

### マスコンクリートの温度応力問題における外部拘束に関する研究

ISHIKAWA, Masami / 石川, 雅美

---

(開始ページ / Start Page)

1

(終了ページ / End Page)

137

(発行年 / Year)

1995-03-24

(学位授与番号 / Degree Number)

32675乙第90号

(学位授与年月日 / Date of Granted)

1996-03-24

(学位名 / Degree Name)

博士(工学)

(学位授与機関 / Degree Grantor)

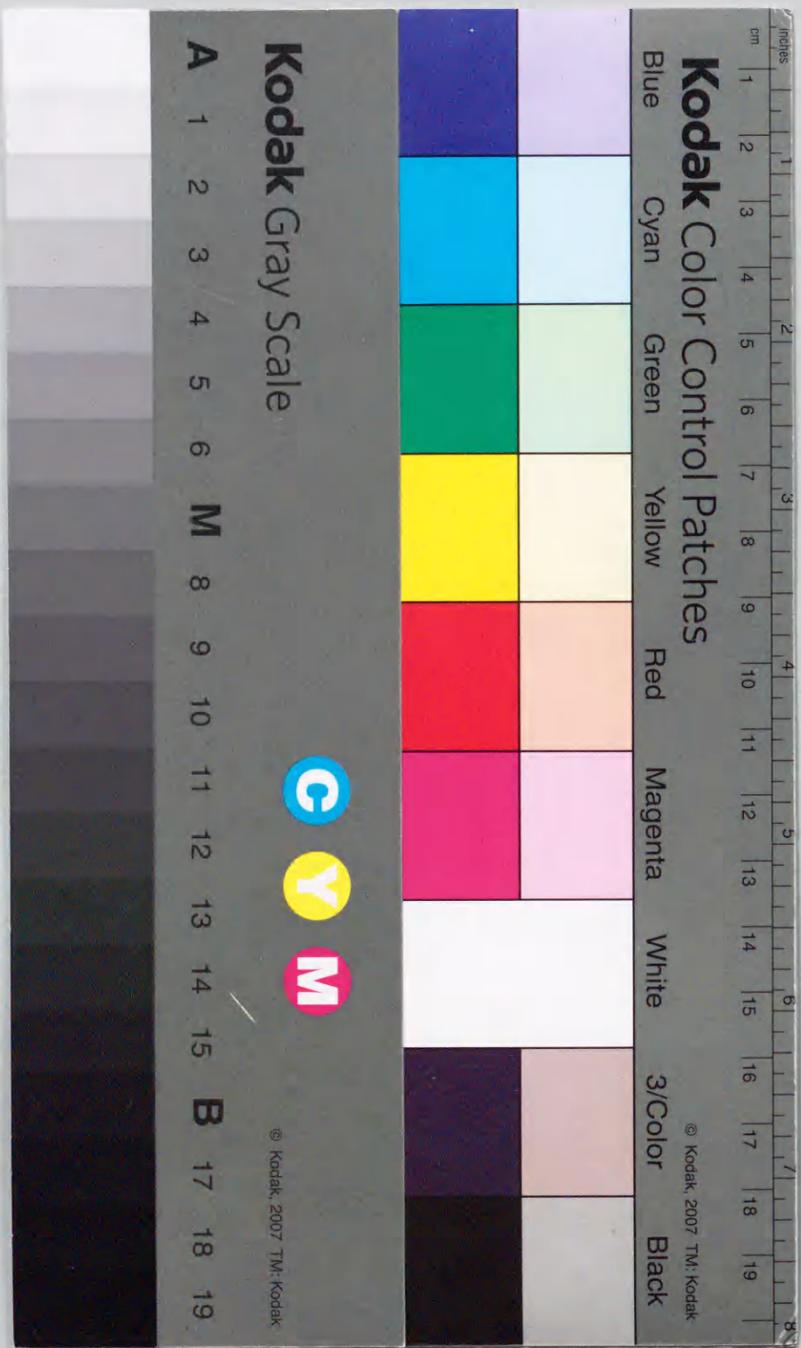
法政大学 (Hosei University)

(URL)

<https://doi.org/10.11501/3112368>

マスコンクリートの温度応力問題における  
外部拘束に関する研究

石川 雅美



①

マスコンクリートの温度応力問題における  
外部拘束に関する研究

1996年3月

石川 雅美

## 論文要旨

### 1. 研究の背景と目的

長大橋のアンカレイジやフーチング、あるいはダムをはじめとする大型のコンクリート構造物の建設においては、初期欠陥のひとつとして位置付けられる温度応力を定量的に評価して、高い安全性を有するよう設計しなければならない。標準設計にはないこのような大型で特殊な構造物では、設計段階あるいは施工計画の段階で、マスコンクリートの温度ひび割れを制御するため、ひび割れに対して最も安全な構造形式あるいは施工方法を検討することが求められる。

温度ひび割れに関する問題は、近年では大型の構造物にとどまらず、ボックスカルバートや擁壁などといったごく一般のコンクリート構造物においても、コンクリートポンプによる一括大量打設、高強度化にともなう単位セメント量の増加などにより、温度ひび割れが発生しやすい状況となり、重要視されるようになってきている。

温度ひび割れの発生が懸念されるマスコンクリート構造物においては、ひび割れ制御に対する最適な設計および合理的な対策を行うために、構造物に生じる温度応力を正確に予測することが求められる。温度応力を予測する場合、これを実験的な手法によって求めることは難しく、多くの場合には解析的な手法が用いられている。有限要素法などの数値解析手法により温度応力を解析する際には、打設したコンクリートが受ける外部拘束の作用をどのように考えるかが極めて重要であり、外部拘束に対する考え方やそれを表す拘束度の値いかんによって、解析の結果得られる温度応力の履歴のパターンや値は大きく変化する。それゆえ、外部拘束の作用メカニズムを明確にし、その大きさを正確に把握することが不可欠となる。

本研究の目的は、外部拘束の作用メカニズムを正確に解明し、マスコンクリート構造物の建設過程で生じる温度応力を精度良く予測する方法を開発することにある。これにより、コンクリート構造物の初期応力として位置付けられる温度応力を定量的に評価し、より高

度な安全性と耐久性を有する構造物の設計・施工の方法を提案しようとするものである。

## 2. 本論文の構成

1章では、本研究の目的と背景および意義について述べる。

2章では、まずマスコンクリートの温度応力解析が温度解析と温度を荷重とする応力解析の二つのフェイズから構成され、かつ施工手順に従い構造系が変化するなど、他の一般的な構造解析の問題と異なるいくつかの特徴を有することを示すと同時に、マスコンクリートの温度応力解析について既往の研究を整理し、それらの特徴について述べる。次に、マスコンクリートの温度応力問題において用いられている外部拘束の概念、すなわち、コンクリートの温度変化に伴う水平方向の変位のみを拘束するといった考え方だけでは、現場において観察される温度応力パターンを説明するには不十分であることを述べ、これをもとに本研究の位置付けを明確にする。

3章では、現場において実測した温度応力およびひずみなどのデータから、マスコンクリートに発生する温度応力のパターンが2つに大別できることを示す。この温度応力のパターンをシミュレートするため、外部拘束を水平方向と鉛直方向の2方向について、それぞれ独立に評価することを可能とした有限要素法の温度応力解析プログラムを用いた解析から、水平および鉛直方向の拘束度の組み合わせによりコンクリートの温度応力が多様に変化することを示した。その結果、外部拘束が強い場合の温度応力の発生パターンをシミュレートすることは比較的容易であるが、外部拘束が弱い場合は、外部拘束の作用を水平方向と鉛直方向の2つに分けて考える必要があり、打継面での相対変位や剥離を表すことのできるジョイント要素の挿入が不可欠であることを明らかにした。

さらに、水平方向の拘束係数を実験により求めるため一面せん断実験を実施した。水平方向に比べ鉛直方向の拘束が極めて弱いと考えられる場合の実測結果に対して、このせん断実験から求めた拘束係数を水平方向の拘束係数とし、鉛直方向の拘束係数をほぼゼロとして行った温度応力解析の結果が、この現場実測結果とよく一致したことから、実験により求めた水平方向の拘束係数がほぼ妥当であることを確認した。また、この解析により得られた変形の結果から、拘束が弱い場合のコンクリート断面内の応力分布に対しては、曲

げ変形の存在が特に重要な役割を果たしていることを解明した。

4章では、実構造物大のマスコンクリート試験体を作成して行った温度応力実験について述べている。コンクリート硬化時の曲げ変形およびそれともなう打継面での剥離や相対変位は、マスコンクリートの外部拘束に大きな影響を及ぼす。しかしながら、打継面に生じる剥離や相対変位は、解析の結果から推測されているだけで、実際の現象として確認されてはいない。そこで、本研究では、この剥離や相対変位の存在を確認し、変形と拘束の関係を解明する目的で、温度応力実験を行った。

実験は、日射や風雨などの影響を避け、外部拘束の影響範囲を明確にした条件下で、打継面での付着の程度およびコンクリートのL/H（長さとの高さの比）をパラメータとした合計5体の試験体を用いて行い、コンクリート硬化時の温度、応力、ひずみなどを測定した。特に変位については、高感度型の変位計を最大で70台使用して、試験体全体の変形を測定した。その結果、いずれの試験体においても打継面に剥離および相対変位が生じていることを確認した。

5章では、4章で行った5体の試験体それぞれに対して、応力、ひずみ、および変位の各量が実験値と対応するよう数値シミュレーションを行った。解析には、打継面での剥離および相対変位による拘束の変化を表すばねモデルを組み込み、2次元のメッシュで3次元の応力場を取り扱うことのできる擬3次元解析プログラムを用いた。その結果、打継面での付着をパラメータとしたL/H=15の試験体では、ばね係数が打継面における剥離の発生に起因して変化するのに対して、L/Hをパラメータとした試験体に対する解析では、ばね係数の値を材令にしたがって変化させる必要のあることを明らかにした。

6章では、硬化過程にあるコンクリートにおいても、その断面内でひずみが直線的に分布することを確認した。4章で行った実測変形に対する検討は、コンクリート断面内でひずみが直線分布することを前提条件としたはり理論によるものであった。しかしながら、硬化過程にあるコンクリートでは、断面内でのひずみ分布の直線性について必ずしも実証されていない。そこで本研究では、ひずみ分布の直線性が十分に確認できない主たる原因は、引張状態にあるコンクリート内部でのコンクリート埋設型ひずみ計の定着が十分でないことによるものと考え、若材令で引張状態にあるコンクリートの内部においても、十分

な定着性を有する2種類のひずみ計を試作した。この改良型のひずみ計を用い、硬化過程にあるコンクリート内部のひずみを計測した結果、ひずみがほぼ直線的に分布することを確認した。

7章では、3章から6章で得られた温度応力発生メカニズムと外部拘束との関係を総括し、結論として取りまとめる。

### 3. 本論文の結論

本研究では、コンクリート打設時の初期応力を制御し、より高度な耐久性と安全性を有する構造物の設計・施工を行うことを目的として、マスコンクリートの温度応力を精度良く予測するための解析手法を確立した。また、温度応力解析において最も重要である外部拘束のメカニズムについて、本研究での実験および解析による検討から以下のことを明らかにした。

1) 本研究では、マスコンクリートにおける温度応力の発生パターンが大きく2つに分類でき、この2つの応力パターンを数値解析により表すためには、単に水平方向の熱変形を拘束するといった従来の外部拘束の考え方では不十分であることを明らかにした。さらに、実際のマスコンクリートにおいて観察される各種の応力パターンを表すためには、水平方向と鉛直方向の外部拘束をそれぞれ独立に評価する必要があることを示した。

2) 打継面の付着状態が変化した場合の外部拘束に対する検討の結果から、次の3つの状態において外部拘束の大きさがどの程度であるかを明らかにした。①付着が十分に確保されている場合、すなわち、拘束体と被拘束体が鉄筋によって補強されている場合には、打継面での一体性が保たれるように水平および鉛直方向ともに拘束度は十分に大きな値となり、材令による変化はない。②ダムコンクリートのように無筋で、入念に打継ぎを行った場合、本研究では中程度の付着状態と位置付けたが、この場合には、打継面に剥離および相対的な変形が生じ、これに応じて水平および鉛直方向の拘束度が変化する。すなわち、剥離した部分では鉛直拘束はほぼゼロとなり、水平拘束は、初期剛性の20%程度となる。③軟らかい地盤に直接打設したコンクリートのように打継面の付着が弱い場合には、水平および鉛直ともに拘束度は材令によらずほぼゼロに近くなる。

3) 打設したコンクリートのL/Hの変化が外部拘束の大きさに与える影響について、打設したコンクリートのL/Hが5~10以下の場合とL/Hが15の場合では異なった熱変形形状を示し、これにともない外部拘束の作用も変化することが判明した。すなわち、L/Hが15の時には、水平および鉛直方向の拘束が打継面の剥離や相対変位の発生によって変化するが、L/Hが5~10の場合には、材令の経過にともない変形形状が著しく変化し、これにより水平および鉛直方向の拘束の大きさが材令の経過とともに変化することを明らかにした。

本研究では、実際に考えられる種々の施工条件に対して、水平方向および鉛直方向の外部拘束の大きさを示し、いずれの施工条件においても有限要素法により、精度良く温度応力を予測することを可能にした。したがって、温度応力の発生が懸念されるコンクリート構造物の建設においても、あらかじめ発生する温度応力を正確に予測し、設計あるいは施工の段階で最適な温度応力対策を講じることによって、合理的に初期応力を制御することが可能となった。

## A STUDY ON EXTERNAL RESTRAINT IN THERMAL STRESS OF MASS CONCRETE

### Abstract

#### 1. Background and purpose

When designing massive concrete structures, such as dams and the anchorages and footing of long span bridges, high safety must be ensured by quantitatively evaluating thermal stress, which is one of the causes of major initial defects of such structures. For such massive and special structures that are not included in the standard design specifications, it is essential to control thermal cracking by adopting the safest form of construction and method of execution against cracking, in the design and construction stages.

Thermal crack problems have come to be emphasized in recent years, because thermal cracking occurs not only in massive structures but also in such common concrete structures as box culverts and retaining walls, due to large scale placing by pumping and high unit cement content for high strength concrete.

For structures with which thermal cracking is likely, accurate prediction of thermal stress is required for the optimum design and rational measures to control such cracking. Since it is difficult to estimate thermal stress experimentally, analytical techniques are used in most cases. When numerically analyzing thermal stress, e.g., by the finite element method, the treatment of external restraint on the placed concrete is crucial. The concept of external restraint and its values

strongly affect the resulting patterns and values of thermal stress histories. It is therefore essential to elucidate the mechanism of external restraint and accurately grasp its magnitude.

This study aims to elucidate the mechanism of external restraint and develop a method of predicting more accurately the thermal stress generated during the construction of massive concrete structures. By such a method, the authors intend to quantitatively evaluate thermal stress, which ranks as the initial stress of concrete structures, and propose a method of design and construction of structures with enhanced safety and durability.

#### 2. Composition of this paper

Chapter 1 describes the purpose, background, and significance of this study.

Chapter 2 explains that the thermal stress analysis of mass concrete has unique features that distinguish it from other structural analysis problems: It consists of two phases, i.e., temperature analysis and stress analysis with the temperature being the loading; the structural system changes according to construction procedures. Past studies on thermal stress analysis are reported, with their characteristics commented. It is then reported that the conventional concept of external restraint, in which it is considered to restrain only the horizontal displacement due to temperature changes in concrete, is not sufficient for explaining the thermal stress patterns observed on construction sites. On the basis of this notion, the standpoint of this study is clarified.

Chapter 3 exhibits that the thermal stress patterns of mass concrete obtained from on-site measurement data of thermal stress and strain can be roughly classified into two groups. In order to simulate the thermal stress patterns, analysis is made by a finite-element thermal stress analysis program incorporating joint elements that enable independent evaluation of external restraint in horizontal and vertical directions. This analysis shows that the thermal stress patterns of concrete vary depending on the combination of restraints in horizontal and vertical directions. This reveals that it is relatively easy to simulate the thermal stress patterns under strong external restraint, but when it is weak, the action of the external restraint should be treated separately in horizontal and vertical directions. In such a case, it is found to be essential to insert joint elements that allow for the relative displacements and separation at construction joints.

A shear test is then conducted to obtain experimentally the coefficients of horizontal restraint. These coefficients are confirmed to be valid, as the analyzed thermal stress using these coefficients agree well with on-site measurements regarding the case where vertical restraint is considered to be smaller than the horizontal restraint. The deformation results obtained from this analysis also reveal that flexural deformation plays a particularly significant role in the stress distribution in a concrete section under small external restraint.

Chapter 4 describes a thermal stress experiment on large-scale specimens of massive concrete structures. The flexural deformation of mass concrete during hardening and the resulting separation and relative displacement at construction joints are known to strongly affect the

external restraint. However, they have only been estimated analytically and have not been confirmed as an actual phenomenon. A thermal stress experiment is conducted to confirm such separation and relative displacement and elucidate the relationship between deformation and restraint.

The experiment is conducted with the ranges of the effects of external restraint defined, avoiding the effects of sunshine and weather, on 5 specimens with the parameters being the degree of bonding at construction joints and the length-height ratio ( $L/H$ ) of concrete. The temperature, stress, strain and other values are measured during hardening. The displacements are measured using a maximum of 70 displacement meters to grasp the deformation of the entire test piece. As a result, separation and relative displacement are confirmed in all specimens.

Chapter 5 describes a numerical simulation of each test piece to correspond to the experimental values of stress, strain, and displacement. A quasi-3D analysis program that can treat a 3D stress field with 2D element mesh is used in the program. Spring models are incorporated in the program to represent the changes in the restraint due to separation and relative displacement at construction joints. As a result, the spring coefficient of specimens with  $L/H$  of 15 can be changed with the occurrence of separation at the joints. On the other hand, it is found to be necessary that the spring coefficient of the specimens with different  $L/H$  be changed with age.

In Chapter 6, it is confirmed that the strain distributes linearly in a section of concrete, even during the process of hardening. The

investigation of measured deformation in Chapter 4 is based on the beam theory premised on the linear distribution of strain in a concrete section. Nevertheless, the linearity of the strain distribution has not necessarily been proved regarding concrete in the process of hardening. The authors consider that the reason for the inability to fully confirm the linearity of strain distribution is due to insufficient anchorage of strain gauges embedded in concrete in tension, and develop two types of experimental strain gauges that are sufficiently anchorable even in early-age concrete in tension. Using these gauges, the authors measure the strain within concrete in the process of hardening and confirm the linearity of strain distribution.

Chapter 7 concludes the relationship between external restraint and the mechanism of generating thermal stress obtained in Chapters 3 through 6.

### 3. Conclusions

In this study the authors established an analytical method to predict accurately the thermal stress of mass concrete, for the purpose of the design and construction of structures with enhanced safety by controlling the initial stresses of placed concrete. The conclusions of this paper contain the findings from experimental and analytical investigations conducted in this study on the mechanism of external restraint, which is critical in the thermal stress analysis:

1) The patterns of thermal stress in mass concrete are roughly classified into two types. External restraint has conventionally been regarded as acting only on the horizontal thermal deformation, but this

concept is found to be insufficient to express numerically these two stress patterns. It is also found that independent evaluation of external restraint in horizontal and vertical directions is necessary to express the various stress patterns observed in actual massive concrete structures.

2) The investigation on the external restraint with different degrees of bonding at construction joints reveals the following 3 cases: (a) When the bonding is sufficient, i.e., when the restraining and restrained bodies are reinforced with steel bars, the restraints in both horizontal and vertical directions are sufficiently large, integrating both bodies. The values do not change with age. (b) Construction joints carefully treated, though without reinforcement, as in the case of dam concrete, are positioned as medium degree bonding in this study. In such a case, separation and relative deformation occurs at the joint, resulting in changes in the restraints in horizontal and vertical directions. The vertical restraint where separated becomes nearly zero, while the horizontal restraint becomes approximately 20% of the initial rigidity. (c) When the bonding at construction joints is weak, as in the case of concrete directly placed on soft ground, the horizontal and vertical restraints approach zero, independently of age.

3) The length-height ratio,  $L/H$ , of placed concrete is found to affect the magnitude of external restraint, due to different shapes of concrete under thermal deformation. When  $L/H$  is 15, the external restraints in horizontal and vertical directions change with the separation of construction joints or the occurrence of relative displacement. When  $L/H$  is 5 to 10, the deformed shape of concrete significantly changes with age, and thus the external restraints in horizontal and vertical directions change accordingly with age.

The magnitudes of horizontal and vertical restraints under various conceivable construction conditions are given in this paper, under which the thermal stresses are found to be accurately predictable by this method using finite elements. Even when thermal stress is expected, streamlined control of such initial stress is possible by accurately predicting the thermal stress and taking optimum countermeasures in the design and construction stages.

## Untersuchungen über den äußeren Zwang im Zusammenhang mit der thermischen Beanspruchung von Massivbeton.

### Zusammenfassung

#### 1. Hintergrund und Zweck

Bei der Konstruktion von massiven Betonbauwerken wie Dämmen oder Verankerungen und Fundamenten von Brücken mit großer Stützweite muß ein hoher Sicherheitsstandard eingehalten werden. Dies geschieht unter anderem durch die quantitative Auswertung der thermischen Belastung, die eine der Ursachen für schwerwiegende Defekte in diesen Strukturen ist. Für solche spezielle, massive Strukturen, für die es keine standardmäßigen Konstruktionspezifikationen gibt, ist die Verhinderung der thermischen Rißbildung durch Verwendung der gegen Rißbildung sichersten Konstruktionsform und Ausführungsmethode in der Konstruktions- und der Bauphase unentbehrlich.

Probleme im Zusammenhang mit der thermischen Rißbildung haben in den letzten Jahren vermehrte Beachtung gefunden, da diese Art der Rißbildung nicht nur in massiven Strukturen auftritt, sondern auch in gewöhnlichen Strukturen wie Kastendurchlässen und Stützmauern, hervorgerufen durch das Pumpen im großen Maßstab und den hohen Zementanteil in hochfestem Beton.

Für Strukturen, in denen thermische Rißbildung wahrscheinlich ist, ist die genaue Vorhersage der thermischen Belastung für eine optimale Konstruktion und für zweckmäßige Maßnahmen zur Kontrolle der Rißbildung notwendig. Da die experimentelle Abschätzung der thermischen Belastung schwierig ist, werden in den meisten Fällen analytische Methoden eingesetzt. Im Falle einer numerischen Auswertung der thermischen Beanspruchung, beispielsweise durch die finite Elementemethode, ist die Behandlung des äußeren Zwanges, der auf den gegossenen Beton wirkt, von entscheidender Bedeutung. Das Konzept des äußeren Zwanges und dessen Größenwerte beeinflussen entscheidend die resultierenden Muster und die Größenwerte des zeitlichen Verlaufes der thermischen Beanspruchung. Es ist daher notwendig, die Mechanismen des äußeren Zwanges aufzuklären und dessen Größenordnung genau kennenzulernen.

Diese Untersuchung zielt darauf hin, die Mechanismen des äußeren Zwanges aufzuklären und eine Methode zu entwickeln, mit der eine genauere Vorhersage der thermischen Belastung möglich ist, die in der Bauphase von massiven Betonstrukturen auftritt. Mit dieser Methode wollen die Autoren die thermische Belastung, die als Vorbelastung in Betonstrukturen auftritt, quantitativ auswerten, und eine Konstruktions- und Fertigungsmethode, die zur erhöhten Sicherheit und Beständigkeit dieser Strukturen führt, vorstellen.

#### 2. Aufbau dieser Arbeit

Kapitel 1 beschreibt Zweck, Hintergrund und Bedeutung dieser Untersuchung.

In Kapitel 2 wird erläutert, daß die Analyse der thermischen Belastung in Massivbeton Eigenschaften aufweist, die sie von anderen Strukturanalysen unterscheidet: Sie besteht aus zwei Phasen, der Temperaturanalyse und der Belastungsanalyse, wobei die Temperatur die Belastungsgröße darstellt; das strukturelle System ändert sich entsprechend den Fertigungsverfahren. In der Vergangenheit durchgeführte thermische Belastungsanalysen werden mit ihren Besonderheiten aufgeführt. Es wird sodann gezeigt, daß das konventionelle Konzept des äußeren Zwanges, in dem nur die Einschränkung der horizontalen Verschiebung durch Temperaturänderungen im Beton berücksichtigt wird, nicht ausreichend zur Erklärung der beobachteten Belastungsmuster ist, die auf Baustellen beobachtet werden. Auf der Basis dieser Tatsache wird der Standpunkt erläutert, der in dieser Studie vertreten wird.

In Kapitel 3 wird dargestellt, daß sich die thermischen Belastungsmuster in Massivbeton, die aus Baustellenmessungen von thermischer Belastung und Verformung hervorgehen, in zwei Gruppen einteilen lassen. Um die thermischen Beanspruchungsmuster zu simulieren, werden Analysen mit Hilfe eines finiten Elementenprogrammes zur thermischen Belastungsanalyse durchgeführt, wobei Verbindungselemente benutzt werden, um den äußeren Zwang in horizontaler und vertikaler Richtung getrennt auszuwerten. Diese Analyse macht deutlich, daß die thermischen Beanspruchungsmuster im Beton variieren, abhängig vom Zusammenspiel der äußeren Zwänge in horizontaler und vertikaler Richtung. Dies zeigt, daß es relativ einfach ist, thermische Belastungsmuster unter starkem äußeren Zwang zu simulieren, wenn dieser jedoch schwach

ist, sollte der Einfluß des äußeren Zwanges in horizontaler und vertikaler Richtung getrennt behandelt werden. Für diesen Fall ist die Aufnahme von Verbindungselementen von entscheidender Bedeutung, da sie eine Trennung und eine relative Verschiebung an Verbindungsstellen erlauben.

Es werden daraufhin Scherversuche durchgeführt, um die Koeffizienten des horizontalen Zwanges experimentell zu ermitteln. Diese Koeffizienten haben sich als gültig erwiesen, da die Analysen der thermischen Belastungsfälle, in denen diese Koeffizienten benutzt worden sind, mit den Baustellenmessungen für die Fälle gut übereinstimmen, in denen vom vertikalen Zwang angenommen werden kann, daß er kleiner als der horizontale ist. Die Aussagen dieser Analyse zur Verformung zeigen weiterhin, daß die Biegeverformung eine entscheidende Rolle bei der Belastungsverteilung in Betonteilabschnitten spielt, die unter geringem äußeren Zwang stehen.

Kapitel 4 beschreibt ein thermisches Belastungsexperiment an Proben im Großmaßstab von massiven Betonstrukturen. Es ist bekannt, daß die Biegeverformung während der Aushärtung von Massenbeton und die daraus resultierende Trennung und relative Verschiebung an Verbindungsstellen stark vom Grad des äußeren Zwanges abhängen. Dies ist jedoch bisher erst analytisch beurteilt worden, als tatsächlich auftretendes Phänomen konnte es bisher nicht bestätigt werden. Ein Experiment wird beschrieben, das eine solche Trennung und relative Verschiebung nachweist und das Verhältnis von Deformation und Zwang erläutert.

Das Experiment wird mit definierten Bereichen für die Auswirkungen des äußeren Zwanges durchgeführt, wobei die Einflüsse von Sonne und Witterung ausgeschlossen werden. Es kommen fünf Proben zum Einsatz, wobei der Bindungsgrad an den Verbindungsstellen und das Verhältnis von Länge zu Höhe (L/H) des Bauteils die Versuchsparameter darstellen. Während des Aushärtens werden Größen wie Temperatur, Belastung, Verformung und andere aufgenommen. Die Verschiebungen werden mit Hilfe von Messungen an bis zu 70 Stellen registriert, um die Deformation der gesamten Probe zu erfassen. Das Ergebnis ist die Bestätigung der Trennung und der relativen Verschiebung in allen Proben.

Kapitel 5 beschreibt eine numerische Simulation jeder Probe, die den experimentellen Werten von Belastung, Verformung und Verschiebung entspricht. Ein quasi-3D Programm zur numerischen Analyse kommt zur Anwendung, das die Beschreibung eines 3D-Belastungsfeldes durch ein 2D-Netz ermöglicht. Das Programm schließt Federmodelle ein, um die Änderungen im Zwang darzustellen, die aus der Trennung und der relativen Verschiebung an den Verbindungsstellen resultieren. Damit kann der Federkoeffizient von Proben mit einem Verhältnis L/H von 15 geändert werden, wenn an den Verbindungsstellen Trennungen auftreten. Auf der anderen Seite wird deutlich, daß der Federkoeffizient von Proben mit verschiedenen L/H Verhältnissen mit zunehmendem Alter geändert werden muß.

In Kapitel 6 wird belegt, daß sich die Belastung in einem Teilabschnitt des Betonteils linear verteilt, selbst während des Aushärtungsprozesses. Die Untersuchung der gemessenen Deformation in Kapitel 4 basiert auf der Balkentheorie, die von einer linearen Verteilung der Verformung in einem Abschnitt eines Betonteils ausgeht. Nichtsdestotrotz ist die Linearität der Verteilung der Verformung nicht notwendigerweise für den Fall von Beton in der Aushärtungsphase nachgewiesen worden. Die Autoren sehen den Grund dafür, daß bisher die Linearität der Verformungsverteilung nicht vollständig bestätigt werden konnte, in der unzureichenden Verankerung von Dehnungsmessern in Beton unter Spannung, und entwickelten daher zwei Arten von Dehnungsmessern, die sich selbst in jungem, unter Spannung stehendem Beton ausreichend gut verankern lassen. Mit deren Hilfe messen die Autoren die Dehnung im Beton während der Aushärtung und weisen die Linearität der Dehnungsverteilung nach.

Kapitel 7 vervollständigt die Beziehung zwischen dem äußeren Zwang und dem Mechanismus der Entstehung der thermischen Belastung, wie er aus den Kapiteln 3 bis 6 hervorgeht.

### 3. Ergebnisse

In dieser Arbeit entwickelten die Autoren eine analytische Methode, mit der die thermische Belastung in Massenbeton präzise vorhergesagt werden kann, um so die Konstruktion und Herstellung von Strukturen mit erhöhter Sicherheit durch Kontrolle der Anfangsbelastung in gegossenem Beton zu ermöglichen. Die Ergebnisse dieser Arbeit enthalten die folgenden Befunde aus experimentellen und analytischen Untersuchungen über den Mechanismus des äußeren Zwanges, der entscheidend ist bei der Analyse der thermischen Belastung:

1) Die Muster der thermischen Belastung in Massenbeton lassen sich grob in zwei Gruppen einteilen. Bisher wurde angenommen, daß äußerer Zwang sich lediglich auf die horizontale thermische Deformation auswirkt. Dieses Konzept erweist sich jedoch als ungenügend, wenn es um die numerische Darstellung dieser beiden

Spannungsmuster geht. Es hat sich ebenfalls gezeigt, daß eine unabhängige Auswertung des äußeren Zwanges in horizontaler und vertikaler Richtung notwendig ist, um die verschiedenen Spannungsmuster darzustellen, die in massiven Betonstrukturen auftreten.

2) Die Untersuchung des äußeren Zwanges bei verschiedenen Werten für den Bindungsgrad an den Verbindungsstellen zeigt, daß sich die folgenden 3 Fälle ergeben: (a) Wenn die Verbindung ausreichend ist, das heißt wenn einspannende und eingespannte Teile mit Stabstahl verstärkt sind, dann ist der Zwang sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung stark genug, um beide Teile zusammenzuhalten. Die Werte ändern sich nicht mit dem Alter. (b) Vorsichtig behandelte Verbindungsstellen, obwohl ohne Armierung, wie im Falle von Beton für den Dammbau, werden in dieser Arbeit als Verbindung mittleren Grades behandelt. In einem solchen Fall tritt Trennung und relative Verschiebung an den Verbindungsstellen auf, was eine Veränderung des Zwanges in horizontaler und vertikaler Richtung zur Folge hat. Im Falle der Trennung ändert sich der vertikale Zwang zu Null, während der horizontale Zwang circa 20% der zu Beginn vorhandenen Steifigkeit beträgt. (c) Wenn die Bindung an den Verbindungsstellen schwach ist, wie im Falle von direkt auf weichen Untergrund gegossenem Beton, ändern sich der horizontale und der vertikale Zwang zu Null, wobei keine Zeiteinflüsse festzustellen sind.

3) Das Verhältnis von Länge zu Höhe (L/H) von gegossenen Betonstrukturen beeinflusst wegen der sich ändernden Formen unter thermischer Deformation die Größenwerte des äußeren Zwanges. Bei einem Wert für L/H von 15 ändern sich die Werte für den äußeren Zwang in horizontaler und vertikaler Richtung mit der Trennung an Verbindungsstellen sowie dem Auftreten von relativer Verschiebung. Für Werte von L/H zwischen 5 und 10 ändert sich die Verformung des Betons erheblich mit zunehmendem Alter, und dementsprechend der äußere Zwang in horizontaler und vertikaler Richtung.

Die Größenordnungen für den horizontalen und vertikalen Zwang unter verschiedenen vorstellbaren Herstellungsbedingungen, bei denen sich die thermischen Belastungen durch diese Methode der finiten Elemente exakt vorhersagen läßt, werden in dieser Arbeit aufgeführt. Selbst wenn thermische Belastung erwartet wird, ist eine rationelle Kontrolle der auftretenden Spannungen durch die exakte Vorhersage der thermischen Belastung und durch die Ergreifung von optimalen Gegenmaßnahmen in den Konstruktions- und Herstellungsphasen möglich.

目 次

1 章 序論	1
1.1 本研究の目的	1
1.2 各章の概要	4
2 章 温度応力に関する既往の研究	7
2.1 温度応力解析の特徴	7
2.2 温度解析手法に関する既往の研究	9
2.3 温度応力解析手法に関する既往の研究	10
2.4 コンペンセーションプレート法および コンペンセーションライン法	17
2.5 実測値を基にした拘束度に関する既往の研究	23
2.6 既往の研究に対する本研究の意義 参考文献	25 30
3 章 外部拘束と温度応力の発生パターン	33
3.1 温度応力発生パターンの分類	33
3.2 解析におけるモデル化	46
3.2.1 有限要素法によるA型の応力履歴に対する解析	46
3.2.2 有限要素法によるB型の応力履歴に対する解析	51
3.2.3 ジョイント要素	53
3.2.4 ジョイント要素を組み込んだパラメトリックスタディ	56
3.3 打継面における拘束係数	64
3.4 せん断試験より求めた水平方向拘束係数を用いた温度応力解析	70
3.5 応力のパターンと変形形状	72
3.6 結論 参考文献	79 81
4 章 マスコンクリートの温度応力実験	83
4.1 はじめに	83
4.2 実験の目的	84
4.3 実験のパラメータおよび試験体の仕様	84

4.3.1	実験のパラメータおよび特徴	84
4.3.2	拘束条件の影響	87
4.3.3	実験の特徴	89
4.3.4	試験体の作成	96
4.4	計測内容	100
4.5	温度の実測結果	107
4.5.1	温度の実測結果	107
4.5.2	線膨張係数	111
4.6	変位の計測結果	115
4.7	変位計測から求めた水平方向の拘束度	136
4.8	コンペンセーション法によるはり理論からの変形に関する検討	142
4.8.1	打継面の付着をパラメータとした試験体M1、M2、M3 について	142
4.8.2	L/Hをパラメータとした試験体M1、M4、M5につい て	145
4.9	ひび割れ、剥離、および応力分布について	147
4.10	ひずみの計測結果	151
4.11	打継面の挙動	158
4.12	結論	160
	参考文献	162
5章	実験結果に対する解析的検討	165
5.1	解析の目的	165
5.2	実験に対する理論的検討	165
5.2.1	実測値とC.L法による解析値の比較	165
5.2.2	L/Hが変形応答に与える影響	169
5.3	解析手法の開発	174
5.3.1	擬3次元温度解析手法	174
5.3.1	擬3次元温度応力解析手法	178
5.3.2	不連続要素のばねのモデル化	180
5.4	解析結果	181
5.4.1	付着をパラメータとした試験体M1、M2、M3のばね係 数と解析結果	181
5.4.2	L/Hをパラメータとした試験体M1、M4、M5のばね 係数と解析結果	190

5.5	Mohr - Coulomb の破壊規準を用いた打継面のモデル化	197
5.6	コンペンセーションライン法の外部拘束係数	201
5.6	結論	205
	参考文献	208
6章	マスコンクリートにおける断面内のひずみ分布	209
6.1	マスコンクリートにおけるひずみの直線性の意義	209
6.2	改良型ひずみ計の仕様と標準型ひずみ計との比較	209
6.3	改良型ひずみ計を用いた線膨張係数の比較	214
6.4	コンクリート断面内のひずみ分布	215
6.5	ひずみの直線分布に関するまとめ	217
	参考文献	218
7章	結論	219

# 1章 序 論

## 1章 序論

### 1.1 本研究の目的

長大橋のアンカレイジやフーチング、あるいはダムをはじめとする大型の土木構造物の建設においては、初期欠陥のひとつとして位置付けられる温度応力を定量的に評価して、高い安全性を有するよう設計を行わなければならない。このような標準設計にはない大型で特殊な構造物では、設計段階あるいは施工計画の段階で、マスコンクリートの温度ひび割れを低減するため、ひび割れに対して最も安全な構造形式および施工方法が検討される。

近年では、温度ひび割れに関する問題は大型の構造物にとどまらず、ボックスカルバートや擁壁などといったごく一般のコンクリート構造物においても重要視されるようになった。その理由として、コンクリートポンプによる一括大量打設、高強度化にともなう単位セメント量の増加、さらにはセメントの粉末度の向上に起因して、通常のコンクリート構造物においても温度ひび割れが発生しやすい状況となったことなどが挙げられる。さらに、その一方では、通常のコンクリート構造物においても、品質に影響を及ぼす温度応力などの初期欠陥に対する認識が高められたことも一因である。

温度ひび割れの発生が懸念されるマスコンクリート構造物においては、ひび割れ制御に対する最適な設計および合理的な対策を行うために、構造物に生じる温度応力を正確に予測することが求められる。温度応力を予測する場合、これを実験によって求めることは難しく、それゆえ多くの場合には解析的な手法が用いられる。

有限要素法などの数値解析により温度応力を解析する際には、打設したコンクリートが受ける外部拘束の作用をどのように考えるかが極めて重要であり、外部拘束に対する考え方やそれを表す拘束度の値いかんによって、解析の結果得られる温度応力履歴のパターンや応力の値は大きく変化する。それゆえ、現行の土木学会コンクリート標準示方書においても解析における外部拘束の評価を重要視しており、拘束体とコンクリートとの境界面にすべりが生じないと仮定するなどの記述を設けている。しかしながらこの記述は、解析の結果が安全側となるように配慮されたものであり、必ずしも実際に生じる温度応力を与えることを目的としたものではない。例えば、境界面のすべりを考慮しない解析では、

多くの場合、過大な温度応力を与えるか、あるいは材令初期においてコンクリートの上層部に生じる引張応力を予測し得ないなど危険側となる場合もある。実際には、示方書の記述と異なって境界面に相対的な変形や剥離が生じることがこれまでの研究から指摘されており、これが構造物に対して重大な欠陥となるばかりか、その後の構造物内部の温度応力分布に大きな影響を及ぼすと考えられている。したがって、実際に構造物に生じる応力の値および応力の分布を正確に予測し、合理的な設計を行うためには、いかなる場合に境界面のすべりを考慮する必要あり、あるいはこれを考慮する必要がないか等を含めて、拘束体となる地盤あるいは既設コンクリートからの外部拘束の作用メカニズムやその大きさを正確に理解することが不可欠となる。

本研究の目的は、外部拘束の作用メカニズムを解明し、マスコンクリート構造物の建設過程で生じる温度応力を精度良く予測することにある。外部拘束の実態を正確に理解し、解析精度の向上が図られれば、コンクリート構造物の初期応力として位置付けられる温度応力を定量的に評価することができ、現在のレベルより高い安全性を有した構造物の設計・施工をこれまで以上に合理的に行うことが可能となる。

現在では、温度応力の数値解析手法として有限要素法が最も精度のよい手法と考えられており、重要度の高い構造物に対してはこの解析手法がよく用いられている。それゆえ、これまでに行われたマスコンクリート硬化時の温度応力発生機構を解明しようとする多くの研究では、実際に施工したマスコンクリート構造物において実測した温度、応力などの値に対して、有限要素法による検証を行っている。しかしながら、現場実測結果を基にした有限要素解析との比較・検討からでは、いくつかの曖昧な点をとまなうため、外部拘束のメカニズムの実態を解明するには十分とは言えない。すなわち、実構造物に対する実測の問題としては、

- 1) コンクリートを打設した地盤の諸物性が明確でないこと、
- 2) 既設コンクリート及び地盤のどの程度の領域が拘束体として影響するのかが不明であること、
- 3) コンクリートの温度に対する日射や風雨などの環境条件が影響が完全に把握できないこと、

などである。一方、解析を行う際の問題としては、

- 1) 着目しているコンクリートに対して影響を及ぼすと思われる地盤部分の解析の対象領域の選定が難しいこと、
- 2) 地盤の地中部分の境界などモデルの外周における力学的および幾何学的境界条件の設定が不明であること、

などである。

さらに、現場における計測では、コンクリートリフト間、あるいは地盤とコンクリートの境界におけるすべり（相対変位）などを計測することが困難であり、また解析においても、このような境界面のすべりによる外部拘束の作用の変化を考慮できないことも重要な問題である。したがって、実測と解析の差異が、実測データの環境条件変動に起因しているのか、あるいは解析を行う際の物性や境界条件に起因しているのかが明確にならないため、現状の有限要素解析に対する解析精度の客観的な評価、および解析上用いている仮定の妥当性などが不明である。それゆえ、上記の問題点を明らかにした上での外部拘束のメカニズムの評価までには至っていない。

本研究では、マスコンクリートの外部拘束メカニズムを解明するために、まず、環境条件および境界条件を明確にした温度応力実験によって、コンクリート硬化時の温度、応力、変位などの実測データを得ることが必要であると考えた。そこで、拘束体と被拘束体とから構成される大型のマスコンクリート試験体を作成し、被拘束体の硬化時の温度応力挙動を観察した。実験は、日射や風雨などの環境の変動を受けないように室内で行うこととし、さらに、実験の境界条件として、被拘束体に影響を与える拘束体の範囲を明確にした。すなわち、観察の対象となる被拘束体が拘束体だけからの拘束を受けるようにし、床コンクリートやその下の地盤からの拘束の影響を除去した。

一方、解析においても、ひび割れや拘束体と被拘束体との打継面における相対変位などの不連続領域を考慮することのできる数値モデルを開発し、これを有限要素プログラムに組み込んだ。このプログラムを用いて、実験結果に対するパラメトリックスタディを実施し、さらには、はり理論に基づく検討などからマスコンクリートの外部拘束メカニズムを解明した。

すなわち、本研究で明らかにした外部拘束のメカニズムとは主に次の2つである。

1) 本研究では、マスコンクリートにおける温度応力の発生パターンが大きく2つに分類できることを明らかにした。これら2つの応力パターンを表すためには、単に水平方向の熱変形を拘束するといった従来の外部拘束の考え方では不十分である。さらに、実際のマスコンクリートにおいて観察されるさまざまな応力の発生パターンを表すためには、水平方向と鉛直方向の外部拘束をそれぞれを独立に評価することが必要であることを示した。

2) 打設したコンクリートのL/H（長と高さの比）に依存して、外部拘束の大きさが変化することは以前から知られていたが、その理由についての理論的な説明はなされていなかった。本研究では、この点について、L/Hがある値以下になるとコンクリートの熱変形形状が変化し、これにともない外部拘束の作用も変化することを明らかにした。そして、実際に考えられるいくつかの施工条件に対して、最適な外部拘束の評価法を示し、数値解析により、より精度良く温度応力を予測することを可能にした。

## 1.2 各章の概要

以下に本論文の各章の概要について紹介する。

1章では、本研究の目的と背景および意義について述べる。

2章では、温度応力問題に関する既往の研究を整理し、代表的な外部拘束の考え方およびその考え方に基づく温度応力算定法について紹介するとともに、これらとコンペンセーション法に導入されている外部拘束の概念との比較を行う。

3章では、いくつかの現場において計測した温度応力およびひずみなどのデータから、マスコンクリートに発生する温度応力の発生パターンが2つに大別できることを示す。想定モデルを用いた有限要素法によるパラメトリックスタディから、外部拘束が強い場合には有限要素法によるシミュレーションが比較的容易であるのに対して、外部拘束が弱い場合には、打継面での相対変位を許容するようにジョイント要素を挿入して、外部拘束の作用を水平方向と鉛直方向の2つに分けて評価しなければ、この場合の応力状態を数値的

に表し得ないことを示す。

さらに、水平方向の拘束係数を求めるためマトック型の一面せん断実験を行い、拘束が弱いと考えられる場合の現場実測結果に対して、せん断実験から得られた拘束係数を用いて解析を実施した。この解析により得られた変形の結果から、拘束が弱い場合の応力分布を得るためには、曲げ変形の存在が重要であることを述べる。

4章では、マスコンクリート硬化時の曲げ変形およびそれにもなう打継面での剥離や相対変位の存在を実験的に確認する目的で、実構造物大のマスコンクリート試験体5体を作成して、これに発生した温度、応力、ひずみ、そして変位を実測した。

さらにコンペンセーション法によるはり理論に基づく検討から、外部拘束と変形のパターンについても検討を加え、外部拘束による温度応力発生メカニズムについて検討を行う。

5章では、4章で行った実験に対して解析による検討を加えるため、打継面での挙動を表すばねモデルを示すとともに、これを有限要素法に組み込み実験結果に対するパラメトリックスタディを実施して、解析的な面から外部拘束による温度応力発生メカニズムについて検討を行う。

6章では、4章で行った変形に対する検討に用いたはり理論の成立の前提条件であるコンクリート断面内のひずみの直線性について確認する。これまで、硬化過程にあるコンクリートにおいては断面内のひずみが直線分布することについて、十分に確認されていなかった。6章では、ひずみ分布の直線性が十分に確認できない原因は、コンクリート内部での埋設型ひずみ計の定着に問題があることを明らかにし、若材令コンクリートにおいても十分な定着性を有するように改良を加えたひずみ計を用いてコンクリート内部のひずみの計測を実施した結果について述べる。

7章では、3章から6章で得られた温度応力発生メカニズムと外部拘束との関係を総括し、結論として取りまとめる。

## 2章 温度応力に関する既往の研究

## 第2章 温度応力に関する既往の研究

### 2-1 温度応力解析の特徴

マスコンクリートの温度応力を算出するための解析には、図2-1に示すように①温度解析と②温度応力解析の2つの段階がある。まず温度解析では、地盤およびコンクリートの熱定数として、比熱、熱伝導率、熱伝達率などを仮定する。コンクリートは硬化にともない発熱するので、コンクリートの断熱状態における発熱特性を記述するため一般に次式<sup>1)</sup>が用いられる。

$$Q(t) = Q_{\infty} (1 - e^{-\gamma t^{\beta}}) \quad \text{式(2-1)}$$

ここで、 $Q(t)$  : 材令  $t$  日におけるコンクリートの断熱温度上昇量 (°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

$t$  : 材令 (日)

上記の $Q_{\infty}$ 、 $\gamma$ 、 $\beta$ の値は、セメントの種類、単位セメント量、コンクリートの打設温度等から決定される定数である。これらの物性データに加えて、コンクリート打込み温度、外気温、コンクリートの打設工程などを考慮し、コンクリート内の温度分布を計算する。

応力解析では、温度解析で求めたコンクリート各部の温度をひずみに換算して、初期ひずみ問題として応力解析を行い、温度応力を求める。

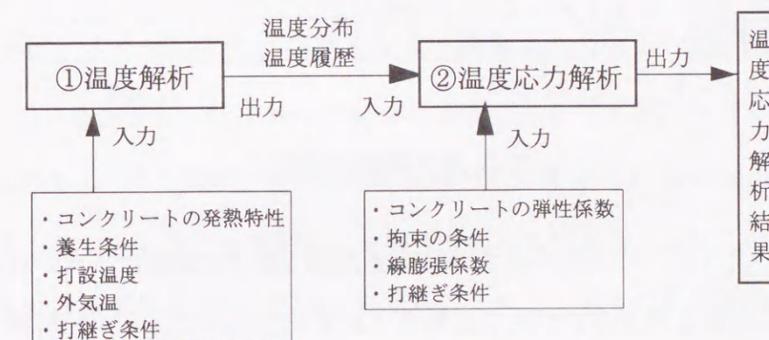


図2-1 温度応力解析の流れ

マスコンクリートの温度応力解析には、温度解析と温度応力解析の2つの段階が必要であることに加え、通常の構造解析と異なって以下のような特徴がある。

- 1) 温度解析は、コンクリートの発熱をともなう熱伝導解析となる。
- 2) 温度解析、温度応力解析ともに、コンクリートの打継ぎにともない、構造系の変化および境界条件の変更が必要となる (図2-2参照)。

