

市街地液状化対策推進ガイドンス

【資料編】

平成 28 年 2 月

国土交通省都市局都市安全課

目 次

資料編

1-1	東日本大震災で液状化した地形・地盤の分類	1
1-2	その他 復興事業・制度の概要	3
1-3	各事業・制度を活用した被災地区の復興の進め方	8
3-1	宅地地盤の被災宅地危険度判定例	14
3-2	宅地地盤の沈下量・建物の傾斜勾配と沈下量のデータ作成	16
4-1	宅地の液状化被害可能性判定計算シート	28
4-2	地盤の液状化判定	33
4-3	液状化に伴う地盤物性と地盤変形量の予測	35
4-4	宅地の平均地盤沈下と住宅の傾斜角の関係	39
4-5	建物の傾きによる健康障害	40
4-6	液状化による家屋被害と健康障害の関係	44
4-7	地盤に係る住宅被害認定の運用見直しについて	45
4-8	建物被害と液状化可能性の関係（液状化被災地区における実態調査）	46
5-1	地域で取り組む地盤の液状化対策のための地下水位低下の効果・影響簡易計算シート	50
5-2	地下水位低下によって発生する地盤の沈下量に関して	54
5-3	液状化被害軽減策の考え方	57
5-4	液状化被害の軽減策を考える必要がある場合の例題	64
5-5	めり込み沈下が発生するメカニズム及び影響を与える要因	72
5-6	めり込み沈下量から建物傾斜角を推定する方法	77
5-7	弾性論の式を利用してめり込み沈下量を推定する方法	80
5-8	尼崎市築地地区における自然流下方式による地下水位低下工法実施例	84
5-9	山本団地地区における自然流下方式による地下水位低下工法実施例	91
5-10	効果検証確認を目的とする「自動計測システム」について	98

5-11	地下水位低下の実証実験①（千葉県千葉市美浜区磯辺地区）	101
5-12	地下水位低下の実証実験②（茨城県神栖市鰐川地区）	107
5-13	川崎市の臨海埋立てにおける汲み上げ井戸方式による地下水位低下工法実施例	115
5-14	間隙水圧の分布を考慮した $e \sim \log P(\Delta e)$ 法の計算例（茨城県鹿嶋市鹿島神宮駅東側地区）	121
6-1	地域で取り組む地盤の液状化対策のための格子状地中壁工法の効果の簡易評価シート	129
6-2	2次元等価線形解析手法	133
6-3	阪神・淡路大震災を経験した格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査	138
6-4	東北地方太平洋沖地震における格子状地盤改良を施した建物基礎の挙動	144
7-1	公共事業に係る工事の施工に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領の制定について	149
7-2	構造部を矯正する要否の判定基準	154

資料編

1-1 東日本大震災で液状化した地形・地盤の分類

(出典：地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書―液状化から戸建て住宅を守るための手引書―，平成25年3月)

2011年東日本大震災では東北から関東にかけて非常に広い範囲で液状化が発生したが、発生した液状化を地形分類によって大まかに区分すると表-1のようになる。

これらの概要を述べると以下ようになる。

①海岸の埋立地

海岸の埋立地の液状化は東京湾岸を始め、茨城県などの太平洋沿岸の多くの地区で発生した。ただし、太平洋沿岸では津波のために液状化の痕跡が分からなくなって、液状化が発生したか否か判断できない地区が多い。例えば名取市閑上では、津波来襲前に液状化が発生している写真が撮影されているが、津波でかき消されてしまった。

②平野の川、池などの埋立地

川、池などの埋立地の液状化は利根川沿いなどの平野部で多く発生した。

例えば千葉県我孫子市で液状化した箇所は、利根川堤防が決壊した際の沼地を埋め戻した箇所であり、香取市では利根川の一部を埋め立てたところである。また、茨城県潮来市で液状化により甚大な被害を受けた日の出地区は内浪逆浦を埋めた所である。

③砂鉄や砂利を採取するために掘削し埋め戻した箇所

千葉県旭市では砂鉄、また茨城県神栖市や茨城県鹿嶋市では砂利を採取するために掘削して埋め戻した土が液状化し、住宅などに被害を与えた。

表-1 東日本大震災で液状化が発生した地形・地盤分類と発生した地区¹⁾

分類	主に発生した地区
海岸の埋立地	東京湾岸や太平洋沿い
平野の川、池などの埋立地	関東や東北の河川沿いなど
丘陵の造成宅地内の池などの埋立地	宮城・福島・茨城内の造成地
砂鉄や砂利を採取するために掘削し埋め戻した箇所	旭市、神栖市、鹿嶋市
河川堤防の基礎地盤や堤体	関東（特に利根川沿い）や東北の河川
埋設管敷設のために掘削	東北や関東の各地

特に、東京湾沿いには多くの埋立地が造成されてきている。そのうち、横浜市から川崎市、東京都、浦安市、市川市、船橋市、習志野市、千葉市にかけての広い範囲で液状化が発生した。

図-1に示すように東京の新木場から千葉市にかけての埋立地では非常に広い範囲で、しかも一面に液状化が発生した。図-2に浦安市の北西～南東にかけての地質断面図例を示す。

この地区では海底に堆積している沖積砂層(A_s)の上に、浚渫土層(F)が埋め立てられ、その上に盛土

1-2 その他復興事業・制度の概要

液状化対策を含めた被災地の復旧・復興にあたっては、様々な事業・制度の特徴を適切に捉え、住民及び行政の負担軽減が図られる事業手法を活用することが必要である。

ここでは、市街地液状化対策事業以外の各事業及び制度の概要について述べる。

1. 住宅地区改良事業

不良住宅が密集すること等によって保安、衛生等に関し危険又は有害な状況にある地区において、地方公共団体が不良住宅をすべて除去し、従前居住者向けの住宅（改良住宅）を建設するとともに、生活道路、児童公園等を整備する事業である。

主に老朽木造住宅密集市街地の整備を行う施策・公共事業である。国の対策において老朽住宅は自主建替を促進することを基本としているが、特に不良住宅が密集し、細街路率が高く、狭小な敷地や未接道敷地が多いといった自主建替がとうてい見込めない地域において限定的にこの事業を活用することで効率的かつ効果的な老朽住宅密集市街地整備を進め、その防災性及び住環境の向上を図るものである。

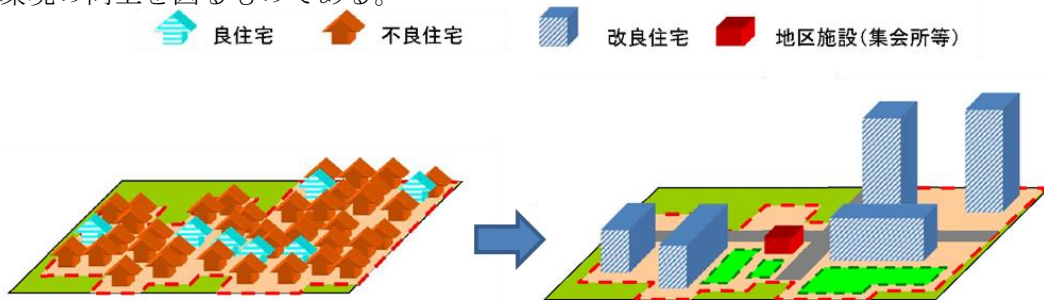


図-1 住宅地区改良事業のイメージ

2. 小規模住宅地区改良事業

不良住宅が集合すること等により生活環境が遅れている地区において、地方公共団体が不良住宅を除去し、従前居住者向け住宅（小規模改良住宅）を建設するとともに、生活道路、児童公園等を整備する事業である。

液状化被災市街地において、一定の区域内で、液状化による不同沈下等によって基礎等が損壊した住宅を不良住宅とみなし、行政がこれらの不良住宅を除却し、健全な住宅地区の整備を促進する事業である。

また、行政による不良住宅の買収・除却や公共施設の整備を行う費用等が補助対象となるが、居住者が自力再建する場合であっても、従前の住宅が不良住宅とみなされれば、当該住宅の除却費用等について本事業の活用が図られる。

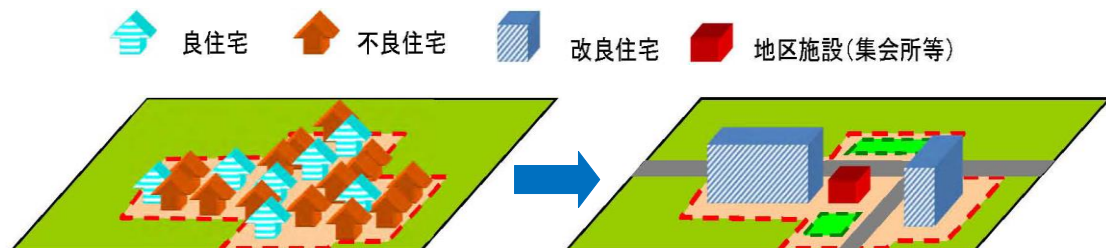


図-2 小規模住宅地区改良事業のイメージ

3. 市街地再開発事業

被災地の復興にあたり、被災地の限られた土地の有効利用を図りつつ、被災商店の再建や被災者の受け皿となる公的住宅との一体的整備を推進する事業。

商業施設、公的住宅等の施設建築物の整備に要する費用、都市計画道路等の公共施設の整備に要する費用が補助対象となる。

液状化被災市街地においては、杭基礎等による不燃高層の共同ビル等の建設を行うことにより再度災害の発生を抑制できる。

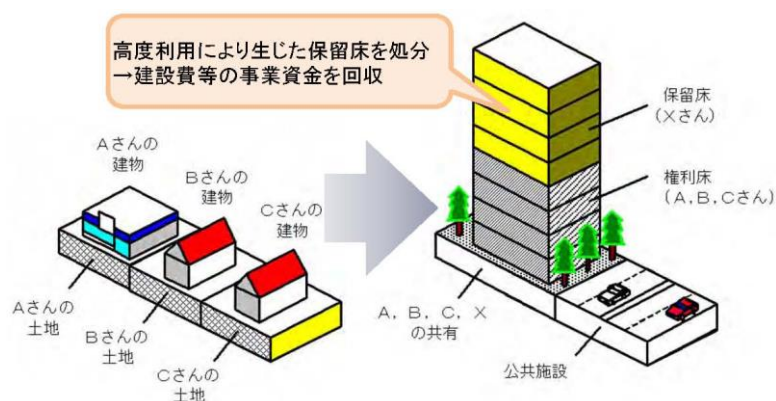


図-3 一般的な市街地再開発事業のイメージ

4. 都市再生区画整理事業

都市再生区画整理事業は、防災上危険な密集市街地及び空洞化が進行する中心市街地等、都市基盤が貧弱で整備の必要な既成市街地、並びに被災した市街地において、土地区画整理事業の実施により、都市基盤の整備と併せて街区の再編を行い、もって土地の有効利用を促進するとともに、安全で快適に暮らすことができ、活力ある経済活動の基盤となる市街地への再生・再構築を行うことを目的とする事業である。

次の4事業の制度から構成される。

①都市再生事業計画案作成事業

既成市街地等の再生・再構築を行う土地区画整理事業を実施するための事業計画の案の作成に対する補助事業

②都市再生土地区画整理事業

都市基盤が貧弱で整備が必要な既成市街地の再生・再構築を行う土地区画整理事業に対する補助事業

③被災市街地復興土地区画整理事業

大規模な災害により被災した市街地の復興を行う土地区画整理事業に対する補助事業

④緊急防災空地整備事業

既成市街地における土地区画整理事業予定地区において、事業化を促進するとともに、緊急に防災性の向上を図る事業に対する補助事業

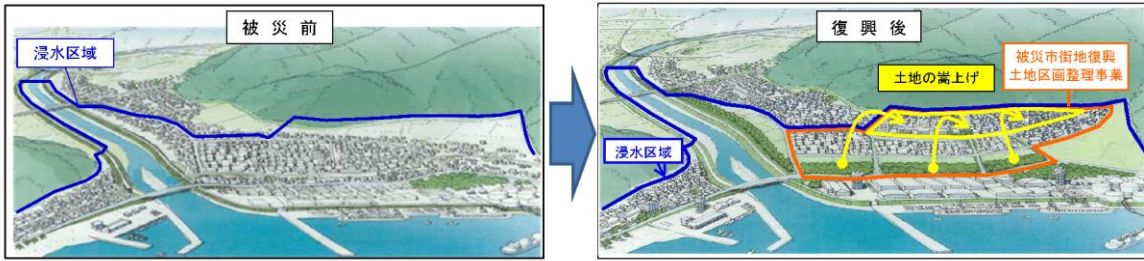


図-4 都市再生区画整理事業（被災市街地復興土地区画整理事業）

5. 防災集団移転促進事業

液状化被災市街地において、再度災害の発生のおそれがあるがその対策が困難であることから、住民の居住に適当でないと認められる区域内の集団移転を支援する事業である。

行政による住宅団地の用地取得造成や移転者の住宅建設・土地購入に対する補助費用、移転促進区域内宅地等の買取費用等が補助対象となる。

移転促進区域（移転跡地）は建築基準法第39条第1項に基づく災害危険区域に指定される。



図-5 防災集団移転促進事業
（北海道奥尻町の事例(H5 北海道南西沖地震)）

6. 災害公営住宅整備事業・災害公営住宅家賃低廉化事業

災害公営住宅整備事業は、被災者の居住の安定確保を図るため、激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律第22条の規程に基づく災害公営住宅の整備等に係る費用を支援する事業である。

行政による災害公営住宅の建設や、災害公営住宅用地の取得の費用等が補助対象となる。

また、災害公営住宅家賃低廉化事業は、公営住宅法第17条第2項及び第3項の規定に基づき、当該災害公営住宅の家賃低廉化に係る費用を支援する事業である。

災害公営住宅を建設・買取りにより供給した場合は、20年の補助期間となる。

7. 被災者生活再建支援制度

都道府県が相互扶助の観点から拠出した被災者生活再建支援基金を活用して実施されるものであり、被災者生活再建支援法に基づき、自然災害により居住する住宅が全壊する等、生活基盤に著しい被害を受けた世帯に、被災者生活再建支援金が支給されるもの。

液状化による不同沈下等により住宅が全壊した等の世帯が対象となる。

住宅の被害程度に応じて支給する基礎支援金と住宅の再建方法に応じて支給する加算支援金があり、支援金の使途は限定しない。

8. 災害復興住宅融資・災害復興宅地融資

東日本大震災に対処するための特別の財政援助及び助成に関する法律第138条、独立行政法人住宅金融支援機構法第13条第1項第5号、第13条第2項第1号に基づく、独立行政法人住宅金融支援機構による融資制度。

液状化による不同沈下等により被害を受けた住宅の所有者が、住宅を復旧（建設、補修等）する場合、災害復興住宅融資が利用できる。

また、住宅に被害はないが、液状化による噴砂等により擁壁の損壊等が生じた宅地を補修する場合には、災害復興宅地融資が利用できる。

9. 地籍整備推進調査費補助制度

都市部における地籍整備の推進による街づくりへの支援を行うため、人口集中地区又は都市計画区域（ただし、地籍調査実施済地域は除く。）で、土地境界の情報の調査・測量を行い、国土調査法第19条第5項指定申請等を通じて成果を地籍情報として整備しようとする事業者に対する補助制度。

19条5項指定等を受けるために必要な、調査計画等作成、境界情報等整備、成果等作成の費用が補助対象となり、液状化により敷地境界等が混乱した地域において、地籍整備を行う場合の活用が想定される。

表-1 各事業・制度の比較

事業・制度名	小規模住宅地区改良事業	防災集団移転促進事業	市街地再開発事業	災害公営住宅整備事業	液状化対策推進事業		地籍整備推進調査費補助制度	被災者に対する支援・融資等
					都市再生区画整理事業	都市防災推進事業		
事業実施主体	・市町村 ・都道府県	・都道府県 ・市町村	・都道府県 ・市町村 ・民間事業者等	・都道府県 ・市町村 ・民間事業者等	・都道府県 ・市町村 ・土地区画整理組合等	・都道府県 ・市町村	・地方公共団体 ・民間事業者等	—
補助要件	・不良住宅戸数 15 戸 ・不良住宅率 50%	・住宅団地規模 5 戸以上	・地区面積 2,000 m ² 以上(原則) ・地区内の耐火建築物が概ね 1/3 以下	・なし	・液状化対策事業計画区域内 ・公共施設と宅地との一体的な液状化対策が行われていると認められるもの	・区域面積 3,000 m ² 以上かつ、区域内の家屋 10 戸以上 ・区域内の宅地の所有者等の 2/3 以上の同意	・面積要件 500 m ² 以上 ・人口集中地区又は都市計画区域(地籍調査実施済地域は除く)	・住宅が「全壊」した旨の「り災証明書」の発行を受けた者等
液状化対策	—	—	特殊基礎工事	—	液状化対策推進工事	液状化対策推進工事	—	—
住宅建設	小規模改良住宅の建設	—	—	公営住宅の建設・買取	—	—	—	—
公共施設	公共施設、地区施設整備	住宅団地に係る公共施設等の整備	共同施設整備	共同施設整備	公共施設整備	—	—	—
既存住宅除却	不良住宅の買取・除却	移転促進区域内の宅地等の買取	建築物除却	既設建築物(既設公営住宅)の除却	—	—	—	—
用地取得・造成	用地取得・造成	住宅団地の用地取得・造成	—	用地取得・造成	公共施設用地取得	—	—	—
家賃低廉化補助	—	—	—	(※)	—	—	—	—
仮設住宅等整備	一時収容施設設置	—	—	—	仮設住宅等整備	—	—	—
地籍整備	—	—	—	—	地籍整備	—	地籍整備	—
個人住宅建設・補修等	—	・移転者の住宅建設・土地購入に対する補助 ・移転者の住居の移転に対する補助	—	—	—	—	—	・被災者生活再建支援制度 ・災害復興住宅融資 ・災害復興宅地融資

(※) 災害公営住宅家賃低廉化事業を活

1-3 各事業・制度を活用した被災地区の復興の進め方

様々な復興方針が考えられる被災地区における、各事業・制度を活用した復興の進め方の例を示す。被災地区の復興にあたっては、地区の状況や住民の意向等により、様々な復興方針が考えられる。以下は、種々な場合において、各事業・制度を活用することによる復興の進め方についての例を示したものである。

1. 現地において住宅再建する場合（図-1 参照）

液状化被害により損壊した住宅において、住民が現地での再建を目指している場合は、以下のような各種事業を活用し、液状化対策とともに、住民が再建する際の負担の軽減し、復興を進めることが想定される。

小規模住宅地区改良事業を活用することで、損壊住宅（不良住宅）を除却することにより、他の関連事業の施行や住民の再建の円滑化を図る。このとき、除却した損壊住宅に居住していた住民のための仮設住宅等の設置についても、本事業による補助の対象となる。

この後、市街地液状化対策事業の活用により、公共施設と隣接宅地との一体的な液状化対策を施すこととなる。

住宅の再建には、被災者生活再建支援制度や災害復興住宅融資等の利用が考えられる。

また、現状では自力再建が困難な住民に対しては、災害公営住宅整備事業の活用により、災害公営住宅の建設等を行い、居住の安定確保を図ることとする。また、災害公営住宅家賃低廉化事業の活用により、災害公営住宅入居者の家賃負担が軽減される。この災害公営住宅は一定期間経過後、入居者に対して譲渡処分も可能となる。

2. 公営住宅等を整備する場合（図-2 参照）

液状化により多くの住宅が被害を受け、また、自力での住宅再建が困難な高齢者等が多く居住している場合においては、地区内に公営住宅等を整備すること等が考えられる。この場合、以下のような各種事業の活用により、液状化対策とともに、居住の安定確保を図り、復興を進めることが想定される。

災害公営住宅整備事業の活用により、被災地区内において災害公営住宅を整備する。このとき、災害公営住宅に係る用地買収等は実施できるが、それ以外の箇所における損壊住宅（不良住宅）の除却等は、小規模住宅地区改良事業を合わせて活用することで可能となる。

この後、市街地液状化対策事業の活用により、公共施設と隣接宅地との一体的な液状化対策を施すこととなる。土地区画整理事業を活用することで、災害公営住宅用地内に良住宅がある場合でも、当該用地外への換地により移転が可能となる。なお、良住宅の移転戸数が少なく、かつ災害公営住宅用地以外に損壊住宅がある場合には、三者契約による良住宅の移転も検討することができる。この場合は換地操作が不要となり、都市防災推進事業により液状化対策を実施する。

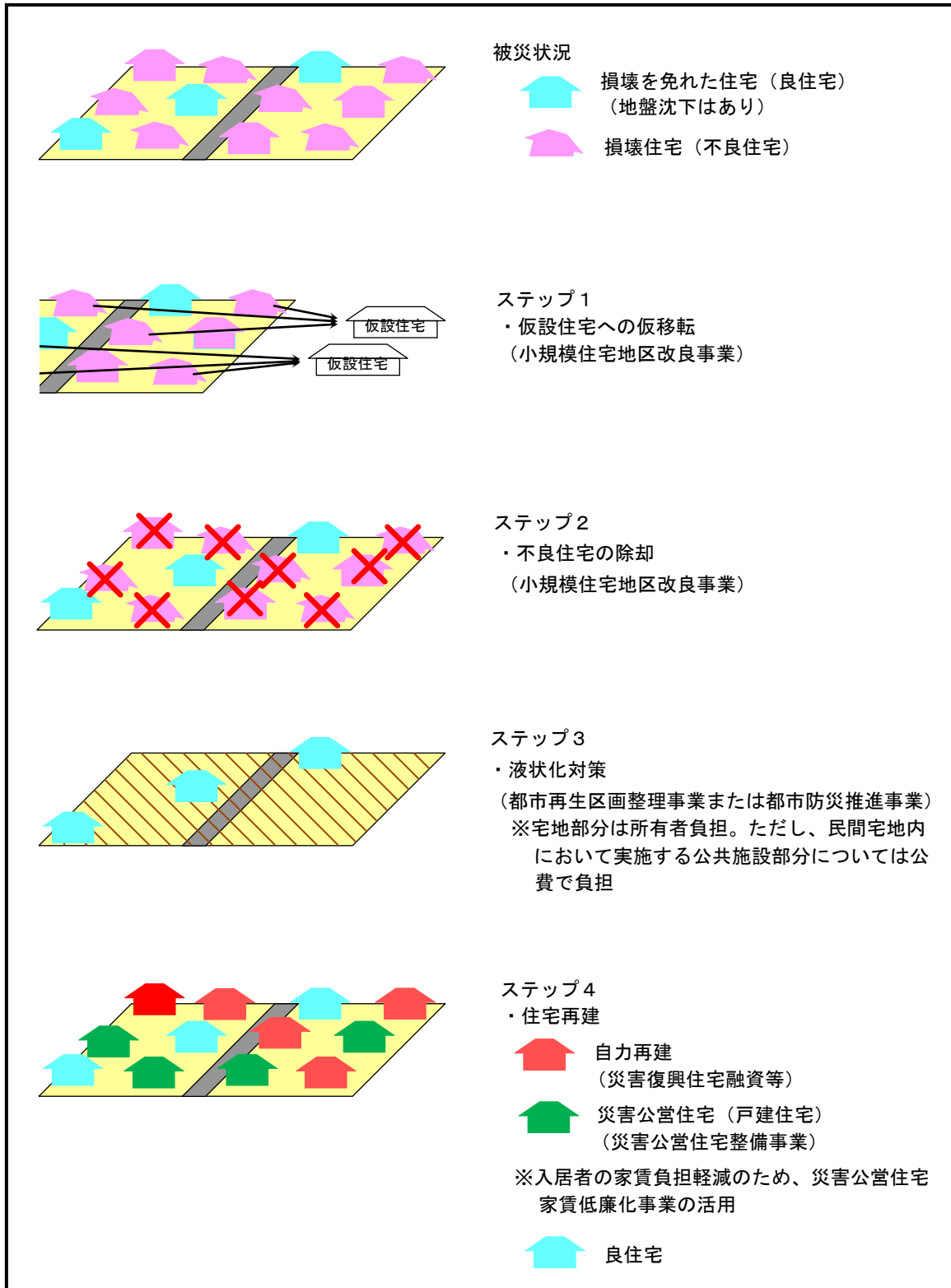


図-1 現地において住宅再建する場合における復興の進め方の例

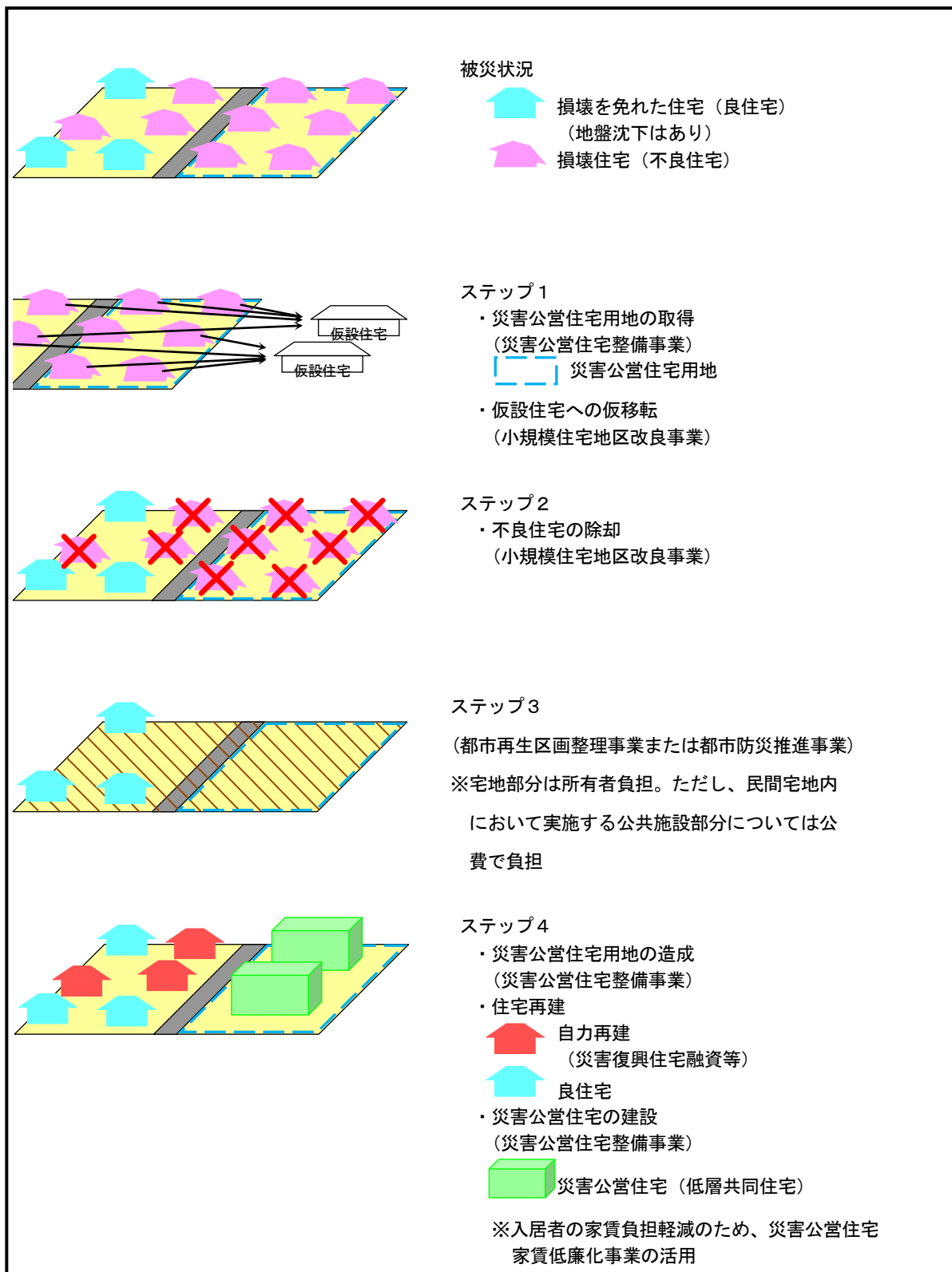


図-2 公営住宅等を整備する場合における復興の進め方の例

3. 集団移転が必要な場合（図-3 参照）

地盤状況等により液状化対策に莫大な費用がかかり、対策が困難であることから、再度災害が発生する可能性があり、居住に適当でないと認められる区域では、集団で安全な他地区へ移転することが必要となる。この場合、建築基準法第39条第1項の災害危険区域の指定を伴うことにより、防災集団移転促進事業の活用が考えられる。

居住に適当でないと認められる区域を移転促進区域（住民の移転を促進する区域）に設定し、安全な住宅団地への集団移転を促進する。

住宅団地の整備は、本事業の活用によるほか、土地区画整理事業の活用による先行整備も考えられる。

住宅団地における移転者の住宅の確保については、移転者が敷地を購入して住宅を建設または購入、あるいは、敷地を借地して住宅を建設または購入する場合には、防災集団移転促進事業の活用により住宅建設等に対する補助や移転者の住居の移転に対する補助が行える。更に、災害復興住宅融資等により、移転者の経済的負担を軽減できる。また、自力再建が困難な移転者に対しては、災害公営住宅整備事業の活用により災害公営住宅が提供できる。

移転跡地（移転促進区域）は災害危険区域に指定されることから、条例による建築制限の範囲内で復興計画に基づく土地利用が可能である。このため、当該用地は都市公園等としての利用が考えられるが、このように利用方針が定まっている場合は、防災集団移転促進事業による土地の買収は行わず、都市公園事業等の活用で買収を行うことが望ましい。また、民間企業等が立地する場合においても、土地売買は被災者と当該企業等との間で直接行うこととし、防災集団移転促進事業を活用した当該用地の買取りは行わないほうが望ましい。

4. 敷地を共同化する場合（図-4 参照）

首都近郊で利便性がよく、かつ地価も高い場所では、地域住民が敷地を共同化し、不燃化共同建築物を建設、また、公共施設の整備を一体的に図る市街地再開発事業の活用が想定される。

利便地域であることから、住宅が密集しており、個別の液状化対策が困難な場合であっても、建築物の再編により、個別に液状化対策を実施することなく安全性の高い居住空間が確保できる。

市街地再開発事業を実施する場合、小規模住宅地区改良事業等との合併施行により、以下のような採算性の向上が図られることとなる。

- ・市街地再開発事業区域内に過小宅地が存在する場合、権利変換によって過小床の発生の恐れがあるが、小規模住宅地区改良事業等との合併施行で不良住宅の除却と平行して過小宅地を買収し、過小床の発生を減少させることができる
- ・損壊住宅（不良住宅）の買収を小規模住宅地区改良事業等の施行者が行うため、市街地再開発事業に係る権利者数の削減が図られ、結果として市街地再開発事業における権利変換量の軽減につながる。
- ・市街地再開発事業の事業費の多くは、保留床の処分金により賄われることとなるが、保留床として改良住宅等が処分されることとなれば、保留床処分についての目処が立てやすくなることともに、借家人等の住み替え対策も同時に図られることとなり、同事業の推進につながる。

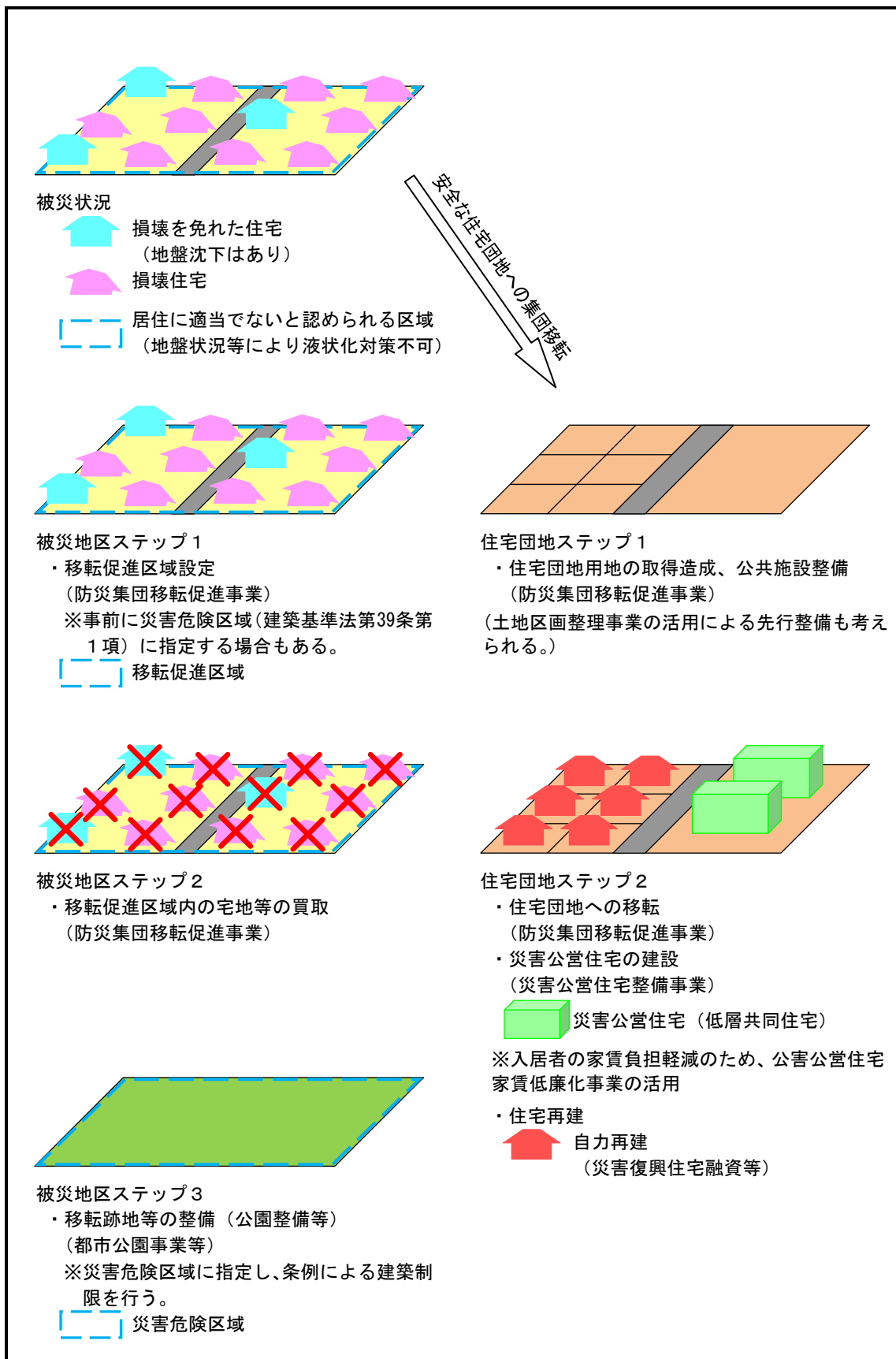


図-3 集団移転が必要な場合における復興の進め方の例

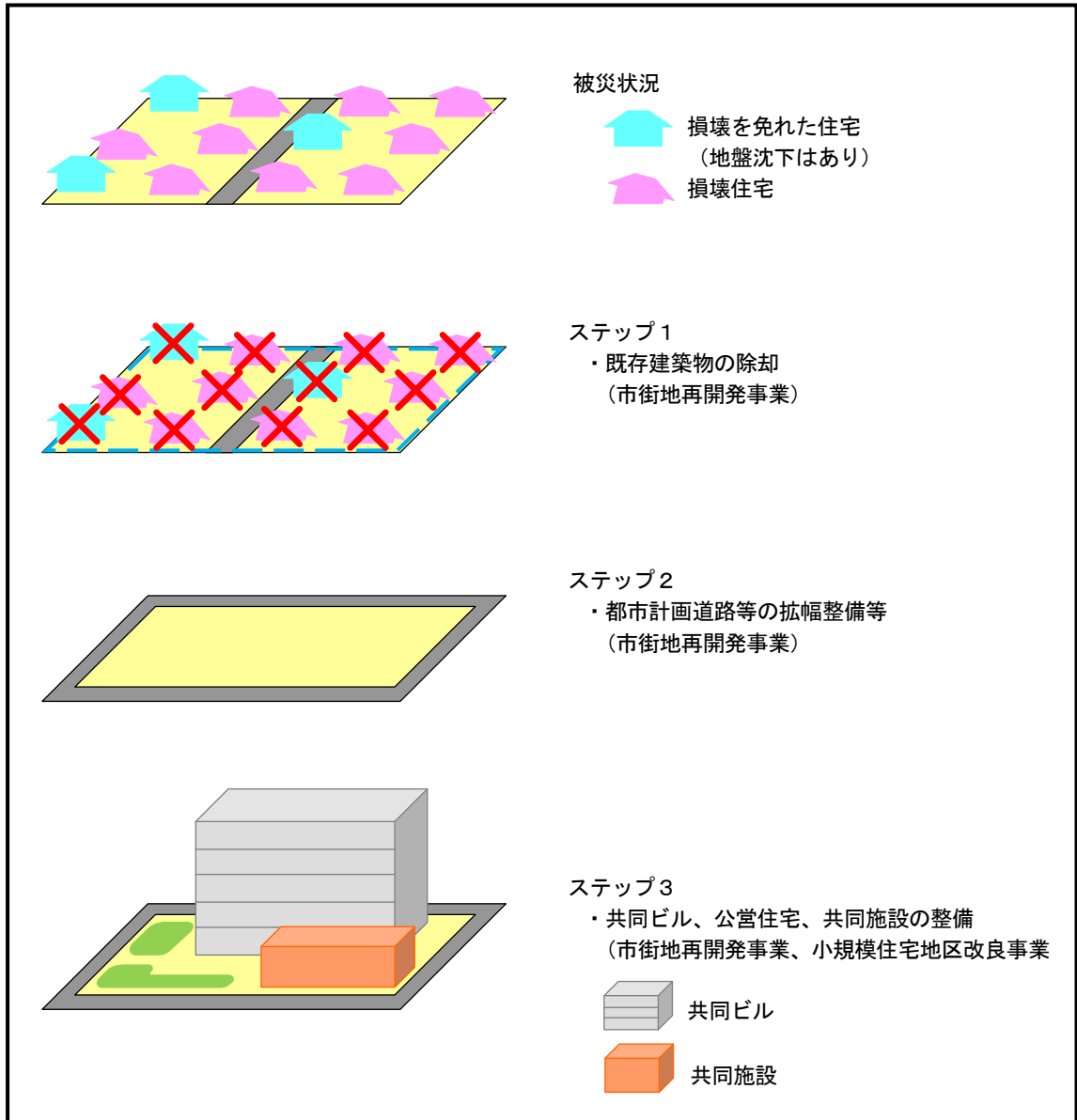


図-4 敷地を共同化する場合における復興の進め方の例

3-1 宅地地盤の被災宅地危険度判定例

(出典 被災宅地危険度判定連絡協議会：擁壁・のり面等被害状況調査・危険度判定票作成の手引)

記入例 2

(様式-2)

宅地地盤/のり面・自然斜面被害状況調査・危険度判定票

調 査 票		調査日時	〇年〇月〇日		時	調査番号	B-1			
		地震名又は降雨災害名		〇〇地震						
被害発生場所		〇〇都道府(県)		〇〇(市)郡	〇〇区(町)村					
		〇〇(地区)団地		5丁目	6番	7号				
所有者・管理者氏名		山野 次郎		記入者氏名	調査 太郎		TEL: 0987-65-4321			
所有者・管理者の連絡先		自宅(〇市〇町9-8-7) TEL: 0234-56-7890		居住者への説明	<input type="checkbox"/> 済 <input checked="" type="checkbox"/> 未了 <input checked="" type="checkbox"/> 居住者不在 <input type="checkbox"/> 老人独居住宅					
<被災状況図>							応急措置 <input type="checkbox"/> 済 <input type="checkbox"/> 未了			
宅地地盤				のり面・自然斜面						
1.クラック	2.陥没	3.沈下	4.段差	5.隆起	1.クラック	2-1.ハラム	2-2.盤ぶくれ	3.ガリ浸食	4-1.滑落	4-2.崩壊
5.のり面保護工変状		6.排水施設の変状								
<p>明石市立 朝霧中学校</p> <p>軽微なキレツ 10cm</p> <p>すべりを起こす 危険性有</p> <p>キレツは大きなもので、$W=10m$ $L=10m$</p> <p>陥没の深さ：約30cm</p> <p>陥没 $3m \times 2m \times 0.3m = 1.8m^3$ キレツ3箇所</p>				<p>約80m</p> <p>学校</p> <p>H=5.0m</p> <p>道路</p> <p>道路</p>						
										[平面図]
被災写真の有無		<input type="checkbox"/> 無 <input checked="" type="checkbox"/> 有→写真番号 []						
特記事項		キレツや陥没の被害自体は大きいが生住者のいない学校なので、避難するほど危険ではない。								

のり面・自然斜面の基礎的条件						
地盤	岩	<input type="checkbox"/> 軟岩 <input type="checkbox"/> 硬岩 <input type="checkbox"/> 不明	オーバーハング		<input checked="" type="checkbox"/> 無 <input type="checkbox"/> 有	
	土 砂	<input type="checkbox"/> 砂質土 <input type="checkbox"/> 礫質土 <input type="checkbox"/> 粘性土 <input type="checkbox"/> 不明	排水施設		<input type="checkbox"/> 無 <input checked="" type="checkbox"/> 有 (のり肩) <input type="checkbox"/> 小段排水	
のり面高 (複合のり面は擁壁高含)	最大高	5 m (平均高 4 m)	のり面保護工		<input type="checkbox"/> 無 <input type="checkbox"/> 植生土 <input type="checkbox"/> 構造物	
	(うち擁壁高)	5 m	擁壁配置		<input type="checkbox"/> のり面の上部 <input type="checkbox"/> のり面の中部 <input type="checkbox"/> のり面の下部 <input checked="" type="checkbox"/> 全面	
のり面勾配	1 : 0.5					
のり長さ	5.5 m		家屋の有無		上部 <input checked="" type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無 : 下部 <input type="checkbox"/> 有 <input checked="" type="checkbox"/> 無	
変 状 形 態 と 配 点 表						
宅 地 盤	変形状態のチェック(複数可)	小		中		大
	1 クラック(幅)	3 cm未満	1	3~15cm 未満又は複数	3	15cm 以上又は全面 5
	2 陥没(深さ)	20 cm未満	2	20~50 cm未満	4	50 cm以上 6
	3 沈下(沈下量・規模)	10 cm未満	2	10~25 cm未満	4	25 cm以上 7
	4 段差(段差量)	20 cm未満	3	20~50 cm未満	5	50 cm以上 8
	5 隆起(隆起量・規模)	20 cm未満	7	20~50 cm未満	8	50 cm以上 9
	6 湧水、噴砂	<input type="checkbox"/> 無 <input checked="" type="checkbox"/> 有→+1点(上の点数に1点加える)				
の り 面 ・ 自 然 斜 面	変形状態のチェック(複数可)	小		中		大
	1 クラック(幅)	3 cm未満又は単数	1	3~15 cm 未満又は複数	2	15 cm 以上又は全面 3
	2 ハラミ・盤ぶくれ (隆起量・規模)	10 cm未満又は1宅地ごとののり面等面積に対し10%未満	3	10~30 cm 未満は1宅地ごとののり面等面積に対し10~50%未満	4	30 cm 以上又は1宅地ごとののり面等面積に対し50%以上 5
	3 ガリー浸食	クラックなどが誘因となって雨滴による浸食が現れはじめた段階。	6	のり面の表土が雨裂に陥没するなど放置していると被害が広がるおそれのあるもの。	7	洞穴状や滝壺状にガリーが進展して家屋の基礎やのり面等の下側に被害を御予防するような状態。 8
	4 滑落・崩壊	部分的な表層すべり、又はのり面上部の小崩壊。	7	表層すべりが進んでえぐり取られたような状態。放置すると拡大するおそれのあるもの、又はのり面中部までの崩壊。	8	全面的なすべり崩壊で、さらに拡大のおそれがあるもの、又はのり面底部を含む全崩壊。 9
	5 のり面保護工の変状 (植生工は除く)	例えば、のり枠の間詰め陥没。又はコンクリート吹付工にわずかにテンションクラックが見られるが吹付工のずれは認められない程度。	7	例えば、のり枠の部分的な破損。又はコンクリート吹付工のクラック部分で陥没・ずれが見受けられる。	8	例えば、のり枠の浮上り破壊。又はコンクリート吹付工のラス金網が露出し、コンクリート吹付面にも破損が見受けられる。 9
	6 排水施設の変状	天端排水溝にずれ、欠損がある。又は、天端背面、舗装面にクラックが見られる。	3	左に加え、のり面のクラック、又は目地からの湧水がある。	5	排水溝が破断沈下するなど、排水機能が失われている。 7
	7 のり面内の水道管等の破裂	破裂して水が流出している。				8
8 湧水、落石・転石	<input type="checkbox"/> 無 <input type="checkbox"/> 有→+1点(上の点数に1点加える)					
被害の判定値 (上記の最大値を被害程度の点数とする)		5 点		☆被害程度の点数と危険度判定☆ 小被害：1~3点(当面は防災上問題なし) 中被害：4~7点(制限付き立入。進行していれば避難) 大被害：8~10点(危険、要避難、立入禁止)		
危険度判定		<input type="checkbox"/> 大 <input checked="" type="checkbox"/> 中 <input type="checkbox"/> 小				
所見(記入者の意見)	緊急度	<input type="checkbox"/> 大 <input checked="" type="checkbox"/> 中 <input type="checkbox"/> 小		(人命・財産・交通の3点を判断基準とする。)		
	拡大の見込	<input checked="" type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無 <input type="checkbox"/> 判断不可		(備考：)		

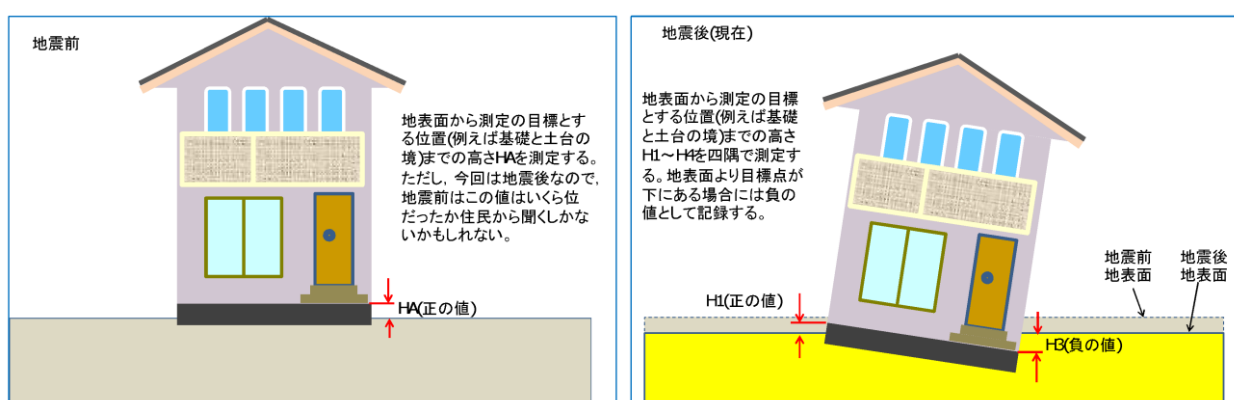
3-2 宅地地盤の沈下量・建物の傾斜勾配と沈下量のデータ作成

宅地地盤の沈下量・建物の傾斜勾配と沈下量のデータ作成は、対策検討を行うための基準値を作成するために重要な要素となる。

液状化被災市街地で宅地地盤の沈下量・建物の傾斜勾配と沈下量を測量し、以下の各マップ類を作成し整理する。

- ①宅地地盤の平均沈下マップ
- ②建物の平均傾斜マップ
- ③建物の平均沈下マップ
- ④路面より低い宅地マップ

「用語の定義」



- ・地震前の目標点の高さ： H_A
- ・地震後の地表面からの目標点の平均高さ： H_B

$$H_B = (H_1 + H_2 + H_3 + H_4) / 4$$

- ・建物平均めり込み沈下量： S_P

$$S_P = H_A - H_B$$

- ・建物不同沈下量： S_D

$$S_D = H_1 - H_3$$

- ・建物平均絶対沈下量： S_A

$$S_A = S_P + \text{地表面沈下量}$$

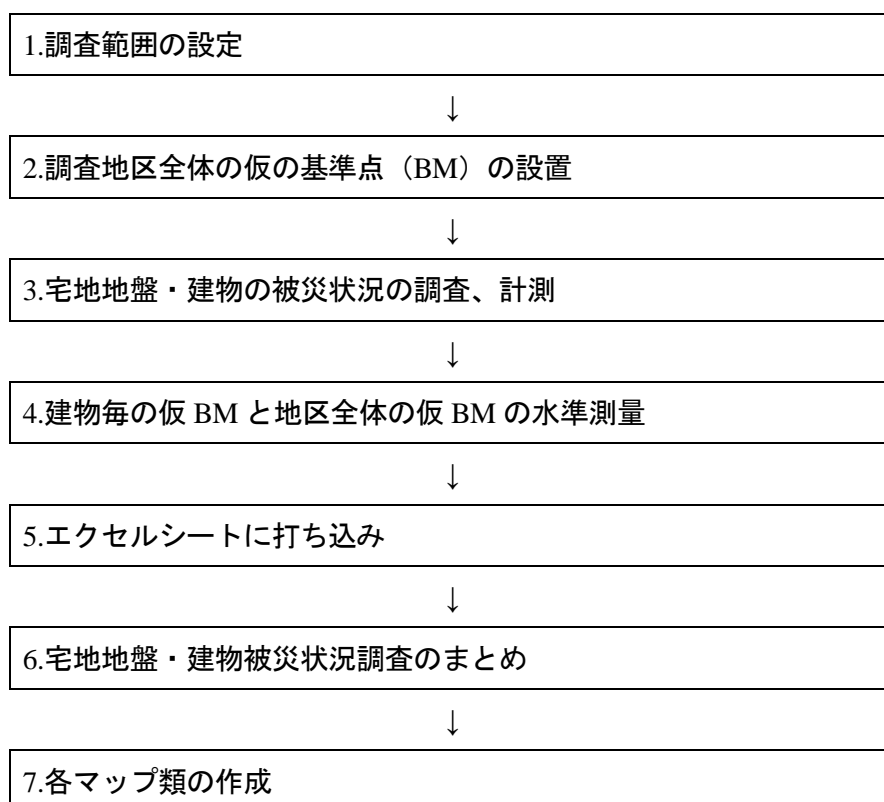


図-1 用語の解説図

本調査方法は、震災前の宅地地盤高が不明であることを想定している。震災前の宅地地盤高は、宅地内で数点計測した任意高さの最大値を震災前の宅地地盤高さと仮定し計算するものとした。

震災前の宅地の地盤高が明確な場合は、上記、震災前の宅地地盤高の仮定値に明確な震災前の宅地の地盤高を入力する。定めた宅地毎の仮BMの高さと宅地内の任意高さの平均から震災後の宅地地盤高さを求める。

「調査フロー」



1. 調査範囲の設定

本調査は液状化被災地の個人宅地内を調査するため、調査時期、調査範囲、作業内容を明確にし、個人情報等は一切公開しない旨、調査の前に周知しておく必要がある。

2. 調査地区全体の仮基準点（BM）の設置

液状化被災地においては地盤全体が沈下し既存の水準点の変動しているが、本調査においては震災前と震災後の高低差の把握が必要なため、測量範囲の近傍で幹線道路の人孔や橋梁等震災前の高さが明らかで、極力震災による変動が少ないと考えられる箇所に調査地区全体の仮基準点を設置する。震災後の水準点の測量成果が公表されている場合は、それをもとに地区全体の仮基準点を測定する。

3. 宅地地盤・建物の被災状況の調査、計測

(1) 調査項目

調査項目は、以下の内容である。

①建物構造

『木造・RC・鉄骨・その他』に分類

②基礎構造

『布基礎・ベタ基礎・独立基礎・その他』に分類

③建築面積

外周の寸法を見取図に記載し、階数を『1F・2F・3F・4F・5F・その他』に分類

④被災原因

『地震による直接損壊・液状化・地すべり等』に分類

⑤被災状況

1) 地盤の変状

クラック・段差について、見取図に記載

2) 沈下量

測量結果の計測値をExcelに入力し、「建物の不同沈下量」、「建物の傾斜」、「建物の総沈下量」、「宅地地盤の沈下量」を算出する。

また、震災後に行われた、罹災証明の判定結果等も併せて記載する。

3) 基礎

クラックについて、見取図に記載した。

また、震災前の基礎高を計測し、記載した（基礎が埋まっている場合は少し掘り、埋没している基礎についている地盤高の跡を探し、計測）。

4) 外壁屋根

外壁屋根の液状化による被害を、住民の方にヒアリング

5) 建具

壁・扉・窓などの建物の外周となる部分の液状化による被害を住民の方にヒアリング

6) 外構

土間コンクリート、擁壁等についてのクラックを見取図に記載。

⑥見取図

建物、建物の外周の寸法、前面道路、方角及び宅地地盤のクラックや噴砂等の幅・段差・深さがわかるよう位置・状況を記載。

⑦測量結果

「建物隅の基礎天端高さ」、「前面道路の地盤高さ」及び「基礎天端高さを取った建物隅付近の敷地内の任意の地盤高さ」を計測。

(2) 計測方法

計測はオートレベルを用いて行ない、現地にて被災状況調査票に記入する。

- ①基準点 (BM) を定める。オートレベルを任意の位置に設置し、基準点の高さを計測する。この高さを『基準高』とする。
- ②オートレベルを動かさず、調査宅地と道路の官民境界の、一番下がっている位置 (側溝、境石等) の高さを計測する。これを、『計測の道路高』とする。
- ③オートレベルを動かさず、建物隅の基礎天端の高さを計測する。これを、『計測の建物基礎高』とする。
- ④オートレベルを動かさず、建物基礎高を計測した建物の隅付近の地盤の高さを計測する。これを、『計測の敷地内地盤高』とする。
- ⑤以上の『基準高』『計測の道路高』『計測の建物基礎高』『計測の敷地内任意点高』の数値を“測定値”とした。『計測の道路高』『計測の建物基礎高』『計測の敷地内任意点高』から、『基準高』を減じることにより、各高さを求めることができる。

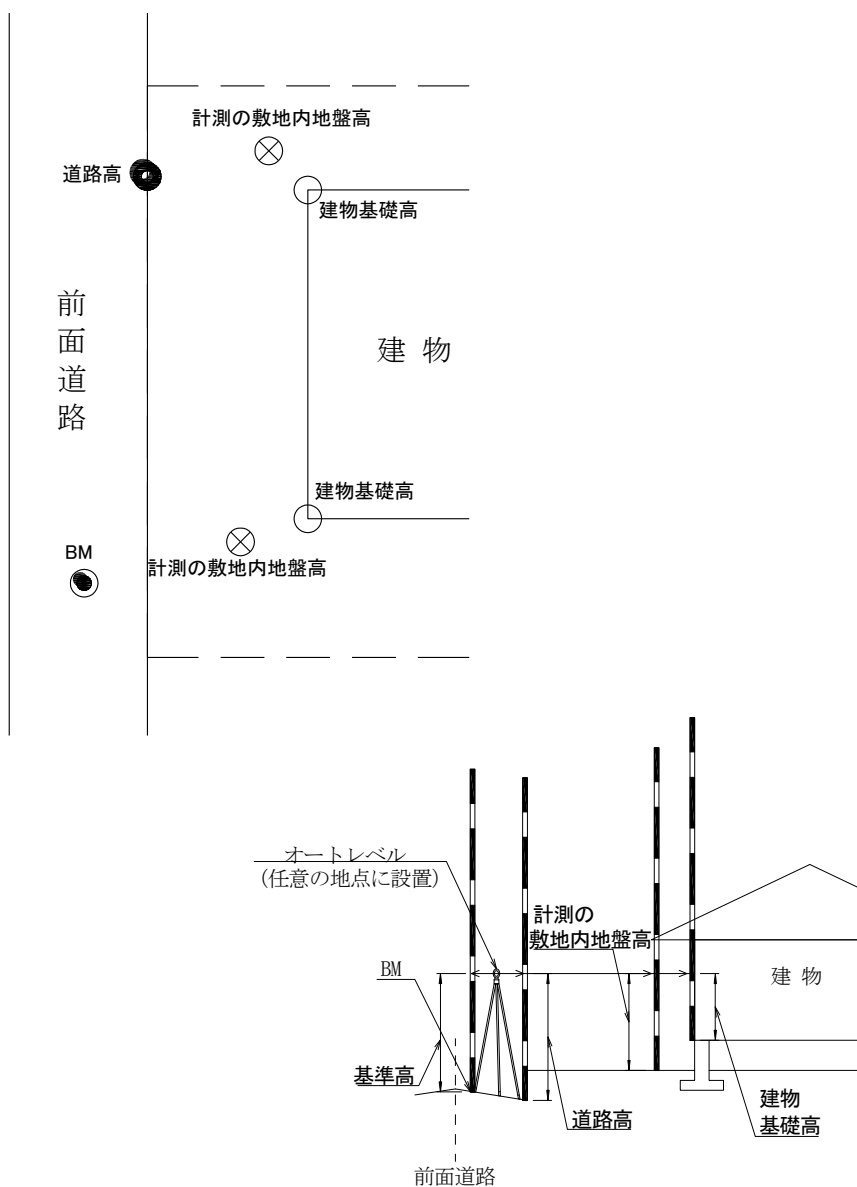


図-4 計測方法

宅地地盤・建物の被災状況調査票（一般住宅）

整理番号		住所、氏名			
調査可否	可、 不可	不可の理由			
沈下修正工法	※沈下修正工法確認資料等で居住者にヒアリングする				
建物構造	木造 RC 鉄骨 その他（ ）				
基礎構造	布基礎 ベタ基礎 独立基礎 その他（ ）				
建築面積	1F 2F 3F 4F 5F その他（ ）				
被災原因	地震による直接損壊、液状化、地すべり等				
被災状況	地盤変状	クラック 段差			
	沈下量	建物の不同沈下量 : 28mm 建物の傾斜 : 4.6/1000(最大) 2.9/1000(平均)	罹災証明の判定結果 : 半壊 罹災証明の傾斜 : 1.2(cm) : 10/1000 調査年月日		
		建物の総沈下量 : 96 mm 宅地地盤の平均沈下量 : 57mm 建物のめり込み沈下量 : 30mm			
	基礎	クラックの有無 mm × ケ所			
	外壁屋根	異常の有無及び状況 :			
	建具	異常の有無及び状況 :			
	外構	異常の有無及び状況 :			
見取り図、測量結果 BMは、前面道路 人孔等					
		測定値	BM+	相対値	
	建物基礎高	1	689	742	
		2	711	720	
		3	721	710	
		4	744	687	
			719	712	
	道路高	A	1.511		
		B			
		C			
	地盤高	①	1.071		
		②	1.138		
		③	1.185		
④		1.120			
		1.095			
BM		1.431	0.00		
	測定結果を ↑		各々の最高点を 0 ↑		
震災前建物基礎高		45 cm			
建物寸法		m x m			
調査年月日					

注) 敷地内地盤はクラックの位置、状況等を記録（幅、段差、深さ等）

図-5 被災状況調査票の記載例

工法名	アンダーピーニング工法	耐圧版工法	ポイントジャッキ工法	注入工法
工法の概要	 <p>基礎下を掘削して建物荷重により1m程度の管杭を継ぎ足しながらジャッキで圧入する。支持層まで貫入後、これを反力にジャッキアップする。</p>	 <p>基礎下を順次掘削して仮受けと打設を繰り返して良質な地盤面に一体の耐圧版を構築し、耐圧版を反力にジャッキアップする。</p>	 <p>基礎を一部研り土台下に爪付きジャッキを挿入してジャッキアップする。補強等を行い既存基礎を再利用するが多い。</p>	 <p>基礎下へグラウトや薬液等を注入し、注入・膨張圧によりアップする。</p>

図-6 液状化修正工法一覧¹⁾

4. 建物毎の仮BMと地区全体の仮BMの水準測量

建物毎に設置した仮BMと地区全体の仮BMを測定する。

5. エクセルシートに打ち込み

別途提供されるエクセルシートに被災建物の計測結果を入力し、宅地地盤の沈下量・建物の傾斜勾配と沈下量等の値を得る。建物沈下量・建物傾斜量の算出方法とエクセルシートの中で行われる計算過程を以下に示す。

(1) 建物沈下量・建物傾斜量算出方法

沈下量および、建物傾斜量は下記の方法で算出する。なお、アルファベットは、帳票の項目のアルファベットを示している。

◎建物不同沈下量：SD

- 計測値『基準高』（図-7, BM）ら各隅の『計測の建物基礎高』（図-7, 1~4）を減じ、高低差を算出する（図-8, 1~4）。算出した各隅の『建物基礎高』の中から、最高点と最低点が入るようバランスをとり、4点を抽出する。（図-8, 1'~4'）
- aで計測した最高点を0とし、他の3点との相対値を導く。
- 0とした点から、bで導いた相対値（1''~4''）の平均を不同沈下量とする。（相対値の最大値を1/2）

◎建物平均めりこみ沈下量：SP

- 計測値『基準高』（図-7, BM）から各隅の『計測の敷地内任意点高』を減じ、高低差を算出する。（図-8, ①~④）
- d' dで計測した平均高さ

f. 震災後平均地盤高 d' + 震災前の基礎高 - 地震後の地表面からの目標点の平均高さ(HB)を、建物平均めりこみ沈下量 : SP とする。

※マイナスの値は、建物の浮き上がりを意味するが、建物沈下量が周辺地盤の沈下より小さい場合にもマイナスの値となり得ることから、マイナスの値となった場合には、等沈下量は 0 とする。

◎建物平均絶対沈下量 : SA

g. 宅地地盤の平均沈下量 e' + 建物平均めり込み沈下量(SP) f を、建物平均絶対沈下量とした(ただし、 $f < 0$ の場合、 $f = 0$)。

◎建物傾斜

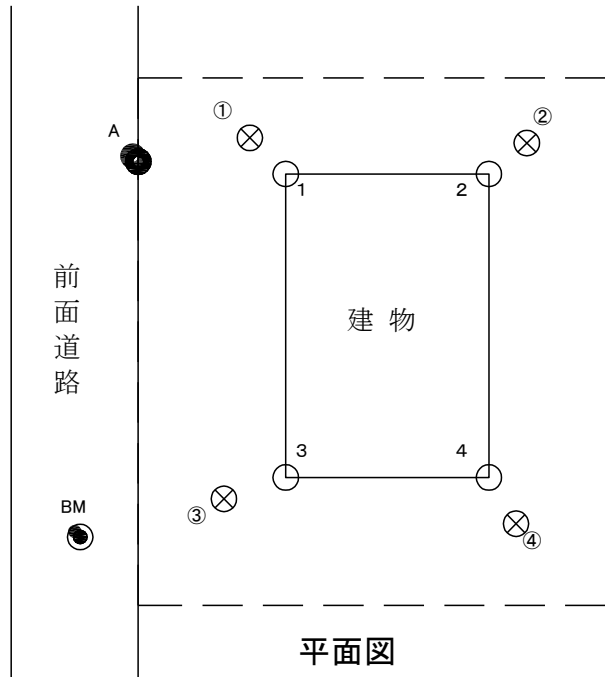
i. a で抽出した点 (図-7, 1' ~4') を結ぶ辺の長さを計測する (1'-2', 2'-3', ..., 2'-4')。

j. a で抽出した点の各辺間の相対値を、i で導いた辺の長さで割り、勾配を導く (1"-2", 2"-3", ..., 2"-4")。

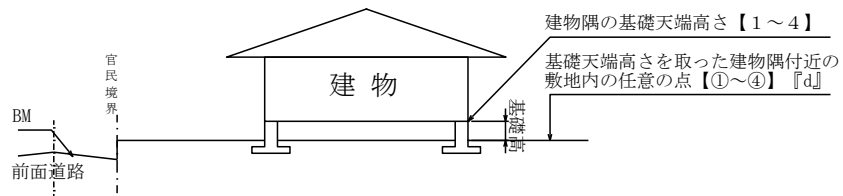
k. j で導いた勾配の最大値を、建物傾斜とする。

◎ 道路

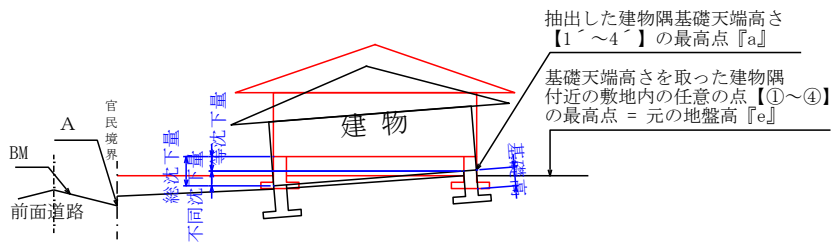
道路より宅地が下がっている箇所を抽出するため、『計測の道路高』(図-7, A) から各・『計測の敷地内任意点高』(図-7, ①~④) を減じ、負の数値の箇所について“道路より宅地が低い箇所” とする。



震災前



震災後



断面図

図-7 算出断面図

(2) エクセルシートの計算過程

別途提供されるエクセルシートに、建物調査・計測結果を入力する。計算は以下のように行われる。

建物No.	建物				備考
	基礎		基礎		
	構造	階数	構造	震災前基礎高 (cm)	
2	木	2	布	45	

計測値 (mm)	基準高	計測の建物基礎高						計測の敷地内任意点							計測の道路高		
	BM	1	2	3	4	5	6	7	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	A	B
	1500	100	200	300	500				600	700	800	850			1600		

基準高 - 各敷地内任意点

◎不同沈下量 (建物基礎高の 違いの平均値)	建物基礎高[基準高-計測の建物基礎高]							最高・最低値を含む抽出値 (mm)					最高点との相対値 (mm)				
	1	2	3	4	5	6	7	1'	2'	3'	4'	最大値(震災後 基礎天端高)	1''	2''	3''	4''	最大値/2(不 同沈下量)
	1400	1300	1200	1000				1400	1300	1200	1000	1400	100	200	400	200	

