

平成13年度 建設業経営革新緊急促進事業  
新分野・新市場進出調査事業報告書（その2）

## 宅地地盤調査マニュアル

～ 新市場の開拓を目指して ～

平成14年3月

社団法人 全国地質調査業協会連合会



## 発行にあたって

近年、宅地地盤を巡る問題が頻発し、一部には社会問題となっているケースもあります。特に、一戸建て住宅はその価格水準などから、多額の経費をかけて十分な地質調査を実施することが困難であり、簡易な調査に頼ったり、極端な場合は調査なしで地盤の状況を判断している場合も多々見受けられ、トラブルに結びついている例も多いようです。

昨年度施行された「住宅の品質確保の促進等に関する法律（品確法）」により、住宅の供給者に10年の瑕疵担保責任が義務づけられました。基礎については構造耐力上主要な部分と位置づけられこの対象となっていますが、地盤は含まれないとされています。旧建設省の解説書でも「地盤の状況を適切に調査した上で、調査結果に対応した基礎の設計・施工を行うべき義務がある」と間接的に触れられているに過ぎません。宅地地盤の調査が品確法とどうかかわっているか、明確になっていませんが、我々地盤調査を専門とする業界としてもこの問題に積極的に取り組んでいく必要があると考えます。

宅地地盤の造成地も、軟弱な地盤や傾斜地など次第に条件の悪い地域に拡大しており、今後、地盤に関係するトラブルの増大も予想され、地盤調査の重要性・必要性はますます高くなって来ると思います。一般に、一戸建て住宅の設計者は地盤に関する知識が豊富でないと思われ、かつ、宅地地盤調査の方法についても、わかりやすい指導書が少ないこともあり、地盤状況の把握とそれに基づく地盤にあった基礎設計を難しくしています。

また最近では、宅地地盤の地質調査方法として、スウェーデン式サウンディングが広く使われ、今年度改定された建築基準法第93条に基づく国土交通大臣告示に示された調査方法にも明記されました。しかし、スウェーデン式サウンディングは、簡易な調査法でその適用には限界があるとされているにもかかわらず、必要以上に利用されている懸念があります。一方、品確法の施行にともない、地盤調査を保険・保証制度と関連させた動きが広まっていますが、技術的な裏付けが十分でない場合も多く見受けられます。

当連合会としても、このような状況を踏まえ、地盤調査を専門とする業界としてこの問題に積極的に関わっていく必要があると考え、技術委員会に「宅地地盤の調査に関するワーキンググループ」を設置し、地質調査業の立場から木造住宅など一戸建てを対象とした宅地地盤に関する地質調査のあるべき姿についての検討を行うことにしました。

会員企業で宅地地盤の調査を実際に行っている者は、必ずしも多くはないと思いま

すが、今後の事業拡大の方向を宅地地盤調査に向けている企業も見受けられます。そこで、この検討結果を業務マニュアルとしてまとめ、会員企業の参考として活用したいと考えています。本書が、宅地地盤の調査に携わる場合の参考書として、関係の皆様幅広く読まれることを期待します。

また、できれば、この成果を基に、工務店など住宅の供給者や住宅の購入者にとっても参考となるように編集・刊行し、宅地地盤の地質調査の重要性を一般社会にも発信していきたいと考えています。

なお、このマニュアル作成は、国土交通省の平成13年度建設業経営革新緊急促進事業の新分野進出・新市場調査事業として財団法人建設業振興基金より補助金を受け実施しました。

最後に、本書の作成に加わっていただいた技術委員の皆様、並びに原稿執筆から編集まで多くの能力と時間を割いていただいた次にお名前を掲げたワーキンググループメンバーの方々に感謝申し上げます。

[宅地地盤の調査に関するワーキンググループ]

前原俊春	応用地質(株)	東京支社	技術センター	専門部長
諏訪朝雄	基礎地盤コンサルタンツ(株)	関東支社	技術部	技術課 課長
吉川卓志	(株)日さく	東京支店	土質調査課	課長
藤本弘之	(株)ダイヤコンサルタント	関東支社	技術部	課長
南澤正幸	国際航業(株)	事業推進本部	技術部長	
大森 勇	大成基礎設計(株)	技術本部	技術管理室	室長
吉田 正	(株)東京ソイルリサーチ	本店	技術二課長	
田中 誠	中央開発(株)	東京支社	首都圏事業所	次長

平成14年3月

社団法人 全国地質調査業協会連合会  
会 長 森 研 二

# 宅地地盤調査マニュアル

## 目次

発行にあたって

1. 住宅地盤のトラブルと地盤調査の必要性	1
1. 1 住宅地盤のトラブルと地盤調査	1
1. 2 住宅地盤に関するトラブルの事例	3
1. 3 宅地地盤調査の市場性	9
2. 地形・地質と宅地地盤	11
2. 1 宅地地盤として利用されている土地の地形と地盤の特徴と問題点	11
2. 2 宅地化する前の地形の調べ方	26
3. 基礎の沈下と軟弱地盤	31
3. 1 軟弱地盤の概念	31
3. 2 軟弱地盤上での基礎の沈下	34
3. 3 盛土地盤での沈下	38
3. 4 木造建築物の不同沈下による障害	40
4. 地震による液状化被害	43
4. 1 液状化現象	43
4. 2 液状化による地震被害	46
4. 3 被害を受けやすい建築物	48
5. 地盤調査方法	49
5. 1 地盤調査の手順	49
5. 2 地盤調査・試験の方法	49
5. 3 地形・地質状況による必要な調査・試験項目	52
5. 4 地盤改良を実施した後の改良効果の判定のための調査	56
5. 5 地形状況や平面的な面積に対する調査数量の目安	56
5. 6 調査項目毎の機械・機器と調査方法	57
6. 地盤の評価	89
6. 1 地盤評価の目的	89
6. 2 地盤評価の方法	89
6. 3 許容地耐力の目安	89
6. 4 許容地耐力（許容支持力）の算定方法	91
6. 5 沈下について	95

7. 基礎形式	98
7. 1 基礎の設計手順	98
7. 2 基礎形式と適応地盤	99
7. 3 各種基礎工法の説明	102
7. 4 基礎の計画・設計上注意すべき地形・地質条件と対策事例	111
8. 地盤改良	118
8. 1 地盤改良の必要性	118
8. 2 地盤改良の種類と方法	120
8. 3 地盤改良計画	125
8. 4 地盤改良における品質管理	132
卷末付録	137
1. 戸建て住宅宅盤に関わる基礎・地盤の基本用語について	137
2. 土壌および地下水汚染など地盤上の問題	150
3. 宅地地盤の評価に係わる法的規制	156
4. 住宅・地盤に係わる保険・保証制度	160

## 1. 住宅地盤のトラブルと地盤調査の必要性

### 1. 1 住宅地盤のトラブルと地盤調査

一戸建ての住宅を取得することは、一般的な日本人において人生における非常に大きなイベントなると考えられる。

ところで、私たちがマイホームを建てることを考える場合、

- ・ **〇〇駅から徒歩〇〇分 → 通勤・通学・買い物に便利である！**
- ・ **△△学校(有名校)の学区(あるいは近く)にある！**
- ・ **緑が豊かで周囲の環境が良い！**
- ・ **周囲に高層建築物がなくて日当たりが良好！**
- ・ **大きなスーパーマーケット等の商業施設に近い！**
- ・ **高台の縁辺部にあって見晴らしがよい！**

等の日常の利便性や景観などの外観を優先して、宅地が選定されてきたように思われる。

つまり、建物そのものには気を配る人は多くいるが、建物の足元の地中であって私たちの目には見ることができない宅地地盤に関しては気にかける人は我々のような専門家を除くと殆どいなかった。それでも地盤に関するトラブルが発生することはさほど多くなかった。

しかし最近では、次章以降(1.2 に示すコラムを含む)で述べるような原因・現象に起因する住宅地盤に関するトラブルの発生が増加している。

このようなトラブル発生の要因としては、

- ・ 宅地地盤としては良好な土地が既に開発され尽くした。
- ・ 宅地が転売を目的とした投機の対象となり、地盤状況を見逃した開発がなされた。
- ・ 低湿地のために水はけが悪く、さらに沈下が問題になることが考えられ、いままでは宅地の対象外とされていた沼地や湿田などが、将来の交通網の整備を先取りした形で埋め立てて宅地化した(造成後は周辺との区別が困難)。
- ・ 大型建設機械を用いて、起伏に富んだ丘陵地を切り盛り造成して、見た目に平坦な宅地とした(盛土部分の締め固めが不十分あるいは瓦礫などを含んだ不均質な盛土あるいは丘陵地を削り込んだ軟弱な腐植土が分布する谷の埋立地などがある)。
- ・ 急傾斜地を切り盛りしてひな壇状に開発した(擁壁を伴う場合が多いが、擁壁の背面の地盤が十分に締め固められずに造成。擁壁が背面の土圧で押し出され、地盤が変形)。
- ・ 隣接地(すでに建物あり)を考慮せずに水田などを埋め立てて造成した(ミニ開発や個人の造成に多く見られる事例で、隣地開発によって既設建物に沈下被害発生)。
- ・ 周囲の宅地化が進んできたために、廃棄物が投棄されている土地と分かっているも盛土造成して宅地化した(ガスの発生。ガラ等の存在に伴う沈下発生)。

などがあげられる。

特に、バブル経済崩壊以前の好景気の時代に宅地化された開発地(大規模開発からミニ開発まで多数あり)がトラブルの原因となっている場合が多く見られる。

平坦に造成されてことにより、どこでも同じように見える宅地もその実態は、開発行為

の結果による幻のようなものがあり、地表面下の見えない部分には過去の地形・地盤構成の相違が反映されて、地表の平坦面とは異なって変化に富んでいることが考えられる。

例えば、過去に沼や水田であった場所は、周囲より低かったために水がたまりやすく、地盤が軟弱である場合が圧倒的に多く、畑地として利用されていたところは周囲より微妙に土地が高く、水はけが良く、比較的締まった地盤であることを示している。このような性質の異なる地盤の境界地で、平坦に造成された宅地においては、隣の家には沈下による被害が無いからと言って、自分の宅地も大丈夫という保証はない。

最近の造成地(軟弱な地層が分布する場所や十分に締め固められていない盛土造成地など)では、地盤の性状に起因して、建物の建築後に地盤が徐々に沈下して(この現象を不同沈下と言う)建物や基礎に亀裂が発生する、建物が傾く、地盤や建物の変形して下水が流れないなどの被害が発生することがしばしばある。これら不同沈下で生じた被害の修復には数百万円の費用を要する場合もある。

自分の大切な財産である住宅を主に不同沈下による地盤の変形に伴うトラブルから未然に守るために地盤調査を実施し、その結果を設計・施工に反映することは必要不可欠と言える。

地盤調査の方法は、後に詳しく述べるようにいろいろな方法があるが、対象となる宅地に適合した方法を選定すべきと考えている。

この問題を私たちの身体の不具合を例にとって考えることにする。例えば、医師は、私たちの診察の時にしばしば用いる打診と問診で不具合に対するあたりをつけて、その後体の検査を実施し、更に問題がある場合には、内視鏡などで直接内部の状況を調べ、異常が発見されれば組織の一部を採取して検査するなどして、総合的に検討して診断結果を出す。それと同様に、地盤調査も地面に振動などを与えてその伝わりかたから地盤を間接的に調べる方法や、直接地盤に穴をあけて固さを調べたり、その穴から土を採取して試験室に持ち帰って調べる方法などいろいろな調査方法がある。

地盤調査は、対象とする宅地地盤の状況解釈に長年の経験を基にしたノウハウを必要とするために、どの業者が実施しても同じ結果になるとは限らない。

最新設備を整えた病院でも医師ならびにスタッフが一流でなければ病気を治すことは困難である。それと同様なことが地盤調査にも言える。つまり、設備を整えて昨今の風潮に合わせてコンピューターを用いて解析して見た目にすばらしい画像処理技術で売り込みをしても、その解析部分がブラックボックスで結果に問題があったり、技術者の経験と技術力が未熟なために計算誤差や許容範囲を考慮せずに求められた結果を鵜呑みに解釈する場合などがあり、成果としての結果に差が出ることも考えられる。

さらに住宅の品質確保の促進等に関する法律(いわゆる品確法)の施行に伴って、新築される全ての住宅に10年の瑕疵担保責任が課せられることになり、今後は住宅の地盤調査がさらに重要になるものと考えられる。

特に個人の住宅建築に関する調査は、個人への負担を考慮して、安価で適切な地盤情報を建築主や設計者に提供することが使命(調査は誰でもできるが評価が問題となる)となるので、我々のように地質調査の専門業者(後述するように既存資料の検討と現地状況を考慮した判断ができる、つまり技術力の向上を常に心がけている全国地質調査業協会連合会ならびに各地区の地質調査業協会の加盟会社)が実施すべきと考えている。



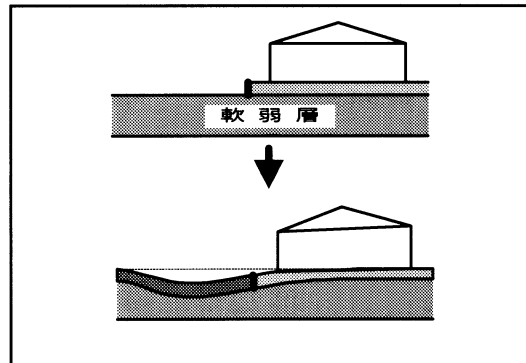
## 1. 2 住宅地盤に関する主なトラブルの事例

地盤に関するトラブルは、何らかの理由により不同沈下が生じ、建物に影響が及んだ場合が多い。トラブルの主な事例のパターンを示す。

### 隣接地の盛土によって不同沈下が発生！

盛土造成をして住宅建設後、約2年が経過した時点で、隣接地(当該地と同様に以前に水田として利用)で盛土された。

隣接地の盛土造成後に住宅が隣接地側に傾いてしまった。

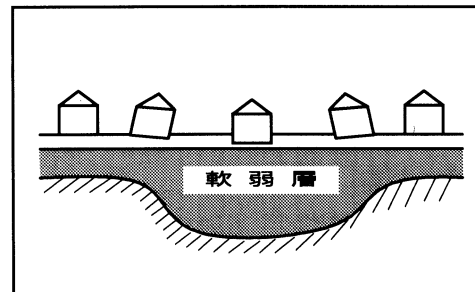


原因究明のためのボーリング調査で軟弱な粘土層が分布していることが明らかにされ、隣接地の盛土によって地盤が沈下し、住宅に不同沈下の被害が出た。

### 軟弱層の厚さが変化して不同沈下が発生

規模の大きな住宅造成地のある区画に建築した家屋に不同沈下が原因と考えられる被害が発生した。

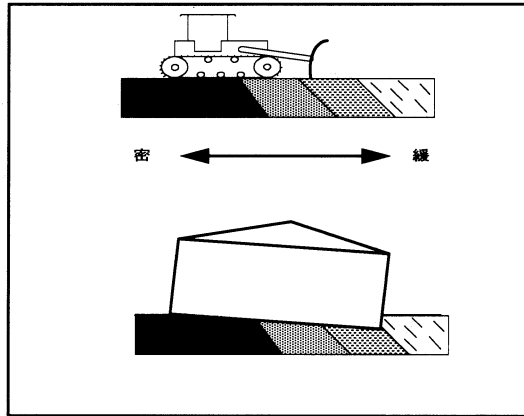
軟弱な地層が分布することは当初から分かっていたが、厚さがこの区画で急激に変化することが原因究明調査で明らかにされ、沈下量の違いによって被害が出たことが分かった。



丘陵地などの造成では、造成以前の旧地形図などから軟弱層の層厚変化が分かる場合もあるが、事前の地盤調査が必要不可欠である。

### 造成盛土の転圧不足による不同沈下

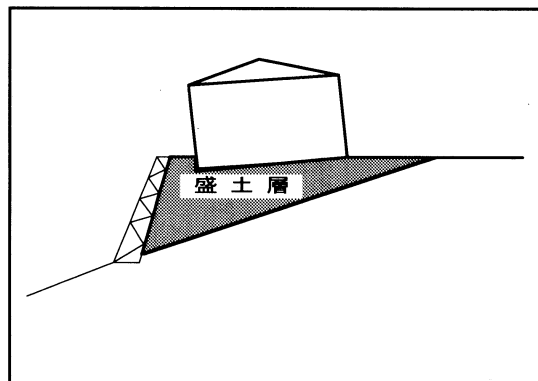
盛土造成は既設道路側から順次実施したため道路側が十分転圧されていたが、最も奥の転圧が不十分なまま住宅が建設され、不同沈下が発生した。



住宅建設時に十分な調査を実施していれば盛土の性状を把握できたはずで、基礎構造の変更あるいは地盤改良などの対処で問題を回避できた。

### 傾斜地造成地における不同沈下被害

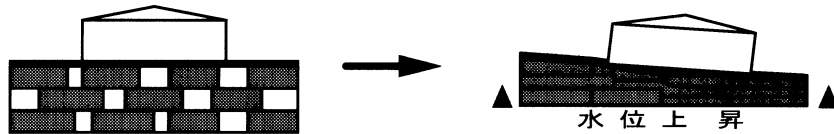
傾斜地の谷側を擁壁で抑えて盛土造成した宅地において、建物荷重で盛土が沈下し、盛土が厚い谷側に家が傾いてしまった。



SS調査で支持力は得られていたが、変形に対する情報が不足していた。

### 盛土地盤の水浸沈下による住宅被害

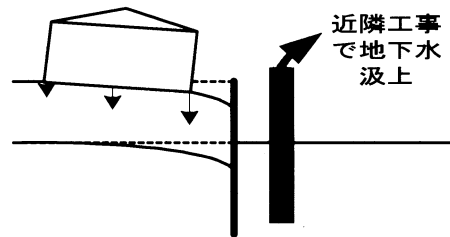
丘陵地の谷部に周囲の丘陵を構成する硬質粘土を崩してブルドーザーで2～4回転圧して約10mの盛土造成した宅地において、住宅完成直後に地盤が急激に沈下して住宅に被害が発生した(水浸圧密)。沈下は、住宅基礎から雨水が浸透して盛土材の塊状を呈する硬質粘土が吸水して脆弱化(スレーキング)して沈下したものであった。



この事例は昭和40年代の造成工事の例で、同様の現象が風化花崗岩盛土造成地でも発生した。当時の施工実績からの研究で、造成時に十分な転圧を実施することで、水浸沈下を防止できることが確認された。

### 近隣地下水揚水で住宅が沈下

台地を削り込んだ沖積低地の住宅が、隣接マンション地下工事の際に地下水を揚水したことで、住宅の基礎地盤が圧密沈下を生じて住宅が傾いてしまった。

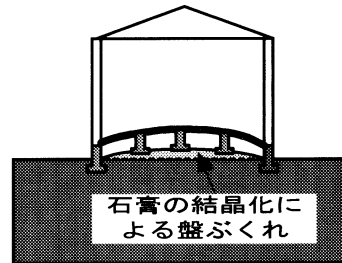


マンションの設計・施工者が地盤及び地下水の状況を把握していないために発生したもので、周辺の地形・地質を考慮した事前の調査・設計が十分になされていれば回避されることが多い。

## 泥岩の上に建てた住宅の基礎に亀裂が発生

丘陵地の泥岩を切土して平坦に造成した宅地に建設した住宅において、床下の基礎地盤が盤ぶくれを起こして床がふくれあがり、布基礎に亀裂が入る被害が発生した。

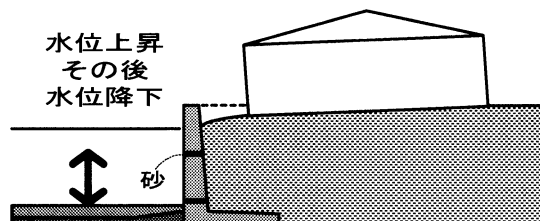
原因は、泥岩に微量に含まれる硫化物が、地下水位より上の不飽和帯で酸化して硫酸を生成し、造岩鉱物の方解石を溶解させ、溶けたイオンが乾燥している床下に上昇して石膏として再結晶するときの結晶圧で盤ぶくれが発生したことによる。硫化物の酸化反応は泥岩中の鉄酸化細菌が触媒的に作用したと考えられている。



盤ぶくれに対しては、緩衝材として砂を敷く等が考えられる。地盤が酸性を呈することでコンクリート基礎が劣化することを防ぐにはシート等で遮断する対策がとられる。

## 盛土材が水路に吸い出されて住宅が水路側に傾いた

水路に面して擁壁を設置して砂で造成した宅地に建てられた住宅が、豪雨時の水路が水位上昇し、その後の水位降下時に盛土材の砂が吸い出され、住宅が水路側に傾いた。



擁壁背面に吸い出し防止材を入れてなかったために砂が吸い出された施工不良のケースである。吸い出し防止材を入れてあっても、盛土の転圧が不足する場合には水締めによって盛土が沈下する場合がある。

## 土石流で流されてきた多量の樹木の上に盛土造成

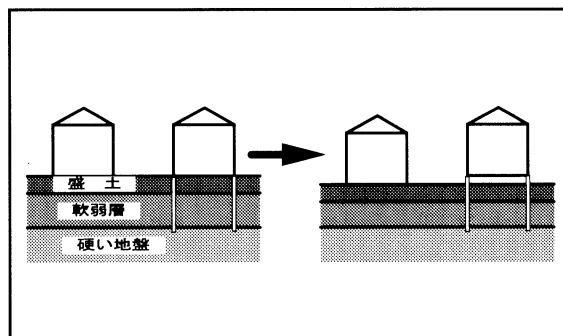
集中豪雨時に発生した土石流によってもたらされた多量の樹木が農地の一角にあった。多量の樹木を撤去せずに覆土して耕作地として復旧した。その後、宅地として使用する計画が進められた。

地盤調査によって複雑な地盤状況であることが把握され、聞き込み調査によって多量の樹木が埋められていることが判明した。

バックホウで盛土内の樹木を取り除いて再転圧して事なきを得た。

## 杭で支持させたために住宅が抜け上がった

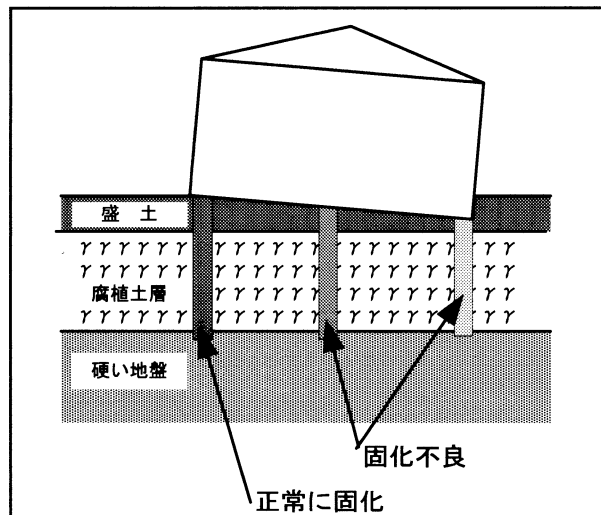
水田として利用されていた土地を造成して区画割した宅地に住宅が建設された。沈下対策として杭基礎を採用した住宅とベタ基礎を採用した住宅が隣接して建てられた。杭基礎を採用した住宅は建物が抜け上がったが、ベタ基礎を採用した住宅は地盤の沈下に建物が追従したために大きな問題は生じなかった。



軟弱層の土質が均一で厚さにも変化が見られない場合や広域に地盤沈下を生じている地域では、沈下が均等に生ずるので、杭を採用したことが、結果的に抜け上がりという問題として現れたケースである。

## 不適切な地盤改良(柱状改良)で不同沈下発生

スウェーデン式サウンディングで地盤が軟弱であることが報告され、柱状改良を実施したが、改良体が設計強度に達しておらず、不同沈下を生じた。

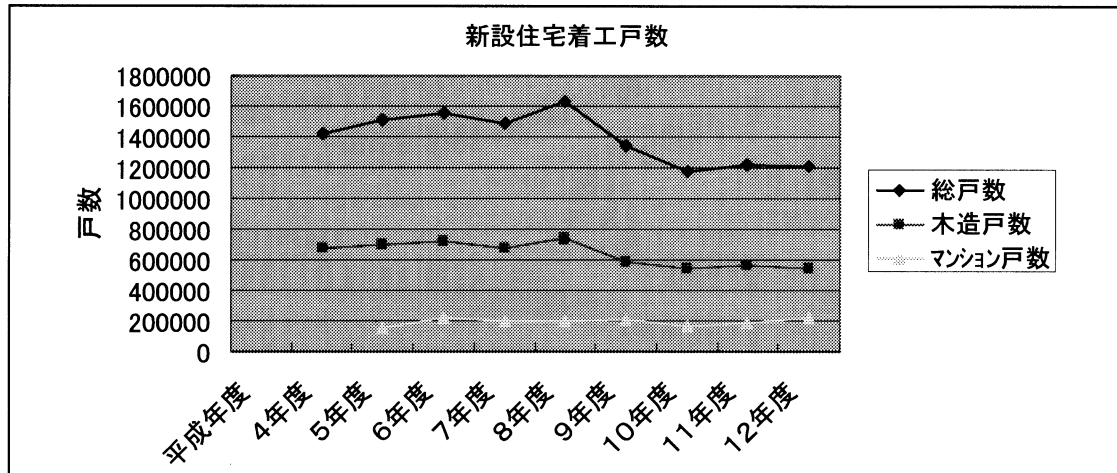


ボーリング調査で腐植土層が分布していることが確認された。固化材が腐植土に適合していなかったために改良体の強度が発生しなかったために不同沈下を生じたもので、スウェーデン式サウンディングの限界を示すケースである。

### 1. 3 宅地地盤調査の市場性

#### (1) 住宅建設の動向

ここ10年近くの新設住宅着工戸数のデータを見ると、総戸数、木造住宅戸数ともに、平成9年度、10年度に大きく落ち込み、その後回復していない。景気の動向や、まもなく、人口減少段階に入ろうとしている我が国の現状をみれば、今後住宅着工戸数が大きくのびる可能性は小さいと思われる。世帯数の増加は人口のピークを過ぎた後も数年間続くと考えられているが、今後大幅な増加は見込みえない。



国立社会保障・人口問題研究所の中位推計によれば、我が国の総世帯数は総人口のピークに7年遅れ、2014年にピークを迎えるものと推計されている。(図-1.1 参照)

そしてピーク世帯数は現在の世帯数を23百万世帯上回る程度と推計されている。

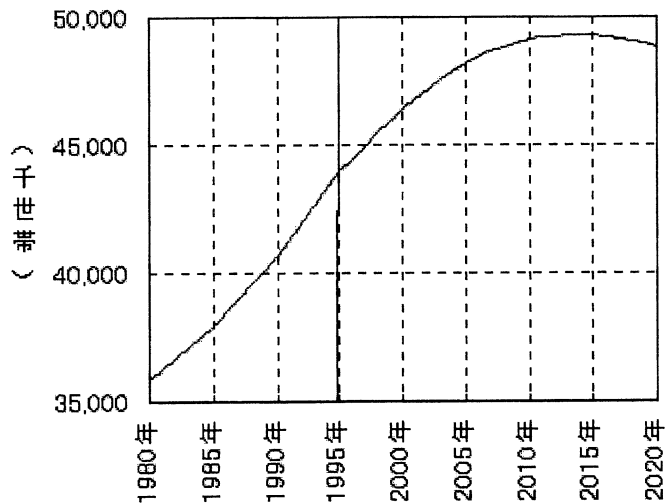


図-1.1 一般世帯総数の推移

#### (2) 品確法の施行と宅地地盤調査

平成12年に「住宅の品質確保の促進等に関する法律」が施行され、

新築住宅の供給者に主要構造と雨漏りで10年間の保証が義務づけられた。主要構造としては、基礎は含まれるが、地盤は含まれないとされている。旧建設省の解説本では「地盤の状況を適切に調査した上で、調査結果に対応した基礎の設計・施工を行うべき義務がある」と間接的にふれられているにすぎず、宅地地盤の調査が品確法の施行でどう変化していくか、明確になっていない。このように品確法では不同沈下などの地盤の問題は間接的な扱いに止まっているが、基礎が主要構造に含まれ、品質保証の対象になる以上、法施行を契機として、地盤の調査についても、従来に比べて、ある程度重視される方向にはあると思われる。

一方、解説本の「適切に調査」という表現は「余り高度な技術を要求しているわけでは

なく一般的な技術で地盤を調査して基礎を設計すれば、法的には問題ない」とされている。現時点で戸建て住宅のような小規模な宅地地盤の調査で主流になっているスウェーデン式サウンディング試験などの簡易な方法だけでは、住宅が傾く地盤の不同沈下は予測できないが、規模が小さい戸建て住宅で高価な調査を行うことは現実的でなく、現状では保険・保証で処理しようと言う傾向が強いようである。

しかし、近年ますます地盤のよくない地域での住宅建設が増える傾向にあり、戸建て住宅の構造被害の約7割は基礎・地盤に起因するという報告があるように、地盤に関するトラブル事例が増えている現状を見ると、保険・保証によって、すべて処理できるものでもない。むしろ、地盤の調査手法それぞれの適用範囲や限界を明らかにし、最も合理的な宅地地盤の調査が行われるように提案していくべきと考えられる。

### (3) 地質調査業界としての対応

宅地地盤の調査は、着工戸数から見る限りは、今後大幅に増加するとは考えられない。しかし、先に述べたように、地盤調査の重要性が増加すること、単に地盤の強度だけでなく、土壌汚染の問題なども、今後増大すると想定されることを勘案すれば、地質調査業界にとって無視できない市場になることも考えられる。

地盤調査を専門とする業界としては、市場としての面からも、積極的に関わっていく必要があると考えられるが、宅地地盤の調査や、保険・保証制度に技術的裏付けが不十分であり、混乱や不透明な部分も見受けられる現状から、むしろ技術的な面からの貢献が重要になってくるものと考えられる。

たとえば、スウェーデン式サウンディングについては、建築基準法に基づく「地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための方法等を定める件」の改正により国土交通省の告示に、地盤の許容応力度を定める方法の換算式として明示され、また、自動試験装置の普及や品確法の施行にともなう地盤評価の認識の高まりなどを踏まえたJISの改訂作業も進んでいる。スウェーデン式サウンディングについては、従来から小規模な宅地地盤の調査に多用され、適用範囲を超えた利用がなされているとの指摘も多かったが、今まで以上に宅地地盤の調査に利用されることが予想される。そのため、スウェーデン式サウンディングの適用範囲や限界などを技術的に明確にしておく必要がある。

また、一戸建て住宅は個人にとっては大きな金額であっても、公共土木工事に比較すれば小規模事業である。保険・保証制度の例でも調査比と保険掛金の合計が10万円程度と安価なものである。宅地地盤の調査は一定規模に成長するものと考えられるが、実際に全地連会員企業のビジネスとして可能になるためには、協業化や異業種も含めた連携などにより、大幅な合理化、コストの縮減などが必要であろう。

このような動向を踏まえ、まとめられたものが本業務マニュアルであり、会員企業の参考として活用されるものと考えられる。さらにこの成果を基に、工務店など住宅の供給者や住宅の購入者など業界関係者以外にとっても参考となるような出版物あるいはパンフレットなどを編集・刊行し、宅地地盤の地質調査の重要性を一般社会にも発信していくべきものと考えられる。



## 2. 地形・地質と宅地地盤

最近の戸建て住宅は、1章で述べたように、宅地としてあまり適さない地盤に建てられるケースが増えている。このような地盤に住宅を建設した場合、住宅の基礎や建物に変状を生じることがあり、日常の生活に不便をきたしているだけではなく、補修をしても事態が改善されずに、訴訟などに発展するケースも増えてきている。

基礎や建物の変状は、住宅の施工不良によるものを除けば、宅地造成前の地形・地質に起因して発生したものが殆どを占めている。

以上のような実態があるにも関わらず、宅地や住宅を販売する会社は、住宅を建てようと考えている施主に対して、住宅を支える地盤についてその良否を事前に説明することはほとんどない。

したがって、快適なマイホームを得るためには、宅地を取得して住宅を建てようとする本人が、「**自分の大切な財産は自分自身で守る**」という観点から地盤を調べる、あるいは信頼のおける我々のような専門業者に調査を委託することが重要なポイントとなる。

なお、調査の方法は、5章で詳しく述べる。

本章では宅地地盤の地形・地質について、その特徴や問題点をまとめ、宅地の条件や宅地化する前の地形や地盤の概要について述べることにする。昔の地名がその土地の以前の状態を示していることがあるので、この点について後で述べることにする。

### 2. 1 宅地地盤として利用されている土地の地形と地盤の特徴と問題点

我々が生活を営んでいる日本列島は、世界でも有数の地震や火山活動の盛んな地域にあるために、激しい地殻変動を受けた結果、複雑な地質分布と地質構造を呈している。

そして、今後もスケールの大きな時間をかけて変化していくと考えられている。

ここではスケールの大きな話は地質学の専門書に譲って割愛し、土地を宅地地盤として利用することに限定して、地形と地盤の特徴と問題点について述べることにする。

ところで宅地として利用することを考えている土地の現在の地形は、構成する地層や地質構造などの地質学的な土台に、浸食作用や堆積作用などが働いた結果として形成されたものである。なお、自然に形成された地形は、人為的な地形改変が著しい都市部周辺ではかつての地形が全く失われているが多く、古い地形図を読みこまない限り判断ができないので注意が必要となる。

宅地地盤としての地形の読み方は、住宅を建設しようとする土地(場所)が、

- a)山地及び丘陵地か、
- b)台 地か、
- c)低 地か、

に区分すると比較的分かりやすくなる。

代表的な地形区分と地盤の特徴を図 2.1 に示す。

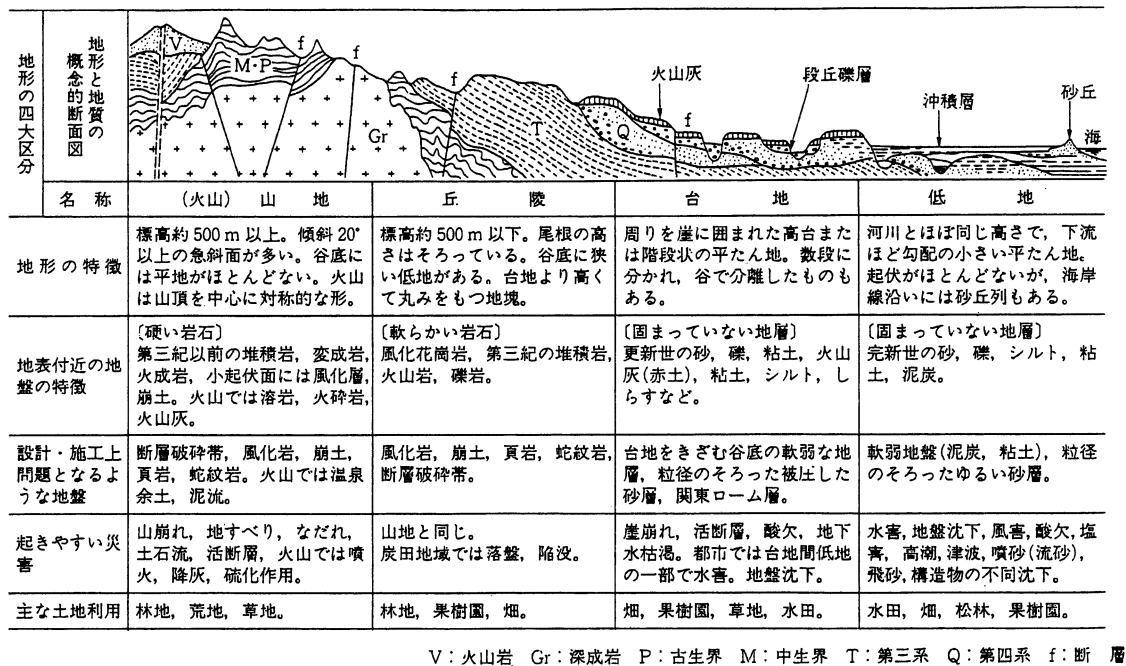


図 2.1: 地形区分と地盤の特徴(地盤工学ハンドブック: 地盤工学会より抜粋編集)

以下、宅地として利用される代表的な地形について、その特徴と地盤についての概要を述べる。

### 2.1.1 山地

山地は、起伏が著しくて周辺の丘陵地、台地及び低地から明瞭に区別できる急傾斜の地域のことを呼び、尾根部の山頂緩斜面、山腹にある山腹緩斜面とその下の急斜面ならびに山麓部の山麓緩斜面に分けられる。一般的に宅地地盤としては、地すべり地や急傾斜崩壊地などの危険個所ならびに活断層の直上を除けば、地盤が良好で問題は殆どないと考えられる。ただし、造成等で地形が改変されている場合(切土と盛土の境界や締め固めが不十分な盛土など)には、不同沈下に注意を要する。

山地における宅地開発の一例を図 2.2 に示す。

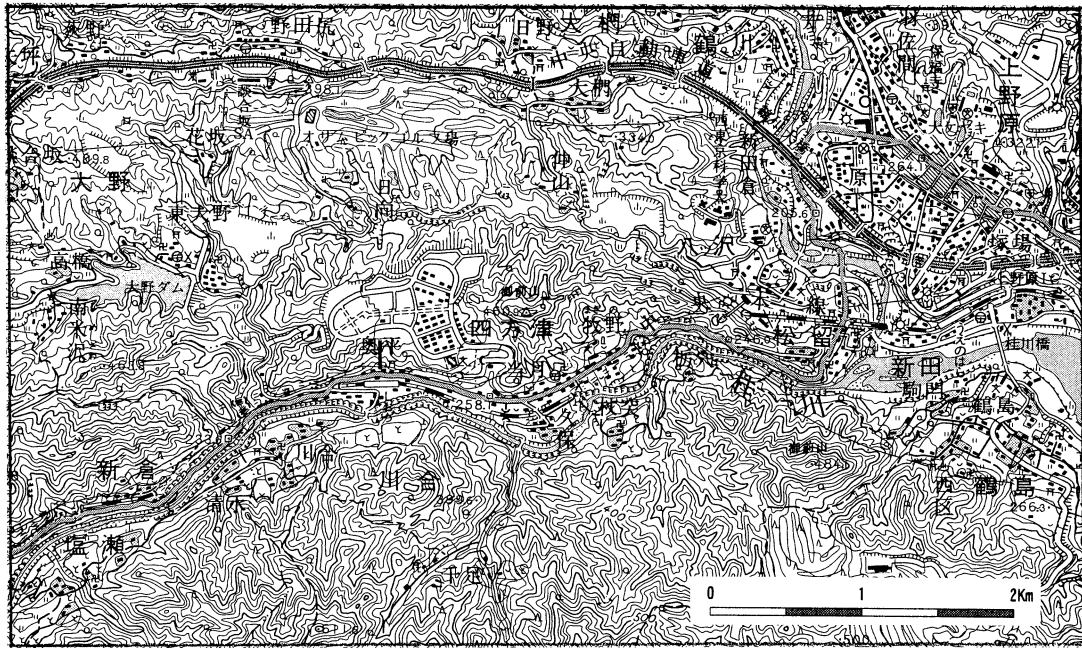


図 2.2 : 山地における宅地開発事例(1/5 万地形図 上野原 明治 41 年測量 平成 7 年修正)

### 2.1.2 丘陵地

丘陵地は、低地や台地の奥にある山地の縁の部分に位置し、丘頂部の緩斜面ないし平坦面、急斜面、丘陵麓の緩斜面、丘陵を削った谷沿いの小段丘面および谷底の低地からなる複雑な地形を呈している（これを複合地形と言う）。

谷底低地の一部(谷地や谷戸などと呼ばれて、湧水が見られることがあり、かつては水田として利用されており、有機物(植物の遺骸)を多く含む軟弱な粘土が分布することがある。最近では市民団体の環境保護への関心に配慮して、谷戸としての自然環境を残す傾向が多くなってきており、一部では谷戸そのものを残地するように指導している東京都のような自治体もある)を除けば、丘陵地は宅地地盤として問題が殆どない。

ただし、大都市近郊では、緑豊かな丘陵地が大規模造成等で地形が改変されて、宅地化している場合が多く(切土と盛土の境界や締め固めが不十分な盛土などでは)見受けられるが、このようなところでは平坦に見えても地下の地盤構成が変化する事があり、不同沈下に対して注意を要する。一般的に丘陵地における宅地開発は、旧来の地形を有効に活用してひな壇状をなしている。つまり、図 2.3 の模式図に示すように、高いところを削って発生した土砂で低いところに盛土して平坦面を形成したものが集合してひな壇を形成している。このようなことを考えると、見晴らしの良い宅地は盛土(締め固めの程度で地盤状況が変化します)で構成され、中央部が切り盛り境(地盤の状況が変化する)で見晴らしの良くないひな壇の奥が地盤の良いこともあり得る。

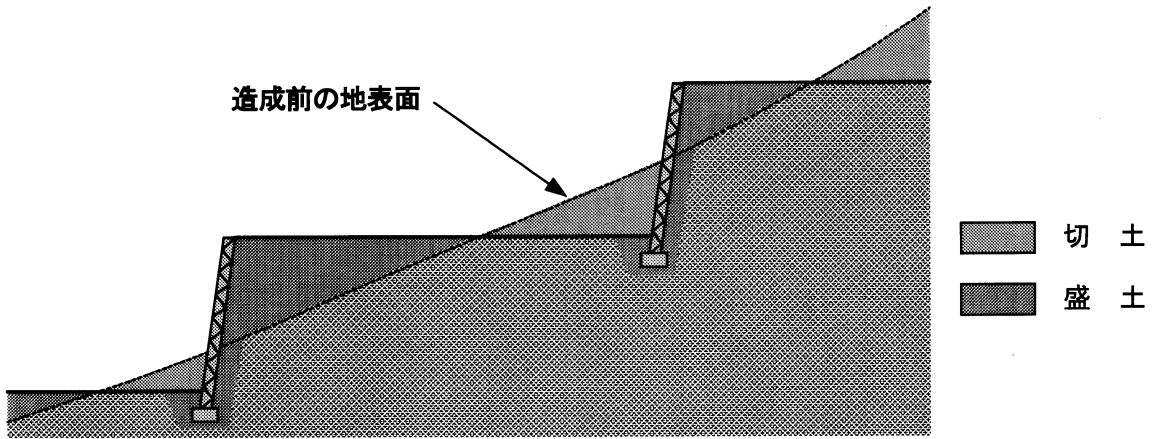


図 2.3：丘陵地の造成の概念図

したがって、丘陵地の宅地では、旧地形図で住宅を建てようと考えている地盤が、以前はどのようなところであったかを確認することが重要となる（旧地形の判読が重要である）。丘陵地における宅地開発の事例を図 2.4 に示す。

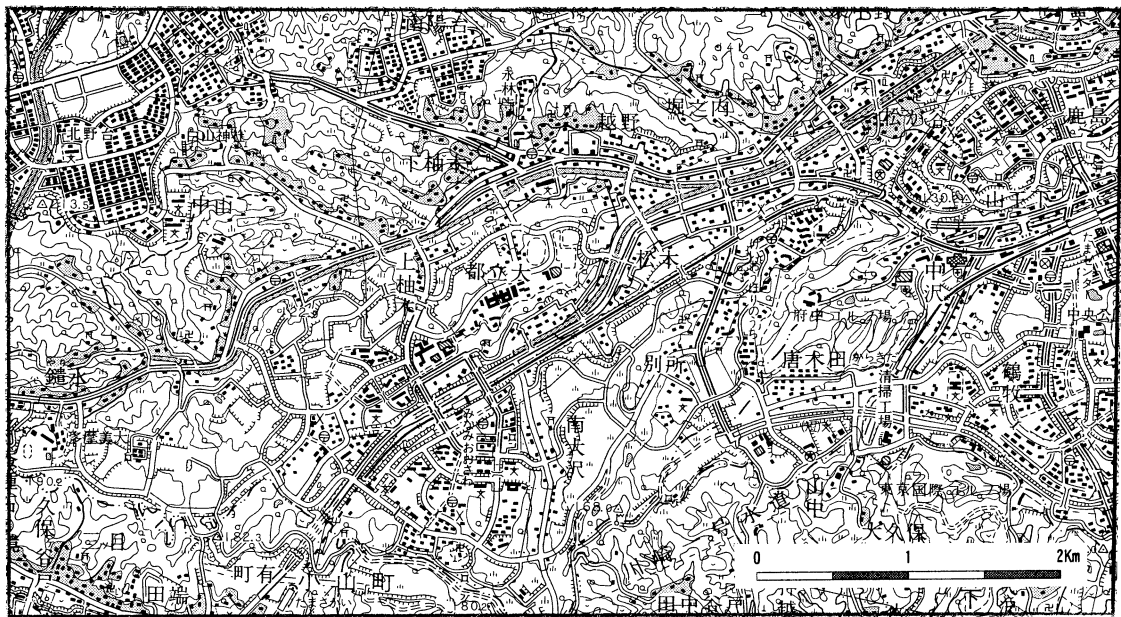


図 2.4：丘陵地における宅地開発例(1/5万地形図 八王子 明治37年測量 平成7年修正)

### 2.1.3 台地(段丘)

台地(段丘)は、広くて平坦な段丘面と、段丘面の周縁部にある急傾斜をなす段丘崖から構成されている。一般的に、段丘面と段丘崖は、海・川・湖などに隣接して階段状に配列していて、それぞれ海岸段丘・河岸段丘・湖岸段丘と呼ばれており、高位の(高い位置にある)ものほど古い時代に形成されたものである。

段丘面の表面は、ローム層(火山灰)で覆われていることがあり、古い段丘(高い位置の段丘)ほど数多くのローム層を載せている。

宅地としては、凝灰質粘土(水中で堆積したローム層で、東京では渋谷粘土層や板橋粘土層と呼ばれているベタベタする軟弱な粘土層。宅地の造成などで表層のローム層を削って、基礎からの荷重が凝灰質粘土にかかる場合は不同沈下が問題となることがある)を除けば良好な地盤といえる。

なお、段丘崖の直下や直上は、集中豪雨時の斜面崩壊(崖崩れ)には注意が必要である(道路や河川が被害を受けない限り国や自治体は復旧工事をしない。自分の財産は自分で守らなければならないことを念頭に置いて宅地取得を考える必要がある)。

段丘崖は、崖の下に地下水が地表に湧出する湧水地を形成することがある。このような場所は、最近では自然環境を保護しようとする運動が進められていることがあり、新たな開発行為を規制する傾向が増えている。

比較的地盤が良好な台地部でも注意すべき場所がある。次は、その注意すべき場所について述べることにする。

台地を小河川が削って形成した帯状の低地を谷底平野と呼んでいる。谷底平野には、地下水の浸みだす部分があり、そのような場所は湿地化しており、有機物(植物の遺骸)を多く含む軟弱な粘土が堆積していることがある。

谷底低地は、水の乏しい段丘面に比べると人類によって古くから耕作地や住宅として利用されていた反面、近年まで水田や湿地として残されていた箇所もある。このような湿地は、周囲と同様の高さに造成されていたとしても、一皮むけば非常に軟弱な地盤であることが多いので注意を要する(ここでも旧地形の判読が有効な手段になる)。近年は段丘面の都市化が進んで畑地や雑木林が戸建て住宅や集合住宅に変化し、降雨などが地面から地中に浸透する割合が減少して、豪雨時などに降水が集中的に谷底低地に集まることによる都市型の洪水がしばしばニュースとして取り上げられることもあり、谷底低地は住宅地としての土地取得には注意が必要と思われる。

#### 2.1.4 低地

低地は、隣接している海・川・湖などの水面から比べて、比高差が少ない(相対的な高さが低い)地域を総称して呼んでいる。低地の代表的なものとしては、最終氷期(今から約2ないし1.8万年前)に最も海面が低下していた時期に削られて形成された地形上に、その後の海面上昇に伴って砂や粘土などが堆積して形成された沖積平野がある。沖積平野の模式的な平面を図2.5に示す。

沖積低地は、山麓部から海までに至るまでの形成位置によって、山麓部の扇状地部、

中流域の氾濫原部と下流域から河口にかけての三角州部ならびに人工的な埋立地などに分けることができる。

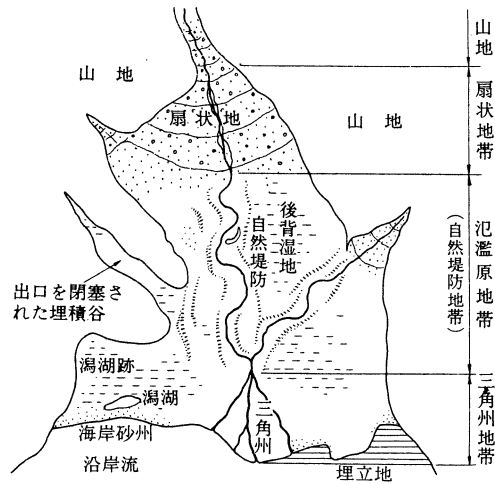


図 2.5 : 山地から河口に至る間の地形概念図 (建設計画と地形・地質 : 土質工学会より抜粋)

### ① 扇状地部

扇状地は、河川が山地から平野部に移行した位置に、かつての洪水流の繰り返し氾濫によって山地から供給された堆積物で形成された緩傾斜の地形で、河川の流路が現在ではほぼ固定された状態となっている。その地盤は、ほとんど砂礫層から構成されていて、宅地地盤としては良好といえる。扇状地の例を図 2.6 に示す。

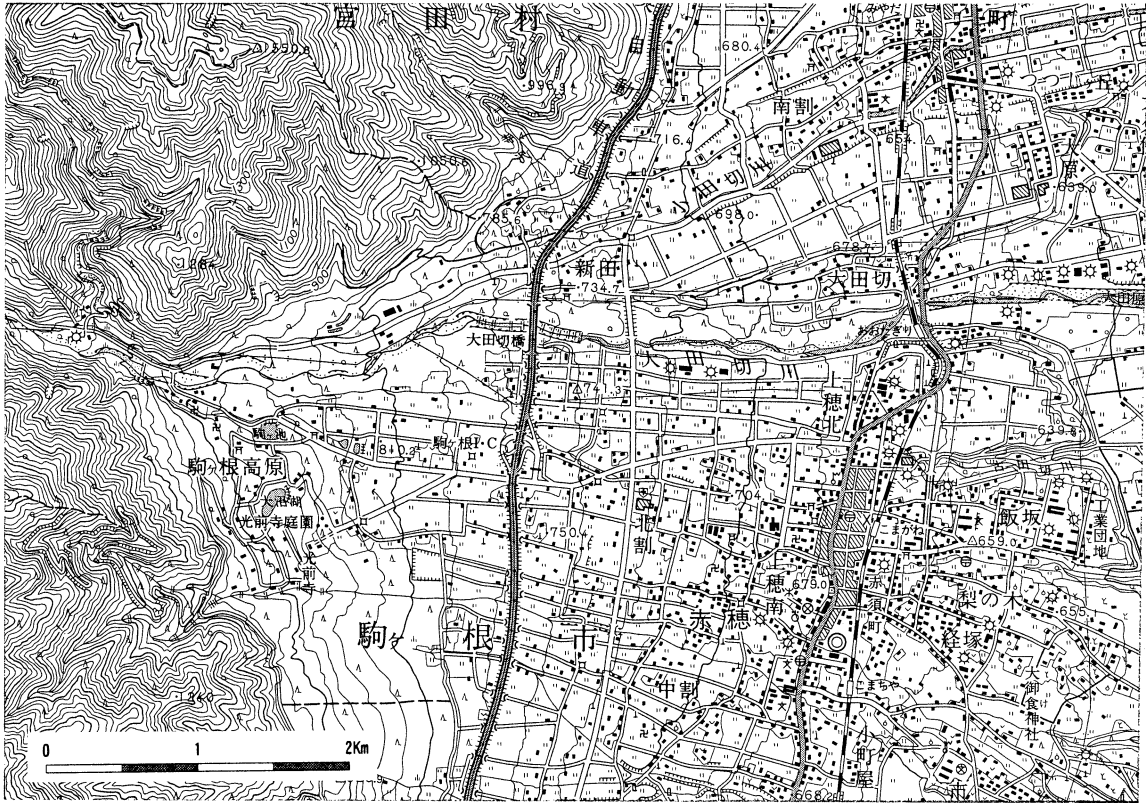


図 2.6 : 扇状地の一例 (1/5 万地形図 あかほ 赤穂 明治 41 年測量 平成 7 年修正)

なお、扇状地の半径が 100~300m の小規模な扇状地(沖積錘<sup>ちゅうせきすい</sup>)は、ごく最近の土石流堆積物で形成されたもので、集中豪雨時には再び土石流被害が発生することが考えられるので、住宅用地としては問題がある土地といえる。

## ② 氾濫原部

氾濫原部は、扇状地部と後に述べる三角州部との中間部に位置して、大まかには

- a) 旧河道
- b) 自然堤防
- c) 自然堤防の背後に広がる土地の低い後背湿地
- d) 小さな谷の出口が大きな川の土砂で堰き止められた埋積谷

に区分することができる。

これら低地の代表的な地形を図 2.7 に示す。

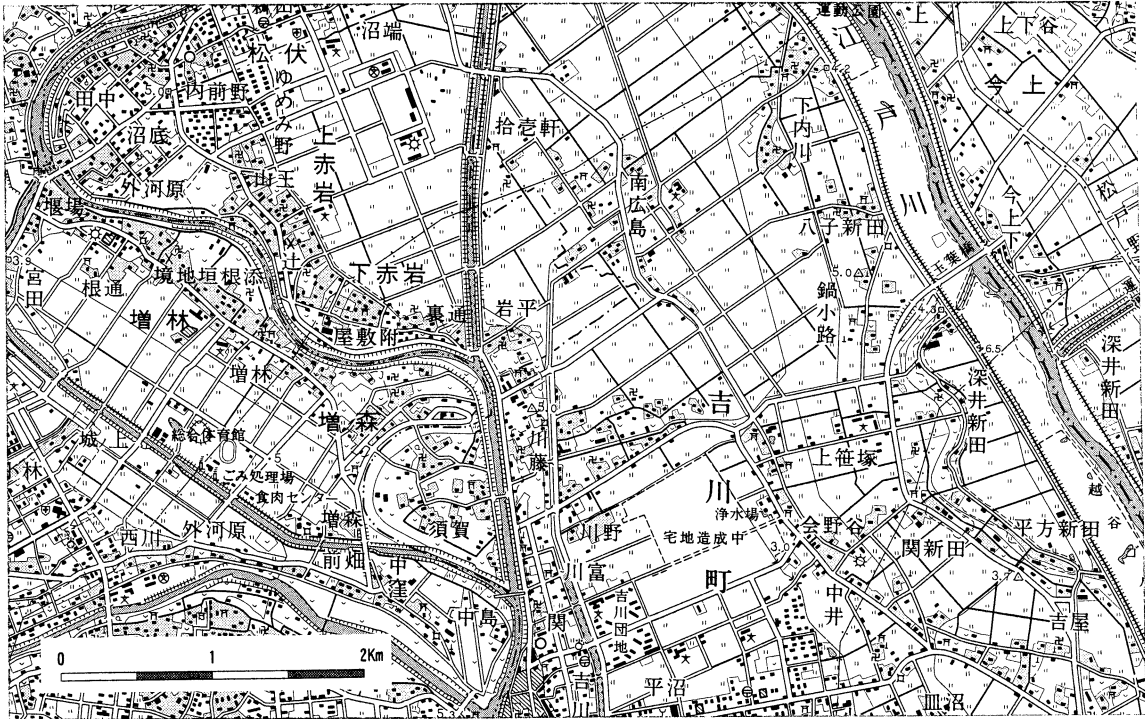


図 2.7：低地の代表地形例 (1/5 万地形図 野田 明治 39 年測量 平成 2 年修正)

以下、氾濫原部の地形と地盤についてその特徴を述べることにする。

#### a) 旧河道

旧河道は、かつては川が流れていた流路の跡で、周囲の地盤より 0.5～1 m 程度低い帯状の凹地形を呈しており、水田(ただし湿田)などとして利用されるか、三日月湖と呼ばれる沼地として放置されていた土地で、排水が悪くて洪水時には浸水被害の危険が考えられる場所である(遊水池として利用されている場合もある)。

地盤は、軟弱な粘土層や腐植土層などで構成されているために、不同沈下の発生が懸念されることから宅地としては問題がある。

旧河道は、良質材と考えられる砂などで埋土して宅地化されていたとしても、地下水位が地表面付近にあるために、地震時に液状化し易いことも特徴としてあげられるので、やはり宅地としては問題がある(ここでも旧地形の判読が重要となる)。

#### b) 自然堤防

自然堤防は、旧河道や現河道に沿って分布しており、かつての洪水時に河川からあふれ出た土砂が堆積してもので、周囲より高い帯状の微高地(周囲より 2～3 m 程度高くなっている土地)を形成しており地表面付近の地盤は砂や砂礫層で構成されている。



