新熊谷学校給食センター整備予定地
測量及び地質調査業務委託
地質調査

報　告　書

令和６年１月

熊谷市 教育委員会教育総務課

株 式 会 社　富　士　測　量

業　務　要　綱

発注機関：熊谷市教育委員会教育総務課

件　　名：新熊谷学校給食センター整備予定地測量及び地質調査業務委託

場　　所：埼玉県熊谷市代・原島地内

期　　間：自　令和５年６月16日
　　至　令和６年１月31日

内　　容：

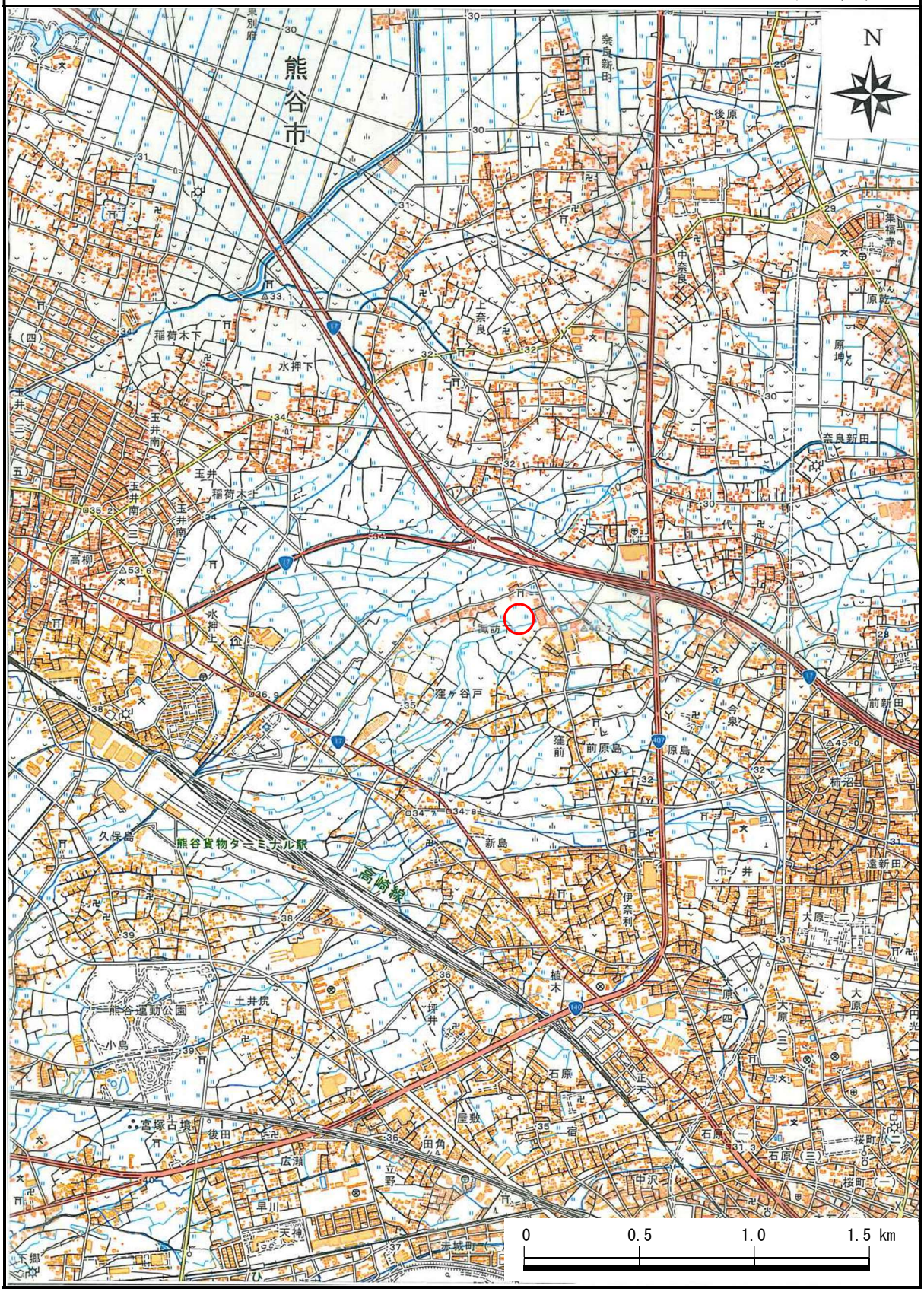
地質調査		１式
1）機械ボーリング	3箇所	延35.0m
2）標準貫入試験	1m毎	計35回
3）報告書作成		１式

実施機関：〒360-0816　埼玉県熊谷市石原1287番地16
株式会社　富士測量
Tel 048-521-0125
Fax 048-576-2772
管理技術者：蓮見 栄一
現場責任者：蓮見 栄一

調 査 位 置 案 内 図

【縮尺 S=1/25,000】

○：調査位置



【出典：国土地理院，2 万 5 千分の 1 地形図，「深谷」（平成 29 年 8 月 1 日），「妻沼」（平成 29 年 4 月 1 日），「三ヶ尻」（平成 29 年 2 月 1 日）），及び「熊谷」（令和元年 6 月 1 日）の一部を抜粋し，張り合わせ，加筆したものである。】

―目　　次―

・業務要綱
・調査位置案内図（縮尺 S=1/25，000）

1.調査概要 1
2.調査方法 2
3.調査結果 4
　3.1 地形・地質概要 4
　3.2 地盤成層状況 7
　3.3 孔内水位について 9
4.考　察 10
　4.1 地盤定数の提案 10
　4.2 基礎工について 16
　4.3 液状化について 20

巻 末 資 料

・調査位置図（S=1:500）	1 枚
・地層想定断面図（H=1：600，V=1:200）	1 枚
・ボーリング柱状図	3 枚
・記録写真	1 式

別途提出物

・土質標本	3 孔分　計 3 箱

1. 調査概要

(1) 調査概要

本調査は，埼玉県熊谷市代・原島地内に計画されている「新熊谷学校給食センター」の設計，並びに施工に先立ち，必要となる地盤情報を得ることを目的として実施したものである。

調査は，計画地内の計 3 箇所において，機械ボーリング，及びボーリング孔を利用した標準貫入試験を行い，地盤成層状況，N値，並びに地下水の帯水状況の確認を行った。

(2) 調査実施数量

調査実施数量を表-1.1 に示す。

表-1.1　調査実施数量

地　点 No.			B-1	B-2	B-3	合計	設計数量	増減
地盤高さ* (m)			32.63	32.00	31.97	－	－	－
機械ボーリング	掘進長 (m)		15.0	10.0	10.0	35.0	30.0	+5.0
	掘削孔径 φ66(mm)	粘性土・シルト (m)	1.5	0.5	0.9	2.9	9	-6.1
		砂・砂質土 (m)	0	0	0	0	0	0
		礫混じり土砂 (m)	13.5	0	9.1	22.6	21	+1.6
		玉石混じり砂礫 (m)	0	9.5	0	9.5	0	+9.5
原位置試験	標準貫入試験	計 (回)	15	10	10	35	30	+5
		粘性土・シルト (回)	1	0	0	1	9	-8
		砂・砂質土 (回)	0	0	0	0	0	0
		礫混じり土砂 (回)	14	0	10	24	21	+3
		玉石混じり砂礫 (回)	0	10	0	10	0	+10

