

土木屋さんのための土ノート

株式会社 ランドテクト

(4.3以降は随時更新予定です)

目 次

第 1 章 地形と地盤

- 1.1 概説
- 1.2 土の起源
- 1.3 地層
- 1.4 地形と地盤

第 2 章 土の基本的な性質

- 2.1 概説
- 2.2 土の構造
- 2.3 土の基本的な性質
- 2.4 土の粒度分布
- 2.5 土のコンシステンシー特性
- 2.6 土の分類
- 2.7 土の締固め

第 3 章 土の圧縮と圧密

- 3.1 概説
- 3.2 土の圧縮特性
- 3.3 土の圧密
- 3.4 沈下量の推定
- 3.5 圧密試験

第 4 章 土のせん断

- 4.1 概説
- 4.2 土のせん断強さ
- 4.3 せん断試験
- 4.4 安定解析と土の強度定数

第 5 章 土圧

- 5.1 概説
- 5.2 土圧論
- 5.3 構造物に作用する土圧力

第 6 章 支持力

- 6.1 概説
- 6.2 地盤の降伏
- 6.3 支持力理論

第 7 章 斜面安定

- 7.1 概説
- 7.2 破壊基準
- 7.3 安全率
- 7.4 間げき水圧と土の重量
- 7.5 安定解析

第 8 章 基礎

- 8.1 概説
- 8.2 浅い基礎
- 8.3 深い基礎

第 9 章 土構造物

- 9.1 概説
- 9.2 盛土
- 9.3 擁壁

第 10 章 斜面・地すべり対策工

- 10.1 概説
- 10.2 斜面の安定に係わる調査
- 10.3 斜面の安定性評価
- 10.4 対策工法

第1章 地形と地盤

1.1 概説

地盤のほとんどは、岩盤と土砂で構成されています。

土砂は概ね、岩盤が風化したり浸食されたりして岩片状となったり鉱物粒子にまで細片化されて流水や風により運ばれ堆積したものが多く、場合によってはその場に残存しているものもあります。

岩盤は、堆積岩・火成岩・変性岩等に分類されますが、堆積岩は堆積した土砂が固結したものです。ですから、岩盤と土砂には図 1.1.1 に示すような輪廻があると言ってよいと思います。輪廻といっても我々人間の一生の輪廻とはとんでもなくタイムスケールが違いますが。

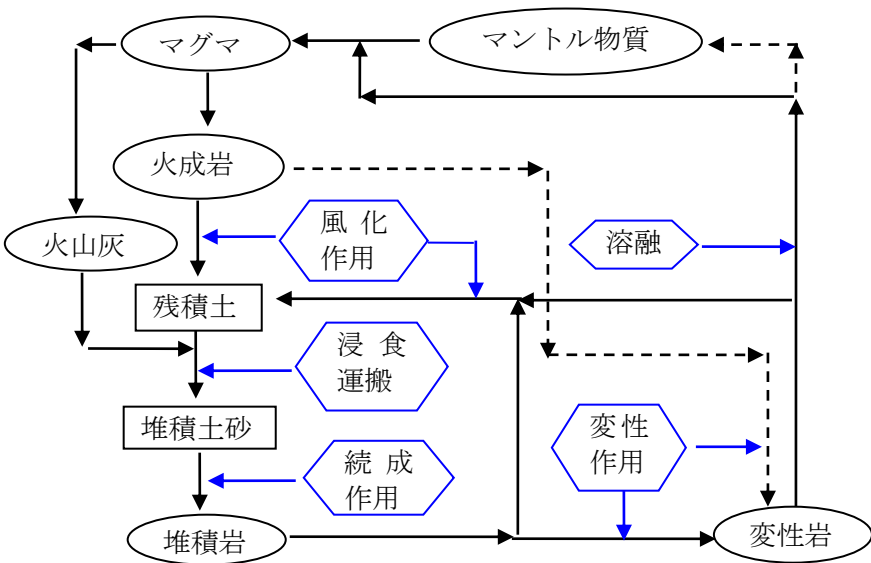


図 1.1.1 岩盤と土砂の輪廻

地盤は岩盤と土砂により構成されますから、地盤の表面である地形は、岩盤と土砂の輪廻の過程が反映されることとなります。

また、浸食・運搬による土砂の堆積は、その環境の影響を受けますから、地形と地盤には密接な関係があると言ってよいと思います。

1.2 土の起源

土は図 1.1.1 に示しますようにマグマが起源となり、岩盤が出来、岩盤が風化により土砂化した風化残積土と、それが浸食・運搬されて堆積した堆積土に分類されます。堆積土の中には火山灰のように直接土砂として堆積するものもあります。

(1) 岩盤の風化作用と風化土

岩盤の風化作用には物理的風化作用と化学的風化作用があります。

物理的風化作用には、応力開放・日射・凍結融解・乾湿繰返しなどがあります。岩盤には層理・片理や節理などといった弱線が存在し、上記した原因により弱線に緩みが生じ、細片化して脆弱となります。また、泥岩・シルト岩や凝灰岩では粘土鉱物の膨潤により細片化します。

科学的風化作用には、溶解・酸化・加水分解・脱水・還元作用等があります。高温高压の環境で生成された岩盤や続成作用を受けた堆積岩では造岩鉱物が安定な鉱物に変化したり、水に溶解するなどの科学的な作用で脆弱化します。

岩盤はこのような風化作用で、脆弱化して土砂化し、風化土となりますが、実務では風化土層と呼ぶことは少ないと思います。岩盤が風化して脆弱化したものは、その技術屋さんの出身畑によりさまざまな呼び方がされる場合があります。例えば、地質出身の人が風化岩や強風化岩と呼ぶものが、施工畑の人にすれば土砂や粘土であるし、土質出身の人は状況により使い分けたり、〇〇質礫とか××質砂などと工学的分類に近い名称で呼んだりしていて、風化岩の場合は着目する立場により岩であったり土砂であったりその呼び方はいろいろで、明確に線引きされていない場合が多いと思います。ちょっと話はそれますが、「道路土工 施工指針」では弾性波速度が $V_p=700\text{m/s}$ 以上が軟岩とされています。

ボーリング柱状図や地質・土質調査報告書では、かなり土砂化が進んだ岩盤でも岩構造(岩組織)が認められれば、風化・強風化・極風化〇〇岩と呼んでいることが多く、岩構造が全く認められない場合は土砂としていていると思います。この土砂としたときの土層名は、岩構造が全く認められない土層の層厚が比較的薄いときには表土層と呼んだりしますが、厚いときには、崖錘地形が認められないのになぜか崖錘堆積物層としている場合も認められます。この場合、言葉の本来の定義からすれば全く間違っていることとなるのですが、なぜかそれなりに意味が通じて

それなりの評価がされ、問題なく設計・施工に引き継がれているようです。

(2) 堆積土

堆積土は、崩積土、流水による堆積土、火山性の堆積土と風により運ばれた風積土があります。

崩積土は、その名のとおりに斜面が崩れて堆積した土層で、実務では比較的新しく崩れたものを崩積土層、古くから堆積している崩積土を崖錘堆積層と呼ぶことが多いように思いますが、必ずしも、その使い分けが明瞭になされているとは言えません。崩積土は、堆積勾配がその土の限界勾配であることが多いので、その安定性には注意が必要です。

流水による堆積土は、流速の速い個所では粗粒な堆積物が多く、湖沼や後背湿地のように流速の遅い個所では細粒土が主に堆積します。また、葦等の植物による腐植土が堆積することがあり、極端な軟弱地盤となっている場合があります。

河口まで扇状地が発達している河川の河口では、粗粒土も海岸まで運搬され、沿岸流により海浜・砂嘴・砂州が形成されます。このような海岸沿いの土は、円磨され粒径が比較的均一であるといえます。

海成の堆積土は、現在の海岸部や三角州の河成堆積物の下位に分布し、全般に水平方向の連続性が良いことが多いとされています。

火山性の堆積物は、火山灰・火山弾・降下火砕堆積物・火砕流堆積物や火山泥流等があります。

火山性の堆積物のうち、火砕流堆積物や火山泥流等は不均質で、古いものは、その分布状況も捉え難い場合が多いのですが、逆に新しいものは地形からおおよそその分布状況が捉えられる場合もあります。

火山灰は、堆積する前の地形が凸状地では薄く、凹状地では厚く堆積することが多く、その層厚が地形からつかみ難いことがあります。

火山灰で面白いことは、噴出して直接ある地点に堆積した火山灰と、火山灰が流水等により運搬・堆積した地盤ではその性状が異なることです。ですから、火山灰の場合には、一次堆積の火山灰か火山灰起源の二次堆積物かにこだわる必要がある場合があります。

火山性の堆積物は、目視や手ざわり等で、火山性のものとわかりやすく、火山灰質○○・ローム質○○や凝灰質○○等の呼び方をすることがあります。

(3) 変質作用を受けた土・岩

火山地帯・温泉地帯では、熱水変質作用を受けた岩盤が認められることがあります。変質作用を強く受けた岩盤は、赤・紫・水色・緑・白色等を呈し、元の岩盤が何岩であったのかほとんど見分けがつかないことが多く、完全に粘土状となったものは、温泉余土と呼びます。ボーリング柱状図では変質・強変質〇〇岩などと表記することが多いと思います。

岩の割れ目に沿って変質が進み全体に不均質な場合と、かなりの層厚で比較的均質に変質している場合があります。ボーリングコアだけの観察では、不均質に変質の進んだ岩盤と火山泥流との区別が付き難いことがあります。このような場合には注意深いコア観察、既存資料の収集、地形観察や露頭観察が必要です。

1.3 地層

他の場所で浸食されてできた岩石や土砂が降り積もったり、水等で運搬されて堆積したものが層となったものが地層です。地層で比較的均質な構成物からなる一枚の地層を単層と呼び、単層と単層の境界を層理面と言います。水中に溜まった堆積物は一般に水平ですが、地殻変動等を受けると地層が傾きます。地層が傾斜したときの層理面と水平線のなす方向を走向と言ひ、層理面と水平面のなす角度を傾斜と言ひます。地層の中には、層理が明瞭な地層もありますが、層理が不明瞭な地層もあり、このような地層を無層理な地層と言うことがあります。

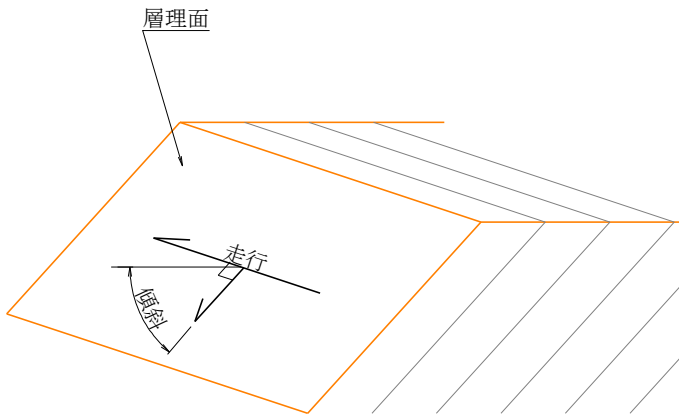


図 1.3.1 地層の走向・傾斜

層理と同様に地層の特徴を表現する言葉に、片理と節理があります。

片理とは岩石や岩石を構成する鉱物が方向性を持って並んだ面で、柱状片理、針状片理、板状片理や鱗片状片理があります。

節理とは岩体に発達した規則性のある割れ目で両側にズレの見られないものを言い、柱状節理、板状節理、放射状節理、方状節理があります。

片理面や節理面に対しても、層理面と同様に走行傾斜でその方向と傾斜を示すことがあります。

地層や節理・片理等の面の傾斜が地形と同方向に傾斜している場合を流れ盤と言ひ、互いに逆方向に傾斜している場合を受け盤と言ひます。流れ盤の場合は、その傾斜が斜面の傾斜より緩い場合には地すべりや崩壊が起きやすいと言われていひます。受け盤の場合には、その心配は少ないと言ひますが、層理面や片理面に対して直交する割れ目が存在し、時に深いところにせん断面を持つ崩壊や地すべりが発生することがありますから、受け盤だからと言ひて安心は出来ません。

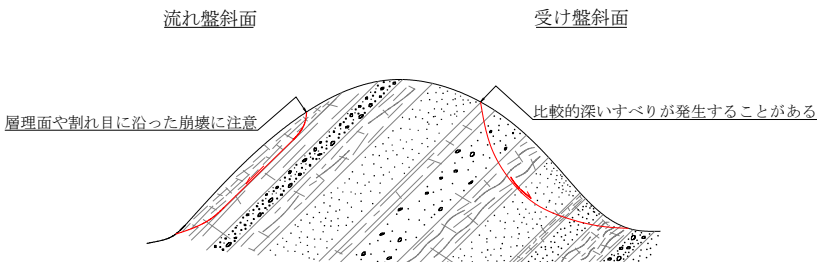


図 1.3.2 流れ盤と受け盤

水中に堆積して形成された地層は一般に水平ですが、地層に大きな力等が加わるとうねるように曲がる場合があります。これを褶曲と言ひ、曲がりの上に凸な部分を背斜、凹な部分を向斜と言ひます。

地層が大きな力を受けて、ある平面を境にしてずれている場合があります。このようなずれを断層と言ひます。断層はそのずれかたから、正断層、逆断層、横ずれ断層があり、横ずれ断層には右ずれ断層と左ずれ断層があります。正断層は水平方向に引張り力が作用した場合に発生し、地下に斜めに入った割れ目を境に片方が他方の上をすべったように変位します。逆断層は圧縮力が作用した場合に発生し、地下に斜めに入った割れ目を境に圧縮力を逃すために片方が他方にのしかかるように斜め上に変位します。横ずれ断層は、断層面に向かって立ち、断層の向こ

う側が自分の立った側より右側にづれていれば右ずれ断層、左側にづれていれば左ずれ断層といいます。新生代第四紀後期以後に地震を起こし、今後も活動を継続すると考えられる断層を活断層と言います。

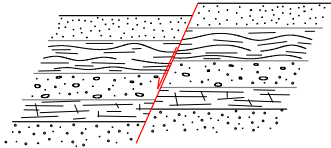


図 1.3.3 正断層

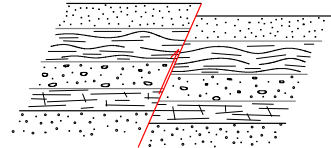


図 1.3.4 逆断層

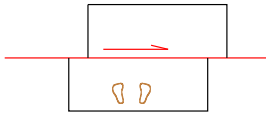


図 1.3.5 右ずれ断層

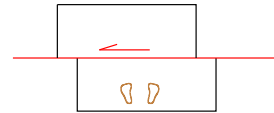


図 1.3.6 左ずれ断層

地層の堆積速度は一様ではありませんが、概ね連続して堆積します。ある地層と地層が連続して堆積している場合はその地層と地層は整合な関係にあると言います。しかし、ある地層と次ぎに堆積した地層との間に長い時間を要し、浸食等により地層の不連続がある場合にはその地層と地層とは不整合な関係にあると言います。

地質関係の文献等を読んでいると、同じ名前の地層でも、ある文献では〇〇層と表記され、別の文献では〇〇層群と表記されていたり、〇〇累層と表記されていたりします。これらの区分は次ぎのように定義されているようです。層または累層は、地層の基本単元で、単層は地層としてそれ以上区分出来ない最小単元を言います。単層には溶岩流や火砕流などもこれに当たります。層を少し細分化した場合には部層という言い方をします。層群は複数の層の集まりを指し、亜層群は層群を幾つかの部分に分ける場合に使用します。複数の層群を含むまとまりとして示す場合には超層群と呼びます。

地層を説明するときに、〇〇紀△△世の地層で……等とその地層の年代が使われることが多いと思います。土木屋としては時代は同でも良く、硬いの軟らかいのかどんな性質でどうするとどうなりやすい地層なのか、で、どうすればいいのかが解ればいいのですが、地質の説明を受けたり、読んだりするときにはなんとなくその地層の地質年代を知っていたほうが入りやすいかもしれません。参考までに、「ウィキペディア(Wikipedia)」を参考に地質時代の区分表を表 1.3.1 に示します。

表 1.3.1 地質時代区分表

代		紀		世		年代 百万年前(Ma)	
						始	終
顕 生 代	新 生 代	第四紀		完新世		0.01	現在
				更新世		1.806	0.01
				新第三紀	鮮新世	後期	2.588
		中期	3.6			2.588	
		前期	5.332			3.6	
		中新世	後期		11.608	5.332	
			中期		15.97	11.608	
			前期		23.03	15.97	
		第三紀	古第三紀	漸新世	後期	28.4	23.03
					前期	33.9	28.4
	始新世			後期	37.2	33.9	
				中期	48.6	37.2	
				前期	55.8	48.6	
	暁新世			後期	58.7	55.8	
			中期	61.7	58.7		
			前期	65.5	61.7		
	中 生 代		白亜紀	後期		99.6	65.5
		前期			145.5	99.6	
		ジュラ紀			208	145.5	
		三疊紀			245	208	
古 生 代		ペルム紀			290	245	
		石炭紀			363	290	
		デュボン紀			408.5	363	
	シルル紀			439	408.5		
	オルドヴィス紀			510	439		
カンブリア紀			570	510			
先 ア カ ン ブ リ ア 代	原 生 代	後期		900	545		
		中期		1600	900		
		前期		2500	1600		
	始 生 代			3800	2500		
	冥 王 代			4550	3800		

最近では、完新世、更新世との時代表記となっていると思いますが、完新世は沖積世、更新世は洪積世と表記した図書・文献もあると思います。でも、沖積層、洪積層は完新層、更新層とはあまり言いませんよね。

1.4 地形と地盤

地形は大きく分けて、低地・台地・丘陵・山地の四つに分類されます。

(1) 低地

低地は、河川の堆積作用によって形成された沖積低地、海岸部の海岸低地、山地の谷あい形成された谷底低地、山麓部に広がる扇状地などが主なものです。

沖積低地は、粘性土・砂質土・礫質土より構成され、沖積低地を形成した河川の土砂供給能力により、土層構成は変化します。

扇状地は、河川が山地部から低地部に流れ込む山地と低地の境界付近に形成された扇状の緩やかな傾斜を有する地域です。土砂の供給能力の大きな河川では、扇状地地形が海岸線付近まで形成されていることがあります。扇状地は主に礫質土からなります。このため、構造物の基礎地盤としては問題がないことが多いのですが、地下水（伏流水）が豊富なことが多いので、掘削等には地下水に対する配慮が必要となる場合が多いと思われます。

沖積低地の扇状地と河口の三角州との間の河道沿いには自然堤防が形成され、砂質土・礫質土が卓越することが多く、自然堤防の背後から山麓にかけては、氾濫原後背湿地と呼ばれる軟弱な粘性土が分布する低地が存在する場合があります。

扇状地が海岸線付近にまで達していて沿岸流の影響を受ける個所でもその背後に後背湿地が存在することがあります。このような地域で、大まかには低平であるが、緩やかな起伏が認められる凹状地形個所では、軟弱層の分布を疑う余地があると思います。

沖積低地を流れる河川が暴れ川であったり、過去に河道の付け替えが行われている個所では、現在の河道にばかり目を奪われていると、予期せぬ礫質土の分布や軟弱粘性土に遭遇して、入手した付近のボーリング柱状図のデータと異なった地盤状況で、当初の予定を大きく変更せざるを得ないことがあります。聞き込みや古い地形図の入手が可能であれば、それらの情報を事前に捉えておくことが望ましい場合があります。

三角州は河口部に形成された自然の埋立地です。一般に静かな海の河口部に形成されますから、粘性土層が卓越する 경우가多く、表層部に河成層、海浜堆積物が分布し、その下位に海成層(粘性土が卓越)が厚く分布する場合がありますと言えます。砂質土が分布する場合には地震時の液化が懸念されます。

土砂の供給量の多い河川では、河川の中・下流域にも粗粒な土が堆積し、網状の流路が形成されます。この網状の流路の粗粒な堆積物が周囲の山地から流入する小河川の口元付近を閉塞するとおぼれ谷が形成され、沼沢が形成され、腐植土が堆積します。このため、おぼれ谷では圧密沈下などに対して注意が必要となります。

(2) 台地

台地とは、周辺より標高がかなり高く広がりを持った地域と説明されるようですが、シラス台地や洪積台地などの呼び方をよく耳にします。

静岡県では牧の原台地や三方原台地が有名です。ともに、洪積台地の一つでともに洪積世の礫質土を主体としています。牧の原台地は旧大井川の扇状地または三角州が隆起した洪積台地で、三方原台地は天竜川の扇状地が隆起した洪積台地です。

これらは第四紀更新世の扇状地の平坦面ですが、台地を形成する地形の一つに段丘があります。

段丘は河川沿いに形成された河岸段丘と海岸線に形成された海岸段丘があります。また、形成された時代により洪積段丘・沖積段丘と呼ぶこともあります。洪積段丘を高位・中位段丘、沖積段丘を中位・低位段丘と呼ぶことがあります。この高位・中位・低位段丘は現在の河床からの比高で呼んでいるそうです。

谷沿いの山腹斜面に小規模な段丘面の名残地形が部分的に残っていることがあります。これを地すべり地形とまちがえることがあります。地形図をよく見るとほぼ同様な標高で同じような平坦面が点在している場合には、地すべり地形か段丘面の名残地形かを疑ってかかる必要があると思います。

不透水性の固結度の低い岩盤上に段丘堆積物が不整合に載っている場合があります。この場合、段丘堆積物と岩盤との境界付近に地下水位が形成され、段丘側部で地すべりや崩壊が発生することがあります。牧の原台地縁辺部の地すべりはこれと同様な例と言えます。

(3) 丘陵地

給料地とは、なだらかな起伏、小山や丘の続く地形の地域と説明されるようですが、多摩丘陵、三浦丘陵などをよく耳にします。静岡県では、蒲原丘陵があります。

丘陵を形成する地盤は、未固結または半固結の比較的新しい堆積物からなることが多いと思いますが、開析が進み沢が発達します。また、頂

部の高さがそろっており、以前は一続きの面であったことが伺えます。

丘陵地の地下水は全般に深いことが多いと言われています。地層の分布が水平で、不透水層の上に透水層が分布する場合には崖部に湧水があり、崖の浸食を助長している場合があります。また、地層の分布が傾斜している場合には傾斜した地層の下流側に地下水が集まりやすく、被圧水が存在する場合があります。