自然堤防は、洪水に対しても冠水することも少ないことから昔から人々が家を建てて集落を形成していた。

したがって、戸建て住宅の宅地としては沖積低地の中では良好な地盤と考えられている。ただし、後述する後背湿地に面する部分などでは地下水位が浅いために、地震時の液状化が問題となることがある。

自然堤防と後背湿地の関係を示す模式図を図 2.8 に示す。

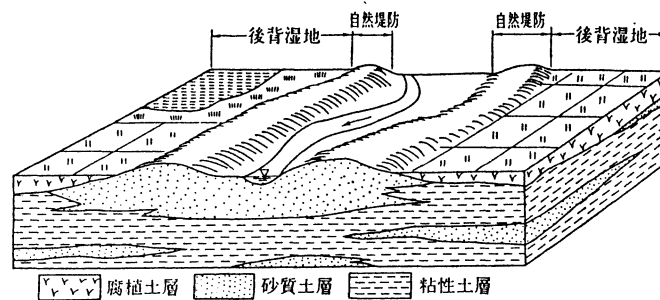


図 2.8 : 自然堤防と後背湿地の模式図 (建設計画と地形・地質 : 土質工学会より抜粋)

### c) 後背湿地

後背湿地は、自然堤防の背後に広がる低くて平らな低地のことを呼んでいる。

後背湿地は、広大な湿地帯をなしており古来より新田開発が進められ、水田として耕作面積を広げて利用されてきた。この緑豊かで広大な水田地帯は、地下水の豊かな涵養源となっていたが、大都市近郊においては次に述べるように大きく変貌している。

大都市近郊の水田地帯は、道路・鉄道などの交通網の整備によって、大規模宅地開発が進められて、数々のニュータウンとなっている。

ところで、後背湿地の地盤は、軟弱な粘性土や有機質土(植物の遺骸を多量に含む粘性土)で構成されている。そして、洪水氾濫が起こると排水に時間を要して冠水時間が長引くことがある。住宅地盤としては多くの問題を抱えているといえる。

### d) 出口を閉塞された埋積谷

小さな河川が大きな河川に合流する地点において、大きな河川の土砂供給量が多い場合、小さな河川の出口が塞がれることがある。このようなところでは小さな河

川の河口部に水の澱んだ沼地が形成される。そして湿地性の植物が繁茂し、その遺骸で構成されるスポンジのような腐植土層や、小さな河川の上流から供給される泥水によって有機質土が堆積して、極めて軟弱な地盤が形成される。

出口を閉塞された埋積谷は、非常に地盤の悪い湿地帯となっているために、最近までは湿田として利用されるか、開発されずに沼地として放置されている場所が殆どであった。しかし、このような土地にもバブルの波が押し寄せて、地盤は悪いが地価が安いことから宅地化が積極的に進められるようになった。

劣悪な地盤でも平坦に造成されてしまうと、周囲との差の見極めが難しくなり、一般の方では地盤が悪い部分がどこに分布するかが分からない場合が殆どである(このような場合には旧地形の判読が非常に重要となる)。

以上に述べたように、宅地としては不同沈下による建物被害や豪雨時の冠水などの他に、たとえ地盤改良などの対策が施してあってもライフラインの被害(例えば、下水道の逆流、建物に引き込んだ線などの切断)が懸念され、宅地としては最も用心すべき土地といえる。

出口を閉塞された埋積谷の模式断面を図 2.9、その地形の一例を図 2.10 に示す。

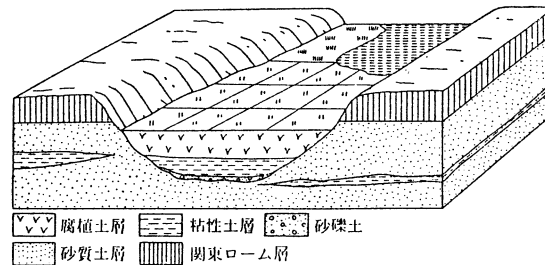


図 2.9 : 出口を閉塞された埋積谷の模式断面 (建設計画と地形・地質 : 土質工学会より抜粋)

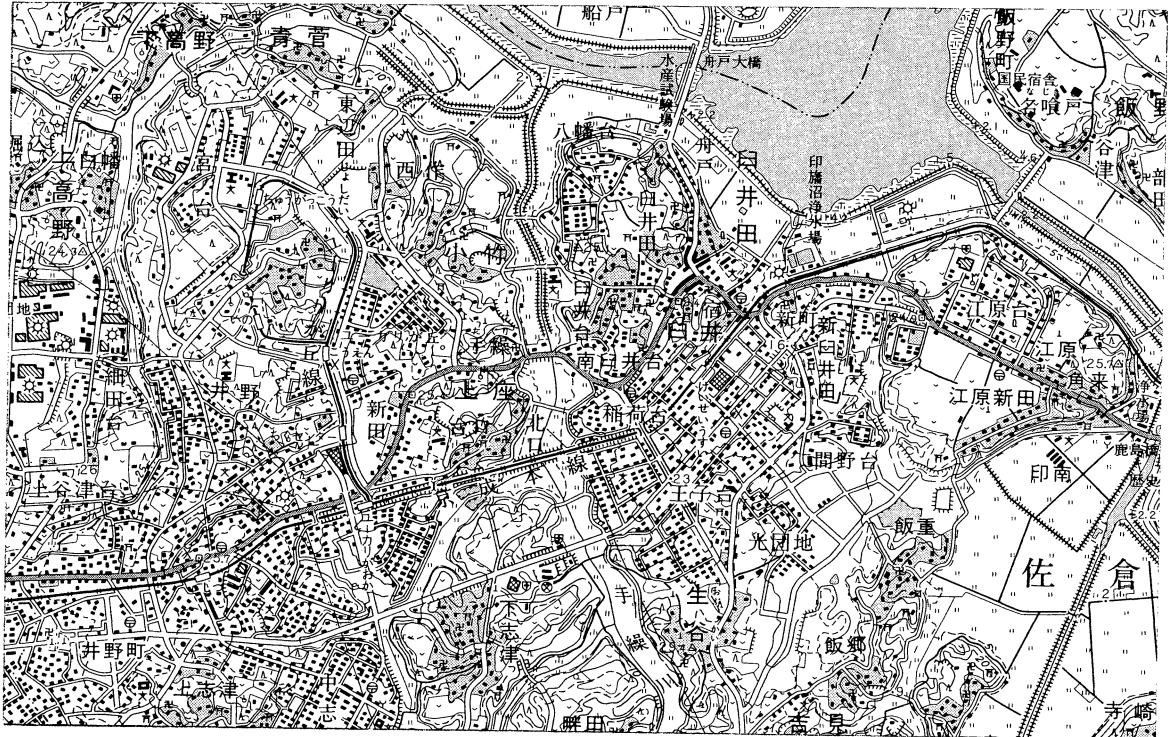


図 2.10 : 出口を閉塞された埋積谷の地形一例(1/5万地形図 佐倉 明治36年測量 平成5年修正)

### ③ 三角州部

三角州部は、河川によって運搬された土砂が静かな海や湖に注ぐ河口付近に堆積して自然の埋立地盤として形成された土地で、低平な地形を呈している。三角州は、沿岸流よりも河川の土砂運搬力が優る場合に大きく発達する。

#### a) 三角州

三角州の表層地盤は、河道の変化、堆積面の海(あるいは湖)への前進、微妙な海面変動や河川上流からの土砂供給量の変化などによって、礫～砂～シルト～粘土と土質が粗いものから細かいものへと変化する。いずれの場合も表層地盤の下は軟弱な粘土地盤で構成されている。三角州の模式断面を図 2.11 に示す。

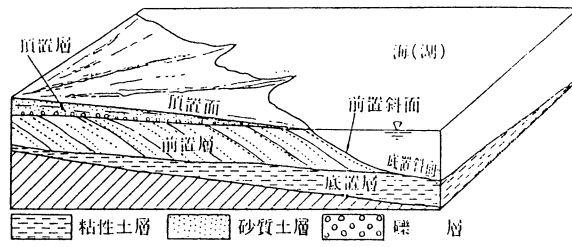


図 2.11 : 三角州の模式断面 (建設計画と地形・地質 : 土質工学会より抜粋)

三角州は、全般に軟弱な地盤であるために、高潮災害、地震時の災害ならびに広域的な地盤沈下などの問題を抱えている場合がある。

三角州の地形例を図 2.12 に示す。

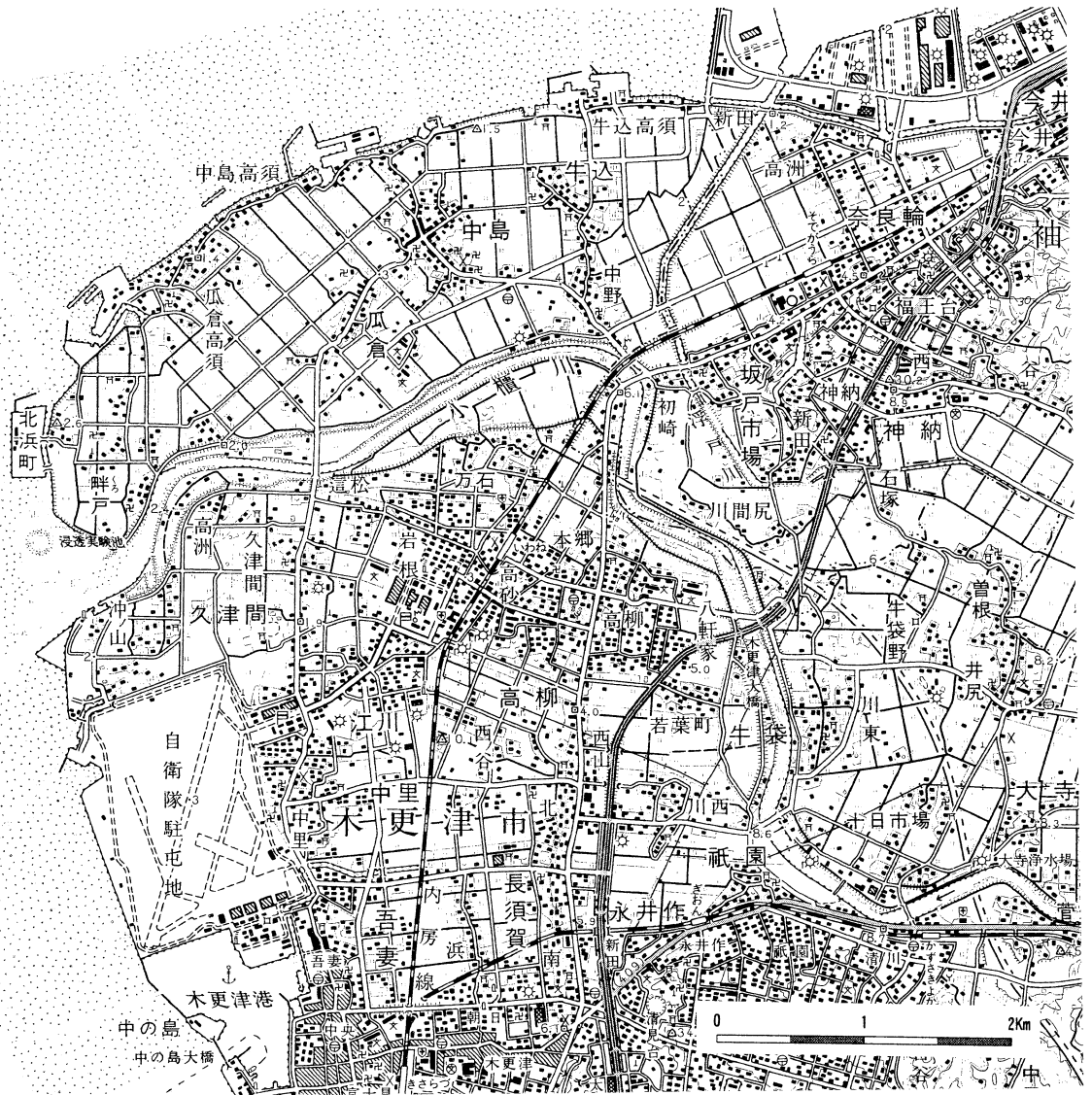


図 2.12 : 三角州の地形例 (1/5 万地形図 木更津 明治年測量 平成年修正)

## b) 潟湖跡地

海岸砂州の内陸側には外海と隔離された浅い潟湖（ラグーン）ができる。このようなところでは、湿地性の植物が繁茂してスポンジのような腐植土や有機質土が堆積する。そして潟湖は徐々に湿地化(極端に言えば沼沢地から陸地化)するが、地下は軟弱な地盤で構成されていることに変化はない。

先に述べた出口を閉塞された埋積谷と同様に、近年まで開発の手が入らなかった問題の多い土地といえる。

海岸砂州と潟湖跡地の模式図を図 2.13 に示し、地形例を図 2.14 に示す。

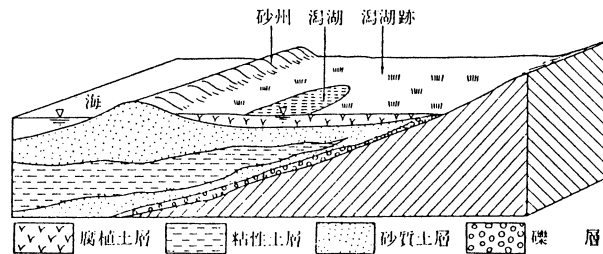


図 2.13：海岸砂州と潟湖を示す模式図(建設計画と地形・地質：土質工学会より抜粋)

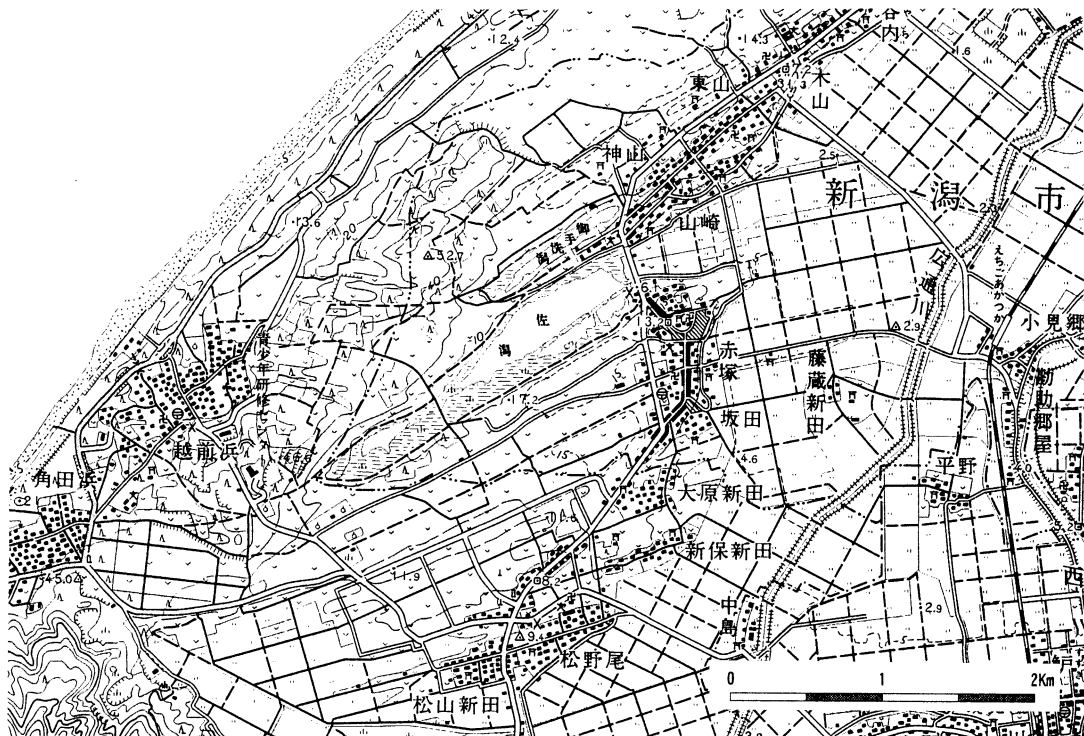


図 2.14：海岸砂丘と潟湖跡の地形例(1/5万地形図 弥彦 明治44年測量 平成3年修正)

#### ④ 海岸砂州

砂州は、浅海で沿岸流によって運搬されてきた砂が堆積して形成されたものである。

この砂が波によって打ち上げられて細長い高まり(浜堤)が形成される。さらにその浜堤が風によって長い年月をかけて砂が高まりのように堆積して砂丘を形成する。

砂州や砂丘そのものは宅地地盤としては、周囲にある三角州に比べると比較的良好といえる。ただし、砂丘のすそ野の地下水が浅いところと砂州は地震時の液状化が問題となる。

なお、砂丘が数列並んでいる場合の砂丘の間は、砂丘間低地と呼ばれて軟弱な有機質土が堆積しているので、宅地としては注意が必要となる。

#### ⑤ 人工造成地(埋立地)

我が国の沿岸部では、江戸時代から新田開発などの人工造成地(埋立による土地の拡大)が造られてきた。この頃の埋立は、機械化が進んでいないため、時間をかけた造成といえる。したがって、人力に頼っていた埋立地では、目立った地盤の変状は少なかったと考えられる(埋立による荷重の増加と地盤沈下の速度がうまく釣り合っていたものと考えられる)。

人工造成地は、近代化が進むにつれてその範囲が拡大されると共に施工速度が早くなった。埋立地の造成は、第二次世界大戦後のいわゆる高度成長期にピークを迎えて、機械化による大規模な埋立が各地で押し進められた。それに伴って風光明媚な海岸線や水鳥の楽園として水質浄化に寄与していた干潟が、無機質な直線で構成される人工造成地へと大幅な地形改変が行われることが全国で見受けられた。

しかし、最近では環境問題が重要視されるようになって、大規模な埋立が見送られるようになってきた。

以上に述べた近年の人工造成地(埋立地)の地盤は、自然地盤に比べると極めて新しく、埋立に用いた材料も良質な岩盤を砕いたものや山砂から、海底のヘドロのように極めて軟弱な粘土を浚渫したものやゴミなどの廃棄物で造成されていることもある。

人工造成地は、埋立地盤そのものが極めて軟弱である場合が多い上に、埋立以前の自然地盤そのものが軟弱な粘土層で形成されているために、地盤改良を行っていない場合には地盤沈下が長期間に渡って継続することが懸念される。

人工造成地では、地盤沈下が全体的に生じるために問題がなかなか見えない面もあるが、杭で支えた構造物が抜け上がって余分なステップが必要となる、ライフラインの不都合(マンホール部分の抜け上がりや引き込み線の切断)などとして日常生活に支障を来すことも見受けられる。

埋立が良質な山砂で造成されている場合には、地震時の液状化の被害と液状化に伴う噴砂(地下水と一緒に地中の砂が噴出する現象)によって道路などの通行に支障をきたして周囲から孤立することなども懸念される。埋立地の地形例を図 2.15 に示す。

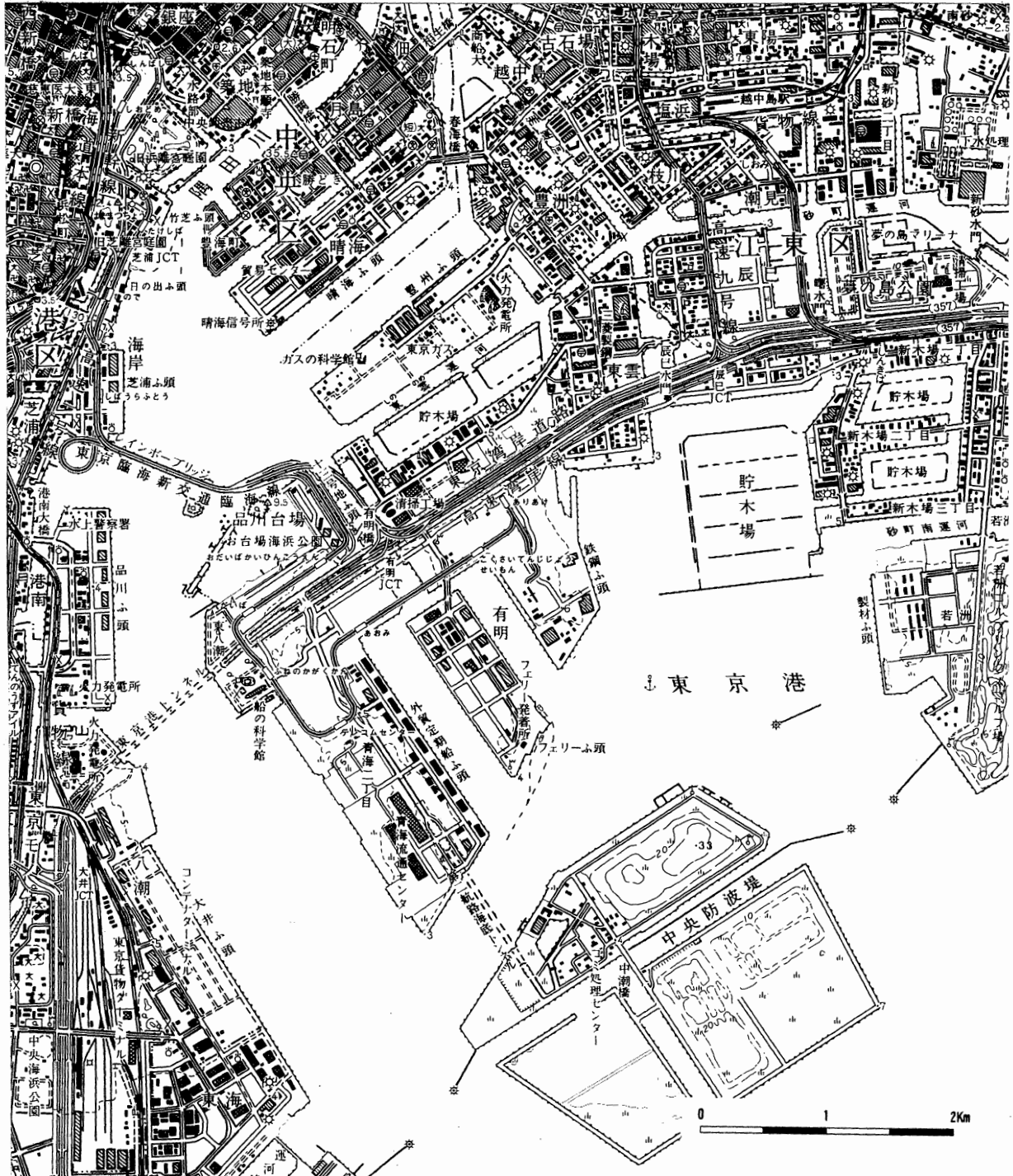


図 2.15 : 埋立地の一例 (1/5 万地形図 東京東南部 明治 42 年測量 平成 6 年修正)

## 2. 2 宅地化する前の地形の調べ方

我々がふだん見ている地形は、一見して、いつまでも変わっていないように感じられるかもしれないが、ある時期に急激に改変している場合が多い。特に宅地化された地形は、1年から数年の単位で、がらりと様変わりをする。いままで湿地だったところが、盛土されて整然とした宅地になっている場合が多い。

宅地を購入する際、現在の整然とした宅地は自分たちの目で確認できるが、宅地供給者は昔の土地状況までは情報として教えてはくれない。購入者側で調べて、宅地としての良し悪しを判断する必要がある。

ここでは、宅地化する前の旧地形を調べる方法について述べる。

### (1) 地名の起源による方法

地名には、地形や植生などから軟弱地盤や崩壊性地盤などを示すものが多いので、まずは、あなたの購入する土地の地名をチェックする必要がある。

表 2.2.1 地名と地形

地 形	代 表 的 地 名
低 湿 地	アクダ、アクド (悪田) アト (阿戸) アベ (阿部) アワラ (芦原) ウダ (宇田) エダ (江田) カツタ (勝田) カツマ (勝俣) カマタ (蒲田) クボ (久保) コタ (古田) ゴミ (五味) ゴンダ (権田) タイマ (当間) タクマ (託間) トダ (戸田) トベ (戸部) トロ、ドロ (土呂) トンダ、ドンダ (頓田) ニタ、ニト (仁田) ヌカタ (額田) スタ (沼田) ノタ (野田) ノマ (野間) フケ (富家) フダ (布太) ホダ (法田) ミドロ (美土路) ムタ (牟田) ヤノ (矢野) ヤダ (八田) ヤチ (谷地) ヤツ (谷津) ヤト (谷戸) ヤハラ (矢原) ヨド (淀)
新田干拓地	オキ (沖) カラミ (搦) コウヤ (興野) コモリ (小森) シンザイケ (新在家) シンポ (新保) シンヤシキ (新屋敷) タシロ (田代) チサキ (地先) ナンゲンヤ (何軒家) ハダチ (羽立) ベッショ (別所) ベフ (別府)
砂州・干潟	イサ (伊砂) イサゴ (砂子) シカ (鹿田) ス (州) スカ (須賀) テマ (手間) ユサ (由左) ユラ (由良)
崩 崖	アヅ (小豆沢) アゾ (阿曾原) アボ (阿保) ウツ (宇津) オシダシ (押出) カケ (掛) カレ (干) カロ (賀露) カンカケ (鍵掛) クエ (久江) サル (猿山) ザレ (座連) ダシ (出谷) ツエ (津江) ナギ (黒薙) ヌケ (抜谷) ホキ (保木) ボケ (歩危)

[注] 鏡味完二ほか：地名の語源、角川小辞典、昭和 52. 3 ほかより作成



(2) 地形図による方法

購入する土地の特性を知るためには、その周辺地域の地形分類図、地形図および地質図等に目を通す必要があるが、書店で販売している地形図はおおむね最新版のものを販売しているため、現況の地形はわかるが、土地改変前の旧地形については、日本地図センターに問い合わせる必要がある。また、市町村が刊行している市町村誌、市町村史にも、地形に関する記述があるので、図書館等でも知ることができる。

表 2.2.2 主な地形分類図・地質図

資料名	発行機関	備考
2万5千分の1土地条件図 2万5千分の1沿岸海域土地条件図	国土交通省国土地理院	(財)日本地図センターなどで販売
土地条件調査報告書 沿岸海域基礎調査報告書	国土交通省国土地理院	
地域地質研究報告 (5万分の1地質図及び解説書)	産業技術総合研究所地質調査総合センター／北海道局／北海道立地下資源調査所	(社)東京地学協会、(社)日本産業技術振興協会、地学情報サービス(株)、(社)北海道鉱業振興協会などで販売
20万分の1地質図、火山地質図、日本水理地質図、特殊地質図等各種の地質図	産業技術総合研究所地質調査総合センター	
土地分類基本調査(5万分の1)	国土交通省土地・水資源局／都道府県	
土地分類図(20万分の1)	国土交通省土地・水資源局	(財)日本地図センターなどで販売
土地保全図(20万分の1ほか)	国土交通省土地・水資源局／都道府県	
土地地質図(20万分の1)	各地方土木地質図編纂委員会	
地すべり地形分布図	防災科学技術研究所	
新編日本の活断層一分布図と資料	活断層研究会編東京大学出版会刊	一般書店で販売
都道府県・市町村作成の地形分類図、地質図類	都道府県／市町村	地域防災計画担当部局などで作成例あり

特に、地形図は等高線やがけ記号などによって、地表の起伏が表現されており、等高線では十分表現しきれない微細な地形の違い、植生および土地利用も表示されているため、地形図をみると、地形に関する多くの情報が得られる。最もよく使われている地形図は2万5千分の1地形図である。

この現況地形図と宅地化される前の旧地形図を比較することによって、購入する土地が、条件の悪い土地（急傾斜地、崩壊性の地盤、軟弱地盤）であるかの判断ができる。

★地形判読のヒント

低地に該当する地盤がすべて軟弱地盤と区分されるものではないが、台地に比べた場合、潜在する地盤問題が多いことは事実である。地形区分図などの地形図資料の入手と併せて宅地周辺において、次の事項が該当するかどうかで地形判読が可能な場合がある。

①住宅地盤の近くでの河川、橋、暗渠などの有無

河川は高い～低い方向に自然に流れる。河川ならびに付随する施設が存在することは

低地であることを、さらに道路と橋に段差が見られれば軟質粘土層が厚い可能性が高いことを示唆している。暗渠は遊歩道となっている場合がある。台地内においても、凹部に相当し平坦部に比べ問題は多い。

②坂道の有無

地形の起伏は道路の傾斜（坂道）にあらわれる。

③水田の有無

水田の水はけの悪さが好条件となる。また、河川から水を引くことから低地であることを示唆している。

④池のある公園の有無

自然湧水の池は、台地との地形境に位置することが多い。このことは、池の位置が谷地地形の谷地頭に相当していることを意味する。

⑤お宮、墓地の有無と位置関係

お宮や墓地は昔より出水から守られた位置（台地、高台など）にある。従って、台地の可能性が高いことを示唆している。低地の場合でも、自然堤防のような微高地に位置している場合が多い。

⑥鉄道、道路など線設の構造

極端な勾配変化を嫌う構造物では、低地部分を高架や盛土で通過することが多い。従って、高架や盛土構造が連続する部分は低地であることを示唆している。

⑦植生

雑木林などは台地部分に相当することが多い。また、竹林は地下水が高い斜面、すなわち崖錐部などの地形境に相当することが多い。

⑧道路の荷重規制や傷み

地盤の悪さは道路の傷みとして現れる場合がある。また、このような場合には交通荷重制限をしている場合が多い。

⑨大きな倉庫や工場の有無

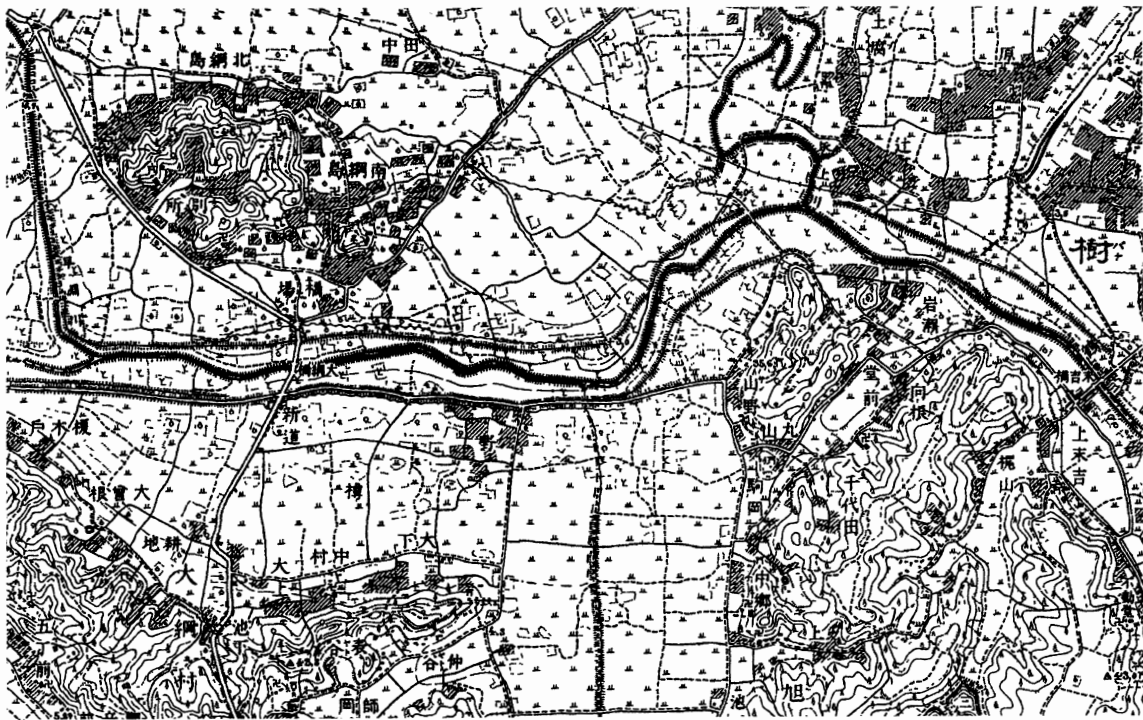
大きな倉庫や工場は意外に軽量のものが多い。また、広大な土地の利用は敬遠されがちな低地に該当していることが多い。

⑩擁壁や地下車庫の有無

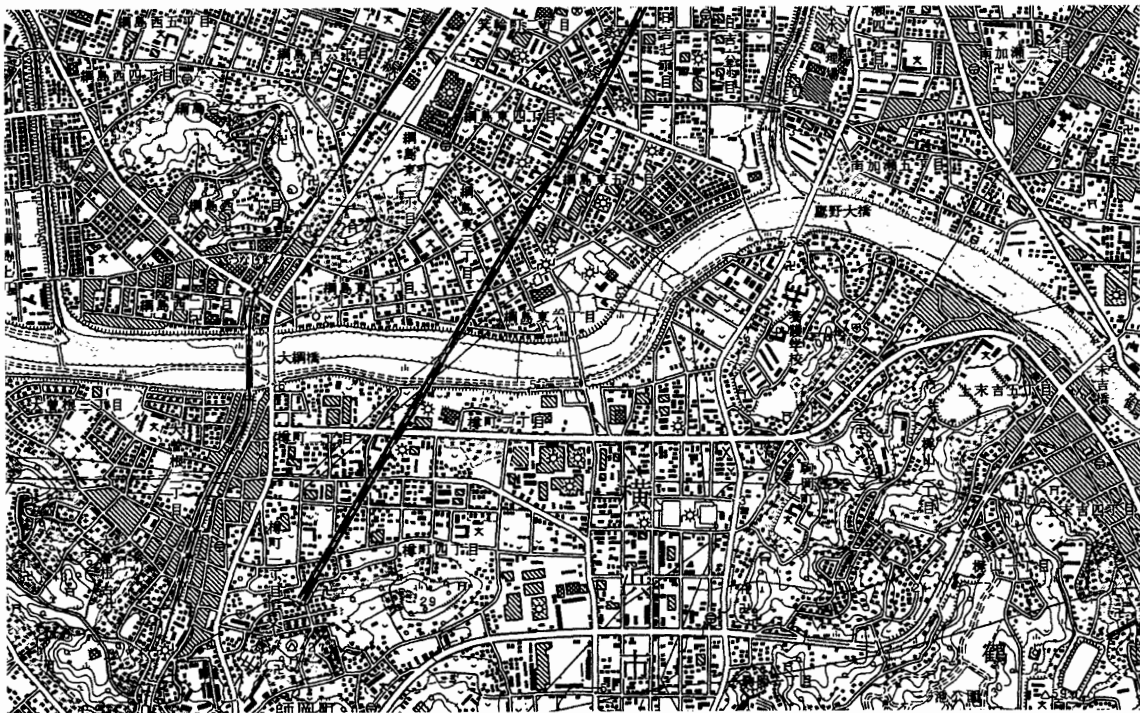
斜面利用のためであり、地形境に該当していることが多い。

次頁に、最もよく使われている 2 万 5 千分の 1 の地形図による旧地形と現況地形の比較の参考例を示す。

- ・旧地形図…『大正・昭和 東京周辺地形図集成 一京葉・京浜・多摩地区一』：柏書房  
（大正 6 年測図 2 万 5 千分の 1 地形図「川崎」より抜粋）
- ・現況地形図（国土地理院発行 2 万 5 千分の 1 地形図 平成 5 年測量「川崎」より抜粋）



(a)横浜市綱島周辺の旧地形図（大正6年測量）



(b)横浜市綱島周辺の地形図（平成5年測量）

図 2.2.1 旧地形図と現況地形図との比較

### (3) その他による方法

大規模な宅地造成区域の旧地形を把握する方法として、地表面を空中から撮影した写真、空中写真を利用する方法がある。空中写真には、人工衛星などで宇宙空間から撮影した写真、航空機から撮影した写真、気球から撮影した写真などがあるが、地形を調べるためによく使われるのは、航空機から撮影した測量用の垂直写真であり、これは実体視ができる。

さらに、近年人工衛星から得られるリモートセンシング画像も利用されるが、微地形の判読が難しく、主に地質構造を反映した山地の大地形の調査や植生・陸水の状況から読みとれる地形の調査に利用される。小規模な宅地の旧地形判読には不向きである。

### <参考文献>

- 1) (社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック，1999
- 2) (社)土質工学会(現 地盤工学会)：土質基礎工学ライブラリー26 建設計画と地形・地質，1984
- 3) (社)土質工学会(現 地盤工学会)：土質工学ハンドブック，1982
- 4) 鏡味完二ほか：地名の語源、角川小辞典、1977

### 3. 基礎の沈下と軟弱地盤

#### 3.1 軟弱地盤の概念

宅地地盤での軟弱地盤とは、盛土及び構造物（戸建住宅、擁壁など）の荷重により大きな沈下が生じ、支持力等が不足して盛土のり面のすべりや、地盤が側方移動する等の変形が著しく、盛土及び構造物に対して有害な支障を起こす地盤を言う。また、地震時に液状化が発生する恐れのある砂質土地盤は、一種の軟弱地盤と考えられる。

軟弱地盤は、一般に、沖積平野、沼沢地及び台地や丘陵地の谷部等に分布し、軟らかく圧縮性に富む粘性土や高有機質土、腐植土等で構成されている。

軟弱地盤の判定の目安は、盛土及び構造物（戸建住宅、擁壁など）を想定したものととして、都市基盤整備公団では表 3.1.1 のように示されており、高有機質土で  $W_{sw}=1\text{kN}$  以下、細粒土（粘性土）で  $N$  値 2 以下、 $W_{sw}=1\text{kN}$  以下または  $q_c=0.4\text{MN/m}^2$  以下、砂粒土（砂質土）で  $N$  値 10 以下、 $N_{sw}=50$  以下または  $q_c=4.0\text{MN/m}^2$  以下である。

表 3.1.1 軟弱地盤の目安<sup>1)</sup>

主な地形的分布地域	地盤タイプ	土層・土質区分		記号	土質定数						
					$W_n$	$e_n$	$q_u$	$N$ 値	$\frac{W_{sw}}{N_{sw}}$	$q_c$	
枝谷 おぼれ谷	泥炭質 粘土質 砂質	高有機質土 [Pt]	ピート (Pt)	繊維質の高有機質土		300 以上	7.5 以上	—	—	$W_{sw}=1\text{kN}$ (自沈)	—
			黒泥 (Mk)	分解の進んだ高有機質土		300 ~ 200	7.5 ~ 5				
後背湿地 潟湖性低地	粘土質 粘土質 砂質	細粒土 [F]	有機質土 (O)	塑性図 A 線の下、有機質土		200 ~ 100	5 ~ 2.5	0.03 以下	2 以下	$W_{sw}=1\text{kN}$ (自沈)	0.4 以下
			火山灰質粘性土 (V)	塑性図 A 線の下、火山灰質二次堆積粘性土			100 ~ 50				
三角州低地	砂質 粘土質 砂質	砂質土 (SF)	シルト (M)	塑性図 A 線の下、ダイレタンシー大				50 ~ 30	1.25 ~ 0.8	—	10 以下
臨海埋立地			粘性土 (C)	塑性図 A 線の上、又はその付近ダイレタンシー小							
自然堤防 海岸砂州	粘土質 砂質	砂粒土 [S]	砂質土 (SF)	75 $\mu$ 以下 15 ~ 50%			30 以下	0.8 以下	—	10 以下	$N_{sw}=50$ 以下
			砂 (S)	75 $\mu$ 以下 15% 未満							

（「軟弱地盤技術指針（案）」都市基盤整備公団、昭和 59 年 1 月、一部加筆修正）

なお、土質欄の記号の意味は次のとおりである。

$W_n$  : 自然含水比 (%)

$e_n$  : 自然間隙比

$q_u$  : 一軸圧縮強さ ( $\text{MN/m}^2$ )

$N$  値 : 標準貫入試験によって得られる打撃回数

$N_{sw}$  : スウェーデン式サウンディング試験において、沈下を生じるおもりの重量 ( $\text{kN}$ )

$W_{sw}$  : スウェーデン式サウンディング試験における半回転数

$q_c$  : オランダ式二重管コーン貫入試験におけるコーン指数 ( $\text{MN/m}^2$ )

参考) 他の基準による軟弱地盤の判定の目安

(1) 「宅地防災マニュアルの解説 改訂版」(建設省建設経済局民間宅地指導室)

軟弱地盤の目安は、地表面 10m までの地盤に次のような土層の存在が認められる場合とする。

- 1) 有機質土・高有機質土
- 2) 粘性土で標準貫入試験で得られる  $N$  値が 2 以下、スウェーデン式サウンディング試験において 1kN 以下の荷重で自沈するもの、又はオランダ式二重管コーン貫入試験におけるコーン指数 ( $q_c$ ) が  $0.4\text{MN/m}^2$  以下のもの
- 3) 砂質土で、標準貫入試験で得られる  $N$  値が 10 以下、スウェーデン式サウンディング試験において半回転数 ( $N_{sw}$ ) が 50 以下のもの、又はオランダ式二重管コーン貫入試験におけるコーン指数 ( $q_c$ ) が  $4.0\text{MN/m}^2$  以下のもの

なお、軟弱地盤の判定に当たって土質試験結果が得られている場合には、そのデータも参考にする。

① 粘性土の“ $N$ 値 2 以下”は表 3.1.2, 図 3.1.1 を参考としている。

表 3.1.2 コンシステンシー、 $N$  値及び一軸圧縮強さ ( $q_u$ ) の関係 (Terzaghi and peck)

コンシステンシー	非常に軟らかい	軟らかい	中位の	硬い	非常に硬い	固結した
$N$ 値	2 以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30 以上
$q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	25 以下	25~50	50~100	100~200	200~400	400 以上

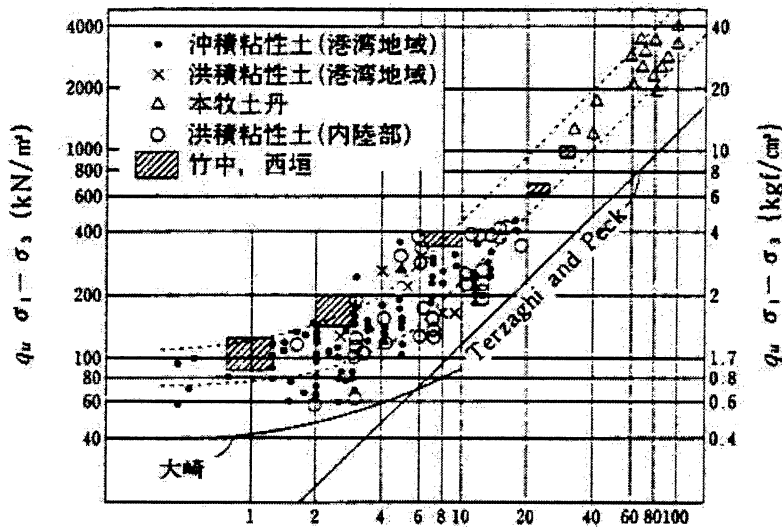


図 3.1.1  $q_u$  と  $N$  値との関係 (奥村に加筆修正) 2)

② 砂質土の“ $N$ 値 10 以下”は「設計要領第一集、平成 10 年 5 月、日本道路公団」による基準を砂質土の“スウェーデン式サウンディングの半回転数 ( $N_{sw}$ ) 50 以下”は建築研究所の実験データを参考としている。

(2) 「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編」  
 （建設省河川局監修、（社）日本河川協会編、（株）山海堂、平成9年10月）

1. 粘土地盤の場合

- 1) 準貫入試験による  $N$  値が 3 以下の地盤
- 2) オランダ式二重管コーン貫入値が  $0.3\text{MN/m}^2$  以下の地盤
- 3) スウェーデン式サウンディング試験において  $1\text{kN}$  以下の荷重で沈下する地盤
- 4) 一軸圧縮強さ  $q_u$  が  $0.06\text{MN/m}^2$  以下の地盤
- 5) 自然含水比が 40%以上の沖積粘土の地盤

2. 有機質土の地盤の場合

3. 砂質地盤の場合

- 1) 標準貫入試験による  $N$  値が 10 以下の地盤
- 2) 粒径のそろった砂の地盤

(3) 「設計要領 第一集」（日本道路公団、平成10年5月）

表 3.1.3 軟弱地盤の目安

地 盤	泥炭質地盤及び粘土質地盤		砂質地盤
層 厚	10m 未満	10m 以上	—
$N$ 値	4 以下	6 以下	10 以下
$q_u$ ( $\text{MN/m}^2$ )	0.06 以下	0.1 以下	—
$q_c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	0.8 以下	1.2 以下	4.0 以下

注1) 表中で「 $q_c$ 」はオランダ式二重管コーン貫入試験におけるコーン指数である。

注2) 特に  $N$  値 10 以下あるいは  $q_c=4.0$  以下の砂地盤では、地震時の流動化が問題となる。

(4) 「道路土工 軟弱地盤対策工指針」（（社）日本道路協会、昭和61年11月）

軟弱層の基底は  $N$  値、サウンディング結果などにより判定する。軟弱層の基底とみなし得る目安を  $N$  値で判断する場合は、粘土・粘性土では 4~6 以上、砂・砂質土で 10~15 以上の層となる。また、スウェーデン式サウンディングで判断する場合は、粘土・粘性土に対して 1m 当たりの半回転数が 100 程度以上、オランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン指数で判断する場合には、粘土・粘性土は  $q_c=1.0\text{MN/m}^2$  程度以上、砂・砂質土では  $q_c=4.0\sim 6.0\text{MN/m}^2$  程度以上の層である。

### 3. 2 軟弱地盤上での基礎の沈下

軟弱地盤上に戸建住宅を建設した場合、基礎の沈下等の問題が生じることがある。

基礎の沈下について、これまでの事例を以下の①～⑩に示す。

#### ① 盛土による沈下が継続している場合

厚い軟弱地盤での盛土造成直後に戸建住宅を建設すると、盛土による圧密沈下が進行中のために、建物に傾斜、亀裂・隙間などの有害な障害が発生する。

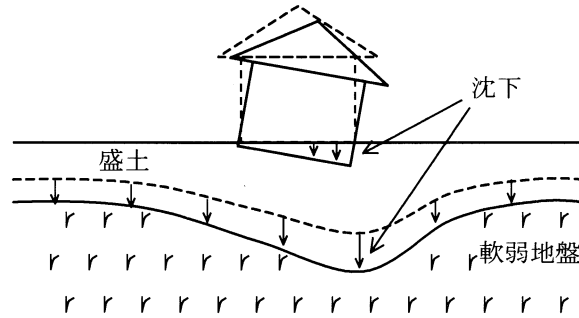


図 3.2.1 (a)

#### ② 軟弱地盤の厚さが異なる場合（地層傾斜）

軟弱地盤の厚さが異なることによって、基礎に不同沈下が生じ、建物が傾斜する。

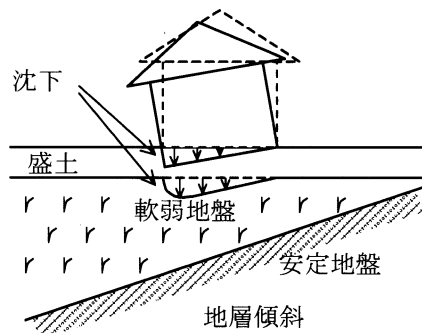


図 3.2.1 (b)

#### ③ 軟弱地盤の土質が宅地内で異なる場合

軟弱地盤の土質が宅地内で異なることによって、基礎に不同沈下が生じ、建物が傾斜する。

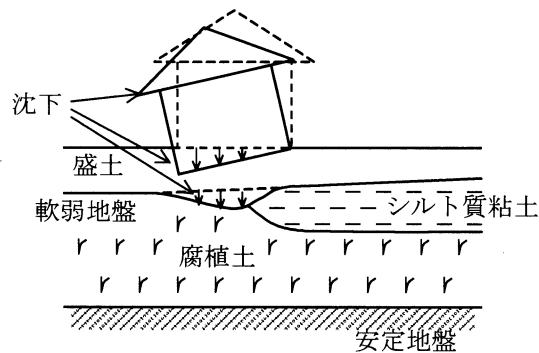


図 3.2.1 (c)



④ 盛土部と切土部にかかる場合

宅地が盛土部と切土部にかかり、軟弱地盤上の盛土部の方が多く沈下して建物が傾斜する。

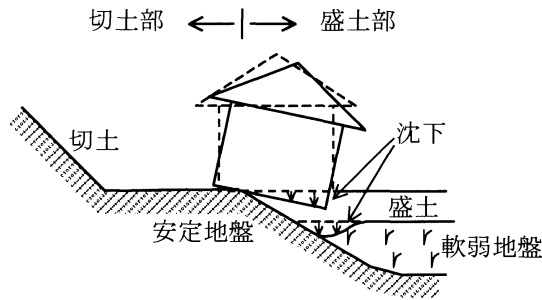


図 3.2.1 (d)

⑤ 軟弱地盤が厚い場合

軟弱地盤が厚いために、沈下が大きく発生し、これに伴い基礎の剛性が乏しい建物では相対沈下量が大きくなり、建物に亀裂・隙間が発生する。また、盛土自体も長期間に亘って沈下が継続する

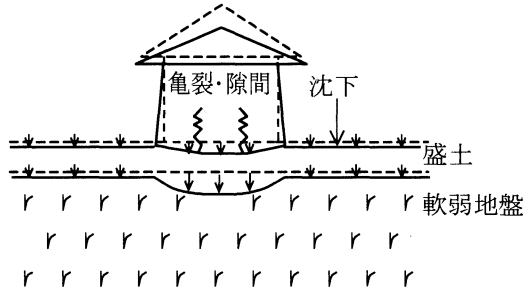


図 3.2.1 (e)

⑥ 建物荷重が偏る場合

建物の重い部分の基礎の方が多く沈下し、不同沈下が生じて建物が傾斜する。

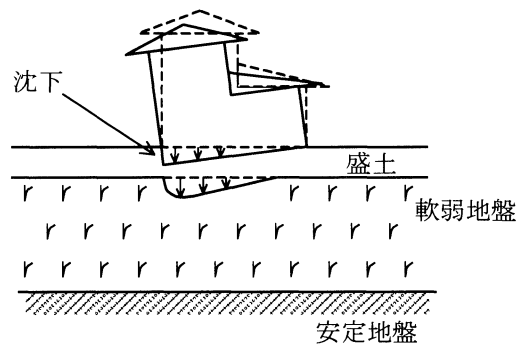


図 3.2.1 (f)

⑦ 隣接して盛土・重い建築物ができる場合

建物に隣接した盛土・重い建築物の荷重により、軟弱地盤が沈下し、建物が傾斜する。

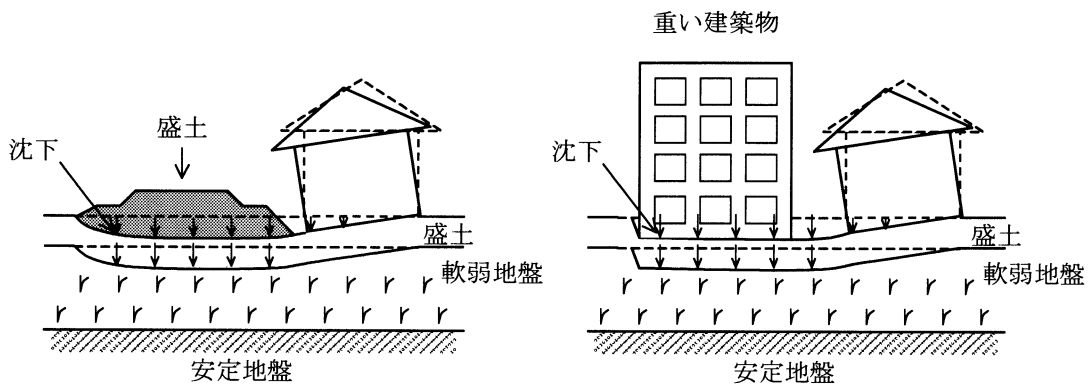


図 3.2.1 (g)

⑧ 隣接して地盤を掘削する場合

建物に隣接した地盤の掘削により、軟弱地盤が掘削側に側方変形し、建物が傾斜する。

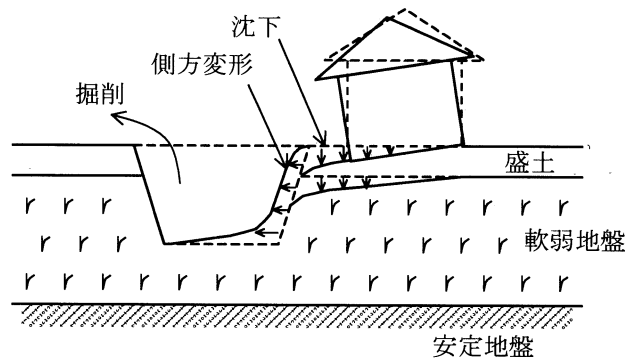


図 3.2.1 (h)

⑨ 隣接した工事等で地下水汲み上げ（地下水位低下）を行う場合

根切り工事等での地下水汲み上げにより地下水位低下が生じ、これにより軟弱地盤が沈下し、基礎に不同沈下が発生して建物が傾斜する。

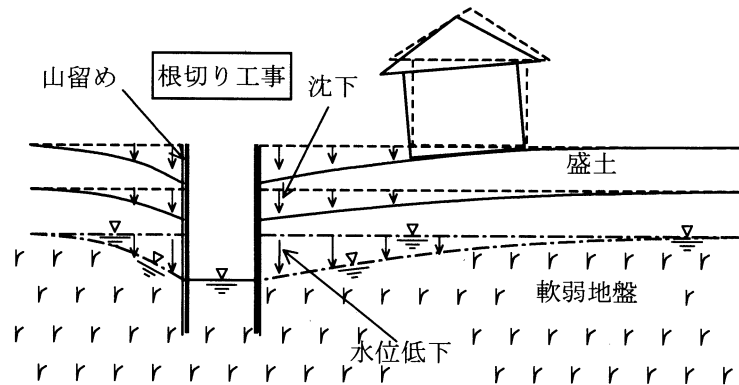


図 3.2.1 (i)

⑩ 緩い飽和砂質土の液状化による沈下

地震により、緩い飽和砂質土が液状化し、これに伴い、基礎の支持力が低下して建物が沈下・傾斜する。

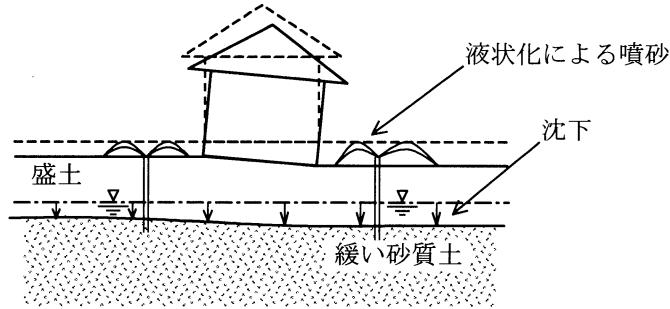


図 3.2.1 (j)

軟弱地盤の沈下の特性は、土の種類、盛土等の载荷重の大きさ、軟弱層厚及び地盤の強さによって異なる。一般に、良く締まった砂質地盤は、沈下に対して強い地盤であるが、含水の多い粘土質地盤及び泥炭質地盤では沈下量が大きく、長期間にわたって沈下が継続する。地盤の沈下量と時間の関係を、泥炭質地盤、粘土質地盤、砂質地盤の3種類に分けて模式的に描くと、図 3.2.2 のとおりである。

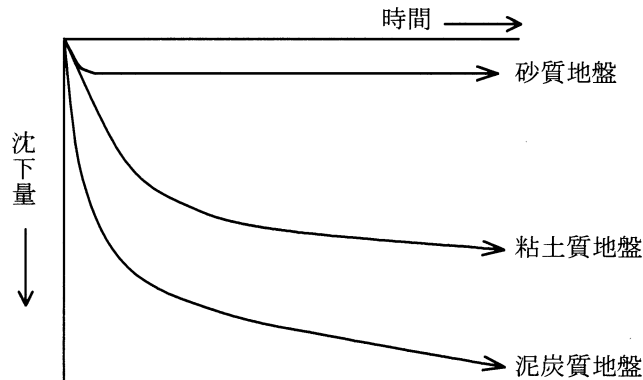


図 3.2.2 軟弱地盤の沈下特性の模式図

① 泥炭質地盤の沈下

短時間で沈下量が大きく、長期間にわたって沈下が継続する。

② 粘土質地盤の沈下

沈下は時間の経過とともに徐々に増大し、長期間にわたって継続する。沈下量は、泥炭質地盤より少ない。この沈下は圧密沈下と言われる。

③ 砂質地盤の沈下

沈下は载荷とともに直ぐに生じ、その後は沈下の増大が少ない。この沈下は、即時沈下と言われる。沈下量は、他の地盤より非常に少ない。

### 3.3 盛土地盤での沈下

盛土地盤に戸建住宅を建設した場合に発生した沈下等の事例を以下の①～⑦に示す。

#### ① 盛土部と切土部にかかる場合

宅地が盛土部と切土部にかかり、盛土部の基礎の方が多く沈下して建物が傾斜する。

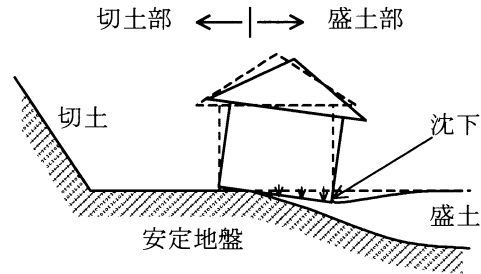


図 3.3.1 (a)