＊：地盤高さは，現熊谷学校給食センター内に設置されている測量鋲（巻末の記録写真参照）を基準高(H=32.400m)とし，水準測量より求めたものである。

2. 調査方法

(1) 機械ボーリング

機械ボーリングは，調査地の地盤構成，及び地下水の帯水状況を確認し，原位置試験を実施するための試験孔の形成を目的として実施した。

ボーリング孔径は，標準貫入試験を行うためのボーリング孔としてφ66mm とした。

図-2.1 に機械ボーリングの概略構造を示した。

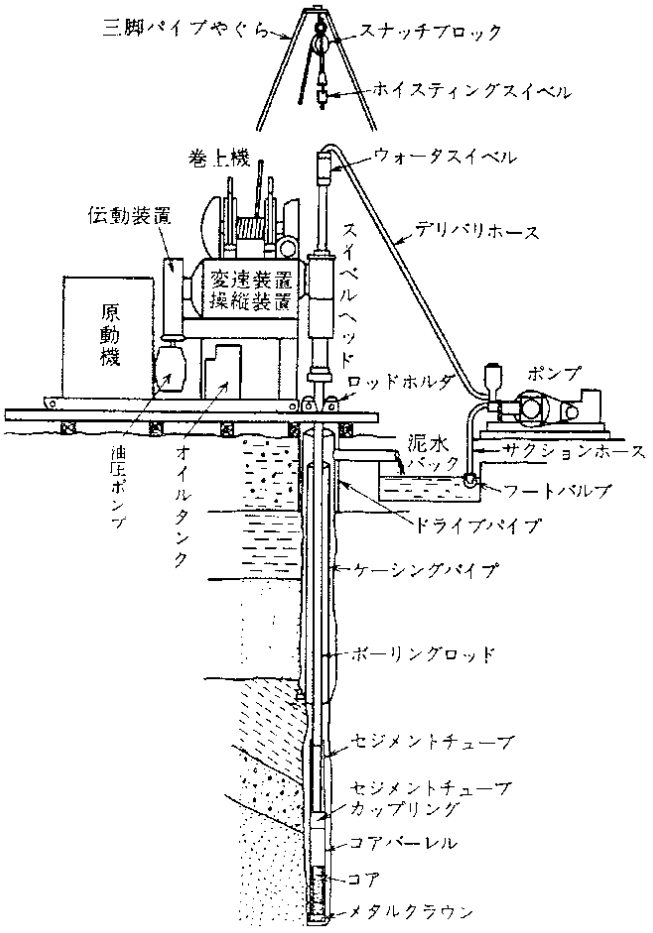


図-2.1　機械ボーリング概略構造

(2)標準貫入試験

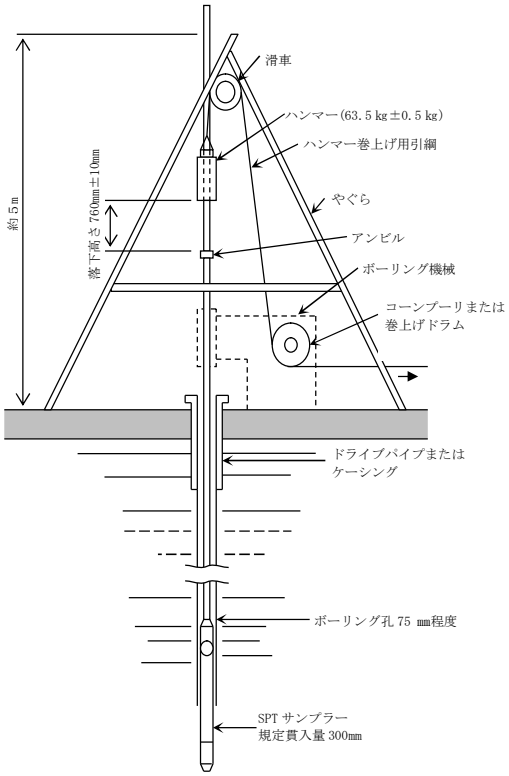


図-2.2　標準貫入試験の概略構造

標準貫入試験は，JIS A 1219：2013 の規格に従い実施した。

試験は，図-2.2 に示した質量 63.5kg±0.5kg のハンマーを 760㎜±10㎜ の高さから自由落下させてロッド頭部にとりつけたアンビルを打撃し，ロッド先端にとりつけた SPT サンプラー(図-2.3)を地盤に 300㎜ 打ち込むのに要する打撃回数を *N*値(上限 50)として記録した。

測定を終了した後，地表にサンプラーを引き上げて採取試料の観察を行い，代表的な試料を容器に密封して土質標本とした。

*N*値の評価は表-2.1 を参考とした。

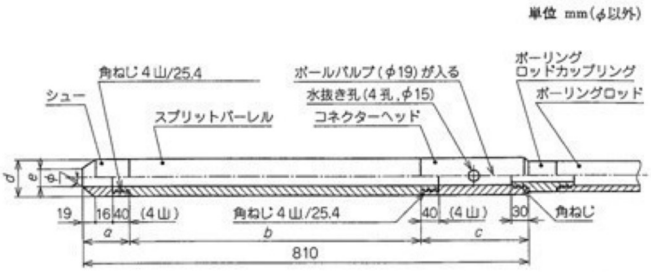


図-2.3　SPT サンプラー

表-2.1　*N*値と地盤の相対密度・硬軟

記号	相対密度	*N*値
rd1	非常に緩い	0～4
rd2	緩い	4～10
rd3	中ぐらい	10～30
rd4	密な	30～50
rd5	非常に密な	50以上

記号	Description	Criteria
rc1	Very soft	Thumb will penetrate soil more than 1 in. (25 mm)
rc2	Soft	Thumb will penetrate soil about 1 in. (25 mm)
rc3	Firm	Thumb will penetrate soil about 1/4 in. (6 mm)
rc4	Hard	Thumb will not indent soil but readily indented with thumbnail.
rc5	Very hard	Thumb will not indent soil.

【出典：全国地質調査業協会「ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領（案）・同解説」，p. 65，2015.】

