

# 大深度地下使用技術指針・同解説

平成30年3月

国土交通省 都市局都市政策課 大深度地下利用企画室

## はじめに

本資料は、「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」の対象事業に共通する技術的な事項について定め、事業者等関係者の技術的解釈を統一することにより大深度地下使用制度の適正かつ円滑な運用に資するために作成された。

本資料の作成にあたっては、平成10年に、国土庁から(財)先端建設技術センター及び(財)日本建築センターに、それぞれ、技術指針(案)のとりまとめ、高層建築物の実態調査等を依頼した。(財)先端建設技術センターには「大深度地下利用技術検討委員会」が設置され、2カ年にわたる検討を経て、平成12年6月に「大深度地下使用技術指針(案)・同解説」として公表した。その後、「大深度地下近接施工技術検討委員会」が設置され、大深度地下施設を近接して施工する場合の影響について検討を行った。

国土交通省においては、上記指針(案)・同解説に寄せられた意見等を踏まえるとともに、「大深度地下近接施工技術検討委員会」の検討成果及び「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法施行令」に係る国土交通省告示(平成13年3月23日)の内容を盛り込み、本資料を作成した。その後、平成30年3月に、内容について一部改訂を行った。

今後、本資料の活用により、事業者等関係者が共通の技術的基準のもとに、適正かつ円滑なる大深度地下利用が行われることを期待する。なお、本資料は、大深度地下利用状況等を踏まえ、今後も必要な修正を行っていく予定である。

最後に、「大深度地下利用技術検討委員会」及び「大深度地下近接施工技術検討委員会」の今田徹委員長(東京都立大学工学部土木工学科教授)及び各委員をはじめ、技術指針(案)の検討段階から本資料の作成に至る3カ年の過程でご協力をいただいた関係各位に深く感謝する。

- ・解説文中に配置した図表および参考資料は、 で囲っている。
- ・解説文中に配置した図表および参考資料では、他の資料等から引用したものに【参考】と標記している。
- ・解説文中に配置した図表および参考資料のうち【参考】の表記のないものは、本技術指針において独自に作成したものである。

# 目次

	頁
<b>第1章 総則</b> .....	1
1.1 目的 .....	1
1.2 技術指針の内容 .....	1
1.3 技術指針の適用範囲 .....	1
1.4 用語・記号の定義 .....	4
<b>第2章 大深度地下の特定方法</b> .....	6
2.1 大深度地下の定義と特定方法 .....	6
2.2 建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ .....	9
2.3 当該地下の使用をしようとする地点において通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤（支持地盤）のうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ .....	16
2.4 支持地盤の特定方法 .....	17
2.5 杭の許容支持力度の算定方法 .....	22
2.6 地盤の許容応力度の算定方法 .....	25
2.7 地盤調査 .....	27
<b>第3章 大深度地下施設の規模に応じた離隔距離</b> .....	32
3.1 大深度地下施設の規模に応じた離隔距離 .....	32
<b>第4章 大深度地下施設の耐力</b> .....	34
4.1 大深度地下施設の耐力 .....	34
4.2 土圧及び水圧 .....	36
4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模 .....	38
4.4 建築物による荷重の算定方法 .....	41
4.5 既存建築物等による荷重の算定方法 .....	44
4.6 建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域の建築物荷重の算定方法 .....	44
<b>第5章 大深度地下施設の設置に際し考慮すべき事項</b> .....	47
5.1 基本的な考え方 .....	47
5.2 地盤状況等を踏まえた工法の選択と適切な施工管理等の実施 .....	47
5.3 大規模掘削による地盤の変形 .....	48
5.4 建築物荷重による地盤の変形 .....	48
5.5 地震時の影響について .....	50
5.6 大深度地下施設に近接して施工する場合の対応 .....	53

# 第1章 総則

## 1.1 目的

本技術指針は、「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」(以下「大深度地下法」と略する。)の施行に際し、同法の対象事業に共通する技術的な事項について定め、技術的な観点から大深度地下施設と地上建築物等の間で相互に影響する事項を明確にし、事業者、土地所有者等関係者の技術的解釈を統一することにより大深度地下使用制度の適正かつ円滑な運用に資することを目的とする。

## 1.2 技術指針の内容

本技術指針においては、大深度地下法における大深度地下の定義等を踏まえ、技術的な観点から必要な事項について定める。具体的には、以下の項目について定める。

- ・大深度地下の特定方法
- ・大深度地下施設の規模に応じた離隔距離
- ・大深度地下施設の耐力
- ・大深度地下施設の設置に際し考慮すべき事項

## 1.3 技術指針の適用範囲

本技術指針においては、大深度地下法の対象事業に共通する技術的な事項について定める。したがって、これ以外の事項については、各事業毎に定められる基準、指針等による。

なお、本技術指針は、大深度地下施設としてトンネル径 15m 以内の単円シールドトンネルを対象とするものであり、これ以外の形状、工法及びこれを超える規模の場合は、本技術指針を参考に別途検討する必要がある。

また、本技術指針は、建築物の敷地として利用される土地の地下を対象としており、他の公共事業の用に供している土地の地下や他の法令の規定により制限のある土地の地下については、別途大深度地下法の定めるところによる。

### 【解説】

#### 1.1 目的

大深度地下の定義については、臨時大深度地下利用調査会答申(以下「答申」という。)(H10.5.27)において、「土地所有者等による通常の利用が行われない地下」として、具体的に提言された。大深度地下法においてもこれを踏まえ大深度地下の定義が行われている。

一方、大深度地下法の対象事業としては、電気、ガス、上下水道、道路、鉄道、河川等があるが、これらの事業については各事業の特性を踏まえた基準、指針等がそれぞれ制定されており、現在、地下施設の深度にかかわらず、それらにより、計画、調査、設計、施工、管理が実施されている。

しかしながら、大深度地下使用制度(以下「制度」という。)は、各事業に横断して適用される制度であり、技術的な事項についての判断が事業毎に異なれば、制度による円滑な事業の実施に混乱をきたすこととなる。

また、個々の事業が制度の適用を受けることができるのか否かの基準が明確でなければ制度の適用を前提とした事業計画の立案も不可能である。

したがって、本技術指針においては、制度を運用する際に、各事業で統一して運用すべき技術的事項について定める。

これにより、円滑な制度の運用に資するとともに、大深度地下施設、地上建築物等に相互に影響する事項についても技術的に明確にし、事業者、土地所有者等関係者の技術的解釈を統一することにより適正な制度の運用に資する。

## 1.2 技術指針の内容

大深度地下の特定方法は、どの事業においても統一して運用されるべきものであり、「第2章 大深度地下の特定方法」において定める。

また、大深度地下に施設が設置されたとしても、大深度地下施設の規模等によっては、大深度地下施設、地上建築物の建設に相互に支障をきたす可能性もあり、これについて、適切に対処する必要があるため、「第3章 大深度地下施設の規模に応じた離隔距離」と「第5章 大深度地下施設の設置に際し考慮すべき事項」において定める。

さらに、大深度地下は、通常の利用が行われない地下ではあるが、大深度地下施設の破壊・損傷防止等のためには、制度において前提としている地上建築物等に対して十分な耐力を有する必要があるため、「第4章 大深度地下施設の耐力」において定める。

大深度地下のどのような位置にどのような耐力をもつ施設を設置するかということは、地上を利用する土地所有者等から見れば、地上部にどのような建築物が建設可能かを規定するものであり、この技術的解釈を具体的、客観的に定めることにより、事業者、土地所有者等関係者の技術的解釈が統一され、適正な制度の運用が可能となる。

## 1.3 技術指針の適用範囲

大深度地下を使用する事業は、電気、ガス、上下水道、道路、鉄道、河川等多岐にわたるが、これらについてはそれぞれ施設の特性を踏まえた基準、指針等が制定されている。例えば、トンネル径については事業によってそれぞれ異なり、また、管路内に空洞部分をもつもの、充填するものなど構造についてもそれぞれ異なる。

したがって、本技術指針においては、「1.2 技術指針の内容」に定めるとおり、各事業において、統一して運用すべき事項について定め、これ以外の項目については、表-1.1 に示すような、各事業毎に定められている基準、指針等により対応することとなる。

なお、本技術指針は、現在、都市部の地下を掘削する場合に一般的となっているシールド工法によるトンネル建設を前提としており、他の工法による場合（例えば都市部山岳工法等）は、本技術指針を参考に別途検討する必要がある。

対象としているトンネルは現状で最大規模の径 15m 以内の単円シールドトンネルを想定しており、これ以外の規模・形状のものについては別途検討する必要がある。

また、公共施設については、高架橋等の橋梁基礎、地下施設等様々な種類のものがあり、発生させる荷重も様々であることから、大深度地下施設との影響を別途検討する必要がある。

制度では、事前に事業間調整等を行うこととしており、これにより、公共施設について対応するこ

とになる。

本技術指針は、現在の最新の知見、既存の理論等をもとに検討し構成しているが、今後の大深度地下に対する研究の進展、実績の積み重ねにより、経済的、かつ、効率的な大深度地下の利用が可能となることも想定され、その場合、本技術指針についても新たに得られる知見を導入する必要がある。

また、制度により設置される大深度地下施設に支障が生じないように、地上建築物には制限がかかることとなるが、制度において前提としている建築物は現行最大規模の建築物であり、制限が課されるとしても通常の建築物の建設は支障なく実施できる。さらに、制度において前提とする規模を超えるものについても、一切、建設不可能となっているわけではなく、大深度地下施設への影響を検討して、建設の可否を判断することとなる。

【各事業における代表的な基準、指針等】

表-1.1 各事業における代表的な基準、指針等

事業	技術指針・マニュアル等
電気	電気設備に関する技術基準（経済産業省）
ガス	ガス工作物技術基準（経済産業省）
上水道	水道施設設計指針（日本水道協会） 水道維持管理指針（日本水道協会） 水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会）
道路	道路トンネル技術基準・同解説（日本道路協会） シールドトンネル設計・施工指針（日本道路協会） 道路橋示方書・同解説（日本道路協会）
鉄道	鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル （鉄道総合技術研究所）
河川	河川・砂防技術基準（国土交通省）
下水道	下水道施設計画・設計指針と解説（日本下水道協会）
その他	トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説（土木学会） 日本工業規格（JIS）（日本工業標準調査会）

なお、本技術指針では、重力単位系と SI 単位系の換算にあたっては、 $10\text{N}=1\text{kgf}$ （ $10\text{kN}=1\text{tf}$ ）とした。

#### 1.4 用語・記号の定義

本技術指針に用いる用語の定義は次のとおりとする。

用語	定義
・トンネル径、D	トンネルの外径
・支持地盤の上面	特定された支持地盤の上側の境界面
・中間支持地盤	特定された支持地盤の直下に支持地盤足り得ない地盤が存在するような場合の支持地盤
・仮設構造物等	目的の構造物を築造する過程で施工に必要となる構造物 例えば、作業用足場や掘削山留め壁、支保工等
・地中連続壁	地中に安定液を用いて孔壁の崩壊を防ぎながら溝状の孔を掘削し、この中に鉄筋かごを建て込んだ後、トレミー管によりコンクリートを打設して 築造される鉄筋コンクリート壁
・柱列式連続壁	原地盤を固化材で置換又は原地盤と固化材を攪拌混合した柱体に形鋼等の芯材を挿入した壁体
・山留め壁長	根入れ長も含んだ、山留め壁の長さ
・山留め壁の根入れ長	開削工事において、ボーリングや盤ぶくれに対する掘削底面安定を確保するために必要となる、掘削底面以深の山留め壁長さ
・直接基礎	基礎スラブからの荷重を直接地盤に伝える形式の基礎
・杭基礎	基礎スラブからの荷重を、杭を介して地盤に伝える形式の基礎
・場所打ち杭	あらかじめ地盤中に削孔された孔内に、鉄筋かごを挿入したのちコンクリートを打設することによって、現場において造成される杭
・拡底杭	先端部を杭軸径の1.4～1.8倍の円錐状となるよう拡大した場所打ち杭
・埋込み杭	既製の杭体を、ほぼその全長にわたって地盤中に埋め込むことによって設けられる杭
・打込み杭	既製の杭体を、ほぼその全長にわたって地盤中に打ち込み又は押し込むことによって設けられる杭
・地盤の許容応力度	地盤の極限応力度すなわち支持し得る最大荷重度を安全率で除した値 なお、本技術指針では、長期の場合を考える
・杭の許容支持力	杭の極限支持力すなわち支持し得る最大荷重を安全率で除した値 なお、本技術指針では、長期の場合を考える

用語	定義
・基礎底深さ	建築物の基礎スラブ下面の深さ 杭基礎の場合も、杭先端深さではなく建築物の基礎スラブ下面の深さ
・排土重量	掘削して取り除いた土の重量
・ $\gamma_e$	排土重量算定時の土の単位体積重量。地下水位以上では土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )
・大深度地下施設の規模に応じた離隔距離	周辺地盤が影響を受ける範囲に応じた大深度地下施設と建築物等との離隔距離（大深度地下施設の大きさ等によって異なる）
・地下室建設のために基礎底面から隔てる必要のある距離（離隔距離）	地下室建設のための山留め壁の根入れ長を考慮した基礎底面と大深度地下施設との離隔距離
・基礎ぐいの場合の支持地盤上面からの距離（離隔距離）	杭の根入れ長等を考慮した支持地盤上面と大深度地下施設との離隔距離
・杭基礎の支持地盤への根入れ	杭基礎の場合、杭は支持地盤上面より、支持地盤中にその直径の 1/2 倍～数倍程度貫入して設置される。この貫入部分の延長
・物理探査	地盤の「弾性波速度」や「電気比抵抗値」等の物理量を計測して、地盤の性質を調べる探査法
・リバウンド	地盤上に載荷重を加えると地盤は沈下するが、これを除去すると変位が回復する現象 ここでは、掘削等によりそれまで作用していた、自重が除荷されることによる地盤の突き上げ
・建築物荷重	建築物重量を建築物の載荷面規模で除した値
・建築物による荷重	建築物荷重が地盤に作用したときに、地中での応力分散等を考慮した、大深度地下施設の設計に用いる荷重

## 第2章 大深度地下の特定方法

### 2.1 大深度地下の定義と特定方法

大深度地下は、「土地所有者等による通常の利用が行われない地下」であり、通常の利用として建築物の地下室又は基礎ぐいの設置を考え、以下に示す①又は②のいずれか深い方以上の深さの地下が大深度地下とされている。

- ① 建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ (2.2)
- ② 当該地下の使用をしようとする地点において通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤(支持地盤)として政令で定めるもののうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ (2.3)

支持地盤の位置を特定することにより、①又は②のいずれか深い方を求め、大深度地下が特定される。

#### 【解説】

### 2.1 大深度地下の定義と特定方法

大深度地下の定義は、答申において具体的に提言されており、大深度地下法もこれを踏まえている。

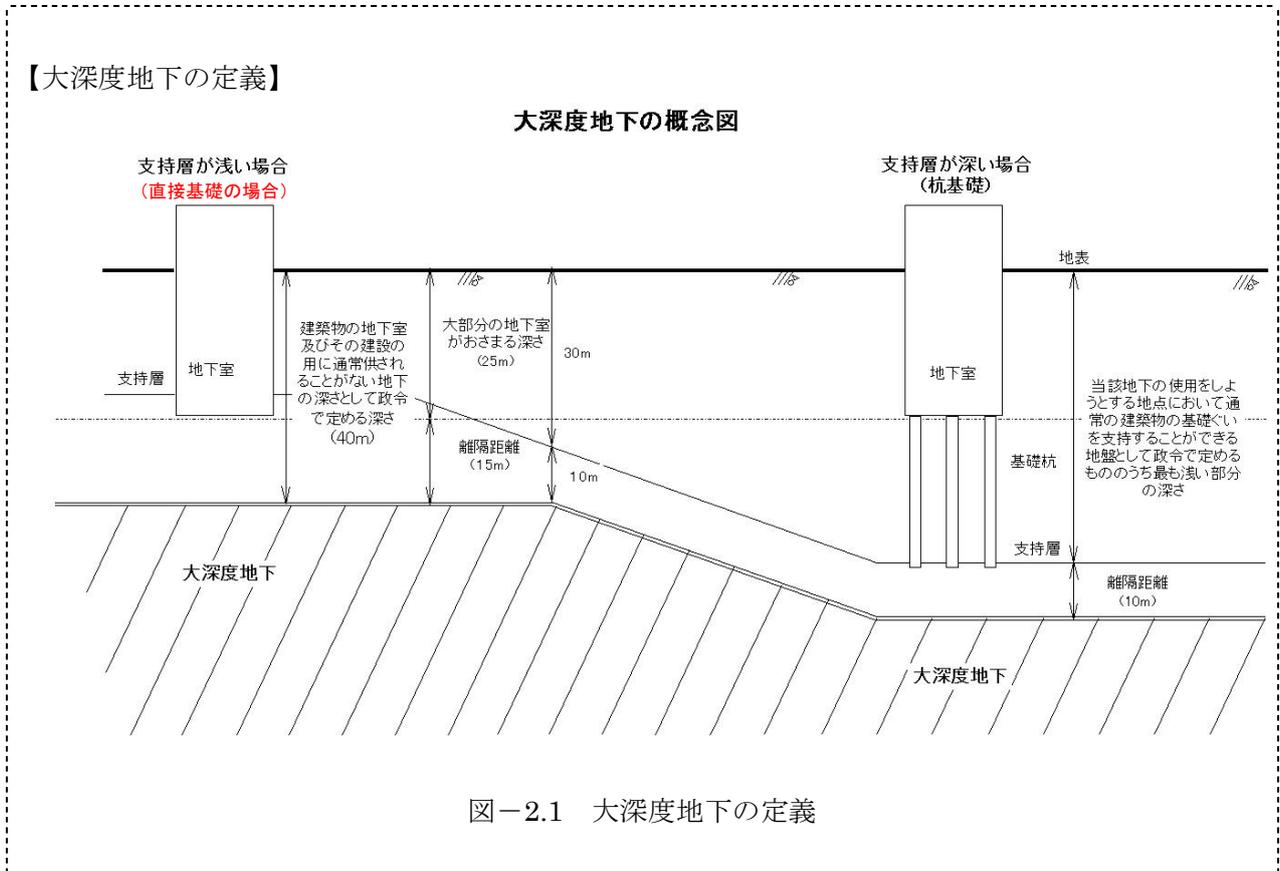
大深度地下は、答申において「通常の利用が行われない地下」と定義されており、建築物としての地下利用を「通常の利用」としている。建築物の他にも地下を利用する形態としては、井戸、温泉井、観光施設等が考えられるが、大都市では一般化するとは考えにくく、通常の利用としていない。