#### ② 転圧不足による場合

盛土の転圧不足により、基礎に不同沈下が生じ、建物が傾斜する。特に、擁壁・車庫周りの盛土では、転圧不足により、沈下が発生しやすい。

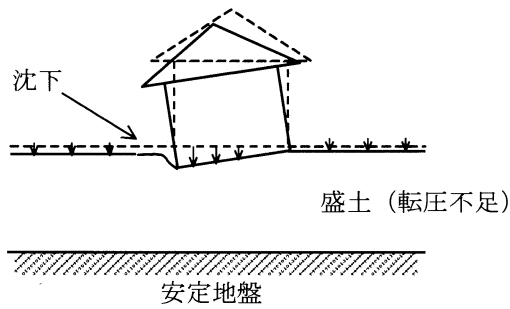


図 3.3.1 (b)

#### ③ 盛土厚の違いによる場合

盛土厚の厚いほうがより多く沈下し、建物が傾斜する。

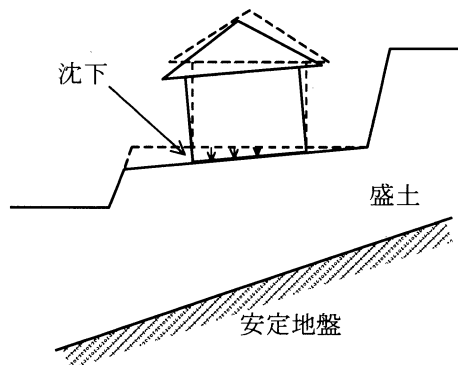


図 3.3.1 (c)

④ 宅地擁壁の変状による場合

戸建住宅及び盛土の重量により、宅地擁壁がはらみだしなどの変状を起こし、これに伴い盛土地盤が沈下し建物が傾斜する。

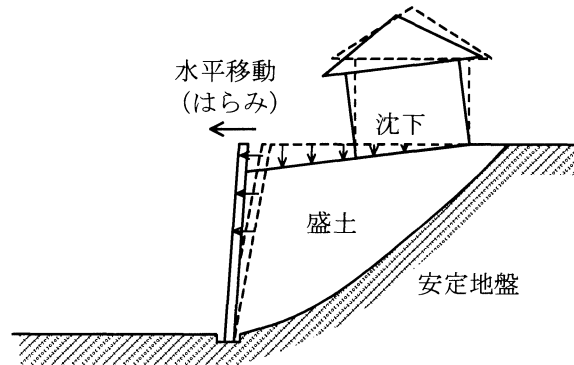


図 3.3.1 (d)

⑤ ごみ・コンクリート塊・瓦礫などの盛土による場合

ごみ（生ごみや腐朽性のあるごみを含む）・コンクリート塊・瓦礫などでの盛土の場合、沈下が均一にならず、不同沈下が発生し、建物が傾斜する。

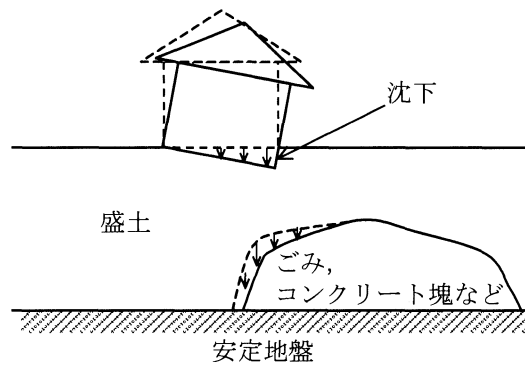


図 3.3.1 (e)

⑥ スレーキング材料による盛土の場合

盛土材が、水の影響を受けて軟化する（スレーキング）材料の場合、盛土造成後に大きな沈下が生じ、建物が傾斜する。

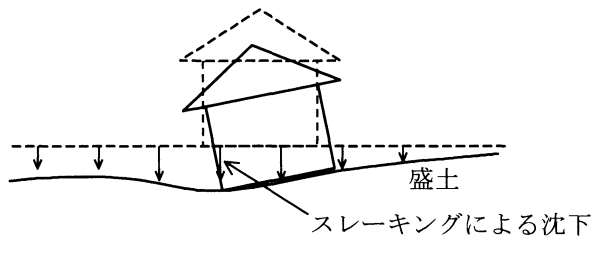


図 3.3.1 (f)

⑦ 不適な盛土材料による盛土の場合

盛土材が  $qc < 0.4MN/m^2$  の転圧できない土で施工された盛土の場合、締固めが不足して基礎に不同沈下が生じ、建物が傾斜する。

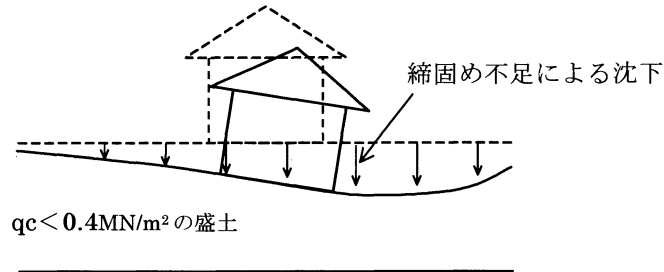


図 3.3.1 (g)

3. 4 木造建築物の不同沈下による障害

基礎の沈下（不同沈下）による木造建築物の障害は、不同沈下量の増大に伴い表 3.4.1 のように進行する。変形角の限界値は、表 3.4.1 より  $3/1000 \sim 5/1000$  と考えられる。

表 3.4.1 木造建築物の不同沈下障害と変形角<sup>3)</sup>

段 階	不同沈下障害の状況	変形角（傾斜）の限度
初期段階	モルタル外壁・コンクリート犬走りにきれつが発生する。	1 / 1000 *1
第 1 期段階	つか立て床の不ろく（陸）を生じ、布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る	3 / 1000 *2
第 2 期段階	壁と柱の間にすきまが生じ、壁やタイルにきれつが入る。窓・額縁や出入り口枠の接合部にすきまが生じ、犬走りやブロック塀など外部構造物に被害が生じる。	5 / 1000 *2
第 3 期段階	柱が傾き、建具の開閉が不良となる。床が傾斜して支障を生じる。	10 / 1000 *2
最終段階	柱の傾斜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 *2

[注] \*1 間片ほか：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について；土と基礎，1980.6 による。

\*2 芳賀保夫：木造建物の不同沈下障害（その 1）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1987.10

沈下による建物の構造的な障害は、主に相対沈下量が増えることにより、変形角の大きさが許容限度を超えることによって発生する。構造的な障害が発生する限度となる変形角は、建物に生じる沈下の種類や構造形式によっても異なるが、過去に実施された建物の被害調査や文献などによる提案値などを総合し、中低層建物の沈下実測と沈下障害の関係より導かれた構造別の限界値の例を表 3.4.2～表 3.4.4 に示した。（これらの表において、地盤条件によって限界値が異なるのは、沈下の進行の早さなどの条件が異なることによると考えられる）。表 3.4.2 は変形角について、表 3.4.3 および表 3.4.4 は、相対沈下量ならびに総沈下量の限界値について示している。表から分かるように、おのこの限界値（限界値を超えると、建物には沈下による何らかの障害が発生する確率が高い）は対象とする建

物の基礎形式や支持地盤によって異なる値となる。各種沈下量と傾斜・変形角を図示すると図 3.4.1 の通りである。

表 3.4.2 構造別の限界変形角の例<sup>4)</sup>

支持地盤	構造種別*	基礎形式	下限変形角 ×10 <sup>-3</sup> rad	上限変形角 ×10 <sup>-3</sup> rad
圧密層	RC	独立, 布, べた	0.7	1.5
	RCW	布	0.8	1.8
	CB	布	0.3	1.0
	W	布	1.0	2.0~3.0
風化花崗岩 (まさ土)	RC	独立	0.6	1.4
	RCW	布	0.7	1.7
砂 層	RC・RCW	独立, 布, べた	0.5	1.0
	CB	布	0.3	1.0
洪積粘性土	RC	独立	0.5	1.0
すべての地盤	S	独立, 布 (非たわみ性仕上げ)	2.0	3.5

[注] 下限変形角: 亀裂の発生する区間数が発生しない区間数を超える変形角のことで、亀裂発生確率が 50%を越える変形角または亀裂発生区間累加数が 30%を越える変形角のこと

上限変形角: ほとんど亀裂の出る変形角のことで、亀裂発生区間累加数が 70%を越える変形角のこと

※ 略号は以下の構造種別を示す (表 3.4.3, 表 3.4.4 の略号も同じ)

RC : 鉄筋コンクリート造 RCW : 壁式鉄筋コンクリート構造

CB : コンクリートブロック構造 W : 木造 S : 鉄骨造

表 3.4.3 構造別の相対沈下量の限界値の例<sup>4)</sup> (単位: cm)

支持地盤	構造種別	CB	RC・RCW		
	基礎形式	布	独立	布	べた
圧密層	標準値	1.0	1.5	2.0	2.0~3.0
	最大値	2.0	3.0	4.0	4.0~6.0
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	—	1.0	1.2	—
	最大値	—	2.0	2.4	—
砂 層	標準値	0.5	0.8	—	—
	最大値	1.0	1.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	0.7	—	—
	最大値	—	1.5	—	—
すべての地盤	構造種別	仕上材		標準値	最大値
	S	非たわみ性仕上げ		1.5	3.0
	W	非たわみ性仕上げ		0.5	1.0

表 3.4.4 構造別の総沈下量の限界値の例<sup>4)</sup> (単位: cm)

支持地盤	構造種別	RC・RCW			
	基礎形式	布	独立	布	べた
圧密層	標準値	2	5	10	10~(15)
	最大値	4	10	20	20~(30)
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	—	1.5	2.5	—
	最大値	—	2.5	4.0	—
砂層	標準値	1.0	2.0	—	—
	最大値	2.0	3.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	1.5~2.5	—	—
	最大値	—	2.0~4.0	—	—
圧密層	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	W	布	べた	2.0	5.0
即時沈下	W	布		1.5	2.5

[注] 圧密層については圧密終了時の沈下量(建物の剛性無視の計算値), そのほかについては即時沈下量( )は2重スラブなど十分剛性の大きい場合  
W造の全体の傾斜角は標準で1/1000, 最大で2/1000~(3/1000)以下

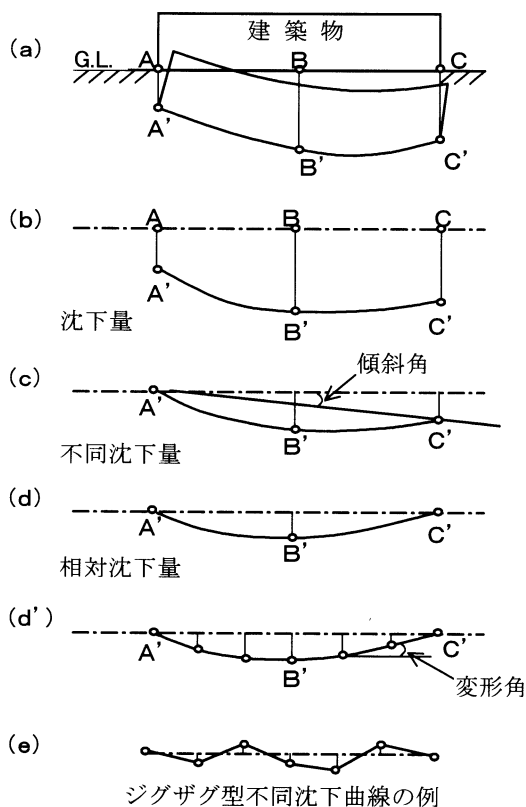


図 3.4.1 各種沈下量と傾斜・変形角<sup>3)</sup>

<参考文献>

- 1) 都市基盤整備公団 [軟弱地盤技術指針 (案)], 1984
- 2) (社) 地盤工学会編: 地盤調査法, 1995
- 3) (社) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計の手引き, 1988
- 4) (社) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 第2版, 2000



## 4. 地震による液状化被害

### 4.1 液状化現象

我が国は、過去、地震により地盤の液状化が発生し、再三にわたって被害を受けてきた。地震被害は、主に、建築構造物・土木構造物及びライフラインに多く見られ、その被害額は甚大となっている。特に、軟弱な沖積層や厚い盛土地盤上の建築構造物では、地震被害が大きくなっているほか、盛土、擁壁及びびがけ等の崩壊により、建築構造物に致命的な損傷を与えている。

建築構造物・土木構造物及びライフライン等に被害をもたらした地盤の液状化現象については、これまでの研究により明らかにされており、以下のとおりである。

飽和状態にある緩い砂質土が地震によって揺すられた場合、砂粒子間に存在する間隙水の水圧が次第に上昇し、ついには砂粒子のかみ合わせがはずされて、砂粒子が水の中に浮いた状態となる。このような砂質土が液体状になる現象を液状化現象と呼んでいる。

図 4.1.1 は、砂質土地盤が液状化するまでの状態を模式的に示したものである。また、図中の上段は、地盤の液状化により発生する被害の一例を模式的に図化したものであり、被害の発生形態としては、液状化時の基礎の支持力低下による建築物の沈下、傾斜、転倒や、過剰間隙水圧の発生による地中埋設管等の浮き上がりなどがある。

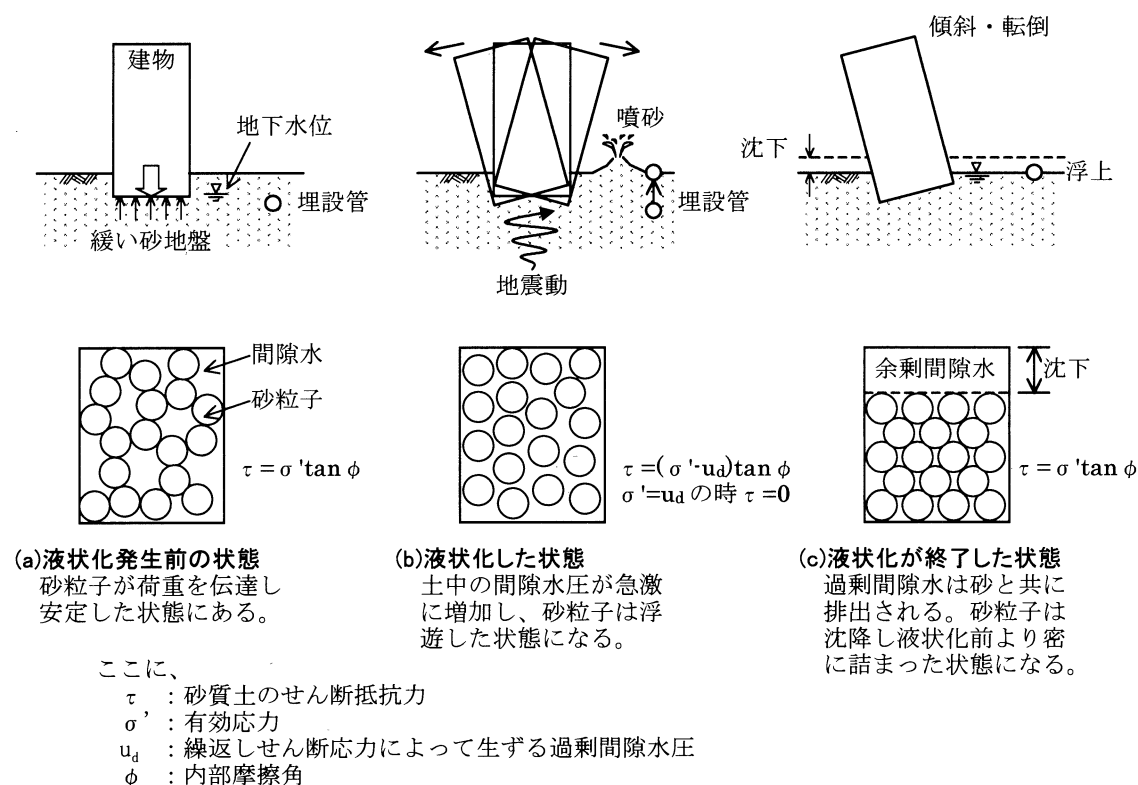


図 4.1.1 液状化現象の模式図

地盤の液状化現象が発生するためには、大きな地震動と液状化現象を生じさせる条件を持つ地盤の存在が必要である。

液状化が発生する地震動の強さの下限は、地盤の状況により異なるが、一般に液状化しやすい地盤について、

- ・ 地表面加速度が 90～100gal 程度以上
- ・ 気象庁震度階がⅣ～Ⅴの境界付近以上

とされている。

一方、液状化現象が発生しやすい地盤条件としては、一般に、

- ・ 地下水位が浅いこと
- ・ 緩く堆積した砂質土の層が存在すること
- ・ 砂質土の成分が粒径の揃った細砂や中砂であること

が挙げられ、国内の建築基準では、以下の①～②のように地盤の範囲を定めている。

①深度 : 地表面より 20m程度以浅

②細粒分含有率  $F_c$  :  $F_c$  が 35%以下の土層。ただし、 $F_c$  が 35%以上であっても粘土分含有率が 10%以下、または塑性指数が 15%以下のシルト層

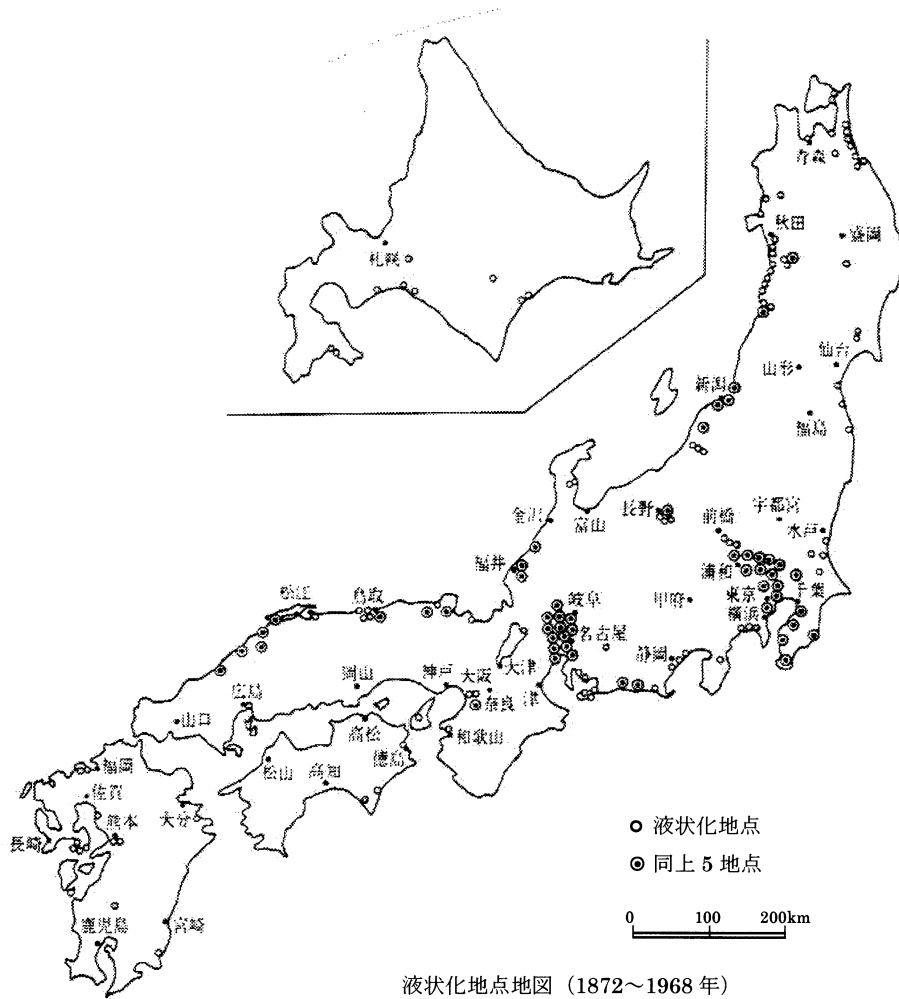
なお、過去の事例では、N値が 20～30 以下の砂地盤では液状化現象の発生しやすい範囲と考えられる。液状化は、地下水位が 3m以浅で、特に、N値が 10 以下の砂地盤に発生頻度が高い。

さらに、地形から見ると、

- ・ 液状化現象が発生する可能性が高い地形  
旧河道、旧沼地、砂丘間低地、盛土地、埋立地等
- ・ 液状化現象が発生する可能性が低い地形  
洪積台地、丘陵地、山地等

とされている。

図 4.1.2 に小規模構造物基礎設計の手引きに示されている砂の液状化簡易判定グラフ(小規模構造物用)ならびに液状化地点地図を示す。これによると、砂の液状化の判定は、きれいな砂と細粒分を 10%以上含む砂によって分け、N 値、 $N_{sw}$  の値で危険、中間、安全と判定する。安全は液状化しないことを意味する。



液状化地点地図 (1872~1968年)  
 「建設省土木研究所集報第30号 昭和49年12月  
 明治以降の本邦の地盤液状化履歴」より作図

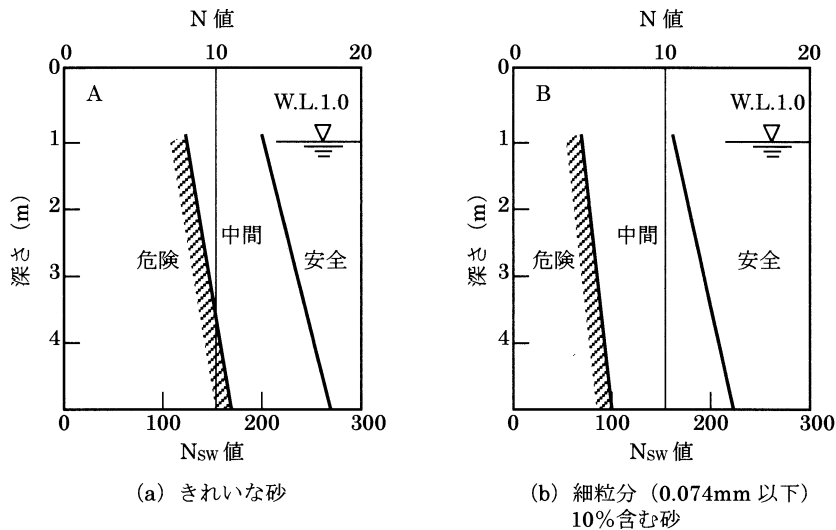


図 4.1.2 砂の液状化簡易判定グラフ (小規模構造物用) ならびに液状化地点地図<sup>1)</sup>  
 (時松・吉見: 細粒分含有率と N 値を用いた液状化判定法と液状化対策, 建築技術, 1986.8 により計算, 地下水位 GL-1m, 砂の密度  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$ ,  $\tau/\sigma_0 = 0.15$  および  $0.30$  とする。  $N = 2 + 0.067N_{sw}$  で換算)

#### 4. 2 液状化による地震被害

新潟地震、伊豆大島近海地震、日本海中部地震及び千葉県東方沖地震等では、過去の地震の中で、液状化現象による被害が特に顕著であった。

新潟地震は、砂地盤の液状化現象により甚大な被害が報告された最初の地震であり、新潟市内では、約 1500 棟の鉄筋コンクリート造りの建築物のうち、約 1/5 にあたる 310 棟が被害を受け、このうち液状化現象の発生により約 200 棟が傾斜・沈下の被害を受けた。

また、日本海中部地震では、秋田県内で砂地盤の液状化により戸建住宅等の小規模建築物で不同沈下等による被害が多く発生した。

千葉県東方沖地震等では、沖積平野等の造成盛土上に建築された戸建住宅等で砂地盤の液状化による被害が発生したほか、首都圏の臨海埋立地でも液状化現象が発生した。

これまでの地盤の液状化により発生した地震被害の事例から、戸建住宅等の小規模建築物等についての被害を整理すると、表 4.2.1 のように分類される。

小規模建築物が受けた被害のうち、基礎が受けた被害は、支持層である地盤の変状に直接依存する被害形態をとっている。また、建物の沈下・傾斜による被害についても、地盤の良否が直接関与している。

表 4.2.1 液状化による小規模建築物（戸建住宅）の被害の分類<sup>2)</sup>

地盤の被害形態		地盤の被害(変状)が木造建物の基礎に与える影響	基礎が受ける被害形態			建物全体が受ける被害形態		
被害形態の種類	被害が生じる原因		曲げ破壊	引張り破壊	せん断破壊	全体の等沈下または不同沈下	中央部床組の沈下や浮上り	土台と基礎のはずれ
① 支持力低下 (大きな地盤変動を伴わない)	液状化により地盤の強度、変形特性が低下するために生じる	地盤の支持力低下により、基礎および建物は沈下する。	○			○	○	
② 局所的な沈下や陥没	地盤が液状化した後、噴砂・噴水で体積が収縮したり、局所的に土が流出するために生じる。	局所的に基礎の下の地盤がなくなるため、曲げ応力などが集中する。	○				○	○
③ 敷地端部の崩れ	盛土地盤で擁壁の崩壊などにより端部が崩れるために生じる。	局所的な陥没と同様に基礎に大きな曲げなどが発生する。ただし、影響は局所的な陥没より大きい。	○				○	○
④ 地割れ	水平方向の地盤の不均衡さや地震動により生じるひずみ分布の不均一さのために生じる。またすべりや流出にともなっても発生する。	基礎に水平や上下方向の強制変形を与え、曲げ応力などが集中する。	○	○				○
⑤ ひな段上の流動	敷地が傾斜していると、液状化により地盤の強度が低下して発生する	基礎に上下や水平方向の強制変形を与える。地割れより影響は大きい。	○	○	○			○
⑥ 地盤全体のすべり	同上	基礎に水平や上下方向の強制変形を与える。地割れより影響は大きい。また基礎に土圧を加えることもある	○	○	○			○

(注) ○印は主要な被害の形態を示しており、これ以外にも被害を受ける可能性はある。

また、液状化による地盤の沈下は、兵庫県南部地震等での実績から、図 4.2.1 に示すような関係が示されている。なお、液状化層厚は  $F_L < 1.0$  の層厚としている。ここに、 $F_L$  は液状化抵抗率である。液状化による沈下量は、現場の地盤条件及び地震動の条件の違いにより、同じ液状化層厚でも幅があるが、安全側の立場からすると、沈下率のほぼ上限値 ( $\eta = 0.05$ ) が目安となる。

$$\text{液状化による沈下量 } \delta = \text{液状化層厚 } H_{FL} \times \text{沈下率 } \eta (=0.05) \times 100 \text{ (cm)}$$

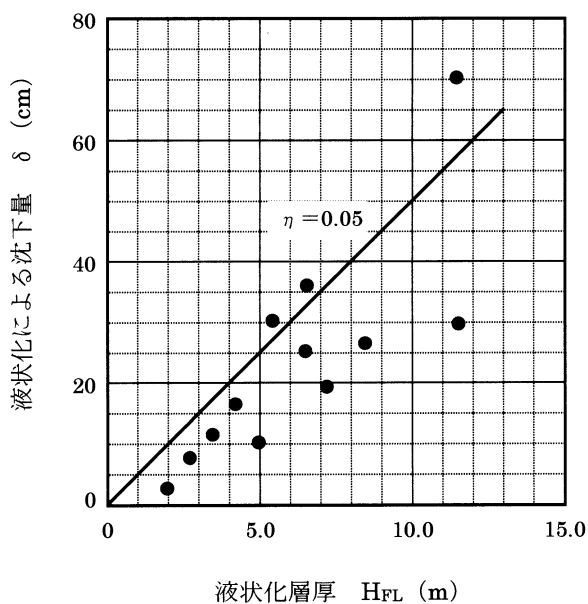


図 4.2.1 液状化層厚と実測沈下量の関係<sup>3)</sup>

#### 4. 3 被害を受けやすい建築物

過去の地震による小規模構造物（戸建住宅）の液状化被害事例から、液状化により特に被害を受けやすい建築物の基礎及び上部構造について整理すると、表 4.3.1 のようにまとめられる。

基礎は、無筋の場合や有筋であってもその量が少ない場合には被害を受けやすい。また、建物の上部構造については、剛性がアンバランスなものや、水平耐力が小さいものが被害を受けやすい。

表 4.3.1 液状化により特に被害を受けやすい基礎・建物

分類	被害を受けやすいもの
基礎	①ブロックの基礎 ②鉄筋の入っていない、又は鉄筋量の少ない基礎
建物	①長い開口部をもつ建物 ②開口位置が隅角部をはさんで2面に広がったりして、ねじれ破壊が生じやすい建物 ③壁が少ない建物

#### <参考文献>

- 1) (社) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き，1988
- 2) 静岡県：液状化対策手法の開発調査，1985
- 3) (財) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，1997

## 5. 地盤調査方法

### 5. 1 地盤調査の手順

地盤調査の手順は、図 5.1.1 のような流れで行われるのが一般的である。

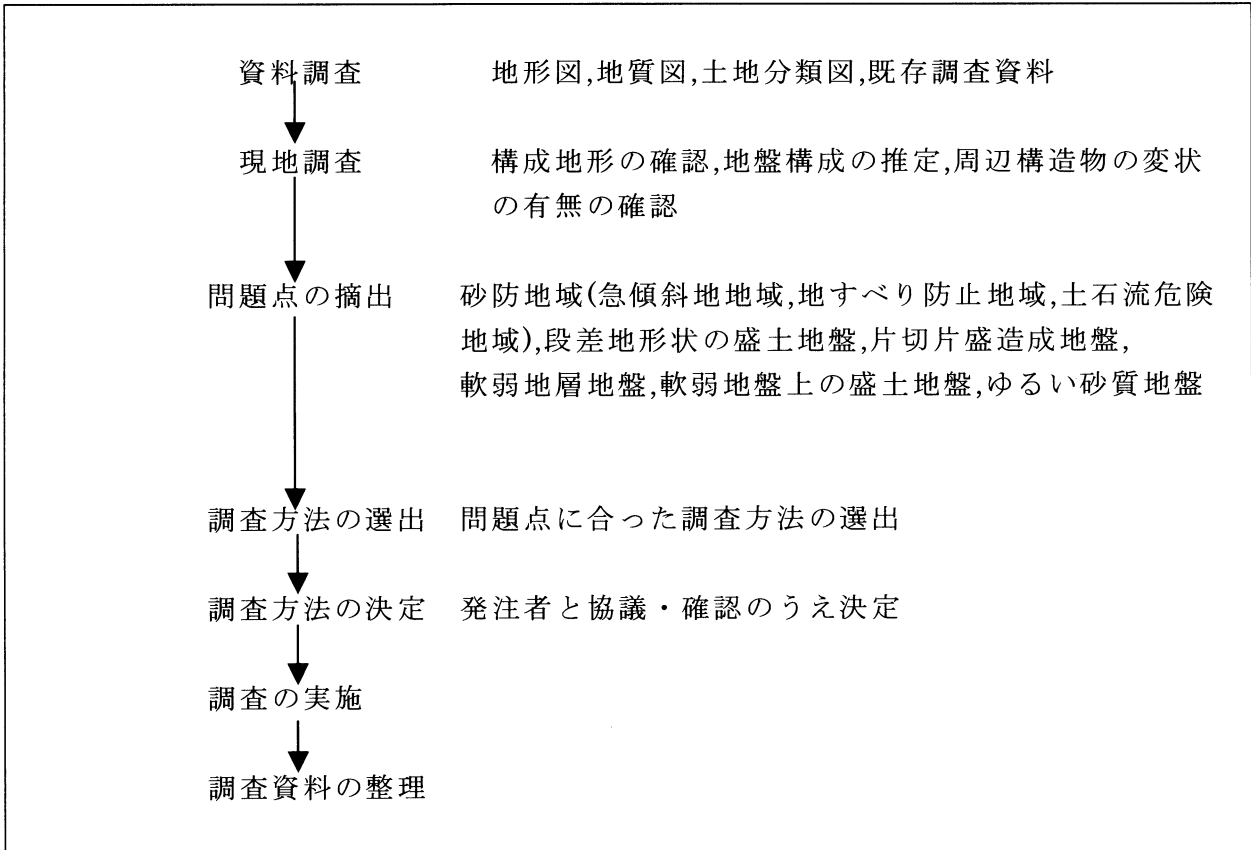


図 5.1.1 地盤調査の手順

### 5. 2 地盤調査・試験の方法

地盤調査は、表5.2.1に示したような調査機器を用いて行うことが多い。地盤の支持力や変形を対象とした調査・試験の種類は、表5.2.1、表5.2.2のように整理される。

小規模な宅地地盤の調査で最もよく利用されているのは、スウェーデン式サウンディング試験であり、標準貫入試験や平板載荷試験なども利用されている。また、表面波探査なども一部で利用されている。特に最近では、スウェーデン式サウンディング試験の利用が広まり、それらを踏まえた J I S の改訂作業も行われており、近く官報告示される見通しである。また、建築基準法第 9 3 条に基づく国土交通大臣告示（地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を定める件）にもスウェーデン式サウンディング試験の結果から地盤の許容応力度を求める式や液状化の判定法としての利用が明記された。しかし、スウェーデン式サウンディング試験は、きわめて簡易な試験方法であり、その適用の限界には十分留意する必要がある。

スウェーデン式サウンディング試験はボーリング調査の補助法として有効であり、簡易な土層区分の判断に適する。調査深さの比較的浅い場合に、軟弱地盤の下の杭支持層深さの追跡など、特定の地層の分布状況の調査などにボーリングと併用すると効果的な調査ができるが、試験の精度はそれほどよくはない。土木工事や大規模な造成工事などではボーリング調査の補完調査として、ボーリングの位置選定やボーリングを補間・内挿する調査として利用される。

スウェーデン式サウンディング試験は玉石・転石を除くあらゆる土を対象とするが、固結度の高い粘性土、締まった砂・礫は貫入困難である。適用深度は一般には10m程度以下である。土層の判別は、ハンドルの感触による概略的なものであり、精度はよくない。強度指数値など土質定数との関係は数多くの換算式が提案されているが、測定値と他の強度指数値との関係は土の種類、土の地域特性、試験深度により異なる。また単管式のロッドであるため、測定値には周面摩擦の影響が避けられないので、精度がよくないので、注意を要する。

スウェーデン式サウンディング試験は、堅い支持層を探すのではなく、軟弱地盤を見つけるのに適した調査法と考えるほうがよい。スウェーデン式サウンディング試験のみによって、杭の支持層を判別したり、軟弱地盤改良工法を選定することは適当でない。また、沈下量を推定することも困難である。このような場合は、ボーリングなど他のより精度の高い調査を併用するか既存資料などを含めて判断すべきである。

戸建て住宅は荷重が小さく、発生している応力が及ぶ範囲は8m程度と言われており、基礎工法を選定などに利用できるが、その適用範囲には留意する必要がある。



表 5.2.1 地盤調査の種類

番号	調査・試験の種類	調査・試験方法	適用地盤と問題点	調査可能深さ(m)	測定値 又は求まるもの	測定値からの 推定値
5.6.1	スウェーデン式 サウンディング試験	図 5.6.1 参照	玉石・礫・締まった砂を除く地盤（固い層があると貫入不能）	10m	$W_{sw}$ $N_{sw}$	$N, q_U$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.2	標準貫入試験	図 5.6.7 参照	ロータリー式機械ボーリングを伴う。全ての地盤	50m	$N$	$c_u, \phi_u$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.3	地盤の平板裁荷試験	図 5.6.14 参照	全ての地盤	地表部	荷重と沈下量 時間と沈下量	$q_d$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.4	簡易動的コーン 貫入試験	図 5.6.20 参照	玉石・礫・締まった砂を除く地盤	3m	$N_d$	$N, q_U, N_{sw}$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.5	ポータブルコーン 貫入試験	図 5.6.21 参照	有機質土、軟らかい粘性土、ゆるい砂地盤	3m	$q_c(\text{kN/m}^2)$	$c_u, (\phi_u)$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.6	オランダ式二重管 コーン貫入試験	図 5.6.22 参照	2t 用：軟らかい粘性土、緩い砂 10t 用：礫・締まった砂を除く地盤	10m 20m	$q_c(\text{kN/m}^2)$	$c_u, (\phi_u)$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.7	オートマチックラム サウンディング試験	図 5.6.24 参照	玉石・礫・締まった砂を除く地盤（固い層があると貫入不能）	30m	$N_d$	$N$ 地盤の支持力 $q_a$
5.6.8	オーガーボーリング	図 5.6.25 参照	有機質土、軟らかい粘性土地盤、（地下水位以下の砂は掘削不能）	3m	地層	地層の確認 地下水位
5.6.9	表面波探査 （レイリー波探査）	図 5.6.26 参照	全ての地盤	10m	$\Delta T$	$V_r, V_s, c_u, \phi_u$ 地盤の支持力 $q_a$

## 5.2.2 土質試験方法

土質試験の種類	対象とする土質	求まるもの	値の利用方法	用いる試料の状態
粒度試験	粗粒度(砂・砂礫)	10%粒径 ( $D_{10}$ ) 50%粒径 ( $D_{50}$ )	液状化の検討	乱した
液性・塑性限界試験	有機質土 粘性土	液性限界 ( $W_L$ ) 塑性限界 ( $w_p$ )	圧縮性の程度	乱した
一軸圧縮試験	粘性土	一軸圧縮強さ ( $q_u$ ) 変形係数 ( $E_{50}$ )	地盤の支持力 地盤の変位	乱さない
圧密試験	粘性土	圧縮指数 ( $c_c$ ) 圧密降伏応力 ( $P_c$ ) 圧密係数 ( $c_v$ )	圧密沈下量 圧密沈下時間	乱さない

## 5.3 地形・地質状況による必要な調査・試験項目

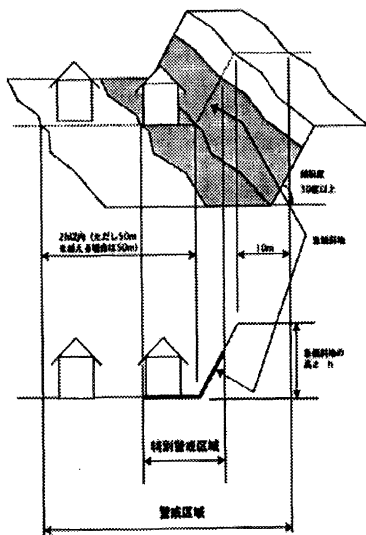
### 5.3.1 土砂災害警戒区域(急傾斜地地域,地すべり地域,土石流地域)

土砂災害警戒区域については、砂防新法により規制されている特別警戒区域に入るかどうか確認する必要がある。区域内にあれば、開発行為はできないことになる。

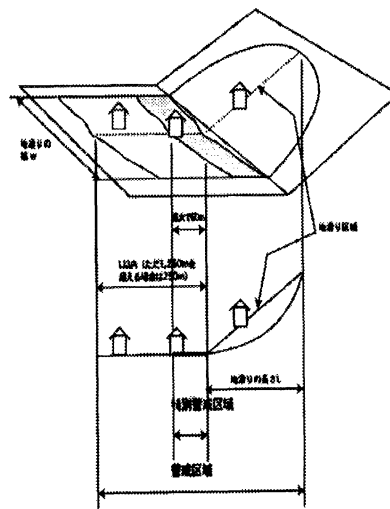
土砂災害警戒区域の表示は、区域境界部の見やすい場所に立て看板で示してある。

以下に、イメージ図を示す。

【急傾斜地の崩壊】



【地すべり】



【土石流】

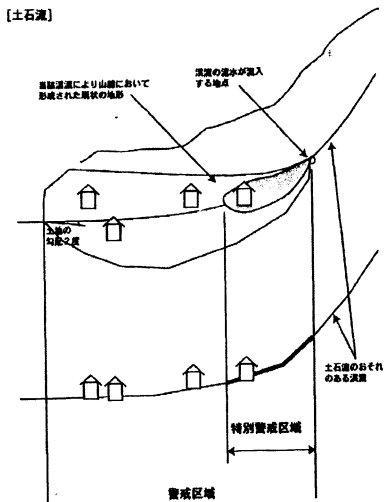


図 5.3.1 土砂災害警戒区域

対象地は、この範囲に入るのかどうか現地において実測し確認する。

5.3.2 丘陵・台地部

(1) 段差地形の盛土地盤や片切片盛地形

① 予想される問題点：切土等の安定地盤と盛土個所が接して分布する地域の境界部に生じる不同沈下。

盛土層厚の違いにより生じる盛土の不同圧縮沈下。

盛土末端部の山留等の変形による不同沈下

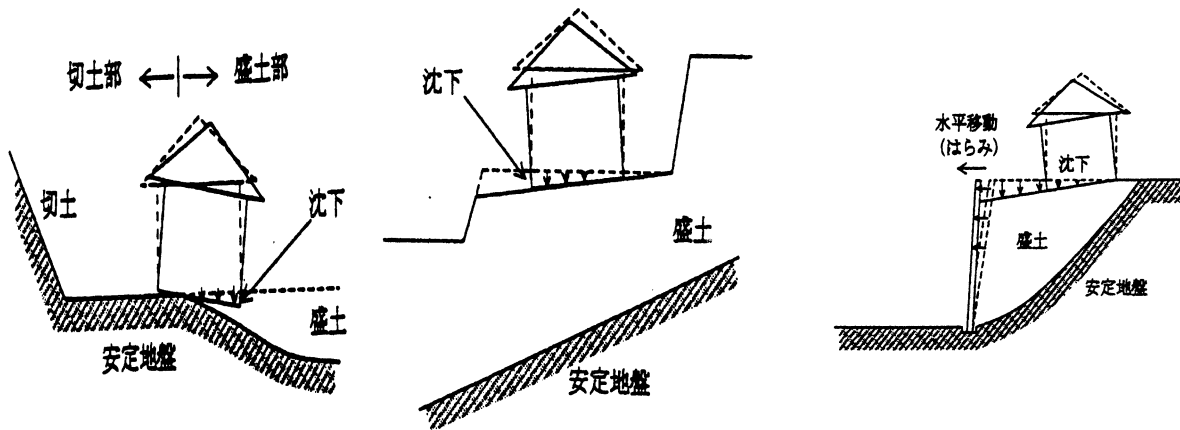


図 5.3.2 丘陵地や台地等の安定地盤と低地が接する地域  
切土等の安定地盤と盛土により構成される場合

② 必要な調査と調査の種類

切土部等の安定地盤と盛土境界域の把握・・・旧地形図との比較、

スウェーデン式サウンディング<sup>®</sup>, 表面波探査

盛土厚さの変化量・・・オーガーホーリング<sup>®</sup>, スウェーデン式サウンディング<sup>®</sup>,

ロータリー式機械ホーリング<sup>®</sup>

盛土材料の確認・・・粒度試験

盛土の下位に軟弱な土層分布の有無・・・ロータリー式機械ホーリング<sup>®</sup>, 標準貫入試験

一軸圧縮試験

盛土地表部の支持力・・・地盤の平板裁荷試験

(2) 安定地盤上に施工された盛土地域

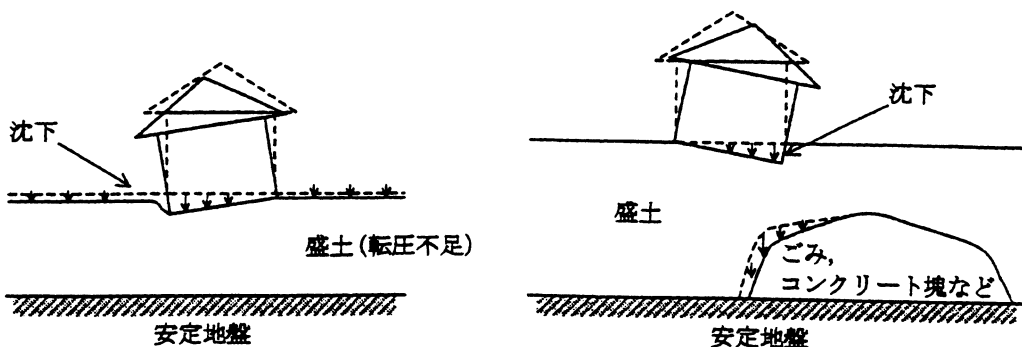


図 5.3.3 安定地盤上の盛土

① 予想される問題点：不均質な盛土材（建設廃材、ごみ）の混入による不同沈下  
盛土の転圧不足による不同沈下

② 必要な調査と調査の種類

不均質な盛土材使用の有無・・・表面波探査,オーガーボーリング,機械ボーリング

盛土の転圧状態・・・表面波探査,機械ボーリング,標準貫入試験

盛土地盤の支持力・・・平板載荷試験,標準貫入試験

(3) 丘陵地や台地と接する沢部に盛土した境界地域

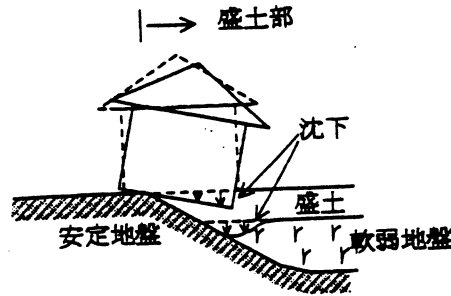


図 5.3.4 丘陵地や台地と接する沢部に盛土した境界地域

① 予想される問題点：沢部に堆積する軟弱層上の盛土による圧密沈下に伴う沈下

② 必要な調査と調査の種類

安定地盤と盛土境界域の把握・・・表面波探査

軟弱層の有無・・・スウェーデン式サウンディング,ロータリー式機械ボーリング,標準貫入試験

周辺の建築物の変状の有無・・・現地周辺の目視

### 5.3.3 平野部

(1) 粘性土や砂質土が複雑に堆積する氾濫原地域

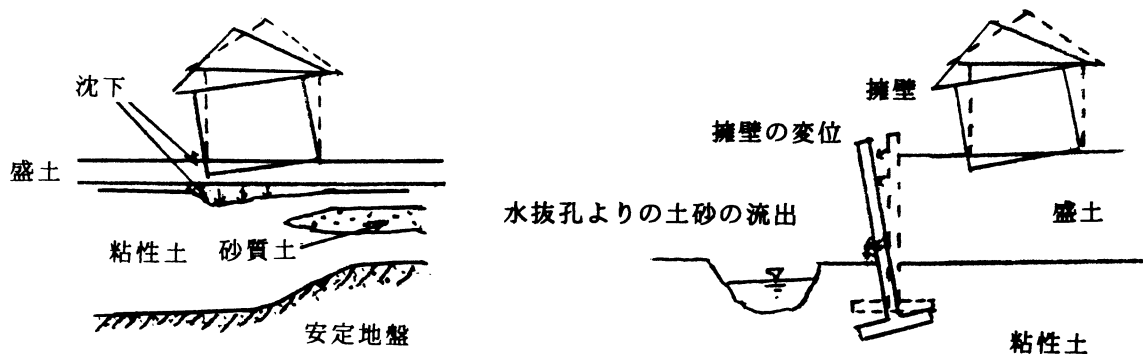


図 5.3.5 平野部の氾濫原地域

① 予想される問題点：不規則な土層の堆積地盤に加わった荷重による不同沈下  
地盤の圧密や支持力不足、盛土の転圧不足による不同沈下

② 必要な調査と調査の種類

土層構成の把握・・・スウェーデン式サウンディング,ロータリー式機械ボーリング,標準貫入試験

- 構成土層の強度の把握・・・ローラー式機械ボーリング,スウェーデン式サウンディング  
乱さない試料の採取による一軸圧縮試験
- 圧密沈下量・時間の把握・・・乱さない試料の採取による圧密試験
- 周辺の建築物の変状の有無・・・現地周辺の目視

(2) 後背湿地や溺れ谷地形

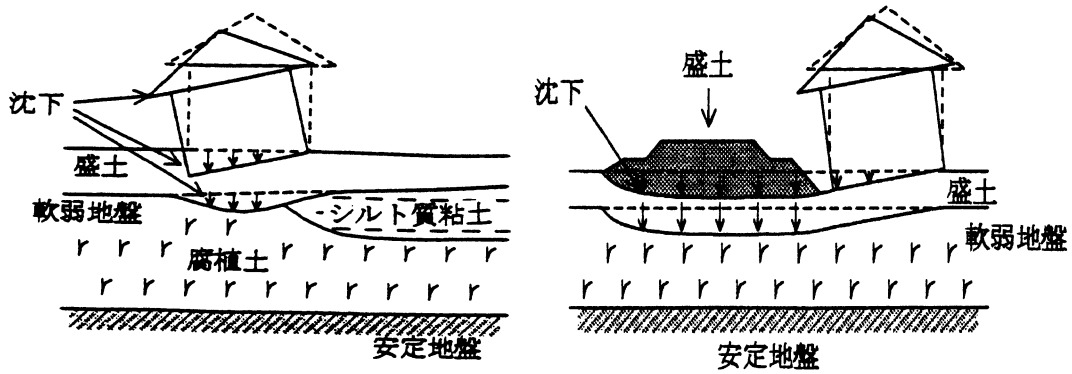


図 5.3.6 有機質土や軟らかい粘性土により構成される地域

- ① 予想される問題点：盛土による地盤の圧密途中での新たな荷重による不同沈下
- ② 必要な調査と調査の種類

- 低強度で高圧縮性の地層の層厚と分布の確認・・・スウェーデン式サウンディング,ローラー式機械ボーリング,標準貫入試験
- 構成土層の強度の把握・・・乱さない試料の採取による一軸圧縮試験
- 圧密沈下量・時間の把握・・・乱さない試料の採取による圧密試験
- 周辺の建築物の変状の有無・・・現地周辺の目視

5.3.4 三角洲性低地部

(1) 埋立地地域

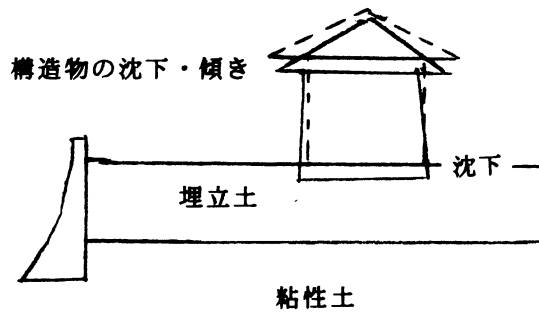


図 5.3.7 軟らかい粘性土層を埋め立てて造成した地域

- ① 予想される問題点：新たに加わる荷重による圧密沈下
- ② 必要な調査と調査の種類

- 構成土層の層厚と分布の確認・・・スウェーデン式サウンディング,ローラー式機械ボーリング,標準貫入試験
- 構成土層の強度の把握・・・乱さない試料の採取による一軸圧縮試験
- 地盤の圧密の進捗度・・・乱さない試料の採取による圧密試験
- 周辺の建築物の変状の有無・・・現地周辺の目視

(2) 地下水位が高くゆるい砂により構成される地域

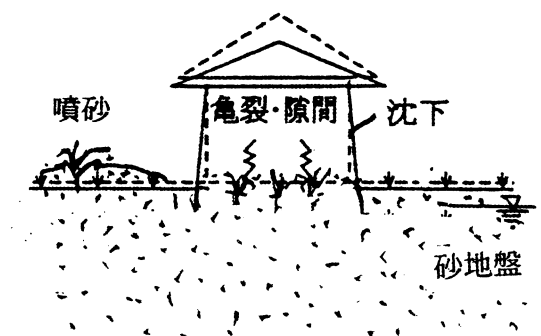


図 5.3.8 地下水位の高い砂地盤地域

① 予想される問題点：地震時の液状化

② 必要な調査と調査の種類

地下水位の把握・・・ロータリー式機械ボーリング

砂地盤の締まりの程度・・・標準貫入試験, オランダ式二重管コーン貫入試験,  
オートマチックラムサウンディング試験

砂地盤の粒度組成・・・粒度試験

#### 5. 4 地盤改良を実施した後の改良効果の判定のための調査

地盤の改良は、石灰やセメント系の配合材を用いて地表部を改良する浅層改良と、軟弱層のある程度の深さまで配合材を用いて杭状に攪拌混合する深層改良の2種類がある。改良後の強度を確認する調査方法は、次に示す調査項目があげられる。

調査項目：標準貫入試験, オランダ式二重管コーン貫入試験, スウェーデン式サウンディング, オートマチックラムサウンディング試験, 乱さない試料の採取による一軸圧縮試験

いずれにせよ、改良前との強度の比較も必要となる。

#### 5. 5 地形状況や平面的な面積に対する調査数量の目安

(1) 丘陵地や台地、切土等の安定地盤と盛土境界を有する地域・・・境界の把握、盛土の層厚変化等の詳細な確認が必要であり、多い調査箇所、点数が必要

(2) 丘陵地や台地と接する沢部に盛土した地域・・・同上

(3) 平野部・・・基本的には敷地の四隅

面積 100m<sup>2</sup>以下の調査本数・・・4本(敷地の四隅)

面積 100～200m<sup>2</sup>の調査本数・・・4本(敷地の四隅)

面積 200～300m<sup>2</sup>の調査本数・・・4～5本(敷地の四隅及び中央)

面積 300m<sup>2</sup>以上の調査本数・・・5本以上(敷地の四隅及び中央)

(4) 三角洲性低地部・・・同上

宅地造成の例(地盤工学会：土質調査計画より)では、図 5.5.1 のように示されて

いる。

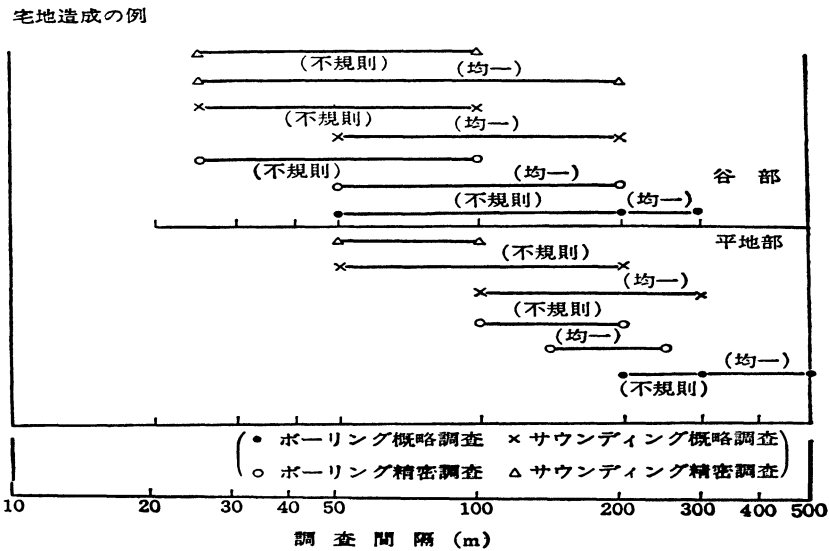


図 5.5.1 宅地造成の調査間隔例

## 5. 6 調査項目の機械・機器と調査方法

### 5.6.1 スウェーデン式サウンディング

#### (1) スウェーデン式サウンディング試験方法

スウェーデン式サウンディング試験方法は JIS A 1221 に定められている。2002 年度に改訂される予定の案（未定稿，地盤工学会：土と基礎，2000 年 11 月号を修正）を下記に示す。

**適用範囲：**この規格は、スウェーデン式サウンディング試験装置を用いて、原位置における土の硬軟、締まり具合又は土層の構成を判定するための静的貫入抵抗を求める試験方法について規定する。

この試験は、深さ 10m 程度以浅の軟弱層の静的貫入抵抗を測定するものであり、密な砂質土層、礫・玉石層、もしくは固結土層などには適用できない。

**引用規格：**JIS G 4051 機械構造用炭素鋼材

**定義：**この規格の中で用いる主な用語の定義は次による。

- 静的貫入抵抗： $W_{sw}$  及び  $N_{sw}$  の総称。
- $W_{sw}$ ：1000N 以下の荷重で貫入する場合の荷重。
- $N_{sw}$ ： $W_{sw}=1000N$  の荷重で貫入が止まった後、回転により所定を目盛線まで貫入させた時の半回転数から換算した貫入量 1 m 当りの半回転数。

#### 1) 試験装置及び器具

スウェーデン式サウンディング試験装置は、スクリーポイント、ロッド、载荷・回転・引抜き装置からなり、スクリーポイントにロッドを介して荷重を载荷したときの荷重と貫入量の関係、及び 1000N の荷重で貫入停止後ロッドを回転させたときの、回転数と貫入量との関係が求められるもの。

