本調査業務における主な留意点（共通事項）

1. 現在までの確認事項等

1.1 検討対象

本業務における検討対象は、戸建住宅地区（戸建住宅の宅地とその周辺の街路及びそれらの地下埋設管）であり、幹線道路、橋梁、護岸等は含まない。

1.2 目標性能

液状化対策の設定目標は以下のとおりである（別項 2.1、別添資料 No.2-2 参照）。

①公共用地においては、L1 相当の地震動に対して、地盤が液状化しないこと。

②宅地においては、L1 相当の地震動に対して、建物自重等による荷重が地盤の短期許容応力度を超えないこと

※参考として、数値解析により対策工法毎の建物沈下量の計算を適宜行う。

1.3 入力地震動

対象とする地震動は、浦安市における東北地方太平洋沖地震による地震動として、夢の島地震観測所で計測された東北地方太平洋沖地震時の加速度を工学基盤に引き戻した加速度波形を採用し、これを“L1 相当の地震動”と表すこととした。なお、余震の影響は考慮しないものとした。

また、L2 地震動としては東京湾北部地震の想定波形を採用し、L2 地震動に対する検討は、L1 相当の地震動に対して短期許容応力度を満足する場合について行うこととした。（別項 2.2 参照）

1.4 モデル地盤

液状化対策検討用地盤（モデル地盤）については、第 1 回検討委員会での議論（As 層の層厚の設定が小さい）を受け、既存の土質データ（H23 年度実施及び H4 年度実施のボーリングデータ、室内試験試験結果等）を用いた各 WG での再検討を経て、以下のように設定した。

- As 層（層厚 2m）を As1 層とし、その下に層厚 2m の As2 層を追加して、As 層全体で層厚 4m となるように設定した。
- 各層の物性値については、平成 23 年度（地震後）、平成 4 年度（地震前）に実施されたボーリングデータ及び室内試験結果の中から、設定モデル地盤の土質、N 値および深度が類似したデータを参考に設定した。

（詳細は別項 2.3 参照）

1.5　住宅モデル

解析検討に用いる住宅のモデルは、浦安市の都市計画の一例を参考にして法適合性を考慮することとした。

この住宅は、木造２階建て、建築面積 82.81m²、延べ床面積 155.68m²、建蔽率 49%、容積率 92%になるものとした。

解析用の住宅モデルは、11m×8m の平面寸法に置換することとし、また、地盤の短期許容応力度を照査するための設計用接地圧は、液状化時には長期相当の接地圧（15kN/m²）を採用することにした（住宅のモデル化を検討した過程は別項 2.4 参照）。

1.6　解析の共通化

各 WG において設計及び検証用の解析を実施し、液状化対策の仕様を提案することとしているが、各工法の対策効果を比較検証するための解析は共通の手法（有効応力解析：LIQCA、別添資料 No.2-1 参照）を用いることとした。そのため、各 WG の解析担当者による解析検討 TG を設けて、解析モデル等の諸条件を確認することとした（図 1.1 参照）。

図 1.1　調査実施体制（改）

1.7　その他課題等

例えば、ごく一般的に使用される杭基礎工法の場合、短期許容応力度は当然満足し、家屋の液状化被害はほぼ防げるものの、建屋以外の宅地の液状化を軽減するものではなく、これは道路側（宅地外）が L1 相当地震動に対する液状化対策を施されていてもおそらく変わるものではない。この場合、宅地内の液状化した部分に埋設されている排水管や汚水桝等（公共下水道へ接続する部分）への土砂流入が発生し、これが下水道機能の低下につながる懸念がある。

