

カルシア改質土により地盤改良されたケーソン式岸壁の
耐震性能照査例
(第 1 版)

2022年 9月
カルシア改質土研究会

目次

1. 耐震性能照査の概要	1
2. 解析対象断面	2
3. 解析条件の設定	3
3.1 解析対象範囲	3
3.1.1 解析対象範囲	3
3.1.2 有限要素メッシュ	3
3.1.3 解析モデル	3
3.2 入力地震動	4
3.3 解析パラメータ	5
3.3.1 砂質土のパラメータ	5
3.3.2 粘性土のパラメータ	11
3.3.3 基礎捨石および裏込石のパラメータ	14
3.3.4 SCP 改良地盤のパラメータ	16
3.3.5 ケーソンおよびジョイント要素のパラメータ	18
3.3.6 カルシア改質土のパラメータ	21
3.3.7 工学的基盤のパラメータ	29
3.3.8 各地盤のパラメータ設定結果	29
3.3.9 レーレー減衰	32
3.3.10 解析条件	33
4. 解析結果	34
4.1 解析結果の概要	34
5. 性能照査	37
5.1 耐震強化施設〔特定(緊急物資輸送対応)〕としての照査	37
5.2 未改良断面の変形量との比較	37
5.3 未改良断面の解析結果	37

1. 耐震性能照査の概要

耐震強化施設の場合、レベル 2 地震動に関する偶発状態における照査は地盤一構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析等により変形量の照査をすることとなっており、レベル 1 地震動に関する変動状態についても同様の方法で検討することが望ましいとされている。

本項では、有効応力法地震応答解析プログラム FLIP を使用して、背後地盤の改良にカルシア改質土を用いた重力式岸壁の変形照査を行った事例を示す。

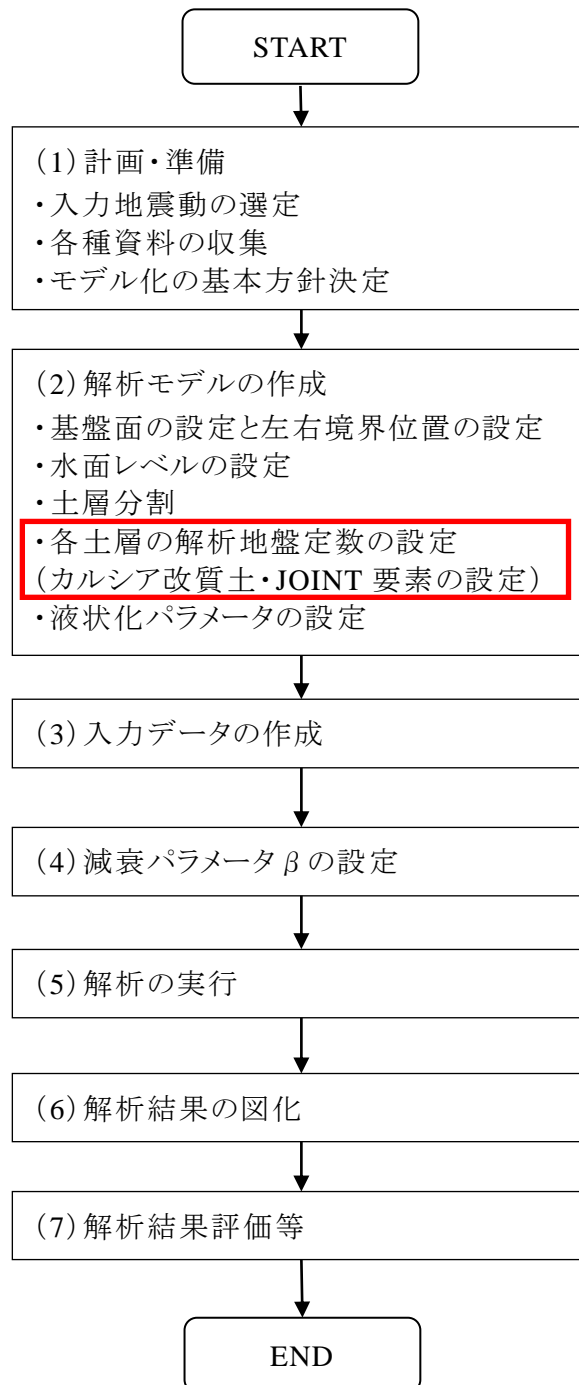


図 1-1 検討フロー

2. 解析対象断面

解析対象断面は、港湾構造物設計事例集(平成 30 年 改訂版)で照査事例が示されているケーソン式係船岸の裏込石背後の裏埋土をカルシア改質土で改良した断面を想定した。

標準断面図は

図 2-1 に示すとおりである。

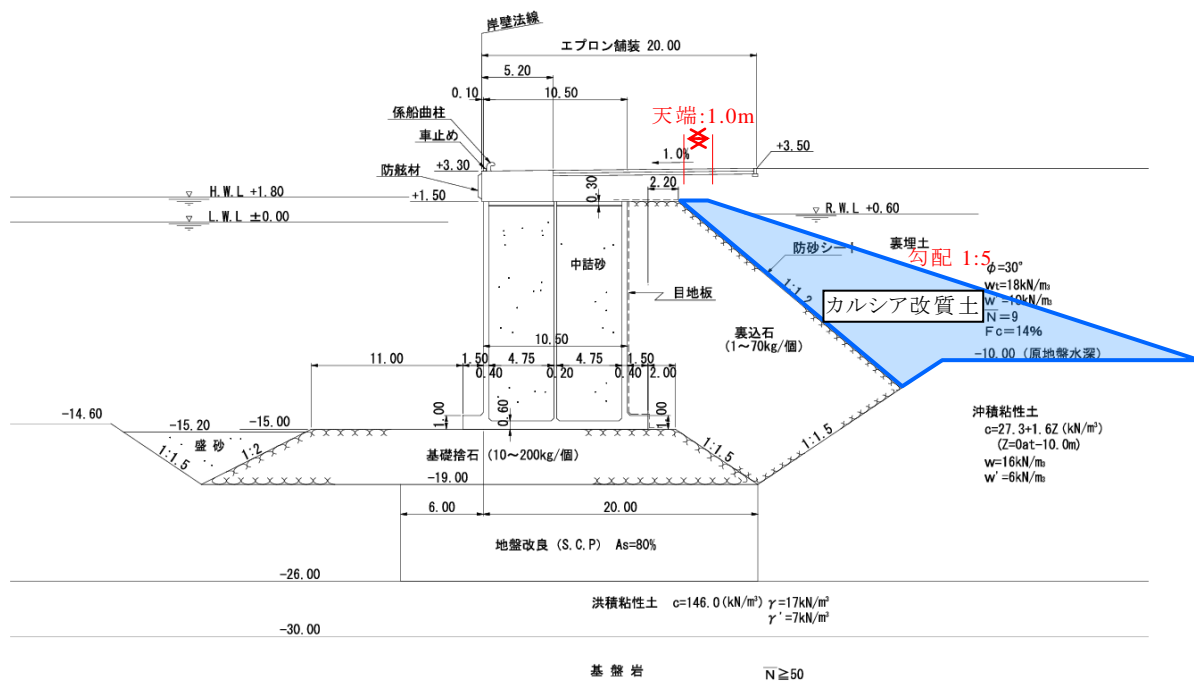


図 2-1 標準断面図

3. 解析条件の設定

3.1 解析対象範囲

3.1.1 解析対象範囲

N \geq 50 の基盤岩を工学的基盤として選定し、その上面の位置に底面粘性境界を設け、洪積粘性土下端(-30.0m)以浅を鉛直方向の解析対象範囲とした。

過去のケーソン式岸壁の被災事例では、岸壁法線から 100m 程度の範囲で側方流動の影響が確認された事例があることから、側方粘性境界は岸壁法線から 100m 以上の位置に設定して水平方向の解析範囲とした。側方粘性境界の節点に対しては、あらかじめ自由地盤部の解析を行い、自由地盤部との速度差に比例した減衰力を与えた。

3.1.2 有限要素メッシュ

有限要素法によるメッシュの上下方向幅の上限値 H_{max} は、一般的に解析で対象とする波長 λ の 1/5 が上限とされている。したがって、解析で対象とする振動数の上限が f_{max} (Hz)、地盤のせん断波速度 V_s (m/s)とすると H_{max} は次式により算定できる。

$$H_{max} = \frac{V_s}{5f_{max}}$$

液状化後のせん断弾性係数は液状化する前のせん断弾性係数の 1/50 に低下するとし、透過させるべき地震動の振動数を $f_{max}=2$ (Hz)として H_{max} を以下のとおり設定した。

例えば、裏埋土の層中央におけるせん断波速度 $V_s=150$ (m/s)とすると、液状化後のせん断弾性係数は、 $G = \rho V_s^2$ の関係から $\sqrt{1/50}$ に低下するため、

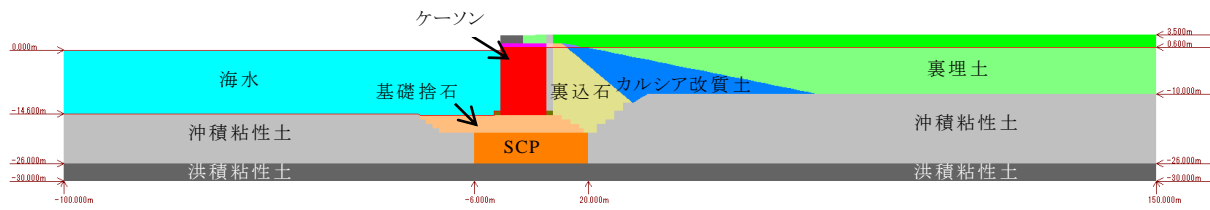
$$V_{s1} = V_{s0}\sqrt{1/50} = 150 \times \sqrt{1/50} = 21(m/s)$$

$$H_{max} = \frac{21}{5 \times 2.0} = 2.1(m)$$

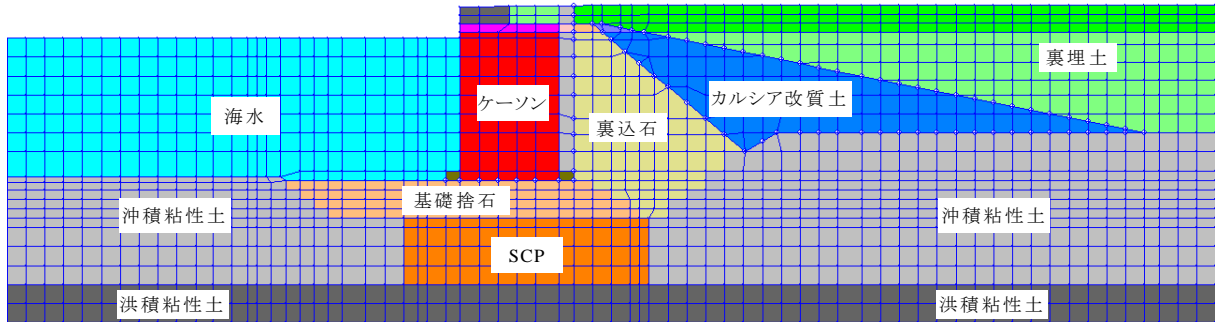
となり、裏埋土の有限要素メッシュの上限方向幅は 2.0m 以下になるよう設定した。

3.1.3 解析モデル

解析モデルは図 3-1 に示すとおりである。



a)構成単位図(解析モデル全体)



b)有限要素モデル(ケーソン周辺)

図 3-1 解析モデル

3.2 入力地震動

本事例ではレベル 2 地震動を想定し、図 3-2 に示す入力波形を用いた。

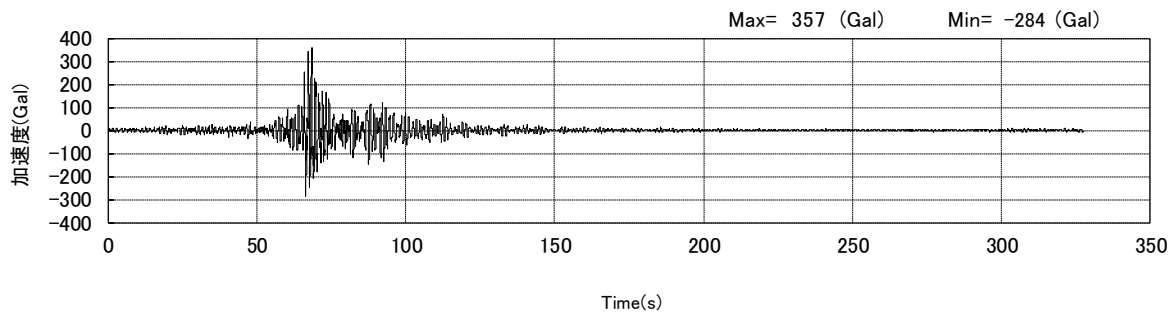


図 3-2 入力地震動の加速度時刻歴

3.3 解析パラメータ

粘性土の物性は有効上載圧に応じて異なるため解析領域全体を海側地盤、ケーソン直下の地盤および陸側地盤の3つに分けて、各区分の有効上載圧に応じた物性値を設定した。

砂質土の動的変形特性および液状化特性を規定するパラメータは、N値と細粒分含有率Fcから簡易的に設定する方法(簡易設定法¹⁾)に基づき設定した。

3.3.1 砂質土のパラメータ

(1) 動的変形特性を規定するパラメータ

1) 基準初期せん断弾性係数 G_{ma} および初期体積弾性係数 K_{ma}

N値と砂の力学的パラメータとの相関関係について、N値の拘束圧依存性を補正するため、等価N値(N_{65})が基本的指標として用いられている。

$$N_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.041(\sigma'_v - 65) + 1.0}$$

