

第4章 地 盤

4-1 概 要

新建築物の建設時及び存在時における掘削工事等による周辺地盤や地下水位への影響について検討を行った。

4-2 調 査

既存資料により、現況の把握を行った。

(1) 調査事項

事業予定地及びその周辺における地盤、地下水、地盤沈下の状況

(2) 調査方法

地盤の状況

以下に示す既存資料の収集によった。

- ・「最新名古屋地盤図」（土質工学会中部支部，昭和62年）
- ・「名古屋地域地質断面図集」（土質工学会中部支部，昭和62年）
- ・「名古屋駅北部開発ビル（仮称）基本設計（地質調査）報告書」
（名古屋駅北部開発ビル（仮称）基本設計共同企業体，平成21年）
- ・「名駅一丁目計画（仮称）敷地地質調査業務請負報告書」
（応用地質株式会社，平成21年）

地下水の状況

以下に示す既存資料の収集によった。

- ・「濃尾平野の地盤沈下と地下水」（東海三県地盤沈下調査会，昭和60年）
- ・「名古屋駅北部開発ビル（仮称）基本設計（地質調査）報告書」
（名古屋駅北部開発ビル（仮称）基本設計共同企業体，平成21年）
- ・「名駅一丁目計画（仮称）敷地地質調査業務請負報告書」
（応用地質株式会社，平成21年）

地盤沈下の状況

以下に示す既存資料の収集によった。

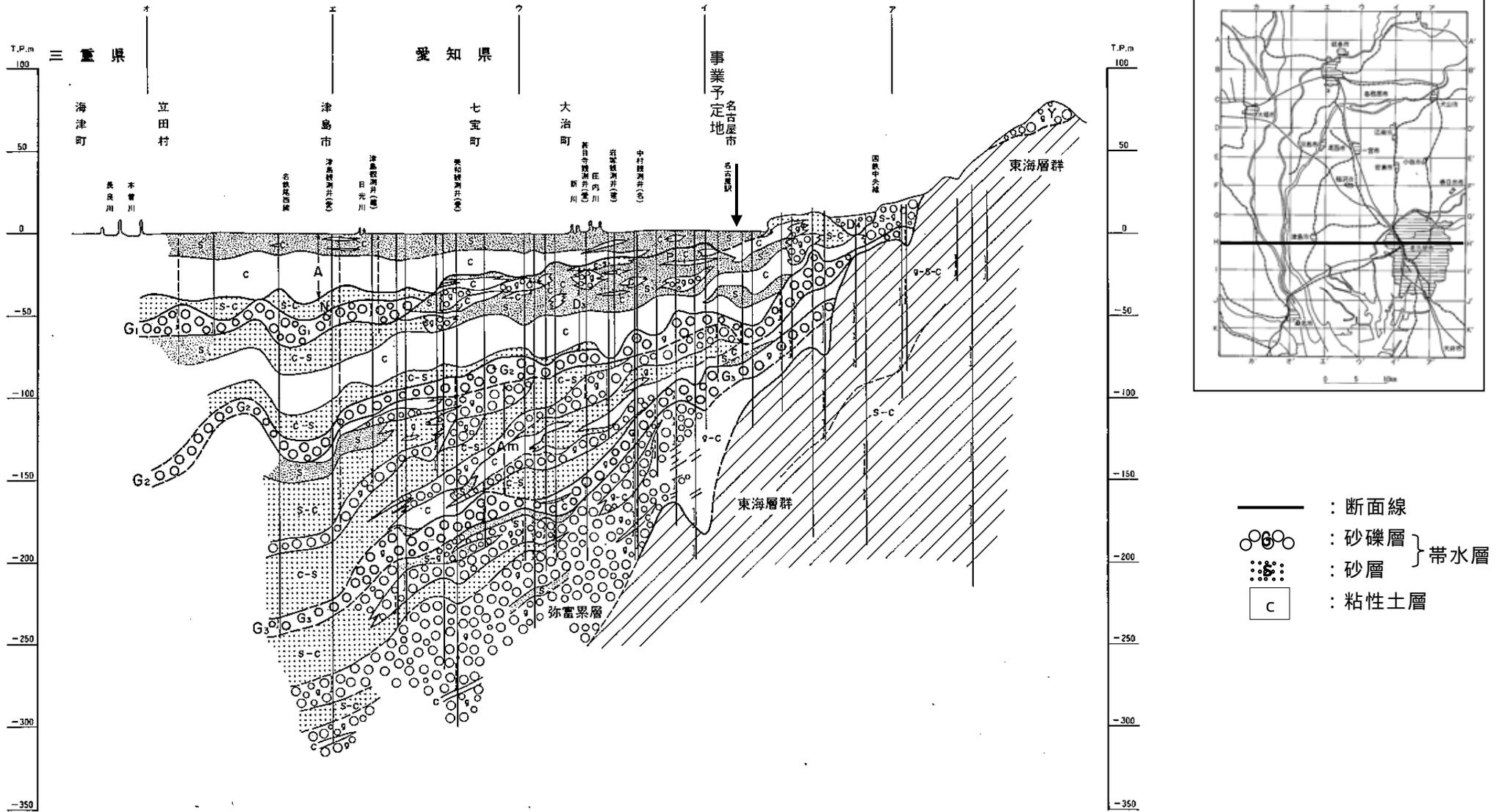
- ・「東海三県地盤沈下調査測量水準点成果表」（東海三県地盤沈下調査会，平成20年）

(3) 調査結果

地盤の状況

名古屋市域の地形は、西から東へ沖積平野、洪積台地、丘陵地に分けられ、東に向かって標高が次第に高くなっている。事業予定地は洪積台地に位置し、標高は2 m前後である。

濃尾平野の地層状況は、図2-4-1に示すとおりである。名古屋市付近の地質構成は、新第三紀の東海層群を基盤とし、これを第四紀の海部・弥富累層、熱田層等の洪積層及び沖積層が覆っている。これらの地層は、濃尾傾動地塊と呼ばれる西または南西へ傾く構造を持っている。



出典)「濃尾平野の地盤沈下と地下水」(東海三県地盤沈下調査会, 昭和 60 年) より作成
 図 2-4-1 濃尾平野の地層状況

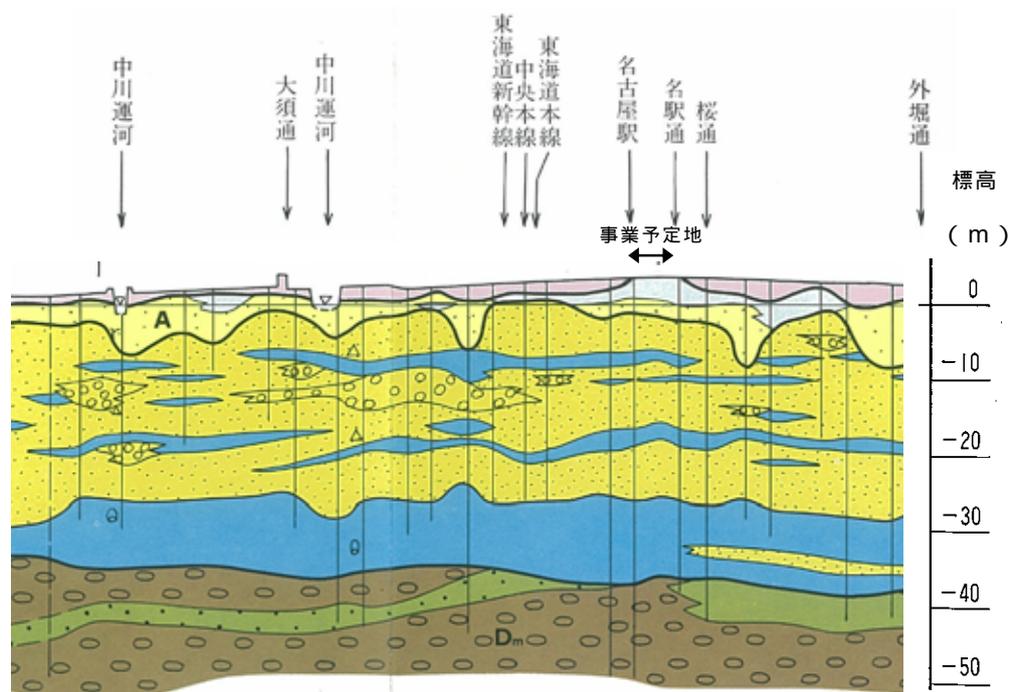
事業予定地周辺の地質状況は、図 2-4-2 に示すように、深部より海部・弥富累層 (D_m)、熱田層 (D_{3U} 、 D_{3L})、沖積層 (A) から構成されている。

