２．検討対象とする個別対策工法の実現可能性について

２．１　直接地盤に対して実施する液状化対策についての対策効果の検討

2.1.1　検討方法

前項１．にて（１）～（６）で示された対策工法に関しては、WG 協力者（テノックス、旭化成建材、不動テトラ、飛島建設、佐藤工業）と連携して各工法の特性や施工条件（道路・宅地一体化対策工法の有無、施工時既存建物の有無等）を勘案しつつ、主として「建築基礎構造設計指針」（(社)日本建築学会）に示されている FL 判定法（FL 法）及び許容応力度計算により、L1 相当地震動、L2 地震動を想定した対策について試設計案を策定した。

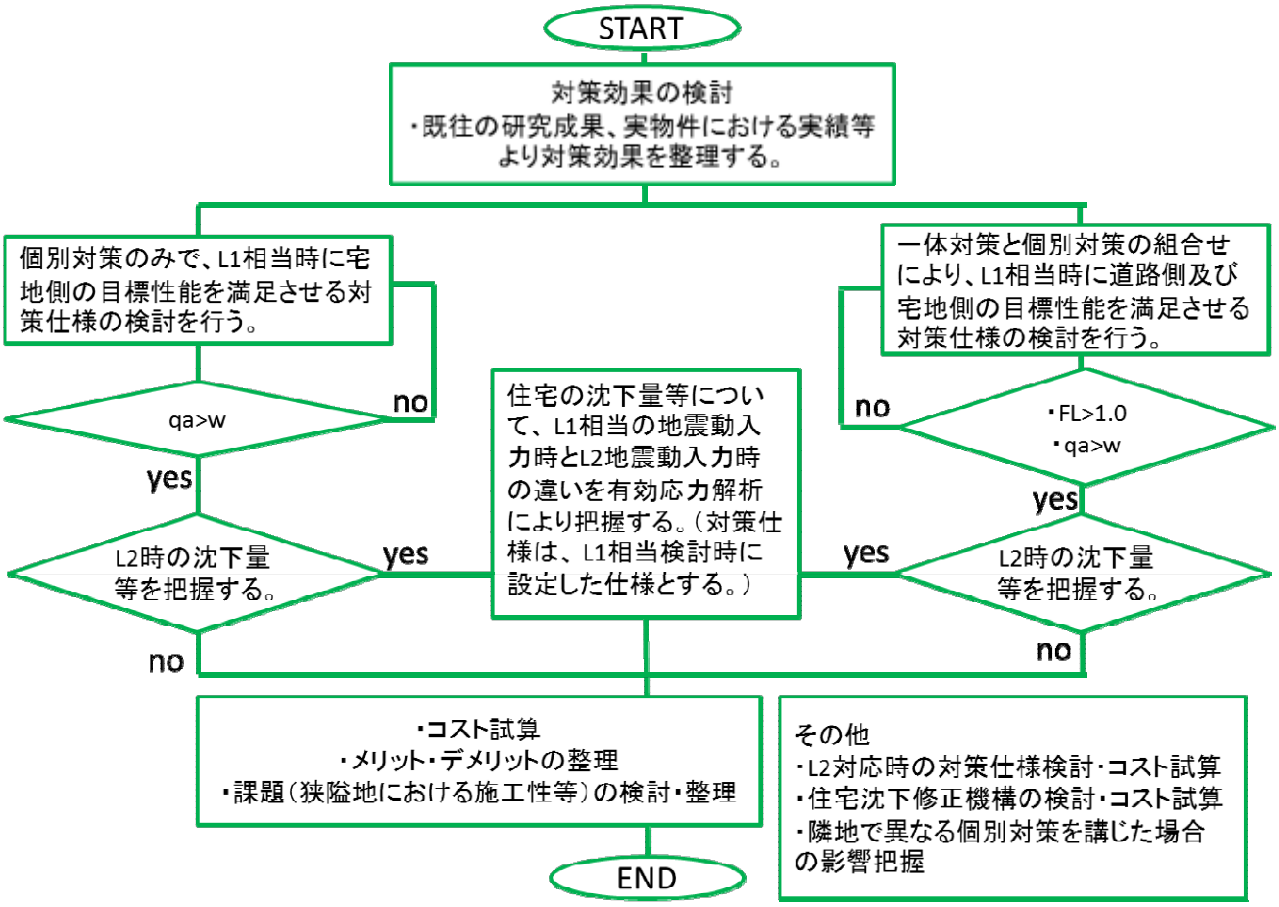
また、それぞれに対して 2 次元動的有効応力解析（FEM 解析、解析コード LIQCA）による検証を行い、さらに地盤の短期許容応力度 q_a が建物自重等による接地圧ｗを下回らないことの検証（許容応力度判定）、パンチング破壊に対する短期許容支持力 Ra が建物自重等による荷重Ｗを下回らないことの検証（パンチング破壊判定）を行った。

地盤の液状化抑制効果について評価方法が確立もしくは提案されておらず、試設計が策定できない場合、あるいは施工実績がないことが理由で試設計案が策定できない等の場合には、FEM 解析による試行錯誤等を経て対応することとした。

