

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-1_改 13
提出年月日	2021年6月30日

補足-600-1 【地盤の支持性能について】

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 評価対象施設周辺の地質等	2
3.1 評価対象施設周辺の地質	2
3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果	24
3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針	28
3.3.1 敷地の地下水位分布	28
3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針	33
4. 地盤の解析用物性値	187
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	187
4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値	198
4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値	203
4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値	203
4.2.3 その他の解析用物性値	257
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	257
5. 極限支持力	258
5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力	258
5.2 直接基礎の支持力算定式	265
5.3 杭基礎の支持力算定式	266
5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足	266
5.4.1 道路橋示方書による極限支持力算定式を適用する構造物	266
5.4.2 道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）の適用性について	266
6. 地盤の速度構造	268
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル	268
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル	271
参考資料 1-1 既設の地下水位低下設備の概要	
参考資料 1-2 構内排水路の概要	
参考資料 1-3 浸透流解析モデル概要及びアウトプットと設備設計への反映事項	
参考資料 2 建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析について	
参考資料 3 地下水位の上昇により生じる施設等への影響評価結果	
参考資料 4 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠	
参考資料 5 浸透流解析におけるドレーンの有効範囲の設定結果	
参考資料 6 地下水位低下設備の概要	
参考資料 7 既設ドレーンの部分閉塞時の自由水面の保持について	

- 参考資料 8 地下水水位低下設備の施工について
- 参考資料 9 地下水水位低下設備の保守管理について
- 参考資料 10 土木構造物における設計用地下水水位の設定方法
- 参考資料 11 降雨に対する設計用地下水水位の余裕について
- 参考資料 12 三次元浸透流解析による防潮堤沈下対策の影響予測結果
- 参考資料 13 改良地盤における補足
- 参考資料 14 液状化強度試験の詳細について
- 参考資料 15 盛土の均一性について
- 参考資料 16 2011 年東北地方太平洋沖地震における沈下実績について
- 参考資料 17 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
- 参考資料 18 盛土・旧表土の強度特性設定の考え方
- 参考資料 19 粘土分含有率について
- 参考資料 20 浸透流解析に用いた解析コード「GETFLOWS」の適用性について
- 参考資料 21 液状化強度試験の解析上の再現について
- 参考資料 22 建物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について
- 参考資料 23 MMR のせん断強度について
- 参考資料 24 盛土の物性値における礫分の影響について
- 参考資料 25 基準地震動 S_s に対する液状化強度試験の妥当性確認
- 参考資料 26 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

: 本日の説明範囲

(参考資料 2 1) 液状化強度試験の解析上の再現について

1. 概要

有効応力解析の信頼性を確認するため、解析コード FLIP が盛土の液状化強度試験結果である繰返し軟化を再現できていることを確認する。

2. 解析コード FLIP による要素シミュレーション

対象試験として B-1-2 の供試体 No. 1 (図 2-1) について、要素シミュレーションを行う。

液状化強度試験と要素シミュレーションを比較した結果を表 2-1 に示す。

要素シミュレーションでは、液状化強度試験と同様、繰返し荷重によりひずみは漸増するものの急に増大することはない、せん断応力作用時には過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復しており、繰返し軟化を再現できることを確認した。

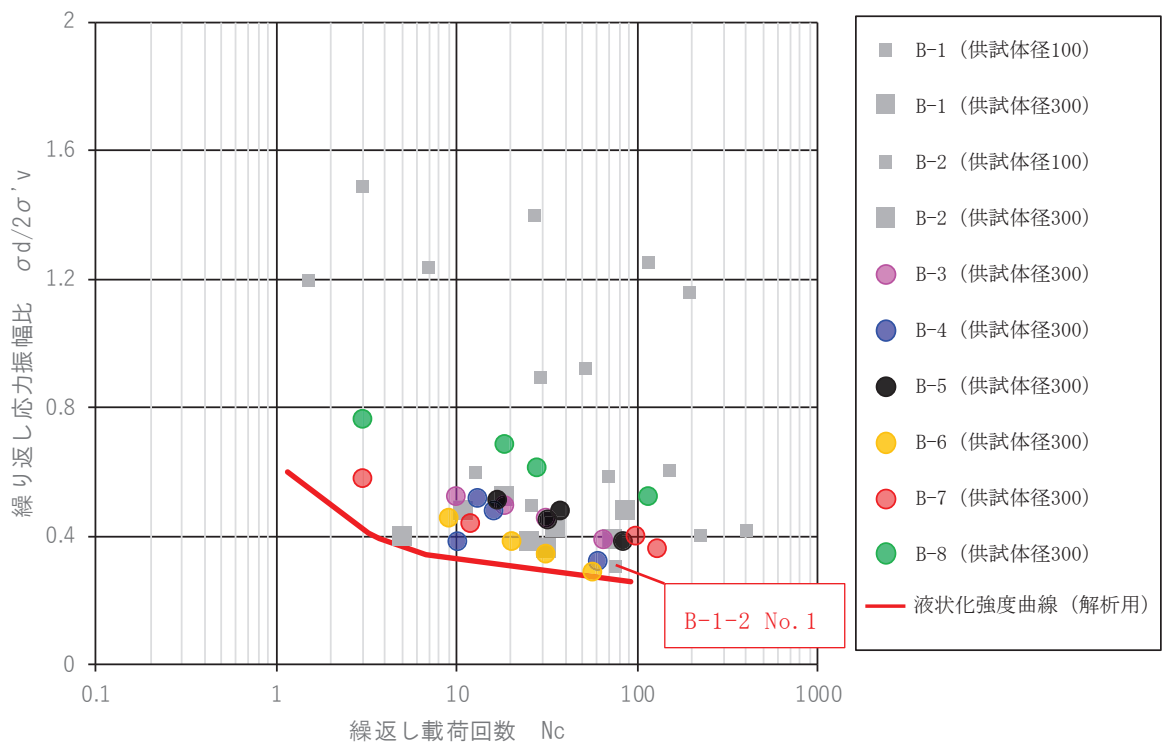
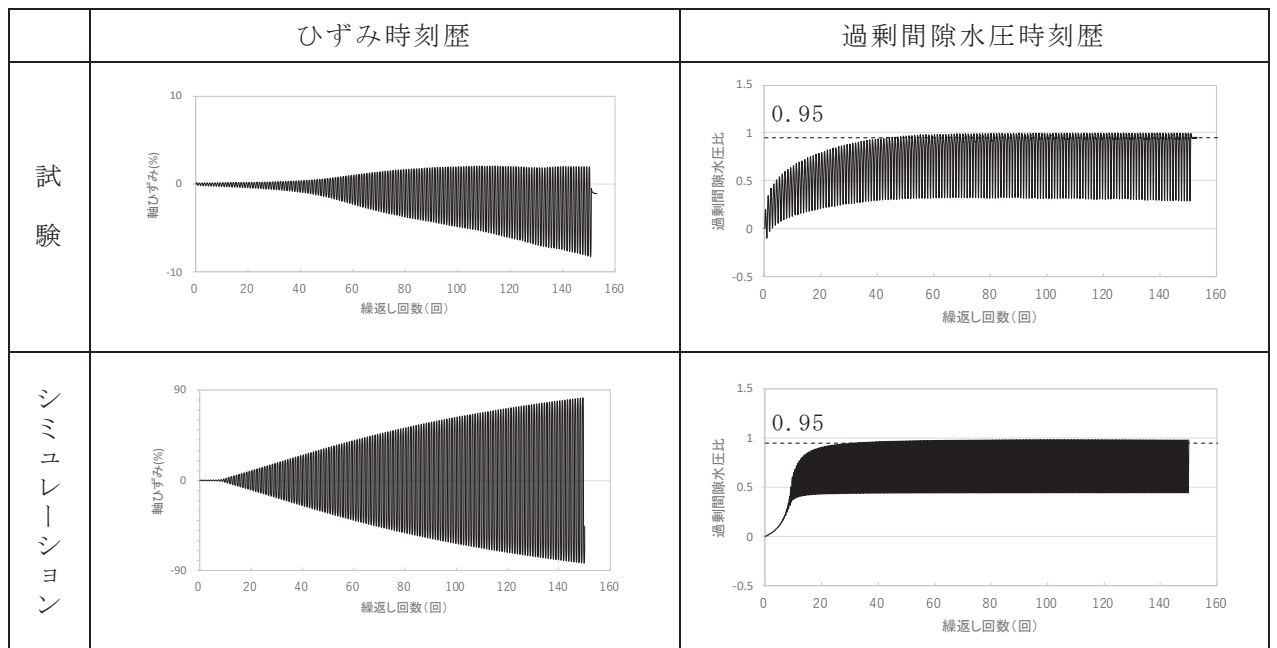
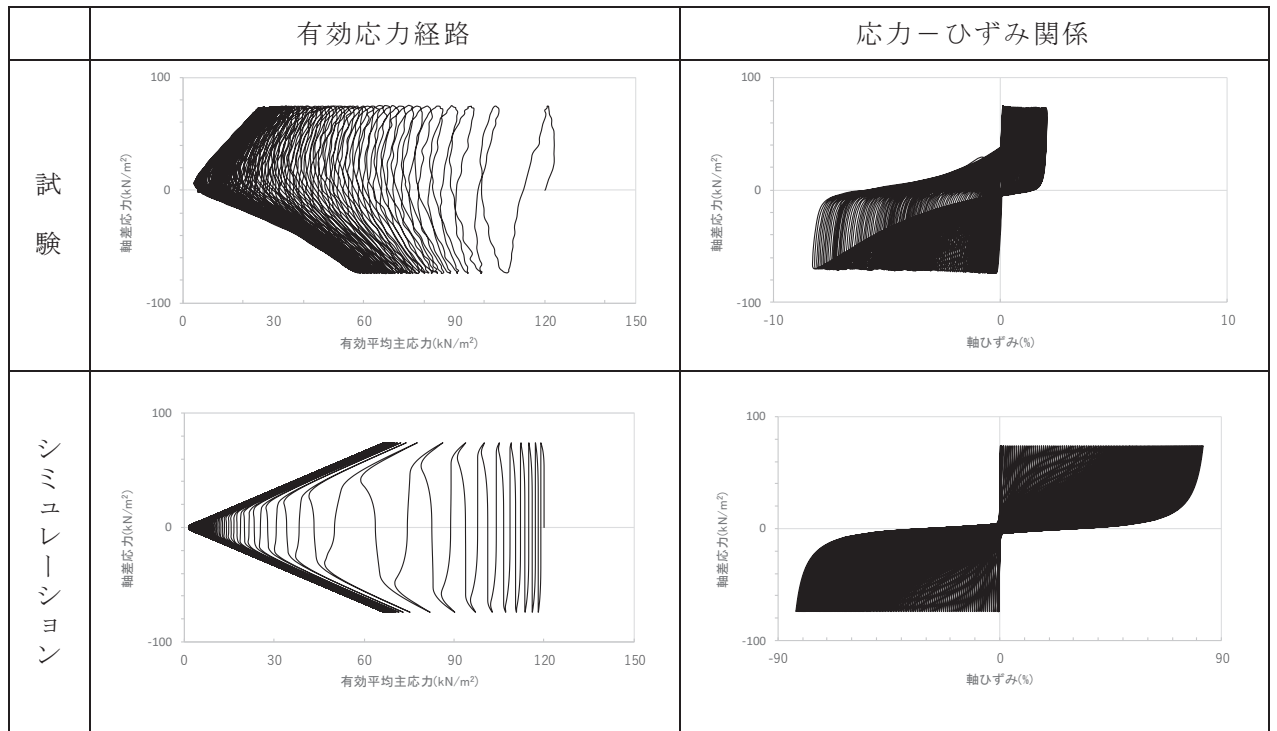


図 2-1 盛土の液状化強度試験結果

表 2-1 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較



3. 有効応力解析による地震応答解析結果

二次元有効応力解析において液状化強度試験の挙動を表現できていることを確認するため、有効応力解析における地震応答解析結果を確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、継続時間が長く液状化に影響が大きい $S_s - D1$ とした。

断面①のモデルの拡大図と地震応答の抽出点を図 3-1 に示す。なお、抽出点は海側の地下水位以深の盛土の中央位置付近とした。

抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路を図 3-2 に示す。

盛土の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を確認した結果、ひずみは徐々に大きくなるが急に増大しないこと、また、平均有効主応力が 0 にならず、軸差応力の増加に伴い有効応力が回復しており、液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

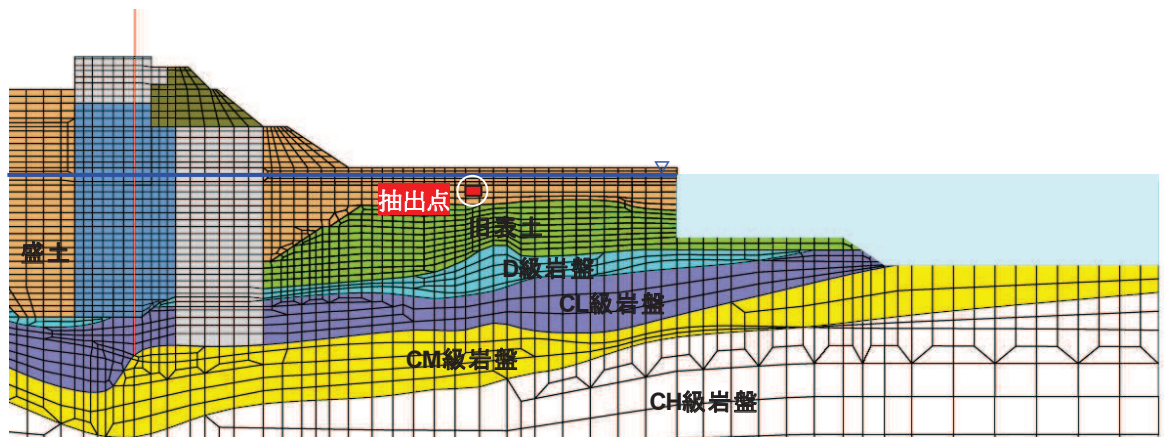


図 3-1 断面①の解析モデル（拡大図）と地震応答の抽出点

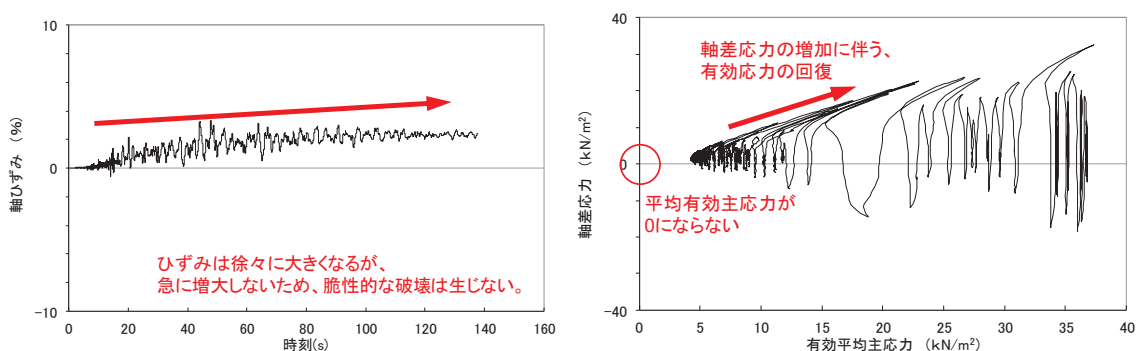


図 3-2 抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路

4. まとめ

2. 及び 3. により，盛土における液状化強度特性の設定は，要素シミュレーションにより繰返し軟化を再現できており，また，二次元有効応力解析においても液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

(参考資料 2 4) 盛土の物性値における礫分の影響について

1. 概要

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、最大粒径 300 mm で調整して施工している。

そのため、各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の結果に対して、最大粒径 300mm の礫分の影響について整理し、各物性値の設定の妥当性を検討した。

2. 盛土の粒度分布

盛土の粒度分布について、図 2-1 のように区分したエリア別の粒形加積曲線を図 2-2 に示す。

盛土は岩盤を掘削した材料 (300mm 以下の岩砕) を用いていることから、この粒径加積曲線は JGS 「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。

この結果から、エリア毎の若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫を主体としており、エリアごとの有意な違いは見られていない。