海部・弥富累層は、今から 100 万年程前の更新世中期に形成された地層で、礫層を主体とし、粘性土層を挟在している。

熱田層は、更新世の中期～後期に堆積したもので、厚さ 30m 前後で砂層を主体とした上部層 (D_{3U}) と、10m 程度の海成粘土層を主体とした下部層 (D_{3L}) からなる。

沖積層は、軟弱な粘土や砂からなり、臨海部では 30m 以上に達する。

事業予定地周辺の地質層序表は、表 2-4-1 に示すとおりである。



出典)「名古屋地域地質断面図集」

(土質工学会中部支部, 昭和 62 年)

凡 例	
粘土・砂・礫	礫 土 (B)
粘土・シルト	沖 積 層 (A)
砂・砂 礫	濃 尾 層 (N)
砂・粘土・礫	高 屋 松 礫 層 (D ₆)
礫	大 曾 礫 層 (D ₇)
粘土・シルト	熱 田 層 (D _{3U})
砂・砂 礫	熱 田 層 (D _{3L})
粘 土・砂	海 部・弥 富 累 層 (D _m)
砂	

図 2-4-2 事業予定地周辺の地質状況

表 2-4-1 事業予定地周辺の地質層序表

地質時代	地層名		土質	記号	記事
現世	盛土		-	B	砂質土(砂礫混入)
完新世	沖積層		粘性土	Ac	シルト主体、軟弱
更新世	熱田層	上部	粘性土	D _{3U} -c	軽石、腐植物混入
			砂質土	D _{3U} -s	軽石少量混入
		下部	粘性土	D _{3L} -c	貝殻片混入
			砂質土	D _{3L} -s	薄層で分布
	海部・弥富累層		粘性土	D _m -c	-
			砂質土	D _m -s	-
礫質土			D _m -G	玉石混入	

出典)最新名古屋地盤図(土質工学会中部支部,昭和63年)より作成

事業予定地の地層状況を把握するために、平成21年5～7月に事業予定地内で実施したボーリング調査結果とその他収集したボーリング結果を用いて、地層断面図を作成した。断面位置は、北地区の事業予定地も考慮して、図2-4-3に示す4断面とし、各断面図は、図2-4-4に示すとおりである。なお、地盤標高はT.P.である。(事業予定地におけるボーリング柱状図は、資料6-1(資料編p.301)参照)

事業予定地周辺においては、断面図に示したように、各断面とも盛土及び沖積層や熱田層、海部・弥富累層がほぼ水平に分布している。

盛土(B)は、地表部に1～3mの層厚で分布し、砂礫を含む砂質土である。

沖積粘性土層(Ac)は、N値は0～1と非常に軟弱で、局所的に2m程度の層厚で分布する。

沖積層の下位には熱田層が厚く分布する。熱田層は、砂質土を主体とする熱田層上部(D_{3U})と粘性土を主体とする熱田層下部(D_{3L})から構成される。熱田層上部(D_{3U})は、N値が10～50程度の3層の砂質土層の間に、N値10～15の粘性土層を2層挟んでおり、全層厚は30m程度である。熱田層下部(D_{3L})は、N値5～15程度を有する2層の粘性土層の間に、N値20～50の砂質土層を薄層あるいはレンズ状に挟んでおり、全層厚は15m程度である。

海部・弥富累層(D_m)は、既存ボーリングにおいて層厚80m程度が確認されている。本層の上部には、N値60以上の砂礫層(D_m-G1)が13m程度の層厚で分布し、その下位には、層厚15m程度の砂質土・粘性土の互層を挟んだ後、N値60以上の砂礫層(D_m-G2)が18m程度の層厚で分布している。

断面図には、地下掘削時の山留壁及び掘削底面を赤線で示し、杭基礎の底面を茶色の破線で示した。

本工事では、山留壁を難透水層まで打設し、その上位の土層の排水を実施する計画である。難透水層の透水係数は 1×10^{-6} cm/sec以下である。(資料6-2(資料編p.305)参照)

