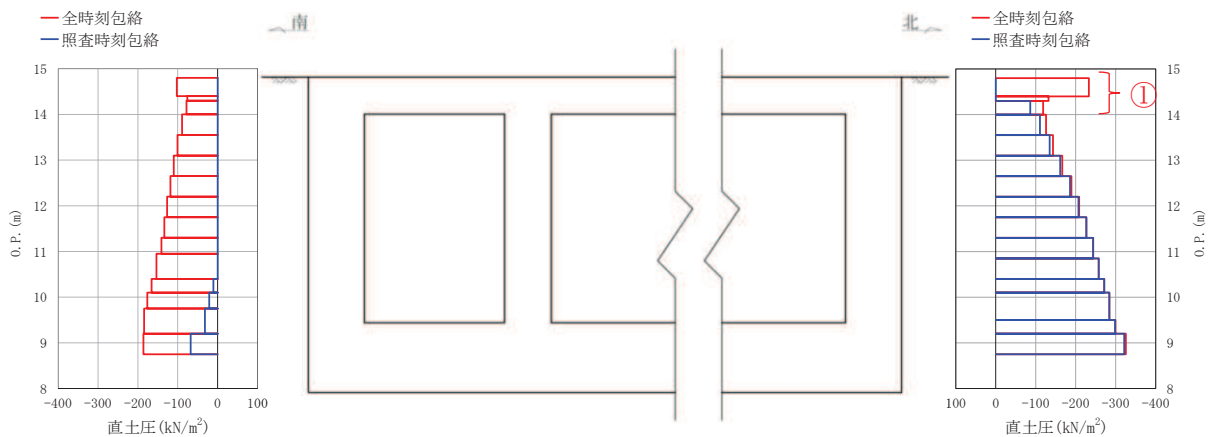
① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近

3.2.1 「① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25.13 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡値との比較結果を図 3-2 に示す。

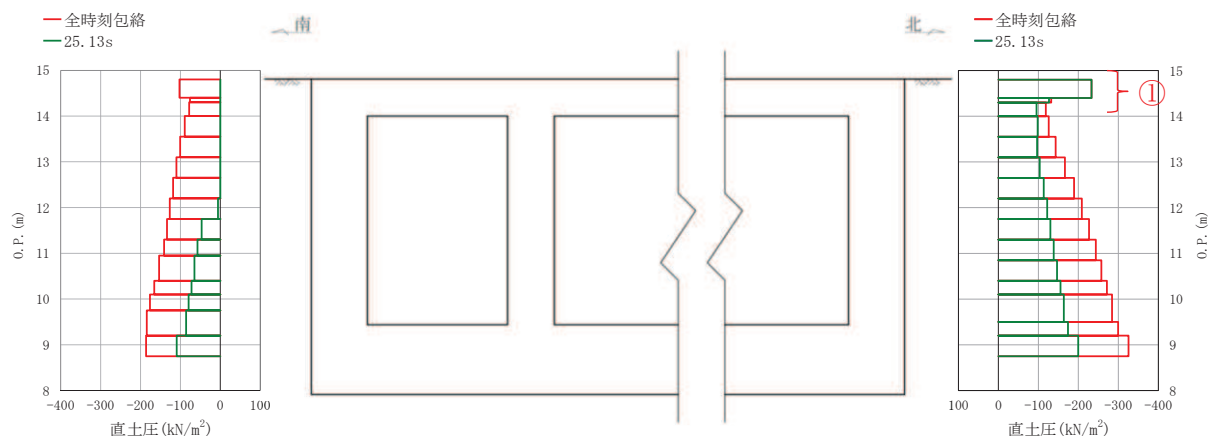
図 3-2 に示すとおり、北側の 0.P.+14.8m～0.P.+14.0m の頂版付近で 25.13 秒が包含しているが、0.P.+14.0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該荷重による軽油タンク室への耐震評価に影響はない。よって、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図3-1の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +14.8m～O.P. +14.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、25.13秒の時刻を抽出。

全時刻包絡値と抽出時刻（25.13秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（25.13秒）の地震時荷重（緑）を比較した結果、北側のO.P. +14.8m～O.P. +14.0mの頂版付近で25.13秒が包含しているが、O.P. +14.0m以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表1-1の時刻1）を選定していることから、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図3-2 荷重比較図（図3-1の地震時土圧分布図を上段に再掲）

4. まとめ

軽油タンク室の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、軽油タンク室の耐震評価で選定した3時刻の地震時荷重の包絡値と全時刻の地震時荷重の包絡値との比較を行った。全時刻の包絡値と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底版間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。よって、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

資料8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価

目 次

1.	評価方法	資料 8-1
2.	評価条件	資料 8-1
2.1	適用規格	資料 8-1
2.2	耐震評価フロー	資料 8-3
2.3	地震時荷重算出断面の選定	資料 8-6
2.4	使用材料及び材料の物性値	資料 8-11
2.5	地盤物性値	資料 8-11
2.6	評価構造物諸元	資料 8-16
2.7	地下水位	資料 8-18
3.	地震応答解析	資料 8-20
3.1	地震応答解析手法	資料 8-20
3.2	地震応答解析モデルの設定	資料 8-23
3.2.1	解析モデル領域	資料 8-23
3.2.2	境界条件	資料 8-25
3.2.3	構造物のモデル化	資料 8-29
3.2.4	隣接構造物のモデル化	資料 8-34
3.2.5	地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 8-34
3.2.6	ジョイント要素の設定	資料 8-35
3.3	減衰定数	資料 8-38
3.4	荷重の組合せ	資料 8-48
3.4.1	機器・配管荷重	資料 8-49
3.4.2	外水圧	資料 8-52
3.4.3	積載荷重	資料 8-53
3.5	地震応答解析の解析ケース	資料 8-54
3.5.1	耐震評価における解析ケース	資料 8-54
3.5.2	機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 8-60
4.	三次元構造解析	資料 8-64
4.1	解析手法	資料 8-64
4.2	解析モデルの設定	資料 8-65
4.2.1	構造物のモデル化	資料 8-65
4.2.2	地盤ばね要素	資料 8-69
4.3	照査時刻の選定	資料 8-70
4.4	入力荷重	資料 8-71
4.4.1	常時荷重	資料 8-73
4.4.2	慣性力	資料 8-75
4.4.3	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 8-76
5.	評価内容	資料 8-77

5.1	入力地震動の設定	資料 8-77
5.2	許容限界の設定	資料 8-106
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 8-106
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 8-107
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 8-108
6.	評価結果	資料 8-109
6.1	地震応答解析結果	資料 8-109
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 8-109
6.1.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果.....	資料 8-118
6.1.3	作用荷重分布図	資料 8-121
6.1.4	最大せん断ひずみ分布.....	資料 8-123
6.2	三次元構造解析結果	資料 8-125
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 8-140
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 8-140
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 8-147
6.3.3	水平 2 方向載荷による評価結果.....	資料 8-151
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 8-153
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 8-153
6.4.2	MMR（新設）	資料 8-155
7.	まとめ	資料 8-160

参考資料

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて・・・資料 8- (参考) 1-1

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 2-1

参考資料 3 断層交差部の影響評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 3-1

: 本日の説明範囲

参考資料 3 断層交差部の影響評価

1. 評価方法

軽油タンク室 (H) は断層と交差する構造物であることから、敷地内に分布する断層が軽油タンク室 (H) の耐震性に与える影響について検討を行う。軽油タンク室 (H) の断層交差部における影響検討では、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する。

2. 評価条件

2.1 評価対象断面の選定

「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「4.9 軽油タンク室 (H)」に基づき、SF-2①断層及び SF-2②断層に対して概ね直交し、両断層がマンメイドロック (以下「MMR という。」) に接している南北方向の断面を選定する。

評価対象断面地質図を図 2-1 に示す。

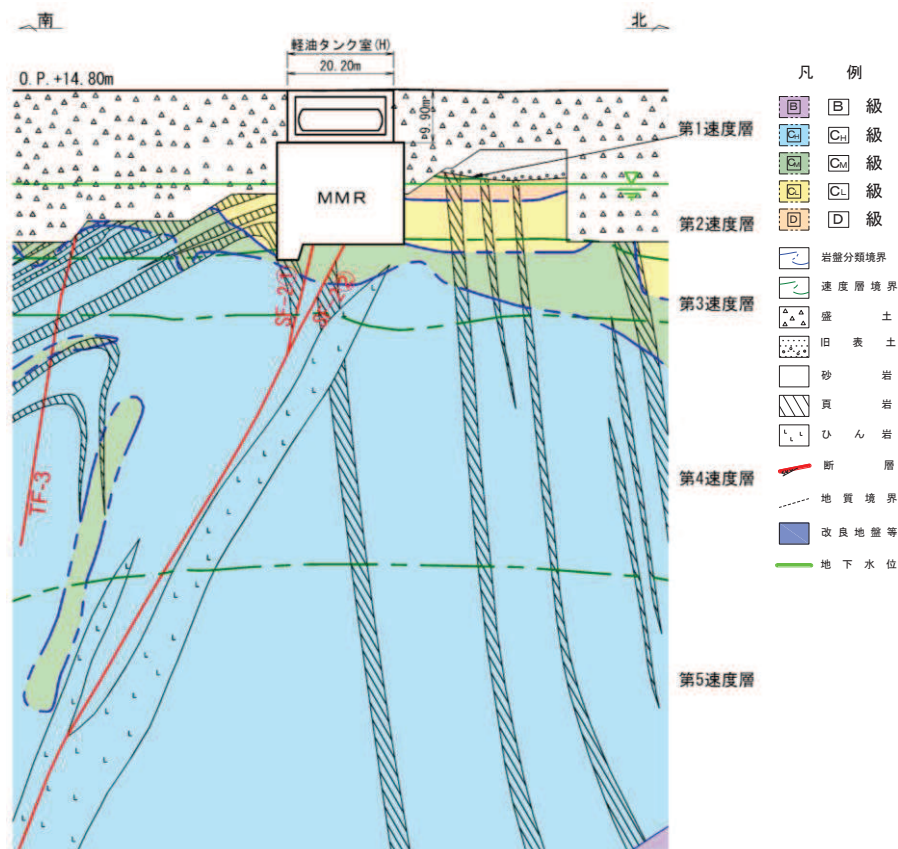


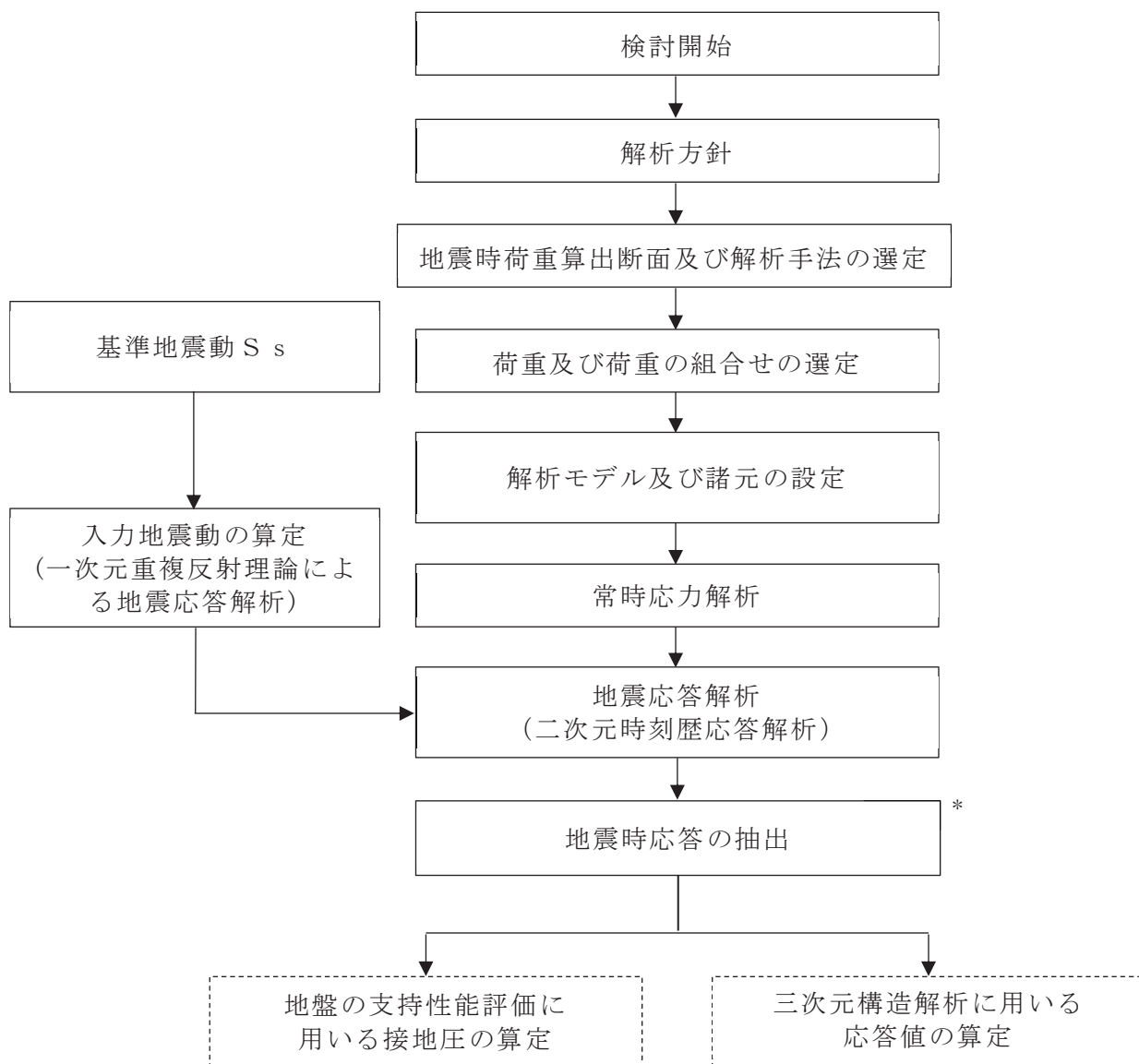
図 2-1 軽油タンク室 (H) の評価対象地質断面図 (南北)

2.2 使用材料及び材料の物性値等

使用材料及び材料の物性値は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」、地盤物性値は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「2.6 地盤物性値」、評価構造物諸元は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「2.7 評価構造物諸元」、地下水位は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「2.8 地下水位」と同様とする。

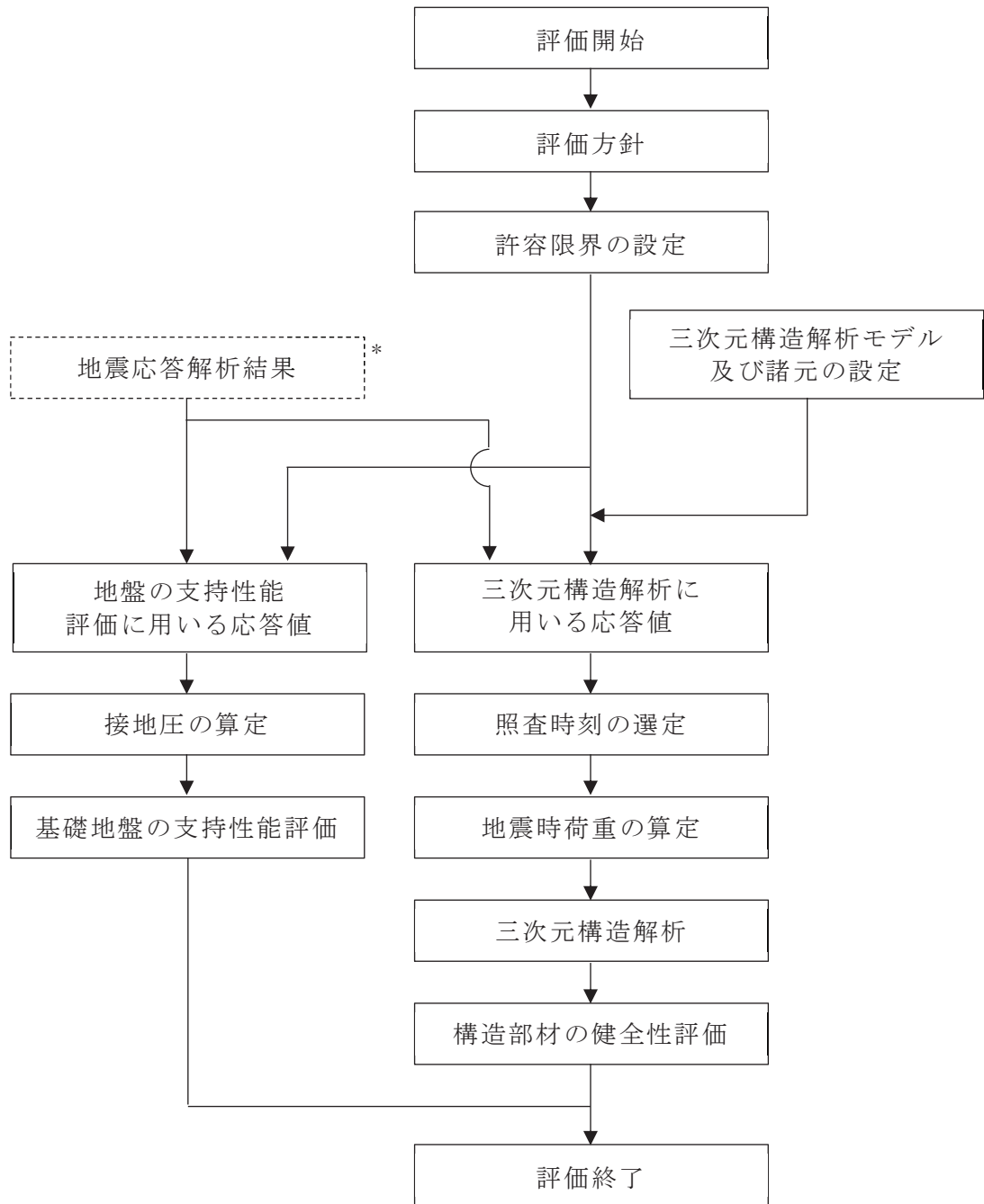
2.3 耐震評価フロー

軽油タンク室 (H) の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-2及び図2-3に示す。



注記*：耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-2 軽油タンク室 (H) の地震応答計算フロー



注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-3 軽油タンク室 (H) の耐震評価フロー

2.4 適用規格

「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「2.1 適用規格」と同様とする。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「3.1 地震応答解析手法」と同様とする。

3.2 地震応答解析モデルの設定

女川原子力発電所第 2 号機における屋外重要土木構造物等の断層交差部の断層評価においては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 4 断層交差部の影響評価」における「1. 断層が接する構造物の抽出」に既述の通り、地質観察により断層の影響を否定できない領域をすべて断層幅として保守的に評価している。

構造物へ与える影響は、構造物直下の粘土状物質の断層幅が支配的と考えられるものの、断層の挙動は深部まで連続する断層が一体となって変形することから、深部での断層幅も考慮しモデル化する断層幅を決定する。つまり、直下の粘土状物質の幅と深部を含めた断層の平均幅のうち大きい方を用いる。

表 3-1 に示すように、軽油タンク室 (H) の SF-2①断層及び SF-2②断層と交差する南北断面は、SF-2①断層については、モデル化領域の地質調査より得られた断層の平均幅が大きいいため、平均幅 115mm を用い、SF-2②断層については、構造物直下の粘土状物質の幅が大きいいため、粘土状物質の幅 700mm を用いて評価を行う。

二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すべて粘土状物質によりモデル化する。なお、解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値は「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 4 断層評価部の影響評価」に示す。

二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、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、軽油タンク室 (H) の解析でモデル化する断層は層厚が薄いことから、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 3-1 及び式 3-2 のとおり設定する。表 3-2 に影響評価を行う断層幅及びモデル化方法の一覧を示す。

断層以外については、「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「3.2 地震応答解析モデルの設定」に基づきモデル化する。地震応答解析モデルを図 3-1 に示す。

$$\text{せん断ばね} : k_s = \frac{G}{t} \quad \dots \text{(式3-1)}$$

$$\text{垂直ばね} : k_n = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{t} \quad \dots \text{(式3-2)}$$

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 3-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層

構造物	断層	構造物直下の粘土状物質の幅 (mm)	モデル化領域の断層の平均幅 (mm)
軽油タンク室 (H)	SF-2②断層	700	205
	SF-2①断層	110	115

注：赤枠は評価対象として選定した断層

表 3-2 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-2②断層	700	ジョイント要素
	SF-2①断層	110	ジョイント要素

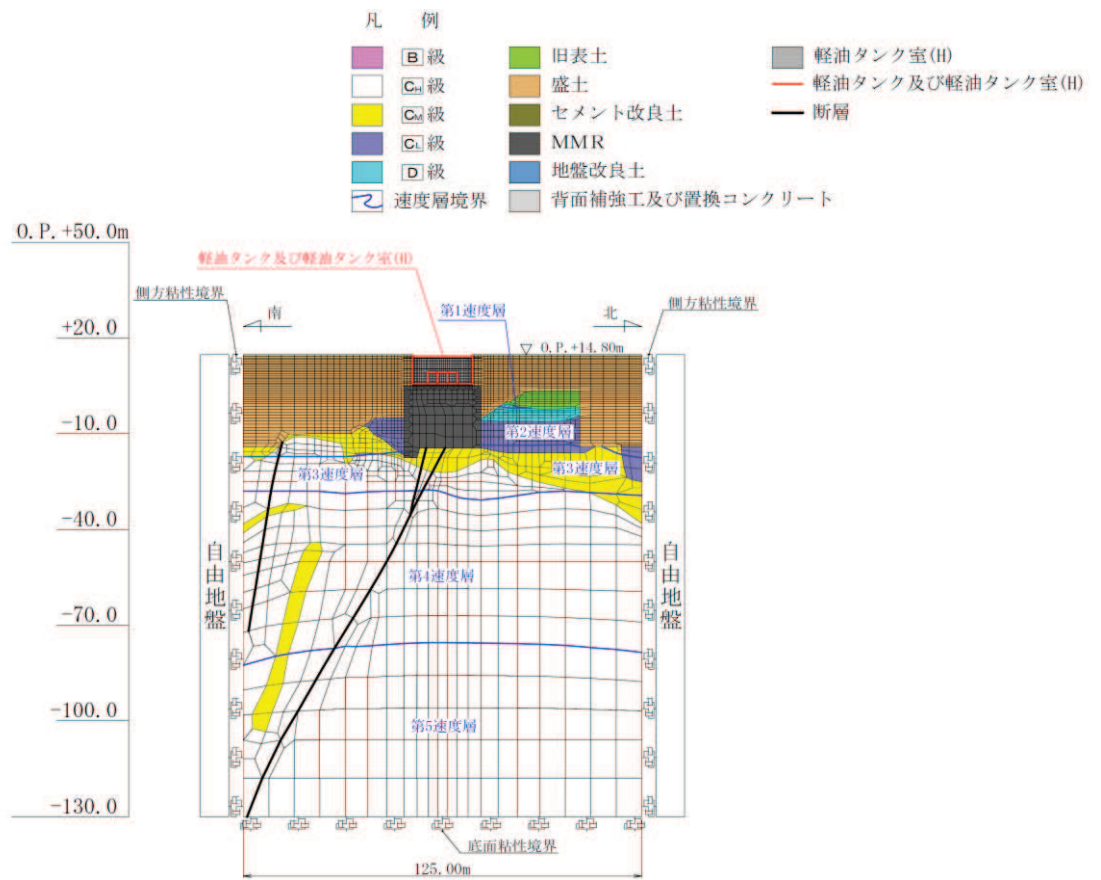


図 3-1 軽油タンク室 (H) の地震応答解析モデル図 (南北)

3.3 減衰定数

減衰定数は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「3.3 減衰定数」に基づき設定する。

固有値解析結果の一覧を表 3-3 に、固有値解析におけるモード図を図 3-2 に、係数 α 、 β を表 3-4 に、固有値解析に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-3 に示す。

表 3-3 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.514	5	0	48.36	10.85	1次として採用
2	1.675	8	1	38.42	-13.38	—
3	2.222	9	1	10.74	-13.04	—
4	2.514	9	1	20.30	13.99	—
5	2.818	10	1	16.90	3.95	—
6	3.037	12	2	29.30	-11.06	—
7	3.190	12	2	-5.07	-4.46	—
8	3.272	13	2	-22.24	-15.07	—
9	3.435	13	2	-3.95	-2.52	—
10	3.679	15	2	30.12	0.12	—

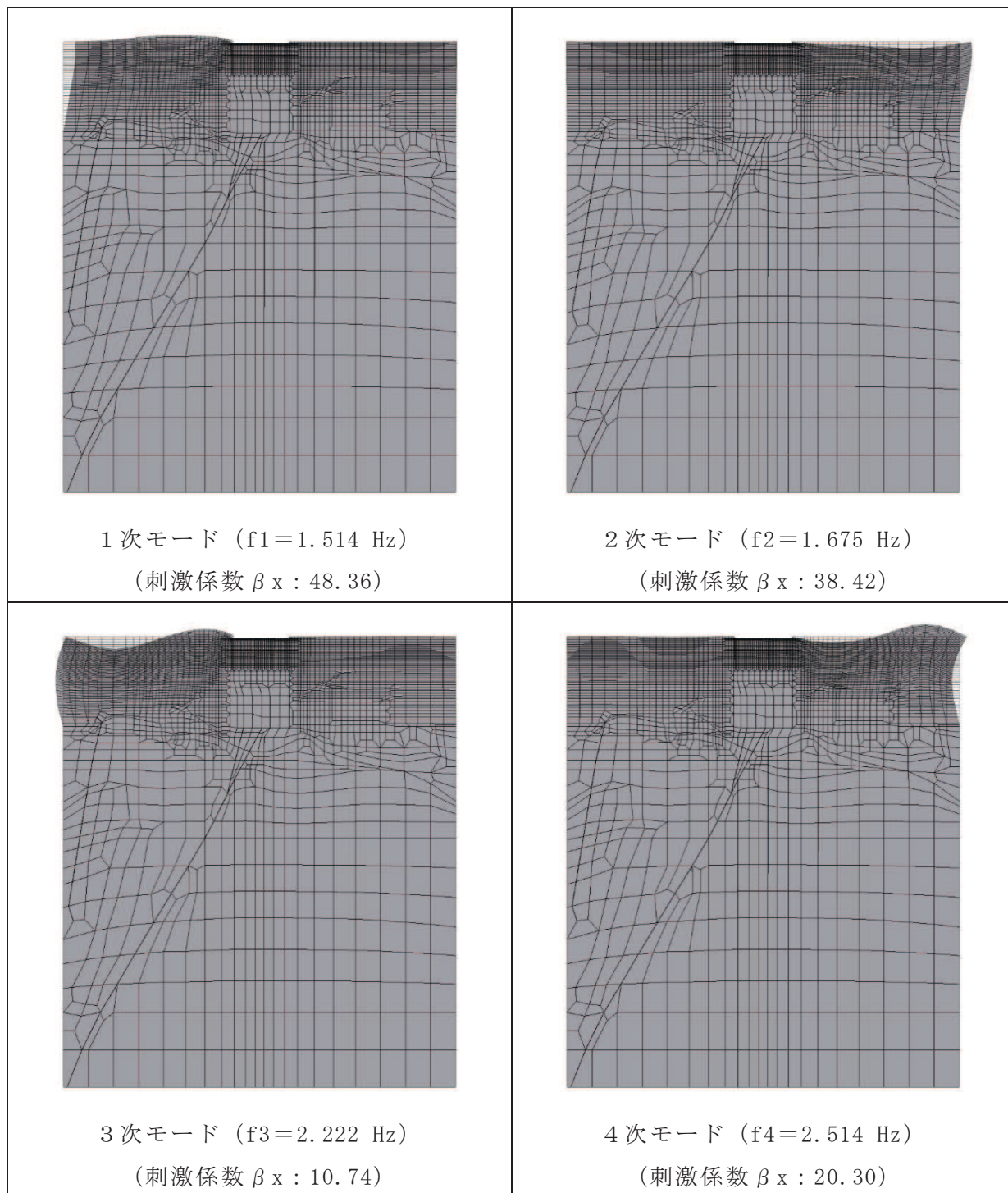


図 3-2(1) 固有値解析結果 (モード図)

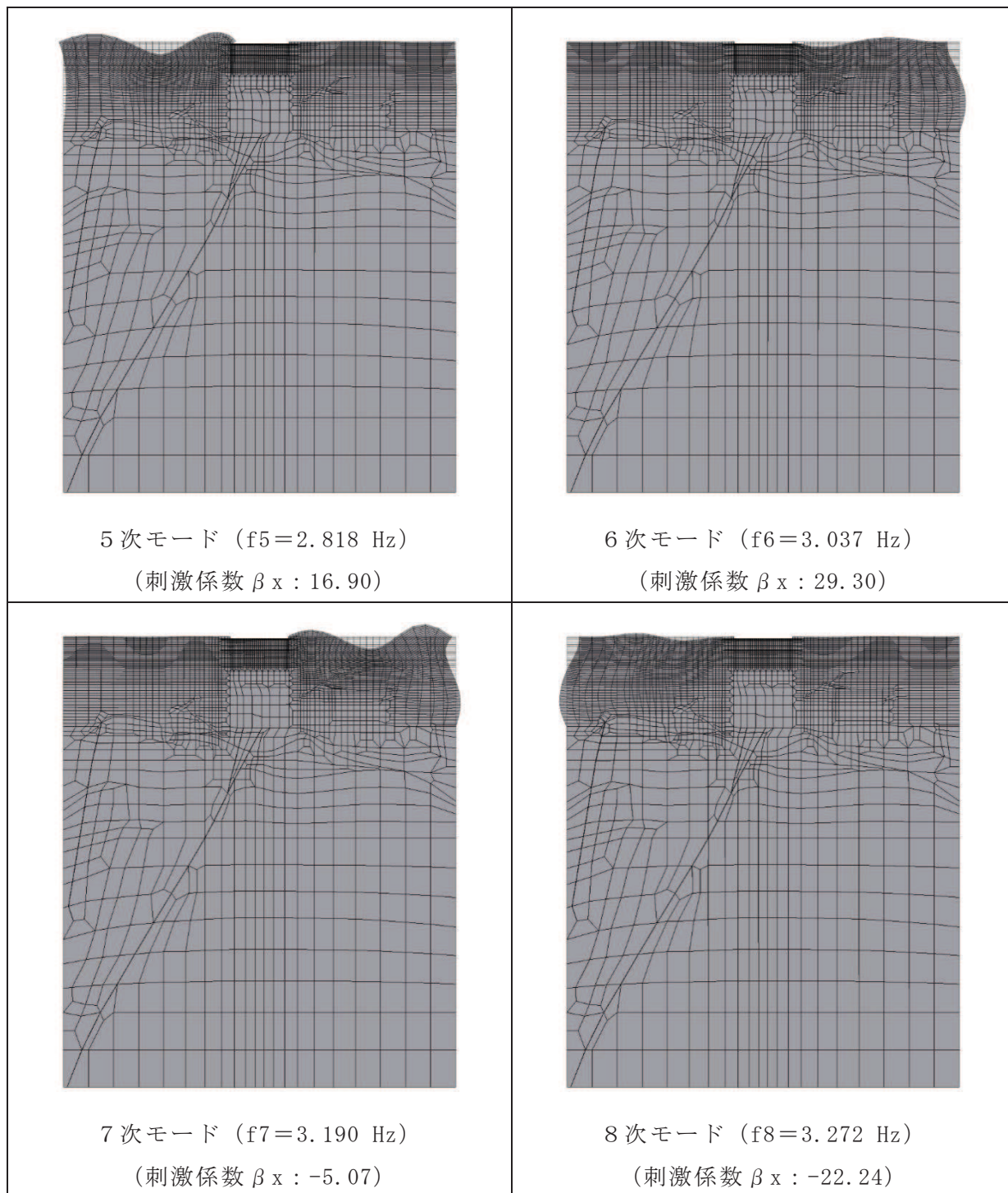


図 3-2(2) 固有値解析結果 (モード図)

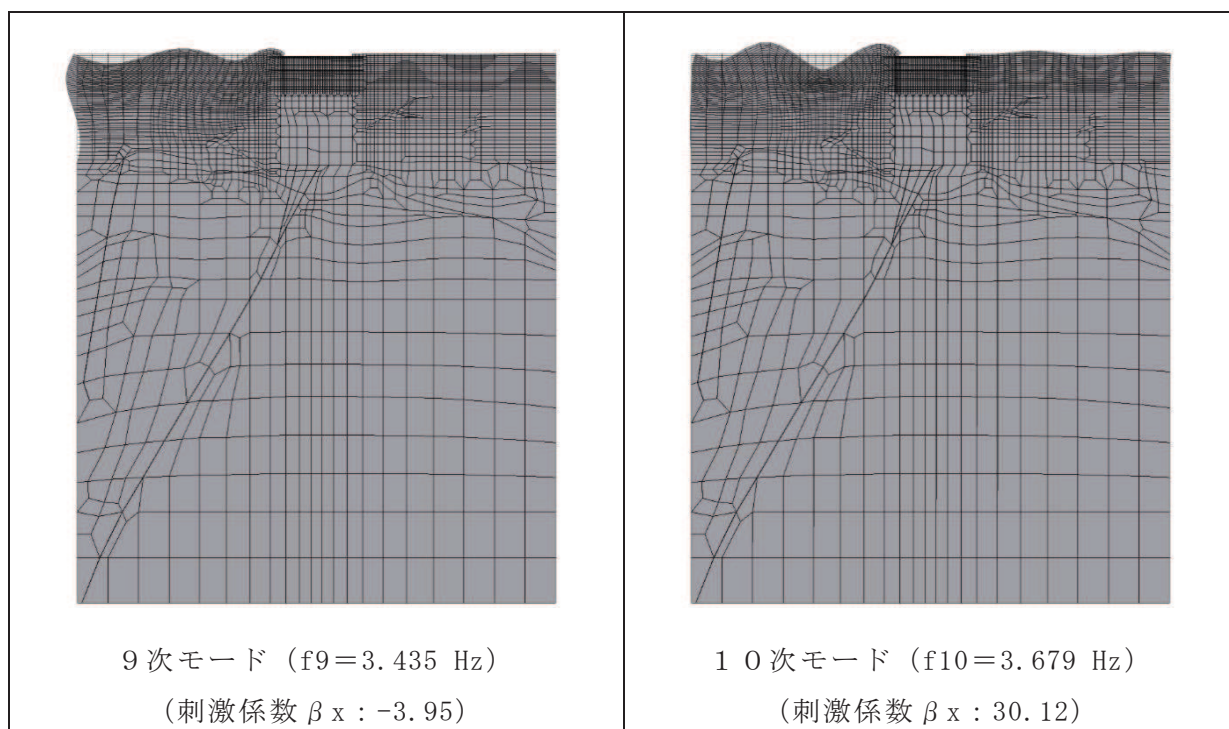


図 3-2(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 3-4 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
2.854×10^{-1}	1.051×10^{-3}

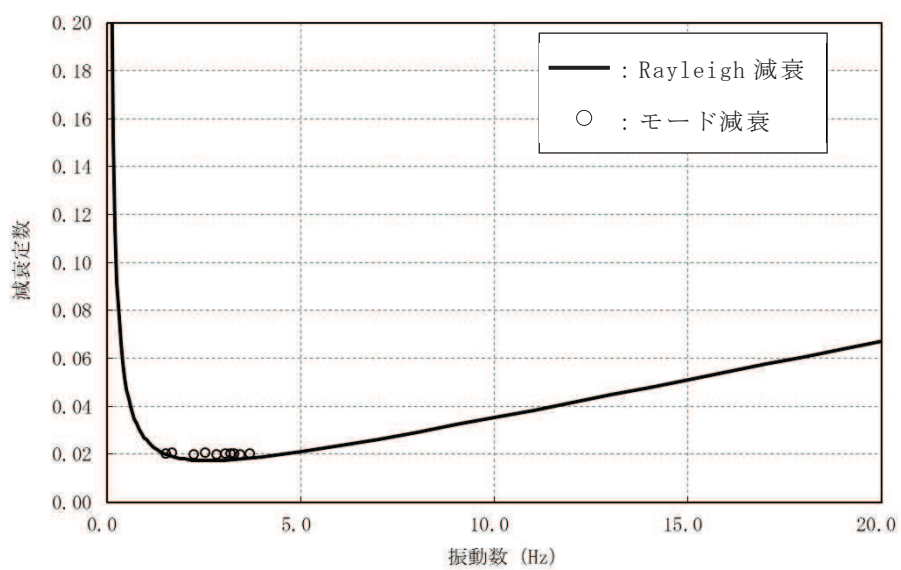


図 3-3 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「3.4 荷重の組合せ」と同様とする。

3.5 地震応答解析の解析ケース

断層交差部の耐震評価においては、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 (7波) を加えた全14波を用いて基本ケース (ケース①) を実施する。

4. 三次元構造解析

「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「4. 三次元構造解析」と同様とする。

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「5.1 入力地震動の設定」と同様とする。

5.2 許容限界の設定

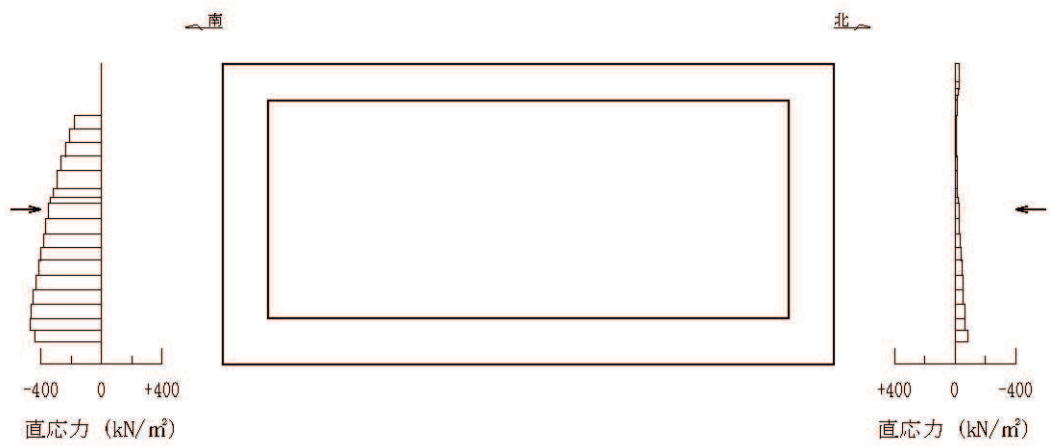
「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」のうち「5.2 許容限界の設定」と同様とする。

6. 評価結果

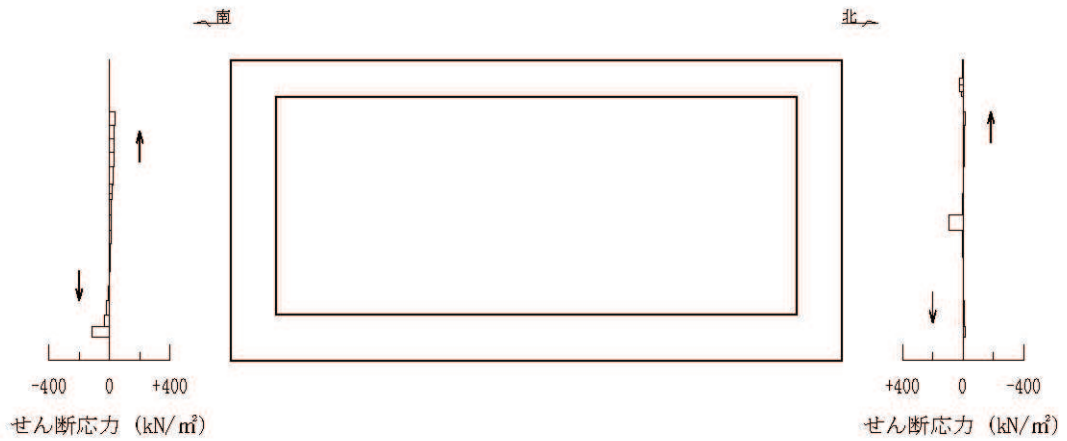
6.1 地震応答解析結果

6.1.1 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 6-1 及び図 6-2 に示す。



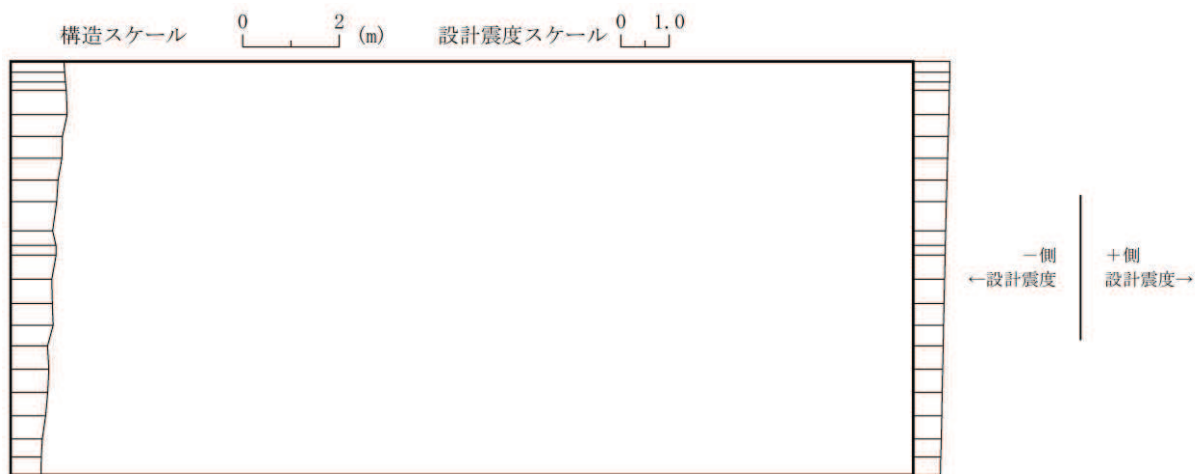
直応力



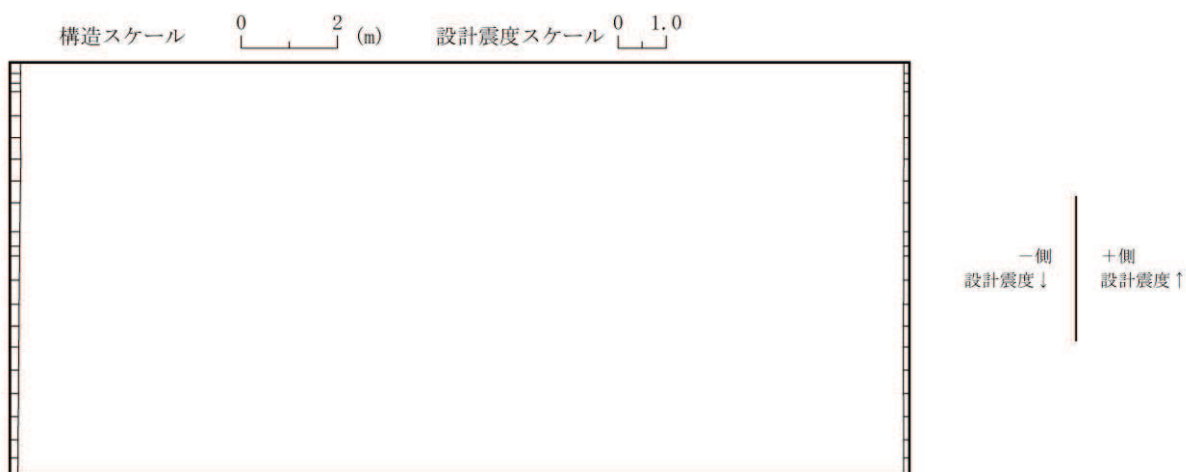
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース①, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75s$)



設計水平震度



設計鉛直震度

図 6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース①, $S_s - F3$ (++) , $t = 27.75s$)

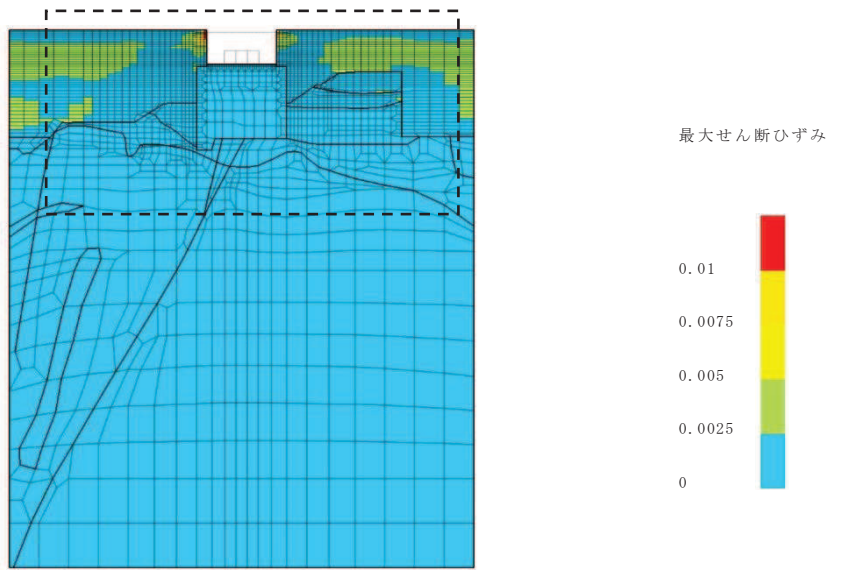
6.1.2 最大せん断ひずみ分布

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で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

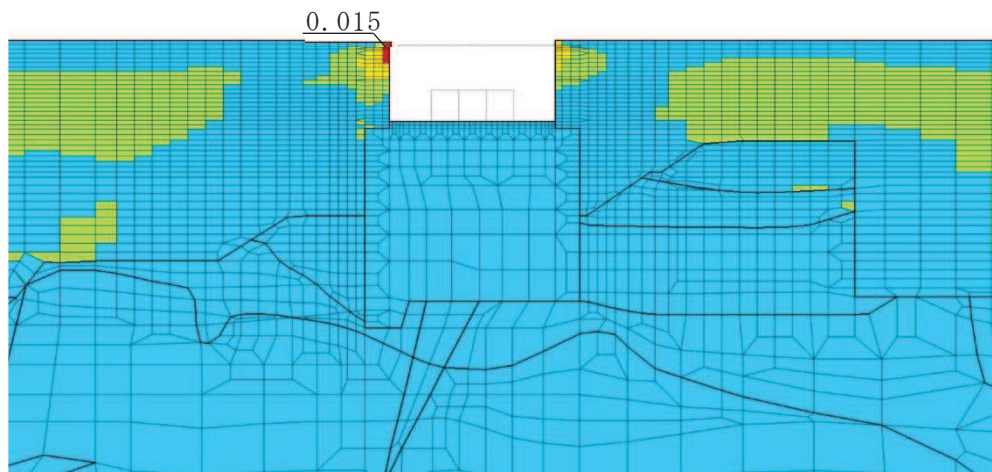
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-1 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-1 最大照査値を示すケースの一覧

評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース①	ケース①
S s - F 3 (++)	S s - F 3 (++)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

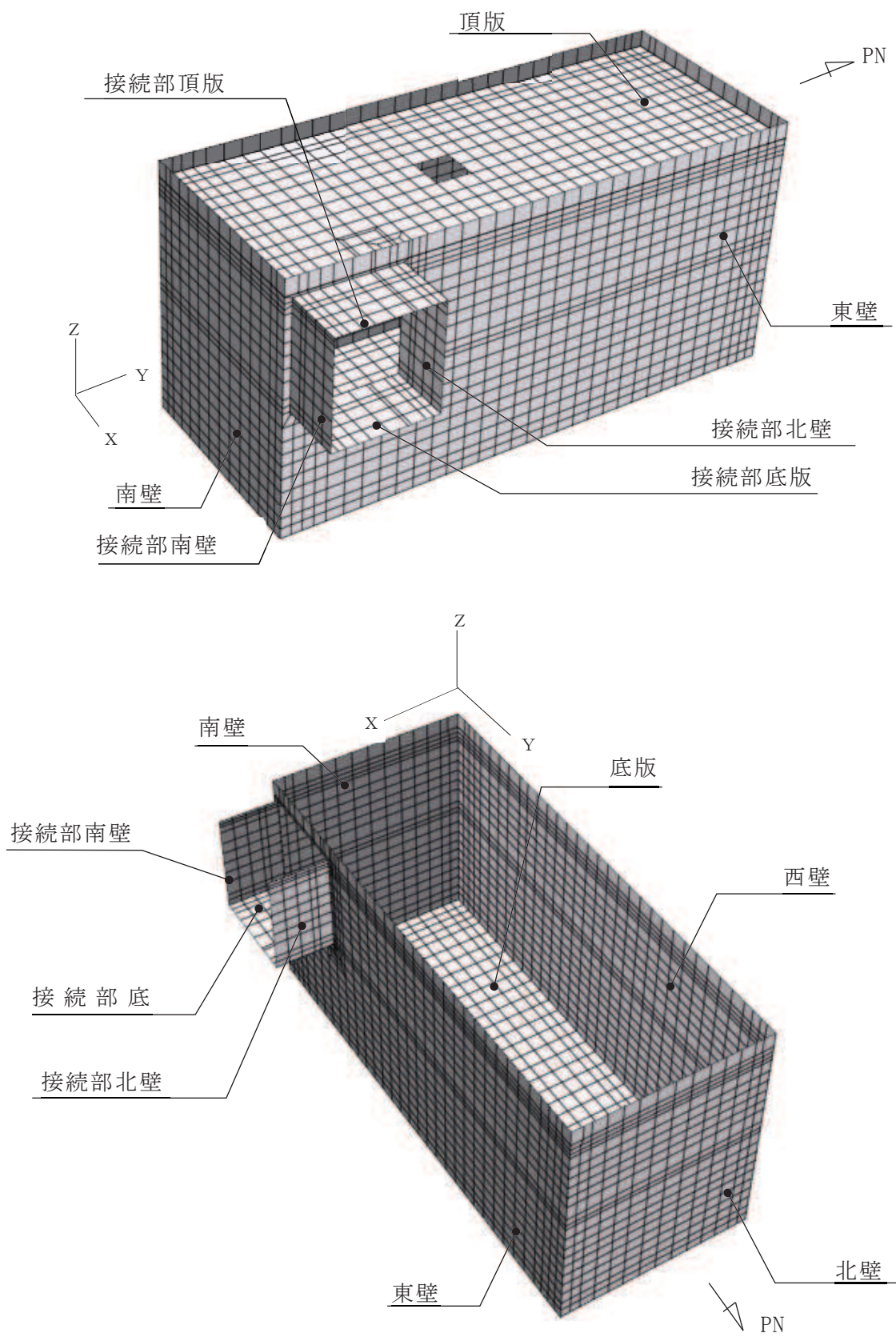
図 6-3 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)
(解析ケース①, $S_s - F_3$ (++))

6.2 構造部材の健全性に対する評価結果

6.2.1 解析ケースと照査値

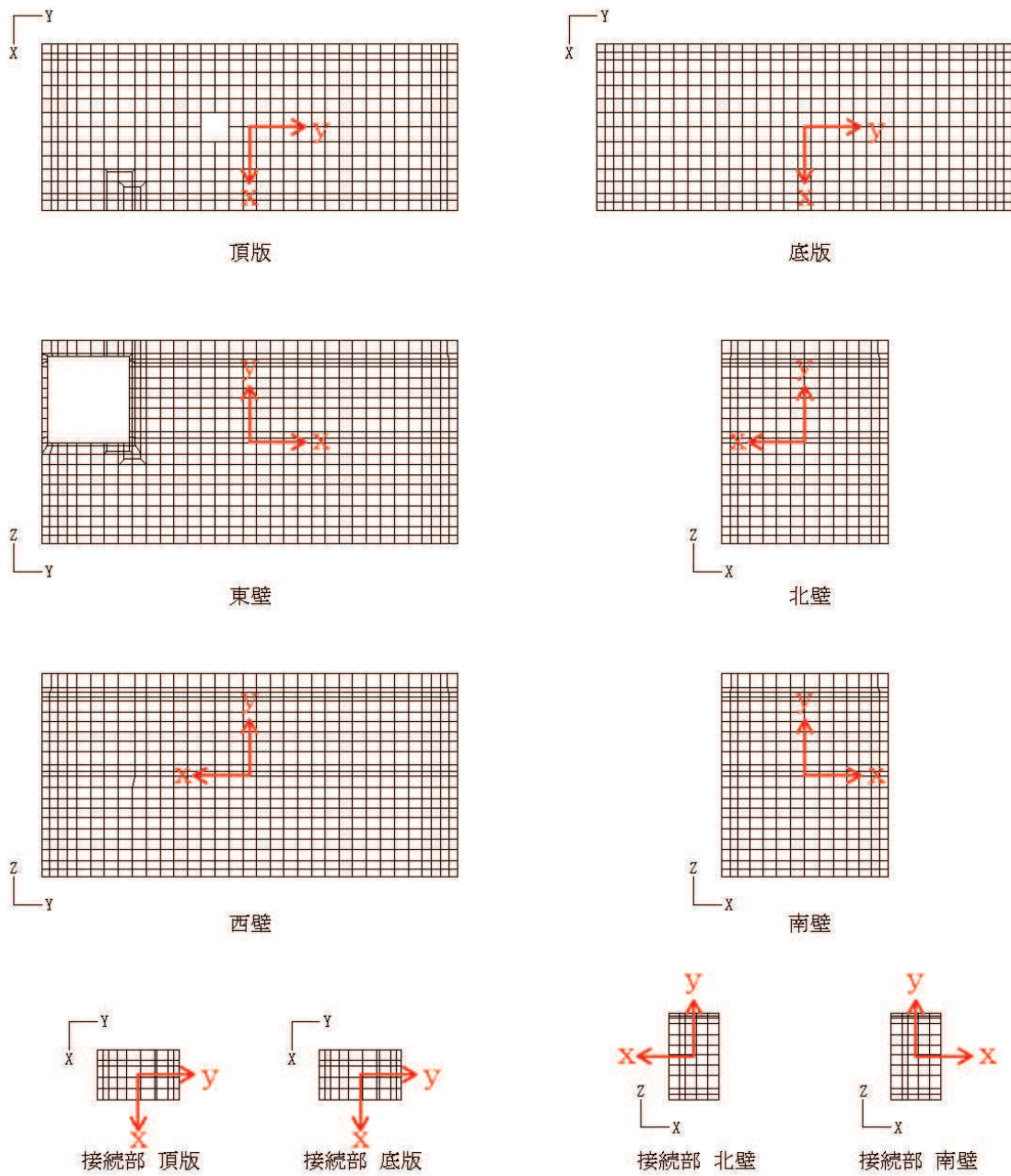
曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-2 に、せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-3 に、基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-4 に示す。

また、各部材位置を図 6-4 に、各部材の要素座標系を図 6-5 に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図 6-6 に示す。



* 頂版は非表示

図 6-4 各部材位置



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 6-5 各部材の要素座標系

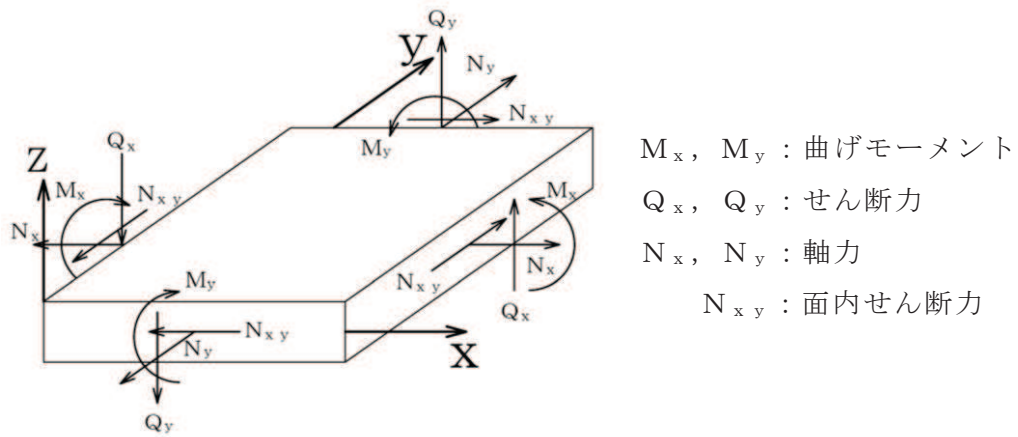


図 6-6 シェル要素における断面力の方向

表 6-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（底版）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.22		
S s - D 2	++	0.27		
	-+	0.25		
S s - D 3	++	0.23		
	-+	0.23		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.23		
S s - F 2	++	0.19		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.23		
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.20		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（頂版）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.11		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.09		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.16		
	-+	0.18		
S _s -D 2	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -D 3	++	0.20		
	-+	0.17		
S _s -F 1	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -F 2	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -F 3	++	0.23		
	-+	0.17		
S _s -N 1	++	0.15		
	-+	0.15		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（東西壁）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.30		
	-+	0.29		
S _s -D 2	++	0.31		
	-+	0.34		
S _s -D 3	++	0.26		
	-+	0.30		
S _s -F 1	++	0.27		
	-+	0.24		
S _s -F 2	++	0.27		
	-+	0.27		
S _s -F 3	++	0.30		
	-+	0.26		
S _s -N 1	++	0.20		
	-+	0.22		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 底版）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.15		
	-+	0.18		
S _s -D 2	++	0.20		
	-+	0.16		
S _s -D 3	++	0.19		
	-+	0.15		
S _s -F 1	++	0.15		
	-+	0.17		
S _s -F 2	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F 3	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -N 1	++	0.15		
	-+	0.15		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 頂版）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.10		
	-+	0.12		
S _s -D 2	++	0.20		
	-+	0.10		
S _s -D 3	++	0.18		
	-+	0.09		
S _s -F 1	++	0.14		
	-+	0.17		
S _s -F 2	++	0.12		
	-+	0.10		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.18		
S _s -N 1	++	0.13		
	-+	0.14		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-2(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.26		
	-+	0.28		
S _s -D 2	++	0.30		
	-+	0.29		
S _s -D 3	++	0.21		
	-+	0.24		
S _s -F 1	++	0.25		
	-+	0.20		
S _s -F 2	++	0.23		
	-+	0.26		
S _s -F 3	++	0.36		
	-+	0.19		
S _s -N 1	++	0.24		
	-+	0.19		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（底版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.33		
	-+	0.34		
S _s -D 2	++	0.39		
	-+	0.34		
S _s -D 3	++	0.34		
	-+	0.35		
S _s -F 1	++	0.31		
	-+	0.34		
S _s -F 2	++	0.31		
	-+	0.32		
S _s -F 3	++	0.34		
	-+	0.36		
S _s -N 1	++	0.27		
	-+	0.31		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（頂版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S _s -D 2	++	0.09		
	-+	0.06		
S _s -D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
S _s -F 1	++	0.07		
	-+	0.08		
S _s -F 2	++	0.09		
	-+	0.08		
S _s -F 3	++	0.10		
	-+	0.09		
S _s -N 1	++	0.10		
	-+	0.09		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.29		
	-+	0.34		
S _s -D 2	++	0.37		
	-+	0.34		
S _s -D 3	++	0.26		
	-+	0.28		
S _s -F 1	++	0.31		
	-+	0.25		
S _s -F 2	++	0.29		
	-+	0.32		
S _s -F 3	++	0.42		
	-+	0.23		
S _s -N 1	++	0.28		
	-+	0.22		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（東西壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -D 2	++	0.17		
	-+	0.17		
S _s -D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S _s -F 1	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F 2	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -F 3	++	0.18		
	-+	0.16		
S _s -N 1	++	0.14		
	-+	0.15		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(5) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 底版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.17		
	-+	0.20		
S _s -D 2	++	0.23		
	-+	0.17		
S _s -D 3	++	0.24		
	-+	0.15		
S _s -F 1	++	0.19		
	-+	0.23		
S _s -F 2	++	0.16		
	-+	0.19		
S _s -F 3	++	0.19		
	-+	0.21		
S _s -N 1	++	0.18		
	-+	0.21		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 頂版）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S _s -D 2	++	0.09		
	-+	0.08		
S _s -D 3	++	0.10		
	-+	0.06		
S _s -F 1	++	0.08		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.06		
	-+	0.08		
S _s -F 3	++	0.08		
	-+	0.10		
S _s -N 1	++	0.08		
	-+	0.09		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-3(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（接続部 南北壁）*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.36		
	-+	0.44		
S _s -D 2	++	0.38		
	-+	0.41		
S _s -D 3	++	0.29		
	-+	0.34		
S _s -F 1	++	0.38		
	-+	0.24		
S _s -F 2	++	0.36		
	-+	0.39		
S _s -F 3	++	0.48		
	-+	0.17		
S _s -N 1	++	0.37		
	-+	0.25		

注記*：部材位置を図 6-4 に示す。

表 6-4 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.15		
	-+	0.17		
S s - D 2	++	0.17		
	-+	0.18		
S s - D 3	++	0.14		
	-+	0.16		
S s - F 1	++	0.17		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.20		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.17		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.19		

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（新設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載。

6.2.2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-5 及び表 6-6 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。また、最大照査値となる評価時刻での断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6-7～図 6-11 に示す。

同表より，コンクリート及び鉄筋の発生応力度が全ケースにおいて短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-5(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	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
				(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)	
底版	10	①	S s - D 2 (++)	-818	-649	2.9	13.5	0.22
頂版	20	①	S s - F 3 (++)	-319	-685	1.8	13.5	0.14
南北壁	30	①	S s - F 3 (++)	682	-619	2.4	13.5	0.18
東西壁	60	①	S s - F 3 (++)	-727	-3440	3.5	13.5	0.26
接続部 底版	70	①	S s - F 3 (++)	256	-622	2.4	13.5	0.18
接続部 頂版	80	①	S s - D 1 (-+)	-98	-902	1.3	13.5	0.10
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-277	319	2.7	13.5	0.20

注記*：評価位置を図 6-12 に示す。

表 6-5(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	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
				(kN・m/m)	(kN/m)	σ'_c (N/mm ²)	σ'_{ca} (N/mm ²)	
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*：評価位置を図 6-12 に示す。

表 6-6(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	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
底版	10	①	S s - D 2 (++)	558	595	82	309	0.27
頂版	20	①	S s - D 1 (-+)	-222	178	37	309	0.12
南北壁	30	①	S s - F 3 (++)	616	239	69	309	0.23
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	256	1605	105	309	0.34
接続部 底版	70	①	S s - D 2 (++)	-83	383	59	309	0.20
接続部 頂版	80	①	S s - D 2 (++)	40	486	59	309	0.20
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-277	403	109	309	0.36

注記*：評価位置を図 6-12 に示す。

表 6-6(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	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m/m)	(kN/m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
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*：評価位置を図 6-12 に示す。

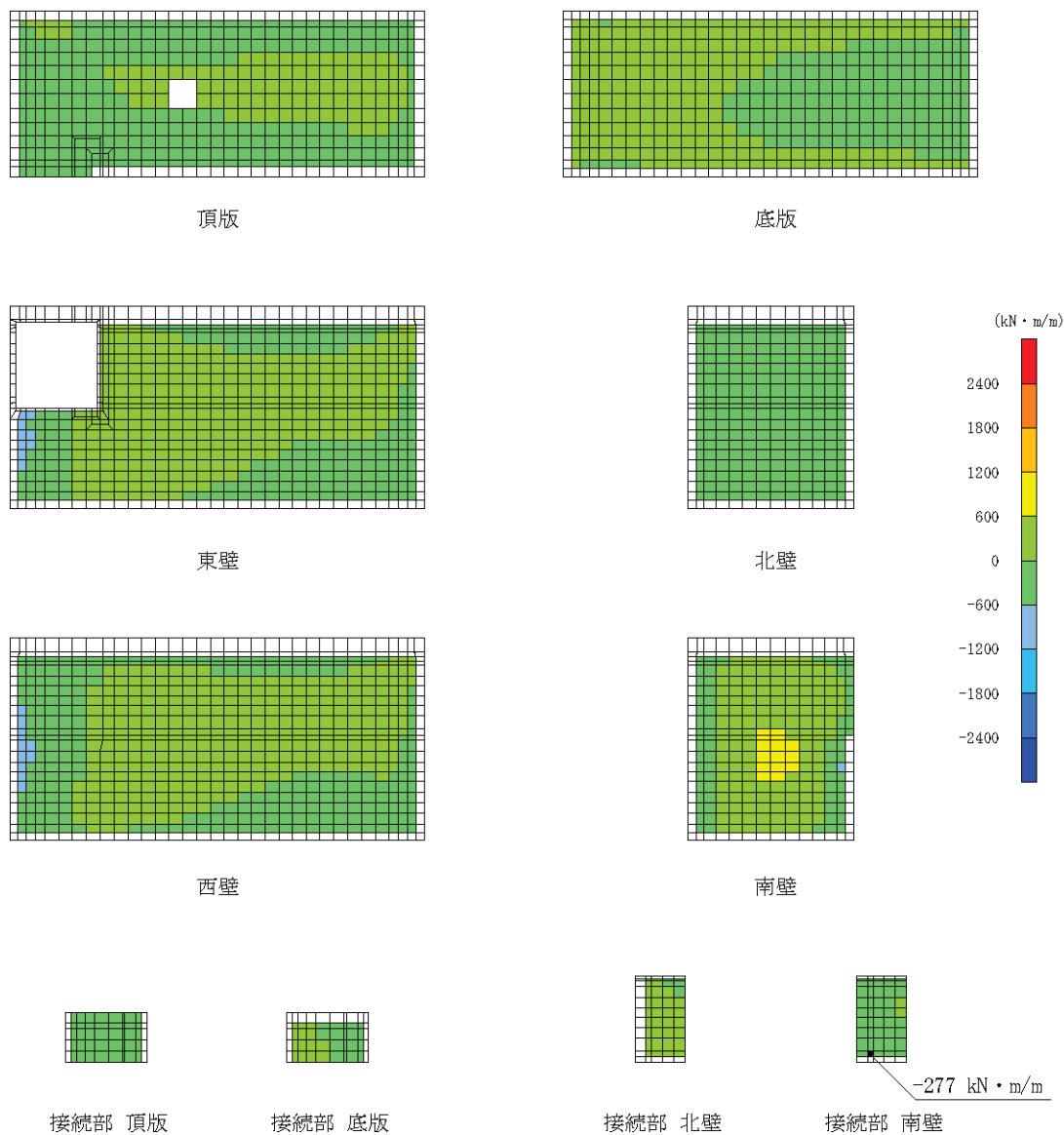


図 6-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)
 (接続部 南壁, 断層考慮ケース, S s - F 3 (++) , t = 27.75 s)

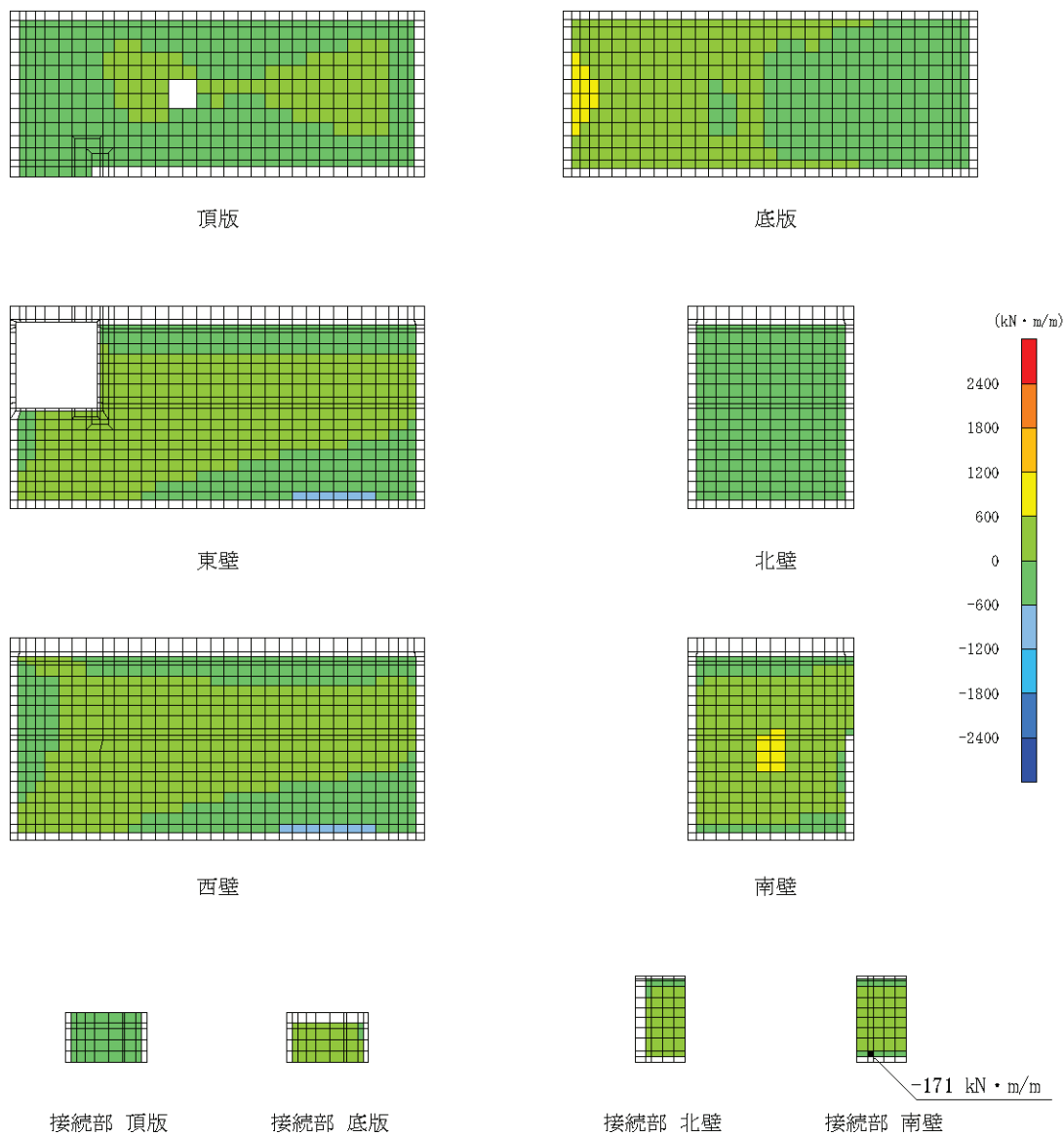


図 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (接続部 南壁, 断層考慮ケース, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

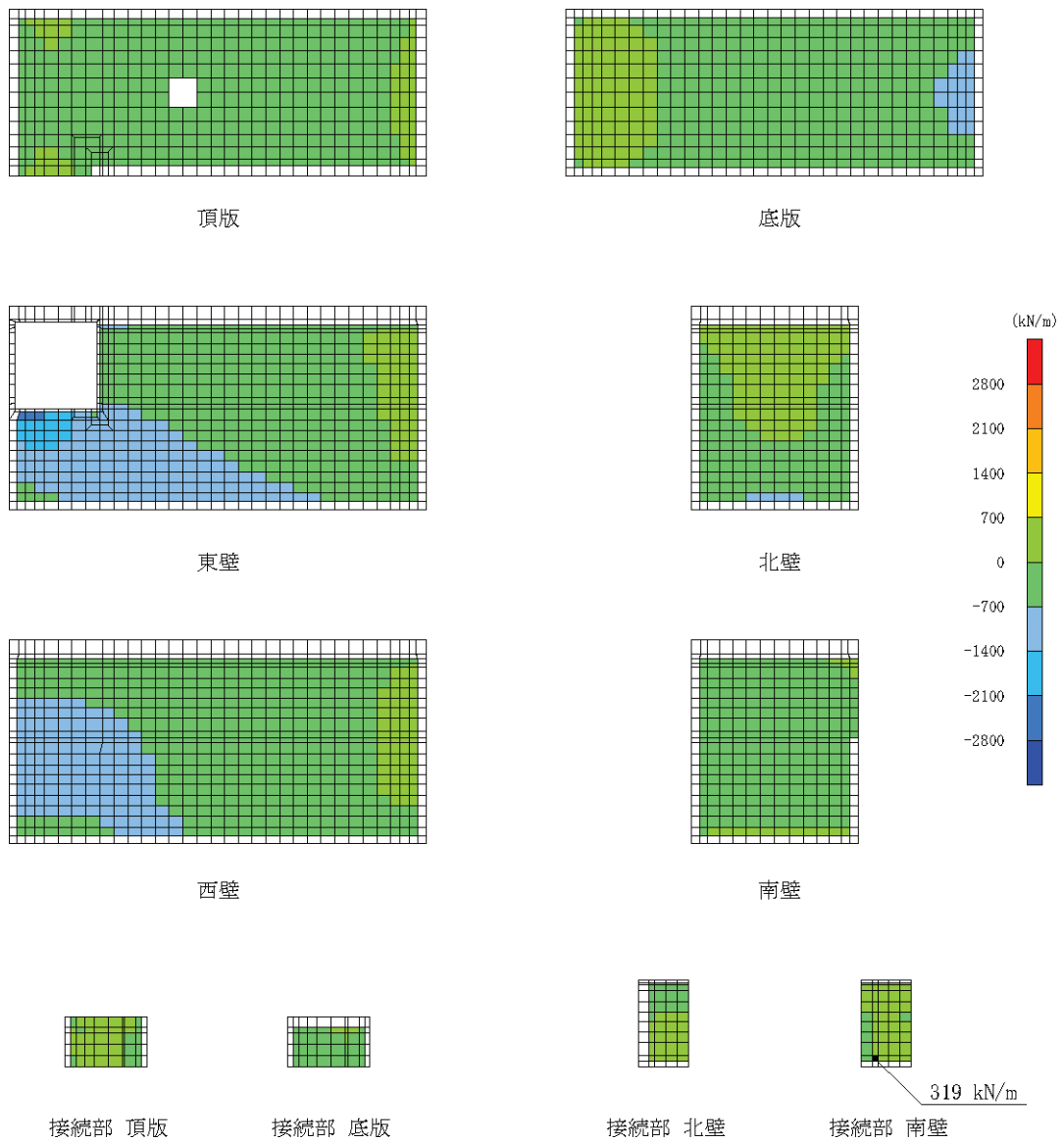


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (接続部 南壁, 断層考慮ケース, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

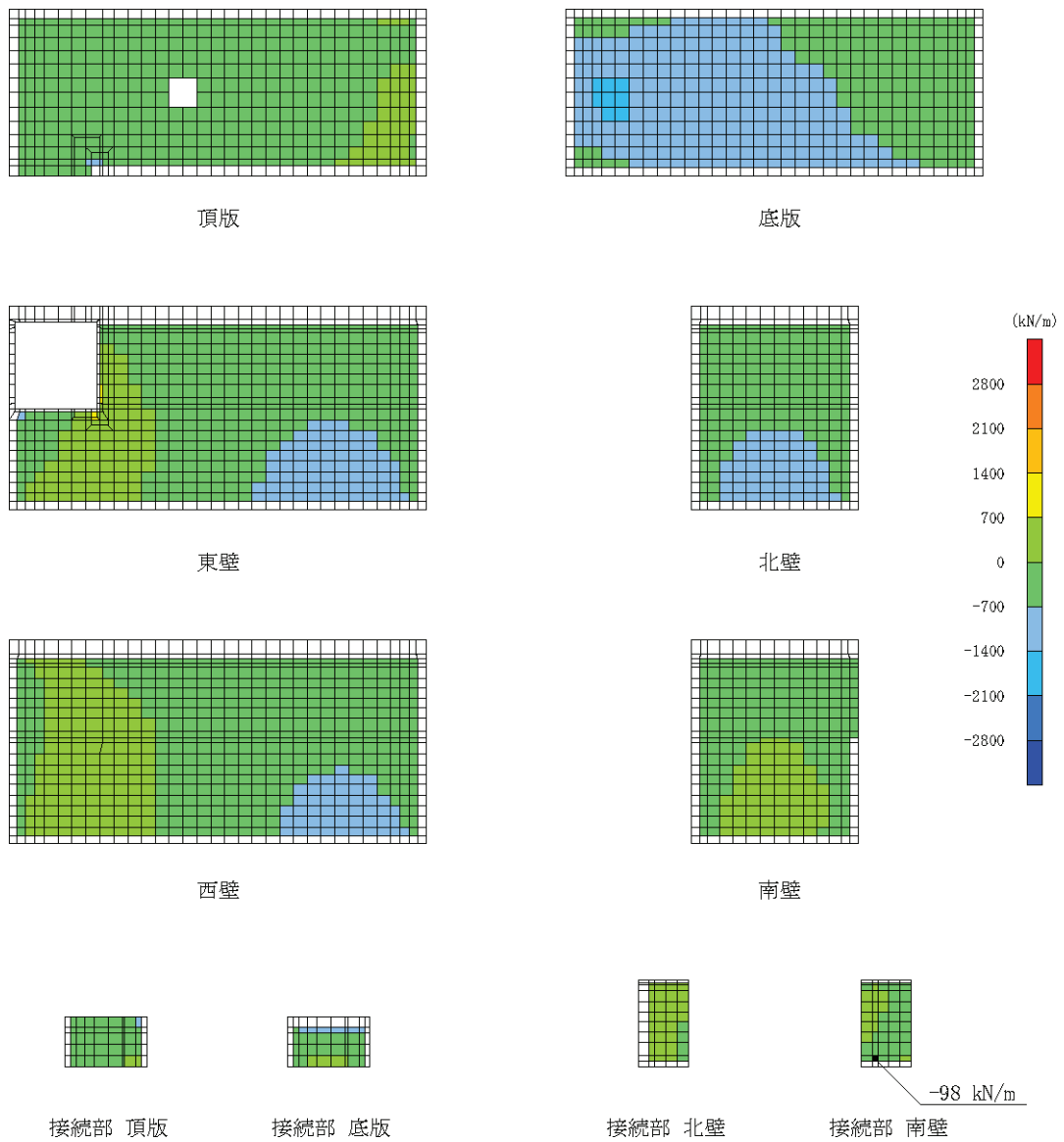


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(接続部 南壁, 断層考慮ケース, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

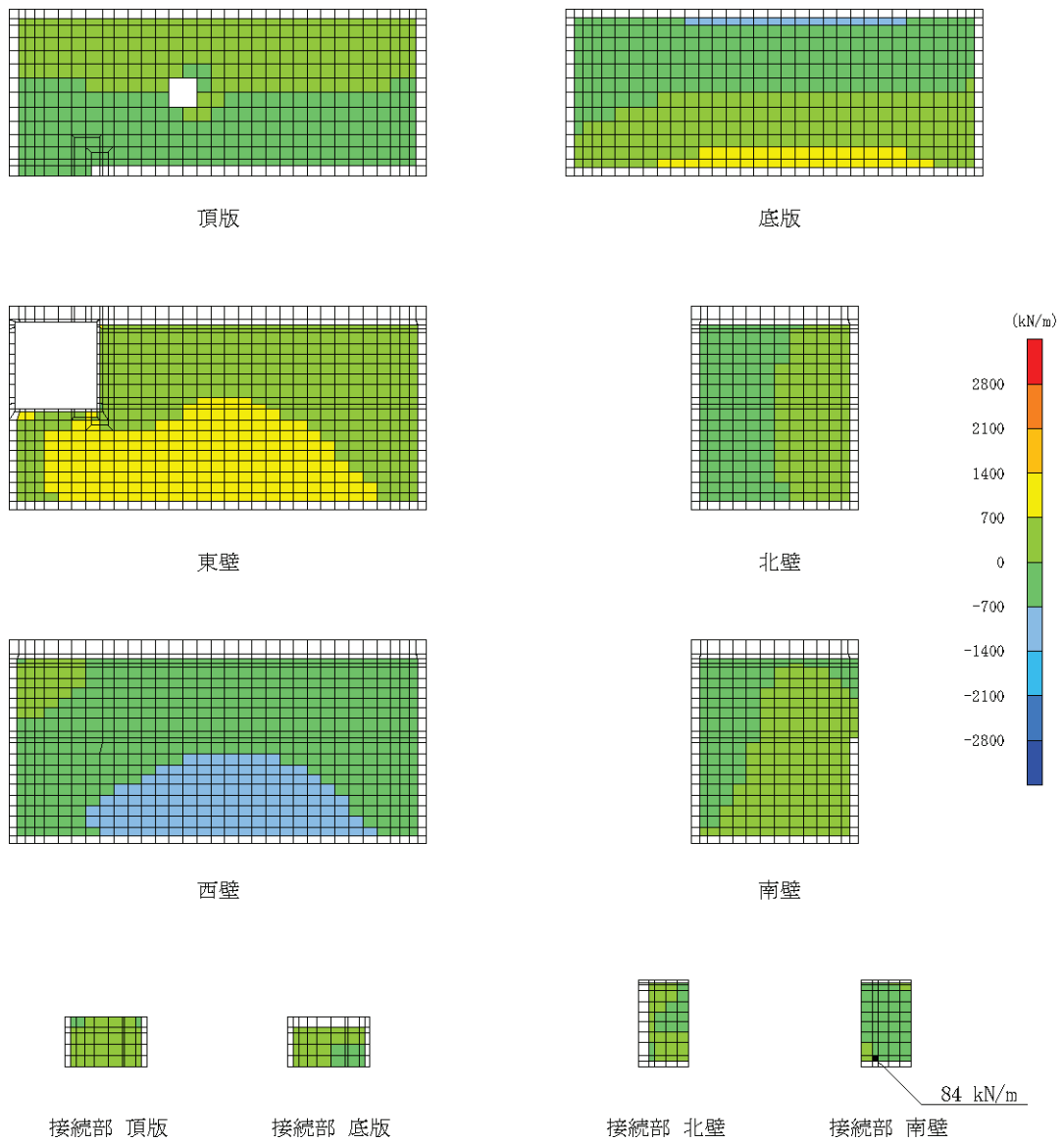


図 6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})
 (接続部 南壁, 断層考慮ケース, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

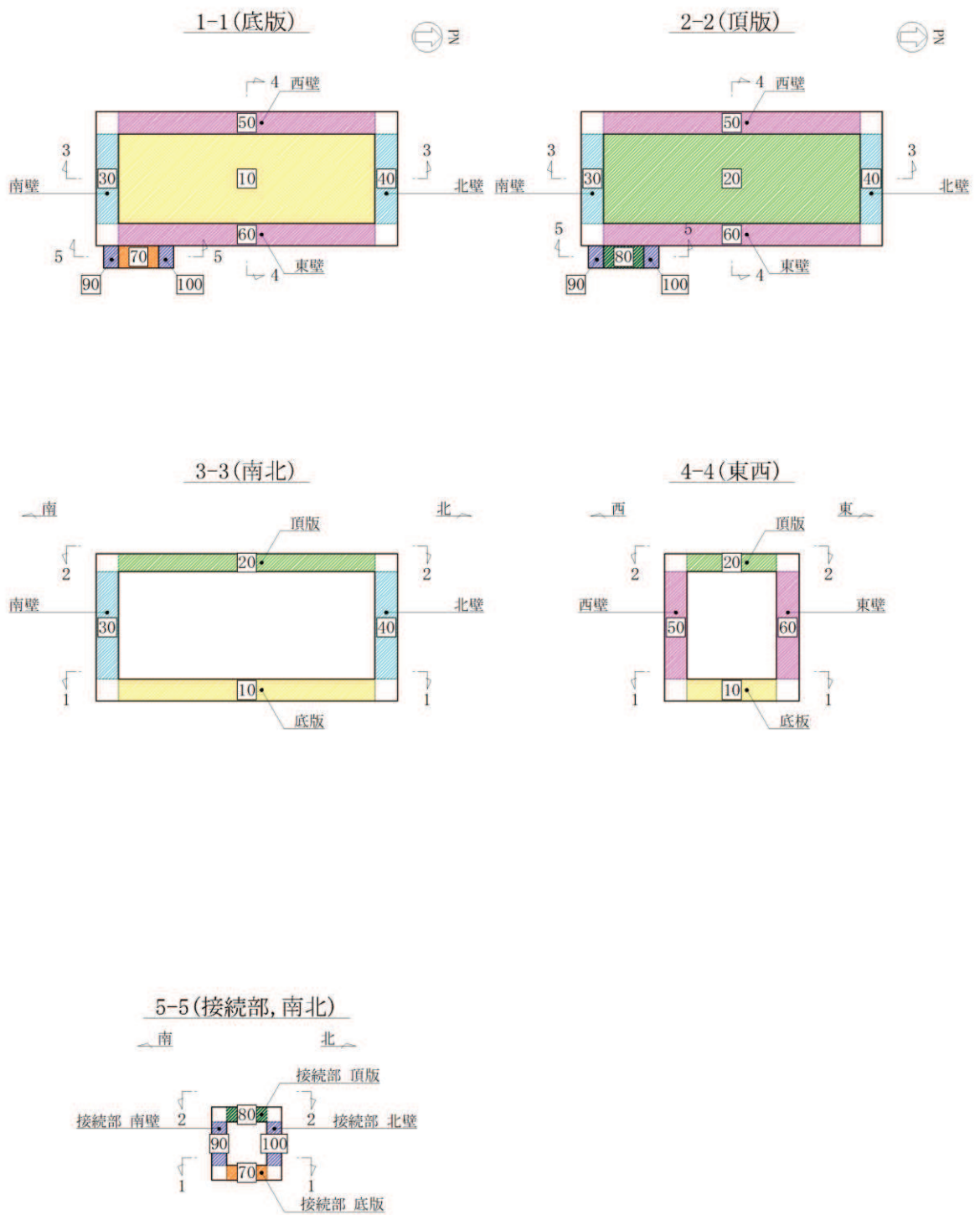


图 6-12 評価位置图

6.2.3 せん断破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する評価結果を表 6-7 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図(曲げモーメント, 軸力, せん断力)を図 6-13 及び図 6-14 に示す。

同表より、発生せん断力が、全ケースにおいて短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 6-7(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 -D 2 (++)	913	2390	0.39
頂版	20	①	S _s -N 1 (++)	170	1817	0.10
南北壁	30	①	S _s -F 3 (++)	982	2390	0.42
東西壁	60	①	S _s -F 3 (++)	420	2390	0.18
接続部 底版	70	①	S _s -D 3 (++)	221	943	0.24
接続部 頂版	80	①	S _s -D 3 (++)	88	906	0.10
接続部 南北壁	90	①	S _s -F 3 (++)	434	906	0.48

注記*：評価位置を図 6-12 に示す。

表 6-7(2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】

評価位置*		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 -D 2 (-+)	1031	2390	0.44
頂版	20	①	S _s -N 1 (++)	188	1817	0.11
南北壁	30	①	S _s -F 2 (-+)	905	2390	0.38
東西壁	60	①	S _s -F 2 (-+)	433	2390	0.19
接続部 底版	70	①	S _s -F 2 (++)	272	943	0.29
接続部 頂版	80	①	S _s -F 2 (++)	103	906	0.12
接続部 南北壁	90	①	S _s -F 2 (-+)	420	906	0.47

注記*：評価位置を図 6-12 に示す。

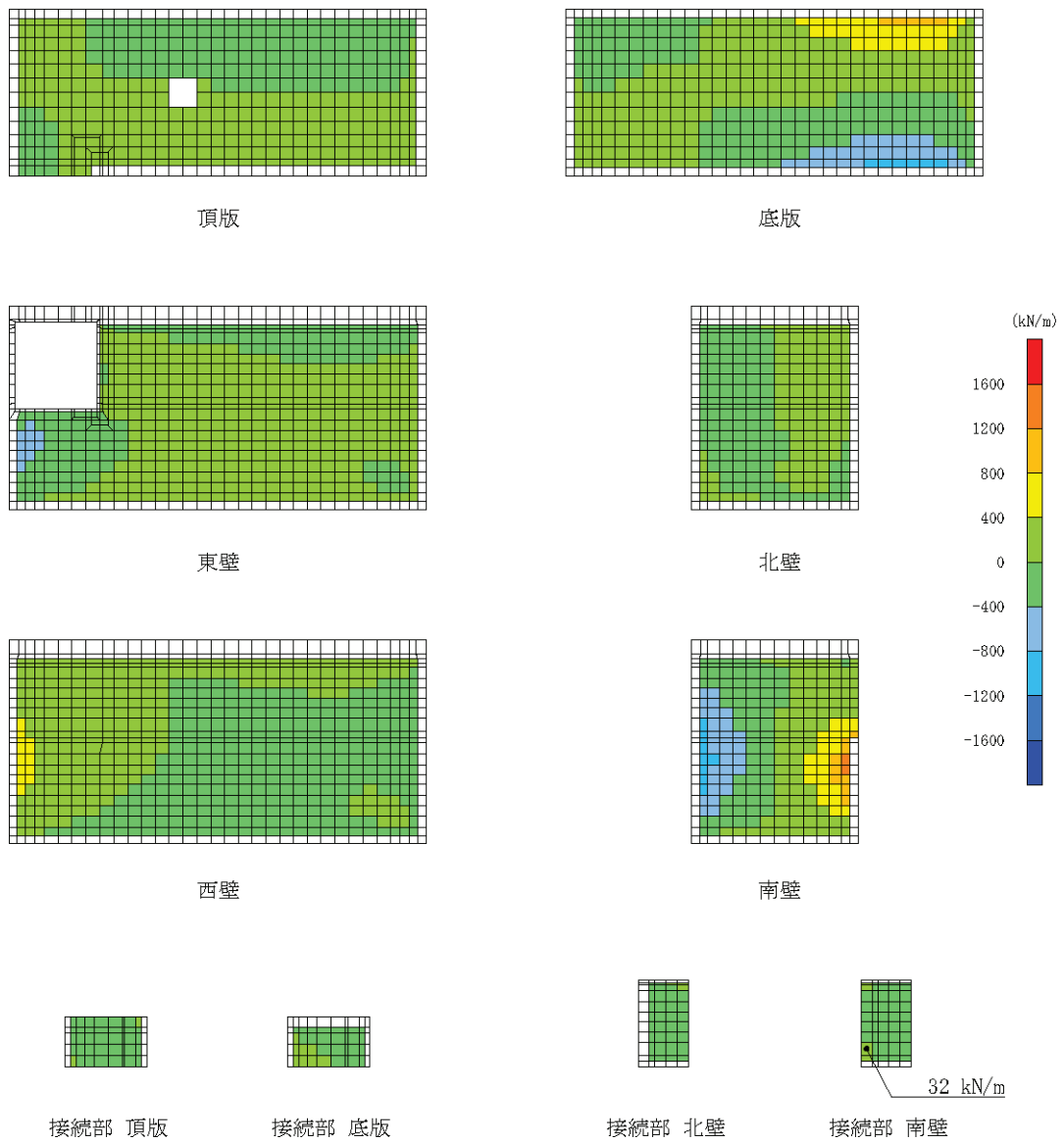


図 6-13 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(接続部 南壁, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

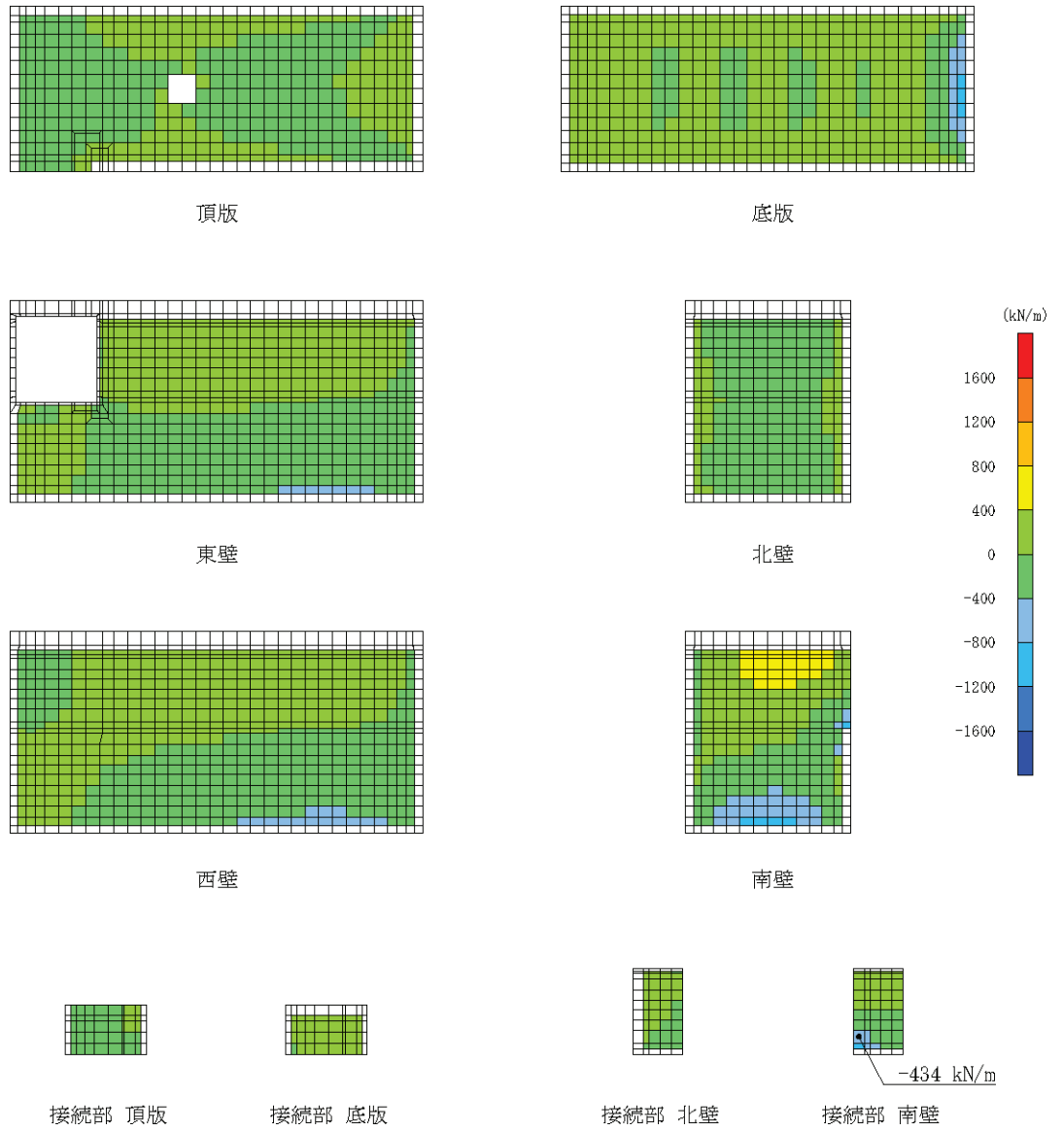


図 6-14 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(接続部 南壁, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.75$ s)

6.3 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（新設）の支持性能に対する照査結果を表 6-8 及び表 6-9 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。また、最大接地圧分布図を図 6-15 及び図 6-16 に示す。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ること及び MMR（新設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-8(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 (++)	2.7	13.7	0.20

表 6-8(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

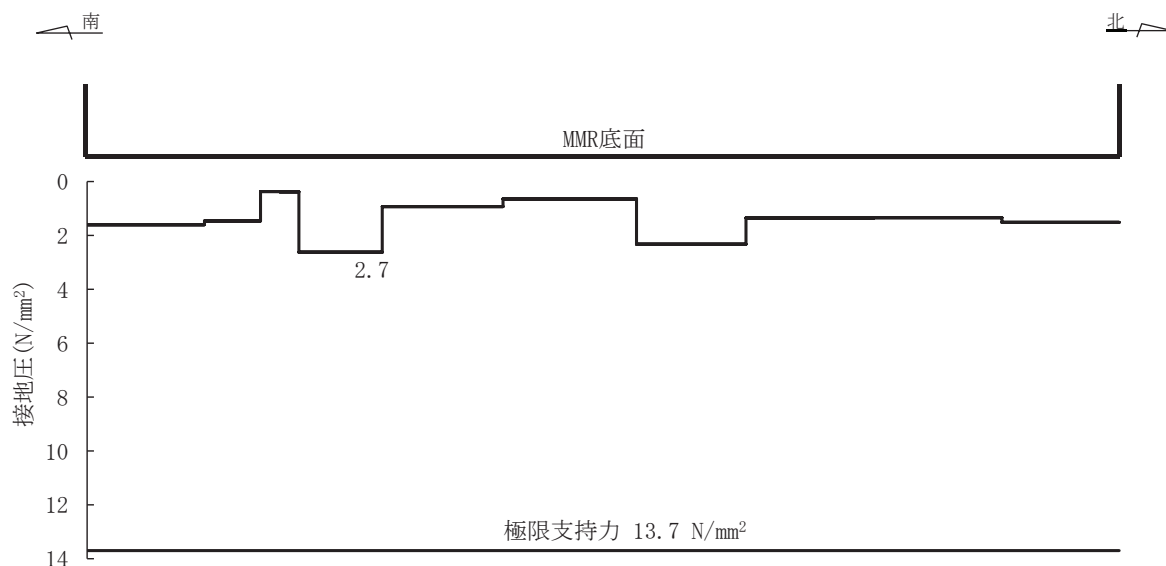


図 6-15 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-F2 (++))

表 6-9(1) MMR (新設) 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 2 (++)	1.9	26.5	0.08

表 6-9(2) MMR (新設) 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 (-+)	2.1	26.5	0.08

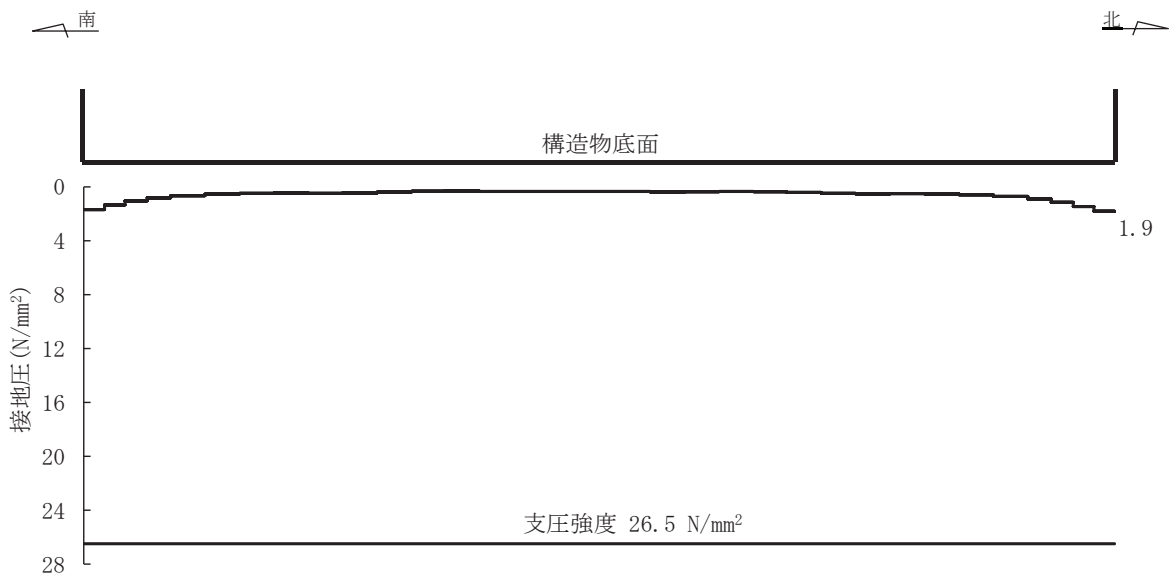


図 6-16 MMR (新設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s - D 2 (++))

7. 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、軽油タンク室 (H) 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) 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、基本ケース (ケース①) の14波による評価を行い、断層による影響が無いこと及び基準地震動 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。

資料 10 取水口，貯留堰の耐震安全性評価

追而

- ・ 「6 評価結果」の更なる追加解析ケースを反映した結果，有効応力解析を反映した結果及び水平 2 方向載荷による結果については，別途示す。

目次

1. 評価方法	資料 10-1
2. 評価条件	資料 10-1
2.1 適用規格	資料 10-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 10-4
2.3 耐震評価フロー	資料 10-13
2.4 地震時荷算出断面の選定	資料 10-17
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 10-20
2.6 地盤物性値	資料 10-20
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 10-27
2.7.1 評価構造物諸元	資料 10-27
2.7.2 取水口、貯留堰の要求機能の考え方	資料 10-29
2.8 地下水位	資料 10-32
3. 地震応答解析	資料 10-34
3.1 地震応答解析手法	資料 10-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 10-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 10-37
3.2.2 境界条件	資料 10-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 10-45
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 10-53
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 10-53
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 10-54
3.3 減衰定数	資料 10-58
3.4 荷重の組合せ	資料 10-67
3.4.1 外水圧	資料 10-68
3.4.2 内水圧	資料 10-69
3.4.3 積載荷重	資料 10-70
3.4.4 動水圧	資料 10-71
3.5 耐震評価における解析ケース	資料 10-74
4. 三次元構造解析	資料 10-82
4.1 解析手法	資料 10-82
4.2 解析モデルの設定	資料 10-83
4.2.1 構造物のモデル化	資料 10-83
4.2.2 地盤ばね要素	資料 10-86
4.2.3 材料の非線形特性	資料 10-87
4.3 照査時刻の選定	資料 10-91
4.4 入力荷重	資料 10-93
4.4.1 常時荷重	資料 10-96

4.4.2	慣性力	資料 10-98
4.4.3	動水圧	資料 10-101
4.4.4	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 10-102
5.	評価内容	資料 10-105
5.1	入力地震動の設定	資料 10-105
5.2	許容限界の設定	資料 10-120
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 10-120
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 10-124
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 10-132
5.2.4	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	資料 10-133
6.	評価結果	資料 10-134
6.1	地震応答解析結果	資料 10-134
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 10-135
6.1.2	作用荷重分布図	資料 10-140
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 10-144
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 10-149
6.2	三次元構造解析結果	資料 10-150
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 10-154
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 10-171
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 10-178
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 10-185
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 10-185
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 10-230
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 10-250
6.3.4	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 10-253
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 10-254
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 10-254
6.4.2	MMR（既設）	資料 10-257
7.	まとめ	資料 10-268

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 8_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料 10(1~3 章)R3.docx ¥f }

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 8_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料 10(4~5 章)R4.docx ¥f }

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 8_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料 10(6 章~)R3.docx ¥f }

参考資料

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・資料 10- (参考) 1-1

参考資料 2 二次元地震応答解析における等価剛性モデル化の保守性・・・・・・・・資料 10- (参考) 2-1

参考資料 3 取水口のすべりについて・・・・・・・・・・資料 10- (参考) 3-1

: 本日の説明範囲

1. 評価方法

取水口は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持する支持機能及び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。

取水口、貯留堰については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・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を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

取水口、貯留堰の耐震評価に当たっては、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」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、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（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。

三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。また、三次元構造解析に用いる地盤反力係数については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（社団法人 日本道路協会、平成14年3月）、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（社団法人 日本道路協会、平成14年3月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料 及び 材料定数	・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)	・鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (三次 元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重 及び 荷重の組合せ	・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)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な 組合せを検討	—
許容限界	・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 (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木 委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照 査において, 圧縮縁コンクリ ートひずみが 1.0% (10000 μ) を 下回ることを確認*	・構造強度を 有すること ・通水機能を 有すること
	・せん断破壊に対する照査にお いて, 発生せん断力がせん断耐 力を下回ることを確認*	・構造強度を 有すること ・通水機能を 有すること ・貯水機能を を損なわな いこと	
	・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)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照 査において, 発生ひずみが部材 降伏に相当する限界ひずみ (コ ンクリート圧縮ひずみ 2000 μ , 主筋ひずみ 1725 μ) 以下である ことを確認*	・貯水機能を を損なわな いこと
	・原子力発電所耐震設計技術 指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気 協会 電気技術基準調査委 員会)	・せん断破壊に対する照査にお いて, 面内せん断ひずみが 2000 μ (2/1000) に至らないこ とを確認*	・構造強度を 有すること ・通水機能を 有すること ・貯水機能を を損なわな いこと
・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日 本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する 照査は, 基礎に発生する応力が 極限支持力を下回ることを確 認*	—	

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> 有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	—
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (社団法人 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数) 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (社団法人 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 		
	<ul style="list-style-type: none"> J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 		

2.2 構造及び補強の概要

取水口，貯留堰の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-7 に，概略配筋図を図 2-8～図 2-12 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構造の標準部と，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。

取水口，貯留堰は，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る。

新規制基準への適合を踏まえ，基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い，せん断破壊に対する耐震補強として，後施工せん断補強工法 (CCb 工法) による補強を行う。CCb の設置個所を図 2-13 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。

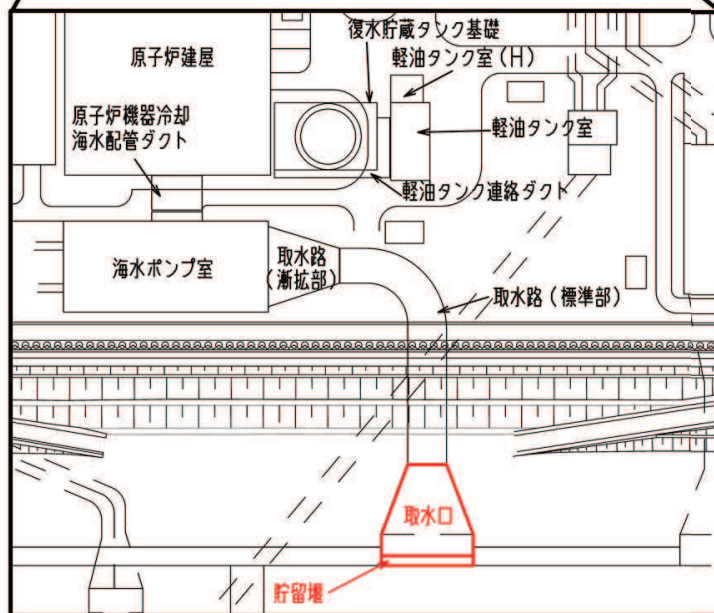
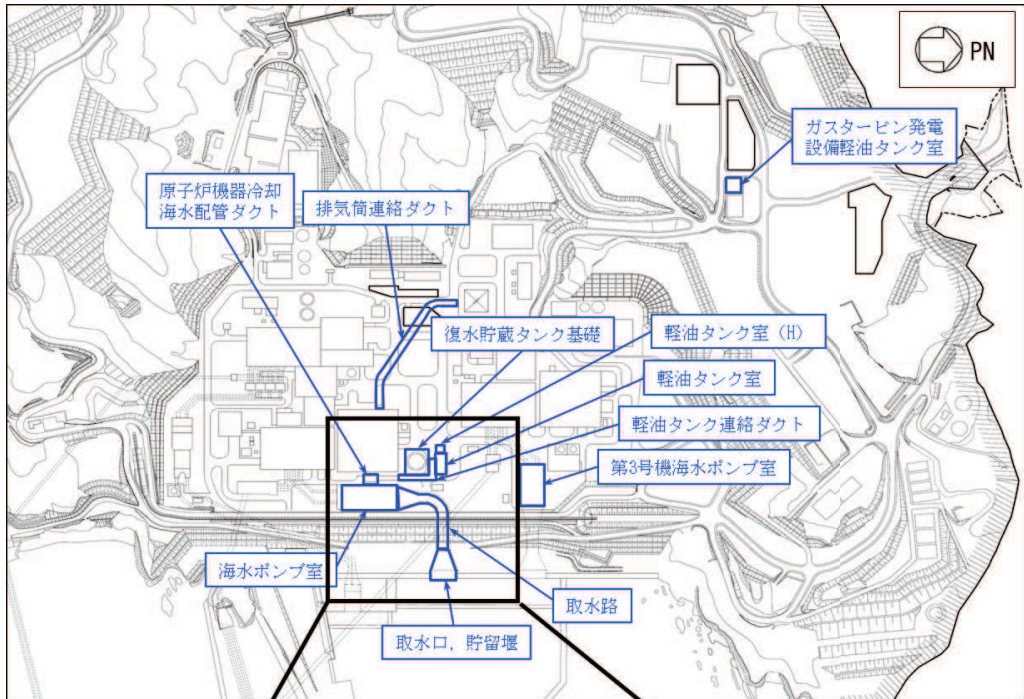