3. 調査結果

3.1 地形・地質概要

本調査地は，巻頭の調査位置案内図(S=1/25,000)に示した通り，「熊谷市スポーツ・文化村くまぴあ」の北西方約 0.2km に位置する。

(1) 地形概要

埼玉県の地形は，県東部の低地，中央部の台地，丘陵地，そして西部の山地に大きく分類される。

ここで，現在の河川に沿って発達した最も低い地形面である低地地形は，河川の運搬作用によって形成された堆積低地である。

県内では，荒川の中流から下流域に広がる荒川低地，中川沿いの中川低地，利根川の中流域分布する妻沼低地，加須低地などに代表される。

また，このほかにも小河川沿いの谷筋にも小規模の低地地形が形成されている。

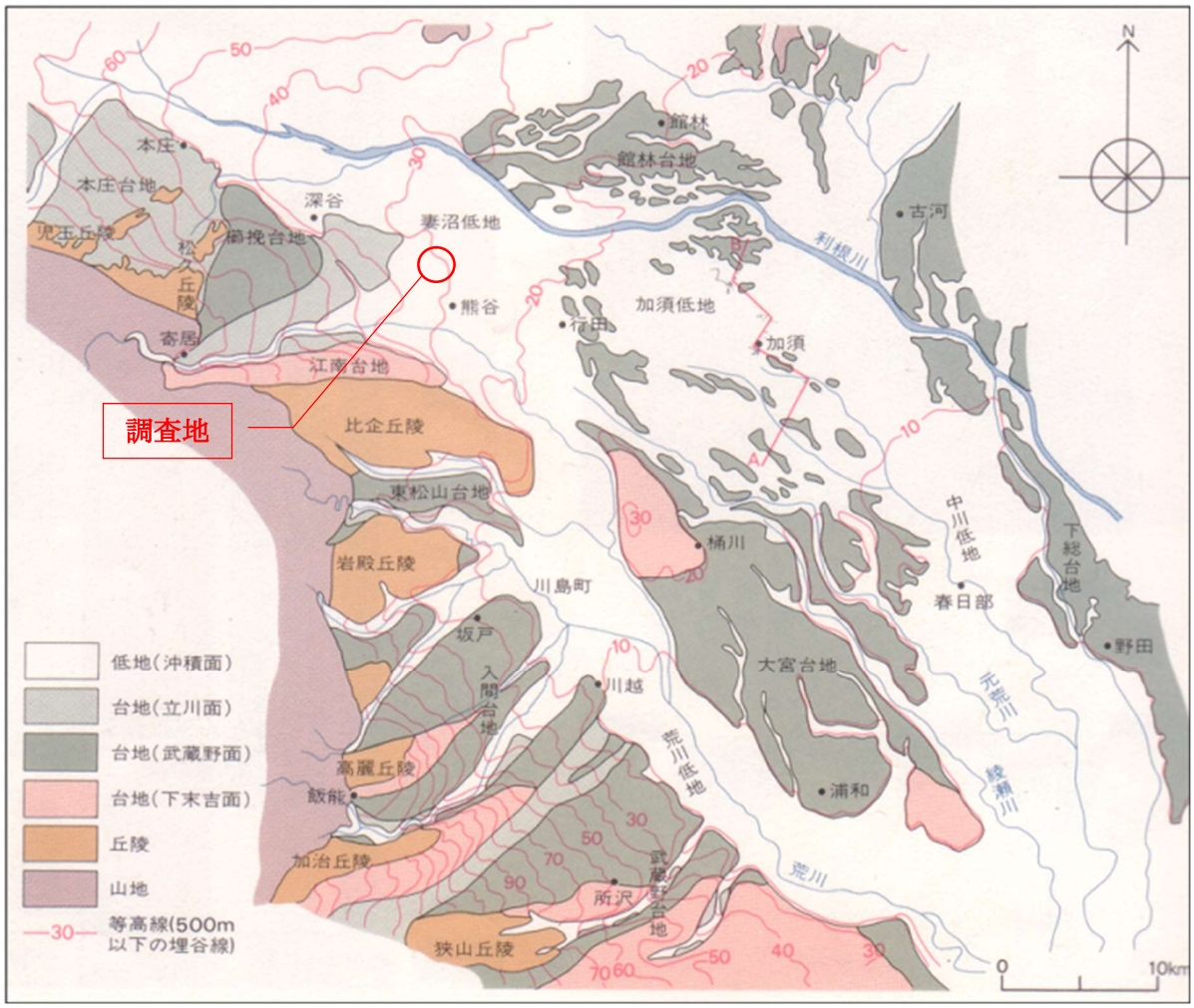


図-3.1.1　埼玉平野の地形面の分類

【出典：（株）クボタ「アーバンクボタ No.19」p.6，1981.より一部を抜粋，加筆】

図-3.1.1 に埼玉平野の地形面の分類を示した。

ここで，埼玉平野北西部の利根川低地の西半部に当たる低地を妻沼低地と呼んでいる。

この妻沼低地は，東西に長く，東は武蔵用水の利根大堰付近，西は利根川と烏川の合流付近，南は本庄台地，櫛挽台地の崖線であり，北は館林台地に限られている。

妻沼低地の地形は，自然堤防及び荒川の新扇状地による微高地と後背湿地や古流路跡からできている。

自然堤防は利根川沿いに形成されているが，深谷より上流地域の微高地はむしろ河川の乱流により中洲的に形成されたものとされる。

熊谷市西部の大麻活より玉井，中条，曙町に至る地域は荒川による新しい扇状地に当たり，扇頂の大麻生で標高 45m，扇端の中条で 25m を示し，平均傾斜 1,000 分の 2 程度となっている。