“道路と宅地を一体化した液状化対策”を検討する場合、このようなケース（民地への対策が公共施設の対策につながるようなケース）をどう扱うかは今後の懸案事項である。

2. 確認事項の詳細

2.1 目標性能について

液状化対策における目標性能の概念図を図 2.1.1 に示す。

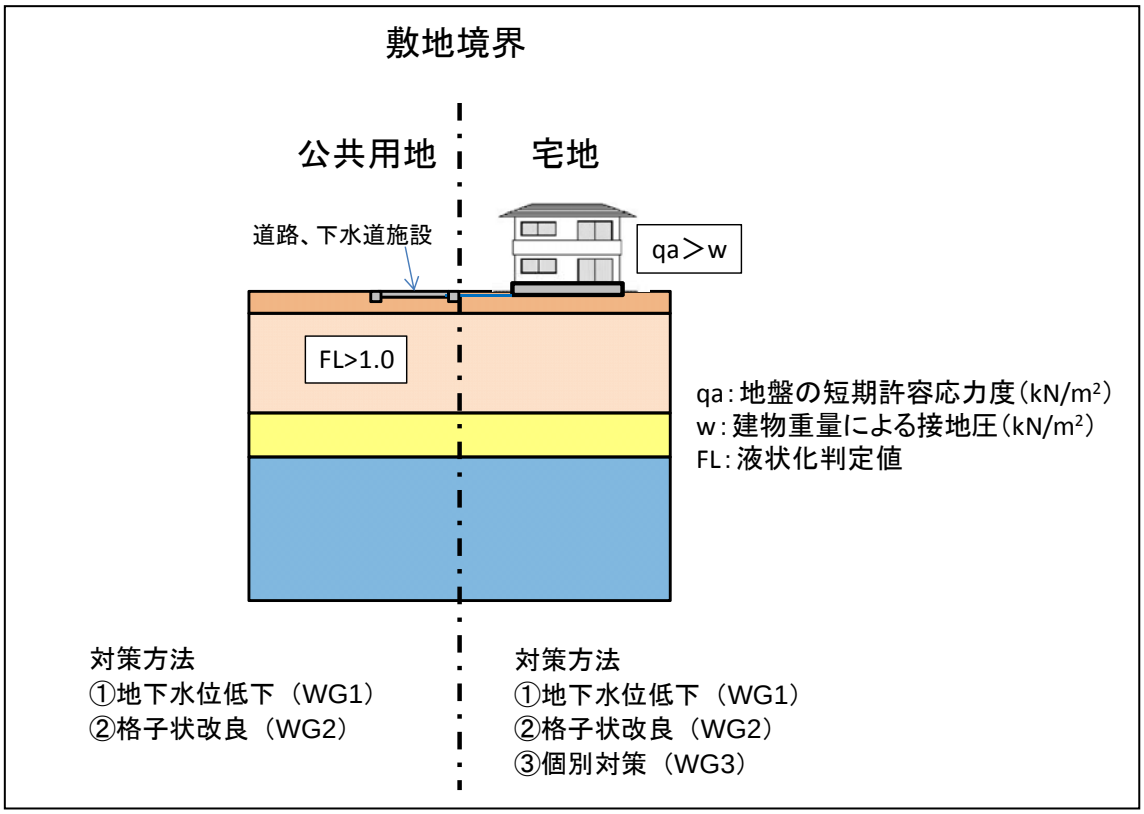


図 2.1.1 目標性能の概念図

地盤の許容応力度算定時には、過剰間隙水圧の影響を考慮する。地盤の許容応力度計算方法を以下に示す。

なお、液状化対策として付加的な効果が期待できる場合（例えば現場実証試験や数値解析等により具体的に立証可能な場合）には、その効果を考慮できるものとする。

（1）液状化のおそれのある地盤全層に対策を講ずる場合

地盤の全般せん断破壊に対する短期許容応力度は、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号の第 2（1）式（以下、告示式、参考表 2.1.1 参照）により算定する。

告示式に用いる定数の計算手順を以下に示す。

【計算手順】

①建築基礎構造設計指針（以下、基礎指針）に示されている FL 法により FL 値を求める。

※なお、液状化対策の効果について立証可能なものにあっては、その効果を FL 値算定時に考慮できるものとする。例えば、締固め工法において、これによる対策効果について証明可能なものにあっ

ては、地盤の密度増加による締固め杭間地盤のＮ値の増加、有効応力の増加による液状化強度（以下、R_1）の増加などの効果を期待できるものとする。

②基礎指針に示されている FL 値と過剰間隙水圧比（以下、r_u）との関係式より、r_u を求める。

$$r_u = FL^{-7}$$

③告示式における基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量（以下、γ_1）を過剰間隙水圧の影響を考慮して低減する。

$$\gamma_1 = (1 - r_u)\ \gamma_{10}$$

ここに、γ_{10}：過剰間隙水圧による低減前の地盤の単位体積重量

④告示式により短期許容応力度を算定する。

※締固め工法において、これによる対策効果について立証可能なものにあっては、締固め杭心地盤と締固め杭間地盤のせん断力の和により、改良地盤の極限支持力を算定できるものとする（式 2.1.1 参照）。

$$qa = 2/3 \cdot Ru / A \qquad \cdots\cdots (式\ 2.1.1)$$

$$R_u = Q_{up} + Q_{u1}$$

$$Q_{up} = a_s \cdot (i_r \cdot \beta \cdot \gamma_p \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdot A$$

$$Q_{u1} = (1 - a_s) \cdot (i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdot A$$

ここに、R_u：改良地盤の極限支持力

Q_{up}：締固め杭心地盤が受け持つ極限支持力

Q_{u1}：締固め杭間地盤が受け持つ極限支持力

a_s：改良率（＝（e_0—e_1）/（1＋e_0））

e_0：原地盤の間隙比

e_1：改良地盤の間隙比

i_r：荷重の傾斜角に応じて算定される値（＝（$1 - \theta / \phi$）^{2}）

θ：荷重の傾斜角

ϕ：地盤の特性によって求める内部摩擦角

γ_p：締固め杭心地盤の単位体積重量

γ_1：締固め杭間地盤の単位体積重量

Ａ：基礎の底面積（＝Ｂ×Ｌ）

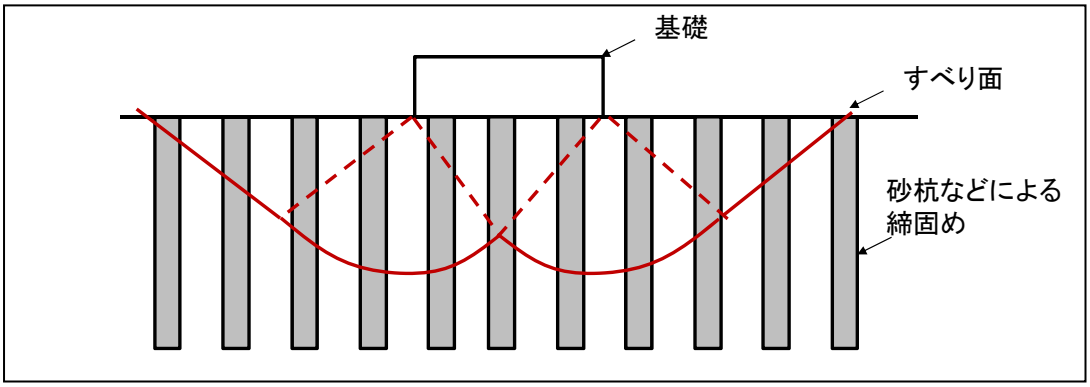


図 2.1.2　締固め工法による改良地盤におけるせん断破壊

（２）液状化対策層下部に液状化のおそれのある地盤を有する場合

液状化対策層下部に液状化のおそれのある地盤を有する場合は、パンチ破壊に対する検討を行う。パンチ破壊に対する短期許容支持力は（式 2.1.2）により求める。

この短期許容支持力は、パンチ面上の摩擦力により算定され、この抵抗力が建物重量以上であるように、改良厚さを設定するものとする。

※なお、液状化対策の効果について立証可能なものにあっては、その効果をパンチ面上の摩擦力算定時に期待できるものとする（例えば、締固め工法における有効応力増加による締固め杭間地盤における静止土圧係数の増加効果等）。