ここに、 σ'_v ; 基準有効上載圧力

N_{65} ; 等価N値

FLIPでは、砂質土は基準有効拘束圧力 $\sigma'_{ma}=98(\text{kN/m}^2)$ として、このときのN値と G_{ma} が下式により与えられるものと考えられている。

$$G_{ma} = 14100 \times N_{131}^{0.68}$$

ここに、 G_{ma} ; 基準初期せん断弾性係数

N_{131} ; 基準有効上載圧におけるN値

この時のN値(N_{131})は、

$$\sigma'_{ma} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \sigma'_v$$

静止土圧係数 $K_0=0.5$ の関係から

$$\sigma'_{ma} = \frac{3}{4} \cdot \sigma'_v$$

$$\sigma'_v = \frac{4}{3} \cdot \sigma'_{ma} = \frac{4}{3} \times 98 = 131 (\text{kN/m}^2)$$

として次式により求められる。

$$N_{131} = N_{65} \{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0\} + 0.019(\sigma'_v - 65)$$

ここに、 σ'_v ; 基準有効上載圧力 ($\sigma'_v=131(\text{kN/m}^2)$)

砂の変形解析では体積圧縮・膨張を規定するためのパラメータも必要となる。FLIPでは、これを単純に体積弾性係数 K_m であらわすものとされ、基準初期体積弾性係数(K_{ma})は、ポアソン比 $\nu=0.33$ として次式により求められる。

$$K_{ma} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{ma}$$

飽和したポアソン比としては、全応力解析においては0.5に近い値が用いられるが、有効応力解析においては飽和砂を土の粒子骨格と間隙水からなる二相系として解析するので、上式で設定すべき体積弾性係数は土の粒子骨格の体積弾性係数である。このときの体積弾性係数は既往の室内試験結果よりポアソン比 $\nu = 0.33$ 程度の値を用いることにより求められる。

初期せん断弾性係数および初期体積弾性係数は表 3-1 に示すとおりである。

表 3-1 砂質土の初期せん断弾性係数および初期体積弾性係数

	単位体積重量		有効 上載圧 σ_v' (kN/m ³)	N 値	等価 N 値	N ₁₃₁	基準初期 せん断弾性係数 G _{ma} (kN/m ²)	基準初期 体積弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)
	湿潤・飽和 γ (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)						
裏埋土(気中)	18	—	90.7	9	8	11.4	73,800	192,500
裏埋土(水中)	20	10						

2) 拘束圧依存性を規定する定数

初期せん断弾性係数および初期体積弾性係数は有効拘束圧力 σ_m' に依存することが知られており、その関係は次式により与えられる。

$$G_m = G_{ma} \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'} \right)^{mG} \quad K_m = K_{ma} \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'} \right)^{mK}$$

ここに、mG、mK は有効拘束圧力依存性を規定する定数であり、砂質土の場合一般的に 0.5 である。

3) せん断抵抗角 ϕ_f

せん断抵抗角 (ϕ_f) は、マイヤホフの提案式より基準有効拘束圧力 $\sigma_{ma}' = 98$ (kN/m²) における N 値 (N₁₃₁) と有効上載圧力 ($\sigma_v' = 131$ (kN/m²)) の関係から相対密度 (Dr) を算定し、図 3-3 に示す砂のせん断抵抗角と相対密度の関係図から ϕ_f を読み取る。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{100 \times N}{\sigma_v' + 70}} = 21 \sqrt{\frac{100 \times 11.4}{131 + 70}} \cong 50\%$$

$$\phi_f \cong 39^\circ$$

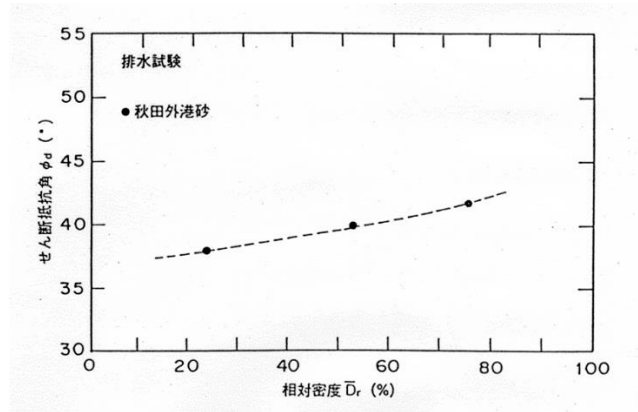


図 3-3 せん断抵抗角と相対密度の関係

4) 履歴減衰の上限値 h_{max}

減衰定数の上限値 h_{max} は、砂の動的変形試験を行い、この結果から次式を用いて求めるが、砂の場合、 $h_{max}=24\sim30\%$ 程度の値になることが多い。

$$h = \frac{h_{max}(\gamma_a/\gamma_{m0})}{(1 + \gamma_a/\gamma_{m0})}$$

ここでは、減衰定数の上限値 h_{max} は図 3-4 に示す既往の動的変形試験結果を参照して $h_{max}=0.24$ を用いる ($I_p < 30$)。

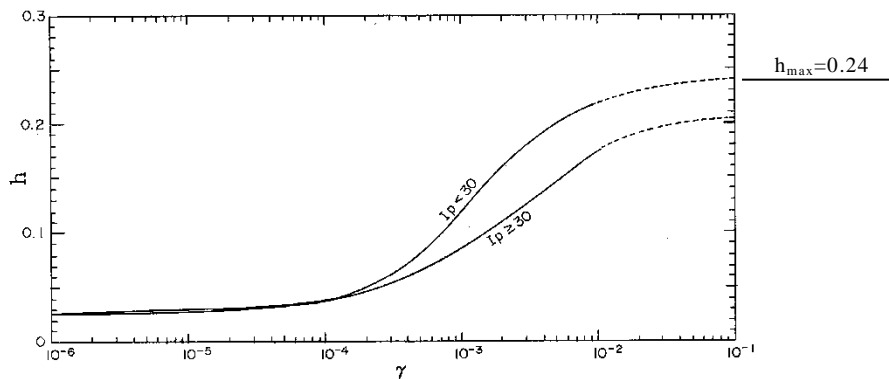


図 3-4 減衰定数 h ～せん断ひずみ γ 曲線²⁾

5) 間隙率 n

砂の間隙率 n は、FLIP において状態変数 S から等価な塑性体積ひずみを求める際必要となるが、この値は非排水解析においてはあまり鋭敏に解析結果に影響しない。そのため、間隙率を精度よく設定するための試験データがない場合には、以下に示すような通常砂がとり得る範囲の適当な値を与えておけばよい。

砂質土; $n=0.45$

(2) 過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメータ

1) 補正 N 値 N_a

FLIP において、等価 N 値に基づく液状化抵抗曲線の設定には図 3-5 に示す凍結サンプリング試料を用いた繰り返し三軸試験結果と整合性の高い吉見ら³⁾による関係が用いられている。

ひずみ振幅が 5% となる曲線を用いてせん断応力比 (τ_v/σ_v') を求める過程で以下に示す吉見らの関係式を用いて補正 N 値 (N_a) を算定する。

$$N_a = (98/\sigma_v')^{0.5} \times N_{65} + \delta N_f$$

ここに、 N_a ; 補正 N 値

σ_v' ; 等価 N 値に対する有効上載圧力

N_{65} ; 等価 N 値

δN_f ; 図 3-6 より求めた細粒分含有率 F_c に応じた増分 N 値
したがって、補正 N 値は、

$$N_a = (98/65)^{0.5} \times 8 + 6.8 = 16.62$$

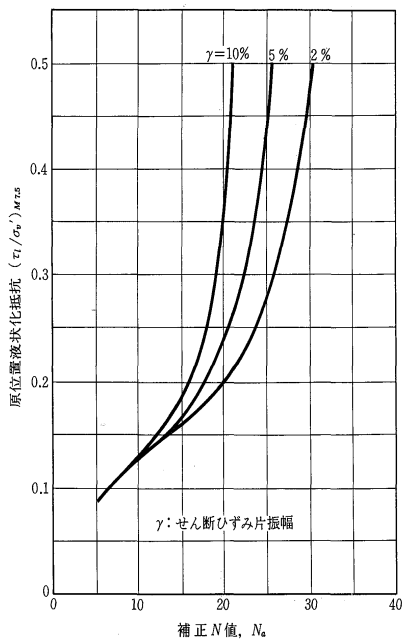


図 3-5 液状化抵抗と補正 N 値の関係

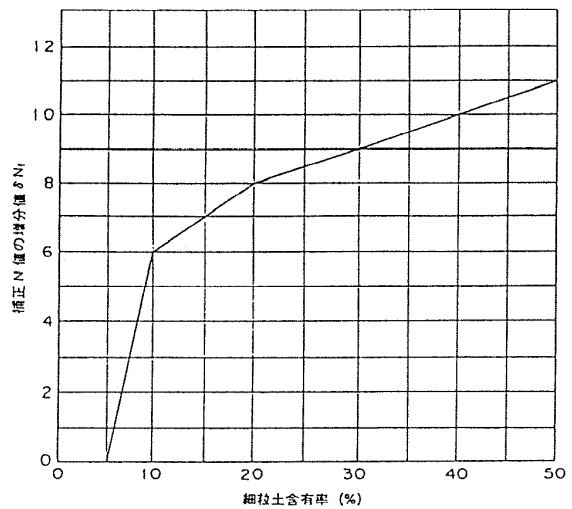


図 3-6 細粒分含有率に応じた補正 N 値の増分

2) 変相角 ϕ_p

変相角 ϕ_p は一般的に砂の密度に関わらずおおむね一定値をとるとされていることから、既往の試験データを参照して以下の値とする。

$$\phi_p = 28^\circ$$

3) w_1

w_1 は液状化過程全体を規定するパラメータである。非線形反復計算法として改良型非線形反復計算法、変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレイタンシーへの寄与の評価方法として tmp7 法を選択して解析を行う場合には、 w_1 の設定は簡易設定法(改訂版)の等価 N 値と細粒分含有率(Fc)との関係に基づき設定する。

裏埋土は、 $N_{65}=8$ 、 $F_c=14\%$ であることから図 3-7 より $w_1=6$ とする。

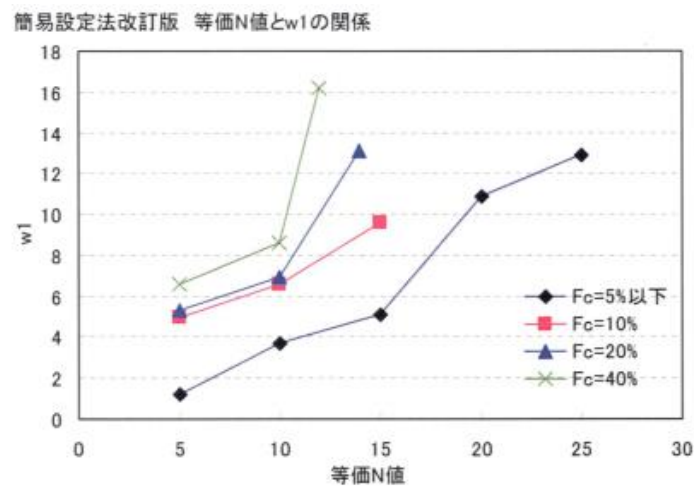


図 3-7 等価 N 値と液状化パラメータ w_1 の関係

4) p_1

液状化過程の前半を規定するパラメータ p_1 は、おおむね 0.5~0.7 程度であるが、簡易設定法では、等価 N 値に関わらず 0.5 で一定である。

$$p_1 = 0.5$$

5) p_2

液状化過程の前半を規定するパラメータ p_2 の値の目安は 1.0 前後であり、砂が密であるほど小さい値となる。 p_2 は補正 N 値 (N_a) に応じて次式により求められる。

$$\begin{aligned} p_2 &= -0.0166 \times N_a + 1.215 \\ &= -0.0166 \times 16.62 + 1.215 \\ &= 0.94 \end{aligned}$$

6) c_1

液状化発生の下限值を規定するパラメータ c_1 は、図 3-8 に示す等価 N 値と c_1 の関係図より読み取り、 $N_{65}=8$ 、 $F_c=14\%$ であることから $c_1=2.8$ とする。

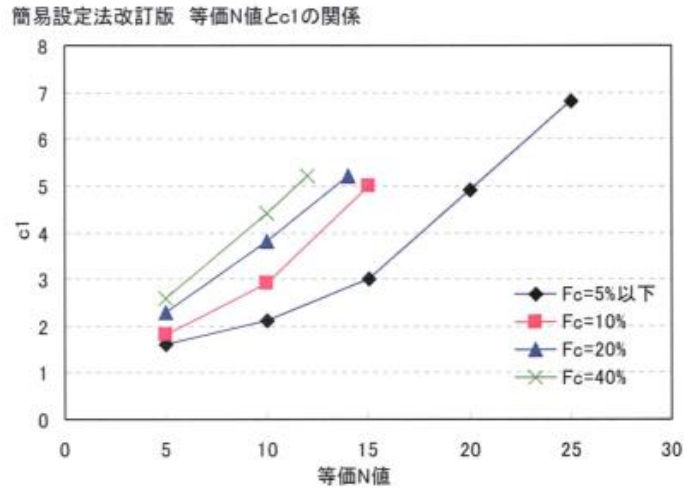


図 3-8 等価 N 値と液状化パラメータ c_1 の関係

7) s_1

終局状態(すなわち完全液状化状態)において液状化フロントパラメータ S_0 は 0 に近づくが、数値解析上の安定性の観点から 0 の値をとるべきではない。

液状化の終局状態を規定するパラメータ s_1 は、液状化フロントパラメータ S_0 がゼロになるのを避けるため小さな値を与える。簡易設定法では等価 N 値に関わらず一定値をとり、以下の値である。

$$s_1=0.005$$

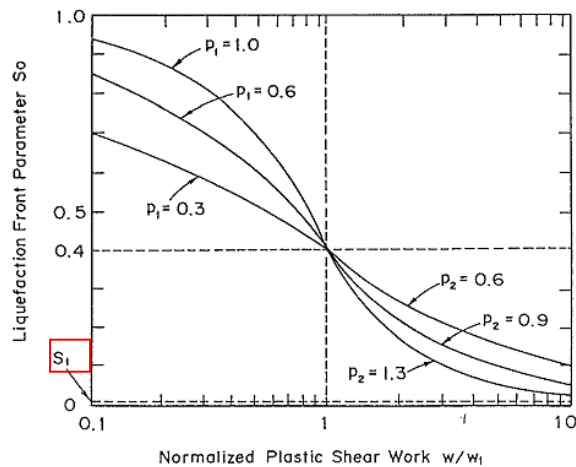


図 3-9 液状化フロントパラメータ S_0 と正規化せん断仕事の関係の概念図

以上より、裏埋土の過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメータは下表のとおり

りである。

表 3-2 過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメータ

	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	液状化パラメータ				
		s1	w1	p1	p2	c1
裏埋土(水中)	28	0.005	6.00	0.5	0.94	2.8

