

## 圧密沈下のなぜ？解決フォーラム (Up&Coming '06 新春特別号掲載)

同じ盛土高で載荷幅を広げると、圧密沈下は大きくなるのに、即時沈下は小さくなるのはなぜ？

盛土や構造物の載荷による地盤変形は、地盤を構成する個々の土に生ずる変形の集積として捉えられ、有限幅荷重においては経時的排水に伴う体積変化である圧密変形と、主応力差の増加に基づく体積変化を伴わない即時沈下とが重なって生じるものと考えられます。ここで即時沈下はこの等体積せん断変形を指し主に荷重端部付近での変形であるため、盛土中央下部においては盛土幅もしくは奥行きが小さい方がより大きく、幅もしくは奥行きが大きくなるに従い小さくなります。

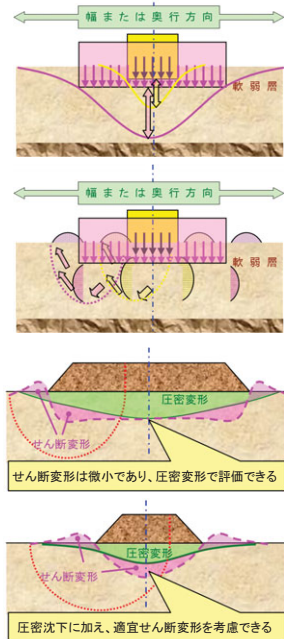
(A)圧密沈下量：排水に伴う体積減少変形であり、載荷幅もしくは載荷奥行きが大きくなる(下図中：黄色→桃色)ことにより、載荷重自体が大きくなるため、地盤の圧縮変形は大きくなります。

(B)即時沈下量：地盤を弾性体とみなした体積変化を伴わない弾性変位量であり、載荷幅もしくは載荷奥行きが大きくなる(下図中：黄色→桃色)ことにより、地盤が全体的に押されるため、地盤のせん断変形は小さくなります。

さて、わが国の多くの公共機関が示す設計指針類(例えば、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」、「建築基礎構造設計指針」等)では、有限幅の荷重が載荷される場合の地盤変位に対して、個々の断面位置での地盤内鉛直方向応力を、弾性論を用いて算定し、その鉛直応力によって生じる鉛直方向の圧密沈下量を一次元圧密理論によって算定する方法が示されており、一般的な構造物の設計では、この手法が今日でも多用されています。

ここで、Terzaghiの圧密理論は、もともと側方の変形が完全に拘束された一次元圧密を取り扱っており、載荷幅が大きい場合においては妥当性を有していますが(上図の中央付近における変形量)、せん断変形を生じるような有限幅の載荷に対しては、設計指針類に準拠した一次元圧密理論による計算のみでは、必ずしもこのような変形機構を十分に再現できるとは限りません。

FORUM8製品では、せん断変形を伴う地盤変位量の算定に際して、別途、地盤を弾性体とみなし弾性変位量として即時沈下・側方変位を算出する機能を設けることにより、この問題点を解消しています。これにより、FORUM8製品では設計指針類に準拠した圧密沈下計算を採用しながら、かつ、必要に応じてせん断変形の影響照査も可能であり、これらを一連の計算書として出力します。



## 擁壁のなぜ？解決フォーラム (Up&Coming '06 春の号掲載)

計算中に「指定の条件では、土圧が求まりません」のメッセージが表示され、土圧が計算されないのはなぜ？

試行くさび法による盛土土圧の土圧合力は、以下の式により算出します。

$$P = \frac{W}{\cos \theta} \cdot \frac{\sin(\omega - \phi - \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

また、粘着力Czを考慮する場合の粘着高Zは、以下のようになります。

$$Z = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

盛土土圧算出時に土圧が求められないのは、次の原因が考えられます。

### ■主動土圧P<0

土圧合力Pは正值となることを前提としていますので、粘着力Cが過大に設定されている場合は必然的に上式の分子が負値となり、これにより土圧合力Pの結果も負値になるため、土圧が算出できないこととなります。このような場合は、「主動土圧」画面において粘着力Clに適切な値が入力されているか確認してください。

また、 $\omega < \phi + \theta$ の時も分子 $\sin(\omega - \phi - \theta)$ が負値になるため、同様に土圧が算出できないこととなります。通常滑り角は摩擦角より大きく $45 + \phi/2$ 程度になりますが、この場合は滑り角 $\omega$ の終了角度が小さく指定されている可能性が高いため、「主動土圧」画面において滑り角 $\omega$ の終了角度を確認してください。