また、全建物荷重を支える杭基礎は、N値60以上の堅固なD_m-G2層内に底着させる計画である。

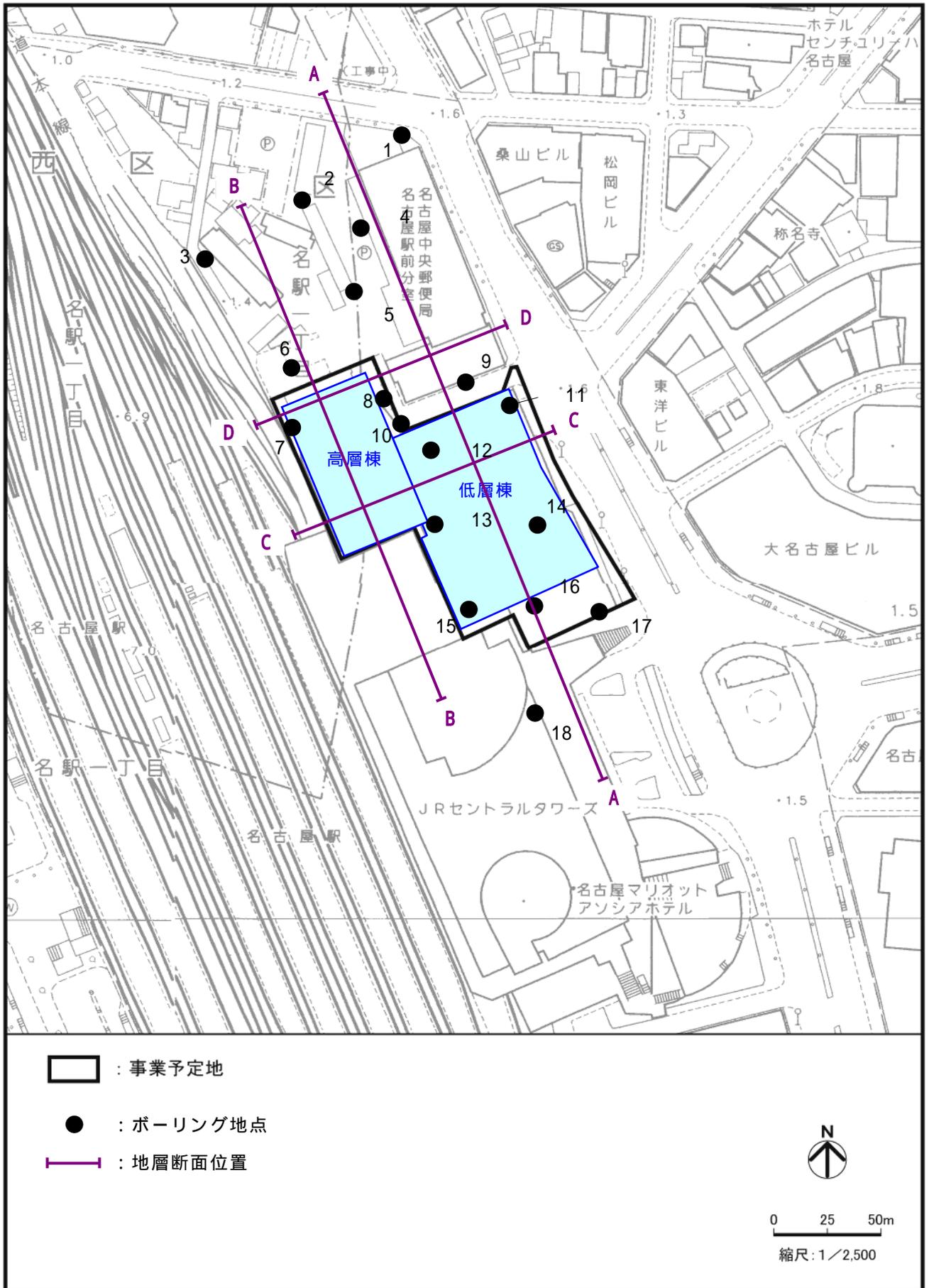
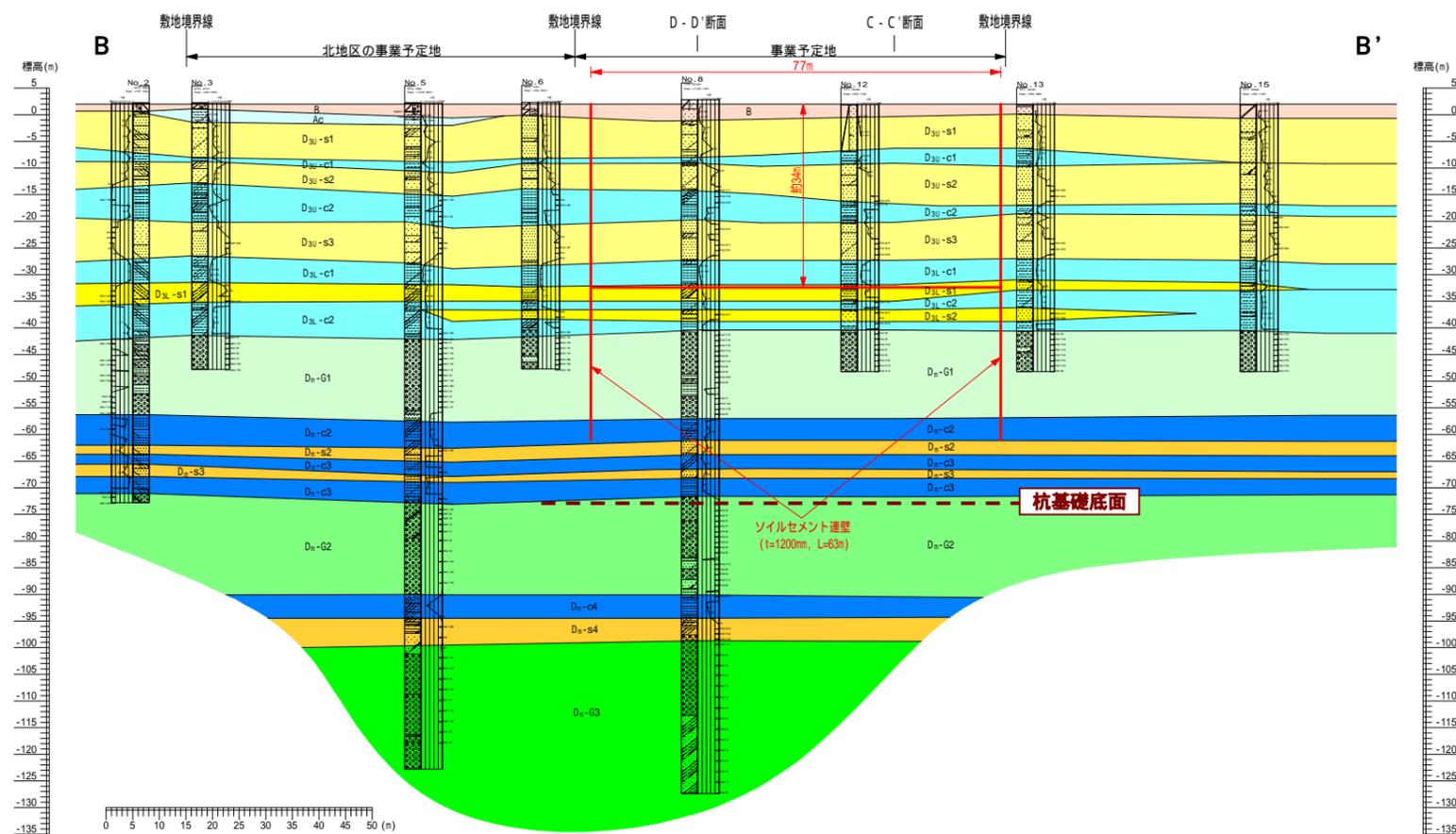
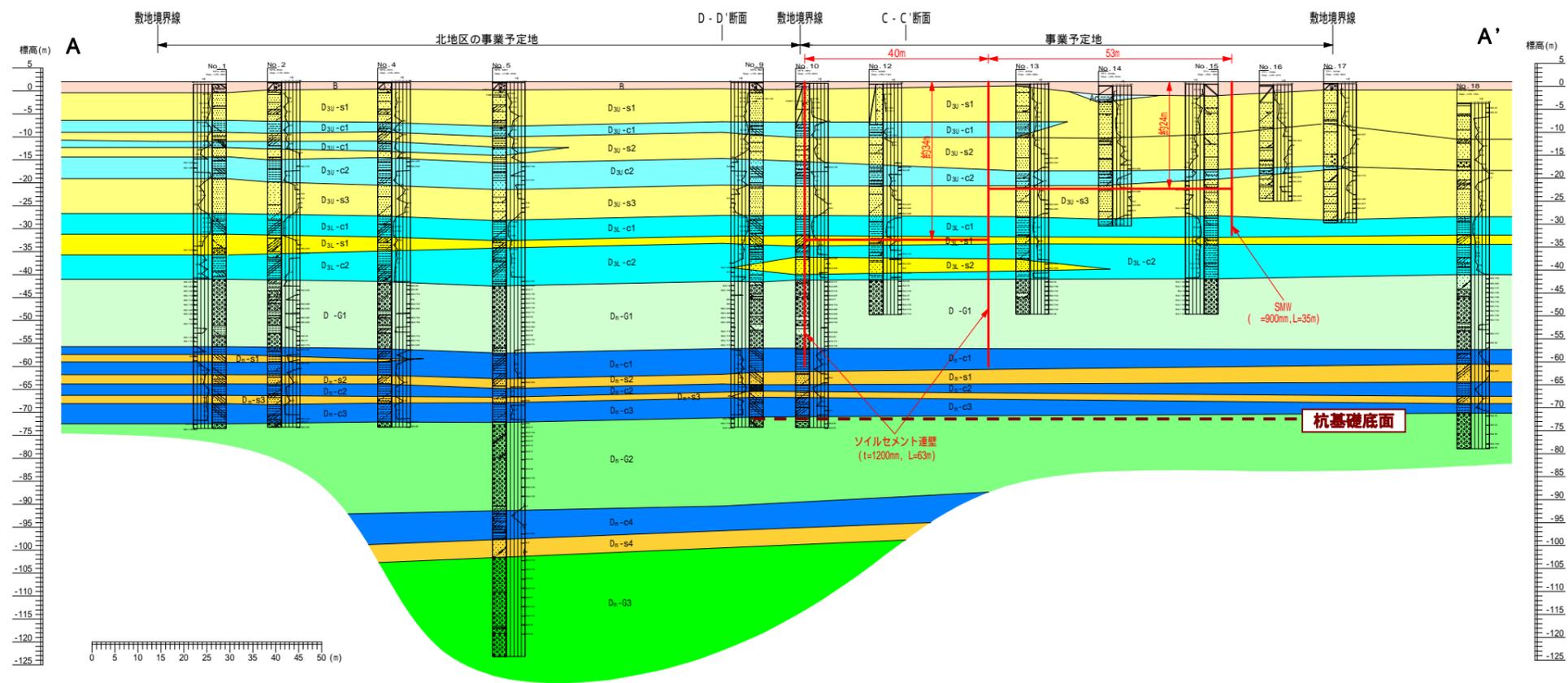


