

水浸時挙動を考慮した土の締固め施工基準の 決定方法について

DETERMINATION OF CONSTRUCTION STANDARD IN SOIL COMPACTION BASED ON THE SOIL BEHAVIOUR DUE TO WETTING

畠 昭治郎*・建山和由**・藤本直昭***

By Shojiro HATA, Kazuyoshi TATEYAMA and Naoaki FUJIMOTO

Construction standard in soil compaction was discussed on the base of the soil behaviour due to wetting that is considered to induce the most dangerous conditions of soil structures. The discussion was done by the following processes.

1) The suction that acts among soil particles was discussed with uniform spheres model to explain the difference of the compression behaviour and strength characteristics of partly-saturated soil from those of saturated soil. Based on this result, the volume change and strength reduction due to wetting was discussed.

2) On the result of 1), a method was suggested to estimate the volume change due to wetting, and was confirmed by one dimensional compression test.

3) The strength reduction due to wetting was predicted with the result of 1) and 2), and the direct shear test confirmed the possibility to predict the strength reduction.

From these investigations, the construction standard for field compaction was discussed considering the strength reduction and volume change due to wetting.

Keywords: soil compaction, construction standard, wetting, volume change, strength reduction

1. はじめに

人工的に盛土を構築するという技術は古くから人々の間で受け継がれ、長年にわたり締固めに対する経験的知識が蓄積されてきた。プロクターがこうした概念を整理し、土の締固めに対し基本的原理を与えたことは非常に重要な業績として誰もが認めるところである。しかしプロクターの意向に反し、現在の締固め施工では規定の試験により得られる最適含水比、最大乾燥密度のみが強調され、合理的な施工が行われているとはいえない¹⁾。

締固めにより造成される構造物が本来必要とするものは、強度、変形性、水密性などの工学的特性に関する事項であり、締固め施工管理基準はこれらの事項に基づいて決定されるべきである。この点に関し、大規模で重要な構造物においては土の密度と工学的特性との関係を綿密に調査するが、通常の構造物においては所定の締固め試験より得られる最適含水比・最大乾燥密度をそのまま施工基準とする(C値、D値管理法)ため、その工学的意味が明確でない場合が多いのが現状である。特に締

固め施工により造成されたフィルダム・河川堤防などの土構造物が不飽和状態にあることを考えると、施工後の水浸による強度低下、体積変化に基づいた施工管理基準なるものが必要と思われる。

本論文では不飽和状態の土が水浸を受けた場合の挙動を土粒子間に働くサクシジョンの消失に基づいて考察を行い、これより、締固められた不飽和土が水浸時に示す体積変化、強度低下を予測する手法を考案した。さらにこの手法を用いて、水浸時の体積変化が小さく、かつ土が水浸後も所定の強度をもつような締固め施工管理基準の決定方法について検討を行った。なお、本論文では以下、フィルダムのコア材などに用いられるような粘性土～シルト質土を対象に議論を進めていくことにする。

2. サクシジョン消失に伴う不飽和土の水浸時挙動について

締固められた土が水浸を受けると収縮あるいは膨張といった体積変化ならびに、強度低下を生じる。Nobari, E. S. and Duncan, J. M. は数多くのフィルダムにおいて湛水時に体積収縮が生じることに着目し、水浸時の不飽和土の体積収縮現象について研究を行った²⁾。彼らは水浸前と後の試料土の粒径分布が異なることを指摘し、水浸による体積収縮は土粒子が水の作用により破碎さ

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 工修 京都大学助手 工学部土木工学科(同上)

*** 正会員 工修 フジタ工業北陸支店

れ、細粒化するために生じると考えた。しかし、よく締固まった土では水浸により膨張する場合もあり、また、土粒子の破碎も体積収縮に起因する粒子の相互移動の結果生じたとも考えられ、水浸による体積変化の原因は土粒子の細粒化だけでは説明できないと思われる。

不飽和土が飽和土と大きく異なる点は、土中の保水状態にあるといえる。飽和土では土粒子間の間隙は水で満たされているが、不飽和土では水は土粒子接点でつづみ状に保持されている (Fig.1 参照)³⁾。このため、土粒子間にはサクションが働き、これが不飽和土の力学特性に大きな影響を及ぼす。不飽和土の力学挙動については、軽部らが厳密な考察を行い、そのメカニズムを解明しつつあるが⁴⁾、本研究では水浸前と水浸後の2つの状態だけに着目し、サクションに起因する両者の力学挙動の相違について以下、球形粒子モデルを用いて考察を行う。

Fig.2 は、土粒子を等大球に置き換え、保水状態を示したものである。実際の保水状態では、水膜表面と土粒子の接点において、接触角 θ が存在する場合もあるが、簡単のため、ここでは $\theta=0$ で水膜は土粒子に接するように保持されるとして話を進める。このとき、メニスカスの曲率半径を r (m)、つづみ状に保持された水の中央部の半径を b (m)、水膜のなす角度を α とすると、サクションにより2粒子間に働く張力 H (N) は次式により表わされる⁵⁾。

$$H = \pi b^2 T \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{b} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 T は水の表面張力であり、 15°C において 0.0735 N/m である。また、 b と r は幾何学的関係より

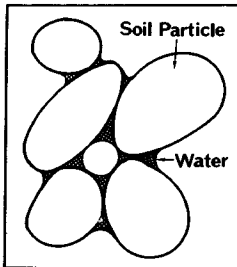


Fig.1 Water in partly-saturated soil.