後背湿地は本庄台地，櫛挽台地に近い南側に発達しており，利根川沿いの自然堤防と対照的となっている。

また，熊谷の新扇状地の東側には，行田市から旧南河原村にかけて後背湿地が発達し，古代から水田として耕作されてきた。

古流路跡は，利根川に近い自然堤防の間の低湿地，あるいは荒川の新扇状地上の凹地として認められる。

特に荒川の新扇状地上では，古代の荒川が北東方向に流路を変えながら流下していた様子を見ることができる。

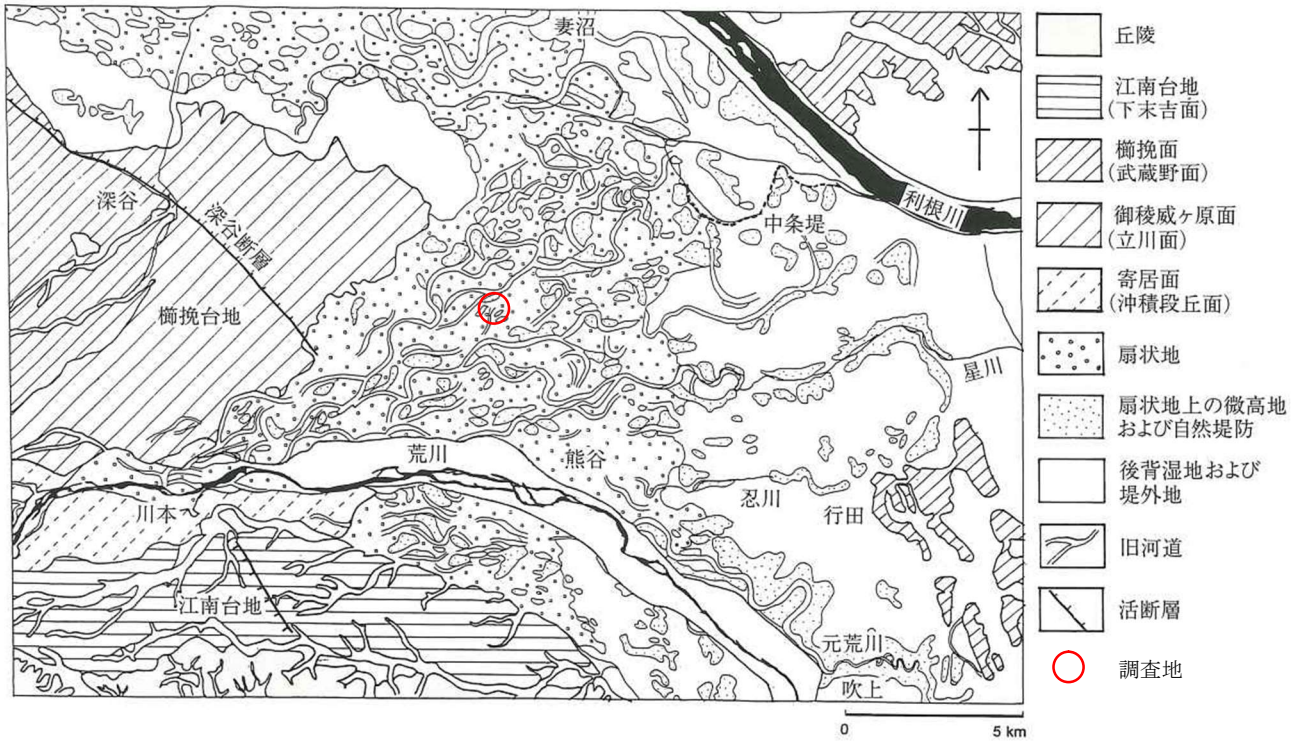


図-3.1.2　荒川扇状地の微地形

【出典：東京大学出版会「日本の地形４関東・伊豆小笠原」，p.200，2006.】

(2) 地質概要

妻沼低地は，荒川低地の上流に当たり，荒川と利根川による最終氷期の侵食谷も深かったものと考えられている。

しかし，沖積堆積物は礫や砂であり，奥東京湾の海の進入は少なく，主として河川の扇状地的堆積の場であったものとされる。

沖積層の厚さは，加須低地と違い厚いものである。

図-3.1.3 に調査地周辺の表層地質図を示した。

これによれば，調査地付近は微高地（砂丘，自然堤防）上に位置し，地盤は礫質土が主体を成す地域とされる。

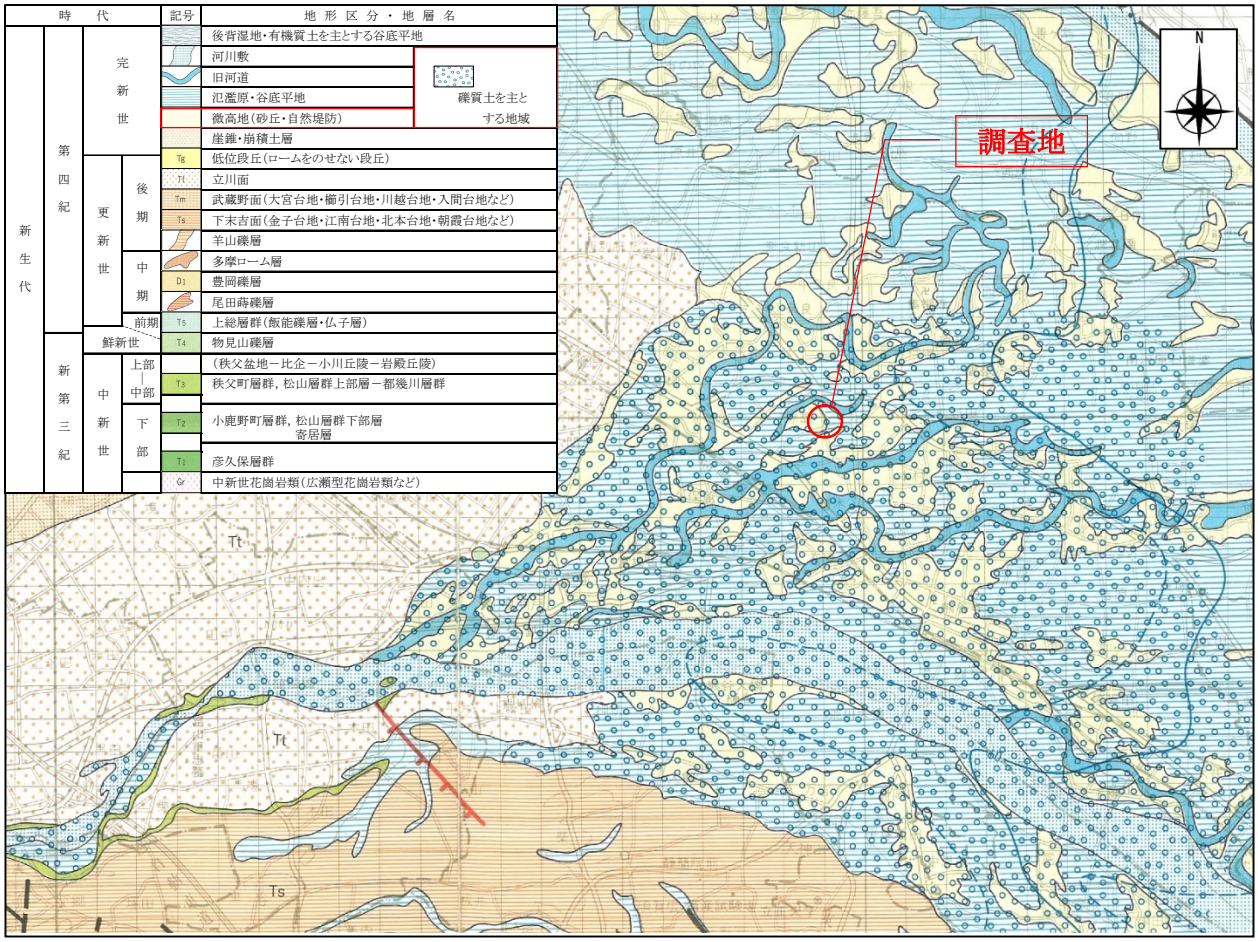


図-3.1.3　調査地周辺の表層地質図

【出典：埼玉県県政資料室：埼玉県表層地質図，1985.】

3.2 地盤成層状況

機械ボーリングによる調査結果は，ボーリング柱状図として整理し，巻末資料とした。

また，これをもとに地層想定断面図を作成し，調査地の地盤構成について総合的に評価した。

その結果，本調査地の地盤は，本調査の範囲内において 2 層で構成され，その層相を表-3.2.1 に示した。

以下に，各層の特徴について述べる。

表-3.2.1　地質区分，及び層相

地質時代			地層名 (記号)	主な土質	色調	出現深度 G.L.-(m)	層　厚 (m)	*N*値 (平均)
新生代	第四紀	完新世	表土層 (Ts)	シルト	暗褐灰	地表面	0.5～1.5	2 (2.0)
			礫質土層 (Ag)	砂礫 玉石混じり 砂礫	褐灰 暗褐灰	0.5～1.5	9.55～13.83※1	7～50 以上 (29.1)※2

※1：本調査の範囲内で確認した層厚である。

※2：*N*≧50 の値は，貫入量 30cm に対する換算*N*値を求め，これをもとに平均値を算出した。
換算*N*値=50×{30/(50 回打撃時の貫入量 cm)}，ただし，換算*N*値の上限は 100 とする。

1）表土層（Ts）

本層は，暗褐灰色を呈するシルトを主体とした耕作土層であり，0.5～1.5m の層厚を有する粘性土層である。

植物根，及びφ20 ㎜程度の亜円礫を点在させ，全体として不均質な土質である。

粘り気，湿り気共に少ない～中位にある。

*N*値は，No.B-1 地点でのみ*N*=2 を測定し，土の硬軟は「軟らかい」状態を示す。

2）礫質土層(Ag)

表土層（Ts）の下位に出現する本層は，褐灰～暗褐色を呈する礫質土層であり，本調査の範囲内において 9.55～13.83m の層厚を確認した。

No.B-1，No.B-3 では砂礫が，No.B-2 では玉石混じり砂礫が主体を成す。

礫はφ20～100 ㎜の亜円礫，及び亜角礫が主体であり，No.B-2 地点ではコア長として 50～150㎜の玉石を点在させる。

礫の混入割合は 60～80%を占め，礫間は細砂～中砂で充填される。

水気は少ない～多い状態にある。

*N*値は 7～50 以上（平均 29.1）とばらつきがあり，締まり具合は「緩い～非常に密な」状態を示す。

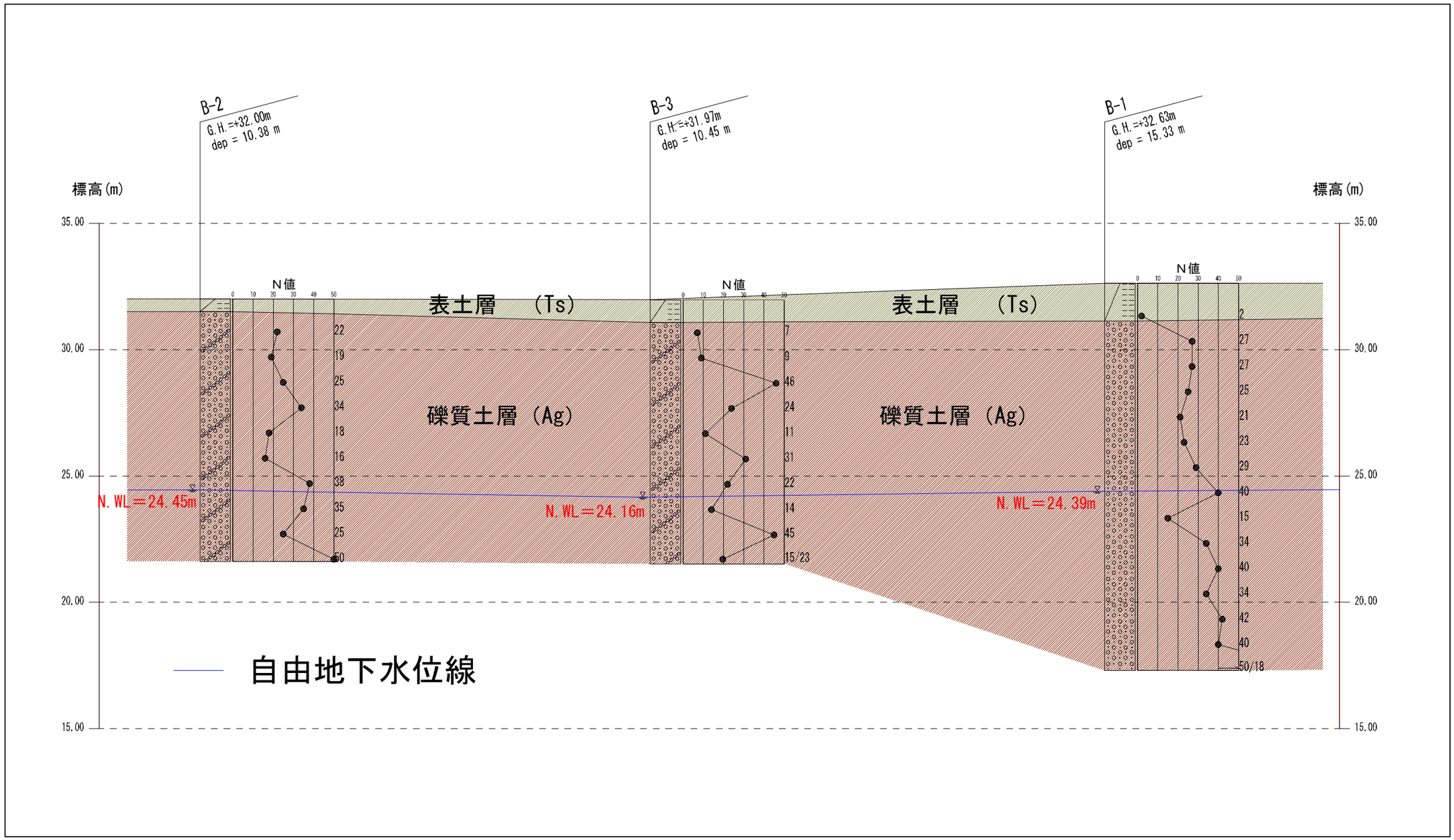


図-3.2.1　調査位置図，及び地層想定断面図（non scale）

3.3 孔内水位について

調査時に確認した孔内水位を表-3.3.1 に示す。

表-3.3.1　孔内水位

地点 No.	地盤高 (m)	測定日	孔内水位		当日の掘削深度 G.L.-(m)	孔内水位の種類	備　考
			G.L.-(m)	標高(m)			
B-1	32.63	11/24	確認できず		2.45	-	ケーシング深度 1.0 まで(φ115mm)
		11/25	確認できず		4.45	-	ケーシング深度 4.0m まで(φ85 mm)
		11/27	確認できず		7.45	-	ケーシング深度 7.0m まで(φ85 mm)
		11/28	8.24	24.39	10.45	自由地下水位	ケーシング深度 9.5m まで(φ85 mm)
		11/29	8.26	24.37	13.00	自由地下水位	ケーシング深度 13.0m まで(φ85 mm)
		11/30	8.39	24.24	15.33	自由地下水位	ケーシング深度 15.0m まで(φ85 mm)
B-2	32.00	11/15	確認できず		2.45	-	-
		11/16	確認できず		3.45	-	ケーシング深度 3.0m まで(φ115mm)
		11/18	確認できず		4.80	-	ケーシング深度 4.00 まで(φ115mm)
		11/20	確認できず		7.45	-	ケーシング深度 7.0m まで(φ115mm)
		11/21	7.55	24.45	9.45	自由地下水位	ケーシング深度 9.0m まで(φ85mm)
		11/22	7.50	24.50	10.38	自由地下水位	-
B-3	31.97	11/15	確認できず		2.60	-	ケーシング深度 1.0m まで(φ115mm)
		11/16	確認できず		5.45	-	ケーシング深度 5.0m まで(φ85mm)
		11/18	7.81	24.16	8.45	自由地下水位	ケーシング深度 9.0m まで(φ85mm)
		11/20	7.81	24.16	9.45	自由地下水位	ケーシング深度 9.5m まで(φ85mm)
		11/21	7.53	24.44	10.45	自由地下水位	-