図 2-1 取水口位置図

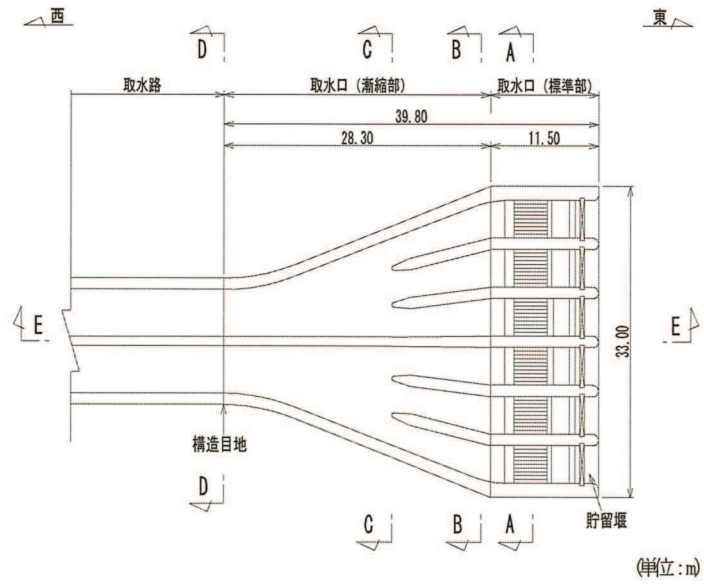


図 2-2 取水口平面図

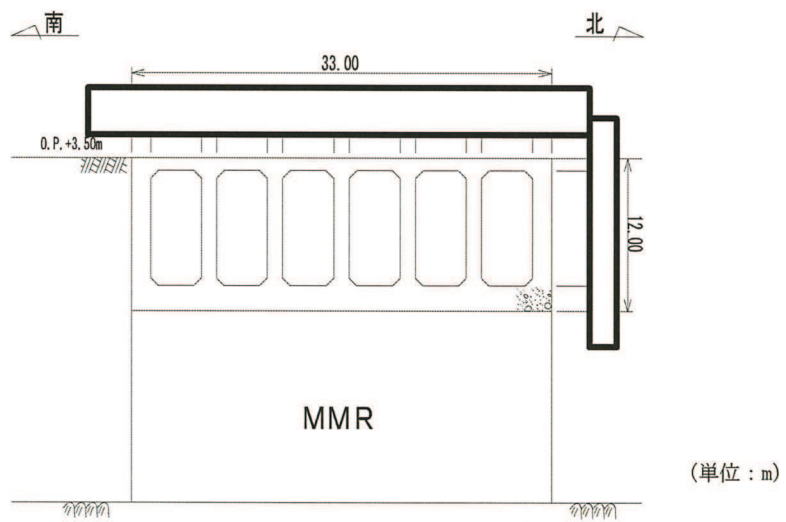


図 2-3 取水口断面図 (A-A 断面, 南北 (標準部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

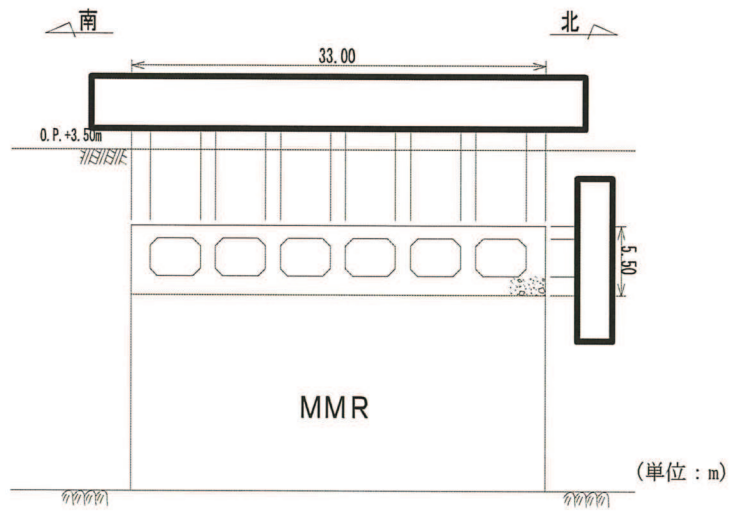


図 2-4 取水口断面図 (B-B 断面, 南北 (漸縮部))

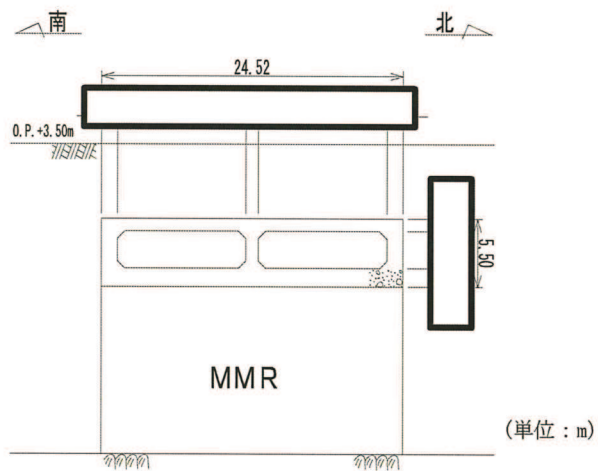


図 2-5 取水口断面図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

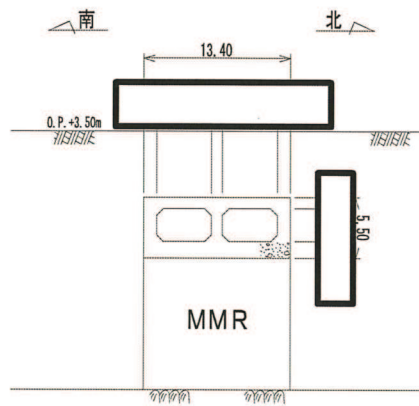


図 2-6 取水口断面図 (D-D 断面, 南北 (漸縮部))

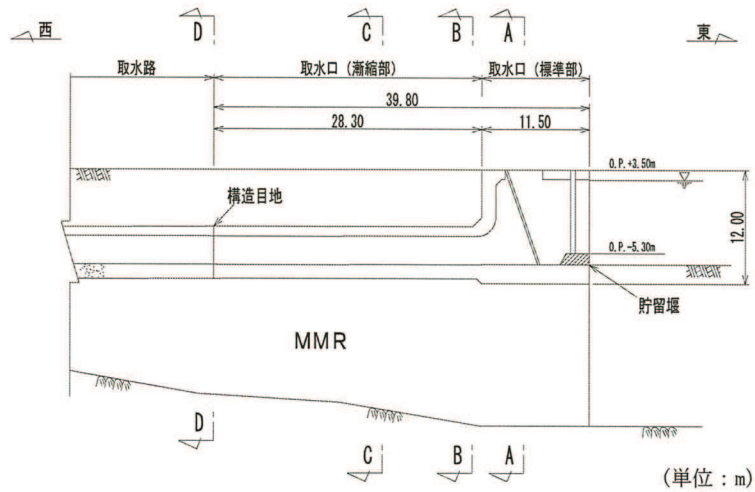


図 2-7 取水口断面図 (E-E 断面, 東西)

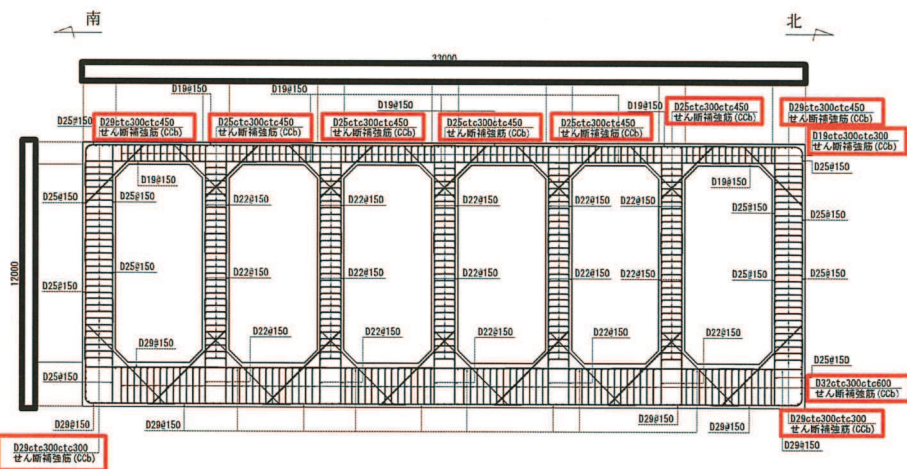
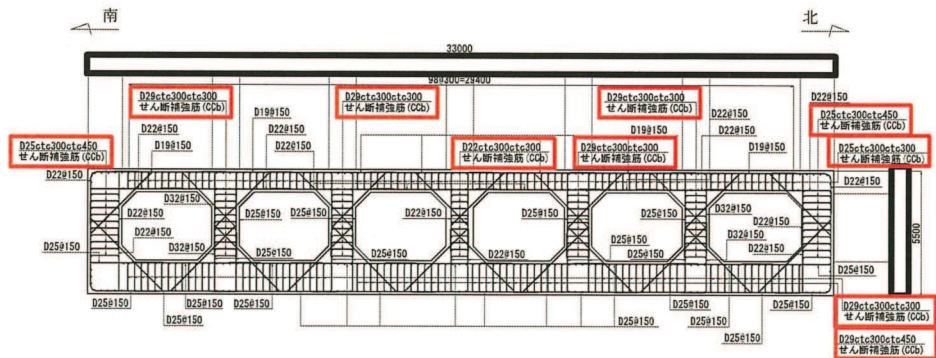


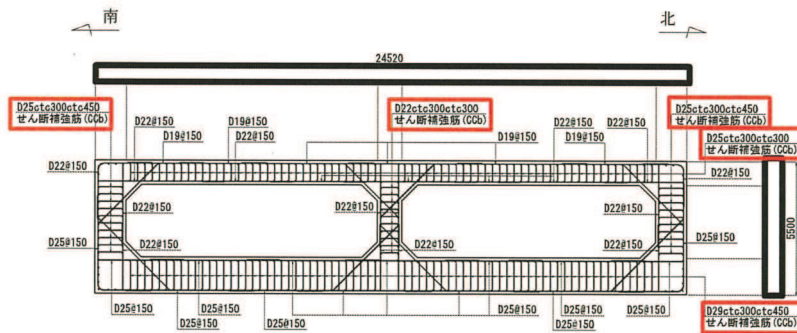
図 2-8 取水口, 貯留堰概略配筋図 (A-A 断面, 南北 (標準部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



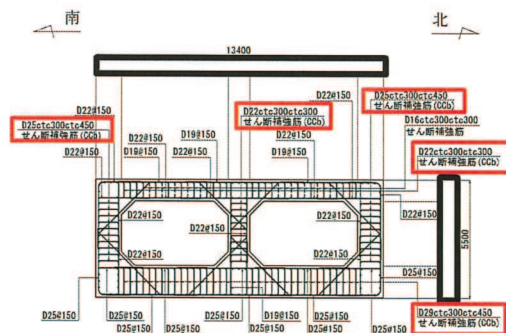
□ : CCb 工法適用箇所

図 2-9 取水口, 貯留堰概略配筋図 (B-B 断面, 南北 (漸縮部))



□ : CCb 工法適用箇所

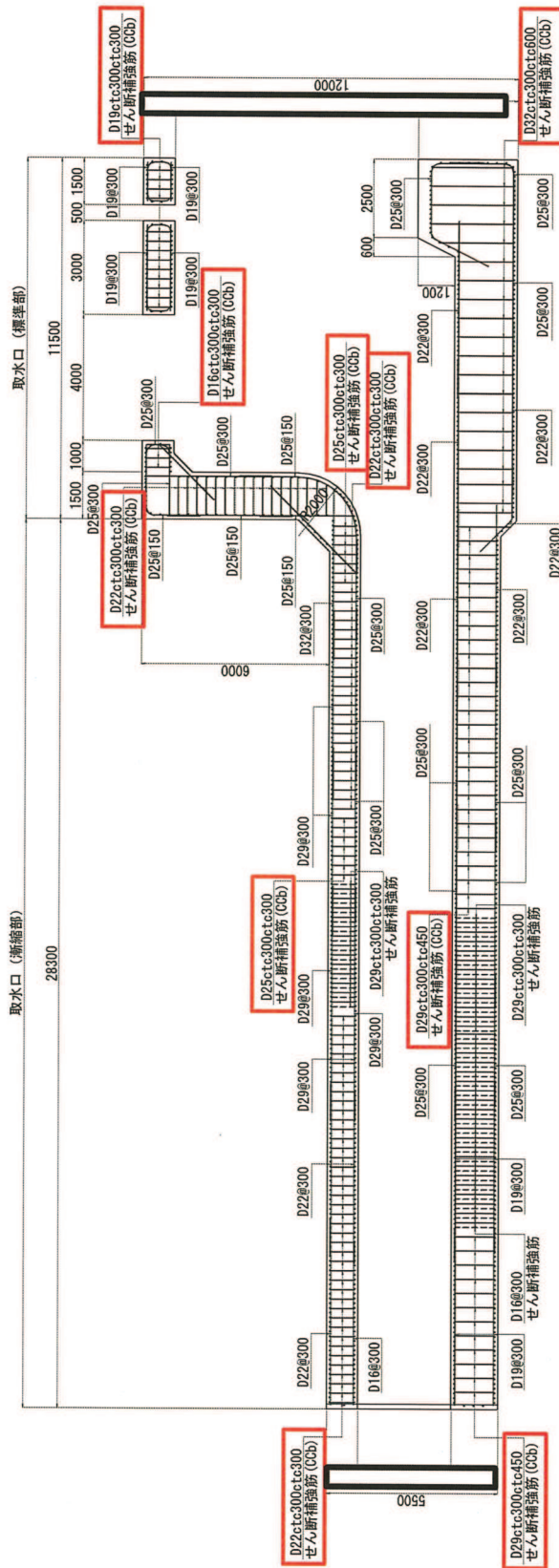
図 2-10 取水口概略配筋図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-11 取水口概略配筋図 (D-D 断面, 南北 (漸縮部))

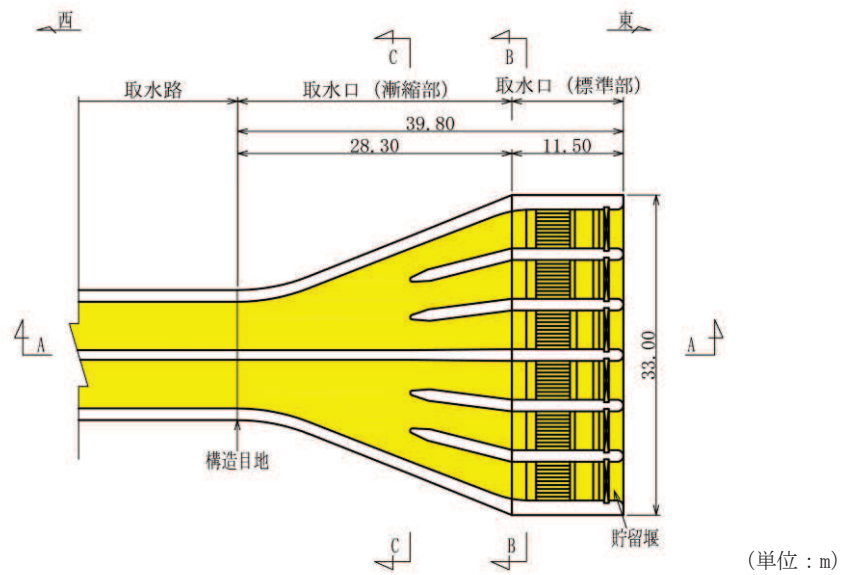
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : CCb 工法適用箇所

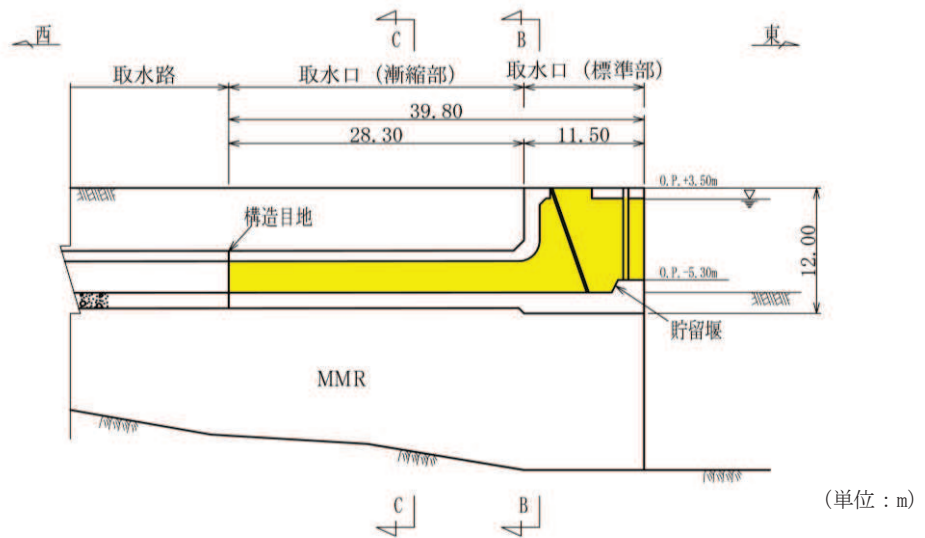
図 2-12 取水口，貯留堰概略配筋図 (E-E 断面，東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



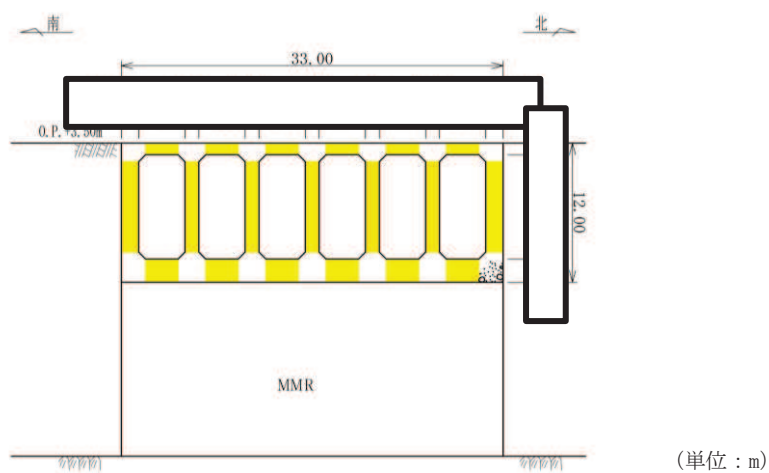
■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-13(1) Ccb 工法を用いる部材 (平面図)



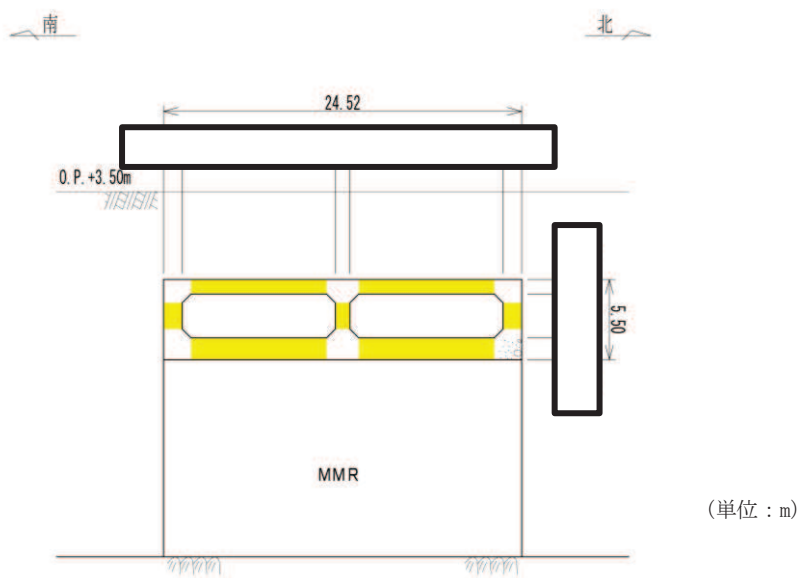
■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-13(2) Ccb 工法を用いる部材 (A-A 断面)



■：CCbによる耐震補強箇所

図 2-13(3) CCb 工法を用いる部材 (B-B 断面)



■：CCbによる耐震補強箇所

図 2-13(4) CCb 工法を用いる部材 (C-C 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 耐震評価フロー

取水口，貯留堰の耐震評価フローを図2-14に示す。

取水口，貯留堰は，加振方向に平行に配置される壁や隔壁を有する箱形構造物であることから，三次元非線形ソリッド要素による三次元構造解析による耐震評価を実施する。図2-14の赤破線内に示す範囲について，地震動1波に対する評価内容を具体化したフローを図2-15に示す。さらに，三次元構造解析における基本ケースから水平2方向載荷に至る一連の評価プロセスを図2-16に示す。三次元構造解析に当たっては，二次元有限要素法を用いた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評価を実施する。よって，地震応答解析により抽出する応答値は，三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧，慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

取水口，貯留堰の基礎地盤の支持性能については，地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。

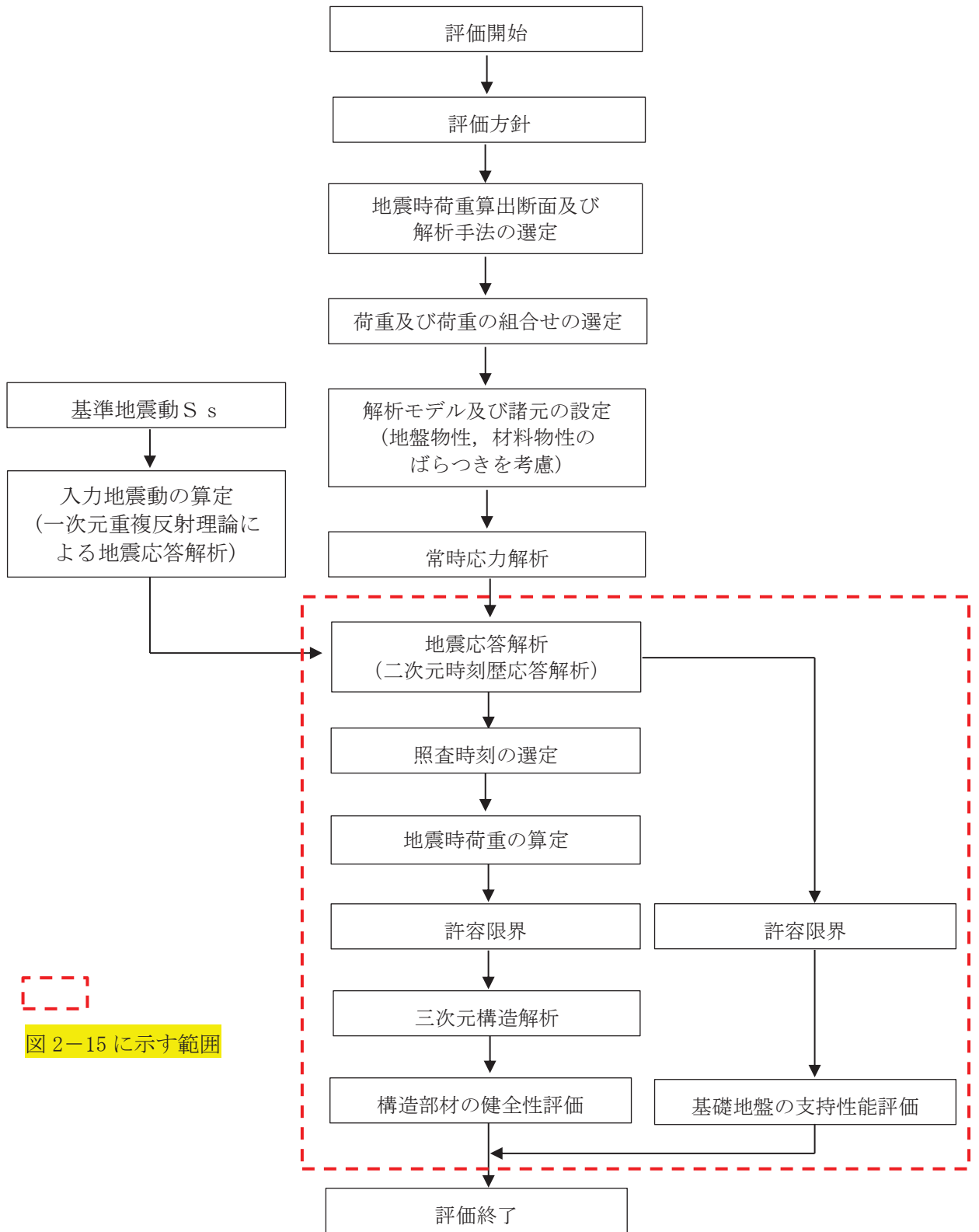


図 2-15 に示す範囲

図 2-14 取水口, 貯留堰の耐震評価フロー

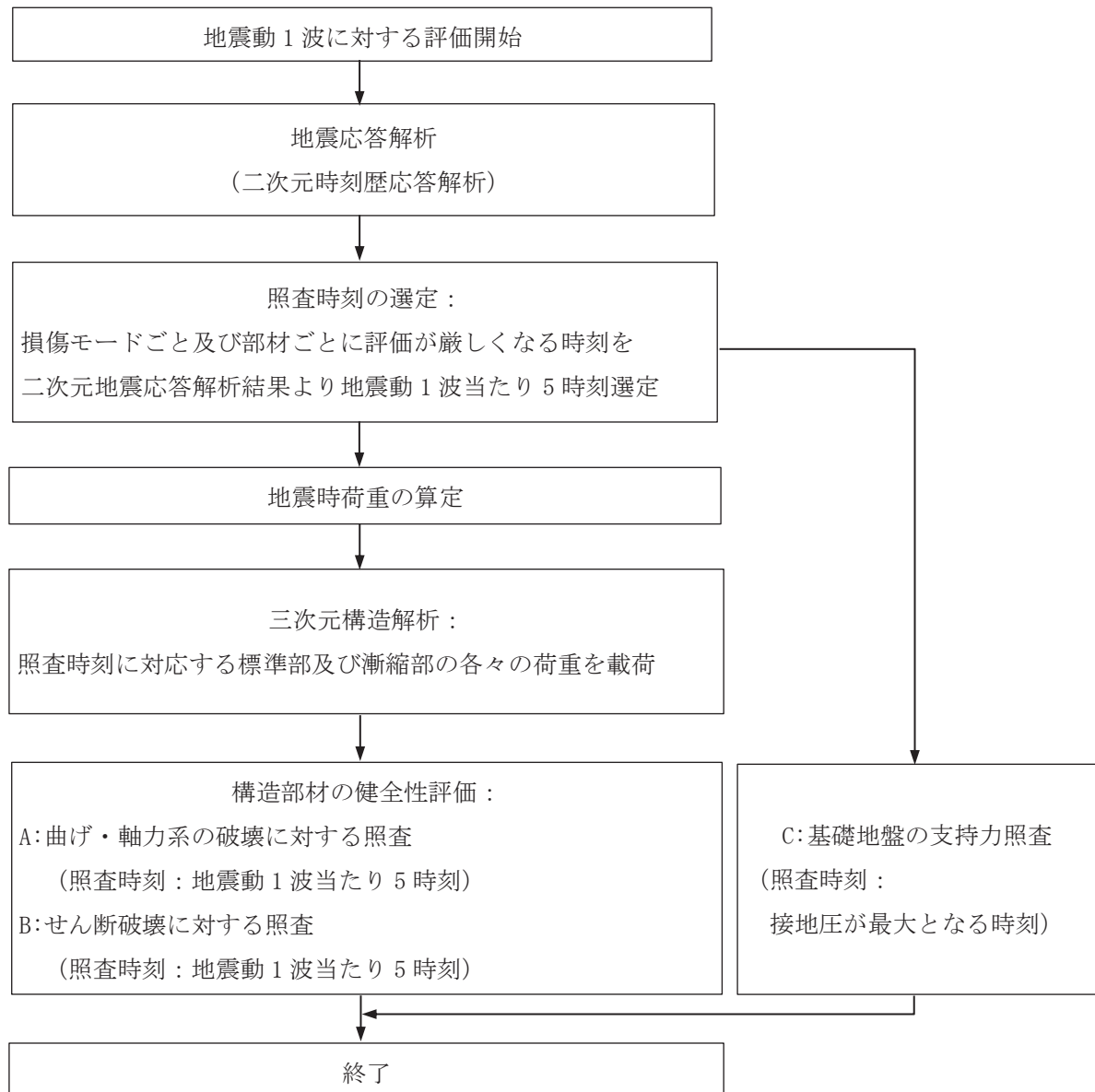


図 2-15 基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー)

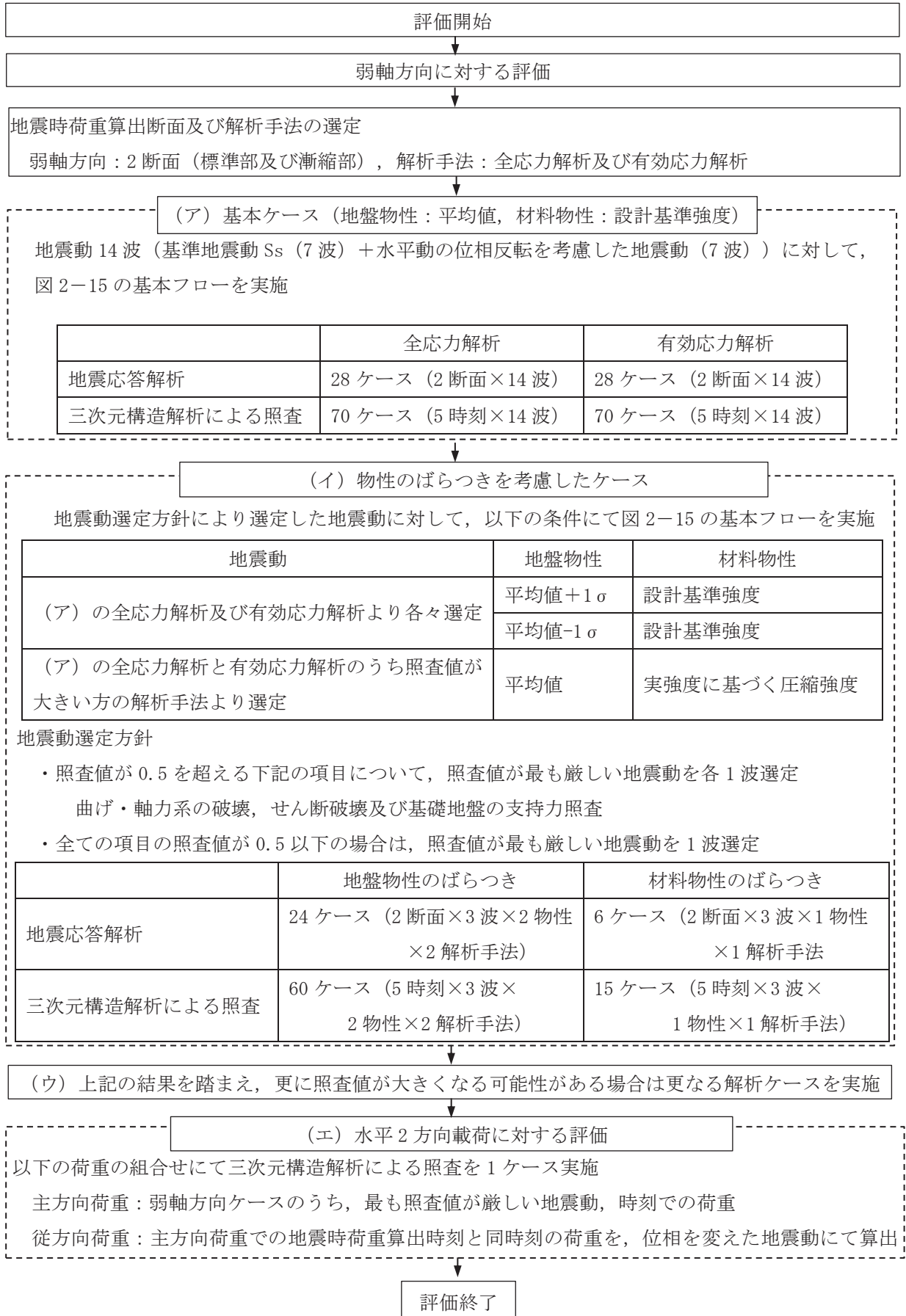


図 2-16 取水口，貯留堰の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.11 取水口、貯留堰」に示すとおり、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（A-A断面及びC-C断面）を地震時荷重算出断面とする。なお、漸縮部は、東西方向で断面形状が六連のボックスカルバートから二連のボックスカルバートに変化するため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり、二次元地震応答解析に用いる等価剛性モデルは六連のボックスカルバート形状とする。

また、東西方向については、構造的特徴や周辺状況を踏まえ、構造物中心を通る断面（E-E断面）を地震時荷重算出断面とする。

取水口、貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図を図2-17～図2-19に示す。

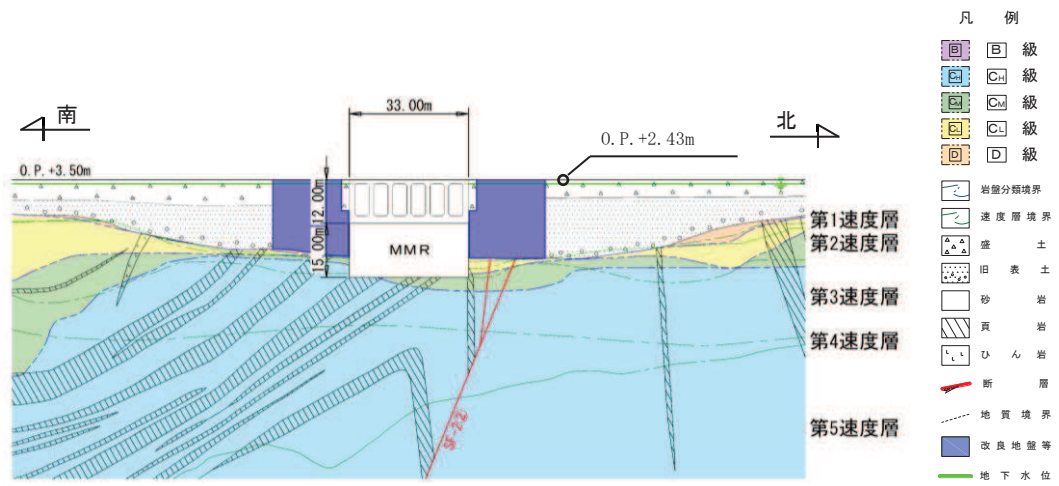


图 2-17 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面，南北 (標準部))

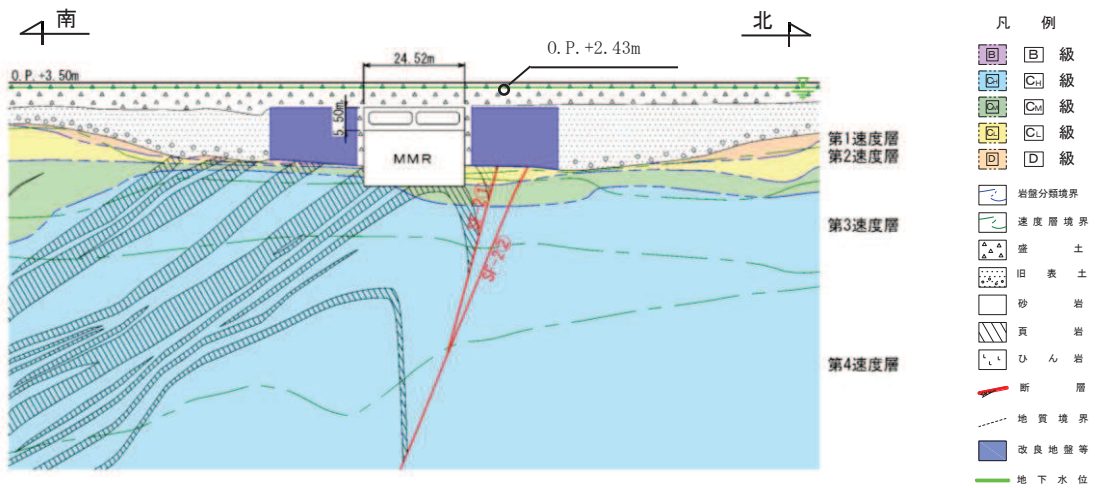


图 2-18 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面，南北 (漸縮部))

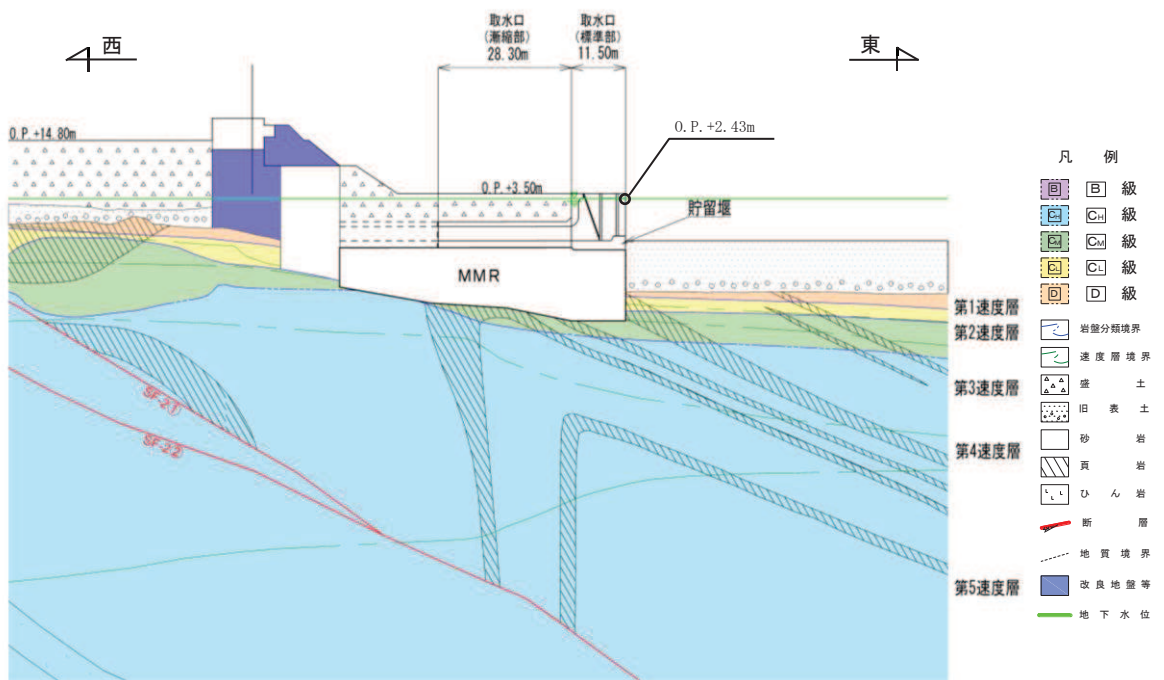


图 2-19 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面图 (D-D 断面，東西)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.33×10 ⁴	解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.06×10 ⁴	解析ケース*2 ④
	ポアソン比		0.2	

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：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」にて設定する。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-9 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値(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)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 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		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ + 0.028		

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値(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
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	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
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.5×10^3	0.40
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4(1)参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

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		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		
		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)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s					
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	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 ^{*2}	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.50}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.50}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	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	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	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\sigma$$

*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表2-6 地盤の解析用物性値 (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

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-7 地盤の解析用物性値 (置換工)

	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 (%)
置換工 ($f'_{ck} = 24.0$ N/mm ²)	22.6	4.80	-*	1.91	-*	25,000	10,417	0.2	3

注記* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *1	2.10 (1.90) *1	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (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*2 (0.00) *1	0.06*2 (0.10) *1	
	内部摩擦角 ϕ (°)	38.7	33.9	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記*1：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

*2：有効応力解析の場合，解析コードの制約上， $c=0$ とする。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		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_{ma} (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_{ma}' (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	

注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

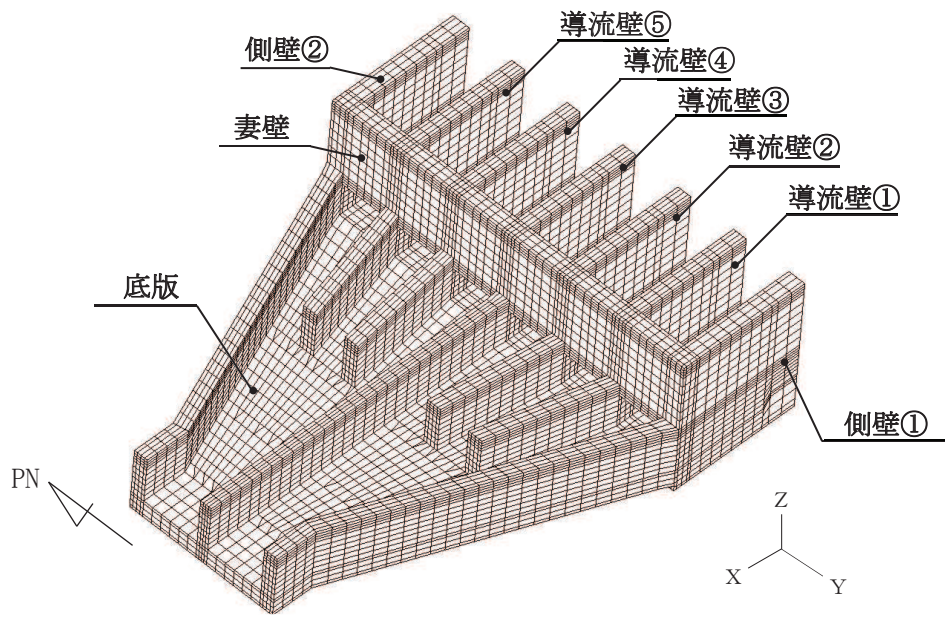
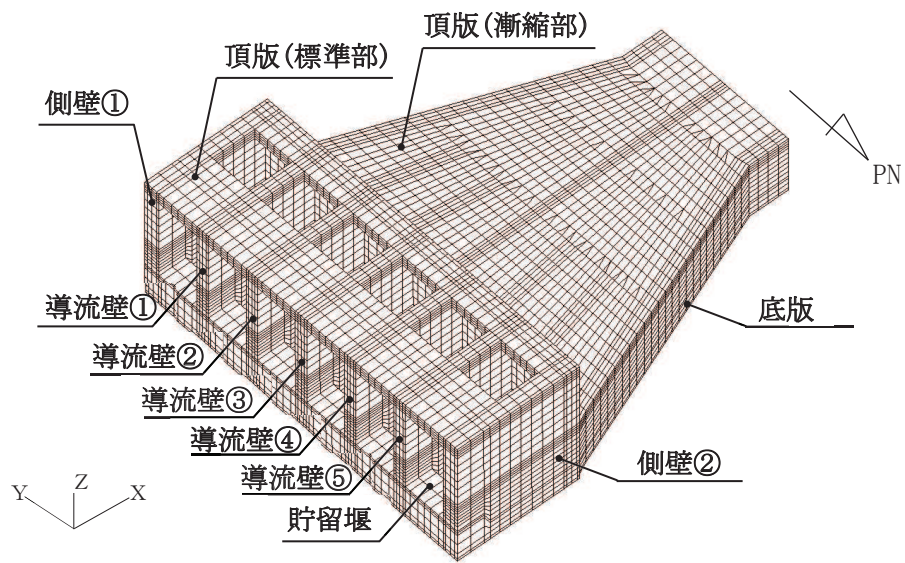
2.7.1 評価構造物諸元

取水口、貯留堰の諸元を表 2-10 に、評価部位を図 2-20 に示す。

表 2-10 評価部位とその仕様

部位	仕様	材料		要求機能
	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1,000	20.5	SD345	通水機能
妻壁	1,500	20.5	SD345	通水機能
側壁	1,200~1,500	20.5	SD345	通水機能 貯水機能*
導流壁	1,000~1,200	20.5	SD345	通水機能
底版	1,500~2,000	20.5	SD345	通水機能 貯水機能
貯留堰	1,200	20.5	SD345	通水機能 貯水機能

注記*：貯水機能が要求される部材の範囲は、貯留堰天端標高 (O.P. -5.3m) 以下とする。



注記*：頂板を非表示としている。

図 2-20 評価部位の位置

2.7.2 取水口，貯留堰の要求機能の考え方

「2.7.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した取水口，貯留堰の要求機能について，その考え方を以下に記載する。

a. 通水機能

取水口，貯留堰の通水断面を構成する各部材について，通水機能を要求するものとする。図 2-21 に通水機能が要求される部材の範囲を示す。

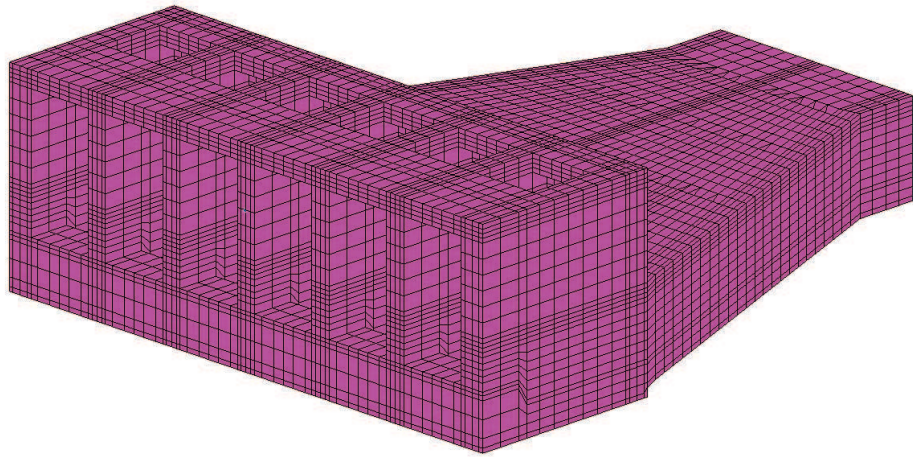


図 2-21 通水機能が要求される部材の範囲

b. 貯水機能

取水口, 貯留堰における貯水機能は, 津波時の引き波を想定した要求機能であるため, 貯留堰天端標高 (O. P. -5. 30m) 以下の側壁, 底版及び貯留堰を対象とする。

図 2-22 に貯水機能が要求される部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は, 添付資料「VI-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書」に示す。

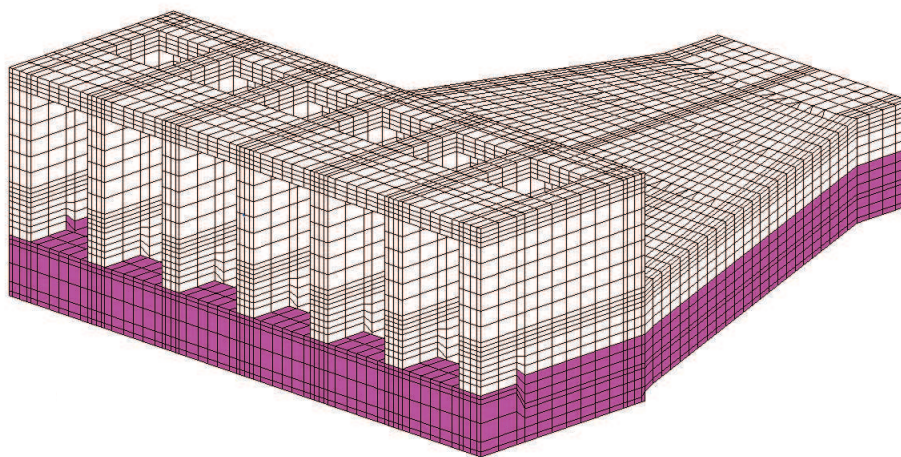


図 2-22 貯水機能が要求される部材の範囲

c. 支持機能

取水口は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持しており、貯留堰と一体の鉄筋コンクリート構造物である。

常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持する部材を図 2-23 に示す。

支持機能における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、貯留堰設置位置においては、コンクリート及び鉄筋のひずみが部材降伏に相当する限界ひずみを下回ることを確認する。

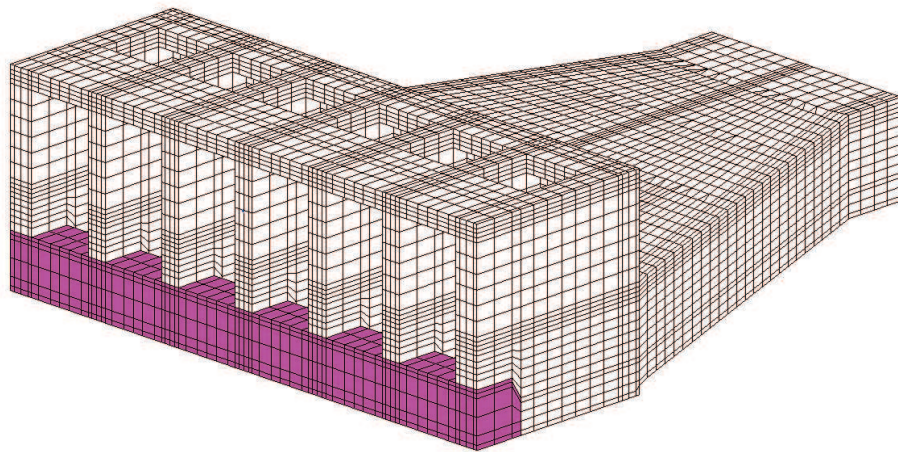


図 2-23 支持機能が要求される部材の範囲

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-24～図 2-26 に示す。

表 2-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
取水口，貯留堰	A-A断面（標準部）	O. P. +2.43m ^{*1, 2}
	C-C断面（漸縮部）	O. P. +2.43m ^{*1, 2}
	D-D断面	O. P. +2.43m ^{*1, 2}

注記*1：朔望平均満潮位。

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を，敷地高さ（O. P. +14.8m）を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

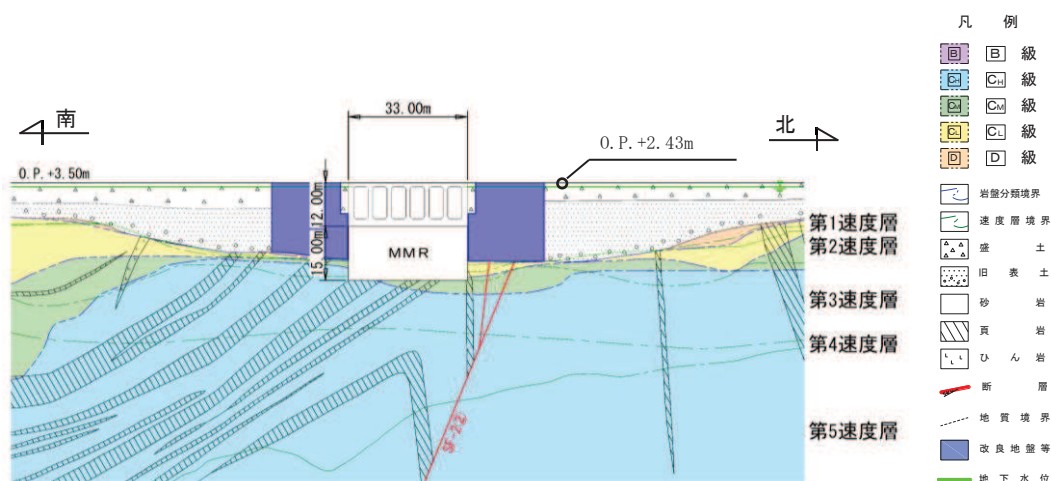


図 2-24 設計用地下水位（A-A 断面，標準部）

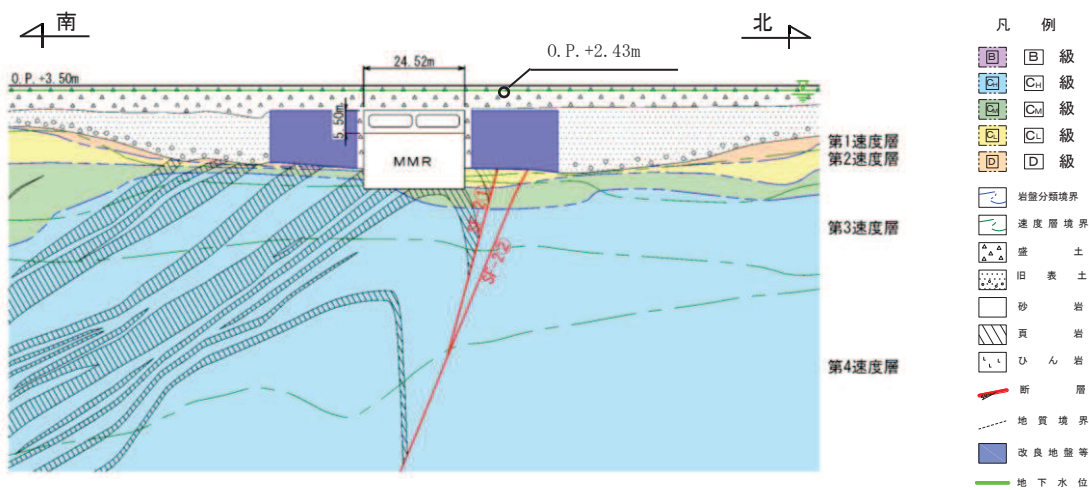


図 2-25 設計用地下水位（C-C 断面，漸縮部）

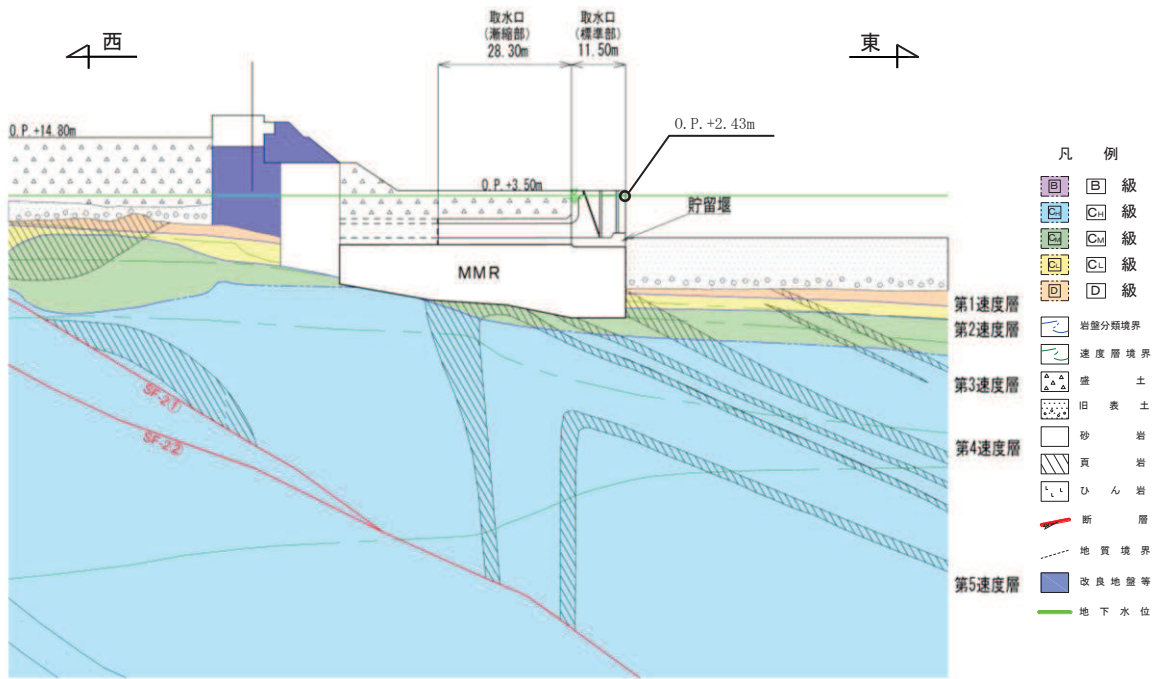


图 2—26 设计地下水位 (D-D 断面, 纵断)

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.11 取水口、貯留堰」に示すとおり、南北方向については、全応力解析及び有効応力解析、東西方向については、有効応力解析とする。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材は線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造物モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、実構造物と等価な剛性となるようモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（全応力解析では修正 GHE モデル又は H-D モデル、有効応力解析では H-D モデル）を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、盛土・旧表土は液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力-せん断ひずみ関係を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」及び「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

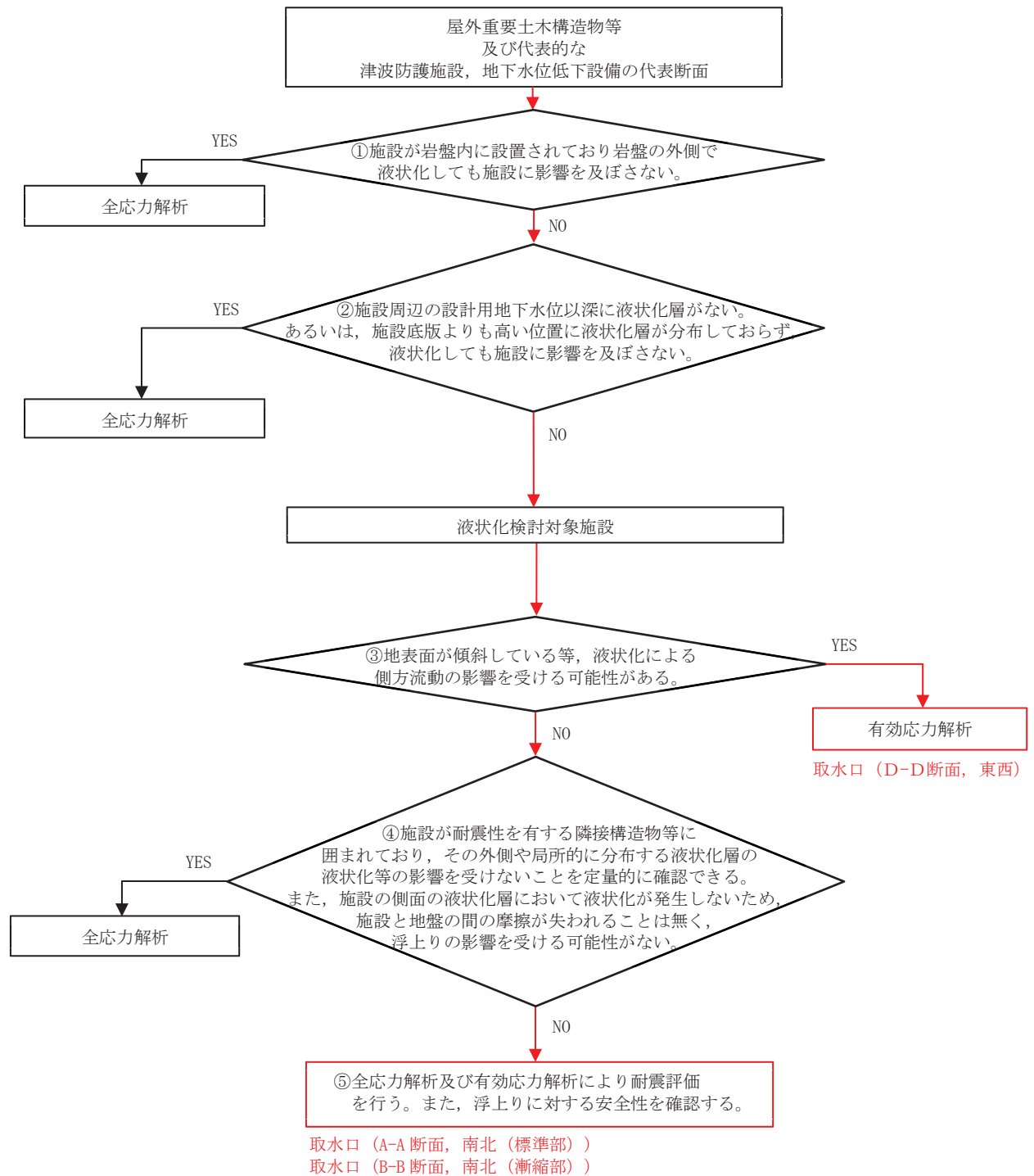


図 3-1 解析手法の選定フロー

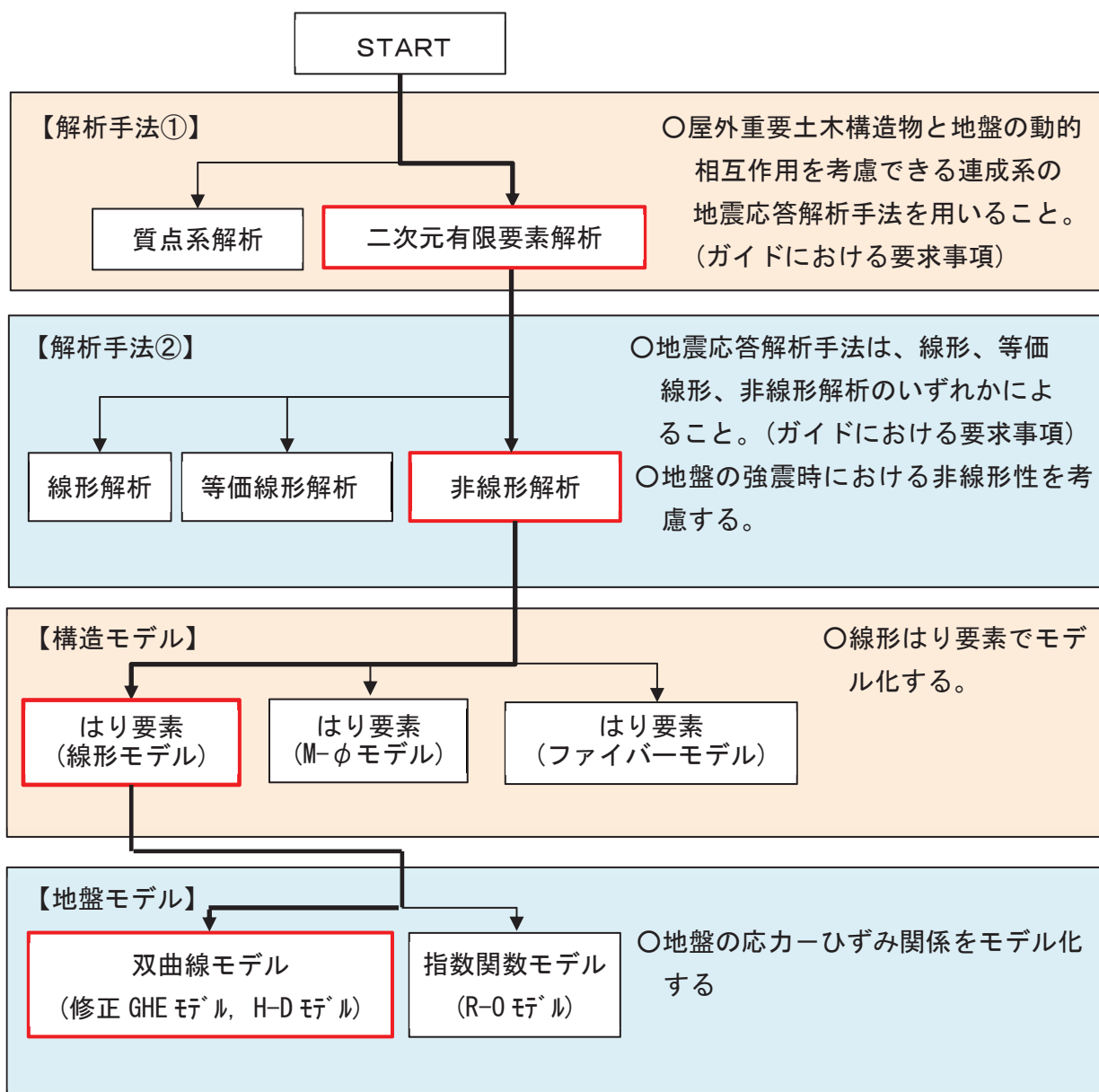


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

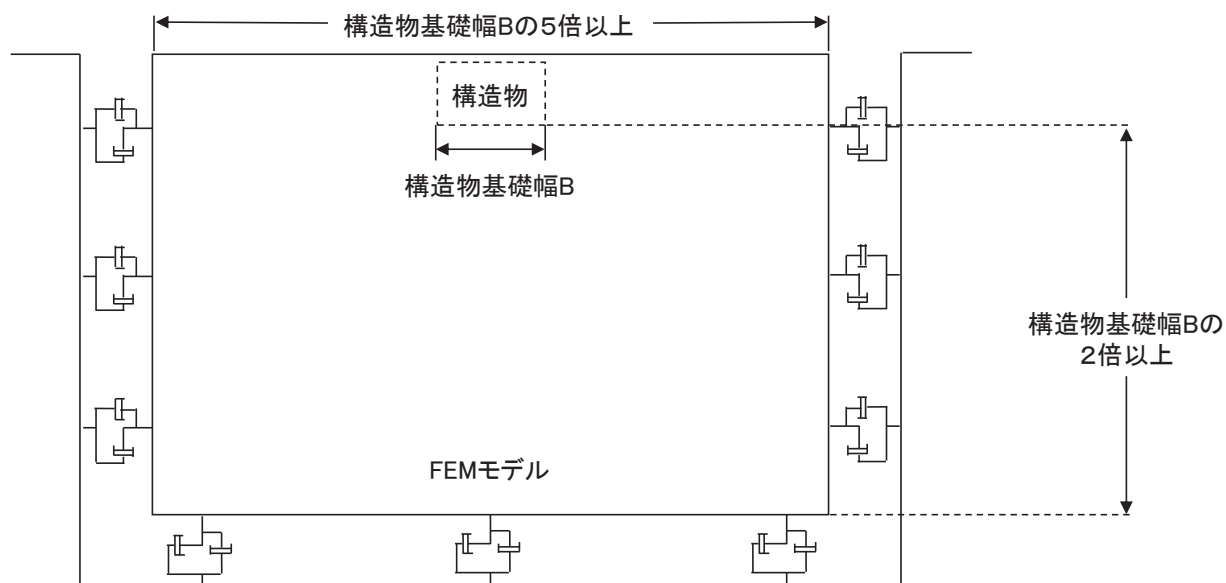


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

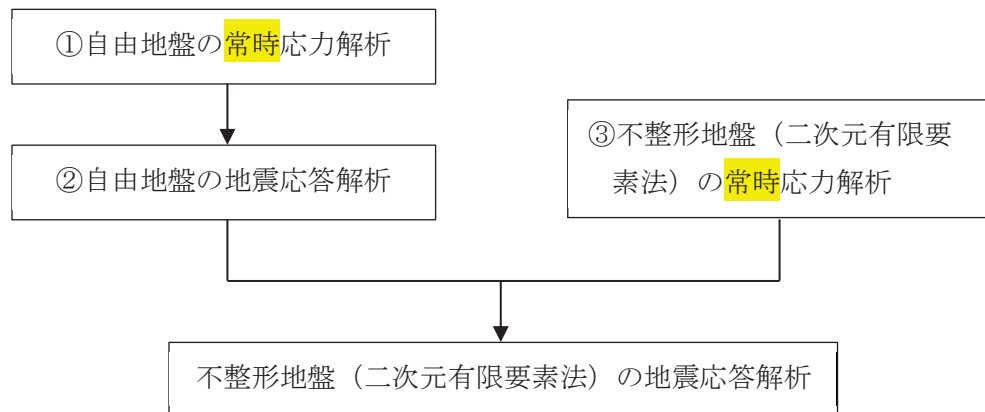


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

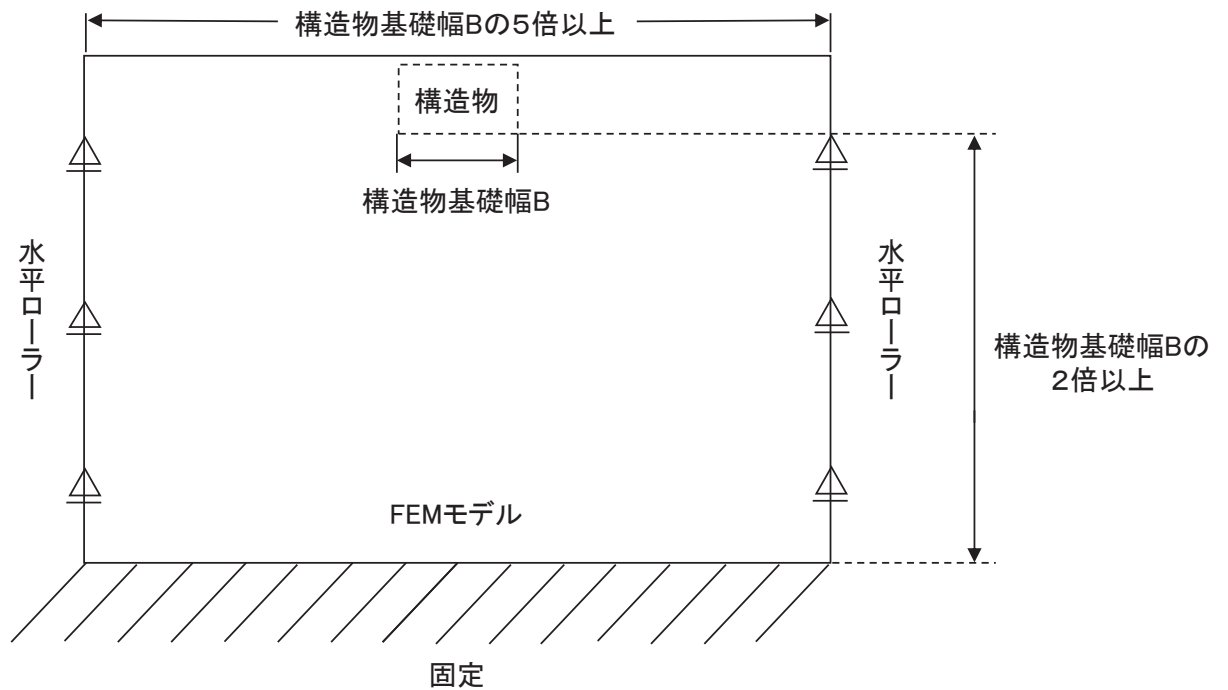


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

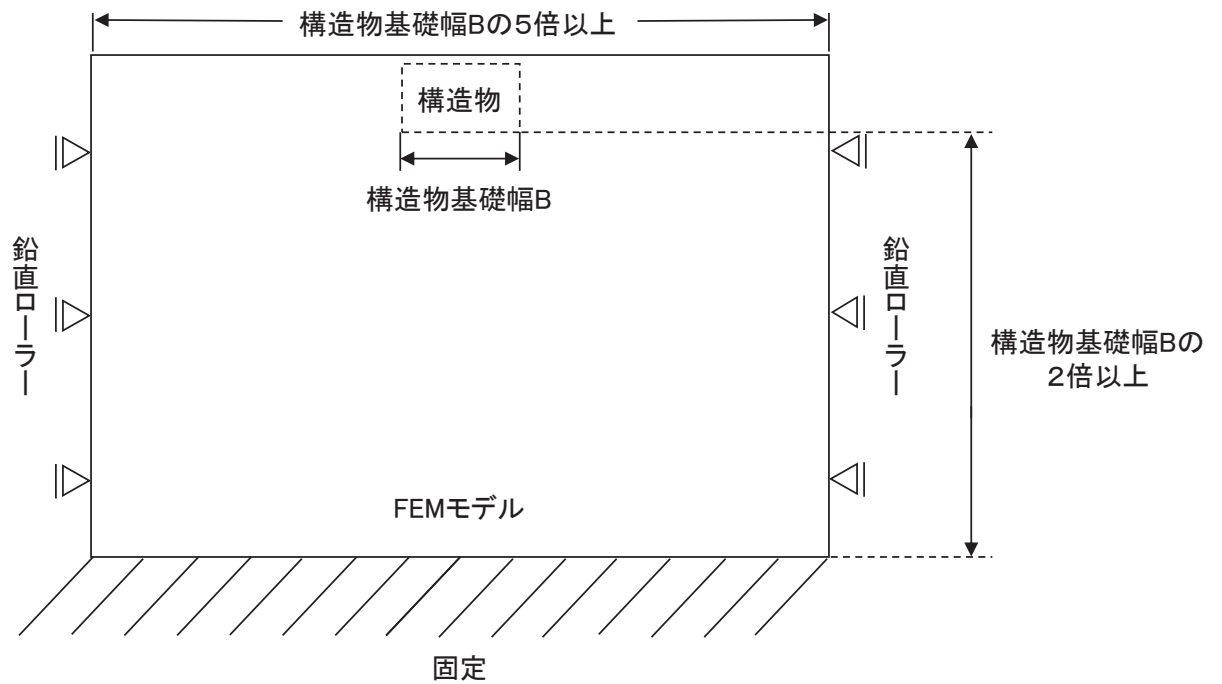
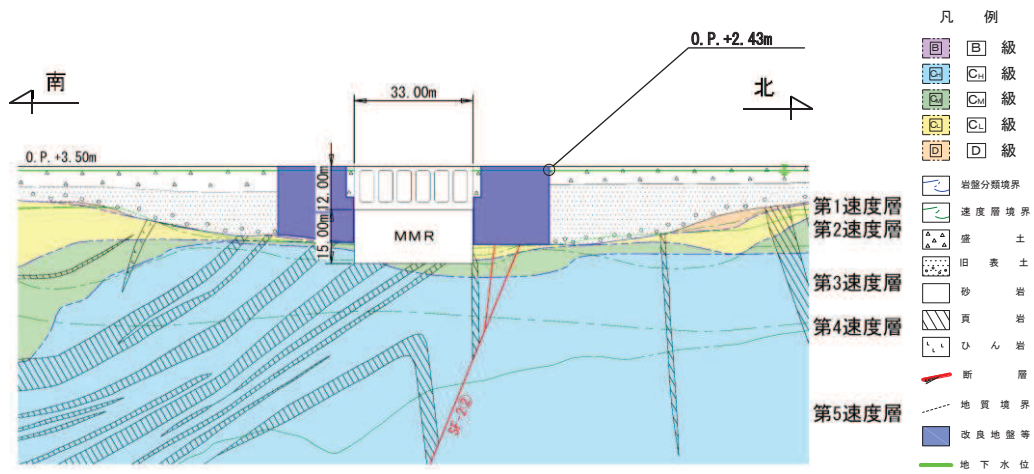


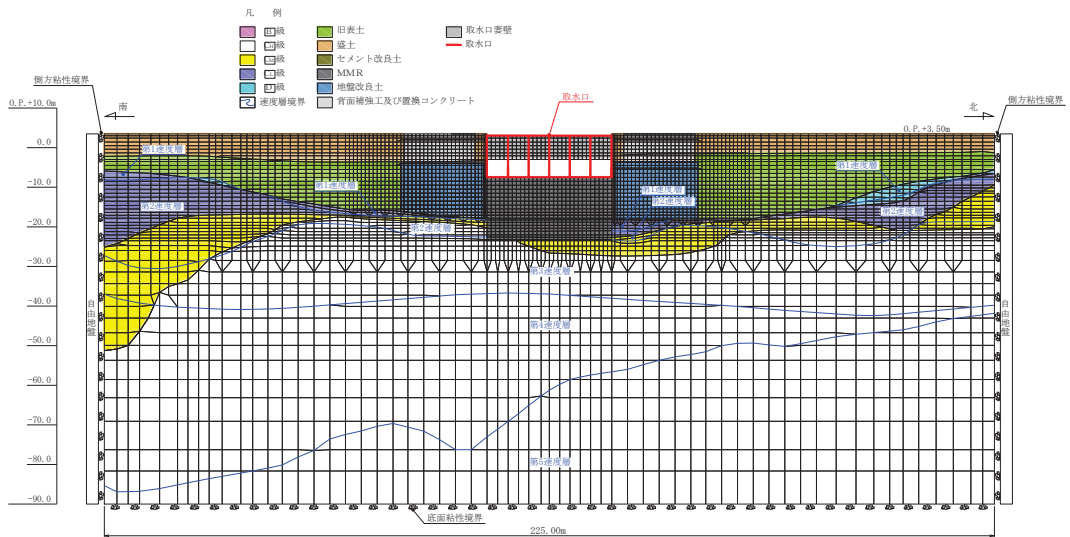
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-9 に示す。

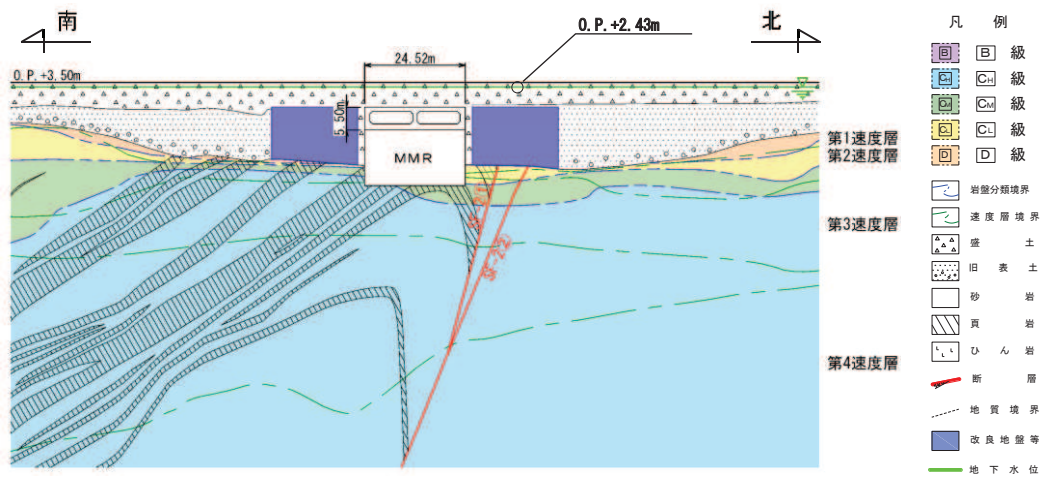


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

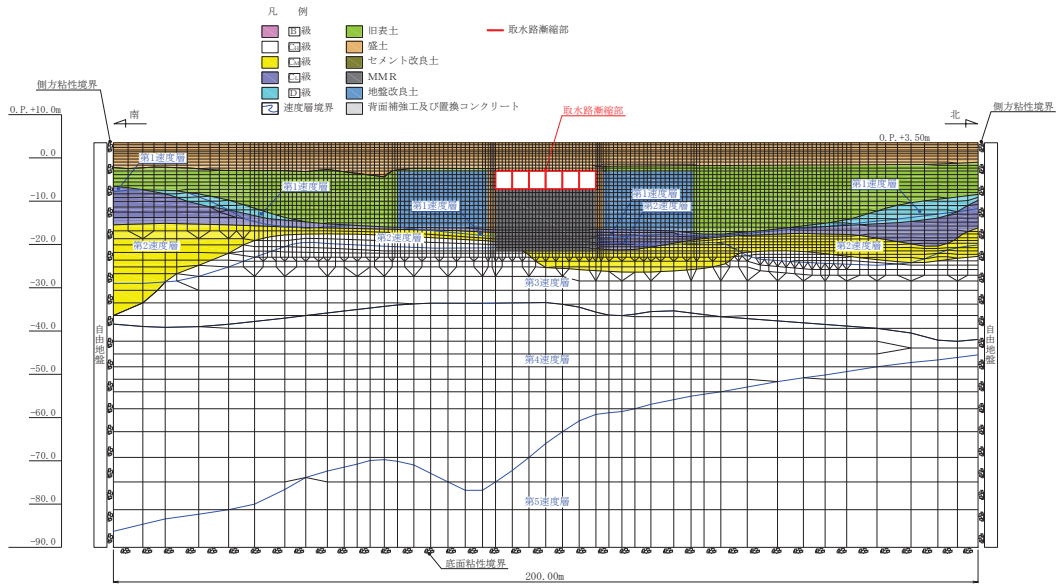


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 取水口，貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(A-A 断面，南北（標準部）)

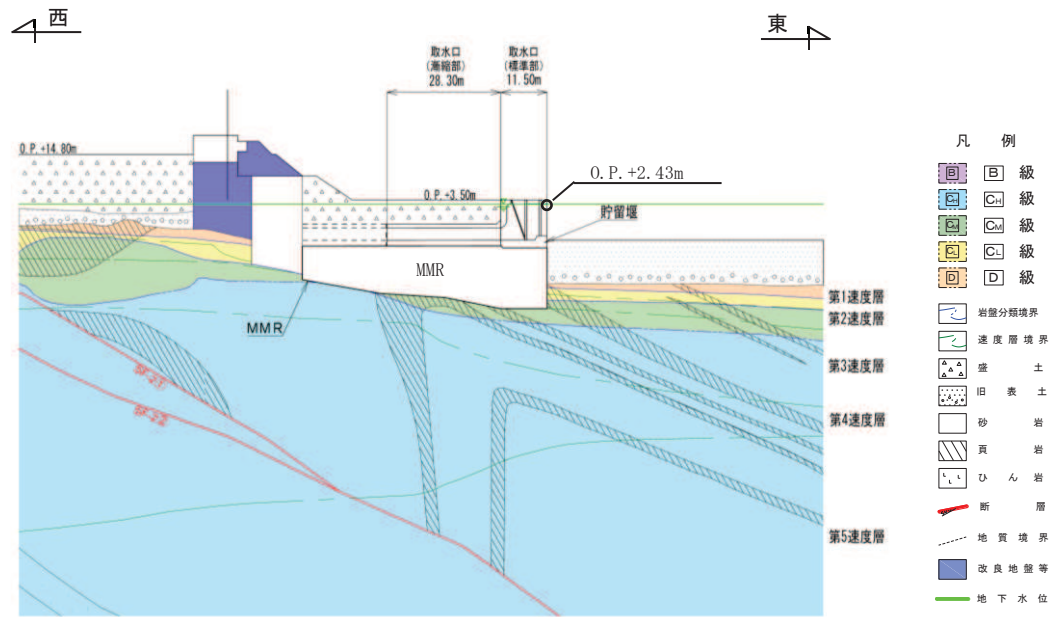


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

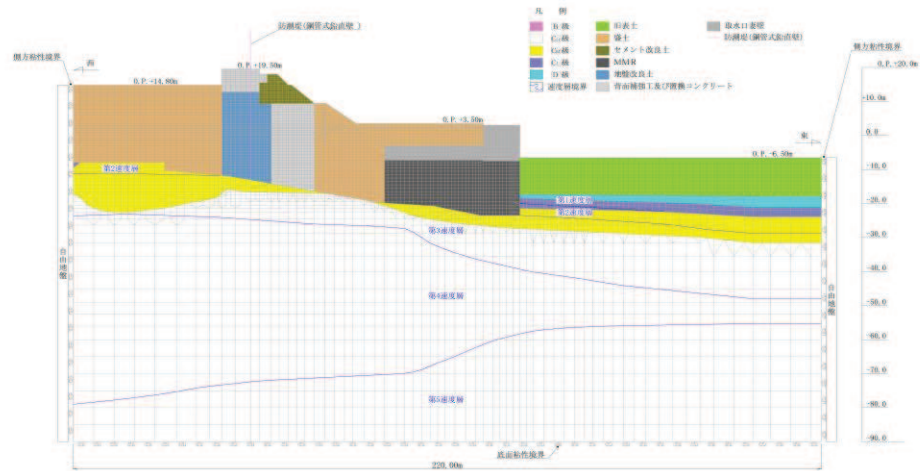


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 取水口、貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 取水口，貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (D-D 断面，東西)

3.2.3 構造物のモデル化

(1) 南北方向

取水口の南北方向は、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。等価剛性モデルについて、加振方向に対して面外変形で抵抗する部材は線形はり要素にてモデル化し、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。

構造物のモデル化は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「11. 等価剛性モデルの設定方針」に従い、妻壁の剛性を考慮し、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルとする。等価剛性モデルの妥当性についての検討を「参考資料2 二次元地震応答解析における等価剛性モデル化の保守性」に示す。

標準部は、六連のボックスカルバート構造に面内変形で抵抗する妻壁を有していることから、等価剛性モデルは、線形はり要素と平面応力要素でモデル化する。等価剛性モデルの弾性係数は、次の2つの手順に基づき補正係数 α 、 β を設定し、コンクリートの弾性係数に乘じることにより設定する。

手順1として、線形はり要素及び平面応力要素について、奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を設定する。

手順2として、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、妻壁の上端と下端の高さにおける両側壁の平均変位が、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。なお、妻壁部は平面応力要素に対してのみ補正係数 β を設定する。

漸縮部は、六連から二連のボックスカルバートに断面が縮小する構造となっており、面内変形で抵抗する部材を有さないことから、等価剛性モデルは線形はり要素でモデル化し、標準部同様に補正係数 α 、 β を算定して設定する。

漸縮部は、延長方向で断面形状が異なるが、等価剛性モデルを用いた地震応答解析により算出された土圧及び慣性力を三次元モデルの延長方向に一樣に作用させた耐震評価を行うことから、等価剛性モデルは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する。等価剛性モデルは、B-B断面の幅が一樣に分布すると仮定し、図3-10のイメージ図に示すとおり設定する。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縦断方向からみた投影長さとして算定する。

また、漸縮部の補正係数 β については、等価剛性モデルにおける頂版の高さにおける両側壁の平均変位が、三次元モデルの水平変位と等しくなるように設定する。三次元モデルから算出する変位は、両側壁の平均変位を延長方向で平均した値とする。なお、漸縮部の等価剛性モデルには、平面応力要素がないことから、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。

標準部及び漸縮部の南北方向の等価剛性モデルを図3-11及び図3-12に、等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図を図3-13に示す。

取水口の標準部及び漸縮部の南北方向の剛性の調整方法を図3-14に、剛性調整結果を

図3-15に、補正係数の計算結果を表3-1及び表3-2に示す。

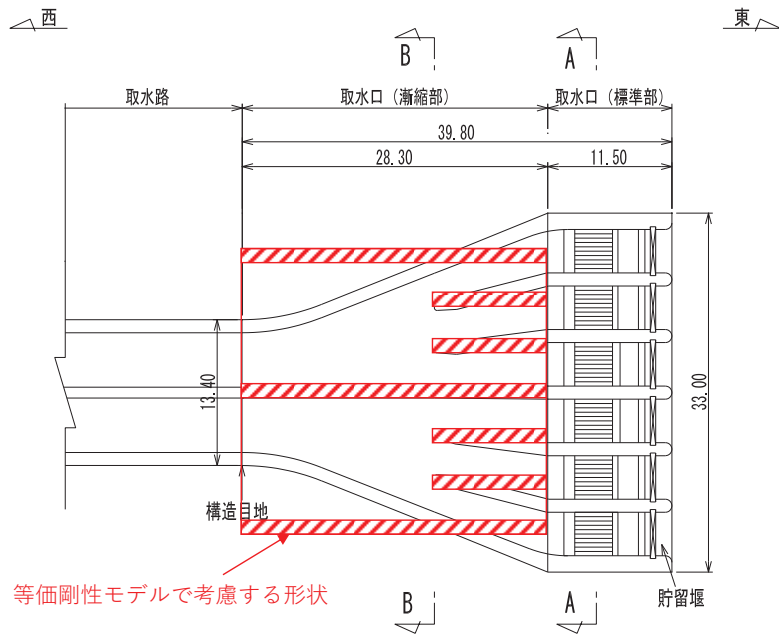


図3-10 等価剛性モデル範囲のイメージ図

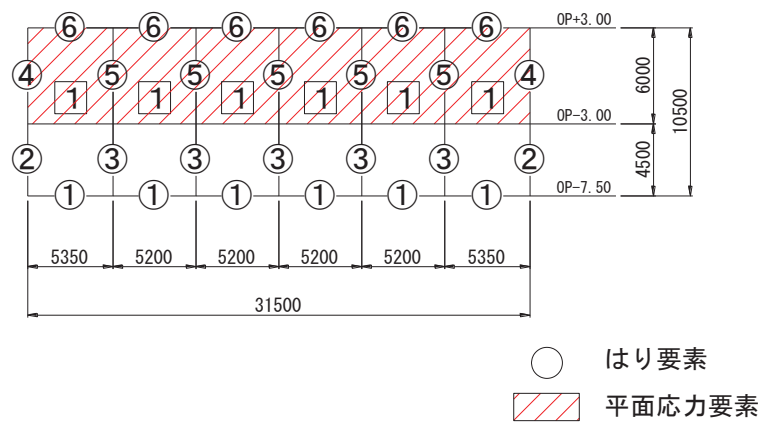


図3-11(1) 取水口 (標準部) の等価剛性モデル (はり部材番号①, ②, ③)

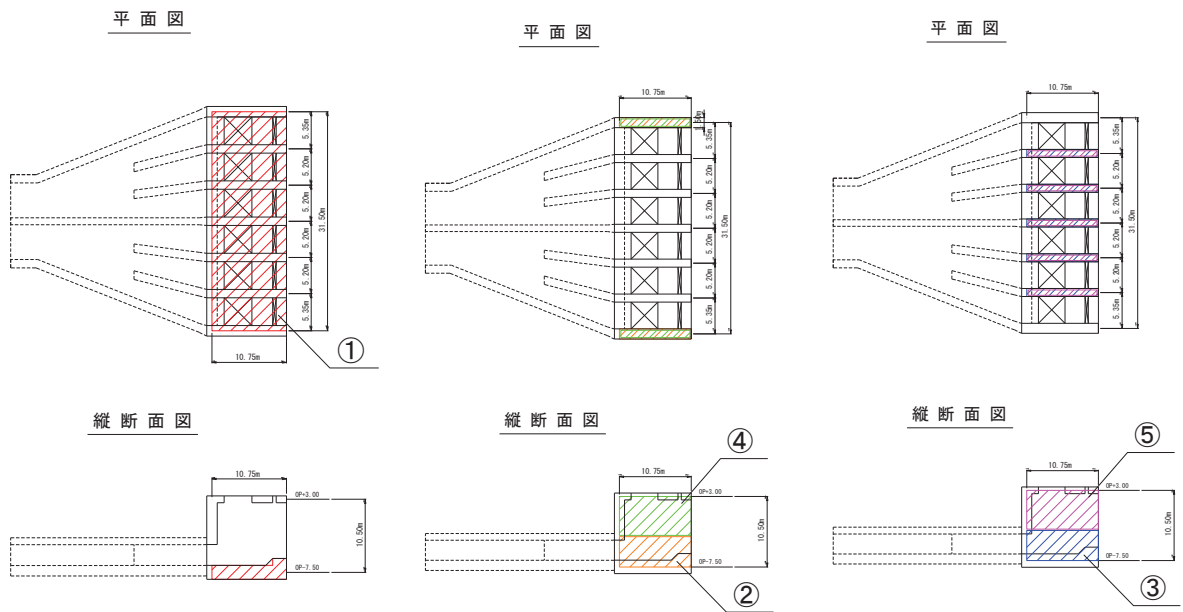


図3-11(2) 取水口 (標準部) の等価剛性モデル (はり部材番号①, ②, ③, ④, ⑤)

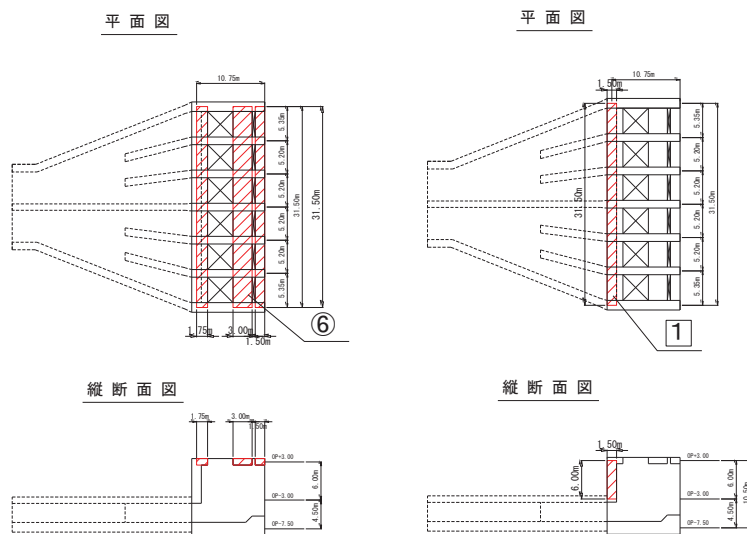
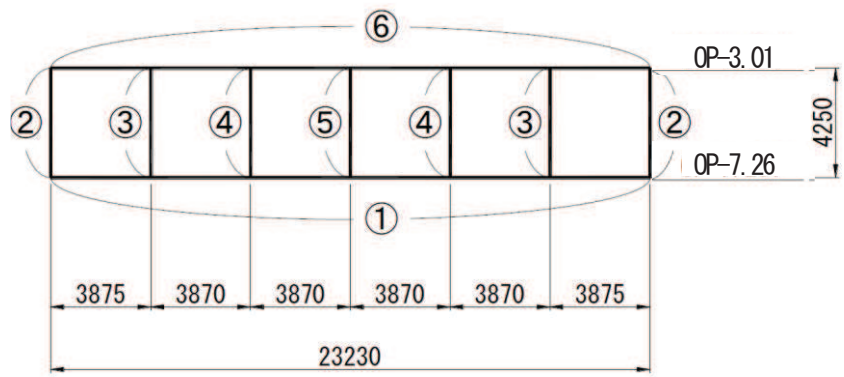


図3-11(3) 取水口 (標準部) の等価剛性モデル (はり部材番号⑥, 平面応力要素①)



○：はり要素

図3-12(1) 取水口 (漸縮部) の等価剛性モデル

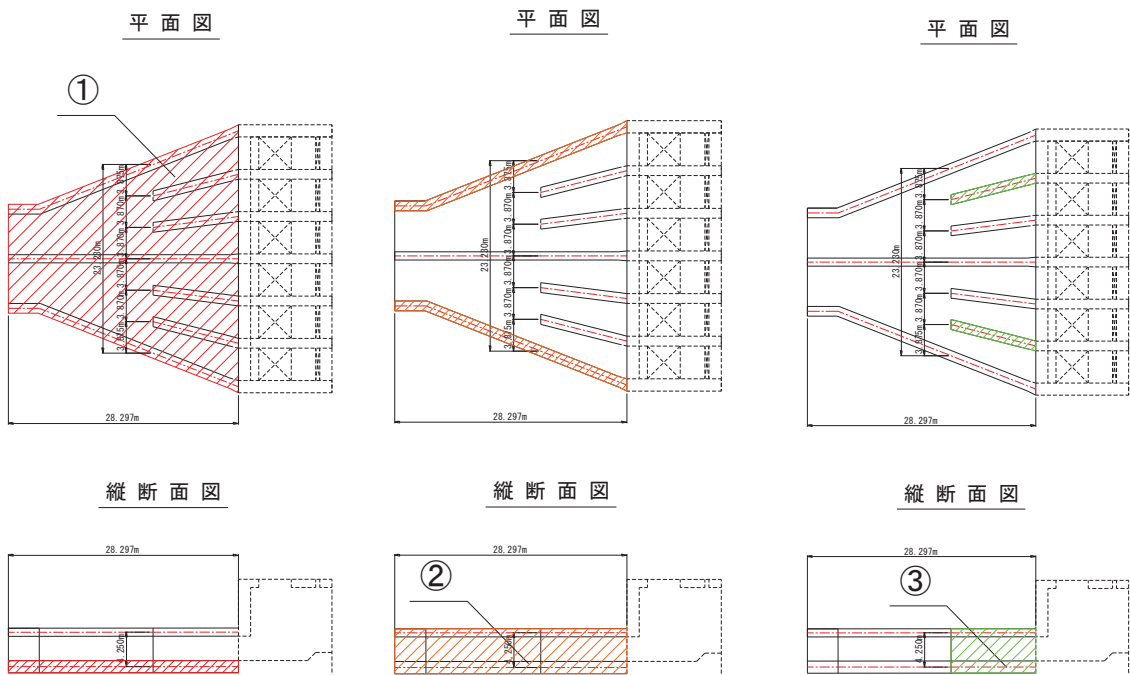


図3-12(2) 取水口 (漸縮部) の等価剛性モデル (はり部材番号①, ②, ③)

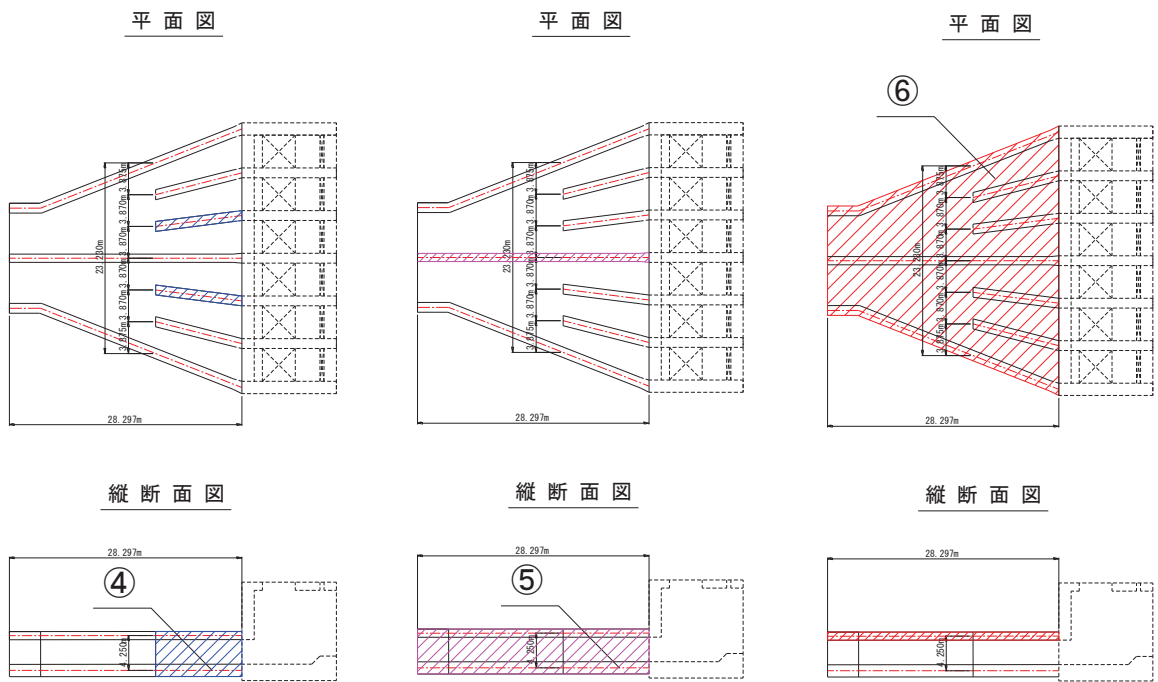


図 3-12(3) 取水口 (漸縮部) の等価剛性モデル (はり部材番号④, ⑤, ⑥)

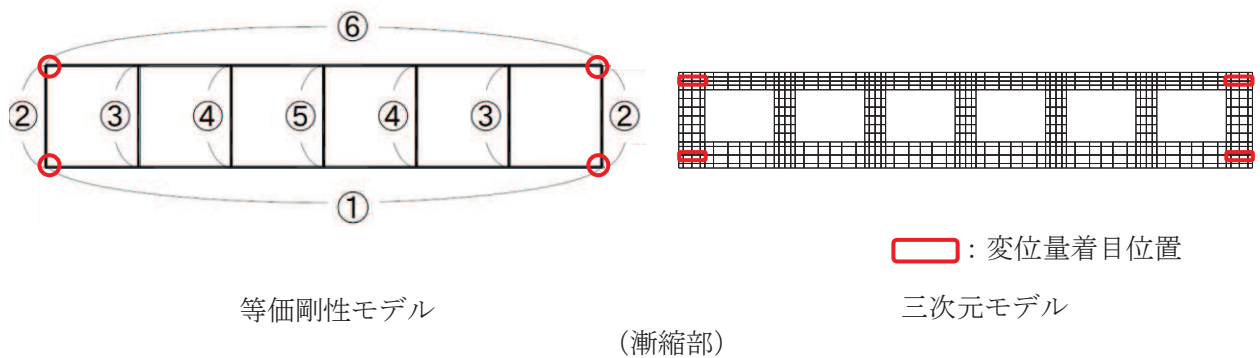
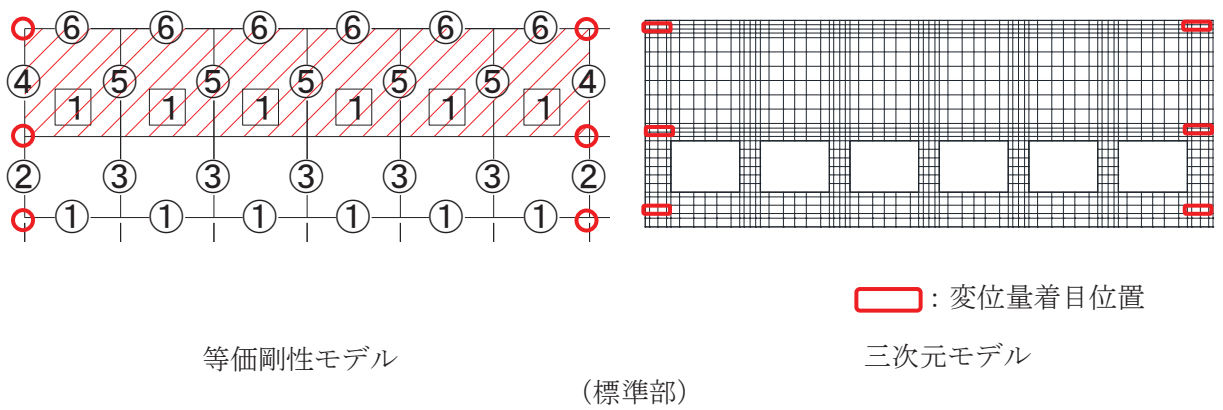
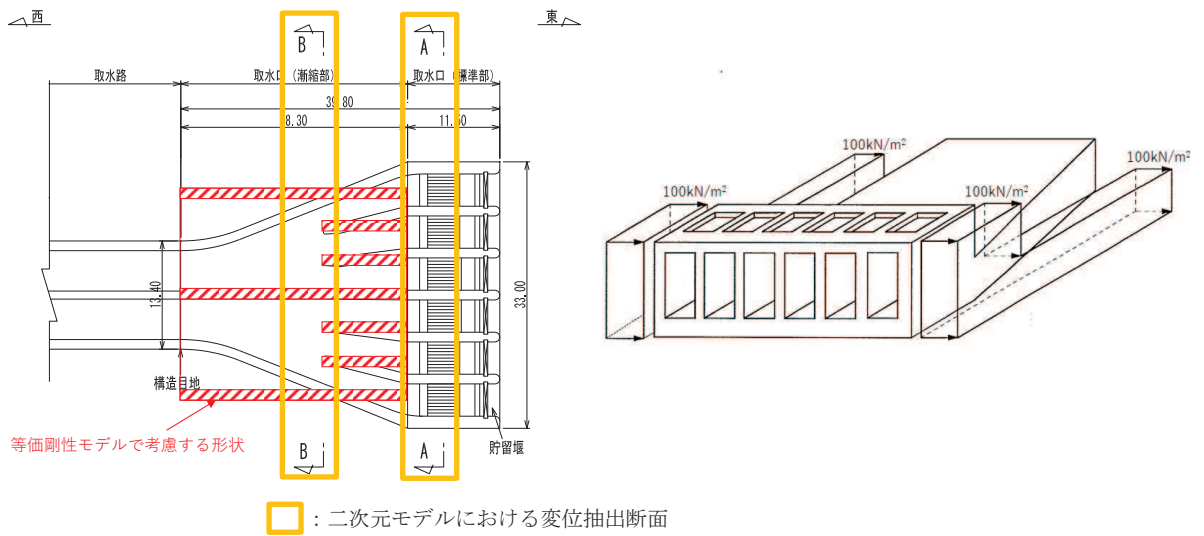


図 3-13 等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図



図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、各エリアの奥行方向の平均変位を用いる。

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

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

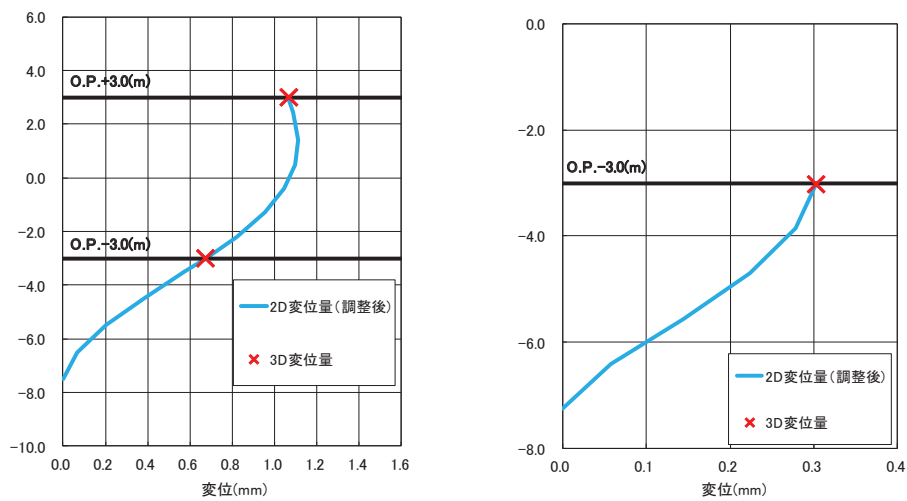
α : 取水口、貯留堰の奥行き長さに対する部材の奥行き長さの比率 = L_e / L

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 取水口、貯留堰の奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-14 剛性の調整方法



取水口 (標準部)

取水口 (漸縮部)

図 3-15 剛性調整結果

表 3-1(1) 補正係数の計算結果 (はり要素) (標準部)

要素番号*	α	β
①	1.00	2.64
②	1.00	2.64
③	1.00	2.64
④	1.00	1.00
⑤	1.00	1.00
⑥	0.58	1.00

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(2) 補正係数の計算結果 (はり要素) (漸縮部)

要素番号*	α	β
①	1.00	0.98
②	1.00	0.98
③	0.37	0.98
④	0.37	0.98
⑤	1.00	0.98
⑥	1.00	0.98

注記* : 要素番号は図 3-12 の要素番号に対応

表 3-2 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (標準部)

要素番号*	α	β
1	0.14	0.25

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

3.2.4 隣接構造物のモデル化

取水口の西側には防潮堤（鋼管式鉛直壁）が位置している。防潮堤は、地中部に大きな改良地盤や置換コンクリートを有しており、これらの地震応答が周辺地盤の挙動に大きな影響を及ぼすことから、取水口に対する地盤の挙動を適切に評価するために、東西断面においては防潮堤（鋼管式鉛直壁）をモデル化する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）、背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

取水口の西側には取水路が隣接し、取水路と直下の MMR は、防潮堤を横断しているが、取水路及び MMR と防潮堤の間には盛土が存在し、防潮堤の地震応答は取水口に直接伝達することはない。また、取水路と取水口の間は構造目地があるため、接続部には荷重伝達は発生しない構造となっている。

このことから、取水口と防潮堤との間の取水路及び MMR は、保守的な評価になるよう盛土にてモデル化する。防潮堤横断部における取水路の断面図を図 3-16 に示す。