また、礫分も含まれるものの全体としてはなだらかな曲線となっており、均等係数が大きく粒度が良い (締固めがしやすい) 性質であると言える。

盛土の室内試験は 63.5 mm 又は 51 mm 以下の粒度のものを用いており、盛土の粒度の大半を占めている。

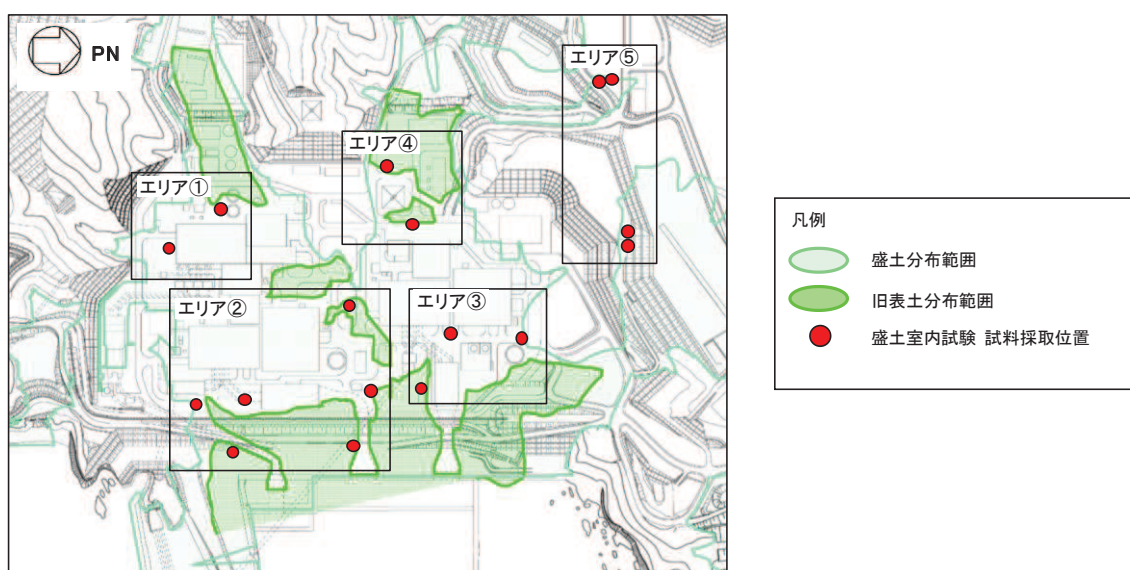


図 2-1 盛土のエリア分類

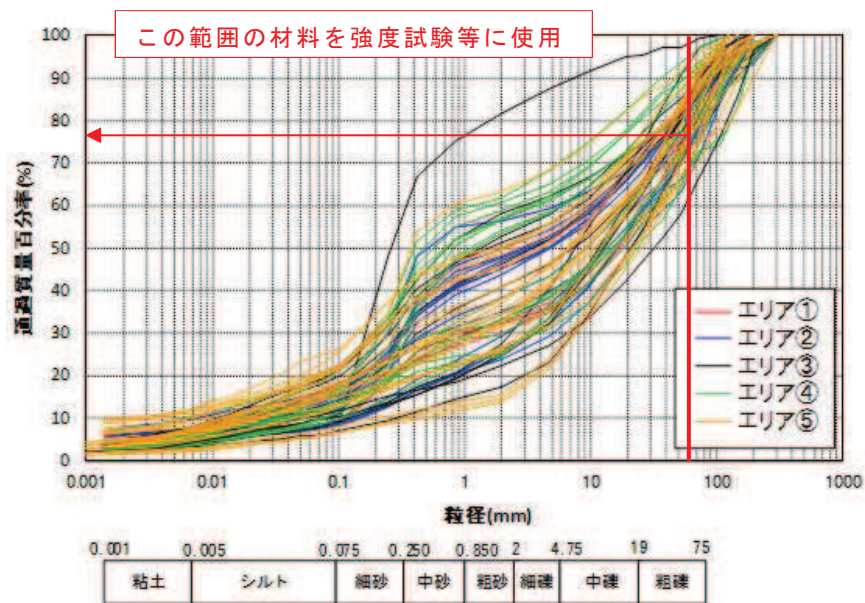


図 2-2 盛土の粒径加積曲線

3. 各物性値設定の根拠

(1) 三軸圧縮試験

【用途】

- 強度特性及び静的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型三軸試験（ ϕ 300 mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 50.8 mm としたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定し、締固め試験結果を踏まえ締固めエネルギー 1.0Ec を付与して作成。

【礫分の影響に対する考え】

- 供試体の密度については、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており、妥当な試験結果が得られていると判断。
- 礫分が入ることにより、現場強度は室内試験結果と同等以上となると判断。また、礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(2) 繰返し三軸試験

【用途】

- 動的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。
- 試料の最大粒径は，供試体の約 1/5 である 63.5 mmとしたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定。

【大径岩砕の影響に対する考え】

- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており，妥当な試験結果が得られていると判断。
- 現場では礫分が入るが，礫分の比率はそれほど大きくないため，動的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(3) 液状化強度試験（繰返し三軸試験）

【用途】

- 液状化強度特性の設定に使用。

【試験方法】

- 浅部については大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。深部についてはボーリングコアを使用するため，繰返し三軸試験（ $\phi 100$ mm）を実施。
- 乱さない試料を基本として試験を実施したため，礫分が混入した試験体もあれば，礫分があまり混入していない試験体も存在。

【礫分の影響に対する考え】

- 礫の影響について，図 3-1 に示すとおり， $\phi 100$ mmの試験結果はばらつきが大きく，礫の入り方のばらつきによる影響が試験結果に出ている可能性がある。一方， $\phi 300$ mmの試験結果はばらつきが小さくなっており，礫の入り方のばらつきによる影響が $\phi 300$ mmの試験では抑えられていると考えられる。これらを踏まえて試験結果の下限値と同等になるように液状化強度特性を設定していることから，強度特性の設定は妥当と判断。

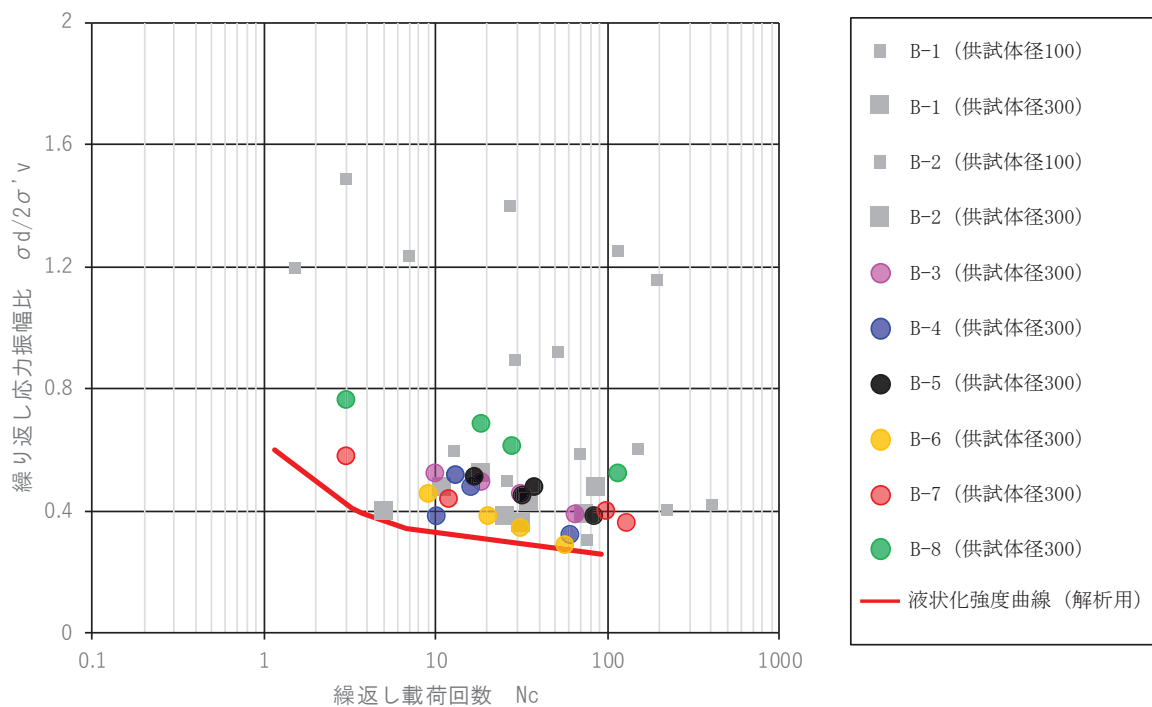


図 3-1 盛土の液状化強度試験結果と解析用液状化強度特性

(4) 透水係数

【設定方法】

- 粒度試験結果における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定。

【粒度試験の試験方法】

- 礫分を含む現場粒度。

【礫分の影響に対する考え】

- 現場粒度により算定しており，礫分の影響は考慮済み。
- 原位置透水試験により妥当性を確認。

(5) 相対密度

【用途】

- Ishihara ほかの方法による地震時の盛土沈下量の算出に使用。

【試験方法】

- JGS1612（水置換法による土の密度試験方法）で測定した盛土の現場密度と JGS0162（礫の最小密度・最大密度試験方法）から求めた盛土の最小・最大密度から相対密度を算出（図 3-2）。
- 現場密度試験における水置換孔の掘削径は $\phi 300$ mm と $\phi 1000$ mm で，100 mm 以上の礫分を含む試験もある。

- 最小密度・最大密度試験は JGS0162 に準拠しており、試料の最大粒径を 53 mm としたせん頭粒度で粒度調整

【礫分の影響に対する考え】

- 100 mm以上の礫分を含む試験結果と含まない試験結果で相対密度に大きな違いは無く、設定値は妥当と判断。
- 最小密度・最大密度試験において、53 mmを超える礫分については除外しているが、図 3-3 に示すとおり、試験供試体の粒度分布は 53 mmを超える礫分を除外しているため現場粒度に比べてやや左方に移動しているものの、粒度分布の形状に大きな違いはなく、影響は大きくないと判断。また、図 3-3 に示す試験供試体の粒度分布の中にもばらつきはあるものの、表 3-1 に示すとおり、最小密度及び最大密度は大きな違いはなく、影響は大きくないと判断。

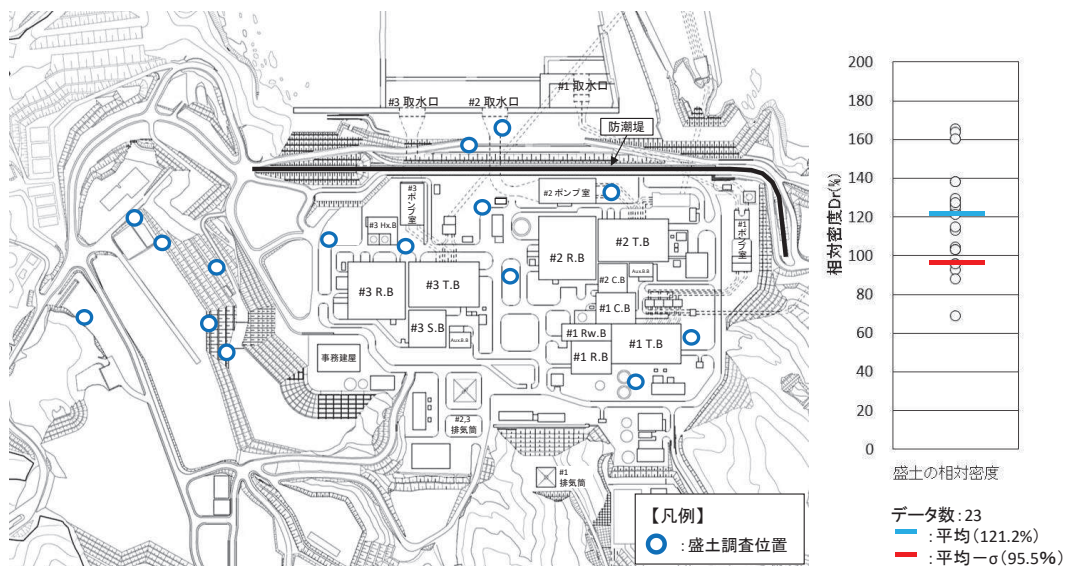


図 3-2 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

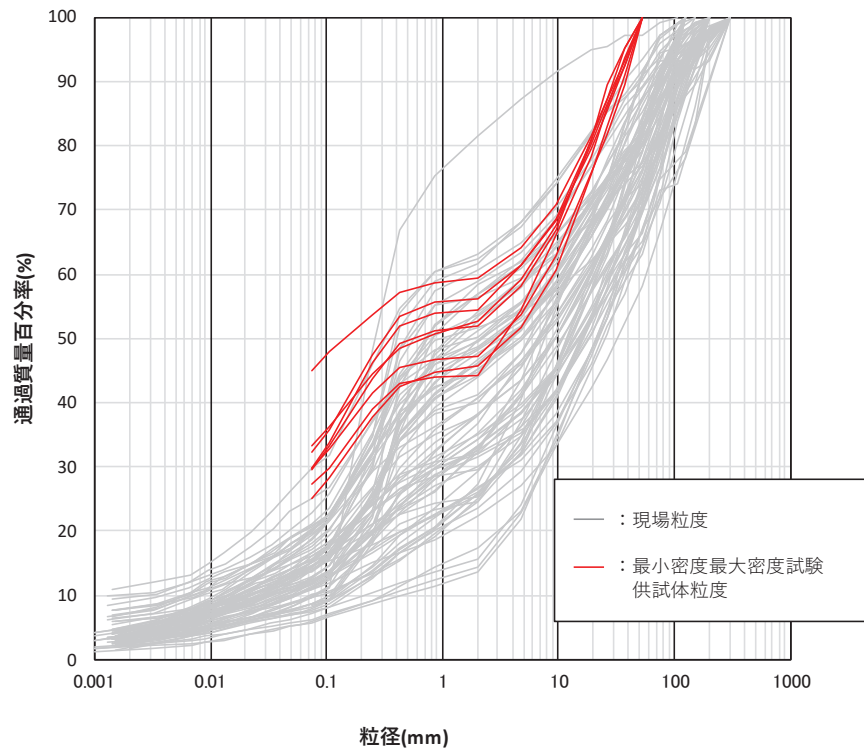


図 3-3 盛土の粒径加積曲線

(現場粒度と試験試料粒度の比較)

表 3-1 最小密度・最大密度試験結果

No.	最小密度 (g/cm^3)	最大密度 (g/cm^3)
1	1.522	1.874
2	1.505	1.867
3	1.516	1.874
4	1.516	1.870
5	1.540	1.912
6	1.518	1.886
7	1.521	1.892
8	1.478	1.872
平均値	1.515	1.881
標準偏差	0.018	0.015
変動係数	0.012	0.008

(6)まとめ

各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験の結果に対して、最大粒径 300mm の礫の取り扱いについて表 3-2 のとおり整理した。

最大粒径 300mm の礫の影響については適切に考慮していることから、各物性値の設定は妥当であると考ええる。

表 3-2 最大粒径 300mm の礫の影響

	最大粒径 300mm の礫の影響	備考
三軸圧縮試験	考慮しない	強度及び静的変形特性への影響は大きくない。
繰返し三軸試験	考慮しない	動的変形特性への影響は大きくない。
液状化強度試験	考慮する	φ 300 mm の試験結果はばらつきが小さい。
透水係数	考慮する	原位置透水試験より妥当性を確認。
相対密度	考慮する	試験結果から礫の有無による違いはあまりない。
(参考)粒度分布	考慮する	特性確認のため、最大粒径に合わせる必要あり。

【参考文献】

(1) 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響

(上本ほか, 地盤工学ジャーナル Vol.6, No.2, 181-190, 2011)

- (概要) 砂れき盛土材等について, 原粒度並びにせん頭粒度, 相似粒度及び礫粒度補正の3通りの方法で粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験を実施し, 締固め特性及びせん断時の変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響を確認したもの。
- 角レキとして用いた試料は表1に示すとおりである。

表1 試料の物理特性 (甲山)

試料	甲山試料(角礫)			
土粒子密度・母岩・形状	$\rho_s = 2.629\text{g/cm}^3$ 形状: 花崗岩・角レキ			
粒度	原粒度(現場)	せん頭	相似	礫補正
最大粒径 D_{max} (mm)	75(300)	19.0	19.0	19.0
平均粒径 D_{50} (mm)	7.2(17.3)	4.1	1.3	9.2
均等係数 U	83.7(75.9)	19.3	75.9	22.4

- 試験条件は表2に示すとおりであり, 最大粒径は供試体直径の約1/5になるようにされている。

表2 試験条件 (甲山試料)

供試体サイズ	$\phi 100\text{mm} \times h 200\text{mm}$	$\phi 300\text{mm} \times h 600\text{mm}$
粒度調整法	せん頭粒度, 相似粒度, 礫粒度補正	原粒度
目標締固め度(%)	85, 90, 95, 100	
有効拘束圧(kPa)	50, 100, 150	50, 100, 200

- 図 1 は実験結果から締固め度と内部摩擦角の関係を示したものである。締固め度が同じ供試体を比較すると、せん頭粒度を試験粒度とした三軸圧縮試験から求まる強度定数が原粒度の結果に近いといえるとしている。また、せん頭粒度試料では、礫の含有割合が相対的に小さくなるため、粒子径効果により原粒度試料の強度定数を若干過少評価しているが粒度調整試料の中では最も原粒度に近い結果を示しているとしている。

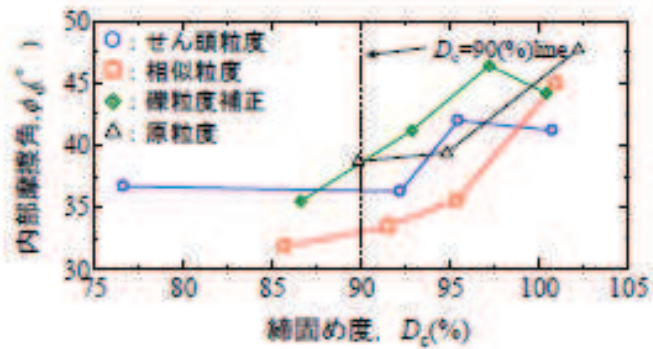
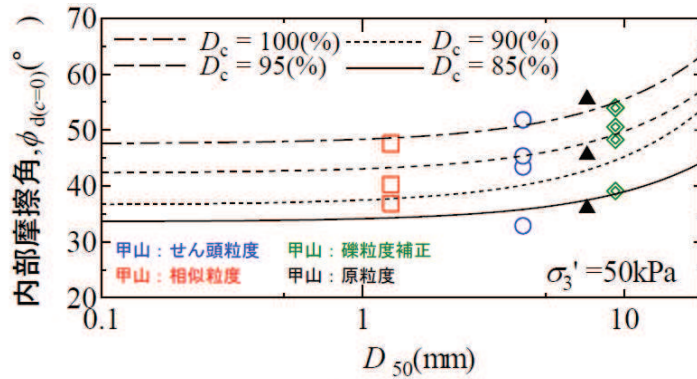
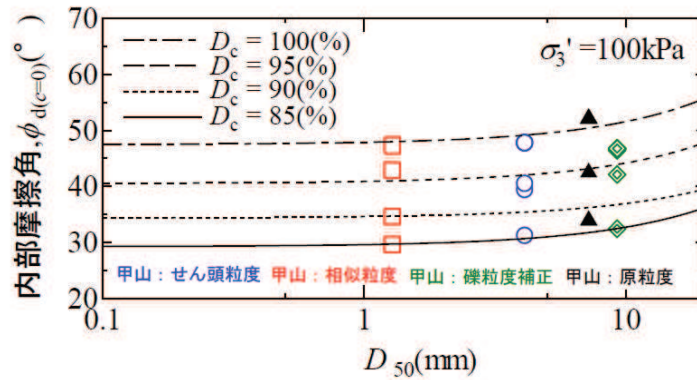


