

投稿論文 (和文報告)

TECHNICAL
REPORT

明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎における 大深度掘削の計測結果とその評価

古屋信明*・辰巳正明**・斉藤哲男***・
山岡禮三****・崎本純治*****・伊藤政人*****

明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の施工において、内径80.6m、深さ64mの大規模・大深度の掘削工事が行われた。本工事は掘削面積・深度とも過去の実績を上回るため、500点以上の計測器を設置して、土留め壁および地盤挙動を常時監視するとともに、シミュレーション解析によって、安全性を予測・確認しつつ掘削を行った。その結果、掘削工事は計画どおり安全に終了した。本報告は、この工事における土留め壁および地盤挙動の計測結果と、シミュレーション解析によるその評価について述べるものである。

Key Words : deep excavation, cylindrical earth retaining, observational construction, simulation

1. はじめに

明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎にわたる又付地盤に至る掘削工は、

- ①過去のLNGタンクなどの掘削工の実績に比べ、深度で40%、直径で20%大きくなっており、今までに経験したことのない大規模大深度の地下連続壁による円形土留め内における掘削であった。
- ②掘削工程短縮のため、1掘削段階あたりの掘削深度を深くするとともに、連壁を補強するための側壁構築の方法を逆巻工法と順巻工法の併用とした。
- ③埋立地における掘削工事であるため、最終掘削床付面(TP-61m)に比べて地下水位(TP±0m)が非常に高く、また根入れ部地盤の軟岩の透水性がさほど低くなかったため、地下水圧による底面地盤の破壊が懸念された。

などの特徴を有する工事であった。そのため掘削にあたっては、計測管理により土留め壁および底面地盤の安全性を十分把握しつつ施工を行った。

本報告は計測データおよび解析によって明らかになった、大深度掘削時の土留め壁および地盤挙動について述べるものである。

2. 1Aアンカレイジ基礎の工事および 検討概要

(1) 工事概要

神戸市と淡路島の間で建設の進められている明石海峡大橋(図-1:中央支間1990m、橋長3910m)の4つの基礎のうち、神戸側アンカレイジ(以下1Aと呼ぶ)基礎は直径85m、深さ63.5mの円筒形で、世界最大級の橋梁基礎である。

1A基礎(図-2)は、海岸部の埋立て地に円形に築造された地下連続壁の内部を掘削しつつ、RC構造の側壁を打足し、底版コンクリートおよびRCC(Roller Compacted Concrete)による中詰めコンクリートを打設した後、頂版を施工することによって完成する。この施工法は、アンカレイジに作用する115,000tfのケーブル水平張力に抵抗するために必要な大面積の基礎を、現地の地質条件から大深度まで下げなければならないという技術的条件から決定されたものである。写真-1に内部地盤の掘削状況を示す。

(2) 地質概要

1A掘削地点の地質縦断面図を図-3に示す。TP-50m付近までの沖積~上部洪積層は粒度分布のよい砂礫層であり、その下部に同じく砂礫を中心とする薄層の明石層が位置する。TP-55m付近からTP-180m付近まで神戸層が続き、明石海峡付近の基盤である花崗岩に至る。1A基礎の支持地盤である神戸層は、砂岩・泥岩を主体とする第三紀堆積軟岩であり、頻繁な互層を成している。

(3) 土留め壁の設計

1A基礎の土留め壁は、壁厚2.2m、壁長75.5m(下端深さTP-73.0m)の地下連続壁と、後打ちの側壁(厚さ2.0m)とから成る。土留め壁の設計は、等圧(軸対称荷重:土圧・水圧)に対する計算と偏圧(非軸対称荷

* 正会員 本州四国連絡橋公社 垂水工事事務所副所長
(前第一工事長)(〒655 神戸市垂水区平磯1-1-66)

