

### 3. 地盤の許容応力度算出

#### 3.1 地下水位低下工法の許容支持力度算出方法

第1回委員会において、別添資料 1-3 で示された手順に準拠し、地盤の許容応力度を算出する。地盤の許容支持力の照査については、「2. 液状化判定」を考慮して、東北地方太平洋沖地震の EW 成分、かつ、地下水位低下量 2.0m、3.0m および 4.0m の 3 ケースについて検討する。

別添資料 1-3 で示された地下水位上昇量算出手順を図 3.1 に示す。

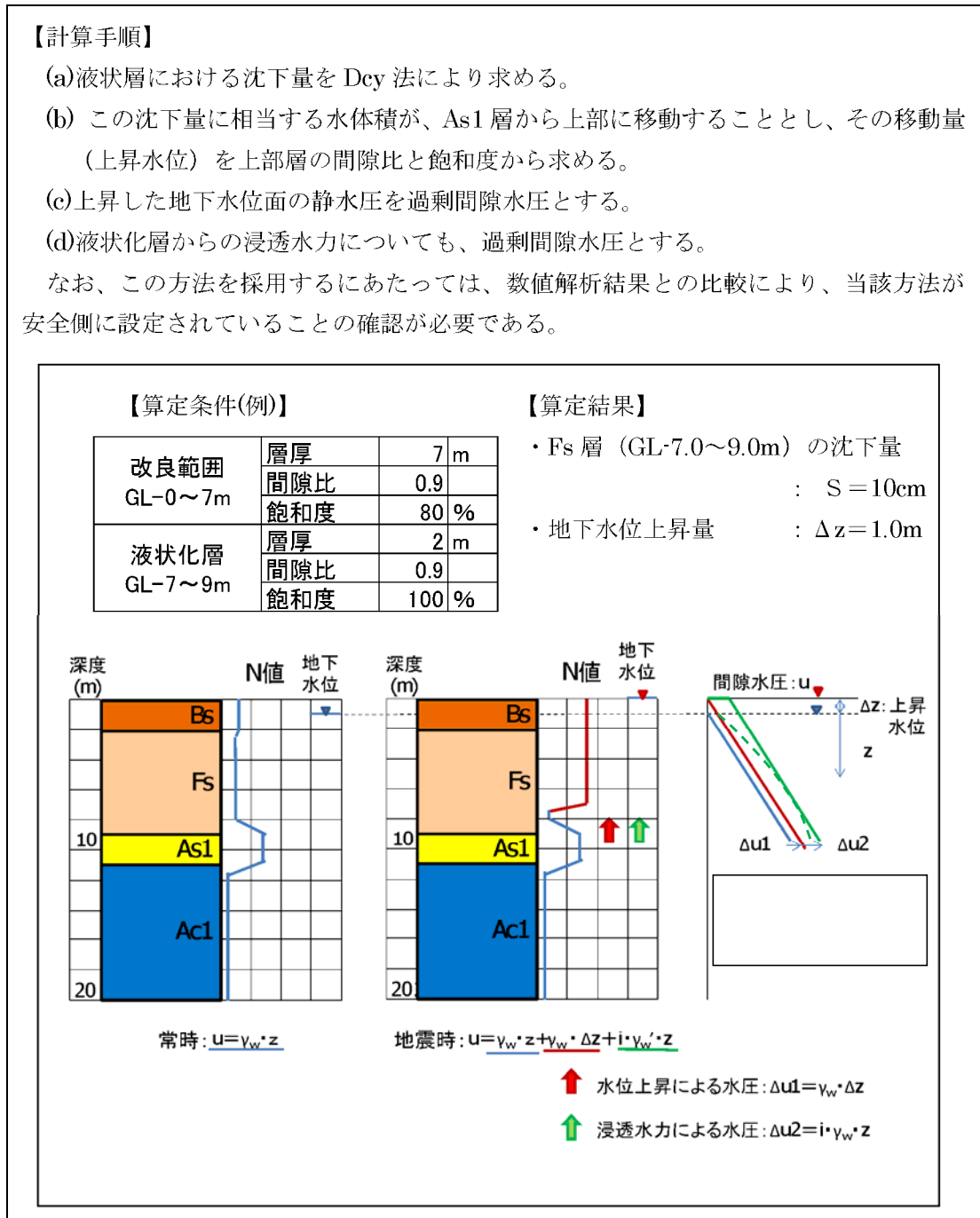


図 3.1 FL 値および過剰間隙水圧比の深度分布

(1) 地震後の過剰間隙水圧消散による地下水位上昇量(Δz)