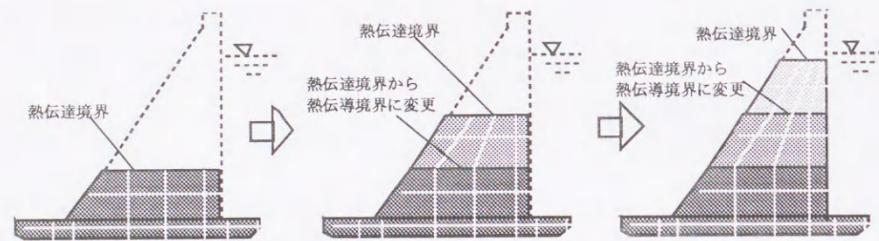


図2-2 構造系の変化および境界条件の変更

- 3) コンクリートの強度および弾性係数が材令に従い変化する (図2-3参照)。

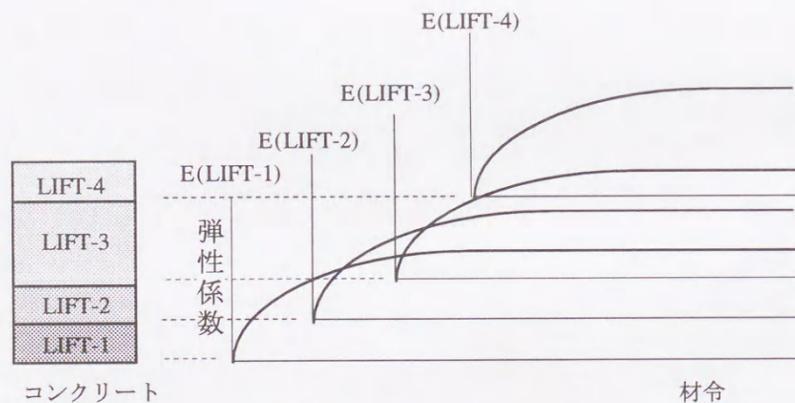


図2-3 弾性係数の変化

- 4) 壁状構造物のように、一方向の長さが他の2方向に比べて非常に小さい場合、温度勾配が卓越する断面と最大応力が生じる断面とが直行するので、2次元解析では十分な解が得られない場合がある (図2-4参照)。

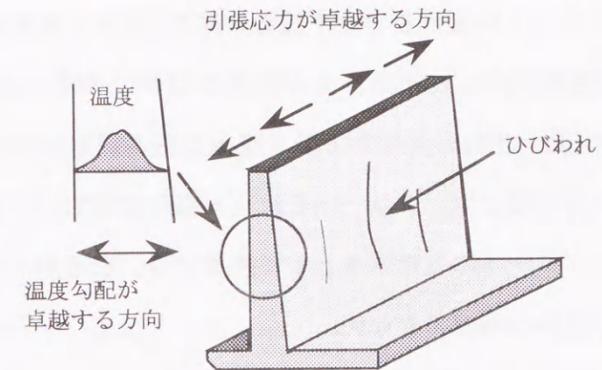


図2-4 温度勾配が卓越する断面とひび割れの生じる断面

マスコンクリートの温度応力解析は、以上述べたような特徴を有する。さらに、コンクリートのひび割れについても考慮した解析を行うのであれば、コンクリートの引張破壊判定、鉄筋とコンクリートの付着、ひび割れ発生後の応力の再配分などについても考慮する必要がある。

なお、コンクリート構造物の設計では、一般に、圧縮をプラス、引張をマイナスとするが、温度応力分野では通常、圧縮をマイナス、引張をプラスとしており、本研究においても温度応力の他の研究と同様、圧縮をプラス、引張をマイナスとする。

## 2-2 温度解析手法に関する既往の研究

マスコンクリートの温度分布は、実験によって求めることが困難であるので、コンクリート内の温度分布・温度履歴を解析により求めようとする研究はかなり以前から行われていた。例えば、古くは1937年にCarlsonにより提案された方法<sup>2)</sup>、あるいは1947年のBoulder Dam<sup>3)</sup>の方法、また、R.E.Glover<sup>4)</sup>により提案された図式解法などである。1949年に提案されたA.D.Ross<sup>5)</sup>の方法は、古典的な熱伝導の数値解法であるSchmidtの方法をコンクリートの温度上昇をともなう温度解析に発展させたものである。これらの手法は、いずれも簡易法であり計算が容易である反面、計算条件に関していくつかの制約をともなう。すなわち、Carlsonの方法では、コンクリートの発熱やパイプクーリングを考慮することができず、問題は1次元問題に限定されているほか、コンクリートの表面や地盤との境界における境界条件も十分に考慮できない。Boulder Damの方法は、1次元～3次元問題

を対象としているがコンクリートの発熱を考慮することはできない。R.E.Gloverの方法は図式解法であるため、簡便化されているが、その結果にはバラつきが多い。A.D.Ross (Schmidt)の方法は、1次元～3次元を対象として現在でも用いられている手法であるが、制約条件として、1) 外気温とコンクリートの打込み温度は等しい、2) コンクリート表面の熱伝達率をコンクリートの仮想厚さとして換算する、などがあり場合には、解析を行う上で必要な条件を考慮できない。

簡易法に対して、有限要素法は問題に応じて種々の条件を考慮できる。すなわち、解析対象とする構造物の形状をそのままモデル化でき、打継ぎやコンクリートの発熱など温度応力問題特有の境界条件も考慮してコンクリート中の温度分布、温度履歴を求めることができる。さらにプログラムの変更により特殊な条件やコンクリートの熱特性を組み入れることも可能である。例えば鈴木ら<sup>6)</sup>は、比較的断面の小さい部材では放熱により断熱状態とは異なった温度履歴を受けるため、このような部材に対して式(2-1)で記述される断熱状態で求めた発熱特性を用いると、解析結果が実際よりも高い温度となることを指摘した。そして、これを改善するためセメントの水和発熱モデルを有限要素法に組み込み温度解析を行った。原田ら<sup>7)</sup>は、セメントの水和発熱過程と熱伝導率を連成させた非線型解析を行っている。これらの研究では壁厚が1m以上の場合には従来の断熱状態の温度特性を用いた線型の温度解析との差はほとんどないと報告している。

なお、本研究では、解析の対象とする構造物が奥行きのあるスラブ状構造物かあるいは断熱材で覆われた壁状の試験体であるため、コンクリートの発熱特性は断熱状態下での式(2-1)を用いることとし、解析は線型の有限要素解析とした。

### 2-3 温度応力解析手法に関する既往の研究

マスコンクリートに生じる温度応力は、内部拘束応力と外部拘束応力の2つに大別される。内部拘束応力とは、コンクリートの内部と表面の温度差に起因して生じるものであり、外部拘束応力とは、打設されたコンクリート全体の温度変化に伴う体積変化が既設のコンクリートあるいは地盤に拘束されることによって発生する応力である。簡易法によるマスコンクリートの温度応力計算では、多くの場合、内部拘束応力と外部拘束応力を別々

に求め両者を重ね合わせて温度応力の評価を行う。

内部拘束による応力は、図2-5に示すような温度分布を受けるコンクリートブロックにおいて、表面と内部の温度差により生じた温度ひずみを断面内で釣合うように圧縮側と引張側に分配して算出する。簡易的にこれを求める手法として、式(2-2)による方法<sup>8)</sup>がよく用いられている。

$$(\sigma_x)'_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \alpha_c \cdot \frac{E_c(t)}{(1-\nu)} \Delta T'_{s,\max} \quad \text{式(2-2)}$$

ここに、

$(\sigma_x)'_{\max}$  : 材令 t 日における x 方向 (水平方向) 引張応力の最大値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\alpha_c$  : 線膨張係数 (1/°C)

$E_c(t)$  : 材令 t 日における有効弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比

$\Delta T'_{s,\max}$  : 材令 t 日における最大温度と表面温度との差 (°C)

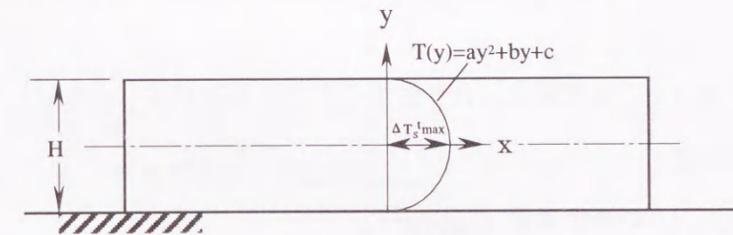


図2-5 コンクリートブロック内の温度分布

式(2-2)は、温度分布が2次の放物線で表され、最大温度はコンクリートブロックの高さの中央で生じると仮定している。小野ら<sup>9)</sup>は式(2-2)において、コンクリートブロックの高さ中央よりH/6下がったところに最大温度が生じるとして、同様の式を導いた。さらに、導いた式に対してコンクリートの弾性係数が材令によって変化するとして応力を求める方法<sup>10)</sup>も提案している。小沢の方法<sup>11)</sup>は、Compensation line を考えて、これを境に断面内のひずみの釣合いを求め、温度応力を算出するものであるが、この方法は内

部拘束応力のみを対象にしたものである。

小野ら<sup>12)</sup>は、内部拘束により発生する応力について、式(2-2)に示した簡易法と有限要素法との比較を行っている。有限要素法では、L/H(解析対象とするコンクリートの長さ高さの比)を1.0としたモデルを用いている。簡易法では、弾性係数、温度分布について経時変化を考慮した増分解と経時変化を考慮しない簡易解の2種類の計算を行っている。その結果、有限要素法のメッシュの端部からL/Hが5より外側の領域では、有限要素法の解と、簡易法の値の傾向が一致しないが、L/Hが5より内側の領域では、有限要素解と簡易法の増分解の比が1.076であることを報告している。

外部拘束による応力成分は、打設されたコンクリート全体の温度変化に伴う温度ひずみから、既設のコンクリートあるいは地盤によって拘束されるひずみ成分を抽出して、これに弾性係数を乗じて求める。この拘束ひずみ成分を求める際に、打設されたコンクリートが拘束体から受ける拘束の作用を表すため、拘束度が用いられる。以下にこれまでに提案された、外部拘束応力を算出する手法を記す。

建設省は、外部拘束応力を算出する方法<sup>13)</sup>として次式を提案している。

$$\sigma_{rmax} = R \cdot E_c \cdot \alpha_c \cdot (T_p - T_r - T_f) \quad \text{式(2-3)}$$

ここに、

$\sigma_{rmax}$  : コンクリートの温度変化により生ずる最大引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

R : 外部拘束度

$E_c$  : コンクリートの弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\alpha_c$  : コンクリートの線膨張係数 (1/°C)

$T_p$  : 打込み温度 (°C)

$T_r$  : 最大温度上昇量 (°C)

$T_f$  : 最終安定温度 (°C)。

また、小野ら<sup>14)</sup>は、式(2-3)の温度変化量として、断面の平均温度を用いた式を提案している。建設省の方法および小野の方法は、コンクリートの弾性係数の変化の過程

を考えずに、コンクリート全体の温度が安定した段階の最終的な温度応力を算出するものである。これらの方法では、簡便に温度応力を算出することはできるが、温度安定段階に至るあいだの応力履歴については明らかにできない。また、温度応力を計算する場合、拘束度の値をどの程度とするかで算定される引張応力の値が大きく変化するゆえ、拘束度の値は重要な値であるが、拘束度の値に関して具体的な提案はなされていない。これらの方法では、拘束度として次に述べるACI 207委員会により提案された拘束度の値を参照している。

1973年<sup>15)</sup>、および1986年<sup>16)</sup>にACI 207委員会により提案された温度応力算定方法も式(2-4)に示すように、上記2つの方法と同様である。すなわち、ACIの温度応力の算定式は、

$$f_t = K_R \cdot \Delta c \cdot E_c \quad \text{式(2-4)}$$

ここに、

$f_t$  : 断面中心線上の任意点における引張応力 (温度応力による応力)

$K_R$  : 1.0を100%拘束として表した拘束度

$\Delta c$  : 自由収縮ひずみ

$E_c$  :  $\Delta c$ が生じた時点でのコンクリートの弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

拘束度  $K_R$  は図2-6から求めるが、拘束体とコンクリートの剛性の比に応じて、式(2-5)から算出される修正係数をこれに乗じる。

$$M = \frac{1}{1 + \frac{A_g E_c}{A_f E_f}} \quad \text{式(2-5)}$$

ここに、

$A_g$  : コンクリートの断面積

$A_f$  : 拘束体の断面積

$E_c$  : コンクリートの弾性係数

$E_f$  : 拘束物体の弾性係数。

ACIの拘束に対する考え方の特徴は、図2-6に示すように、外部拘束による拘束

度 $K_R$ が、 $L/H$ （打設されたコンクリートの高さとの長さの比）と打設されたコンクリートの底面からの高さによって変化していることである。ACIの考え方によれば、温度応力は拘束体に近い底面の方ほど大きくなり、ゆえに底面に近いほど大きな温度応力が生じるため発生するひびわれの幅も大きいことになる。しかしながら、図2-7に示すように壁状のマスコンクリート構造物などにおいて実際に観察される温度応力は、壁の下層よりもむしろ中層で応力が大きくなる。また、実際に観察されるひびわれの幅も壁高さ中央付近で大きく、逆に天端や底面に近いところでは小さくなるのが一般的で、このような実際に観察されるひびわれのパターンはACIの考え方とは合致しない。

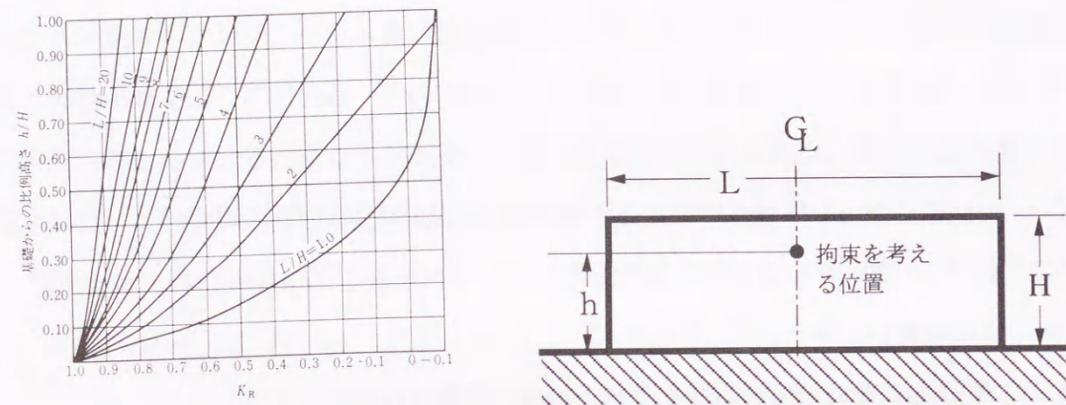


図2-6 ACIのコンクリート中央断面の拘束度

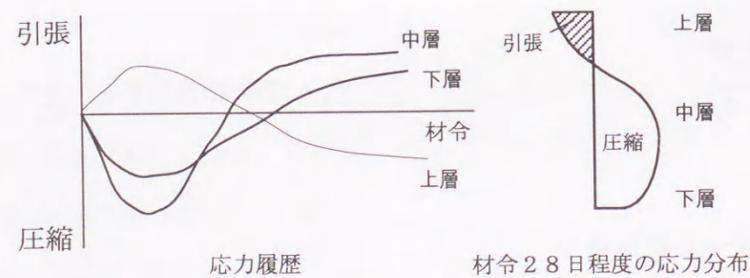


図2-7 実際に観察される応力履歴の一例

塚山<sup>17)</sup>は、いくつかの構造物の温度ひびわれ発生事例を調査するとともに、ボックスカルバートや、壁、スラブなど、いくつかのタイプの構造形式毎に、その代表的な部位

における拘束度を提案している。そして実際のコンクリート構造物のある箇所の温度変化量から求まる理論的な熱膨張（あるいは熱収縮）ひずみと、それと同じ位置に埋設したひずみ計の値との比を拘束度としている。

塚山の拘束に関する考え方は、ACIとほぼ同様であるが、実際の構造物に対してひずみ計測を行い、実測値から拘束度を算出しているため、直接的であり理解が容易であるが、一方で得られる拘束度は計測を行った局所的な範囲に限定されることになる。また、この方法では、外部拘束成分のひずみだけでなく、ひずみ計を埋設した位置の温度勾配に対応した内部拘束成分ひずみも含めた拘束度となる。

野尻<sup>18)</sup>は、基礎杭上に打設されたマスコンクリート構造物を図2-8のようにモデル化し、コンクリートは底面において杭からばね定数 $k$ によって水平に拘束を受けると仮定して、その温度応力を求める次式を提案した。

$$\sigma_{\max(i)} = \sum_{i=1}^n -\alpha \cdot E_{F(i)} \{T_{(i)} - T_{(i-1)}\} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh \left( \sqrt{\frac{k}{AE_{F(i)}}} l \right)} \right\} \quad \text{式(2-6)}$$

ここに、

$\sigma_{\max(i)}$  : 外部拘束による温度応力の最大値

$\alpha$  : フーチングコンクリートの線膨張係数

$E_{F(i)}$  :  $i$ 番目の解析ステップにおけるフーチングコンクリートの弾性係数

$T_{(i)}, T_{(i-1)}$  :  $i$ 番目および $i-1$ 番目の断面の平均温度

$A$  : フーチングコンクリートの単位断面積

$l$  : フーチングコンクリートの長さ

$k$  : ばね定数

式(2-6)のばね定数は、杭上端の回転を固定した場合の変位 $\Delta$ と水平力 $P$ の関係式から計算される。

吉岡<sup>19)</sup>は、内部拘束応力と外部拘束応力を同時に計算できるように、いくつかの線材要素で表されるコンクリート部と、これを外的に拘束する拘束ばねとから構成される

解析モデルを提案した(図2-9)。このモデルでは、クリープを考慮したコンクリート要素のひずみと、 $E_s \cdot A_s$  なる剛性を持つ拘束ばねとの釣合いから、コンクリートの温度応力増分をステップ毎に求める。この解析法では、クリープにより緩和される応力度と拘束ばねの剛性が他の簡易法の拘束度に相当する。

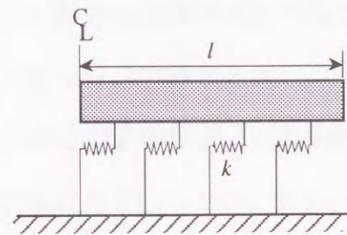


図2-8 野尻のモデル

野尻の方法および吉岡の方法などの簡易法に取り入れられている外部拘束の考え方は、温度変化に伴うマッシブなコンクリートの体積変化を1軸部材に置き換え、この1軸部材の軸方向の変形を拘束度(ACI法では $K_R$ )として拘束するという考え方である。すなわち拘束の方向としては水平方向にのみ着目して、水平方向の温度変形を拘束すると考えられている。したがって、図2-7に示すような応力分布は表し得ない。

このような簡易法では、マスコンクリートの打設ブロックの形状を十分に考慮できないなどの点で不十分であることが指摘され<sup>20)</sup>、精度を必要とする解析では有限要素法による温度応力解析が用いられるようになった。有限要素法を用いて温度応力解析を実施する場合、外部拘束を直接評価するパラメータはないが、吉岡ら<sup>21)</sup>は、拘束体となる地盤あるいは既設コンクリートと、新たに打設したコンクリートの弾性係数の比、および打設したコンクリートの形状が拘束度に関係するとして、これらの値をパラメータとした有限要素法による温度応力解析を行った。

山崎ら<sup>22)</sup>もスラブ状の構造物を対象として、スラブの広さと厚さの比および基盤剛性が、スラブ状コンクリートの上表面の応力分布に与える影響について検討し、コンクリート硬化時の変形が曲げを伴うことを示した。吉岡ら、および山崎らの研究では、拘束体と打設したコンクリートとの弾性係数との比、および打設したコンクリートの形状などが外部拘束度に影響するとして検討を加えているが、これらのパラメータだけでは、実際に

観察される様々な温度応力のパターンを表現するには十分でない。

本研究では、図2-7の応力履歴となるために、外部拘束の作用を水平方向だけでなく鉛直方向についても考えなければならないことを明らかにし、有限要素法においてこの外部拘束を表すパラメータを直接導入できるようにする。

#### 2-4 コンペンセーションプレーン法およびコンペンセーションライン法

2次元モデルを対象としたコンペンセーションプレーン法および1次元モデルを対象としたコンペンセーションライン法<sup>20,23)</sup>、(以下ではこれらを総称してコンペンセーション法と呼ぶ)では、はり理論に基づき断面内のひずみの釣合いを考え温度応力を算出する方法である。この方法の特徴は、外部拘束に対する拘束の作用方向を水平方向だけでなく、解析対象とする部材の曲げに対する拘束を考えていることである。それゆえ、ACI法では表せない図2-7に示したような、中層の引張応力が卓越する応力分布についても表すことが可能である。また、内部拘束成分応力と外部拘束成分応力が同時に求められるが、温度応力を算出する過程で、内部拘束による応力成分、水平方向の外部拘束による応力成分、曲げに対する外部拘束の応力成分が完全に分離されており、それぞれの成分に対する概念が明確にされている。それゆえ、本研究では4章で行った実験結果に対する分析にコンペンセーション法を用いており、以下ではその定式化について述べる。

コンペンセーション法は、温度応力が作用するコンクリートブロック内のひずみ分布が、その断面内で直線分布している(平面保持)と仮定して、温度応力を軸力成分と曲げ成分の組合せによって表す方法である。

いま、下から順次打ち上がっていくコンクリートリフトの温度分布が、図2-10(a)に示すようであると考え、この温度分布を図2-10(b)に示すように離散化して表す。すなわち図2-10(a)の点線で区切られたn個の領域を考え、これらの面積をそれぞれ $\Delta A_i$ とし、各領域内では温度を $t_i$ 一定と仮定する。そして、それぞれの区切られた領域の温度が、ある材令 $T_1$ から $T_2$ の間に $\Delta t_i$ だけ変化したと考えると、この温度変化にともない断面に作用する軸力成分の総和 $P$ は次式で表される。

$$P = \sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{n^k} E^k \alpha_c^k \Delta t_i \Delta A_i \quad \text{式(2-7)}$$

ここで、全リフト数を  $N$  とし、これを添え字  $k$  とする。ただし、 $1 \leq k \leq N$ 。したがって、 $E^k$  は  $k$  番目のリフトの弾性係数、 $\alpha_c^k$  は  $k$  番目のリフトのコンクリートの線膨張係数である。また、 $n^k$  は、 $k$  番目のリフトの中の区切られた領域の数である。

軸力成分の平均ひずみ  $\Delta \bar{\epsilon}$  は、1/2断面であることを考慮して次式から求める。

$$\Delta \bar{\epsilon} = \frac{P}{\sum_{k=1}^N E^k A^k \frac{1}{2}} = \frac{\sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{n^k} E^k \alpha_c^k \Delta t_i \Delta A_i}{\frac{1}{2} \sum_{k=1}^N E^k A^k} \quad \text{式(2-8)}$$

ただし、 $A^k$  は  $k$  番目のリフトの断面積である。

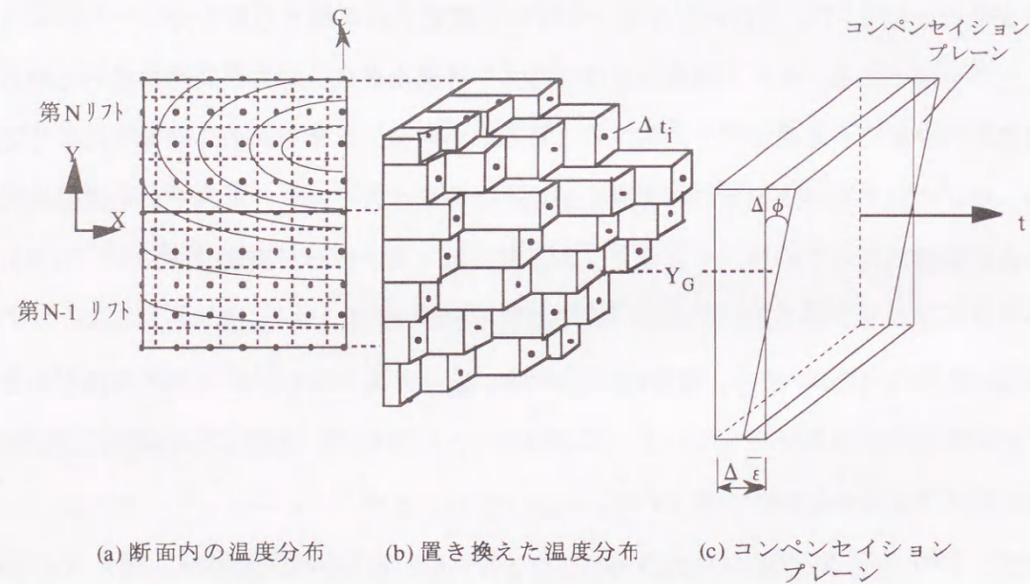


図2-10 コンペンセーションプレーン法

次に、モーメント成分を求めるために必要な、弾性係数を考慮に入れた全リフトの重心点  $Y_G$  を求める。

$$Y_G = \frac{\sum_{k=1}^N E^k A^k y_G^k}{\sum_{k=1}^N E^k A^k} \quad \text{式(2-9)}$$

ここで、 $y_G^k$  は  $k$  番目のリフトの重心点の高さである。重心点を中心としたモーメント成分の総和は  $M$  は、

$$M = \sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{n^k} E^k \Delta A_i (\alpha_c \Delta t_i - \Delta \bar{\epsilon}) (y_i - Y_G) \quad \text{式(2-10)}$$

で表される。ただし、 $y_i$  は区切られた領域の中心座標。一方、図2-10(b)で考えた温度分布と、図2-10(c)のひずみ分布が等しいとすれば、図2-10(c)のモーメント成分の傾き  $\Delta \phi$  を求めることができる。図2-10(c)のモーメント成分総和  $M_c$  は、

$$\begin{aligned} M_c &= \sum_{k=1}^N \int_{y_b}^{y_t} \frac{B^k}{2} E^k \Delta \phi (y_i - Y_G)^2 dy \\ &= \frac{\Delta \phi}{6} \sum_{k=1}^N B^k E^k [(y_t^k - Y_G)^3 - (y_b^k - Y_G)^3] \end{aligned} \quad \text{式(2-11)}$$

$M=M_c$  であるから、 $\Delta \phi$  は、

$$\Delta \phi = \frac{6 \sum_{k=1}^N \sum_{i=1}^{n^k} \alpha_c^k E^k \Delta A_i (\Delta t_i - \Delta \bar{t}) (y_i - Y_G)}{\sum_{k=1}^N B^k E^k [(y_t^k - Y_G)^3 - (y_b^k - Y_G)^3]} \quad \text{式(2-12)}$$

となる。ここで、 $B^k$  は  $k$  番目のリフトの奥行き、 $y_t^k$  は  $k$  番目のリフトの上端の  $y$  座標、また、 $y_b^k$  は  $k$  番目のリフトの下端の  $y$  座標である。したがって、コンペンセーションプレーンは、 $\Delta \bar{\epsilon}$ 、 $\Delta \phi$  によって表される。

内部拘束成分ひずみは、図2-11に示す斜線で囲まれた部分であるから、内部拘束応力増分  $\Delta \sigma_{ii}^k$  は、次式から求められる。

$$\Delta \sigma_{ii}^k = E^k \{ -\alpha_c^k \Delta t_i + [\alpha_c^k \Delta \bar{t} + \Delta \phi (y - Y_G)] \} \quad \text{式(2-13)}$$

一方、外部拘束による軸方向成分の温度応力増分  $\Delta N_R$ 、および曲げ成分の温度応力増分  $\Delta M_R$  は、

$$\Delta N_R = -R_N \sum_{k=1}^N E^k A^k \Delta \epsilon \quad \text{式 (2-14)}$$

$$\Delta M_R = -R_M \sum_{k=1}^N E^k I \Delta \phi \quad \text{式 (2-15)}$$

となる。

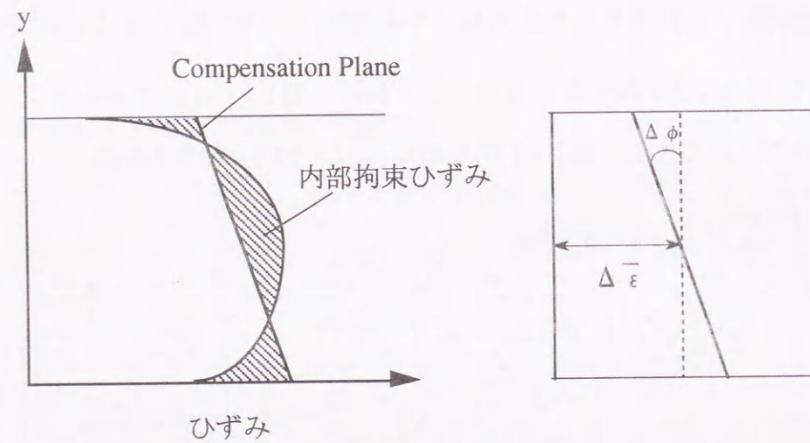


図 2-11 内部拘束成分ひずみ

ここで、 $R_N$ 、 $R_M$  は、自由な温度変形を拘束する外部拘束係数である。また、 $I$  は基準となる弾性係数を  $E^*$  としたときの、構造系全体の断面二次モーメントで、次式から求められる。なお符号は、プラスを圧縮、マイナスを引張とする。

$$I = \sum_{k=1}^N \left[ \frac{E^k}{E^*} I^k + (y_G^k - Y_G)^2 A^k \frac{E^k}{E^*} \right] \quad \text{式 (2-16)}$$

外部拘束による全体としての温度応力増分  $\Delta \sigma_R^k$  は、

$$\Delta \sigma_R^k = E^k \frac{\Delta N_R}{\sum_{k=1}^N E^k A^k} + E^k \frac{\Delta M_R}{E^* I} (y - Y_G) \quad \text{式 (2-17)}$$

で表される。以上から、全体としての温度応力増分は、

$$\Delta \sigma_i^k = \Delta \sigma_{ii}^k + \Delta \sigma_k^k \quad \text{式 (2-18)}$$

となる。材令  $T$  における各点  $i$  の温度応力  $\Delta \sigma_i^k$  は、各時間ステップ  $T_{j-1}$  から  $T_j$  の間の温度応力増分の和で表され、 $\Delta T_j = T_j - T_{j-1}$  として、

$$\sigma_i^k = \sum_{\Delta T_j=1}^T \Delta \sigma_{i,\Delta T_j}^k \quad \text{式 (2-19)}$$

となる。

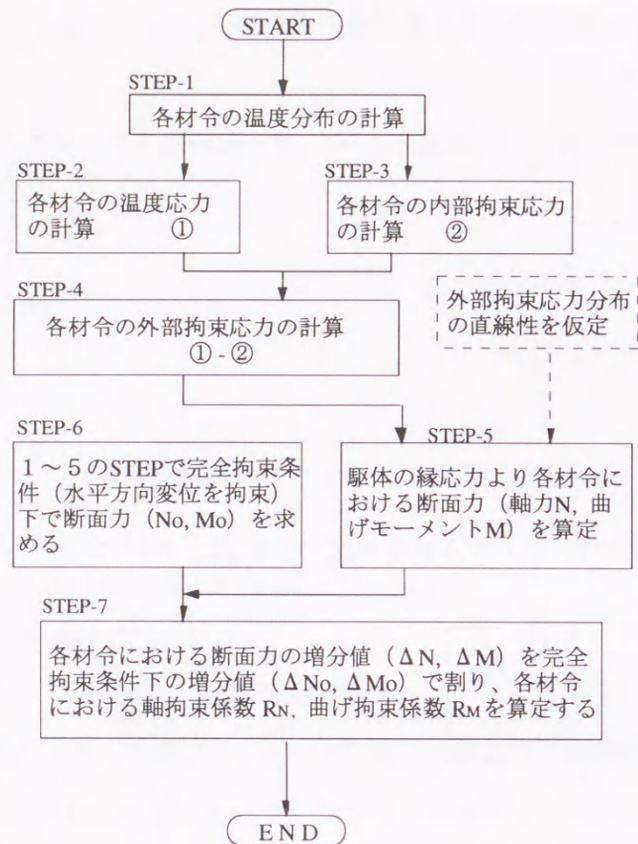
ここで、式 (2-14) および式 (2-15) の外部拘束係数  $R_N$ 、 $R_M$  について述べる。

$R_N$  は、軸方向（水平方向）に対する拘束係数で、 $R_M$  は、曲げに対する拘束係数である。

これらは、

$$R_N = N / N_0, \quad R_M = M / M_0 \quad \text{式 (2-20)}$$

$N$ 、 $M$  は、ある拘束状態の下での軸力と曲げモーメントであり、 $N_0$ 、 $M_0$  は完全拘束状態における軸力と曲げモーメントである。したがって、 $R_N = R_M = 1$  のとき完全拘束を表し、 $R_N = R_M = 0$  のとき無拘束となる。 $R_N$ 、 $R_M$  は、 $L/H$  と  $E_c/E_R$ （拘束体と被拘束体の弾性係数の比）の関数と考えられる。また、これらの値はコンペンセーション法による解析結果が、有限要素法の解析結果と一致するように図 2-12 の手順で同定される<sup>20)</sup>。したがって、 $R_N$ 、 $R_M$  の値はこれを同定する際に行った有限要素法の境界条件によって変化する。例えば、土木学会コンクリート標準示方書<sup>24)</sup>（以下、土木学会示方書）には、 $L/H$  が 1～15、 $E_c/E_R$  が 0～40 の範囲内でその具体的な値が記載されている。土木学会示方書に記載されている  $R_N$ 、 $R_M$  の同定の過程で行った有限要素解析では、拘束体と打設したコンクリートの境界が完全に連続であると仮定している。したがって、水門底版など軟らかい地盤上に直接打設されたコンクリートや杭基礎上のフーチングなどのように、地盤とコンクリートの間で相対的な変形が起こるような場合には、土木学会示方書の値を参照することは適切ではなく、そのような地盤条件での有限要素解析が必要である。



ステップ-1：温度解析により打設したコンクリートの各材令における温度分布を求める。

ステップ-2：各材令における温度応力を算出する。

ステップ-3：各材令における内部拘束応力を算出する。なお、内部拘束応力は拘束体の弾性係数を  $1.0\text{kgf/cm}^2$  として求める。

ステップ-4：上記のステップ-2に示した温度応力より、ステップ-3の内部拘束応力を差し引いて、各材令における外部拘束応力を算出する。

ステップ-5：外部拘束応力の直線性を利用して、打設したコンクリートの縁応力より各材令における断面力（軸力と曲げモーメント）を算出する。

ステップ-6：各材令における完全拘束状態（有限要素法で水平方向変位を要素単位で完全固定とした）での応力を算定し、さらにこの結果から内部拘束応力を除き、外部拘束応力に起因する断面力を算出する。

ステップ-7：式（2-20）より  $R_N$ 、 $R_M$  を算出する。

以上の手順から  $R_N$ 、 $R_M$  の値が算出される。

図 2-1 2 外部拘束係数の同定手順

## 2-5 実測値を基にした拘束度に関する既往の研究

一般にマスコンクリートの拘束度は有効弾性係数、クリープなどとともに論じられる。クリープや有効弾性係数は、解析応力の値そのものの大きさを左右するが、断面内の応力分布および応力履歴のパターンへの寄与は少ない。拘束度は、その考え方によっては応力の発生傾向を大きく左右する結果となるがゆえに、温度応力の発生メカニズムを考える上で重要である。以下では、温度応力問題の拘束度に着目して行われた研究について、その特徴を記す。

田沢<sup>25)</sup>は、材料や配合の違いによる温度ひびわれ特性を評価する目的で、図 2-1 3 に示す一軸の試験装置を考案し、9種類の配合のコンクリートについて、拘束度、クリープ、有効弾性係数を求めた。田沢の実験は、図 2-1 3 の試験装置を温度可変室内におき、実際のマスコンクリートが受ける温度履歴を与えてコンクリートに一軸方向に引張応力を生じさせるものである。このとき、拘束パイプは温度が一定に保たれるようにその内側に  $20^\circ\text{C}$  の恒温水を循環させておく。そして、試験装置により拘束試験体と無拘束の試験体の線膨張係数の違いから式（2-21）を示し、拘束度  $K$  を算定した。図 2-1 4 に示した田沢の拘束度の考え方は塚山<sup>17)</sup>のものと同様である。

$$K = \frac{\alpha_f - \alpha_r}{\alpha_f} \quad \text{式 (2-21)}$$

ここに、 $K$ ：拘束度

$\alpha_f$ ：無拘束試験体で求めた線膨張係数

$\alpha_r$ ：拘束試験体で求めた線膨張係数

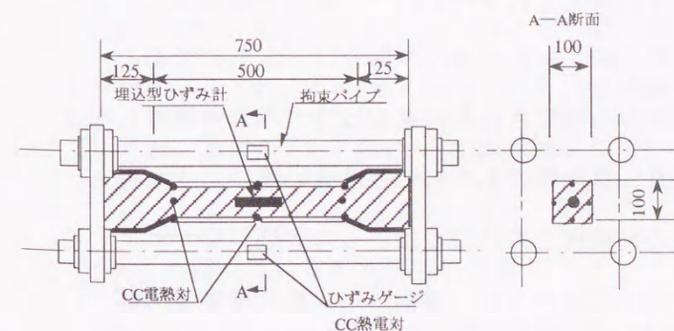


図 2-1 3 田沢の一軸試験装置

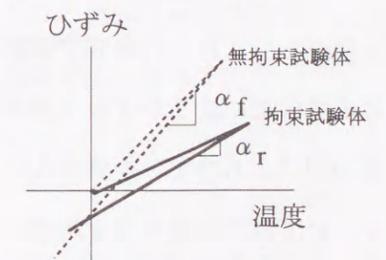


図 2-1 4 拘束試験体と無拘束試験体の線膨張係数

この式(2-21)を実際の構造物に適用した拘束度を検討した研究が多く報告されている。例えば青影ら<sup>26)</sup>は、ボックスカルバートの底版と側壁について温度、応力、ひずみを実測し、式(2-21)を用いて実測ひずみから外部拘束度を算出した。次に、側壁について、実測から算出した拘束度とACIの表から求められる値、さらに有限要素法から求めた値の3つの拘束度を比較した。その結果、ACIおよび有限要素法から求めた値は拘束面から離れるにしたがって小さくなるのに対して、実測ひずみから求めた拘束度は前者ほど小さくならないと報告した。また、温度応力を算出するため簡易逐次解析法を導出し、実測から求めた拘束度をこれに用いて温度応力を逆算したが、外部拘束の卓越する側壁については実測応力と解析とで良好な対応が見られずと報告している。

新藤ら<sup>27)</sup>も、反力台、振動台などのひずみの実測結果から式(2-21)を用いて拘束度を算出し、この結果をACIの拘束度および森の式から求められる拘束度と比較した。その結果、実測から算出した拘束度は、ACIおよび森の式とあまり一致しないと結論づけている。これに対して、吉田ら<sup>28)</sup>はU型擁壁の壁部にひずみ計を埋設し、式(2-13)から拘束度を求め、ACIとの比較を行っているが、両者は比較的よく一致していると報告した。また、山下ら<sup>29)</sup>も壁状の構造物において、実測ひずみから温度降下時の平均的な拘束度を算定し、その結果をACIの拘束度と比較した。その結果、ひび割れ発生以前は両者はほぼ一致するが、ひび割れ発生後の拘束度はACIの値より実測の方が大きくなったと報告している。

青影ら、新藤ら、山下ら、および吉田らの研究は、マスコンクリートの外部拘束についてクリープ、有効弾性係数などとともに研究を行ったもので、塚山と同様の方法で実測ひずみから拘束度を算出し、ACIとの比較から拘束度の評価を行ったものである。しかしながら、これらの研究で実際の構造物から同定された拘束度はひずみ計を埋設した位置の温度勾配によるひずみも含まれており、汎用性のあるものとは言い難い。それゆえ、温度勾配によるひずみを含まないACIの拘束度との比較では、その評価が分かれている。また、いずれの研究も拘束の値の評価を行ってはいないが、実測から求めた拘束度の値が異なる理由で大きく、あるいは小さくなるのかなど、拘束のメカニズムに関する議論はなされていない。

さらに、上記の研究と同様に竹下ら<sup>30)</sup>、佐藤ら<sup>31)</sup>も同様の方法で拘束度を算出している。以上述べたように、これまで行われた式(2-13)の拘束度を用いた研究では、ACIの拘束の考え方と同様に一軸方向(水平方向)だけの拘束を考えている。このような一軸方向の拘束だけでは、拘束の違いによるさまざま応力の発生パターンや断面の応力分布を十分に説明することは不可能である。

これに対して、軸方向成分と曲げ成分の2つの拘束成分を考えるコンペンセーション法の拘束度では、さまざまな応力のパターンを表すことができる。コンペンセーション法の拘束度についても、実測データを基にしたいくつかの研究が報告されている。名和ら<sup>32)</sup>は、RCボックスカルバートにおいて変位を実測し、その実測値から、 $\epsilon$ 、 $\phi$ を求めコンペンセーションプレーン法の $R_N$ 、 $R_M$ を同定している。また、実測との比較から弾性係数の低減係数についても検討を加えている。西田ら<sup>33)</sup>もU型擁壁の底版について、温度、応力、ひずみの計測を行い、ひずみの計測結果からコンペンセーションライン法の $R_N$ 、 $R_M$ を同定した。さらに井上ら<sup>34)</sup>は、ボックスカルバートの底版と側壁について温度、応力、ひずみの計測を行い、実測値との比較から $R_N$ 、 $R_M$ の値を同定するとともに、ひずみ計を直線的に配置して、コンペンセーション法の基本仮定であるひずみの直線分布を検証した。この結果ではひずみの直線性はほぼ成立していると報告している。

これらのコンペンセーション法に特化した拘束度に関する研究では、内部拘束成分が完全に分離されているため、計測を行った構造物について、純粋な外部拘束度が明らかにされている。それゆえ、これらの研究で同定されたコンペンセーション法の外部拘束係数は、同様の $L/H$ 、および $E_c/E_R$ となる構造物に対して適用が可能であると思われる。しかしながら、これらの研究も同定された拘束係数と拘束係数の大きさを決めるパラメータ( $L/H$ 、および $E_c/E_R$ )との因果関係についての議論までには至っていない。

## 2-6 既往の研究に対する本研究の意義

前節に示したこれまでに行われた研究は、大きく2つに分類できる。すなわち、ACIあるいは塚山および田沢の研究に代表される式(2-21)で表される拘束度を評価したものと、コンペンセーション法の拘束度を同定したものである。

前者の、ACI及び式(2-21)で表される拘束度は、水平方向の熱変形に対する拘束の度合いを考えたもので、単純に一軸方向の拘束だけを評価したものである。したがって、この一軸の拘束度だけを用いている2-3節で示したいくつかの温度応力解析法では、現場において観察される多様な温度応力のパターンを表すことは不可能である。そこでまず本研究では、いくつかの現場実測データを示し、これらを代表的な2つのパターンに分類する。次に、有限要素法の温度応力解析プログラムに対して、水平方向と鉛直方向の2つの拘束度をそれぞれ独立に与えられる機能を組み込んで、各種の応力パターンと、それらに対する水平方向および鉛直方向の外部拘束の大きさがどの程度となるかを明らかにし、これら2つの応力のパターンを表すためには、外部拘束の作用を水平方向だけでなく、鉛直方向についても考える必要のあることを示す。

一方、後者のコンペンセーション法に基づいていくつかの研究においては、現場で計測された各種の応力履歴をコンペンセーション法により再現することが可能であることを示しているが、その中で同定された水平方向の拘束度および曲げ拘束度が、いかなる理由でそのような値となり得るのかについては、いずれの研究においても言及されていない。すなわち、これらの研究では、外部拘束の大きさを数値的に同定するにとどまっている。

これに対して本研究では、拘束度を数値的に同定するだけでなく、外部拘束の大きさが変化する要因を理論的に検討する。ここでは、解析法に依存した拘束度の値を求めることが目的ではなく、いかなる解析手段を用いても精度のよい温度応力解析を行えるように、外部拘束のメカニズムそのものを理論的に明らかにする。すなわち本研究では、外部拘束の大きさに影響を与える要因と外部拘束度の関係を明らかにし、これを有限要素法およびコンペンセーション法の解析に反映させ、これらの解析手法で精度良く解析を行うための手法を示す。

具体的には外部拘束に大きく影響を与えるパラメータとして、1)  $L/H$ と、2) 打継面での付着の度合、の2つについて焦点をあてて検討を実施する。 $L/H$ については、これまで多くの研究がなされ、すでに重要なパラメータとして位置付けられている。一般には、 $E_C/E_R$ が外部拘束の大きさを決めるもう一つのパラメータとして認識されている。 $E_C/E_R$ は、解析によりその影響度合が比較的容易に考慮できるため、本研究では $E_C/E_R$

$E_R$ が温度応力に与える影響については有限要素法による数値解析から確認する。

拘束体と被拘束体との弾性係数の比率は、拘束体と被拘束体とが完全に連続していると考えられる場合、すなわち一体である場合に拘束度との関係が成立する。拘束体と被拘束体の一体性が損なわれた場合、すなわち打継面において相対的な変位が生じる場合には、この弾性係数の比率よりもむしろ打継面における相対変位の許容度合の方が拘束度に対する寄与が大きくなると考えられる。そこで、本研究では、 $L/H$ および打継面における付着の度合いに着目した実験とそれに対する解析から、外部拘束のメカニズムについて検討を行う。

ACIの拘束度も土木学会コンクリート標準示方書のコンペンセーション法の外部拘束係数も、拘束体と被拘束体とが一体であるとして導出されたものである。それゆえこの仮定が成立しない場合には、これらの拘束度および外部拘束係数を別途に求めて使用する必要がある。本研究では、実際の施工条件としてどのような場合に、それらが適用でき、また別途求める必要があるのかを明らかにするが、土木学会のコンペンセーション法の拘束係数を用いた場合、および拘束体と被拘束体とが一体と仮定して有限要素法で解析した場合でも、十分な解の精度が得られる範囲を図2-15に示す。

すなわち、図2-15は、本研究において明かとなった土木学会示方書のコンペンセーション法の外部拘束係数および通常の有限要素解析の適用限界を示すものである。この図中で、適用不可とした部分でも、有限要素法などを用いて外部拘束係数を同定すれば、コンペンセーション法により精度よく温度応力解析を行える。図2-15の施工条件のIは、拘束体と被拘束体とに通常の壁構造物程度の配筋がなされている場合であり、通常のメッシュを用いた有限要素解析で拘束体と被拘束体はほぼ一体と考えられる。それゆえコンペンセーション法においても有限要素法においても通常の解析が適用できる。

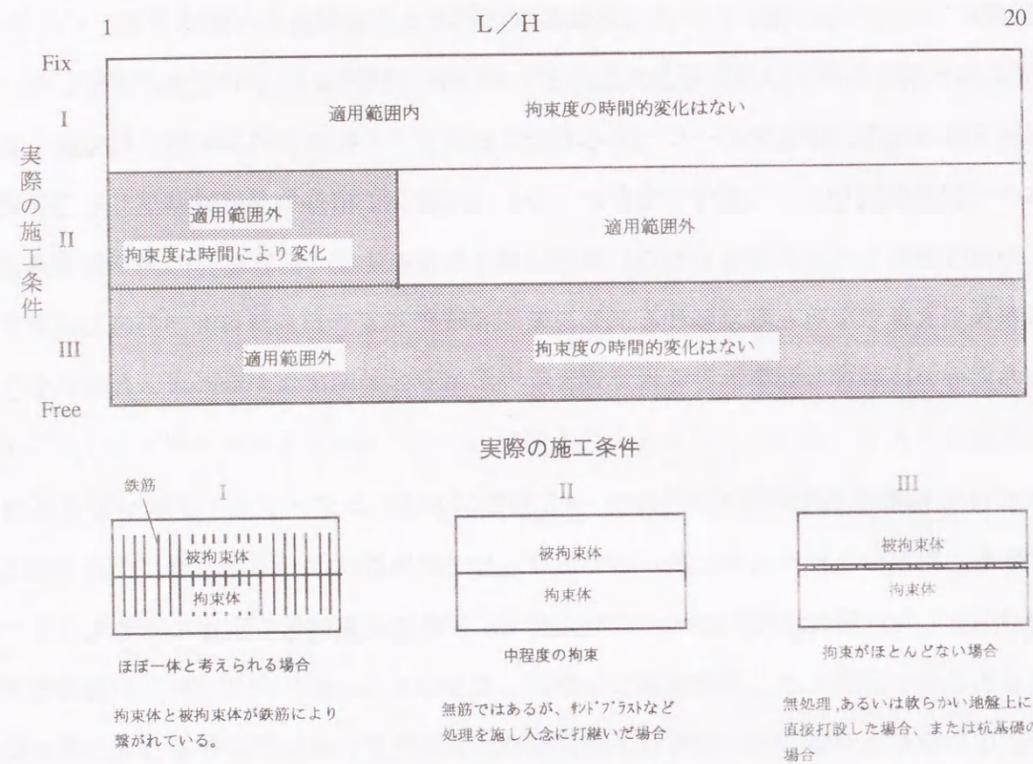


図2-15 通常の有限要素法および示方書の拘束係数の適用範囲

施工条件のIIは、拘束が中程度の場合で、既設コンクリート上に、新たに無筋コンクリートを打設した場合である。打継ぎに際しては、打継面にサンドブラスト処理を施した実際のダムコンクリート等に対応する。この場合、打設したコンクリートのL/Hによって拘束作用が変化して、コンクリート中に生じる応力パターンが変化する。すなわち、初期にコンクリート上層に引張応力が卓越するパターンと材令後半に中層の応力が卓越するパターンである。この場合には、応力のパターンによって温度ひび割れ対策が異なるので、あらかじめどのような応力パターンとなるのかを明らかにしておくことがひび割れ対策上重要である。本研究ではL/Hが5より小さい場合には、拘束の作用が時間的に変化して複雑な拘束状態となることを実験により確認している。この場合には、打継面の相対変位を考慮しない有限要素解析および土木学会標準示方書のコンペンセーション法の外部拘束係数の適用の範囲外となる。