3.3.2 粘性土のパラメータ

(1) 拘束圧力依存性を規定する定数

文献 4)によれば塑性指数 $I_p \geq 30$ の粘性土のせん断弾性係数は拘束圧力の 1 乗に比例するため、有効拘束圧力依存性を規定する定数 mG 、 mK は 1.0 とすべきであるが、FLIP では計算が安定しないため 0.5 とする場合が多い。

本事例では、 $mG=mK=0.5$ とする。

$mG=1.0$ とするべきところを $mG=0.5$ とする場合、砂質土のように基準有効拘束圧力 $\sigma_{ma}'=98(\text{kN/m}^2)$ 時の G_{ma} として定義すると、次式による任意の拘束圧下でのせん断弾性係数 G_m の算定時に誤差が生じるため、粘性土のせん断弾性係数は図 3-10 に示すように有効拘束圧の違う 3 つに区分して設定する。このときの基準有効拘束圧力(σ_{ma}')は各粘性土層中央深度の σ_{ma}' として定義する。

$$G_m = G_{ma} \left(\frac{\sigma_{m'}}{\sigma_{ma}'} \right)^{mG}$$

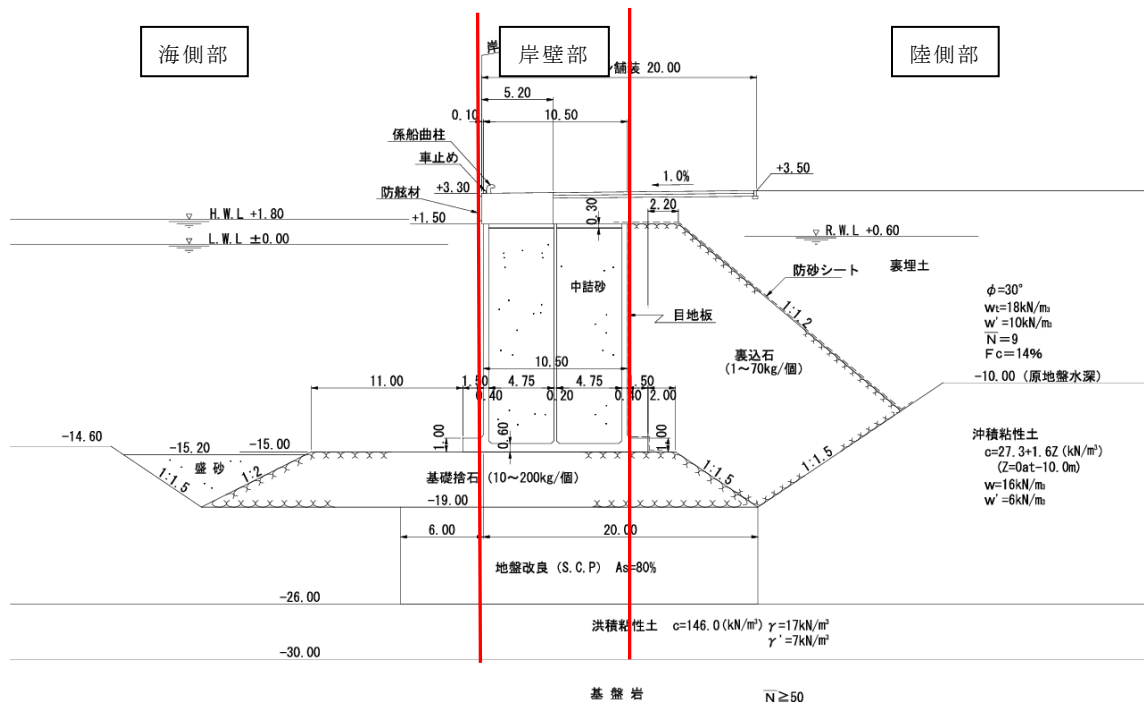


図 3-10 粘性土物性値設定区分

(2) 初期せん断弾性係数

粘性土の初期せん断弾性係数は次式により算定する。

$$G_{ma} = 170q_u^{0.4}$$

$$= 340C$$

例えば、海側地盤の沖積粘性土の初期せん断弾性係数は以下の通りである。

層中央の深度 (-20.3m)、 $\sigma_v' = 34.2$ (kN/m²)

$C_0 = 27.3 + 1.6 \times (20.3 - 10.0) = 44.1$ (kN/m²)

$G_{ma} = 340 \times 44.1 = 14,994 \approx 15,000$ (kN/m²)

基準有効拘束圧力は $\sigma_{ma}' = (1 + K_0) / 2 \times \sigma_v' = 3/4 \times \sigma_v' = 25.7$ (kN/m²)

(3) せん断強度

粘性土のせん断強度は、正規圧密粘土の場合、粘着力 C の代わりに有効応力モデルにおけるせん断抵抗角 ϕ_f が使用され、図 3-11 より $\phi_f = 30^\circ$ と設定されることが多い。

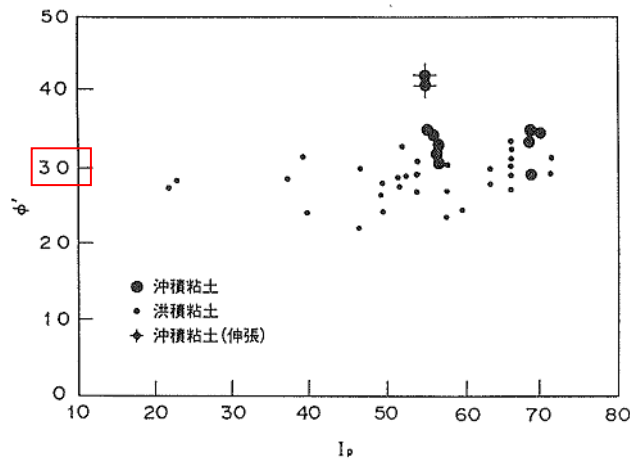


図 3-11 正規圧密粘土の内部摩擦角と塑性指数の関係⁵⁾

また、粘性土は圧密状態で強度特性が異なることから岸壁構築前のせん断強度 (C_0) と正規圧密状態の $\phi_f = 30^\circ$ に相当するせん断強度 τ_{max} を比較し、

$C_0 \leq \tau_{max}$ の場合；正規圧密粘土と判断して $C=0$ 、 $\phi_f = 30^\circ$

$C_0 > \tau_{max}$ の場合；過圧密粘土と判断して $C=C_0$

とする。

正規圧密状態の $\phi_f = 30^\circ$ に相当するせん断強度 τ_{max} は次式により算定される。

$$\tau_{max} = \sigma_m' \times \sin 30^\circ = \frac{3}{4} \sigma_v' \times 0.5 = 0.375 \sigma_v' \quad (\text{岸壁構築前の } \sigma_v')$$

岸壁構築後は上載圧力の増加に伴う強度増加を考慮したせん断強度 (τ_{max}) と比較して正規圧密または過圧密状態を判定してせん断強度を設定する。

$$\tau_{max} = 0.375 \sigma_v' \quad (\text{岸壁構築後の } \sigma_v')$$

例えば、陸側部の区分での粘性土のせん断強度は以下のとおりである。

沖積粘性土：層中央の深度(-18.0m)、 $\sigma_{v'}=206.2$ (kN/m²)

$$C_0 = 27.3 + 1.6 \times (18.0 - 10.0) = 44.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_{\max} = 0.375 \times 206.2 = 77.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$C_0 \leq \tau_{\max}$ より正規圧密粘土として、 $C=0$ 、 $\phi_f=30^\circ$ とする。

ただし、せん断弾性係数 G_{ma} 算定時には $C = \tau_{\max} = 77$ を使用する。

洪積粘性土：層中央の深度(-28.0m)、 $\sigma_{v'}=268.2$ (kN/m²)

$$C_0 = 146 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_{\max} = 0.375 \times 268.2 = 100.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$C_0 > \tau_{\max}$ より過圧密粘土として、 $C=146$ (kN/m²) とする。

以上より粘性土の初期せん断弾性係数およびせん断強度は以下のとおりである。

表 3-3 粘性土の初期せん断弾性係数およびせん断強度

物性値 設定区分	土層区分	土質	中心 深度 (m)	有効 上載圧 σ_v' (kN/m ²)	平均 有効 拘束圧 σ_{m0}' (kN/m ²)	土質試験の せん断強度 C_0 (kN/m ²)		$\phi=30^\circ$ 相当 のせん断強度 τ_{\max} (kN/m ²)	圧密状態	基準となる 初期 せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	FLIP入力値	
											粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ_f ($^\circ$)
①海側	沖積粘性土	粘性土	-20.30	34.2	25.7	44	>	13	過圧密	15,000	44	—
	洪積粘性土	粘性土	-28.00	82.4	61.8	146	>	31	過圧密	49,600	146	—
②岸壁部	洪積粘性土	粘性土	-26.00	349.6	262.2	146	>	131	過圧密	49,600	146	—
③陸側	沖積粘性土	粘性土	-18.00	206.2	154.7	40	\leq	77	正規圧密	26,200	0.0	30.0
	洪積粘性土	粘性土	-28.00	268.2	201.2	146	>	101	過圧密	49,600	146	—

基準初期体積弾性係数 (K_{ma}) は、砂質土と同様に次式により算定する。

$$K_{ma} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{ma}$$

(4) 履歴減衰の上限値 h_{\max}

減衰定数の上限値 h_{\max} は文献 2)より $h_{\max}=0.20$ を用いる ($I_p \geq 30$)。

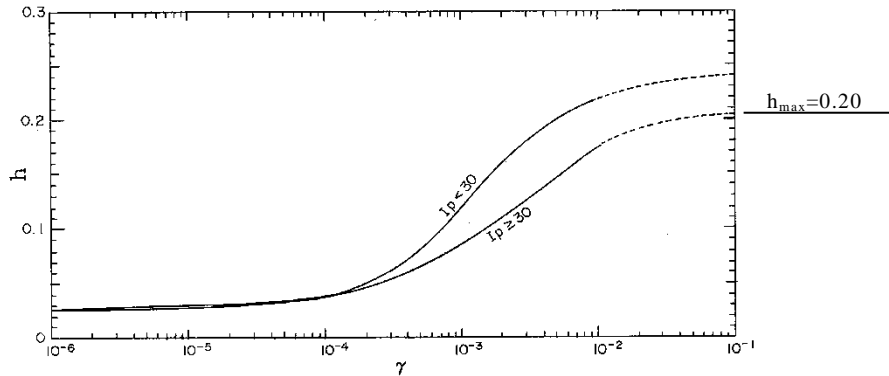


図 3-12 減衰定数 h ～せん断ひずみ γ 曲線

(5) 間隙率 n

粘性土の間隙率は一般的な以下の値とする。

$$n=0.55$$

3.3.3 基礎捨石および裏込石のパラメータ

(1) 初期せん断弾性係数 G_{ma}

基礎捨石および裏込め石の初期せん断弾性係数は次式⁶⁾により算定する。

$$G_{ma} = \rho \cdot V_s^2$$

ここに、 ρ ; 質量密度 (t/m^3)

V_s ; せん断波速度

基礎捨石のせん断波速度は文献 2)、文献 7)より、基準有効拘束圧は、 $\sigma'_{ma}=98(kN/m^2)$ の場合に $V_s=300(m/sec)$ である。

文献 2)によれば基礎捨石および裏込石のせん断波速度はそれぞれ $V_s=300(m/sec)$ 、 $V_s=225(m/sec)$ となっており、文献 7)において表 3-4 に示す調査結果の平均値よりその妥当性が確認されている。

本事例においては、表 3-4 に示す裏込石および基礎捨石が存在する岸壁背後のボーリング孔であるポートアイランド②-B 及び六甲アイランド⑤-B の結果で、基礎捨石と裏込石の V_s が同一であることに着目して、裏込石のせん断波速度も $V_s=300(m/sec)$ とする。

表 3-4 PS 検層結果のせん断波速度⁷⁾

断面	孔番号	捨石	裏込石
ポートアイランド	②-A	230	
	②-B	270	270
第七防波堤	④-A	360	
六甲アイランド	⑤-A	310	
	⑤-B	220	220
平均		278	245