WG3 における検討のフローを図 2.1.1 に、許容応力度計算と FEM 解析の両方もしくはどちらかを行ったケースの一覧を表 2.1.1 に示す。

なお、検討時の地盤の条件や建物荷重、入力地震動に関しては、本業務共通の条件（モデル地盤、モデル住宅、L1 相当・L2 地震動）を用いている。

また、道路・宅地一体化対策工法の有無に関しては、地下水位低下工法 WG（WG1）、格子状改良工法 WG（WG2）での検討経過・結果を随時取り入れるものとした。



・FL：FL 法による判定値、q_a：地盤の短期許容応力度、w：建物自重による接地圧

図 2.1.1　WG3 における検討のフロー

表 2.1.1　個別対策工法（直接地盤に対して行う対策工法）　解析による検討ケース一覧　（ーは検討する必要がないことを示す）

一体化対策工法 ＼ 個別対策工法条件等			（1）密度増大工法				（2）過剰間隙水圧消散工法				（3）過剰間隙水圧遮断工法	（4）地盤を不飽和化する工法	（5）過剰間隙水圧遮断工法＋過剰間隙水圧消散工法	（6）過剰間隙水圧消散工法＋密度増大工法		（7）建物を支持する工法		（参考）個別工法なし	備　考
			改良率12%	改良率6.6%		改良率2.5%	敷地全面に施工		建物直下を除く敷地内に施工										
	改良深さ		12m	8m	5m	8m	8m	5m	12m	8m	12m	8m	12m	8m	5m	13m	22m		
L1相当地震動入力	なし（個別対策工法のみで対応することを想定）		検討しない	(1)個1	(1)個2	検討せず	(2)個1	(2)個2	(2)個3	(2)個4	(3)個1	(4)個1	(5)個1	(6)個1	(6)個2	(7)個1	(7)個2	参考1	
	地下水位低下工法（GL-5ｍまでの水位低下）		ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	検討しない	検討しない	参考2	一体化対策でL1相当対応を満足しているため
	格子状改良工法	13m×13mグリッド	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	検討しない	検討しない	参考3	一体化対策でL1相当対応を満足しているため
		26m×26mグリッド	検討しない	(1)格1	(1)格2	(1)格3	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	参考4	
		26m×26m グリッド＋地下水位1mの低下	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	検討しない	検討しない	参考5	一体化対策でL1相当対応を満足しているため
		130m×26mグリッド	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	参考6	一体化対策なしとほぼ同じ解析条件となるため
L2地震動入力	なし（個別対策工法のみで対応することを想定）		(1)個a	(1)個b	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	(7)個a	(7)個b	参考7	
	地下水位低下工法（GL-5ｍまでの水位低下）		検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	参考8	地下水位低下の影響が長期にわたるため
	格子状改良工法	13m×13mグリッド	検討しない	(1)格a	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	(6)格a	(6)格b	検討しない	検討しない	参考9	
		26m×26mグリッド	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	参考10	
		26m×26m グリッド＋地下水位1mの低下	検討しない	(1)格b	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	(6)格c	(6)格d	検討しない	検討しない	参考11	
		130m×26mグリッド	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	検討しない	参考12	一体化対策なしとほぼ同じ解析条件となるため
備　考			砂杭のみ			砂杭以外			FEMのみ	FEMのみ	FEMのみ		FEMのみ	FEMのみ	FEMのみ				

注1）　の着色部は解析による検討を行ったケースであり、解析結果の分類記号を表示した。
注2）　で囲った部分はL1相当対応仕様に対してL2地震動を入力するFEM解析を実施。

2.1.2　L1 相当地震動に対する対策効果について

個別対策工法における L1 相当地震動に対する対策効果の検討結果を表 2.1.2 に示す。また、FEM 解析結果の一部を資料３－４　巻末①　に示す。

各個別対策工法において、目標性能を満足する対策仕様の検討を行った内容及び結果を以下のように示す。

【対策仕様の検討を行った工法】

（１）密度増大工法

（２）過剰間隙水圧消散工法

（３）地盤を不飽和化する工法

表 2.1.2　個別対策工法　　解析等による検討結果一覧：L1 相当対応について

（ーは検討を行っていない項目）

個別対策工法 / 条件等		（1）密度増大工法							（2）過剰間隙水圧消散工法								（3）過剰間隙水圧遮断工法		（4）地盤を不飽和化する工法		（5）過剰間隙水圧遮断工法＋過剰間隙水圧消散工法		（6）過剰間隙水圧消散工法＋密度増大工法				（7）建物を支持する工法		（8）浮き基礎工法	参考 無対策	
		改良率 12%	改良率 6.6%				改良率 2.5%		敷地全面に施工				建物直下を除く敷地内に施工																		
	改良深さ	12m	8m		5m		8m		8m		5m		12m		8m		12m		8m		12m		8m		5m		8m	13m			
	計算法	ー	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FEM	FL 法	FL 法	FL 法	FL 法	FEM
一体化対策なし	液状化判定 Fs 層	ー	×	○	ー	○	ー	ー	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	ー	○	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	×	×	×	×	×
	液状化判定 As1 層	ー	○	○	ー	○	ー	ー	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	ー	○	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	○	○	○	○	○
	液状化判定 As2 層	ー	×	○	ー	○	ー	ー	×	○	ー	○	ー	○	ー	○	ー	○	×	○	ー	○	ー	○	ー	○	×	×	×	×	○
	許容応力度判定 q_a＞w：○ q_a≦w：×	ー	○	○	ー	○	ー	ー	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	ー	○	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	※1 ○	※1 ○	○	×	×
	ﾊﾟﾝﾁﾝｸﾞ破壊判定 Ra＞W：○ Ra≦W：×	ー	○	○	ー	○	ー	ー	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	ー	○	○	○	ー	○	ー	○	ー	○	※2 ○	※2 ○	○	×	×
一体化対策あり	液状化判定 Fs 層	ー	ー	○	ー	○	○	○	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	※4	※4	※4	※4	※4
	液状化判定 As1 層	ー	ー	○	ー	○	○	○	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	※4	※4	※4	※4	※4
	液状化判定 As2 層	ー	ー	○	ー	○	×	○	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	※4	※4	※4	※4	※4
	許容応力度判定 q_a＞w：○ q_a≦w：×	ー	ー	○	ー	○	○	○	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	※1 ○	※1 ○	○	※4	※4
	ﾊﾟﾝﾁﾝｸﾞ破壊判定 Ra＞W：○ Ra≦W：×	ー	ー	○	ー	○	○	○	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	ー	※2 ○	※2 ○	○	※4	※4
備　考		L2 対応のみ	格子状改良(26m×26m グリッド)との組み合わせ		格子状改良(26m×26m グリッド)との組み合わせ		格子状改良(26m×26m グリッド)との組み合わせの場合のみ		一体化対策なしの場合のみ		一体化対策なしの場合のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		FEM 解析のみ		地盤の液状化判定については FL 法のみによる		※3		

注 1）液状化判定：液状化する場合：×、液状化しない場合：○

注 2）計算法：FL 法：FL 値計算による簡易法、FEM：2 次元動的有効応力解析

※1：杭の許容支持力計算による判定結果（許容支持力＞建物等荷重：○）

※2：柱状改良工法の場合を想定している。杭基礎工法の場合は、パンチング破壊判定の対象ではない。

※3：浮力と建物重量等とのつり合いの検討により沈下量低減に関する実現可能性を含む。

※4：一体化対策の方法により異なる。

（１）密度増大工法

砂杭、ドライモルタル及び丸太打設による密度増大工法を講じた場合における地盤の短期許容応力度が建物荷重以上であることの確認を、それぞれ行った。

ａ）検討条件

検討した適用条件を表 2.1.2.1(1)に示す。

表 2.1.2.1(1)　密度増大工法における検討条件

一体対策の有無		□有り（地下水位低下・格子状改良）・　■無し
入力地震動		■L1 相当　・　■　L2
建物条件	既存住宅の有無	□有り　・　■　無し（曳家の実施含む）
施工条件	施工単位	■1 戸　・■4 戸　・■20 戸（1 街区）・■100 戸（5 街区）
	特記事項	施工単位が 1 戸・4 戸の場合は、小型施工機による施工となり、施工スペース確保のため前面道路等の使用が必要となる場合がある。