$Ra = 2/3 \cdot Rf$ ・・・・・（式 2.1.2）

$Rf = 1/2 \cdot K_0 \cdot \gamma_1 \cdot H_1^2 \cdot \tan\phi \cdot (B+L) \cdot 2$

ここに、Rf：パンチ面上の摩擦力

K_0：静止土圧係数

γ_1：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量　$\gamma_1 = (1 - r_u)\ \gamma_{10}$

r_u：過剰間隙水圧比

γ_{10}：過剰間隙水圧による低減前の地盤の単位体積重量

H_1：基礎荷重下面にある摩擦考慮地盤の厚さ

ϕ：内部摩擦角

B：基礎幅

L：基礎長さ

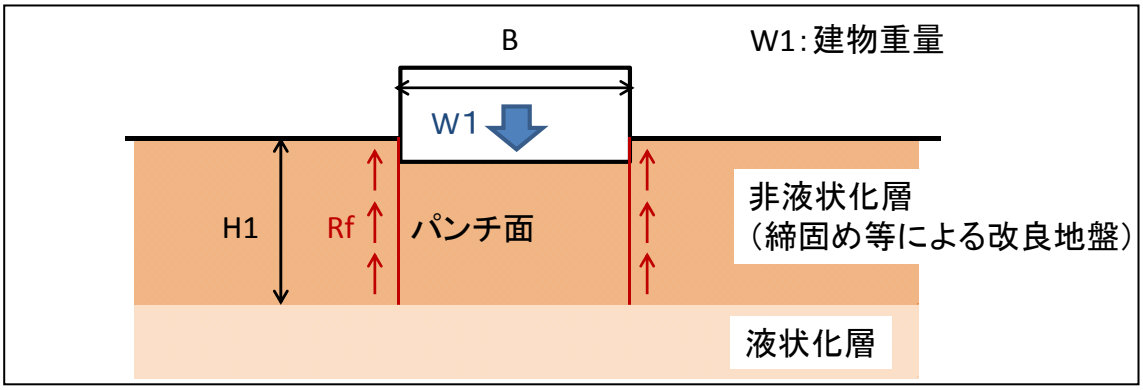


図 2.1.3　パンチ破壊

（３）浮き基礎とする場合

浮き基礎とする場合には、建物の浮上りに対する検討を行う。浮上りに対する抵抗力を確保するための条件は（式 2.1.3）に示すとおりとする。

$(\Sigma W + F) > (U_L + U_S)$ ・・・・・（式 2.1.3）

ここに、ΣW：建物と改良体の重量の合計（kN）

F：改良体周面と地盤との摩擦力（kN）

U_L：静水圧による浮力（kN）　$U_L = \gamma_w \cdot V$

γ_w：水の単位体積重量（kN/m³）

V　：地下水面以深の改良体の体積（m³）

U_S：地震時上昇水圧による浮力（kN）　$U_s = \Delta U \cdot A$

ΔU：地震時の上昇水圧（kN/m²）

A　：改良体の底面積（m²）

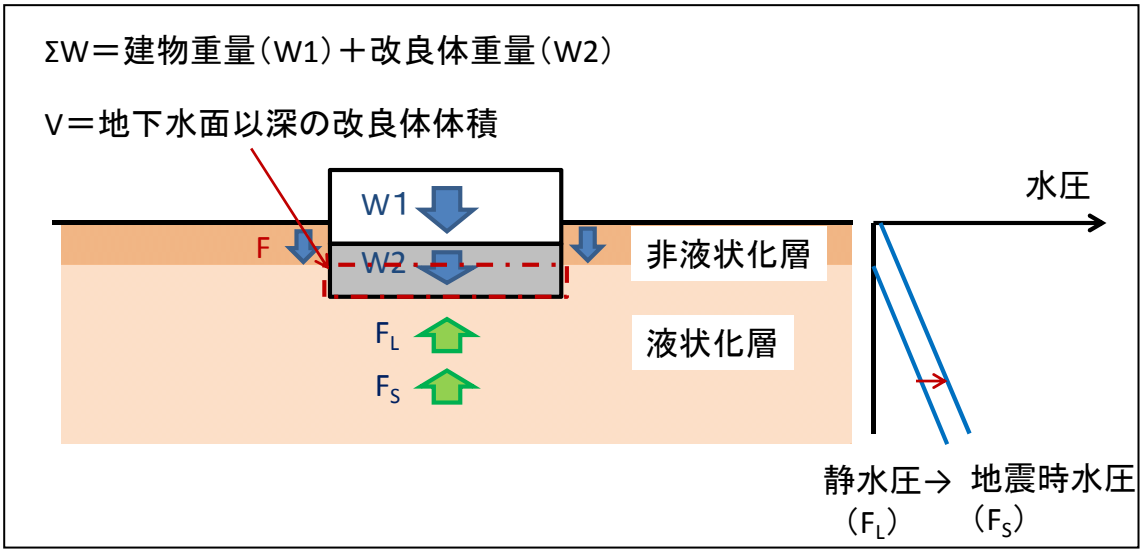


図 2.1.4　浮上りに対する抵抗力の考え方

参考表 2.1.1 平成 13 年国土交通省告示第 1113 号 第 2

	長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合	短期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合
(1)	$qa=1/3(i_c \alpha CNc+i_\gamma \beta \gamma_1 BN\gamma+i_q \gamma_2 D_f Nq)$	$qa=2/3(i_c \alpha CNc+i_\gamma \beta \gamma_1 BN\gamma+i_q \gamma_2 D_f Nq)$
(2)	$qa=qt+1/3N'\gamma_2 D_f$	$qa=2qt+1/3N'\gamma_2 D_f$
(3)	$qa=30+0.6\overline{Nsw}$	$qa=60+1.2\overline{Nsw}$