地下水位上昇量(Δz)の計算式を以下に示す。但し、以下の計算方法は、間隙比 e が同一の土層の場合に限る。

液状化時地下水位以深から排出される地下水の量は、以下の式より求める。

$$\frac{V_w}{V} = \frac{eS_r}{1+e} = \frac{e}{1+e} \quad (5)$$

$$V = D_{cy} \times A \quad (6)$$

$$V_w = \frac{e}{1+e} D_{cy} A \quad (7)$$

V : 土の全体積

V<sub>w</sub> : 水体積

e : 間隙比

S<sub>r</sub> : 飽和度

D<sub>cy</sub> : 沈下量

A : 土中の断面積

これより、地下水位以浅に侵入する地下水の量を次式より求める。

$$\frac{V_a}{V} = \frac{e(1-S_r)}{1+e} \quad (8)$$

$$V = \Delta z \times A \quad (9)$$

$$V_a = \frac{e(1-S_r)}{1+e} \Delta z A \quad (10)$$

V<sub>a</sub> : 空隙の体積

空隙に水が浸入するので V<sub>w</sub>=V<sub>a</sub> より、地下水位上昇量(Δz)は以下のようになる。

$$\Delta z = \frac{1}{1-S_r} D_{cy} \quad (11)$$

以上により算定した地下水位上昇量(Δz)を表 3-1に示す。なお、地下水位上昇量(Δz)を算定する際の飽和度 S<sub>r</sub> は 80%と仮定する。

表 3-1 地下水位上昇量(Δz)の算定結果

地震動	成分	GL-1.0m (原地盤)	GL-3.0m (低下量:2.0m)	GL-4.0m (低下量:3.0m)	GL-5.0m (低下量:4.0m)
		cm	cm	cm	cm
東北地方太平洋沖地震	NS	32.5	22.5	20.0	17.5
	EW	75.0	27.5	20.0	17.5
東京湾北部地震	NS	102.5	80.0	65.0	45.0
	EW	102.5	60.0	45.0	35.0

## (2) 液状化層からの浸透水力

液状化層からの浸透水力は、1次元非定常浸透流解析を実施することにより求める。なお、浸透流解析に用いる透水係数などの各種パラメータについては、「4. 地下水位低下検討：浸透流解析」と同様とする。なお、本検討では、過剰間隙水圧の消散に伴う土の圧縮性については考慮せず、消散過程のみを検討対象とする。

以下に計算手順を示す。

### 【計算手順】

- (a) 初期の地下水位は、(1)において算出した水位上昇位置とする。（表 3-1参照）
- (b) 「2. 液状化判定」において算出した過剰間隙水圧を水頭値に換算し、圧力水頭の初期値として与える。1次元土層モデルと過剰間隙水圧による圧力水頭の増加量の関係を図 3.2に示す。

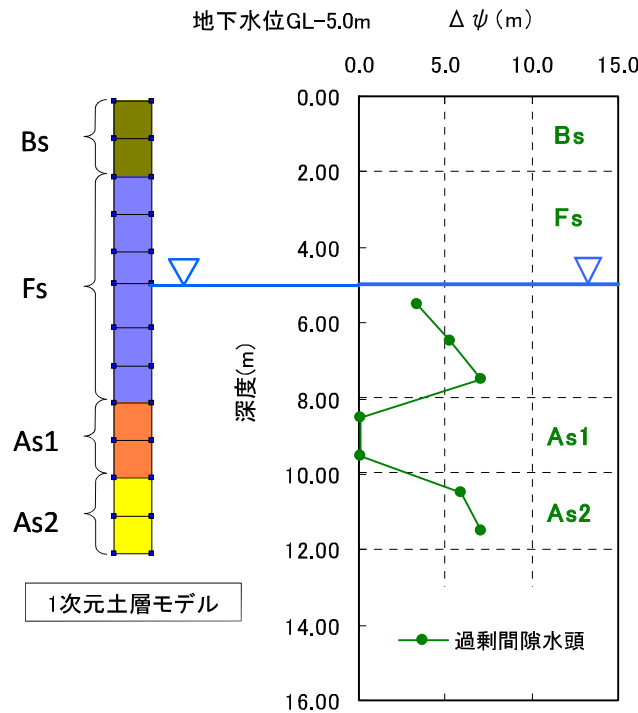


図 3.2 1次元土層モデルと過剰間隙水圧による圧力水頭の増加量

(例：地下水位 GL-5.0m の場合)

- (c) 非定常解析を行い、過剰間隙水圧差による浸透力の時刻歴を深度方向に求め、浸透水力による過剰間隙水圧を算定する。
- (d) 初期の過剰間隙水圧と浸透水力による過剰間隙水圧を比較し、許容支持力を算定する上で最も厳しくなる時間断面の過剰間隙水圧の深度分布を求める。