最高点・最低点を含む、4点を抽出
最大値
最大値との高低差
最大値/2

建物No.	建物				備考
	基礎		基礎		
	構造	階数	構造	震災前基礎高 (cm)	
2	木	2	布	50	

計測値 (mm)	基準高	計測の建物基礎高						計測の敷地内任意点							計測の道路高		
	BM	1	2	3	4	5	6	7	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	A	B
	1500	100	200	300	500				600	700	800	850			1600		

基準高 - 各敷地内任意点

◎不同沈下量 (建物基礎高の 違いの平均値)	建物基礎高[基準高-計測の建物基礎高]							最高・最低値を含む抽出値 (mm)					最高点との相対値 (mm)				
	1	2	3	4	5	6	7	平均	1'	2'	3'	4'	最大値(震災後 基礎天端高)	1''	2''	3''	4''
	1400	1300	1200	1000				1225	1400	1300	1200	1000	1400	100	200	400	200

◎地盤後の地盤面から目視点の平均高さ(HB)
◎建物不同沈下量(SD)

◎等沈下量 (震災前後の基 礎高の絶対差)	敷地高[基準高-計測の敷地内任意点]d							d'	e	e'	e''	f	◎総沈下量
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	平均値	最大値	最小値	(e-e'')/2	f	
	900	800	700	650				763	900	650	125	38	163

◎建物平均めり込み沈下量(SP)
震災後平均地盤高+震災前基礎高-震災後平均基礎天端高

◎傾斜	距離 (m)											勾配 (X/1000)		
	1'-2'	2'-3'	3'-4'	4'-1'	1'-3'	2'-4'	1''-2''	2''-3''	3''-4''	4''-1''	1''-3''	2''-4''	k	k'
	10.00	10.00	10.00	10.00	14.14	14.14	10.0	10.0	20.0	40.0	14.1	21.2	40.0	19.2

計測値
計算
最大値
各点の高さの差の絶対値 / 距離

◎道路	『計測の道路高』-『計測の敷地内任意点』						
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
A	1000	900	800	750			
B							
C							

各道路高 - 各敷地内任意点(マイナスが、道路より宅盤が下がっている箇所)

図-8 エクセルシートの計算過程

調査家屋						計測値 (mm)																						
建物No	調査順	丁目	番地	号	対象家屋名称	【計測の建物基礎高】							【計測の敷地内地盤高】							【計測の道路】								
						基準高	1	2	3	4	5	6	7	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	A	B	C	最大値				
1						1607	1013	1008	1087	1095	1080				1357	1582	1417	1346	1357							1692		1692
2						1431	689	711	721	744	719				1071	1138	1185	1120	1095							1511		1511
3						1493	887	929	987	954					1188	1239	1338	1315								1613	1680	1680
4						1486	672	667	678	676	701				890	1097	1155	1069								1620	1696	1696
5						2075	1322	1303	1570	1561					1519	1626	1743	1625								1620		1620
6						1493	779	776	776	781					1500	1372	1275	1183								1618		1618
7						1501	1069	991	963	971	1083				1393	1625	1322	1340	1402							1651	1652	1652
8						1546	947	979	1072	1029					1555	1342	1388	1332								1656		1656
9						1396	881	893	893	930	948				1588	1174	1192	1236	1275							1568		1568
10						1538	921	928	1001	1040					1173	1324	1320	1281								1667		1667
11						1885	773	755	783	810					1157	1114	1177	1215								1642		1642
12						1515	675	671	730	724					1152	1143	1186	1151								1581		1581
13						1509	862	883	976	957					1187	1183	1313	1272								1667		1667
14						1394	768	751	842	868					1207	1105	1182	1249								1535		1535
15						1549	968	1035	1075	1106	1031				1227	1273	1372	1349	1279							1713	1666	1713

No	【基準高】-【計測値】														◎建物不同沈下量(SD)														◎宅地地盤の平均沈下量					
	【建物基礎高】														最高・最低値を含む抽出値 (mm)														最高点との相対値 (mm)					色
	1	2	3	4	5	6	7	平均	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	平均 d'	1'	2'	3'	4'	最大値/2 (不同沈下量)	最大値 (敷地内地盤高) ※元地盤と仮定	最小値 (敷地内地盤高)	(e'-e'')/2										
1	594	599	520	512	527		550	250	25	190	261	250			195	594	599	512	527	599	5	87	72	44	261	25	118	青						
2	742	720	710	687	712		714	360	293	246	311	336			309	742	720	687	712	742	22	55	30	28	360	246	57	水						
3	606	564	506	539			554	305	254	155	178			223	606	564	506	539	606	42	100	67	50	305	155	133	73	青						
4	796	801	790	790	767		789	578	271	313	399			415	796	801	790	767	801	5	11	34	17	578	313	105	112	青						
5	753	772	565	514			636	356	449	332	450			447	753	772	505	514	772	19	267	258	134	356	332	112	青							
6	714	717	717	712			715	-7	121	218	310			161	714	717	717	712	717	3		5	3	310	179	-7	159	青						
7	432	510	538	530	418		486	108	-124	179	161	99		85	432	538	530	418	538	106	8	120	60	179	-124	152	青							
8	599	567	474	517			539	191	204	158	214			192	599	567	474	517	599	32	125	82	63	214	158	26	22	水						
9	515	503	503	466	448		487	-192	221	204	160	121		103	515	503	466	448	515	12	49	67	34	222	-192	207	118	緑						
10	617	610	537	498			566	365	214	218	257			264	617	610	537	498	617	7	80	119	60	365	214	76	214	水						
11	812	830	802	775			805	428	471	408	370			419	812	830	802	775	830	18	28	55	28	471	370	51	370	水						
12	840	844					815	363	372	329	364			357	840	844	785	791	844	4	59	53	30	372	329	22	22	水						
13	647	626	533	552			590	326	196	237				270	647	626	533	552	647		21	114	95	57	326	196	65	65	水					
14	626	643	552	526			587	187	289	212	145			208	626	643	552	526	643	17	91	117	59	289	145	72	72	水						

No	◎傾斜														◎建物構造				備考	道路より低い宅地の抽出 (mm)									
	距離 (m)														勾配 (X/1000)					基礎				道路高-宅地地盤高					
	1'-2'	2'-3'	3'-4'	4'-1'	1'-3'	2'-4'	1'-2'	2'-3'	3'-4'	4'-1'	1'-3'	2'-4'	k	e'	構造	階数	構造	被災前基礎高さ (cm)		最大値	最小値	色							
1	3.91	10.41	6.41	11.62	11.87	12.61	1.3	8.4	2.3	5.8	6.9	5.7	8.4	青	木	2	ベタ	28	335	110	110								
2	10.70	7.52	13.32	6.55	14.64	13.01	2.1	4.4	1.9	4.6	3.8	0.6	4.6	水	2	布	45	440	373	326	391	416					326		
3	12.91	7.49	12.00	7.43	14.11	14.90	3.3	7.7	2.8	9.0	7.1	1.7	9.0	青	木	2	ベタ	27	492	441	342	365					342		
4	6.11	11.53	12.00	7.43	13.05	12.71	0.8	1.0	1.9	3.9	0.5	2.7	3.9	水	木	2	布	33	806	599	541	627					541		
5	12.28	9.26	11.08	7.45	13.84	14.79	1.5	28.8	0.8	32.1	17.9	17.4	32.1	緑	木	2	布	27	101	-6	-123	-5					-123	黄	
6	13.35	12.91	4.71	12.98	13.24	13.74	0.9	4.8	1.1	0.2	0.2	0.4	1.1	水	2	布	38	118	246	343	435					118			
7	14.08	5.63	11.13	14.26	18.09	12.47	7.5	1.4	10.1	1.0	5.4	9.6	10.1	黄	木	2	ベタ	30	259	27	330	312	250					27	
8	6.61	11.09	6.54	10.15	12.07	12.87	4.8	8.4	6.6	8.1	10.4	3.9	10.4	黄	木	1	布	29	301	314	268	324					268		
9	11.21	8.56	9.31	12.93	15.18	14.44	1.1	4.3	1.9	5.2	3.2	3.8	5.2	水	木	2	布	25	-20	394	376	332	293					-20	水
10	7.88	9.23	7.35	10.17	10.23	14.15	0.9	7.8	5.3	11.7	7.8	7.9	11.7	黄	木	2	布	23	494	343	347	386					343		
11	5.63	10.23	5.63	10.23	11.68	11.68	3.2	2.7	4.8	3.6	0.9	4.7	4.8	水	木	2	ベタ	32	485	528	465	427					427		
12	5.55	10.19	5.55	10.19	11.60	11.60	0.7	5.8	1.1	4.8	4.7	4.6	5.8	水	木	2	ベタ	35	429	438	395	430					395		
13	5.64	11.09	6.55	11.13	12.44	12.88	3.7	8.4	2.9	8.5	9.2	5.7	9.2	青	木	2	ベタ	28	480	484	354	395					354		
14	11.10	9.57	11.10	9.57	14.66	14.66	1.5	9.5	2.3	10.4	5.0	8.0	10.4	黄	木	2	布	41	328	430	353	288					288		
15	9.31	7.90	6.59	12.08	14.62	10.55	9.3	3.9	10.7	3.6	8.1	4.2	10.7	黄	木	2	布	23	486	440	341	364	434					341	

図-9 エクセルシートの入力例

6. 宅地地盤・建物被災状況調査のまとめ

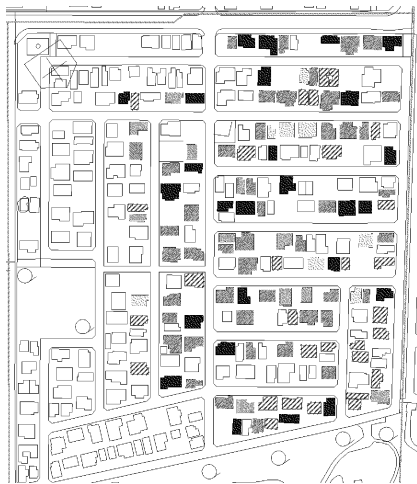
調査した建物の位置図、全景写真、宅地地盤の沈下量・建物の傾斜と沈下量の一覧表および、建物の仮BM位置を整理する。

7. 各マップ類の作成

建物調査のとりまとめ後、各調査結果をもとに各マップ類を作成する。



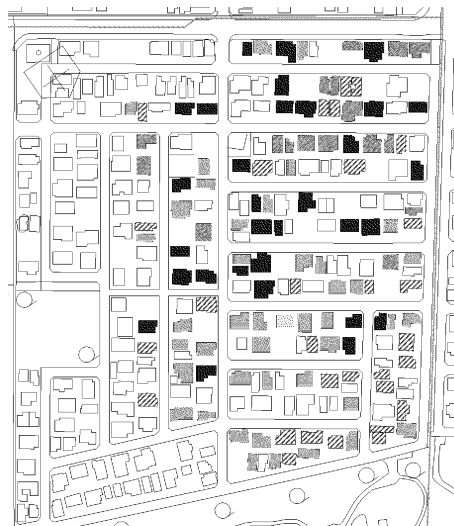
図-10 宅地地盤の平均沈下マップ



凡 例

記 号	名 称
	地 区 界
<傾斜>	
	~ 6/1000
	6/1000~10/1000
	10/1000~20/1000
	20/1000~40/1000
	40/1000~60/1000
	60/1000~
	修復済み

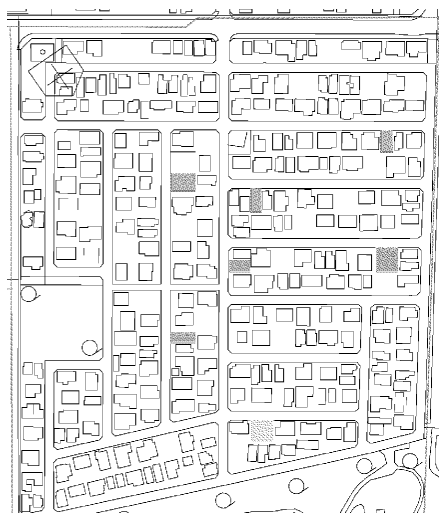
図-11 建物の平均傾斜マップ



凡 例

記 号	名 称
	地 区 界
<沈下>	
	0cm~10cm
	10cm~20cm
	20cm~30cm
	30cm~40cm
	40cm~50cm
	50cm~60cm
	60cm~
	修復済み

図-12 建物の平均沈下マップ



凡 例

記 号	名 称
	地 区 界
<宅地沈下箇所> (最大値)	
	10cm未満
	30cm未満
	50cm未満
	50cm以上

図-13 路面より低い宅地マップ

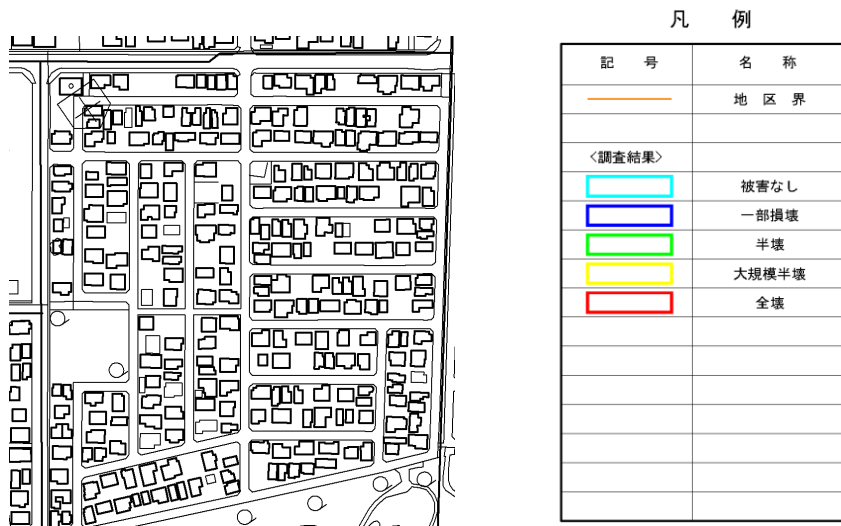


図-14 住宅被害認定による建物の被害程度マップ

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：住まいづくり支援建築会議の復旧・復興支援 WG 「液状化被害の基礎知識」
<http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/>

4-1 宅地の液状化被害可能性判定計算シート

(出典：国土交通省 都市局国土技術政策総合研究所)

<http://www.nilim.go.jp/lab/jbg/takuti/takuti.html> よりダウンロード可能)

(1) 地盤条件の入力

調査地点ID ○○地区

項目名 メ等

地下水位 1.0 m
(地下水位は、0.5mごとに変換されます。)

この色のセルに入力します。

条件

計算方法	建設勘定項目	建設勘定項目	建設勘定項目
1 建築	最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	震害動タイプ
2 建築	200	7.5	レベル1
3 遺失			

条件1 建築 判定 対象層

条件2 遺失 判定 対象層

条件3 判定 対象層

深度 (m)	土質	細粒分含有率 FC (%)	N値	単位体積重量 (kN/m ³)	粘土分含有率 (%)	砂礫 50%粒徑 D50 (mm)	砂礫 10%粒徑 D10 (mm)	塑性指数	地盤生成年代による補正係数 (1.0~1.4)
0.5	砂質土	45.0	6	17.00	3	0.2	0.0		1.00
1.0	砂質土	45.0	6	17.00	3	0.2	0.0		1.00
1.5	砂質土	15.0	5	17.00	1	0.2	0.0		1.00
2.0	砂質土	15.0	5	17.00	1	0.2	0.1		1.00
2.5	砂質土	17.0	5	17.00	1	0.2	0.1		1.00
3.0	砂質土	17.0	5	17.00	1	0.2	0.1		1.00
3.5	砂質土	12.5	5	17.00	2	0.2	0.1		1.00
4.0	砂質土	12.5	5	17.00	2	0.2	0.1		1.00
4.5	砂質土	9.5	3	17.00	1	0.2	0.1		1.00
5.0	砂質土	9.5	3	17.00	1	0.2	0.1		1.00
5.5	砂質土	19.0	3	17.00	4	0.2	0.1		1.00
6.0	砂質土	19.0	3	17.00	4	0.2	0.1		1.00
6.5	砂質土	20.0	3	17.00	3	0.2	0.1		1.00
7.0	砂質土	20.0	3	17.00	3	0.2	0.1		1.00
7.5	砂質土	32.0	2	16.00	8	0.2	0.1		1.00
8.0	砂質土	32.0	2	16.00	8	0.2	0.1		1.00
8.5	砂質土	25.0	2	16.00	3	0.2	0.1		1.00
9.0	砂質土	25.0	2	16.00	3	0.2	0.1		1.00
9.5	粘性土	64.0	2	16.00	17	0.1	0.1	22.3	1.00
10.0	粘性土	64.0	2	16.00	17	0.1	0.1	22.3	1.00
10.5	粘性土	90.0	9	18.00	7	0.1	0.1	17.2	1.40
11.0	粘性土	90.0	9	18.00	7	0.1	0.1	17.2	1.40
11.5	粘性土	92.0	7	19.50	7	0.1	0.1	16.1	1.40
12.0	粘性土	92.6	7	18.00	7	0.1	0.1	16.1	1.40
12.5	粘性土	90.0	6	18.00	14	0.1	0.1	15.3	1.40
13.0	粘性土	90.0	6	18.00	14	0.1	0.1	15.3	1.40
13.5	粘性土	59.0	4	18.00	13	0.1	0.1	15.6	1.40
14.0	粘性土	59.0	4	18.00	13	0.1	0.1	15.6	1.40
14.5	砂質土	22.0	10	18.50	7	0.2	0.1	14.0	1.40
15.0	砂質土	22.0	10	18.50	7	0.2	0.1	14.0	1.40
15.5	砂質土	19.0	11	18.50	5	0.2	0.1	14.0	1.40
16.0	砂質土	19.0	11	18.50	5	0.2	0.1	14.0	1.40
16.5	砂質土	17.5	21	19.50	5	0.2	0.1	14.0	1.40
17.0	砂質土	17.5	21	19.50	5	0.2	0.1	14.0	1.40
17.5	砂質土	20.0	23	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40
18.0	砂質土	20.0	23	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40
18.5	砂質土	19.5	40	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40
19.0	砂質土	19.5	40	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40
19.5	砂質土	19.5	41	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40
20.0	砂質土	19.5	41	19.50	6	0.2	0.1	14.0	1.40

調査地点IDやメ等を入力します。他のシートにも自動的に連動します。

地下水位に明しては、入力した値を0.5mごとに安全側に自動計算した数値が再入力されます。
例：入力値→3.3 変換値→3.0
入力値→3.0 変換値→3.0
また、入力の際にマイナス(-)を入力する必要はありません。

深度(地表面からの深さ)0.5mごとに、土質と塑性指数、細粒分含有率、N値、単位体積重量、粘土分含有率、砂礫50%粒徑、砂礫10%粒徑、塑性指数を入力します。
土質は、ドロップダウンリストから選択してください。

沖積層で圧密時間が400~500年以上経過していることが明らかになる場合には、地盤生成年代効果を考慮することができます。
F値に準ずる地盤生成年代による補正係数は、特に入力欄に上限を設けておりませんが、指針により最大値を1.4としなければなりません。
(未入力の場合は、1.0で計算します。)

地域の事情などにあわせてバターンの地震動を入力し、比較することからできます。
【建築1の場合】
計算方法によって入力する設定項目が異なります。
建築基礎構造設計指標を基本として判定を行います。最大加速度とマグニチュードを入力してください。
【遺失の場合】
遺失構造等、同層間の耐震設計を基本として判定を行います。想定震度と地震動タイプを入力してください。

デフォルト値は以下の通りです。
【条件1】 建築 最大加速度:200gal M7.5
【条件2】 建築 最大加速度:0.2gal タイプ:レベル1
【条件3】 なし

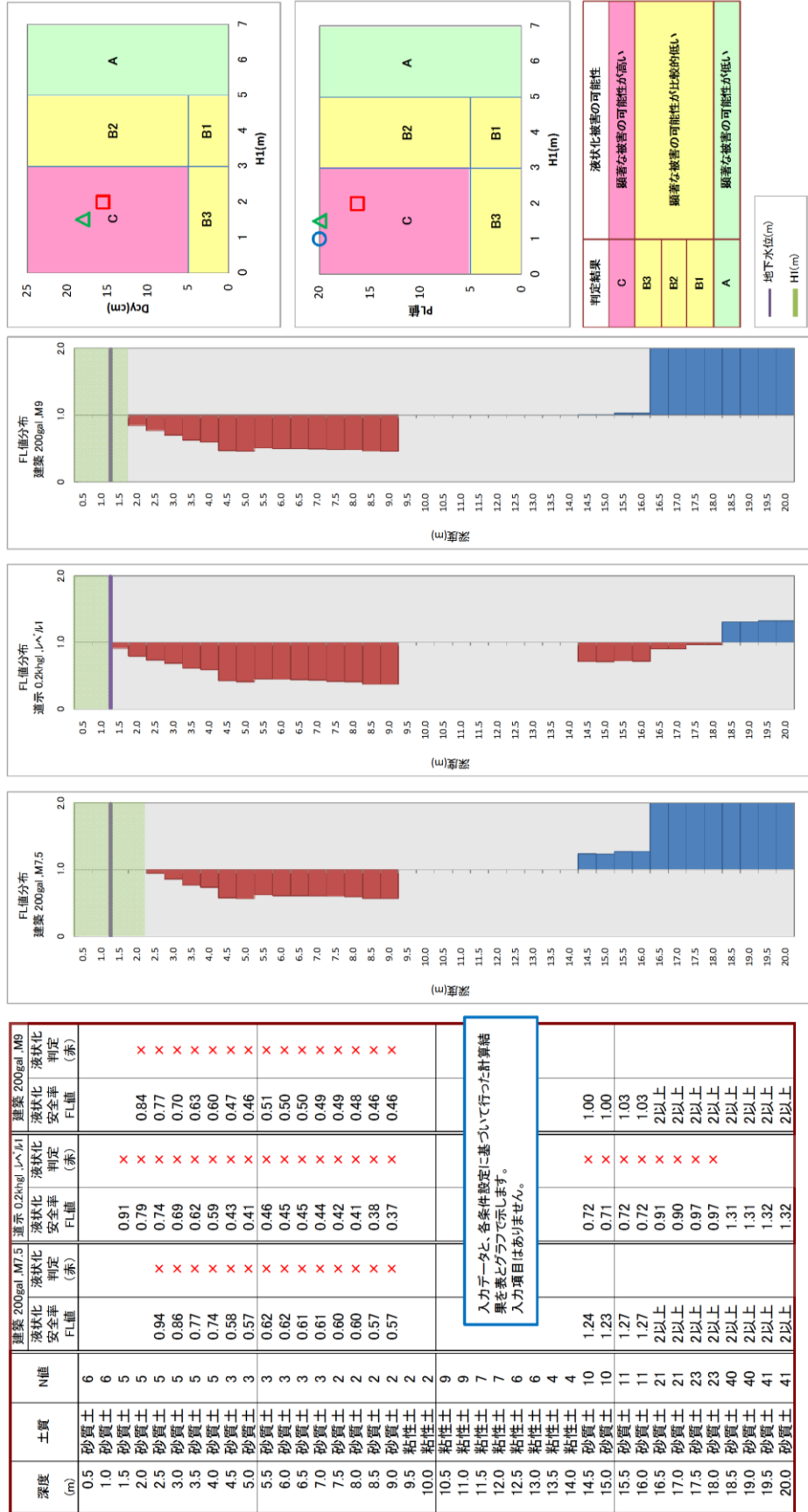
○で示された範囲が液状化判定を行う対象層です。
入力された土質と試験結果から自動判定します。
また、青色で表示された層は地下水位以下であることを示しています。
(液状化判定対象層の判定は、建築と遺失で異なる場合があります。)

(2) プレゼンテーションシート

プレゼンテーションシート

条件	建築設定項目		道示設定項目		非液化層		地表変位量		液化化指標値		グラフ内凡例
	計算	最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kg/L)	レベル	H1	Dey	判定	数値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	2.0	15.6	C	16.24	C	
2	道示	-	-	0.2	レベル1	1.0	-	-	27.68	C	
3	建築	200.0	9.0	-	-	1.5	18.1	C	23.26	C	

調査地点ID	〇〇地区
項目名	メ等
地下水位	1.0 m



宅地の液状化被害可能性判定

- (1) 判定手法
本判定は、ボーリング調査結果から、各層の液状化に対する安全率 (FL 値) を算定し、これを基に算定される非液状化層厚 (H1) と地表変位量 (Dey 値)、または、液状化指標値 (PL 値) から (4)(i) の判定図等を使用して液状化被害の可能性を判定する。
FL 値に基づく各数値の算定は「建築基礎構造設計指針 (日本建築学会 平成 13 年 10 月)」(以下、建築)、「道路橋示方書・同解説 V 面識設計編」(以下、道示) 等を基本とする。
- (2) 想定する地震動
本判定は、震度 5 程度の地震を対象としており、液状化に対する安全率 (FL 値) の算定には、下記の数値を用いるものとする。
① 「建築基礎構造設計指針」を基本とする場合
 - ・マクニチュード : 7.5
 - ・想定最大加速度 α_{max} : 200 (gal)
 ② 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」を基本とする場合
 - ・想定震度 K_h : 0.20
 また、上記の 2 条件をあらかじめデフォルト値とし、入力者が地域の実情にあわせて条件を変更して比較できるよう、シートには第 3 の欄を設けた。
なお、上記の地震動を上回る地震動を対象とする場合には、計算条件等を慎重に検討する必要がある。
- (3) 想定する地震面
判定対象地の地表面高は、宅地の地盤面とする。
盛土工事等によってボーリング調査時の地表面高と判定対象宅地の地盤標高が異なる場合、深度の欄にはボーリング調査を優先して記入する。
- (4) ボーリング調査の判定
(i) 判定図
ボーリング調査毎の判定は、図 1 の判定図等、及び表 1 判定図の数値表により、「A: 顕著な被害の可能性が低い」、「B: 顕著な被害の可能性が比較的低い」、「C: 顕著な被害の可能性が高い」の 3 ランクで判定する。
判定は下記の建築 H1-Dey 法、建築 H1-PL 法、道示 H1-PL 法、道示 H1-Dey 法、非液状化層厚 (H1) と地表変位量 (Dey 値) の関係から判定する手法
 - ・建築 H1-PL 法 : 「建築基礎構造設計指針」を基本とし、非液状化層厚 (H1) と液状化指標値 (PL 値) の関係から判定する手法
 - ・道示 H1-PL 法 : 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」を基本とし、非液状化層厚 (H1) と液状化指標値 (PL 値) の関係から判定する手法

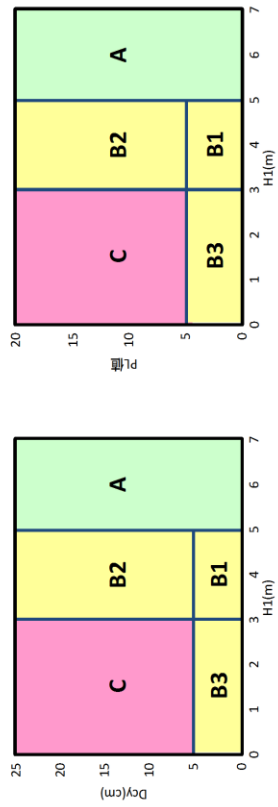


図 1 H1-Dey 判定図 (A) H1-PL 判定図 (B)

表 1 判定図の数値表

判定結果	H1 の範囲	PL 値の範囲	液状化被害の可能性
C	3m 以下	5cm 以上	顕著な被害の可能性が高い
B3	3m を超え、5m 以下	5cm 未満	顕著な被害の可能性が比較的低い
B2	5cm 以上	5cm 以上	
B1	5cm を超え、5m 未満	5cm 未満	
A	5m を超える	—	顕著な被害の可能性が低い

(ii) 判定対象層
判定対象層は表 2 のとおりとする

表 2 判定対象層

判定対象層	地表面から 20m 程度以上の沖層・埋立土・盛土	
	平均粒径 10mm 以下で、かつ 10% 粒径が 1mm 以下の土層	細粒含有率 35% を超える層
細粒含有率 35% 以下の層	細粒含有率 35% を超える層	細粒含有率 35% 以下の層
細粒含有率が 10% 以下の層	塑性指数 15 以下の層	塑性指数 15 以下の層
「建築基礎構造設計指針」を基本とする場合	○	○
「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」を基本とする場合	○	○

- (iii) 液状化に対する安全率 (FL 値)
液状化に対する安全率 (FL 値) は (ii) の判定対象層について「建築基礎構造設計指針」または「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」を基本とし算定する。
ただし、沖層で圧密時間が 400~500 年以上経過していることが明らかな場合には、地盤生成年代効果を考慮することができるものとする。
液状化に対する安全率 (FL 値) に乗ずる地盤生成年代による補正係数は、入力する数値に上限は設けていないが、指針にあるように最大で 1.4 としなければならない。
- (iv) 非液状化層厚 (H1)
非液状化層厚は、地盤面から連続する表 3 の層とする

表 3 非液状化層厚 (H1)

判定対象層	液状化の安全率 (FL 値) が 1.0 より大きい層	N 値が 2 より大きい層 (埋立土・盛土)	細粒含有率 35% を超える層 (沖層・埋立土・盛土)	地下水位より深い層
「建築基礎構造設計指針」を基本とする場合	○	○	○	○
「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」を基本とする場合	○	○	○	○

- *1 : 粘性土層とは、細粒含有率が 50% 以上の地盤を想定している。
- *2 : 粘土分含有率が 10% 以上、あるいは塑性指数が 15 以上などの層に関しては、判定対象層として FL 値を計算した上で、非液状化層厚に加えるかどうかを判定する。
- *3 : この計算シートでは、粘性土層 (細粒含有率が 50% 以上の層) であっても、N 値が 2 以下の層、または、上記 (ii) 及び (iii) による判定の結果、FL 値が 1 より小さい層については、H1 に含まないように算定している。

- (v) 地表変位量 (Dey 値) の算定方法
地表変位量 (Dey 値) は、「建築基礎構造設計指針」4.5 節地盤の液状化・2 液状化に伴う地盤物性と地盤変形量の予測」を基本として算定し、判定対象層は (ii)、液状化に対する安全率 (FL 値) は (iii) によるものとする。

(vi) 液状化指標値 (PL 値)

液状化指標値 (PL 値) は、下記により算定し、判定対象層は (ii)、液状化に対する安全率 (FL 値) は (iii) によるものとする。

$$PL = 2F \cdot w(Z) \cdot \sqrt{Z}$$

$$F = 1.0 - FL \quad (FL \leq 1.0 \text{ の場合}) \quad F = 0.0 \quad (FL > 1.0 \text{ の場合})$$

ここで、FL : 液状化に対する安全率
 $w(Z)$: 深さ方向の重み関数
 Z : 判定深度 20m を超える層からの深さ (m)
 \sqrt{Z} : 地表からの深さ (m) がある深度の FL が分布すると想定される土層厚

「建築基礎構造設計指針」を基本とした計算方法

FL 値の算定方法は以下のとおりである。

$$FL = \frac{\tau_d / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} \quad ; \text{液状化発生に対する安全率}$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \cdot \frac{\sigma_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \cdot \gamma_d \quad ; \text{等価な繰返しせん断応力比}$$

$$\gamma_n = 0.1(N - 1) \quad ; \text{等価な繰返し回数に対する補正係数}$$

$$\gamma_d = 1 - 0.015Z \quad ; \text{地盤が剛体でないことによる低減係数}$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = 0.45 \times 0.57 \left\{ 0.16 \sqrt{N_a} + (0.2 \sqrt{N_a})^{1.4} \right\} \quad ; \text{液状化抵抗比}$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad ; \text{補正N値}$$

$$N_1 = C_N \cdot N \quad ; \text{換算N値}$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad ; \text{拘束圧に対する換算係数}$$

$$\Delta N_f = \begin{cases} 0 & (FC \leq 5) \\ 1.2FC - 6 & (5 < FC \leq 10) \\ 0.2FC + 4 & (10 < FC \leq 20) \\ 0.1FC + 6 & (20 < FC \leq 50) \end{cases}$$

また、PL 値は、次のようにして求められる。

$$PL = \int_0^{20} (1 - FL)(10 - 0.5z) dz \quad ; \text{液状化の危険性を示す指標}$$

ここに、

- z : 地表面からの検討深さ(m)
 - α_{\max} : 地表面水平加速度値 (cm/sec²)
 - g : 重力加速度(980cm/sec²)
 - σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧(kPa)
 - σ_z : 検討深さにおける全土被り圧(kPa)
 - M : 地盤のマグニチュード
 - FC : 細粒分含有率(%)
 - N : ボーリングにより得られたN値
- なお、N 値が大きくなりやすい礫質土に対しては、その50%粒径 D_{50} によりN 値を補正する。

$$N = C_{sb} \cdot N_0$$

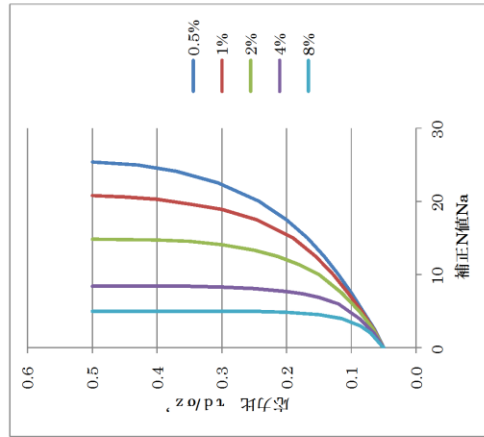
$$C_{sb} = \text{MIN}(1.15 + (0.4 - 1.15) / (\log_{10}(50)), (1 + \log_{10} \text{MAX}(D_{50}, 0.01)))$$

ここに、 N_0 は礫質土で求められたN 値である。

液状化に伴う地盤変位量 Dey

下図(折線近似)を用いて、補正N 値 (N_a)、せん断応力比 (τ_d / σ'_z) に対する各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を求める。これを鉛直方向に積分して振動中の最大水平変位 Dey とする。沈下量を求めたい場合は、 γ_{cy} を体積ひずみ ϵ_v と読み換えれば良い。

γ_{cy}	0.5%	1%	2%	4%	8%
N_a	0.00	2.50	2.50	2.50	2.50
τ_d / σ'_z	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
2.50	0.064	0.065	0.066	0.065	0.060
5.00	0.082	0.084	0.088	0.088	0.070
7.50	0.100	0.105	0.115	0.120	0.086
10.00	0.120	0.128	0.150	0.150	0.115
12.50	0.142	0.155	0.180	0.175	0.150
15.00	0.168	0.190	0.214	0.200	0.200
17.50	0.200	0.246	0.250	0.250	0.250
20.00	0.242	0.300	0.300	0.300	0.300
22.50	0.305	0.350	0.350	0.350	0.350
24.10	0.370	0.400	0.400	0.400	0.400
25.00	0.430	0.450	0.450	0.450	0.450
25.40	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500



4-2 地盤の液状化判定

(出典：日本建築学会，建築構造設計指針，pp.62～64，2000.10)

(1) 対象とすべき土層

液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が 35% 以下の土とする。ただし、埋立地盤など人工造成地盤では、細粒分含有率が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分 (0.005mm 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% 以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫は液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。

(2) 液状化危険度予測

液状化判定は図-1～2を用い、以下の手順により行ってよい。

(a) 検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比を次式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d \quad (1)$$

ここに、 τ_d は水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(kN/m²)、 σ'_z は検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力)(kN/m²)、 γ_n は等価の繰返し回数に関する補正係数で0.1(M-1)、Mはマグニチュード、 α_{\max} は地表面における設計用水平加速度 (cm/s²)、gは重力加速度 (980 cm/s²)、 σ_z は検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kN/m²)、 γ_d は地盤が剛体でないことによる低減係数で次式で与えられる。

$$\gamma_d = 1 - 0.015z \quad (2)$$

ここに、zはメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

(b) 対応する深度の補正N値 (N_a) を、次式から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (3)$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad (4)$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (5)$$

ここに、 N_1 は換算N値 C_N は拘束圧に関する換算係数、 ΔN_f は細粒分含有率 F_c に応じた補正N値増分で、図-2による。Nはトンビ法または自動落下法による実測N値とする。

(c) 図-1中の限界せん断ひずみ曲線5%を用いて、補正N値 (N_a) に対応する飽和土層の液状化抵抗比 $R = \tau_l / \sigma'_z$ を求める。ここに、 τ_l は、水平面における液状化抵抗である。

(d) 各深さにおける液状化発生に対する安全率 F_l を次式により計算する。

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} \quad (6)$$

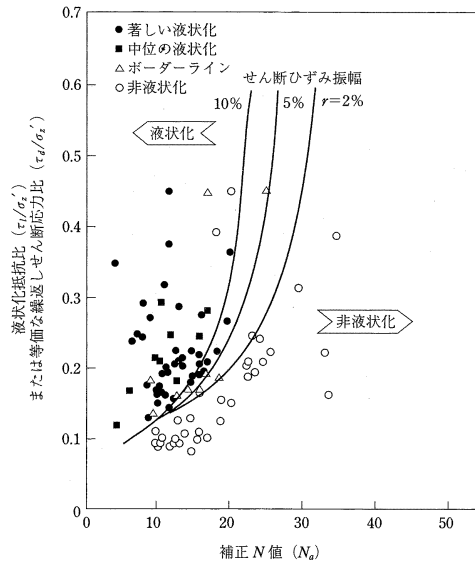


図-1 補正 N 値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係

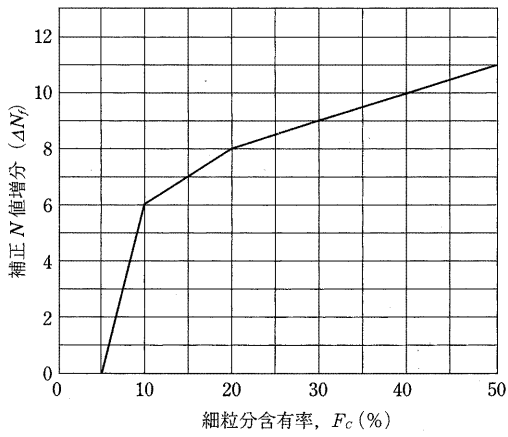


図-2 細粒分含有率と N 値の補正係数

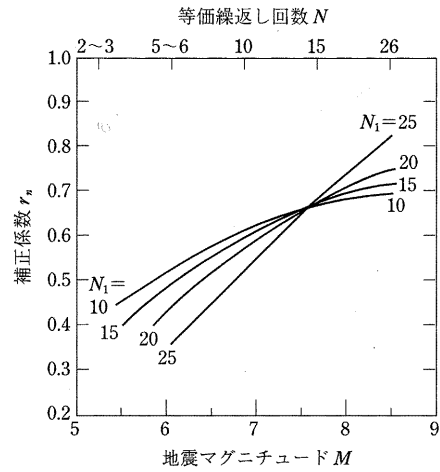


図-3 補正 N 値、マグニチュード、繰返し回数と補正係数の関係

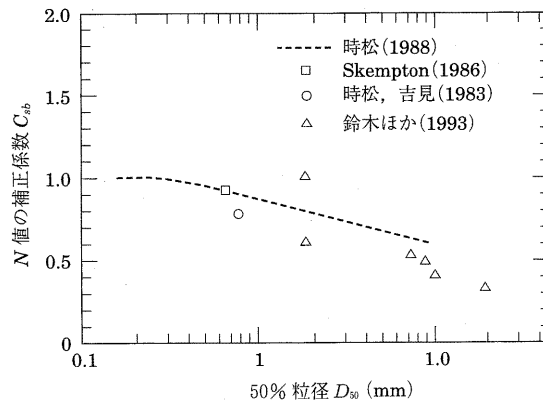


図-4 砂礫地盤の N 値補正係数

4-3 液状化に伴う地盤物性と地盤変形量の予測

(出典：日本建築学会，建築構造設計指針，pp.66，pp.445～448，2000.10)

液状化発生の可能性が高いと判断された地盤においては、対象とする建物の基礎設計に必要な情報を、下記の方法により評価するものとする。

(1) 液状化の程度と液状化・側方流動に伴う地盤変位の予測

水平地盤での動的水平変位、残留水平変位、沈下量、液状化の程度と動的水平変位の予測は、適当な応答解析によるほか、液状化判定の後、以下の手順によることができる。

- 1) 図-1 から N_w 、 τ_d/σ'_z に対応する各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を推定する。
- 2) 各層のせん断ひずみ γ_{cy} が同一方向に発生すると仮定して、これを鉛直方向に積分して、振動中の最大水平変位分布とする。

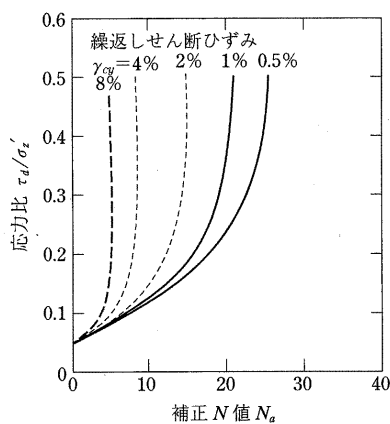


図-1 補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係

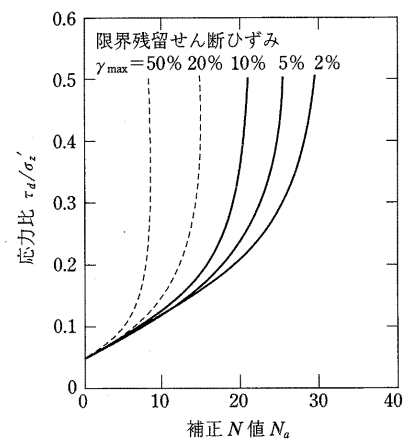


図-2 補正 N 値と限界残留せん断ひずみの関係

- 3) 地表変位を D_{cy} とし液状化程度の指標とする。液状化の程度は、 D_{cy} の値により表-1 のように評価する。

表-1 D_{cy} と液状化の程度の関係

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
-05	軽微
05-10	小
10-20	中
20-40	大
40-	甚大

同様に、地盤沈下量 S を求めたい場合、図-1 をそのまま使い、 γ_{cy} を体積ひずみ ϵ_v と読み換えればよい。

[計算例 1] 液状化判定と動的水平変位および残留沈下量

図-3に示す沖積地盤について、液状化に対する安全率と液状化時の地表最大地盤変位、液状化後の地盤沈下量を求める。地下水位は深度2mである。なお、地表面加速度 $200 \text{ (cm/s}^2\text{)}$ 、地震マグニチュード $M=7.5$ とする。

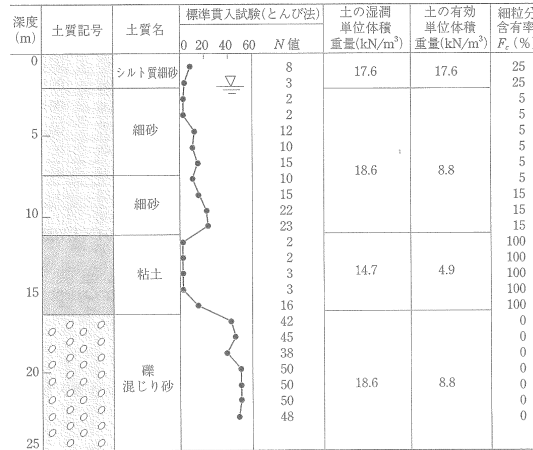


図-3 地盤条件

[解] (1) 深度 4m の深さにおける検討

(1) 式において、

$$M=7.5$$

$$\gamma_n=0.65$$

$$\alpha_{\max}=200 \text{ (cm/s}^2\text{)}$$

$$g=980 \text{ (cm/s}^2\text{)}$$

$$\sigma_z=17.6 \times 2.0 + 18.6 \times (4.0 - 2.0) = 72.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_z=17.6 \times 2.0 + 8.8 \times (4.0 - 2.0) = 52.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

これらを代入すると、

$$\begin{aligned} \tau_d/\sigma'_z &= 0.65 \times (200/980) \times (72.4/52.8) \times (1 - 0.015 \times 4) = 0.65 \times 0.204 \times 1.371 \times 0.94 \\ &= 0.17 \end{aligned}$$

4-2 (3) ~ (5) 式より

$$\sigma'_z=52.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$N=2$$

$$\Delta N_f=0 \text{ (4-2 図-3 より)}$$

これらを代入すると、

$$N_a = \sqrt{\frac{98}{52.8}} \times 2 + 0 = 2.7$$

液状化抵抗比 τ_l/σ'_z は(4-2 図-1 より)

$$\tau_l/\sigma'_z=0.07$$

よって、液状化発生に対する安全率 F_l は(4-2 (6))式より

$$F_l = 0.07/0.17 = 0.41 < 1$$

したがって、液状化発生の危険度は高い。

(2) 深度 9m の深さにおける検討

$$\sigma_z = 17.6 \times 2.0 + 18.6 \times (9.0 - 2.0) = 165.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_z = 17.6 \times 2.0 + 8.8 \times (9.0 - 2.0) = 96.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4-2 (1) 式より

$$\begin{aligned} \tau_d/\sigma'_z &= 0.65 \times 0.204 \times (165.4/96.8) \times (1 - 0.015 \times 9.0) = 0.65 \times 0.204 \times 1.709 \times 0.865 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

$$N = 15$$

$$\Delta N_f = 7 \text{ (4-2 図-2 より)}$$

4-2 (3) ~ (5) 式より

$$N_a = \sqrt{\frac{98}{96.8}} \times 15 + 7 = 15.1 + 7 = 22.1$$

4-2 図-1 より

$$\tau_l/\sigma'_z = 0.28$$

4-2 (6) 式より

$$F_l = 0.28/0.20 = 1.40 > 1$$

したがって、液状化発生の危険度は低い。

(3) 液状化の程度と水平地盤での動的水平変位、残留沈下量の検討

(1) および (2) で述べた手順に従って、対象地盤の地下水位以深から深度 20m までの液状化発生の危険度を検討した結果を表-2 に示す。この表により、深度 3~8m の層で液状化の危険性があると判断される。そこで、これらの層の動的水平変位および残留沈下量を求め、液状化の程度を予測する。深度 3~8m の層における動的水平変位を求めるときに、深度 4m での計算手順を示す。

表-2 液状化判定結果

* $N_a > 26$ の場合は液状化抵抗比を 0.60 とした。

深度 (m)	N値	細粒分 F_r (%)	全応力 σ_s (kN/m ²)	有効応力 σ'_s (kN/m ²)	低減 係数 γ_r	換算 N値 N_l	N値 増分 ΔN_f	補正 N値 N_s	液状化 抵抗比 τ_d/σ'_s	繰返しせん断		安全率 F_l
										応力比 τ_d/σ'_s	応力比 τ_d/σ'_s	
1	8	25	17.6	17.6	0.985							
2	3	25	35.2	35.2	0.970							
3	2	5	53.8	44.0	0.955	3.0	0.0	3.0	0.07	0.15	0.47	
4	2	5	72.4	52.8	0.940	2.7	0.0	2.7	0.07	0.17	0.41	
5	12	5	91.0	61.8	0.925	15.1	0.0	15.1	0.17	0.18	0.94	
6	10	5	109.6	70.4	0.910	11.8	0.0	11.8	0.14	0.19	0.74	
7	15	5	128.2	79.2	0.895	16.7	0.0	16.7	0.18	0.19	0.95	
8	10	5	146.8	88.0	0.880	10.5	0.0	10.5	0.19	0.19	0.68	
9	15	15	165.4	96.8	0.865	15.1	7.0	22.1	0.28	0.20	1.40	
10	22	15	184.0	105.6	0.850	21.2	7.0	28.2	0.60	0.20	3.00	
11	23	15	202.6	114.4	0.835	21.3	7.0	28.3	0.60	0.20	3.00	
12	2	100	217.3	119.3	0.820							
13	2	100	232.0	124.2	0.805							
14	3	100	246.7	129.1	0.790							
15	3	100	261.4	134.0	0.775							
16	16	100	276.1	138.9	0.760							
17	42	0	294.7	147.7	0.745	34.2	0.0	34.2	0.60	0.20	3.00	
18	45	0	313.3	156.5	0.730	35.6	0.0	35.6	0.60	0.19	3.16	
19	33	0	331.9	165.3	0.715	29.2	0.0	29.2	0.60	0.19	3.16	
20	50	0	350.5	174.1	0.700	37.5	0.0	37.5	0.60	0.19	3.16	

表-3

(1) より深度 4m において

$$N_a=2.7$$

$$\tau_d/\sigma'_z=0.17$$

よって、繰返しせん断ひずみ γ_{cy} は、図-1 より

$$\gamma_{cy}=8.0 (\%)$$

深度(m)	$\gamma_{cy}(\%), \varepsilon_v(\%)$
3	8.0
4	8.0
5	1.0
6	2.0
7	1.0
8	3.0

同様に体積ひずみ ε_v は図-1 において γ_{cy} を ε_v と読み換えればよいので、

$$\varepsilon_v=8.0 (\%)$$

となる。

深度 3~8m の層における繰返しせん断ひずみ γ_{cy} と体積ひずみ ε_v は表-3 のようになる。

この結果から、振動中の最大水平変位 D_{cy} は、

$$D_{cy}=\sum\gamma_{cy}\times H \quad (H: \text{層厚})$$

$$=0.08\times 1.0+0.08\times 1.0+0.01\times 1.0+0.02\times 1.0+0.01\times 1.0+0.03\times 1.0$$

$$=0.23 \text{ (m)}$$

$$=23 \text{ (cm)}$$

同様に、残留沈下量 S は

$$S=\sum\varepsilon_v\times H=23 \text{ (cm)}$$

地下水位以浅は検討を行わないので、上記の D_{cy} および S が、それぞれ地表水平変位、地表沈下量となる。

したがって、液状化の程度は表-1 より、「大」となる。

4-4 宅地の平均地盤沈下と住宅の傾斜角の関係

(出典：Kohji TOKIMATSU, Kota KATSUMATA:LIQUEFACTION-INDUCED DAMAGE TO BUILDINGS IN URAYASU CITY DURING THE 2011 TOHOKU PACIFIC EATHQUAKE, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake,) March 1-4, 2012, Tokyo, Japan

時松の浦安市の液状化被害を分析した論文によると、図-1は、宅地の平均地盤沈下を基準とした住宅の傾斜角の分布を示しており、宅地の平均地盤沈下の増加とともに、住宅の傾斜角が大きくなる傾向がある。

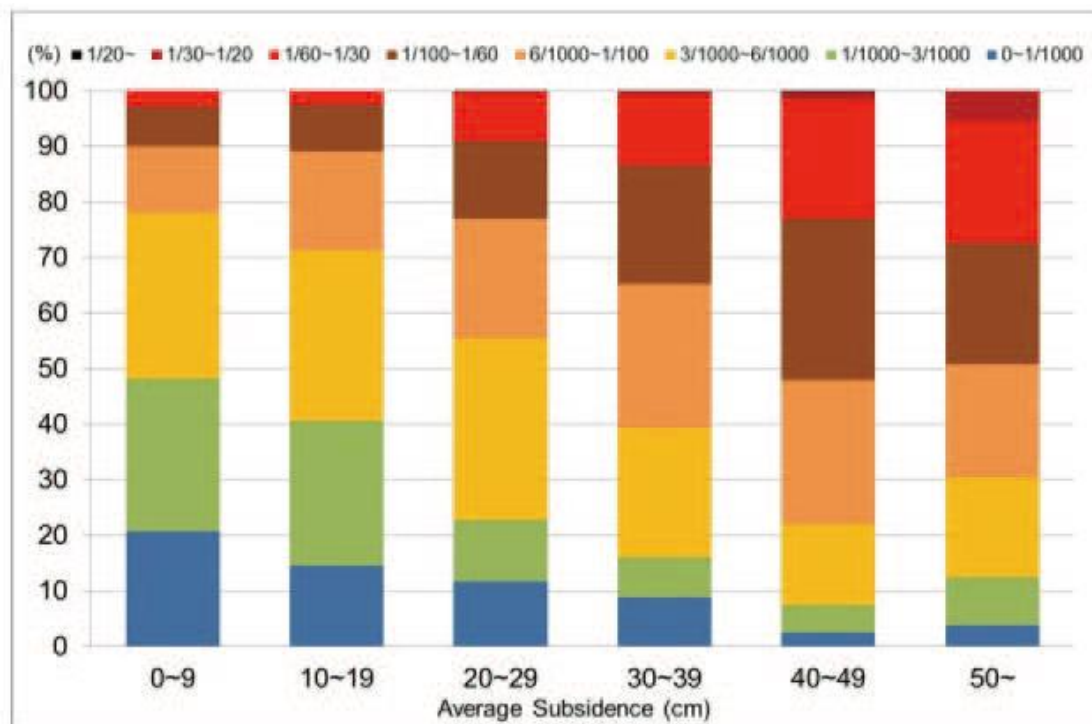


図-1 宅地の平均地盤沈下と住宅の傾斜角の関係

4-5 建物の傾きによる健康障害

(出典：復旧・復興支援 WG 「液状化被害の基礎知識」
<http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/health/index.html>)

液状化による地盤沈下などで住宅が傾くと、戸の開け閉めの不具合、隙間風の発生、傾斜によるものの転がりといった障害だけでなく、めまいや吐き気などの健康障害が生じることがあります。建物の傾きと健康障害について、これまでに報告された学術研究をいくつか紹介します。ここで、健康障害には個人差があることに注意してください。

なお、床の傾きだけでなく、柱や壁の傾き、窓や窓の外に見える景色の傾きなどの視覚的刺激からも生理的・精神的影響があります。また、長期間居住することで感覚の麻痺が生じ、自覚症状が消えることがあります。

以下に紹介する文献について、床の傾斜角と健康障害の対応をまとめると、次の表のようになります。

表-1 床の傾斜角と健康障害

傾斜角		健康障害	文献
度	分数 (ラジアン)		
0.29°	5/1000 (=1/200)	傾斜を感じる。	藤井ほか (1998)
0.34°	6/1000 (=1/167)	不同沈下を意識する。	藤井ほか (1998)
0.46°	8/1000(=1/125)	傾斜に対して強い意識、苦情の多発。	藤井ほか (1998)
0.6° 程度	1/100 程度	めまいや頭痛が生じて水平復元工事を行わざるを得ない。	安田・橋本 (2002) 安田 (2004)
~1°	~1/60	頭重感、浮動感を訴える人がある。	北原・宇野 (1965)
1.3°	1/44	牽引感、ふらふら感、浮動感などの自覚症状が見られる。	宇野・遠藤 (1996)
1.7°	1/34	半数の人に牽引感。	宇野・遠藤 (1996)
2° ~3°	1/30~1/20	めまい、頭痛、はきけ、食欲不振などの比較的重い症状。	北原・宇野 (1965)
4° ~6°	1/15~1/10	強い牽引感、疲労感、睡眠障害が現れ、正常な環境でもものが傾いて見えることがある。	北原・宇野 (1965)
7° ~9°	1/8~1/6	牽引感、めまい、吐き気、頭痛、疲労感が強くなり、半数以上で睡眠障害。	北原・宇野 (1965)



床の傾斜角と健康障害に関する文献

(出典：北原正章・宇野良二：傾斜室における眩暈と平衡—新潟地震による傾斜ビルの調査研究—，耳鼻咽喉科臨床，耳鼻咽喉科臨床学会，Vol.58,No.3,pp.145-151,1965.3)

1964年6月16日に発生した新潟地震で傾斜した建物に居住や勤務する人を対象に、同年11月に面接調査を行った結果を報告しています。

床の傾斜が1°以下では、1日中傾斜室内に生活しているもの6名中2名が頭重感、浮動感を訴えています。2°～3°では、めまい、頭痛、はきけ、食欲不振などの比較的重い症状が現れます。4°～6°では、一方へ強く引かれる感じ（牽引感）が主体的となり、疲労感、睡眠障害が現れ、正常な環境でものが傾いて見えることがあります。7°～9°では牽引感、めまい、吐き気、頭痛、疲労感が強くなり、半数以上で睡眠障害があります。

居住者の経験から出た対策として、時々々の外出、床の水平化工事が挙げられています。ベッドだけでも水平にすると寝つきがよく体が疲れないと回答した人があったことが報告されています。

また、めまいが発生する原因を以下のように考察しています。人間には頭を鉛直に保とうとする反射（立ち直り反射）があります。建物が傾いていると、まず重力による感覚から頭を鉛直に保とうとします。しかし、同時に視覚からの情報で床に垂直な方向に頭部を保とうとします。この筋肉の緊張に現れる2つの反射の葛藤がめまいや牽引感の原因として考えられると指摘しています。

(出典：宇野英隆・遠藤佳宏：人の平衡感覚に関する研究：傾いた床での生活の限界，日本建築学会計画系論文集，No. 490, pp. 119-125, 1996.12)

ジャッキで床を傾けることができる装置を使った被験者実験と、1964年新潟地震で傾いたある会社の女子寮に入居する女性42名に対し1981年10月に面接調査を行った結果について報告しています。面接調査の結果、床の傾斜角度と自覚症状について、以下の表・図のような関係が見られました。1.3°で牽引感、ふらふら感、浮動感などの自覚症状が見られ、1.7°で半数の人に牽引感が現れます。

表-2 床の傾斜角度と自覚症状

斜角度 (度)	牽引 感	ふら ふら 感	浮動 感	不眠	疲労 感	回転 感	頭痛	めまい	腰痛	計	実対象者 数計(人)
1.3	6	5	2	0	1	1	0	0	0	15	8
1.4	8	4	1	2	0	0	0	0	0	15	9
1.6	4	3	1	1	0	0	1	0	0	10	4
2	9	2	2	3	1	0	0	0	2	19	9
2.2	5	2	1	1	1	2	2	1	0	15	5
2.3	6	5	4	2	0	0	0	2	0	19	7
計(人)	38	21	11	9	3	3	3	3	2	93	42

注：複数回答である

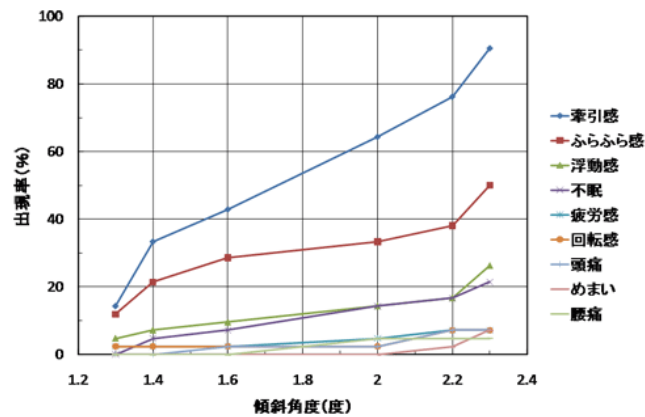


図-1 床の傾斜角度と自覚症状

(出典：藤井衛・伊集院博・田村昌仁・伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復—戸建住宅の基礎の修復に対する考え方—，土と基礎，地盤工学会，Vol. 46, No. 7, pp. 9-12, 1998.7)

阪神・淡路大震災で液状化被害が発生した芦屋市の住宅約 100 棟を調査した結果を報告しています。この調査結果に加え、これまでの文献や、下水道の掘削工事によって被害を受けた住宅に対し著者らがアンケート調査した結果も踏まえ、傾斜角と機能上の障害について以下の表のようにまとめています。

表-3 床の傾斜角と機能上の障害

傾斜角 (rad)	傾斜角 (度に換算)	居住者の感覚
5/1000	0.29	傾斜を感じる。
6/1000	0.34	不同沈下を意識する。
8/1000	0.46	傾斜に対して強い意識、苦情の多発。

(出典：安田進・橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp. 1029-1030, 2002.9)

安田進：鳥取県西部地震による団地の被害，総合論文誌，日本建築学会，No. 2, pp. 45-46, 2004.2)

2000 年鳥取県西部地震で液状化被害が発生した米子市安倍彦名団地の調査結果を報告しています。安倍彦名団地では、169 棟の戸建て建物の傾きは以下のようになっていました。

- 傾き 5/1000 以下 (0.29° 以下) または未測定：53 棟
- 傾き 5/1000～10/1000 (0.29° ～0.57°)：39 棟
- 傾き 10/1000～15/1000 (0.57° ～0.86°)：30 棟
- 傾き 15/1000 以上 (0.86° 以上)：47 棟

合計すると、116 棟が 5/1000 以上 (0.29° 以上) 傾斜しました。

水平化工事を行ったか否かの境は、傾斜角が 5/1000～15/1000 (0.29° ～0.86°) の範囲でした。

床が 10/1000 程度以上 (0.6° 程度以上) 傾斜するとめまいや頭痛が生じて水平復元工事を行わざるを得なかったと推定しています。

建物の傾斜は、地盤の液状化だけでなく、軟弱地盤にみられる圧密沈下 (ゆっくりと時間をかけて沈下する現象)、近隣の掘削工事や重量物の設置でも生じます。頭痛などの自覚症状があり、調べてみると建物が傾斜していたといった事例もありますので、ご注意ください。

東日本大震災の液状化被害等の実態を踏まえ、災害による住家被害認定が一部見直しされました。基礎と柱が一体的に傾いたときの判定は以下のように追加されています。

表-4 基礎と柱が一体的に傾く不同沈下の場合の判定

四隅の柱の傾斜の平均	判定	運用	備考
1/100 以上、 1/60 未満	半壊	新規	1/100：医療関係者等にヒアリングを行い設定した居住者が苦痛を感じるとされている値
1/60 以上、1/20 未満	大規模半壊	新規	1/60：従来から基準値として使われている構造上の支障が生じる値
1/20 以上	全壊	従来通り	

出典：内閣府，防災情報のページ，災害に係る住家の被害認定（2011年6月17日閲覧）

4-6 液状化による家屋被害と健康障害の関係

液状化による家屋被害は、家屋の倒壊にまで至ることがほとんどないため、一見居住者の身体への影響がないと考えられがちだが、実際には、家屋の傾きがめまい、頭痛、不眠といった健康被害をもたらす場合が少なくない。下記の東日本大震災後の浦安市における調査によれば、傾き 1/100 以上の被害となった家屋においては、約 6 割の住戸で体調不良になった居住者があった。

表-1 液状化による家屋被害と健康障害の関係

						(単位:戸)
		半壊以上の被害(傾き1/100以上)				
			大規模半壊	半壊	一部損壊	軽微
体調不良になった 家族がいる		70	49	21	31	2
		(58%)	(64%)	(47%)	(22%)	(22%)
めまい 頭痛 不眠 吐き気 その他	めまい	23	19	4	4	0
	頭痛	62	45	17	18	2
	不眠	37	27	10	13	1
	吐き気	17	15	2	4	0
	その他	27	20	7	9	0
精神不安定になった 家族がいる		66	46	20	57	3
		(55%)	(61%)	(44%)	(40%)	(33%)
回答戸数		121	76	45	144	9

(資料) 明海大学齊藤広子教授調べ。

表-2 罹災証明における住家被害認定の基準(地盤液状化)

	傾斜	潜り込み量
全壊	1/20以上	床上1mまで
大規模半壊	1/60以上1/20未満	床まで
半壊	1/100以上1/60未満	基礎の天端下25cmまで

4-7 地盤に係る住宅被害認定の運用見直しについて

(出典：内閣府

<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/kentokai/hisaishashien/pdf/dai2kai/sankou13-1.pdf>)

【見直しの主なポイント】

1. 傾斜による判定の追加(基礎と柱が一体的に傾く(不同沈下)の場合)

基礎・床も含めた傾斜の場合は以下により判定

$1/20 \leq$ 四隅の傾斜の平均 \Rightarrow 全壊(従来通り)

$1/60 \leq$ 四隅の傾斜の平均 $< 1/20 \Rightarrow$ 大規模半壊(新規)

$1/100 \leq$ 四隅の傾斜の平均 $< 1/60 \Rightarrow$ 半壊(新規)



図-1 住宅の傾斜による判定

※ $1/20$ の傾きとは:20cmの垂直高さに対して1cmの水平方向のずれ。(分母が大きいほど傾きは小さい)

※ $1/60$:従来から基準値として使われている構造上の支障が生じる値

※ $1/100$:医療関係者等にヒアリングを行い設定した居住者が苦痛を感じるとされている値

2. 住家の基礎等の潜り込みによる判定の追加

住家の基礎等の地盤面下への潜り込み状況により判定

潜り込み量	被害の程度
床上1mまで	全壊
床まで	大規模半壊
基礎の天端下25cmまで	半壊



図-2 住宅の基礎等の潜り込みによる判定

※床上1mまで:雨が降ると恒常的に床上1mまで浸水することから設定

※床まで:雨が降ると恒常的に床上浸水することから設定

※基礎の天端下25cmまで:雨が降ると恒常的に床下浸水することから設定

4-8 建物被害と液状化可能性の関係（液状化被害地区における実態調査）

（出典：橋本 隆雄・宗川 清・明石 達生・大橋 征幹：東北地方太平洋沖地震における宅地の液状化被害可能性の簡易判定手法の検証、土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集, 2013.10.）

1. 検討地区

「宅地の液状化被害可能性判定計算シート（国総研）」の入力に必要な、ボーリング調査と室内土質試験のデータについては、東日本大震災の液状化により戸建て住宅に被害のあった5地区（図-1）の中から、地震前にボーリング調査が行われていて、かつ罹災証明の調査により直上の建物被害程度の明確な場所を選定した。ただし、地震前のボーリング調査で室内土質試験値があるものは非常に少なく、この場合は、地震後に実施した室内土質試験値を用いた。



図-1 検討地区の選定箇所

2. 建物被害データ

各地区ともボーリングデータの直上の建物被害の罹災証明を入手し、被害程度（全壊・大規模半壊・半壊・一部損壊・被害なし）を分類することができたものをサンプルとして抽出した。このうち潮来市日の出地区については、地震前のボーリングデータが一部損壊・被害なしの場所にしかなかったため除いた。最終的なサンプル数は、全地区合計で48箇所である。

罹災証明は、表-1に示すように内閣府の東日本大震災の液状化被害に対応して発せられた「地盤に係る住家被害認定の調査・判定方法」（平成25年5月2日）と「災害に係る住家の被害認定基準運用指針」（平成25年6月）の改定基準が地震直後に出され、その基準に沿って調査したものである。