この表においてqa、i_c、i_γ、i_q、α、β、C、B、Nc、$N\gamma$、Nq、γ_1、γ_2、D_f、qt、N'及び$\overline{Nsw}$は、それぞれ次の数値を表すものとする。

qa:地盤の許容応力度(単位 kN/m^2)

i_c、i_γ及びi_q: 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値。

イ $i_c=i_q=(1-\theta/90)^2$

ロ $i_\gamma=(1-\theta/\phi)^2$

これらの式において、θ及びϕは、それぞれ次の数値を表すものとする。

θ:基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角(θがϕを超える場合は、ϕとする。)(単位°)

ϕ:地盤の特性によって求めた内部摩擦角(単位°)

α及びβ:基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

基礎荷重面の形状	円形	円形以外の形状
係数:α	1.2	1.0+0.2B/L
係数:β	0.3	0.5−0.2B/L

この表において、B及びLは、それぞれの基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さ(単位 m)を表すものとする。

C:基礎荷重面下にある地盤の粘着力(単位 kN/m^2)

B:基礎荷重面の短辺又は短径(単位 m)

・、・及び・:地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

内部摩擦角	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40°以上
支持力係数	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
支持力係数	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
支持力係数	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた・、・及び・は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

・:基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量(単位 kN/m^2)

・:基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量(単位 kN/m^2)

・:基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ(単位 m)

・:平板載荷試験による降伏荷重度の1/2の数値又は極限応力度の1/3(単位 kN/m^2)

・:基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

地盤の種類	砂質土地盤のうち密実なもの	砂質土地盤(密実なものを除く)	粘性土地盤
係数	12	6	3

$\overline{Nsw}$:基礎底面より下2mまでの地盤のスウェーデン式サウンディングにおける1mあたりの半回転数の平均値(個々の値が150を超える場合は150とする。)(単位 回)

2.2　入力地震動について

（1）L1 相当地震動：東北地方太平洋沖地震（夢の島観測波形、図 2.2.1 参照）

①311 地震(本震)：東京都港湾局のアレー観測データを用いた解放基盤波(夢の島地震観測所)

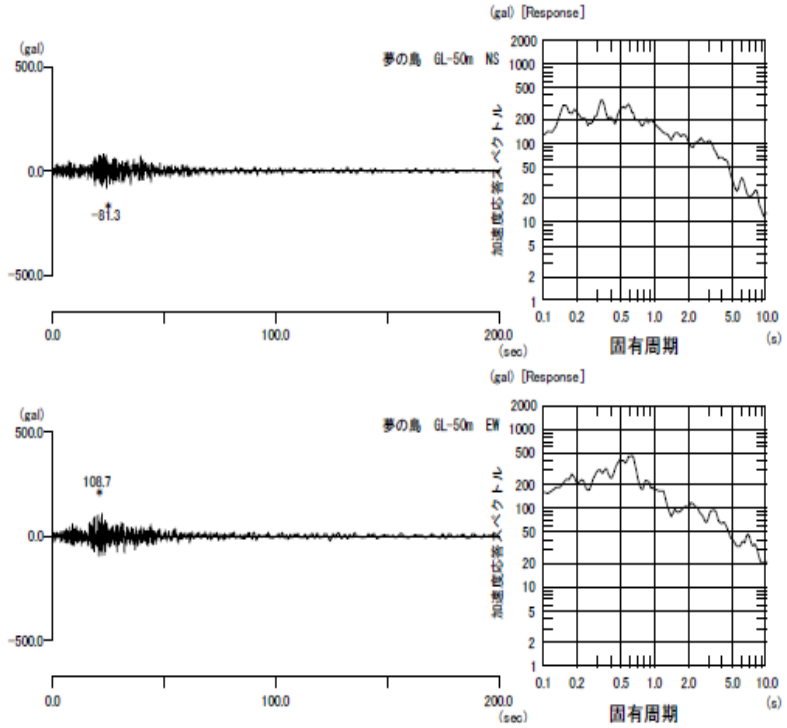


図 2.2.1　L1 相当地震動波形

（2）L2 地震動：東京湾北部地震　(図 2.2.2 参照)

②レベル 2 内陸直下型：東京湾北部地震(浦安新庁舎に該当するメッシュにおける工学的基盤の 2E 波)