※表中の赤文字は，柱状図に記載した水位である。

本調査では，無水掘削（スライム回収用の泥水を循環させない掘削）で自由地下水位を確認した。

なお，柱状図に記載した孔内水位は，最初に確認した水位（No.B-1 地点:G.L.-8.24m，No.B-2 地点:G.L.-7.55m，No.B-3 地点:G.L.-7.81m）とした。

自由地下水位の標高は，24.16～24.50m の範囲内にある。

なお，掘削最終日に確認した自由地下水位の標高を比較すると，No.B-2 が最も高く（24.50m），No.B-1 が最も低い（24.24m）。

概ね北西から南東方向に緩く傾斜した地下水の水位標高を示している。

4.考　察

4.1 地盤定数の提案

ここでは，本調査結果をもとに，以下に示す地盤定数を提案する。

(1) N　　値　　：N
(2) 単位体積重量　：γ_t　(kN/m^3)
(3) 粘　着　力　　：c　　(kN/m^2)
(4) 内部摩擦角　　：ϕ　　(°)
(5) 変形係数　　：E　　(kN/m^2)

地盤定数をまとめると表-4.1.1 の通りであり，以下に各地盤定数の提案根拠を述べる。

表-4.1.1　地盤定数の提案値

地層名 (地層記号)	代表 N値	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E_0 *2 (kN/m^2)
表土層 (Ts)	2	14	12	0	1,400
礫質土層 (Ag)	21	19	0	39	14,700

*1：提案値は，N値や一般値からの推定値である。
*2：杭基礎の検討において，基準水平地盤反力係数を求める際に用いる変形係数である。

(1) 代表N値

代表N値は，実測値のばらつき等を評価し，表-4.1.2 の通り提案する。

表-4.1.2　代表N値の提案値

地層名 (地層記号)	N値						備　考
	データ数	最小	最大	平均	標準偏差	提案値	
表土層 (Ts)	1	2		2	-	2	実測値を提案する。
礫質土層 (Ag)	34	7	50 以上	29.1※1	14.6※2	21	標準偏差を考慮 提案N値＝平均N値-1/2・標準偏差

※1：N≧50 の値は，貫入量 30cm に対する換算N値を求め，これをもとに平均値を算出した。
換算N値=50×{30/(50 回打撃時の貫入量 cm)}，ただし，換算N値の上限は 100 とする。
※2：テータ数が 3 つ以上の場合は，標準偏差を考慮して算出した。
標準偏差は，$\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}$ より算出した（n：標本数、$\bar{X}$：平均N値、X_1：i 番目のN値）。

(2) 単位体積重量　γ_t

単位体積重量（γ_t）は，土質特性，及び代表N値等を考慮し，表-4.1.3 を参考として提案する。

表-4.1.4 に提案値まとめた。

表-4.1.3　土の単位体積重量（kN/m^3）

土質	湿潤単位体積重量（地下水位以浅）		飽和単位体積重量（地下水位以深）		水中単位体積重量（地下水位以深）	
	ゆるい（やわらかい）	密な（かたい）	ゆるい（やわらかい）	密な（かたい）	ゆるい（やわらかい）	密な（かたい）
礫	18	20	19	21	9	11
砂	16	18	17	19	7	9
シルト	14	16	15	17	5	7
粘土	13	15	14	16	4	6
関東ローム	12	14	13	15	3	5
高有機質土	9	12	10	13	0	3

【出典：日本建築学会；建築基礎構造設計指針（第 3 版），p. 30. 2019.】

表-4.1.4　単位体積重量 γ_t（kN/m^3）の提案値

地層名（地層記号）	提案N値	単位体積重量 γ_t（kN/m^3）（表-4.1.3 より）	提案値 γ_t（kN/m^3）
表土層（Ts）	2	シルト　緩い～密な（14～16）	14
礫質土層（Ag）	21	礫　緩い～密な（18～20）	19

(3) 粘着力　c

粘性土では，粘土鉱物の特性，及び粒子が微細で比表面積が広いために粘着力と呼ばれる力が生じる。

しかし，砂のように個々の粒子が比較的大きく単粒構造の状態では粒子間に粘着力は発生しないため，粘着力は c=0（kN/m^2）とする。

粘着力（c）は，下記の式より推定する。

$q_u = 12.5 \times N$　(kN/m^2)・・・・・Terzaghi-Peck の式

$c = q_u / 2$　(kN/m^2)であるから

$= 6.25 \times N$　(kN/m^2)

ここに，c ：粘着力（kN/m^2）

q_u ：一軸圧縮強さ（kN/m^2）

N：代表N値

【出典：地盤工学会；地盤調査の方法と解説，p. 297，2013.】

表-4.1.5 に粘着力（c）の提案値をまとめる。

表-4.1.5　粘着力 c（kN/m²）の提案値

地層名 （地層記号）	提案 N値	粘着力 c（kN/m²）	
		提案N値より $c=6.25N$	提案値
表土層 （Ts）	2	12.5	12
礫質土層 （Ag）	21	考慮しない	0

＊1：有効数字の最小値は，1（kN/m²）とした。

（4）内部摩擦角　ϕ

内部摩擦角（ϕ）は，土粒子相互間の摩擦によって生じるせん断抵抗の大小を表す指標であるが，一般に飽和粘性土ではせん断強度は粘着力（c）により支配されるものとして内部摩擦角 $\phi=0$（°）と考える。

内部摩擦角（ϕ）は，標準貫入試験で得られたN値をもとに次式に基づき算定し，提案した。

なお，この推定式は，換算N値の上限を 20 としている。

また，根入れの小さい基礎で有効上載圧が小さい地表面においては，大きなN_1値となり，支持力を過大評価するおそれがあるため，支持力に対する安全性を考慮してσ_z’≧100（kN/m²）とするのが良いとされている。

$$\phi=\sqrt{20\times N_1}+20 \qquad (3.5\leqq N_1\leqq 20), \qquad \phi=40 (N_1>20)$$

$$N_1=\frac{N}{\sqrt{\frac{\sigma_z'}{100}}}$$

ここに、

ϕ　：内部摩擦角（°）

N　：N値

N_1：N値を有効上載圧で補正した換算N値

σ_z’：有効上載圧（kN/m²）

【出典：日本建築学会;建築基礎構造設計指針，p.30，2019.】

表-4.1.6～表-4.1.8 に内部摩擦角（ϕ）の算定結果を示し，表-4.1.9 に内部摩擦角（ϕ）の提案値をまとめた。

表-4.1.6　内部摩擦角（φ）算定結果（No.B-1）

ボーリング番号：No.B-1					算定式：『建築基礎構造設計指針』（日本建築学会，2019.）			
地層記号	深　度 x (G.L.-m)	地下水位 h_w (G.L.-m)	地下水位以浅の単位体積重量 γ_{t1} (kN/m^3)	地下水位以深の単位体積重量 γ'_{t2} (kN/m^3)	有効上載圧 σ'_v (kN/m^2)	実測換算 N値（回）（上限100）	有効上載圧100kN/m^{2}相当に換算した N_1値	内部摩擦角 ϕ (°)
Ts	1.50	8.24	14.0	5.0	21.00	-	-	-
Ag	2.30	8.24	19.0	10.0	36.20	27.0	44.9	40.0
Ag	3.30	8.24	19.0	10.0	55.20	27.0	36.3	40.0
Ag	4.30	8.24	19.0	10.0	74.20	25.0	29.0	40.0
Ag	5.30	8.24	19.0	10.0	93.20	21.0	21.8	40.0
Ag	6.30	8.24	19.0	10.0	112.20	23.0	21.7	40.0
Ag	7.30	8.24	19.0	10.0	131.20	29.0	25.3	40.0
Ag	8.30	8.24	19.0	10.0	149.66	40.0	32.7	40.0
Ag	9.30	8.24	19.0	10.0	159.66	15.0	11.9	35.4
Ag	10.30	8.24	19.0	10.0	169.66	34.0	26.1	40.0
Ag	11.30	8.24	19.0	10.0	179.66	40.0	29.8	40.0
Ag	12.30	8.24	19.0	10.0	189.66	34.0	24.7	40.0
Ag	13.30	8.24	19.0	10.0	199.66	42.0	29.7	40.0
Ag	14.30	8.24	19.0	10.0	209.66	40.0	27.6	40.0
Ag	15.33	8.24	19.0	10.0	219.96	50.0	33.7	40.0