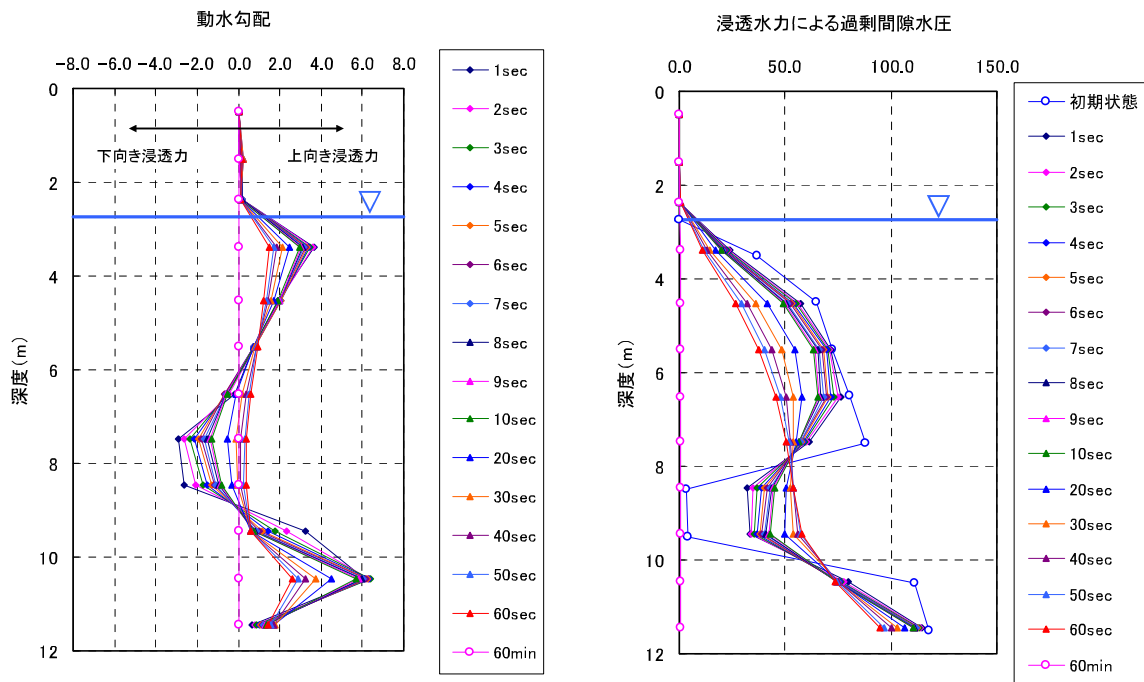


図 3.3 動水勾配および過剰間隙水圧の深度分布（地下水位 GL-3.0m の場合）

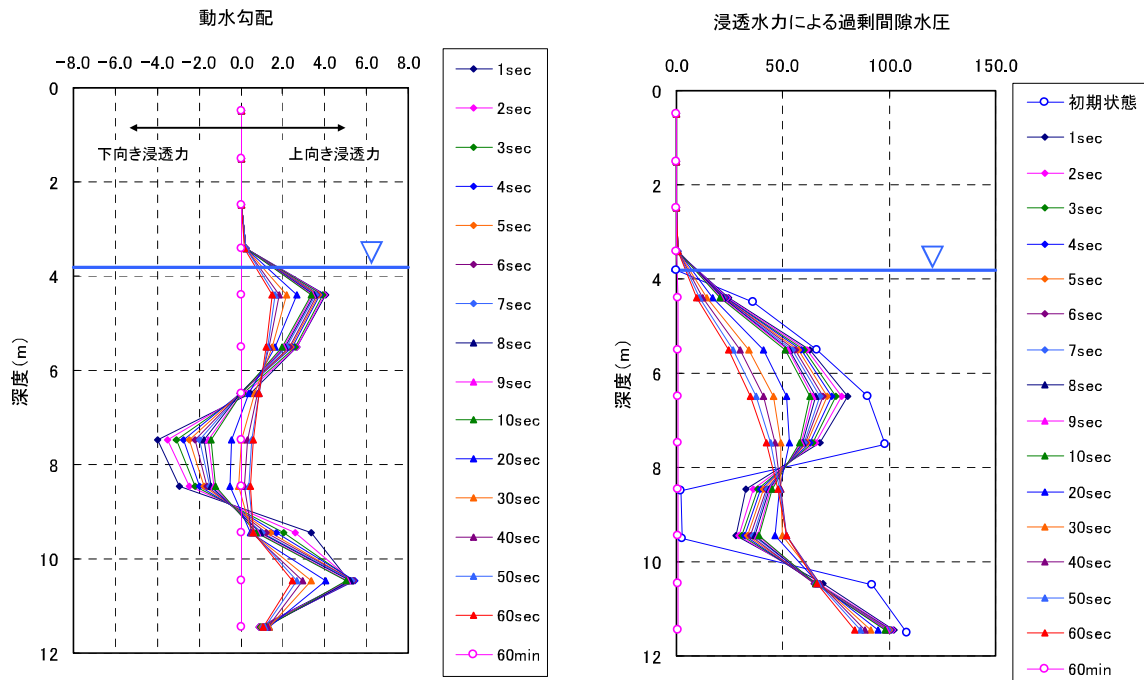


図 3.4 動水勾配および過剰間隙水圧の深度分布（地下水位 GL-4.0m の場合）

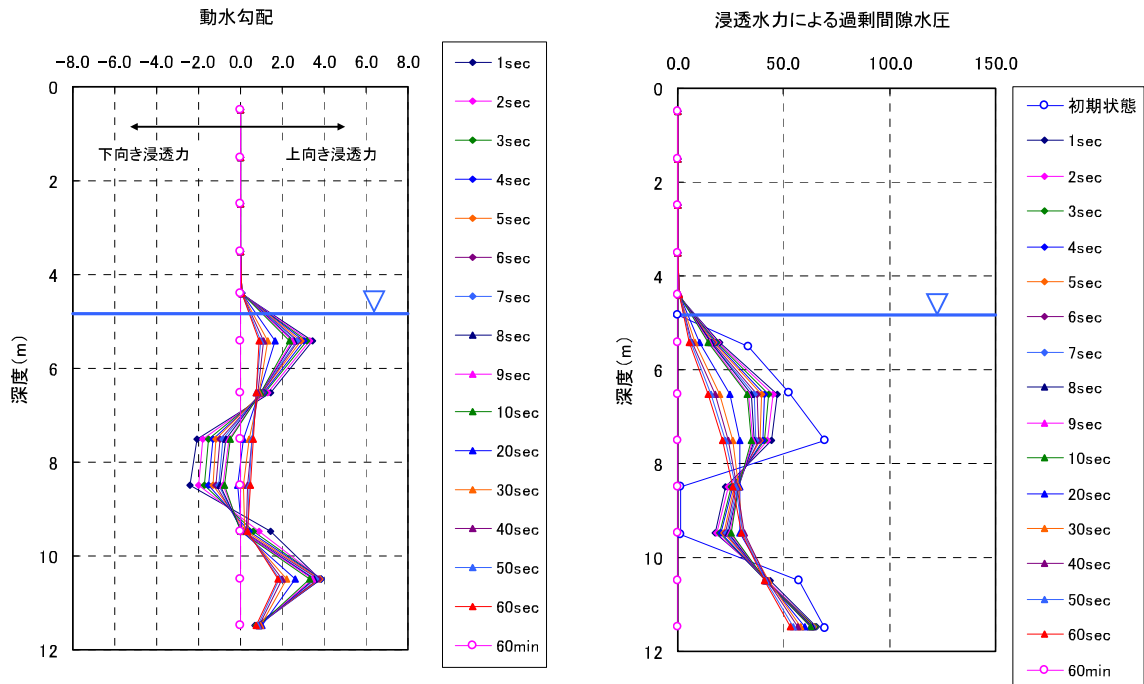


図 3.5 動水勾配および過剰間隙水圧の深度分布（地下水位 GL-5.0m の場合）

### (3) 地震後の最小有効鉛直応力

地震後の最小有効上載圧は、(1) および (2) より、有効上載圧から地震時の過剰間隙水圧を差し引いた換算有効上載圧とする。換算有効上載圧の算定結果を図 3.6 に示す。

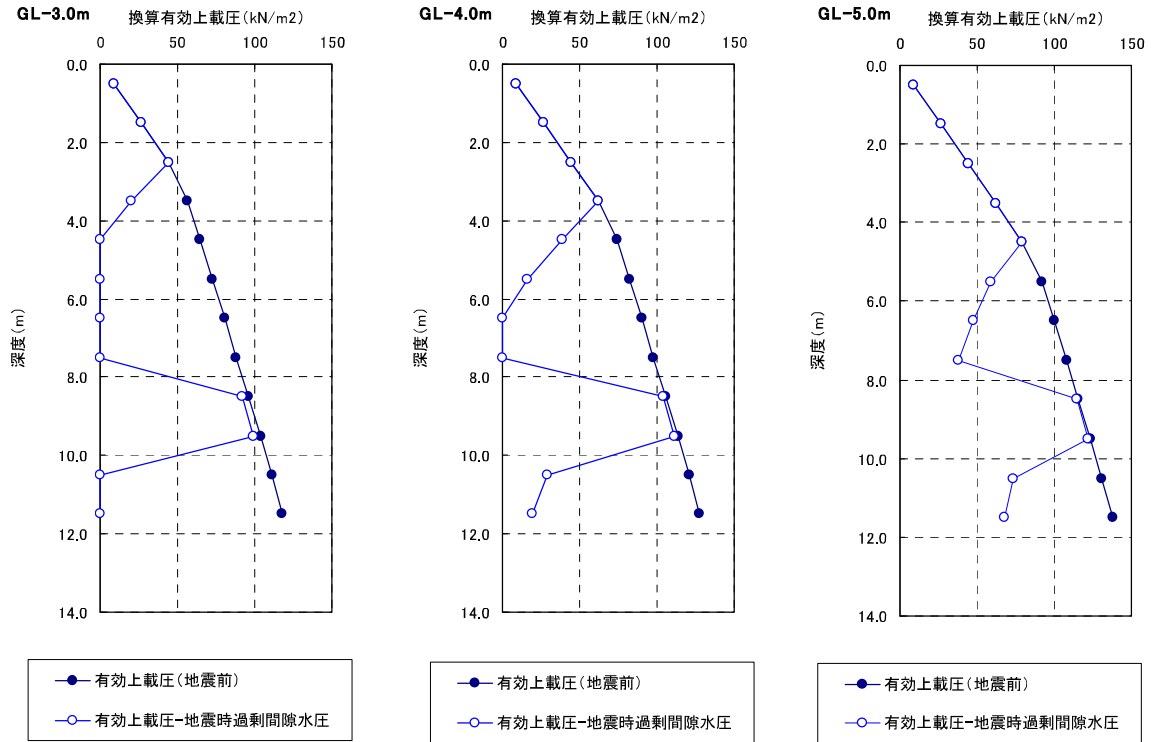


図 3.6 換算有効上載圧の算定結果

#### (4) 地盤の許容応力度の検討

地盤の許容応力度（図 3.7 参照）について検討する。なお、支持力の検討は長期接地圧に対してのみ検討する。

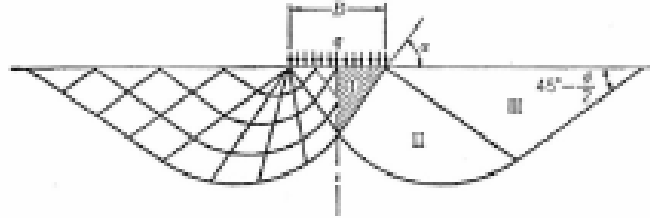


図 3.7 全般せん断破壊の概念図

国交告 1113 号第 2 に規定されている算定式より、短期の地盤許容応力度を検討する。以下に短期の地盤の許容応力度の算出式を示す。なお、支持地盤および根入れ部分の単位体積重量は、次頁の方法により算出する。

$$q_a = \frac{2}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \eta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (12)$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 支持力係数