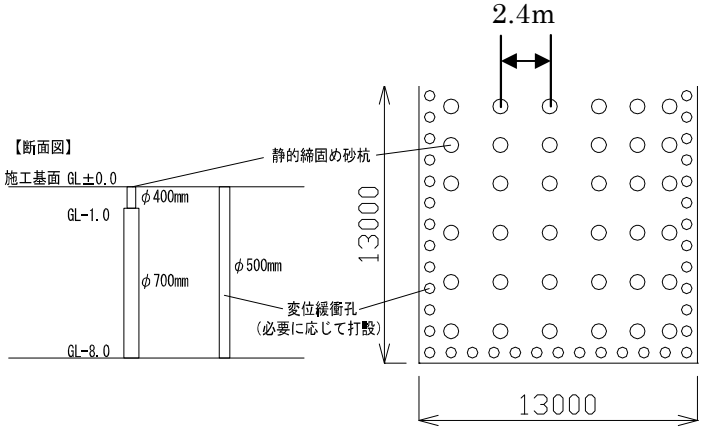
ｂ）対策仕様

ａ）の検討条件を考慮して設定した本工法の対策仕様を表 2.1.2.2 に、改良体の配置及び断面図を図 2.1.2.1(1)～図 2.1.2.3(3)に、それぞれ示す。なお、計算上、これらの対策仕様の効果は概ね同等であったため、以降は代表して砂杭を用いた場合の対策仕様に関して検討した結果を示す。

表 2.1.2.1(2)　密度増大工法に関する対策仕様

項目	対策仕様		
	砂杭	ドライモルタル	丸太打設
改良径	700mm（GL-1.0m までは、400mm）	180mm	160mm（丸太末口径）
改良深さ	GL-8.0m	GL-8.0m	GL-8.0m（丸太長さ 7.5m）
改良ピッチ	□2.4m※	□0.61m	□0.64m
改良率	6.6%	6.6%	5.5%
改良体の強度	－	11N/mm²	－

※1 辺を 2.4m とする正方形配置（図 2.1.2.1(1)参照）を□2.4m と表記した。
以降、同様の表記とする。



断面図　　配置図

図 2.1.2.1(1)　砂杭の配置及び断面図

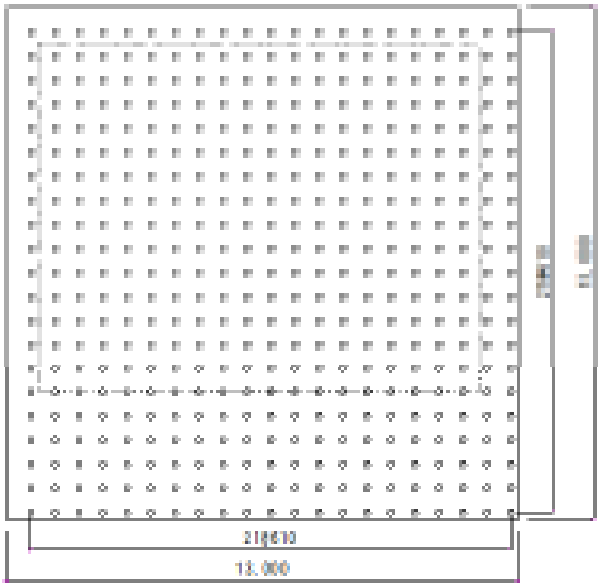


図 2.1.2.1(2)　ドライモルタル施工の場合の配置図

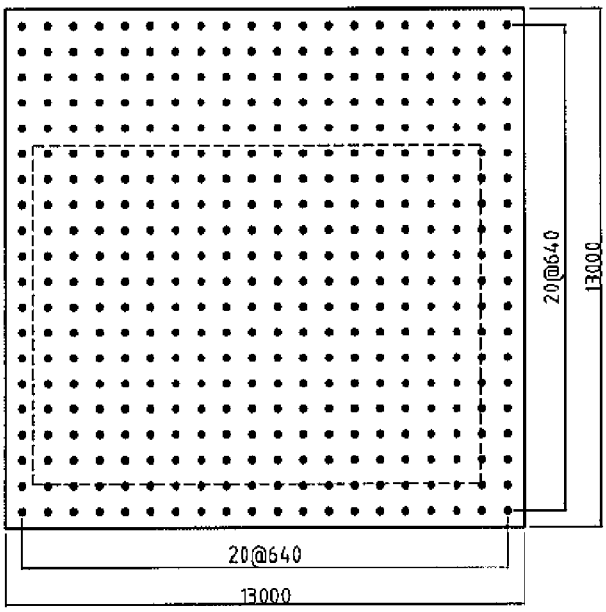


図 2.1.2.1(3)　丸太打設の場合の配置図

ｃ）対策後の地盤の許容応力度に関する検討

本工法を用いた場合の地盤の許容応力度に関する検討においては、改良体と改良体間の地盤との複合地盤における液状化抵抗比を用いて FL 値を算定し、その結果を用いて地盤の許容応力度を算定し、建物荷重以上であることの確認を行う。

改良後の複合地盤における FL 値の算定は、「建築基礎のための地盤改良設計指針案」（(社) 日本建築学会）に従った（表 2.1.2.1(3)参照）。なお、複合地盤としての液状化抵抗比算定時の割増係数（C）は、K_0 の減少が少ない施工方法であるため 1.2 を採用した（ただし、液状化抵抗比の上限を 0.5 とする）。