建築物としての地下利用は、地下室としての利用と基礎としての利用が考えられ、それぞれの建築過程等も考慮し、大深度地下法では①「建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ」と②「当該地下の使用をしようとする地点において通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤として政令で定めるもののうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ」のうち、いずれか深い方以上の深さの地下を大深度地下と定義している。この政令で定める事項として、①の「政令で定める深さ」は地下40m、②の「基礎ぐいを支持することができる地盤」は杭の許容支持力度2500kN/m<sup>2</sup>を有する地盤、「政令で定める距離」として10mである。

したがって、大深度地下は、支持地盤が浅い場合(支持地盤上面が地下30mより浅い場合)は①によって地下40m以深と、支持地盤が深い場合(支持地盤上面が地下30m以深の場合)は②によって支持地盤上面から10m以深となる。

このため、大深度地下の範囲を特定するためには、支持地盤の位置を特定することが必要となる。ところで、②は杭基礎形式による建築物を前提としているものであるが、支持地盤が浅い場合には杭基礎形式だけでなく直接基礎形式が採用される場合もある。したがって、支持地盤が浅い場合には両方の基礎形式を想定し支持地盤を特定するものとする。なお、地下室としての利用は25m以浅としていることから、直接基礎形式を想定するのは支持地盤上面の位置が地下25m以浅の場合に限る。

これら杭基礎形式、直接基礎形式の場合の支持地盤の特定方法については、「2.4 支持地盤の特定方法」において定める。図-2.1 に大深度地下の定義を示す。なお、支持層が浅い場合は、直接基礎の場合として図示している。



大深度地下は、地盤条件等から一義的に定まるものである。具体的には図-2.2 のフロー図に示すように、まず、支持地盤を特定し、この深さにより、大深度地下を特定する。

なお、支持地盤が中間支持地盤の場合には、十分な支持力を有するかどうかについて考慮する必要がある。

このフロー図の上半分は、大深度地下を特定するためのフロー図であり、下半分は、大深度地下施設と地上建築物等とが相互に支障を及ぼさないように、施設の規模等に応じて隔てる必要のある距離（離隔距離）等を定めるフロー図である。

第2章では、フロー図の上半分の大深度地下の特定方法について定めている。

大深度地下は、地盤調査から求めたデータをもとに、本技術指針により一義的に定まるが、これは、通常利用されない地下空間としての大深度地下の範囲を定めるものであり、大深度地下施設が非常に大規模なものである場合等、大深度地下に施設が存在したとしても、地上部の建築物との間で相互に支障が生じる場合があり、これについては、別途第3章及び5章で定める。

【大深度地下の特定から地下施設位置の特定までのフロー】

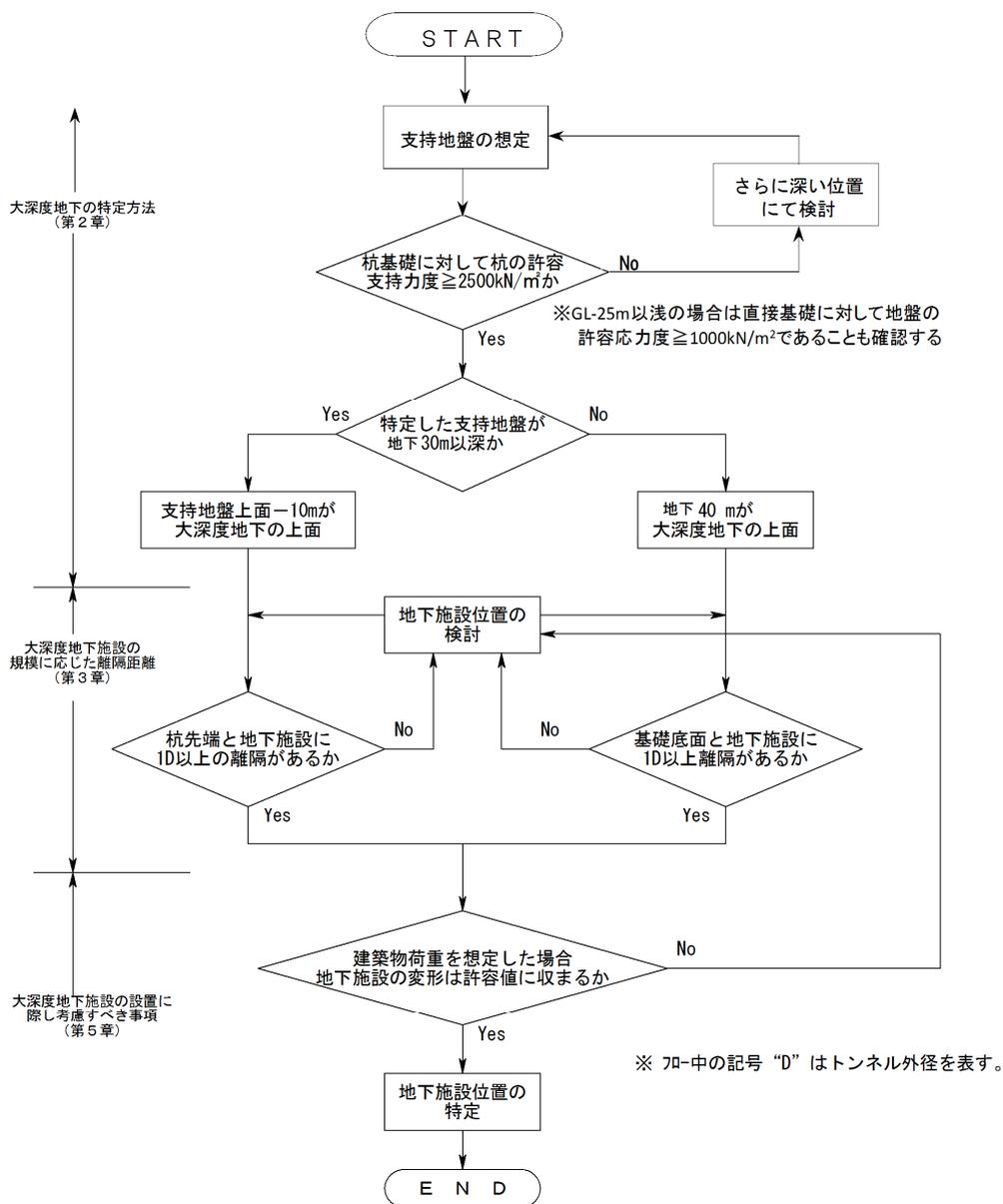


図-2.2 大深度地下の特定から地下施設位置の特定までのフロー

## 2.2 建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ

「建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ」は、地下室の用に通常供されることがない地下の深さ 25m に、地下室建設のために基礎底深さから隔てる必要のある距離（離隔距離）15m を加えた、地表より 40m である。

### 【解説】

#### 2.2 建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ

「建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さとして政令で定める深さ」は、地下室の深さに、建築物の基礎底深さから山留め壁等の仮設構造物の建設に支障が生じないように隔てる必要のある鉛直方向の距離（離隔距離）を加えたものから決定する必要がある。

なお、支持地盤が浅く、かつ、硬い地盤が深さ方向に連続している場合には、「建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さ」を基準として大深度地下の範囲を特定できる。しかしながら、浅い支持地盤が中間支持地盤である場合には、大規模な地下室では支持地盤を突き抜けることや支持地盤下の地盤沈下等も考えられることから、その層が直接基礎の支持地盤として採用できるかどうか、また、それより深い層を杭基礎として利用する可能性があるかどうかなど、必要に応じ検討を行うものとする。

#### ・地下室の用に通常供されることがない地下の深さ

答申においては、地下室の深さとして、既存の最大規模の地下室を想定している。最も土地利用が稠密である東京都においても、表-2.1 に示すとおり、既存の建築物の 99.9%以上が地下4階の規模におさまること、一般的に地下階の階高は3~4m であるが、余裕を見て5m と仮定し、これに基礎スラブの厚さ等を加えても25m の規模におさまることから、建築物の地下室としての利用を建築物の基礎底深さにおいて地表から25m までとしている。

【東京都における地下室の階層分布】

表-2.1 東京都における地下室の階層分

	東京都				東京都区部			
	建築物数	各階割合 (%)	累積数(C)	累積割合 (%)	建築物数	各階割合 (%)	累積数	累積割合 (%)
地下1階	62,328	88.57(37.24)	62,328	88.57[95.19]	52,779	87.79(37.21)	52,779	87.79[94.83]
”2階	6,445	9.16(3.85)	68,773	97.73[99.05]	5,826	9.69(4.11)	58,605	97.48[98.93]
”3階	1,084	1.54(0.65)	69,857	99.27[99.69]	1,018	1.69(0.72)	59,623	99.18[99.65]
”4階	364	0.52(0.22)	70,221	99.79[99.91]	349	0.58(0.25)	59,972	99.76[99.90]
”5階	104	0.15(0.06)	70,325	99.93[99.97]	99	0.16(0.07)	60,071	99.92[99.97]
”6階	34	0.05(0.02)	70,359	99.98[99.99]	34	0.06(0.02)	60,105	99.98[99.99]
”7階	7	0.01(0.00)	70,366	99.99[100]	7	0.01(0.00)	60,112	99.99[100]
”8階	5	0.01(0.00)	70,371	100[100]	5	0.00(0.00)	60,117	100[100]
計	70,371(B)	100(42.05)	—	—	60,117	100(42.38)	—	
参考：地上 4階以上の 建築物数	167,360(A)				141,856			

注1：東京都は、稲城市及び島部を除く。

注2：建築物は、建築基準法における建築物である。また、一般住宅は除く。

注3：表中の各階割合の( )の値は、地上4階以上の建築物数で割った値である。

注4：累積割合の[ ]の値は、地上4階以上の建築物数から各地下階を有する建築物数を引いた値を、地下階を持たない建築物数として仮定し、これを含めた累積数を地上4階以上の建築物で割った値である。

$$\frac{\text{地上4階以上の建築物数A} - \text{地下階を有する建築物数の計B} + \text{各地下階を有する建築物累積数C}}{\text{地上4階以上の建築物数A}}$$

資料：「東京消防庁統計書（東京消防庁）」（平成28年12月末現在）をもとに国土交通省作成

なお、地中連続壁工法等により地下70m程度の掘削の実績があることを考えれば、より深い地下室の建設は技術的には可能であるが、地下階は地上階を建設するより費用がかかること、深い地下室を建設する場合には高い地下水圧が作用するため費用がさらに増えること、人間の居住空間としては好まれないため用途が限られること、地下室の床面積も原則として建築物の容積率に含まれること等から、今後さらに深い地下室が多数設置される可能性は低いと考えられる。

また、建築物の基礎底深さが25m以深である建築物の地下利用用途は、地域冷暖房プラント等の公共施設を併設しているものがほとんどであり、公共施設を設置する要請から地下深くを建築物の建設に併せて利用している。図-2.3に示すとおり、地下掘削深さが深いものほど公共施設が併設される傾向がある。

建築物内に設置する地域冷暖房プラント等については、そのプラントの床面積は容積率に含まれないこと、税制、融資、補助の面で優遇措置があること、また、条例等で、再開発地区等への導入を進

めていること等から、これらの施設は、建築物の設置に併せて、地下に設置される可能性はあるが、制度においては、使用権の設定に先立って、事前の事業間調整等が行われるので、これらの施設についても考慮されることとなる。

### 【地下室規模と建築物】

平成 12 年の改正以前の建築基準法第 38 条の規定に基づき、建築評定を受けた建築物で、地下 5 層以上の地下室をもつ建築物、軒高 150m 以上の建築物のうち、基礎底深さが 20m を超えるものについての地下室規模と建築物数は次のとおりである。

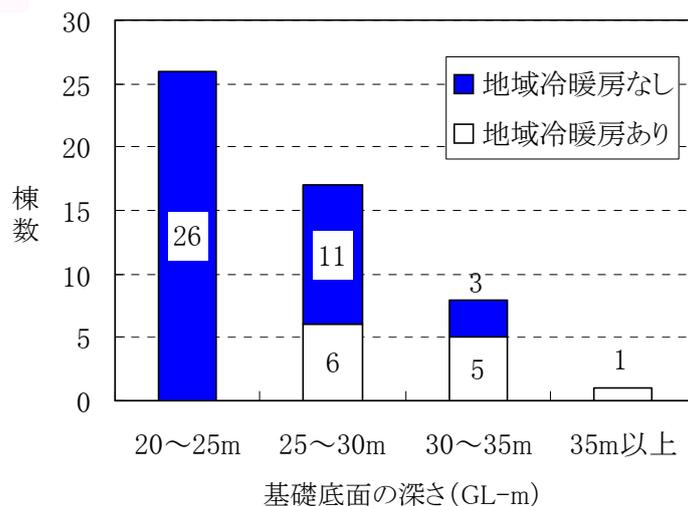


図-2.3 基礎底深さと建築物数

注：（一財）日本建築センターの建築評定を受けた建築物のうち、軒高 150m 以上の建築物及び 5 層以上の地下階をもつ建築物で基礎底深さが 20m 以深のものについて整理

資料：（一財）日本建築センター性能評価シート(ビルディングレター)をもとに国土交通省作成

・地下室建設のために基礎底深さから隔てる必要のある距離(離隔距離)

建築物の基礎底深さを地下 25m とした場合、地下掘削に伴う山留め壁の根入れがどの程度必要かということについては、表-2.2 に示すように、地下水位を GL-10m、 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$  と仮定し検討しており、掘削底面のボーリング、パイピング等のそれぞれの破壊現象(表-2.4 参照)を防止するために必要な根入れ長及び地盤改良深さから離隔距離 15m としている。これより、地表より 40m 以深では、建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない。

【25m 級地下室建設に必要な山留め壁根入れ長について】

表-2.2 根入れ長等計算結果

	地盤改良を行わない場合		地盤改良を行う場合	
	ボーリング (Terzaghi)	パイピング	盤ぶくれ (摩擦抵抗考慮)	パイピング
根入れ長 (m)	14.1	7.5	3	7.5
掘削深さ (m)	25	25	25	25
地盤改良厚 (m)	0	0	11	0
地盤改良を含む 最下端の深さ (GL-m)	39.1	32.5	36	32.5

・地下室規模と必要離隔距離の概算

25m級の地下室を建設する際の山留め壁長を求めることにより、必要離隔距離を概算した。概算にあたっては、次の事項を仮定した。

- ・土質は砂礫とする (湿潤単位体積重量  $\gamma_t = 18\text{kN/m}^3$ 、水中単位体積重量  $\gamma_{t'} = 8\text{kN/m}^3$ )
- ・地下水低下工法等の施工実績より、地下水位は地表面下 10 m (GL-10 m) とする。
- ・ボーリングの安全率は 1.5、パイピングのクリープ比は 2.0、盤ぶくれの安全率は 1.1 とする。

「トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 (土木学会 平成 28 年)」によれば、掘削底面の破壊現象としては、ボーリング、盤ぶくれ、パイピングが挙げられるが、砂礫地盤を想定すると、

- 1) 根入れ先端部掘削面側の地盤改良をしない場合→ボーリング、パイピングが発生する可能性がある
- 2) 根入れ先端部掘削面側の地盤改良をする場合→盤ぶくれ、パイピングが発生する可能性がある

山留め設計施工指針(日本建築学会 平成 14 年)等の各種指針においても、根入れの算出方法が定められているが、今回の算出方法はそれぞれの指針とも矛盾しないものである。

【各基準・指針等における山留め壁の根入れ長の算出方法】

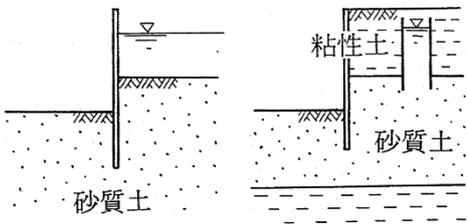
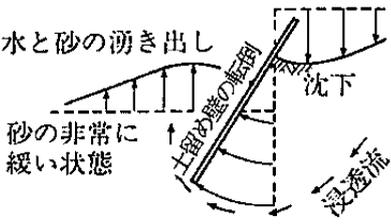
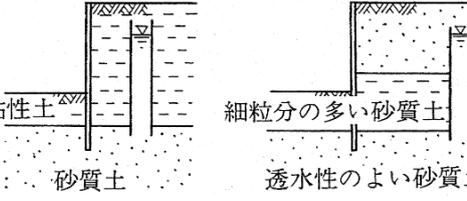
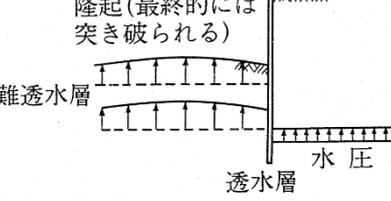
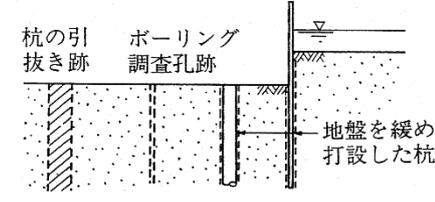
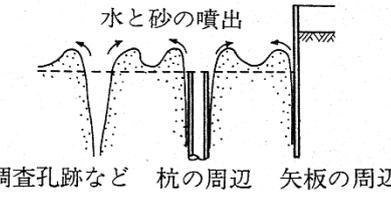
各基準・指針において基本的な算定法が定められており、根入れ長の決定要因は、主に砂質土ではボーリング、粘性土では盤ぶくれによる。ただし、ボーリングの検討では、各基準ごとにその安全率の取り方に、 $F_s=1.2\sim 1.5$  と幅がある（表-2.3 参照）。

表-2.3 各基準・指針等のボーリングの安全率

安全率	各基準・指針等
1.2	<ul style="list-style-type: none"> <li>山留め設計施工指針（日本建築学会 平成 14 年）</li> <li>仮設構造物設計基準（首都高速道路株式会社 平成 19 年一部改訂）</li> <li>トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説（土木学会 平成 28 年）</li> </ul>
1.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>共同溝設計指針（日本道路協会 昭和 61 年）</li> <li>鉄道構造物等設計標準・同解説—開削トンネル（鉄道総合技術研究所 平成 13 年）</li> </ul>
特に明記せず	<ul style="list-style-type: none"> <li>大深度土留め設計・施工指針（案）（先端建設技術センター 平成 6 年）</li> </ul>
山留め形状に関する補正係数を考慮して安全率を算出する	<ul style="list-style-type: none"> <li>道路土工仮設構造物工指針（日本道路協会 平成 11 年）</li> </ul>