丘陵地は、巨視的に見れば台地や平地の地下水の涵養地になっていると言われています。

火山の山麓には広大な緩斜面が広がっていることがあります。火山山麓の丘陵状の斜面は、溶岩・凝灰岩・火山灰・泥流堆積物などから構成されますが、全般に不規則・不均質なことが多く、地質屋さん・土質屋さん泣かせの地域と言ってしまうと思います。このような地域では、岩盤と未固結な土砂の区別は付きますが、溶岩と未固結土砂が互層をなしている場合もあり、ボーリング調査だけでは、薄い溶岩層なのか火山弾転石なのか区別が付かない場合があります。未固結土砂は火山噴出物層や泥流堆積物層等といった地層名をつけることが多いと思いますが、土質が極めて不規則・不均質な場合にはその土砂の起源さえもよくわからず困ってしまうこともあります。まあ、一つにまとめて、火山山麓堆積物層とても土層名をつければよいのかもしれませんが、なんとも大雑把過ぎる気がします。

火山性の岩盤では、割れ目に対する配慮が必要ですし、未固結な土砂や固結度の低い岩盤では、水に対する抵抗性や応力開放・吸水膨張による脆弱化に留意が必要な場合があると思います。

(4) 山地

山地は周りの地形より起伏が大きく急な斜面を有する地形の高まりと説明できるようで、日本の国土の 3/4 は山地であると言われています。

山地は、浸食作用の激しい場所で、谷が複雑に刻まれていますので、谷の下流域に対する土砂の供給源となっています。

話はそれますが、高さが 2000m 以上を高山性山地、1000m 程度を中山性山地、500m 以下を低山性山地(丘陵)と概ね分類するのだそうです。

山地は主に岩盤から構成され、山腹斜面の一部に上部斜面から供給された(崩れ堆積した)崖錘堆積物や崩積土が分布したり、谷部には土石流堆積物等が分布したりします。また、岩盤がマス状にゆっくりと移動する地すべり土塊も存在します。

山地斜面の主体である岩盤の工学的性質を考える場合には、風化によ

る脆弱化と層理・片理・節理といった岩塊を分離する境界面の方向・傾斜・密度や状況に注意する必要があります。このような地質情報を精度よく捉えるには、所謂「地質屋さん」の手助けが必要となることが多いと思います。そして、地質屋さんから得られた情報と自分自身で監察した現場情報をもとに問題の解決に当たる必要があると思います。

第2章 土の基本的な性質

2.1 概説

土の性質と言うと、ほとんどの本で出てくるのが、土は「固相」、「液相」、「気相」の三相からなる多孔質な物質と言うことだと思います。

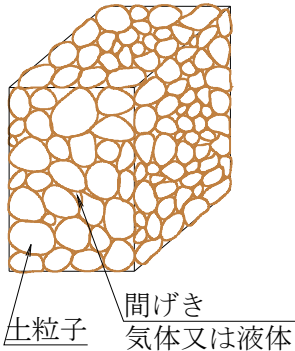


図 2.1.1 土の三相

固相は通常、岩石の風化物である鉱物が主体ですが、腐食植物や有機物が混入する場合があります。また、通常、液相は水で、気相は空気であると言えます。

空隙が液体で満たされている場合を飽和状態と言い、液体が無く気体のみの場合は乾燥状態と言います。

土の性質は、固相の粒子の粒度や粒子の組み合さり方、間げきの大きさなどの影響を受けますし、これらが同じでも、間げきを占める液相の割合でも性質が異なったものとなります。

土の性質は、土粒子の鉱物や有機物の含有量、粒度構成、間げきの大きさ、間げきを占める水の量等により変わります。粒度構成と間げきを占める水の量を同じにして、間げきの単位体積当たりの大きさを同じにしても、土粒子の配列が異なれば、土の性質は変わってしまいます。

このため、自然地山にある土の性質を詳しく知るためには、自然地山にある土を乱さないように採取して、圧密試験や力学試験を実施する必要があります。

乱さない試料の採取を不攪乱試料のサンプリングと言います。ある程度の硬さで礫の混入のない粘性土や緩い砂質土の不攪乱試料のサンプリングは、実用レベルにあると言えますが、締まった砂質土や礫質土でも技術的には可能ではありますが、一般的な実用レベルでのサンプリングは現在のところ難しいと言ってよいと思います。

2.2 土の構造

土は、固相、気相、液相の三つの相からなりますが、そのうち、固相(土粒子)は、粒子の大きさにより土粒子の結合(かみ合わせ)の構造が異なる

ります。

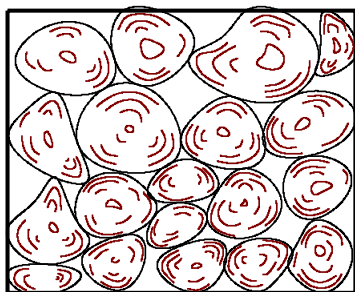


図 2.2.1 単粒構造

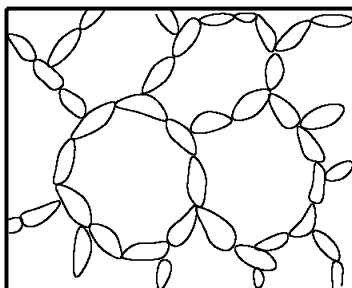


図 2.2.2 蜂の巣構造

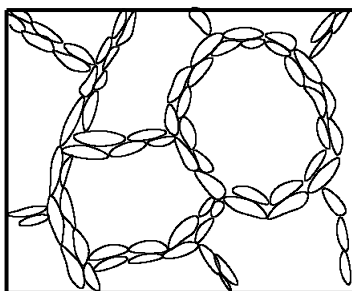


図 2.2.3 綿毛状構造

大體、粒径が $D=0.02\text{mm}$ 以上といった比較的粒径の大きな礫や砂のように粒子が粒として認識できるものでは、土粒子が積み重なったり、かみ合ったりしている単粒構造をしています。このような構造では、土粒子間の接触状態や間げきの大きさがせん断強さや圧縮性に大きな影響を与えます。また、単粒構造の場合、土粒子は岩石や岩石中の単一鉱物などのため、粒子間に付着力は働かないので、変形に抵抗するのは摩擦力だけとなります。ただし、粒子間の接触部に水が存在する場合には水の表面張力により僅かな粘着力が働くこととなります。

蜂の巣構造は、粒径が $D=0.02\text{mm}$ より小さく $D=0.002\text{mm}$ より大きいシルトや粘土が水中を沈降して堆積したときに形成される構造で、鎖状のアーチを形成します。細かい土粒子は、粗い土粒子とは鉱物学的に異なるのが普通で、土粒子の表面に電荷を帯び、水分子やイオンを吸着するので、土粒子間に付着力が働き、蜂の巣構造を形成するのだそうです。蜂の巣構造の土は圧縮性が高く、鎖状のアーチが破壊されると、せん断強さが減少し、不安定化します。

土粒子が微細な粘土やコロイドになると、極性が同じで電荷の大きな粒子は互いに反発しあってなかなか沈降しないのですが、水中に電解質を加えてやると粒子は電荷を失って、互にくっつき合い団粒を造るのだそうです。この団粒が沈降して堆積した構造が綿毛構造です。綿毛構

造を持つ土は、一般に間げきが大きいので堆積時代の新しいものは、圧縮性が高くなります。堆積後の年月の長いものは、粒子間の結合力が強いので、蜂の巣構造に比べて構造は壊れにくいのですが、間げきが大きく水を含んでいますから、こね返すと構造が崩れ、ドロドロの状態になります。

2.3 土の基本的な性質

土の基本的性質を示す諸量として、土粒子の密度、間げき比、含水比、飽和度、土の単位体積重量があります。

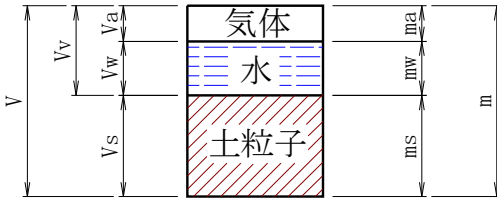


図 2.3.1 土の三相の模式図

1) 土の単位体積重量 (密度)

土の単位体積重量(密度)は、土の単位体積当たりの質量を言います。

単位体積重量で、土粒子と間げき物質の両方を

考える場合を湿潤密度 ρ_t といい、(2.1)式で表されます。

$$\begin{aligned} \rho_t &= \frac{m}{V} \\ &= \frac{ms+mw}{V} \dots\dots\dots (2.1) \end{aligned}$$

- ここに、 ρ_t : 湿潤密度
- m : 土の質量
- V : 土の質量
- ms : 土粒子の質量
- mw : 水の質量

土粒子だけを考える場合の密度を乾燥密度といい、(2.2)式で表されま

す。

$$\rho_d = \frac{ms}{V} \dots\dots\dots (2.2)$$

ちょっと、上記の表現と勘違いしやすいので、注意しなければなりません。土の固相部分だけについての単位体積重量、言い換えると、土粒子の質量 m_s と土粒子の体積 V_s との比で表される量を土粒子の密度と言い、次式で表されます。

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \dots\dots\dots (2.3)$$

土粒子の密度は、以前は(1990年前)土粒子の比重と呼ばれていましたが、土粒子の密度と比重の関係は次ぎのとおりです。

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{\rho_w \cdot V_s} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 G_s ：土粒子の比重
 ρ_w ：水の密度

話は脱線しますが、実務で見かけるちょっと注意したほうがいい話をします。これは、「土粒子の密度試験」と「土の湿潤密度試験」の話です。「土粒子の密度試験」は以前は「土粒子の比重試験」でした。また、「土の湿潤密度試験」は「土の密度試験」でした。この呼び方で、新旧の呼び方が混じってしまい、時に、「土粒子の密度試験」を「土の密度試験」と勘違いしたり、その逆に勘違いしたりすることがまれにありますが、何種類かの試験が同時に計画されたり、試験の目的が明瞭な場合には、その仕事にたずさわる人の中に、その勘違いに気がつく人がいるのですが、試験が単品であったり、目的が不明瞭であったりする場合には、注意が必要です。目的等を踏まえて、どちらの試験を実施するのか確認しておくことが必要と思います。

2) 土の含水比

含水比とは、土の間げき中に含まれる水の量を土の乾燥質量に対する含水質量の比で表したものです。これに対して、含水率という言葉があります。含水率は、土の湿潤質量に対する含水質量の比と定義されます。ですから、含水比と含水率は定義が異なります。しかし、実務の話の中では含水比と含水率が同じ定義で使われることもあります。この場合は、一般的には含水比をさしている場合がほとんどだと思いますが、注意する必要があります。

含水比は次式により求められます。

$$w = \frac{mw}{ms} \times 100 = \frac{m - ms}{ms} \times 100(\%) \quad \dots\dots (2.5)$$

ここに、w：含水比

$$\text{参考} \quad \text{含水率} = \frac{mw}{m} \times 100 = \frac{mw}{ms + mw} \times 100$$

含水比、湿潤密度と乾燥密度の関係は次式のとおりです。

$$\rho d = \frac{\rho t}{1 + w/100} \quad \dots\dots (2.6)$$

含水率は、土の湿潤質量に対する含水質量の比たですから含水率が100%を超えることはありませんが、含水比は含水質量と乾燥重量の比ですから含水比は100%を超えることが細粒土ではしばしばあります。

表 2.3.1 に含水比の測定例を示します。

表 2.3.1 含水比の測定例

土質名	地域	含水比(%)
沖積粘土	東京	50～80
洪積粘土	東京	30～60
関東ローム	関東	80～150
まさ土	中国	6～30
しらす	南九州	15～33
黒ぼく	九州	30～270
泥炭	石狩	110～1300

「土質試験の方法と解説－第一回改訂版－」P66 より抜粋

3) 土の間げき比と間げき率

土の間げき体積を量的に示すものとして、間げき比と間げき率があります。

間げき比 e は、間げき体積 V_v と土粒子の体積 V_s の比で表されます。

また、間げき率 n は、間げき体積 V_v と土全体の体積 V の体積比の百分率で表されます。

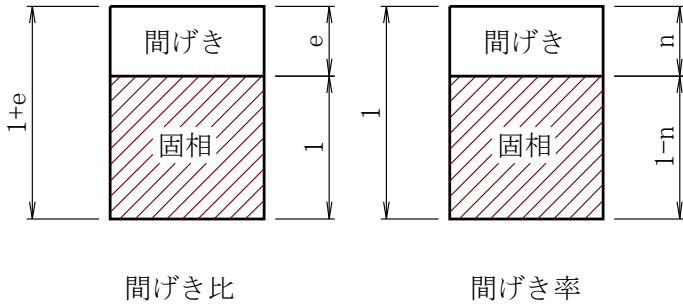


図 2.3.2 間げき比と間げき率

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \left(1 + \frac{w}{100}\right) \frac{\rho_s}{\rho_t} - 1 \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_v}{V} \times 100 \\ &= \left(1 - \frac{100}{100+w} \times \frac{\rho_t}{\rho_s}\right) \times 100 \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (2.8) \end{aligned}$$

間げき比と間げき率の関係は、

$$e = \frac{n}{100-n} \quad , \quad n = \frac{e}{1+e} \times 100 \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

4) 飽和度

飽和度 S_r は、土の間げき中の水が締める割合を百分率で表したもので、次式により求められます。

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{w}{e} \times \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

また、土の湿潤密度と飽和度の関係は次式で求まります。

$$\rho_t = \frac{(1+w/100) \rho_w}{\rho_w / \rho_s + w/Sr} \quad (\text{g/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

土の間げきが水で満杯のときを飽和状態(飽和土)といい、まったく水がない状態を絶乾状態にあるといいます。地下水位以下にある土は、通常飽和土であることが多く、地下水位より上にある土は、普通不飽和で不飽和土のことが多いといえます。

不飽和土で、間げき中の気体の体積 V_a と間げきの体積 V_v との比を空気間げき比 G_a と呼び、次式で表します。

$$G_a = \frac{V_a}{V_v} = 1 - \frac{Sr}{100} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

また、土塊の体積 V に対する土中の気体の占める体積の割合を百分率で表したのが、空気間げき率 va で、次式で表します。

$$va = \frac{V_a}{V} \times 100 = \frac{e}{1+e} (100 - Sr) \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

空気間げき率 va は、高含水比粘性土などの締固め度の管理規定として使用されることがあります。

2.4 土の粒度分布

地盤を構成する土質材料は、コロイドと呼ばれる非常に小さな粒から巨礫と呼ばれる土粒子と呼んでいいのかためらうほどの非常に大きな粒のものからなり、土粒子の粒の構成は極めて幅広く、変化に富んでいます。また、粒の形状は角張ったものから丸いものまでその形状もさまざま、粒を構成する鉱物も種々の鉱物から構成されています。

このように、土はさまざまな鉱物等や粒径のものから構成されていますが、土の性質をあらわす一つの指標に粒度があります。

粒度は粒度分析により求められます。粒度分析は、土を構成する土粒子の粒径を幾つかの段階に分け、その段階ごとの重量を全体の重量で除した重量百分率で表し、ある区分に属する重量百分率や粒径の細かい順に重量百分率を加算した粒径加積曲線等で、土の粒度特性を表わします。

図 2.4.1 に地盤材料の粒径区分とその名前を示します。

粒 径 (mm)									
0.005 0.075 0.25 0.85 2.00 4.75 19.0 75.0 300									
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石 (コブル)	巨石 (ボルダー)
		砂			礫			石	
細粒分		粗粒分					石分		

図 2.4.1 地盤材料の粒径区分とその名称

粒度分布は、「JIS A 1204 土の粒度試験方法」により求めるのが一般的です。粒度試験により求められた粒度特性は、地盤材料の分類に使用されます。地盤材料の分類により付けられた名前は、粒度特性により作られたツリーから土質名が決まりますから、土質名からおおよその粒度特性がつかめることとなります。付けられた土質名から大まかな粒度特性がつかめるのはいいのですが、地盤材料の分類で付けられる土質名は現場では一般的に使われない土質名となることがありますから、少し違和感を覚えるときもあります。

地盤材料の分類名は、石分の重量百分率が 50%より多いか少ないかで、岩石質材料か土質材料かに区分します。土質材料は粗粒分が 50%より多ければ粗粒土、細粒分が 50%以下であれば細粒土に分類します。細粒土に分類されたものは液性限界・塑性限界試験の結果や目視等による観察から小分類名を決定します。粗粒土は砂分と礫分の比率により小分類名を決定します。地盤材料の分類名は、基本的には名前の一番最後に最も多い重量百分率を占める細粒分名・砂・礫が付きます。質量構成比が 15%以上 50%未満を〇〇が占める時は〇〇質、5%以上 15%未満を△△が占める時は△△混じり、5%未満のときは特に表記しない決まりで、△△混じり〇〇質××と土質名が決定されます。ですから、粘土質砂質礫やシルト質礫質砂等の現場ではなじみの少ない土質名が付くこともあります。例えばシルト質礫質砂は、砂・礫分が 50%より多く、15%以上のシルトが混入し、粗粒分は砂分が礫分より多い土であると名前からわかります。

図 2.4.2 には、粒径加積曲線の例を示します。

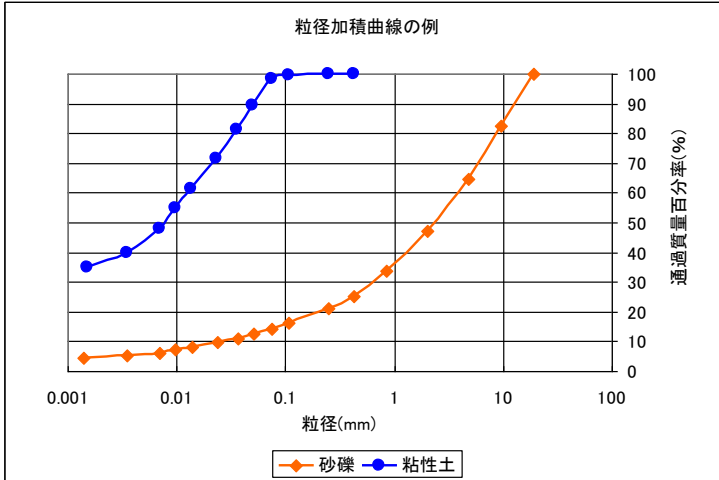


図 2.4.2 粒径加積曲線の例

粒度試験結果に記される諸量のうち、幾つかの諸量に対して、以下に説明を加えます。

- 最大粒径は、通過質量百分率が 100%の粒径が記載されます。試験試料で最も大きな粒径が残ったふるいより 1 ランク大きな目のふるいの大きさが記載されます。試験試料の最大礫径を実測したものではありません。
- $○○\%$ 粒径($D_{○○}$)は、粒径加積曲線の通過質量百分率が $○○\%$ に該当する粒径です。データシートには 60,50,30,10%粒径が記載されます。 D_{60}, D_{30}, D_{10} は均等係数や曲率係数の算出に使用されますし、 D_{50}, D_{10} は砂質土の液状化の判定に使用されます。
- 土の粒度試験はふるい分析と沈降分析よりなります。試験の目的によりふるい分析だけでよい場合もありますが、 D_{10} 等の通過質量百分率が小さな値となる粒径等が必要となる場合には沈降分析まで実施しておくことが必要です。
- D_{10} は、有効径と呼ばれますが、土の中の細粒分が土の性質に大きく影響することから、 D_{10} を有効径と呼ぶのだそうです。
- 均等係数 U_c と曲率係数 U'_c は、粒度分布の広がりや形状を表わす指数です。均等係数 U_c と曲率係数 U'_c の定義を式(2.14,15)に、粒度分布良否の判定の目安を表 2.4.1 に示します。

$$\text{均等係数 } U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\text{曲率係数 } U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \dots\dots\dots (2.15)$$

表 2.4.1 均等係数、曲率係数と粒度分布の良否

粒度がよい	粒度が悪い	
	均等粒度	階段粒度
$U_c \geq 10$ $1 < U_c \leq \sqrt{U_c}$	$U_c < 10$	$U_c \geq 10$ または $U_c \geq 10$ $U_c < 1$ $U_c > \sqrt{U_c}$

ちょっと、話がそれますが、「粒度が良い」と「分級が良い」と「淘汰(度)が良い」という言葉をうっかり間違えるケースをまれに見ますので、説明しておきます。

粒度が良いとは、粒径が幅広い範囲に適当な量(極端に混入量が多い・少ない粒径がない)で混じっている土と言えます。

分級と淘汰に関して説明します。

泥(細粒分)・砂・礫を混ぜた土を容器に入れてよくかき混ぜて、放置しますと、図 2.4.3(a)のように重い礫が下に沈み、その上に砂、上部には泥が溜まると思います。このときのそれぞれの層をよく分級されている。淘汰が良いといいます。淘汰が良いとは均等粒径あるいはそれに近い状態ですから粒度は悪いとなります。これに対して、図 2.4.3(b)のように泥・砂・礫を混ぜて容器にまきいれると(a)のような層にはなりません。いろいろな粒径の粒子が混じっていますから、分級が良くない、淘汰が悪いとなります。もし、まき入れた土の泥・砂・礫がバランスよく配合されていたとすれば、(b)は粒度の良い土となります。ただし、土粒子の配合のバランスが良くなければ粒度は悪い土となります。

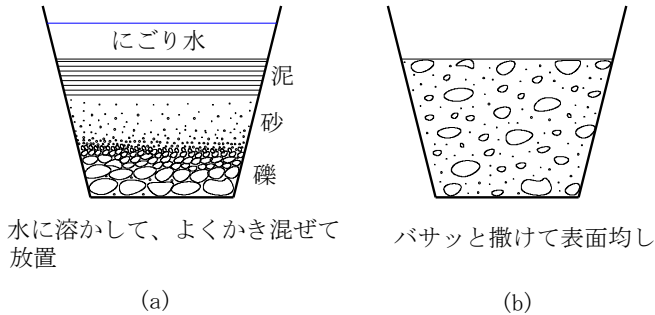


図 2.4.3 分級と淘汰

2.5 土のコンシステンシー特性

土のコンシステンシーと言う見出しを付けてしまいましたが、細粒土のまたは粘性土のコンシステンシーとしたほうがよかったのかと思います。

コンシステンシーは、本来、グリースやスラリーなどの流動性や個体性の程度を言うのだそうで、土に関しては、細粒土の変形の難易さ(硬さ)の程度または性質の変化の程度などということになります。私ごとですが、このコンシステンシーと言う言葉の説明は書いたとおりでよいと思うのですが、何かスッキリしないモヤッと感が頭の隅に残るのは私だけでしょうか。コンクリートの場合も同じ感じが残るのですが、コンクリートの場合は、フレッシュコンクリート・モルタル等の変形または流動性に対する抵抗性となります。

粘性土のコンシステンシーと N 値及び一軸圧縮強さの関係を表 2.5.1 に示します。

表 2.5.1 粘性土の N 値、一軸圧縮強さとコンシステンシーの関係

N 値	qu(kN/m ²)	コンシステンシー
0~2	0.0~24.5	非常に軟らかい
2~4	24.5~49.1	軟らかい
4~8	49.1~98.1	中位の
8~15	98.1~196.2	硬い
15~30	196.2~392.4	非常に硬い
30~	392.4~	固結した