したがって裏込石および基礎捨石の初期せん断弾性係数は以下のとおりである。

$$G_{ma} = \rho \cdot V_s^2 = 2.0 \times 300^2 = 180,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基準初期体積弾性係数 (K_{ma}) は、砂質土と同様に次式により算定する。

$$K_{ma} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{ma}$$

(2) せん断強度

基礎捨石および裏込石のせん断強度は、文献 7)において既往の試験結果を尊重し c 、 ϕ 同時指定するものとされており、文献 7)で提案された新物性値である以下の値とする。

粘着力; $c=20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

せん断抵抗角; $\phi = 35^\circ$

ただし、高透水性に配慮し、負圧に抵抗しない条件の $IGKSW=1$

減衰定数は影響が小さいため 0.2~0.3 の値

間隙水の体積剛性は非排水状態で発揮する体積剛性 ($W_{kf}=2.2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) の 1/100 以下

とする。

基礎捨石および裏込石の入力パラメータは表 3-5 に示すとおりである。

表 3-5 基礎捨石および裏込石の入力パラメータ

地層区分	せん断波速度	基準有効拘束圧	基準初期せん断弾性係数	せん断抵抗角	粘着力	間隙水の体積弾性係数
	V_s (m/sec)	σ_{m0}' (kN/m ²)	G_{m0} (kN/m ²)	ϕ_f ($^\circ$)	C (kN/m ²)	K_w (kN/m ²)
基礎捨石	300	98.0	180,000	35	20.0	2.2E+04
裏込石	300	98.0	180,000	35	20.0	2.2E+04

3.3.4 SCP 改良地盤のパラメータ

(1) 物性値の設定方法

岸壁直下の沖積粘性土はサンドコンパクションパイル工法 (SCP) で改良されており、改良率は $A_s=80\%$ である。

SCP 改良地盤の物性値の設定方法は以下の 2 つの方法がある。

- ① 原地盤と砂杭の平均物性を使用する方法
- ② 砂杭の強度だけで評価する方法 (改良率に応じて砂杭の奥行き幅を設定)

簡易設定法の文献 1) では①の方法が記述されている。一方、FLIP 研究会では SCP 改良地盤の物性設定方法に関する検討⁸⁾が実施され、その結果②の方法で過去の被災事例を再現できると報告されている。

砂杭の過剰間隙水圧の上昇が問題とならない場合には①、②のいずれの方法でもモデル化は可能であるが、本事例では、①の方法を用いて SCP 改良地盤の物性を与える。

(2) SCP 改良地盤の物性

1) SCP 改良地盤の条件

SCP 改良地盤の物性を設定するにあたり、SCP 改良地盤 (文献 8) により等価 N 値、 $N_{65}=20$ とする) および原地盤 (粘性土地盤) の条件は表 3-6 に示すとおりとした。

表 3-6 SCP 砂杭および粘性土地盤の条件

物 性			SCP 砂杭	粘性土地盤
基準有効上載圧	σ_v'	(kN/m ²)	306.2	292.2
基準有効拘束圧	σ_{ma}'	(kN/m ²)	229.7	219.2
基準初期せん断弾性係数	G_{ma}	(kN/m ²)	201,472	35,892
基準体積弾性係数	K_{ma}	(kN/m ²)	525,407	93,601
せん断抵抗角	ϕ	(°)	42.0	30.0
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	20.0	16.0
最大減衰率	h_{max}		0.24	0.20
間隙率	n		0.45	0.55

2) 基準有効拘束圧

SCP 改良地盤の等価な基準有効拘束圧 $\sigma'_{ma}{}^{SCP}$ は、砂杭の基準有効拘束圧 $\sigma'_{ma}{}^S$ 、粘土地盤の基準有効拘束圧 $\sigma'_{ma}{}^C$ および改良率 A_s により以下のとおり求める。

$$\begin{aligned}\sigma'_{ma}{}^{SCP} &= (1 - A_s) \cdot \sigma'_{ma}{}^C + A_s \cdot \sigma'_{ma}{}^S \\ &= (1 - 0.8) \times 219.2 + 0.8 \times 229.7 \\ &= 227.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

3) 基準初期せん断弾性係数

SCP 改良地盤の等価な基準初期せん断弾性係数 $G_{ma}{}^{SCP}$ は、砂杭の基準初期せん断弾性係数 $G_{ma}{}^S$ と粘土地盤の基準初期せん断弾性係数 $G_{ma}{}^C$ から以下のとおり算定する。

$$\begin{aligned}G_{ma}{}^{SCP} &= (1 - A_s) \cdot G_{ma}{}^C + A_s \cdot G_{ma}{}^S \\ &= (1 - 0.8) \times 35,892 + 0.8 \times 201,472 \\ &= 168,356 \\ &\doteq 168,400 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

4) せん断抵抗角

SCP 改良地盤の等価なせん断抵抗角 $\phi_f{}^{SCP}$ は以下のとおり求める。

$$\begin{aligned}\sigma'_{ma}{}^{SCP} \cdot \tan\phi_f{}^{SCP} &= (1 - A_s) \cdot \sigma'_{ma}{}^C \cdot \tan\phi_f{}^C + A_s \cdot \sigma'_{ma}{}^S \cdot \tan\phi_f{}^S \\ 304.3 \times \tan\phi_f{}^{SCP} &= (1 - 0.8) \times 292.2 \cdot \tan 30^\circ + 0.8 \times 306.2 \times \tan 42^\circ \\ \tan\phi_f{}^{SCP} &= 254.3/303.4 = 0.838 \\ \therefore \phi_f{}^{SCP} &= \tan^{-1}(0.838) = 40^\circ\end{aligned}$$

以上より SCP 改良地盤の入力パラメータは表 3-7 に示すとおりである、

表 3-7 SCP 改良地盤の入力パラメータ

地層区分	単位体積重量 (飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	基準有効 上載圧 σ_v' (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ_f (°)	基準有効 拘束圧 σ_{m0}' (kN/m ²)	基準初期 せん断 弾性係数 G_{m0} (kN/m ²)	基準となる 初期体積 剛性 K_{m0} (kN/m ²)	ポア ソン比 ν	間隙率 n
SCP改良地盤	19.20	303.4	40.0	227.6	168,400	439,200	0.33	0.47

3.3.5 ケーソンおよびジョイント要素のパラメータ

(1) ケーソン

ケーソンのモデル化は、図 3-13 に示すとおりケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土など（材料番号 42～46）は、マルチスプリング要素ではなく線形平面要素としてモデル化し、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量はそれぞれ裏込石および裏埋土の値を用いる。

ケーソンの入力パラメータは表 3-8 に示すとおりである。

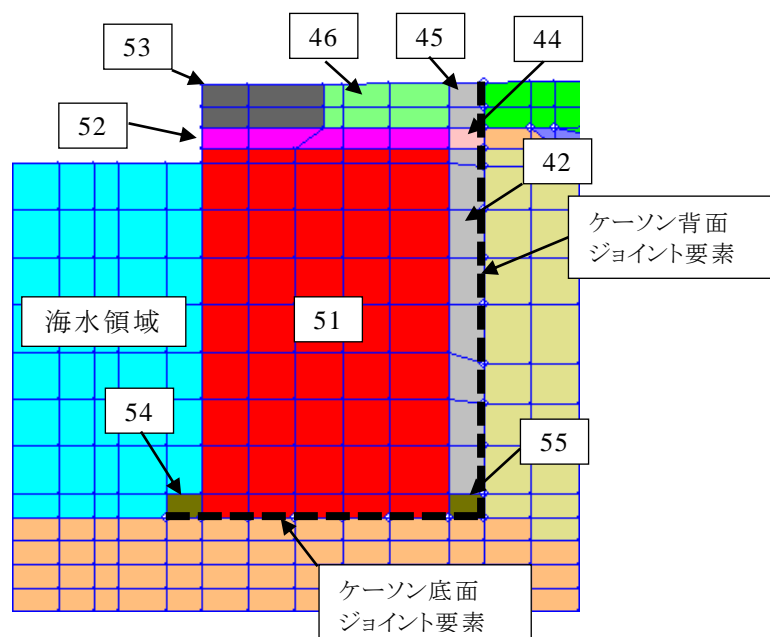


図 3-13 ケーソン周辺のモデル化

表 3-8 ケーソンの入力パラメータ

材料番号	構造物 (材料)	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
52	ケーソン本体(気中)	2.2×10^7	0.17	21.0
51	ケーソン本体(水中)	〃	〃	〃
53	上部工	3.0×10^7	〃	22.6
54,55	フーチング	〃	〃	24.0
44	裏込石(気中)	2.2×10^7	〃	20.0
42	裏込石(水中)	〃	〃	18.0
45	裏埋土(裏込石上部)	〃	〃	〃
46	裏埋土(ケーソン上部)	〃	〃	〃

(2) ジョイント要素

1) せん断強度および初期剛性

ケーソン(線形平面要素)と基礎捨石および裏込石(マルチスプリング要素)との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する。

図 3-14 に示すようにジョイント要素は原則として垂直方向の引張力は負担せず、圧縮側では垂直方向接線剛性 (K_n) に応じた応力を負担する。また、せん断方向(滑り方向)は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 (K_s) に応じた力を負担する。

せん断強度 (τ_f) は垂直方向の拘束圧 (σ_n') に基づき次式により算定される。剥離状態では、せん断強度は原則 0 とされる。

$$\tau_f = C + \sigma_n' \cdot \tan \phi_f$$

ここに、 τ_f ; せん断強度

C ; 粘着力

σ_n' ; 垂直方向の拘束圧力

ϕ_f ; 摩擦角

したがって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。

底面ジョイント; 摩擦係数 $\mu = 0.6$ (摩擦増大マットなし) より、

$$\text{摩擦角 } \phi_f = \tan^{-1}(0.6) = 31^\circ$$

背面ジョイント; ケーソン背面とケーソン間の摩擦角は一般的に $\phi_f = 15^\circ$ である。

垂直方向接線剛性 (K_n) およびせん断方向初期剛性 (K_s) は、物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないよう、比較的大きめの値を指定することが通例であり、これらは人為的な値である。FLIP では以下の値がとられることが多い。

$$K_n = K_s = 1 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、初期自重解析ではケーソン背後のジョイントのせん断剛性 (K_s) は、裏込石がジョイントを介してケーソンにぶら下がる状態を避けるため通常 0.0 とする。

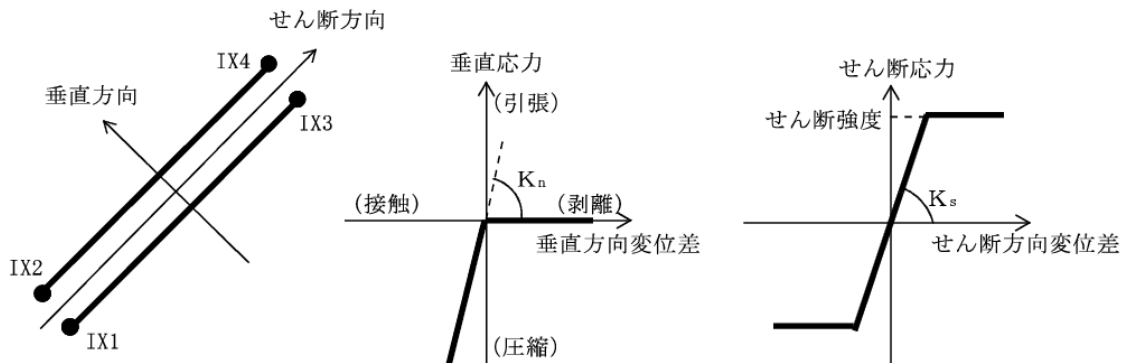


図 3-14 ジョイント要素の応力～変位差の関係

2) レーレー減衰パラメータ

従来の解析ではレーレー減衰行列の組み立ての際にジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた(従来型)。しかし、FLIP研究会による感度解析の結果、ケーソンの残留変位はジョイント要素の K_s と K_n の値に大きく影響されることが判明した。 K_s や K_n の値にケーソンの残留変位が影響を受ける現象は、ジョイント要素の挙動がレーレー減衰(βK_s や βK_n)に支配された結果である。

この現象を抑制するため、レーレー減衰行列の組み立ての際にはジョイント要素のみに個別に初期剛性に係数 β_j を乗じ、その値は $\beta_j=0$ とする設定法が提案された(改良型)。ただし、改良型ではジョイント要素の挙動が不安定となりジョイント要素の収束性が悪化することがある。その対策として、時間積分間隔 Δt をよく用いられる 0.01 秒から 1/10 すなわち 0.001 秒程度とする必要がある。

以上より、ジョイント要素の入力パラメータは表 3-9 に示すとおりである。

表 3-9 ジョイント要素の入力パラメータ

ジョイント位置	初期自重解析				地震応答解析				粘着力 C_j (kN/m^2)	摩擦角 ϕ_j ($^\circ$)	レーレー減衰パラメータ β_j
	せん断方向		垂直方向		せん断方向		垂直方向				
	剛性 K_s ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	基準変位 IUSS	剛性 K_n ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	基準変位 IUSS	剛性 K_s ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	基準変位 IUSS	剛性 K_n ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	基準変位 IUSS			
ケーソン底面	1.0×10^6	1	1.0×10^6	1	1.0×10^6	1	1.0×10^6	1	0	31	0
ケーソン背面	0	2	1.0×10^6	1	1.0×10^6	2	1.0×10^6	1	0	15	0

3.3.6 カルシア改質土のパラメータ

(1) カルシア改質土の概要

カルシア改質土とは、浚渫土とカルシア改質材（転炉系製鋼スラグを原料として成分管理と粒度調整を施した材料）とを混合することで、浚渫土の物理的、化学的性質を改善した材料であり、土木資材としての活用が可能である。