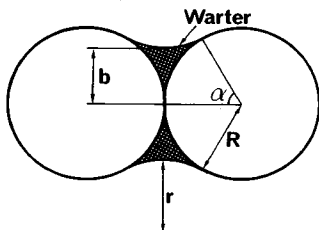


Fig.2 The model of partly-saturated soil with uniform spheres.

土粒子半径 R と水膜角 α により表わすことができる。

$$b = R (\tan \alpha + 1 - \sec \alpha)$$

$$r = R (\sec \alpha - 1) \dots \dots \dots (2)$$

これにより粒子間張力 H は、土粒子径 R と水膜角 α により決まることがわかる。土中には数多くの土粒子接点があり、それらの点に作用する粒子間力が集まって土中に生じる内的な応力となる。

次に、この内的な応力と土の間隙比、含水比との関係を計算により求めた。以下にその概要を述べる。

水膜角 α は、一接点当たりの保水量、すなわち単位体積当たりの接点数、含水比、間隙比などから計算することができる。 α がわかれば式 (1)、(2) より一接点当たりの粒子間力 H を求めることができる。また、単位面積当たりの接点数も間隙比と粒子径より求めることができ、これと一接点当たりの粒子間力をかけ合わせるにより単位面積当たりに働くサクションに起因する粒子間力 σ_s なるものを求めることができる。本論文の末尾に、この計算過程を付録として載せておく。この σ_s は内的に働き、土粒子の相互移動を妨げる粒子間摩擦力を生じさせるため、内部拘束応力とよぶことにする。

Fig.3 は内部拘束応力 σ_s と土の間隙比 e との関係を含水比をパラメーターとして上述の計算により求めたものである。計算で用いた土質パラメーターは後述の実験で用いた試料土を想定し、 $G_s=2.69$ 、 $R=0.0001 \text{ m}$ とした。この図より、 σ_s は間隙比が大きいくほど、また含水比が大きいくほどその値が小さくなることわかる。

次に、この関係を利用して、不飽和土と飽和土の $e \sim \log p$ 関係の違いを説明してみる。飽和土を一次元圧密した場合、間隙比 e と載荷重 p との関係が正規圧密状態では片対数紙上において直線で表わされることはよく知られている。不飽和土の場合、外力として加えられる力 p のほかに、サクションに起因する内部拘束応力 σ_s

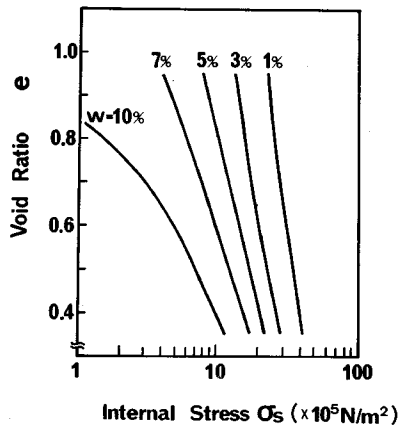


Fig.3 The relation of void ratio to internal suction stress σ_s (Calculation result with spheres model).

が働く。この σ_s は、土粒子間張力であるため土粒子接点における摩擦力を生じさせ、土粒子の相互移動を妨げる働きをする。土が圧縮されるときには、この σ_s は土を圧縮しようとする外力 p に抵抗して働く。このため土の圧縮に際し、土中で有効に働く応力 p_c は次式により表わされる。

$$p_c = p - \sigma_s \dots\dots\dots (3)$$

これは不飽和土の圧縮の場合、外力として p という圧力をかけても土中の内部拘束応力のため、 σ_s 分だけ応力が小さくなり、圧縮によりあまり間隙が小さくならないということの意味する。前述のように σ_s は間隙比、含水比から計算により求まるので不飽和土に対する $e \sim \log p$ 関係を含水比をパラメーターとして描くことができる。

Fig. 4 はこの結果を示したものである。ここでは飽和土に対する $e \sim \log p$ 関係に後述の実験により得られたデータ（一点鎖線）を用い、これを基準として各含水比、間隙比に対する内部拘束応力の作用を式（3）により考慮して（土質パラメーターは Fig. 3 の場合と同じ）不飽和土の $e \sim \log p$ 関係を計算により求めた。この図より不飽和土の $e \sim \log p$ 関係は飽和土の $e \sim \log p$ 線よりも上方に位置し、また、含水比が大きくなるほど飽和土の $e \sim \log p$ 線に近づいている。この点は従来報告されている結果とよく一致している⁶⁾。

同様に不飽和土と飽和土の強度特性の違いを内部拘束応力に基づいて考察を行う。

いま、土の破壊条件式としてクーロン式を用いる。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角、 σ ：上載圧である。飽和状態の土ではこの c 、 ϕ が間隙比によりほぼ決まると仮定する。これをもとに不飽和土の強度特性を考えることにする。

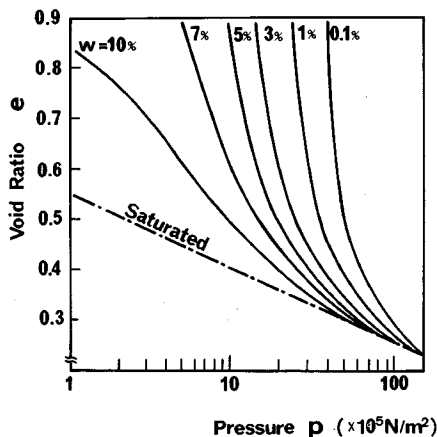


Fig. 4 Calculation result of compression characteristics of partly-saturated soil.