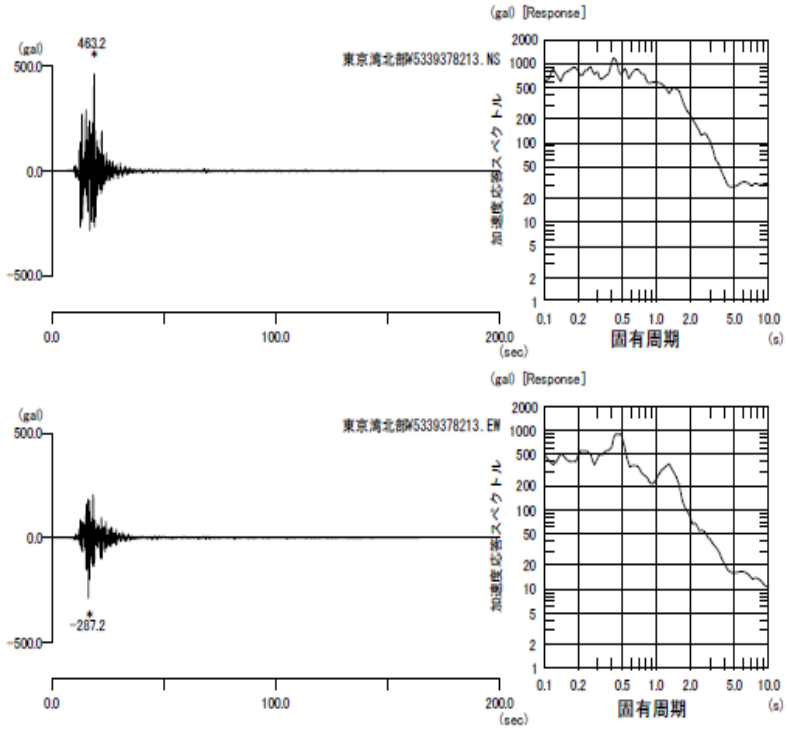


図 2.2.2　L2 地震動波形

2.3　モデル地盤について

第 1 回検討委員会での指摘事項は下記のとおりである。

・モデル地盤の As 層の層厚（2m）は、沈下量で評価する場合には危険側である。

これを受け、再度検討を行った結果、下記のように対応することとした。

・As 層を As1層（層厚2m）とし、その下に層厚2m の As2層を追加して As 層全体で4m とした。

再検討後の土質構成、層厚、N 値及びその他の物性値は表 2.3.1 のとおりである。

表 2.3.1　モデル地盤の諸条件

土質名	N 値	層厚 (m)	細粒分含有率 (%)	密度 (t/m³)	せん断波速度 (m/s)	初期せん断剛性 (kPa)	ポアソン比	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kPa)	間隙比	最大間隙比	最小間隙比	20%粒径 (mm)	透水係数 (cm/s)	構成式（注）
			Fc	ρ	Vs	G_0	ν	ϕ'	c	θ_0	θ_{max}	θ_{min}	D20	κ	
Bs(乾燥)	6	1	18	1.80	145	38,038	0.3333	31	0.00	0.79	1.01	0.61	0.090	1.4E-03	EP
Bs(飽和)	6	1	18	1.80	145	38,038	0.3333	31	0.00	0.79	1.01	0.61	0.090	1.4E-03	EP
Fs	4	6	22	1.80	127	29,029	0.3333	30	0.00	1.02	1.47	0.88	0.070	7.7E-04	EP
As1	15	2	21.9	1.80	197	70,067	0.3333	35	0.00	1.03	1.44	0.78	0.069	7.4E-04	EP
As2	7	2	31	1.70	153	39,813	0.3333	30	0.00	1.25	1.76	1.06	0.030	1.1E-04	EP
Ac1	2	20	93.6	1.50	133	26,534	0.3333	0	13.00	2.34	－	－	－	5.1E-06	RO
Ac2	14	13	93.6	1.50	220	72,600	0.3333	0	91.00	2.58	－	－	－	2.8E-06	RO
Ds	74	－	10	2.00	388	301,088	0.3333	38	0.00	0.71	－	－	－	2.2E-03	－

（注）EP：砂の弾塑性構成式（渦岡、2000）、RO：修正 R-O モデル

※地表面から、Bs 層（埋土層）、Fs 層（浚渫土層）、As1 層（沖積砂層）、As2 層（沖積砂層）、Ac1 層（沖積粘性土層）、Ac2 層（沖積粘性土層）、Ds 層（洪積砂層：入力基盤層 Vs=388m/s 相当）の順で堆積していると想定した。

※各層の層厚、N 値については、平成 23 年度（地震後）に実施されたボーリング調査 23 本のうち、液状化の被害が報告されている地区で調査されたボーリングデータ 3 本（無作為抽出）から求めた平均値を採用した。ただし、Ac2 層以深まで調査された地点は 1 地点のみであったため、Ac2 層以深はその 1 地点のボーリングデータを参照している。

※解析用モデル地盤の各層の物性値については、平成 23 年度（地震後）、平成 4 年度（地震前）に実施されたボーリングデータ及び室内試験結果の中から、設定された土質、N 値および深度が類似したデータを参考に設定した。

2.4　住宅モデルについて

（1）規模、プラン、設計用重量

解析検討等に用いる住宅のモデルは、以下の項目等を考慮している。

＜敷地条件＞

敷地面積：13 ×13 m = 169m² と仮定した。

周辺道路：全て 6m 道路（浦安市道）と仮定した。

＜試設計建物＞

浦安市の都市計画を考慮し法適合性は、以下のとおりに仮定した。

用途地域：第一種低層住居専用地域

建 蔽 率：50%（以下）

容 積 率：100%（以下）

斜線制限：北側斜線及び道路斜線（敷地は、真北方向から 45 度の角度を有して配置）

試設計建物の間取りは、「住まいづくりの情報サイト e-house」などの情報に基づき、法適合性を確認して適用した。

試設計対象建物の概要を表 2.4.1、図 2.4.1 に示す。

表 2.4.1　試設計建物概要

1階床面積（m^2）	2階床面積（m^2）	延べ床面積（m^2）	建蔽率（%）	容積率（%）
82.81	72.87	155.68	49	92

ここでは、建蔽率は１階床面積／敷地面積、容積率は延べ床面積／敷地面積とした。

図 2.4.1　試設計建物平面図（左：1階，右：2階）

＜試設計建物の重量と構造計算（概算）＞

仮定荷重は、表 2.4.2～表 2.4.3 のとおりとした。

表 2.4.2　固定荷重（床）・積載荷重（地震用）と床の総合荷重

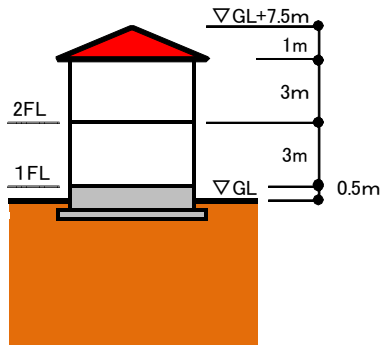
階	固定荷重（床）			（小計）	積載荷重	総合荷重
RF	屋根	スレート	440	740	0	740
	木造のもや	4m以下	100			
	天井	木毛セメント板	200			
2F	床	床ばり(8m以下)	250	450	600	1050
	天井	木毛セメント板	200			
1F	床	床ばり(8m以下)	250	250	600	850
	基礎	別途加算	－			

単位：N/m^2

表 2.4.3　固定荷重（壁）

階	固定荷重（壁）			壁面積	総重量	床面積当り
各階	木造の壁	軸組	150	185.64	46,410	584 ≒600
		繊維板等	100			
		合計	250			
単位			N/m^2	m^2	N	N/m^2