表 2.1.2.1(3)　改良後の複合地盤における FL 値等

土層	深度	N	Fc	σz'	as	Dr_0	Dr_1	改良後	τ_l/σ_z'※	τ_d/σ_z'	FL	改良後	地盤変位	
	(m)		(%)	(kN/m^2)	(%)	(%)	(%)	N1値				Na	γcy	ΔDcy(cm)
Bs	1.0	6	18.0	17.70	6.6	70.54	80.29	8.9	0.500	0.129	**3.886**	28.63	0.00	0.00
Bs	2.0	6	18.0	25.40	6.6	68.78	78.58	9.1	0.500	0.177	**2.832**	25.56	0.00	0.00
Fs	3.0	4	22.0	33.10	6.6	61.86	70.59	6.7	0.271	0.200	**1.356**	19.76	0.00	0.00
Fs	4.0	4	22.0	40.80	6.6	60.89	69.64	6.9	0.252	0.213	**1.183**	18.88	0.00	0.00
Fs	5.0	4	22.0	48.50	6.6	60.03	68.81	7.1	0.240	0.220	**1.090**	18.24	0.00	0.00
Fs	6.0	4	22.0	56.20	6.6	59.27	68.06	7.2	0.232	0.225	**1.034**	17.75	0.00	0.00
Fs	7.0	4	22.0	63.90	6.6	58.58	67.40	7.4	0.226	0.227	**0.999**	17.37	0.93	0.93
Fs	8.0	4	22.0	71.60	6.6	57.97	66.80	7.6	0.222	0.227	**0.977**	17.06	0.99	0.99
As1	9.0	15	21.9	79.30		-----	-----	15.0	0.422	0.227	**1.862**	24.87	0.00	0.00
As1	10.0	15	21.9	87.00		-----	-----	15.0	0.377	0.226	**1.669**	24.11	0.00	0.00
As2	11.0	7	31.0	93.70		-----	-----	7.0	0.177	0.225	**0.783**	16.26	1.19	1.19
As2	12.0	7	31.0	100.40		-----	-----	7.0	0.174	0.224	**0.776**	16.02	1.18	1.18
Ac1	13.0	2	93.6	105.10		-----	-----	2.0	0.188	0.225	-----	17.29	0.00	0.00
Ac1	14.0	2	93.6	109.80		-----	-----	2.0	0.187	0.225	-----	17.25	0.00	0.00
Ac1	15.0	2	93.6	114.50		-----	-----	2.0	0.187	0.225	-----	17.21	0.00	0.00
Ac1	16.0	2	93.6	119.20		-----	-----	2.0	0.186	0.224	-----	17.17	0.00	0.00
Ac1	17.0	2	93.6	123.90		-----	-----	2.0	0.186	0.223	-----	17.14	0.00	0.00
Ac1	18.0	2	93.6	128.60		-----	-----	2.0	0.186	0.221	-----	17.11	0.00	0.00
Ac1	19.0	2	93.6	133.30		-----	-----	2.0	0.185	0.219	-----	17.07	0.00	0.00
														4.29

ｄ）液状化により上昇する地下水位

ｃ）の結果より、GL-7.0～8.0m の Fs 層及び GL-11.0～12.0m の As2 層において、FL 値が 1.0 未満であったため、これらの層が液状化した場合に上昇する地下水位を算定する。算定結果を以下に示す。なお、ここでは液状化に伴う地盤沈下量に相当する体積分の地下水が上昇すると仮定する。

【液状化により上昇する地下水位の算定】

$$\frac{V_W}{V} = \frac{e \cdot Sr}{1+e} = \frac{e}{1+e}$$

$$V = D_{cy} \cdot A$$

$$V_W = \frac{e}{1+e} \cdot D_{cy} \cdot A$$

ここで、V ：土の全体積
V_W：水体積
e ：間隙比
Sr：飽和度,
D_{cy}：液状化に伴う予測地盤変形量の略算値
A：土中の断面積

これより、上昇する地下水位を求める。

$$\frac{V_a}{V} = \frac{e \cdot (1-Sr)}{1+e}$$

$$V = \Delta Z \cdot A$$

$$V_a = \frac{e \cdot (1-Sr)}{1+e} \cdot \Delta Z \cdot A$$

ここで、V_a：空隙の体積

空隙に水が侵入するので $V_W = V_a$ とすると，地下水位の上昇量 ΔZ は以下のようになる。

$$\Delta Z = \frac{1}{1-Sr} \cdot D_{cy} \qquad \cdots 2.1\text{式}$$

ｃ）の結果より D_{cy}＝4.29cm、不飽和層の飽和度 Sr を 80%と仮定すると、地下水位上昇量ΔZ は 22cm となった。

ｅ）過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の許容応力度

地盤の許容応力度の算定にあたっては、過剰間隙水圧の影響を考慮することとし、具体的には、地盤の許容応力度の算定時における地盤の単位体積重量を過剰間隙水圧比に応じて低減する。

各層の過剰間隙水圧比（r_u）については、建築基礎構造設計指針に示されている過剰間隙水圧比と FL 値との関係式（$r_u = FL^{-7}$）から求めたが、これには液状化層からの浸透圧について考慮がなされていない。このため、FEM 解析において震動中の過剰間隙水圧比の最大値と震動終了直後における過剰間隙水圧比を算出し、これら３つの算定結果のうち、各層における過剰間隙水圧比の最大値を用いて地盤の単位体積重量を低減して地盤の許容応力度を算定した。なお、図 2.1.2.1(4)に過剰間隙水圧比の深度分布を、表 2.1.2.1(4)に過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の単位体積重量算定結果をそれぞれ示す。

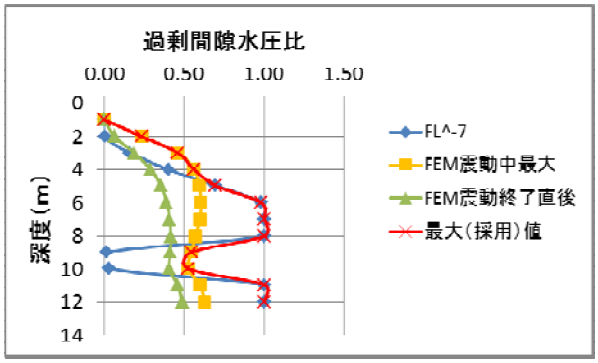


図 2.1.2.1(4)　過剰間隙水圧比の深度分布

表 2.1.2.1(4)　過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の単位体積重量

深度	改良後 N値	土質	γ	γ'	FL値から算定		FEMから算定		最大（採用）値	
					r_u	γ"	r_u（震動中最大）	γ"	r_u	γ"
			kN/m³	kN/m³		kN/m³		kN/m³		kN/m³
1	9	B	17.7	17.7	0.0	17.6	0.0	17.7	0.0	17.7
2	9	B	17.7	7.7	0.0	7.7	0.2	6.2	0.2	6.2
3	7	Fs	17.7	7.7	0.2	6.5	0.4	4.6	0.4	4.6
4	7	Fs	17.7	7.7	0.4	4.6	0.5	3.9	0.5	3.9
5	7	Fs	17.7	7.7	0.7	2.4	0.5	3.9	0.6	3.1
6	7	Fs	17.7	7.7	1.0	0.2	0.6	3.1	0.9	0.8
7	7	Fs	17.7	7.7	1.0	0.0	0.6	3.1	1.0	0.0
8	8	Fs	17.7	7.7	1.0	0.0	0.6	3.1	1.0	0.0
9	15	As1	17.7	7.7	0.0	7.6	0.5	3.9	0.5	3.9
10	15	As1	17.7	7.7	0.0	7.5	0.5	3.9	0.5	3.9
11	7	As2	17.7	7.7	1.0	0.0	0.6	3.1	1.0	0.0
12	7	As2	17.7	7.7	1.0	0.0	0.6	3.1	1.0	0.0