- スクリーポイント：スクリーポイントは、JIS G 4051 に規定する S50C 及びこれと同等以上の硬さをもつ構造用合金鋼製で、図 5.6.1 に示す形状のもの。
- ロッド：ロッドは、鋼製で次のとおりとし、いずれもロッド連結端から  $25 \pm 0.005$

cm ごとに目盛りがあるもの。

① スクリューポイント連結ロッド：径  $19 \pm 0.2 \text{mm}$ 、長さ  $800 \pm 0.8 \text{mm}$

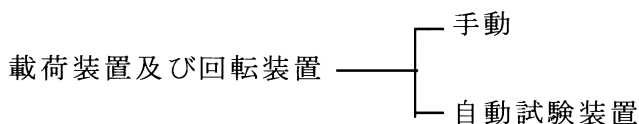
② 継足しロッド：径  $19 \pm 0.2 \text{mm}$ 、長さ  $1000 \pm 0.8 \text{mm}$

c) 裁荷装置及び回転装置

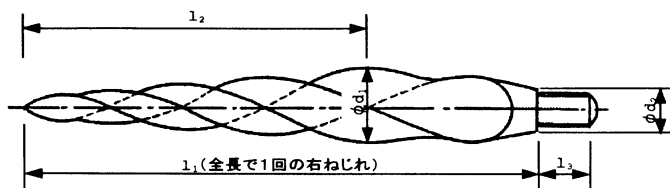
① 裁荷装置は、ロッドに 50N、150N、250N、500N、750N 及び 1000N の荷重を載荷できるもの。

② 回転装置は、1000N の荷重による貫入が停止した後、荷重を保持したまま右回りで回転させるもので、回転速度は 1 分間に 50 半回転以下とする。

載荷装置及び回転装置は、以下に示す方法から選択する。



参考 1. 手動の場合、載荷装置におもりを用いて、載荷用クランプにおもりを載荷する。この場合載荷用クランプは、ロッドの任意の位置に固定し、所用の載荷ができるもので、荷重は 50N とする。おもりは、鋼鉄製のもので重量 100N のものを 2 個、250N のものを 3 個とする。また、ロッド頭部にハンドルを取り付けて回転させる。手動による試験装置を図 5.6.1 に示す。



単位：mm					
各部	全長 $l_1$	先端から最大径までの長さ $l_2$	ねじの長さ $l_3$	最大径 $d_1$	連結部外径 $d_2$
寸法	$200 \pm 2$	$150 \pm 1.8$	$20 \pm 0.2$	$33 \begin{smallmatrix} +0.3 \\ -2 \end{smallmatrix}$	$19 \pm 0.2$

スクリューポイント

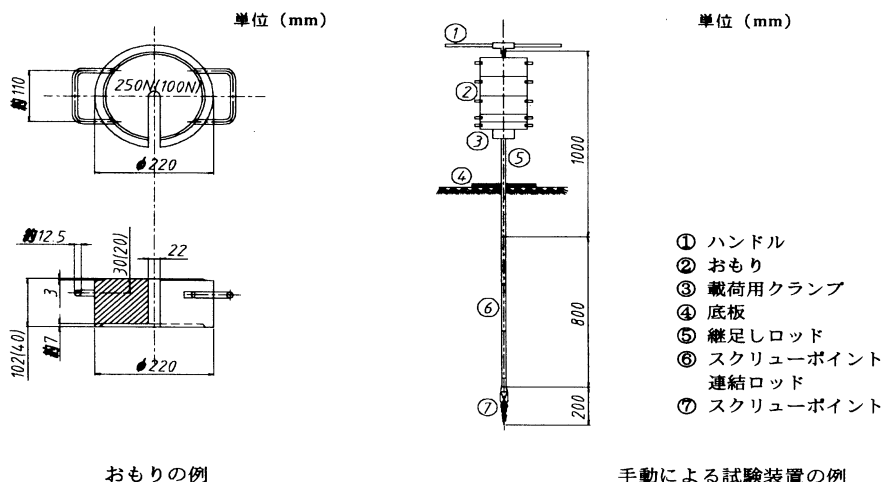
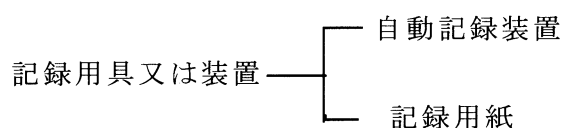


図 5.6.1 スウェーデン式サウンディング試験機



参考 2. 自動試験装置は、載荷装置及び回転装置から構成される。載荷装置は、おもりを用いるもので、おもりと本体フレーム自重を合せたもの、本体フレーム自重と反力を合せたもの、及び荷重制御が自動化されたものに分けられる。回転装置はモーターにより、回転数は付属するカウンターにより記録される。

- d) 引抜き装置：引抜き装置は、試験が終了した後スクリーポイント付きロッドを引抜くもので、引抜き力は 5000N 程度のもの。  
引抜き装置には c) の回転装置を利用するものもあるが、手動による方法には三又とチェーンブロック、又はクランプなどを用いたてこ(梃子)により行う場合もある。
- e) 記録用具又は装置：記録用具又は装置は、使用する試験装置に応じて以下に示す方法から選択する。



自動記録装置は、以下の機能を有するもの。

- ① 荷重段階での荷重及び貫入量を記録。
- ② 半回転数及びそれに伴う貫入量を記録

## 2) 試験方法

- ① 試験前に、スクリーポイント、載荷装置及び回転装置が損傷していないこと並びにロッド及びネジ部の変形及び損傷が無いことを点検する。
- ② スクリューポイント連結ロッドの先端にスクリーポイントを取り付け、ロッドに載荷装置を固定し、調査地点上に立てて支える。
- ③ 最初に 50N の荷重を載荷する。試験の目的に応じて最初に 500N を載荷してもよい。
- ④ 荷重でロッドが地中に貫入するかどうか確かめ、貫入する場合は貫入が止まったときの貫入量を測定し、その荷重の貫入量とする。また、このときの貫入状況を観察する。
- ⑤ 次々と荷重を増加して③の操作を繰り返す。荷重の段階は、50N、150N 及び 250N とする。試験の目的に応じて、500N、750N 及び 1000N の荷重段階を加えてもよい。
- ⑥ 載荷装置下端が地表面に達したら、荷重を除荷し、ロッドを継ぎ足し、載荷装置を引き上げて固定し④の操作を行う。
- ⑦ 1000N でロッドの貫入が止まった場合は、その貫入量を測定した後、鉛直方向の力が加わらないようにロッドを右回りに回転させ、次の目盛線まで貫入させるのに要する半回転数を測定する。その際、回転速度を 1 分間に 50 半回転以下とする。なお、これ以降の測定は、25cm(目盛線)ごとに行う。
- ⑧ 回転貫入の途中で、貫入速さが急激に増大した場合は、回転を停止して、1000N の荷重だけで貫入するかどうかを確かめる。貫入する場合は③に、貫入しない場合は

- ⑤に従って以降の操作を行う。
- ⑧回転貫入の途中で、貫入速度が急激に減少した場合は、それまでの貫入量と半回転数を測定し、貫入を続ける。
- ⑨スクリーポイントが硬い層に達し、貫入量 5cm 当りの半回転数が 50 回以上となる場合、ロッドの回転時の反発力が著しく大きくなる場合、または大きな石などに当りその上で空転する場合は測定を終了する。
- ⑩測定終了後、載荷装置を外し、引抜き装置によってロッドを引抜き、数を点検し、スクリーポイントの異常の有無を調べる。

### 3) 記録及び整理

試験結果の記録及び整理は、次のとおり行う。

- ①荷重だけによって貫入が進む場合は、荷重の大きさ  $W_{sw}$  とスクリーポイント先端の地表面からの貫入深さ  $D$  を記録し、その時の貫入量を求める。
- ②荷重 1000N で、回転によって貫入が進む場合は、半回転数  $N_a$  に対応する貫入後のスクリーポイント先端の地表面からの貫入深さを記録し、その時の貫入量 ( $L$ ) を計算する。
- ③貫入量に対応する半回転数は、次の式を用いて貫入量 1m 当りの半回転数  $N_{sw}$  に換算する。なお、貫入量 1m 当りの値は最も近い整数に丸める。

$$N_{sw} = \frac{100}{L} N_a$$

$L$  が特に 25 cm の場合は  $N_{sw}=4N_a$

ここに、 $N_{sw}$  : 貫入量 1m 当りの半回転数(回/m)

$N_a$  : 半回転数(回)

$L$  : 貫入量(cm)

- ④貫入速度が急激に増大したり減少する場合は、貫入の状況を記録する。
- ⑤試験結果は、荷重、半回転数、貫入量 1m 当りの半回転数及び試験状況に関する記事を記録する。

\* 試験状況とは、ゆっくり貫入、ストーンと急落、砂音(ジャリジャリ)、礫音(ジャリジャリ)、礫に当る、ハンドルの復元力が強い、などの貫入の状況であり土層判定に役立つ。

### 4) 報告

試験結果については、次の事項を報告する。

- ①地点番号
- ②地盤高
- ③試験日
- ④試験者
- ⑤載荷装置及び回転装置の種類
- ⑥測定記録、計算表及び試験状況に関する記事
- ⑦静的貫入抵抗  $W_{sw}$ ,  $N_{sw}$  の深さ分布図

以上を整理した試験のデータシートの記入例を図 5.6.2 に示す。

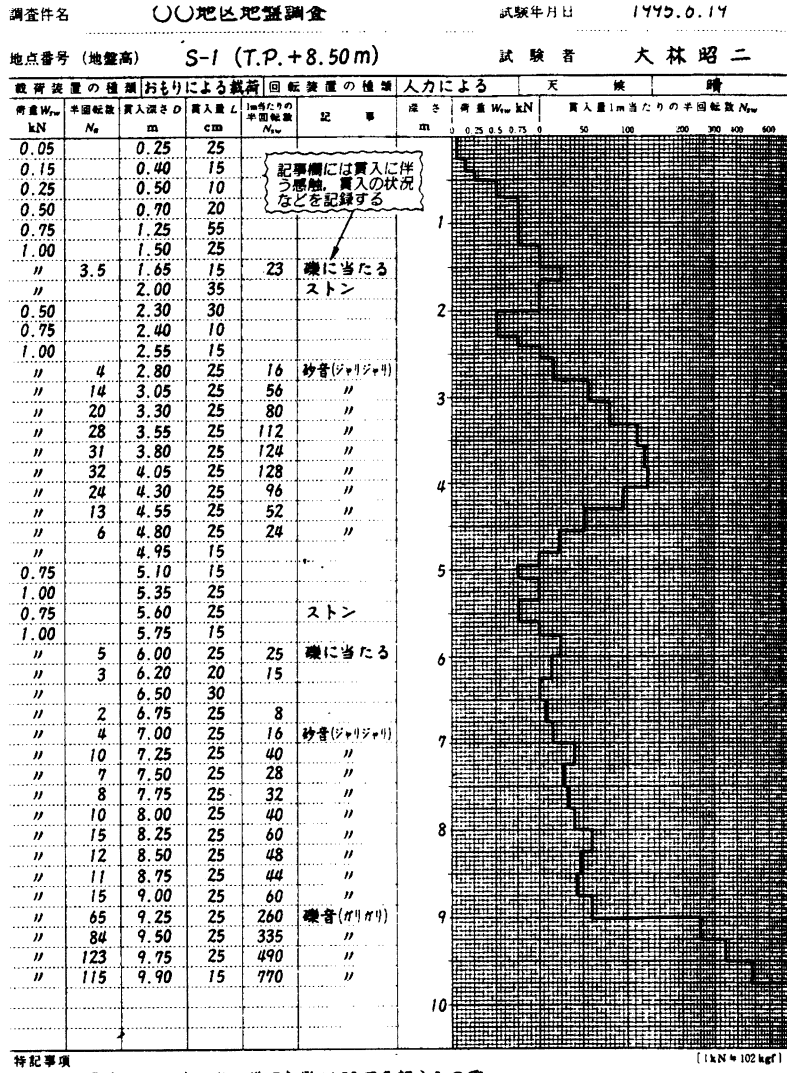


図 5.6.2 スウェーデン式サウンディング試験データシート (地盤工学会様式) 2)

(2) 結果の解釈と利用

1) 結果の解釈

試験機の先端スクリーポイントは最大径  $33_{-2}^{+0.3}$  mm であり、ロッドの外径  $19 \pm 0.2$  mm に比べて大きい。単管式ロッドであるためロッドの周面摩擦の影響は避けられない。このため、 $W_{sw}$  及び  $N_{sw}$  の測定値から推定される土の強さは、あくまで概略の傾向を示すものと解釈するべきである。

スウェーデン式サウンディング試験と二重管式コーン貫入試験の結果より作成した地質断面図を図 5.6.3 に示した。この図では  $W_{sw}, N_{sw}$  と  $q_c$  は極めてよく対応した。ただし、スウェーデン式サウンディング試験の  $N_{sw}$  は貫入深さが大きくなるにつれ、ロッド周面摩擦の影響が生じ、二重管式コーン貫入試験の  $q_c$  より感度が鈍くなる傾向が認められ、過大な値となるので解釈上注意が必要である。また、スウェーデン式サウンディング試験だけでは、データのばらつきが大きいので、採用にあたっては注意が必要である。

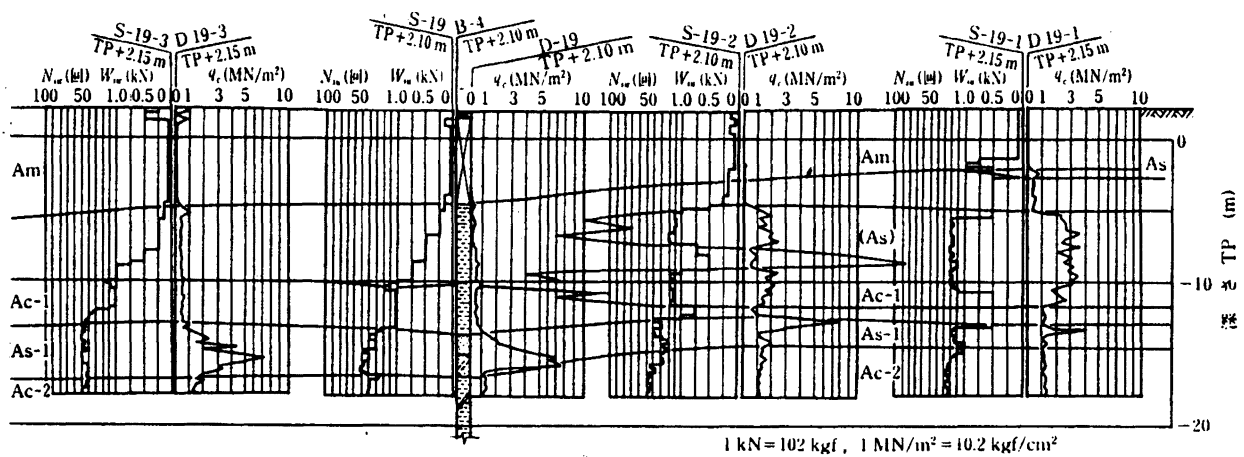


図 5.6.3 スウェーデン式サウンディング試験と  
二重管式コーン貫入試験の結果より作成した地質断面図<sup>2)</sup>

2) 結果の利用

①測定値の強度換算

a) N 値との関係

N 値との関係は稲田により図 5.6.4 に示す次の関係が提案されている。

礫・砂・砂質土

$$N = 0.002 W_{sw} + 0.067 N_{sw}$$

粘土・粘性土

$$N = 0.003 W_{sw} + 0.050 N_{sw}$$

ここに、 $W_{sw}$  : 1000N 以下で貫入した場合の荷重

$N_{sw}$  : 回転により貫入させた時の貫入量 1m 当りの半回転数(回/m)

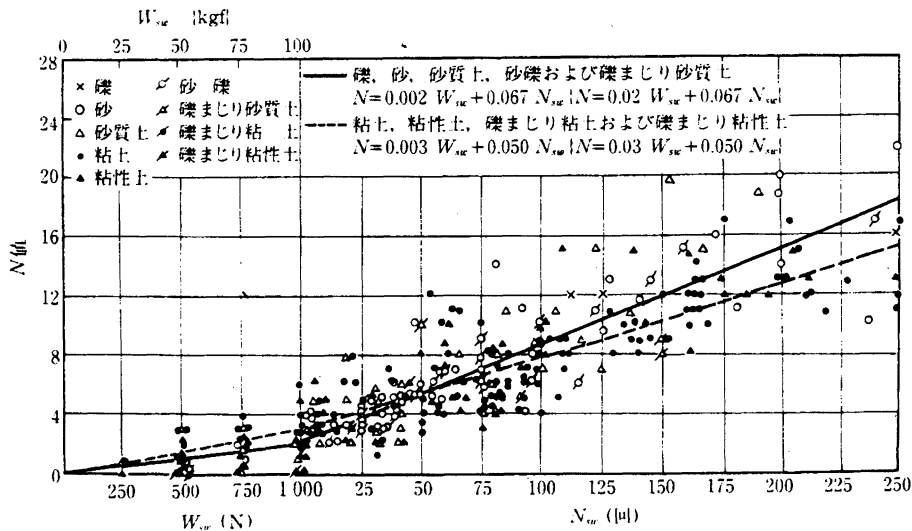


図 5.6.4 N 値と  $W_{sw}$ ,  $N_{sw}$  の関係 (稲田に加筆修正)<sup>2)</sup>

b) 一軸圧縮強さとの関係

一軸圧縮強さとの関係は図 5.6.5 に示す次の関係が提案されている。

$$q_u = 0.045 W_{sw} + 0.75 N_{sw}$$

ここに、 $q_u$  : 一軸圧縮強さ(kN/m<sup>2</sup>)

いずれの場合もデータのばらつきが大きいことを念頭においてこれらの関係を利用する際には注意が必要である。

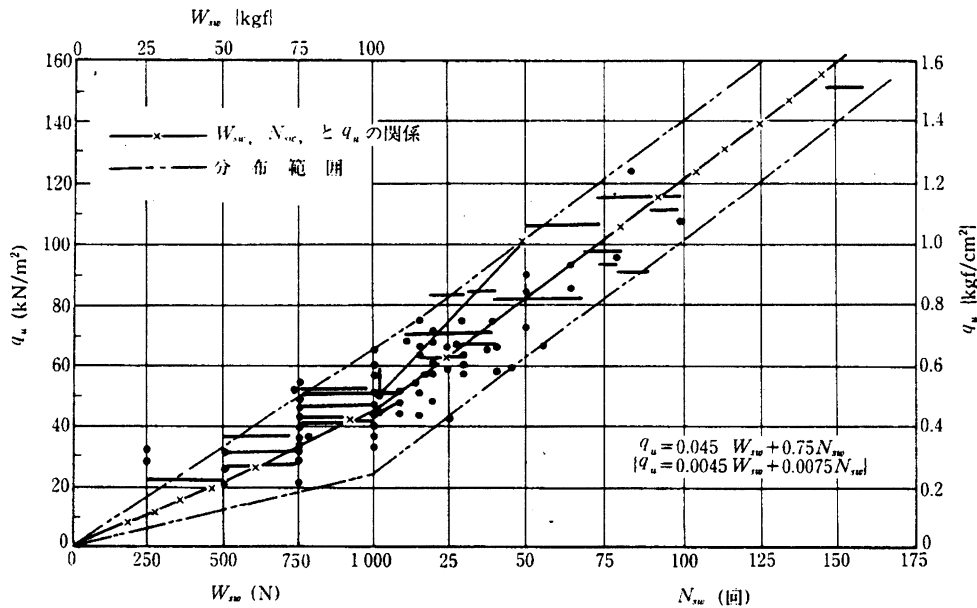


図 5.6.5 一軸圧縮強さと  $W_{sw}$ ,  $N_{sw}$  の関係 (稲田に加筆修正)<sup>2)</sup>

## ② 平板載荷試験による支持力との関係

戸建住宅などの小規模構造物に対する地耐力調査としてスウェーデン式サウンディング試験が用いられている。この場合、支持力は  $W_{sw}, N_{sw}$  から  $N$  値,  $q_u$  などに換算し支持力式により算出する例が多いが、平板載荷試験により求めた許容支持力  $qa$  と  $W_{sw}, N_{sw}$  との関係が次式として提案されている。

$W_{sw}$  が 1000N 以下の荷重で貫入した場合

$$qa = 3 \times 10^{-5} (W_{sw})^2$$

回転によって貫入した場合

$$qa = 30 + 0.6 N_{sw} \quad (\text{建築基準法より})$$

ここに、 $qa$  : 許容支持力  $\text{kN/m}^2$

$W_{sw}$  : 荷重 (N)

$N_{sw}$  : 半回転数 (回/m)

これは、スウェーデン式サウンディング試験の値として載荷板の下 75 cm の平均値を用いたものである。

## 5.6.2 標準貫入試験

標準貫入試験は、ボーリング機械により所定の深度まで掘削し、孔底に試験機を下ろし実施する試験である。

### (1) 標準貫入試験方法

標準貫入試験方法は、JIS A 1219 に定められている。

**適用範囲** : この規格は、標準貫入試験機を用いて、原位置における地盤の硬軟、締まり具合又は土層の構成を判断するための  $N$  値を求めるとともに、試料を採取する貫入試験方法について規定する。

引用規格：JIS M 1409 試すい用ロッド（ボーリングロッド）

JIS M 1409 試すい用ロッドカップリング（ボーリングロッドカップリング）

定義：この規格で用いる主な用語の定義は次による。

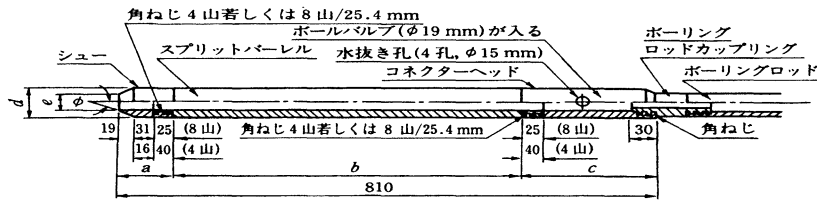
- a) *N* 値：質量  $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$  のドライブハンマーを  $76 \pm 1 \text{ cm}$  自由落下させて、ボーリングロッド頭部に取り付けたノッキングブロックを打撃し、ボーリングロッド先端に取り付けた標準貫入試験用サンプラーを地盤に  $30 \text{ cm}$  打ち込むのに要する打撃回数。
- b) 自沈：ドライブハンマーの落下を伴わずに、ボーリングロッド若しくはドライブハンマーの自重のみで、標準貫入試験用サンプラーが貫入すること。自沈には、所定の深さに標準貫入試験用サンプラーを降ろした状態で貫入するロッド自沈、ドライブハンマーをノッキングブロックに静かに載せた状態で貫入するハンマー自沈がある。
- c) 貫入不能：予備打ち及び本打において、50 回以上の打撃に対して累計貫入量が  $1 \text{ cm}$  未満の場合。

#### 1) 試験装置及び器具

試験装置及び器具は、次のとおりとする。

- ① 試験孔掘削装置は、原則として直径  $6.5 \sim 15 \text{ cm}$  の試験孔を掘削できるボーリング機械一式とする。
- ② 標準貫入試験装置は、地盤の *N* 値を求めるとともに試料の採取ができるもので、その器具は次のとおりとする。
  - a) 標準貫入試験用サンプラー：標準貫入試験用サンプラーは、シュー、二つ割にできるスプリットバレル及びコネクターヘッドからなる鋼製のもので図 5.6.6 に示す寸法のものとする。特にシューは、損傷しにくい熱処理を施した構造用合金鋼製のもので、外面及び内面は摩擦の少ない仕上げ面を有するもの。
    - 備考 1. シューとスプリットバレルを接続するネジは、角ネジ 4 山若しくは 8 山とするが、8 山は 2005 年 3 月 31 日で廃止する。
    - 2. 試験前には、シューが破損していないことを、あらかじめ点検して確認する。
  - b) ボーリングロッド及びボーリングロッドカップリング：ボーリングロッドは JIS M 1409 に規定する呼び径  $40.5$  のもの。また、ボーリングロッドカップリングは、JIS M 1410 に規定する呼び径  $40.5$  のもの。
  - c) ノッキングブロック：ノッキングブロックは、ドライブハンマーの打撃を直接受ける鋼製のもので、標準を以下に示す。
    - 備考：試験前には、ノッキングブロック受圧面の平滑性をあらかじめ点検する。
  - d) ドライブハンマー：ドライブハンマーは、質量が  $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$  の鋼製のもので、標準は以下に示す。
    - 備考 1. ドライブハンマーの外径の標準は、 $180 \pm 2 \text{ mm}$  若しくは  $200 \pm 2 \text{ mm}$  とするが、外径  $200 \pm 2 \text{ mm}$  は 2005 年 3 月 31 日で廃止する。
    - 2. ドライブハンマー質量には、つり手用器具質量を含む。
    - 3. 試験前にはドライブハンマーの底面の平滑性をあらかじめ点検して確

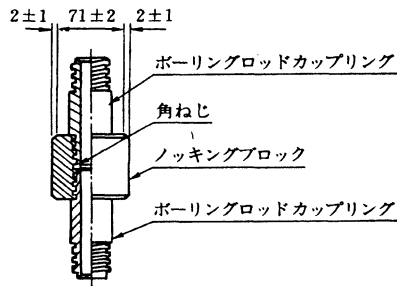
認する。



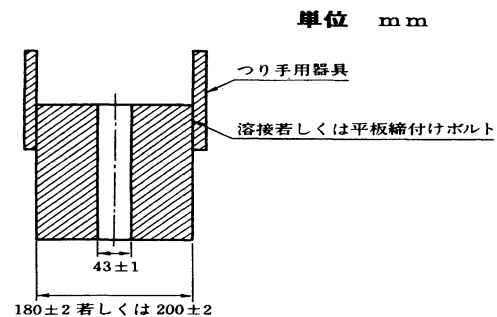
単位 mm (φ以外)

各部	全長	シュー長 a	バーレル長 b	ヘッド長 c	外径 d	内径 e	シュー角度 φ	刃先肉厚 t
寸法	810 ± 1.0	75 ± 1.0	560 ± 1.0	175 ± 1.0	51 ± 1.0	35 ± 1.0	19° 45' ± 8'	1.15 ± 0.05

標準貫入試験用サンプラー



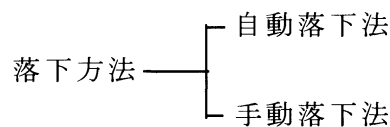
ノッキングブロックの標準形状



ドライブハンマーの標準形状

図 5.6.6 標準貫入試験用器具

e) 落下器具及び装置：落下器具及び装置は、ドライブハンマーをつり上げて、自由落下させることができるもので、試験の目的に応じて以下に示す方法から選拓する。



参考 1. 自動落下法の例を以下に示す。自動落下法は、ガイド用ボーリングロッドの  $76 \pm 1$  cm の位置に突起若しくはへこみ部を設け、フックがスライドしてその突起若しくはへこみ部を通過する時にフックが開く若しくは閉じることでフックからドライブハンマーが外れ、自動落下する仕組みを有する装置。ドライブハンマーのつり上げ方法には、大別してロープをドラムに巻きつけてつり上げる手動式（いわゆる半自動型）と完全に自動的につり上げる自動型（いわゆる全自動型）の二つの方法がある。自動落下装置の例を図 5.6.7 に示す。

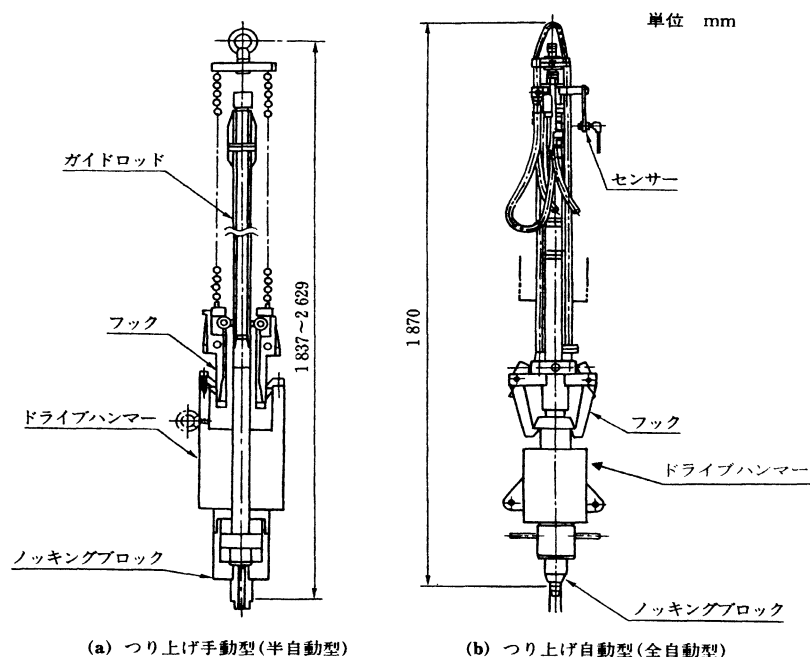
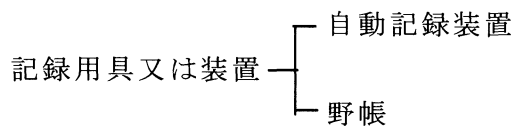


図 5.6.7 自動落下装置の例

2. 手動落下法には、ドライブハンマーの落下方法でコーンプリー法とトンビ法がある。手動法には、ドライブハンマーをつないだロープをドラムに巻きつけてつり上げ、ドライブハンマーの下部がガイド用ボーリングロッドの  $76 \pm 1$  cm の位置にあらかじめ付けた印の所まで上がった所で、速やかに手動でロープをドラムから外し、ドライブハンマーを自由落下させる方法。一方トンビ法は、トンビ状の器具でロープにドライブハンマーを引っ掛け、ロープをドラムに巻きつけてつり上げ、ドライブハンマーの下部がガイド用ボーリングロッドの  $76 \pm 1$  cm の位置にあらかじめ付けた印の所まで上がった所で、速やかに手動でトンビにつけたもう一方のロープを引っ張り、トンビからドライブハンマーを自由落下させる方法。

③ 記録用具又は装置：記録用具又は装置は、試験の目的に応じて以下に示す方法から選択する。



備考：自動記録用具又は装置は、以下の機能を有するもの。

- a) 打撃 1 回ごとの貫入量を mm (ミリメートル) 単位で記録する。
- b) 打撃回数と累計貫入量の表示と記録。



## 2) 試験方法

### ①試験孔の掘削

- a)標準貫入試験のための試験孔は、原則として 6.5～15 c mとする。
- b)所定の深さまで試験孔を掘削する。
- c)試験孔底のスライムを取り除く。
- d) b)及び c)の作業においては、孔底以下の地盤を乱さないように注意しなければならない。特に、コアバーレルの引き上げについては、孔底でボーリングを引き起こさないよう慎重にゆっくりと行う。

### ②標準貫入試験

- a)標準貫入試験用サンプラーをボーリングロッドに接続し、静かに孔底に降ろす。
- b)ロッド上部にノッキングブロック及びガイド用のボーリングロッドをつける。  
備考：a)若しくは b)の時点で自沈した場合は、ロッド自沈とし、自沈深さを測定する。ロッド自沈で 45 c mに達した場合は、本打ちは行わない。
- c)ガイド用ボーリングロッドなどの鉛直性を確保するとともに、打撃時のぶれを防止するための措置を講ずる。ボーリングロッド接続部の緩みが生じないようにきつく締めつける。もし緩みが生じたら、速やかに締めつける。
- d)ドライブハンマーを静かにノッキングブロックにセットする。  
備考 1.ドライブハンマーの底面とノッキングブロックの上面が水平に接するようにセットする。  
2.この時点で自沈した場合は、ハンマー自沈とし、自沈深さを測定する。ハンマー自沈で 45 c mに達した場合は、本打ちは行わない。なお、b)及び d)において自沈量の累計は、60 c mを越えないようにする。
- e)ドライブハンマーの打撃によって原則 15 c mの予備打ち、30 c mの本打ちを行う。このとき、本打ち開始深さ及び本打ち終了深さを測定する。
- f)予備打ちは、ドライブハンマー落下高を小さくして軽打撃によって貫入抵抗を確認しながら貫入する。ただし、N値 50 回以上と想定される地盤ではドライブハンマー落下高を  $76 \pm 1$  c mとし、ドライブハンマーを自由落下させ、本打ちに代えることができる。  
備考：予備打ち段階で自沈した場合は、ハンマー自沈とし自沈深さを測定する。ハンマー自沈で 45 c mに達した場合は、本打ちは行わない。  
参考：自動記録装置を用いる場合などでは、予備打ち段階においてもドライブハンマー落下高を  $76 \pm 1$  c mとし、ドライブハンマーを自由落下させ、記録をとることができる。この時、ドライブハンマーは、その静止を確認してから次の打撃に移る。ただし、自沈若しくは N 値数回程度と想定される地盤を除く。
- g)本打ちのドライブハンマー落下高は、 $76 \pm 1$  c mとし、ドライブハンマーは自由落下させる。また、ドライブハンマーはその静止を確認してから次の打撃に移る。
- h)本打ちにおいては、打撃 1 回ごとに累計貫入量を測定する。ただし、N 値の利用目的に応じ、貫入量 10 c m ごとの打撃回数を測定してもよい。  
参考 打撃 1 回ごとに累計貫入量を記録するには、一般に自動記録装置を用いる。

- i)本打ちの打撃数は、特に必要のない限り 50 回を限度とし、その時の累計貫入量を測定する。ただし、予備打ち段階で 50 回に達した場合は、その時の貫入量を測定し、 $N$  値とする。また、予備打ち段階で貫入不能の場合は、その結果を採用する。
- j)測定を終了した後、地表に標準貫入試験用サンプラーを上げ、シュー及びコネクターヘッドを取り外し、スプリットバレルを二つに割り、採取試料の観察を行う。
- k)代表的な試料を透明な容器に保存する。

備考：採取試料が複数の土層にまたがる場合は、試料の上下関係を保ったまま、試料間に仕切り板をはさんで試料を保存する。

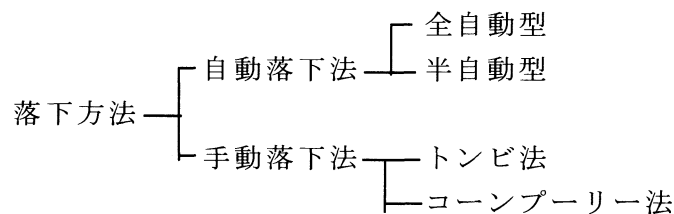
### 3) 記録及び整理

試験結果の記録及び整理は、次のとおり行う。

#### ① 試験方法の記録

- a)採用した落下方法を記録する。

参考：落下方法の表記例を以下に示す。



- b)採用した記録方法を記録する。

#### ② $N$ 値の記録： $N$ 値の記録は以下による。

- a)予備打ち及び本打ち開始深さ並びに終了深さを記録若しくは出力する。
- b)打撃 1 回ごとの貫入量を測定した場合は、必要に応じて打撃回数と累計貫入量の関係を図示若しくは出力する。
- c)本打ち 30 c m に対する打撃回数を  $N$  値として記録する。

備考 1.自沈の場合、ロッド自沈、ハンマー自沈の区分を記録する。

2.予備打ち及び本打ちにおいて、累計貫入量が 15 c m、30 c m 未満で打撃回数が 50 回に達した場合、 $N$  値は 50 以上とし、分子に 50、分母に累計貫入量の、分数の形で記録する。

3.予備打ち及び本打ちにおける 50 回の打撃に対して累計貫入量が 1 c m 未満の場合は、貫入不能と記録する。

#### ③ 採取試料の観察結果の記録

- a) 2)②の j)の観察結果を記録する。
- b)試料を密封した容器に、地点番号、試験深さ、 $N$  値、土質名などの記載を行う。

### 4) 報告

試験結果については、次の事項を報告する。

- ①地点番号
- ②地盤高
- ③試験日
- ④試験者
- ⑤ドライブハンマー落下方法

⑥記録方法

⑦予備打ち及び本打ちの開始深さ並びに終了深さ

⑧打撃 1 回ごとの貫入量を測定した場合は、必要に応じて打撃回数と累計貫入量の関係を示す図

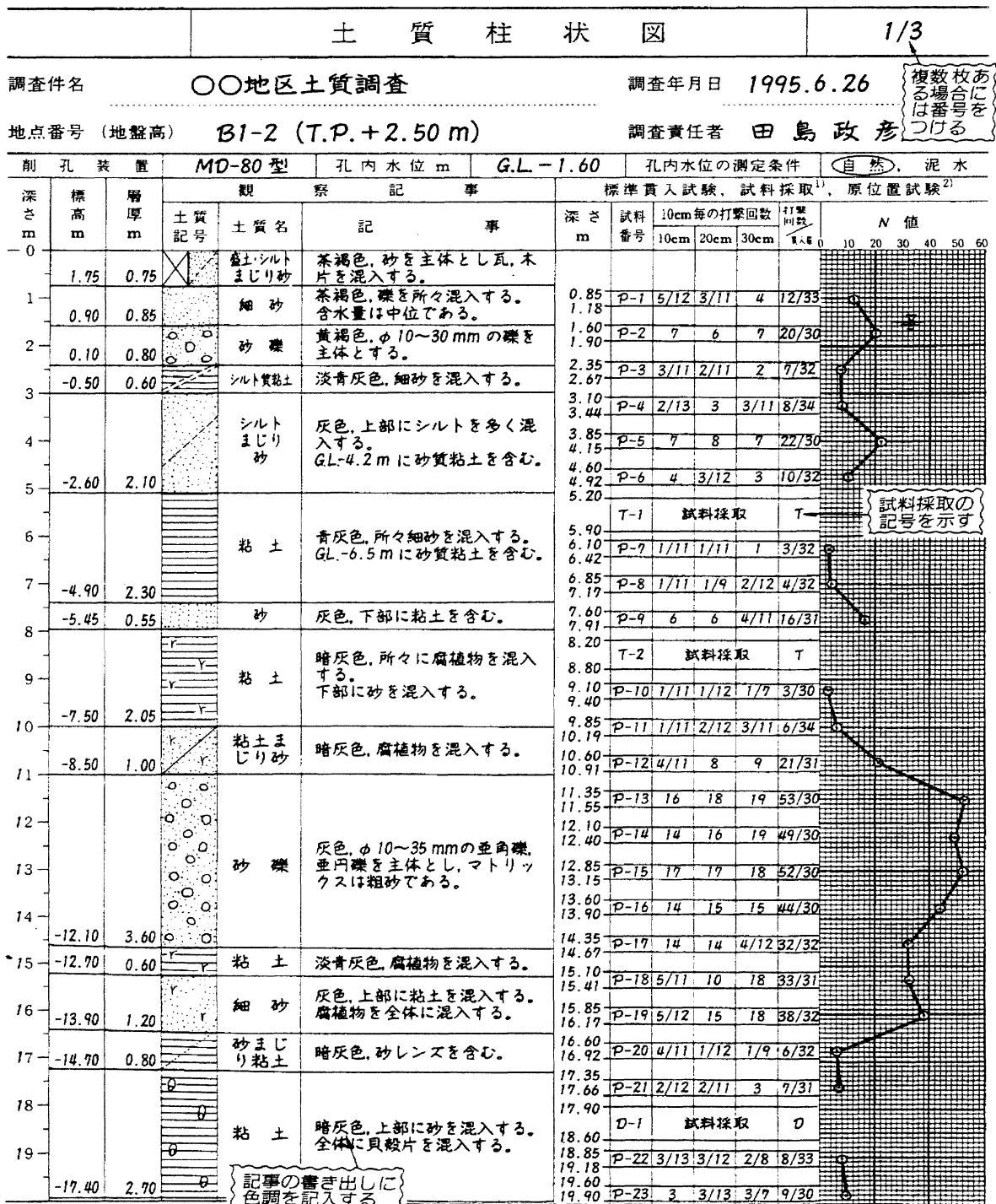
⑨N値

備考：自沈及び貫入不能の場合は、それを記録

⑩採取試料の観察結果

⑪その他報告事項

以上の結果を整理した試験のデータシートの記入例を図 5.6.8 に示す。



特記事項  
標準貫入試験は自由落下法による。

1) 試料採取の記号  
T: エクステンションロッド式サンプラー  
TH: 水圧式サンプラー  
D: 重管サンプラー  
P: 標準貫入試験サンプラー

2) 原位置試験の記号  
DS: スリーブ内蔵二重管サンプラー  
TR: 重管サンプラー  
A: オーガー

図 5.6.8 標準貫入試験及びボーリングのデータシート (地盤工学会様式) <sup>3)</sup>

(2) 結果の解釈と利用

1) 土質柱状図から地質断面図

複数のボーリングやサウンディング調査を行った場合には、地盤高、地点間距離および調査深さに基づき適切な縮尺により地層断面図を作成する。ボーリング調査は、点の

調査でありこれを断面図とすることにより縦断または横断方向の地層の連続性が把握でき、建設工事などにおける基礎資料となる。

ただし、地層区分を行うには、地質学的知識が必要であり、詳細な試料観察、露頭観察、既往の地質試料などに基ずいて地層およびその連絡性を判断する必要がある。地質断面図の作成例を図 5.6.9 に示す。

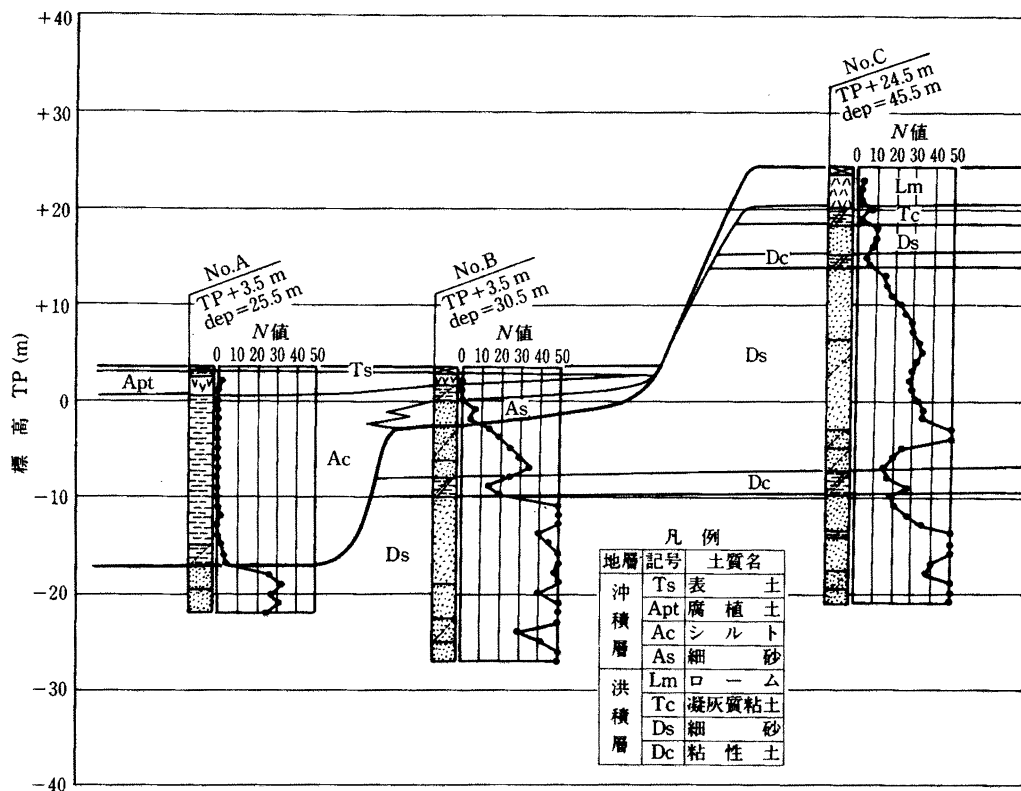


図 5.6.9 地層断面図の作成例<sup>2)</sup>

## 2) 土質定数との相関性

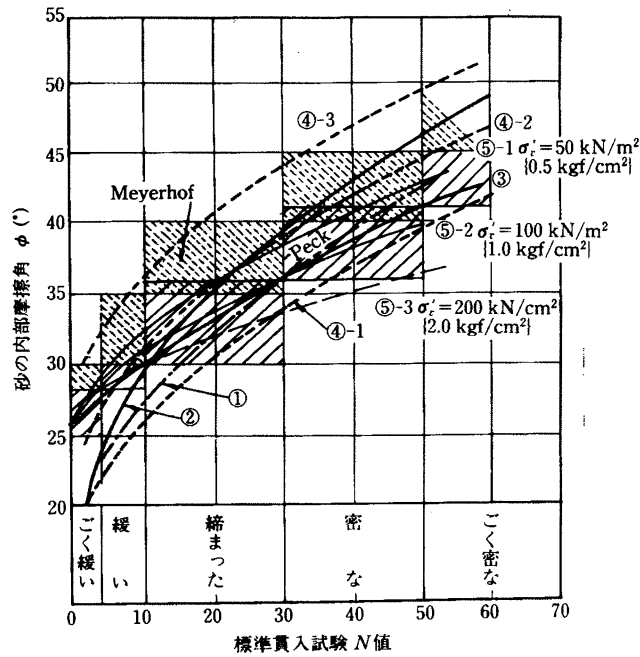
### ① 砂地盤の相対密度と内部摩擦角の推定

Terzaghi and Peck の報告以来、砂地盤の強さを示す相対密度  $D_r$ 、内部摩擦角  $\phi$  と  $N$  値との関係が着目され、 $N$  値から  $\phi$  を求める方法が普及している。

砂の  $N$  値と相対密度、内部摩擦角の関係は、表 5.6.1 および図 5.6.10 が示されている。その後、有効上載圧を考慮した関係を藤田が図 5.6.11 に示した。

表 5.6.2 砂の相対密度、内部摩擦角と  $N$  値との関係 (Terzaghi and Peck, Meyerhof)

$N$ 値	相対密度(relative density) $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	内部摩擦角 $\phi$ (度)		
		ベックによる	マイヤー-ホフによる	
0~4	非常に緩い(very loose)	0.0~0.2	28.5以下	30以下
4~10	緩い(loose)	0.2~0.4	28.5~30	30~35
10~30	中位の(medium)	0.4~0.6	30~36	35~40
30~50	密な(dense)	0.6~0.8	36~41	40~45
50以上	非常に密な(very dense)	0.8~1.0	41以上	45以上



- ① 道路橋示方書  $\phi = 15 + \sqrt{15N}$  ( $N \geq 5$ )
- ② 大崎  $\phi = 15 + \sqrt{20N}$
- ③ Peck  $\phi = 0.3N + 27$
- ④ Dunham ④-1.  $\phi = 15 + \sqrt{12N}$  (粒子丸・粒度一様)
- ④-2.  $\phi = 20 + \sqrt{12N}$  (粒子丸・粒度良, 粒子角・粒度一様)
- ④-3.  $\phi = 25 + \sqrt{12N}$  (粒子角・粒度良)
- ⑤ 国鉄建造物設計標準解説
- $\phi = 1.85 \left( \frac{N}{0.01\sigma'_v + 0.7} \right)^{0.6} + 28$
- $|\phi = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma'_v + 0.7} \right)^{0.6} + 28|$
- ここに、 $\sigma'_v$ : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>) [kgf/cm<sup>2</sup>]

図 5.6.10 砂の内部摩擦角  $\phi$  と  $N$  値との関係<sup>2)</sup>

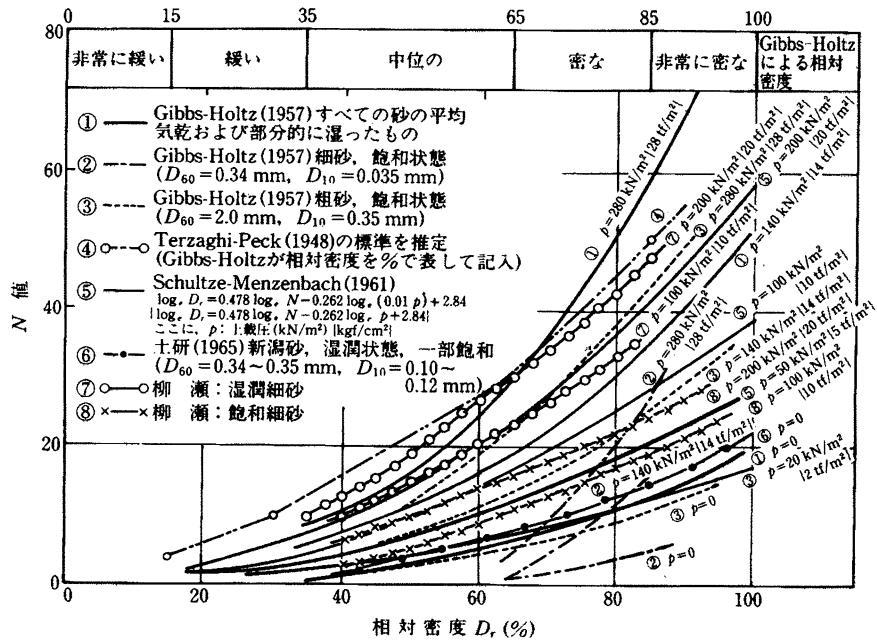


図 5.6.11  $N$  値・有効上載圧と砂の相対密度との関係(藤田)<sup>2)</sup>

②粘土のコンシステンシーと一軸圧縮強さの関係

Terzaghi and Peck は粘土のコンシステンシー，一軸圧縮強さ  $q_u$  と  $N$  値の関係を表 5.6.3 のように示し、次式を与えている。

表 5.6.3 コンシステンシー,  $N$  値および一軸圧縮強さの関係

コンシステンシー	非常に軟らかい	軟らかい	中位の	硬い	非常に硬い	固結した
$N$ 値	2以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30以上
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	25以下	25~50	50~100	100~200	200~400	400以上
$q_u$ {kgf/cm <sup>2</sup> }	{0.25以下}	{0.25~0.50}	{0.5~1.0}	{1.0~2.0}	{2.0~4.0}	{4.0以上}

$$q_u = 12.5N \quad \{q_u = N/8\}$$

ここに、 $q_u$ ：一軸圧縮強さ (kN/m<sup>2</sup>) {kgf/cm<sup>2</sup>}

また大崎は東京の地盤について次式を示している。

$$q_u = 40 + 5N \quad \{q_u = 0.4 + N/20\}$$

竹中・西垣および奥村は  $N > 4$  において  $q_u = (25 \sim 50)N$  { $q_u = (1/4 \sim 1/2)N$ } を示している。

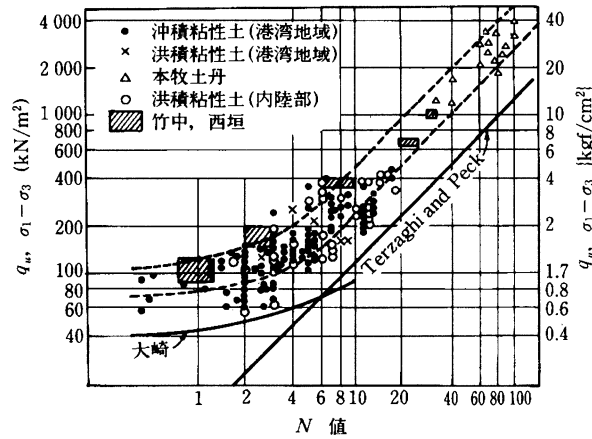


図 5.6.12  $q_u$  と  $N$  値の関係<sup>2)</sup>

③その他の関係

$N$  値と諸物性値の関係は種々の相関式が提案されており、その代表的なものは以下のとおりである。これらの詳細は専門書に譲る。

- a) 直接基礎の支持力
- b) 杭の鉛直支持力
- c) 変形係数
- d) 液状化強度
- e) 各種サウンディング試験結果

5.6.3 地盤の平板載荷試験

(1) 地盤の平板載荷試験方法

地盤の平板載荷試験方法は、地盤工学会基準で JGS 1521-1995 に定められている。

**試験の目的：**この試験は、地盤に設置した載荷板の荷重と沈下量の関係から地盤反力係数や極限支持力などの地盤の変形および支持力特性を求めることを目的とする。

**適用範囲：**構造物基礎地盤の変形特性および支持力特性を求める試験に適用する。

1) 試験用具

①**載荷板：**直径 30 c m以上の円形とし、上下面が平滑で厚さ 25 c m以上の鋼板が望ましい。

②**載荷装置：**ジャッキ、支柱、載荷ばりおよび反力装置から構成される。

a) **ジャッキ：**計画最大荷重以上の加力能力と、変形に追従できる十分なストロークをもつもの。

b) **支柱：**十分な剛性を持ち端面が材軸に対して直角なもの。

c) **載荷ばり：**十分な剛性を持ち、曲げ、せん断、支圧および座屈に対して安全であるもの。設置にあたっては、転倒しないように注意する。

d) **反力装置：**実荷重又はアンカーを使用する。次の条件を満たすものとする。

実荷重による方法：イ. 実荷重は、計画最大荷重の 1.2 倍以上であること。

ロ. 実荷重の受台は、載荷板の中心から 1.5 以上離れた位置に設置すること。

ハ. 反力装置は、載荷による移動や転倒にたいして十分安全であること。

アンカーによる方法：イ. アンカーは、計画最大荷重の 1.2 倍以上の荷重に対して十分な引張抵抗を有するとともに、引張材に支障を及ぼすような伸びが生じないこと。

ロ. アンカーは、載荷板の中心から 1.5 以上離れて対称に配置すること。

ハ. 載荷ばりとの接合部分は、偏心や二次応力を考慮して十分に安全であること。

載荷板と載荷装置の例を図 5.6.13 と図 5.6.14 に示した。

③**荷重計：**原則として環状ばね型力計または荷重計を用いる。

④**沈下量計測装置：**基準点、基準ばりおよび変位計によって構成される。

a) **基準点：**基準ばりを支持するもの。基準板の外側端から 1.0m 以上離れた所に設置する。

b) **基準ばり：**十分な剛性を持つ鋼板を用いる。

c) **変位計：**0.01～0.001mm 目盛、測長 30m 以上のダイヤルゲージ、またはこれに準ずる性能の変位計を用いる。変位計は載荷板の対称な位置に配置し、載荷板の沈下量を正確に測定できるように鉛直に設置する。