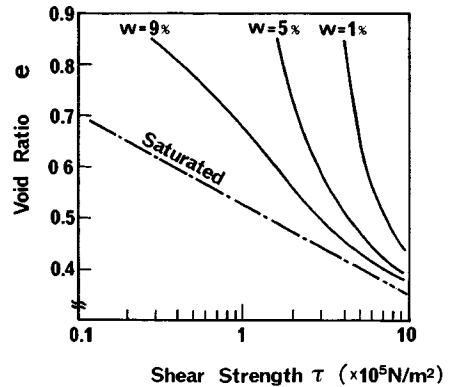


Fig. 5 Calculation result of strength characteristics of partly-saturated soil.

不飽和土では前述のように粒子間張力に起因する粒子間摩擦力の作用が土のせん断強度に関与する。このとき、内部拘束応力 σ_s と粒子間摩擦力 c_s との間には次式が成立すると考えられる。

$$c_s = \mu \cdot \sigma_s \dots\dots\dots (5)$$

ここで μ は土粒子間の摩擦係数である。すなわち c_s も σ_s と同様に間隙比 e と含水比 w の関数となり、上載圧 σ に無関係に発生するため、見掛け上、一種の粘着力と考えることができる。

そこで、飽和土に対するせん断強度 τ と間隙比との関係を太田らの実験結果⁷⁾より類推し、片対数紙上で直線で表わされるとし、これに不飽和土の粘着力 c_s を付け加え、間隙比とせん断強度との関係を含水比別に示すと Fig. 5 のようになる。すなわち、飽和土の $e \sim \tau$ 関係に後述の実験データを用い（図中一点鎖線）、これに前述の計算の σ_s と式（5）により求まる c_s を足し合わせて不飽和土の $e \sim \tau$ 関係を描いたものが Fig. 5 中の3本の曲線である。これを式で表わすと式（6）のようになる。右辺第1、2項が飽和土の強度で図中の一点鎖線で示されるものであり、第3項が見掛けの粘着力の影響を表わす。

$$\tau = c(e) + \tan \phi(e) + c_s(e, w) \dots\dots\dots (6)$$

計算に用いた土質パラメーターは $\mu = 0.6$ であり、他は Fig. 3 の場合と同じである。この図では、間隙比が等しい場合、せん断強度は不飽和土の方が大きくなる状況がよく現われている。

3. 締固めた不飽和土の水浸時挙動予測手法

前節で不飽和土と飽和土の違いがサクションに起因する粒子間張力にあるとして、不飽和土の圧縮特性、強度特性について考察を行った。次にこの結果を利用して締固めた不飽和土が水浸時に起こす体積変化、強度低下を予測する手法を考える。

締固めた不飽和土が水浸作用を受けると体積変化が生じる。このとき締固め土の水浸前の間隙比，含水比，水浸時の上載圧などにより膨張する場合と収縮する場合とがあり，また，その体積変化量もこれらの条件により異なるため，簡単に議論することはできない。

いま，Fig. 6 に示すように，一次元圧縮により土を締固める場合を考える。このとき，上載圧 p とそれにより得られる土の間隙比との関係は，Fig. 7 に示すように $e \sim \log p$ 面上で直線で表わされるものとする。図では前節の考察に従い，ある含水比の不飽和土と飽和土の $e \sim \log p$ 関係を描いており（それぞれ，line K, line L とする），特に不飽和土に対しても簡単のためその関係を直線で近似している。

前節で述べたように，飽和土と不飽和土の圧縮特性の違いはサクシオンに起因する粒子間力にあるといえる。しかし，不飽和土が水浸し，その間隙が水で満たされると粒子間メニスカスは消失し，飽和土と同じ挙動を示すことが予想される。

これを Fig. 7 上で考える。

1) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線より上方にある場合：不飽和の土が p_A という荷重により圧縮され，A 点で表わされる間隙比にあるとする。この状態の土が水浸を受けるとメニスカスの消失に伴い，粒子間に働く摩擦力も消失し，粒子は互いにすべりやすくなる。そのため，土粒子は互いに相互移動を起こし，飽和土の圧縮曲線上までその間隙は減少する（A' 点）。

2) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線より下方にある

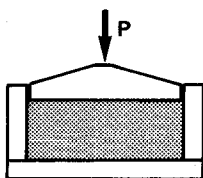


Fig. 6 One dimensional compression test.

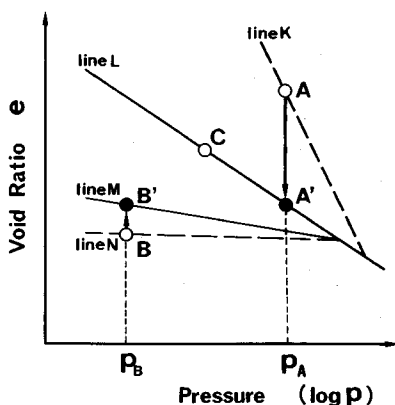


Fig. 7 Prediction of volume change due to wetting.