粘性土のコンシステンシーは、粒度、粘土鉱物の種類や結晶構造、電解質や含水比により変化すると言われますが、最も影響の大きなものは含水比だと思います。

粘性土はたくさん水を含ませると具のないカレースープのような液体状になりますが、何日も何日も放置して乾燥させるとビスケットのような硬い固体状に変化します。その中途の過程では力を加えると割れないで変形する塑性体状を経て、脆く少し変形して割れる半個体状の状態があります。

含水量	大 ←—————→ 小			
土の状態	液体	塑性体	半固体	固体
状態の例	具のない カレースープ	うどん等 のきじ	チーズ	ビスケット
コンシステンシー限界	↑ 液性限界 WL		↑ 塑性限界 WP	↑ 収縮限界 WS

図 2.5.1 コンシステンシー限界と粘性土の状態

図 2.5.1 にコンシステンシー限界を示しましたが、土の状態はある含水比を境にして急激に変化するものではなく、徐々に変化します。ですから、液性限界を境に「具のないカレースープ」が突然「うどんきじ」にかわるものではありません。また、土によりその状態が変化する含水比も異なります。

そこで、ある基準を設けて限界値を決定することが大切で、現在は、スウェーデンの土壌学者であるアッターベルグの提案をもとにした試験方法をもとに三つのコンシステンシー限界が定められています。このため、コンシステンシー限界はアッターベルグ限界とも言います。

- 液性限界(w_L)は、粘性土が塑性体を示す最大の含水比または液体状を示す最小の含水比で、「JIS A 1205 土の液性限界・塑性限界試験」により求められます。液性限界(w_L)より含水比の高い粘性土は僅かな荷重増や衝撃により不安定化が著しく、こね返すと容易に流動し、ベタベタの状態になります。しかし、液性限界(w_L)の土は、実際にはある程度のせん断強度を有しており、その強さは $2.0 \sim 3.0 \text{ kN/m}^2$ の範囲にあるとされています。
- 塑性限界(w_p)は、粘性土が塑性体を示す最小の含水比または半固

体状を示す最大の含水比で、「JIS A 1205 土の液性限界・塑性限界試験」により求められます。塑性限界(w_p)は、ガラス板の上で、直径 3mm の粘土ひもを作成したときに、粘土ひもがきれぎれになる含水比を持って塑性限界(w_p)とします。なにか、個人差が大きくでる試験のようですが、それなりに経験をつんだ人が行えばあまり個人差は無いようです。塑性限界(w_p)は、その土の締固めにおける最適含水比(w_{opt})とほぼ同じ値であるようです。

- ・ 収縮限界(w_s)は、粘性土が半固体状を示す最小の含水比または固体状を示す最大の含水比で、これ以上乾燥しても体積変化が生じない最大の含水比でもあります。この値は、「JIS A 1209 土の収縮定数試験方法」により求められますが、土木に係わる実務では他の土質試験に比べて実施されることが少ない土質試験だと思います。

また、液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)から求められる指数として次のものがあります。

- ① 塑性指数
- ② コンシステンシー指数
- ③ 液性指数
- ④ 活性度

1) 塑性指数(I_p)

塑性指数(I_p)は次式で表わされます。

$$I_p = w_L - w_p \quad \dots\dots\dots(2.16)$$

塑性指数(I_p)は液性限界(w_L)から塑性限界(w_p)を引いたものですから、その粘性土が塑性体として振舞う含水比の幅を表わすものとなります。

塑性指数(I_p)は、土の細粒分の分類に使われる他、路盤材料の品質規格の判定に使用されます。

塑性指数(I_p)は、砂質土では 0 または小さく、その土に含まれる粘土分が多くなると塑性指数(I_p)も大きくなります。また、液性限界(w_L)が高いわりに塑性指数(I_p)が小さいものは有機質土の可能性が高いとのことです。

土の細粒分の分類では、沈降分析により求められたシルト分や粘土分の値より、塑性図における分類を優先して使用します。

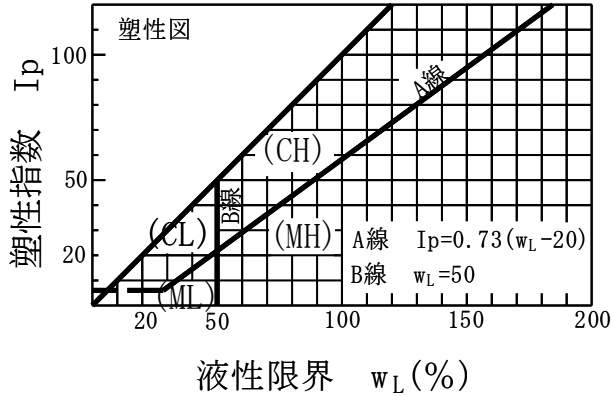


図 2.5.2 塑性図

2) コンシステンシー指数(Ic)

コンシステンシー指数(Ic)は、次式で表わされます。

$$I_c = \frac{w_L - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} \dots\dots\dots(2.17)$$

コンシステンシー指数(Ic)は、液性限界(w_L)から自然含水比(w)を引いた値を塑性指数(I_p)で割ったものですから、粘性土の硬軟や安定の程度を示します。自然含水比(w)が塑性限界(w_p)に等しい場合は I_c=1 となり、塑性限界(w_p)より低い場合は I_c>1 となりますから、I_c≥1 のときは安定な状態にあり、硬いこととなります。また、自然含水比(w)が液性限界(w_L)と等しいときは I_c=0 ですから、I_c が小さな値であるときは自然含水比(w)が液性限界(w_L)に近く、不安定な状態にあることとなります。正規圧密の粘性土では I_c≒0 に近いことが多いといえます。

3) 液性指数(I_L)

液性指数(I_L)は、次式で表わされます。

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \dots\dots\dots(2.18)$$

液性指数(I_L)は、自然含水比(w)から塑性限界(w_p)を引いた値を塑性指数(I_p)で割ったものですから、粘性土の相対的な硬軟を示す指数で、相対含水比とも呼ばれています。液性指数(I_L)は自然含水比(w)が塑性限界(w_p)に近い場合 $I_L \doteq 0$ となりますから、その土は安定となりますし、 I_L が 1 に近いときは液性限界(w_L)に近く、 $I_L \geq 1$ ですと液性限界(w_L)以上となりますから不安定で鋭敏な粘性土と言えます。

また、液性指数(I_L)は、その粘性土の応力履歴の概略を判断する目安とすることが出来ます。正規圧密の粘土は自然含水比(w)が液性限界(w_L)に近いことが多いので、 $I_L \doteq 1$ で過圧密の粘性土では $I_L \doteq 0$ となります。 $I_L < 0$ の粘性土は極めて過圧密な粘性土と推定されます。

コンシステンシー指数(I_c)と液性指数(I_L)は、塑性指数(I_p)に対して自然含水比(w)が液性限界(w_L)と比べてどの程度の位置にあるか、あるいは塑性限界(w_p)に比べてどの程度の位置にあるかを指数化したものですから、基準とする限界を替えているだけですから、説明のし易い方を使用すればよいと思います。

4) 活性度(A)

活性度(A)は、次式で表わされます。

$$A = \frac{I_p}{C} \dots\dots\dots(2.19)$$

ここに、C : 0.002mm 以下の粘土含有量(%)

活性度(A)は、粘性土の活性の程度を表わします。

粘性土の液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)は、粘土分の含有率が高くなるとそれぞれの値も大きくなりますが、塑性限界(w_p)の増加量に比べて液性限界(w_L)の増加量の方が増加度合いが大きいことが知られています。このため、塑性指数(I_p)は、粘土分の含有率に正比例して増加することとなりますので、塑性指数(I_p)の大きな粘性土が活性度の高い粘土鉱物を含んでいることにはなりません。そこで、スケンプトンは、塑性指数(I_p)を 0.002mm 以下の粘土含有量(%)で除して、活性度を表わすことに

しました。

活性度(A)は、土木の分野ではあまり使われていないと思いますが、Aの値が大きいほど活性度が高いことを示し、粘土の成分・性状に応じた分類では役立つようです。

2.6 土の分類

土の名前は、主に「粘土・シルト」、「砂」、「礫」の組み合わせで呼ばれることが多いと思いますが、砂にしても、微細砂、細砂、中砂、粗砂などと粒径の大きさに着目して呼ぶこともあります。また、腐植物や有機物起源の土では「ピート」、「泥炭」、「腐植土」、「有機質土」などの呼び方がありますし、特殊なものとしては、「シラス」、「まさ土」、「黒ボク」、「ローム」などの呼び方をされる土もあります。

これらの呼び方には、それぞれ定義があり、名前だけで土の情報が伝わることもあるのですが、現場では、ちょっと間違った使い方をする人もいたりして、話がうまく伝わらなかったり、幾人かの人を経て情報が伝わるうちに性状の違う土の情報になったりすることが希にあります。

現場で使われる土の呼び方は、「混じり」、「質」と言った言葉を交えて、土の状態をうまく説明できるように苦労して付けられ、僅かな観察事項が加わることで、かなりの状況が伝わるのではないかと思います。現場で使われる土の現場名は、定性的な土の状況は概ね伝わりますが、解析・設計・施工・維持管理における諸量を推定しなければならない場合などには必ずしもうまく伝達されるとは限りませんし、受け渡しのキーワードにならない場合があると思います。

土の工学的な性質や定量的に諸量を推定したり、判断したりする場合には、細かい個々の詳細な観察も大切ですが、いろいろな技術者が共通してその土に対して認識が持てる「物差し」のようなものがあれば便利です。

土に対して、技術者が共通の認識が持てる「物差し」に当たるものが、「土の分類」です。土の分類は、以前は、「土の工学的分類法(日本統一土質分類)」がありましたが、「地盤材料の工学的分類法(日本統一分類法)」に改正されました。

地盤材料の分類の詳細は、「土質試験の方法と解説」等の専門書を読んでもらうこととして、ここでは、要点のみを抜書きするような形で記します。

- 1) 粒径区分は、図 2.4.1 に示す地盤材料の粒径区分とその名称により区分します。そして、その重量比に基づいて分類します。
- 2) このため、柱状図等に記される土質名とは異なることがあります。が、どちらかのみが正しいというものではありません。
- 3) 分類のための試験は次のとおりです。
 - ・ JIA A 1204 土の粒度試験方法
 - ・ JIS A 1205 土の液性限界・塑性限界試験方法
 - ・ その他必要に応じた判別試験
 - JIA A 1226 土の強熱減量試験方法
 - JGS 0231 土の有機炭素含有量試験方法

シルトと粘土の判別にはダイレタンシー試験、乾燥強さ試験などを用いることができます。
- 4) 地盤材料の分類は、大分類、中分類及び小分類とし、目的に応じた分類段階まで行います。
- 5) 地盤材料の分類は、主に、観察、粒度試験結果による粒度組成、及び液性限界・塑性限界試験によるコンシステンシー特性に基づき、図 2.6.1～2.6.4 を用いて分類します。

参考資料として、分類された土の問題点と着眼点を表 2.6.1 及び 2.6.2 に示します。

2.7 土の締固め

河川や海岸等の堤防や道路盛土、道路の路床・路盤の構築、構造物の裏込めや埋め戻しを行うときには、必ず、土を締固めて、強度の増加と圧縮性の向上等の安定性を高めます。

締固められた土の性質は、土によって異なるばかりではなく、同じ土でも、締固めエネルギーの種類(動的・静的等)や大きさにより異なりますし、締固めるときの含水比によっても異なります。

土の性質が締固める時の含水比により異なるのは、ある含水量の範囲では水が潤滑材となって土粒子間の摩擦力が低減されるために締固めによって土の乾燥密度は増加しますが、含水量が多くなると締固めにより土粒子が移動しやすくなり、土の間げきに含まれる水が多くなって乾燥密度が小さくなります。

このため、締固める土の締固め特性を事前に知り、施工計画の立案・施工能率の向上のための資料を得ること、締固められた土の品質判定の

目安等得るために締固め試験が行われます。

一般的に行われる締固め試験は、「JIS A 1210 突固めによる土の締固め試験方法」があります。

1) 突固めによる土の締固め試験方法

JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験は、

- ① 土を締固めたときの乾燥密度と締固め含水比との関係を知り、土を最も安定な状態に締固められる最適含水比を予測すること。
- ② 現場における締固めのための指標として利用すること。
- ③ 力学試験等の供試体作成の利用すること。

などが主な目的となります。

この試験方法による試験結果は、現場における締固めのための指標として利用されますが、現場での締固め機械の適正な重量や転圧回数等を定量的に決定できるものではありません。

JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験の概要は次のとおりです。

- ・ 締固め方法は、プロクター法のランマーによる突固めである。
- ・ A～E の五つの突固め方法と a～c の三種の試料の準備方法・使用方法がある。
- ・ ランマーは、質量が 2.5kg または 4.5kg のものを使用する。
- ・ モールドは内径が 10cm または 15cm のものを使用する。
- ・ 試料の許容最大粒径は $\phi=37.5\text{mm}$ である。
- ・ 土の含水比を 6～8 点変え、土の乾燥密度－含水比曲線を作成し、最大乾燥密度、最適含水比を求める。

試料の最大粒径は $\phi=37.5\text{mm}$ ですが、最大粒径はモールド内径の 1/4 程度以下かつ突固め 1 層あたりの層厚以下と規定されていますので、A～E の五つの突固め方法により最大粒径は異なります。

突固めの仕事量は、「Standard Proctor」 $E_c \doteq 550\text{kJ/m}^3$ (突固め方法 A,B)と、「Modified Proctor」 $E_c \doteq 2500\text{kJ/m}^3$ (突固め方法 C,D,E)があります。「Standard Proctor」は、路体や路床で、「Modified Proctor」は路盤で使用されます。

表 2.7.1 突固め方法の種類

突固め方 法の呼び 名	ランマ ー質量 kg	モール ド内径 cm	突固め 層数	1 層当た りの突固 め回数	許容最 大粒径 mm
A	2.5	10	3	25	19
B	2.5	15	3	55	37.5
C	4.5	10	5	25	19
D	4.5	15	5	55	19
E	4.5	15	3	92	37.5

表 2.7.2 試料の準備方法及び使用方法の組合せ

組合せの呼び名	試料の準備方法及び使用方法
a	乾燥法で繰返し法
b	乾燥法で非繰返し法
c	湿潤法で非繰返し法

乾燥法は、試料を許容最大粒径に対応するふるいを通しやすくなるまでいったん乾燥させ、これに、所要の含水比になるように加水して試験試料とする方法です。乾燥は、通常直射日光は避け、室内の風通しのよいところに薄く敷き広げ、均一に空気乾燥させます。細粒土は乾燥するにつれて塊が出来ますから、木槌等で適当に潰しながら乾燥させます。急いで乾燥させる必要がある場合には、50℃を超えない温度に調整した恒温乾燥炉で試料の状況を確認しながら時々攪拌して乾燥させてもよいとされています。

湿潤法は、採取した状態の含水比を原点として、乾燥または加水して所要の含水比に試料を調整して突固める方法です。乾燥法のようにいったん乾燥処理した後に、加水処理して含水比調節をすることはできません。

繰返し法は、同一の試料を含水比を変えて繰返し使用する方法です。

非繰返し法は、常に新しい試料を準備し、含水比を変えて試験試料とする方法です。

試料の準備方法は、通常、含水比調節の容易な乾燥法が適用されますが、火山灰質粘性土や凝灰質砂等では湿潤法が採用されます。また、高含水比な粘性土等では、自然含水比が最適含水比に比べて非常に高い場合があります。この場合、施工時に最適含水比への調整が困難ですから、自然含水比を基準と考え、施工可能な範囲の含水比を考慮して湿潤法を

採用することがあります。

くさり礫やまさ土のように、突固めにより粒子破碎がおきる土では、締固め試験の結果に粒子破碎の結果が影響しますので、非繰返し法を採用することとなります。

水となじむのに時間を要する土では、含水比を調節したあとに気密な容器に密封し、12時間以上静置した後に、試験に供します。乾燥法による加水後の静置時間の例を表 2.7.3 に示します。

表 2.7.3 乾燥法による加水後の静置時間

地盤材料の工学的分類	最小静置時間
GW,GP,SW,SP	必要なし
GM,SM	3
上記以外の土	16

「土質試験の方法と解説－第一回改訂版－」P257 より抜粋

試験結果報告の留意点は、次ぎのとおりです。

- ・ 「地盤材料の工学的分類法」による分類名を土質名称欄に記入し、併せて粒度試験結果を添付することが望ましい。
- ・ 乾燥密度－締固め曲線(締固め曲線)を作成し、最大乾燥密度 ρ_{dmax} と最適含水比 w_{opt} を決定する。
- ・ 試験方法名を報告する。
- ・ 空気間げき率一定曲線や飽和度一定曲線を求めておくと便利。
- ・ ゼロ空気間げき曲線($v_a=0\%$, $S_r=100\%$)は必ず締固め曲線に併記する。

以下、締固めに関わる主な式を示します。

$$\rho_d = \frac{\rho_w(1 - v_a/100)}{\rho_w/\rho_s + w/100} \quad \dots\dots(2.20)$$

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{\rho_w/\rho_s + w/S_r} \quad \dots\dots(2.21)$$

$$S_r = \frac{w}{\rho_w/\rho_d - 1/\rho_s} \quad \dots\dots(2.22)$$

$$v_a = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_w} (100/\rho_s + w) \quad \dots\dots(2.23)$$

2) 土の一般的な締固め特性

締固め試験結果の一般的な傾向は、次ぎのとおりです。

- ・ 最大乾燥密度が大きい土ほど最適含水比が低く、逆に、最大乾燥密度が小さい土ほど最適含水比が高い。同じ土では、締固め仕事量が大きいほど最大乾燥密度は大きく最適含水比は小さく、締固め仕事量が小さいと最大乾燥密度は小さく最適含水比は高くなる。
- ・ 粒径幅の広い砂質土ほど最大乾燥密度が大きく、締固め曲線が鋭い(ピークが明瞭)。一方、細粒土ほど最大乾燥密度が小さく、締固め曲線はなだらかとなる。
- ・ 分級された砂(粒径のそろった砂)は、必ずしも最大乾燥密度が得られるとは限らず、締固め曲線は平滑である。また、場合によっては、ピークが二つ現れることがある。この場合は、ピーク値の大小にかかわらず、含水比の高い方を最大乾燥密度とみなした方が施工上合理的なことが多い。
- ・ 火山灰質粘性土は、一般に最大乾燥密度が非常に小さく、最適含水比が高い。しかも、試料の乾燥処理の程度によっては、その値が大幅に変化する。
- ・ 突固めにより粒子破碎されやすい土では、試料を繰り返して使用すると粒径分布の異なる土で試験を実施したと同様なこととなり、試験の意義が不明確になる恐れがある。
- ・ 砂・シルト・粘土などの比較的細粒な土の土粒子が破碎されると、土そのものの工学的性質が変化する場合がある。
- ・ 粒子破碎しやすい土の繰返し法による試験結果は、非繰返し法の試験結果に比べて鋭い締固め曲線が得られ、最大乾燥密度にもかなりの差が生じる。このため、粒子破碎しやすい土では、繰返し法で締固め試験を実施すると過大な結果が生じる恐れがあるので、非繰返し法を採用する。

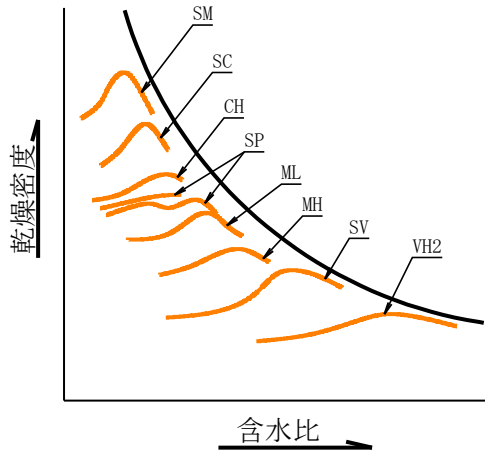


図 2.7.1 代表的な土の締固め曲線の例
「土質試験の方法と解説—第一回改訂版— P260」を参考に作成

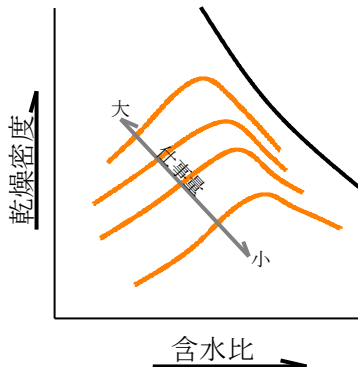


図 2.7.2 締固め仕事量と締固め曲線
「土質試験の方法と解説—第一回改訂版— P256」を参考に作成

3) 土の締固めの管理

土の締固めの管理は、締固めの程度、施工含水比、施工層厚、転圧機械等が仕様に定められ、仕様に沿った施工が行われているか管理されます。

締固めの管理方法は、品質規定方式と工法規定方式に大別され、その両者を組み合わせた方法もあります。

品質規定方式は①乾燥密度(密度比)で規定する方法、②空気間げき率または飽和度で規定する方法、③強度特性・変形特性で規定する方法があります。

また、工法規定方式は、締固め機械の機種、敷均し厚さ、締固め回数などを定め、これにより一定の品質を確保しようとする方法です。工法規定方式を採用する場合には、あらかじめ、現場締固め試験(試験施工)を実施して、定める規定の妥当性を把握しておくことが必要です。

・ 乾燥密度(密度比)による方法

この方法は、室内での締固め試験で得られた最大乾燥密度と施工転圧された土の乾燥密度の比によって表わされる締固め度(Dc 値)を指標として用いる方法です。

$$\text{締固め度(Dc)} = \frac{\text{現場における締固め後の乾燥密度}}{\text{室内締固め試験における最大乾燥密度}} \times 100(\%) \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

施工含水比は、その最適含水比を基準して規定された範囲内にあることが要求されます。道路土工施工指針では、施工含水比は最適含水比と90%締固め度の得られる湿潤側の含水比の範囲とされています。

施工含水比は、盛土が将来水浸される恐れが少なく、かつ高い強度が要求される場合には最適含水比より少し乾燥側とし、水浸されても安定性を期待したい場合には最適含水比かそれよりも少し湿潤側とします。施工含水比が最適含水比より乾燥側のときは地下水や降雨による水浸で軟弱化したり沈下したりする恐れがありますから、注意が必要です。

図 2.7.3 は、乾燥密度と強度及び水浸後の強度の関係を模式化したものです。締固め含水比が最適含水比より少し低い含水比で締固めると最適含水比より大きな強度が得られますが、締固められた土が水浸されますと大きく強度が低下します。これに対して、最適含水比より高い含水比で施工された場合は、最大強度は発現しませんが、水浸後の強度低下は小さく、盛土が水浸した場合の安定性の低下は小さいこととなります。また、最大強度が発現される含水比で施工した場合より水浸後の強度が大きくなる場合がありますから、最適含水比を大きく超えなければ水浸後の盛土の安定性は高くなります。