図 1 締固め度と内部摩擦角の関係

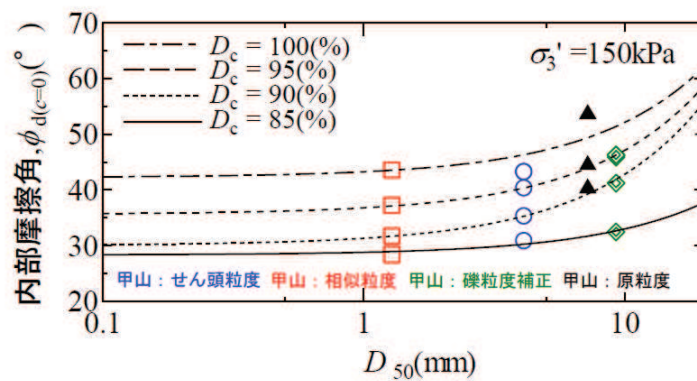
- 図 2 は平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角 ($\phi_{d(c=0)}$) の関係を示したものである。
 $\phi_{d(c=0)} \sim D_{50}$ 関係は締固め度に依存すると同時に、平均粒径が大きくなるにつれ
 $\phi_{d(c=0)}$ が大きくなることが示されている。



a) $\sigma'_3 = 50 \text{ (kPa)}$



b) $\sigma'_3 = 100 \text{ (kPa)}$



c) $\sigma'_3 = 150 \text{ (kPa)}$

図 2 平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角の関係

(2)粗粒材料の現場締固め（土質工学会，1990）

- せん断試験結果を見ると，最大粒径が大きい方が強度，変形特性とも優れるとする報告例がある（図3，4）。ただし，これは供試体を同一締固めエネルギーで作製して比較したものであり，密度はそれぞれの粒度で異なっている。したがって，一概に最大粒径の大きい方がせん断特性が優れるとはいえないが，せん断頭粒度では室内と現場とを締固めエネルギーで対応させるという考え方に立てば，これらの結果は現場に十分適用可能であるとしている。なお，対象としている粗粒材料及び女川の盛土については，砂質土同様その締まり具合により強さが決まり，内部摩擦角が支配的であり粘着力の影響は小さいと考えられる。

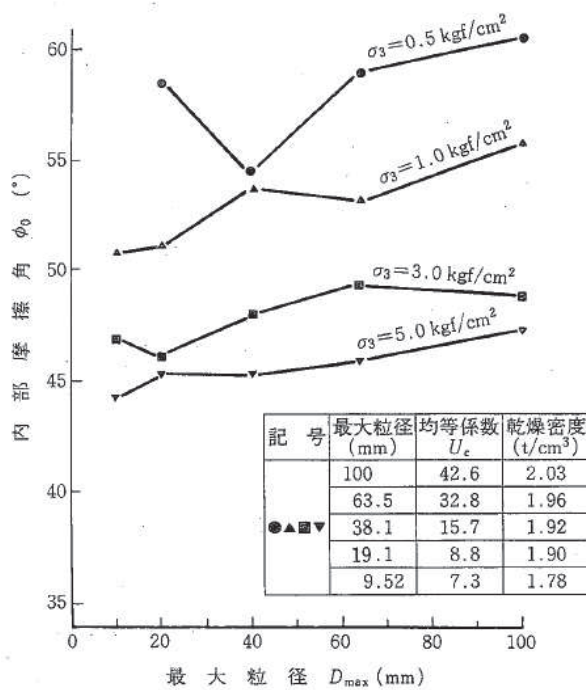


図3 せん断頭粒度による内部摩擦角と最大粒径の関係（高瀬ダムの例）

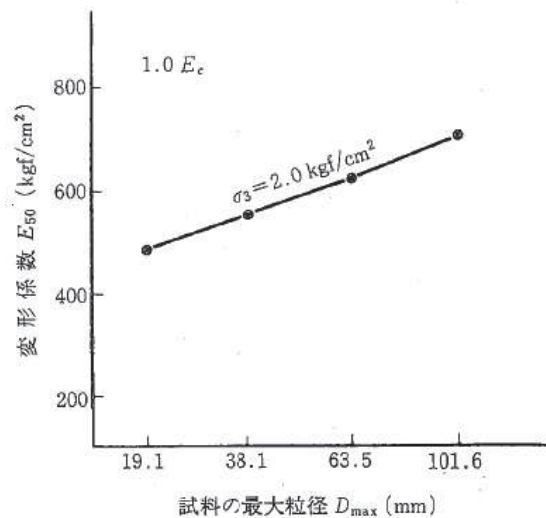


図4 せん断頭粒度による変形係数と最大粒径の関係（天山ダムの例）

(3) 粒度調整の方法について

a. せん頭粒度

室内試験粒度における最大粒径以上の材料を原粒度から取り除いた粒度であり、図5にその例を示す。

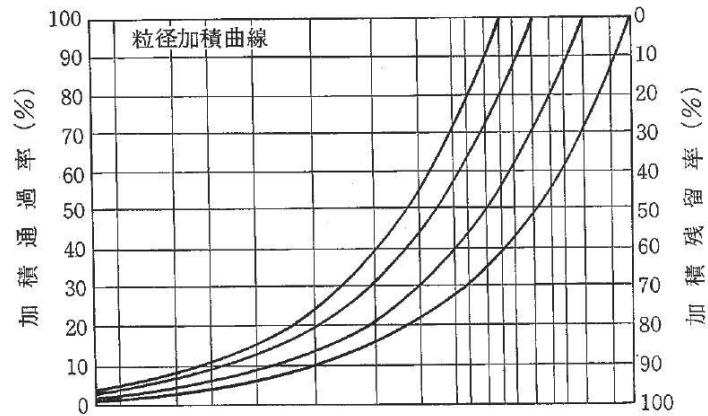


図5 せん頭粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

b. 相似粒度

実施工の状態を想定して定めた粒度を基本として、これと片対数上 (粒度曲線図上) で相似形となるように人為的に作成した粒度であり、図6にその例を示す。

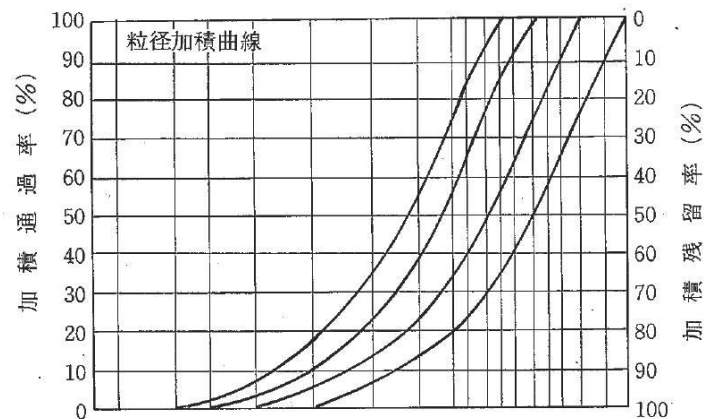


図6 相似粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

c. 礫粒度補正 (置換粒度)

除去される礫分を室内試験粒度における最大粒径以下の粗粒分で置換する方法。

(4) その他

- 岩砕を含む盛土材について，粒度調整を行った試料によって室内試験に基づいて解析用物性値を設定することはフィルダムを始めとする多くの構造物の設計で実績がある。

(参考資料 2 6) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

盛土の骨格設定 (動的変形特性) に関する解析上の取扱いについて、図 1-1 に示すフローに基づき妥当性を確認する。

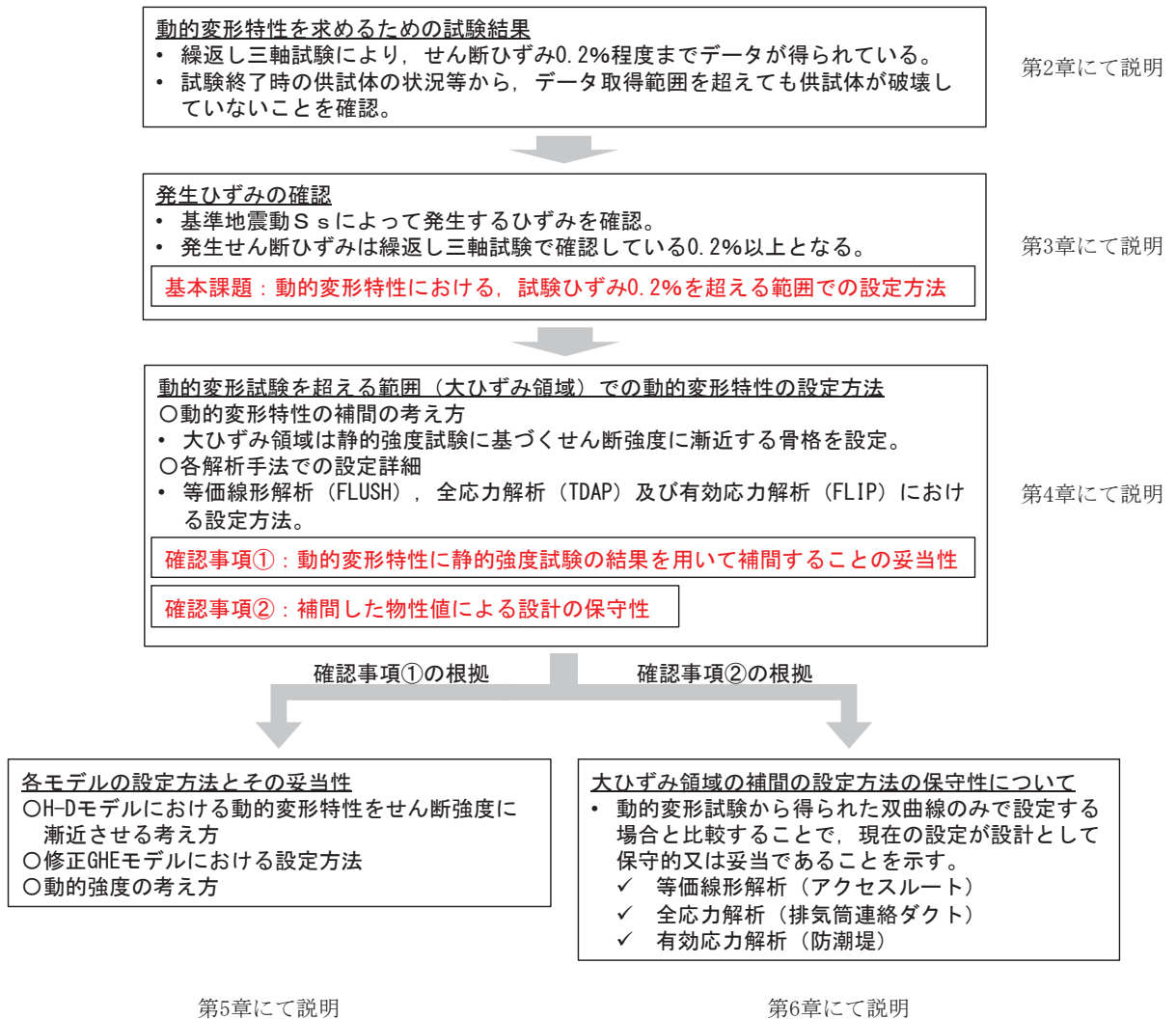


図 1-1 盛土の骨格設定に関する妥当性確認フロー

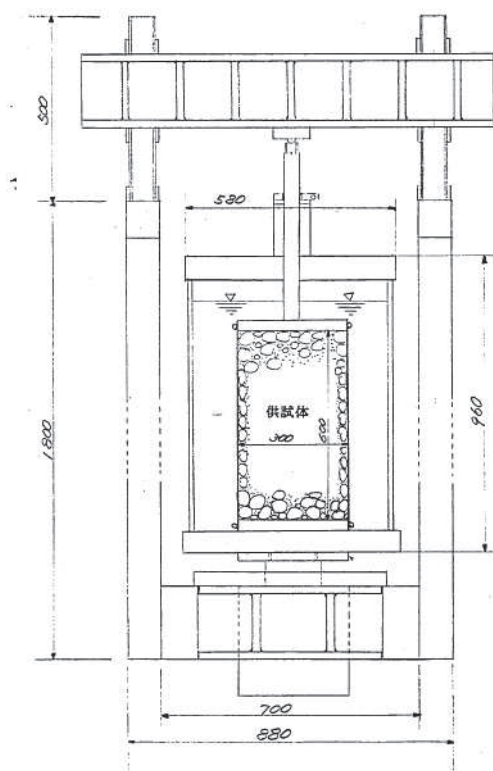
2. 動的変形特性を求めるための試験結果

2.1 動的変形試験の概要

動的変形試験の試験概要を図 2-1 に示す。

試験は地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS0542-2000) に準じた方法とし、供試体の寸法は、直径 30cm、高さ 60cm とした。

試験条件として、拘束圧は $1\sim 4\text{kgf/cm}^2$ の 4 拘束圧、ひずみレベルは $10^{-5}\sim 10^{-3}$ とし、正弦波として載荷する。載荷周期は、上記基準で標準としている $0.05\sim 1\text{Hz}$ のうち、盛土供試体の追従性を考慮して 0.1Hz とした。追従性の考慮とデータ取得範囲の制限については 2.4 に示す。



【試験装置】

【試験条件】

項目	条件	
供試体	寸法	直径 30cm
		高さ 60cm
最大粒径	50.8mm	
飽和条件	B係数 0.9以上	
密度	$\rho_t = 2.0(\text{t/m}^3)$ で調整	
試験条件	排水条件	CU (ステップ終了毎に排水)
	拘束圧	1, 2, 3, 4 kgf/cm ²
条件	ひずみレベル	$10^{-5}\sim 10^{-3}$ に入るように10段階に分けて載荷
	波形	正弦波
	周波数	0.1 Hz

【測定方法】

(a) 荷重	ロードセル	歪ゲージ型	500 kgf 1 ton 2 ton
(b) 変位	変位計	磁気抵抗型	100 mm 200 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 8 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 3 mm
(c) 間隙水圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(d) 側圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(e) 体積変化	差圧計	歪ゲージ型	0 - 0.1 kgf/cm ²

図 2-1 盛土の動的変形試験の試験概要

2.2 動的変形試験結果

盛土の動的変形試験の結果を図 2-2 に示す。

せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。

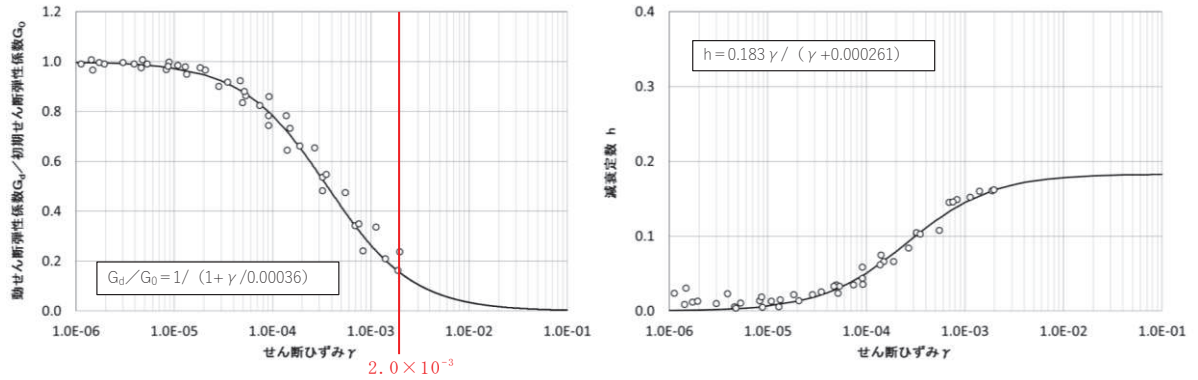


図 2-2 盛土の動的変形試験結果

2.3 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

盛土の動的変形試験は大型三軸試験を使用した。

動的変形試験は $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-3}$ のひずみ領域の変形特性を取得することを目的として基準化されており、それより大きいひずみ領域のデータを取得することは難しいとされている*。

そのため、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。

注記 *：山田・三上・久保：現行の試験方法，大ひずみ領域を考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム発表論文集，2013年5月

2.3.1 試験終了時の供試体の状況

動的変形試験終了時の供試体の状況を図 2-3 に示す。供試体は自立しており，破壊までは至っていない。

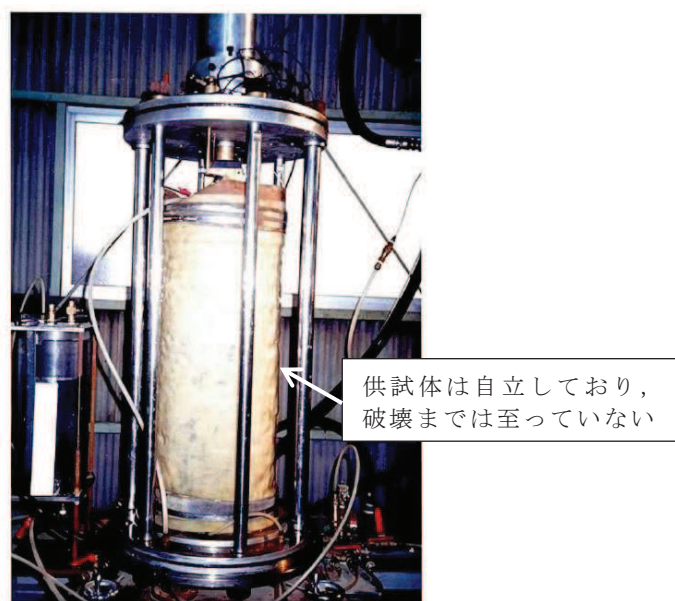


図 2-3 動的変形試験終了後の供試体

2.3.2 応力履歴曲線

動的変形試験について、各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線を図 2-4 に示す。試験終了時（せん断ひずみ γ : 約 8.0×10^{-4} ~ 約 2.0×10^{-3} ）では非線形的な挙動を示すものの、この程度のひずみレベルでは破壊には至らない。