** 正会員 本州四国連絡橋公社 垂水工事事務所所長

*** 正会員 本州四国連絡橋公社 垂水工事事務所 第一工事工事代理

**** 正会員 大林・清水・飛鳥・東亜・不動共同企業体 明石海峡大橋1A下部工工事事務所所長

***** 正会員 (株)大林組技術研究所 主任研究員

***** 正会員 (株)大林組技術研究所 研究員

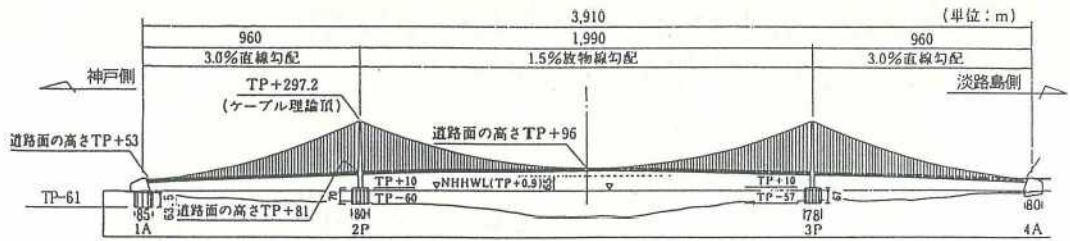


図-1 明石海峡大橋一般図



写真-1 掘削状況



図-2 1A アンカレイジ全体図

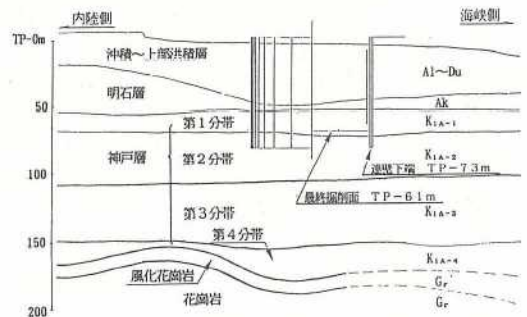


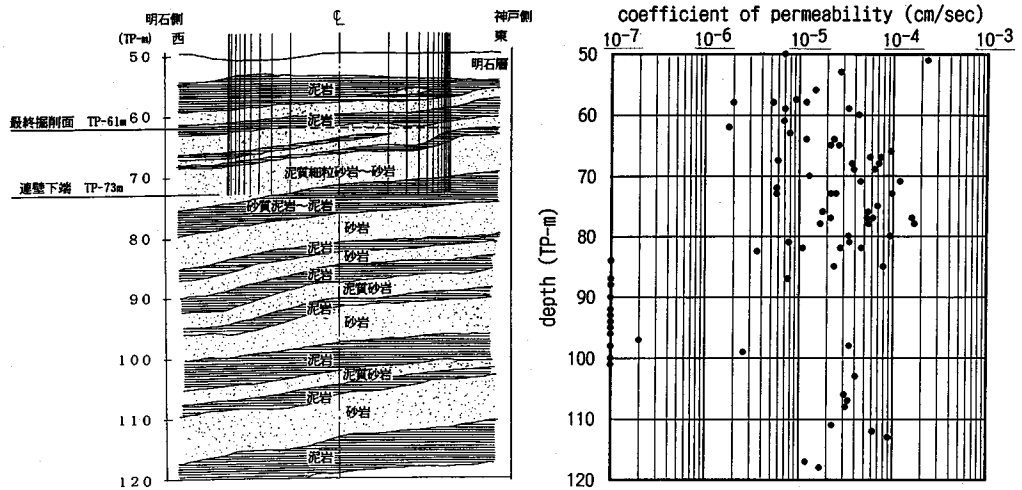
図-3 地質縦断面図

(4) 底面地盤の安定性検討

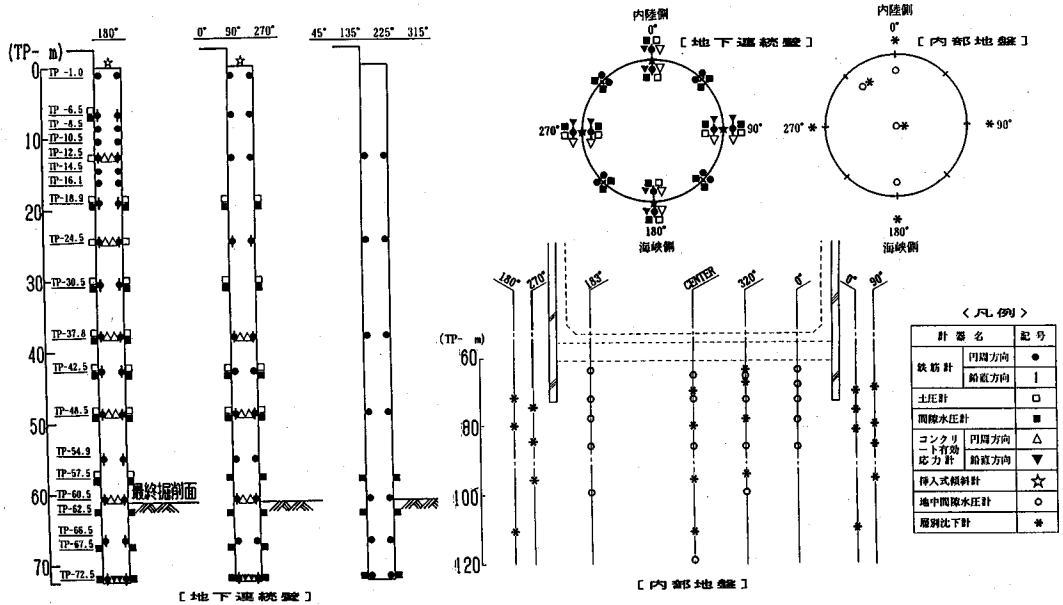
図-4 に、底面付近の地質状況と現場透水試験 (単孔式・回復法) によって求められた透水係数の分布を示す。TP-70 m~80 m の根入れ部付近の透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ cm/sec とやや透水性が低いものの、地下水位が TP±0.0 m と高いことから浸透圧による底面地盤の破壊が懸念された。TP-85 m~100 m 付近は 10^{-7} cm/sec 以下の不透水層とみなすことができるが、連壁先端をこの層まで根入れさせることは連壁の施工性・工期の面から不利であるため、ディープウェルによる水圧低下工法を採用して地盤の安定を図ることとした。

その安定検討に際しては、神戸層の層序の連続性や亀裂の状態が不明確であったため、神戸層に不透水層が介

重：偏土圧・偏水圧・地震時土圧) に対する計算の 2 種類行い、それぞれの荷重によって発生した応力が所定の値を満足するように行った。土留め壁の設計と施工は文献^{1), 2)}を参照されたい。



図—4 底面付近地質状況および透水係数



図—5 計器位置図

在する場合の盤ぶくれと不透水層がない場合のハイドロフラクチャリングの2つの破壊形態について検討を行った。スーパーコンピュータを用いた3次元FEM応力浸透連成解析によって検討した結果、ディープウェル4本で間隙水圧を低下させることにより、両破壊に対する安全性が確保できるという結論が得られた。