⑤**時計：**時刻および経過時間を測定できるもの。



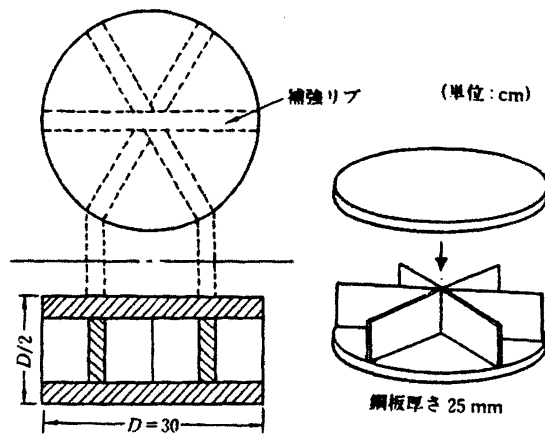


図 5.6.13 載荷板の例

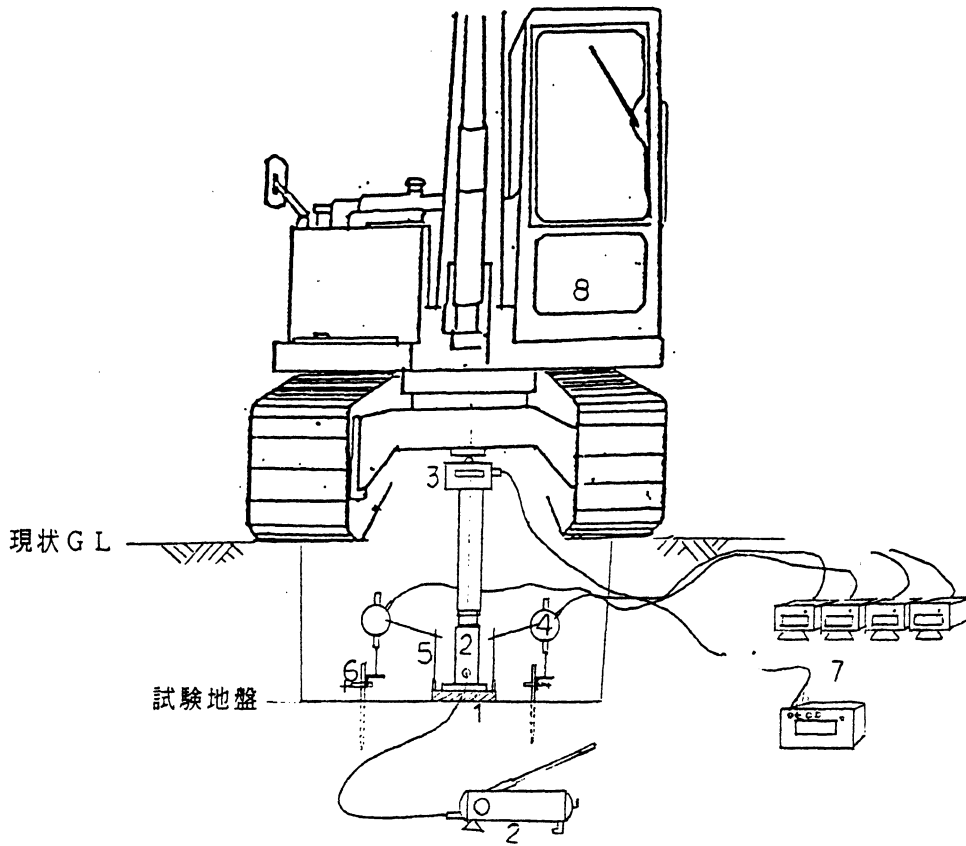


図 5.6.14 反力装置例

## 2) 試験方法

### ① 試験位置の選定

載荷試験は、構造物の種類、規模、基礎の大きさおよび支持地盤の土層構成などを十分に検討し、地盤を代表し得る地点を選定して行う。

### ② 試験地盤面の整形および養生

- a) 試験地盤面は、載荷板の中心から 1.0m 以上の範囲を水平に整地する。
- b) 試験地盤面は、試験期間中地盤状態が変化しないように養生する。

### ③ 載荷板の設置

載荷板は、整形した試験地盤面に、水平で一様に密着するように設置する。

### ④ 載荷方法

載荷方法は、試験目的に応じて荷重制御による段階式載荷あるいは段階式繰返し載荷のいずれかを選定し以下の手順で行う。

a) 試験に先立ち第一段階の荷重を超えない範囲で予備載荷を行う。

b) 荷重は、計画最大荷重を 5～8 段階ずつ等分に載荷する。

c) 載荷および除荷は、速やかに一定速度で行う。速度は 1 分間当り 200kN/m<sup>2</sup> 程度以下を標準とする。

d) 荷重の保持時間は、30 分程度の一定時間とする。除荷および再載荷の荷重段階では、5 分程度の一定時間とする。

f) 段階式繰返し載荷は、所定の荷重段階で 3 回程度の繰返し回数で実施する。

### ⑤ 沈下の測定

沈下の測定は、各荷重段階において所定の荷重に達した後、原則として 0 分、1 分、2 分、5 分および以降 5 分経過ごとに荷重保持時間継続して行う。

## 3) 結果の整理

① 測定結果にもとずいて「時間・荷重強さ曲線」「時間・沈下量曲線」「荷重強さ・沈下量曲線」および「荷重強さ・残留沈下量、除荷量曲線」を作成する。

② 地盤反力係数  $k_v$ (MN/m<sup>3</sup>) {kgf/cm<sup>3</sup>} を「荷重強さ・沈下量曲線」から次式より求める。

$$K_v = \frac{\Delta P}{\Delta S} = \frac{p_2 - p_1}{s_2 - s_1}$$

ここに、 $\Delta P$  : 単位面積当りの荷重強さの変化量 ( k N/m<sup>2</sup> ) { kgf/cm<sup>2</sup> }

$\Delta S$  :  $\Delta P$  に対応する沈下量 ( mm ) { cm }

$p_1, p_2$  : 荷重強さ

$s_1, s_2$  : 各々の沈下量

ただし、 $p_1$  は無負荷時(荷重強さ 0),  $p_2$  は最大荷重強さの 1/3 とすることを原則とする。

③ 「荷重強さ・沈下量曲線」で沈下量が急激に増加し始めるとき、もしくは載荷板やその周辺地盤の状況が急激に変化し、載荷が難しくなり始めたときの荷重を極限支持力として読み取る。

図 5.6.15 に荷重強さ・沈下量曲線の例を、図 5.6.16 に極限支持力の推定図を示す。

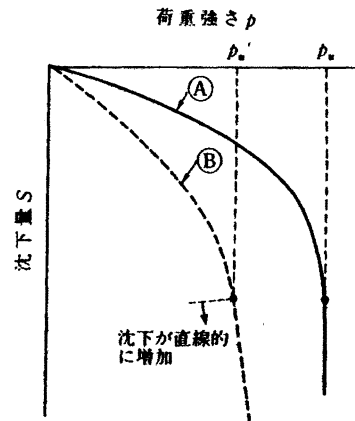
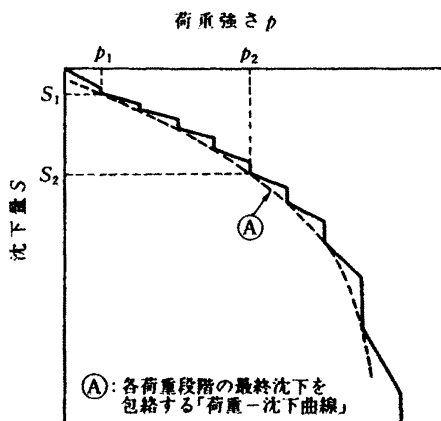


図 5.6.15 荷重強さ-沈下量曲線例<sup>2)</sup>

図 5.6.16 極限支持力の推定図<sup>2)</sup>

段階式繰返し载荷の試験では、「荷重強さ-残留沈下量曲線」および「除荷曲線」を作成する。

#### 4) 報告

次の事項を報告する。

- ① 本基準と部分的に異なる方法を用いた場合には、その内容
- ② 試験方法
- ③ 試験結果の図および表
- ④ 地盤反力係数
- ⑤ 極限支持力
- ⑥ 試験地盤の観察結果と地下水の状況
- ⑦ その他特記すべき事項

以上を整理した試験のデータシートの記入例を図 5.6.17 および図 5.6.18 に示す。

調査件名 ○○地区地盤調査 試験年月日 1995.7.17  
 地点番号 (地盤高) S-1(A.P.+2.55 m) 7.07F-2と表としてし.11) 試験者 福本政光

複数枚ある場合は番号をつける

載荷板の形状		円形剛板		載荷板の寸法 cm		φ30×t2.5		載荷板の面積 A m <sup>2</sup>		7.07×10 <sup>-2</sup>		
ジャッキの種類		油圧ジャッキ		ジャッキの能力 kN		500		反力基盤の種類		実荷重(バックホー)		
載荷方法		投落式繰返し載荷		載荷速度 A kN/m <sup>2</sup> /1分		2.78		天		晴		
サイクル	荷重計読み	荷重強さ	時刻	経過時間 min	変位計の読み mm			変位計読み の平均値 mm	実計読下量 mm			
	R	P AR kN/m <sup>2</sup>			1	2	3					
予備 載荷	0.0	0.0	11:00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	15.0	41.7	11:00	0	0.06	0.18	0.08	0.15	0.12	0.12		
	0.0	0.0	11:00	0	0.06	0.19	0.08	0.15	0.12	0.12		
	0.0	0.0	11:01	1	0.06	0.19	0.08	0.15	0.12	0.12		
	15.0	41.7	11:01	1	0.06	0.20	0.09	0.15	0.13	0.13		
	0.0	0.0	11:01	1	0.06	0.20	0.06	0.15	0.12	0.12		
	0.0	0.0	11:02	2	0.06	0.20	0.06	0.15	0.12	0.12		
第1 サイクル	30.0	83.4	11:10	0	0.18	0.47	0.16	0.38	0.30	0.18		
			11:11	1	0.22	0.58	0.32	0.48	0.42	0.28		
			11:12	2	0.22	0.58	0.32	0.48	0.43	0.28		
			11:15	5	0.22	0.62	0.35	0.48	0.42	0.30		
			11:20	10	0.22	0.64	0.35	0.49	0.43	0.31		
			11:25	15	0.23	0.65	0.36	0.50	0.44	0.32		
			11:30	20	0.25	0.68	0.39	0.53	0.46	0.35		
	11:35	25	0.25	0.70	0.40	0.54	0.47	0.36				
	11:40	30	0.25	0.70	0.40	0.54	0.47	0.36				
	60.0	166.8	11:41	0	0.58	1.30	0.80	1.08	0.94	0.82		
			11:42	1	0.64	1.40	0.87	1.18	1.02	0.91		
			11:43	2	0.67	1.45	0.91	1.23	1.07	0.95		
			11:46	5	0.70	1.49	0.94	1.26	1.10	0.98		
			11:51	10	0.73	1.54	0.97	1.31	1.14	1.02		
11:56			15	0.75	1.58	1.00	1.35	1.17	1.06			
12:01			20	0.75	1.60	1.01	1.38	1.19	1.07			
12:06	25	0.78	1.64	1.04	1.38	1.21	1.09					
12:11	30	0.78	1.64	1.04	1.39	1.21	1.09					
30.0	83.4	12:12	0	0.72	1.57	0.98	1.31	1.15	1.03			
		12:13	1	0.71	1.53	0.95	1.31	1.13	1.01			
		12:14	2	0.71	1.53	0.95	1.30	1.12	1.00			
		12:17	5	0.71	1.53	0.95	1.30	1.12	1.00			
		0.0	0.0	12:18	0	0.54	1.35	0.77	1.11	0.94		
12:19	0.0	12:19	1	0.54	1.34	0.76	1.11	0.94	0.82			
		12:20	2	0.52	1.29	0.72	1.09	0.91	0.79			
		12:23	5	0.51	1.28	0.72	1.09	0.90	0.78			
		第2 サイクル	30.0	83.4	12:24	0	0.61	1.40	0.82	1.18	1.00	0.88
					12:25	1	0.63	1.42	0.85	1.21	1.03	0.91
12:26	2				0.63	1.43	0.86	1.21	1.03	0.91		
12:29	5	0.63	1.43	0.86	1.22	1.04	0.92					
60.0	166.8	12:30	0	0.79	1.52	1.00	1.39	1.20	1.08			

予備載荷時の沈下量を差し引く

特記事項 変位計番号と方位

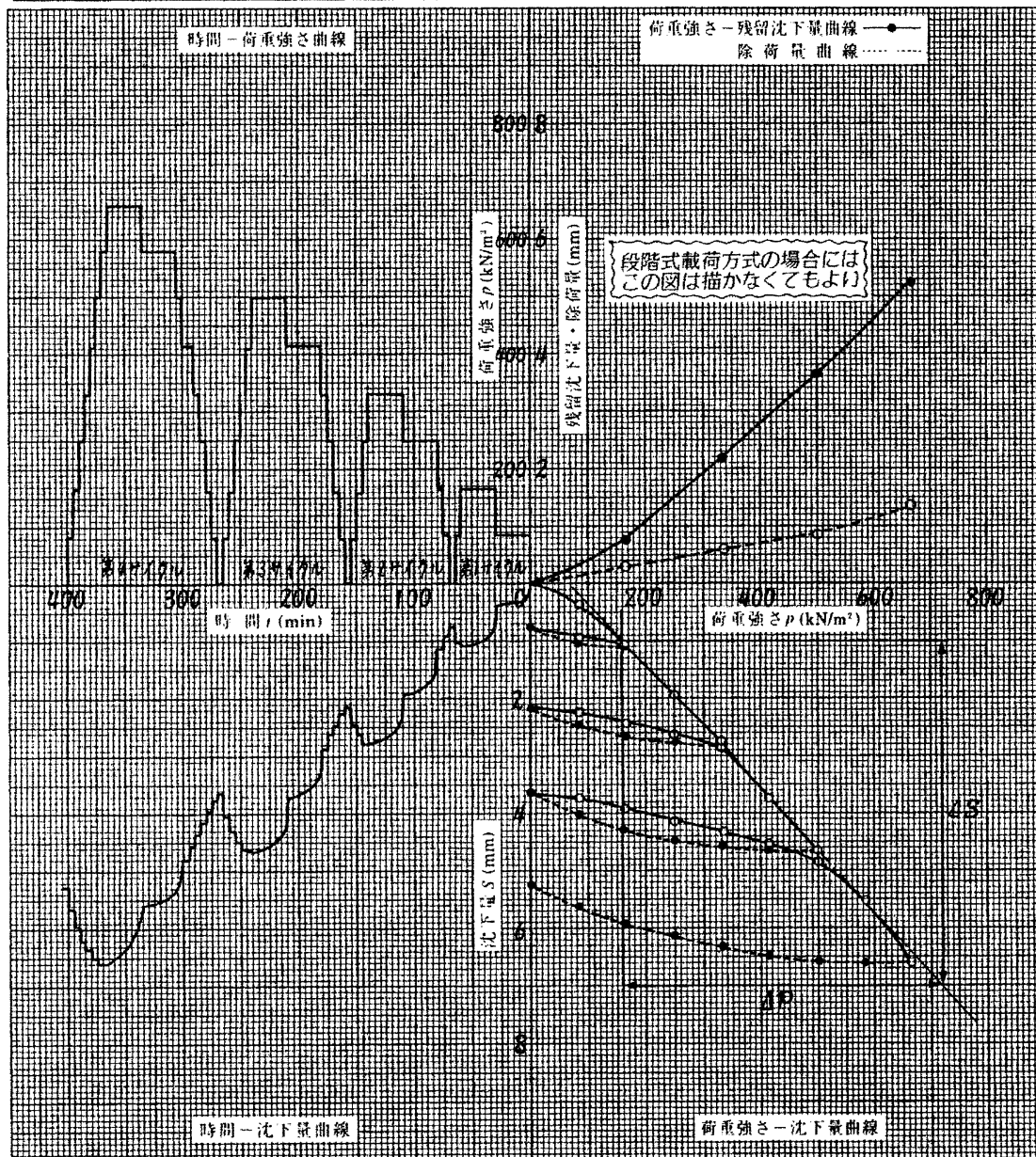
試験の計画最大荷重は834 kN/m<sup>2</sup>とし、  
 載荷、除荷速度は1分当たり167 kN/m<sup>2</sup>で行った。



[1 kN/m<sup>2</sup>=0.0102 kg/cm<sup>2</sup>]

図 5.6.17 地盤の平板載荷試験データシート：測定 (地盤工学会様式) 2)

JGS 1521	地盤の平板載荷試験(時間-荷重強さ-沈下量曲線)	
調査件名	〇〇地区地盤調査	試験年月日 1995.7.17
地点番号(地盤高)	S-1 (A.P. +2.55m)	試験者 福本政光
試験地盤の観察結果	試験深さ G.L.-2.5m, 礫まじり砂	地下水の状況 地下水なし
単位面積当たりの荷重変化量 $\Delta p$ (kN/m <sup>2</sup> )	560.0	地盤反力係数 $k_s = \Delta p / \Delta S$ (MN/m <sup>2</sup> ) 93.3
$\Delta p$ に対応する沈下量 $\Delta S$ (mm)	6.00	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> ) 666.1



特記事項 [1kN/m<sup>2</sup>≒0.102kg/cm<sup>2</sup>]  
 第4サイクルで周辺地盤の盛り上がりが大きくなったので載荷を終了し、 [1MN/m<sup>2</sup>≒0.102kg/cm<sup>2</sup>]  
 その最大荷重を極限支持力とした。

図 5.6.18 地盤の平板載荷試験データシート例(地盤工学会様式)<sup>2)</sup>

## (2) 結果の解釈と利用

### 1) 結果の解釈

平板載荷試験の結果は、載荷板の荷重強さ・沈下量関係より、基礎の支持地盤の沈下および支持力の検討に用いられる。しかし、平板載荷試験の結果を直接実大規模の構造物基礎の沈下や支持力に関する設計に適用してもよいことにはならない。基礎の沈下や支持力は、基礎の根入れ、形状、大きさ、剛性、地盤構成、地下水位、載荷重、載荷時間などいろいろな条件に支配される。

載荷面積の違いによる載荷の影響範囲の概念図を図 5.6.19 に示す。平板載荷試験による支持力特性は、図 5.6.19 に示すように、載荷板直径の 1.5～2.0 倍程度の深さの地盤が対象になる。このように、平板載荷試験の結果は載荷板の大きさに対応した地盤の支持力特性であることを十分認識する必要がある。したがって、載荷板寸法よりも深い地盤を対象とする場合は、更に深く掘削して載荷試験を実施する必要がある。

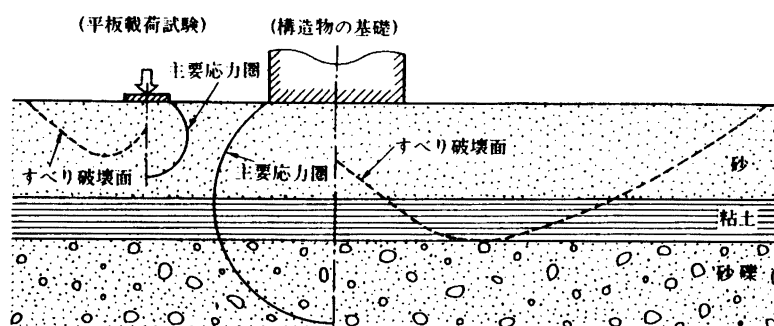


図 5.6.19 構造物の基礎と載荷板の大きさの関係<sup>2)</sup>

一般に設計荷重強さが許容できるか否かについては、以下の点を参考に判断することが多い。

①地盤の長期許容支持力は極限荷重 1/3 とする。

②極限荷重強さが認められなかった場合は、試験時の最大載荷重を極限支持力とする。

### 2) 地盤定数の推定

その他の地盤定数の推定例について示す。

地盤が比較的均質な場合には、地盤の変形係数  $E_s$  を次式より求めることができる。

$$E_s = I_p B (1 - \nu^2) \frac{\Delta P}{\Delta S}$$

ここに、 $I_p$ ：基礎底面の形状と剛性によって決まる係数(剛な円形の場合 0.79)

$\nu$ ：地盤のポアソン比

$B$ ：載荷板の直径

$\Delta P$ ：単位面積当りの荷重強さの変化量

$\Delta S$ ： $\Delta P$ に対応する沈下量

既往の平板載荷試験の実施例を参考に、地盤の極限支持力と地盤反力係数を算定した結果例を表 5.6.4 に示した。

表 5.6.4 平板載荷試験結果の一例<sup>2)</sup>

試験結果 地盤	極限支持力 (kN/m <sup>2</sup> ) {tf/m <sup>2</sup> }	地盤反力係数 (MN/m <sup>3</sup> ) {kgf/cm <sup>3</sup> }	備考
関東ローム (立川, 武蔵野)	662~666 {66.2~66.6}	———— ————	文献 13)
洪積砂層 (成田層)	900 {90}	———— ————	
砂礫地盤	2 750~3 400 {275~340}	———— ————	
洪積粘性土 (大阪層群)	1 300~ {130~}	300~1 000 {30~100}	文献 14)
洪積砂質土	1 000~ {100~}	40~80 {4~8}	
洪積砂礫土	1 600 {160~}	130~200 {13~20}	
埋立て地盤	330~340* {33.0~34.0}	88~103 {8.8~10.3}	文献 15)
盛土地盤 (碎石)	630* {63.0}	243 {24.3}	
沖積砂地盤	830* {83.0}	40 {4.0}	文献 16)

\* 載荷試験結果の降伏荷重強さ

建築基準法では、地盤の許容応力度（長期許容支持力）は、次式によるものとなっている。

$$qa = qt + 1/3 N' \gamma_2 Df$$

ただし、 $qa$  : 地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$qt$  : 平板載荷試験による降伏荷重度の 1/2 の数値又は極  
極限応力度の 1/3 の数値のいずれか小さなもの。

$N'$  : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて表 5.6.5 に掲げ  
る係数

表 5.6.5 基礎荷重面下の地盤の種類に応じた支持力係数  $N'$

地盤の種類 係数	砂質土地盤 のうち緻密 なもの	砂質土地盤 (緻密なもの を除く)	粘性土地盤
$N'$	12	6	3

$\gamma_2$  : 基礎荷重底面より上方にある地盤の平均単位体積  
重量又は水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$Df$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの  
深さ (m)

日本建築学会では、次のように求めるとなっている。

支持地盤の支持力係数 ( $c N_c$  あるいは  $\gamma_1 N_\gamma$ ) を求める

$$\text{粘土地盤の場合 : } c N_c = \frac{q_{test}}{\alpha_t}$$

$$\text{砂質地盤の場合：} \gamma_1 N_\gamma = \frac{q_{test}}{\beta_t \cdot B_t}$$

ただし、 $\alpha_t$ 、 $\beta_t$ ：試験に用いた載荷板の形状係数

$B_t$ ：載荷板の幅

砂質地盤の場合、次式を用いて補正を行う。

$$N_\gamma^* = N_\gamma \cdot (B/B_0)^n$$

$B$ ：基礎の短辺の幅 (m)

$B_0$ ：基礎幅  $B_0=1\text{m}$  (m)

：係数  $n=1/3$

$$qa = \frac{1}{3} qu = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot N_q)$$

ただし、 $qa$ ：地盤の許容応力度 (k N/m<sup>2</sup>)

$qu$ ：地盤の極限支持力度 (k N/m<sup>2</sup>)

$N_c$ 、 $N_\gamma$ 、 $N_q$ ：支持力係数

$N_q$ ：平板載荷試験結果を用いる場合の  $N_q$  の推奨値

表 5.6.6 平板載荷試験結果を用いる場合の  $N_q$  の推奨値

支持地盤	$\phi$ の下限値	$N_q$ の推奨値
密実な砂質土	30°	15
密実以外の砂質土	20°	6
粘性土	0	1

$c$ ：支持地盤の粘着力 (k N/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$ ：支持地盤の単位体積重量 (k N/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$ ：根入れ部分の土の単位体積重量 (k N/m<sup>3</sup>)

( $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

$\alpha$ 、 $\beta$ ：基礎の形状係数

表 5.6.7 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0+0.2B/L$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5-0.2B/L$	0.3

$\eta$ ：基礎の寸法効果による補正係数

$$\eta = N_\gamma^* = N_\gamma \cdot (B/B_0)^n$$

$i_c$ 、 $i_\gamma$ 、 $i_q$ ：荷重の傾斜に対する補正係数

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

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$



$B$ : 基礎幅 (m) [短辺幅、荷重の偏心がある場合には有効幅  $B_e$  を用いる。  $B_e = B - 2e$ 、  $e = M/V$ ]

$D_f$ : 根入れ深さ (m)

#### 5.6.4 簡易動的コーン貫入試験 (地盤工学会基準, JGS 1433-1995)

##### 1) 試験方法

- ① ロッドの先端にコーンを取り付け、上部にノッキングヘッド、ガイドロッド、およびハンマーを取り付ける。
- ② 試験機を調査地点に鉛直に保持する。
- ③ ②の状態、ロッドが地中に自重沈下するかを確かめ、自重で貫入する場合は、貫入が止まった時の貫入量を測る。これを  $49N$  による貫入量として記録する。
- ④  $5kg$  のハンマーを  $50cm$  の高さから自由落下させ、貫入量  $10cm$  に要する打撃回数を  $N_d$  値として記録する。
- ⑤  $10$  回の打撃による貫入量が  $2cm$  未満の場合は貫入を中止する。

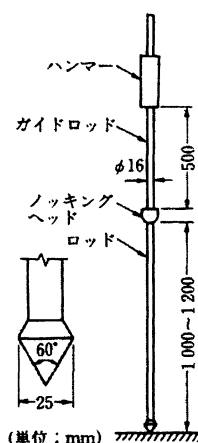


図 5.6.20 簡易動的コーン貫入試験機

##### 2) 求められる値

- ①  $N_d$ :  $10cm$  ごとの打撃回数

##### 3) 結果の利用

- ① スウェーデン式サウンディングの  $N_{sw}$  との関係:  $N_{sw} = 1.50\sqrt{N_d} + 0.75$
- ②  $N$  値との関係:  $N_d = 1 \sim 3N$

##### 4) 留意点

簡易な建築物の支持力の判定、法面の表層部の調査に用いられる。  
貫入抵抗の大きい硬質粘性土や砂礫地盤には適用できない。

#### 5.6.5 ポータブルコーン貫入試験 (地盤工学会基準, JGS 1431-1995)

##### 1) 試験方法

- ① 先端コーンをロッドに緩みのないように接続し、ロッドの上端を測定装置および貫入用ハンドルに固定する。
- ② ロッドを鉛直に立て、貫入用ハンドルを用いて連続的に貫入する。貫入速度は  $1cm/s$  を標準とし、 $10cm$  貫入ごとに荷重計の読み値  $D$  を記録し、先端コーンの貫

入力測定値  $Q_{rd}$  を求める。

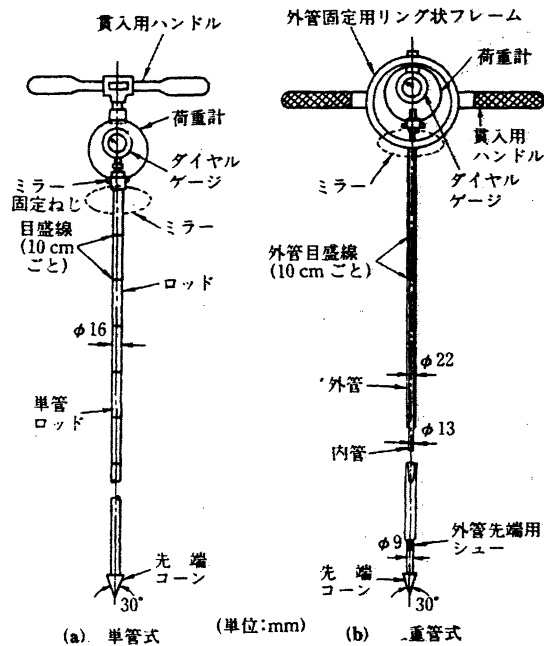


図 5.6.21 ポータブルコーン貫入試験

2) 求められる値

① コーン貫入抵抗  $q_c$  kN/m<sup>2</sup>

3) 結果の利用

①  $q_c = 0.741 q_{cd}$  ( $q_{cd}$ : オランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン貫入抵抗値)

② 一軸圧縮強さと粘着力への換算  $q_c = 5q_u = 10C_u$

4) 留意点

試験は、人力で貫入させるため貫入力は 1kN 程度で、最大貫入抵抗値は 1500kN/m<sup>2</sup>

### 5.6.6 オランダ式二重管コーン貫入試験 (JIS A 1220-1995)

1) 試験方法

- ① 圧入装置を取り付ける。
- ② 貫入先端およびロッドを圧入装置に取り付ける。
- ③ 外管を押し、貫入先端を測定深さまで貫入する。
- ④ 測定を行う。測定の際の貫入速度は 1cm/s とし、測定間隔は 25cm とする。
- ⑤ その位置で内管を押し、マントルコーンだけを約 5cm 貫入した時の圧入力を読む。
- ⑥ この深さの測定が終わった後、③～⑤の操作を繰り返す。

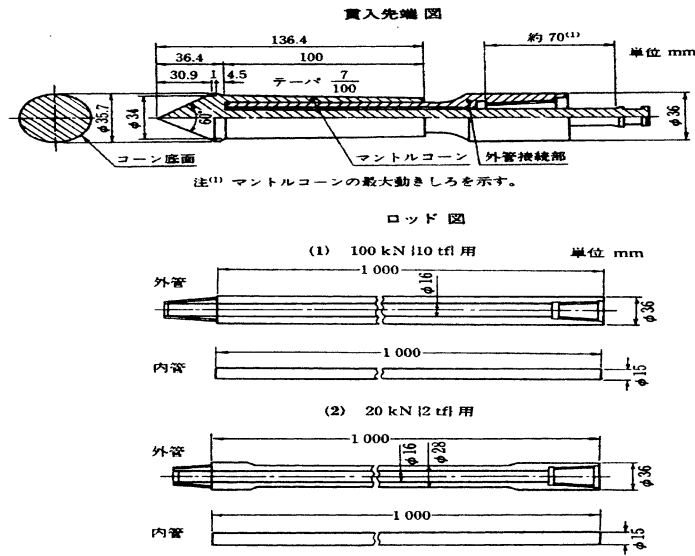


図 5.6.22 オランダ式二重管コーン貫入試験機

2) 求められる値

- ① コーン貫入抵抗  $q_c$  (MN/m<sup>2</sup>)

3) 結果の利用

- ① コーン貫入抵抗  $q_c = N_{kt} C_u + p_v$

ここに。

$q_c$  : コーンの有効断面積で補正した先端抵抗 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_{kt}$  : コーン係数

$C_u$  : 非排水せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$p_v$  : 土被り圧 (全応力) (kN/m<sup>2</sup>)

- ②  $q_c$  と  $N$  値の関係

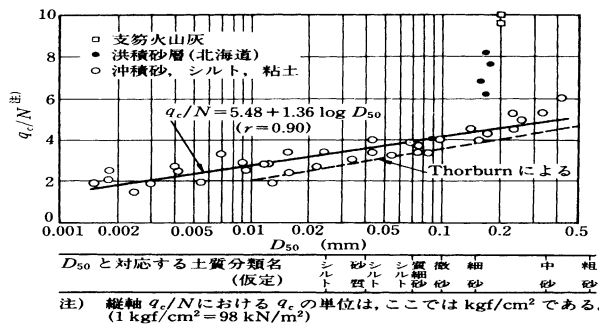


図 5.6.23 平均粒径  $D_{50}$  と  $q_c/N$  比<sup>2)</sup>

4) 留意点

この試験は、地盤中にアンカーをとり、その反力を利用して貫入先端を静的に圧入するため、極めて密な砂層、砂礫層、玉石層などには適用しにくい。

逆に、非常に軟弱な地盤では、内・外管が自重で沈下し測定が不可能となる。

5.6.7 オートマチックラムサウンディング<sup>2)</sup>

1) 試験方法

- ① 自動連続貫入装置 (機械) を用いて測定を行う。

②機械を調査地点に設置する。

③質量 63.5kg のハンマーを 50cm の高さで落下させ、貫入量 20cm 毎の打撃回数を測定する。周面摩擦を補正するためのトルクを測定する。トルクを測定は、打撃回数が 5 回を越す場合は 20cm ごとに、5 回以下の場合はロッド接続時(1m 毎)に、ロッドを時計回りに 2 回転させて行う。

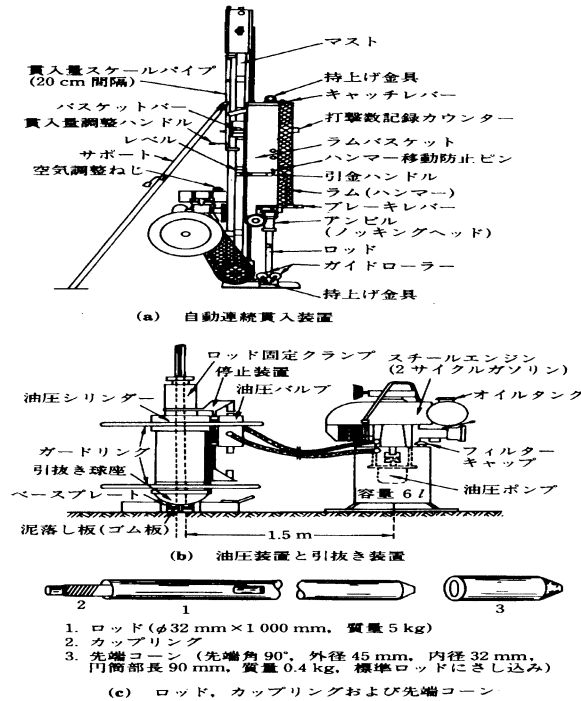


図 5.6.24 オートマチックラムサウンディング試験機

2) 求められる値

① 打撃回数  $Nd$

3) 結果の利用

① 標準貫入試験の  $N$  値との比較  $N = Nd$

### 5.6.8 オーガーボーリング<sup>2)</sup>

1) 調査方法

- ① ロッドの先端に刃先を取り付け、ロッドの上部にハンドルを取り付ける。
- ② 刃先とロッドを鉛直に保ちハンドルを回転させながら掘進める。
- ③ 刃先部が掘削した土で満たされたらロッドを引き上げて掘削した土を取除く。
- ④ オーガーボーリング機械を掘削した孔の孔底に入れて②～④の作業を繰り返す。

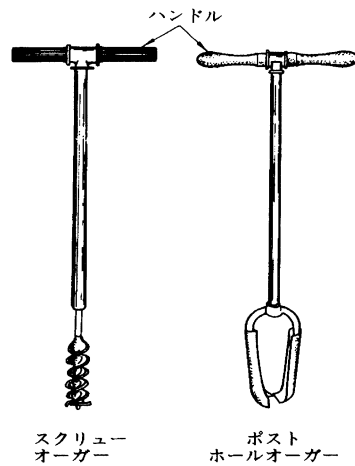


図 5.6.25 オーガーボーリング機械

2) 求められるもの

- ① 掘削して乱した土の試料
- ② 各種原位置試験孔や、塩ビ管をボーリング孔に挿入し水位観測孔として利用できる

3) 結果の利用

- ① 採取した土の試料を用いた各種土質試験
- ② 各種原位置試験の結果

4) 留意点

- ① ハンドオーガーは、深さ 5m 程度までの軟質な粘性土地盤および地下水のない砂質土地盤に適用され、調査深さや適用地盤に限界がある。

5.6.9 表面波探査 (レイリー波探査)

1) 調査方法

- ① 調査を実施する面積や対象深度にもとずき、周波数や側線を設定する。  
周波数が高い場合は浅層部の、周波数が低くなると浅層部までの性質を反映する。
- ② 起振部と一定距離だけ離れた 2 個の受信器からなる探査機を調査する側線に沿って移動させながら、測定を行う。
- ③ 表面波の周波数ごとの伝播速度を求め分散曲線を作成し、解析を行う。

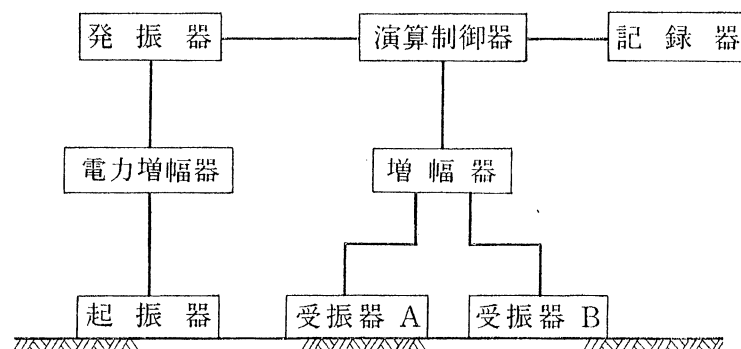


図 5.6.26 表面波探査の測定システム<sup>2)</sup>

2)求められるもの

- ①周波数に対する受信器間の伝播時間 $\Delta T$ を測定し速度 $V_r$ を求め、波長 $\lambda$ と $V_r$ との関係を求める。

3)結果の利用

- ①地層の境界を表す断面図  
②空洞、埋設物等の異常個所の有無、把握。

4)留意点

- ①地下水位が高い場合は探査深さが浅くなり、塩水が分布する場合は測定が困難。

<参考文献>

- 1) (社) 日本木造住宅産業協会：木造住宅建築工事基礎設計の手引き [改訂版]、2000
- 2) (社) 地盤工学会編：地盤調査法、1995
- 3) (社) 地盤工学会編：標準貫入試験方法 (JIS A 1219:2001) の解説、2001
- 4) (社) 地盤工学会編：土質試験の方法と解説、2000
- 5) (社) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き、1988
- 6) (社) 地盤工学会編：土質調査計画、1999
- 7) (社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 第2版、2000

## 6. 地盤の評価

### 6. 1 地盤評価の目的

地盤評価に関して種々の評価項目があるが、住宅の荷重を支持するという観点から見れば、許容地耐力という考え方が最も重要な項目である。日本建築学会では、地盤が荷重を支持する性能のことを「地耐力」と表現している。「地耐力」とは、地盤の応力度と沈下量の両方の要素を含んだ概念であって、地盤の荷重支持に対する性能を一つの単語で表現しようとするものである。そのため、「許容地耐力」とは、地盤の破壊に対して十分な安全性を有し、かつ有害な沈下を生じない直接基礎の接地圧力の限度値を考えることができる。

地盤評価の目的は、基礎の設計に必要な地盤の支持力と増加荷重による沈下量（絶対沈下量と相対沈下量）を正確に求めることである。

### 6. 2 地盤評価の方法

建物の荷重は基礎を介して地盤へ伝達される。基礎と載荷メカニズムが同じである代表的な調査方法として平板載荷試験がある。この試験は直接地耐力を求めることができるが、試験に要する時間が長くかかり、作業効率が低いこと、載荷地盤の地盤構成や地下水位を求めることができないなどの短所がある。

一方、スウェーデン式サウンディング試験、オランダ式二重管コーン貫入試験、簡易動的コーン貫入試験などのサウンディングは、調査手法が簡便で、安価であるため広く一般的に用いられている。中でもスウェーデン式サウンディング試験は宅地造成地盤の地耐力の調査目的と適度な貫入性と機動性を兼ねた手法であり、玉石・礫層を除く地層に適応可能であるため、標準的な調査方法として位置づけられている。詳細は第5章を参照されたい。

### 6. 3 許容地耐力の目安

「小規模建築物基礎設計の手引き（日本建築学会）」によると、小規模建築物の設計に必要な許容地耐力の目安値は表 6.2.1 のように示されている。

表 6.3.1 許容地耐力の目安値（長期  $\text{kN/m}^2$ ）

「社団法人日本建築学会，小規模建築物基礎設計の手引き，p35，1988」に加筆

構造階数 基礎形式	木 造			コンクリートブロック造	
	平 屋	2 階 建	3 階 建	平 屋	2 階 建
布基礎	30以上	30以上 (多雪地50以上)	50以上	50以上	100以上 (屋根、床木造のとき50以上)
べた基礎	30未満	30未満 (多雪地50以上)	50未満	50未満	100未満 (屋根、床木造のとき50以上)

また、許容地耐力は土の種類や硬さが判明した時点で、あくまでも目安値として表 6.2.2 から求めることができる。この表を利用する場合の留意点を示す。

- ① 対象となる地盤の範囲は、独立基礎・布基礎の場合に基礎底面から基礎幅の2倍の深さまで、べた基礎の場合には基礎底面から建物幅の1～1.5倍までの深さまでとされている。
- ② 小規模建築物は、基礎の根入れ深さが小さいため、切土の地盤では時間の経過とともに地下水が浸透して劣化することもあり、長期許容地耐力の上限は10～20t/m<sup>2</sup>にとどめておくのがよいとされている。特に水に弱いまき土やシラスなどは注意が必要である。
- ③ 関東ローム層など火山灰性の地盤では、一度かく乱されると著しく強度が低下する。たい積後、水で流されて再たい積した2次たい積土は、もとの地盤に比べて著しく強度が低下するので注意が必要である。
- ④ 2次たい積土の判別はサウンディングの貫入抵抗試験掘りの掘削抵抗により行うのが確実であるが、慣れるとルーペにより地層の乱れを観察することによっても判別することができる。
- ⑤ 各地に存在するローカルな特殊土、たとえば泥炭・腐植土・風化土などは、砂質土か粘性土かに分けることによって表 6.2.2 を用いることができるが、その土地での常用地耐力と付近の建築物の実態調査結果をもとに決定するのがよいとされている。



表 6.3.2 長期許容地耐力表

「社団法人日本建築学会，小規模建築物基礎設計の手引き，p36，1988」に加筆

地 盤	長期許容地耐力*4 (kN/m <sup>2</sup> )	備考	
		N値	Nsw値
土 丹 盤	300	30以上	
礫 層	密実なもの	50以上	
	密実でないもの	30以上	
砂質地盤	密のもの	30～50	400以上
	中位	20～30	250～400
		10～20	125～250
	ゆるい*1	5～10	50～125
	非常にゆるい*1	30以上	5以上
粘土質地盤	非常に硬い	15～30	250以上
	硬い	8～15	100～250
	中位	4～8	40～100
	軟らかい*2	2～4	0～40
	非常に軟らかい*2	20以上	2以上
関東ローム	硬い	5以上	50以上
	やや硬い	3～5	0～50
	軟らかい*3	3以下	Wsw 100以下

[注]

\*1 液状化の検討を要す

\*2 過大な沈下に注意を要す

\*3 2次たい積土では長期許容地耐力2t/m<sup>2</sup>以下のこともある

\*4 短期許容地耐力は長期の1.5～2.0倍をとることができる

#### 6. 4 許容地耐力（許容支持力）の算定方法

許容地耐力は次の3つの方法により求めることができる。

- ・原位置試験結果より推定する方法
- ・支持力公式で求める方法
- ・平板載荷試験により直接求める方法

##### 6.4.1 原位置試験結果による推定式から求める方法

各種の原位置試験結果から，直接地耐力を推定する方法がある。

①素掘り，オーガーボーリング結果からの推定

表 6.4.1 試験掘による地層の長期許容地耐力

「社団法人日本建築学会，小規模建築物基礎設計の手引き，p30，1988」に加筆

地層の硬さ		素掘り	オーガーボーリング	推定N値	推定許容地耐力 (長期 kN/m <sup>2</sup> )
粘性土	極軟	鉄筋を容易に押し込むことができる	孔壁が土層ににくい	2以下	20以下* <sup>1</sup>
	軟	シャベルで容易に掘れる	容易に掘れる	2~4	30* <sup>1</sup>
	中位	シャベルに力を入れて掘る	力を入れて掘る	4~8	50
	硬	シャベルを踏んでようやく掘れる	力いっぱい回すようやく掘れる	8~15	100
	極硬	つるはしが必要	掘進不能	15以上	200
地下水面上の砂質土	非常にゆるい	孔壁が崩れやすく、深い足跡ができる	孔壁が崩れやすく、試料が落ちる	5以下	30以下* <sup>2</sup>
	ゆるい	シャベルで容易に掘れる	容易に掘れる	5~10	50* <sup>2</sup>
	中位	シャベルに力を入れて掘る	力を入れて掘る	10~20	100
		シャベルを踏んでようやく掘れる	力いっぱい回すようやく掘れる	20~30	200
	密	つるはしが必要	掘進不能	30以上	300

[注] \*1 過大な沈下に注意を要す  
\*2 地震時の液状化に注意を要す

②スウェーデン式サウンディング試験結果からの推定

1)建築基準法による推定式

建築基準法では，長期許容応力度  $q_a$  とスウェーデン式サウンディング試験の  $N_{sw}$  の関係を以下のように示している。

$$q_a = 30 + 0.6 \overline{N_{sw}} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで， $\overline{N_{sw}}$ ：基礎底面より下 2 m までの地盤のスウェーデン式サウンディング試験における 1 m あたりの半回転数の平均値（ただし，個々の値が 150 を越える場合は 150 とする）

ただし，調査深度は基礎底面から下 5 m（地表面から 5.5 m）とある。

2)都市基盤整備公団による推定式

都市基盤整備公団では，平均の長期許容応力度  $q_a$  とスウェーデン式サウンディング試験の  $N_{sw}$  の関係を以下の式から求めることとしている。

$$q_{ai} = 38W_{sw} + 0.64N_{sw} \quad (\text{kN/m}^2)$$

(都市基盤整備公団, 宅地造成地盤性能評価基準 (案), 平成 13 年 9 月)より

ここで,  $q_{ai}$ : 第  $i$  層の長期許容応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$W_{sw}$ : 1  $\text{kN}(100\text{kg})$ 以下の荷重貫入する場合の荷重 ( $\text{kN}$ )

$N_{sw}$ : 地表面下 0.5m~2.0mまでの間における 1  $\text{kN}(100\text{kg})$ の荷重で貫入が止まった後, 回転により所定を目盛り線まで貫入させた時の半回転数から換算した貫入量 1 mあたりの半回転数

$$\bar{q}_a = \Sigma (H_i \cdot q_{ai}) / \Sigma H_i$$

ここで,  $\bar{q}_a$ : 層厚  $H$ なる区間の平均長期許容応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$H_i$ : 第  $i$  層の層厚 ( $\text{m}$ )

$q_{ai}$ : 第  $i$  層の長期許容応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )

ただし, 調査深度は貫入不能地盤が明らかに連続する場合を除き, 地表面下最低 5.5mまで行うものとある。

### ③標準貫入試験結果の $N$ 値または推定 $N$ 値からの推定

表 6.4.2  $N$  値と長期許容地耐力の関係

「社団法人日本建築学会, 小規模建築物基礎設計の手引き, p36, 1988」に加筆

算定方法	地盤の種別			
	砂質地盤	沖積粘性土	洪積粘性土	関東ローム
Dunham 式	10N	11.7N	-	-
(旧)日本住宅公団	8N	10N	(20~50)N	30N

#### 6.4.2 N値から支持力公式で求める方法

土質試験や標準貫入試験結果などから、原地盤の地盤定数を推定し、支持力公式により、地盤の支持力を求める。支持力公式は建築基準法と2001年に改訂された建築基礎構造設計指針第2版では異なるが、本書では建築基準法による推定式を示す。

なお、建築基礎構造設計指針の改訂（第2版）では、将来の性能設計や限界状態設計法への移行も考慮し、直接基礎の設計として基本事項でその要求性能を示し、その要求性能の確認事項の一つとして鉛直支持力を示している。また、支持力式はその接地圧分布までを考慮したものでないことから、旧指針では許容支持力度（応力）で示したものを極限応力（力）で示すことになった。詳細は建築基礎構造設計指針の改訂（第2版）を参照されたい。

$$q_a = 1/3 (i_c \cdot \alpha_c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここで、 $q_a$ ：長期許容支持力度（ $\text{kN/m}^2$ ）

$c$ ：直接基礎下にある地盤の粘着力（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\gamma_1$ ：直接基礎下にある地盤の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）

地下水位以下にある場合は水中単位体積重量を採用する

$\gamma_2$ ：基礎底面よりも上方にある地盤の平均単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）

地下水位以下にある場合は水中単位体積重量を採用する

$\alpha$ ,  $\beta$ ：表 6.4.3 に示す形状係数

$N_c$ ,  $N_r$ ,  $N_q$ ：表 6.4.4 に示す支持力係数（内部摩擦角  $\phi$  の関数）

$i_c$ ,  $i_r$ ,  $i_q$ ：荷重の傾斜に対する補正係数

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

$$i_r = (1 - \theta / \phi)^2$$

ここで、 $\theta$ ：基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角。 $\theta$ が $\phi$ を越える場合には $\phi$ とする。（°）

$\phi$ ：地盤の内部摩擦角（°）

$D_f$ ：基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ（m）

$B$ ：基礎底面の最小幅(m)

表 6.4.3 形状係数

基礎底面の形状	円形	円形以外の形状
$\alpha$	1.2	$1.0 + 0.2B/L$
$\beta$	0.3	$0.5 - 0.2B/L$

※B：長方形の短辺長さ，L：長方形の長辺長さ

表 6.4.4 支持力係数

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
32°	35.5	23.2	22.0
36°	50.6	37.8	44.4
40° 以上	75.3	64.2	93.7

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

#### 6.4.3 平板載荷試験により直接求める方法

平板載荷試験は第5章で示した調査方法により実施する。

極限支持力の考え方は、建築基準法と2001年に改訂された建築基礎構造設計第2版では異なるが、本書では建築基準法の推定方法を示す。なお、建築基礎構造設計第2版では支持力係数を平板載荷試験から算出し、6.4.2で示した支持力公式により求めることとしている。

##### ・建築基準法による方法

極限支持力は載荷試験結果から、極限応力度あるいは最大荷重度の1/3のうち、小さい値をとるものとする。なお、試験位置は地表面下0.5m付近とする。

## 6.5 沈下について

### 6.5.1 沈下量の算出方法

沈下には盛土材の圧縮沈下と軟弱地盤の沈下がある。圧縮沈下量を定量的に算出することは難しく、適切な締固め管理を実施しながら施工することが重要である。以下には、軟弱地盤の沈下について述べる。

軟弱地盤の沈下はせん断変形に伴う即時沈下と圧密現象による圧密沈下とによって生じる。ただし、木造住宅のように軽量の構造物では、建物による沈下より

も, 造成による盛土荷重による沈下の方が建物に影響を及ぼすものと考えられる。

① 即時沈下

$$S_i = q \cdot N_i / E_i$$

ここで,  $S_i$ : 即時沈下量 (m)

$N_i$ : 即時沈下係数 (図 6.2.1 による)

$q$ : 荷重 ( $\text{tf/m}^2$ )

$E_i$ : 変形係数 ( $\text{tf/m}^2$ )

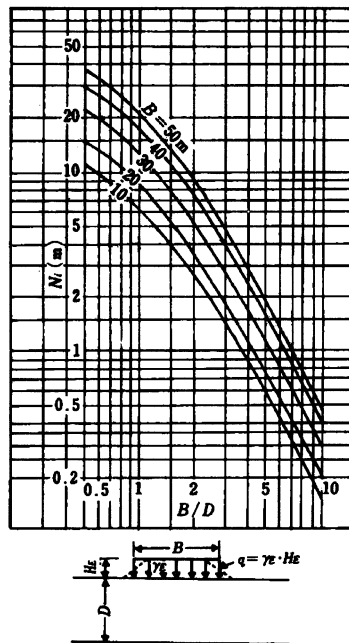


図 6.5.1 即時沈下係数  $N_i$  と盛土幅  $B$ , 軟弱地盤の厚さ  $D$  の関係

(宅地防災研究会, 宅地防災マニュアルの解説 (改訂版) [II], p51, 平成 10 年 11 月) より

② 圧密沈下

圧密沈下は, 粘性土層に対する盛土荷重の载荷に伴う増加荷重による圧密現象の結果として生じる。次に示す圧密沈下量の計算は次の 3 つの方法があるが, 建築基礎構造設計指針では a) の方法がとられている。

$$a) S = \Sigma \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

$$b) S = \Sigma \frac{m_v \cdot \Delta p}{C_c} \cdot H$$

$$c) S = \Sigma \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot H$$

ただし, S : 圧密沈下量

$e_0$  : 初期間隙比

$e_1$  : 荷重増加量に対する間隙比

H : 軟弱層厚

$m_v$  : 体積圧縮係数

$\Delta p$  : 増加荷重

$C_c$  : 圧縮指数

$p_0$  : 初期荷重

なお, 圧密沈下がほぼ終了する段階から, 二次圧密が発生する。建築基礎構造設計指針第2版では二次圧密を考慮した沈下予測法を提案している。対象とする地盤で, 軟弱層が厚い場合や盛土厚が高い場合には, 二次圧密を考慮することも必要である。

#### 6.5.2 沈下・変形量の許容値

建物に生じる総沈下量(絶対沈下量には)には建物全体に生じる一様な沈下量と建物の剛体回転による傾斜分が含まれている。通常問題になるのは相対沈下量であり, 建築基礎構造設計指針では支持地盤が圧密層の場合, 木造家屋の限界値は次のように述べられている。(表 3.4.2~3.4.4 参照)

基礎形式	布基礎	べた基礎
下限変形角	$1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$	—
上限変形角	$(2.0 \sim 3.0) \times 10^{-3} \text{rad}$	—
総沈下量	2.0 cm	2.5~5.0 cm

なお, これらの沈下・変形量はいくまでも目安値であり, 地盤条件や構造物荷重等によって異なる。二次圧密を生じやすい泥炭質地盤もしくは軟弱層の厚い地盤等では, 別途考慮する必要がある。

#### <参考文献>

- 1) (社) 日本建築学会, 小規模建築物基礎設計の手引き, 1988
- 2) 都市基盤整備公団, 宅地造成地盤性能評価基準(案), 2001
- 3) 宅地防災研究会, 宅地防災マニュアルの解説(改訂版), 1998

## 7. 基礎形式

これまでの章にまとめた地質調査と地盤評価の結果を受けて、住宅設計における基礎の設計をおこなう。住宅の基礎は、自重、積載荷重、風圧力そして地震力など建物にかかわる力を地盤面に伝える大事な部分であり、地盤状態（地層の土質特性と分布形態）を十分確認し、住宅本体と地盤に合った適切な基礎設計を行う必要がある。

なお、設計方法の詳細については、章末の参考文献を参照して頂きたい。

### 7. 1 基礎の設計手順

戸建て住宅における基礎の設計手順の概略的な流れを、以下の図 7.1 にまとめる。

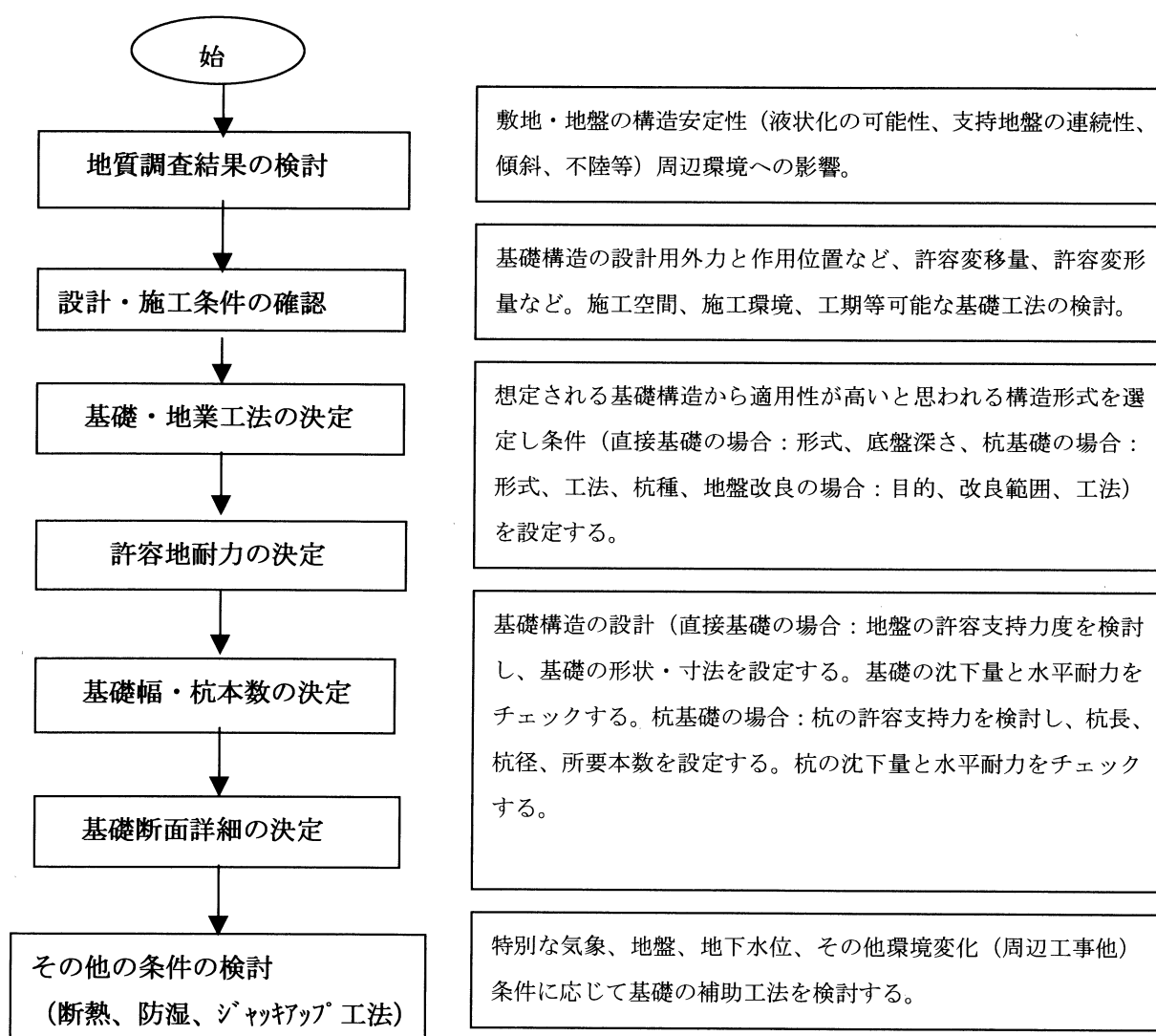


図 7.1 戸建て住宅の基礎設計の流れ図 1)に 1 部加筆



## 7. 2 基礎形式と適応地盤

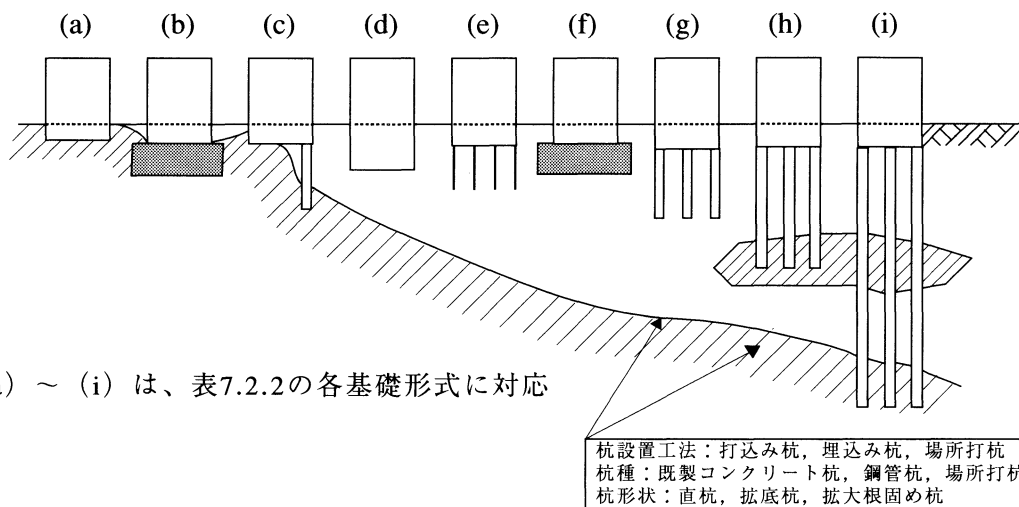
現在戸建て住宅に一般的に用いられる基礎形式を、地盤の種類で整理すると、以下の表 7.2.1 のように原地盤に基礎を置くものと、改良地盤に置くものとに分類して整理すると分かり易い。