【参考】掘削底面の破壊現象

表-2.4 掘削底面の破壊現象

分類	地盤の状態	現象
ボイリング	 <p>砂質土</p> <p>粘性土</p> <p>砂質土</p> <p>地下水位の高い砂質土の場合、土留め工付近に河川、海等地下水の供給源がある場合。</p>	 <p>水と砂の湧き出し</p> <p>砂の非常に緩い状態</p> <p>土留め壁の転倒</p> <p>沈下</p> <p>浸透流</p> <p>遮水性の土留め壁を用いた場合、水位差により上向き浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように湧き上がり、掘削底面の土がせん断抵抗を失い、土留め工の安定性が損なわれる。</p>
盤ぶくれ	 <p>粘性土</p> <p>砂質土</p> <p>細粒分の多い砂質土</p> <p>透水性のよい砂質土</p> <p>掘削底面付近が難透水層、水頭の高い透水層の順で構成されている場合、難透水層には粘性土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる。</p>	 <p>隆起(最終的には突き破られる)</p> <p>難透水層</p> <p>透水層</p> <p>水圧</p> <p>難透水層のため上向き浸透流は生じないが、難透水層下面に上向き水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は掘削底面が浮き上がり、最終的には難透水層が突き破られ、ボイリング状の破壊に至る。</p>
パイピング	 <p>杭の引抜き跡</p> <p>ボーリング調査孔跡</p> <p>地盤を緩めて打設した杭</p> <p>ボイリング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちができてやすい状態がある場合、人工的な水みちとして上図に示すものがある。</p>	 <p>水と砂の噴出</p> <p>調査孔跡など 杭の周辺 矢板の周辺</p> <p>地盤の弱い箇所の細かい土粒子が浸透水によって洗い流され、土中に水みちが形成され、それが順次上流側におよび粗い粒子をも流し出し、水みちが拡大する。最終的にはボイリング状の破壊に至る。</p>

資料：トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 (土木学会 平成 28 年) の表を一部抜粋

図-2.4、2.5 に基礎底深さ 25m を超える建築物について、掘削深度と山留め壁長・根入れ長の関係を示す。

【掘削深度と山留め壁の関係】

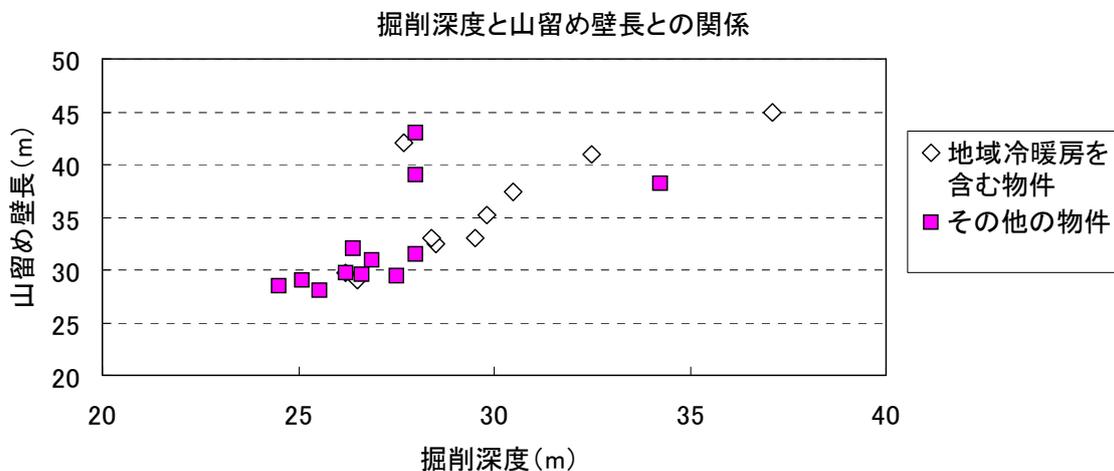


図-2.4 掘削深度と山留め壁長との関係

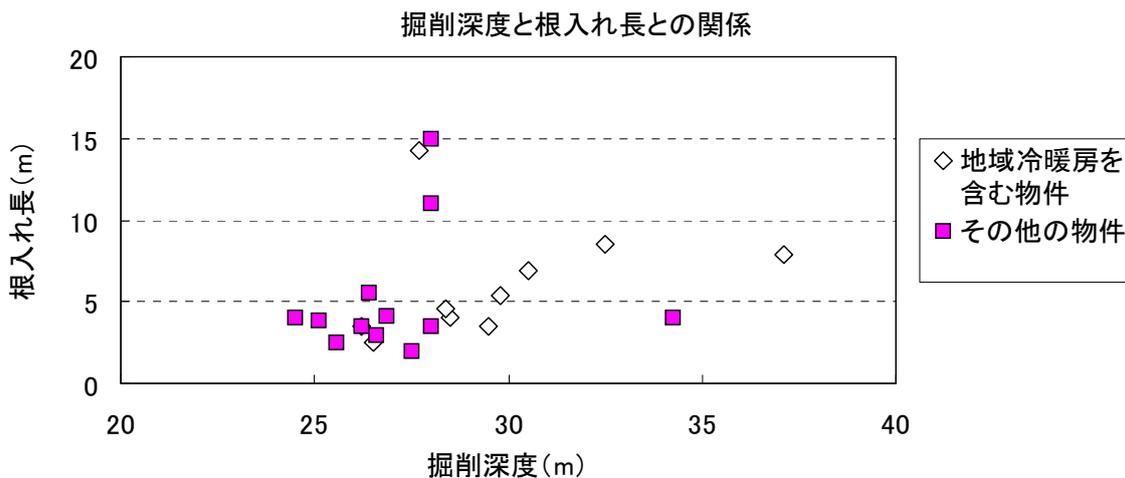


図-2.5 掘削深度と根入れ長との関係

注 1：掘削深度については施工 GL からの深度とすることを原則としたが、不明の場合、設計 GL からの深度とした。

注 2：(財) 日本建築センターの建築評定を受けた建築物のうち、軒高 150m 以上の建築物及び 5 層以上の地下階をもつ建築物で掘削深度 25m 以深のものについて整理した。

資料：(一財) 日本建築センター性能評価シート(ビルディングレター)をもとに国土交通省作成

計算上は 25m 掘削する場合には、15m 程度の根入れをもつ山留め壁が必要であるが、事例においては、掘削深度が 25m を超えるのものであっても、根入れ 5m 程度のものが多く、地表より 40m の距離があれば事実上 30m 程度の大規模掘削も可能となっている例が多い。

これは、試算は緩い砂質地盤を仮定して実施しているが、実際には、深い地下は硬く締まった地盤

であり、かつ、ディープウェル等の排水工法を補助工法として採用し、山留め壁長を短くしている事例が多いからである。

制度においては、使用権が設定される事業区域上面以深に対し、山留め壁等の掘削制限を設けるが、地下 40m 以深の山留め壁の設置を制限したとしても、25m を超える地下利用は可能であり、大深度地下施設への支障の有無を判断した上で 25m を超える掘削も可能である。

### **2.3 当該地下の使用をしようとする地点において通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤（支持地盤）のうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ**

「通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤（支持地盤）のうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ」は、支持地盤上面の深さに一定の距離 10m を加えた深さである。

#### **【解説】**

### **2.3 当該地下の使用をしようとする地点において通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤（支持地盤）のうち最も浅い部分の深さに政令で定める距離を加えた深さ**

既存の超高層ビルも含めて、建築物を支持する地盤（支持地盤）より下では、基礎の設置が行われない。したがって、この支持地盤を特定し、その支持地盤に対する杭の根入れと施工に伴う振動等の物理的な干渉を避けるために必要な距離（離隔距離）を隔てた深さが、通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤のうち最も浅い部分の深さに離隔距離を加えた深さとなる。

杭の先端等から必要な離隔距離を定めるのが一般的ではないかと考えることもできるが、定義において支持地盤上面から離隔距離を定めているのは、杭の場合、杭径やその他の要因により杭の先端位置を一義的に定めるのが難しいからであり、客観的に定めることのできる支持地盤の上面から離隔距離をとることとしている。

場所打ち杭の場合、支持地盤への杭の根入れについては、支持地盤中に 1.0m かつ杭径の 1/2 以上貫入した場合にその先端N値を採用できること（建築構造設計指針：東京都建築士事務所協会 平成 22 年）となっており、実績で最大規模の拡底径 4m の杭を考えると、2m 程度の根入れがあれば先端N値を採用できることとなる。

さらに、ハンマーの打撃エネルギーにより根入れ量を算定する打ち込み杭、 $2d$  ( $d$ :杭径) の根入れを必要とする埋め込み杭の場合においても、使用される杭の大きさ (1m 程度) から見れば、場所打ち杭の根入れ量を超えるものではない。

また、杭の施工においては、支持地盤を損傷しないこと、大都市では周辺への振動、騒音等の被害が生じないようにすること等から、柱状に掘削した部分をコンクリートで置き換える静的な杭打設工法（場所打ち杭）が採用されている。

このような工法においても、杭の着底面から下方の地盤を乱さないことが前提となっていることを考えれば、既存の大深度地下施設と物理的な干渉を避けるためには数m程度の離隔距離がさらに必要である。よって、支持地盤の上面からの離隔距離については 10m とする。

したがって、杭基礎の場合の、通常の建築物の基礎ぐいを支持することができる地盤の最も浅い部分の深さに離隔距離を加えた深さは、支持地盤上面までの深さに 10m を加えた深さとする。

2.2において地下40m以深を「建築物の地下室及びその建設の用に通常供されることがない地下の深さ」としていることを考えれば、杭基礎の場合には支持地盤位置が地下30m以浅の場合には地下40m以深が大深度地下となり、支持地盤位置が地下30m以深の場合は支持地盤上面より10m以深が大深度地下となる。

なお、支持地盤が中間支持地盤である場合には、杭先端のパンチング破壊や、支持地盤下の地盤の沈下等によりさらに深い支持地盤を利用することもあることから、これらの可能性について必要に応じ検討を行うものとする。

#### 2.4 支持地盤の特定方法

支持地盤は、建築物の基礎ぐいの許容支持力度が $2500\text{kN/m}^2$ 以上を有する地盤であり、原則として、当該地盤のN値が50以上であることにより判断してよい。また、支持地盤は、建築物及び基礎ぐいの根入れに必要な厚さを有するとともに、建築物荷重に対し地盤が十分な強度となるような厚さを有しなければならない。

なお、上記で算定された支持地盤がGL-25mより浅い場合は、直接基礎が採用される場合も想定し、地盤の許容応力度 $1000\text{kN/m}^2$ でも支持地盤を確認するものとする。

杭の許容支持力度は2.5に、地盤の許容応力度は2.6に算定方法を記述している。

また、当該地域において、支持地盤が中間支持層である場合には、これに配慮し必要な検討を行うものとする。

#### 【解説】

#### 2.4 支持地盤の特定方法

我が国の大都市の多くは、軟弱な地盤から構成されている沖積平野に展開しており、建築物は、地下の良好な地盤を選択して基礎を設置している。

代表的な基礎の種類としては、荷重を基礎スラブの底面から地盤に直接伝える直接基礎と、杭により地盤に伝達する杭基礎の2種類がある。一般的には、支持地盤が浅い場合には直接基礎形式または杭基礎形式、支持地盤が深い場合には、杭基礎形式が採用されている。

建築基準法施行令第38条にも定められているように基礎の底部（基礎ぐいを使用する場合にあっては、当該基礎ぐいの先端）は、良好な地盤に達していなければならない、この良好な地盤を通常、支持地盤という。例外的に摩擦杭で設計されるものもあるが、通常、その支持地盤に直接基礎を設置するか又は杭基礎の先端を貫入させるのが一般である。

【参考】建築基準法施行令

(基礎)

第 38 条 建築物の基礎は、建築物に作用する荷重及び外力を安全に地盤に伝え、かつ、地盤の沈下又は変形に対して構造耐力上安全なものとしなければならない。

2 建築物には、異なる構造方法による基礎を併用してはならない。

3 建築物の基礎の構造は、建築物の構造、形態及び地盤の状況を考慮して国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものとしなければならない。この場合において、高さ 13 メートル又は延べ面積 3,000 平方メートルを超える建築物で、当該建築物に作用する荷重が最下階の床面積 1 平方メートルにつき 100 キロニュートンを超えるものにあつては、基礎の底部（基礎ぐいを使用する場合にあつては、当該基礎ぐいの先端）を良好な地盤に達することとしなければならない。

4 (以下略)

支持地盤は、上部の建築物を支持できることが必要であり、上部建築物の規模により要件は異なるが、答申においては、「建築物の建設により増加する荷重が 300kN/m<sup>2</sup> 程度の建築物の基礎として利用可能な強度をもつ支持地盤」としている。

高層ビルに代表される大規模な建築物は、通常、地下室を設置しており、その地下室の設置による排土重量と建築物の荷重とを相殺した荷重が建築物の建設により増加するものとして、増加荷重を定めている。

既存の建築物のほとんどは、増加荷重 300kN/m<sup>2</sup> の範囲におさまっている。これらの建築物は、東京ではいわゆる東京礫層、大阪では天満層等を支持地盤としており、この支持地盤から適切な離隔距離を得た空間では、建築物の基礎の設置のための利用が通常行われなないといえる。

大深度地下を特定するためには、この支持地盤を特定する必要がある。表-2.5 に示すように各種技術基準、指針等においては、粘性土ではN値 $\geq$ 20、砂質土ではN値 $\geq$ 30 以上の地盤を目安としているものが多いが、具体的に支持地盤の要件を定めたものはほとんどない。

【各種基準、指針等における支持地盤の表記】

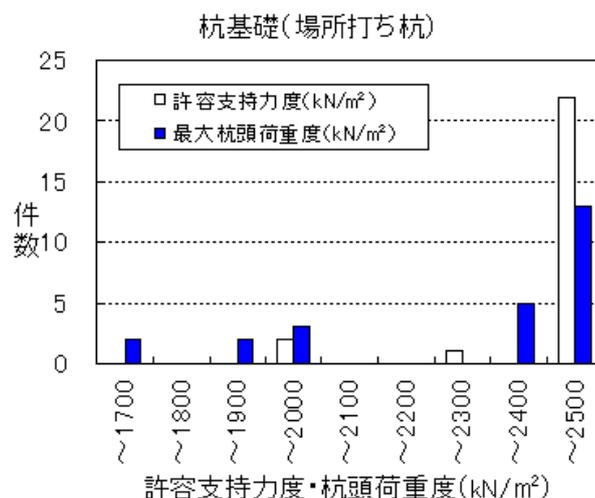
表-2.5 基準・指針等に示されている支持地盤に関する表記

No.	設計分野	名称	制定・編集機関	発行年月	支持地盤の定義等
1	道路橋	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編	日本道路協会	2017.11	・粘性土：N値 $\geq 20$ 、ないし $qu \geq 0.4N/mm^2$ ・砂質土：N値 $\geq 30$
2	道路橋	設計要領第二集	東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社	2016.8	・粘性土：N値 $\geq 20$ 、砂質土：N値 $\geq 30$ 。 ・杭の場合、支持地盤層厚は杭先端より杭基礎を仮想ケーソンと考えた最小幅の3倍以内に軟弱層が存在する場合は、薄層支持の杭としての検討が必要。 ・先端地盤強化型場所打ち杭工法では、厚さ5m以上のN値 $\geq 30$ の層が必要。
3	道路橋	調査要領	東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社	2016.8	・良質な支持層は、粘性土：N値 $\geq 20$ 、砂質土：N値 $\geq 30$ 。 ・支持層確認後に、以下に示す深度までボーリングを実施する。 地表から5m未満：土砂10m、軟岩10m、硬岩で5m 地表から5m以深：土砂5m、軟岩5m、硬岩で3m
4	道路橋	橋梁構造物設計要領 [IV下部構造編]	首都高速道路株式会社	2015.6	・支持層の最小層厚は、杭先端より杭径の3倍程度必要とする。
5	道路橋	設計基準第2部 構造物設計基準（橋梁編） 第4編下部構造	阪神高速道路株式会社	2011.11	・砂層と砂礫層：N値 $\geq 30$ 、粘性土層：N値 $\geq 20$ 。 ・支持地盤の厚さが杭基礎を仮想ケーソンと考えたときの最小幅の1.5倍以下であれば、下層地盤の支持力及び沈下についての検討が必要。また、1.5倍ある場合でも3倍以内に軟弱層又は圧密層がある場合は、沈下の検討が必要。
6	道路・河川 構造物	地盤調査要領	東京都建設局	1999.4	・砂層と砂礫層：N値 $\geq 30$ 粘土層：N値 $\geq 20$ ( $qu \geq 400kN/m^2$ ) ・厚さは5m程度以上。
7	河川構造物	国土交通省河川砂防技術基準 調査編	国土交通省 水管理・国土保全局	2014.4	・ボーリング調査を行う深度について、 砂層と砂礫層：N値 $\geq 30$ 粘性土層：N値 $\geq 20$ 層厚：3~5m以上連続している ・支持層が沖積層の場合、沖積層全層で調査を行う。
8	鉄道構造物	鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物	鉄道総合技術研究所	2012.1	・直接基礎・ケーソン基礎・杭基礎・鋼管矢板基礎・連壁基礎の全てにおいて、砂、砂礫層の場合N値 $\geq 30$ の砂質土、N値 $\geq 20$ あるいは一軸圧縮強さが $600kN/m^2$ 以上の粘性土。 ・支持層の層厚は、直接基礎で3m以上かつ基礎幅の1/2以上で、その下の弱い土層（粘性土）がN値8以上の洪積層。ケーソン基礎・鋼管矢板基礎・連壁基礎では、下層に対して沈下等の影響を及ぼさない十分な層厚（一般的なケーソン基礎の場合では、5m以上かつ基礎幅の1/2以上）。杭基礎においては、杭先端からの地盤内応力が下層に対して沈下等の影響を及ぼさない層厚（大口径を除く一般的な杭基礎の場合、5m以上）。
9	建築	建築構造設計指針	東京都建築士事務所協会	2010.6	・基礎は東京礫層や土丹層等の堅固な地層に支持させることを条件とする。