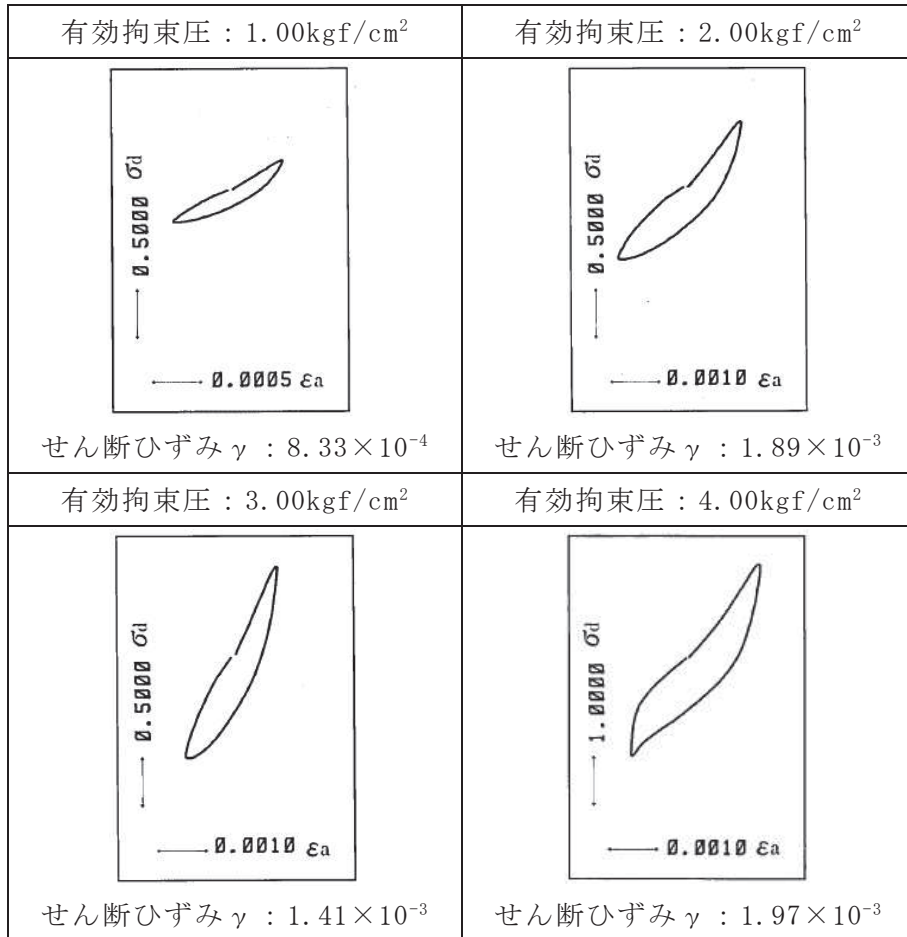


図 2-4 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

2.3.3 液状化強度試験における状況

液状化強度試験は、圧密非排水で行う繰返し三軸試験であり、動的変形試験が0.001%程度以下の片振幅ひずみを与えるように制御及び測定可能な条件を具備する必要があることを除けば、使用する試験装置は基本的に同じである。したがって、同程度のひずみレベルにおける供試体の状況について、液状化強度試験の結果を参考にできる。

盛土の液状化強度試験結果の抜粋（B-1-2 試料，供試体 No. 1）を図 2-5 に示す。液状化強度試験においては、両振幅軸ひずみ $DA=10\%$ 程度まで試験をしているが、ひずみは急増せず、脆性的な破壊は生じていない。また、両振幅軸ひずみ 10% （せん断ひずみ両振幅 15% に相当）のひずみを付与しても、試験後の供試体は自立可能な程度の強度を有していたことを確認した。この $DA=10\%$ 程度までの結果は、48 個の供試体のうち 34 個で確認している。なお、残り 14 個のうち 11 個は試験範囲内で $DA=10\%$ に達しなかったものであり、3 個はせん断破壊したものである。せん断破壊した 3 個はいずれも径 100 mm の供試体であり、供試体への礫の入り方が影響したものと推測される（液状化強度試験の詳細は参考資料 14 に示す。）。

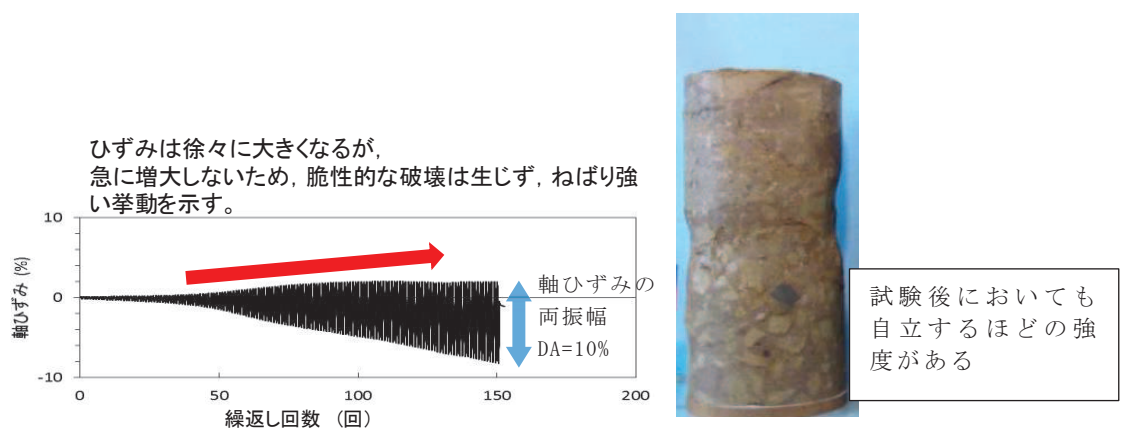


図 2-5 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

2.4 データ取得範囲の制限について

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、礫が混じっているため、動的変形試験は大型三軸試験を使用している。

大型三軸試験においては、「地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会）」で標準としている荷重周期 0.05～1Hz を参照して正弦波（周波数 0.1Hz）で荷重している。対象とするひずみレベルを大きくする場合、荷重装置の変位速度を大きくする必要があるが、荷重装置の変位速度を大きくすると、供試体が追従できなくなる。また、荷重装置の能力も不足する。

加えて、ひずみが大きい領域では、除荷過程において荷重盤と供試体が離れる（供試体が復元しなくなる）ため、精度の良い応力～ひずみ関係が得られなくなる。

以上のことから、ひずみが大きい領域では、データの取得範囲に制限がある。

2.5 まとめ

- 2.1 及び 2.2 に示すとおり、動的変形試験（繰返し三軸試験）によりせん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。
- 2.3.1 及び 2.3.2 に示すとおり、動的変形試験終了時に盛土の供試体が破壊していないことを確認した。また、2.2.3 に示すとおり、動的変形試験終了時のせん断ひずみレベル（約 2.0×10^{-3} ）を大きく超えても盛土の供試体は壊れないことを確認した。

3. 発生ひずみの確認

3.1 解析上発生するひずみの確認

盛土については、2. に示すとおり大ひずみ領域において動的変形試験データの取得ができていない範囲があることから、解析上発生するひずみについて確認する。

適用する解析は、等価線形解析、全応力解析（非線形解析）及び有効応力解析に大別されることから、それぞれの解析から、アクセスルート（等価線形解析）、排気筒連絡ダクト（土砂部）（全応力解析及び有効応力解析）及び防潮堤（有効応力解析）を対象施設として確認する。

なお、排気筒連絡ダクト（土砂部）は施設の周囲に改良地盤や隣接構造物がなく、盛土が広く分布しているため、盛土のひずみの状況を確認するのに適していることから対象施設として選定している。

確認に当たっては、各施設において評価が厳しくなる地震動について最大せん断ひずみを整理する。

各施設における地質断面図及び最大せん断ひずみを図 3-1～図 3-4 に示す。

図のひずみレンジから読み取れるように、防潮堤、アクセスルート及び排気筒連絡ダクトのいずれの施設においても動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル（約 0.002）以上のせん断ひずみが発生している。

なお、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際、発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模に斜面がすべるような事象はなかったことを確認しており、詳細を 3.2 に示す。

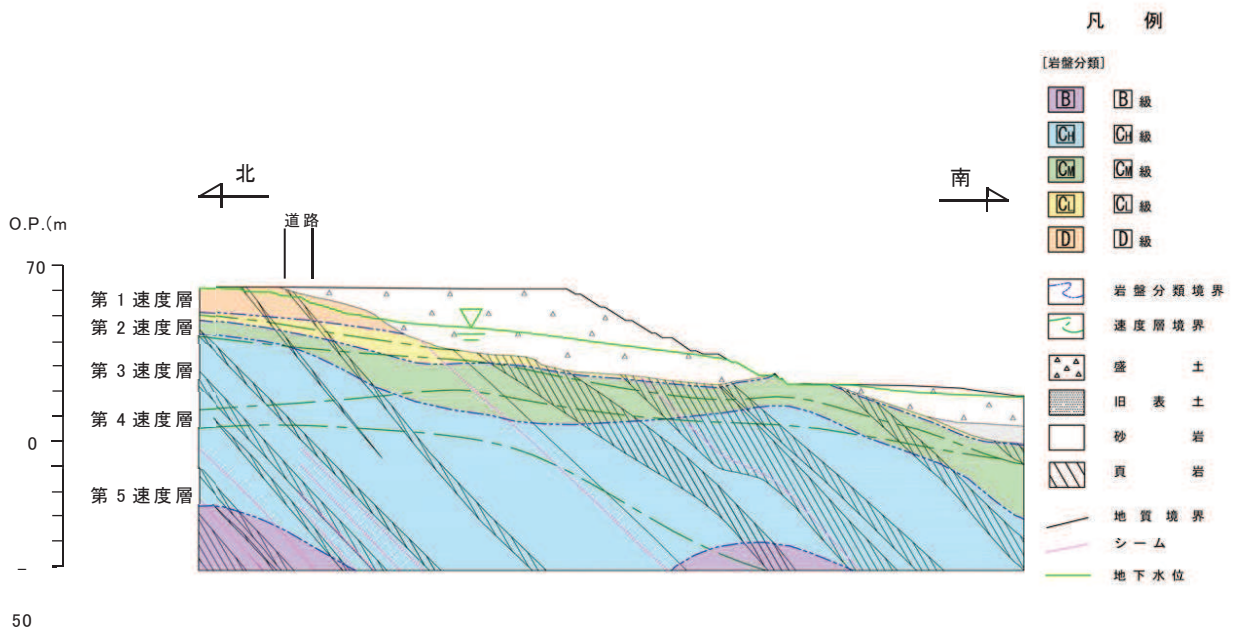


図 3-1(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

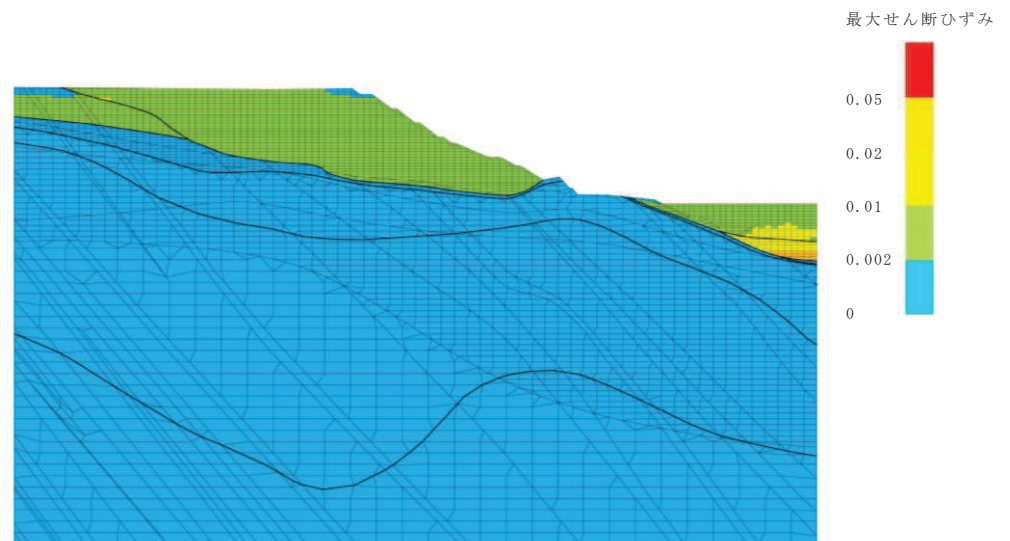


図 3-1(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, $S_s - D1$)

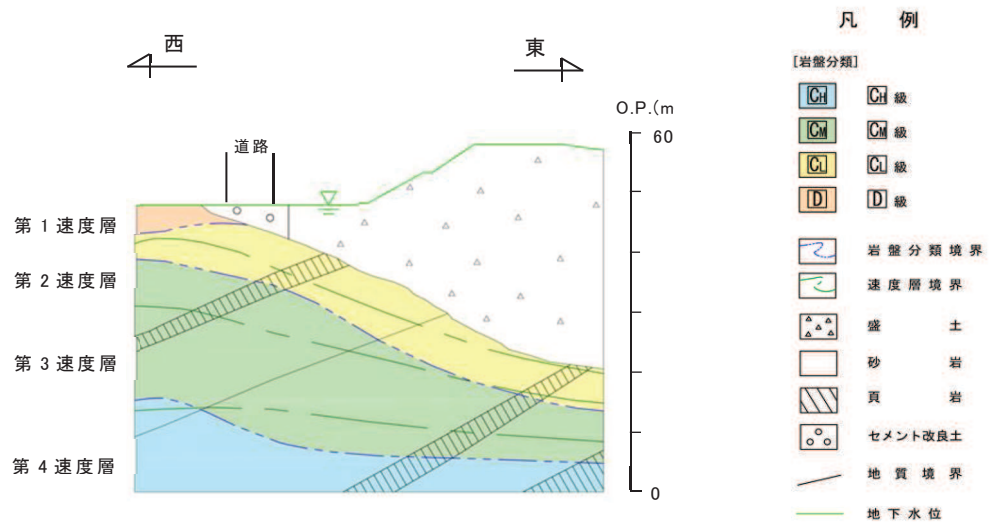


図 3-2(1) アクセスルート（斜面 C）における地質断面図

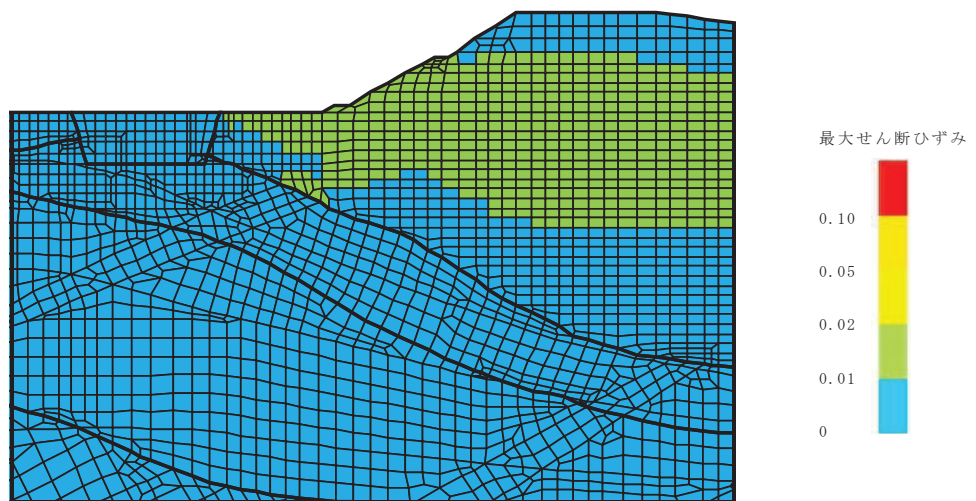
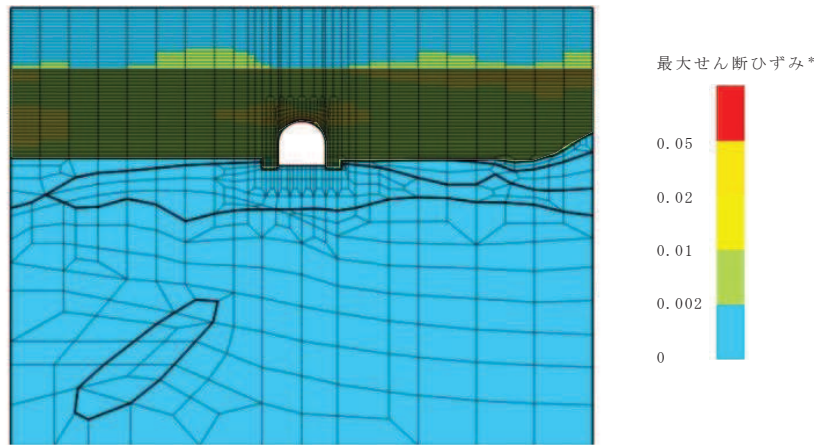


図 3-2(2) アクセスルート（斜面 C）における最大せん断ひずみ分布図
（全応力解析， $S_s - N_1$ ）



注記* : ■■■部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり，有効応力解析では，液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため，本検討の対象外としている。

図 3-3(3) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図
（有効応力解析，S_s-D3（-+））