表-4.1.7　内部摩擦角（φ）算定結果（No.B-2）

ボーリング番号：No.B-2					算定式：『建築基礎構造設計指針』（日本建築学会，2019.）			
地層記号	深　度 x (G.L.-m)	地下水位 h_w (G.L.-m)	地下水位以浅の単位体積重量 γ_{t1} (kN/m^3)	地下水位以深の単位体積重量 γ'_{t2} (kN/m^3)	有効上載圧 σ'_v (kN/m^2)	実測換算 N値（回）（上限100）	有効上載圧100kN/m^{2}相当に換算した N_1値	内部摩擦角 ϕ (°)
Ag	1.30	7.55	19.0	10.0	24.70	22.0	44.3	40.0
Ag	2.30	7.55	19.0	10.0	43.70	19.0	28.7	40.0
Ag	3.30	7.55	19.0	10.0	62.70	25.0	31.6	40.0
Ag	4.30	7.55	19.0	10.0	81.70	34.0	37.6	40.0
Ag	5.30	7.55	19.0	10.0	100.70	18.0	17.9	38.9
Ag	6.30	7.55	19.0	10.0	119.70	16.0	14.6	37.1
Ag	7.30	7.55	19.0	10.0	138.70	38.0	32.3	40.0
Ag	8.30	7.55	19.0	10.0	150.95	35.0	28.5	40.0
Ag	9.30	7.55	19.0	10.0	160.95	25.0	19.7	39.9
Ag	10.38	7.55	19.0	10.0	171.75	50.0	38.2	40.0

表-4.1.8　内部摩擦角（φ）算定結果（No.B-3）

ボーリング番号：No.B-3					算定式：『建築基礎構造設計指針』（日本建築学会，2019.）			
地層記号	深　度 x (G.L.-m)	地下水位 h_w (G.L.-m)	地下水位以浅の単位体積重量 γ_{t1} (kN/m^3)	地下水位以深の単位体積重量 γ'_{t2} (kN/m^3)	有効上載圧 σ'_v (kN/m^2)	実測換算N値（回）（上限100）	有効上載圧100kN/m^{2}相当に換算した N_1値	内部摩擦角 φ (°)
Ag	1.30	7.81	19.0	10.0	24.70	7.0	14.1	36.8
Ag	2.30	7.81	19.0	10.0	43.70	9.0	13.6	36.5
Ag	3.30	7.81	19.0	10.0	62.70	46.0	58.1	40.0
Ag	4.30	7.81	19.0	10.0	81.70	24.0	26.6	40.0
Ag	5.30	7.81	19.0	10.0	100.70	11.0	11.0	34.8
Ag	6.30	7.81	19.0	10.0	119.70	31.0	28.3	40.0
Ag	7.30	7.81	19.0	10.0	138.70	22.0	18.7	39.3
Ag	8.30	7.81	19.0	10.0	153.29	14.0	11.3	35.0
Ag	9.30	7.81	19.0	10.0	163.29	45.0	35.2	40.0
Ag	10.45	7.81	19.0	10.0	174.79	20.0	15.1	37.4

表-4.1.9　内部摩擦角（φ）の提案値

地層名（地層記号）	提案N値	内部摩擦角 φ（°）	
		計算値	提案値
表土層 (Ts)	2	考慮しない	0
礫質土層 (Ag)	21	34.8～40.0 (平均 39.2)	39

＊1：有効数字の最小値は，1（度）とした。

(5) 変形係数：E(kN/m^2)

杭基礎の検討において，基準水平地盤反力係数（k_{h0}）の算定に用いる変形係数（E_0）は，以下に示す①～④のいずれかの方法により設定する。

① 孔内水平載荷試験で得られる地盤の変形係数
② 一軸または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数。この値は，E_{50}（最大応力の 1/2 の応力における割線剛性から求めた変形係数値）とする。
③ 対象土層の平均N値より $E_0=700N$（kN/m^2）で推定した地盤の変形係数
④ PS 検層から求めた微小ひずみ時の地盤の変形係数 E_{PS} より $E_0=E_{PS}/30$ として求めた変形係数

【出典：日本建築学会；建築基礎構造設計指針，p.271，2019.】

なお，新指針（2019.）によると上記③のN値との関係で求める変形係数（E_0）は，原則として砂質土のみを対象とするものとされるが，粘性土を主体とする表土層(Ts)については他の試験値等が得られていないことから，ここでは便宜上③の方法により値を求めることとする。

表-4.1.10 に変形係数（E_0）の提案値をまとめる。

表-4.1.10　変形係数(E_0)の提案値

地層名 (地層記号)	提案 N値	N値より推定 E_0=700N (kN/m^2)	提案値 E_0 (kN/m^2)
表土層 (Ts)	2	1,400	1,400
礫質土層 (Ag)	21	14,700	14,700

＊1：有効数字の最小値は，10(kN/m^2)とした。

4.2 基礎工について

基礎構造は，上部構造を安全に支持し，上部構造から作用する様々な荷重をスムーズに支持地盤に伝達できるものとするために，要求性能や構造性能を満足する組み合わせについて，施工性や経済性，周辺環境への影響等に関する比較検討を行い，最も合理的な支持層と基礎形式を選定する必要がある。

ここで，計画地に建設予定の構造物は，「新熊谷学校給食センター」としての建築構造物であり，その構造や規模は今後の計画によるところである。

計画地は，地形的に妻沼低地のほぼ中央部に位置し，地質的には厚い沖積層で構成された地盤である。

本調査の範囲内で，表土層(Ts)と以深の礫質土層(Ag)を確認した。

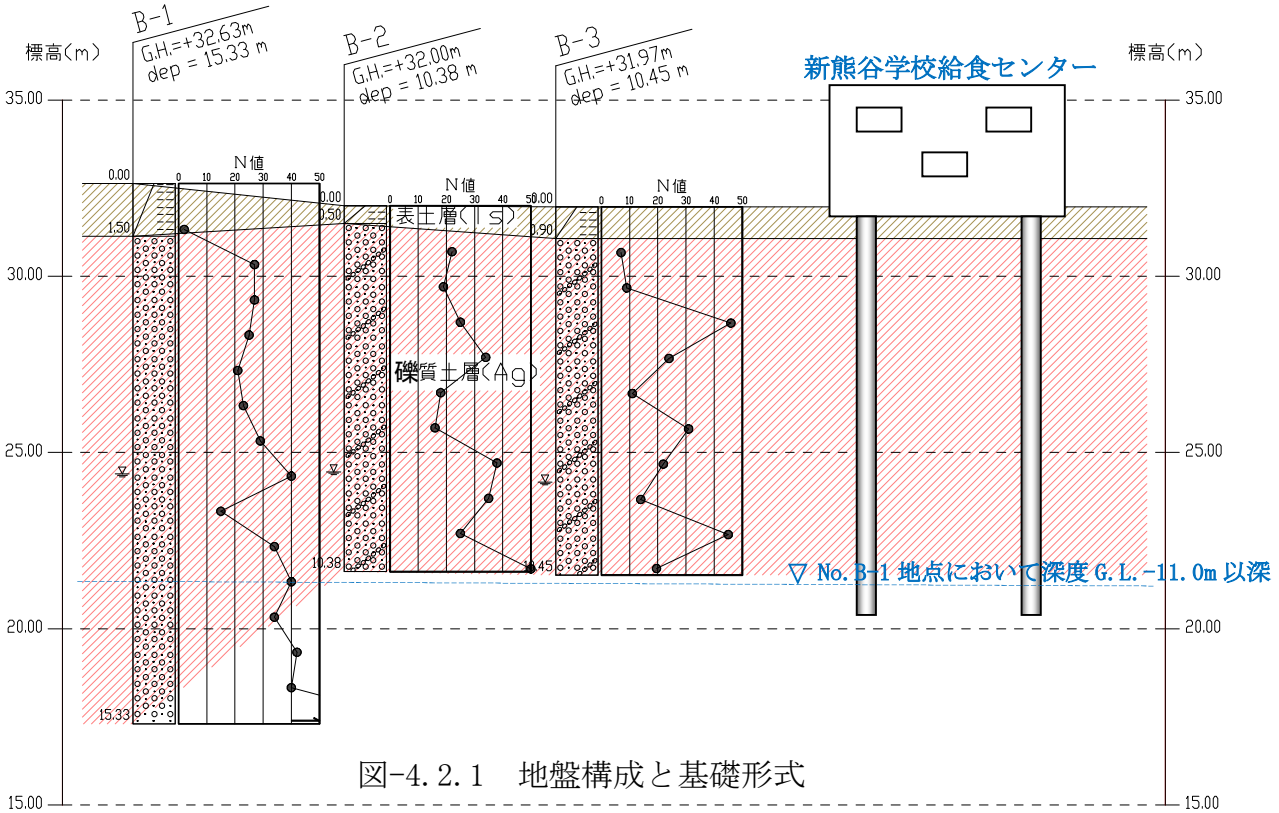


図-4.2.1　地盤構成と基礎形式

この礫質土層(Ag)は，φ20～100mm 程度の亜円礫，及び亜角礫を主体とし，礫分は 60～80%を占め，マトリックスは細砂～中砂で構成されており，調査深度の最下端まで連続して堆積し，本調査で確認できた層厚としては 9.55～13.83m である。