γ ：地盤の単位体積重量

γ'：地盤の水中単位体積重量(kN/m³)

γ"：過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の水中単位体積重量(kN/m³)

$\gamma'' = (1 - r_u) \times \gamma'$

地盤の許容応力度の算定式は、平成 13 年 7 月 2 日国土交通省告示第 1113 号第 2 に規定されている(1)式（ここでは、2.2 式とする）によるものとする。また、この式中における基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量（γ_1）を過剰間隙水圧比（r_u）に応じて低減した（図 2.1.2.1(5)参照）。

$$q_a = \frac{2}{3}(i_c \alpha\ C\ N_C + i_\gamma \beta\ \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \qquad \cdots 2.2\text{ 式}$$

ここで

qa：地盤の短期許容応力度

i_C、i_γ 及び i_q：荷重の傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_C = i_q = (1-\theta/90)^2$$

$$i_\gamma = (1-\theta/\phi)$$

θ：荷重の鉛直方向に対する傾斜角（度）

ϕ：地盤の内部摩擦角（度）

ここでの ϕ は、安全側に配慮して局所せん断破壊時の数値として 21 度（全般せん断破壊時の内部摩擦角 ϕ'（=30 度）に対して、$\phi = \tan^{-1}(2/3 \times \tan\phi')$）を採用した。

α 及び β：基礎荷重面の形状に応じた係数

C：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m²）

B：基礎荷重面の短辺（m）

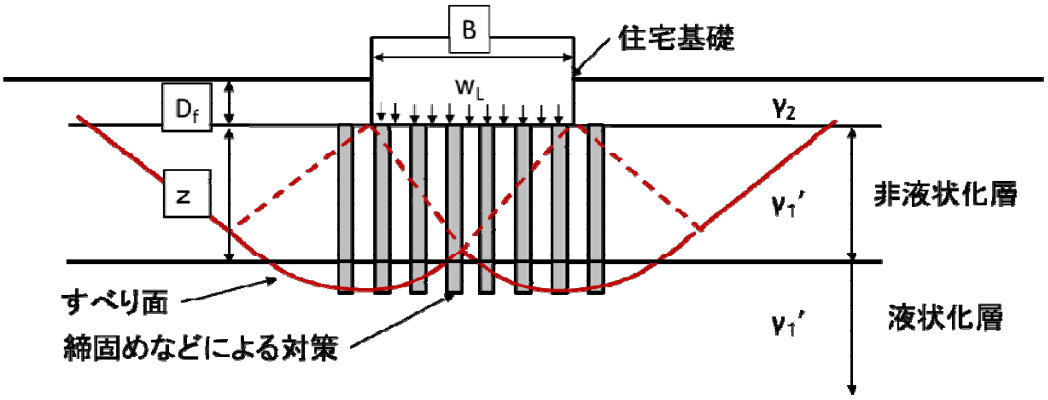
Nc、Nγ 及び Nq：内部摩擦角に応じた支持力係数

γ_1：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量（kN/m³）

ここでの γ_1 は、地下水位の影響を考慮する場合における地盤の許容応力度を算定する際の基礎荷重面下における地盤の平均単位体積重量の近似方法（山口柏樹：土質力学　技法堂出版株式会社）に倣って算定する（図 2.1.2.1(5)参照）。

γ_2：基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量（kN/m³）

Df：基礎荷重面までの深さ（m）



B：基礎荷重面の短辺、W_L：建物自重による接地圧、D_f：基礎の根入れ深さ
z：非液状化層の厚さ、
γ_1：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量

$\gamma_1 = \gamma_1'_{(液状化層)} + z/B \cdot (\gamma_1'_{(非液状化層)} - \gamma_1'_{(液状化層)})$

γ_1'：基礎荷重面下にある地盤の水中単位体積重量、ただし、地盤の液状化による過剰間隙水圧の影響を考慮する場合は、γ_1'に変えて以下のように計算したγ_1''を用いる。

$\gamma_1'' = (1 - r_u)\ \gamma_1'$

γ_1''：過剰間隙水圧の影響を考慮した基礎荷重面下にある地盤の水中単位体積重量（kN/m^3）

γ_2：基礎荷重面より上にある地盤の平均単位体積重量

図 2.1.2.1(5)　基礎荷重面下における地盤の単位体積重量

地盤の短期応力度算定結果を表 2.1.2.1(5)に示す。

表 2.1.2.1(5)　地盤の短期許容応力度算定結果

基礎幅	基礎長さ	建物重量	長期接地圧	根入れ深さ	基礎底面の形状係数		非液状化層の厚さ	地盤の単位体積重量				改良後N値	土質定数		支持力係数			基礎幅補正係数	短期許容応力度	
								液状化層	非液状化層	基礎下	基礎上									
B	L	W	w_L	Df	α	β	Z	γ_1''	γ_1''	γ_1	γ_2		c	ϕ	Nc	Nγ	Nq	η	qa	判定(>w_L)
m	m	kN	kN/m2	m			m	kN/m3	kN/m3	kN/m3	kN/m3			°					kN/m2	
8.5	11.2	802	10.0	0.12	1.2	0.3	5.88	0	6.2	4.3	17.7	7.8	0	21.0	15.8	3.4	7.1	0.49	22.2	OK

上表の結果より、本検討条件による地盤の短期許容応力度は、建物荷重による地盤への長期接地圧を上回る。

f）パンチング破壊に対する抵抗力

基礎荷重面下部に液状化のおそれのある地盤があるためパンチング破壊に対する抵抗力を有することの確認を行う（図 2.1.2.1(6)参照）。

パンチング破壊に対する抵抗力は、次式 2.3 式により求めるものとする。この抵抗力は、パンチング破壊面上の摩擦力により算定される。

$$Ra = 2/3 \cdot Rf \qquad \cdots 2.3\text{ 式}$$

ここに、Rf：パンチ面上の摩擦力

$$Rf = 1/2 \cdot K_0 \cdot \gamma_1'' \cdot z^2 \cdot \tan\phi \cdot (B+L) \cdot 2$$