施工条件のIIIは、既設コンクリート、新たに打設したコンクリートとの間に全く付着がないとした場合で、軟らかい地盤上に直接打設されたコンクリートおよび杭基礎上の

コンクリートと対応する。この場合にも、通常の有限要素解析および土木学会標準示方書のコンペンセーション法の外部拘束係数は適用範囲外となるが、拘束の作用は時間的に変化することはない。

本研究では、これら3つの施工条件に対応した3つの大型のマスコンクリート試験体、さらに施工条件のIIの状態でL/Hの異なる試験体2つを作成して、それらの硬化時の温度応力挙動を観察するとともに解析的な検討を行った。

参考文献

- 1) 塚山隆一：コンクリートの断熱上昇推定, セメント技術年報, 昭和51年 xxx
- 2) Roy W. Carlson : A Simple Method for the Computation of Temperatures in Mass concrete Structures , ACI , Vol.34,Nov -Dec. 1937
- 3) Boulder Canyon Project Final Reports : Cooling of Concrete Dam, Denver, Colorado, 1949
- 4) Robert E. Glover : Calculation of Temperature Distribution in a Succession of Lifts Due to Release of Chemical heat , ACI , Vol.34,Nov -Dec. 1937
- 5) A. D. Ross and J. W. Bray : The prediction of Temperatures in Mass Concrete by Numerical Computation, Magazine of Concrete Research, Jan. 1949
- 6) 鈴木康範、辻幸和、前川宏一、岡村甫：コンクリート中に存在するセメントの水和発熱過程の定量化, 土木学会論文集, 第414号/V-12, 1990年
- 7) 原田修輔、前川宏一、辻幸和、岡村甫：温度依存性を有するセメント水和発熱過程と熱伝導との連成を考慮した非線型温度解析, 土木学会論文集, 第426号/V-14, 1991年
- 8) 竹内洋一郎：熱応力、日新出版
- 9) 小野定：マスコンクリートの温度ひび割れ制御に関する一考察, セメント技術年報 33, 1979年
- 10) 小野定、 櫛田泰仁、山中庸彦：マスコンクリートの内部拘束による温度応力に関する一考察, 土木学会第37回年次学術講演会, 1982年
- 11) 小沢章三：マスコンクリートの初期ひびわれとその防止対策に関する研究(I), 発電水力, No.57, 1962年
- 12) 小野定、 櫛田泰仁：温度応力解析法に関する既往の研究成果について, マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集 , 日本コンクリート工学協会, 1982年9月
- 13) 建設省河川局：多目的ダムの建設・第3巻, 土木施工管理技術研究会, 1984
- 14) 小野定、 櫛田泰仁：マスコンクリートの外部拘束による温度ひびわれ制御について, セメント技術年報 34, 1980年
- 15) ACI 207 Committee : Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of

Mass Concrete, 1973

- 16) ACI 207 Committee : Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete, 1986
- 17) 塚山隆一：マッシブな鉄筋コンクリート構造物の温度ひびわれ、セメント・コンクリートNo.370, 1977年12月
- 18) 野尻洋一、雁原康夫、佐々木光夫：マスコンクリート施工時の温度応力について, 鹿島建設技術研究所年報第19号, 1970年
- 19) 吉岡保彦、米沢敏男、中島徹：マッシブなコンクリート部材のひび割れ予測に関する研究, 第2回コンクリート工学年次講演会, 1980年
- 20) 日本コンクリート工学協会: マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書, 1985年
- 21) 吉岡保彦、米沢敏男： マスコンクリートの温度応力算定に用いる外部拘束に関する研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986年
- 22) 山崎敏敏、宮下丘、森川博司：スラブ状マスコンクリートの上表面引張応力分布に与える広さ/厚さ比と基盤剛性の影響, マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, 1982年8月
- 23) 丹羽誠：マスコンクリート温度応力のCompensation Plane を用いた3次元近似解析, 名古屋大学 卒業論文 1985年
- 24) 土木学会：コンクリート標準示方書平成3年度版（施工編）
- 25) 田沢栄一、飯田一彦：硬化時温度応力の発生メカニズムについて, マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, 1982年9月
- 26) 青影平昌、小谷勝昭、細川芳夫、伊藤祐二、神田享：大断面ボックスカルバートの硬化時温度応力について, フジタ工業技術研究所報 第20号, 1984年6月
- 27) 新藤竹文、松岡康訓、宇治公隆：マスコンクリートの熱応力に関する実験的研究, 大成建設 技術研究所報 第16号, 1983年
- 28) 吉田浩、酒井秀昭、西岡哲、瀬野康弘：マッシブな鉄筋コンクリート壁体の拘束度について, 土木学会年次学術講演会, 1986年

- 29) 山下祐爾、鈴木光雄、梶原康之、佐藤良一：温度ひびわれ制御技術に関する実験的研究, 第11回コンクリート工学年次論文報告集, 11-1, 1077, 1989年
- 30) 竹下治之、浅沼潔、横田季彦：ボックスカルバートの温度応力の実測と解析, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986年
- 31) 佐藤孝一、松浦光男、佐谷靖郎、林徹：マスコンクリートの温度応力に関する研究, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 1985年
- 32) 名和修二、岩山孝夫、梅原秀哲、吉田弥智：RCボックスカルバートの温度応力に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 10-2, 1988年
- 33) 西田徳行、土橋吉輝、湊康弘、浅井功：Compensation Line 法の外部拘束係数に関する一検討, 土木学会第44回年次学術講演会, 1989年
- 34) 井上元、内藤英晴、小堀密憲、安藤雅彦：ボックスカルバートのコンクリート硬化時における温度応力と物性値について, 第10回コンクリート工学年次論文報告集, 10-2, 1988年

### 3章 外部拘束と温度応力の発生パターン

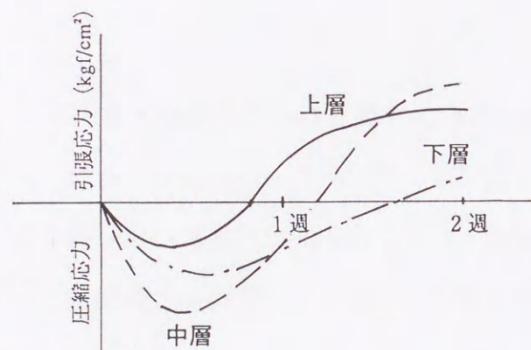
### 3章 外部拘束と温度応力の発生パターン

#### 3.1 温度応力発生パターンの分類

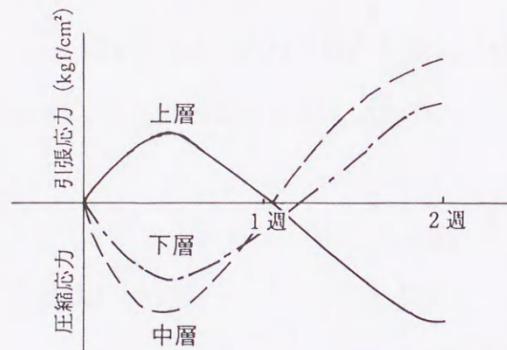
本章では、外部拘束の大きさの違いが温度応力および温度ひずみの発生パターンとどのように関係するかについて明らかにする。ここでは、ダムあるいは大型のフーチングのように一方向に十分に大きな寸法を有し、温度場として2次元的な取り扱いが可能であり、また応力場としては平面ひずみ問題として取り扱える場合の外部拘束の作用について検討する。

これまで現場において実測された値および解析的に求められたデータから、マスコンクリートの水和熱による応力およびひずみのパターンは、大きく分けて図3-1に示すようにA型とB型の2つに分類できる。これらは、いずれも図3-2に示すような、地盤あるいは既設のコンクリートの上に新しく打設されたコンクリートにおいて、その中心付近の断面の上層、中層、下層の3箇所から観察された水平方向の応力およびひずみの材令にともなう変化を示したものである。

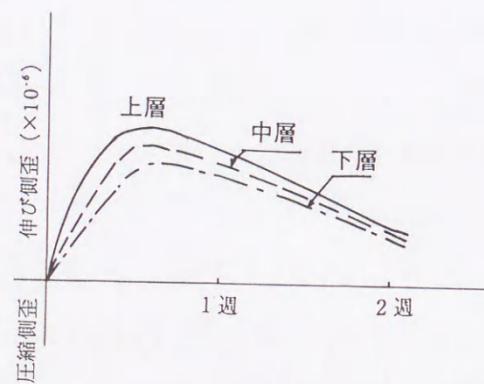
まず、A型の応力履歴の特徴は、リフトの上層あるいは中層の引張応力が卓越することであり、同じくA型のひずみ履歴の特徴は、上層、中層、下層ともにそのひずみの差が比較的少ないことである。ただし、このような場合であってもリフト端部に近いところでは各層のひずみの差は大きくなる。一方、B型の応力履歴の特徴は、リフト上層で早い材令に引張応力が増加する傾向を示し、そののち温度が低下するとともに圧縮応力が増加する方向へと反転することである。したがって、材令1週以降では、中層ないしは上層の引張応力が卓越する。また、B型のひずみ履歴では、上層、中層、下層の各層でひずみの差がかなり大きくなる。これらのことから、A型では、温度ひびわれはリフトの上層あるいは中層から下方に向かって発生しやすいが、B型では逆にリフトの下層あるいは中層から上に向かって発生しやすいといえる。A型、B型ともにひずみと応力の増加傾向が反転する時期は、内部温度がピークに達した時点とほぼ一致することは一つの大きな特徴である。以下では、このような応力分布やひずみ分布の相違が何に起因するのかについて、具体的な実測例を示しながら考察を行う。



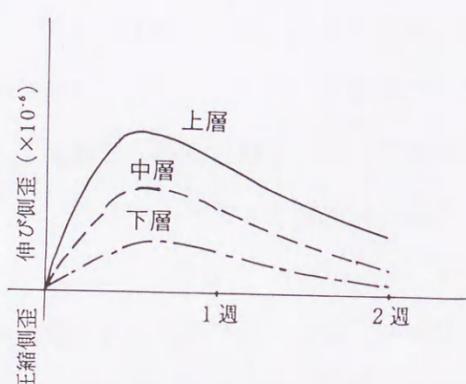
(a) A型の応力履歴



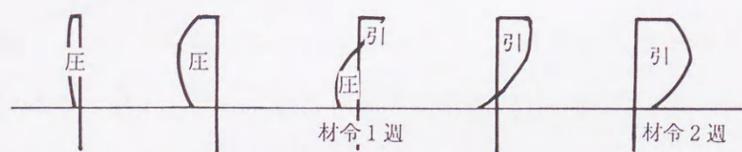
(b) B型の応力履歴



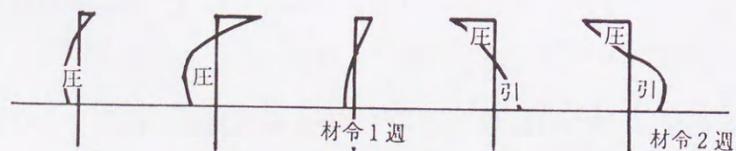
(c) A型のひずみ履歴



(d) B型のひずみ履歴



(e) A型の断面内応力分布



(f) B型の断面内応力分布

図3-1 応力およびひずみのパターン

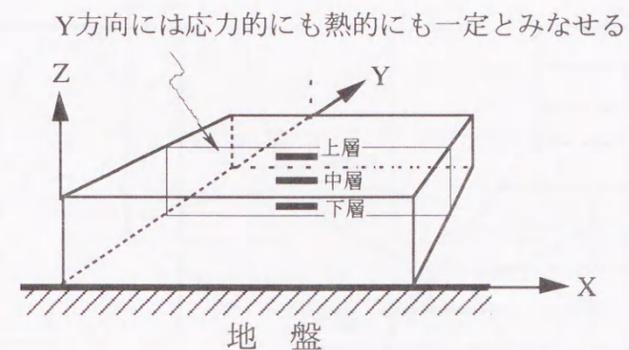


図3-2 マスコンクリートの2次元モデル

次に示すいくつかの実測例は、図3-1に示したように必ずしも完全なA型あるいはB型の傾向を示しているものではないが、それらの型の特徴をほぼ具備していると判断できるものである。

1) A型の実測例 その1

まずA型の最初の例<sup>1)</sup>は、堤高14.8m、堤頂長61.0mの調整池に建設した小規模な重力式コンクリートダムのあるブロックの第4リフトで計測した温度応力である。有効応力計は、図3-3に示すように、このリフトの上流面より2m内側でダム軸方向中心位置に埋設した。コンクリートは第1リフトから順次打設され、第3リフトを打設した7日後に第4リフトを打設した。第4リフトはダム軸方向の長さが14.6m、上下流方向の長さが10.6m、リフト高は1.5mである。使用したコンクリートの配合を表3-1に示す。コンクリートの圧縮強度は材令91日において、 $242\text{kgf/cm}^2$ 、断熱温度上昇曲線の各定数は実測した温度データから逆解析により算出して、 $Q_\infty=37.7^\circ\text{C}$ 、 $\gamma=-0.736$ 、 $\beta=1.19$ であった。

図3-4に温度履歴を示す。

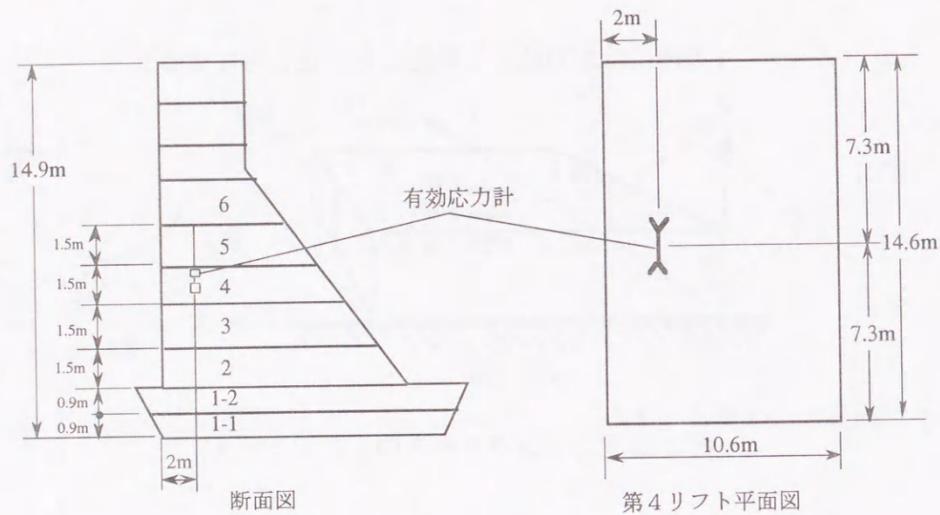


図3-3 小規模重力式コンクリートダム

表3-1 配合表

$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
						セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
160	40	8	4.0	66	40.2	238	157	745	1117	0.595

セメントの種類：高炉B種セメント  
 細骨材：室木産海砂 (FM=2.70,表乾比重=2.56)  
 粗骨材：加古川産碎石 (実績率=61.0,表乾比重=2.58)  
 混和剤：減水剤 (ボリマスNo.70)

図3-5に第4リフト上層(表面より20cm下がり)と中層(打込み高さ中央、表面より75cm下がり)において有効応力計より観察された応力の履歴を示す。この図では、次の第5リフトが打設される材令17日まで、上層および中層の応力ともほぼ同様の傾向となっている。すなわち、温度上昇過程では両者とも圧縮応力が増加する傾向を示し、温度降下に伴って引張応力が増加している。応力が圧縮側にある材令6日程度までは、中層の圧縮応力の方が下層の値に比べて大きくなっている。このリフトでは下層の応力については計測を行っていないが、中層と上層の応力の傾向および圧縮域で中層の応力が大きくなっている点を考えると、このリフトの応力パターンはA型であると分類できる。

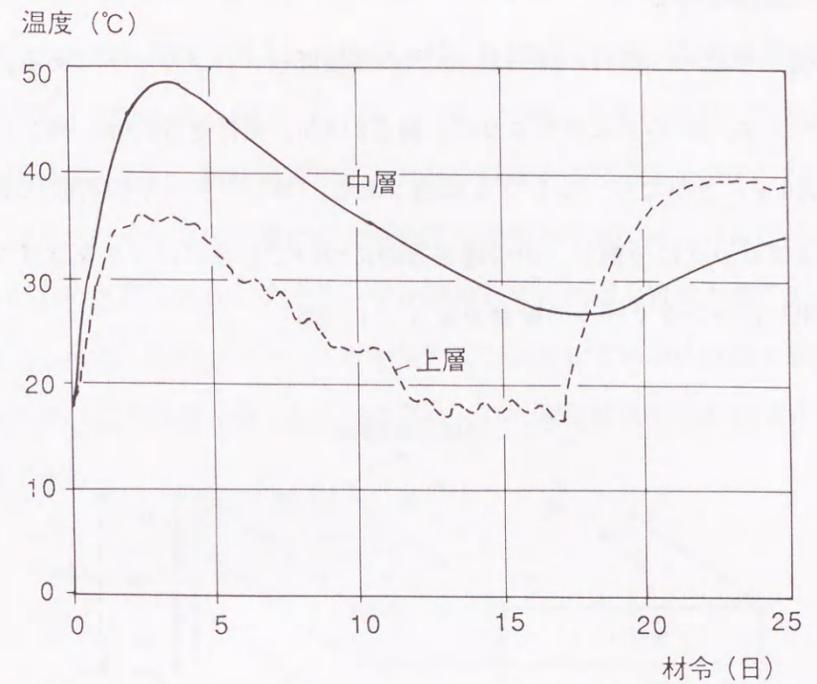


図3-4 ダムの第4リフトにおける実測温度

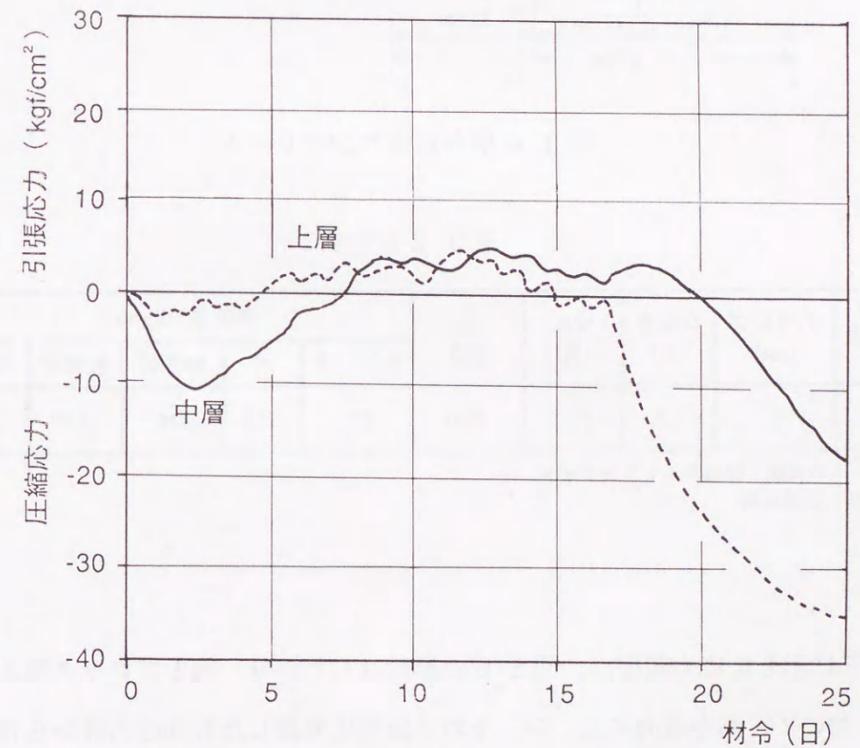


図3-5 ダムの第4リフトにおける実測応力 (A型の応力履歴その1)

2) A型の実測例 その2

A型の応力履歴の2番目の例<sup>2)</sup>は、水門の堰柱底版コンクリートである。この堰柱底版コンクリートは、図3-6に示すように、長さ81.0m、奥行き28.5m、高さ3.5m（コンクリート量8,080m<sup>3</sup>）とかなりマッシブな構造である。コンクリートの打設にあたっては、長手方向を3ブロックに分割し、かつ高さ方向についても各ブロックを3リフトに分割している。使用したコンクリートの配合を表3-2に示す。

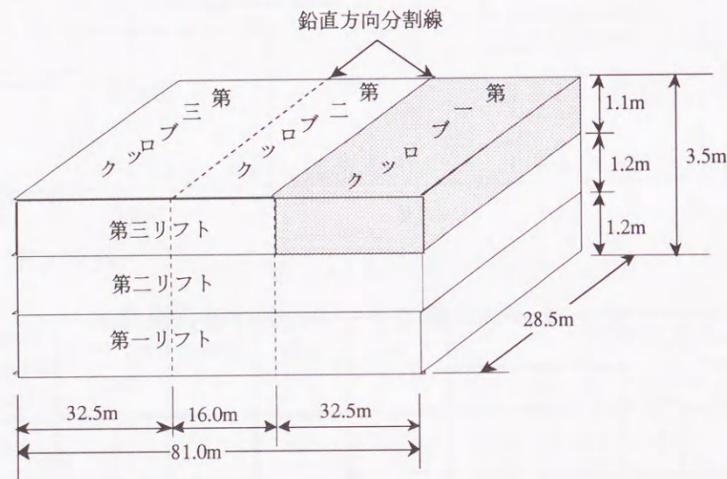


図3-6 堰柱底版コンクリート

表3-2 配合表

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
40	8	4.5	59.1	38.6	257	152	719	1150	2.57

セメントの種類：普通ポルトランドセメント  
混和剤：AE減水剤

図3-7に示した応力履歴は、図3-6の影付けした部分、第1ブロック第3リフトの中心付近において、高さ方向に上、中、下の3箇所埋設した有効応力計から得られた応力履歴である。図3-8に応力を計測した位置の温度履歴を示す。このブロックの最高温

度は、打設後2.4日の41℃で下層で生じている。パイプクーリングの効果により、ブロックの中心位置での最高温度は下層よりも低く、材令1.7日で37.1℃（打設温度14.1℃、相対温度上昇量23.0℃）であった。図3-7では、上層、中層、下層に埋設した各応力計とも打設直後から圧縮側に向い、最高温度に達した材令以降に圧縮応力が減少しはじめ、その後引張応力となる。材令2日に上層の応力が急激に圧縮となっているのは、パイプクーリングを停止したためと考えられ、クーリングを継続していれば上層は引張応力が増加し続けるものと考えられる。また、クーリングを最初から実施していなければ上層の応力は中層の応力とほぼ同じ応力履歴となったと推測され、この実測結果も典型的なA型の応力パターンと分類できる。

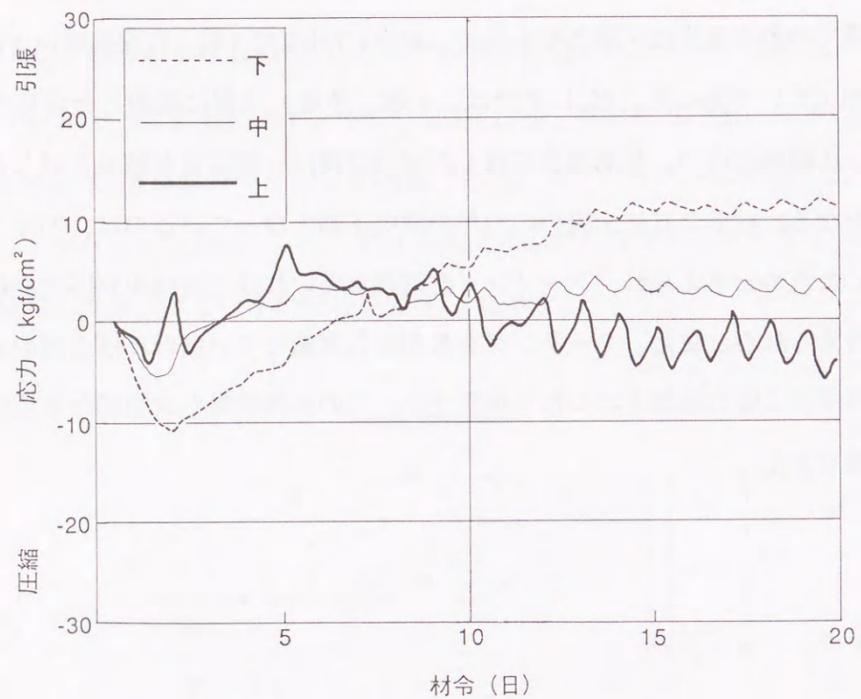


図 3-7 堰柱底版コンクリートの実測応力 (A型の応力履歴その2)

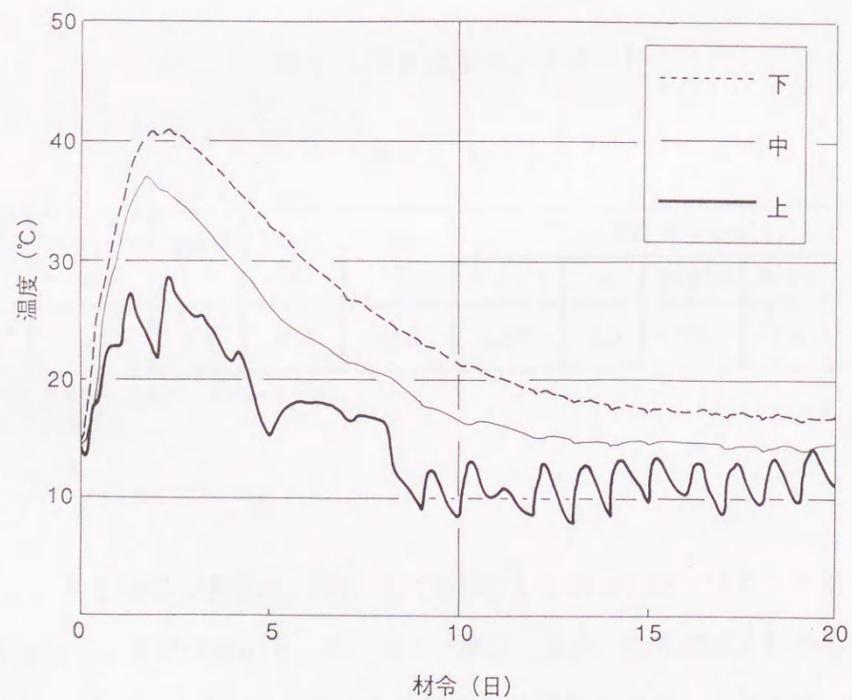


図 3-8 堰柱底版コンクリートの実測温度

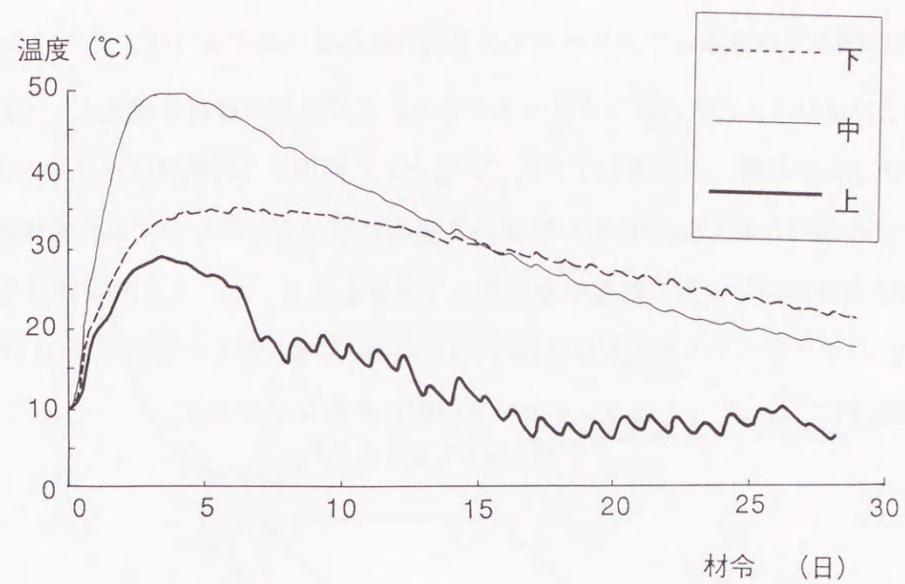


図 3-10 頭首工堰柱底版コンクリートの実測温度

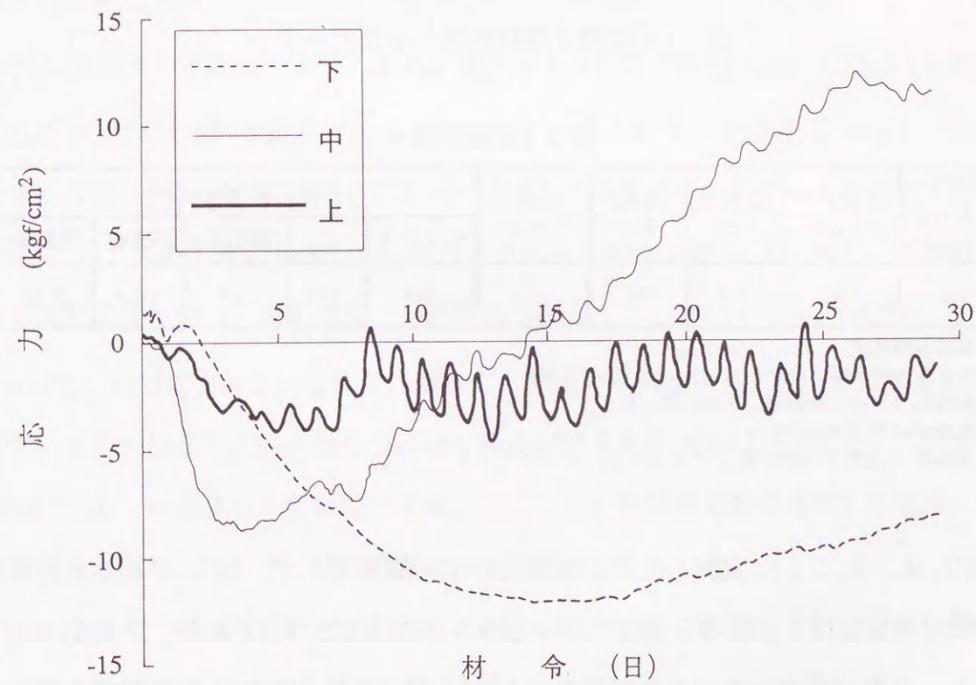


図 3-11 頭首工堰柱底版コンクリートの実測応力 (B型の応力履歴その1)

### 3) B型の実測例 その1

次の例は頭首工の底版コンクリートである<sup>3)</sup>。図3-9に示すように、長さ12.0m、幅8.0m、厚さ2.25mのスラブ状のコンクリートである。このスラブは浮き構造として設計されており、河床の砂地盤上に直接施工されているため、河床からの拘束は小さいと考えられる。スラブの端部から5.0mの位置の断面内3箇所(上層、中層、下層)に有効応力計とひずみ計を埋設した。また、有効応力計と同じ位置に熱電対を埋設して温度を測定した。この温度履歴を図3-10に示す。コンクリートの最高温度は材令3.8日に49.5℃を記録し、打設温度10.1℃からの上昇量は38.4℃であった。このコンクリートの配合を表3-3に示す。

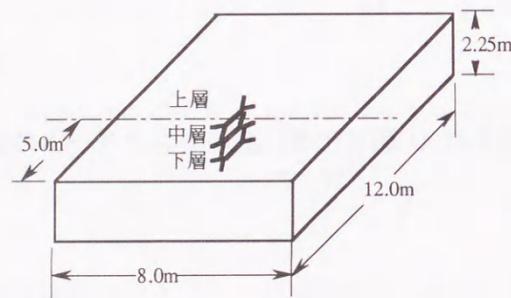


図3-9 頭首工堰柱底版コンクリート

表3-3 配合表

粗骨材 最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単用量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
40	8	4.5	55	39.6	278	153	713	1164	2.78

設計基準強度 :  $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$   
 セメントの種類 : 秩父セメント(株)製普通ポルトランドセメント  
 細骨材 : 江合川産陸砂、大和町産山砂  
 粗骨材 : 登米産山砕石  
 混和剤 : AE減水剤標準型 リグエースUA (C×0.25%)

図3-9、3-10に実測した応力履歴とひずみ履歴を示す。図3-10の応力履歴では、初期材令における上層の引張応力が少し小さめではあるが、その後、圧縮応力増加傾向を示し、B型の応力パターンの特徴を示している。また、図3-11のひずみ履歴も、各層のひずみ差が大きくB型のひずみパターンとなっている。

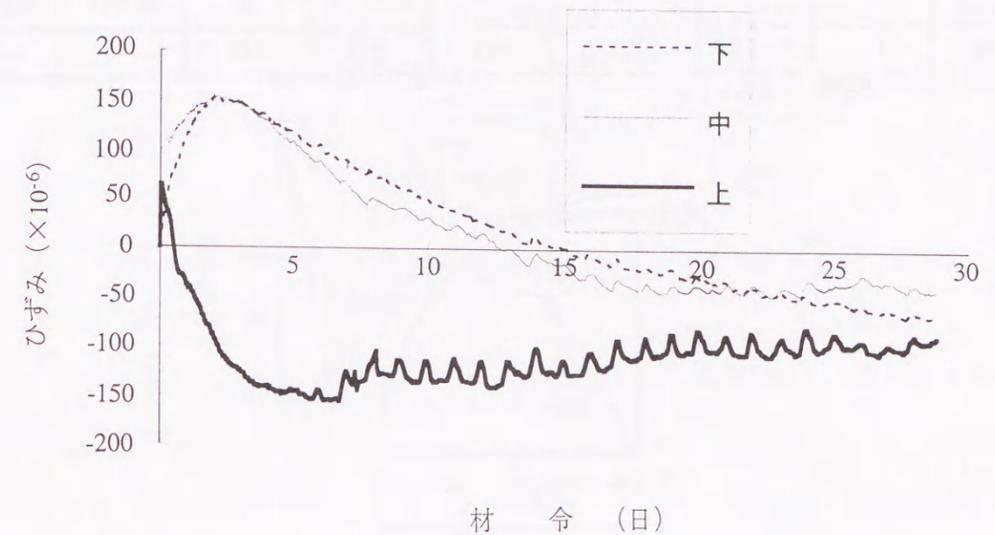


図3-12 頭首工堰柱底版コンクリートの実測ひずみ (B型のひずみ履歴その1)

### 4) B型の実測例 その2

この例は発電所の基礎マット<sup>4)</sup>である。基礎マットコンクリートは、直径3.9mの円形で、これを水平方向放射状に4ブロックに分割し、さらに1リフトを1.4mとして各リフトを順次打設した。このうちの1ブロックの第1リフトにコンクリート有効応力計とひずみ計を図3-13のように埋設した。コンクリートの配合を表3-4に示す。このコンクリートの断熱温度特性は、断熱温度上昇試験結果から、 $Q_{\infty} = 37.7^{\circ}\text{C}$ 、 $\gamma = -0.736$ 、 $\beta = 1.19$ であった。有効応力計と同じ位置に埋設した熱電対から測定した温度の履歴を図3-14に示す。また、測定した応力ならびにひずみの経時変化を図3-15(a)、(b)に示す。図3-15(a)では、材令3日くらいで、下層に発生していた圧縮応力が増加する傾向から減少する傾向へと反転しており、ほぼB型の応力履歴を示している。

なお、コンクリートを打設した地盤は、硬質のものであり節理も少ないため、弾性係数は少なくとも $50,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上と推測された。

表 3-4 配合表

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
					セメント	水	細骨材	粗骨材
25	11±1	3.5±0.5	55	44.1	322	177	765	1065

セメントの種類：中庸熱セメント

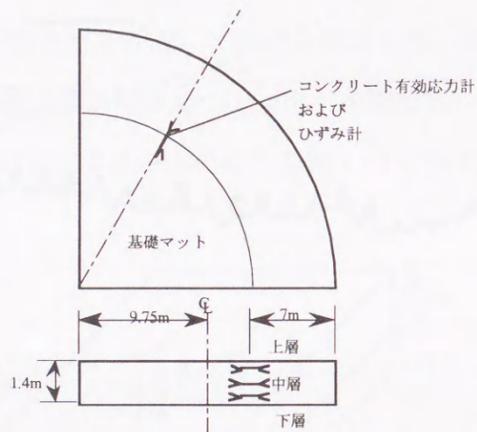


図 3-13 発電所基礎マット

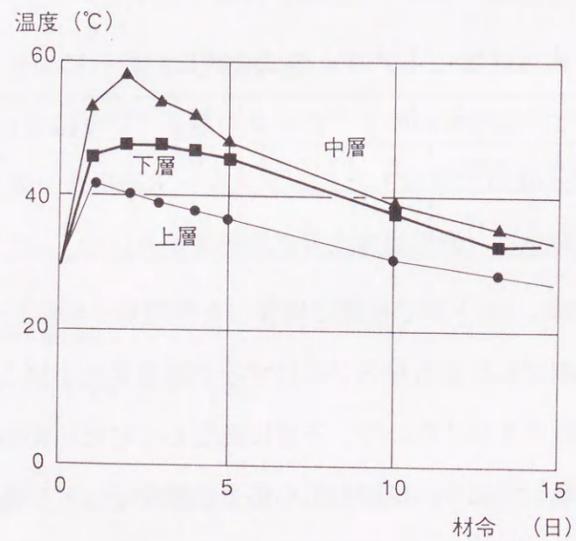
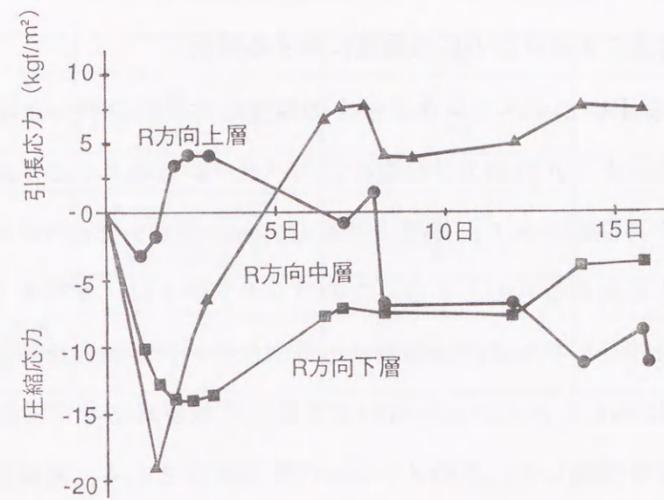
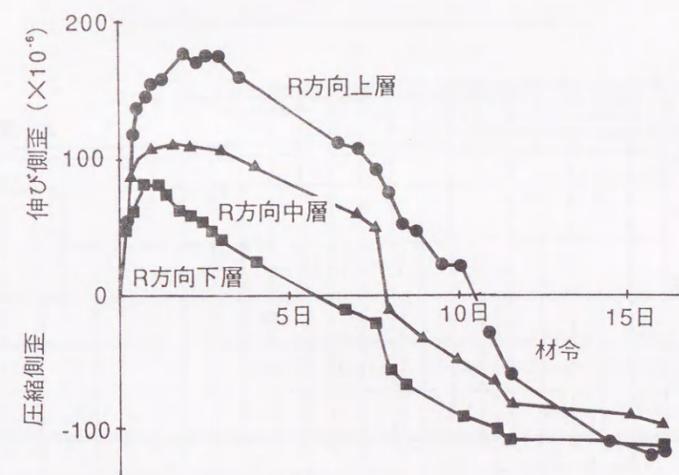


図 3-14 発電所基礎マットの実測温度



(a) 応力履歴



(b) ひずみ履歴

図 3-15 発電所基礎スラブにおける実測値 (B型の履歴その1)

### 3.2 解析におけるモデル化

#### 3.2.1 有限要素法によるA型の応力履歴に対する解析

有限要素法を用いてマスコンクリートの温度応力解析を行った場合、どのような解析条件を設定したときにA型およびB型の応力パターンが現れるのかを明らかにする。解析は2次元平面応力問題として、地盤上に高さ1.4m、長さ9.75mのコンクリートを打設したときの温度応力を求めるものとする。このコンクリートは、奥行き方向に十分な厚さを有しており温度条件としても2次元問題として取り扱い得る場合を想定したものである。まず、図3-16に示したメッシュを用いて2次元有限要素法非定常熱伝導解析プログラムにより温度解析を実施した。このメッシュの節点数は214、要素数は180である。温度解析に用いたコンクリートの熱定数を表3-5に示す。なお、この解析は前節で示した発電所基礎マットの例を参考にしてその構造形状および物性を仮定したものである。

図3-17に温度解析の境界条件を示す。温度解析の解析ステップは25で、各ステップの材令および外気温を表3-6に示す。

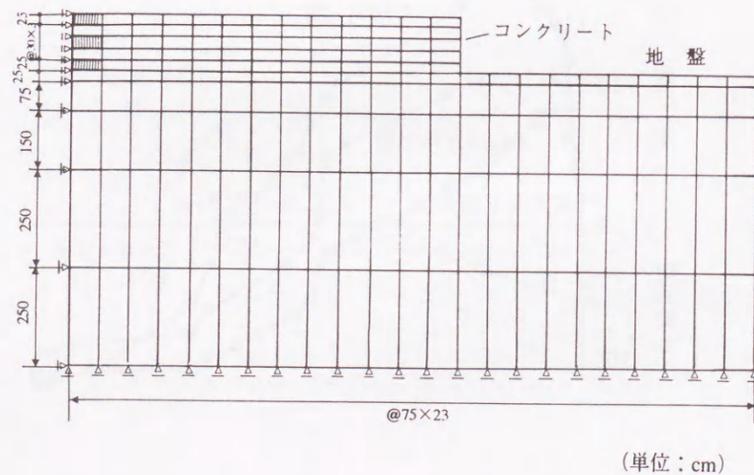


図3-16 解析に用いたメッシュ

表3-5 地盤およびコンクリートの熱定数

	単位	地盤	コンクリート
密度	ton / m <sup>3</sup>	2.60	2.42
比熱	kcal / kg °C	0.52	0.32
線膨張係数	/ °C	8.8 x 10 <sup>-6</sup>	10.0 x 10 <sup>-6</sup>
熱伝導率	cal / cm sec °C	0.539 x 10 <sup>-2</sup>	0.540 x 10 <sup>-2</sup>
熱伝達率	cal / cm <sup>2</sup> sec °C	0.278 x 10 <sup>-3</sup>	0.277 x 10 <sup>-3</sup>
打設温度	°C	-	28.0
終局断熱温度上昇量	°C	-	35.3
温度上昇速度	-	-	γ=0.850、β=0.931

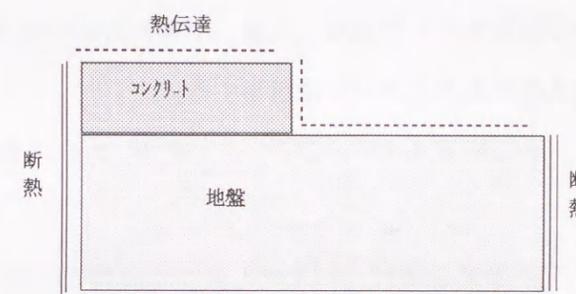


図3-17 温度解析の境界条件

表3-6 解析材令と外気温

ステップ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
材令	5sec.	15sec.	1min.	5min.	30min.	1hour	4.8hour	9.6hour	14.4hour	19.2hour
外気温(°C)	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1	25.1
ステップ	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
材令	1day	2day	3day	4day	5day	6day	7day	8day	9day	10day
外気温(°C)	24.8	24.5	24.2	23.8	23.4	23.0	22.8	22.5	22.4	22.1
ステップ	21	22	23	24	25					
材令	11day	12day	14day	16day	20day					
外気温(°C)	22.1	21.9	21.9	21.6	21.3					

図3-18に温度解析の結果得られた温度履歴を示す。温度解析により得られた各解析ステップ（以下では、解析上のコンクリート打設後の経過時間についても材令と呼ぶ）における地盤とコンクリート各部の温度分布を用いて、温度ひずみを初期ひずみとした2次元有限要素法による応力解析を行った。

応力解析の結果を図3-19に示す。この図において応力履歴を示した要素は、図3-16の影付けをした要素である。この解析により得られた応力履歴は上層が材令2.5日から、中層は材令10日からそれぞれ圧縮から引張に転じており、上層と中層は同様の傾向となっている。下層の応力は、材令が経過するのにしたがって圧縮応力が増加する傾向から減少する傾向へと推移している。下層の応力は引張域までには至らないが、材令20日以降も引張側へ向かう傾向を示しており、上層、中層と同様の傾向である。このような応力の履歴は前述したA型の応力パターンに該当する。

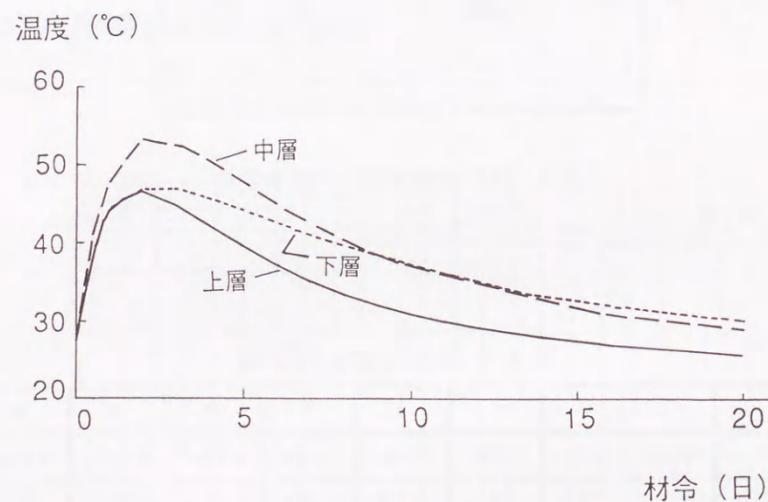


図3-18 解析によって得られた温度履歴

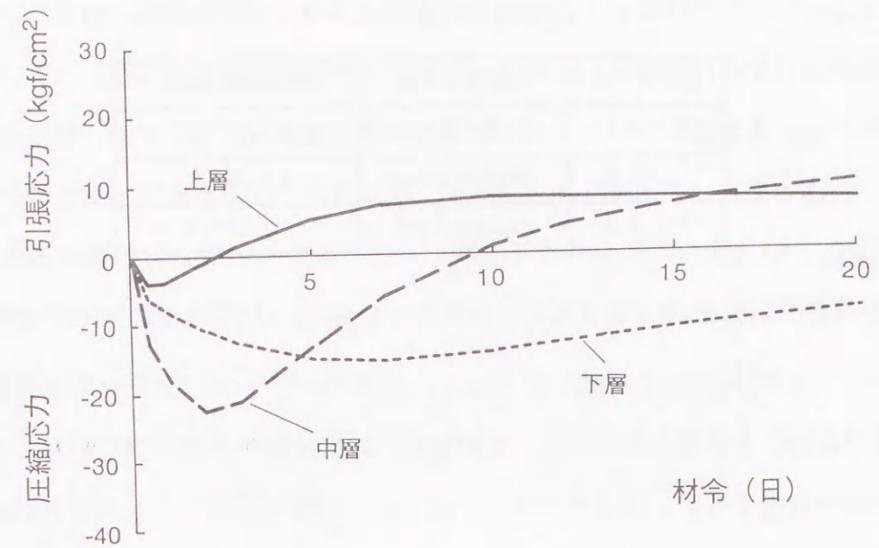


図3-19 解析によって得られたA型の応力

温度応力の解析結果に影響するパラメータは、地盤に関連しては、地盤の弾性係数、線膨張係数、解析上の領域、ならびに力学的境界条件が挙げられる。コンクリートに関連しては、弾性係数、線膨張係数、クリープなどが挙げられる。従来から、コンクリート温度応力は拘束度によって大きく変化することが知られている。有限要素解析における拘束度は、拘束体である地盤の弾性係数および線膨張係数によって表される。そこで、有限要素法において地盤の剛性が変化したときに、コンクリートの応力がどのように変化するかを調べるため、先の図3-16のモデルを用いた解析をもとに、地盤の弾性係数および線膨張係数を変化させて解析を行った。なお、その他の物性、ステップデータについては表3-5、表3-6の通りである。