表-1 基礎と柱が一体的に傾く不同沈下の場合の判定

判定	四隅の柱の傾斜の平均	潜り込み量
半壊	1/100 以上, 1/60 未満	基礎の天端下 25cm まで
大規模半壊	1/60 以上, 1/20 未満	床まで
全壊	1/20 以上	床上 1m まで

3. 液状化判定対象層

判定対象層は、「宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針」に準じて地表面から20m程度以浅の沖積層、埋立層、盛土層とし、細粒分含有率35%以下の層及び35%を越える層でも粘土分含有率が10%以下または塑性指数15以下の層とした。想定する地盤面は、判定対象宅地の地表面標高とするが、盛土工事等によってボーリング調査時の地表面標高と判定対象宅地の地盤面標高が異なる場合には、ボーリング調査時の各層の液状化強度比をそのまま用いた。

4. 計算条件

想定地震動（表-2）は、M9.0とし、地表面最大加速度は、各地区の観測値を用いた。

指針では、400～500年経過した沖積層には、*F*値に補正係数1.4を乗じた「年代効果」の設定が認められているが、今回は「年代効果」の有り無しで計算し結果を比較した。

表-2 想定する地震動

宅地被害地区	地震前のボーリング箇所	加速度 (gal)					マグニチュード (M) 注2)
		出典	3成分	NS方向	EW方向	適用注1)	
神栖市掘割地区	10	kik-net神栖市溝口 (余震) 注3)	337.9	328.2	270.0	340	M9.0 (M7.6)
我孫子市布佐東部地区	23	電力中央研究所 (我孫子)	—	203.9	199.8	200	M9.0
千葉市磯辺美浜地区	11	気象庁美浜区真砂 (本震)	276.5	190.8	207.9	200	M9.0
習志野市香澄地区	4	気象庁習志野市鷺沼 (本震)	245.7	226.4	202.5	200	M9.0

注1)：各液状化検討委員会で決定された検討箇所近傍の地表面における地震観測記録を適用した。

注2)：kik-net神栖市溝口 (余震) のマグニチュード (M) は7.6であるが、神栖市液状化検討委員会で決定された長時間地震動であることからM9.0を適用した。

注3)：電力中央研究所 (我孫子) における観測波形を用いて、布佐東部地区の代表的な地盤構成に対して次元地震応答解析 (SHAKE) を実施した結果である。

5. 指針の判定基準

指針の判定図や数値は、表-3 及び図-2～図-3 に示す通りである。

表-3 判定図の数値表

判定結果	H ₁ の範囲	D _{cy} の範囲	P _L 値の範囲	液状化被害の可能性
C	3m 以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が高い
B3		5cm 未満	5 未満	
B2	3mを超え、5m以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が比較的低い
B1		5cm 未満	5 未満	
A	5m を超える	—	—	顕著な被害の可能性が低い

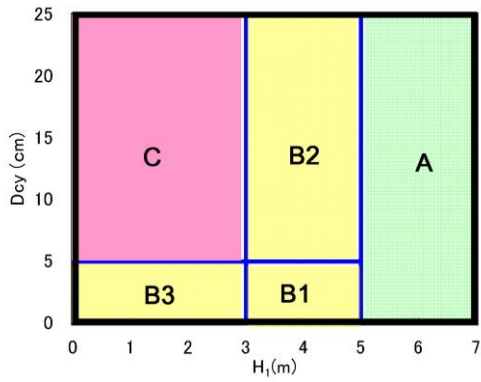


図-2 指針の H_1 - D_{cy} 判定図

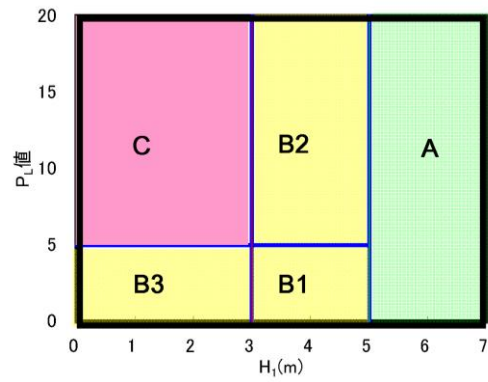


図-3 指針の H_1 - P_L 判定図

6. 計算結果

計算シートを用いて、指針の建築基礎構造設計指針に基づく計算法（建築 H_1 - D_{cy} 法、建築 H_1 - P_L 法）に準じて地表面変位量（ D_{cy} ）、液状化指標値（ P_L 値）を求め、判定図にプロットした結果を以下に示す。指針の判定図や数値は、表-3 及び図-2～図-3 に示す通りである。

<年代効果を考慮しない>

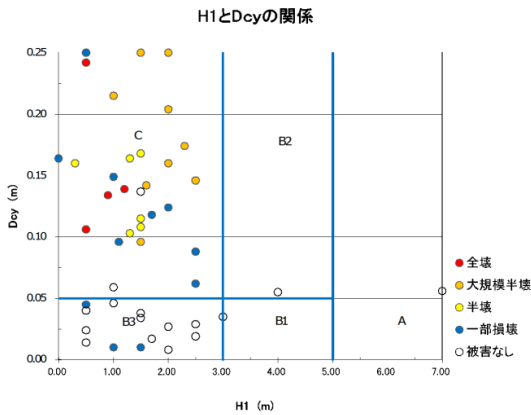


図-4 建築 H_1 - D_{cy} 法

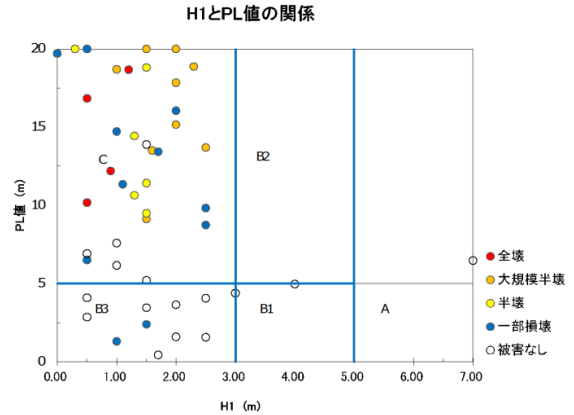


図-5 建築 H_1 - P_L 法

<年代効果を考慮する>

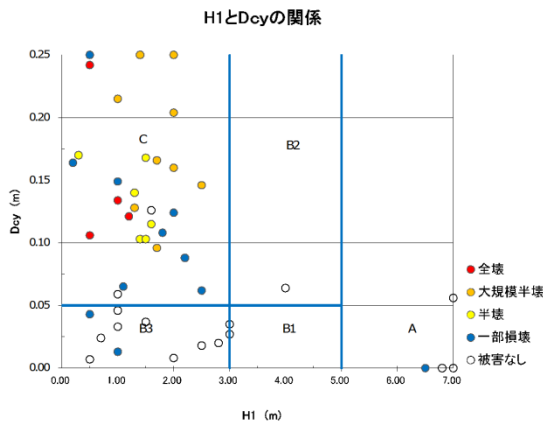


図-6 建築 H_1 - D_{cy} 法

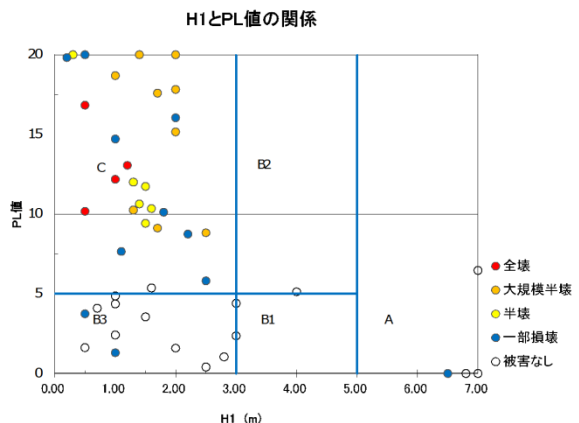


図-7 建築 H_1 - P_L 法

図-4 の建築 H_1 - D_{cy} 法「年代効果なし」による判定の結果を見ると、被害が大きい地点は「顕著な液状化の可能性が高い」と判定されており、被害の程度と D_{cy} 値が相対的に整合していると見てとれるが、「被害なし」の点も一部含まれている。また、図-5 の建築 H_1 - P_L 法「年代効果なし」による判定でも、被害が大きい地点は、「顕著な液状化の可能性が高い」と判定されており被害の程度と P_L 値が相対的に整合している傾向が見てとれるが、「被害なし」の点が一部含まれている。

図-6～図-7 では、指針に従い400年以上経過した沖積層については、建築基礎構造設計指針の液状化強度比の値を1.4倍した「年代効果あり」で F_L 値を算出した。「年代効果」を考慮することで、「顕著な液状化の可能性が高い」のエリアに含まれていた「被害なし」の点に改善が見られた。

なお、指針では M7.5、200gal の中地震を対象に考えられているのに対して、今回の計算ではそれよりも大きな M9.0 のデータを用いている点が異なるので注意が必要である。

7. まとめ

液状化強度に対する地盤生成年代の影響「年代効果」を与えない場合でも、被害が大きい地点の取りこぼしはなかった。また、「年代効果」を考慮することにより結果に改善が見られ、東日本大震災の宅地の液状化被害分布が概ね指針と一致する結果となることが確認された。これにより、建築 H_1 - D_{cy} 法、建築 H_1 - P_L 法のどちらの方法も ABC の3つのゾーンで区分される液状化被害の可能性を概ね評価できることが確認された。

なお、今回のガイダンスにおいて、公共施設・宅地一体型液状化対策の目標値に限り図-2～3に示した「B1ランク」の範囲をAランクと同等に「顕著な被害の可能性が低い」として取り扱っており、今回の事例においても「B1ランク」の範囲は被害なしとなっている。

(2) 圧密沈下量の入力

圧密沈下量入力・計算シート

調査地点ID	〇〇地区
項目名	メ等
初期地下水位	1 m
低下後地下水位	3 m
地下水低下	1 m

圧密沈下量	3 cm
e-logp法	
Cc法	8 cm

この色のセルに入力します。

二つの方法で計算された圧密沈下量を表示します。
Cc法は、圧密試験を行っていない場合に用いる簡易な計算法で、地下水位の低下量が小さい場合には、圧密沈下量が過大になる傾向があります(参考図参照)。

深度 (m)	土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	初期間隙比 e ₀	圧縮係数 C _c	e-logp曲線番号	地下水位低下後の有効応力 σ _{vz} (kPa)	地下水位低下前の有効応力 σ _{vz} (kPa)	Cc法による圧密沈下量 (cm)	e-logp法による圧密沈下量 (cm)
2.0	表土	2.0	16.0	0.7	0.00		16.00	16.00	0.00	0.00
4.0	砂質土	2.0	16.3	1.7	0.00		28.70	48.30	0.00	0.00
6.0	砂質土	2.0	16.3	1.1	0.00		41.70	61.30	0.00	0.00
9.0	粘性土	3.0	16.7	1.1	0.46	1	58.55	78.15	8.40	3.21
11.0	砂質土	2.0	17.1	0.9	0.00		76.20	95.80	0.00	0.00
14.0	砂質土	3.0	16.8	1.5	0.00		94.00	113.60	0.00	0.00
17.0	砂質土	3.0	17.2	0.9	0.00		115.60	135.20	0.00	0.00
32.0	砂質土	15.0	17.6	1.0	0.00		185.20	204.80	0.00	0.00
47.0	礫質土	15.0	17.6	1.0	0.00		302.20	321.80	0.00	0.00

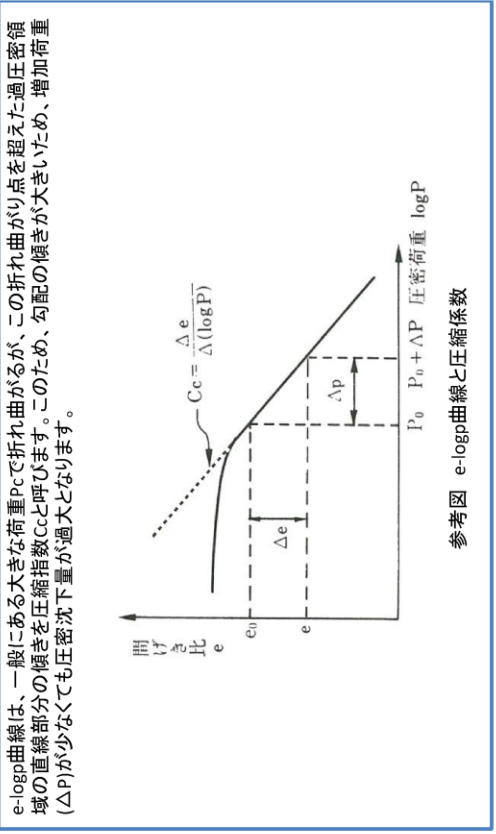
Cc法で地下水位低下に伴う圧密沈下量を計算するために、初期間隙比と圧縮係数を入力します。
e-logp法で圧密沈下量を計算するためには、右の表にe-logp曲線を入力した後、対応する曲線番号を入力します。
圧密沈下量の計算は、粘性土に対して行います。

深度(地表面からの深さ)と、土質を入力します。
土質は、ドロップダウンリストから入力します。層厚は計算されます。
圧密沈下は、基盤層より上部であれば相当深い圧密でも起こります。必ず十分な深さまで入力可能な地盤調査データを用いてください。

e-logp曲線入力										
番号	1	2	3	4	5					
	p(kN/m ²)	e	p(kN/m ²)	e	p(kN/m ²)	e	p(kN/m ²)	e	p(kN/m ²)	e
1	0	1.528	0	1.528						
2	9.8	1.513	19.61	1.494						
3	19.61	1.494	39.22	1.46						
4	39.22	1.46	74.43	1.408						
5	74.43	1.408	156.9	1.309						
6	156.9	1.309	313.7	1.171						
7	313.7	1.171	627.5	1.038						
8	627.5	1.038	1255	0.907						
9	1255	0.907								
10	9.8	0.987								

土質試験により得られたe-logp曲線を折線で入力します。5種類の曲線まで入力可能です。曲線の番号は、左表の「e-logp曲線番号」に対応しています。

p: 圧縮応力 (kN/m²)
e: 間隙比



e-logp曲線は、一般にある大きな荷重P_cで折れ曲がり点を越えた過圧密領域の直線部分の傾きを圧縮指数Ccと呼びます。このため、勾配の傾きが大きいため、増加荷重(ΔP)が少なくても圧密沈下量が過大となります。

参考図 e-logp曲線と圧縮係数

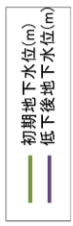
(3) プレゼンテーションシート

プレゼンテーションシート

調査地点ID		OO地区	
項目名	メモ等		
初期地下水位	1	m	
低下後地下水位	3	m	

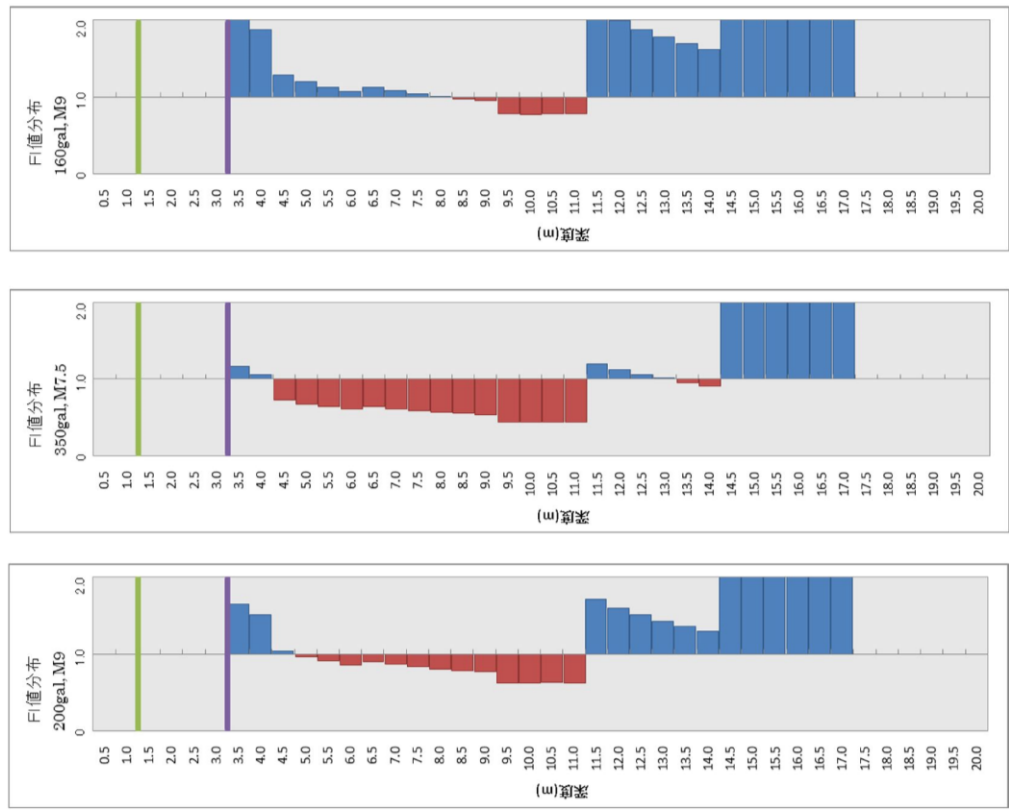
液状化による沈下量	
200gal, M9	8 cm
350gal, M7.5	13 cm
160gal, M9	4 cm

圧密沈下量	
e-log法	3 cm
Cc法	8 cm



深度 (m)	土質	細粒分含有率 FC (%)	N値	飽和度 (m/s)	地盤内空孔率情報	200gal, M9 液状化 安全率 F値	200gal, M9 液状化 判定 (赤)	350gal, M7.5 液状化 安全率 F値	350gal, M7.5 液状化 判定 (赤)	160gal, M9 液状化 安全率 F値	160gal, M9 液状化 判定 (赤)
0.5	表土	66.0	2	100							
1.0	表土	66.0	2	100							
1.5	砂質土	21.0	4	100							
2.0	砂質土	21.0	5	100							
2.5	砂質土	21.0	5	100							
3.0	砂質土	21.0	5	100							
3.5	砂質土	21.0	5	95	有	1.65		1.16		2以上	
4.0	砂質土	21.0	5	95	有	1.50		1.06		1.88	
4.5	砂質土	21.0	6	100		1.03		0.73		1.29	
5.0	砂質土	21.0	6	100		0.96		0.68		1.20	
5.5	砂質土	21.0	6	100		0.90		0.64		1.13	
6.0	砂質土	21.0	6	100		0.86		0.60		1.07	
6.5	砂質土	21.0	7	100		0.90		0.64		1.13	
7.0	砂質土	21.0	7	100		0.88		0.64		1.13	
7.5	砂質土	21.0	7	100		0.88		0.64		1.13	
8.0	砂質土	21.0	7	100		0.88		0.64		1.13	
8.5	砂質土	21.0	7	100		0.88		0.64		1.13	
9.0	砂質土	21.0	7	100		0.88		0.64		1.13	
9.5	粘性土	45.0	2	100		0.62		0.44		0.78	
10.0	粘性土	45.0	2	100		0.62		0.43		0.77	
10.5	粘性土	45.0	2	100		0.63		0.44		0.79	
11.0	粘性土	45.0	2	100		0.62		0.44		0.78	
11.5	砂質土	6.0	22	100		1.71		1.20		2以上	
12.0	砂質土	6.0	22	100		1.60		1.12		2.00	
12.5	砂質土	6.0	22	100		1.50		1.06		1.88	
13.0	砂質土	6.0	22	100		1.42		1.00		1.78	
13.5	砂質土	6.0	22	100		1.35		0.95		1.69	
14.0	砂質土	6.0	22	100		1.30		0.91		1.62	
14.5	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
15.0	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
15.5	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
16.0	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
16.5	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
17.0	砂質土	6.0	43	100		2以上		2以上		2以上	
17.5											
18.0											
18.5											
19.0											
19.5											
20.0											

入力データと、これに基づいて行った計算結果を表とグラフで示します。入力項目はありません。



5-2 地下水位低下によって発生する地盤の沈下量に関して

地下水位低下や盛土によって粘土層が圧密し地盤が沈下するが、施工条件などによって沈下量は以下のように大きく異なってくる。

(1) 洪積層からの地下水の汲み上げによって発生した地盤沈下

明治・大正時代から昭和30年代にかけて地下水を汲み上げて工業用水などに用いたため、東京の低地などで地盤沈下が発生した。東京の下町では沖積砂質土層（As層）の下部に厚い沖積粘性土層（Ac層）があり、その下部に洪積の砂礫層（Dsg層）が堆積している。洪積砂礫層の中には地下水が多く含まれ、また周囲の台地などから流れ込んでおり、明治・大正時代からの地下水位汲み上げは図-1に示すように、この洪積砂礫層の被圧水から行われていた。その場合、図に示すように、沖積粘性土層下部の水圧が下がったために圧密が発生し地盤沈下をもたらした。表層の地下水位はこれと連動してなく、地下水汲み上げ規制が行われて水圧が元に戻ってきた現在と地盤沈下が生じていた頃とで、表層の地下水位は変化していないと考えられている。したがって、圧密沈下を生じた深さは沖積粘性土層の下部にあたり、しかも水圧を大きく低下させたために数mもの地盤沈下を生じた。

(2) 埋め立てにより生じた圧密と地盤沈下

海岸の埋立地における埋め立て前後の全上載圧、間隙水圧の深度分布の変化を模式的に描くと図-2となる。なお、東京湾岸の洪積砂礫層は上記のように周囲の台地から地下水が流れてきており被圧水となっていることが多い。そのため、沖積粘性土層下部では静水圧より大きいことがあるので、この図では下部で静水圧より少し高い間隙水圧のイメージで描いてある。さて、埋め立て工事では埋立層の荷重が沖積粘性土層下部まで全層にわたって加わるため、全層で全上載圧が大きくなる。地下水位も少し上昇する（埋立地内の地下水位は周囲の海水面より高いのが一般的である）が、埋立層の荷重の方が一般に大きいので、図-2の右に示したように、全層にわたって有効上載圧が増加する。このため、沖積粘性土層の全層で圧密が生じて、大きな地盤沈下が発生することになる。

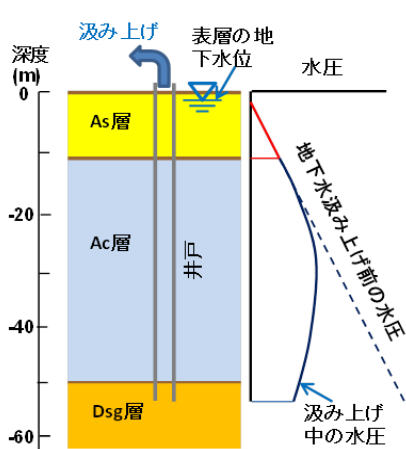


図-1 洪積砂礫層からの地下水汲み上げによる水圧低下

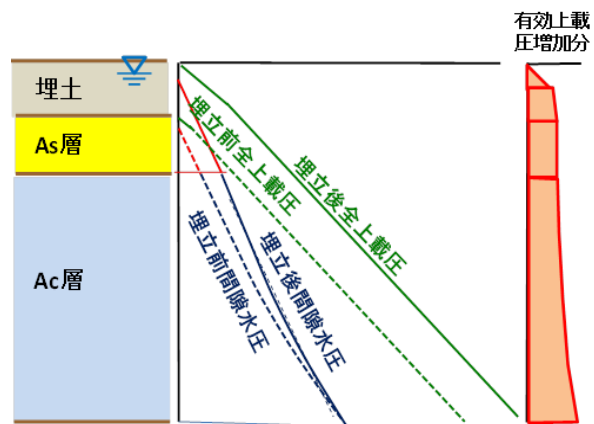


図-2 埋め立てによって増加する有効上載圧

(3) 表層の地下水位低下によって発生する圧密と地盤沈下

地表面下3m程度の深度から、浅井戸や排水溝で表層の地下水位を低下させた場合の有効上載圧の増加を模式的に描くと、図-3となる。地下水位の低下量に比例して有効上載圧の増加量は増す。ただし、数mの厚さで埋め立てを行った場合に比べ、1~2mほど水位低下（一般に地下水位が浅い場合でも宅地では地下水位は地表面下1m程度より深いので、地表面下3m程度まで地下水位を下げても、水位低下量は1~2mにしかならない）しただけでは有効上載圧の増加量は小さい。

また、市街地液状化対策事業による実証実験¹⁾²⁾³⁾が行われる前は、水位低下による水圧低下の分布は図-3(b)のように平行移動すると考えてきたが、実験を行ってみると実際には図-3(c)のように、下部に砂礫層や砂層がある場合にはその層の水圧は下がらず、平行移動ではない実験結果がいくつかでてきた。これは、東京湾岸などでは沖積粘性土層の下部の砂礫層では地下水が流れており被圧もしていたりするので、地下水位を下げても圧密対象層下部の間隙水圧は変化しないためと考えられる。このため、図-3(b)のように考えて計算シートなどで地盤の沈下量を予測していたのに反し、実験結果の沈下量が小さくなった地区が出てきた。それだけではなく、埋立層の下部に沖積砂層（As層）がある場合でも周囲の地盤から地下水が流れてくるのか、地下水位を下げても下部にある沖積粘性土（Ac層）の間隙水圧は変化しない結果も出てきている。この場合は地下水位を下げてもAc層の圧密沈下は生じないことになる。したがって、実証実験で地下水位を低下した場合の水圧分布の変化や実際の沈下量を測定することが望まれる。

この他、詳細な地盤調査や実証実験を行って分かったこととして、沖積粘性土といえども一定の過圧密状態になっており、そのために地盤の沈下量が実際には小さく出たケースもある。したがって、実証実験を行えない地区でも、圧密試験も含む詳細な地盤調査をすれば地盤沈下の過大な心配をしなくてすむケースもある。

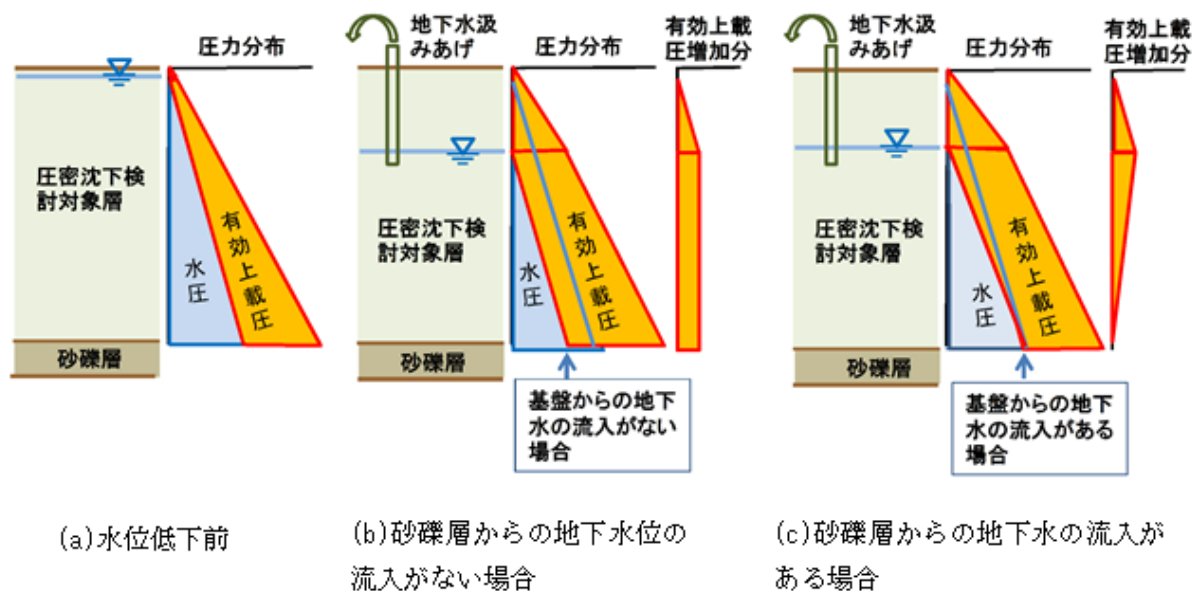


図-3 表層からの地下水汲み上げによる有効上載圧の増加

<参考文献>

- 1) 橋本隆雄・安田進・伏見修：我孫子市における汲み上げ方式による地下水位低下工法の実証実験について、地盤工学会関東支部第 11 回地盤工学会関東支部発表会、2014.10
- 2) 橋本隆雄・安田進・伏見修：我孫子市における地下水位低下工法による液状化対策の実験、第 59 回地盤工学シンポジウム 2014.11
- 3) 安田進・橋本隆雄：水位低下による液状化対策における地盤の沈下量と水圧低下、第 50 回地盤工学研究発表会平成 27 年度発表講演集、CD-ROM、2015.9

5-3 液状化被害軽減策の考え方

液状化被害地区の中には、地盤条件が特異なために、再液状化対策の目標水準を満足する設計を行うことが著しく困難な場合が存在する。そのような地区は、本来新規造成時であれば住宅地とすることを避けるべき土地であるが、被災地復興の場合には、集団移転など他の復興方策との比較において、地域の合意形成を図り、現地において不十分ながらも最低限の液状化被害軽減策を採用することが合理的と考えられる場合がある。

こうした特殊な地盤条件の地区においては、再液状化対策の目標水準を一部緩和することが必要となるが、その場合の新たな目標水準は、家屋の被害を最小限に止めるという観点から、地盤が支持力を失って建物が地盤面に潜り込む「めり込み沈下」を抑制できる水準を目標とすることが妥当である。

一部の液状化被害地区においては、液状化層が厚く堆積する場合、現行の「 $H_1 \geq 3\text{m}$ かつ $D_{cy} < 5\text{cm}$ 」の液状化対策が技術上困難である。ここでは、「 $H_1 \geq 3\text{m}$ のみ」を確保することで、住宅のめり込み沈下量を軽減し、住宅の液状化被害を抑制する方策を示す。

1. 地質タイプと液状化軽減策の考え方

(1) 液状化被害軽減の考え方

砂利採取跡地等で液状化層が非常に厚い場合は、地下水位をGL-3mまで低下しても、 $D_{cy} < 5\text{cm}$ をクリアできないなど液状化に伴う沈下量を小さくすることができない。

このため、「減災型」として、 $H_1 \geq 3\text{m}$ を確保すればめり込み沈下量が軽減され住宅の傾斜が軽減できる「めり込み沈下の抑制のみ」の対策を容認する考えである。具体的には、ガイダンスにおいて「 $H_1 \geq 3\text{m}$ かつ $D_{cy} < 5\text{cm}$ 」を住宅が建ったままでは技術上困難な場合に「 $H_1 \geq 3\text{m}$ のみ」を認めることを示している。地区の大部分では液状化被災軽減策の基準を満足するが、局所的に満たない箇所がある場合は、専門家を含む委員会で軽減策の選択を行い、住民に十分説明したうえで合意形成を図る必要がある。

なお、地域で取り組む地盤の液状化対策のための地下水位低下の効果・影響については、＜資料編5-1＞簡易計算シートの入力・計算例を参照とされたい。

(2) 液状化発生しやすさの地質分類

液状化が発生しやすい条件には以下の3つがある。

- ①地下水位が浅い
- ②砂地盤
- ③緩い状態にある地盤

また、液状化が発生しやすい微地形は、海岸や池・沼などの水面を埋め立てた干拓地や埋立地、旧河道、自然堤防、砂丘と内陸の際などである。これらのことから地質分類からみて液状化発生しやすさは表-1に示す6つのタイプに分けられる。

表-1 液状化発生しやすさの地質分類

地質タイプ	内 容
タイプ-1	丘陵地、段丘面、扇状地
タイプ-2	谷底低地、後背湿地
タイプ-3	海岸平野、自然堤防、三角州、干拓地
タイプ-4	池・沼地跡、水深の浅い埋立地
タイプ-5	水深の深い埋立地、採掘跡地（地下水位が浅い場合）
タイプ-6	水深の深い埋立地、採掘跡地（地下水位が深い場合）

表-1は、液状化発生しやすい地質タイプと各地質タイプ別に応じた液状化対策工選定における留意点をまとめたものである。各地質タイプにおける液状化のしやすさと対策工法の考え方としては以下の通りとなる。ただし、専門家からなる委員会等で詳細、且つ、高度な検討を行った結果の判断についてはこの限りではない。

①「地質タイプ-1、地質タイプ-2」

宅地基礎地盤が扇状地性の砂礫層や、後背湿地性の軟弱地盤（シルト・粘土主体）のため“液状化発生の可能性は少ない”と評価され、砂質土層の分布が確認されない場合には液状化における対策は不要と考えられる。

②「地質タイプ-3（図-1）、地質タイプ-4（図-2）」

宅地基礎地盤が緩い砂質土層や埋め立て土層のため、液状化発生の可能性が高い”、または、“液状化発生の可能性が非常に高い”と評価される。液状化対象層厚が比較的薄い（層厚概ね5m未満）ため液状化対策工としては、地下水位低下工法や格子状改良工法が適用可能な工法として挙げられる。

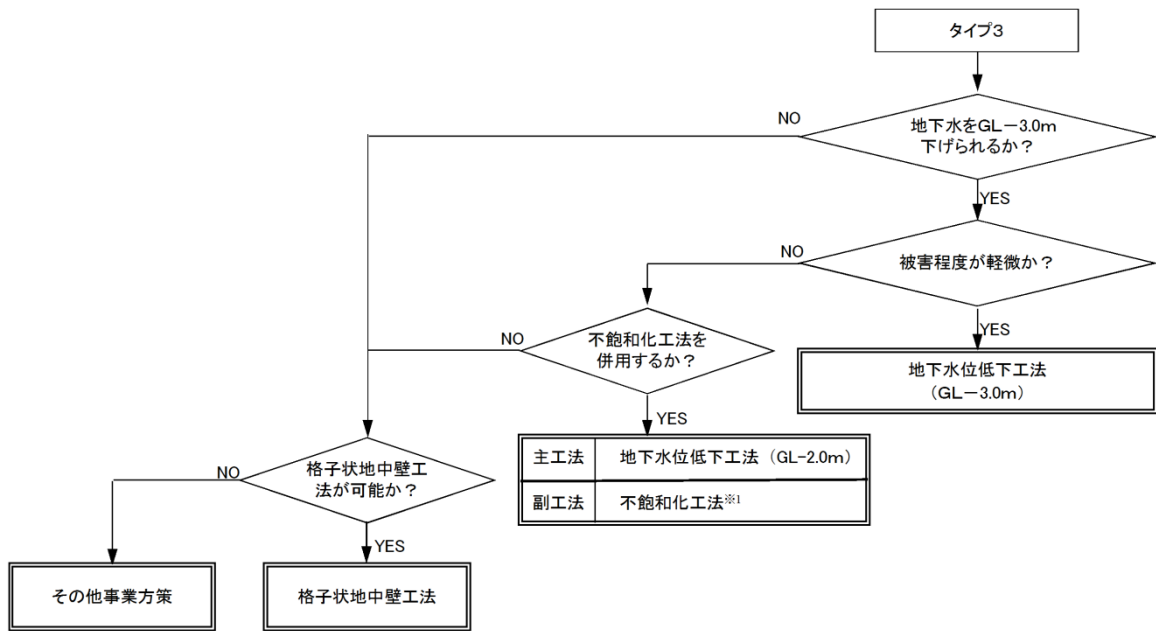
③「地質タイプ-5、地質タイプ-6」（図-3）

宅地基礎地盤が水深の深い埋立地や採掘跡地であり、埋め土層が厚く“液状化発生の可能性が非常に高い”と評価される。地下水位が高いタイプとGL-3m以深の深いタイプである。開削工法による排水管方式の場合地下水位低下はGL-3.0m程度までが適用可能な深さであるため、タイプ5では開削工法で地下水位低下対策が施される。それ以深のタイプ6で水位低下対策を施す場合は、推進工法による排水管方式や不飽和化工法等を適用することを検討する必要である。不飽和化工法等においては現段階で補助的な副工法扱いであり、抜本的な液状化対策工法の主工法とは評価できない。したがって、確実に対策できる工法がないため、改善の策として“液状化被害の軽減策”を考える必要がある。なお、液状化被害の軽減策を考

える必要がある場合については、＜資料編 5－4＞の例題を参照とされたい。

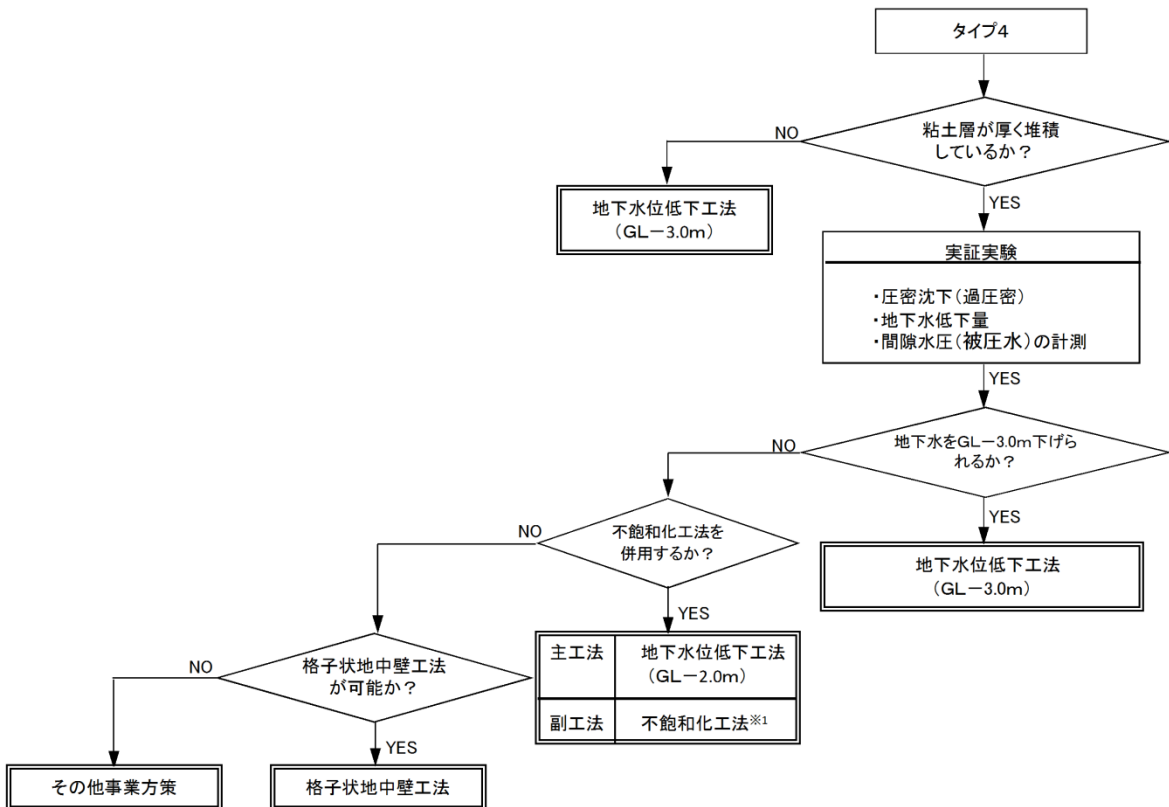
表-2 地質タイプ別に応じた液状化対策選定の留意点

	タイプ-1(丘陵地、段丘面、扇状地)	タイプ-2(谷底低地、後背湿地)	タイプ-3(海岸平野、自然堤防、砂州)	タイプ-4(干拓地、旧池、旧沼地跡、灌漑の埋立地)	タイプ-5(埋立地、探掘跡地)	タイプ-6(埋立地、探掘跡地)
模式図						
① 地質の特徴	水深の浅い、良く締まった砂礫層が厚く分布するタイプ	表層より、軟弱層(N値<4)と評価される沖積層の軟質なシルト層や粘性土層が厚く分布するタイプ	水深の浅い、緩い砂質土層(As)が表層より厚く分布するタイプ	水深の浅い、埋め立て層が緩い砂質土や浚渫土で構成され、以深には軟質な粘性土層(Ac)が分布するタイプ。F層の層厚は5~6m未満。	水深の浅い、自然地盤を何らかの理由で掘削し緩い砂質土主体の土を埋め戻したタイプ。F層の層厚は5~6m以上。	地質タイプ-5と同様な地質構成であり、地下水位がGL-3m以上深より深いタイプ。F層の層厚5~6m以上。
② 液状化可能性の	液状化の可能性は少ない。	沖積粘土層は細粒分(Fc:粘土・シルト)の混入が多い為、液状化の可能性は少ない。	液状化の可能性が高い。ただし、東日本大震災では埋土層(F)以外の自然堆積物(As)での液状化履歴は少ない。	液状化の可能性が非常に高い。	液状化の可能性が非常に高い。	液状化の可能性が高い。
③ 適用可能な対策工	-	-	・地下水低下工法 ・格子状改良工法	・地下水低下工法 ・格子状改良工法	・地下水低下工法 ・不飽和工法	・液状化被害の軽減策
④ 対策工選定における留意点	-	細粒分の含水が多い場合でもシルト分が卓越する場合は、留意が必要。	地下水低下工法は、砂地盤のため沈下量も少なく安価工法で最も適した対策工法と評価される。採用を行う場合は以下の調査・解析を行うことが望ましい。 ・揚水試験 ・浸透流解析	地下水低下工法を採用する場合には、下位に分布する粘土層(Ac)の圧密沈下が懸念される。東日本大震災に行われた実証実験より、下位粘土層(Ac)への被圧地下水の影響等により、想定沈下量と報告されているが、採用に当たっては、以下の試験・解析や実証実験を行うことが望ましい。 ・圧密試験 ・浸透流と圧密の連成解析 ・間隙水圧計の設置	液状化の可能性が非常に高い。埋土層の層厚が比較的薄い場合(5~6m未満)は、2~3m程度の地下水低下工法でも有効である。しかし、埋土層が厚い場合(6~10m以上)は、液状化に伴う沈下量を軽減できない可能性が高い。この場合、液状化被害の軽減策を考える。	地下水位がGL-3m以上深の場合、地下水低下工法が適用できない可能性がある。この場合、液状化被害の軽減策を考える。



※1 「不飽和化工法」については、現段階で研究途上のため工法ならびにその許容値が明確なものがないため、専門家を含む委員会で検討することが望ましい。

図-1 タイプ3（砂質土層主体）の液状化対策工選定フロー



※1 「不飽和化工法」については、現段階で研究途上のため工法ならびにその許容値が明確なものがないため、専門家を含む委員会で検討することが望ましい。

図-2 タイプ4（液状化層以深に軟弱層が分布）の液状化対策工選定フロー

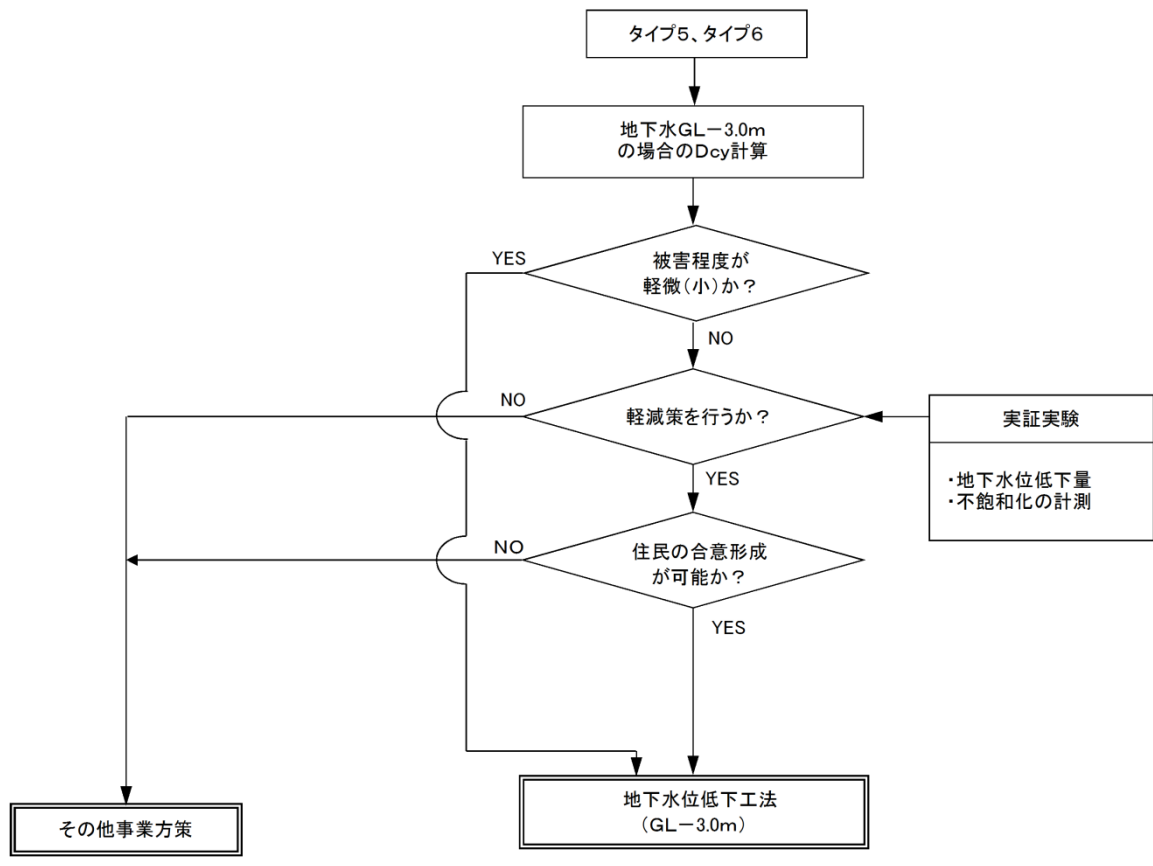


図-3 タイプ5、タイプ6（埋立地、採掘跡地）の液状化対策工選定フロー

2. 液状化によるめり込み沈下量の推定方法

これまでの被災事例から、全体に平均めり込み沈下量が大きくなると建物の傾斜角も大きくなる傾向がある¹⁾ ので、平均めり込み沈下量を推定すると傾斜角も推定することができる。地盤中の構造物のめり込み沈下量の推定方法には、①被災例や実験から得られた経験式から推定する方法と、②解析によって推定する方法があるので、算定においては適切な推定を用いる必要がある。

(1) 液状化した地盤中の構造物のめり込み沈下量を推定する方法の種類

液状化した地盤中の構造物のめり込み沈下量や地盤の圧縮沈下量を推定するのは簡単ではない。それは液状化が地盤の破壊現象であり、液状化により物性が突然変わり、また液状化後も揺すられ続けると沈下量や傾斜角、流動量も増すからである。

しかし、近年、液状化によるこれらの変位・変形量を推定する試みが行われるようになってきた。その方法を大別すると、まず、表-3に示すように被災例や実験から得られた経験式から推定する方法と、解析によって推定する方法に分けられる。

解析による方法には時々刻々液状化の発生や地盤・構造物の変位・変形量を求めていく詳細な動的解析方法と、最終的に残留する変位・変形量だけを求める簡易的な静的解析方法がある。

なお、めり込み沈下が発生するメカニズム及び影響を与える要因については、〈資料編5-5〉を参照とされたい。めり込み沈下量から建物傾斜角を推定する方法については、〈資料編5-6〉を参照とされたい。弾性論の式を利用してめり込み沈下量を推定する方法については、〈資料編5-7〉を参照とされたい。

表-3 液状化に伴う地盤及び構造物の変位・変形量を推定する方法の分類²⁾

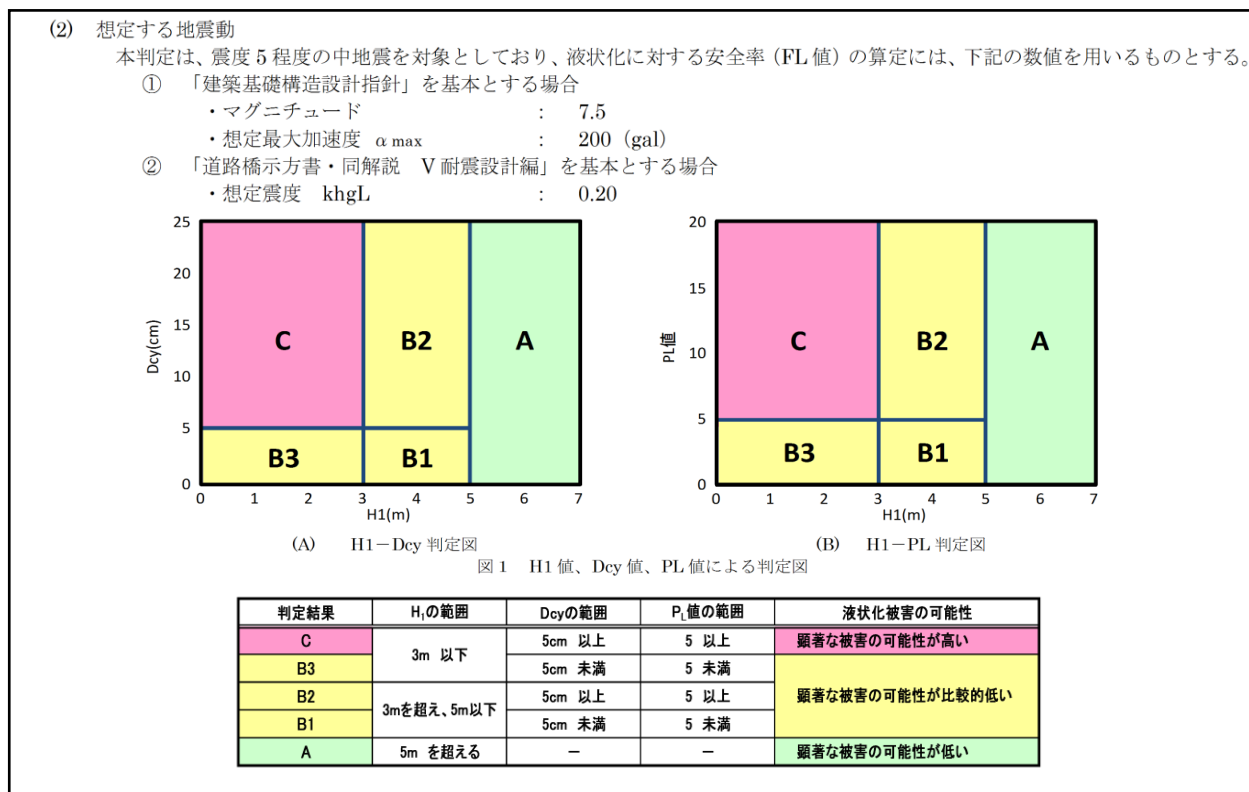
類		概要	特徴
経験にもとづいて推定する方法		過去の被災事例や模型実験などから出された経験式により推定する方法	簡易ではあるが適用できる構造物や地盤の条件に限られる。
解析を行って推定する方法	静的解析方法 (残留変形解析方法)	静的FEMなどを利用し、最終変形量だけを推定する方法	比較的簡易であり、ある程度の精度も有する。
	動的解析方法	過剰間隙水圧の発生・伝播を考慮できる時刻歴地震応答解析を行って変形量の時刻歴を詳細に解析する方法	精度は高く種々の条件に対応できる。ただし方法は複雑であり、また、精度に見合った詳細な地盤データが必要である。

〈参考文献〉

- 1) 橋本隆雄・安田進・山口亮：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめり込み沈下量の関係、第47回地盤工学研究発表、pp.1487-1488, 2012.
- 2) 公益社団法人 地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書、液状化から戸建て住宅を守るための手引き、p67、2013.5

5-4 液状化被害の軽減策を考える必要がある場合の例題

戸建て住宅の液状化被害の可能性の判定は「宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針¹⁾」によると次のように示される。



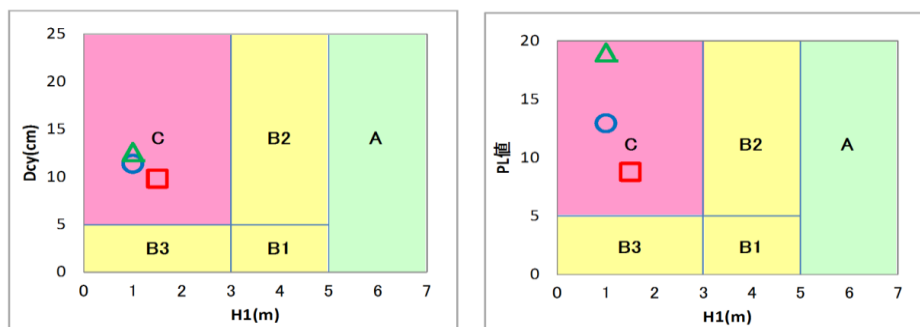
ここで、茨城県神栖市の砂利採掘跡地を例題に液状化被害の可能性について検討する。
 地質タイプについては、<資料編 5-3 表-2>に示す「タイプ-4およびタイプ-5」について想定し、いずれも地下水位はGL-1.0mに分布している。

(1) タイプ4：液状化層厚5mを想定

1) 対策前の検討：地下水位GL-1.0m

地表変位量（Dcy）および液状化指数（P_L）いずれにおいても、「c」に分類され「顕著な液状化被害の可能性が高い」と評価される。

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液状化層 H1	地表変位量 Dcy		液状化指標値 PL値		グラフ内 凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (khgL)	地震動レベル		数値(cm)	判定	数値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	1.5	9.8	C	8.80	C	□
2	建築	200.0	9.0	-	-	1.0	11.4	C	12.96	C	○
3	建築	350.0	7.5	-	-	1.0	12.6	C	19.03	C	△



2) 対策後の検討：地下水低下対策 GL-3m

中地震 (M7.5 200gal) を想定した場合には、地表変位量 (D_{cy}) および液状化指数 (P_L) いずれにおいても、「B3」に分類され「顕著な液状化被害の可能性が比較的少ない」と評価され、地下水低下対策の有効性が高い。

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液状化層 H1	地表変位量 Dcy		液状化指標値 PL値		グラフ内 凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kgL)	地震動レベル		数値(cm)	判定	数値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	3.0	5.0	B3	2.39	B3	□
2	建築	200.0	9.0	-	-	3.0	6.4	C	4.87	B3	○
3	建築	350.0	7.5	-	-	3.0	7.4	C	8.07	C	△

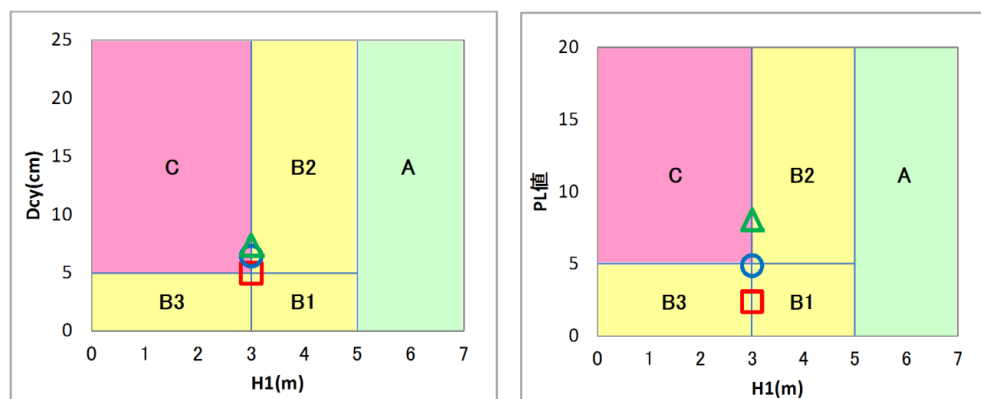


図-2 タイプ4 (液状化層厚 5m での再液状化の検討)

(2) タイプ5：液状化層厚 9m を想定

1) 対策前の検討：地下水位 GL-1.0m

地表変位量 (D_{cy}) および液状化指数 (P_L) いずれにおいても、「c」に分類され「顕著な液状化被害の可能性が高い」と評価される。特に地表変位量 (D_{cy}) は中地震においても20cm以上を示し、液状化の程度は「大」に分類される。

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液状化層 H1	地表変位量 Dcy		液状化指標値 PL値		グラフ内 凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kgL)	地震動レベル		数値(cm)	判定	数値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	1.5	20.2	C	17.63	C	□
2	建築	200.0	9.0	-	-	1.0	23.1	C	24.91	C	○
3	建築	350.0	7.5	-	-	1.0	25.3	C	34.98	C	△

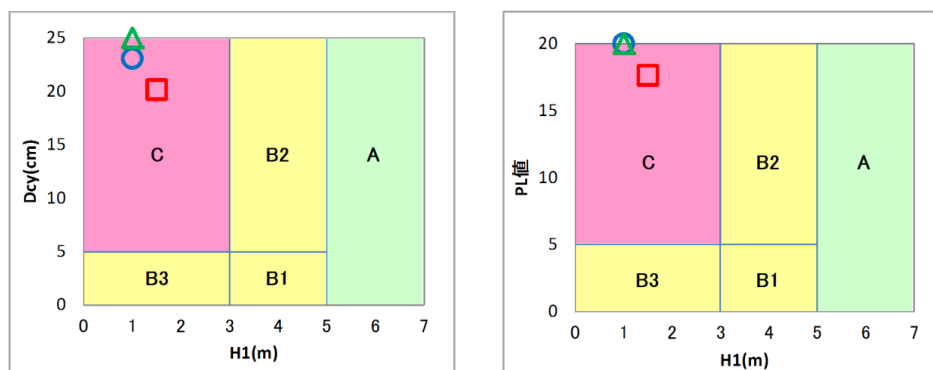


図-3 タイプ5 (液状化層厚 9m での再液状化の検討)

2) 対策後の検討：地下水低下対策 GL-3m

地下水低下対策を実施した場合においても、中地震（M7.5 200gal）では、地表変位量（ D_{cy} ）および液状化指数（ P_L ）いずれも、「c」に分類され「顕著な液状化被害の可能性が高い」となり対策の優位性がない。技術指針・同解説（案）に示される対策効果（ $D_{cy} < 5\text{cm}$ ）を評価した場合には、地下水低下量がGL-5.5m以上必要であり、現状における地下水低下工法では適用が困難であり、液状化による被害の軽減策を考える必要がある。

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液状化層 H1	地表変位量 D_{cy}		液状化指標値 P_L 値		グラフ内 凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kkgL)	地震動レベル		数値(cm)	判定	数値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	3.0	13.7	C	7.49	C	□
2	建築	200.0	9.0	-	-	3.0	17.6	C	13.79	C	○
3	建築	350.0	7.5	-	-	3.0	20.3	C	21.96	C	△

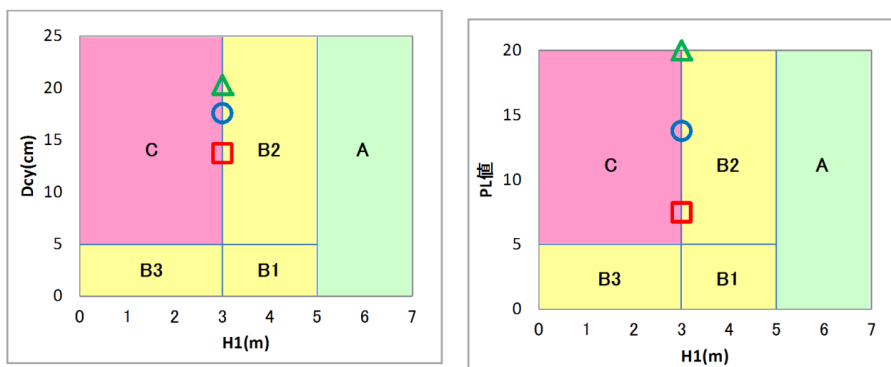


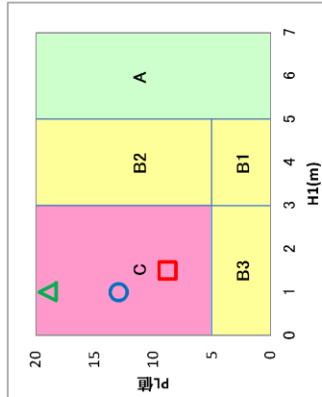
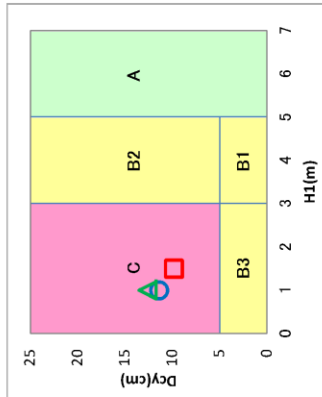
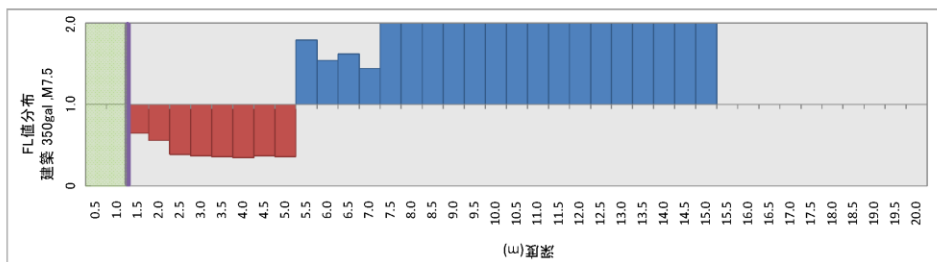
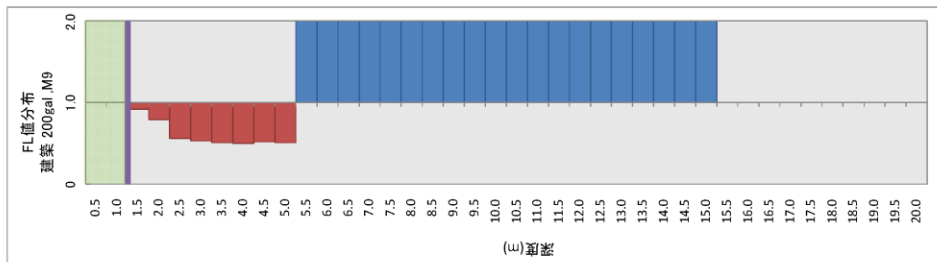
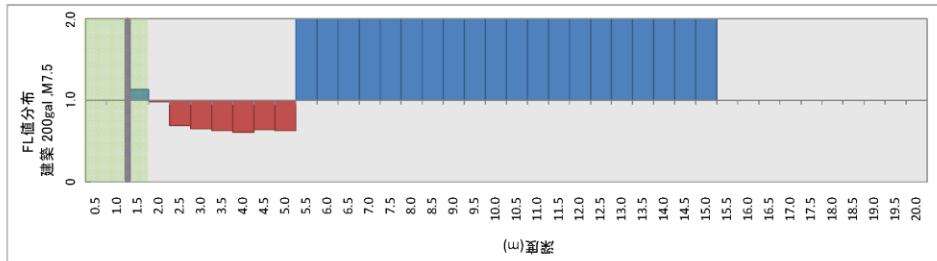
図-4 タイプ-5（対策後の検討：地下水低下対策 GL-3m、液状化層厚 9m）

以上のことから、＜資料編 5-3 表-2＞に示す地質タイプ-5およびタイプ-6の場合においては、地表変位量（ D_{cy} ）および液状化指数（ P_L ）からの可能性の判定は難しく、液状化被害の軽減策を考慮した場合には別途検討手法を考える必要がある。

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液化化層		地素変位量		液化化指標値	
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (khg/L)	地震動レベル	HI	Dey	数値 (cm)	判定	PL値	判定
1	建築	200.0	7.5	-	-	1.5	9.8	C	8.80	C	□
2	建築	200.0	9.0	-	-	1.0	11.4	C	12.96	C	○
3	建築	350.0	7.5	-	-	1.0	12.6	C	19.03	C	△

調査地点ID	ガイダンス例題1
項目名	自然水位
地下水位	1.0 m

深度 (m)	土質	N値	建築 200gal_M7.5		建築 200gal_M9		建築 350gal_M7.5	
			FL値 (併)	液化化 安全率 判定	FL値 (併)	液化化 安全率 判定	FL値 (併)	液化化 安全率 判定
0.5	表土	6						
1.0	表土	6						
1.5	表土	5	1.13	×	×	×	×	×
2.0	表土	5	0.98	×	×	×	×	×
2.5	表土	2	0.69	×	×	×	×	×
3.0	表土	2	0.65	×	×	×	×	×
3.5	表土	2	0.63	×	×	×	×	×
4.0	表土	2	0.61	×	×	×	×	×
4.5	表土	3	0.64	×	×	×	×	×
5.0	表土	3	0.63	×	×	×	×	×
5.5	砂質土	20	2以上		2以上		1.79	
6.0	砂質土	20	2以上		2以上		1.54	
6.5	砂質土	21	2以上		2以上		1.62	
7.0	砂質土	21	2以上		2以上		1.44	
7.5	砂質土	25	2以上		2以上		2以上	
8.0	砂質土	25	2以上		2以上		2以上	
8.5	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
9.0	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
9.5	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.0	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.5	砂質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.5								
16.0								
16.5								
17.0								
17.5								
18.0								
18.5								
19.0								
19.5								
20.0								