$c$  : 支持地盤の粘着力

$\gamma_1$  : 基礎底面以深の土の単位体積重量

$\gamma_2$  : 基礎底面以浅の土の単位体積重量

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状関数

$\eta$  : 基礎幅補正係数

$B$  : 基礎幅

$D_f$  : 根入れ深さ

地下水位が高いと、破壊面上の有効圧力と摩擦力が減少し、支持力も減る。図 3.8 に示す塑性域の深さ  $d$  は  $d \doteq B$  とされており、塑性域における平均単位体積重量  $\gamma$  は、以下の式により表される。

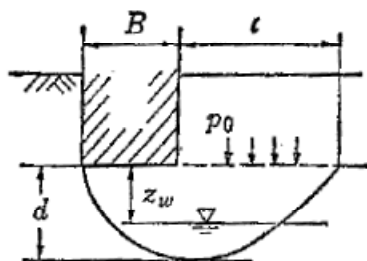


図 3.8 地盤の許容応力度に対する地下水位の影響

$$\gamma_1 = \gamma'_1 + \frac{z_w(\gamma - \gamma'_1)}{B} \quad (z_w < d \doteq B) \quad (13)$$

$\gamma_1$  : 基礎底面以深の土の換算単位体積重量

$\gamma'_1$  : 基礎底面以深の土の水中単位体積重量  
(液状化層は 0 とする)

$\gamma$  : 基礎底面以深の土の単位体積重量

$z_w$  : 基礎底面から地下水位面までの深さ

$B$  : 基礎幅

$d$  : 塑性域の深さ



表 3-2 破壊面上に地下水水位が存在する場合の地盤の許容応力度検討結果

地下水位	液状化による 上昇水位 $\Delta z$ m	基礎底面から 地下水面まで の深さ $Z_w$ m	単位体積重量						土質定数 (液状化時)*				長期支持力係数				長期許容応力度		短期許容応力度 (液状化時)			
			$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma 1'$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma 1''$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma 1L$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma 1S$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma 2$ kN/m <sup>3</sup>	長期 c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ deg	短期 c' kN/m <sup>2</sup>	$\phi'$ deg	Nc	Nr	Nq	Nq'	qaL	判定(> $w_L$ )	qaS	判定(> $w_L$ )		
																					長期 c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ deg
GL-3.0m (2m低下)	0.275	2.225	17.6	7.8	0.0	10.4	4.6	17.6	0	30	0	20	47.8	15.7	18.4	14.8	2.9	6.4	121.6	OK	48.6	OK
GL-4.0m (3m低下)	0.200	3.300	17.6	7.8	0.0	11.6	6.8	17.6	0	30	0	20	47.8	15.7	18.4	14.8	2.9	6.4	129.7	OK	53.9	OK
GL-5.0m (4m低下)	0.175	4.325	17.6	7.8	0.0	12.8	9.0	17.6	0	30	0	20	47.8	15.7	18.4	14.8	2.9	6.4	137.4	OK	59.0	OK

表 3-3 基礎諸元

単位体積重量

基礎幅	B	(m)	8.49
基礎長さ	L	(m)	11.22
建物重量	W	(kN)	802
長期接地圧	wL	(kN/m <sup>2</sup> )	10
根入れ深さ	Df	(m)	0.5
基礎底面の形状係数	$\alpha$		1.2
	$\beta$		0.3
基礎幅補正係数	$\eta$		0.49

- $\gamma$  : 基礎底面以深の土の単位体積重量 (Fs層)  
 $\gamma 1'$  : 基礎底面以深の土の水の中単位体積重量 (Fs層)  
 $\gamma 1''$  : 基礎底面以深の土の水の中単位体積重量  
 (過剰間隙水圧考慮 液状化する場合...  $\gamma 1'' = 0$ )  
 $\gamma 1L$  : 基礎底面以深の土の長期換算単位体積重量  
 $\gamma 1L = \gamma 1' + z_w (\gamma - \gamma 1') / B$   
 $\gamma 1S$  : 基礎底面以深の土の短期換算単位体積重量  
 $\gamma 1S = \gamma 1'' + z_w (\gamma - \gamma 1'') / B$   
 $\gamma 2$  : 基礎底面以浅の土の単位体積重量 (Bs層)

#### (5) 円弧すべり法による支持力検討

「(4)地盤の許容応力度の検討」の補足検討として、円弧すべり法を用いて支持力の検討を実施する。すべり安全率は「宅地耐震設計指針(案)」に規定されている次式により算定する。

$$F_s = \frac{\sum R(C' \cdot l + (W - U \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi')}{\sum (R \cdot W \sin \alpha)} \quad (14)$$

$F_s$  : 安全率

$R$  : すべり面の半径 (m)

$W$  : 各スライスの単位長さ重量 (kN/m)

$U$  : 液状化による過剰間隙水圧を考慮した各スライスのすべり面上に働く間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$b$  : スライスの幅 (m)

$\alpha$  : すべり面の中心とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度 (度)

$l$  : すべり面の長さ (m)

$\phi'$ 、 $C'$  : 有効応力により求めた内部摩擦角および粘着力

なお、すべり安全率算定における抵抗モーメントは、極限状態のせん断抵抗を対象としているため、許容支持力と同等の評価をするために、下式の通り抵抗モーメントを許容値に換算(3分の2倍)する。

$$F_s^* = \frac{\frac{2}{3} \times \sum R(C' \cdot l + (W - U \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi')}{\sum (R \cdot W \sin \alpha)} \quad (15)$$