K_0：静止土圧係数（地盤の締固めによる効果により 0.75 とする。）

γ_1''：過剰間隙水圧の影響を考慮した基礎荷重面下にある地盤の水中単位体積重量（kN/m^3）

$\gamma_1'' = (1 - r_u)\ \gamma_1'$

r_u：過剰間隙水圧比

γ_1'：基礎荷重面下にある地盤の水中単位体積重量（kN/m^3）

z：非液状化層の厚さ

ϕ：内部摩擦角

B：基礎幅

L：基礎長さ

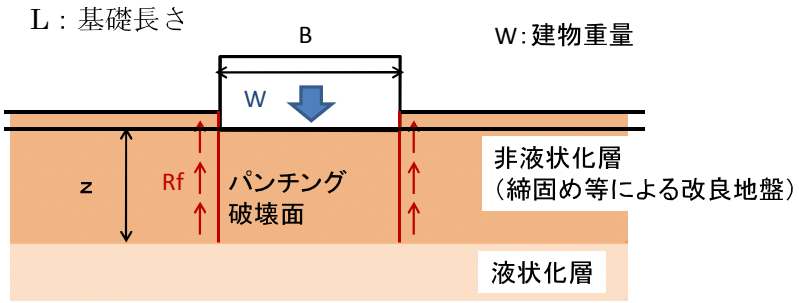


図 2.1.2.1(6)　パンチング破壊のイメージ

パンチング破壊に対する抵抗力の検討を表 2.1.2.1(6)に示す。

表 2.1.2.1(6)　パンチング破壊に対する抵抗力検討結果

検討方法	設計用基礎幅	基礎長さ	建物重量	設計用長期接地圧	基礎根入れ深さ	非液状化層の厚さ	単位体積重量	改良後N値	土質定数		静止土圧係数	パンチング破壊面上の摩擦抵抗		判定
	B	L	W	w_L	Df	z	γ_1''		c	ϕ	Ko	Rf	Ra	(>W)
	m	m	kN	kN/m2	m	m	kN/m3			°		kN	kN	
FL	8.5	11.2	802	10.0	0.12	5.88	6.2	7.8	0	21.0	0.75	1216	811	OK
FEM	8.5	11.2	802	10.0	0.12	11.88	3.5	8.7	0	21.0	0.75	2803	1869	OK

上表の結果より、本検討条件においてはパンチング破壊に対する抵抗力を有する。

（２）過剰間隙水圧消散工法

本工法は、砕石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質地盤中に打設し、地震時に発生する過剰間隙水圧の発生を抑制するとともに、消散効果を高めて地盤の液状化を防止する工法である。

本工法を採用する場合における地盤の短期許容応力度が建物荷重以上であることの確認を行った。

ａ）検討条件

検討した適用条件を表 2.1.2.2(1)に示す。

表 2.1.2.2(1)　過剰間隙水圧消散工法における検討条件

一体対策の有無		□有り（地下水位低下・格子状改良）・　■無し
入力地震動		■L1 相当　・　□　L2
建物条件	既存住宅の有無	■有り　・　■　無し（曳家の実施含む）
施工条件	施工単位	■1 戸　・■4 戸　・■20 戸（1 街区）・■100 戸（5 街区）
	特記事項	施工単位が 1 戸、4 戸の場合は、小型機（DHJ-12 もしくは DHJ-25）により施工を行う。

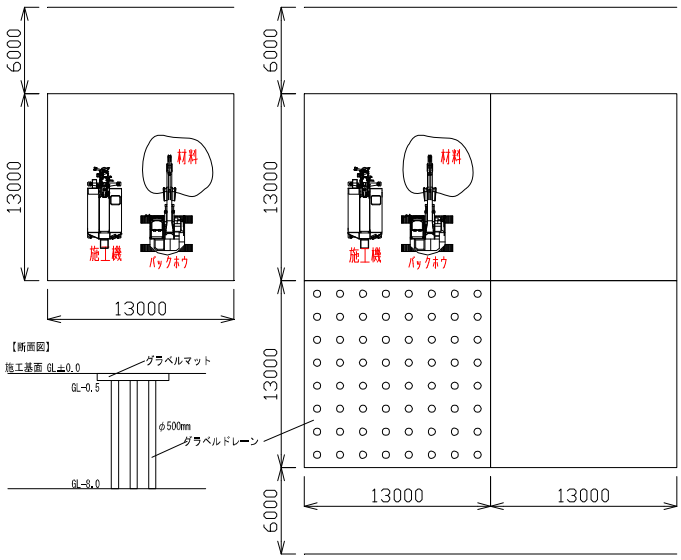
ｂ）対策仕様

ａ）の検討条件を考慮して設定した本工法の対策仕様を表 2.1.2.2 に、施工機械配置図等を図 2.1.2.2(1)に示す。

表 2.1.2.2(2)　過剰間隙水圧消散工法の対策仕様

項目	対策仕様
改良径	500mm （表層 0.5m は、グラベルマットを敷設）
改良深さ	GL.-8.0m
改良ピッチ	□1.6m※

※1 辺を 1.6m とする正方形配置の場合、□1.6m と表記した。



既存住宅無し（1 戸）　　既存住宅無し（4 戸）

図 2.1.2.2(1)　施工機械配置図等

c）対策後の地盤の許容応力度に関する検討

イ）対策地盤における過剰間隙水圧比

ドレーン材の打設ピッチと液状化時の最大過剰間隙水圧比との関係が「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（土木研究所）に示されており、これに従い、目標とする許容過剰間隙水圧比となるドレーン材の打設ピッチを算定した（図 2.1.2.2(2)参照）。

□許容間隙水圧比の設定　　許容間隙水圧比　　u_{max}/σ_v' 0.5

□ドレーンの仕様

長さ	h	800	(cm)
半径	a	25	(cm)
透水係数	kd	10	(cm/s)

表 ドレーン部の直径および透水係数

	直径(2a)	透水係数(kd)※
グラベルドレーン	400～500mm	5～15cm/s

※i=0.25の値

□地震動の条件の設定

マグニチュード	M	9	
地震動の有効継続時間	td	33	(sec)
等価繰り返し回数	Neq	38	

地震マグニチュード M	6	7	7.5	8
有効継続時間 td(s)	2	6	9	12

地震マグニチュード M	5.25	6	6.75	7.5	8.5
等価繰返し回数 Neq	2～3	5	10	15	26

□地盤の液状化強度の設定

液状化安全率	FL	0.961	※Bs～Fs層平均FL
液状化する繰り返し回数	Nl	16	

□地盤の材料特性

透水係数	ks	7.70E-04	(cm/s)	※物性パラメーター一覧より
体積圧縮係数	mv	0.0035	(cm^2/kgf)	※下表4.9.6より

※試験結果が無い場合、下表より設定。

表－解4.9.5 Creager（クレーガー）による D_{20} と透水係数[16]