カルシア改質土と浚渫土を混合した試料を海水中で養生すると、カルシア改質材からの Ca(カルシウム)と浚渫土からの SiO₂(二酸化ケイ素)や Al₂O₃(酸化アルミニウム〈通称アルミナ〉)の水和反応が進行して水和物を生成し、固化する。

カルシア改質土の施工事例によると、表 3-10 に示すようにカルシア改質材の混合率は 30%が多い傾向である。

本事例においては、カルシア改質材の容積混合率を 30%としてカルシア改質土の物性値を設定した。

表 3-10 カルシア改質土の施工事例⁹⁾

施工事例	容積混合率 (%)	適用
東海元浜ふ頭公有水面埋立工事	25	埋立用材
名古屋港鍋田ふ頭航路泊地浚渫工事	30	埋立用材
東予港中央地区岸壁(-7.5m)築造工事	30	埋立用材
中津港(田尻地区)潜堤試験工事	30	潜堤材
姫路市網干地区浅場実験区造成	30	浅場造成用材
君津浅場造成工事	30	深掘れ窪地の埋戻し用材

(2) 単位体積重量

カルシア改質土の湿潤単位体積重量は表 3-11 に示す試験結果より $\gamma_t=19.3$ (kN/m^3)とする。

飽和単位体積重量は図 3-15 に示す調査結果の標高 T.P.+0.8m 以下の値を採用することとし、 $\gamma_t=20.5$ (kN/m^3)とする。

表 3-11 カルシア改質土の物理試験結果¹⁰⁾

	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	単位体積重量 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	含水比 w(%)	フロー値 (mm)
容積混合率 10%	1.629	16.0	68.4	140.9
容積混合率 20%	1.808	17.7	49.8	140.6
容積混合率 30%	1.964	19.3	37.3	139.7
容積混合率 40%	2.128	20.9	29.1	132.9

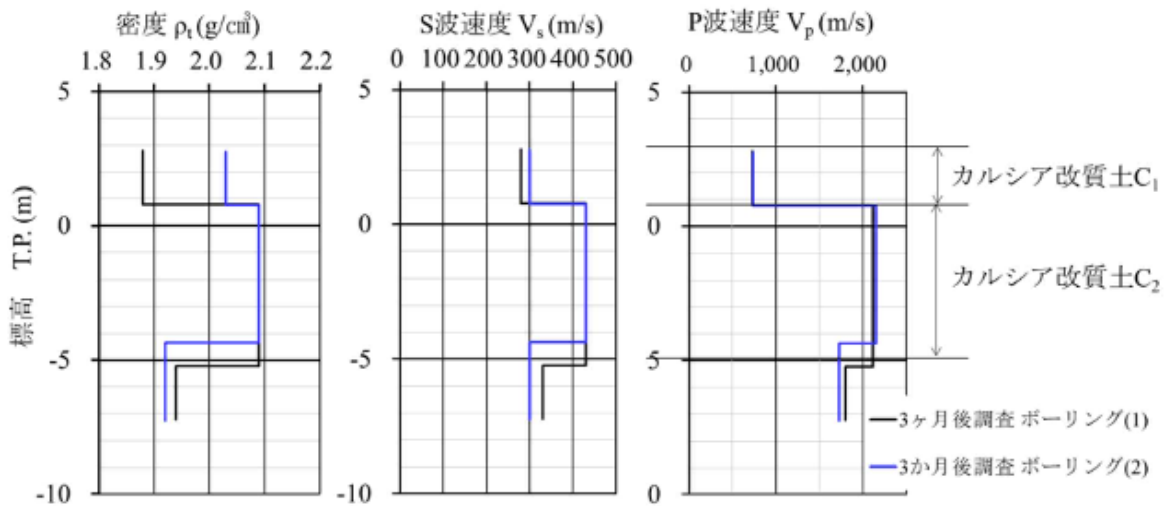


図 3-15 施工 3ヶ月後調査におけるカルシア改質土の土質調査結果¹¹⁾
(密度、S波速度分布、P波速度分布)

(3) せん断強度

文献 10)によるカルシア改質土の動的変形特性試験によって求められたせん断ひずみとせん断弾性係数の低下率の関係 ($G/G_0 \sim \gamma$ 曲線、図 3-16)において、ひずみ依存性は標準的な砂質土よりも粘性土に近い曲線になっている。

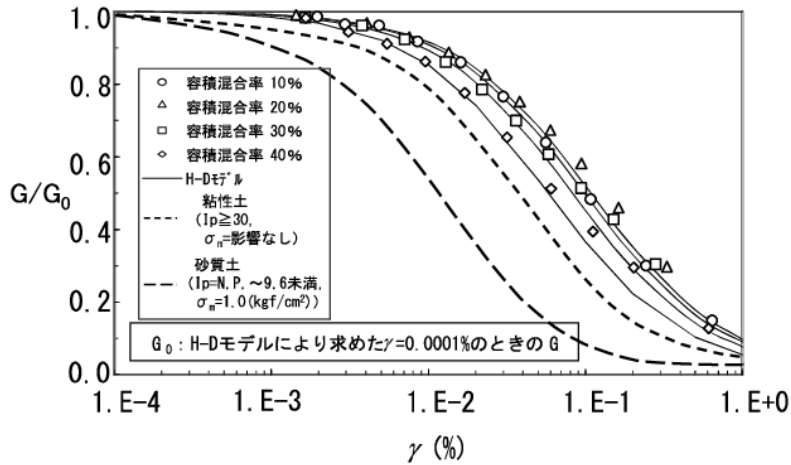


図 3-16 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (動的変形特性試験の結果¹⁰⁾)

混合材のせん断強度は、材料である浚渫土や転炉系製鋼スラグの物理的性質・化学的性質や混合条件により大きく異なることに留意が必要であるが、本事例におけるカルシア改質土のせん断強度は、図 3-17 を参考に混合率 30%として以下のとおりとする。

$$C = \frac{1}{2} q_u = \frac{1}{2} \times 100 = 50 (kN/m^2)$$

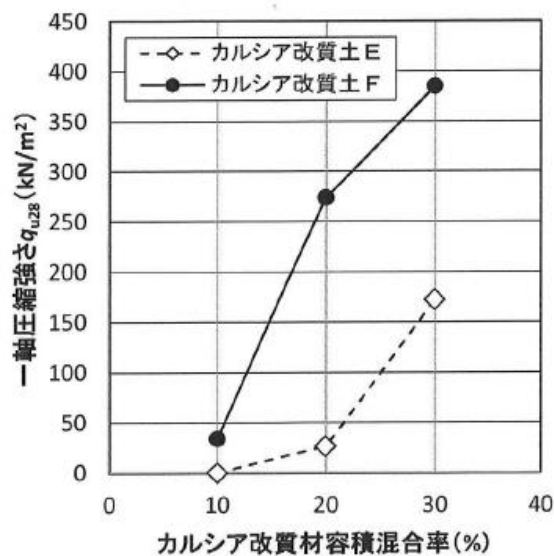


図 3-17 カルシア改質土の一軸圧縮強さとカルシア改質材の容積混合率の例¹²⁾

(4) 初期せん断弾性係数 G_{ma}

日本国内の主要な港湾から採取された4種類の浚渫土に異なる2か所の製鉄所から発生した2種類の製鋼スラグを混合したカルシア改質土(容積混合率20~40%)の一軸圧縮強度とせん断弾性係数の関係は図3-18に示すとおりであり、混合率が高いほど大きな強度を示している。

本事例において、カルシア改質土のせん断弾性係数は図3-18の関係より幾分安全側の値となる粘性土の一軸圧縮強度とせん断弾性係数の関係式を用いて算定する。

$$G_{ma} = 170q_u$$

$$= 170 \times 100 = 17,000(kN/m^2)$$

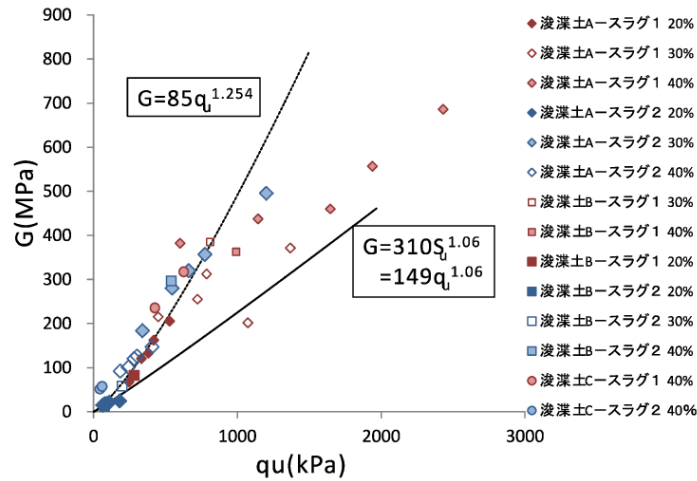


図 3-18 カルシア改質土の一軸圧縮強度とせん断弾性係数の関係¹³⁾

図3-15のPS検層結果から次式により求められるポアソン比は表層; $\nu = 0.408$ 、下層; $\nu = 0.479$ となっており、粘性土の一般的なポアソン比と同等の値である。

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2\{(V_p/V_s)^2 - 1\}}$$

ここに、 ν ;ポアソン比
 V_p ;粗密波速度
 V_s ;せん断波速度

ただし、前述のようにFLIPでは土の粒子骨格と間隙水からなる二相系として解析するため、ポアソン比 $\nu = 0.33$ を用いて基準初期体積弾性係数(K_{ma})を算定する。

$$K_{ma} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{ma}$$

(5) 履歴減衰の上限値 h_{\max}

減衰定数の上限値 h_{\max} は粘性土と同じ値、 $h_{\max}=0.20$ とする。

(6) 間隙率 n

間隙率は粘性土と同じ値 $n=0.55$ とする。

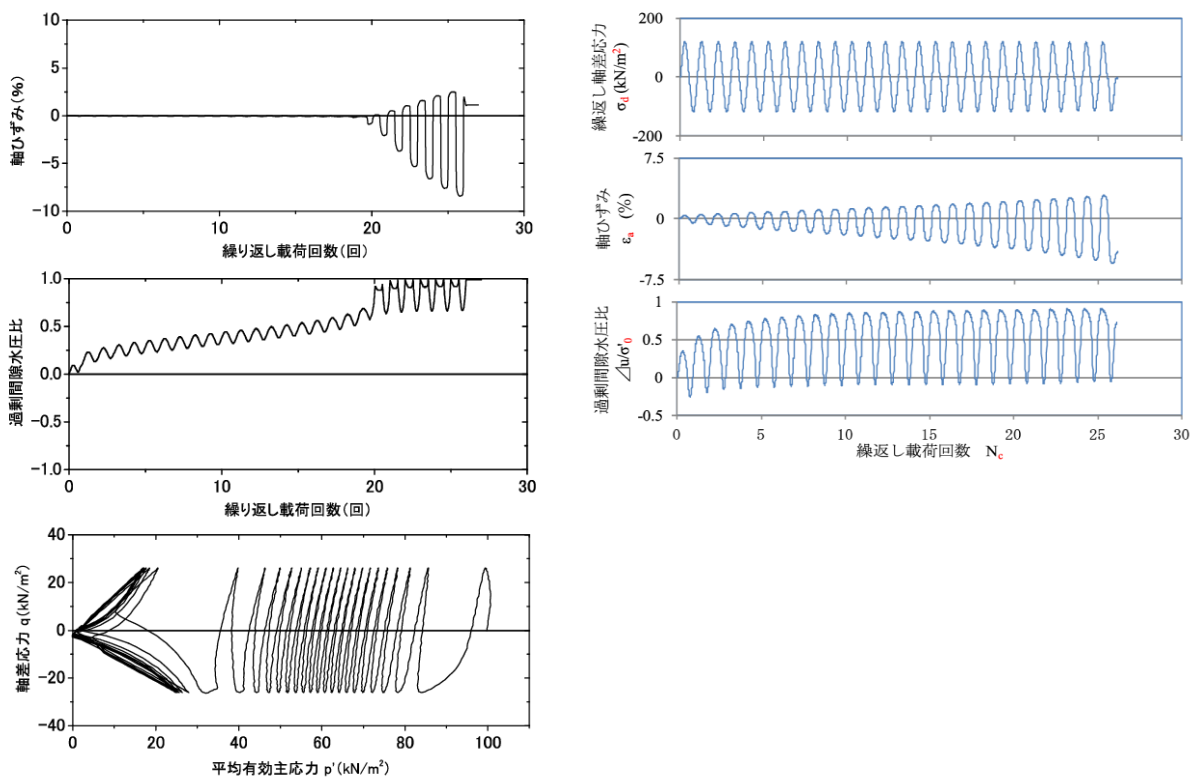
(7) 過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメータ

液状化試験によく用いられる豊浦砂(相対密度 $D_r=50\%$)の繰返し非排水三軸試験結果¹⁴⁾を図 3-19a)に示す。豊浦砂は載荷回数とともに過剰間隙水圧比が徐々に増加し、載荷回数 20 回を超えると液状化時によく見られる凹部が発生し、軸ひずみ振幅は急激に増加している。また、有効応力が単調に減少した後、破壊包絡線に沿うように回復するサイクリックモビリティ現象がみられ、液状化状態と考えられる。

一方、図 3-19b)に示す容積混合率 25%のカルシア改質土の繰返し非排水三軸試験結果¹⁵⁾では、繰返し載荷に伴い過剰間隙水圧が発生するものの増加と現象を繰返し、液状化時によく見られる凹部は発生していない。また、軸ひずみに急激な増加は起きていない。

次に、図 3-20 にカルシア改質土および豊浦砂の繰返しせん断応力比と繰返し載荷回数の関係を示す。カルシア改質土の液状化強度比(R_{L20})は豊浦砂やまさ土に比較して非常に大きく、液状化しない材料であると考えられる。