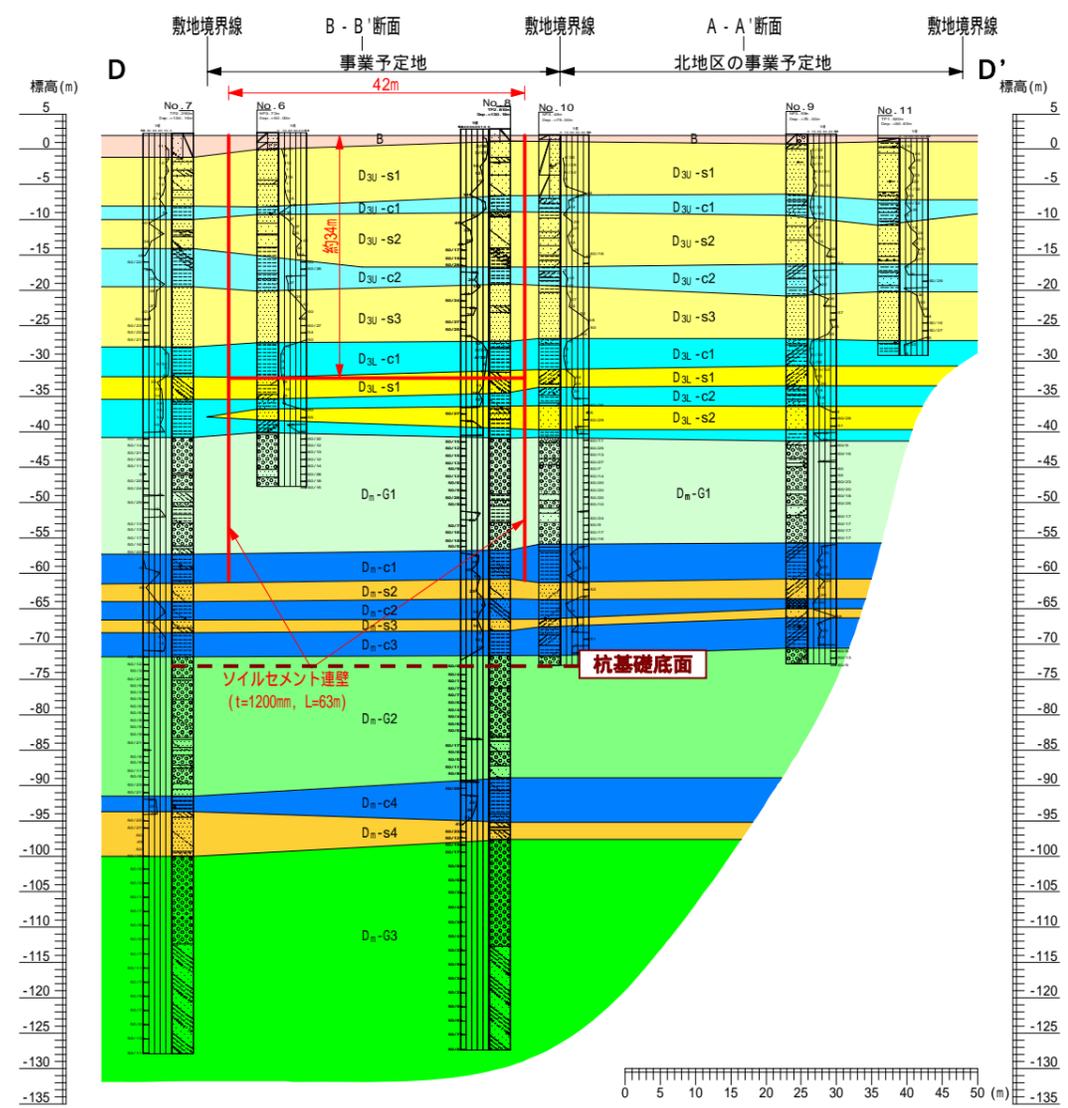
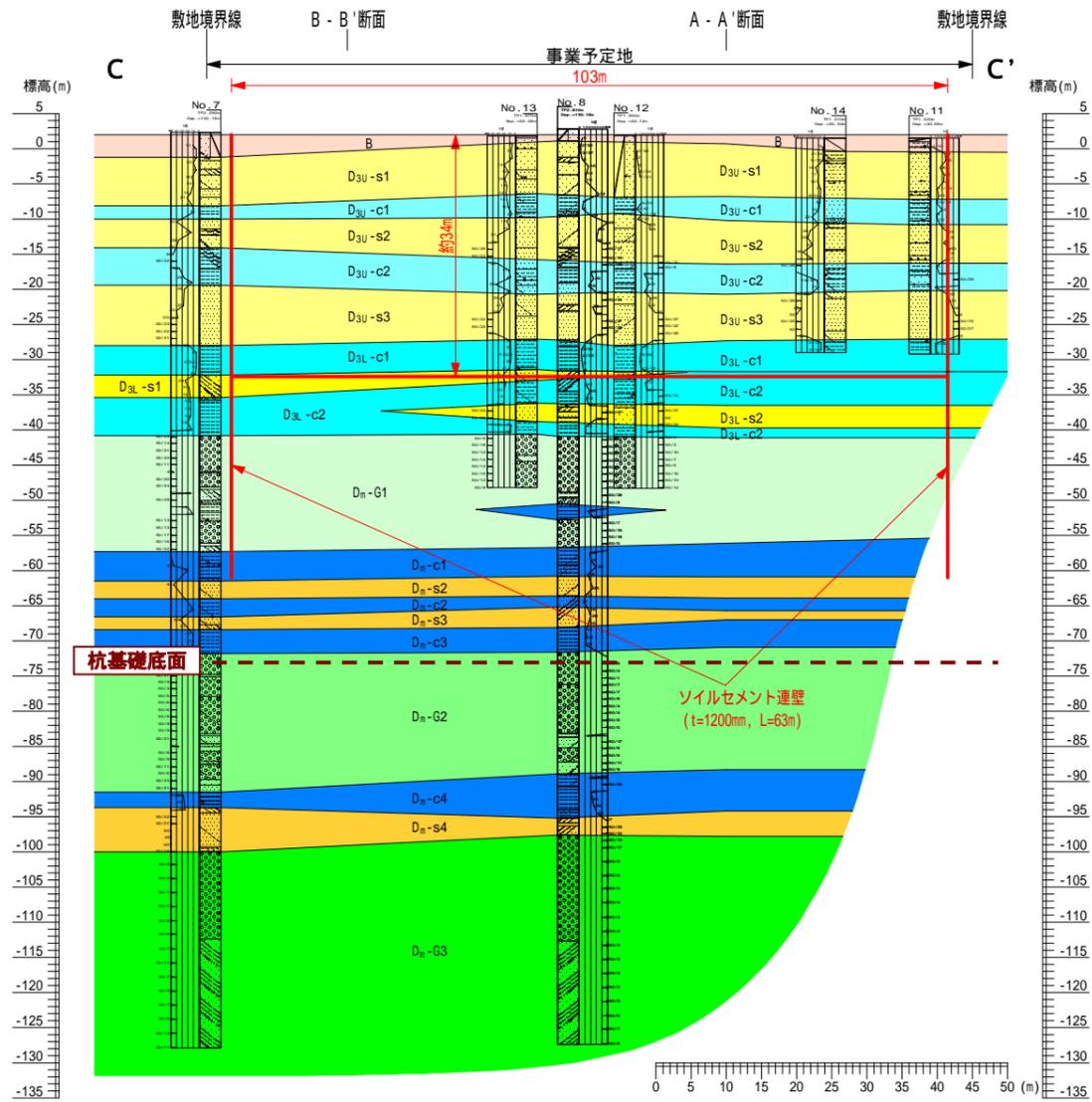
図 2-4-3 事業予定地及びその周辺のボーリング位置並びに地層断面位置図



地層記号凡例

地質時代	地層区分	土質	記号
現世	盛土	砂質土	B
完新世	沖積層	粘性土	Ac
更新世	熱田層	上部	第1砂質土 D _{3U} -s1
		第1粘性土 D _{3U} -c1	
		第2砂質土 D _{3U} -s2	
		第2粘性土 D _{3U} -c2	
		第3砂質土 D _{3U} -s3	
		第3粘性土 D _{3L} -c1	
	下部	第1砂質土 D _{3L} -s1	
	第2粘性土 D _{3L} -c2		
	第2砂質土 D _{3L} -s2		
	海部・弥富累層	第1砂礫 D _m -G1	
		第1粘性土 D _m -c1	
		第1砂質土 D _m -s1	
		第2砂質土 D _m -s2	
		第2粘性土 D _m -c2	
第3砂質土 D _m -s3			
第3粘性土 D _m -c3			
第2砂礫 D _m -G2			
第4粘性土 D _m -c4			
第4砂質土 D _m -s4			
第3砂礫 D _m -G3			

図 2-4-4(1) 事業予定地及びその周辺の地層断面図 (A - A', B - B')