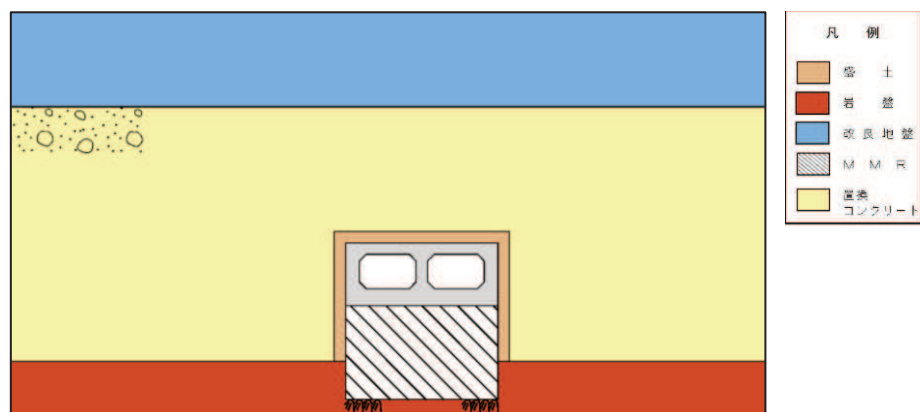


図 3-16 防潮堤横断部における取水路の断面図

3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D級を除く岩盤及び MMR は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、改良地盤及び D級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素を考慮した平面ひずみ要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地震応答解析では、地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、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、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 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 (°)
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
改良地盤	1.39	22.1
C _L 級	0.10	44.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-4 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 (C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の 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－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	盛土 c	盛土 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

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（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）に従い、表 3-5 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-17 に、ジョイント要素の配置を図 3-18～図 3-20 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤, 改良地盤, MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

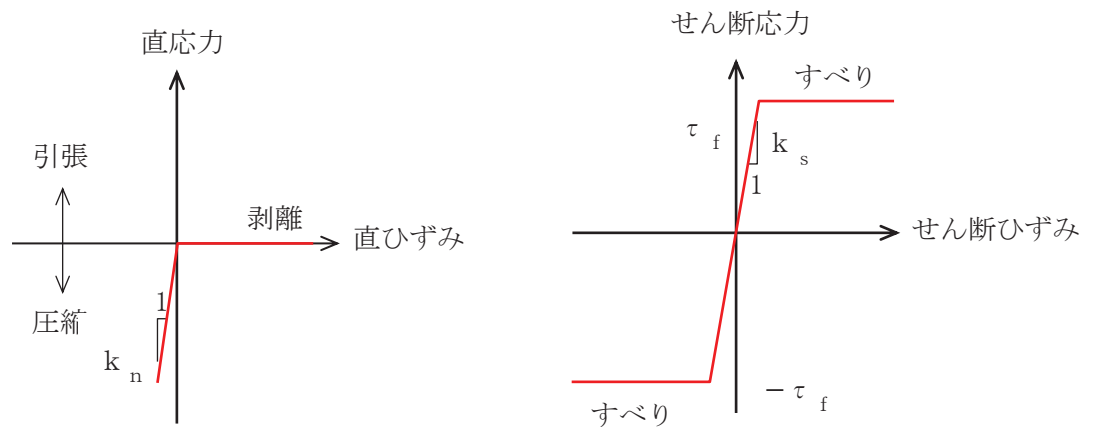


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

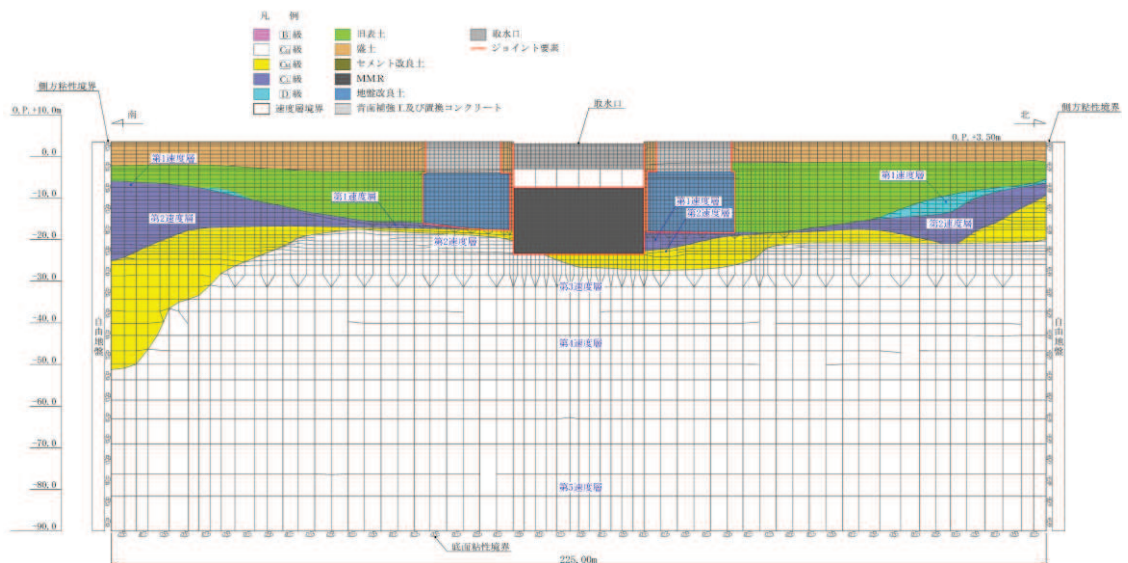


図 3-18 取水口，貯留堰 (A-A 断面，標準部) のジョイント要素の配置

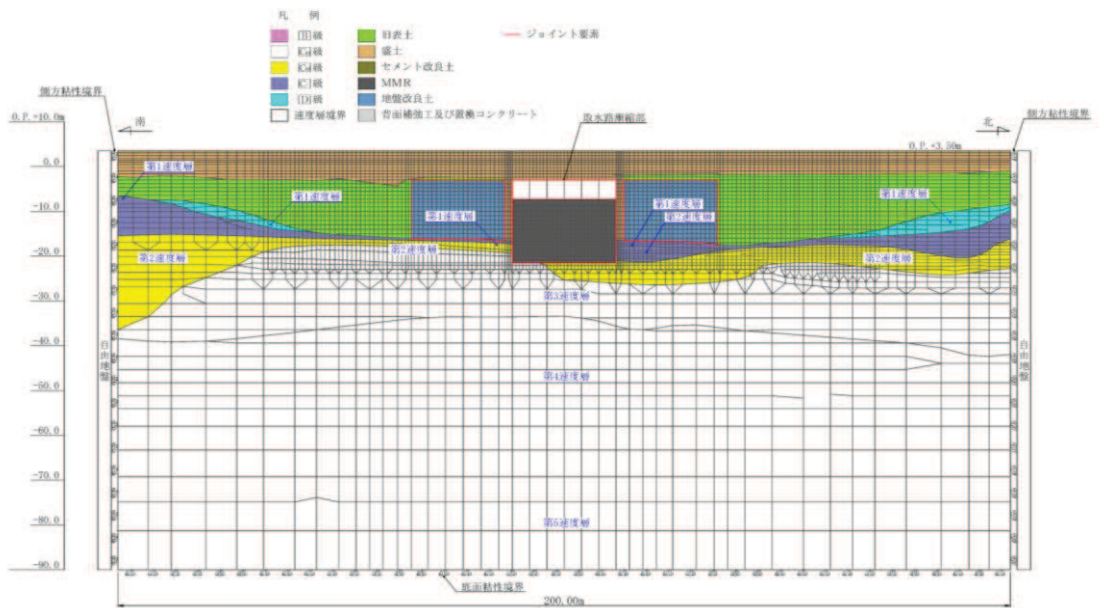


図3-19 取水口，貯留堰（B-B断面，漸縮部）のジョイント要素の配置

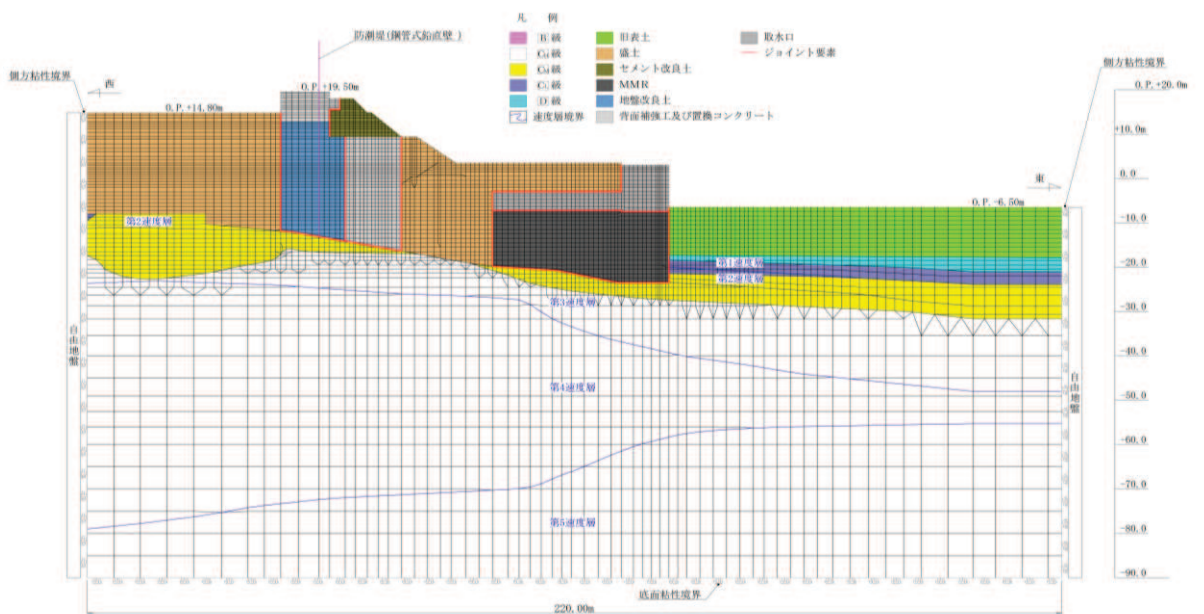


図3-20 取水口，貯留堰（縦断）のジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料 1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における建造物の減衰定数」に基づき、全応力解析では粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

また、有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。なお、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」」による。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-21 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

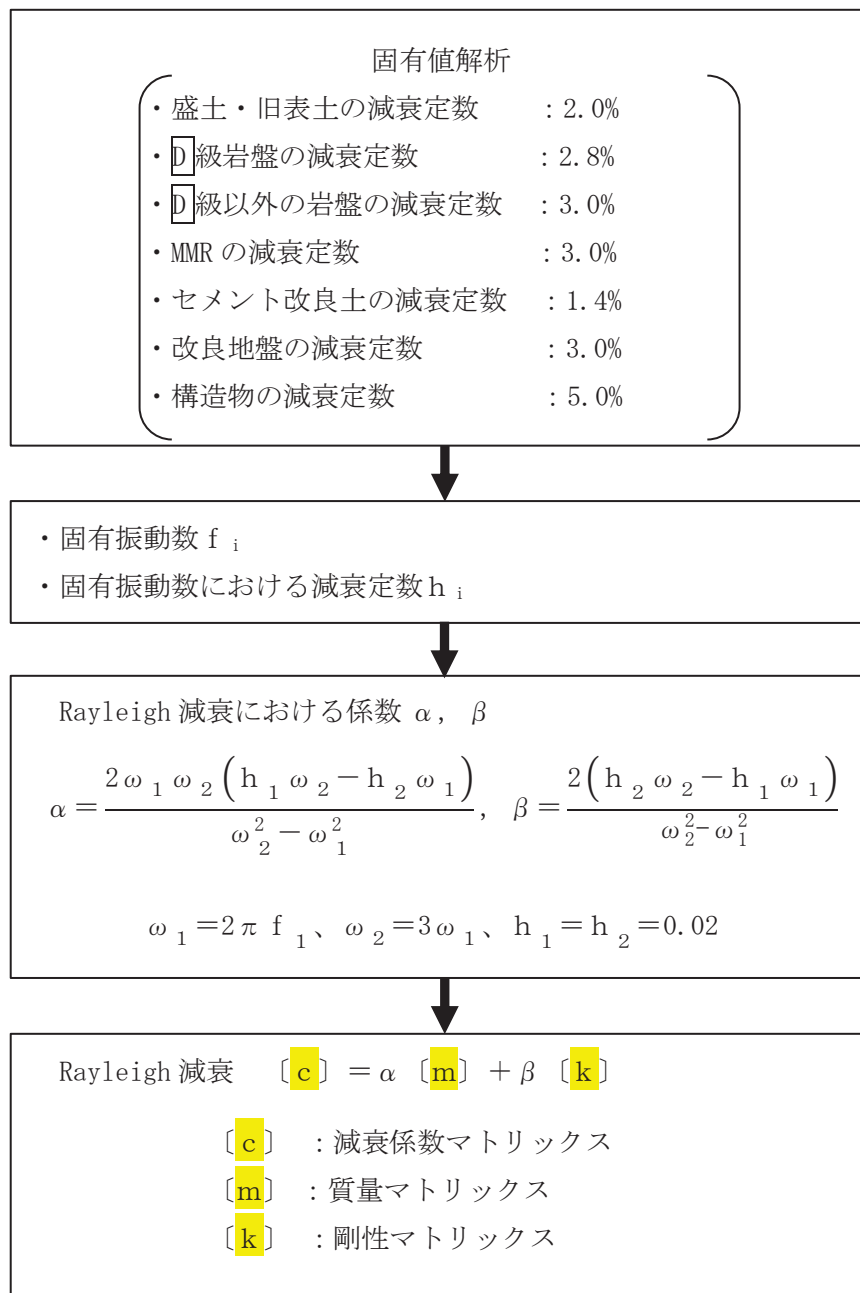


図 3-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

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) は固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-22～図 3-23 に、係数 α 、 β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-24～図 3-25 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 標準部 (A-A 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β_x	β_y	
1	3.166	9	0	67.62	-1.01	1 次として採用
2	3.398	6	0	-55.67	-2.68	—
3	4.285	0	0	12.85	3.18	—
4	4.419	0	0	-6.26	4.22	—
5	5.285	6	0	-54.52	-0.79	—
6	5.497	3	0	-40.32	-1.66	—
7	5.849	8	0	-62.77	-4.18	—
8	6.132	10	0	71.83	-4.13	—
9	6.394	1	0	-21.93	-5.45	—
10	6.465	10	0	71.27	3.52	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 漸縮部 (B-B 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.895	8	0	60.76	-2.99	1次として採用
2	3.226	7	0	-55.64	-2.62	—
3	4.094	2	0	-26.30	-4.38	—
4	4.339	0	0	13.85	-4.41	—
5	4.921	7	0	-53.92	-0.26	—
6	5.338	1	0	-14.69	-2.01	—
7	5.614	0	0	-9.67	-1.74	—
8	5.868	0	0	9.34	-4.11	—
9	6.113	1	0	-15.88	-1.06	—
10	6.385	1	0	-14.92	-4.02	—

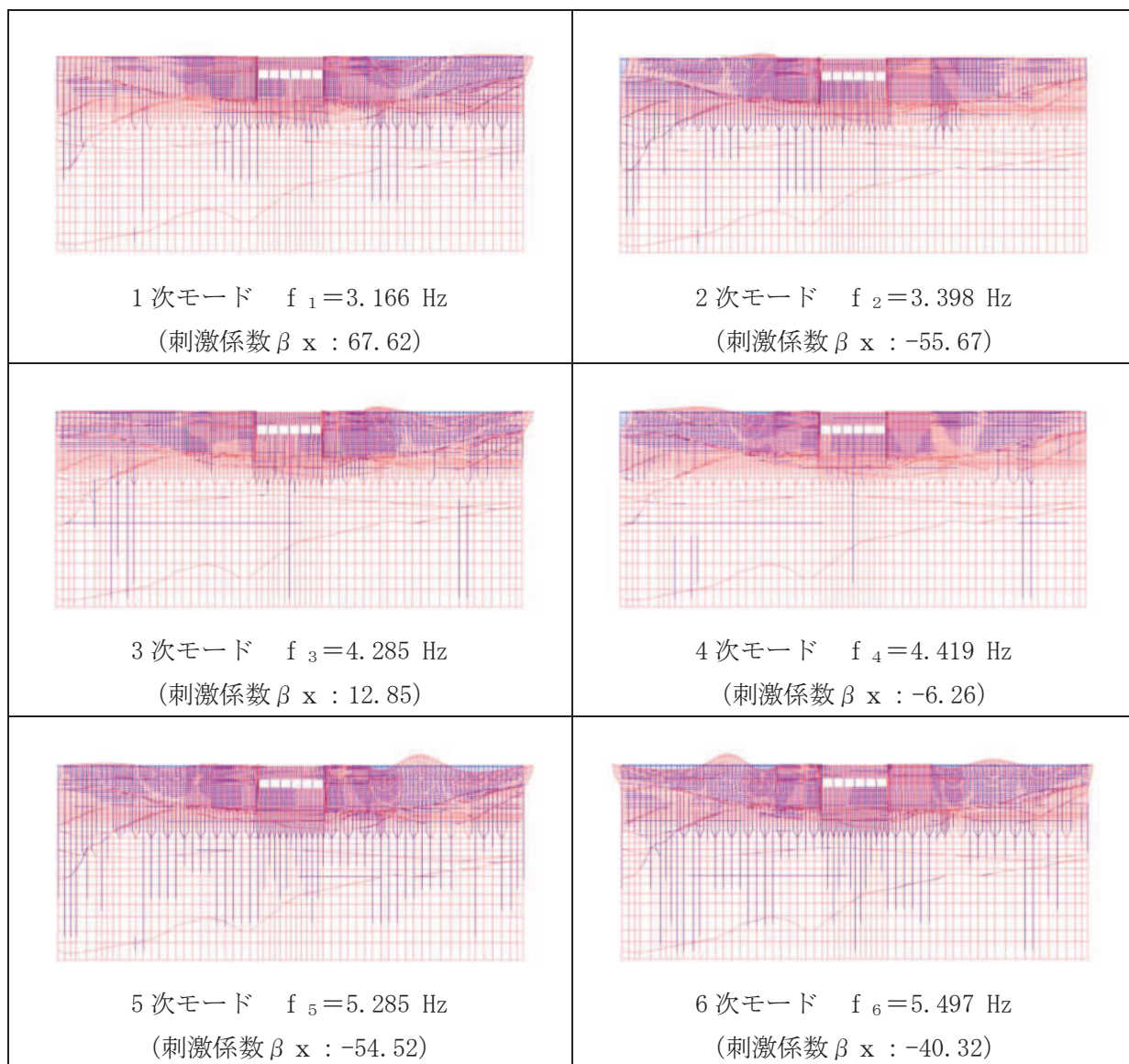


図 3-22 (1) 固有値解析結果 (モード図) (標準部 (A-A 断面))

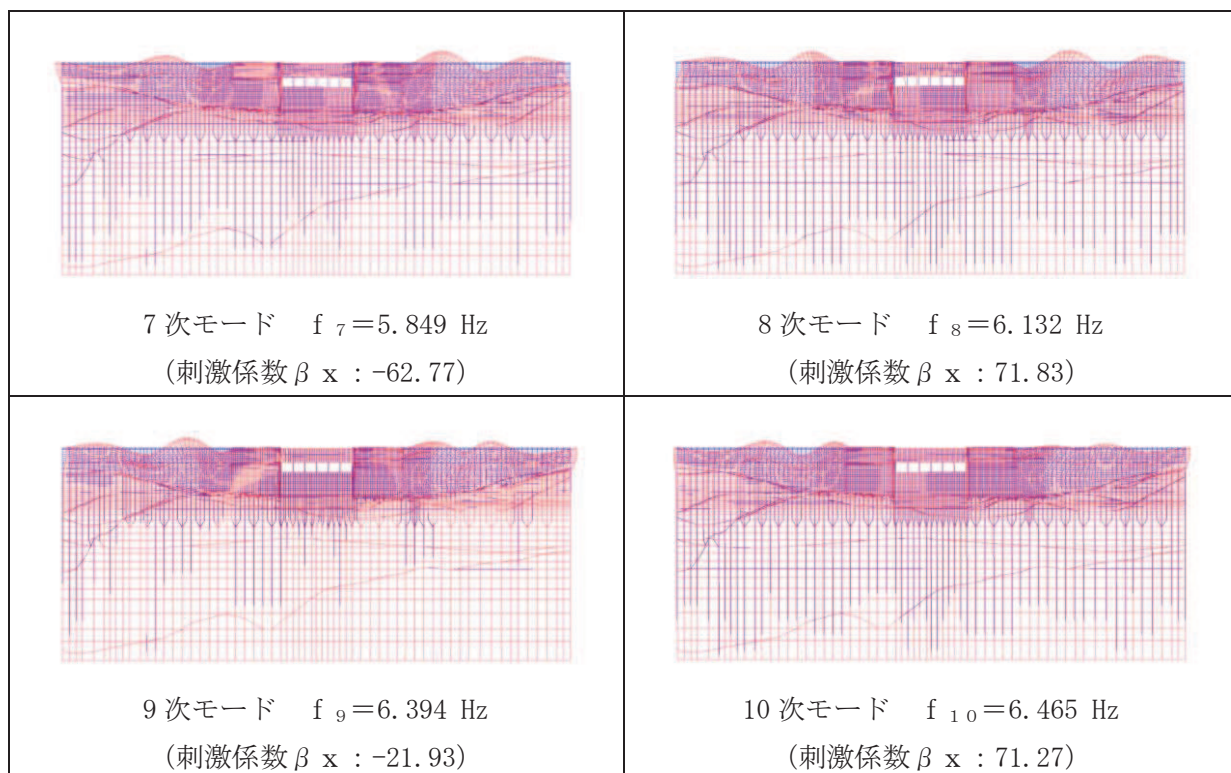


図 3-22 (2) 固有値解析結果 (モード図) (標準部 (A-A 断面))

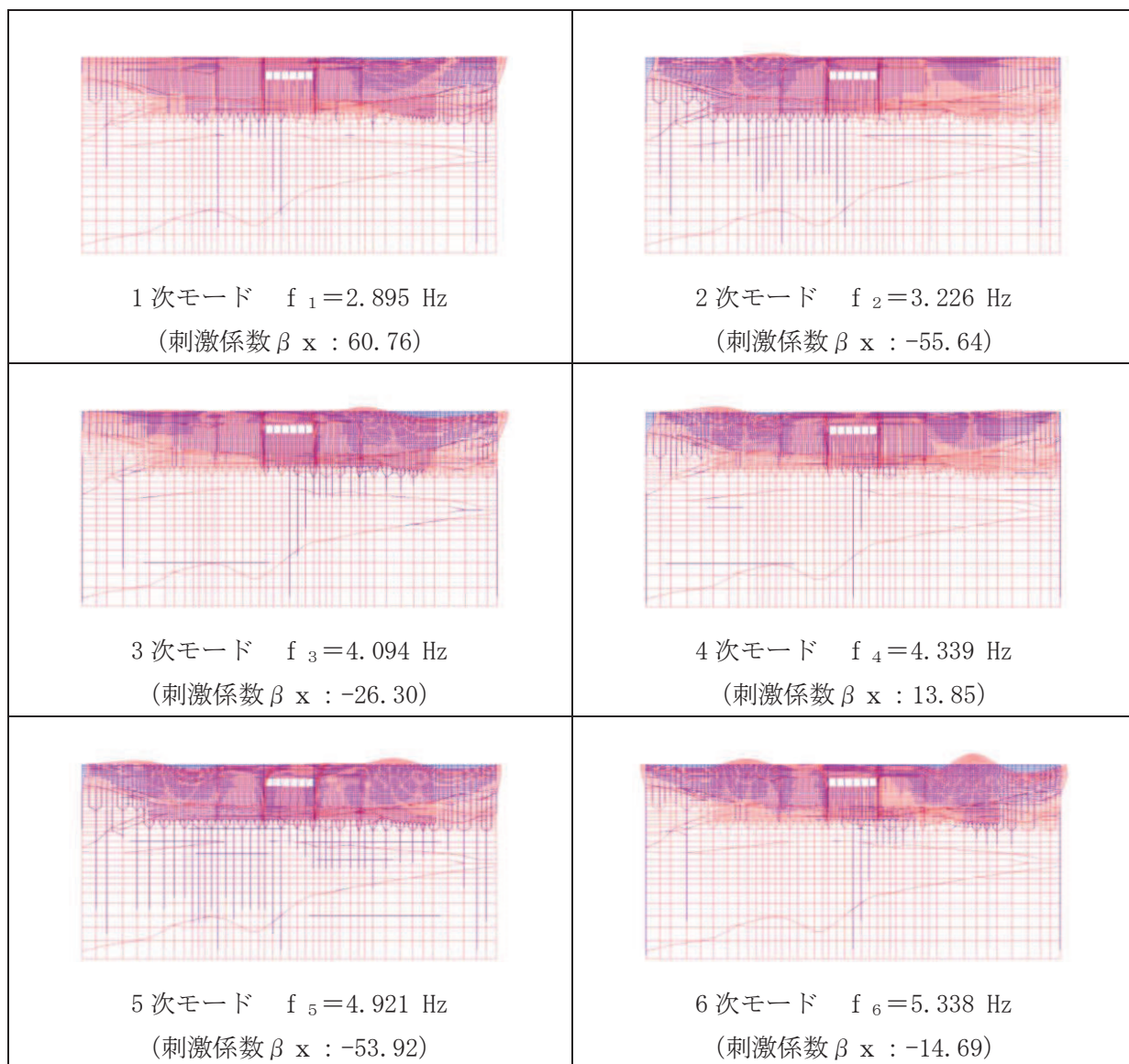


図 3-23 (1) 固有値解析結果 (モード図) (漸縮部 (B-B 断面))

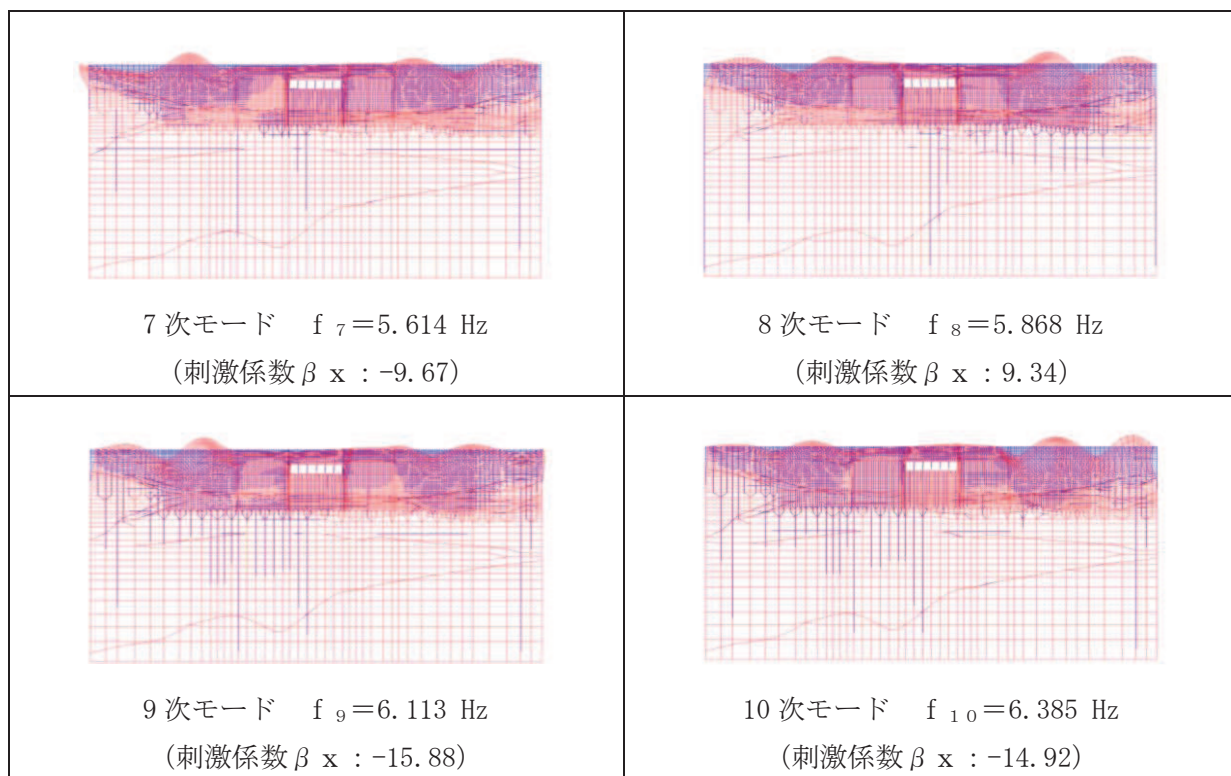


図 3-23 (2) 固有値解析結果 (モード図) (漸縮部 (B-B 断面))

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	解析手法	α	β
(A-A 断面, 南北) 標準部	全応力解析	5.968×10^{-1}	5.027×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
(B-B 断面, 南北) 漸縮部	全応力解析	5.458×10^{-1}	5.497×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
(東西) 縦断	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}

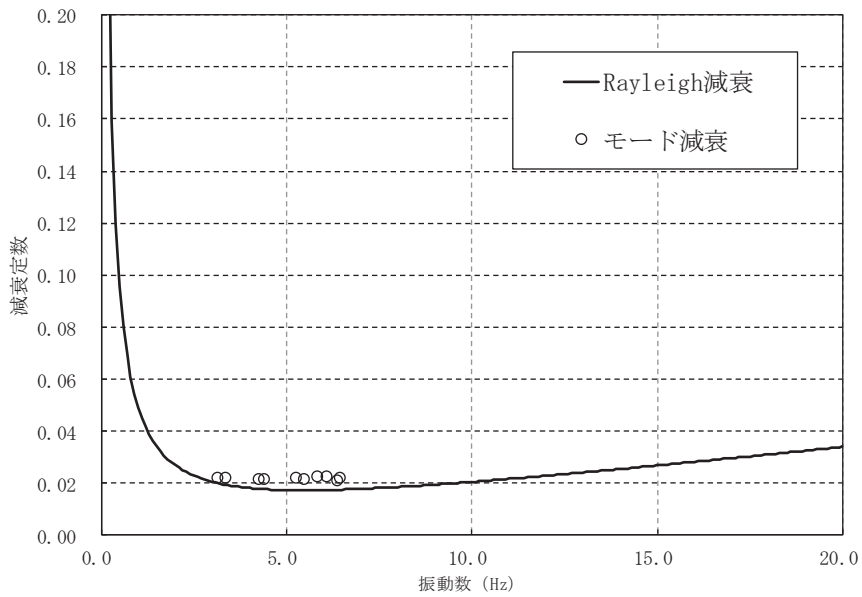


図 3-24 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 標準部)

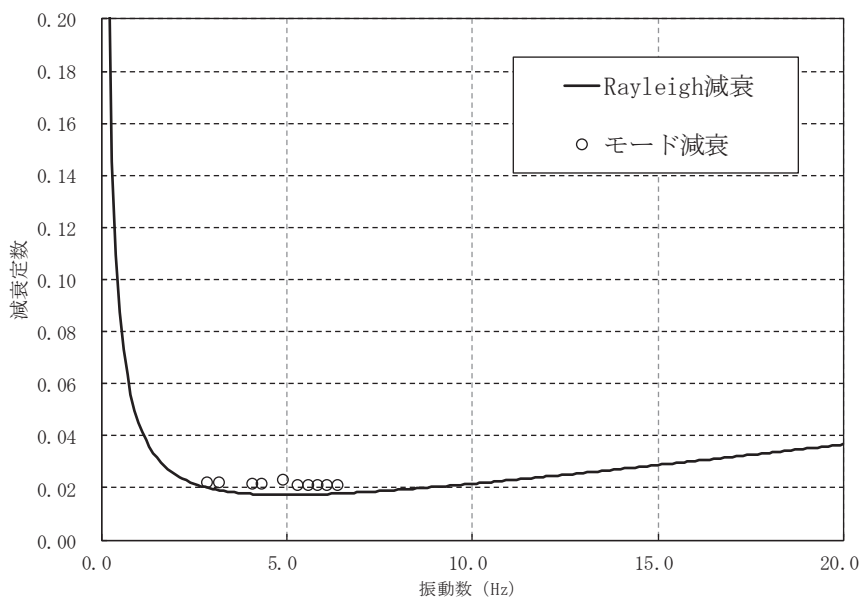


図 3-25 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 漸縮部)

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧の反力による荷重が含まれるものとする。

なお、取水口、貯留堰の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

表 3-8 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	— ・機器・配管はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O.P. +2.43m [*]) に応じた静水圧を設定する。
	積載荷重		○ ・躯体及び地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S _s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。

注記*：東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

なお、海側に設定している地下水の密度について、海水の密度は $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ であるが、地表面には余裕を見込んだ積載荷重 ($4.9\text{kN}/\text{m}^2$) を考慮していることから、敷地全体で $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ として設定する。

外水圧図を図 3-26～図 3-28 に示す。

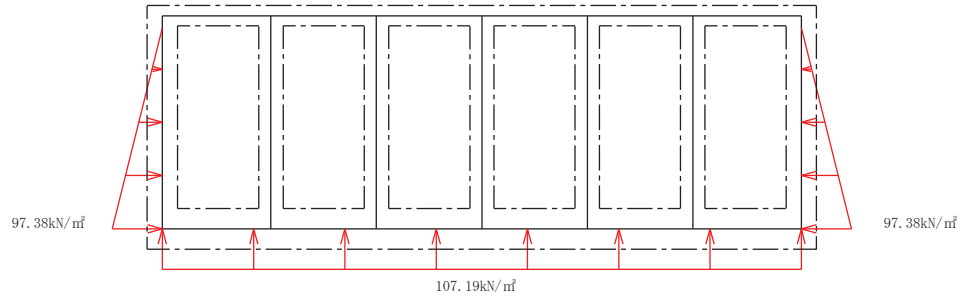


図 3-26 外水圧図 (A-A 断面, 標準部)

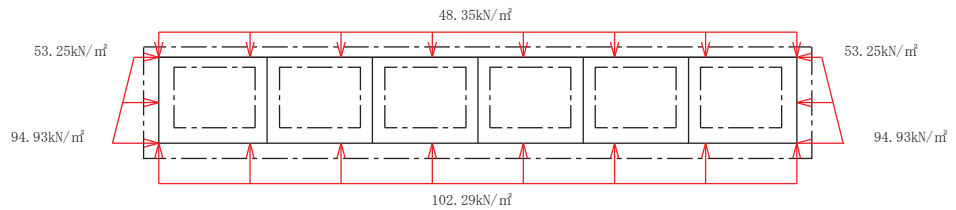


図 3-27 外水圧図 (C-C 断面, 漸縮部)

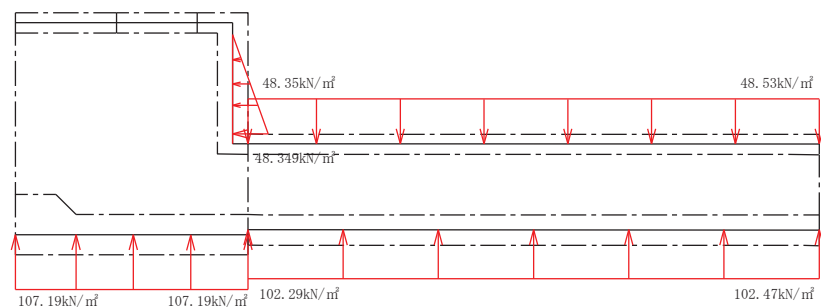


図 3-28 外水圧図 (縦断)

3.4.2 内水圧

取水口，貯留堰の内部には，遡望平均満潮位 O.P. +2.43m*を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は，海水の密度として， $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図3-29～図3-31に示す。

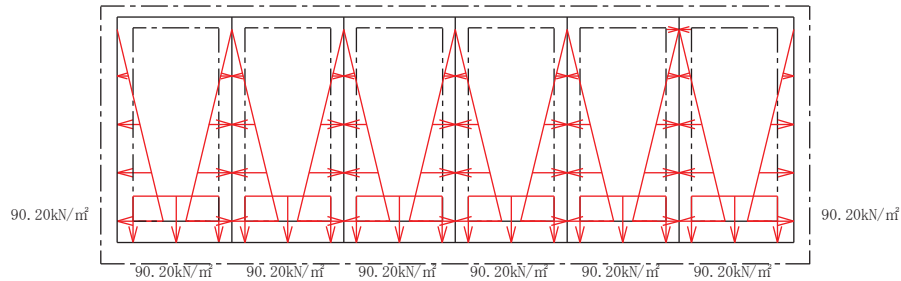


図3-29 内水圧図 (A-A断面，標準部)

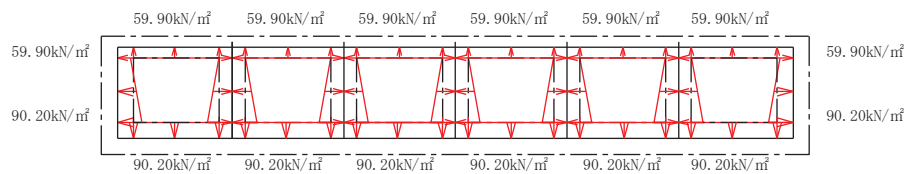


図3-30 内水圧図 (C-C断面，漸縮部)

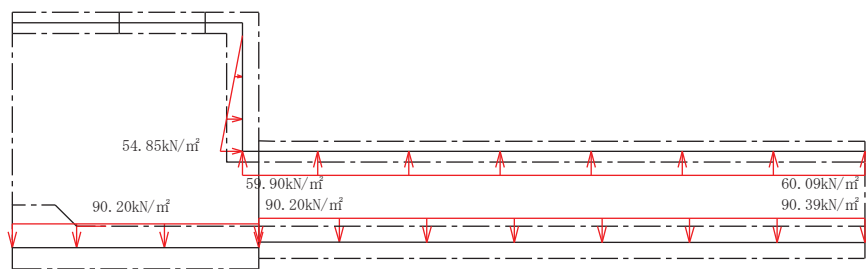


図3-31 内水圧図 (縦断)

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を，敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし遡望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.3 積載荷重

取水口、貯留堰に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き (1m) あたりの付加質量として考慮する。

3.4.4 動水圧

動水圧は、自由水面の無い閉水路部分については固定水として算出し、自由水面のある開水路部分については Westergaard 式から算定する。

(1) 自由水面のない場合

a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図 3-32 に示す。

$$p_w = k_H \times \frac{L}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

k_H : 水平震度

L : 水路幅

γ_w : 水の単位体積重量

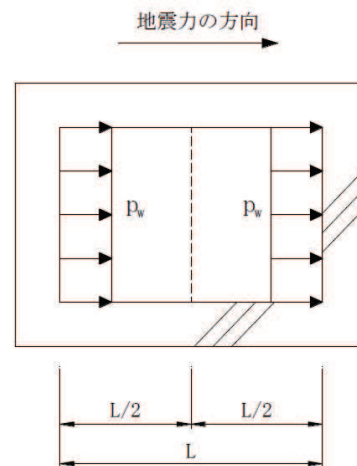


図 3-32 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図3-33に示す。

$$p_w = k_v \times \frac{H}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

k_v : 鉛直震度

H : 水路高さ

γ_w : 水の単位体積重量

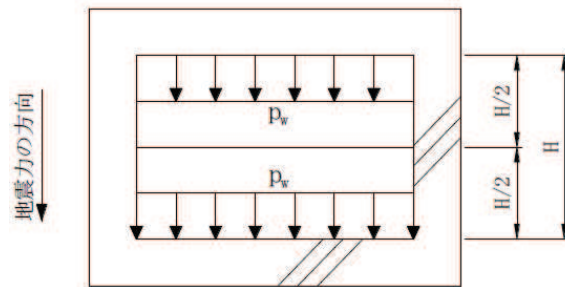


図3-33 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(2) 自由水面のある場合

a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図3-34に示す。

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times k_H$$

p_w : 動水圧

c : 補正係数

$L/h < 1.5$ の場合, $c = L / (1.5h)$

$L/h \geq 1.5$ の場合, $c = 1.0$

L : 水路幅

h : 水深

γ_w : 水の単位体積重量

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ

k_v : 水平震度

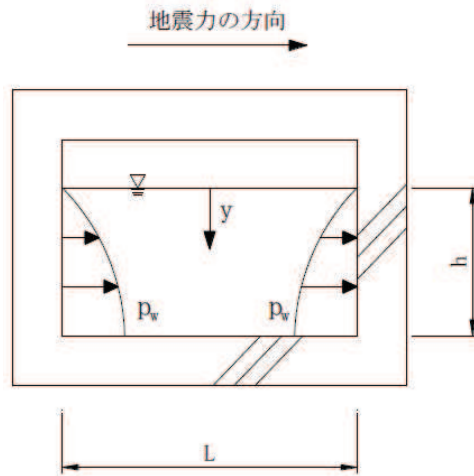


図 3-34 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い，次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図 3-35 に示す。

$$p_w = k_v \times \gamma_w \times h$$

p_w : 動水圧

k_v : 鉛直震度

γ_w : 水の単位体積重量

h : 水深

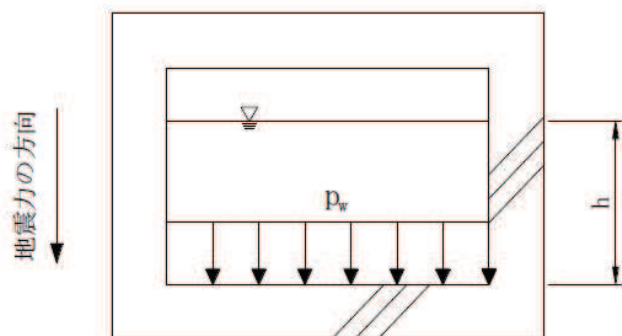


図 3-35 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

3.5 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水口、貯留堰は、構造物の大部分が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に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、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤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。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-11に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表3-11に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う。

地盤の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。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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3-11に示すケース④）。

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。

取水口、貯留堰における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 $f'_{c,k}$ の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。取水口、貯留堰の実強度およびヤング係数を表3-9及び表3-10に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-11に示す。

表 3-9 取水口，貯留堰の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
38.5N/mm ²	30.6kN/mm ²

注記*：取水口，貯留堰のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-10 に示す。

表 3-10 取水口，貯留堰のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	53.2	34.2	33.6	29.3
隔壁	2018	6	42.2	33.6	31.4	29.1

注記*：採取位置は図 3-36 に示す。

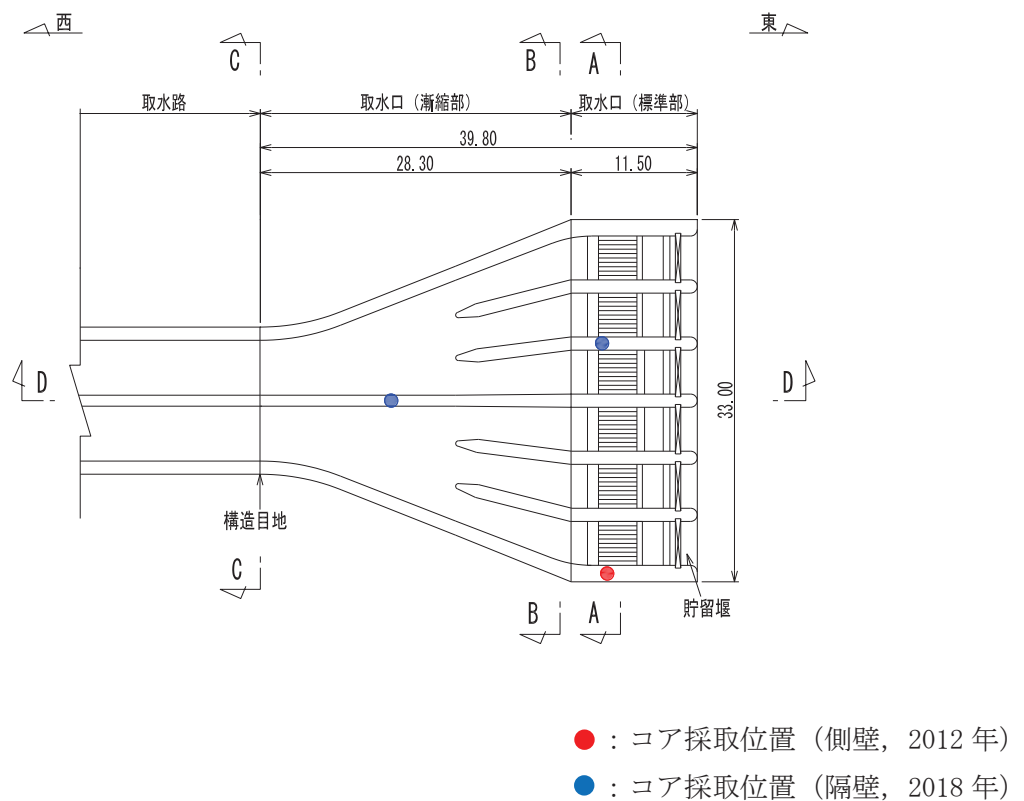


図 3-36 コア採取位置図

表 3-11(1) 耐震評価における解析ケース（南北方向における A-A 断面及び C-C 断面）

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	
			盛土, 旧表土, 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* ²	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	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に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

*2: 基本ケース（ケース①及び⑥）を実施し、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ける照査値の最大値を比較し、最大照査値を示す解析手法において、実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。

表 3-11(2) 耐震評価における解析ケース（東西方向における D-D 断面）

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	
			盛土, 旧表土, 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	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水口，貯留堰の耐震評価においては，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（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①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を超える全ての照査項目に対して，最も厳しい地震動*を用いて，図3-37に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-37に示すケース⑦，⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥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ける照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。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，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-12に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-38に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，取水口，貯留堰のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

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

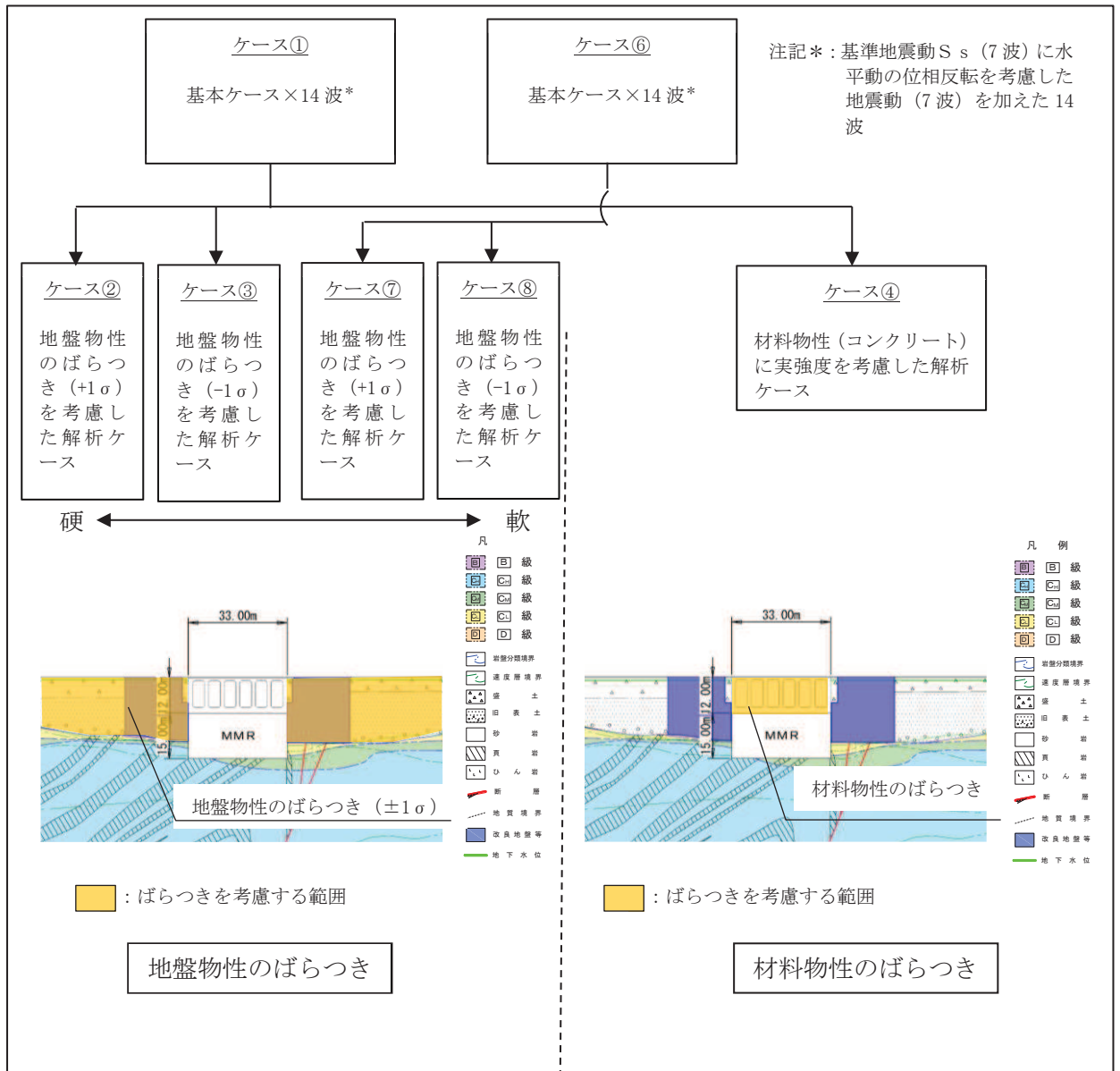


図 3-37 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析ケース

表 3-12 取水口，貯留堰の耐震安全性評価における解析ケース

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	
地盤物性	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	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	設計基準強度	
地震動 (位相)	++*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 波に対して，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に照査値が 0.5 を超え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 以下の場合，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>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	○			○			
	++*1	○			○			
	--*1	○			○			
	++*1	○			○			
	--+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	--+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	--+*1	○			○			
				左記の【追加解析ケースについて】による				

注記*1：耐震評価にあたっては，土木学会マニュアルに従い，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。

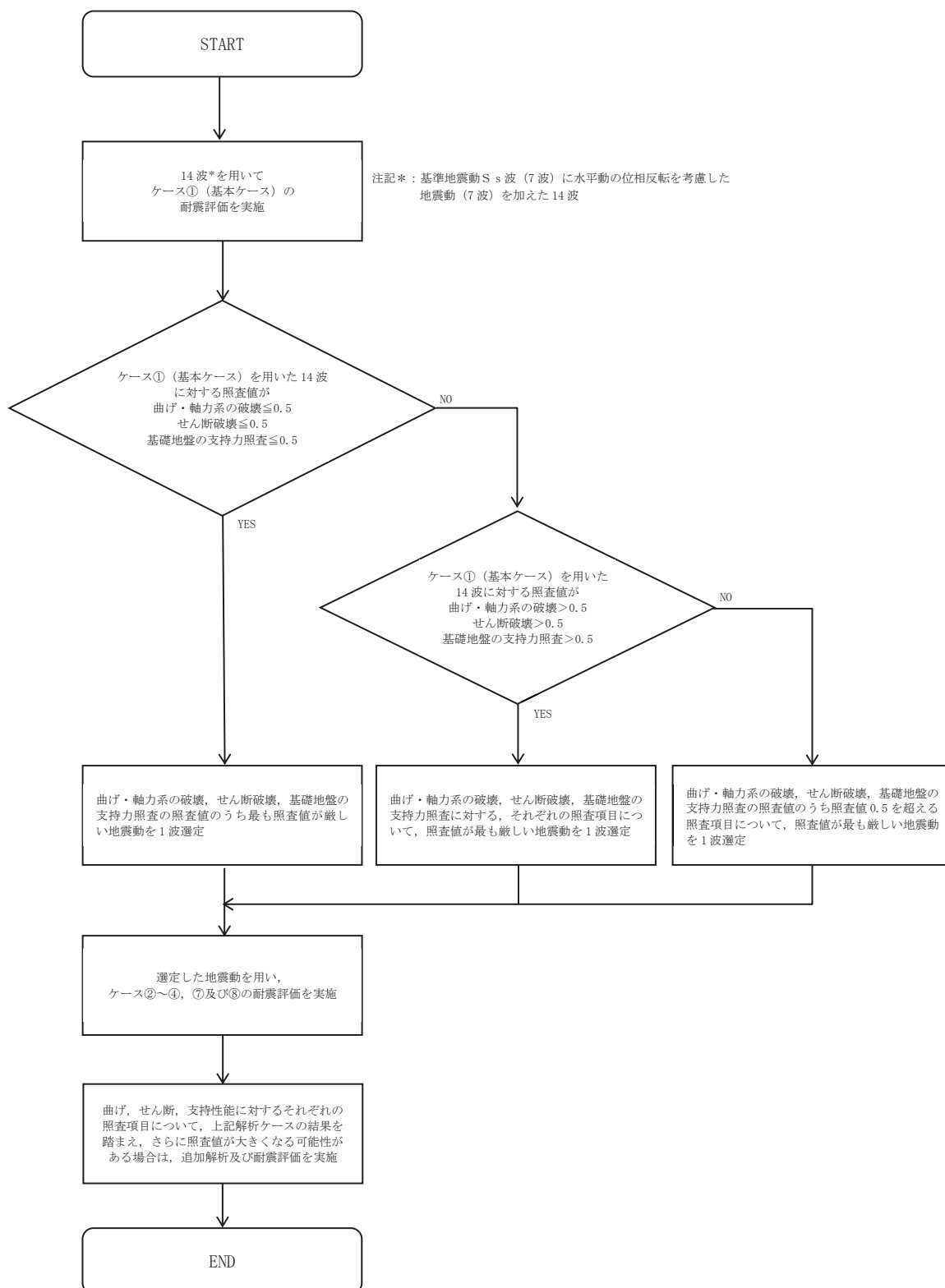


図 3-38 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

取水口，貯留堰は，弱軸方向が明確であることから，弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し，加振方向に平行に配置される妻壁は面内荷重に抵抗しているが，従方向（強軸方向）の地震力に対しては，面外荷重の影響を受けることになる。よって，取水口，貯留堰は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため，従方向荷重を作用させる。

水平 2 方向載荷の耐震評価について，評価用地震動及び時刻は，基準地震動 S s（7 波），水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動，時刻に対し実施する。

従方向荷重は，水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし，主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を，位相を変えた地震動にて算出する。S s - N 1 は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり，基準地震動 S s と直交する地震動が基準地震動 S s に比べ小さいことから，S s - N 1 が選定された場合は，2 番目に照査値が厳しい地震動においても水平 2 方向評価を実施する。

なお，「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり，弱軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから，得られた照査値を比較し，より厳しい解析手法を選定し，強軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表 3-13 に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表 3-13 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	A-A 断面（南北）及び B-B 断面（南北） ：弱軸方向		D-D 断面（東西） ：強軸方向	
	解析手法	解析ケース	解析手法	解析ケース
解析ケース*	全応力解析	ケース①	有効応力解析	ケース⑥
	全応力解析	ケース②	有効応力解析	ケース⑦
	全応力解析	ケース③	有効応力解析	ケース⑧
	有効応力解析	ケース⑥	有効応力解析	ケース⑥
	有効応力解析	ケース⑦	有効応力解析	ケース⑦
	有効応力解析	ケース⑧	有効応力解析	ケース⑧

注記*：弱軸方向の耐震評価において，基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

取水口、貯留堰は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値は、三次元構造解析により耐震評価を行う。

取水口、貯留堰に要求される機能は、常設耐震重要重大事項防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を支持する機能（間接支持機能）、非常時における海水の貯水機能が要求される。また、貯留堰に要求される機能は、非常時における海水の貯水機能が要求されることから、構造部材（鉄筋コンクリート）は、ひび割れ状態を評価できる非線形ソリッド要素を用いる。

取水口、貯留堰に作用する荷重は、二次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

本解析コードは、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、コンクリート標準示方書 2017 にも規定されている。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 構造物のモデル化

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図4-1に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

モデル概念図を図4-2に、各部材の要素座標系を図4-3に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、標準部頂版の開口をモデル化する。

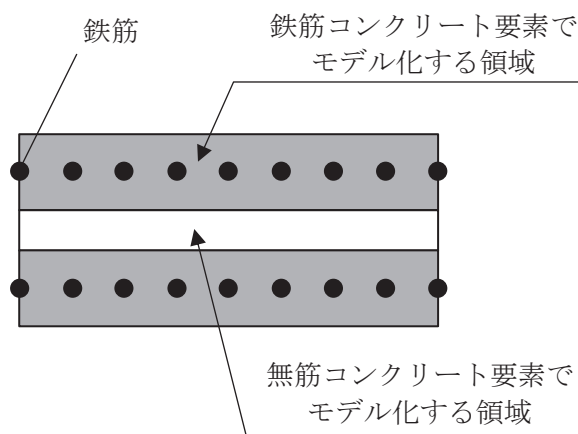
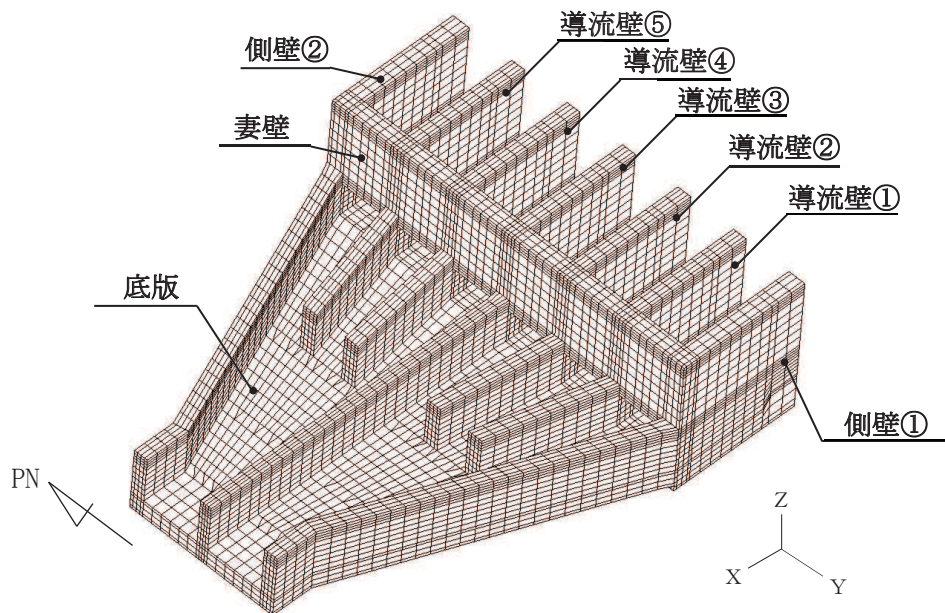
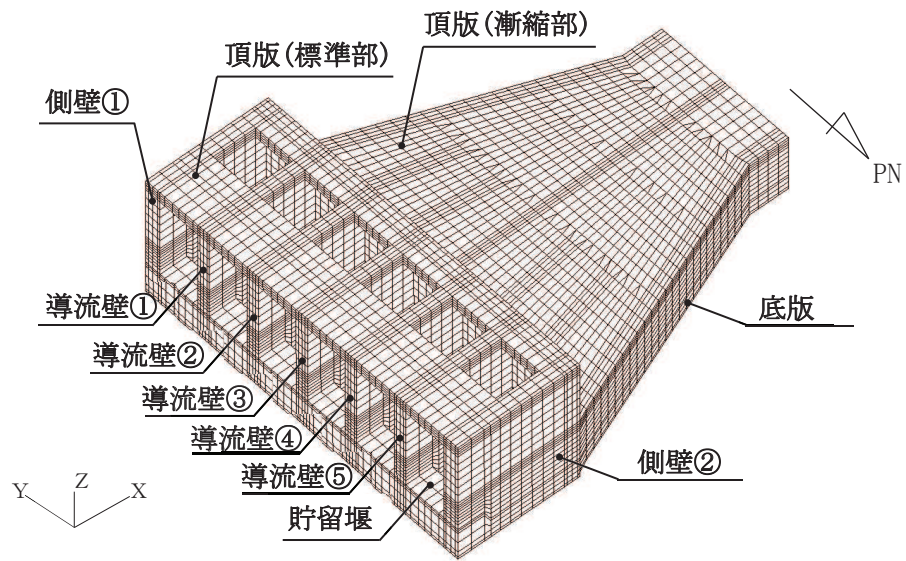


図4-1 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要



注記* : 頂板非表示としている。

図 4-2 三次元構造解析モデルの概念図

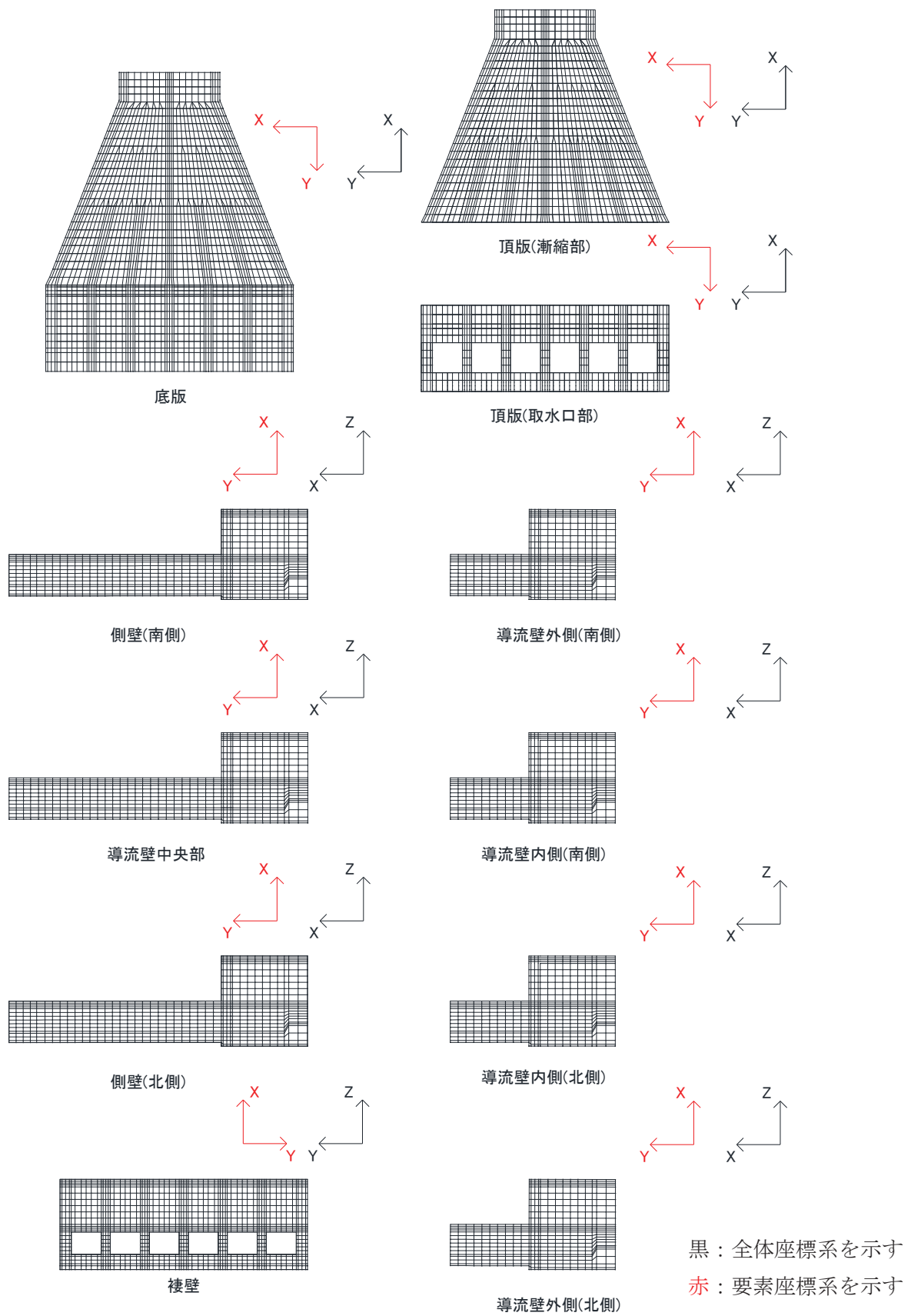


図 4-3 各部材の要素座標系

4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析においては道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-4に示す。

1方向載荷時には、載荷方向載荷時には、構造物下面及び載荷方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。2方向載荷時には、構造物下面のみに地盤ばねを設定すると直交する壁に地盤ばねを設定する。

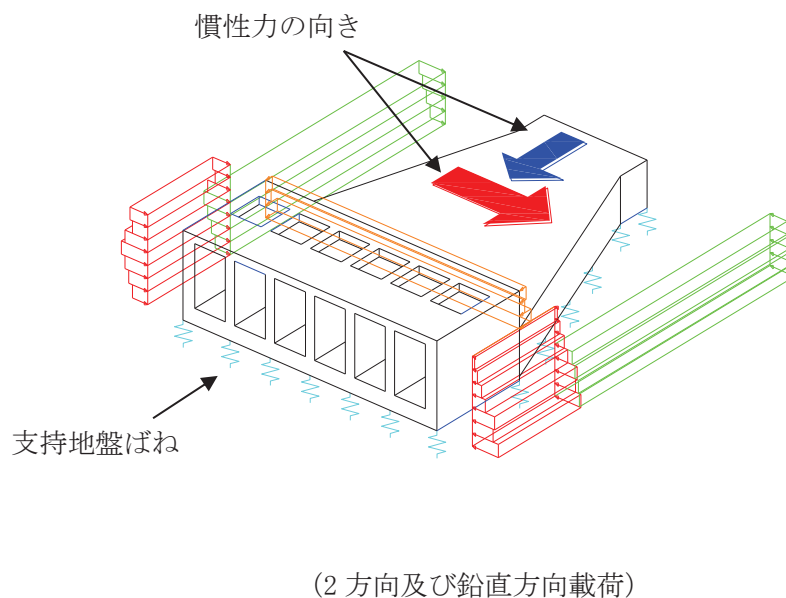
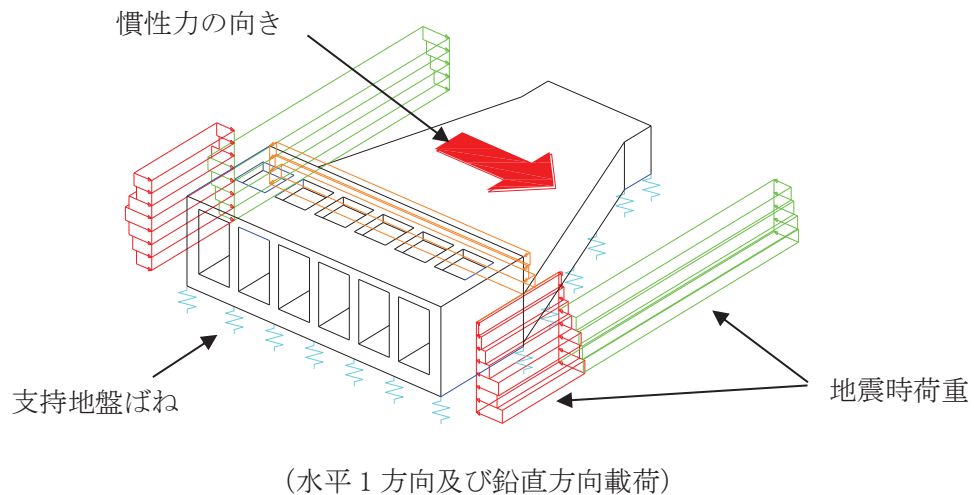


図4-4 地盤ばねの設定イメージ図

4.2.3 材料の非線形特性

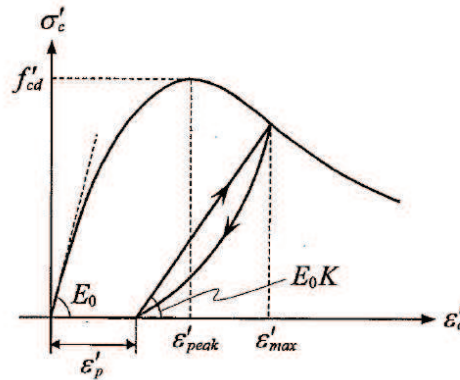
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-5に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-6に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに、

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-5 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

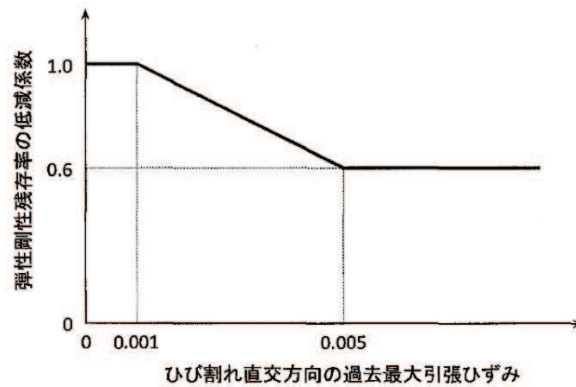
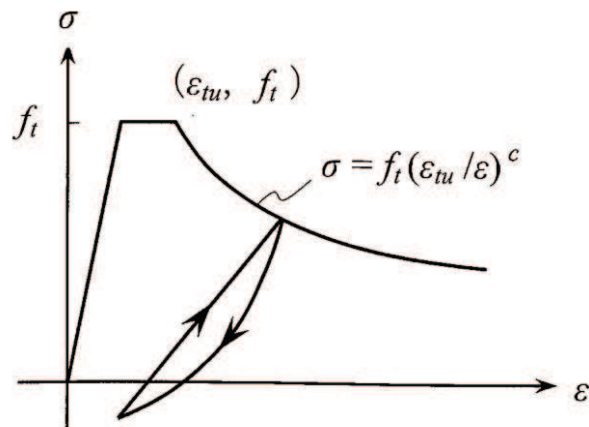


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-7 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-8 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-7 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

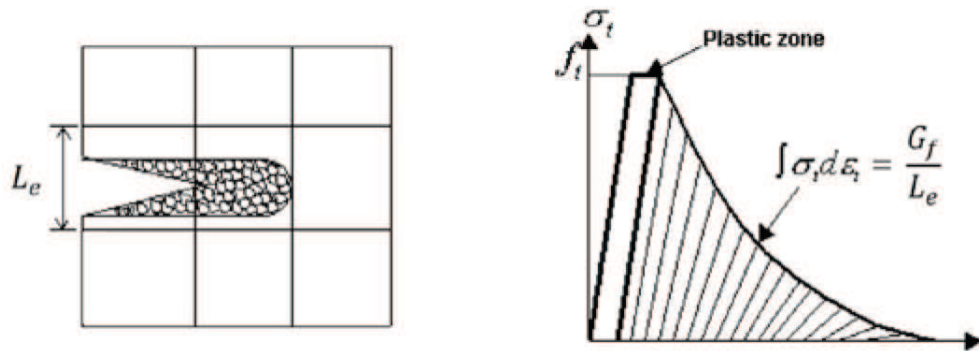
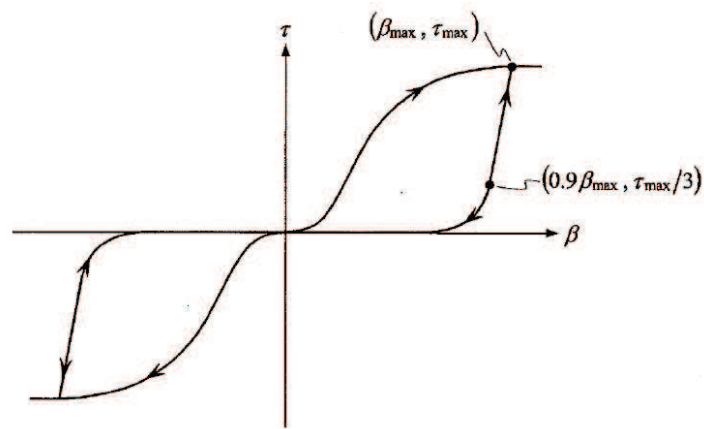


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-9 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

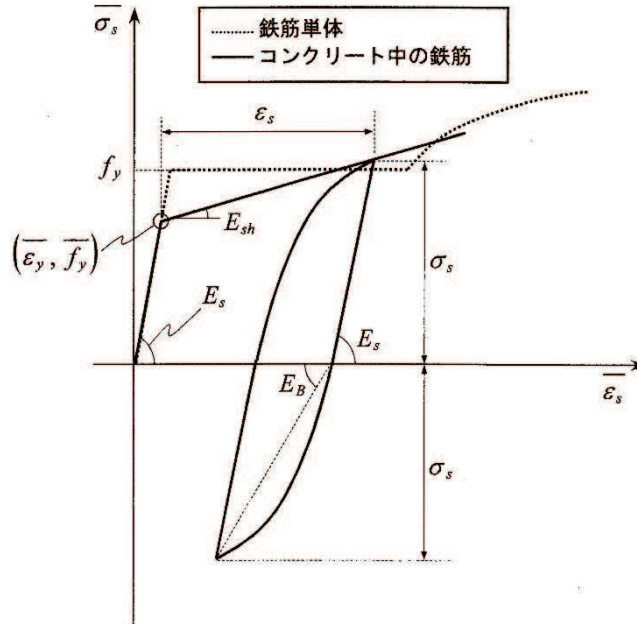
τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-9 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-10に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma_s} &= E_s \overline{\varepsilon_s} && (\overline{\varepsilon_s} \leq \overline{\varepsilon_y}) \\ &= \overline{f_y} + E_{sh} (\overline{\varepsilon_s} - \overline{\varepsilon_y}) && (\overline{\varepsilon_y} < \overline{\varepsilon_s}) \end{aligned}$$

- ここに、 $\overline{\sigma_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均応力
 $\overline{\varepsilon_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ
 f_y : 鉄筋単体の降伏強度
 E_s : 鉄筋のヤング率
 $\overline{f_y}$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度
 $\overline{\varepsilon_y}$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ
 E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図4-10 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012年制定) より引用)

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$



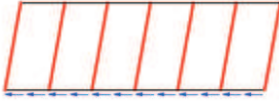
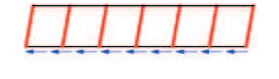
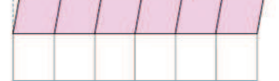
4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

各エリアにおける荷重抽出時刻の組み合わせについて、同時刻の荷重を用いて、構造部材の健全性評価を行う。なお、各エリアの選定時刻の差がほぼ同時刻（前後 0.1 秒以内）の場合については、各エリアで選定された時刻の荷重分布を確認し、分布形状が大きく変わらないことを確認した上で、各エリアの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させることとする。荷重抽出時刻の組み合わせ方を、標準部の曲げ・軸力系の破壊に対する荷重抽出時刻を例に図 4-11 に示す。

標準部の時刻 t_1 及び漸縮部の時刻 t_2 の差が前後 0.1 秒以内である場合は、標準部には t_1 の荷重を、漸縮部には t_2 の荷重をそれぞれ載荷させ評価を行う。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力 系の破壊	壁 (面外)		標準部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2		壁 (面外)		漸縮部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		標準部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 4		壁 (面外)		漸縮部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 5	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		妻壁の層間変位が最大となる時刻

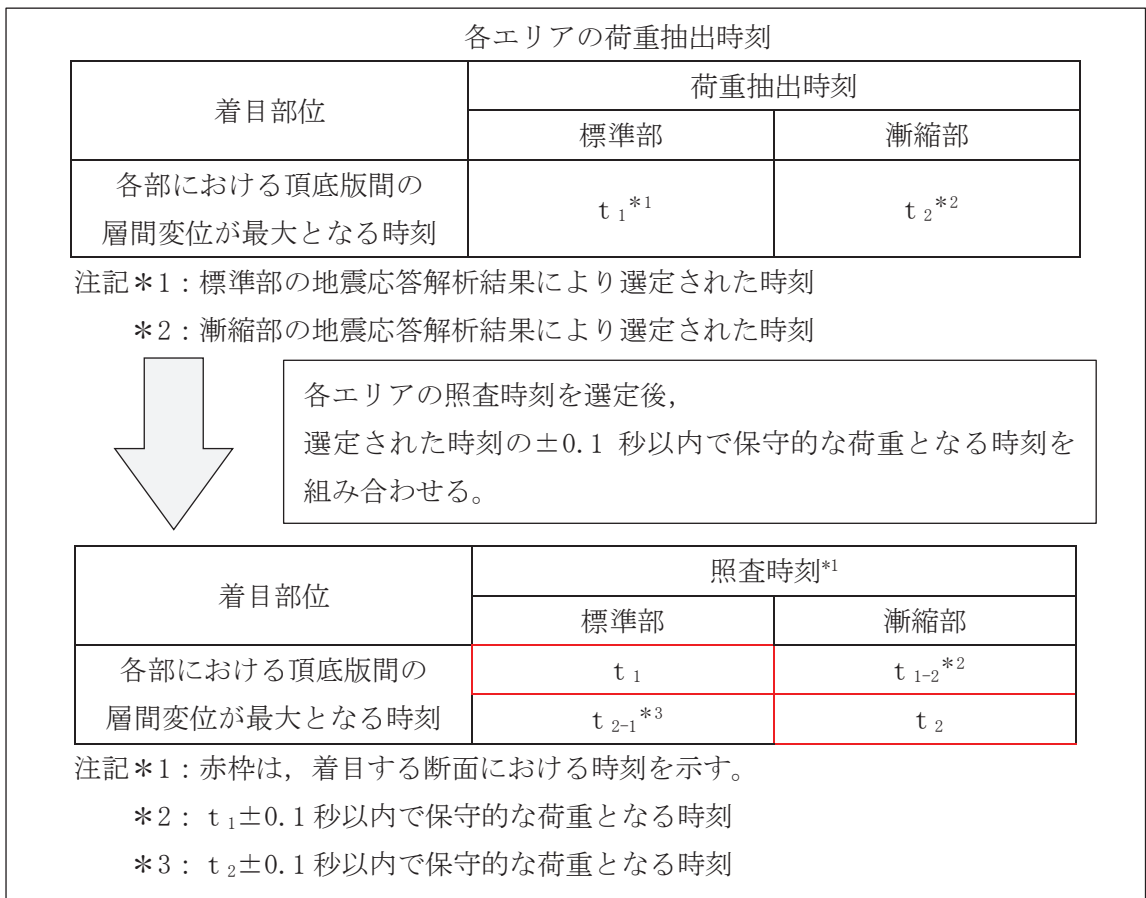


図 4-11 照査時刻の組み合わせの考え方

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-2に、各入力荷重の算定フローを図4-12に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図4-13に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
動水圧		応答加速度	作用位置
地震時土圧・水圧		土圧・水圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

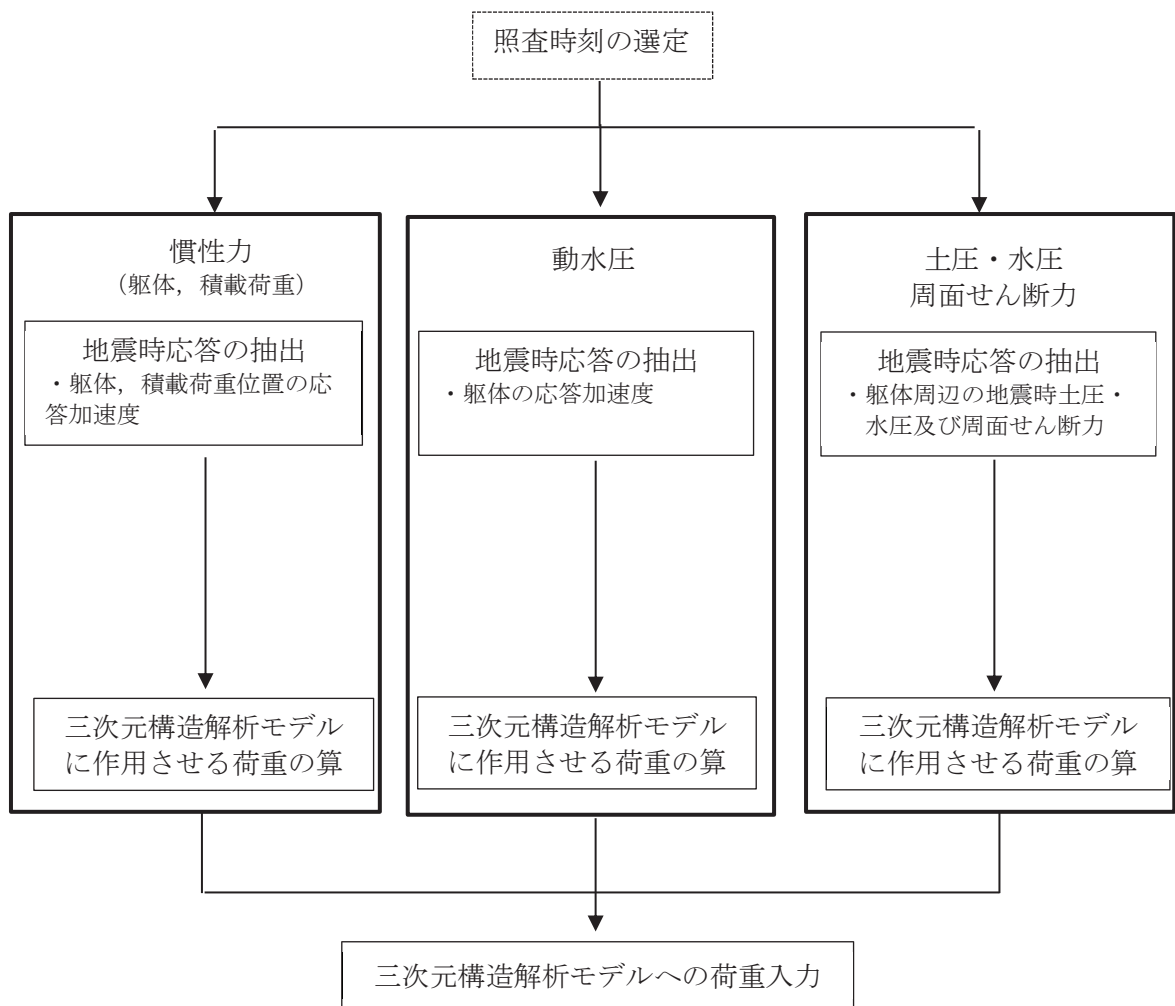


図4-12 各入力荷重の算定フロー

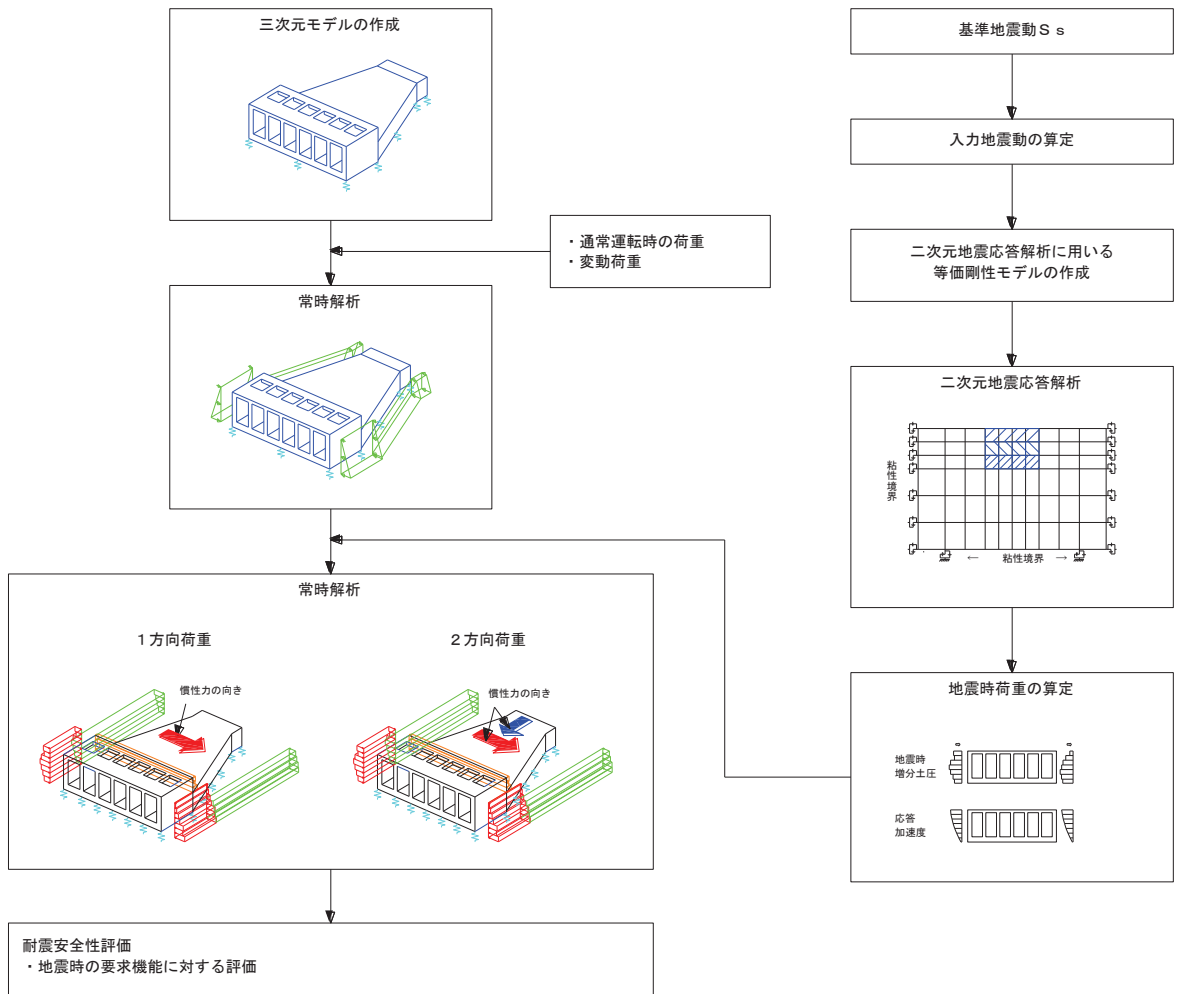


図 4-13 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧及び外水圧の载荷概念図を図4-14に示す。なお、各断面から算出した土圧及び外水圧は、各区間の奥行方向に一様に载荷する。

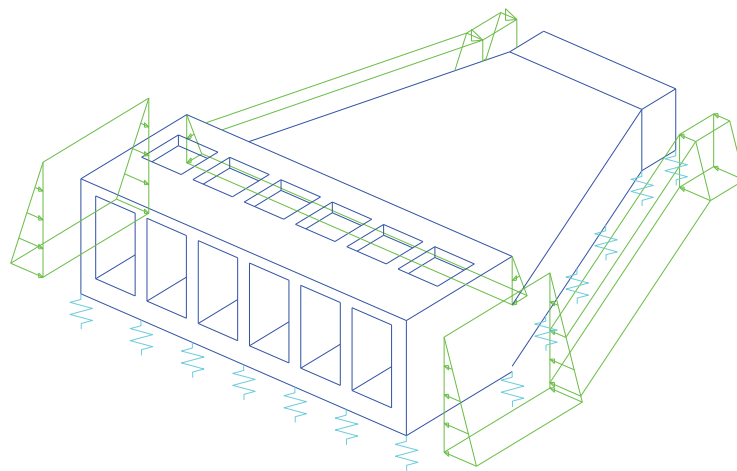


図4-14 静止土圧及び外水圧の载荷概念図

(3) 積載荷重

地震時に軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

(4) 内水圧

取水口、貯留堰の内部には、朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m^{*}) を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03kg/cm^3 を考慮する。内水圧の概念図を図 4-15 及び図 4-16 に示す。

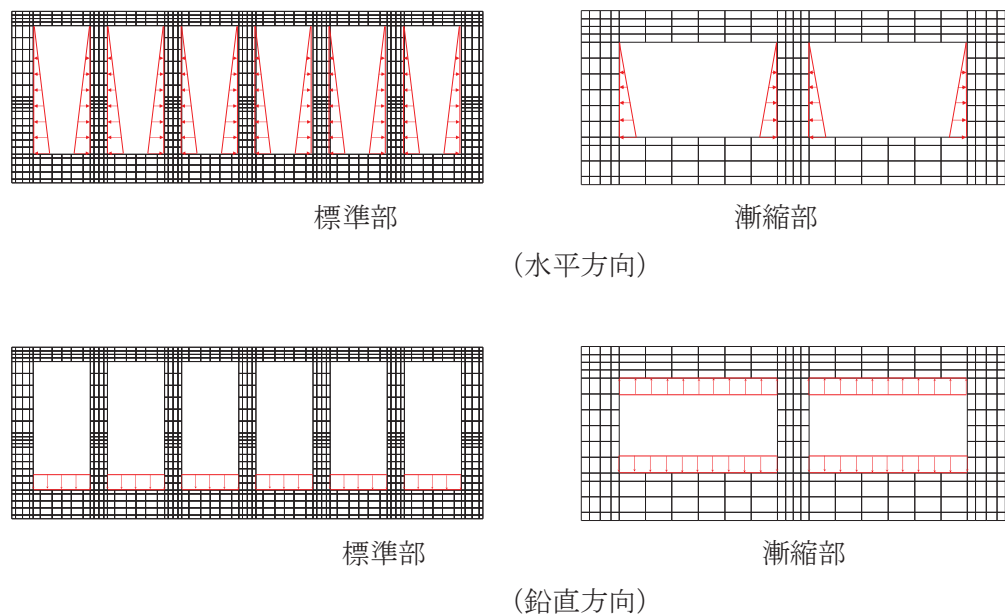


図 4-15 内水圧の概念図 (南北方向)

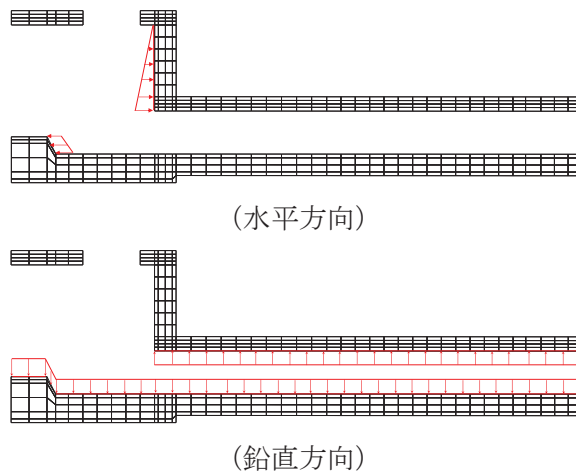


図 4-16 内水圧の概念図 (東西方向)

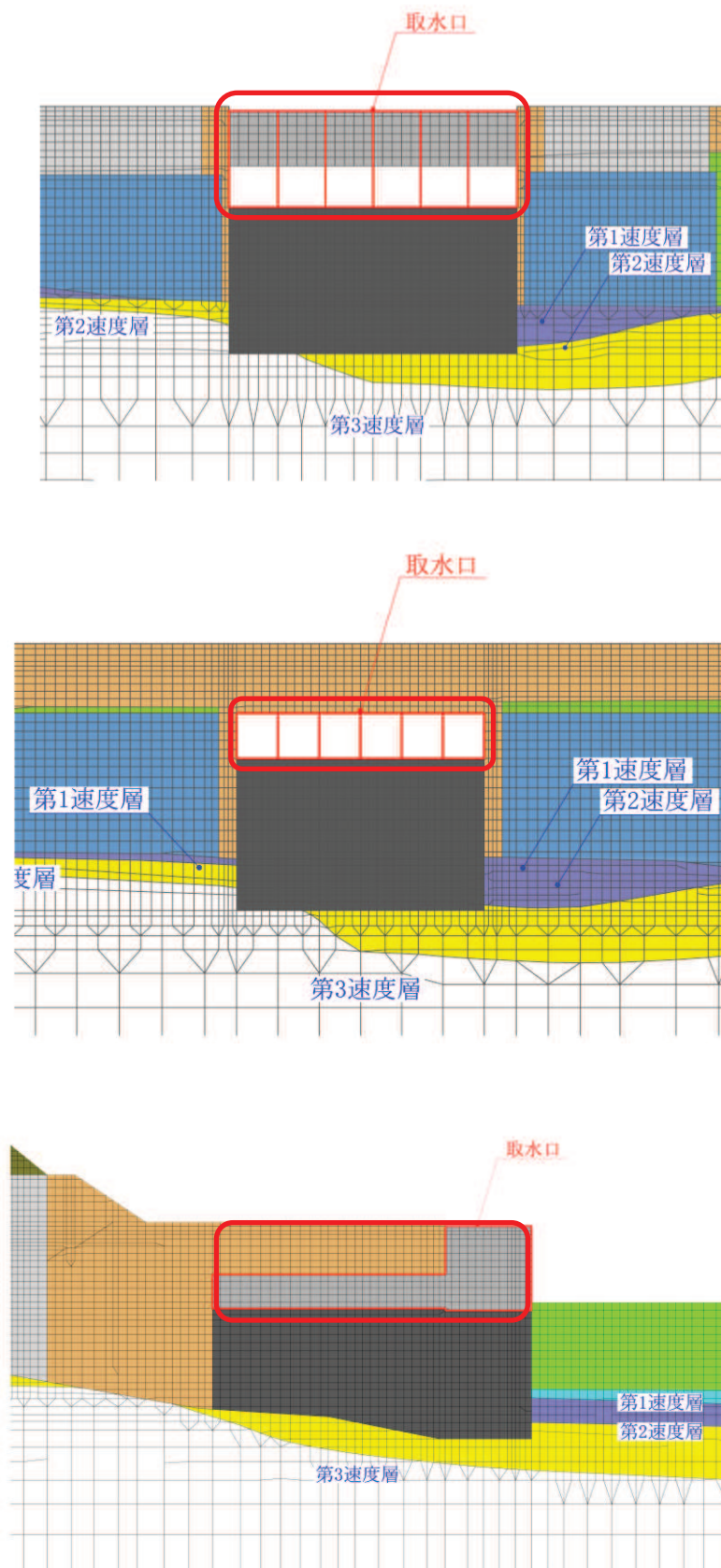
注記* : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

4.4.2 慣性力

躯体及び積載荷重の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-17に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、各断面の鉄筋コンクリート部材の位置に当たる全節点とする。

算定した慣性力は、図4-18に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。



: 抽出位置

図 4-17 応答加速度の抽出位置

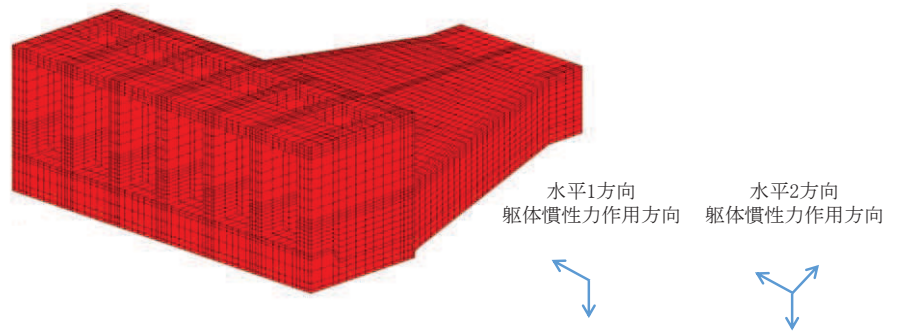


図 4-18 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

4.4.3 動水圧

動水圧については、「3.4.4 動水圧」の考え方にに基づき、自由水面の無い閉水路と自由水面のある開水路に分けて荷重を作用させる。「3. 地震応答解析」より得られた側壁及び導流壁における各節点の加速度を用いて動水圧を算定する。なお、算定した動水圧は図4-19及び図4-20の概略図に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。

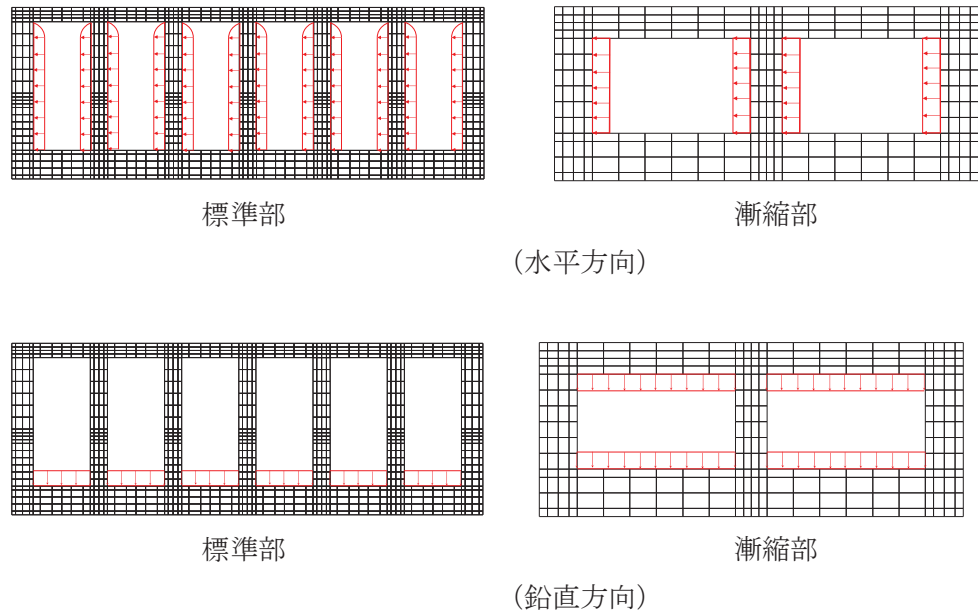


図4-19 動水圧の概念図（南北方向）

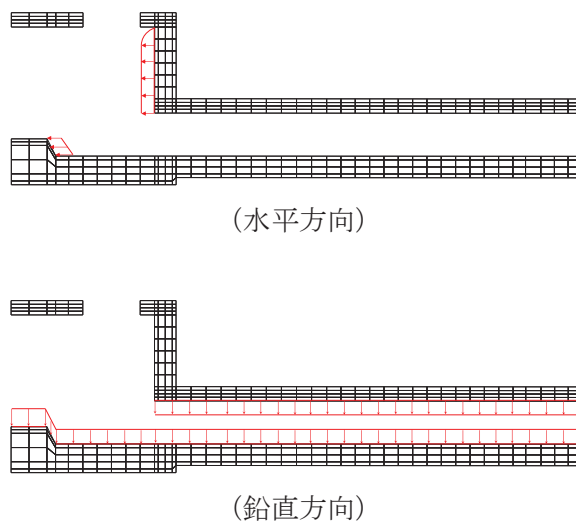
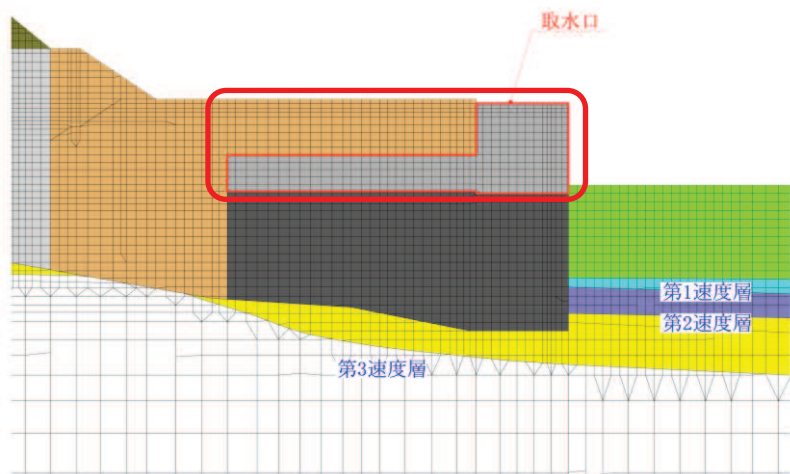
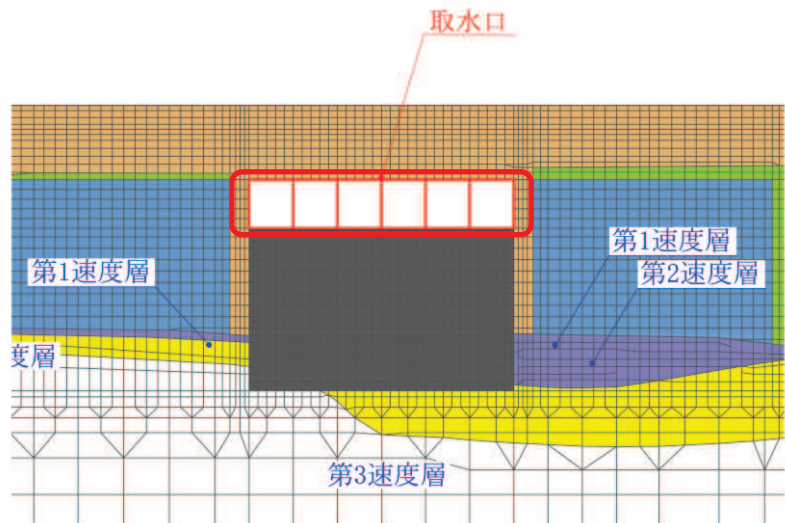
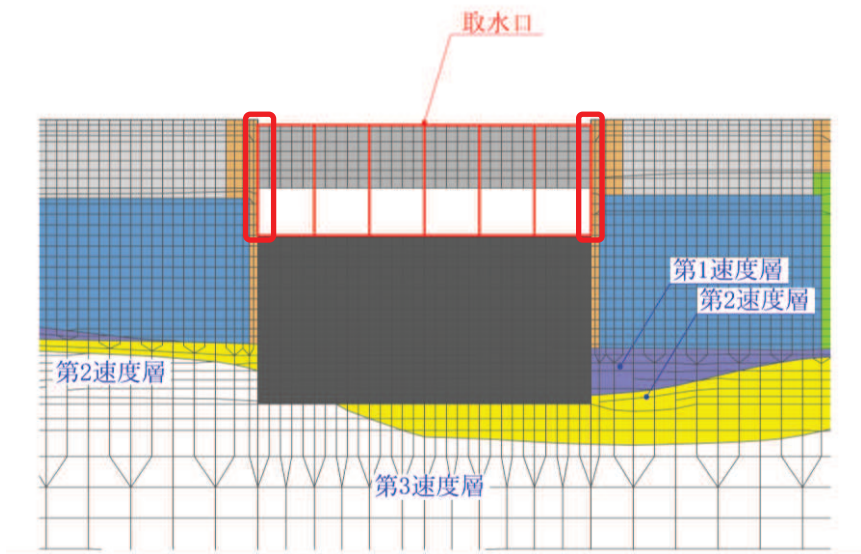


図4-20 動水圧の概念図（東西方向）

4.4.4 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-21に示す。また、算定した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-22に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。




 : 抽出位置

図 4-21 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

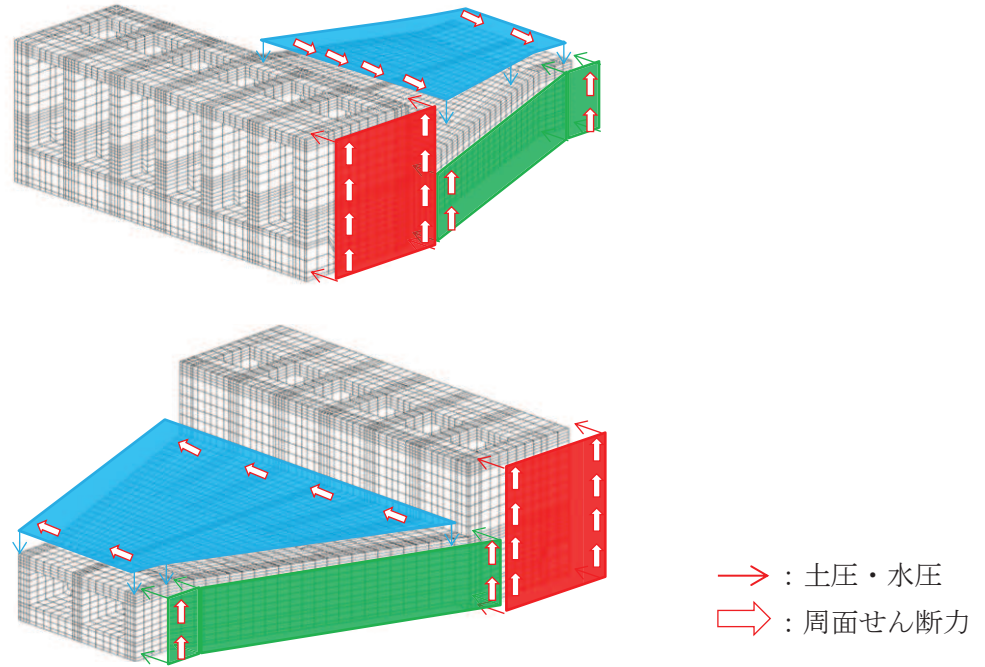


図 4-22 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-4に東西方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル、図5-5～図5-15に南北方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算法プログラム（解析コード）の概要」に示す。

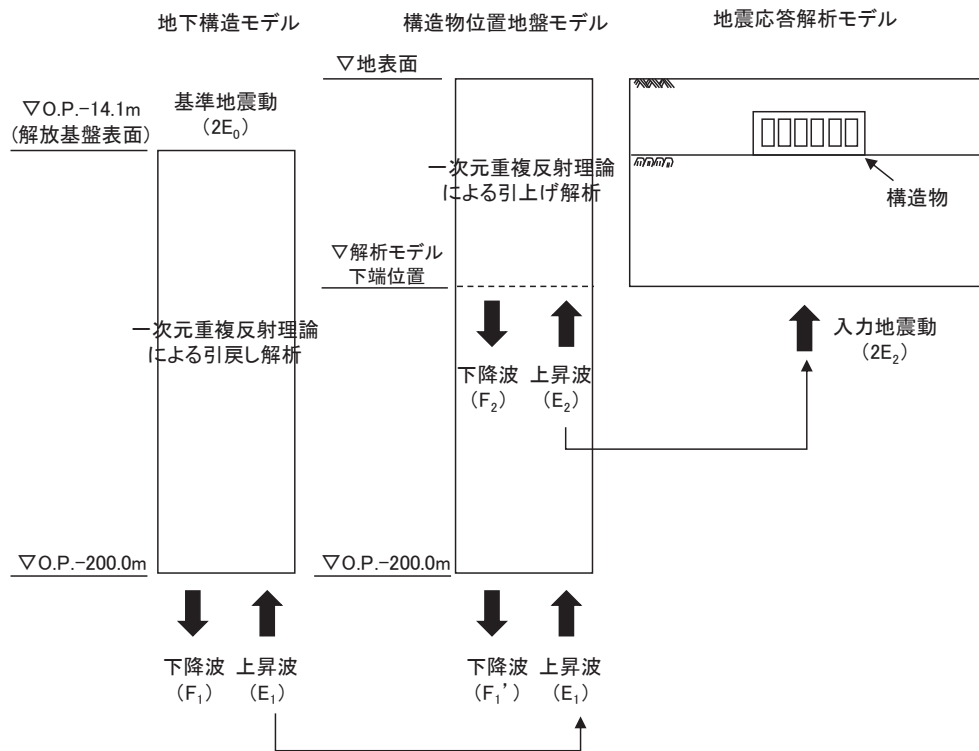
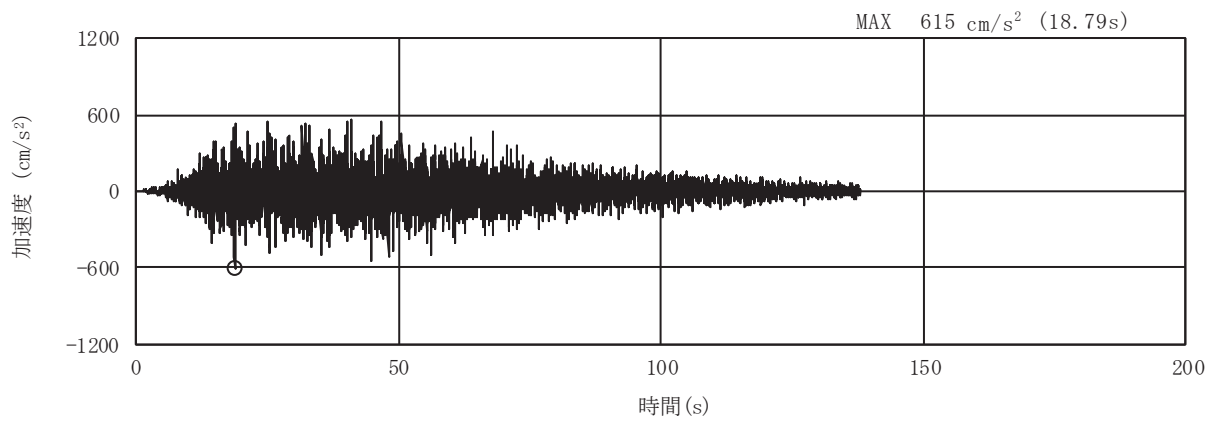
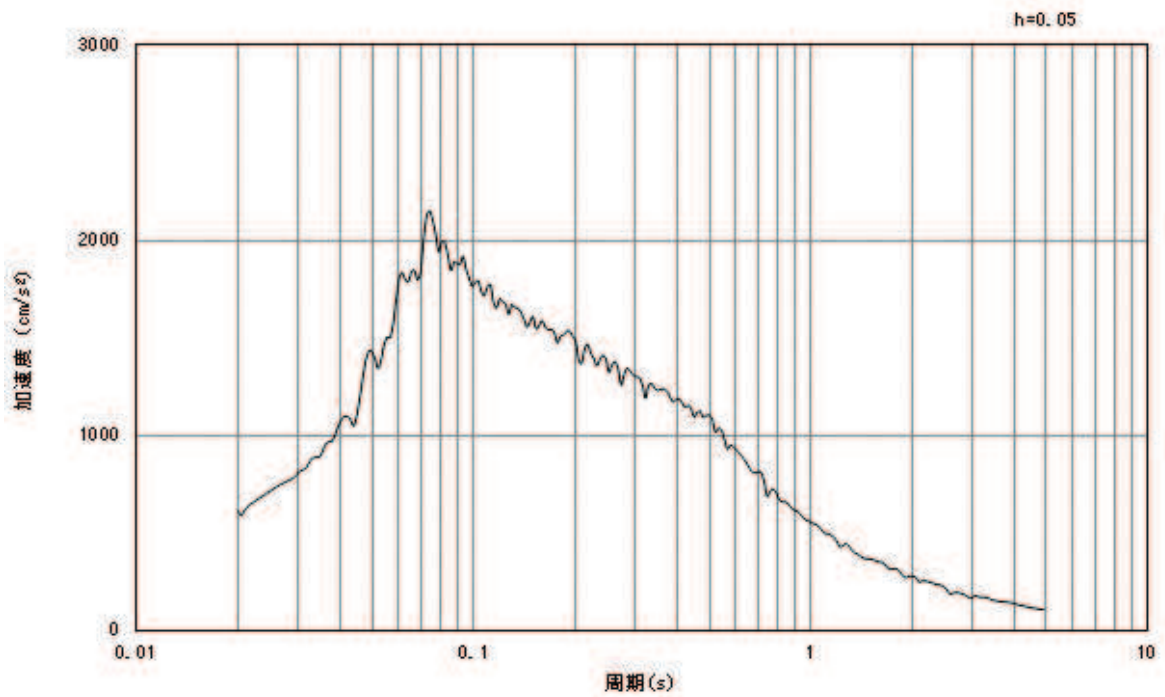