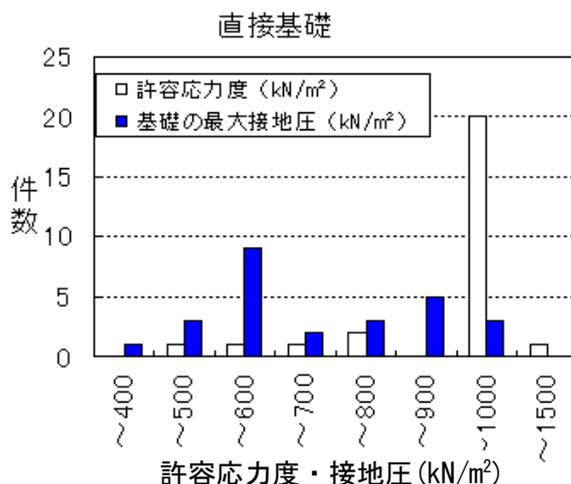
資料：各種基準、指針等をもとに国土交通省作成

しかし、図-2.6に示すとおり、既存の超高層ビルを含め高層建築物のほとんどすべてが、杭基礎形式では杭の許容支持力度 $2500kN/m^2$ を上限として採用しており、このような地盤より下の空間には、どのような基礎も設置されていない。また、行政指導により場所打ち杭の許容支持力度に制限を設けている例もあり、東京、大阪等においては、杭の許容支持力度の上限を $2500kN/m^2$ としている（建築構造設計指針：東京都建築士事務所協会 平成22年、建築基準法構造関係規定取扱集：大阪建築士事務所協会 平成16年）。また、図-2.7に示すとおり直接基礎の形式では基本的に地盤の許容応力度 $1000kN/m^2$ を上限として採用している。許容応力度を $1500kN/m^2$ としている建築物においても、発生させる最大接地圧は $1000kN/m^2$ 未満となっている。

【建築物基礎の選択している地盤の許容応力度と杭の許容支持力度】



図一2.6 杭基礎（場所打ち杭）の建築物の選択している杭の許容支持力度



図一2.7 直接基礎の建築物の選択している地盤の許容応力度

注 1：三大都市圏に立地する高層評定にかけられた建築物のうち、軒高 150m 以上の建築物及び軒高 100m 以上 150m 未満で地下室を持たない建築物について整理した。ただし、展望塔等は除く。

注 2：許容支持力度及び許容応力度は、建築物が設計上見込んでいる杭の許容支持力度及び地盤の許容応力度

注 3：最大杭頭荷重、最大接地圧は、建築物が実際に発生させている荷重

注 4：直接基礎で許容応力度を 1500kN/m<sup>2</sup> としている建築物においても、発生させる最大接地圧は 1000kN/m<sup>2</sup> 未満である。

資料：(一財) 日本建築センター性能評価シート(ビルディングレター)をもとに国土交通省作成

したがって、杭の許容支持力度 2500kN/m<sup>2</sup> 以上をもつ地盤を支持地盤とし、支持地盤が地表面から 25m より浅い場合には、支持地盤の許容応力度が 1000kN/m<sup>2</sup> 以上であることも確認するものとする。

また、N 値 50 以上の地盤は、2.5 で算定される杭の許容支持力度  $2500\text{kN/m}^2$  以上を示すことから、N 値が 50 以上であることを確認することによって支持地盤を特定することができる。なお、図-2.7 に示すとおり、杭基礎の場合、杭の先端が貫入している支持地盤は N 値 50 以上を示す地盤が選択されている。

【高層建築物の支持地盤のN値】

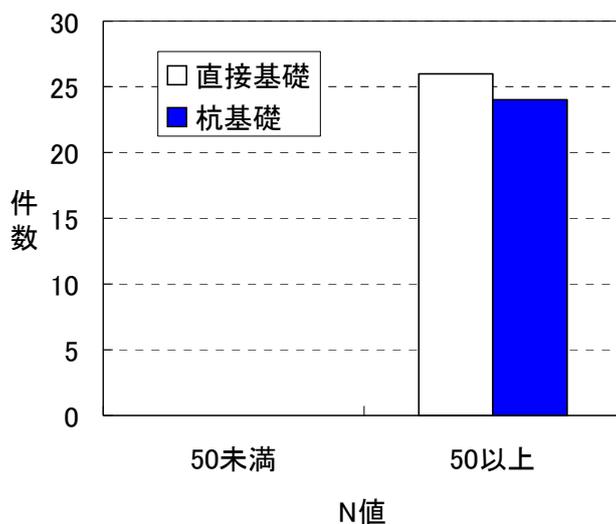


図-2.8 高層建築物の支持地盤のN値

注 1：三大都市圏に立地する高層評定にかけられた建築物のうち、軒高 150m 以上の建築物及び軒高 100m 以上 150m 未満で地下室を持たない建築物について整理した。ただし、展望塔等は除く。

注 2：N値は基礎先端のN値である。

資料：(一財) 日本建築センター性能評価シート(ビルディングレター)をもとに国土交通省作成

このように、杭基礎の場合は、杭の許容支持力度  $2500\text{kN/m}^2$  以上、直接基礎の場合（支持地盤が地下 25m 以浅）は、地盤の許容応力度  $1000\text{kN/m}^2$  以上の地盤を支持地盤とするが、支持地盤を特定する上でこの数値を挙げているのであって、建築物においてこれ以上の荷重の載荷を禁止しているものではなく、大深度地下施設への影響を判断した上でこれを超える規模の基礎の設置も可能である。

## 2.5 杭の許容支持力度の算定方法

杭の許容支持力度は次式により算出された数値を、基礎ぐいの先端の面積で除して算出する。

$$R_a = q_p \cdot A_p + 1/3 R_F$$

- $R_a$  : 地盤の許容支持力 (kN)  
 $A_p$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)  
 $q_p$  : 基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
(掘削深度の大きい基礎ぐいで使用されるアースドリル工法等による場所打ちぐいにあっては  $q_p = 150 \cdot \bar{N}/3$ )  
 $\bar{N}$  : 杭先端付近の N 値の平均値 (上限 60)  
 $R_F$  : 次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)  
 $R_F = (10/3 \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + 1/2 \cdot \bar{q}_u \cdot L_c) \cdot \phi$   
 $\bar{N}_s$  : 杭周地盤中の砂質土部分の実測 N 値 (上限 30) の平均値  
 $L_s$  : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ (m)  
 $\bar{q}_u$  : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度 (上限 200 kN/m<sup>2</sup>) の平均値 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_c$  : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ (m)  
 $\phi$  : 杭周長 (m)

なお、杭の許容支持力度の算定は、周辺の建築物の基礎の状況も勘案しながら求めるものとする。

### 【解説】

#### 2.5 杭の支持力度の算定方法

2.4 で述べたように、杭基礎の場合は杭の許容支持力度 2500kN/m<sup>2</sup> 以上の地盤が支持地盤となり、杭の許容支持力の算定は、公式によるものとして、以下の条件により算定する。なお、杭の許容支持力度は許容支持力を杭先端面積で除して算定する。

- ① 杭基礎の場合の杭の許容支持力度は、「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 (平成 13 年国土交通省告示第 1113 号)」の第 5 の 1 の表 (二) 項 長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力の欄に掲げられている式により算定される杭の許容支持力を基礎ぐいの先端の面積で除して算出する。
- ② 算定においては、現行では、杭径 3m 程度のものが最大規模の杭であることを踏まえて、杭径を 3m とする。また、2m の根入れがあれば、最大規模の杭でも先端 N 値を採用することができると考えられることから、杭の根入れ量は、2m とする。
- ③ 算定にあたっては、必要に応じて周辺の建築物が選択している支持地盤等も参考に検討する。

なお、N 値 50 以上の層について試算を行うと、杭基礎の場合は杭の許容支持力度が 2500kN/m<sup>2</sup> 以上と算定できる。

### 【参考】支持力公式

#### 場所打ち杭の支持力算定について

場所打ち杭は載荷試験を行わない場合、以下の算定式を用いて許容支持力を求めている。さらに支持力の上限值及び低減、杭の許容耐力、許容沈下量を考慮し、許容支持力が決められている。

- ・平成 13 年国土交通省告示第 291 号に基づき、許容支持力は土交通省告示第 1113 号第 5 の 1 の表 (二) 項の長期応力に対する地盤の許容支持力の欄に掲げる次式により算出することとしている。(必要事項について要約及び抜粋をしている)

$$R_a = q_p \cdot A_p + 1/3 R_F$$

- $R_a$  : 地盤の許容支持力 (kN)  
 $A_p$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)  
 $q_p$  : 基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
(掘削深度の大きい基礎ぐいで使用されるアースドリル工法等による場所打ちぐい基礎ぐいにあっては  $q_p = 150 \cdot \bar{N}/3$ )  
 $\bar{N}$  : 杭先端付近の  $N$  値の平均値 (上限 60)  
 $R_F$  : 次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)  
 $R_F = (10/3 \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + 1/2 \cdot \bar{q}_u \cdot L_c) \cdot \phi$   
 $\bar{N}_s$  : 杭周地盤中の砂質土部分の実測  $N$  値 (上限 30) の平均値  
 $L_s$  : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ (m)  
 $\bar{q}_u$  : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度 (上限 200 kN/m<sup>2</sup>) の平均値 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_c$  : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ (m)  
 $\phi$  : 杭周長 (m)

### 【杭の根入れについて】

東京都審査要領においては、「くい先端を支持地盤中に 1.0m かつくい径の 1/2 以上貫入した場合は先端  $N$  値 (60 を上限) を採用することができる。ただし、地盤の液状化するおそれのある地層をのぞく」とされている。(建築構造設計指針：東京都建築士事務所協会 平成 22 年)

大阪府指導基準においては、「基礎ぐい先端を、 $N$  値が 50 以上の支持地盤中に 1m かつ 1/2d 以上貫入する場合は  $N$  を 50 とすることができる」とされている。(建築基準法構造関係法令集：大阪建築士事務所協会 平成 8 年)

【場所打ち杭の支持力算定例】

右図のような地盤及び杭基礎（基礎底 GL-25m、杭長 20m、根入れ 2.0m）を仮定し、告示式に基づき、杭の許容支持力を試算すると、

$$Ra = q_p \cdot A_p + \frac{1}{3} R_F$$

① ②

Ra : 地盤の許容支持力 (kN)

Ap : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

qp : 基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 (掘削深度の大きい基礎ぐいで使用される  
 アースドリル工法等による場所打ちぐい  
 基礎ぐいにおいては  $q_p = 150 \cdot \bar{N}/3$ )

$\bar{N}$  : 杭先端付近の N 値の平均値 (回) (上限 60)

R<sub>F</sub> : 次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の  
 地盤との摩擦力 (kN)

$$R_F = (10/3 \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c) \cdot \phi$$

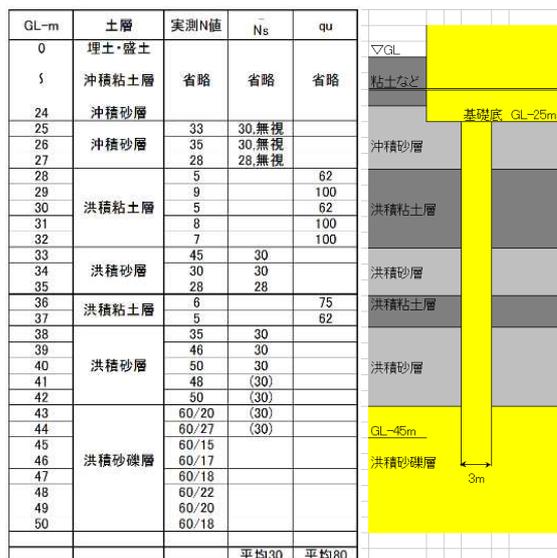
$\bar{N}_s$  : 杭周地盤中の砂質土部分の実測 N 値 (上限 30) の平均値

L<sub>s</sub> : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ (m)

$\bar{q}_u$  : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度 (上限 200kN/m<sup>2</sup>) の平均値 (kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>c</sub> : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ (m)

φ : 杭周長 (m)



① : 杭の先端支持力に関する項、打ち込み杭においては  $100 \cdot \bar{N} \cdot A_p$  となっており杭の面積当たりの許容支持力は場所打ち杭のものより大きくなる。

② : 杭の周面摩擦力に関する項。

①と②を足したものが杭の支持力に対応する。

表-2.6 計算結果一覧

杭径 (m)	N (回)	Ap (m <sup>2</sup> )	Ns (回)	Ls (m)	qu (kN/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	ψ (m)	qp (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>F</sub> (kN)	Ra (kN)	Ra/Ap (kN/m <sup>2</sup> )
3	50	12.56	30	8	80	7	9.42	2500	10174	34791	2770

## 2.6 地盤の許容応力度の算定方法

地盤の許容応力度は次式による。

$$q_a = 1/3 (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$q_a$  : 地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$i_c, i_\gamma, i_q$  : 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

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad , \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

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  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする。)

$\phi$  : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角

$\alpha$  : 基礎荷重面の形状に応じて表-2.7 に掲げる係数

$\beta$  : 基礎荷重面の形状に応じて表-2.7 に掲げる係数

$C$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

地下水位下にある場合は水中単位体積重量をとる。

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

地下水位下にある部分については水中単位体積重量をとる。

$B$  : 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

$N_c$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8 に掲げる支持力係数

$N_\gamma$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8 に掲げる支持力係数

$N_q$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8 に掲げる支持力係数

表-2.7 形状係数

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

(注) 上表において、 $B$ 、 $L$  は、それぞれ基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さを表す。

表-2.8 支持力係数

内部摩擦角(度)	0	5	10	15	20	25	28	32	36	40以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
$N_\gamma$	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

(注) 表-2.8 に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた  $N_c$ 、 $N_\gamma$  及び  $N_q$  は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補完した数値とする。

なお、地盤の許容応力度の算定は、周辺の建築物の基礎の状況も勘案しながら求めるものとする。

### 【解説】

#### 2.6 地盤の許容応力度の算定方法

2.4 で述べたように、支持地盤が浅い場合 (25m 以浅) は直接基礎の採用も考慮する。その場合は、地盤の許容応力度 1000kN/m<sup>2</sup> 以上の地盤が支持地盤となる。

地盤の許容応力度の算定は、公式によるものとし、以下の条件により算定する。

- ① 直接基礎の場合の地盤の許容応力度は、「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：平成13年国土交通省告示第1113号第2の表（一）項 長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度」の欄に掲げられている式により算定される数値とする。
- ② 建築物基礎の幅は  $B=70\text{m}$  とする（4.3 参照）。

#### 【参考】支持力公式

平成13年国土交通省告示第1113号に示される支持力公式は以下の通りである。

（必要事項について要約及び抜粋をしている）

$$q_a = 1/3 (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$q_a$  : 地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$i_c, i_\gamma, i_q$  : 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

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad , \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

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  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする。)

$\phi$  : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角

$\alpha$  : 基礎荷重面の形状に応じて表-2.7に掲げる係数

$\beta$  : 基礎荷重面の形状に応じて表-2.7に掲げる係数

$C$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

地下水位下にある場合は水中単位体積重量をとる。

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

地下水位下にある部分については水中単位体積重量をとる。

$B$  : 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

$N_c$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8に掲げる支持力係数

$N_\gamma$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8に掲げる支持力係数

$N_q$  : 地盤の内部摩擦角に応じて表-2.8に掲げる支持力係数

#### 【直接基礎における地盤の許容応力度の算定例】

##### ・試算の前提条件

- ① 支持地盤は砂層・砂礫層を対象とするため、地盤の粘着力  $C$  は 0 とする。
- ② 根入れ長  $D_f$  は支持力を算定する上で影響の大きな数値であるが、不確定の要素が大きいため、安全側を見て、 $D_f = 0$  とする。
- ③  $N$  値と内部摩擦角  $\phi$  の関係は、大崎の式 ( $\phi = \sqrt{(20 \cdot N) + 15}$ ) による。建築基礎構造設計指針(2001)

を参考に $\pm 8^\circ$ についても計算している。

- ④ 基礎形状は正方形（70m×70m）とする。

表-2.9 計算結果一覧

$\phi$ (度)	N 値			$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	qa kN/m <sup>2</sup>
	大崎の式	$\phi - 8^\circ$	$\phi + 8^\circ$				
25	5.0	0.2	16.2	20.7	6.8	10.7	476
28	8.5	1.3	22.1	25.8	11.2	14.7	784
32	14.5	4.1	31.3	35.5	22.0	23.2	1540
36	22.1	8.5	42.1	50.6	44.4	37.8	3108
40	31.3	14.5	54.5	75.3	93.7	64.2	6559

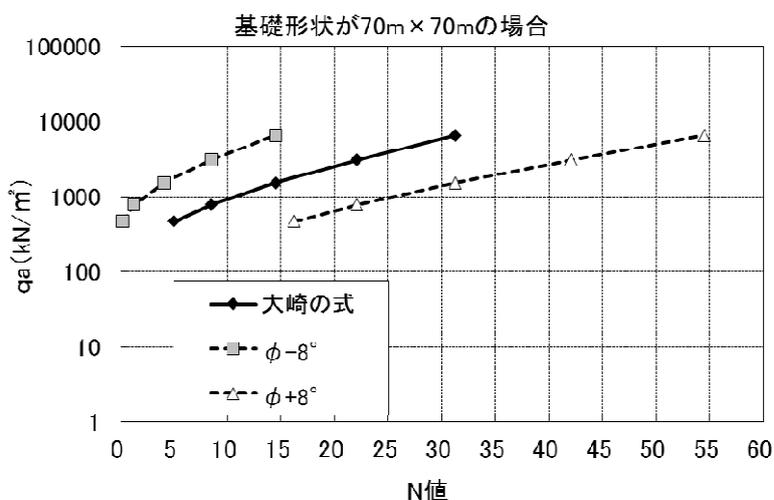


図-2.10 地盤の許容応力度の試算結果（直接基礎）

上記算定例の前提条件に従えば、N 値 50 以上ある層について試算を行うと、地盤の許容応力度として 1000kN/m<sup>2</sup> 以上が算定できる。

## 2.7 地盤調査

大深度地下を特定するために必要な地盤調査を実施する。

### 【解説】

#### 2.7 地盤調査

大深度地下を特定するためには支持地盤を特定する必要があり、このための地盤調査を実施し、結果をもとに 2.1 で定める方法により大深度地下を特定する。

大深度地下の特定に際しては、地形・地質を把握することを目的として、地形・地質に関する既存資料を収集・整理する。その際、「大深度地下マップ・同解説」や既存構造物の基礎が分かる場合にはそれも参考となる。既存資料の調査により、概ねの地層構成やその傾斜や連続性、想定される支持地盤位置やその連続性、埋没谷や埋没段丘、断層等地盤急変部を把握しておく。