盛土の施工という密度の確保が重要ではありますが、それだけではなく、締固めの施工が可能で強度や変形特性が満足されるのであれば、なるべく空気間げき率が小さく、飽和度が大きくなるように土を締固め

る必要があることとなります。ですから、かなり乾いた状態で締固めを行い、基準の乾燥密度が確保されたからといって、その盛土が水浸された場合には、必ずしもその盛土は安定性の高い盛土とは言えないこととなり、施工含水比も極めて重要な要素となります。また、密度管理の難しい土では空気間げき率や飽和度で盛土の管理を行うのは、このことによります。

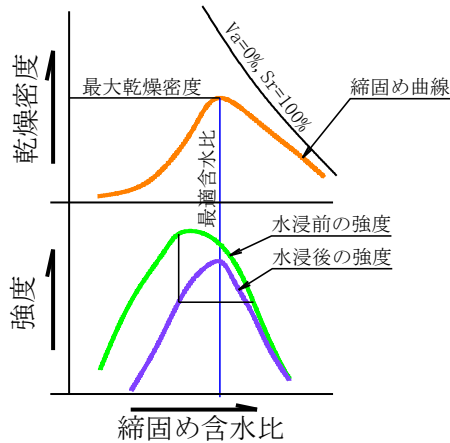


図 2.7.3 締固め含水比、締固め曲線と強度の関係

密度比による方法は、最も一般的な方法で、採用例は多いと思いますが、自然含水比の高い粘性土等では採用が難しい方法です。

施工された盛土の乾燥密度の測定方法は、「JIS A 1214 砂置換法による土の密度試験方法」が採用されますが、この方法は時間と労力を要しますので、大規模な工事では「JGS 1614 RI 計器による土の密度試験方法」が採用されるようになってきました。

室内締固め試験の許容最大粒径は 19mm または 37.5mm ですが、現場で盛土される土は室内締固め試験の許容最大礫径より大きな礫を取り除いては使用しませんから、材料によっては試験の最大礫径と施工の最大礫径が異なることとなります。最大礫径が異なるということは、土の密度が異なることとなりますから、なんらかの補正が必要となります。室内締固め試験の結果の補正は、一般に Walker-Holtz の方法で補正することが多いと思います。この方法は、室内締固め試験の最大許容礫径より大きな礫の混入率が 30~40%までの場合は成立するといわれてい

ます。

$$\gamma_{dp} = \frac{1}{\frac{1 - P_{37.5}}{\gamma_{d1}} + \frac{P_{37.5}}{\gamma_{d2}}} \dots\dots\dots(2.25)$$

ここに、 γ_{dp} ：礫混入率 $P_{37.5}$ に対する補正最大乾燥密度
 $P_{37.5}$ ：37.5mm ふるいより大きなふるいの礫の混入率(現場試料に対する)
 γ_{d1} ：室内締固め試験の最大乾燥密度
 γ_{d2} ： ρ_{s2} で、礫の密度

突固めにより粒子破碎が生じやすい土や礫の混入量が多い土などの室内締固め試験の結果が締固め度の管理基準になりにくい土では、特別規定値(Ds)による管理方法が用いられます。特別規定値は、現場での転圧試験を実施して、締固めの基準値を設定する方法です。

・ 空気間げき率または飽和度による方法

- ① 自然含水比が最適含水比より著しく高く、施工含水比の調整が困難な土。
- ② 試料の乾燥処理の程度によって、最大乾燥密度、最適含水比が大幅に変化する土。
- ③ 泥岩、凝灰岩等のスレーキングによる沈下が問題となるような脆弱岩等。

では、密度比による管理が困難となります。

このような土で、土のトラフィカビリティー、土の強度特性・変形特性が盛土の設計・施工条件を満足する施工含水比が確保できる場合には、空気間げき率または飽和度により管理する方法が用いられます。言い換えると、自然含水比やその近傍の含水比で施工しても、土の強度・変形特性・トラフィカビリティーが確保でき、密度比による管理が困難な土の場合には空気間げき率または飽和度により盛土の品質管理が行われます。

では、なぜ、空気間げき率や飽和度で管理されるのでしょうか。

今、図2.7.4に示すような締固め曲線が得られた土の場合を考えます。

この土では、自然含水比が最適含水比に比べてかなり大きいのですが、

乾燥させることが可能で最適含水比で施工し、最大乾燥密度が得られたとしますと、施工した締固め条件のもとでは最も土の間げきが小さな状態で施工できたこととなります。

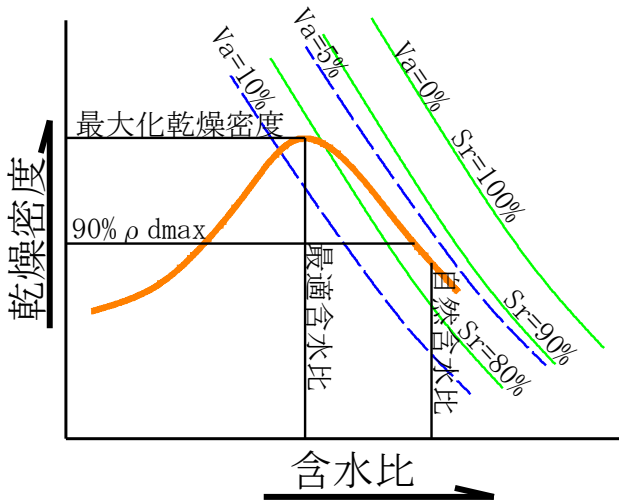


図 2.7.4 締固め曲線の例

次に、施工含水比がなんらかの原因で、最適含水比より少し乾燥側で施工してしまった場合を考えます。このときの土の強度・変形特性は前述しましたように最適含水比で施工したときより大きくなる場合があります。しかし、土の間げきは最適含水比で施工したときより大きく、空気を多く含んでいることとなります。この状態で、水浸した場合を考えますと空気を多く含んでいる分だけ吸水膨張し、強度・変形特性が劣化する場合が懸念されることとなります。

では、土の乾燥処理が困難で、自然含水比で施工せざるを得ない場合を考えて見ます。この土を自然含水比で施工した場合、トラフィカビリティが確保できないまたは確保できても強度的・変形特性的に盛土の安定が困難な場合には施工できませんが、これらが、満足できるとなると話は変わってきます。今、自然含水比で盛土を施工しますと、強度・変形特性は最適含水比で施工した場合に比べますと劣りますが、盛土が必要とする性能は有しています。また、土の間げきは最適含水比で施工したときと比べて大きくなりますが、間げき中に含まれる空気の量は最

適含水比で施工した場合より図 2.7.4 の例では少なくなります。ですから、水浸されても盛土の水に対する耐久性の低下は少ないこととなります。

このような理由により、施工・強度・変形特性が許されるならば、密度比で管理することが難しい土では、空気間げき率または飽和度で管理することが可能となります。

- ・ 強度特性・変形特性で規定する方法

この方法は、締固めた盛土の強度・変形特性を測定して、その値により規定しようとする方法です。

締固めた盛土の強度・変形特性の測定方法としては、次のようなものがあります。

- ① 貫入抵抗(いろいろな方法があるが、例えば、コーン指数測定)
- ② 現場 CBR
- ③ 支持力係数(平板載荷試験等)
- ④ プルーフローリングによる変形量

この方法は、直接盛土の供用性と関連の強い方法を選ぶことで、管理・判断・検査が簡単であります。施工後の水浸による安定性に対しては確認が難しい。このため、水浸による影響の少ない良質な砂質土や礫質土には有効な方法であります。一般の砂質土や粘性土に対しては必ずしも有効な方法とはいえません。水浸の影響を考慮すべきである土に対しては、空気間げき率または飽和度による方法を併用することが適切と考えられます。

4) 締固め含水比と土の性状変化

土の締固めで、その結果を大きく支配するものは施工含水比と考えられます。土の性質は含水比の変化につれて連続的に移り変わっていきませんが、次に示す四つの段階に区分されるといわれています。

- ・ 第一段階……………半固体状の領域
- ・ 第二段階……………弾性体的な領域
- ・ 第三段階……………塑性体的な領域
- ・ 第四段階……………半粘性流体的な領域

各段階とそのときの土の性状を表 2.7.4 に示します。

5) 締固め試験の意義

土の締固めについて説明を加えましたが、締固め試験の役割にわかり難い面があります。

土の締固めと言うと必ず出てくる言葉に、最大乾燥密度と最適含水比があります。最大乾燥密度と最適含水比は、「土をある一定の条件で、含水比を変えて締固めると乾燥密度が最大となる点があり、その乾燥密度を最大乾燥密度と言い、そのときの含水比を最適含水比と言う」となると思います。

ここで、忘れてはいけないのは、土をある一定の条件で、と言うことです。土の最大乾燥密度と最適含水比は締固めの方法やエネルギーが変わるとその値も変わると言うことです。図 2.7.2 に示すように、締固めエネルギーが大きくなると、締固め曲線は、図中の右上に移動します。ですから、同じ土を締固めエネルギーを大きくして締固めると、最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は低くなります。

締固め試験と現場での転圧は、方法もエネルギーも違うわけですから、締固め試験で得られた最大乾燥密度と最適含水比の持つ意味がよくわからなくなります。盛土の現場密度試験をやると締固め度が 100%を超えることがあります。このときに、最大乾燥密度をその土の絶対的な最大乾燥密度(その土がとりえる最も間げき比の小さい状態)と思っている人がいると、締固め度が 100%を超えることはありません、現場密度測定に問題があるのではないかと言う人がいます。説明がへたなのか、詳しく説明すればするほど理解してもらえないことがあったりします。また、理解して頂けたと思ったら、次ぎには、「では、締固め試験って、どのような意味があるの?」と言う話になることがあります。

確かに、土の締固めが、その土が発揮できる最も間げき比の小さい状態の密度の〇〇%以上の密度に締固めないと施工された盛土がその機能を発揮できないとしたならば、今の JISA 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験は意味がないものになると思います。しかし、計画・施工される盛土はその安定を保ち、その盛土に期待される機能が沈下や変形等が生じて問題のない量で供用上問題がなければ、なにも限界値に近い状態にまで締固めなくてもよいこととなります。

土の締固めでは、最大乾燥密度と最適含水比が土を締固める際の重要な手掛りです。最大乾燥密度は、土の強度や変形特性を確保するための

目安となる値で、最適含水比は最大乾燥密度を得るための含水比の目安となるとともに、盛土完成後の盛土の水浸に対する抵抗性を確保するための目安となる値(飽和度または空気間げき率)です。やっかいなことに、最大乾燥密度と最適含水比は施工方法や締固めエネルギーが変わると変化します。このため、JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験の意義がスッキリしないものとなるのですが、JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験の最大乾燥密度、最適含水比を基準として締固め度、施工含水比を規定する方法は、盛土が要求される強度・変形特性と盛土の水浸による抵抗性の低下という二つの要求を経験に基づいて、包含しているとの判断にたつものであるとされています。

今、JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験の締固め曲線が図 2.7.2 の下から 2 番目の締固め曲線であり、その最大乾燥密度と最適含水比をもとに盛土が施工されたものとします。このとき、現場での締固めエネルギーが試験のエネルギーより大きいく、その締固めエネルギーで施工される締固め曲線は図中の左上のものとなったと仮定します。このとき、試験で得られた最適含水比で施工しますと、現場でのエネルギーで締固めた最大乾燥密度は得られませんが、試験の最大乾燥密度より大きな乾燥密度が得られるとともに、空気間げき率も小さなものとなり、施工された盛土は問題はないとなります。現場でのエネルギーが途方もなく大きく、試験時の最適含水比で施工すると過転圧になってしまう場合は別ですが、このようなことは経験的にほとんどないということです。次に現場の締固めエネルギーが試験の締固めエネルギーより小さい場合ですが、この場合は、試験時の最大乾燥密度より施工時の密度は小さく、空気間げき率は大きなものとなります。施工時の密度が大幅に試験時の密度を下回る場合は、問題ですが、許容値を満たしていれば、密度・空気間げき率ともに問題のない範囲にあるということとなりますので、好ましいことではありませんが、盛土の安定に問題はないこととなります。ただし、特殊な場合には密度は満たしているが、空気間げき率が大きく水浸時に不安を残す場合も考えられますが、現場での入念な施工や最適含水比より少し湿潤側の含水比での施工が行われれば大きな問題はないと思われます。このような理由により、JIS A 1210 に定められる突固めによる土の締固め試験は、スッキリしない面を残していますが、意義があるということとなります。

第3章 土の圧縮と圧密

3.1 概説

土の圧縮と圧密は、両方ともに土が圧縮力を受け圧縮力の作用方向に変位する(縮む)ことですが、その意味合いは異なります。

土の圧縮は、主に土の間げきの減少によって生ずる容積の減少で、土粒子自体の容積減少は極めて小さいので、無視するのが一般的です。

土の圧密は、土の圧縮現象の一つで、水で飽和した土が水の排水に伴う時間的な遅れを伴いながらゆっくりと圧縮する現象です。

現場では、時折、圧縮と圧密という言葉が区別なく使用され、広い意味を持つ圧縮より沈下が認められると圧密と呼んでしまうことが見られます。現場では、話の成り行きや現場で発生している減少や土質状況などから、その意味合いは関係者に伝わりますが、文章等で報告する場合は、圧密という言葉を実際に発生している現象が正確に伝わらない場合がありますから、注意が必要であると思います。

土の圧縮変形には、弾性的な変形と塑性変形とがあります。

弾性変形は、荷重を除荷すると変位が回復する変形で、土では変位が比較的小さな領域で発生します。弾性的な変形ですから、土粒子の配列が変化しない場合、土粒子の接触点がスリップしない場合に発生します。

塑性変形は、荷重を除荷しても変位が残る変形で、弾性的な変形を超える変形が生じた場合の変形です。荷重を除荷しても変位が残るということは、土粒子の接触点にスリップが生じたことを意味します。

土の変形が弾性的な変形から塑性変形に変わる点は降伏点ですから、この点の応力を降伏応力と呼びます。

3.2 土の圧縮特性

土の圧縮特性は、砂と粘土に分けて考えることが出来ます。砂は単粒構造で透水性がよいのに対して、粘土は蜂の巣構造・綿毛状構造を呈し、透水性が悪いからです。

1) 砂の圧縮特性

砂を剛な円筒形の容器に詰めて側方の変形を拘束し、上下方向(円筒の軸方向)に圧縮力を作用させる側方拘束圧縮試験を実施しますと、砂は次ぎのような圧縮特性を示します。

砂の圧縮－時間特性は、圧縮変形の大半がほぼ瞬間的に発生したのち、減衰傾向を示す変形をした後に極めて緩やかな変形をして終了します。また、細粒分を含まない粗粒な砂では、その沈下特性は砂の乾湿にほとんど関係がありません。

砂の圧縮－荷重曲線は、縦軸に間げき比をとり、横軸に荷重をとって横軸は対数目盛としますと直線的な圧縮－荷重曲線が描かれます。一般的に圧縮－荷重曲線はこのような片対数グラフで表わします。

図 3.2.1 は初期間げき比の異なる同じ砂の間げき比－荷重曲線です。

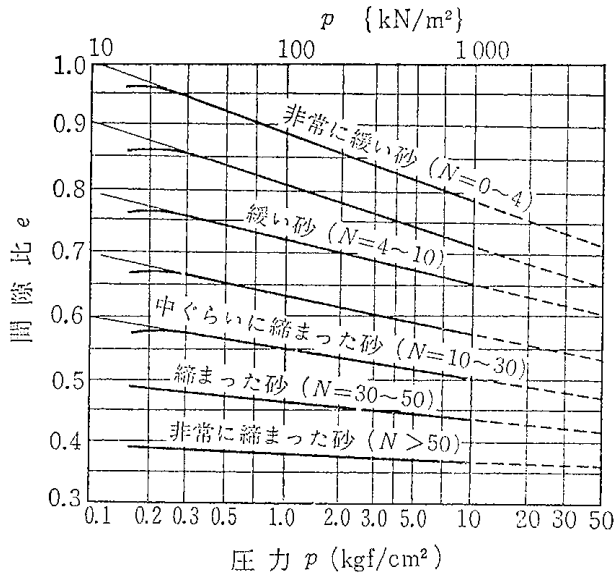


図 3.2.1 砂の初期密度と圧縮曲線

土質工学ハンドブック(第5刷) P148より抜粋

砂の間げき比－荷重曲線は初期の間げき比が緩いか密であるかにより異なったものとなります。また、静的な荷重増による間げき比の変化により圧縮曲線が緩い砂のそれから密な砂のそれに変化しないことを図 3.2.1 は示しています。これは、静的圧縮では砂の骨組み構造はほとんど変化せず、弾性的な圧縮変形であることを意味しています。

砂は静的圧縮では、緩い状態(高位な構造)から密な状態(低位な状態)には変化しないので、砂の構造を高位な構造から低位な構造に変化させるためには、振動等による構造の攪乱が必要となります。



高位な構造

低位な構造

図 3.2.2 土の骨組み構造

2) 粘土の圧縮特性

飽和した粘土でも側方拘束圧縮試験が行われますが、粘土に対して行う静的圧縮試験は圧密試験と呼ばれます。粘土に対する圧密試験は、一般に「JIS A 1217 土の段階載荷による圧密試験方法」と「JIS A 1227 土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法」により実施されています。JIS に定められている圧密試験は両方法ともに側方拘束条件で、間げき水の流れは鉛直方向にのみ生じるとした一次元の圧密試験です。

一般的に実施されている JIS に定められる試験方法は、一次元の圧密試験と書きましたが、盛土のように比較的広い範囲にわたり一様に荷重が載荷される場合は、側方の変位は鉛直方向の圧力により拘束されるため、あまり問題とならず一次元の圧密問題として取り扱ってよいとされています。これに対して、構造物の基礎のように載荷面積が限定される時は、側方への変形が拘束されませんので、三次元の圧密問題となるとされています。三次元の圧密問題は、多くの考え方が提唱されていますが、定説があるとはいえませんし、試験方法は三軸圧縮試験機を持ちいなければならないとされています。

また、本項の書き出しで、飽和した粘土と書きましたが、現在のところ不飽和な粘性土に関する妥当な沈下問題の解析方法もまだ確立されていないとされています。

砂の圧縮は、変形に要する時間が短く弾性的な変形が主体であると述べましたが、粘土の圧密は変形に時間を要し、弾性的な変形は極小さく、綿毛構造や蜂の巣構造を呈するので土粒子の接触点が少ないのですべりや転位が生じ塑性変形が大きいと考えられています。

図 3.2.3 に粘土の圧縮曲線の例を示します。図 3.2.3 の(b)は、横軸(荷重軸)を対数軸として表わしたもので、一般に $e-\log p$ 曲線と言います。

図 3.2.3 では荷重が $8 \times 10^2 \text{kN/m}^2$ のところで一度除荷しています。荷重が 0 まで除荷しても、間げき比(縦軸)は、荷重作用前の間げき比には戻りません。荷重作用時から除荷時の間に生じた間げき比(戻った)は、

弾性的な変形で、土粒子の弾性変形や電荷反発によるものと考えられます。載荷開始前の間げき比と除荷後の間げき比との差は、間げき水の排出や土粒子接触点のすべりや転位により生じた塑性的な変形です。

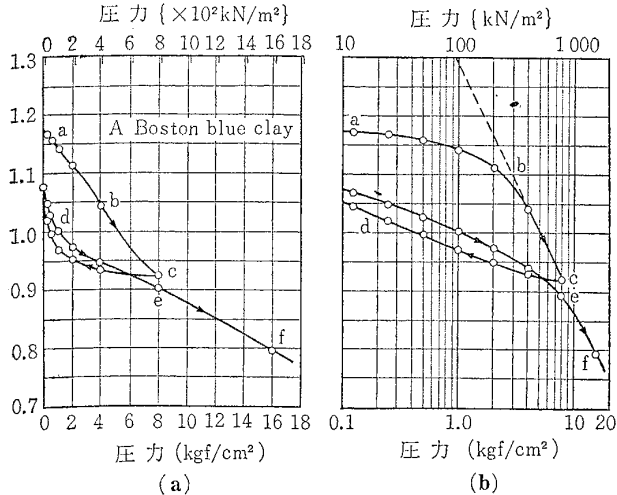


図 3.2.3 粘土の圧縮曲線
土質工学ハンドブック(第5刷) P149 より抜粋

・ 体積圧縮係数 mv

体積ひずみ(ΔV_v)を増加圧力(ΔP)で割った値を体積圧縮係数(mv)といい、次式で表わされます。

$$mv = \frac{\Delta V_v / V}{\Delta P} = \frac{\Delta e}{(1+e) \cdot \Delta P} \dots\dots(3.1)$$

ここに、 mv ：体積圧縮係数

ΔV_v ： ΔP で圧縮された間げき体積

ΔP ：増加圧力

e ：初期間げき比

Δe ： ΔP で圧縮された間げき比

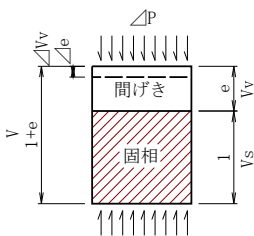


図 3.2.4

式(3.1)から、体積圧縮係数は図 3.2.3 の圧縮曲線の傾きに比例する量と言えます。また、荷重増分 ΔP に対するひずみ増分 $\Delta \epsilon$ は $\Delta e / (1+e)$ ですから、 $mv = \Delta \epsilon / \Delta P$ となります。これは、弾性体に対する弾性係数 E の逆数に対応する係数ともなります。

体積圧縮係数は、荷重 P の増加に伴い変化する値で、図 3.2.3 の b 点より大きな圧力の区間では、減少し一定値ではありません。

・ 圧縮指数 C_c

圧縮指数は、図 3.2.3(b)の圧力が b 点より大きな区間では圧縮曲線が直線となっていますが、この直線の勾配を示す値で、土が圧縮(沈下)する度合いを示す定数と言えます。

圧縮指数は、次式で表わされます。

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log P)}$$

$$= \frac{\Delta e}{\log(P + \Delta P) - \log P} \dots\dots\dots(3.2)$$

体積圧縮係数 mv は、圧力 P に対して一定値ではありませんが、圧縮指数は図 3.2.3(b)の圧力が b 点より大きな区間では一定値となります。このため、粘土の圧縮性を端的に表わす指数です。