図 5-1 入力地震動算定の概念図

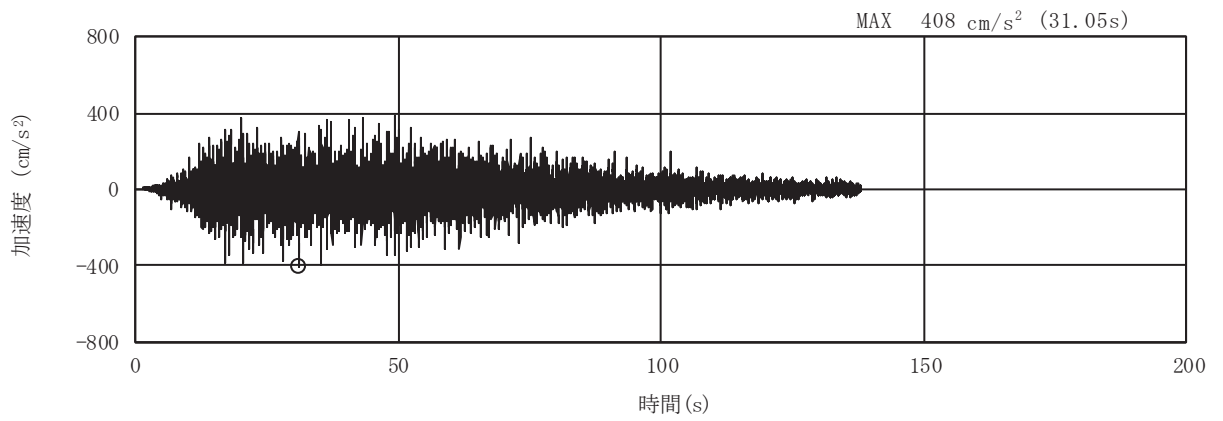


(a) 加速度時刻歴波形

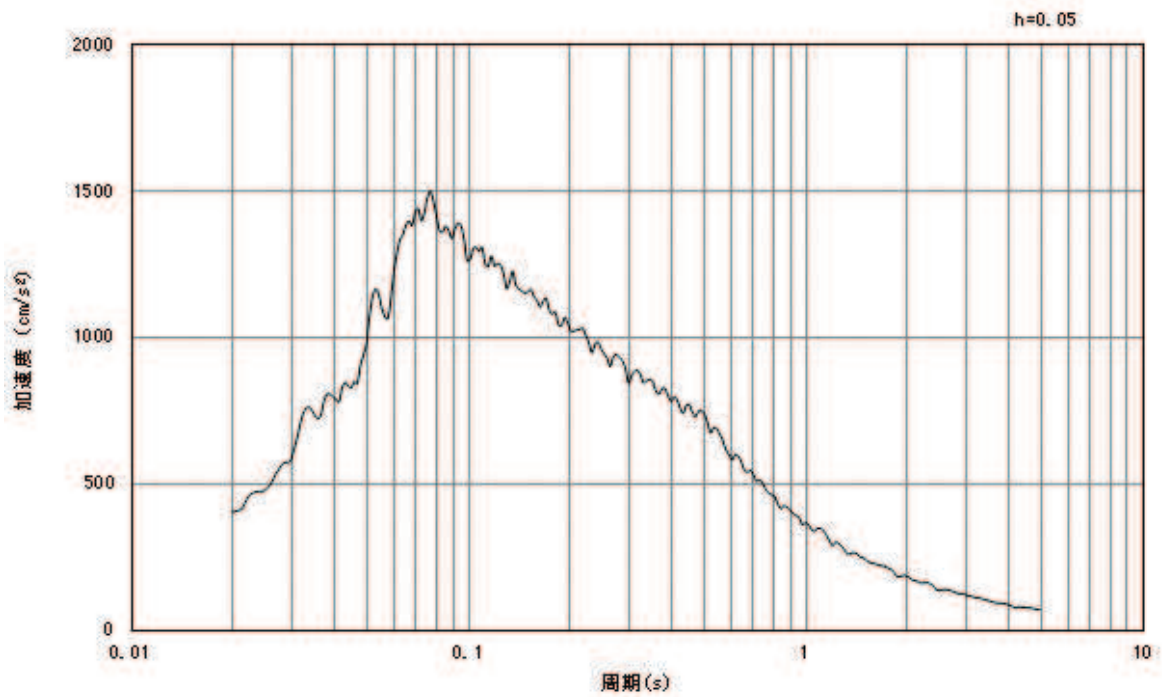


(b) 加速度応答スペクトル

図5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

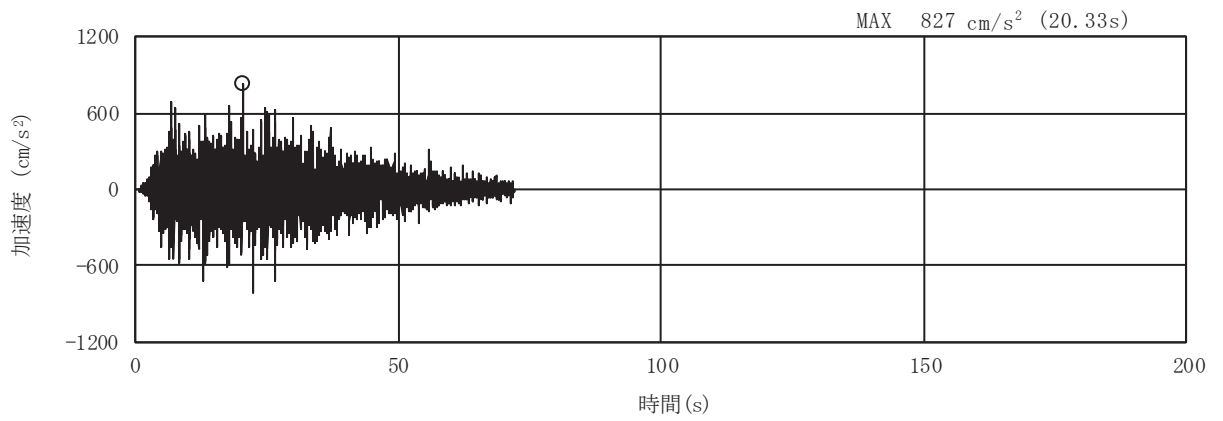


(a) 加速度時刻歴波形

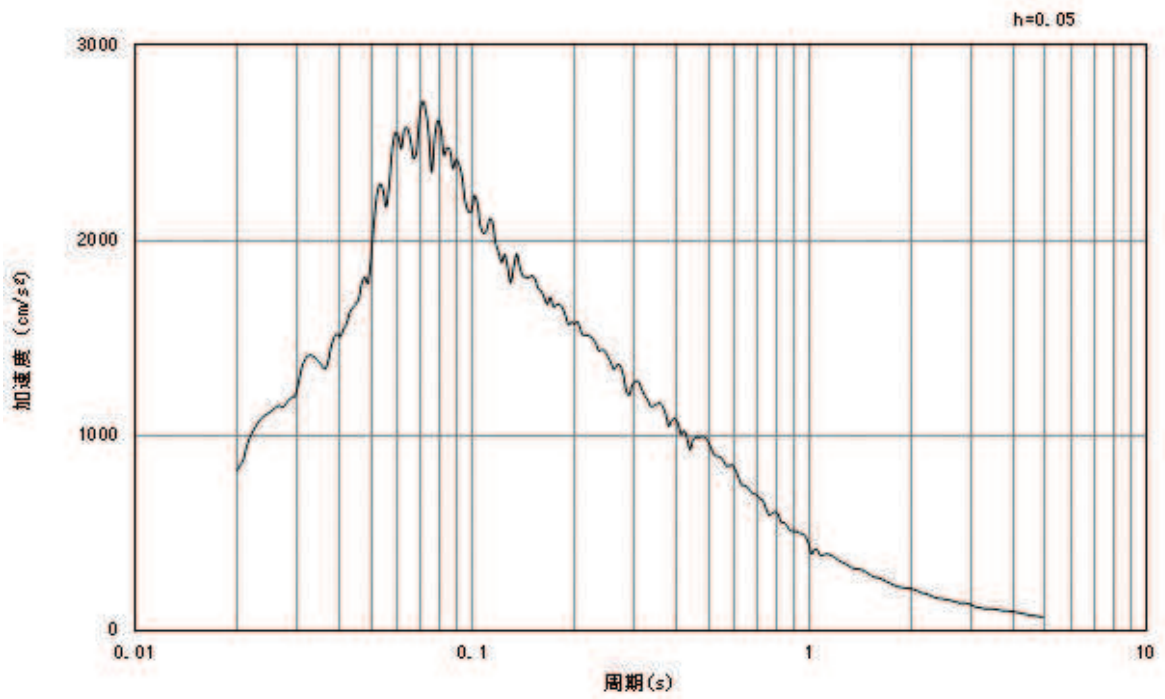


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

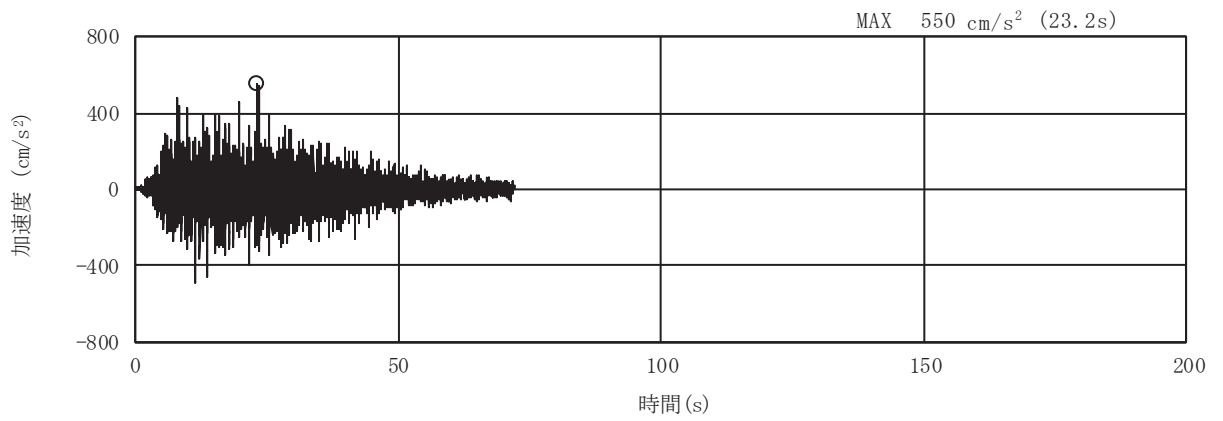


(a) 加速度時刻歴波形

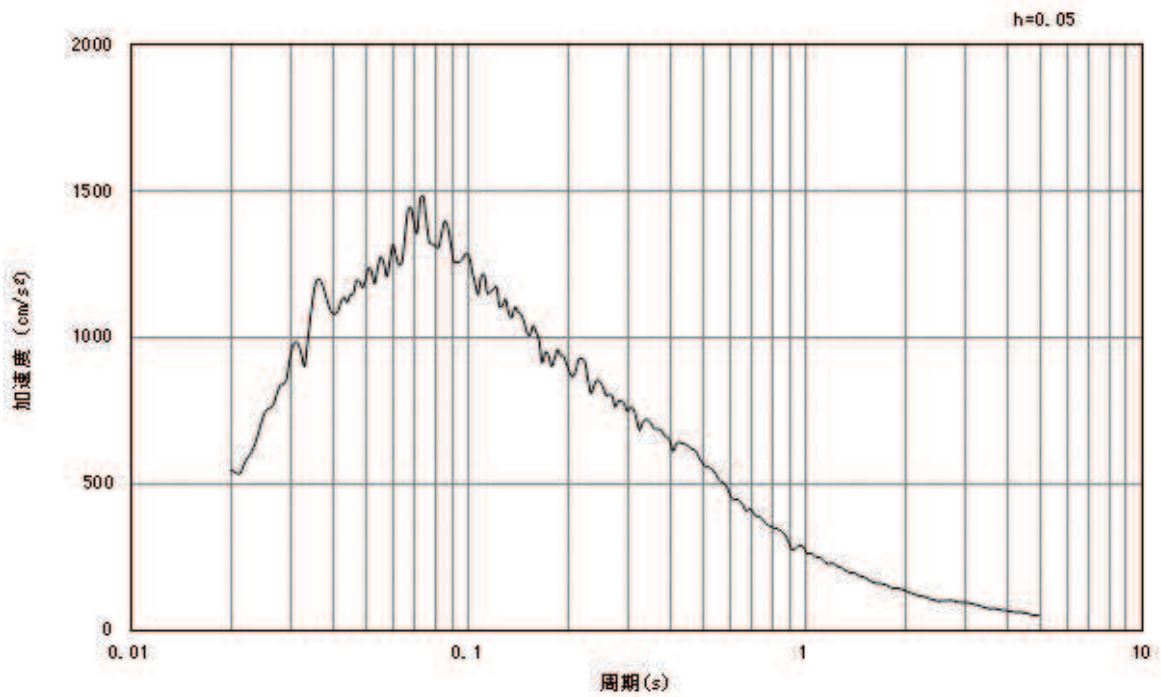


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

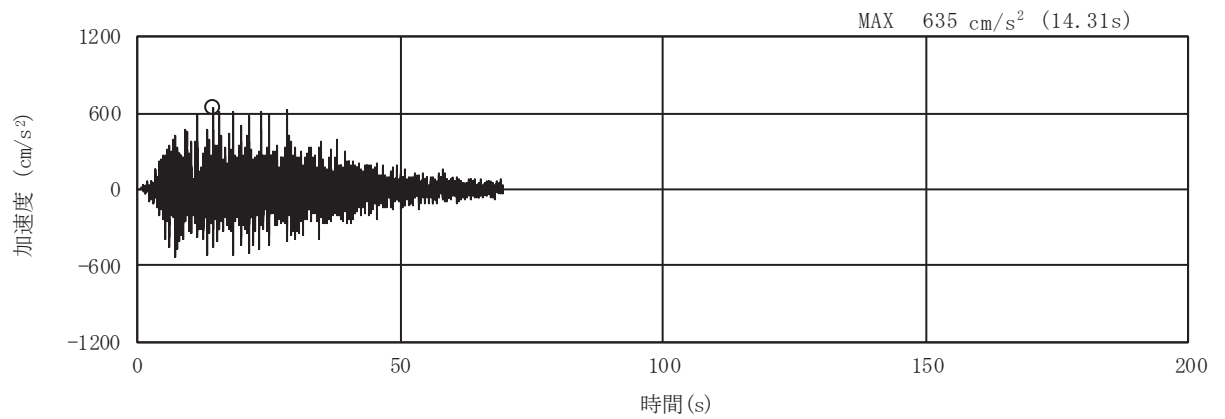


(a) 加速度時刻歴波形

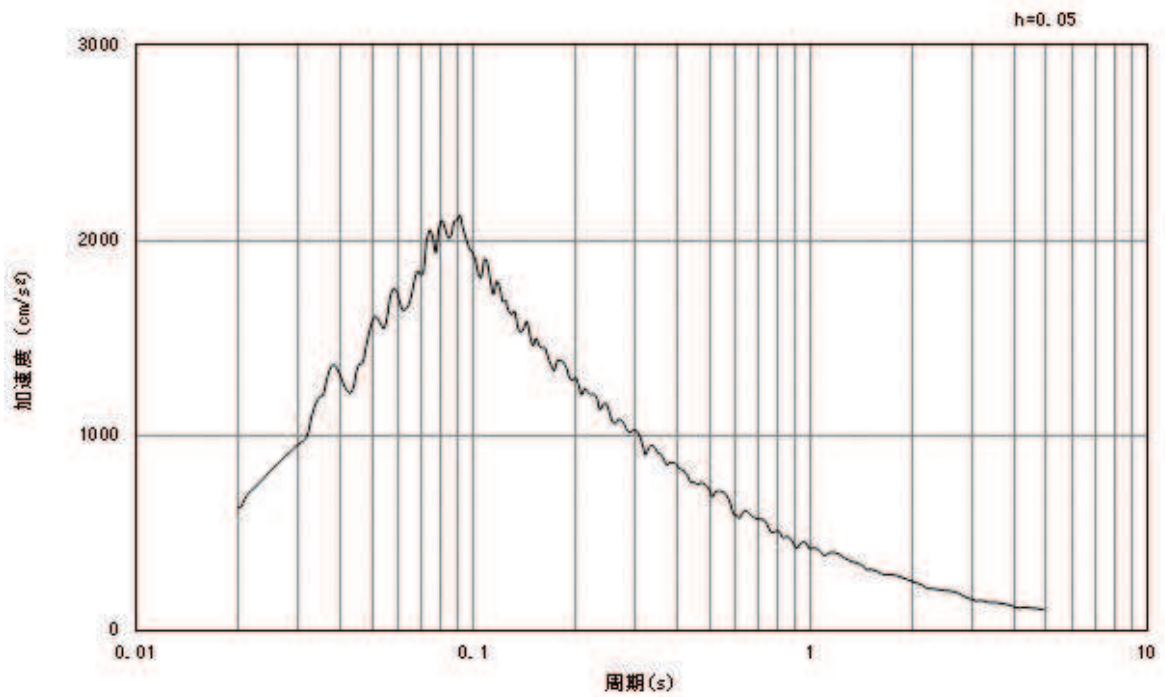


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 2)

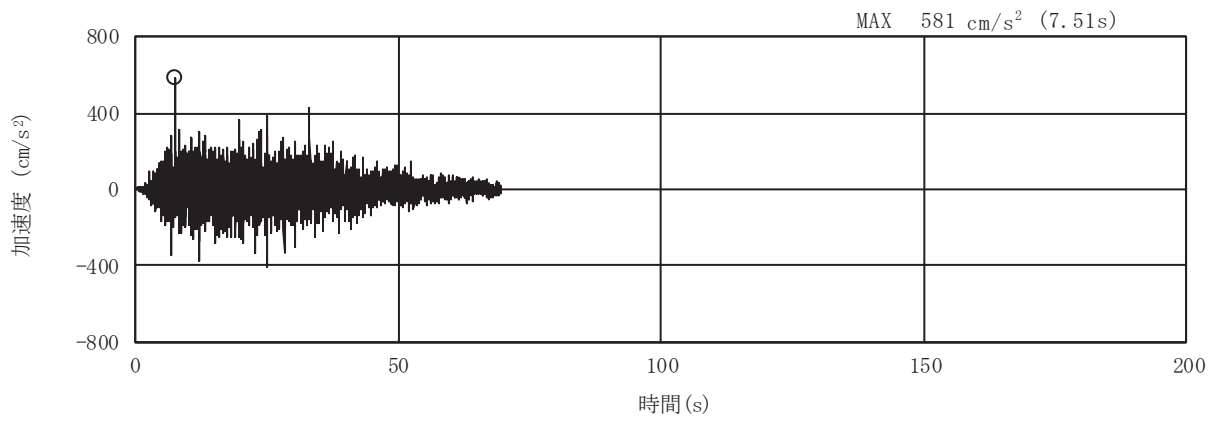


(a) 加速度時刻歴波形

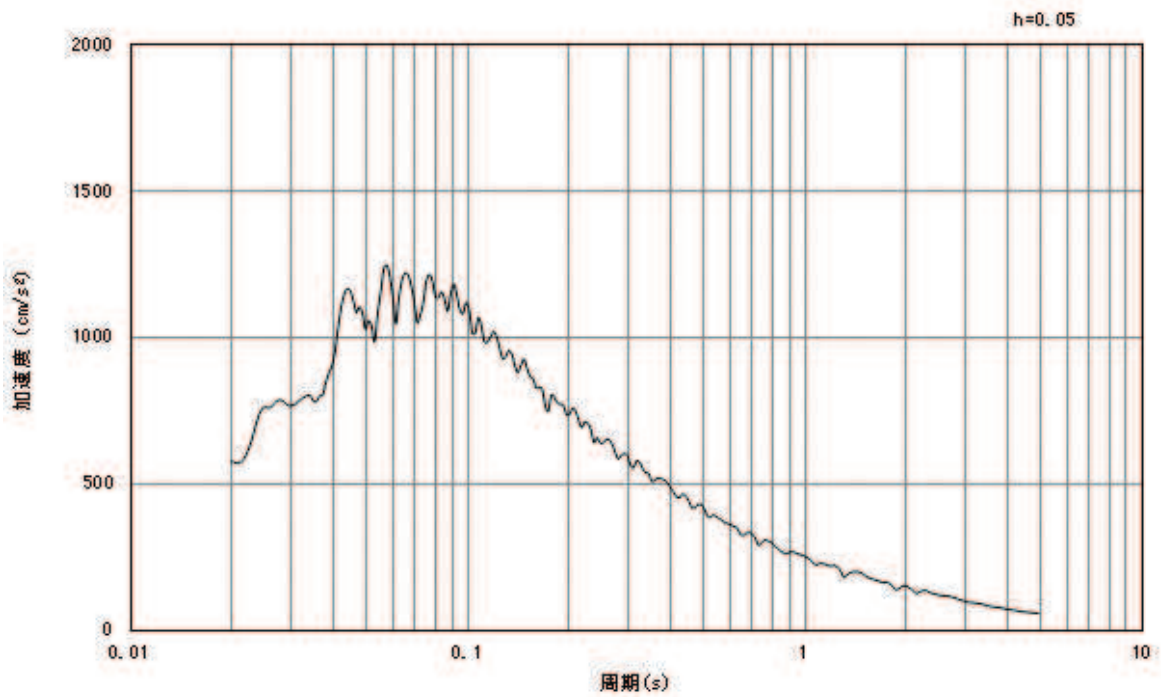


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

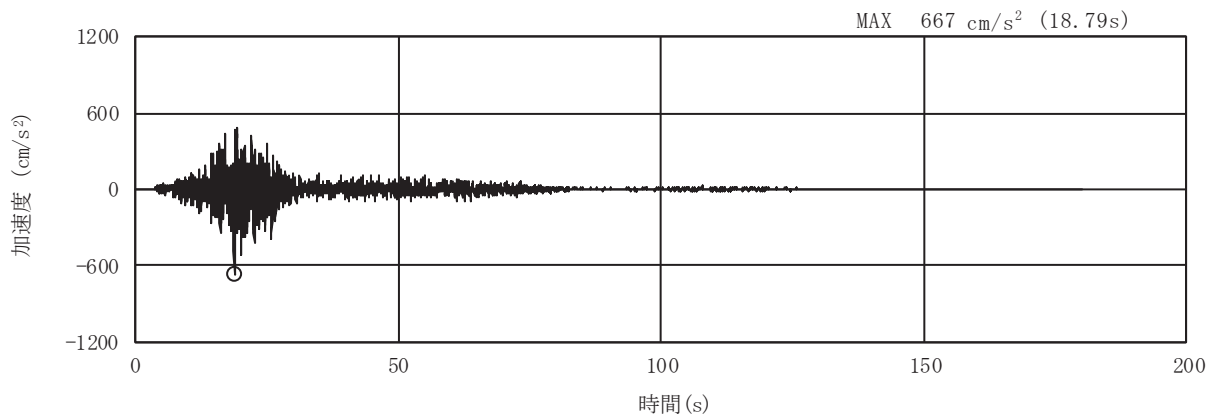


(a) 加速度時刻歴波形

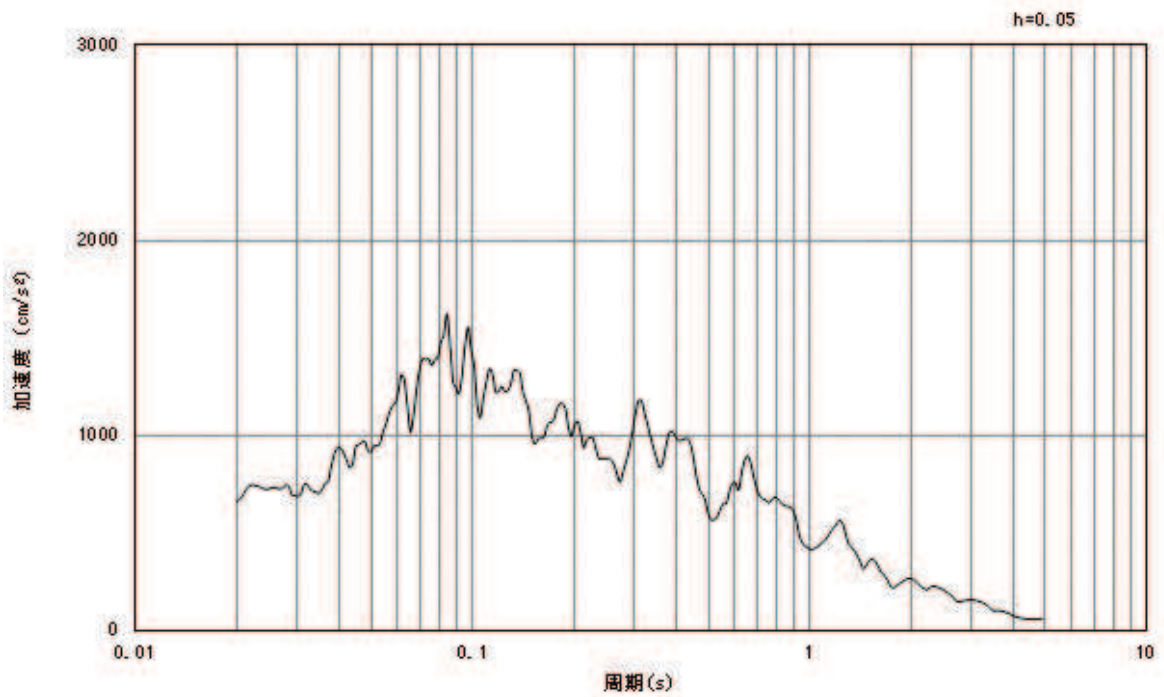


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

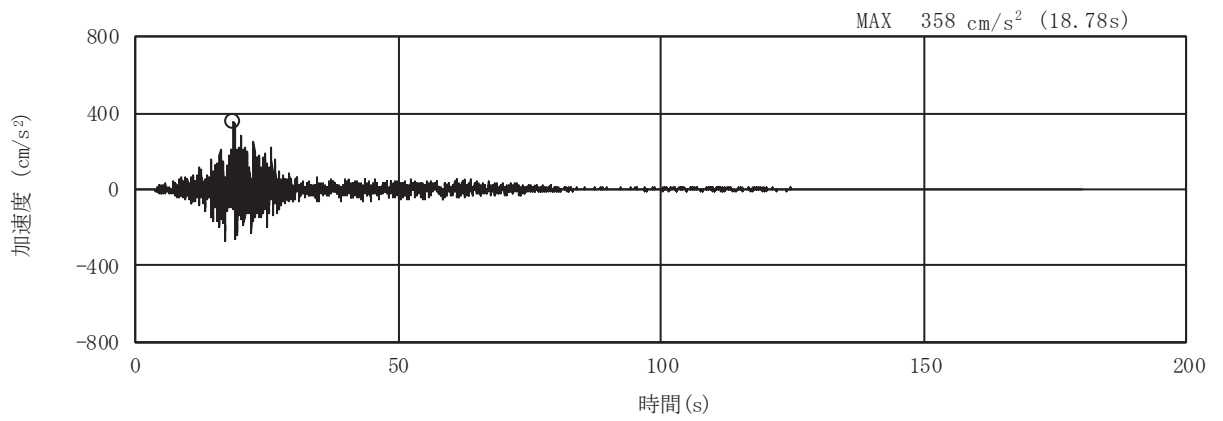


(a) 加速度時刻歴波形

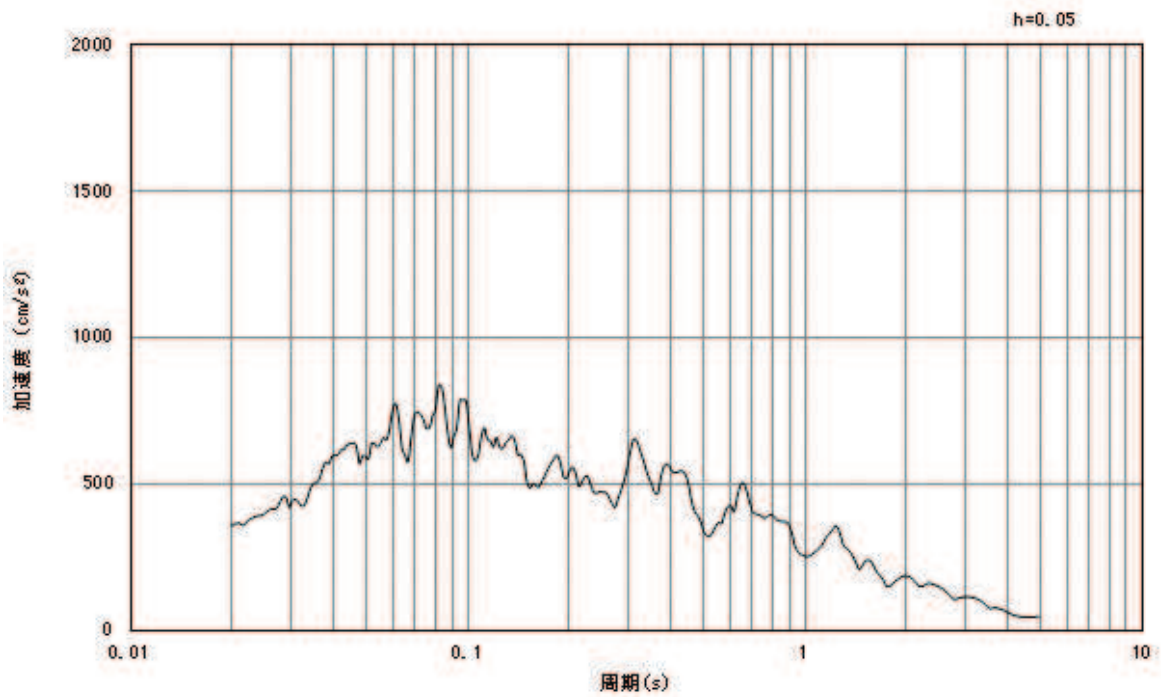


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

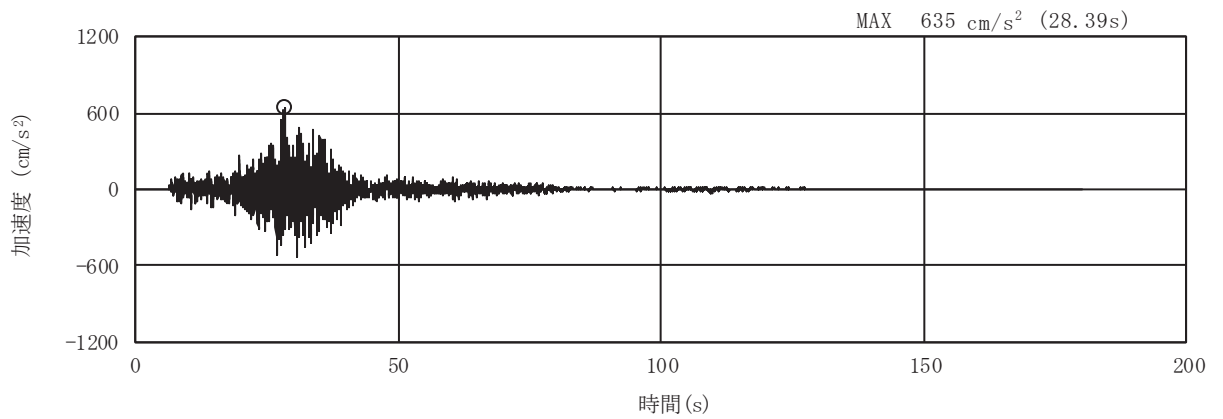


(a) 加速度時刻歴波形

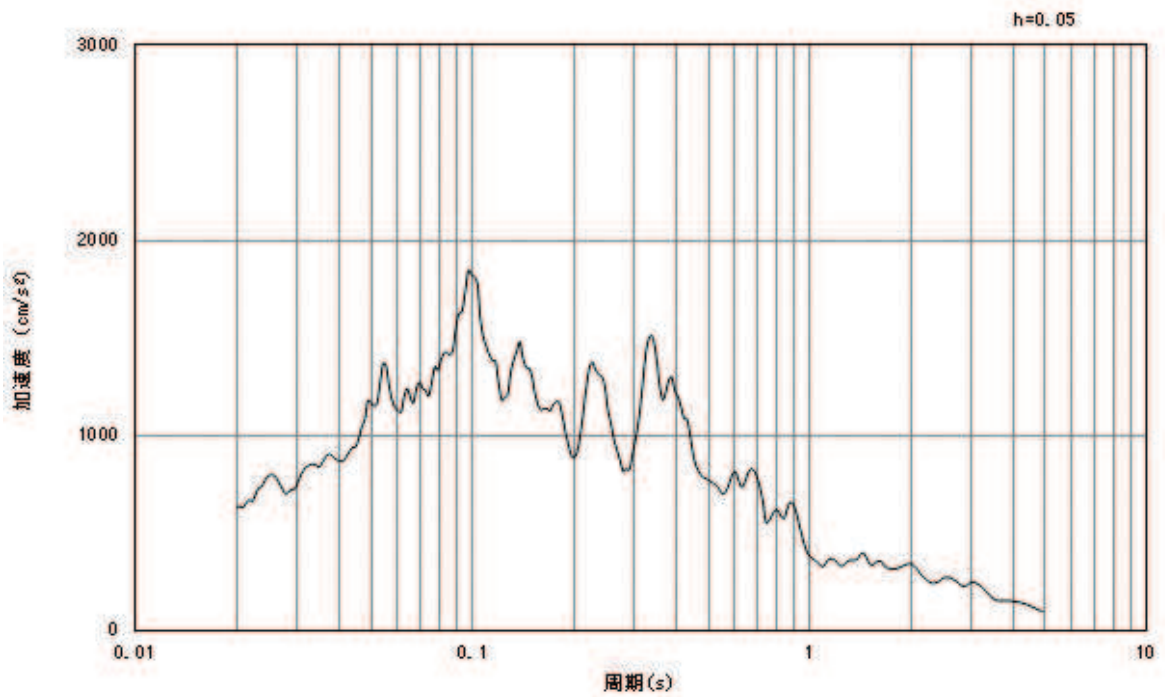


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

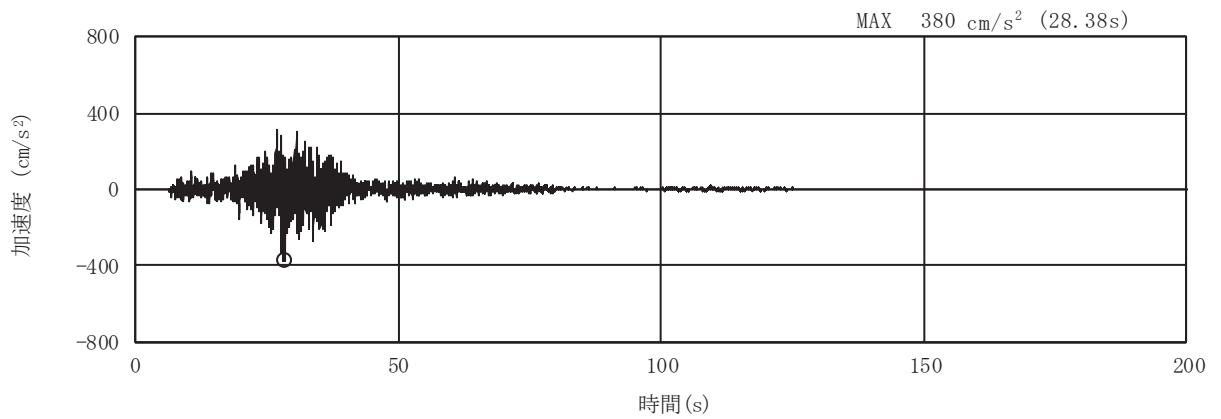


(a) 加速度時刻歴波形

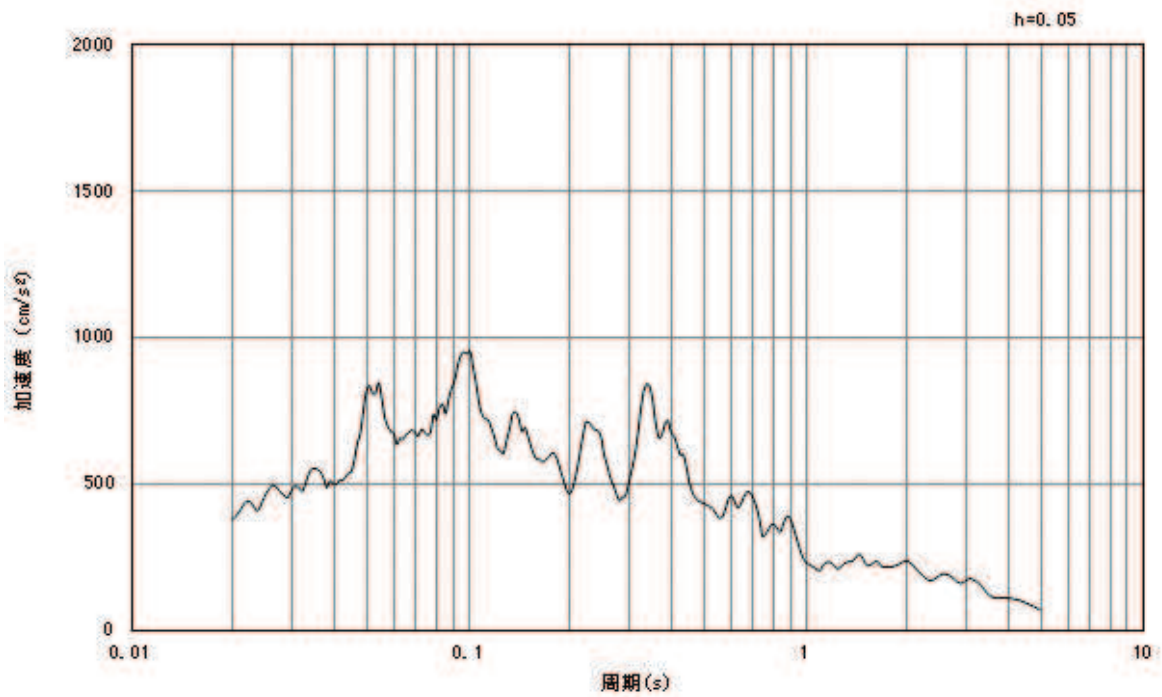


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

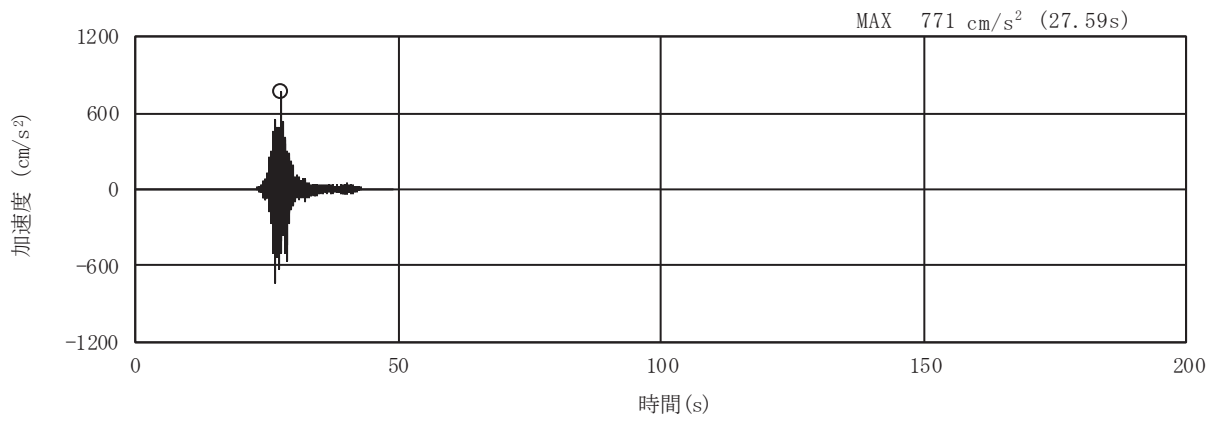


(a) 加速度時刻歴波形

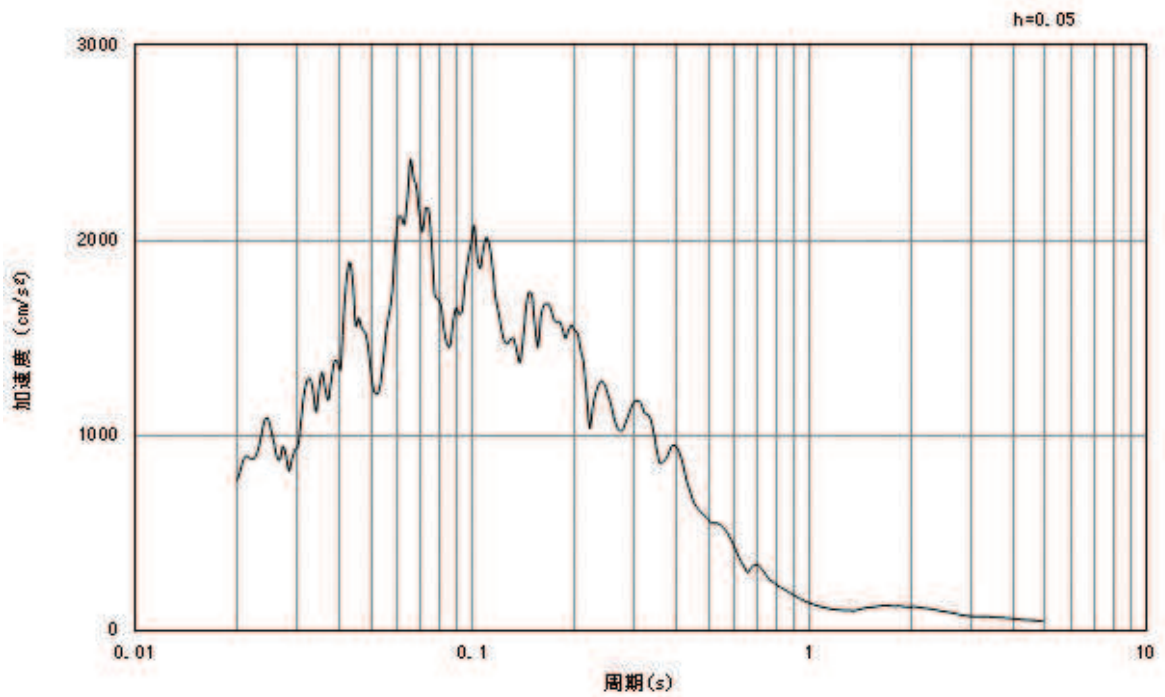


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

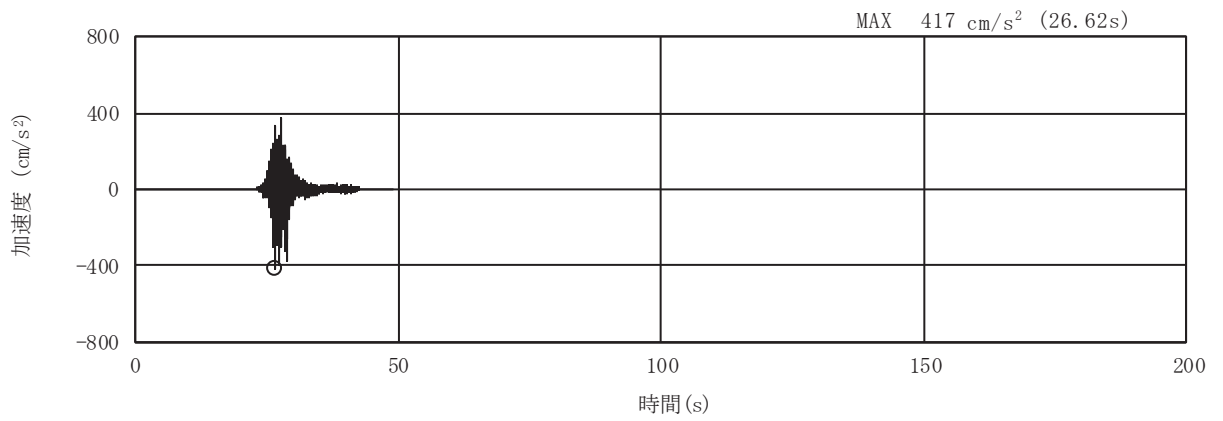


(a) 加速度時刻歴波形

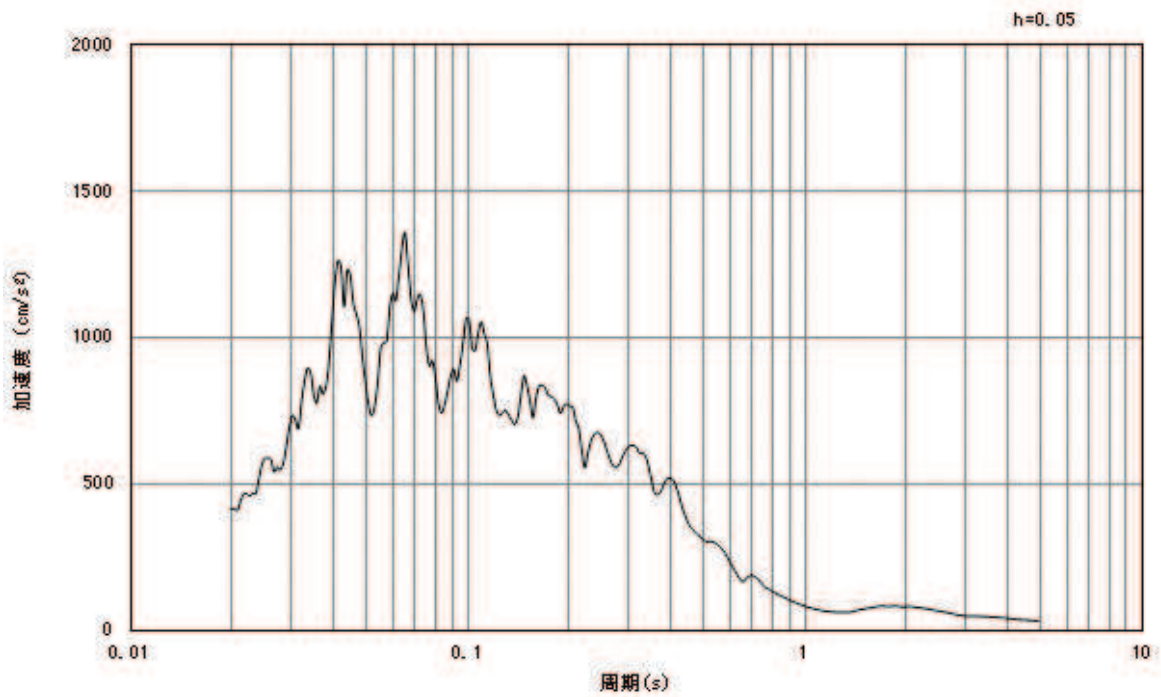


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

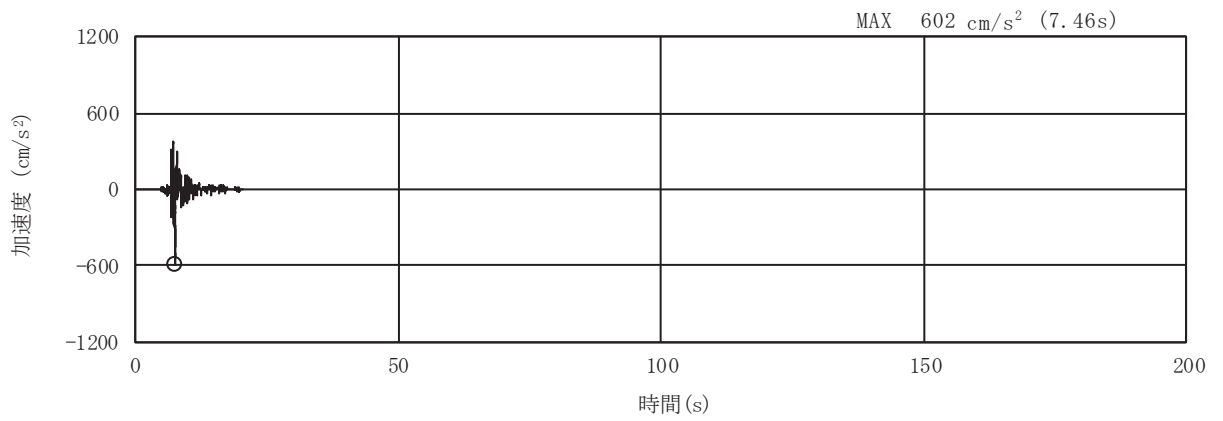


(a) 加速度時刻歴波形

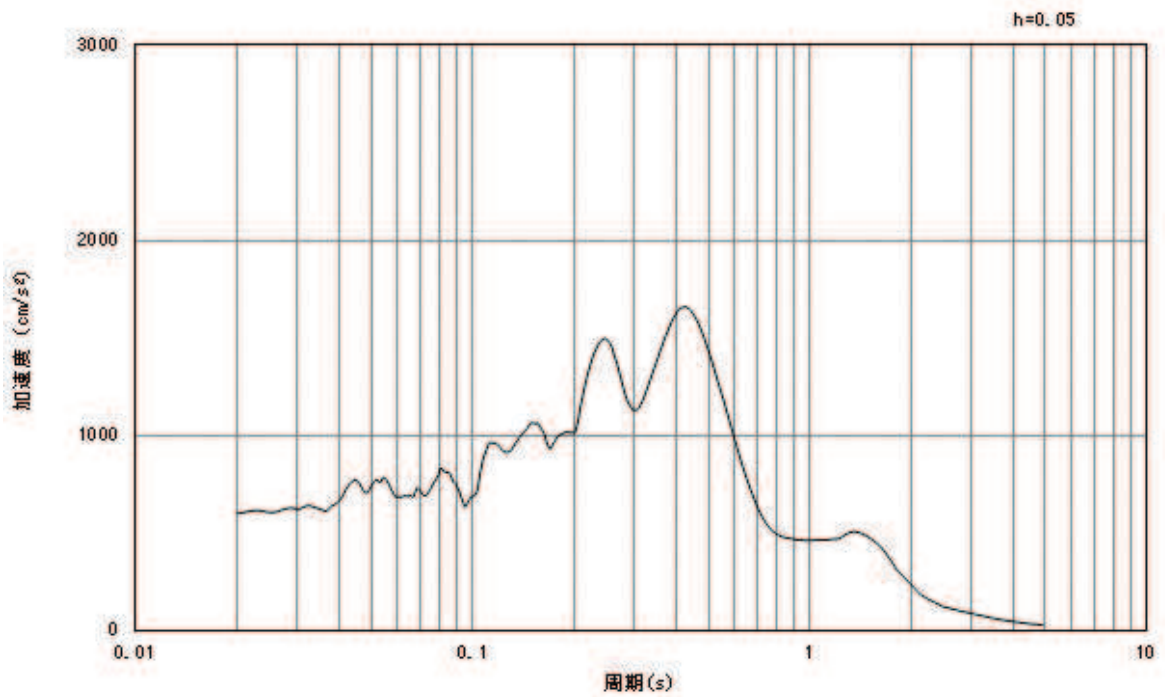


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

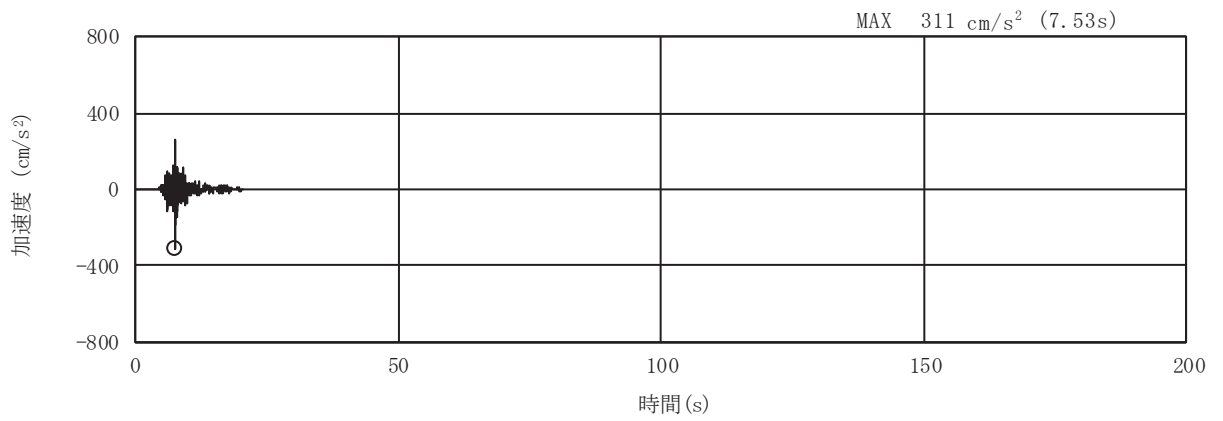


(a) 加速度時刻歴波形

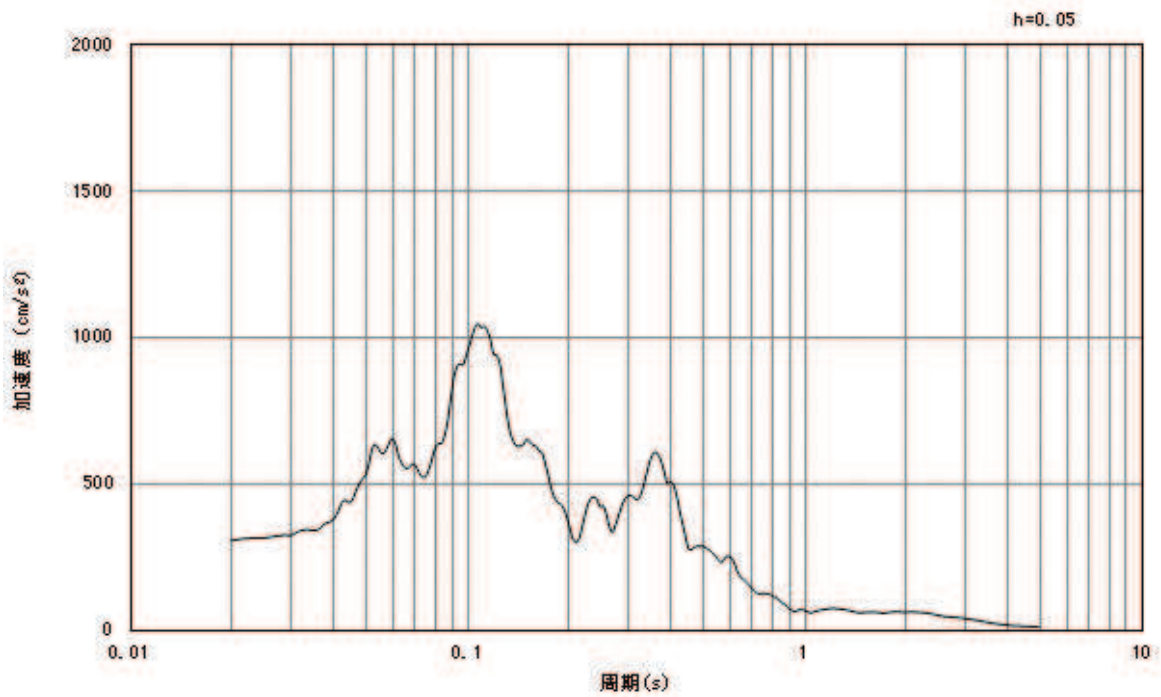


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0%(10000 μ))を許容限界とする。

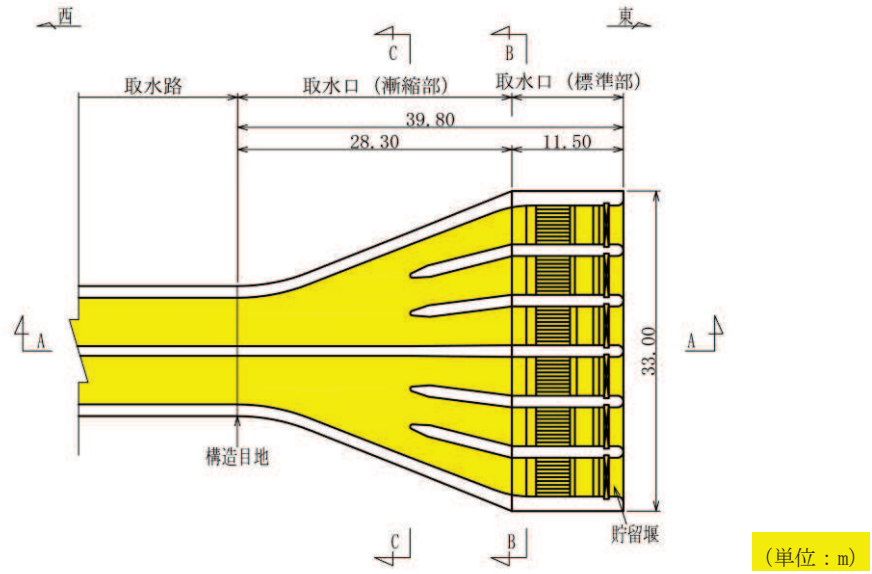
曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、通水機能を有することの確認においては、部材が終局状態に至らないことを目標性能とすることから、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%(10000 μ))を許容限界とする。貯水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当するひずみ（コンクリート圧縮ひずみ2000 μ ，主筋ひずみ1725 μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全裕度を見込んだ評価を実施する。

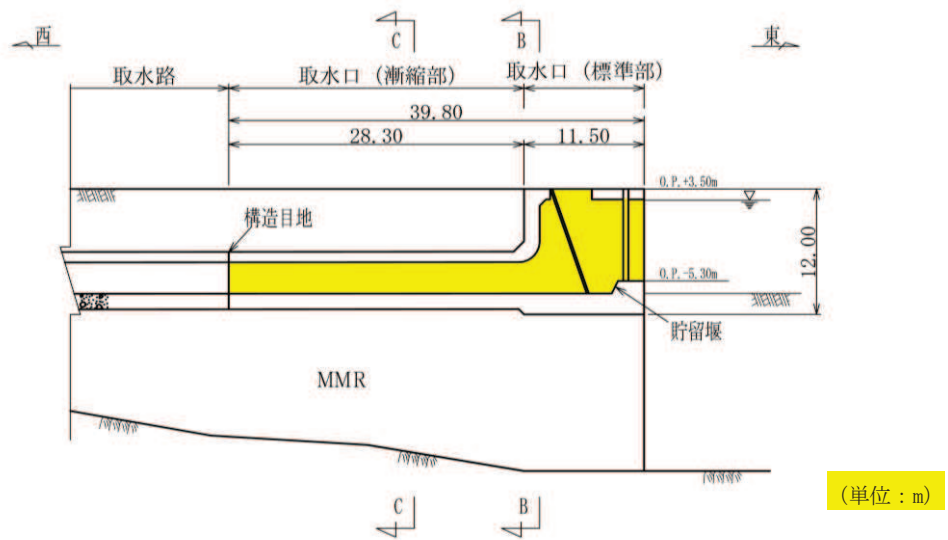
また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップパー工法）（以下、「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。取水口、貯留堰においてCCb工法を適用する部材を図5-16に示す。

取水口、貯留堰の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。



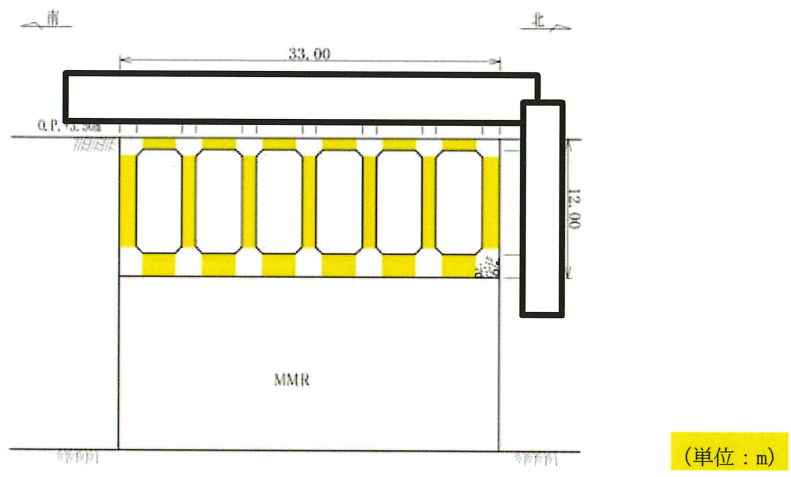
■ : CCbによる耐震補強箇所

図 5-16(1) CCbによる耐震補強箇所 (平面図) (再掲)



■ : CCbによる耐震補強箇所

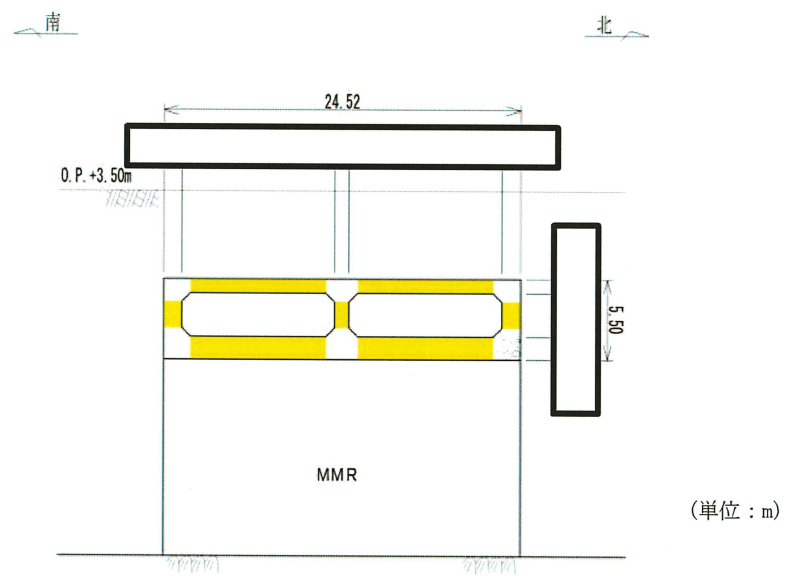
図 5-16(2) CCbによる耐震補強箇所 (A-A 断面) (再掲)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 5-16(3) Ccbによる耐震補強箇所 (B-B 断面) (再掲)



(単位：m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 5-16(4) Ccbによる耐震補強箇所 (C-C 断面) (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 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
通水機能を有すること		圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
貯水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 μ *2 主筋ひずみ：1725 μ *2
Sクラスの施設を支持する機能を 損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 μ *2 主筋ひずみ：1725 μ *2

注記*1: $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで,

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ϵ_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ϵ : 圧縮縁の発生ひずみ

*2: $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで,

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ϵ_R : 限界ひずみ (圧縮ひずみ 2000 μ , 主筋ひずみ 1725 μ)

ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ϵ : 発生ひずみ

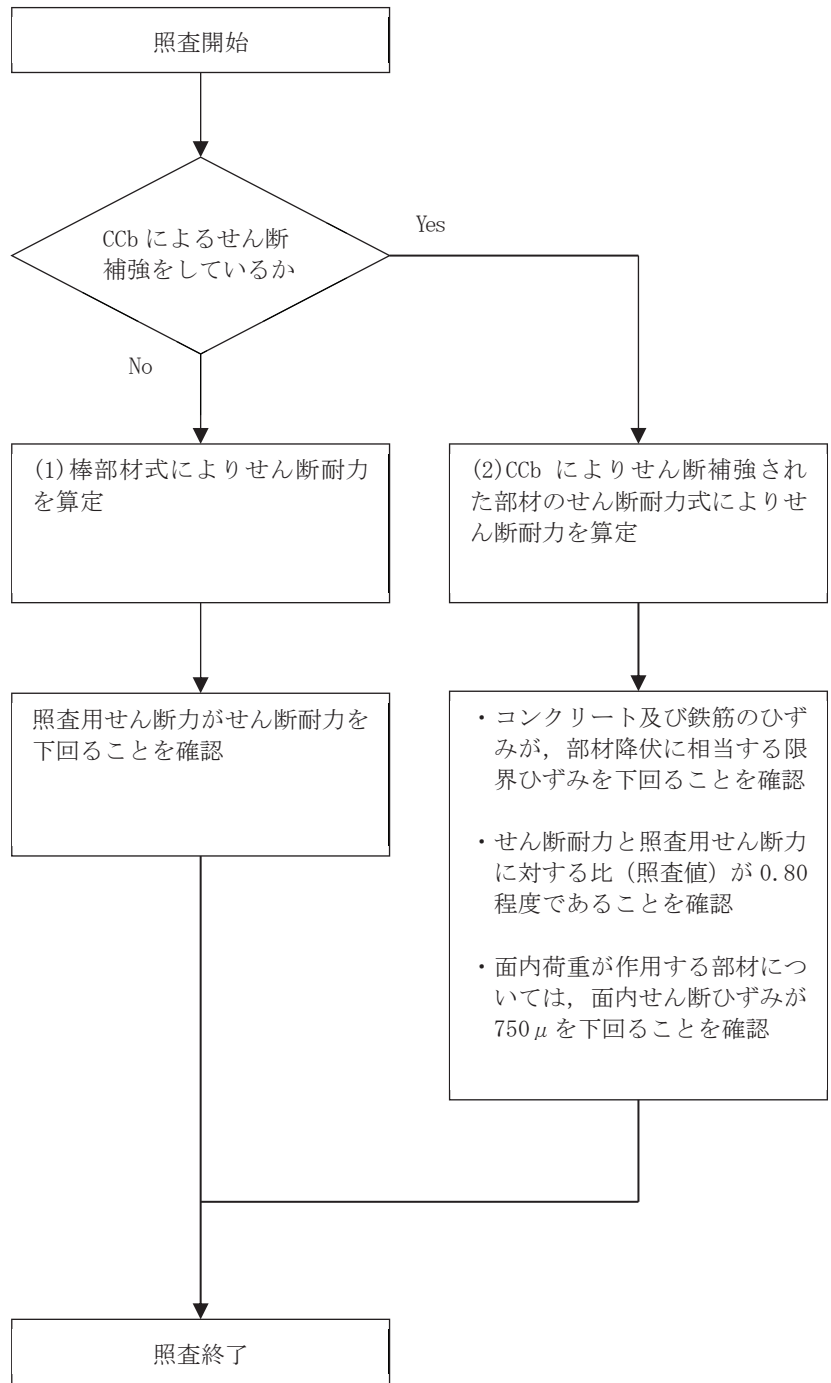
5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，通水機能を有することの確認，貯水機能を損なわないこと
の確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊
に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価
式は部材の種類に応じて2種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき，「(1) 棒部材式」を適用することとし，
ディープビームとなる部材についても，「(1) 棒部材式」を用いることで安全側の評価と
なる。

CCb工法を用いる構造部材については「(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断
耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は，後述する。また，せん断破壊に対する照査のフローを図 5-
17 に示す。



注：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

図 5-17 せん断破壊に対する照査フロー

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

$V_{y d}$ ：せん断耐力

V_d ：照査用せん断力（ $V_d = \gamma_a \cdot V$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.05$ ）

V ：発生せん断力

土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-2 に示すとおり、複数の安全係数（材料係数、部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R+2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされている。解析結果から取水口の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

(1) 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここに、 $V_{y d}$ ：せん断耐力

$V_{c d}$ ：コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$ ：せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$$

ただし、 $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる場合は $f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

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

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

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

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

$$\beta_a = 1.0$$

$f'_{c d}$ ：コンクリートの圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数

$\gamma_{m c}$ で除したもの

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) : \text{引張鉄筋比}$$

A_s ：引張側鋼材の断面積

b_w ：部材の有効幅

d ：部材の有効高さ

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、軸方向力によって発生する応力を打ち

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 / d ：せん断スパン比

$\gamma_{b c}$ ：部材係数

$\gamma_{m c}$ ：材料係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

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 $d/1.15$ とする。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

取水口、貯留堰において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材のせん断耐力については、「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） 一般財団法人土木研究センター」」（以下、建設技術証明書という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

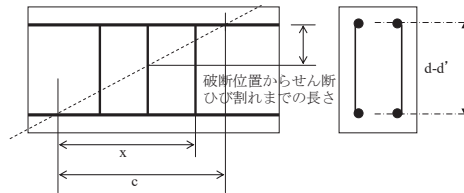
$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

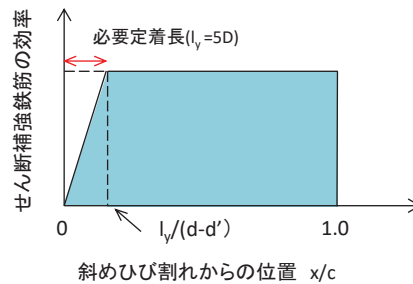
ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ とする。

- ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
 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あたりのせん断耐力
 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あたりのせん断耐力
 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見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
 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
 A_{aw} : 単位長さ当たりの区間 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。
 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）
 D : CCbの鉄筋径
 S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔
 d : 補強対象部材の有効高さ
 d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下することから、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じるにより考慮されている。図 5-18 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-18 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主鉄筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は 0.80 程度とする。

また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) に基づき、面内せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) を許容限界とする。

J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) において、限界せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000μ ($4/1000$) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。

壁部材の面内せん断照査に用いる照査用面内せん断ひずみは、三次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数 (構造解析係数) 1.2 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において使用することから、面内せん断ひずみが 750μ を下回ることを確認する。取水口において CCb 工法を適用する部材を図 5-16 に示す。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$$\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

5.2.4 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

(1) 支持地盤（狐崎部層）

支持地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

支持地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界を表5-3に示す。

表5-3 支持地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMR（既設）の接地圧に対する許容限界を表5-4に示す。

表5-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、**コンクリート標準示方書に基づく**引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表5-5に示す。

表5-5 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck}/5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

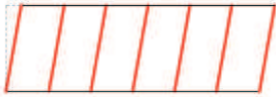

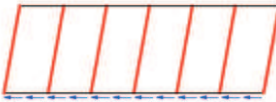
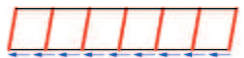
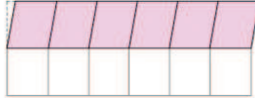
6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として、表6-1で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」、「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

更なる追加解析ケースを反映した結果、標準部及び漸縮部における有効応力解析を反映した結果及び水平2方向荷重による結果は、別途示す。

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		標準部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2		壁 (面外)		漸縮部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		標準部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 4		壁 (面外)		漸縮部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻 5	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		妻壁の層間変位が最大となる時刻

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 標準部における頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

地震応答解析結果のうち，標準部における頂底版間の最大層間変位の算定結果を表 6-2 に示す。

表 6-2 標準部における頂底版間の最大層間変位の算定結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)	
				標準部	漸縮部
①	S s - D 1	++	4.731	44.99	44.99
	S s - D 1	-+	-4.383	44.99	44.99
	S s - D 2	++	-4.765	6.84	6.82
	S s - D 2	-+	4.715	25.07	25.06
	S s - D 3	++	-3.986	14.40	14.38
	S s - D 3	-+	4.166	14.40	14.38
	S s - F 1	++	-3.093	19.47	19.46
	S s - F 1	-+	3.302	19.46	19.46
	S s - F 2	++	-4.291	28.36	28.45
	S s - F 2	-+	4.281	28.36	28.46
	S s - F 3	++	4.239	27.73	27.72
	S s - F 3	-+	-4.473	27.73	27.71
	S s - N 1	++	3.233	7.49	7.59
	S s - N 1	-+	-3.137	7.49	7.59
②	S s - D 2	-+	4.837	6.84	6.83
③	S s - D 2	-+	4.533	25.07	25.06
④	S s - D 2	-+	3.401	6.84	6.76

(2) 漸縮部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻 2）

地震応答解析結果のうち，漸縮部における頂底板間の最大層間変位の算定結果を表 6-3 に示す。

表 6-3 漸縮部における頂底板間の最大層間変位の算定結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)	
				標準部	漸縮部
①	S s - D 1	++	-2.038	25.34	25.33
	S s - D 1	-+	2.050	25.34	25.33
	S s - D 2	++	2.080	8.56	8.54
	S s - D 2	-+	2.014	25.07	25.06
	S s - D 3	++	-1.539	14.56	14.55
	S s - D 3	-+	1.654	23.74	23.72
	S s - F 1	++	1.646	18.86	18.86
	S s - F 1	-+	-1.532	18.87	18.86
	S s - F 2	++	-2.320	28.36	28.45
	S s - F 2	-+	2.390	28.36	28.46
	S s - F 3	++	1.602	27.12	27.11
	S s - F 3	-+	-1.666	27.13	27.11
	S s - N 1	++	1.837	7.51	7.61
	S s - N 1	-+	-1.730	7.60	7.68
②	S s - D 2	-+	-1.916	8.56	8.54
③	S s - D 2	-+	2.139	25.07	25.06
④	S s - D 2	-+	1.526	25.06	25.06

(3) 標準部における総水平荷重が最大となる時刻（時刻3）

地震応答解析結果のうち，標準部における最大総水平荷重の算定結果を表6-4に示す。

表6-4 標準部における最大総水平荷重の算定結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				標準部	漸縮部
①	S s - D 1	++	7610.8	44.99	44.98
	S s - D 1	-+	7386.0	25.19	25.18
	S s - D 2	++	-7519.1	25.07	25.06
	S s - D 2	-+	7308.8	25.07	25.06
	S s - D 3	++	-6470.3	20.89	20.88
	S s - D 3	-+	6596.8	20.89	20.88
	S s - F 1	++	-6284.2	19.46	19.45
	S s - F 1	-+	6305.4	19.46	19.45
	S s - F 2	++	-6806.9	28.36	28.45
	S s - F 2	-+	6816.5	28.36	28.45
	S s - F 3	++	7213.9	28.58	28.54
	S s - F 3	-+	-7352.1	28.58	28.54
	S s - N 1	++	6462.0	7.50	7.60
	S s - N 1	-+	-6219.5	7.50	7.60
②	S s - D 2	-+	7097.1	25.07	25.06
③	S s - D 2	-+	7222.7	13.40	13.38
④	S s - D 2	-+	7284.5	25.07	25.06

(4) 漸縮部における総水平荷重が最大となる時刻（時刻 4）

地震応答解析結果のうち，漸縮部における最大総水平荷重の算定結果を表 6-5 に示す。

表 6-5 漸縮部における最大総水平荷重の算定結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				標準部	漸縮部
①	S s - D 1	++	-3178.8	25.34	25.33
	S s - D 1	-+	3168.5	25.33	25.32
	S s - D 2	++	3253.5	8.56	8.54
	S s - D 2	-+	3297.1	25.07	25.06
	S s - D 3	++	2690.9	14.33	14.32
	S s - D 3	-+	2757.5	14.40	14.38
	S s - F 1	++	2711.4	18.86	18.85
	S s - F 1	-+	-2602.8	18.86	18.85
	S s - F 2	++	-3784.6	28.36	28.45
	S s - F 2	-+	3782.2	28.36	28.45
	S s - F 3	++	2648.1	26.70	26.69
	S s - F 3	-+	-2646.9	27.12	27.11
	S s - N 1	++	2726.2	7.51	7.61
	S s - N 1	-+	-2382.4	7.57	7.67
②	S s - D 2	-+	-3198.0	8.56	8.54
③	S s - D 2	-+	3509.7	25.08	25.06
④	S s - D 2	-+	3348.7	25.07	25.06

(5) 妻壁（面部材）の層間変位が最大となる時刻（時刻 5）

地震応答解析結果のうち，妻壁（面部材）の最大層間変位の算定結果を表 6-6 に示す。

表 6-6 妻壁（面部材）の最大層間変位の算定結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)	
				標準部	漸縮部
①	S s - D 1	++	2.208	44.99	44.99
	S s - D 1	-+	-2.031	44.99	44.99
	S s - D 2	++	-2.416	6.84	6.84
	S s - D 2	-+	2.227	6.84	6.84
	S s - D 3	++	-1.901	14.39	14.39
	S s - D 3	-+	1.949	14.40	14.40
	S s - F 1	++	1.464	19.73	19.73
	S s - F 1	-+	1.552	19.46	19.46
	S s - F 2	++	-2.070	28.36	28.36
	S s - F 2	-+	2.068	28.36	28.36
	S s - F 3	++	2.178	28.98	28.98
	S s - F 3	-+	-2.260	27.73	27.73
	S s - N 1	++	1.562	7.49	7.49
	S s - N 1	-+	-1.520	7.49	7.49
②	S s - D 2	-+	2.457	6.84	6.84
③	S s - D 2	-+	2.139	25.07	25.07
④	S s - D 2	-+	1.684	6.84	6.84

6.1.2 作用荷重分布図

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のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1～図6-4に示す。

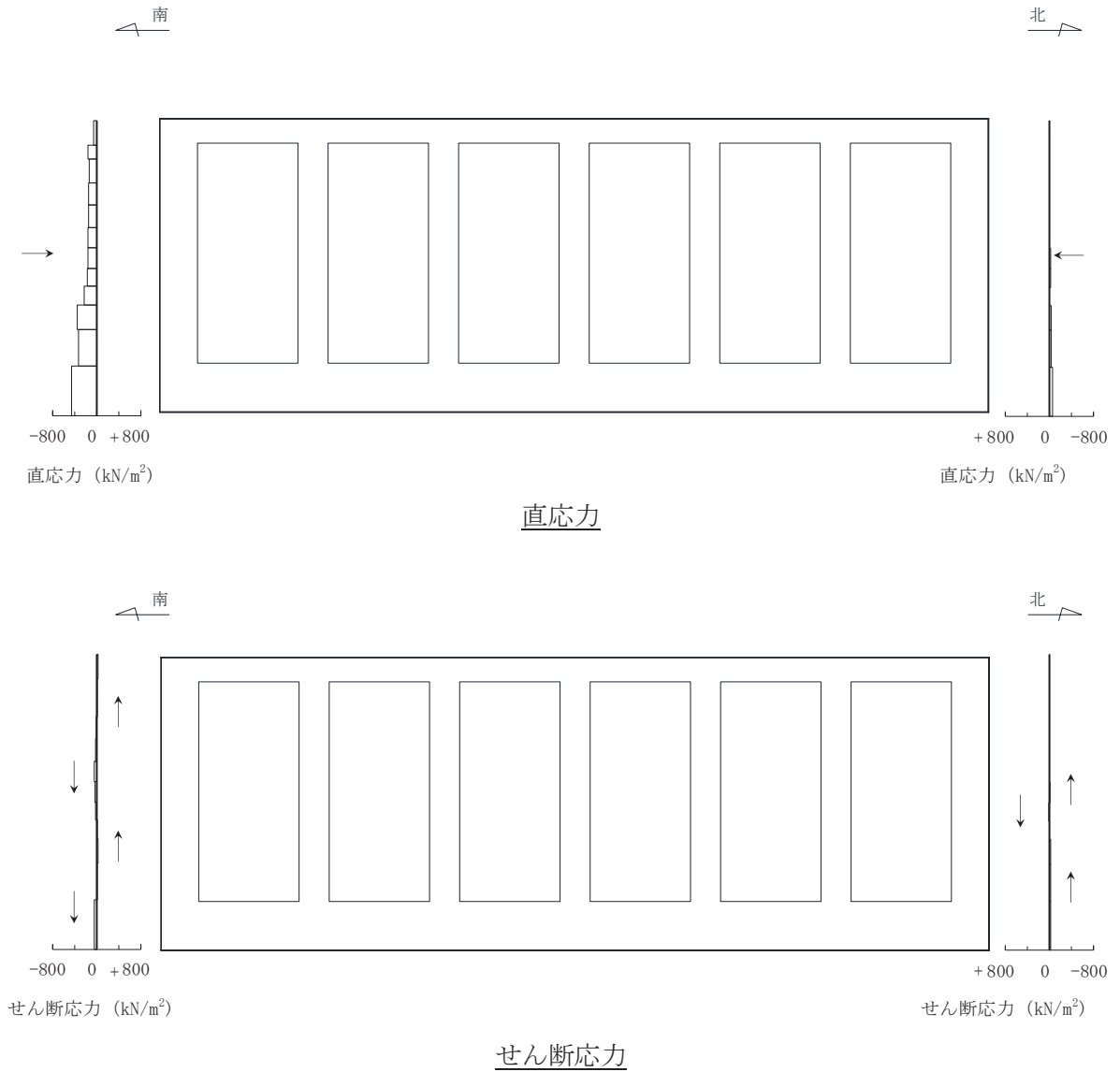


図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）（全応力解析）
（解析ケース①， $S_s - D2$ （-+），A-A断面（標準部）， $t = 25.07s$ ）

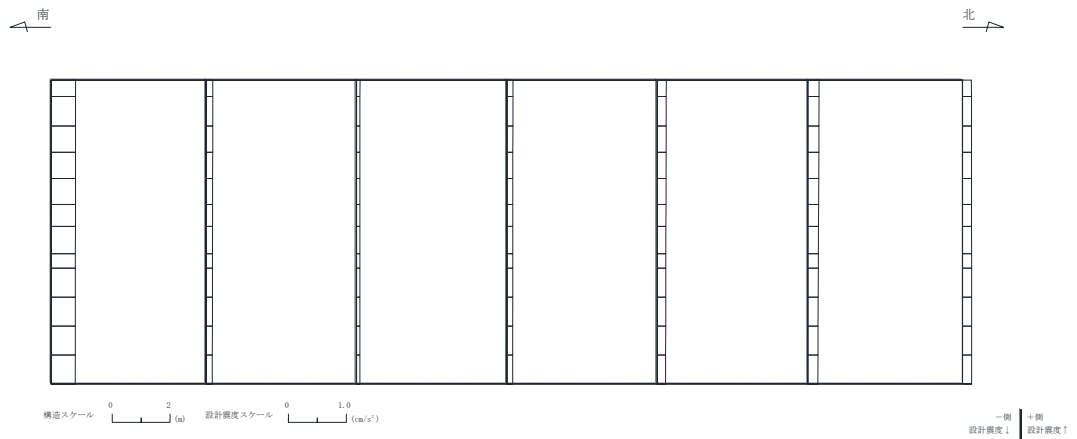
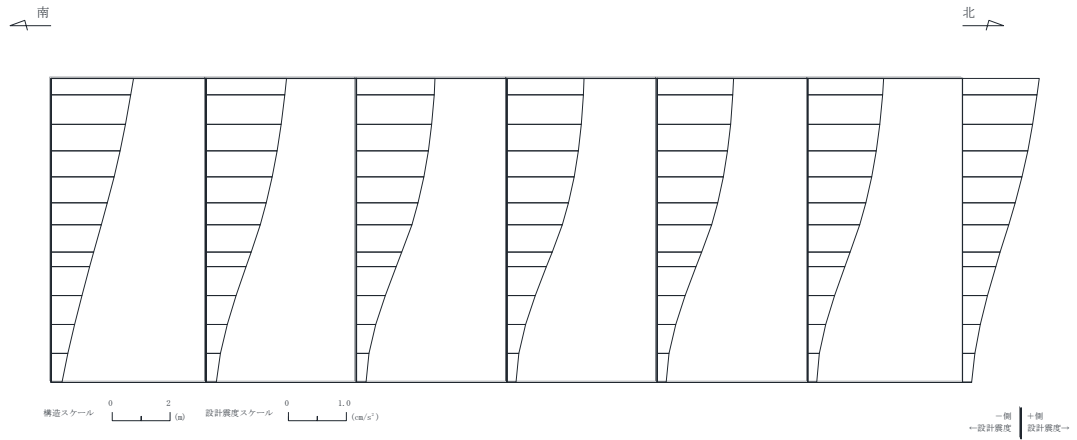


図 6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布) (全応力解析)
 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$, A-A 断面 (標準部), $t = 25.07s$)

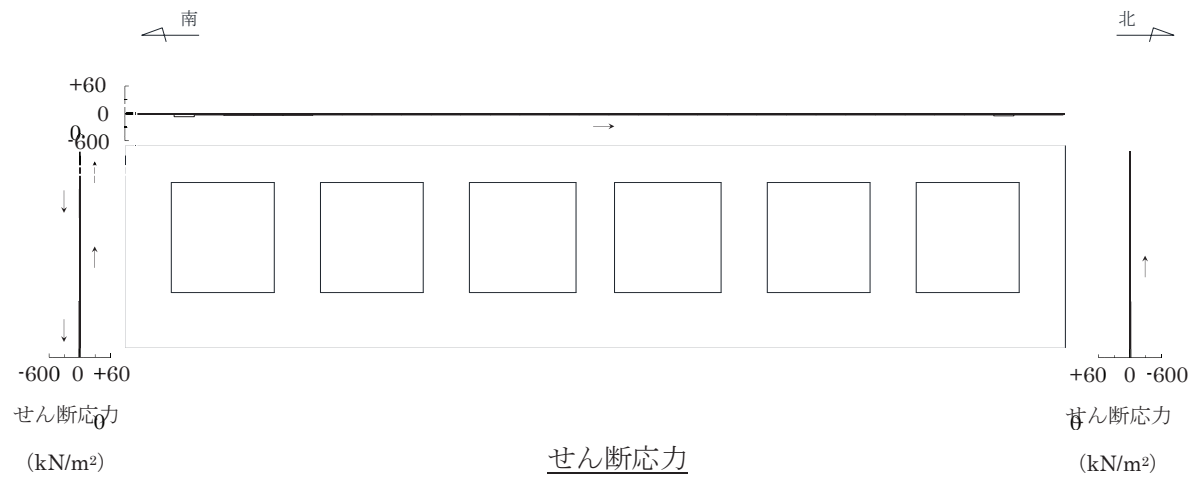
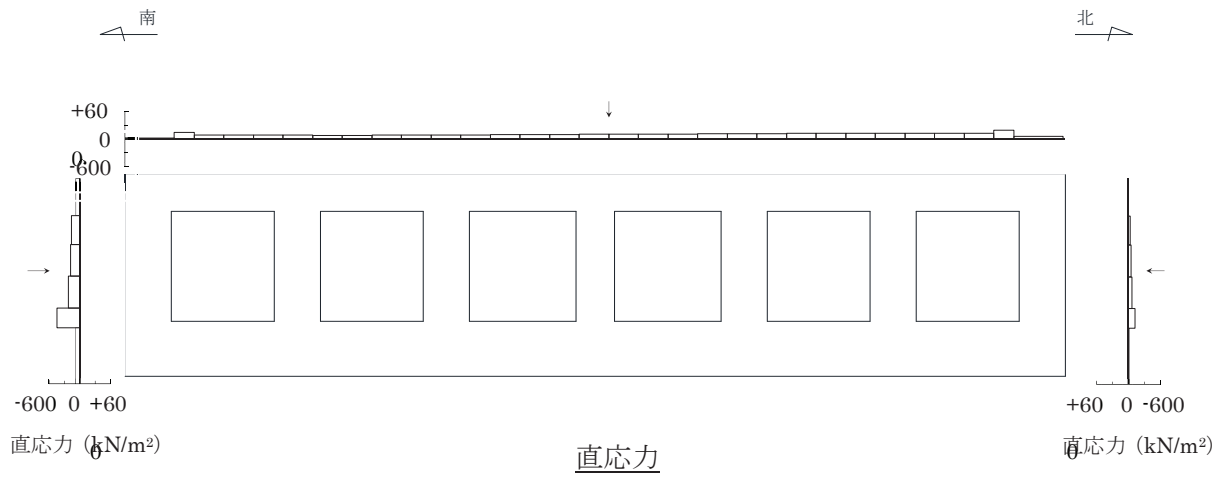


図 6-3 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力) (全応力解析)
 (解析ケース①, S s - D 2 (-+), B-B 断面 (漸縮部), $t = 25.06s$)

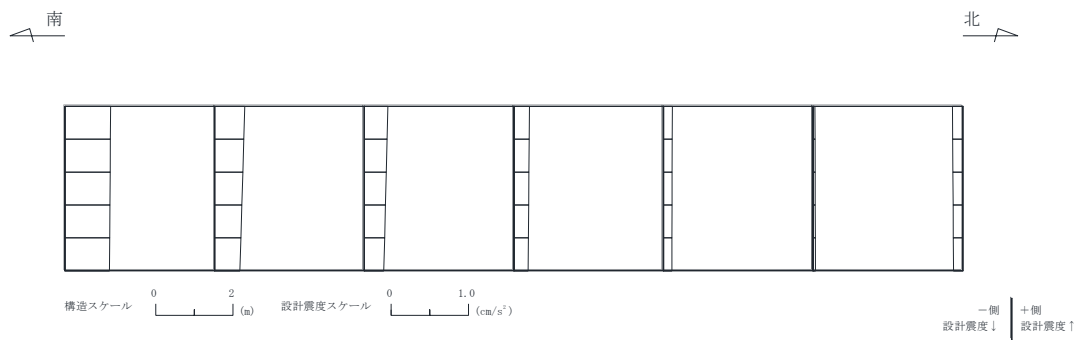
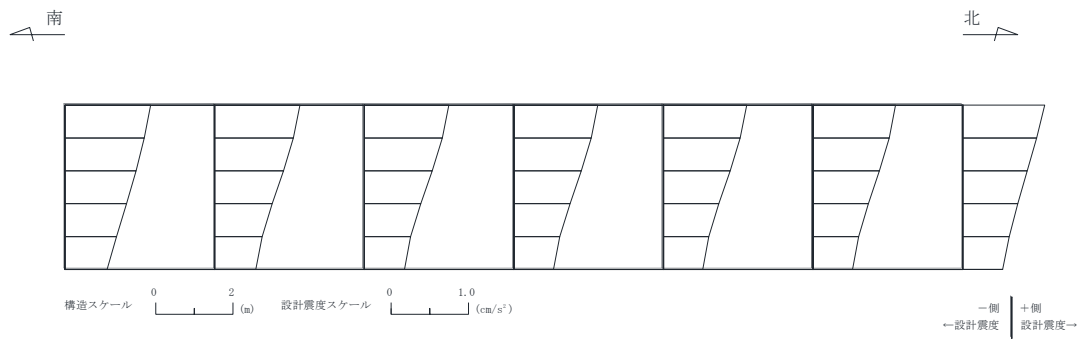


図 6-4 作用荷重分布図 (設計震度分布) (全応力解析)
 (解析ケース①, $S_s - D2$ (-+), B-B 断面 (漸縮部), $t = 25.06s$)

6.1.3 最大せん断ひずみ

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で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-7 に示す。最大せん断ひずみ分布図を図 6-5～図 6-8 に示す。

表 6-7 最大照査値を示す解析ケース一覧 (全応力解析)

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース③ S _s -D2 (-+) (南北方向加振)	ケース① S _s -D2 (-+) (南北方向加振)

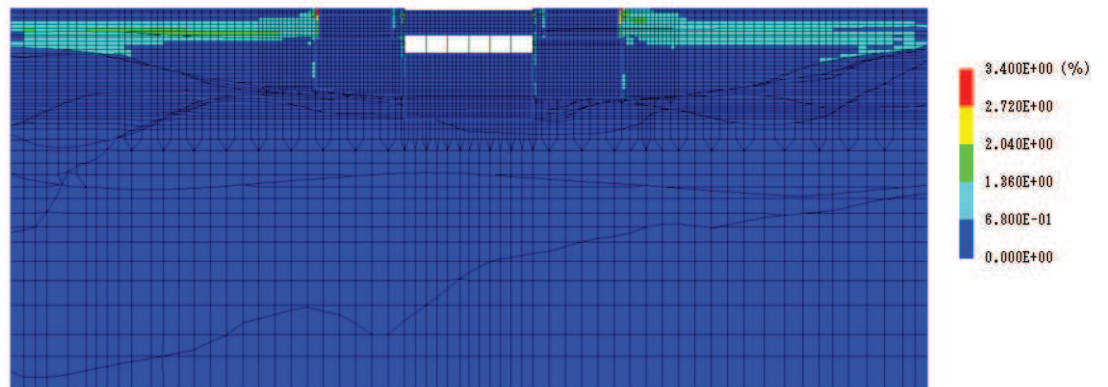
注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

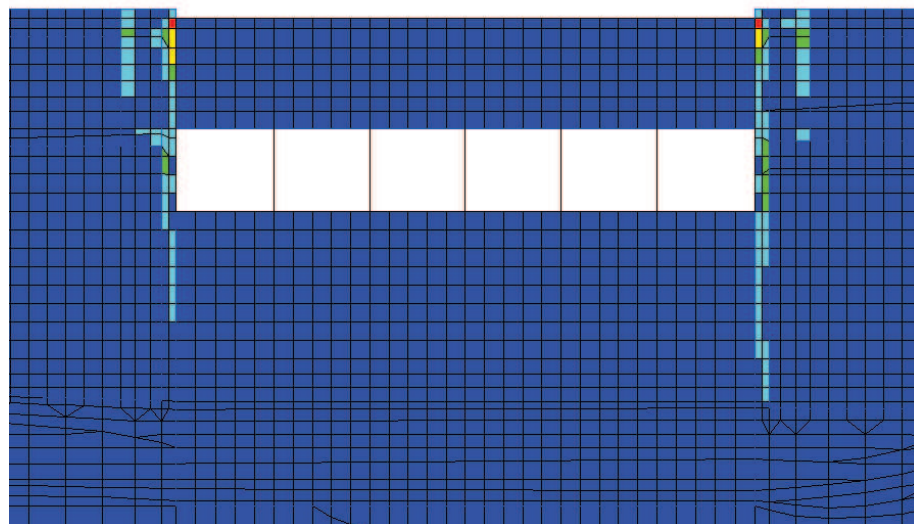
解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

【有効応力解析】

解析ケース	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
地盤物性	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

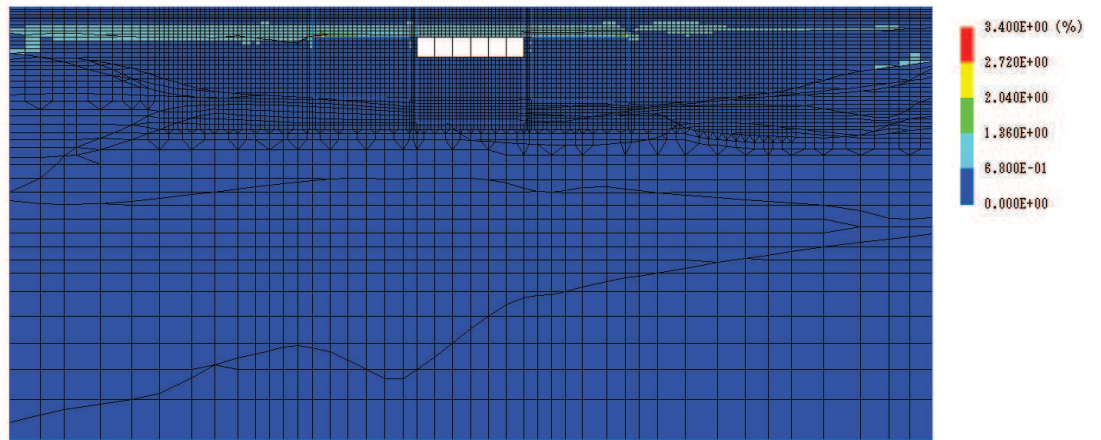


(a) 全体図

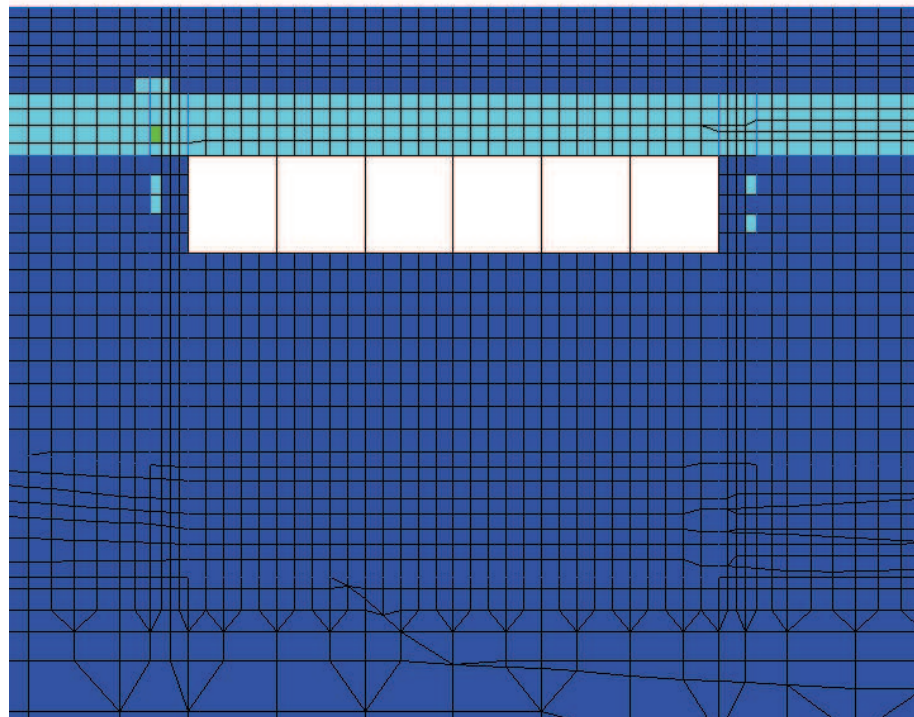


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-5 標準部の最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊) (全応力解析)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

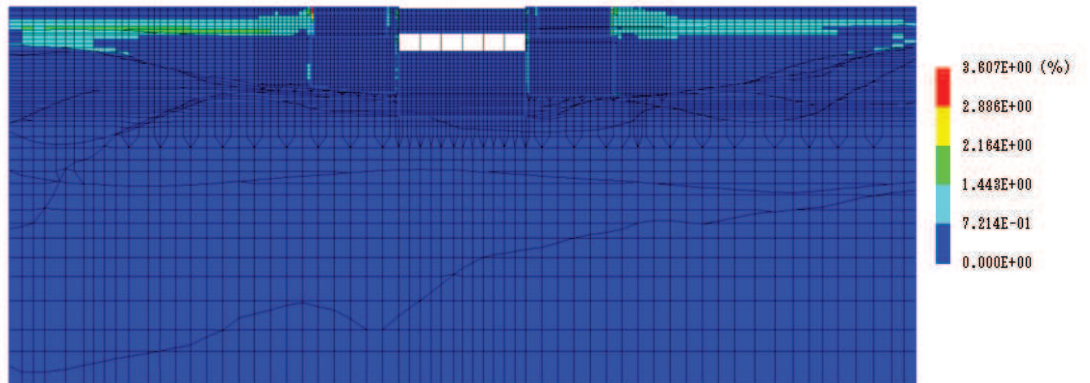


(a) 全体図

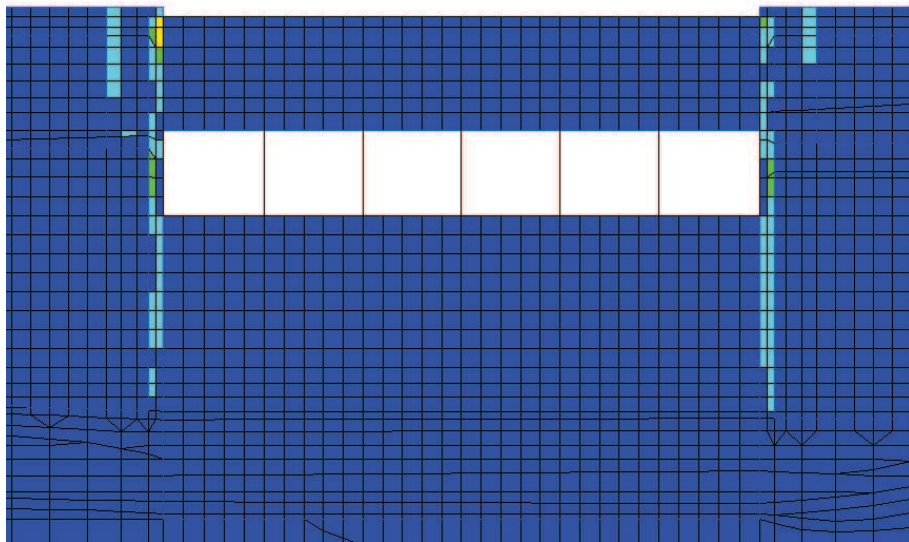


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-6 漸縮部の最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊) (全応力解析)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

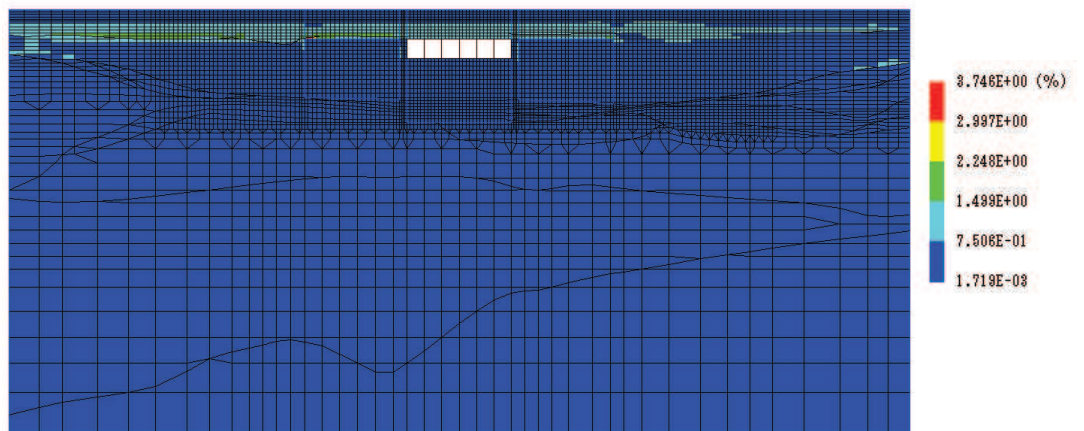


(a) 全体図

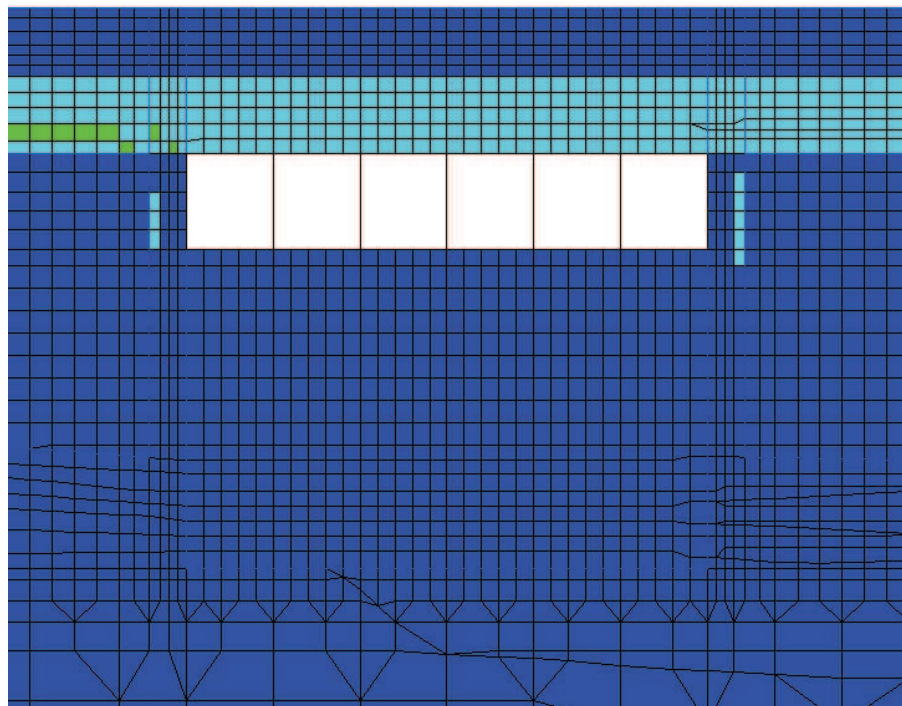


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-7 標準部の最大せん断ひずみ分布図 (せん断破壊) (全応力解析)
 (解析ケース①, 地震動 S s - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 6-8 漸縮部の最大せん断ひずみ分布図 (せん断破壊) (全応力解析)
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

6.1.4 過剰間隙水圧比分布

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で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