3. 土留め計測管理システム

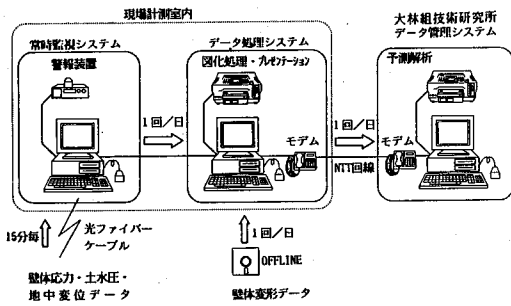
(1) 計測項目

本掘削工においては、

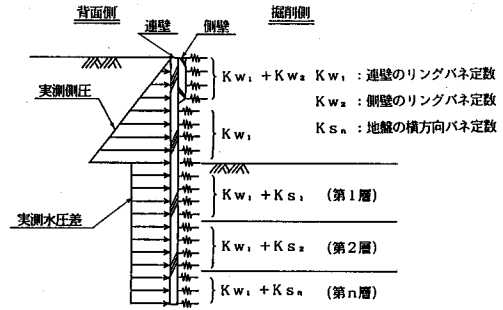
- 地下連続壁の安全管理
- 底部地盤の安全管理

表—1 計測項目一覧表

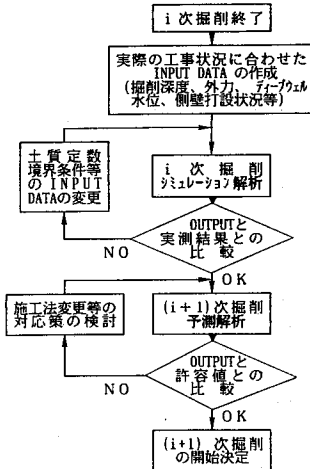
計測目的	計測対象	計測項目	計器名	測点数	
地下連続壁の安全管理	地下連続壁	コンクリート応力(円周・鉛直方向)	有効応力計	36	
		鉄筋応力(円周・鉛直方向)	鉄筋計	224	
		側圧	土圧計	40	
		間隙水圧	間隙水圧計	91	
		壁体変形	挿入式傾斜計	4	
		壁体頭部変位	光波測距計	8	
内部掘削地盤の安全管理	内部地盤及び外部地盤	地中間隙水圧	間隙水圧計	22	
	内部地盤	鉛直方向変位	層別沈下計	19	
側壁打設時の温度応力の確認	側壁	ディープウェル	ディープウェル内水位	間隙水圧計	4
		コンクリート応力	有効応力計	5	
		水和熱	熱電対	35	



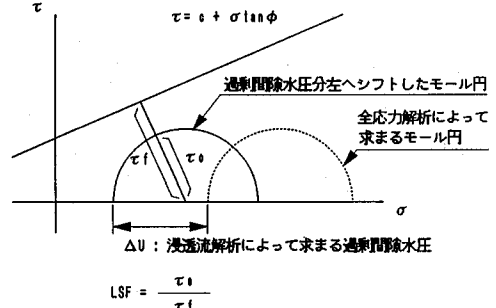
図—6 計測システム



図—8 2次元骨組構造解析モデル



図—7 次段階掘削予測管理フロー



図—9 局所安全率の算出方法

(3) 計測管理方法

計測管理は、日常的に計測結果と事前に設定した管理値とを比較して安全性を確認する日常管理とともに、次段階掘削予測管理を行った。次段階掘削予測管理は図7のフローに示すように、現段階の挙動を逆解析し、その定数を用いた予測解析結果により次段階以降の安全性を判断する手法である。

a) 土留め壁に関する管理

土留め壁に関する管理は、設計上クリティカルとなった円周方向コンクリート圧縮応力度および鉛直方向鉄筋引張応力度がそれぞれの許容応力度以下となるよう管理した。解析手法は、土留めが円形であることをリングバネとして考慮した2次元骨組構造解析モデル(図8)を用いた。

b) 底面地盤に関する管理

底面地盤に関する管理は、掘削中の間隙水圧の計測結果を3次元FEM浸透流解析を用いてシミュレーションすることにより、神戸層の透水性をより正確に把握した後、盤ぶくれのないはイドロフラクチャリングに対する管理を行った。

盤ぶくれに対しては、浸透流解析によって得られる間隙水圧(揚圧力)が地盤の重量の1/1.2以下(安全率1.2)になるように管理した。1.2という安全率は構造物の重要性、ウェルのききかたのばらつきなどを考慮して大きめに設定した。イドロフラクチャリングに対する安全性は地盤の応力状態を図9に示す局所安全率によって評価した。この局所安全率は軸対称FEM応力変形解

の2つを主目的に、壁体および地盤の挙動の計測を実施した。これらの計測結果をもとに次段階の応力や挙動を予測し、施工の安全性を確保した。また上記目的の他、コンクリート打設に伴う温度応力の確認のための計測も同時に実施した。表1に本掘削工事における計測項目の一覧表を示し、図5に計器位置図を示す。

(2) 計測システム

計測システムは図6に示すように、常時監視用システム、データ処理システム、およびデータ管理システムよりなっており、それぞれパソコンとその周辺機器で構成した。

計測データは、自動多点切替器・自動測定器から光ファイバケーブルを通じて常時監視用システムに15分毎に自動入力され、あらかじめ設定された管理値との比較により警報装置が作動するようになっている。

また常時監視用システムから1日1回、データ処理システムにデータを転送し、計測管理やプレゼンテーション用の図化処理を行った。さらにデータ処理システムからは大林組技術研究所(東京都清瀬市)に設置したデータ管理システムに1日1回NTT回線を通じてデータを転送し、技術支援部門においても現場と同時に最新データを用いた管理が行えるようにした。