この地盤による拘束をパラメータとした解析では、図3-19の解析をケース1とし、ケース2としてケース1の地盤の弾性係数を10倍程度増加させた場合、また、ケース3として地盤の線膨張係数を1/4に低減した場合を計算して、これらの応力の解析値が、もとの解析値からどの程度異なるのか、またそれらの発生パターンがどのように変化するかについて検討した。これらの解析ケースをまとめて表3-7に示す。

表 3-7 解析ケース

解析ケース	地盤弾生係数	地盤線膨張係数
ケース 1	50,000kgf/cm <sup>2</sup>	8.8x10 <sup>-6</sup> /°C
ケース 2	500,000kgf/cm <sup>2</sup>	8.8x10 <sup>-6</sup> /°C
ケース 3	50,000kgf/cm <sup>2</sup>	2.2x10 <sup>-6</sup> /°C

地盤の線膨張係数を8.8 x 10<sup>-6</sup>/°Cとした場合と、2.2 x 10<sup>-6</sup>/°Cとした場合の比較を図3-20に示す。この図の両者を比較してみると、応力のパターン、またその応力値ともほとんど差がないことが明らかである。この結果、地盤の弾性係数が異なれば、応力の値そのものは多少変化するが、応力のパターンはほとんど変化しないことが明らかとなった。

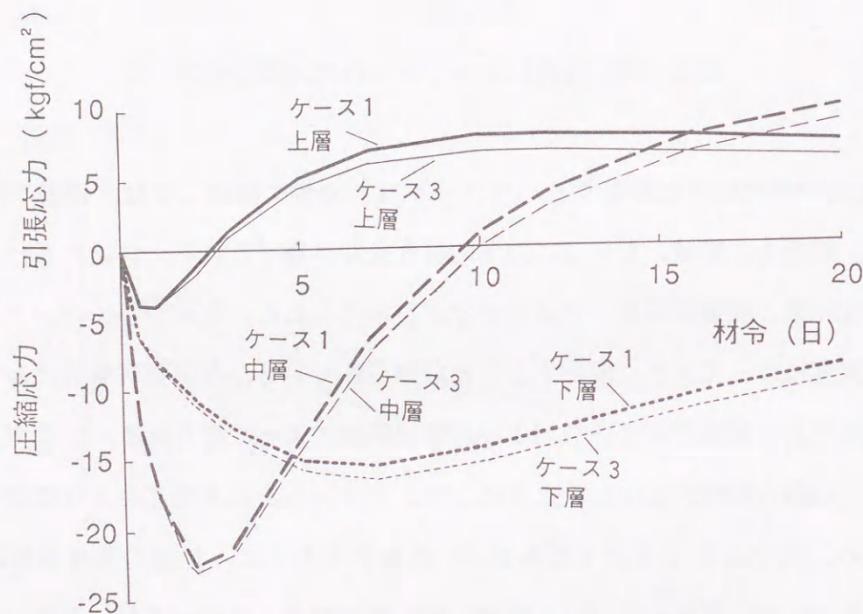


図 3-20 地盤の線膨張係数を小さくした場合のコンクリートの応力

図 3-21 に地盤の弾性係数を10倍にした場合の解析結果を示す。弾性係数を10倍にした場合の各層の応力は、ケース1に比べて圧縮域においても引張域においても応力のは変化するが、応力のパターンには変化がなくいずれもA型となっている。

これらの解析結果から、地盤の線膨張係数はコンクリートの温度応力度に対する寄与は小さく、地盤の線膨張係数が増加しても解析結果はそれほど変化しないことがわかる。これに対して、地盤の弾性係数が大きくなると、引張域、圧縮域のいずれの領域についても応力の絶対値が大きくなり、地盤の弾性係数がコンクリートの温度応力度に対する寄与が線膨張係数に比べて大きいことが明らかになった。したがって、A型の応力パターンは、拘束体となる地盤の弾性係数が大きいときに現れると考えられ、これは3.1節で示したA型の応力パターンがいずれも、既設コンクリート上に打設されたコンクリートブロックから得られたものと合致している。

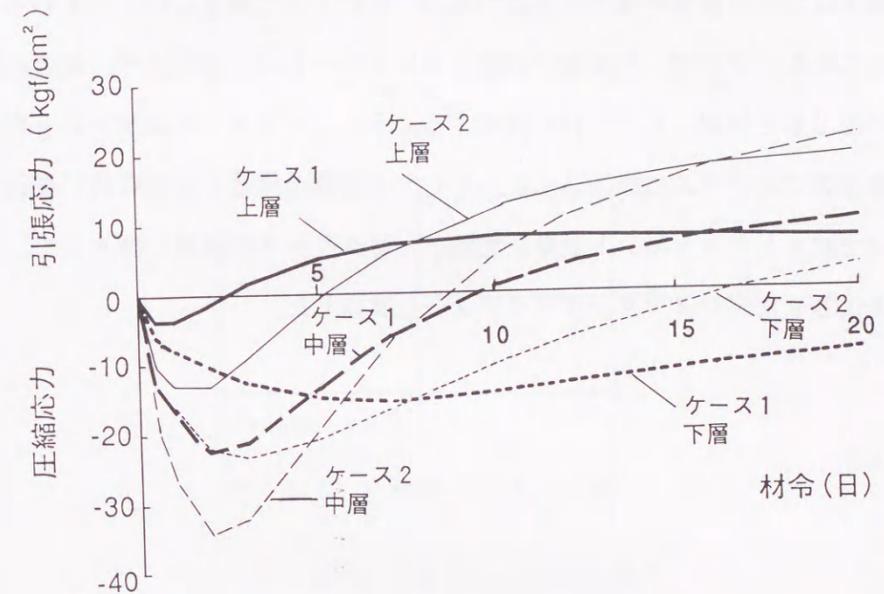


図 3-21 地盤の弾性係数を大きくした場合のコンクリートの応力

### 3.2.2 有限要素法によるB型の応力履歴に対する解析

B型の応力およびひずみを実測されたコンクリートでは、その拘束体となっている地盤の剛性が比較的軟らかいことが判明している。そこで、3.2.2節で行った図3-19の解析に対して地盤の弾性係数を小さくして、B型の応力パターンを解析的に表すことを試みる。解析ケースは、図3-19の解析で用いた弾性係数を1/5とした場合（ケース

4)、さらに1/10とした場合(ケース5)の2ケースである。この結果を図3-22に示す。この図から、弾性係数を1/5とした場合、および1/10とした場合の応力の履歴はいずれも同じ履歴傾向となっている。すなわち、材令の経過とともに中層の応力が圧縮から引張へと推移するのに対して、下層と上層の応力は下層とは対照的に引張から圧縮へと変化する履歴を示している。この応力パターンは外部拘束がほとんど存在しない場合によく見かけられるもので、内部拘束が卓越した応力分布となっている。

ここでの有限要素法による解析の結果、地盤の弾性係数を極端に小さくしただけでは、B型の応力パターンを表すことは不可能であることが判明した。したがって、B型の場合の拘束の弱さは拘束体そのものの剛性、すなわち地盤の弾性係数でなくコンクリートと地盤との境界における両者一体性が損なわれることによって拘束が弱まっている可能性が強いと考えられた。そこで、打継面で地盤とコンクリートが一体化せずに両者の間で相対的な変位が生じると仮定して、これを許容するように、ジョイント要素という特殊な要素を有限要素法のプログラムに組み込んだ。そして、実際の構造系が物理的に変化しないよう、高さをゼロとしたジョイント要素を地盤とコンクリートの境界に挿入して、この要素の剛性を変化させたパラメトリックスタディーを実施した。

図3-22 地盤の弾性係数を小さくした場合のコンクリートの応力

### 3.2.3 ジョイント要素

本研究では、地盤とコンクリートの境界、あるいはコンクリートリフト間の境界における相対変位を表現するための手法として、以下に述べるR.E. Goodmanのジョイント要素<sup>5)</sup>を用いた。

まず、図3-23に示す厚さゼロ ( $y=0$ ) 長さ  $L$  の単位幅を持つ要素を考える。X点におけるせん断すべりを  $W_s$ 、Y方向の相対変位を  $W_n$ 、作用している力を  $P_s$ 、 $P_n$  とすると、要素内に貯えられるひずみエネルギー  $\phi$  は、

$$\phi = \int_{-L/2}^{L/2} \left( \frac{1}{2} W_s P_s + \frac{1}{2} W_n P_n \right) dx = \frac{1}{2} \int_{-L/2}^{L/2} \{W\}^T \{P\} dx \quad \dots \text{式 (3-1)}$$

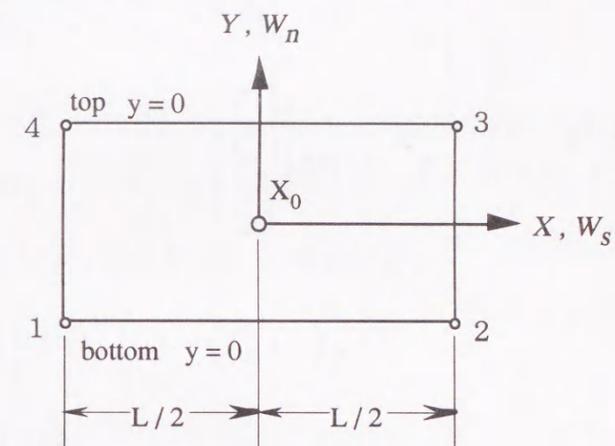


図3-23 ジョイント要素

また、上下両面の相対変位  $\{W\}$  は、

$$\{W\} = \begin{bmatrix} W_s^{\text{top}} & -W_s^{\text{bottom}} \\ W_n^{\text{top}} & -W_n^{\text{bottom}} \end{bmatrix} \quad \dots \text{式 (3-2)}$$

面に作用する力  $\{P\}$  は、

$$\{P\} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \{W\} \quad \dots \text{式 (3-3)}$$

で与えられる。

ただし、 $k_s$ 、 $k_n$  は単位長さの相対変位を起こすのに必要な力で、それぞれ、X方向（すべり面に沿う方向）のばね係数とY方向（面に直角な方向）のばね係数の力である。

式(3-3)を式(3-1)に代入すれば、

$$\phi = \frac{1}{2} \int_{-L/2}^{L/2} \{W\}^T [k] \{W\} dx \quad \dots \text{式(3-4)}$$

変位  $\{W\}$  が要素内で線形に変化すると仮定すれば、任意の位置の変位は節点変位によって次のように表される。

$$\begin{bmatrix} W_s^{\text{bottom}} \\ W_n^{\text{bottom}} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1-2x/L & 0 & 1+2x/L & 0 \\ 0 & 1-2x/L & 0 & 1+2x/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ V_2 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} W_s^{\text{top}} \\ W_n^{\text{top}} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1+2x/L & 0 & 1-2x/L & 0 \\ 0 & 1+2x/L & 0 & 1-2x/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_3 \\ V_3 \\ U_4 \\ V_4 \end{bmatrix} \quad \dots \text{式(3-5)}$$

したがって、

$$\{W\} = \begin{bmatrix} W_s^{\text{top}} & W_s^{\text{bottom}} \\ W_n^{\text{top}} & W_n^{\text{bottom}} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A & 0 \\ 0 & -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ V_2 \\ U_3 \\ V_3 \\ U_4 \\ V_4 \end{bmatrix} \quad \dots \text{式(3-6)}$$

ただし、 $A=1-2x/L$ 、 $B=1+2x/L$

式(3-6)は簡単に次式のようにかける。

$$\{W\} = \frac{1}{2} [D] \{U\} \quad \dots \text{式(3-7)}$$

式(3-7)を式(3-4)に代入すると

$$\phi = \int_{-L/2}^{L/2} \frac{1}{4} \{U\}^T [D]^T [k] [D] \{U\} dx \quad \dots \text{式(3-8)}$$

$[D]^T [k] [D]$  に含まれる  $x$  について微分を施すことによって次式が得られる。

$$\phi = \frac{1}{2} L \{U\}^T [k] \{U\} \quad \dots \text{式(3-9)}$$

ここで、

$$[k] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n \\ k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n \\ -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n \\ -2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad \dots \text{式(3-10)}$$

節点1、2、3、4、に  $\{F\}$  の力が作用した場合の全体のエネルギー  $\Phi$  は、

$$\Phi = \phi - \{F\}^T \{U\} \quad \dots \text{式(3-11)}$$

さらに、最小ポテンシャルエネルギーの原理により、

$$\frac{\partial \Phi}{\partial U_i} = \frac{\partial}{\partial U_i} \left( \frac{1}{2} L \{U\}^T [k] \{U\} - \{F\}^T \{U\} \right) = 0 \quad \dots \text{式(3-12)}$$

$$L [k] \{U\} = \{F\} \quad \dots \text{式(3-13)}$$

したがって、 $L [k]$  が求める剛性マトリックスになっている。 $L [k]$  を各要素ごとに求めて、全体の系について重ね合わせれば境界面の相対変位を表すことができる。ここでは、さらに時間の変化にともなって  $k_s$ 、 $k_n$  の値を変化させている。

実際のメッシュでは、図3-24に示すように、コンクリートと地盤との間で相対変位が生じない（一体とした）場合には、図中の（a）のように両者の境界を同一の節点とし、相対変位が生じる場合には、図中の（b）のように両者の間に上述したジョイント要素を挿入している。そして、このジョイント要素において、 $k_s$  を水平方向のばね係数、 $k_n$  を鉛直方向のばね係数とした。

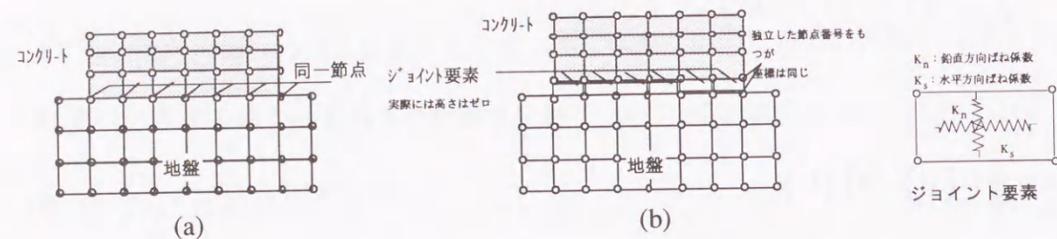


図3-24 メッシュにおけるジョイント要素

### 3.2.4 ジョイント要素を組み込んだパラメトリックスタディ

前述したジョイント要素を有限要素法のプログラムに導入して、ジョイント要素の水平方向ばね係数と鉛直方向ばね係数の値を各種に組み合わせた温度応力解析を行う。さらに、同じリフト内でも上層のコンクリートと下層のコンクリートとの弾性係数を変化させる組み合わせも行った。ただし、この場合の弾性係数は、上層、下層それぞれに図3-4に示した発電所基礎マットにおいて実測された値を参考にして仮定した。このように1リフト内のコンクリート弾性係数の大きさを上層と下層とで変えて、応力傾向が上層と下層とで異なるB型の応力履歴の可能性を検討した。これらの解析ケースを表3-8に示す。なお、解析モデルは図3-14に示すメッシュにおいてコンクリートと地盤の境界にジョイント要素を挿入したものであり、またコンクリートと地盤の物性および解析ステップは表3-5、表3-6に示したものである。以下では、それぞれの解析ケースの内容について述べ、その解析の結果について考察する。

まずケース1は、水平方向拘束がごくわずかで、鉛直方向拘束係数が $5 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ と一定の場合、すなわち一種のローラー支承上のマスコンリートと仮定できる場合である。図3-25にケース1の応力およびひずみ履歴を示す。この応力履歴は、上層と下層が材令の経過にともない引張から圧縮へと推移するのに対して、中層は逆に圧縮から引張へと推移している。この応力のパターンは図3-22に示した内部拘束卓越型の応力パターンと類似している。また、ひずみは上層、中層、下層で同じ値となっており、水平方向に一樣な変形となっていることが推測される。

ケース2は、水平方向拘束係数が材令3日（最高温度に達する材令に相当）までは

増加するが、その後急激に減少する場合である。鉛直方向は常に $5 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ で一定としている。このケースは、コンクリートの弾性係数が小さい初期の材令に強く拘束を受け、温度低下時にはコンクリート地盤の付着が切れて水平方向の拘束が小さくなると想定したものである。図3-26にその応力とひずみの履歴を示す。この解析ケースでは、初期の水平方向の熱変形が強く拘束されているため下層と中層に大きな圧縮力が生じている。また、温度上昇時の伸びひずみも小さい値となっている。温度がピークに達したあとは水平方向の拘束係数が小さくなり、コンクリートの収縮変形が拘束されないため各層の応力は引張域にまで至っていない。

ケース3は、材令3日まで水平、鉛直ともに拘束がほとんどなく3日以降の材令では水平方向の拘束だけが大きくなる場合である。このケースは、ケース2とは逆に温度がピークに達するまではコンクリートが軟らかいため、拘束をほとんど受けないものと考え、温度ピーク以降はコンクリートの強度増加にともなって水平方向の拘束が大きくなると仮定したものである。この場合の応力履歴およびひずみ履歴を図3-27に示す。この図によれば、上層と中層の応力はケース1とほぼ同様な履歴を示すが、下層の応力は温度ピーク以降も引張応力が増加する傾向を示す。ひずみは、拘束が強くなるのにしたがって各層のひずみ量に差が生じ始め、下層が温度ピーク時のひずみ量をほぼ維持しているのに対して、上層は材令20日には収縮側となっている。

ケース4は鉛直方向の拘束がケース3よりもさらに少なく、かつ水平方向の拘束だけが材令にともなって大きくなる場合である。この場合には、図3-28に示すように応力およびひずみの傾向はケース3とほぼ同様であり、応力では圧縮域の応力の絶対値がケース3より小さくなっている。

ケース5は、水平方向拘束係数が材令とともに徐々に増加するが、10日以降は一定となり、鉛直方向が初期材令から後の材令を通じてわずかな拘束しか存在しない場合である。この場合の応力とひずみの履歴を図3-29に示す。この図から、上層の応力は打設直後から材令7日程度まで引張応力を示し、その圧縮となっている。また、中層と下層の応力は、それぞれ材令10日前後まで圧縮応力となり、その後引張応力となっている。この各層の応力履歴はまさしくB型と定義したものである。

表 3-8 解析ケース

計 算	各材令におけるコンクリートの弾性係数(上段) ( $\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ ) 各材令におけるジョイント要素の剛性(下段) ( $\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ )								
	0.6日	1日	2日	3日	5日	7日	10日	12日	
1	水平拘束	1	1	1	1	1	1	1	1
	鉛直拘束	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000
2	E(上部)	48	48	93	137	178	178	178	178
	E(下部)	155	155	211	236	252	257	261	264
	水平拘束	500	500	1,000	1,500	1	1	1	1
	鉛直拘束	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000	50,000
3	E(上部)	ケース2と同じ							
	E(下部)	ケース2と同じ							
	水平拘束	1	1	1	1	1,500	2,000	3,000	3,000
	鉛直拘束	1	1	1	1	1	1	1	1
4	E(上部)	100	30	48	93	178	178	178	178
	E(下部)	100	90	155	211	252	257	261	264
	水平拘束	0.01	0.01	0.01	0.01	1,500	2,000	3,000	3,000
	鉛直拘束	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
5	E(上部)	ケース2と同じ							
	E(下部)	ケース2と同じ							
	水平拘束	500	500	700	1,500	1,700	2,000	3,000	3,000
	鉛直拘束	1	1	1	1	1	1	1	1

解析で示したB型の応力履歴が実際上どのような場合に現れるかといえば、打継面の処理がほとんどなく鉛直方向の付着力が小さい場合に対応していると言える。しかしながら、このような場合であっても水平方向の拘束は少なくとも(自重 $\times$ 摩擦係数)の効果で鉛直方向よりも大きな拘束となっていると考えられる。図3-26のケース2のようにコンクリート上層の応力が材令1日くらいまで圧縮で、その後は、引張側に反転する傾向が実測例の中にしばしば見かけられるが、これらは鉛直方向の拘束係数と水平方向係数の変化の組合せによってさまざまな応力状態が生じうることを示している。したがって、境界における拘束ばね係数の値によって、応力およびひずみのパターンがさまざまに変化するゆえ、これらの拘束を適切に評価することは極めて重要であると考えられる。

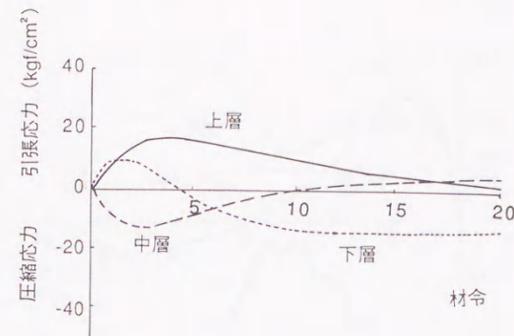


図 3-25 (a) ケース1の応力履歴

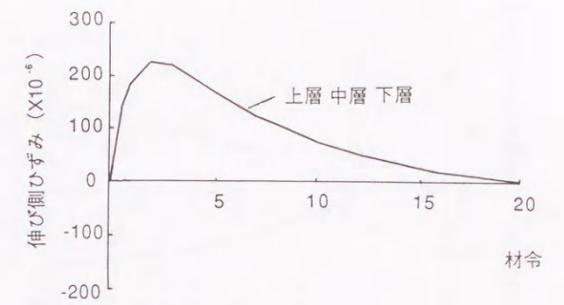


図 3-25 (b) ケース1のひずみ履歴

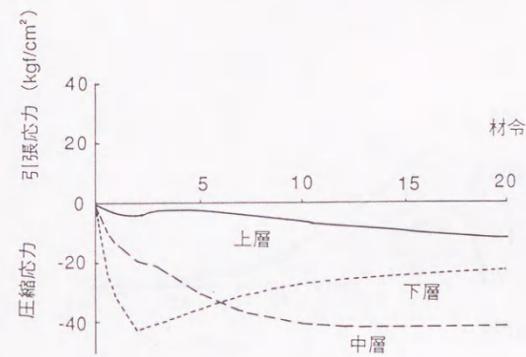


図 3-26 (a) ケース2の応力履歴

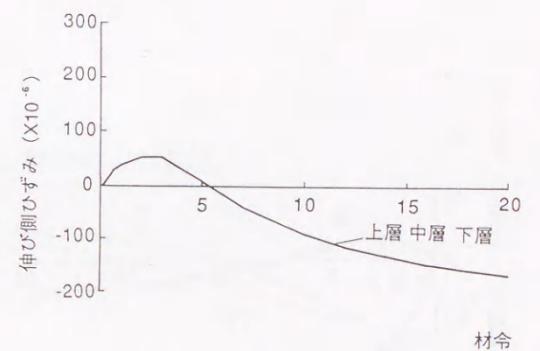


図 3-26 (b) ケース2のひずみ履歴

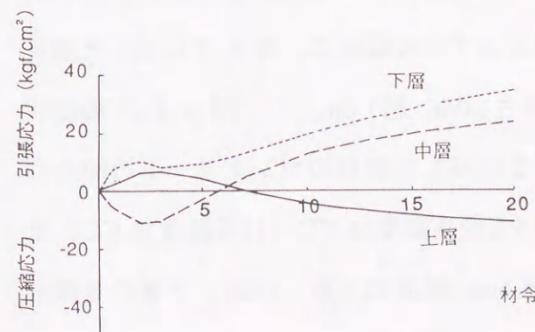


図 3-27 (a) ケース3の応力履歴

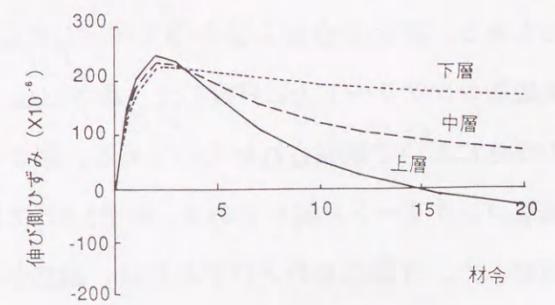


図 3-27 (b) ケース3のひずみ履歴

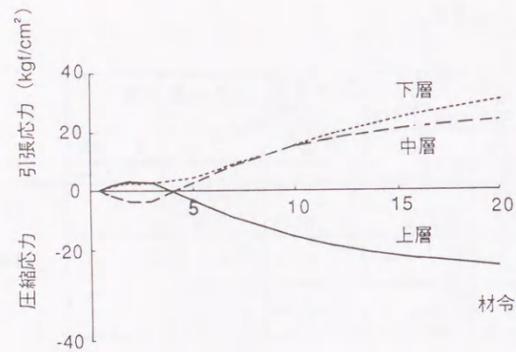


図 3-28 (a) ケース 4 の応力履歴

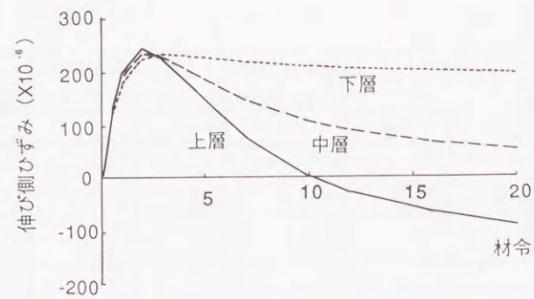


図 3-28 (b) ケース 4 のひずみ履歴

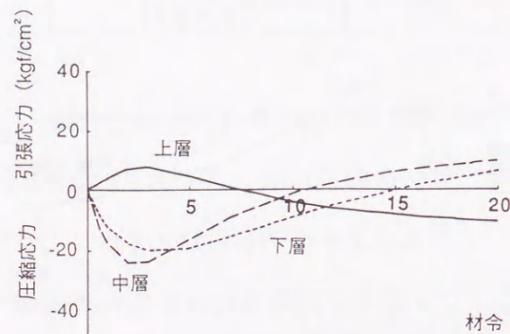


図 3-29 (a) ケース 5 の応力履歴

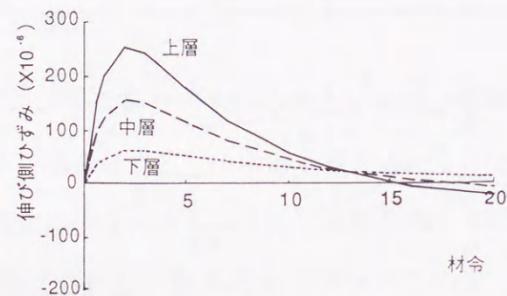


図 3-29 (b) ケース 5 のひずみ履歴

鉛直方向の拘束が小さい場合の他に、完全拘束状態であっても B 型があらわれる場合もある。図 3-30 および 3-31 に示した応力とひずみの履歴は、図 3-7 に示した頭首工底板コンクリート上に打設した、長さ 8.0m、高さ 3.0m、幅 1.6m、 $L/H = 2.67$  の壁状の堰柱において観察されたものである。図 3-32 に示した堰柱のコンクリートの配合は底板コンクリートと同じであり、材令 3.8 日において最高温度  $44.0^{\circ}\text{C}$  (打設温度  $10.0^{\circ}\text{C}$ ) を観察した。有効応力計とひずみ計は、端部から 2.5m の断面の上層、中層、下層の 3 箇所

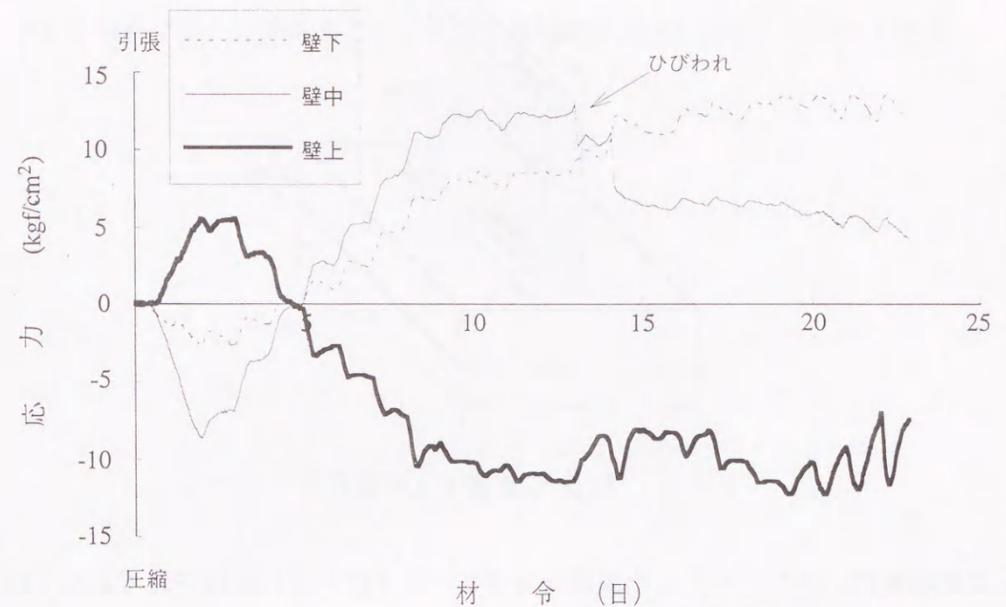


図 3-30 頭首工壁部の応力履歴

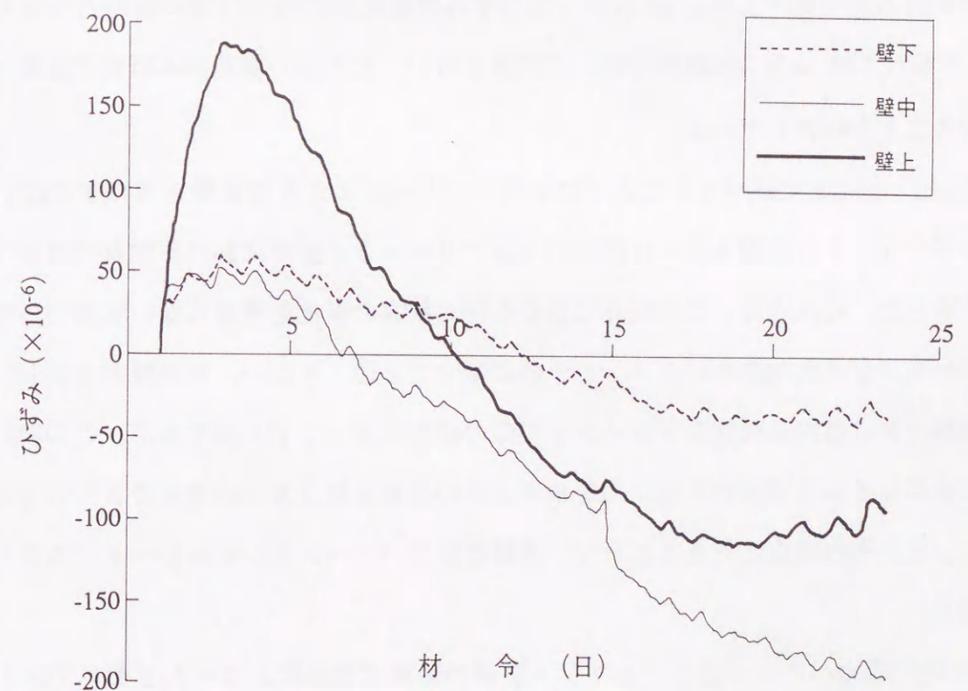


図 3-31 頭首工壁部のひずみ履歴

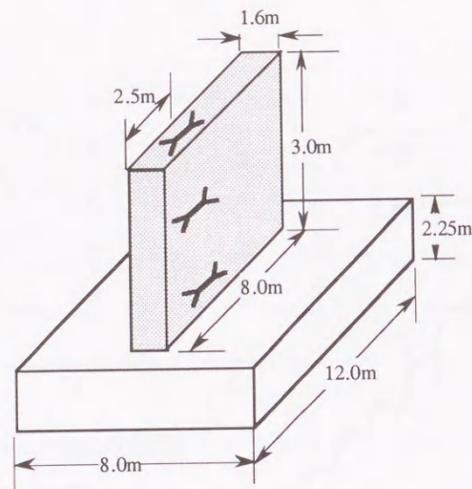


図 3-3 2 頭首工の堰柱

この堰柱は、十分に硬化した底版コンクリート上に入念に打継がれており、配筋もなされている。したがって、堰柱底版部と壁部の一体性は十分に確保されているものと推測され完全拘束に近い状態にあると考えられる。しかしながら、図 3-3 0 に示す応力履歴は典型的な B 型であり、また図 3-3 1 のひずみ履歴も典型的な B 型の履歴となっている。岩城ら<sup>6)</sup>も  $L/H = 2$  の試験体を用いて実験を行い、その応力履歴が本研究で定義した B 型となることを報告している。

以上、これまで述べてきたように応力のパターンに大きな影響を及ぼすのは、打設したコンクリートと地盤あるいは既設のコンクリートとの境界における拘束の状態であることを示した。それゆえ、この境界における拘束状態の変化を考慮しない解析では実際に観察されるさまざまな応力パターンを十分に表すことはできない。有限要素法においては、この境界における拘束状態をジョイント要素のばね係数として表現するが、この境界の拘束を表すジョイント要素の拘束ばねを水平方向の拘束と鉛直方向の拘束の 2 つの方向に分離して、それぞれ独立に考えることで、多様な応力パターンをシミュレートすることが可能である。

B 型の応力パターンは、ジョイント要素の鉛直ばね係数がほとんどゼロであるとし、水平方向のばね係数を材令の経過にともない徐々に大きくした場合に得られる。これに対して A 型の応力パターンは、地盤や既設コンクリートである拘束体の弾性係数が大きく、

かつ打継面での付着が十分な場合に現れる。すなわち、解析的には拘束体と打設したコンクリートとの境界に同一の節点を用い、変位の連続性を完全に保証した場合である。

### 3.3 打継面における拘束係数

マスコンクリートに生じる温度応力は、コンクリートと地盤との打継面に挿入するジョイント要素の水平方向と鉛直方向のばね係数の値により変化する。それゆえ、温度応力解析を行う上で打継面における拘束の評価が重要であるが、実際のコンクリートリフト相互の境界、あるいは地盤とコンクリートの境界における水平方向の拘束係数がどの程度であるかについての研究はこれまで報告されていない。そこで、実際のコンクリートリフト間の水平方向の拘束係数がどの程度であることを明かにする目的で、一面せん断試験により拘束係数の測定を行った（ここで、用語の定義として本研究では拘束の程度を表す定数を理論的に考察する場合、あるいは実験によって求める場合に拘束係数と呼ぶこととし、数値解析上のジョイント要素に用いる場合にはばね係数と呼ぶことにする）。

拘束係数の測定には、コンクリートリフト相互を想定した図3-33に示すような中心軸上に15cm x 20cmのせん断面を有するせん断試験体を用いた。せん断面には、図3-34に示す新たに考案したカンチレバ型コンクリート継目すべり計をセットした。試験体の作成には、まずせん断試験体の片側のコンクリート（以下、既設コンクリートと呼ぶ）を打設し、1週ないし2週の材令においてもう一方のコンクリート（以下、新コンクリートと呼ぶ）を打継ぎ、所定の材令ごとにせん断試験を行って作用しているせん断応力とすべり量との関係を求め、これを水平方向の拘束係数とした。

実験に用いたコンクリートの配合は表3-9に示す通りである。試験体の作成にあたっては、実際のコンクリートの打継ぎにおける拘束状態に近づけるため、既設コンクリートを打設した1日後に打継面にワイヤーブラッシをかけノミで軽くチップングを行った。さらに試験に際しては、せん断面に対して垂直にコンクリートの打込み高さ2mの重量に相当する圧力を鋼棒で締めつけることによって与えた。新コンクリートの変位の測定は、コンクリート継目すべり計の他に、ダイヤルゲージ4台を使用した。試験材令は、0.25日、0.4日、0.6日、1日、2日、3日、5日、7日の8材令である。試験体は各材令につき1体とした。

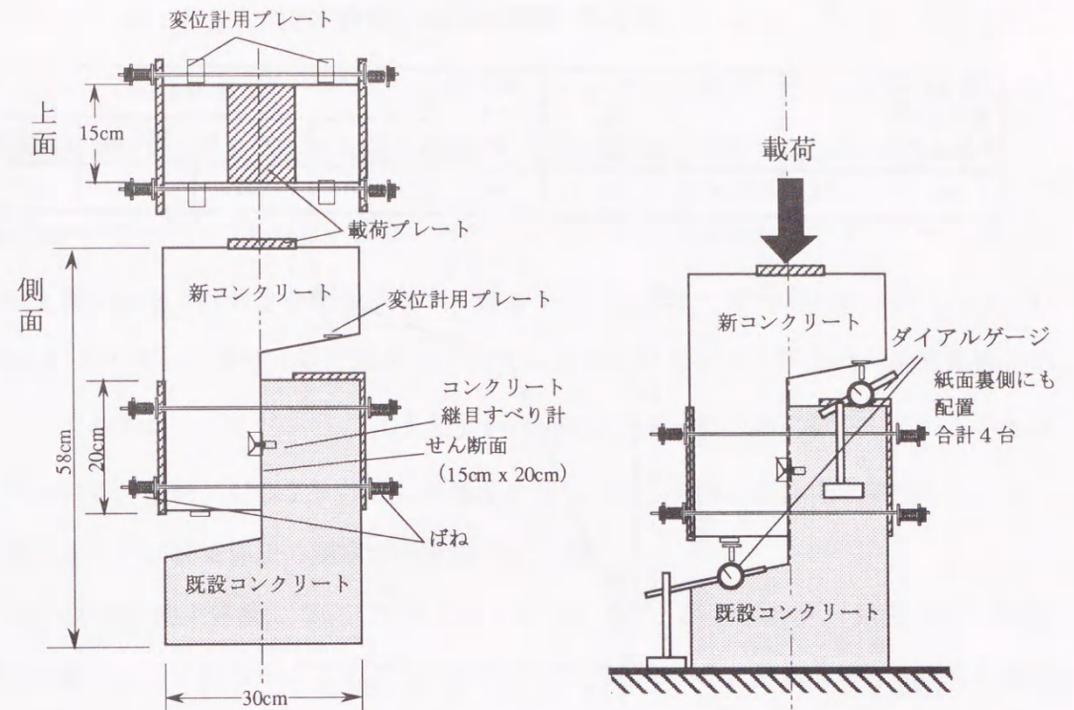


図3-33 一面せん断試験体

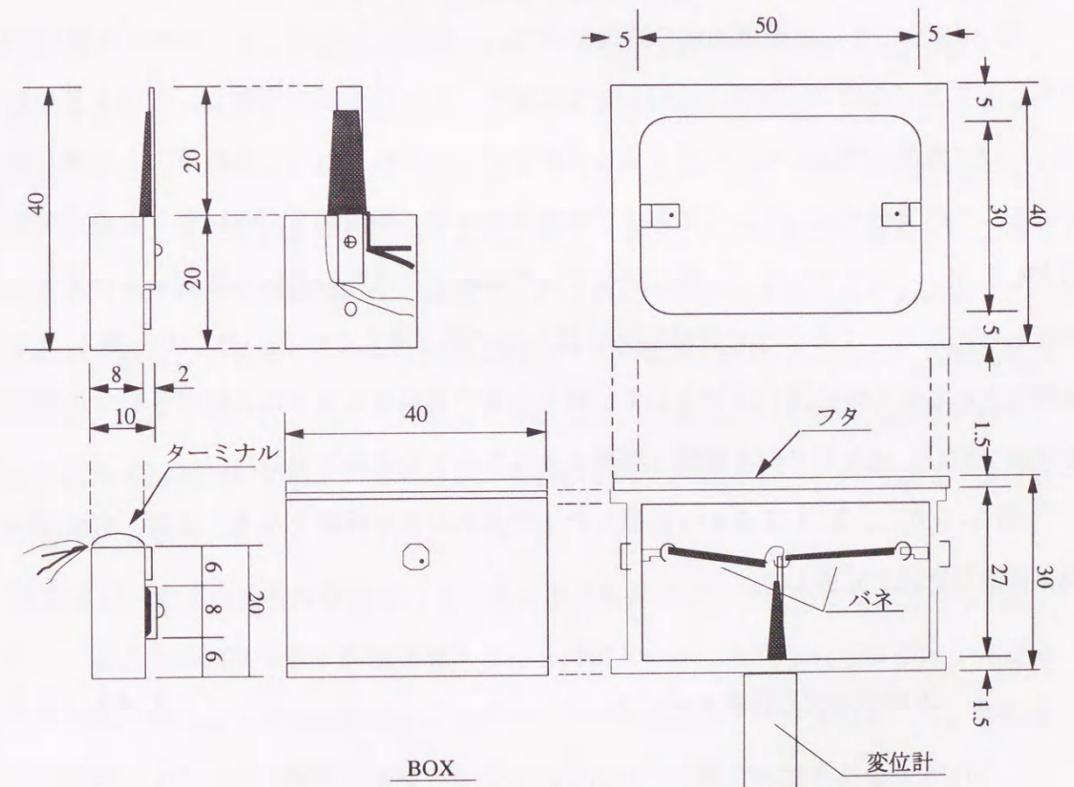


図3-34 カンチレバ型コンクリート継目すべり計

表 3-9 実験に用いた配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
					水	セメント	細骨材	粗骨材
25	11±1	3.5±0.5	55	44.1	177	322	765	1065

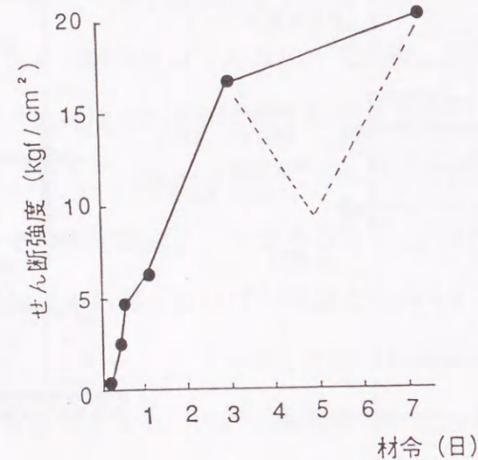


図 3-35 せん断強度

図 3-35 にせん断強度試験の結果を示す。この図によれば、せん断強度は材令数時間から 1 日までの間では時間に比例してほぼ線形にせん断強度が増進し、材令 1 日から 3 日にかけて急激に増加する。材令 5 日の実験値がその前後の材令の実験値よりも落ち込んでいる。この実験では、型わく数および実験所要時間の制限から、各材令ごとの試験体は必ずしも同一バッチではなく、特に材令 5 日の試験体作成時の打込み温度および養生温度が低かったため、このように試験結果がばらついたと考えられる。そこで、図 3-35 では推測されるせん断強度の追加として、材令 5 日の実験値を考慮に入れず各材令の実験値を実線で結び、材令 5 日の実験値を考慮に入れた場合を点線で示した。

図 3-36 に、図 3-35 から計算した水平方向の拘束係数を示す。なお、水平方向の拘束係数は次式で定義した。

$$\text{水平方向拘束係数} = \tau / \delta \quad \text{式 (3-14)}$$

ここで、 $\tau$  : せん断応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\delta$  : 荷重方向の変位 (kgf/cm<sup>2</sup>)

この実験から得られた水平方向の拘束係数は、材令数時間の時点では  $10^2$  から  $10^3$  kgf/cm<sup>2</sup>/cm のオーダーであった。また、材令 1 日では  $10^4$  kgf/cm<sup>2</sup>/cm のオーダーとなった。材令が 1 週間程度では大きな増進はなく、材令 1 日と同じオーダーの拘束係数となっている。図 3-37 は、一度せん断破壊を生じた後に打継面が有する水平方向の拘束係数を示したものであるが、 $10^0$  ないし  $10^1$  kgf/cm<sup>2</sup>/cm のオーダーに一挙に低減していることが示されている。なお、材令 7 日はせん断強度に達した際に試験体が完全に破壊したため、破壊後の水平方向拘束係数の測定が不可能であった。

水平方向の拘束係数については実験により求めることができたが、鉛直方向の拘束係数を実験によって明らかにすることはほとんど不可能である。数値解析において、境界に鉛直方向の境界ばねを設けることは、境界における挙動を全てひとまとめにして表現していることになる。すなわち鉛直方向の圧縮側のばねは打設したコンクリートと地盤との境界において、コンクリートあるいは地盤が応力の増加にともなって押しつぶされるといった現象を表すものであり、引張側のばねはところどころ境界面がはがされていくという現象を表している。コンクリート側の境界面がはがされていく場合には、接触問題のように応力の状態によって境界条件が異なることになり、またこれは自重の影響などによっても変化する。したがって、実際には、鉛直方向のばねは、境界が圧縮状態にある場合と引張状態にある場合とで異なり、さらに境界に作用するの応力の大きさによっても剛性は大きく異なる。しかしながら、ここで実施した解析では、便宜上これらの全て影響を総称して鉛直方向拘束係数として考え、境界の応力状態によらず一定としてこの拘束ばねは材令にのみ依存して変化させた。

実際には、鉛直方向拘束係数はさまざまな境界条件によって変化すると考えられる。それゆえ、鉛直方向拘束係数を直接実測することは難しいが、考えられる方法は、各現場実測の応力値にあうように数値解析によって定めた拘束係数のデータを集積して、各打継目の処理状態、ブロックの断面寸法などとの対応付けから鉛直方向拘束係数を求めることである。

以上述べたように本節での実験結果から、水平方向の拘束係数については、付着が切れる以前は $10^2 \sim 10^4 \text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ のオーダーであり、付着が切れた後においても物理的な摩擦により $10^2 \sim 10^4 \text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ のオーダーとなっていることが判明した。

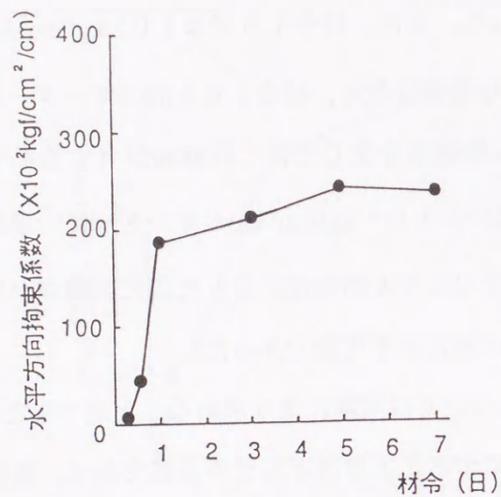


図3-36 水平方向の拘束係数

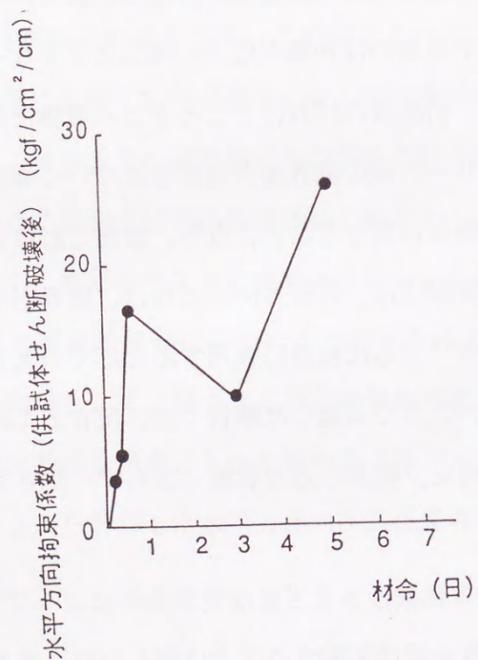


図3-37 せん断破壊後の摩擦係数

### 3.4 せん断試験より求めた水平方向拘束係数を用いた温度応力解析

実験によって求めた水平方向の拘束係数をの妥当性を確認する目的で、実験で求めた水平方向の拘束係数の値を用いて、B型の応力履歴が観察された図3-13に示した発電所基礎マットに対する数値シミュレーションを行った。解析に用いたモデルは、図3-16に示したメッシュに対して地盤とコンクリートの境界にジョイント要素を挿入したものである。また地盤とコンクリートの物性およびステップデータについては表3-5、表3-6の通りである。

この応力解析では、B型の応力履歴が現れるようにジョイント要素の鉛直方向のばね係数を材令にかかわらずゼロとみなしうる値(0.1)を用い、水平方向のばね係数として前節の実験から得られた各材令で変化する水平方向拘束係数を用いた。また、弾性係数についても前節の実験で得られた値を用いた。解析の各材令における水平方向のばね係数とコンクリートの弾性係数を表3-10に示す。また、地盤の弾性係数およびポアソン比はそれぞれ、 $150,000\text{kg/cm}^2$  (一定)、0.2、コンクリートのポアソン比は0.17とした。

表3-10 応力解析に用いたコンクリートの弾性係数と水平方向ばね係数

材令 (日)	弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	水平方向ばね係数 (kg/cm <sup>2</sup> /cm)
0.6	155,000	3,600
1	155,000	14,650
2	211,000	15,800
3	236,000	17,000
5	252,000	19,000
7	257,000	21,600
10	261,000	21,600
12	264,000	21,600
16	264,000	21,600
20	264,000	21,600

