

高被圧地盤開削に伴う盤ぶくれ対策

片福連絡線・野田阪神 S t

A WAY APPLIED TO CONTROL HEAVING PHENOMENON IN CASE OF DEEP EXCAVATION UNDER HIGH
ARTESIAN PRESSURE

大貫富夫^{*} ・ 高田正治^{**} ・ 木村 宏^{***} ・ 飯島興二^{****}
Tomio OHNUKI, Masaji TAKADA, Koh KIMURA, Kouji IIJIMA

This report treats with a way and a control technique to avoid heaving of the ground under high artesian pressure. Here, no river to drain ground water makes us decide to adopt an unusual way which consists of the excavation method taking out half of the whole area at a time and the ground anchor technique after its excavation reaches to the bottom level. The sum of the overburden pressure and the anchor force is kept to balance to the artesian pressure during excavation .

Moreover, the monitoring program of the ground movement and pore water pressure is prepared to find the signal of the heaving phenomenon during construction.

Keywords:heaving,high artesian pressure, ground anchor,monitoring program,deep excavation

1. まえがき

片福連絡線は、JR片町線と福知山線を大阪都心北部で接続する工事延長約13.4kmの鉄道である。この路線は、大阪市内を南北に走る4本の既存地下鉄路線と交差することから、従来大阪の地下鉄に比べ地下深い位置を通過する。このため、駅部の開削工事は掘削深度が25mを越えるケースも生じている。このような大深度掘削工事に伴って発生する地下水処理は、都市整備の進展の結果、排水先が下水道施設に限られつつあるという現状とあいまって大きな問題となっている。ここで取り扱う盤ぶくれ対策は、地下水位低下工法を採用できない状況下で採用した分割掘削とグラウンドアンカーを組合せた工法であり、そのメカニズムと適用性の確認により、今後のこの種の条件下での盤ぶくれ対策に寄与するものと考えられる。

2. 地質と工事概要

野田阪神 S t 付近の地質状況は、図-1に示すとおりであるが、この付近は、淀川が大阪平野から大阪湾に注ぐ地帯で、海成の堆積層からなる。地表面の標高は、T P O ～ -1 m 程度の低地帯で、地質構成は上か

^{*}, ^{**}, ^{***} 正会員 日本鉄道建設公団大阪支社工事第二部

^{****} 正会員 日本鉄道建設公団大阪支社中之島鉄道建設所

ら、シルト混じり砂 (As1)、シルト混じり粘土 (Ac1、2)、砂レキ混じり砂 (Ug1)、粘性土 (Uc2)、砂レキ (Ug2) の順である。沖積層と洪積層の境界は、TP-20~25 mにある。

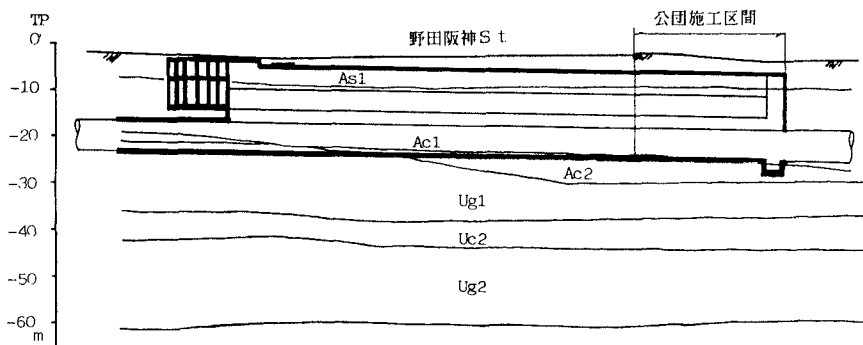


図-1 野田阪神St付近地質断面図

沖積層のうち

粘性土であるAc1、Ac2両層は、全般的に非常に軟弱か、軟弱な地盤（一軸圧縮強度が0.5~1.1 kgf/cm²）であり、N値が0の部分が多い鋭敏な粘土である。洪積上部層のUg1層は、天満層と呼ばれ、支持地盤として良好な地盤であるが、地下水位がGL-1.5~3.5 mと高く、被圧している。N値は、30~50程度で、レキの最大径は100 mm程度と推定される。洪積粘性土であるUc2層は、粘土、砂混じり粘土、砂混じりシルトから成る。N値は平均的には8~9、一軸圧縮強度は1.8~2.1 kgf/cm²で硬質である。下部のレキ層であるUg2層は、TP-40 m以深に分布する砂レキ層で、レキ径は最大300 mm程度と推定され、N値も60以上と極密である。この層も被圧滞水層で、地下水位はGL-1.5~3.5 m程度である。