D_{20}(mm)	k_s(cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト
0.03	8.50×10^{-5}	
0.04	1.75×10^{-4}	
0.05	2.80×10^{-4}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂
0.07	6.50×10^{-4}	
0.08	9.00×10^{-4}	
0.09	1.40×10^{-3}	
0.10	1.75×10^{-3}	
0.12	2.60×10^{-3}	微粒砂
0.14	3.80×10^{-3}	
0.16	5.10×10^{-3}	
0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.20	8.90×10^{-3}	
0.25	1.40×10^{-2}	
0.30	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.35	3.20×10^{-2}	
0.40	4.50×10^{-2}	
0.45	5.80×10^{-2}	
0.5	7.50×10^{-2}	
0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.7	1.60×10^{-1}	
0.8	2.15×10^{-1}	
0.9	2.80×10^{-1}	
1.0	3.60×10^{-1}	
2.0	1.80	細礫

表－解4.9.6 砂の体積圧縮係数の値[26]

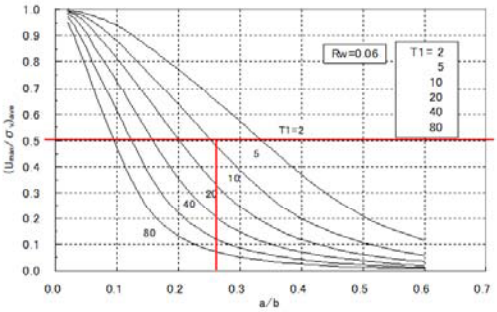
砂の種類	相対密度(%)	体積圧縮係数(cm^2/kgf)
シルト質砂		0.005 ～0.02
緩い砂	20～40	0.005 ～0.01
中位砂	40～60	0.002 ～0.005
密な砂	60～80	0.001 ～0.002
礫	－	0.0005～0.001

□時間係数 Tl の算定

$= ks\cdot tl/(mv\cdot \gamma w\cdot a^2)$	Tl	4.84	
$tl = Nl\cdot td/Neq$	tl	13.7	(sec)
水の単位体積重量	γw	0.001	(kg/cm^3)

□ウェルレジスタンス係数 Rwの算定　　$= (8/\pi^2)(ks/kd)(h/a)^2$　　Rw 0.06

□設計図表より　　a/b　　0.27



■GD打設ピッチの算定　　□ピッチ S = 1.77b =　　1.6 (m)

図 2.1.2.2(2)　打設ピッチ算定シート

ロ）対策後の地盤における FL 値の算定

イ）で設定した打設ピッチでドレーン材を施工することにより、過剰間隙水圧比の最大値が 0.5 となることとし、FL 判定法により FL 値を求め、さらに過剰間隙水圧比を考慮した上で、算定した地盤の許容応力度が建物自重による接地圧以上であることの確認を行った。結果を表 2.1.2.2(3)に示す。

表 2.1.2.2(3)　対策後の地盤における FL 値等

深度	N値	土質	γ	γ	γ'	Fc	u	σ'z	σz	rd	Na	ΔNf	N1	CN	R	L	対策前 FL	対策後 r_u	対策後 FL	γ''	地下水位
0		*	0	0		*	0	0.0	0.0	*	*	*	*	*	*	*	*				
1	6	B	1.8	17.7	−	18	0	17.7	17.7	0.99	21.7	7.6	14.1	2.4	0.25	0.13	−	−	−	17.7	↓GL−1.0m
2	6	B	1.8	17.7	7.7	18	9.8	25.5	35.3	0.97	19.4	7.6	11.8	2.0	0.22	0.18	1.24	0.5	1.10	3.8	
3	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	19.6	33.4	53.0	0.96	15.1	8.2	6.9	1.7	0.17	0.20	0.86	0.5	1.10	3.8	
4	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	29.4	41.2	70.6	0.94	14.4	8.2	6.2	1.5	0.16	0.21	0.77	0.5	1.10	3.8	
5	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	39.2	49.1	88.3	0.93	13.9	8.2	5.7	1.4	0.16	0.22	0.73	0.5	1.10	3.8	
6	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	49	56.9	105.9	0.91	13.4	8.2	5.2	1.3	0.15	0.22	0.70	0.5	1.10	3.8	
7	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	58.8	64.8	123.6	0.9	13.1	8.2	4.9	1.2	0.15	0.22	0.68	0.5	1.10	3.8	
8	4	Fs	1.8	17.7	7.7	22	68.6	72.6	141.2	0.88	12.8	8.2	4.6	1.2	0.15	0.22	0.67	0.5	1.10	3.8	
9	15	As1	1.8	17.7	7.7	22	78.4	80.5	158.9	0.87	24.7	8.2	16.6	1.1	0.30	0.22	1.34	0.13	1.34	6.7	
10	15	As1	1.8	17.7	7.7	22	88.2	88.3	176.5	0.85	24.0	8.2	15.8	1.1	0.29	0.22	1.29	0.17	1.29	6.4	
11	7	As2	1.7	16.7	6.7	31	98	95.2	193.2	0.84	16.2	9.1	7.1	1.0	0.18	0.22	0.82	4.07	0.82	−	
12	7	As2	1.7	16.7	6.7	31	107.8	102.1	209.9	0.82	16.0	9.1	6.9	1.0	0.18	0.22	0.81	4.34	0.81	−	
13	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	117.6	107.0	224.6	0.81	17.3	15.4	1.9	1.0	0.19	0.22	−	−	−	−	
14	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	127.4	111.9	239.3	0.79	17.2	15.4	1.9	0.9	0.19	0.22	−	−	−	−	
15	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	137.2	116.8	254.0	0.78	17.2	15.4	1.8	0.9	0.19	0.22	−	−	−	−	
16	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	147	121.7	268.7	0.76	17.2	15.4	1.8	0.9	0.19	0.22	−	−	−	−	
17	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	156.8	126.6	283.4	0.75	17.1	15.4	1.8	0.9	0.19	0.22	−	−	−	−	
18	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	166.6	131.5	298.1	0.73	17.1	15.4	1.7	0.9	0.19	0.22	−	−	−	−	
19	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	176.4	136.5	312.9	0.72	17.1	15.4	1.7	0.8	0.19	0.21	−	−	−	−	
20	2	Ac1	1.5	14.7	4.7	94	186.2	141.4	327.6	0.7	17.0	15.4	1.7	0.8	0.19	0.21	−	−	−	−	

d）液状化により上昇する地下水位

c）の結果より、GL-11.0～12.0m の As2 層において、FL 値が 1.0 未満であったため、この層が液状化した場合に上昇する地下水位を算定する。算定結果は以下のとおりである（なお、ここでは液状化に伴う地盤沈下量に相当する体積分の地下水が上昇すると仮定した）。

地下水位の上昇量ΔZ を 2.1 式（p16）を用いて算定した。

c）の結果より Dcy＝2.37cm、不飽和層の飽和度 Sr を 80%と仮定すると、地下水位上昇量ΔZ は

ΔZ＝12cm

となる。

e）水圧の影響を考慮した地盤の許容応力度

地盤の許容応力度の算定にあたっては、過剰間隙水圧の影響を考慮する。具体的には、地盤の許容応力度の算定時における地盤の単位体積重量を過剰間隙水圧比に応じて低減する。