図3-38~3-40にこの解析の結果得られた応力履歴と実測との比較を示す。なお、図中には比較のため地盤とコンクリートを一体として解析した場合の応力履歴についてもプロットした。図3-38、3-39では、実測の応力が材令7日から点線と実線の2つに分岐している。実線は実測された応力履歴であるが、この時期に中層から上層にかけてひび割れが発生して応力が解放された可能性があると考えられたため、ひび割れが発生しな

かった場合を想定した応力履歴を点線で示した。図3-38の下層の応力は、傾向としては実測といずれの解析ケースも同様であるが、ジョイント要素を用いた解析の方が、一体とした解析よりいくぶん応力値が小さくなっており、この分だけ実測に近づいている。図3-39の中層でも、下層と同様にいずれの応力履歴もその傾向はほぼ同様であると見なされるが、ジョイント要素を挿入した解析結果は、より実測に近い傾向を示している。B型の応力履歴の最大の特徴の一つは上層の応力履歴にあるが、図3-40に示した比較においては、一体とした解析は実測の結果と全く逆の傾向を示しているのに対してジョイント要素を入れた解析は実測とよく一致している。

上層、中層、下層のいずれの位置においても実測したB型の応力履歴と一致した解析では、境界におけるジョイント要素のばね係数として鉛直方向では材令にかかわらずほぼゼロ、水平方向には材令の経過とともに増加する表3-10に示した一面せん断試験から得られた値を用いた場合であった。したがって、図3-15(a)に示した実測の応力パターンを数値的に表すには、地盤とコンクリートの境界における相対的な変位を考慮した解析を行う必要があり、さらに境界における拘束の状態を適切に拘束係数を用いることが重要であることが確認された。マツク型のせん断実験から求めた水平方向の拘束係数の値は打込み高さが1.4m程度で、材令によって変化するが $3,600\sim 21,000\text{kgf/cm}^3$ 程度であり、ここに解析によっても、その値が妥当であることが確かめられた。また、鉛直方向についてはほぼゼロであることが明らかになった。

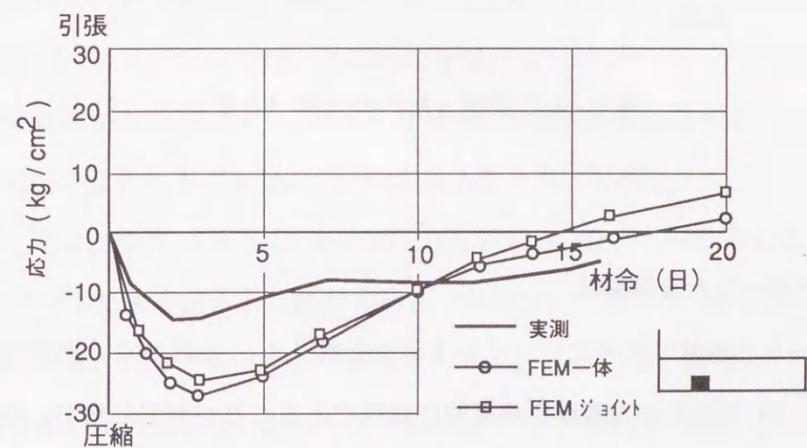


図3-38 実測と解析の比較 (下層)

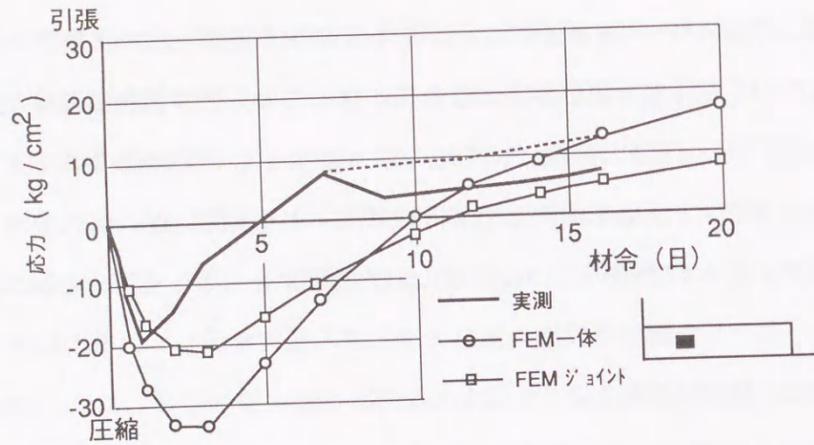


図3-39 実測と解析の比較 (中層)

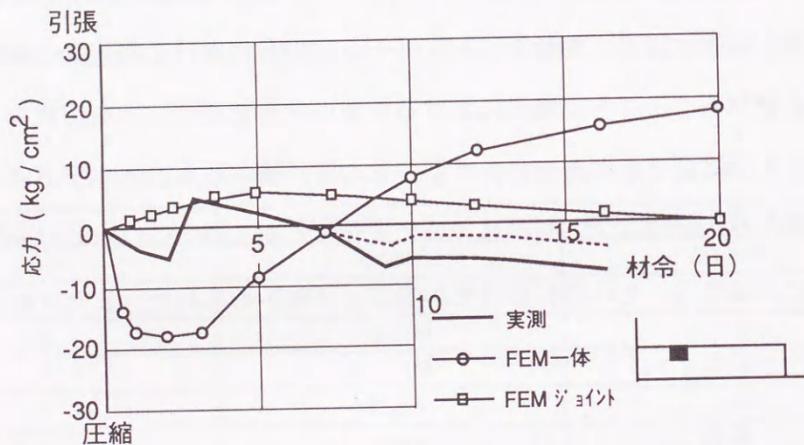


図3-40 実測と解析の比較 (上層)

### 3.5 応力のパターンと変形状

コンクリートと地盤の境界にジョイント要素を挿入し、鉛直方向の拘束係数を小さくすることによってB型の応力履歴を解析的に表現できることが判明したが、なぜ鉛直拘束が小さい場合にこのような応力履歴が得られるのかについては、これまでの検討からだけでは十分に説明できない。そこで、次にこの点について検討を加える。

A型の応力履歴の場合には、上層、中層、下層とも、応力度の大きさの違いはあるものの、いずれの層の応力も圧縮から引張となりほぼ同様の履歴となる。これは、断面全体が均一とまではならないものの主として水平方向(軸方向)に卓越した拘束を受けることによると考えられる。すなわち、温度の上昇や降下による変形が水平方向に強く拘束されるという従来から考えられていた拘束の概念に近いモードが支配的であるためと推測できる。

これに対してB型では、上層と下層とで応力の発生傾向が異なる。すなわち、上層が引張側にあるとき、中層と下層が圧縮側に、逆に上層が圧縮側にあるときには中層と下層が引張側となる。コンクリート断面内がこのような応力分布となるためには、コンクリートに曲げが作用していなければならない。そこで、3.5節で述べた発電所基礎マットのモデルを用いて、コンクリートの曲げが作用しているか否かを確認する。まず、断面内温度分布に起因する曲げがどの程度であるかを確認するため、ジョイント要素の水平、鉛直の両方向のばね係数をゼロとみなしうる値として、内部拘束のみが作用したときの解析を実施し、その変形をシミュレートした。図3-41は各材令における変形の状態である。また同図中には参考のため断面内の温度分布も示しておいた。

この図から、外部からの拘束を受けなければコンクリートは断面内の温度分布に起因してかなりの曲げ変形が生じていることが明らかである。すなわち、材令3日程度までは端部が下方へと変位してコンクリート全体が上に凸の形となるが、温度の降下が進む材令5日頃からはそれまでとは逆に端部が上方へと変位して下に凸の変形形状を示している。この解析で仮定した温度分布では、外部拘束を受けないコンクリートの変形が図3-41のように示されたが、実際には、このような変形に外部拘束が作用することによって、コンクリート断面内にはさまざまな応力分布が現れると考えられる。

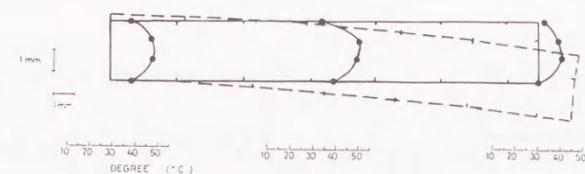
図3-42は、図3-38～3-40に応力履歴を示した、「一体」とした場合の解析、およびジョイント要素を挿入した場合の解析(鉛直方向ばね=0、水平方向ばね=材令依存、実験値を使用)の2つのケースの変形図である。すなわち、図3-41の変形がジョイント要素を用いた実際に近い状態で外部拘束を受けた場合の変形であり(以下、「鉛直拘束フリー」と呼ぶ)、外部拘束が比較的弱い場合に相当する。「一体」とした解析は、

外部拘束が強い場合に相当する。いずれのケースも温度上昇時には水平方向への膨張変位を示しながらコンクリート全体が上に凸となる変形となっている。材令3日の端部の高さ中央のところの水平変位量は、拘束なしの場合が1.1mmであるのに対して、一体の場合、鉛直拘束をフリーとした場合ともに0.8mmと同じである。これに対し、同材令の端部上端の変位量は、拘束なしの場合が1.1mm、一体の場合が0.9mm、鉛直をフリーとした場合が1.2mmであった。

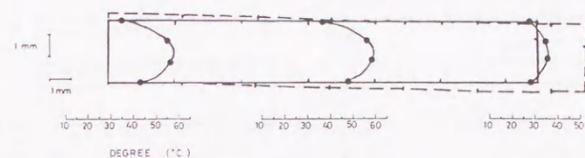
これらの数字が示すように、拘束なしの場合には端部の高さ中央の点と上端とで水平変位の差がほとんどなく、また一体の場合にも高さ中央と上端の変位の差は0.1mmと小さくなっている。一方、それらの中間的な拘束状態と考えられる鉛直をフリーとした場合の解析ケースは、上端と中央との変位差が0.4mmと他の2つのケースに比較してかなり大きくなっており、水平方向のみが拘束されることによって曲げの効果がいっそう助長される結果を示している。温度の降下する材令3日以降では、拘束なしの場合には下に凸の変形をとるのに対して、(外部からの)拘束がある場合の一体および鉛直フリーの2つのケースは、材令20日においてもフラットな形状となるだけで、下に凸となる変形にまでには至らない。

さらに、「一体」とした場合と鉛直拘束をフリーとした場合を比較しても両者の変形のパターンは異なっている。すなわち、「一体」の場合には端部からL/8程度のところまでの変形が著しく、それより対称軸(図のコンクリートの左端)寄りのところでは曲げ変形もあまりみられず、変形はそれほど著しくない。これに対し、鉛直拘束をフリーとした場合には、対称軸を中心にコンクリート全体が変形している。これら2つのケースの変形の違いは、ジョイント要素の鉛直方向の応力分布からも裏付けられる。このジョイント要素の鉛直方向の応力は、実際には打継面における地盤反力と対応すると見なされるので、以下ではこれを反力と呼ぶ。図3-43、3-44は、地盤部分の反力であるが、「一体」とした解析では、温度上昇時の材令1日においても、温度降下時の材令7日においても、その変形形状と対応して、端部に非常に大きな反力が生じているのに対して、鉛直拘束をフリーとした場合の反力分布には、いずれの材令においても、滑らかな分布となっている。

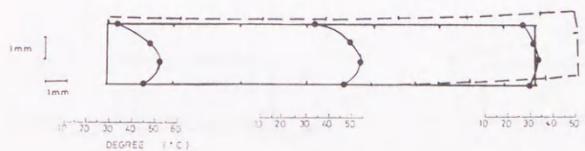
解析の結果からコンクリート自身の熱変形は、外部拘束を受けることにより大きく



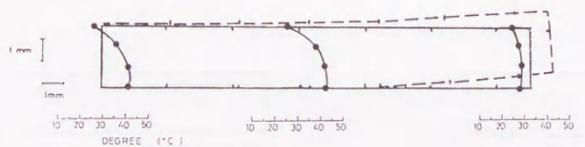
材令1日の温度分布および変形(拘束なし)



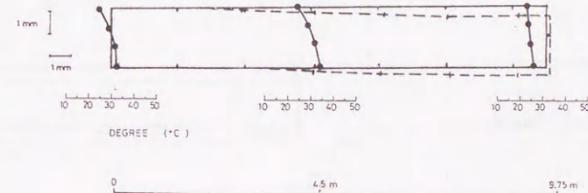
材令3日の温度分布および変形(拘束なし)



材令5日の温度分布および変形(拘束なし)



材令10日の温度分布および変形(拘束なし)

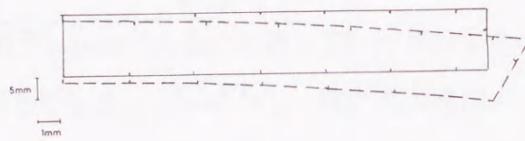


材令20日の温度分布および変形(拘束なし)

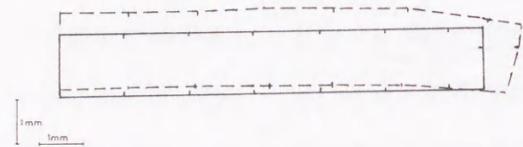
図3-41 拘束がない場合の変形



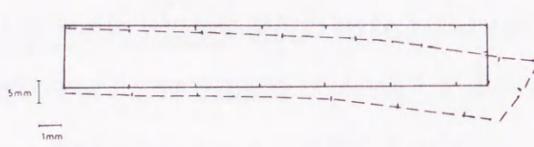
材令1日の変形 (一体)



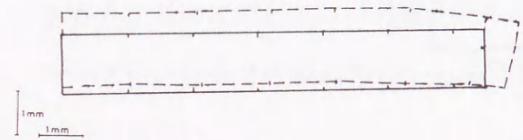
材令1日の変形 (鉛直・フリー)



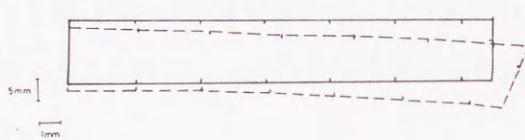
材令3日の変形 (一体)



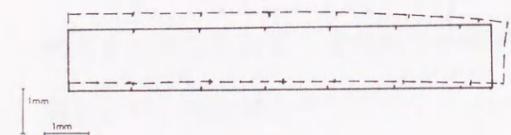
材令3日の変形 (鉛直・フリー)



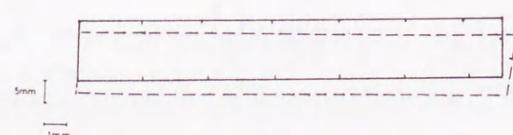
材令5日の変形 (一体)



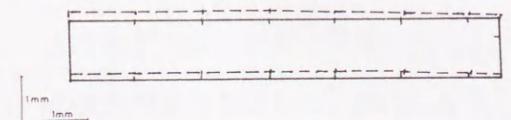
材令5日の変形 (鉛直・フリー)



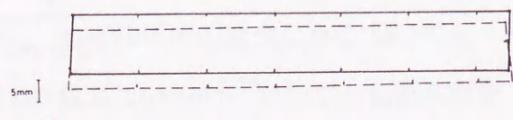
材令10日の変形 (一体)



材令10日の変形 (鉛直・フリー)

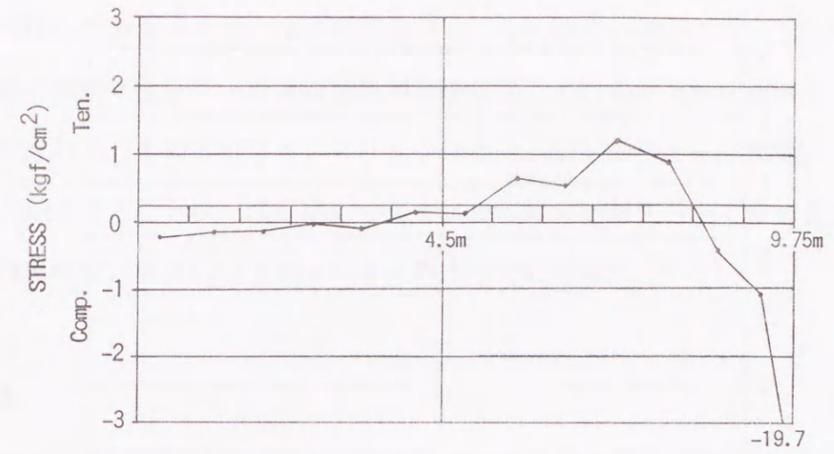


材令20日の変形 (一体)

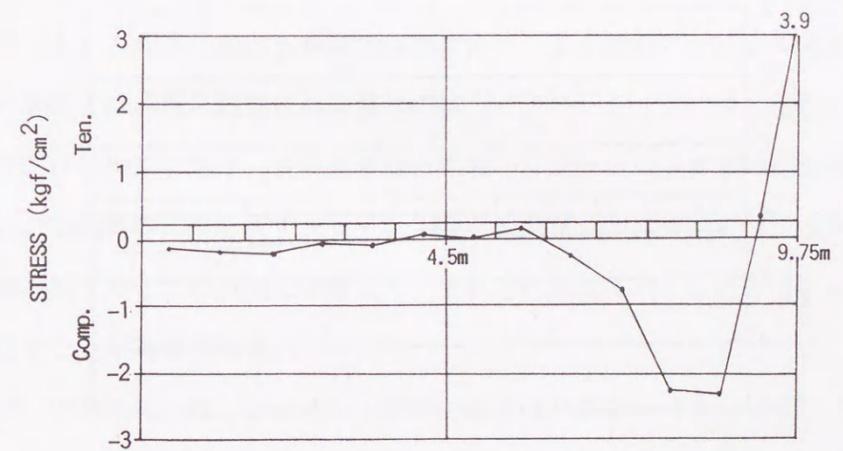


材令20日の変形 (鉛直・フリー)

図3-42 一体とした場合、および鉛直方向をフリーとした場合の変形図

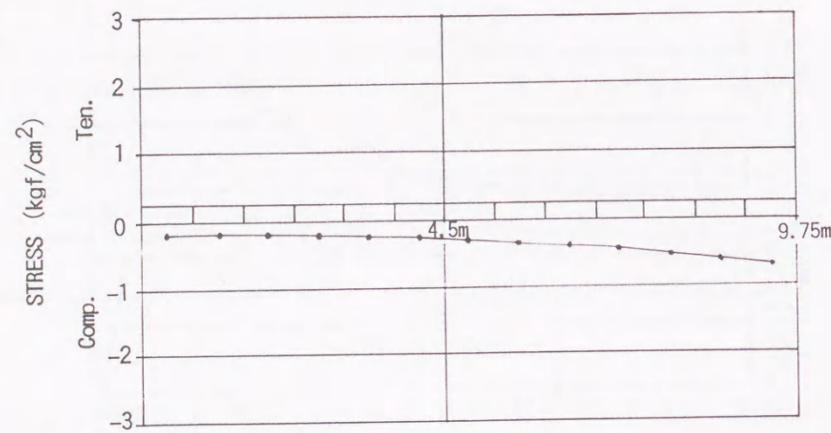


材令1日

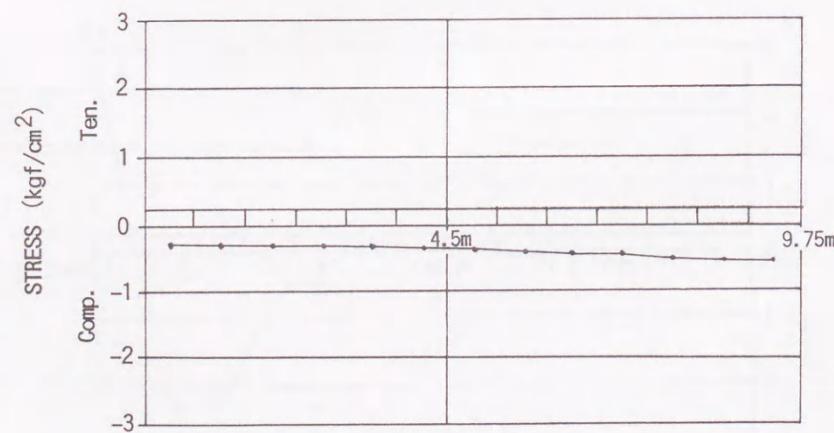


材令7日

図3-43 一体とした場合の反力分布



材令 1 日



材令 7 日

図 3-4 4 鉛直方向をフリーとした場合の反力分布

変化することが判明した。したがって、この解析結果からコンクリート断面内の応力分布は、このようなコンクリート自身の曲げ変形とこれを拘束する外部拘束の作用から決定されることが考えられる。特に断面内で応力が圧縮から引張へと変化する B 型の応力パターンでは、この曲げの影響を考えずには説明できない。それゆえ、解析によって示唆された打継面での剥離や相対変位を伴った曲げ変形が実際に生じているか否かを確認することが重要である。すなわち、そのようなコンクリート硬化時の変形形状と応力履歴のパターンとの関係を明らかにすることは、温度応力の発生メカニズムを考える上で最も重要な手がかりであり、精度の良い温度応力予測を行うために不可欠である。

### 3.6 結論

本章では、いくつかの実測データから、マスコンクリートにおける応力あるいはひずみの発生パターンが大きく A 型と B 型の 2 つに分類できることを示し、次に、それに対する数値解析から、それらの温度応力の発生パターンがいかなる原因により決定されるのかを検討した。その結果、代表的な 2 つの温度応力の発生パターンを解析的にほぼ表現することができ、その解析的検討を通じてこれらの 2 つのパターンと外部拘束の関係が以下の通りであることを明らかにした。

1) 応力のパターンに大きな影響を及ぼすのは打設したコンクリートと地盤あるいは既設のコンクリートとの境界における拘束の状態であり、この境界における拘束状態の変化を考慮しない解析では実際に観察される種々の応力パターンを十分に表し得ない。

2) 境界における拘束状態は、有限要素解析においてジョイント要素のばね係数として表されるが、この境界の拘束を表すジョイント要素の拘束ばねについては、水平方向の拘束と鉛直方向の拘束の 2 つの方向に分離して、それぞれ独立に考えることで、各種の応力パターンを表すことが可能である。

3) B 型の応力パターンは、ジョイント要素の鉛直ばね係数がほとんどゼロであるとし、水平方向のばね係数を材令の経過にともない徐々に大きくした場合に得られる。これに対して、A 型の応力パターンは、地盤や既設コンクリートである拘束体の弾性係数が大きく、かつ打継面での付着が十分な場合に現れる。すなわち、解析的には拘束体と打設したコン

クリートとの境界に同一の節点を用い、変位の連続性を完全に保証した場合である。

4) 水平方向の拘束係数を求めるために行った一面せん断試験の結果から、水平方向の拘束は、付着が切れる以前は $10^2$ から $10^4$ kgf/cm<sup>2</sup>/cmのオーダーであり、付着が切れた後においても、物理的な摩擦により $10^0$ ないし $10^1$ のオーダーの値となっている。これらの値は、現場実測データに対する解析の結果から妥当であると考えられる。また、鉛直方向の拘束係数についても解析による検討の結果から、水平方向に比べて小さい値であると推測できる。

5) 断面内で応力が圧縮から引張へと変化するB型の応力パターンでは、鉛直方向の拘束が重要な役割を果たすが、鉛直方向の拘束はコンクリートが硬化する過程で示す曲げ変形と密接な関係があると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 東急建設株式会社 内部資料
- 2) 坂田守廣・森下宏之・宮城敏明・石川雅美・渡辺弘子：北浦川水門におけるマスコンクリート打設対策について，第19回東急建設株式会社技術発表論文集土木編，1993年11月
- 3) 小原康夫・菊地智彦・石川雅美・宮崎太：一の堰頭首工における温度ひびわれ対策，第18回東急建設株式会社，技術発表論文集土木編，1992年11月
- 4) 田辺忠顕・原口晃・石川雅美：マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関する検討，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1982年
- 5) R.E.Goodman：A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Journal of the Soil Mechanics And Foundation Division, Proceeding of ASCE, May, 1968
- 6) 岩城・夏目・村山・村田・大貫：セメントの水和熱に起因する温度応力解析手法に関する研究，鹿島技研年報 28号，1980年9月
- 7) 田辺忠顕・原口晃・石川雅美：マスコンクリートの温度応力問題における岩盤あるいは旧コンクリートの外部拘束効果マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集，1982年8月

## 4章 マスコンクリートの温度応力実験

#### 4章 マスコンクリートの温度応力実験

##### 4.1 はじめに

マスコンクリートの温度応力は、打継面における水平方向と鉛直方向の拘束の組み合わせによって変化することを解析により明らかにした。同様に、この解析によるコンクリート硬化時の変形に対する検討結果から、上層の応力が打設直後から引張を示すB型の応力パターンについては曲げ変形に対する拘束が卓越し、コンクリート断面内の応力分布が決定されるものと考えに至った。

図4-1に示すようなコンクリートブロックに曲げ変形が生じているとすれば、打継面においては、水平方向には拘束体と打設したコンクリートとの間に相対的な変位が生じるはずであり、また、鉛直方向にも剥離が生じるはずである。このような打継面での相対変位や剥離現象の存在は、筆者の研究<sup>1)</sup>以外にも、いくつかの報告<sup>2), 3)</sup>により示唆されているが、未だ実験によって確認を行った例は報告されていない。この考えを立証するために、マスコンクリート硬化時の熱変形に着目した温度応力実験を行って、硬化時の曲げ変形、および打継面の相対変位や剥離を確認する。

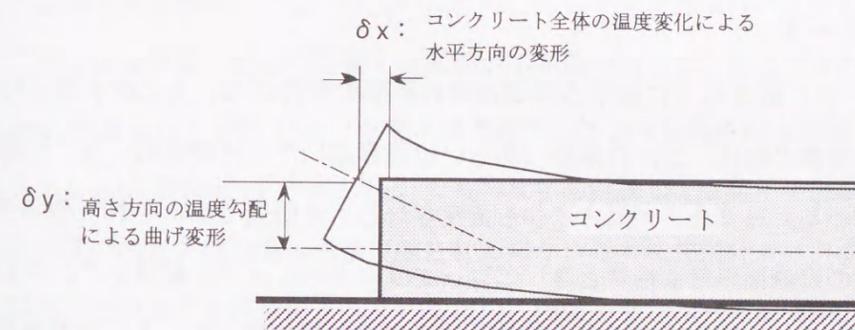


図4-1 曲げ変形と打継面の相対変位

## 4.2 実験の目的

本章で述べる実験の目的を以下に記す。

- 1) 解析により明らかにした曲げ変形や、打継面での相対変位および剥離を、変位測定を主体とした実験によって確認する。
- 2) コンクリート内部の応力およびひずみの測定を行い、これらの発生パターンと外部拘束の大きさとの関係を検証する。
- 3) コンクリートの変形パターンと、応力パターンの関係を明らかにする。

本実験では、変位の計測だけでなく、温度、応力、およびひずみの計測も行った。温度応力実験におけるひずみは、温度ひずみ成分、拘束や荷重により生じる弾性ひずみ成分、およびクリープひずみ成分の和であり、現在のひずみ測定器では各々の量を分けて測定することはできない。そこで本実験では、ひずみの各成分量が不明確にならないように、同一の箇所で、温度、応力、ひずみを測定し、マスコンクリートの硬化時の挙動に対して検討を加えた。さらに、はり理論を基にしたコンペンセーションライン法（以下、C.L法と呼ぶ）を用いて、観察された変形に対してはり理論からの説明を加え、上記3点の実験目的に対する考察を行った。

## 4.3 実験のパラメータおよび試験体の仕様

### 4.3.1 実験のパラメータ

マスコンクリートの温度応力に対する外部拘束の影響の度合いは、主に次の3つのパラメータ、1) 拘束体の剛性、2) 打継面（あるいは境界面）での付着性状、3) 打設されたコンクリートのL/H（長さ/高さ）から決定される。本研究では、これらのパラメータのうち、2) の打継面の付着性状と3) のコンクリートのL/Hに着目して、これらの違いがマスコンクリート硬化時の温度応力挙動に及ぼす影響を調べた。1) の拘束体の剛性については、3.2.1で述べたように、応力発生パターンに及ぼす影響がその他のパラメータに比べて少なく、またその影響は解析により容易に明らかにできると考えたため、実験のパラメータからは除外した。

実験に用いた試験体は、図4-2に示すような拘束体（高さ1.0 m、幅0.95 m、長さ

15.0 m）と壁状の被拘束体（高さ1.0~2.0 m、幅0.3 m、長さ5.0~15.0 m）とから構成されるM1~M5の5体の実構造物大マスコンクリート試験体である。なお、これらの試験体の寸法については、変位計による変位計測可能な変位が得られるよう、試験体の長さをパラメータとした3次元温度応力解析を実施して決定した。

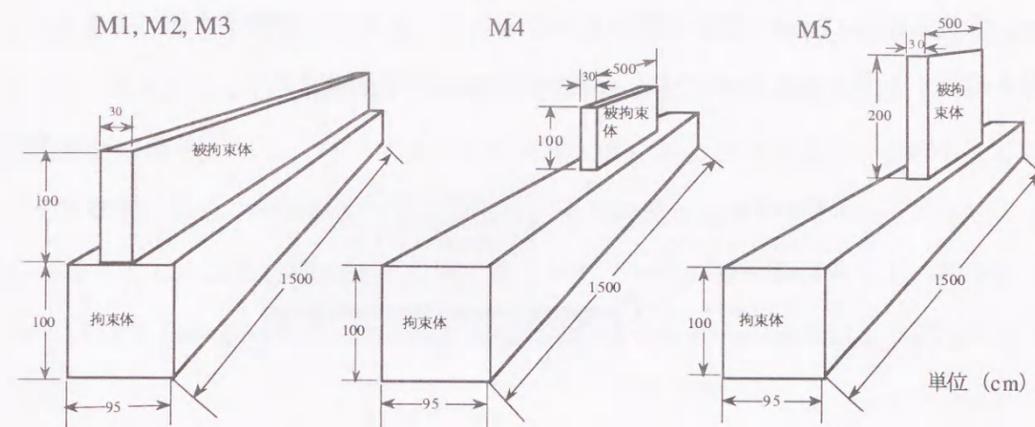


図4-2 マスコンクリート大型試験体

これまで行なわれた大型試験体を用いた温度応力実験では、拘束体となるコンクリート部分が直接地盤に打設されていたため、被拘束体が拘束体から受ける外部拘束の影響と、その他地盤などからの影響との区別が不明確であった。例えば井村ら<sup>4)</sup>は、幅2m x 高さ2mの断面を有する長さ8mの拘束体の上部にこれと同じ長さの2種類の拘束体（幅1m x 高さ2m、および幅0.3m x 高さ2m）の被拘束体を打設して温度応力実験を行っているが、この実験の拘束体は地盤に直接打設されており、さらに拘束体コンクリート打設後40日にはその上表面まで埋め戻されているため、地盤からの拘束の影響が分離されていない。また、首都高速道路公団の行った実験<sup>5), 6)</sup>では、被拘束体として長さ15m、幅が0.3mおよび1m、高さが1m~1.8mの19体の試験体を作成して、温度応力および温度ひびわれの観察を行っているが、この実験でも拘束体となる基礎コンクリートは直接地盤に打設されており、さらに一つの拘束体上にいくつかの被拘束体が同時打設されているため拘束体の拘束効果が明確ではない。

外部拘束の作用を実験的に明らかにしようとするのであれば、試験体全体の外部拘束に関する境界条件を十分に明確にしておく必要がある。そこで、本実験では被拘束体が拘束体以外から受ける外部拘束の影響をできるだけ少なくするため、拘束体底面に特殊なすべり機構を設けて拘束体の水平方向の変形を許容するようにした。このすべり機構は、図4-3に示すように床コンクリート上にセルフレベリング材を打設し、その上にテフロンシート2枚と厚さ0.3mmの鉄板を敷いたものである。このような機構を設けることで、試験体を解析する際には図4-4のような境界条件の設定が可能となる。

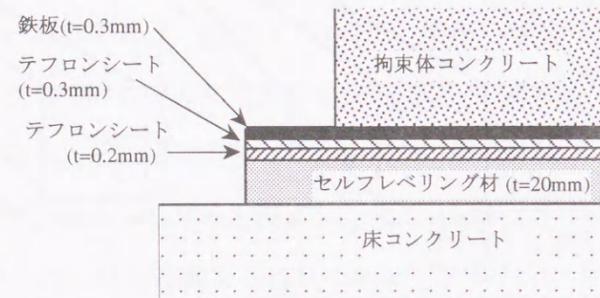


図4-3 拘束体底面のすべり機構

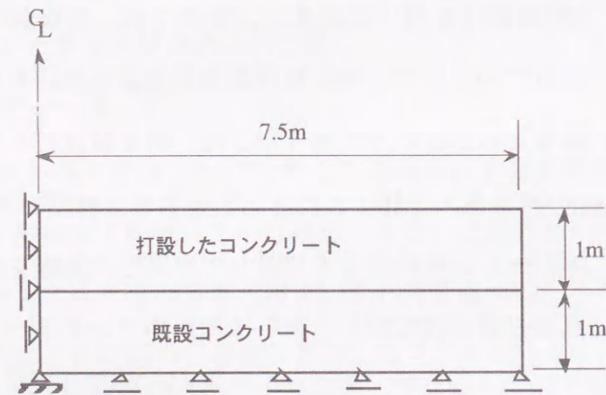


図4-4 既設コンクリートの底面の境界条件

#### 4.3.2 拘束条件の影響

ここで、拘束体底面の境界条件が異なることによって被拘束体に生じる温度応力がどのように異なるかを解析により確認する。すなわち極端な例ではあるが、図4-5に示すように拘束体の底面が完全に固定されている場合とローラー支承となっている場合の2つのケースを解析する。実験あるいは現場における計測では、これらの2つのケースの中間的な拘束を受けるものと推測できる。したがってこの解析では、解析上仮定する拘束条件によって、最大限生じると推測される解析誤差を明らかにするものである。

温度解析の条件として、コンクリートの打設温度、および外気温はいずれも20℃とし、被拘束体の部分のみ発熱するものとして、その断熱温度特性を、 $Q_{\infty}=42.6^{\circ}\text{C}$ 、 $\gamma=0.961$ と仮定した。また、応力解析に用いるコンクリートの弾性係数として、拘束体コンクリートは $200,000\text{kgf/cm}^2$ で一定とし、被拘束体は次式に従い、材令により変化すると仮定した。

$$E_t = \frac{t}{6.025 \times 10^{-6} + 3.996 \times 10^{-6} \cdot t} \cdot 0.7 \quad \text{式(4-1)}$$

ただし、 $t$ は材令(日)

温度解析の結果を図4-6に示す。この解析の結果では、対称軸位置における被拘束体の高さ中央における最高温度は、材令1.75日において $45.4^{\circ}\text{C}$ であった。

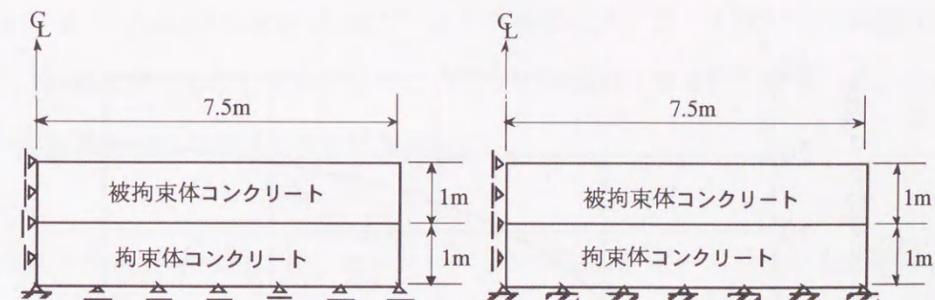


図4-5 拘束体底面の拘束条件の違い

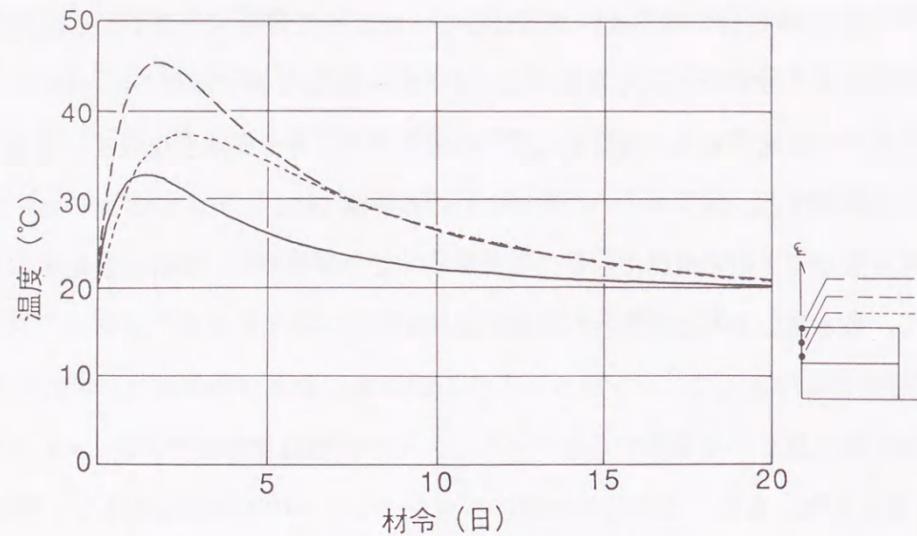


図4-6 温度解析結果

図4-7に、解析により得られた対称軸に隣接する被拘束体の高さ中央の要素における応力の履歴を示す。この図によれば材令20日において、拘束体底面を完全拘束とした場合と、ローラー支承とした場合とで12 kgf/cm<sup>2</sup>程度の応力差が生じている。さらに、完全拘束とした場合には材令20日以降も引張応力が増加する傾向を示しているのに対して、ローラー支承とした場合には材令15日から応力はほぼ平衡状態となっている。先にも述べたように、この解析は拘束体底面の拘束がもっとも厳しい場合ともっとも緩やかな場合を比較したものであるが、解析上無視し得ないほどの差が生じることが明らかとなった。

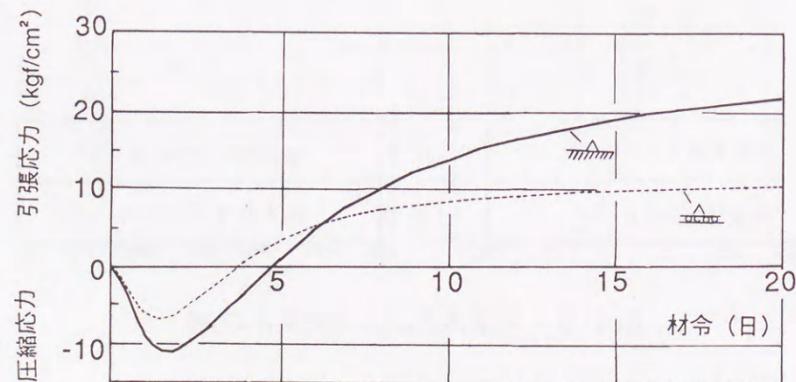


図4-7 拘束条件の違いによる温度応力

#### 4.3.3 実験の特徴

本実験には、このように試験体全体の拘束条件を明確にした以外に以下のような特徴がある。

- 1) 応力、ひずみ、変位をそれぞれ独立に、そして同一の箇所にて測定した。特に変位については、1/2000mmの分解能を持つ高感度型の変位計を使用して、温度上昇から降下に至るまでの試験体全体の変形を測定した。
- 2) 実験はプレハブの室内で行ない、外気温などの環境条件の変動を小さく抑さえ、さらに、この気温の影響を小さくして被拘束体自身の発熱による温度上昇量を大きくするため、拘束体には厚さ5cmの、また被拘束体には厚さ10cmの断熱材(発泡スチロール)を貼り付けた。

また、実験計測中の被拘束体の乾燥を防ぐため、被拘束体上面には表面と同じ温度の湛水養生を実施した。

次に、M1～M5の5体の試験体の仕様を図4-8および表4-1に示すとともに、それらの特徴を以下に述べる。

##### 1) M1 :

拘束体上面をサンドブラスト処理した後、入念に被拘束体(無筋、L=15m、B=30cm、H=1.0m)を打継いだ。通常は無筋コンクリート構造物での打継ぎを最も入念に行なった場合を想定した試験体である(写真4-1、4-2参照)。この場合に、打継面に相対変位が生じるか否かを観察するため、図4-9に示すせん断ひずみ計(株)ST研究所製、SS25-0002、 $\delta=0.5\text{mm}$ で10000マイクロ出力)と、受感部にアンカーを設けて引張側も測定可能なように独自に開発したひずみ変換型圧力計を打継面内の3ヶ所に設置した。なお、このひずみ変換型圧力計の仕様を付録に記載した。

##### 2) M2 :

拘束体と被拘束体の間にも、セルフレベルング材、テフロンシートなどを用いた図4-3と同じすべり機構を設けた(写真4-3、4-4)。したがって、被拘束体(無筋、L=15m、B=30cm、H=1.0m)は、自重作用の他は拘束体からの外部拘束をほとんど受けないと考えられる。被拘束体が比較的自由な変形をしたときの打継面の圧力分布を測定する

ため、打継面内の1ヶ所に圧縮域のみ測定可能な小型の圧力センサー（共和電業製、PS-B、 $2\text{kgf/cm}^2$ で $1600 \times 10^{-6}$ 出力）を設置した。実験終了後、被拘束体をジャッキで押し、このすべり機構の静止摩擦係数を調べたところおよそ0.1であった。

3) M3 :

図4-10に示すように、打継面および被拘束体（ $L=15\text{m}$ ,  $B=30\text{cm}$ ,  $H=1.0\text{m}$ ）に通常の壁状構造物と同程度の配筋（水平方向 0.537%、鉛直方向 0.767%）を施し（写真4-5）、拘束体からの被拘束体に対する外部拘束を大きくしたもので、打継面の付着が最も大きい試験体と位置付ける。打継面内の3ヶ所にM1と同じせん断変位計を設置した。M3では、配筋が施してあるためサンドブラスト処理は行なわなかったが、打継ぎにあたっては打継面にセメントペーストを塗布した。

4) M4 :

M4（無筋、 $L=5\text{m}$ ,  $B=30\text{cm}$ ,  $H=1.0\text{m}$ ）は、被拘束体の高さおよび幅はM1と同じとし、長さを5mとM1の1/3にした試験体である。また、打継ぎの条件もM1と同様であり、したがって、M1との比較から、 $L/H$ の違いによる外部拘束の違いを確認する。

5) M5 :

M5（無筋、 $L=5\text{m}$ ,  $B=30\text{cm}$ ,  $H=2.0\text{m}$ ）は、M4の高さを2倍にした試験体で、M1と同じ条件で打継ぎを行って、M1、M4との比較から $L/H$ の違いによる外部拘束の違いを確認する目的で作成した試験体である。

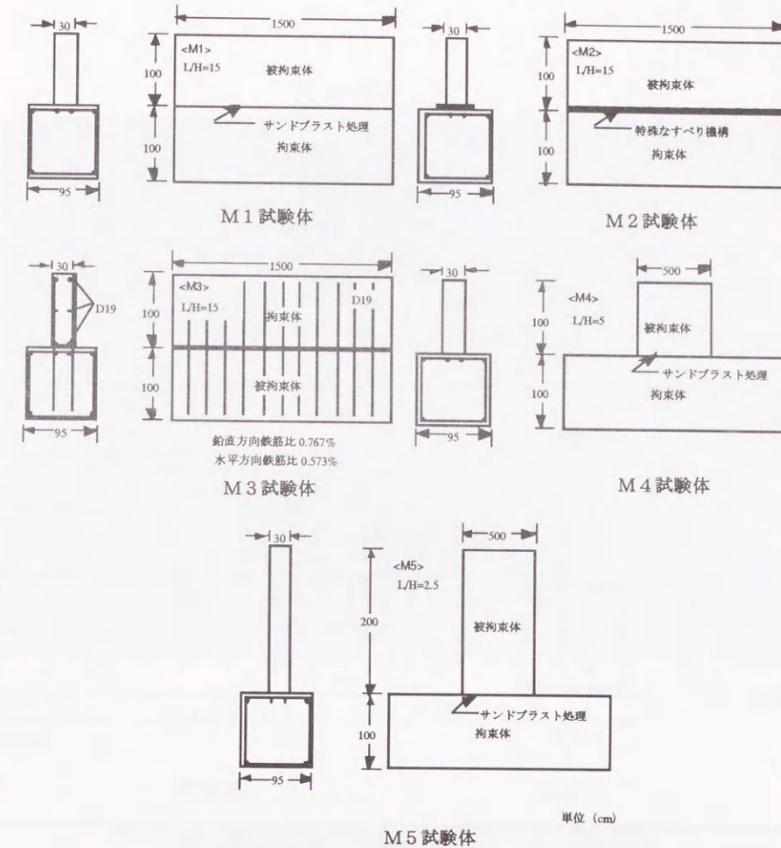


図4-8 M1～M5試験体の概要

表4-1 各試験体の仕様

	拘束体 (cm)			被拘束体 (cm)					打継面の処理
	B	H	L	B	H	L	L/H	配筋	
M1	95	100	1500	30	100	1500	15	×	バキューム サンドブラスト処理
M2				30	100	1500	15	×	テフロンシートによる すべり機構
M3				30	100	1500	15	○	打継面の鉛直方向に拘束体と被拘束体を一体化させる鉄筋を配筋
M4				30	100	500	5	×	バキューム サンドブラスト処理
M5				30	200	500	2.5	×	バキューム サンドブラスト処理

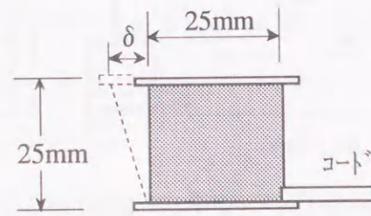


図4-9 せん断ひずみ計

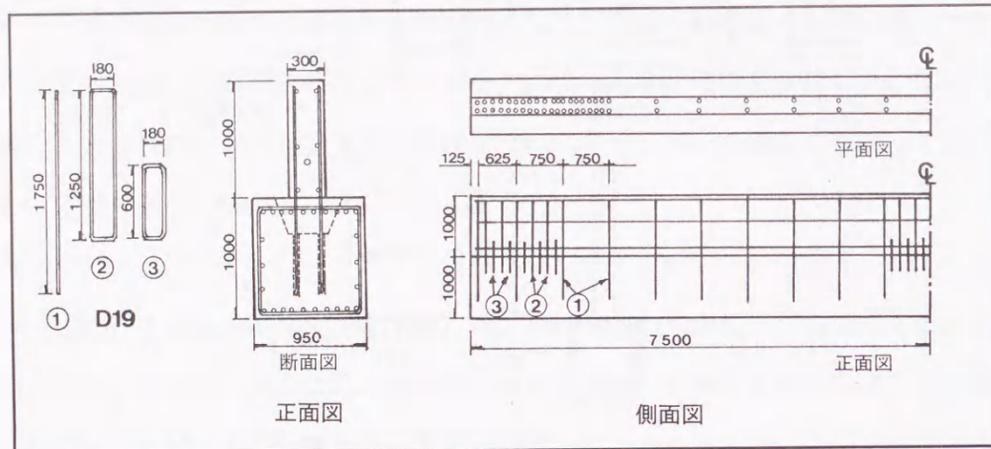


図4-10 M3の配筋詳細

これら5体の試験体は、図4-11に示すように、打継面の付着の状態をパラメータとしたM1、M2、M3のグループと、試験体の形状(L/H)をパラメータとしたM1、M4、M5のグループに分類できる。