場合：不飽和の土が非常によく締固められていて，B 点で表わされるように飽和土の圧縮曲線（line L）より下にある場合を考える。

非常に強い力で圧縮された土は，間隙も小さく密な状態にある。この状態から除荷すると土はわずかに膨張する。このときの膨張量は，飽和土の方が不飽和土より大きくなる。これは不飽和土の場合，サクシオンに起因する土粒子間の摩擦力が土の膨張を妨げる働きをするからである。このためよく締固められた不飽和土が水浸を受けると粒子の互いのすべりをおさえていた摩擦力が消滅し，膨張が生じると考えられる。よって，図中の B 点の土が水浸する場合，その状態点は飽和土の除荷（膨潤）曲線上（line M）に移動し，BB' に相当する膨張を示すことになる。なお，図中の line N は不飽和土の除荷曲線である。

3) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線上にある場合：締固め後の状態が飽和土の圧縮曲線上にある場合（図中 C 点）には，水浸による体積変化は生じない。

上記の手法により，不飽和状態で締固められた土の間隙比と現在の上載圧がわかれば水浸後の体積変化を予測することができる。なお，予測に際しては，飽和土の $e \sim \log p$ 関係（正規状態），飽和土と不飽和土の除荷曲線の傾きをあらかじめ求めておく必要がある。

4. 水浸実験による検証

前節で締固めた不飽和土の水浸に伴う体積変化量を予測する手法を考案した。次にこの手法の適用性を調べるため，締固めた不飽和土の水浸実験を行った。実験は標準圧密試験装置と Fig. 8 に示す突固め用 10 cm モールドを改良した一次元圧縮試験装置を用いて行った。標準圧密試験装置のリング内壁にはテフロン加工を施し，また，10 cm 径のリング内側にはポリエチレンシートを装着し試料土とリング内壁との摩擦力の低減を図った。

実験ではリング内に試料土を締固め，その上に 30 分間所定の載荷を行い，試料土が沈下を生じないことを確認した。こののち，リング下部より注水を行い，そのと

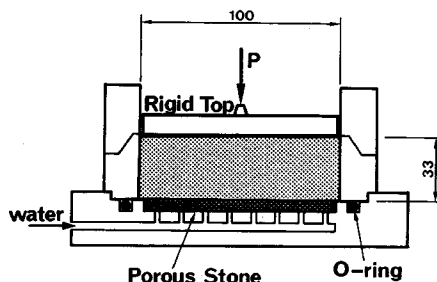


Fig. 8 Experimental apparatus for one dimensional compression test.

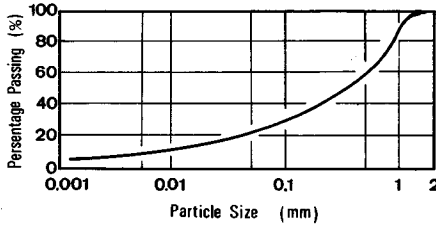


Fig. 9 Grain size distribution of Fukakusa clay.

Table 1 Soil index properties of Fukakusa clay.

Specific Gravity	Liquid Limit(%)	Plastic Limit(%)	Plasticity Index (%)
2.69	52.4	31.4	21.0

きの体積変化量を加圧板に取り付けた変位計により計測した。

実験に用いた試料土は深草粘土であり、これを2mmふるいに通した後、数段階の含水比に調節し、実験用試料とした。試料土の粒径過積曲線と物理特性を Fig. 9, Table 1 に示す。

水浸時の上載圧、試料土の含水比ならびに初期間隙比は種々に変えており、特に水浸前の初期間隙比については静的な圧縮による締固めとランマを用いた突固めによる締固めにより種々の状態の供試体を作成した。なお、標準圧密試験装置は主に静的締固めに対し、また、10cm モールドは突固めによる締固めに対して用いた。

実験に先立ち、飽和土に対する圧縮曲線と除荷(膨潤)曲線、不飽和土に対する除荷曲線を求め、これらが片対数紙上で直線とみなせること、ならびに飽和土の除荷曲線の傾きが不飽和土のそれよりも大きいことを確認した。

なお、水浸による体積変化は時間とともに進行するので、24時間計測で得られたデータを双曲線近似することにより最終体積変化量を求め、水浸に伴う体積変化量とした。

Fig. 10 は実験結果の一部を示したものである。図の横軸は水浸時上載圧 p であり、黒印が水浸後の状態を表わしている。図では静的締固め (S.C. と略記) と動的締固め (D.C. と略記) により作成した試料に対する実験結果を同時に示している。なお、図中の実線は飽和土に対する圧縮曲線であり、破線は飽和土の除荷曲線である。この図より以下のことがわかった。

1) 体積減少を生じる実験結果では、上載圧の大きいところでは水浸後の間隙比は予測どおり飽和土の圧縮曲線以上まで小さくなる。

2) 図には表わされていないが、上載圧の小さいところでは水浸後の間隙比は飽和土の圧縮曲線まで落ちず、多少大きい値となる実験結果もあった。これは圧密リン

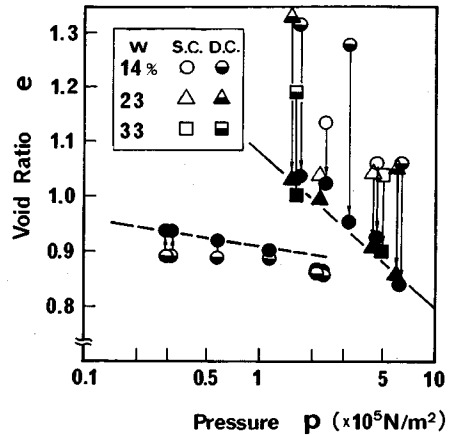


Fig. 10 Experimental result of volume change characteristics due to wetting.