3.2 平成 23 年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

3.2.1 平成 23 年東北地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度

女川原子力発電所における地震観測点の位置を図 3-5 に、観測された最大加速度を表 3-1 に示す。



図 3-5 女川原子力発電所における地震観測点の位置

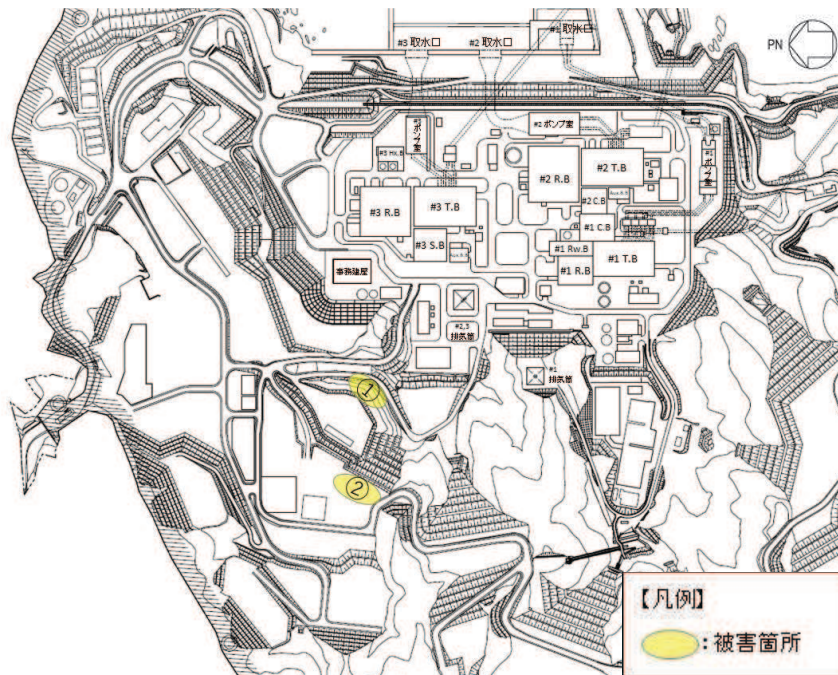
表 3-1 平成 23 年東北地方太平洋沖地震の観測加速度

観測点	観測加速度値 (Gal)		
	NS 方向	EW 方向	UD 方向
O. P. 17. 0m	694	553	481
O. P. -8. 6m	467	421	269
O. P. -42. 8m	427	387	201
O. P. -128. 4m	334	408	204

3.2.2 平成 23 年東北地方太平洋沖地震における斜面の被害

平成 23 年東北地方太平洋沖地震後に斜面被害が確認された位置を図 3-6 に示す。

平成 23 年東北地方太平洋沖地震後に女川原子力発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模な事象はなかった。



平面図



空中写真(国土地理院, 平成 23 年 6 月 11 日撮影)に加筆

図 3-6 斜面被害が確認された位置

(1)被害箇所①の状況

被害箇所①の状況を表 3-2 に示す。

被害箇所①は発電所建設前からの自然斜面であり高さ約 19m，法面勾配 1:2.2 の岩盤斜面である。平成 23 年東北地方太平洋沖地震により，法面の一部に肌落ちが生じたが，斜面の崩落は発生しなかった。

斜面を構成する岩盤の物性値は，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のとおりである。

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処施設の保管場所及びアクセスルート」に示すとおり，岩盤斜面は基準地震動 S_s に対して所定のすべり安全率を確保していることを確認していることから，平成 23 年東北地方太平洋沖地震においても，斜面の崩落が発生しなかったと評価している。

表 3-2 被害箇所①の状況

項目		被害箇所①	
斜面位置 斜面諸元			
			<p>被害状況</p> 
地盤物性	D級	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.2
		せん断強度 σ (N/mm^2)	0.10
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	24.0

(2)被害箇所②の状況

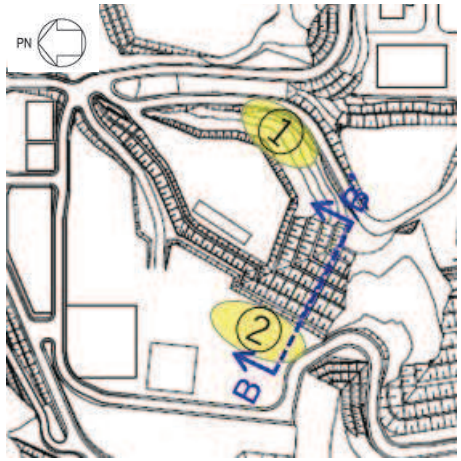

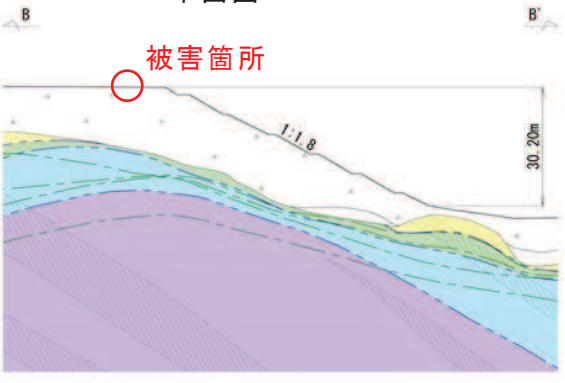
被害箇所②の地質断面図を表 3-3 に示す。

被害箇所②は敷地造成により構築された高さ約 30m、法面勾配 1:1.8 の盛土斜面であり、平成 23 年東北地方太平洋沖地震により法肩部に亀裂が生じたが、斜面の崩落は発生しなかった。

斜面を構成する盛土の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のとおりである。

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処施設の保管場所及びアクセスルート」に示すとおり、盛土斜面は基準地震動 S_s に対して所定のすべり安全率を確保していることを確認していることから、平成 23 年東北地方太平洋沖地震においても、斜面の崩落が発生しなかったと評価している。

表 3-3 被害箇所②の状況

項目		被害箇所②	
斜面位置 斜面諸元		 <p>平面図</p>	
		 <p>被害状況</p>	
		 <p>断面図</p>	
地盤 物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6
		せん断強度 σ_0 (N/mm^2)	0.06
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	30.0

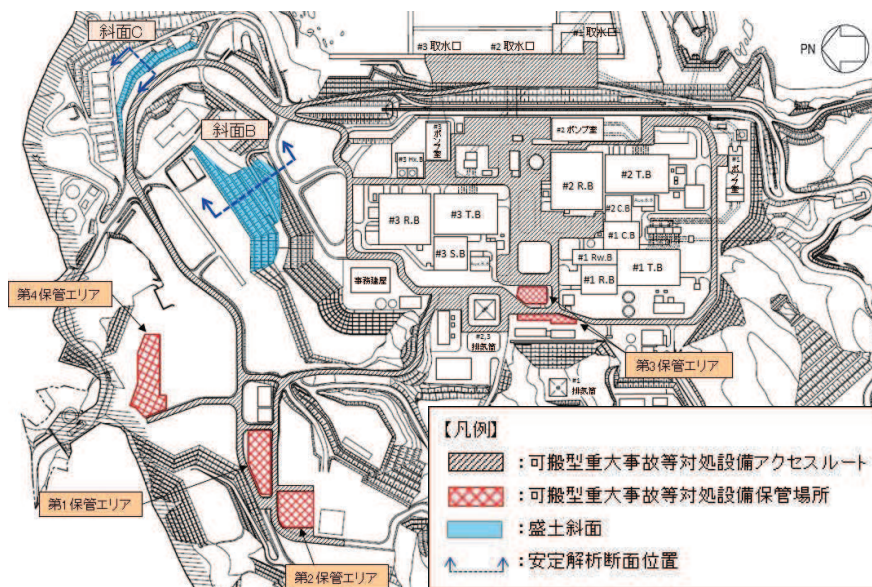
3.2.3 アクセスルートにおける盛土斜面

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処施設の保管場所及びアクセスルート」にて評価をしている盛土斜面の位置を図 3-7 に示す。

平成 23 年東北地方太平洋沖地震後における斜面 B の状況を表 3-4 及び図 3-8 に、斜面 C の状況を表 3-5 及び図 3-9 に示す。

表 3-4～表 3-5 及び図 3-8～図 3-9 のとおり、アクセスルートにおける盛土斜面では、平成 23 年東北地方太平洋沖地震による被害は確認されていない。

アクセスルートにおける盛土斜面は基準地震動 S_s に対して所定のすべり安全率を確保している事を確認していることから、平成 23 年東北地方太平洋沖地震においても、斜面の崩落が発生しなかったと評価している。



平面図



空中写真(国土地理院, 平成 23 年 6 月 11 日撮影)に加筆

図 3-7 評価をしている盛土斜面の位置

表 3-4 平成 23 年東北地方太平洋沖地震後における斜面 B の状況


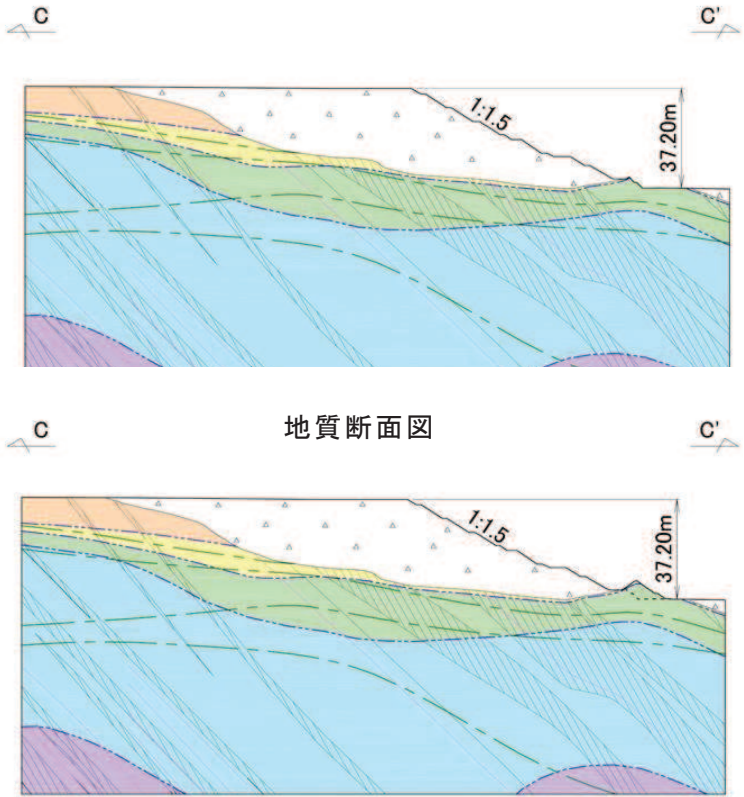

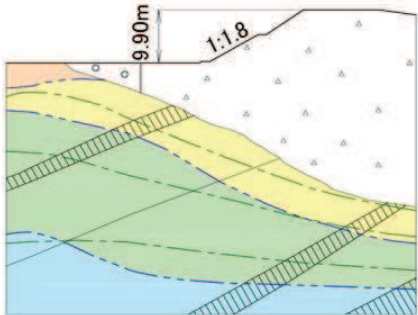
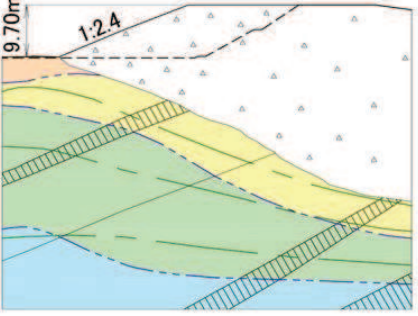
項目		斜面 B	
斜面位置 斜面諸元	 <p>空中写真(国土地理院, 平成 23 年 6 月 11 日撮影)に加筆</p>		
	 <p>地質断面図</p> <p>地質断面図(平成 23 年東北地方太平洋沖地震時)</p>		
地盤 物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6
		せん断強度 $\bar{\sigma}$ (N/mm^2)	0.06
		内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	30.0

表 3-5 平成 23 年東北地方太平洋沖地震後における斜面 C の状況

項目		斜面 C																					
斜面位置 斜面諸元		<div style="text-align: center;">  <p>空中写真(国土地理院, 平成 23 年 6 月 11 日撮影)に加筆</p>  <p>地質断面図</p>  <p>地質断面図(平成 23 年東北地方太平洋沖地震時)</p> <div style="float: right; margin-top: 20px;"> <p>凡 例</p> <table border="0"> <tr><td></td><td>C_H 級</td></tr> <tr><td></td><td>C_M 級</td></tr> <tr><td></td><td>C_L 級</td></tr> <tr><td></td><td>D 級</td></tr> <tr><td></td><td>岩盤分類境界</td></tr> <tr><td></td><td>速度層境界</td></tr> <tr><td></td><td>盛 土</td></tr> <tr><td></td><td>砂 岩</td></tr> <tr><td></td><td>頁 岩</td></tr> <tr><td></td><td>地 質 境 界</td></tr> </table> </div> </div>			C _H 級		C _M 級		C _L 級		D 級		岩盤分類境界		速度層境界		盛 土		砂 岩		頁 岩		地 質 境 界
		C _H 級																					
	C _M 級																						
	C _L 級																						
	D 級																						
	岩盤分類境界																						
	速度層境界																						
	盛 土																						
	砂 岩																						
	頁 岩																						
	地 質 境 界																						
地盤物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6																				
		せん断強度 $\bar{\sigma}$ (N/mm^2)	0.06																				
		内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	30.0																				



平面図



状況写真①



状況写真②

図 3-8 平成 23 年東北地方太平洋沖地震後の斜面 B の状況



平面図



状況写真①



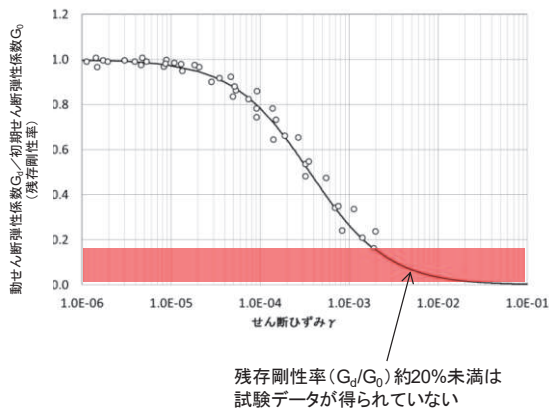
状況写真②

図 3-9 平成 23 年東北地方太平洋沖地震後の斜面 C の状況

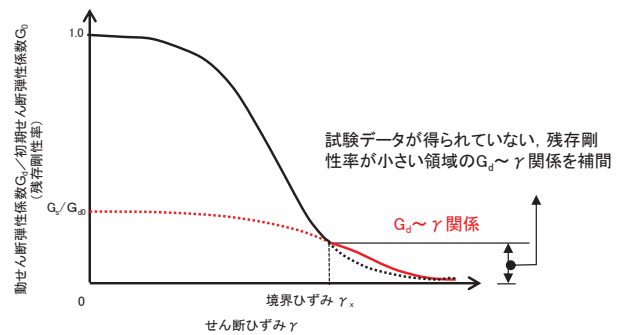
4. 動的変形試験を超える範囲（大ひずみ領域）での動的変形特性の設定方法

4.1 動的変形特性の補間の考え方

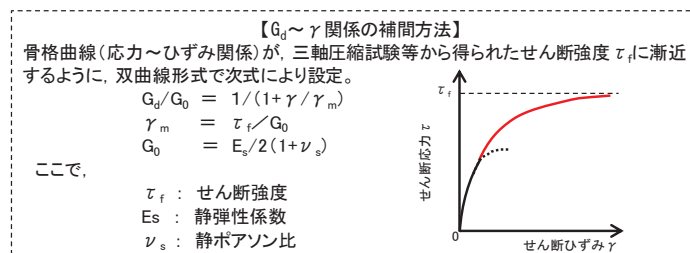
盛土の解析用物性値における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は 2.2 において示したとおり、せん断ひずみが 2.0×10^{-3} 程度（残存剛性率が約 20% の領域）まで繰返し三軸試験のデータが得られており（図 4-1(a)）、この範囲においては繰返し三軸試験結果に基づいた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定している。繰返し三軸試験範囲を超える領域については、三軸圧縮試験等によって得られた応力～ひずみ関係及びせん断強度 τ_f を基に双曲線形式により（図 4-1(c)）、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定している（図 4-1(b) の黒実線 + 赤実線）。



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係



(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

図 4-1 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係のうち残存剛性率が小さい領域の補間について
 （第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-2 p. 65 抜粋）

4.2 各解析手法での設定詳細

4.2.1 等価線形解析及び全応力解析

全応力解析においては、4.1 のとおり設定した動的変形特性をそのまま解析上も設定している。

基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価を行うに当たっては、動的解析（周波数応答解析）による線形又は等価線形解析により検討を行うことを基本とし、解析手法については、全応力解析による安定性評価を行うこととされている。*

等価線形解析においては、全応力解析同様に4.1 のとおり設定し、等価剛性を算定している。

等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性設定のイメージを図4-2に示す。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