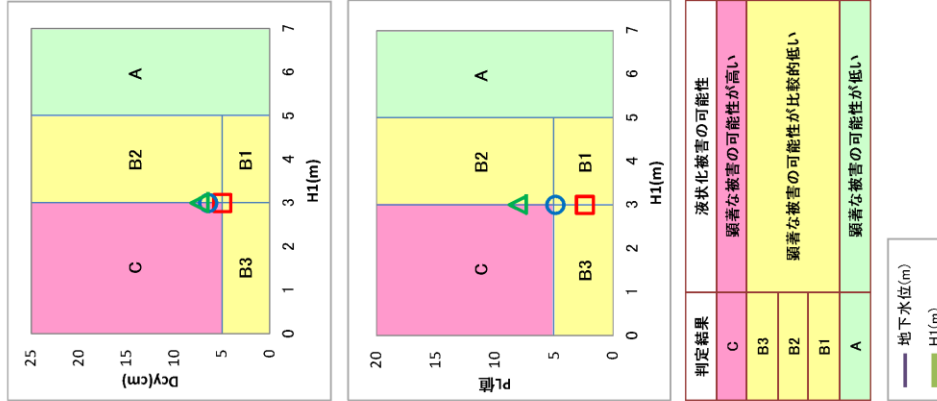
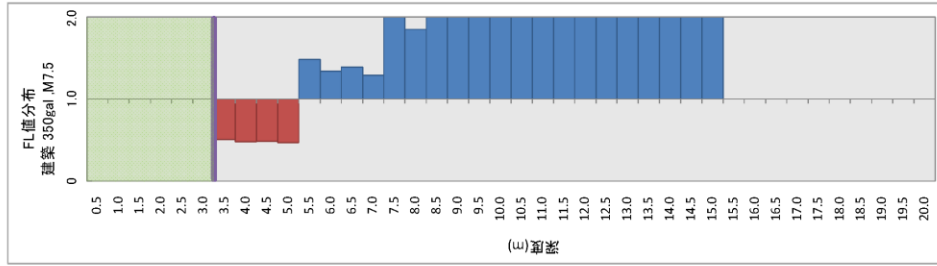
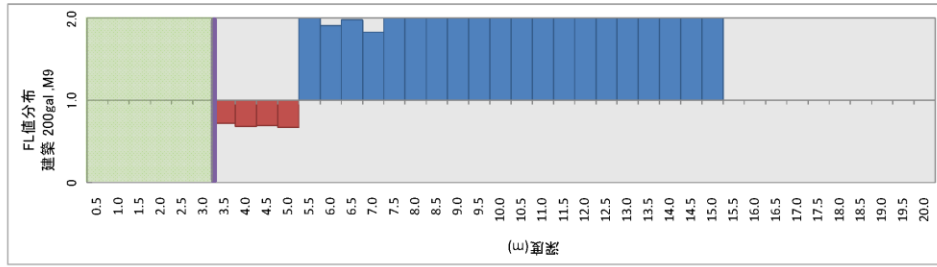
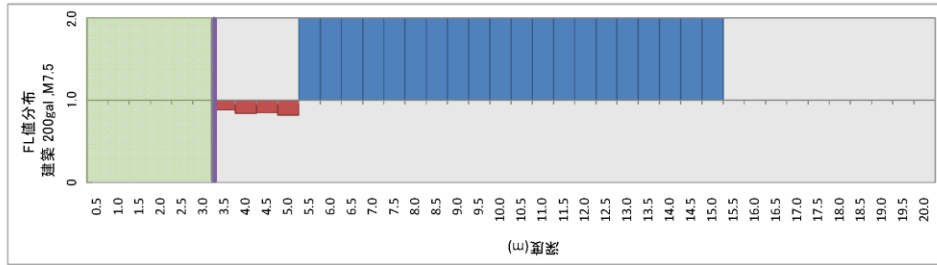
判定結果	液化化被害の可能性
C	顕著な被害の可能性が高い
B3	顕著な被害の可能性が比較的低い
B2	
B1	
A	顕著な被害の可能性が低い

— 地下水位(m)
— HI(m)

条件	計算	建築設定項目		道示設定項目		非液化化層		地表変位量		液化化指標値		グラフ内凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kkgL)	地震動レベル	HI	Dey	数値	判定	PL値	判定	
1	建築	200.0	7.5	-	-	3.0	5.0	B3	2.39	B3	□	
2	建築	200.0	9.0	-	-	3.0	6.4	C	4.87	B3	○	
3	建築	350.0	7.5	-	-	3.0	7.4	C	8.07	C	△	

調査地点ID	ガイダンス例題1-1
項目名	地下水低下-2m
地下水位	3.0 m

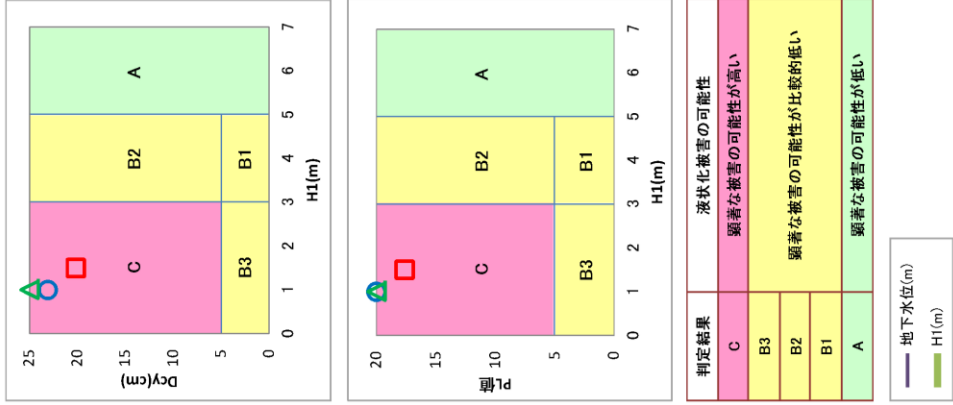
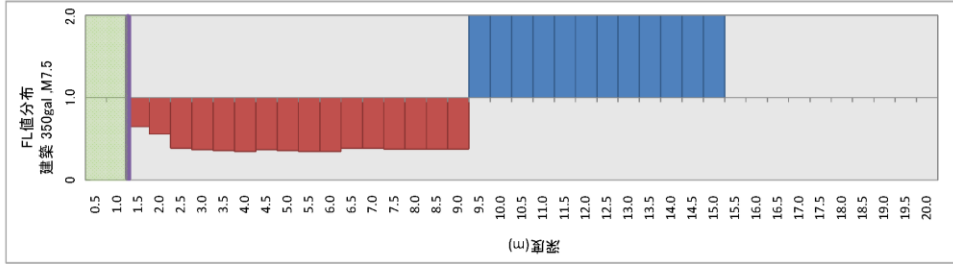
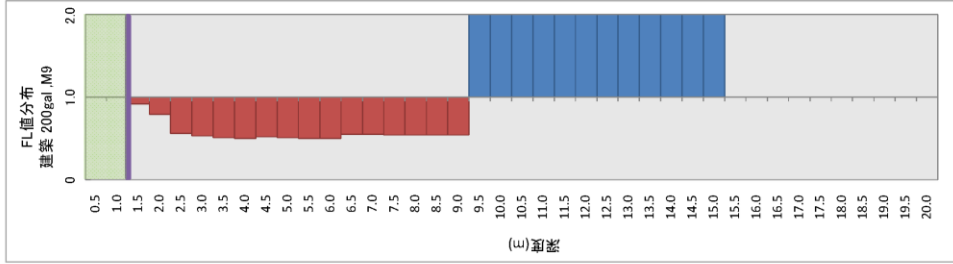
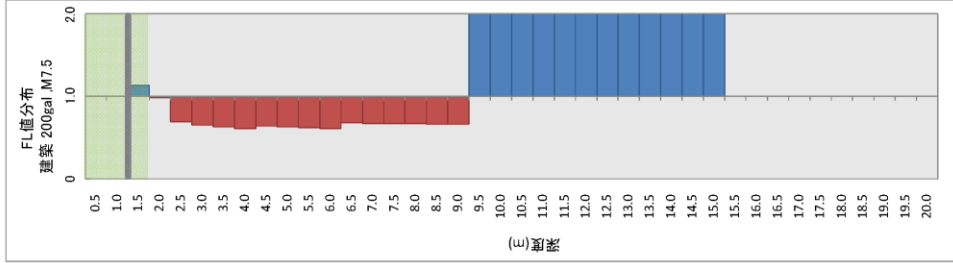
深度 (m)	土質	N値	建築 200gal.M7.5 液化化 安全率 FL値	判定 (赤)	建築 200gal.M9 液化化 安全率 FL値	判定 (赤)	建築 350gal.M7.5 液化化 安全率 FL値	判定 (赤)
0.5	表土	6						
1.0	表土	6						
1.5	表土	5						
2.0	表土	5						
2.5	表土	2						
3.0	表土	2						
3.5	表土	2	0.88	×	0.72	×	0.51	×
4.0	表土	2	0.84	×	0.68	×	0.48	×
4.5	表土	3	0.85	×	0.69	×	0.49	×
5.0	表土	3	0.82	×	0.67	×	0.47	×
5.5	砂質土	20	2以上		2以上		1.48	
6.0	砂質土	20	2以上		1.91		1.34	
6.5	砂質土	21	2以上		1.98		1.39	
7.0	砂質土	21	2以上		1.83		1.29	
7.5	砂質土	25	2以上		2以上		2以上	
8.0	砂質土	25	2以上		2以上		1.85	
8.5	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
9.0	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
9.5	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.0	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.5	砂質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.5								
16.0								
16.5								
17.0								
17.5								
18.0								
18.5								
19.0								
19.5								
20.0								



調査地点ID		ガイダンス例題2	
項目名	自然水位	1.0	m
地下水水位			

条件	計算	建築設定項目		表示設定項目		非液化化層		地表変位量		液化化指標値		グラフ内凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度 (kkg/L)	地震動レベル	H1	Dey	判定	判定	PL値	判定	
1	建築	2000	7.5	-	-	1.5	20.2	C	17.63	C	□	
2	建築	2000	9.0	-	-	1.0	23.1	C	24.91	C	○	
3	建築	3500	7.5	-	-	1.0	25.3	C	34.98	C	△	

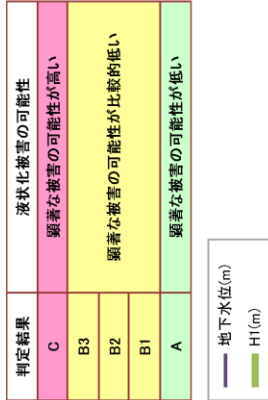
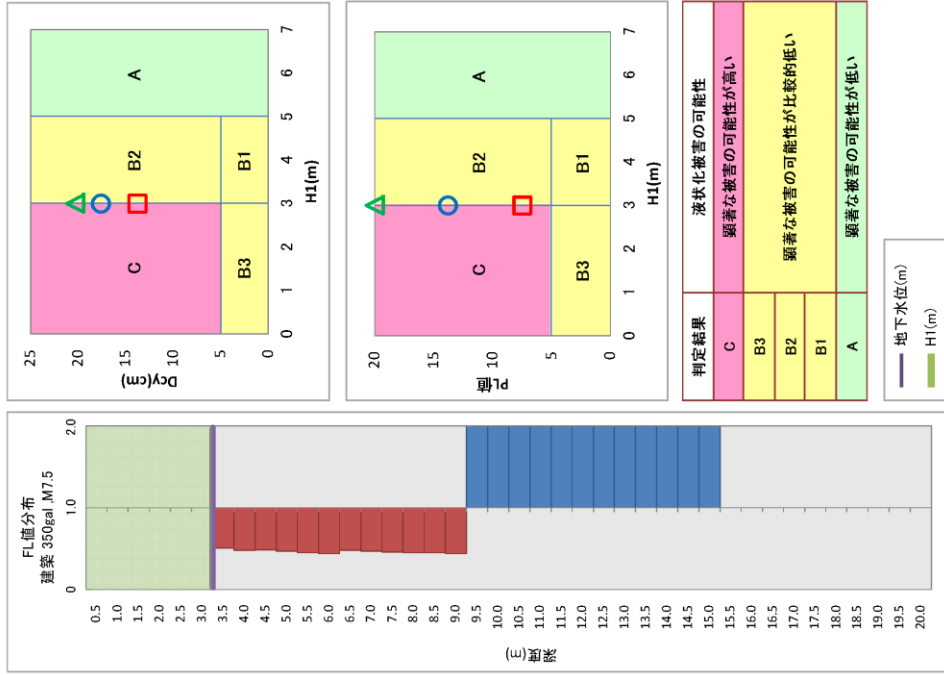
深度 (m)	土質	N値	建築 200gal.M7.5		建築 200gal.M9		建築 350gal.M7.5	
			液化化安全率 FL値	液化化判定 (赤)	液化化安全率 FL値	液化化判定 (赤)	液化化安全率 FL値	液化化判定 (赤)
0.5	表土	6						
1.0	表土	6						
1.5	表土	5	1.13	×	0.92	×	0.65	×
2.0	表土	5	0.98	×	0.79	×	0.56	×
2.5	表土	2	0.69	×	0.56	×	0.39	×
3.0	表土	2	0.65	×	0.53	×	0.37	×
3.5	表土	2	0.63	×	0.51	×	0.36	×
4.0	表土	2	0.61	×	0.50	×	0.35	×
4.5	表土	3	0.64	×	0.52	×	0.37	×
5.0	表土	3	0.63	×	0.51	×	0.36	×
5.5	表土	3	0.62	×	0.50	×	0.35	×
6.0	表土	3	0.61	×	0.50	×	0.35	×
6.5	表土	5	0.68	×	0.55	×	0.39	×
7.0	表土	5	0.67	×	0.55	×	0.39	×
7.5	表土	5	0.67	×	0.54	×	0.38	×
8.0	表土	5	0.67	×	0.54	×	0.38	×
8.5	表土	5	0.66	×	0.54	×	0.38	×
9.0	表土	5	0.66	×	0.54	×	0.38	×
9.5	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.0	砂質土	30	2以上		2以上		2以上	
10.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
11.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
12.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
13.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
14.5	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.0	礫質土	50	2以上		2以上		2以上	
15.5								
16.0								
16.5								
17.0								
17.5								
18.0								
18.5								
19.0								
19.5								
20.0								



条件	計算	建築設定項目		表示設定項目		非液状化層		地表変位量		液状化指標値		グラフ内凡例
		最大加速度 (gal)	マグニチュード (M)	水平震度	地震動レベル	H1	Dey	判定	PL値	判定		
1	建築	2000	7.5	-	-	3.0	13.7	C	7.49	C	□	
2	建築	2000	9.0	-	-	3.0	17.6	C	13.79	C	○	
3	建築	3500	7.5	-	-	3.0	20.3	C	21.96	C	△	

調査地点ID	ガイダンス例題2-1
項目名	地下水低下-2m
地下水位	3.0 m

深度 (m)	土質	N値	建築 200gal, M7.5		建築 200gal, M9		建築 350gal, M7.5	
			液状化安全率	判定	液状化安全率	判定	液状化安全率	判定
0.5	表土	6						
1.0	表土	6						
1.5	表土	5						
2.0	表土	5						
2.5	表土	2						
3.0	表土	2						
3.5	表土	2	0.88	×	0.72	×	0.51	×
4.0	表土	2	0.84	×	0.68	×	0.48	×
4.5	表土	3	0.85	×	0.69	×	0.49	×
5.0	表土	3	0.82	×	0.67	×	0.47	×
5.5	表土	3	0.79	×	0.64	×	0.45	×
6.0	表土	3	0.77	×	0.63	×	0.44	×
6.5	表土	5	0.84	×	0.68	×	0.48	×
7.0	表土	5	0.82	×	0.67	×	0.47	×
7.5	表土	5	0.81	×	0.66	×	0.46	×
8.0	表土	5	0.80	×	0.65	×	0.45	×
8.5	表土	5	0.79	×	0.64	×	0.45	×
9.0	表土	5	0.78	×	0.63	×	0.44	×
9.5	砂質土	30	2以上	○	2以上	○	2以上	○
10.0	砂質土	30	2以上	○	2以上	○	2以上	○
10.5	砂質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
11.0	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
11.5	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
12.0	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
12.5	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
13.0	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
13.5	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
14.0	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
14.5	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
15.0	礫質土	50	2以上	○	2以上	○	2以上	○
15.5								
16.0								
16.5								
17.0								
17.5								
18.0								
18.5								
19.0								
19.5								
20.0								



判定結果	液状化被害の可能性
C	顕著な被害の可能性が高い
B3	顕著な被害の可能性が比較的低い
B2	顕著な被害の可能性が比較的低い
B1	顕著な被害の可能性が比較的低い
A	顕著な被害の可能性が低い

<参考文献>

- 1) 国土交通省都市局：宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針・同解説（案），
<http://www.mlit.go.jp/common/000993757.pdf>（2014年1月7日閲覧）

5-5 むり込み沈下が発生するメカニズム及び影響を与える要因

(出典 地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書—液状化から戸建て住宅を守るための手引書 一，平成25年3月)

(1) 液状化が戸建て住宅を沈下・傾斜させるメカニズム

液状化により戸建て住宅が沈下するメカニズムを考えると、液状化が発生した後間隙水が噴出することによって地盤全体が圧縮沈下し、建物はその中にさらにめり込んで沈下する。これを模式図で描くと図-1のようになる。このように沈下量は、以下を区別して考える必要がある。

- ①地盤自体の圧縮沈下量
- ②建物の絶対沈下量
- ③建物のめり込み沈下量

これらのうち①の地盤の圧縮沈下に関しては平面的に一様に沈下すれば建物の傾斜もあまり生じないので一般に建物に甚大な被害を与えない。これに対し、③の地盤にめり込んで建物が沈下するのは、もともと支持力がある地盤が急に泥水化し、支持力を失って沈下するため、沈下と同時に傾斜や家屋のゆがみなども生じ建物にとって甚大な被害をもたらす。②の絶対沈下量は①と③の合計である。したがって、重要なのは③のめり込み沈下量になる。

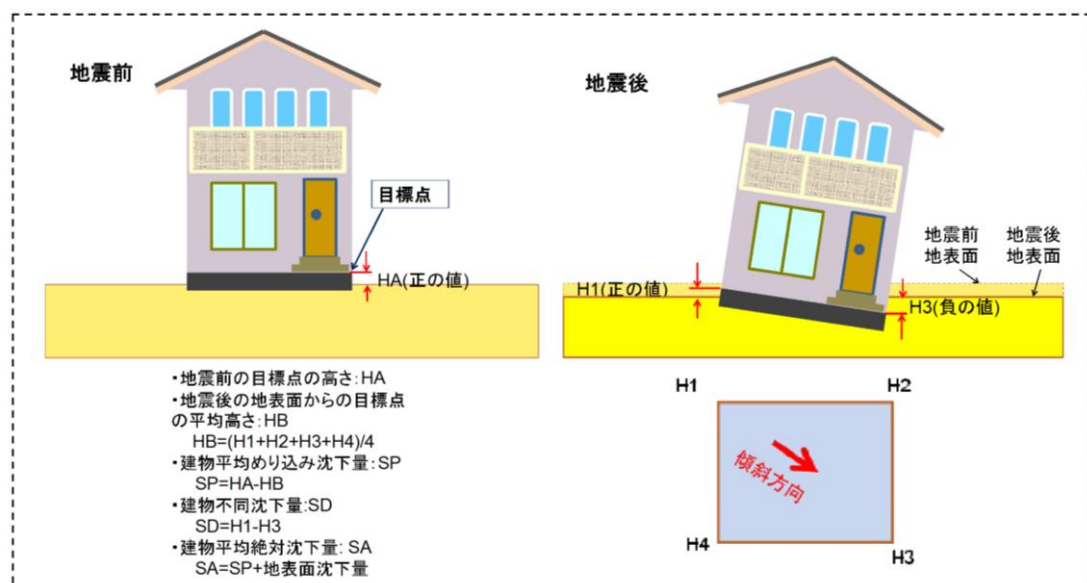


図-1 むり込み沈下量の定義¹⁾

また、めり込み沈下が発生するメカニズムの一つは、図-2のように建物が地盤内にめり込んでいくためには、その下の土を横方向に押し出す必要がある。これは地表面に押し出されるため、図-2に示したように建物近傍が盛り上がる。なお、この横方向に押し出すことを防げばめり込み沈下量も減ることになる。二つ目は、液状化した地盤から水が噴出することに伴う圧縮沈下も加わることである。したがって、めり込み沈下量は図-2に示したように、建物の絶対沈下量から周囲の地盤の沈下量を差し引いた値となる。

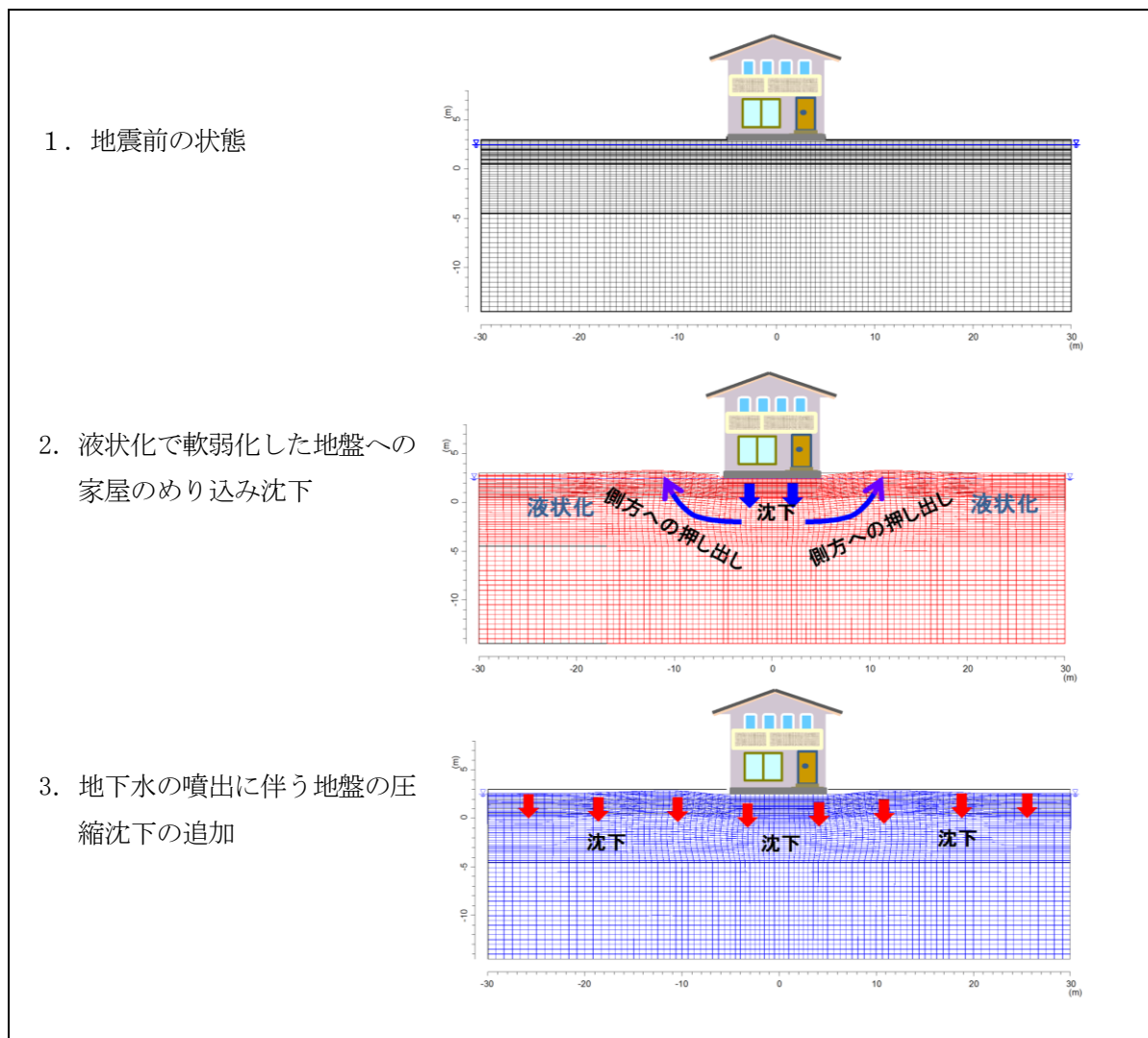


図-2 めり込み沈下が発生するメカニズム

(2) めり込み沈下に影響を与える要因

液状化は地下水位以下の地層しか直接的には発生しないが、住宅地では地下水面は地表面にはなくある深さのところ分布する。また、地下水面直下の層でも全て液状化するとは限らないので、必ず非液状化層が表層に存在する。この非液状化層とその下の液状化層の特性や、建物の諸元、地震動特性に関する下記の要因が戸建て住宅の沈下量に影響するのではないかと考えられる。

- ①地盤に関する要因：非液状化層の厚さや硬さ、地下水位、液状化層の厚さや粒径・緩さ
- ②建物に関する要因：建物荷重、建物幅、基礎の根入れ深さ
- ③地震動：地震動の大きさ、振幅、継続時間

東日本大震災後の浦安市での調査によると、図-3に示すように被害の程度が大きいほど地下水位は浅い傾向にあった。地下水位が深くなると、液状化層での有効上載圧が大きくなるので液状化し難くなる。それと同時に図-4に示すように住宅基礎下の非液状化層厚も厚くなりその分支持力（地耐力）も増えるため、沈下し難くなるのではないかと考えられる。

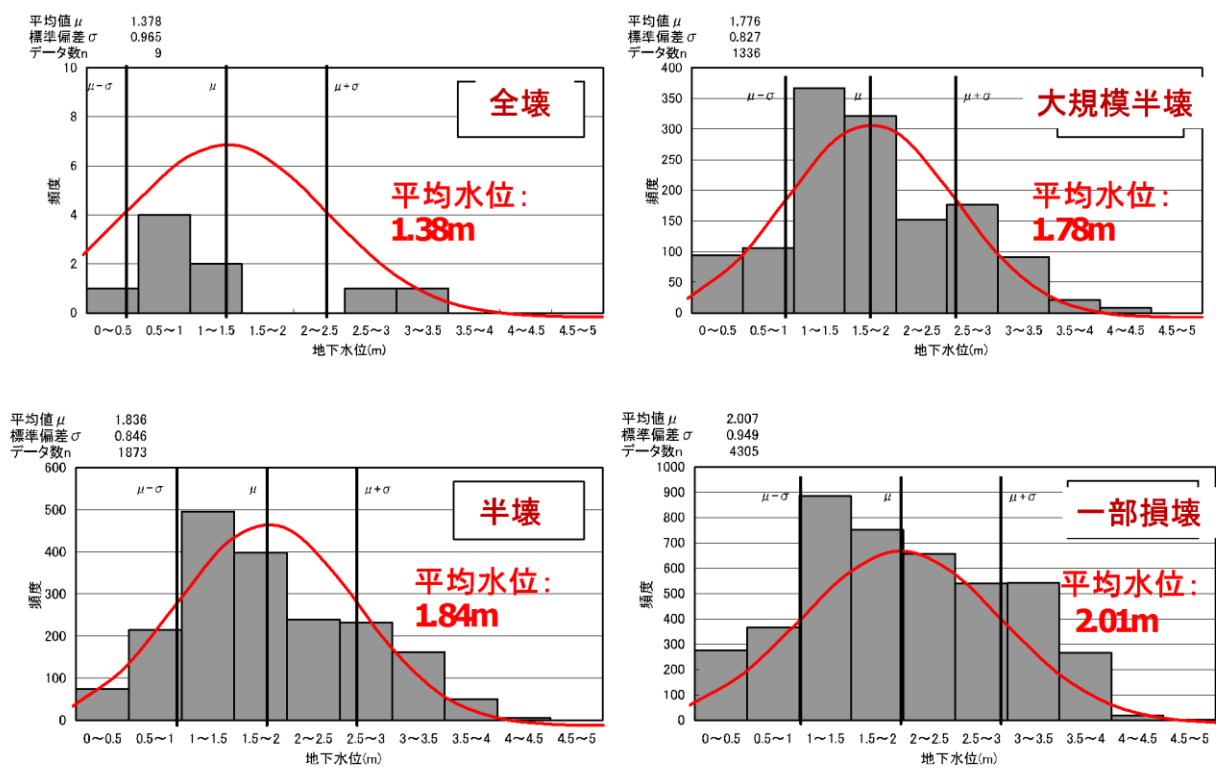


図-3 浦安市における戸建て住宅の被害と地下水位の影響²⁾

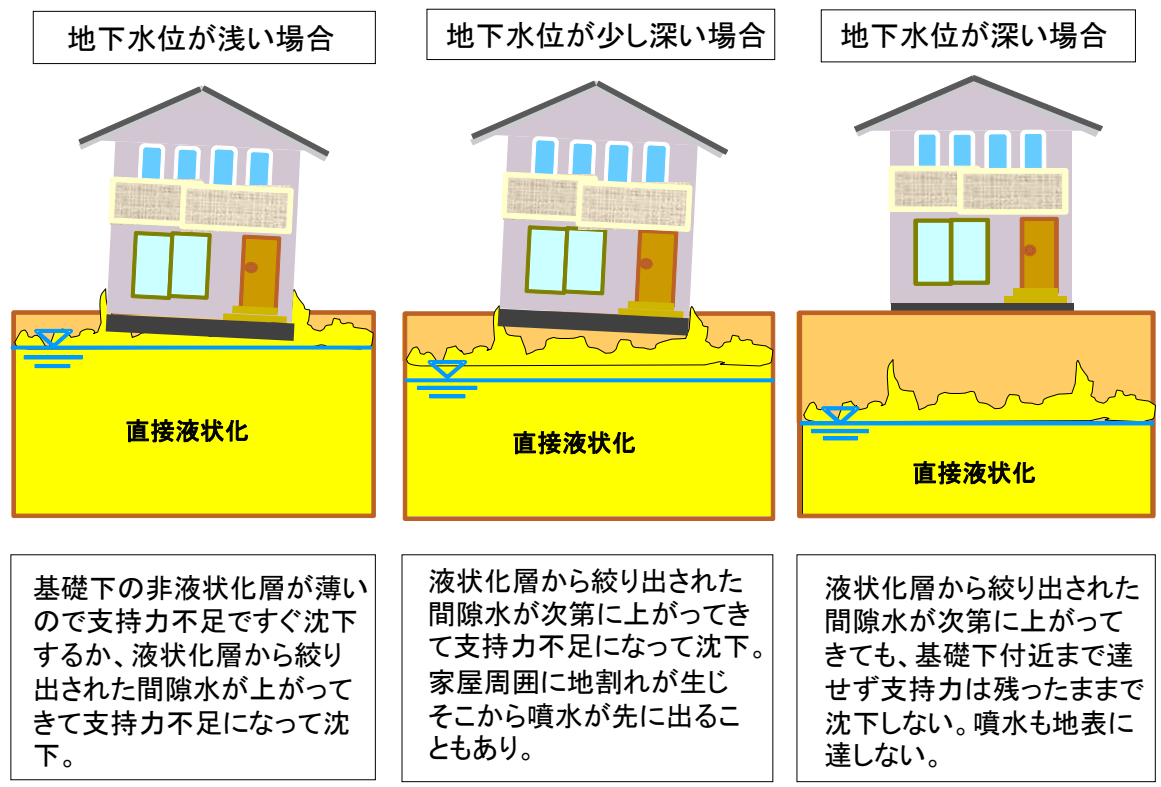


図-4 地下水位の影響による戸建て住宅の沈下¹⁾

また、2000年鳥取県西部地震の時の安倍彦名団地の事例³⁾⁴⁾では、建物の傾斜角と地下水位の分布などが詳細に調べられた。その結果、地下水位が浅いほど戸建て住宅の傾斜角が大きく、地下水位が1.6m程度より深いと傾斜角は「10/1,000」程度以下になり生活に支障がないことが示されている。

これらのことから、非液状化層厚をある一定値以上を確保することによって、液状化によるめり込み沈下量や建物傾斜を抑制できるものと考えられる。

「宅地耐震設計マニュアル（案）：UR都市機構、平成20年4月」⁵⁾では、図-5に示すように非液状化層厚 H_1 と液状化層厚 H_2 の関係を以下のように示している。

これによると、中地震（M7.5 200gal）においては、非液状化層 H_1 を3m確保することにより液状化の影響が地表面に及ばず（地下水位が深い場合）、液状化被害を抑制する目安になる。これらのことから、液状化被害の軽減策としては「液状化層厚 H_1 を3m確保することによりめり込み沈下量を少なくし建物傾斜を軽減する」ことが有効な軽減策と考えられる。

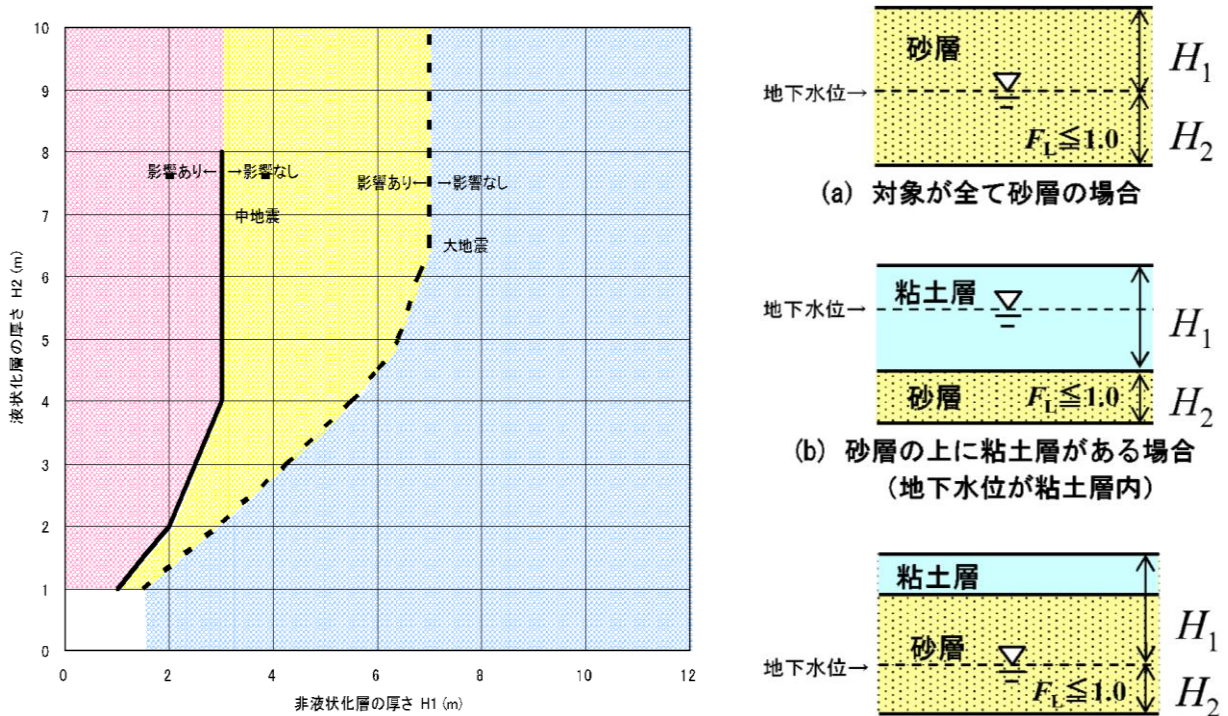


図-5 非液状化層厚 H_1 と液状化層厚 H_2 の関係⁵⁾

<参考文献>

- 1) 地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書－液状化から戸建て住宅を守るための手引書 一，2013.3.
- 2) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会・地盤工学会・土木学会・日本建築学会：平成23年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書，2012.
- 3) 安田進・橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，pp.1029-1030, 2002.
- 4) 橋本隆雄・安田進：鳥取県西部地震における液状化被害と地下水位の関係，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，III-514, pp.1027-1028, 2002.
- 5) UR都市機構：宅地耐震設計マニュアル（案），2008.4.
Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th ICSMGE, pp.33-42, 2001.

5-6. むり込み沈下量から建物傾斜角を推定する方法

(出典：地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書

— 液状化から戸建て住宅を守るための手引書 —, 平成25年3月)

(1) むり込み沈下が戸建て住宅に与える影響の考え方と検討すべき事項

建物基礎直下の地盤が地震時に液状化すると、それまで建物荷重を支えていた硬い地盤が急に軟弱化するため、建物の荷重の大きさに応じて建物が沈下する。これがむり込み沈下を生じる原因であるが、図-1に示すように建物基礎直下の土は液状化しなくて硬くても（非液状化層と呼ぶ）その下の土が液状化（液状化層と呼ぶ）した場合、非液状化層厚 H_1 と液状化層厚 H_2 のバランスによってむり込み沈下が生じるか否か異なってくる。例えば、 H_1 が薄くて H_2 が厚いとむり込み沈下が生じ易い。

むり込み沈下量には H_1 、 H_2 の値以外に建物の荷重や底面積などいくつかの要因が影響する。

むり込み沈下が均等に生じて建物が傾斜しない場合には、ライフラインが被害を受けたり出入りが困難になったり、また、布基礎の場合は床が盛り上がるような被害は生じるものの、家の中での生活には大きな支障をきたさないこともある。ところが、むり込み沈下を生じる時には地盤が軟弱化しているので傾きながら沈下しやすい。特に、建物が隣接している場合には2棟間の地盤に応力集中が生じて2棟が内向きに傾きながらむり込み沈下している。

そこで、むり込み沈下が建物に与える影響を検討する場合にはむり込み沈下量だけでなく、傾斜角（不同沈下量）も求める必要がある。解析を行って推定する場合にはこの両者とも同時に推定できる。これに対し、経験式から求める場合には同時には求める方法がまだ開発されていない。ただし、一般にむり込み沈下量が大きいくほど傾斜角も大きくなるので、平均むり込み沈下量を求め、それを基に傾斜角を求める方法を示す。

(2) むり込み沈下量から傾斜角を推定する方法

1964年新潟地震における新潟市、1991年フィリピン・ルソン島地震におけるダグパン市、1999年トルコ・コジャエリ地震におけるアダパザル市では、液状化による中層建物の沈下量や傾斜角が詳細に調べられている。これをもとに、平均むり込み沈下量と傾斜角の関係をプロットしたのが図-2である。各地で関係が異なるが、平均的な関係としては以下のようにになっている。

$$\theta(^{\circ})=0.05 \times S_{av} \text{ (cm)}$$

式(1)

なお、三つの事例のうちアダパザル市では特に傾斜角が大きくなっているが、アダパザル市では

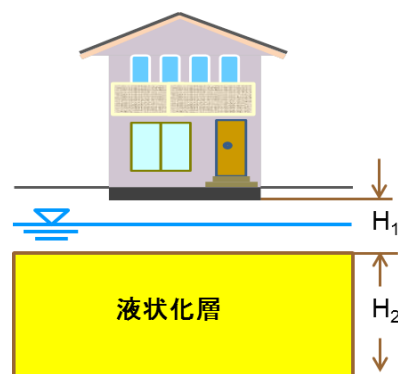


図-1 液状化層厚 H_1 とその上の非液状化層厚 H_2 ¹⁾

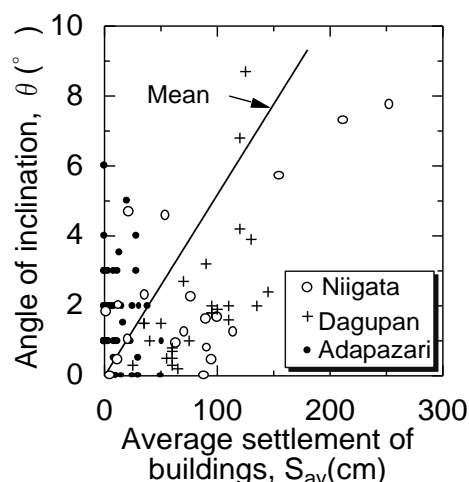


図-2 中層ビルにおける平均むり込み沈下量と傾斜角の関係²⁾

中層建物が密集して建てられているため、建物間の相互作用で傾斜角が大きかったのではないかと考えられる。

一方、東日本大震災の際の戸建て住宅の被害を調査し、平均めり込み沈下量と傾斜角の関係が図-3のように求められている²⁾。ここで、平均めり込み沈下量とは周囲の地盤に対する家屋四隅のめり込み沈下量の平均値である。各都市で住宅の密集度などが異なるためデータはかなりばらついているが、全体に平均めり込み沈下量が大きくなると傾斜角も大きくなる傾向がある。

また、住宅が密集して隣接住宅との間隔が狭い千葉市や習志野市の方が、密集していない潮来市や神栖市に比べて、同じ平均めり込み沈下量でも傾斜角が大きい傾向がある。これは2棟間の影響で密集している方が傾き易いことに起因していると思われる。そこで、図-3をもとにすると、平均めり込み沈下量 S_{av} (mm)から傾斜 θ (1/1,000)が下記の式でだまかに推定できることになる。

$$\text{住宅密集地区：}\theta(1/1,000)=0.13\times S_{av}(\text{mm}) \quad \text{式(1)}$$

《試算例》

$$S_{av}=75(\text{mm}) \Rightarrow \text{住宅密集地区：}\theta=0.13\times 75 \approx 10 \quad \theta= (10/1,000)$$

また、地震動レベルに応じて許容傾斜角を変えると良いと考えられるが、これに該当するめり込み沈下量を式(1)から推定すると、概ね表-1の最右欄のような値になると言えよう。

ただし、これはいくつか仮定のもとで求めたものであり、実際に対策工の設計をこのような簡便な方法で行う場合には、安全を見込んでこの値よりは少し小さい値の許容値を設定することも必要と考えられる。

表-1 許容傾斜角とめり込み沈下量の関係³⁾

地震動レベル	住宅に必要と考えられる性能	該当する平均めり込み沈下量
レベル1 地震動 または中地震	「全層にわたって液状化させない」、もしくは一部の深さが液状化しても有害な沈下や傾斜(例えば半壊程度に至らない10/1,000以下)を生じないようにする。	10cm程度。ただし、住宅が密集している地区ではこれより少し小さい値を、散在している地区では少し大きな値をとると良い。
レベル2 地震動 または大地震	液状化が発生してもある程度の損傷は許容し、大規模半壊程度に至らない(傾斜角では16.7/1,000(1/60)程度以下)ようになるようにする。	15cm程度。ただし、住宅が密集している地区ではこれより少し小さい値を、散在している地区では少し大きな値をとると良い。

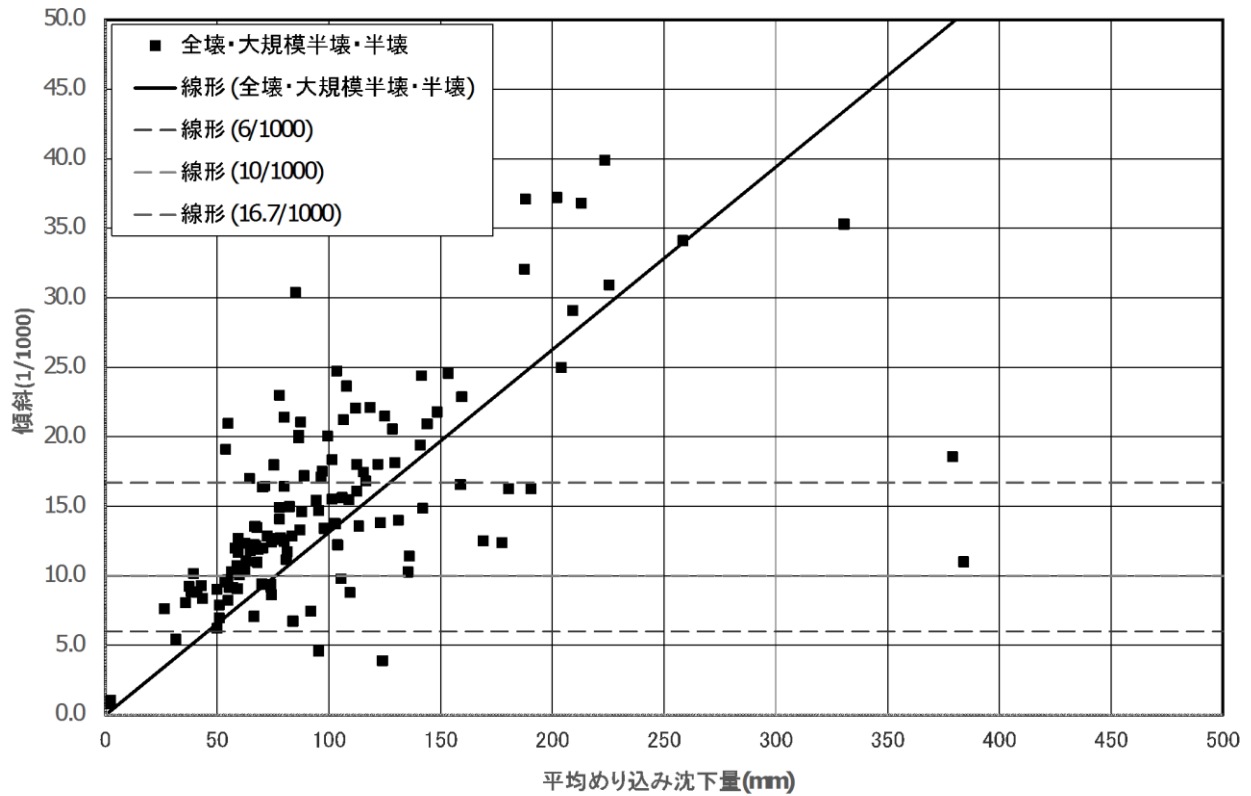


図-3 東日本大震災における戸建て住宅のめり込み沈下量と傾斜角の関係⁴⁾
(千葉市と習志野市の場合)

<参考文献>

- 1) UR都市機構：宅地耐震設計マニュアル(案),2008.4.
- 2) Yasuda, S., Irisawa, T. and Kazami, K. : Liquefaction-induced settlements of buildings and damages in coastal areas during the Kocaeli and other earthquakes, Proc. of the Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th ICSMGE, pp.33-42, 2001.
- 3) 公益社団法人 地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書
ー 液状化から戸建て住宅を守るための手引書 ー, 2013.3.
- 4) 橋本隆雄・安田進・山口亮：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめり込み沈下量の関係、第47回地盤工学研究発表, pp.1487-1488, 2012.

5-7 弾性論の式を利用してめり込み沈下量を推定する方法

(出典：地盤工学会 関東支部：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書

— 液状化から戸建て住宅を守るための手引書 —，平成25年3月)

水平成層地盤上に荷重が載荷した場合の弾性沈下量は理論的に求まる。これを利用し静的解析による残留変形解析と同様に液状化した地盤の弾性係数を低下させると、めり込み沈下量を求めることができる。

ちなみに、建築基礎構造設計指針に示されている図-1のような多層の場合の計算式を利用し、図-2に示す二層系を想定して、表-1のように液状化による弾性係数低下割合を1/100、1/500、1/1,000と仮定し下記の条件で計算してみると図-3のようになる。

また、液状化による弾性定数（せん断剛性）の低下割合は土の性質（粒径や液状化強度）や液状化の程度などによって異なる。繰返しねじりせん断試験によって繰返し載荷（液状化試験）後に単調載荷した際のせん断剛性を求めると図-4のようになるが、このような試験結果から液状化に伴うせん断剛性の低下割合を求めた例¹⁾を図-5に示す。ここでは液状化した土の応力～ひずみ関係を図-4に示したようにバイリニアで仮定し、この第1勾配の G_1 を液状化前のせん断剛性（ N 値から求めた G_N や $\gamma=10^{-3}$ での $G_{0,i}$ ）で除した値と細粒分含有率 F_c 、液状化の程度(F_L で表示)との関係を整理してある。

このせん断剛性低下率は、細粒分含有率と液状化の程度で大きく異なり、数十分の1から千分の1程度まで減少している。その後、図-5にさらに広範囲な条件の試験データを付け加えて、液状化後のせん断剛性 G_1 を液状化強度比 R_L 、 F_L 、有効拘束圧 σ_c' と関係付けた²⁾のが図-6であり、FEMを用いた静的解析(残留変形解析)プログラムALIDではこの図を用いて建物などの沈下量を推定している³⁾。

ちなみに、この図を用いて東日本大震災における浦安の液状化状況を想定して $F_L=0.8$ 、 $R_L=0.27$ と仮定し、せん断剛性の低下割合を試算してみると約1/100となる。

したがって、このような計算でもある程度めり込み沈下量が求まると言えよう。

ただし、液状化後の間隙水の消散に伴う体積圧縮は別に計算する必要がある。

また、根入れ深さ、部分的な地盤改良などを考慮して計算する場合にはこの方法では無理であり、有限要素法による解析を行う必要がある。

<多層系地盤の場合>

図-1に示すような多層系地盤については、次のようにして近似的に即時沈下量を求めることができる。

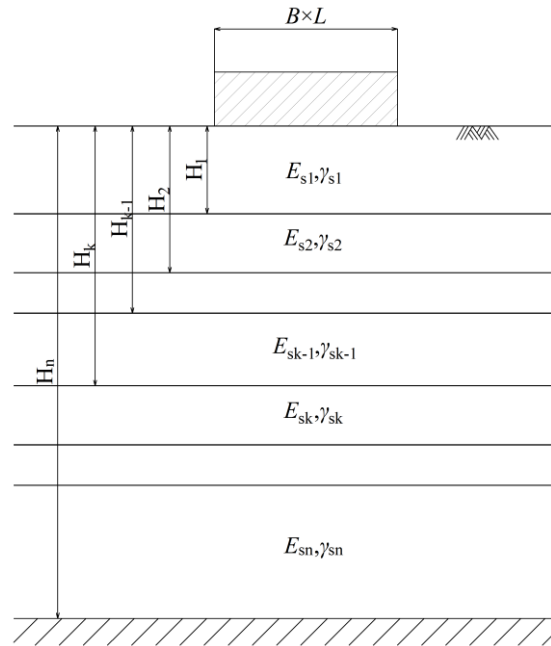


図-1 多層地盤の場合

$$S_E = \left\{ \frac{I_S(H_1, \gamma_{s1})}{E_{s1}} + \sum_{k=2}^n \frac{I_S(H_k, \gamma_{sk}) - I_S(H_{k-1}, \gamma_{sk-1})}{E_{sk}} \right\} qB$$

ここに、

$I_S(H_k, \gamma_{sk})$: 層厚 H_k 、ポアソン比 γ_{sk} の地盤における沈下係

H_k : 地表面から k 層下端までの距離(m)

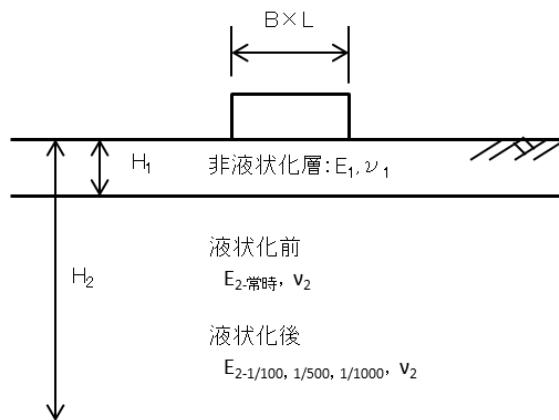


図-2 建築基礎構造設計指針における沈下量の計算方法と液化化による沈下量推定への利用方法

表-1 計算条件の仮定¹⁾

矩形面の長さ	L	10	(m)	
矩形面の幅	B	10	(m)	
地盤の厚さ	H ₁	1	(m)	表層地盤深度
	H ₂	7	(m)	液状化地盤深度
地盤のヤング係数	E ₁	28000	(kN/m ²)	非液状化地盤 (N値=10回)
	E _{2-常時}	14000	(kN/m ²)	液状化対象地盤-地震前 (N値=5回)
	E _{2-1/100}	140	(kN/m ²)	液状化対象地盤-地震後 (E ₂ =1/100)
	E _{2-1/500}	28	(kN/m ²)	液状化対象地盤-地震後 (E ₂ =1/500)
	E _{2-1/1000}	14	(kN/m ²)	液状化対象地盤-地震後 (E ₂ =1/1000)
地盤のポアソン比	ν ₁	0.35		表層地盤
	ν ₂	0.35		液状化対象地盤
作用する荷重	q	10	(kN/m ²)	建屋荷重

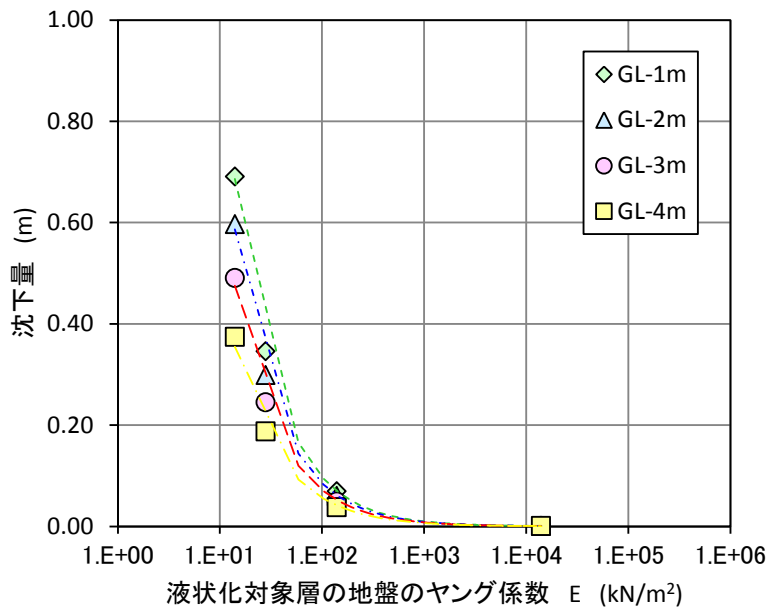
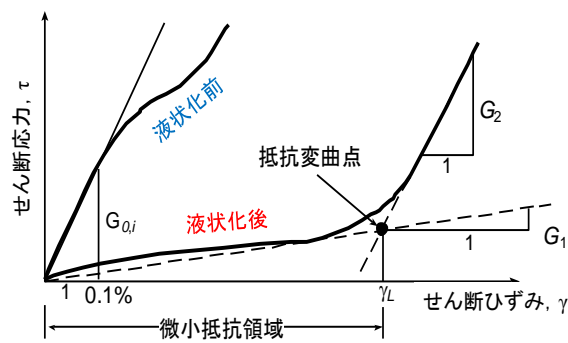


図-3 弾性論で計算した家屋のめり込み沈下量¹⁾



液状化によるせん断剛性の低下割合= $G_1/G_{0,i}$

図-4 液状化に伴う応力～ひずみ、せん断剛性の低下の概念図²⁾

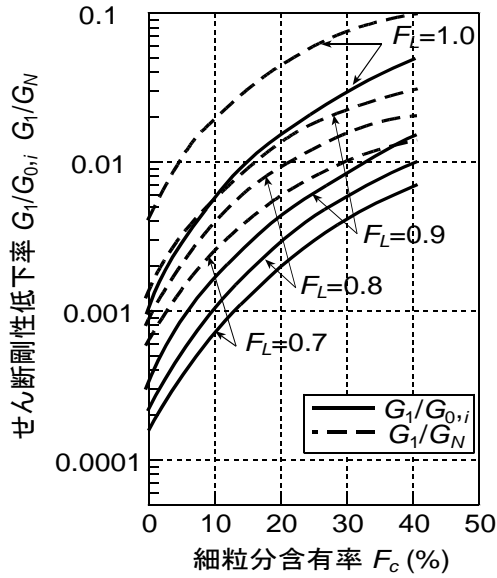


図-5 せん断剛性低下割合と F_L 、 F_C の関係³⁾

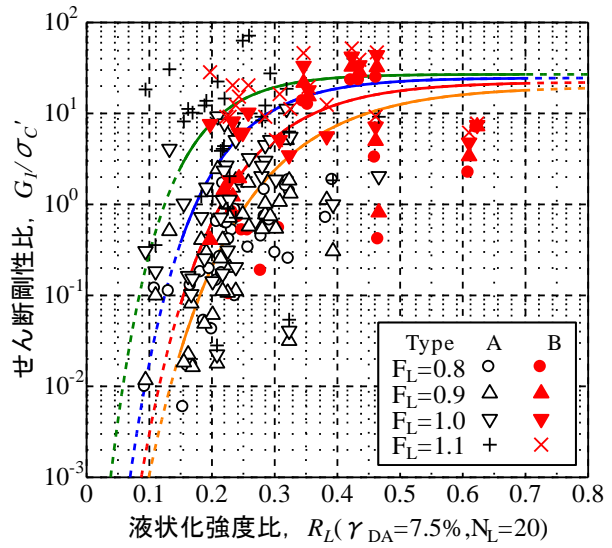


図-6 G_1 と R_L 、 F_L 、 σ'_c の関係²⁾

<参考文献>

- 1) 安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638/Ⅲ-49、pp.71-89、1999.
- 2) 安田進・稲垣太浩・長尾和之・山田真一・石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地盤工学研究発表会、pp.525-526、2005.
- 3) Yasuda, S. and Ariyama, Y. 2008. Study on the mechanism of the liquefaction-induced differential settlement of timber houses occurred during the 2000 Totoriken-seibu earthquake. *Proc. of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, Paper No.S26-021.

5-8 尼崎市築地地区における自然流下方式による地下水位低下工法実施例 (1995年兵庫県南部地震における液状化対策土地区画整理事業、水面で囲まれた約14haの土地)

(出典：諏訪靖二・福田光治・濱田晃之・本郷隆夫・執行 晃：液状化対策のための地下水位低下工法による実施例,日本材料学会,第10回地盤改良シンポジウム, pp.213-220, 2012.

諏訪靖二：液状化対策のための地下水位低下法による実施例,総合土木研究所,基礎工,Vol.40,No.10, pp.81-84, 2012.)