なお、地盤改良については、最近各種工法が提案され、実績も多くなってきているため、後の 8 章にて詳細にまとめる。

表 7.2.1 戸建て住宅の基礎の分類 (図 7.2.1 参照)

対象基礎地盤	工法名	工法名	工法の概略説明	適用地盤 (建築基準法に準拠) *	備考
原地盤	直接基礎*	布基礎	通常の住宅に用いられる標準的な基礎。	一般に表層が良質地盤 長期許容支持力度 $\geq 70 \text{ kN/m}^2$ 不同沈下のおそれのない地盤では無筋コンクリート造りとすることができる $70 \text{ kN/m}^2 > q \geq 30 \text{ kN/m}^2$ では配筋する	傾斜の恐れがあるときには、ジャッキアップ工法を考える。
		べた基礎	べた基礎は、布基礎のベース部分を布状でなく、建物基礎全面を厚さ 150mm 以上で鉄筋コンクリートスラブとしたものである。	一般に表層が通常地盤 長期許容支持力度 $\geq 70 \text{ kN/m}^2$ 不同沈下のおそれのない地盤では無筋コンクリート造りとすることができる	傾斜の恐れがあるときには、ジャッキアップ工法を考える。
	杭基礎	支持形式での分類 ・支持杭 ・摩擦杭 施工法による分類 ・埋め込み杭 ・打ち込み杭 種類による分類 ・鋼管杭 ・コンクリート杭	杭基礎は、表層の地盤が軟弱なため十分な支持力がないため、構造物の荷重を、杭を用いて深層の堅硬な地盤に伝える工法である。	長期許容支持力度 $20 \text{ kN/m}^2$ 未満と表層の地盤が軟弱で地耐力不足の時に用いる。 また、 $20 \text{ kN/m}^2$ 以上 $30 \text{ kN/m}^2$ 未満の場合にあつては基礎杭を用いた構造またはべた基礎と、 $30 \text{ kN/m}^2$ 以上にあつては、基礎杭構造、べた基礎または布基礎とする。	・深層混合処理工法も支持層から考えれば杭工法である。 ・最近スクリュウパイル等特殊杭が提案されている。 ・直接基礎を併用した混合基礎形式を行う場合もある。
改良地盤 (詳細は、8 章を参照)		表層混合処理を行い直接基礎とする	表層地盤に固化材を散布し、バックホウ等で攪拌混合・転圧し、深さ 2m までの改良体 (盤状) を築造する。	$30 \text{ kN/m}^2$ 未満の地耐力不足の宅地を対象とし、改良による布基礎を可能とする。軟弱層が水平成層で、支持層に不陸の少ない場合。	改良体による荷重分散による支持力の確保と不同沈下の抑制の効果
		深層混合処理により深層に支持させる	オーガ等の攪拌翼を装着したベースマシンで地盤中に固化材を注入・攪拌混合し、径 40~60cm、長さ 4~5m 程度の柱状改良体を築造する。	$30 \text{ kN/m}^2$ 未満の地耐力不足の宅地を対象とし、柱状改良による布基礎を可能とする。支持層が深い場合や不陸を伴う場合。	改良体による支持層への荷重伝播、または軟弱層中への荷重分散による支持力の確保と不同沈下の抑制の効果。

\*地盤の許容支持力の算定方法については、第 6 章を参照のこと。



(a) ~ (i) は、表7.2.2の各基礎形式に対応

図7.2.1 支持地盤の深度と適用可能な基礎形式<sup>3)</sup>

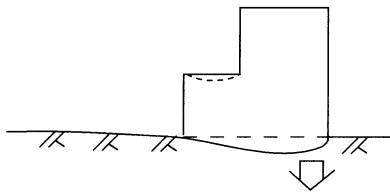
表7.2.2 基礎形式ごとの検討事項・チェック事項一覧表<sup>3)</sup>

基礎形式	基礎部材	検討事項
(a) 直接基礎	基礎スラブ／べた基礎・布基礎・独立基礎等	地盤の鉛直支持力，滑動抵抗力，浮上がり抵抗力 即時沈下，圧密沈下 凍結震度，地下水位
(b) 直接基礎+地盤改良工法（ラップルコンクリート地業を含む）	同上+改良体，改良地盤	改良地盤の鉛直（水平）支持力，改良地盤の滑動抵抗力，支持地盤の鉛直支持力 即時沈下，圧密沈下 改良体の設計基準強度，発生（圧縮・せん断）応力度
(c) 併用基礎（異種基礎）	基礎スラブ，改良体，改良地盤，杭基礎（摩擦杭，中間支持層への支持杭，支持杭）	直接基礎，地盤改良工法，杭基礎の該当欄のほか，傾斜地盤の鉛直支持力，境界部応力，基礎のねじれ
(d) フローティング基礎	基礎スラブ	直接基礎の項のほか，排土重量，地中応力など
(e) 併用基礎（パイルドラフト基礎）	べた基礎，摩擦杭	同上+平均鉛直ばね定数，ラフトの相対剛性
(f) 直接基礎+地盤改良工法	同上+改良体，改良地盤	(b) 直接基礎+地盤改良工法の検討事項+層状地盤の鉛直支持力
(g) 杭基礎（摩擦杭）	パイルキャップ，杭頭接合部各種の杭種，杭工法	杭の鉛直支持力，引抜き抵抗力，水平底抗力 群杭効率，負の摩擦力，地盤変位を考慮した耐震設計，液状化地盤の水平抵抗，傾斜地盤の鉛直支持力・水平底抗力
(h) 杭基礎（中間支持層への支持杭）	同上	杭基礎の即時沈下，圧密沈下，基礎の変形角・傾斜角杭体（圧縮，曲げ，せん断）耐力，杭頭接合部耐力
(i) 杭基礎（支持杭）	同上	

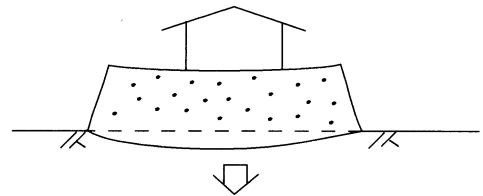
以上の工法の内、どの基礎形式を採用するかについては、地盤状況が重要であることは当然であるが、建物の荷重条件、施工性、周辺環境等を総合的に十分考慮して決定する必要がある。

なお、その一般的な基準としては、

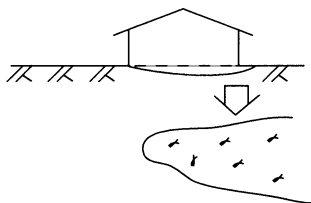
- ① 上屋の上載荷重が均等に分布しており、地盤構成が比較的単純であれば、上記に示した建築基準法に準拠して、表層地盤が良質な場合は、直接基礎を選定し、さらに荷重条件、地耐力によって布基礎かべた基礎を選定する。表層地盤が軟弱な場合は、杭基礎となるが、杭の選定方法は各種あり、確実性、経済性、施工性を考慮して選定する。
- ② 図7.2.2に示すように、地層の分布が複雑な場合（中間に軟弱層がある。水平方向に著しく変化する等）荷重条件が複雑な場合や、周辺地形条件が特殊な場合（崖地に近接する等）、地盤条件が本工事や周辺工事によって変化する場合（掘削工事が行われる、盛土する等）については特別に考慮する必要がある。その場合には、後述する地盤改良を行う方が得策になることもあり、複合基礎としたり、上屋の設計を変更する等の処置が必要である。いずれにしても総合的観点から検討する必要がある。



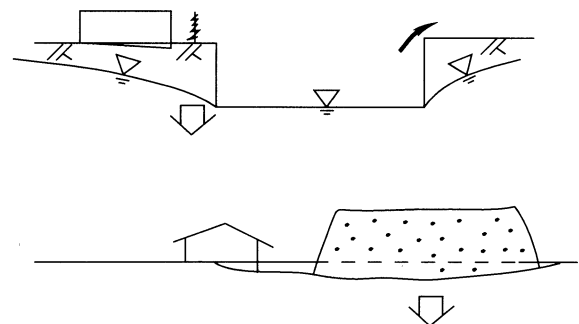
(1) 建物形状に問題があって不同沈下した例



(2) 盛土上による問題の例



(3) 地盤に問題があって沈下した例



(4) 周辺環境変化による障害の事例

図7.2.2 障害の発生事例（7.4項参照）

### 7. 3 各種基礎工法の説明（地盤改良については、8章を参照）

主な基礎形式の説明を以下にまとめる。

なお、各基礎の仕様については、建築基準法（平成13年改正）を最低仕様とし、住宅金融公庫仕様、住宅の品質確保の促進等に関する法律（通称「品確法」）（平成11年制定）に基づく基準等があり、目的等に応じて選定する必要がある（付録3参照）。

#### 7.3.1 直接基礎

##### (1) 布基礎

木造建築物では、表層に良質地盤が分布する場合一般に無筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造の布基礎が用いられるが、地盤がきわめて軟弱（長期許容支持力度 $30\text{ kN/m}^2$ 未満）の場合にはべた基礎・杭基礎・地盤改良工法等が必要となる。

また、敷地内で支持地盤の深さが大幅に異なる場合には、異種基礎の組み合わせが避けられないこともある。

布基礎の大きさは、建設省告示第1347号（平成12年）より、図7.3.1のような最低仕様が規定された。

なお、地盤の長期許容支持力度が $70\text{ kN/m}^2$ 以上、不同沈下等のおそれのない地盤は、無筋コンクリート造とすることができる。

特に地震対策を考える場合は、鉄筋を入れなるべく底幅を広くした方がよい。

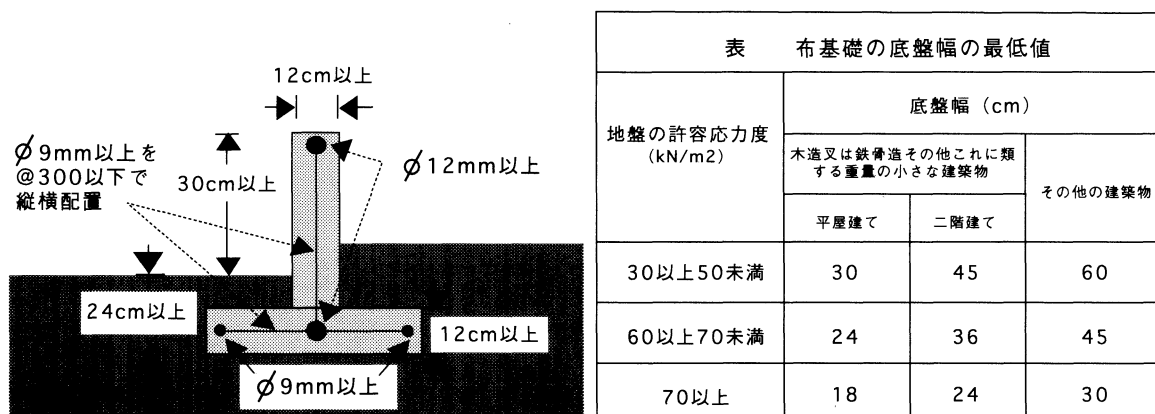


図7.3.1 布基礎の断面（建設省告示第1347号（平成12年）より）

なお、隣地境界線の近くに建物を設計しなければならない場合、偏心布基礎の採用が必要となる。設計詳細については、参考文献1)、4)を参照していただきたい。

布基礎の施工状況写真

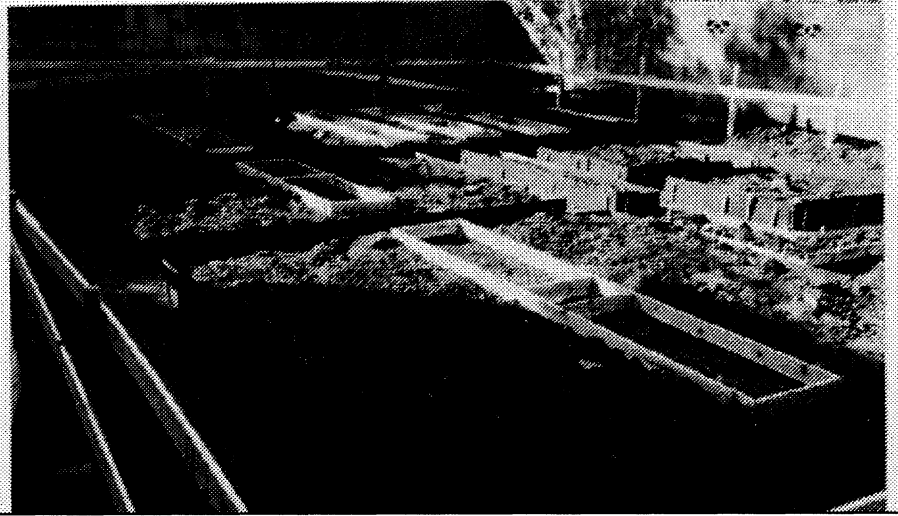


写真-1 砂利地業後の現場施工状況

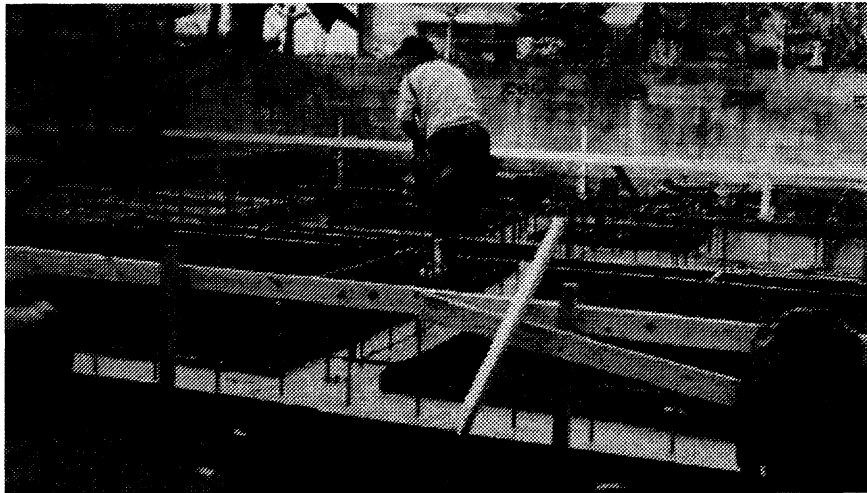


写真-2 鉄筋を配筋後の状況

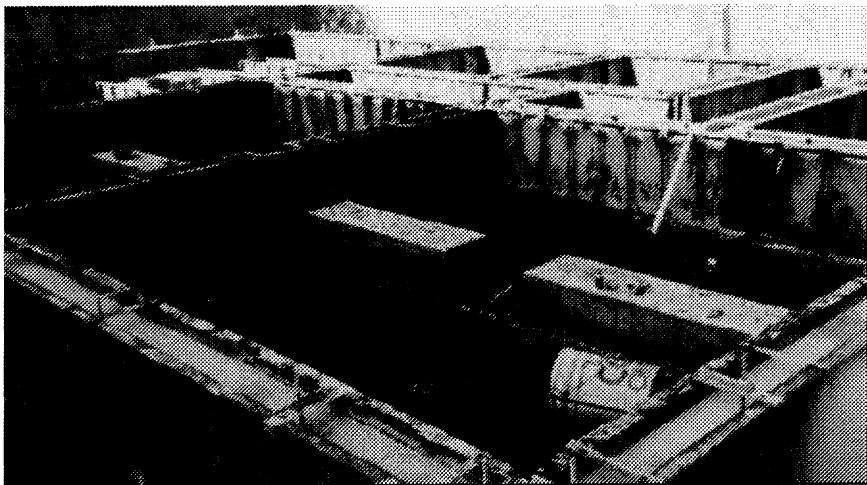


写真-3 コンクリート打設後の型枠内での養生状況

## (2) べた基礎

地盤が著しく軟弱（長期許容支持力度 $30\text{ kN/m}^2$ 未満）の場合にべた基礎が用いられることが多い。べた基礎は、全体の剛性が高く荷重を分散させる効果があるので、地盤の不同沈下を低減して上部構造の損傷を防止する役割を果たす。しかし、べた基礎も全体が傾斜することに対しては抵抗力が少ない。このため、支持地盤が傾斜しているときや上部構造の荷重が偏在しているときは、杭基礎などの工法を用いるか、または傾斜を調整するためのジャッキアップ工法などを考えておく必要が生じることがある。

なお、地震時に液状化するおそれのある砂地盤については、べた基礎は地中応力を増すとともに、床下に砂が噴出するのを抑えるので、不同沈下を低減する効果がある。

建設省告示1347号（平成12年）において、べた基礎の最低仕様が図7.3.2のように規定された。

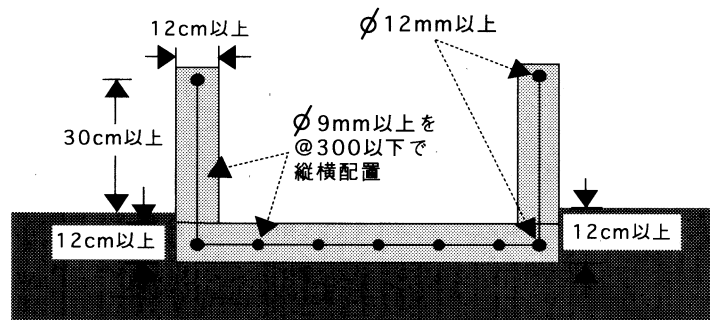


図7.3.2 べた基礎の仕様（建設省告示第1347号（平成12年）より）

一階床を全面土間コンクリート打ちとするときには基礎ばりと一体打ちにしてべた基礎の礎版を兼ねることができる。この場合に基礎ばりの間は切り込み砂利や砂で埋め戻し、十分につき固める必要がある。

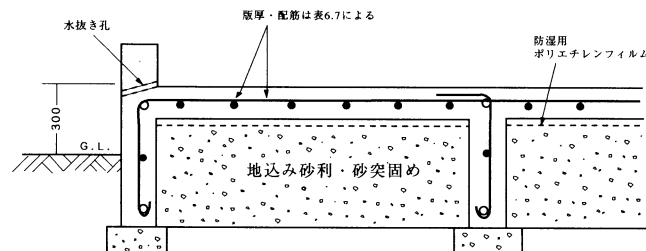


図7.3.3 土間コンクリートのべた基礎への併用（単位mm）<sup>1)</sup>

### 7.3.2 杭基礎

軟弱地盤でべた基礎による設計が不可能なとき、地震時に液状化のおそれのある地盤、隣接工事のため既設構造物に影響が予想される場合等では杭基礎が用いられる。

建築基準法関係告示(建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を定める件(平成12年7月2日建設省告示第1347号))においては、茶室等で $10\text{m}^2$ 未満の建物、長期許容支持力度が $70\text{kN/m}^2$ 以上の地盤等を除き、 $20\text{kN/m}^2$ 以上 $30\text{kN/m}^2$ 未満にあたっては、基礎杭を用いた構造またはべた基礎とし、 $30\text{kN/m}^2$ 以上の地盤にあたっては基礎杭を用いた構造、べた基礎または布基礎としなければならない。

さらに、建築物の基礎に基礎杭を用いた構造とする場合にあっては、次の定めるところによらなければならないとしている。

1. 基礎杭は、構造耐力上安全に基礎杭の上部を支えるよう配置すること。
2. 木造の建築物もしくは木造と組積造その他の構造物とを併用する建築物の木造部分(平屋建ての建築物で延べ面積 $50\text{m}^2$ 以下のものを除く。)の土台の下または組積造の壁もしくは補強コンクリートブロック造の耐力壁の下にあっては、一体の鉄筋コンクリート造(2以上の部材を組み合わせたもので、部材相互を緊結したものを含む。以下同じ)の基礎ばりを設けること。
3. 基礎杭の構造は、次に定める構造とすること。

イ. 場所打ちコンクリート杭とする場合にあっては、次に定める構造とすること。

- (1) 主筋として異形鉄筋を6本以上用い、かつ、帯筋と緊結したもの
- (2) 主筋の断面積の合計のくい断面積に対する割合を0.4%以上としたもの

ロ. 高強度プレストレストコンクリート杭とする場合にあっては、日本工業規格 A5337 (プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリート杭) -1995 に適合するものとする。

ハ. 遠心力鉄筋コンクリート杭とする場合にあっては、日本工業規格 A5310 (遠心力鉄筋コンクリート杭) -1995 に適合するものとする。

ニ. 鋼管杭とする場合にあっては、杭の肉厚は6mm以上とし、かつ、杭の直径の100分の1以上とすること。

以上の点を考慮し、対象地盤に適切な杭の条件を以下の構造計算によって決定するか、載荷試験によって求める。

杭の許容応力度の計算式<sup>3)</sup>

① 打ち込み杭の許容支持力度

$$R_a = 1/3 \{ 300N \cdot A_p + (2 \cdot N_s \cdot L_s + \beta C_u \cdot L_c) \cdot \phi \}$$

(極限先端支持力の上限值  $q_u = 18,000 \text{ k N/m}^2$ )

② 場所打ちコンクリート杭の許容支持力度

$$R_a = 1/3 \{ 100N \cdot A_p + (2 \cdot N_s \cdot L_s + C_u \cdot L_c) \cdot \phi \}$$

(極限先端支持力の上限值  $q_u = 7,500 \text{ k N/m}^2$ )

③ 押し込み杭の許容支持力度

$$R_a = 1/3 \{ 200N \cdot A_p + (2.5 \cdot N_s \cdot L_s + 0.8 C_u \cdot L_c) \cdot \phi \}$$

(杭周に固定液を使用)  
(極限先端支持力の上限值  $q_u = 12,000 \text{ k N/m}^2$ )

\*本式は砂質土の場合の極限先端支持力度であり、粘性土の場合は  $6C_u$

$R_a$ : 許容支持力  $N$ : 杭先端より上  $4D$  ( $D$ : 杭径)、下  $1D$  の平均  $N$  値 (但し、場所打ち、押し込み杭の場合は、下  $1D$ 、上に  $1D$  間の平均  $N$  値)

$\beta = \alpha_p \cdot L_f$   $\alpha_p = 0.5 \sim 1.0$   $L_f = 0.7 \sim 1.0$  (上限  $C_u = 100 \text{ k N/m}^2$ )

$A_p$ : 杭先端の閉塞断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $\phi$ : 杭の周長 ( $\text{m}$ )  $C_u$ : 土の粘着力 ( $\text{k N/m}^2$ )

$N_s$ : 砂質土の  $N$  値  $L_s$ : 砂質土中の杭長 ( $\text{m}$ )

$N_c$ : 粘性土層の  $N$  値  $L_c$ : 粘性土の杭長 ( $\text{m}$ )

摩擦杭を用いるときには、建築物全体がいくぶん沈下することは避けられないので、ベタ基礎の場合と同様に傾斜について十分注意をするとともに、基礎・基礎ばりの剛性を高めるなどの配慮が必要である。摩擦杭も上部構造の不同沈下を緩和するのに役立つ。

建築物が切土・盛土にかかり、盛土が厚いときには、直接基礎と杭基礎を併用しなければならないこともある。同じ支持地盤に支えられても直接基礎と杭基礎では幾分か沈下特性が異なるので、両者の境界で不同沈下が起こる可能性が大である。対策としては、境界付近の基礎ばりをじょうぶなものにしておくことが考えられるが、慎重な検討が必要である (図7.3.4)。

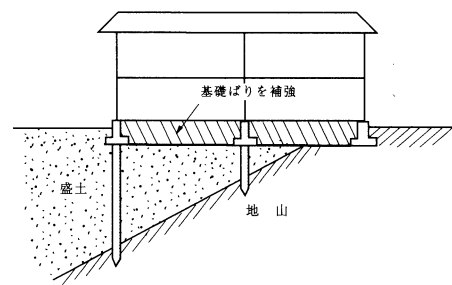


図7.3.4 直設基礎と杭基礎の併用<sup>1)</sup>



### 7.3.3 特殊な基礎及び地盤の例

以下に上記の基本的な基礎形式に対して、主な特殊な基礎処理の施工例を示す。  
 なお、詳細については章末の参考書を参考されたい。

#### ① コンクリート地業

盛土や軟弱地盤があまり厚くなくて、直下に硬質な地盤（長期許容応力度 $100 \text{ k N/m}^2$ 程度以上）が現れるときには、コンクリート地業が効果を発揮する。

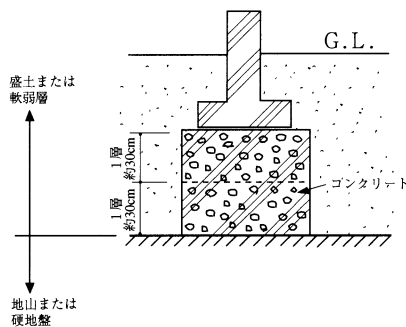


図7.3.5 コンクリート地業<sup>1)</sup>

#### ② 置き換え工法

地表面付近には、軟弱な泥土や、ゆるい盛土層などがあることが多く、この場合、基礎の位置でこのような軟弱な土を取り除いて切り込み砂利や良質なまき土、砂利などで置き換え、十分に締め固めると地耐力を増すことができる。

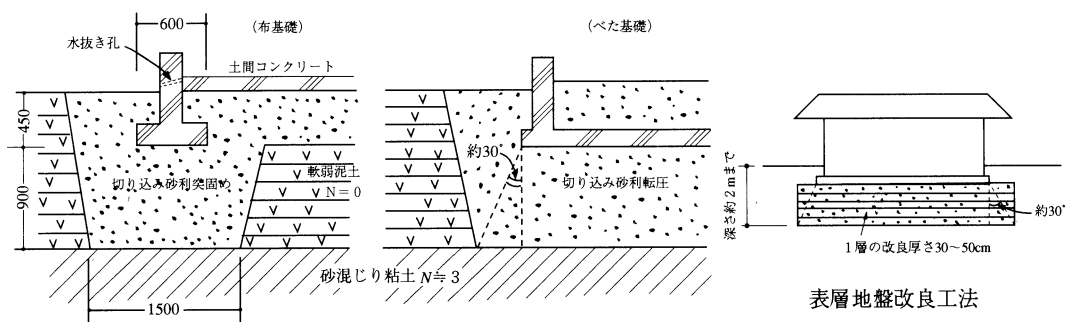


図7.3.6 置き換え工法の例（単位mm）<sup>1)</sup>

なお、置き換え工法と同じ目的で地表面付近の地盤を改良する表層地盤改良工法については8章にまとめる。

③ いかだ基礎

泥炭地や干拓地のように標準貫入試験のN値ゼロのきわめて軟弱な地盤が深くまで堆積しているときは、図7.3.7のような丸太を並べた「いかだ工法」が用いられる。

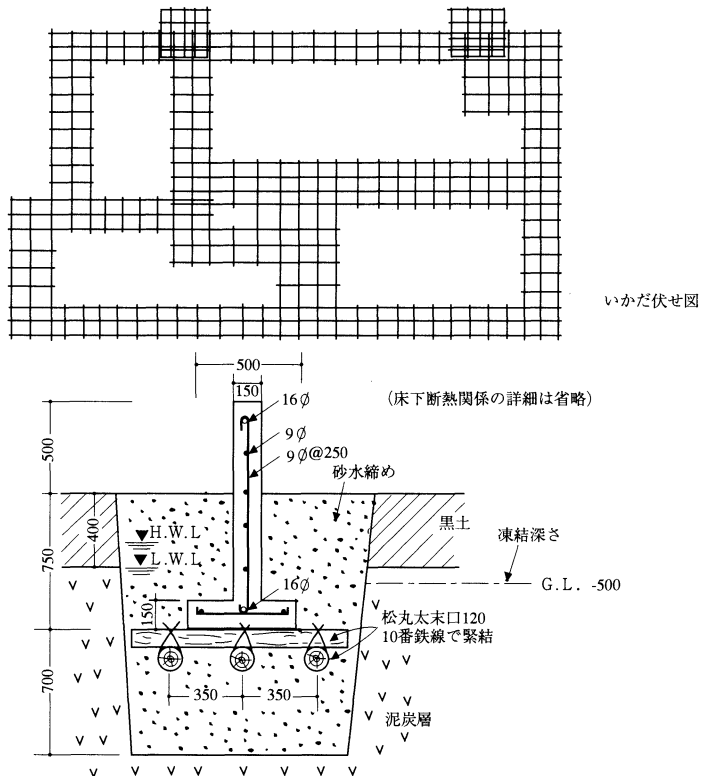


図7.3.7 いかだ基礎の実例<sup>1)</sup>

④ 矢板壁

軟弱地盤や液状化のおそれのある地盤においては、建築物の直下の土が側方へ流動して全体が傾いたりすることがないように、外周に矢板壁を設けることがある。木造住宅では矢板先端の深さは地表面より5mで十分であろう。

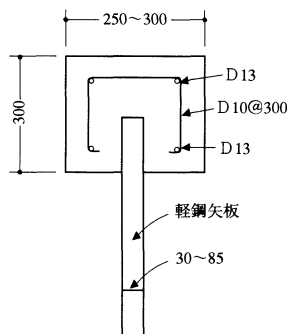


図7.3.8 矢板壁の頭つなぎ (単位：mm) <sup>1)</sup>

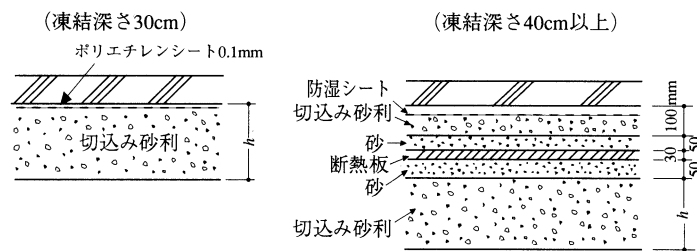
⑤ 基礎・床の凍上対策

凍上による基礎の被害を防ぐには、基礎底面を凍結深さ以下に下げるともっとも効果がある。凍結深さが大で基礎を下げれないときには、基礎下の土を凍結深さまで毛管作用の起こりにくい切り込み砂利などで置き換える。基礎は不同沈下（不同上昇）を防止するため、鉄筋コンクリート造りとする。建築物外周に配水管を設置し、地下水位を下げるとさらに効果がある。

なお、地表面から測った凍結深さは、北陸・東北地方で20～30cm、北海道で50～100cmである。

表7.3.1 土間下の地業の厚さ<sup>1)</sup>

凍結深さ30cmの場合		凍結深さ40cm以上の場合				
凍結深さ (cm)	30	凍結深さ (cm)	40～50	60	70～80	90～100
切り込み砂利厚さ $h$ (cm)	40	切り込み砂利厚さ $h$ (cm)	0	10	20	30



⑥ 床下の防湿・保温

床下の防湿。保温工法の例を以下に示す。

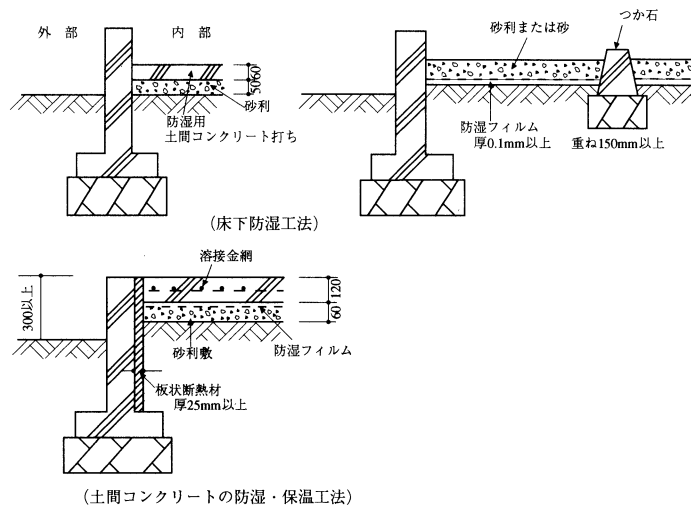


図7.3.9 床下および土間コンクリートの防湿・保温工法（単位：mm）（住宅金融公庫仕様による）

⑧ ジャッキアップ工法（補修工法としても多く用いられる）

木造住宅の基礎が大きく傾いたときには、土台から上をジャッキで持ち上げて水平に調整することができる。このためには壁を破ってH形鋼などを通して柱の足下を固める必要があり、あとの補修まで考えると多額の工費がかかる。どうしても不同沈下や傾斜が避けられないときには、あらかじめジャッキアップが可能な設計しておくといよい。

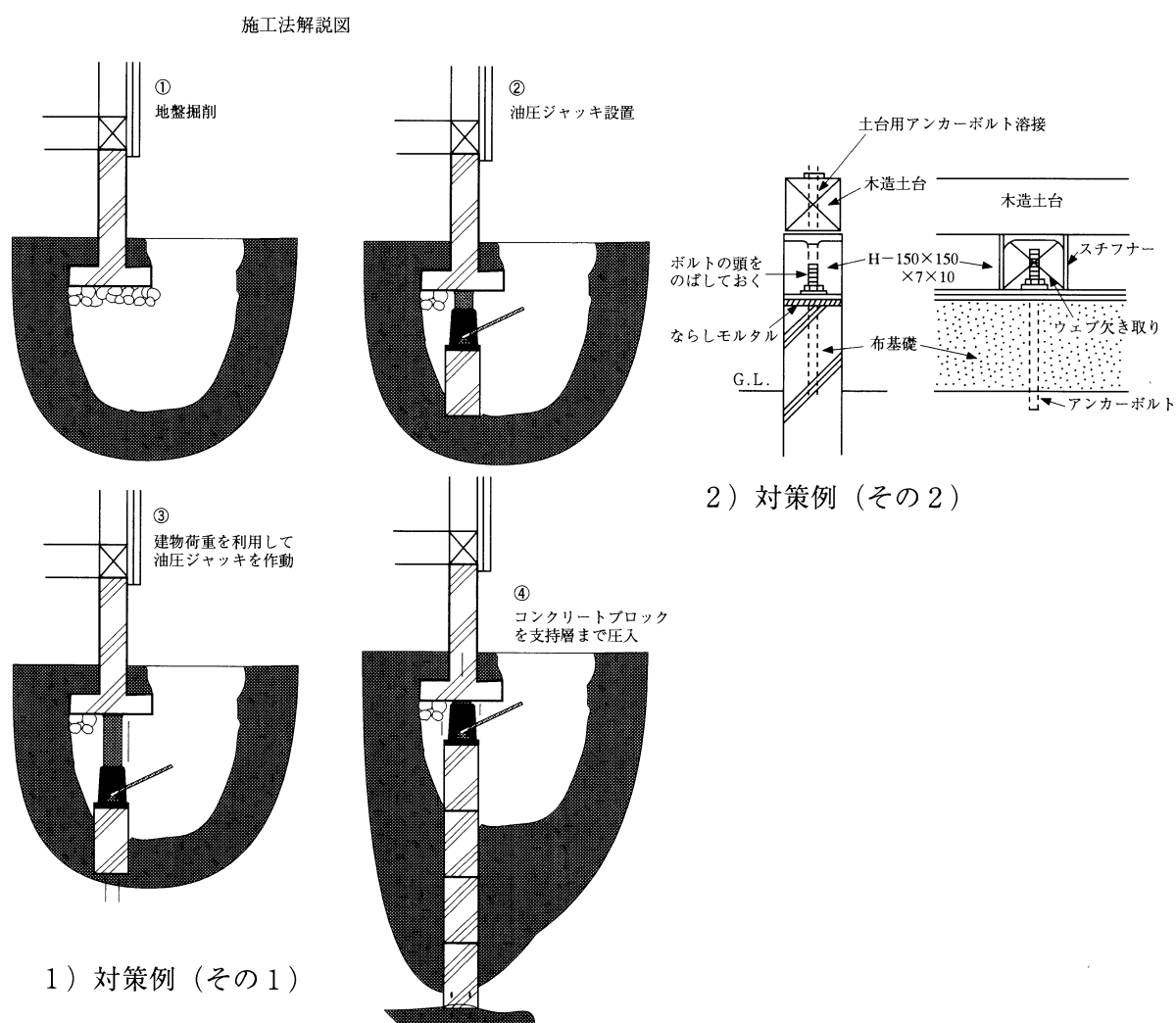


図7.3.10 ジャッキアップ工法の例

## 7. 4 基礎の計画・設計上注意すべき地形・地質条件と対策事例

### 7.4.1 傾斜地

台地、丘陵地の自然斜面、造成地における戸建て住宅の基礎に対する主な計画、設計上注意すべき事項を以下にまとめる。

#### ① 切り盛りの境界にかかる場合

敷地内に切土と盛土部分があるときには、不同沈下が起こる可能性が高い、地震時に亀裂が生じ易い等の問題があり、十分な検討が必要である（図7.4.1、図7.4.2）。

また、擁壁がある場合には、無理に杭を打つと先端が擁壁の礎版に当たったり、擁壁を押し出したりする。このような場合、切土部分の基礎の下を基礎幅の1.5～2.0倍の深さまで掘り下げて盛土を行い、沈下の条件を各部同じにすることも一つの方法である。

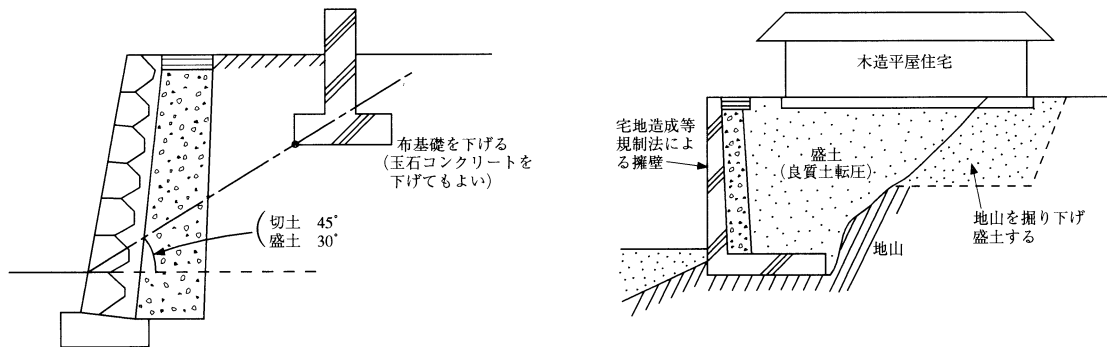


図7.4.1 上載荷重に耐えられない擁壁の対策 図7.4.2 切土・盛土にまたがる基礎

#### ② 地すべり地帯等

地すべり地帯や崖錐が厚く堆積している緩斜面での造成地においては、地山の慢性的な滑動もある。例えば、下図に示した様に地すべり地においては地盤の滑動を適確に抑止して造成する必要がある、さらに基礎も杭等により不動層に支持して、剛性の高いべた基礎としておくこと等の検討が必要である。

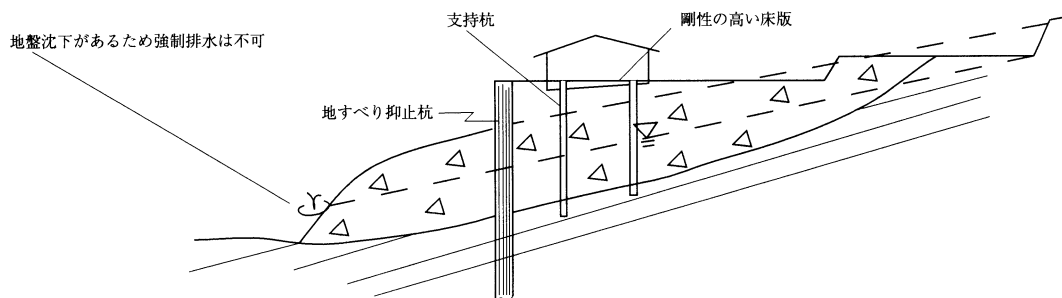


図7.4.3 地すべり地における宅地造成地の施工事例

## 7.4.2 軟弱地盤

軟弱地盤上に戸建て住宅を建築する場合の問題点としては、砂地盤の液状化、地盤沈下、盛土・埋め立て土、隣接地の影響があり、それぞれの検討すべき事項を表7.4.1にまとめる。

表7.4.1 軟弱地盤における敷地の安全検討事項と対策<sup>1)</sup>

現象	検討事項	対策
砂地盤の液状化	地下水位、砂の締まり具合、細粒土の混じり具合、過去の災害事例	杭打ち、矢板壁、べた基礎、ジャッキアップ、表層地盤改良、軽量化
地盤沈下	原因(地下水位の低下、盛土)、沈下速度、地表面の不同沈下、杭打ち建築物の拔上がり不同沈下、敷地の排水不良	杭打ち、盛土または床のかさ上げ、地下埋設管の処理、べた基礎、ジャッキアップ
盛土・埋立て土	盛土・埋立て土	杭打ち、良質土との置換、表層地盤改良、プレロード、シート敷込み、べた基礎、ジャッキアップ
	下部地盤	
隣地影響(建築物の傾斜)	建築物または盛土による沈下、根切りによる土の流動、杭の拔上がりによる不同沈下、工事の振動による沈下	基礎を下げる、杭打ち、矢板壁、アンダーピンニング、ジャッキアップ

[注] べた基礎も全体の傾斜に対する抵抗力が少ないことに注意する

### (1) 地盤の液状化対策

液状化の危険性のある地帯においては、基礎の剛性を高めるか杭ないし地盤改良が考えられる(図7.4.4参照)

中間地帯においては、建物の重要度、過去の災害事例等をもとに通常の布基礎とするか、以下の様な対策を行うかの判断を行う。

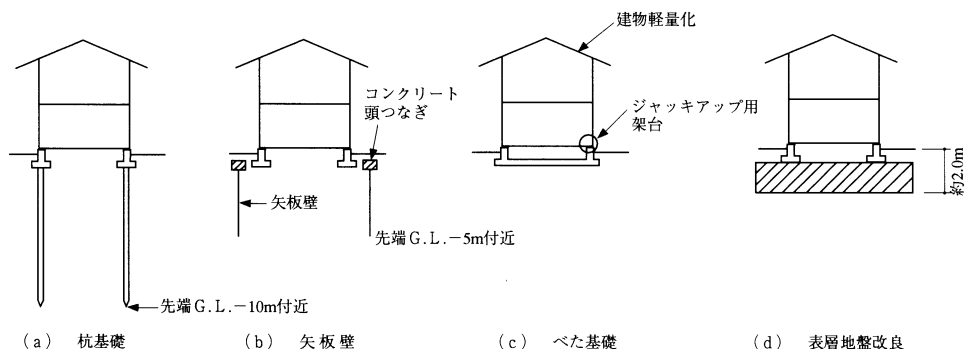


図7.4.4 木造住宅の液状化対策<sup>1)</sup>

(a)先端が地表面から10m程度の深さに達する杭を打つ。

(b)建築物の周辺を地表面から5m程度の深さに達する矢板壁で囲む

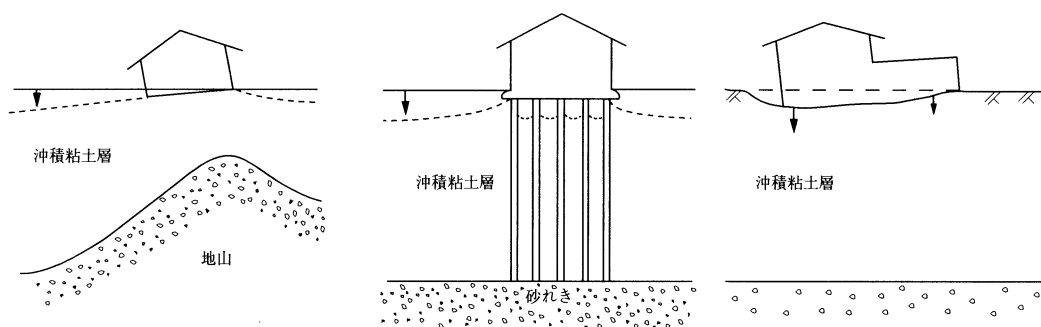
(c)べた基礎とする。構造物を軽量化するとともに、不同沈下に備えてジャッキアップの装置を設ければさらによい。

(d)基礎底面下の表層土を建築物位置全体にわたって2 m程度の厚さに地盤改良すると、べた基礎と同様の効果が得られる。

しかし、広範囲に液状化が予想されるときには、個々の敷地での対策には限界もあるので(広域対策としてはサンドコンパクションパイル工法などがある)、必要に応じて構造の専門家に相談する。

## (2) 地盤沈下対策

地盤沈下による不同沈下が生じる（荷重条件、隣接部の影響による圧密沈下。地下水の汲み上げ等による広域沈下に対しては周辺状況を十分検討して決定することが必要である）と判断された場合の基礎の対応としては、以下の2つの方法が考えられるが、その採用にあたっては慎重な検討が必要である。



(a) 沖積層の厚さが不均一

(b) 建物の抜け上がり

(c) 建物の荷重の偏り

図7.4.5 地盤沈下による地表面の不同沈下の例<sup>1)</sup>

- ① 地盤沈下を生じている沖積層を貫通して、その下の硬い洪積層まで先端が達する支持杭を採用する。そのときに杭周辺の地盤が沈下することによって杭周面に下向きに加わる負の摩擦力が生じるため、沖積層の下面が地表面から15m以深であり、地表面の沈下量が年間2cmを超えるときは、「建築物基礎構造設計指針（2001）」に従い検討する。
- ② べた基礎または剛性の高い布基礎に予め耐圧版を置きジャッキアップで装置を設け必要に応じて鋼管杭を圧入して、不同沈下の進行の状況をみながら不陸を調整する（図7.3.10参照）。但し、恒久対策となるかについて圧密層の性状、分布等を考慮して検討する必要がある。

## (3) 盛土・埋め立て土

盛土は、一般的に土砂の性質が一定でなく、締め固めも不十分な事が多く、基礎の支持地盤としては不適当なことが多い。盛土が厚くないときには、基礎の下の盛土を取り除いて切り込み砂利などを入れる置き換え工法が、厚いときは杭基礎が用いられる（但し、コンクリート塊があると施工が難しい）。最近では簡単な地盤改良工法も用いられる。どうしても盛土を支持地盤としなければならないときは、重量が平面的

に偏在しないように配慮のうえ、べた基礎または剛性の高い布基礎とするとともに、基礎下の0.5～1.0mの間だけでも良質土で置き換え、十分転圧することで不同沈下の発生を最小限に抑える対策を取るのがよい。但し、盛土厚が等厚の場合に限る。全体の傾斜が避けられないときには、ジャッキアップ工法の併用も考慮すべきである。

以下、特に注意を要する盛土について列記する。

#### ① ごみの盛土（付録2参照）

生ごみや腐朽性のあるごみは、時間が経つと体積が減少して地表面が沈下する。地盤や土間コンクリートの割れ目から硫化水素など有害なガスが噴出することもあり、注意を要する。昭和45年に施工された法令（廃棄物の処理及び清掃に関する法律）の規制が行われる以前の盛土に使用された産業廃棄物の中には、人体に有害な物質を含むものもあり（例えば、六価クロム等）注意が必要である。

#### ② 軟弱地盤上の盛土

軟弱な沖積粘土層の下に盛土をすると、盛土の自重で粘土層が圧密されて地盤沈下が起こる。盛土を数年間放置しておいて沈下のおさまるのを待てば問題ないのであるが、盛土の直後に工事にかかる時、支持杭の抜け上がり、直接基礎の不同沈下・傾斜など、さまざまな障害を起こす例が多い。

盛土を行う際に、いきなり敷地全体に土を敷きならさず、まず建築物の位置に盛土厚の2倍程度の高さに土を盛り上げて圧密を促進させる。基礎工事の直前にこの土を敷きならす。このようにすると、沖積層の厚さが10～15m程度であれば、3～6か月間の期間であっても不同沈下をかなり減らすことができる。

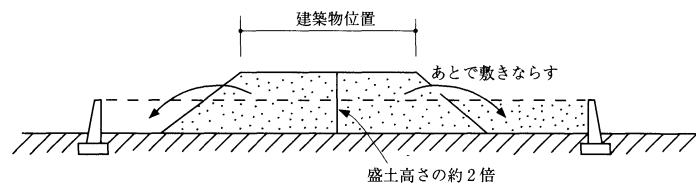


図7.4.6 軟弱地盤の盛土（部分的にプレロードを加える）<sup>1)</sup>

(4) 項に記すように近隣に住宅が密集しているときは、多量の盛土を行うと、敷地周辺の建築物にも不同沈下による障害を起こさせることになるので十分注意する。

なお、この盛土による地盤の沈下は、平野部に限らず山裾や丘陵地の谷あいなどおぼれ谷の地形で問題になることが多い。



### ③ 海岸埋め立て地

臨界地帯の埋め立て造成には、サンドポンプで吸い上げられた改訂土砂が用いられる例が多い。サンドポンプの吐出口の位置との関係で、砂からシルトまで変化に富んだ土が堆積される。サンドポンプで吹き上げられたままの砂は、非常にゆるい状態にあるため、きわめて液状化しやすい。一方、シルトの部分はきわめて圧密沈下しやすい。

さらに、埋土土砂の下に旧海底のへどろなどが堆積していると、埋め立て後の沈下量は著しく大きくなり、杭の抜け上がりも1mを超える例もある。

### ④ 地山の起伏の激しい敷地の盛土

起伏の激しい風化岩の地山などは、突出した地山を削り取ってから全体に均一な厚さの盛土を行うと、不同沈下の防止に役立つ。

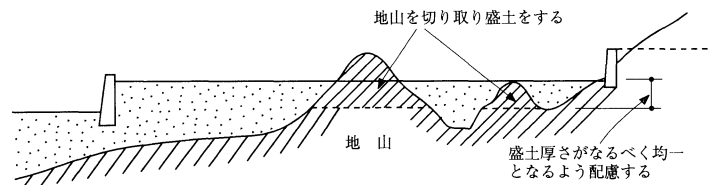


図7.4.7 地山の起伏の激しい敷地の盛土<sup>1)</sup>

### ⑤ ほた・ずりの盛土

炭坑のほたを盛土材として用いた場合に、ほたから発生する流下物のために基礎のコンクリートが劣化することがある。

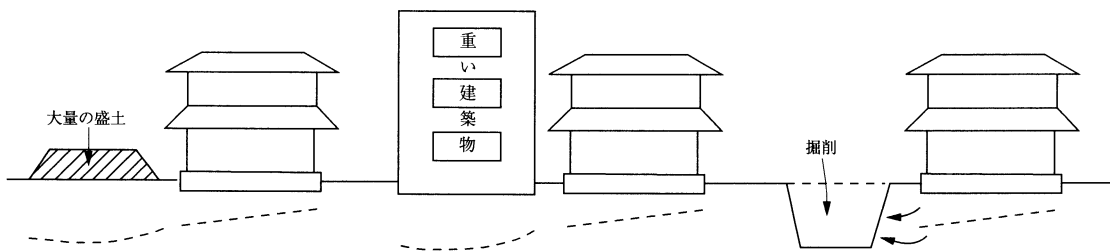
また、軟岩のずりを盛土材として用いたとき、スレーキング現象（水により岩砕が軟化して崩壊する現象）により大きな沈下が生じることもあるので注意を要する。

## (3) 軟弱地盤における隣地対策

軟弱地盤上の敷地において、隣地境界いっぱいには建築物を建てようとする場合には、将来隣地に建てられる建築物や、その工事に伴う諸問題について考慮する。逆に、すでに境界いっぱいには隣接建築物が建てられているときには、工事のため相手に損傷を与えることもあるわけであり、このような危険があるときには、工事に先立ち隣地建築物の基礎・地盤を補強する。

主な問題点を以下に列記する。

- ① 重い建築物、多量の盛土による沈下の影響
- ② 掘削による土の流動の影響
- ③ 地盤沈下を生じているときは支持杭の抜け上がり
- ④ 工事用車両、工事用機械の振動の影響



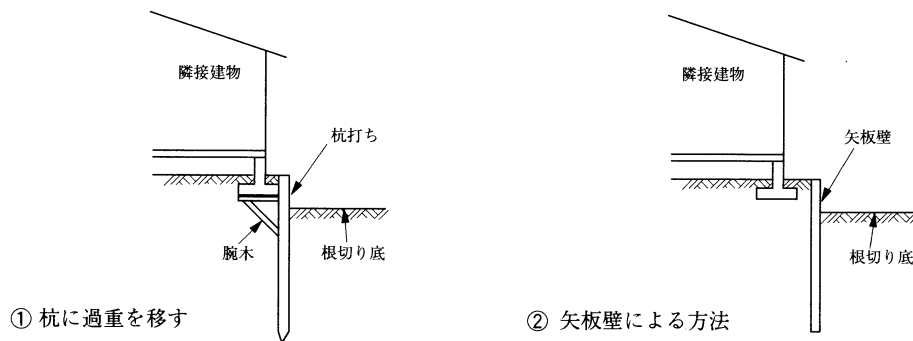
a) 隣接地に大量の盛土をする      b) 隣接地に重い重量の建築物      c) 隣接地での掘削工事

図7.4.8 隣接工事による建物への影響事例

以上のような場合等には、建築物に傾斜とそれに伴う各種の障害が発生することがある。

新設工事が既存の建物に対しての障害対策を施す場合の方法には以下の様な工法が考えられるが、地盤、設計条件を十分考慮（地盤解析を行い、適正な盛土高や、掘削工事における揚水規制条件の設定等）して選定する必要がある。

- ① 杭や深層混合処理工法を利用して支持層を堅固な層に移す（アンダピニング工法）。
- ② 隣地境界に矢板を設ける。
- ③ ジャッキアップ設備を設け、動態観測を行って不足の事態に備える。



① 杭に過重を移す

② 矢板壁による方法

図7.4.9 隣接木造建築物保護の例<sup>1)</sup>

逆に、隣接工事が予想される場合、基礎の選定（安定地盤へ支持させる等）、周辺施設の検討（周辺地盤の沈下に伴う埋設管の維持等）を行っておくことが望まれる。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き,1988
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 第1版,1988
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 第2版,2000
- 4) (株)地盤保証協会：戸建て住宅基礎仕様説明書,1999
- 5) (社)日本木造住宅産業協会：木造住宅建築工事基礎設計の手引き[改定版]、2000

## 8. 地盤改良

### 8. 1 地盤改良の必要性

#### 8.1.1 地盤改良の目的

戸建住宅の基礎形式には、7章で示したように通常は「布基礎」のような直接基礎が用いられるが、地盤が極めて軟弱な場合（地盤の許容応力度が $30 \text{ kN/m}^2$ 未満）には、べた基礎や杭基礎等が用いられている。それと同様に地盤改良も地盤の支持力を増す工法として用いられている。また、地盤改良は、宅地地盤の支持力不足の補強とともに、地盤に沈下の懸念がもたれる場合、その住戸の不同沈下防止対策として、近年、数多く採用されてきている。

宅地地盤に起因した戸建住宅の不同沈下の原因は、図 8.1.1に示すように、主に①建物荷重に対する地盤の支持力不足、②盛土等の地盤の沈下・変形等に大別される。この内、表層地盤の支持力不足は、スウェーデン式サウンディング試験等で比較的容易に判断できるため対策も容易であるが、盛土等で造成された宅地地盤の沈下等は、建築後に徐々に発生することも有り、発見の難しさに加えて対策も難しくなる。

そこで、盛土造成された宅地地盤等で住戸に不同沈下を引き起こす要因として、地形や宅地造成の履歴・形態、地盤調査結果等から挙げられる項目を以下に示す。

#### ①地形・宅造履歴・造成形態で沈下が懸念される項目

- ・広域地盤沈下地域にある宅地。
- ・旧沼地や旧河川の埋立地（盛土地）、谷戸や水田などを盛土造成した宅地。
- ・一部が水田や沼地にかかる盛土造成地（台地と低地にまたがる造成地）。
- ・液状化の可能性大の地域を造成した宅地。
- ・台地・丘陵部でも切盛り造成の境界部に当たる宅地。
- ・台地内の谷部に盛土造成された宅地。

これらの宅地では、住宅建築後に、有害な不同沈下が発生する可能性がある。

#### ②土質調査結果で沈下が懸念される項目

- ・スウェーデン式サウンディング試験の結果で荷重自沈層が存在する場合（ $30 \text{ kN/m}^2$ 未満の許容応力度の地盤）。
- ・平板載荷試験結果で支持力が足りない（許容応力度  $30 \text{ kN/m}^2$  以下）。
- ・軟弱な粘性土層が盛土層下に存在する。