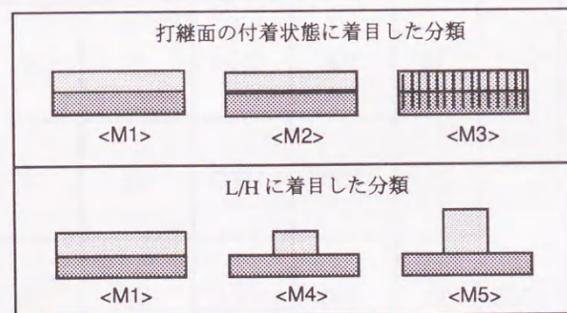


図4-11 試験体の分類

このほか、拘束体を作成したときにも、その温度、応力、ひずみおよび変形を測定しており、後述の議論では拘束体のみの場合としてM0と呼ぶことにする。これらのM0

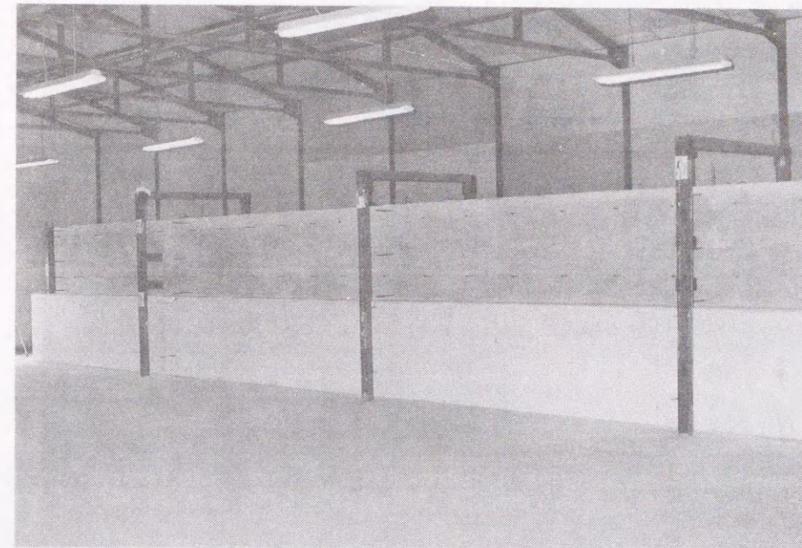


写真4-1 M1試験体全景

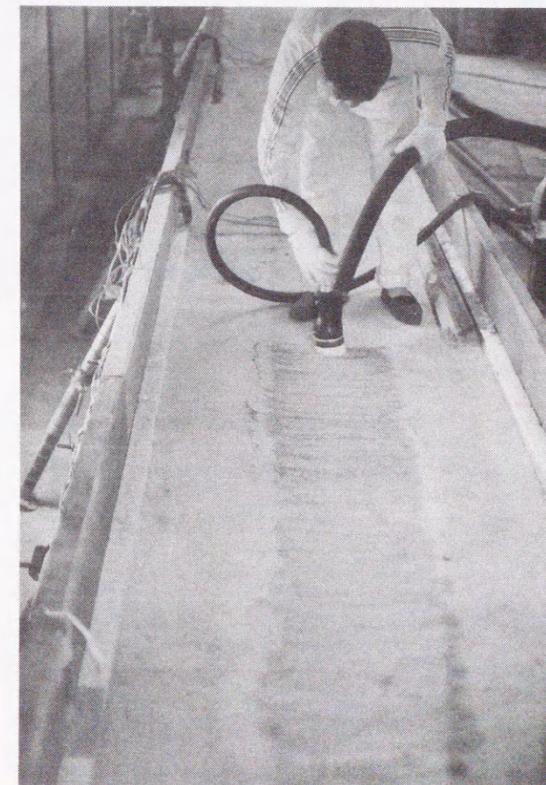


写真4-2 M1 拘束体上面のサンドブラスト処理

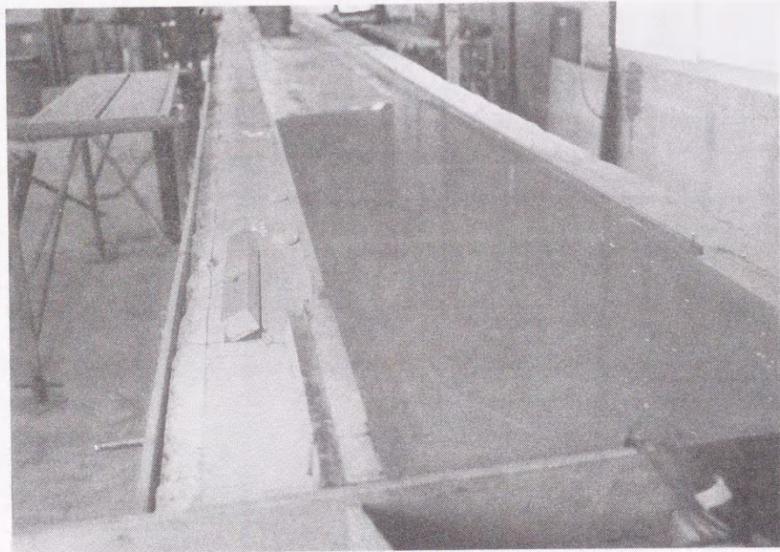


写真4-3 M2拘束体上面のセルフレベルング材



写真4-4 M2拘束体上面のすべり機構

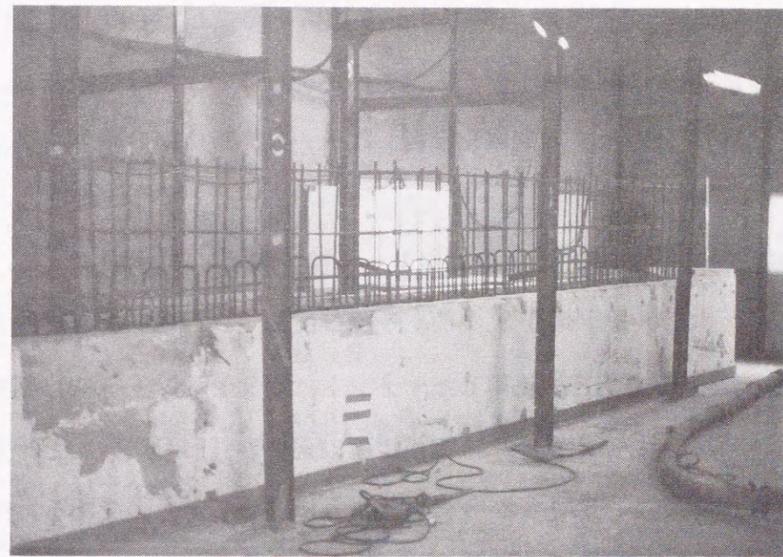


写真4-5 M3 配筋状況

～M5の試験体は、温度場としても応力場としても2次元的な取り扱いが可能なものとみなす。

#### 4.3.4 試験体の作成

試験体の作成には、拘束体 (M0) 部分のコンクリートを打設 (夏期) し、この拘束体の上に時期をずらしてM1、M2、M3、M4、そしてM5の5つの被拘束体を作成した。拘束体コンクリートが材令55日に達したとき被拘束体M1を作成し、実験を開始した。M1の実験終了後、被拘束体部だけを取り壊し被拘束体M4を作成した。M4の実験終了後、同様に被拘束体部だけを取り壊しM5の実験を行った。M5の実験終了後、被拘束体を撤去して拘束体上面に図4-3と同じすべり機構を作成し、その上に被拘束体M2 (冬季) を作成した。M2の試験終了後、被拘束体と拘束体の上半分を撤去し、拘束体に鉄筋をたて込み、配筋を施した。拘束体を修復した後、被拘束体M3のコンクリートを打設した。

拘束体と5つの被拘束体に使用したコンクリートは、表4-2に示すように、単位セメント量  $280 \text{ kg/m}^3$ 、水セメント比  $58.9\%$ 、呼び強度  $240 \text{ kgf/cm}^2$  の通常の土木構造物に用いられる一般的な配合である。使用したセメントは秩父セメント (株) 製普通ポルトランドセメント、細骨材は神奈川県厚木市相模川産の荒目砂 (旧河床砂) と千葉県木更津産の細目砂 (山砂) を粗粒率  $FM=2.8$  になるように混合したものである。粗骨材は、八王子市美山町産の碎石 (205) を使用した。また、混和剤は日曹マスタービルダーズ (株) 製のAE減水剤 標準型 Poz.No.8 (無塩化タイプ) を用いた。それぞれの被拘束体コンクリートと同一バッチの円柱供試体 ( $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ ) を作成し、実験を行なったプレハブ室内において  $20^\circ\text{C}$  で水中養生を行い、その圧縮強度および弾性係数を求めた。これらのデータを最小二乗法で近似して求めた圧縮強度～材令関係および弾性係数～材令関係を図4-12～4-15に示す。またこのコンクリートの材令28日における物性をまとめて表4-3に示す。

表4-2 実験に用いたコンクリートの配合

呼び強度 kgf/cm <sup>2</sup>	スランブ cm	W/C (%)	S/a (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 (kg/m <sup>3</sup> ) Poz. No.8 **
					C*	W	S	G	
240	9+1	58.9	49.7	4	280	165	913	948	2.8

\*普通ポルトランドセメント

\*\*4倍溶液

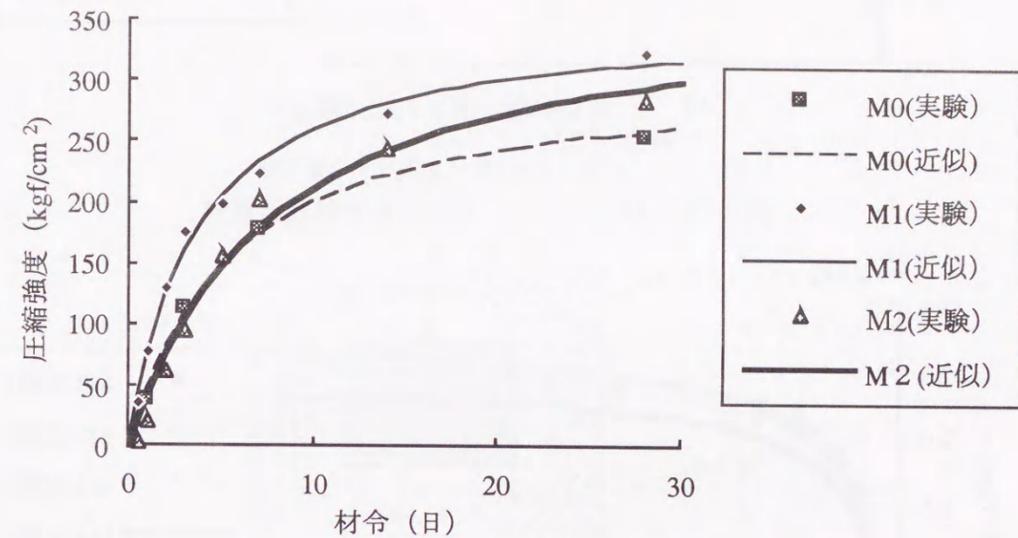


図4-12 M0、M1、M2の圧縮強度の履歴

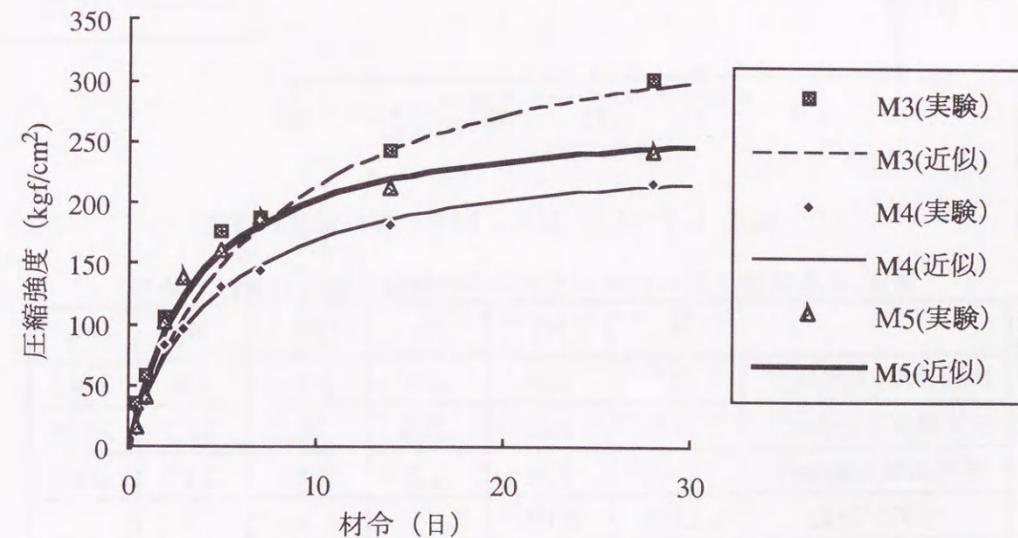


図4-13 M3、M4、M5の圧縮強度の履歴

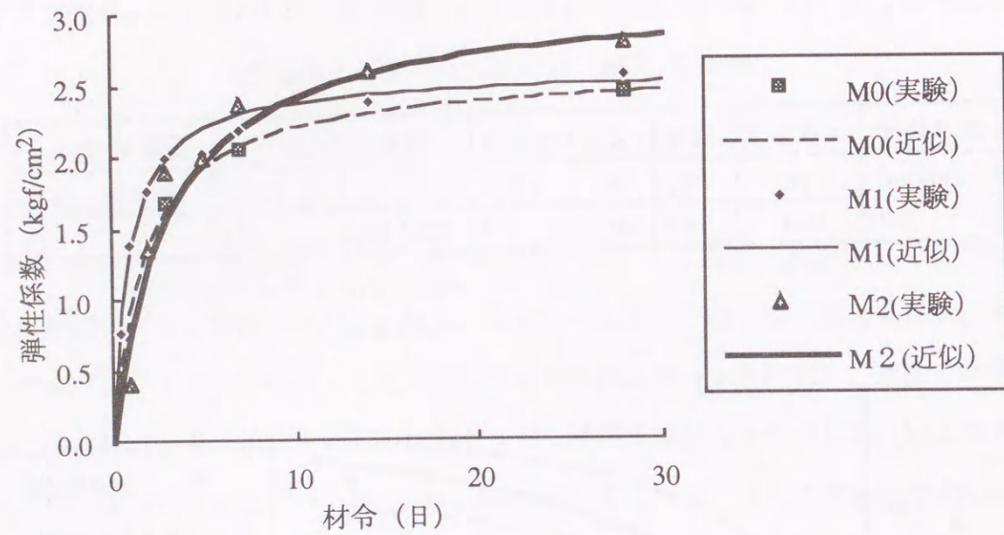


図4-14 M0、M1、M2の弾性係数の履歴

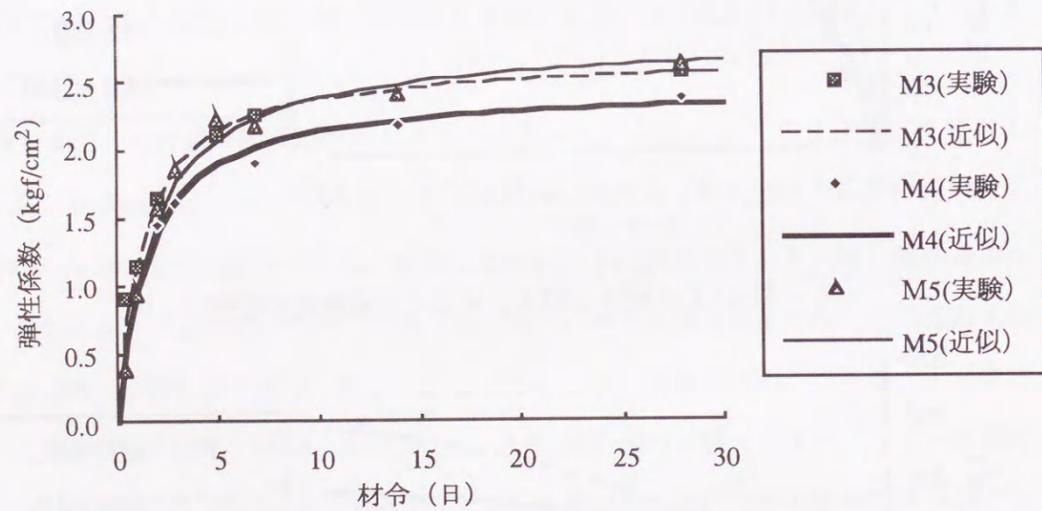


図4-15 M3、M4、M5の弾性係数の履歴

表4-3 各試験に用いたコンクリートの材令28日における物性

	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>
圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	255	324	286	301	216	244.5
引張強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	21.0	26.2	22.6	26.7	22.3	25.36
弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	2.45	2.58	2.8	2.55	2.37	2.62
ポアソン比	0.158	0.159	-	-	-	-
体積重量(kg/cm <sup>3</sup> )	2296	2245	-	-	-	-

図4-16に示す断熱温度上昇試験機を用いて、表4-2の配合のコンクリートの断熱温度上昇試験を行い、その発熱特性を求めた。その結果、コンクリートの打設温度を20℃とした場合、図4-17に示す断熱温度上昇曲線となり、以下に示す断熱温度上昇式で記述できる。

$$T = 42.6 (1 - e^{-0.961 \cdot t}) \quad \dots \text{式(4-2)}$$

ただし、Tは断熱温度(℃)  
tは材令(日)

空気循環式断熱温度上昇試験装置

試料量：19.8 L (φ290 x H300)

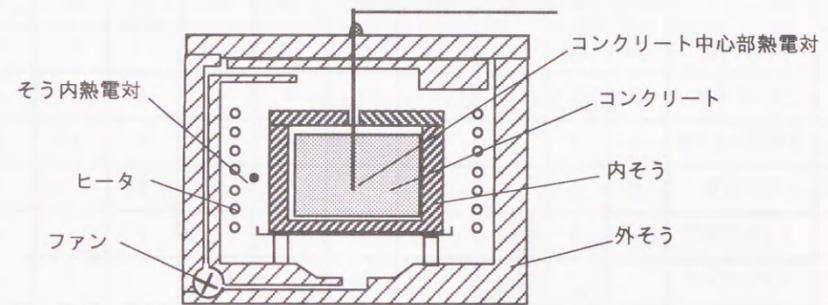


図4-16 断熱温度上昇試験装置

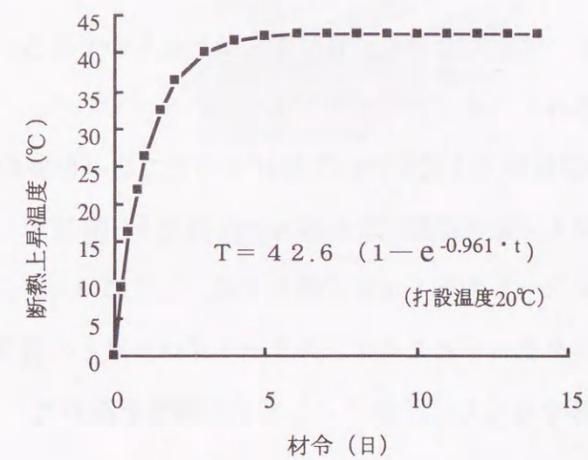


図4-17 断熱温度上昇曲線

#### 4.4 計測内容

これら5つの試験体において、拘束体の上面に被拘束体を打設した直後から材令28日程度までの試験体の温度、応力、ひずみ、および変位を計測した。各試験体の計測項目を表4-4にまとめて示す。計測は、スイッチボックス（東京測器研究所社製ASW50A、ASW32T）とデータロガー（東京測器研究所社製TDS301）を用い、これをパーソナルコンピュータ（横河ヒューレット・パッカー社製 HP9816）で制御して自動的に行った。計測間隔は30分から2時間である。

表4-4 計測項目および計測箇所数

計測項目	計器	M0	M1		M2		M3		M4		M5	
			拘	被	拘	被	拘	被	拘	被	拘	被
温度	CC熱電対	35	36	50	31	43	24	30	31	30	32	32
応力	有効応力計	4	4	6	4	6	4	6	4	3	4	3
ひずみ	埋設型ひずみ計	4	4	9	4	9	4	9	4	13	4	9
線膨張係数	無応力管	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
相対変位	せん断変位計	-	3	-	-	-	3	-	-	-	-	-
鉄筋応力	ひずみゲージ	-	-	-	-	-	-	27	-	-	-	-
変位	変位計	24	24	42	34	36	34	36	39	30	39	30
縦目圧力	圧力計	-	3	-	11	-	-	-	-	-	-	-

図4-18～図4-22は、M1、M2、M3、M4およびM5の応力計、ひずみ計、変位計、せん断変位計、熱電対などの設置位置を示したものである。計測断面は、同図に示すように試験体長さの1/4ごとに定めたA～Eの5つである。

M1とその他の試験体では変位計の不動ばりのたて込み位置の制約から設置位置が少し異なっている。M1では、不動ばりは床コンクリート中に定着してあるが、それ以外の実験では、床コンクリートの下1mまで掘り下げ、ここにコンクリートブロックとともに定着させた。床コンクリートとこのコンクリートブロックとの境界には、発泡スチロールを入れて互いの干渉をなくし、不動点としての信頼性を高めた。この固定状態を図4-23に示す。

拘束体および被拘束体両端の変位計と、最上部の変位計は図4-24に示すようにセ

ットしてある。それ以外の変位計については鉛直と水平を一組として、表側と裏側にそれぞれ一組ずつセットしてある。また、不動ばりの温度を測定して、室温の変化による不動ばりの温度変形量を算出した。水平方向の変位に対しては、不動ばりの温度変形は、無視しうるほど小さいため補正は行なわなかったが、鉛直方向では、不動ばりの温度変化に伴う変形量が、コンクリートの鉛直変位の最大値の2割程度であったので、これを補正した。

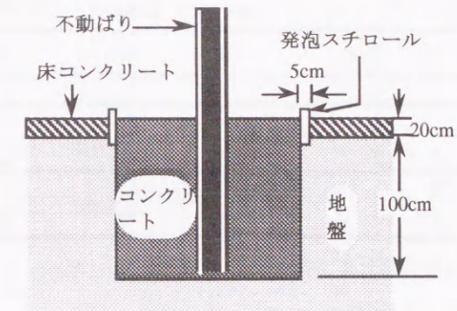


図4-23 不動ばりの固定

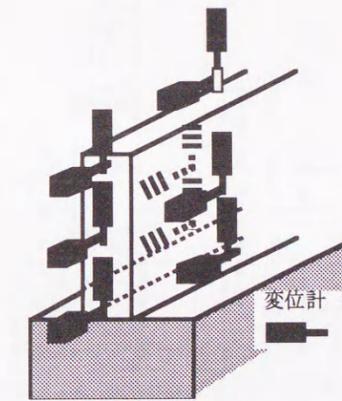


図4-24 端部の変位計の設置位置

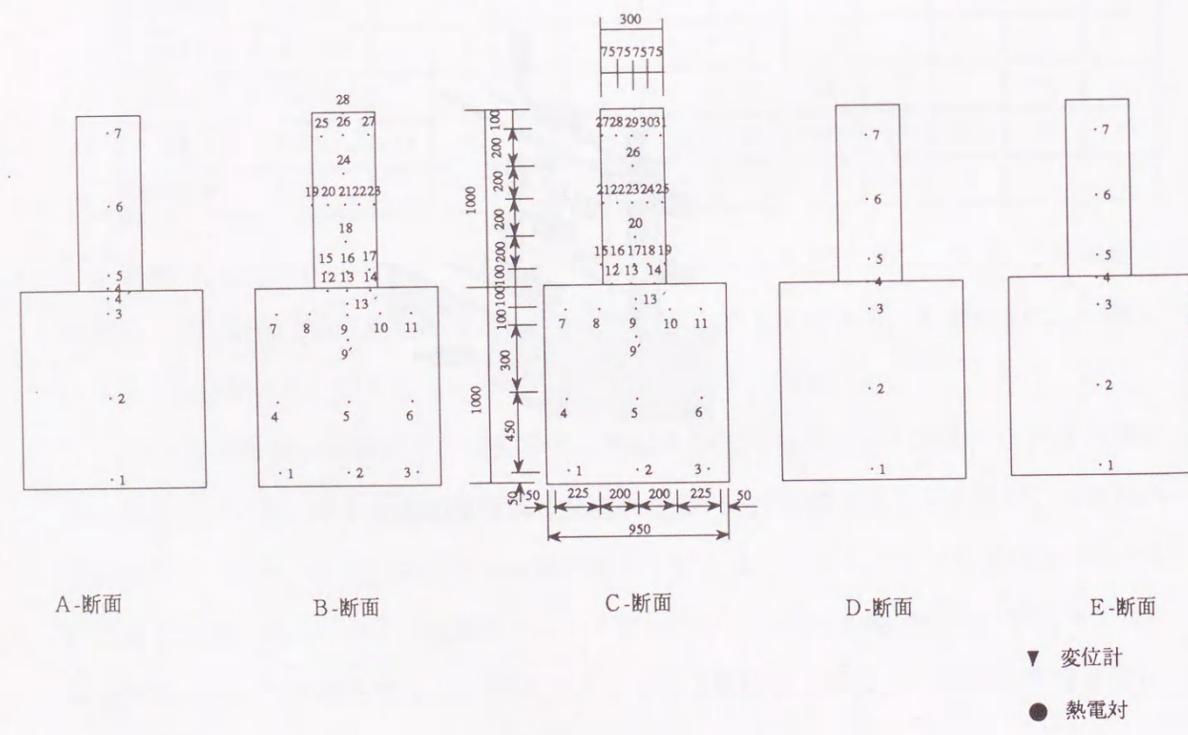
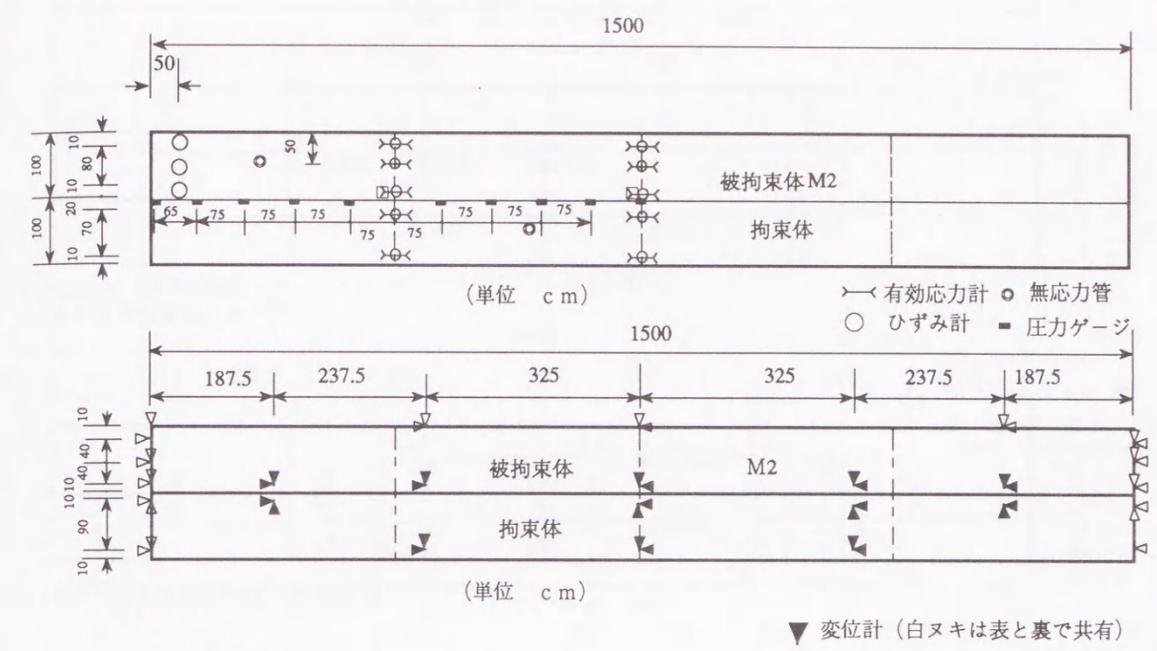
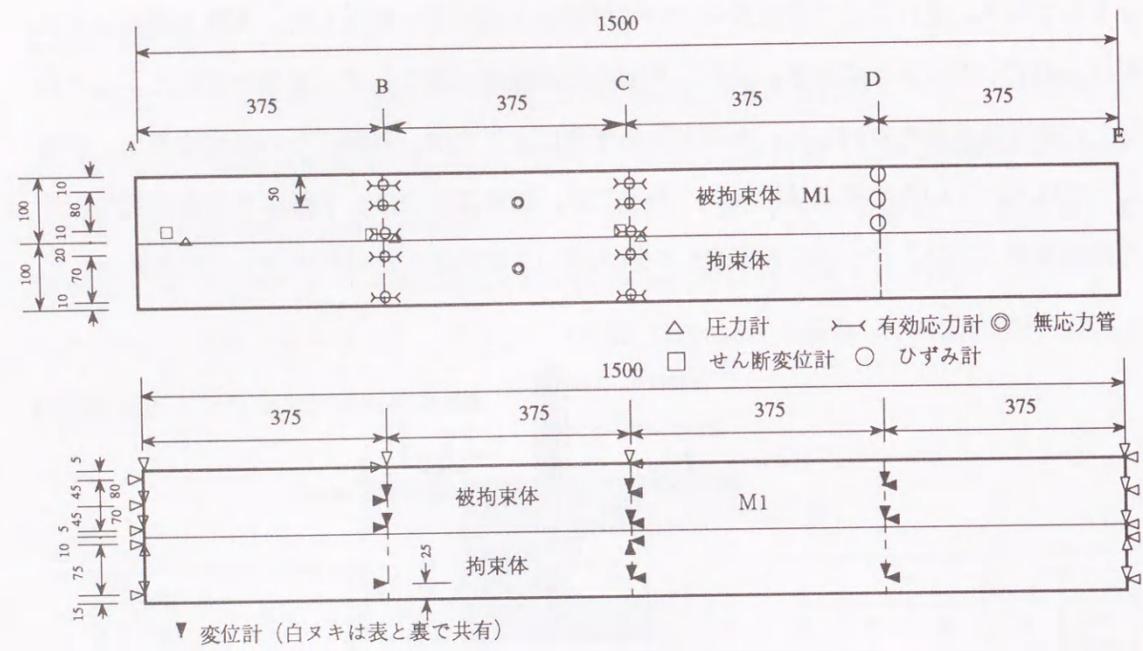


図4-18 M1試験体の計測センサー埋設位置

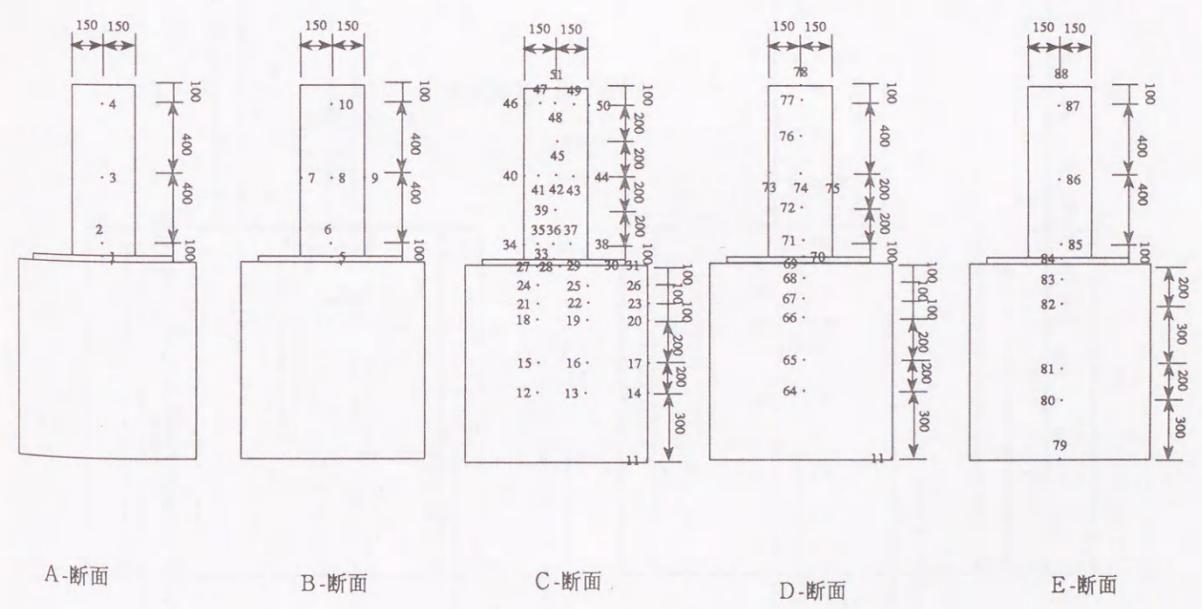


図4-19 M2試験体の計測センサー埋設位置

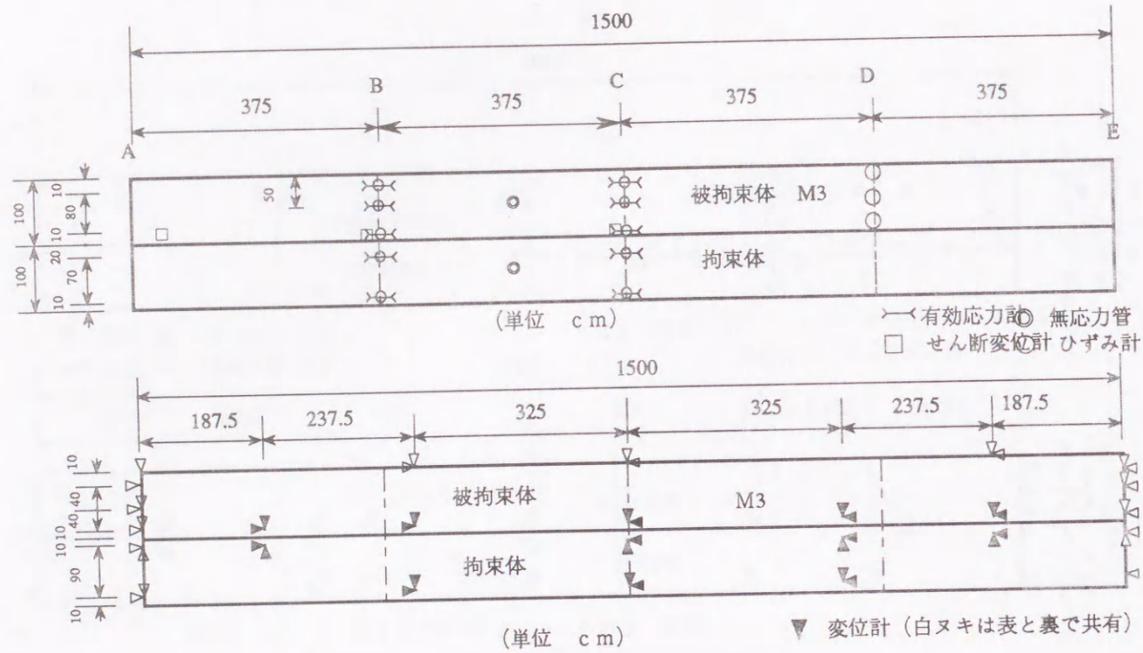


図4-20 M3試験体の計測センサー埋設位置

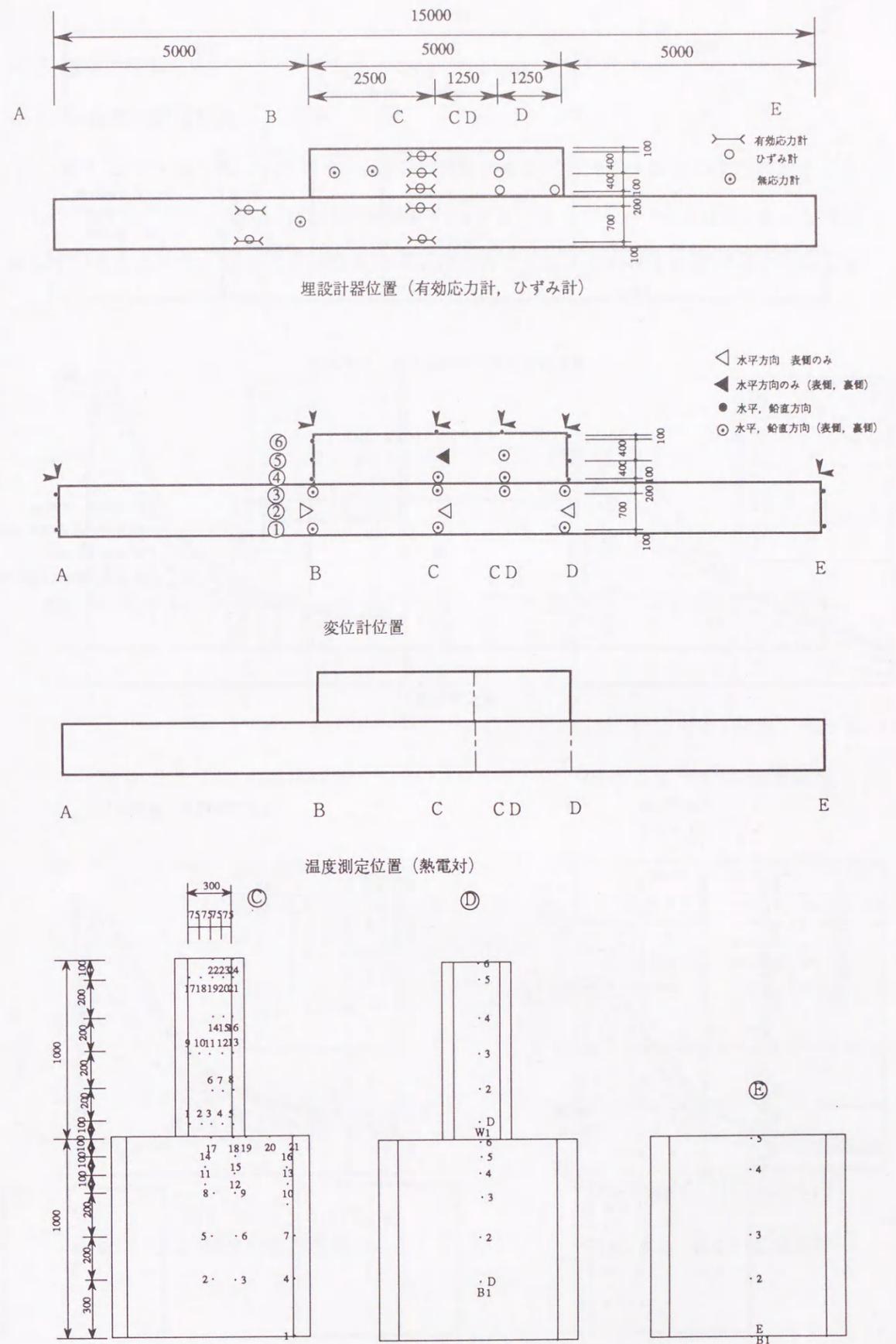
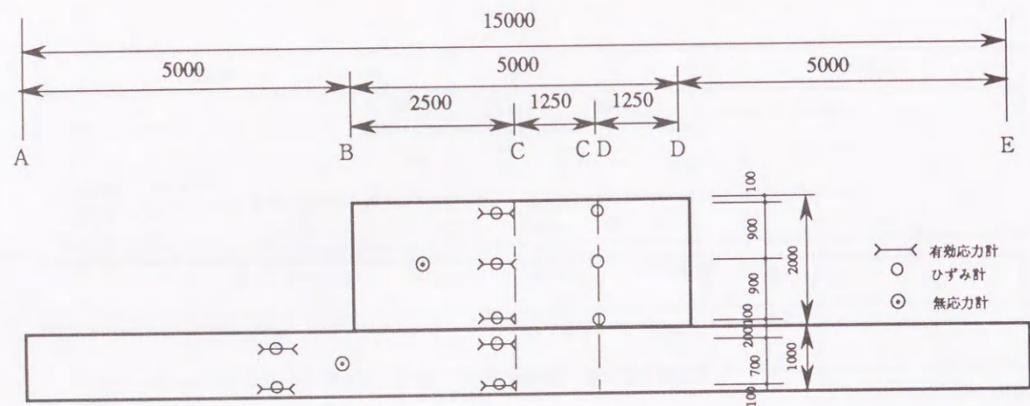
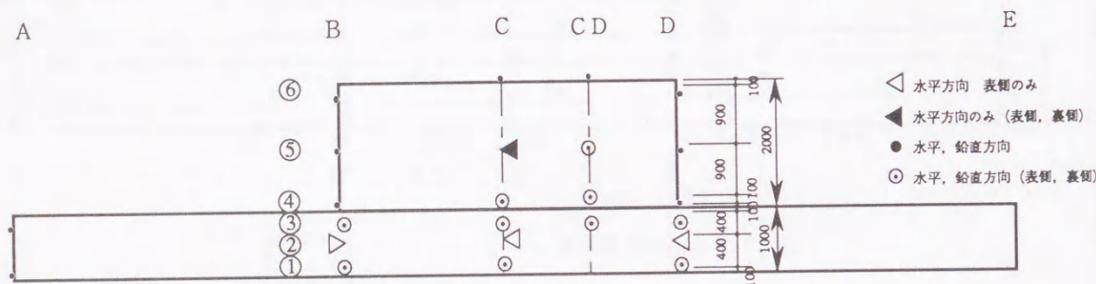


図4-21 M4試験体の計測センサー埋設位置



埋設計器位置 (有効応力計, ひずみ計)



変位計位置

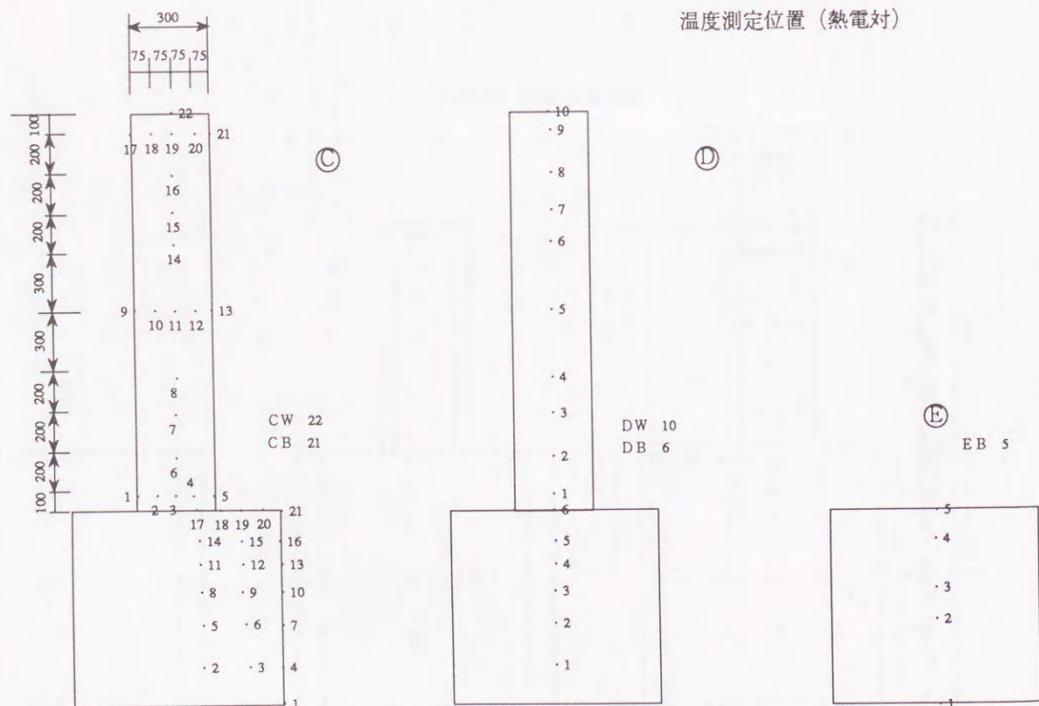


図4-2-2 M5試験体の計測センサー埋設位置

## 4.5 温度の実測結果

### 4.5.1 温度の実測結果

図4-25～図4-29はM1からM5の試験体の長手方向中央断面の温度履歴を示したものである。また、表4-5には各試験体の被拘束体コンクリートの打設温度および最高温度等をまとめた。以下に各試験体の長手方向の中央断面における温度履歴について述べる。

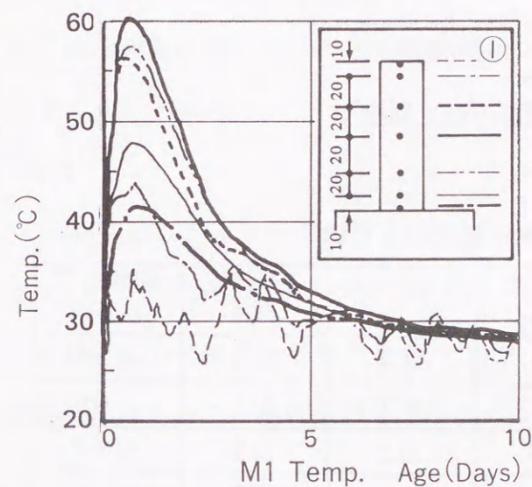


図4-2-5 M1の温度履歴

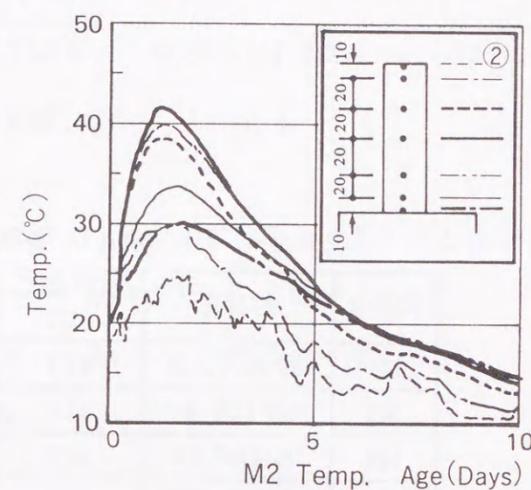


図4-2-6 M2の温度履歴

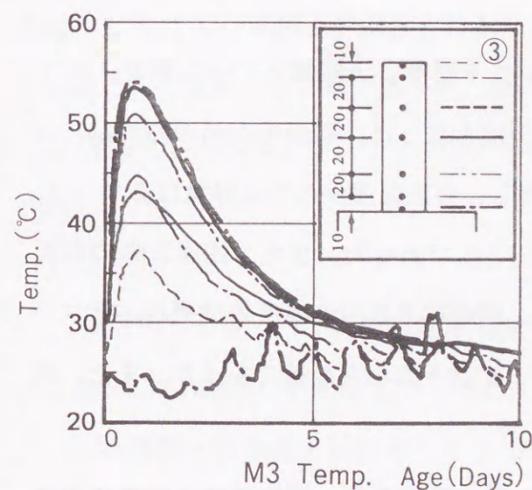


図4-2-7 M3の温度履歴

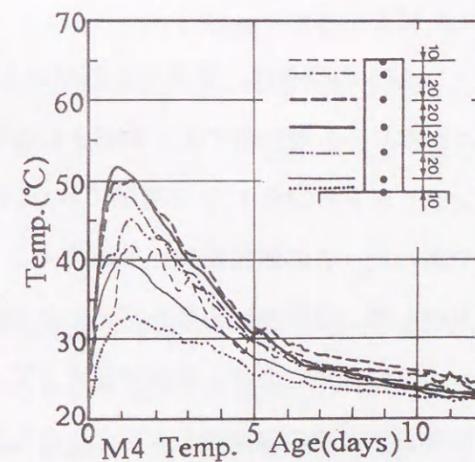


図4-2-8 M4の温度履歴

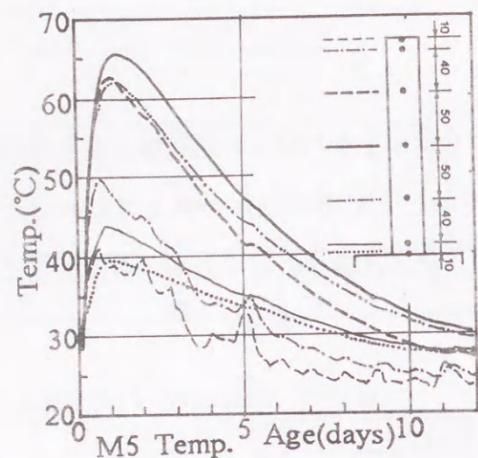


図4-29 M5の温度履歴

表4-5 各試験体の測定温度のまとめ

試験体	打設日	打設温度 (°C)	最高温度 (°C)	最高温度の材令 (hr)	上昇温度 (°C)	断熱温度との比
M1	'85年8月21日	33.3	60.7	15.0	27.4	64.3%
M2	'86年11月18日	17.6	41.9	30.7	24.3	57.0%
M3	'87年9月2日	31.5	53.6	15.5	22.1	51.8%
M4	'86年6月17日	25.9	51.6	21.0	25.7	60.3%
M5	'86年9月2日	31.6	65.4	37.0	33.8	79.3%

1) M1 :

M1の温度は、断面中心部が最も高く、続いて下層部、上層部といった順で、マスコンクリート硬化時によく観察される通常の温度分布となった。断面中心部の温度は、コンクリート打設後15.0時間で60.7°Cまで上昇し、打設温度からの上昇量は27.4°Cであった。この値は断熱上昇温度42.6°Cの64.3%であった。また、鉛直方向の表面と中心部の温度差は約26°Cと大きな値を示した。壁の厚さ方向の温度差は発泡スチロールの保温効果により上層部で最大3°C、中心部で1°C以下の小さな値であった。また、試験体長手方向の温度差も3°Cと小さな値であった。

被拘束体M1の打設によって拘束体の温度も多少変化する。被拘束体と拘束体の試験体全体では、図4-30に示すように被拘束体の底面を中心にして温度が上昇して、同心円状の温度分布となった。

2) M2 :

M2は、初冬(11月中旬)に打設したため、コンクリートの打設温度は17.6°Cと、M1と比べ15°C近く低い温度となった。したがって、最高温度も41.9°Cと低くなり、また最高温度に達する材令も30.7時間とM1に比べて遅くなった。M2の打設温度からの上昇量は24.3°Cで、断熱上昇温度を42.6°Cとすると、その比率は57.0%であった。この断熱上昇温度が低くなっている原因は、打設温度の低下により、発熱速度が遅くなり、その間の放熱のためピーク温度が低下していると考えられる。しかしながら、被拘束体の厚さ方向の温度差の最大は0.3°Cであり、この方向には温度は一定とみなすことができる。

3) M3 :

M3のコンクリートの打設温度は、31.5°Cであり、最高温度は断面の高さ中央で、53.6°C、最高温度までの到達時間は、コンクリート打設終了後15.5時間であった。打設温度からの温度上昇量は22.1°Cで、断熱温度上昇量の51.8%であった。また、壁の断面厚さ方向の温度差の最大は0.2°Cであった。

4) M4 :