地震力の仮定（試設計建物の高さ方向の条件および計算方）は、図 2.4.2 のとおりとした。



建築基準法　施行令　第88条に基づく地震力の算定

・地震層せん断力係数：Ci = Z・Rt・Ai・C0

ここに、Z：大臣が定める地域係数（当該地域は、1.0）

Rt：大臣が定める振動特性係数

Ai：大臣が定める地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数

C0：標準せん断力係数（0.2以上、0.3と仮定することも検討）

・地下部分の水平震度：k = 0.1・(1 － H/40)・Z

ここに、H：地盤面からの深さ(m)、このHが極僅かなので無視すると、k = 0.1

・Rtを算定する方法：固有周期（T）と地盤種別の判定に基づくものとする

木造の場合の固有周期（T）= h・(0.03)：（秒）

ここに、h：当該建築物の高さ(m)、ここではhが7.5mなので、T= 0.225（秒）

固有周期（T）が0.4（秒）以下のため、地盤種別によらず、Rt = 1.0

・Aiを算定する方法：固有周期（T）と建物重量の分布に基づき計算する。（別途計算）

図 2.4.2　試設計建物の高さ方向および地震力算定方法の仮定（概要）

なお、Ai は、以下の式に基づき計算した。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i\right) \times \frac{2T}{1+3T}$$

$$\alpha_i : \frac{\Sigma W_i}{W}$$ （W ：地上部より上の全重量，ΣW_i ：その層より上部の全重量）

試設計建物の重量と地震力の計算（概算）結果を以下（表 2.4.4～表 2.4.7）に示す。

なお、表中の記号は、括弧内は単位を示す。「－」表記は該当しない箇所を示す（基礎部分の地震力係数（地下部分の水平震度：ｋ）は、C_0=0.3 の時に 0.15）。

表 2.4.4 建物重量と地震力（べた基礎/C_0=0.2）

項目等 / 階等	タイプＤ（べた基礎）: C_0 = 0.2						
	面積 (m^2)	床荷重 (N/m^2)	壁荷重 (N/m^2)	建物重量 (kN)	地震力係数 Ci , k	各階せん断力 (kN)	各階せん断力の合計(kN)
2	72.87	740	600	97.65	0.26	25.47	25.47
1	82.81	1,050	600	136.64	0.20	27.33	52.80
基礎	82.81	850 6,000	－	567.25	0.10	56.72	109.52
合計	155.68	8,640	1200	801.53	－	－	－

表 2.4.5 建物重量と地震力（べた基礎/C_0=0.3）

項目等 / 階等	タイプＤ（べた基礎）: C_0 = 0.3						
	面積 (m^2)	床荷重 (N/m^2)	壁荷重 (N/m^2)	建物重量 (kN)	地震力係数 Ci , k	各階せん断力 (kN)	各階せん断力の合計(kN)
2	72.87	740	600	97.65	0.39	38.20	38.20
1	82.81	1,050	600	136.64	0.30	40.99	79.19
基礎	82.81	850 6,000	－	567.25	0.15	85.09	164.28
合計	155.68	8,640	1200	801.53	－	－	－

表 2.4.6 建物重量と地震力（布基礎/C_0=0.2）

項目等 / 階等	タイプＤ（布基礎）: C_0 = 0.2						
	面積 (m^2)	床荷重 (N/m^2)	壁荷重 (N/m^2)	建物重量 (kN)	地震力係数 Ci , k	各階せん断力 (kN)	各階せん断力の合計(kN)
2	72.87	740	600	97.65	0.26	25.47	25.47
1	82.81	1,050	600	136.64	0.20	27.33	52.80
基礎	82.81	850 2,500	－	277.41	0.10	27.74	80.54
合計	155.68	5,140	1200	511.70	－	－	－

表 2.4.7 建物重量と地震力（布基礎/C_0=0.3）

項目等 / 階等	タイプＤ（布基礎）: C_0 = 0.3						
	面積 (m^2)	床荷重 (N/m^2)	壁荷重 (N/m^2)	建物重量 (kN)	地震力係数 Ci , k	各階せん断力 (kN)	各階せん断力の合計(kN)
2	72.87	740	600	97.65	0.39	38.20	38.20
1	82.81	1,050	600	136.64	0.30	40.99	79.19
基礎	82.81	850 2,500	－	277.41	0.15	41.61	120.81
合計	155.68	5,140	1200	511.70	－	－	－

試設計建物の設計用接地圧（概算）を表 2.4.8 に示す。なお、基礎形式は、べた基礎および布基礎（布基礎幅は、600mm と 450mm）を仮定して計算を行った。布基礎の場合、浮きあがりの検討を要する（幅 450mm は対象外とする）。この概算は、上部構造の偏心荷重は考慮していない。

表 2.4.8 設計用接地圧（概算結果概要）

計算項目等 ＼ 検討ケース		C_0 = 0.2			C_0 = 0.3		
		べた基礎	布基礎 幅600mm	布基礎 幅450mm	べた基礎	布基礎 幅600mm	布基礎 幅450mm
平面寸法 (m)	X方向（通り）	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92	10.92
	Y方向（通り）	8.19	8.19	8.19	8.19	8.19	8.19
	X方向（基礎）	11.22	11.52	11.37	11.22	11.52	11.37
	Y方向（基礎）	8.49	8.79	8.64	8.49	8.79	8.64
基礎寸法	面積A(m^2)	95.26	37.51	28.47	95.26	37.51	28.47
基礎部の断面係数	Zx (m^3)	178.13	39.81	29.09	178.13	39.81	29.09
	Zy (m^3)	134.79	23.18	16.80	134.79	23.18	16.80
建物重量	総重量(kN)	801.53	511.70	511.70	801.53	511.70	511.70
転倒曲げ	基礎（kN・m）	287.59	287.59	287.59	431.39	431.39	431.39
接地圧 (kN/m^2)	長期	8.41	13.64	17.97	8.41	13.64	17.97
	変動X	1.61	7.22	9.89	2.42	10.84	14.83
	変動Y	2.13	12.41	17.12	3.20	18.61	25.68
	短期X＋	10.03	20.86	27.86	10.84	24.48	32.80
	短期X−	6.80	6.42	8.08	5.99	2.81	3.14
	短期Y＋	10.55	26.05	35.09	11.61	32.25	43.66
	短期Y−	6.28	1.23	0.85	5.21	−4.97	−7.71

