

## 大規模アンカレイジの施工

### (直切り鉄筋補強土工法およびコンクリート躯体の挙動計測)

### Construction of Large Scale Anchorage

### (Monitoring of Behavior in Steel Bar Reinforced Earth and Concrete Structure)

佐藤 靖彦\*  
Yasuhiko Sato

高田 渉太郎\*  
Shotaro Takata

浅井 功\*\*  
Isao Asai

熊谷 健洋\*\*  
Takehiro Kumagae

金村 博文\*\*\*  
Hirohumi Kanamura

大西 英之\*\*\*  
Hideyuki Onishi

#### 要 約

来島大橋下部工大島工事においては大型吊橋のアンカレイジ（1A）や主塔基礎（2P）などを施工した。1Aアンカレイジの施工では、地山掘削に際して掘削土量を最小限とするため直切り鉄筋補強土工法が採用され、躯体コンクリート工に関しては、大型構造物のためマスコンクリートとなることからコンクリート温度ひび割れ対策を検討した。両者とも慎重な施工を必要としたため、施工中は詳細な計測工を実施し、管理を行った。本報では、計測結果を基に施工中における鉄筋補強土壁およびコンクリート躯体の挙動について述べるとともに、解析値と比較し考察を加えた。

#### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 直切り鉄筋補強土工法による山留壁の挙動計測
- § 4. コンクリート躯体の挙動計測
- § 5. あとがき

## § 1. はじめに

来島大橋は、本州四国連絡橋西瀬戸自動車道（尾道今治ルート）の中で、大島～今治間約4kmの来島海峡に架

かる3連吊橋である。当該工事は、来島第一大橋下部工のうち大島側に位置する1A陸上アンカレイジ、P1橋脚、2P海上主塔基礎および下田水高架橋を構築するものである。

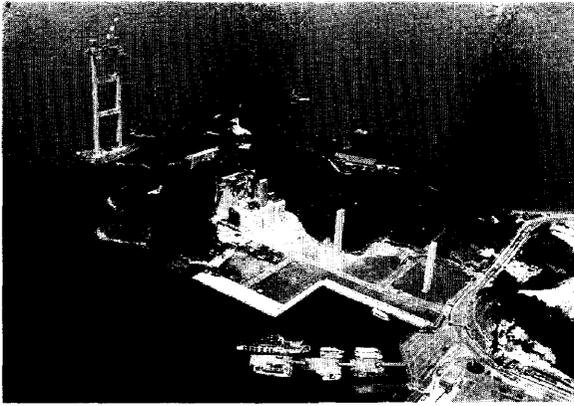
1Aアンカレイジ躯体は体積約35,000m<sup>3</sup>と大型構造物である。このため、構造物構築に伴う岩盤地山の掘削土量も多量となり、掘削土量を最小限に抑えるため、直切り鉄筋補強土工法が採用された。施工中の地山崩落等に対する安全性確保を目的として、補強土壁の挙動計測を実施した。

構造物本体についてはマスコンクリートとなることから、事前に発生する温度・応力を予測し、温度ひび割れ対策を計画した。コンクリート打設時には温度・応力等について計測して温度ひび割れ管理を行い、ひび割れ対策の効果を確認した。

\* 技術研究所地質研究課

\*\* 技術研究所土木技術課

\*\*\* 四国(支)来島大橋(出)