以上より、本事例では、カルシア改質土は液状化しないものとして、過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメータは設定しない。



a)豊浦砂(相対密度 $D_r=50\%$)

b)カルシア改質土(容積混合率 25%)

図 3-19 繰返し非排水三軸試験結果

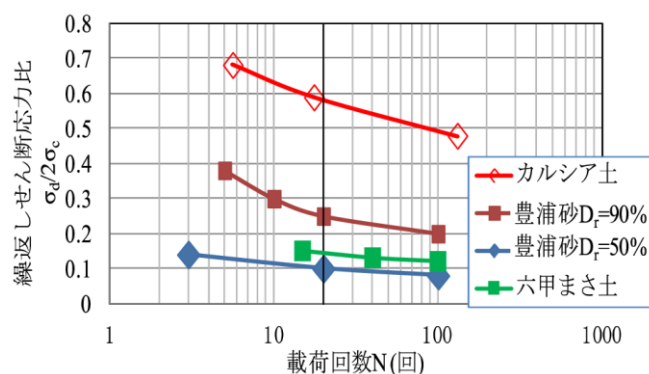


図 3-20 カルシア改質土および豊浦砂の繰返しせん断応力比と繰返し载荷回数との関係

(8) ジョイント要素

カルシア改質土と異種材料の力学特性が異なることから、地震時などに両者が追従して変形せず、材料境界で剥離やすべりを生じることが考えられるため、カルシア改質土と異種材料の境界に適切なジョイント要素を設定することが重要である。

カルシア改質土と異種材料の境界での摩擦係数は文献 16)より以下のとおりである。

表 3-12 カルシア改質土と異種材料の境界での摩擦係数¹⁶⁾

Case	上載圧 σ_v (kPa)	せん断応力 τ (kPa)		摩擦係数 μ_{test}	
		最大	残留	最大	残留
G-0	10	40.3	21.2	4.03	2.12
G-1	10	28.1	20.7	2.81	2.07
G-2	20	37.6	33.7	1.88	1.68
G-3	50	52.6	48.5	1.05	0.97
G-4	10	28.9	25.0	2.89	2.50
G-5	10	37.5	24.3	3.75	2.43
G-6	10	33.4	22.1	3.34	2.21
G-7	10	n/a	19.4	n/a	1.94
S-0	10	22.5	5.5	2.25	0.55
S-1	10	18.8	7.9	1.88	0.79
S-2	20	24.3	14.8	1.21	0.74
S-3	50	33.4	20.1	0.67	0.40
S-4	10	15.6	9.7	1.56	0.97
S-5	10	20.2	11.7	2.02	1.17
C-1	10	16.3	14.9	1.63	1.49
C-2	20	n/a	20.9	n/a	1.04
C-3	10	18.7	12.6	1.87	1.26
C-4	10	22.9	18.5	2.29	1.85
C-5	10	15.4	14.2	1.54	1.42
Cl-1	10	n/a	7.0	n/a	0.70
Cl-2	10	n/a	8.4	n/a	0.84

n/a: 载荷終了までせん断応力が増加傾向を示したため、該当なし。

文献 16)によると、コンクリート材の場合、カルシア改質土と境界で発揮される摩擦抵抗に比べて、コンクリート単材のせん断強度が非常に高く、ばらつきも小さいと考えられるため常に境界ですべり面が発生すると考えてよく、材料境界の摩擦係数として $\mu = 0.8$ という値が参考にできる。

一方、礫材、砂材および粘土材のような地盤材料の場合には、現場ごとに強度特性が異なり、そのばらつきも比較的大きいと考えられるため、材料境界の摩擦係数をパラメータとした繰返しの検討を行い、安全側となるような摩擦係数の設定が必要とされている。なお、地盤材料の摩擦係数については以下のように考察されている。

- ▶ 以下に示す摩擦係数の下限値と異種材料単材のせん断抵抗に相当する摩擦係数を含む範囲で材料境界の摩擦係数を仮設定する
- ▶ 上記の範囲内の中で最も安全側となる材料境界の摩擦係数を決定する

材料境界の摩擦係数をパラメータとした繰返しの検討を行う場合、実験結果で得られた材料境界の摩擦係数の下限値について、以下の値が参考にできる。

礫材； $\mu = 0.95$

砂材； $\mu = 0.40$

粘土材； $\mu = 0.70$

本事例では摩擦係数は文献 16)で示された下限値とする。ただし、材料境界の摩擦係数を低く設定することが、必ずしも安全側の検討結果を与えるとは言えないことに留意が必要である。

表 3-13 FLIP で使用するカルシア改質土と異種材料の境界での摩擦係数

異種材料	摩擦係数	摩擦角(°)
コンクリート	0.80	38.7
礫材	0.95	43.5
砂材	0.40	21.8
粘土材	0.70	35.0

3.3.7 工学的基盤のパラメータ

本事例における工学的基盤のパラメータは以下のとおりである。

表 3-14 工学的基盤のパラメータ

粗密波速度	$V_p(\text{m/s})$	1600
せん断波速度	$V_s(\text{m/s})$	300
質量密度	$\rho (\text{t/m}^3)$	2.04

3.3.8 各地盤のパラメータ設定結果

以上より、各地盤等の FLIP 入力パラメータは表 3-15～表 3-20 に示すとおりである。

表 3-15 海側地盤のパラメータ

地層区分	土質	標高 (D.L.m)		層厚 (m)	湿潤単位体積重量 γ (kN/m ³)	単位体積重量(飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	有効単位体積重量 γ'_v (kN/m ³)	有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	N値 N_0	等価N値 N_{65}	基準N値 N_{131}	土質試験の粘着力 C_0 (kN/m ²)	$\phi=30^\circ$ 相当のせん断強度 τ_{max} (kN/m ²)	圧密状態	細粒分含有率 $F_c(\%)$	相対密度 $D_r(\%)$	せん断抵抗角 ϕ_f (度)	基準となる平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期せん断剛性 G_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期体積剛性 K_{m0} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	間隙率 n	最大減衰 h_{max}	水の体積弾性係数 K_w (kN/m ²)	
		層上端	層下端																							
沖積粘性土	粘性土	-14.60	-26.00	11.40	16.0	16.0	6.0	34.2	25.7	—	—	—	44.0	>	12.8	過圧密	—	—	—	25.7	15000	39100	0.33	0.55	0.20	2.20E+06
洪積粘性土	粘性土	-26.00	-30.00	4.00	17.0	17.0	7.0	82.4	61.8	—	—	—	146.0	>	30.9	過圧密	—	—	—	61.8	49600	129300	0.33	0.55	0.20	2.20E+06
工学的基盤		-30.00			20.0	10.00																				

表 3-16 岸壁部のパラメータ

地層区分	土質	標高 (D.L.m)		層厚 (m)	湿潤単位体積重量 γ (kN/m ³)	単位体積重量(飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	有効単位体積重量 γ'_v (kN/m ³)	有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	N値 N_0	等価N値 N_{65}	基準N値 N_{131}	土質試験の粘着力 C_0 (kN/m ²)	$\phi=30^\circ$ 相当のせん断強度 τ_{max} (kN/m ²)	圧密状態	細粒分含有率 $F_c(\%)$	相対密度 $D_r(\%)$	せん断抵抗角 ϕ_f (度)	基準となる平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期せん断剛性 G_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期体積剛性 K_{m0} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	間隙率 n	最大減衰 h_{max}	水の体積弾性係数 K_w (kN/m ²)	
		層上端	層下端																							
上部コンクリート		3.30	1.50	1.80	22.6	22.6	22.6	20.3	15.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.17	—	—	—	—
ケーソン(気中)		1.50	0.60	0.90	21.0	21.0	21.0	50.1	37.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.17	—	—	—	—
ケーソン(水中)		0.60	-15.00	15.60	—	21.0	11.0	145.4	109.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.17	—	—	—	—
捨石		-15.00	-19.00	4.00	—	20.0	10.0	251.2	188.4	—	—	—	20.0	—	—	—	—	35	188.4	180000	469400	0.33	0.55	0.20	2.20E+06	
SCP(80%改良)		-19.00	-26.00	7.00	—	19.2	9.2	303.4	227.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	227.6	168400	439200	0.33	0.47	0.23	2.20E+06	
洪積粘性土	粘性土	-26.00	-30.00	4.00	—	17.0	7.0	349.6	262.2	—	—	—	146.0	>	131.1	過圧密	—	—	—	262.2	49600	129300	0.33	0.55	0.20	2.20E+06
工学的基盤		-30.00			20.0	10.00																				

表 3-17 陸側地盤のパラメータ

地層区分	土質	湿潤単位体積重量 γ (kN/m ³)	単位体積重量(飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	有効単位体積重量 γ'_v (kN/m ³)	有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/sec)	N値 N_0	等価N値 N_{65}	基準N値 N_{131}	土質試験の粘着力 C_0 (kN/m ²)	$\phi=30^\circ$ 相当のせん断強度 τ_{max} (kN/m ²)	圧密状態	細粒分含有率 $F_c(\%)$	相対密度 $D_r(\%)$	せん断抵抗角 ϕ_f (度)	基準となる平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期せん断剛性 G_{m0} (kN/m ²)	基準となる初期体積剛性 K_{m0} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	間隙率 n	最大減衰 h_{max}	水の体積弾性係数 K_w (kN/m ²)	
裏埋土(気中)	砂質土	18.0	20.0	18.0	26.1	19.6	134	9.0	8.0	11.4	—	—	—	14.0	50.0	39.0	98.0	73800	192500	0.33	0.45	0.24	2.20E+06	
裏埋土(水中)	砂質土	—	20.0	10.0	105.2	78.9	180	9.0	8.0	11.4	—	—	—	14.0	50.0	39.0	98.0	73800	192500	0.33	0.45	0.24	2.20E+06	
沖積粘性土	粘性土	—	16.0	6.0	206.2	154.7	150	—	—	—	77.0	≤	77.3	正規圧密	—	—	30.0	154.7	26200	68300	0.33	0.55	0.20	2.20E+06
洪積粘性土	粘性土	—	17.0	7.0	268.2	201.2	230	—	—	—	146.0	>	100.6	過圧密	—	—	—	201.2	49600	129300	0.33	0.55	0.20	2.20E+06
工学的基盤		—	20.0	10.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

地層区分	土質	液状化パラメータ					
		ϕ_p (°)	s1	w1	p1	p2	c1
裏埋土(気中)	砂質土	—	—	—	—	—	—
裏埋土(水中)	砂質土	28.0	0.005	6.000	0.500	0.940	2.800
沖積粘性土	粘性土	—	—	—	—	—	—
洪積粘性土	粘性土	—	—	—	—	—	—

表 3-18 基礎捨石および裏込石のパラメータ

地層区分	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	単位体積 重量(飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	有効単位 体積重量 γ'_t (kN/m ³)	せん断波 速度 Vs (m/sec)	粘着力 C ₀ (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ_r (度)	基準となる 平均有効 拘束圧 σ_{na} (kN/m ²)	基準となる 初期 せん断剛性 Gm ₀ (kN/m ²)	基準となる 初期体積 剛性 Km ₀ (kN/m ²)	ポア ソン比 v	間隙率 n	最大 減衰 h _{max}
基礎捨石	18.0	20.0	10.0	300	20.0	35.0	98.0	180,000	469400	0.33	0.45	0.24
裏込石	18.0	20.0	10.0	300	20.0	35.0	98.0	180,000	469400	0.33	0.45	0.24

表 3-19 カルシア改質土のパラメータ

地層区分	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	単位体積 重量(飽和) γ_{sat} (kN/m ³)	有効単位 体積重量 γ'_t (kN/m ³)	粘着力 C ₀ (kN/m ²)	基準となる 平均有効 拘束圧 σ_{na} (kN/m ²)	基準となる 初期 せん断剛性 Gm ₀ (kN/m ²)	基準となる 初期体積 剛性 Km ₀ (kN/m ²)	ポア ソン比 v	間隙率 n	最大 減衰 h _{max}
カルシア改質土(気中)	19.3	20.5	19.3	50.0	0.0	17000	44330	0.33	0.55	0.20
カルシア改質土(水中)	19.3	20.5	10.5	50.0	0.0	17000	44330	0.33	0.55	0.20

表 3-20 カルシア改質土と異種材料間のジョイント要素のパラメータ

異種材料	初期自重解析				地震応答解析				粘着力 C _j (kN/m ²)	摩擦角 ϕ_j (°)	レーレー減衰 パラメータβ _j
	せん断方向		垂直方向		せん断方向		垂直方向				
	剛性Ks (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS	剛性Kn (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS	剛性Ks (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS	剛性Kn (kN/m ² /m)	基準変位 IUSS			
コンクリート	0	2	1.0×10 ⁶	1	1.0×10 ⁶	2	1.0×10 ⁶	1	0	38.7	0
礫材	0	2	1.0×10 ⁶	1	1.0×10 ⁶	2	1.0×10 ⁶	1	0	43.5	0
砂材	0	2	1.0×10 ⁶	1	1.0×10 ⁶	2	1.0×10 ⁶	1	0	21.8	0
粘土材	0	2	1.0×10 ⁶	1	1.0×10 ⁶	2	1.0×10 ⁶	1	0	35.0	0

3.3.9 レーレー減衰

FLIP(マルチスプリング要素)で考慮する減衰は、要素の履歴によって生じる履歴減衰であり、数値解析の安定性の確保を目的として微小なレーレー(Rayleigh)減衰が導入されている。