野田阪神Stは延長365 m、4層多径間の島式の駅で、幅員30 mの国道2号直下に位置し、構築幅は約17.5 mである。一般部の横断面は図-2に示すとおりである。総延長365 mのうち鉄道建設公団で施工するのは、終点方80 mの区間で、68.8 mの一般部と11.2 mの立坑部から成る。一般部は、掘削深さGL-約2.4 m、立坑部は、GL-約2.7 mで、淀川シルドトンネルの発進基地となる。残りの285 m間は、関西高速鉄道線で施工する。土留は泥水固化壁であり、路面覆工を行った後、切ばり・腹起しによる開削工法で施工する。

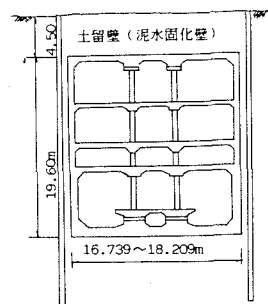


図-2 駅一般部横断面図

盤ぶくれ対策が必要となるのは、前述の被圧滞水層であるUg1およびUg2層の水圧に対してであるが、土留壁の根入れ等の関係からUg1層に対しては土留壁による遮水を行い、土留壁で区切られた領域の揚水によって対処することとしており、本文で問題とするのは、Ug2層の被圧地下水に対する対策工である。

3. 盤ぶくれの可能性の評価

地下水圧による盤ぶくれ発生の有無の判定は、次の2つの方法によった。①被圧滞水層上部の土砂の重量だけを考え、水圧とのバランスを評価する1)。この場合の必要安全率は、1.0以上とする。②被圧滞水層上部の土砂の重量に加え、土留壁面と地盤の摩擦力および地盤のせん断抵抗力を考慮、水圧とのバランスを評価する2)。この場合の必要安全率は、1.2以上とする。

これらの判定法に基づき、図-3の条件で盤ぶくれ発生の有無を計算すると、表-1のようになる。どち

らの判定法によっても、盤ぶくれの発生が予測される。

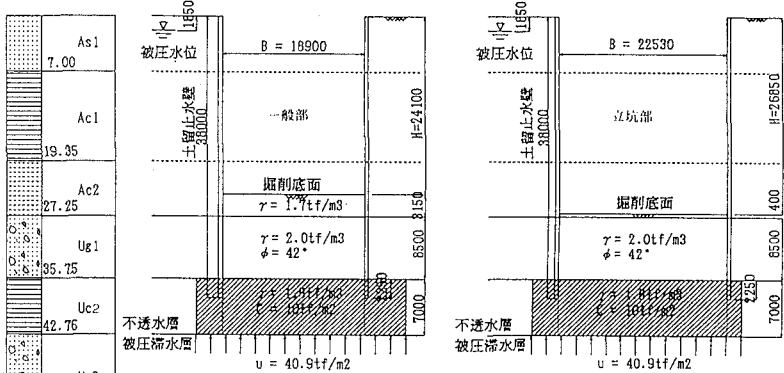
4. 盤ぶくれ対策工の
選定

大量の地下水の排水先を確保できない場合の盤ぶくれ対策工は、被圧水圧による揚圧に抵抗する力を導入する方法あるいは、被圧滞水層を遮水し、遮水層によって閉じられた領域の地下水を揚水する方法のいずれかによるのが一般的で、これらの

方法に該当する対策工法のうち、現場の工程に大きな支障を及ぼさず、しかも道路占用形態を崩さない信頼できる工法という観点から検討した結果、分割施工とグラウンドアンカーを組合せた方法を採用することとした。この対策工法の概要は、図－４に示す。