あまり鋭敏でない乱さない粘土の圧縮指数 C_c の推定式として、スケンプトンの次式があります。

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \dots\dots\dots(3.3)$$

ここに、 w_L ：液性限界

日本各地の粘性土の圧縮指数 C_c と液性限界 w_L との関係が、「土質試験の方法と解説 一第一回改訂版一」に記されています。それによりますと、圧縮指数 C_c と液性限界 w_L との関係は日本の地域ごとに多少異なっているようです。概ね、(3.3)式を下限とし、(3.4)式の間にあると考えてもよさそうですが、(3.4)式を大きく超える場合もあるようです。また、沖縄地域では(3.3)式よりも小さな場合があります。

$$C_c = 0.015(w_L - 19) \dots\dots\dots(3.4)$$

「土質試験の方法と解説 ー第一回改訂版ー」より抜粋した伊勢湾の圧縮指数 C_c と液性限界 w_L の関係を図 3.2.5 に示します。かなりのバラツキはありますが、大まかには、(3.3)式と(3.4)式の間にあると言ってもよさそうです。

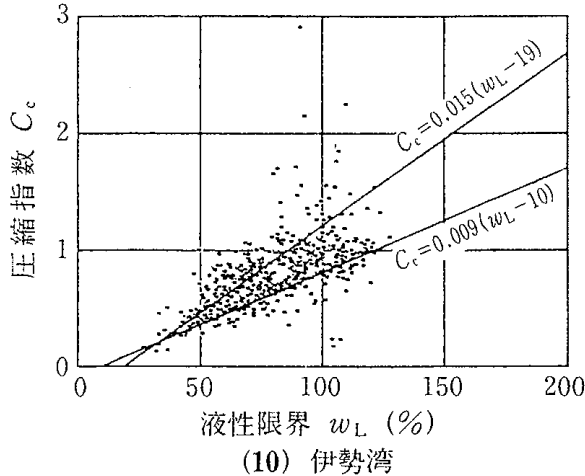


図 3.2.5 圧縮指数と液性限界の関係
土質試験の方法と解説 ー第一回改訂版ー P372 より抜粋

・ 先行圧密応力と圧密降伏応力

粘土が過去に受けたことのある最大の圧縮応力を先行圧密応力といいます。ある粘土が今受けている応力が先行圧密応力と同じ場合、その粘土は正規圧密粘土といいます。今受けている応力が先行圧密応力より小さい場合は、過圧密粘土といいます。

図 3.2.3(b)で、圧縮曲線の勾配が b 点で大きく変化します。次に c 点まで、载荷した後に一旦除去し、荷重を加えて生きますと e 点で $d \rightarrow e$ の区間とは勾配が変化して、 $b \rightarrow c$ の荷重増のときと同様な勾配となります。 b 点は初期载荷のときの降伏点であり、 e は再载荷のときの降伏点といえます。この b, e の荷重を圧密降伏応力 P_c といいます。

このように書きますと先行圧密応力と圧密降伏応力は同じものと言えることとなりますし、通常は同義語的に使っていることが多いと思いますが、圧密降伏応力が先行圧密応力より大きくなる場合があります。

なぜそのようなことになるのかといいますと、粘土は新たに圧縮力が

加わりますと、土粒子の配置である骨組み構造を変えて圧縮力にいったん抵抗しますが、長時間、新たに加えた圧縮力を維持しますと骨組み構造は圧縮を伴いながらさらに抵抗力のある形に徐々に変化します。新たに加えられた圧縮力に対していったん抵抗する変位を瞬時圧縮、荷重が維持され続けたときにさらに抵抗力のある形に徐々に変化する変形を遅延圧縮といいます。この遅延圧縮による骨組み構造の抵抗性増による変化により圧縮力に対する抵抗性が高まるため、圧密降伏応力が先行圧密応力より大きくなることがあります。

・ 間げき水圧と有効応力

土は荷重が加えられますと、その応力により圧縮されます。

今、図 3.2.6 に示すような場合を考えることとします。

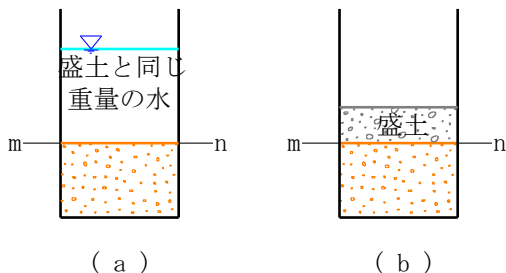


図 3.2.6

図 3.2.6 は、ある容器の $m-n$ 面まで(a),(b)ともに同じ土を同じ密度で詰めたと仮定します。ここで、(a)にはある高さまで水を入れます。(b)には(a)の $m-n$ 面より高い(a)の水の重さと同等の土を盛土します。

このとき、 $m-n$ 面の圧力は、(a)の場合と(b)の場合と同じ圧力が作用していることとなります。でも、(a)の場合には容器に詰めてあった土は沈下しませんが、(b)の場合には沈下が発生します。ではなぜ、(a)は沈下せず(b)は沈下するのでしょうか？。(a)の場合には、 $m-n$ 面には $m-n$ 面より上の水の重量と同じ圧力が発生しますが、この水による圧力は、土の間げきの水圧を上昇させてはいますが土の骨組みの応力は増加させていません。これに対して、土を盛土した(b)は土の骨組みの応力を増加させますから、土は変形(沈下)することとなります。

水による応力を間げき水圧と呼びますが、土の変形に寄与しないので中立応力とも呼びます。これに対して、土の変形に寄与する土の骨組みに働く応力を有効応力と呼びます。

今、土の応力を σ 、有効応力を σ' 、間げき水圧を uw としますと、

$$\sigma = \sigma' + uw \dots\dots(3.5)$$

となります。

- 土の自重による応力

土の自重による地中内の鉛直応力は、次のとおりとなります。

地中に地下水がない場合や考える面が地下水位より上にある場合には、図 3.2.7 の(a)のように考えることができます。

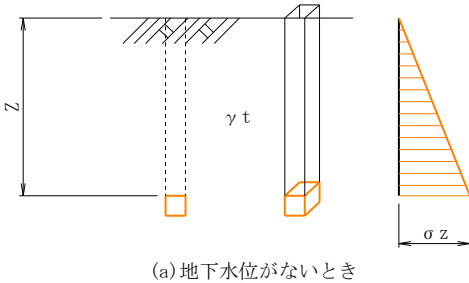
地表から深さ Z の地点の鉛直応力 σ_z は、

$$\sigma_z = \gamma_t \cdot Z \dots\dots\dots(3.6)$$

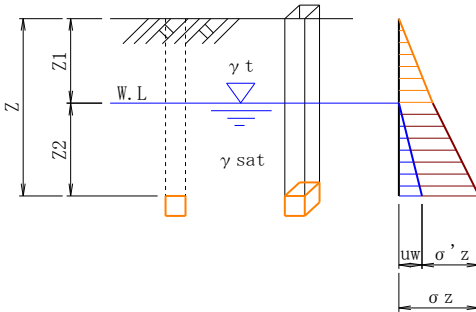
ここに、 γ_t : 土の湿潤単位体積重量

となります。

地下水が存在する場合の地下水位以下の地点の鉛直応力は、図 3.2.7 の(b)のように考えることができます。深さ Z の地点のすべての鉛直応力を全応力 σ_z といい、次式で表わされます。



(a) 地下水位がないとき



(b) 地下水位が3. sg

図 3.2.7 土の自重による鉛直応力

$$\sigma_z = \gamma_t \cdot Z_1 + \gamma_{sat} \cdot Z_2 \dots\dots\dots(3.7)$$

ここに、 γ_{sat} : 飽和重量

地下水の単位重量を γ_w 、土の水中単位重量を γ' としますと、深さ Z における間げき水圧は、

$$u_w = \gamma_w \cdot Z_2 \dots\dots\dots(3.8)$$

土の水中単位重量 γ' は、

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \dots\dots\dots(3.9)$$

深さ Z における有効応力 σ'_z は、

$$\begin{aligned} \sigma'_z &= \sigma_z - u_w \\ &= \gamma_t \cdot Z_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot Z_2 - \gamma_w \cdot Z_2 \\ &= \gamma_t \cdot Z_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot Z_2 \\ &= \gamma_t \cdot Z_1 + \gamma' \cdot Z_2 \end{aligned} \dots\dots\dots(3.10)$$

となります。この有効応力は有効土被り圧とも呼ばれます。

間げき水圧は、(3.8)式で表わされるように、考える面までの水浸と地下水の単位重量となります。これは、地下水に流れが生じてない場合の間げき水圧で、なんらかの原因により地下水に流れが生じますと過剰間げき水圧が発生します。過剰間げき水圧が発生する原因には、浸透によるもの、土の圧密沈下によるもの、土のせん断によるもの等が考えられます。圧密には関係ありませんが、土のせん断では、負の間げき水圧というのが発生することがあります。

3.3 土の圧密

土の圧密は土の圧縮の一つの現象で、土が新たに圧縮力を受けたとき、その土が土の間げきの水を排出しつつ時間の経過とともに圧縮変形する現象ということが出来ます。ですから、圧密現象は、主に、土の変形現象と透水現象の二つの現象からなり、変形に要する時間は土の透水性が大きく係わっていることとなります。

土の圧密の説明には、多くの場合、スプリングと穴あきピストンを組み合わせたシリンダーのモデルで説明されます。

図 3.3.1 に圧密の模式図を示しますが、スプリングは土の骨組み構造で、水は地下水と考えて下さい。

今、図 3.3.1 の(a)で、シリンダーの中に水がない状態を考えます。このときピストンの上に錘を載せると錘の重さと釣り合うだけスプリングが縮んで釣り合います。

(b) 次にシリンダーの中に水が入った場合を考えます。錘を載せてもシリンダーがしっかり密閉されたものであればスプリングは縮みま

せん。水は非圧縮性ですからシリンダー内の水が錘の荷重を受け持ちます。その結果として、錘の重さと同等の水圧がシリンダー内に発生することとなります。この水圧が過剰間げき水圧です。

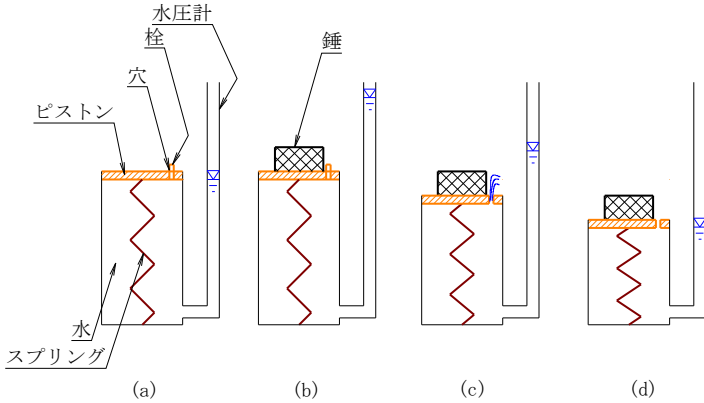


図 3.3.1 圧密の模式図

(c) 錘を載せた状態で、ピストンに付いている栓をはずします。すると栓をしてあった穴から水が排水されて、徐々にスプリングが縮みます。また、同時にシリンダー内の水の圧力も徐々に減少します。

(d) やがて、水の穴からの噴出は停止し、スプリングの縮みは停止します。このときの水圧は、静水圧となり、過剰間げき水圧は 0 となります。

図 3.3.1 の(a)が盛土载荷前の地盤で、(b)が盛土载荷直後の状況を、(c)が圧密沈下中を、(d)が圧密沈下の終了にあたります。

テルツァギーは、粘土の骨組み構造の変形特性は弾性的であるとして理論を組立てましたが、実際の粘土の変形特性は非弾性的です。ですから、実際の圧密沈下は過剰間げき水圧がほぼ消散した後もクリープ的な沈下が発生します。この、過剰間げき水圧がほぼ消散した後も続く沈下を二次圧密沈下と呼びます。

圧密理論は次ぎの仮定を大前提として組み立てられています。

- ① 圧密現象は緩やかで慣性力は無視できる。
- ② 土粒子と間げき水はともに非圧縮性である。

①、②の仮定のもとで、飽和粘土の圧密現象を説明するのに必要な条件式は次のとおりとなります。

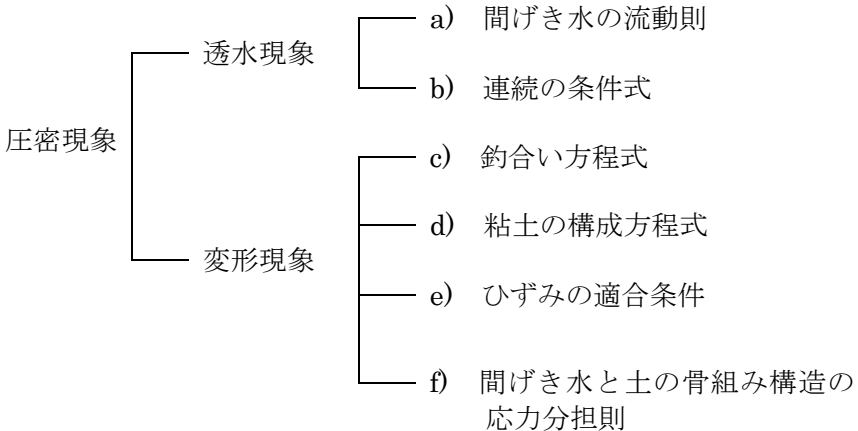


図 3.3.2 圧密現象を説明するに必要な条件式

圧密理論には、テルツァギー、ビオ、三笠、吉国、テイラー……と多くの圧密理論があるようですが、テルツァギーの圧密理論が一般的に有名です。

テルツァギーの圧密理論は、次の仮定に基づいています。

- ① 圧密現象は緩やかで慣性力は無視できる。
- ② 土粒子と間げき水はともに非圧縮性である。
- ③ 間げき水の流れはダルシーの法則に従い、透水係数は有効応力に依存しない。
- ④ 粘土の骨組み構造の変形は線形弾性である。
- ⑤ 粘土層の変形は微少で鉛直方向にのみ圧縮される。
- ⑥ 間げき水は鉛直方向にのみ流れる。
- ⑦ 粘土地盤は均質である。

3.4 沈下量の推定

・ 圧密沈下量

圧密理論を用いると構造物等の载荷により発生する圧密沈下量、圧密に要する時間や時間とともに生じる圧密割合が計算により求めること

が出来ます。圧密理論は前項で述べましたように多くの仮定の基に組み立てられていますので、圧密理論による沈下量や沈下時間の計算結果は実際のそれと合わない場合がしばしばあります。特に、その誤差は沈下量の計算よりも圧密時間や圧密の進行度合いに対して大きいようです。

圧密沈下量の計算は、以下に示す三つの式のいずれかが採用されています。

$$S = \sum m v_i \Delta H_i \Delta p \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

$$S = \sum \frac{e_{0i} - e_i}{1 + e_{0i}} \Delta H_i \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

$$S = \sum \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \Delta H_i \log_{10} \frac{p_{0i} + \Delta p}{p_{0i}} \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

ここに、 i ：粘土層を n 個に任意分割してつけた層番号

Δp ：荷重の増分

ΔH_i ： i 番目の層の厚さ

C_{ci} ： i 版目の層の圧縮指数

p_{0i} ： i 番目の層の中央における初期応力

e_{0i} ： p_{0i} に対する間げき比

e_i ： $p_{0i} + \Delta p$ の応力に対する間げき比

$m v_i$ ： $p_{0i} + \Delta p / 2$ の応力に対する体積圧縮係数

Σ ： $i=1 \sim n$

実際の圧密計算では、次のように判断することが多いようです。

- ① 過圧密粘土の地盤では、一般に沈下量は少ないので、無視することが多い。
- ② 砂層が存在する場合は、砂層では沈下量が小さく、沈下に要する時間も短く、載荷と同時に沈下する即時沈下と考えられるため、粘土層に挟在される薄い砂層では、その沈下量は無視することが多い。
- ③ 室内圧密試験結果から得られる $e - \log P$ 曲線の例を図 3.4.1 に示しますが、圧密降伏応力が現地山の有効土被り圧より大きくなる(過圧密である)ことがあります。この場合、沈下量は過圧密領域と正規圧密領域に分けて、室内圧密試験の $e - \log P$ 曲線をもとに推定する方法と現場での沈下は過圧密領域では生じず正規圧密領域

でのみ生じるとするやり方が考えられます。一般的には、現場での沈下は過圧密領域では生じず正規圧密領域でのみ生じるとするやり方が採用されています。なぜならば、室内圧密試験の $e-\log P$ 曲線の過圧密領域の沈下曲線は、サンプリング後に弾性的に膨張した部分の回復経路になると考えられるからです。

- ④ では、正規圧密領域の初期有効土被り圧 P_0 と初期間げき比をどのように考えるかが問題となります。一般的には図 3.4.1 に示す三つの考え方が採用されています。
- ⑤ 三つの考え方とは、a) 図 3.4.1 の 1 に当たる考え方で、試験試料の初期含水比から計算した間げき比 e_{01} より室内圧密試験結果の正規圧密領域の圧縮曲線を延長して現場処女圧縮曲線を求め、 P_{01} を求める。b) 図 3.4.1 の 2 に当たる考え方で、室内圧密試験の沈下曲線より現在の有効土被り圧に相当する間げき比 e_{02} を求め、現場処女圧縮曲線より P_{02} を求める。c) 室内圧密試験の圧密降伏応力に当たる間げき比 e_{03} と P_{03} を現場処女圧縮曲線より求める。

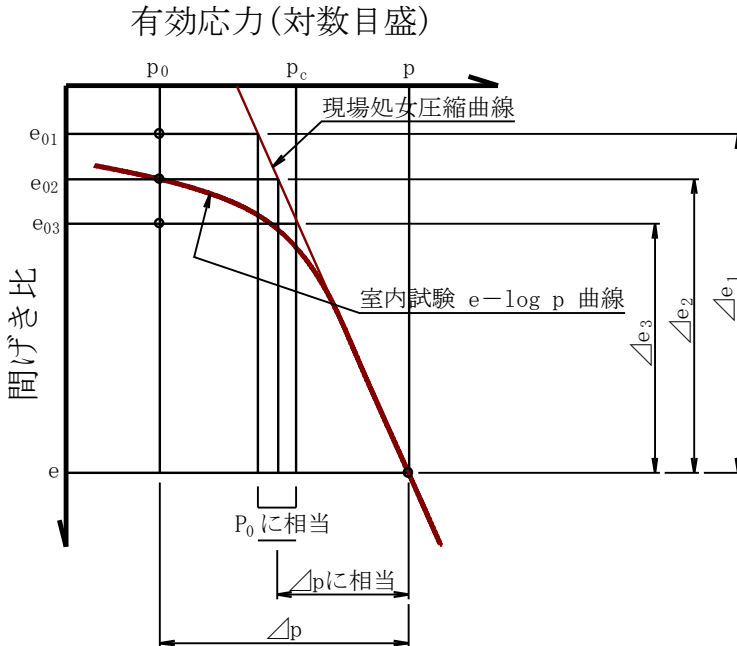


図 3.4.1 過圧密粘土の圧縮曲線

⑥ ⑤で示した a)~c)の方法で推定した初期間げき比 e_0 と応力 P_0 は、同一ではないので、計算される沈下量も当然異なったものとなります。現在のところ、どの方法が合理的な方法かは結論が出ていないそうです。物理試験の結果や現場での土層の堆積状況や考えられる応力履歴、同一土層での沈下測定の実績があればその結果等を総合的に判断して推定方法を決定するしかないと思います。

・ 圧密時間

圧密沈下の最終圧密沈下量は、式(3.11)~(3.13)のいずれかの式により求められます。そして、その沈下量に対する沈下の時間的な進行は、一般にテルツァギーの圧密理論を基に計算されています。

テルツァギーの圧密方程式は次式で表わされます。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots(3.14)$$

式(3.14)に、以下の境界条件及び初期条件を与え、

$$\begin{aligned} t=t, z=0 & : u=0 \\ t=t, z=H' & : \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \\ t=0, z=z & : u=u_0=p \end{aligned}$$

解きますと、次式が得られます。

$$u = \sum \frac{2u_0}{M} \left(\sin \frac{Mz}{H'} \right) \exp(-M^2 T_v) \dots\dots\dots(3.15)$$

ここに、 $M=(2m+1)/2$
 m : 正の整数
 Σ : $m=0 \sim \infty$
 T_v : 時間係数

$$T_v = \frac{C_v}{H'^2} t \dots\dots\dots(3.16)$$

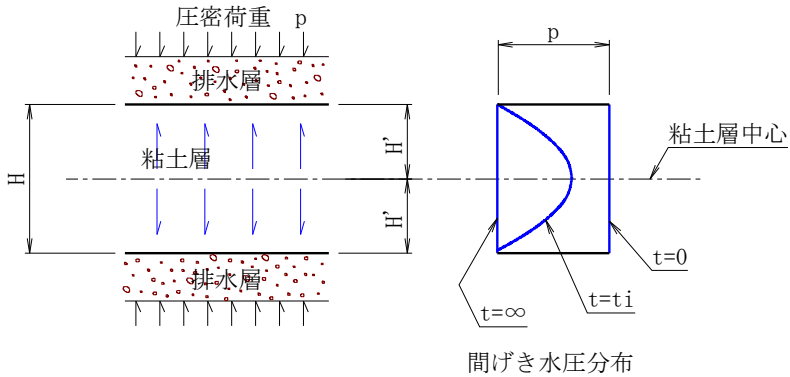


図 3.4.2 排水条件と間げき水圧

図 3.4.2 に両面排水のときの層厚と間げき水圧の分布の模式図を示しましたが、片面排水の場合は、 $H=H'$ となり、排水距離は両面排水の場合の 2 倍となります。

時間 t における圧密沈下量は次式で求まります。

$$S(t) = S_f \cdot U(t) \dots\dots\dots(3.17)$$

ここに、 S_f ：最終沈下量

$U(t)$ ：時刻 t における平均圧密度

平均圧密度 U と時間係数 T_v との関係を表 3.4.1 に示します。

表 3.4.1 平均圧密度 U と時間係数 T_v との関係

U(%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
T_v	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848

3.5 圧密試験

圧密試験は、地盤の圧密沈下の予測を行うために実施される土質試験で、一次元の圧縮を受ける土の圧縮特性を知ることが出来ます。

標準的な圧密試験は、「JIS A 1217 土の段階载荷による圧密試験方法」と「JIS A 1227 土の定ひずみ速度载荷による圧密試験方法」の二つがあります。

1) 土の段階載荷による圧密試験方法

・ 概要

土の段階載荷による圧密試験方法は、「土質試験の方法と解説—第一回改訂版—」では次ぎのように適用範囲が規定されています。「この規格は、土を一次的に、かつ、段階載荷によって排水を許しながら圧密し、圧縮性と圧密速度に関する定数を求める試験方法について規定する。細粒分を主体とした透水性の低い飽和土を対象とする。（参考）細粒分を主体とした飽和度の低い土の圧縮性を求める場合にも、この規格を準用することが出来る。」