写真一 下部工完成後の全景

本報は、1Aアンカレイジにおける鉄筋補強土壁およびコンクリート躯体の施工中に実施した挙動計測結果ならびに計測値と予測解析値との比較検討結果について報告する。

## § 2. 工事概要

工事件名：来島大橋下部工大島工事

企業先：本州四国連絡橋公団第三建設局

工事場所：愛媛県越智郡吉海町大字椋名

1A：構造物掘削工 約22,000m<sup>3</sup>

コンクリート工 約34,800m<sup>3</sup>

PCパネル 約 2,100m<sup>2</sup>

工 期：平成4年10月1日～平成8年6月30日

写真一に下部工完成後の全景を示す。写真に見える構造物は島の左側から順に2P、P1、1Aおよび高架橋である。

1Aアンカレイジは、幅39m×長さ43m×高さ34mのコンクリート構造物である。アンカレイジの形状を図一1に示す。1Aの施工は以下の順で行われた。

### ①山留工

前面の山側は鉄筋地山補強土工法により高さ13mの直切り掘削（勾配1:0.02）・山留めをする。

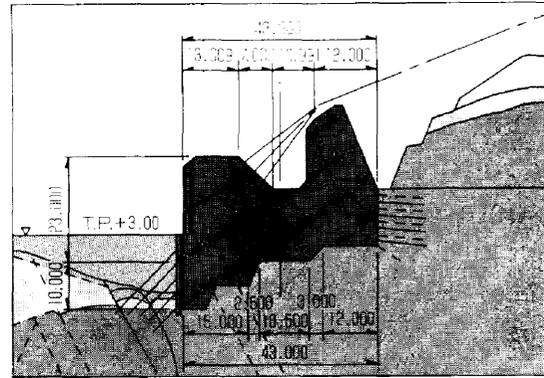
### ②基礎掘削工

平坦部のTP+3.0m以下の掘削は、鋼管矢板・アースアンカーによる土留工を施工して、基盤面であるC<sub>M</sub>級岩盤までの最深15.5mまで行った。

### ③コンクリート工

岩盤清掃後、TP-13～-8mの置換コンクリートを打設し、TP-8m以上の躯体コンクリートは、マスコンクリートとなるため、4ブロックに分けて順次打設した。

### ④アンカーフレーム設置・コンクリート工完了



図一 1A基礎形状

ケーブルアンカーフレームを設置後、順次コンクリートを打設し、TP+31mまで躯体を構築した。

## § 3. 直切り鉄筋補強土工法による山留壁の挙動計測

### 3-1 地質概要

地山の地質は風化花崗岩からなり、表層付近はまさ土化しているが、深部に向かって風化は少なく新鮮になっていく傾向にある。岩盤等級でいうと法面部では表層から順にD<sub>L</sub>、D<sub>M</sub>、D<sub>H</sub>、C<sub>L</sub>級となり、直切り部ではC<sub>L</sub>、C<sub>M</sub>級が現れる。風化による亀裂が多数存在するが、断層・破碎帯は存在しない。

### 3-2 施工方法

当該工事における鉄筋補強土工法の施工方法は、1ステップ高さ1.5mで掘削し、コンクリート吹付け、ロックボルト打設を繰り返しながら高さ13mまで掘り下げた。掘削には、大型油圧ブレーカとリッパ付きブルドーザを使用した。また、ロックボルトは長さ5～10mのD25（SD345）鉄筋を使用し、鉛直1.5m、水平2.0mピッチで配置した。

### 3-3 山留計測

#### (1) 計測方法

本計測工では、高さ13mの山留壁と背面地山の变形挙動を捉えるため、挿入式傾斜計、地中水平変位計およびロックボルト軸力計を設置した。さらに、掘削壁面全体にわたる変形状を把握するため、多点式自動光波測距儀（ランドスキャナ）による計測も実施した。

計測位置を図二および図三に示す。計測位置は、直切り壁の5断面（測線1～5）、背面地山法面の2箇所およびP1基礎への影響を監視するためのP1近傍法肩部の1箇所である。計測は、掘削開始から躯体コンクリート打設により山留壁面が埋没するまでの約1年4ヶ月間にわ

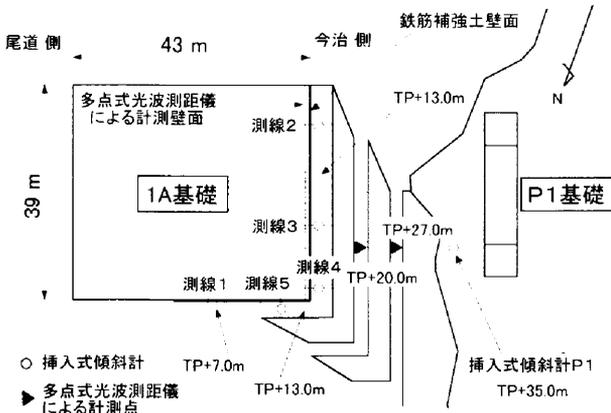


図-2 計測器配置平面図

表-2 地中変位とボルト軸力の管理基準<sup>1)</sup>

管理レベル	管理基準値	判定基準
レベル1 (通常管理)	① 1mm/日未満	左記の基準値をすべて満たしている
	② 許容軸力の80%未満	
レベル2 (注意)	① 2mm/日未満	レベル1のいずれかの基準値を超え、左記の基準値をすべて満たしている
	② 許容軸力未満	
レベル3 (警戒)	① 4mm/日未満	レベル2のいずれかの基準値を超え、左記の基準値をすべて満たしている
	② 降伏荷重の85%未満	
レベル4 (工事中止)	① 4mm/日以上	左記の基準値をすべて満たしている
	② 降伏荷重の85%以上	