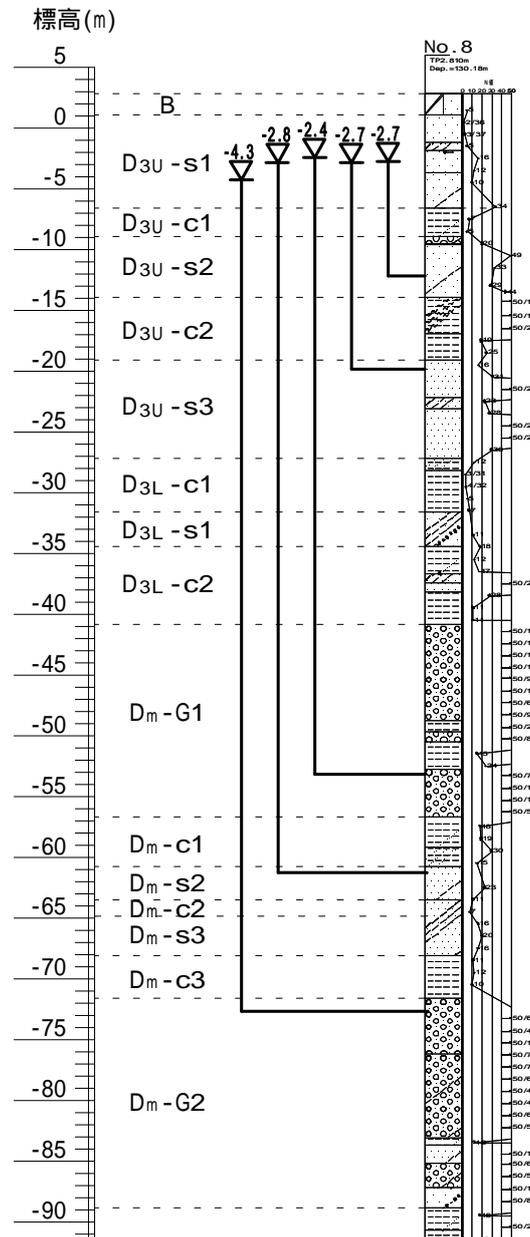
地層記号凡例

地質時代	地層区分	土質	記号
現世	盛土	砂質土	B
完新世	沖積層	粘性土	Ac
更新世	熱田層	第1砂質土	D _{3U} -s1
		第1粘性土	D _{3U} -c1
		第2砂質土	D _{3U} -s2
		第2粘性土	D _{3U} -c2
		第3砂質土	D _{3U} -s3
		第3粘性土	D _{3U} -c3
	海部・弥富累層	第1粘性土	D _{3L} -c1
		第1砂質土	D _{3L} -s1
		第2粘性土	D _{3L} -c2
		第2砂質土	D _{3L} -s2
		第1砂礫	D _m -G1
		第1粘性土	D _m -c1
		第1砂質土	D _m -s1
		第2砂質土	D _m -s2
第2粘性土	D _m -c2		
第3砂質土	D _m -s3		
第3粘性土	D _m -c3		
第2砂礫	D _m -G2		
第4粘性土	D _m -c4		
第4砂質土	D _m -s4		
第3砂礫	D _m -G3		

図 2-4-4(2) 事業予定地及びその周辺の地層断面図 (C - C', D - D')

地下水位の状況

既存のボーリング調査結果によれば、事業予定地の表層地下水位及び被圧地下水位は、
 図 2-4-5 に示すとおりである。海部・弥富累層 (D_m-G2) では T.P. -4.3m であるが、それ
 より上位の土層では概ね T.P. -2 ~ T.P. -3m の範囲にある。



出典)「名古屋駅北部開発ビル(仮称)基本設計(地質調査)報告書」

(名古屋駅北部開発ビル(仮称)基本設計共同企業体, 平成 21 年)

「名駅一丁目計画(仮称)敷地地質調査業務請負報告書」(応用地質株式会社, 平成 21 年)

図 2-4-5 事業予定地の地下水位状況

聞き取り調査結果によると、事業予定地周辺にある井戸は、表 2-4-2 に示すとおり、半径 1,000m以内に 24 箇所 31 本の井戸が確認されている。

事業予定地に最も近い井戸は、本予定地から約 80mの位置にあるが、井戸深度は 110mと深く、海部・弥富累層の最下位層（D_m-G3）から取水を行っていると推定される。

本工事において、地下水の強制排水を計画している海部・弥富累層の D_m-G1 層（深度 42～57m）層に地下水利用を依存している井戸は、井戸深度が判明している範囲では存在しない。

表 2-4-2 事業予定地周辺の井戸一覧

番 号	事業予定地からの距離 (m)	井戸深度 (m)
1	約 80	110
		110
		110
2	約 230	170
3	約 280	120
4	約 280	85
5	約 300	234
		260
6	約 310	90
7	約 360	90
8	約 400	120
9	約 410	300
		300
10	約 410	205
11	約 450	110
12	約 500	70
13	約 500	300
		300
14	約 540	10
15	約 590	110
16	約 790	90
17	約 850	100
18	約 860	116
		180
		120
19	約 860	不明
20	約 870	20
21	約 870	10
22	約 880	不明
23	約 980	100
24	約 980	80

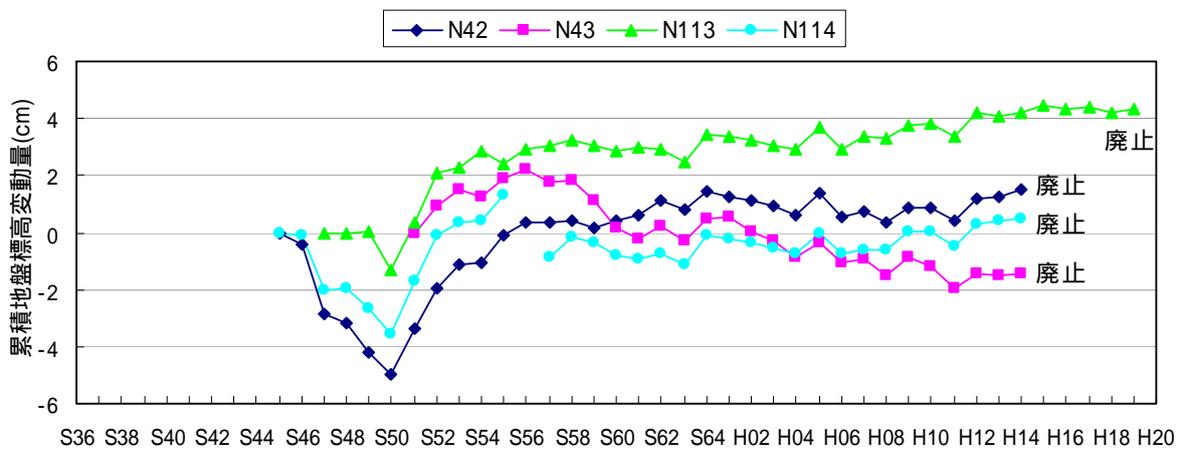
注) 事業予定地からの距離は、事業予定地境界からの直線最短距離である。

参考) 名古屋市環境局への聞き取り調査

地盤沈下の状況

地盤沈下の状況は図 2-4-6 に、事業予定地周辺の水準点位置は図 2-4-7 に示すとおりである。

濃尾平野の地盤沈下は、昭和 35 年頃から顕著になったため、昭和 46 年に東海三県地盤沈下調査会を発足し、濃尾平野全体の地盤沈下観測及び対策の検討が行われた。昭和 48 年のオイルショックを契機に、地下水揚水量が減少したことにあわせて、昭和 49 年から愛知県及び名古屋市による地下水揚水規制が実施されたことにより、昭和 50 年以降、地盤沈下は沈静化あるいは逆に隆起する傾向がみられる。



注) 地盤変動量は、各観測地点での観測開始時を基準とした値である。

出典)「東海三県地盤沈下調査測量水準点成果表」(東海三県地盤沈下調査会,平成 20 年)