・ 荷重

この試験方法は、名前が示すように、荷重を段階的に載荷し、一定圧力 P を 24 時間載荷した後に、 P と同じ圧力の圧力増分 ΔP を瞬間的に載荷し、前の段階と同じく 24 時間載荷して繰返し、各荷重段階ごとに、決められた時間の沈下量(圧縮変位)を測定する方法です。

荷重は、9.8, 19.6, 39.2, 78.5, 157, 314, 628, 1256 kN/m² の 8 段階が標準とされています。土の硬さや試験の目的に応じて、第一段階の圧密圧力と載荷段階の数を増やしてよく、上記の範囲外の圧密圧力を加えてもよいとされています。また、圧密降伏応力 P_c を求めるためには、原則として P_c の前後各段階 3 載荷段階以上の圧密圧力を載荷することとされています。軟らかく、 P_c の小さいことが予想される土では、最初の載荷を $P=4.9\text{kN/m}^2$ とする場合が多いように思います。

・ 変位測定

変位計の読みは、各載荷段階の載荷直前で行うとともに、載荷後の読みを行う時間は、次ぎの値が参考とされています。3, 6, 9, 12, 18, 30, 42 秒、1, 1.5, 2, 3, 5, 7, 10, 15, 20, 30, 40 分、1, 1.5, 2, 3, 6, 12, 24 時間。

・ 供試体の水浸

水浸は、圧密降伏応力を超えたとみなせる時点で水浸容器に水を満たして行い、それまでの間は、圧密容器を湿った水で覆う等して供試体の乾燥を防ぐようにします。水浸により膨張する恐れのない試料では、第一段階の圧密終了後に供試体を水浸させてもよいとされています。また、飽和度の低い試料で、この規格を準用する場合には、供試体は水浸させません。ただし、供試体の乾燥を防ぐ処置が必要です。

・ 圧密度と時間の関係

各段階の圧密度と時間の関係は \sqrt{t} 法で求めることとし、 \sqrt{t} 法で整理したとき初期の直線部が求め難い場合には曲線定規法によって整理するとされています。

以下、 \sqrt{t} 法について説明を加えます。

- ① 縦軸に変位計の読み $d(\text{mm})$ を算術目盛とし、横軸には経過時間 $t(\text{min})$ を平方根目盛にとって $d-\sqrt{t}$ 曲線を描きます。
- ② $d-\sqrt{t}$ 曲線の初期の部分に現れる直線部を延長して $t=0$ に当たる点を初期補正点とし、この点の読みを d_0 とします。
- ③ 初期補正点を通り、②で求めた直線の 1.15 倍の横距をもつ直線を描き、 $d-\sqrt{t}$ 曲線との交点を理論圧密度 90%の点とし、この点の変位計の読み $d_{90}(\text{mm})$ 及び時間 $t_{90}(\text{min})$ を求めます。
- ④ d_{100} は次式により算出します。

$$d_{100}=10/9 \times (d_{90}-d_0)+d_0$$

ここに、 d_{100} ：各段階の理論圧密度 100%に当たる変位計の読み

d_{90} ：各段階の理論圧密度 90%に当たる変位計の読み

d_0 ：各段階の理論圧密度 0%に当たる変位計の読み

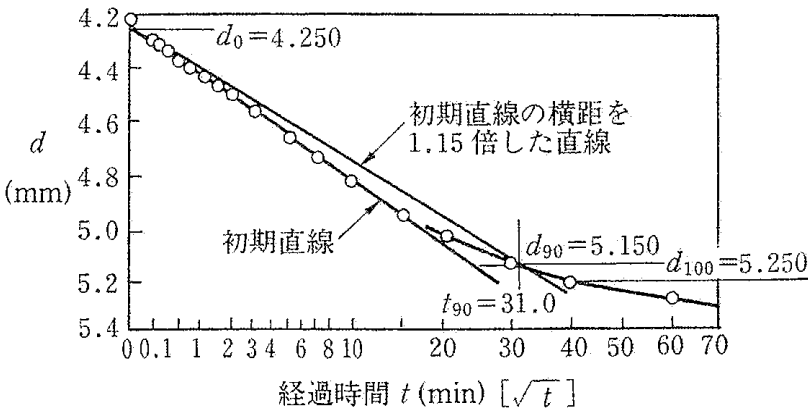


図 3.5.1 \sqrt{t} 法による整理の例

土質試験の方法と解説—第一回改訂版—P352 より抜粋

図 3.5.1 で、初期直線の 1.15 倍の勾配の直線と試験曲線の交点がなぜ圧密度 $U=90\%$ になるか説明します。圧密初期の T_v が小さい範囲では、

$U=2\sqrt{(Tv/\pi)}$ の近時が成り立ちますから、 U と \sqrt{Tv} は直線関係で近時できることとなります。圧密度 d は U と直接対応する値であり、時間 t は Tv に直接対応しますから d と \sqrt{t} が直線関係で近時できることとなります。各载荷段階の初期に見られる直線部分の勾配は、 $\sqrt{Tv}/U=\sqrt{\pi}/2=0.886$ となります。また、圧密開始点と $U=90\%$ の点を結ぶ線の勾配は $\sqrt{Tv}/U=\sqrt{0.848/0.90}=1.023$ となります。よって、両者の比は $1.023/0.886=1.15$ となりますから、初期の直線部分に至る水平距離の1.15 倍の長さをとった点と圧密開始点とを結んだ線が試験曲線と交わる点が $U=90\%$ を示す点となります。

各荷重段階の圧密係数は、次式に求まります。

$$C_v = 0.848 \left(\frac{H'}{2} \right)^2 \frac{1440}{T_{90}} \dots\dots\dots(3.18)$$

ここに、 C_v ：各载荷段階の圧密係数(cm^2/d)

H' ：各载荷段階の平均供試体高さ(cm)

t_{90} ：各载荷段階の理論圧密度 90%に当たる時間(min)

式(3.18)について、若干の説明を加えます。

式中の 0.848 は、表 3.4.1 の圧密度 $U=90\%$ に対する Tv の値です。また、1440 は 1 日(24 時間)を分で表わした値です。

・ 圧密降伏応力

圧密降伏応力 P_c は、三笠の方法により求めます。また、間げき比 $e=0.1$ に相当する縦軸のスケールを横軸の対数目盛 1 サイクルの長さの 0.1～0.25 にとって圧縮曲線を描き、明瞭に最大曲率点が認められる場合には、キャサグランデの方法で P_c を求めてもよいとされています。

三笠の方法による P_c の求め方を図 3.5.2 に示します。

- ① 図 3.5.2 に示すように、 $C_c'=0.1+0.25C_c$ なる勾配をもつ直線と圧縮曲線の接点 A を求めます。
- ② 次に A 点を通して $C_c''=C_c'/2$ なる勾配をもつ直線と圧縮曲線の正規圧密領域の最急勾配部を代表する直線の延長との交点を B とし、 B 点の横座標の値を P_c とします。

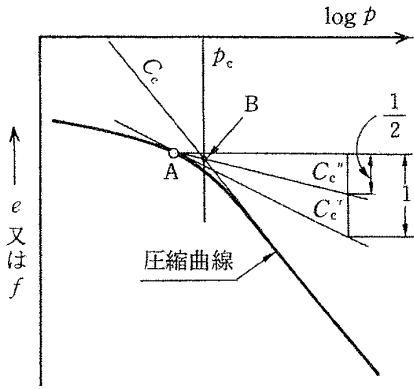


図 3.5.2 三笠による P_c の求め方

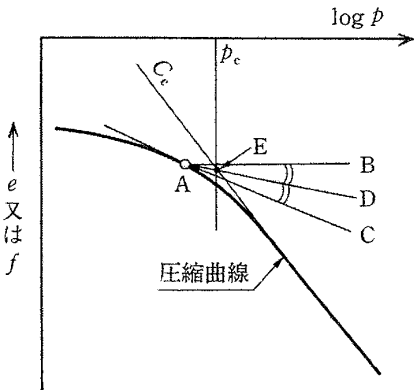


図 3.5.3 キャサグランデによる P_c の求め方

土質試験の方法と解説—第一回改訂版—
P355 より抜粋

キャサグランデの方法は間
げき比のスケールによって最大
曲率点の位置が変わり、得
られる P_c の値が変化します
ので、前述したようなスケ
ールに制約を設けています。ま
た、最大曲率点の位置が決め
難いといった欠点も持って
いますが、世界的に用いら
れている方法です。

キャサグランデの方法の模
式図を図 3.5.3 に示します。

- ① 圧縮曲線の最大曲率点 A を求め、この点から水平線 AB 及び曲率の接線 AC を引きます。
- ② 二つの直線の二等分線 AD と圧縮曲線の正規圧密領域の最急勾配部を代表する直線の延長との交点 E を求め、E 点の横座標の値を P_c とします。

・ 体積圧縮係数

各载荷段階で生じる圧縮ひずみの増分 $\Delta \varepsilon$ (%) は、次式により算出します。

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta H}{H'} \times 100 \quad \dots\dots(3.19)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon$: 各载荷段階で生じる圧縮ひずみの増分(%)

ΔH : 各载荷段階の圧縮量

H' : 各载荷段階の平均供試体高さ

各載荷段階の体積圧縮係数 mv は、次式により算出されます。

$$mv = \frac{\Delta \varepsilon / 100}{\Delta p} \dots\dots\dots(3.20)$$

ここに、 Δp ：各載荷段階の圧密圧力の増分

2) 土の定ひずみ速度載荷による圧密試験

・ 概要

土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法は、「土質試験の方法と解説—第一回改訂版—」では次のように適用範囲が規定されています。「この規格は、土を片面からの排水を許しながら連続的に一次元圧密し、圧縮性と圧密速度に関する定数を求める試験方法について規定する。細粒分を主体とした透水性の低い飽和土を対象とする。」

・ 準備

試験装置を組立てると同時に間げき水圧測定系等を飽和し、供試体の入った圧密リングをセットします。次に、加圧板の載荷ピストンを荷重計で固定して、水浸時に供試体の吸水膨張を許さないようにして、供試体を水浸します。

・ 軸圧及び測定

載荷のひずみ速度は、試験の目的に応じて適切なひずみ速度としますが、ひずみ速度は、 $0.01 \sim 0.1\%/min$ の範囲を標準としています。ひずみ速度は試料の塑性指数に応じて、以下の値をひずみ速度の参考とすることが出来るとされています。

塑性指数 I_p	10 未満	…………	0.1 %/min
	10～40	…………	0.05 %/min
	40 以上	…………	0.01 %/min

圧密開始後に、経過時間 $t(\text{min})$ における軸圧縮力 $P_t(\text{N})$ と供試体の圧密量 $dt(\text{cm})$ 及び供試体底面の間げき水圧 $u_t(\text{kN/m}^2)$ を測定します。この測定間隔は、軸圧縮開始後最初の 10 分間は 1 分間隔とし、1 時間までは 5 分間隔、1 時間以後は 10 分間隔を標準とします。

軸圧縮力が所定の圧密圧力に相当する値に達したら軸圧縮を終了します。

・ 計算

① 供試体の初期状態は、土の段階载荷による圧密試験方法と同様にして求めます。

② 圧密度と圧力の関係は次式により求めます。

$$H_t = H_0 - dt \quad \dots\dots\dots(3.21)$$

$$e_t = \frac{H_t}{H_s} - 1 \quad \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} \times 10 \quad \dots\dots\dots(3.23)$$

$$p_t = \sigma_t - \frac{2}{3} u_t \quad \dots\dots\dots(3.24)$$

- ここに、 H_0 ：供試体の初期高さ
- H_t ：時間 t における供試体高さ
- H_s ：供試体の実質高さ
- e_t ：時間 t における間げき比
- σ_t ：時間 t における軸圧縮圧力
- P_t ：時間 t における軸圧縮力
- p_t ：時間 t における圧密圧力
- u_t ：時間 t における供試体底面の間げき水圧

③ 圧縮指数 C_c 及び圧密降伏応力 P_c は、段階载荷による圧密試験方法と同様にして求めます。

④ 体積圧縮係数は、次ぎのようにして求めます。

時間 $t(\text{min})$ とそれより Δt 前の時間 $t'(\text{min})$ の間の圧密度の増分 ΔH と平均供試体高さ H' は次式により算出します。

$$\Delta H = H_{t'} - H_t \quad \dots\dots\dots(3.25)$$

$$H' = (H_t + H_{t'}) / 2 \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

- ここに、 ΔH ：時間 t と t' の間の圧密度の増分
- H' ：時間 t と t' の間の平均供試体高さ
- $H_{t'}$ ：時間 t' における供試体高さ

時間 t と t' の間の圧縮ひずみの増分 $\Delta \varepsilon$ と軸圧縮力の増分 $\Delta \sigma$ は次式により算出します

$$\Delta \varepsilon = \Delta H/H' \dots\dots\dots(3.27)$$

$$\Delta \sigma = \sigma t - \sigma t' \dots\dots\dots(3.28)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon$: 時間 t と t' の間の圧縮ひずみの増分

$\Delta \sigma$: 時間 t と t' の間の軸圧縮圧力の増分

$\sigma t'$: 時間 t' における軸圧縮圧力

時間 t と t' の間の体積圧縮係数 mv は、次式により算出します。

$$mv = \Delta \varepsilon / \Delta \sigma \dots\dots\dots(3.29)$$

⑤ 圧密係数は、次式により算出します。

$$C_v = \frac{\Delta \sigma H^2}{2u' \Delta t} \times 1440 \dots\dots\dots(3.30)$$

$$u' = \frac{ut - ut'}{2} \dots\dots\dots(3.31)$$

ここに、 C_v : 時間 t と t' との間の圧密係数

Δt : 計算に用いる時間間隔($t - t'$)

u' : 時間 t と t' との間の供試体底面の平均間げき水圧

ut' : 時間 t' における供試体底面の間げき水圧

・ 定ひずみ速度載荷による圧密試験の長所と短所

定ひずみ速度載荷による圧密試験の長所と短所を次ぎに示しますが、段階載荷による圧密試験方法と定ひずみ速度載荷による圧密試験方法は二者択一の関係ではなく、並列の関係にあるとされています。

表 3.5.1 定ひずみ速度載荷による圧密試験の長所と短所

長 所	短 所
<ul style="list-style-type: none"> ・ 試験時間が短縮できる。 ・ 連続的なデータが得られる。 ・ 超軟弱土から硬質粘土まで、また、有機質土から砂質粘土まで適用範囲が極めて広い。 ・ 試験の自動化が容易である。 ・ 載荷に衝撃を伴わない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 二次圧密に関する情報が得られない ・ ひずみ速度の違いによる時間効果を受ける。 ・ ここでは示しませんでした、解析理論が複雑で、試験結果を整理する際の理論の単純化に伴う誤差が少なからずある。

第4章 土のせん断

4.1 概説

土のせん断は、地盤の支持力問題、斜面や盛土の安定問題、擁壁や橋台の安定問題等に関りますと、必ず出てくる言葉です。

土の破壊は主にせん断破壊として起きますが、土に作用するせん断力は、土の自重と構造物等による外力によって発生します。発生したせん断力に対しては、土の持つせん断抵抗力が発揮されますが、せん断力が大きくなるとせん断変形も増し、やがてせん断力がせん断抵抗力を超えますと土は破壊に至ります。このときに、発揮される最大のせん断抵抗力をその土のせん断強さと言います。

土のせん断抵抗力は、粘着力 c とせん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ により発揮され、粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ はせん断定数と呼ばれます。

土に関する安定問題では、土の強度的な破壊と変形が問題となるわけですが、土は他の土木材料とは異なり、外力が加わった場合の変形が単純に規則的に発生しないので、一般的に強度問題と変形問題に分けて考えることとなっています。

強度問題とは支持力、土圧、すべり破壊等で、変形問題とは圧密沈下や即時沈下と呼ばれる沈下問題が主なものです。土圧やすべり破壊に対しては、強度的な問題のみが扱われ、せん断破壊に対するせん断変形に対しては着目しないのが一般的です(現状では、着目できないと言ったほうがよいかも)。しかし、せん断変形に対しても関心が高まり、せん断応力とひずみに対する研究が進められています。

土の特徴は、「第二章 土の基本的な性質」で記しましたが、土は固体・液体・気体の三相からなり、土の構造は、粗粒土では単粒構造を呈し細粒土では蜂の巣構造や綿毛状構造を呈し、土によって骨格構造が異なっています。このため、土のせん断強さは、土の種類・含水比・堆積環境や状況等により異なったものとなります。さらに、同じ土でも、含水状態や載荷時間等によりせん断強さが変わります。ですから、鋼材やコンクリート等の人工材料のように取り扱うことが出来ませんから、土のせん断は、土の中でもわかり難い分野とあってよいと思います。

土のせん断と言うと、モール・クーロンの破壊基準に始まり、粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ が出てきます。ところが、その c, ϕ は同じ土でも一つではなく、圧密させたか・させないか、せん断時の間げき水の排水を許すか許さないかで、 $c??, \phi??$ があり、地盤条件や載荷条件により使い

分けが必要となってきます。

土のせん断強さは、せん断試験により求めるのが基本ですが、土は現場々々で異なりますし、載荷条件も異なることがありますから、現場ごとに、さらに土の種類ごとにせん断試験を実施しなければなりません。対象が自然地盤の場合には、地山の土を不攪乱状態(乱さない)で採取しなければなりません。地山の土の不攪乱試料の採取は、可能ではありますが、一般的なサンプリング方法で採取可能な土は、かなり限られた土でのみ可能です。突固めた試料や不攪乱試料で、せん断試験が可能な場合はせん断試験を実施し、その結果から、設計に使用されるせん断定数が決定されます。

せん断試験の実施が困難な場合には、せん断定数を推定しなければなりません。このときには、土質試料の手ざわりや目視による観察、物理試験が実施されていればその結果を、標準貫入試験等のサウンディングや原位置試験結果等をもとに、推定しなければなりません。

私事ですが、土に関しては、理論・研究と実用との間の繋がりがスッキリ理解できず、何かモヤモヤ感を残したまま実務についていることも多いのが実情です。「不勉強だ!」と言ってしまえばそれまでですが、私にとって、モヤモヤ感の多い土の分野がせん断です。

4.2 土のせん断強さ

土の強さは、主に、構造物等の支持力に関する問題と斜面やのり面のすべり破壊に関する問題で取り上げられることが多いと思います。支持力に対する問題は、土に構造物等から作用する外力による土の圧縮応力に抵抗する土の強さが問題となるわけですが、実は、この圧縮力による土の破壊も、破壊面にすべり面が形成されてせん断破壊することとなりますので、やはり土のせん断問題の一つとすることができます。

1) モール・クーロンの破壊基準

土のせん断というと、出てくるのがモール、クーロンという言葉です。両方ともに人の名前ですが、せん断の基本となることですから、説明を加えたいと思います。

・ クーロンの破壊基準

先ほどから破壊基準という言葉を使ってしまいましたが、**土の破壊基準とは土の破壊の条件を表わす式**のことを言います。

今、ある形状の土の塊を図 4.2.1 に示すように、供試体に垂直力 P (垂直応力 σ) を加え、 S なるせん断力 (せん断応力 τ) で、ある一つの面でせん断した場合を考えます。ある P のもとで、せん断力 S を徐々に増した場合にせん断応力が $\tau = s$ でせん断したとします。次に供試体を変えて、垂直力 P を変化させて同様にせん断させます。このように、垂直応力を変化させて供試体をせん断させますと、図 4.2.2 のような関係が得られます。

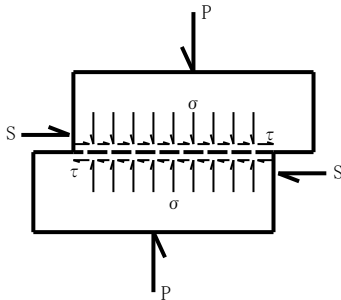


図 4.2.1 一面せん断概念図

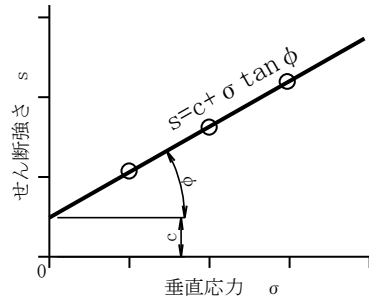


図 4.2.2 せん断強さと垂直応力

このような、せん断強さと垂直応力の関係をクーロンの破壊基準といい、式(4.1)で表わします。

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots(4.1)$$

ここに、 s : 土のせん断強さ

c : 粘着力

ϕ : せん断抵抗角または内部摩擦角

$\tan \phi$: 摩擦係数

・ モールの応力円

土に加わる応力は、ある面に対して考えますと、面に直角な垂直応力と面に沿って働くせん断応力の二つに分解されます。

面に働く応力が単に垂直応力だけで、せん断応力がない場合はこの垂直応力を主応力といい、主応力の働く面を主応力面といいます。

今、図 4.2.3 に示すような、地中の単位長さを持つ立方体を考えます。この立方体のすべての面に圧縮応力が加わりますと、これらの互いに独立な直角をなす主応力を、大きい順に、最大主応力 σ_1 、中間主応力 σ_2 、最小主応力 σ_3 といいます。

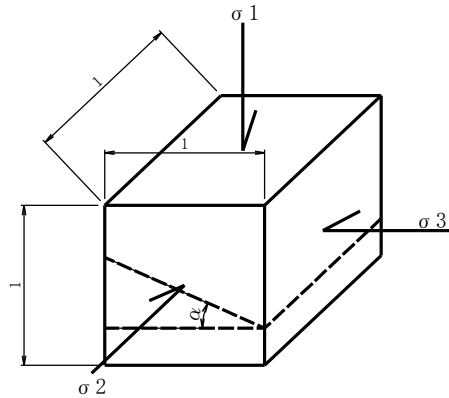


図 4.2.3 微小な立方体に作用する応力

図 4.2.3 の σ_1 は、土被り圧による応力で、 σ_2 、 σ_3 は土圧による応力となります。

ここで、図 4.2.3 の立方体で、任意の角度 α の面に作用する応力を考えることとし、簡単のため二次元で考えることとしますと、角度 α なる面の応力は、図 4.2.4 に示すものとなります。