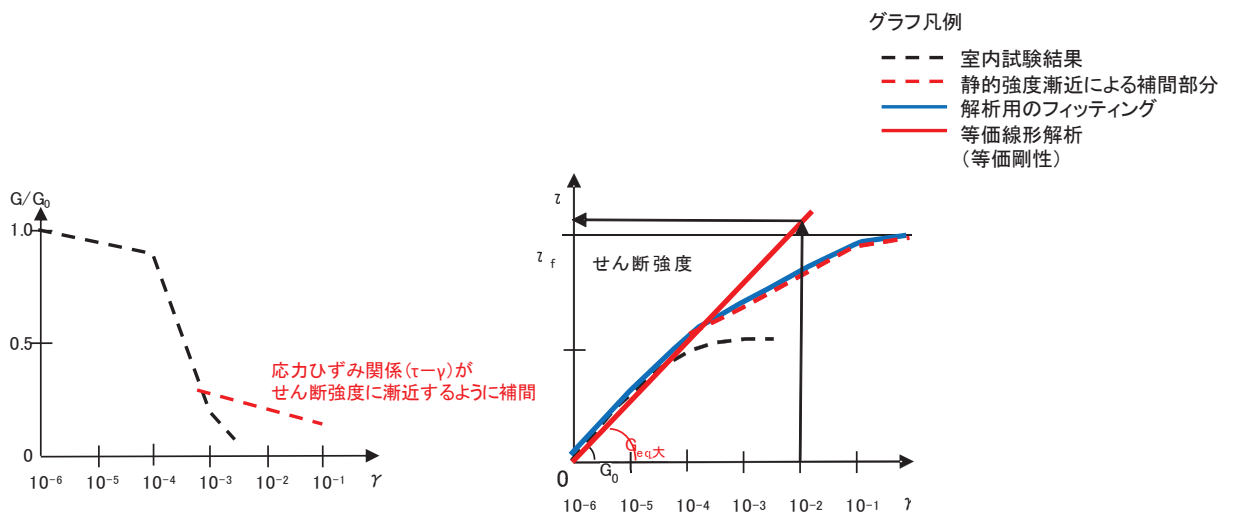
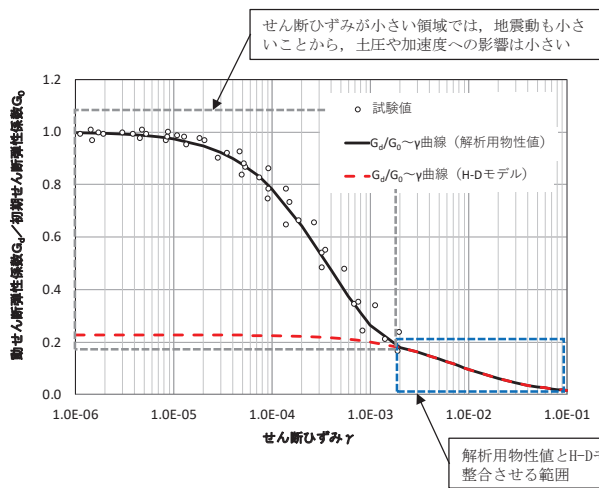


図 4-2 等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性

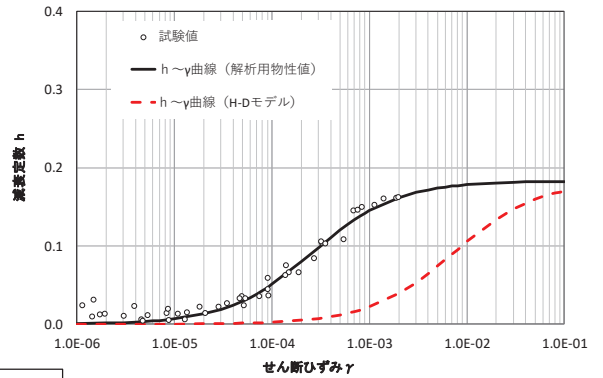
4.2.2 有効応力解析

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性を図 4-3 に示す。旧表土（地下水位以浅）、セメント改良土、改良地盤及び D 級岩盤については、剛性が十分低下するまで試験ができており、又は発生せん断ひずみレベルまで試験ができており、試験結果を H-D モデルで適切に設定していることから、H-D モデルの設定が妥当であることを確認した。

盛土（地下水位以浅）については、4.1 に示すとおり①せん断ひずみが小さい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以下）は繰返し三軸試験結果に基づく双曲線型、②せん断ひずみが大きい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以上）は三軸圧縮試験等の結果に基づく双曲線型にてそれぞれ設定しているが、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析では、盛土に $10^{-3} \sim 10^{-2}$ オーダーのせん断ひずみが発生することを踏まえ、発生するせん断ひずみ領域に整合するようなモデル化をする観点から、②に整合するように H-D モデルを設定する。

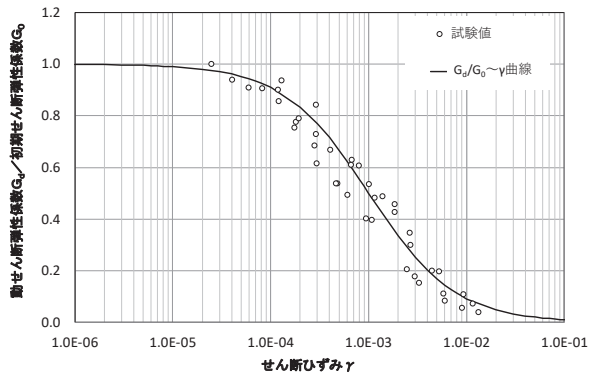


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

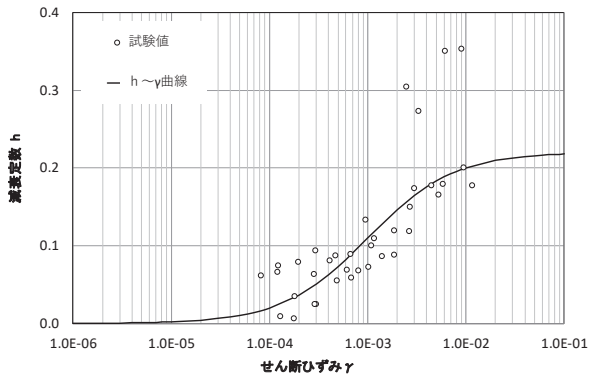


($h \sim \gamma$ 曲線)

(a) 盛土

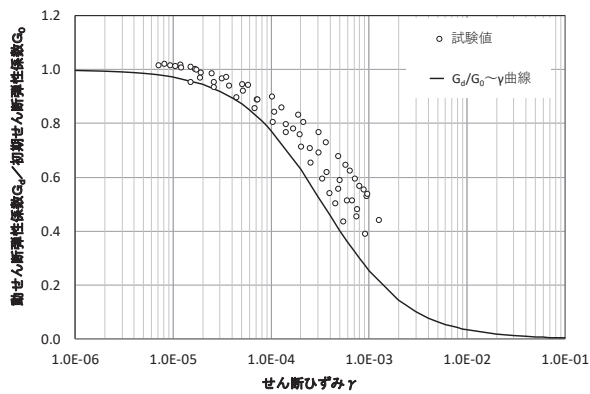


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

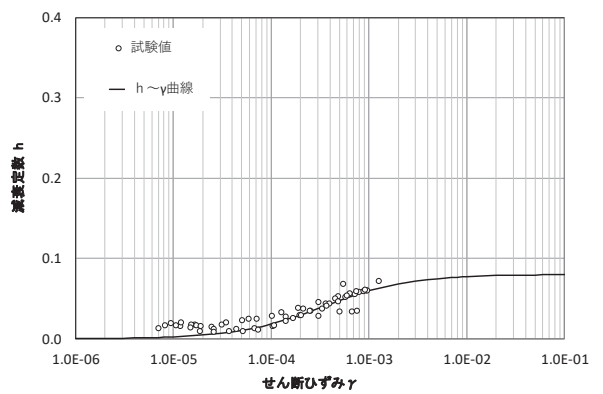


($h \sim \gamma$ 曲線)

(b) 旧表土



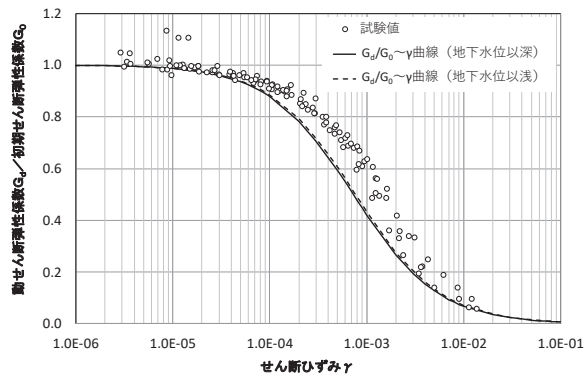
($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



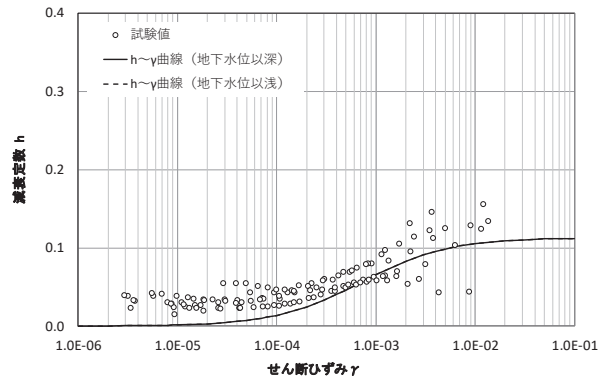
($h \sim \gamma$ 曲線)

(c) セメント改良土

図 4-3(1) H-D モデルに設定する動的変形特性

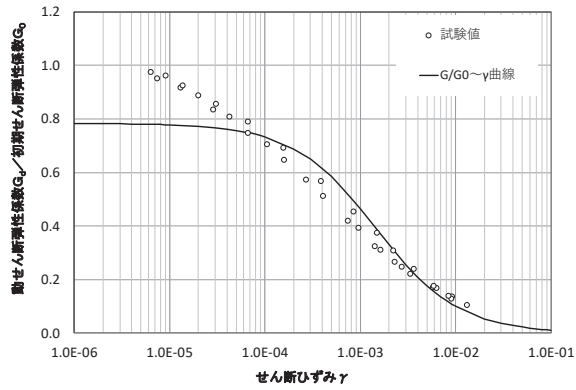


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

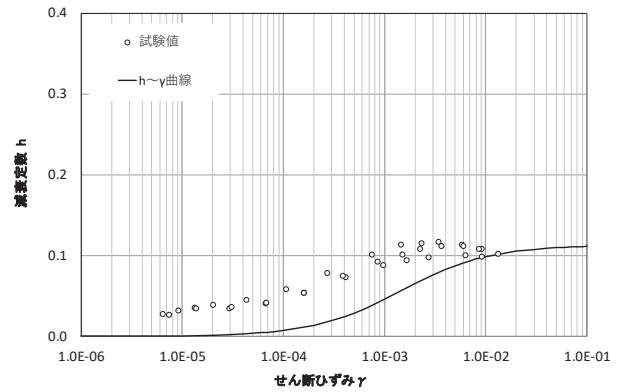


($h \sim \gamma$ 曲線)

(d) 改良地盤



($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



($h \sim \gamma$ 曲線)

(e) D級岩盤

図 4-3(2) H-D モデルに設定する動的変形特性

4.3 設定の根拠

4.1 及び 4.2 において説明した設定方法に関して，動的変形特性に静的強度試験の結果を用いて補間することの妥当性を 5.において，設計における保守性の根拠を 6.において説明する。

5. 各モデルの設定方法とその妥当性

5.1 H-D モデルにおける動的変形特性をせん断強度に漸近させる考え方

Hardin と Drnevich は自分たちの行った粘土から砂までの幅広い材料に対する実験結果を整理する方法として次の式を示した。

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_f}} = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

この式は双曲線モデルと呼ばれる。ここで、 G_0 はせん断弾性係数、 τ_f はせん断強度である。この関係を図示すると、図 5-1 のようになる。すなわち式は初期剛性が G_0 でせん断応力が τ_f に漸近するような双曲線である。

この実験式は、実験値との適合性も高いので、実験値の整理方法として多用されており、Hardin-Drnevich モデル、H-D モデルと呼ばれる。*

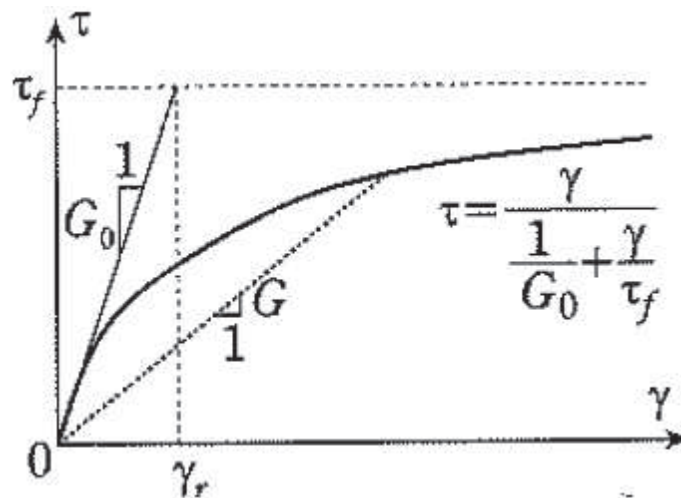


図 5-1 双曲線モデル*

注記 * : 地盤の地震応答解析 (吉田, 鹿島出版会)

5.2 修正 GHE モデルにおける設定方法

修正 GHE モデル*¹は、動的変形試験に基づくせん断骨格及び減衰のひずみ依存特性、静的強度試験に基づくせん断強度を考慮することで、微小ひずみから大ひずみ（せん断強度）に至るまで広いひずみ領域において、実験値にフィッティング可能な GHE モデル*²に、履歴法則として改良した Masing 則を適用した双曲線型の非線形モデルである。

盛土では、大ひずみ領域を含めて実験値にフィッティング可能な GHE モデルを用いる。

注記 * 1 : 西村・室野：GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，1999 年 7 月

* 2 : 龍岡・澁谷：地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について，第 26 回土質工学研究発表会，平成 3 年 7 月

5.2.1 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad , \quad \text{または} \quad y = \frac{x}{\frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2}}$$

ここに、

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

x , y は正規化ひずみ，正規化せん断応力で， $x = \gamma / \gamma_r$, $y = \tau / \tau_f$ である。 γ_r は規準ひずみで，モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_{\max} で除した値 ($\gamma_r = \tau_f / G_{\max}$) であり，せん断強度に漸近する骨格が設定される。

なお， $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で，繰り返し載荷試験から得られた $G/G_{\max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。図 5-2 及び図 5-3 に適用例を示す。

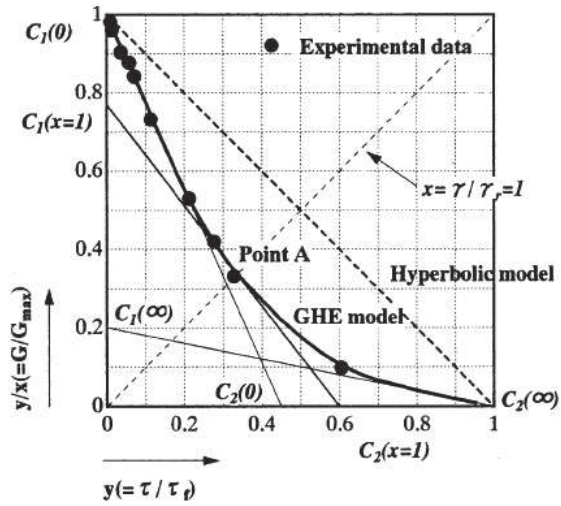


図 5-2 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

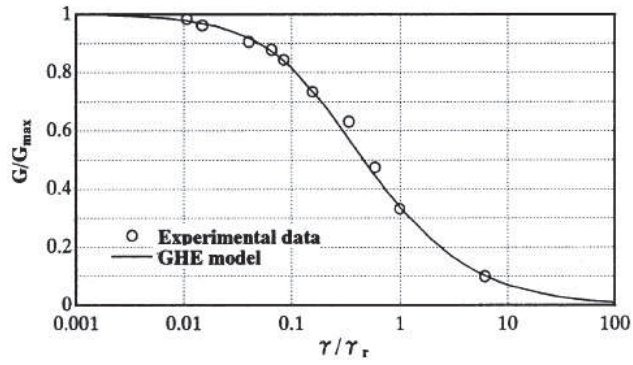
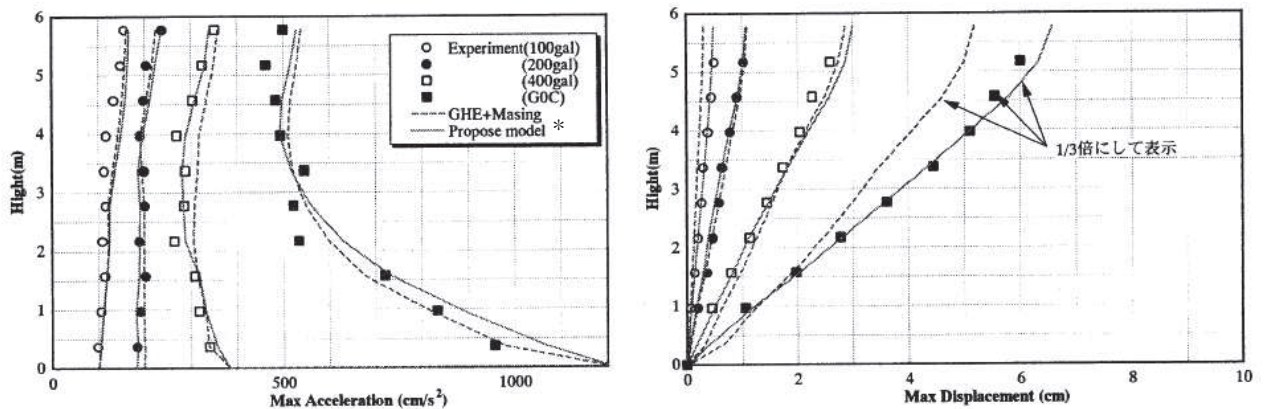


図 5-3 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

5.2.2 振動実験との比較

西村・室野は、大型せん断土槽を用いた振動実験のシミュレーションにより、修正 GHE モデルの検証を行っている。実験には大型振動台(12×12m)を用い、その上に深さ 6m、長さ 12m、幅 3.5m の大型せん断土槽を設置した。入力波は、振幅レベルが 100, 200, 400Gal の振幅漸増型の正弦波、L2 地震を対象とした耐震設計用の GOC 波である。

図 5-4 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 5-4 振動実験と修正 GHE モデルの比較

5.3 動的強度の考え方

5.3.1 液状化影響の考慮

地盤の物性における土の評価上の留意点として、粒子間の結合力が弱い材料で、その特徴として一般に変形が大きく、かつ、水の影響を非常に受けやすい材料であるため、排水条件に留意して評価することが必要であり、飽和した砂や礫地盤では液状化特性の評価が必要となることが多いとされている。また、動的せん断強さに影響を及ぼす因子として繰返し効果があり、飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに変形が増大する。*

以上のことを踏まえ、地下水位以深の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定した上で、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することとしている。また、必要に応じて全応力解析と有効応力解析の評価を比較することで、設計上の保守性を担保する。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