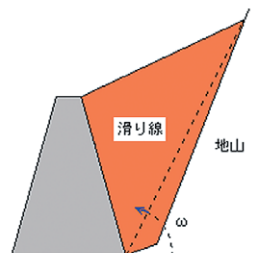
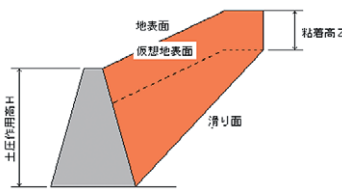
### ■粘着高さ>土圧作用高さ

粘着高Zが低い仮想地表面により土圧合力を算出するため、粘着力Czが過大に設定されている時には粘着高Z>土圧作用高Hとなり土圧作用高を確保できなくなるため、このような場合も土圧合力を求められません。このような場合は、「主動土圧」画面において粘着力Czが適切な値に入力されているか確認してください。

切土土圧算出時に土圧が求められないのは、次の原因が考えられます。

### ■滑り面または切土面と地表面交点が算出できない

切土土圧の算出では、切土部を考慮した土圧と盛土部の中で土圧の大きい方を採用し、盛土土圧を算定する時の滑り角 $\omega$ の範囲は地山天端と切土先端を結んだ位置(開始角度)から終了角度までの範囲になります。そのため、終了角度が開始角度より小さい時は盛土土圧が算出できませんので、このような場合は「主動土圧」画面において滑り角 $\omega$ の終了角度を確認してください。



## 土留め工のなぜ？解決フォーラム (Up&Coming '06 盛夏の号掲載)

自立式のChangの方法による根入れ長で、土留め壁の剛性の大きなものほど根入れ長が長くなるのはなぜか。

「道路土工 仮設構造物工指針(平成11年3月)社団法人日本道路協会」(以下、「仮設指針」と略します)P.152に、自立式土留め工の設計について記載されています。これによると、従来長では、受働土圧によるモーメントと主動土圧によるモーメントのつり合いを基本とし根入れ長を求め、このときのつり合い位置を固定点として断面算定を行っていましたが、実際の土留め壁の挙動とは異なる場合があるとして、「弾性床土の半無限長の杭」(Changの方法)で設計することとしたとあります。このChangの方法によると、自立式土留め工の根入れ長(ℓ<sub>0</sub>)は、式①にて算出することになります。式中のβ値は、杭の特性値と呼ばれているもので、式②で求めます。

$$\ell_0 = \frac{2.5}{\beta} \dots \text{式①} \quad \beta = 4 \sqrt{\frac{kH \cdot B}{4EI}} \dots \text{式②}$$

ここに、 kH: 水平方向地盤反力係数で、通常、1/βの範囲の平均値(kN/m<sup>3</sup>)  
B: 土留め壁の幅で、親杭は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅(m)  
E: 土留め壁のヤング係数(kN/m<sup>2</sup>) I: 土留め壁の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

今、kH=10000(kN/m<sup>2</sup>)N(値15に相当)、E=2.0×10<sup>8</sup>(kN/m<sup>2</sup>)として、鋼矢板のⅢ型、Ⅳ型を例に、β値、並びに、根入れ長を計算し比較した結果を表-1に示します。表からも明らかのように、Ⅳ型の方が根入れ長が長くなるのがわかります。これは、土留め壁の剛性を大きなものにする、特性値β(式②)の分母が大きくなり、結果的にβ値が小さくなるために、2.5/βは大きくなるという訳です。

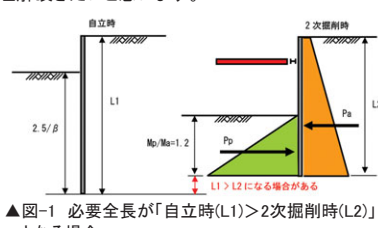
表-1 鋼矢板Ⅲ型、Ⅳ型の根入れ長比較結果

鋼矢板	断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )	特性値β(m <sup>-1</sup> )	根入れ長ℓ <sub>0</sub> (m)
Ⅲ型	17400×10 <sup>-8</sup>	0.9206	2.715
Ⅳ型	38600×10 <sup>-8</sup>	0.7544	3.314