既存資料の調査を踏まえ、その支持地盤の深さや強度等の確認を目的に地盤調査を計画し、実施す

る。地盤調査のうち、地盤を削孔し地層構成や地盤の性質を確認するためにボーリング調査がなされるのが一般的である。その際、地盤の硬さや締まりの程度の確認には標準貫入試験を行い、地盤の N 値を測定することが支持地盤を特定するためには重要である。

また、制度においては、使用権が設定される全域について、支持地盤を明確にする必要があるが、ボーリングは点として実施するものであり、得られたデータからボーリング地点間の地盤状況を推定する必要がある。

大深度地下の特定のためには、地盤調査を実施することが望ましいが、土地利用が複雑化、高度化している大都市では、どこでもボーリングを実施できるものではなく、ある程度の間隔で実施せざるを得ない。

既存のシールドトンネルにおいては、表-2.10 に示すとおり 100m~200m 程度の間隔でボーリング調査を実施している例が多く、また、各種基準・指針等においては、一般に 100m~200m 程度の間隔でボーリング調査が行われることが多いという記載がある。

これらのボーリングの間隔は目安となるが、実際に大深度地下を特定するにあたっては、既存文献調査等により、支持地盤の連続性や地盤急変部の存在の可能性に応じて、ボーリング調査間隔は適切に設定する必要がある。

【参考】各種基準・指針等における記述例

・建築基礎設計のための地盤調査計画指針(日本建築学会 平成 21 年)

1.7 節 地盤調査の規模・数量

(1)調査本数は、建築物の要求性能および確保すべき安全余裕の信頼性に応じて決定すべきものであるが、建築基礎設計では地盤に関する信頼性を定量的に評価できる段階ではないと判断し、明確な数字は示していない。なお、これまでの実績や最小限の安全性の確保からは、事前調査もしくは予備調査の結果に基づいて地層構成の変化を推定した上で、建築面積に応じて範囲を確保するとして図-2.11 のような提案もなされており、調査本数を検討するための目安となる。ただし、建築面積が小さい場合でも、2 本以上とすることを原則とし、建物形状を考慮して、建物範囲が効果的に含まれるよう、端部および建物内部に配置することが望ましい。

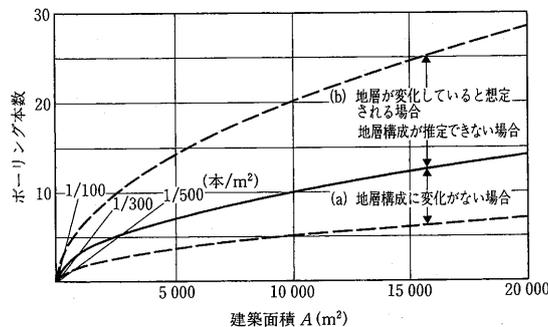


図-2.11 ボーリング本数の目安

・トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説(土木学会 平成 28 年)

## 2.4 地形および地質調査

基本調査においては、標準貫入試験を伴うボーリングを主体とした地盤調査を行う。ボーリングの本数、間隔、深さ等は地形条件と予備調査から推定される地山条件、トンネルの土被りおよび環境条件等によって決め、一般に 200m 間隔程度で行われることが多い。ただし、民地下を通過する場合や市街化が進展しボーリング用地の確保が困難な場合等は、別の調査で補完することが望ましい。これらの調査結果にもとづいて路線に沿う土質縦断面図を作成し、土質縦断面図は水平方向 1/1000～1/5000、鉛直方向を 1/200～1/500 程度の縮尺のものが便利である。土質縦断面図が作成され地層の構成と各層のN値等が判明すれば、シールド工法に関係ある地盤工学上の問題点が明確となるので、これにもとづいて代表的な箇所や問題箇所について、必要とされる詳細調査を実施する。

### ・鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル：(鉄道総合技術研究所 平成 14 年 12 月)

## 2.4 地形および土質調査

地形調査と合わせて既存資料収集と現地踏査を行い、検討路線を包含するかなり広範囲の大局的な地層構成、土質、地下水の状況を把握する。これは次のような資料がある。

- ①地盤図（東京地盤図、名古屋地盤図、大阪地盤図等）
- ②地質文献（都市地盤報告書、震災予防調査報告書、関東大震災調査報告書等）
- ③路線近傍の工事資料（建物、地下構造物調査報告、工事記録等）
- ④深井戸柱状図
- ⑤地下水変動資料（各都市）

さらに、検討の結果、路線の範囲が狭まった段階では、標準貫入試験を伴うボーリングを主体とした基本調査（100～200m間隔で一般に行われる）を行い、地層の構成と各層のN値、地下水圧等を記入した地質縦断面図を作成する。その結果、シールド工法に関する土質上の問題点が明確になるが、必要に応じて詳細調査、特殊調査を行う。また、地下水位は季節変動や長期的な変動があるため、過去に遡り変動量を調査しておく必要がある。

【ボーリング調査の間隔の例】

表-2.10 トンネル工事におけるボーリング調査の間隔の例

用途	形式	事業延長	平均調査間隔
河川	シールド	約 6km	約 240m
河川	シールド	約 2km	約 170m
鉄道	シールド	約 5 km	約 360m
鉄道	シールド	約 6 km	約 220m
鉄道	シールド NATM	約 6km	約 240m
道路	NATM	—	約 100m
道路	NATM	約 1 km	約 45m
河川	NATM	約 2 km	約 100m

ボーリング調査および2.4により支持地盤の上面位置が特定することができる。ボーリング間隔を狭めて密に実施すれば、精度が上がり、より精緻に支持地盤上面位置の特定が可能となるが、大深度地下の特定のためには、ボーリングした箇所での支持地盤の上面が、どのように連続して存在するかを特定できれば足り、その意味では、ボーリング間の支持地盤の連続性を確認することが重要である。

支持地盤とそれ以外の地層とは、地盤の硬さ等の性状が大きく違う。例えば、弾性波（S波）速度は、数倍の違いがあり、この性質を利用した弾性波探査法等の物理探査により支持地盤の分布を調べることができる（表-2.11 参照）。

このように、必ずしもボーリングでなくとも、物理探査により支持地盤の上面を把握することは可能であり、地層が複雑であると予想されるような箇所では、ボーリング調査と物理探査を併用することによって精緻な支持地盤の上面とその連続性を把握できる。

ボーリング地点毎に支持地盤を特定し、ボーリング地点間については物理探査手法を用いるなどして、支持地盤の連続性も密に把握した上で、既存文献調査や周辺建築物調査等による地域性、調査の精度や調査の密度に対して、総合的な判断を行い、支持地盤を特定する。

大深度地下を特定するために必要な地盤調査に関しては、大深度地下地盤調査マニュアル（平成 16 年 2 月）を参考とすること。

**【弾性波(S波)探査浅層反射法】**

弾性波(S波)探査浅層反射法は、都市市街地において適用する際に比較的有利な手法と考えられており、以下の特徴を有する。

- ・S波の利用によって、硬軟互層の地層区分、地盤強度に関する物性値の評価が可能である。
- ・道路舗装上であっても、測線を設定し、測定することが可能である。
- ・交通振動等に起因するノイズが多少あっても、フィルタ処理による解決が可能である。
- ・連続的な二次元断面が得られ、地層構造を比較的明瞭に表現することが可能である。
- ・地上に構造物がある場合は、測線設定が不可能であり、また地下街地域では波動が通過しないため、測定が困難である。

表-2.11 都市における大深度地盤調査に適用が可能な物理探査手法例

探 査 手 法	特 徴	適用上の留意点	
地表部からの探査	微動アレイ探査	地盤の微小振動を観測し、表面波(分散)を利用して地下構造( $V_s$ )を推定するため震源を必要とせず、比較的精度も高い。	基本的に測定点の直下の情報を得るものである。また、地盤の速度構造が水平として解析するため速度構造に凹凸があると誤差が大きくなる。
	弾性波(S波)探査浅層反射法	S波の利用によって硬軟互層の地層区分、地盤強度に関する物性値の評価が可能。	地上に構造物がある場合は、測線設定が不可能であり、また、地下街地域では測定困難。
	比抵抗二次元探査	比抵抗を利用することにより、地層区分、地盤の水理的性状を評価することが可能。	地上に構造物がある場合、又は舗装のある場合は、電極設定が不可能であり、測定不能。また、地下街地域では測定困難。
ボーリング孔を利用する探査	弾性波トモグラフィ	S波の利用によって硬軟互層の地層区分、地盤強度に関する物性値の評価が可能。	ボーリング間隔が広すぎると、中間の探査精度が低下する。
	比抵抗トモグラフィ	比抵抗を利用することにより、地層区分、地盤の水理的性状を評価することが可能。	埋設鋼管、送電線、地下鉄等の伝導体又は迷走電流があると、精度が低下する。
	VSP探査法	S波の利用によって硬軟互層の地層区分、地盤強度に関する物性値の評価が可能。	浅層反射法と併用し、深度解析の精度を高めることを兼ねる。

## 第3章 大深度地下施設の規模に応じた建設物との離隔距離

### 3.1 大深度地下施設の規模に応じた離隔距離

大深度地下施設は、既存建築物や制度において前提としている建築物の基礎との間に、原則として1D以上の離隔距離をとらなければならない。

#### 【解説】

#### 3.1 大深度地下施設の規模に応じた離隔距離

第2章による大深度地下の特定方法は、土地所有者等による通常の利用が行われない地下空間の上面の定め方を示したものである。しかしながら、通常、施設間では、それぞれ有意な影響を回避するため、必要な距離を隔てる（離隔距離）こととしており、大深度地下施設においても、施設の規模に応じて、既存建築物や前提とする建築物との間に適正な離隔距離を得る必要がある。

例えば、大深度地下にトンネルを設置する場合でも、トンネル径15mと3mのものでは、必要な離隔距離が大きく異なることは明白であり、大深度地下施設の規模等を勘案し、離隔距離を得た上で、施設の位置を決定する必要がある。

トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説（土木学会 平成28年）において、「2.12 併設トンネルの影響」として、“併設するトンネルの位置が水平方向、上下方向いずれの場合においてもその離隔距離が後続するトンネル外径(1D)以内となる場合には十分な検討が必要である。”としている。

また、鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル（鉄道総合技術研究所 平成14年12月）において、「5.10 併設トンネルの影響」として、“一般に1.0D以上の純間隔があれば、その影響は小さいとされており、従来より検討が省略されている。（略）一般に併設トンネルの純間隔が1.0D未満の場合には、影響を無視できない可能性があるため、その検討を行う必要がある。”としている。

大深度地下は、支持地盤より下の地盤で、地表、浅深度地下の地盤条件とは異なり、硬くよく締まった地盤で構成されていることから、既存の示方書等における併設トンネルの場合の記述等を参考に、離隔距離については原則として1D以上とすることとする。

ただし、トンネル規模が著しく大きく、地盤の緩み等が大きくなると推定され、より大きな離隔の必要性が考えられる場合や、逆に計画上の必要条件等から、どうしても1D以下の離隔に設置せざるを得ない場合等これにより難しい場合は、別途検討するものとする。

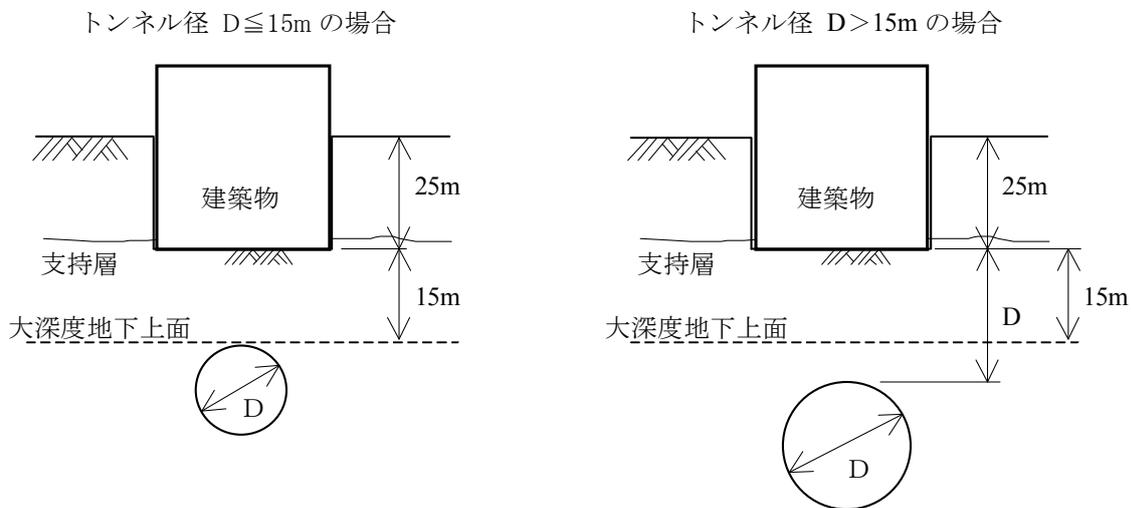
離隔距離を算定する際の建築物基礎の位置は、地表から25m以浅で支持地盤の位置を定めた場合は地表から25mの位置、地表から25m以深で支持地盤の位置を定めた場合は支持地盤上面から2mの位置とする。なお、2mについては、現行最大規模の杭径4mの必要な根入れ長(杭径の1/2)により決めた。

直接基礎の場合、基礎底面から大深度地下上面までの離隔距離は15mであり、トンネル径が15m以内であれば、離隔距離は1D以上となる。したがって、離隔距離1D以上の条件により大深度地下施設の位置を大深度地下の上面よりさらに深くする必要があるのは、トンネル径が15mを超える場合となる。

杭基礎の場合、杭先端から大深度地下上面までの離隔距離は8mであり、トンネル径が8m以内であれば、離隔距離は1D以上となる。したがって、離隔距離1D以上の条件により大深度地下施設の位置を大深度地下の上面よりさらに深くする必要があるのは、トンネル径が8mを超える場合となる。

【離隔距離のイメージ】

直接基礎の場合



杭基礎の場合

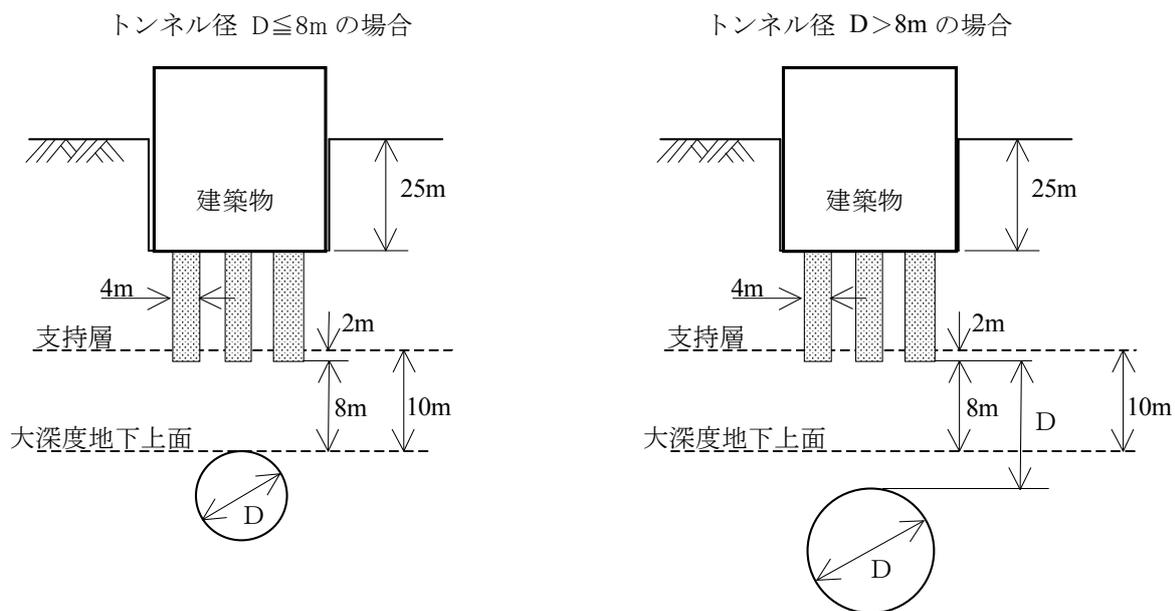


図-3.1 離隔距離のイメージ

## 第4章 大深度地下施設の耐力

### 4.1 大深度地下施設の耐力

大深度地下施設は、通常の建築物が建設されても支障が生じないように、十分な耐力を有するものでなければならない。

このため、大深度地下施設に最低限必要な耐力の算定は、施設等の頂面において作用する以下の荷重等を算出し、合計することとする。

- ① 土圧及び水圧（4.2）
- ② 大深度地下使用制度において前提としている建築物による荷重（4.3～4.4）
- ③ 既存建築物がある場合で②による建築物による荷重を超える場合は、その荷重（4.5）

#### 【解説】

### 4.1 大深度地下施設の耐力

大深度地下施設は、通常の地下施設の設計で考える荷重の他に、制度において前提としている規模の建築物が建設されても、その構造に支障がないように、建築物による荷重を考慮する必要がある。

本章では、大深度地下施設に最低限必要な耐力の算定にあたって検討すべき荷重等を定義する。この荷重より算定される耐力に対応して、どのような構造とするかは、それぞれの事業の基準、指針等による。

また、大深度地下施設に最低限必要な耐力の算定においては、施設の頂面に作用するそれぞれの荷重等を算定し重ね合わせることを原則とする。

ただし、建築物の建設時に地下施設への支障が生じると考えられる場合には、5.3、5.4により、検討する必要がある。

大深度地下施設の設計にあたって考慮する荷重については、以下のフローにより算定することを原則とするが、地盤条件、選択する工法等によっては、他の手法により算定できる。