(1) はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、芦屋浜シーサイドタウン（瀬戸内海の海砂による埋立地）、西宮市の沿岸低地、尼崎市の沿岸低地と築地地区で戸建て住宅が大きな被害を受け、液状化被害が発生した。その中で尼崎市築地地区は、全1,100棟のうち、全壊10棟、半壊292棟の大きな被害が生じた。住民からの、地震に強い町、再液状化することのない町にしたいという要望に対して、道路の耐震化を目的に実施した地下水位低下工法で要望に応え、土地区画整理事業を完了させることができた。

(2) 築地地区における液状化被害

尼崎市築地地区は、兵庫県南部地震の震源断層からかなり遠方にあるが、武庫川を越えて尼崎市にはいると全壊率は小さくなっているのに対し、1個所だけ全壊率が高くなっていた。図-1は、写真-1、写真-2に示すような被災家屋の分布を示す。なお、当時は全壊、半壊、一部損傷の3種類しか被災分類が行われていなかった。建物の傾斜や不同沈下の測定を行った結果、30cmを越える沈下や10/1,000を越える傾斜建物が数多く見られた。

築地地区でこのように大きな液状化が発生した理由として地下水位が高かったことが想定される。図-2はボーリングの孔内水位であるが、点線で囲まれた築地地区の地下水位はほとんどがG.L.-0~-1.0mの深さにあるのに対し、水路を挟んで43号周辺から北寄りの地区では地下水位がG.L.-2.0m以深と深く、これらの地区では液状化被害はほとんど見られなかった。

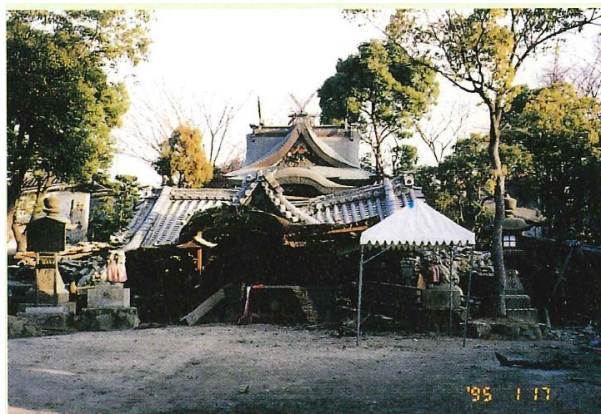


写真-1 初嶋大神宮の全壊状況



写真-2 建物の沈下状況

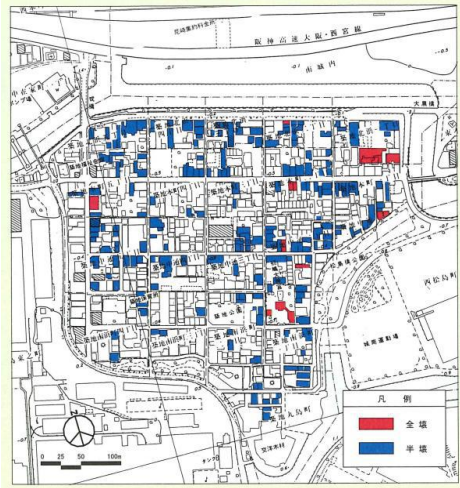


図-1 家屋の被害

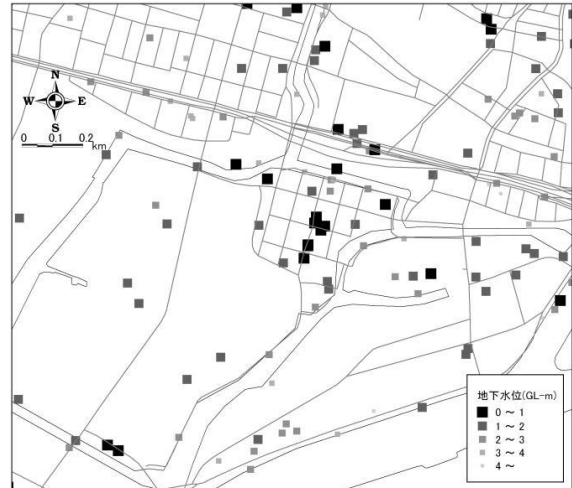


図-2 築地地区周辺の地下水位（深度表示）

(3) 地盤の概要

当地区は図-3 に示すように盛土層の下位に N 値 N=5~10 前後の緩い沖積砂質土層(As)が層厚 7m 前後で成層し、次の沖積粘性土層(Ac)へと続いている。この Ac 層は既存調査結果より、層厚 10m 程度はあると考えられる。尚、No.10 地点においては As 層の層厚が他地点より厚いことが想定され、ボーリング調査においても下位の Ac 層が確認されていなかった。したがって、東堀運河の矢板は Ac 層に達しておらず、遮水がなされていなかったことも考えられる。

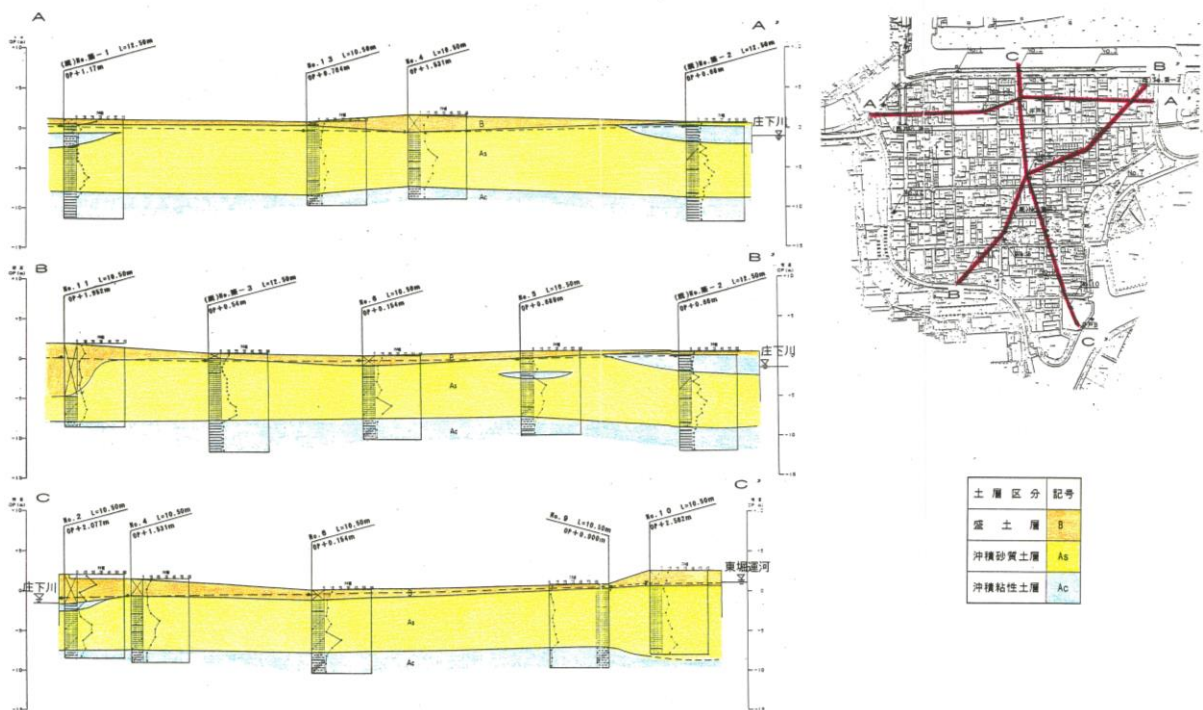


図-3 築地地区の東西地盤断面

(4) 沖積砂層の地下水の状況

地下水位低下工法の適用性を検討するために、**図-4**に示すように、揚水井戸が2本、観測井が14本設置された。2本の揚水井戸A、Bを使用し、各々単独に揚水した場合、2本同時に揚水した場合など3ケースの揚水試験を実施し、地下水定数（地下水位の変動、透水係数、貯留係数）や揚水による水位低下量予測、ならびに周辺河川運河からの漏水についても検討された。その結果、地区内の常時の地下水位は、南の東堀運河側が高く、北の庄下川側が低く、東堀運河からの漏水が想定されることが確認された。庄下川の河川水位の影響はほとんど受けていないことも確認された。東堀運河からの漏水の影響で、地区南側の地下水は塩水化されていることも判明した。

揚水試験時の地下水位の変動を**図-5**、**図-6**に示す。東堀運河の水位は潮位に連動してO.P.+0.4～1.2mの範囲で変動しているが、尼崎閘門の働きで満潮時がカットされた動きをしている。庄下川の水位はO.P.-1.2～-1.0mの範囲に制御されているが、降雨があれば急激に上昇し、排水ポンプが全稼働すると元の水位に戻るといった動きをしている。東堀運河や庄下川の変動に地下水が直ちに大きく反応していないことから、東堀運河からの漏水も大きなものではないと判断できる。

試験の結果判明した地下水定数は次のとおりであった。

透水係数 $=1.45\times 10^{-2}\sim 3.37\times 10^{-2}\text{cm/sec}$ 、平均 $2.27\times 10^{-2}\text{cm/sec}$

貯留係数 $=0.22\sim 0.37$ （東堀運河に近い揚水試験値が大きい）

塩分濃度 $=0.03\sim 2.09\%$ 、平均値 $=0.76\%$ （庄下川 $=0.03\%$ 、東堀運河 $=2.31\%$ ）

揚水試験後の塩分濃度は若干低下した。

また、沖積粘土の圧密特性を調査するために、沖積粘土の連続サンプリングと詳細な土質試験を実施した。圧密沈下量についての検討結果では嵩上げ盛土（1.5m）と地下水位低下（最大1.5m）により、20cmを越える圧密沈下の発生が予測された。ただし、過去の地盤沈下で沖積粘土層の上層は圧密が進行し過圧密状態にあることなどから、盛土や地下水位低下による圧密の進行はゆっくりと現れるので直接基礎の多い当地区では大きな問題にならないと判断された。



図-4 揚水井戸と水位観測井位置図

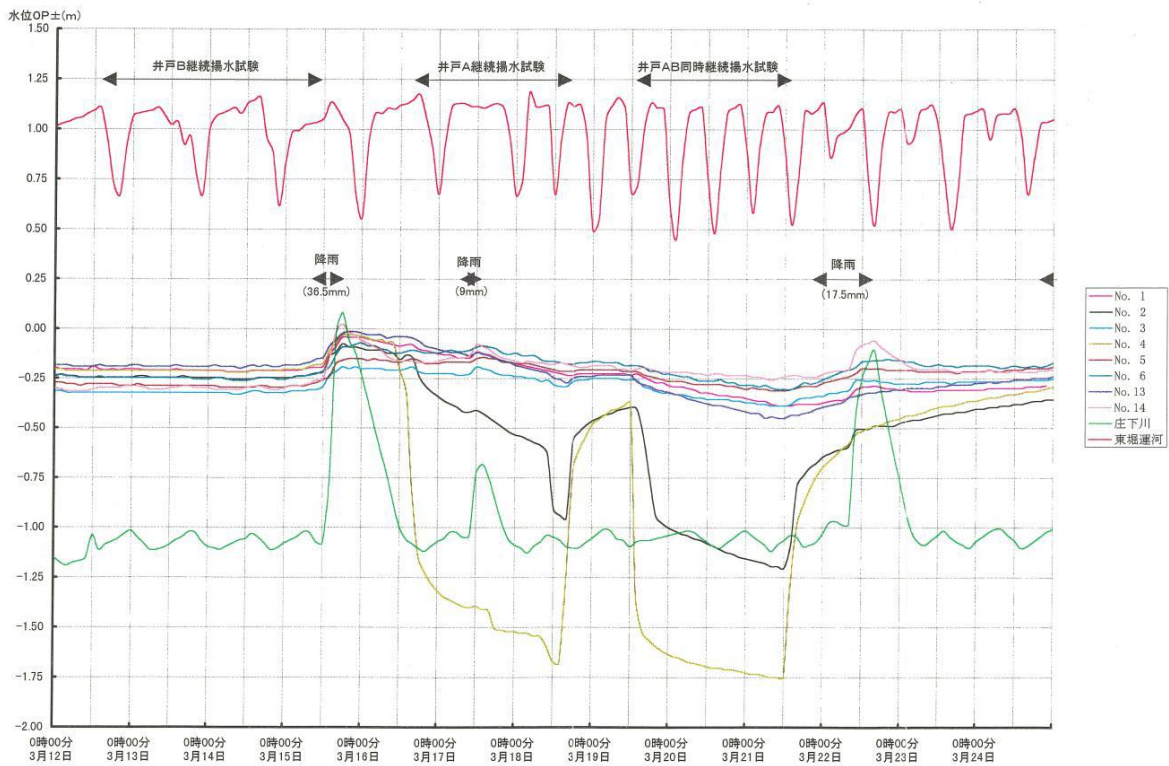


図-5 地区の北半分の揚水試験時の地下水位の変動 (観測井No.1~6、13、14)

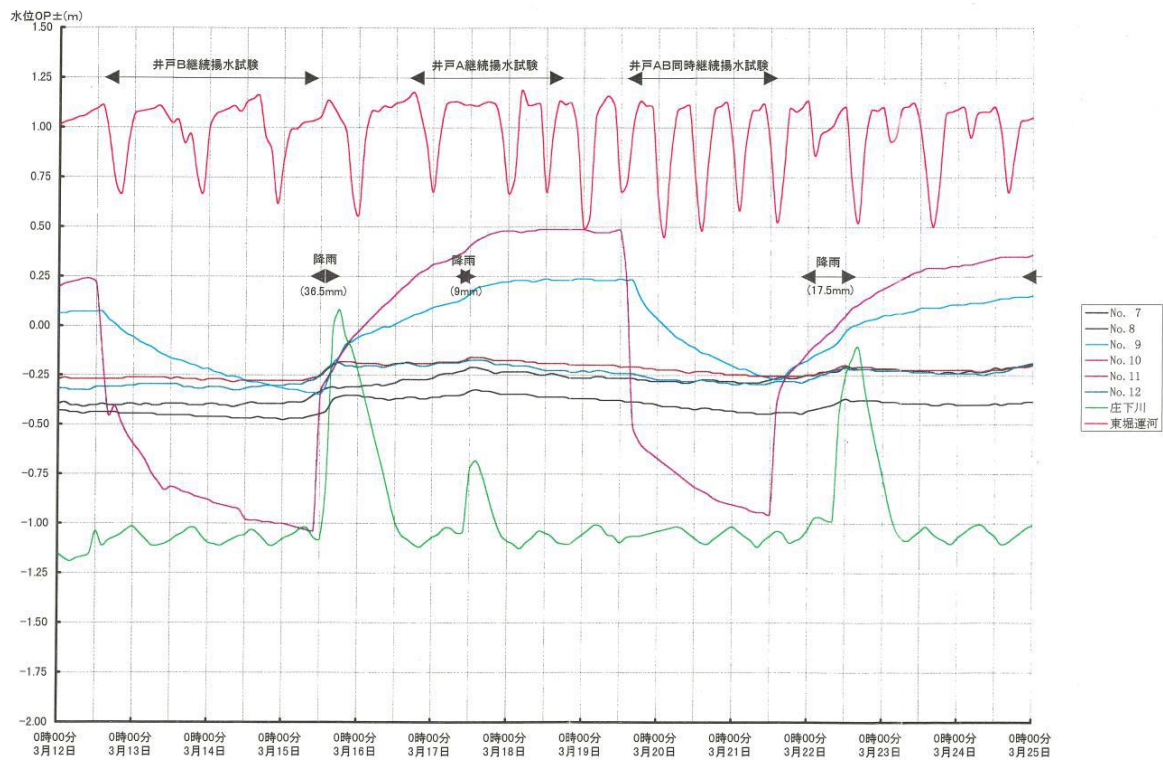




図-6 地区の南半分の揚水試験時の地下水位の変動（観測井No.7~12）

(5) 地下水位低下工法の概要

地下水位低下工法にはいくつかの方法が考えられたが、街路の耐震化が主目的であること、液状化対象地盤が有する透水性に適した工法であること、旧地盤面からでは透水管設置のための掘削深度が浅くてすむことなどから街路下に沿って透水管を埋設し、地下水を何カ所に集めて排水することが経済的であり、施工も容易であることで実施された。

尼崎市は瀬戸内海気候であるために年間降水量が1,300mm弱である。この降雨のうち地中に浸透するのは、尼崎市の下水道への流入実績から求めると20%程度と見込まれた。この場合、地区での年間の揚水量は $13.7\text{ha} \times 0.2 \times 1.3\text{m} = 35,620\text{m}^3/\text{年}$ となり、これは1日にすれば $97.6\text{m}^3/\text{日}$ 、1時間にすれば $4.1\text{m}^3/\text{h}$ となり、特別に大きな値ではないことから、小型のポンプ施設で足りるものと判断された。

これ以外には運河や河川からの漏水と陸続きの東西の地区外からの流入であるが、これも大きなものではないと揚水試験結果から判断し、透水管の敷設で十分な水位低下が得られると判断した。設計上は時間雨量10mm/hに対応することで、透水管の管径200mm、場外へ排水する末端近くで北部が300mm、南部が350mmとした。設計時の透水管の設置位置は外周には設置しなかった。内部の街路も地下水位低下に必要な経路だけに限定し、のような配置としていたが、実際の施工に当たっては、安全性を高める観点から、ほとんどの街路に設置することとされた。

場外へ排水するピットは庄下川に排水する北西部と東堀運河に排水する南東部の2箇所とした。地下水位が高く、東堀運河からの漏水が懸念される南東部の負担面積は $24,100\text{m}^2$ （地区面積の17.6%）、残りの面積 $112,900\text{m}^2$ （地区面積の82.4%）を北西部の排水ピットへ集水することにした。透水管の設置断面と工事断面をに示す。掘削幅は950mm、掘削深度は地表面標高と埋設標高で決まり、概略の掘削深度は2,000～3,500mmである。透水管は高密度ポリエチレン管を使用し、その廻りにはフィルターとして単粒度砕石4号（20～30mm）を厚さ635mmほど入れ、その砕石全体を不織布で巻き込み、フィルターへの砂の流入を防いでいる。

築地地区での耐震化は、盛土による地盤の嵩上げが行われたために、地下水位低下量が少なく済み、透水管敷設工事費も安価であった。さらに、工事開始後透水管が一部埋設されてきたので1998年頃、この透水管を使った揚水試験も実施している。ポンプを稼働させると、透水管埋設範囲内では容易に水位を低下できることが確認された。

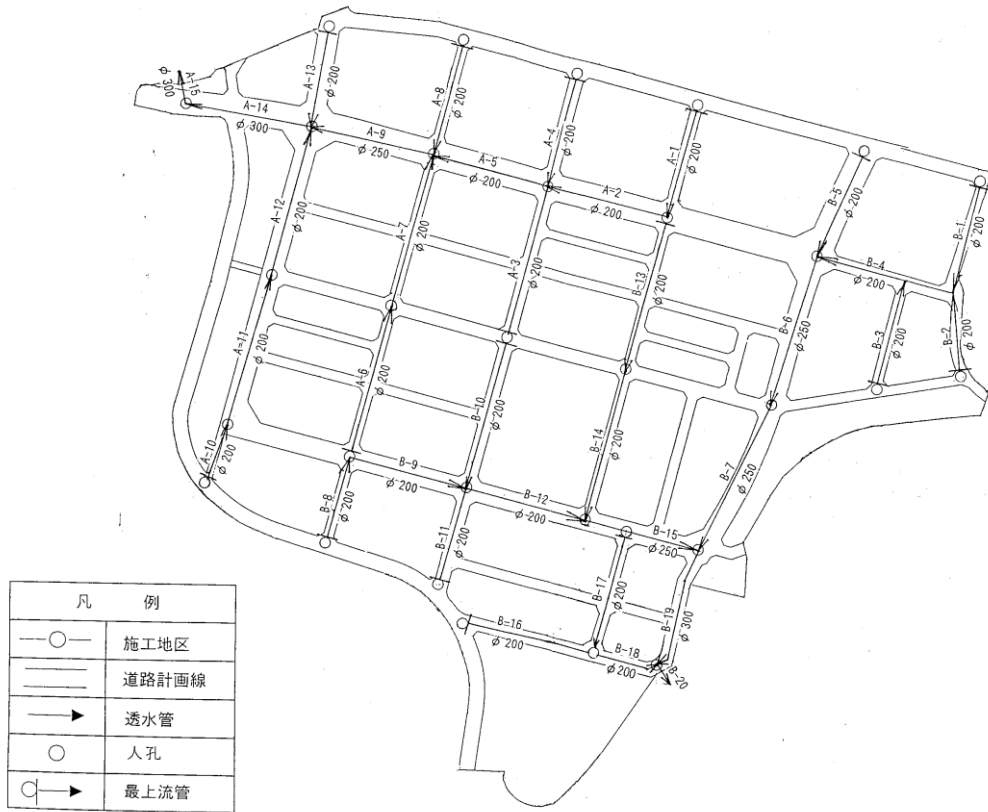


図-7 透水管の配置 (当初設計)

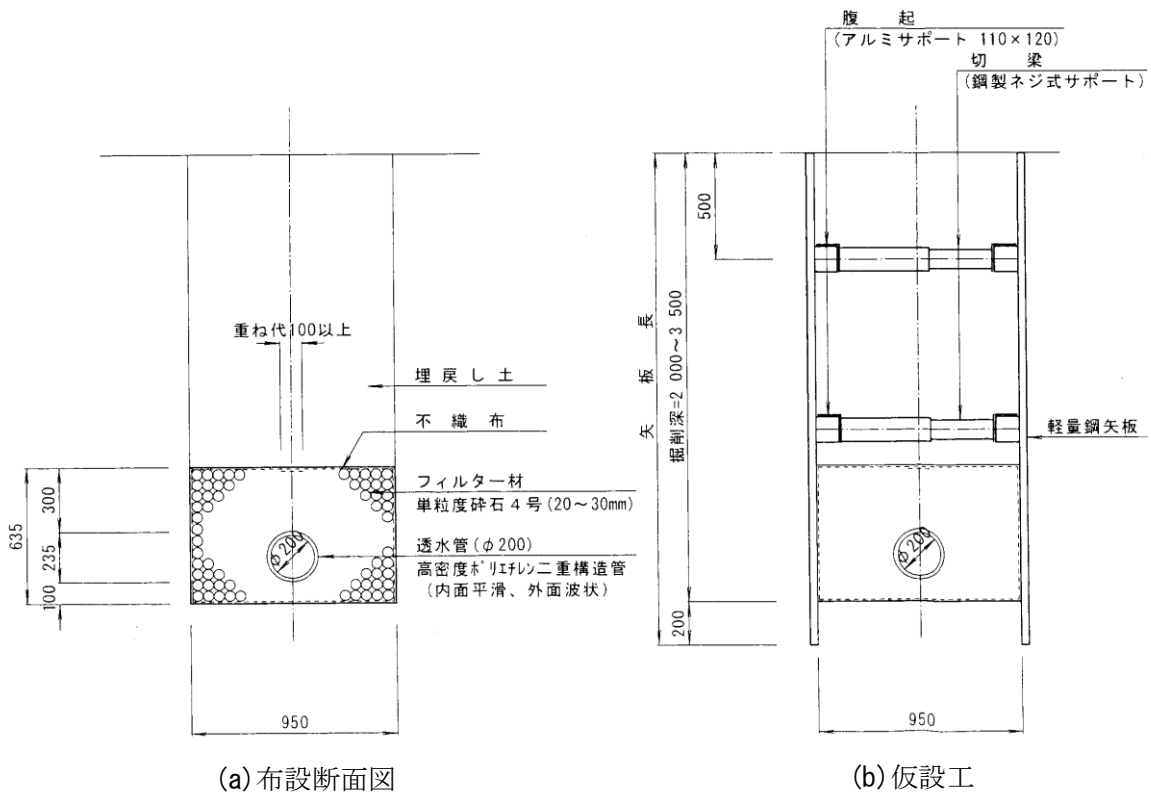


図-8 透水管設置断面ならびに工事概要図

5-9 山本団地地区における自然流下方式による地下水位低下工法実施例 (2007年新潟県中越沖地震における液状化対策)

(出典 地盤工学会：新潟県中越地震災害調査委員会報告書、pp3-7-1～3-7-12、2009.)

(1) 地震の概況

2007年7月16日10時13分頃、新潟県上中越沖(新潟の南西、約60km)の深さ約17kmで、マグニチュード6.8の地震が発生した。柏崎市、刈羽村、長岡市で震度6強、出雲崎町、上越市、小千谷市で震度6弱を記録した。同日15時37分頃、マグニチュード5.8の最大余震が発生し、最大震度は6弱であった。

以下に、図-1本震における震度分布と図-2余震の発生状況を示す。

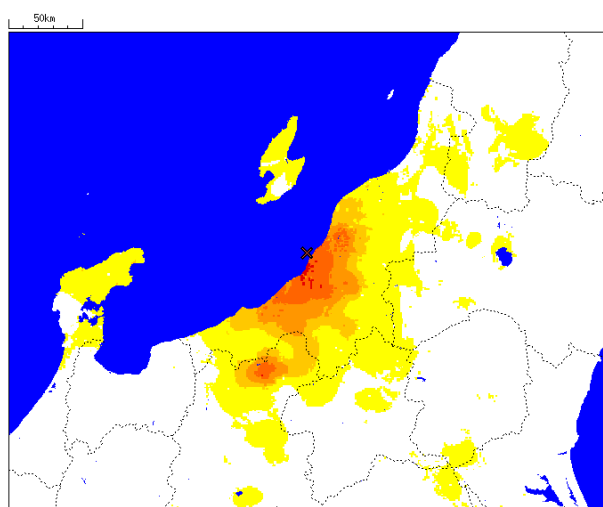


図-1 本震における震度分布(気象庁HP資料)

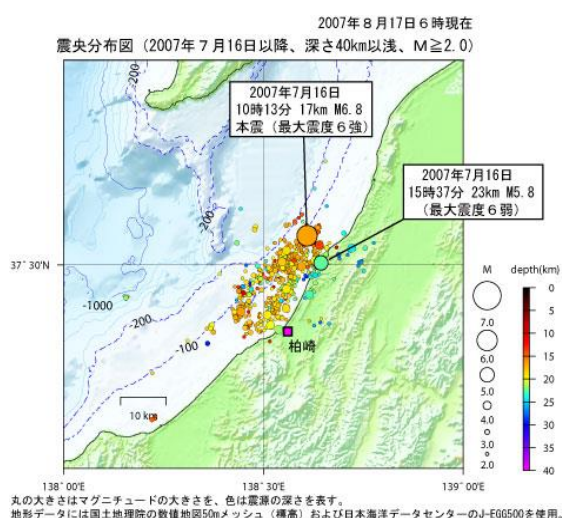


図-2 余震の発生状況

(2) 新潟県中越沖地震の被災状況

新潟県中越沖地震により、柏崎市内の死者は14名に上り、建物被害は、柏崎市の住居31,839棟のうち28,426棟と、約9割の住宅が何らかの被害を被った。ライフラインにおいては、ガス管内へ地下水と土砂が入り込んだため、ガスの復旧に最も時間を要し、一日最大2,500人の支援があったにもかかわらず、全面供給したのが、1ヶ月を大幅に過ぎた8月26日だった。交通機関では、信越本線が青海川駅西側の大規模な土砂崩れにより、59日間に渡り全面運休となった。

また、原子力発電所立地地域を襲った大規模な地震であったことが特徴で、世界最初の事例となった。避難勧告と非難指示は合わせて16箇所、152世帯、421人を対象に発令した。避難所は、震災の翌日には82箇所になり、11,410人が余震への不安、ライフラインの断絶等で避難した。応急仮設住宅は、被災地域の小中学校のグラウンドを除く、公共施設を対象に39箇所に建設した。復興公営住宅は、高齢者の入居を考慮し、市街地の利便性の高い、柏崎駅前に140戸、中心部に30戸、西山町の旧西山町役場前に30戸の合計200戸を平成21年8月までに建設し、順次入居を開始した。

(3) 山本団地の概況

山本団地は、図-3に示すようにJR柏崎駅より北東約4.5kmに位置し、地区西側に鯖石川が流れている。昭和46年に水田を埋め立てて造成された図-4に示すように標高7m程度の造成団地で、裏側に標高約70mの小高い砂丘を抱え、この砂丘上の縁辺部の一部を階段状に造成されていた。柏崎市では、都市計画法に基づく開発行為の許可申請の適用は、昭和50年からなので、それ以前に造成された宅地であった。地盤は、砂地盤で地下水位が高かった。

(4) 山本団地の被災状況

1) 被災概況

地震動により、図-5に示すように標高70m程度の小高い砂山が地すべりを起し、団地の上部に迫り、被災を受けた。団地北側の地区は、地滑り対策のため、新潟県が「災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業」を導入し、復旧を行った。この区域が、特に液状化現象により、大きく被災を受けた区域となった。



図-3 柏崎市街地の地質分布図



図-4 山本団地の周辺概況



図-5 山本団地の被災概況

2) 団地内の被災状況

写真-1では、裏山の砂山が住宅地へ地すべりをおこしたものである。写真-2は、すぐそばの柏崎市道が液状化により被災したもので、写真の左側が二級河川鯖石川である。このあたりで、約3m沈下し、奥に見えるごみ焼却場の約60mの煙突が、地上から20mで地震動により座屈した。



写真-1 砂山の宅地へ地すべり



写真-2 液状化による柏崎市道の地すべり

3) 団地内の液状化状況

写真-3は、液状化により宅地が変動し、基礎が浮き上がり、建物が破損したものである。写真-4は、地震動及び液状化により舗装版が大きく変動し、舗装版が破損した。



写真-3 液状化による宅地被害



写真-4 液状化による舗装版の破損

(5) 山本団地の被災要因と復旧方法

山本団地は、被災建築物応急危険度判定の結果、団地戸数129戸中49戸が危険度判定要注意以上となった。被災を受けた要因としては、地下水位が高い砂地盤の宅地であり、その地盤の砂の粒子が均一であることから、元から液状化が発生しやすい状況であったところに、地震動によって液状化現象が起こったといえる。復旧の方法として「大規模盛土造成地滑動崩落防止事業」を導入するにあたり、宅地耐震化のスキームである「造成宅地防災区域」の新潟県指定が平成19年12月21日公示された。

対策工法は、砂地盤の液状化対策として、深さ2~3mに暗渠管を布設し、地下水位を低下させ、地震発生時に生ずる間隙水圧の低減を図ることとされた。

(6) 自然流下方式による液状化対策

1) 工事概要

大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の工事概要は、以下の通りである。図-6は、暗渠管の断面図で、地下2~3.5mの深さに、直径20cmから30cmの暗渠排水管を布設し、管の廻りには吸出し防止シートを巻き、その上には、フィルター材としてクラッシャーランを埋め戻す。

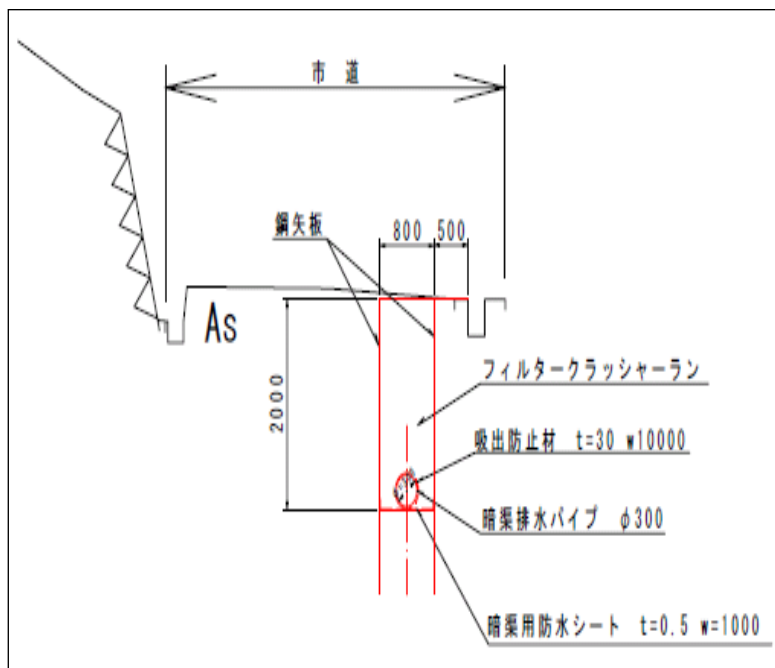


図-6 暗渠管断面図

○暗渠排水管：φ200～300mm L=約1.3km

○全体事業費：約16,000千円

地元負担1/4 4,000千円

○工事 期間：H19年度～H20年度

○事業 主体：柏崎市

図-7は、暗渠排水管を配置する平面図である。

青線が平成19年度発注工事区間、赤線が平成20年度発注工事区間となる。基本的に市道に埋設するが、この地域は湧水量が多いため、宅地内にも配管する必要がある。

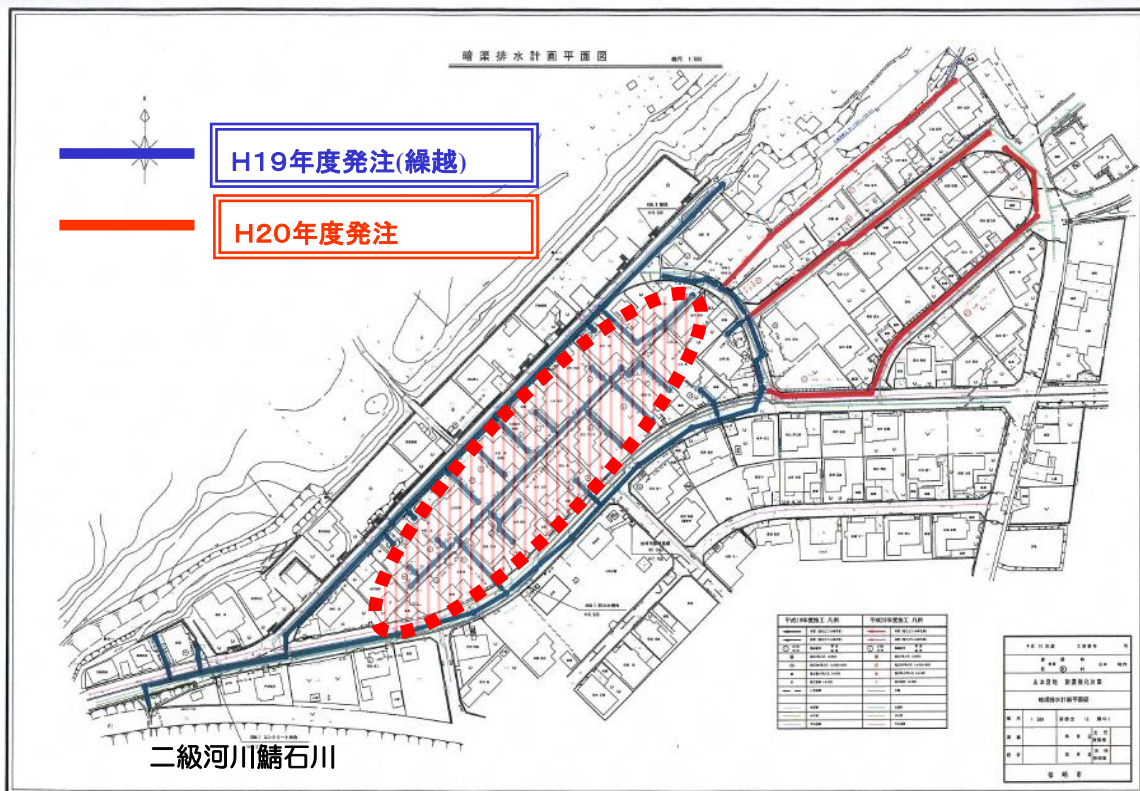


図-7 暗渠排水管平面図

図-8は、山本団地の横断面図及び暗渠排水管の位置である。A地区は、裏山の砂山が地すべりを起こしたため、地すべり対策を講じた。B地区は山本団地の造成地で、3段のひな壇状となっており、この2段目、3段目の造成地が液状化現象を起こしたため、市道内に暗渠排水管を埋設し、地下水位の低下を図ることとされた。また、2段目と3段目の間にも、1.5mほどの段差があるため、ここにも暗渠排水管が埋設され、さらに、市道と直角方向に宅地内にも暗渠排水管が配管された。

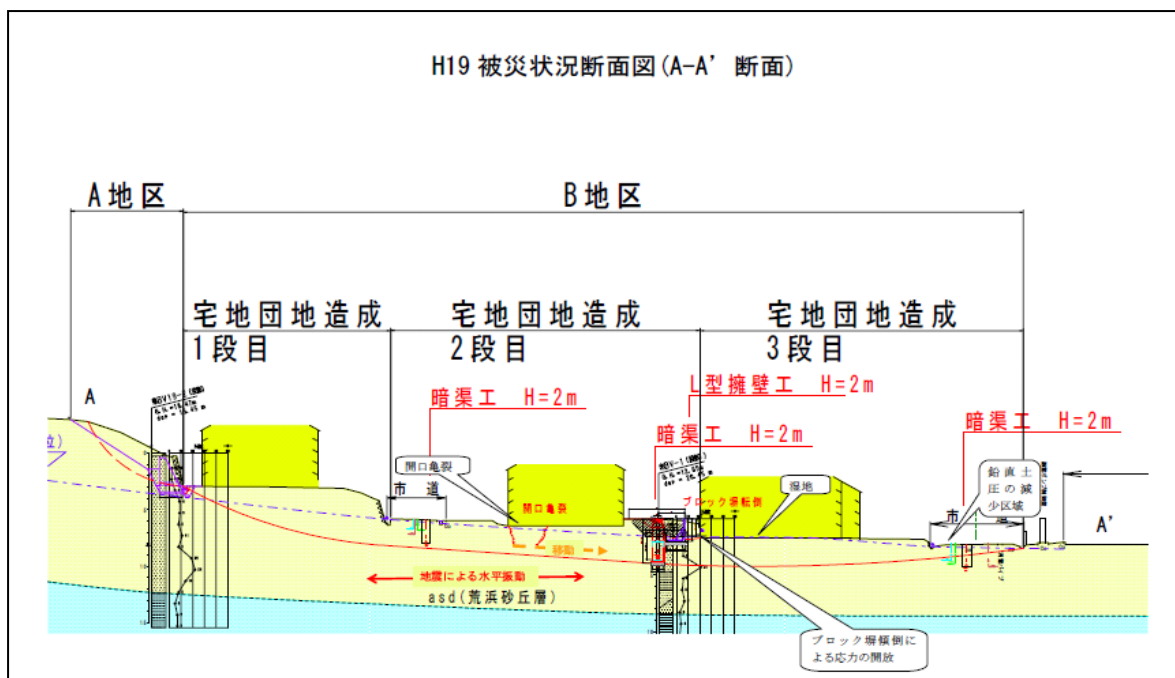


図-8 山本団地の横断面及び暗渠排水管位置

2) 工事状況

写真-5は、団地の2段目と3段面の中間の暗渠管布設位置で、段差は1.5mくらいあった。写真-6は、暗渠排水管の布設状況で、土被り2~3mに暗渠管が布設された。地下水位が高いので、ウエルポイントが布設され、地下水の低下を図りながら工事が進められた。



写真-5 暗渠管布設位置



写真-6 暗渠排水管の布設状況

3) 工事見学会

写真-7、写真-8の写真は、平成20年7月末に実施した地元住民への工事見学会の状況である。柏崎市が事業主体となっており、地域住民に現地の水の出具合や、工事の難しさ等を確認してもらうため、実施された。このような見学会等を通じて工事に対する住民理解が促進され、大量の地下水を一刻も早く排除する工事を進める要望や、工事関係者への現場の苦勞に対しねぎらいの言葉があった。



写真-7 工事見学会の状況



写真-8 工事見学会の状況

(7) 住民との合意形成

滑動崩落防止工事等の事業主体は、造成後の団地における地域住民では困難であり、一日も早い復旧に向け、地方公共団体の支援が必要であった。そして、当時の事業メニューにおいて、私有財産である土地の復旧についての公的支援として、大規模盛土造成地滑動崩落防止事業が検討された。

今後予測される地震に備えた未然防止工事には、住民負担が伴うため、合意を得るのは困難であったが、復旧に向けた住民の思いとしては、団地造成後30数年を経過し、「この地での再建」、「今まで築いてきたコミュニティを守りたい」、「個人個人でなく、地域全体で地盤を復旧したい」という強い思いがあり、地域が復旧に向けたまとまりを有していた。

行政としては、地域全体で地盤変動していることから、その原因の追跡のため、地域全体の地質調査を実施し、また、住宅も被災しているため、地元住民の負担軽減を国や県に要望しつつ、大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の被災宅地への適用を推進した。

その結果、復興基金の受け皿や、その後の管理を担う、「山本団地宅地管理組合」を地元主導で設立し、市も参加することで、住民との合意形成を図った。この管理組合の役員と協議を重ね、地元負担分の分担金の考え方を整理し、地元負担額を4,000万円としつつ、市が賦課徴収権者となり、また、市で工事発注を行うこと等により、同事業をまとめることができた。

5-10 効果検証確認を目的とする「自動計測システム」について

(1) 自動計測システムの考え方

液状化対策後の観測は継続して行うことが望ましく、季節変動を考慮して地区全体の工事終了から最低1年間を行うこととしている。このため、将来的には地下水位や地盤の情報を以下に示すような自動モニタリングシステムを構築することにより、データの信頼性向上、防災精度向上を目指す検討を行う。

①特定小電力無線+携帯電話通信方式による自動モニタリングシステム (図-1)

②個別携帯電話通信方式による自動モニタリングシステム (図-2)

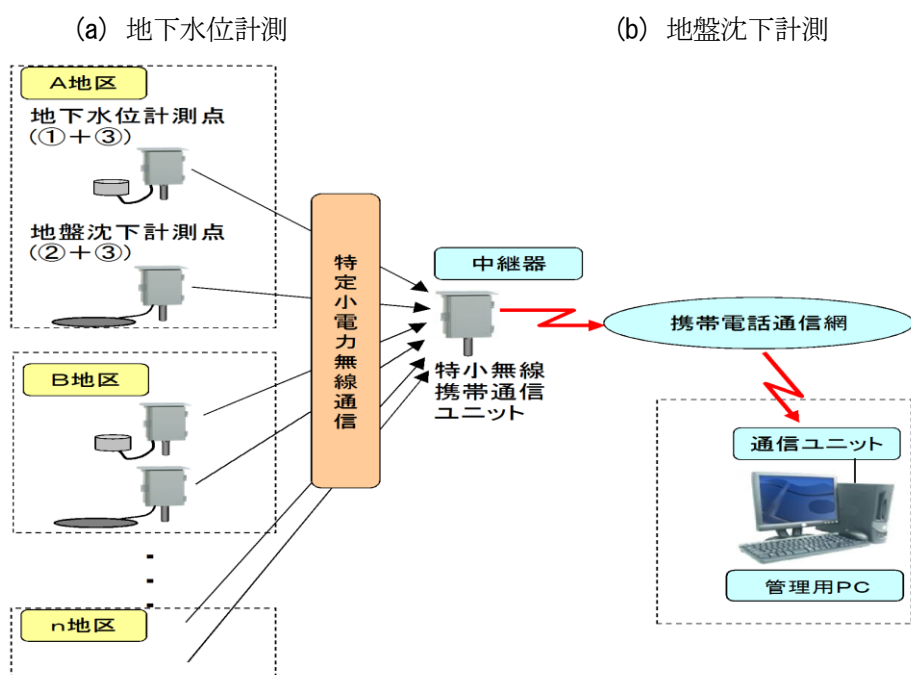
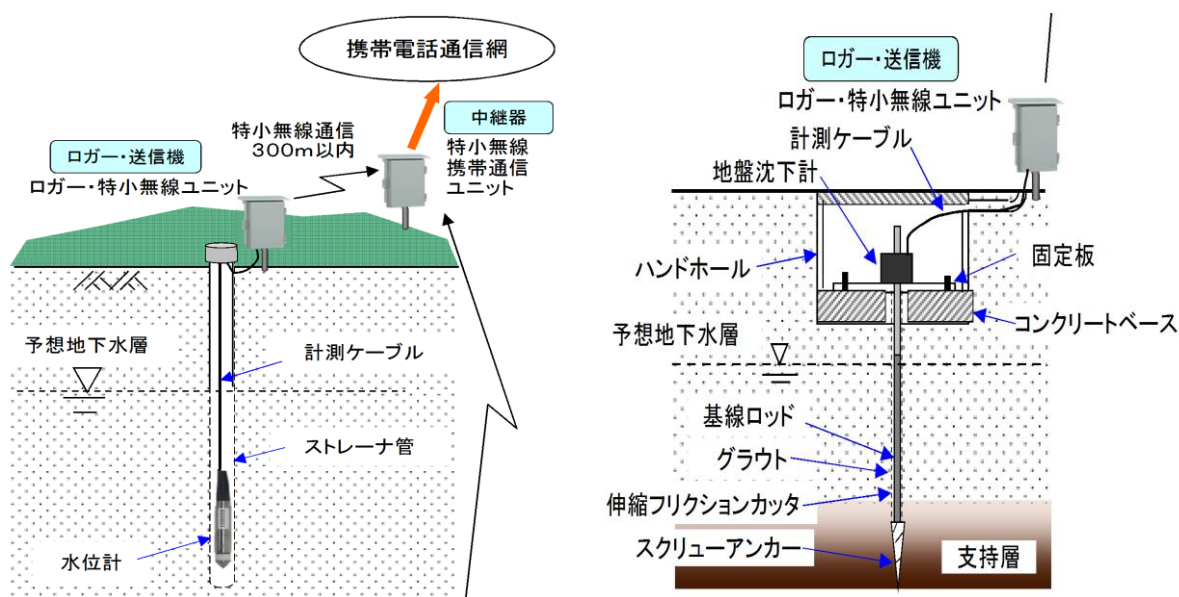
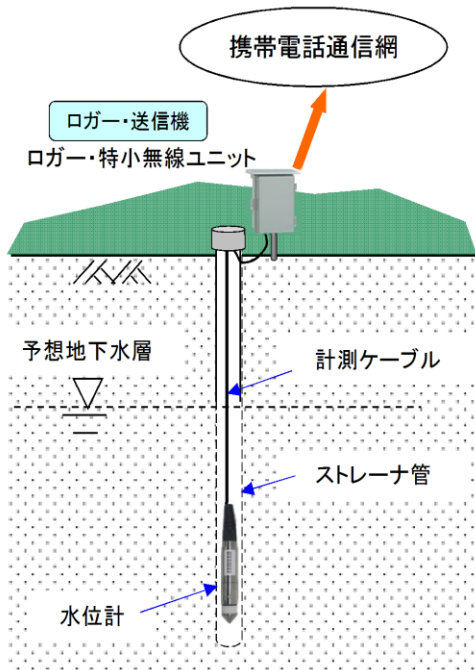
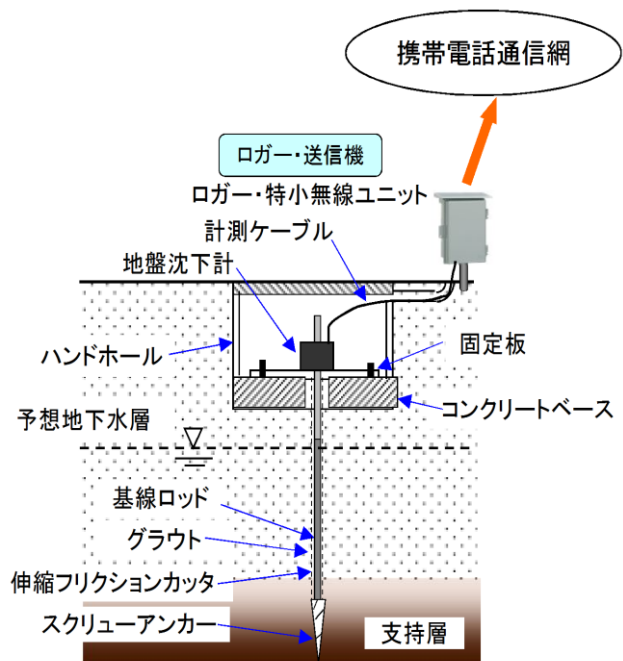


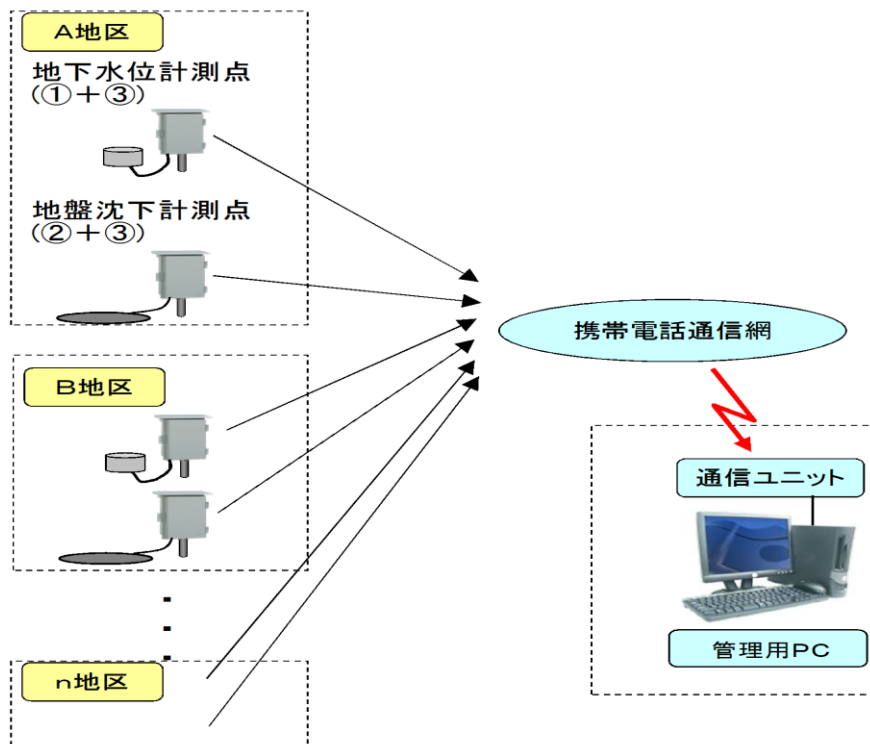
図-1 特定小電力無線+携帯電話通信方式による自動モニタリングシステム



(a) 地下水位計測



(b) 地盤沈下計測



(c) 自動計測システム

図-2 個別携帯電話通信方式による自動モニタリングシステム

(2) 手動から自動化にするメリット・デメリット

手動から自動化にするメリット・デメリットを表-1に示す。

表-1 自動化にするメリット・デメリット

メリット	デメリット
<ul style="list-style-type: none">データの即時性が確保されるデータに異常が出たときにすぐに対応できるデータの共有化が容易に図れる(WEB 閲覧)	<ul style="list-style-type: none">機器設置など初期投資コストがかかる

(3) コスト面での比較

コスト面での比較は、沈下計や水位計の箇所数から一日1回送信 or 回収(土日除く)、年間継続を考慮して設置費及びランニングコストを表-2のように比較する。

表-2 手動・自動のコスト面での比較

手動	自動
<ul style="list-style-type: none">データ回収・整理車両その他原価一般管理費	<ul style="list-style-type: none">計測機器費施工費定期点検費通信初期費通信維持費バッテリー材料費その他原価一般管理費 -
計	計

(4) 通信に関する資料

即時性が求められているため、沈下計箇所は必須、沈下発生の誘因確認のため対応する水位観測孔も自動化する必要がある。

(5) 自動化の妥当な設置数

自動化の妥当な設置数は、全箇所必要なのか、どの程度の間隔なのかについて各地区の地盤や環境条件が異なるために、液状化検討委員会で検討する必要がある。沈下計箇所+近傍の水位計を自動化するのが妥当と考える。ただし、観測孔の水位が現在において低い個所でも、季節変動等で高くなる可能性もあるために観測は必要と考える。

(6) 将来の管理方法

通信費、解析費等については、誰が管理していくのか、変状が起きた場合の因果関係検討、対応方法の検討等が必要となるため、コンサル等に委託することが望ましいと考える。

5-1 1 地下水位低下の実証実験①（千葉県千葉市美浜区磯辺地区）

（出典：千葉市液状化対策推進委員会資料）

1. 実証実験

（1）試験概要

実証実験の目的は、地下水を低下させた時の、粘土の圧密沈下等による地盤沈下量の測定や、実測値と解析値の検証を行い、地下水位低下工法の実施に向けてのデータの取得である。

実証実験で実施した計測工とその目的は表-1の通り。また、実証実験の平面配置を図-1に示す。

表-1 実証試験の計測機器

計測工	目的	台数	計測間隔			備考
			開始～1ヶ月	1～3ヶ月	3～6ヶ月	
地下水位計	暗渠による地下水位低下とF _{sc} 層の水位変化の関係把握	7	毎日	1週間に1回	2週間に1回	自動収録、1時間毎
間隙水圧計	暗渠による地下水位低下とFc ₂ 、Acs、As ₁ 、As ₂ 各層の水圧変化の関係把握	8	毎日	1週間に1回	2週間に1回	自動収録、1時間毎
層別沈下計	暗渠による地下水位低下とF _{sc} 、Fc ₂ 、Acs、As ₁ 、As ₂ 各層の沈下量の関係把握	2	毎日	1週間に1回	2週間に1回	手動観測
変位杭	暗渠による地下水位低下と地表面沈下量の関係把握	33	毎日	1週間に1回	2週間に1回	手動観測
排水量	暗渠からの排水量の把握	2	毎日	1週間に2回	2週間に2回	自動収録、1分毎
雨量計	現地の降雨量を把握	1	—	—	—	自動収録、1時間毎

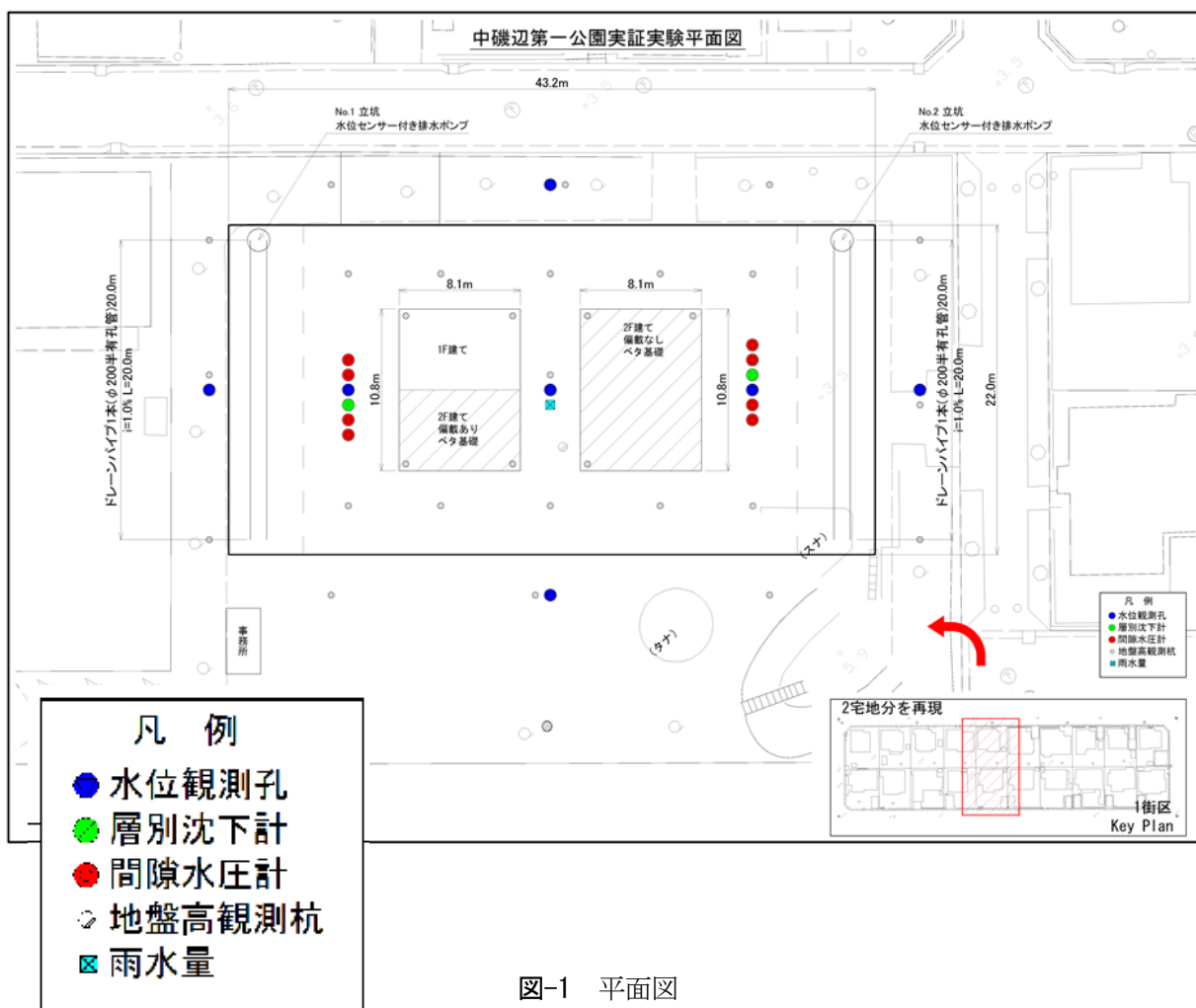


図-1 平面図

(2) 地下水位計

12/14の時点では、矢板外側の水位は深度1.3m~1.7m、矢板内側は中央で深度2.85m、ドレーン脇では3.0m程度である。地下水位低下工法で必要とされる水位深度は3.0mであるため、あと0.2m程度の水位低下が必要である(表-2)。

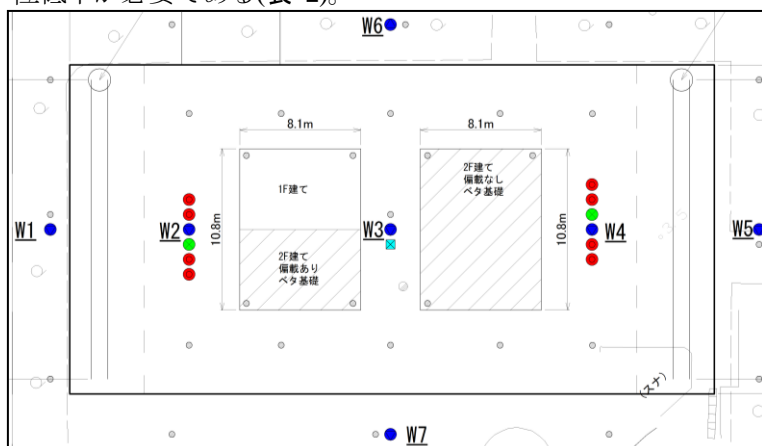


図-2 地下水位計配置図

表-2 水位観測結果(2013/12/14)

孔名	水位深度 (GL-m)	水位標高 (m)
W1	1.54	1.98
W2	3.09	0.43
W3	2.85	0.67
W4	3.06	0.57
W5	1.32	2.09
W6	1.59	2.00
W7	1.68	1.98

(3) 間隙水圧計

計測開始は、2013年10月10日で、実験開始の10月15日からFc2(U3、U7)の水頭が低下していることが確認された。これは、Fc2は粘性土であるが砂分を含み、この砂粘性土中に薄層状に分布することで上位層のFscと水理的につながりを持ったことから、上位のFscの水頭の影響を受けていることが想定される。As1、Acsには極端な違いはみられず、最下位層のAs2の水頭が最も高い。

表-3 各層の水頭(12/14)

地層	水頭(GL-m)	
	東京側	千葉側
Fc2	1.77	2.67
As1	1.67	1.73
Acs	1.65	2.05
As2	1.23	1.50

(4) 層別沈下計

10/15から地下水低下を開始し、12/14まで沈下は継続していると判断される。

12/14時点での沈下量は、C1で地表面沈下が1.2cm、C2で0.9cmである。その沈下は、FscとFc2で生じている。

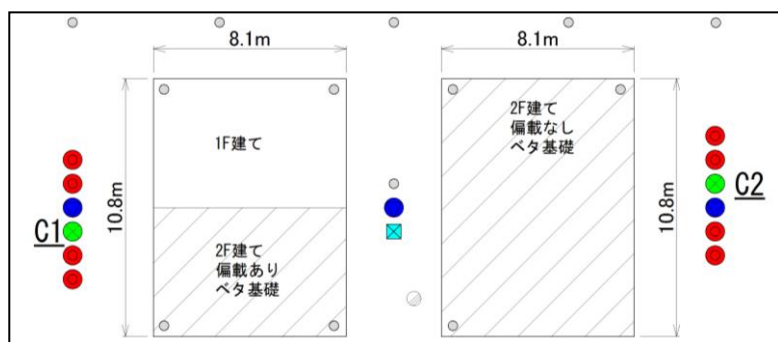


図-3 層別沈下計配置図

表-4 層別沈下計の計測結果

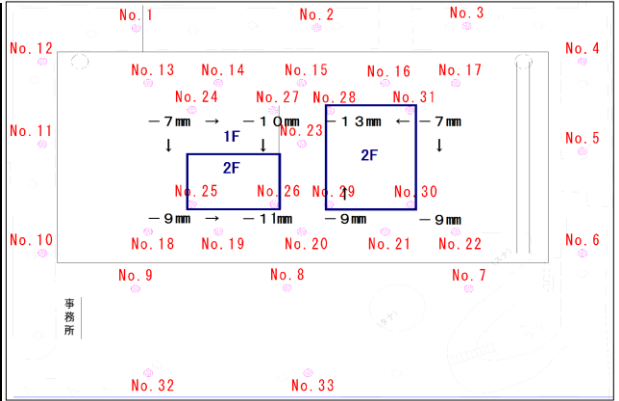
計測点	12/14 時点での沈下量(cm)		
	地表面 (cm)	Fsc (cm)	Fc2 (cm)
C1	1.20	0.84	0.35
C2	0.86	0.66	0.20

(5) 地表面沈下計

模擬建屋の沈下は、実験開始(10/15)から10/24までは1cm以下ではあるが沈下傾向が見られ、偏載の影響は0.1/1,000～0.2/1,000程度であるが認められる。また、隣接した住宅方向へ傾きが出る傾向が認められる(表-5)。

表-5 模擬建屋の傾き(12/16)

傾きの方向	傾き	備考
No.24→No.27	0.4/1,000	東京側から千葉側(隣接宅地方向)
No.25→No.26	0.2/1,000	東京側から千葉側(隣接宅地方向)
No.24→No.25	0.2/1,000	山側から海側(偏載方向)
No.27→No.26	0.1/1,000	山側から海側(偏載方向)
No.31→No.28	0.7/1,000	千葉側から東京側(隣接宅地方向)
No.31→No.30	0.2/1,000	
No.29→No.28	0.4/1,000	



(6) 排水量

平成25年9月7日(止水矢板打設終了日)～平成25年12月14日までの累積雨量：733mm

上記期間に試験区域(A=43.2m×22m)に降った総雨量：696.6m³

平成25年10月15日～平成25年12月14日までの排水量：167.2(No.1)+138.4(No.2)=305.6m³

このように、試験区域内に降った総雨量の約4割(305.6/696.6=0.44)が暗渠により排水したものと算出される。

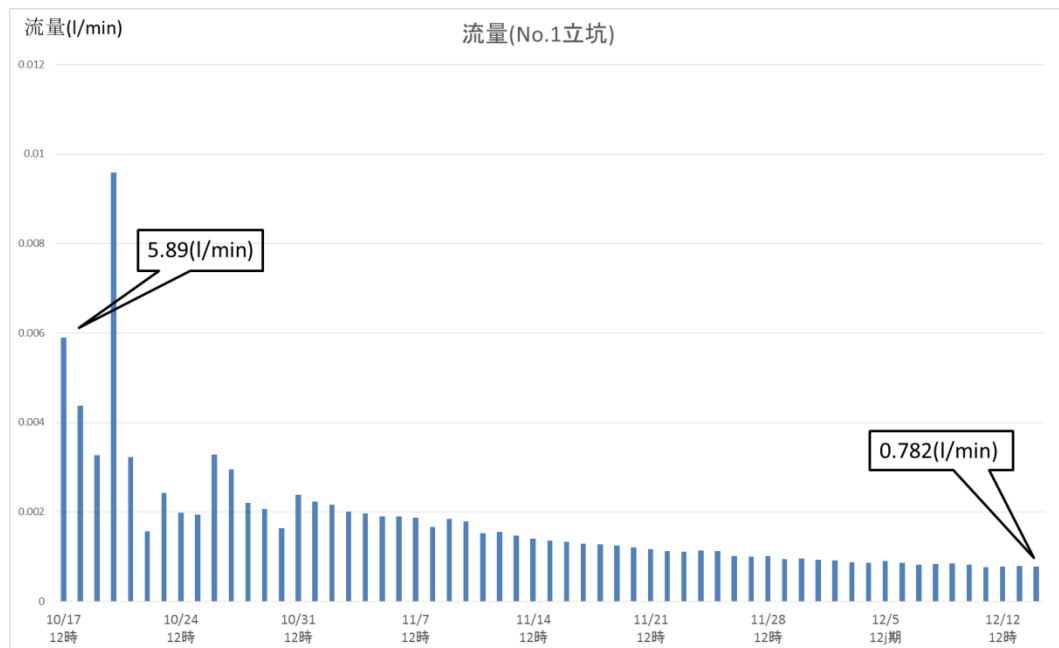


図-4 No.1 立坑(東京側)からの排水量

2. 解析結果

(1) 沈下計算による検証

地下水の低下に伴う地盤の沈下量について、圧密沈下計算により実測値と計算値の比較を行った。実測値は、層別沈下計のある2地点とし、層別沈下計埋設時に採取した土質試料から圧密計算に用いる定数求めた。

計算条件は以下の通り。

地下水位：10/15 から 60 日で深度 1.0m(TP3.5m)から深度 3.0m(TP0.5m)までに低下

地盤定数：表-6

建物荷重：1F・2F の偏載は 7.5kN/m^2 。2F 建ては 10kN/m^2

表-6 単位体積重量

地層	単位体積重量 (kN/m^3)
Fsc	17.0
Fc2	17.0
As1	18.5
Acs	18.0
As2	18.5

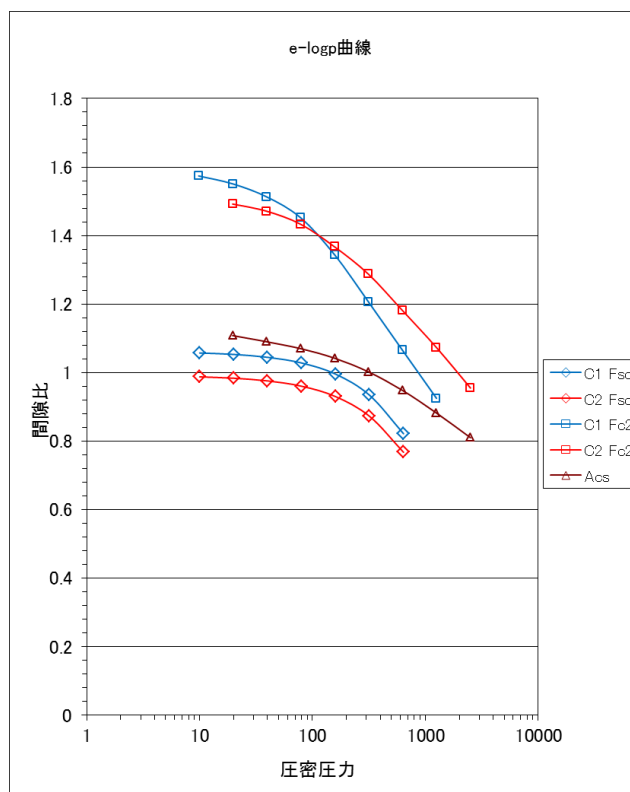


図-5 e-logP 曲線

計算結果と実測値を比較したものを表-7に示す。

Fsc では、計算値に対し C1 で7割、C2 で4割程度の沈下量を示す。

Fc2 では、計算値に対し C1、C2 ともに2割程度の沈下量を示す。

Acs の沈下量は計測では確認されていない。

ただし、計算による全層の最終沈下量に対し、12/14の時点は9割程度以上の沈下量に相当する。圧密度が100%となるのは、C1で半年、C2で3ヶ月程度である。

このように、実測した沈下量の大半はFscのものである。Fc2とAcsの粘性土の沈下量は計算値に対し、実測値が小さい。

表-7 沈下量の比較

計測点	地層	沈下量(cm)		
		12/14		最終
		実測値	計算値	
C1	Fsc	0.84	1.24	1.26
	Fc2	0.35	1.97	2.18
	Acs	0.02	0.00	0.00
	全層	1.20	3.21	3.44
C2	Fsc	0.66	1.48	1.49
	Fc2	0.20	0.99	0.99
	Acs	0.00	0.00	0.00
	全層	0.86	2.47	2.48

(2) 連成解析による検証

地下水の低下に伴う地盤の沈下量について、連成解析による実測値と計算値の比較を行った。

解析手法は、飽和域の圧密解析から不飽和域までを含めた応力～変形と浸透との連成(Coupling)解析である。

地盤の鉛直2次元断面モデルにおいて飽和～不飽和領域での応力～変形と浸透流との一般的な連成問題を取り扱う有限要素法プログラムで、地盤沈下や圧密などの、水位低下による変形問題、盛土や構造物築造下地盤の過剰間隙水圧発生に伴う不安定化の問題、更に掘削工事に伴う地盤の短期、長期安定問題など、広範な地盤工学の諸問題に適用が可能である。

解析モデルは以下の通り。

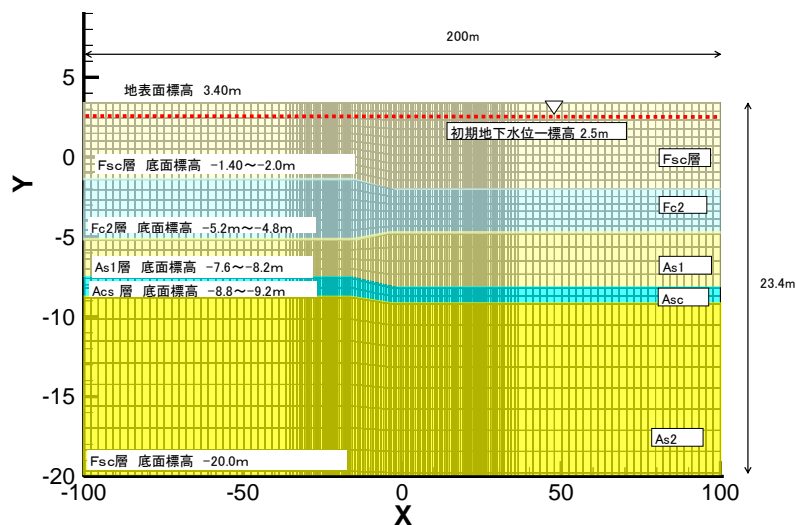


図-6 解析モデル

解析結果は以下の通りで、排水開始後水位は急激に低下し、2日程度でほぼ一定となる。沈下量は60日で試験区域中央部においてその沈下量は1.2cmで、10年経過後もほとんど変化はない。

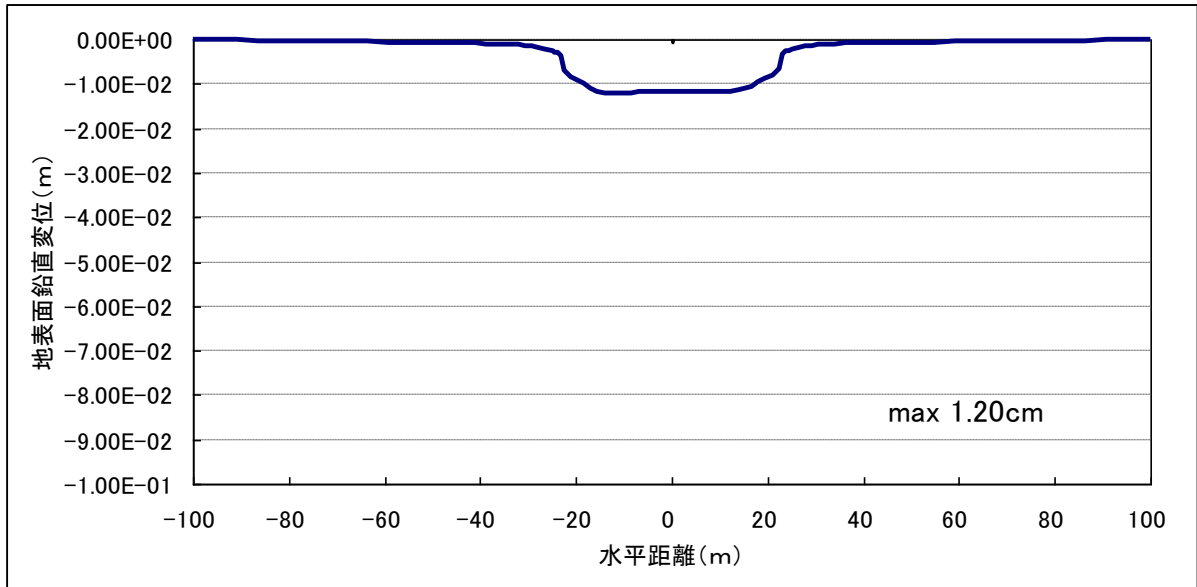


図-7 地表面の鉛直変位分布(10年、単位:m)

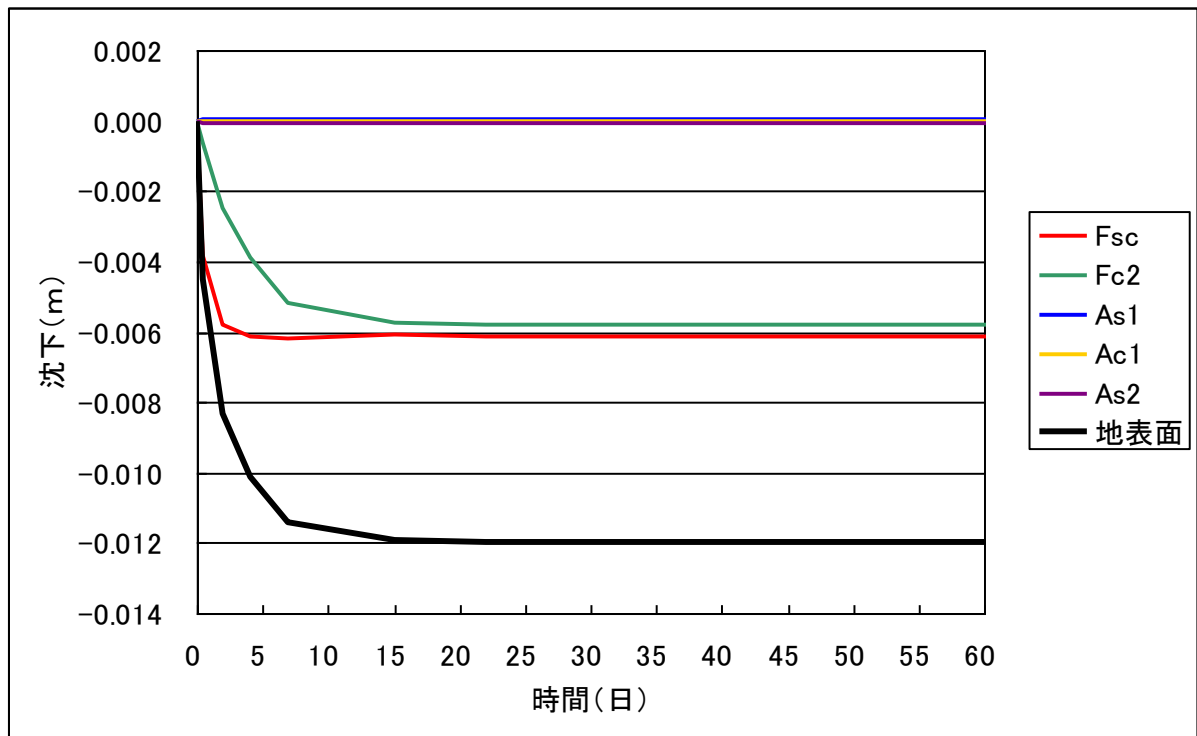


図-8 層別沈下量 C1(東京側)