① 地中変位（1日当たりの変位量），② ボルト軸力（SD345，D25）

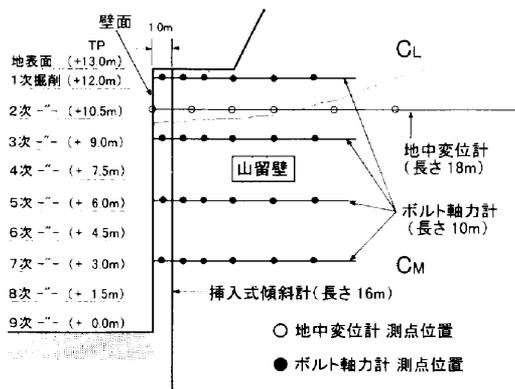


図-3 計測器配置標準断面図（測線2，3，4）

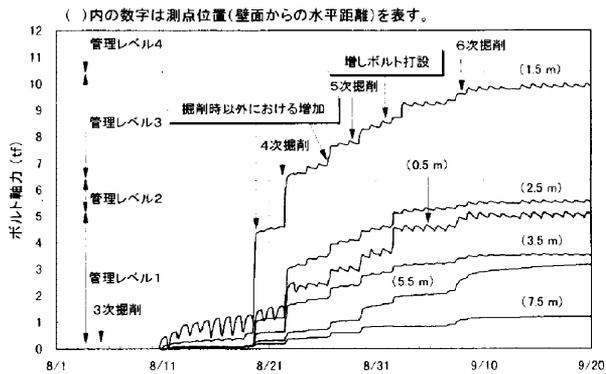


図-4 ボルト軸力の経時変化（測線5，TP+9.5m）

表-1 計測頻度

計測器	計測頻度
挿入式傾斜計	1回/1日～1回/1週間 (掘削開始当初は毎日)
地中変位計	1回/1時間
ボルト軸力計	1回/1時間
多点式光波測距儀	1回/6時間

たって行なった。

計測頻度を表-1に示す。地中変位計、ボルト軸力計および多点式光波測距儀については自動計測とし、傾斜計については手動計測とした。

(2) 計測管理

施工中の安全性を確認するために、地中変位とボルト軸力について表-2に示すような4段階レベルの管理基準値を設け、計測結果と対比させながら施工管理を行った。なお、ロックボルト軸力の許容値は、原則として鉄筋継ぎ手箇所ネジ部で評価することとした。

(3) 掘削施工中の挙動

直切り部の掘削により露出した地山は、事前に予想された岩質のものと同様であった。測線1～4に関し

て、地中変位およびボルト軸力はともに比較的安定していた。しかし、測線5では3～4次掘削の段階で、ボルト軸力と地中変位に異常が観測され、ボルト軸力は掘削時以外においても荷重が増加して、4次掘削後にはレベル3（警戒）に達した（図-4参照）。地中水平変位の一日毎の増加量はわずかであったが、やはり掘削時以外でも増加を続けた。このような状況から、最終掘削段階までにボルト軸力が降伏荷重を越えることも予想されたため、直ちに対策として、過大な軸力が発生しているロックボルト周辺に増しボルトを打設した。その結果、ボルト軸力および地中変位は安定に推移した。

図-5に測線3における掘削ステップ毎の水平変位の深度分布を示す。最大水平変位は最終（9次）掘削時に壁頭部で約14mmであった。水平変位は掘削ステップの進行とともに増加し、掘削床面を中心として山留壁が前面へ倒れ込むような変形を示した。これは、設計で想定しているように、補強領域が剛体に近い挙動を示したと推察される。なお、TP+10m以上での変位が大きいのは、岩質がC<sub>L</sub>級とやや劣っているためと考えられる。

図-6は、測線2におけるロックボルト軸力分布を掘削ステップ毎に示したものである。山留め壁面から1m

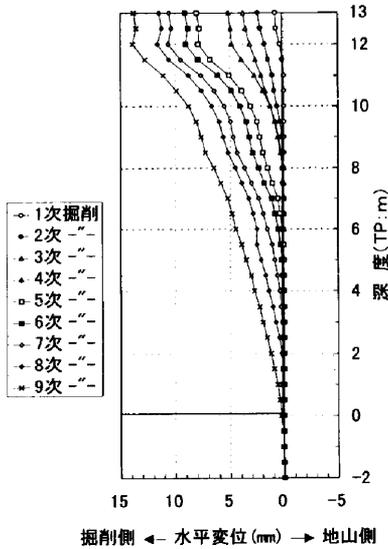


図-5 掘削ステップ毎の地中水平変位（測線3）

～4mの位置で軸力が最大となっている。この位置で亀裂等による補強領域内部におけるすべりに対して抵抗していると考えられる。掘削の進行とともにボルト先端部にまで荷重が増大しており、補強領域全体に変形が及んでいくことがわかる。

計測期間中における各測線の最大地中変位および最大ボルト軸力を表-3にまとめた。測線5では岩質がやや劣っていたようで、掘削完了時の最大変位が18.9mm、ボルト軸力は11.8tf（115.6kN）とかなり大きな値を示した。しかし、軸力最大値の位置はボルト継手部ではないため、管理基準値を素線部として評価し施工管理を続けた。一方、測線4における変位およびボルト軸力は他の測線に比べて小さいが、壁面隅角部付近（角から1.7m位置）のため変形が拘束されたものと考えられる。