図 2-4-6 事業予定地周辺の地盤沈下状況

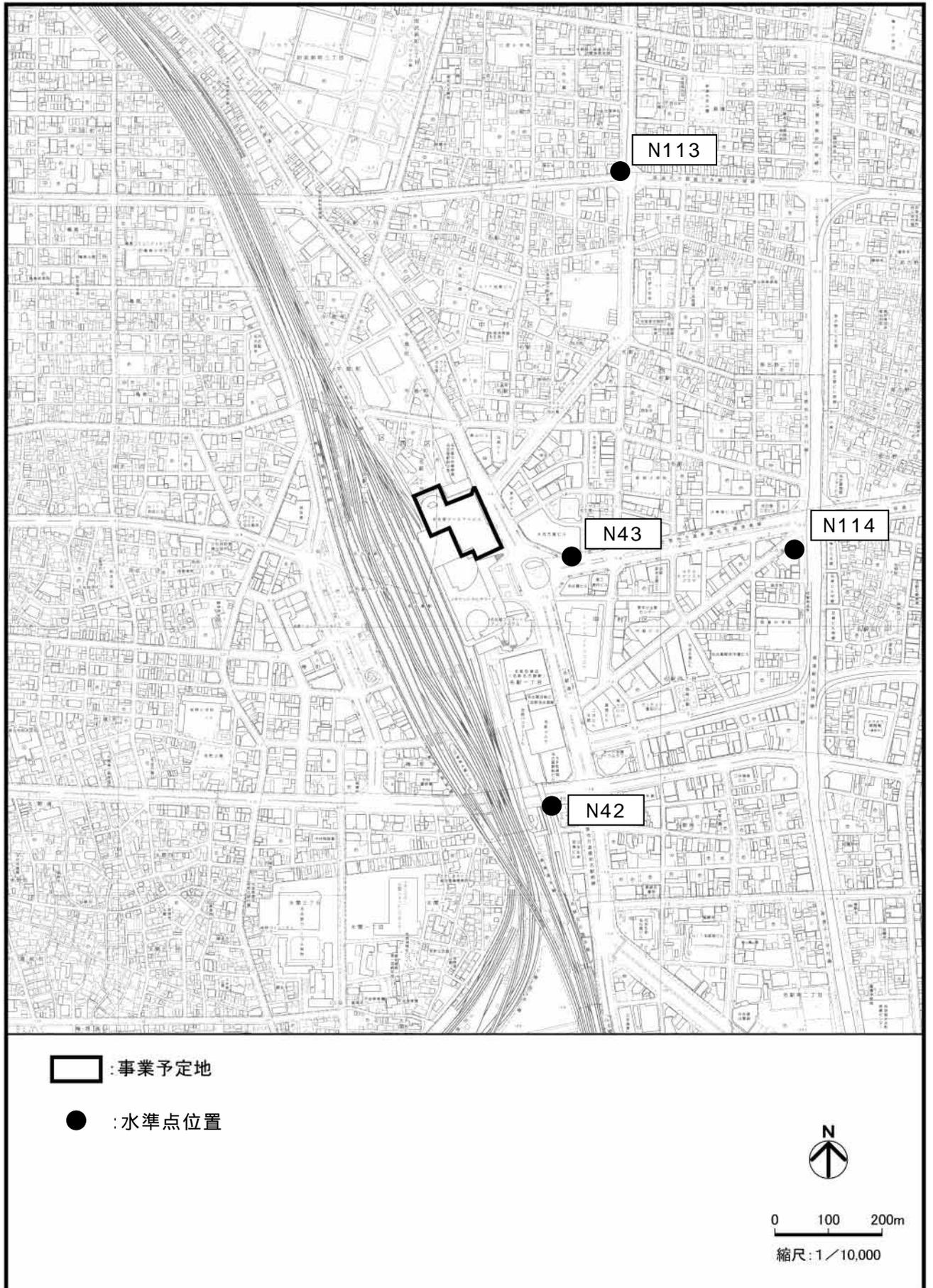


図 2-4-7 事業予定地周辺の水準点位置図

4-3 予 測

4-3-1 予測基本条件の整理^{注)}

本事業における設計・施工計画に基づき、予測の前提となる基本条件について、以下に整理する。

(1) 掘削時の工法

事業予定地の掘削及び地下水位低下工法の全容を表現できる前掲図2-4-3のA - A'断面を代表断面とし、図 2-4-8 に山留壁、掘削面及びディープウェルによる排水計画を示す。

本工事では、深度の異なる掘削域それぞれに対して、地下水をほとんど通さない難透水層まで山留壁を打設して、周辺と掘削エリアとの地下水を遮断する。その後、掘削面から地下水が噴き上がることを防止するため、難透水層より上にある砂質土層からディープウェルと呼ばれる井戸によって地下水を汲み上げる計画である。

(2) 新建築物の基礎形式

新建築物の重量は、N値 60 以上の非常に堅固な海部・弥富累層 (D_m-G2) まで打ち込んだ杭 (支持杭) によって支える計画である。これにより、全建物荷重は、杭先端の D_m-G2 層にのみ作用することになる。

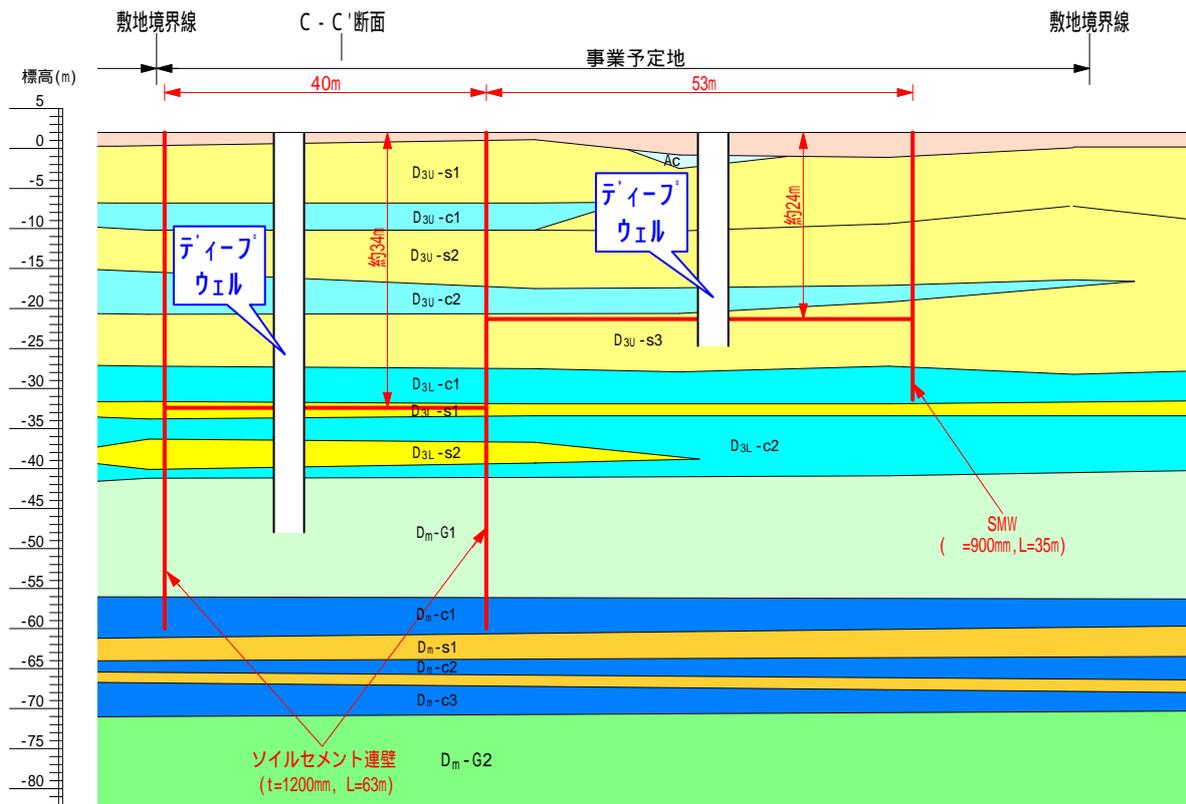


図 2-4-8 掘削時の山留壁及び排水計画

注) 環境影響評価準備書では、本事業と北地区が同時に掘削工事を行うことは無い予定であった。しかし、北地区が工事工程の見直しを行ったため、掘削工事を同時に行う期間が発生した。よって、環境影響評価書では、各地区単独での影響を、評価書参考資料(複合影響予測)では、両地区複合での影響について記載した。

4-3-2 地下水位の予測

(1) 予測事項

掘削時の土工による地下水位の変位及びそれに伴う周辺地盤の変位

(2) 予測対象時期

工事中（地盤掘削工事時期）

(3) 予測場所

事業予定地周辺

(4) 予測方法

4-3-1 (2) 「掘削時の工法」に示したように、掘削時には、難透水層まで山留壁を打設することにより、周辺と掘削エリアとの地下水を遮断して、難透水層より上にある砂質土層からディープウェルと呼ばれる井戸によって地下水を汲み上げる計画である。この工法は、周辺地盤の地下水に影響を与えないための最適な工法であるため、周辺地盤の地下水位に与える影響はほとんどないと考えられる。

確認のため、代表断面（A - A'断面）について有限要素法による浸透流解析を行った。

(5) 予測結果

地下水位低下量は、敷地境界で最大4mmと予測される。したがって、これに伴う周辺地盤の変位もほとんどないと予測される。（代表断面（A - A'断面）における浸透流解析の結果は、資料6 - 2（資料編 p.305）参照）

4-3-3 地盤変位の予測（工事中）

(1) 予測事項

掘削等の土工による周辺地盤の変位

(2) 予測対象時期

工事中（地盤掘削工事時期）

(3) 予測場所

予測は、前掲図 2-4-3 に示す 4 断面とする。

(4) 予測方法

予測手法

掘削時の周辺地盤の地表面変位予測は、荷重を取り除く工事であるため、有限要素法による弾性解析プログラムを用いて行った。（予測式は、資料 6 - 3（資料編 p.307）参照）

予測条件

解析範囲は、支持杭の基礎底となる海部・弥富累層（D_m-G2）より上部の地盤とし、水平方向には、山留壁から掘削幅及び掘削深度の 5 倍程度の範囲まで地盤をモデル化した。