(3) 地下水位低下工法の可否

実証実験による沈下量の実測値は、圧密解析よりも連成解析によることが、その値を再現できていると判断される。連成解析による試験区域の中央部の沈下量の予測値は1.2cmで実測値とほぼ等しい。家屋の傾斜で問題となる目安の3/1,000以内におさまると考えられるため、地下水位低下工法は採用可能と判断される。

5-12 地下水位低下の実証実験②（茨城県神栖市鰐川地区）

（出典 橋本隆雄：神栖市地下水位低下液状化対策工法の実験について，GeoKanto，地盤工学会関東支部，OS-6，2013.）

1. 実証実験

(1) 試験概要

地下水位低下工法の試験施工は、実際の街区に近い地盤条件を持つ試験用地において実際の施工形状を想定したドレーンを施工することにより、線状構造物による水位低下の効果を検証するものである。

(2) 試験施工の目的

- ・ドレーンによる水位低下効果の検証、地下水位低下時の地盤沈下影響の検証
- ・設計諸元（ドレーン管、ドレーン管径、砕石寸法、吸出し防止材範囲）の妥当性の確認

(3) 計測内容

- ・自記水位計 13基、層別沈下計 2基(1基3点)、地表面沈下 20点、模擬建屋基礎沈下 10点

(4) 施工概要

平面を以下に示す。

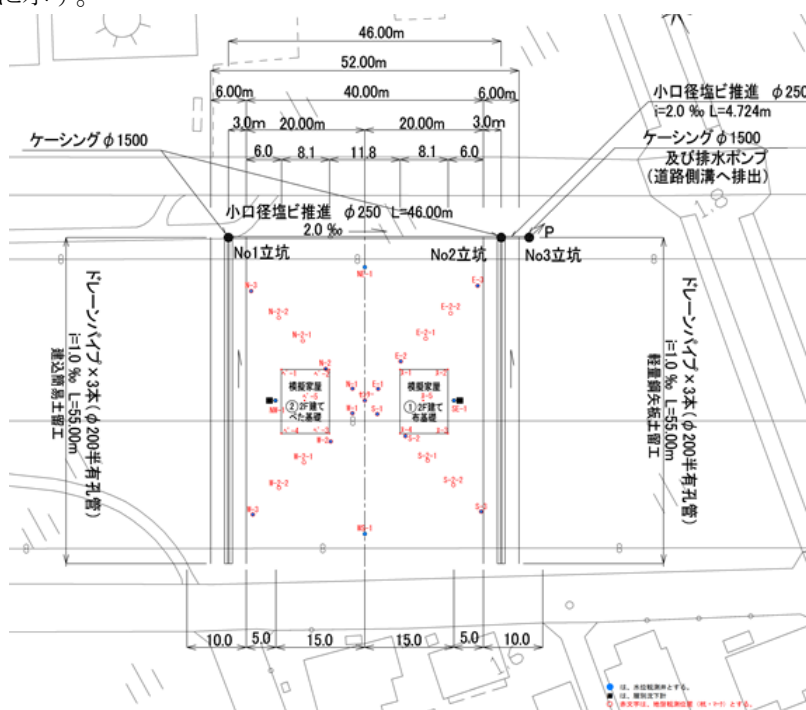


図-1 平面配置図

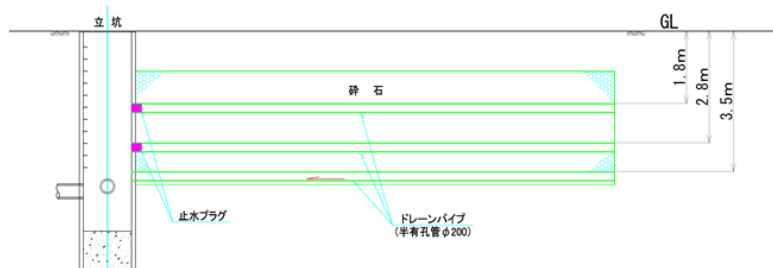


図-2 ドレーン縦断面図

(5) 水位観測

本試験施工時の地下水位を計測した。水位観測孔は、模擬家屋間の中央部に1孔、模擬建屋の周囲に各3孔、ドレーン端部で横断方向に各3孔の計13孔設置した。観測結果は以下のとおり。

観測開始から排水ポンプの停止・始動、ウェルポイントの停止、矢板の引き抜きなどが観測水位に影響を与えていた。

2/1以降の観測値は施工等による影響がないものを示し、低下傾向を示していたが、4/2以降は降雨に伴った水位上昇が認められた。

暗渠に対し、横断方向中央の水位は、排水ポンプ停止直前の8月8日では中央の鰐川No.1で最も高く深度2.67m(図-3)で、かまぼこ型の水位分布を示す。

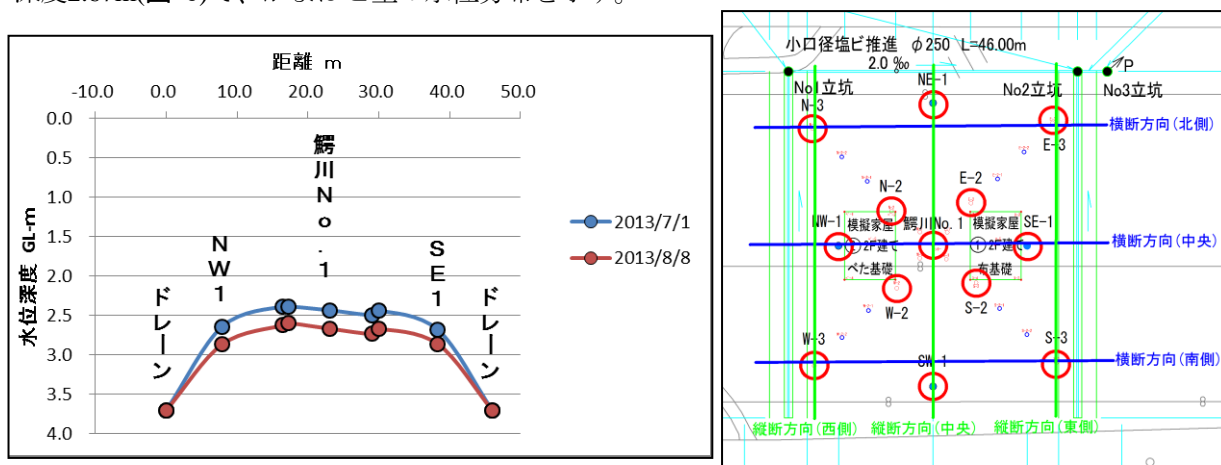


図-3 ドレーン横断方向の水位と水位観測孔配置図

(6) 層別沈下計

本試験施工実施時の、地下水位の低下に伴う周辺地盤の沈下状況を把握する目的で層別沈下計を設置・観測した。

層別沈下計の設置位置は図-4 のとおりで、12/27 より計測を開始した。

層別沈下計の計測結果は以下のとおりで、No.1では地表面の沈下は-1mm、No.2は-4mm(沈下量は符号-が沈下)である。No.2では、1月7日から断続的に沈下が生じていたが、これは、計測点近傍をダンプ等の重機の走行に伴うものと判断され、1月23日以降はNo.1、No.2ともに沈下の発生は認められない。

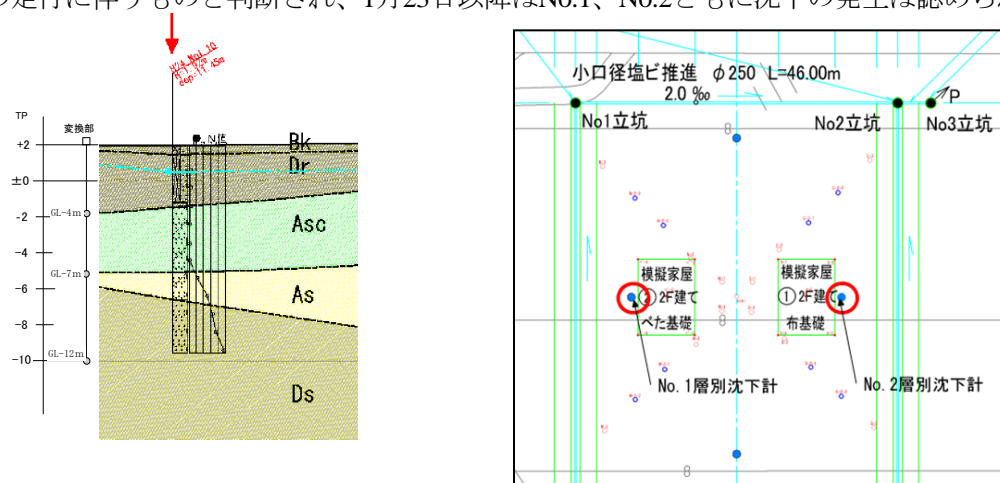


図-4 層別沈下計設置断面図

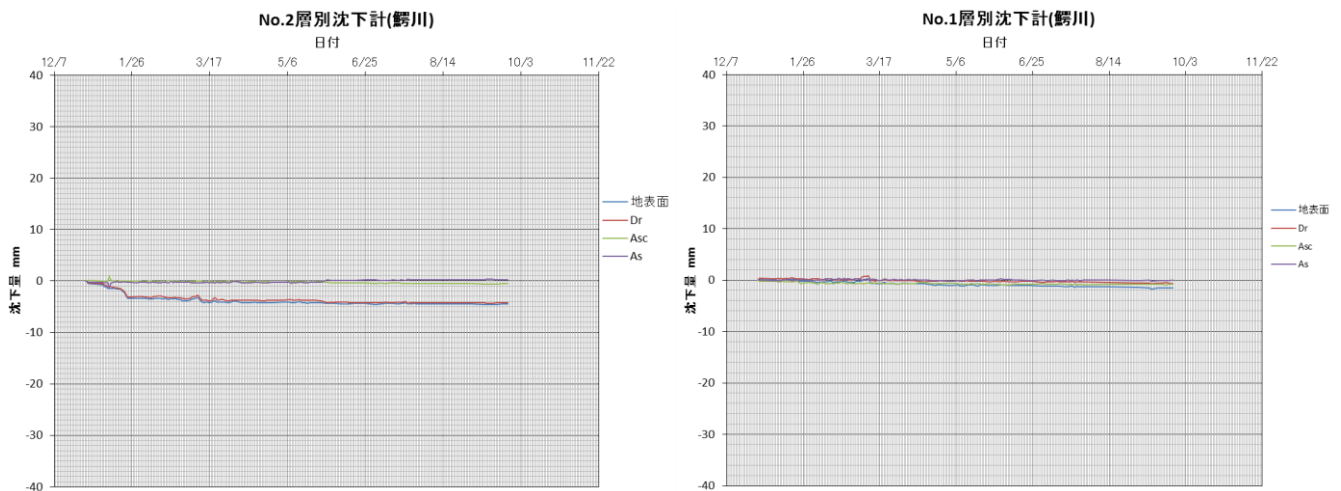


図-5 層別沈下計観測結果(No.1)

(7) 地表面沈下

本試験施工時の地表面沈下を計測した。計測は、地盤に打ち込んだ木杭の高さを自動レベルにより測定した。測定は、2012/11/19に開始した。

各測線で、ドレーン近傍では矢板を抜いたため地表面が沈下した現象が計測値にあらわれている。ただし、全体的に沈下量の累積傾向は認められない。

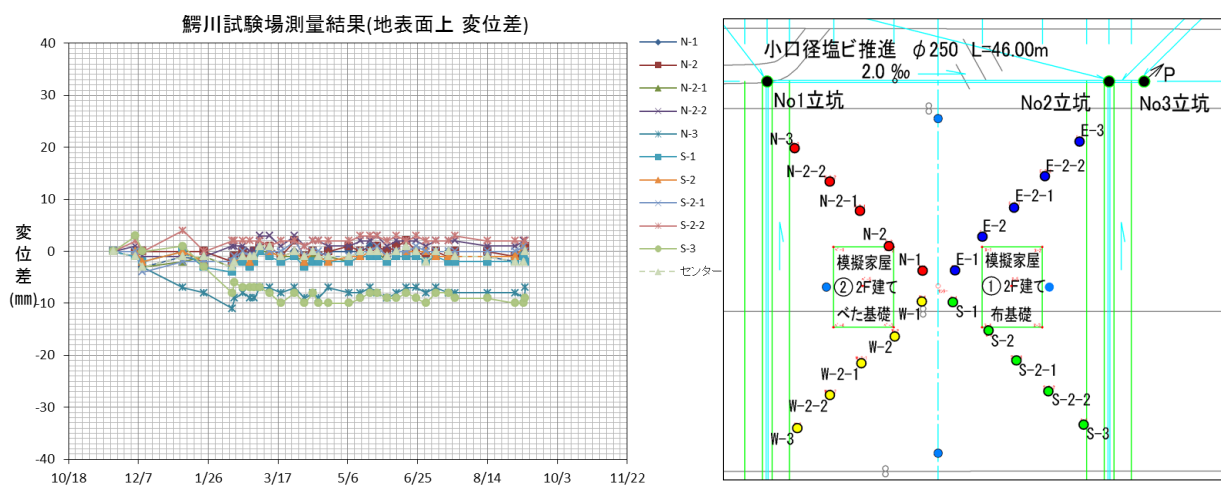


図-6 地表面沈下計観測結果と配置図

本試験施工時の模擬家屋基礎の沈下を計測した。計測は、模擬家屋基礎の高さを自動レベルにより測定した。測定は、2013/1/23に開始した。

模擬家屋の基礎はベタ基礎と布基礎の2種類を設置したが、基礎の種類による沈下の違いは確認されず、沈下量の累積傾向は認められない。

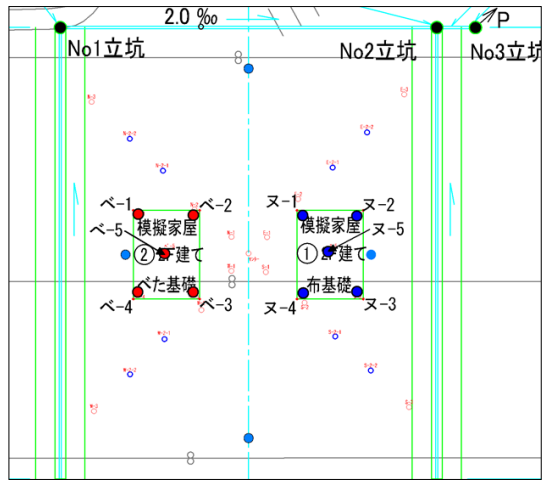
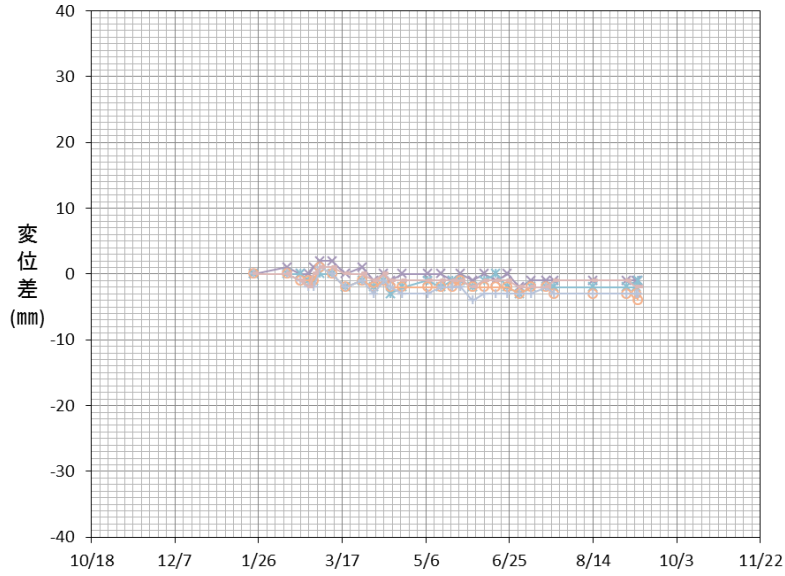


図-7 模擬建屋沈下観測点配置図

鱈川試験場測量結果(ベタ基礎模擬住宅上 変位差)



鱈川試験場測量結果(布基礎模擬住宅上 変位差)

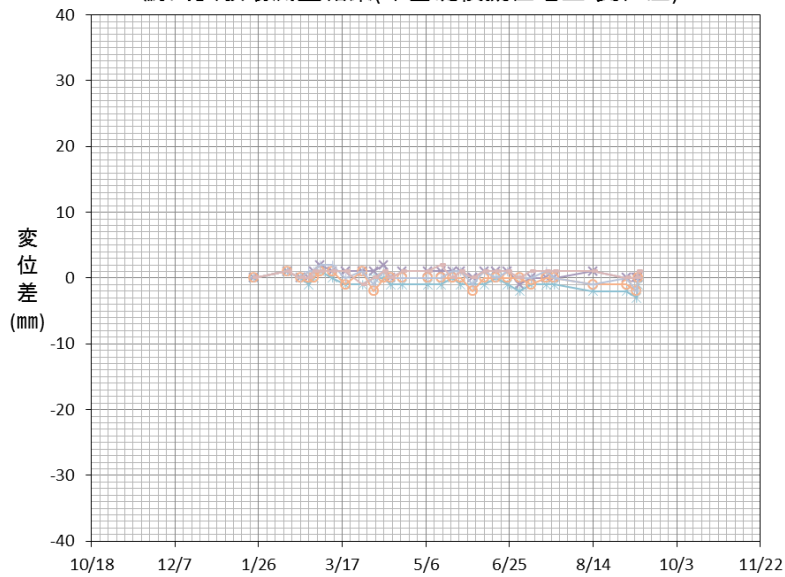


図-8 模擬建屋沈下観測結果

2. 沈下の予測

地下水位低下工法を採用した場合に想定される地盤の沈下量を検討した。検討の流れは以下の通り。

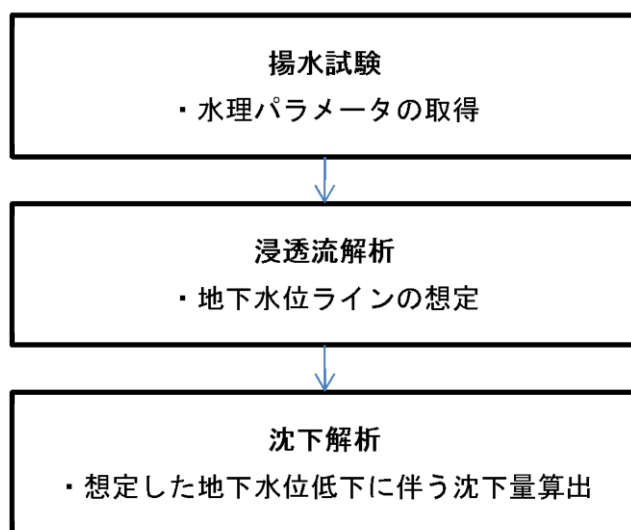


図-9 検討の流れ

(1) 揚水試験の結果

平衡式（タイスの方法、ヤコブの方法、回復式）では、本井戸（観測井戸でもある）では解析可能な地下水位低下現象が確認できたが、観測井戸では解析可能な水位低下現象が認められず、非平衡式の解析は本井戸のみ行った。

観測井戸の水位低下現象は、本井戸揚水開始から3～25分程度遅れて反応が認められ、渇水期と同様な「排水遅れ現象」が表れている。

平衡式（ティームの方法）では、観測井戸の水位低下データで解析するものであり、透水係数及び影響半径が算出される。平衡式での透水係数は「 2.0×10^{-5} （観測井戸群）m/s」であり、非平衡式（本井戸）で求めた透水係数よりやや大きめの数値が得られており、観測井戸の排水遅れ現象はみられるが、24時間後の定常状態は良い反応を示していると判断される。

○不圧条件について

非平衡式で求められた産出率（ S_y ）は最大 $1.19E-1$ 程度であり、ほぼ有効間隙率に等しい数値が得られている。よって、本区域では地盤構成から地下水の水理地質構造から不圧条件と考えられ、求められた産出率は妥当な値と判断する。渇水期及び通常期にかかわらず対象地盤（盛土・埋土）の有効間隙率は最大12～15%程度と見込まれる。

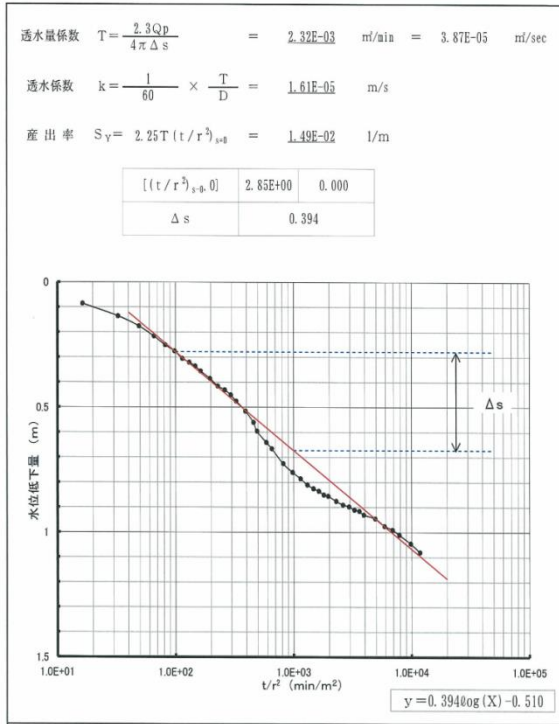
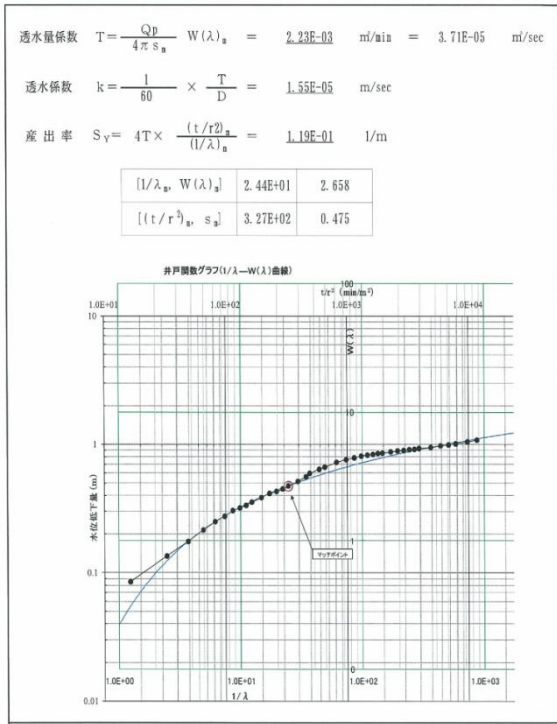
○影響半径について

本区域は、観測網を北ライン・東ライン・南ライン・西ラインに設置しており、平衡式で産出した影響半径（ R ）は123～348mと渇水期の6倍から10倍と拡大して確認された。

影響半径の距離に関しては、南ラインが短く、北及び西方面が長い傾向にある。

○タイスの方法：「 $k=1.55 \times 10^{-5}$ (m/sec)」

○ヤコブの方法：「 $k=1.61 \times 10^{-5}$ (m/sec)」



○回復法：「 $k=9.78 \times 10^{-6}$ (m/sec)」

○観測井戸：「 $k=2.03 \times 10^{-5}$ (m/sec)」

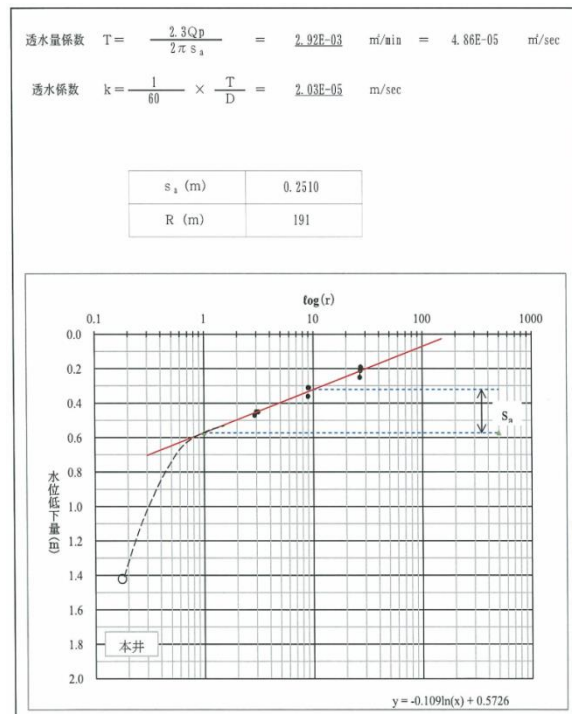
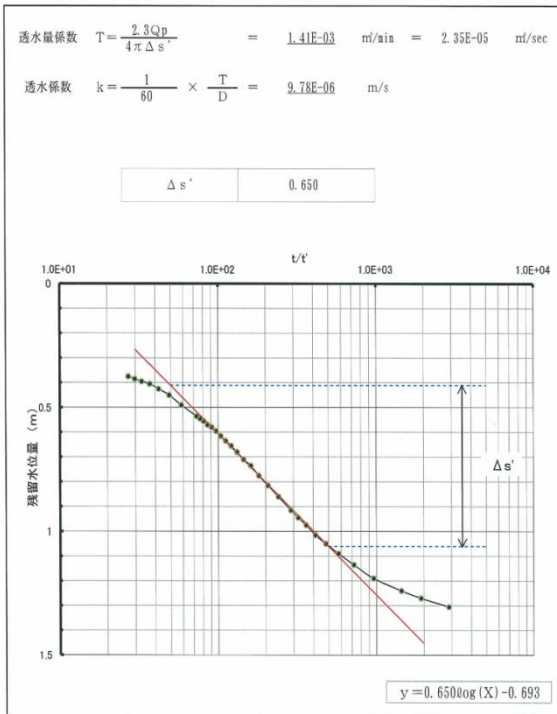


図-10 揚水試験結果(連続揚水試験)

(2) 浸透流解析

解析結果を以下に示す。結果として、Asc層の透水性が低くなると、Bs層の水位低下量も大きくなるということが判明した。これは、Asc層の透水性が低いと、底部Ds層から中部Asc層を通じてBs層への地下水供給量が減少したためと考えられる。

○CASE1

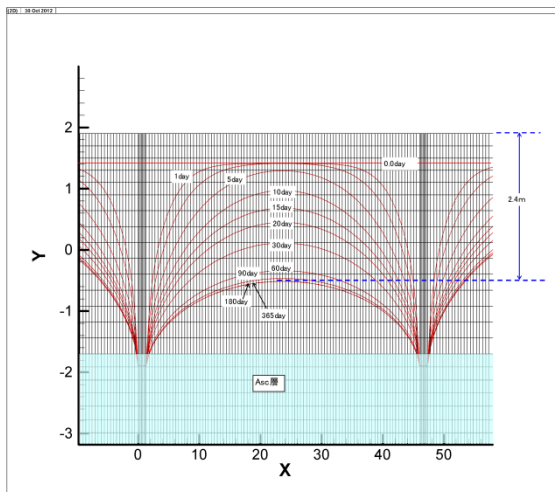


図 3-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE2

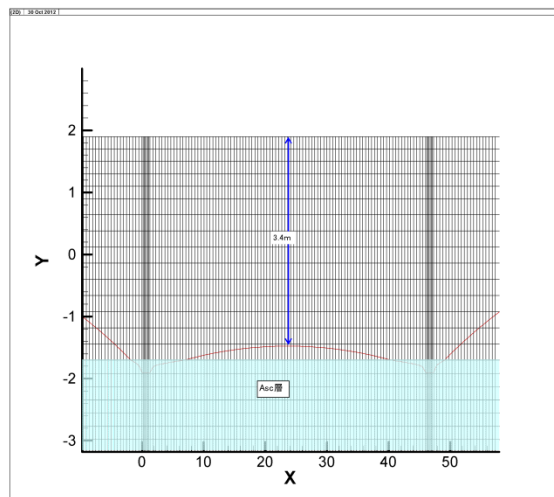


図 4-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE3

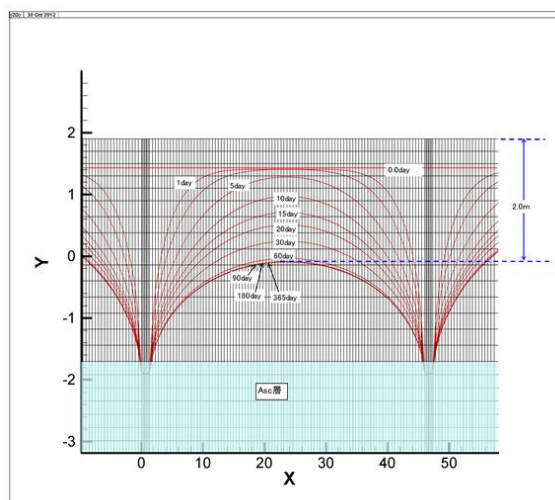


図 5-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE4

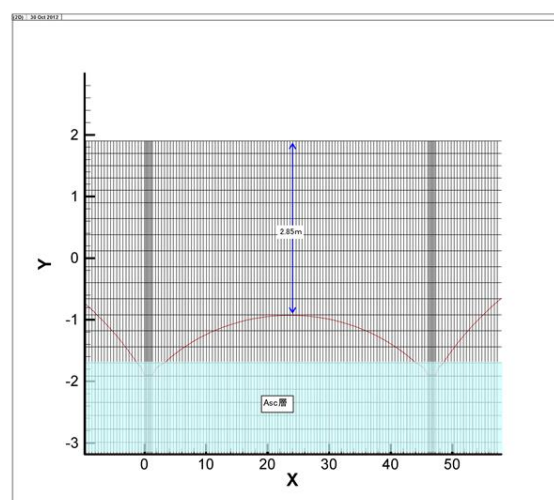


図 5-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

図-11 解析結果 (浸透流解析)

表-1 解析結果 (浸透流解析)

ケース No	時間	Asc 層の透水 係数(m/sec)	中央部の水位 低下量(m)	地表面からの深度 (GL-m)	備考
CASE1	365 日	5.00E-08	1.90	2.40	
CASE2	無限		2.90	3.40	
CASE3	365 日	2.00E-07	1.50	2.00	CASE1 に対応
CASE4	無限		2.35	2.85	CASE2 に対応

(3) 沈下解析

本実証試験区で実施したボーリングはBr1-10で、圧密沈下量は地下水位を2.5m、3m下げた場合で約1cmと推定される。

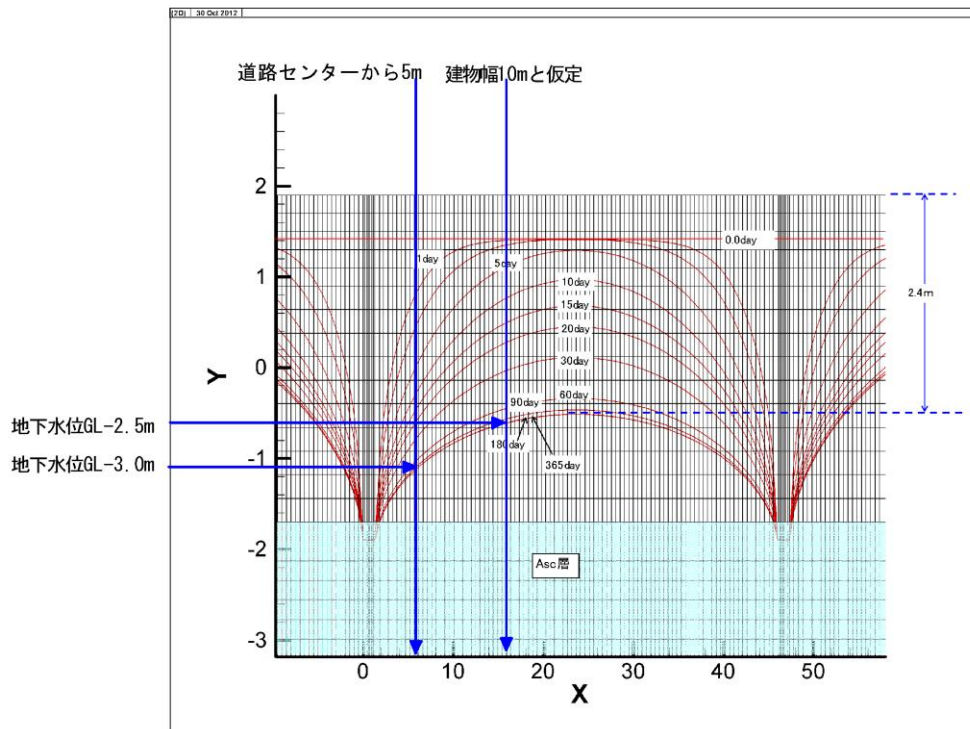


図-12 解析モデル（浸透流解析）

○圧密沈下(Br1-10)

電算解析による沈下時間は、概ね地下水位の低下時間（90日でGL-2.5m低下すると仮定）にほぼ等しく、沈下量は約1cmと算定された。したがって、地下水位を低下とほぼ同時に、地盤沈下が発生し、湾岸部で懸念されるような長期に渡る沈下が発生する状況ではない。

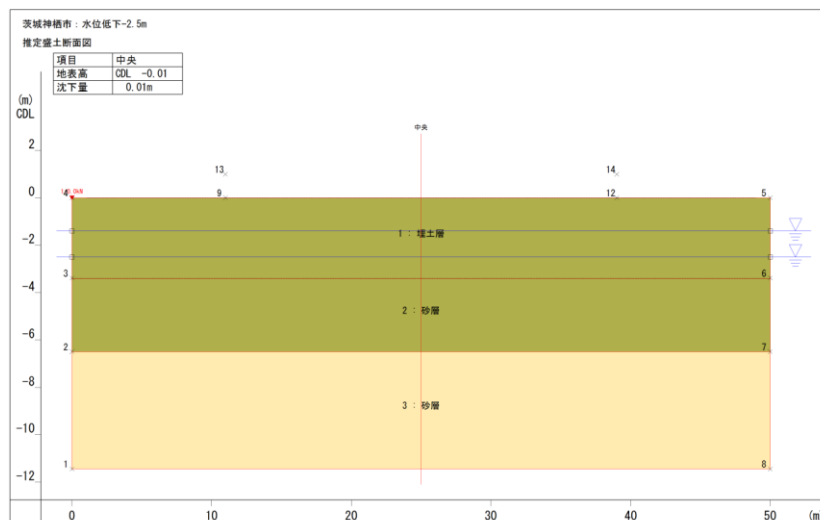


図-13 解析結果（圧密沈下）

5-13 川崎市の臨海埋立てにおける汲み上げ井戸方式による地下水位低下工法実施例(石油タンク群のディープウェルを用いた液状化対策)

(出典 地盤工学会：液状化対策工法，第3章，pp.350～353，2004.)

(1) 概要

川崎市の臨海埋立て地地盤に立地している石油タンク群の液状化対策として、1985年に重力式排水工法であるディープウェルを使った地下水位低下工事が実施され、現在も揚水運転が継続されている。

○場所：神奈川県川崎市川崎区浮島町

○工期：1984.12-1986.4

東北地方太平洋沖地震の液状化による被害はなかった。

(2) 地盤の概要

当地域は、図-1、図-2に示すように1960年前後に多摩川河口のデルタ地帯を周辺の海底土砂を浚渫・埋立てして造成された土地である。地表から5～10mの埋立て層、5～10mの旧海底砂層、その下に約30mの厚さの沖積粘土層が分布している。タンク建設に際しては、埋立て土中のシルト層および粘性土層の圧密沈下対策と支持力確保を目的としてプレローディング工法による地盤改良が行われたが、液状化対策としての改良は行われていなかった。

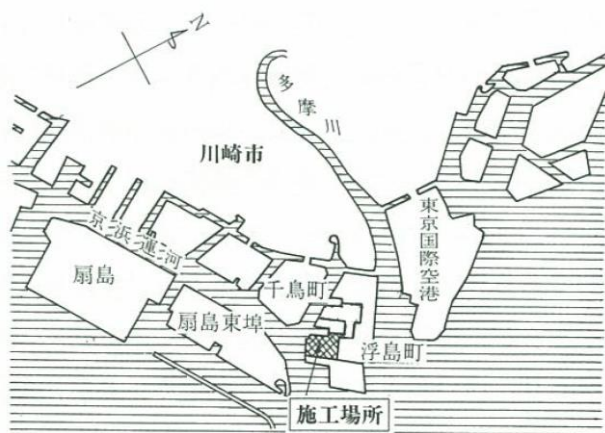


図-1 位置図

(出典：「液状化対策の調査・設計から施工まで」)
(社)地盤工学会

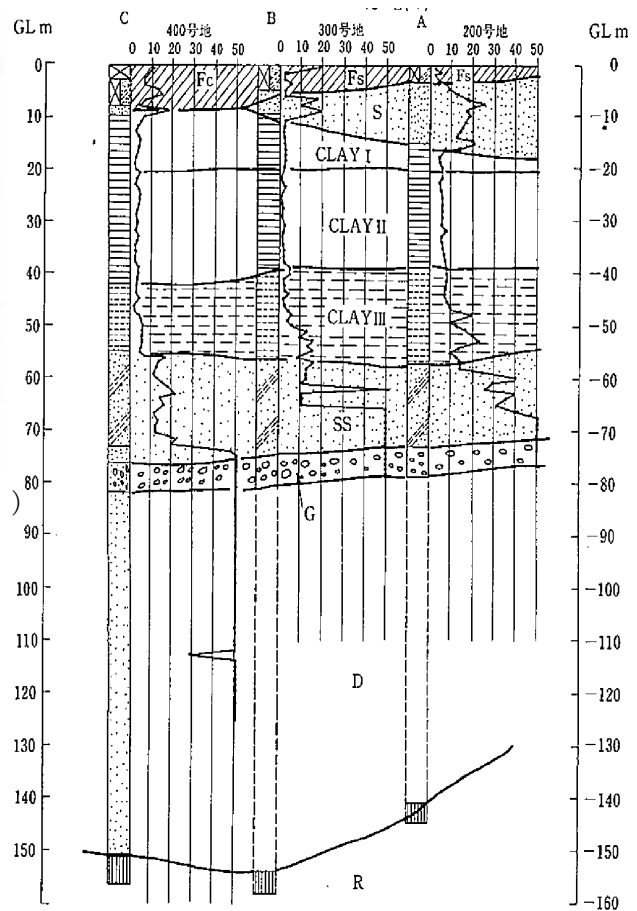
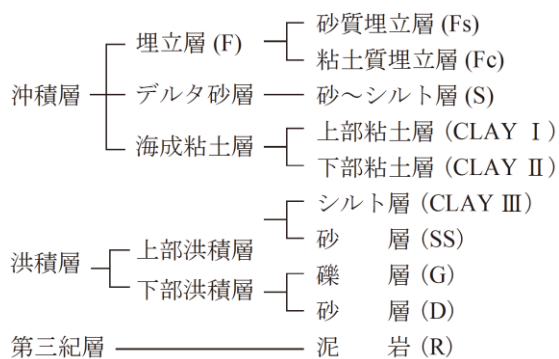


図-2 地盤の特徴 (出典：基礎工 1998年12月号)

(3) 工法の選定

工法選定は、①対策効果が確実で、②全体コストが小さく、③タンク群の運転に支障がなく、④現場施工・揚水運転中に周辺構造物への影響の小さいこと等が条件とされた。個々のタンクごとに鋼矢板による変形抑制工法、グラベルドレーンに代表される間隙水圧消散工法など、既存タンクに適用可能な工法を比較した結果、同時に多数のタンクを対象に経済的に対策できる方法として、止水壁で周囲を囲んで内側にディープウェルを設置して揚水する方法が採用された。

(4) 工法概要¹⁾

図-3に地下水位低下工法のご概念図を示し、図-4には止水壁と揚水井戸の全体配置を示す。地下水位低下時に周辺からの地下水浸透を防止するとともに、隣接地域の地下水位低下による地盤沈下を抑制することを目的に、難透水性(設計透水系数 $1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$)の止水壁で外周(約2400m)が囲まれた。止水壁はGL-12~17m付近から厚く分布する粘性土層に根入れした。止水壁はその連続性確保と地盤変形に対する可撓(とう)性確保の観点から、長大バックホウで連続掘削した溝に、掘削土とベントナイトを混合したスラリー泥土で埋め戻す工法を基本にした。地中・地上に障害物がある箇所では多軸オーガー機でセメントと現地土を攪拌(かくはん)・混合して地中壁を造成する原位置混合柱列杭壁などを併用した。

止水壁で囲まれた範囲(約26万 m^2)内に揚水井戸として図-4のようにディープウェルを17本設置し、現状地下水位(GL-1m)を3m低下させることとした。井戸は削孔径1mの中に直径0.6mのケーシングパイプを挿入し、現場揚水試験や土質調査ならびにその結果を使った浸透流解析に基づいて、井戸本数を設定した。しかし、揚水運転開始後に地域ごとに水位低下量にばらつきが見られ、揚水井戸ごとの集水能力も当初設計どおりの水位低下が得られなかったため、逆解析を実施して9本の追加井戸が設置されている。

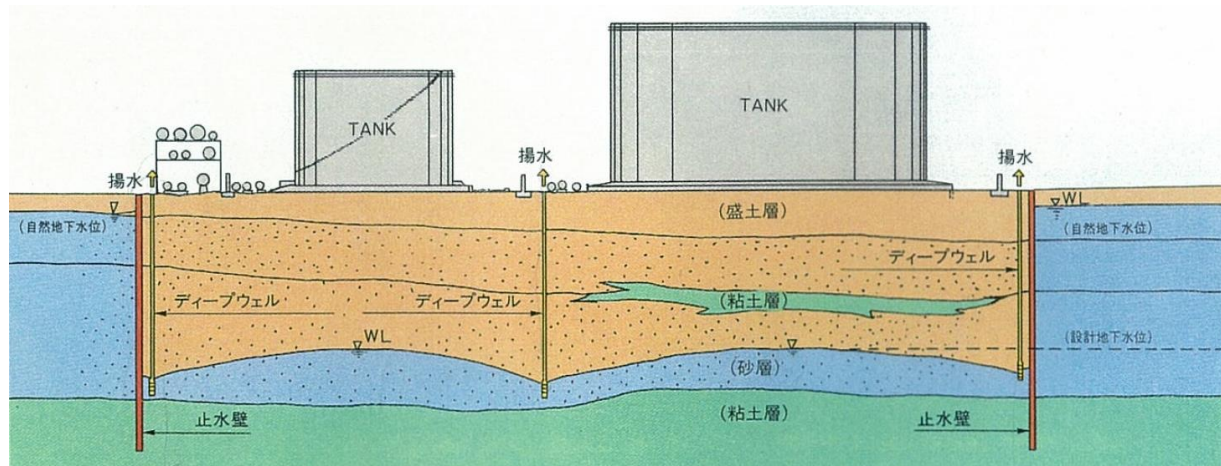


図-3 地下水位低下工法のご概念 (出典：大成建設株式会社パンフレット)

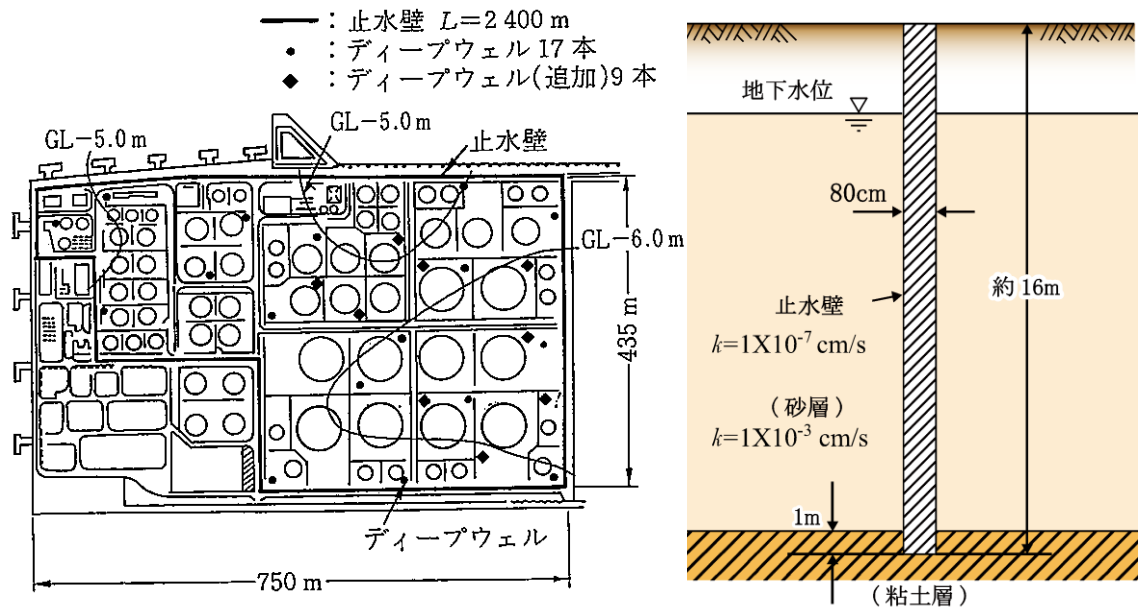


図-4 止水壁と揚水井戸の全体配置

(出典：「液状化対策の調査・設計から施工まで」(社)地盤工学会)

(5) ディープウェル工法

ディープウェル工法は、**図-5**に示すように対象砂質土層中に0.5~1.2mの径で削孔し、直径0.3~0.8mのストレーナー管を挿入して、その周囲をフィルター材で充填して井戸をつくり、その中に排水ポンプを設置・揚水することにより地下水位を低下させる工法である。

その特徴としては、以下の4つがある。

- ①井戸を深くしポンプの揚程を大きくすることにより、かなりの深さまで揚水することができる
 - ②広範囲の地下水を少ない**図-5**ディープウェルの構造本数で低下させることができる
 - ③砂・砂礫地盤といった透水性地盤では大きな揚水量で広い範囲の地下水位低下が得られるが、シルトと砂質土の互層地盤などでは集水能力が落ちる
 - ④土砂流入によるストレーナーの目詰まりやポンプの故障などに対する補修が可能であり、長期連続運転性に優れている
- などがある。

ここでは、以下のような形状で行なわれている。

- ①削孔径：φ1,000mm
- ②管 径：φ600mm
- ③長 さ：21m（上部5m、中間ストレーナー12m、下部4m）
- ④本 数：17本（当初）、9本（追加）

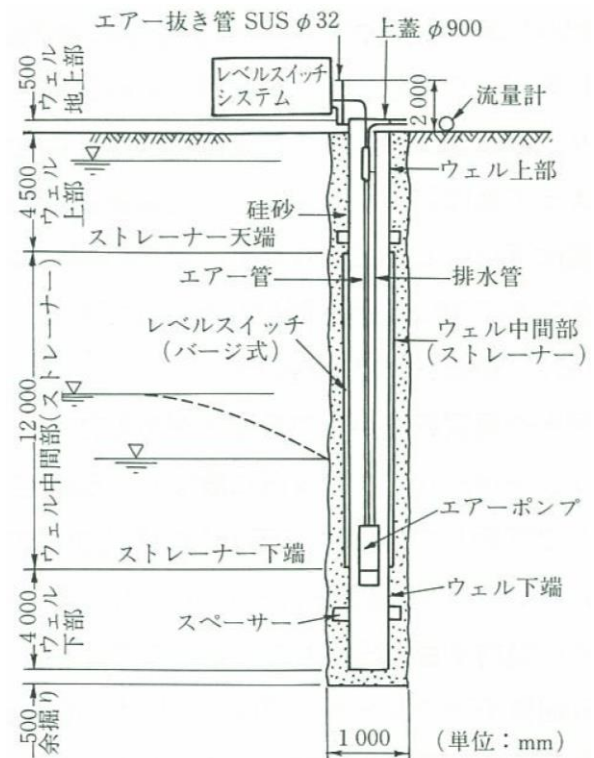


図-5 ディープウェル状況

(6) 揚水運転状況

揚水開始後は、定期的に井戸ごとの揚水量・約40箇所の観測点での地下水位・水位低下に伴う地盤沈下が観測されている。その結果とその後の追加調査から、次の点が明らかになった。

1) 地下水頭

深さ方向に地下水頭が変化している。深度10mに設置した間隙水圧計と全層にわたってストレーナーを入れた観測井戸では2~5mの水頭差がでることが分かった。その後、鉛直方向の間隙水圧分布を現場測定した結果、地表浅いところでは地下水頭が高く、深い位置では低くなり、地下水圧が静水圧分布になっていないことが明らかになった。砂・シルト互層が地下水を水平層状に何層にも分離し、それぞれを被圧状態にしているためと考えられる。

2) 透水性

対象地盤の透水係数に異方性がある。ボーリング調査による土質分類では砂質シルト、シルト質砂層と分類された地盤でも、室内試験から鉛直方向の透水性は水平方向の1/5～10程度と小さいことが分かった。これは、砂・シルトの微細な互層構造が存在することが想定されている。

3) 降雨の影響

降雨の影響は数週間～3箇月間をかけて現れる。止水壁により周辺からの地下水浸透の影響は小さいものの、降雨後は長期間にわたって地下水位が変動している。図-6に、揚水開始後2年間の地下水位・揚水量と降雨量との関係をプロットした。地下水位は降雨の影響を受けて変動し、地下水位の変動で揚水量も変化するものであるが、降雨の影響は対象地盤では最大14週間続いているものも見受けられる。

水位低下に伴う地盤表層の飽和度低下が降雨の浸透を妨げる(不飽和浸透状態)結果、井戸への到達にそれだけの時間がかかっているものと解される。

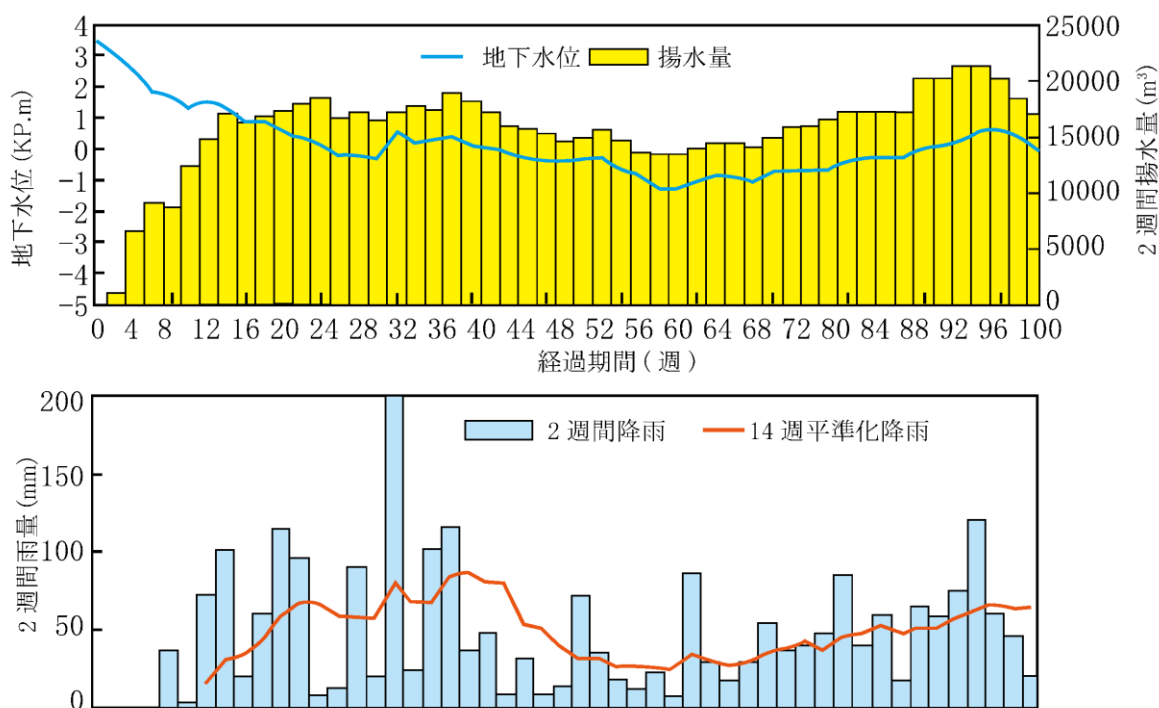


図-6 地下水位、揚水量と降雨の関係

(7) 管理

1) 揚水管理

揚水管理は、以下のように行われている。

- ①観測井：31本（止水壁内） 9本（止水壁外）
- ②沈下測定点：約600点
- ③揚水井戸内の設定水位を1～2週間毎に1mずつ低下させ、約3ヶ月で孔内設定水位まで達した。
- ④当初想定を超える不等沈下や間隙水圧が発生した場合は、揚水の中止や設定レベルの変更に より、有害な不等沈下を生じさせない様にコントロール

2) 維持管理

維持管理は、以下のように行われている。

- ①ポンプ運転費
- ②ポンプ整備費
- ③定期的な水位観測
- ④定期的な沈下測定

(8) 対策のフロー

対策のフローは、図-7のように行われた。

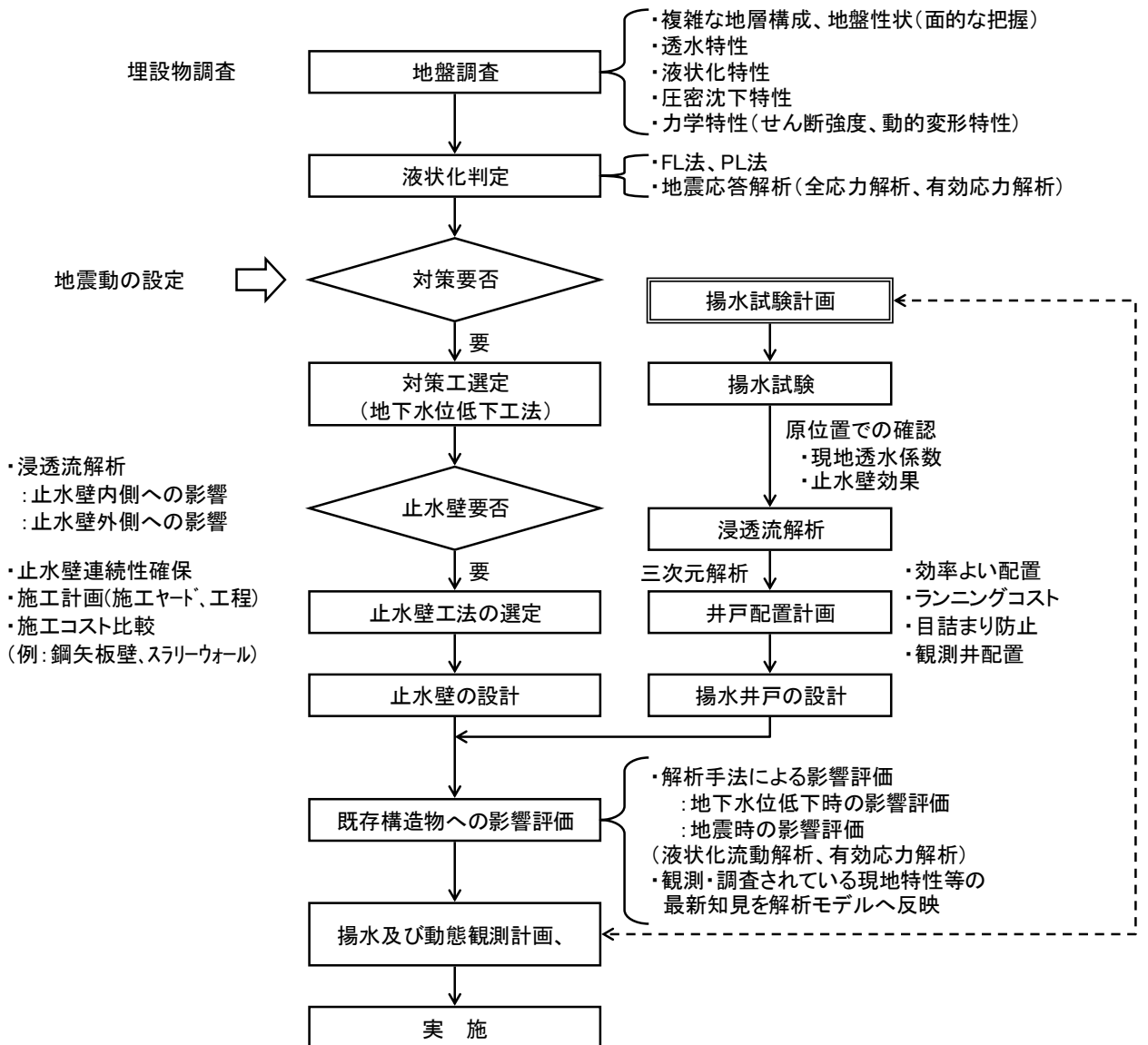


図-7 ディープウェルを使った地下水位低下対策フロー

<参考文献>

- 1) 公益社団法人 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ18 液状化対策工法， 2004.7

5-14 間隙水圧の分布を考慮した $e \sim \log P$ 法 (Δe 法) の計算例 (茨城県鹿嶋市鹿島神宮駅東側地区)

(出典：鹿嶋市液状化対策検討委員会資料より)

1. 実証実験概要

実証実験の目的は、地下水位を低下させた時の粘土層の圧密沈下による地盤沈下量の測定及び解析値と実測値との検証を行い、地下水位低下工法の実施に向けたデータの取得である。特に鹿島神宮駅東側地区においては、軟質な粘土層が10m以上の層厚で分布するため、地下水位低下工法では粘土層の圧密沈下量が大きいと想定された。しかし沖積低地の背面部には鹿島神宮が位置する洪積台地が発達し、軟質な粘土層の下部砂層から被圧地下水が想定されたことから、間隙水圧計を用い各土層の間隙水圧を測定し解析を行った。ここでは、実証実験の内、各土層の間隙水圧に着目し、地盤工学で確立されている圧密理論「 $e \sim \log P$ 曲線を用いた圧密沈下計算 (以下、 Δe 法)」に従い、「間隙水圧の分布を考慮しない Δe 法」と「間隙水圧の分布を考慮した Δe 法」の計算例を示した。

実証実験の測定位置平面図と断面図を図-1～図-2に示した。

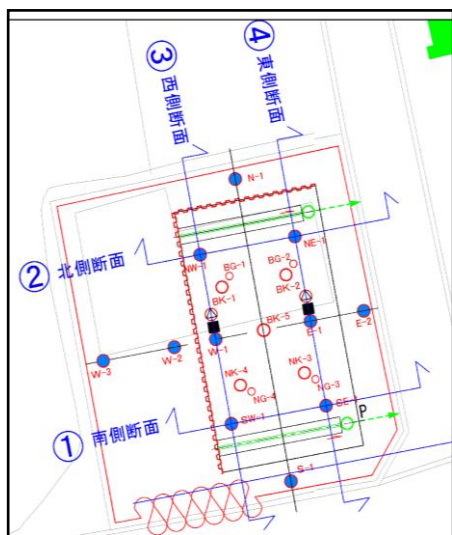


図-1 実証実験測定位置平面図

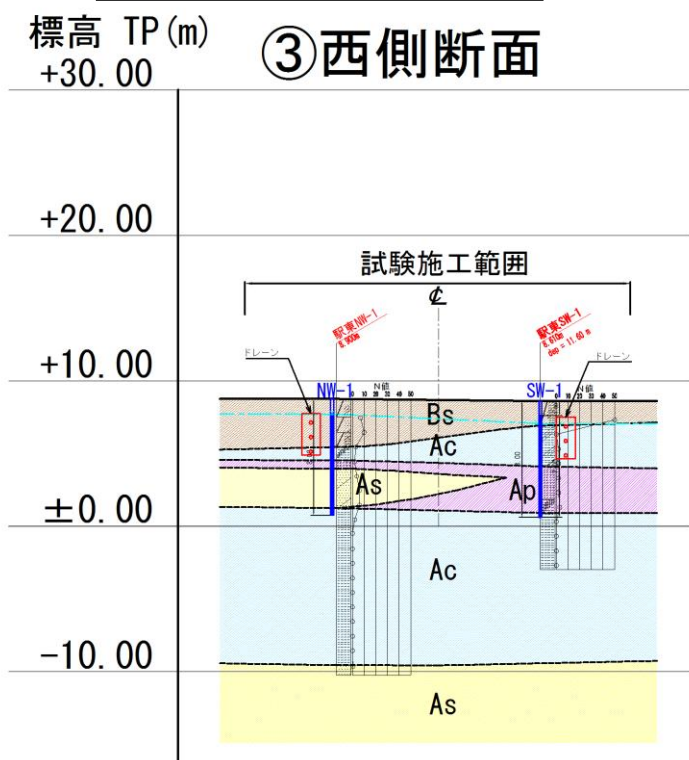


図-2 地質想定断面図

2. 間隙水圧の分布を考慮しない Δe 法による沈下量の算定

不攪乱試料による圧密試験の結果、**図-3**より上部Ac層は「過圧密状態」を示しているがAp層及び下部Ac層は「正規圧密状態」にある。

圧密沈下計算（ Δe 法）に用いる $e \sim \log P$ 曲線を**図-4**に示す。

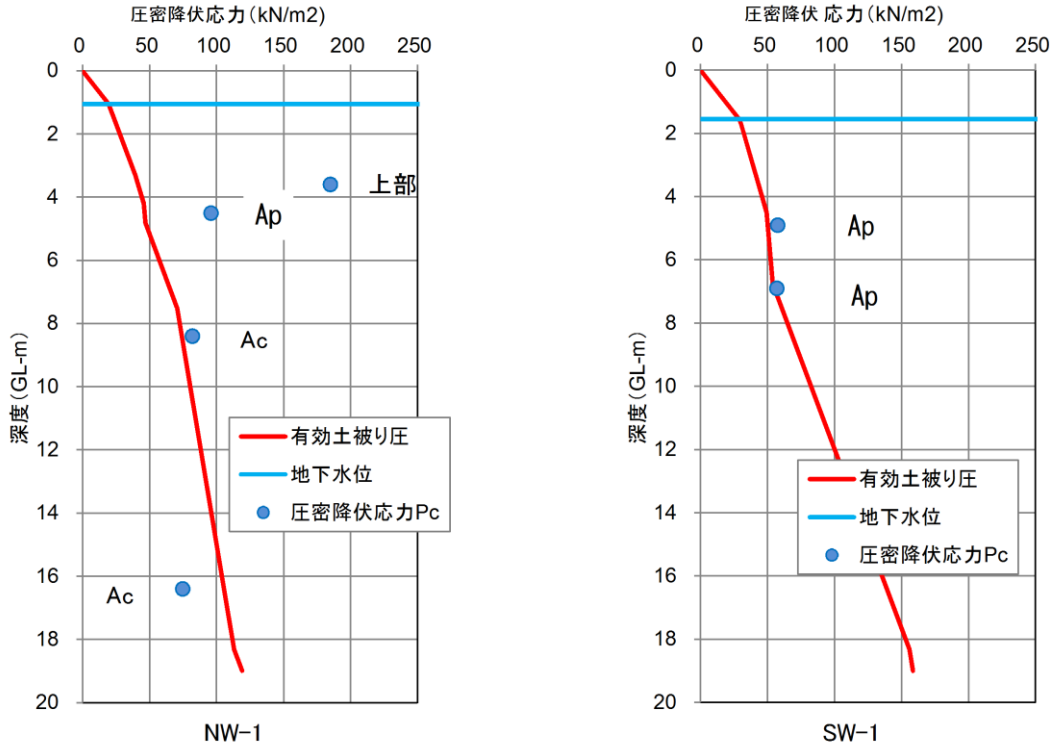


図-3 有効土被り圧と圧密降伏応力Pcの関係図

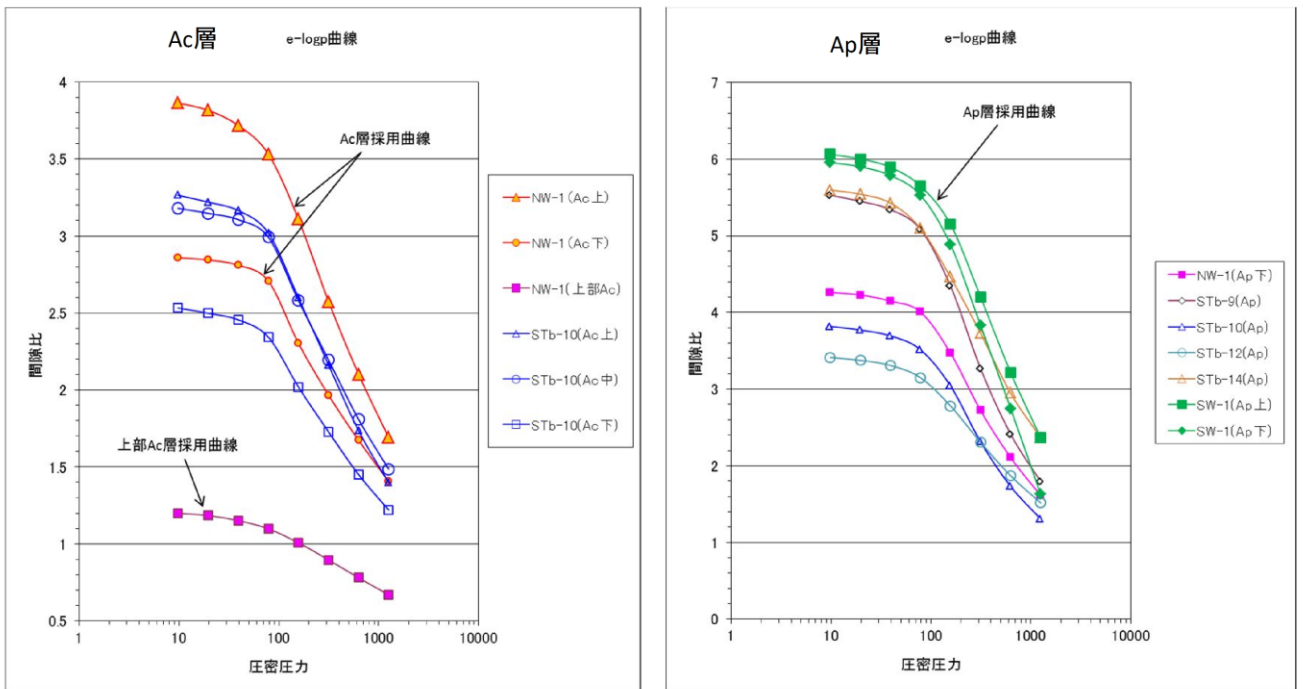


図-4 算定に用いる $e \sim \log P$ 曲線

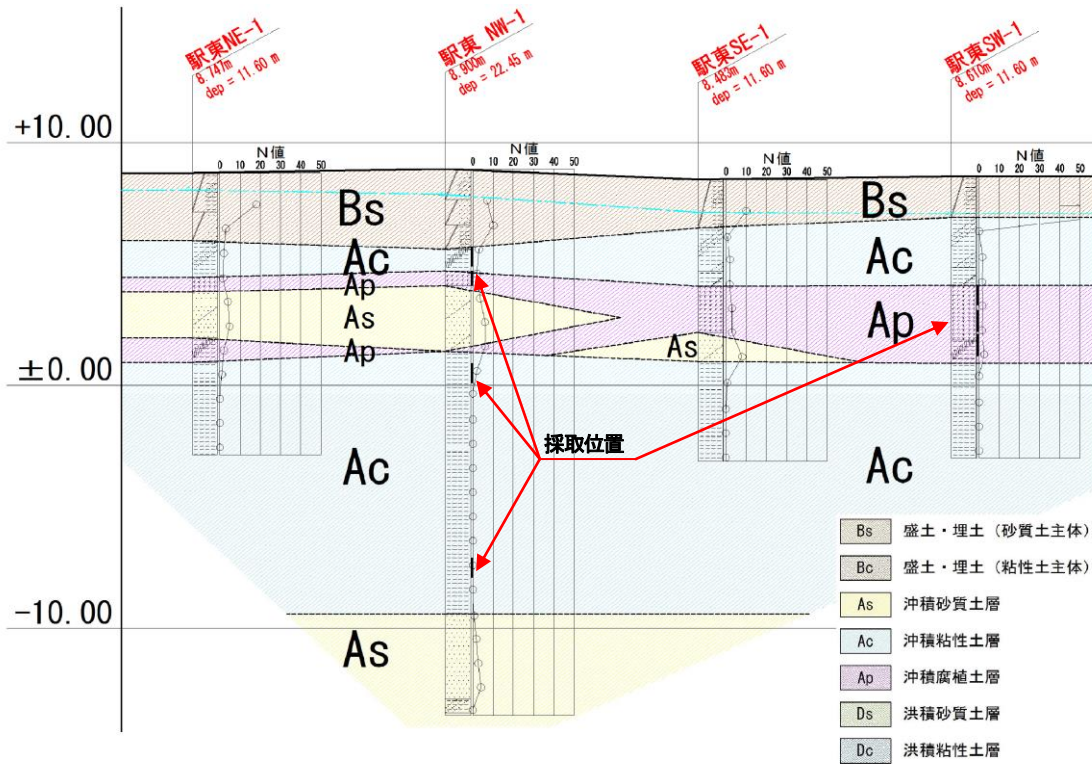


図-5 不攪乱試料採取位置図

■間隙水圧の分布を考慮しない∠e 法による圧密沈下量の算定

現況水位 GL-1.0m、地下水位低下深度 GL-2.0m とした場合の圧密沈下量は次式より表-1 に示す「Sc≒20cm」の圧密沈下量が想定される。

$$Sc = (e_0 - e_1 / 1 + e_0) \times H$$

∴ e_0 : 初期間隙比 (P_0 に対応する間隙比)

e_1 : 増加荷重後の間隙比 ($P_0 + \Delta P$ に対応する間隙比)