不規則にコア長として 80～150mm 程度の玉石を点在させる。

この点在する玉石は，チャート系の非常に硬質な礫であり，新鮮な状態にある。

*N*値は 7～50 以上（平均 29.1）と全体的にばらつきが非常に大きく，点在させる玉石等の貫入障害による影響が伺える。

ここで，表-4.2.1，及び表-4.2.2 に支持層としての評価条件を示した。

支持層としては，砂質土，及び礫質土では*N*値 50（または 60）以上，粘性土では 20～30 以上であるが，建物の要求性能などを考慮して設計者が適切に設定するものとされる。

また，一般に層厚としては，連続して 5m 以上が確認できれば良質な支持層として採用される。

表-4.2.1　杭の設計におけるその他の規定

杭の種類	その他の規定		
共通（支持層）	砂層を支持層とする場合		原則として、N値 20 以上の地盤であること。
既製コンクリート杭	杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値(N)		杭の先端下部 1D、上部 4D の範囲における地盤のN値の平均（上限値：60）(D：杭の直径) 建築基準法施行規則第 1 条の 3 第 1 項の規定により認定を受けた工法において、標準貫入試験による地盤のN値は、認定条件に基づき上限値を 100 としてもよい。ただし、N値の平均値の上限は 60 とする。なお、N値の上限値については特定行政庁で定めている場合もあるので注意を要する。
	杭の間隔		2.5D以上 ただし、埋込み杭工法で、施工性等を考慮して隣接杭に影響がない場合は、2D以上かつ 75 cm以上としてよい。
	先端開放杭の支持力算定用有効断面積		2≦H/D の場合　Ap=0.25・π・D^2 p:杭先端部の有効断面積 (m^2)　D:杭の直径 (m)　H:支持層への根入れ深さ (m)
場所打ちコンクリート杭	杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値(N)		杭の先端下部 1D、上部 1D の範囲におけるN値の平均（上限値：60）※ (Dは杭の直径)
	配筋	共通	かぶり厚さ：10 cm以上
		主筋	使用鉄筋と本数：D22 以上かつ 6 本以上 杭コンクリート全断面積に対する主筋の全断面積の割合 基礎スラブより杭径の 5 倍以内の範囲：0.8%以上 上記以外　：0.4%以上
		帯筋	使用鉄筋：D13 以上 (スパイラルフープの場合：9φ以上) 間隔：基礎スラブ下端より杭径の 5 倍以内の範囲：15 cm以下 上記以外　：30 cm 以下
	へりあき		20 cm以上（杭外面から基礎スラブ外縁の距離）
	杭の間隔		2D 以上
	基礎スラブへの杭の埋込み長さ		10 cm以上
鋼杭	先端開放杭の支持力算定用有効断面積		2≦H/D1≦5 の場合　Ap=0.04・π・D^2 5<H/D1　の場合　Ap=0.20・π・D^2 Ap:杭先端部の有効断面積 (m^2), D:杭の外径 (m), H:支持層への根入れ深さ (m), D1:杭の内径 (m)
	腐食しろ		地盤の腐食性試験より、年間腐食率に耐用年限を乗じて算出 一般には年間両面腐食率（0.02 mm/年）×耐用年限（通常：外側 1 mm）鋼管杭の肉厚：6mm 以上かつ杭直径の 100 分の 1 以上

※特定行政庁によっては、先端下部 1D、上部 1D のN値の平均を採用する場合は、極限先端支持力度について「基礎構造指針」による場合があるため注意を要する。

【出典：国土交通省大臣官房官庁営繕部整備課監修「建築構造設計基準」，p.85，2011.】

表-4.2.2　支持層について

支持層は敷地内で実施されるすべてのボーリングで確認することが望ましいが，支持層より深い地盤性状の確認は少なくとも１本以上のボーリングで実施する．これには，信頼できる既存のデータを参照してもよい．支持層の目安は砂質土，礫質土では N 値 50（または 60）以上，粘性土では 20～30 以上であるが，建物の要求性能などを考慮して設計者が適切に設定する．薄層支持を検討する場合，詳細設計時に支持層位置が変更になる可能性に配慮し，薄層支持層の下部にある支持層候補となる深さまで複数本のボーリング調査を計画しておく．地震応答解析を行う場合は，工学的基盤を確認できる深さまで調査を行う．工学的基盤は一般にせん断波速度 V_S ＝300～700 m/s の層とされているが，V_S＝400 m/s 以上で，厚さ５m 以上の層とする文献[2.6.9]もある．

【出典：日本建築学会「建築基礎構造設計指針」，p.26，2019.】

本調査結果によれば，No.B-1 地点において，深度 10m 以深で連続して N値 30 以上を層厚として 5m 以上を確認している。

本計画地における基礎工としては，この深度以深に確認された N値 30 以上の連続区間を支持層とした杭基礎の採用が考えられる。

なお，No.B-2 地点，及び No.B-3 地点では，No.B-1 地点と同様に連続した N値 30 以上を示す礫質土層(Ag)の区間が確認されていない。

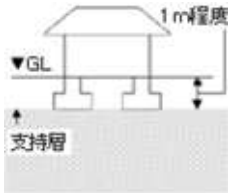
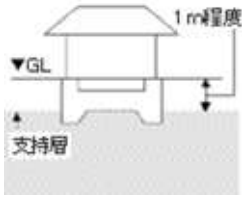
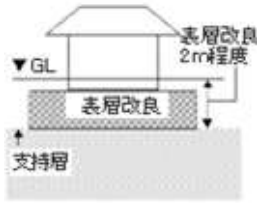
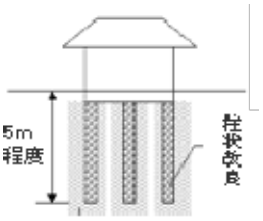
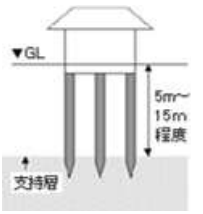
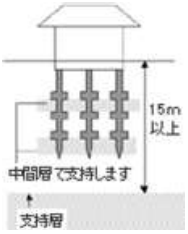
構造物の配置や規模等の詳細は今後の計画によるところではあるが，場合によっては今後，補足的にこの区間を確認する調査等が必要となることも考えられる。

なお，礫質土層(Ag)は，チャート系の非常に硬質な玉石を点在させ，本調査におけるボーリング時には孔壁の崩壊性も非常に高いことが確認されている。

また，深度 7～8m 付近には地下水位を確認しており，不圧状態の地下水ではあるがそれ以深に帯水する。

杭の施工方法等の検討に際しては，これらの礫質土層(Ag)特徴に留意されたい。

表-4.2.3　地盤と基礎形式の例

基礎形式	概　　要	イメージ図
布 基 礎	布基礎は上部建物の重量を直接地盤に伝える基礎形式である。 低層建物の場合,また支持層が地表面から 1m 程度にある硬い地盤の場合に用いられる基礎形式である。	
べた基礎	布基礎と同じく上部建物の重量を直接地盤に伝える基礎形式である。 布基礎と比較して,支持地盤の地耐力が小さく,充分な地耐力が得られない場合に用いられる基礎形式である。	
地盤改良	軟らかい地盤を改良して硬い地盤に変える工法である。 地盤改良には「表層改良」と「柱状改良」があり,どちらも土に改良材を混ぜ合わせながら硬い地盤に変えていくものである。 一般的に支持層が GL-2～3m の所にあれば「表層改良」,GL-3～8m 程度の所にあれば「柱状改良」とする場合が多い。 なお,柱状改良は 10m 以上施工できるが,杭工事の方がコスト的に安くなる場合があるので建設地の地層確認が必要である。	 
杭 工 法	杭工法とは,支持層が 5m 以上の深い位置にある場合に用いられる工法である。 「先端支持杭」と「摩擦杭」があり,どちらも直接基礎の下に杭を築造する。 支持層までの深さが 5m～15m 程度であれば「先端支持杭」で,支持層まで 15m 以上であれば,支持層までの中間に中程度の地層がある場合には「摩擦杭」を使用する場合が多い。	 

4.3 液状化について

液状化とは，地震動による間隙水圧の急激な上昇により飽和した土層がせん断強度を失い，土の構造に破壊が生じる現象である。

建築構造設計指針（第 3 版，2019 年）のｐ.50 によると，一般に地表面から 20m 程度以浅の飽和土層で以下の特徴を有する土については，液状化の検討を行うものとしている。