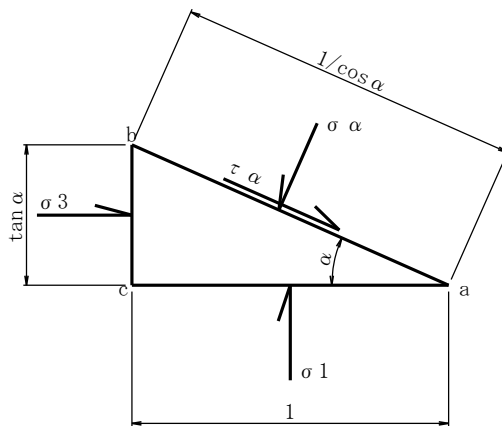


図 4.2.4 角度 α なる面の応力

角度 α なる面には、その面に垂直な σ_α と面に平行な τ_α が作用してい

ますから、釣り合い条件から次式が得られます。

σ_α 方向の釣り合い式は、

$$\begin{aligned} \sigma_\alpha ab &= \sigma_1 ac \cos \alpha + \sigma_3 bc \sin \alpha \\ \sigma_\alpha &= \sigma_1 \frac{ac}{ab} \cos \alpha + \sigma_3 \frac{bc}{ab} \sin \alpha \\ \sigma_\alpha &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 (1 - \cos^2 \alpha) \\ &= \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos^2 \alpha = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \left\{ \frac{1}{2} (1 + \cos 2\alpha) \right\} \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad \dots\dots\dots(4.2) \end{aligned}$$

ただし、 $\cos^2 \alpha = 1/2 \cdot (1 + \cos 2\alpha)$

次ぎに τ_α 方向の釣り合いから

$$\begin{aligned} \tau_\alpha ab &= \sigma_1 ac \sin \alpha - \sigma_3 bc \cos \alpha \\ \tau_\alpha &= \sigma_1 \frac{ac}{ab} \sin \alpha - \sigma_3 \frac{bc}{ab} \cos \alpha \\ &= \sigma_1 \cos \alpha \sin \alpha - \sigma_3 \sin \alpha \cos \alpha \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad \dots\dots\dots(4.3) \end{aligned}$$

ここで、式(4.2)の右辺第 1 項を左辺に移して両辺を 2 乗し、式(4.3)の両辺を 2 乗したものを両辺それぞれ足し合わせると、次式が得られます。

$$\left\{ \sigma_\alpha - \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \right\}^2 + \tau_\alpha^2 = \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \right\}^2 \quad \dots\dots\dots(4.4)$$

式(4.3)は図 4.2.5 に示すように、垂直応力 σ を横軸に、せん断応力 τ を縦軸とする座標上で、 $\{1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3), 0\}$ を中心として、 $\{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3), 0\}$ を半径とする円を示しています。この円をモールの応力円といいます。

モールの応力円は、土の内部の応力の関係を表わします。垂直応力 σ_1 、水平応力 σ_3 の場合の、傾斜が α の面の垂直応力と水平応力は、式(4.2)、(4.3)で表わされ、図上では、 $\{1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3), 0\}$ を中心として、 $\{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3), 0\}$ を半径とする円を描いて、円の中心から 2α の角度の点の横座

標値が α 傾いた面の垂直応力 σ_α で、縦座標値がせん断応力 τ_α となります。

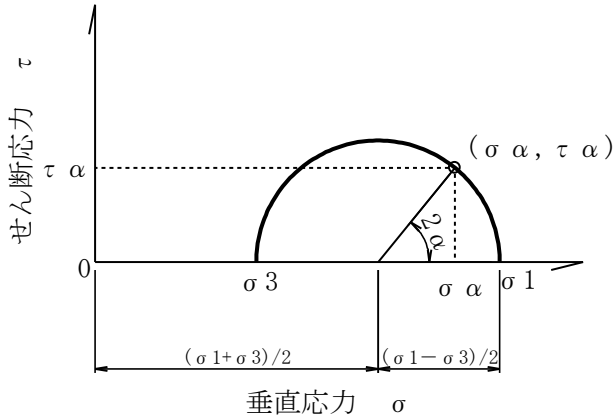


図 4.2.5 モールの応力円

・ モール・クーロンの破壊基準

クーロンの破壊基準からは、その土の最大強さが発揮される鉛直応力とせん断応力の関係が求められます。また、モールの応力円は、ある鉛直応力と水平応力を受ける点での傾き α なる面のせん断力が求められます。

今、ある鉛直応力が作用する点で、土がせん断破壊したとしますと、クーロンの破壊線はモールの応力円と接することになり、その接点は破壊面の応力状態を表わしています。

さて、ここで、三軸圧縮試験を考えて見ます。三軸圧縮試験は、円柱状の供試体に側圧 σ_3 を加え、軸圧縮力 σ_1 を徐々に加えて行き供試体をせん断破壊する試験です。このとき、通常は三供試体以上を用意して、側圧を変えてせん断破壊するときの軸圧縮力を求めます。試験結果から、幾つかの側圧 σ_3 に対する供試体が圧縮破壊する軸圧縮力 σ_1 が求まりますから、図 4.2.6 に示すような各側圧ごとのモールの応力円が描けます。クーロンの破壊線はモールの応力円と接しますから、図 4.2.6 に示したような破壊時のモールの応力円に共通する接線が描かれ、その土の粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を求めることが出来ます。

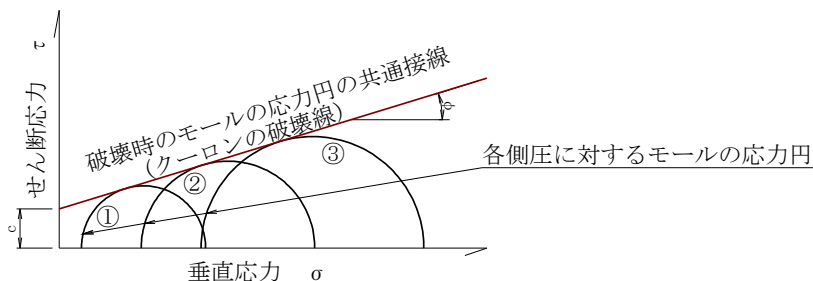


図 4.2.6 モールの応力円とクーロンの破壊線

図 4.2.6 に示しますように、破壊時のモールの応力円の共通接線で、土の破壊の様子を示す場合をモール・クーロンの破壊基準といいます。

2) 有効応力

土の変形に寄与する土の骨組みに働く応力を有効応力と呼びます。と「第三章 土の圧縮と圧密」で記しましたが、ここで改めて説明を加えることとします。

土の間げきに含まれている水は、細かく見ますと土粒子の周りに吸着している吸着水と土粒子の間げきを埋める自由水とに分けられ、吸着水と自由水とでは力学的性質が異なっているといわれています。せん断を考えるに当たっては、間げき水のうち、吸着水は土粒子の一部とし、自由水のみを土の間げき水として取扱います。

土がせん断を受けると変形しますので、体積変化が発生します。このとき、土粒子は土の骨格の変形や間げき内の水に比べて圧縮性が極めて小さいので、土粒子自体は非圧縮性であると仮定します。

土に外力が作用しますと、土は変形し土の骨格に応力が発生するとともに間げき中の水にも圧力の変化が生じます。このとき、骨格応力と水の圧力の和は外力と釣り合うこととなります。せん断に伴う土の体積変化は土の骨格の体積変化となりますが、骨格が体積変化するためには間げきの水が体積変化するか外部との水の出入りにより体積変化しなければなりません。

ここで、間げきの水の出入りが起きない場合を考えて見ます。水は非圧縮性の物質とみなせますから、水の出入りがなければ土の体積変化は発生しないこととなります。土の体積変化がないということは土の骨格の体積変化もないこととなりますから、土の骨格の応力変化は発生しないこととなります。土の骨格の応力変化がないということは、土の間げ

き中の水の圧力と外力とが釣り合っていることとなります。

次に土の間げき内の水が外部に出ることが可能な場合を考えてみます。せん断により土の骨格の体積が減少したとしますと、土の間げき中の水は徐々に排水されます。このとき土の骨格の応力は増加し、骨格の応力の増加分と等しい分だけ、間げきの水の圧力は減少します。このことは、土の体積変化は、加えられた外力により決定されるのではなく、土の骨格内の応力によって決まることを意味しています。

土の骨格応力 σ' と間げき内の水の圧力である間げき水圧 u の和は、土に外部から加えられた応力 σ と等しいこととなりますから、土の骨格内の応力は次式で示され、これを有効応力 σ' といいます。また、土に外部から加えられた応力を全応力といいます。

$$\sigma = \sigma' + u \dots\dots\dots(4.5)$$

3) ダイレイタンシー

ダイレイタンシーは、実務では、ダイレイタンシーがどうのこうので云々とは使うことが少ないと思いますが、土質に関する図書では必ず見かける言葉です。

土をせん断しますと、図 4.2.7 に示すような土粒子の移動が起こり、体積変化が発生します。密な砂をせん断すると、せん断による土粒子の移動で、土粒子間の間げきは大きくなり体積膨張して緩い状態になります。逆に、緩い砂をせん断すると土粒子の間げきは狭くなり体積収縮して密な状態になります。このようなせん断に伴う体積変化をダイレイタンシーといいます。図 4.2.8 にはせん断に伴うせん断応力と体積ひずみの変化の関係を示します。このような現象は、粘土でもみられ、正規圧密な粘土は緩い砂と過圧密な粘土は密な砂と同様の体積変化を示します。

土の間げきが完全に水で飽和されている場合に、このような体積変化が生じた場合を考えて見ます。土の間げきが水で飽和されている状態で体積変化が起こるためには土の間げきを締める水が移動しなければなりません。このときに、土の透水性が悪く間げき水の移動がスムーズに出来ないとか、水の移動がスムーズにできないほど速い速度で体積変化が起こる場合には、**体積変化が出来ない分だけ間げき水に水圧が生ずること**となります。このときの間げき水圧を**過剰間げき水圧**といいます。

過剰間げき水圧は、せん断時の間げき水の排水条件により異なったものとなります。

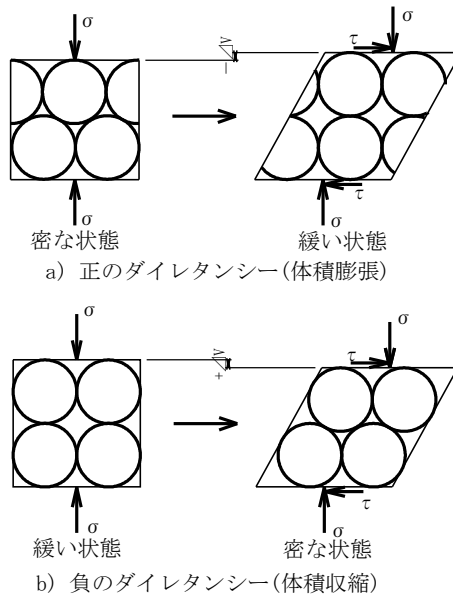


図 4.2.7 せん断に伴う体積変化

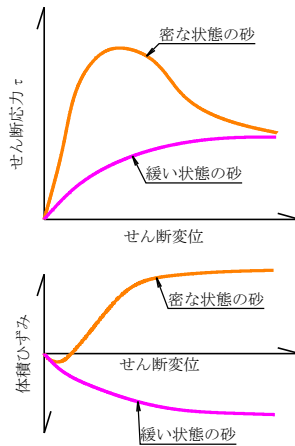


図 4.2.8 せん断に伴うせん断応力と体積ひずみの変化

粘土地盤に盛土を行った場合、盛土荷重による圧密沈下に伴う体積変化で過剰間げき水圧が発生するとともに、盛土荷重によるせん断変形に伴う過剰間げき水圧も発生します。これに対して、砂地盤の場合は、透水性がよいので、ほとんど問題となるような過剰間げき水圧は発生しません。ただし、砂地盤であっても、地震荷重のような急激な荷重が発生する場合には、過剰間げき水圧が発生します。砂地盤の地震時の液状化現象は、地震時の過剰間げき水圧により発生します。

土のせん断抵抗は、 $\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \phi$ で表わされますから、せん断時に間げき水の排水を許すか許さないかが、土のせん断強度に大きく影響します。極端な例ではありますが、 $\sigma = u$ となり、 $c = 0$ または c が小さい土ですとせん断抵抗は 0 かほとんどないことになってしまいます。

土のせん断強度は、採取した土に対して室内せん断試験を実施して求めますが、せん断試験を実施するに当たって、供試体の間げき水の排水を許すか許さないかで、求まるせん断強度は異なることとなりますから、試験の排水条件は非常に重要な試験条件となります。

4) 粘性土と砂質土のせん断強さ

土のせん断破壊は、土粒子自体の破壊ではなく、主として土粒子の接点の相対的な移動であると考えられています。このため、土のせん断抵抗は土粒子間のせん断抵抗となります。

土のせん断抵抗を、

- ① せん断面の垂直応力に比例する摩擦抵抗
 - ② せん断面の垂直抵抗に無関係な土粒子の詰り方で決まる粘着抵抗
- の二つに分けて考えたのが前述したクーロンの破壊基準です。

クーロンの破壊基準はももとは全応力に関するものですが、有効応力に改めて書きますと次ぎのようになります。

$$\begin{aligned} \tau_f &= c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi' \\ &= c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots(4.6) \end{aligned}$$

ここに、 c' ：有効応力に関してのみかけの粘着力

ϕ' ：有効応力に関してのせん断抵抗角

σ ：せん断面上の全直応力

σ' ：せん断面上の有効応力

u ：間げき水圧

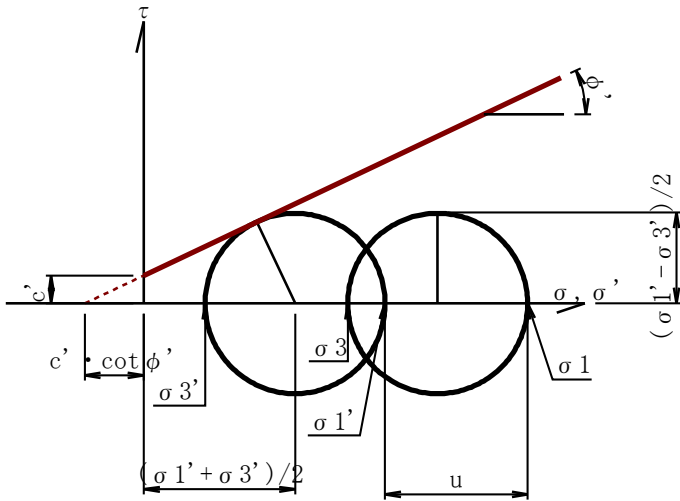


図 4.2.9 モール・クーロンの破壊基準

図 4.2.9 にモール・クーロンの破壊基準を有効応力表示して示しますが、モール・クーロンの破壊基準は有効応力では次のように示されます。

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \left\{ c' \cdot \cot \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \right\} \sin \phi'$$

$$\sigma_1' - \sigma_3' = 2c' \cdot \cos \phi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin \phi' \quad \dots\dots(4.7)$$

尚、図 4.2.9 からわかるように、 $\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3$ です。

式(4.6),(4.7)は、粘性土でも砂質土でも共通の破壊基準式です。しかし、実際に土のせん断に関する問題を検討するときには、土を粘性土か砂質土かのいずれかに区分(割り切って、どちらかに仮定)することが多いと思います。このような区分をなぜ行うことが多いかと言うと、それは間げき水圧 u にあり、u は土の透水係数の大小に関っているためと言えます。

粘土は透水係数が小さい(透水性が悪い)ので、間げき水圧が発生すると、その消散に長時間を要します。このため、短時間の载荷や施工により外部から加えた全応力が過剰間げき水圧の発生により有効応力の変

化に影響しないようにみえ、この結果、摩擦抵抗的なせん断抵抗が発揮されないようにふるまうこととなります。

砂は、透水係数が高い(透水性がよい)ため、外部より加えた全応力による過剰間げき水圧が短時間のうちに消散しますので、全応力の変化は直ちに有効応力の変化となって現れます。このため、摩擦抵抗的なせん断抵抗が発揮されることとなります。また、有効応力による見掛けの粘着力 c' は、通常小さいことが知られていますので、砂質土では摩擦抵抗的なせん断抵抗が主体となります。

このような理由により、破壊基準は粘性土も砂質土も同じ破壊基準式で表わされますが、土のせん断を検討する場合には、砂質土と粘性土に土を区分して取り扱うことが多いこととなります。

粘性土と砂質土の一般的な区分としては、塑性指数が $I_p > 10$ の土を粘性土とし、 $I_p \leq 10$ の土を砂質土とすることが多いようです。粘性土の場合は、非排水条件のせん断では、飽和しているか不飽和かでせん断特性がことなり、飽和度が $S_r = 95\%$ 以上の粘性土は飽和土として取扱います。さらに、粘性土の場合は、その粘性土が正規圧密状態か、過圧密状態かでもせん断特性が異なったものとなります。

5) 飽和粘性土のせん断強さ

5-1) 非排水せん断強さ

非排水せん断強さは、せん断中に間げき水の排水を許さない場合に発揮されるせん断強さで、このせん断強さは三軸圧縮試験や一軸圧縮試験により求められます。一般的には、一軸圧縮試験がよく採用されています。

三軸圧縮試験で、供試体のある水圧 p で圧密して、圧密終了後に水圧を $\Delta\sigma_3$ だけ増加して軸圧縮力を加えて供試体を破壊させます。次に別の供試体で同様な水圧 p で圧密し、圧密終了後に、別の水圧 $\Delta\sigma_3'$ の側圧に変え軸圧縮力を加えて供試体を破壊します。このように同じ水圧 p で圧密し、圧密終了後に側圧を変えて軸圧縮力を加えて供試体を破壊しますと、図 4.2.10 に示すようなモールの応力円が描け、水平な包絡線が得られます。

このときのせん断定数は、

$$\left. \begin{aligned} \phi &= 0 \\ c_u &= 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.8)$$

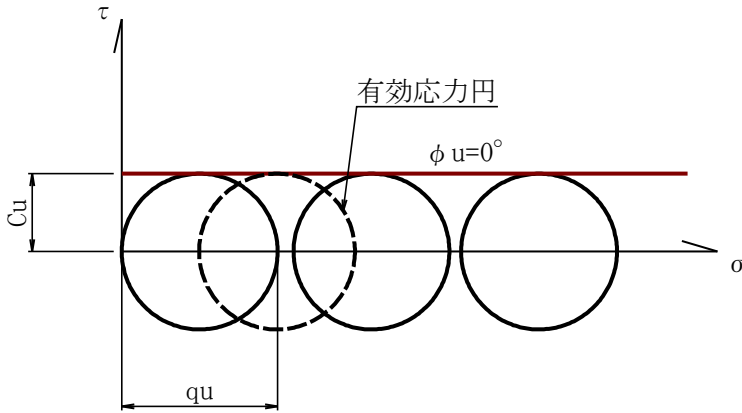


図 4.2.10 飽和粘土の非排水三軸圧縮試験

式(4.8)で $\sigma_3=0$ としたものが、一軸圧縮試験に相当し、破壊時の軸圧縮力である σ_{1f} を qu といいます。

非排水せん断強さが $\phi u=0$ となる理由は次ぎのとおりです。

三軸圧縮試験において、 p なる圧力で圧密を終了したときの土の有効応力は p で、間げき水圧は $u=0$ です。次に、非排水条件のもとで、側圧を $\Delta\sigma_3$ だけ増しますと、間げき圧係数 B は $B=1$ とみなせますから、間げき水圧は $u=\Delta\sigma_3$ となります。このとき、供試体の有効応力は側圧に関係なく一定となります。

この状態で、圧縮を開始しますと、せん断応力の増加で間げき水圧が変化します。ここで、主応力差を加えることによる間げき水圧の増分を Δud とし、 Δud の破壊時の値を Δudf としますと、破壊時の間げき水圧 Δuf は、

$$\Delta uf = \Delta\sigma_3 + \Delta udf \dots\dots(4.9)$$

Δudf は、間げき圧係数 A_f を用いますと、

$$\Delta udf = A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)f$$

破壊時の間げき水圧 Δuf は、

$$\Delta u_f = \Delta \sigma_3 + Af(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f \dots\dots\dots(4.10)$$

破壊時の全応力は、 $\sigma_1 = p + \Delta \sigma_1$, $\sigma_3 = p + \Delta \sigma_3$ でありますから、 $\sigma' = \sigma - u$ に式(4.10)を代入すると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1' &= p + \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 - Af(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f \\ &= p + (1 - Af)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f \\ \sigma_3' &= p + \Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_3 - Af(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f \\ &= p - Af(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.11)$$

$(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)f = 2 \cdot c_u$ と書くと、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1' &= p + 2(1 - Af) \cdot c_u \\ \sigma_3' &= p - 2Af \cdot c_u \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.12)$$

ここで、モール・クーロンの破壊基準式(4.7)で、 $(\sigma_1' - \sigma_3') = 2c_u$ 、正規圧密粘土として $c' = 0$ として、式(4.12)を代入すると、

$$c_u = \frac{p \cdot \sin \phi'}{1 + (2Af - 1)\sin \phi'} \dots\dots\dots(4.13)$$

破壊時の間げき圧係数 Af は、飽和粘性土や緩い砂では一定と考えてよいので、式(4.13)から c_u は p によって決まる値となります。また、式(4.12)からは、 p が一定の場合は、 σ_1' と σ_3' は側圧の変化 $\Delta \sigma_3$ に無関係に一定となることとなります。

このことからすると、飽和した砂も粘性土と同様に $\phi u = 0$ となることとなります。飽和した緩い砂は実験的にこのことが確かめられているそうです。密な砂では負の間げき水圧の発生により $\phi u > 0$ となりますが、側圧が間げき水中の気泡の発生を防ぐに十分な大きさであれば、 $\phi u = 0$ となります。

間げき圧係数

- 間げき圧係数 B

土に外力が加わると一般に体積が変化し、有効応力も間げき水圧も変化します。このとき、土の骨格と間げき水の体積変化が等しいと仮定しますと、間げき水圧の増分 Δu は次式で表わされます。

$$\Delta u = B \cdot 1/3 \cdot (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \dots\dots(4.14)$$

ここに、

$$B = \frac{1}{1+n \frac{K_w}{K_s}} \dots\dots(4.15)$$

Δu : 間げき水圧の増分

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$: 主応力の増分

B: 間げき圧係数

n: 間げき率

K_w : 水の圧縮率

K_s : 土の骨格の圧縮率

土の骨格の圧縮率 K_s は水の圧縮率 K_w の $10^2 \sim 10^4$ 倍とされていますから、飽和土であれば、 $B=1$ とみなしてよいとされています。不飽和土の場合は $B < 1$ で、飽和度の減少とともに B も減少します。

- 間げき圧係数 A

三軸圧縮試験では、軸圧縮力を $\Delta \sigma_1$ としますと、側圧 $\Delta \sigma_2$ と $\Delta \sigma_3$ は等しい値ですから、側圧を $\Delta \sigma_3$ としますと、式(4.8)は、式(4.10)で表わされます。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + 1/3 \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \dots\dots(4.16)$$

式(4.8)は土の骨格が弾性体と仮定して導かれた式ですが、実際の土は、弾性体ではなく、等方的でもありません。このため、実際に測定される間げき水圧は式(4.10)に示されるものとは異なります。