M4のコンクリートの打設温度は25.9°Cであり、最高温度は他の試験体と同様に被拘束体高さ中央で打設後21.0時間の51.6°Cであった。打設温度からの最高温度上昇量は25.7°C(断熱上昇温度との割合60.3%)であり、M1の温度上昇量の26.5°Cとほとんど変わらない値であった。壁の厚さ方向の温度差の最大は、他の試験体に比べて1.8°Cと少し大きいですが、この方向にほぼ温度が一定であるとみなして差し支えないと判断した。

5) M5 :

M5のコンクリートの打設温度は31.6°C、最高温度は断面高さ方向中央で、打設終了後37.0時間の65.4°Cであった。打設温度からの最高温度上昇量は33.8°Cであり、また断熱上昇温度との割合も79.3%と、5つの試験体中最も高い温度を記録した。これは、ほぼ同じ時期に打設したM4と比べて8°Cも高い温度であるが、この理由は他の試験体に比べ打込み高さが2倍となったため、中心部付近が断熱に近い状態となったこと

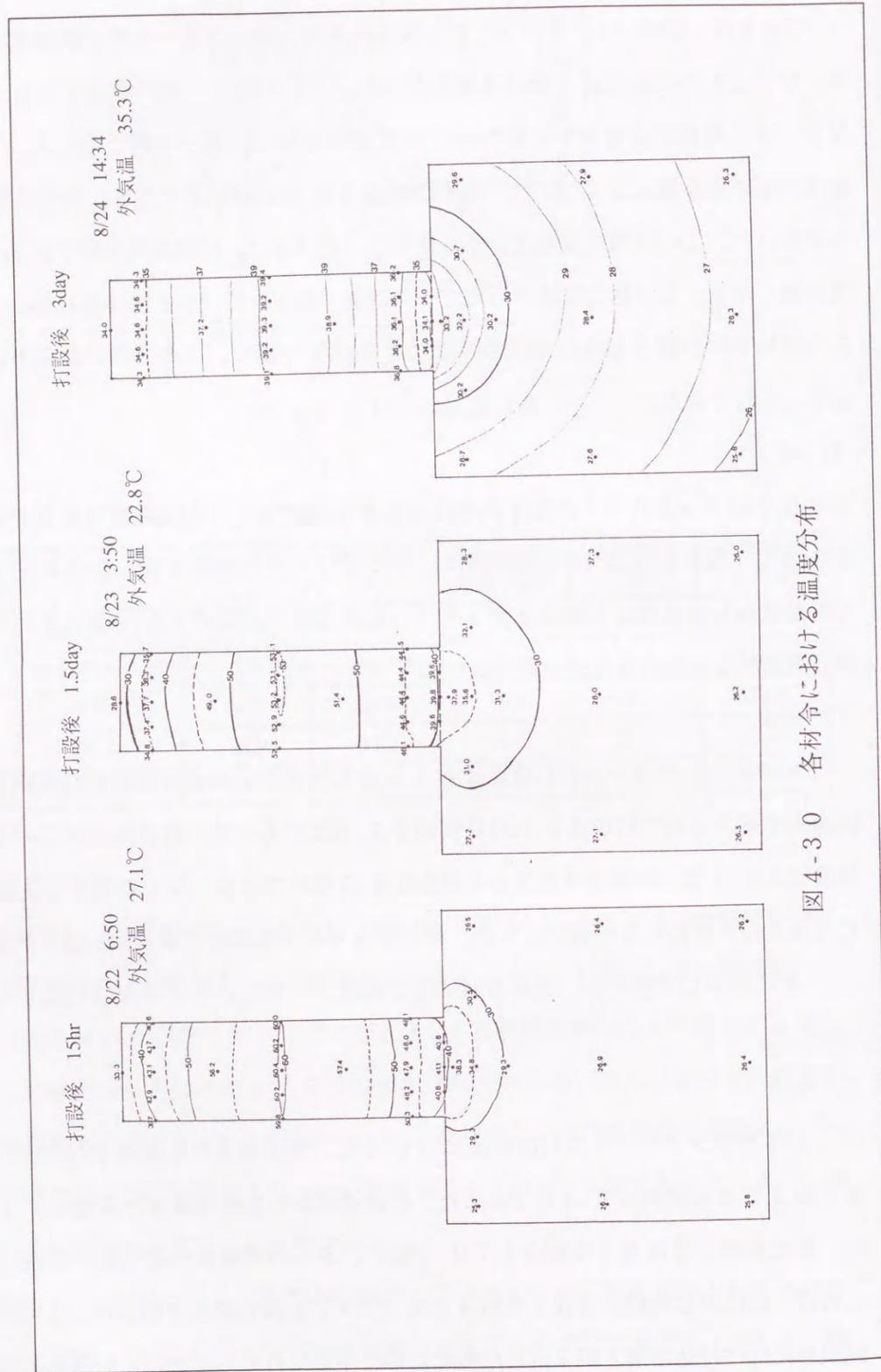


図4-30 各材令における温度分布

によると考えられる。また、打設温度が高い割に最高温度までの到達時間が長いことも同様の理由によると考えられる。壁の厚さ方向の温度差の最大は1.4℃であった。

#### 4.5.2 線膨張係数

コンクリートの線膨張係数は、無応力管内のひずみと温度の関係から求められる。すなわち、

$$\alpha_c = \Delta \varepsilon / \Delta T \quad \text{式(4-2)}$$

ここで、

$\alpha_c$  : コンクリートの線膨張係数 (1/℃)

$\Delta \varepsilon$  : ひずみ変化量

$\Delta T$  : 温度変化量 (℃)

無応力管内のひずみと温度の一般的な関係は、図4-31に示すように、コンクリート打設直後から3つの段階に分けられる。表4-6に各試験体で測定した各段階の線膨張係数を示す。図4-32～図4-36に各試験体の無応力管内における温度～ひずみ関係を示す。

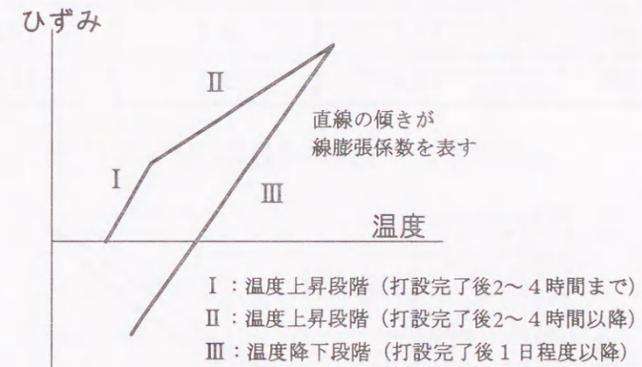


図4-31 コンクリートの線膨張係数

本章、および5章で示すM1～M5の各試験体に対する解析では、温度降下時の線膨張係数を用いている。硬化過程にあるコンクリートでは、温度上昇時に圧縮応力が、また、温度降下時には引張応力が生じる。マスコンクリートの温度応力問題ではひび割れを

引き起こす引張応力度を正確に算出することが重要であるため、温度降下時の線膨張係数を用いるのが一般的である。

コンクリートの線膨張係数は一般に  $6 \sim 15 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  とされており<sup>6)</sup>、表4-6に示したいずれの試験体の値もこの範囲に入っている。M2とM3の温度降下時の線膨張係数(III)の値が他の試験体に比べて小さくなっているが、その理由として、表4-5に示したように、M2とM3の打設温度からの温度上昇量が他の試験体と比較して小さくなっていることが考えられる。コンクリートの温度変化量が小さくなると、結果として線膨張係数が小さく計算されるという傾向は、筆者が行った他の2~3の現場における計測<sup>7,8,9)</sup>からも観察されている。

表4-6 各試験体の線膨張係数

	線膨張係数 ( $\times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ )		
	I	II	III
M0	19.5	9.3	10.6
M1	17.9	9.6	9.8
M2	12.8	7.6	8.0
M3	15.1	6.2	8.9
M4	18.2	8.7	10.6
M5	18.4	9.3	11.2

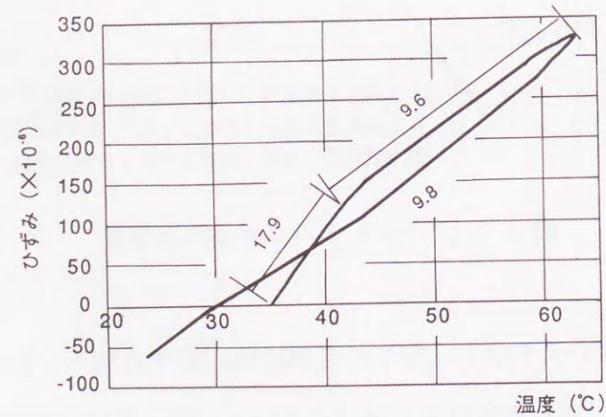


図4-32 M1試験体の温度～ひずみ関係

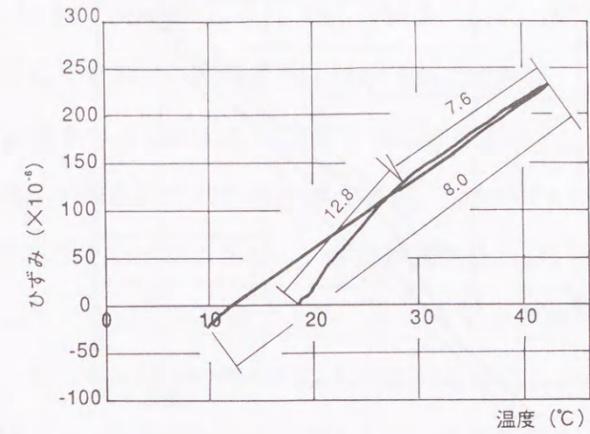


図4-33 M2試験体の温度～ひずみ関係

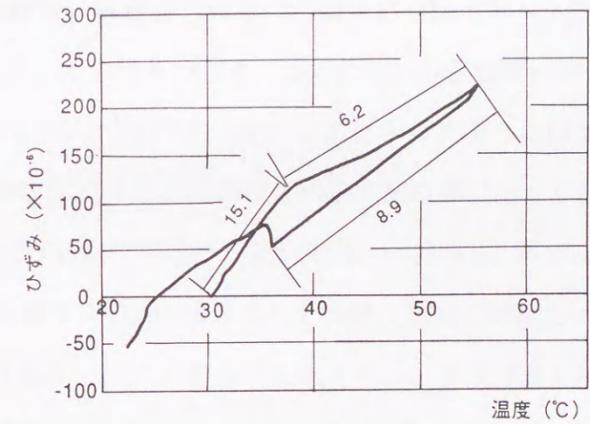


図4-34 M3試験体の温度～ひずみ関係

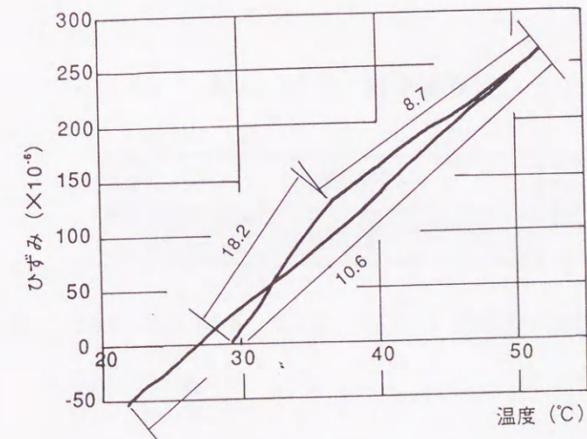


図4-35 M4試験体の温度～ひずみ関係

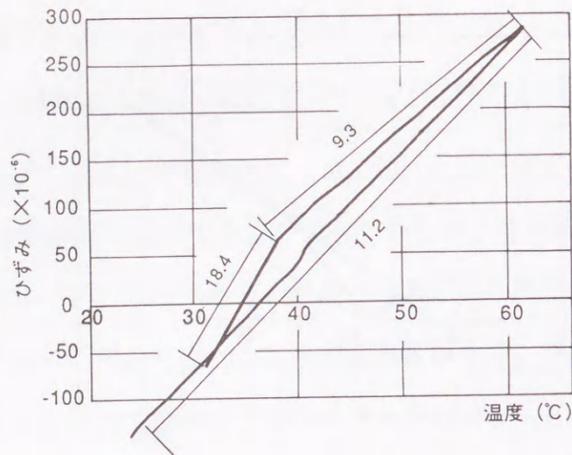


図4-36 M5試験体の温度～ひずみ関係

#### 4.6 変位の計測結果

図4-37は、M0(拘束体のみ)、M1、M2、M3、M4、およびM5の温度上昇過程から降下に至るまで70台の高感度型変位計(東京測器製、CDP-5、分解能1/2000mm)を用いて測定した結果をもとに表した試験体全体の変形である。この図から、図4-1に示したような曲げ変形が拘束体みの試験体(M0)も含めていずれの試験体においても生じていることが明らかとなった。また、いずれの試験体においてもその打継面の水平方向に相対変位が生じていることも確認できる。表4-7に各試験体の被拘束体の両端の変位をまとめて示す。ここで、以下の考察では水平方向の変位については、打設終了直後の位置より膨張側をプラス、収縮側をマイナスとする。また、鉛直方向については、打設終了直後の位置より上側をプラス、下側をマイナスとする。

最初に最も単純な、拘束体(M0)の変形について述べる。変位計の位置すなわち計測断面は図4-38に示す通りである(測定位置の詳細位置は図4-18、図4-19、図4-20を参照されたい)。M0は、図3-37に示したように温度がピークに達する材令1日において、全体として下に凸な曲げと水平方向の伸びを生じた。端部の鉛直上昇変位は、A側の平均およびE側の平均で、それぞれ、0.265mm、0.186mm、同様に水平変位は、A側で1.010mm、E側で0.700mmである。その後、材令の経過とともに収縮に転じ、材令10日の時点では反転して上に凸の曲げ変形を示し、水平方向は初期状態を超えて収縮となり、それぞれ、A側 -0.130mm E側 -0.089mmの鉛直変位、A側 -0.535mm E側 -0.684mmの水平変位を生じる結果となった。

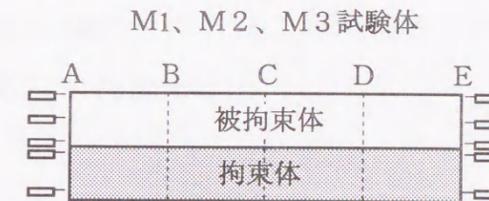


図4-38 M1、M2、M3の変位計の位置

表 4-7 変位の計測結果のまとめ

		拘束体		M1		M2		M3		M4		M5	
打設温度(°C)		26.0		33.3		17.6		31.5		25.9		31.6	
温度ピーク材令		24時間		15時間		30時間		15.5時間		21時間		37時間	
ピーク温度(°C)		54.3		60.7		41.9		53.6		51.6		65.4	
変位量 (mm)		A側		E側		A側		E側		B側		D側	
ピーク温度時	水平(下)	1.099	0.821	0.480	0.380	0.331	0.685	0.515	0.391	0.065	0.063	0.106	0.079
	水平(中)			0.699	0.556	0.611	0.716	0.725	0.525	0.110	0.093	0.318	0.260
	水平(上)	0.921	0.579	0.787	0.586	0.400	0.434	0.752	0.546	0.059	0.023	0.125	0.093
	水平平均	1.010	0.700	0.655	0.507	0.447	0.612	0.664	0.487	0.078	0.062	0.183	0.144
	鉛直(下)	0.326	0.105	-0.137	-0.046	-	0.137	-0.389	-0.051	0.053	0.046	-0.027	-0.044
	鉛直(中)			-0.087	0.041	-	0.341	-0.230	-0.086	0.090	0.127	0.173	0.174
	鉛直(上)	0.203	0.266	-0.014	0.114	-	0.634	-0.199	-0.061	0.186	0.181	0.446	0.503
	鉛直平均	0.265	0.186	-0.079	0.067	-	0.371	-0.273	-0.066	0.110	0.118	0.197	0.211
材令10日	水平(下)	-0.614	-0.665	-0.995	-1.173	-1.010	-0.991	-0.574	-0.344	-0.330	-0.036	-0.100	-0.136
	水平(中)			-0.943	-1.272	-0.750	-0.859	-0.772	-0.458	-0.466	-0.249	-0.188	-0.179
	水平(上)	-0.456	-0.702	-0.822	-1.188	-1.010	-0.967	-1.045	-0.621	-0.595	-0.366	-0.278	-0.257
	水平平均	-0.535	-0.684	-0.920	-1.211	-0.914	-0.939	-0.797	-0.474	-0.464	-0.217	-0.189	-0.191
	鉛直(下)	-0.076	0.045	0.677	1.017	-	0.013	0.885	1.110	0.416	0.372	0.055	0.077
	鉛直(中)			0.572	0.978	-	0.082	1.053	1.311	0.173	0.319	-0.054	-0.108
	鉛直(上)	-0.184	-0.223	0.515	0.721	-	0.388	1.123	1.069	0.340	0.326	-0.172	-0.019
	鉛直平均	-0.130	-0.089	0.588	0.905	-	0.161	1.020	1.163	0.310	0.339	-0.057	-0.017

1) M1 :

M1の水平方向の変形は、図4-39に示すように温度上昇に伴って膨張を示し、温度がピークに達する材令15時間で、被拘束体のA側の平均で0.655mm、拘束体の平均で0.286mm、被拘束体E側の平均で0.507mm、拘束体では平均で0.215mmの変位が、それぞれ計測された。したがって、被拘束体全体では、温度ピークに時に平均で1.162mm、拘束体は0.501mm変位したことになる。被拘束体は、温度が低下するのにしたがって収縮し、材令2日前後で打設終了直後の位置まで戻り、さらに材令10日では、被拘束体はA側平均で-0.920mm、E側平均で-1.211mm、拘束体はA側平均0.014mm、E側平均-0.035mmであった。したがって、被拘束体全体では、-2.131mm、拘束体全体では-0.021mmの収縮変位となった。図4-25に示したように、材令10日の被拘束体の温度はほぼ打設温度と同じ程度であるにもかかわらず、被拘束体の端部は、打設終了後の位置よりも全体で2mm以上も収縮側となっている。これは、図4-32にも示した線膨張係数が温度上昇時に対して降下時は1.13倍となっていることがその一要因と考えられる。さらに、コンクリートの若材令時のクリープが非常に大きいこともその理由として考えられる。例えば、土木学会標準示方書<sup>10)</sup>では、温度応力の計算において若材令時のクリープの影響等を考慮して材令3日までの弾性係数を0.73倍するとしている。また、田沢ら<sup>11)</sup>は若材令時で圧縮の温度応力が作用するとき生じるクリープは、きわめて大きくなると報告している。

図4-40にM1の鉛直変位の履歴を示す。図4-37①からも明らかであるが、材令1日～2.5日にかけて拘束体と被拘束体の鉛直変位量の差が急激に広がっており、この図からも打継面で付着が切れ剥離を生じていることが明らかである。また、実験終了後に目視によってもこれを確認した(写真4-6)。

2) M2 :

M2には、拘束体と被拘束体との打継面にテフロンシートを用いたすべり機構があるため水平方向の変形に対する拘束はほとんど無い状態にあるといえる。図4-37②では、被拘束体の左右の変形が非対称になっているが、これはA側の鉛直方向の変位計にトラブルがあり、この位置の鉛直変位を正確に測定できなかったためである。

図4-41と図4-42にA断面とE断面の水平方向と鉛直方向の変位履歴を示す。A断面とE断面の材令30時間（ピーク温度時）のそれぞれの断面の平均水平変位は0.447mmと0.612mmであり、試験体全体としては両者の合計で1.059mmであった。材令10日のA側の平均変位は-0.914mm、E側は-0.939mmであった。

E側の温度ピーク時の鉛直変位は断面の平均で0.371mm、同じくE側の材令10日の鉛直変位は、M0では初期の位置より下側であったが、M2では0.161mm上側であった。これはM0とM2とで断面の温度勾配が異なったためである。すなわち、M0の底面は厚さ10cmの床コンクリートおよびその下の土地盤であるのに対して、M2の底面は拘束体（M0）であり、両者の間で下面からの熱の流出状態が異なっていることに起因している。

拘束条件および温度分布から考えて、測定できなかったM2のA側もE側と同様な変形をしていると推測される。後述するM3～M5の考察ではM2の挙動との比較を行うが、ここではM2のE側の変形を対象とする。

### 3) M3 :

図4-43にM3の水平方向の変位履歴を示す。M3の試験体の温度ピーク時のA側とE側それぞれの断面の平均の水平方向膨張変位は、0.664mmと0.487mmであった。これらの合計は1.151mmである。また、材令10日のA側の収縮変位は-0.797mm、E側は、-0.474mmで、合計の収縮変位は-1.271mmであった。

図4-44に鉛直方向の変位履歴を示す。この図から、被拘束体の鉛直変位と拘束体の鉛直変位がほぼ同様な値を示し、かつその履歴も同様であることから、拘束体と被拘束体とは鉄筋によってほぼ一体となっていると見なし得る。温度ピーク時の鉛直方向の変位は、A側平均で-0.273mm、E側平均で-0.066mmであり下方への変位となった。また、材令10日ではA側1.020mm、E側1.163mmと大きく上方へ変位している。

### 4) M4 :

図4-45～図4-46にM4の変位の計測結果を示す。M4の変位計の計測位置は図4-47に示す通りである。温度ピーク時の水平方向の変位量は、B側およびD側それぞれの平均で、0.078mmと0.062mmであり、両側の合計は0.140mmであった。M4の被拘束

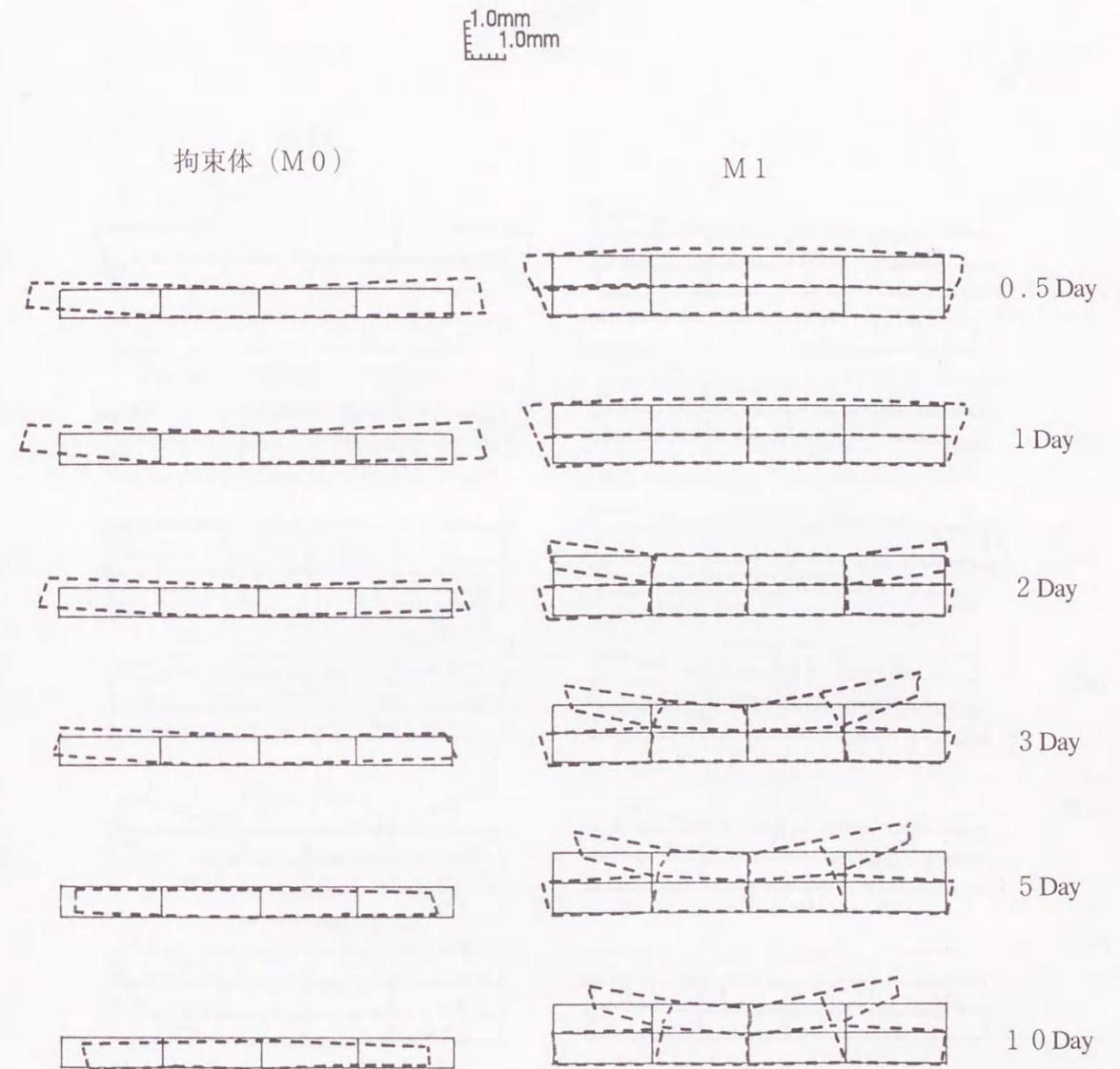


図4-37① 拘束体（M0）とM1の実測変形

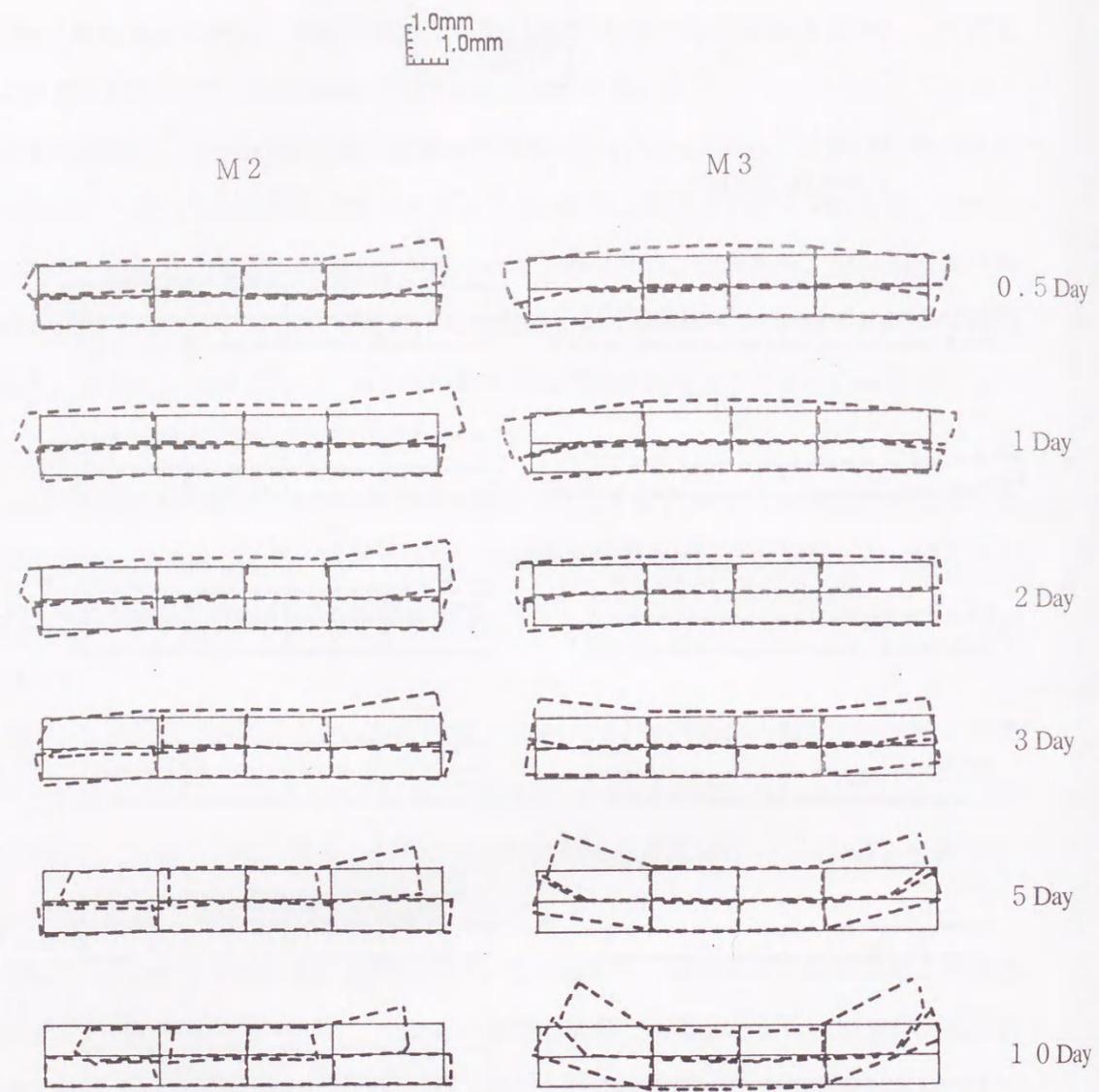


図4-37② M2とM3の実測変形

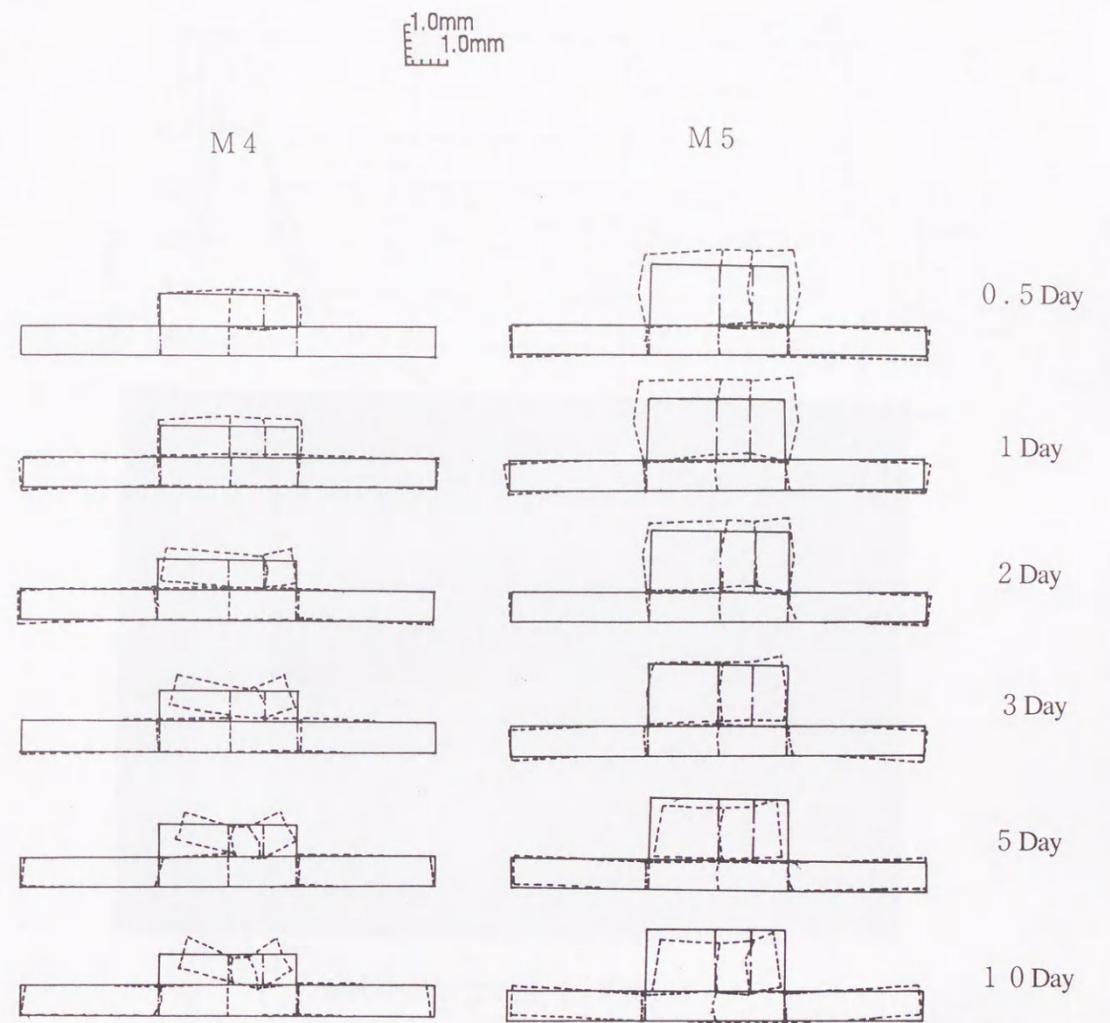


図4-37③ M4とM5の実測変形

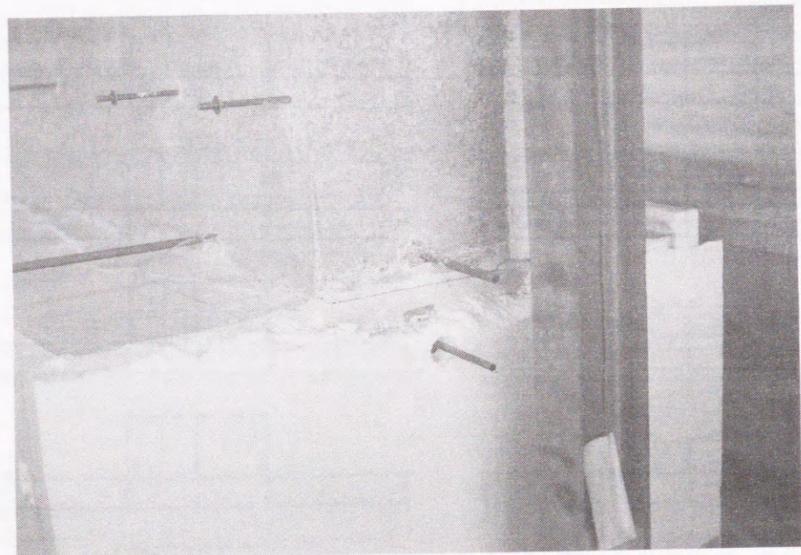


写真4-6 M1 打継面の剥離

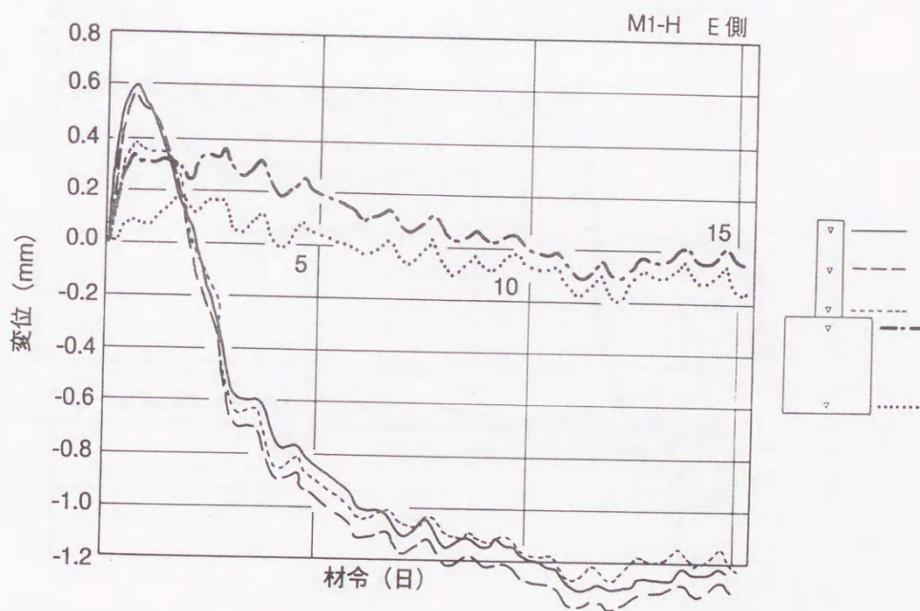
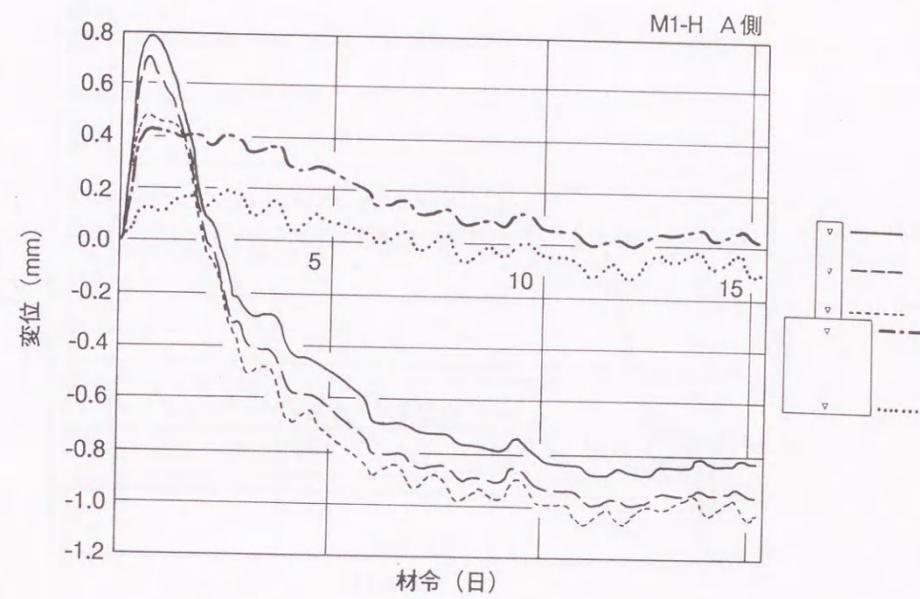


図4-39 M1の水平方向の変位

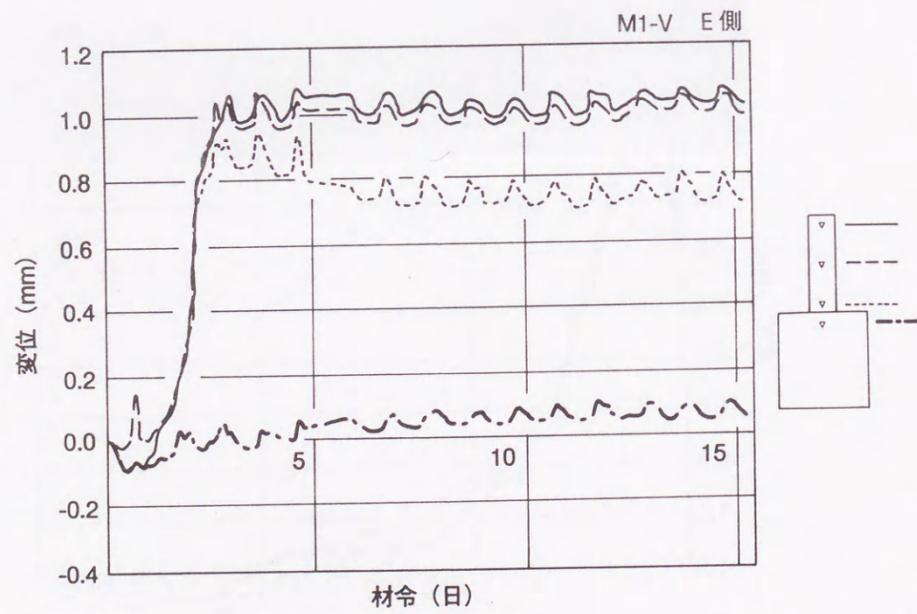
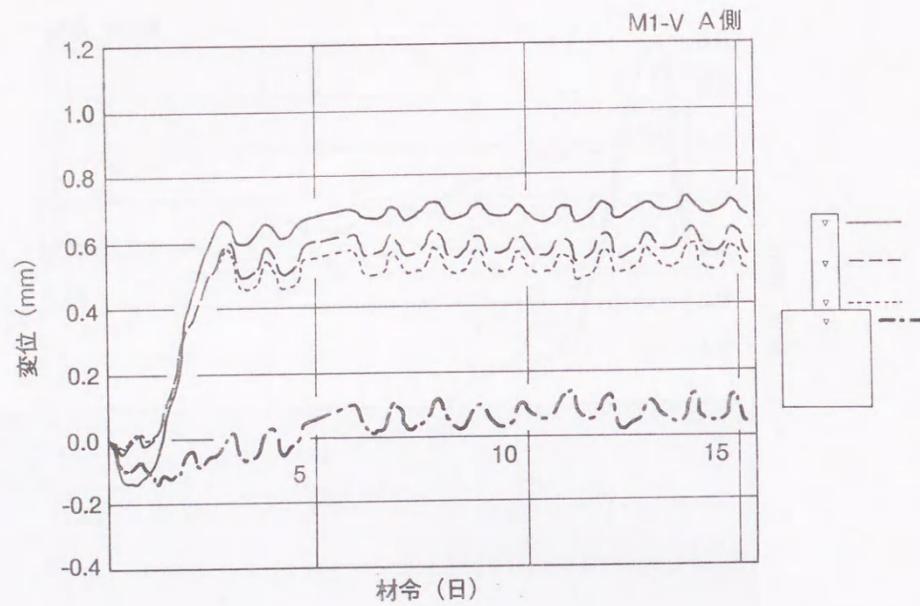


図4-40 M1の鉛直方向の変位

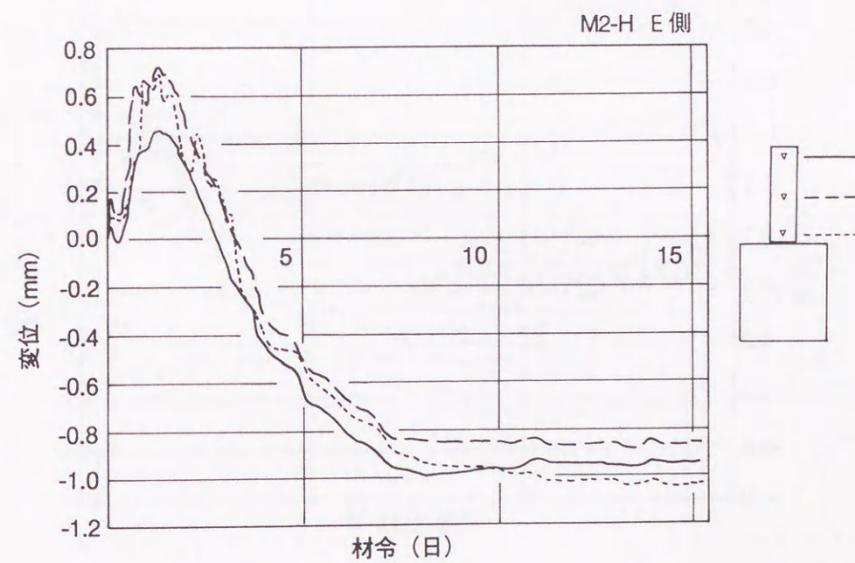
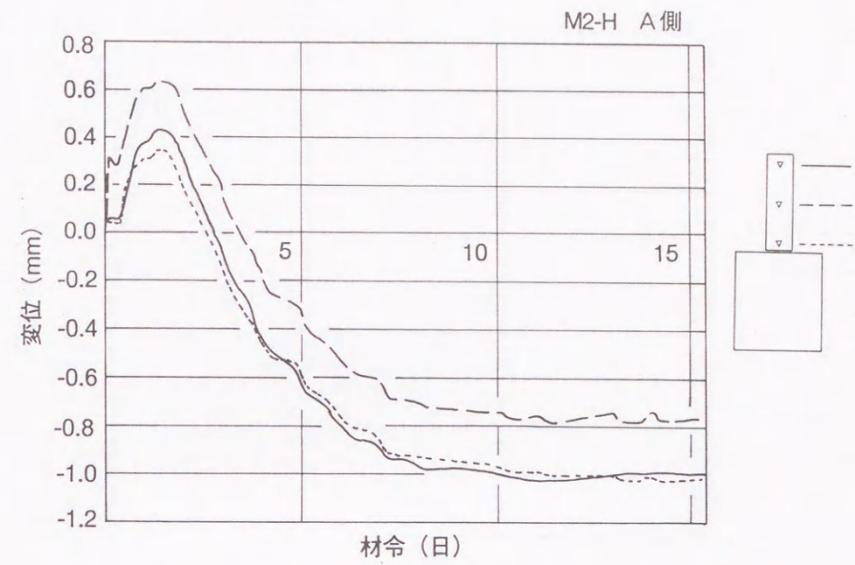


図4-41 M2の水平方向の変位

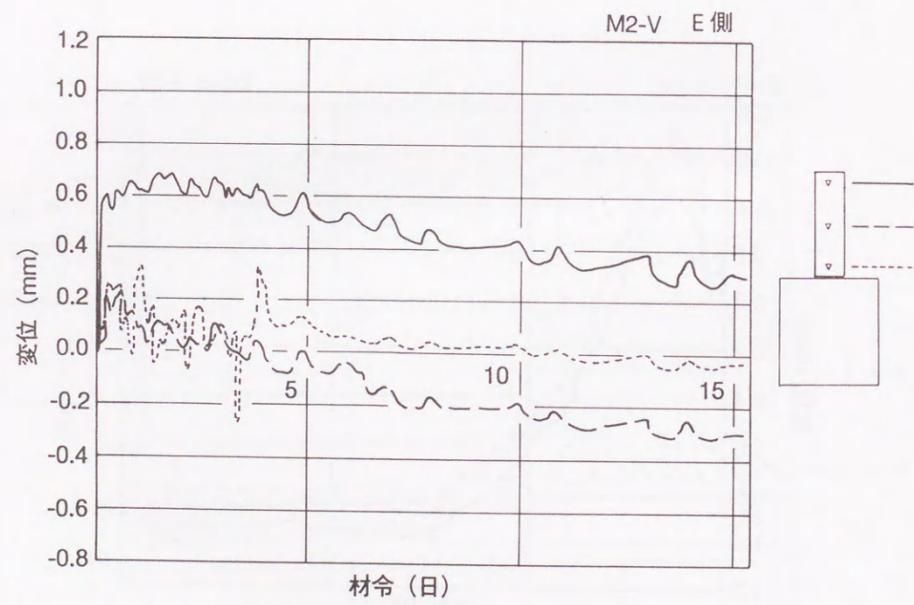


図 4-4 2 M2 の鉛直方向の変位

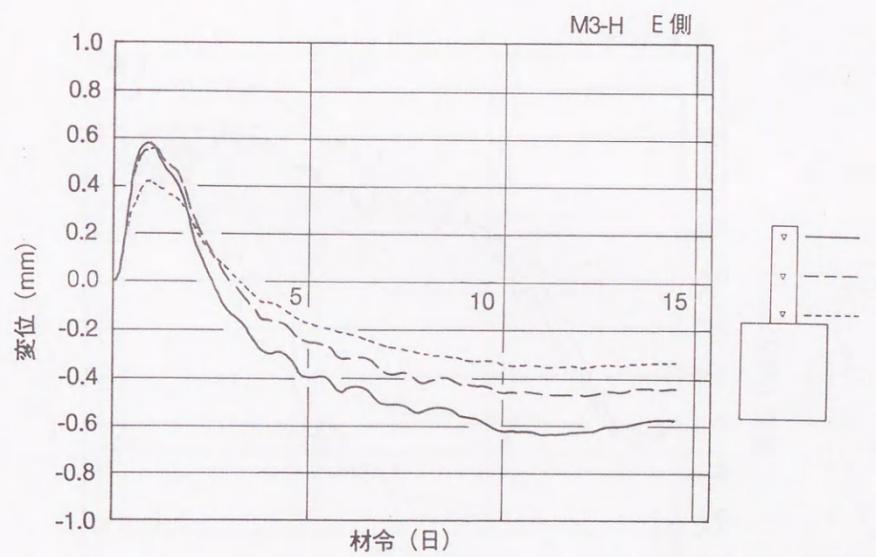
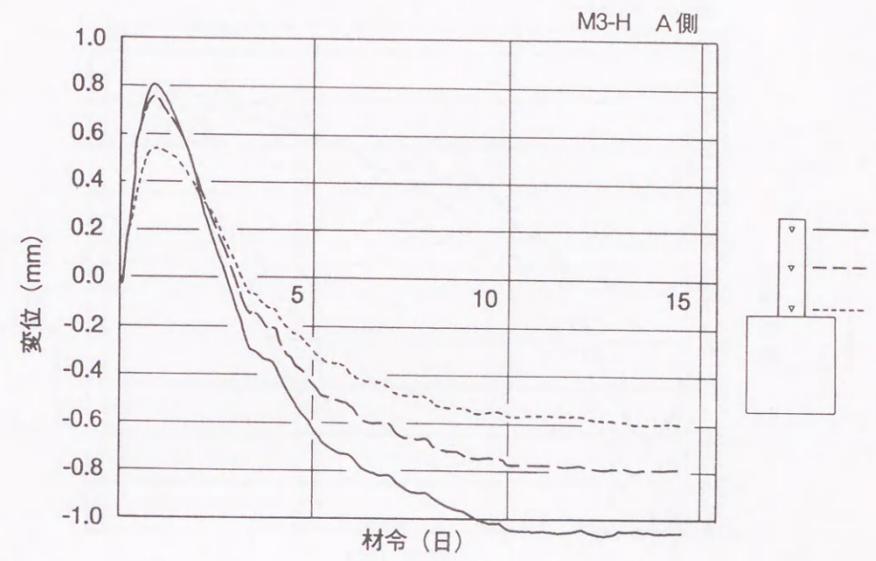