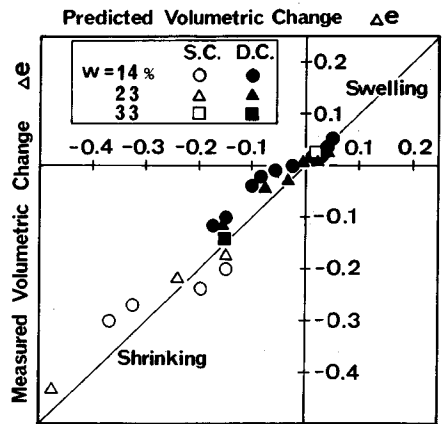


Fig. 11 Comparison of predicted volume change due to wetting with measured one.

グ側面と土との間の摩擦力が上載圧に比べ大きく、これが水浸時の変位を妨げたためではないかと考えられる。

3) 静的に締固めた試料と動的に締固めた試料の間には顕著な差異は認められない。

4) 体積膨張を生じる実験結果では予測どおり水浸後の間隙比は飽和土の除荷曲線以上まで増加する。

以上の結果より先に提案した方法による水浸時体積変化量の予測結果と実測結果との関係を描くと Fig. 11 のようになった。図では、実測値と予測値とは多少のばらつきはあるが、よく一致しており、前節で提案した予測手法により水浸時の収縮・膨張量のある程度、おさえ得ると考えられる。

5. 水浸時強度低下の予測について

締固めた不飽和土が水浸を受けるとその強度が低下することはよく知られている。水浸による不飽和土の強度

低下に関する研究としては、福田が締固めた土に上載圧とせん断力の両方が作用する場合の水浸による強度変化について研究を行っており⁸⁾、また、強度低下の予測手法としては、太田らが締固めた土に対し、等価先行圧縮応力なる概念を導入し、一連の研究を行っているが⁹⁾本研究では、前述の体積変化挙動に対する考察に基づいて、水浸による強度低下現象を予測することにする。これは、後述の施工管理基準を考えるとときに水浸時の体積変化と強度低下を同時に考慮できるという利点があるためである。

まず、水浸時強度低下を予測する手法を確立するため、以下の仮説を設けることにする。

1) 締固めた土が水浸を受けるとその強度特性は飽和土のそれに一致する。

2) 飽和した土の強度は間隙比と上載圧によりほぼ決まる(厳密には土の強度は間隙比と上載圧のみではなく土粒子の配向性などの構造骨格によっても影響を受けるが⁹⁾、簡単のため、上述の仮定のもとに話を進める)。

以上の仮定に基づけば、前節で述べた水浸による体積変化量の予測手法を利用して水浸時の強度低下を予測することができる。すなわち、水浸前の土の間隙比、上載圧がわかれば、前節の議論により水浸後の土の間隙比を予測することができる。よって、飽和土の強度～間隙比・上載圧関係が得られていれば、水浸後の強度を予測することができる。

6. 水浸時強度低下に対する検証実験

前節で述べた水浸時強度低下の予測手法の適用性を検討するため、水浸せん断試験を行った。

実験装置は Fig. 12 に示す等体積一面せん断試験装置に水の供給装置を取り付けたものであり、供試体の下部よりポーラストーンを通して試料土の水浸が行えるようにしたものである。

実験に用いた試料土は前節で用いたものと同じ深草粘土であり、静的圧縮による締固めによりせん断箱の中に

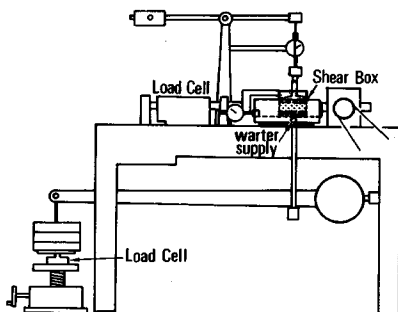


Fig. 12 Experimental apparatus of constant volume shear test.

直接供試体 (60 mm ϕ × 20 mm) を作成した。

実験は、不飽和状態において締固められた土に対し水浸を行い、30分以上放置しそれ以上体積変化がほとんど生じないことを確認した後、1 mm/min の速度でせん断を行った。

せん断力の計測は最大変位 6 mm まで行い、ピーク強度が現われないものについては 6 mm 変位時の強度をせん断強度として採用した。

なお、実験に先立ち、飽和土に対するせん断強度～間隙比・上載圧関係についても 4 段階の上載圧 (3.92, 7.84, 15.68, 31.36 $\times 10^4$ N/m²) に対して求めた。Fig. 13 はこの結果であり、今回の実験では上載圧にはほとんど影響されず、せん断強度と間隙比との関係は片対数紙上で直線で表わされた。

Fig. 14 は水浸による強度変化の実測結果を示したものであり、白印が水浸前、黒印が水浸後の強度である。図中の実線は先に示した飽和土に対する強度～間隙比関係である。

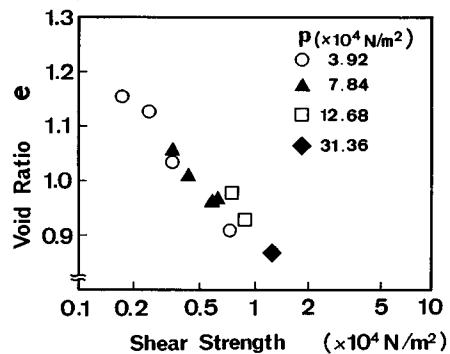


Fig. 13 Experimental results of constant volume shear test under various axial pressures.