また、検討する円弧すべり面としては、図 3.7に示す支持力の検討方法と同様に基礎幅端部から生じるすべり面、および基礎内部から生じる任意すべり面の双方を対象とする。基礎内部から生じる任意すべり面の検討結果については、添付資料 1 に示す。なお、基礎幅端部から生じるすべり面の検討においては、すべての接地圧が起動モーメントに寄与するすべり面について検討する。

基礎幅端部から生じるすべり面

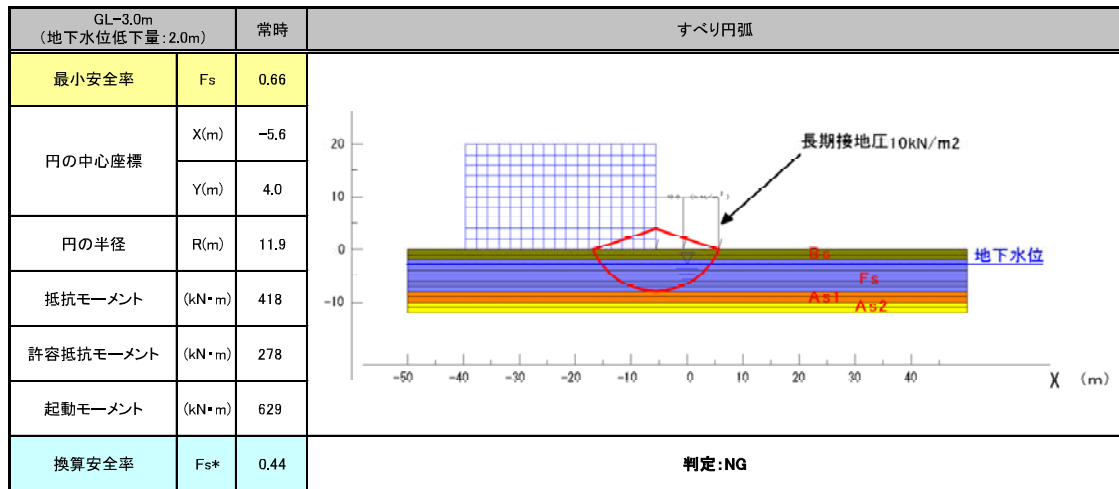


図 3.9 すべり計算結果 (地下水位 GL-3.0m の場合)

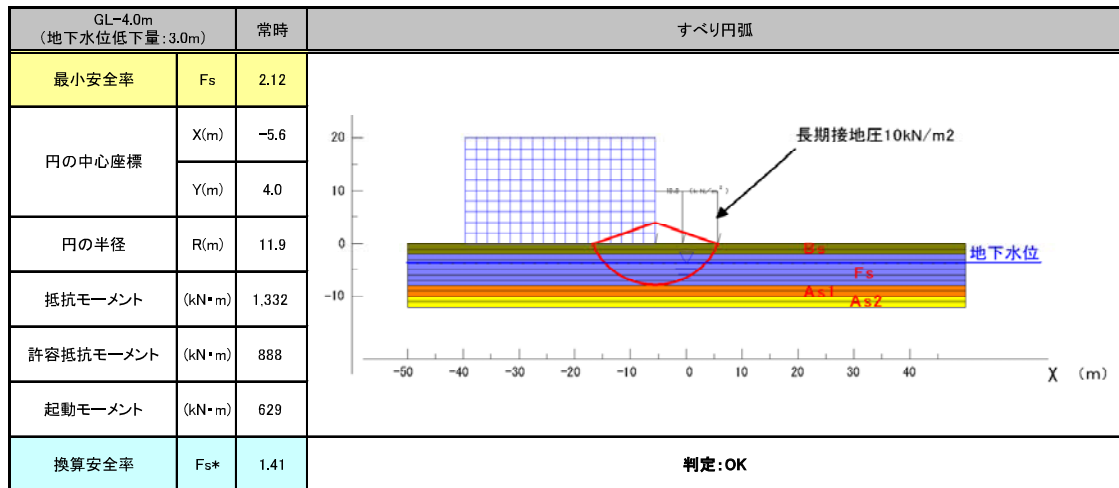


図 3.10 すべり計算結果 (地下水位 GL-4.0m の場合)

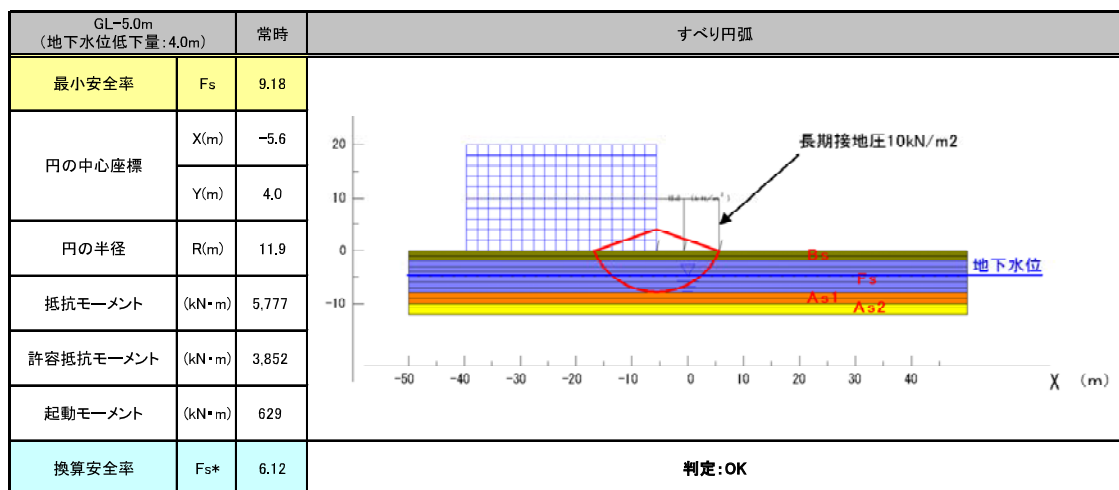


図 3.11 すべり計算結果 (地下水位 GL-5.0m の場合)