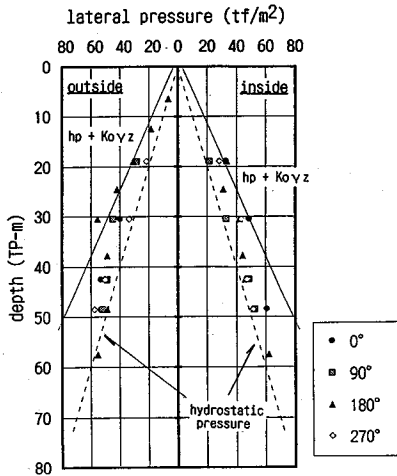


図-10 初期側圧

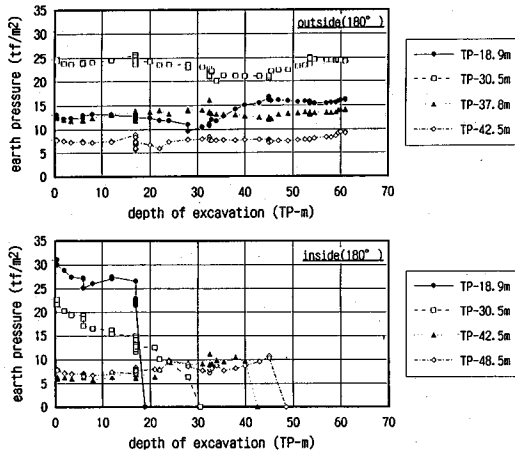


図-11 掘削深度～土圧

析(全応力解析)による応力円を, 浸透流解析によって求まる過剰間隙水圧分左へシフトさせ, その円の破壊線への接近度を表すものである。事前検討で行った3次元の連成解析(有効応力解析)は, 計算に膨大な時間を要するため, 計測結果を解析に反映させにくく, 管理に用いるには不適當であった。そこで, 基本設計で用いられた手法である上述の計算方法で管理を行った。

4. 土留め壁に関する計測結果とその考察

(1) 土留め壁に作用する土圧・水圧

図-10に, 掘削開始前の土留め壁に作用していた側圧(土圧+水圧)の分布を示す。図には, 静水圧のみと静水圧+静止土圧($K_0=0.5$)を示してある。実測の土圧係数は設計値である0.5の約半分の0.27程度であった。神戸層(TP-55m以深)の土圧は, 設計上0と仮定していたが, 実際の土圧はTP-30m付近より減少しはじめ, TP-60m付近以深の土圧はほぼ0(静水圧のみ)とみなすことができ, その仮定は妥当であったと

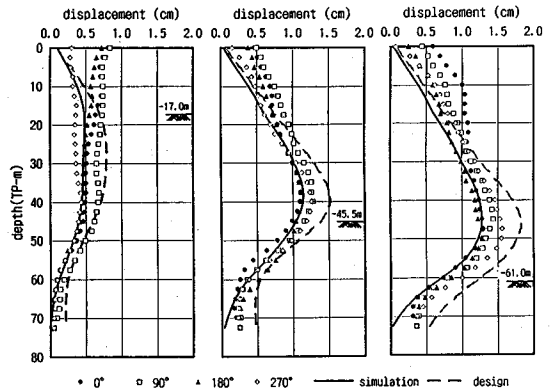


図-12 土留め壁の変形

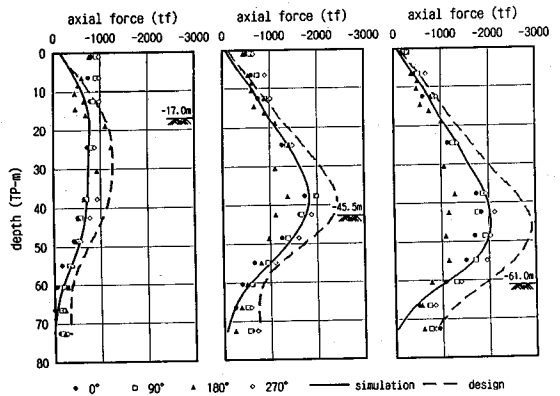


図-13 円周方向軸力

考えられる。

図-11に掘削に伴う土圧の変化を示す。土圧は側圧から間隙水圧を差し引いて求めた。外側の土圧は壁の変形が小さかったため, 掘削全期間を通じてその変化は小さかった。内側の土圧は, 掘削に伴う土被り圧の減少による土圧の減少と, 壁の変形に起因する地盤反力の増加が同時に起こっているものと考えられ, その変化は複雑な動きとなっている。

(2) 土留め壁の変形および円周方向軸力

図-12, 図-13に1次掘削(掘削深度TP-17m), 3次掘削(同TP-45.5m), 最終掘削(同TP-61m), における土留め壁の変位と円周方向軸力分布を示す。(掘削状況などは図-16参照)。図中, 土留め壁の設計値を点線で示してある。

土留め壁の変位は挿入式傾斜計から求めた変位に壁下端の変位をプラスして算出した。壁下端の変位はその位置に設置した円周方向鉄筋から求まる円周方向軸力より算出した。こうして算出した変位の精度は, 軸力から算出される下端変位のばらつきが1~2mm程度であることより, 十分な精度であると判断した。円周方向軸力は, 鉄筋とコンクリートの弾性係数比($n = E_s/E_c$)を7として求めた。 n は同一位置に設置した鉄筋計とコンク