山留壁は、図 2-4-9 に示すように、曲線状にたわむ要素としてモデル化し、また、山留壁と地盤の間のズレを許容するようにモデル化を行った。

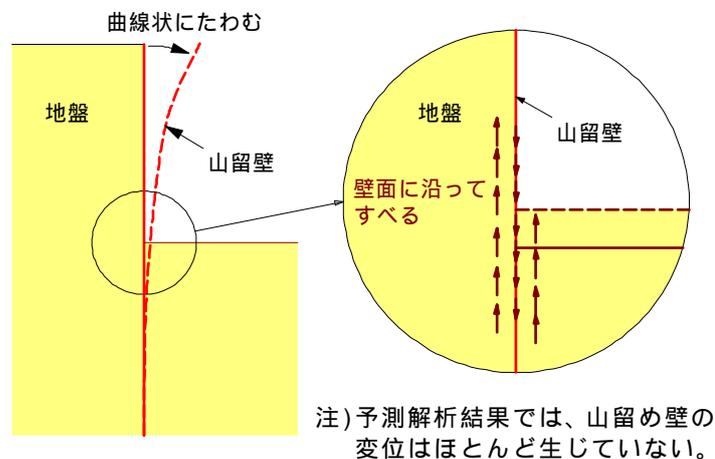


図 2-4-9 山留壁のモデル化概念図

モデル化した断面の土質定数は、本事業及び北地区における地盤調査資料を用いて決定した。土質定数の一覧表は、表 2-4-3 に示すとおりである。

モデル断面の左右の境界は、鉛直方向の変位を許し、水平方向は固定とした。また、底面の境界は鉛直、水平とも固定とした。

有限要素法に用いた地盤モデルは、資料 6 - 4（資料編 p.308）に示すとおりである。

表 2-4-3 土質定数一覧表

土 層	平均 N 値	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比	単位重量 t (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 (度)
B	5	14,000	0.333	19.6	-	25
Ac	2	5,600	0.333	15.7	139	-
D _{3U} -s1	13	36,400	0.333	18.1	-	33
D _{3U} -c1	10	28,000	0.333	16.7	147	-
D _{3U} -s2	22	61,600	0.333	18.1	-	35
D _{3U} -c2	15	42,000	0.333	16.7	171	-
D _{3U} -s3	35	98,000	0.333	18.1	-	39
D _{3L} -c1	5	14,000	0.333	17.5	218	-
D _{3L} -s1	20	56,000	0.333	17.6	-	35
D _{3L} -c2	15	42,000	0.333	17.5	192	-
D _{3L} -s2	47	131,600	0.333	17.6	-	45
D _m -G1	> 60	168,000	0.333	19.1	-	45
D _m -c1	22	61,600	0.333	17.6	216	-
D _m -s1	45	126,000	0.333	18.6	-	40
D _m -s2	12	33,600	0.333	18.6	-	30
D _m -c2	28	78,400	0.333	17.6	178	-
D _m -s3	19	53,200	0.333	18.6	-	35
D _m -c3	14	39,200	0.333	17.6	187	-
D _m -G2	> 60	168,000	0.333	20.6	-	45

注)弾性解析であるため、粘着力と内部摩擦角は、解析には直接関与していない。

(5) 予測結果

掘削に伴う工事中の地盤変位は、図 2-4-10 に示すとおりである。

掘削工事中においては、土の荷重を取り除くことによって、掘削面より深い土層のリバウンドが生じ、山留壁の外側にある敷地境界では、最大 1 cm の隆起が生じる結果となった。

いずれの断面においても、掘削域から離れるに従って地盤変位量は減少し、敷地境界から 20m 離れると、地盤変位はほぼなくなると予測される。

図 2-4-10 の A - A'断面において、山留部の隆起量が、掘削深度 24.3m 側で 2.8cm に対して、掘削深度 34.4m 側で 1.0cm となり、掘削量と隆起量の傾向が逆転している。これは、掘削深度 34.4m 側の山留壁が、非常に堅固な地盤に 29m 程度根入れされているのに対して、掘削深度 24.3m 側では、根入れ長が 11m 程度で、根入れ部の地盤があまり堅固でないことによるものである。すなわち、掘削深度 24.3m 側では、山留壁と周辺地盤が一体となって隆起する傾向が大きかったためと考えられる。

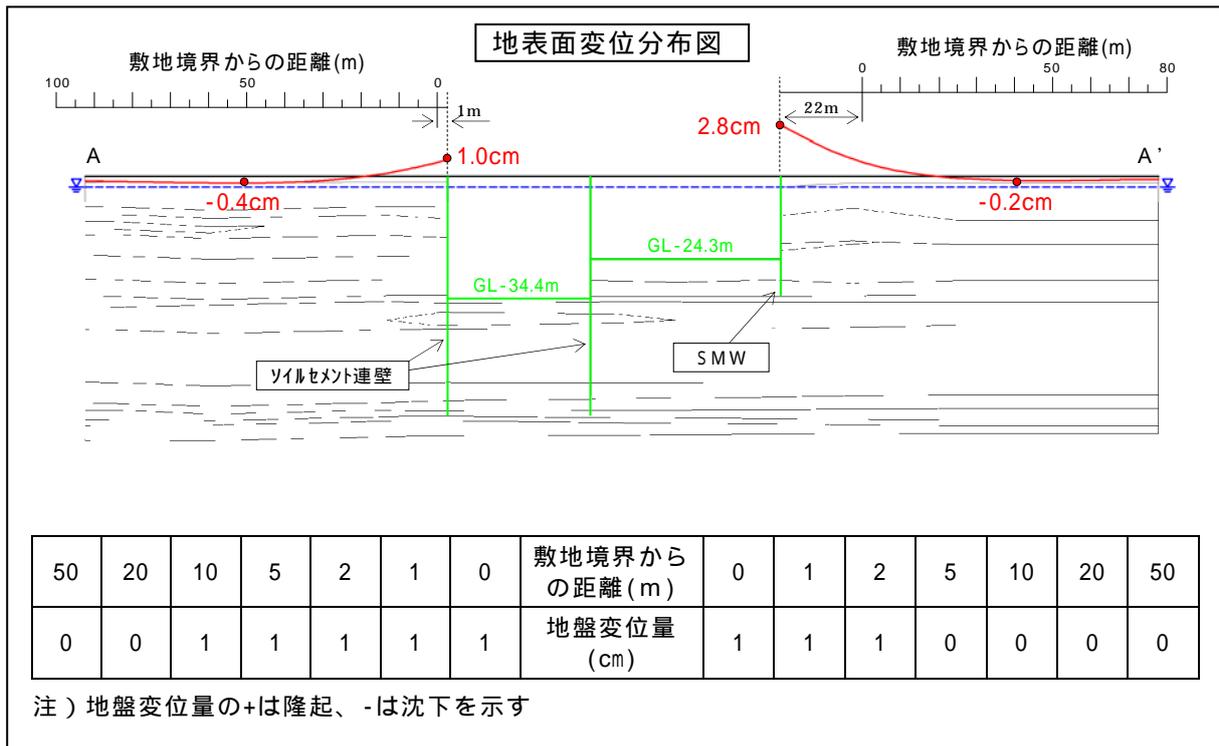


図 2-4-10(1) 掘削工事後の地盤変位 (A - A'断面)

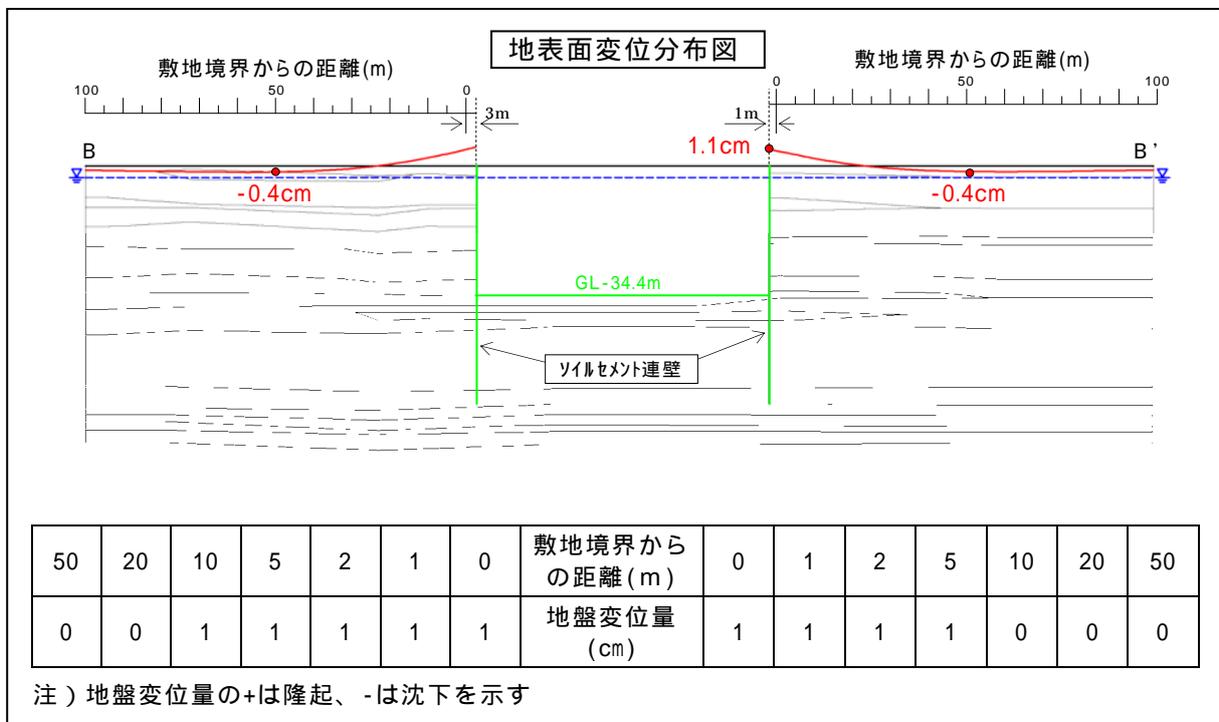


図 2-4-10(2) 掘削工事後の地盤変位 (B - B'断面)