(6) 地下水位低下時のパンチせん断の検討結果

下部地盤が液状化するおそれがある場合等においては、図の赤線部に沿って砂層が破壊するパンチ破壊についても検討する。

パンチ破壊に対する短期許容支持力  $R_a$  は、資料 No. 2-6 に基づき検討する。なお、塑性域における変形の進んだ残留時の状態を考慮し、 $\tan \phi$  を 2/3 倍に低減させる。

$$R_a = \frac{2}{3} R_f \quad (16)$$

$$R_f = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma'' \cdot H_1^2 \cdot (2/3) \cdot \tan \phi \cdot (B + L) \cdot 2 \quad (17)$$

- $R_f$  : パンチ面上の摩擦力
- $K_0$  : 静止土圧係数
- $\gamma''$  : 基礎荷重面下にある地盤の換算単位体積重量
- $r_u$  : 過剰間隙水圧比
- $H_1$  : 基礎荷重下面の非液状化層厚摩擦考慮地盤の厚さ
- $\phi$  : 内部摩擦角
- $B$  : 基礎幅 (単棟を想定し 8.49m とする)
- $L$  : 基礎長さ (単棟を想定し 11.22m とする)

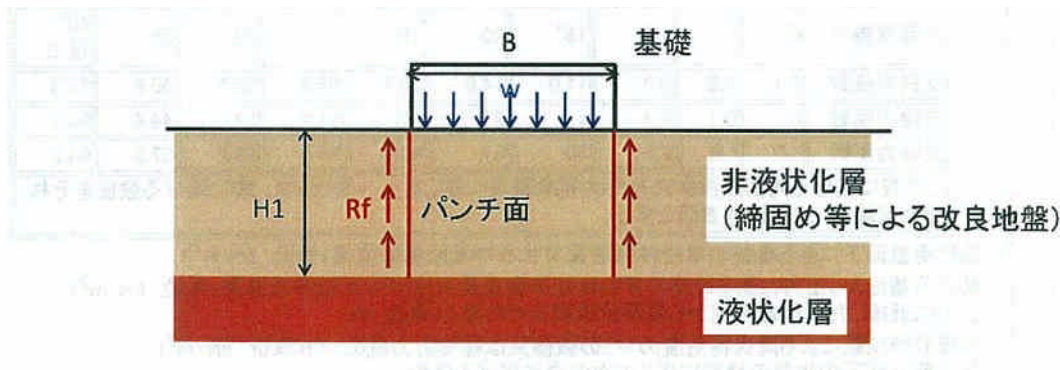


図 3.12 パンチ破壊の概念図

地下水位位置が GL-5.0m の場合、「2. 液状化判定」より全深度の FL 値が 1.0 より大きいため、パンチ破壊の照査は省略する。

表 3-4 パンチせん断検討結果 (地下水水位 GL-3.0m の場合)

土層	上端		下端	層厚	FL値	過剰間隙 水圧比 $r_u=FL^{-1}$	有効単位 体積重量 $\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	有効 上載圧 $\sigma_z'$ kN/m <sup>2</sup>	換算単位 体積重量 $\gamma''$ kN/m <sup>3</sup>	換算有効 上載圧 $\sigma_z''$ kN/m <sup>2</sup>	換算有効 上載圧 $\Sigma \sigma_z'' * H$ kN/m <sup>2</sup>	パンチ面 摩擦係力 Rf kN	許容支持力 Ra kN	建家重量 W kN	判定
	GL m	m													
Bs	0.0	-1.0	1.0	-	-	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	139.0	92.6			
Bs	-1.0	-2.0	1.0	-	-	17.6	35.2	17.6	35.2	52.8	416.9	277.9			
Fs	-2.0	-3.0	1.0	-	-	17.6	52.8	17.6	52.8	105.6	801.1	534.1			
Fs	-3.0	-4.0	1.0	1.06	0.65	7.8	60.6	2.7	21.2	126.8	961.7	641.2		952.6	NG
Fs	-4.0	-5.0	1.0	0.96	1.00	7.8	68.4	0.0	0.0	126.8	961.7	641.2			
Fs	-5.0	-6.0	1.0	0.91	1.00	7.8	76.2	0.0	0.0	126.8	961.7	641.2			
Fs	-6.0	-7.0	1.0	0.88	1.00	7.8	84.0	0.0	0.0	126.8	961.7	641.2			
Fs	-7.0	-8.0	1.0	0.87	1.00	7.8	91.8	0.0	0.0	126.8	961.7	641.2			
As1	-8.0	-9.0	1.0	1.59	0.04	7.8	99.6	7.5	95.8	222.5	3071.0	2047.4			
As1	-9.0	-10.0	1.0	1.58	0.04	7.8	107.4	7.5	103.0	325.5	4492.9	2995.3			
As2	-10.0	-11.0	1.0	0.96	1.00	6.9	114.3	0.0	0.0	325.5	3704.6	2469.7			
As2	-11.0	-12.0	1.0	0.95	1.00	6.9	121.2	0.0	0.0	325.5	3704.6	2469.7			