【設計荷重の算定方法】

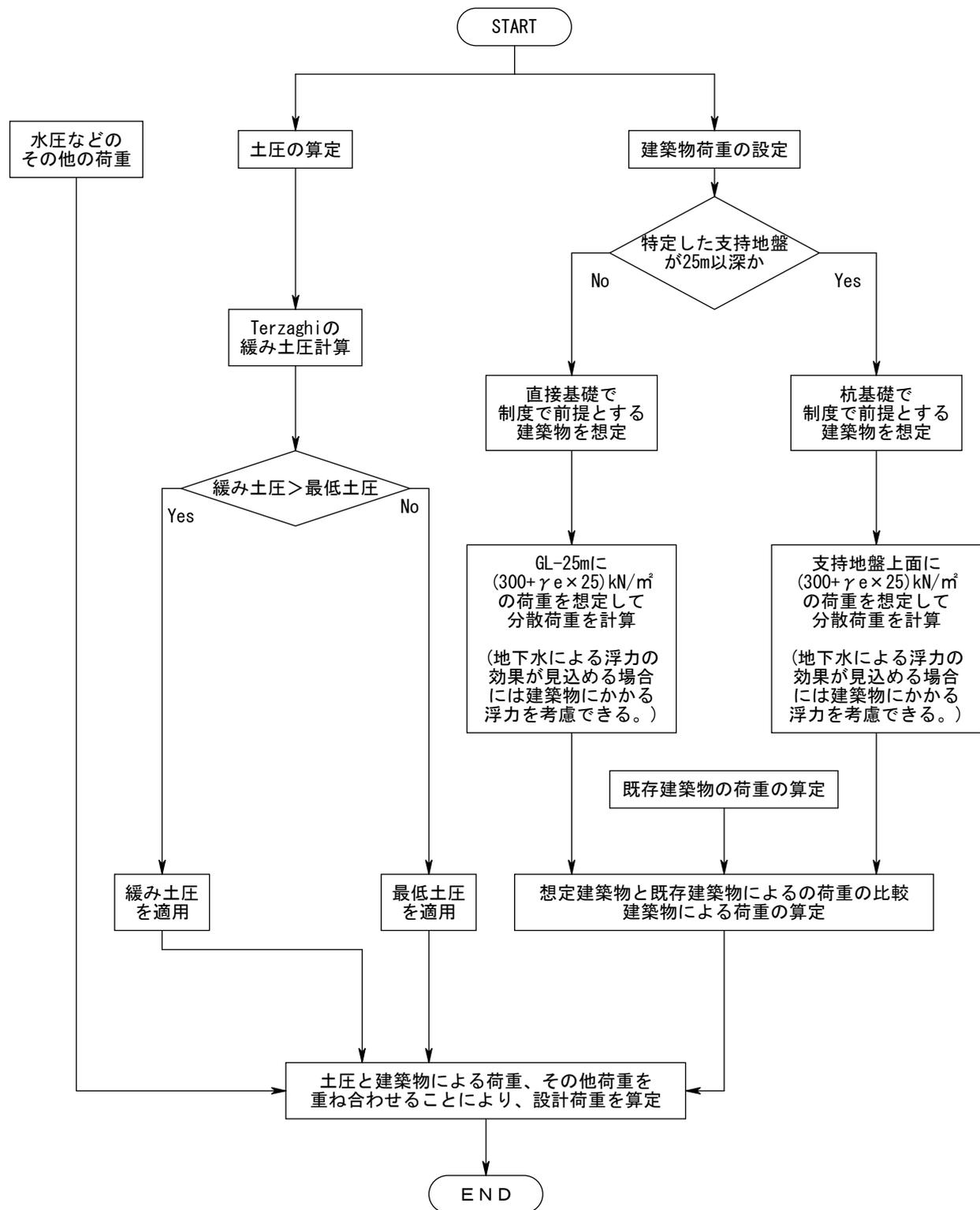


図-4.1 設計荷重の算定方法のフロー

## 4.2 土圧及び水圧

土圧は、式(1)(2)により算出される値のうちいずれか大きい値を考慮する。

また、水圧は、(3)式により算出するものとする。

なお、水圧は大深度においては支配的な荷重となることから、その設定は慎重に行うものとする

$$(1) P_V = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi H/B})$$

$$(2) P_{\min} = \gamma D$$

$P_V$  : 緩み土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$P_{\min}$  : 最低土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$K$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常  $K = 1$  としてよい)

$\gamma$  : 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$c$  : 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土の内部摩擦角(ラジアン)

$D$  : トンネル外径(m)

$H$  : 地表から設置する施設等までの深さ(m)

$$\text{ここに } B = R \cot \left[ \frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right]$$

$R$  : トンネル半径(m)

$$(3) P_w = 10(H - L)$$

$P_w$  : 水圧(kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 地表から設置する施設等までの深さ(m)

$L$  : 地表から地下水位までの深さ(m)

### 【解説】

#### 4.2 土圧及び水圧

大深度地下は、浅深度地下とは違い硬くよく締まった地盤であり、かつ十分な土被りを有することから、原則として土のアーチング効果を見込んだ緩み土圧理論により鉛直土圧を算定することとする。また、大深度地下では、土圧に比べ水圧の影響が大きくなることが予測されるので、砂質土、粘性土ともに土水分離を基本とする。

大深度地下地盤に対しての緩み土圧の適用の是非については議論があるものの、これを超える土圧の作用が考えられないことから、緩み土圧相当を考える。

緩み土圧の算定方法としては、一般的な計算式である Terzaghi の式を用いることとする。

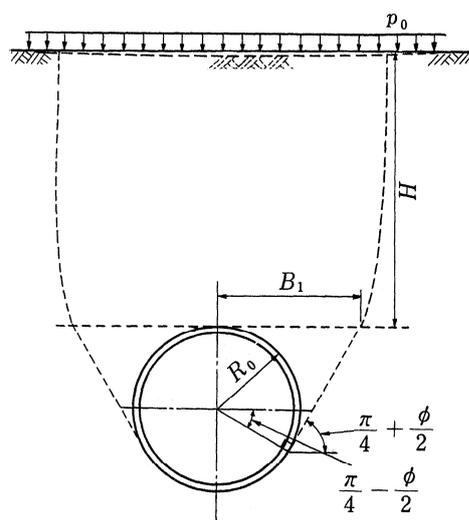
Terzaghi の式によって緩み土圧を算定する場合、大深度地下の比較的良好な地盤においては、内部摩擦角 ( $\phi$ ) と粘着力 ( $c$ ) が大きな値になると考えられることから、緩み土圧が極端に小さい値として算定される可能性が高い。このような場合、通常的设计においては、設計上の不確定な要素等を勘案して最低土圧を設定している。

最低土圧は、各種基準・指針等では、比較的口径が小さく、かつ浅い位置に設置される可能性のある下水道、電力及び通信等のトンネルでは 2D、比較的口径が大きく、深い位置に設置される場合の多い鉄道トンネル等では 1D 相当の土荷重を最低土圧として採用している。

本技術指針においては、現行のシールドの設計理論を前提として、また、大深度地下は浅深度地下と比べ、硬くよく締まった地盤であることから、最低土圧は原則として 1D 相当の土荷重を考える。

【参考】緩み土圧について

大深度地下で想定される、洪積地盤等の比較的良好な地盤中にトンネルを構築する場合には、全土被り荷重より値の小さい「緩み土圧」によるトンネル設計が採用できる。一般的には、緩み土圧の算定には、下図の Terzaghi の式を用いる。



$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}) + p_0 \cdot e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left( \frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

$\sigma_v$  : Terzaghi の緩み土圧

$h_0$  : 土の換算緩み高さ ( $= \sigma_v / \gamma$ )

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常  $K_0 = 1$  としてよい)

$\phi$  : 土の内部摩擦角

$p_0$  : 上載荷重

$\gamma$  : 土の単位体積重量

$c$  : 土の粘着力

ただし、 $p_0 / \gamma$  が  $H$  に比し小さい場合は下記の式によってよい。

$$\sigma'_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1})$$

図-4.2 緩み土圧

【出典】トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 (土木学会 平成 28 年)

【参考】各基準類での最低土圧の規定

トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 (土木学会 平成 28 年) においては、最低土圧として「下水道、電力及び通信等のトンネルにおいては、トンネル外径の 2 倍に相当する高さの土荷重、鉄道トンネルにおいては、トンネル外径の 1.0~1.5 倍に相当する土荷重を採用している例がある。」とあり、1~2D 相当の土荷重を最低土圧としていることが記述されている。

また、鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル (鉄道総合技術研究所 平成 14 年) においては、「通常のセグメントリング上半部に作用する鉛直土圧の計算においては、土のせん断強度による土圧の軽減効果を考慮して緩み土圧を用いるが、トンネル覆工に最小限の耐力を確保するために、設計鉛直土圧の最小値 (最小鉛直土圧) を  $(1Dc \times \gamma)$  以上となるようにする。」(ただし、 $Dc$  : セグメント図心線の直径) とあり、最低土圧としては 1D 程度相当の土荷重とすることが記述されている。

大深度地下施設設置後において、上部が掘削され、建築物が建設されたとしても、1D 以上の離隔があり、かつ、支持地盤が深である大深度地下は地盤が良いことから、当初に設定した設計土圧以上の土圧は作用しないものとみなす。

また、制度では、大規模な地下掘削を許容しており、その場合、山留め壁等の仮設構造物が、大深

度地下施設付近まで近接することになるが、山留め壁等は大きな荷重を発生させないこと、また、大規模な山留め壁の一般的な工法である地中連続壁工法、柱列式連続壁工法等は、安定液（ベントナイト泥水等）を使用しており、その安定液の自重により孔壁の安定を保つ機構となっていることから地盤内の応力解放は少なく、削孔による地盤の緩みや大深度地下施設に与える影響は小さいと考えられるので、当初に設定した設計土圧以上の土圧は作用しないものとみなす。

なお、側方土圧については、各種のシールド設計指針等の記述により算定を行うこととする。

また、大深度地下においては、水圧は支配的な荷重となるものであり、その設定にあたっては、地下水位の変動等を考慮に入れて慎重に定めるものとする。

#### 【参考】側方土圧係数

代表的なシールド設計指針等では、以下のように、地盤のN値を指標に側方土圧係数を設定しても良いとしている。

- トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説（土木学会 平成 28 年）

表-4.1 側方土圧係数 ( $\lambda$ )および地盤反力係数(k)

土水の扱い	土の種類	$\lambda$	k (MN/m <sup>3</sup> )	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 ≤ N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 ≤ N < 30
	緩い砂質土	0.50~0.60	0~10	N < 15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 ≤ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 ≤ N < 25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 ≤ N < 8

- 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル（鉄道総合技術研究所 平成 14 年）

表-4.2 全周ばねモデルの側方土圧係数  $\lambda$

土水の扱い	土の種類		$\lambda$	N値の目安
土水分離	砂質土	非常に密な	0.45	30 ≤ N
		密な	0.45~0.50	15 ≤ N < 30
		中位、緩い	0.50~0.60	N < 15

### 4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物の規模

大深度地下使用制度においては、地下掘削深さ GL-25m、荷重は  $300\text{kN/m}^2 + \gamma_e\text{kN/m}^3 \times 25\text{m}$  の建築物を前提とする。

また、載荷面規模については、70m×70m とする。

$\gamma_e$ ：地下水位以上では土の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) を指し、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 ( $\gamma_{\text{sat}}$ ) を指す。

#### 【解説】

### 4.3 大深度地下使用制度において前提としている建築物規模

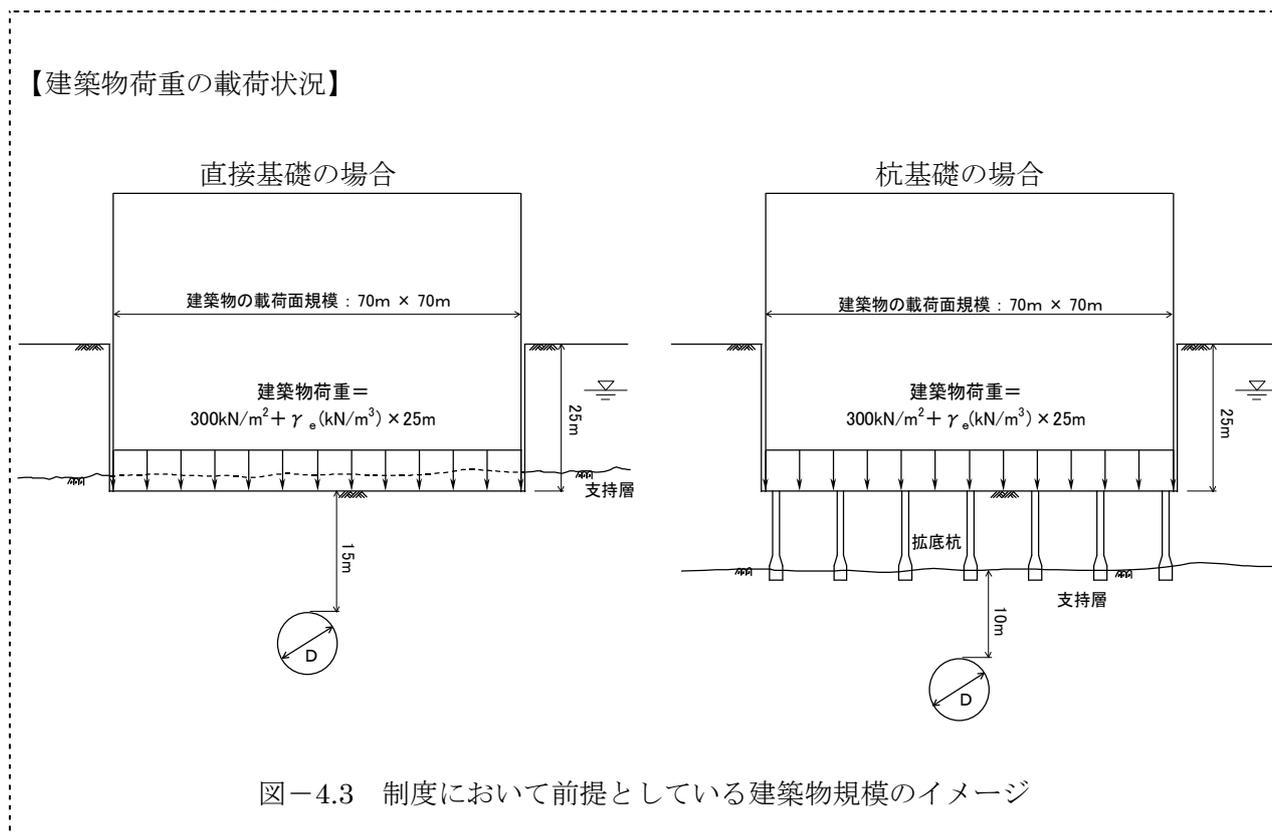
答申では、「十分な大きさの高層建築物の代表的なものとして、東京都新宿の高層建築物群（高いもので 50~55 階程度）が挙げられる。このような高層建築物が一般には地下室を設置しており、建築物の建設により増加する荷重（以下「増加荷重」という。）は、建築物の荷重から地下室設置により排出される土砂荷重を差し引いて考えることとなる。新宿の高層建築物群においても、この増加荷重はす

べて  $300\text{kN/m}^2$  以内におさまっている。」とされている。

基礎底深さ  $\text{GL}-25\text{m}$  の建築物を前提としていることから、その排土荷重に  $300\text{kN/m}^2$  を加えた荷重の建築物が建築されることを前提とする。なお、支持地盤位置が  $\text{GL}-25\text{m}$  以浅では直接基礎形式の建築物を、支持地盤位置が  $\text{GL}-25\text{m}$  以深では杭基礎形式の建築物を前提とする。

土の単位体積重量は、場所により異なるため、即地的に算定を行う必要があるが、例えば、 $\gamma_e = 16\text{kN/m}^3$  と仮定すれば、 $300 + 16 \times 25 = 700\text{kN/m}^2$  の荷重を発生させる建築物となる。この場合、 $\text{GL}-25\text{m}$  に  $700\text{kN/m}^2$  の建築物が建つことを前提とする。

制度において前提としている建築物規模のイメージを図-4.3 に示す。



既存の建築物について増加荷重を試算すれば、横浜ランドマークタワー等若干の例外はあるものの、ほとんどすべての建築物が、増加荷重  $300\text{kN/m}^2$  以内におさまっている。

地下の掘削深さが浅いものは、荷重分散が浅い地点から行われることを考慮すれば  $\text{GL}-25\text{m}$  から荷重が分散するよりも、地下施設へ作用する荷重は小さくなる。また、載荷面規模が小さいものは離隔距離が同じでも、分散の効果が大きくなることを考慮すれば、 $70\text{m} \times 70\text{m}$  の載荷面から荷重が分散するよりも地下施設へ作用する荷重は小さくなる場合もあり、制度において前提としている建築物より大きな荷重を発生させる建築物を建築することも可能である。このような場合は、個別に別途地下施設への支障の有無を判断することとする。

載荷面規模については、事例からは最大でも  $5000\text{m}^2$  程度となっている。長辺と短辺の比については様々であるが、大きな荷重を発生させている高層部については、正方形であることが多いため、本技術指針では、現在、最大級の高さの建築物である横浜ランドマークタワーを参考に、載荷面規模を  $70\text{m} \times 70\text{m}$  とする。

横浜クイーンズスクエアのように、 $40000\text{m}^2$  を掘削し、同一の基礎スラブに建築物をのせる例や新

宿オパシティのように高層棟部分と低層棟部分とで基礎深さが異なる例もあるが、一般に、同一の容積率に対しては、建ぺい率を大きくとればとるほど、階数は減り、発生する荷重は小さくなるので、大きな荷重を発生させる対象としては、70m×70mを採用する。なお、これを超え、大深度地下施設に支障を与えるような場合は、個別に別途支障の有無を判断することとする。