構造計算時の架構と基礎用積載荷重は 1,300N/m^2 であり、地震用積載荷重は 600N/m^2 であるため、700N/m^2/階（２階分として 1,400N/m^2）を概算結果に加算する必要がある。

地盤の短期許容応力度を照査するための設計用接地圧の補正（概算）結果を、表 2.4.9 に示す。

液状化時は長期の接地圧に対する照査を行うこととした（地震時は短期）。ここでは、15kN/m^2 を長期の設計用接地圧とする。

表 2.4.9 補正接地圧（概算結果）

計算項目等 ＼ 検討ケース		C_0 = 0.2		C_0 = 0.3		設計照査用	
		べた基礎	布基礎 幅600mm	べた基礎	布基礎 幅600mm	べた基礎	布基礎 幅600mm
接地圧 (kN/m^2)	長期	9.81	15.04	9.81	15.04	10	15
	短期	11.95	27.45	13.01	33.65	15	35

（２）敷地（施工）条件

施工条件検討用の敷地配置計画図を以下に示す（建物寸法は壁芯寸法）。

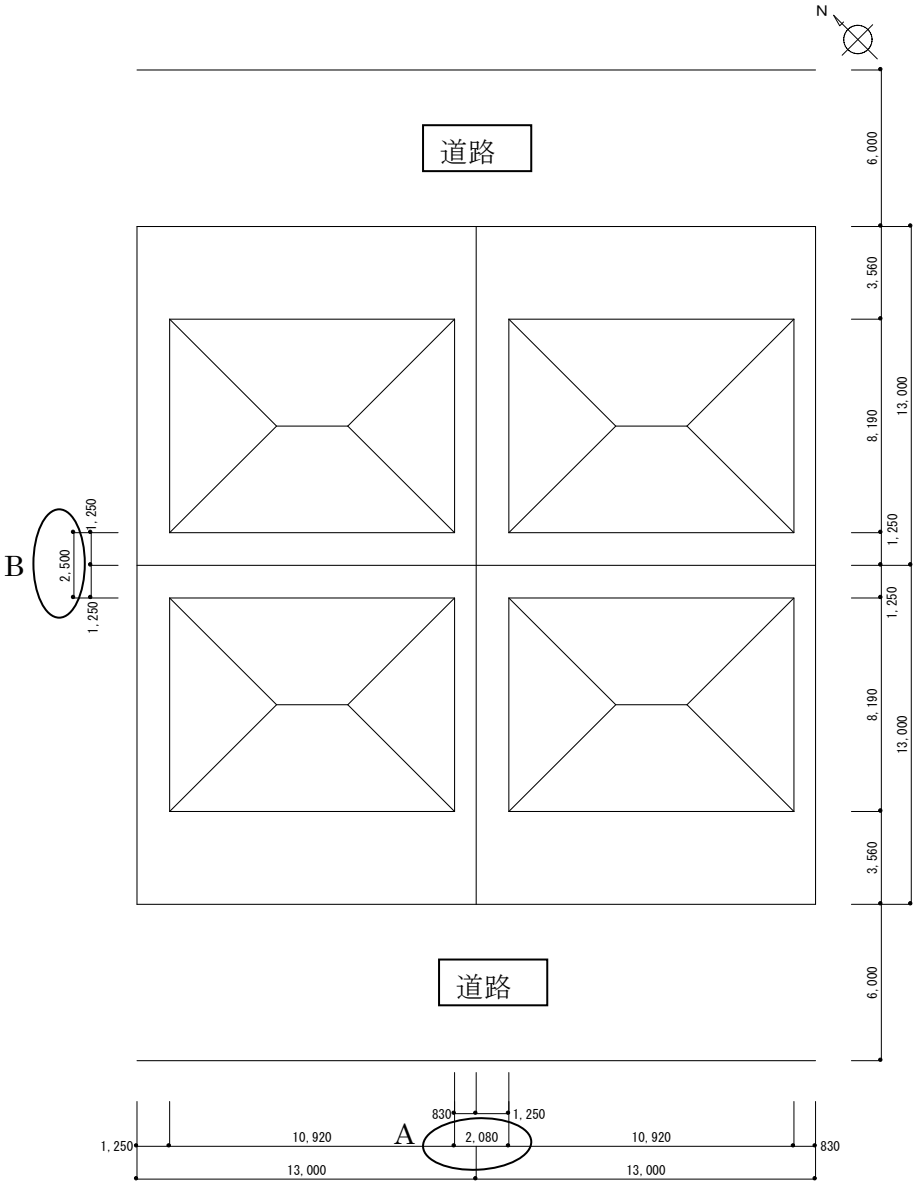


図 2.4.3　4棟配置計画の例（施工条件検討用）

隣棟間（壁芯）寸法が、2,080mm（図 2.4.3 中の A 寸法）の場合は、外壁間寸法が 1,880mm（-200mm）、地中躯体（基礎）外面間寸法が 1,480mm（-600mm）、庇及び屋根部の上空外面間寸法が 1,180mm（-900mm）と仮定する。隣棟間（壁芯）寸法が、2,500mm（図 2.4.3 中の B 寸法）の場合は、それぞれ、2,300、1900、1,600mmと仮定する。