施工の手順は、①掘削領域を４つのブロックに分割し、先行掘削を行うブロックに対し地表から所定のグラウンドアンカーを打設する。②G L－17.3 mの掘削深度までは、U g 2層の水圧による盤ぶくれの危険性がないことから、掘削領域全体について通常の掘削を行う。③②の通常掘削が完了した後、４つのブロックを仕切る土留壁（親ぐい横矢板方式）を打設し、先行ブロックを掘削する。④先行ブロックの掘削完了後、底盤コンクリートを打設し、これを頭部としてグラウンドアンカーを緊張、締結する。⑤後行ブロックを掘削し、全面所定の深度まで掘削が完了した後、構築を行い、構築上部を土砂で埋め戻し、路面復旧を行う。である。

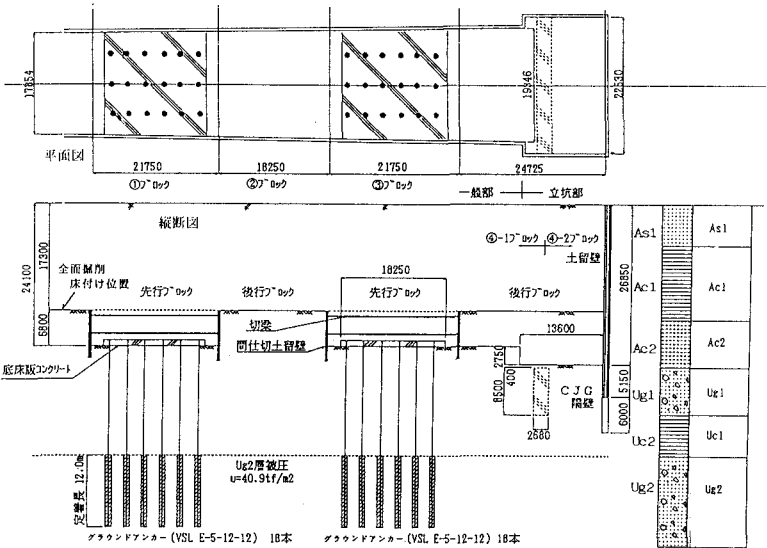
この対策工法の基本的な考え方は、次のとおりである。①U g 2層上に分布するU c 2層の層厚および強度に依存し、U g 2層上のU c



図－３ 盤ぶくれの有無の判定条件

表－１ 盤ぶくれの有無の判定結果

安全率 算定法	一般部、掘削深さ24.1m		立坑部、掘削深さ26.85m	
	安全率	不足力(tf/m)	安全率	不足力(tf/m)
①	0.87	5.25	0.76	9.92
②	1.05	6.03	0.90	12.14



図－４ 盤ぶくれ対策工法の施工手順

2層を含む土の重量が局部的に揚圧以下となる部分が発生したとしても、掘削領域全体としては揚圧に対抗するだけの土の重量が確保された状態を保ちながら分割施工を行う。②分割施工の先行ブロックの掘削が完了した後、このブロックに打設、緊張したグラウンドアンカーが、後行ブロック掘削時には、掘削領域全体で不足する揚圧に対する土荷重を補うように作用させる。

このような基本的な考え方に基づいた盤ぶくれ対策工法における技術課題は、次のような点である。

①Uc2層が、部分掘削時に発生する掘削領域内の土荷重の局部的なアンバランスを緩和し、掘削領域全体として揚圧に対抗できるようにする機能を発揮しうる能力を持ち、そのような機能を果たすかどうかを確認する。

②底盤コンクリートに頭部を固定し緊張したグラウンドアンカーが想定通りの機能を発揮するか、また、緊張時に定着部周辺の地山を破壊し、Uc2層の止水性を損なったり、機能が低下することが生じないかを確認する。

③施工的には、グラウンドアンカー周囲の止水性を確保し、地山の挙動を把握し、施工の安全性を確保できるような施工管理方法を実施する。

5. 地盤安定予測解析

4. で示した技術課題に対処するため、飯塚らによって開発された土と水の連成作用を考慮して掘削問題を解析できるFEM解析手法（プログラム名：DAC SAR）を用いた解析を実施した。この解析プログラムの詳細は、参考文献3）に譲る。解析モデルと解析ステップは、それぞれ図-5、図-6に示す。また、解析に入力したパラメータを、表-2に示す。解析は、主として掘削領域の縦断方向に対して行った。また、導入されるアンカー力の違いによる地盤の状況の相違を知るために、数種類のアンカー導入力を与えた解析を実施している。