【高層建築物のイメージ】

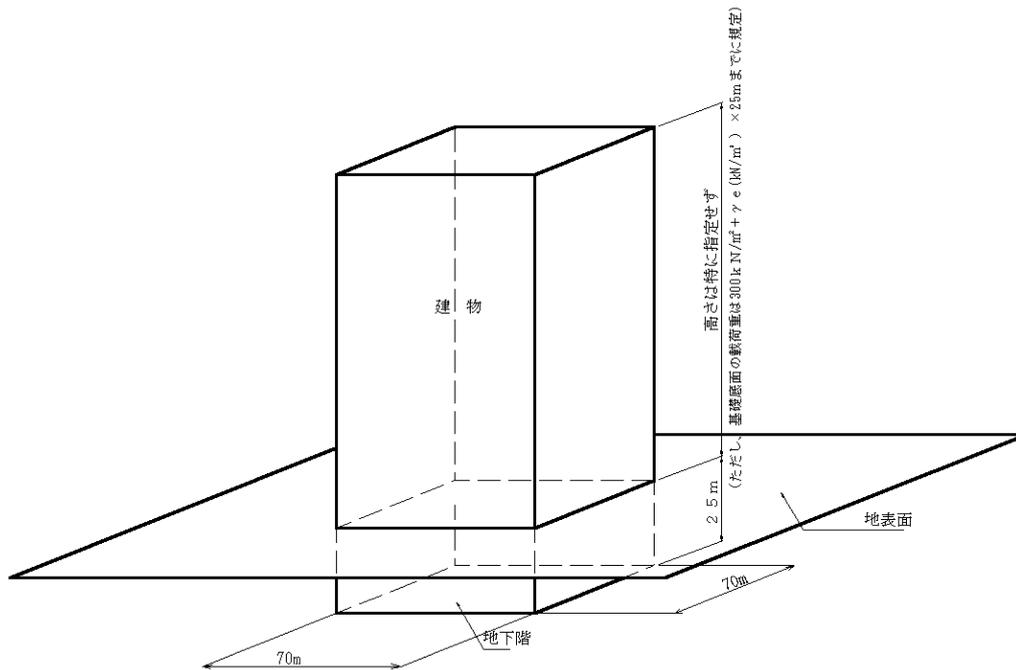


図-4.4 高層建築物のイメージ

#### 4.4 建築物による荷重の算定方法

大深度地下施設の設計にあたって考慮する建築物による荷重は、以下の(1)(2)(3)によるものとする。

(1) 地下水位の深さが地表から 25m より浅い場合（浮力の効果が見込める場合）

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$  の場合は  $h=25\text{m}$  とする。

(2) 地下水位の深さが地表から 25m 以深の場合（浮力の効果が見込めない場合）

$$P = \frac{70p}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$  の場合は  $h=25\text{m}$  とする。

(3) 上記の(1)(2)にかかわらず、都市計画法(昭和 43 年法律第 100 号) 第 8 条第 1 項第 1 号の第 1 種低層住居専用地域又は第 2 種低層住居専用地域内の区域

$$P = rp$$

上記の各式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ (m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ (m)

h：地表から支持地盤上面までの深さ (m)

r：当該区域において指定されている建ぺい率

p：次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

(ただし、建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域については、4.6 により求めることとする。)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ )、地下水位以上では、土の飽和単位体積重量 ( $\gamma_{\text{sat}}$ )

ただし、上記によりがたい場合は、特別な調査又は研究の結果に基づく算出によることができるものとする。

#### 【解説】

#### 4.4 建築物による荷重の算定方法

##### (i) 支持地盤が浅い場合

支持地盤が浅い場合 (25m 以浅) では、建築物による荷重の算定においては、建築物は直接基礎 (掘削深さ 25m) を想定する。直接基礎の場合、基礎底面に作用する建築物荷重が地盤に伝わり、トンネルに荷重として作用する。本技術指針では、4.3 で定める規模の建築物による荷重は、建築物荷重が地

盤中で直線的に一様に分散すると仮定する方法により求める。この荷重が分散する角度としては、 $30^\circ$  や  $1:2$  等を採用する場合もあるが、対象とする地盤が大深度の硬くよく締まった地盤であることを考え、本技術指針では  $45^\circ$  とする。

また、一般にトンネルの設計は、2次元モデルにより計算されることを考え、荷重の分散も、2次元方向の分散のみ考える。

なお、地下水による浮力の効果が見込める場合には、建築物にかかる浮力を考慮できるものとする。

したがって、支持地盤の深さが浅い場合（25m 以浅）は直接基礎を前提とし、その荷重は基礎底面から分散するものとし、地表から支持地盤上面までの深さを  $h = 25\text{m}$  として計算する。また、浮力の効果が見込める場合は、(1)の式を、見込めない場合は (2) の式を使用する。

### 【建築物による荷重の計算例（直接基礎）】

建築物が直接基礎の場合、地下施設（トンネル）の設計に用いる建築物による荷重は、建築物荷重が直線的に地中分散（分散角  $45^\circ$ ）するとして求める。

ここでは、掘削深さを 25m、載荷面規模を  $70\text{m} \times 70\text{m}$ 、建築物荷重を  $700\text{kN/m}^2$  ( $\gamma_e = 16\text{kN/m}^3$  と仮定した場合) を想定して、地下施設（トンネル）に作用する建築物による荷重を算定した。

なお、地下水位が安定している場合には、建築物にかかる浮力を考慮できる。

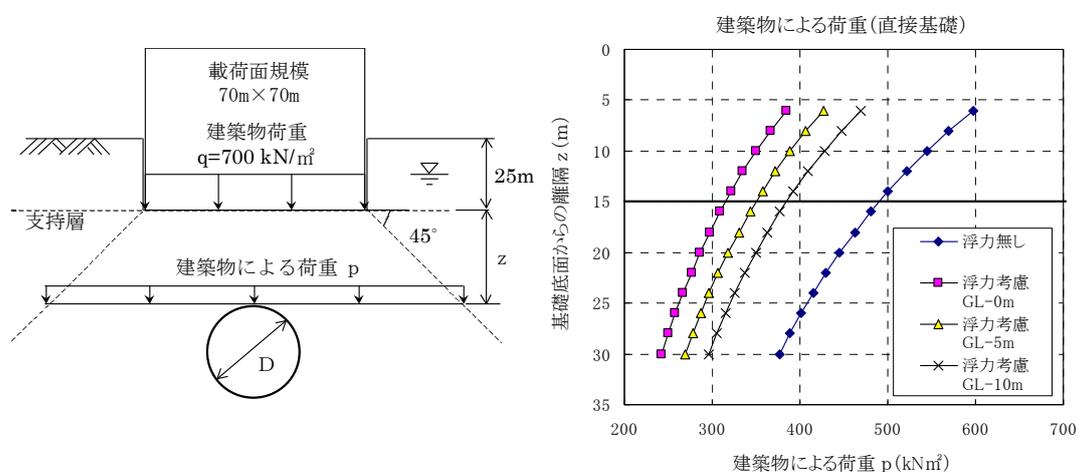


図-4.5 建築物による荷重の計算例（直接基礎）

### (ii) 支持地盤が深い場合

支持地盤が深い場合では建築物は、杭基礎を前提とする。杭基礎の場合、杭より発生する荷重は、①杭の先端支持による荷重と②杭周面摩擦による荷重の合計となる。厳密には、各々を重ね合わせることでより大深度地下施設へ作用する荷重が算定できるが、杭の先端支持力と周面摩擦力との割合については、特に、周面摩擦力が地盤の強度や施工時の周辺地盤と杭周面との仕上がり具合等により大きく変化することから、一義的に定めることが難しい。

また、杭の支持機構としては、その支持力の大半を周面摩擦力によっているとの指摘もある。

建築基礎構造設計指針(2001)においては、摩擦群杭の場合には、杭先端より 1/3L 戻った面に仮想作用面を設け、荷重が一様分散する計算方法や、中間砂層に摩擦群杭が支持される場合には、杭の先端に仮想作用面を設け、荷重が一様分散する方法が提案されている。

制度で想定する杭基礎の場合、十分な杭長が想定でき、周面摩擦力が十分期待できることから、本技術指針においては、支持地盤上面から一様に分散するものとする。

また、分散角については、直接基礎の場合と同様の考え方により 45° とする。

なお、浮力については、確実にその効果を見込める場合において考慮できるものとする。

したがって、支持地盤の深さが深い場合 (25m 以深) は杭基礎を前提とし、その荷重は支持地盤上面から分散する物とし、地表から支持地盤上面までの深さ  $h$  は当該区域の地表から支持層上面までの深さを使用して計算する。また、直接基礎の場合と同様に、浮力の効果が見込める場合は、(1)の式を、見込めない場合は (2) の式を使用する。

### 【建築物による荷重の計算例 (杭基礎)】

建築物が杭基礎の場合、地下施設 (トンネル) の設計に用いる建築物による荷重は、下図のように支持地盤上面に建築物荷重が作用すると考え、荷重の分散を考える方法で求めるものとする。

杭基礎の支持力は、摩擦力と先端支持力の和として求まるが、安全側に考えて建築物荷重は支持層に等分布荷重で作用すると考える。荷重の分散は、直接基礎の場合と同様に考える。

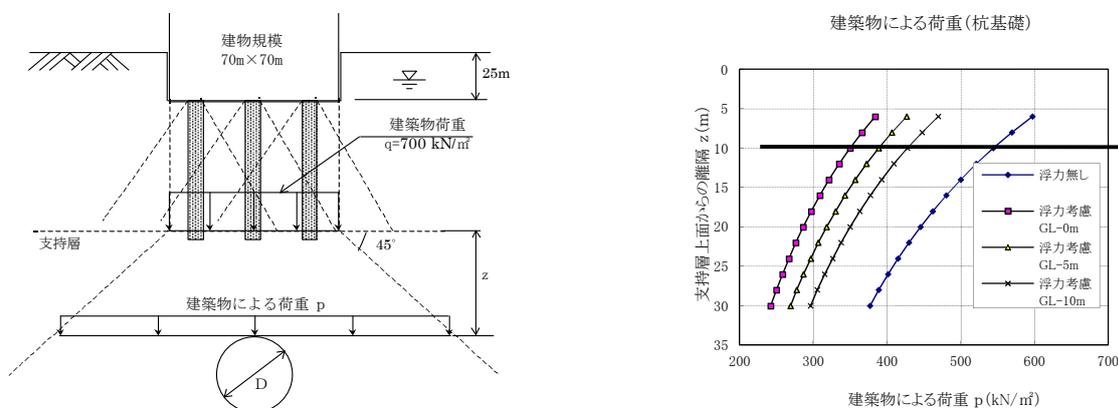


図-4.6 建築物による荷重の計算例 (杭基礎)

### (iii) 都市計画法の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域

支持地盤の深さにかかわらず、都市計画法の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域については、(3)式を使用することとする。

当該区域は、小規模な建築物が比較的密集して建築されることが想定される。

このため、これらの建築物1件1件による荷重は、地中で十分に分散し、第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域全体において一様な荷重となると考えられる。

したがって、荷重分散比は、区域における建築物の面積の総和を区域の全面積で割ったものとする。

この数値は、当該区域に規定されている建ぺい率を採用することとした。

なお、都市計画法第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域は、建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域であり、当該区域における建築物の荷重の算出方法については、4.6によることとする。

#### 4.5 既存建築物等による荷重の算定方法

既存建築物等による荷重の算定にあたっては、4.4で規定する計算方法により荷重を計算する。算定された荷重が、4.3において規定している「建築物による荷重」を超える場合には、算定された荷重を考慮する。

#### 【解説】

##### 4.5 既存建築物等による荷重の算定方法

既存建築物等による荷重の算定にあたっては4.4の規定により求める。

算定された荷重が、4.3において規定している「建築物による荷重」を超える場合には、この算定された荷重を考慮する。

#### 4.6 建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域の建築物荷重の算定方法

建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域の建築物荷重は、当該区域が都市計画法の第1種低層住居専用地域及び第2種低層地域内の区域で無い場合は、(1)式と(3)式のいずれか小さい方の値、当該区域が都市計画法の第1種低層住居専用地域又は第2種低層地域内の区域の場合は、(2)式と(3)式のいずれか小さい方の値とする。

ただし、これにより難いときは、特別の調査又は研究の結果に基づいて算出することができる。

$$(1) \quad p=246+p_u$$

$$(2) \quad p=p_u$$

$$(3) \quad p=300+25\gamma_e$$

$p$  : 建築物の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_u$  : 次の式により算出する建築物の地上階の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$$p_u=18f$$

この式において、 $f$ は、次の数値を表すものとする。

$f$  : 次の式により算出した値を切り上げることによって得た地上階の階数 (階)

$$f=H_B/3$$

この式において、 $H_B$ は、次の数値を表すものとする。

当該地域において法令の規定により建築することが可能な建築物の高さの最高限度 (m)

$\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ )、地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 ( $\gamma_{sat}$ ) とする。) ( $\text{kN/m}^3$ )

## 【解説】

### 4.6 建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域の建築物荷重の算定方法

建築物の高さ等建築物の荷重に影響を及ぼす制限がある区域については、これを考慮して建築物規模を定めることができる。

具体的には、航空法による高さ制限や都市計画法による第1種低層住居専用地域又は第2種低層地域、また、高度地区のうち、建築物の高さの最高限度が定められている区域があげられ、上記の式により建築物の荷重を算出することができる。

また、これら以外にも農業振興地域の整備に関する法律の農用地区域のように建築物の建築に制限があったり、軟弱地盤地域での荷重制限等のように建築物の荷重に制限がある場合も、これを踏まえて建築物の荷重を算定することができる。

#### 【計算式の根拠】

(1)式は、建築物の地下部分の荷重を算定する項と地上部分を算定する項から構成されている。

$$p = \frac{246}{\text{(地下部分)}} + \frac{p_u}{\text{(地上部分)}}$$

(地下部分について)

地下部分については、既存の建築物の99.9%以上が地下4階の規模に収まることから、地下4階の地下室を有する建築物を想定し、地下室部分と基礎スラブを合計することにより算出した。

地下室部分は、地下1階当たりの荷重を35kN/m<sup>2</sup>とし、地下4階であることから、

$$35\text{kN/m}^2 \times 4 \text{階} = 140\text{kN/m}^2$$

また、基礎スラブの荷重を106kN/m<sup>2</sup>とし、地下室部分と合計することにより、246kN/m<sup>2</sup>とした。

$$140\text{kN/m}^2 + 106\text{kN/m}^2 = 246\text{kN/m}^2$$

(地上部分について)

地上部分については、まず、建築物の高さが制限されている区域において何階の建築物の建築が可能かを算出するため、当該地域において法令の規定により建築することが可能な建築物の高さの最高限度を地上階1階当たりの高さで除す。その際、安全側に見るため数値は切り上げることとする。

これに地上部分1階あたりの荷重18kN/m<sup>2</sup>をかけることで地上部分の数値がでる。

$$p_u = 18f = 18H_B / 3$$

(2)式について

(2)式は、都市計画法の第1種低層住居専用地域又は第2種低層地域内の区域の場合に使用されるものであり、当該区域では、地下室の建設は想定せず、(1)式における地上部分のみを使用することとした。

なお、計算式に使用されている数値の根拠は以下の通りである。

- ・地上部分の1階当たりの荷重について

RC構造、軒高31m～60mの建築物（693件）の基準階荷重を調査し、その内99%を超える数値が含まれる数値を採用した。

- ・地上部分1階当たりの高さについて

RC構造、軒高31m～60mの建築物（693件）の基準階高を調査し、一番最低の数値を採用した。

- ・地下部分の1階当たりの荷重及び基礎スラブの荷重について

軒高150m以上かつ地下室4階以上の建築物（24件）について調査し、9割を超える数値が含まれる数値を採用した。

### 【参考】軟弱地盤における制限

（基礎設計に関する指導基準：大阪府特定行政庁連絡協議会 昭和59年10月）

## 第3章 杭基礎

### 1. 共通事項

#### (3) 支持地盤の下に軟弱な地盤がある場合の取扱い

支持地盤の下にN値が10未満の粘性土地盤がある場合には、長期荷重による支持地盤下面における地盤の応力度は $15\text{t/m}^2$ 以下でなければならない。ただし、地盤調査の結果に基づき、支持地盤のせん断破壊及び軟弱地盤の有害な沈下が生じないことを確かめた場合はこの限りでない。また、支持地盤の状況によっては、N値が10以上の場合でも適宜前記の検討を行うよう指導するものとする。

なお、支持地盤下面における地盤の応力度は次式による。

$$q_b = q_s \times A_s / A_b$$

$q_b$  : 支持地盤下面における地盤の応力度 ( $\text{t/m}^2$ )

$q_s$  : 基礎ぐい先端における地盤の応力度。ただし、群杭の場合は包絡線内部の平均応力度 ( $\text{t/m}^2$ )

$A_b$  : 支持地盤下面における、応力伝達範囲の面積 ( $\text{m}^2$ )

$A_s$  : 基礎ぐい先端の断面積。ただし、群杭の場合は包らぐ線内部の面積 ( $\text{m}^2$ )

なお、鉛直線に対する応力伝達角度 $\theta$ は、 $\tan\theta = 1/2$ となる角度とする。

## 第5章 大深度地下施設の設置に際し考慮すべき事項

### 5.1 基本的な考え方

大深度地下を使用する事業者は、大深度地下施設と地上建築物間で相互に支障が生じないように、5.2～5.5に示すような検討を行い、適切な対応をとるものとする。

#### 【解説】

### 5.1 基本的な考え方

大深度地下は、支持地盤上面より下に位置することから、これまで利用が進められてきた浅深度地下と比べて、より硬く変形しにくい工学特性をもつ地盤で構成されている。

したがって、大深度地下の掘削に伴う地盤の変形・変位や、地表からの掘削等の影響は小さいものと考えられ、一般的には、相互に支障が生じることは想定しにくいのが、何らかの事情により、支障が生じると想定される場合には、適切な対応をとることが必要である。

具体的には、地盤の状況等を踏まえた工法の選択と適切な施工管理等を行い、地上の土地利用に支障が生じないようにすること。また、大深度地下施設の設置後、建築物の建設の際の大規模掘削や建築物荷重により地盤に変形が生じることが想定される場合、このような変形に対して、十分対応できる構造とすること。さらに、地震動に対して十分対応できる構造とすること等がある。

### 5.2 地盤状況等を踏まえた工法の選択と適切な施工管理等の実施

大深度地下施設の建設により、既存建築物の変位、地表面沈下等により支障が生じないように、地盤状況等を鑑みて工法を選択するとともに、施工管理等を十分に行うものとする。

#### 【解説】

### 5.2 地盤状況等を踏まえた工法の選択と適切な施工管理等の実施

大深度地下は硬くよく締まった地盤で構成されていることから、一般的に想定しがたいものの、既存の建築物や地表に有意な変位を与えないように、工法を選択するとともに、適切に施工管理等を実施することが重要である。

大都市の地下で一般的に用いられる、泥水シールド工法、土圧シールド工法等は、地下水を乱さず工事を実施するものであり、適切な施工管理等を行えば問題ないと考えられる。実際に都市部で実施された工事においては、地表の沈下は数 mm 程度であり、地上の土地利用に対しては、支障は生じないものと考えられるが、必要に応じて地盤の変位等を適切に計測する必要がある（表-5.1 参照）。