レーレー減衰行列 C は次式で表される。

$$C = \alpha M + \beta K$$

ここに、 M : 全体質量行列

K : 全体初期接線剛性行列

α : 質量比例係数

β : 剛性比例係数

なお、FLIP では、 $\alpha = 0$ 、 $\beta > 0$ を仮定し、高振動数に対して特に減衰が寄与するように設定している。

全体系のレーレー減衰の剛性比例係数 β の設定方法は、いくつかの方法があるが、本事例では以下の方法により設定した。

- 海側および陸側の自由地盤部を非液状化地盤として β を種々変えて地震応答解析を実施し、 β をそれ以上減じても最大水平変位分布が変化しなくなる臨界の β とする

図 3-21 に示す一次元地震応答解析結果のように最大水平変位が収斂する臨海の β は $\beta = 0.001$ である。

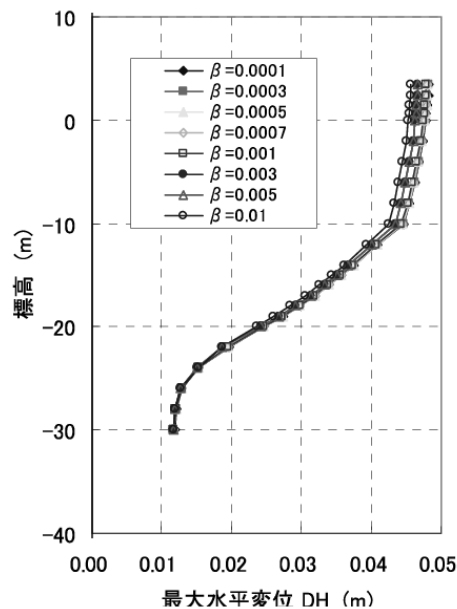


図 3-21 陸側自由地盤部の一次元地震応答解析による最大水平変位

3.3.10 解析条件

FLIP の解析条件、数値解析手法やジョイント要素および捨石物性等の組合せは以下のとおりである。

表 3-21 解析条件一覧

項目	条件
a.過剰間隙水圧モデル	改良モデル(tmp7法)
b.応力～ひずみ関係の非線形反復計算法	改良型非線形反復法
c.初期応力状態の評価	初期自重解析(築堤解析1段階目)
d.時間積分法	Wilson θ 法 ($\theta=1.4$)
e.時間積分間隔	0.001 秒(0.01 秒間隔の地震波を補間して解析)
f.要素積分法	SRI 法(Selective Reduced Integration Method) 偏差成分 2 次、平均成分 1 次
g.レーレー減衰行列	質量行列比例係数 $\alpha=0$ 剛性行列比例係数 $\beta=0.001$
h.側方境界	粘性境界 側方粘性境界に対する V_p 算定法: K_f+K また、解析領域が側方へはらみ出す現象の対処法として粘性境界要素の V_p を 1000 倍
i.底面境界	粘性境界

表 3-22 液状化モデル・数値積分法・物性等の組合わせ一覧

項目	方法	備考
塑性せん断仕事	tmp7 法	第 2 変相角を超えた応力空間における塑性せん断仕事の負のダイレイタンスへの寄与を 0 とするモデル
非線形反復計算法	改良型	各時間ステップ内で応力～ひずみ関係の挙動を追随しながら非線形反復計算を行う方法
ジョイント	改良型	ジョイント要素をレーレー減衰行列組立要素から除外してジョイントに減衰を与えない($\beta_j=0$)
時間間隔	0.001	ジョイント要素の収束性を改良するために、時間積分間隔 Δt をよく用いられる 0.01(sec)の 1/10 とする条件
捨石物性	新物性	$C=20$ (kN/m ²)、 $\phi f=35^\circ$ 、間隙水の体積剛性を非排水状態の体積剛性の 1/100 以下とするモデル

4. 解析結果

4.1 解析結果の概要

レベル 2 地震動に関する動的解析結果を以下に示す。解析は地震動の主要動部 (50～150 秒) の 100 秒間を対象に行った。

岸壁天端の変位量、傾斜角は表 4-1 および表 4-2 に、変位時刻歴および加速度時刻歴は図 4-2 および図 4-3 示すとおりである。

図 4-4 に加振終了後の残留変形図、図 4-5 に過剰間隙水圧比分布図 (時間最大値)、図 4-6 にせん断ひずみ分布図 (時間最大値) を示す。

表 4-1 岸壁天端および下端の変位量

節点		残留変位		最大変位	
		水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)
岸壁天端	2339	-60.7	-16.5	-74.6	-19.6
岸壁下端	2392	-37.7	-16.5	-43.2	-19.5

表 4-2 岸壁の傾斜角

Node No.	水平変位		変位差 C=A-B(cm)	高さH (m)	傾斜角(°) $\theta = \tan^{-1}(C/H)$
	値A (cm)	Node.No. 値B (cm)			
2339	-60.65	2392 -37.70	22.95	18.80	0.70

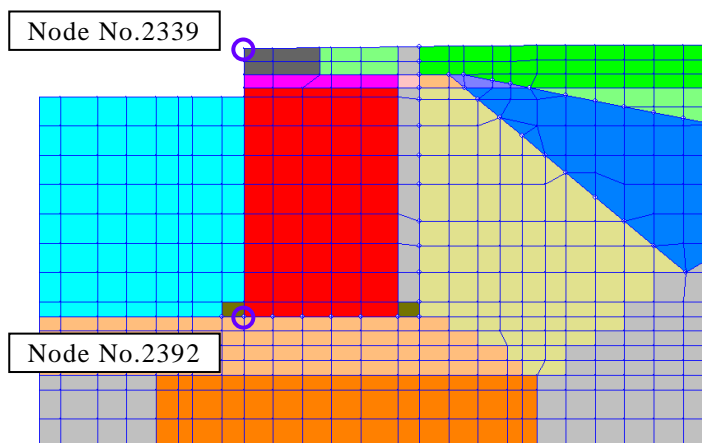


図 4-1 応答値出力位置

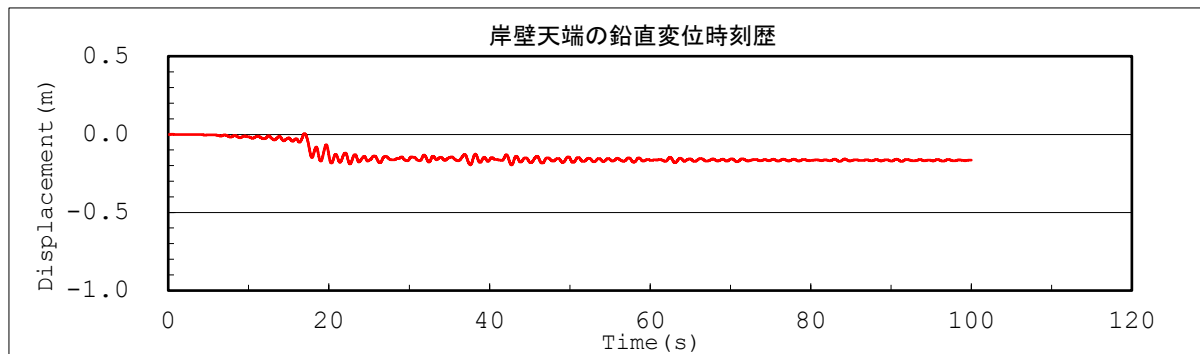
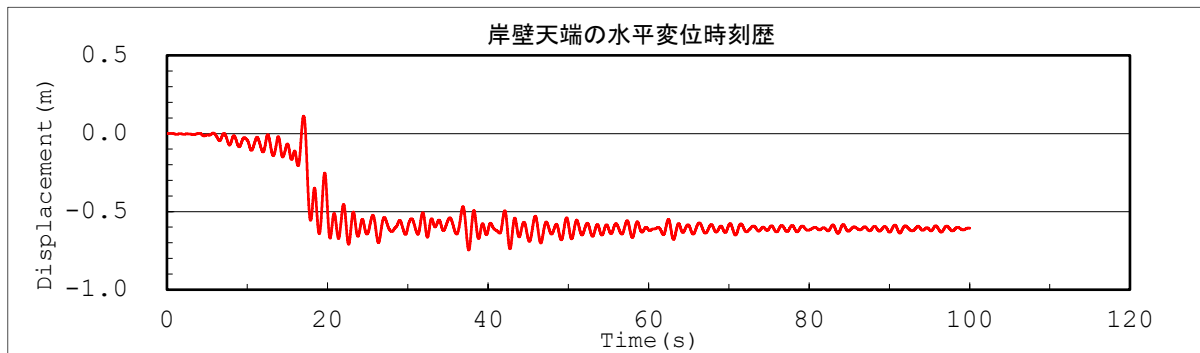


図 4-2 岸壁天端の変位時刻歴

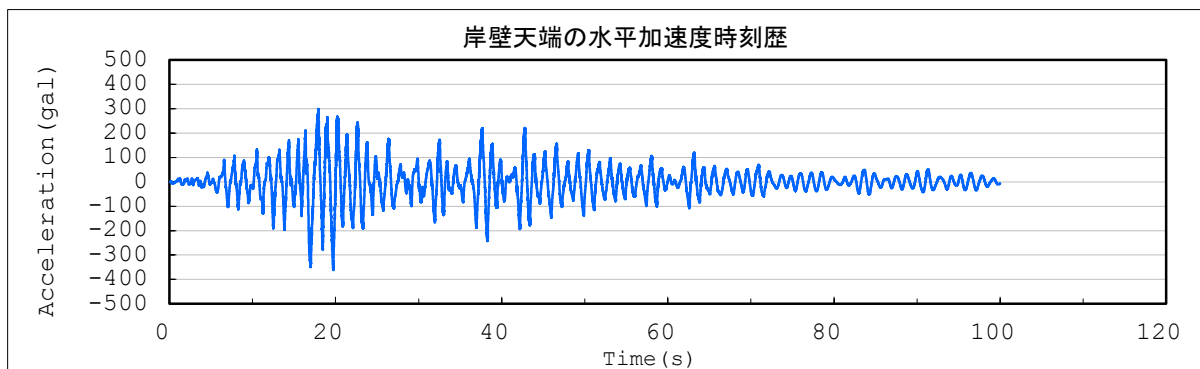


図 4-3 岸壁天端の加速度時刻歴

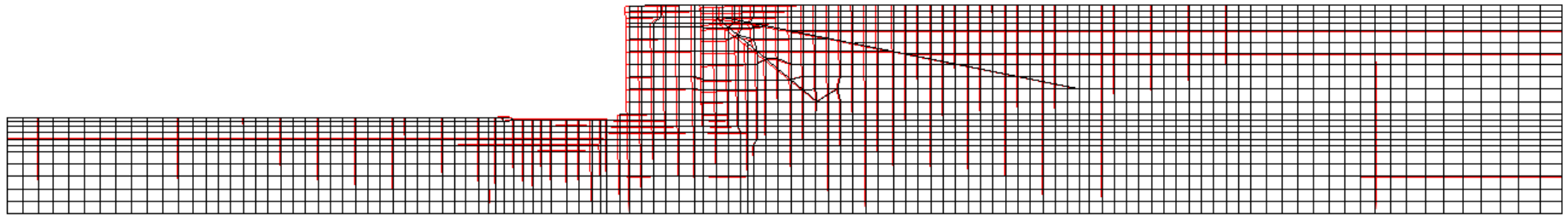


図 4-4 変位図(加振後)

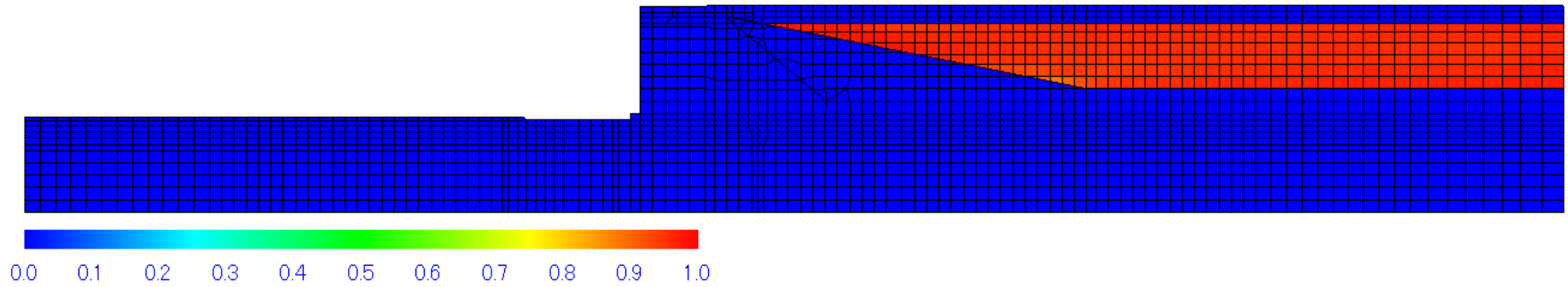


図 4-5 過剰間隙水圧比分布図(時間最大値)

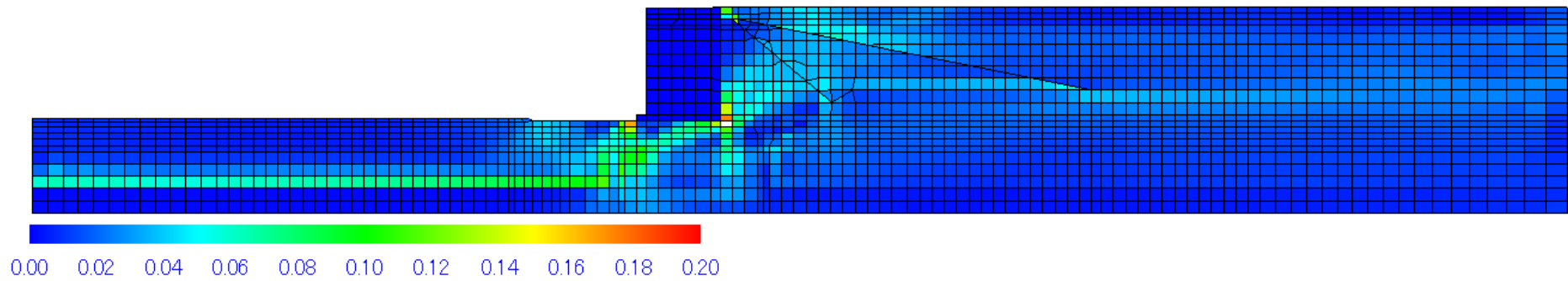


図 4-6 せん断ひずみ分布図(時間最大値)

5. 性能照査

5.1 耐震強化施設〔特定(緊急物資輸送対応)〕としての照査

本事例の対象施設が耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))と仮定して耐震性能照査を行うと、以下のとおり性能規定を満足する結果である。

表 5-1 性能照査結果

FLIP 解析結果			性能規定値	判定
残留変位量 (cm)	60.7	<	30~100cm	O.K.
残留傾斜角 (°)	0.70	<	3° 程度	O.K.