これらの宅地では、支持力不足や不同沈下の発生する可能性がある。

一方、住戸の不同沈下による不具合の目安を示したものとして、表 8.1.1に示す「住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準（建設省告示 1653号、平成12年7月）」が挙げられる。これは、住宅の品確法に基づいて住宅の性能表示がなされた住宅（建設住宅性能評価書が交付された住宅）で、築後10年以内に発生した不具合に対する施工者（設計者）の瑕疵の可能性を示したものである。同基準は、住宅自体の構造耐力上の問題であり、直接に宅地地盤の性能を規定したものではないが、宅地地盤に要求される性能の目安とみることもできよう。これより、柱や床の勾配として、 $3/1000$ 以上の勾配（例

例えば、桁行き方向10mで3cmの沈下量)が発生しないことが、宅地地盤に要求される性能とみることができる。

原因	建物荷重による不同沈下	地盤自体の沈下・変形による不同沈下			
	めりこみ型沈下による不同沈下	追隨型沈下による不同沈下			
形態略図	建物荷重による地盤のせん断変形・沈下 ↓ 地盤の支持力( $q_0$ t/m)が建物荷重より小さいとき	地盤の中から空気が減少する (c) 盛土厚さが大きく異なるとき (d) 切盛り宅地のとき (e) 土質が大きく異なるとき、あるいは不良埋設物があるとき (f) 盛土の時期が大きく異なるとき (g) 構造物背面の埋戻し土が締まっていないとき(擁壁、車庫 etc)	地盤の中から水が減少する 盛土荷重による軟らかい地盤からの脱水(圧密現象) (h) ごく軟らかい地盤へ盛土されたとき (i) 盛土の一部がごく軟らかい地盤にかかったとき	地盤の中から土粒子が減少する 近隣の影響を受けての不同沈下 (j) 隣地に盛土されたとき、あるいは大きな建物が建てられたとき (k) 隣地が掘削され(下水、地下空工事 etc)排水されたとき	(l) 擁壁、土留めの変状、倒壊があったとき (m) 水路の水による洗掘があったとき
	(a) 建物の重い方へ不同沈下する ↓ ごく軟らかい地盤 (b) 長い建物の場合は中央がたわむ	(c) 旧地盤(地山) (d) 旧地盤(地山) (e) 砂礫土、粘性土? 古くからの盛土 (f) 示通近の締まっていない盛土 (g) 埋戻し土 (g) 埋戻し土	(h) 軟らかい地盤 (i) 地割れ 軟らかい地盤	(j) 軟らかい地盤 (k) 排水 地下水位	(l) (m)

図 8.1.1 不同沈下の発生形態 1)一部変更

表 8.1.1 宅地地盤に要求される性能の目安 2)

建設省告示第1653号

住宅の品質確保の促進等に関する法律(平成11年法律第81号)第70条の規定に基づき、住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準を次のように定める。

平成12年7月19日

建設大臣 林 寛子

住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準

第1 趣旨

この基準は、住宅の品質確保の促進等に関する法律(平成11年法律第81号)第70条に規定する指定住宅紛争処理機関による住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準として、不具合事象の発生と構造耐力上主要な部分に瑕疵が存在する可能性との相関関係について定めるものとする。

第2 適用範囲

この基準は、住宅に発生した不具合である事象で、次に掲げる要件に該当するもの(以下「不具合事象」という。)について適用する。

- 1 建設住宅性能評価書が交付された住宅で、指定住宅紛争処理機関に対してあつせん、調停又は仲裁の申請が行われた紛争に係るものにおいて発見された事象であること。
- 2 当該住宅を新築する建設工事の完了の日から起算して10年以内に発生した事象であること。
- 3 通常予測できない自然現象の発生、居住者の不適切な使用その他特別な事由の存しない通常の状態において発生した事象であること。

第3 各不具合事象ごとの基準

1 傾斜

次に掲げる部位の区分に応じ、それぞれ次に掲げる表の(5)項の住宅の種類ごとに掲げる不具合事象が発生している場合における構造耐力上主要な部分に瑕疵が存在する可能性は、同表の(4)項に掲げるとおりとする。

(1) 壁又は柱

不具合事象	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存在する可能性
1 3/1000未満の勾配(凹凸の少ない仕上げによる壁又は柱の表面と、その面と垂直な鉛直面との交差する線(2m程度以上の長さのものに限る。)の鉛直線に対する角度をいう。以下この表において同じ。)の傾斜	低い。
2 3/1000以上6/1000未満の勾配の傾斜	一定程度存する。
3 6/1000以上の勾配の傾斜	高い。

(2) 床(排水等の目的で勾配が付されているものを除く。)

不具合事象	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存在する可能性
1 3/1000未満の勾配(凹凸の少ない仕上げによる床の表面における2点(3m程度以上離れているものに限る。)の間を結ぶ直線の水平面に対する角度をいう。以下この表において同じ。)の傾斜	低い。
2 3/1000以上6/1000未満の勾配の傾斜	一定程度存する。
3 6/1000以上の勾配の傾斜	高い。

### 8.1.2 地盤改良の実施に向けて

前項に示したような項目から、当該宅地地盤が不同沈下の発生が懸念される地盤と判断された場合、地盤改良等の対策工が必要となる。ただし、仮にスウェーデン式サウンディング試験の結果で荷重自沈層が存在したからといって即座に地盤改良を行っては、過剰設計に成りかねない場合もある。また、安易な調査とその結果の判断から地盤改良の設計・施工を行っては、思わぬ不具合・トラブルが発生する場合もある（1.2トラブルの事例参照）。

このように地盤改良を行う場合は、以下に示すような手順を踏まえ、詳細に検討した上で地盤改良の計画を立てる必要がある。

- ①適切な支持層までの詳細調査（ボーリング調査等）による土層・支持層の確認。
- ②詳細調査結果を踏まえた、基礎形式の詳細検討。
  - ・基礎形式の変更・修正（べた基礎・杭基礎）で対応できるのか。
  - ・杭基礎とした場合、その支持層下に沈下が発生するような土層が無いか。
  - ・地盤改良の種類（浅層混合処理・深層混合処理、その他）の検討。
  - ・改良深度・配合設計の検討。
  - ・改良体の支持層下に沈下が発生するような土層が無いか。
- ③地盤改良と杭基礎等との適切なコスト比較の実施。

## 8.2 地盤改良の種類と方法

宅地地盤の地盤改良には、表 8.2.1 -a)に示す地盤改良工法の内、固結工法の「混合処理工法」が一般的に用いられている。また、混合処理工法には同表 -b)に示す「浅層（表層）混合処理工法」と「深層混合処理工法－柱状改良－」がある。これらは、セメント等の固化材を地盤内に投入し、攪拌混合・転圧等を行って強度を増加させるものであり、比較的、小規模な建物に対しても適用可能であり、周辺への騒音・振動などの影響も少ない。

固化材には同表 -d)に示すように「セメント系安定材」、「石灰系安定材」、「セメント・石灰系安定材」等があり、対象地盤に対して適・不適があるため、用途別に使い分けられる。また、これらの固化材は、主にセメントメーカーから各種の商品名で市販されており、当該地盤に適した固化材を選択する必要がある。

固化材の添加量の決定は、改良対象土層の土を用いた室内配合試験を行い、固化材添加量と強度（主に、一軸圧縮強さ）との関係（図 8.2.1 参照）から、計画される改良体強度にみあった添加量を設定することを原則とする。また、深層混合処理工法では現地での試験施工により決定する方法もある。ただし、現状では戸建住宅の全てでこのような配合試験が実施されているわけではなく、施工業者の過去の経験・実績に基づいて、改良対象地盤の土質区分等から添加量が設定されているケースがみうけられる。

このため、改良対象地盤の土質特性等の見極めが重要となる。しかし、その判定を下すための地盤調査が、スウェーデン式サウンディング試験のみの場合が、また大半を占めている。このような場合、対象地盤の土質判定の誤りや強度・変形特性の過小評価などの可能性もあり、品質確保の面で、トラブル発生の要因となる可能性を持っていることに留意する必要がある。

表 8.2.1 地盤改良工法の分類と固結工法の土質安定材(固化材)

a) 地盤改良工法の分類 3)

分類		工法の概要
表層処理 工法	排水	地表の水位を下げたり、天日による乾燥を行う
	被覆	シートやネットあるいは砂を敷設する
置換工法	置換	軟弱土を取り除いて、良質土と置き換える
密度増大 工法	圧密脱水	地盤に盛土などによる荷重を加えて、圧密促進を図る
	締め固め	衝撃力を与えて、深度まで地盤を締め固める
固結工法	混合処理	土質安定材を地盤に添加して化学的に改良を図る
	注入	硬化材を地盤中に注入充填する
	凍結	土中の間隙水を凍結させ、一時的に固結を図る

b) 固結工法(混合処理工法)の分類

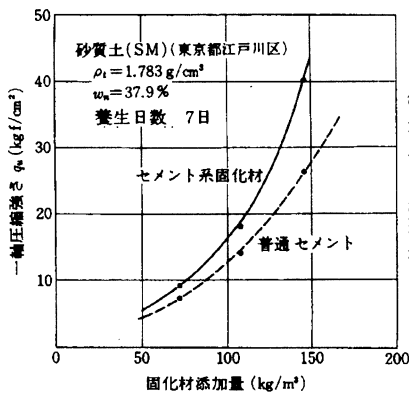
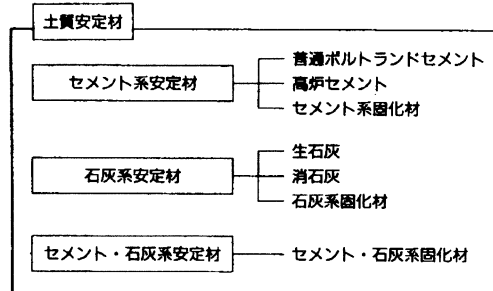
分類	工法名	工法の概要	適用地盤	効果
固結工法 (混合処理)	浅層混合処理工法	表層地盤に固化材を散布し、バックホウ等で攪拌混合・転圧し、深さ2m程度までの改良体(盤状)を築造する。	30 kN/m <sup>2</sup> 未満の地耐力不足の宅地を対象とし、改良により布基礎を可能とする。軟弱層が水平成層で、支持層に不陸の少ない場合。	改良体による荷重分散による支持力の確保と不同沈下の抑制。
	深層混合処理工法	オーガー等の攪拌翼を装着したベースマシンで地盤中に固化材を注入・攪拌混合し、径40~60cm、長さ4~5m程度の柱状改良体を築造する。	30 kN/m <sup>2</sup> 未満の地耐力不足の宅地を対象とし、柱状改良により布基礎を可能とする。支持層が深い場合や不陸を伴う場合。	改良体による支持層への荷重伝播、または軟弱層中への荷重分散による支持力の確保と不同沈下の抑制。

c) 土質安定材の適用比較 3)

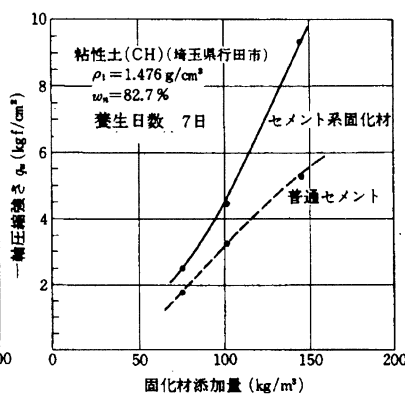
安定材	土の種類				改良効果	
	砂質土	粘性土	高有機質土	高含水比土	施工後数時間	施工後一週間
生石灰	△	○	○	△	◎	○
普通ポルトランドセメント	○	○	△	△	△	○
高炉セメント	○	○	△	○	△	○
セメント系固化材	○	◎	○	◎	○	○

◎:最適 ○:適 △:不適

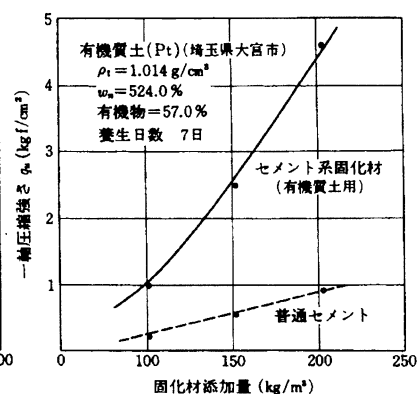
d) 土質安定材の分類 3)一部加筆



a) 砂質土



b) 粘性土



c) 有機質土

図 8.2.1 固化材添加量と一軸圧縮強さの関係 4)

### 8.2.1 浅層（表層）混合処理工法

浅層（表層）混合処理工法は、主に粉体のセメント系や石灰系固化材を散布し攪拌混合・転圧処理により改良する工法である。施工は、図 8.2.2 に示すように、通常はバックホウにより改良深度までの地盤を掘削し、その掘削土と固化材をバケットで攪拌混合し、混合土を再度埋戻した後にバックホウの走行や振動ローラー等で締固める方法が取られている。また、バケットでの攪拌・混合には、バケット内に回転翼が装着された攪拌用アタッチメントを装備した特殊バックホウを用い、混合効率を高めている場合が多い。

固化材の散布は、通常は固化材 1 ton 入りのフレコン（フレキシブルコンテナバック）から所定の面積に散布し攪拌するが、散布に当たり固化材の粉体が飛散するため、住宅に隣接する場合などでは十分な注意が必要である。なお、無粉塵化された防塵固化材やスラリー状にした固化材の散布も、対応策として用いられている。

戸建住宅の改良深さは通常 2 m 程度までが一般的であり、平面的な改良範囲としては図 8.2.2 に示すように住戸の直下を全面改良する場合と、布基礎等の基礎直下を部分的に改良する場合に分けられる。ただし、施工性等の面から、一般的には全面改良される場合が多い。

なお、擁壁の裏込めとして改良体を用いることも実施されているが、このような場合には、改良地盤と地山との剛性の相違から逆に不同沈下を起こすことも考えられるため、採用に当たっては詳細な検討が必要である。

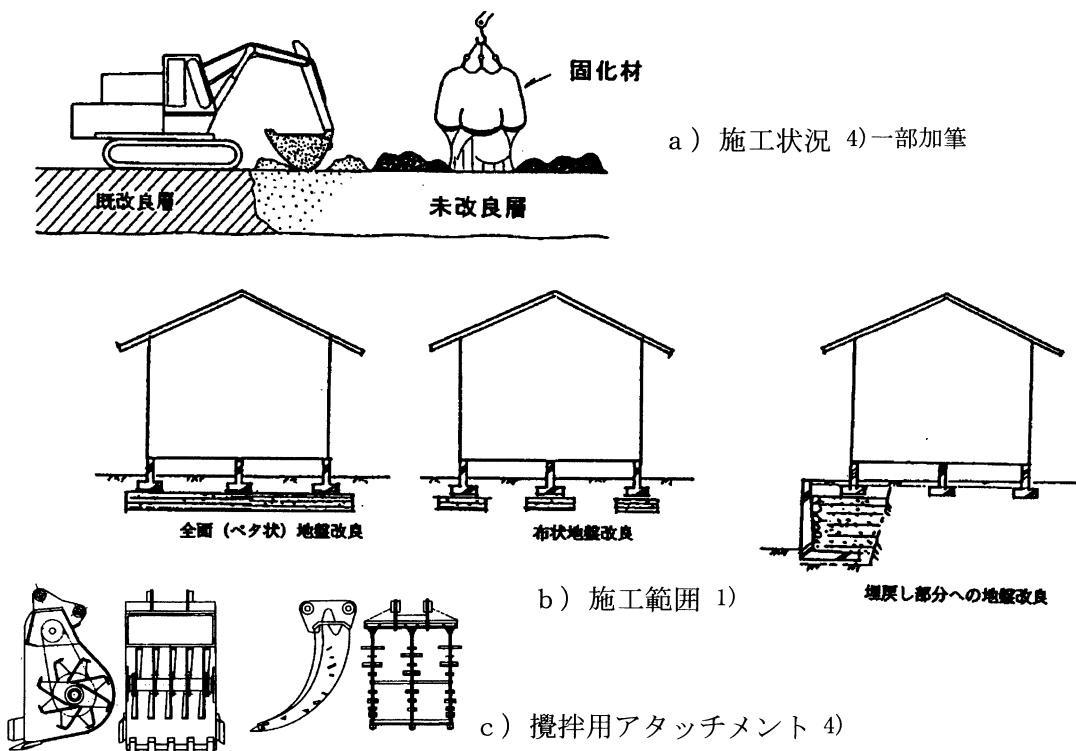


図 8.2.2 浅層（表層）混合処理工法の概要



### 8.2.2 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、地盤中に固化材を注入・攪拌・混合して柱状の改良体を築造し、その柱状の改良体（ソイルセメントコラム）を杭基礎や連続地中壁のように用いて地盤の支持力を向上させる工法である。深層混合処理工法には、表 8.2.2 に示すように固化材を注入しながら攪拌翼で強制的に混合する「機械攪拌方式」と、スラリー状固化材を高圧で噴射しながら攪拌する「高圧噴射攪拌方式」がある。一般の戸建住宅用基礎としては、スラリー状のセメント系固化材を機械攪拌方式により注入混合し、柱状の改良体を形成する方法が大半を占めている。ここで、施工概要を図 8.2.3 に示す。

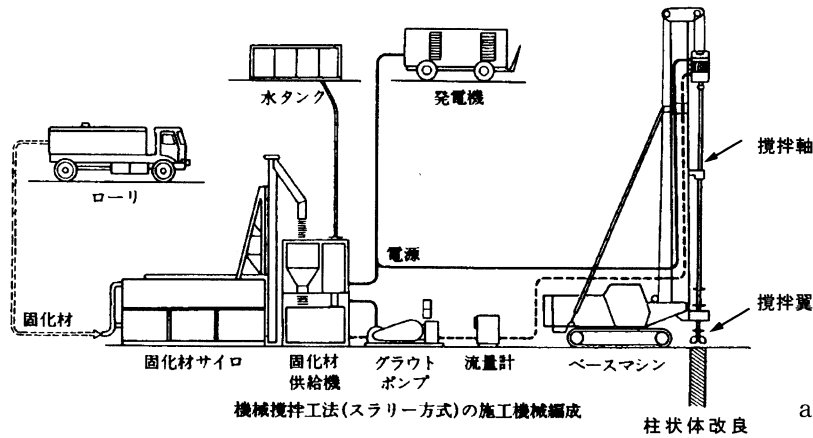
施工機械は、セメント系スラリーの固化材供給プラントと掘削用ベースマシンより成るが、トラックにプラントを一式搭載し、ベースマシンとも小型化されており、狭隘な敷地でも施工可能なものが多い。

築造されるソイルセメントコラムの大きさは、その対象となる建築物の規模により、 $\phi 400\text{mm}$ から $\phi 1000\text{mm}$ 以上の大口径まで各種の径が施工されているが、戸建住宅用としては、一般には $\phi 400\sim 600\text{mm}$ 程度の径が用いられている。また、改良体の長さも戸建住宅用では、4~5m程度が平均的なようである。一方、深層混合処理工法における改良体の平面配置には、図 8.2.4 に示すような各種の方式があるが、戸建住宅用としては、布基礎の下に単杭的に配置する方式が多く用いられている。

なお、深層混合処理工法は、浅層混合と異なり改良対象層の土層を直接確認できない状態で施工が成されるが、図 8.2.1 に示したように同一の固化材を同量添加した場合でも、その対象土質により発揮される強度は大きく異なる。このため、事前の地盤調査がスウェーデン式サウンディング試験のみの場合などでは、その土質の判定に十分留意する必要がある。また、ある程度の強度を有する層（支持層）に改良体を打設する場合、支持層深度の分布状況（不陸）の把握にも十分な検討が必要である。

表 8.2.2 深層混合処理工法の分類 4)

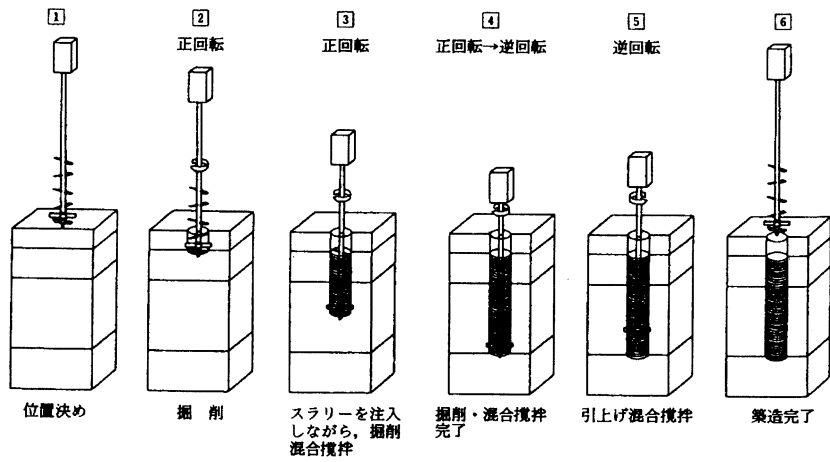
深層混合処理工法	機械攪拌工法	スラリー方式	縦軸の攪拌翼をもった専用の混合処理機を用い、セメント系固化材を地中に供給しながら原位置の軟弱土と混合攪拌する工法。セメント系固化材スラリーの吐出位置により、DLM系、HCM系、アースオーガー系に分類される。
		粉体方式	攪拌に關して、原理的にはスラリー混合方式と同様であるが、固化材添加の際、セメント系固化材を粉体のまま、圧縮空気により搬送し原位置土と混合攪拌する工法。
深層混合処理工法	高圧噴射攪拌工法	スラリー噴射方式	ボーリングマシンによって目的の深度まで削孔した後、ロッド下端に取り付けた特殊噴射装置から固化材スラリーを高圧ポンプで高圧噴射し、ロッドを所定の速度で回転、引上げにより、目的の改良領域に均一な円柱状の固結体を造成する工法。
		スラリー・エア噴射方式	空気を伴った超高压の固化材スラリーを地盤中に回転して噴射させ地盤を切削し、スライムを地表に排出させると同時に、円柱状の固結体を造成する工法。
		スラリー・エア水噴射方式	空気を伴った超高压水を地盤中に回転して噴射させて地盤を切削し、そのスライムを地表に排出させるとともに固化材スラリーを同時補充させ円柱状の固結体を造成する工法。



a) 施工機械の概要 7) 一部加筆



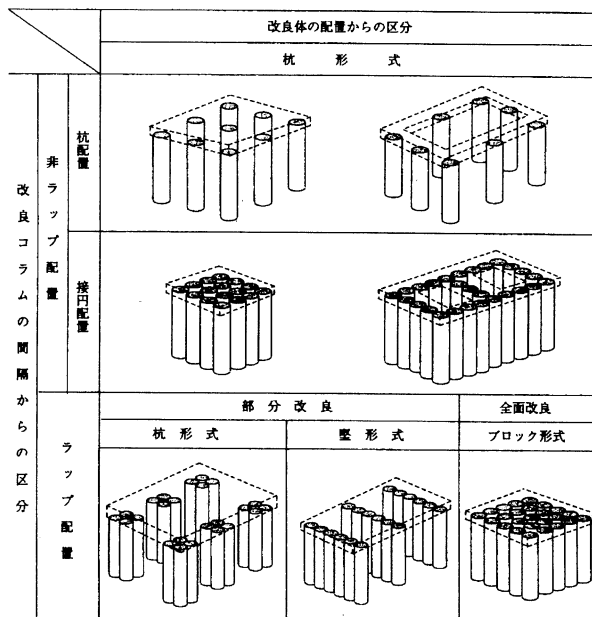
施工機械 8)



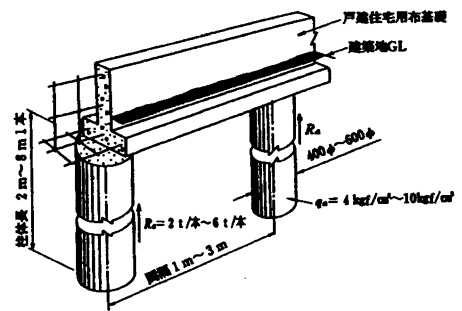
b) 施工手順の概要 5)

施工手順

図 8.2.3 深層混合処理工法の概要



【注】点線で示した図は基礎を表す。



柱状改良の使い方 (概要図)

柱状改良の設置例 1)

図 8.2.4 柱状改良の配置方法 6)

### 8. 3 地盤改良計画（鉛直支持力度の検討）

戸建住宅用地盤を対象とした浅層・深層混合処理工法による改良地盤の支持力算定方法に関しては、(財)日本建築センターより指針として示されている。浅層混合処理工法における鉛直支持力の検討は、図 8.3.1 に示すように改良部分の層厚により荷重の分散効果を期待し、改良幅と根入効果を加味して下部地盤の支持力を確保する<sup>7)</sup>ものとしている。また、改良部分の支持力は、一軸圧縮強さ（粘着力）のみを採用している。なお、表層の改良部以深に沈下が懸念されるような軟弱層が存在する場合には、その圧密沈下も考慮した検討が必要である。深層混合処理工法における鉛直支持力の検討は、図 8.3.2 に示すよう、改良体と改良体間の原地盤を合わせた複合地盤としてとらえたときの支持力と、改良体周辺の地盤抵抗による改良体の支持力（円柱の直接基礎）をコラムの本数倍して求めた支持力の内、小さい方を改良地盤の鉛直支持力とする方法<sup>11)</sup>を用いている。

各工法における支持力算定方法を同指針を引用（一部加筆修正）し、以下に示す。なお、各工法における計算事例は、同指針の計算事例におよび日比野・溝口<sup>8)</sup>等を参照されたい。

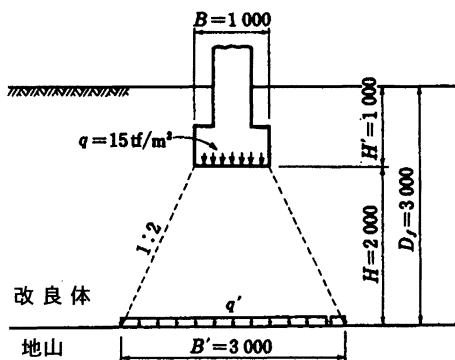


図 8.3.1 浅層混合処理工法における鉛直支持力の考え方<sup>4)</sup>

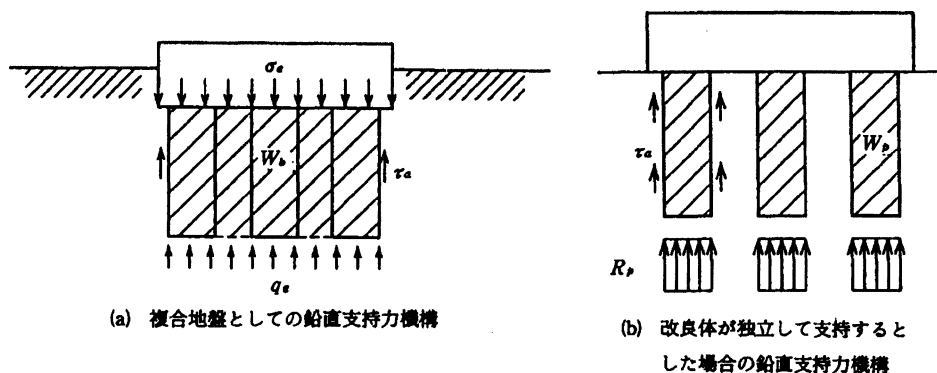


図 8.3.2 深層混合処理工法における鉛直支持力の考え方<sup>7)</sup>

#### 8.3.1 浅層混合処理工法における鉛直支持力度の検討

改良地盤の支持力は、以下の二項目について検討する。

- ①基礎スラブ底面に作用する最大接地圧が、改良地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。
- ②下部地盤に作用する最大接地圧が、下部地盤の許容支持力度を超えないことを確認

する。

(1) 改良地盤の支持力確認

改良地盤に伝えられた荷重が下部地盤に支障無く伝達されることを確認するものであり、下式による（改良地盤の設計及び品質管理指針を加筆引用）。

$$q \leqq qa \left( = \frac{Fc}{Fs} \right) \quad [8.3.1]$$

ここで、 $q$  : 設計用荷重度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $qa$  : 許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $Fc$  : 改良地盤のパラツキを考慮した一軸圧縮強さ(設計基準強度) (kN/m<sup>2</sup>)  
 $Fs$  : 安全率で常時荷重に対して 3, 中地震動に対して 2, 大地震動に対して 1 の値を参考値とする。

$qa$  は、 $qa = Fc / Fs$  を原則とするが、改良地盤内で、基礎スラブに対して浅い基礎の支持力公式が使用できるような広い範囲の地盤改良がなされる場合には、下式によっても良い。このような改良範囲としては、基礎幅を  $B$  とすれば、基礎幅より両側に 1.5  $B$  以上張り出し、かつ、改良深さが 2  $B$  以上必要であると考えられる。

$$qa = \frac{5.1 \cdot \alpha \cdot C}{Fs}, \quad C = \frac{qu}{2} \quad [8.3.2]$$

ここで、 $\alpha$  : 形状係数 (表-a 参照)  
 $C$  : 改良地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $qu$  : 改良地盤の一軸圧縮強さ (kN/m<sup>2</sup>)

また、この場合には、改良体がパンチング破壊しないことを確認しなければならない。パンチング破壊は、改良地盤が薄い場合や下部地盤が軟弱な場合に発生することが考えられる。なお、べた基礎の場合の検討は、[8.3.1] 式によるものとし、改良幅は基礎幅以上とする。

表-a 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

$B$  : 長方形の短辺長さ,  $L$  : 長方形の長辺長さ

(2) 下部地盤の支持力確認

改良地盤を通して下部地盤に伝えられた荷重によって、下部地盤に有害な変形が生じないことを確認するものであり、下式による（改良地盤の設計及び品質管理指針を加筆引用）。

改良地盤による応力分散効果により、基礎の接地圧面積が拡大し、拡大した面積における応力が下部地盤に作用すると考える。この場合、浅層改良を行った部分の重量を加算する。この接地圧は、[8.3.3] 式によって求める。

$$q' = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B+2 \cdot (H-D)f \cdot \tan \theta) \cdot (L+2 \cdot (H-D)f \cdot \tan \theta)} + \gamma \cdot (H-D)f \quad [8.3.3]$$

ここで、 $q'$  : 下部地盤に作用する接地圧 (kN/m<sup>2</sup>)

- $q$  : 設計用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B, L$  : 基礎底面の幅及び長さ (m)
- $Df$  : 基礎根入れ深さ (m)
- $H$  : 表層から下部地盤までの厚さ (m)
- $\theta$  : 応力の広がり角度 (一般に勾配が 1 : 2 となる角度とすることが多い)
- $\gamma$  : 改良土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

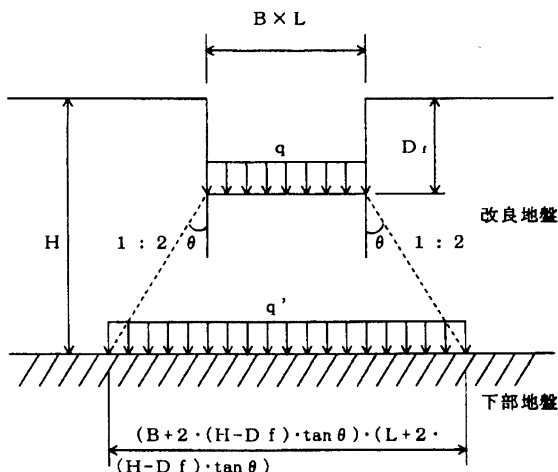


図 - a 下部地盤に作用する  
接地圧

[8.3.3] 式を使用し、根入れ深さ及び改良深さを仮定し、仮想底面での最大接地圧力が、下部地盤の許容支持力以下であることを確認する。このとき、改良地盤での応力の広がり角を考慮し、基礎幅より外に出す改良の幅は、改良厚さの 1 / 2 以上とすることが望ましい。

下部地盤の許容支持力度は、建築基礎構造設計指針(2001)に準拠した [8.3.4] 式による。

$$qa = \frac{1}{F_s} \{ \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + \gamma_2 \cdot Df' \cdot (N_q - 1) \} + \gamma_2 \cdot Df' \quad [8.3.4]$$

- ここで、 $qa$  : 下部地盤における地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $C$  : 下部地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  : 下部地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) , 地下水位以下にある場合は水中単位体積重量を用いる。
- $\gamma_2$  : 下部地盤より上方にある地盤の平均単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) , 地下水位以下に有る部分については、水中単位体積重量を用いる。
- $\alpha, \beta$  : 形状係数 (表 - a)
- $N_c, N_r, N_q$  : 支持力係数 (表 - b)
- $Df'$  : 基礎に近接した最低地盤面から下部地盤までの深さ (m) , 隣接地で掘削が行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しておくことが望ましい。
- $B', L'$  : 応力分散を考慮した仮想基礎底面幅および長さ (m)
- $F_s$  : 安全率

表 - a 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

$B$  : 長方形の短辺長さ,  $L$  : 長方形の長辺長さ

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

表 - b 支持力係数

<パンチング破壊の検討>

パンチング破壊の検討は、次式を満足することを確認する。

①連続基礎

$$q_{max} \leq \frac{2 \cdot C \cdot D}{F_s} + q_a \quad [8.3.5]$$

ここで、 $q_{max}$  : 最大鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$C$  : 改良地盤のせん断強さ (=  $F_c / 2$  とする) (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 改良厚さ (m)

$q_a$  : 下部地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

②独立基礎の場合

$$q_{max} \leq \frac{2 \cdot (B + L)}{B \cdot L} + \frac{C \cdot D}{F_s} + q_a \quad [8.3.5]$$

ここで、 $q_{max}$  : 最大鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎の幅 (m)

$C$  : 改良地盤のせん断強さ (=  $F_c / 2$  とする) (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 改良厚さ (m)

$q_a$  : 下部地盤の許容応力度、(基礎幅はフーチング幅を使用して求める) (kN/m<sup>2</sup>)

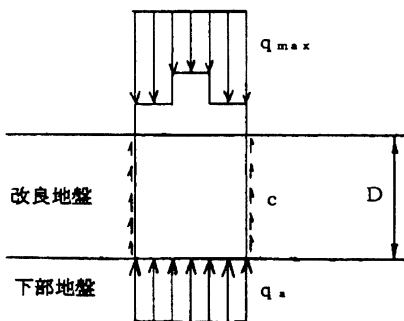


図 - b パンチング破壊の検討図

### 8.3.2 深層混合処理工法における鉛直支持力の検討

改良地盤の支持力は、以下の二項目について検討し、その内の小なるものとする。

- ①改良体と改良体間の原地盤からなる改良地盤を複合地盤としてとらえたときの許容鉛直支持力度。
- ②改良体周辺の地盤抵抗による改良体一本毎の独立した支持力度を算定し、その合計値から求まる許容鉛直支持力度。

#### (1) 複合地盤としての支持力確認

複合地盤としての支持力は、下部地盤の許容鉛直支持力度  $q_e$  と改良地盤周面に作用する許容周面摩擦力度  $\tau a$  を加え合わせ、改良地盤の重量  $w_b$  を差し引くことにより求めるものであり、下式による（改良地盤の設計及び品質管理指針を加筆引用）。

$$qa1 = \frac{q_e \cdot Ab + \sum (\tau a \cdot h i) L s}{Af} - w_b \quad [8.3.6]$$

ここで、 $qa1$  : 複合地盤としての鉛直支持力機構より求まる許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_e$  : 下部地盤における許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$Ab$  : 改良地盤の底面積 (m<sup>2</sup>)

$\tau a$  : 改良地盤周面に作用する許容周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$h i$  : 層厚 (m)

$L s$  : 改良地盤の外周の長さ (m)，外周長の求め方は図-a 参照。改良体単体の場合は改良体の周長となる。

$Af$  : 基礎スラブ底面積 (m<sup>2</sup>)

$w_b$  : 改良地盤の単位面積あたりの重量 (kN/m<sup>2</sup>)， $w_b = \gamma \cdot 3 \cdot L$

$\gamma \cdot 3$  : 改良地盤の平均単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)，固化材を添加したことによる増加重量は、支持力度の値に対して小さいため、改良長  $L$  間の原地盤の平均単位体積重量をとっておけばよい。

$L$  : 改良長 (m)

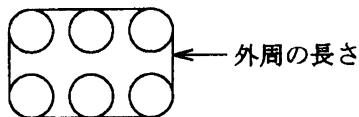


図-a 改良地盤の外周長さ

<  $q_e$  下部地盤の許容鉛直支持力度 >

#### ①単一地盤の場合

下部地盤の許容鉛直支持力度は、「建築基礎構造設計指針(2001)」に準拠し、第4項の  $\gamma \cdot 2 \cdot Df'$  を安全率の圏外に置いている。このため、 $Nq$  の値(表-a)は、掘削による排土重量だけ建物重量を軽減する効果を考慮しないときの値を用いていることに注意が必要である。

$$q_e = \frac{1}{F_s} \{ \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_r + \gamma \cdot 2 \cdot Df' \cdot (N_q - 1) \} + \gamma \cdot 2 \cdot Df' \quad [8.3.7]$$

ここで、 $q_e$  : 下部地盤における地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 安全率，改良地盤に要求される鉛直支持力性能を考慮し，一般的に常時荷重に対して3，中地震動に対して1.5，大地震動に対して1の値を採用。但し，詳細な構造設計に基づいて要求性能を満足することを確認した場合は，その値を用いて良い。

$C$  : 下部地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

- $\gamma_1$  : 下部地盤の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) , 地下水位以下にある場合は水中単位体積重量を用いる。
- $\gamma_2$  : 下部地盤より上方にある地盤の平均単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) , 地下水位以下にある部分については, 水中単位体積重量を用いる。
- $\alpha, \beta$  : 改良地盤の形状による形状係数 (表-a)
- $N_c, N_r, N_q$  : 支持力係数 (表-b)
- $D_f'$  : 基礎に近接した最低地盤面から下部地盤までの深さ (m)

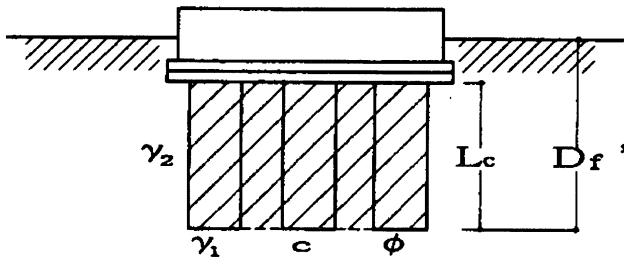


図-b 表示記号

表-a 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

$B$  : 長方形の短辺長さ,  $L$  : 長方形の長辺長さ

表-b 支持力係数

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$
$0^\circ$	5.1	1.0	0.0
$5^\circ$	6.5	1.6	0.1
$10^\circ$	8.3	2.5	0.4
$15^\circ$	11.0	3.9	1.1
$20^\circ$	14.8	6.4	2.9
$25^\circ$	20.7	10.7	6.8
$28^\circ$	25.8	14.7	11.2
$30^\circ$	30.1	18.4	15.7
$32^\circ$	35.5	23.2	22.0
$34^\circ$	42.2	29.4	31.1
$36^\circ$	50.6	37.8	44.4
$38^\circ$	61.4	48.9	64.1
$40^\circ$ 以上	75.3	64.2	93.7

②二層地盤の場合

下部地盤の地層が一樣ではない場合, その影響を考慮して下部地盤の許容鉛直支持力度を計算する。計算方法の例を図-cに示す。

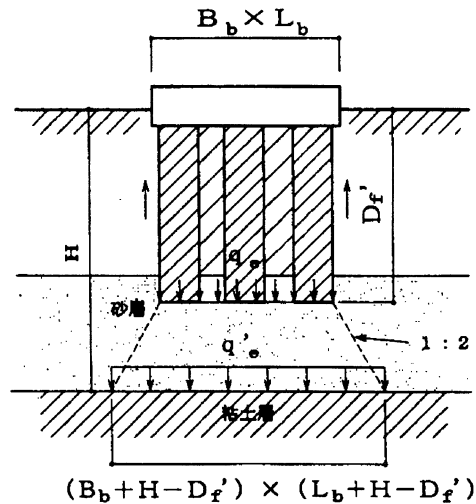


図-c 二層からなる地盤の鉛直支持力の計算例



<  $\tau a$  許容周面摩擦力度 >

改良地盤周面の許容周面摩擦力度は、[8.3.8] 式により各土層毎に計算する。

$$\tau a = \frac{1}{F_{sr}} \cdot \tau i \quad [8.3.8]$$

ここで、 $\tau a$  : 許容周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_{sr}$  : 安全率,  $F_s$  と同じ

$\tau i$  : 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

粘性土の場合  $\tau i = c$  または  $qu / 2$  (kN/m<sup>2</sup>)

砂質土の場合  $\tau i = 10 \cdot N / 3$  (kN/m<sup>2</sup>) ,  $N$ は砂質土の $N$ 値

(2) 改良体が独立して支持する場合の支持力確認

柱状改良体の支持力は、改良体先端部の許容鉛直支持力と改良体の許容周面摩擦力を加え合わせ、改良体の重量を差し引くことにより求める。そして、改良体本数を合計することにより、全体の支持力を求めものであり、下式による（改良地盤の設計及び品質管理指針を加筆引用）。

$$qa2 = \frac{n \cdot (Ra - Wp)}{Af} \quad [8.3.9]$$

ここで、 $qa2$  : 改良体が独立して支持する場合の支持力機構より求まる許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$n$  : 改良体(柱状改良体)の本数

$Ra$  : 改良体の許容鉛直支持力 (kN)

$Wp$  : 改良体の重量 (kN)

$Af$  : 基礎スラブの底面積 (m<sup>2</sup>)

<  $Ra$  改良体の許容鉛直支持力 >

柱状改良体の許容鉛直支持力は、[8.3.10] 式による。

$$Ra = Rpa + \phi \sum \tau a \cdot hi \quad [8.3.10]$$

ここで、 $Ra$  : 柱状改良体の許容鉛直支持力 (kN)

$Rpa$  : 改良体の先端部における許容鉛直支持力 (kN)

$\phi$  : 改良体の周長 (m)

$\tau a$  : 許容周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$hi$  : 層厚 (m)

また、改良体先端部の許容鉛直支持力は次式により計算する。

$$\text{砂質土の場合 } Rpa = \frac{1}{Fse} \alpha \cdot 150 \cdot \bar{N} \cdot Ap \quad (\text{kN}) \quad [8.3.11]$$

$$\text{粘性土の場合 } Rpa = \frac{1}{Fse} 6 C \cdot Ap \quad (\text{kN}) \quad [8.3.12]$$

ここで、 $Rpa$  : 改良体の先端部における許容鉛直支持力 (kN)

$Fse$  : 安全率,  $F_s$  と同じ値とする

$\alpha$  : 補正係数, 載荷試験で確認しない場合は 0.5 とする

$\bar{N}$  : 改良体先端より下に 1  $d$ , 上に 1  $d$  (地表面を上限とする)の範囲の  $N$ 値の平均値,  $d$ は改良体の最小幅(m), 円形の場合は直径とする

$C$  : 粘性土層の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$Ap$  : 改良体の面積 (m<sup>2</sup>)

## 8. 4 地盤改良における品質管理

地盤改良における品質管理は、設計時に目標として確保された保有性能が、確実に施工されていることを確認するために必要不可欠な事項であり、現場施工時の「施工管理」と同一の意味である。

地盤改良は、バラツキの多い地盤を対象とした施工であり、出来型も地中の不可視なものであるため、施工管理の重要性は高い。また、その管理記録は、施工サイドとしても同時に重要なデータベースとなり、今後の施工に活用可能な要素を持っている。

一方、戸建住宅は施工規模が小さく、また施主自身に専門知識が乏しい場合が多いため、施工サイドにおいては、品質管理がお座なりになり易いことも、一部ではあるのではないかと想定される。また、施主側としても不安の残る項目ではないかと考えられる。

このような不安感を解消するためにも、施工者サイドとして積極的に品質管理（施工管理）を推進し、施主にその管理記録を提示し積極的にアピールする必要もあろう。

### 8.4.1 浅層（表層）混合処理工法における品質管理

浅層改良における品質管理項目を以下に示すとともに、管理方法や管理値を既往文献より引用し、表 8.4.1 に示す。

#### ①施工時の品質管理項目

固化材添加量，改良範囲（区画）・深度，混合度合（攪拌回数），締固め度（転圧機械・回数・撒出し厚）等。

#### ②改良体の品質確認（品質検査）

7日（3日）強度による28日強度の推定。品質検査の方法として、以下の方法が挙げられる。

- ・コアボーリング（改良深度・連続性）
- ・コア試料による室内試験（一軸圧縮強さ，変形係数）
- ・平板載荷試験（支持力・変形），サウンディング試験（改良深度・連続性）

### 8.4.2 深層混合処理工法における品質管理

改良体の品質は、固化材の添加量と攪拌・混合程度の管理手法に依るところが大きい。設計時保有性能を確保するためには、施工時および施工後の品質管理を確実にを行い、設計図書に定められた管理値を守ることが重要である。浅層改良における品質管理項目を以下に示すとともに、管理方法や管理値を既往文献より引用し、表 8.4.2 および表 8.4.3 に示す。

#### ①施工時の品質管理項目：表 8.4.2 参照

改良体の築造位置，施工時の鉛直性，施工深度，掘進速度，固化材の添加量（スラリー吐出量），スラリー比重，掘削時のオーガートルク値（電流値）・回転数等。

#### ②改良体の品質確認（品質検査）：表 8.4.3 参照

コアボーリングによる改良土の形状確認，コア採取率，コア試料を用いた室内試験（一軸圧縮強さ），改良体の鉛直支持力・水平支持力等。

表 8.4.1 浅層混合処理工法における品質管理項目等 6)

工 程	設計時保有性能 に関連する項目	管 理 項 目	管 理 方 法	管 理 値
原地盤確認	地盤性状 (改良前)	土質・含水比	サンプリング・試験	設計図書
固化材の搬入	固化材の品質	固化材の品質	試験成績表	規格値
		保存方法	保存状態の点検	雨水侵入や結露有無
		変質の有無	供試体試験	設計値の確保
混合・かく拌	改良地盤の品質	混合の均一性	かく拌機械	計画機種
			固化材散布量	設計図書
			かく拌回数	設計図書
締固め	改良地盤の品質	締固め後の密度	転圧機械	計画機種
			撤出し厚さ	設計図書
			転圧回数	設計図書
地盤改良 範囲確認	改良後地盤の 範囲・深度	平面形状 地盤高さ	測量	設計図書
		改良厚さ ・連続性	コアボーリング 掘削 各種サウンディング	設計図書
改良後地盤 の品質確認	改良地盤の品質	地盤密度 ・含水比	原位置密度試験 サンプリング・試験	設計図書
		地盤強度 ・変形性状	サンプリング・試験 各種サウンディング	設計図書
		地盤の支持力	平板載荷試験 現場 CBR 試験	設計図書

表 8.4.2 深層混合処理工法における施工時の品質管理項目等 6)

設計時保有性能に 関連する項目		施 工 時			施 工 後		
		管理項目	管理方法	管理値 <sup>2)</sup>	管理項目	管理方法	管理値 <sup>2)</sup>
材料	固化材	品種	試験成績表	設計図書による			
	混練水 <sup>1)</sup>	設計図書による		設計図書による			
	固化材液	固化材液の配合	計量	-2%+規定せず			
比重検査			-1%+規定せず				
地盤 条件	試験施工段階	支持層までの地 層構成	計測 地盤調査報告 書との照合	設計図書による			
	本施工段階	支持層深度層厚					
施工 精度	築造位置	偏心(心ずれ)量	測量	±10cm	偏心(心ずれ)量	測量	±10cm
	鉛直性	掘削ロッドの鉛 直度	トランシット, 下げ振り, 施工機械の鉛 直計	≤1/100			
	深度	施工深度	深度計	設計図書による	深度	コアボーリング インテグリティ 試験	設計図書による 設計図書による
					築造径	掘削かく拌翼径	計測
改良品質	掘進速度	速度計	設計図書による	一軸圧縮強さ	ボーリングコア	設計図書による	
		速度計	設計図書による		モールドコア <sup>5)</sup>		
		流量計	-0%+規定せず		頭部コア <sup>6)</sup> 深度コア <sup>6)</sup>		
	かく拌混合度	回転計	設計図書による	コア採取率	コアボーリング	砂質土:95%以上 粘性土:90%以上	
					RQD <sup>3)</sup>	コアボーリング	設計図書による
支持力	鉛直支持力	支持層着底管理	オーガ電流計	試験施工データに よる			
					鉛直支持力	平板載荷試験 鉛直載荷試験	設計図書による 設計図書による
	水平支持力					水平載荷試験	設計図書による

[注] 1) 通常、建築物の基礎に使用される深層混合処理工法には鉄筋等の鋼材を挿入して使用することは少ないため、混練水については特に塩分含有率の規制は設けないものとする。

2) 管理値の欄に記載している数値は一般的な値を示しているものであり、実工事においては設計図書によるものとする。

3) RQD(Rock Quality Designation : 岩質評価)はボーリングコアにより岩質を評価する手法であり、次式で表される。

$$RQD(\%) = \frac{\text{単位掘進長さ中の10cm以上のコアの累計長さ}}{\text{単位掘進長さ}} \times 100$$

4) かく拌混合された改良土がまだ固まらないうちに採取して、型枠(モールド)に充填して作製した供試体。

5) 根切り後に改良土の頭部から採取するボーリングコアまたはモールドコア。

6) 改良土の深さ方向に連続的にまたは断続的に採取する、ボーリングコアまたはモールドコア。

表 8.4.3 深層混合処理工法における改良体の品質管理項目等 6)

No	名称	目的	方法	得られる結果	特徴
1	深度コア	深度方向の強度把握	コアボーリング	コア採取率 RQD 一軸圧縮強さ	1) 深度方向全長にわたって改良土の品質を正確に把握することができる。 2) 改良土の固化後にボーリングを行うため早期強度が把握できない。 3) 費用が高く、結果を得るまでに時間がかかる。
2	頭部コア	改良土頭部付近の強度把握	コアカッター	一軸圧縮強さ	1) 改良範囲の改良土品質を平面的に把握することができる。 2) 試料の採取が簡便で安価である。
3	モールドコア	深度方向の早期強度の把握	施工直後に固化前の改良土を採取	一軸圧縮強さ	1) 施工直後の所定深度から採取した試料を型枠に詰めて成型、養生するため、早期材齢の一軸圧縮強さが把握できる。 2) 試料は試験室等で標準養生されるため、改良土と養生条件が異なる。
4	インテグリティ試験	非破壊で連続性の把握	改良土頭部を軽打し、反射波を計測する。	連続性 改良深度 不連続部深度	1) 試験が簡便であるため全数検査が可能。 2) 結果の判定基準が明確でなく、今後データを蓄積する必要がある。
5	シュミットハンマ試験	非破壊で一軸圧縮強さの推定	改良土頭部をハンマーで打撃したときの反発度から一軸圧縮強さを推定	一軸圧縮強さ	1) 試験が簡便であるため全数検査が可能。 2) 測定値のバラツキが大きいため平均値で評価する。
6	衝撃加速度試験	非破壊で一軸圧縮強さの推定	改良土頭部に重錐(4.5kgf)を落下させたときの衝撃加速度から一軸圧縮の強さを推定	一軸圧縮強さ	1) 試験が簡便であるため全数検査が可能。 2) 衝撃加速度と一軸圧縮強さの相関性は比較的よい。
7	平板載荷試験	改良土の支持力度の評価	改良土頭部で平板を段階的に載荷する。	1) 支持力度 2) 変形特性	1) 比較的簡便で、かつ安価に実施できる。 2) 改良体の面積と載荷板の面積の関係を考慮する必要がある。
8	鉛直載荷試験	改良土の支持力度の評価	実大の改良土頭部に直接載荷する。	1) 支持力度 2) 変形特性	1) 改良土の正確な支持力度を評価できる。 2) 試験装置が大掛かりで、高価である。

<参考文献>

- 1) 高森洋, 加藤昭弘, 住友義則, 村島正憲: 戸建住宅のための地盤改良工法, 基礎工, 1997
- 2) (財)日本建築センター: 住宅の品質確保の促進等に関する法律, ビルディングレター, 2001
- 3) 宮崎武知, 大神年彦: 地盤改良の工法, 地震に強い [木造住宅] の設計マニュアルー建築知識スーパームック, (株)建築知識発行, 1996
- 4) (社)セメント協会編: セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第二版), 1994
- 5) 日比野信一, 溝口栄二郎: 戸建住宅の基礎工法の実施例, 基礎工, Vol. 25, No. 11, 1997
- 6) 日本建築学会編: 建築基礎構造設計指針, 2001
- 7) (財)日本建築センター編: 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, -1997.7

## 付録1. 戸建住宅 宅盤に関わる基礎・地盤の基本,用語について

### ＜共通事項＞

#### 住宅地盤(宅盤)

住宅地盤とは住宅敷地下の地盤全体をいう。直接基礎形式の採用が多い戸建ての住宅地盤に要求される地耐力性能の深度範囲を考えた場合、基礎形式や寸法などにもよるが、概ね深さ約5 m程度までの地盤がその対象として考えることが多い。地盤は、目的や役割によ

- って、
- ①盛土地盤（搬入土：整地・平坦地化，建物荷重の支持および荷重分散など）
  - ②自然地盤（地山：盛土，建物荷重の支持など）
- に区分される。

#### 地盤と土

地盤は、土、水（地下水）、空気から構成されている。下図に示すように、土は土粒子の大きさによって粘土、シルト、砂、礫、石に区分され、土はその混合体である。砂や礫を主体とする土は粗粒土と区分され、一般には締固めやすいため盛土材料としての採用が多い。粘土、シルトを主体とする土は細粒土（粘性土）と区分され、盛土としての採用には注意が必要である。

		粒 径 (mm)								
		0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300
粘 土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石 (コブル)	巨石 (ボルター)	
		砂			礫		石			
細粒分		粗粒分						石分		

土粒子の粒径区分<sup>1)</sup>

#### 盛土(埋土)

住宅地盤として平坦地化，整地あるいは所定の地盤高を確保することを目的に自然地盤上に土砂や岩塊などの材料を盛り上げた（埋めた）部分。従来，道路面より低い部分（例えば，水田など）の宅地化などに多く採用され，現地では宅地端部の擁壁の有無により確認できることが多い。

盛土地盤が宅盤として不適切であるとは限らない。次の項目が事前に確認され、盛土ならびに下位の自然地盤の状態に応じた適切な基礎設計がなされれば問題はない。

- ・ 十分な締固めがなされている（支持力、荷重分散効果）
- ・ 均質、かつ良質な材料により構成されている（瓦礫、木片などを混入しない）
- ・ 盛土による自然地盤の圧密沈下が収束している（盛土厚が厚い場合）

#### しめかた 締固め

地盤に静荷重や振動などを加え、土の密度を増加させること。

#### きりど 切土

自然の斜面地盤において、住宅地盤として平坦地化を目的に切り取った部分。

#### 切土に要求される性能

自然地盤の良質な状態を維持しており、切土により構築された宅盤では問題は少ない。ただし、がいすい崖錐やほうせきど崩積土を対象とする場合には盛土と同じような注意が必要となる。

#### がいすい ほうせきど 崖錐・崩積土

山腹や斜面の裾部に堆積している山腹や斜面からの崩壊堆積物。崩れ落ちたそのままの状態を維持しており、自然斜面の傾斜に比べ緩やかであることが多い。

#### きりもりへいよう 切・盛併用（ひな壇造成）

斜面部や丘陵地における大規模宅地造成では、宅盤としての平坦地化を切土のみで行うことは少なく、盛土が併用されることが多い。比較的規模の大きい擁壁の存在や数で確認できる。盛土厚が厚い部分や擁壁背面では締固め状態に注意が必要である。

#### ちたいりよく 地耐力

建物および基礎荷重（設計荷重）に対し支持力、沈下の両面において地盤が保有すべき性能をいう。従来の戸建て住宅は支持力の有無が問題となることが多かったが、近年では沈下についても無視できない地盤を対象とすることが多くなった。沈下については不同沈下発生の可能性を事前に検討することが重要である。

### 1. 住宅地盤のトラブルと地盤調査の必要性

#### トラブル

戸建て住宅に発生するトラブルは、一般に外壁、基礎部の亀裂発生、接合部の隙間発生、建具の開閉不良などがあり、住人は建物の性能低下による住環境の悪化により気がつく。



これらは、建物自体の問題と地盤の『沈下』、特に『ふどうちんか不同沈下』などの地盤問題に区分される。地盤に発生した沈下は住宅基礎を介し不具合として表面化するので、気がついた時点では、地盤の変位は想像以上に進行している場合が多い。

#### ちんか沈下

地盤を構成する土が建物や盛土の荷重などによりたいせきげんじょう体積減少（あつしゆく圧縮、あつみつ圧密）し、地表面が沈む現象。土は土粒子、水、空気により構成され、体積減少は、荷重による間隙部の減少、すなわち水、空気の移動により発生する。