多点式自動測距儀により測定した山留め壁面変位には、局所的な変位は認められず、挿入式傾斜計による結果とほぼ同様な傾向を示した。また、P1近傍で測定した挿入式傾斜計の結果からは、掘削によるP1基礎への影響はなかったことが確認できた。

(4) 掘削完了後の挙動

床付け掘削完了（TP±0.0m）からTP+13.0mのコンクリート躯体構築までに約11ヶ月間を要した。その間においても表-3のように、水平変位およびボルト軸力は最終掘削時後の値に対して約1割程度増加しているが、これは応力解放後のクリープの挙動と考えられる。

3-4 FEMによる予測解析

鉄筋補強土工法の施工にあたっては、安全確保のために計測管理が重要となるが、事前に発生する変位やボルト軸力の大きさを予測しておき、計測値と対比させなが

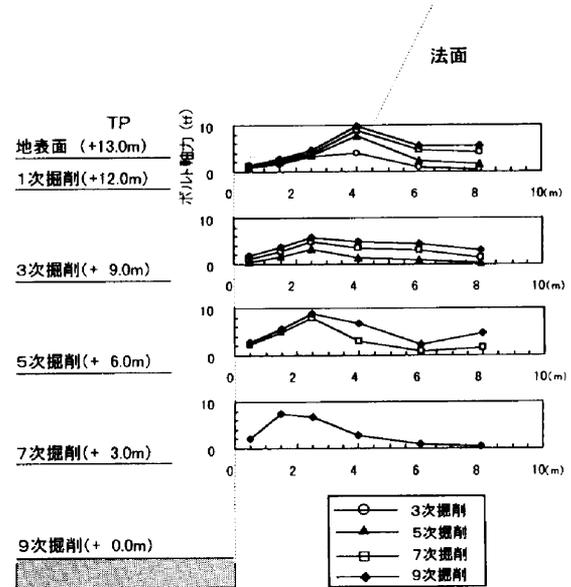


図-6 掘削ステップ毎のボルト軸力分布

表-3 各測線の最大水平変位および最大ボルト軸力

	傾斜計による最大変位 (mm)		最大ボルト軸力 (tf)	
	最終掘削時	TP+13m 躯体構築時	最終掘削時	TP+13m 躯体構築時
測線1	—	—	9.7	11.7
測線2	18.2	19.7	10.3	10.7
測線3	14.5	14.9	8.1	8.8
測線4	3.8	6.1	6.8	6.0
側線5	18.9	20.3	11.8	12.7

ら次段階掘削による挙動を予測して施工を行うことは今後必要である。そのような観点から、FEM解析を行い計測結果と比較し考察した。

解析は、2次元平面ひずみFEM弾性解析を行い、実際の施工に合わせて掘削、ロックボルト打設およびコンクリート吹付けの工程も考慮した。

(1) 解析条件

解析モデルを図-7に、地山の物性値を表-4に示す。地山の物性値は橋梁下部工の設計地盤定数を基にした<sup>2)</sup>。また、掘削ステップについては実施工のステップに従った。

(2) 解析結果

解析結果の例として、山留壁面から1mの地点（挿入式傾斜計と同位置）における地中水平変位と掘削ステップの関係を図-8に、ボルト軸力と掘削ステップの関係を図-9に示す。

図-8より、解析による地中水平変位は、掘削底面付近で比較的大きく、全体的に丸い変形モードであり、図-5の実測値の分布とやや異なった。また、水平変位量についてもTP+7m以上で実測値よりも小さい解析結果であった。これは、地山上部は風化により多数の亀裂が存

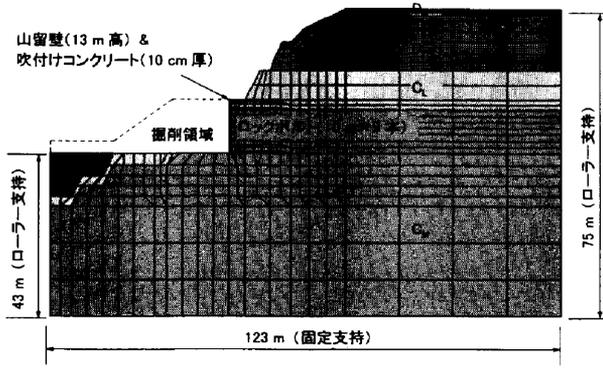


図-7 解析モデル

表-4 地山の物性値<sup>2)</sup>

岩盤区分	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
D <sub>u</sub>	2.10	0.5	35	750	0.40
D <sub>h</sub>	2.20	1.0	37	1500	0.38
C <sub>l</sub>	2.30	3.0	40	3000	0.35
C <sub>w</sub>	2.35	4.5	40	6000	0.33