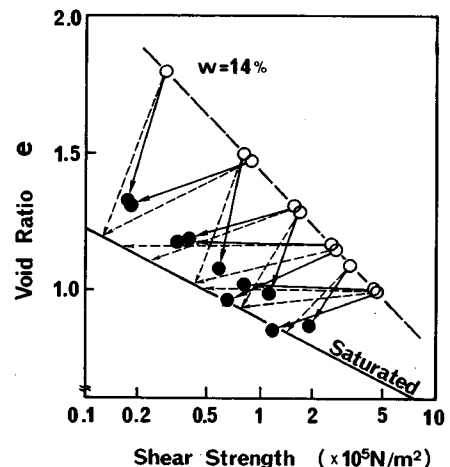


Fig. 14 Experimental results of strength reduction due to wetting.

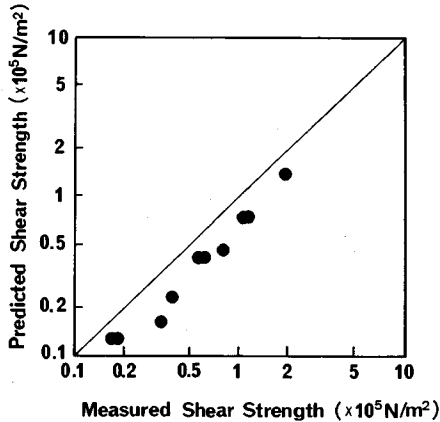


Fig. 15 Comparison of predicted shear strength after wetting with measured ones.

図中の実線で示した矢印は水浸前と水浸後の状態点の移動を、また、点線の矢印はその予測結果を表わしている。この図より、水浸後の強度の予測値と実測値との関係を示すと Fig. 15 のようになる。

Fig. 14 では実測値は予測結果より変化量が少なく、実験結果の方が少し大きめのせん断強度を示している。また、このため Fig. 15 でも実験値の方が、予測値より少し大きめの値を示している。この原因としては、水浸時間が 30 分と短く、十分飽和しなかったためではないかと考えられる。

しかし、予測値と実測値は対応しており、提案した方法により水浸時の強度低下挙動を予測することが可能であると考えられる。

7. 締固め施工における施工管理基準の検討

前節までで、締固めた不飽和土が水浸を受けたときに生じる体積変化、強度低下を予測する手法を考えたが、次にこの結果を利用して施工管理基準の決定方法について検討を行う。ここで考える施工管理基準とは次の条件を満たすものとする。

- 1) 造成された土構造物が施工後水浸を受けたときに、所定の強度を有し、破壊することがない。
- 2) 施工後、構造物が水浸を受けたときに、大きな沈下・膨張を起こさない。

締固め施工により造成される土構造物が施工直後には十分な強度をもっているが水浸を受けると軟弱化し、強度が低下したり、また、コラプス現象により大きな沈下を生じる場合があり、盛土にとって最も危険な状態であるといえる。上記の条件はこのことを考慮し、設定したものである。次に、個々の条件を満たす施工基準について順に検討を行う。

1) 水浸時強度を考慮した締固め施工基準

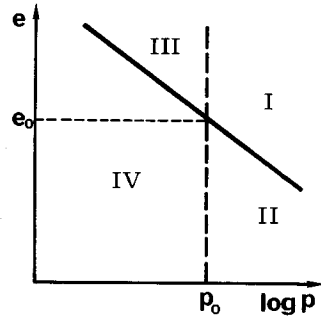


Fig. 16 Divided soil conditions before wetting.

いま、盛土がその機能を果たすために最小限必要とする強度 τ_0 なるものが盛土の設計条件より与えられるとする。このとき施工基準としては、水浸後の盛土材の強度が τ_0 以上であるような水浸前の土の状態として与えられる。

飽和した試料土に対し、せん断強度～間隙比関係が求まっていれば、これより τ_0 に相当する間隙比 e_0 を知ることができる。ただし、ここでは前節の実験結果より τ_0 が間隙比のみにより決まると仮定している。

以上のことより、水浸時強度を考慮した施工基準としては水浸後に間隙比 e_0 以下となる水浸前の間隙比により表わすことができる。この間隙比を Fig. 16 上で考える。

a) 飽和土の圧縮曲線と $e=e_0$ との交点における上載圧を p_0 とする。 $p > p_0$ でかつ、飽和土の圧縮曲線より上の部分 (I 領域) では、先に述べたように土は水浸により収縮を起こし、圧縮曲線上に落ち着く。この点の間隙比は e_0 より小さくなり、基準を満たす。

b) $p > p_0$ で飽和土の圧縮曲線より下に土の状態がある場合 (II 領域) には、土は水浸により膨張するが、前に述べたように飽和土の膨潤線の上に落ち着くように膨張するので圧縮曲線を越えることはない。よって、この部分の土も水浸後の間隙比は e_0 以下になり基準を満たす。