最大照査値を示す解析ケースの一覧、過剰間隙水圧比分布図は、別途示す。

注：耐震評価における解析ケース一覧

【有効応力解析】

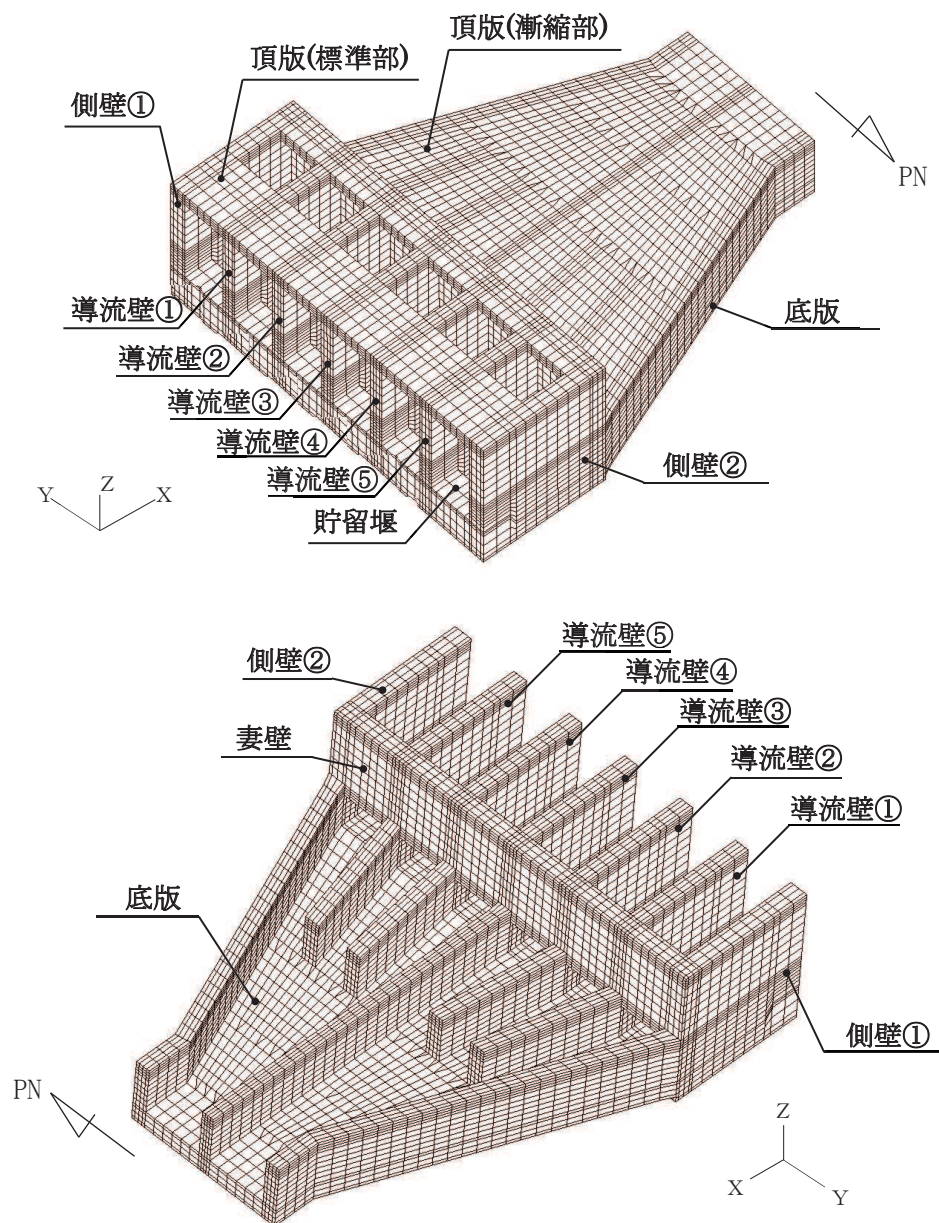
	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度

6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図6-9に、各部材の要素座標系を図6-10に示す。

ソリッド要素を用いた解析から得られた要素応力から断面力を算出する。なお、断面力の算出に当たっては、図6-11に示す「コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(日本コンクリート工学協会 1989年発行)」に準拠し算出する。各要素の応力の方向を図6-12に、断面力の方向を図6-13に示す。

断面力の算出には、解析コード「Com3Eva1Sh Ver. 2021.01.27」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



* 頂版は非表示

図6-9 各部材位置

赤字:要素座標系

黒字:全体座標系

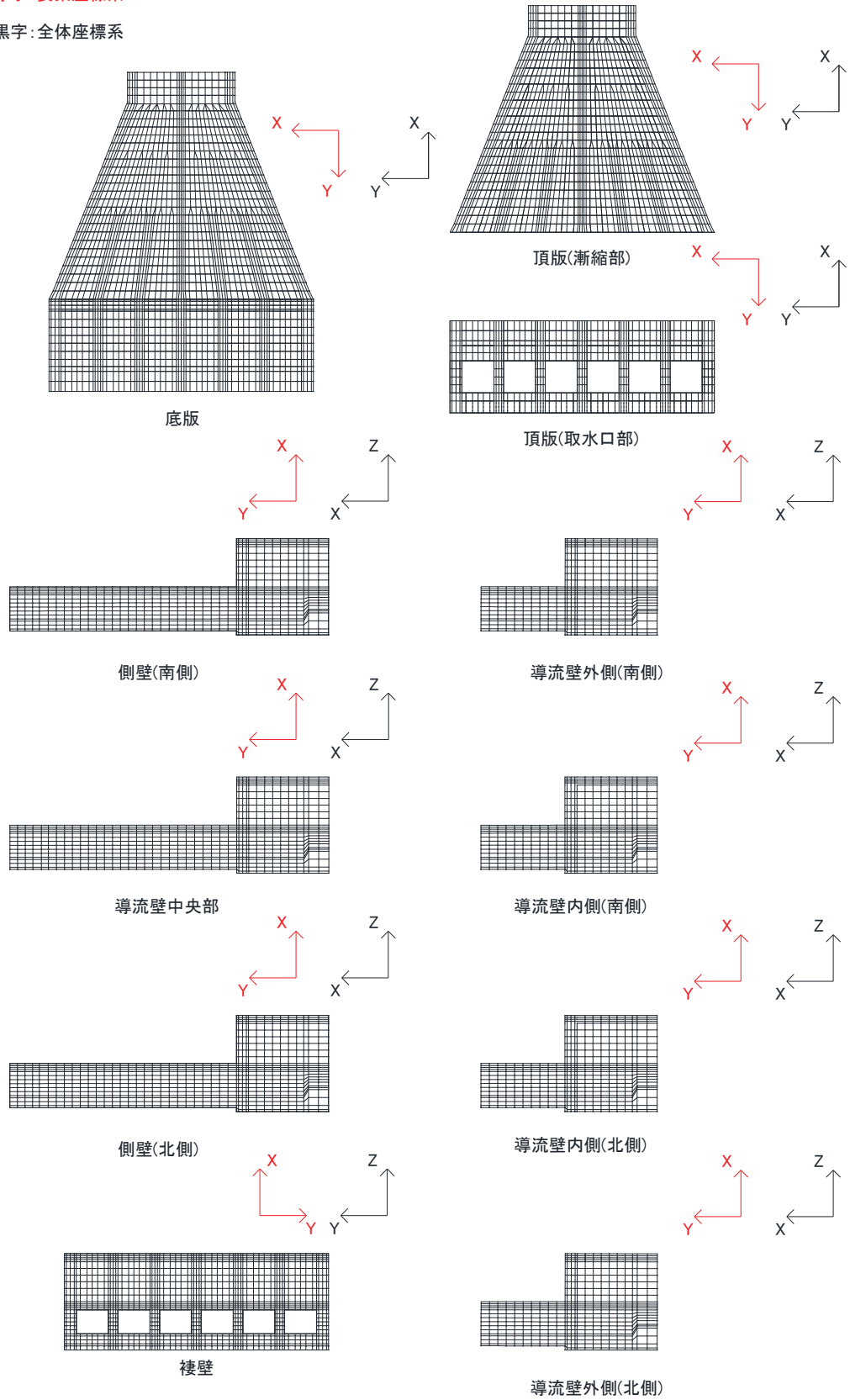


図 6-10 各部材の要素座標系

4. 2 配筋計算への反映

(1) 応力値を断面力に変換する方法

平面応力解析や3次元ソリッド解析などの断面力が直接得られない場合で、配筋計算を通常の方法（鉄筋量を断面力から求める）で行う場合は、応力度を断面力へ変換する必要がある。断面力は、要素応力（要素図心応力、あるいはガウス積分点応力）を、式（4. 1）で断面の図心軸回りに積分することにより求めることができる（図- 4. 5 参照）。

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \\ N &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \\ Q &= \sum \tau_i \cdot h_i \cdot t_i \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

σ_i ：要素iの引張または圧縮応力度

τ_i ：要素iのせん断応力度

h_i ：要素iの高さ

t_i ：要素iの厚さ

ℓ_i ：断面図心から要素iの図心までの距離

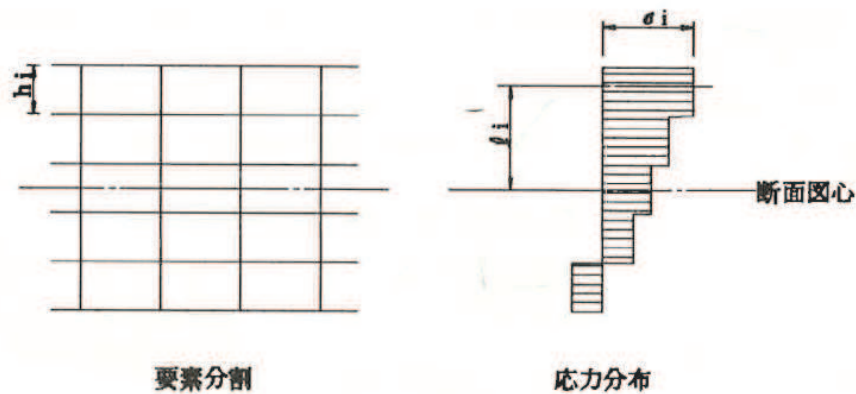


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図6-11 応力分布から断面力への変換方法

(コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドラインより抜粋)

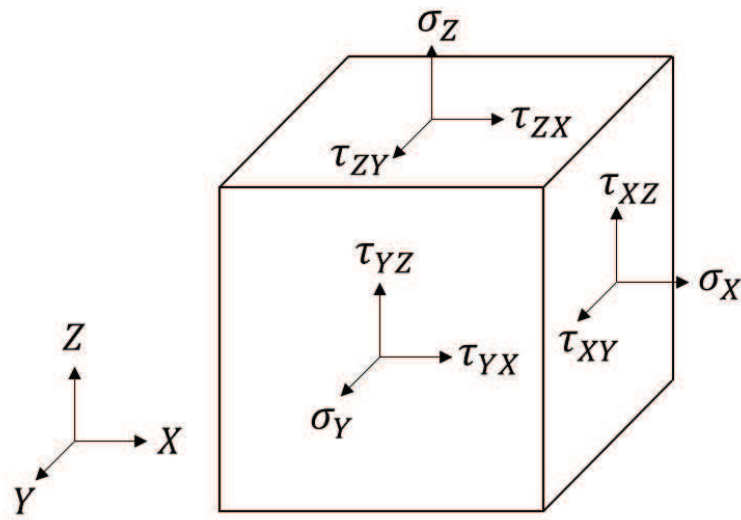
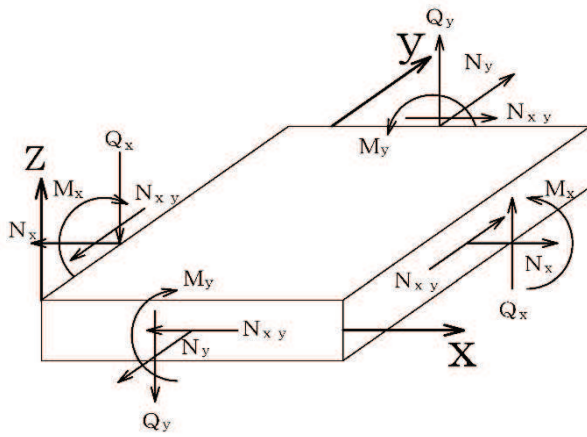


図 6-12 ソリッド要素における応力の方向



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図 6-13 ソリッド要素における断面力の方向

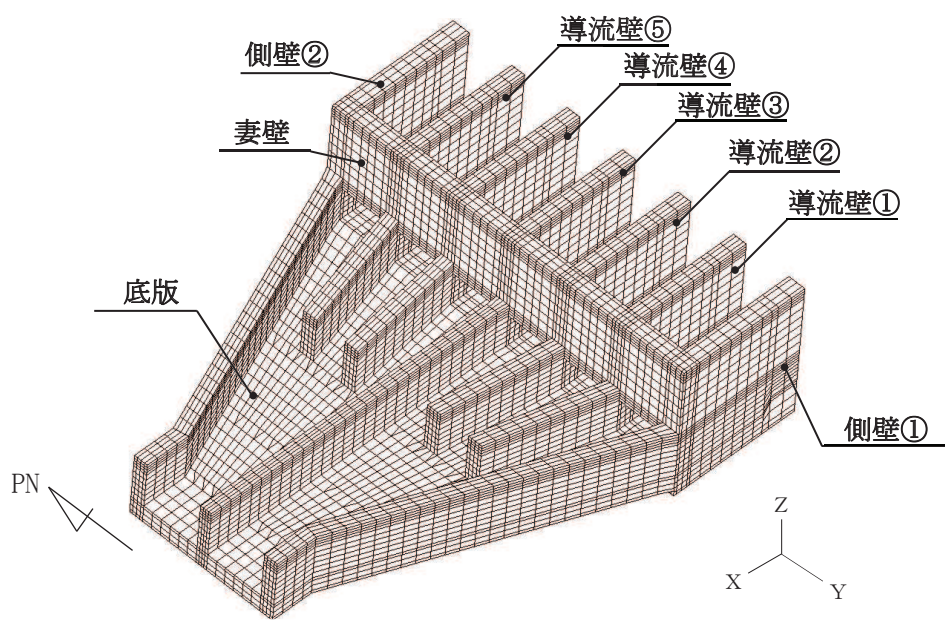
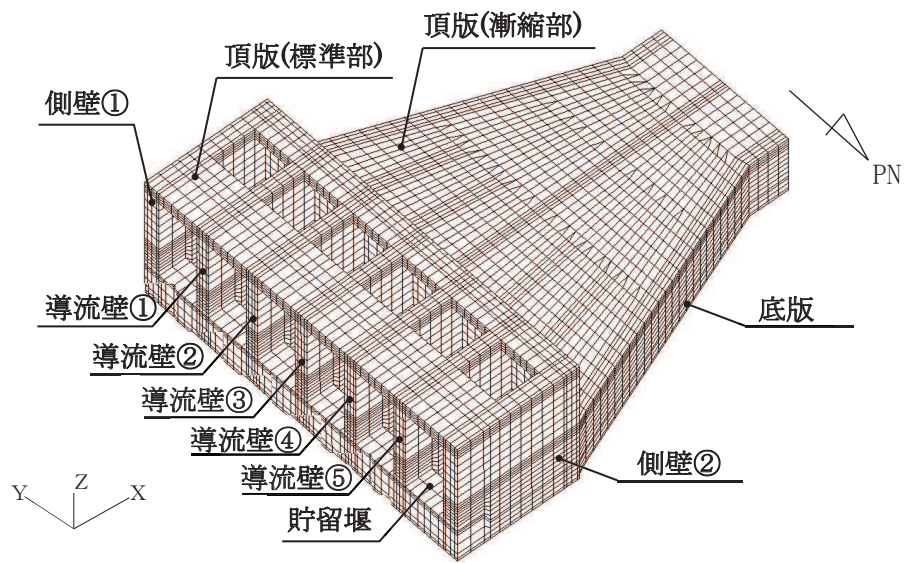
6.2.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「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」に基づき設定する。

標準部及び漸縮部については、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、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を超えるすべての照査項目に対して、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、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

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、追加解析を実施する。

以下に、取水路（標準部）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-14に示す。



* 頂版は非表示

図 6-14 各部材位置 (再掲)

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-8 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界ひずみを許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、限界ひずみに対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (頂版 (標準部)) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.04			
	-+	0.04			
S _s -D 2	++	0.04			
	-+	0.04	0.04	0.04	0.03
S _s -D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S _s -F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S _s -F 2	++	0.03			
	-+	0.03			
S _s -F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S _s -N 1	++	0.02			
	-+	0.02			

注記*1：部材位置を図 6-14 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(頂版 (漸縮部)) *1

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - D 2	++	0.04			
	-+	0.04	0.04	0.04	0.03
S s - D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.04			
	-+	0.04			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査値は、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (側壁) *1

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.17			
	-+	0.17			
S s - D 2	++	0.21			
	-+	0.23	0.17	0.29	0.12
S s - D 3	++	0.14			
	-+	0.14			
S s - F 1	++	0.12			
	-+	0.12			
S s - F 2	++	0.19			
	-+	0.16			
S s - F 3	++	0.14			
	-+	0.16			
S s - N 1	++	0.11			
	-+	0.11			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査値は, 構造強度を有すること, 通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (導流壁) *1

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - D 2	++	0.06			
	-+	0.06	0.06	0.06	0.04
S s - D 3	++	0.04			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.04			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - N 1	++	0.05			
	-+	0.05			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査値は, 構造強度を有すること, 通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (底版) *1

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - D 2	++	0.16			
	-+	0.21	0.16	0.19	0.09
S s - D 3	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - F 1	++	0.09			
	-+	0.09			
S s - F 2	++	0.17			
	-+	0.19			
S s - F 3	++	0.11			
	-+	0.13			
S s - N 1	++	0.08			
	-+	0.08			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査値は、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (妻壁) *1

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - D 2	++	0.02			
	-+	0.02	0.02	0.03	0.02
S s - D 3	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - F 1	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - F 2	++	0.02			
	-+	0.02			
S s - F 3	++	0.02			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.02			
	-+	0.02			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 照査値は, 構造強度を有すること, 通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-8(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (貯留堰) *1, 2

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*3			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.22			
	-+	0.21			
S s - D 2	++	0.24			
	-+	0.23	0.22	0.25	0.16
S s - D 3	++	0.18			
	-+	0.18			
S s - F 1	++	0.16			
	-+	0.16			
S s - F 2	++	0.20			
	-+	0.20			
S s - F 3	++	0.20			
	-+	0.22			
S s - N 1	++	0.13			
	-+	0.13			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 貯留堰下の底版の評価を含む。

*3: 照査値は、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

(2) せん断破壊に対する照査

表 6-9 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、せん断耐力式による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.75 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-9(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（頂版（標準部））*

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.36			
	-+	0.33			
S _s -D2	++	0.37			
	-+	0.38	0.37	0.38	0.37
S _s -D3	++	0.31			
	-+	0.32			
S _s -F1	++	0.26			
	-+	0.26			
S _s -F2	++	0.34			
	-+	0.35			
S _s -F3	++	0.34			
	-+	0.35			
S _s -N1	++	0.26			
	-+	0.26			

注記*：部材位置を図 6-14 に示す。

表 6-9(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（頂版（漸縮部））*

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.49			
	-+	0.46			
S _s -D 2	++	0.65			
	-+	0.49	0.63	0.50	0.53
S _s -D 3	++	0.49			
	-+	0.66			
S _s -F 1	++	0.48			
	-+	0.47			
S _s -F 2	++	0.60			
	-+	0.61			
S _s -F 3	++	0.62			
	-+	0.52			
S _s -N 1	++	0.70			
	-+	0.70			

注記*：部材位置を図 6-14 に示す。

表 6-9(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値 (側壁) *

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.69			
	-+	0.63			
S _s -D 2	++	0.70			
	-+	0.70	0.70	0.74	0.69
S _s -D 3	++	0.59			
	-+	0.58			
S _s -F 1	++	0.48			
	-+	0.50			
S _s -F 2	++	0.65			
	-+	0.66			
S _s -F 3	++	0.63			
	-+	0.65			
S _s -N 1	++	0.46			
	-+	0.45			

注記* : 部材位置を図 6-14 に示す。

表 6-9(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値 (導流壁) *1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.72			
	-+	0.66			
S _s -D 2	++	0.73			
	-+	0.75	0.74	0.74	0.74
S _s -D 3	++	0.62			
	-+	0.63			
S _s -F 1	++	0.53			
	-+	0.51			
S _s -F 2	++	0.70			
	-+	0.71			
S _s -F 3	++	0.67			
	-+	0.69			
S _s -N 1	++	0.55			
	-+	0.51			

注記*1: 部材位置を図 6-14 に示す。

*2: 赤枠は、前述図 4-18 のフローに基づき、解析ケース②~④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-9(5) せん断破壊に対する実施ケースと照査値 (底版) *

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.53			
	-+	0.58			
S _s -D 2	++	0.64			
	-+	0.53	0.64	0.59	0.62
S _s -D 3	++	0.49			
	-+	0.64			
S _s -F 1	++	0.56			
	-+	0.52			
S _s -F 2	++	0.66			
	-+	0.67			
S _s -F 3	++	0.63			
	-+	0.57			
S _s -N 1	++	0.68			
	-+	0.65			

注記* : 部材位置を図 6-14 に示す。

表 6-9(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値 (妻壁) *

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.27			
	-+	0.23			
S _s -D 2	++	0.28			
	-+	0.27	0.29	0.26	0.21
S _s -D 3	++	0.20			
	-+	0.22			
S _s -F 1	++	0.15			
	-+	0.17			
S _s -F 2	++	0.24			
	-+	0.24			
S _s -F 3	++	0.24			
	-+	0.25			
S _s -N 1	++	0.18			
	-+	0.17			

注記* : 部材位置を図 6-14 に示す。

表 6-9(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（貯留堰）*1, 2

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.41			
	-+	0.40			
S _s -D 2	++	0.42			
	-+	0.40	0.38	0.42	0.39
S _s -D 3	++	0.34			
	-+	0.33			
S _s -F 1	++	0.31			
	-+	0.30			
S _s -F 2	++	0.39			
	-+	0.38			
S _s -F 3	++	0.36			
	-+	0.40			
S _s -N 1	++	0.29			
	-+	0.28			

注記*1：部材位置を図 6-14 に示す。

*2：貯留堰直下の底版の評価を含む。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-10 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力又は支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-10 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.25			
	-+	0.19			
S _s -D2	++	0.22			
	-+	0.21	0.22	0.20	0.22
S _s -D3	++	0.19			
	-+	0.18			
S _s -F1	++	0.17			
	-+	0.17			
S _s -F2	++	0.20			
	-+	0.19			
S _s -F3	++	0.25			
	-+	0.17			
S _s -N1	++	0.18			
	-+	0.14			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）のうち厳しい方を記載

6.2.2 構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-11～表6-13に示す。また、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布図を図6-15～図6-17に示す。

表6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査
（コンクリートの圧縮縁ひずみ：全応力解析）

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
頂版 (標準部)	11	③	S s - D 2 (-+)	357 μ	10000 μ	0.04
頂版 (漸縮部)	25	①	S s - D 2 (-+)	358 μ	10000 μ	0.04
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	476 μ	10000 μ	0.05
導流壁	64	①	S s - F 2 (-+)	597 μ	10000 μ	0.06
底版	71	③	S s - D 2 (-+)	310 μ	10000 μ	0.04
妻壁	106	①	S s - F 3 (-+)	220 μ	10000 μ	0.03
貯留堰	91	③	S s - D 2 (-+)	714 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図6-18に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

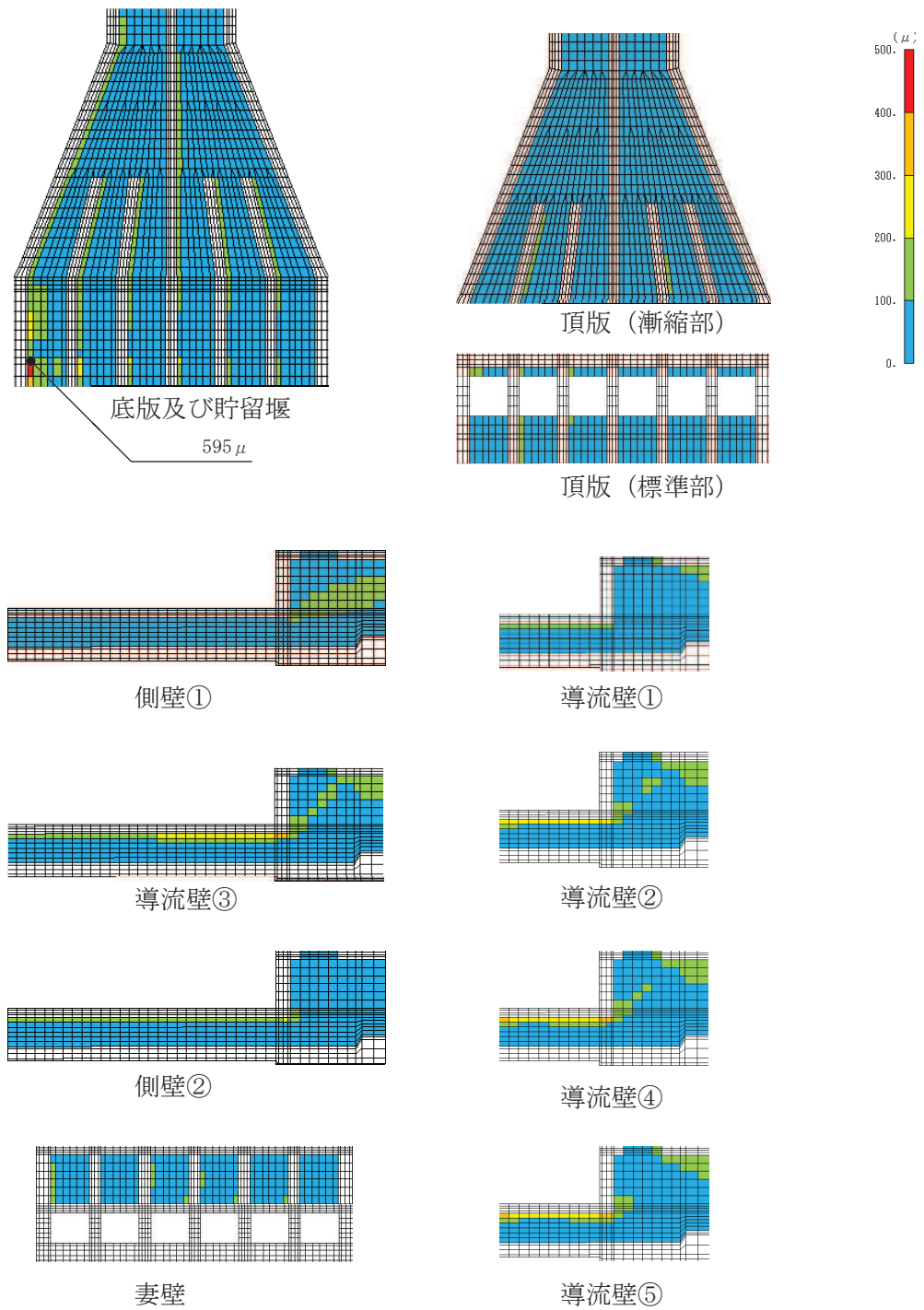


図 6-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮縁ひずみ)

(貯留堰, 解析ケース③, 地震動 S s - D 2 (-+))

(標準部 $t = 25.08s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

表 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査
 (コンクリートの圧縮ひずみ：全応力解析)

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
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	357	2000 μ	0.18
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	71	③	S s - D 2 (-+)	248	2000 μ	0.13
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	91	③	S s - D 2 (-+)	494	2000 μ	0.25

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

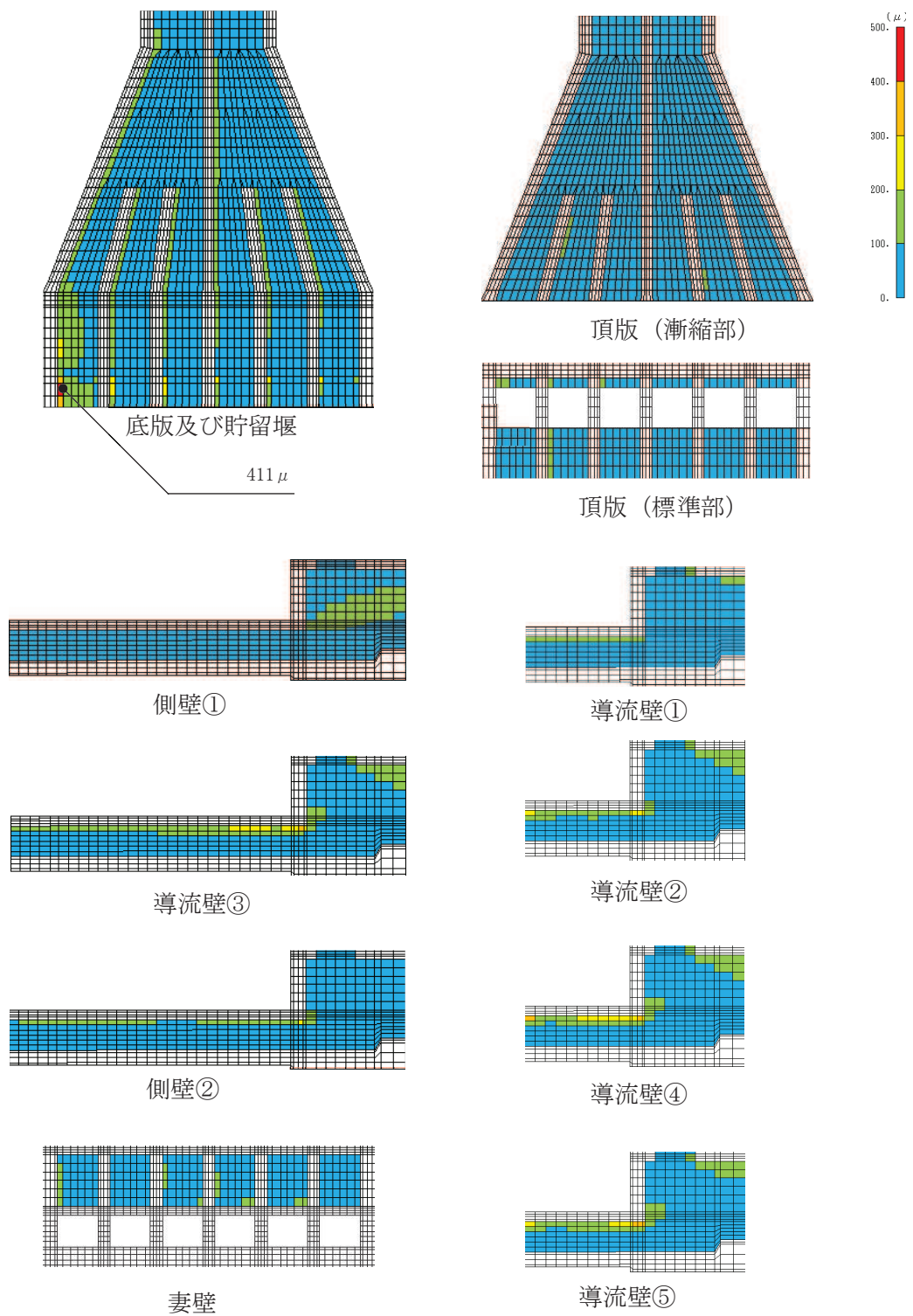


図 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ：全応力解析)
 (貯留堰，解析ケース③，地震動 $S_s - D2$ (—+))
 (標準部 $t = 25.08s$ ，漸縮部 $t = 25.06s$)

表 6-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ：全応力解析）

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
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	500	1725 μ	0.29
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	76	①	S s - D 2 (-+)	358	1725 μ	0.21
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	96	①	S s - D 2 (-+)	387	1725 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

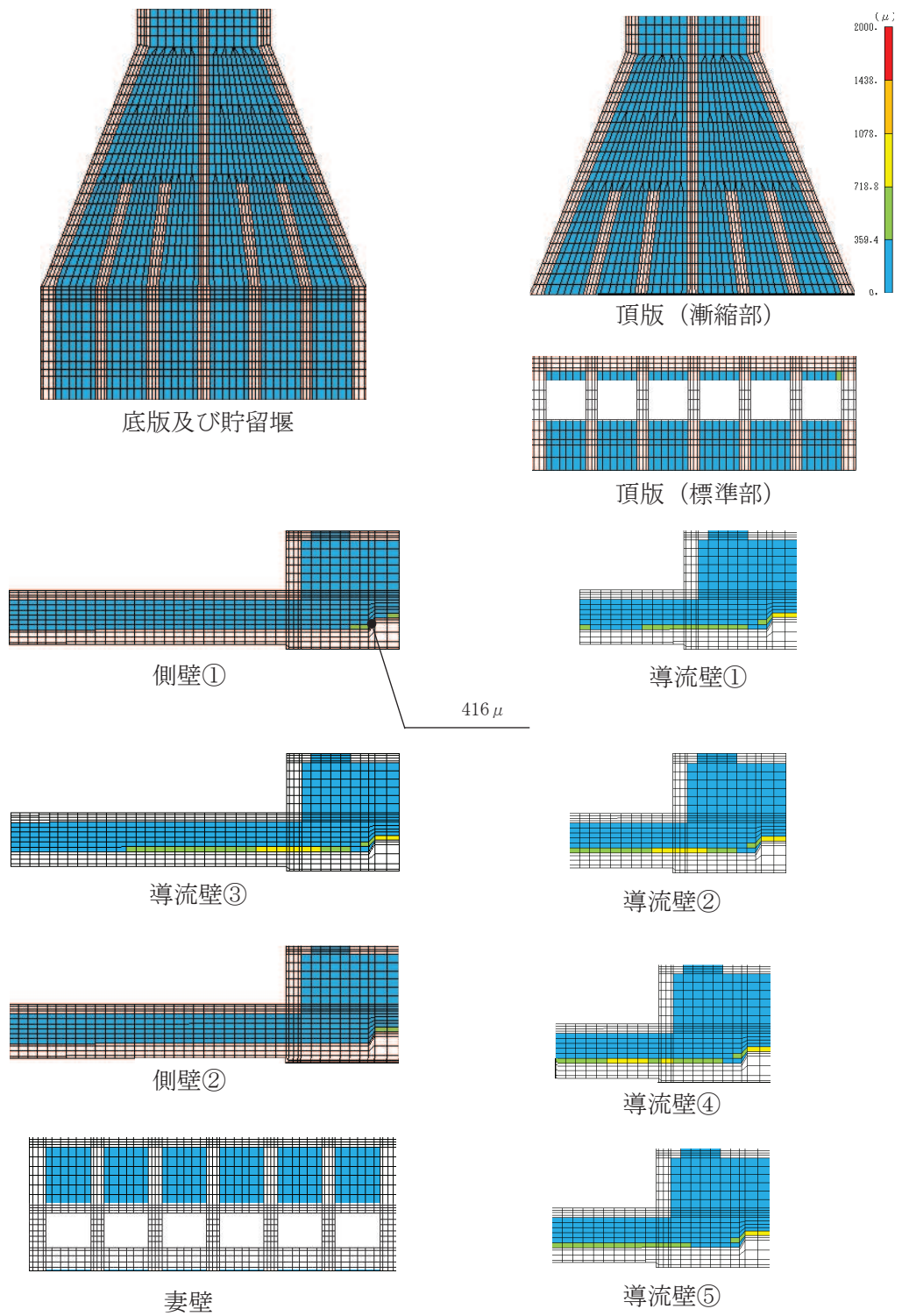


図 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋 : 全応力解析)
 (側壁, 解析ケース③, 地震動 $S_s - D2 (-+)$)
 (標準部 $t = 25.08s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

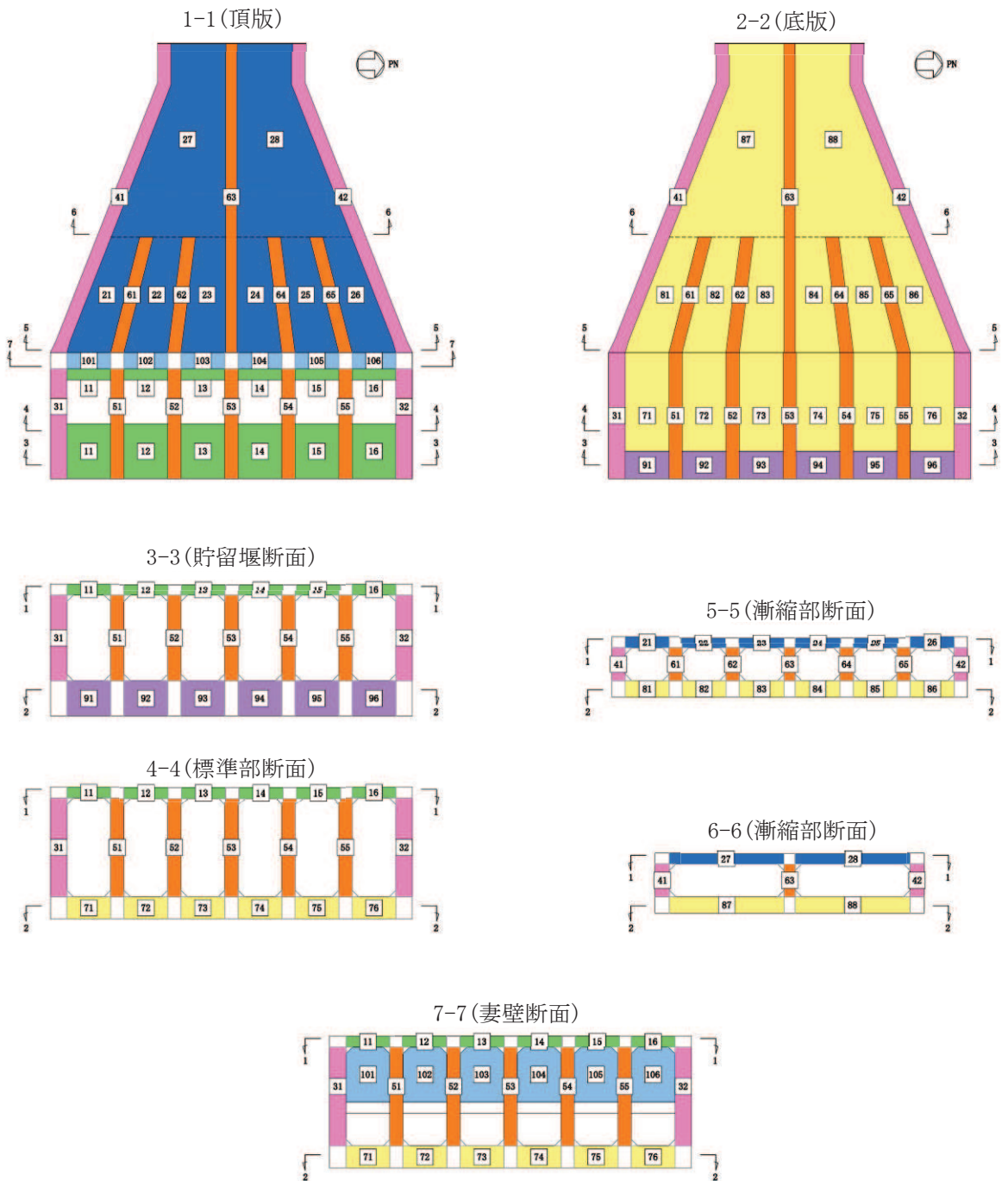


図 6-18 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

6.2.3 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-14に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図6-19～図6-24に示す。

表6-14 せん断破壊の照査に対する最大照査値（全応力解析）

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}
頂版 (標準部)	14	①	S s - D 2 (-+)	358	950	0.38
頂版 (漸縮部)	27	①	S s - N 1 (++)	704	1019	0.70
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	1959	2660	0.74
導流壁	53	①	S s - D 2 (-+)	1509	2021	0.75
底版	88	①	S s - N 1 (++)	774	1155	0.68
妻壁	106	②	S s - D 2 (-+)	425	1511	0.29
貯留堰*3	96	①	S s - D 2 (++)	1840	4383	0.42

注記*1：評価位置は図6-18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：貯留堰直下の底版の評価を含む。

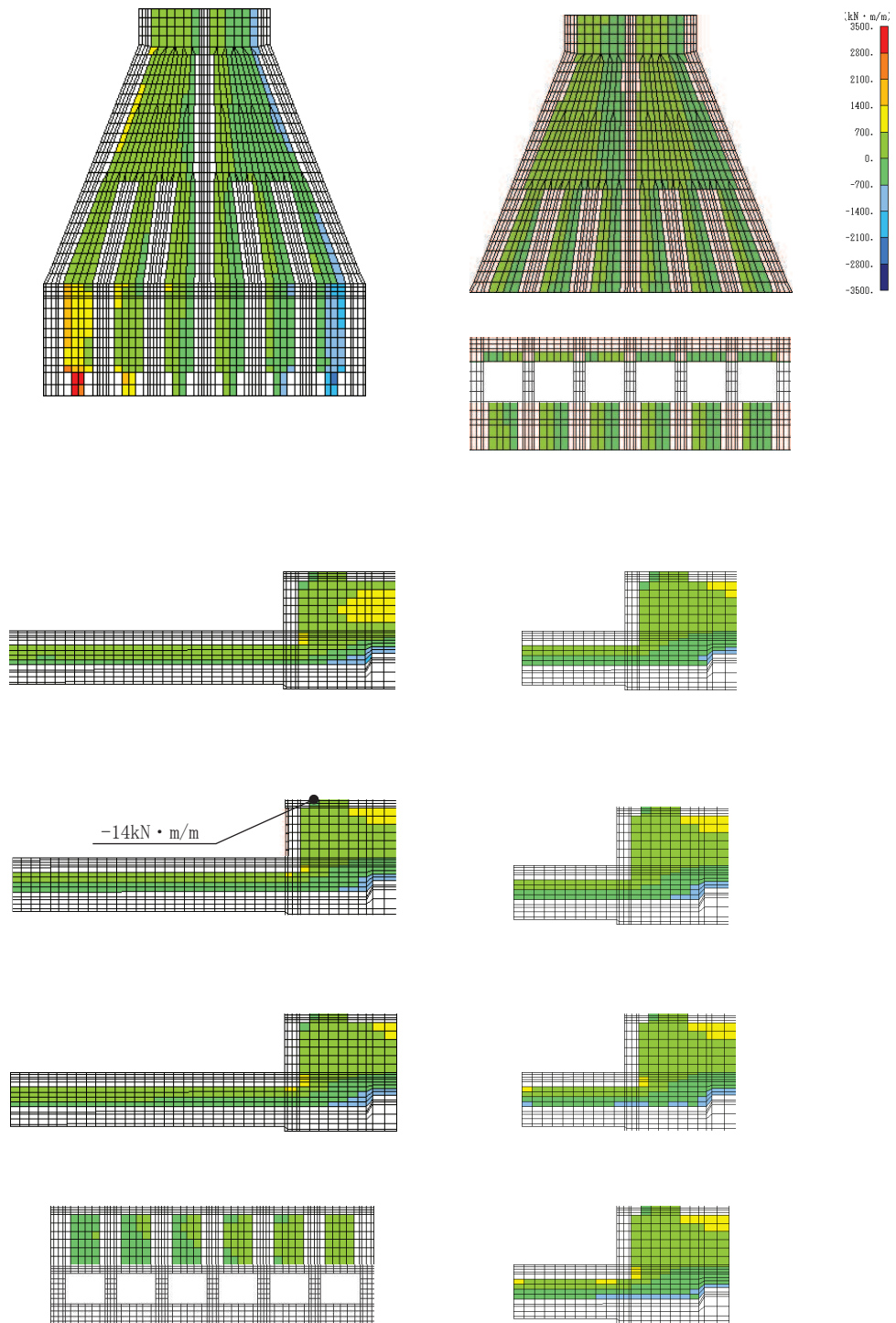


図 6-19 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

(標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

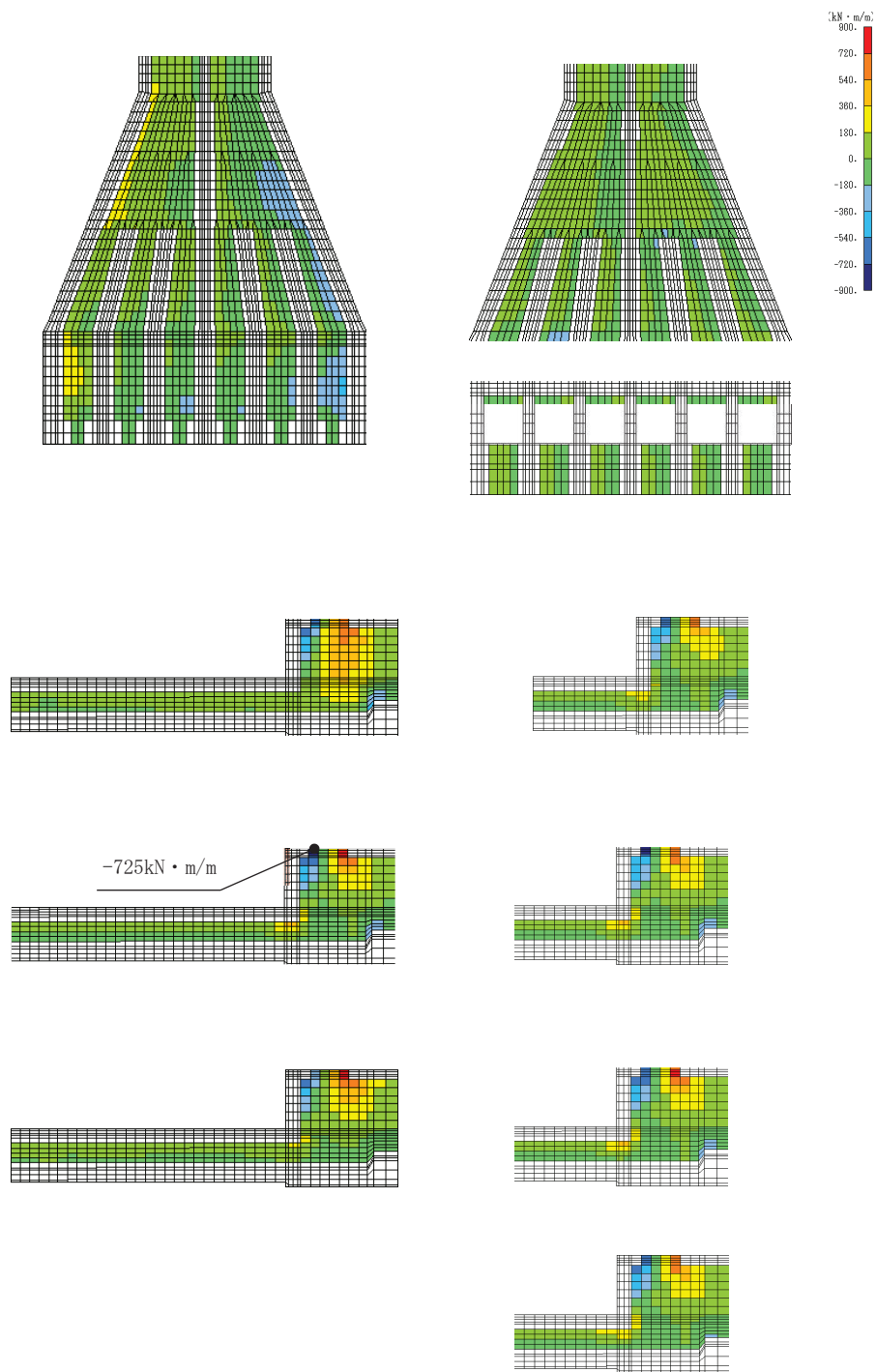


図 6-20 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (一十))

(標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

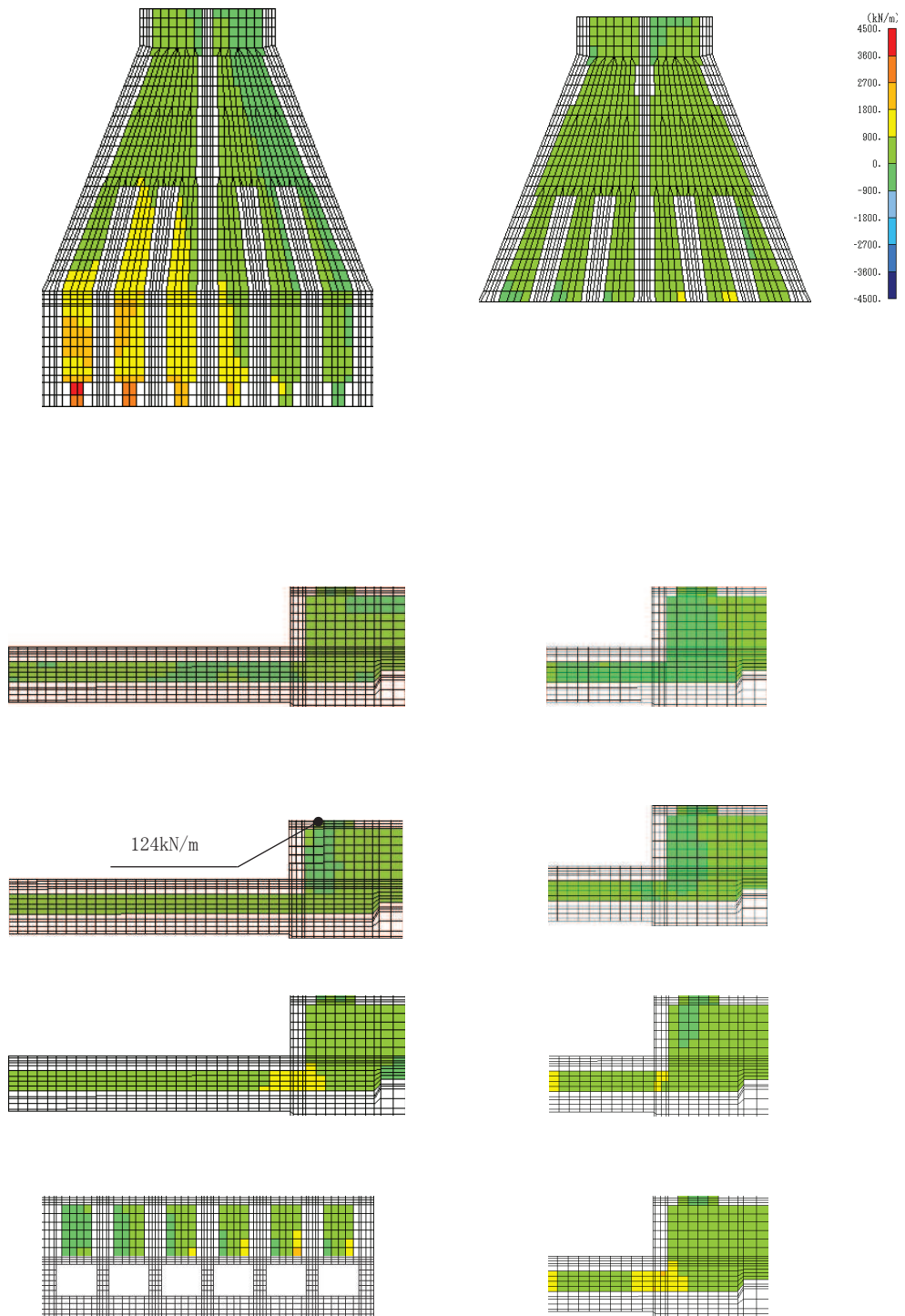


図 6-21 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(軸力 (kN/m) : N_x)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

(標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

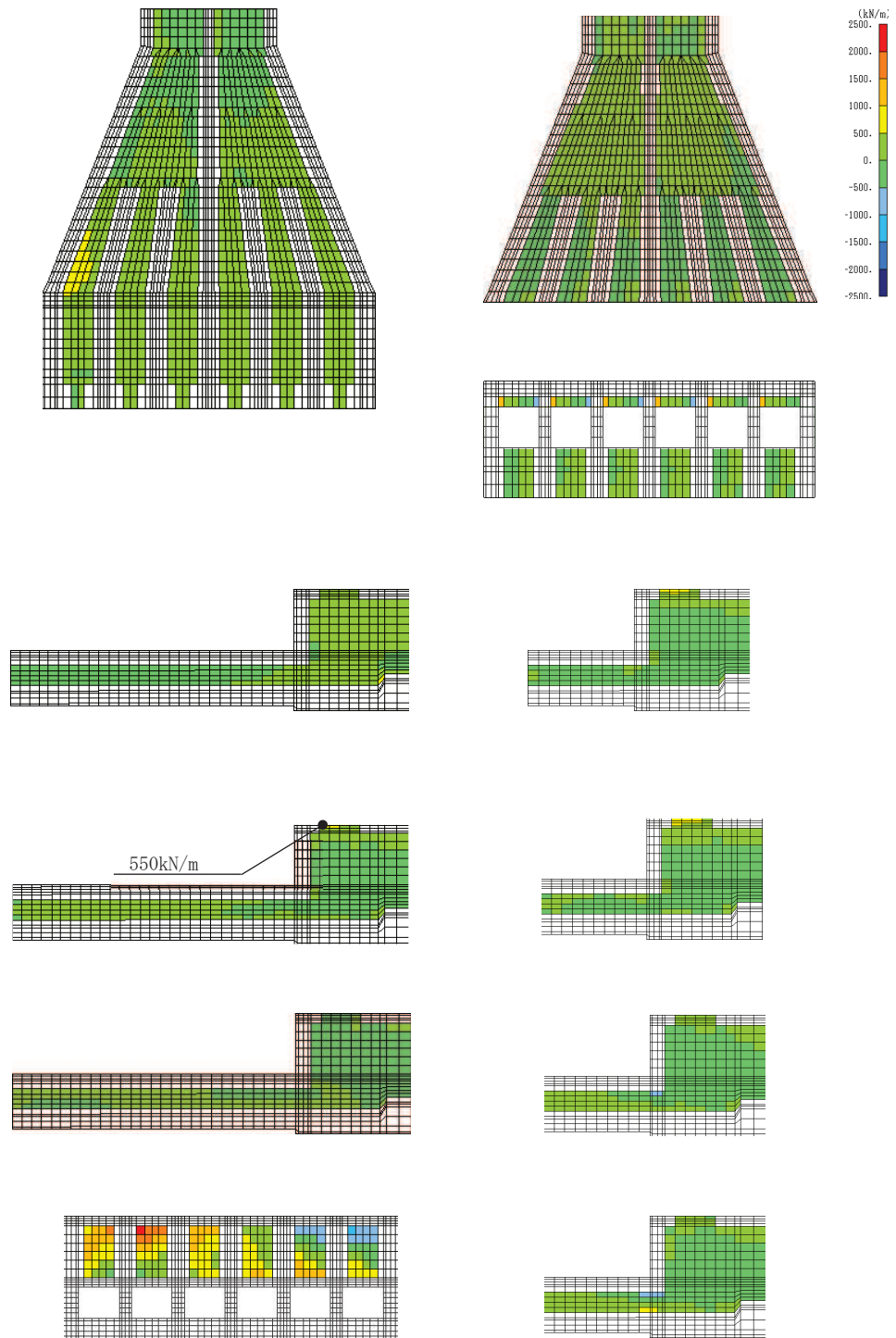


図 6-22 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(軸力 (kN/m) : N_y)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

((標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$))

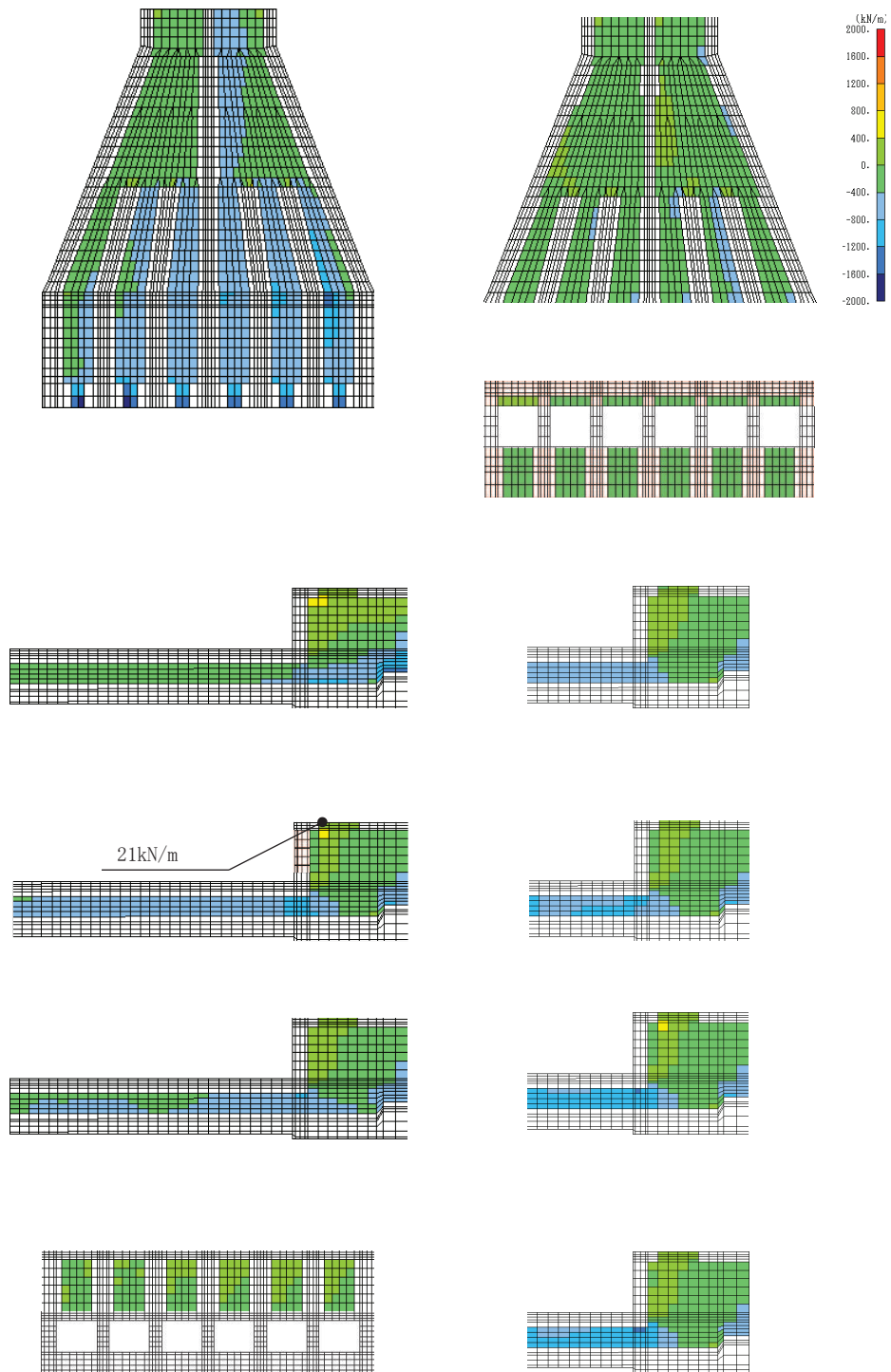


図 6-23 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

(標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

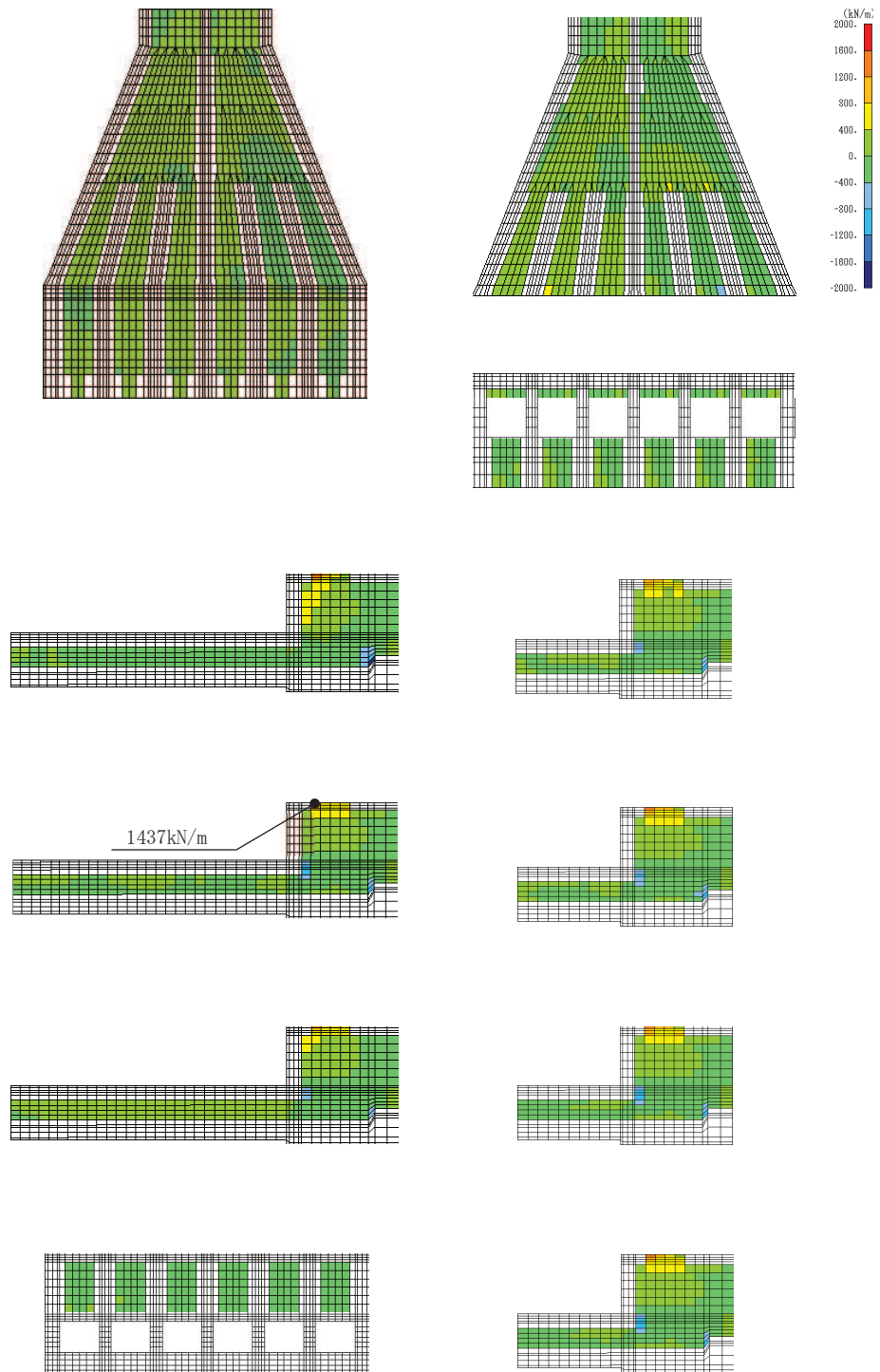


図 6-24 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図 (全応力解析)

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(導流壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+))

(標準部 $t = 25.07s$, 漸縮部 $t = 25.06s$)

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-15 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮縁ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

また表 6-16 及び表 6-17 より、CCb 工法を適用する箇所（頂版、側壁、導流壁、底版、妻壁、貯留堰）のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）に至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	16	44.99 44.99	339 μ	10000 μ	0.04
			頂版 (漸縮部)	25	44.99 44.99	248 μ	10000 μ	0.03
			側壁	31	44.99 44.99	471 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	52	44.99 44.99	466 μ	10000 μ	0.05
			底版	71	44.99 44.98	268 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	101	44.99 44.98	196 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	44.99 44.99	605 μ	10000 μ	0.07
		- +	頂版 (標準部)	16	44.99 44.99	308 μ	10000 μ	0.04
			頂版 (漸縮部)	25	25.19 25.18	230 μ	10000 μ	0.03
			側壁	32	44.99 44.99	445 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	54	44.99 44.99	417 μ	10000 μ	0.05
			底版	76	44.99 44.99	265 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	106	44.99 44.99	194 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	44.99 44.99	620 μ	10000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	13	6.84 6.82	320 μ	10000 μ	0.04
			頂版 (漸縮部)	22	25.07 25.06	315 μ	10000 μ	0.04
			側壁	32	25.07 25.06	452 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	54	25.07 25.06	504 μ	10000 μ	0.06
			底版	76	25.07 25.06	304 μ	10000 μ	0.04
			妻壁	106	25.07 25.06	172 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	25.07 25.06	687 μ	10000 μ	0.07
		- +	頂版 (標準部)	14	25.07 25.06	342 μ	10000 μ	0.04
			頂版 (漸縮部)	25	25.07 25.06	358 μ	10000 μ	0.04
			側壁	31	25.07 25.06	453 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	55	25.07 25.06	565 μ	10000 μ	0.06
			底版	71	25.07 25.06	287 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	105	25.07 25.06	182 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	25.07 25.06	645 μ	10000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	16	14.33 ----- 14.32	260 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	22	14.40 ----- 14.38	226 μ	10000 μ	0.03
			側壁	32	14.39 ----- 14.39	375 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	54	14.39 ----- 14.39	392 μ	10000 μ	0.04
			底版	76	14.40 ----- 14.38	232 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	106	14.40 ----- 14.38	149 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	14.40 ----- 14.38	522 μ	10000 μ	0.06
		- +	頂版 (標準部)	14	14.40 ----- 14.40	268 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	27	23.74 ----- 23.72	285 μ	10000 μ	0.03
			側壁	31	14.40 ----- 14.38	379 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	65	23.74 ----- 23.72	448 μ	10000 μ	0.05
			底版	71	14.40 ----- 14.38	232 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	101	14.40 ----- 14.40	150 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	14.40 ----- 14.38	496 μ	10000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	16	19.73 ----- 19.73	220 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	27	18.86 ----- 18.86	223 μ	10000 μ	0.03
			側壁	32	19.47 ----- 19.46	302 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	64	18.86 ----- 18.86	371 μ	10000 μ	0.04
			底版	76	19.47 ----- 19.46	220 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	106	19.47 ----- 19.46	140 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	19.47 ----- 19.46	467 μ	10000 μ	0.05
		- +	頂版 (標準部)	14	19.46 ----- 19.46	209 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	28	18.87 ----- 18.86	209 μ	10000 μ	0.03
			側壁	32	18.87 ----- 18.86	302 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	62	18.87 ----- 18.86	349 μ	10000 μ	0.04
			底版	76	18.87 ----- 18.86	215 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	106	18.87 ----- 18.86	124 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	18.87 ----- 18.86	453 μ	10000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	13	28.36 ----- 28.36	283 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	28	28.36 ----- 28.45	331 μ	10000 μ	0.04
			側壁	32	28.36 ----- 28.45	439 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	62	28.36 ----- 28.45	564 μ	10000 μ	0.06
			底版	76	28.36 ----- 28.45	254 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	102	28.36 ----- 28.45	159 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	96	28.36 ----- 28.45	558 μ	10000 μ	0.06
		- +	頂版 (標準部)	14	28.36 ----- 28.46	290 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	25	28.36 ----- 28.46	340 μ	10000 μ	0.04
			側壁	31	28.36 ----- 28.46	433 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	64	28.36 ----- 28.45	597 μ	10000 μ	0.06
			底版	71	28.36 ----- 28.45	253 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	105	28.36 ----- 28.46	168 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	28.36 ----- 28.46	535 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	16	28.98 28.98	295 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	27	26.70 26.69	281 μ	10000 μ	0.03
			側壁	31	27.73 27.72	400 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	52	27.73 27.72	423 μ	10000 μ	0.05
			底版	71	28.58 28.54	259 μ	10000 μ	0.03
			妻壁	101	28.58 28.54	183 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	28.58 28.54	548 μ	10000 μ	0.06
		- +	頂版 (標準部)	13	27.73 27.73	294 μ	10000 μ	0.03
			頂版 (漸縮部)	22	27.73 27.71	246 μ	10000 μ	0.03
			側壁	32	27.73 27.71	422 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	54	27.73 27.71	441 μ	10000 μ	0.05
			底版	76	28.58 28.54	301 μ	10000 μ	0.04
			妻壁	106	28.58 28.54	220 μ	10000 μ	0.03
			貯留堰	96	28.58 28.54	656 μ	10000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	14	7.49 7.49	195 μ	10000 μ	0.02
			頂版 (漸縮部)	27	7.50 7.60	349 μ	10000 μ	0.04
			側壁	31	7.50 7.60	288 μ	10000 μ	0.03
			導流壁	62	7.50 7.60	452 μ	10000 μ	0.05
			底版	71	7.51 7.61	186 μ	10000 μ	0.02
			妻壁	105	7.50 7.60	105 μ	10000 μ	0.02
			貯留堰	91	7.50 7.60	364 μ	10000 μ	0.04
		- +	頂版 (標準部)	13	7.49 7.49	188 μ	10000 μ	0.02
			頂版 (漸縮部)	28	7.50 7.60	343 μ	10000 μ	0.04
			側壁	32	7.50 7.60	284 μ	10000 μ	0.03
			導流壁	64	7.50 7.60	430 μ	10000 μ	0.05
			底版	76	7.50 7.60	171 μ	10000 μ	0.02
			妻壁	102	7.49 7.59	100 μ	10000 μ	0.01
			貯留堰	96	7.50 7.60	367 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-15(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	6.84	328 μ	10000 μ	0.04
					6.83			
			頂版 (漸縮部)	25	25.07	305 μ	10000 μ	0.04
					25.06			
			側壁	31	25.07	419 μ	10000 μ	0.05
					25.06			
			導流壁	52	6.84	505 μ	10000 μ	0.06
6.83								
底版	71	25.07	282 μ	10000 μ	0.03			
		25.06						
妻壁	101	25.07	160 μ	10000 μ	0.02			
		25.06						
貯留堰	91	25.07	604 μ	10000 μ	0.07			
		25.06						
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	11	25.08	357 μ	10000 μ	0.04
					25.06			
			頂版 (漸縮部)	25	25.07	344 μ	10000 μ	0.04
					25.07			
			側壁	31	25.07	476 μ	10000 μ	0.05
					25.06			
			導流壁	52	25.07	550 μ	10000 μ	0.06
25.07								
底版	71	25.08	310 μ	10000 μ	0.04			
		25.06						
妻壁	101	25.08	213 μ	10000 μ	0.03			
		25.06						
貯留堰	91	25.08	714 μ	10000 μ	0.08			
		25.06						
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	11	25.07	226 μ	10000 μ	0.03
					25.06			
			頂版 (漸縮部)	25	25.07	219 μ	10000 μ	0.03
					25.06			
			側壁	31	25.06	299 μ	10000 μ	0.03
					25.06			
			導流壁	64	25.07	356 μ	10000 μ	0.04
25.06								
底版	71	25.07	216 μ	10000 μ	0.03			
		25.06						
妻壁	101	25.07	140 μ	10000 μ	0.02			
		25.06						
貯留堰	91	25.07	452 μ	10000 μ	0.05			
		25.06						

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		時刻*3 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*4 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	14	44.99 44.99	262 μ	2000 μ	0.14
			頂版 (漸縮部)	25	44.99 44.99	203 μ	2000 μ	0.11
			側壁	31	44.99 44.99	393 μ	2000 μ	0.20
			導流壁	52	44.99 44.99	328 μ	2000 μ	0.17
			底版	71	44.99 44.98	218 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	101	44.99 44.98	149 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	91	44.99 44.99	422 μ	2000 μ	0.22
		-+	頂版 (標準部)	13	44.99 44.99	234 μ	2000 μ	0.12
			頂版 (漸縮部)	28	25.34 25.33	190 μ	2000 μ	0.10
			側壁	32	44.99 44.99	376 μ	2000 μ	0.19
			導流壁	64	25.34 25.33	310 μ	2000 μ	0.16
			底版	76	44.99 44.99	215 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	106	44.99 44.99	148 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	96	44.99 44.99	411 μ	2000 μ	0.21

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 5-16 に示す。

*3：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*4：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	13	6.84 6.82	249 μ	2000 μ	0.13
			頂版 (漸縮部)	22	25.07 25.06	254 μ	2000 μ	0.13
			側壁	32	25.07 25.06	390 μ	2000 μ	0.20
			導流壁	51	25.07 25.06	371 μ	2000 μ	0.19
			底版	76	25.07 25.06	243 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	102	25.07 25.06	148 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	96	25.07 25.06	461 μ	2000 μ	0.24
		-+	頂版 (標準部)	14	25.07 25.06	263 μ	2000 μ	0.14
			頂版 (漸縮部)	25	25.07 25.06	288 μ	2000 μ	0.15
			側壁	31	25.07 25.06	386 μ	2000 μ	0.20
			導流壁	55	25.07 25.06	436 μ	2000 μ	0.22
			底版	71	25.07 25.06	228 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	105	25.07 25.06	166 μ	2000 μ	0.09
			貯留堰	91	25.07 25.06	450 μ	2000 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	13	14.39 ----- 14.39	201 μ	2000 μ	0.11
			頂版 (漸縮部)	22	14.40 ----- 14.38	184 μ	2000 μ	0.10
			側壁	32	14.40 ----- 14.38	312 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	64	14.33 ----- 14.32	278 μ	2000 μ	0.14
			底版	76	14.40 ----- 14.38	186 μ	2000 μ	0.10
			妻壁	106	14.40 ----- 14.38	116 μ	2000 μ	0.06
			貯留堰	96	14.40 ----- 14.38	352 μ	2000 μ	0.18
		-+	頂版 (標準部)	14	14.40 ----- 14.40	210 μ	2000 μ	0.11
			頂版 (漸縮部)	28	23.74 ----- 23.72	234 μ	2000 μ	0.12
			側壁	31	14.40 ----- 14.38	318 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	65	23.74 ----- 23.72	335 μ	2000 μ	0.17
			底版	71	14.40 ----- 14.38	188 μ	2000 μ	0.10
			妻壁	105	14.40 ----- 14.38	122 μ	2000 μ	0.07
			貯留堰	91	14.40 ----- 14.38	350 μ	2000 μ	0.18

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	16	19.73 19.73	167 μ	2000 μ	0.09
			頂版 (漸縮部)	28	18.86 18.86	179 μ	2000 μ	0.09
			側壁	32	19.47 19.46	264 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	64	18.86 18.86	285 μ	2000 μ	0.15
			底版	76	19.47 19.46	178 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	106	19.47 19.46	107 μ	2000 μ	0.06
			貯留堰	96	19.47 19.46	314 μ	2000 μ	0.16
		-+	頂版 (標準部)	14	19.46 19.46	162 μ	2000 μ	0.09
			頂版 (漸縮部)	27	18.87 18.86	176 μ	2000 μ	0.09
			側壁	32	18.87 18.86	262 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	62	18.87 18.86	268 μ	2000 μ	0.14
			底版	76	18.87 18.86	173 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	102	18.87 18.86	96 μ	2000 μ	0.05
			貯留堰	96	18.87 18.86	305 μ	2000 μ	0.16

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	13	28.36 ----- 28.36	220 μ	2000 μ	0.11
			頂版 (漸縮部)	22	28.36 ----- 28.45	258 μ	2000 μ	0.13
			側壁	32	28.36 ----- 28.45	357 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	62	28.36 ----- 28.45	430 μ	2000 μ	0.22
			底版	76	28.36 ----- 28.45	204 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	102	28.36 ----- 28.45	146 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	96	28.36 ----- 28.45	372 μ	2000 μ	0.19
		-+	頂版 (標準部)	14	28.36 ----- 28.36	225 μ	2000 μ	0.12
			頂版 (漸縮部)	25	28.36 ----- 28.46	273 μ	2000 μ	0.14
			側壁	31	28.36 ----- 28.46	354 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	64	28.36 ----- 28.45	450 μ	2000 μ	0.23
			底版	75	28.36 ----- 28.46	213 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	105	28.36 ----- 28.46	153 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	91	28.36 ----- 28.46	376 μ	2000 μ	0.19

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	16	28.98 28.98	222 μ	2000 μ	0.12
			頂版 (漸縮部)	28	26.70 26.69	215 μ	2000 μ	0.11
			側壁	31	27.73 27.72	323 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	65	26.70 26.69	315 μ	2000 μ	0.16
			底版	71	28.58 28.54	210 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	101	28.58 28.54	141 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	91	28.58 28.54	382 μ	2000 μ	0.20
		-+	頂版 (標準部)	13	27.73 27.73	231 μ	2000 μ	0.12
			頂版 (漸縮部)	22	27.73 27.71	201 μ	2000 μ	0.11
			側壁	32	28.58 28.54	357 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	54	27.73 27.71	308 μ	2000 μ	0.16
			底版	76	28.58 28.54	244 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	106	28.58 28.54	168 μ	2000 μ	0.09
			貯留堰	96	28.58 28.54	437 μ	2000 μ	0.22

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	14	7.49 7.49	154 μ	2000 μ	0.08
			頂版 (漸縮部)	27	7.50 7.60	250 μ	2000 μ	0.13
			側壁	31	7.50 7.60	240 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	62	7.50 7.60	353 μ	2000 μ	0.18
			底版	71	7.51 7.61	150 μ	2000 μ	0.08
			妻壁	105	7.50 7.60	96 μ	2000 μ	0.05
			貯留堰	91	7.50 7.60	258 μ	2000 μ	0.13
		-+	頂版 (標準部)	13	7.49 7.49	148 μ	2000 μ	0.08
			頂版 (漸縮部)	28	7.50 7.60	234 μ	2000 μ	0.12
			側壁	32	7.50 7.60	237 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	64	7.50 7.60	335 μ	2000 μ	0.17
			底版	87	7.50 7.60	142 μ	2000 μ	0.08
			妻壁	102	7.49 7.59	92 μ	2000 μ	0.05
			貯留堰	96	7.50 7.60	255 μ	2000 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(CCb 工法の適用性の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	6.84 ----- 6.84	257 μ	2000 μ	0.13
			頂版 (漸縮部)	25	25.07 ----- 25.06	246 μ	2000 μ	0.13
			側壁	31	25.07 ----- 25.06	360 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	55	25.07 ----- 25.06	369 μ	2000 μ	0.19
			底版	71	25.07 ----- 25.06	225 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	105	25.07 ----- 25.06	144 μ	2000 μ	0.08
			貯留堰	91	25.07 ----- 25.06	424 μ	2000 μ	0.22
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	25.07 ----- 25.07	258 μ	2000 μ	0.13
			頂版 (漸縮部)	25	25.07 ----- 25.07	276 μ	2000 μ	0.14
			側壁	31	25.08 ----- 25.06	406 μ	2000 μ	0.21
			導流壁	55	25.07 ----- 25.06	416 μ	2000 μ	0.21
			底版	71	25.08 ----- 25.06	248 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	101	25.08 ----- 25.06	165 μ	2000 μ	0.09
			貯留堰	91	25.08 ----- 25.06	494 μ	2000 μ	0.25
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	25.07 ----- 25.06	165 μ	2000 μ	0.09
			頂版 (漸縮部)	25	25.07 ----- 25.06	177 μ	2000 μ	0.09
			側壁	31	25.07 ----- 25.06	260 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	64	25.07 ----- 25.06	268 μ	2000 μ	0.14
			底版	71	25.07 ----- 25.06	172 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	105	25.07 ----- 25.06	110 μ	2000 μ	0.06
			貯留堰	91	25.07 ----- 25.06	318 μ	2000 μ	0.16

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	16	44.99 44.99	681 μ	1725 μ	0.40
			頂版 (漸縮部)	22	44.99 44.99	136 μ	1725 μ	0.08
			側壁	32	44.99 44.98	462 μ	1725 μ	0.27
			導流壁	55	44.99 44.99	1096 μ	1725 μ	0.64
			底版	87	25.34 25.33	162 μ	1725 μ	0.10
			妻壁	106	44.99 44.99	147 μ	1725 μ	0.09
			貯留堰	96	44.99 44.99	228 μ	1725 μ	0.14
		-+	頂版 (標準部)	11	44.99 44.99	537 μ	1725 μ	0.32
			頂版 (漸縮部)	27	25.34 25.33	126 μ	1725 μ	0.08
			側壁	31	44.99 44.99	364 μ	1725 μ	0.22
			導流壁	54	44.99 44.99	881 μ	1725 μ	0.52
			底版	88	25.34 25.33	176 μ	1725 μ	0.11
			妻壁	101	44.99 44.99	113 μ	1725 μ	0.07
			貯留堰	96	25.19 25.18	215 μ	1725 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	11	6.84 6.84	742 μ	1725 μ	0.44
			頂版 (漸縮部)	27	8.56 8.54	221 μ	1725 μ	0.13
			側壁	31	6.84 6.82	519 μ	1725 μ	0.31
			導流壁	54	25.07 25.06	1194 μ	1725 μ	0.70
			底版	71	25.07 25.06	267 μ	1725 μ	0.16
			妻壁	101	6.84 6.84	185 μ	1725 μ	0.11
			貯留堰	91	6.84 6.82	329 μ	1725 μ	0.20
		- +	頂版 (標準部)	16	25.07 25.06	717 μ	1725 μ	0.42
			頂版 (漸縮部)	22	25.07 25.06	302 μ	1725 μ	0.18
			側壁	32	25.07 25.06	647 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	55	25.07 25.06	1542 μ	1725 μ	0.90
			底版	76	25.07 25.06	358 μ	1725 μ	0.21
			妻壁	106	25.07 25.06	162 μ	1725 μ	0.10
			貯留堰	96	25.07 25.06	387 μ	1725 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-17(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	11	14.39 ----- 14.39	375 μ	1725 μ	0.22
			頂版 (漸縮部)	28	14.56 ----- 14.55	110 μ	1725 μ	0.07
			側壁	31	14.39 ----- 14.39	386 μ	1725 μ	0.23
			導流壁	54	14.39 ----- 14.39	798 μ	1725 μ	0.47
			底版	71	14.40 ----- 14.38	132 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	101	14.40 ----- 14.38	90 μ	1725 μ	0.06
			貯留堰	91	14.40 ----- 14.38	219 μ	1725 μ	0.13
		- +	頂版 (標準部)	16	14.40 ----- 14.40	464 μ	1725 μ	0.27
			頂版 (漸縮部)	27	23.74 ----- 23.72	156 μ	1725 μ	0.10
			側壁	32	14.40 ----- 14.38	419 μ	1725 μ	0.25
			導流壁	55	14.40 ----- 14.38	879 μ	1725 μ	0.51
			底版	76	14.40 ----- 14.38	154 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	106	14.40 ----- 14.40	117 μ	1725 μ	0.07
			貯留堰	96	14.40 ----- 14.38	239 μ	1725 μ	0.14

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	11	19.47 ----- 19.46	131 μ	1725 μ	0.08
			頂版 (漸縮部)	27	18.86 ----- 18.86	132 μ	1725 μ	0.08
			側壁	32	18.86 ----- 18.86	167 μ	1725 μ	0.10
			導流壁	52	18.86 ----- 18.86	347 μ	1725 μ	0.21
			底版	88	18.86 ----- 18.86	134 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	102	18.86 ----- 18.86	68 μ	1725 μ	0.04
			貯留堰	96	18.86 ----- 18.85	114 μ	1725 μ	0.07
		-+	頂版 (標準部)	16	19.46 ----- 19.46	216 μ	1725 μ	0.13
			頂版 (漸縮部)	27	19.46 ----- 19.46	111 μ	1725 μ	0.07
			側壁	32	19.46 ----- 19.46	170 μ	1725 μ	0.10
			導流壁	52	19.46 ----- 19.46	399 μ	1725 μ	0.24
			底版	87	18.87 ----- 18.86	118 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	102	19.46 ----- 19.46	65 μ	1725 μ	0.04
			貯留堰	96	19.46 ----- 19.46	110 μ	1725 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	11	28.36 ----- 28.36	558 μ	1725 μ	0.33
			頂版 (漸縮部)	28	28.36 ----- 28.45	285 μ	1725 μ	0.17
			側壁	31	28.36 ----- 28.45	514 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	54	28.36 ----- 28.45	1246 μ	1725 μ	0.73
			底版	71	28.36 ----- 28.45	293 μ	1725 μ	0.17
			妻壁	105	28.36 ----- 28.45	140 μ	1725 μ	0.09
			貯留堰	91	28.36 ----- 28.45	344 μ	1725 μ	0.20
		- +	頂版 (標準部)	16	28.36 ----- 28.36	574 μ	1725 μ	0.34
			頂版 (漸縮部)	22	28.36 ----- 28.46	314 μ	1725 μ	0.19
			側壁	32	28.36 ----- 28.46	551 μ	1725 μ	0.32
			導流壁	55	28.36 ----- 28.46	1331 μ	1725 μ	0.78
			底版	76	28.36 ----- 28.46	317 μ	1725 μ	0.19
			妻壁	102	28.36 ----- 28.46	155 μ	1725 μ	0.09
			貯留堰	96	28.36 ----- 28.46	339 μ	1725 μ	0.20

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	16	28.98 ----- 28.98	564 μ	1725 μ	0.33
			頂版 (漸縮部)	22	27.73 ----- 27.72	166 μ	1725 μ	0.10
			側壁	32	28.98 ----- 28.98	405 μ	1725 μ	0.24
			導流壁	55	28.98 ----- 28.98	929 μ	1725 μ	0.54
			底版	76	27.73 ----- 27.72	131 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	106	27.73 ----- 27.72	134 μ	1725 μ	0.08
			貯留堰	96	27.73 ----- 27.72	238 μ	1725 μ	0.14
		- +	頂版 (標準部)	11	27.73 ----- 27.73	624 μ	1725 μ	0.37
			頂版 (漸縮部)	25	27.73 ----- 27.71	146 μ	1725 μ	0.09
			側壁	31	27.73 ----- 27.71	444 μ	1725 μ	0.26
			導流壁	54	27.73 ----- 27.71	969 μ	1725 μ	0.57
			底版	71	27.73 ----- 27.71	144 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	101	27.73 ----- 27.73	153 μ	1725 μ	0.09
			貯留堰	91	27.73 ----- 27.71	256 μ	1725 μ	0.15

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	16	7.49 7.49	267 μ	1725 μ	0.16
			頂版 (漸縮部)	27	7.50 7.60	218 μ	1725 μ	0.13
			側壁	32	7.50 7.60	219 μ	1725 μ	0.13
			導流壁	52	7.50 7.60	502 μ	1725 μ	0.30
			底版	88	7.50 7.60	131 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	106	7.49 7.49	76 μ	1725 μ	0.05
			貯留堰	96	7.49 7.59	178 μ	1725 μ	0.11
		-+	頂版 (標準部)	11	7.49 7.49	261 μ	1725 μ	0.16
			頂版 (漸縮部)	28	7.50 7.60	191 μ	1725 μ	0.12
			側壁	31	7.49 7.59	200 μ	1725 μ	0.12
			導流壁	54	7.49 7.59	412 μ	1725 μ	0.24
			底版	87	7.49 7.59	107 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	101	7.49 7.49	75 μ	1725 μ	0.05
			貯留堰	91	7.49 7.59	176 μ	1725 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-17(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)
(CCb 工法の適用性の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	16	6.84 ----- 6.84	773 μ	1725 μ	0.45
			頂版 (漸縮部)	22	6.84 ----- 6.83	292 μ	1725 μ	0.17
			側壁	32	6.84 ----- 6.83	567 μ	1725 μ	0.33
			導流壁	55	6.84 ----- 6.83	1314 μ	1725 μ	0.77
			底版	76	25.07 ----- 25.06	263 μ	1725 μ	0.16
			妻壁	106	6.84 ----- 6.84	198 μ	1725 μ	0.12
			貯留堰	96	6.84 ----- 6.83	344 μ	1725 μ	0.20
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	16	25.07 ----- 25.07	675 μ	1725 μ	0.40
			頂版 (漸縮部)	22	25.07 ----- 25.06	296 μ	1725 μ	0.18
			側壁	32	25.07 ----- 25.06	617 μ	1725 μ	0.36
			導流壁	55	25.07 ----- 25.06	1449 μ	1725 μ	0.84
			底版	76	25.07 ----- 25.06	326 μ	1725 μ	0.19
			妻壁	102	25.07 ----- 25.06	154 μ	1725 μ	0.09
			貯留堰	96	25.07 ----- 25.06	340 μ	1725 μ	0.20
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	25.06 ----- 25.06	144 μ	1725 μ	0.09
			頂版 (漸縮部)	23	25.06 ----- 25.06	94 μ	1725 μ	0.06
			側壁	32	25.07 ----- 25.06	269 μ	1725 μ	0.16
			導流壁	52	25.06 ----- 25.06	663 μ	1725 μ	0.39
			底版	88	25.07 ----- 25.06	116 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	102	25.07 ----- 25.06	76 μ	1725 μ	0.05
			貯留堰	96	25.07 ----- 25.06	141 μ	1725 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) 通水機能

通水機能が要求される部材の範囲を図 6-25 に示す。取水口は全ての部材に通水機能は要求される。また、通水機能に対する許容限界は、構造強度を有することの確認における許容限界と同一となることから、前項「(1) 構造強度を有することに対する評価結果」により、コンクリートの圧縮縁ひずみが、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

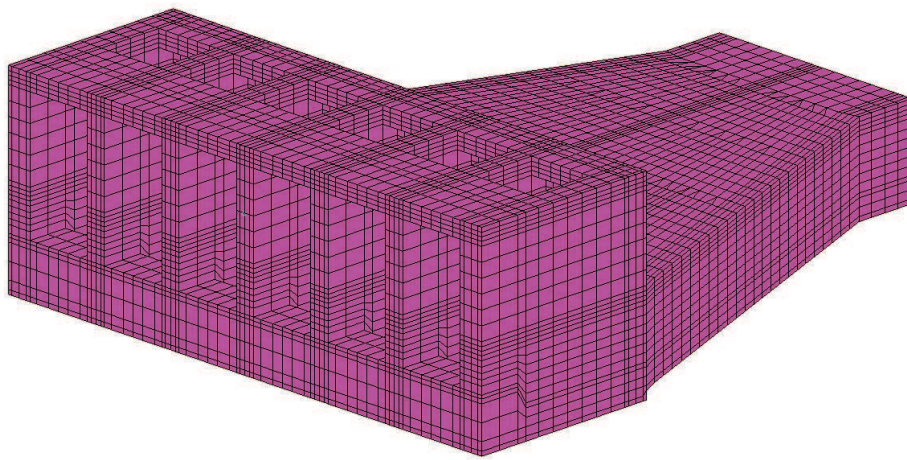


図 6-25 通水機能が要求される部材の範囲

(3) 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-18 及び表 6-19 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-18(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	44.99 44.99	336 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	44.99 44.98	218 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	44.99 44.99	422 μ	2000 μ	0.22
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	44.99 44.99	324 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	44.99 44.99	215 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	44.99 44.99	411 μ	2000 μ	0.21

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	25.07 25.06	341 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	25.07 25.06	243 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	25.07 25.06	461 μ	2000 μ	0.24
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	332 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	25.07 25.06	228 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	25.07 25.06	450 μ	2000 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	14.40 14.38	268 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	14.40 14.38	186 μ	2000 μ	0.10
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	14.40 14.38	352 μ	2000 μ	0.18
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	14.40 14.38	273 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	14.40 14.38	188 μ	2000 μ	0.10
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	14.40 14.38	350 μ	2000 μ	0.18

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	19.47 19.46	231 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	19.47 19.46	178 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	19.47 19.46	314 μ	2000 μ	0.16
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	18.87 18.86	228 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	18.87 18.86	173 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	18.87 18.86	305 μ	2000 μ	0.16

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	28.36 28.45	309 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	28.36 28.45	204 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	28.36 28.45	372 μ	2000 μ	0.19
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	28.36 28.46	304 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	75	28.36 28.46	213 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	28.36 28.46	376 μ	2000 μ	0.19

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	28.58 28.54	279 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	28.58 28.54	210 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	28.58 28.54	382 μ	2000 μ	0.20
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	28.58 28.54	311 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	28.58 28.54	244 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	28.58 28.54	437 μ	2000 μ	0.22

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	7.50 7.60	209 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	7.51 7.61	150 μ	2000 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	7.50 7.60	258 μ	2000 μ	0.13
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	7.50 7.60	206 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	7.50 7.60	142 μ	2000 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	7.50 7.60	255 μ	2000 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-18(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	311 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	25.07 25.06	225 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	25.07 25.06	424 μ	2000 μ	0.22
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.08 25.06	357 μ	2000 μ	0.18
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	25.08 25.06	248 μ	2000 μ	0.13
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	25.08 25.06	494 μ	2000 μ	0.25
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	222 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	25.07 25.06	172 μ	2000 μ	0.09
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	25.07 25.06	318 μ	2000 μ	0.16

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	44.99 44.99	276 μ	1725 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	25.34 25.33	162 μ	1725 μ	0.10
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	44.99 44.99	228 μ	1725 μ	0.14
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	44.99 44.99	282 μ	1725 μ	0.17
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	25.34 25.33	176 μ	1725 μ	0.11
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	25.19 25.18	215 μ	1725 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	25.07 25.06	353 μ	1725 μ	0.21
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	25.07 25.06	267 μ	1725 μ	0.16
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	6.84 6.82	329 μ	1725 μ	0.20
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	393 μ	1725 μ	0.23
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	25.07 25.06	358 μ	1725 μ	0.21
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	25.07 25.06	387 μ	1725 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	14.40 14.38	170 μ	1725 μ	0.10
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	14.40 14.38	132 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	14.40 14.38	219 μ	1725 μ	0.13
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	14.40 14.38	194 μ	1725 μ	0.12
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	14.40 14.38	154 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	14.40 14.38	239 μ	1725 μ	0.14

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	19.47 19.46	111 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	18.86 18.86	134 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	18.86 18.85	114 μ	1725 μ	0.07
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	18.87 18.86	110 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	18.87 18.86	118 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	19.46 19.46	110 μ	1725 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	$\frac{28.36}{28.45}$	322 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	$\frac{28.36}{28.45}$	293 μ	1725 μ	0.17
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	$\frac{28.36}{28.45}$	344 μ	1725 μ	0.20
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	$\frac{28.36}{28.46}$	268 μ	1725 μ	0.16
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	$\frac{28.36}{28.46}$	317 μ	1725 μ	0.19
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	$\frac{28.36}{28.46}$	339 μ	1725 μ	0.20

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
						ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	27.73 27.72	183 μ	1725 μ	0.11
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	27.73 27.72	131 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	27.73 27.72	238 μ	1725 μ	0.14
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	27.73 27.71	203 μ	1725 μ	0.12
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	71	27.73 27.71	144 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	27.73 27.71	256 μ	1725 μ	0.15

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	7.50 7.60	94 μ	1725 μ	0.06
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	7.50 7.60	131 μ	1725 μ	0.08
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	7.49 7.59	178 μ	1725 μ	0.11
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	7.49 7.59	89 μ	1725 μ	0.06
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	7.49 7.59	107 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	91	7.49 7.59	176 μ	1725 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (全応力解析)

(主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	6.84 6.83	278 μ	1725 μ	0.17
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	25.07 25.06	263 μ	1725 μ	0.16
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	6.84 6.83	344 μ	1725 μ	0.20
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.08 25.06	500 μ	1725 μ	0.29
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	25.07 25.06	326 μ	1725 μ	0.19
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	25.07 25.06	340 μ	1725 μ	0.20
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	124 μ	1725 μ	0.08
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	25.07 25.06	116 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰	96	25.07 25.06	141 μ	1725 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

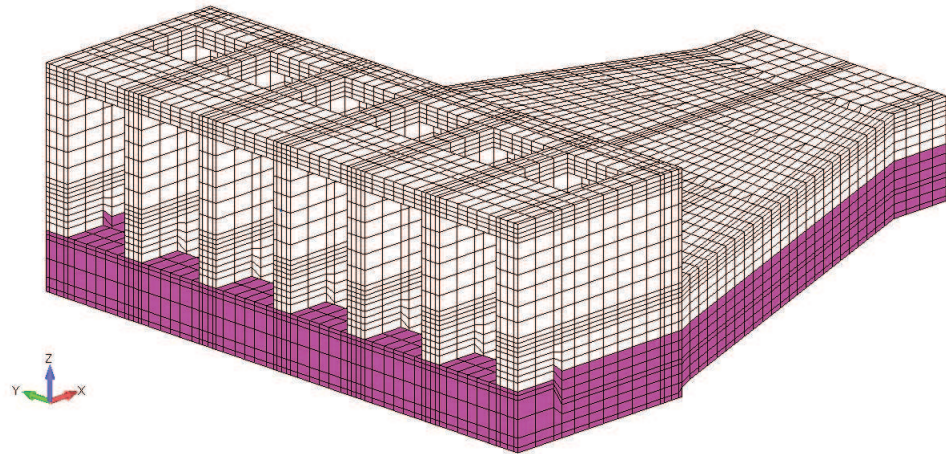


図 6-26 貯水機能が要求される部材の範囲

(4) Sクラスの施設を支持する機能

取水口（標準部）の底版は、貯留堰を間接支持する支持機能が要求されるが、支持機能が要求される部材の範囲は、貯水機能が要求される部材の範囲に包含される。また、支持機能と貯水機能の許容限界は同じであることため、「(3) 貯水機能」の評価結果により、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみがSクラスの施設を支持する機能をに対する許容限界を下回ることを確認した。

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-20 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-20(1) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

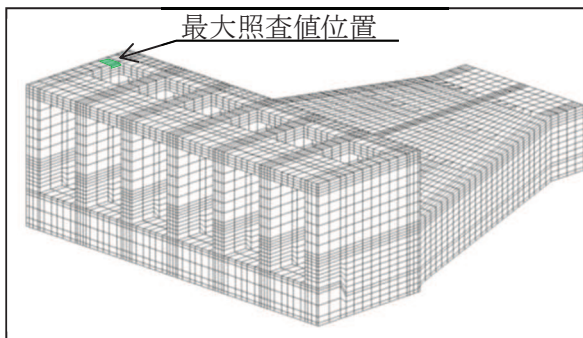
解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	14	44.99 44.99	341	972	0.36
			頂版 (漸縮部)	28	44.99 44.98	480	985	0.49
			側壁	31	44.99 44.98	1558	2264	0.69
			導流壁	53	44.99 44.99	1432	2013	0.72
			底版	88	44.99 44.98	612	1162	0.53
			妻壁	106	44.99 44.99	397	1525	0.27
			貯留堰*4	91	44.99 44.99	1729	4291	0.41
		-+	頂版 (標準部)	13	44.99 44.99	317	974	0.33
			頂版 (漸縮部)	28	25.34 25.33	507	1111	0.46
			側壁	32	44.99 44.99	1655	2650	0.63
			導流壁	53	44.99 44.99	1326	2011	0.66
			底版	88	25.34 25.33	477	826	0.58
			妻壁	101	44.99 44.99	345	1550	0.23
			貯留堰*4	96	44.99 44.99	1710	4308	0.40

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

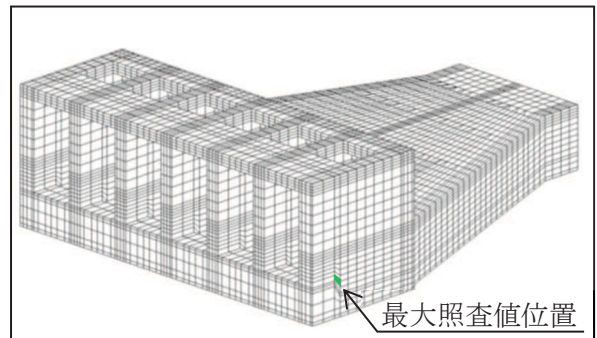
*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。



最大照査値の位置の一例
(側壁：S s - D 1 : ++)



最大照査値の位置の一例
(側壁：S s - D 1 : -+)

表 6-20(2) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y,d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)		
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	13	6.84 6.82	342	936	0.37
				28	8.56 8.54			
			側壁	32	25.07 25.06	1858	2658	0.70
				導流壁	53			
			底版		88	8.56 8.54	740	1161
				妻壁	101	6.84 6.84		
			貯留堰*4		96	25.07 25.06	1840	4383
		-+	頂版 (標準部)	14	25.07 25.06	358		
				28	25.07 25.06		540	1111
			側壁	32	25.07 25.06	1402		
				導流壁	53		25.07 25.06	1509
			底版		76	25.07 25.06	1463	
				妻壁	106	25.07 25.06		390
			貯留堰*4		91	25.07 25.06	1728	

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(3) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1	時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y,d}$		
				せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)			
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	13	14.40 14.38	290	951	0.31
			頂版 (漸縮部)	27	14.56 14.55	480	998	0.49
			側壁	31	14.39 14.39	1167	2012	0.59
			導流壁	53	14.39 14.39	1232	2009	0.62
			底版	88	14.33 14.32	573	1174	0.49
			妻壁	101	14.39 14.39	292	1471	0.20
			貯留堰*4	96	14.39 14.39	1455	4280	0.34
		-+	頂版 (標準部)	14	14.40 14.38	301	946	0.32
			頂版 (漸縮部)	28	23.74 23.72	655	995	0.66
			側壁	32	14.40 14.38	1151	2015	0.58
			導流壁	53	14.40 14.38	1254	2010	0.63
			底版	88	23.74 23.72	742	1166	0.64
			妻壁	106	14.40 14.40	310	1471	0.22
			貯留堰*4	91	14.40 14.38	1409	4281	0.33

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(4) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y,d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)		
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	14	18.86 18.85	240	945	0.26
				28	19.47 19.46			
			側壁	31	19.47 19.46	964	2031	0.48
				導流壁	63			
			底版	88	18.86 18.86	458	826	0.56
			妻壁	101	19.47 19.46			
			貯留堰*4	96	19.46 19.45	1311	4333	0.31
		-+	頂版 (標準部)	14	19.46 19.46			
				27	19.46 19.46	472	1009	0.47
			側壁	32	19.46 19.46			
				導流壁	53	19.46 19.46	1020	2004
			底版	87	18.86 18.85	427		
			妻壁	106	19.46 19.46		241	1471
			貯留堰*4	91	19.46 19.45	1276		

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(5) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	13	28.36 28.45	312	934	0.34
			頂版 (漸縮部)	27	28.36 28.45	849	1431	0.60
			側壁	32	28.36 28.45	1452	2265	0.65
			導流壁	63	28.36 28.45	893	1281	0.70
			底版	87	28.36 28.45	776	1176	0.66
			妻壁	101	28.36 28.36	350	1501	0.24
			貯留堰*4	96	28.36 28.45	1626	4253	0.39
		-+	頂版 (標準部)	14	28.36 28.46	319	935	0.35
			頂版 (漸縮部)	28	28.36 28.45	676	1111	0.61
			側壁	31	28.36 28.45	1473	2262	0.66
			導流壁	63	28.36 28.45	907	1283	0.71
			底版	88	28.36 28.45	786	1179	0.67
			妻壁	106	28.36 28.36	355	1491	0.24
			貯留堰*4	91	28.36 28.46	1601	4307	0.38

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(6) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	14	27.73 27.72	313	939	0.34
				28	26.70 26.69			
			側壁	31	28.98 28.98	1418	2264	0.63
				導流壁	53			
			底版		88	26.70 26.69	718	1158
				妻壁	106	28.98 28.98		
			貯留堰*4		91	28.58 28.54	1547	4310
		-+	頂版 (標準部)	13	27.73 27.71	322		
				28	27.13 27.11		516	1011
			側壁	32	28.58 28.54	1721		
				導流壁	53		27.73 27.71	1371
			底版		87	27.73 27.71	481	
				妻壁	101	27.73 27.73		381
			貯留堰*4		96	28.58 28.54	1688	

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(7) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y,d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)		
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	14	7.49 7.59	242	931	0.26
			頂版 (漸縮部)	27	7.50 7.60	704	1019	0.70
			側壁	32	7.50 7.60	931	2034	0.46
			導流壁	63	7.50 7.60	707	1307	0.55
			底版	88	7.50 7.60	774	1155	0.68
			妻壁	106	7.49 7.49	252	1471	0.18
			貯留堰*4	91	7.50 7.60	1209	4285	0.29
		-+	頂版 (標準部)	13	7.49 7.59	236	929	0.26
			頂版 (漸縮部)	28	7.50 7.60	705	1021	0.70
			側壁	31	7.49 7.59	894	2020	0.45
			導流壁	63	7.50 7.60	662	1310	0.51
			底版	87	7.50 7.60	747	1161	0.65
			妻壁	101	7.49 7.49	246	1471	0.17
			貯留堰*4	96	7.50 7.60	1188	4285	0.28

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-20(8) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用 せん断力*3 V _d (kN/m)	せん断 耐力 V _{y d} (kN/m)	照査値 V _d /V _{y d}
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	6.84 6.83	347	940	0.37
			頂版 (漸縮部)	27	8.56 8.54			
			側壁	32	6.84 6.83	1366	1975	0.70
			導流壁	53	6.84 6.83			
			底板	87	8.56 8.54	736	1168	0.64
			妻壁	106	6.84 6.84			
			貯留堰*4	91	25.07 25.06	1652	4366	0.38
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	25.08 25.06			
			頂版 (漸縮部)	27	13.40 13.38	504	1014	0.50
			側壁	31	25.08 25.06			
			導流壁	53	25.07 25.06	1481	2019	0.74
			底板	88	13.40 13.38			
			妻壁	106	25.07 25.07	375	1471	0.26
			貯留堰*4	91	25.07 25.07			
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	14	25.07 25.06	341	946	0.37
			頂版 (漸縮部)	28	6.84 6.82			
			側壁	32	25.06 25.06	1395	2039	0.69
			導流壁	63	25.07 25.06			
			底板	88	6.84 6.82	508	826	0.62
			妻壁	106	6.84 6.84			
			貯留堰*4	91	25.06 25.06	1675	4340	0.39

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底板の評価を含む。

(2) 通水機能

通水機能が要求される部材の範囲を図 6-25 に示す。取水口は全ての部材に通水機能は要求される。また、通水機能に対する許容限界は、構造部材の健全性構造強度を有することの確認における許容限界と同一となることから、前項「(1) 構造強度を有することに対する評価結果」により、照査用せん断力が、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

(3) 貯水機能

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-21 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-21(1) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

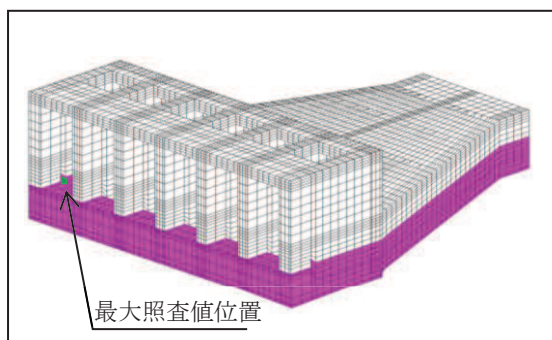
解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - D 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	44.99 44.99	1674	2651	0.64
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	44.99 44.98	612	1162	0.53
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	44.99 44.99	1729	4291	0.41
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	44.99 44.99	1655	2650	0.63
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	25.34 25.33	477	826	0.58
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	44.99 44.99	1710	4308	0.40

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

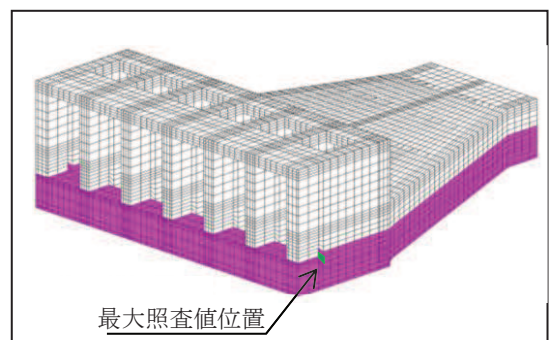
*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。



最大照査値の位置の一例

(側壁：S s - D 1 : ++)



最大照査値の位置の一例

(側壁：S s - D 1 : -+)

表 6-21 (2) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - D 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	25.07 25.06	1858	2658	0.70
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	8.56 8.54	740	1161	0.64
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	25.07 25.06	1840	4383	0.42
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	1818	2659	0.69
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	76	25.07 25.06	1463	2769	0.53
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	25.07 25.06	1728	4347	0.40

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また，貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21 (3) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1	時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$		
				せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)			
①	S s - D 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	
			側壁	32	14.40 14.38	1369	2666	0.52
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	14.33 14.32	573	1174	0.49
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	14.39 14.39	1455	4280	0.34
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	14.40 14.38	1341	2667	0.51
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	23.74 23.72	742	1166	0.64
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	14.40 14.38	1409	4281	0.33

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21(4) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - F 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	19.47 19.46	1222	2661	0.46
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	18.86 18.86	458	826	0.56
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	19.46 19.45	1311	4333	0.31
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	18.87 18.86	1185	2658	0.45
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	18.86 18.85	427	826	0.52
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	19.46 19.45	1276	4322	0.30