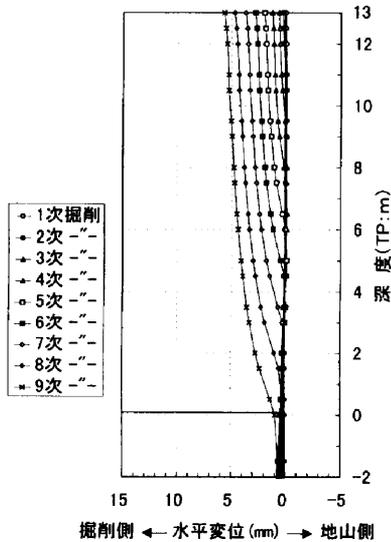


図-8 掘削ステップ毎の地中水平変位（解析結果）

在することから、非線形性が強くなり弾性体では十分に表現しきれないためと考えられる。

図-9より、解析によるボルト軸力の分布形状は、図-6に示す実測の分布とほぼ同様に、壁面から約1~3m位置で最大を示し、掘削ステップの進行とともに先端部まで荷重が増大しており、実際の挙動を概ね表現できている。ただし、解析値は実測値に比べて小さい値となっており、地山変形の過少評価やロックボルトのモデル設定などがその原因として考えられる。予測精度の向上には、弾塑性解析やジョイント要素の導入などのほか、地山の構造や物性に関する詳細な調査もあわせて必要である。

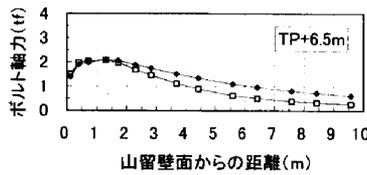
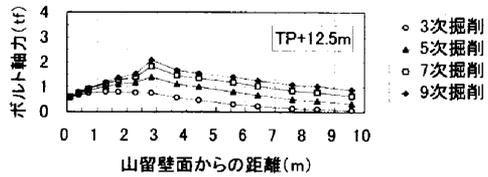


図-9 ボルト軸力と掘削ステップの関係（解析結果）

### § 4. コンクリート躯体の挙動計測

本計測は、①マスコンクリートである1Aの温度ひび割れを制御するためにコンクリートの温度、応力およびひずみ等を把握する、②パイプクーリングによる冷却効果を把握する、③2次クーリングおよびジョイントグラウト注入時における鉛直打継目の挙動を把握する、という3点を目的として行った。温度ひび割れ対策は事前検討の結果、①三成分系低発熱セメント（単位セメント量260kg/m<sup>3</sup>、水セメント比55%）、②練混ぜ水冷却によるプレクーリング（打込み温度20℃以下）、③パイプクーリング（1.4m間隔）、を採用した。

#### 4-1 計測概要

本計測で用いた計測器の一覧および配置を表-5および図-10（A、Cブロック）に示す。計測期間は平成7年2月から平成8年5月までの15ヵ月間とした。計測には、解析精度の向上を目的としたマスコンクリート情報化施工システムを採用し、この結果を施工に反映させた。

#### 4-2 コンクリート温度

コンクリート温度の計測結果として、Aブロック15~18リフト中央部の例を図-11に示す。図-12に各リフトでの打込み温度および温度上昇量を示す。図-12から、平成7年10月以降にデータがややばらつくのは、コンクリート打設リフト高が変化するためである。また、打込み温度は規定値20℃以下を満足しており、プレクーリングの効果が確認できた。さらに、温度上昇量についても規定値25℃以下を満足しており、低発熱セメント使用の効果も認められた。

本施工では、予めコンクリートを収縮し打継目開き量を最大にさせるために、躯体コンクリート打設終了後に2次クーリングによって躯体温度を目標温度16℃まで強制的に冷却した。その後、ブロック間を一体化するため

表-5 計測器一覧

計測器	型式	測定範囲	数量
熱電対	T-GS-0.65	0~100℃	178
有効応力計	GK-200-505	±200kgf/cm <sup>2</sup>	30
埋込型ひずみ計	KM-100B	±5000×10 <sup>-6</sup>	50
無応力計	KM-100B+ KMF-51	±5000×10 <sup>-6</sup>	10
鉄筋計	KS-19A	3000kgf/cm <sup>2</sup>	16
継目計	KJ-50A	50mm	16

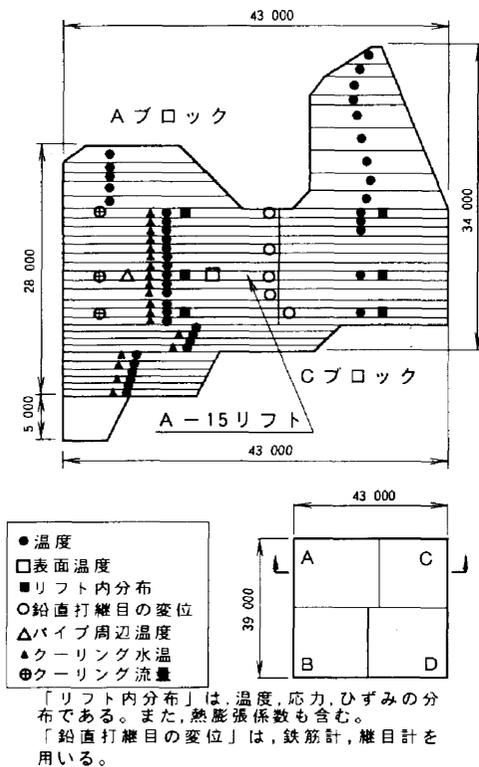


図-10 計測器配置図 (A, Cブロック)