$p < p_0$ の範囲では問題は多少複雑となる。

c) $p < p_0$ で圧縮曲線より上方の状態 (III 領域) にある土は水浸により収縮するが、 $e \sim \log p$ 線までしか収縮しないので、 e_0 より大きくなり、所定の強度が得られない。

d) $p < p_0$ で圧縮曲線より下方の状態 (IV 領域) にある土は水浸により膨張する。そこで、膨張後の土の間隙比が e_0 より小さくなる水浸前の状態が施工基準を満たすことになる。いま、Fig. 17 において、 p_A という上載圧のもとで水浸後の間隙比が A 点となる水浸前の状態を求める。A 点より飽和土の除荷 (膨潤) 曲線の傾きで直線を描き、これと飽和圧縮曲線との交点 B を求め

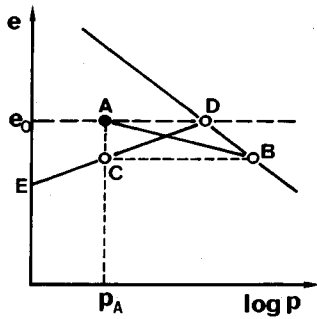


Fig. 17 Determination of pre-submerged void ratio from submerged one.

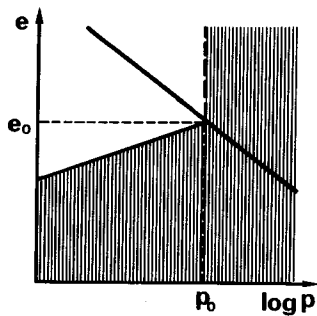


Fig. 18 Construction standard based on strength reduction due to wetting.

る。Bより不飽和土の除荷曲線の傾きで直線を描き、 $p=p_A$ 線との交点をC点とする。このC点は、水浸後にA点まで膨張する。同様にして、他の $e=e_0$ 線上の各点についても水浸前の間隙比を求めると、図中のED線が得られる。この線より下にその状態がある土は水浸により膨張しても、 $e=e_0$ 線を越えることはない。

以上、各場合に分けて水浸後の間隙比が e_0 以下となる領域を求めたが、これらをまとめて図示すると、Fig. 18のようになる。これが水浸後も所定の強度を保つための施工基準となる。

2) 水浸時体積変化を考慮した施工基準

締固めにより造成される土構造物の変形を最小限におさえるための施工基準を考える。一般に水浸による体積変化量としては、沈下を生じる場合の方が膨張を生じる場合よりもその量を考えると問題になる。このことは、4.の実験結果において、体積収縮量が膨張量に比べはるかに大きいことから納得できることである。そこで、水浸による体積変化を最小限におさえるための施工基準としてはFig. 19で示すように、体積減少を起こさない領域を定義することにする。

以上の考察より、水浸後に所定の強度をもち、かつ、体積変化をおさえるための条件を示すとFig. 20のようになる。横軸の p は土かぶり圧と考えればよいが、締

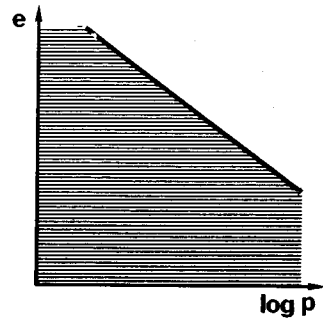


Fig. 19 Construction standard based on volume change due to wetting.

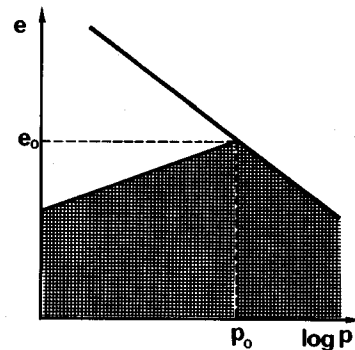


Fig. 20 Suggested construction standard in soil compaction.

固め後（水浸前）の土の状態がこの図のハッチで表わされる領域に入っていれば、水浸後も安全性が保たれる。なお、この基準を実際に用いるには飽和状態での試料土の強度～間隙比関係と $e \sim \log p$ 関係を求めておく必要があること、ならびに今回は等体積せん断強度を選んだが、現場の条件に合わせ他の強度の使用も考え得ることを付記しておく。

8. 結 論

以上、締固めた不飽和土の水浸による体積変化、強度低下を予測する手法、ならびに、これを用い水浸後も所定の強度をもち、かつ水浸による体積変化をおさえるような施工基準の考え方について検討を行った。その結果

(1) 不飽和土が水浸を受けた場合に生じる収縮、あるいは膨張といった体積変化は、土粒子のサクシヨンの消失により説明できる。

(2) 「締固めた不飽和土が水浸すると土粒子間のサクシヨンが消失し、飽和土と同じ挙動を示す」という仮定のもとに水浸による体積変化量を予測する手法を考案した。次に一次元圧密試験装置を用い、水浸による不飽和土の体積変化量を測定し、提案した方法により水浸時体積変化量を予測できることを確かめた。ただし、水浸時に体積減少を示す場合で、上載圧が小さいときにはり