5.3.2 動的強度と静的強度

既往文献*では、土の動的強度が繰返し回数によってどのように変わるのかを調査したところ、締め固めた不飽和土では繰返し回数 100 回程度までは動的強度が静的強度を下回らないとした報告がある。この特性は土によってその程度が異なるとされているが、女川の盛土は十分締め固めたものであり、参考にできるものと判断する。累積損傷度理論に基づく基準地震動 S_s による等価繰返し回数がおおむね 100 回程度以下である（参考資料 25）ことを踏まえると、動的強度は静的強度を下回っていないと考える。

また、既往の地盤安定解析等の検討においては、動的解析であっても静的強度試験により求めたせん断強度を用いているのが通例である。

注記 *：石原（土質動力学の基礎，鹿島出版会）

5.3.3 現在の物理特性設定の妥当性

2.3 に示すとおり、動的変形試験のデータ取得範囲を超えるひずみ領域においても盛土は破壊しておらず、その領域においても強度が存在することを確認している。

また、6 章で後述するように、強度を下げた設定とすることは、斜面のすべり安定解析（等価線形解析）や全応力による構造物の耐震安全性評価において保守的な結果を与えない。

実現象との比較として、アクセスルートにおける盛土斜面では、3.2.3 に示すとおり、平成 23 年東北地方太平洋沖地震による被害は確認されておらず、現在の物理特性設定による評価で、基準地震動 S_s に対して所定のすべり安全率を確保しているこ

とと整合的である。

さらに、平成 23 年東北地方太平洋沖地震後に確認した取水口横の護岸の変位について、別途再現解析を実施し、液状化強度特性を含めた現在の設定が保守的であることを確認する。

5.4 まとめ

- 骨格曲線をせん断強度に漸近させることは、H-D モデルを始めとして一般に適用されている考えである。
- 盛土に適用している修正 GHE モデルは大ひずみ領域での適合性を考慮したものであるが、骨格を静的強度試験に基づき設定する方法がとられており、実験によっても有効性が確認されている。
- 飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに、変形が増大するとされているため、地下水位以下の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定し、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することで設計上の保守性を担保する。
- 女川の盛土は施工基準を設定して十分な締固めを行ったものであり、動的強度が静的強度を下回っていないと考える。
- 動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみ領域においても盛土は破壊していないこと、また、平成 23 年太平洋沖地震時に盛土斜面の被害は確認されていないことから、大ひずみ領域に入っても盛土の強度は極端に小さくなることはないことが分かる。さらに、取水口横の護岸変位について平成 23 年太平洋沖地震の再現解析を実施し、液状化強度特性を含めた現在の物理特性設定の保守性を確認する。
- 以上から、現在の盛土の物理特性設定は妥当である。

6. 大ひずみ領域の補間の設定方法の保守性について

各解析において、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が保守的又は妥当であることを確認するため、動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合と耐震設計に与える影響を比較する。

6.1 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

地盤安定解析（等価線形解析）における動的変形特性は、図 6-1 の B)のとおり、せん断強度に漸近するよう補間して設定している。これを図 6-1 の A)のとおり、動的変形試験に基づくせん断応力に変化させると、等価剛性が小さく評価されるため、発生せん断応力が過小評価され、すべり安全率が大きく評価される。

全応力解析のうち逐次非線形解析の場合でも、等価線形解析と同様に、A)動的変形試験に基づくせん断応力の方が B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力より小さくなる。発生せん断応力が小さいと土圧も小さくなるが、土木構造物に作用する荷重は土圧が支配的であり、耐震設計の照査値が小さく評価される。

以上より、全応力解析においては、B)の方法の方が保守的な評価となる。

A) 動的変形試験に基づくせん断応力の評価

B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力の評価（解析上の設定）

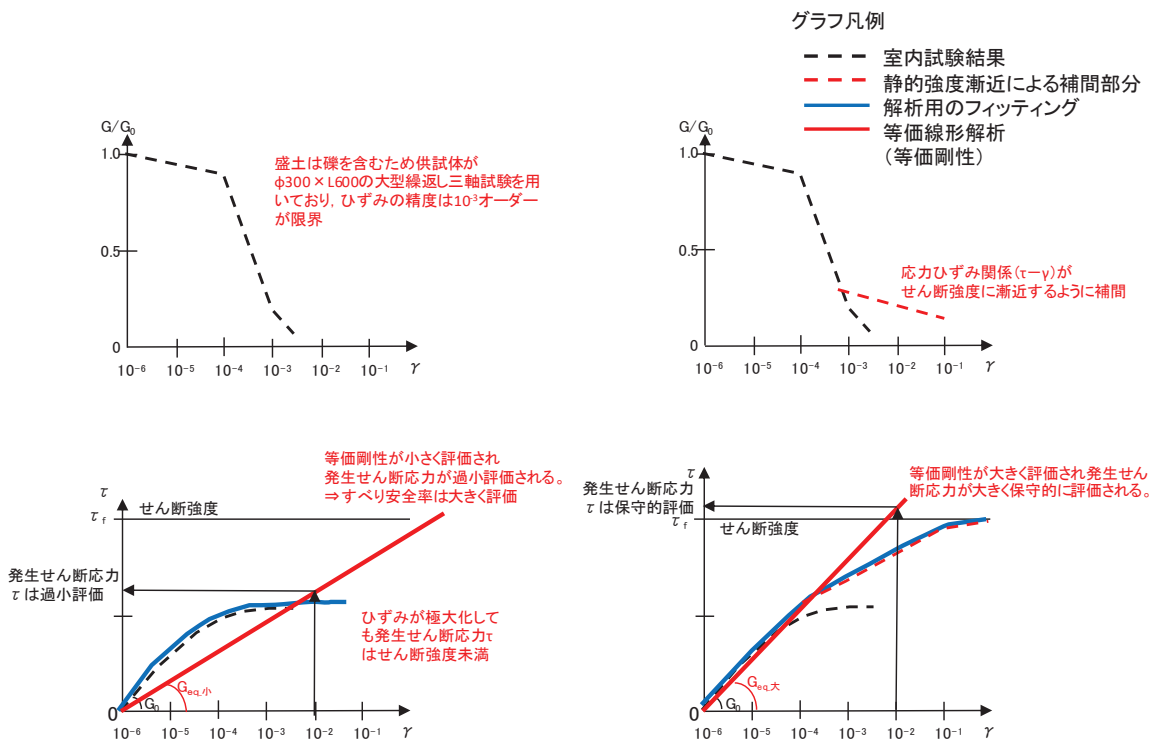


図 6-1 全応力解析における動的変形特性の設定

6.2 地盤安定解析（等価線形解析）において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの地盤安定解析（以下、「基本ケース」という。）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（以下、「変化ケース」という。）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」にて評価している盛土斜面のうち、斜面高さが高い斜面 B とした。斜面 B の地質断面図を図 6-2、解析モデルを図 6-3 に示す。

基本ケースにおけるすべり安全率評価結果を表 6-1 に、すべり安全率が最小となったすべり線を図 6-4 に示す。

変化ケースにおける動的変形特性を図 6-5 に示す。また、最小すべり安全率のケースに対する、変化ケースにおけるすべり安全率を表 6-1 に併せて示す。

静的解析には解析コード「stress-nlap Ver. 2.91」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用した。

基本ケースと比較し、変化ケースのすべり安全率が大きく評価されていることから、既往の解析条件（基本ケース）の方が、地盤の安定性を保守的に評価している事を確認した。

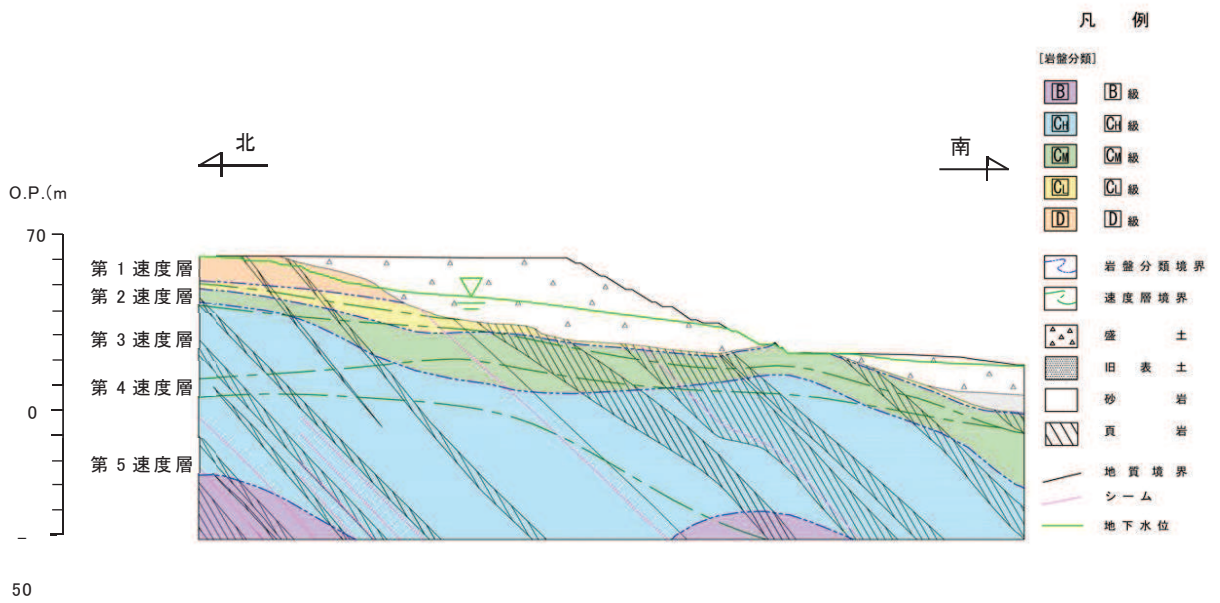


図 6-2 斜面 B の地質断面図

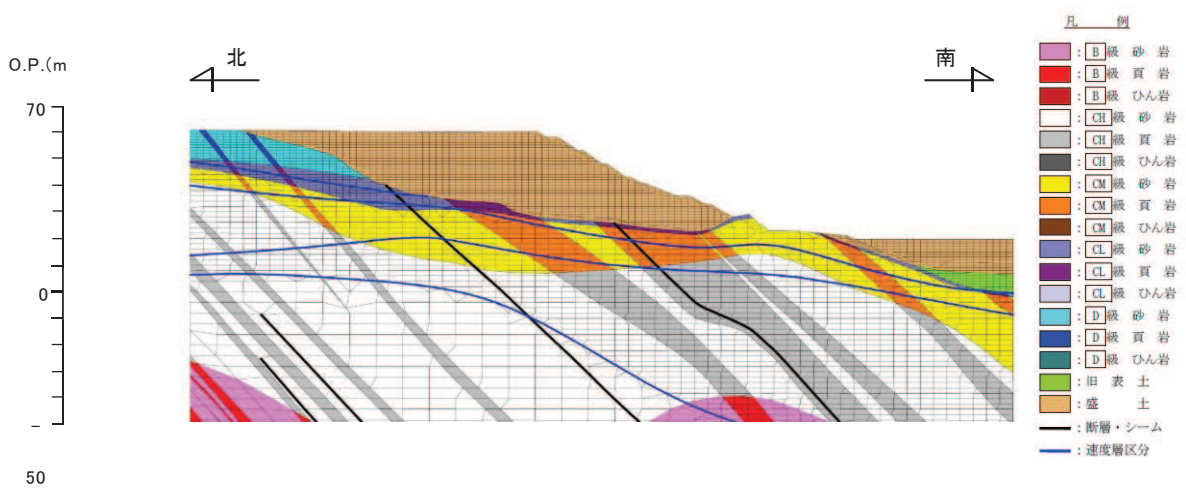


図 6-3 斜面 B の解析モデル

表 6-1 すべり安全率評価結果

基準地震動 S_s	すべり安全率 (基本ケース)	すべり安全率 (変化ケース)
$S_s - D1$	1.09	1.6
$S_s - D2$	1.2	
$S_s - D3$	1.2	
$S_s - F1$	1.2	
$S_s - F2$	1.2	
$S_s - F3$	1.5	
$S_s - N1$	1.1	

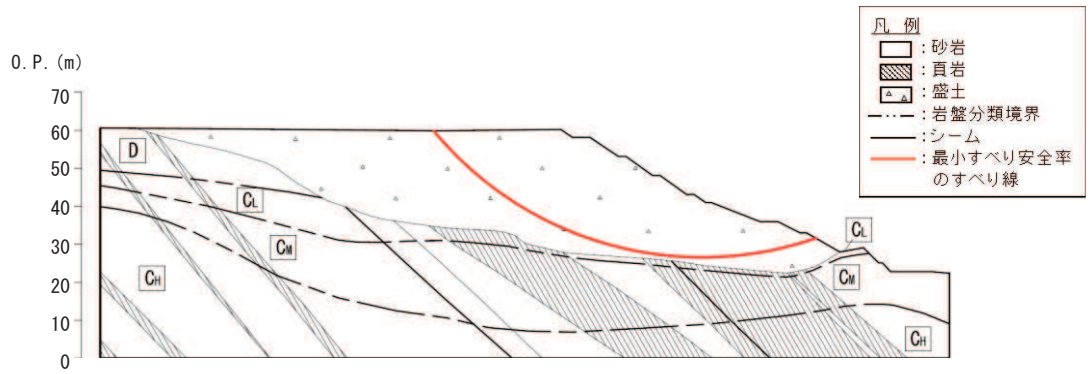


図 6-4 すべり安全率が最小となったすべり線

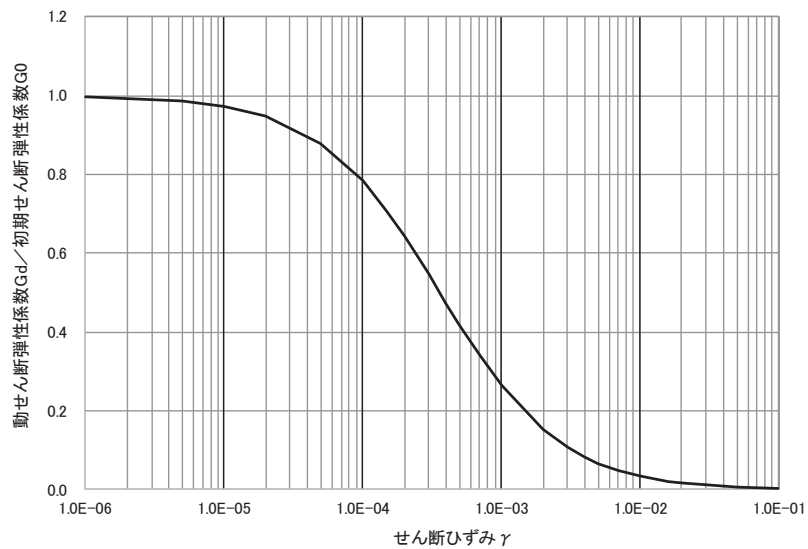


図 6-5 変化ケースにおける動的変形特性
(動的変形試験のみに基づく動的変形特性)

6.3 全応力解析のうち逐次非線形解析において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの耐震評価（基本ケース）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（変化ケース）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、施設の周囲に盛土が広く分布する排気筒連絡ダクトの断面①とした。排気筒連絡ダクトの地質断面図を図 6-6、解析モデルを図 6-7、変化ケースにおける動的変形特性を図 6-8 に示す。

影響確認に用いる地震動は断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しい S s - N 1 (++) を選定し、解析コードは「SLAP Ver. 6.64」を使用した。

基本ケース及び変化ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-2 及び表 6-3 に、せん断破壊に対する評価結果を表 6-4 に示す。

排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する評価結果は、基本ケースに比べ変化ケースの照査値が小さく評価されており、既往の解析条件（基本ケース）の方が施設の耐震性を保守的に評価していることを確認した。

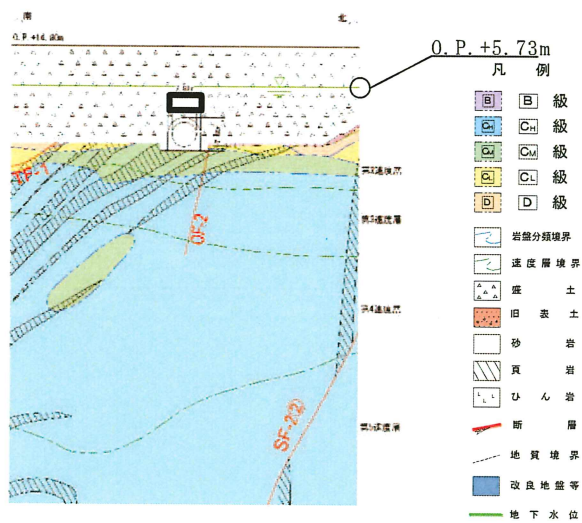


図 6-6 排気筒連絡ダクト（断面①）の地質断面図

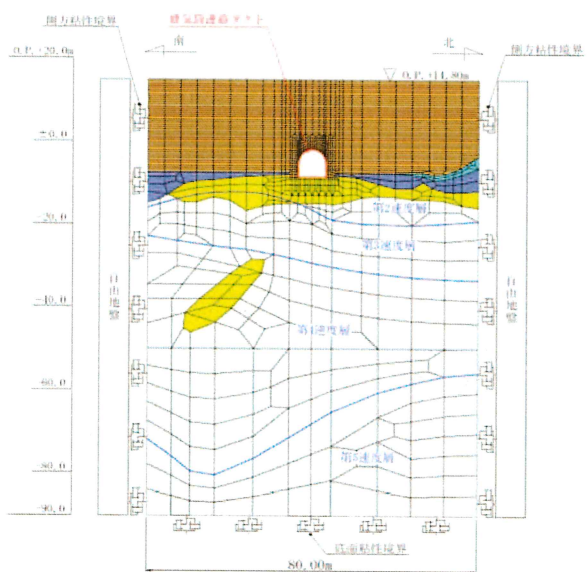


図 6-7 排気筒連絡ダクト（断面①）の解析モデル

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

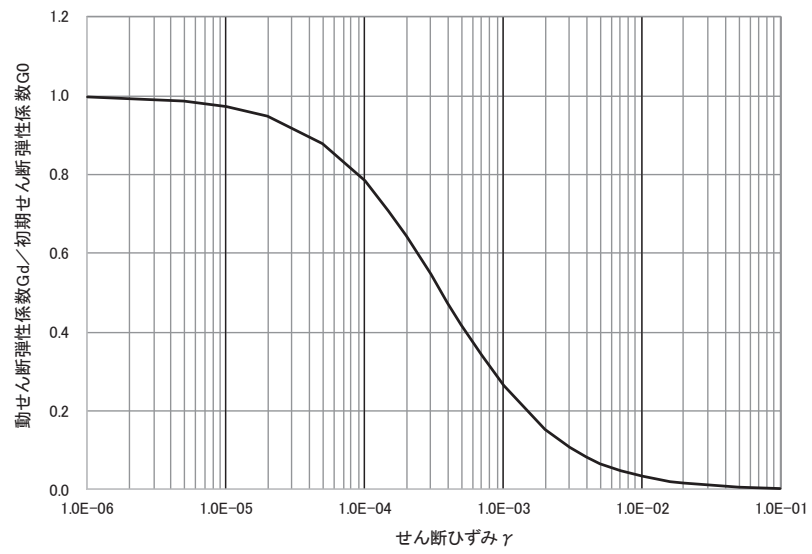


図 6-8 変化ケースにおける動的変形特性
 (動的変形試験のみに基づく動的変形特性)