に、鉛直打継目にグラウト注入を行った。平成8年1月より順次2次クーリングを実施し、2次クーリング前には21~26℃程度であった躯体温度を16℃以下にすることができた (図-11参照)。

4-3 リフト内コンクリートの応力およびひずみ

Aブロック15リフト内コンクリートの応力、ひずみおよび温度履歴を図-13に示す。計測された応力およびひずみは、温度応力による有効応力および有効ひずみである。これによれば、コンクリート打込み後は、温度上昇時の応力およびひずみは圧縮側に、温度降下時には逆に引張側に推移し、次リフト打込み前後に引張側の最大値を示した。その後は、圧縮側に移行し安定した値を示すが、2次クーリング中の温度降下に伴い応力およびひずみとも一時的に引張側となった。ただし、2次クーリン

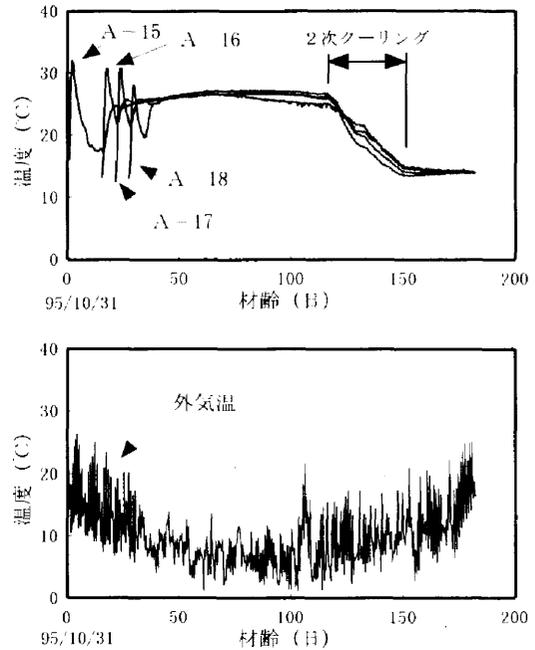


図-11 コンクリート温度 (A-15~A-18リフト)

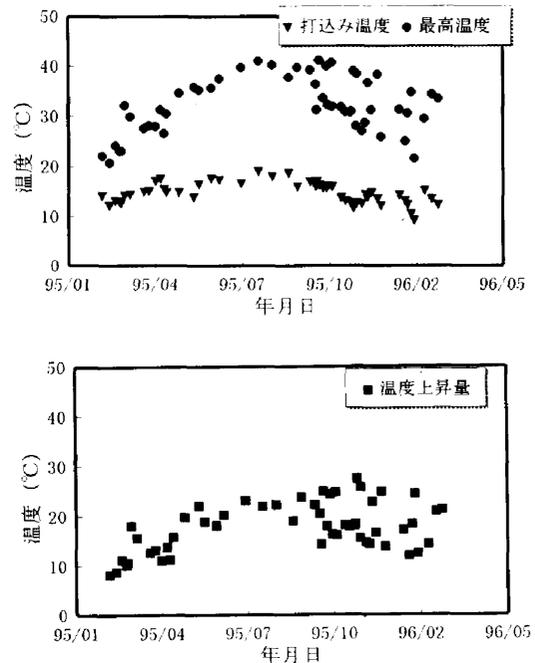


図-12 打込み温度および温度上昇量

グに伴う引張応力は、次リフト打込み前後の引張応力より小さい値を示した。

本計測では、引張応力の最大値は7.4~14.8kgf/cm<sup>2</sup> (0.73~1.45N/mm<sup>2</sup>)を示すが、その時のコンクリート引張強度より、小さいので問題はない。また、計測データにも温度ひび割れ発生に伴うデータの急変は認められなかった。