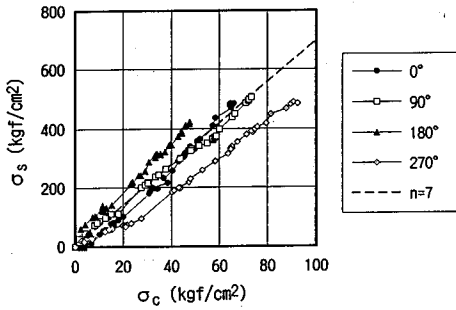


図-14 σ_c と σ_s 相関図

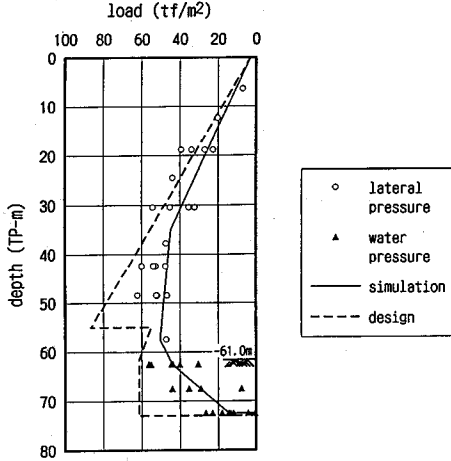


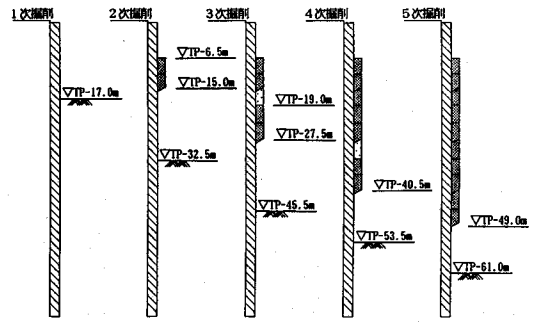
図-15 壁体に作用する荷重 (最終掘削時)

リート有効応力計の計測値の相関を図-14に示すようにとり、その比 (σ_s/σ_c) より決定した。

壁の最大変位は最終掘削時で発生し、設計値が1.8 cmであったのに対し、実測値は1.2~1.5 cm程度であった。また同様に円周方向軸力の最大値も最終掘削時で発生し、その値は約2000 tf/m程度、コンクリート圧縮応力度にして90 kgf/cm²程度であった。(設計最大軸力は約3000 tf/m, 同応力度135 kgf/cm²)。

このように、壁の変位および円周方向軸力の最大値が設計値の2/3程度にとどまったのは、土留め壁に作用する外力が設計値よりも小さかったことが主要因と考えられる。設計に用いた壁に作用する外力とそれに対応する実測値を図-15に示す。外力の実測値が設計値よりも小さかった理由として、土圧係数が小さいこと(特にTP-30 m以深)、ディープウェルによる内部排水の影響が外側に及んだため連壁下端付近の内外の水圧差が小さくなったことが挙げられる。

図-12, 図-13には、予測管理に用いたシミュレーション計算結果も実線で示している。計算には、図-15に実線で示すような実際の外力に見合った荷重を設定しており、掘削深度と側壁の施工状況(図-16)を実際の工事に合わせてある。地盤定数(表-2)は、神戸層の



※ ①印ロットは打設後十分な時間が経過していないため強度未発現であるとし解析上考慮していない。

図-16 掘削深度と側壁施工状況

表-2 入力定数一覧表

深さ (TP-m)	土質	γ (t/m ³)	ϕ (°)	C (t/m ²)	地盤定数のk _H (kgf/cm ²)	設計時のk _H (kgf/cm ²)
2.5	A	1.90	25	0	0.1	0.1
6.0	B	1.90	25	0	0.1	0.1
20.0	A1	0.96	30	0	0.4	0.4
45.0	Dq	0.96	30	0	0.6	0.6
55.0	Ak	1.15	35	5	3.4	3.4
63.0	K1	1.25	25	30	11.4	5.7

側壁の①~⑩は打設順序を示す

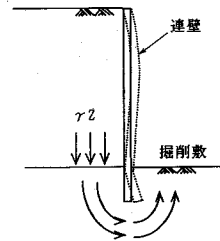
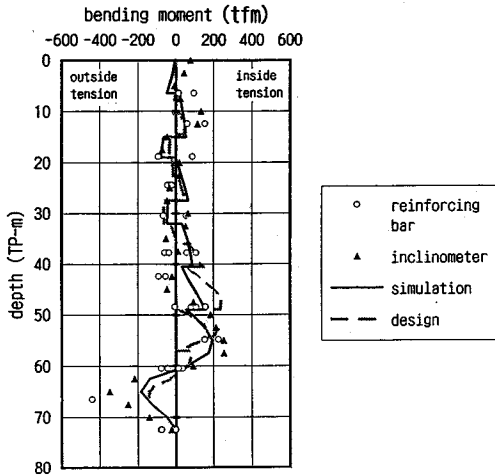


図-17 土留め壁下端の変形模式図

地盤反力係数を設計時の2倍にして行った。神戸層の k_H のみを変更させたのは他層の k_H はリングバネ k_R に比べて小さいため、その影響が少ないと判断したからである。神戸層の k_H を大きめに評価することにより、計算結果を全体的によく実測値に一致させることができた。

しかし、壁下端部分が掘削が進むにつれ内側へは出している現象はあまり一致していない。この現象は図-17に示すように地盤のまわりこみや地下水の移動による浸透圧の影響であると考えられる。骨組構造解析でこの現象を表現するためには、この現象に起因する荷重を考慮しなければならないと考えている。



図一18 鉛直方向曲げモーメント

(3) 鉛直方向曲げモーメント

図一18に最終掘削時の鉛直方向曲げモーメントの実測値，設計値および前節における計算値を示す。図中○プロットは壁内外の鉄筋計の読み値から全断面有効として算出したものであり，▲プロットは挿入式傾斜計による変位のデータ（180°方向の値）を2回微分してEIを乗じて求めたものである。

実測値は，掘削直下の位置で外側引張の曲げモーメントが設計値を大きく上回った。これは根入れ部の神戸層が硬く壁体の内側への変形を拘束したことに加え，連壁下端部が内側へはね出したことにより，外側引張の曲率が大きくなったためと考えられる。計算値も連壁下端のはね出しを考慮できていないため，この部分は一致していない。