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21 (5) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1	時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$		
				せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)			
①	S s - F 2	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	
			側壁	32	28.36 28.45	1515	2642	0.58
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	28.36 28.45	776	1176	0.66
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	28.36 28.45	1626	4253	0.39
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	28.36 28.46	1500	2651	0.57
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	28.36 28.45	786	1179	0.67
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	28.36 28.46	1601	4307	0.38

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21 (6) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1	時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$		
				せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)			
①	S s - F 3	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	
			側壁	31	28.58 28.54	1486	2667	0.56
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	26.70 26.69	718	1158	0.63
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	28.58 28.54	1547	4310	0.36
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	28.58 28.54	1721	2665	0.65
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	27.73 27.71	481	856	0.57
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	28.58 28.54	1688	4328	0.40

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21(7) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動	評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)		
①	S s - N 1	++	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	7.51 7.61	972	2651	0.37
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	88	7.50 7.60	774	1155	0.68
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	7.50 7.60	1209	4285	0.29
		-+	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	32	7.50 7.60	929	2650	0.36
			導流壁	-	-	-	-	-
			底版	87	7.50 7.60	747	1161	0.65
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	96	7.50 7.60	1188	4285	0.28

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-21 (8) せん断破壊に対する評価結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2 (s)	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 V_{yd} (kN/m)	照査値 V_d/V_{yd}
②	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	1686	2665	0.64
			導流壁	-	-	-	-	-
			底板	87	8.56 8.54	736	1168	0.64
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	25.07 25.06	1652	4366	0.38
③	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.08 25.06	1959	2660	0.74
			導流壁	-	-	-	-	-
			底板	88	13.40 13.38	692	1177	0.59
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	25.07 25.07	1780	4298	0.42
④	S s - D 2	- +	頂版 (標準部)	-	-	-	-	-
			頂版 (漸縮部)	-	-	-	-	-
			側壁	31	25.07 25.06	1673	2661	0.63
			導流壁	-	-	-	-	-
			底板	88	6.84 6.82	508	826	0.62
			妻壁	-	-	-	-	-
			貯留堰*4	91	25.06 25.06	1675	4340	0.39

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。また、貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-26 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻，下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底板の評価を含む。

(4) Sクラスの施設を支持する機能

取水口（標準部）の底版は、貯留堰を間接支持する支持機能が要求されるが、支持機能が要求される部材の範囲は、貯水機能が要求される部材の範囲に包含される。また、支持機能と貯水機能の許容限界は同じであることため、「(3) 貯水機能」の評価結果により、照査用せん断力がSクラスの施設を支持する機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する最大照査値について、表 6-22 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて面内せん断ひずみが、許容限界（限界せん断ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認した。

また、同表より、全部材において、面内せん断ひずみは 750 μ に至っておらず、CC b 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-22 壁部材の面内せん断照査結果 (全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		時刻*2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_a
					(s)		面内ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_a	
①	S s - D 1	++	妻壁	100	44.99 44.99	90 μ	2000 μ	0.05	
		-+	妻壁	100	44.99 44.99	79 μ	2000 μ	0.04	
	S s - D 2	++	妻壁	100	6.84 6.82	107 μ	2000 μ	0.06	
		-+	妻壁	100	25.07 25.06	124 μ	2000 μ	0.07	
	S s - D 3	++	妻壁	100	14.39 14.39	75 μ	2000 μ	0.04	
		-+	妻壁	100	14.40 14.38	82 μ	2000 μ	0.05	
	S s - F 1	++	妻壁	100	18.86 18.85	61 μ	2000 μ	0.04	
		-+	妻壁	100	19.46 19.46	60 μ	2000 μ	0.03	
	S s - F 2	++	妻壁	100	28.36 28.45	105 μ	2000 μ	0.06	
		-+	妻壁	100	28.36 28.46	112 μ	2000 μ	0.06	
	S s - F 3	++	妻壁	100	28.98 28.98	87 μ	2000 μ	0.05	
		-+	妻壁	100	27.73 27.71	88 μ	2000 μ	0.05	
	S s - N 1	++	妻壁	100	7.49 7.59	62 μ	2000 μ	0.04	
		-+	妻壁	100	7.49 7.59	60 μ	2000 μ	0.03	
	②	S s - D 2	-+	妻壁	100	6.84 6.83	114 μ	2000 μ	0.06
	③	S s - D 2	-+	妻壁	100	25.07 25.06	119 μ	2000 μ	0.06
	④	S s - D 2	-+	妻壁	100	25.06 25.06	71 μ	2000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-18 に示す。

*2：上段：標準部における抽出時刻, 下段：漸縮部における抽出時刻

*3：照査用面内せん断ひずみ=発生する面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) 通水機能

通水機能が要求される部材の範囲を図 6-25 に示す。取水口は全ての部材に通水機能は要求される。また、通水機能に対する許容限界は、構造強度を有することの確認と許容限界と同一となることから、前項「(1) 構造強度を有することに対する評価結果」により、全ケースにおいて面内せん断ひずみが、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

6.3.4 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④または解析ケース⑥及び解析ケース⑦～⑧の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。

なお、水平2方向載荷に対する評価結果は、別途示す。

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 6-23～表 6-24 に示す。また，最大接地圧分布図を図 6-27～図 6-28 に示す。

同表より，基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-23 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能評価結果（標準部）（全応力解析）

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_a / R_u
①	S s - D 1	++	3.3	13.7	0.25
		-+	2.6	13.7	0.19
	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22
		-+	2.8	13.7	0.21
	S s - D 3	++	2.6	13.7	0.19
		-+	2.4	13.7	0.18
	S s - F 1	++	2.3	13.7	0.17
		-+	2.3	13.7	0.17
	S s - F 2	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.5	13.7	0.19
	S s - F 3	++	3.3	13.7	0.25
		-+	2.3	13.7	0.17
	S s - N 1	++	2.4	13.7	0.18
		-+	1.8	13.7	0.14
②	S s - D 2	-+	3.0	13.7	0.22
③	S s - D 2	-+	2.7	13.7	0.20
④	S s - D 2	-+	2.9	13.7	0.22

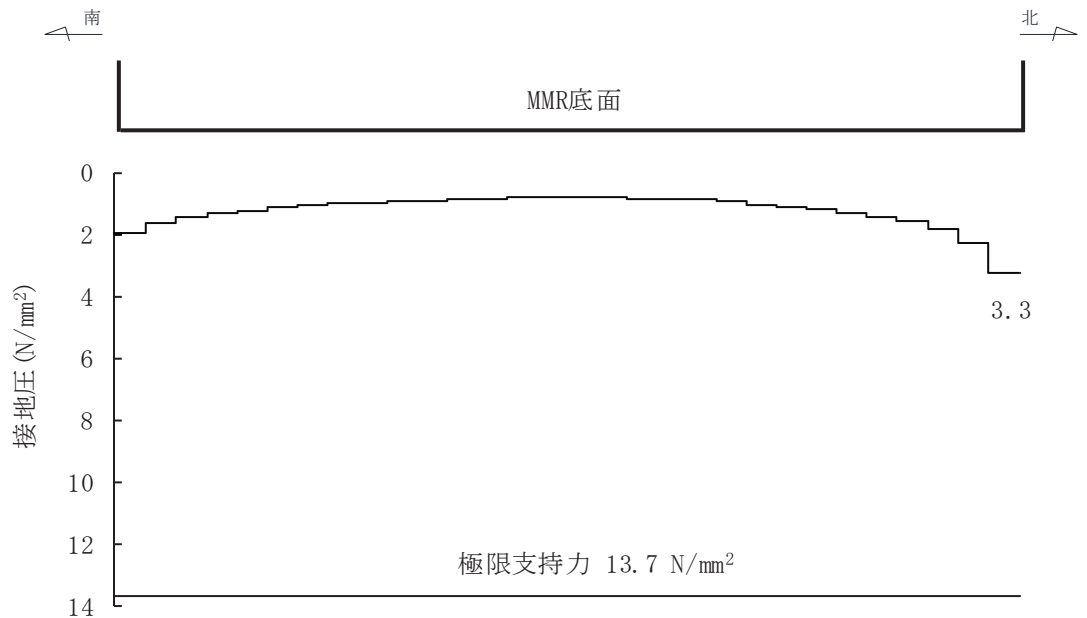


図 6-27 基礎地盤の最大接地圧分布図）（全応力解析）
（解析ケース①， S s - D 1 （++）， A-A 断面（標準部）

表 6-24 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能評価結果（漸縮部）（全応力解析）

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a / R_u
①	S s - D 1	++	1.9	13.7	0.14
		-+	1.3	13.7	0.10
	S s - D 2	++	1.4	13.7	0.11
		-+	1.8	13.7	0.14
	S s - D 3	++	1.5	13.7	0.11
		-+	1.4	13.7	0.11
	S s - F 1	++	1.3	13.7	0.10
		-+	1.5	13.7	0.11
	S s - F 2	++	1.8	13.7	0.14
		-+	1.9	13.7	0.14
	S s - F 3	++	1.5	13.7	0.11
		-+	1.3	13.7	0.10
	S s - N 1	++	1.1	13.7	0.09
		-+	1.2	13.7	0.09
②	S s - D 2	-+	1.8	13.7	0.14
③	S s - D 2	-+	1.7	13.7	0.13
④	S s - D 2	-+	1.9	13.7	0.14

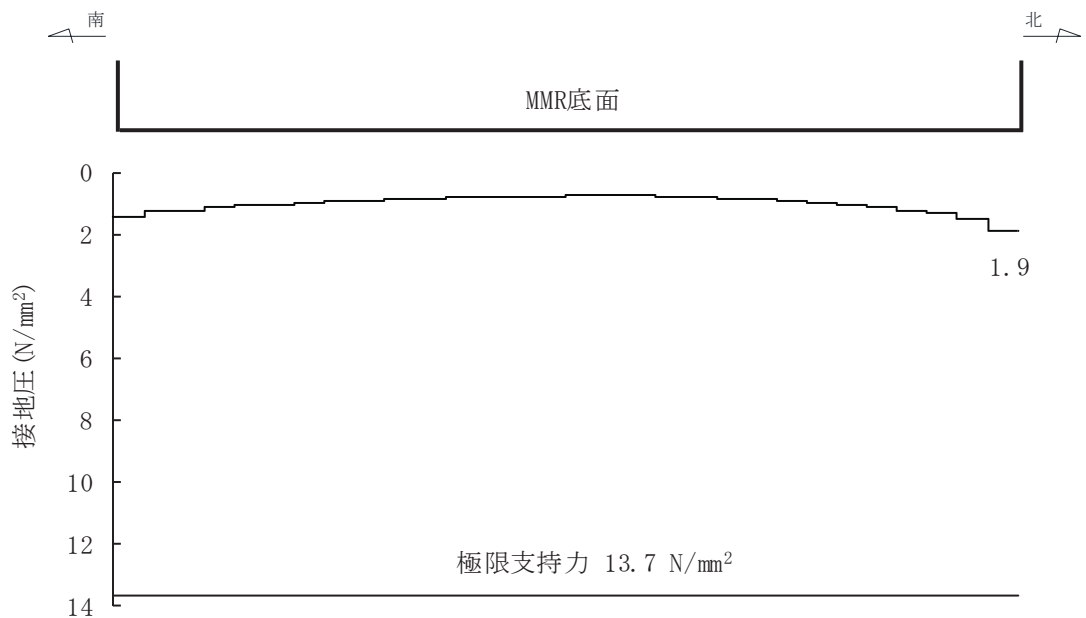


図 6-28 基礎地盤の最大接地圧分布図）（全応力解析）
（解析ケース③， S s - N 1 （++）， B-B 断面（漸縮部）

6.4.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の支持性能に対する評価結果を表 6-25～表 6-26 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-29～図 6-30 に示す。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-25 MMR (既設) の支持性能評価結果 (標準部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_a / f'_a
①	S s - D 1	++	1.3	15.6	0.09
		-+	1.2	15.6	0.08
	S s - D 2	++	1.5	15.6	0.10
		-+	1.4	15.6	0.09
	S s - D 3	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.1	15.6	0.08
	S s - F 1	++	1.0	15.6	0.07
		-+	1.0	15.6	0.07
	S s - F 2	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.1	15.6	0.08
	S s - F 3	++	1.3	15.6	0.09
		-+	1.2	15.6	0.08
	S s - N 1	++	1.0	15.6	0.07
		-+	1.0	15.6	0.07
②	S s - D 2	-+	1.5	15.6	0.10
③	S s - D 2	-+	1.3	15.6	0.09
④	S s - D 2	-+	1.4	15.6	0.09

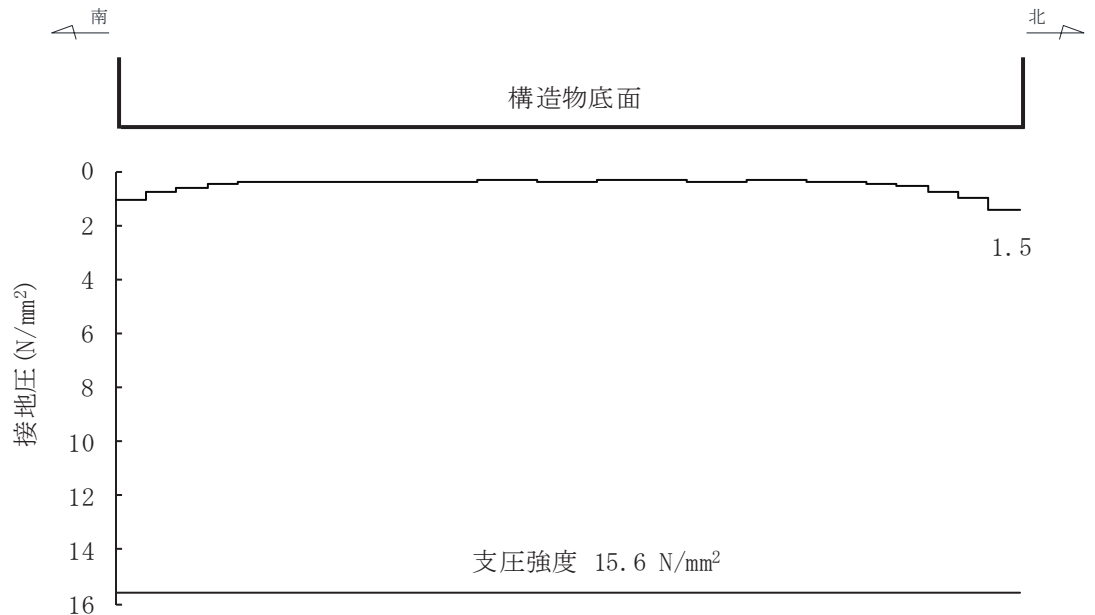


図 6-29 MMR (既設) の最大接地圧分布図 (全応力解析)
(解析ケース②, S s - D 2 (-+), A-A 断面 (標準部))

表 6-26 MMR (既設) の支持性能評価結果 (漸縮部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_a / f'_a	
①	S s - D 1	++	1.1	15.6	0.08	
		-+	1.1	15.6	0.08	
	S s - D 2	++	1.3	15.6	0.09	
		-+	1.2	15.6	0.08	
	S s - D 3	++	1.1	15.6	0.08	
		-+	1.2	15.6	0.08	
	S s - F 1	++	1.0	15.6	0.07	
		-+	1.0	15.6	0.07	
	S s - F 2	++	1.2	15.6	0.08	
		-+	1.3	15.6	0.09	
	S s - F 3	++	1.2	15.6	0.08	
		-+	1.2	15.6	0.08	
	S s - N 1	++	1.2	15.6	0.08	
		-+	1.1	15.6	0.08	
	②	S s - D 2	-+	1.2	15.6	0.08
	③	S s - D 2	-+	1.2	15.6	0.08
④	S s - D 2	-+	1.2	15.6	0.08	

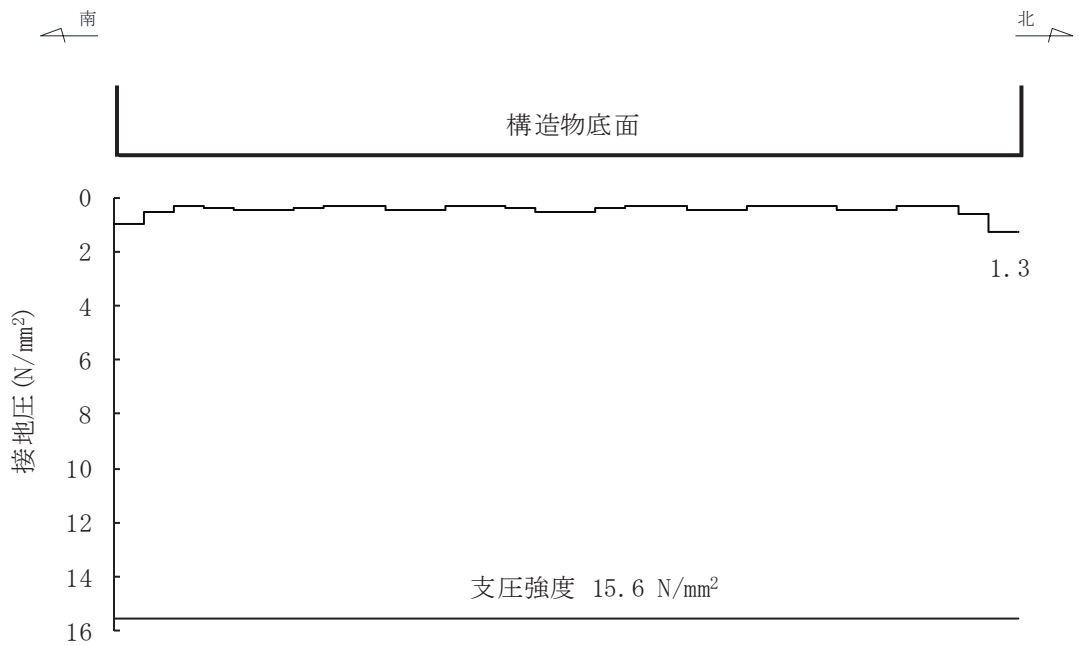


図 6-30 MMR (既設) の最大接地圧分布図 (全応力解析)
(解析ケース①, S s - D 2 (++) , B-B 断面 (漸縮部))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-27 及び表 6-28 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-29 及び 6-31 に示す。

また引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-30～図 6-35 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

表 6-27～表 6-30 及び図 6-31～図 6-36 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-27 MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (標準部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.74	3.12	1.79	
		-+	1.40	3.12	2.22	
	S _s -D 2	++	1.56	3.12	2.00	
		-+	1.49	3.12	2.09	
	S _s -D 3	++	1.34	3.12	2.32	
		-+	1.25	3.12	2.49	
	S _s -F 1	++	1.21	3.12	2.57	
		-+	1.23	3.12	2.53	
	S _s -F 2	++	1.47	3.12	2.12	
		-+	1.43	3.12	2.18	
	S _s -F 3	++	1.68	3.12	1.85	
		-+	1.30	3.12	2.40	
	S _s -N 1	++	1.32	3.12	2.36	
		-+	1.12	3.12	2.78	
	②	S _s -D 2	-+	1.64	3.12	1.90
	③	S _s -D 2	-+	1.42	3.12	2.19
	④	S _s -D 2	-+	1.51	3.12	2.06

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-28 MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (漸縮部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.09	3.12	2.86	
		-+	1.23	3.12	2.53	
	S _s -D 2	++	1.34	3.12	2.32	
		-+	1.32	3.12	2.36	
	S _s -D 3	++	1.15	3.12	2.71	
		-+	1.40	3.12	2.22	
	S _s -F 1	++	1.13	3.12	2.76	
		-+	1.12	3.12	2.78	
	S _s -F 2	++	1.12	3.12	2.78	
		-+	1.23	3.12	2.53	
	S _s -F 3	++	1.16	3.12	2.68	
		-+	1.18	3.12	2.64	
	S _s -N 1	++	1.12	3.12	2.78	
		-+	0.81	3.12	3.85	
	②	S _s -D 2	-+	1.36	3.12	2.29
	③	S _s -D 2	-+	1.21	3.12	2.57
	④	S _s -D 2	-+	1.28	3.12	2.43

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-29 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (標準部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.27	1.43	1.12	
		-+	1.48	1.43	0.96	
	S _s -D 2	++	1.51	1.43	0.94	
		-+	1.30	1.43	1.10	
	S _s -D 3	++	1.17	1.43	1.22	
		-+	1.30	1.43	1.10	
	S _s -F 1	++	0.81	1.43	1.76	
		-+	1.19	1.43	1.20	
	S _s -F 2	++	1.18	1.43	1.21	
		-+	1.33	1.43	1.07	
	S _s -F 3	++	1.52	1.43	0.94	
		-+	1.23	1.43	1.16	
	S _s -N 1	++	1.21	1.43	1.18	
		-+	0.97	1.43	1.47	
	②	S _s -D 2	-+	1.09	1.43	1.31
	③	S _s -D 2	-+	1.40	1.43	1.02
	④	S _s -D 2	-+	1.19	1.43	1.20

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-30 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (漸縮部) (全応力解析)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	0.94	1.43	1.52	
		-+	0.91	1.43	1.57	
	S _s -D 2	++	0.88	1.43	1.62	
		-+	1.00	1.43	1.43	
	S _s -D 3	++	0.90	1.43	1.58	
		-+	0.84	1.43	1.70	
	S _s -F 1	++	0.88	1.43	1.62	
		-+	0.72	1.43	1.98	
	S _s -F 2	++	0.87	1.43	1.64	
		-+	1.11	1.43	1.28	
	S _s -F 3	++	0.63	1.43	2.26	
		-+	0.71	1.43	2.01	
	S _s -N 1	++	0.77	1.43	1.85	
		-+	0.47	1.43	3.04	
	②	S _s -D 2	-+	1.10	1.43	1.30
	③	S _s -D 2	-+	1.01	1.43	1.41
	④	S _s -D 2	-+	1.03	1.43	1.38

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値 $\tau / \tau_f > 1.0$ であることを確認する。

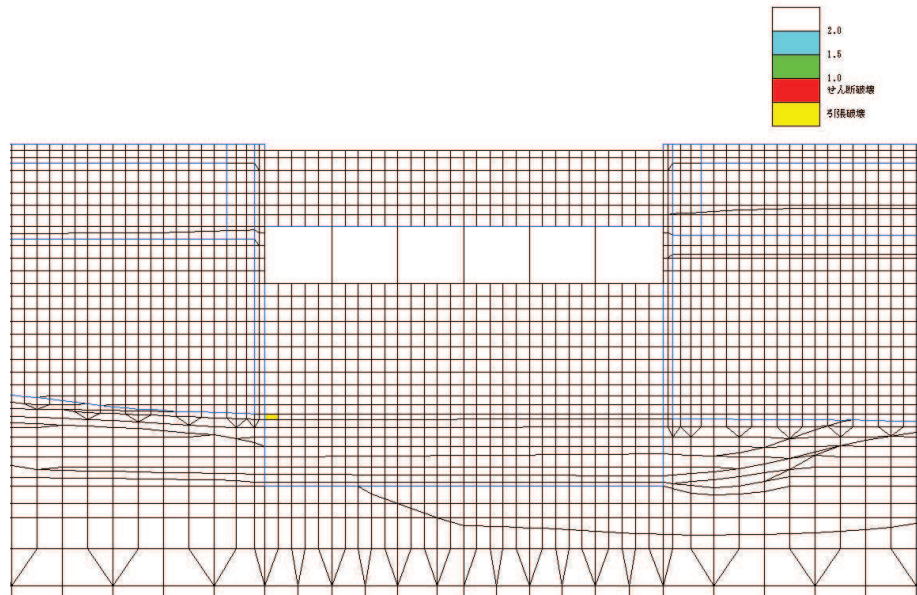


図 6-31 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - D 1 (-+)$, A-A 断面 (標準部), $t = 25.18 \text{ s}$)

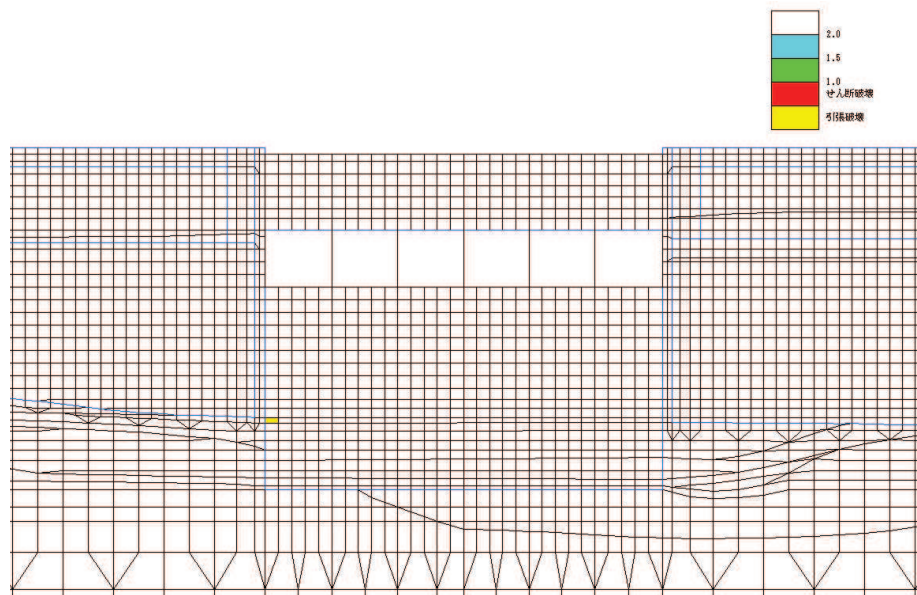


図 6-32 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - D 2 (++)$, A-A 断面 (標準部), $t = 25.20 \text{ s}$)

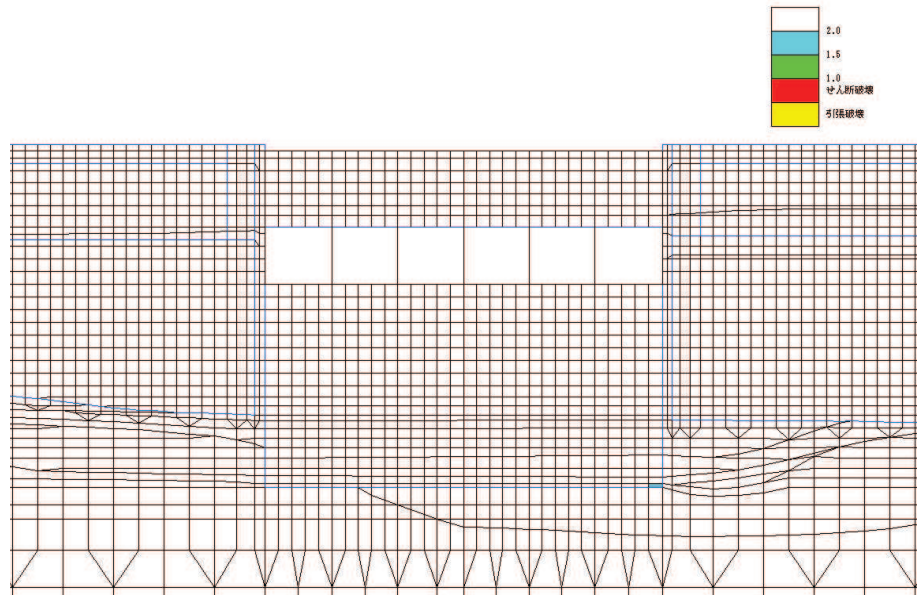


図 6-33 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - F3$ (++) , A-A 断面 (標準部), $t = 28.58$ s)

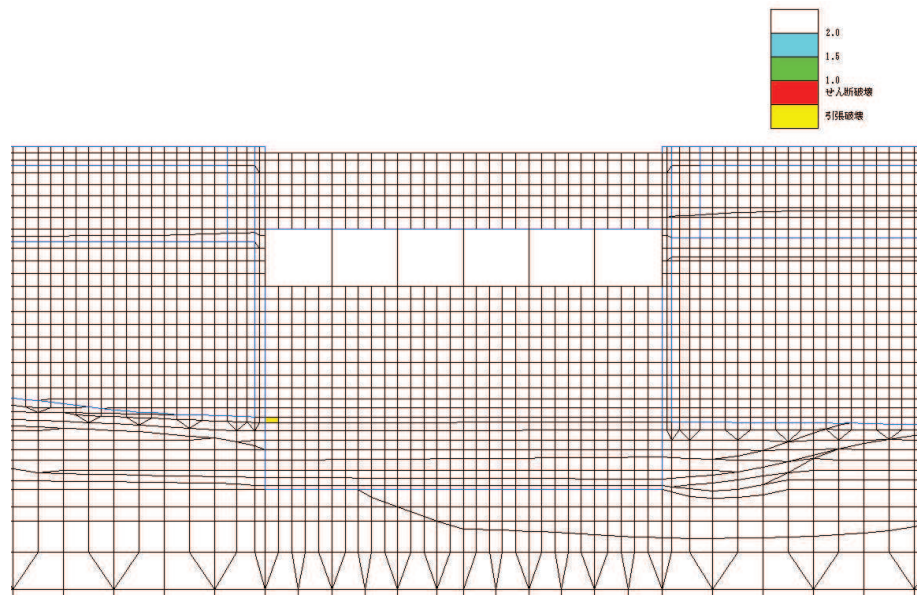


図 6-34 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (-+) , A-A 断面 (標準部), $t = 25.18$ s)

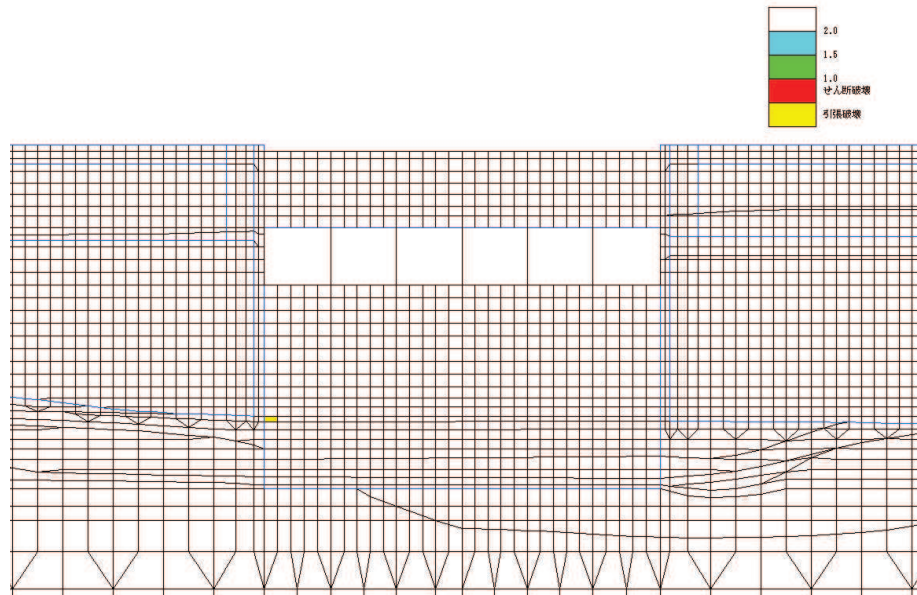


図 6-35 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - D 2$ (++) , A-A 断面 (標準部), $t = 13.50$ s)

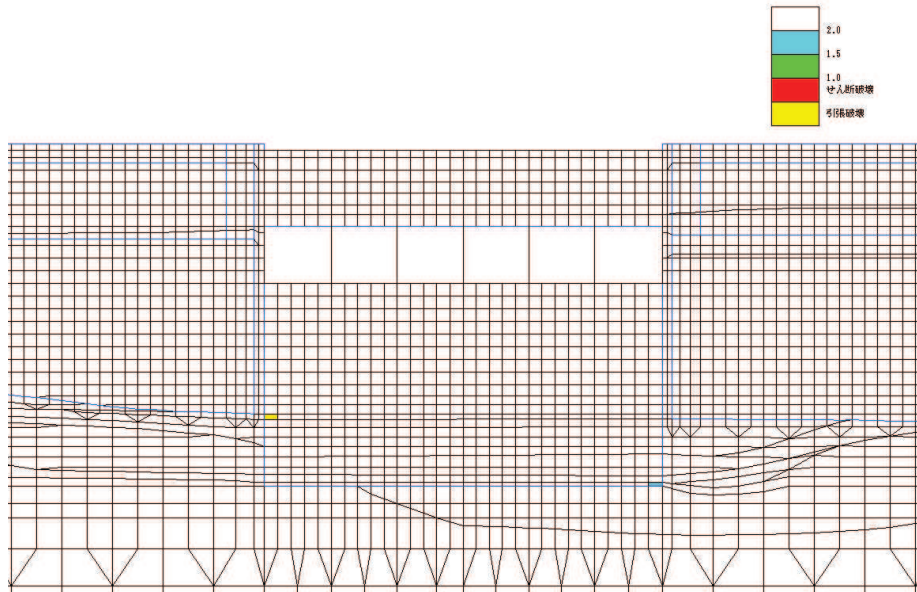


図 6-36 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①, 地震動 $S_s - F 3$ (++) , A-A 断面 (標準部), $t = 28.59$ s)

7. まとめ

取水口については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・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を実施した。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ及びせん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及びMMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、取水口は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、通水機能を有すること、貯水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を維持できることを確認した。

参考資料 3 取水口のすべりについて

1. はじめに

取水口の漸縮部の側壁は、加振方向に対して直交しておらず、斜交することから水平方向の周面摩擦が作用する。

本検討では弱軸方向を検討する際の、南北方向の水平 1 方向加振時において漸縮部に着目し、水平周面摩擦力によるすべりが発生しないことを説明する。

2. 検討方法

2.1 漸縮部における地震時荷重の作用方向

漸縮部において地震時荷重は、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルを用いた地震応答解析により算出し、水路方向に一樣に三次元構造解析モデルの絶対座標系（X 軸，Y 軸）の軸方向に対して荷重を作用させる。図 2-1 に示すとおり、南北方向の荷重のベクトル成分は、壁面直交方向（壁面直荷重）と壁面水平方向（水平周面せん断力）に分解され、これらの 2 成分の荷重に対する照査を行うが、壁面水平成分の方向は海側から山側の向きとなる。

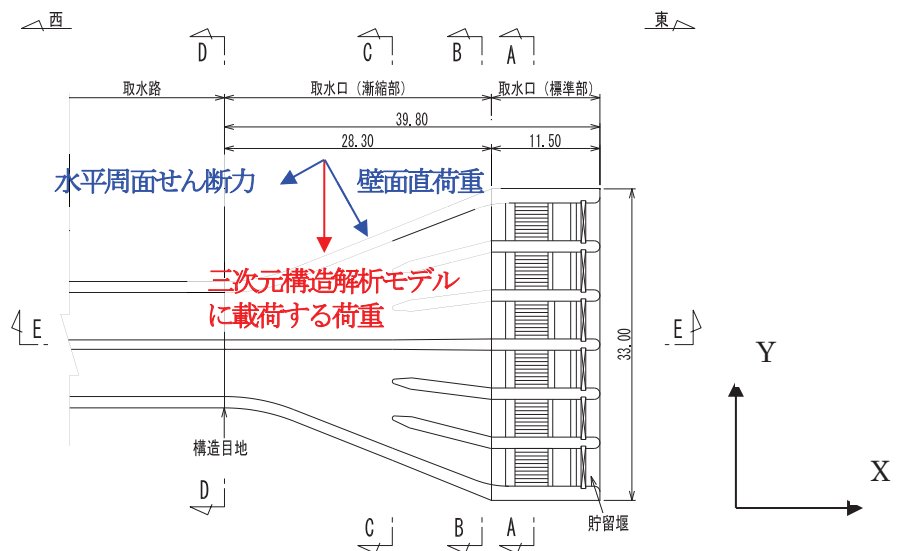


図 2-1 南北方向加振時における荷重の分解例

2.2 地震時における地盤ばねの接地率

水平1方向载荷時における三次元構造解析の結果から、取水口底面の地盤ばねの状態を踏まえて接地率を算出し、すべり発生の有無を確認する。接地率の算定方法を以下に示す。

接地率 = 接地面積 / 取水口底面積

接地面積：取水口底面に配置した地盤ばねの軸方向力が圧縮状態となっている地盤ばねの支配面積の合計値

解析ケースは、総水平荷重が最大となる時刻のうち、せん断破壊に対する照査が最大となる地震動の結果を用いる。地震動及び解析ケースを表2-1に示す。

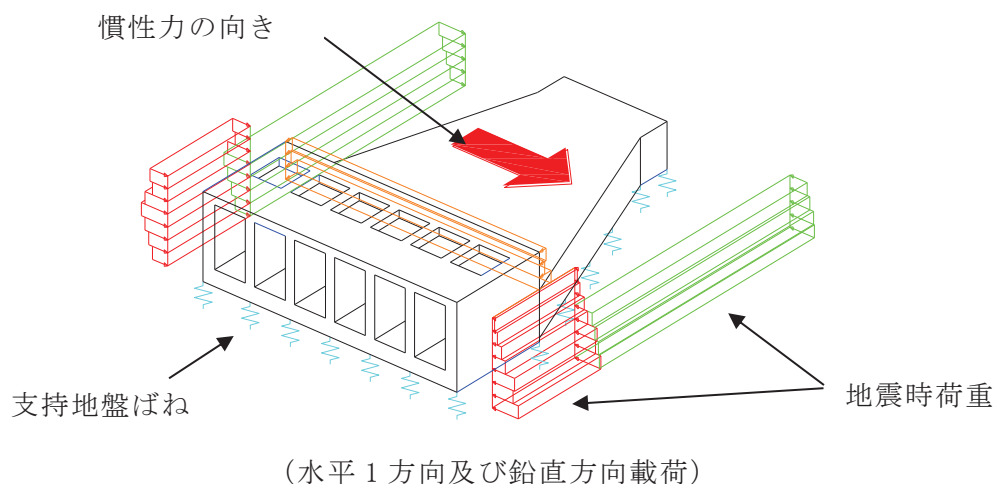


図2-2 载荷荷重と地盤ばねの設定イメージ図

表2-1 接地率算定に用いる解析ケース

地震動	解析 ケース	時刻 (S)		備考	
		標準部	前縮部		
S _s -D2	—+	①	25.07	25.06	時刻3及び時刻4 (最大総水平荷重の時刻)

3. 評価結果

取水口における三次元構造解析時の接地率の結果を表 3-1 及び図 3-1 に示す。三次元構造解析の結果として接地率は 84.2% である。取水口底面に配置した地盤ばねの大部分は圧縮状態であることから、取水口にすべりは発生しないことを確認した。

表 3-1 接地率

接地面積 (m ²)	取水口底面積 (m ²)	接地率 (%)
319.59	379.50	84.2

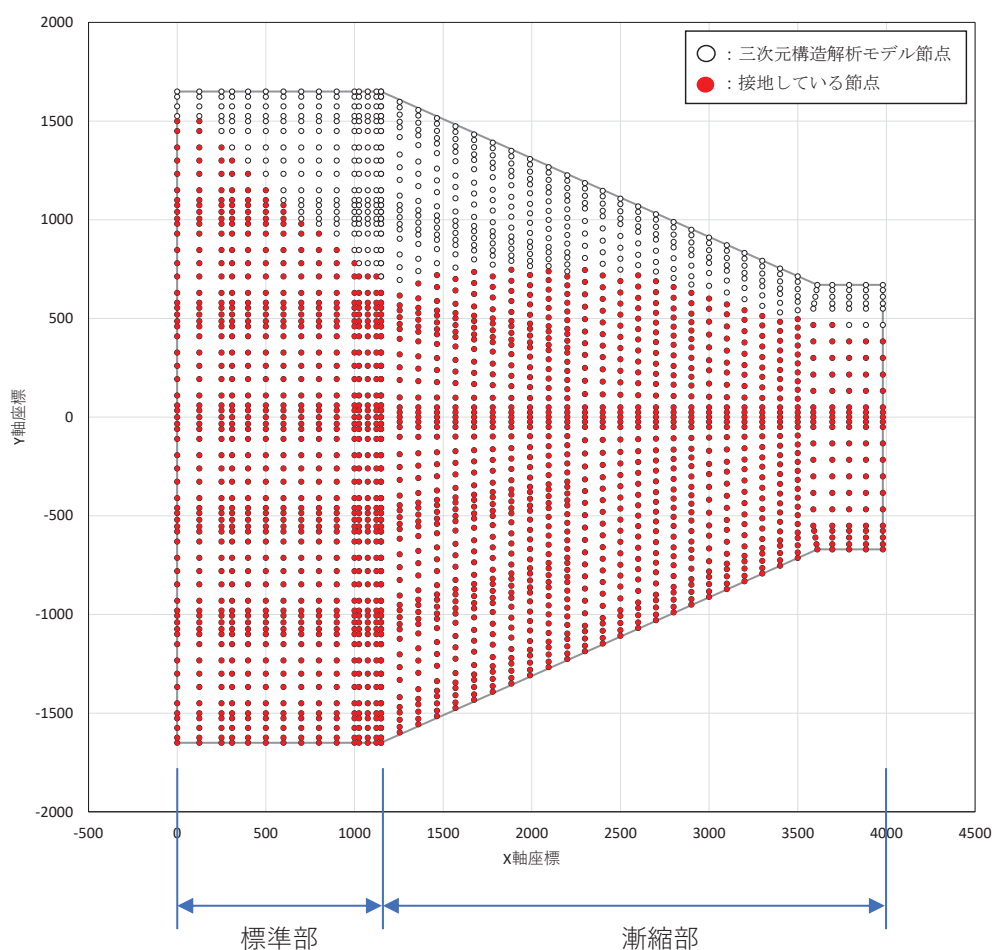


図 3-1 三次元構造解析 接地範囲図

4. まとめ

取水口の漸縮部に着目し、すべりについて検討した。

検討の結果、漸縮部に作用する荷重について、壁面水平成分の方向は海側から山側の向きであることを確認した。また、取水口底面の地盤ばねは大部分が圧縮状態であり、取水口にすべりは発生しないことを確認した。

資料 11 取水路（標準部）の耐震安全性評価

追而

- ・ 「6 評価結果」の更なる追加解析ケースを反映した結果，解析手法選定を踏まえた，追加解析（全応力解析及び有効応力解析）を反映した結果については，別途示す。

目次

1. 評価方法	資料 11-1
2. 評価条件	資料 11-1
2.1 適用規格	資料 11-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 11-4
2.3 耐震評価フロー	資料 11-10
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 11-16
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 11-22
2.6 地盤物性値	資料 11-22
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 11-29
2.7.1 評価構造物諸元	資料 11-29
2.7.2 取水路（標準部）の要求機能の考え方	資料 11-31
2.8 地下水位	資料 11-33
3. 地震応答解析	資料 11-37
3.1 地震応答解析手法	資料 11-37
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 11-40
3.2.1 解析モデル領域	資料 11-40
3.2.2 境界条件	資料 11-42
3.2.3 構造物のモデル化	資料 11-51
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 11-52
3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化	資料 11-52
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 11-52
3.2.7 材料特性の設定	資料 11-58
3.3 減衰定数	資料 11-60
3.4 荷重の組合せ	資料 11-76
3.4.1 外水圧	資料 11-77
3.4.2 内水圧	資料 11-79
3.4.3 積載荷重	資料 11-81
3.4.4 動水圧	資料 11-81
3.5 耐震評価における解析ケース	資料 11-83
4. 三次元構造解析	資料 11-90
4.1 解析手法	資料 11-90
4.2 解析モデルの設定	資料 11-91
4.2.1 構造物のモデル化	資料 11-91
4.2.2 地盤ばね要素	資料 11-96
4.2.3 材料の非線形特性	資料 11-97
4.3 照査時刻の選定	資料 11-102

4.4	地震時荷重の載荷方法	資料 11-103
4.4.1	直線部	資料 11-107
4.4.2	曲線部	資料 11-109
4.5	入力荷重	資料 11-112
4.5.1	常時荷重	資料 11-115
4.5.2	慣性力	資料 11-116
4.5.3	動水圧	資料 11-118
4.5.4	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 11-119
5.	評価内容	資料 11-121
5.1	入力地震動の設定	資料 11-121
5.2	許容限界の設定	資料 11-206
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 11-206
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 11-210
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 11-217
6.	評価結果	資料 11-219
6.1	地震応答解析結果	資料 11-219
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 11-220
6.1.2	作用荷重分布図	資料 11-245
6.1.2	最大せん断ひずみ分布	資料 11-265
6.3	三次元構造解析結果	資料 11-273
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 11-279
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 11-300
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 11-313
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 11-327
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 11-327
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 11-364
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 11-381
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 11-381
6.4.2	MMR（既設）	資料 11-388
7.	まとめ	資料 11-405

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 9_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料(1~3章)_R2.docx ¥f }

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 9_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料(4~5章)_r1.docx ¥f }

{ RD 済_資料 9_02-補-E-19-0610-20_改 9_補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価_資料(6章~)R3.docx ¥f }

参考資料

参考資料 1 静的地震力に対する評価結果・・・・・・・・・・資料 11- (参考) 1-1

: 本日の説明範囲

1. 評価方法

取水路（標準部）は，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）については，基準地震動 S_s による耐震評価として，構造部材の曲げ・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を実施する。

構造部材の健全性評価については，鉄筋コンクリート部材のひずみ，せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを，マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

取水路（標準部）の耐震評価に当たっては，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」という。），原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）（以下「JEAG 4601-1987」という）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については，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（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。

三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については，コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

また，三次元構造解析に用いる地盤反力係数については，道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（社団法人 日本道路協会，平成 14 年 3 月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・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)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数(三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・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(2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000 μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・通水機能を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・通水機能を有すること ・貯水機能を損なわないこと
	・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)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ(コンクリート圧縮ひずみ 2000 μ , 主筋ひずみ 1725 μ) 以下であることを確認*	・貯水機能を損なわないこと
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

項 目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (社団法人 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数) 	—

2.2 構造及び補強の概要

取水路（標準部）の位置を図2-1に示す。

取水路（標準部）の平面図を図2-2に、断面図を図2-3に、概略配筋図を図2-4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5.00m、内空高さ3.00mの下り勾配の二連ボックスカルバート構造で延長方向に断面が一様な地中構造物であり、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。

取水路（標準部）は、直線部（取水口～防潮堤）と、曲線部（防潮堤～取水路（漸拡部））に大別される。また、取水口及び取水路（漸拡部）との接合部及び直線部と曲線部の境界に構造目地が設置されている線状構造物である。

新規制基準への適合を踏まえ、基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い、せん断破壊に対する耐震補強として、後施工せん断補強工法（CCb工法）による補強を行う。CCbの設置箇所を図2-5に示す。CCbは、耐震評価結果を踏まえ、取水路（標準部）の延長方向に対して一部の区間（直線部と曲線部の境界付近、及び海水ポンプ室との境界付近）にのみ設置する。なお、配筋は、CCb補強箇所を除き、全断面で同一配筋である。

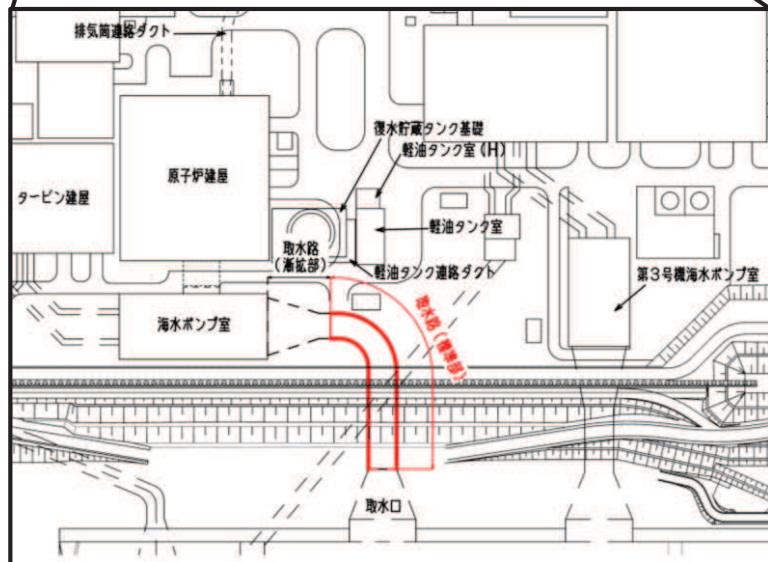
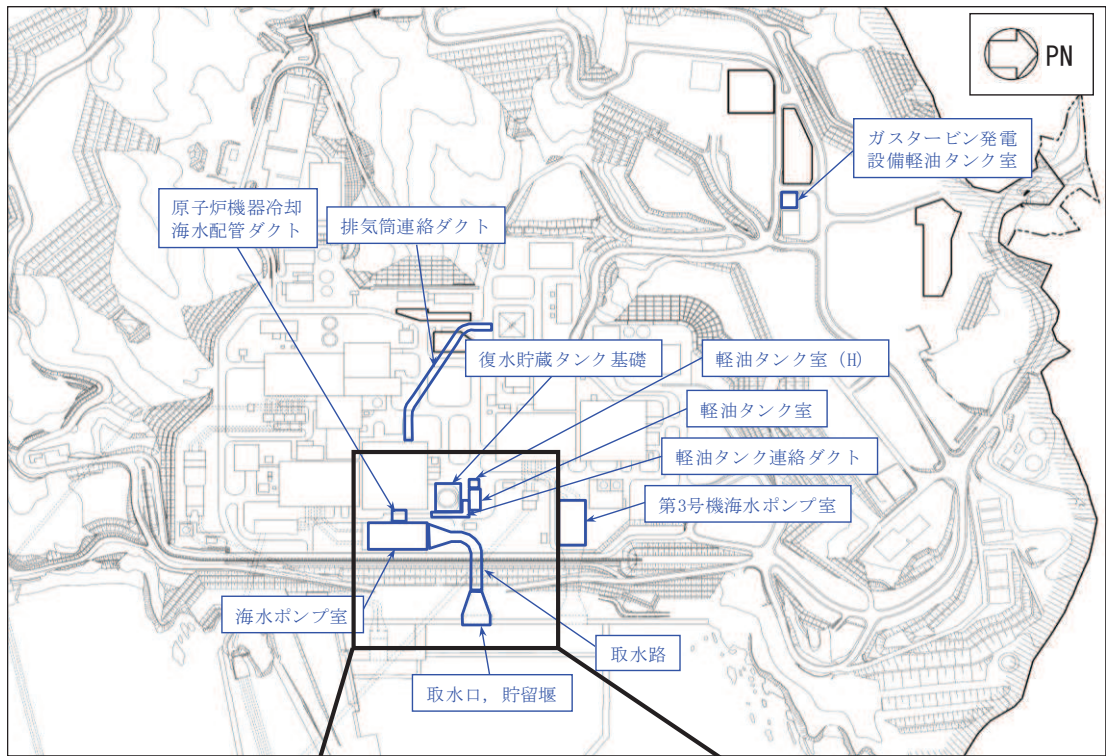


図 2-1 取水路（標準部）の位置図

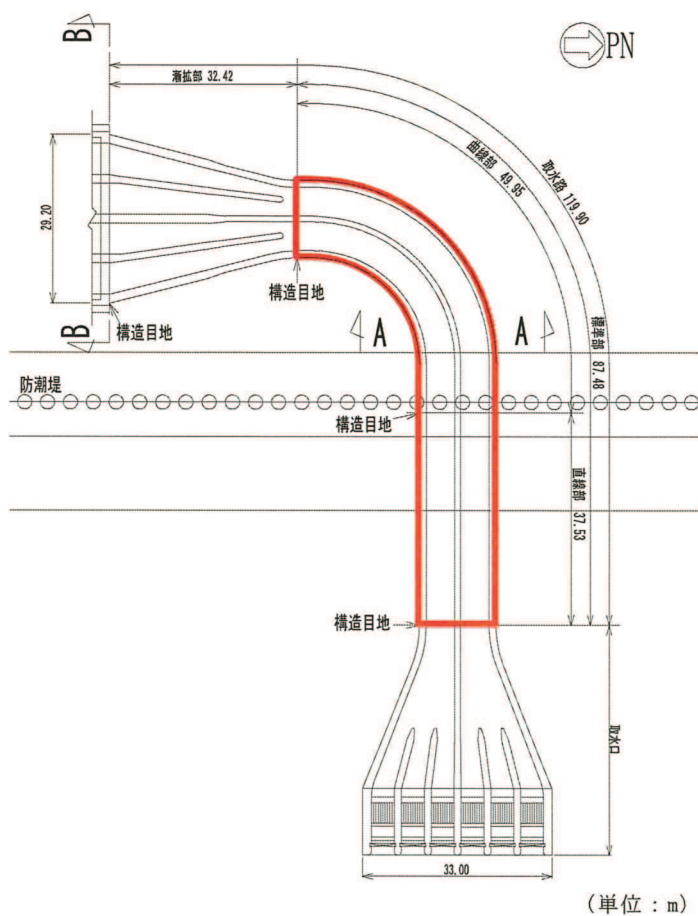


図 2-2 取水路（標準部）平面図

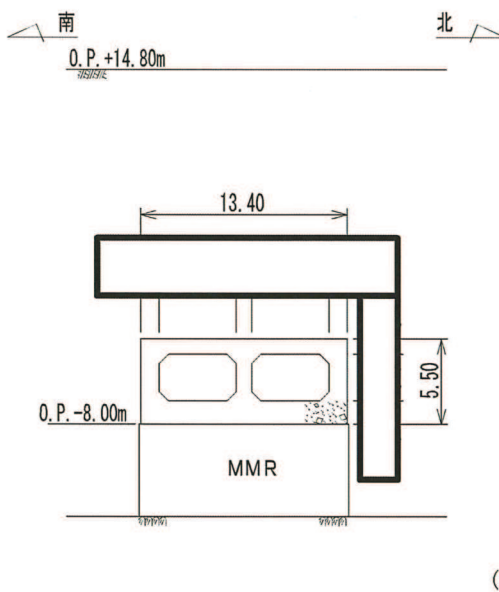


図 2-3 取水路（標準部）断面図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

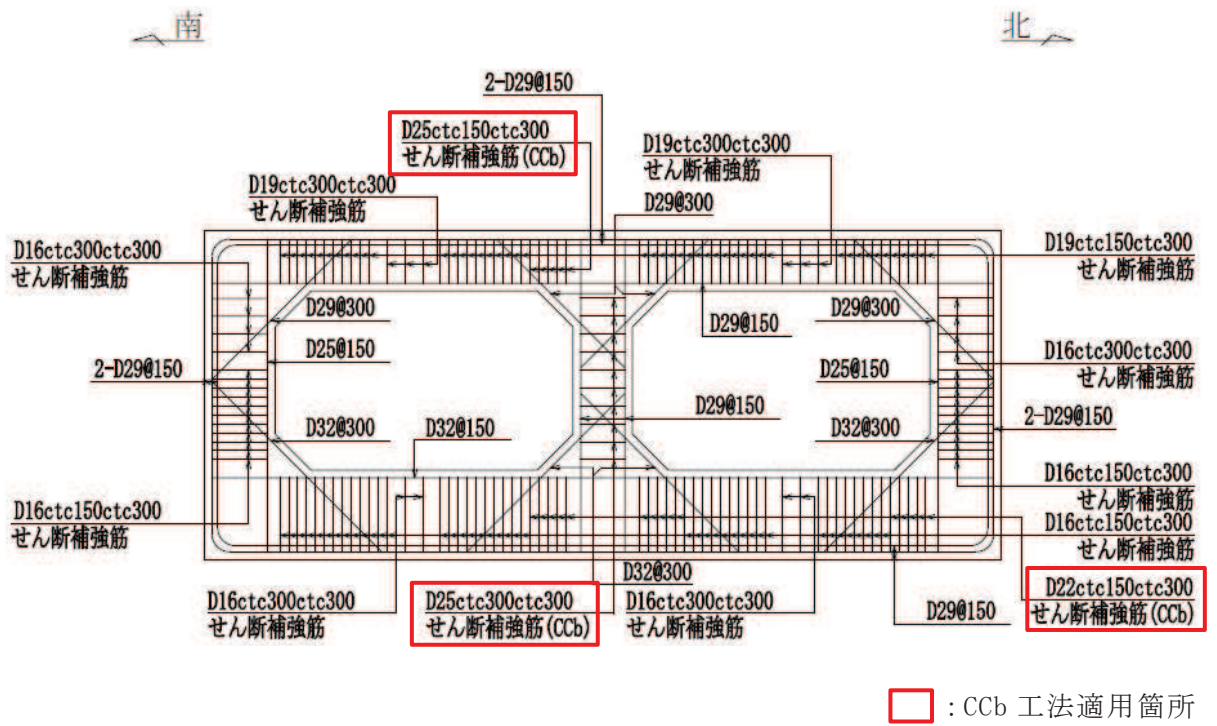


図 2-4 取水路（標準部）概略配筋図（A-A 断面）

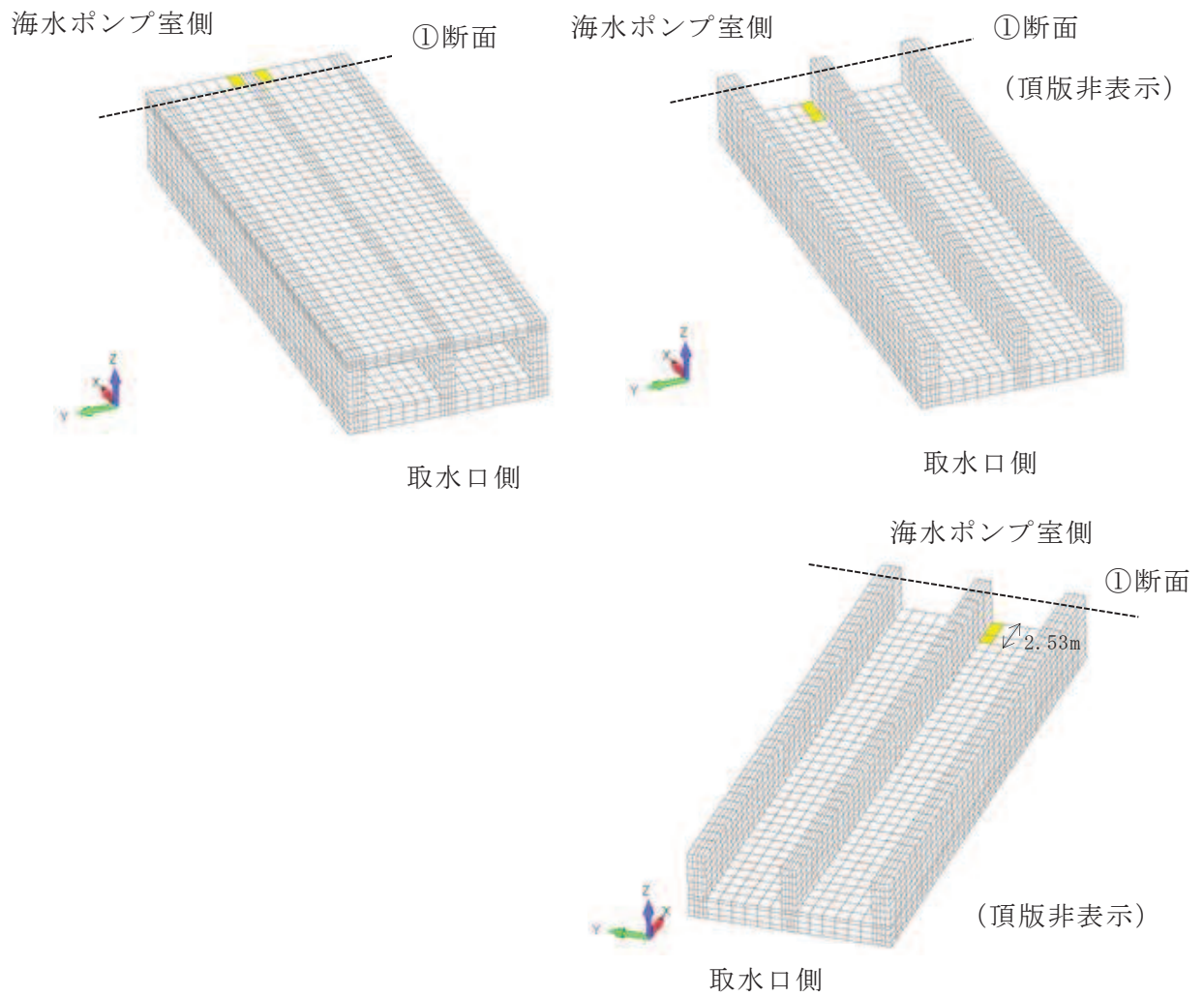


図 2-5(1) CCb による耐震補強箇所（直線部）
 （黄色箇所が CCb 設置箇所を示す）

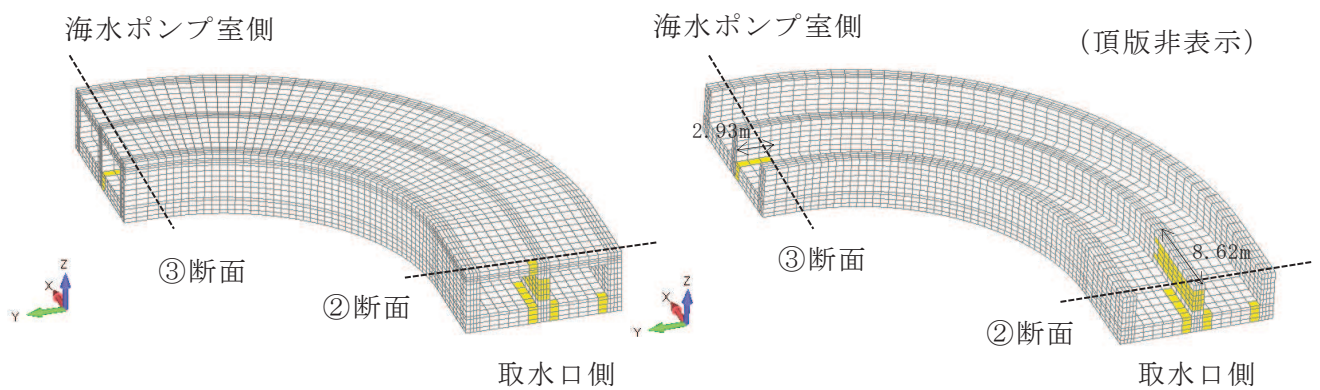


図 2-5(2) CCb による耐震補強箇所（曲線部）
 （黄色箇所が CCb 設置箇所を示す）

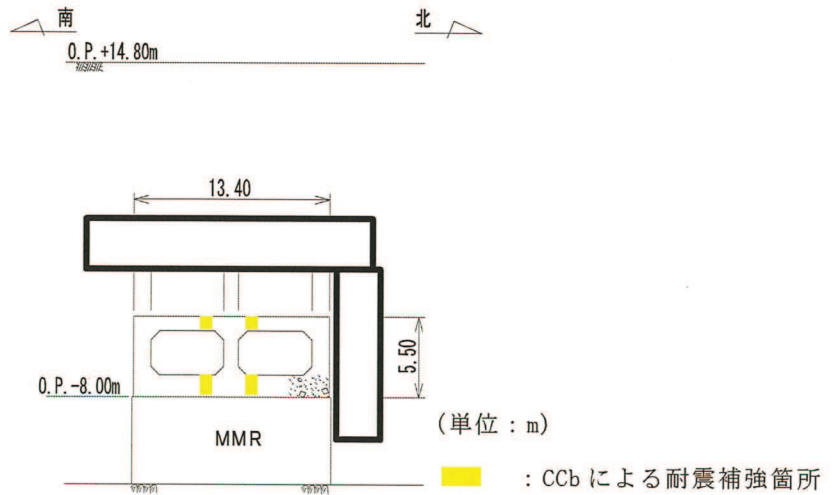


図 2-5(3) CCb による耐震補強箇所 (①断面, 直線部)

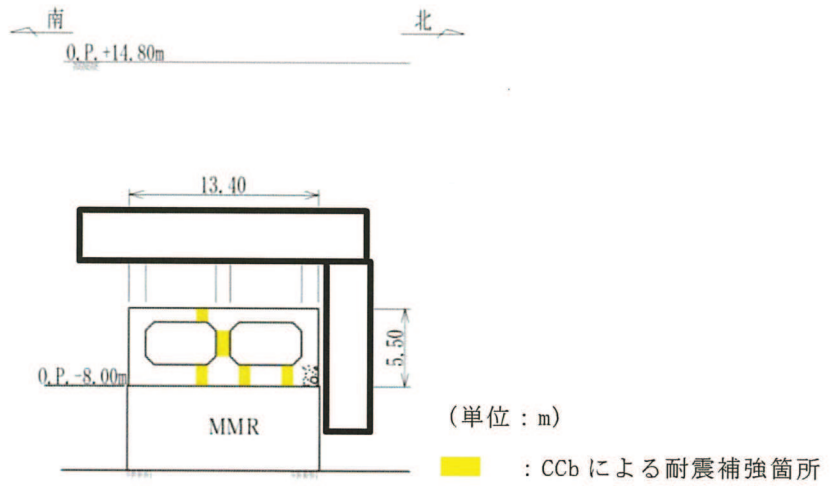


図 2-5(4) CCb による耐震補強箇所 (②断面, 曲線部; 取水口側)

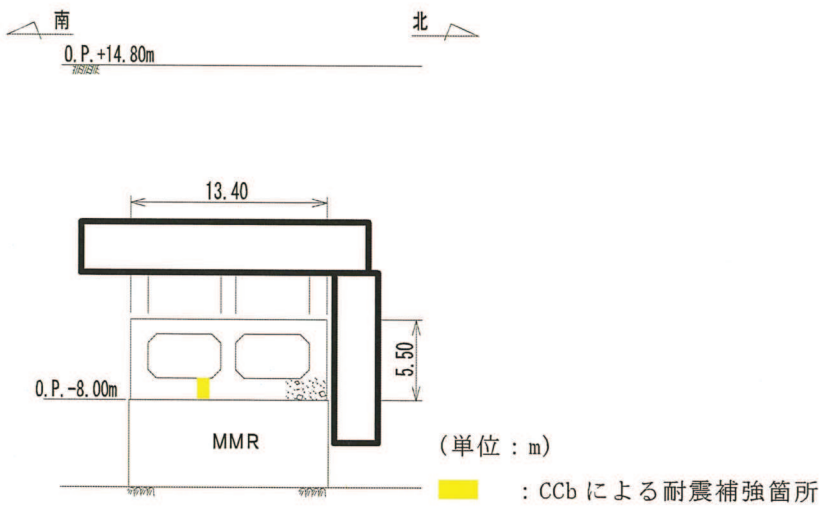


図 2-5(5) CCb による耐震補強箇所 (③断面, 曲線部; 海水ポンプ室側)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 耐震評価フロー

取水路（標準部）の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

取水路（標準部）は、構造目地の位置で、直線部（取水口～防潮堤）と曲線部（防潮堤～取水路（漸拡部））に分離されることから、それぞれでモデル化する。取水路（標準部）は線状構造物であるものの、防潮堤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、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、非線形ソリッド要素を用いた三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）による耐震評価を行う。図 2-6 の赤破線内に示す範囲について、地震動 1 波に対する評価内容を具体化したフローを図 2-7 に示す。さらに、三次元構造解析における一連の評価プロセスを図 2-8 に示す。

三次元構造解析に当たっては、直線部、曲線部ともに、複数の地震時荷重算出断面において二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算出し、算出された荷重を対応する区間ごとに三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。なお、曲線部には強軸方向に引張力が発生することを踏まえ、三次元構造解析においては配力鉄筋に対する照査も含めて評価を行う。地震時荷重の载荷イメージ図を図 2-9 に示す。

曲線部については、始点と終点が 90° 方向が変化する円弧形状となっている。このため、曲線部側壁に作用させる水平荷重は、直交する始点と終点の断面における地震応答解析結果をもとに算出することとし、作用位置により各荷重の作用面積が変化することを踏まえ、側壁の延長方向に応じて補間を行い設定する。これらの補間された各方向の荷重を組み合せ、三次元解析モデルに各方向同時に载荷することにより、水平 2 方向からの荷重の影響を考慮することとする。曲線部における荷重载荷イメージ図を図 2-10 に示す、また、鉛直荷重についても、直交する始点と終点の断面における地震応答解析結果をもとに、各断面位置からの影響度を勘案し、延長方向に線形補間し、それぞれを組み合わせるにより設定する。

なお、直交する始点と終点の断面から算出される地震時荷重は、時刻の同一性は考慮しておらず、各断面での全時刻最大値を組合せることにより、設計上の保守性を確保する。

取水路（標準部）の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。

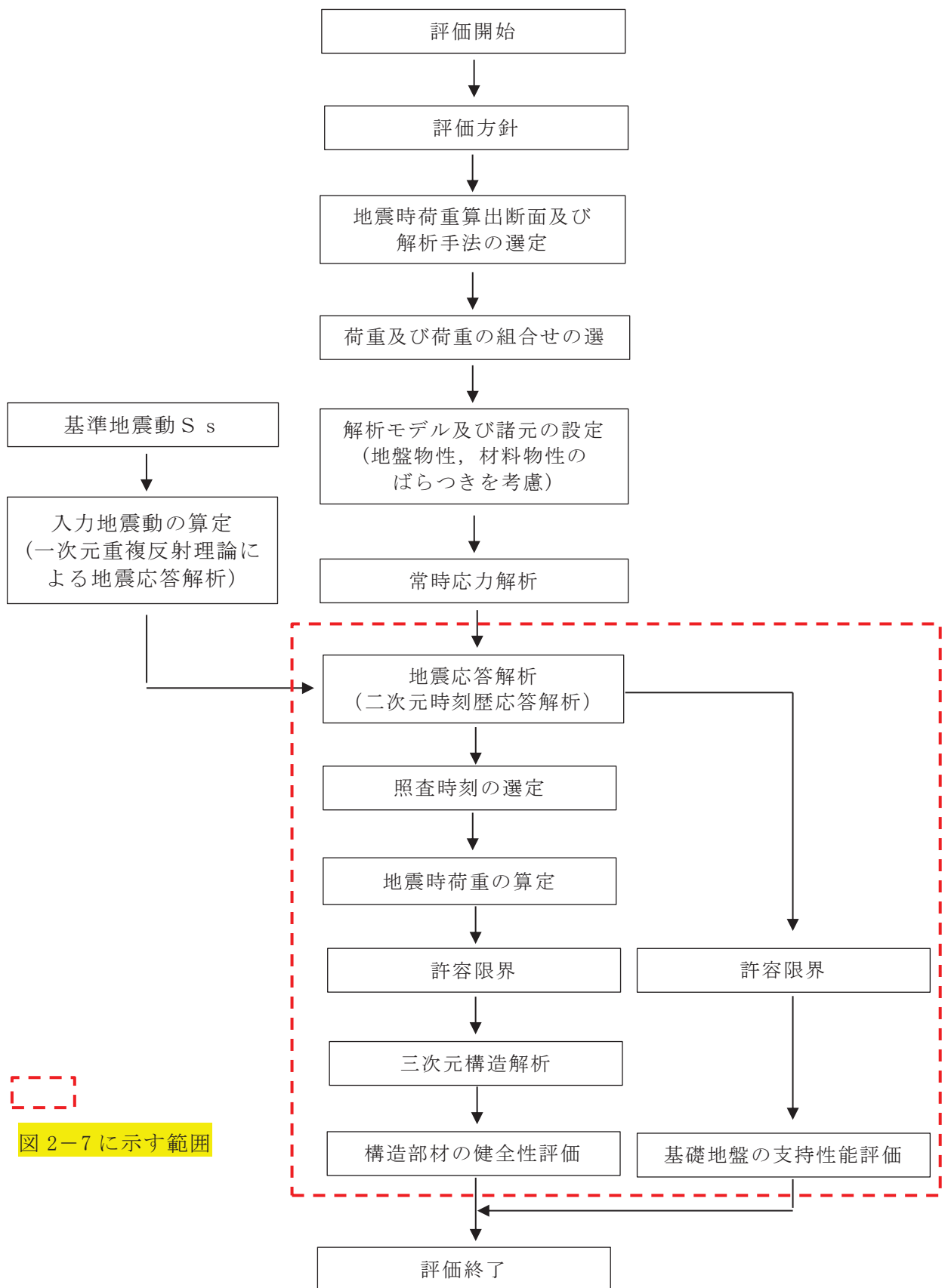


図 2-7 に示す範囲

図 2-6 取水路（標準部）の耐震評価フロー

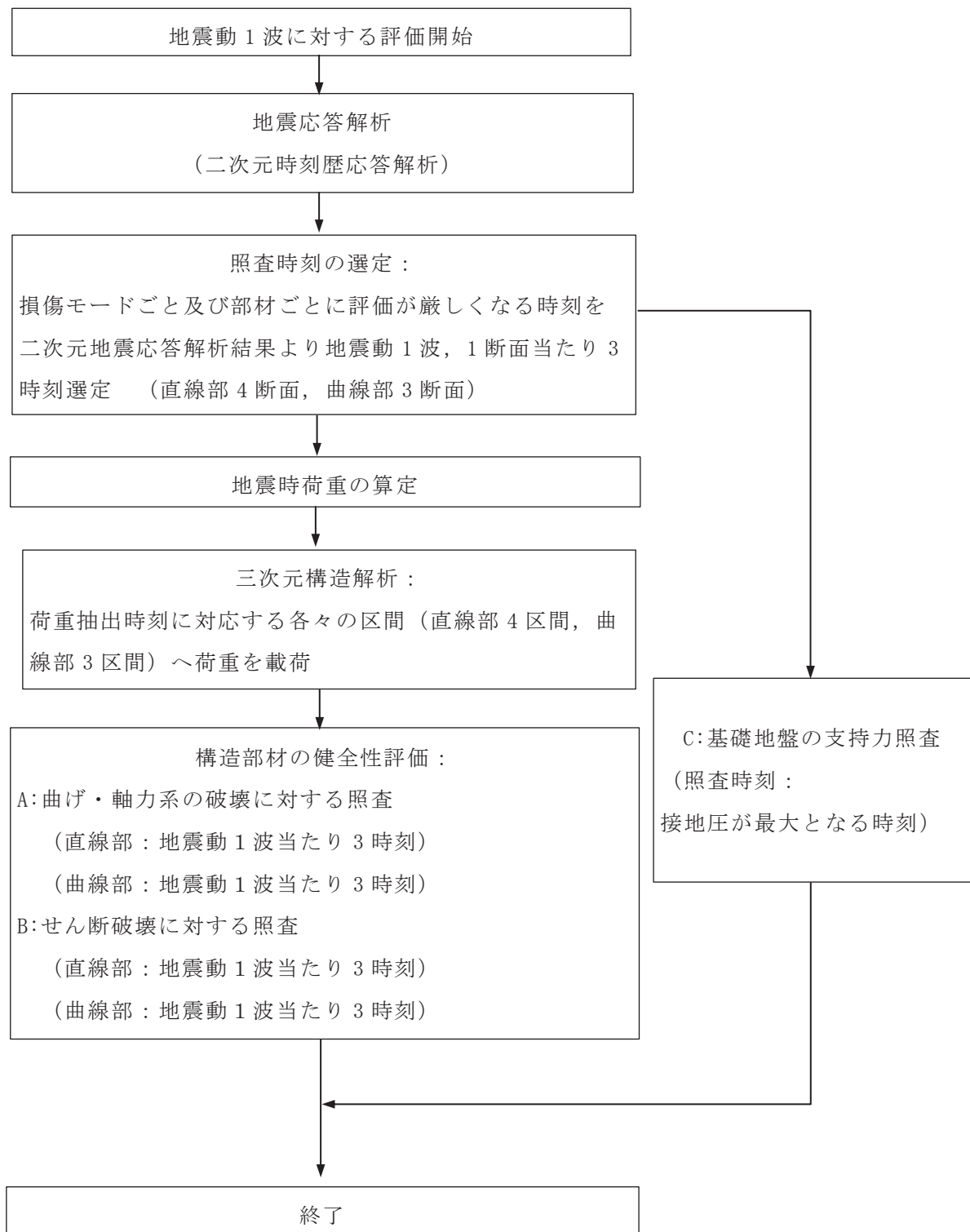


図 2-7 基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー)

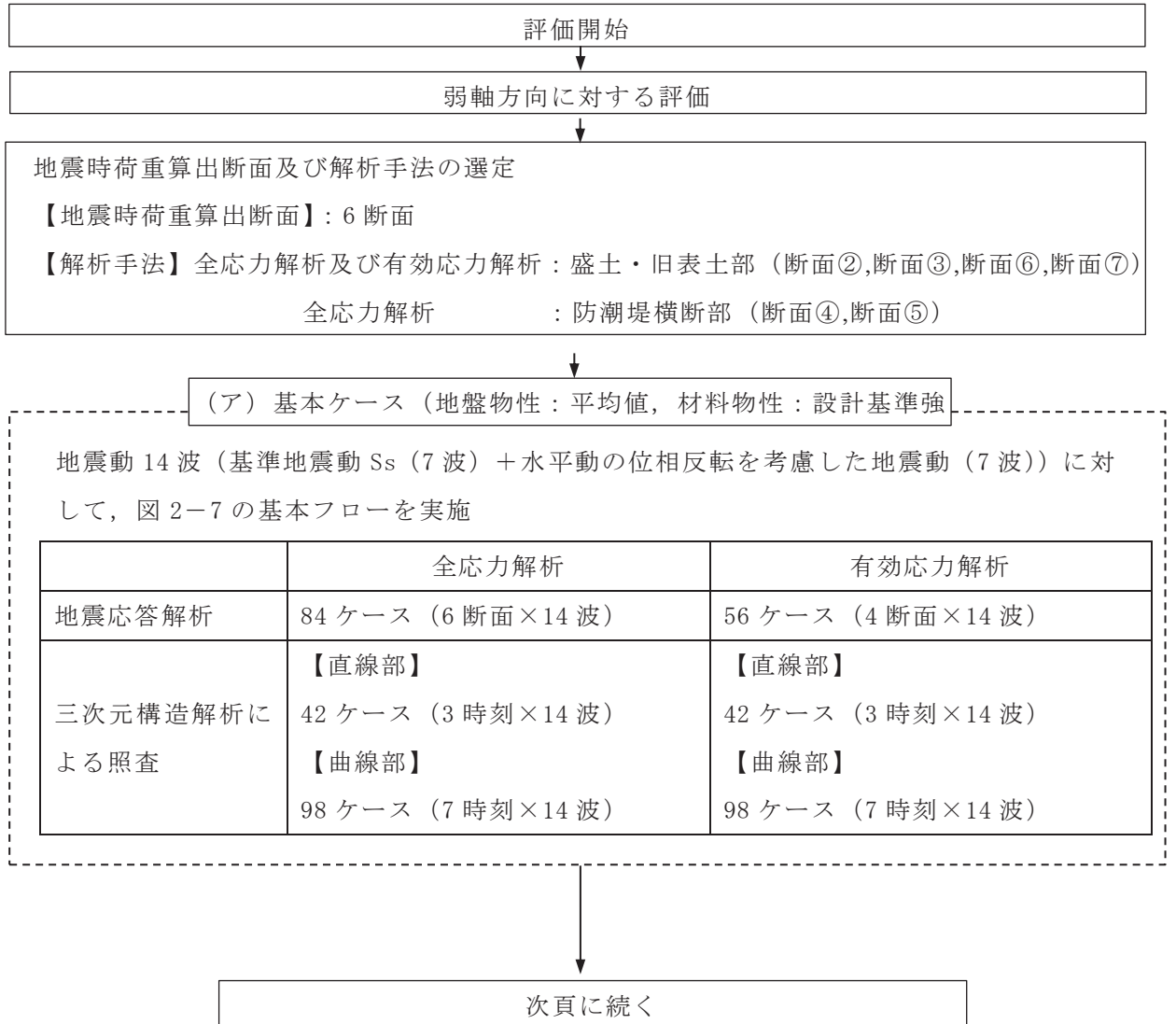


図 2-8(1) 取水路（標準部）の三次元構造解析フロー

(イ) 物性のばらつきを考慮したケース

地震動選定方針により選定した地震動に対して、以下の条件にて図 2-7 の基本フローを実施

地震動	地盤物性	材料物性
(ア) の全応力解析及び有効応力解析より各々選定	平均値+1 σ	設計基準強度
	平均値-1 σ	設計基準強度
(ア) の全応力解析と有効応力解析のうち照査値が大きい方の解析手法より選定	平均値	実強度に基づく圧縮強度

地震動選定方針

- ・照査値が 0.5 を超える下記の項目について、照査値が最も厳しい地震動を各 1 波選定
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
- ・全ての項目の照査値が 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しい地震動を 1 波選定

	地盤物性のばらつき	材料物性のばらつき
地震応答解析	【直線部】 36 ケース (2 断面×3 波×2 物性×2 解析手法 +2 断面×3 波×2 物性×1 解析手法) 【曲線部】 30 ケース (1 断面×3 波×2 物性×1 解析手法 +2 断面×3 波×2 物性×2 解析手法)	【直線部】 18 ケース (2 断面×3 波×1 物性×2 解析手法 +2 断面×3 波×1 物性×1 解析手法) 【曲線部】 15 ケース (1 断面×3 波×1 物性×1 解析手法 +2 断面×3 波×1 物性×2 解析手法)
三次元構造解析による照査	【直線部】 36 ケース (3 時刻×3 波×2 物性×2 解析手法) 【曲線部】 84 ケース (7 時刻×3 波×2 物性×2 解析手法)	【直線部】 9 ケース (3 時刻×3 波×1 物性×1 解析手法) 【曲線部】 21 ケース (7 時刻×3 波×1 物性×1 解析手法)

(ウ) 上記の結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は更なる解析ケースを実施

評価終了

図 2-8(2) 取水路 (標準部) の三次元構造解析フロー

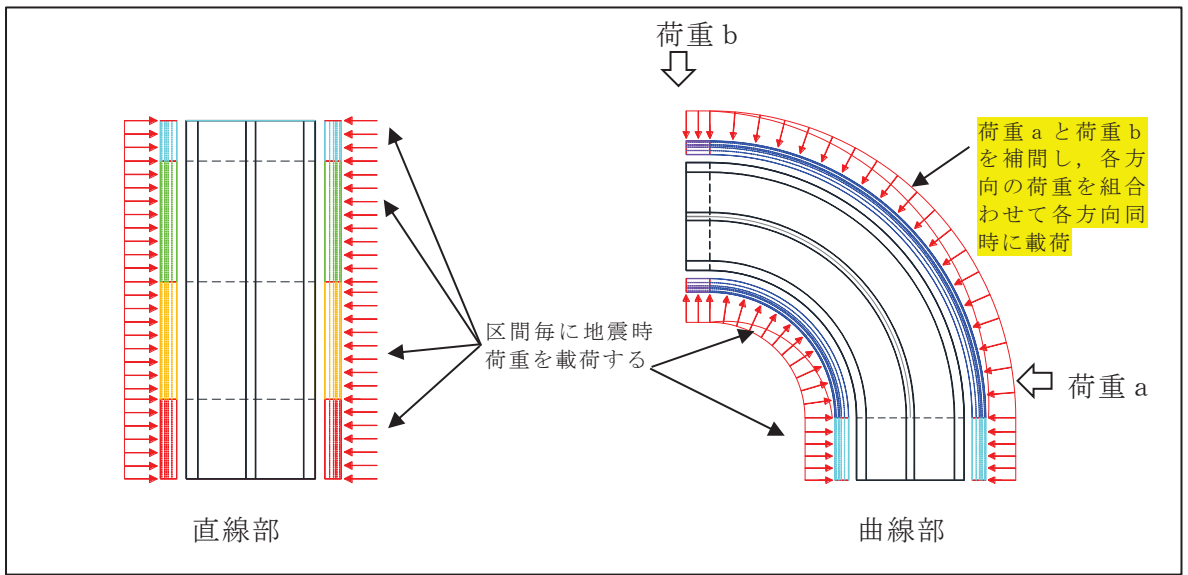


図 2-9 地震時荷重載荷イメージ図

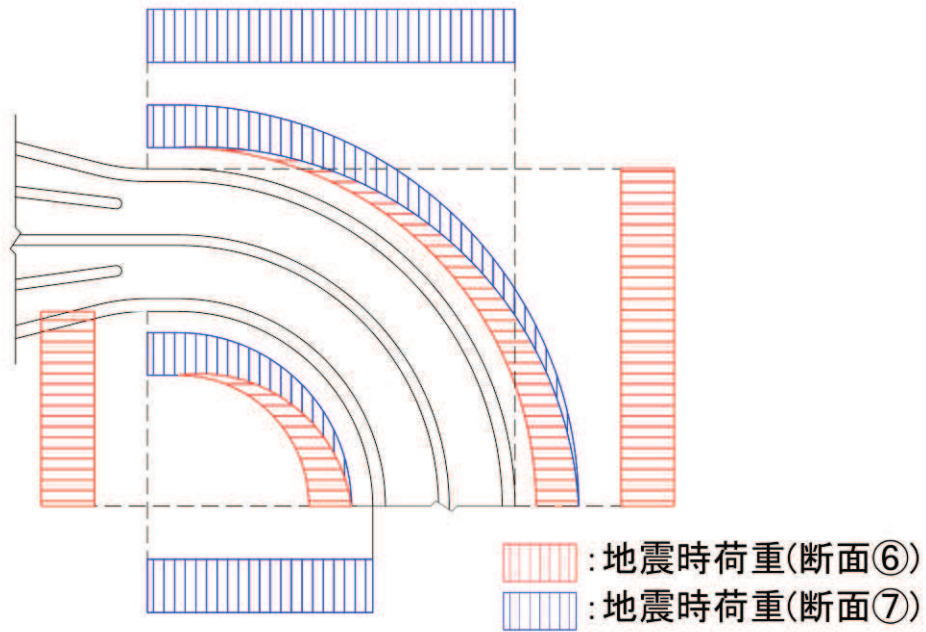


図 2-10 曲線部における荷重載荷イメージ図

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.12 取水路（標準部）」に示すとおり、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、図2-11に示す断面②～断面⑦とする。各地震時荷重算出断面において算出した地震時荷重は三次元構造解析モデルにおいて、表2-2に示す区間にそれぞれ載荷する。地震時荷重算出用地質断面図を図2-12～図2-18に示す。

表2-2 地震時荷重算出断面に対する代表区間の関係

名称	代表区間*	地震時荷重算出断面	備考
直線部	a	②	
	b	③	
	c	④	
	d	⑤	曲線部の断面⑤の荷重で代表させる。
e			
曲線部	f	⑥	断面⑥及び断面⑦の荷重を合成して載荷する。（図2-10）
		⑦	断面⑥及び断面⑦の荷重を合成して載荷する。（図2-10）

注記*：代表区間の位置は図2-11に示す。

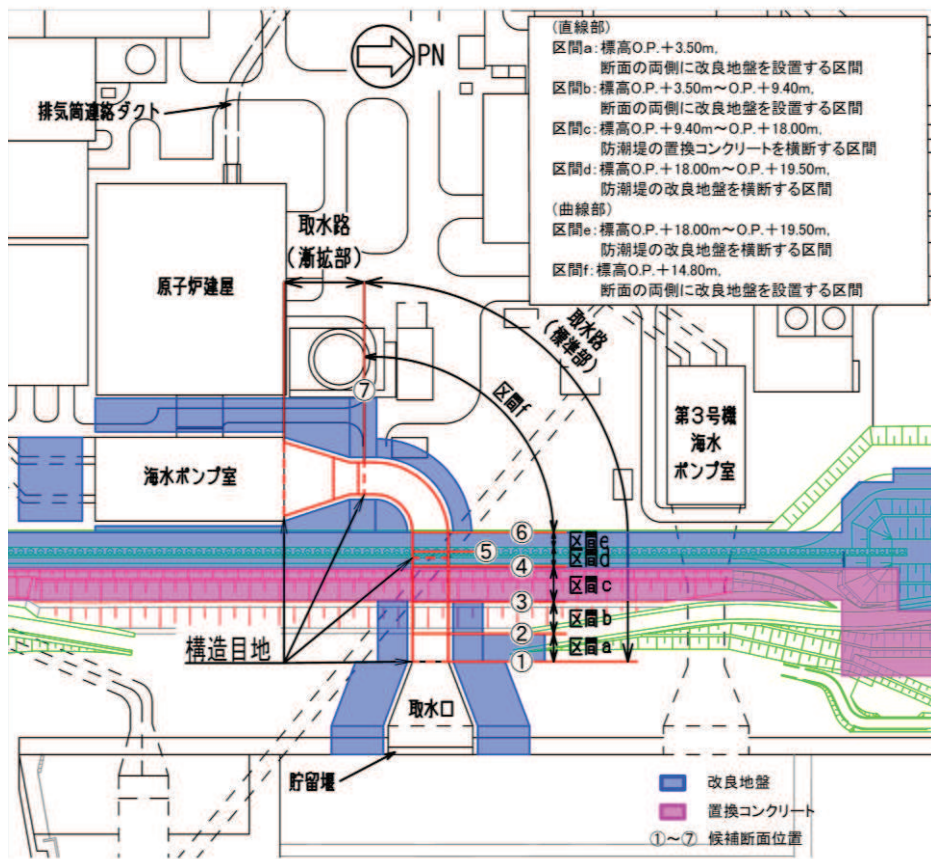


図 2-11 取水路平面図 (区間及び地震時荷重断面位置)

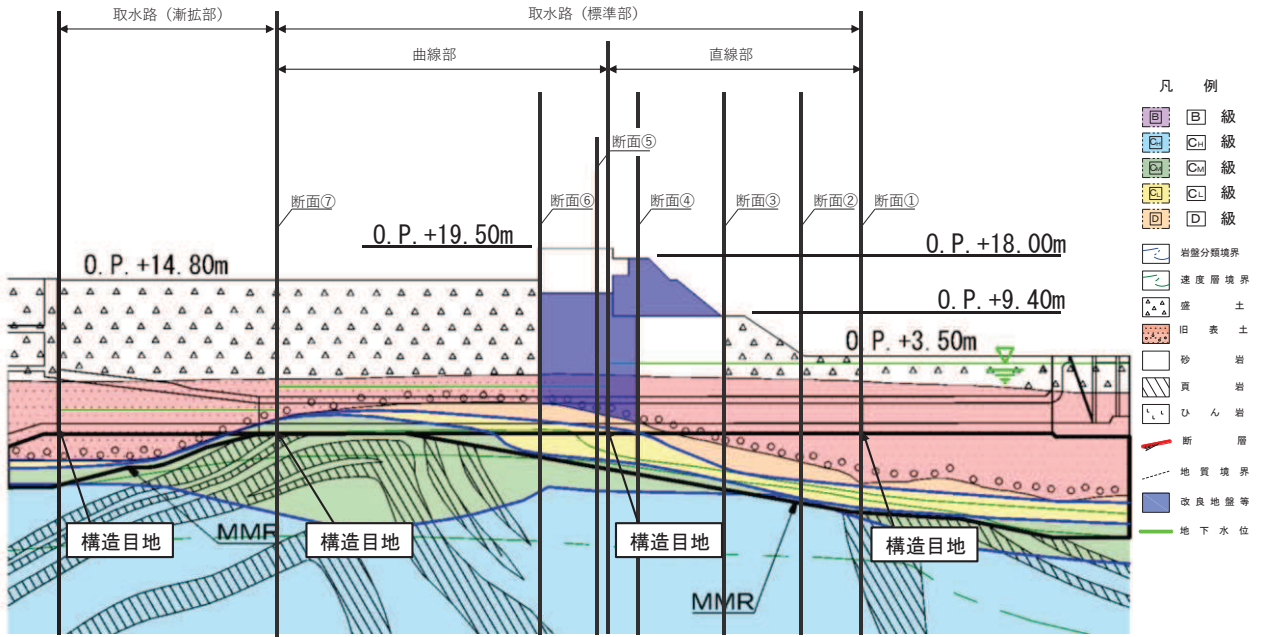


図 2-12 取水路 (標準部) の地震時荷重算出断面位置図

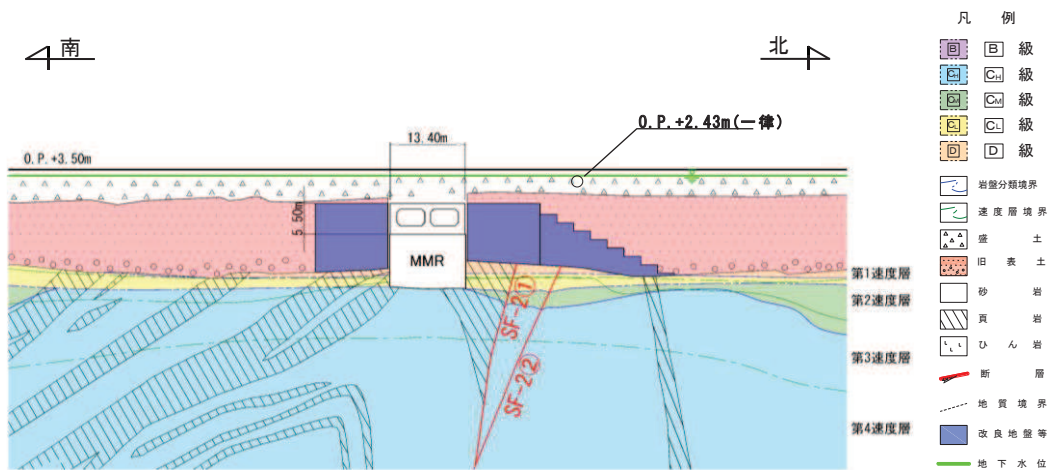


图 2-13 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面②）

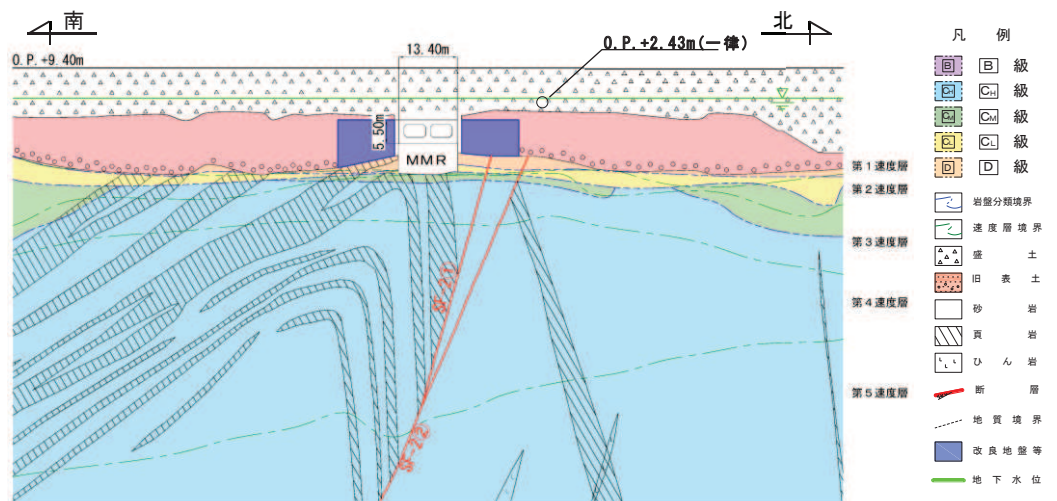


图 2-14 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面③）

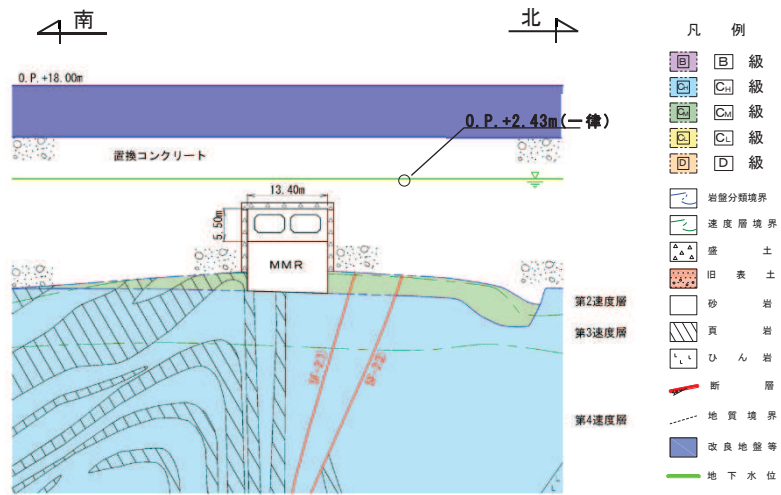


図 2-15 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面④）

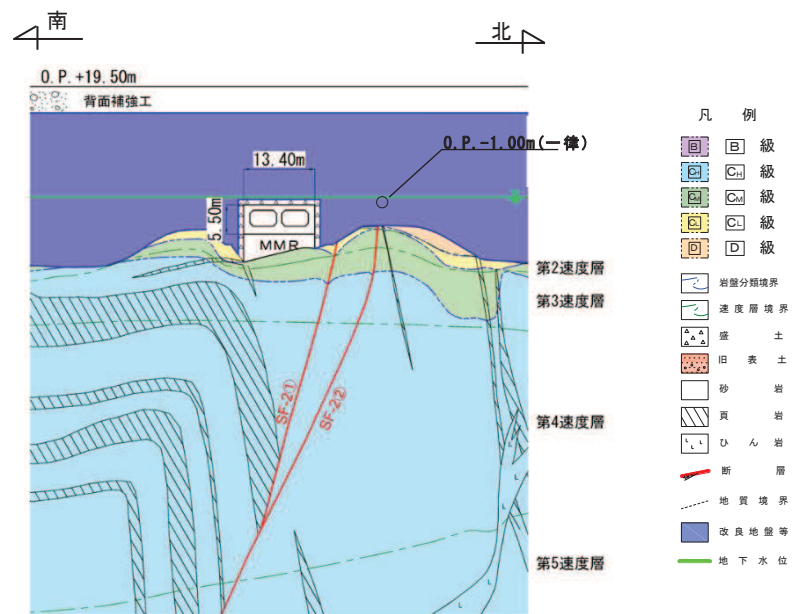


図 2-16 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑤）

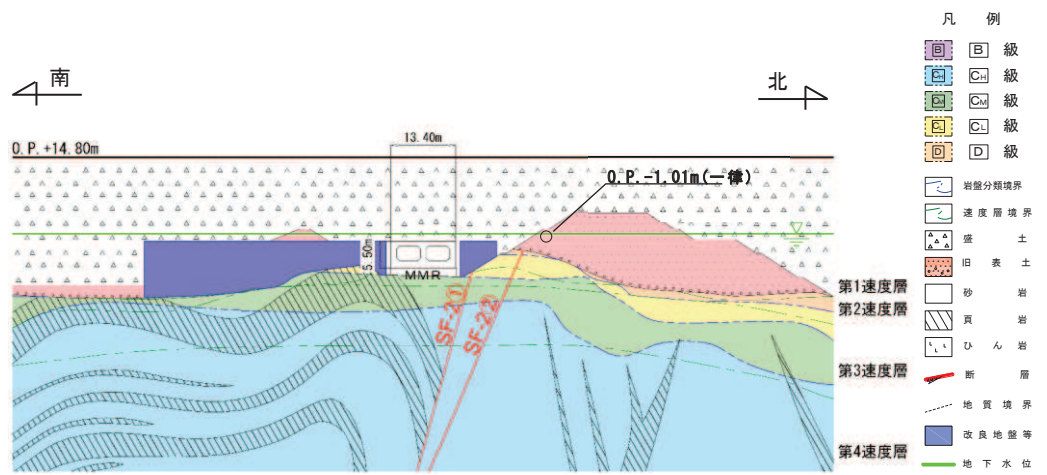


図2-17 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑥）

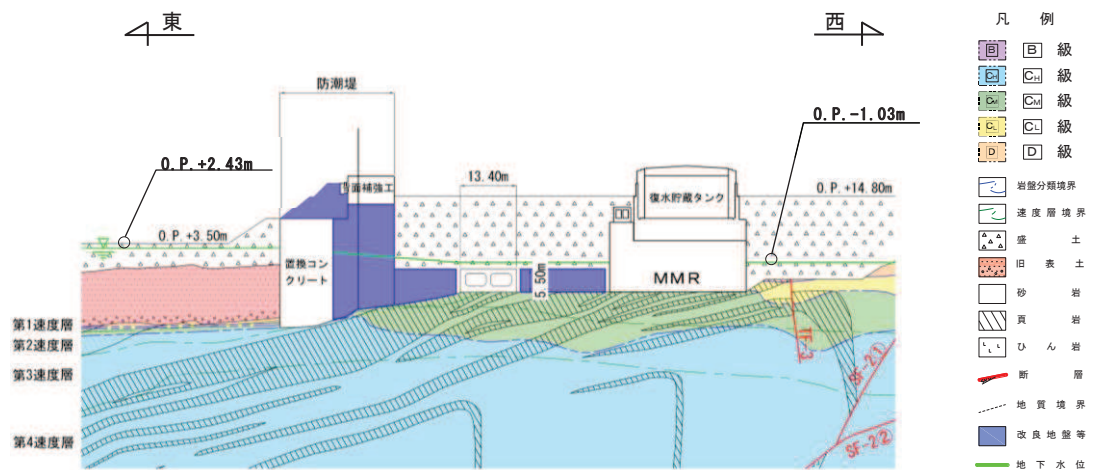


図2-18 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑦）

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-4 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.33×10 ⁴	解析ケース* ¹ ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度* ²	3.18×10 ⁴	解析ケース* ¹ ④
	ポアソン比		0.2	

注記*1：解析ケースについては、「3.5 耐震評価における解析ケース」に示す。

*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。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-5～表 2-9 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 2-5(1) 地盤の解析用物性値 (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)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			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		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5(2) 参照	0.03	h = 0.085 γ / (0.00026 + γ) + 0.028	
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38				

表 2-5(2) 地盤の解析用物性値 (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 ₁ 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
C ₂ 級		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	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C ₃ 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第1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2-5(1)参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 2-6 地盤の解析用物性値 (盛土他)

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		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)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアゾン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアゾン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断面 及びシーム*2	18.6	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	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	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	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	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2: 断面及びシームの狭在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-7 地盤の解析用物性値 (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) ($f'_{ck} = 15.6\text{N/mm}^2$)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) * ¹	2.10 (1.90) * ¹	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (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^{*2} (0.00) * ¹	0.06^{*2} (0.10) * ¹	
	内部摩擦角 ϕ (°)	38.7	33.9	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	1.0
		p_1	1.4	1.4
		p_2	1.5	1.5
		c_1	2.0	2.0

注記*1：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

*2：有効応力解析の場合，解析コードの制約上， $c=0$ とする。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

		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_{ma} (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_{ma} (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	

注記*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

2.7.1 評価構造物諸元

取水路（標準部）の諸元を表 2-10 に、評価部位を図 2-19 に示す。

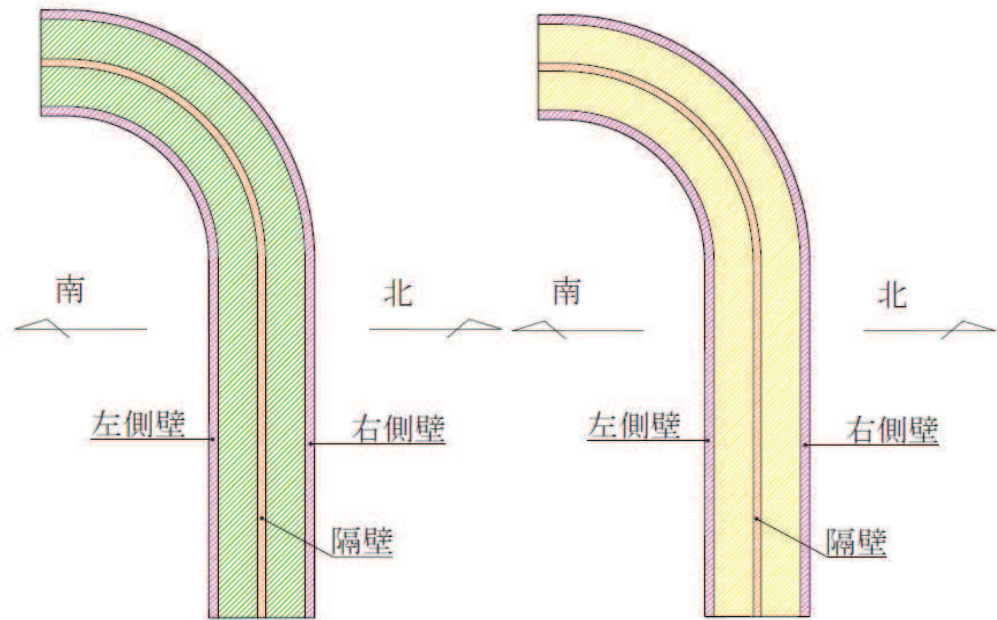
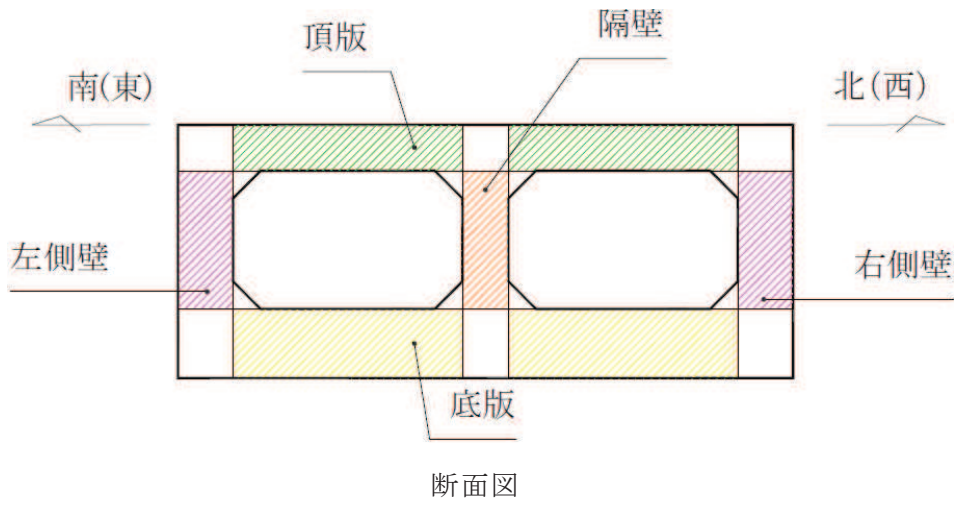
表 2-10 評価部位とその諸元

部位	仕様		材料		要求機能
	部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1,000	1,000	20.5	SD345	通水機能* ¹
側壁	1,000	1,200	20.5	SD345	通水機能* ¹ 貯水機能* ²
隔壁	1,000	1,000	20.5	SD345	通水機能* ¹
底版	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能* ¹ 貯水機能* ²

注記*1：通水機能は、図 2-20 に示す範囲

注記*2：貯水機能は、図 2-21 に示す範囲

（貯水の範囲は貯留堰天端標高（O.P. -5.30m）以下の側壁及び底版）



側壁，隔壁及び頂版

側壁，隔壁及び底版

図 2-19 評価部位

2.7.2 取水路（標準部）の要求機能の考え方

「2.6.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した取水路（標準部）の要求機能について、その考え方を以下に記載する。

(1) 通水機能

取水路（標準部）の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図 2-20 に通水機能が要求される部材の範囲を示す。