4-4 鉛直打継目の挙動

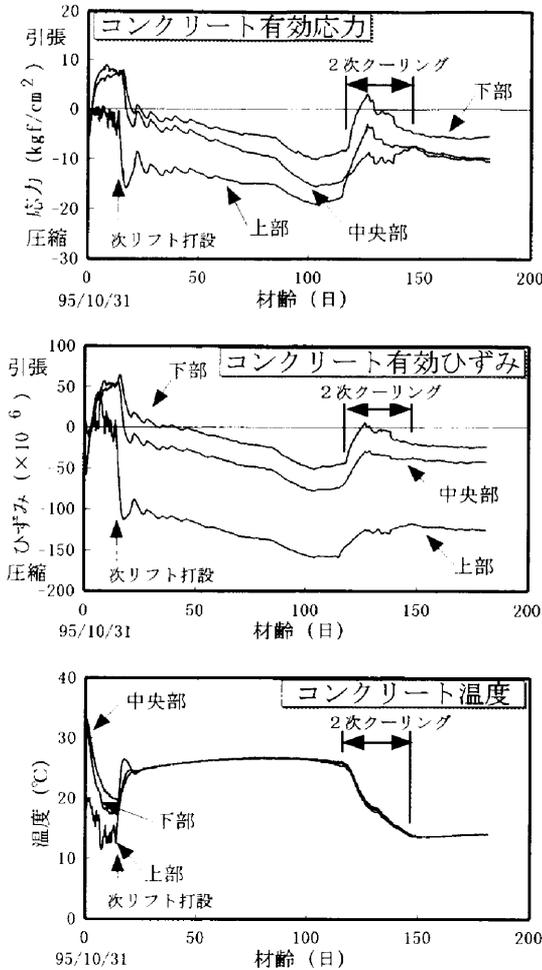


図-13 コンクリートの応力、ひずみ、温度履歴 (A-15)

ブロック間の継目開き量および鉄筋応力は、コンクリート打込み後1ヵ月程度は温度降下に伴う躯体の収縮により、引張（開き）側に増加するが、その後は安定した値を示した。2次クーリング中は躯体温度が6~13℃冷却されるのに伴い、継目開き量および鉄筋応力は引張側に増加した。2次クーリングによる継目開き量および鉄筋応力の挙動はそれぞれ1.0~1.9mm、515~985kgf/cm<sup>2</sup> (50.5~96.5N/mm<sup>2</sup>) を示すが、鉛直継目へのグラウト注入による挙動は、それぞれ0.04~0.15mm、25~66kgf/cm<sup>2</sup> (2.5~6.5N/mm<sup>2</sup>) と2次クーリングによる挙動に比べ軽微なものであった。グラウト終了後は、継目開き量および鉄筋応力の大きな変化は認められず安定していた。

グラウト後のブロック間の打継目開き量および鉄筋応力の鉛直分布の例を図-14に示す。

4-5 逆解析

本計測では、温度ひび割れ対策に反映させることを目的として、10箇所の代表リフトに計測器を集中的に配置した。代表リフトの計測結果に対して逆解析を行い、コンクリートの断熱温度上昇式のパラメータおよび有効弾

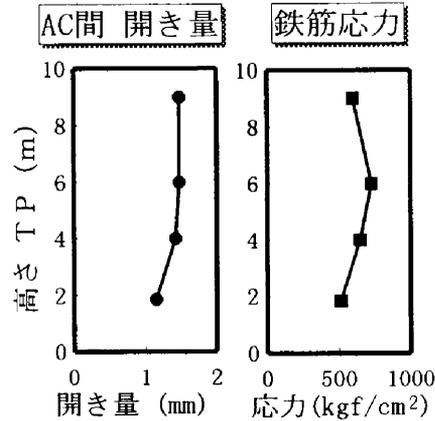


図-14 ブロック間の継目開き量、鉄筋応力の鉛直分布（グラウト後）

性係数を求めた。これらの係数を打込み温度や材齢との関係に定式化した上で、以後の解析に適用し施工に反映させた。

(1) コンクリート断熱温度上昇式の同定

計測温度からコンクリートの断熱温度上昇式を解析的に同定する<sup>3)</sup>。解析はGauss-Newton法を適用した逆解析を用いて行った。まず、断熱温度上昇式を仮定して温度解析を行い、次いで計測温度と解析温度の残差が許容誤差内に収まるまで繰り返し計算を行い、断熱温度上昇式を求めた。逆解析で与える値は、コンクリート温度、気温およびクーリングパイプ水温の計測結果ならびに熱伝導率および熱容量（比熱×密度）の一般的な物性値である。

断熱温度上昇式について以下に述べる。

$$Q(t) = Q_{\infty} \cdot (1 - \exp(-\gamma t)) \tag{1}$$

$$Q(t) = Q_{\infty} \cdot (1 - \exp(-\gamma t^{\beta})) \tag{2}$$

ここに、 $Q(t)$  : 材齢t日における断熱温度上昇量 (°C)

$Q_{\infty}$  : 終局断熱温度上昇量 (°C)

$\gamma, \beta$  : 温度上昇速度に関する定数

$t$  : 材齢 (日)