そこで、式(4.10)を実験定数 A を用いて、式(4.11)のように書き直すこととします。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \dots\dots(4.17)$$

飽和土では、 $B=1$ ですから、

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \dots\dots(4.18)$$

実験定数である A も B と同様に間げき圧係数と呼びます。A を示すときは、三軸圧縮試験における主応力差最大あるいは主応力比最大のときの値を A_f で表わします。

飽和した粘性土の非排水せん断強度は $\phi u=0$ と書きましたが、亀裂性の粘性土では $\phi u=0$ とならない場合があります。亀裂性の粘性土では三軸圧縮試験の側圧が現場で加えられていた土被り圧より大きい場合には $\phi u=0$ となりますが、土被り圧より側圧が小さな場合には亀裂面に沿って破壊が生ずるため、非排水せん断強さは小さくなり、 $\phi u=0$ とはなりません。このような亀裂性粘性土で、一軸圧縮試験を実施すると地山の強さを過小評価することとなります。

一般に粘性土の非排水せん断強さは、その含水比が変化しなくても、試料を練り返して試料に乱れが生じると低下します。これは、土に乱れが与えられることにより、土の骨格構造が破壊されるためであるとされています。

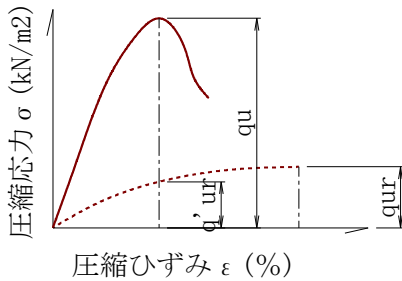


図 4.2.11 鋭敏比

練り返しによる非排水せん断強さの低下の度合いを示す指標に鋭敏比があります。鋭敏比は、乱さない土の非排水せん断強さと含水比の変化なしに練り返した土の非排水せん断強さの比を言います。

鋭敏比の表わし方には二つの方法があります。一つは、テルツァギーの方法で、もう一つはチェポタリオフの方法です。一般的には、テルツァギーの方法が用いられています。

テルツァギーによる鋭敏比は、乱さない試料のピーク強度と練り返した試料のピーク強度の比で表わし、ピーク強度が現れないときは15%ひずみに対する圧縮強さとします。

チェポタリオフの方法は、乱さない試料のピーク強度と乱さない試料のピーク強度と同じ圧縮ひずみにおける練り返した試料の圧縮強さの比で表わします。

- ・ テルツァギーによる鋭敏比

$$St = qu / qu_r \dots\dots(4.19)$$
- ・ チェポタリオフによる鋭敏比

$$St = qu / q'ur \dots\dots(4.20)$$

鋭敏比は正規圧密された粘性土では、 $St=5\sim 10$ 程度で、クイッククレイと呼ばれる粘土では鋭敏比は非常に大きく $St=100$ を越すものがあるといわれています。インターネットサイトの「伊藤教授の土質力学」では、多くの粘土では $St=2\sim 4$ の間にあり、鋭敏な粘土は $St=4\sim 8$ 、超鋭敏な粘土では $St=8$ 以上にもなると記載されています。

5-2) 圧密・膨張による非排水せん断強さ

粘性土は、圧密圧力が異なれば非排水せん断強さも異なります。圧密圧力が変化する場合のせん断強さは三軸圧縮試験の圧密非排水試験で求めることができます。

圧密非排水試験は、ある圧密圧力で供試体を圧密させ、圧密が完了した後、その圧密圧力で非排水せん断をする試験で、圧密圧力を変えた3個以上の供試体で試験を実施します。

圧密非排水試験では、図 4.2.12 に示すようなモールの応力円が描けます。

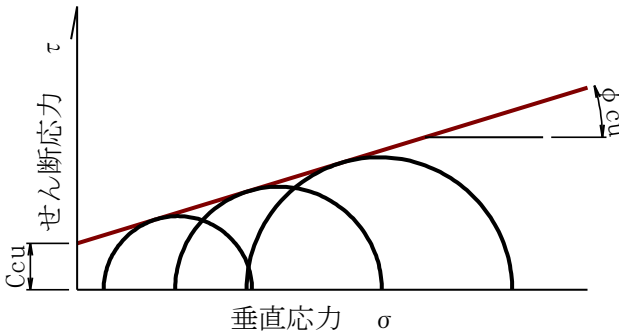


図 4.2.12 圧密非排水せん断試験のモールの応力円

図 4.2.12 で求められるせん断強度定数 c_{cu} と ϕ_{cu} は、そのままの値をクーロンの破壊基準に当てはめて、 $\tau = c_{cu} + \sigma \tan \phi_{cu}$ としてよいのでしょうか。

もし、「良い」と答えると「ビンポーン、正解です」と言ってくれる人はおそらくいないでしょう。

なぜでしょうか？

今、図 4.2.13 に示しますように、A・B・C の側圧で圧密非排水せん断試験を実施したとします。ここで、側圧 B のもとで圧密が完了して、

排水条件を保ったまま、側圧を側圧 A・C にしてせん断したとしますと、図 4.2.13 の破線で示すようなモール円が描けるはずですから(図 4.2.10 参照)、 ϕ_{cu} は非排水状態のせん断抵抗角ではなく、圧密による強度増加を表しているものと言えることとなります。このため、圧密非排水試験で求まる ϕ_{cu} はその定義があいまいなものといっても良いと思います。

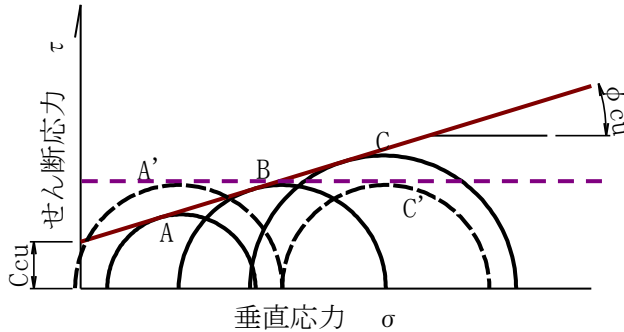


図 4.2.13 飽和粘性土の圧密非排水試験結果

さて、「圧密非排水試験で求まる ϕ_{cu} はその定義があいまいなもの」と書きましたが、定義はともかく、圧密を受けた土の強度は圧密を経験する前の状態よりも強度が高くなり、線形的に強度増加することとなります。では、逆に、一度圧密させた土の圧密圧力を除荷して元の圧密圧力に戻した場合はどうなるのでしょうか？

土は、弾性体ではないので、圧密圧力を元に戻した場合には、元の強度に戻らないのは直感的に理解できます。

このような、土の圧密・膨張による非排水せん断強さは、図 4.2.14 で説明されます。

粘性土を圧密しますと、土粒子間の水が排水されますから、含水比は図 4.2.14(a)のように圧密圧力が大きいほど含水比は小さくなります(a → b → c へと圧密)。また、非排水せん断強さは逆に大きくなります(図 4.2.14(b))。

図中の点 d は P1 の圧力で圧密させた後に圧力を P2 に減じて膨張が終了した場合の状態のものです。

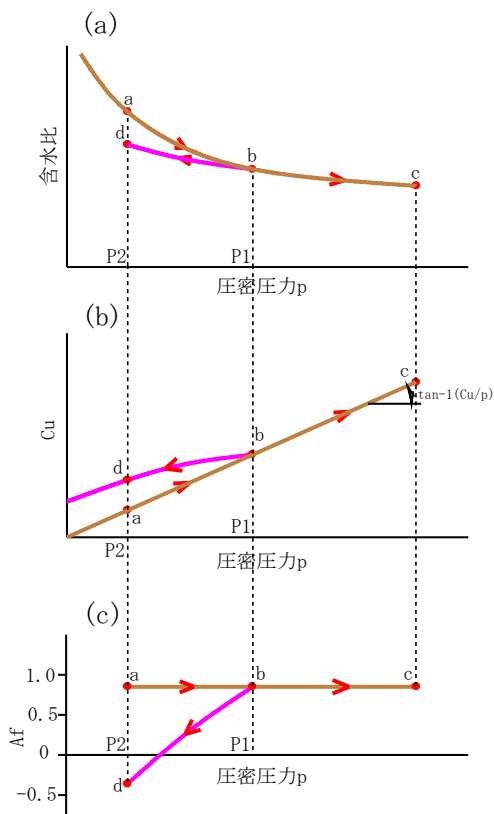


図 4.2.14 飽和粘性土の圧密(膨張)非排水強さ

圧密させたときの非排水せん断強さは、図 4.2.14(b)に示しますように正規圧密状態では(4.13)式の A_f は一定と考えられますから、原点を通る直線となります。図中の(c)は間げき水圧係数 A_f の変化を示したものです。(b)に示す直線の傾き (Cu/p) は非排水せん断強さの強度の増加を示すものとなり、この (Cu/p) を強度増加率と呼びます。

図中の点 d(P1 の圧力で圧密させた後に圧力を P2 に減じて膨張が終了した場合の状態のもの)は、ピンク線のように、圧密圧力を P1~P2 に減じていますので、過圧密状態にあることとなります。このため、圧密圧力は a 点と d 点は P2 で同じですが、含水比と非排水せん断強さは異なる

ったものとなり、含水比は a 点より d 点は低く、非排水せん断強さは a 点より d 点の方が大きなものとなります。

図中の(c)は間げき水圧係数 A_f の変化ですが、正規圧密領域ではほぼ一定値となりますが、過圧密領域では圧密の程度により異なったものとなります。

圧密の程度と書きましたが、圧密の程度は過圧密比(OCR : Over Consolidation Ratio)で表します。過圧密比 OCR は図 4.3.14 の d 点では、 $OCR=P1/P2$ となりますから、(過去に受けた最大有効応力)/(現在受けている有効応力)となります。

一般的に飽和粘性土の A_f 値は $OCR=4$ 程度で $A_f=0$ となり、 $OCR>4$ 程度で $A_f<0$ となるようです。

A_f が過圧密比で変化するのはダイレイタンス特性によるものですが、ダイレイタンスのところで述べましたように、「土をせん断すると、土粒子の移動が起こり、体積変化が発生し、密な砂をせん断すると、せん断による土粒子の移動で、土粒子間の間げきは大きくなり体積膨張して緩い状態になり、逆に、緩い砂をせん断すると土粒子の間げきは狭くなり体積収縮して密な状態になります」。このことを思い浮かべれば、間げき水圧係数が過圧密比により変化することは感覚的になるほどと理解した気持ちになれると思います。

粘性土を区別するとき、正規圧密の粘性土および軽度の過圧密の粘性土・著しく過圧密な粘性土のように区別することがあると思いますが、これは間げき水圧係数 A_f の値の正と負による分類を行うためのものだと思います。

三軸圧縮試験結果のモールの破壊包絡線は図 4.2.15 に示すものとなることが知られています。このように、正規圧密粘土では破壊包絡線は原点を通る直線となりますが、過圧密な粘土では原点を通らず粘着力 C' が認められる多少の曲がりを見せる直線となります。

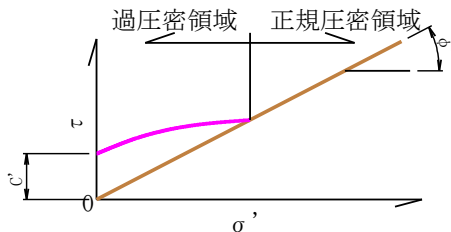


図 4.2.15 モールの破壊包絡線

図 4.2.15 に示しますように、正規圧密領域ではせん断強さは圧密圧力に対して線形に変化しますが、過圧密領域では非線形に変化します。ただし、過圧密領域でも圧密と膨張を繰返してせん断強さを求めると図 4.2.16 に示しますように線形となります。

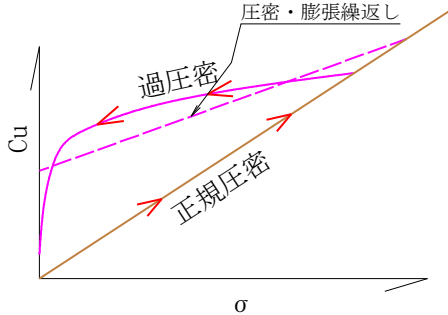


図 4.2.16 過圧密領域の圧密と膨張の繰返しによる破壊包絡線

このことは、一般実務において常に留意が必要なことだと思います。土質関係に身をおく人は何でもないとはいえませんが、土質関係外の人では、このことを全く考えていないまたは知らない人がいるようです。

と言うのは、せん断試験だけを依頼されたときに良くあることです。このこととは話は別ですが、試験方法がはっきりしないときがあります。「一面せん断をやつてよとか三軸圧縮試験をたのむよ」と言われるのですが、「試験方法は?」と聞くとわからない。説明しても、何のこっちゃで、ひどいときには「一番安いやつで」なんてことになる。もっとひどいときには、「せん断試験をやつて $C \cdot \phi$ を知りたいんだけど」なんてことで試験方法すらも指定しないことも結構あるのです。依頼されたほうは困ってしまって、いろいろ説明をして、判断願おうとするのですが、結論は出ないで、「任せるよ」なんてことも多い。

話は脱線しましたが、せん断試験をやるときは垂直応力やセル圧(側圧)を決定しなければなりません、そのときには、試料が受けていたと考えられる有効土被り圧や受けると考えられる有効土被り圧を考慮して決定する必要があります。また、試験結果を整理するときには、試験結果が過圧密領域の値か、正規圧密領域の値か、それとも両方の領域に跨っているものなのかを考慮する必要があると思います。

試験の結果、過圧密領域と正規圧密領域の二つの領域のせん断定数が

求まった場合に、試験結果を報告した後で、「二つの $C \cdot \phi$ があるけど、どちらを使うの?」と言った、質問を受けることがあります。どうも、設計される人の中には、試験結果をただ入力して、結果だけに注目する人がいるようで、こんなことでいいのでしょうか?

何か変ですよ。

三軸圧縮試験のセル圧(側圧)ですが、これは普通、水圧により発生させますから、等方圧となります。しかし、自然地盤で一次元圧密状態にある場合の有効主応力は異方的であることが知られています。つまり、正規圧密地盤では有効鉛直応力 p_v' と有効水平応力 p_h' は等しくなく $p_v' > p_h'$ で、著しく過圧密された地盤ではこれが逆になり $p_v' < p_h'$ となっています。

この関係は、

$$p_h' = K_0 \cdot p_v' \dots\dots\dots(4.21)$$

ここに、 p_h' : 有効水平応力

p_v' : 有効鉛直応力

K_0 : 静止土圧係数

と表されます。

静止土圧係数は、次章の土圧のところでもふれると思いますが、三軸圧縮試験においては、供試体半径方向の歪みが生じないような条件で圧密させた場合の有効主応力比となります。また、このような条件(供試体半径方向の歪みが生じないように)で圧密を行うことを K_0 圧密と言います。

ここで、 K_0 圧密なる言葉がでてきたかと言いますと、三軸圧縮試験では、次のことが起こっているためです。

非排水三軸圧縮試験では、圧密終了時には軸圧は p 、側圧は $K_0 \cdot p$ となっており、圧密終了後に $(K_0 \cdot p + \Delta \sigma_3)$ の側圧のもとで非排水圧縮試験を行っていることとなります。

圧密終了時の間げき水圧は $u=0$ 、破壊時の間げき水圧を u_f としてモール・クーロンの基準に代入し、正規圧密の場合には $c'=0$ であるとする、 K_0 圧密による C_u の増加割合 $(C_u/p)K_0$ は式(4.22)で求まるようです。

$$(C_u/p)K_0 = \frac{\{K_0 + A_f(1 - K_0)\} \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1)\sin \phi'} \dots\dots\dots(4.22)$$

式(4.22)で、 $K_0=1$ としたものが式(4.13)となります。

ここで、① ϕ' の値は圧密時の応力状態の影響を受けない、② K_0 条件で正規圧密された場合の間げき水圧係数 A_f は等方圧密の場合の値の70～80%である、③ 正規圧密の場合の静止土圧係数 K_0 は一般に $K_0=0.4 \sim 0.6$ 程度である ため、 K_0 圧密による (C_u/p) の値は等方圧密の場合の値の85～90%となります。(ただし、この比較は C_u として破壊応力円の半径を考え、圧密圧力として鉛直方向圧力を考えた場合のものです)。

一面せん断試験では、側方が拘束された状態で鉛直力により圧密させますから、圧密は K_0 条件で圧密させたこととなります。このため、改良型の一面せん断試験機で定体積せん断試験を行いますと K_0 条件における (C_u/p) が求まることとなります。

正規圧密された粘性土では、その非排水せん断強さは圧密圧力により増加しますから、正規圧密された地盤で、深さ方向に何点かで不攪乱試料を採取して非排水せん断試験を実施したり、または深さの異なる何点かで原位置ベーンせん断試験を行うと深さ方向の C_u の分布を知ることができます。これまで述べてきましたように正規圧密の粘性土では C_u は土被り圧に比例しますので、地表から試験実施箇所までの有効土被り圧を知ることができると、 (C_u/p) の値を知ることができます。

スケンプトンはこの値を各地で調べ、塑性指数 I_p との間に次の関係があることを見出しました。

$$(C_u/p)=0.11+0.0037 \cdot I_p \cdots \cdots (4.23)$$

しかし、式(4.23)の関係は試料の乱れの影響を含んでいることもあり、室内三軸圧縮試験の結果とは必ずしも一致しないこと、全世界的には適用し難いことが指摘されています。

5-3) 排水せん断強さ

飽和粘性土の排水せん断強さは、実務で使うことは少ないと思います。これは、粘性土は透水性が悪いので、実務で粘性土の排水状態でのせん断を考えなければならぬケースに遭遇することが少ないことや、仮に排水状態でのせん断となる可能性があったとしても、排水状態となる可能性が確実視されれば別ですが、ハッキリしない場合には排水強度で考えれば安全側の結果が得られることが多いためと考えられます。

排水せん断試験は、せん断中の間げき水圧の変化がないという条件での試験ですから、間げき水圧を大気圧に等しくするために $u=0$ という条

件で行うこととなります。排水せん断試験は、 $u=0$ で行うこととしますと、せん断中の間げき水圧を発生させないように極めてゆっくりとせん断しなければなりませんので、通常のせん断試験機で、排水せん断試験を行うことはできません。

せん断中の間げき水圧を $u=0$ としたせん断試験を実施することは難しいのですが、試験中に測定される応力を有効応力で測定することは可能であり、有効応力で非排水せん断試験結果を整理したものと排水せん断試験結果とは類似しているとされています。ただし、排水せん断試験は間げき水のせん断中の排水を許しますから、せん断中の供試体の体積変化が生じますので、非排水せん断試験結果と比較する際にはダイレイタンスの補正が必要となります。

6) 不飽和粘性土のせん断強さ

不飽和粘性土のせん断強さも実務では使うことが少ないと思います。地質調査の報告書でたまに見かけますが、不飽和な粘性土であると記載されていても、提案する土質定数には飽和粘性土のそれと思われる値が提案されたりしています。おそらく、調査時には不飽和であっても、いつも常に不飽和とはいえない面があることやせん断試験も実施されていないのに不飽和状態のせん断定数を提案するのは資料不足で提案できないこと、あえてせん断試験を実施して制度の高いせん断定数を知る必要性がない場合が多いことなどの理由により安全側と考えられる飽和時のせん断定数を提案しているものと考えられます(たぶん?)。

飽和粘性土の非圧密非排水試験では $\phi u=0$ となりますが、不飽和粘性土では $\phi u > 0$ となり、図 4.2.17 に示すような試験結果が得られます。

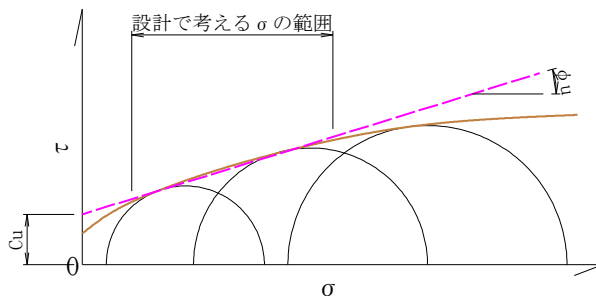


図 4.2.17 不飽和粘性土の非圧密非排水三軸圧縮試験結果

破壊崩落線は図に示すような σ が大きくなるに従い曲率が大きくなりやがて直線にちかくなるような曲線が求められますので、設計で考える σ の範囲を想定してその区間で包絡線に近い直線を引いて設計に使用する Cu と ϕu を決定するのが普通です。「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」では図 4.2..18 に示すような例が示されています。

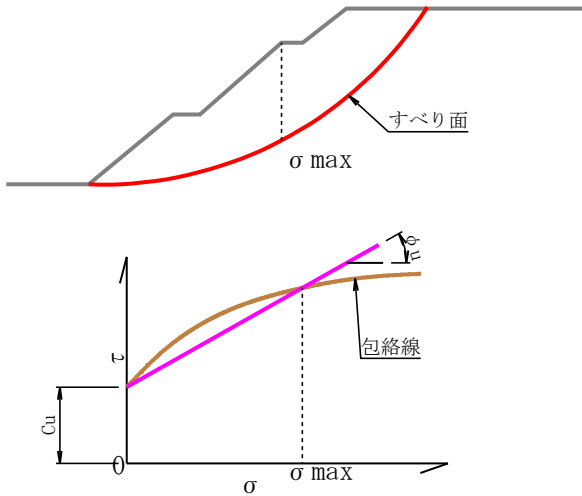


図 4.2.18 不飽和粘性土の設計せん断定数の例

不飽和粘性土の非圧密非排水試験では $\phi u=0$ とはならず、また包絡線は直線とはならないのでしょうか？

簡単に言えば、土粒子の隙間に空気があるので、 σ が大きくなると体積変化して密度が増加するので、その影響でせん断抵抗力 τ が増加するということになります。

専門用語を交えて説明しますと、不飽和粘性土では間げき圧係数 B は $B < 1$ ですから、三軸圧縮試験で非排水条件のもとに $\Delta\sigma_3$ の等方的な圧力変化を与えますと間げき圧は $B \cdot \Delta\sigma_3$ だけ変化し、有効応力は $\Delta\sigma_3' = \Delta\sigma_3 \cdot (1 - B)$ だけ増加します。これは、不飽和のために拘束圧の増大で密度が増加し、せん断強さも増大することとなります。しかし、 $\Delta\sigma_3$ を大きくしますと間げき中の空気は間げき水の中に溶け込み、飽和状態となりますから、包絡線は水平な直線に近づくこととなります。

7) 砂質土のせん断特性

砂質土のせん断試験は一般的に透水性がよくせん断中の間げき水圧は消散するとして排水せん断が行われることが多いと思います。ただし、地震時の検討のように急速なせん断が考えられる場合は別ですが。