5.2 未改良断面の変形量との比較

裏込石背後の裏埋土をカルシア改質土により改良することによる効果は、以下に示すとおり残留水平変位量で 69%、傾斜角で 77%減少する結果となり、耐震性能が向上している。

表 5-2 未改良断面との変位量の比較

節点	残留変位・傾斜角	
	水平変位 (cm)	傾斜角 (°)
①未改良断面	-162.0	2.4
②改良断面(Case2)	-60.7	0.7
減少率(1.0-②/①)	62.6%	71.3%

5.3 未改良断面の解析結果

未改良断面の解析モデルおよび解析結果は以下に示すとおりである。

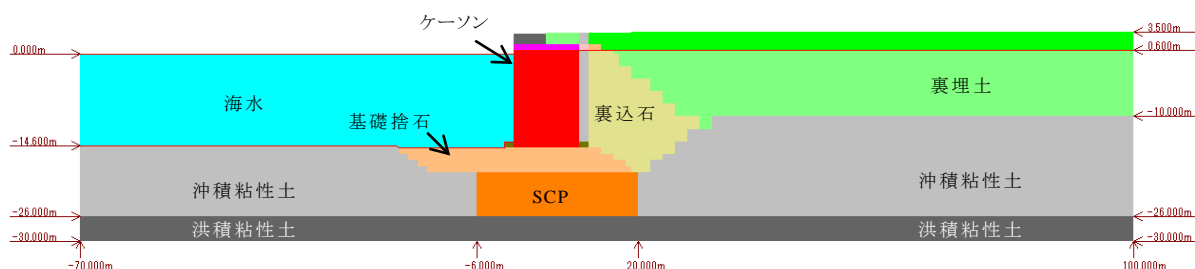


図 5-1 未改良断面の解析モデル(構成単位図)

表 5-3 岸壁天端および下端の変位量

節点		残留変位		最大変位	
		水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	鉛直変位 (cm)
岸壁天端	2339	-162.0	-29.1	-163.7	-32.4
岸壁下端	2392	-81.9	-29.1	-82.9	-32.4

表 5-4 岸壁の傾斜角

水平変位				変位差 C=A-B(cm)	高さH (m)	傾斜角(°) $\theta = \tan^{-1}(C/H)$
Node No.	値A (cm)	Node.No.	値B (cm)			
2339	-162.00	2392	-81.88	80.12	18.80	2.44

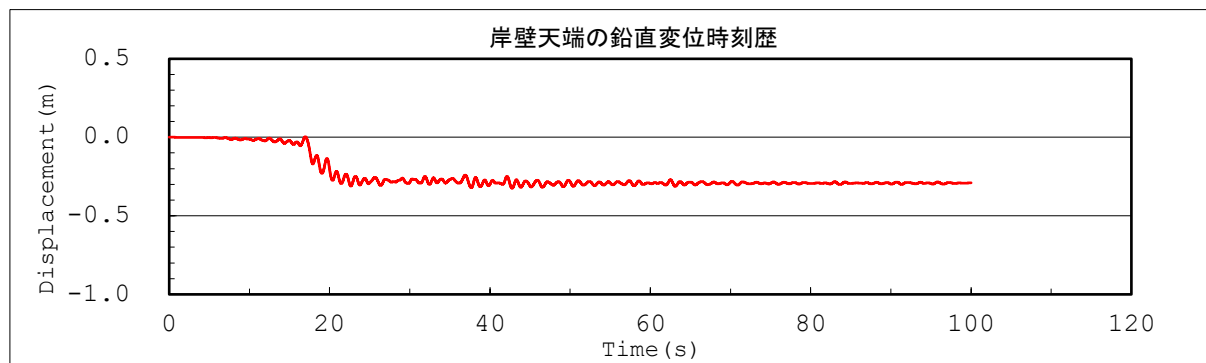
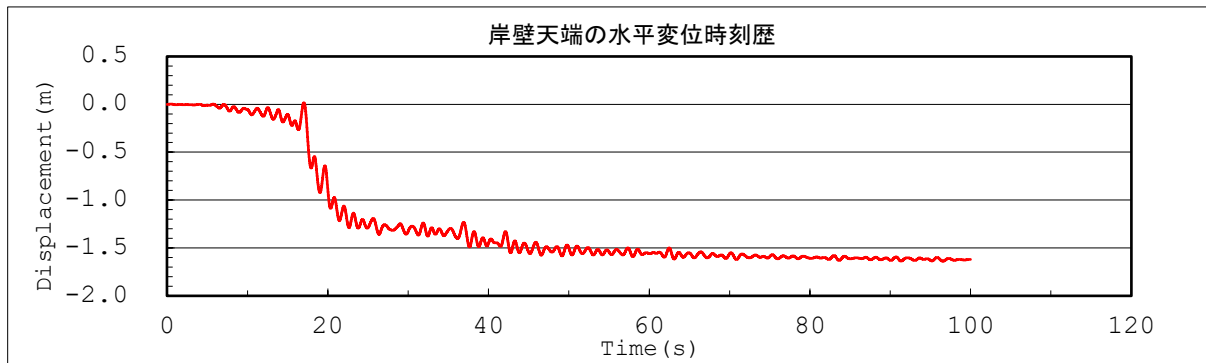


図 5-2 岸壁天端の変位時刻歴

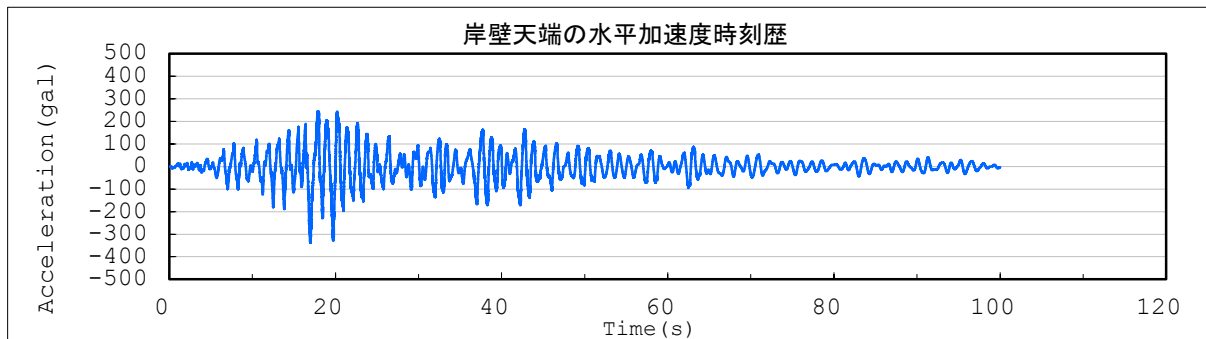


図 5-3 岸壁天端の加速度時刻歴

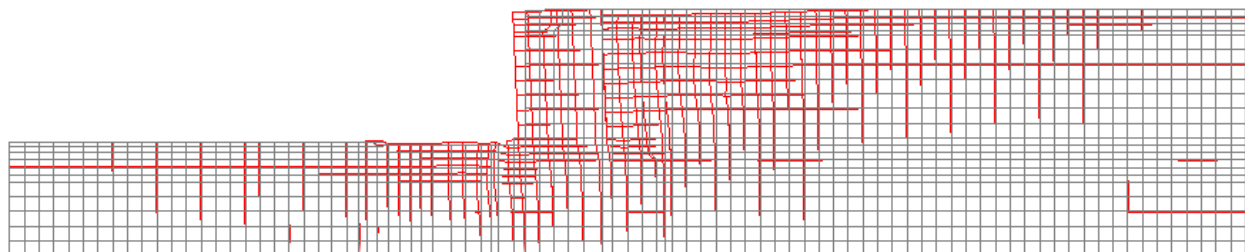


図 5-4 変位図(加振後)

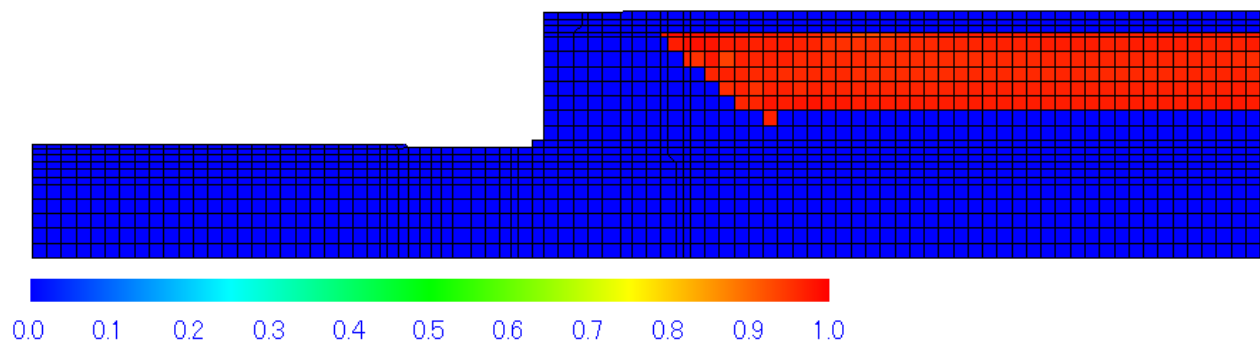


図 5-5 過剰間隙水圧比分布図(時間最大値)

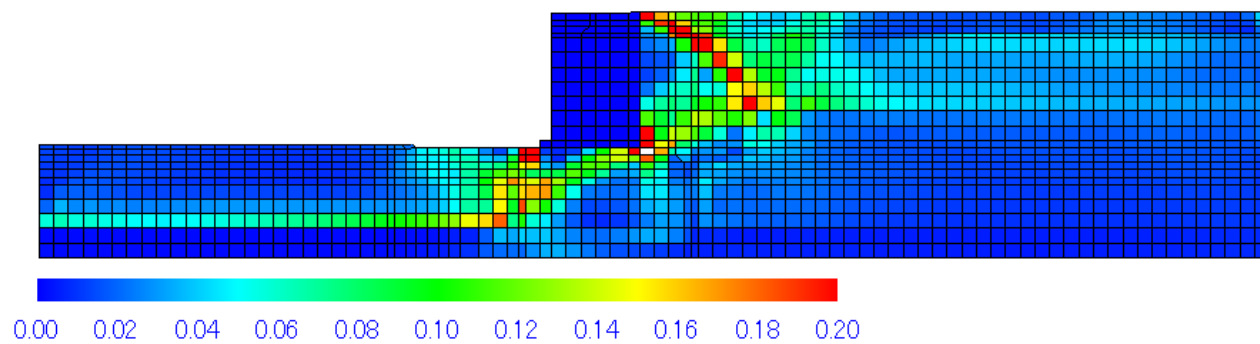


図 5-6 せん断ひずみ分布図(時間最大値)

参考文献

- 1) 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、No.869、1997
- 2) 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)((財)沿岸開発技術研究センター、平成 9 年 8 月)
- 3) 建築基礎構造設計指針
- 4) 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、Vol.26、No.1、1987
- 5) 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究、港湾技研資料 No.688、1990
- 6) 港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成 30 年 5 月、(社)日本港湾協会
- 7) 捨石のモデル化に関する検討報告書、平成 13 年 5 月、FLIP 研究会
- 8) SCP 改良地盤のモデル化に関する検討報告書、平成 11 年 7 月、FLIP 研究会
- 9) 軟弱浚渫土の有効活用技術 カルシア改質土、カルシア改質土研究会
- 10) 耐震強化岸壁へのカルシア改質土適応のための検討、平成 29 年度 四国地方整局管内技術・業務研究発表会講演概要集、高松港湾空港技術調査事務所、2017 年
- 11) 2次元動的有効応力解析に用いる初期せん断剛性の確認に常時微動観測結果を用いた1事例、耐震性評価のための地盤調査・土質試験の運用事例ワークショップ、地盤工学委員会、2021 年 11 月
- 12) 港湾・空港・海岸等におけるカルシア改質土利用技術マニュアル、平成 29 年 2 月、(一財)沿岸技術研究センター
- 13) カルシア改質浚渫土の早期強度・剛性発現特性とその解釈、地盤工学会 北海道支部 技術報告集、第 56 号、平成 28 年 1 月
- 14) 製鋼スラグを用いて SCP 改良された重力式岸壁の耐震性能評価、
- 15) カルシア改質土で造成された地盤の特徴、地盤工学会誌 60(11)、2012 年
- 16) カルシア改質土と異種材料との境界における摩擦特性、港湾空港技術研究所報告 Vol.59 No.2、2020 年 9 月