解析の結果、得られた破壊要素発生状況と地盤のリバウンド量を、それぞれ図-7、図-8に示す。ここで、許容アンカー力とは、設置する予定の1本あたりのアンカーの許容引張力である。解析の結果を要約すれば、次のとおりである。①先行ブロック掘削中は地盤に破壊は発生していないが、後行ブロック掘削

時には、適切なアンカー力を導入しない場合Uc2層やAc2層に破壊が発生することがある。②通常掘削の底盤より下の地盤に発生するリバウンド量は、通常掘削完了時点で10cm～15cm程度、先行ブロック掘削完了時点における最終掘削底面位置のリバウンド量は18cm程度に達する。③後行ブロック掘削時の先行ブロック最終掘削底面位置の鉛直変位量は、導入するアンカー力の大小によ

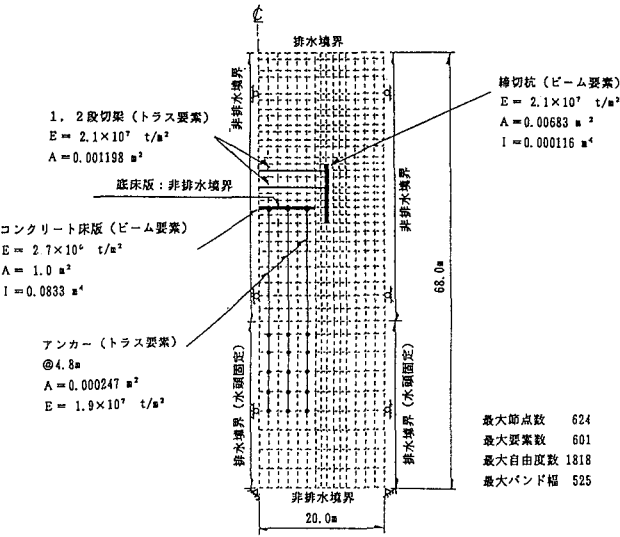
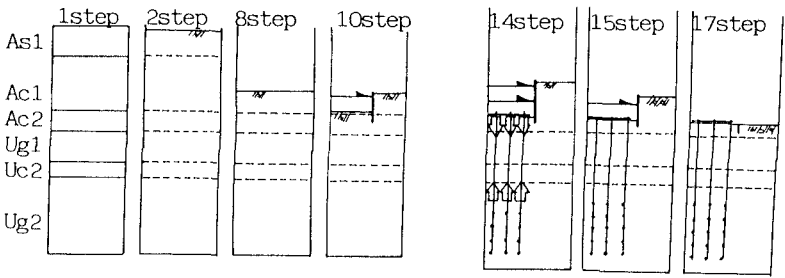


図-5 解析モデル

表-2 解析に入力したパラメータ

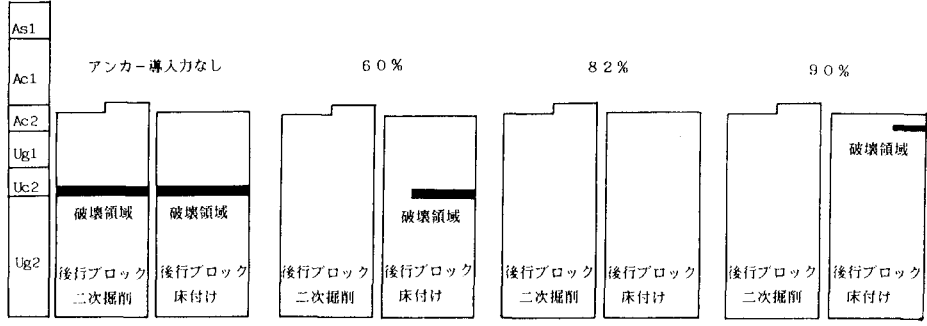
土層	単位重量 γ t/m ³	塑性指数 I_p	弾性係数 E tf/m ²	間隙比 e ₀	静止土圧係数 K ₁	過圧密比 λ	静止土圧係数 K ₀	圧縮指数 λ	塑性比 λ	境界状態定数 M	ゲイジ率 D	透水係数 K _{xy} m/day
F1	1.8		900	0.8	0.500		0.333					5.0
As1	1.8		2100	0.8	0.500		0.333					5.0
Ac1	1.6	60	1200	1.7	0.735	1.2	0.692	0.409	0.391	0.875	0.912	0.13890
Ac2	1.7	40	2400	1.15	0.764	1.8	0.608	0.378	0.256	0.875	1.022	0.10190
Ug1	2.0		24000	0.4	0.500		0.333					1.0
Uc2	1.9	25	3000	0.87	0.786	2.3	0.545	0.353	0.226	0.875	1.155	0.09156
Ug2	2.0		33000	0.4	0.500		0.333					10.0