ング側面と試料土との間の摩擦の影響が大きく、予測値よりも体積変化量が小さい値を示した。

(3) (2)の水浸による体積変化量の予測手法をもとに水浸による強度低下の予測手法を考案した。さらに、この手法の適用性を検討するために等体積一面せん断試験を行った。その結果、ばらつきはあるものの、水浸時強度低下を定量的に予測できることが明らかになった。ただし実験において試料土の水浸が不十分であったため、実験により得られた強度の方が予測値よりも多少大きめの値を示しており、改善すべき問題点といえる。

(4) 以上の結果をもとに、水浸後も十分な強度をもち、かつ水浸による体積変化が少なくなるような施工管理基準の決定方法を示した。なお、この手法の実際の施工現場への適用についてはまだ行っておらず、これからの課題といえる。

謝 辞：本研究は、文部省科学研究費（一般（C）60550334）の補助を受けている。記して謝意を表します。

Appendix サクションに起因する内部拘束応力の算定法

Fig. 21 は土を等大球の集まりでモデル化し、単位面積当たりに生じるサクションに起因する内部拘束応力の計算法をフローチャートにより示したものである。これにより土の間隙比、土粒子半径、含水比、土粒子比重大の値を入力すれば単位面積に働くサクションに起因する力を求めることができる。Fig. 3, 4, 5 はこの手法により

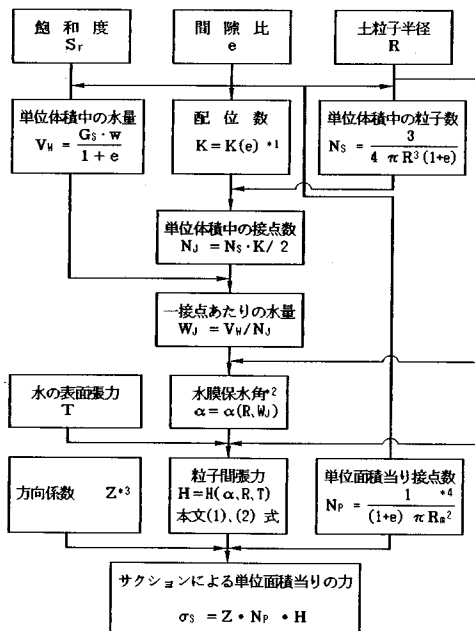


Fig. 21 Flow chart for calculation of internal suction stress.

間隙比を種々に変えて σ_s を求めたものである。図中の *印を付した項目について補足説明すると、

*1 配位数とは、1つの粒子が接している粒子の個数であり、間隙比により決まる。等大球の種々の充填状態を想定し、配位数 K と間隙比 e との関係性を求めたところ次式により近似できた。

$$K = 5.363 - 6.045 \cdot \ln e \quad (0.35 < e < 0.91)$$

*2 水膜保水角 α と土粒子半径 R 、一接点当たりの水量 W_j との関係は幾何学的関係より次式のように求まる。この式により R 一定という条件のもとで、 W_j から α を一義的に求めることができる。

$$W_j = \frac{\pi R^3 (1 - \cos \alpha)^2}{\cos^2 \alpha} \left\{ 2 - \frac{(1 - \cos \alpha) \cdot \cos^2 \alpha}{3} + \tan \alpha \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha - \frac{\pi}{2} \right) \right\} - \pi R^3 \left(\frac{2}{3} - \cos \alpha + \frac{1}{3} \cos 3\alpha + \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \right)$$

*3 方向係数 Z とは、土粒子の接点方向がランダムであることに対する補正係数であり、ある特定の方向の力の成分を求めるのに用いられる。球が全くランダムな充填状態にあるなら $Z = 2/\pi$ である。

*4 R_m とは等大球モデルを任意平面で切ったとき、そこに現われる粒子球の切断面の平均半径であり、 $R_m = R/2$ である。

参考文献

- 1) 久保悟郎：設計・施工の留意点をさぐる 7. 土の締固め、土と基礎、Vol. 33, No. 7, pp. 57~64, 1985.
- 2) Nobari, E.S. and Dancan, J.M. : Effect of reservoir filling on stress and movements in earth and rockfill dams, Report No. TE 72-1, University of California, pp. 47~93, 1972.
- 3) 山口柏樹：土質力学，技報堂出版，p. 37, 1986.
- 4) 軽部大蔵・苗村康造・森田 登・岩崎哲雄：不飽和土の力学特性に関する基礎的研究，土木学会論文集，第 269 号，pp. 105~119, 1978 年 1 月.
- 5) 田中達夫：粉体プロセス入門，工学図書株式会社，pp. 46~47, 1981.
- 6) 太田秀樹・日浦喜章・島昭治郎：水浸を受けた締固め土の強さ，第 11 回土質工学会研究発表会講演集，pp. 275~278, 1976.
- 7) 太田秀樹・西田義親・国安逸朗・金子義信：土の締固め—管理基準と品質検査—，土と基礎，Vol. 34, No. 5, pp. 43~54, 1986.
- 8) 福田 護：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の安定解析，土質工学論文報告集，Vol. 18, No. 3, pp. 76~79, 1978.
- 9) 三笠正人：土の力学における構造の概念の意義について，土木学会年次学術講演会講演集，pp. 35~38, 1962.

(1986. 12. 4・受付)