（３）解析用の住宅寸法

解析に使用する住宅の平面寸法は、解析用にｍ単位にした。以下に解析用の敷地配置計画図を以下に示す。

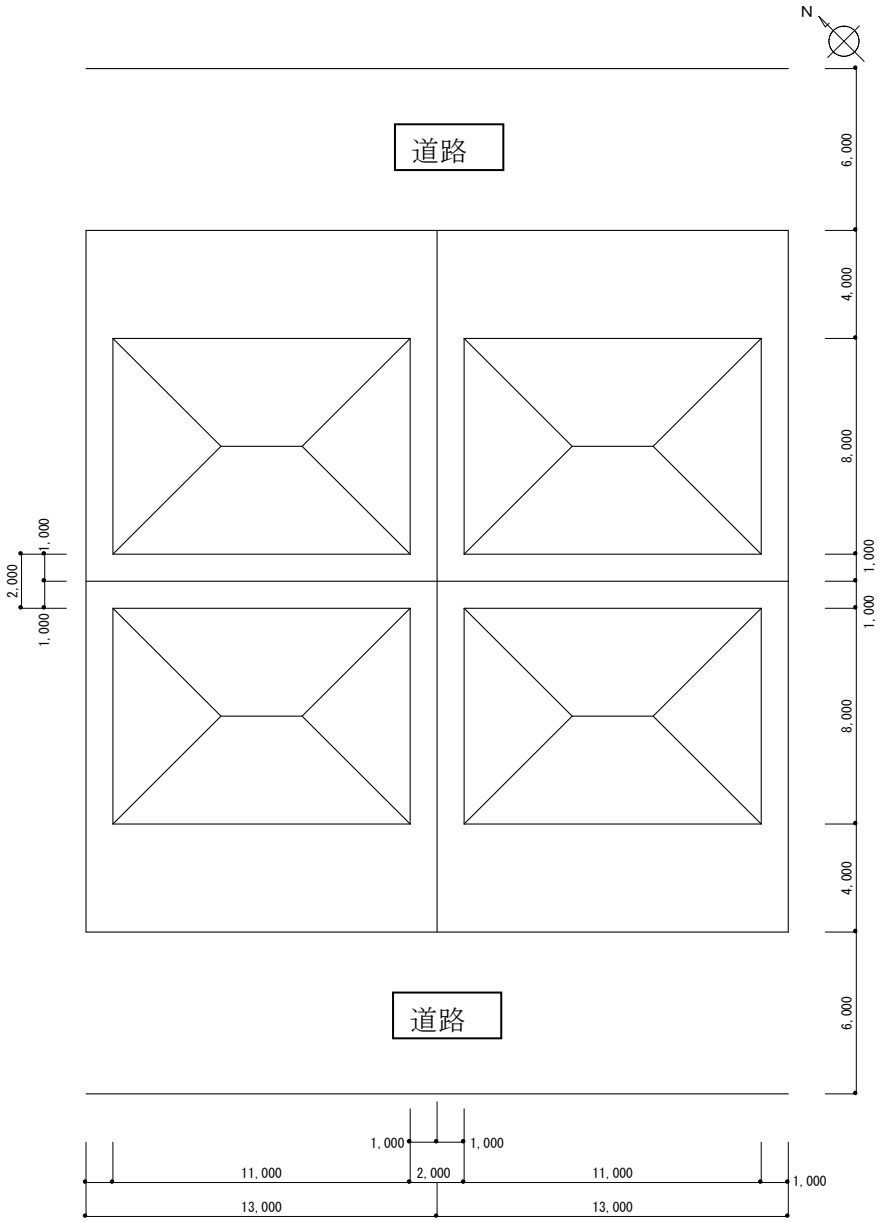


図 2.4.4　４棟配置計画の例（解析用）

壁芯の寸法は、10,920 ×8,190（mm）を、11,000 × 8,000 （mm）にした。

上記住宅の数値解析での住宅のモデル化のイメージ図を図 2.4.5 に示す。住宅の基礎部分については、ビーム要素（剛な弾性梁）で、住居部分については、ビーム要素および質点によりモデル化した。

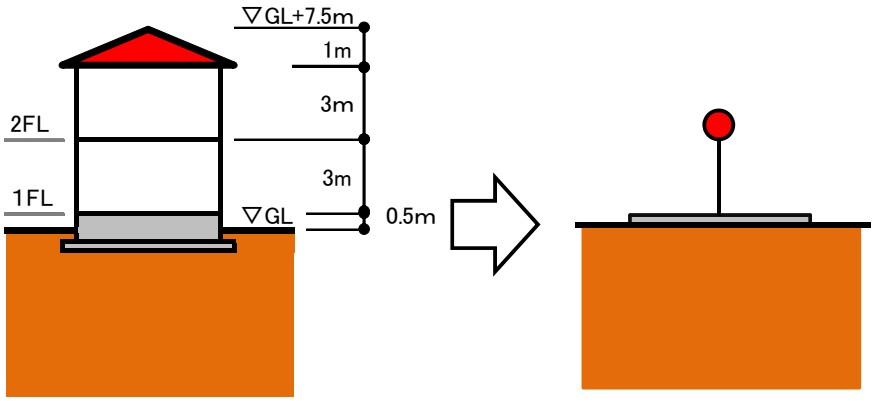


図 2.4.5　数値解析による、住宅のモデル化のイメージ図

（４）上部構造物（住居部分）のモデル化

上部構造物については、ビーム要素（線形梁）でモデル化した。その際、プロトタイプとモデルの固有周波数が等価となるように設定した（式 2.4.1 参照）。固有周波数については、既往の研究結果をもとに 6Hz に設定した。

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{3EI}{mh^3}} \qquad \text{（式 2.4.1）}$$

ここで、f は固有周波数、E はヤング率、I は断面 2 次モーメント、m は質量、h は質点までの距離を示す。式 2.4.1 により求められたビーム要素のパラメータを表 2.4.10 に示す。

表 2.4.10　ビーム要素のパラメーター覧

固有周波数(Hz)	梁(奥行き)　(m)	梁(幅)　(m)	梁(高さ)　(m)
f	*a*	*b*	*h*
6	11	1	2.96

断面積　(m^2)	断面2次モーメント	ヤング率(kPa)	質量(t)
A	*I*	*E*	*m*
11	9.17E-01	3.20E+05	2.39E+01

（５）解析のための道路・宅地配置のモデル化について

基本的に１街区（20 戸）を解析対象範囲とするが、数値解析の効率化も考慮して適切にモデル化（２棟配置など）することとした。