①細粒分（シルト分+粘土分）含有量 35%以下の土
②粘土分（0.005 ㎜以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10%以下，または塑性指数が 15 以下の埋立地盤あるいは盛土地盤
③細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫
④洪積層でも *N*値が小さな土層

本調査地は，地形的に妻沼低地内にあり，地質的にも沖積層が比較的厚く堆積する地盤とされる。

調査の結果，表層部より，砂礫層(Ag)が出現し，地下水位としては，深度 7～8m 付近に確認された。

しかし，本調査においては，土質試験等は行っていないため，詳細な土質特性は不明である。

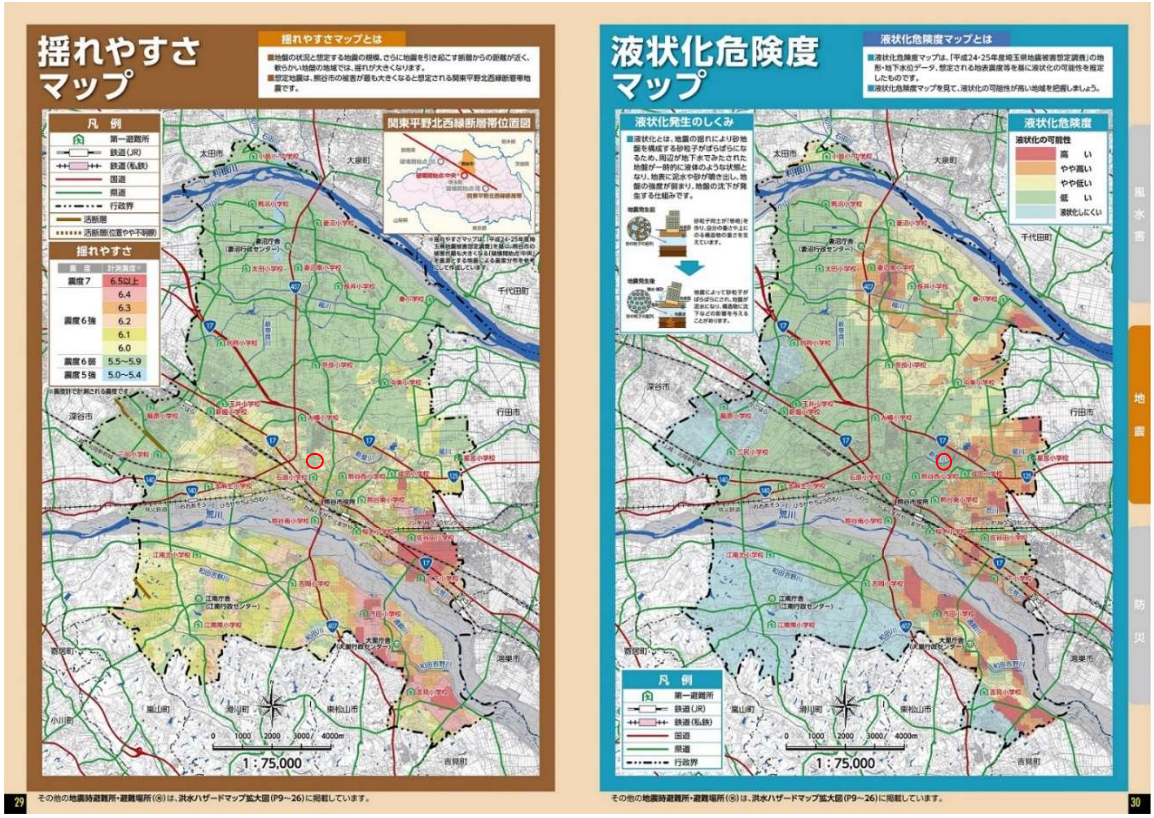


図-4.3.1　液状化危険度マップ　○ 調査位置
（出典：熊谷市（液状化危険度マップ）より抜粋，一部加筆）
(https://www.city.kumagaya.lg.jp/kurashi/bosai/hazardmap/bousai_hm.files/20kumagaya_HM_P29-30.pdf)

ここで，調査地付近の液状化危険度マップを図-4.3.1 に示す。

この液状化危険度マップは，「平成 24・25 年度埼玉県地震被害想定調査」の地形・地下水データ，想定される地表深度等を基に液状化の可能性を推定したものとされ，本調査地付近は，液状化の危険度は低い地域とされる

図-4.3.2 に液状化履歴を示す。

過去に液状化が発生した地盤は，再び液状化が発生する可能性があると考えられており，液状化の履歴を考慮することも重要となる。

調査地の北側を流下する利根川の右岸域，及び南側を流下する荒川の周辺においては，西埼玉地震（1931），東北地方太平洋沖地震（2011）の際に液状化の発生が調査地付近で確認されている。

しかし，本調査地近傍では確認されていない。

したがって，液状化危険度は低いものといえる。

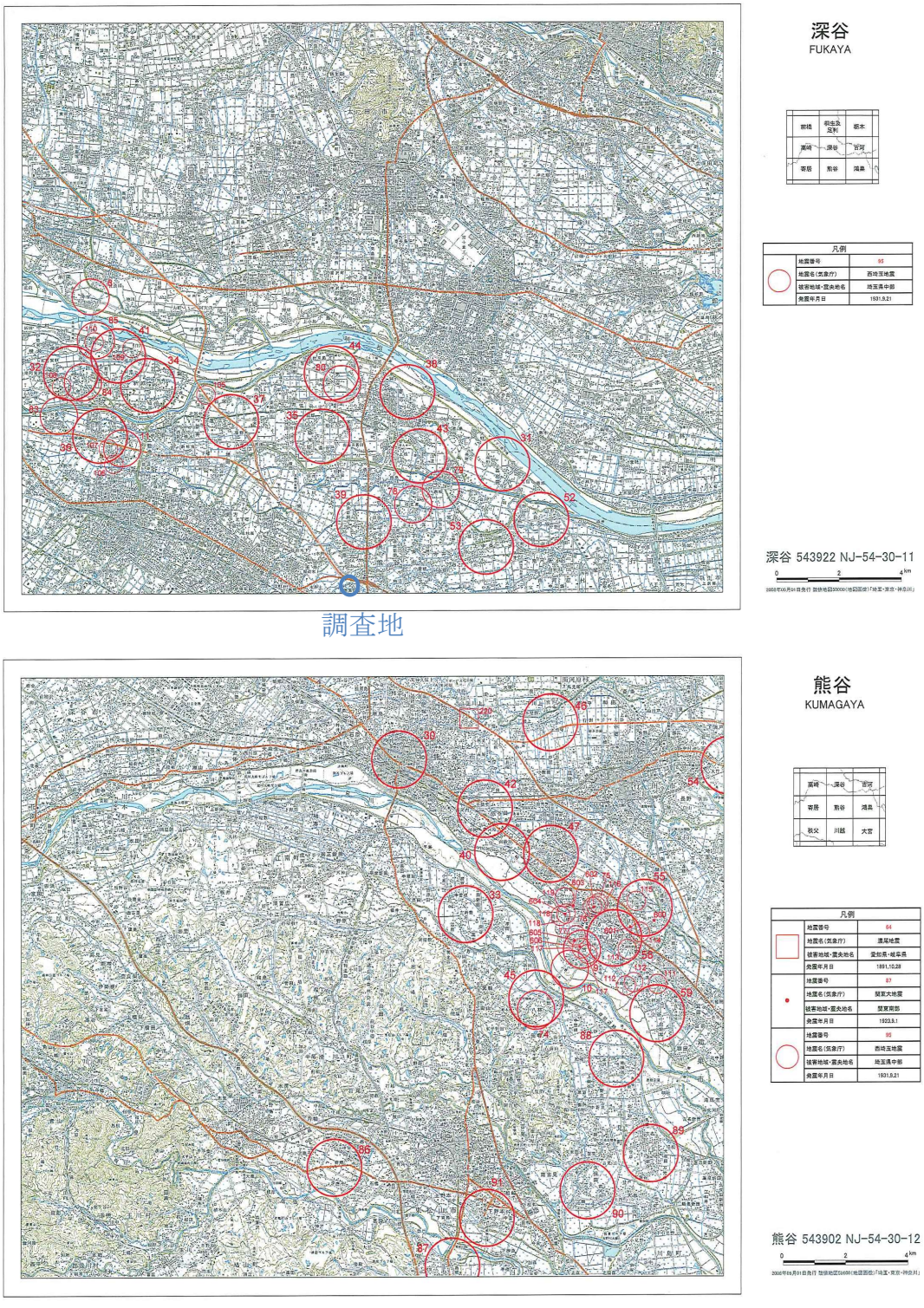


図-4.3.2　調査地周辺における液状化履歴

【出典：東京大学出版会（若松加寿江著）日本の液状化履歴マップ　745-2008、2011.3.東京大学出版より一部引用】

--以上--