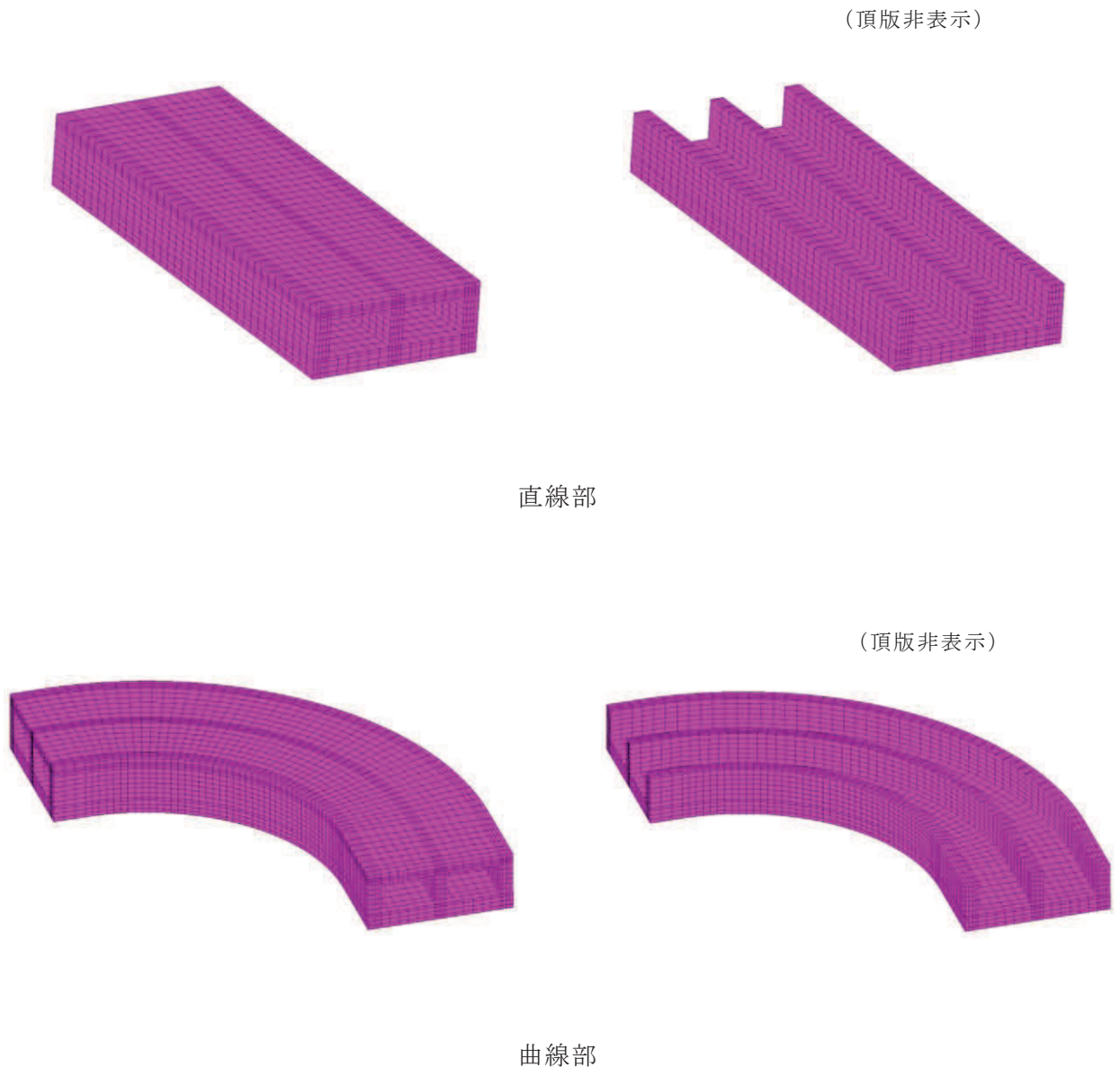


図 2-20 通水機能が要求される部材の範囲

(2) 貯水機能

取水路（標準部）における貯水機能は、津波時の引き波を想定した要求機能であるため、貯留堰天端標高（O.P. -5.30m）以下の側壁及び底版を対象とする。

図 2-21 に貯水機能が要求される部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は、添付資料「VI-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書」に示す。

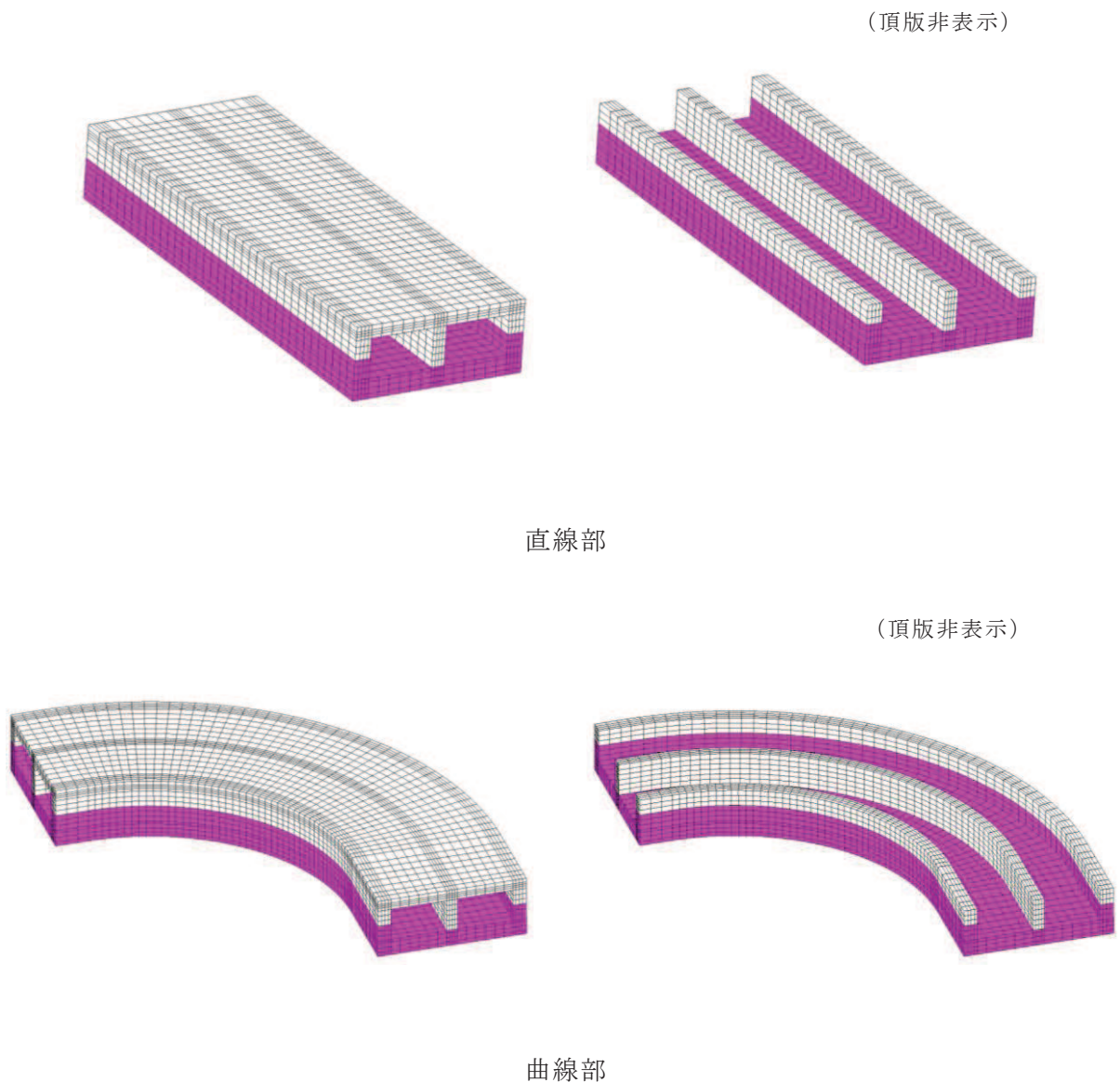


図 2-21 貯水機能が要求される部材の範囲

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-22～図 2-27 に示す。

表 2-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	対象エリア	設計用地下水位
取水路 (標準部)	断面②	O. P. +2. 43m ^{*1,2}
	断面③	O. P. +2. 43m ^{*1,2}
	断面④	O. P. +2. 43m ^{*1,2}
	断面⑤	O. P. -1. 00m
	断面⑥	O. P. -1. 01m
	断面⑦	O. P. -1. 03m～O. P. +2. 43m ^{*1,2}

注記*1：朔望平均満潮位。

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14. 8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1. 43m から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

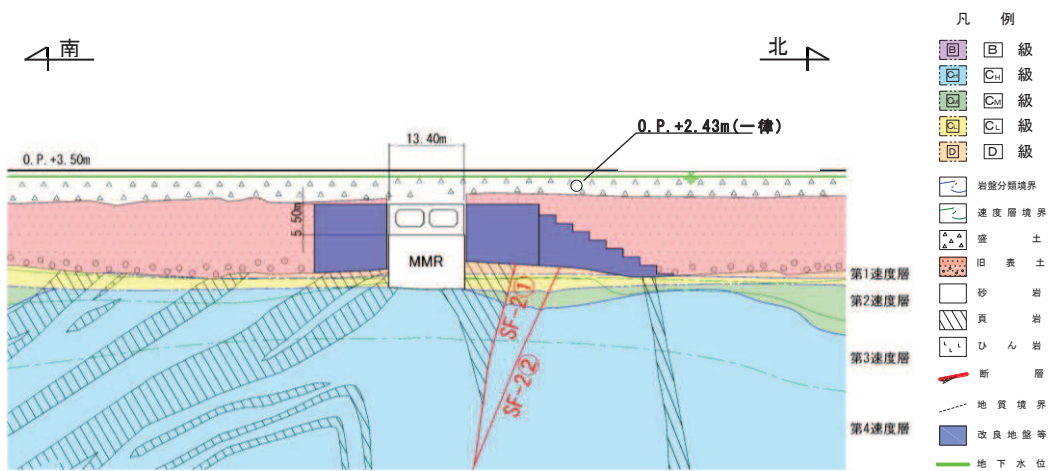


図 2-22 設計用地下水位 (断面②)

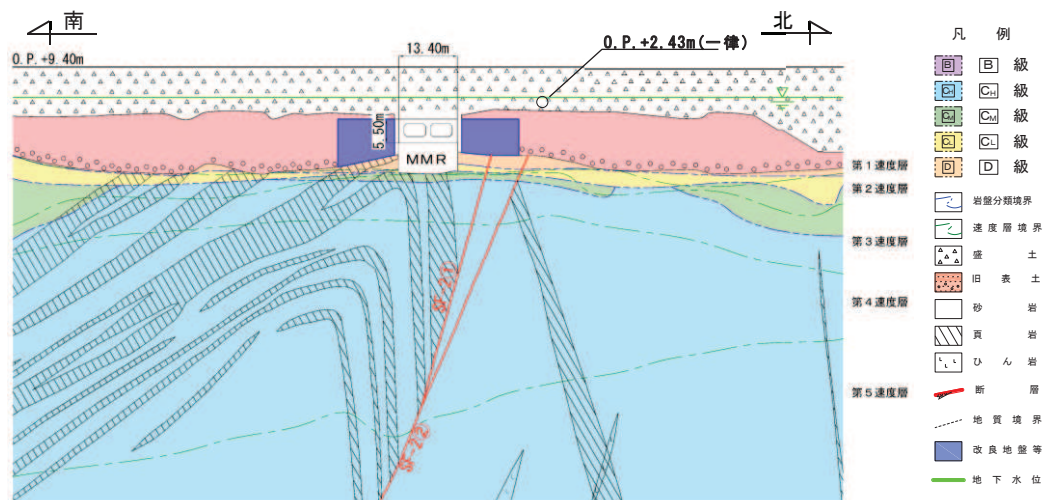


図 2-23 設計用地下水位 (断面③)

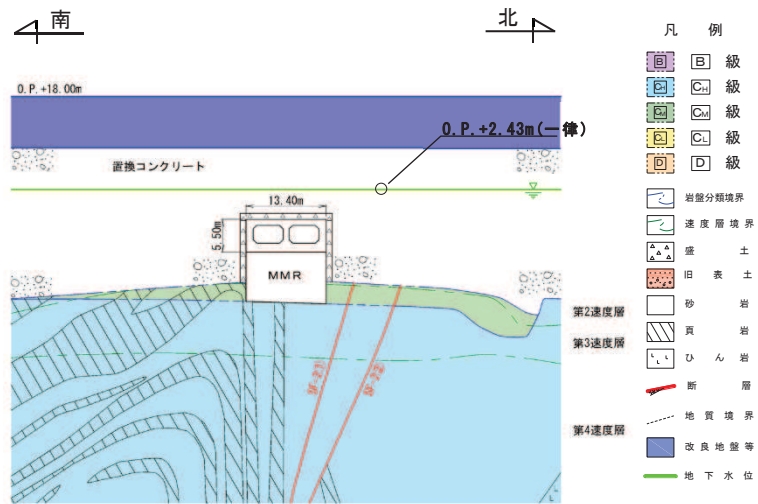


図 2-24 設計用地下水位 (断面④)

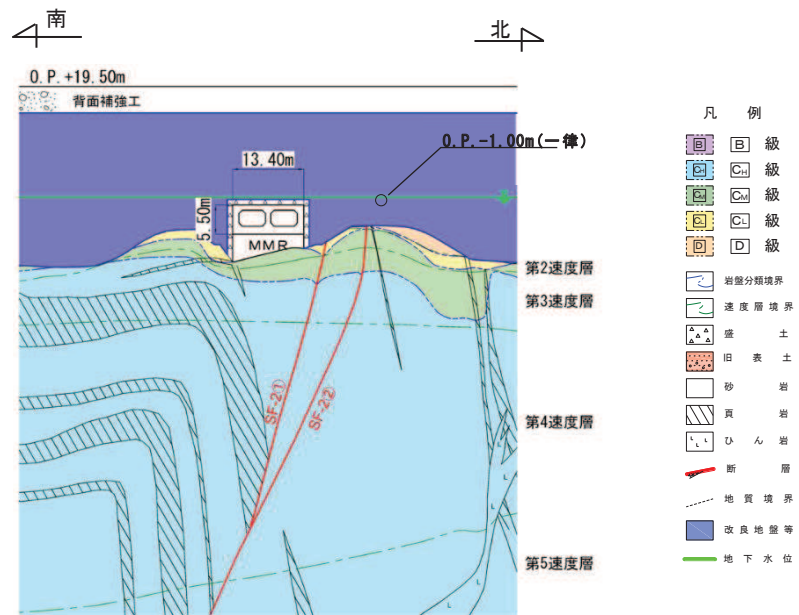


図 2-25 設計用地下水位 (断面⑤)

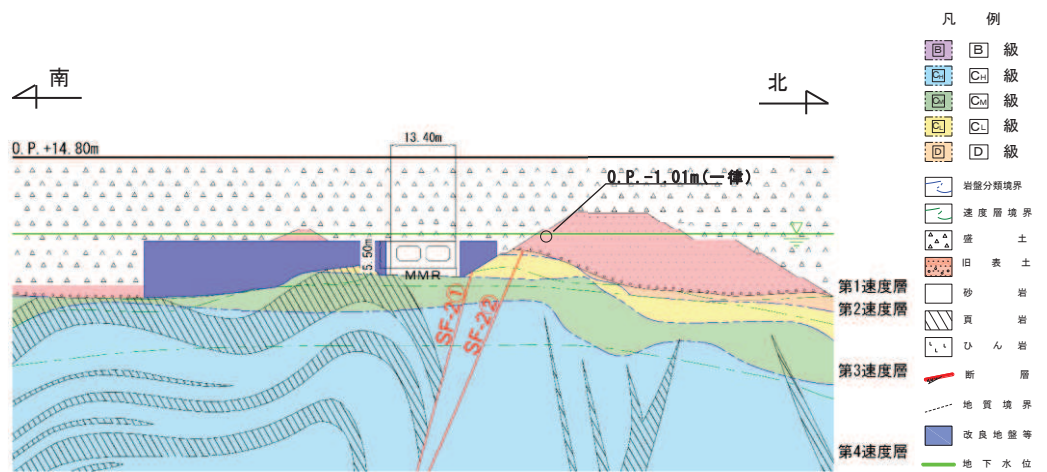


図 2-26 設計用地下水位 (断面⑥)

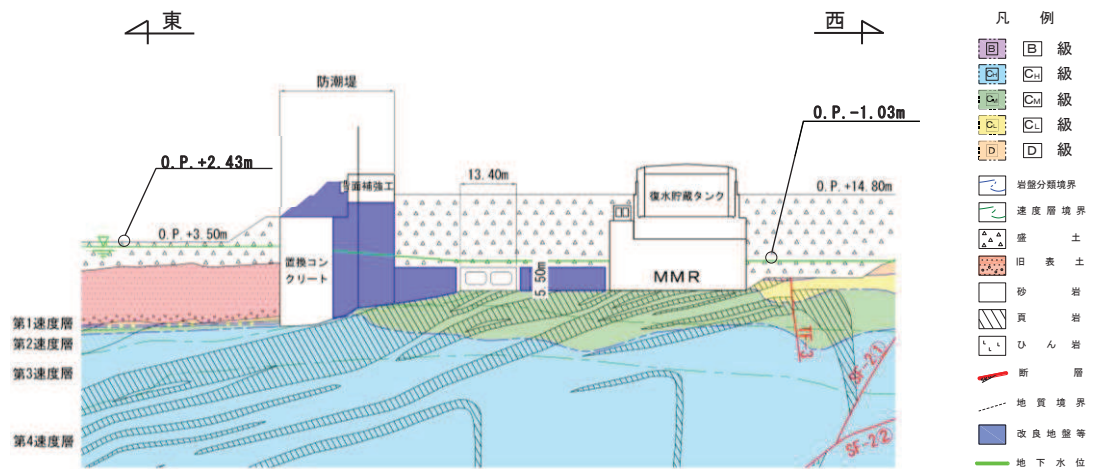


図 2-27 設計用地下水位 (断面⑦)

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.12 取水路（標準部）」に示すとおり、断面②，断面③，断面⑥，断面⑦については全応力解析及び有効応力解析，断面④，断面⑤については全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土，旧表土，改良地盤及び D級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（全応力解析では修正 GHE モデル又は H-D モデル，有効応力解析では H-D モデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」及び「FLIP Ver.7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

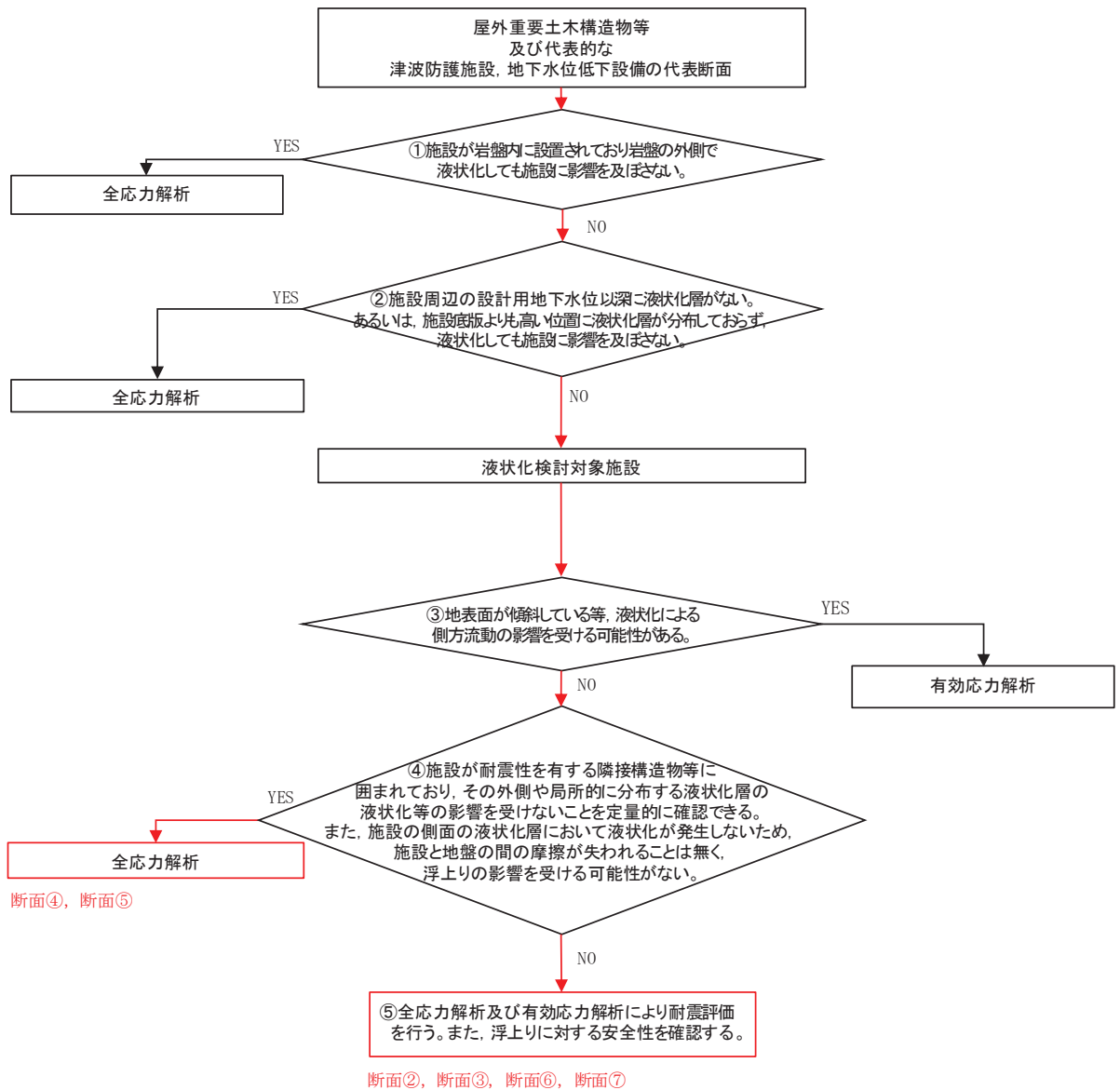


図 3-1 解析手法の選定フロー

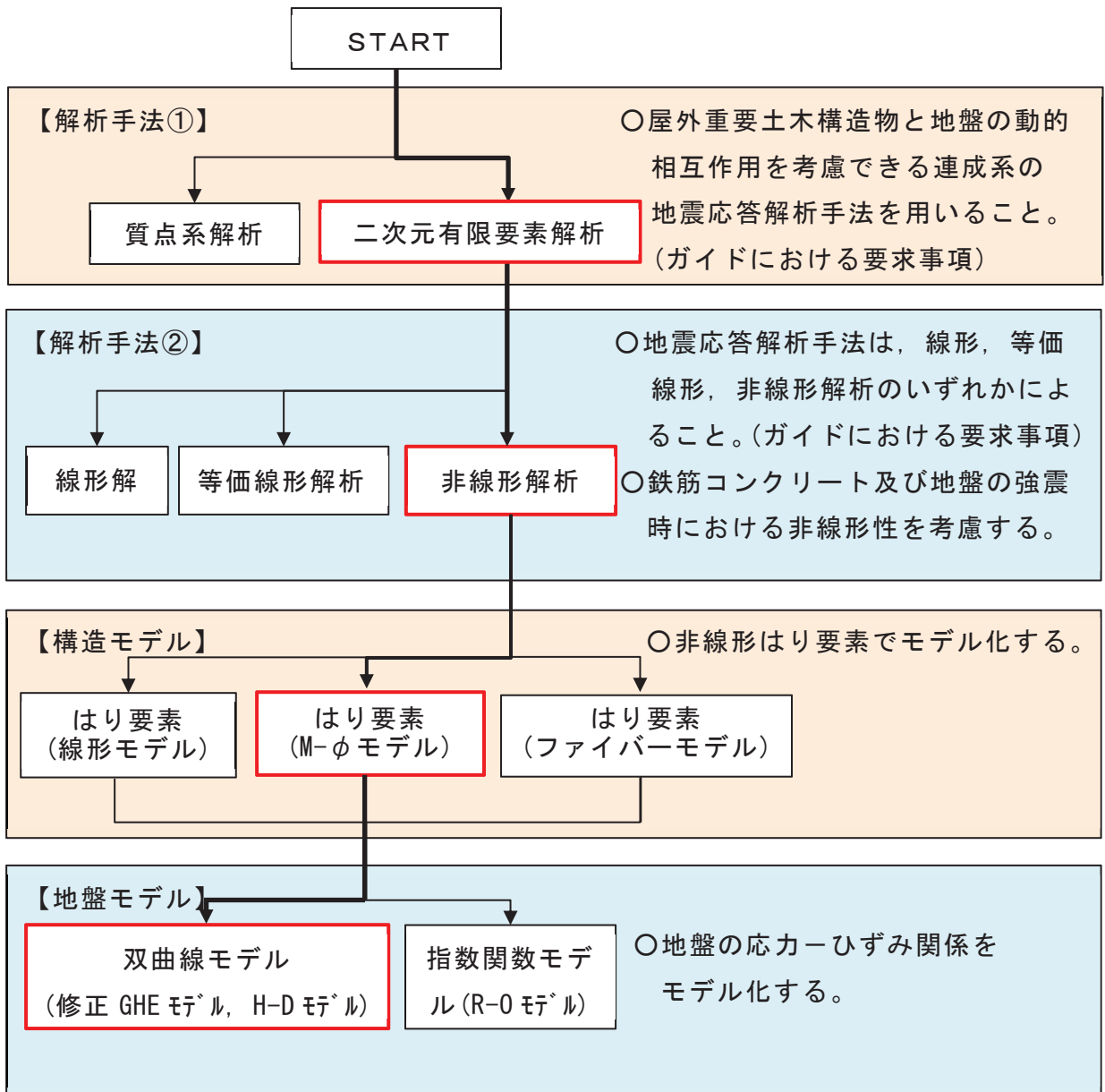


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

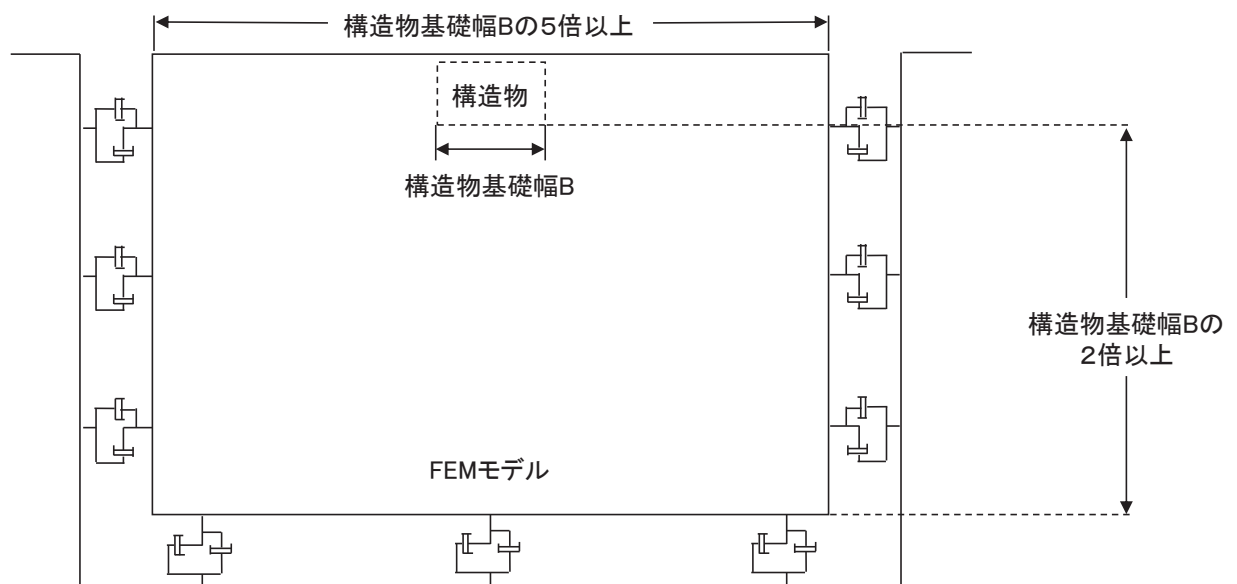


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3-4 に示す。

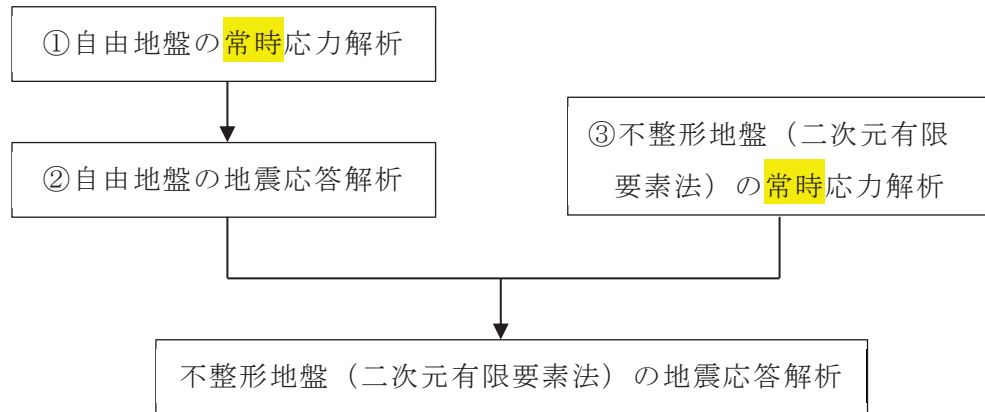


図 3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

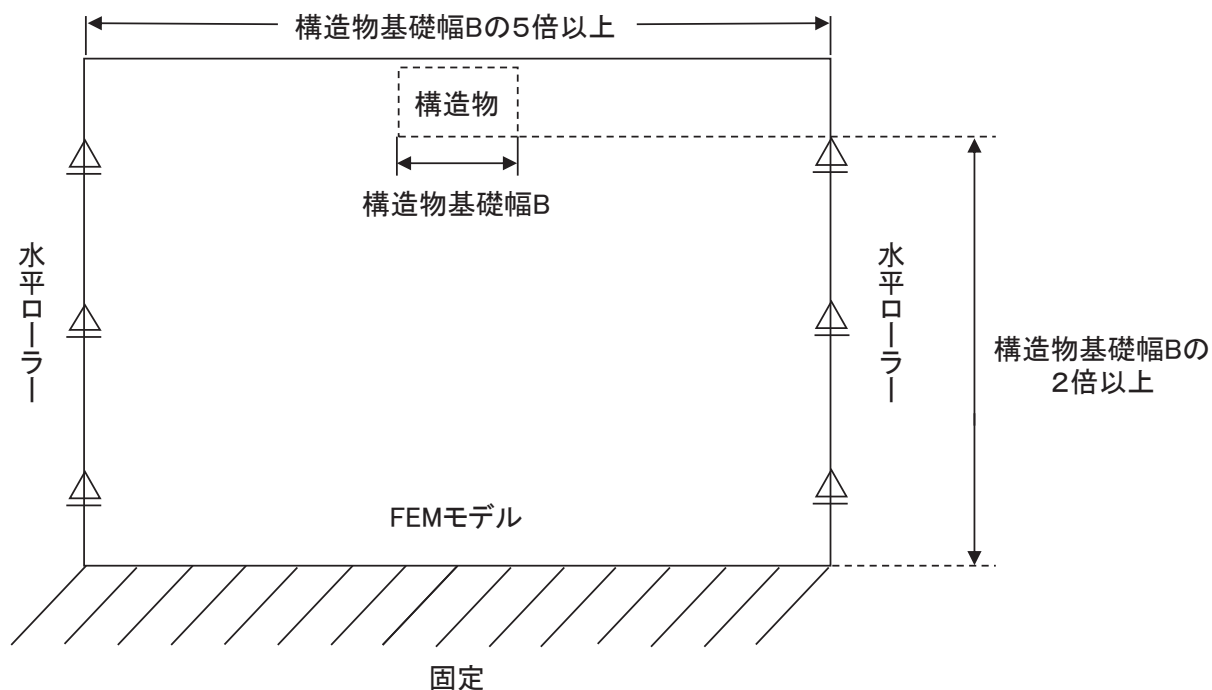


図 3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-6 に示す。

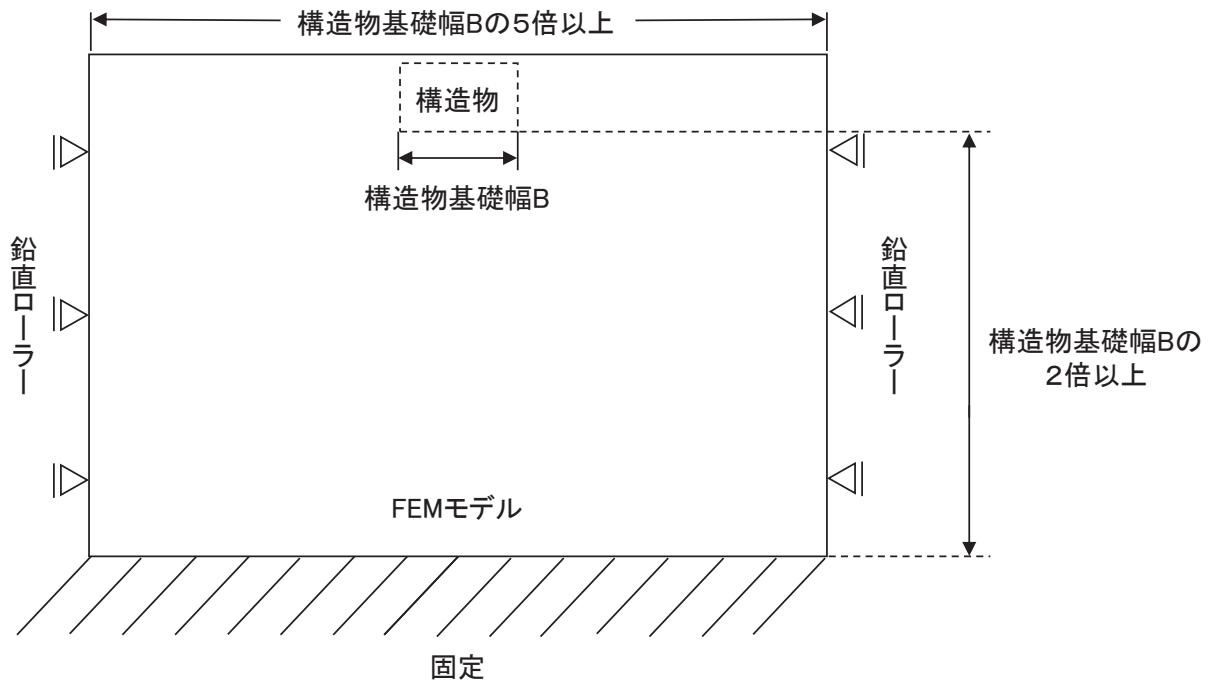
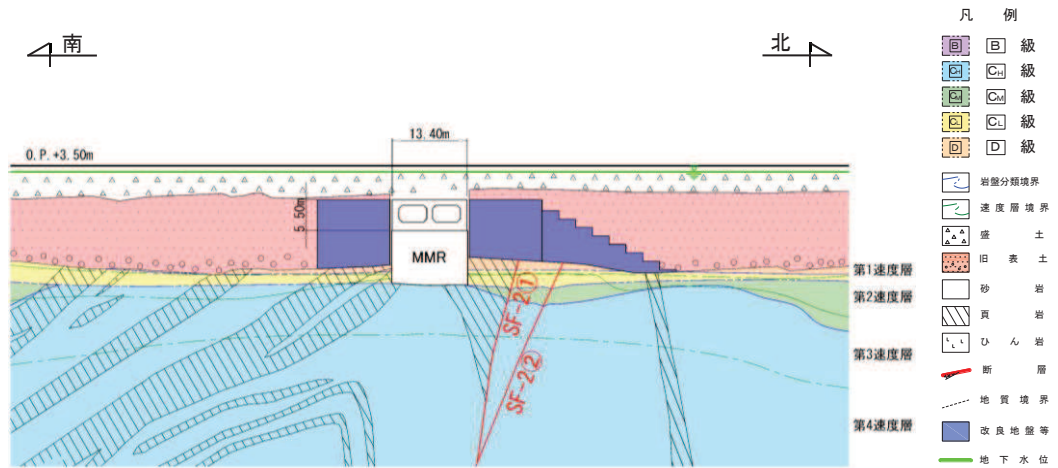


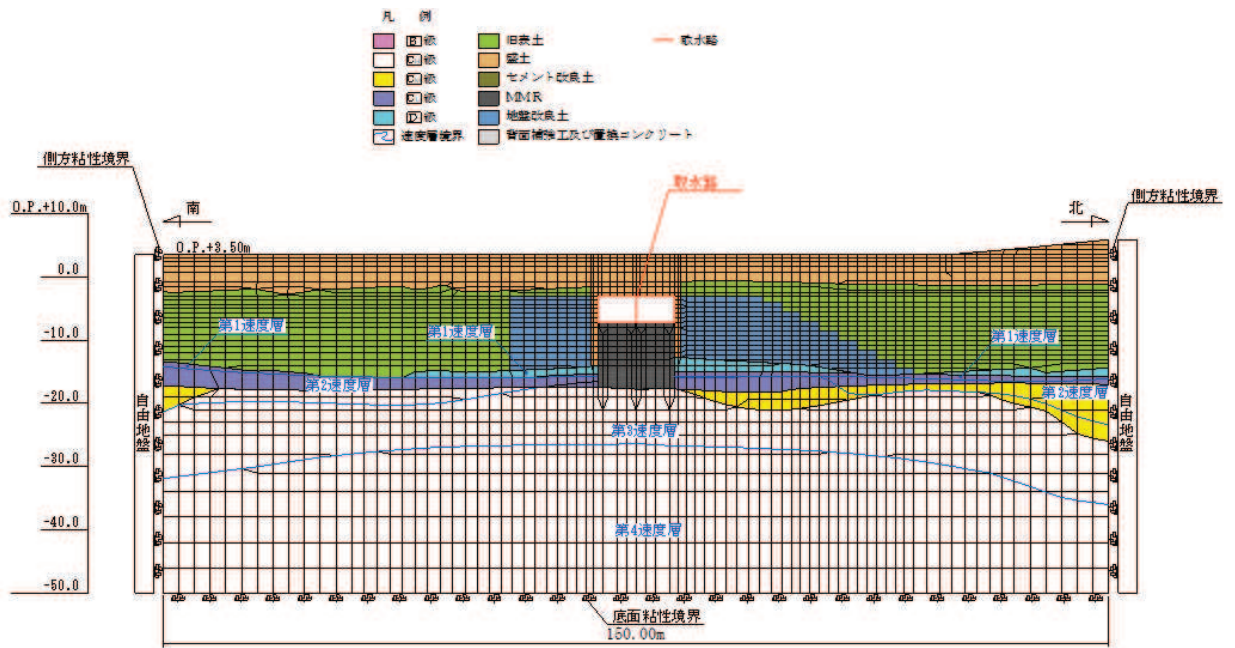
図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図を図3-7～図3-12に示す。

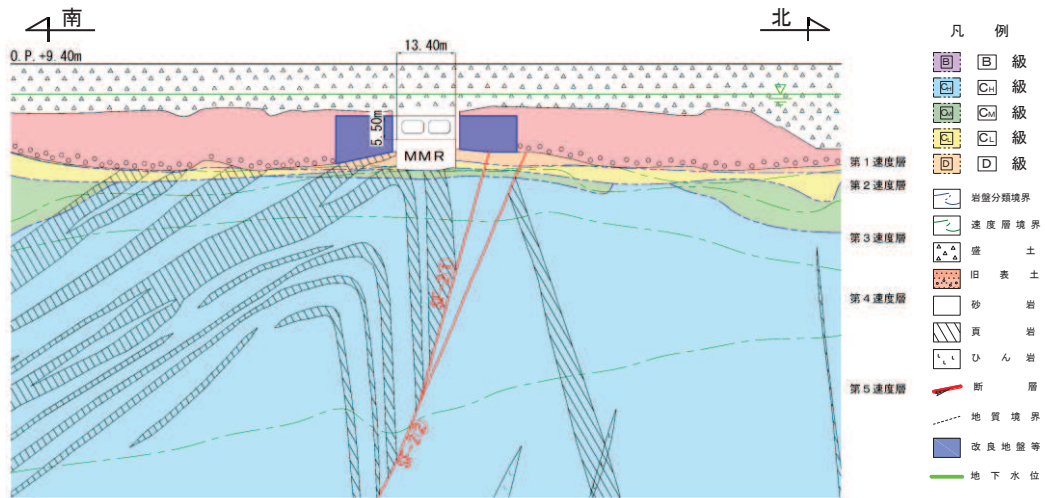


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

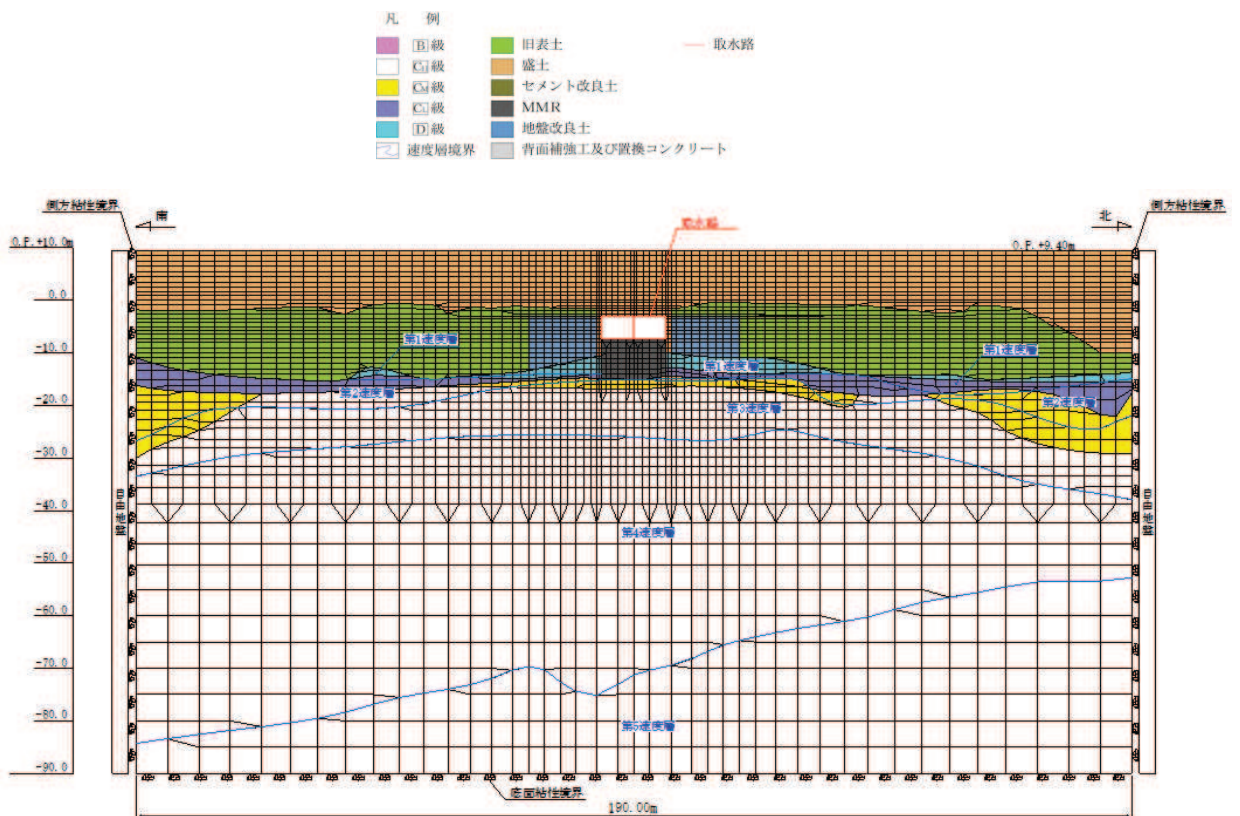


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(断面②)

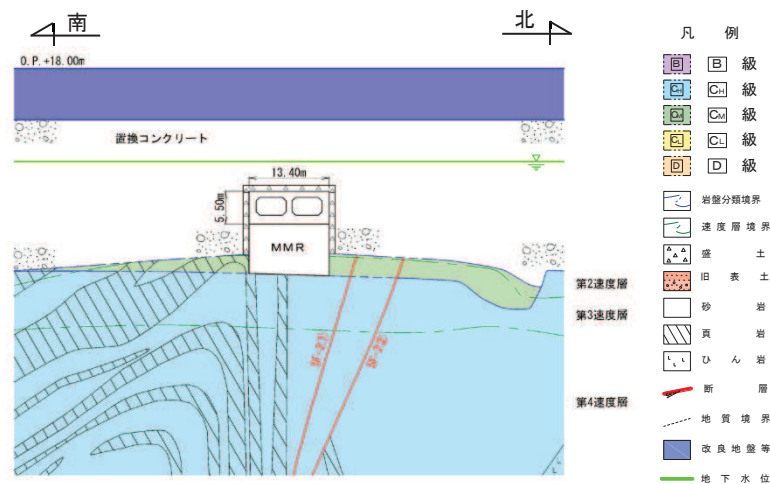


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

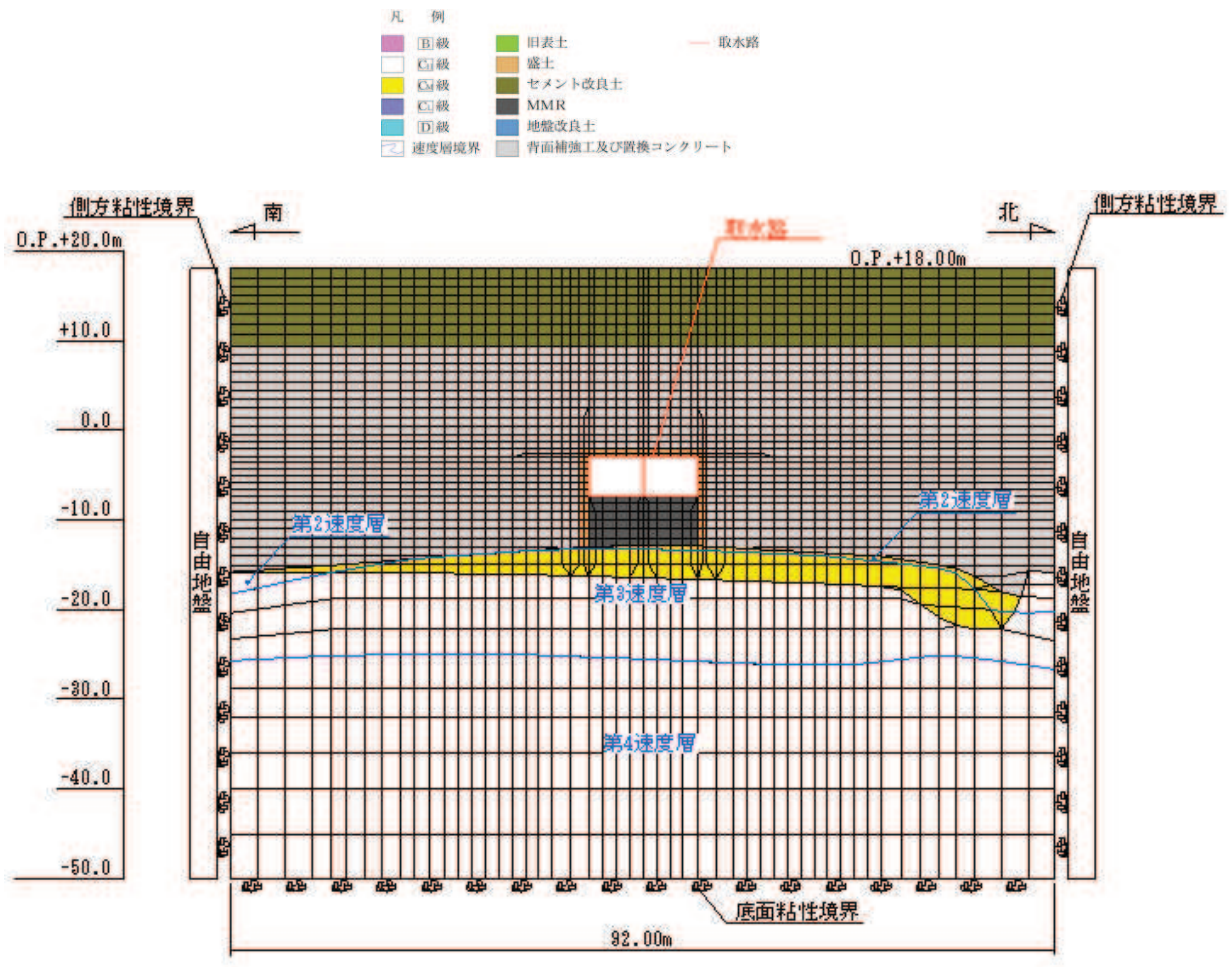


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(断面③)

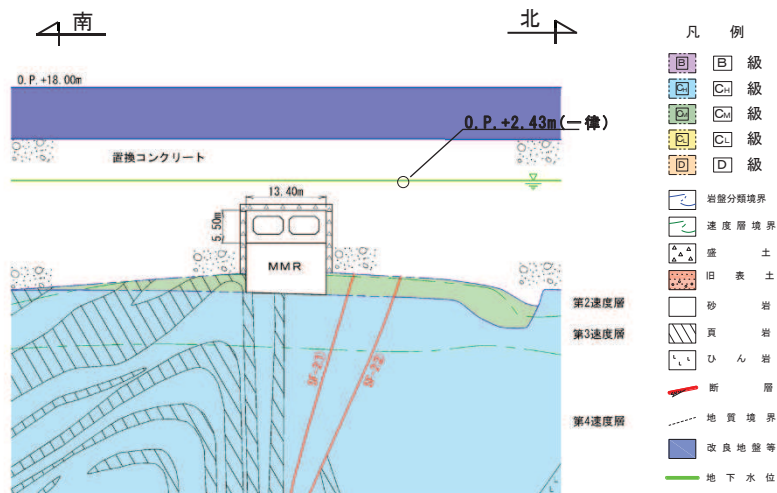


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

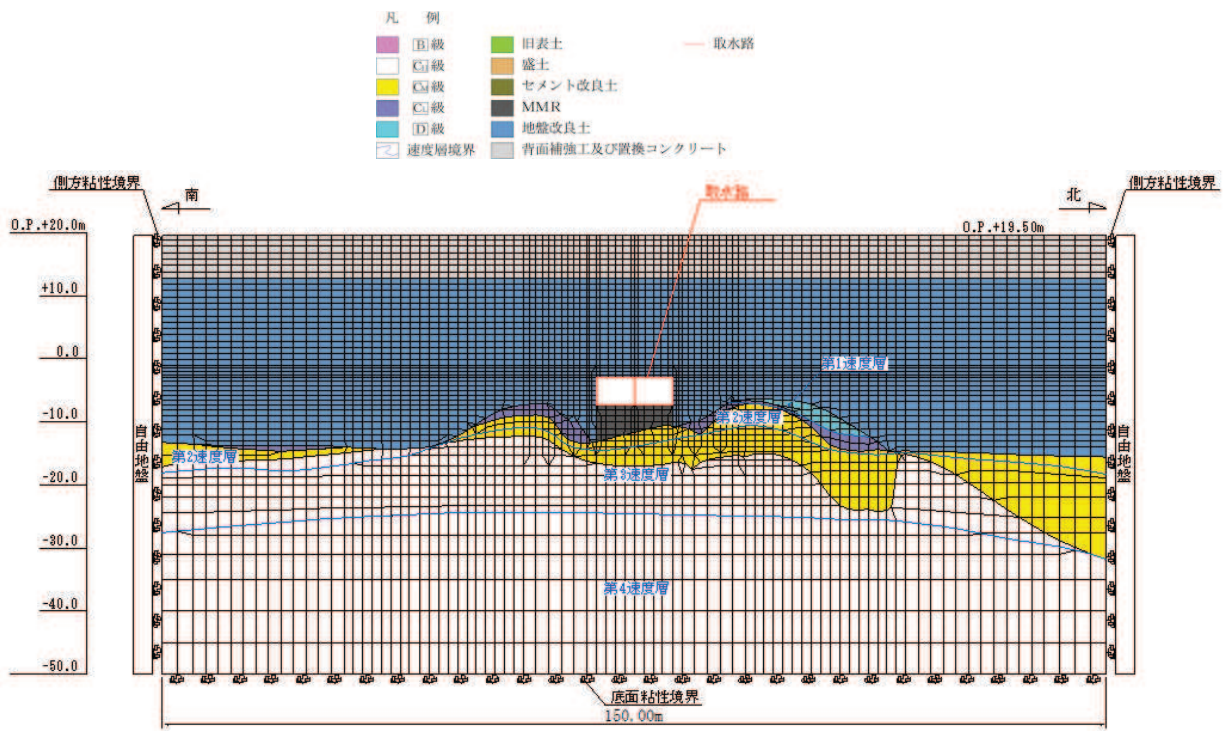


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(断面④)

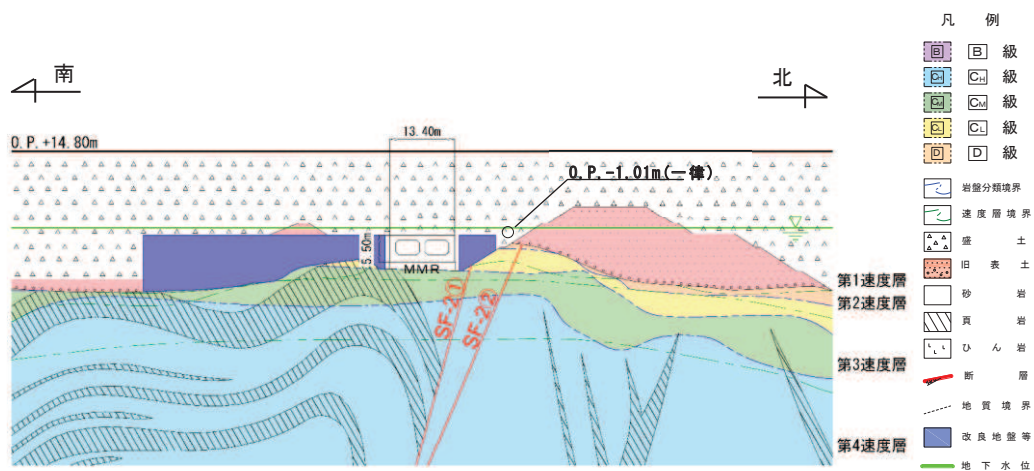


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

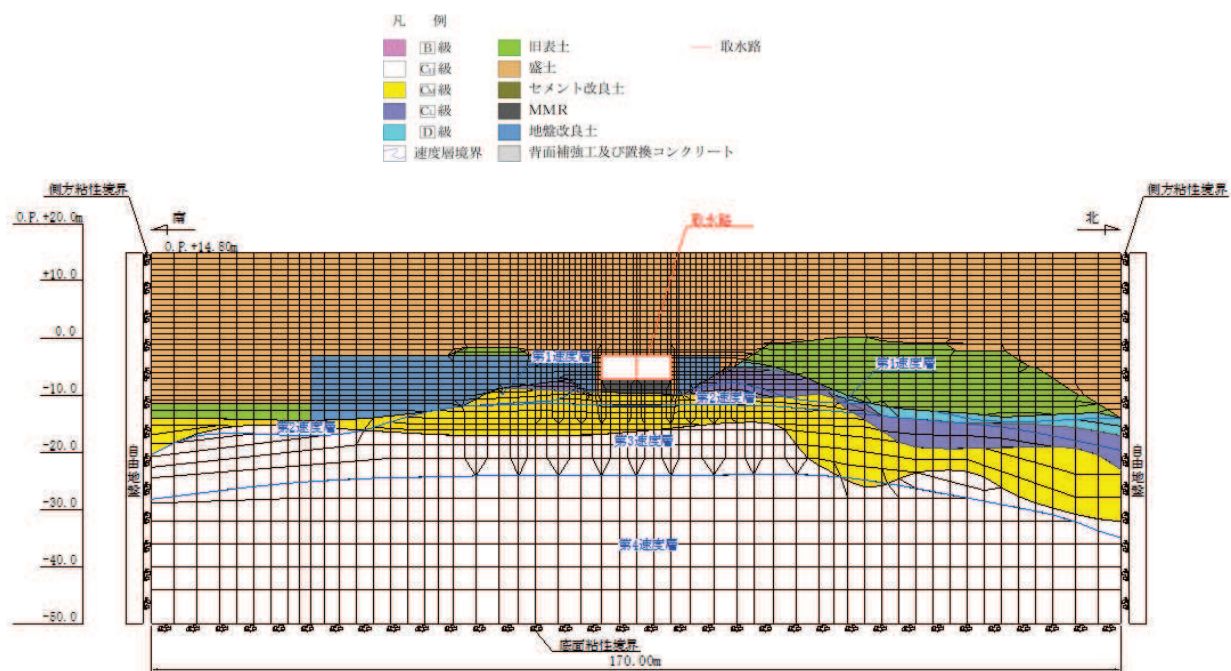


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-10 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(断面⑤)

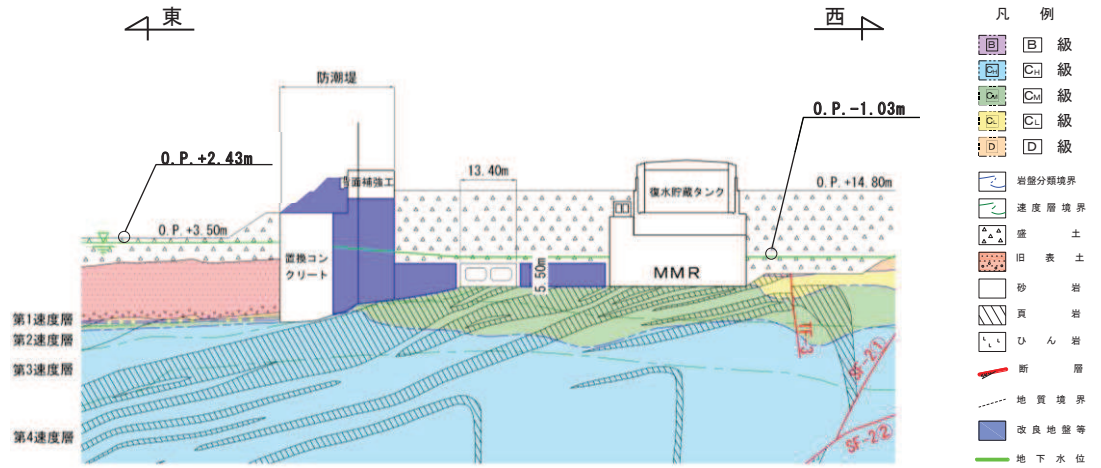


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

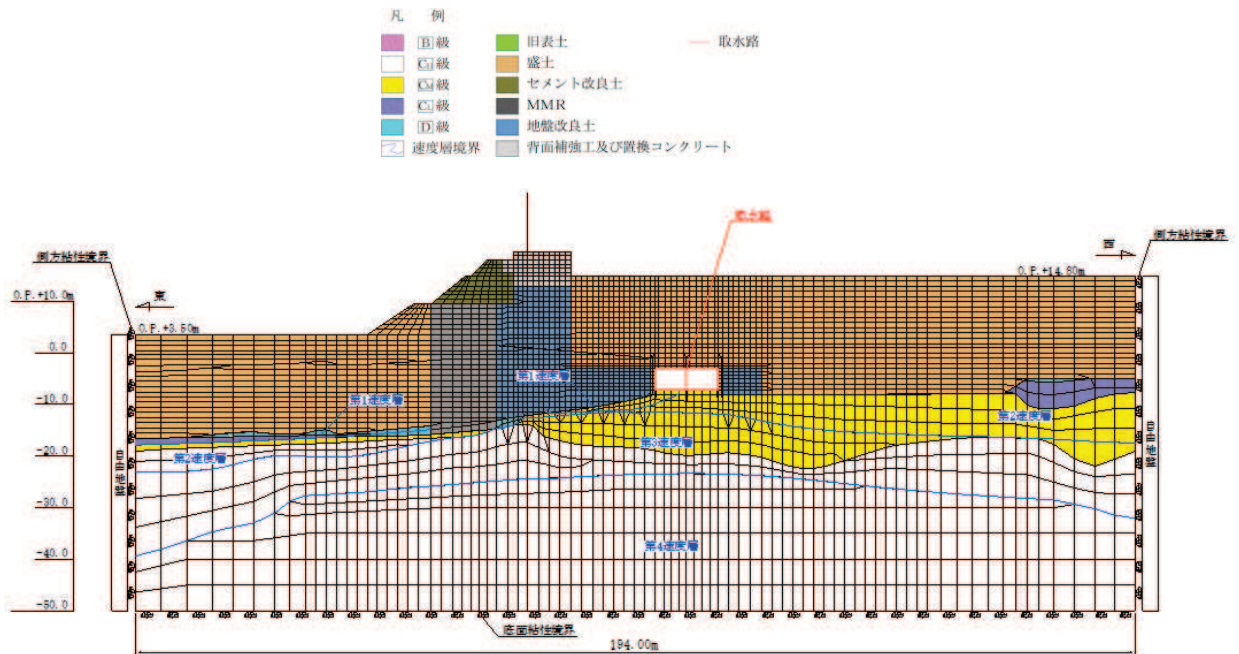


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-11 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
（断面⑥）



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-12 取水路（標準部）の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(断面⑦)

3.2.3 構造物のモデル化

取水路（標準部）では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

取水路（標準部）の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図 3-13 に示す。

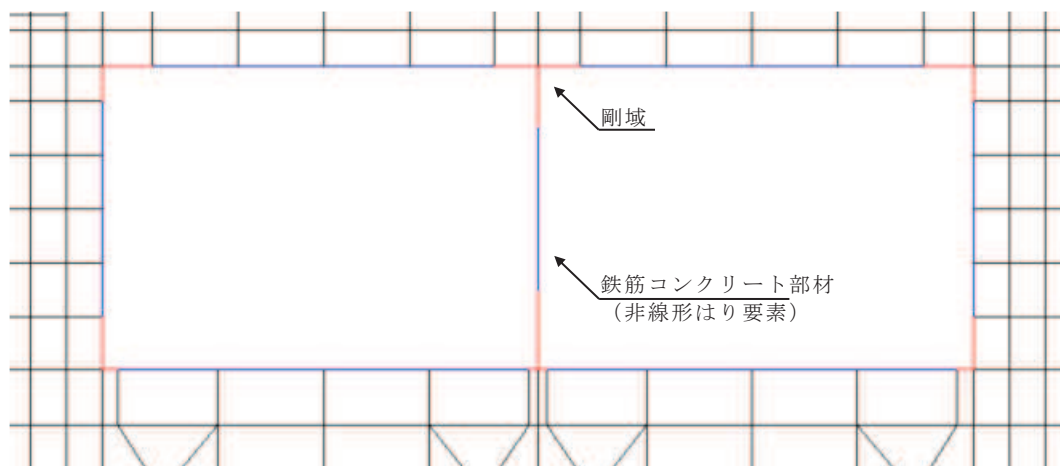


図 3-13 取水路（標準部）の地震応答解析モデル図
（構造物部分拡大）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

断面⑦において隣接構造物となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。復水貯蔵タンクの基礎と直下の MMR は、断面⑦と改良地盤を介して隣接するが、断面⑦付近のみの限定的な範囲であり、曲線部全体を代表しないことから盛土でモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D級を除く岩盤及び MMR は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、全応力解析では、盛土、旧表土及び D級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル

化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

「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。）との接合面にジョイント要素を設けることにより地震時の地盤と構造物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。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、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、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 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 (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06*3	30.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

*3：有効応力解析の場合は，解析コードの制約上 $c=0$ とする

表 3-2 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－構造物	盛土 c	盛土の 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
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

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（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）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-14 に，ジョイント要素の配置を図 3-15～図 3-20 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7
MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

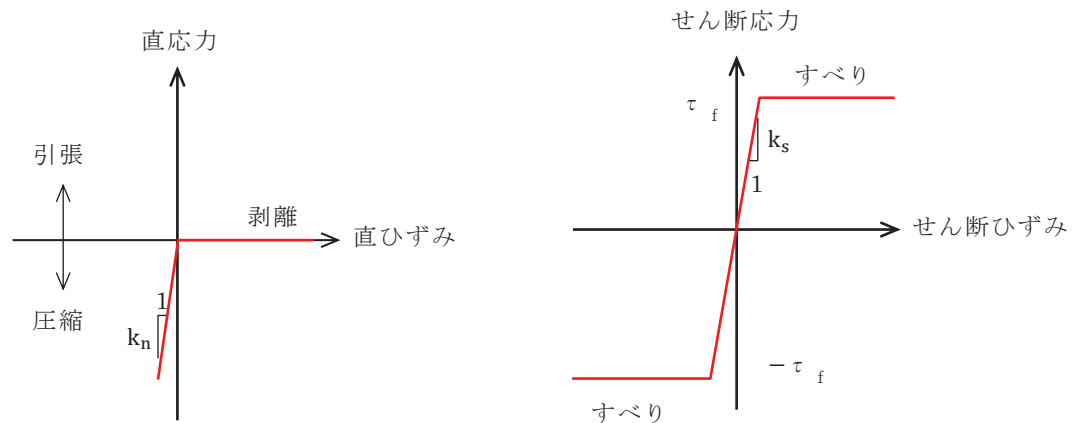


図 3-14 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- | | | |
|----------------------|-------------------|-------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路 (標準部) |
| ■ C _i 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C _{ii} 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ C _{iii} 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 | |

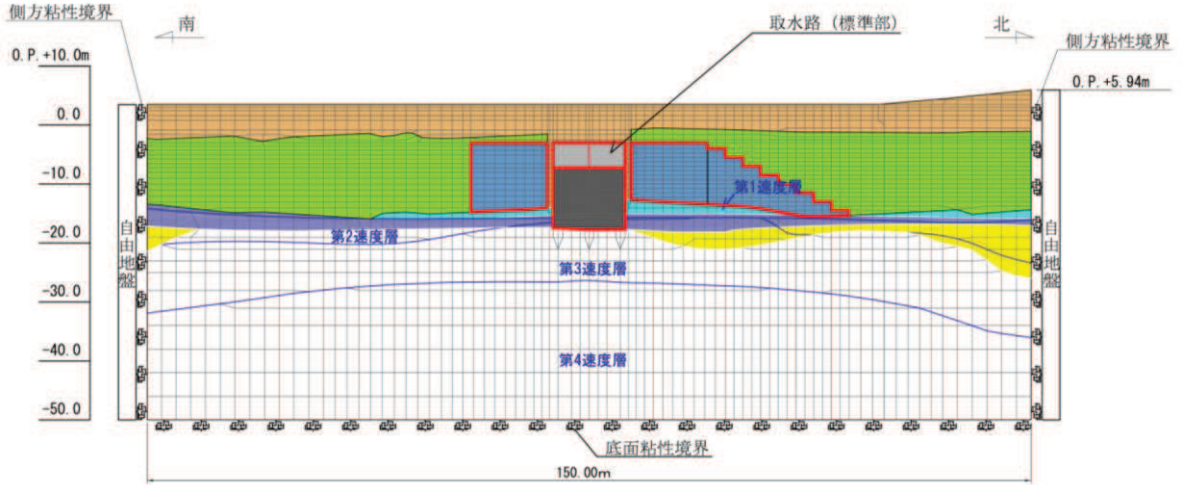


図 3-15 取水路 (標準部) のジョイント要素の配置 (断面②)

- 凡 例
- | | | |
|----------------------|-------------------|-------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路 (標準部) |
| ■ C _i 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C _{ii} 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ C _{iii} 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 | |

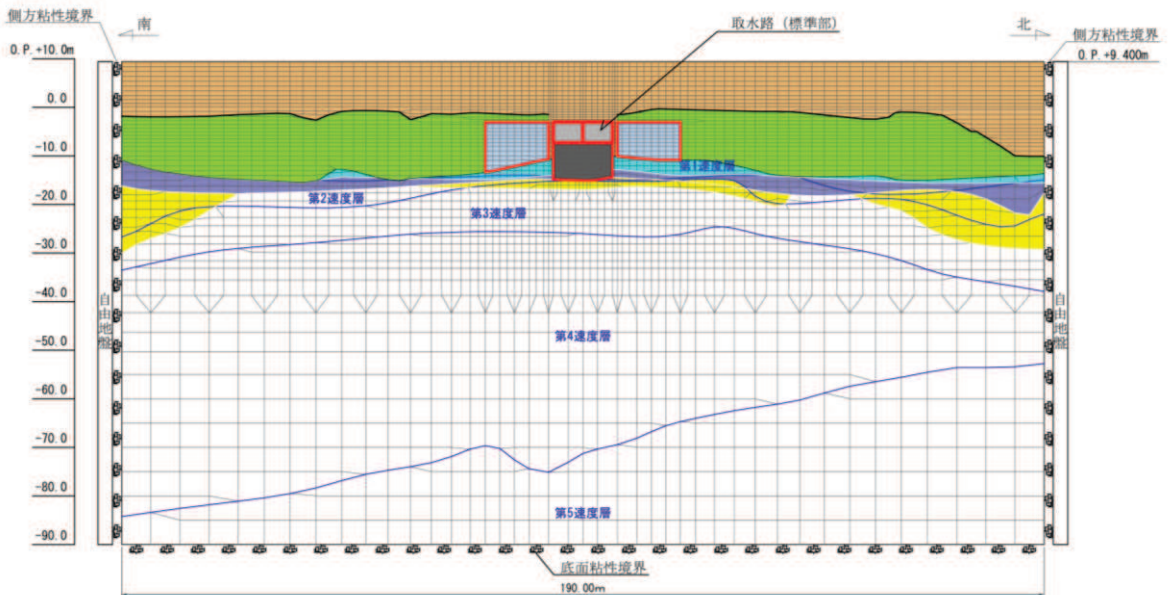


図 3-16 取水路 (標準部) のジョイント要素の配置 (断面③)

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路（標準部） |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ 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 | |

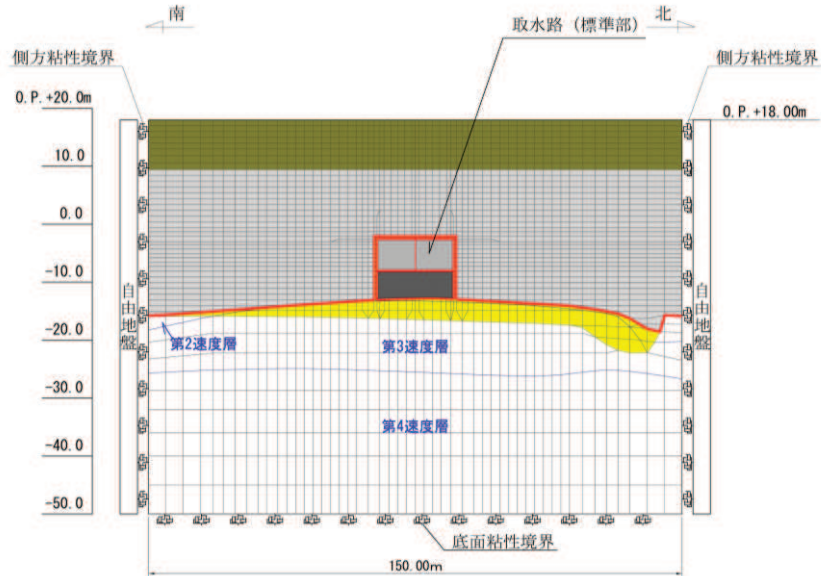


図 3-17 取水路（標準部）のジョイント要素の配置（断面④）

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路（標準部） |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ 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 | |

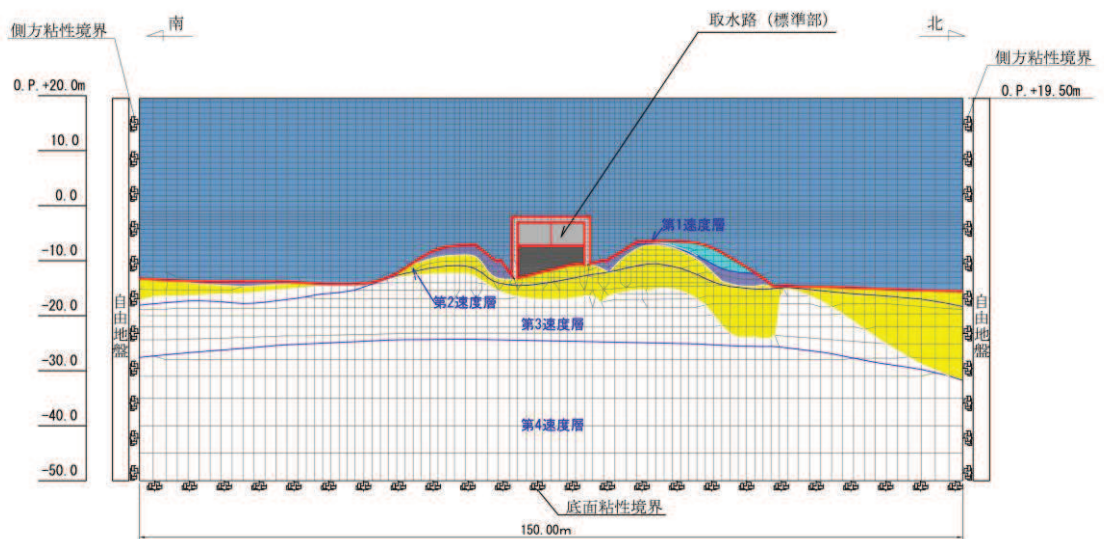


図 3-18 取水路（標準部）のジョイント要素の配置（断面⑤）

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|-------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路 (標準部) |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ 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 | |

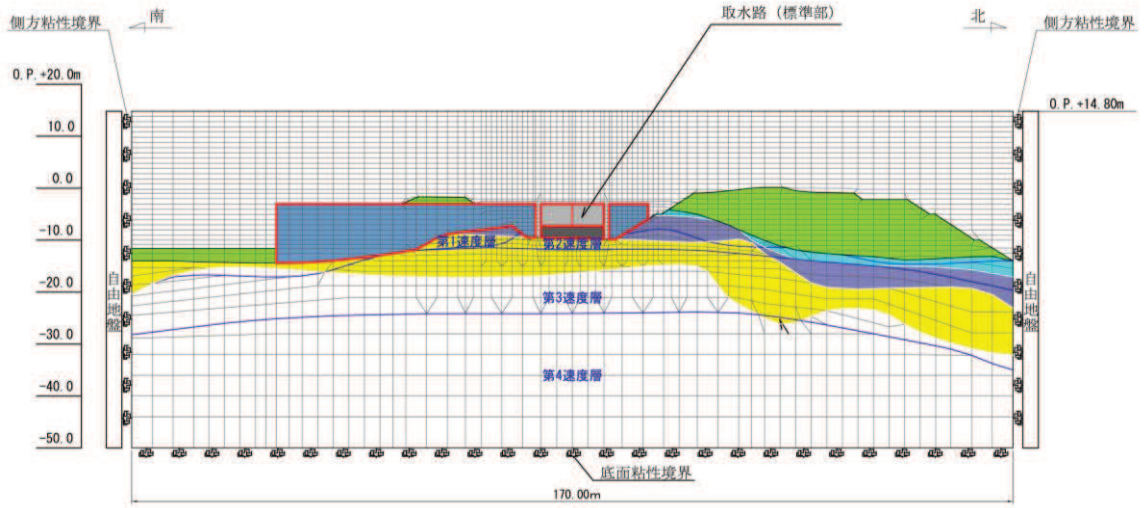


図 3-19 取水路 (標準部) のジョイント要素の配置 (断面⑥)

- 凡 例
- | | | |
|--------------------|-------------------|-------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 | ■ 取水路 (標準部) |
| ■ C ₁ 級 | ■ 盛土 | ■ ジョイント要素 |
| ■ C ₂ 級 | ■ セメント改良土 | |
| ■ 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 | |

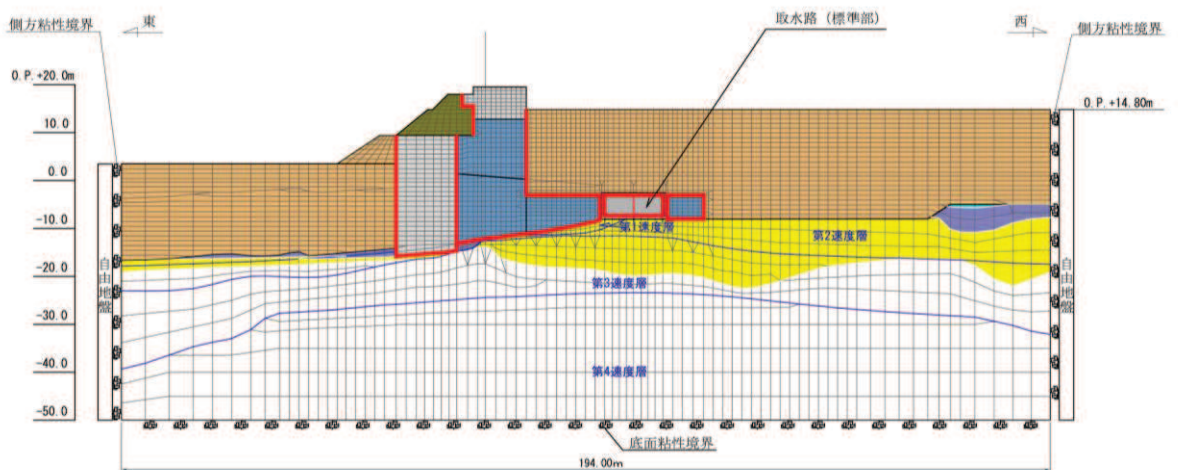


図 3-20 取水路 (標準部) のジョイント要素の配置 (断面⑦)

3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

図3-21に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。履歴特性は、図3-22に示すとおり修正武田モデルを適用する。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3-23に、鉄筋の応力-ひずみ関係を図3-24に示す。

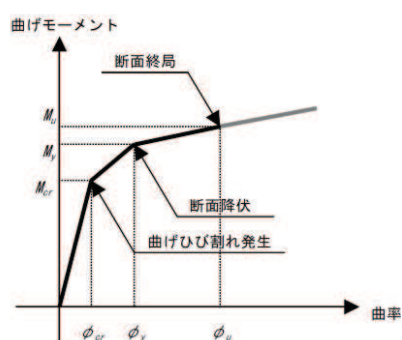


図3-21 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

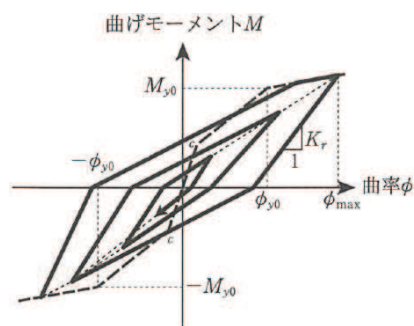


図3-22 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)
(道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成14年3月)より引用)

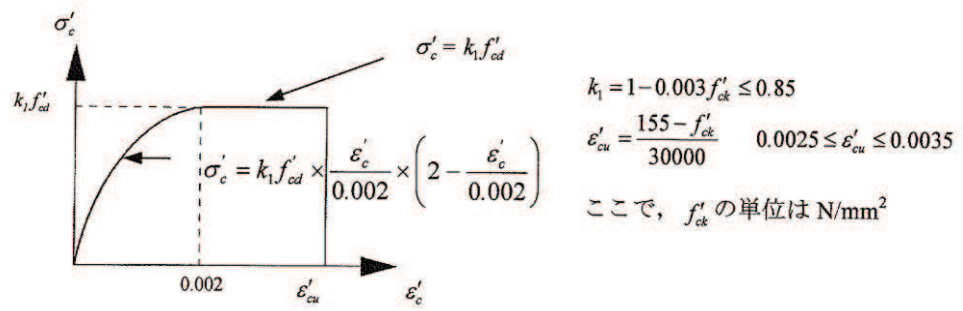


図 3-23 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

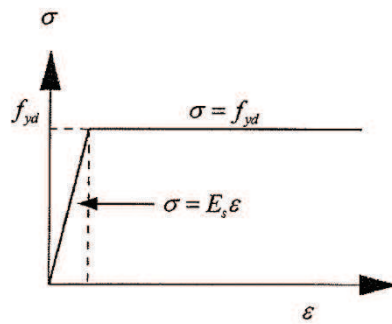


図 3-24 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における構造物の減衰定数」に基づき、断面②～断面⑦における全応力解析では粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

また、断面②、断面③、断面⑥及び断面⑦における有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ 、 $\beta=0.002$ ）とする。なお、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」」による。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-25 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

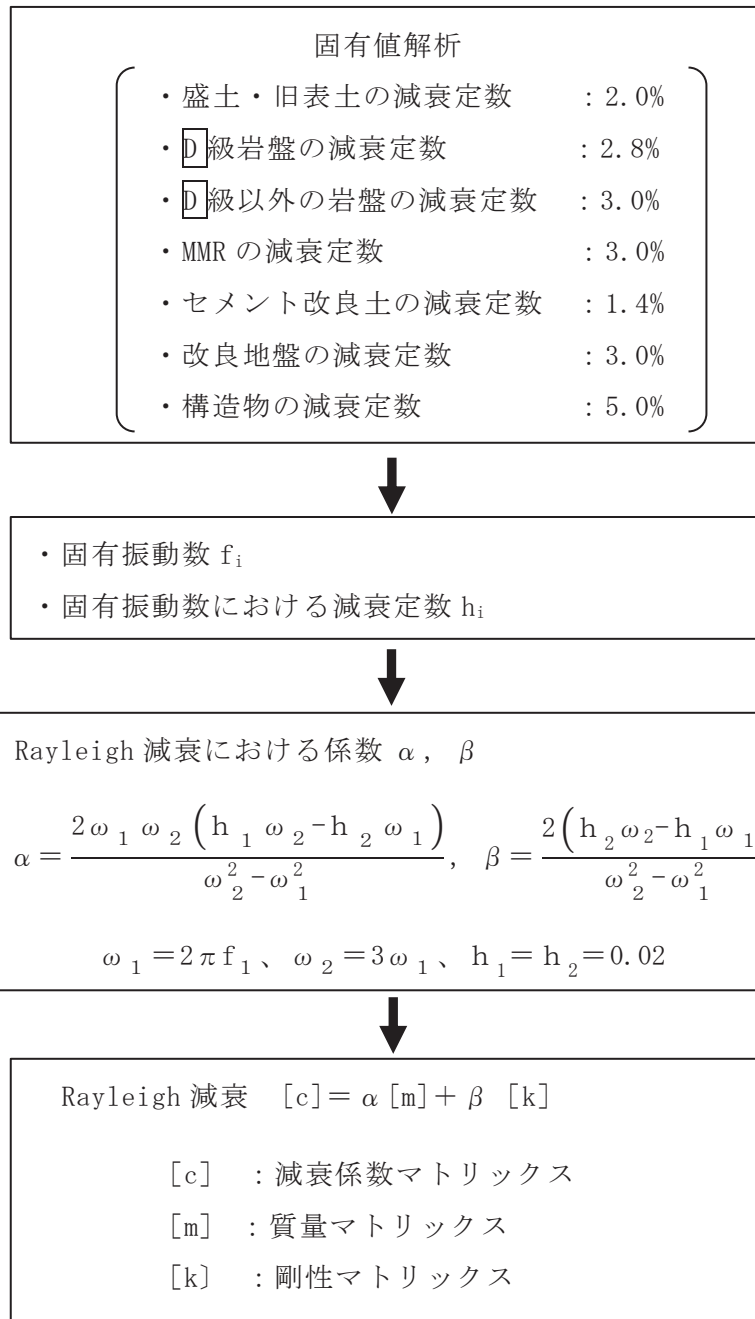


図 3-25 Rayleigh 減衰の設定フロー

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、固有値解析から算定した1次固有振動数 (f_1) の3倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の2%とする。

固有値解析結果の一覧を表3-4～表3-7に、固有値解析におけるモード図を図3-26～図3-29に、係数 α , β を表3-8に、固有値解析結果に基づき設定したRayleigh減衰を図3-30～図3-33に示す。

なお、断面⑥、断面⑦の結果については、別途示す。

表 3-4 固有値解析結果 (断面②)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.820	15	0	53.30	-3.79	1次として採用
2	2.862	3	0	-23.92	-7.54	—
3	4.357	3	0	-23.32	4.36	—
4	4.622	1	1	-13.99	-10.19	—
5	5.325	2	0	20.12	-2.23	—
6	5.628	0	1	5.57	-9.58	—
7	5.973	0	0	-8.40	-0.96	—
8	6.225	1	1	10.60	-10.71	—
9	6.370	0	0	7.68	5.64	—
10	6.768	1	0	-9.93	3.01	—

表 3-5 固有値解析結果（断面③）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	2.316	15	0	81.74	-4.73	1次として採用
2	2.428	3	0	-36.50	-8.44	—
3	3.306	2	0	-29.93	-1.46	—
4	3.619	0	0	-1.17	11.05	—
5	4.191	0	0	-12.83	1.79	—
6	4.568	0	0	-1.84	-9.59	—
7	4.839	0	0	-6.02	-0.25	—
8	5.136	0	0	-1.27	-3.37	—
9	5.406	0	0	-2.14	-4.01	—
10	5.513	2	1	30.78	-19.78	—

表 3-6 固有値解析結果（断面④）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	7.271	75	0	105.54	-0.25	1次として採用
2	13.580	0	47	-0.46	-81.48	—
3	16.325	0	0	-0.79	-0.06	—
4	17.518	2	0	18.34	1.36	—
5	20.110	12	0	-41.62	0.88	—
6	25.161	0	8	-0.47	34.16	—
7	26.625	0	0	0.44	-0.68	—
8	27.339	0	10	2.14	-37.00	—
9	28.007	5	0	26.25	3.45	—
10	29.583	0	0	-0.06	-7.99	—

表 3-7 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	5.176	57	0	118.44	-0.40	1次として採用
2	8.915	0	11	-1.83	-50.74	—
3	10.300	0	0	1.38	-2.90	—
4	11.149	0	25	0.67	76.91	—
5	11.630	0	10	-3.08	47.83	—
6	13.829	5	0	-33.99	-1.21	—
7	14.065	22	0	-72.77	0.09	—
8	16.583	0	0	2.96	1.53	—
9	16.756	0	1	-0.10	16.74	—
10	17.673	0	4	0.00	-31.49	—

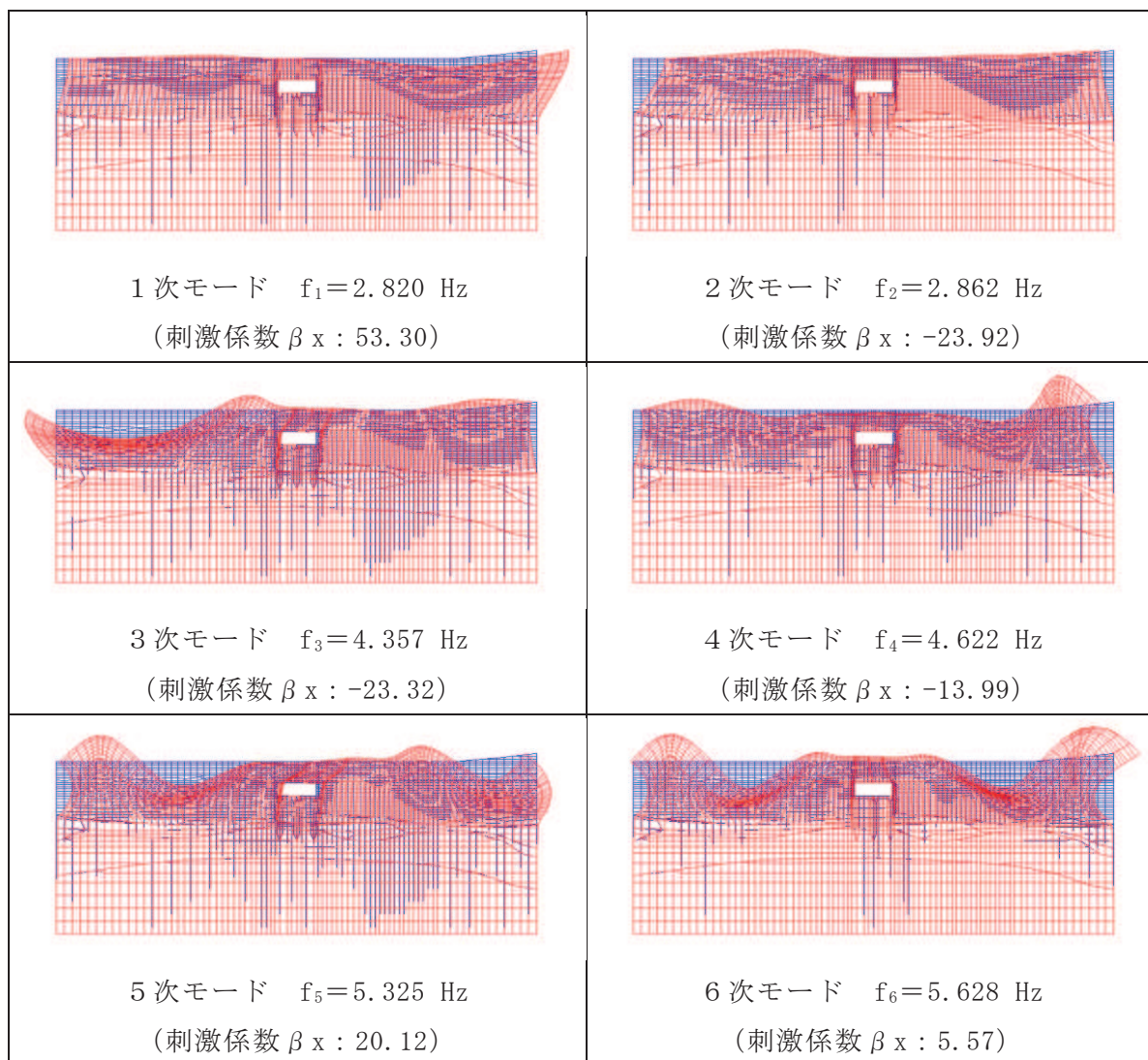


図 3-26(1) 固有値解析結果 (モード図) (断面②)

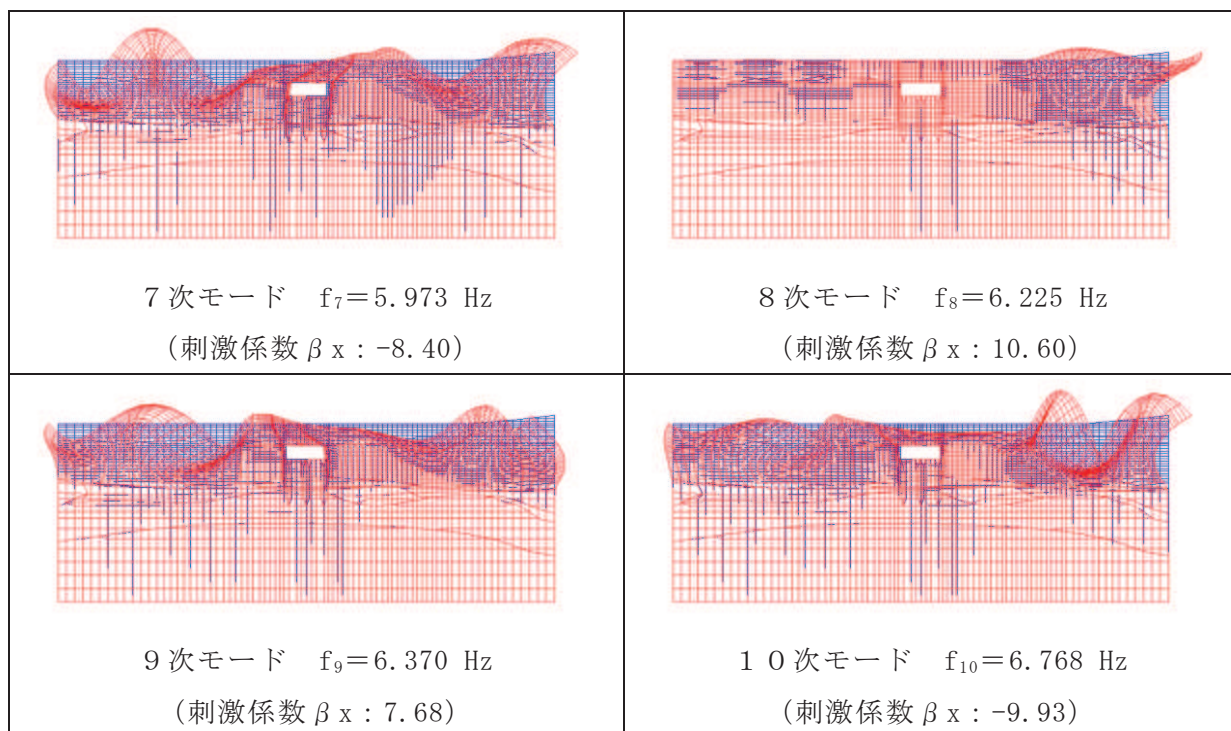


図 3-26(2) 固有値解析結果 (モード図) (断面②)

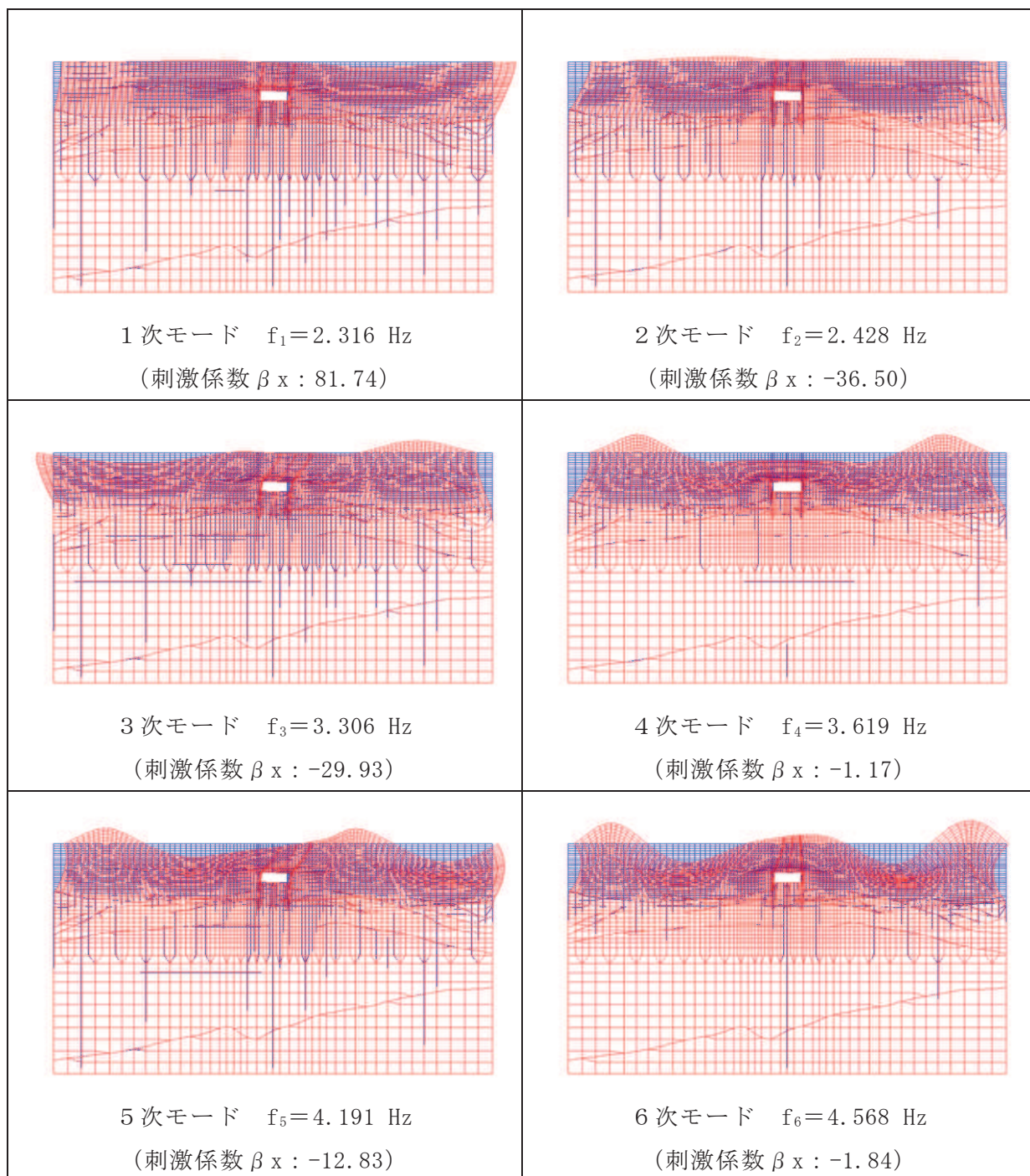


図 3-27(1) 固有値解析結果 (モード図) (断面③)

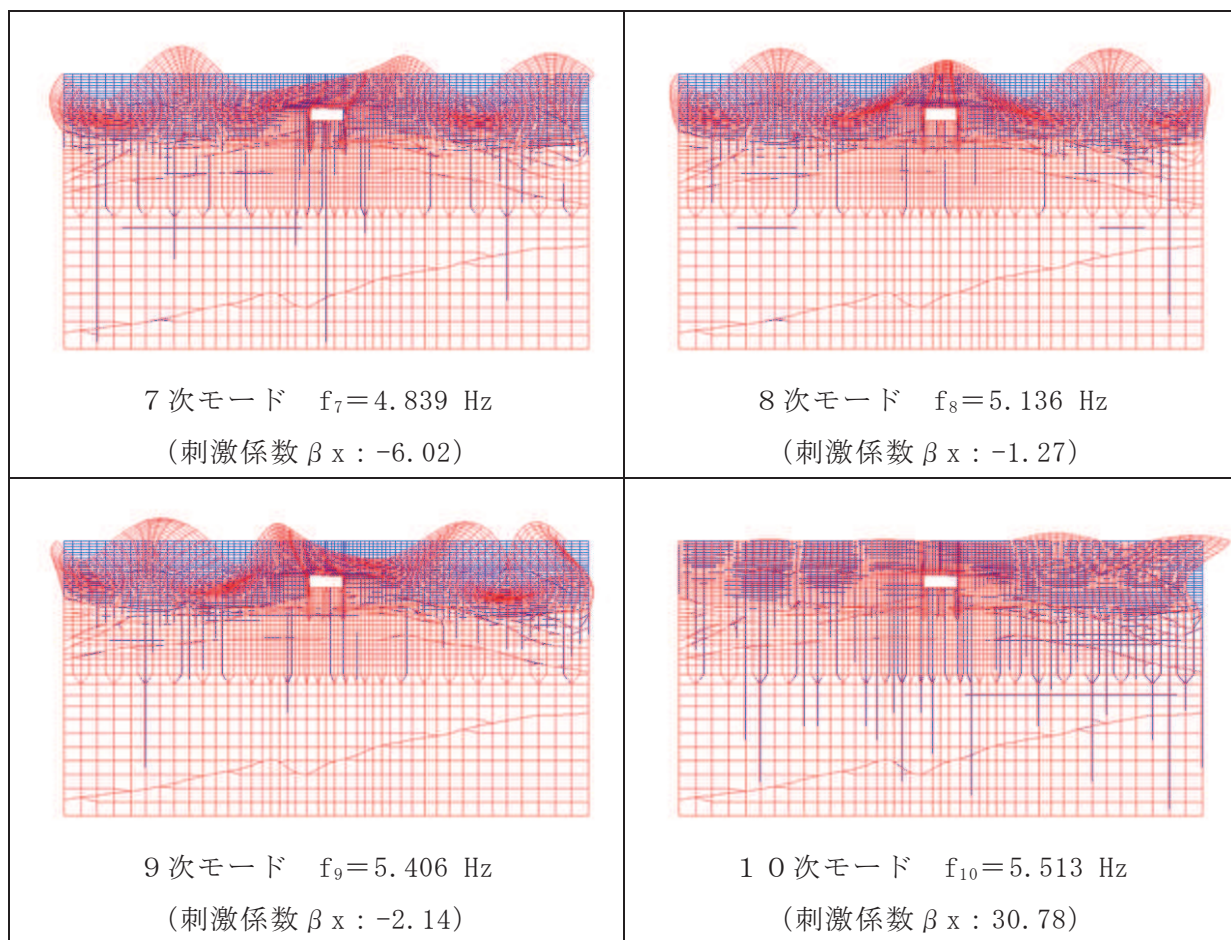


図 3-27(2) 固有値解析結果 (モード図) (断面③)

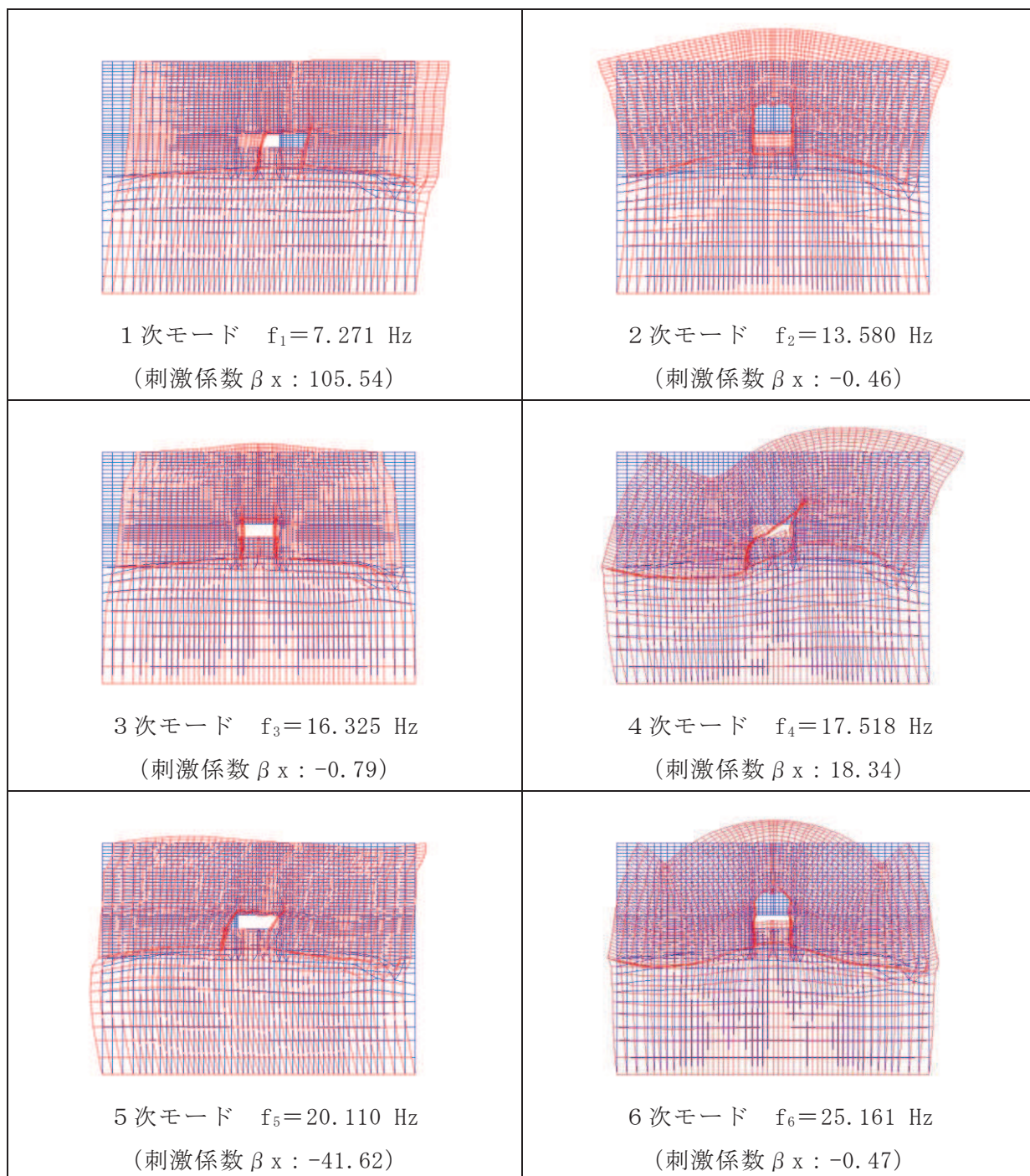


図 3-28(1) 固有値解析結果 (モード図) (断面④)

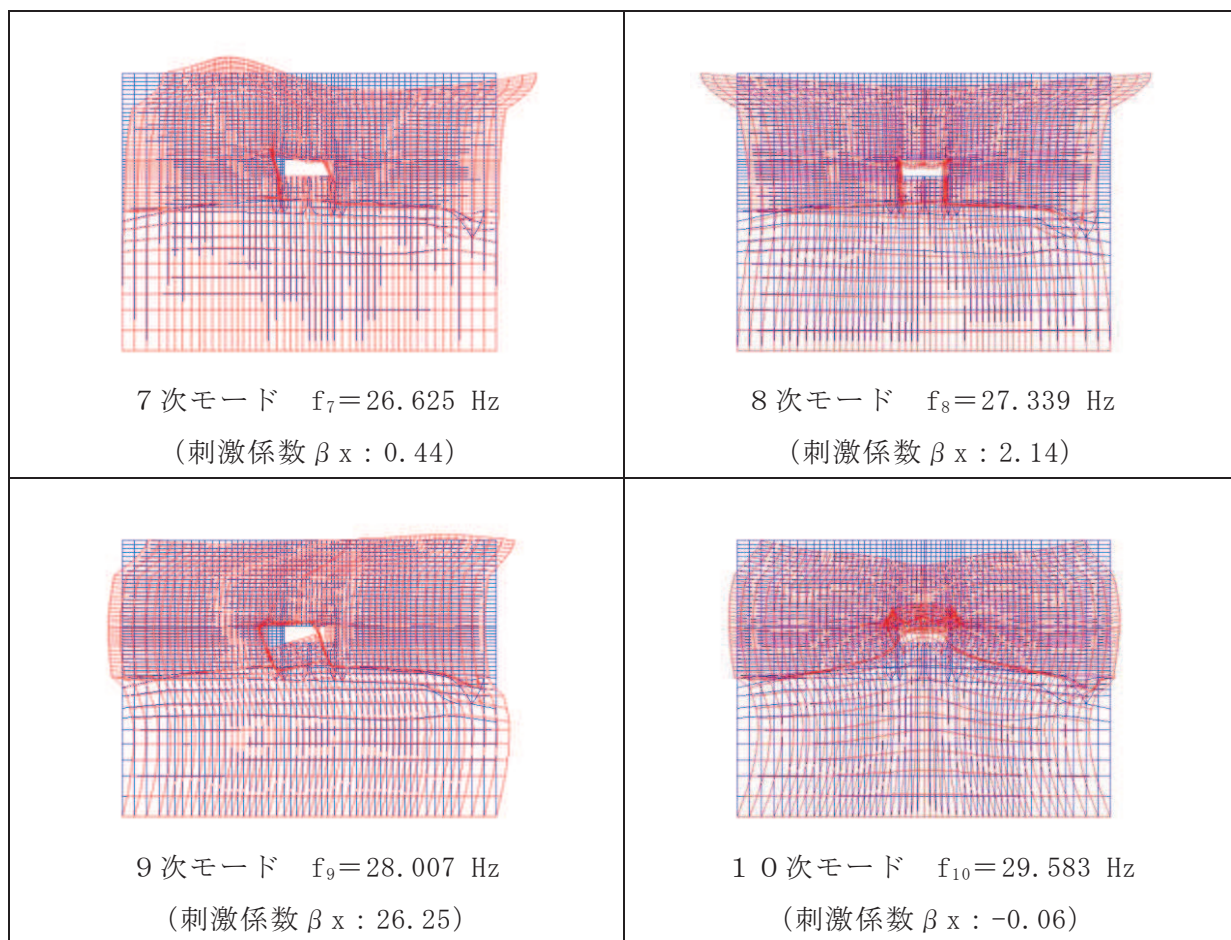


図 3-28(2) 固有値解析結果 (モード図) (断面④)