H : 圧密層の層厚 (cm)

表-1 地下水位低下に伴う圧密沈下量の算定 (NW-1 地点)

◇地下水位低下 : GL-2.00m

層No	地層名	層厚 (m)	有効土被り圧 p_0 (kN/m ²)	増加応力 Δp (kN/m ²)	初期間隙比 e_0	間隙比 e_1	沈下量 (cm)
1	Bs 層	2.300	---	---	---	---	---
2	上部 Ac 層	1.000	34.20	9.99	1.187	1.178	0.396
3	Ap 層	1.500	39.20	9.99	5.531	5.320	4.850
4	As 層	2.700	---	---	---	---	---
5	Ac 層 (上)	6.500	75.30	9.72	3.543	3.483	8.611
6	Ac 層 (下)	4.300	96.90	9.27	2.607	2.554	5.935
7	As 層	0.700	---	---	---	---	---

小計 (cm) : 19.792

3. 間隙水圧の分布を考慮した△e法の算定

地下水位低下に先立ち、調査ボーリングを実施した際に「駅東 NW-1」地点において、各土層における水圧分布（粘性土：間隙水圧計、砂質土：現場透水試験の平衡水位）を測定した。それによると、下部 Ac 層においては As 層からの被圧地下水が確認された。

表-2 現場透水試験結果一覧表

孔名	測定深度 GL-(m)	地層記号	測定方法	平衡水位 (GL-m)	透水係数 k (m/s)	実施年 月日
NW-1	1.00~1.50	Bs	回復	0.86	4.44×10^{-6}	H26 4/22
	4.20~4.70	Ap	回復	1.05	2.40×10^{-6}	H26 4/30
	5.00~5.50	As	回復	0.86	1.10×10^{-5}	H26 4/23
	18.50~19.00	As	回復	GL+1.69	2.34×10^{-6}	H26 4/24

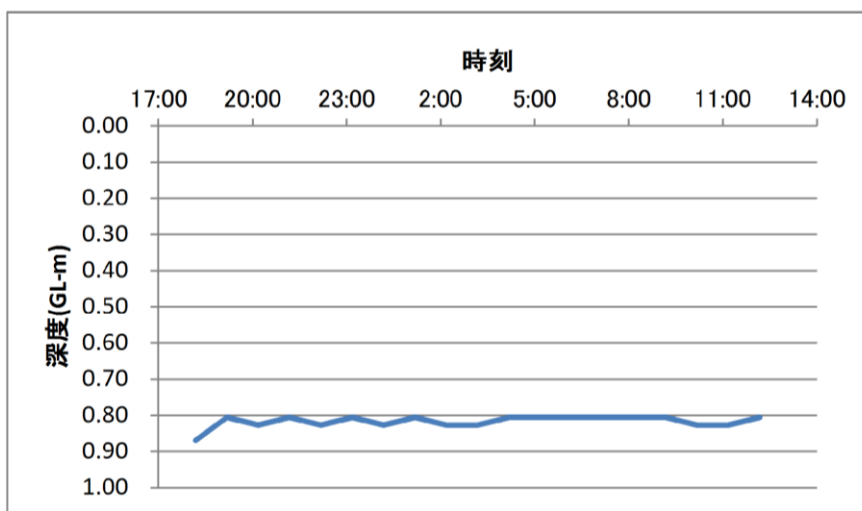


図-6 間隙水圧測定結果（深度=3.5m）：上部 Ac 層、水頭 GL-0.81m

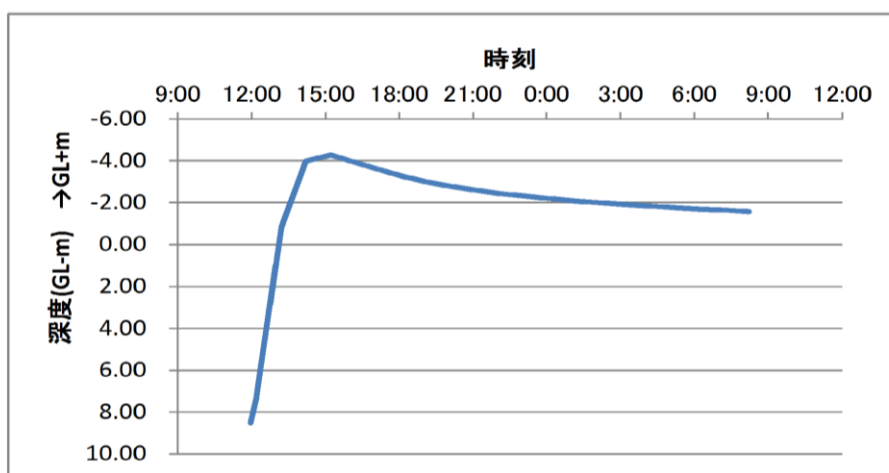


図-7 間隙水圧測定結果（深度=9.0m）：Ac 層（上）、水頭 GL+1.56m

標高 TP (m)

③西側断面

+20.00

+10.00

±0.00

-10.00

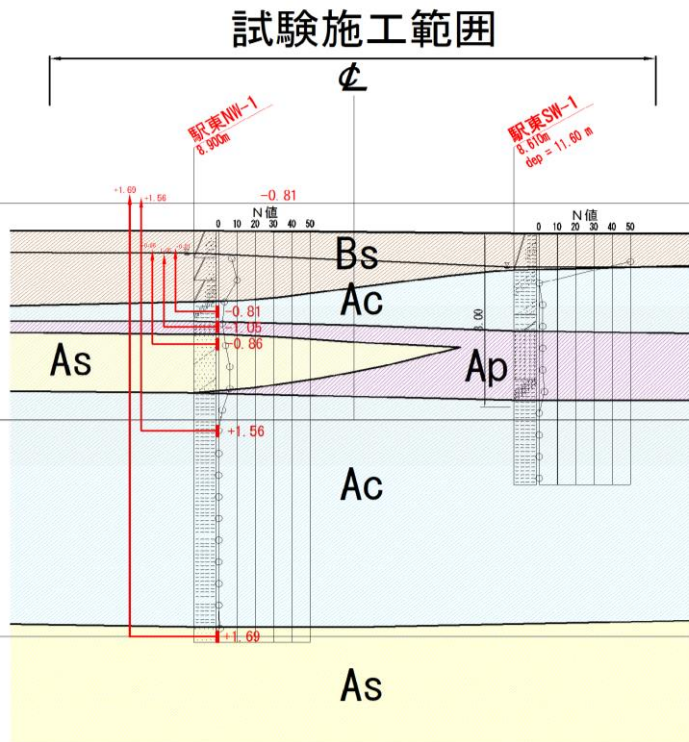


図-8 各土層の水頭分布図

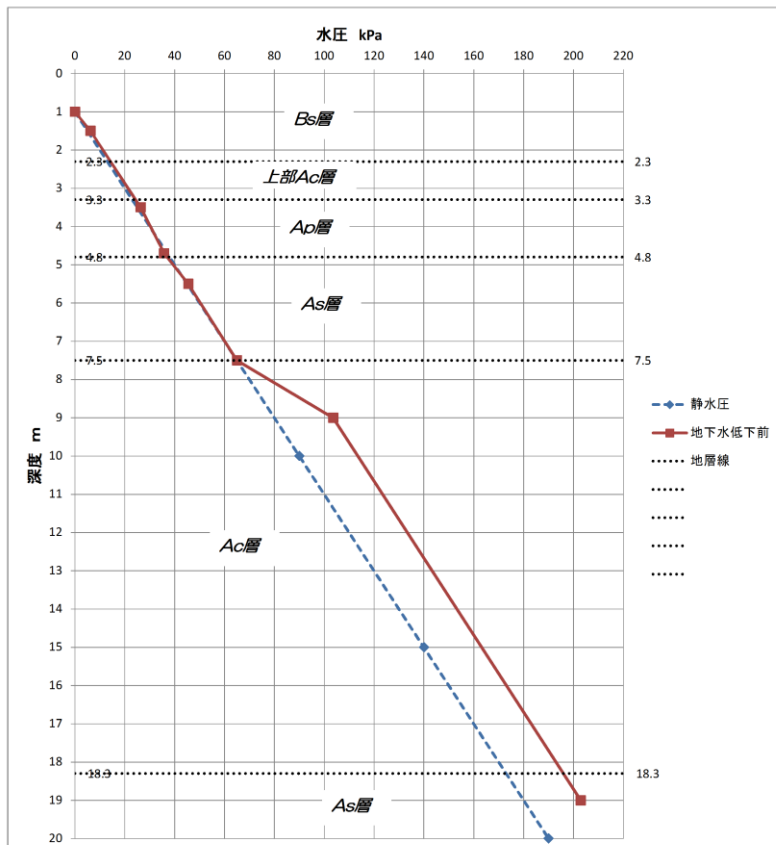


図-9 各土層の水圧分布図

■間隙水圧の分布を考慮した Δe 法による圧密沈下量の算定

図-9 に各土層の水圧分布を示した。それによると、「上部 Ac 層」「Ap 層」「上部 As 層」の間隙水圧は静水圧状態を示しているのに対し、「Ac 層」は「下部 As 層」からの被圧地下水によって過剰間隙水圧が作用している。このため、地下水位を GL-2.0m まで低下させても、「Ac 層」に作用する有効土被り圧以上の間隙水圧が「Ac 層」に働いているため圧密沈下が生じないことになる。

「Ac 層（上）の有効土被り圧は下表より $P_0 + \Delta P \approx 85.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \text{間隙水圧}$

よって、表-3 に示すように、地下水位を GL-2.0m まで低下させた際の圧密沈下量は上部 Ac 層と Ap 層の沈下量のみとなり「 $S_c = 5.2\text{m}$ 」程度と推定される。

表-3 間隙水圧の分布を考慮した Δe 法による圧密沈下量

◇地下水位低下：GL-2.00m

層No	地層名	層厚 (m)	有効土被り圧 p_0 (kN/m ²)	増加応力 Δp (kN/m ²)	初期間隙比 e_0	間隙比 e_1	沈下量 (cm)
1	Bs 層	2.300	---	---	---	---	---
2	上部 Ac 層	1.000	34.20	9.99	1.187	1.178	0.396
3	Ap 層	1.500	39.20	9.99	5.531	5.320	4.850
4	As 層	2.700	---	---	---	---	---
5	Ac 層（上）	6.500	75.30	9.72	3.543	3.483	8.611
6	Ac 層（下）	4.300	96.90	9.27	2.607	2.554	5.935
7	As 層	0.700	---	---	---	---	---

小計 (cm) : 19.792

圧密沈下が
生じない

4. 実証実験における間隙水圧を考慮した△e法の算定

地下水位低下（GL-2.0m）に伴う間隙水圧の測定結果を図-10に示した。

間隙水圧の測定結果図よりAc層においては、下部砂層（As）からの被圧水圧が働き、地下水位低下に伴う水圧の減少が認められず、水位低下後も水位低下前と同様な水圧分布を示している。これらのことから、地下水位低下に伴う圧密沈下量は、「上部Ac層」及び「Ap層」を対象とすれば良いことになる。

間隙水圧の分布を考慮した△e法による圧密沈下量は表-5に示すように「Sc=3.6cm」程度と推定される。

以上、圧密沈下量の算定において、間隙水圧を考慮しない△e法による沈下量に対し、間隙水圧を考慮した△e法による沈下量の方が小さい沈下量となる。

表-4 △e法による圧密沈下量の比較

算定式	圧密沈下量 (e~logP 曲線)
①間隙水圧の分布を考慮しない△e法	19.8cm
②間隙水圧の分布を考慮した△e法	5.2cm
③実証実験結果の間隙水圧を考慮した△e法	3.6cm

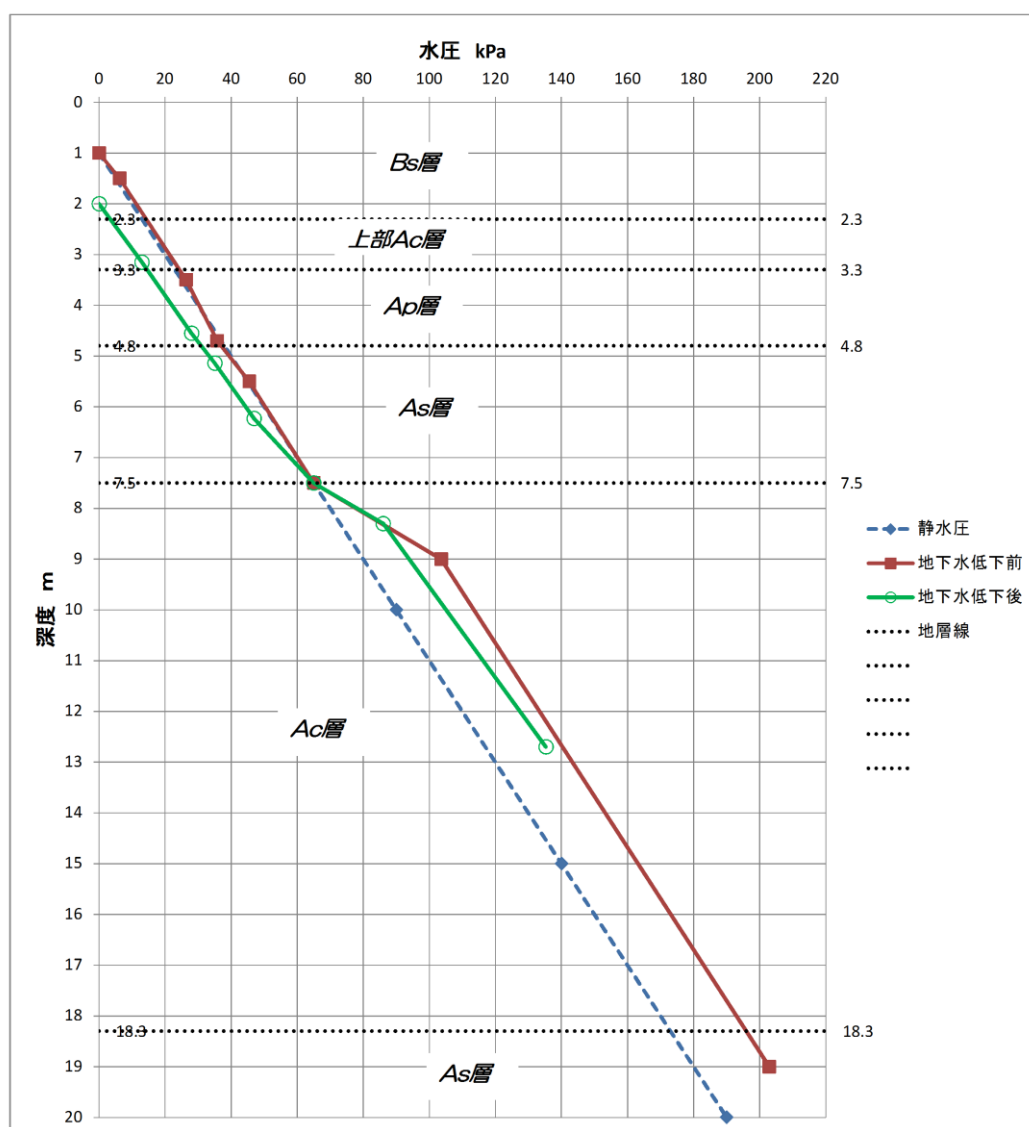


図-10 地下水位低下後の各土層の間隙水圧分布図

表-5 実証実験結果における間隙水圧を考慮した Δe 法による圧密沈下量

◆ 駅東NW-1(初期水位=GL-1.0m、地下水低下後水位=GL-2.0m)

土層	上端深度 (m)	下端深度 (m)	中間深 度	層厚 (m)	γt	水位低下前			水位低下後		沈下計算(m)			
						u	$\Sigma \sigma_v$	σ_v'	u	σ_v'	e0	e1	沈下量	総沈下量
Bs	0.00	1.00	0.50	1.00	19.0	0.00	9.50	9.50						
	1.00	2.00	1.50	1.00	19.0	5.00	28.50	23.50	0.00	28.50				
	2.00	2.30	2.15	0.30	19.0	11.50	40.85	29.35	2.50	38.35				
上部 Ac	2.30	3.00	2.65	0.70	17.0	16.50	49.65	33.15	6.90	42.75	1.188	1.182	0.002	0.002
	3.00	3.30	3.15	0.30	17.0	21.50	58.15	36.65	13.50	44.65	1.186	1.178	0.001	0.003
Ap	3.30	4.00	3.65	0.70	12.0	28.50	64.90	36.40	18.40	46.50	5.580	5.420	0.017	0.020
	4.00	4.80	4.40	0.80	12.0	34.00	73.90	39.90	26.50	47.40	5.530	5.400	0.016	0.036
As	4.80	5.00	4.90	0.20	18.0	39.00	80.50	41.50	32.80	47.70				0.036
	5.00	6.00	5.50	1.00	18.0	45.00	91.30	46.30	38.80	52.50				0.036
	6.00	7.00	6.50	1.00	18.0	55.00	109.30	54.30	51.20	58.10				0.036
	7.00	7.50	7.25	0.50	18.0	62.50	122.80	60.30	61.50	61.30				0.036
Ac_u	7.50	8.00	7.75	0.50	14.0	73.50	130.80	57.30	73.50	57.30	3.640	3.640	0.000	0.036
	8.00	9.00	8.50	1.00	14.0	93.50	141.30	47.80	93.50	47.80	3.670	3.670	0.000	0.036
	9.00	10.00	9.50	1.00	14.0	109.50	155.30	45.80	109.50	45.80	3.680	3.680	0.000	0.036
	10.00	11.00	10.50	1.00	14.0	119.50	169.30	49.80	119.50	49.80	3.670	3.670	0.000	0.036
	11.00	12.00	11.50	1.00	14.0	128.50	183.30	54.80	128.50	54.80	3.650	3.650	0.000	0.036
	12.00	13.00	12.50	1.00	14.0	138.50	197.30	58.80	138.50	58.80	3.630	3.630	0.000	0.036
	13.00	14.00	13.50	1.00	14.0	148.00	211.30	63.30	148.00	63.30	3.610	3.610	0.000	0.036
Ac_l	14.00	15.00	14.50	1.00	14.0	157.50	225.30	67.80	157.50	67.80	3.590	3.590	0.000	0.036
	15.00	16.00	15.50	1.00	14.0	168.00	239.30	71.30	168.00	71.30	3.570	3.570	0.000	0.036
	16.00	17.00	16.50	1.00	14.0	178.50	253.30	74.80	178.50	74.80	3.550	3.550	0.000	0.036
	17.00	18.30	17.65	1.30	14.0	189.50	269.40	79.90	189.50	79.90	3.500	3.500	0.000	0.036

18.30

6-1 地域で取り組む地盤の液状化対策のための格子状地中壁工法の効果の簡易評価シート

(出典：国土交通省 都市局国土技術政策総合研究所)

<http://www.nilim.go.jp/lab/jbg/takuti/takuti.html> よりダウンロード可能

格子状地中壁工法の効果の簡易評価シート

<入力条件>

- 各地区の地盤条件をドロップダウンリストから選択します。選択できる数は下記の通りです。該当する条件がこの範囲を超える場合は適用対象外となります。
- N値: 3.5, 10, 15
- 液状化層厚: 1.5, 10, 15, 20m
- 細粒分含有率 f_c : 0.10, 20, 30%
- 地下水位: 1.2m
- N値は液状化層となる砂層のN値を選択します。
- 液状化層厚は地表からの砂層の厚さです。
- 細粒分含有率は地盤調査の結果に基づいて設定します。30%を超える場合は20%としてください。
- 地下水位は季節変動を考慮しない平均的な水位を選択します。2mより深い場合は2mとしてください。
- 地中壁のメニューでは地中壁の幅と隣接きの組み合わせをドロップダウンリストから選択します。例えば12×15とは幅12m、隣接15mのこと。地中壁があるという条件になります。対象面積が大きいものを優先してください。
- 地中壁強度は0.75, 1.0, 1.5, 3.0N/mm²の4種類から選択できます。
- 地中壁の強度は1.8N/mm²を標準とさせていただきます。
- 改築深さは液状化層厚と同じです。壁厚は85cmを想定しています。これは円形の改築壁1mを一周ラップさせたながら壁状に改築する工法を想定したものです。

入力条件

地盤	液状化層厚 (m)	細粒分含有率 f_c (%)	地下水位 (m)	地中壁メニュー	地中壁強度 (N/mm ²)
0.5 粘土	5	10	1.2	90	7.3
1.5 砂質土	10	20	1.2	90	3.0
2.0 砂質土	15	20	1.2	90	3.0
2.5 砂質土	20	20	1.2	90	3.0
3.0 砂質土	25	20	1.2	90	3.0
3.5 砂質土	30	20	1.2	90	3.0
4.0 砂質土	35	20	1.2	90	3.0
4.5 砂質土	40	20	1.2	90	3.0
5.0 砂質土	45	20	1.2	90	3.0
5.5 砂質土	50	20	1.2	90	3.0
6.0 砂質土	55	20	1.2	90	3.0
6.5 砂質土	60	20	1.2	90	3.0
7.0 砂質土	65	20	1.2	90	3.0
7.5 砂質土	70	20	1.2	90	3.0
8.0 砂質土	75	20	1.2	90	3.0
8.5 砂質土	80	20	1.2	90	3.0
9.0 砂質土	85	20	1.2	90	3.0
9.5 砂質土	90	20	1.2	90	3.0
10.0 砂質土	95	20	1.2	90	3.0
10.5 砂質土	100	20	1.2	90	3.0
11.0 砂質土	105	20	1.2	90	3.0
11.5 砂質土	110	20	1.2	90	3.0
12.0 砂質土	115	20	1.2	90	3.0
12.5 砂質土	120	20	1.2	90	3.0
13.0 砂質土	125	20	1.2	90	3.0
13.5 砂質土	130	20	1.2	90	3.0
14.0 砂質土	135	20	1.2	90	3.0
14.5 砂質土	140	20	1.2	90	3.0
15.0 砂質土	145	20	1.2	90	3.0
15.5 砂質土	150	20	1.2	90	3.0
16.0 砂質土	155	20	1.2	90	3.0
16.5 砂質土	160	20	1.2	90	3.0
17.0 砂質土	165	20	1.2	90	3.0
17.5 砂質土	170	20	1.2	90	3.0
18.0 砂質土	175	20	1.2	90	3.0
18.5 砂質土	180	20	1.2	90	3.0
19.0 砂質土	185	20	1.2	90	3.0
19.5 砂質土	190	20	1.2	90	3.0
20.0 砂質土	195	20	1.2	90	3.0

地盤深さ (M=0.0)

地盤深さ (M)	無対策	対策後	液状化判定	液状化判定	液状化判定	液状化判定
0.5	0.00	0.00	○	○	○	○
1.0	0.00	0.00	○	○	○	○
1.5	0.00	0.00	○	○	○	○
2.0	0.00	0.00	○	○	○	○
2.5	0.00	0.00	○	○	○	○
3.0	0.00	0.00	○	○	○	○
3.5	0.00	0.00	○	○	○	○
4.0	0.00	0.00	○	○	○	○
4.5	0.00	0.00	○	○	○	○
5.0	0.00	0.00	○	○	○	○
5.5	0.00	0.00	○	○	○	○
6.0	0.00	0.00	○	○	○	○
6.5	0.00	0.00	○	○	○	○
7.0	0.00	0.00	○	○	○	○
7.5	0.00	0.00	○	○	○	○
8.0	0.00	0.00	○	○	○	○
8.5	0.00	0.00	○	○	○	○
9.0	0.00	0.00	○	○	○	○
9.5	0.00	0.00	○	○	○	○
10.0	0.00	0.00	○	○	○	○
10.5	0.00	0.00	○	○	○	○
11.0	0.00	0.00	○	○	○	○
11.5	0.00	0.00	○	○	○	○
12.0	0.00	0.00	○	○	○	○
12.5	0.00	0.00	○	○	○	○
13.0	0.00	0.00	○	○	○	○
13.5	0.00	0.00	○	○	○	○
14.0	0.00	0.00	○	○	○	○
14.5	0.00	0.00	○	○	○	○
15.0	0.00	0.00	○	○	○	○
15.5	0.00	0.00	○	○	○	○
16.0	0.00	0.00	○	○	○	○
16.5	0.00	0.00	○	○	○	○
17.0	0.00	0.00	○	○	○	○
17.5	0.00	0.00	○	○	○	○
18.0	0.00	0.00	○	○	○	○
18.5	0.00	0.00	○	○	○	○
19.0	0.00	0.00	○	○	○	○
19.5	0.00	0.00	○	○	○	○
20.0	0.00	0.00	○	○	○	○

地盤深さ (M=7.3)

地盤深さ (M)	無対策	対策後	液状化判定	液状化判定	液状化判定	液状化判定
0.5	0.00	0.00	○	○	○	○
1.0	0.00	0.00	○	○	○	○
1.5	0.00	0.00	○	○	○	○
2.0	0.00	0.00	○	○	○	○
2.5	0.00	0.00	○	○	○	○
3.0	0.00	0.00	○	○	○	○
3.5	0.00	0.00	○	○	○	○
4.0	0.00	0.00	○	○	○	○
4.5	0.00	0.00	○	○	○	○
5.0	0.00	0.00	○	○	○	○
5.5	0.00	0.00	○	○	○	○
6.0	0.00	0.00	○	○	○	○
6.5	0.00	0.00	○	○	○	○
7.0	0.00	0.00	○	○	○	○
7.5	0.00	0.00	○	○	○	○
8.0	0.00	0.00	○	○	○	○
8.5	0.00	0.00	○	○	○	○
9.0	0.00	0.00	○	○	○	○
9.5	0.00	0.00	○	○	○	○
10.0	0.00	0.00	○	○	○	○
10.5	0.00	0.00	○	○	○	○
11.0	0.00	0.00	○	○	○	○
11.5	0.00	0.00	○	○	○	○
12.0	0.00	0.00	○	○	○	○
12.5	0.00	0.00	○	○	○	○
13.0	0.00	0.00	○	○	○	○
13.5	0.00	0.00	○	○	○	○
14.0	0.00	0.00	○	○	○	○
14.5	0.00	0.00	○	○	○	○
15.0	0.00	0.00	○	○	○	○
15.5	0.00	0.00	○	○	○	○
16.0	0.00	0.00	○	○	○	○
16.5	0.00	0.00	○	○	○	○
17.0	0.00	0.00	○	○	○	○
17.5	0.00	0.00	○	○	○	○
18.0	0.00	0.00	○	○	○	○
18.5	0.00	0.00	○	○	○	○
19.0	0.00	0.00	○	○	○	○
19.5	0.00	0.00	○	○	○	○
20.0	0.00	0.00	○	○	○	○

地盤深さ (M=7.3) 液状化による下層の沈下量 (cm)

地盤深さ (M)	無対策	対策後
0.5	0.0	0.0
1.0	0.0	0.0
1.5	0.0	0.0
2.0	0.0	0.0
2.5	0.0	0.0
3.0	0.0	0.0
3.5	0.0	0.0
4.0	0.0	0.0
4.5	0.0	0.0
5.0	0.0	0.0
5.5	0.0	0.0
6.0	0.0	0.0
6.5	0.0	0.0
7.0	0.0	0.0
7.5	0.0	0.0
8.0	0.0	0.0
8.5	0.0	0.0
9.0	0.0	0.0
9.5	0.0	0.0
10.0	0.0	0.0
10.5	0.0	0.0
11.0	0.0	0.0
11.5	0.0	0.0
12.0	0.0	0.0
12.5	0.0	0.0
13.0	0.0	0.0
13.5	0.0	0.0
14.0	0.0	0.0
14.5	0.0	0.0
15.0	0.0	0.0
15.5	0.0	0.0
16.0	0.0	0.0
16.5	0.0	0.0
17.0	0.0	0.0
17.5	0.0	0.0
18.0	0.0	0.0
18.5	0.0	0.0
19.0	0.0	0.0
19.5	0.0	0.0
20.0	0.0	0.0

<計算位置>

- FL値の計算位置は地中壁がある場合の、壁間の中央地点です。
- 無対策と対策後の液状化による沈下量が地盤工学基準で計算されます。
- 液状化による沈下量はFL値が0より小さい範囲に対して計算されますが、住宅の重さは考慮されていません。
- この数値もFL値とともに工法の適用可否を判断する目安となります。

<計算結果>

- 深さ0.5mから0.5mごとに液状化安全率FL値を計算します。
- FL値が0より小さい場合は「液状化」と判断され、液状化判定欄に「×」が表示されます。
- 0より大きい場合は「液状化しない」と判断され、液状化判定欄に「○」が表示されます。
- 計算結果は地盤深さの2つに対して行われます。
- 対策効果の確認のため、無対策の場合の計算結果も表示されます。
- 格子状地中壁が地盤により覆われる可能性がある場合は「液状化対象外」である旨が表示されます。この表示が出た場合は地盤の強度を減らしてください。

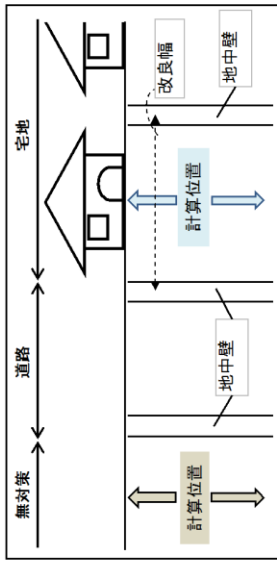
<地震波>

- 計算する地震波はa&bの2種類です。
- 地震波aは、東日本大震災の東の高鬆沖地震のマグニチュード9.0を用いて、地震加速度200gal相当の入力としています。これは、震度9程度の揺れが長時間継続するケースです。
- 地震波bは中央防災会議が想定している東京湾北部地震波(地震のマグニチュード7.3、地震加速度350gal相当)です。これは、いわゆる直下型地震を想定したものです。

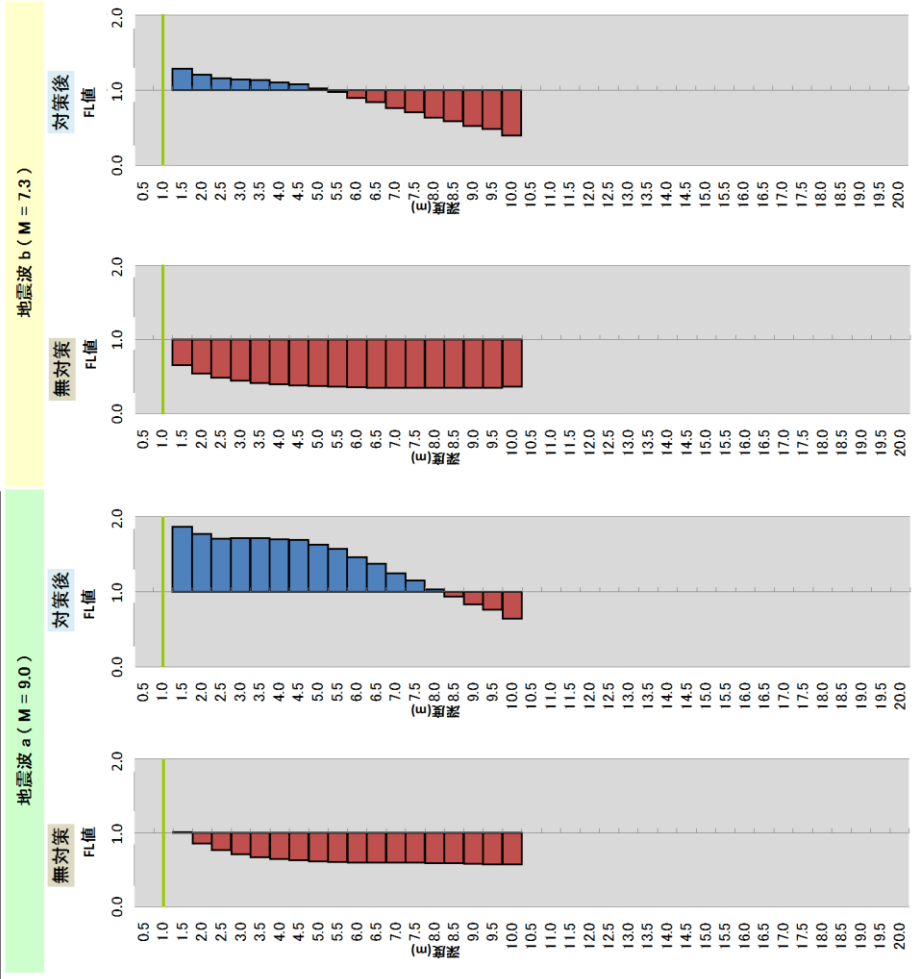
入力条件	
地盤	地中壁
N値	改良間隔(幅×奥行) 12×15 m ²
液状化層厚	強度 1.5(標準) N/mm ²
細粒分含有率Fc	20 %
地下水位	1 m

地盤波	a	b
マクニチエード	9.0	7.3
想定地震加速度(gal)	200	350

液状化による沈下量Dey値 (cm)			
地震波 a (M=9.0)	地震波 b (M=7.3)	無対策	対策後
14.3	2.9	17.9	8.3



深度 (m)	土質	細粒分含有率 Fc (%)	地震波 a (M = 9.0)		地震波 b (M = 7.3)	
			無対策	対策後	無対策	対策後
0.5	表土					
1.0	砂質土	20.0	液状化安全率 FL値 (赤)	液状化安全率 FL値 (赤)	液状化安全率 FL値 (赤)	液状化安全率 FL値 (赤)
1.5	砂質土	20.0	1.01	0.65	1.28	0.97
2.0	砂質土	20.0	0.85	0.55	1.21	0.90
2.5	砂質土	20.0	0.76	0.48	1.16	0.84
3.0	砂質土	20.0	0.71	0.44	1.14	0.76
3.5	砂質土	20.0	0.67	0.42	1.13	0.70
4.0	砂質土	20.0	0.64	0.40	1.11	0.64
4.5	砂質土	20.0	0.62	0.38	1.08	0.58
5.0	砂質土	20.0	0.61	0.37	1.02	0.48
5.5	砂質土	20.0	0.60	0.36	0.97	0.40
6.0	砂質土	20.0	0.60	0.36	0.90	X
6.5	砂質土	20.0	0.59	0.35	0.84	X
7.0	砂質土	20.0	0.59	0.35	0.76	X
7.5	砂質土	20.0	0.59	0.35	0.70	X
8.0	砂質土	20.0	0.59	0.35	0.64	X
8.5	砂質土	20.0	0.58	0.35	0.58	X
9.0	砂質土	20.0	0.58	0.35	0.53	X
9.5	砂質土	20.0	0.57	0.35	0.48	X
10.0	砂質土	20.0	0.57	0.36	0.40	X
10.5	砂質土					
11.0	砂質土					
11.5	砂質土					
12.0	砂質土					
12.5	砂質土					
13.0	砂質土					
13.5	砂質土					
14.0	砂質土					
14.5	砂質土					
15.0	砂質土					
15.5	砂質土					
16.0	砂質土					
16.5	砂質土					
17.0	砂質土					
17.5	砂質土					
18.0	砂質土					
18.5	砂質土					
19.0	砂質土					
19.5	砂質土					
20.0	砂質土					



・ここでの解析計算は、N値を深さによらず一定としています。このため、実地盤では深くなる程N値が小さくなる傾向があります。このため、実地盤の場合には、解析計算と比較してFL値が浅い層ではやや低く、深い層ではやや高くなる傾向があります。
 ・また、地中壁格子の幅と奥行きの比が1:1.5を超えるケースについては、地震波の入力も縦横方向で行い、厳しい方の値を採用していますが、幅・奥行き比が大きいケースの検討に当たっては、幅・奥行き比が大きいケースの検討に当たっては、幅・奥行き比が大きいことを推奨します。

表の最上段は
 ・無対策の場合の地震時沈下量
 です。

・このメニューから地震波、地中壁強度、細粒分含有率Fc、地下水位の条件を選択します。
 ・選択できる数値は下記の通りです。
 地震波: a,b
 地中壁強度: 0.75、1.0、1.5、3.0N/mm²
 細粒分含有率Fc: 0.10, 20, 30%
 地下水位: 1.2m
 ・地震波aは、東日本大震災の夢の島観測地震波(地震のマグニチュード9.0)を用いて、地表加速度200gal相当の入力としています。
 これは、震度5程度の揺れが長時間継続するケースです。
 ・地震波bは中央防災会議が想定している東京湾北部地震波(地震のマグニチュード7.3、地表加速度350gal相当)です。
 これは、いわゆる直下型地震を想定したものです。

・液状化による沈下量の値は、日本建築学会基準による液状化の程度の区分に基づいて色で表示しました。
 液状化による沈下量の目安を10cmとした場合、
 白～水色～緑色までが「効果あり」、
 黄色～橙～赤は「効果が小さい」と判断できます。

沈下量(cm)	液状化の程度
0	なし
0 - 5	軽微
5 - 10	小
10 - 20	中
20 - 40	大
40 -	甚大

沈下量(cm)	液状化の程度											
	0	なし	0-5	軽微	5-10	小	10-20	中	20-40	大	40-	甚大
	N値											
	5	10	15	20	5	10	15	20	5	10	15	20
無対策	11.6	29.4	48.3	64.4	7.0	19.7	35.4	51.1	0.9	5.7	13.5	21.9
	1.9	2.0	2.3	1.9	1.9	2.8	2.1	2.2	0.8	0.8	1.2	1.2
	2.4	2.9	4.2	2.0	1.5	2.7	3.5	3.2	0.3	0.9	1.7	1.7
	3.6	4.0	4.6	4.1	2.3	3.1	4.5	3.6	0.3	1.0	1.9	2.0
	6.4	5.2	5.9	5.4	3.6	3.9	5.6	4.7	0.3	1.4	2.4	2.6
	8.0	6.4	7.1	5.9	4.4	4.8	6.1	5.7	0.6	1.7	2.9	3.2
	9.7	8.0	9.9	9.7	5.4	6.0	8.5	7.8	0.6	1.9	3.5	3.8
対策後	10.6	18.5	38.9	51.2	6.2	10.0	23.0	34.1	0.9	2.8	4.7	7.9
	2.2	3.7	7.6	3.8	1.4	2.8	6.0	3.3	0.3	0.9	1.7	1.7
	3.1	4.1	6.5	4.2	2.0	3.1	5.9	4.3	0.3	1.0	2.1	2.2
改良間隔 (幅×奥行) (m ²)	5.0	5.2	7.1	5.6	2.8	3.9	6.4	5.4	0.3	1.3	2.7	2.8
	7.7	6.5	8.3	7.1	4.2	4.9	7.5	6.5	0.3	1.7	3.0	3.2
	8.9	7.8	9.5	8.6	4.9	5.7	8.0	7.0	0.6	1.8	3.4	3.8
	10.1	10.2	11.5	10.2	5.6	7.4	9.8	9.0	0.6	2.2	4.0	4.4
	10.6	19.5	28.0	15.8	6.2	12.0	14.2	12.1	0.9	3.1	5.0	5.4
	10.1	20.3	36.0	42.1	5.6	12.0	22.7	26.9	0.6	2.9	5.7	6.7
	11.0	21.3	29.9	24.0	6.5	13.7	20.8	18.1	0.9	3.6	6.6	7.7
	11.4	26.1	36.8	36.7	7.0	16.8	26.0	23.9	1.0	5.0	9.0	9.9
	11.5	28.0	44.6	57.2	7.1	19.2	30.4	40.5	1.0	5.6	11.2	14.3

表の数字は
 ・格子状地中壁実施後の地震時沈下量です。
 ・改良間隔ごとの沈下量を示しています。

沈下量(cm)	0	なし	0-5	軽微	5-10	小	10-20	中	20-40	大	40-	甚大
---------	---	----	-----	----	------	---	-------	---	-------	---	-----	----

地震波

a

地中壁強度

(N/mm²)

1.5(基準)

細粒分含有

率Fc(%)

20

地下水位(m)

1

N値	3			5			10			15			20			
	5	10	20	5	10	20	5	10	20	5	10	20	5	10	20	
液状化層厚(m)	8.8	23.1	38.5	48.8	5.2	14.3	26.5	38.1	0.3	3.2	8.7	14.8	0.0	0.0	0.3	2.0
6×10	1.2	1.4	1.5	1.4	0.8	1.0	1.6	1.1	0.0	0.4	0.6	0.6	0.0	0.0	0.0	0.3
8×10	1.2	1.9	2.2	1.4	0.8	1.5	2.3	1.6	0.0	0.4	0.9	0.9	0.0	0.0	0.3	0.3
10×10	2.3	2.2	3.0	2.1	1.5	2.0	2.6	2.2	0.0	0.4	1.2	1.0	0.0	0.0	0.3	0.3
12×10	3.9	3.0	3.3	2.9	2.2	2.3	3.3	2.5	0.0	0.7	1.3	1.4	0.0	0.0	0.3	0.3
14×10	5.0	3.7	4.1	3.2	2.7	2.9	4.0	3.2	0.0	0.7	1.7	1.8	0.0	0.0	0.3	0.5
16×10	6.8	4.8	5.9	4.1	3.6	3.7	4.9	4.0	0.3	1.0	1.8	1.9	0.0	0.0	0.3	0.5
20×10	7.7	8.8	25.8	31.5	4.3	6.1	12.9	19.6	0.3	1.4	2.5	2.2	0.0	0.0	0.3	0.5
6×15	1.2	2.0	2.8	1.4	0.8	1.4	2.3	1.6	0.0	0.4	0.8	0.6	0.0	0.0	0.0	0.3
8×15	1.7	2.6	3.1	2.1	1.1	2.0	3.0	2.2	0.0	0.4	1.2	0.9	0.0	0.0	0.3	0.3
10×15	2.6	3.0	4.0	2.9	1.6	2.2	3.7	2.5	0.0	0.7	1.3	1.3	0.0	0.0	0.3	0.3
12×15	4.7	3.7	4.8	3.8	2.6	2.9	4.1	3.3	0.0	0.7	1.7	1.7	0.0	0.0	0.3	0.3
14×15	5.8	4.6	5.2	4.8	2.9	3.5	4.8	4.0	0.0	1.0	2.0	2.1	0.0	0.0	0.3	0.5
16×15	7.1	5.8	7.0	5.8	3.7	4.3	5.8	4.9	0.0	1.0	2.1	2.2	0.0	0.0	0.3	0.5
20×15	7.7	11.8	12.3	7.4	4.3	7.2	7.9	6.3	0.3	1.6	2.8	2.6	0.0	0.0	0.3	0.5
15×30	7.1	12.6	22.9	16.7	3.7	6.9	12.9	9.5	0.0	1.3	2.9	3.3	0.0	0.0	0.3	0.5
20×30	8.1	14.4	14.8	13.1	4.5	8.7	11.4	10.4	0.3	1.7	3.7	4.0	0.0	0.0	0.3	0.8
30×30	8.6	18.7	25.0	20.3	5.2	11.6	17.1	14.0	0.3	2.7	4.9	5.3	0.0	0.0	0.3	0.8
40×30	8.8	21.3	33.3	39.9	5.2	13.1	21.4	27.4	0.3	3.1	6.6	7.8	0.0	0.0	0.3	1.0

6-2 2次元等価線形解析手法

格子状改良を含む地盤の地震応答解析は、再現性があり検討実績も多く改良壁による拘束効果をモデル化できる2次元等価線形解析が有効である。解析結果から地盤の液状化に対する安全率 (F_L 値) や地表変位量 (D_{cy} 値) を算出し液状化の有無を判断できる。

(1) 地盤と改良体の非線形特性

無対策地盤および改良地盤とも非線形性を考慮する。非線形特性は地層毎に不攪乱試料を採取し室内土質試験「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験：地盤工学会基準 (JGS0543-2009)」より求めることを標準とするが、室内土質試験値が得られていない場合については、以下の日本建築学会で紹介された定数¹⁾ (図-1) や、改良体については建築センター指針の値²⁾ (図-2、図-3) を用いることができる。

表-1 非線形特性

土質	G~ γ 、h~ γ 曲線
砂	日本建築学会の一般値 ¹⁾
粘土	日本建築学会の一般値 ¹⁾
改良体	建築センター指針 ²⁾

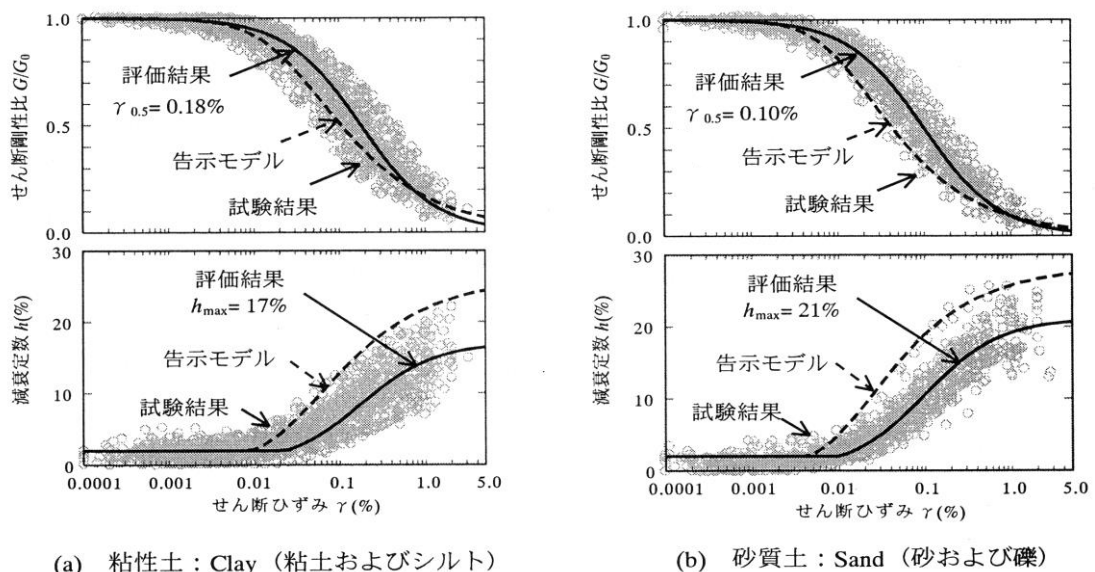


図-1 地盤の非線形特性¹⁾

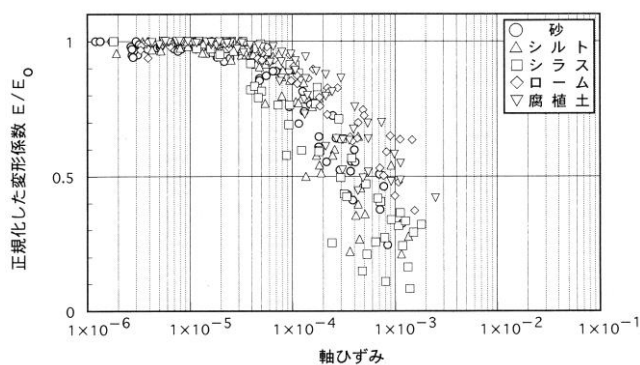


図-2 変形係数のひずみ依存性²⁾

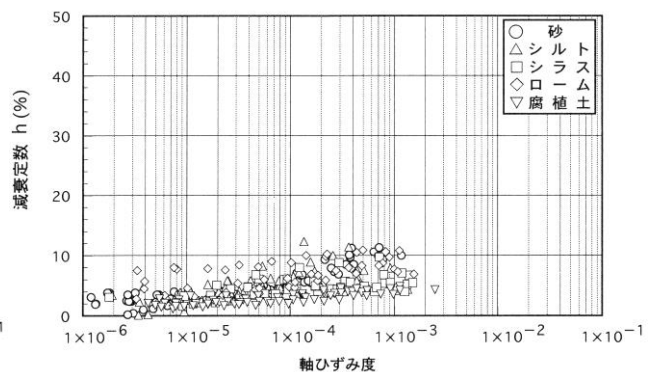


図-3 減衰定数のひずみ依存性²⁾

(2) 改良体の設計基準強度

格子状地中壁工法の施工は、機械攪拌式深層混合処理工法で施工されることが多い。しかし、既設住宅地の液状化対策に格子状地中壁工法を適用する場合、隣接する家屋間の狭い部分では、噴射攪拌式深層混合処理工法を用いる必要がある。機械攪拌式と噴射攪拌式で施工された改良体の剛性は、改良体の設計基準強度から設定される。噴射攪拌式深層混合処理工法で施工された改良体の強度については、機械攪拌式深層混合処理工法で施工した改良体と同程度の強度を発揮することができる。

したがって、改良体剛性は機械攪拌式深層混合処理工法の施工データから設定することとした。

図-4は、財団法人日本建築総合試験所で取得した「CDM-L工法-スラリー系機械攪拌式深層混合処理工法-(改定)」建築技術性能証明の技術資料に掲載されているもので、設計基準強度 F_c と現場平均強度より逆算した F_c の値の関係を示している。現場強度が全て設計基準強度 F_c より算出される必要強度を上回り、設計基準強度 F_c が500~3000(kN/m^2)の範囲にあることを示している。本解析においては改良体の設計基準強度をこの範囲で規定することとした。

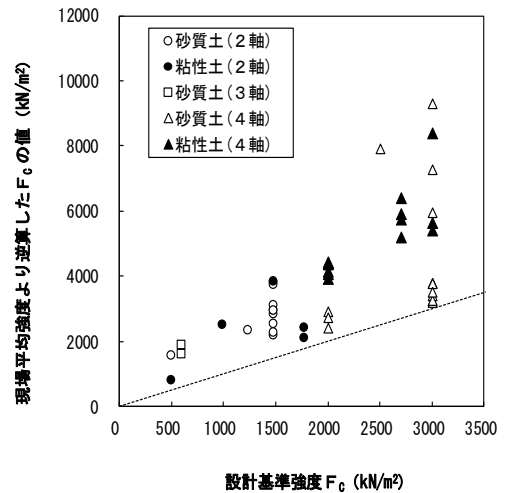


図-4 設計基準強度 F_c と現場平均強度より逆算した F_c の値の関係

◇改良体の初期せん断剛性 G_0

改良体の初期せん断剛性 G_0 は建築センター指針の考え方に従って設定する。

$$F_c = (1 - 1.3V_{quf}) \times quf$$

V_{quf} : quf の変動係数であり、施工実績が乏しい場合は0.45とする。

quf : 一軸強度の平均値

よって、

$$quf = F_c / (1 - 1.3 \times 0.45) = 2.4F_c$$

改良体のヤング係数 E_{50} 、 E_0 と一軸強度 q_u の間に次の相関が提案されている。

$$E_{50} = 130q_u \text{ (砂)}$$

$$E_{50} / E_0 = 0.2$$

また、ヤング係数とせん断剛性の関係は次の通りである。

$$E_0 = 2(1 + \nu)G_0$$

$$\nu = 0.26 \text{ (改良体)}$$

以上より、 $G_0 = E_0 / 2(1 + \nu) = 5E_{50} / 2(1 + \nu) = 258q_u$

$$G_0 = 258 \times 2.4F_c$$

改良体の F_c は機械攪拌式工法による格子状改良の実績が多い1.5 N/mm^2 を標準とし、0.75~3.0 N/mm^2 の範囲で表-2に示す値のように設定する。

表-2 改良強度と剛性の関係

強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	剛性 $G_0(\text{N/mm}^2)$
0.75	464
1.00	619
1.50	929
3.00	1857

(3) 等価線形解析法

等価線形解析とは、歪に依存するせん断剛性係数および減衰定数を定義しておき、計算の結果として得られる歪と、計算に用いられた物性値が適合するまで繰り返し計算を行う手法で、繰り返し計算の1ステップごとに線形解析を行うので、重ね合わせの原理に基づく複素応答解析法をそのまま利用できる。計算は図-5に概要を示すように以下の手順となる。

- ①初期の物性値としてせん断剛性 G_0 及び減衰定数 h_0 を定義する。
- ②応答解析を行い要素の有効ひずみ $e_{\gamma 1}$ を求める。ここに有効ひずみは図-6に示すように最大せん断ひずみ γ_{max} の時刻歴における最大値の65%として計算する。
- ③物性値のひずみ依存カーブより $e_{\gamma 1}$ に対する G_1 及び h_1 を求める。
- ④ G_0 と G_1 及び h_0 と h_1 の収束性をチェックし、収束している場合には解析を終了し、収束していない場合には G_1 、 h_1 を物性値として②、③、④を繰り返す。

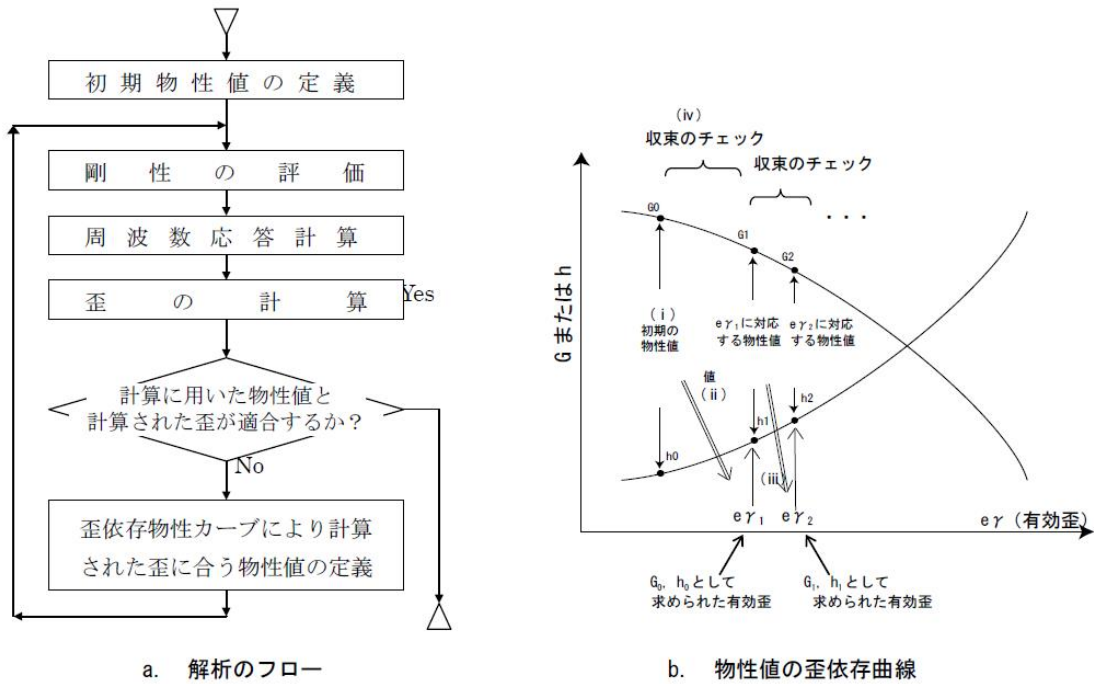


図-5 等価線形解析法の概念図

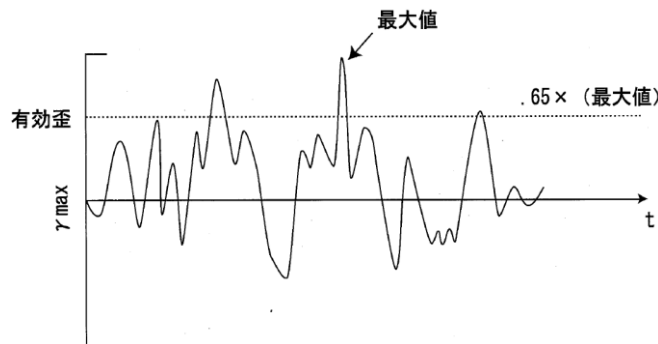


図-6 有効ひずみの算定概念図

(4) 解析結果に基づく液状化判定

工学的基盤から地震動を入力してFEMモデル全体の地震応答解析を行い、地盤の最大せん断応力を求め、その値を用いて液状化判定を行う。検討手順を以下に示す。

地震応答解析結果から、検討位置における最大せん断応力 τ_{xy} の深度分布を求める。ただし、格子壁近傍の浅い部分では地盤は水平方向だけでなく鉛直方向にも変位するため、最大せん断応力の向きは水平ではなく傾く。したがって、その向きに注意して最大せん断応力を求める必要がある。なお、地盤のせん断応力評価において、地震応答解析で得られる最大せん断応力 τ_{xy} を液状化判定の外力として用いる等価なせん断応力 τ_{eff} に換算する際の補正係数は地震のマグニチュード (M) を考慮した次式を用いる。

$$\gamma_n = 0.1(M-1) \quad (1)$$

したがって、M=9.0 に対しては $\gamma_n=0.8$ 、M=7.3 に対しては $\gamma_n=0.63$ となる。

以上より、等価なせん断応力比は次式で表される。

$$\tau_{eff} / \sigma'_z = \gamma_n \times \tau_{xy} / \sigma'_z \quad (2)$$

ここに、 σ'_z は検討深さにおける有効応力である。

一方、液状化強度については、格子状改良を実施しても格子内地盤の液状化強度は変化しないものとし、建築基礎構造設計指針に基づいて以下の通り算定する。

対応する深度の補正N値 (N_a) を、次式から求める。ただし、乱さない試料を採取して室内土質試験を行うと液状化強度比 (R_{L20}) が直接求まるので、このような試験を行うことが望ましい。

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (3)$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad (4)$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (5)$$

ここに、 N_1 は換算N値、 C_N は拘束圧に関する換算係数、 ΔN_f は細粒土含有率FCに応じた補正N値増分で、**図-8**による。Nはトンビ法または自動落下法による実測N値とする。

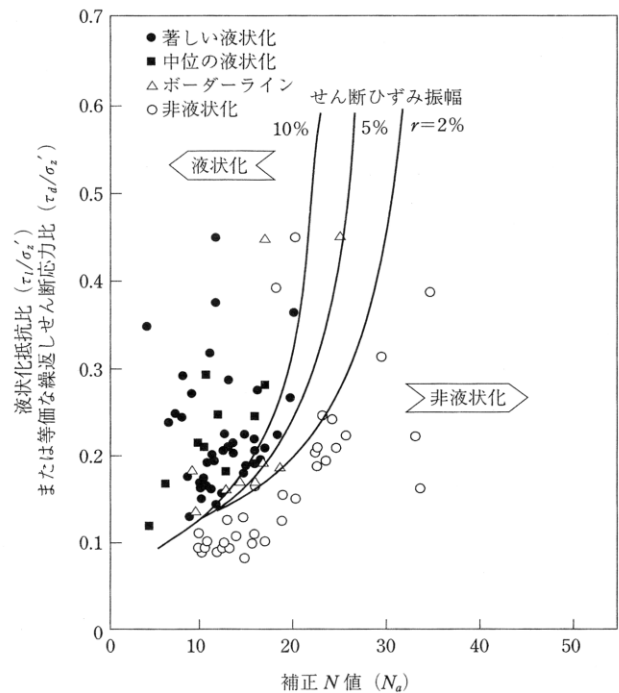


図-7 補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係³⁾

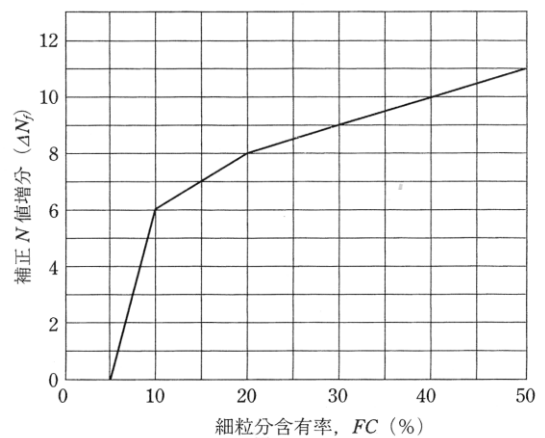


図-8 細粒分含有率とN値の補正係数³⁾

液状化強度比は τ/σ'_z と表されるので、液状化に対する安全率 F_L は下記の式で求められる。

$$F_L = (\tau_1/\sigma'_z) / (\tau_{eff}/\sigma'_z) \quad (6)$$

(5) 液状化による地表変位量 (D_{cy} 値) の算定

F_L 値が1.0未満となった地層について液状化による地表変位量 (D_{cy} 値) を算定する。建築基礎構造指針では、 $F_L < 1.0$ の層に対し図-9を用いて繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を求め、深さ方向に累積することによって地表変位量 (D_{cy} 値) を計算し、沈下量 S を求めたい場合、 γ_{cy} を体積ひずみ ε_v と読み換えればよい、とされている。

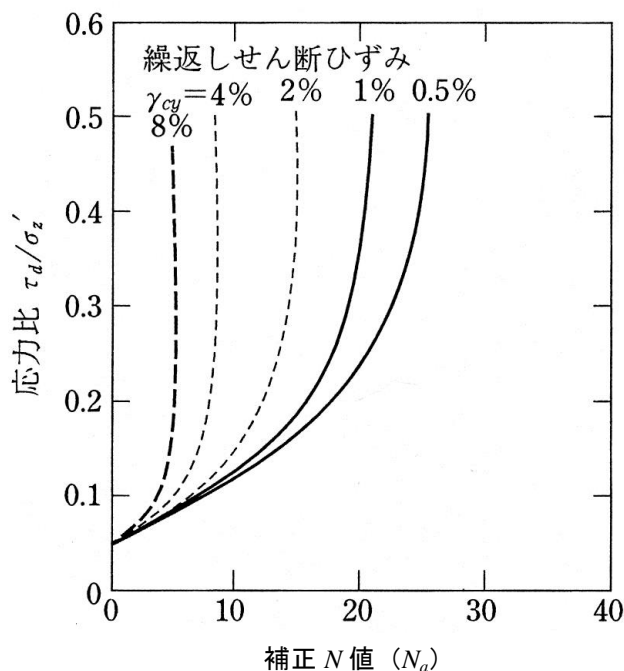


図-9 補正N値と繰返しせん断ひずみの関係³⁾

表-3 地表変位量 (D_{cy} 値) と液状化の程度の関係³⁾

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
—05	軽微
05—10	小
10—20	中
20—40	大
40—	甚大

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計,2006.2.
- 2) 日本建築センター：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固
化材を用いた深層・浅層混合処理工法—,pp.354～357,2004.4.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針,第4章,pp.61～72,2001.