【シールド工事による地表面沈下の実績】

表-5.1 最近における都市部のシールド工事による地表面沈下の実績

工事名	トンネル径 (m)	土被り (m)	最大地表面 沈下量(mm)	施工時期	備 考
東京都下水道 大田幹線	8.2	14.7	3.5	H1年 ~H3年	
大阪市地下鉄1号線 大和川工区	6.9	6.1~23.6	3.0	S55年11月~ S59年4月	
営団地下鉄7号線 後楽工区	10.6	30.2	3.5	H1年6月~ H6年12月	
営団地下鉄7号線 飛鳥山線区	6.6	17.4	2.8	S61年2月~ H2年8月	併設シールド
神戸市高速鉄道 栄町工区工事	5.3	21.13	1.3	H6年12月 ~H13年3月	併設シールド
都下水道荒川区 東尾久再構築工事	3.15	11.5	4.0	H13年8月~ H16年3月	
つくばエクスプレス つくばトンネル工事	7.45	11.5	2.0	H14年7月~ H15年5月	併設シールド

出典：「トンネルと地下」

### 5.3 大規模掘削による地盤の変形

建築物の建設の際の大規模掘削により地盤が変形し、大深度地下施設への支障が生じると想定される場合には、適切な対応をとるものとする。

### 5.4 建築物荷重による地盤の変形

建築物荷重による地盤の変形により、大深度地下施設への支障が生じると想定される場合には、適切な対応をとるものとする。

【解説】

### 5.3 大規模掘削による地盤の変形

大深度地下施設は、地盤の変形に追随する挙動を示すものである。建築物の建設の際の大規模掘削により生じる掘削底面のリバウンド現象（表-5.2 参照）によって、大深度地下施設にも変形が生じたとしても、掘削底面とは15m以上の離隔距離があること、さらに、3.1で大深度地下施設の規模に応じて1D以上の離隔距離をとること等を考えれば、リバウンドによる支障は大深度地下施設には生じないものと考えられる。ただし、事業の種類によって管理値、許容値が異なっており、それぞれの事業の特性に応じて検討する必要がある。

### 【リバウンド量の計測例】

表-5.2 既存建築物基礎の掘削におけるリバウンド量の計測例

施設名称	掘削によるリバウンド	出典
国際通信センタービル	掘削面で最大 9mm 隆起	土と基礎 1975.9
新宿三井ビル	掘削面で最大 20mm (平均 15mm) 隆起	土と基礎 1975.9
東京ユーロポートホテル	直下の地下鉄で鉛直方向の隆起 16mm	近接施工技術総覧
大阪駅前梅田地区ターミナルエリア	掘削面で 10~20mm 程度隆起	近接施工技術総覧

### 【地盤変形解析】

地盤の変形を予測検討する手法としては、一般に FEM 解析が用いられる。

解析例では、支持地盤以下の大深度地下で、相互離隔も一定量確保される場合、シールド掘削時の地上建築物への影響、及び、地上建築物の基礎等の掘削及び建築物荷重の载荷が大深度地下のシールドトンネルに与える影響は、共に通常問題とならない程度であった。

また、逆に、大深度地下施設が存在することにより、リバウンド量が増大するなどの建築物の建設に対して支障が生じるのか否かという問題については、掘削底面からは 15m 又は 1D 以上の離隔距離があること、大深度地下施設は、地盤の変形に追随して変形をすることから考えれば、支障は生じないものと考えられる。

## 5.4 建築物荷重による地盤の変形

既存の超高層建築物も含め、通常の建築物の建設に支障のないように設計荷重を定めることとしており、大深度地下施設を設置したとしても、建築物の建設に支障は生じない。ただし、建築物荷重等により地盤が変形する場合には、大深度地下施設にもその影響が及ぶことが考えられる。

具体的には、建築物荷重による洪積粘性土層の圧密沈下により、大深度地下施設に変形が生じる場合等が想定できるが、変形が生じたとしても、シールドトンネルは柔軟で変形に追随する構造であり、支障を生じないと考えられる。ただし、事業の種類によっては、管理値、許容値が異なっており、それぞれの事業の特性に応じて検討する必要がある。

**【参考】 事前対策を施した施工例**

関西電力 大阪南港かもめシールドトンネル

概要：送電と燃料（天然ガス）、延長：1320m、トンネル径：5.4m、泥水式シールド

状況：埋め立て直後にシールド掘進したため、掘進後最大 70cm トンネルが沈下した。しかし、可撓セグメントの採用や、二次覆工に目地をつけるという事前の対策により、地盤の変形に追随し、供用には問題がなかった。

出典：土木学会 第 52 回年次学術講演会 1997.9

なお、逆に、大深度地下施設が存在することにより、建築物の建設に際し沈下量が増大するなどの支障が生じるのか否かという問題については、大深度地下施設は、建築物による荷重に対して十分な耐力を有するようにつくることから、支障は生じないものと考えられる。

## 5.5 地震時の影響について

大深度地下施設は、地震により受ける影響は小さいと考えられるので、原則として地震の影響を考慮する必要はないが、地上部との接続部分や、振動特性が異なる地盤に設置される場合などには検討を行い、必要に応じて対策をとるものとする。

### 【解説】

#### 5.5 地震時の影響について

一般的に地震動は地下深くなればなるほど小さくなることから、大深度地下は地上と比較して地震動は小さいと考えられる。

また、地震時に支持力がなくなる現象として地盤の液状化があるが、これは浅い部分の緩い砂層において生じるとされており、支持地盤以下の硬い地盤となる大深度地下では、この現象は対象にならないものと考えられる。

なお、大深度地下施設の耐力は、地震等の短期的な荷重の増加に対する余裕を持っているので、地震動により建築物基礎の接地圧が一時的に増加したとしても、地下施設の耐力が問題になることはない。

また、地上構造物が慣性力により振動するのに対して、地下構造物の慣性力は周囲の地盤に作用する慣性力より小さく、地盤の変位・変形に追随して振動するものであり、大深度地下施設には、地上構造物に見られる振動の増幅等の現象は生じないと考えられる。

さらに、大深度地下は硬くよく締まった地盤で構成されていることから、地震動による影響は小さく、原則として耐震設計の必要はないと考えられる。

しかしながら、地上部との接続部分、振動特性が異なる地盤に設置される場合等においては、弾性ワッシャーや可撓性継手の採用等の対策についても検討する必要がある。

**【参考】 地下構造物に対する地震の影響の記述例**

地下構造物に与える地震の影響は、次のように考えるのが一般的である。トンネルの重量とトンネルが排除する土の重量を比較すると、トンネルの方が軽いことが多い。したがって、地震力が作用した場合に、周辺地山に作用する慣性力よりもトンネルに作用する慣性力は小さいことになる。その結果としてトンネルの土被りがある程度以上ある場合には、トンネルは地盤の振動とほぼ同様に振動するものと考えられる。

したがって、土被りが大きく良好な均一地盤中のトンネルの場合にはその影響が比較的小さいと考えられる。シールド工法の場合他のトンネル工法に比べると、継手の存在によりトンネル剛性が小さくなることや、原地山の中にトンネルを構築する施工法であること等から、周辺地山への追従性はより高いものと考えられる。

しかし、次の条件にある場合は、トンネルが地震の影響を大きく受けるものと考えられ、特に慎重な検討が必要である。

- ①地中接合部、分岐部、立坑取付部等のように覆工構造が急変する場合  
(セグメントの種類の変化、二次覆工の有無等も含む)
- ②軟弱地盤中の場合
- ③土質、土被り、基盤深さ等の地盤条件が急変する場合
- ④急曲線部を有する場合
- ⑤緩い飽和砂地盤で、液状化の可能性がある場合

**【出典】** トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 (土木学会 平成 28 年)

一方、大深度地下施設は周辺の地盤に追従して振動することから、通常の施設が存在したとしても、周辺地盤や地表の地震動はほとんど影響を受けないものと考えられる。ただし、複数の大深度地下施設を近接して設置する場合や、大きな地下空洞を設けるなど、特殊な使用をする場合には、施設の存在が周辺地盤の振動特性に与える影響について検討が必要となる場合も考えられる。

【二次元動的解析の例】

以下の地震の解析例より、トンネルの存在が地表にほとんど影響を与えないことがわかる。

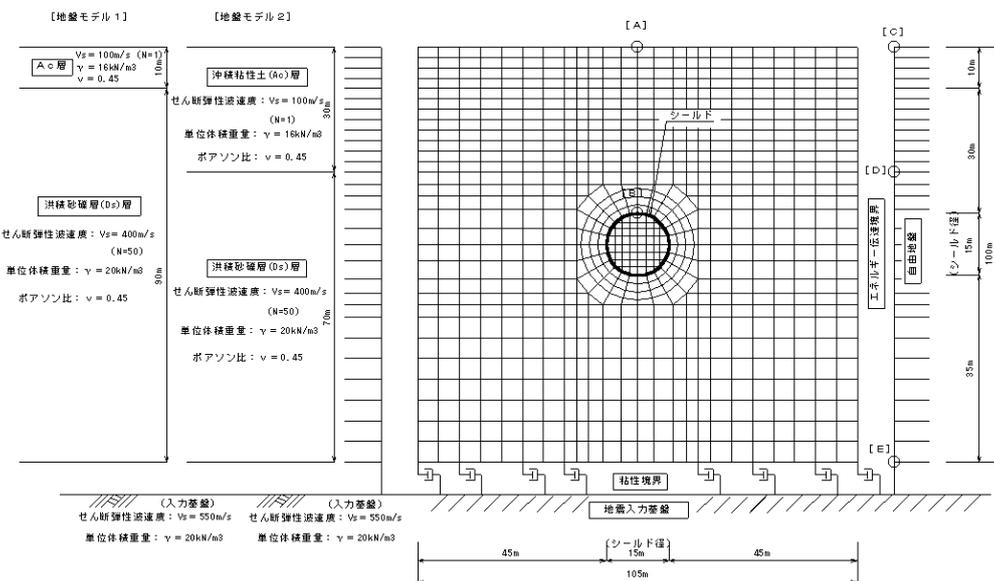


図-5.1 解析モデルと節点位置図

表-5.3 応答加速度最大値

ケース名	地盤モデル	トンネル	節点A	節点B	節点C	節点D	節点E
1N	地盤モデル1(軟弱層小)	無	828	267	828	312	272
1E	地盤モデル1(軟弱層小)	有	823	267	828	312	272
2N	地盤モデル2(軟弱層大)	無	561	368	561	395	326
2E	地盤モデル2(軟弱層大)	有	565	360	561	395	326

## 5.6 大深度地下施設に近接して設置する場合の対応

大深度地下施設に近接して新規に大深度地下に設置する施設は、近接して設置することによる相互の影響について、離隔に応じて以下の技術的な検討を行うものとする。

- ①離隔が  $1D$  ( $D$  は新規に設置する施設の外径) 以上の場合、原則として技術的検討を省略することができる。
- ②離隔が  $0.5D$  以上  $1D$  未満の場合、地山の条件、施設相互の位置関係、施設の用途、施設の外径、施工状況等を考慮し、必要に応じて技術的検討を行う。
- ③離隔が  $0.5D$  未満となる場合には詳細な技術的検討を行わなければならない。

### 【解説】

#### 5.6 大深度地下施設に近接して設置する場合の対応

大深度地下施設（トンネル径  $15\text{m}$  程度までの単円形シールドトンネルを想定）に近接して、新規に施設を大深度地下に設置する際に考慮すべき事項を示すものである。

ここでいう近接施工とは、既設トンネルに対して新設トンネルが鉛直方向に併設、水平方向に併設、上下に交差の位置関係で近接して設置される場合を想定するものである。このような場合には、新規に設置するトンネルの施工による地山の応力再配分の影響を受け、既設トンネルには横断方向および縦断方向に単設トンネルの状態とは異なる変位や応力が発生し、状況によってはトンネル覆工の安全性に影響を与える場合もある。したがって、既設トンネルに近接してトンネルを設置する事業を計画する場合は、必要な離隔を確保し、既存の施設等に支障が生じないように十分配慮する必要がある。

トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説（土木学会 平成 28 年）では、「2.12 併設トンネルの影響」において、“併設するトンネルの位置が水平方向、上下方向いずれの場合においてもその離隔距離が後続するトンネル外径 ( $1D$ ) 以内となる場合には十分な検討が必要である。（中略）特に離隔距離が  $0.5D$  以下となる場合には詳細な検討を行う必要がある”としている。

大深度地下は従前の経験が豊富な比較的浅い地下と比べて硬く締まった良好な地盤特性を有しており、大深度地下においては近接施工による影響は小さいものと考えられる。このため、施設間の離隔に応じて行うべき技術的検討を条文に示すように定めた。

【近接設置のイメージ】

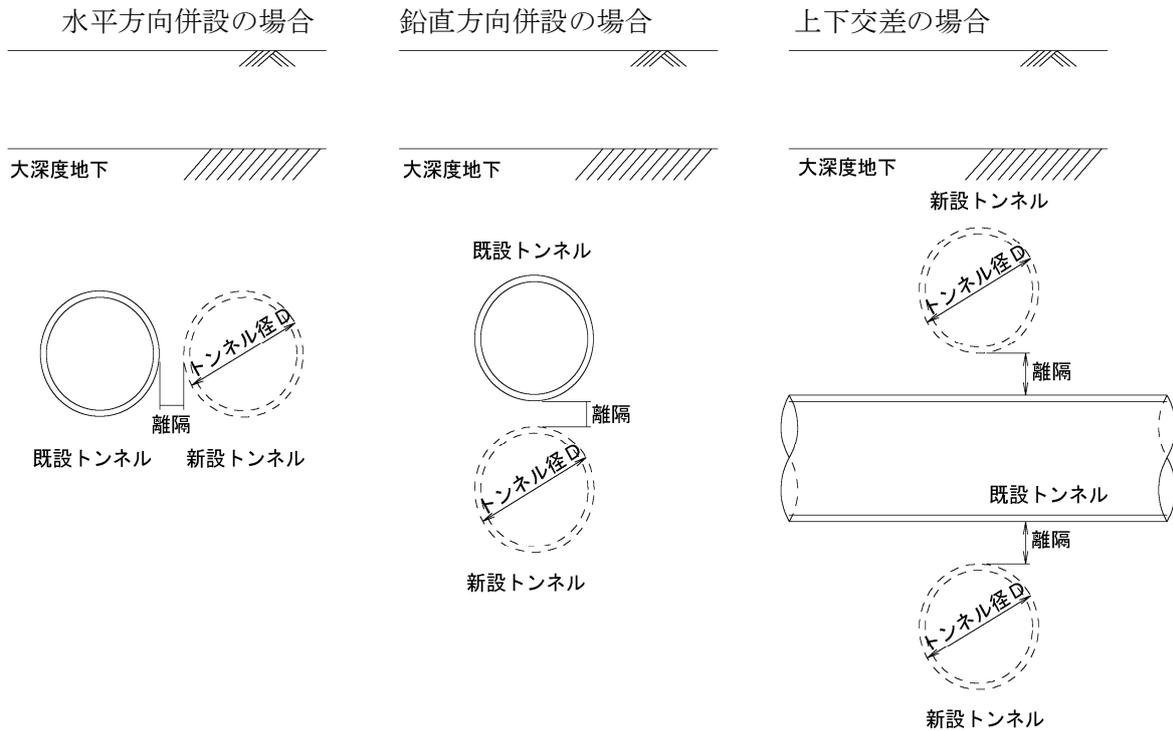


図-5.2 近接設置のイメージ

①について：一般に、従前の経験が豊富な比較的浅い地下における軟質な地盤であっても、トンネル間の離隔距離が新設トンネルの外径（ $1D$ ）以上の場合には、既設トンネルに与える影響は小さいとされている。したがって本指針では、大深度地下における硬く締まった地盤特性を踏まえ、新設トンネルの位置が鉛直方向に併設、水平方向に併設、上下に交差いずれの場合においても、その離隔距離が新設トンネルの外径（ $1D$ ）以上となる場合には、原則として近接施工の影響に関する技術的検討を省略することができることとした。なお、既設トンネルの用途によっては、変位等の制約が厳しいなど近接施工による影響に関する技術的検討を必要とする場合がある。

②について：大深度地下における地盤特性を踏まえると、トンネル間の離隔距離が  $0.5D$  以上  $1D$  未満の場合であっても、 $1D$  以上の場合と同様に近接施工による既設トンネルへの影響は少ないと考えられる。ただし、以下に示すような事項を考慮し、必要に応じて近接施工の影響に関する技術的検討を行うこととした。

i) 原則として  $N$  値  $50$  以上の硬く締まった大深度地下の地盤では、一般にその強度定数 ( $c, \phi$ ) が大きいので近接施工による影響は小さいと考えられる。

しかし、粘着力  $c=0$ 、内部摩擦角  $\phi=30^\circ$  の地盤における試算結果では近接施工の影響が無視できないという結果が得られたことから、大深度地下の地盤であっても例外的に強度の小さい地盤では、近接施工の影響を無視できない。

ii) 既設トンネルの下方に新設トンネルを設置する場合は、トンネル間の地盤を緩めると既設トンネルに大きな変位や応力が発生する場合がある。

- iii) 既設トンネルへの影響がトンネルの構造上問題ない程度であっても、既設トンネルの用途によっては変位、変形、勾配等の許容値が厳しく設定されることがある。
- iv) 既設トンネルに比べて新設トンネル外径が相対的に小さい場合は、実質の離隔距離が小さくなるため慎重な検討が必要となる場合がある。
- v) 既設トンネルに影響を与える新設トンネルの施工時荷重は、主として推力、裏込め注入圧、泥水圧または泥土圧であるが、これらの荷重はトンネル間の地盤を介して既設トンネルに偏圧として作用し、既設トンネルに大きな変位や応力を発生させる場合がある。

③について：トンネル間の離隔距離が小さくなるほど近接施工の影響が増大し、特に 0.5D 未満となる場合にはその影響が顕著となる。このため、離隔距離が 0.5D 未満となる場合にはその都度、近接施工の影響に関する詳細な技術的検討を行わなければならないこととした。

なお、近接施工によるトンネル相互影響に関しては、地山の条件、施設相互の位置関係、施設の用途、施設の外径、施工状況等の要因が複雑に影響し合い、また、大深度地下における近接施工事例は少ないことから、現状では未解明な点が残されている。したがって、大深度地下における近接施工の事例が増え、新たな技術的知見が蓄積された時点で、ここで定めた離隔距離の考え方について見直す必要がある。