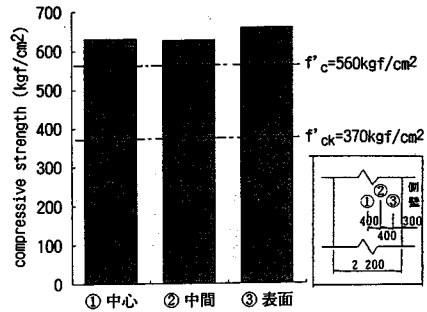
曲げモーメントは設計値を上回っていたが，管理対象としていた鉛直方向鉄筋の引張応力度は最大でも400 kgf/cm²程度と十分管理値以内であった。これはコンクリート断面が全断面有効の領域であったことを示すものである。コンクリートは配合強度560 kgf/cm²という高強度のものをを用いており，実際の圧縮強度も図一19に示すように，600 kgf/cm²以上であった。これより引張強度は60 kgf/cm²程度と推測され，400 kgf/cm²/7 (= E_s/E_c)=57 kgf/cm²の引張応力に抵抗できたものと考えられる。

5. 底面地盤の安定性に関する計測結果とその考察

(1) 地盤の間隙水圧および揚水量

図一20に，1次，3次，最終掘削時の壁面および地盤中の間隙水圧の計測結果を示す。

ディープウェルの内部排水により，連壁内側の水圧は低下しており，外側の水圧も連壁下端からTP-55 m



図一19 コア圧縮強度 (TP-52.5 m)

付近までその影響により低下している。TP-55 m 以浅の外側の水圧には排水の影響がおよんでおらず，ほぼ静水圧を示している。埋立地の施工であり，土留め壁と海との距離が約20 mと近接しているにもかかわらず，水圧が連壁下端（TP-73 m）付近を中心に非常に敏感に低下したのは，神戸層上部に海水の流入を遮断する透水性の低い層が発達していたこと，その下部は比較的水圧の抜け易い地盤であったことによるものと思われる。

図一21にディープウェル4本による揚水量の経時変化図を示す。この値は降雨や土留め壁のクラックからの漏水，ボーリング孔からの自噴水なども含んだ値である。4次掘削終了後それらの量を測定したところ，土留め壁からの水量は約90 m³/day，自噴水量は約40 m³/dayであり，全体の約6割を占めていた。よって，連壁下端からのまわりこみ水量は図に示すものの半分程度であつたろうと推量している。揚水量がこのように少なかったのは，TP-55 m 付近の透水性が低かったことに加え，その下部の透水係数も10⁻⁴cm/secとやや透水性の低い層であったためと考えている。

(2) 盤ぶくれ

図一20には3次元FEM浸透流解析による計算結果も実線で示してある。解析メッシュ図および地盤の透水係数は図一22に示すとおりである。神戸層のうち上部（TP-55 m～73 m）の透水係数を10⁻⁶cm/sec，その下部（TP-73 m～85 m）を10⁻⁴cm/secに設定することにより，上記に示す間隙水圧の挙動を比較的良好にシミュレーションすることができた。解析によって得られた最終掘削時における全水頭コンター図を図一23に示す。

解析により，神戸層上部に不透水層の存在することが予測されたので，底面地盤の安全管理は盤ぶくれに対する管理を重点的に行った。その結果，最終掘削時においてディープウェルの水位をTP-81 mに設定することにより，透水層の間隙水圧を盤ぶくれに対して安全な値まで低下させることができた。