土留め壁の剛性を増したのだから根入れ長は小さくなるはずと錯覚しがちですが、計算式の仕組み上、根入れ長は大きくなりますので注意が必要です。

似たような計算結果として、図-1に示すように、自立状態での必要全長(L1)が、2次掘削時の必要全長(L2)より長くなる場合が稀にあります。前者はChangの方法、後者はモーメントのつり合い法による考え方の相違に起因するものです。このような場合に、土留め壁の長さをL1にするのか、L2にするのかは大変悩ましい問題であると思われますが、この点につきましては、設計者のご判断に委ねるものと、ここでは、L1がL2よりも長くなるチェックポイントの1つに土留め壁の剛性が絡んでいることをご理解頂きたいと思えます。

なお、余談ですが、2.5/βの「2.5」倍について仮設指針では次のように説明しています。「一般に、土留め壁の根入れ長は杭が半無限長とみなせる長さとして3/β以上としたいわけですが、2.5/βと比較して、杭頭変位及び曲げモーメントの差が数%であることや、根入れ長が長い場合に、土留め壁を引抜く際の周辺地盤への影響が大きくなることなどを考慮して根入れ長と定めます。」とされています。



▲図-1 必要全長が「自立時(L1)>2次掘削時(L2)」となる場合

## 橋脚のなぜ？解決フォーラム (Up&Coming '06 秋の号掲載)

「既設橋梁の耐震補強工事例集(H17.(財)海洋架橋調査会)」では、従来の「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(H9.日本道路協会)」と比較して具体的にどのような点が異なるのか？

「既設橋梁の耐震補強工事例集(H17.(財)海洋架橋調査会)」(以下、「事例集」とします。)では、従来の「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(H9.(社)日本道路協会)」(以下、「参考資料」とします。)から、主に次の照査項目および考え方が追加されています。

### ■段落し部の応答曲げモーメント、せん断力による耐力照査

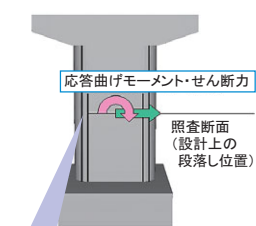
従来の「参考資料」では、段落し部を有する橋脚において、損傷断面の判定を行うことが規定されています。具体的には、柱基部、段落し部それぞれの初降伏曲げ耐力より、段落し部が基部に先行して損傷しないことを照査し、段落し部が先行して損傷する場合は適切な補強が必要となります。「事例集」では、従来の損傷断面の判定でNGとなる橋脚についても、段落し部に作用する応答断面力(曲げモーメント、せん断力)と耐力の比較を行い、損傷しないと判定される場合は段落し部の補強が不要となります。

### ■巻立て上端位置におけるせん断耐力照査

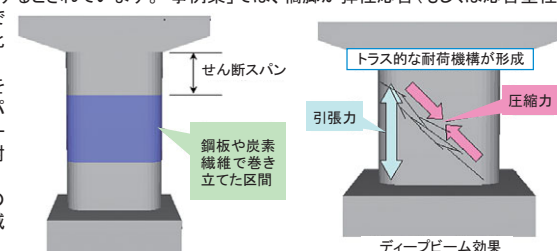
一般的に、段落し部を有する橋脚で、段落し部が損傷すると判定された場合は、炭素繊維や鋼板等を用いて、段落し部の補強を行うこととなります。ここで、既設検討の段階において、柱のせん断耐力が不足している場合は、段落し部の補強を行うことにより、炭素繊維や鋼板を巻立てていない区間が新たな弱点となる場合があります。「事例集」では、このようなケースを想定し、既設部のせん断耐力が不足している場合、巻立て上端位置から柱上端(はり下端)をせん断スパンとしたせん断耐力照査を行うことが推奨されています。

### ■ディーブーム効果を考慮したせん断耐力の算定

H14道示V(P.167)では、安全側の設計となるように、せん断耐力の算出において、ディーブーム効果は無視するとされています。「事例集」では、橋脚が弾性応答(もしくは応答塑性率が1.5程度まで)であり、せん断スパン比が2.5以下となる場合、ディーブーム効果を考慮し、せん断スパン比によるコンクリート負担分のせん断耐力への割増し係数 $c_{dc}$ 、斜り張鉄筋負担分のせん断耐力への低減係数 $c_{ds}$ を考慮します。



・応答塑性率≤1.0  
・応答曲げモーメント<降伏曲げ耐力  
・応答せん断力<せん断耐力  
である場合、段落し部は損傷しない。



ディーブーム効果