各層の過剰間隙水圧比（r_u）については、建築基礎構造設計指針に示されている過剰間隙水圧比と FL 値との関係式（$r_u = FL^{-7}$）から求めたが、ここでは地盤の液状化による浸

透圧について考慮されていない。このため、有効応力解析において、震動中の過剰間隙水圧比の最大値と震動終了直後における過剰間隙水圧比を算出し、これら３つの算定結果のうち、各層における過剰間隙水圧比の最大値を用いて地盤の単位体積重量を低減して地盤の許容応力度を算定した。

図 2.1.2.2(3)に過剰間隙水圧比の深度分布を、表 2.1.2.2(4)に過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の単位体積重量算定結果を、それぞれ示す。

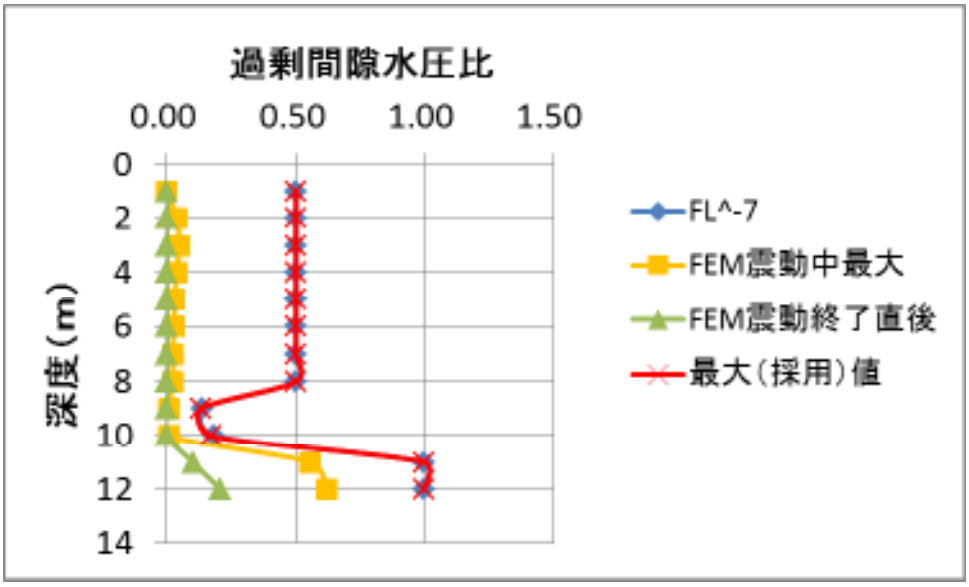


図 2.1.2.2(3)　過剰間隙水圧比の深度分布

表 2.1.2.2(4)　過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の単位体積重量

深度	N値	土質	γ	γ'	FL値から算定		FEMから算定		最大(採用)値	
					r_u	γ"	r_u (震動中最大)	γ"	r_u	γ"
			kN/m³	kN/m³		kN/m³		kN/m³		kN/m³
1	6.0	B	17.7	17.7	0.5	8.8	0.0	17.7	0.5	8.8
2	6.0	B	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.4	0.5	3.8
3	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.3	0.5	3.8
4	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.4	0.5	3.8
5	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.4	0.5	3.8
6	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.5	0.5	3.8
7	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.5	0.5	3.8
8	4.0	Fs	17.7	7.7	0.5	3.8	0.0	7.5	0.5	3.8
9	15.0	As1	17.7	7.7	0.1	6.6	0.0	7.6	0.1	6.6
10	15.0	As1	17.7	7.7	0.2	6.3	0.0	7.6	0.2	6.3
11	7.0	As2	16.7	6.7	1.0	0.0	0.6	3.0	1.0	0.0
12	7.0	As2	16.7	6.7	1.0	0.0	0.6	2.5	1.0	0.0

γ　：地盤の単位体積重量

γ'　：地盤の水中単位体積重量(kN/m³)

γ"：過剰間隙水圧の影響を考慮した地盤の水中単位体積重量(kN/m³)

$\gamma'' = (1-r_u) \times \gamma'$

地盤の許容応力度の算定式は、前出の 2.2 式（p18）による。地盤の短期許容応力度算定結果を表 2.1.2.2(5)に示す。なお、地盤の短期許容応力度の算定にあたっては、ドレーン材によるせん断抵抗は考慮せず、地盤のせん断強度のみで抵抗するものとした。またドレーン材の排水効果は一様に作用すると仮定した。

表 2.1.2.2(5)　地盤の短期許容応力度の算定結果

基礎幅	基礎長さ	建物重量	長期接地圧	根入れ深さ	基礎底面の形状係数		非液状化層の厚さ	地盤の単位体積重量				改良後N値	土質定数		支持力係数			基礎幅補正係数	短期許容応力度	
								液状化層	非液状化層	基礎下	基礎上									
B	L	W	w_L	Df	α	β	Z	γ_1''	γ_1''	γ_1	γ_2		c	ϕ	Nc	Nγ	Nq	η	qa	判定(>w_L)
m	m	kN	kN/m2	m			m	kN/m3	kN/m3	kN/m3	kN/m3			°					kN/m2	
8.5	11.2	802	10.0	0.12	1.2	0.3	9.88	0	5.7	6.6	17.7	7.5	0	21.0	15.8	3.4	7.1	0.49	28.9	OK

上表の結果より、本検討条件による地盤の短期許容応力度は、建物荷重による地盤への長期接地圧を上回る。

g）パンチング破壊に対する抵抗力

基礎荷重面下部に液状化のおそれのある地盤があるためパンチング破壊に対する抵抗力を有することの確認を行う。

パンチング破壊に対する抵抗力は、前出の 2.3 式（p20）により求めるものとする。パンチング破壊に対する抵抗力検討結果を表 2.1.2.2(6)に示す。

表 2.1.2.2(6)　パンチング破壊に対する抵抗力検討結果

設計用基礎幅	基礎長さ	建物重量	設計用長期接地圧	基礎根入れ深さ	非液状化層の厚さ	単位体積重量	改良後N値	土質定数		静止土圧係数	パンチング破壊面上の摩擦抵抗		判定
B	L	W	w_L	Df	z	γ_1''		c	ϕ	Ko	Rf	Ra	(>W)
m	m	kN	kN/m2	m	m	kN/m3			°		kN	kN	
8.5	11.2	802	10.0	0.12	9.88	5.7	7.5	0	21.0	0.50	2105	1403	OK

上表の結果より、本検討条件においては、パンチング破壊に対する抵抗力を有する。