表 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
基本ケース	1.24×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
変化ケース	7.62×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08

注記*：照査用層間変形角 $R_d = \text{最大層間変形角 } R \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

(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) 【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
基本ケース	782μ	2000μ	0.40
変化ケース	616μ	2000μ	0.31

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）

(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) 【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
基本ケース	979μ	1725μ	0.57
変化ケース	747μ	1725μ	0.44

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-4 せん断破壊に対する評価結果【S_s-N1(++)】

解析 ケース	評価位置*1		照査用 せん断力*2 V _d (kN)	せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 (部材非線形 解析) V _d /V _{y d}	照査値 (材料非線形 解析) V _d /V _{y d}
基本 ケース	アーチ	1	892	1110	0.81	—
	側壁	2	1867	1074	1.74	0.72
	底版	4	2239	1640	1.37	0.87
変化 ケース	アーチ	1	633	1110	0.58	—
	側壁	2	1597	1103	1.45	*3
	底版	4	1786	1660	1.08	*3

注記*1：評価位置は図 6-9 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

*3：基本ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので、材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

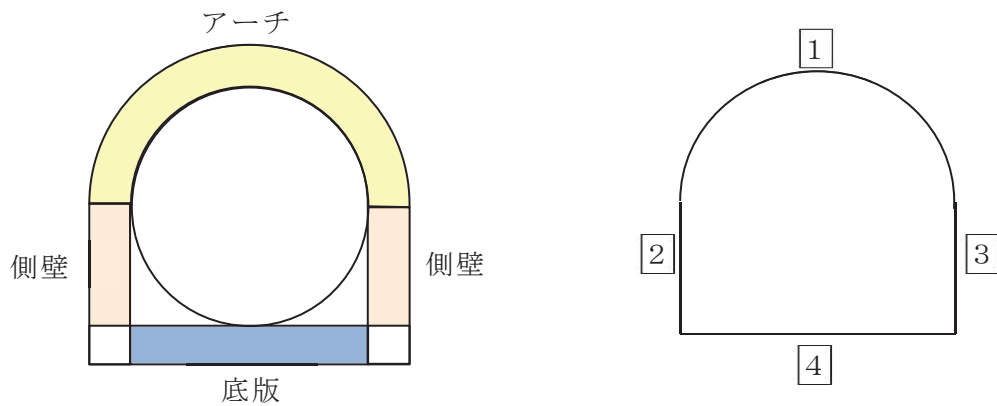


図 6-9 評価位置図

6.4 有効応力解析において地下水水位以浅の動的変形特性を変化させた場合の影響

解析コード F L I P においては、動的変形特性の設定が H-D モデルに限定されており、盛土の動的変形特性の設定に当たっては、大ひずみ領域の骨格にフィッティングしている。そのため、小ひずみ領域の設定の影響が設計に及ぼす影響を確認するため、地下水水位以浅の盛土の動的変形特性を変化させた場合の影響を防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時並びに津波及び余震の重畳時において確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しくなるものを選定し、地震時は基準地震動 $S_s - D2 (-)$ 、津波及び余震の重畳時は $S_d - D2 (-+)$ とした。解析モデルを図 6-10 に示す。

基本ケースにおける動的変形特性（大ひずみ領域にフィッティング）と、比較するために変化させた動的変形特性（小ひずみ領域にフィッティング）を図 6-11 に示す。

照査結果を表 6-5 に、鋼管杭の断面力の比較を表 6-6 に、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の局所安全係数の比較を表 6-7 に示す。

鋼管杭の断面力照査は動的変形特性を変化させた場合の方（小ひずみ領域にフィッティング）が若干照査値が小さくなっているほかは、照査結果は大きく変化しておらず、有効応力解析において地下水水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認できた。

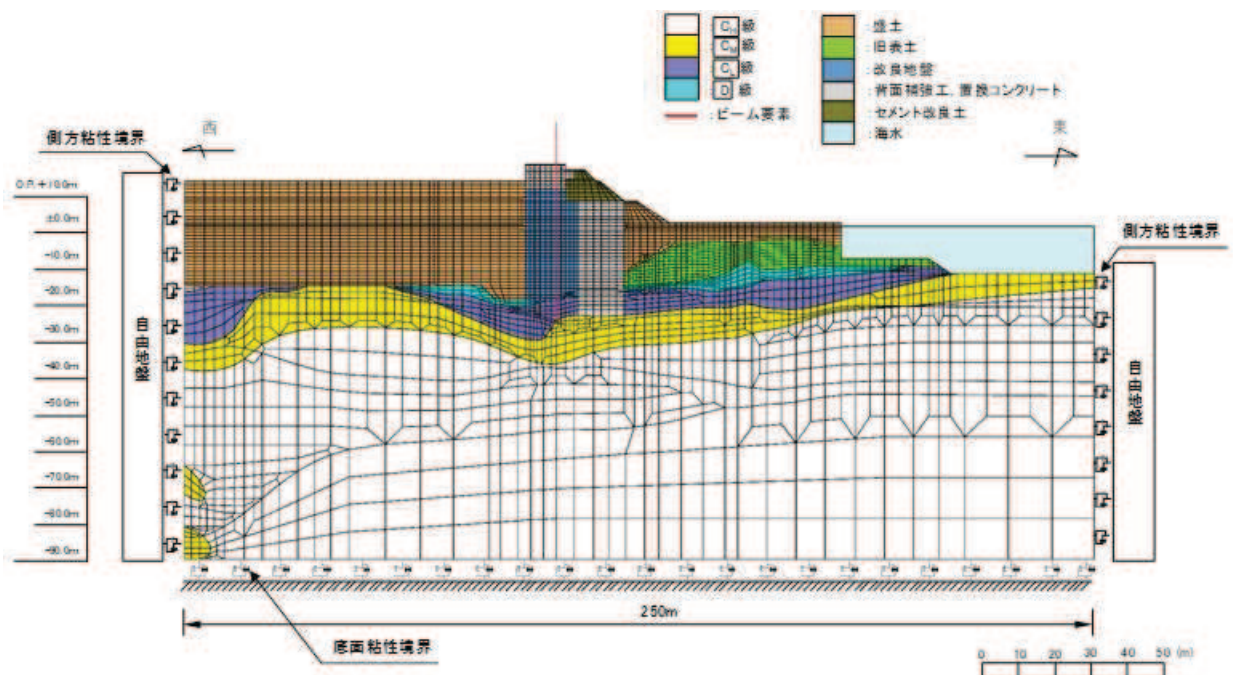


図 6-10 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

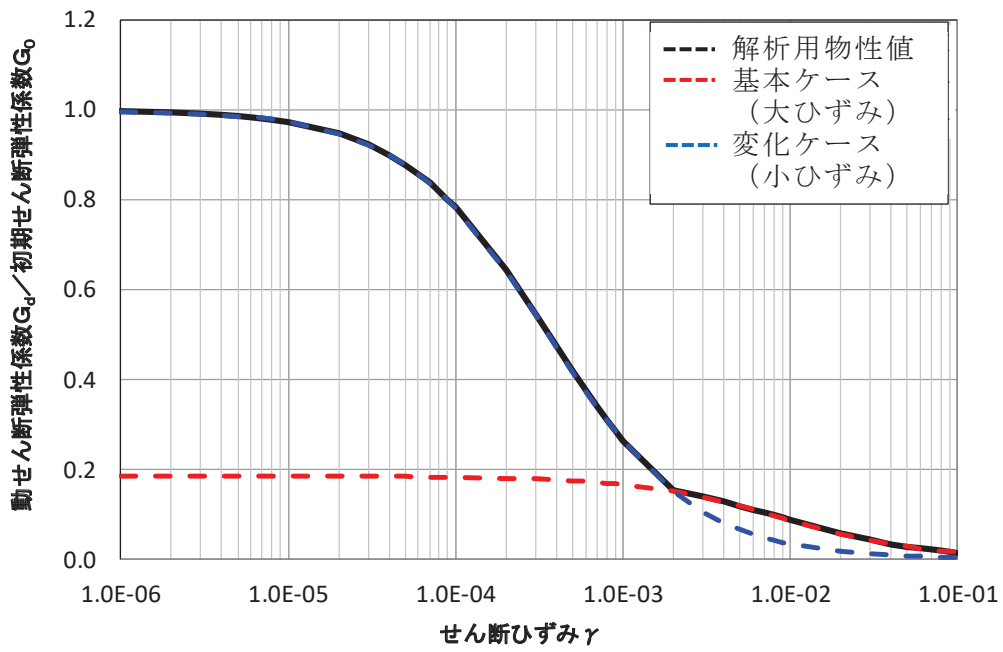


図 6-11 検討に使用した動的変形特性

表 6-5(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	鋼管杭断面力照査				
			曲げ圧縮照査			せん断照査	
			モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	照査値	せん断力 (kN)	照査値
地震時	Ss-D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	8663	503	0.42	6589	0.24
		変化ケース (小ひずみ)	7802	321	0.37	5913	0.21
津波・ 余震 重畳時	Sd-D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	44972	1316	0.76	13526	0.48
		変化ケース (小ひずみ)	41355	1309	0.70	12421	0.44

表 6-5(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

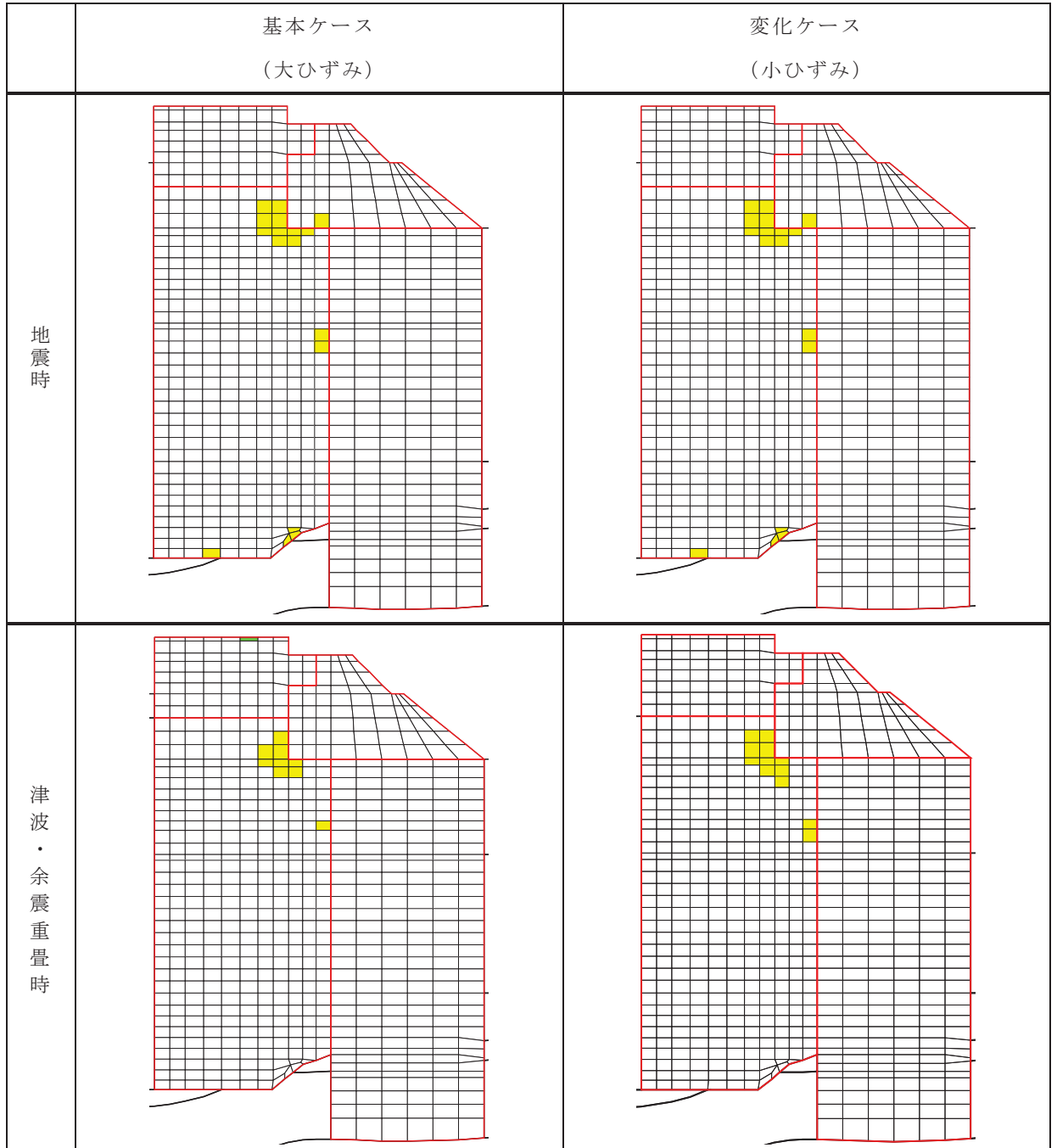
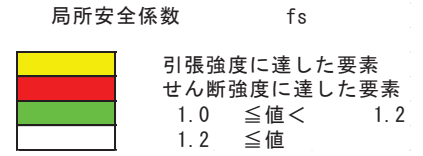
事象	地震動 位相	検討 ケース	すべり安全率				接地圧照査値		
			背面 補強工	置換 コンクリ ート	改良 地盤	セメント 改良土	鋼管杭	背面 補強工	置換 コンクリ ート
地震時	Ss-D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	24.7	4.9	3.1	3.9	0.15	0.21	0.36
		変化ケース (小ひずみ)	25.2	4.7	2.9	3.6	0.13	0.19	0.37
津波・ 余震 重畳時	Sd-D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	11.0	15.1	2.6	48.2	0.24	0.25	0.15
		変化ケース (小ひずみ)	11.7	13.6	2.6	52.6	0.24	0.25	0.16

表 6-6 鋼管杭断面力の比較

凡例	
—	: 基本ケース (大ひずみ)
—	: 変化ケース (小ひずみ)

事象	曲げ圧縮照査時刻		せん断照査時刻
	曲げモーメント	軸力	せん断力
地震時	<p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p>	<p>(b) 軸力 (kN)</p>	<p>(c) せん断力 (kN)</p>
	<p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p>	<p>(b) 軸力 (kN)</p>	<p>(c) せん断力 (kN)</p>

表 6-7 局所安全係数の比較



6.5 まとめ

等価線形解析及び全応力解析においては、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合よりも耐震評価上保守的な結果を与えることを確認した。

また、有効応力解析においては、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

7. まとめ

盛土の骨格設定の解析上の取扱いについて、その妥当性の確認を行った。

(盛土の動的変形特性を求めるための試験結果及び発生ひずみの確認)

- 盛土が礫を含んでいるため、動的変形試験は大型繰返し三軸試験を適用しており、ひずみデータの取得範囲に制限があるが、試験終了時に供試体が破壊に至っていないことを確認した。また、液状化強度試験の状況を踏まえると、ひずみデータの取得範囲を超える領域でもすぐに破壊には至らない。
- 解析上の発生ひずみは、動的変形試験のデータ取得範囲である約 2.0×10^{-3} を超える箇所があることを確認した。

(基本課題：動的変形特性における、試験ひずみ 0.2% を超える範囲での設定方法)

- 動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみ領域において、静的強度試験に基づき設定することとした。

(確認事項①：動的変形特性に静的強度試験の結果を用いて補間することの妥当性)

- 骨格曲線をせん断強度に漸近させることは、H-D モデルを始めとして一般に適用されている考えである。
- 修正 GHE モデルにおいて、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、実験によっても有効性が確認されている。
- 飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに、変形が増大するとされているため、地下水位以下の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定し、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することとしており、設計全体としての保守性を担保している。
- 女川の盛土は施工基準を設定して十分な締固めを行ったものであり、動的強度が静的強度を下回っていないと考える。
- 動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみ領域においても盛土は破壊していないこと、また、平成 23 年太平洋沖地震時に盛土斜面の被害は確認されていないことから、大ひずみ領域に入っても盛土の強度は極端に小さくなることはないことが分かる。さらに、取水口横の護岸変位について平成 23 年太平洋沖地震の再現解析を実施し、液状化強度特性を含めた現在の物理特性設定の保守性を確認する。

(確認事項②)：補間した物性値による設計の保守性)

- 地盤安定解析（等価線形解析）及び逐次非線形解析を含む全応力解析において、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、耐震設計上、保守的な評価を与える。
- 有効応力解析に用いる解析コードFLIPでは、大ひずみ領域にフィッティングさせた動的変形特性を設定しているが、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

以上から、盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いは、耐震設計上妥当である。