って異なり、アンカー力を導入しない場合には、さらに約 8 cm の隆起が発生する。また、逆に、アンカー力を導入することによって、最終掘削底面位置の位置は沈下方向に変わり、アンカー導入力が許容アンカー力の 60～100% の範囲では、4～8 cm の沈下量に達



図ー 6 解析ステップ

することから、先行ブロック掘削時には Uc2 層は盤ぶくれ対策工法上期待したような挙動を示し、グラウンドアンカーについて

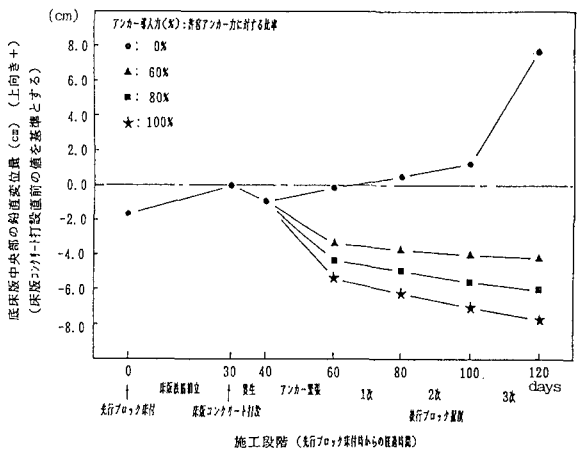


図ー 7 破壊要素発生状況

も期待した盤ぶくれ抑止効果が発揮されるが後行ブロック掘削時の Uc2 層や Ac2 層の安定性を確保し底盤コンクリートの施工高さを調節するためには導入アンカー力を適切に設定する必要があることが推定される。

6. 計測管理計画と緊急対策

5. で示した地盤の安定予測解析結果から、本工区で採用した分割施工とグラウンドアンカーを組合せた盤ぶくれ対策工法は、メカニズムとしては期待した効果を発揮することが判ったが、高水圧滞水層を掘削底面に抱え、不確定な要素を多く含む地盤そのものの特性に依存したこのような盤ぶ



図ー 8 地盤のリバウンド量

くれ対策工法を実施するにあたっては、施工管理、安全管理のために、間隙水圧計・層別沈下計・土留傾斜計・土留応力計等を設置して計測管理を行う必要がある。特に、盤ぶくれ現象の兆候を察知し止水層として

期待するUc2層に有害な状態が発生する可能性があるかを監視する方法として、図-9に示すような盤ぶくれの発生モードを想定し、これに対応する計測管理指標を設定し、計測管理を行うこととしている。一般に、数値化して設定する管理指標は施工管理上有益である反面、数値のみが先行してその数値の精度に対する認識が薄れがちになることから、ここでは、数値化した指標の状態を定性的な指標の変動傾向で補い、揚水試験の実施により再度地盤状態の確認を行う手順で、できるだけ確に地山の有害な兆候を把握するように計画している。さらに、非常時対策としては、この盤ぶくれ対策工法に対する一層の安全性を確保することを目的とし、いわゆるリリーフウェルを施工することとしている。このリリーフウェルは、必ずしもUg2層の水を揚水することを前提とせず、各施工段階の計測結果と管理の確実性等に応じて水压軽減に効果的な方策を講じようよう活用する予定である。