6-3 阪神・淡路大震災を経験した格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査

(出典：鈴木，齊藤，木村，細見(1995年)：格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告，基礎工，Vol. 23, No. 10)

(1)はじめに

神戸市内の港湾地区の埠頭に高層建築物が計画された。地盤は緩い砂質地盤であり、地震時に液状化が懸念された。このため、改良杭まわりの地盤を陸上深層混合処理工法(DCM-L工法)により格子状に改良する液状化対策を採用した。

このような地盤改良を施した建物基礎の、兵庫県南部地震後の状況を現地調査した²⁰⁾ので以下に報告する。

(2)基礎の設計

1)建物概要

この建物は地上14階、高さ60mの旅客船ターミナルを兼ねたホテルであり、幅約90m、長さ約260m、海底面から約12mの高さで造られた埠頭上に建設されている。

1月17日早朝の地震発生時において、建物躯体はほぼできており、内装・外構工事を進めているところであった。建物の配置を図-1に、全景を写真-1に示す。

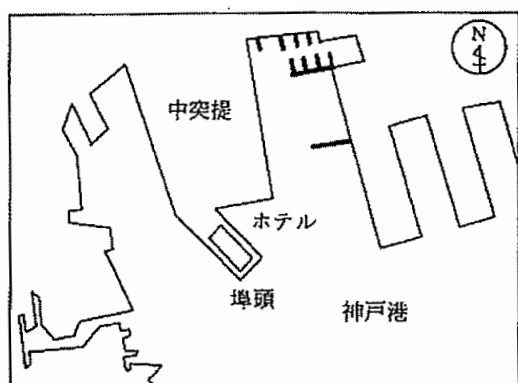


図-1 建物配置図



写真-1 建物全景

2)地盤概要

建物敷地地盤の南北方向の土層断面を図-2に示す。場所により差はあるが、地表面から深さ12mの海底面付近までは、礫混りの砂を多く含んだ埋土層であり、その下に厚さ4m程度と比較的薄い沖積粘性土層が続いている。いずれも標準貫入試験によるN値10以下の軟弱層である。これより以深に第1洪積層(Dsc1層)が分布し、地表面下33m程度以深から礫質土と粘性土の互層からなる第2洪積層(Dsc2層)がほぼ水平に分布する。地下水位は潮位とともに変化し、最も浅いときには地表面-1.3m付近まで上昇する。

建物は場所打ち杭の独立基礎で計画され、支持層は第2洪積層(平均N値50程度の礫質土)としている。敷地地盤の液状化の可能性の検討は建築基礎構造調指針¹⁹⁾に従っている。入力地震動にTAFT1952EWを用い、地表面最大加速度200galとなるよう基盤入力振幅を設定し、液状化に対す

る安全率 F_L を計算している²¹⁾。結果は図-3に示すように、埋土層において安全率 F_L は 1.0 を下回り、液状化の可能性が予測された。同図には液状化に影響する N 値および細粒分含有率も併せて示している。

3) 液状化対策

建物は埠頭に立地するため三方が海に面している。埠頭の岸壁はコンクリートケーソン式である。地震時に埋土層が液状化すると、建物下の土は地震によるケーソンの変位とともに周囲の海に流れ出し、致命的な被害を受けることが十分予想される。

液状化の抑制と、土の海への流出を防ぐための対策工法として、建物基礎杭の周囲を陸上深層混合処理工法 (DCM-L 工法) を用いて格子状に地盤改良する工法を計画した。陸上深層混合処理工法は、セメントスラリーを原地盤と混合することにより、一軸圧縮強さで数 10kgf/cm^2 の強さをもつ強固な改良地盤をつくりあげる工法である。この工法により改良杭を互いにラップさせて施工し、連続ができる。格子状地盤改良工法は建設省土木研究所および当社を含む 5 社で、1985 年から 1992 年にかけて実施された共同研究で開発された²²⁾。

改良壁は図-4に示すように、埋土層以深の第 1 洪積層(場所により地表面下 12~19m)まで構築している。図-5に格子状地中壁および建物基礎杭の配置を示す。液状化抑制を特に重視した杭に対しては、杭 1 本ごとに格子状地中壁で囲み、その他の杭に対しては杭数本ごとに改良壁で囲んでいる。改良壁の施工は B 種高炉セメントを土 1m^3 当り 200kg の添加とし、所要強度は平均一軸圧縮強さで 24kgf/cm^2 以上と設定した。施工後の改良地盤の調査では、改良地盤の一軸圧縮強さは $40\sim 60\text{kgf/cm}^2$ であり、所要強度を十分に満足していることを確認している。

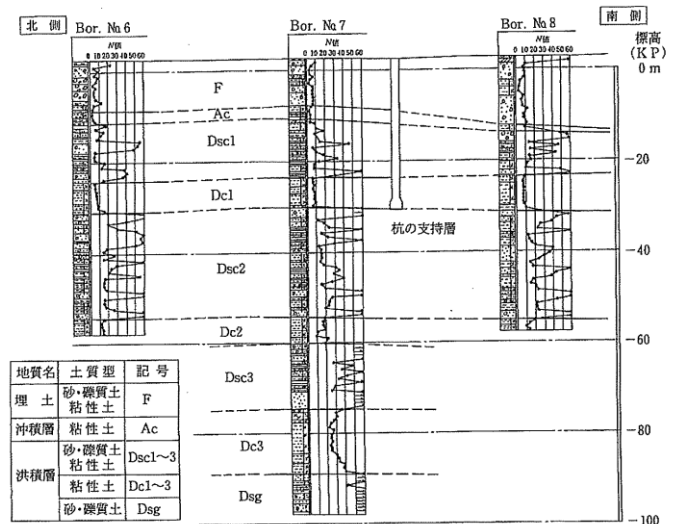


図-2 地盤概要

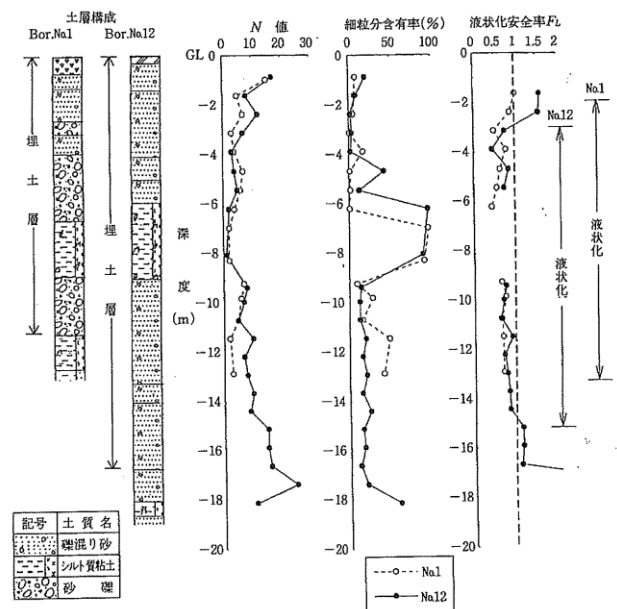


図-3 液状化安全率

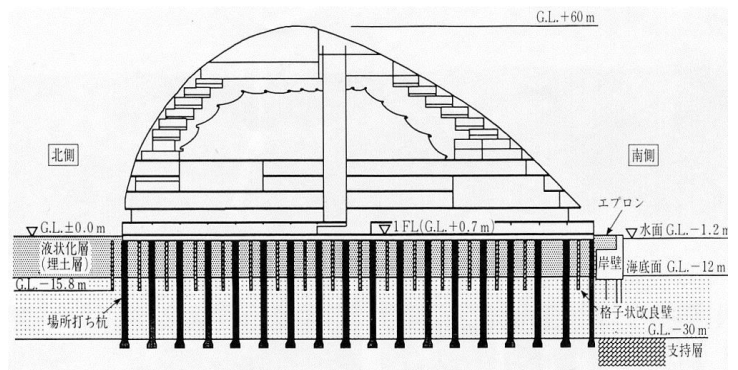


図-4 液状化対策工断面(南北断面)

(3) 建物種変の地震による被害

今回の地震による神戸港の重力式ケーソン岸壁の顕著な被害パターンは、ケーソン本体の海測への滑動・沈下と背後地盤の陥没である。建物が位置する埠頭の岸壁も例外ではなく、同様の大きな被害を受けている。写真-2に被災後の埠頭先端部の岸壁(南側岸壁)の状況を示す。岸壁ケーソンの天端の海側への水平変位量は約2m、沈下量は50~70cm程度である。また、岸壁背後のエプロン部分の沈下は2m程度であった。写真右側に建物に取付けた階段が見えるが、被災前はこのレベルが地表面であった。南側岸壁の被害が最も大きく、西側岸壁・東側岸壁の順に被害は小さくなっている。被害の小さい東側岸壁でも、ケーソン天端の水平変位量は50~60cm程度、沈下量は20~30cm程度見られた。

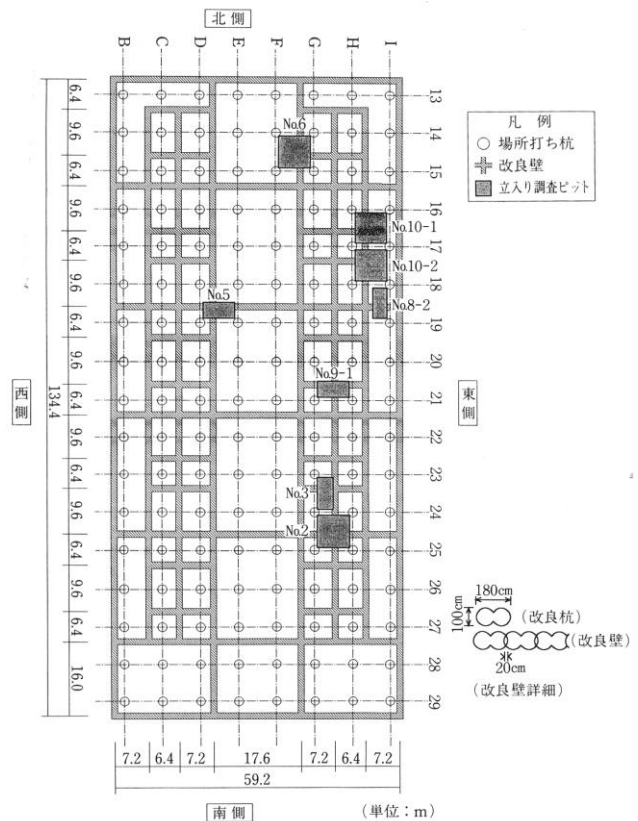


図-5 改良壁による格子の配置

(4) 建物基礎部の地震による影響調査

1) 改良壁外周部の状況

写真-2で示したように、南側岸壁では岸壁背後のエプロン部分のスラブが大きく陥没した。図-6の模式図に示すように、干潮時に建物底版面と水面との間に数10cmの差が生じたため、改良壁の南側外面を直接目視観察することができた。その状況を写真-3に示す。建物基礎コンクリートの下に改良壁の天端部分が見えている。改良体が破壊して、格子内の原地盤(埋土)が格子の外に流出した形跡は見られなかった。

2) 地下ピット内の状況

建物は地下階がないため、1階床スラブ下は基礎梁で囲まれた地下ピットとなっている。大部分のピットは表土が埋戻した土のまま放置されていた。格子状地中壁の内側の原地盤(埋土)の液状化の有無を調査するため、図-5に示すピットに入り、ピット内表土の目視観察を行った。いずれのピットにおいても、地表面にクラックや噴砂した砂の痕跡、液状化に伴う表土そのものの平坦化、大きな礫の沈み込みなどの現象は見られなかった。写真-4にピットの状況の1例を示す。ピット内表土は全般に10cm程度以下の礫を混えた土であった。

写真-5は地震前から壁に立てかけられていた鉄筋の切れ端が、写真-6は地震前から立てられていたさん木が各々倒れることなく、そのままであった様子を示す。液状化が生じたとすれば、これらの鉄筋の切れ端やさん木は倒れていたと推察される。



写真-2 埠頭の南側岸壁の被害

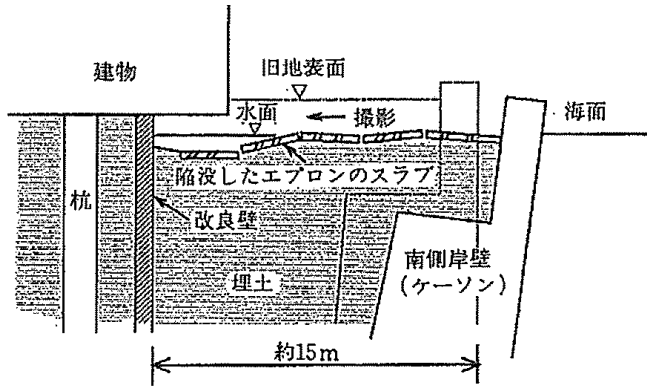


図-6 埠頭の南側岸壁の被災断面概要



写真-3 埠頭の南側岸壁の格子状地中壁地盤の天端部分



写真-4 建物地下ピット(1)
(全体状況)



写真-5 建物地下ピット(2)
(壁に立てかけられた鉄筋の状況)



写真-6 建物地下ピット(3) (さん木の状況)

3) 改良壁頭部の状況

図-5に示す No.5 ピットにおいて、手掘りにより格子状地中壁の交差部分を露出させ、改良壁の様子を観察した。図-7に No.5 ピットの拡大図と掘削位置を示す。掘削深さは改良壁の天端から約 50cm である。この付近まで掘削した際、施工時に改良壁の格子内にとり残されたと見られる地下水が出たため、これ以上の掘削は不可能であった。No.5 ピットを選んだのは作業のしやすさからである。

改良壁は強固にできており、目視観察では改良体にクラック、表面の剥離、ラップ部および交差部の開きなどの異常は見られなかった。改良杭の間隔も計画どおりの施工であった。改良壁交差部の露出状況を写真-7に示す。同写真は、図-7中の矢印で示す方向から改良壁交差部を撮影したものである。

改良壁と反対側の原地盤(埋土)の掘削断面も目視観察した。原地盤の断面は、揚所により砂利の部分や海砂の部分が見られた。下層の砂の液状化およびそれに伴う上方への噴出等の痕跡は見られなかった。

図-7の⑬-⑭通りの場所打ち杭についても掘削調査を行った。掘削深さは改良壁の場合と同程度である。場所打ち杭頭部の目視観察についても、クラック、表面の剥離、基礎梁取合い部での亀裂などの異常はなかった。改良壁との位置関係も計画どおりであり、地震によるずれがなかったことを確認した。

4) 建物1階部の状況

建物の1階床スラブの相対レベルを測量した結果、1階床スラブにはレベルの変動は全くなかった。1階床スラブおよび1階部分は無損傷状態であり、局所的な水平変位もないと判断された。1階床スラブの状況を写真-8に示す。

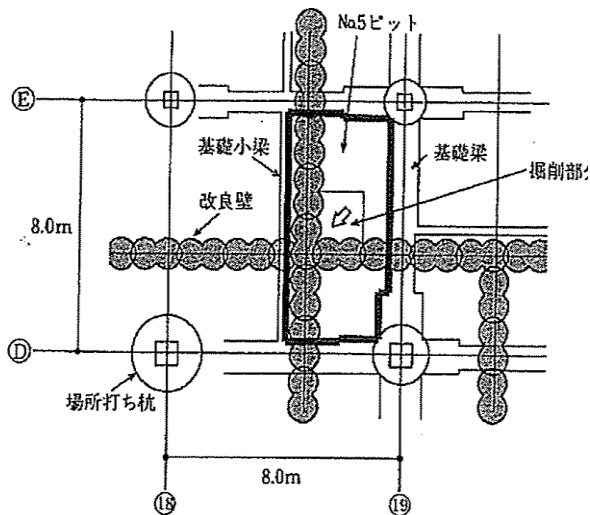


図-7 No.5ピット詳細



写真-7 No.5ピットの格子改良壁の交差部



写真-8 建物1階床スラブの状況

(5) おわりに

兵庫県南部地震は神戸地区に未曾有の大被害をもたらした。この地震に対する深層混合処理工法(DCM-L工法)を用いた格子状地盤改良による液状化対策の効果確認のため、埠頭に建設中のホテルの調査を行った。今回の調査は定量的に地震の影響を測るには至らなかったが、目視観察の範囲において建物基礎の被害は見られなかった。今回のような大地震に対して、上記のような液状化対策は地盤の液状化、およびそれに伴う土の流出抑制に十分機能したことを確認できた。

6-4 東北地方太平洋沖地震における格子状地盤改良を施した建物基礎の挙動

(出典 : Uchida, A., Yamada, T., Odajima, N. and Yamashita, K. : Piled raft foundation with grid-form ground improvement subjected to the 2011 earthquake, 9th International conference on urban earthquake engineering/4th Asia conference on earthquake engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, PP.151-156, 2012)

(1) はじめに

深層混合処理工法による格子状地盤改良は、改良壁による拘束効果で地震時の地盤のせん断変形を低減させ、液状化の発生を抑制する液状化対策工法の1つである。神戸市の埠頭の先端に建設された建物の液状化対策として適用された格子状地盤改良が、1995年の阪神・淡路大震災において液状化を抑制した事例²³⁾が報告され、近年建築物の液状化対策としての利用が増加している。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、広範囲な地域で液状化が確認された。特に震源から遠く離れた東京湾岸の埋立て地において戸建て住宅の沈下や傾斜などの甚大な液状化被害が発生し、液状化対策の重要性が改めて認識された。

本報では、液状化対策として格子状地盤改良を採用した千葉県浦安市内にある2つの建物基礎の概要と地震後に実施した現地調査について述べる。さらに、東北地方太平洋沖地震による観測波を用いた地震応答解析を実施し、格子状地盤改良の液状化抑制効果について確認した結果を報告する。なお、この報告は文献²⁴⁾に加筆を行い、追加検討を実施した結果を反映したものである。

(2) 建物及び地盤概要

1) A 建物

建物はSRC造4階建て、地下なしの立体駐車場で、平均接地圧は 45kN/m^2 である。図-1に示すように、地盤は地表からGL-14mまで埋土層および沖積砂層が分布し、その下部に沖積粘土層が分布している。沖積粘土(七号層)の下端深度が敷地内で大きく変化しており、N値50以上の安定した支持層は建物①通り側でGL-39m、②通り側でGL-72mで出現する。また、対象地盤の地下水位はGL-1.8mである。地表から深度14m程度までの埋土層および沖積砂層はN値が10程度であり、液状化の可能性が高いため、格子状地盤改良を採用して液状化抑制を図った。さらに杭先端を過圧密粘土である七号層に定着させた沈下低減杭からなるパイルド・ラフト基礎とした。杭長および改良体長については敷地内で実施した13本のボーリング調査結果に基づいて決定した。格子状地中壁の仕様については文献¹⁾に基づき設定した。基本の格子間隔は $15.6\text{m} \times 16.5\text{m}$ 、改良深さはGL-13~-15mまでとし、図-2に示すように改良体を配置した。改良体の設計基準強度は 1.8N/mm^2 である。

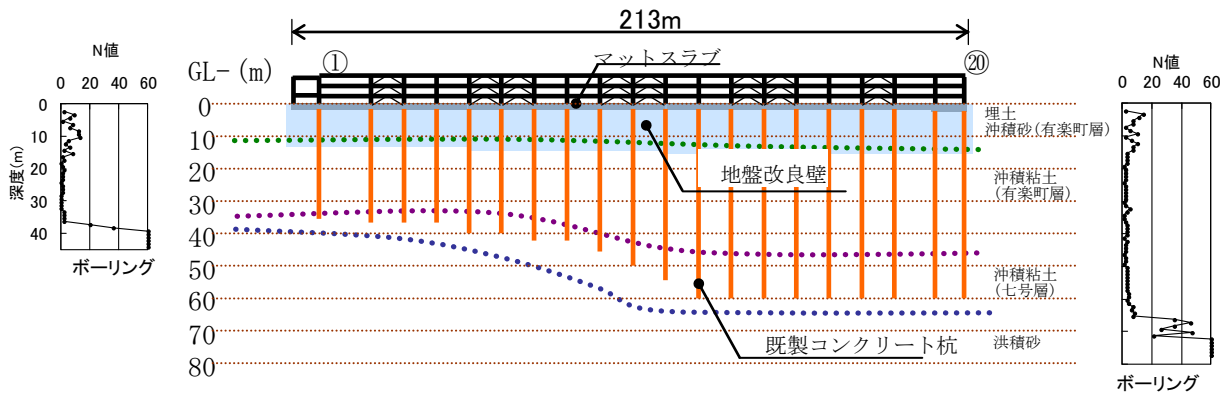


図-1 基礎構造と地盤の概要 (A 建)

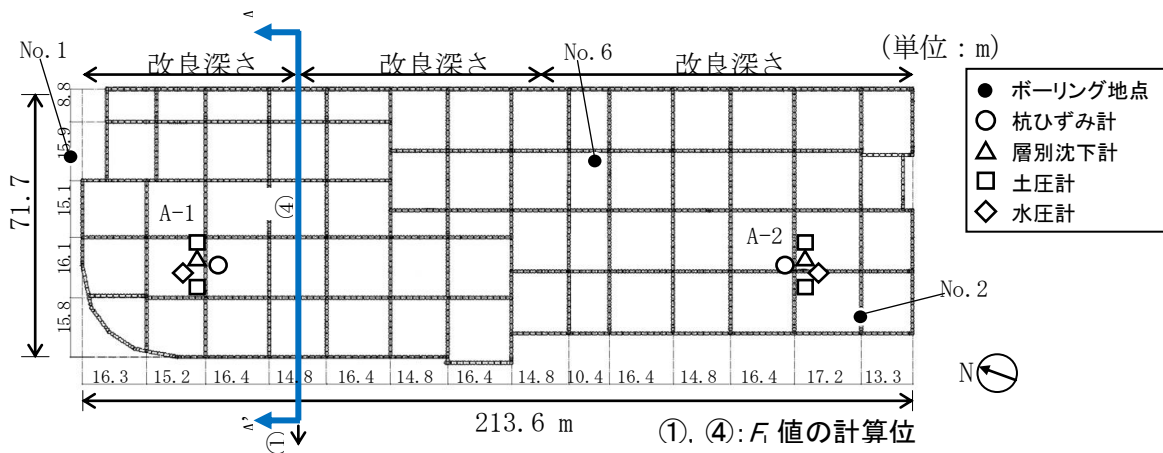


図-2 格子状地盤改良と計測器の配置

2) B 建物

建物はS+RC7階建て、地下なしの劇場施設であり、杭基礎が採用されている。A建物とは平面的に900m程度離れている。地盤概要を図-3に示す。基本的な地盤構成はA建物と同じであり、深度15m程度までは液状化の可能性が高い。そこで、液状化抑制を目的として格子状地盤改良を採用した。地盤改良の仕様はA建物と同様に文献¹⁾に基づいて設定した。格子間隔は15.5m×14.3m(最大)、改良深さはGL-16mまでとし、図-4に示すように改良体を配置した。改良体の設計基準強度は $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ である。

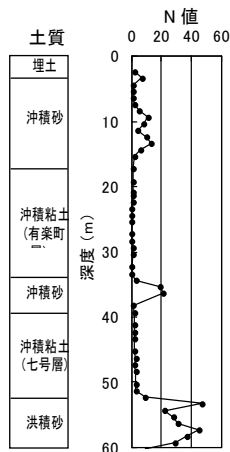


図-3 地盤概要 (B建物ボーリング No.1)



写真-1 A建物の地震直後の状況 (2011.3.13撮影)



写真-2 B建物の全景 (2011.5.18撮影)

(3) 東北地方太平洋沖地震直後の状況

東北地方太平洋沖地震では、浦安市内の埋立地を中心に液状化現象が確認された。2つの建物の近くでも未対策の部分では噴砂などが確認されている。格子状地盤改良による液状化対策を実施したA建物では、写真-1（2011.3.13撮影）に示すように建物から3~4m離れた地盤面に、地盤沈下に伴うわずかな段差が認められた。建物から離れた所では液状化に伴う噴砂が確認されたが、写真撮影の段階では既に撤去されていた。なお、建物の極近傍では噴砂などの液状化現象は確認されなかった。また、B建物(写真-2)では、建物と周辺地盤の間に段差などは認められず、建物近傍では噴砂などの液状化の痕跡は確認されなかった。

(4) 長期計測結果に基づく検証 (A建物)

A建物では、建物建設時からパイルド・ラフト基礎の沈下挙動に関わる長期計測を実施している。計測器の配置を図-2に示す。測定項目は層別沈下計による基礎スラブ直下の地盤の沈下、杭の軸力、基礎スラブ底面下の土圧、水圧である。図-5に地盤沈下量の経時変化を示す。計測開始から東北地方太平洋沖地震の発生前までの沈下量は16mmで、建物竣工後の沈下挙動はほぼ落ち着いた状態にあった。地震後約2ヶ月経過時の沈下量は23mmで地震により7mm増加したが、その後は再び安定している。図-6に基礎スラブ底面下の土圧、水圧の計測結果を示す。土圧については地震の前後で特に変化は見られず、基礎スラブと格子内の地盤は地震後も地震前と同様の接地状態にあり、両者の間に地盤沈下に伴う空隙が生じていないことを示している。地震前後の計測結果と建物外周の目視調査結果を総合すると、格子内部の地盤には今回の地震時において液状化が生じていないものと考えられる。

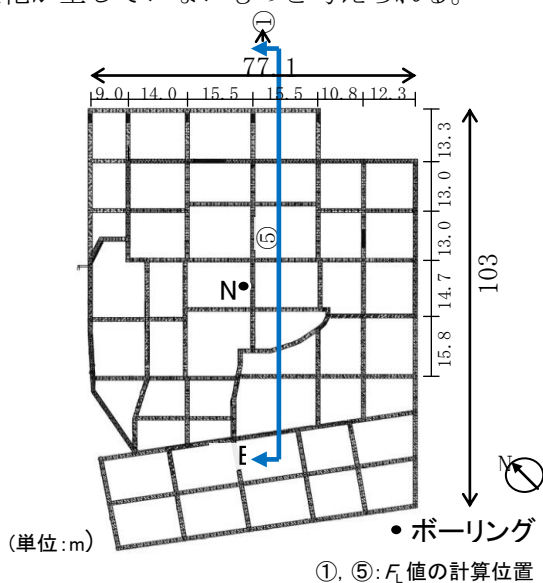


図-4 格子状地盤改良の配置図

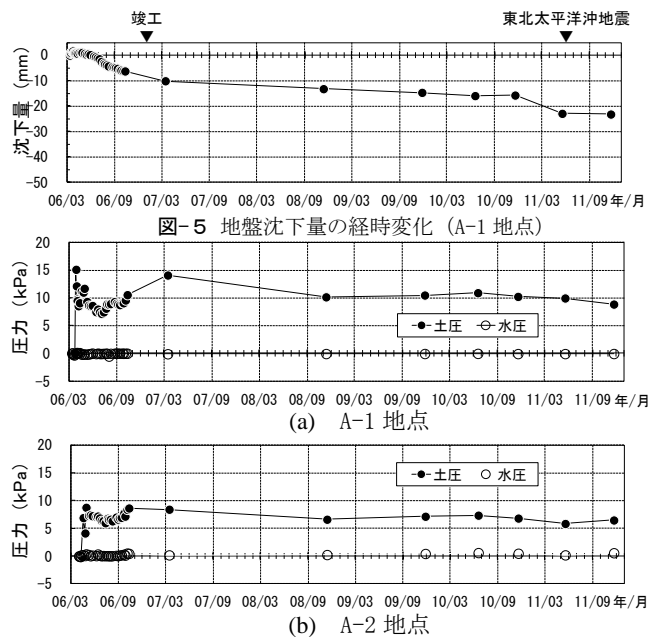


図-6 基礎スラブ底面下の土水圧の経時変化

(5) 観測地震波による格子状地盤改良の効果検証

東北地方太平洋沖地震で観測された実地震動を用いて、格子状地中壁の液状化抑制効果について検証を行った。解析プログラムはSuper-FLUSHを用いた。解析に用いた地震波はK-Net浦安において観測された本震の地表面加速度波形(EW)²⁾である(最大加速度157cm/s²)。K-Net浦安の観測点はA,B建物の北東約3kmにある。未改良地盤での地表応答最大加速度が観測記録の最大加速度と合うように工学的基盤(GL-67.1m)での入力波を調整した。A建物の検討方法を以下に述べる。

図-2に示す短辺方向(A-A'間)を検討断面として2次元FEMモデルで未改良地盤を含む改良地盤をモデル化した。地盤定数はPS検層結果に基づいて設定し、工学的基盤までは現地の土質試験結果に基づき地盤の非線形性を考慮した。改良体の地盤定数は、施工後に採取されたコアの一軸圧縮強度 q_u の平均値(5.8N/mm^2)から文献³⁾に基づき(1)~(3)式で初期せん断剛性 G_0 を設定し、改良地盤の非線形特性は文献⁴⁾を参照した。

$$E_{50} = 130q_u \text{ (砂)} \text{ ----- (1)}$$

$$E_{50}/E_0 = 0.2 \text{ ----- (2)}$$

$$E_0 = 2(1 + \nu)G_0 \text{ ----- (3)}$$

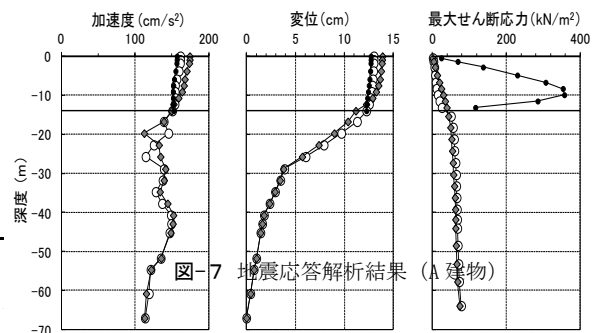
ここに、 ν = ポアソン比 (=0.5) である。

格子状地中壁による改良壁は、面外壁(紙面と直行方向の改良壁)と面内壁(紙面と平行方向の改良壁)に分けて、面内壁の左右端を面外壁と接点共有させた。改良体の面外壁は奥行き方向に連続しているものとして表-1の定数をそのまま当てはめた。また、格子内地盤と改良体の面内壁は2重要要素とし、格子内地盤は未改良地盤の定数を当てはめたが、面内壁は奥行き方向に格子

地下水位 GL-1.8m

土層番号	土質	層厚 m	境界深度 GL-m	密度 kN/m^3	S波速度 V_s m/s	初期剛性 G_0 MN/m^2	ポアソン比	備考
1	埋土	5.90	5.90	18.0	140	35	0.489	地盤改良層
2	砂	4.80	10.70	18.5	140	36	0.489	
3	砂	3.30	14.00	18.5	140	36	0.489	
4	シルト	2.75	16.75	17.0	140	33	0.493	工学的基盤
5	シルト	12.15	28.90	15.5	140	30	0.493	
6	シルト	2.90	31.80	17.0	210	75	0.493	
7	シルト	8.95	40.75	16.0	170	46	0.493	
8	砂	4.50	42.25	18.5	230	98	0.493	
9	砂	6.55	51.80	19.0	250	119	0.493	
10	シルト	2.90	54.70	18.0	230	95	0.493	
11	砂	6.15	60.85	19.0	270	139	0.493	
12	シルト	6.25	67.10	18.0	270	131	0.493	
13	砂			20.0	420	353	0.473	
14	改良土	14.00	14.00	18.0	-	1260	0.260	

て、改良体の地盤定数を換算した。



なお、B建物については、検討断面を図-4に示す

B-B'断面としてA建物と同じ方法でFEMによる地震応答解析を実施したが、施工後の改良強度が不明のため、設計基準強度 F_c から(4)式で改良体の一軸圧縮強度 q_u を推定し、初期せん断剛性を(1)~(3)式で設定した。

$$F_c = (1 - 1.3Vqu)qu \text{ ----- (4)}$$

ここに、 Vqu は q_u の変動係数であり、施工実績に基づき $Vqu=0.3$ とした。

液状化の評価は応答によって求めた地盤のせん断応力とN値に基づく建築基礎構造設計指針による液状化強度の比率(F_L 値)によって求め

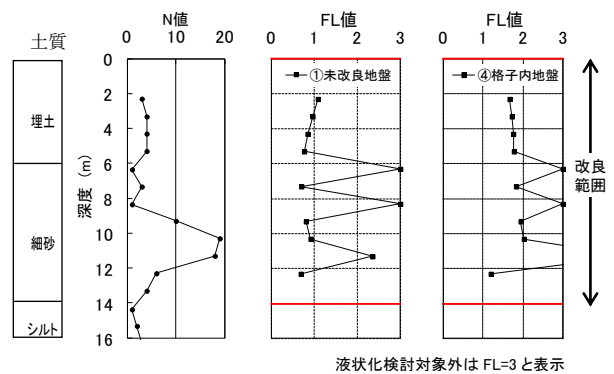


図-8 A建物の F_L 値の深度分布 (No. 6ボーリング)

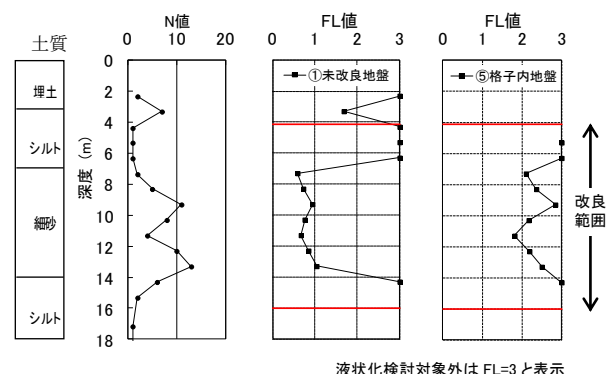


図-9 B建物の F_L 値の深度分布 (No. 1ボーリング)

た。なお、地盤のせん断応力評価において、今回の地震のマグニチュード ($M=9.0$) を考慮して、地震応答解析で得られる最大せん断応力 τ_{max} を液状化判定の外力として用いる等価なせん断応力 τ_{eff} に換算する際の補正係数は $\gamma_n=0.1(M-1)=0.8$ とした。

A 建物の地震応答解析結果を図-7に示す。格子内地盤の最大せん断応力は未改良地盤のせん断応力よりも小さくなっている。これは、改良体に大きな応力が発生し、格子内地盤のせん断応力を負担しているためと考えられる。なお、改良体の発生せん断応力は許容応力度以内であり、改良体の健全性に問題はないと考えられる。図-7の最大せん断応力を用いた F_L 値は図-8に示す通りである。未改良地盤では $F_L < 1$ と判定される部分があり、液状化が発生した可能性を示している。これに対して格子内部地盤は全ての深度について $F_L > 1$ となっており、液状化は発生していないと推測される。図-9はB建物の F_L 値分布である。A建物と同様に、未改良地盤では $F_L < 1$ となる部分があるものの、格子内部地盤は全ての深度について $F_L > 1$ となっており、液状化は発生していないと推測される。

これらの解析結果は地震後の目視調査の状況と概ね対応しており、今回の検討方法は格子状地盤改良の液状化抑制を評価する方法として有効であると言える。

(6) まとめ

液状化対策として格子状地盤改良が採用された2つの建物基礎の概要と東北地方太平洋沖地震後の状況を示すとともに、観測地震波による格子状地盤改良の液状化抑制効果について検証解析を実施した。地震後の建物周囲の目視調査や基礎の長期計測結果を総合すると、格子状地盤改良で囲まれた地盤では液状化が発生していない可能性が高いと考えられる。また、観測地震波を用いた解析では、改良範囲の外側の未改良地盤では液状化が生じるが、格子状地中壁に囲まれた地盤では液状化は生じないという評価となり、実測挙動と整合する結果が得られた。したがって本検討方法は格子状地盤改良の液状化抑制を評価する方法として有効であると言える。

<参考文献>

- 1) 田屋裕司, 内田明彦, 吉澤睦博, 鬼丸貞友, 山下清, 津國正一: 格子状地盤改良における格子間隔の簡易設定法, 地盤工学ジャーナル, Vol.3, No.3, pp.203-212, 2008
- 2) 防災科学技術研究所: K-NET, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 3) 日本建築センター: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, pp. 349-355, 2002
- 4) 黒田琢磨, 田中英朗, 富井隆, 鈴木康嗣: 深層混合処理工法による改良体の物性評価(その3) 改良体の動的変形特性に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp. 699-700, 2001.

7-1 公共事業に係る工事の施行に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領の制定について

昭和61年4月1日 建設省経整発第22号
建設事務次官から北海道開発局長・沖縄総合事務局長・各地方建設局長あて通知

最近改正 平成15年7月11日国土交通省国総国調第49号

地盤変動により生じた建物等の損害等に係る「公共用地の取得に伴う損失補償基準要綱の施行について（昭和37年6月29日閣議了解）」の第三の運用について、別紙のとおり定めたので、通知する。

(別紙)

公共事業に係る工事の施行に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領

(趣旨)

第1条 国土交通省の直轄の公共事業に係る工事の施行により不可避免的に発生した地盤変動により、建物その他の工作物（以下「建物等」という。）に損害等が生じた場合の費用の負担等に関する事務処理については、この要領に定めるところによるものとする。

(事前の調査等)

第2条 公共事業に係る施設の規模、構造及び工法並びに工事箇所の地盤の状況等から判断して、工事の施行による地盤変動により建物等に損害等が生ずるおそれがあると認められるときは、当該損害等に対する措置を迅速かつ的確に行うため、工事の着手に先立ち、又は工事の施行中に起業地及びその周辺地域において、次の各号に掲げる事項のうち必要と認められるものについて調査を行うものとする。

- 一 地形及び地質の状況
- 二 地下水の状況
- 三 過去の地盤変動の発生の状況及びその原因
- 四 地盤変動の原因となるおそれのある他の工事等の有無及びその内容
- 五 建物等の配置及び現況
- 六 その他必要な事項

(地盤変動の原因等の調査)

第3条 起業地の周辺地域の建物等の所有者又は使用貸借若しくは賃貸借による権利に基づき建物等を使用する者（以下「使用者」という。）から地盤変動による建物等の損害等（以下単に「地盤変動による損害等」という。）の発生の申出があつたときは、地盤変動による損害等と工事との因果関係について、速やかに調査を行うものとする。

2 前項の調査は、次の各号に掲げる事項のうち必要と認められるものについて行うものとする。

- 一 工事着手時の地形及び地下水位と地盤変動による損害等の発生時の地形及び地下水位との比較

- 二 工事着手前、工事中又は工事完了後における地形及び地下水位の変化
- 三 工事の工程と地盤変動による損害等の発生の時間的関連性
- 四 工事による湧水の発生時期及びその量
- 五 工事箇所と地盤変動による損害等の発生地点との平面的及び立体的な位置関係
- 六 地盤変動の原因と見込まれる他の工事等の影響の有無及びその程度
- 七 その他必要な事項

(損害等が生じた建物等の調査)

第4条 前条の調査の結果等から建物等の損害等が公共事業に係る工事の施行に起因する地盤変動により生じたものであると認められるときは、当該損害等が生じた建物等の状況について、速やかに調査を行うものとする。この場合において、地盤変動が継続しているときは、その状況を勘案して継続して調査を行うものとする。

(応急措置)

第5条 地盤変動が発生したことにより、建物等の所有者に第6条第2項に規定する社会生活上受忍すべき範囲（以下「受忍の範囲」という。）を超える損害等が生じ、又は生ずると見込まれる場合において、前3条の調査の結果等から当該損害等の発生が当該工事による影響と認められ、かつ、緊急に措置を講ずる必要があると認められるときは、合理的かつ妥当な範囲で、応急措置を講ずるものとする。

(費用負担の要件)

第6条 第3条及び第4条の調査の結果等から公共事業に係る工事の施行により発生したと認められる地盤変動により、建物等の所有者に受忍の範囲を超える損害等が生じた場合においては、当該損害等をてん補するために必要な最小限度の費用を負担することができるものとする。

2 前項に規定する「受忍の範囲を超える損害等」とは、建物等の全部又は一部が損傷し、又は損壊することにより、建物等が通常有する機能を損なわれることをいうものとする。

(費用の負担)

第7条 前条第1項の規定により負担する費用は、原則として、損害等が生じた建物等を従前の状態に修復し、又は復元すること（以下「原状回復」という。）に要する費用とするものとする。この場合において、原状回復は、建物等の使用目的及び使用状況、損害等の発生箇所及び発生状況並びに建物等の経過年数等を総合的に判断して、技術的及び経済的に合理的かつ妥当な範囲で行うものとする。

2 前項の規定により負担する原状回復に要する費用は、次の各号に掲げる方法のうち技術的及び経済的に合理的と認めるものによる費用とし、付録の式によって算定するものとする。

- 一 建物等の損傷箇所を補修する方法（建物等に生じた損傷が構造的損傷を伴っていないため、主として壁、床、天井等の仕上げ部を補修することによって原状回復を行う方法）
- 二 建物等の構造部を矯正する方法（建物等に生じた損傷が構造的損傷を伴っているため、基礎、土台、柱等の構造部を矯正したうえで前号の補修をすることによって原状回復を行う方法）
- 三 建物等を復元する方法（建物等に生じた損傷が建物等の全体に及び前二号に掲げる方法によっては原状回復することが困難であるため、従前の建物等に照応する建物等を建設することによって原状回復を行う方法）

(応急措置に要する費用の負担)

第8条 第5条に規定する場合において、建物等の所有者又は使用者が応急措置を講じたときは、当該措置に要する費用のうち適正に算定した額を負担するものとする。

(その他の損害等に対する費用の負担)

第9条 前2条の規定による費用の負担のほか、建物等が著しく損傷したことによって建物等の所有者又は使用者が仮住居の使用、営業の一時休止等を余儀なくされたことによる損害等については、その損害等の程度に応じて「国土交通省の公共用地の取得に伴う損失補償基準（平成13年1月6日付け国土交通省訓第76号）」に定めるところに準じて算定した額を負担することができるものとする。

(費用負担の請求期限)

第10条 費用の負担は、建物等の所有者又は使用者から当該公共事業に係る工事の完了の日から一年を経過する日までに請求があつた場合に限り行うことができるものとする。

(費用負担の方法)

第11条 費用の負担は、原則として、建物等の所有者又は使用者に各人別に金銭をもつて行うものとする。ただし、他の法令の定めがある場合においては、当該法令の定めるところによるものとする。

2 前項の負担は、渡し切りとするものとする。

(複合原因の場合の協議)

第12条 地盤変動による損害等が他の工事等の施行に係るものと複合して起因していることが明らかな場合は、当該工事等の施行者と損害等に係る費用の負担の割合等について協議するものとする。

附 則

1 この要領は、昭和61年4月1日から適用する。

2 費用の負担について、既に協議を行っているものについては、この要領によらないことができるものとする。

3 建設省の直轄の公共事業に係る工事の施行により生じた工事振動により建物等に損害等が生じた場合の費用の負担については、当分の間、この要領に応じて処理するものとする。

付録

1 建物等の損傷箇所を補修する方法

費用負担額＝仮設工事費＋補修工事費＋その他経費

イ 仮設工事費は、建物等の補修工事を行うために必要と認められる足場の架設清掃跡片付け等に要する費用とする。

ロ 補修工事費は、建物等の補修工事を行うために必要と認められる亀裂の目地詰め、建具の調整等に要する費用とする。補修の方法と範囲については、別表修復基準を標準とするものとする。

ハ その他経費は、建物等の損傷箇所の補修に伴い必要となるその他の経費とする。

2 建物等の構造部を矯正する方法

費用負担額＝仮設工事費＋矯正工事費＋補修工事費＋その他経費

イ 仮設工事費は、建物等の矯正工事及び補修工事を行うために必要と認められる遣形墨出し、足場の架設、清掃跡片付け等に要する費用とする。

ロ 矯正工事費は、土台、柱等の構造部又は基礎の傾斜、沈下等の矯正工事に要する費用とする。ただし、土台、柱等の構造部又は基礎に係る従前の損傷が拡大した場合で、従前の状態、拡大の程度等を勘案して必要と認められるときは、適正に定めた額を減額するものとする。

ハ 補修工事費は、建物等の補修工事を行うために必要と認められる亀裂の目地詰め、建具の調整等に要する費用とする。補修の方法と範囲については、別表修復基準を標準とするものとする。

ニ その他経費は、建物等の構造部の矯正に伴い必要となるその他の経費とする。

3 建物等を復元する方法

費用負担額＝仮設工事費＋解体工事費＋復元工事費＋その他経費

イ 仮設工事費は、建物等の解体工事及び復元工事を行うために必要と認められる遣形墨出し、足場の架設、清掃跡片付け等に要する費用とする。

ロ 解体工事費は、従前の損壊した建物等の解体、撤去及び廃材処分に要する費用とする。

ハ 復元工事費は、従前の建物等に照応する建物等を建設する工事に要する費用とする。

ニ その他経費は、建物等の復元に伴い必要となるその他の経費とする。

別 表

損傷の発生箇所	修復の方法と範囲	
	損傷が新たに発生したもの	従前の損傷が拡大したもの
外 壁	発生個所に係る壁面を従前と同程度の仕上げ材で塗り替え、又は取り替える。ただし、ちり切れにあつては、発生個所を充てんする。	発生個所を充てんし、又は従前と同程度の仕上げ材で補修する。ただし、損傷の拡大が著しい場合は、発生箇所に係る壁面を従前と同程度の仕上げ材で塗り替え、又は取り替えることができるものとする。
内 壁 天 井	発生個所に係る壁面を従前と同程度の仕上げ材で塗り替え、又は張り替える。ただし、発生個所が納戸、押入れ等の場合はちり切れの場合にあつては、発生個所を充てんする。 経過年数が10年未満の建物及び維持管理の状態がこれと同程度と認められる建物で発生個所が納戸、押入れ等以外の居室等の場合は、当該居室等のすべての壁面を従前と同程度の仕上げ材で塗り替え、又は張り替えることができるものとする。	発生個所を充てんし、又は従前と同程度の材料で補修する。ただし、損傷の拡大が著しい場合は、発生箇所に係る壁面を従前と同程度の仕上げ材で塗り替え、又は張り替えることができるものとする。
建 具	建付けを調整する。ただし建付けを調整することが困難な場合にあつては建具を新設することができるものとする。	建付けを調整する。ただし、建付けを調整することが困難な場合にあつては建具を新設することができるものとする
タイル類	目地切れの場合にあつては、発生個所の目地めをし、亀裂又は破損の場合にあつては発生個所を従前と同程度の仕上げ材で張り替える。ただし、浴室、台所等の水を使用する箇所で漏水のおそれのある場合は、必要な範囲で張り替えることができるものとする。 玄関回り等で亀裂又は破損が生じた場合は、張り面のすべてを従前と同程度の仕上げ材で張り替えることができるものとする。	発生個所を充てんする。ただし、発生個所が浴室、台所等の水を使用する箇所で損傷の拡大により漏水のおそれがある場合は必要な範囲で張り替えることができるものとする。
コンクリート叩き	コンクリート又はモルタル充てんし、又は不陸整正する。ただし、損傷が著しい場合は、必要な範囲で解体し、新たに打設することができるものとする。	コンクリート又はモルタルで充てんし、又は不陸整正する。ただし、損傷の拡大が著しい場合は、必要最小限の範囲で解体し、新たに打設することができるものとする。
屋 根	瓦ずれが生じている場合は、ふき直し、瓦の破損が生じている場合は、従前と同程度の瓦を補足し、ふき直す。	瓦ずれが生じている場合は、ふき直し、瓦の破損等が生じている場合は従前と同程度の瓦を補足し、ふき直す。
衛生器具	従前と同程度の器具を新設する。	器具の種類及び損傷の状況を考慮して必要な範囲を補修する。ただし、補修では回復が困難と認められる場合は、従前と同程度の器具を新設することができるものとする。
その他	発生箇所、損傷の状況等を考慮して従前の状態又は機能に回復することを原則として補修する。	発生箇所、損傷の状況等を考慮して従前の状態又は機能に回復することを原則として補修する。

7-2 構造部を矯正する要否の判定基準

(1) 構造部を矯正する要否判定基準

構造的な損傷が生じることによる矯正の要否の判断は、「構造部を矯正する要否の判定基準表」(以下、「判定基準表」という。)のⅠ類及びⅡ類の各分類から1項目以上で、かつ、合計3項目以上が確認された場合について適用できるものとする。ただし、範囲を限定して構造部を矯正する部分的矯正については、要否判定基準表の各項目に関する工事期間中の変化の状況等を考慮して補修方法を判断するものとする。

なお、部分的に構造部を矯正するには、その範囲が1階部分において建物全体の過半数を超えず、さらに基礎について打替以外の方法によって十分に耐力が回復できる場合に限るものとする。

注： 要否の判定基準表における数値については、事後調査終了後における数値を示す。

よって、従前における変形・傾斜量を含む数値であるため、被害発生後における傾斜量・変形量等が、判定基準の数値を上回り、かつ、その変形・傾斜した量の概ね6割以上が、当該工事の原因となる場合に適用する。

また、建物全体又は部分的な矯正等の判断については、1階部分における判定基準表の規定値を超える変形量の箇所が、建物の1階部分の全体に対し過半数を超えるかどうかの判断によるものとする。

構造部を矯正する要否判定基準表

Ⅰ類	<ul style="list-style-type: none"> ①基礎天端又は、基礎の間近の床・敷居などにおいて、3.0 mm/M 程度の変形量が認められ、かつ当該工事に起因することが明らかで、さらに当該工事期間中による変形量が概ね6割以上を占める場合による。 ②基礎天端又は基礎の間近の床・敷居などにおいて6.0 mm/M 程度の傾斜量が認められ、かつ当該工事に起因することが明らかで、さらに当該工事期間中による傾斜量が概ね6割以上を占める場合による。 ③基礎の両端あるいは部分において15 mm以上の相対沈下量が認められかつ当該工事に起因することが明らかで、さらに当該工事期間中による相対沈下量が概ね6割以上を占める場合による。 ④柱の傾斜が7 mm/M 前後の傾斜が認められ、かつ当該工事に起因することが明らかで、さらに当該工事期間中による傾斜量が概ね6割以上を占める場合による。
Ⅱ類	<ul style="list-style-type: none"> ①基礎の損傷が著しく、破断が生じ、今後構造的な耐力が期待できない場合で、かつ当該工事期間中に起因することが明らかで、さらに損傷の変化の6割以上を占める場合による。 ②木工仕口部分に当該工事期間中による隙間の発生・拡大の原因の6割以上を占める場合による。 木工仕口部分に、当該工事に起因する著しい隙間の発生・拡大が生じている場合による。 ③建具に調整補修が出来ない程度の建付及び開閉の不良が生じている場合による。 ④内壁の損傷が下地面にまで及んでいる場合による。 ⑤建物の傾斜によって「床に置いたものが転がる」「建具が自然に動く」などの現象が見られる。

(注) 要否の判定基準法の運用について

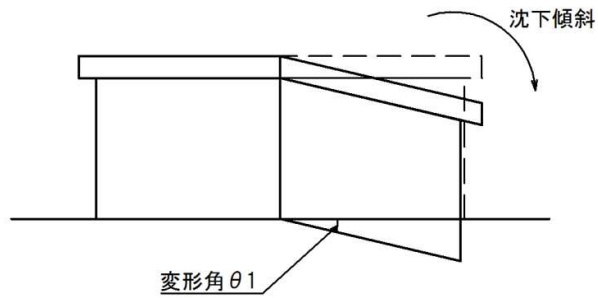
要否の判定基準表に示す基礎及び軸部の変形量・傾斜量の基準値を超え、さらに変形・傾斜量の増加数値が事前と事後の比較において、増加数値が6割に満たない場合には、全体矯正及び部分矯正に要する費用から、事項「減額方法」を参考により算定した額を減額するものとする。

(変形量における参考例)

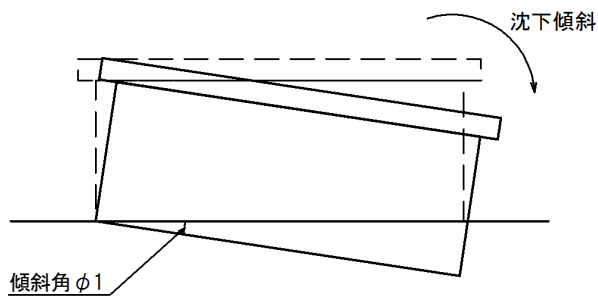
工事前(1M 当たり) の変形量	工事後(1M 当たり) の変形量	事後における 変化量の割合	矯正の要否	減額の有無
1 mm	3 mm	$2/3=65\%$ (6 割を超える)	要	無
2 mm	4 mm	$2/4=50\%$ (6 割を超えない)	要	有
4 mm	6 mm	$2/6=33\%$ (6 割を超えない)	着工前に検討する	有

変形角・傾斜角の説明資料

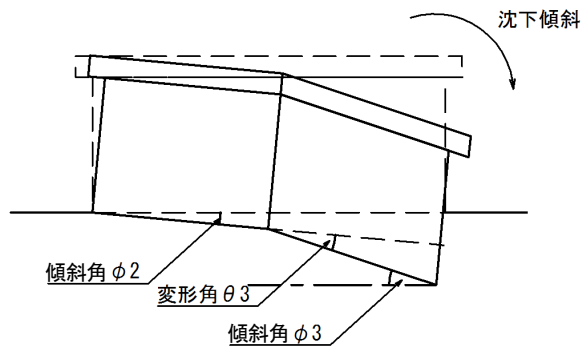
基礎に損傷が生じて上部構図が変形している場合



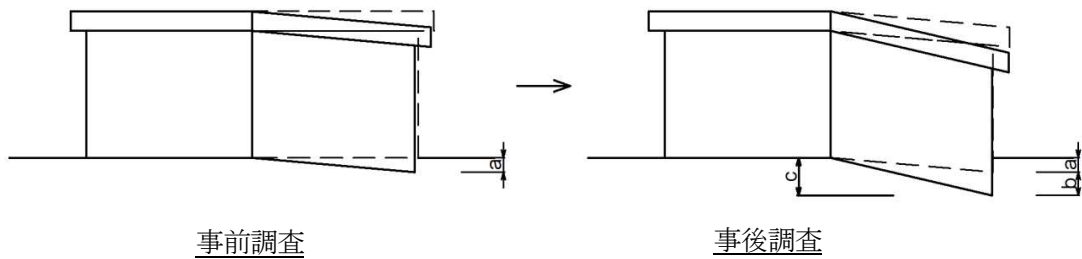
基礎に損傷がほとんど見られず建物全体が沈下傾斜している場合



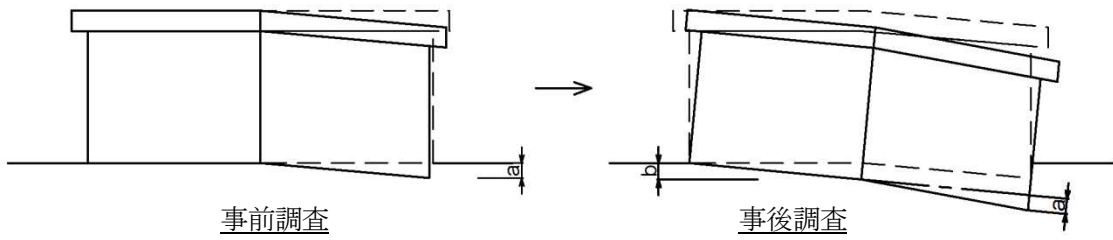
建物が沈下傾斜し、基礎に損傷が生じて上部構造が変形している場合



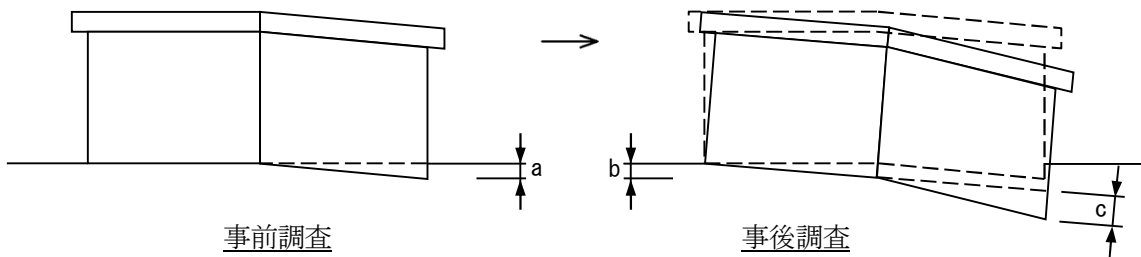
[変形量の凡例]



沈下傾斜がなく、上部構造が変形している場合
 変化量 $b = c$ (事後変形量) $- a$ (事前変形量)

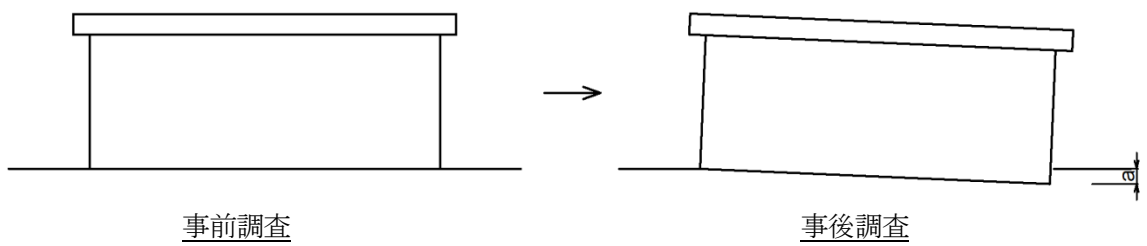


沈下傾斜のみで変形量に変わらない場合
 変化量 0 傾斜量 = b

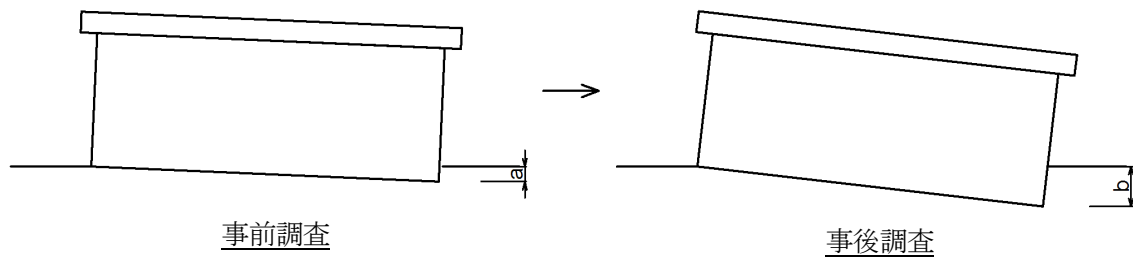


沈下傾斜があり、上部構図が変形している場合
 変化量 = c(事後変形量) - a(事前変形量) 傾斜量 = b

[傾斜量の凡例]



事前調査時に傾斜がない場合
 傾斜量(変化量) = a



事前調査時に沈下傾斜がある場合
 変化 = b (事後傾斜量) - a (事前傾斜量)

(2)減額方法 【援用】

○昭和 61 年 4 月 1 日付け建設経済局調整課事務連絡に基づく、従前の損傷の減額の方法については、従前の損傷が発生している構造部及び基礎を調査し、次式によって求めた額を矯正工事費から差し引く方法によるものとする。

式：A-(a × b+c × d)

A. 現状回復に要する矯正工事費

- a. 当該建物等の再調達額に対する当該構造部の構成比割合。
- b. 当該構造部全体に占める従前の損傷の発生している部分の割合。
- c. 当該建物等の再調達額に対する当該基礎の構成比割合。
- d. 当該基礎全体に占める従前の損傷の発生している部分の割合。

☆構成比割合

符号	部位	平屋建	二階建
a	軸部	12.5%	15.1%
b	基礎	5.4%	4.5%

となっているが、「公共事業に係る工事の施工に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領の制定について第 7 条(費用負担)」では、負担する費用は、原則として、損害等が生じた建物等を従前の状態に修復し、又は復元することに要する費用とするものとする。この場合において、原状回復は、建物等の使用目的及び使用状況、損害等の発生箇所及び発生状況並びに建物等の経過年数等を総合的に判断して、技術的及び経済的に合理的な範囲で行うものとする。との記載があり、建物の経過に伴う減額についても必要と認められる。さらに、公共事業に係る工事の施工に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理の制定について付録の二ロでは矯正工事費は、土台、柱等の構造又は基礎の傾斜、沈下等の矯正工事に要する費用とする。ただし、土台、柱等の構造又は基礎に係る従前の損傷が拡大した場合で、従前の状態、拡大の程度等を勘案して必要と認められるときは、適正に定めた額を減額するものとする。

ただし、土台、柱等の構造又は基礎の傾斜、沈下等における矯正工事に要する費用の算出に限り使用するものと限定する。

例：耐用年数50年 経過年数25年

軸部に於いて、全体の基礎長が40mで、損傷している部分が10mならば、

$10/40=25\%$ がdの割合となる。

基礎に於いて、全体の基礎長が40mで、損傷している部分が10mならば、

$10/40=25\%$ がdの割合となる。よって平屋建は

$(A=100万)\{100万(12.5\% \times 25\% + 5.4\% \times 25\%)\} =$

1,000,000 - 44,750 = 955,250

また、減額の判定について、上記構造部を矯正する要否の判定基準を参考に認定する。

(3)危険度認定について

○柱傾斜角の計算方式

1ラジアン $\div \pi \approx 57.3^\circ$

$\therefore 1/100$ ラジアン $=0.57^\circ \approx 0.6^\circ$ の表示。以下別紙傾斜角計算表参照

○不動沈下による布基礎の天端傾斜 3° ($\approx 1/20$ ラジアン)以上におよぶときは基礎は全損となり、進行中のものは傾斜 3° 未満であっても全損扱いとする。

また、「震災建築物の被災判定基準および復旧技術指針(木造編)((財)日本建築防災協会発行)における応急危険度損傷状況ランカー一覧では、1階の残留層間変形が $1/60$ ラジアンを超え、 $1/20$ ラジアン以下の物は、立ち入りに対しては注意が必要とのけんかもあるので、 $1/60$ ラジアンを超える場合は、従前の変形角が何度であっても、**応急措置<公共事業に係る工事に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領の運用について、4. 応急措置について(1)>**を参照として、仮住居の費用負担も可能とする。

ただし、当該応急措置等の運用については、建物の損傷程度等を総合的に判断し運用するものとし、変形角が $1/60$ ラジアン以上で構造部の矯正又は復元を必要(中央用対連監修の解説参照)とする場合について、仮住居を算入できるものとする。

また、不同沈下により傾斜角が認められる場合は、別紙木造建築物の不同沈下障害と変形角【日本建築学会「小規模建築基礎設計の手引き」】を参考とし、さらに通常の生活に支障が生じるか否かを総合的に考慮し判断できるものとする。

【日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」木造建築物不動沈下障害と変形角】

段階	不同沈下障害の状況	変形角(傾斜) の限界：rad
初期段階	モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する。	1/1000
第1期段階	束建て床の不陸を生じ、布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る。	3/1000
第2期段階	壁と柱の間に隙間が生じ、壁やタイルに亀裂が入る。窓・額縁や出入口の接合部に隙間が生じ、犬走りやブロック塀等外部構造に被害が生じる。	5/1000
第3期段階	柱が傾き、建具の開閉が不良になる。 床が傾斜して支障を生じる。	10/1000
第4期段階	柱の傾きが著しく倒壊の危険がある。 床の傾斜もひどく使用困難である。	15/1000

○上記、木造建築物の不同沈下障害と変形角表は、矯正・復元を行う上で、構造的な許容量の参考とする。

※【参考】一般的には、床の傾斜角が第2期段階の 5/100rad～第3期段階の 10/1000rad の中間値である 8/1000rad を境に、構造的に支障を及ぼす範囲として認定している。

(I) 傾斜のラジアン(rad)表示と 1m 当りの傾斜度(mm)表示の関係

ラジアン 表示	(ラジアン)	(度)	円弧の長さ	1m 当りの傾斜度(mm)	$\tan(\text{傾斜角}) \times 1000$
1/1	1000/1000	57.30	0.999	999/1000	1557/1000
1/5	200/1000	11.46	0.200	200/1000	203/1000
1/10	100/1000	5.73	0.100	100/1000	100/1000
1/15	67/1000	3.82	0.067	67/1000	67/1000
1/20	50/1000	2.86	0.050	50/1000	50/1000
1/25	40/1000	2.29	0.040	40/1000	40/1000
1/30	33/1000	1.19	0.033	33/1000	33/1000
1/35	29/1000	1.64	0.029	29/1000	29/1000
1/40	25/1000	1.43	0.025	25/1000	25/1000
1/45	22/1000	1.27	0.022	22/1000	22/1000
1/50	20/1000	1.15	0.020	20/1000	20/1000
1/55	18/1000	1.04	0.018	18/1000	18/1000
1/60	17/1000	0.95	0.017	17/1000	17/1000
1/65	15/1000	0.88	0.015	15/1000	15/1000
1/70	14/1000	0.82	0.014	14/1000	14/1000
1/75	13/1000	0.76	0.013	13/1000	13/1000
1/80	13/1000	0.72	0.012	12/1000	13/1000
1/85	12/1000	0.67	0.012	12/1000	12/1000
1/90	11/1000	0.64	0.011	11/1000	11/1000
1/95	11/1000	0.60	0.011	11/1000	11/1000
1/100	10/1000	0.57	0.010	10/1000	10/1000