事前の地盤調査においては神戸層上部には明確な不透水層の存在は認められなかった（図-4参照）。しかしこれは神戸層が頻繁な泥岩と砂岩の互層であったため

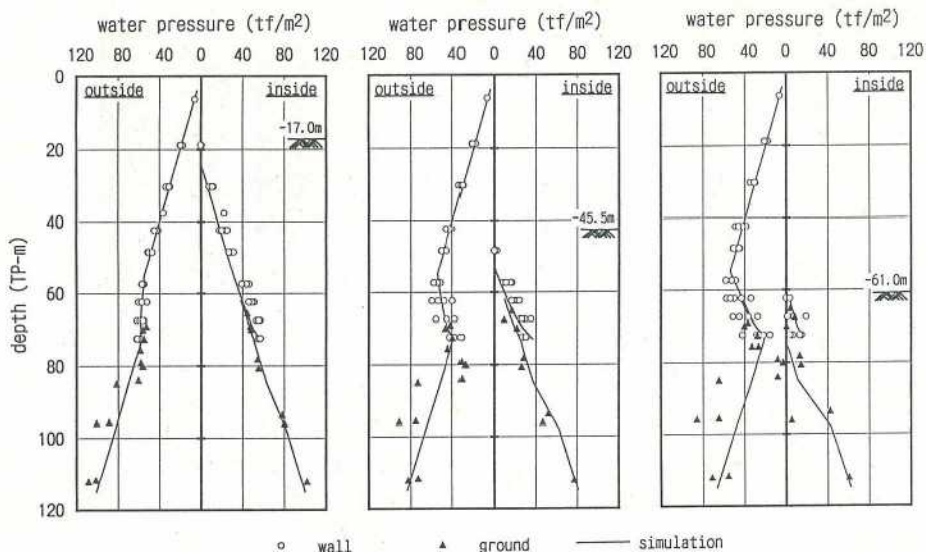


図-20 間隙水圧分布

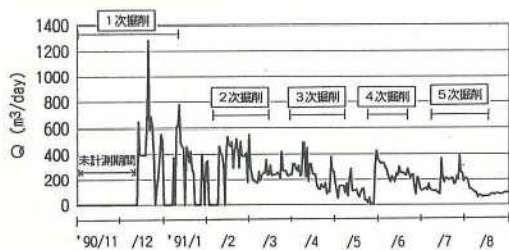


図-21 揚水量経時変化

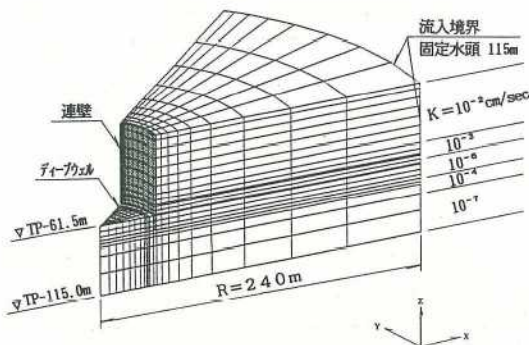


図-22 3次元FEM浸透流解析メッシュ図

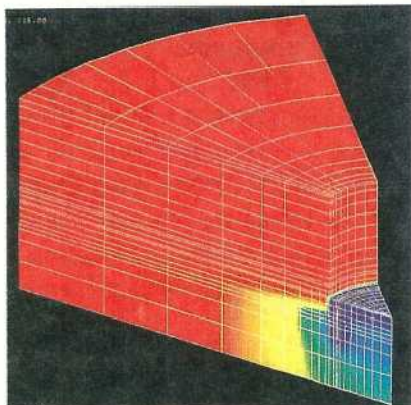
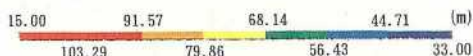


図-23 全水頭コンター図 (最終掘削時)

に、単孔式の透水係数試験法の結果が優越水層（透水係数大）の値に支配されたからではないかと推測できる。

(3) ハイドロフラクチャリング

底面地盤の安定管理はおもに盤ぶくれに対して行ったが、ハイドロフラクチャリングに対する管理も底面地盤のリバウンド量を軸対称FEM応力変形解析によりシミュレーション解析し、地盤内の応力状態を局所安全率によって評価することによって行った。

図-24に、基礎中心および土留め壁から10mの地点(0°, 183°, 320°)における底面地盤(TP-65m付近)の鉛直変位と掘削深度の関係を示す。最終掘削時における底面の鉛直変位は、掘削中央で約2cm程度であったが、掘削深度がTP-40~50mに達するまでほとんど底面地盤の変位は生じておらず、最終掘削段階において急激に増加している。これは掘削による土砂重量の減少が地盤内の応力除荷に及ぼす影響範囲が限られているためと考えられる。図-25に最終掘削時におけるリバウンド量の深度分布図を示す。TP-61mまで掘削した時点でもTP-85m以深にはその影響がほとんどおよんでおらず、リバウンドの影響深さは20m程度であった。

図-24, 図-25には軸対称FEM応力変形解析によ

る計算結果も示してある。解析では地盤を線形弾性体としており、そのメッシュ図および地盤定数は図-26に示してある。計算結果は神戸層の弾性係数を設計時に用いた値とその3倍とした2ケースを表示しており、3倍

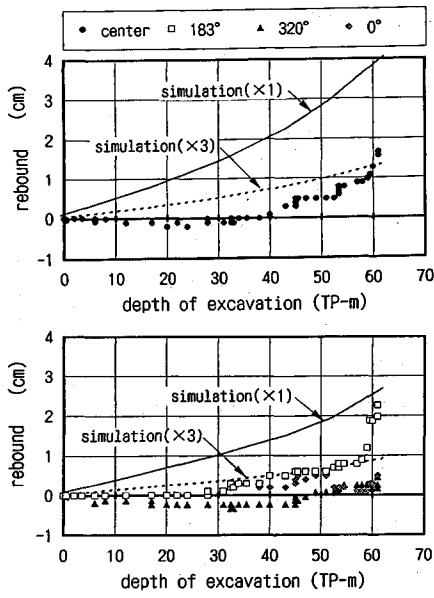


図-24 掘削深度～底面地盤変位

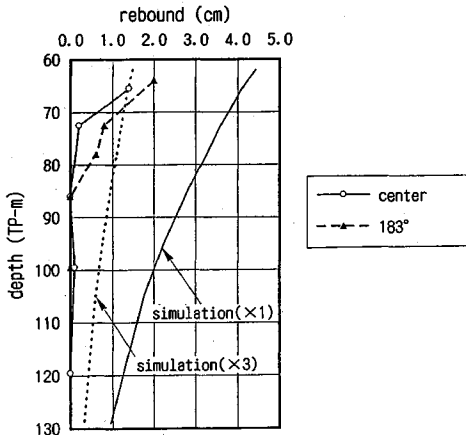
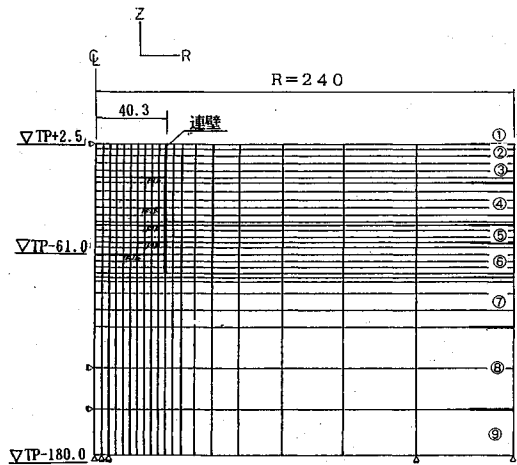


図-25 底面地盤変位鉛直分布 (最終掘削時)