7. おわりに

野田阪神S
t工区では、
種々の施工条件から盤ぶくれ対策工法としてはあまり見ない分

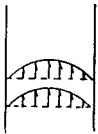
盤ぶくれ現象の想定モード等	状態判定管理指標	具体的な判定指標の判断ほか
①Uc2層の曲げ破壊 	○指標1 $\Delta d / t$: 全掘削時までの除荷重とリバウンド量の関係から外挿される各掘削段階 (t の時点) のリバウンド量をUc2層内の2測点間の相対変位表示したもの ○指標2 $\Delta d 1,2 / \Delta d 2,3$ (or $\Delta d 1,2 / \Delta d 1,3 \cdot \Delta d 2,3 / \Delta d 1,3$) : Uc2層内の3つの測点から形成される2区間の相対変位の比	・指標1 : 各掘削段階 (t の時点) で、予測された Δd よりも大きな相対変位が発生した場合、リバウンド以外の何らかの異常な変形が発生し始めたものと判定する。 ・指標2 : Uc2層が全体として均質な状態にあると考えた場合、この指標は一定値となるが、いずれかの測点区間でリバウンド相当を越えた異常な変位が発生した場合には、この指標が変動することから、何らかの異常を判定する。3つの指標は、異常の発生区間がUc2層の上部か下部の何れかを判定するために用いる。
②土留壁とUc2層の接続部のせん断破壊 	○指標 $\gamma = \Delta d / L$ (or $d i / L$) : Uc2層の土留壁との接続部の単純せん断ひずみに相当する $d i$: Uc2層内の測点iの変位量 Δd : Uc2層内の2測点の相対変位量 L : 土留壁と測点との離れ	・指標が設定された管理基準値を越えた場合、土留壁とUc2層の接続部の状態がクリティカルな状態にあると判断する。 管理基準値の設定にあたっては、Uc2層の破壊ひずみの不均一性、Lによる指標の平均化、相対変位を用いることによるひずみの平均化等を考慮する必要がある。
③Uc2層全体の隆起 	○管理指標に定量的な値を設定することは難しいが、①、②の盤ぶくれ現象想定モードに対する管理指標を適用することが可能。 指標1 $\Delta d / t$: Ug2層とUc2層下部の測点の想定変位に対して1の指標1と同じ方法を適用して得た各掘削段階 (t の時点) のリバウンド量 指標2 $\gamma = \Delta d / L$ (or $d i / L$) : 指標の意味、記号は、②の指標の場合と同じ	・指標1 : 判断、適用等の基本的な考え方は、①の指標1と同じ。 ・指標2 : 判断、適用等の基本的な考え方は、②の指標と同じ。
④その他 ①～④の想定モードに対する管理指標を補う、あるいは、①～④以外の想定モードに対応する。	指標1 : Uc2層の間隙水压の変動 指標2 : Ug1層の間隙水压の変動 指標3 : 掘削中央部と土留壁近傍部におけるUg2層とUc2層の測点間の相対変位の相違 指標4 : 各層別沈下測点の変位動向 ④はUc2層に、Uc2層に設置した間隙水压計では捉えきれないような同層の透水性を高めるような有害な現象が発生しているものと判断する。 ・指標3について : これは盤ぶくれ現象の想定モード①に対応する状況を確認する指標であり、相対変位の差が大きくなる場合には、想定モード①に類した盤ぶくれ現象が発生していることを示すと判断する。	・指標1と指標2について : 掘削部のUg1層に対する揚水試験を実施し、掘削初期の段階における指標1と指標2の状況の相違を調べる。 ・Ug1層の間隙水压変動に対するUc2層の間隙水压の反応速度が早くなっていれば、Uc2層に同層の透水性を高めるような何らかの有害な現象が発生しているものと判断する。また、揚水停止後のUg1層の間隙水压の回復速度が早くなっている場合には、土留壁あるいはUc2層に、Uc2層に設置した間隙水压計では捉えきれないような同層の透水性を高めるような有害な現象が発生しているものと判断する。

図-9 盤ぶくれ発生想定モードに対応した計測管理指標と管理への適用方法

割施工とグラウンドアンカーを組合せた対策工法を採用した。この工法は、今後都市部の厳しい制約条件下の盤ぶくれ対策工法として有効な手法と考えられる。現在、まだ掘削は初期の段階であるが、施工と地盤の挙動に注目し解析・検討の深度化を行い計測管理を徹底して慎重な施工を進めている。

8. 参考文献

1) 土木学会： トンネル標準示方書（開削編）・同解説
 2) 日本トンネル技術協会： 地中送電用深部立坑、洞道の調査・設計・施工・計測指針、昭和57年3月
 3) 飯塚 敦： 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究、1988年、京都大学博士論文