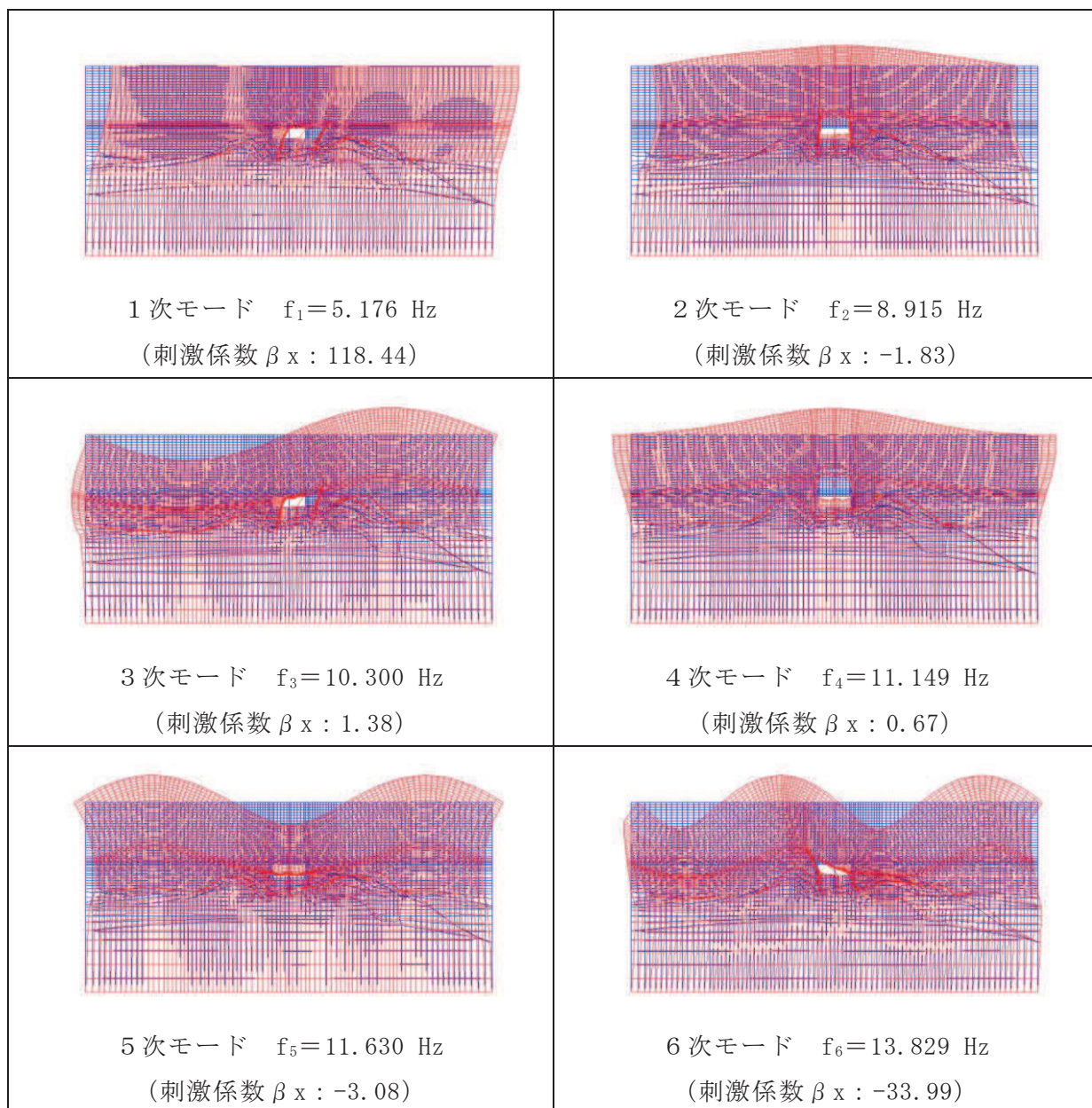


図 3-29(1) 固有値解析結果 (モード図) (断面⑤)

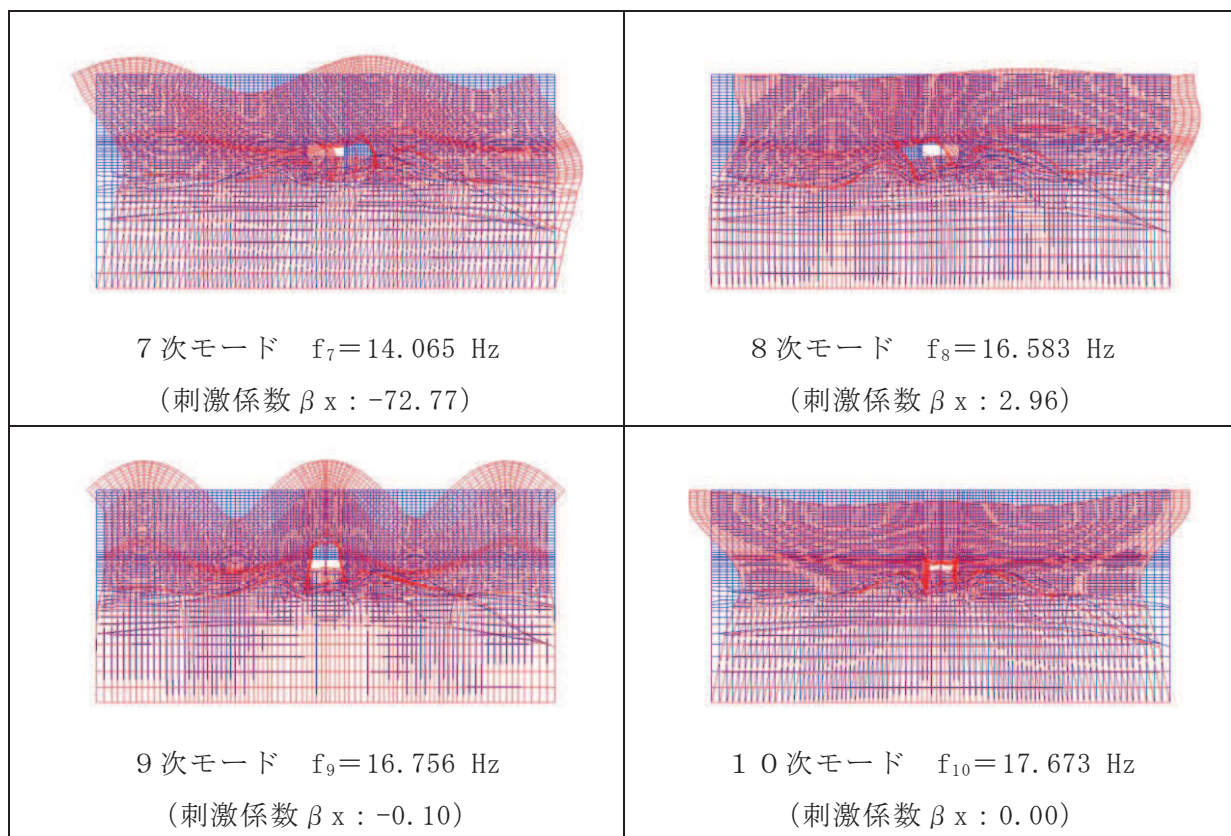


図 3-29(2) 固有値解析結果 (モード図) (断面⑤)

表 3-8 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	解析手法	α	β
断面②	全応力解析	5.32×10^{-1}	5.64×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面③	全応力解析	4.37×10^{-1}	6.87×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面④	全応力解析	1.37	2.19×10^{-4}
断面⑤	全応力解析	9.76×10^{-1}	3.07×10^{-4}
断面⑥	全応力解析	*	*
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面⑦	全応力解析	*	*
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}

注記* : 全応力解析の結果は、別途示す。

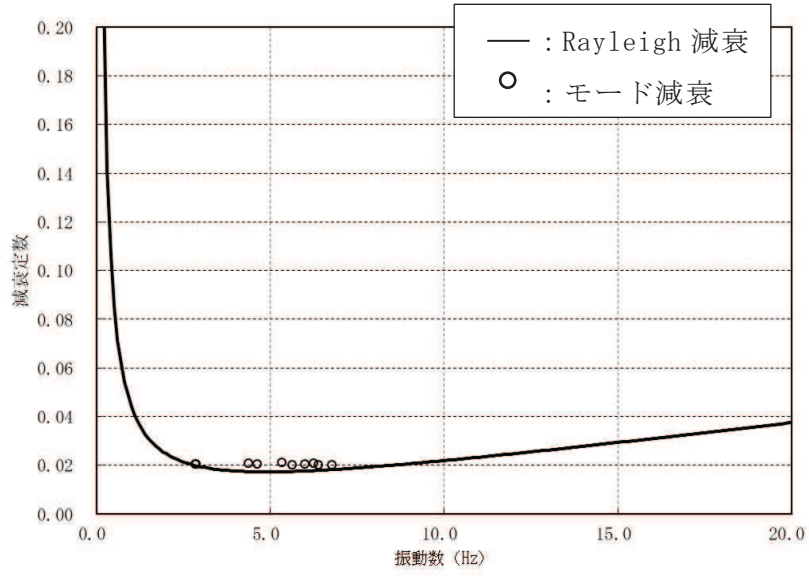


図 3-30 設定した Rayleigh 減衰 (断面②)

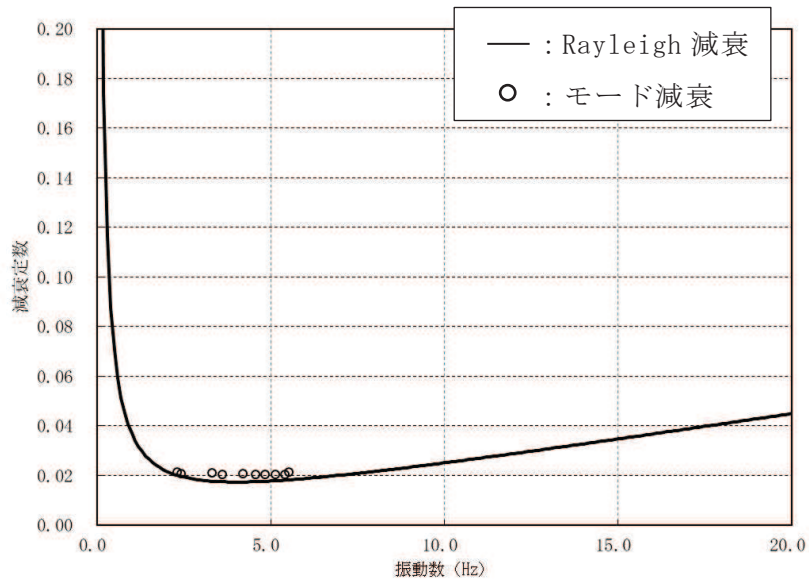


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (断面③)

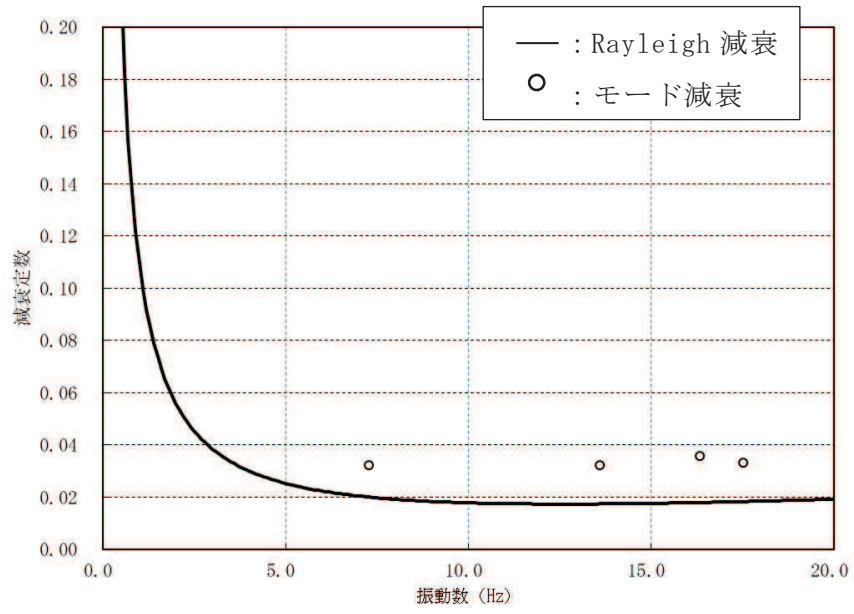


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (断面④)

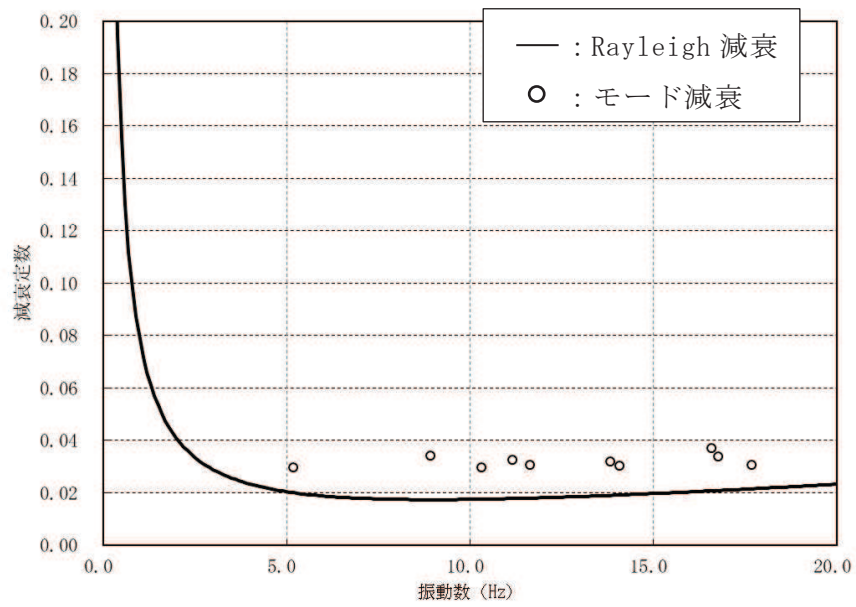


図 3-33 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重(永久荷重)及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧による荷重が含まれるものとする。

なお、取水路(標準部)の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-9 に示す。

表 3-9 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	— ・機器・配管はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O.P. +2.43m [*]) に応じた静水圧を設定する。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。

注記*：東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

なお、海側に設定している地下水の密度について、海水の密度は 1.03g/cm^3 であるが、地表面には余裕を見込んだ積載荷重 (4.9kN/m^2) を考慮していることから、敷地全体で 1.00g/cm^3 として設定する。

外水圧図を図 3-34～図 3-39 に示す。

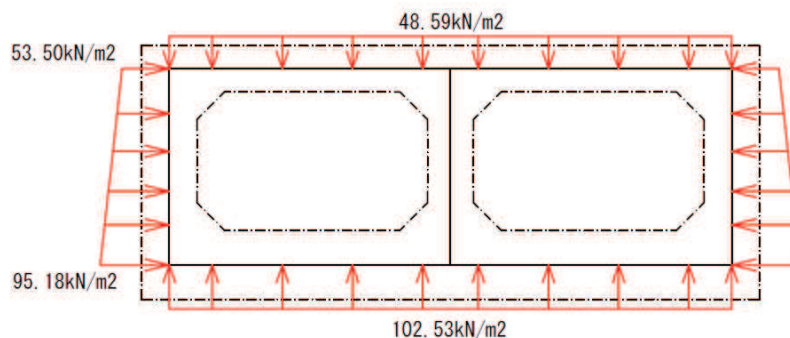


図 3-34 外水圧図 (断面②)

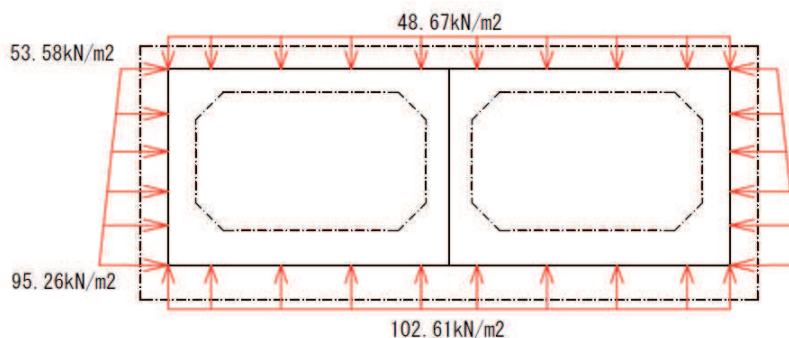


図 3-35 外水圧図 (断面③)

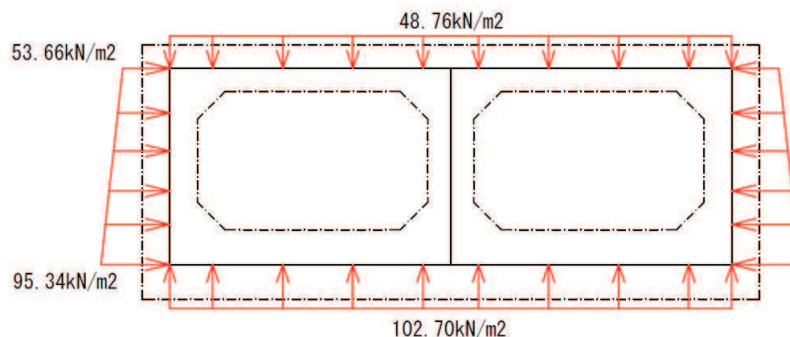


図 3-36 外水圧図 (断面④)

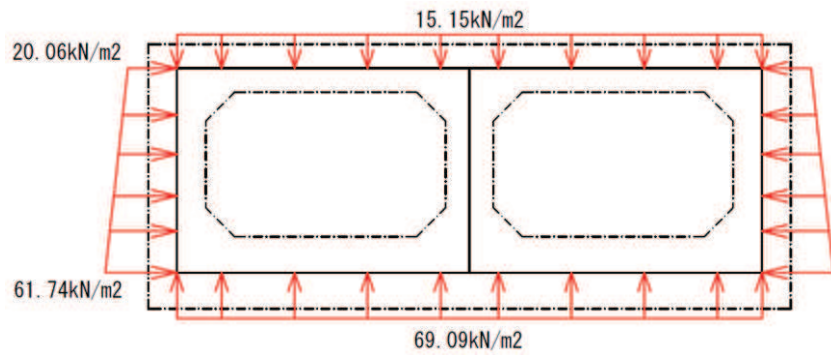


图 3-37 外水压图 (断面⑤)

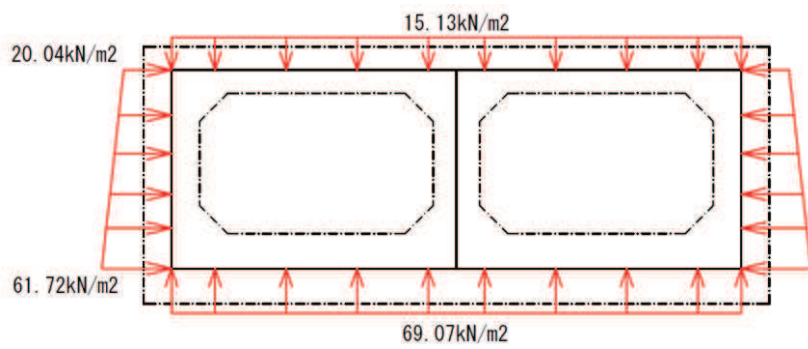


图 3-38 外水压图 (断面⑥)

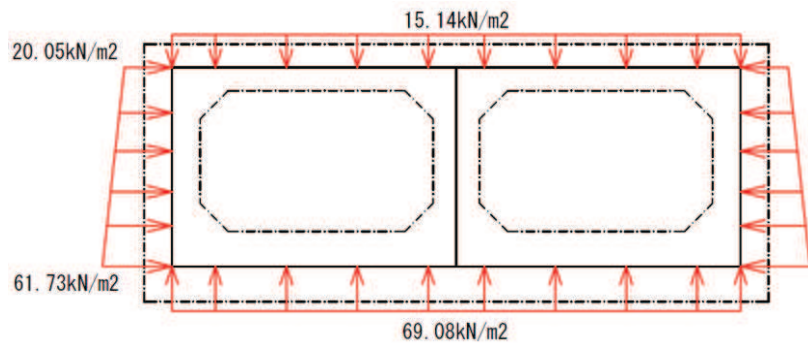


图 3-39 外水压图 (断面⑦)

3.4.2 内水圧

取水路（標準部）の内部には、遡望平均満潮位 0. P. +2. 43m*を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

内水圧図を図 3-40～図 3-45 に示す。

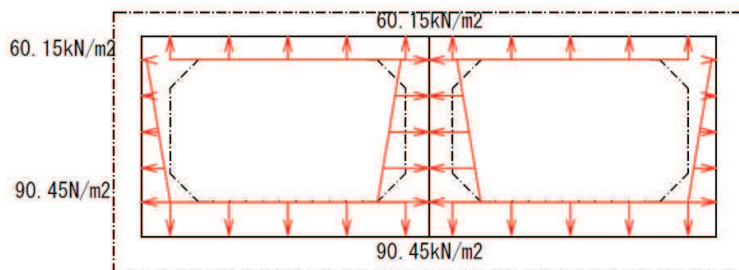


図 3-40 内水圧図（断面②）

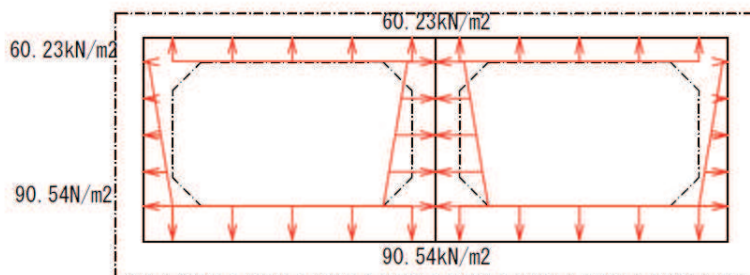


図 3-41 内水圧図（断面③）

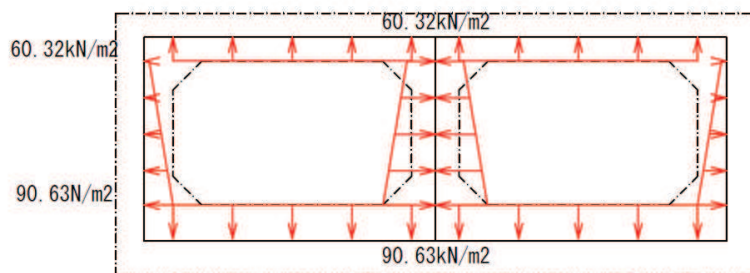


図 3-42 内水圧図（断面④）

注記*：東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を，敷地高さ（0. P. +14. 8m）を固定とし遡望平均満潮位を 0. P. +1. 43m から 0. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

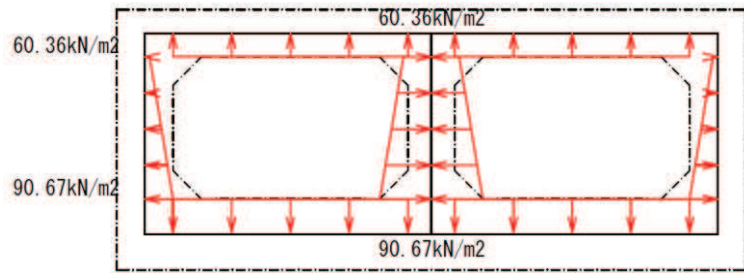


图 3-43 内水压图 (断面⑤)

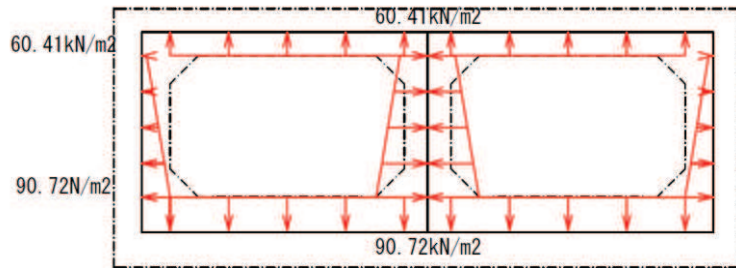


图 3-44 内水压图 (断面⑥)

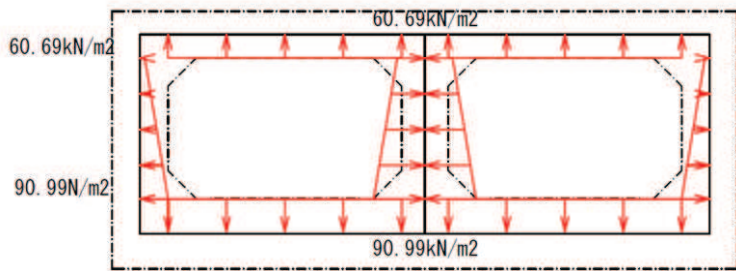


图 3-45 内水压图 (断面⑦)

3.4.3 積載荷重

取水路（標準部）に作用する積載荷重は，積雪荷重以外は想定されないが，保守的な配慮として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお，積雪荷重は，発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また，建築基準法施行令第 86 条第 2 項により，積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し， 0.301kN/m^2 としている。

地表面への積載荷重は，単位奥行き（ 1m ）あたりの付加質量として考慮する。

3.4.4 動水圧

取水路（標準部）は満水状態で自由水面が存在しないため，動水圧は，自由水面の無い閉水路の固定水として算出する。

(1) 水平方向の動水圧

固定水として扱い，次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図 3-46 に示す。

$$p_w = kh \times \frac{L}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

kh : 水平震度

L : 水路幅

γ_w : 水の単位体積重量

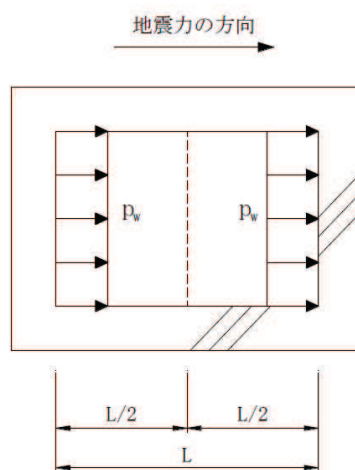


図 3-46 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(2) 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図3-47に示す。

$$p_w = kv \times \frac{H}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

kv : 鉛直震度

H : 水路高さ

γ_w : 水の単位体積重量

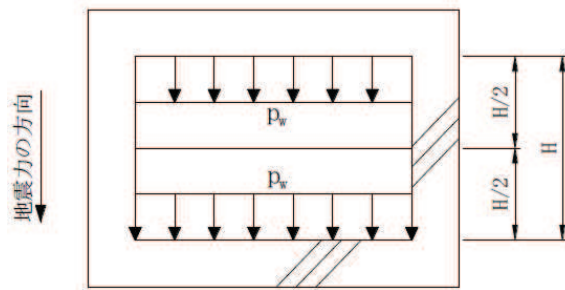


図3-47 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

3.5 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水路（標準部）は、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、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**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。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-12 に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差(σ)のケース（表 3-12 に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う。

地盤の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。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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 3-12 に示すケース④）。

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。

取水路における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。取水路の実強度及びヤング係数を表 3-10 及び表 3-11 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-12 に示す。

表 3-10 取水路の実強度及びヤング係数

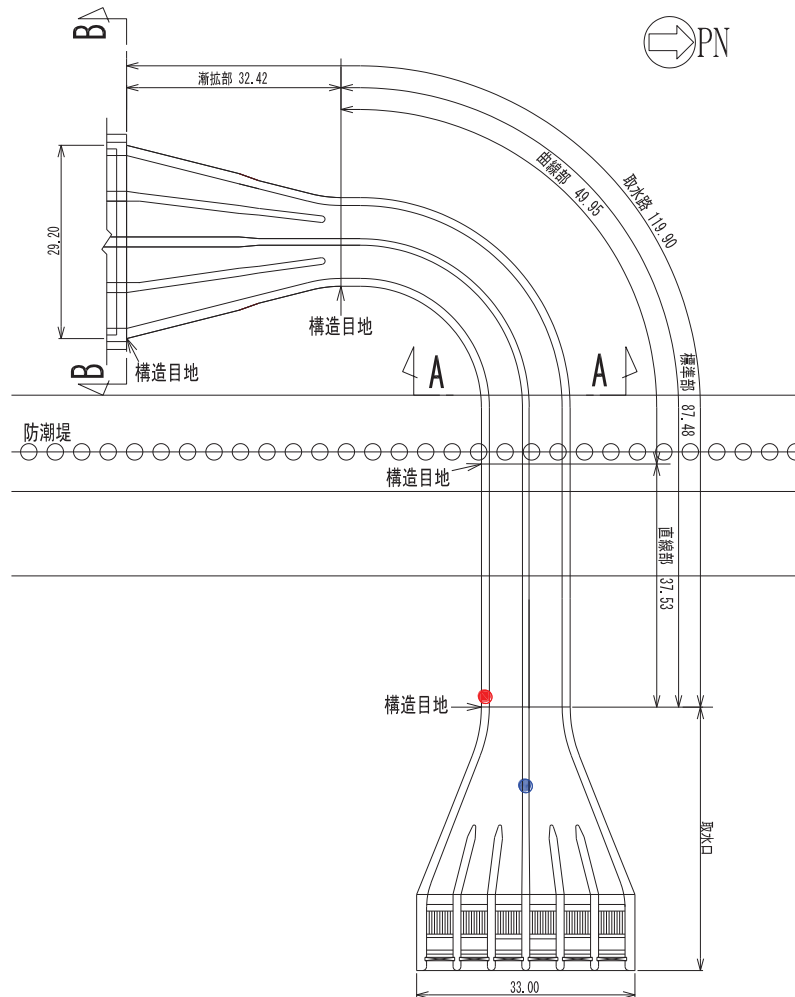
実強度*	ヤング係数
43.8N/mm ²	31.8kN/mm ²

注記*：取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-11 に示す。

表 3-11 取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	54.4	45.4	33.9	32.1
隔壁	2019	3	42.2	36.1	31.4	29.8

注記*：採取位置は図 3-48 に示す。



● コア採取位置 (側壁, 2012 年)

● コア採取位置 (隔壁, 2019 年)

図 3-48 コア採取位置図

表 3-12 取水路（標準部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法*1	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, 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*2	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
ケース⑨*3	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値

注記*1: 断面②, 断面③, 断面⑥, 断面⑦は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。断面④, 断面⑤は全応力解析を実施する。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表3-10に示すとおりとする。

*3: 基本ケース(ケース①及び⑥)を実施し, 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ける照査値の最大値を比較し, 最大照査値を示す解析手法において, 実強度を考慮した解析ケース(ケース④又はケース⑨)を実施する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水路（標準部）の耐震評価においては、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（7波）を加えた全14波を用いて基本ケース（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）を実施する。

上記の基本ケース①，⑥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を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動*を用いて、全応力解析の場合は図3-50に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-49に示すケース⑦，⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥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ける照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。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，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-13に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-50に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，取水路（標準部）のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

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

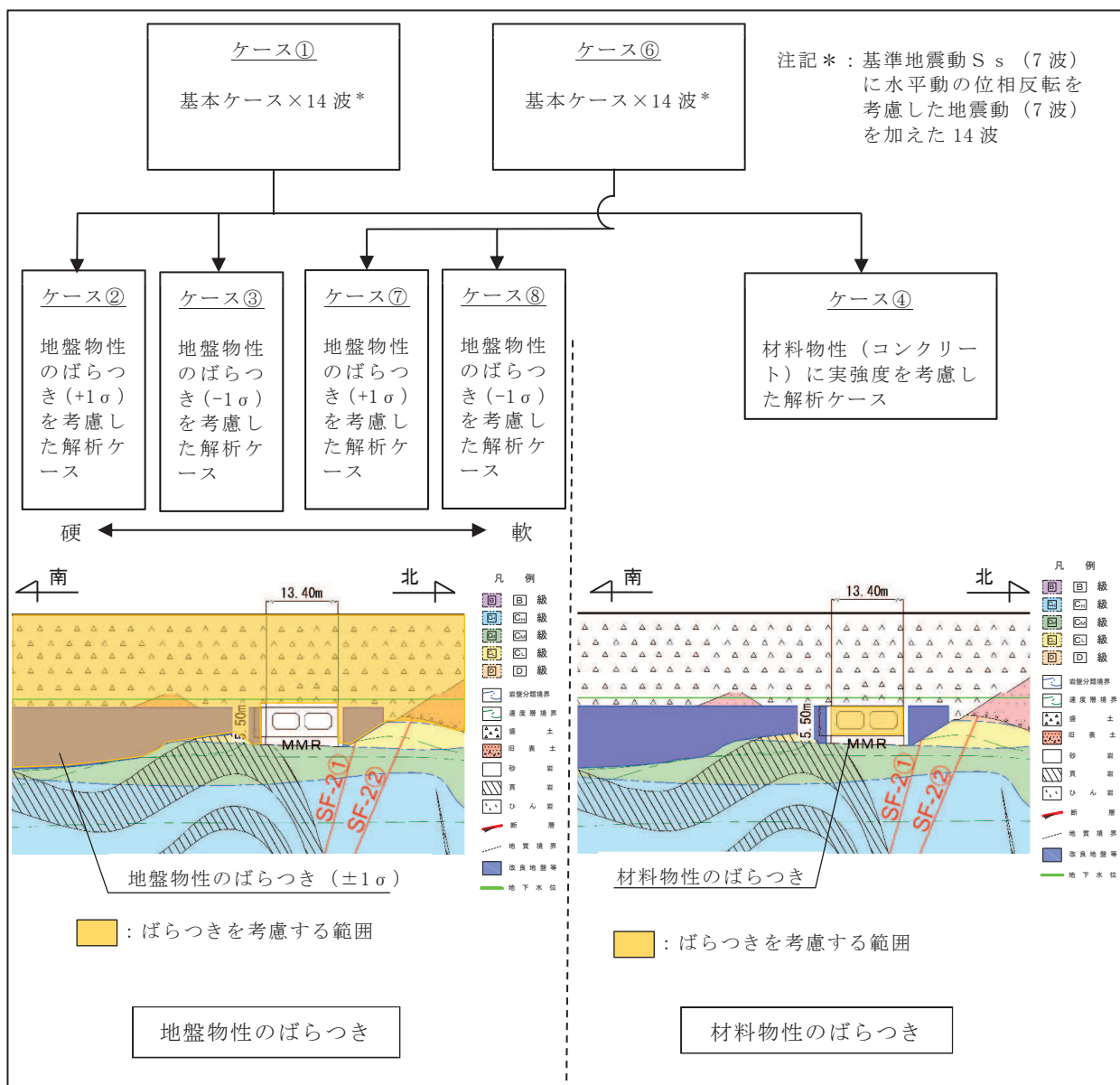


図 3-49 取水路 (標準部) の耐震評価における解析ケース

表 3-13 取水路（標準部）の耐震評価における解析ケース

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	平均値	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	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	設計基準強度	
地震動（位相）	S s - D 1	+	+	+	○	○	○	
		-	+	+	○	○	○	
	S s - D 2	+	+	+	○	○	○	
		-	+	+	○	○	○	
	S s - D 3	+	+	+	○	○	○	
		-	+	+	○	○	○	
	S s - F 1	+	+	+	○	○	○	
		-	+	+	○	○	○	
S s - F 2	+	+	+	○	○	○		
	-	+	+	○	○	○		
S s - F 3	+	+	+	○	○	○		
	-	+	+	○	○	○		
S s - N 1	+	+	+	○	○	○		
	-	+	+	○	○	○		

【追加解析ケースについて】
 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 を超え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。
 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、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。
 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。

左記の【追加解析ケースについて】による

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、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。

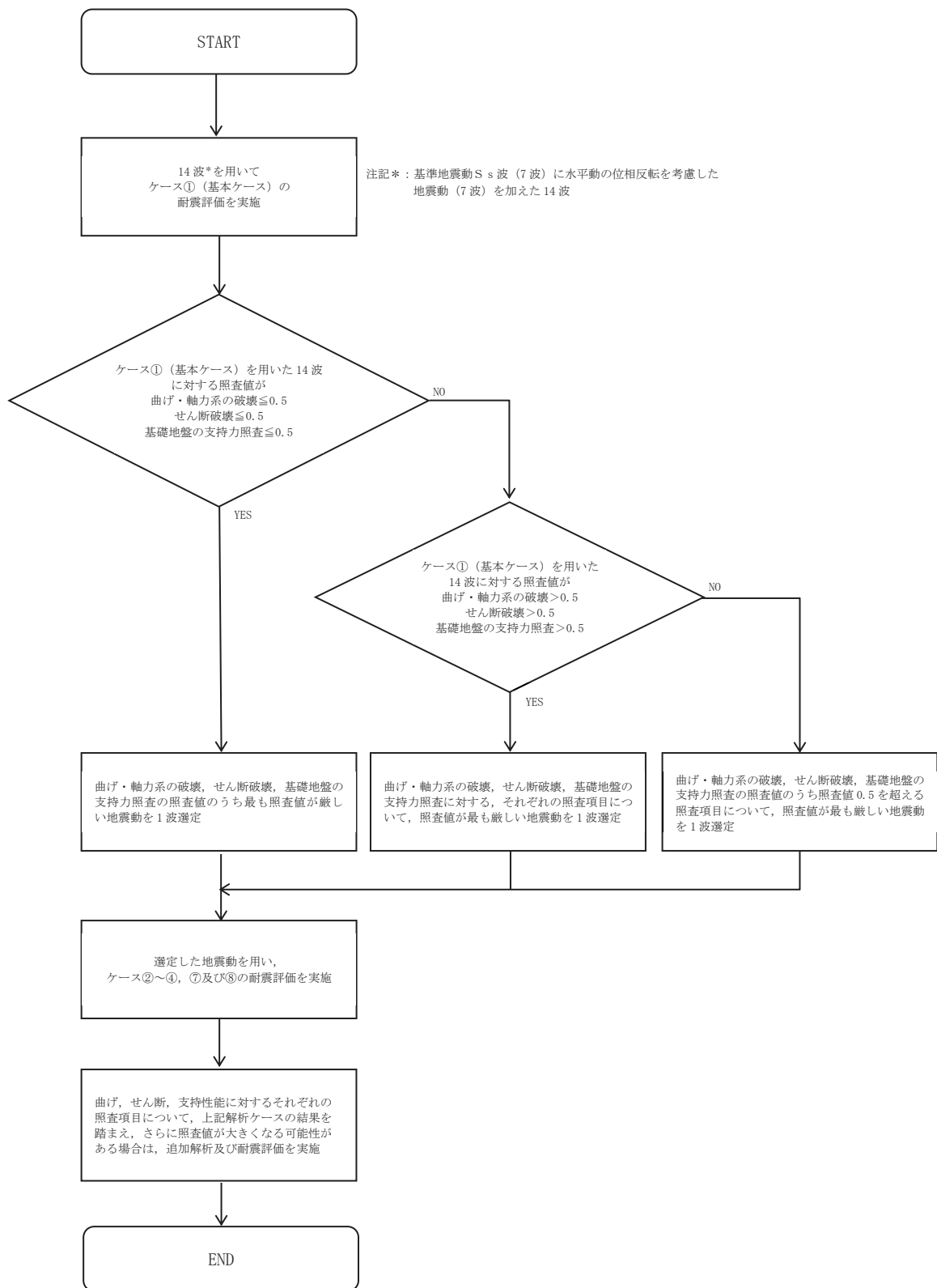


図 3-50 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

取水路（標準部）は、防潮堤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、直線部、曲線部のそれぞれにおいて、非線形ソリッド要素を用いた三次元構造解析による耐震評価を行う。

取水路（標準部）に作用する荷重は、地震時荷重算出断面における地震応答解析において、構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

本解析コードは、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、コンクリート標準示方書 2017 にも規定されている。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 構造物のモデル化

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図4-1に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

モデル概念図を図4-2及び図4-3に、各部材の要素座標系を図4-4及び図4-5に示す。

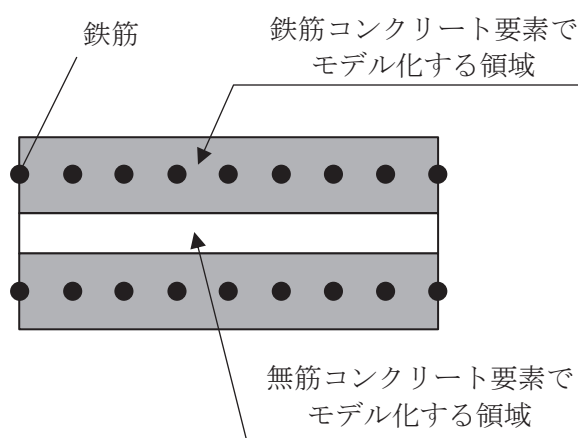
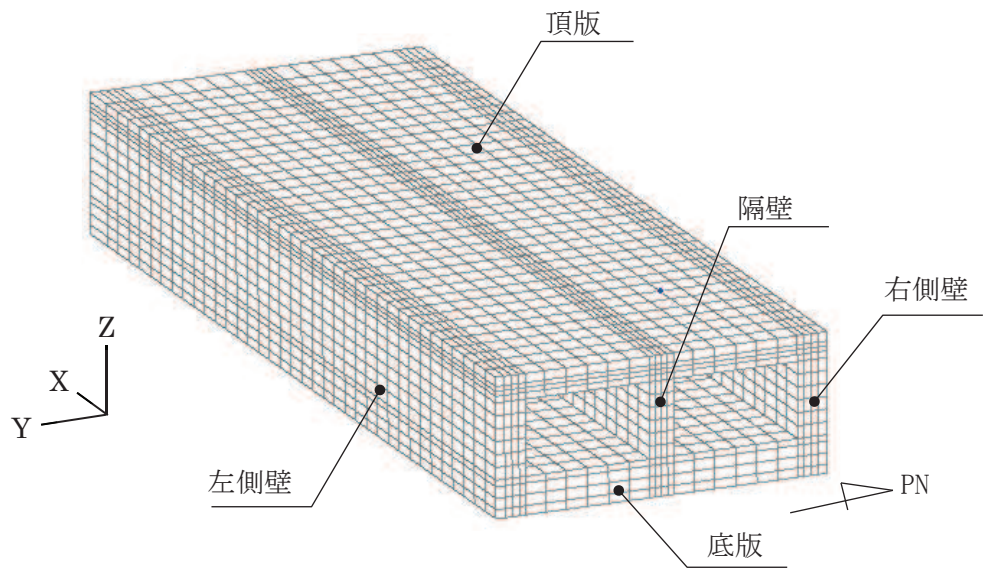
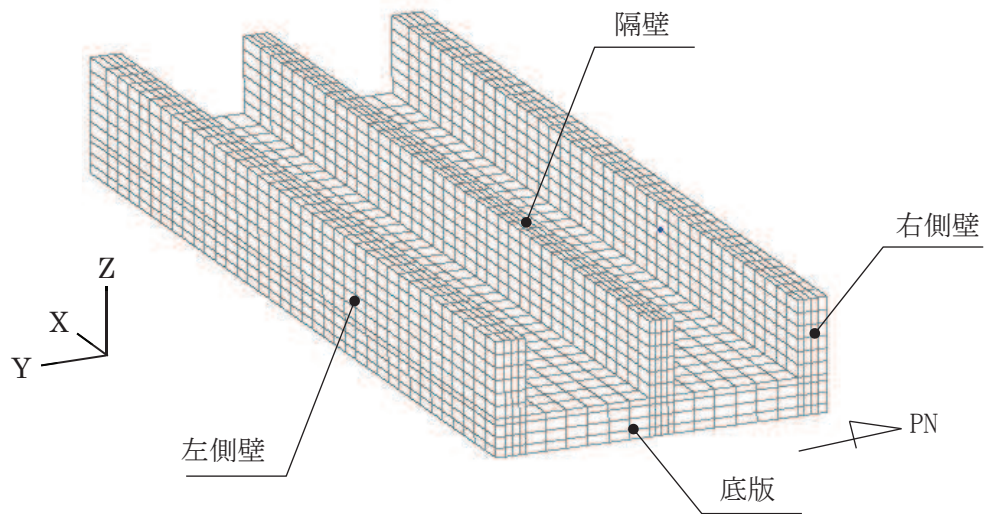


図4-1 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

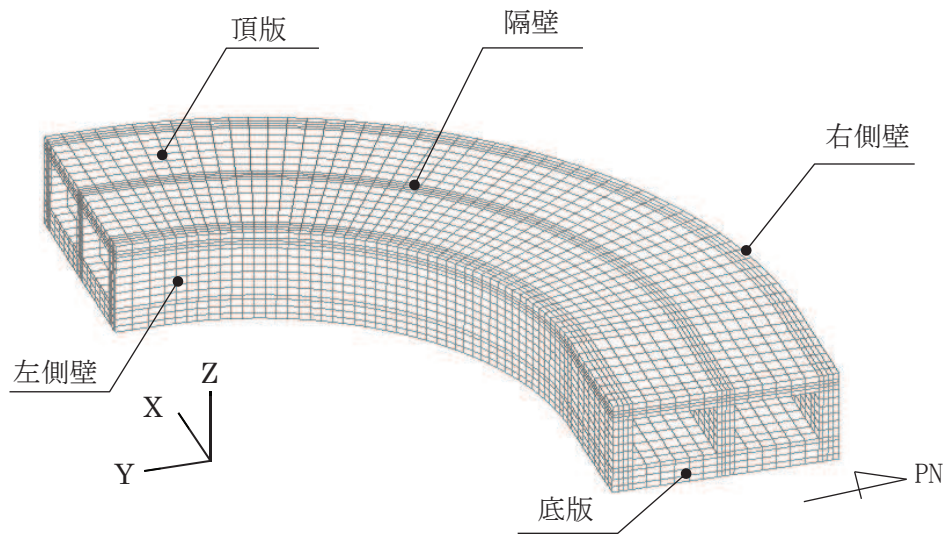


(a) 鳥瞰図

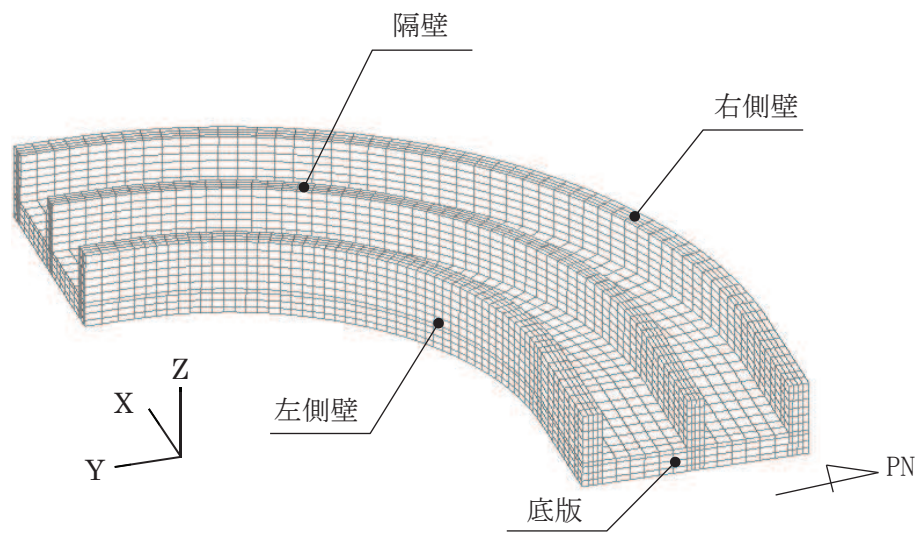


(b) 鳥瞰図 (頂版非表示)

図 4-2 三次元構造解析モデルの概念図 (直線部)

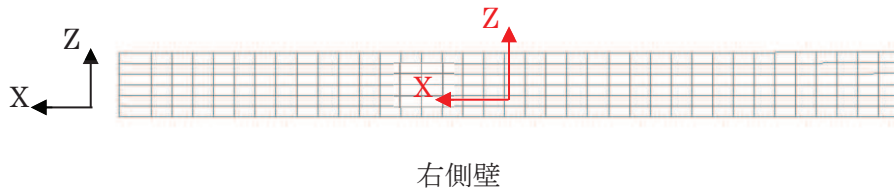
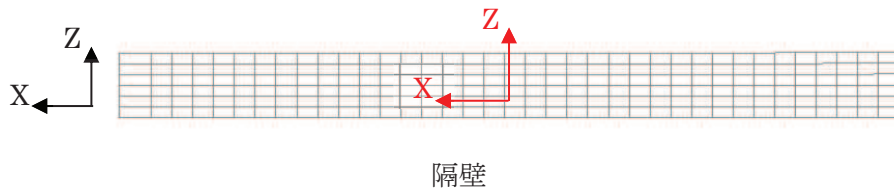
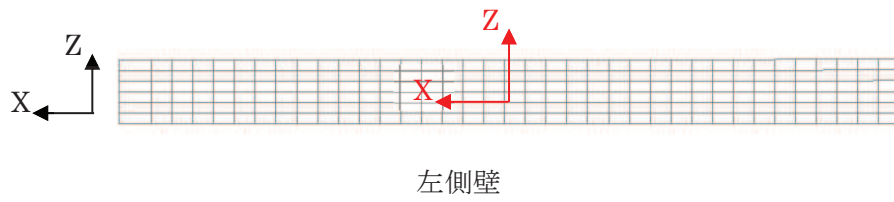
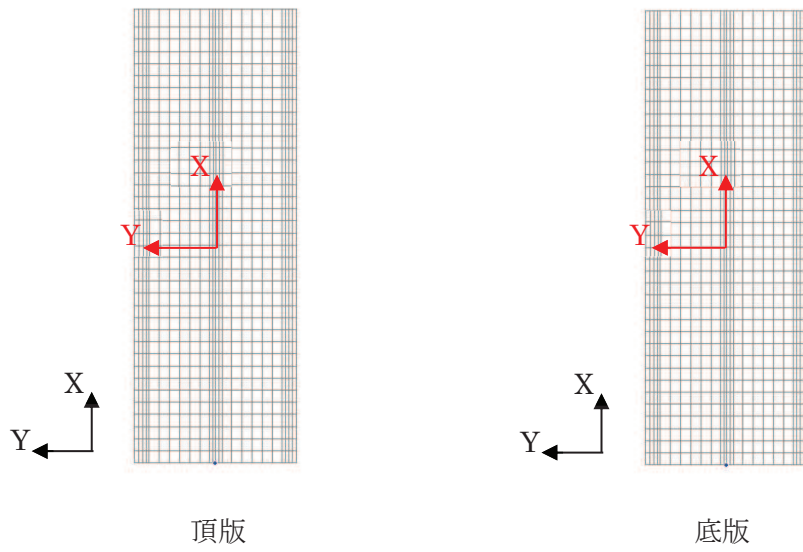


(a) 鳥瞰図



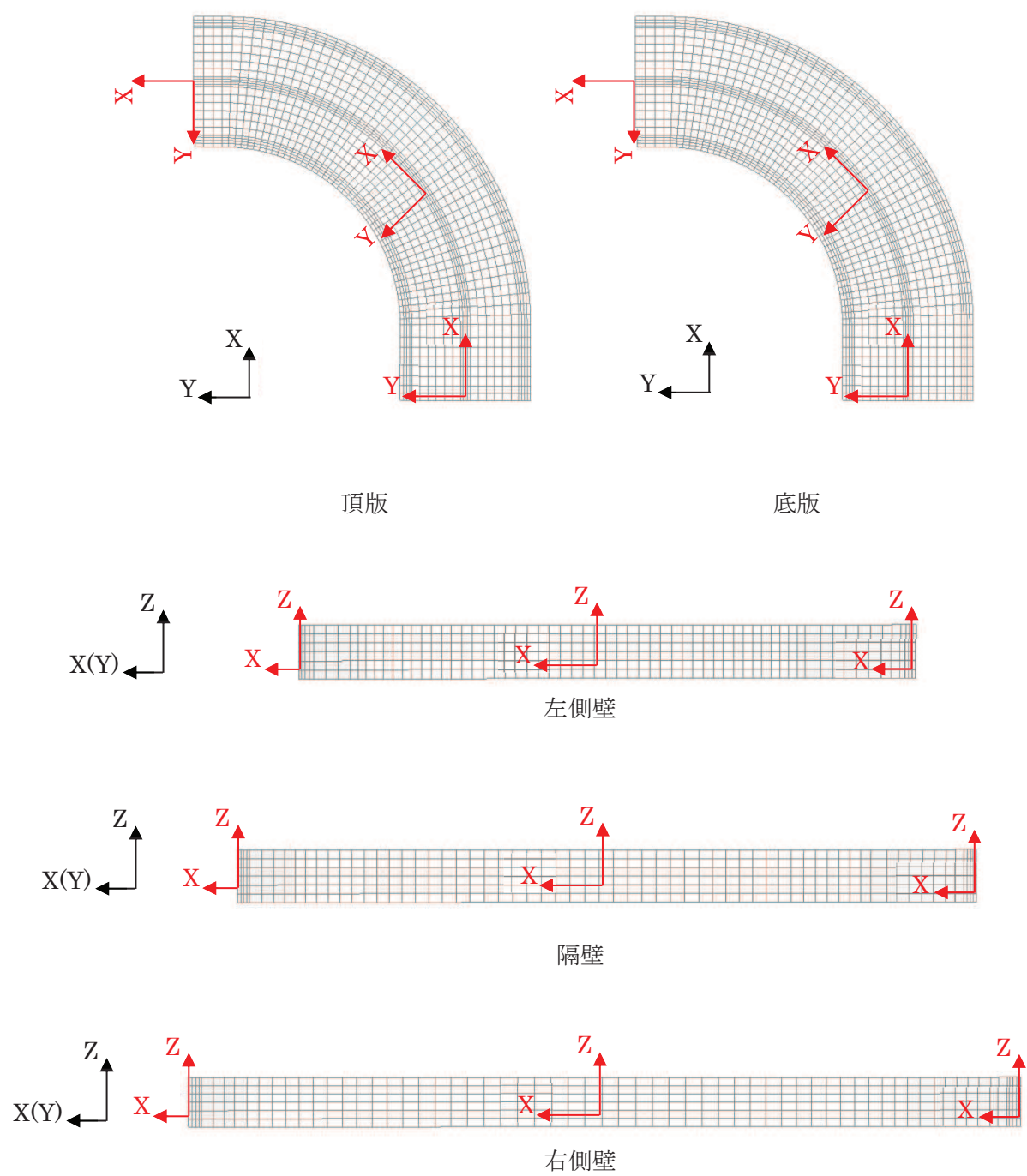
(b) 鳥瞰図 (頂版非表示)

図 4-3 三次元構造解析モデルの概念図 (曲線部)



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 4-4 要素座標系（直線部）



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-5 要素座標系 (曲線部)

4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-6に示す。

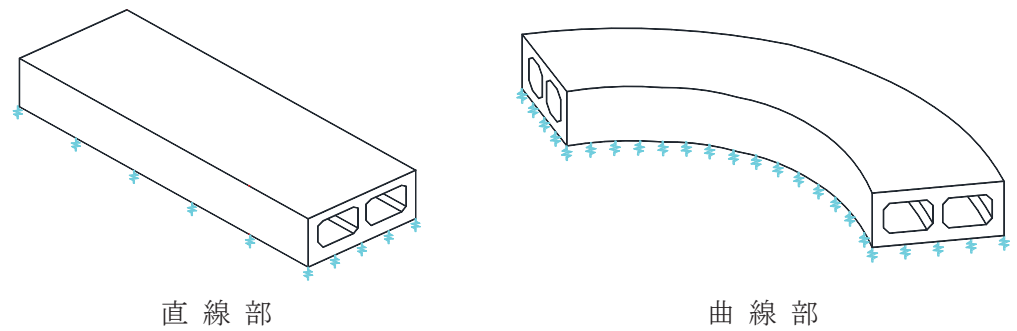


図4-6 地盤ばねの設定イメージ図

4.2.3 材料の非線形特性

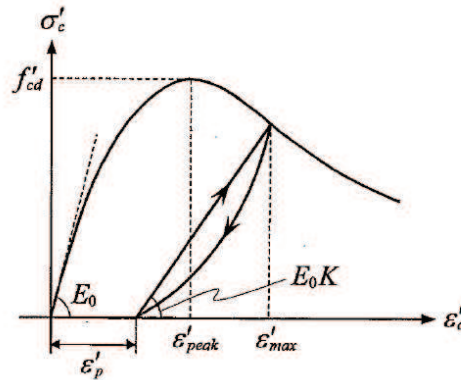
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-7に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-8に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに、

- ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)
- ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値
- ε'_p : 塑性ひずみ
- K : 弾性剛性残存率

図4-7 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017) より引用)

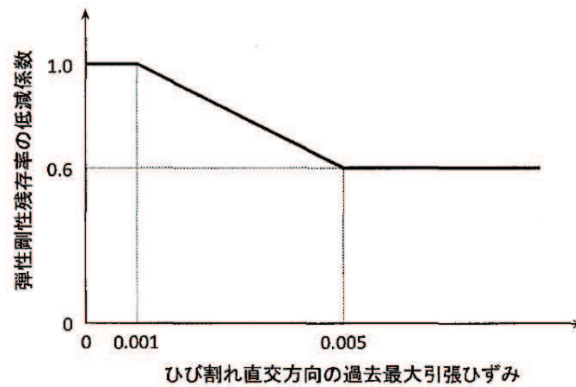
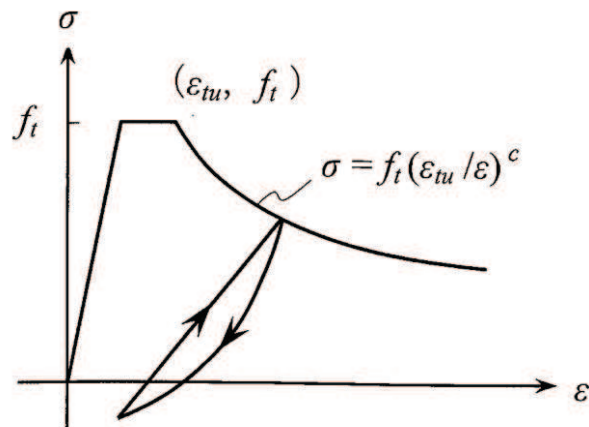


図 4-8 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-9 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-10 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-9 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

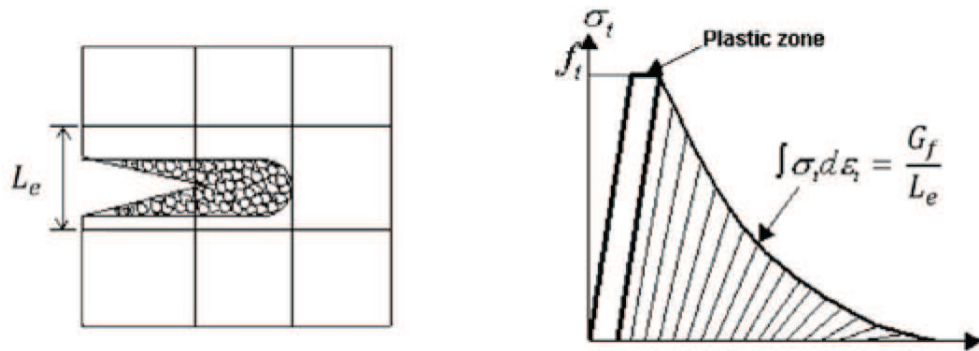
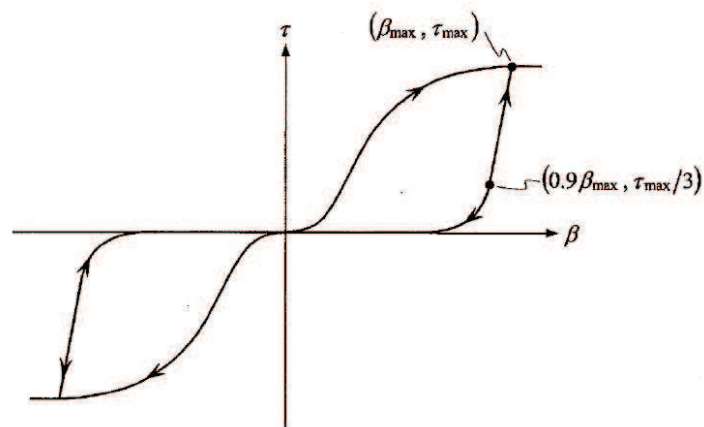


図 4-10 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-11 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

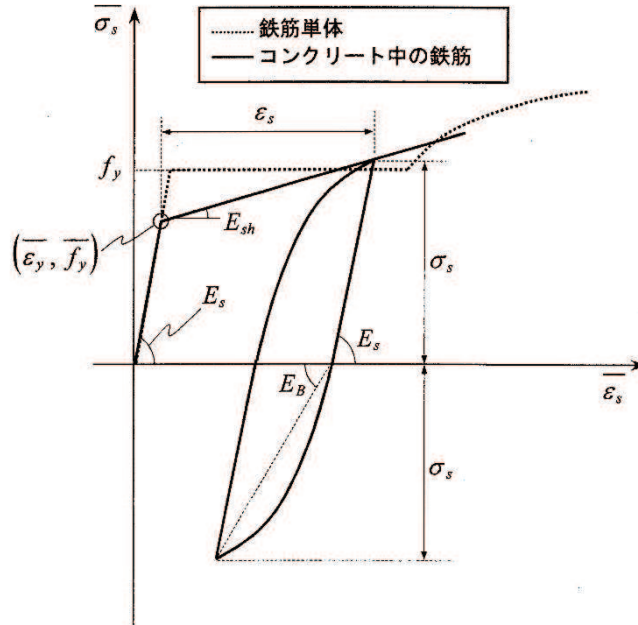
τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-11 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-12に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_s &= E_s \overline{\varepsilon}_s && (\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y) \\ &= \overline{f}_y + E_{sh}(\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y) && (\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s) \end{aligned}$$

- ここに、 $\overline{\sigma}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均応力
 $\overline{\varepsilon}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ
 f_y : 鉄筋単体の降伏強度
 E_s : 鉄筋のヤング率
 \overline{f}_y : コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度
 $\overline{\varepsilon}_y$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ
 E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図4-12 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012年制定) より引用)

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションステイフニング効果（引張特性が硬化する現象）として，鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより，鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は，以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$


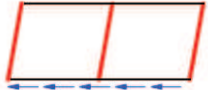

ここに， $\bar{\sigma}_S$ ， $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S ， A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積， $A_{RC} = A_S + A_C$

4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を、地震時荷重算出断面ごとに地震応答解析の結果から複数選定する。曲げ・軸力系の破壊に対しては、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）、せん断破壊に対しては、総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）及び剛性急変部において地震時荷重算出断面間の相対変位が最大となる時刻（時刻3）を選定する。表4-1に照査時刻の選定の考え方を示す。

表4-1 照査時刻の考え方

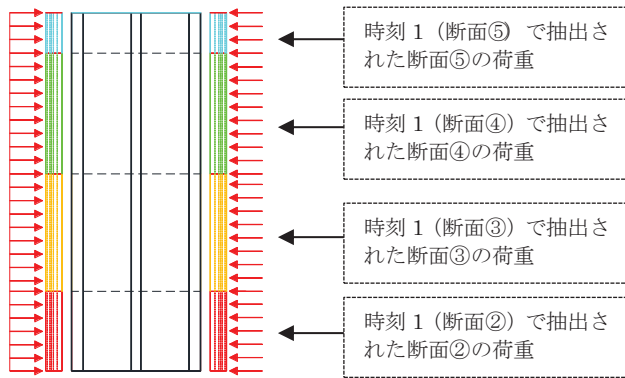
照査時刻		損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻1	断面②	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		各断面において 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
	断面③				
	断面④				
	断面⑤				
	断面⑥				
時刻2	断面②	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		各断面において 総水平荷重が 最大となる時刻
	断面③				
	断面④				
	断面⑤				
	断面⑥				
時刻3	断面③と断面④の相対変位最大	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		地震時荷重算出断面間 (剛性変化部)の相対変位が最大となる時刻
	断面⑤と断面⑥の相対変位最大				

4.4 地震時荷重の載荷方法

三次元構造解析における地震時荷重の載荷方法は、地震時荷重算出断面ごとに「4.3 荷重抽出時刻の選定」に示す各時刻（時刻1、時刻2、時刻3）から得られる荷重を、それぞれの区間に一様に作用させる。また、三次元構造モデルに載荷する荷重について、時刻1、時刻2は、各断面から得られる荷重抽出時刻は同一とは限らないが、各区间での荷重載荷は、時刻の同一性は考慮せず、各断面での全時刻最大値を組合せることにより、設計上の保守性を確保する。時刻3は、防潮堤横断部における剛性変化部の影響を考慮する時刻であることに鑑み、剛性変化部を跨ぐ断面間の変位差が最大となる時刻における各断面での荷重を、三次元モデルに載荷する。三次元構造解析モデルへの荷重載荷のイメージ図を図4-13に示す。

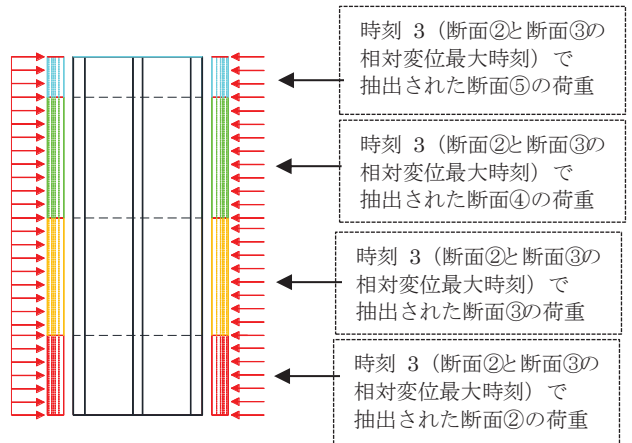
三次元構造解析モデルへの地震時荷重の載荷方向の組合せは、防潮堤横断部における剛性急変部や、円弧形状による躯体のねじれ等の躯体への影響等を考慮し、以下のとおり複数選定する。

【直線部】



荷重載荷の一例（時刻1の場合）

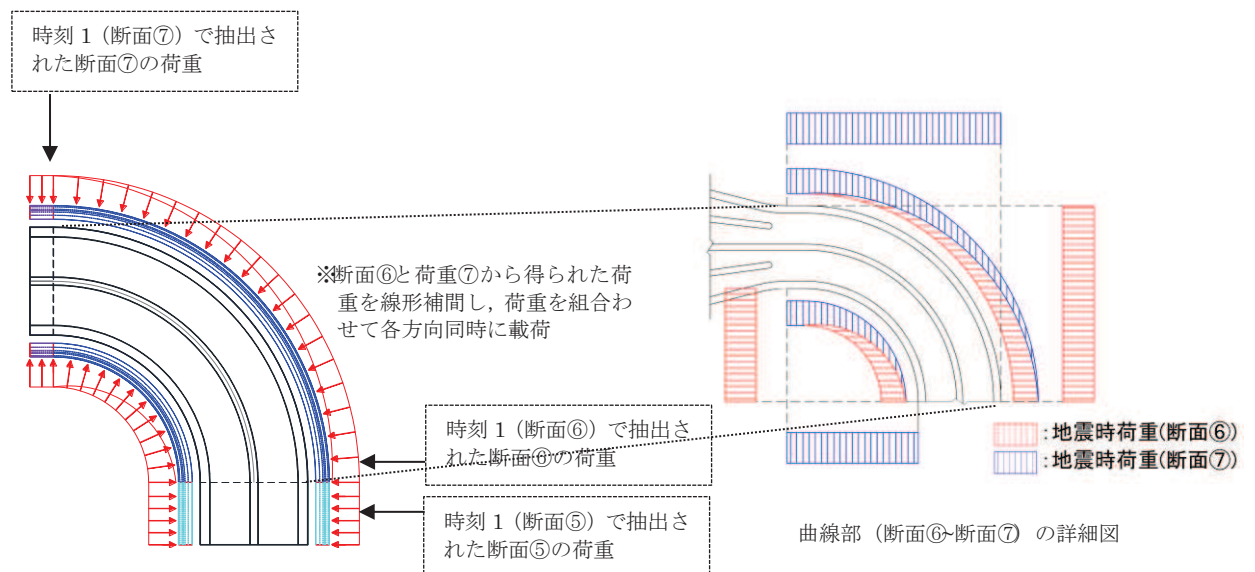
（時刻1：各断面の頂底板間の層間変位が最大となる時刻）



荷重載荷の一例（時刻3の場合）

（時刻3：剛性変化部の相対変位が最大となる時刻）

【曲線部】



荷重載荷の一例（時刻1の場合）

（時刻1：各断面の頂底板間の層間変位が最大となる時刻）

図4-13 三次元構造解析モデルへの荷重載荷のイメージ図

【直線部】

直線部については、躯体にとって厳しい载荷方向の組合せは、すべての断面（断面②～断面⑤）で右変形が厳しいケースと左変形が厳しいケースの2パターンが考えられる（パターン A 右, A 左）。また、周辺土質の違いから盛土部、旧表土部の断面②、断面③と防潮堤横断部の断面④、断面⑤に分けられ、剛性変化部の影響の観点から、断面③と断面④の右側相対変位最大と左側相対変位最大の2パターンが考えられる（パターン B 右, B 左）。

パターン A 右	すべての断面（断面②～断面⑤）で右変形が厳しいケース
パターン A 左	すべての断面（断面②～断面⑤）で左変形が厳しいケース
パターン B 右	断面③と断面④の右側相対変位が最大となるケース
パターン B 左	断面③と断面④の左側相対変位が最大となるケース

躯体にとって厳しい载荷方向の組合せとして、上記4パターンが考えられるが、直線部は、躯体寸法、配筋が左右対称の構造であることから、パターン A は右変形と左変形を比較し、より厳しい方向を载荷方向ケースとして1パターンに絞り込み、照査を行う（パターン A）。剛性急変部の影響（パターン B 右, B 左）については、地盤の剛性急変部の地震応答の違いに伴う躯体への影響を評価することが目的であることから、剛性急変部を跨ぐ断面間（断面③と断面④）の相対変位が最大となる時刻の1パターンに絞り込み、照査を行う。

【曲線部】

曲線部は、躯体にとって厳しい変形モードとして、曲線部が開く変形（パターン C）、曲線部が閉じる変形（パターン D）、曲線部がねじれる変形（パターン E1, E2）、剛性急変部の影響（パターン F1-1, F1-2, F2-1, F2-2）が考えられる。

曲線部については、防潮堤横断部の断面⑤と盛土・旧表土部の断面⑥、断面⑦に分けられることから、载荷方向の組合せとして、各断面（断面⑤～断面⑦）での右変形と左変形の組合せにより8パターン（ $2 \times 2 \times 2 = 8$ ）考えられる。

パターン C	曲線部が開く変形	すべての断面（断面⑤～断面⑦）で外側方向に载荷
パターン D	曲線部が閉じる変形	すべての断面（断面⑤～断面⑦）で内側方向に载荷
パターン E1	曲線部がねじれる変形	断面⑤・断面⑥が外側方向、断面⑦が内側方向に载荷
パターン E2		断面⑤・断面⑥が内側方向、断面⑦が外側方向に载荷
パターン F1-1	剛性急変部の影響	断面⑤が内側方向、断面⑥が外側方向（断面⑦が外側）
パターン F1-2		断面⑤が内側方向、断面⑥が外側方向（断面⑦が内側）
パターン F2-1		断面⑤が外側方向、断面⑥が内側方向（断面⑦が外側）
パターン F2-2		断面⑤が外側方向、断面⑥が内側方向（断面⑦が内側）

躯体にとって厳しい载荷方向の組合せとして、上記8パターンが考えられるが、曲線部が開く変形（パターン C）、曲線部が閉じる変形（パターン D）、曲線部がねじれる変形（パターン

E1, E2) は、変形のモードがそれぞれ独立していることから、それぞれに対して、照査を行う。剛性急変部の影響（パターン F1-1, F1-2, F2-1, F2-2）については、地盤の剛性急変部の地震応答の違いに伴う躯体への影響を評価することが目的であることから、剛性急変部を跨ぐ断面間（断面⑤と断面⑥）の相対変位が最大となる時刻の 1 パターンに絞り込み、照査を行う。各パターンでの変形モードの考え方を表 4-2 に示す。

表 4-2 各パターンでの変形モードの考え方（曲線部）

パターン	考え方	イメージ図
C	曲線部が開く変形： 全ての断面（断面⑤～断面⑦）で外側方向に荷重	
D	曲線部が閉じる変形： 全ての断面（断面⑤～断面⑦）で内側方向に荷重	
E1	曲線部がねじれる変形： 断面⑤・断面⑥が外側方向，断面⑦が内側方向に荷重	
E2	曲線部がねじれる変形： 断面⑤・断面⑥が内側方向，断面⑦が外側方向に荷重	
F	剛性急変部となる断面間での相対変位が最大となる時刻における荷重を各断面に荷重	

凡例

- ：取水路（曲線部）
- ：荷重荷重方向
- ：改良地盤

4.4.1 直線部

表 4-3 に直線部における地震時荷重の載荷方法の考え方を示す。

直線部は、上記のとおり、基準地震動 S_s ごとに、「同変形方向への載荷ケース」（ケース 1）と「剛性急変部の影響を考慮した載荷ケース」（ケース 2）を抽出する。

ケース 1 については、曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊の破壊モードを想定する。曲げ・軸力系の破壊については「4.3 照査時刻の選定」において抽出される各断面の「時刻 1」の荷重を、せん断破壊については各断面の「時刻 2」の荷重を算出し三次元モデルに同時に作用させる。

また、ケース 2 については、剛性急変部における荷重載荷によるせん断破壊の破壊モードを想定し、「4.3 照査時刻の選定」において抽出される「時刻 3」の荷重を各断面で算出し、三次元モデルに同時に作用させる。

表4-3 地震時荷重の載荷方法の考え方 (直線部)

載荷ケース	載荷方向の考え方	載荷方向のイメージ図	損傷モード	荷重の載荷方法*
ケース1	載荷方向へ載荷 ・各断面の荷重を同方向に載荷		曲げ・軸力系の破壊 せん断破壊 (面外)	各地震時荷重重算出断面 (断面②～断面⑤) における「時刻1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。 各地震時荷重重算出断面 (断面②～断面⑤) における「時刻2」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で総水平荷重が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース2	(剛性急変部の影響考慮) ・剛性急変部となる断面間での相対変位が最大となる時刻における荷重を各断面に載荷		曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重重算出断面 (断面②～断面⑤) における「時刻3」の荷重を組み合わせる。剛性急変部となる断面③と断面④の相対変位が最大となる「時刻3」を選定し、全断面「時刻3」における荷重を載荷。

注記*：断面②及び断面③の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面②～断面⑤の全てについて全応力解析による荷重を組み合わせる。断面②及び断面③の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面②・断面③の有効応力解析による荷重と断面④及び断面⑤の全応力解析による荷重を組み合わせる。

4.4.2 曲線部

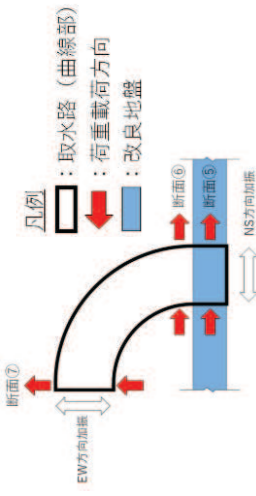
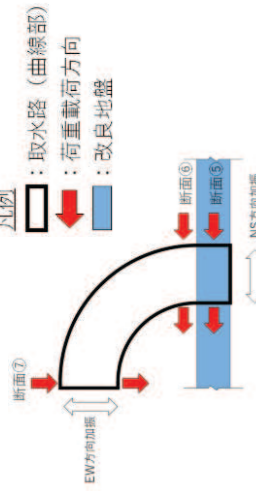
表 4-4 に曲線部における地震時荷重の載荷方法の考え方を示す。

曲線部は、上記のとおり、基準地震動 S_s ごとに、「同変形方向（開く変形）への載荷ケース」（ケース 1）、「同変形方向（閉じる変形）への載荷ケース」（ケース 2）、「逆変形方向（ねじれる変形）への載荷ケース」（ケース 3-1, 3-2）、「剛性急変部の影響を考慮した載荷ケース」（ケース 4）を抽出する。

ケース 1 及びケース 2 については、曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊の破壊モードを想定する。曲げ・軸力系の破壊については「4.3 照査時刻の選定」において抽出される「時刻 1」の荷重を、せん断破壊については「時刻 2」の荷重を、各断面で算出し三次元モデルに同時に作用させる。

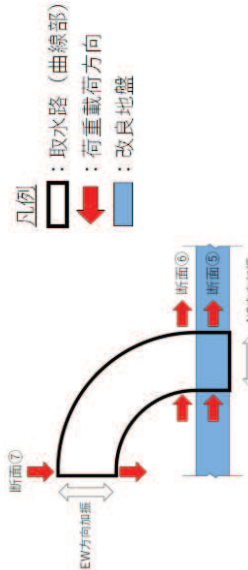
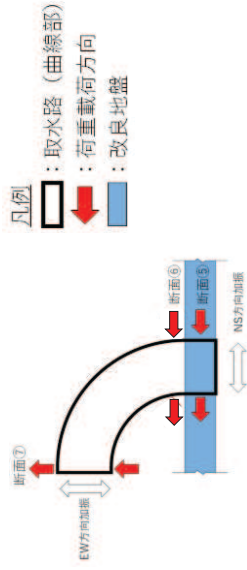
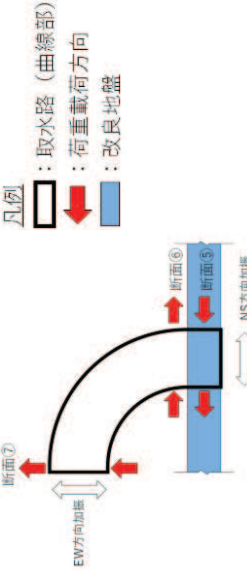
また、ケース 3-1, 3-2 及びケース 4 については、曲線部のねじれ変形や剛性急変部における荷重載荷による曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊を想定し、「4.3 照査時刻の選定」において抽出される「時刻 1」または「時刻 3」の荷重を各断面で算出し、三次元モデルに同時に作用させる。

表4-4(1) 地震時荷重の載荷方法の考え方 (曲線部)

載荷ケース	載荷方向の考え方	載荷方向のイメージ図	損傷モード	荷重の載荷方法*
ケース1	(同変形方向へ載荷 : 曲線部が開く変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は北方向に、断面⑦の地震時荷重は、西方向に載荷		曲げ・軸力系の破壊 せん断破壊 (面外)	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。 各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻2」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で総水平荷重が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース2	(同変形方向へ載荷 : 曲線部が閉じる変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は南方向に、断面⑦の地震時荷重は、東方向に載荷		曲げ・軸力系の破壊 せん断破壊 (面外)	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。 各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻2」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で総水平荷重が最大となる時刻における荷重を載荷。

注記* : 断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面⑤～断面⑦のすべてについて全応力解析による荷重を組み合わせてる。断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面⑤の全応力解析による荷重と断面⑥及び断面⑦の有効応力解析の荷重を組み合わせる。

表4-4(2) 地震時荷重の載荷方法の考え方 (曲線部)

載荷ケース	載荷方向の考え方	載荷方向のイメージ図	損傷モード	荷重の載荷方法*
ケース 3-1	(逆変形方向へ載荷) : 曲線部がねじれる変形 ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は北方向に、断面⑦の地震時荷重は、東方向に載荷	 <p>凡例 □ : 取水路 (曲線部) ↓ : 荷重載荷方向 ■ : 改良地盤</p>	曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース 3-2	(逆変形方向へ載荷) : 曲線部がねじれる変形 ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は南方向に、断面⑦の地震時荷重は、西方向に載荷	 <p>凡例 □ : 取水路 (曲線部) ↓ : 荷重載荷方向 ■ : 改良地盤</p>	曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース 4	(剛性急変部の影響考慮) ・剛性急変部となる断面間での相対変位が最大となる時刻における荷重を各断面に載荷	 <p>凡例 □ : 取水路 (曲線部) ↓ : 荷重載荷方向 ■ : 改良地盤</p>	曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 3」の荷重を組み合わせる。剛性急変部となる断面⑤と断面⑥の相対変位が最大となる「時刻 3」を選定し、全断面「時刻 3」における荷重を載荷。

注記* : 断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面⑤～断面⑦のすべてについて全応力解析による荷重を組み合わせ
 る。断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面⑤の全応力解析による荷重と断面⑥及び断面⑦の有効応力解
 析の荷重を組み合わせる。

4.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、地震時荷重算出断面ごとに「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、「4.4 地震時荷重の載荷方法」に示すとおり、三次元構造モデルに作用させる。入力荷重の一覧を表4-5に、各入力荷重の算定フローを図4-13に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図4-14に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-5 入力荷重一覧

入力荷重	地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力（躯体）	応答加速度	躯体全体
動水圧	応答加速度	作用位置
地震時土圧・水圧	土圧・水圧	作用位置
周面せん断力	土圧	作用位置

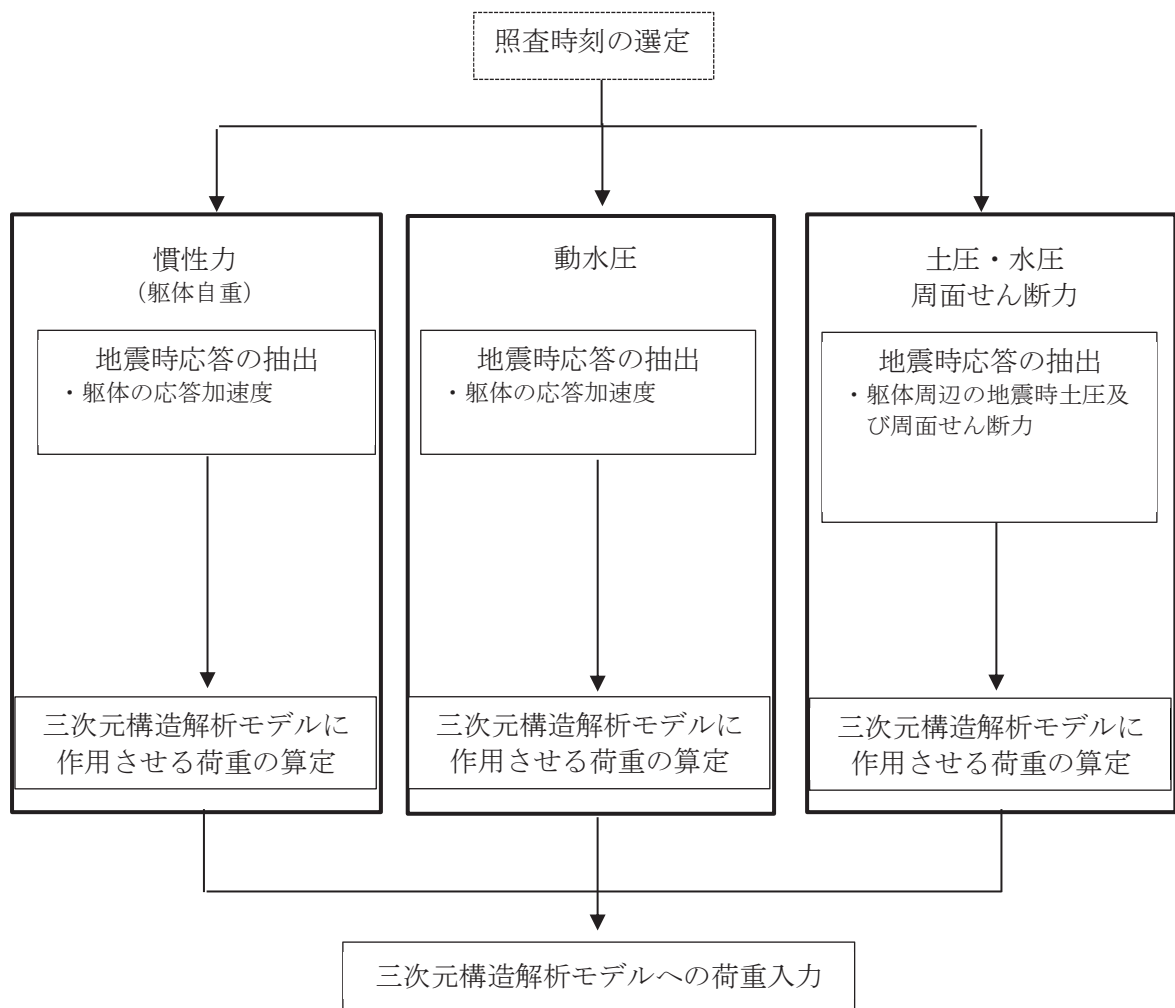


図4-13 各入力荷重の算定フロー

【三次元材料非線形性的解析】

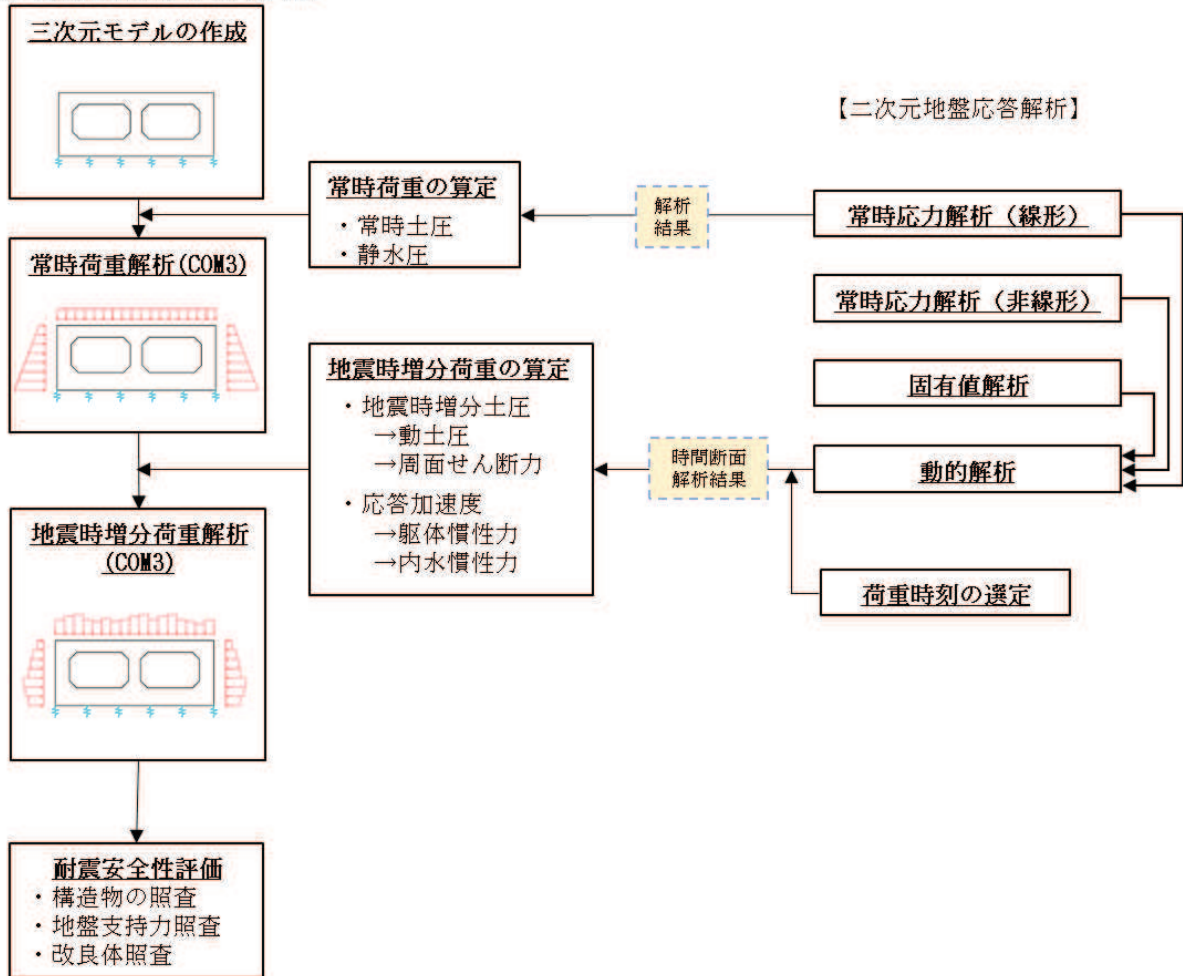


図 4-14 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

4.5.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧及び外水圧の載荷概念図を図4-15に示す。各断面から算出した静止土圧及び外水圧は、各区間の奥行方向に一様に載荷する。なお、曲線部のうち、円弧形状を呈している断面⑥と断面⑦の間については、作用位置により各荷重の作用面積が変化することを考慮し、断面⑥と断面⑦の荷重を側壁の延長長さに応じ、それぞれ線形補間して荷重を算出し、各方向の荷重を組み合わせて載荷する。

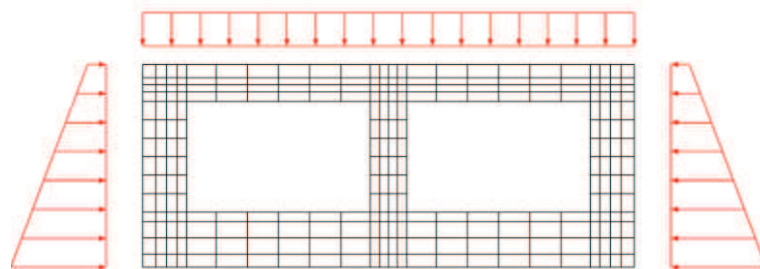


図4-15 静止土圧及び外水圧の載荷概念図

(3) 内水圧

海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m^{*}) を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、1.03g/cm³を考慮する。内水圧の概念図を図4-16に示す。各断面から算出した内水圧は、各区間の奥行方向に一様に載荷する。なお、曲線部のうち、円弧形状を呈している断面⑥と断面⑦の間については、作用位置により各荷重の作用面積が変化することを考慮し、断面⑥と断面⑦の荷重を側壁の延長長さに応じ、それぞれ線形補間して荷重を算出し、各方向の荷重を組み合わせて載荷する。

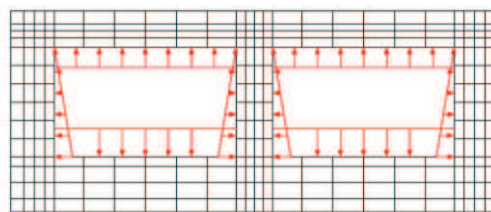


図4-16 内水圧の概念図

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

4.5.2 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-17に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、各断面の鉄筋コンクリート部材の全節点とする。

各断面から算出した慣性力は、各区間の奥行方向に一様に載荷する。三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図を図4-18に示す。なお、曲線部のうち、円弧形状を呈している断面⑥と断面⑦の間について、水平慣性力は、断面⑥及び断面⑦から算出される各方向の荷重を組み合わせる。鉛直慣性力は、断面⑥及び断面⑦から算出される荷重を、各断面からの影響度を勘案して延長方向に線形補間し、それぞれを組み合わせる。

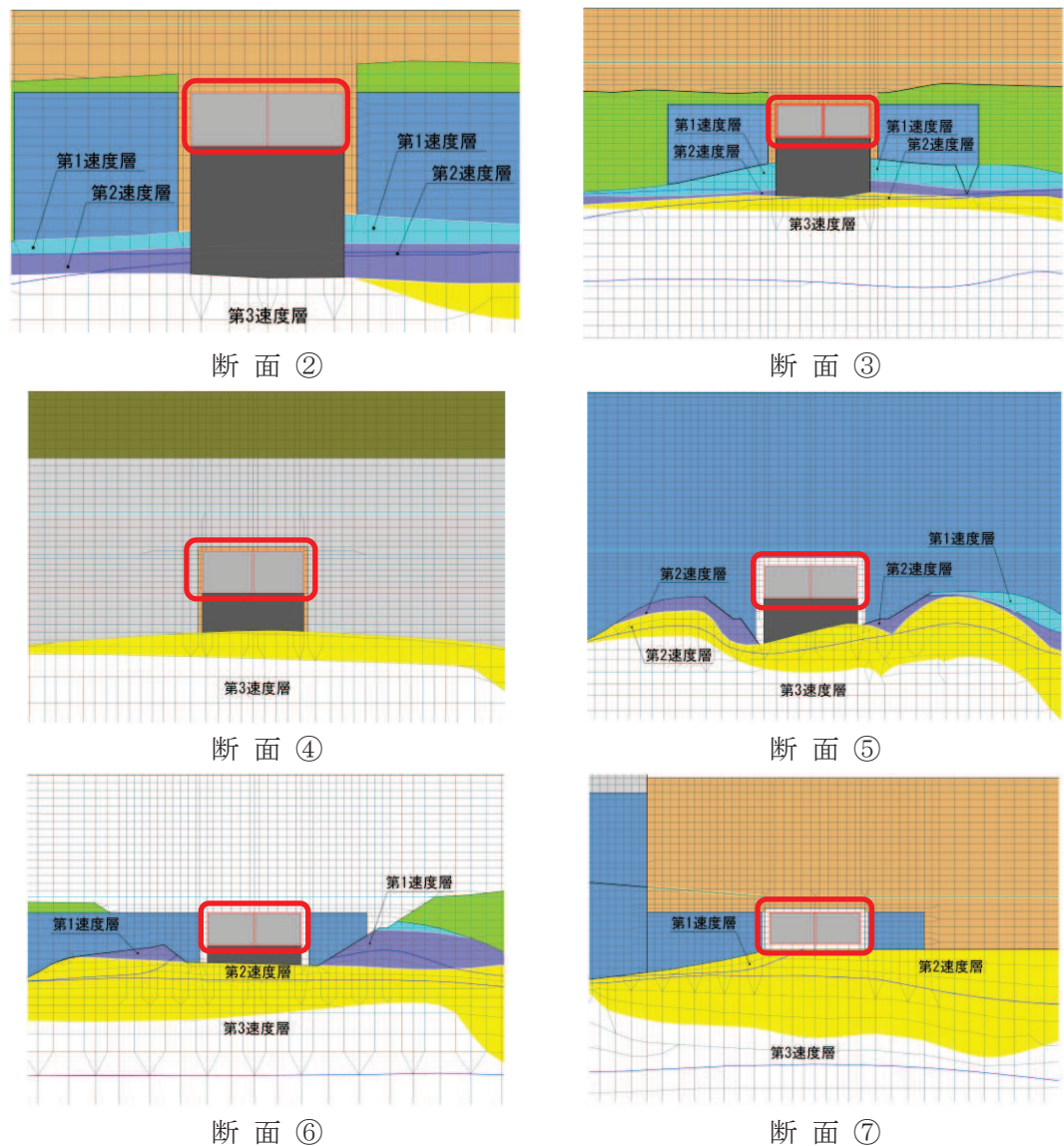


図4-17 応答加速度の抽出位置

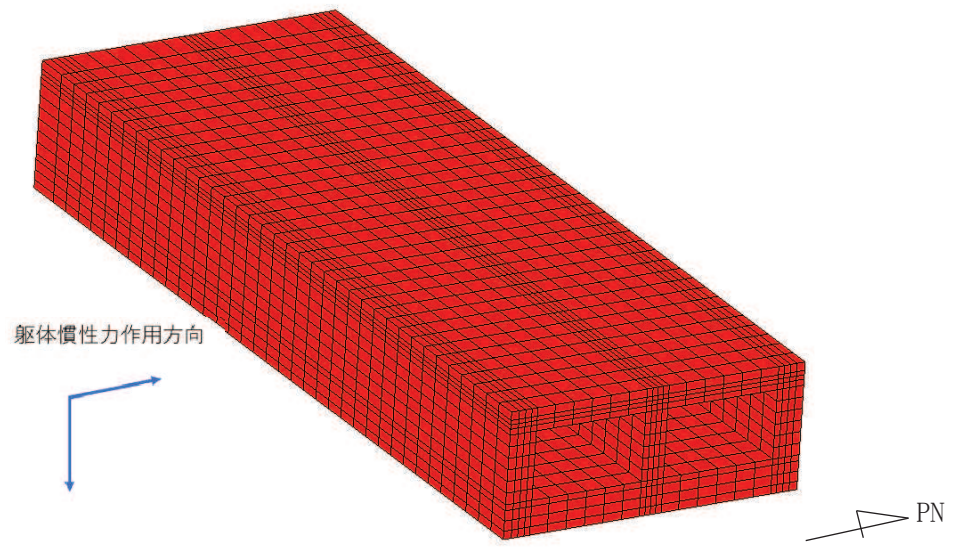


図 4-18 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

4.5.3 動水圧

取水路（標準部）は満水状態で自由水面が存在しないため、動水圧については、「3.4.4 動水圧」の考え方にに基づき、自由水面の無い閉水路として荷重を作用させる。

「3. 地震応答解析」より得られた側壁，隔壁における各節点の加速度を用いて動水圧を算定する。各断面から算出した動水圧は，各区間の奥行方向に一様に載荷する。動水圧の概念図を図4-19に示す。なお，曲線部のうち，円弧形状を呈している断面⑥と断面⑦の間については，作用位置により各荷重の作用面積が変化することを考慮し，断面⑥と断面⑦の荷重を側壁の延長長さに応じ，それぞれ線形補間して荷重を算出し，各方向の荷重を組み合わせて載荷する。

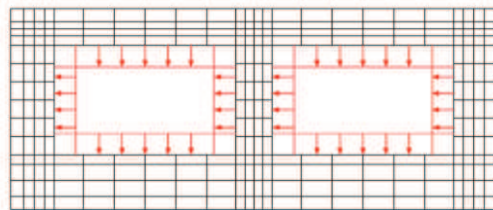


図4-19 動水圧の概念図

4.5.4 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-20に示す。

各断面から算出した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、各区間の奥行方向に一様に載荷する。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図を図4-21に示す。なお、曲線部のうち、円弧形状を呈している断面⑥と断面⑦の間における地震時土圧・水圧、及び側壁の周面せん断力については、作用位置により各荷重の作用面積が変化することを考慮し、断面⑥と断面⑦の荷重を側壁の延長長さに応じ、それぞれ線形補間して荷重を算出し、各方向の荷重を組み合わせる。頂版の周面せん断力については、断面⑥及び断面⑦から算出される各方向の荷重を組み合わせる。

また、算定した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-21に示すとおり、取水路（標準部）の三次元構造解析モデルに入力する。

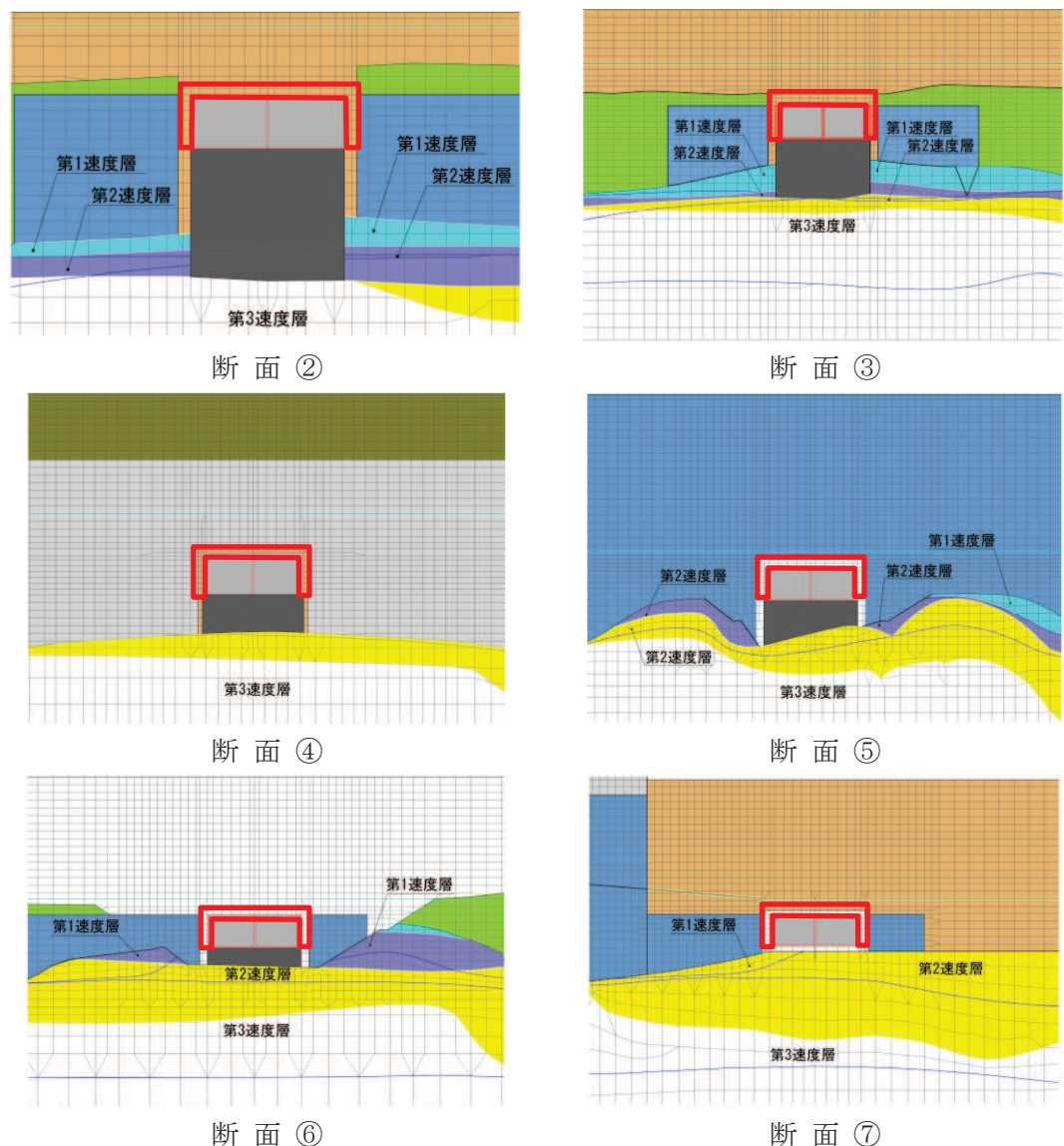
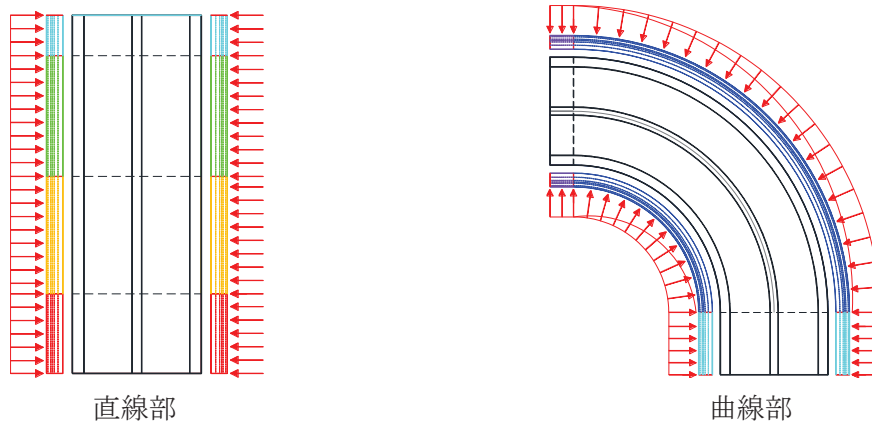
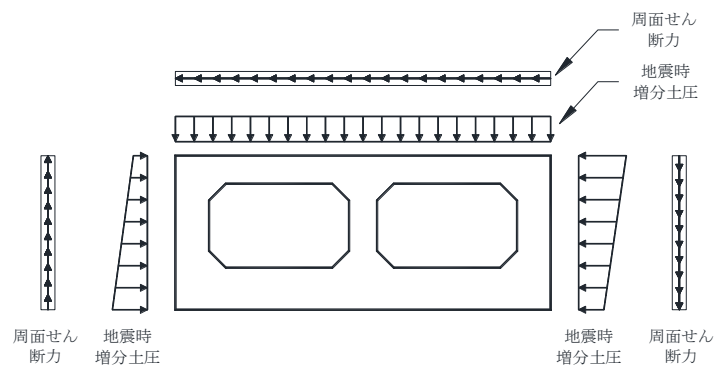


図4-20 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置



(平面図)



(断面図)

図 4-21 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図5-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図5-2～図5-85に示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

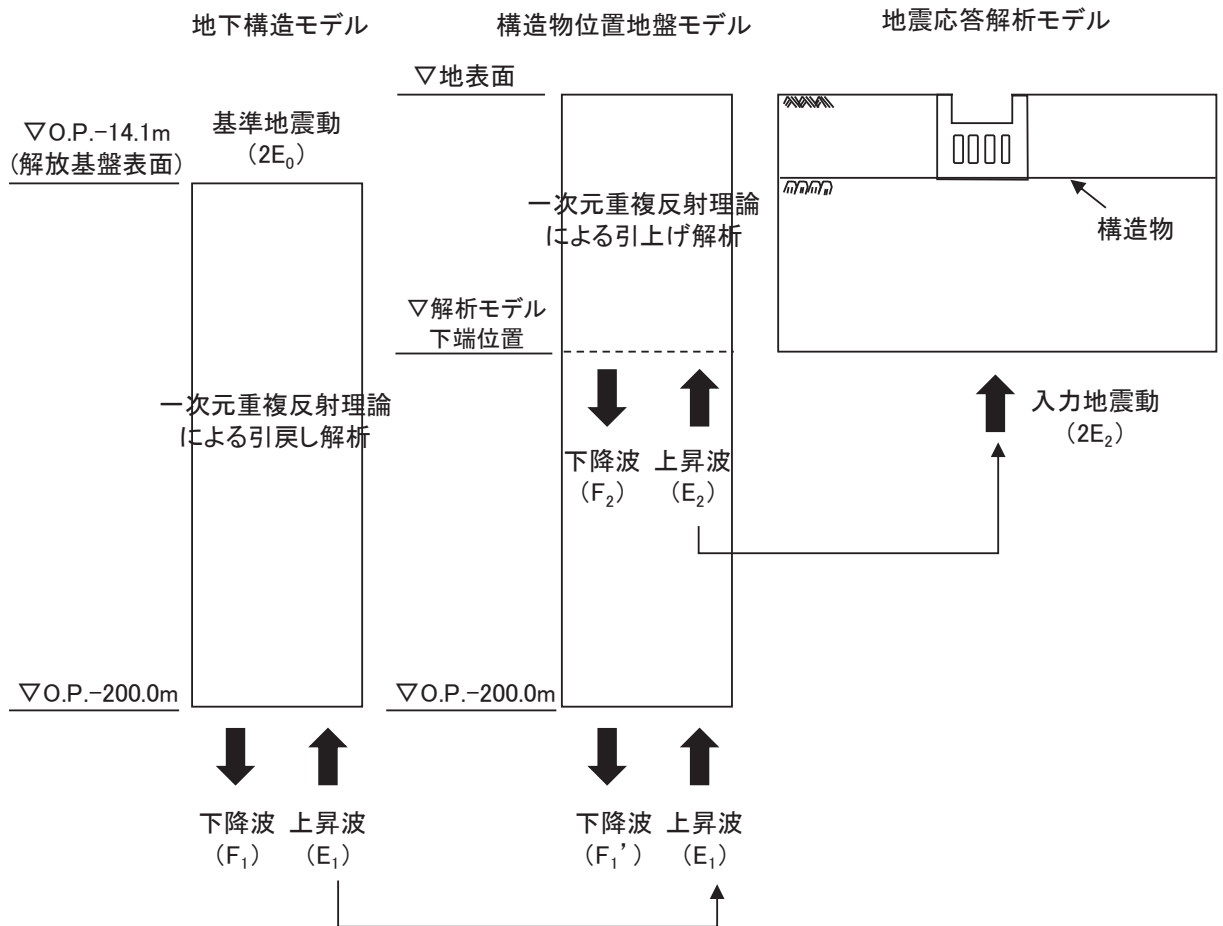


図 5-1 入力地震動算定の概念図