としたケースの方が比較的実測値に近い。その理由として、弾性係数を求めたひずみレベルの差が挙げられる。設計値の弾性係数は三軸圧縮試験および孔内水平載荷試験から得られた値であり、そのひずみレベルは0.1～数%程度である。一方、現実のひずみレベルは0.01～0.1%程度と小さいため、弾性係数は大きめに設定した方が実測値に近いものと考えられる。

しかし、図-24に示す変位の増加過程や図-25における深度分布は実測と計算ではかなり違っている。これは土砂重量の減少が地盤応力に及ぼす範囲が限られていることを連続体モデルであるFEM解析では表現しにくいためであると思われる。またディープウェルの水圧低下により、土の有効重量が増したことによる沈下の影響を解析に考慮していないこともこの理由に挙げられる。



No	TP- (m)	記号	E (tf/m ²)	ν	γ' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
①	+2.5	B	2.0×10^3	0.30	1.90	0	25
②	0.0	B'	2.0×10^3	0.03	0.09	0	25
③	4.0	A ϕ	8.4×10^3	0.38	0.96	0	30
④	20.0	Dg	1.1×10^4	0.38	0.96	0	30
⑤	45.0	Ak	4.6×10^4	0.33	1.15	5	35
⑥	55.0	K ₁	6.6×10^4	0.35	1.25	30	25
⑦	75.0	K ₂	8.3×10^4	0.30	1.23	40	30
⑧	105.0	K ₃	8.2×10^4	0.31	1.27	20	35
⑨	115.0						
	180.0	K ₄	8.9×10^4	0.37	1.14	30	35

図-26 軸対称FEM解析メッシュ図および地盤定数

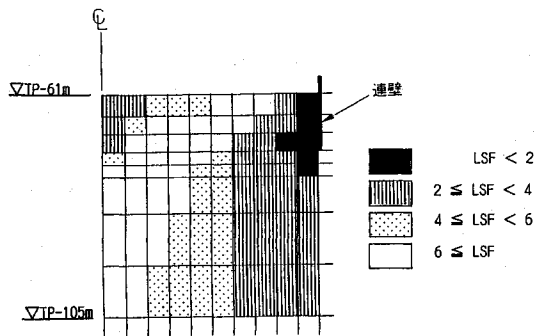


図-27 局所安全率分布

ハイドロフラクチャリングに対する管理には安全側の評価となる設計時の弾性係数に基づいた計算結果を用いた。図-27に最終掘削時における局所安全率分布を示す。連壁付近および掘削面付近の安全率は小さいが、最小安全率は1.24、連壁近傍の安全率の平均は2.14であり、ハイドロフラクチャリングに対しても安全であると判断した。

6. おわりに

本掘削工は前例のない大規模な工事であったため、十分な計測管理と解析を行いつつ、安全に掘削を完了した。今回の計測結果をまとめると以下ようになる。

- ①連壁に作用する側圧は土圧係数が小さかったこと、揚水の影響が外部におよんだため壁に作用する水圧が小さかったこと、などの要因により、設計時に想定した側圧よりも小さかった。
- ②円周方向応力度および連壁変位の最大値は、連壁に作用する側圧が小さかったため、設計値の 2/3 程度であった。
- ③鉛直方向曲げモーメントは根入れ部の内側へのはね出しにより、外側引張のモーメントが卓越し、一部設計値を上回った。しかし、全般的にコンクリート応力が全断面有効の領域であったため、鉄筋応力度は管理値以内であった。
- ④連壁の根入れは完全な不透水層に達しておらず、ディープウェル 4 本で排水・水圧低下を行って、掘削を進めた。その結果、海岸に隣接した工事であったにもかかわらず、底面地盤の水圧は敏感に低下し、かつ揚水量は少なく盤ぶくれに対しても所定の水圧低下

を行うことができた。これは神戸層上部に透水性の低い層があって、海水の流入を遮断したこと、その下部も透水層とはいえ透水性がやや低めであったことが要因と考える。

- ⑤ハイドロフラクチャリングに対しては、局所安全率の分布により安全性を確認した。しかしこの掘削挙動を今回の FEM 解析ではうまくシミュレートすることはできておらず、こうした手法で底面地盤の安定性を管理するためには掘削挙動をよりの確に表現できる解析手法の確立が必要であろう。

本掘削工において得られた数々のデータが今後ますます盛んになるであろう大深度地下開発における掘削挙動の予測の一助となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 加島聰・佐野幸洋・古屋信明・山岡禮三：明石海峡大橋 1A アンカレイジにおける大壁厚土留めの設計と施工，土木学会論文集，No. 444，VI-16，pp. 87~96，1992. 3.
- 2) 山岡禮三・船越敦・古屋信明：明石海峡大橋 1A 下部工の施工，長大橋下部工の施工技術，土木学会土木施工研究委員会，1991 年 6 月。

(1992. 7. 28 受付)

RESULTS OF OBSERVATION AND SIMULATION OF DEEP EXCAVATION FOR THE FOUNDATION 1A ANCHORAGE OF AKASHI-KAIKYO BRIDGE

Nobuaki FURUYA, Masaaki TATSUMI, Tetsuo SAITO,
Reizo YAMAOKA, Junji SAKIMOTO and Masato ITO

Excavation for the foundation of 1A anchorage of AKASHI-KAIKYO BRIDGE was finished in August 1991. This excavation had large depth and scale : 64 m depth and 80.6 m inner-diameter, which we had not experienced before. And, there was also some concern about bottom ground failure due to the ground water, because the ground water level was very high and the bottom ground was soft rock whose permeability was not so low.

Accordingly, we observed behavior of the retaining wall as well as condition of the bottom ground and estimated them by simulation analyses in order to predict and confirm stability of them during the excavation. We thus finished it in safety. This paper describes results of observation of the retaining wall and the bottom ground and simulation analyses in this excavation work.