表 3-5 パンチせん断検討結果 (地下水水位 GL-4.0m の場合)

土層	上端		下端	層厚	FL値	過剰間隙 水圧比 $r_u=FL^{-1}$	有効単位 体積重量 $\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	有効 上載圧 $\sigma_z'$ kN/m <sup>2</sup>	換算単位 体積重量 $\gamma''$ kN/m <sup>3</sup>	換算有効 上載圧 $\sigma_z''$ kN/m <sup>2</sup>	換算有効 上載圧 $\Sigma \sigma_z'' * H$ kN/m <sup>2</sup>	パンチ面 摩擦係力 Rf kN	許容支持力 Ra kN	建家重量 W kN	判定
	GL m	m													
Bs	0.0	-1.0	1.0	-	-	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	139.0	92.6			
Bs	-1.0	-2.0	1.0	-	-	17.6	35.2	17.6	35.2	52.8	416.9	277.9			
Fs	-2.0	-3.0	1.0	-	-	17.6	52.8	17.6	52.8	105.6	801.1	534.1			
Fs	-3.0	-4.0	1.0	-	-	17.6	70.4	17.6	70.4	176.0	1335.2	890.1			
Fs	-4.0	-5.0	1.0	1.11	0.48	7.8	78.2	4.0	40.4	216.4	1641.5	1094.4			
Fs	-5.0	-6.0	1.0	1.03	0.80	7.8	86.0	1.6	17.2	233.6	1772.1	1181.4		952.6	OK
Fs	-6.0	-7.0	1.0	0.99	1.00	7.8	93.8	0.0	0.0	233.6	1772.1	1181.4			
Fs	-7.0	-8.0	1.0	0.97	1.00	7.8	101.6	0.0	0.0	233.6	1772.1	1181.4			
As1	-8.0	-9.0	1.0	1.75	0.02	7.8	109.4	7.6	107.3	340.8	4704.0	3136.0			
As1	-9.0	-10.0	1.0	1.73	0.02	7.8	117.2	7.6	114.7	455.5	6286.5	4191.0			
As2	-10.0	-11.0	1.0	1.04	0.76	6.9	124.1	1.7	29.8	485.3	5522.3	3681.6			
As2	-11.0	-12.0	1.0	1.02	0.85	6.9	131.0	1.0	19.9	505.2	5749.1	3832.7			

(7) 検討結果まとめ

地盤の許容応力度の検討結果、円弧すべり法による支持力の検討結果およびパンチせん断の検討結果を以下にまとめる。

表 3-6 検討結果まとめ

検討項目	GL-3.0m (地下水位低下量:2.0m)	GL-4.0m (地下水位低下量:3.0m)	GL-5.0m (地下水位低下量:4.0m)
許容支持力	OK (Fs=4.86)	OK (Fs=5.39)	OK (Fs=5.90)
円弧すべり	NG (Fs=0.44)	OK (Fs=1.41)	OK (Fs=6.12)
パンチせん断	NG (Fs=0.67)	OK (Fs=1.24)	OK (液状化層なし)

また、液状化判定および $D_{cy}$ の算定結果を表 3-7に示す。

表 3-7 液状化判定および $D_{cy}$ 算定結果

検討項目	GL-3.0m (地下水位低下量:2.0m)	GL-4.0m (地下水位低下量:3.0m)	GL-5.0m (地下水位低下量:4.0m)
液状化判定	液状化の可能性あり (Fs層:GL-4.0m~-8.0m)	液状化の可能性あり (Fs層:GL-6.0m~-8.0m)	液状化の可能性なし
$D_{cy}$ ※	5.5cm (液状化の程度:小)	4.0cm (液状化の程度:軽微)	3.5cm (液状化の程度:軽微)

※道路部に対する $D_{cy}$ の許容値を5~10cmとした場合、全ケースにおいて許容値を満足する

(8) 既往の事例調査

地盤被害を対象として調査された、表層の非液状化層厚および深部液状化層厚と被害状況をまとめたものを図 3.13に示す。

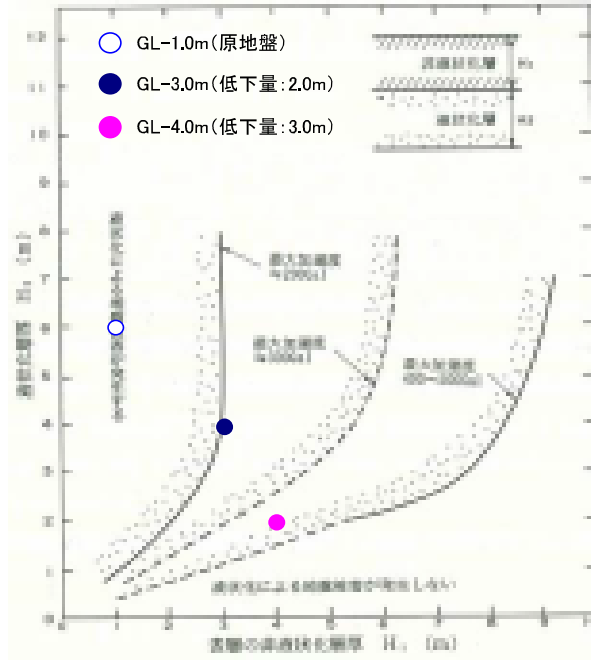


図 3.13 液状化による地盤被害が発生する条件

(出典：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版） p. 386 付図 2-1)