#### まんとうちんか均等沈下

均等沈下とは、同一速度で同一量、敷地全体が一様に沈下する現象。この場合、一部の建物部材に大きな荷重が働くことが少ないので大きなトラブルには発展しにくい。ただし、周辺施設との間に不具合が発生することがあるので注意が必要である。

#### ふどうちんか不同沈下

住環境に影響を与える沈下は不同沈下の場合が多い。不同沈下とは、建物が不揃いに沈下する現象（一方向に傾斜するような状態）をいう。不同沈下が発生した場合、建物部材に想定以上の荷重が作用し損傷させるという点ならびに時間的に長く継続する点で非常に大きな問題となる。

#### ちんかよういん沈下要因

沈下は、敷地内の建物や盛土の荷重による荷重増加が要因となるが、外的要因（敷地外部の荷重変化）により発生することもある。従って、宅地周辺の環境変化（工事など）にも注意を払っておく必要がある。

#### がいてきよういん外的要因

次の事項があげられる。

- ①隣接敷地での盛土（荷重）
- ②隣接敷地での掘削（応力開放）
- ③隣接敷地での地下水低下（荷重）
- ④地震（繰り返し荷重）

## 2. 地形・地質と宅地地盤

### ちげい地形

成因に着目し区分した地表面形態をいう。宅地地盤としての利用を考えた場合、対象とな

る地形面は、山地、丘陵地、台地、低地地形である。地形区分情報は、たとえば、標高の高低、平坦か斜面か、地盤形成の新旧など、住宅地盤評価の重要な資料となる。

#### 微地形

丘陵地、台地および低地内にみられる成因に着目し区分した小規模な地表面の形態をいう。微地形は約数千年前からの侵食・堆積運動により形成された地形面であり、宅地の表層地盤の土質（構成土）を知ることであり重要である。

#### 地質

成因に着目した地層区分をいう。盛土も含め宅地地盤としての利用を考えた場合、対象となるのは5～10m程度の極表層の地盤である。

#### 地層構成

土の部分で説明したように、土は粒径により区分された粘土、シルト、砂、礫、石の混合体である。地層とは、これら土が層をなし地盤を構成している状態をいう。宅地地盤では、地表から埋土層、盛土層といった搬入土により構成される部分から旧表土層、粘土層、砂層といった自然地盤（地山）に連続している。

#### 旧地形図

地表面地形は、例えば、谷地形を埋め平坦地化するなど造成により改変するものである。宅盤の良否を評価する際、造成前の地形判読が重要な鍵となる。その場合、改変前作成の地形図を入手し資料とすることとなる。このような地形図を現地形図に対し旧地形図として区分する。

#### 構造物の抜きあがり

構造物が良好な支持層に支持されている場合（杭基礎形式）、地表面から支持層までの中間の層において圧密沈下が発生しても、構造物は地盤変位に追従することはない。地表面が沈下し、構造物が相対的に浮き上がり段差などが生じる状態をいう。

### 3. 基礎の沈下と軟弱地盤

#### 軟弱地盤

宅地地盤における軟弱地盤とは、盛土および構造物（戸建住宅、擁壁など）の荷重に対し、地耐力が不足し、盛土及び構造物に有害な支障を起こす地盤をさす。一般に地下水位も浅い。

### 側方流動

軟弱な飽和粘性土地盤において載荷重が作用したとき、まず弾性的な即時沈下が発生する。荷重が地盤のもつ極限支持力に近くなると即時沈下量は急増し、地盤は側方へ大きく変形する。この現象を側方流動という。

### 沈下の種類

戸建て住宅が関わる沈下現象と、その誘因は一般に次のように区分される。

- ①盛土、構造物荷重による沈下
- ②水浸沈下
- ③外的要因（振動、衝撃（地震も含む）等）による沈下
- ④広域地盤沈下

上記のうち、④の広域地盤沈下以外は未然に防ぐことが可能。

沈下現象	対象地盤	主な原因	要因
①	盛土地盤	支持力不足 支持力低下	(支持力不足) ・盛土の締固め不足により発生 (支持力低下) ・劣化、風化しやすい盛土材料の使用 ・緩み、空洞の発生
	自然地盤	支持力不足 圧密沈下	(支持力不足) ・支持力の過大評価、基礎形式のミス (圧密沈下) ・設計荷重が過大
②	盛土地盤	支持力不足	(支持力不足) ・盛土の締固め不足により発生 ・不適当な土質材料の採用
③	盛土地盤	圧縮 支持力低下	(圧縮) ・粗粒材料の体積変化 (支持力低下) ・粘性土の軟化
	自然地盤	支持力低下 地中応力増加 地中応力減少	(支持力低下) ・地震時の液状化 (地中応力増加) ・新規隣接荷重の発生 (地中応力減少) ・隣接応力開放による側方変位発生
④	自然地盤	地下水の広域的揚水	※自然災害の一種

### 広域地盤沈下

深層地下水の過剰揚水により発生した地下水位低下による地盤沈下。平野部分の全域地盤が対象であるが、沖積低地ほど顕著である。災害的要素が大きい。

### 相対沈下量

任意の点間の沈下量差。一般には最大沈下量発生点と最小沈下量発生点の差をいう場合が

多い。各点の沈下量は絶対沈下量と区別している。

#### あんていじばん 安定地盤

構造物（戸建住宅、擁壁など）荷重に対し、地耐力性能を完全に保有する土層以深の地盤をいう。

#### れっか ふうか 劣化、風化

炭坑のぼたを盛土材として用いた場合に、ぼたから発生する硫化イオンのために、基礎のコンクリートが劣化することがある。また、軟岩のずり（岩塊）を盛土材として用いたとき、スレーキング現象により大きな沈下を生じることもある。

#### スレーキング現象

乾燥した泥岩などの岩塊が降雨などの水分を吸収し、またこの現象を繰り返すことにより細粒化する現象。

#### さしつじばん 砂質地盤

表層地盤の土層構成に着目し軟弱地盤タイプを区分したひとつである。表層地盤を緩い砂により構成されており、宅盤として安定状の問題は少ない。ただし、地震時の液状化を生じやすい。微地形区分では自然堤防、三角州、埋立地などが該当する。

#### ねんせいどじばん 粘性土地盤

表層地盤の土層構成に着目し軟弱地盤タイプを区分したひとつである。表層地盤を軟質な粘性土により構成されており（一部、砂層挟在）、宅盤として安定、沈下の問題が懸念される。微地形区分では後背湿地、三角州、埋立地などが該当する。

#### でいたんしつじばん 泥炭質地盤

表層地盤の土層構成に着目し軟弱地盤タイプを区分したひとつである。表層地盤を軟質な腐植土層により構成されており、宅盤として安定、沈下の問題が懸念される。微地形区分ではおぼれ谷、谷戸、後背湿地などが該当する。

#### てんあつ 転圧

盛土材に対し、重量や振動をエネルギーとした機械で締め固めること。

#### ふりく 不陸

沈下などが原因で一様水平な面が結果として凸凹な状態になること。

#### 4. 地震による液状化の被害

##### 地震

地球内部の特定部分に蓄積されたひずみが、ある限界に達し、一時に解放されて弾性波（地震波）を生じる現象。および、それによって起こる地表の揺れ。火山活動による地震は火山性地震といい、断層地震も含むプレートの相対運動による地震は構造性地震という。地震動による地表の揺れは『震度』で表され、地震動の大きさは『マグニチュード』で表される。

##### 震度と震度階級

震度とは地震動による地表の揺れの強弱を表す指標。日本では気象庁震度階級で10階級に区分している。現在、震度は計測震度計で測定されている。

##### 地表面加速度

地震動により生ずる地表面の加速度。

##### 細粒分含有率

土を構成する土粒子を粒径により区分した粘土、シルト、砂、礫、石のうち、粘土、シルト分の合計質量含有率をいう。

##### マグニチュード

地震動そのものの規模を表す尺度で、地震波の最大振幅をもとに算出される。マグニチュードが大きいほど放出するエネルギーも大きくなる。日本では津波対応などの初動対策のためなど、算出が早い気象庁マグニチュードを採用している。

##### 気象庁マグニチュード

1周期が5秒程度の短周期地震波の測定から算出するマグニチュード。

##### モーメントマグニチュード

1周期が40～70秒程度の長周期地震波を使い、断層の面積とずれた量から算出するマグニチュード。より正確な地震エネルギーを反映できるといわれている。

##### 地震と被害

下表<sup>2)</sup>に震度階級ごとに状況および被害程度を整理する。

震度階級	人間	屋内の状況	屋外の状況	木造建物	地盤・斜面
0	人は揺れを感じない。				
1	屋内にいる人の一部がわずかな揺れを感じる。				
2	屋内にいる人の多くが揺れを感じる。眠っている人の一部が目覚めます。	電灯などの吊り下げものがわずかに揺れる。			
3	屋内にいるほとんどの人が揺れを感じる。恐怖感を覚える人もいる。	棚にある食器類が音をたてることがある。	電線が少し揺れる。		
4	かなりの恐怖感があり、一部の人は身の安全をを図ろうとする。眠っているほとんどの人が目をさます。	吊り下げものは大きく揺れ、棚にある食器類は音をたてる。座りの悪い置物が倒れることがある。	電線が大きく揺れる。歩いている人も揺れを感じる。自動車を運転していて揺れに気づく人がいる。		
5弱	多くの人が身の安全を図ろうとする。一部の人は行動に支障を感じる。	吊り下げものは激しく揺れ、棚にある食器類、書棚の本が落ちることがある。座りの悪い置物の多くが倒れ、家具が移動することもある。	窓ガラスが割れて落ちることがある。電柱が揺れるのわかる。補強されていないブロック塀が崩れることがある。道路に被害が生じることがある。	耐震性の低い住宅では、壁や柱が破損するものがある。	軟弱な地盤で亀裂が生じることがある。山地で落石、小さな崩壊が生じることがある。
5強	非常な恐怖を感じる。多くの人が行動に支障を感じる。	棚にある食器類、書棚の本の多くが落ちる。テレビが台から落ちることがある。タンスなどの重い家具が倒れることがある。変形によりドアが開かなくなることがある。一部の戸が外れる。	補強されていないブロック塀の多くが崩れる。据付が不十分な自動販売機が倒れることがある。多くの墓石が倒れる。自動車の運転が困難となり、停止する車が多い。	耐震性の低い住宅では、壁や柱がかなり破損したり、傾くものがある。	
6弱	立っていることが困難になる。	固定していない重い家具の多くが移動、転倒する。開かなくなるドアが多い。	かなりの建物で壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。	耐震性の低い住宅では、倒壊するものがある。耐震性の高い住宅でも、壁や柱が破損するものがある。	地割れや山崩れなどが発生することがある。
6強	立っていることができず、はわないと動くことができない。	固定していない重い家具のほとんどが移動、転倒する。戸が外れて飛ぶことがある。	多くの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されていないブロック塀のほとんどが崩れる。	耐震性の低い住宅では、倒壊するものが多い。耐震性の高い住宅でも、壁や柱がかなり破損するものがある。	
7	揺れにほんろうされ自分の意思で行動できない	ほとんどの家具が大きく移動し、飛ぶものもある。	ほとんどの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されたブロック塀も破損するものもある。	耐震性の高い住宅でも、傾いたり、大きく破壊するものがある。	大きな地割れ、地すべりや山崩れが発生し、地形が変わることもある。

## 地震と住宅被害(地盤)

戸建て住宅の耐震性向上を考えた場合、地盤を強化する地盤対策、基礎も含めた建物を強化する構造物対策とその併用があげられる。

①地盤対策（本文中にて説明）

②構造物対策

- ・部材強化と筋かいや火打梁などの増強
- ・基礎と建物の結合強化
- ・基礎の補強筋

## 液状化現象

通常は戸建て住宅程度の荷重は充分支持できる飽和状態の砂質土が、地震時の繰り返し荷重により、砂粒子間の間隙水圧が上昇し、砂粒子相互のかみ合わせが維持できず、砂粒子が水に浮いた状態となり、支持力を瞬間的に消失する現象。

## 過剰間隙水圧

土中の間隙は地下水により満たされており（飽和状態にある）、固有の地下水位を持つとともに、間隙水圧は静水圧状態にある。このような土に対し、例えば地震動のような繰り返し荷重が作用した場合、静水圧以上の間隙水圧（過剰間隙水圧）が発生することがある。

## 塑性指数

土は含水状態に応じ、固体（かた），半固体（ほとろ），塑性体（ねね），液状態（ドロドロ）と変化し異なった性状を示す。塑性とは、力を加えても砕けたり割れたりすることなく、また体積の変化もなく、力を除去しても変形がそのまま残り、簡単にいろいろな形をつくることのできるような状態をいう。塑性状態を維持できる含水比範囲を液性限界と塑性限界の差（塑性指数）で表す。

## 5. 地盤調査方法

### 乱した試料

原位置における土の構造や力学的性質を維持していない試料。例えば、スコップなどにより無造作に採取された試料をいう。

### 乱さない試料

土の構造と力学的性質を原位置に近い状態で採取した試料。基準・規格に準拠した方法で採取されるが、乱れの有無は土質試験などの結果により最終的に判断される。

### どしゃさいがいけいかいいき 土砂災害警戒区域

土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（土砂災害防止法）の第6条にて定義付けられるもので、『急傾斜地の崩壊等が発生した場合に住民等の生命又は身体に危害が生ずるおそれがあると認められる区域で、警戒避難体制を特に整備すべき土地の区域として政令で定める基準に該当するもの』とし、都道府県知事が指定する。

### ほんらんげんち 氾濫原地域

山地や台地などさまざま高度の河谷中に、洪水の浸水によって生じた緩やかな勾配の土地。表面は河川堆積物が覆い、自然堤防、旧川跡、後背湿地などの微地形がみられる。

### ひょうめんはたんさ 表面波探査

表面波探査は、起振器により発生した地表面に沿って伝播する表面波を観測（受信）し、その分散性を利用して地盤構造、特にS波速度の地盤内の変化を推定する方法である。表面波のうちレイリー波を用いることが多いのでレイリー波探査と呼ぶ場合もある。事前にS波速度やレイリー波速度と例えば地耐力などの関係が整理されておれば、それらの関係より地耐力の評価が可能となる。

## 6 地盤の評価

### きよくげんしりよく 極限支持力

構造物を支持しうる地盤の鉛直方向抵抗力。

### きようしりよく 許容支持力

極限支持力を安全率で除した値で、かつ部材が許容される応力度以内にあるときの鉛直力。

### まさ土

花崗岩の風化残積土ならびに崩積土。一般的には、土木機械などで取り扱う過程で土砂化するものをまさ土としていることが多い。

### シラス

南九州に分布する白色～黄色の火山灰堆積物一般をさす鹿児島地方の方言。従って火砕流堆積物や降下軽石およびそれらの二次堆積物、さらには第四期砂層まで同じ呼び名で呼ばれている。鹿児島地方の代表的なシラスは2.5万年前ころに始良カルデラから噴出した入戸火砕流堆積物である。シラスの二次堆積物を二次シラスと呼ぶことがある。

### かんとろ 関東ローム



関東地方西縁の富士、箱根などの諸火山、北縁の浅間、榛名、赤城などの諸火山から関東平野に降下堆積した更新世中期以降の火山砕屑物やその風成二次堆積物の総称。

#### そくじちんか 即時沈下

飽和粘土地盤が部分載荷を受けたとき、載荷とほぼ同時に生じる沈下を即時沈下とし、長期にわたる圧密沈下と区分する。

#### かんにゅうふのう 貫入不能

地盤調査手法として採用される標準貫入試験やスウェーデン式サウンディングなど貫入型の試験では、貫入エネルギーを上回る硬さや締め状態を有す地盤を対象とした場合、それ以深、貫入できなくなることがある。この場合は貫入不能と表示する。場合によっては礫、玉石ならびに混入物の場合にも同様の現象となることがあり、地盤評価では注意が必要である。

## 7 基礎形式

### きそ しじばん 基礎と支持地盤

基礎とは建物の荷重を地盤に伝達するための構造部分をいう。支持地盤とは、建物荷重を基礎を介し安全に支える地盤をいう。支持形式から、荷重を直接支持地盤に伝達する『直接基礎』と『杭基礎』に区分される。

### しじょう 支持層

基礎に加わる荷重を安全に支持できる地層であり、所要の硬さ、層厚、均質性が要求される。

### きそけいしき せんてい 基礎形式の選定

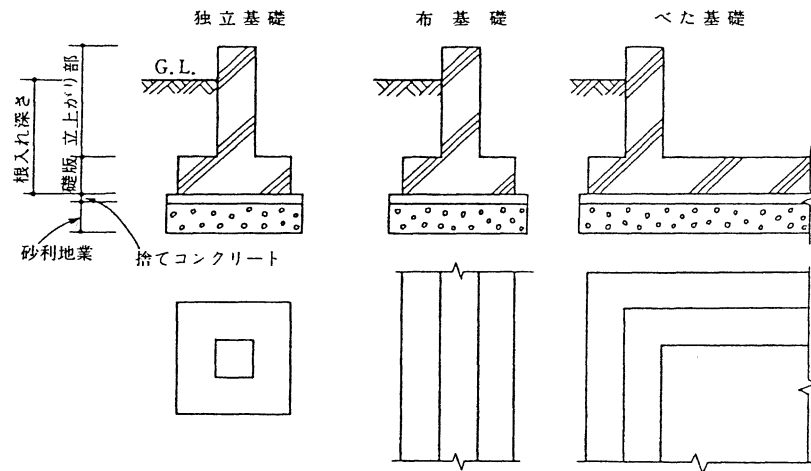
基礎形式は次の項目を検討し総合的に選定される。

- ① 支持地盤の選定（深度）
- ② 上部構造物の特性（規模、重量、形状、用途など）
- ③ 地盤条件（地下水位、土質、層厚変化など）
- ④ 施工性（工期や経済性のバランスなど）
- ⑤ 敷地環境（隣接構造物との位置関係、隣接地の利用予想など）

### ちよくせつきそけいしき 直接基礎形式

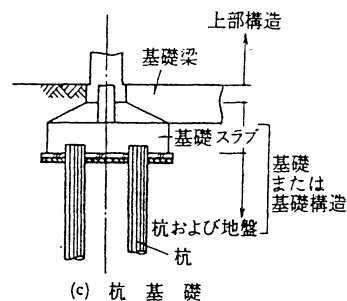
基礎スラブからの荷重を直接支持地盤に伝達する形式の基礎をいう。支持地盤が浅い深度にある場合に採用される。採用される形式はその形状から3種類に区分される。

- ①独立基礎, ②布基礎, ③べた基礎



### 杭基礎形式くいぞうけいしき

直接基礎形式に対するもので、基礎スラブからの荷重を杭を介し、杭周囲の摩擦力、杭先端の支持力により地盤に伝達する形式基礎をいう。



### 基礎の根入れねい

基礎の支持面下の地盤は建物荷重を安全に長期間支え続けることが必要で次の事項が要求される。

- ①雨水などにより洗掘されない
- ②温度変化などにより土の性質が変化しない
- ③均質であること
- ④植物の根や動物（モグラ）の侵入がないこと

従って、たとえ地表面から十分な支持力を有す地盤であっても、基礎底面の位置は充分な

深さにする必要がある。このことを根入れという。

#### ねぎ 根切り

建物の基礎を施工する際にあらかじめ地盤を必要な深さまで掘削すること。布掘り、つぼ掘り、総掘りなどがある。

#### せっちあつ 接地圧

基礎スラブと地盤の間に作用する圧力をいう。(建物荷重+基礎荷重)をスラブの底面積で割った値となる。一般には接地圧は小さい方、すなわち底面積が広い方が地盤問題を起こしにくいことになりるが、広くなった分、圧力は深い深度まで伝わるので注意が必要。

#### ちきょう 地業

基礎版の下に設けられた捨てコンクリート、砂利または割ぐり石などをいう。軟弱な地層の置換えに用いられた切込み砂利や砂、玉石コンクリート、木の丸太いかだなども地業の一種に区分される。

#### いしりきそ 異種基礎

構造物が一体となっている建築物において、構造物の重量分布や支持層の深さが敷地内で大きく異なる場合に異なる基礎形式を採用することならびに同一基礎形式においても支持力や変形性状が異なる基礎を併用すること。

#### とうじょう 凍上

土壌中の水の凍結により地表面を持ち上げる現象。

### 8. 地盤改良の方法

#### じばんかいりょう 地盤改良

地盤の地耐力を向上(支持力の増大, 沈下の抑制など)を目的に, 土に締固め, 脱水, 固結, 置換などの処置を施すことをいう。

#### かじょうじちんそう 荷重自沈層

スウェーデン式サウンディングを用い地盤支持力を調査する場合, 手順としてまず荷重(25,25,50kg)による沈下の有無を確認, 測定し, 合計荷重 100kg による沈下を終了した場合, 回転力を加え地盤の硬さを調査する。荷重自沈層とは, 荷重のみにより貫入していく極めて軟質な土層をいう。

## 巻末付録

### 2. 土壌汚染など地盤上の問題

#### 土壌

岩石の風化により形成された無機物（土）と動植物の生産活動やその遺体により蓄積された有機物（腐植物）の集合体であり、最表層を覆う土である。地盤深度では概ね下図のように区分される。

#### 土壌汚染

人間活動により排出される有害物質によって土壌が汚染されること。汚染が深部に至る場合には地層汚染と区別される。

#### 地下水（水位）

地下の土壌中の間隙（空気部分）を満たしている水。一般的には地下に存在する水すべてをさす言葉であるが、連続した地下水面を形成する飽和領域に存在する水をさす。部分的に存在する地下水は宙水として区分することが多い。

#### 地下水汚染

地下水が人体や環境にとって有害な物質（汚染物質）により汚染されている状態をいう。地下水汚染は、主に工場など生産活動箇所の排水や漏れから発生する場合や、汚染土の転用部から雨水浸透を介して地下水に到達する場合などがある。地下水汚染はその機構から土壌汚染の延長上にある。地下水はゆっくりではあるが流動しており、宅地地盤でも拡大汚染の影響を受けることが想定される。

#### <参考文献>

- 1) (社)地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000
- 2) 気象庁：気象庁震度階級関連解説表，1995

## 付録 2. 土壌および地下水汚染など地盤上の問題

最近、低地部の埋立地や盛土地の上に住宅を建てるにあたって、宅地地盤の土壌汚染、地下水汚染などの問題が顕著化しつつある。土壌・地下水汚染の環境基準や最近の動向などについて下記に示すが、詳細については、「新分野・新市場進出調査事業報告書（その1）土壌・地下水汚染調査及び修復工事マニュアル」を参考にされたい。

### 2. 1 土壌および地下水汚染の環境基準

土壌の汚染については、人の健康を保護し、及び生活環境を保全する上で維持されることが望ましい基準として、付表 2.1.1 に示す土壌の汚染に係る環境基準（平成 3 年 8 月 28 日付け環境庁告示第 46 号。以下「土壌環境基準」という。）が設定され、「土壌の汚染に係る環境基準について」（平成 3 年 8 月 28 日付け環水土第 116 号）及び「土壌の汚染に係る環境基準についての一部改正について」（平成 6 年 3 月 3 日付け環水土第 36 号）において、その設定の考え方及び運用方針が示されている。

また、「重金属等に係る土壌汚染調査・対策指針及び有機塩素系化合物等に係る土壌・地下水汚染調査・対策暫定指針について」（平成 6 年 11 月 11 日付け環水土第 205 号・環水土第 207 号。以下「平成 6 年指針」という。）により、土壌汚染及びそれに密接な関連を有する地下水汚染の調査及び対策の進め方が示されている。

さらに、地下水の水質汚染については、平成 8 年の水質汚濁防止法（昭和 45 年法律第 138 号）の改正に基づく地下水の水質の浄化に係る措置が導入され、その運用については「水質汚濁防止法の一部を改正する法律の施行について」（平成 8 年 10 月 1 日付け環水管第 276 号・環水規第 320 号）に基づいて、「平成 6 年指針」を参考として、地下水の汚染源、汚染原因者等の調査を当ることとしている。

一方、人の健康を保護する上で望ましい基準として、付表 2.1.2 に示す地下水の水質汚濁に係る環境基準（平成 9 年 3 月環境庁告示第 10 号。以下「地下水環境基準」という。）が設定されるとともに、土壌・地下水汚染の調査・対策に係る新たな技術について調査が進められてきており、このような状況を踏まえて、「平成 6 年指針」の改定を行っている。

なお、土壌・地下水汚染は、対象地及びその周辺地の状況、汚染の程度や広がり、影響の態様等も様々である。

「土壌環境基準」には、水質を浄化し、及び地下水を涵養する機能を保全する観点から定められた溶出基準と、食料を生産する機能を保全する観点から定められた、農用地の土壌の汚染防止等に関する法律（昭和 45 年法律第 139 号。以下「農用地土壌汚染防止法」という。）上の特定有害物質についての農用地土壌汚染対策地域の指定要件に準拠して定められた農用地基準（カドミウム、銅及び砒素）がある。

さらに、近年、有害物質による土壌汚染事例の判明件数の増加に伴い、土壌汚染による健康影響の懸念や対策の確立への社会的要請が強まっている状況である。そのことを踏まえ、国民の安全と安心確保を図るために、土壌汚染の状況把握、土壌汚染による人の健康被害の防止に関する措置等の土壌汚染対策を講じる「土壌汚染対策法案」が平成 14 年 2 月 15 日閣議決定され、今通常国会に提出される予定である。

付表 2.1.1 土壌の汚染に係る環境基準（平成 3 年 8 月 23 日環境庁告示第 46 号）  
 改正 平成 5 環告 19・平成 6 環告 5・平成 9 環告 25・平成 7 環告 19・平成 10 環告 21

項目	環境上の条件	測定方法
カドミウム	検液1㍓につき0.01mg以下であり、かつ、農用地においては、米1kgにつき1mg未満であること。	環境上の条件のうち、検液中濃度に係るものにあたっては、日本工業規格K0102（以下「規格」という。）55に定める方法、農用地に係るものにあたっては、昭和46年6月農林省令第47号に定める方法
全シアン	検液中に検出されないこと。	規格38に定める方法(規格38.1.1に定める方法を除く。)
有機燐	検液中に検出されないこと。	昭和49年9月環境庁告示第64号付表1に掲げる方法又は規格31.1に定める方法のうちガスクロマトグラフ法以外のもの(メチルジメトンにあつては、昭和49年9月環境庁告示第46号付表2に掲げる方法)
鉛	検液1㍓につき0.01mg以下であること。	規格54に定める方法
六価クロム	検液1㍓につき0.05mg以下であること。	規格65.2に定める方法
砒素	検液1㍓につき0.01mg以下であり、かつ、農用地(田に限る。)においては、土壌1kgにつき15mg未満であること。	環境上の条件のうち、検液中濃度に係るものにあたっては、規格61に定める方法、農用地に係るものにあたっては、昭和50年4月総理府令第31号に定める方法
総水銀	検液1㍓につき0.0005mg以下であること。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表1に掲げる方法
アルキル水銀	検液中に検出されないこと。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表2及び昭和49年9月環境庁告示第64号付表3に掲げる方法
PCB	検液中に検出されないこと。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表3に掲げる方法
銅	農用地(田に限る。)においては、土壌1kgにつき125mg未満であること。	昭和47年10月総理府令第66号に定める方法
ジクロロメタン	検液1㍓につき0.02mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
四塩化炭素	検液1㍓につき0.002mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,2-ジクロロエタン	検液1㍓につき0.004mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1又は5.3.2に定める方法
1,1-ジクロロエチレン	検液1㍓につき0.02mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
シス-1,2-ジクロロエチレン	検液1㍓につき0.04mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
1,1,1-トリクロロエタン	検液1㍓につき1mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,1,2-トリクロロエタン	検液1㍓につき0.006mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
トリクロロエチレン	検液1㍓につき0.03mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
テトラクロロエチレン	検液1㍓につき0.01mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,3-ジクロロプロペン	検液1㍓につき0.002mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2、又は5.3.1に定める方法
チウラム	検液1㍓につき0.006mg以下であること。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表4に掲げる方法
シマジン	検液1㍓につき0.003mg以下であること。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表5の第1又は第2に掲げる方法
チオベンカルブ	検液1㍓につき0.02mg以下であること。	昭和46年12月環境庁告示第59号付表5の第1又は第2に掲げる方法
ベンゼン	検液1㍓につき0.01mg以下であること。	日本工業規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
セレン	検液1㍓につき0.01mg以下であること。	規格67.2又は67.3に定める方法
備考	1 環境上の条件のうち検液中濃度に係るものにあつては付表に定める方法により検液を作成し、これを用いて測定を行うものとする。 2 カドミウム、鉛、六価クロム、砒素、総水銀及びセレンに係る環境上の条件のうち検液中濃度に係る値にあつては、汚染土壌が地下水水面から離れており、かつ、原状において当該地下水中のこれらの物質の濃度がそれぞれ地下水1㍓につき0.01mg、0.01mg、0.05mg、0.01mg、0.0005mg及び0.01mgを超えていない場合には、それぞれ検液1㍓につき0.03mg、0.03mg、0.15mg、0.03mg、0.0015mg及び0.03mgとする。 3 「検液中に検出されないこと」とは、測定方法の欄に掲げる方法により測定した場合において、その結果が当該方法の定量限界を下回ることをいう。 4 有機燐とは、パラチオン、メチルパラチオン、メチルジメトン及びEPNをいう。	

付表 2.1.2 地下水の水質汚濁に係る環境基準（平成 9 年 3 月 13 日 環境庁告示第 10 号）

項目	基準値	測定方法
カドミウム	0.01mg/ℓ以下	日本工業規格（以下「規格」という。）K0102の55に定める方法
全シアン	検出されないこと。	規格K0102の38.1.2及び38.2に定める方法又は規格K0102の38.1.2及び38.3に定める方法
鉛	0.01mg/ℓ以下	規格K0102の54に定める方法
六価クロム	0.05mg/ℓ以下	規格K0102の65.2に定める方法
砒素	0.01mg/ℓ以下	規格K0102の61.2又は61.3に定める方法
総水銀	0.0005mg/ℓ以下	昭和46年12月環境庁告示第59号（水質汚濁に係る基準について）（以下「公共用水域告示」という。）付表1に掲げる方法
アルキル水銀	検出されないこと。	公共用水域告示付表2に掲げる方法
PCB	検出されないこと。	公共用水域告示付表3に掲げる方法
ジクロロメタン	0.02mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
四塩化炭素	0.002mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,2-ジクロロエタン	0.004mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1又は5.3.2に定める方法
1,1-ジクロロエチレン	0.02mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
1,1,1-トリクロロエタン	1mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,1,2-トリクロロエタン	0.006mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
トリクロロエチレン	0.03mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
テトラクロロエチレン	0.01mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2、5.3.1、5.4.1又は5.5に定める方法
1,3-ジクロロプロペン	0.002mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2又は5.3.1に定める方法
チウラム	0.006mg/ℓ以下	公共用水域告示付表4に掲げる方法
シマジン	0.003mg/ℓ以下	公共用水域告示付表5の第1又は第2に掲げる方法
チオベンカルブ	0.02mg/ℓ以下	公共用水域告示付表5の第1又は第2に掲げる方法
ベンゼン	0.01mg/ℓ以下	規格K0125の5.1、5.2又は5.3.2に定める方法
セレン	0.01mg/ℓ以下	規格K0102の67.2又は67.3に定める方法
備考	1 基準値は年間平均値とする。ただし、全シアンに係る基準値については、最高値とする。 2 「検出されないこと」とは、測定方法の欄に掲げる方法により測定した場合において、その結果が当該方法の定量限界を下回ることをいう。	

近年、地方自治体においても、土壌、地下水汚染に係る条例が施行されている。

東京都では、都民の健康と安全を確保する環境に関する条例（略称：環境確保条例）に基づく土壌汚染対策に関する条項が、平成 13 年 10 月 1 日から施行されており、規制対象となる事業者である有害物質取扱事業者および土地改変者には、汚染土壌に係る調査および対策が義務づけられている。また、規制対象となる行為、調査内容、処理または拡散防止計画記載事項等については規則に示され、条例を円滑に施行するための調査・対策の考え方、手順および技術等については土壌汚染対策指針に示されている。

以下に、本条例の概要を示すので参照されたい。

## ①規制対象となる事業者

### (1) 有害物質取扱事業者

条例に規定する工場又は指定作業場を設置している者で、有害物質を取り扱い、又は取り扱ったことがある者

有害物質 --- 土壌の汚染に係る環境基準（平成3年環境庁告示第46号）に掲げる項目のうち、農用地に適用される項目を除く24物質で、条例施行規則別表第12に掲げる項目の物質  
 取り扱い --- 有害物質を製造、使用、処理又は保管すること。

### (2) 土地改変者

3,000m<sup>2</sup>以上の敷地内において土地の切り盛り、掘削等土地の改変を行う者

## ②規制対象となる行為等

### (1) 有害物質取扱事業者

- ① 土壌を汚染したことにより大気又は地下水を汚染し、かつ、現に人の健康に係る被害が生じ、又は生じるおそれがある場合（条例第114条）
- ② 地下水の汚染が認められる地域内の有害物質取扱事業者（条例第115条）
- ③ 工場若しくは指定作業場を廃止し、又は建物を除却しようとするとき。（条例第116条）

### (2) 土地改変者（条例第117条）

- ① 土地の切り盛り、掘削その他土地の造成
- ② 建築物その他の工作物の建設その他の行為に伴う土地の形質の変更

## ③土壌汚染調査

規制対象となる事業者は、対象地内の有害物質の取扱事業場の設置状況、土地利用の履歴、有害物質の使用、排出の状況を踏まえ、土壌の汚染状況の概況調査（表層土壌調査等）及び詳細調査（ボーリング調査等）を行う。

## ④計画の策定および対策の実施

土壌汚染調査の結果を踏まえ、汚染処理又は汚染拡散防止の区域を設定し、掘削除去法、原位置封じ込め法などの手法により、汚染処理計画又は汚染拡散防止計画を策定し、対策を実施する。

## ⑤汚染土壌処理基準

番号	項目	基準値(単位 検液1リットルにつきミリグラム)	番号	項目	基準値(単位 検液1リットルにつきミリグラム)
1	カドミウム	0.01 以下	13	四塩化炭素	0.002 以下
2	全シアン	検液中に検出されないこと	14	1,2-ジクロロエタン	0.004 以下
3	有機燐	検液中に検出されないこと	15	1,1-ジクロロエチレン	0.02 以下
4	鉛	0.01 以下	16	シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04 以下
5	六価クロム	0.05 以下	17	1,1,1-トリクロロエタン	1 以下
6	砒素	0.01 以下	18	1,1,2-トリクロロエタン	0.006 以下
7	総水銀	0.0005 以下	19	1,3-ジクロロプロペン	0.002 以下
8	アルキル水銀	検液中に検出されないこと	20	チウラム	0.006 以下
9	PCB	検液中に検出されないこと	21	シマジン	0.003 以下
10	トリクロロエチレン	0.03 以下	22	チオヘンカルフ	0.02 以下
11	テトラクロロエチレン	0.01 以下	23	ベンゼン	0.01 以下
12	ジクロロメタン	0.02 以下	24	セレン	0.01 以下

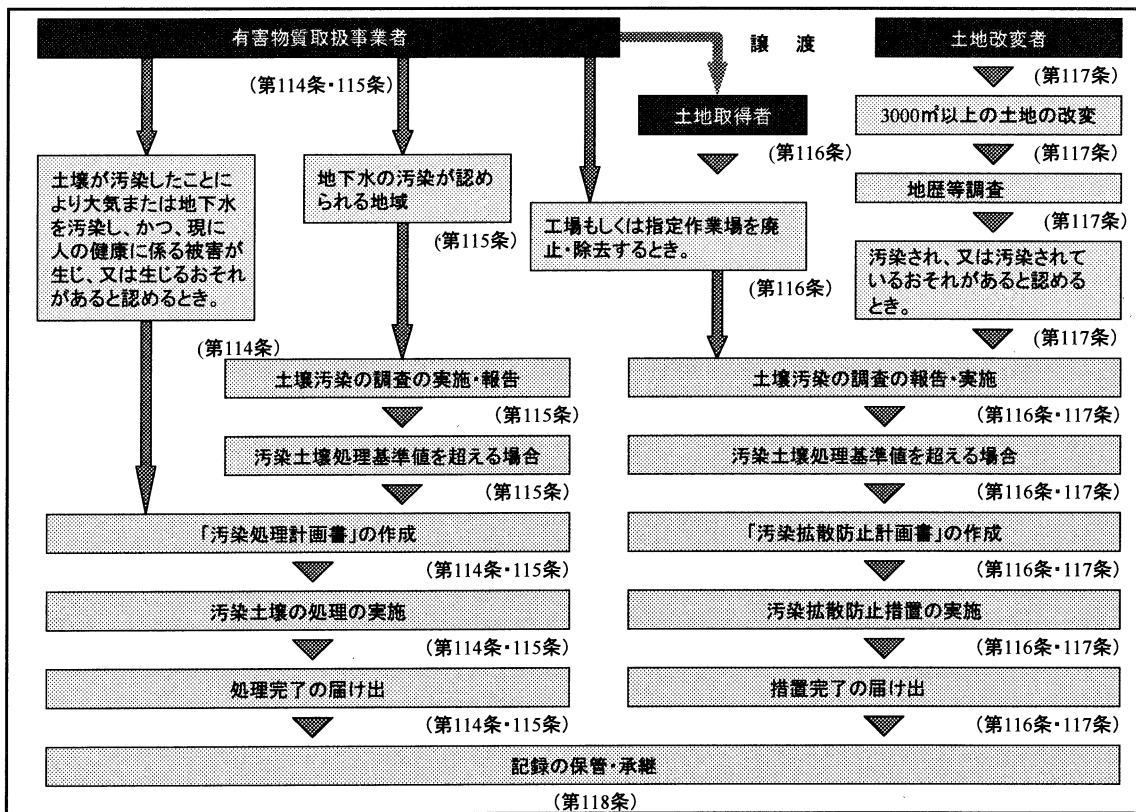
備考

- 1 基準値は、土壌の汚染に係る環境基準について（平成3年環境庁告示第46号）に定める方法により測定した場合における測定値によるものとする。



- 2 カドミウム、鉛、六価クロム、砒素、総水銀及びセレンについては、汚染土壌が地下水水面から離れており、かつ、現状において当該地下水中のこれらの物質の濃度がそれぞれ地下水1リットルにつき0.01mg、0.01mg、0.05mg、0.01mg、0.0005mg及び0.01mgを超えていない場合には、それぞれ検液1リットルにつき0.03mg、0.03mg、0.15mg、0.03mg、0.0015mg及び0.03mgとする。
- 3 「検液中に検出されないこと」とは、1に掲げる方法により測定した場合において、その結果が当該方法の定量限界を下回ることをいう。
- 4 有機磷とは、パラチオン、メチルパラチオン、メチルジメトン及びEPNをいう。

### ⑥ 条例の土壌汚染対策に係るフロー図



### 2. 2 土壌汚染された地盤上での問題

戸建住宅の宅地が、製造・薬品等の工場跡地の場合や、法令（廃棄物の処理及び清掃に関する法律）の規制が行われる昭和45年以前の造成盛土で産業廃棄物が混入する場合には、しばしば土壌汚染が問題となっている。また、法律規制の施行後、高度成長期に首都圏及びその周辺で建設残土を埋立てて造成された地盤を現在宅地にするケースが多くなってきているが、この建設残土の埋土・盛土中に産業廃棄物が紛れ込み、宅地地盤が土壌汚染されている場合もある。

万一、宅地地盤が土壌汚染された場合には、生活を営む上で、いろいろな問題が発生してくる。その主なものとして、人体への影響や資産価値への影響などがある。

人体への影響の度合いは、汚染物質の種類や汚染量によって左右され、特に重要である。また、資産価値への影響は、汚染物質の種類、その範囲及び深さが大きく関与し、汚染が著しい場合には資産価値が無くなることもある。

いずれにしても、宅地地盤が土壌汚染されているか否かは、宅地地盤の履歴（製造・薬品等の工場の有無）や盛土材の材料などを調査して判断することが望まれる。

### 付録3. 宅地地盤の評価に係わる法的規制

最近、台地部における傾斜地や低地部での宅地開発が進み、それに伴い建物の不同沈下や宅盤の陥没、擁壁等のハラミ変状等の問題が顕著化しつつある。さらに、「建築基準法」の改正や「住宅の品質確保の促進等に関する法律」の施行に伴い、住宅の基礎地盤の健全性に対する社会的関心が非常に高まってきている。住宅を建てる上では、ほとんどと言っていいほど地盤調査を実施しているのが現状である。

宅地地盤に係わる法的規制として、①建築基準法、②住宅の品質確保の促進等に関する法律（品確法）がある。

宅地地盤を評価する上では、地盤の許容応力度と変形特性を把握する必要があり、建築基準法では地盤の許容応力度を求めるための地盤調査の方法と許容応力度の算定式が揭示されている。これを受けて、運用に際しては、建築学会、自治体で規準化し使用されている。

また、評価された宅地地盤には、品確法によって性能表示が義務付けられている。

以下に、宅地地盤に係わる各々の法律の内容について紹介する。

#### 付録3. 1 「建築基準法」の改正

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第93条の規定に基づく、国土交通省告示第1113号（平成13年7月2日）

#### 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件

第1 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法は、次の各号に掲げるものとする。

- 1 ボーリング調査
- 2 標準貫入試験
- 3 静的貫入試験
- 4 ベーン試験
- 5 土質試験
- 6 物理探査
- 7 平板載荷試験
- 8 載荷試験
- 9 くい打ち試験
- 10 引抜き試験

第2 地盤の許容応力度を定める方法は、次の表の(1)項、(2)項又は(3)項に掲げる式によるものとする。ただし、地震時に液状化するおそれのある地盤の場合又は(3)項に掲げる式を用いる場合において、基礎の底部から下方2m以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が1kN以下で自沈する層が存在する場合若しくは基礎の底部から下方2mを超え5m以内の距離にある地盤にスウェーデン式

サウンディングの荷重が 500N以下で自沈する層が存在する場合にあっては、建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。

	長期に生じる力に対する地盤の許容応力度を定める場合	短期に生じる力に対する地盤の許容応力度を定める場合
(1)	$q_a = 1/3 (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_r + i_q \gamma_2 D_f N_q)$	$q_a = 2/3 (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_r + i_q \gamma_2 D_f N_q)$
(2)	$q_a = q_t + 1/3 N' \gamma_2 D_f$	$q_a = 2q_t + 1/3 N' \gamma_2 D_f$
(3)	$q_a = 30 + 0.6 N_{sw}$	$q_a = 60 + 1.2 N_{sw}$

この表において、 $q_a$ 、 $i_c$ 、 $i_r$ 、 $i_q$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $C$ 、 $B$ 、 $N_c$ 、 $N_r$ 、 $N_q$ 、 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ 、 $D_f$ 、 $q_t$ 、 $N'$ 及び $N_{sw}$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$q_a$  地盤の許容応力度 (単位  $1m^2$ につき kN)

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

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

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2$$

これらの式において、 $\theta$  及び  $\phi$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。  
 $\theta$  基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 ( $\theta$  が  $\phi$  超える場合は、 $\phi$  とする。) (単位 度)  
 $\phi$  地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (単位 度)

$\alpha$  及び  $\beta$  基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

係数	基礎荷重面の形状	
	円形	円形以外の形状
$\alpha$	1.2	$1.0 + 0.2B/L$
$\beta$	0.3	$0.5 - 0.2B/L$

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

$C$  基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (単位  $1m^2$ につき kN)

$B$  基礎荷重面の短辺又は短径 (単位 m)

$N_c$ 、 $N_r$  及び  $N_q$  地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

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

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

$\gamma_1$  基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (単位  $1\text{m}^3$  につき  $\text{kN}$ )

$\gamma_2$  基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (単位  $1\text{m}^3$  につき  $\text{kN}$ )

$D_f$  基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (単位  $\text{m}$ )

$q_t$  平板載荷試験による降伏荷重度の  $1/2$  の数値又は極限応力度の  $1/3$  の数値のうちいずれか小さい数値 (単位  $1\text{m}^2$  につき  $\text{kN}$ )

$N'$  基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

地盤の種類 係数	密実な砂質地盤	砂質地盤 (密実なものを除く。)	粘土質地盤
$N'$	12	6	3

$N_{sw}$  基礎の底部から下方  $2\text{m}$  以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける  $1\text{m}$  あたりの半回転数 ( $150$  を超える場合は  $150$  とする。) の平均値 (単位 回)

付録 3. 2 「住宅の品質確保の促進等に関する法律」(平成 11 年法律第 81 号)

◇日本住宅性能表示基準 (平成 12 年 7 月 19 日)

別表

	表示すべき事項	適用範囲	表示の方法	説明する事項	説明に用いる文字
1. 構造の安定に関すること	1-5 地盤又は杭の許容支持力等及びその設定方法	一戸建ての住宅又は共同住宅等	地盤の許容支持力度 (単位を $\text{kN}/\text{m}^2$ とし、小数点以下第 1 位未満の端数を切り捨てる。) 又は杭の許容支持力 (単位を $\text{kN}/\text{本}$ とし、小数点以下第 1 位未満の端数を切り捨てる。) 及び地盤調査の方法その他それらの設定方法の根拠となった方法を明示する。	地盤又は杭の許容支持力等及びその設定方法	地盤又は杭に見込んでいる常時作用する荷重に対し抵抗し得る力の大きさ及び地盤に見込んでいる抵抗し得る力の設定の根拠となった方法
	1-6 基礎の構造方法及び形式等	一戸建ての住宅又は共同住宅等	直接基礎にあつては基礎の構造方法及び形式を、杭基礎にあつては杭種、杭径 (単位を $\text{cm}$ とし、整数未満の端数を切り捨てる。) 及び杭長 (単位を $\text{m}$ とし、整数未満の端数を切り捨てる。) を明示する。	基礎の構造方法及び形式等	直接基礎の構造及び形式又は杭基礎の杭種、杭径及び杭長

◇評価方法基準（平成 12 年 7 月 19 日）

## 第 5 評価の方法の基準（性能表示事項別）

### 1 構造の安定に関すること

#### 1-5 地盤又は杭の許容支持力等及びその設定方法

##### (1)適用範囲

一戸建ての住宅及び共同住宅等に適用する。

##### (2)基本原則

###### イ 評価事項

この性能表示事項において評価すべきものは、長期応力に対する地盤の許容応力度又は長期応力に対する杭の許容支持力が、根拠が明らかな方法により、設定されていることとする。

##### (3)評価基準

- イ 長期応力に対する地盤の許容応力度が単位（ $\text{kN/m}^2$ ）により、又は長期応力に対する杭の許容支持力が単位（ $\text{kN/本}$ ）により、設定されていること。
- ロ 地盤調査方法その他イの設定の根拠となった方法が明示されていること。

#### 1-6 基礎の構造方法及び形式等

##### (1)適用範囲

一戸建ての住宅及び共同住宅等に適用する。

##### (2)基本原則

###### イ 評価事項

この性能表示事項において評価すべきものは、基礎の構造方法等の基礎に関する基本的な仕様が明示されていることとする。

##### (3)評価基準

- イ 直接基礎にあつては、構造方法（鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造等）及び形式（布基礎、ベタ基礎等）が明示されていること。
- ロ 杭基礎にあつては、杭種（支持杭、摩擦杭等）、杭径（単位  $\text{cm}$ ）及び杭長（単位  $\text{m}$ ）が明示されていること。

## 付録4. 住宅地盤に関わる保険・保証制度

### (1) 品確法の施行と保証制度

平成12年に「住宅の品質確保の促進等に関する法律」が施行され、新築住宅の供給者に主要構造と雨漏りで10年間の保証が義務づけられた。主要構造としては、基礎は含まれるが、地盤は含まれないとされている。旧建設省の解説本では「地盤の状況を適切に調査した上で、調査結果に対応した基礎の設計・施工を行うべき義務がある」と間接的にふれられているにすぎず、宅地地盤の調査が品確法の施工とどうかかわっていくか、明確になっていない。このように品確法では不同沈下などの地盤の問題は間接的な扱いに止まっているが、法施行を契機として、地盤の調査と保証制度を関連させた動きが、広まってきている。

既にいくつかの団体などにより地盤の保証制度が発足しているが、日が浅いため具体的な保証事例はあまり確認されていない。

一方、解説本の「適切に調査」という表現は「余り高度な技術を要求しているわけではなく一般的な技術で地盤を調査して基礎を設計すれば、法的には問題ない」とされ、現時点で戸建て住宅のような小規模な宅地地盤の調査で主流になっているスウェーデン式サウンディング試験などの簡易な方法だけでは住宅が傾く地盤の不同沈下は予測できない。このような、宅地地盤調査の現状から見ると、将来的にこれらの保証制度が有効に機能するかどうか、疑問なしとしなないところがある。

### (2) 保険・保証制度の現状

新築住宅の保証サービスには財団法人住宅保証機構や都道府県の公益法人、多くの民間企業が進出している。基礎の著しい沈下、不同沈下などは10年の長期保証の対象になるが、地盤調査との関係が明確でない保証サービスが多いが、一部では地盤保証サービスを明示している。また、品確法と関連はあるものの法律的には生産物賠償責任保険により、地盤の品質を保証しようという制度も発足している。これら品確法や生産物賠償責任保険に関連する保証サービスは住宅1戸ごとに対する保証であるが、現在行われている地盤に対する保険・保証制度には、このような個々の宅地地盤について損害を保証するものと、包括的な保険制度の中で、地質調査業務の瑕疵に関連して損害を賠償する制度がある。後者は、「建設コンサルタント賠償責任保険」として、平成10年2月に発足したものである。

#### ○地盤に特化した戸建て住宅の保証制度の事例

個々の宅地地盤についての戸建て住宅の保証制度は様々な事例があり、今後も新しい制度が検討されている。既に発足した保証制度については支払い実績がほとんどないため有効に機能するかどうかは今後の問題と考えられる。宅地地盤調査の現状から考えると、将来保険金の支払いに関して、様々なトラブルが生じることも想定される。

それら保証制度の事例を下記に示す。生産物賠償責任保険による保証制度を採用している場合が多いが、いずれの場合も品確法の趣旨に則り、保証期間は10年となっている。細部では差異はあるが、保証限度や保険費用をはじめ比較的類似の保証サービス内容のものが多い。

・外資系保証会社の事例

外部の地質調査会社に依頼し、施工前の地盤を調査、解析結果を踏まえ基礎工事の仕様書を作成し、工務店にその仕様書に沿った施工と施工報告書を求める。施工した住宅の地盤が傾いたり、壁や床に亀裂が生じたりして施主から修復請求を受けた場合は、元の状態に回復する工事を提携先の工事会社を派遣して実施する。

保険費用は1件あたり調査費込み10万円程度、上限は5000万円

・株式会社G協会の事例

〇〇火災保険と生産物賠償責任保険で提携し、地盤損壊担保特約付きの保険をもとに住宅地盤の保証サービスを開始。加盟する会社の地盤調査や補強工事にも関わらず、事故が発生し、損害程度が確認されると保険会社が保証する。

保険費用は1件あたり調査費込みで10万円程度、上限は3000万円

・株式会社G協会の事例

〇〇火災保険と提携。ほぼ上記と同様の制度 保険費用6万 上限5000万

・〇〇株式会社の事例

〇〇火災保険と生産物賠償責任保険で提携し、住宅地盤の保証サービスを開始。認定した地盤調査会社や地盤補強工事会社により、調査・工事が行われた宅地地盤上に建設された建物・地盤損壊を保証。保険の申し込みの対象は、工務店や宅地開発業者などを想定。

調査または補強工事に原因があり、建物に損害があったり、地盤の改善が必要となった場合。明確な事故原因の判断ができないもの、究明にかなり費用がかかる事故を対象。

上限地盤500万、建物6000万円

・(社) 〇〇協会の事例

調査と設計の棲み分けを考え、調査方法と改良基準についての基準値と指針を定めて地盤保証制度の確立を目指し検討中。

地質面の検討も含め瑕疵保証の中の地盤保証としての位置づけ、改良工事についての保険を検討。現在主流である生産物賠償責任保険の範疇では不十分と考えている。

〇建設コンサルタント賠償責任保険（地質調査業務、土木設計業務）

建設市場の国際化の流れや平成7年の「公共土木設計業務等標準委託契約約款」の中で成果物の「かし」に対し、受注者は補修義務や損害賠償支払い義務を負うことが規定された。また、PL法の制定や品質管理・品質保証での新しい動きのなかで、地質調査業であっても自己責任の原則が強まるなか、全地連では平成10年2月に「建設コンサルタンツ責任賠償保険」を発足させた。

この保険は日本国内で行った地質調査・土木設計業務に関し、業務の委託者に引き渡した調査報告書、設計図などの成果物に起因して、業務の委託者などから損害賠償請求を受けた場合、法律上の賠償責任を支払う保険である。例えば、地質調査成果物の瑕疵により、設計や施工のやり直しなど余分に負担した設計や施工の費用や地質調査成果物の瑕疵により、土木構造物の強度が不足し、補強工事などが必要となった場合の追加工事に関する地質調査費用が対象となる。

この制度は個別案件についての保険ではなく被保険者が受注したすべての地質調査あるいは土木設計業務を対象とするものである。当然宅地地盤の地質調査も対象になるが、保険の支払いは地質調査の「瑕疵」が前提となる。従って本来地盤の沈下の程度を判断するには十分でない簡易な調査だけから地盤の不同沈下を判断したような場合には保証の対象とはならないと考えられている。

### (3) 保証制度の課題

先に述べたように現在の「建設コンサルタント賠償責任保険（地質調査業務）」は調査瑕疵を前提にしており、宅地地盤のように簡易な調査が多い場合には対象となりにくい。

一方、新ビジネスとして最近多くの参入が見られる図に示す生産物賠償責任保険をベースにした制度だけでは下記のような課題があり保証制度として十分とはいえない。

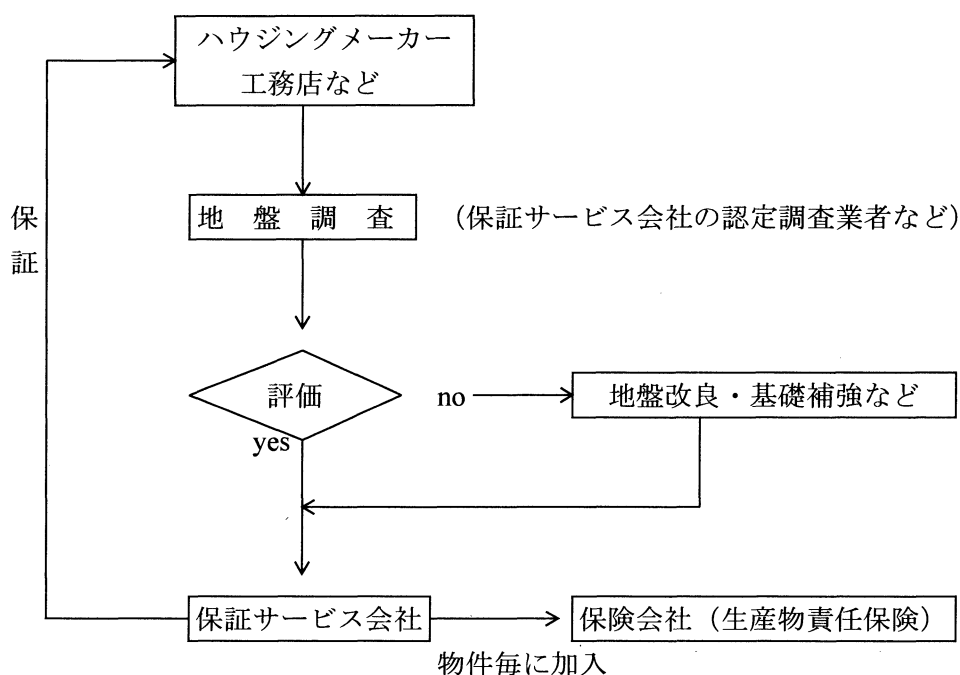


図 保証制度の流れの例

- ・現状では PL 法にもとづく生産物保証責任保険による制度が一般的であり、品確法を適用した場合十分な保証制度かどうか明確ではない。
- ・安価な調査費用を提示し顧客を確保するため、必要な調査が行われていない可能性がある。
- ・通常行われている地盤調査が簡易なものであり、本来不同沈下の判断は難しいため、必要以上に地盤改良・補強が行われている可能性がある。

以上述べたように品確法の趣旨を適用させた住宅地盤についての保証制度は、新たな検討が行われているものの、現状では今後の課題といえよう。早期に適切な制度が確立されることが望まれる。



## 宅地地盤調査マニュアル

---

発行日 平成14年3月

発行所 社団法人 全国地質調査業協会連合会  
〒113-0033 東京都文京区本郷2-27-18  
TEL 03-3818-7411 FAX 03-3818-7474  
URL <http://www.zenchiren.or.jp>

---