一般に用いられる(1)式によれば、比較的溫度上昇が早いセメントの場合には実測値とほぼ一致するが、本施工で使用する低発熱セメントの場合には初期の温度上昇を表現することが困難であるため(2)式を採用した。配合選定試験時に得られた断熱温度上昇式を表-6に示し、A-15リフトでの逆解析結果を表-7に示す。

A-15リフトでの計測結果と、全リフトデータから逆解析により同定された断熱温度上昇式を用いた解析結果の比較を図-15に示す。図-15から両者は概ね一致している。また、計測最高温度と解析値との比較では、A-1~A-27の平均をとると約0.7℃であった。

表一六 断熱温度上昇式（配合選定試験時）

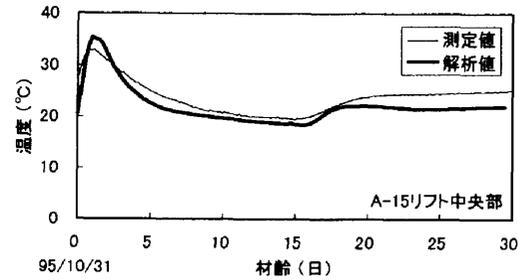
打込み温度 (°C)	断熱温度上昇式	
	Q <sub>0</sub>	γ
20	24.0	0.658
10	26.0	0.487

但し、 $Q(t) = Q_0 (1 - \exp(-\gamma t))$  t: 材齢 (日)

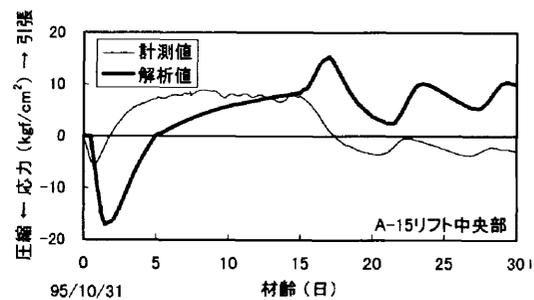
表一七 断熱温度上昇式（逆解析結果）

リフト	打込み日	打込み温度 (°C)	断熱温度上昇式		
			Q <sub>0</sub>	γ	β
A-15	H7/10/31	15.9	24.2	0.541	1.955

但し、 $Q(t) = Q_0 (1 - \exp(-\gamma t^\beta))$  t: 材齢 (日)



図一五 計測温度と解析結果の比較



図一六 計測応力と解析結果の比較

(2) コンクリート有効弾性係数の同定

有効応力および有効ひずみの計測値から、コンクリートの有効弾性係数を解析的に同定した。まず、仮定した有効弾性係数式と有効ひずみの計測値を用いて応力解析を行って有効応力を求め、次いで計測有効応力と解析有効応力の残差が収束するまで繰り返し計算を行い、有効弾性係数式を求めた。

有効弾性係数式は、計測器位置、温度上昇時および温度降下時等の区間で異なった式が得られるため、『コンクリート標準示方書』の有効弾性係数式に基づいて(3)式における補正係数φ(t)を同定した。

$$Ee(t) = \phi(t) \times Ec(t) \tag{3}$$

ここに、Ee(t): 有効弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

φ(t): クリーブ等を考慮した補正係数

φ=0.67 (材齢3日まで)

φ=1.0 (材齢5日以降)

材齢3日から5日までは直線補間する

Ec(t): 静弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>) (試験値)

t: 材齢 (日)

A-15リフトでの計測結果と(3)式による全リフトデータを用いた解析結果の比較を図一六に示す。解析値は、概ね計測値の傾向を捉えている。これらの結果より、打込み温度や材齢を考慮して、コンクリート温度応力を予測することがある程度可能である。

§ 5. あとがき

大型アンカレイジ構築における直切り鉄筋補強土工法およびコンクリート躯体の施工にあたって、施工中の挙

動を詳細に計測した。

補強土壁の計測により掘削に伴う挙動を十分に把握し、慎重な施工と的確な対策を講ずることによって、施工中の安全が確保できた。今後も計測施工が重要となると考えられるが、さらに事前の予測解析を施工へフィードバックする必要もある。

また、コンクリート躯体の計測では、計測により施工管理および温度ひび割れ制御対策を有効に行うことができた。さらに、逆解析により温度ひび割れ制御のための適切な物性値が得られ、温度応力を推定することができた。

最後に、本工事の施工にあたり多大な御指導、御協力を頂きました本州四国連絡橋公団今治工事事務所をはじめとする関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団第三建設局 他：山留工試験工事報告書マニュアル編（案），平成元年9月。
- 2) 白石哲磨，平井良樹，石川計臣，横沢圭一郎：鉄筋補強土工法による風化花崗岩の山留め工試験工事，第22回岩盤力学シンポジウム，pp.76-80，1990。
- 3) 潮田和司 他：逆解析手法によるマスコンクリートの熱特性値推定に関する研究，西松建設技報，Vol.20，1997。