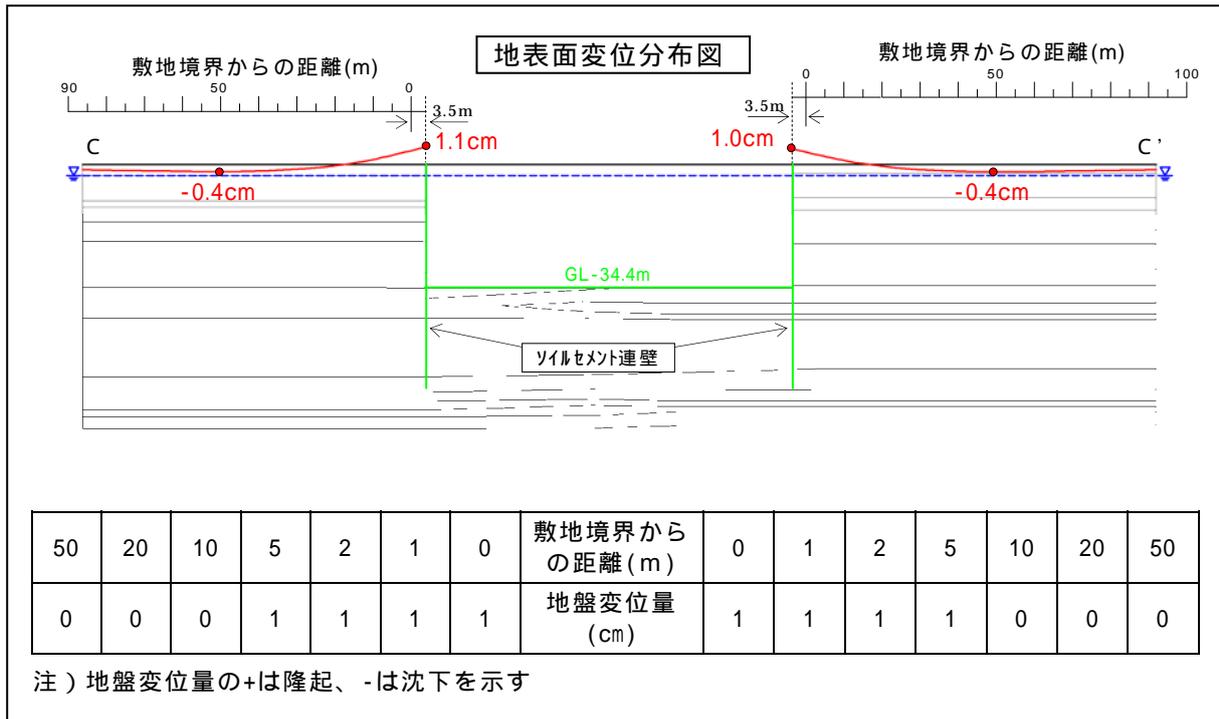


図 2-4-10(3) 掘削工事後の地盤変位 (C - C'断面)

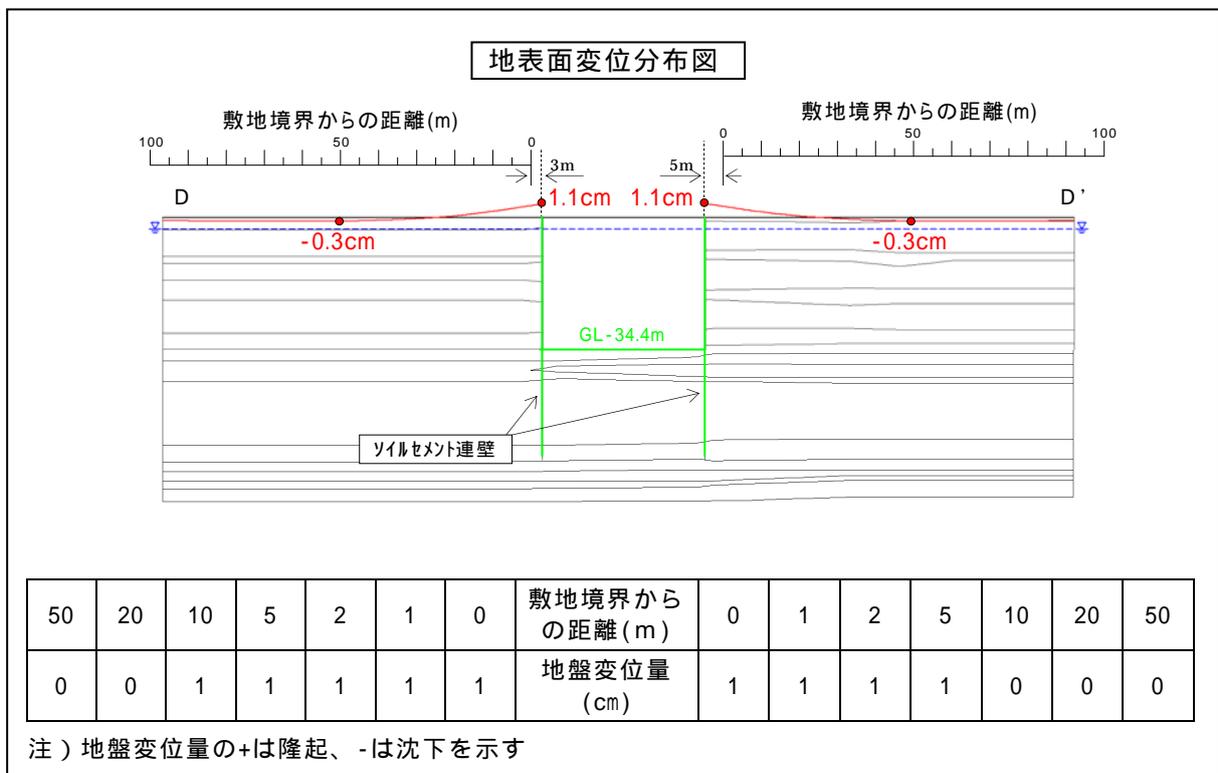


図 2-4-10(4) 掘削工事後の地盤変位 (D - D'断面)

4-3-4 地盤変位の予測（存在時）

(1) 予測事項

建物荷重による周辺地盤の変位

(2) 予測対象時期

存在時（新建築物の完成時）

(3) 予測場所

事業予定地周辺

(4) 予測方法

予測手法

「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）に基づく予測

予測条件

事業計画に基づく。

(5) 予測結果

4-3-1 (3)「新建築物の基礎形式」に示したように、新建築物の基礎形式は支持杭である。

「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）において、「支持杭の場合、沈下の検討を行わなくてもよい」とされていることから、建物荷重による地盤変位は極めて小さく、実質上生じないと予測する。

4-4 環境の保全のための措置

本事業の実施にあたっては、以下に示す環境の保全のための措置を講ずる。

- ・ 施工中に地盤変位量の計測を行い、適宜施工対応を講ずる。

4-5 評価

本事業における施工計画では、事業予定地と周辺地盤の地下水を遮断して、工事区域内でのみ地下水を汲み上げる工法を採用した。その結果、掘削時の地下水位の変動は最大4mmであり、周辺地盤の地下水位に及ぼす影響はほとんどないと判断する。

周辺地盤変位については、工事中の最大変位量（隆起）が、敷地境界上で最大1.0cmとなり、周辺地区の環境に及ぼす影響はほとんどないと予測される。敷地境界から10～20m離れた場所では、変位はほぼなくなると予測される。実際の工事では、逆打ち工法の採用により建物荷重の多くは支持杭で支えられるが、その一方で、実際には建物荷重を支える支持杭は地盤との間に摩擦力が作用することにより、リバウンド量の低減が期待できるため、地盤変位量は上記の数値を下回ると考えられる。

また、新建築物の基礎構造は、非常に堅固な地盤（ D_m-G2 ）を支持層とする杭基礎であるため、建物荷重による地盤変位は実質上生じないと判断する。

本事業の実施にあたっては、地盤変位量の計測管理を行い、適宜施工対応を講ずることにより、周辺の環境に及ぼす影響のさらなる低減に努める。