図 4-4 3 M3 の水平方向の変位

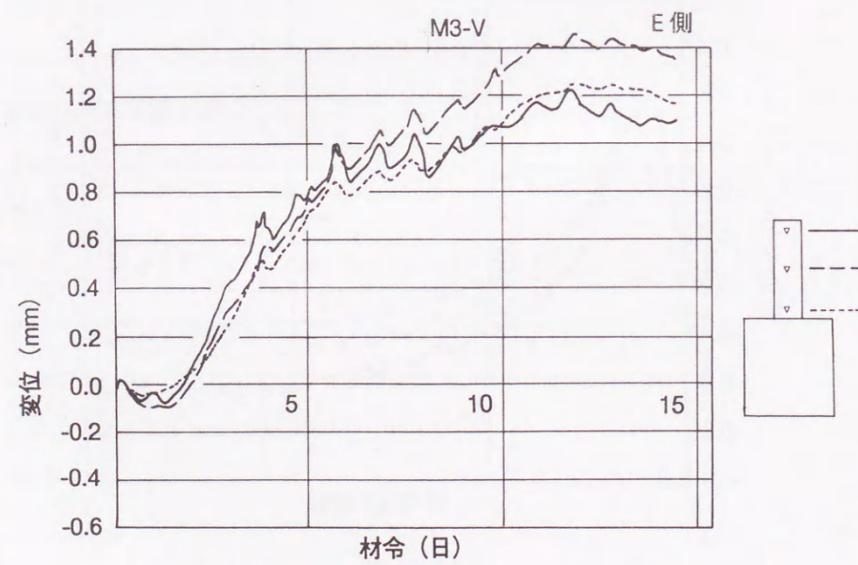
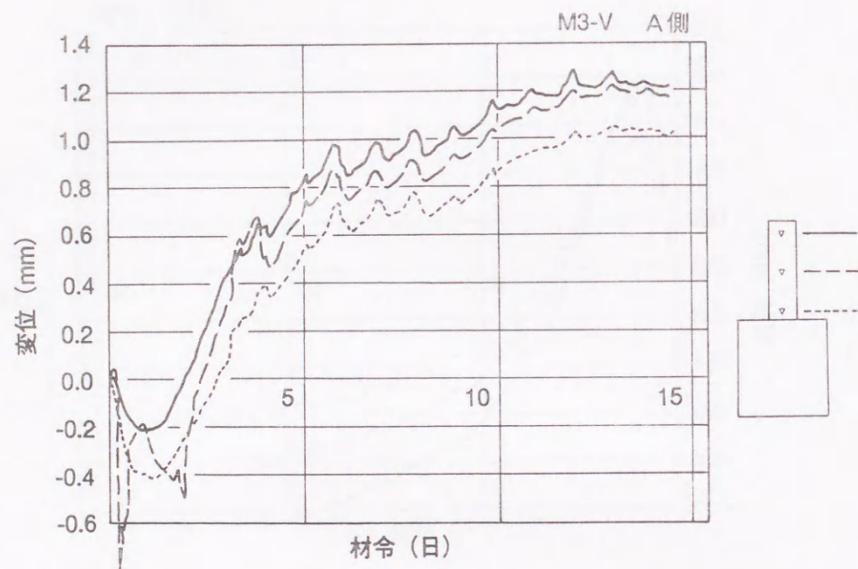


図4-44 M3の鉛直方向の変位

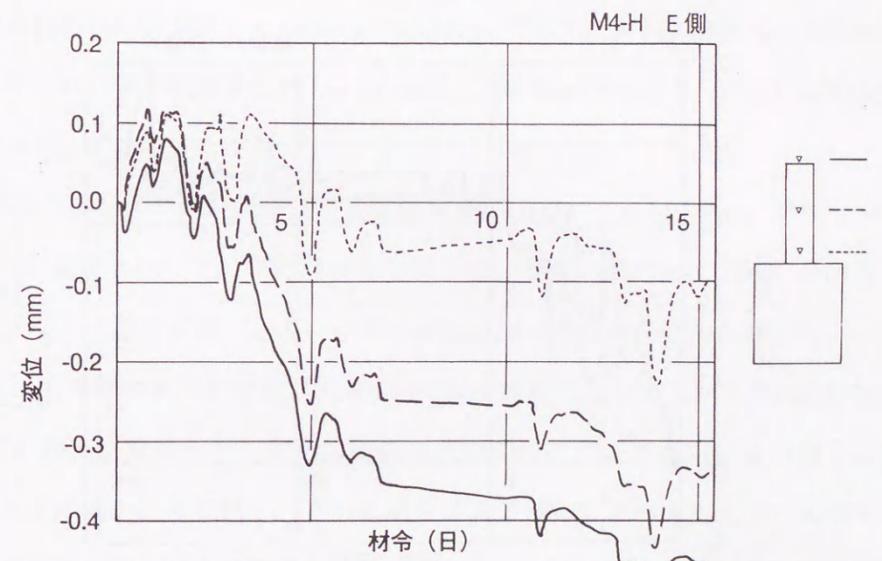
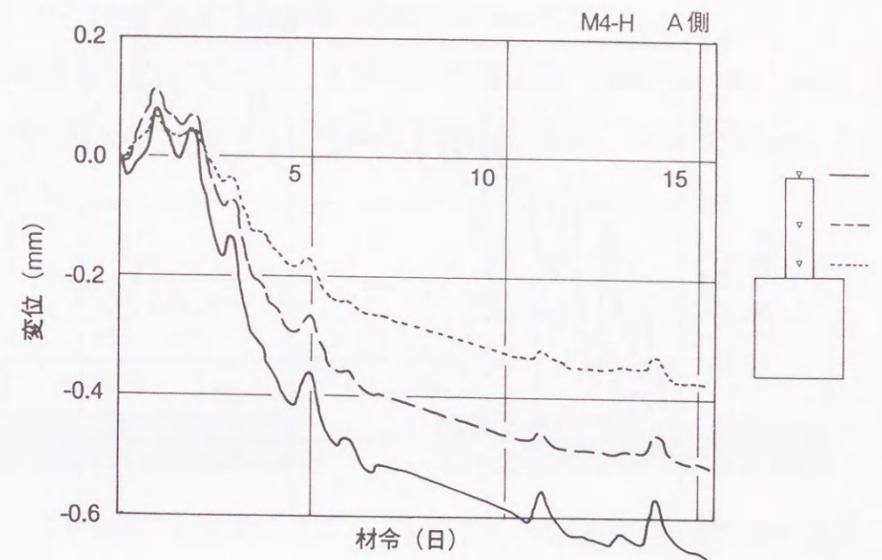


図4-45 M4の水平方向の変位

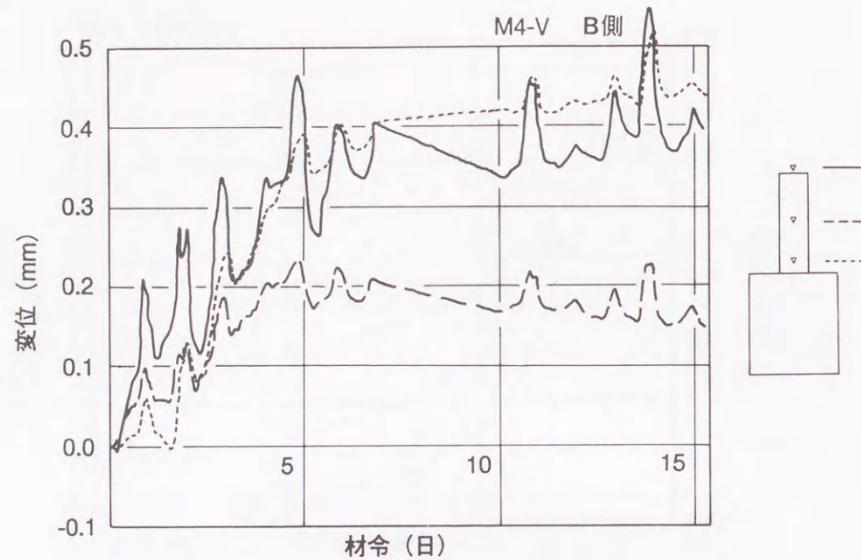


図4-46 M4の鉛直方向の変位

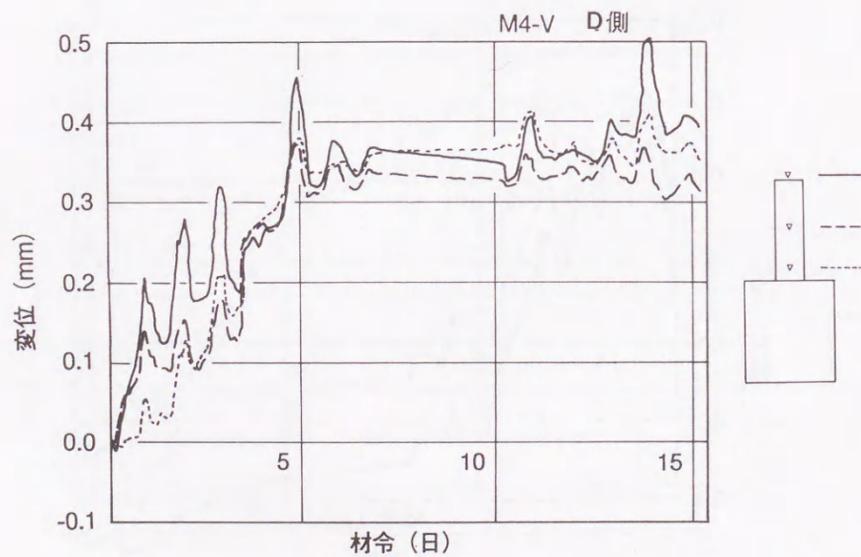


図4-47 M4試験体の変位計の位置

体の長さは5mとM1の1/3の長さであるが、その変位量はM4と同様の打継面の処理を施したM1の変位量のほぼ1/10であった。材令10日のB側の収縮変位は-0.464mm、D側は-0.217mmで、合計の収縮変位は-0.681mmであった。

鉛直方向の温度ピーク時の変位は、B側平均で0.110mm、D側平均で0.118mmであり、上方への変位となった。また、材令10日では、B側0.310mm、D側0.339mmとさらに上方へ変位している。

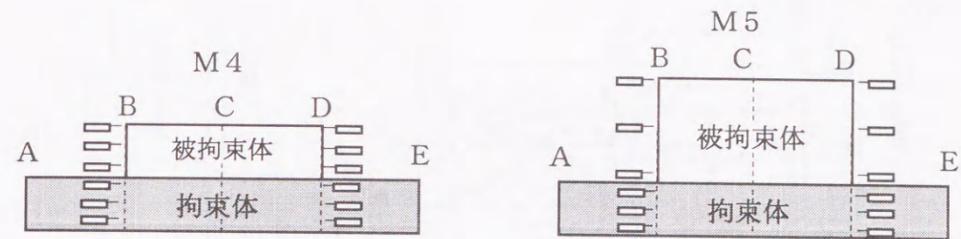


図4-47 M4試験体の変位計の位置 図4-48 M4試験体の変位計の位置

5) M5 :

M5の変位計の設置位置を図4-48に示す。また、これらの変位による計測の結果を図4-49～図4-50に示す。図4-49によれば、温度ピーク時の水平方向の変位量は、B側およびD側それぞれの平均で、0.183mmと0.144mmであり、両側の合計は0.327mmであった。材令10日のB側の収縮変位は-0.189mm、D側は-0.191mmで、合計の収縮変位は-0.380mmであった。

鉛直方向の温度ピーク時の鉛直方向の変位はB側平均で0.197mm、D側平均で0.211mmと上方への変位となった。また材令10日では、B側-0.057mm、D側-0.017mmと下方への変位となり、温度が低下している間の変位はM4とは逆の変形を示した。

M4の温度ピーク時の水平変位量が0.140mmであったのに対して、M5では0.327mmとM4の2.3倍もの変位を示した。また、鉛直方向の変位についても、M4の場合には、温度上昇時から上方に向かって変位し、さらに温度が降下段階に至っても上方へ変位する傾向を維持するのに対して、M5は温度上昇時には上方へ、降下時にはそれまでの位置から下方に向かって変位している。

この実験から、コンクリートの形状が異なると変形のパターンにも違いが現れるこ

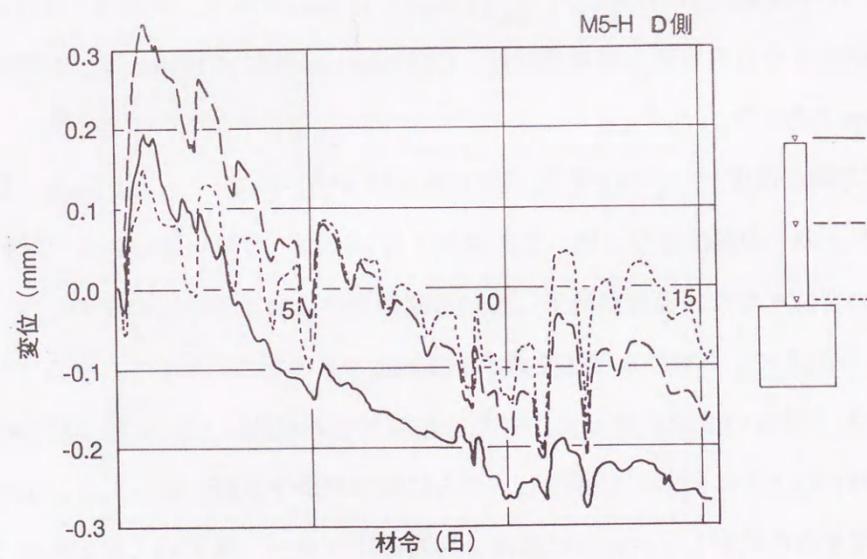
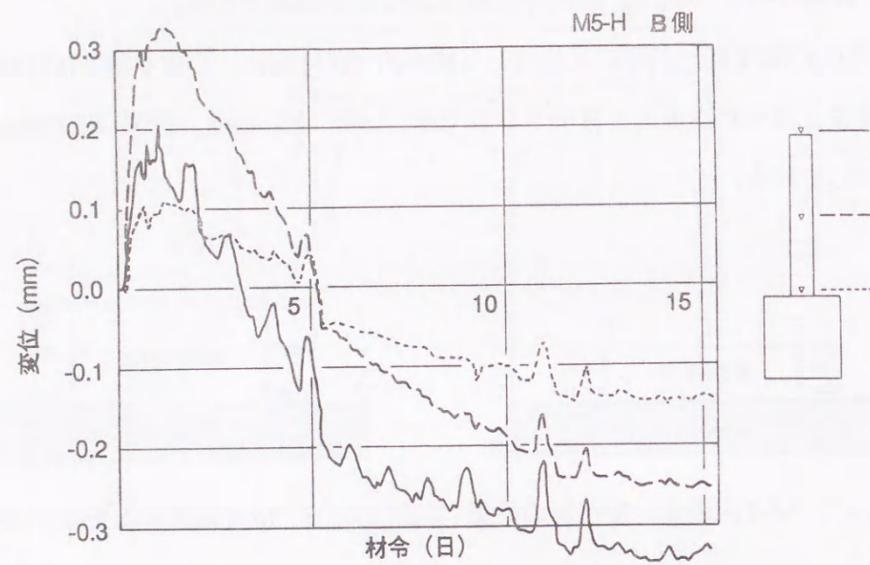


図4-49 M5の水平方向の変位

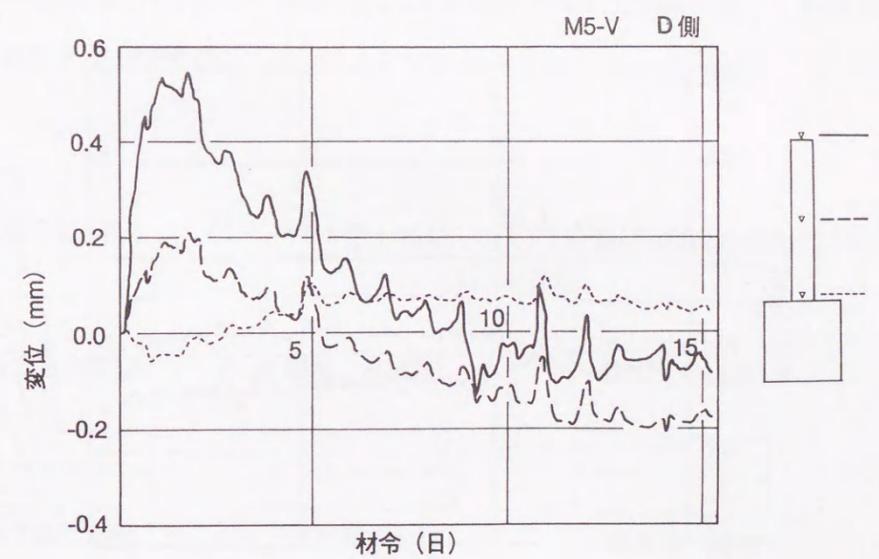
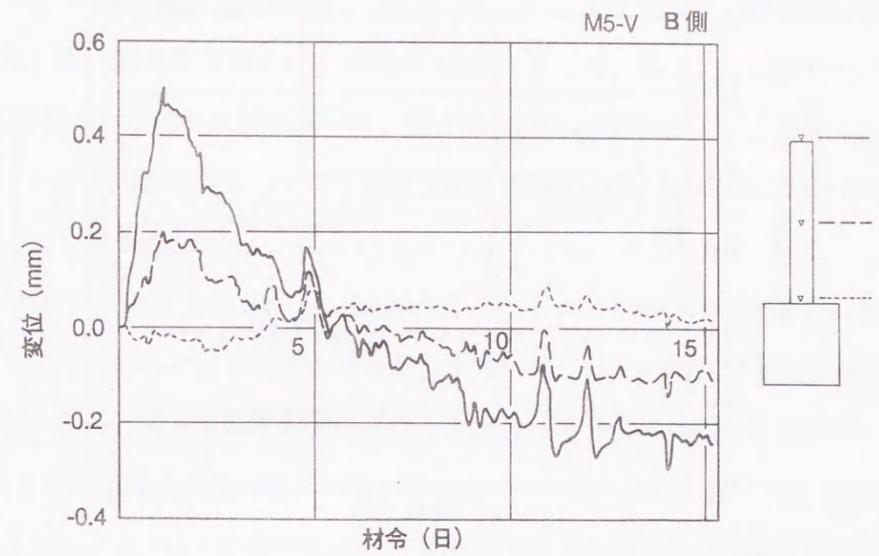


図4-50 M5の鉛直方向の変位

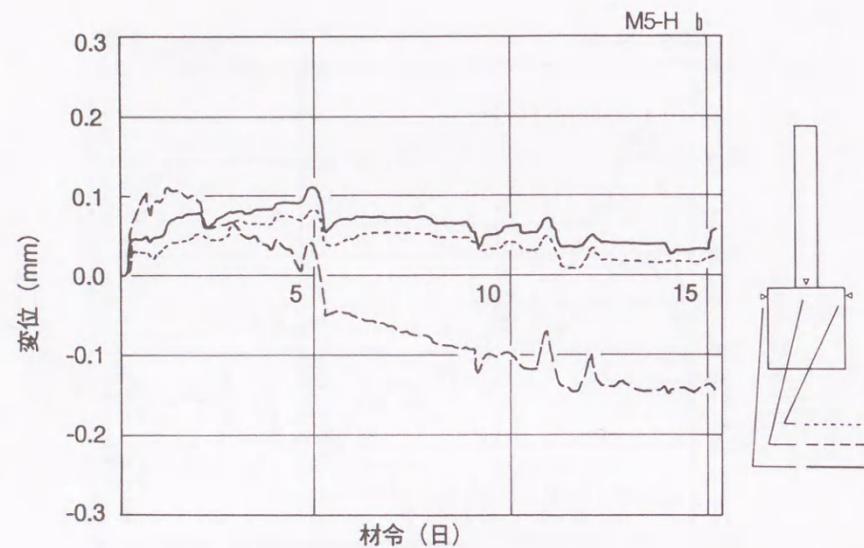


図4-5 1 M5のB側の拘束体上部と被拘束体の水平変位

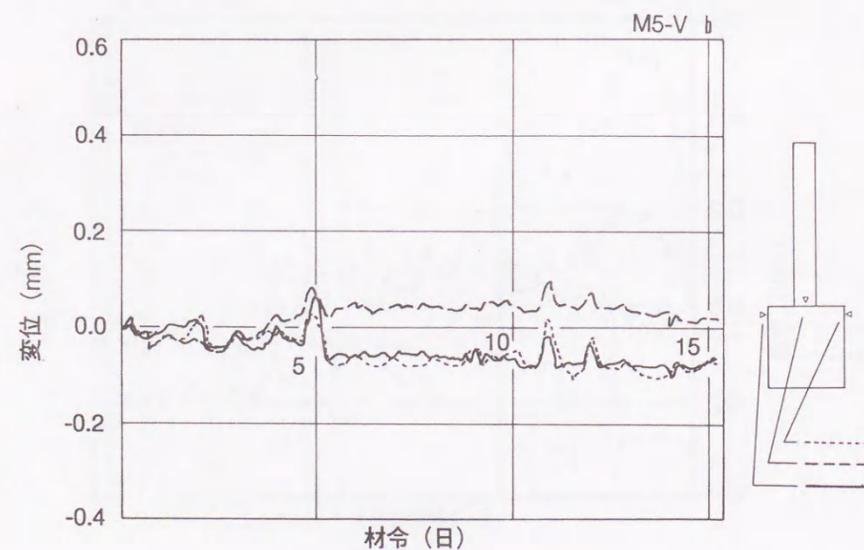


図4-5 2 M5のB側の拘束体上部と被拘束体の鉛直変位

とが明らかとなった。また、M5では、図4-5 1に示すようにB側の打継面を境にした拘束体と被拘束体の変位量の違いから、両者の間で水平方向の相対変位が生じていることが明らかである。一方、鉛直方向の剥離については、図4-5 2の変位の計測からだけでは明らかではないが、被拘束体撤去時に両端部に剥離が生じていることを確認した。

以上、本実験での変位の計測結果から、図4-1に示した解析によって指摘されていた曲げ変形を、いずれの試験体についても検証すると同時に、その打継面に剥離や相対変位が生じていることを確認した。

さらに実測変形に対する考察から、拘束の違いによって各試験体の硬化時の変形パターンが以下になることが明らかとなった。すなわち、M1を拘束が中程度の場合、M2を拘束が弱い場合、M3を拘束が強い場合と位置付けると、それらの変形パターンは模式的に図4-5 3のように表される。拘束が最も弱いと考えられるM2では、温度上昇時には両端が反りあがる下に凸の変形を示し、温度降下時にはそれまでとは逆に中央部が上方に変位して、上に凸の変形となる。M0もM2の変形のパターンと同様である。これに対して、拘束が強いM3あるいは、中程度の拘束と位置付けられるM1の試験体では、M0、M2とは逆に温度上昇時に端部が下方に変位しながら膨張し、上に凸の形になる。さらに温度降下時にはこれとは逆に端部が上にそり上がりながら収縮する、いわゆる下に凸の形になる変形となっている。

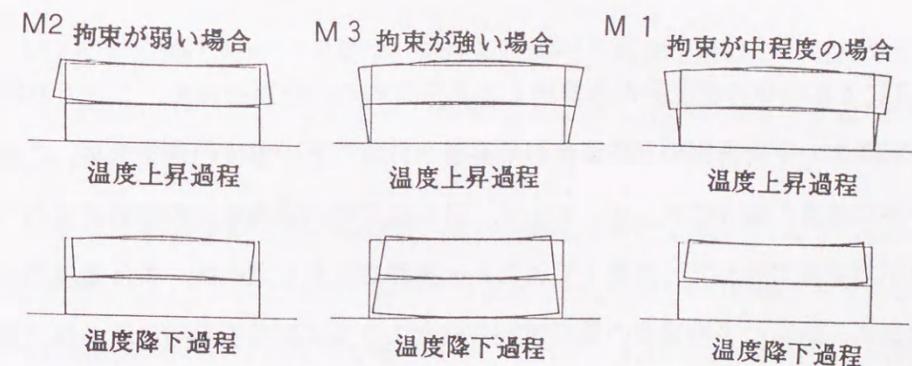


図4-5 3 M1、M2、M3の試験体の変形の模式図

#### 4.7 変位計測から求めた水平方向の拘束度

一般に拘束度  $k$  は図 4-5 4 (a) に示すように、平均温度変化と平均変位の関係から求められる<sup>11,12,13</sup>。平均温度変化と平均変位の関係は、拘束がなく、拘束度  $k=0$  の場合には、コンクリートの線膨張係数  $\alpha_c$  の勾配を持った直線となる。ここでは、M1～M5 の各試験体について、図 4-5 4 (a) の方法で水平方向の拘束度  $k$  を求める。そして、打継面に施した処理の違いが外部拘束の大きさの違いとして、各試験体に導入されているか否かを検証する。また、図 4-5 4 (b) に示すように、ひび割れが生じた場合には拘束が解放されて平均温度変化～平均変位の直線の勾配が変化するので、ひび割れあるいは打継面の剥離の発生についても判断できる。

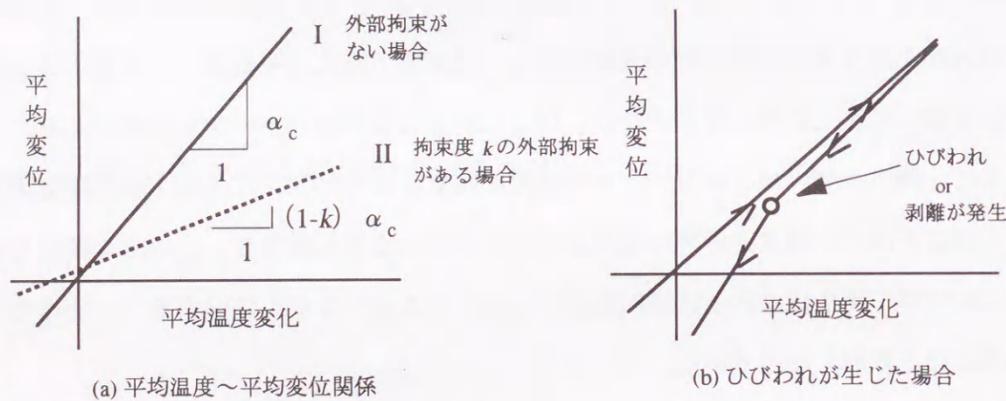


図 4-5 4 平均温度～平均変形からの拘束度の算出

表 4-8 に各試験体の変位計から算出した水平方向の拘束度を示す。ここでの拘束度の算定は各試験体の中央断面の平均温度の最高値と打設時との温度の差を求め、これを温度上昇時の平均温度の増分値とした。そして、最高温度時の被拘束体の膨張変位をこの温度上昇時の平均温度で除して、温度  $1^\circ\text{C}$  当たりの膨張変位量を求めた。また温度降下時についても同様に、断面の平均温度の最高値から材令 10 日における平均温度の降下量を求め、これに対応する被拘束体の収縮量から温度  $1^\circ\text{C}$  当たりの収縮変位量を求めた。さらに温度  $1^\circ\text{C}$  当たりの変位量を試験体長さ (5m あるいは 15m) で割り、試験体全体の線膨張係数を求めて、これを先の表 4-6 に示した線膨張係数と比較した。

図 4-5 5～図 4-5 9 は、各試験体の中央断面に埋設した各熱電で測定した温度をもとに断面全体の平均温度を求め、これに対する被拘束体の膨張変位および収縮変位との関係を表したものである。

まず、打継面の処理方法をパラメータとした M1、M2、M3 の試験体について考察を行う。温度上昇時の変位から求めた線膨張係数は、M1 と M2 が  $4.2 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  で同じ値となっており、M3 は  $3.4 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  と他の試験体に比べて小さい値となっている。このように、線膨張係数の値がそれぞれの試験体で異なっているため、最終的に算出される拘束度は、M1 が 0.56、M2 と M3 が 0.45 となり、打継面での仕様の違いは温度上昇時の拘束度には明瞭には現れなかった。この理由として、温度がピークに至るまでの温度上昇過程では、コンクリートの弾性係数は非常に小さく、それゆえ、わずかな拘束でもコンクリートが容易に変形するためと考えられる。

M1 の温度降下時の拘束度は 0.04 ときわめて小さい値であった。M1 は図 4-5 5 に示した平均温度～変位関係において、 $5^\circ\text{C}$  の付近で急激な収縮がみられるが、これは材令 1.5 日に生じたひび割れによるものである。この図で、この時点以降の平均温度～変位関係は直線ではなく、ひび割れあるいは打継面の剥離により変動しており、これがさらに進展していることをうかがわせる。それゆえ、M1 ではひび割れあるいは剥離により拘束が解放されたために拘束度が小さい値となったと考えられる。なお、温度ピーク時の材令 0.75 日からひび割れが生じる以前の材令 1.5 日までの拘束度は 0.54 と比較的大きな値であった。

M2 の温度降下時の拘束度は、打継面にすべり機構を設けているためゼロとなった。また、ひび割れが生じていないため、図 4-5 6 に示した平均温度～変位関係も滑らかなグラフとなっている。

図 4-5 7 に示す M3 の平均温度～変位関係において、降下時の  $2^\circ\text{C}$  以降で収縮変位が一定となっているが、これは、材令 6 日に生じたひび割れの影響と考えられる。また、応力の計測結果については次節で述べるが、これによれば M3 は材令 3 日以降から微細なひび割れが生じており、これは図 4-5 7 の平均温度  $7^\circ\text{C}$  以降と対応している。M3 では、鉄筋の効果により、M1 ほどひび割れの影響が顕著には現れないと考えられる。しかしな

がら、結果的にはひび割れにより拘束が解放されたため、M3の収縮時拘束度は0.26と小さい値となった。貫通ひび割れが発生する以前のM3の温度低下時の拘束度は0.35とM1より小さい値であった。しかしM3においても、M1に貫通ひび割れ生じた材令と同じ材令1.5日までの温度低下時の拘束度を算出すると0.63となり、M1より大きな値となる。

M4、M5の試験体は、M1、M2、M3の1.5mと比べて試験体の長さが5mと短いため、その変位量も小さくなっている。温度上昇時の温度1℃あたりの変位量は、M4がM1のおよそ1/10、M5がM1のおよそ1/5程度となっている。これは試験体の長さの比1/3よりもかなり小さい値となっており、それゆえ温度上昇時の拘束度はM4が0.85、M5が0.70と大きな値となった。

M4の平均温度～変位関係を図4-58に示す。この図からはひび割れが生じているような挙動は観察されておらず、M4の温度低下時の拘束度は0.29となっている。

M5では、応力の計測結果からひび割れと思われる挙動は観察されていないが、図4-59に示す平均温度～変位関係はM1と同様の変動が認められる。これは、打継面にすべり、あるいは剥離が生じている可能性があることを示唆していると考えられる。M5は他の試験体に比べて2倍の試験体高さであり、その自重の影響ためか温度低下時の拘束度は0.53と大きな値であった。

表4-8 変位から求めた水平方向の拘束係数

	温度上昇時					温度低下時 (材令10日)				
	M1	M2	M3	M4	M5	M1	M2	M3	M4	M5
[1] 断面の平均温度の増分値 (°C)	18.7	16.7	23.1	19.9	27.7	23.9	22.3	24.6	21.5	28.8
[2] 膨張あるいは収縮変位量 (mm)	1.170	1.052	1.166	0.130	0.390	3.387	2.892	2.436	0.811	0.769
[3] 変位量/平均温度 (mm/°C) ([2]/[1])	1.063	0.063	0.051	0.007	0.014	0.142	0.121	0.099	0.038	0.027
[4] 変位から求めた線膨張係数 ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ) ([3]/L*mm)	4.2	4.2	3.4	1.3	2.8	9.4	8.0	6.6	7.5	5.3
[5] コンクリートの線膨張係数 ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )	9.6	7.6	6.2	8.7	9.3	9.8	8.0	8.9	10.6	11.2
[6] 拘束度 (([5]-[4])/[5])	0.56	0.45	0.45	0.85	0.70	0.04	0.00	0.26	0.29	0.53

\* M1, M2, M3 : L=1500、 M4, M5 : L=500

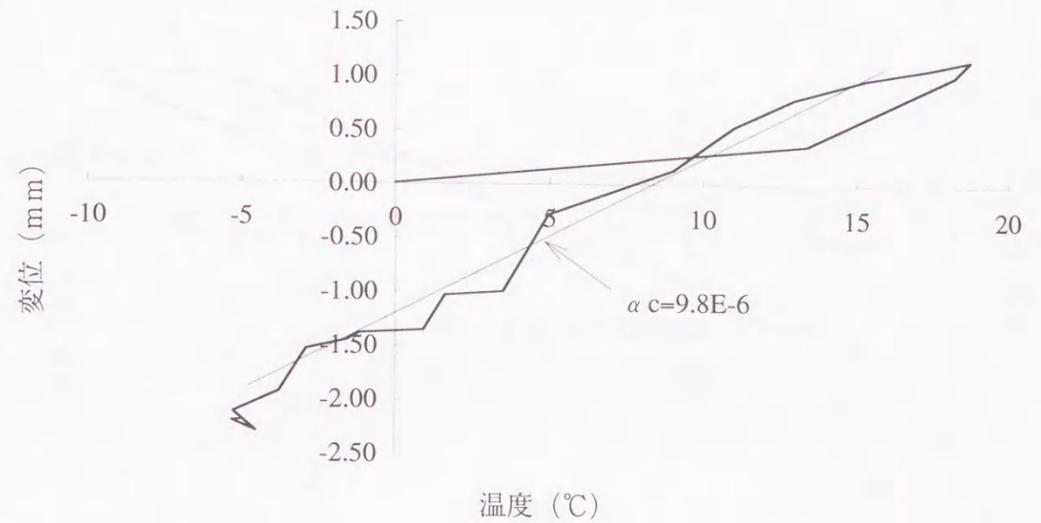


図4-55 M1の中央断面の平均温度と両端の変位量との関係

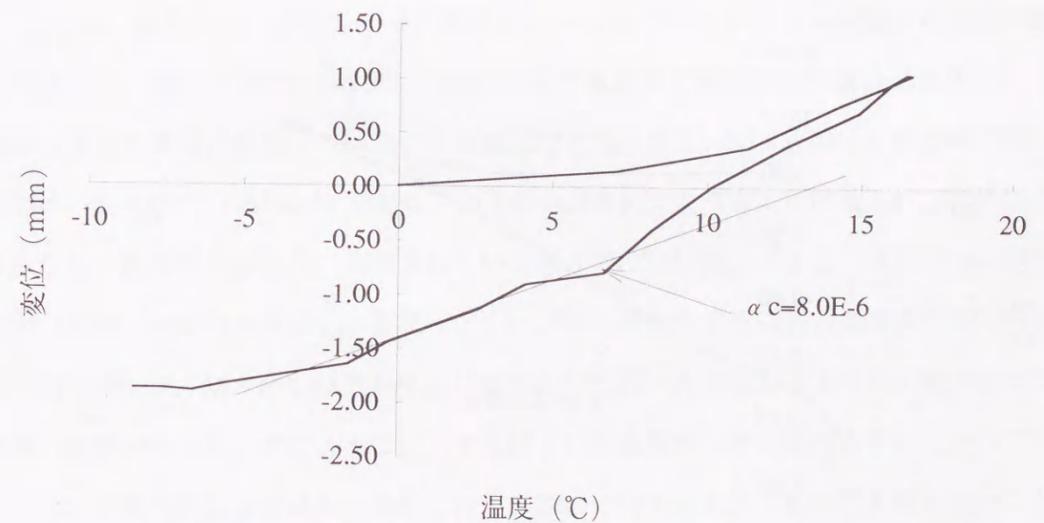


図4-56 M2の中央断面の平均温度と両端の変位量との関係

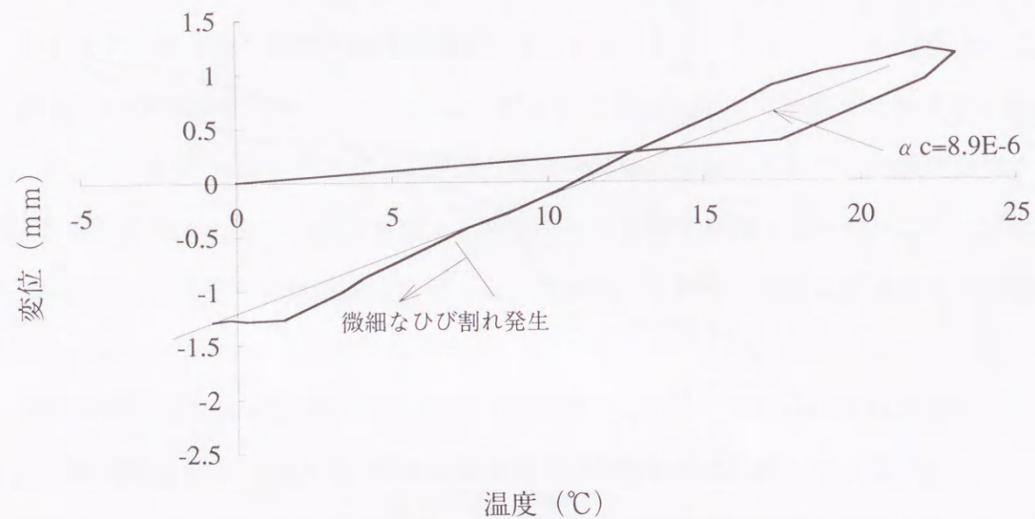


図4-57 M3の中央断面の平均温度と両端の変位量との関係

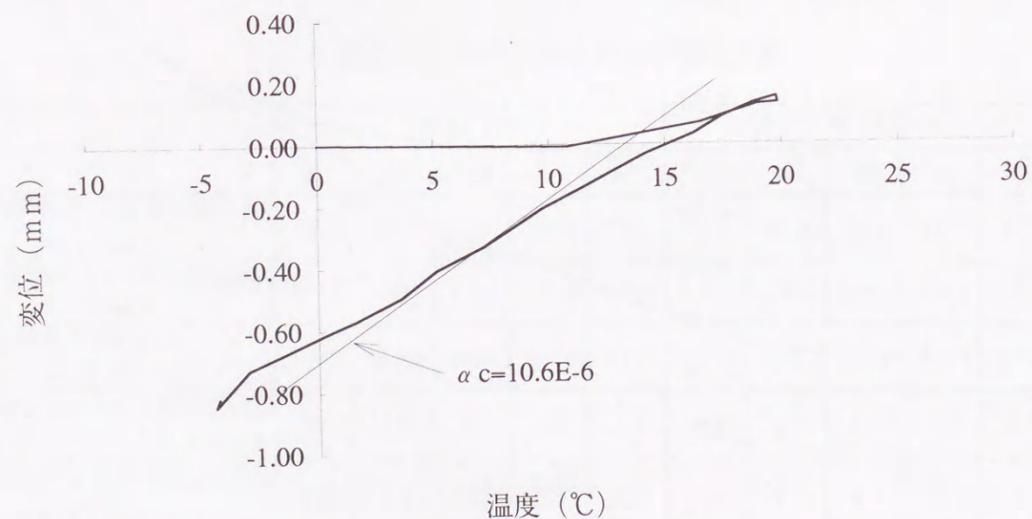


図4-58 M4の中央断面の平均温度と両端の変位量との関係

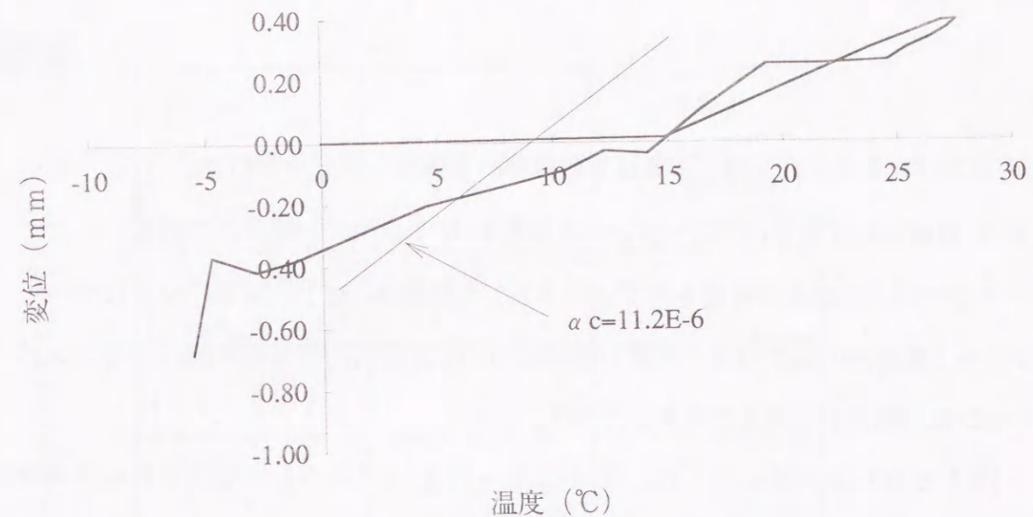


図4-59 M5の中央断面の平均温度と両端の変位量との関係

以上、水平方向に着目して平均温度変化～変位のデータから各試験体の拘束の度合を評価した。表4-8から、M2では水平方向の温度降下時の拘束係数はゼロとなり、打継面のすべり機構が機能していることが確認できた。また、M1とM3の温度降下時のひび割れの発生を含む期間の拘束度は、M1がひび割れにより拘束が解放されるためほぼゼロとなり、鉄筋で拘束体と一体化されているM3ではひび割れによる拘束が十分に解放されないため、その拘束度は0.26となった。ひび割れが発生する以前の温度降下時の拘束度は、M1が0.58、M3が0.63であり、M3の方が鉄筋の拘束効果により拘束度が0.05だけ大きい結果であった。このように、M1とM3の拘束度が大きく変わらないということは、ひび割れが発生する以前は水平方向に対する鉄筋の拘束効果がそれほど大きくないことを示唆していると考えられる。それゆえ鉄筋の効果は、水平方向よりもむしろ鉛直方向に対しての影響度合が強いのではないかと考えられる。図4-26によれば、M1では被拘束

体の端部が拘束体とは完全に剥離しているのに対して、M3ではいずれの材令においても、被拘束体と拘束体の鉛直方向の変位がほぼ同様である。したがって、M1とM3の評価は鉛直方向に着目して行う必要があると考えるが、鉛直方向については実験データからだけの評価では難しく、次章においてその解析的な検討を行う。

#### 4.8 コンペンセーション法によるはり理論からの変形に関する検討

##### 4.8.1 打継面の付着をパラメータとした試験体 M1、M2、M3 について

ここでは、打継面の付着をパラメータとした試験体 M1、M2、M3 について、コンクリート断面内の温度分布と変形の関係について大局的に理解を可能にするコンペンセーション法的観点から以下の考察を行なう。

図4-60および図4-61は、図4-25～図4-27に示した被拘束体の中央断面の温度を用いてコンペンセーションライン法（以下、C.L法と呼ぶ）により、自由な熱変形の曲率 $\phi$ と軸方向平均ひずみ成分 $\epsilon$ を時系列に求めたものである。これらの図で、右側の縦軸の数字はそれぞれ、曲率に対応する試験体端部の鉛直変位量および自由膨張ひずみに対応する水平変位量である。すなわち、これらは試験体が無重力状態で自由熱変形をなすとき、端部が記録する鉛直変位と水平変位を表している。

まず、図4-60から拘束が弱いと位置付けられるM0とM2についてその自由な熱変形がどのようなものであるかを考察する。図4-60によれば、M0は材令3日頃まで、M2は材令4日頃まで負の曲率が増加し下に凸となる変形を示すが、その後は反転して負の曲率は減少する。M0は、材令8日頃から正の曲率となり上に凸となる変形になるが、M2ではほぼフラットな状態となる。図4-37の変位計により測定した変形は、上記の自由な熱変形とはほぼ対応している。これに対し、拘束が中程度あるいは強いM1とM3の場合には自由な熱変形と観察された変形とが明らかに異なっている。すなわち、図4-61の $\phi$ の傾きから、M1は材令2日から、M3は材令2.5日から、それまでの下に凸の傾向を強める状態から反転し、上に凸の状態に向かう。材令2週で、M1はわずかに上に凸となるが、M3は上に凸の状態まで至らない。C.L法による上述の自由な変形に対して、

実測の結果によれば、温度上昇時に上に凸の形となり、温度降下時には、逆に端部がそり上がる下に凸の形になった。M1では材令1.5日、M3では材令3日に、上に凸から下に凸の状態になる。したがって、M1とM3の変形は自由変形とは明らかに全く逆の変形パターンになったのである。

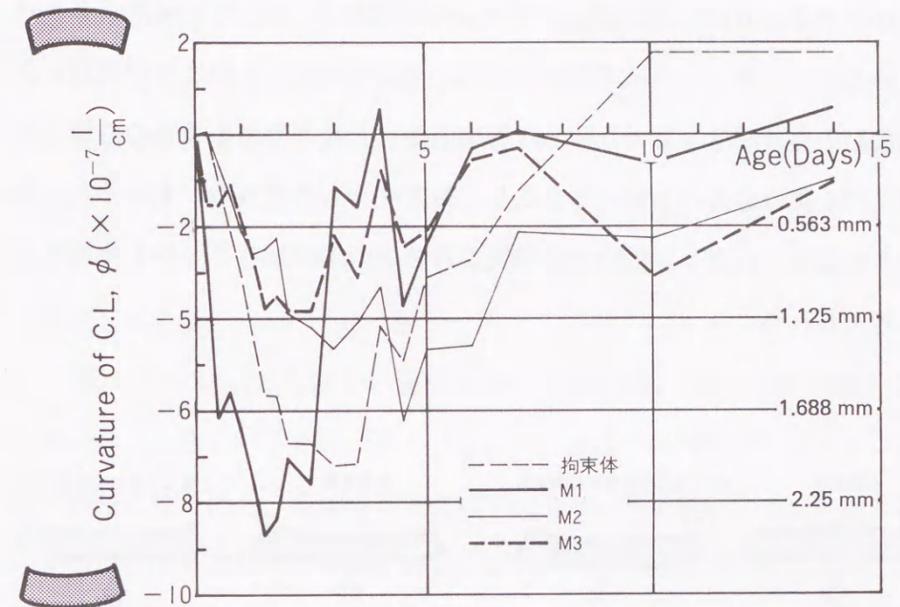


図4-60 M1、M2、M3の自由な曲げ変形を表す $\phi$ の傾き

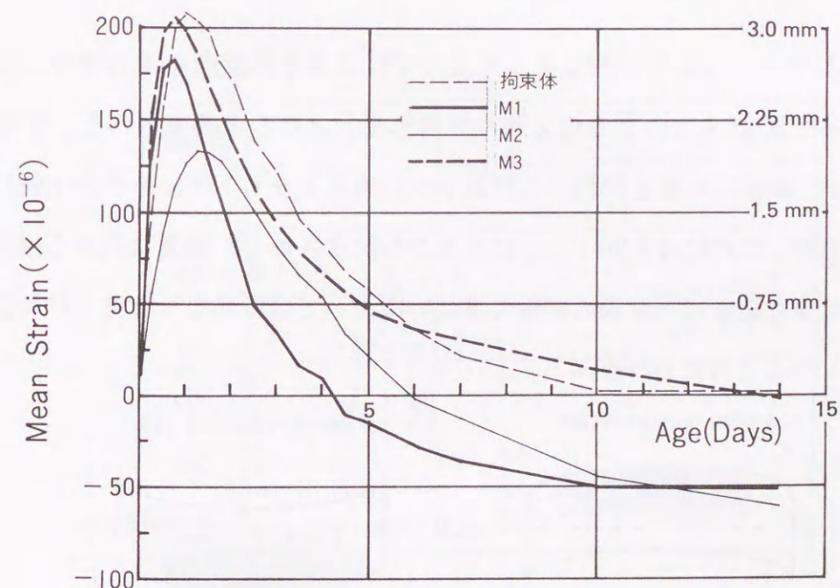


図4-61 M1、M2、M3の自由な軸方向の変形を表す $\epsilon$

これまでの実験結果から、M1、M2、M3の3つの被拘束体の変形挙動は、温度上昇時と温度降下時でそれぞれ図4-62のようにモデル化できる。

打継面の付着の状態により外部拘束の大小を考えた場合には、マスコンクリートの熱変形パターンは大きく2つに分類される。すなわち、a) 外部拘束が大きい場合、見かけのコンクリートの熱変形は自由な熱変形のパターンとは異なり、b) 外部拘束が小さい場合には、自由な熱変形のパターンがほぼ保存されると考えられる。この2つの変形パターンを示した試験体の応力履歴は3章で分類した拘束が強いと考えられる場合のA型と弱いと考えられる場合のB型の応力パターンとまさしく対応するものである。もちろん、外部拘束作用の大きさの度合いにより、応力と同様にこれら2つの変形パターンの中間的なものも存在すると考えられる。

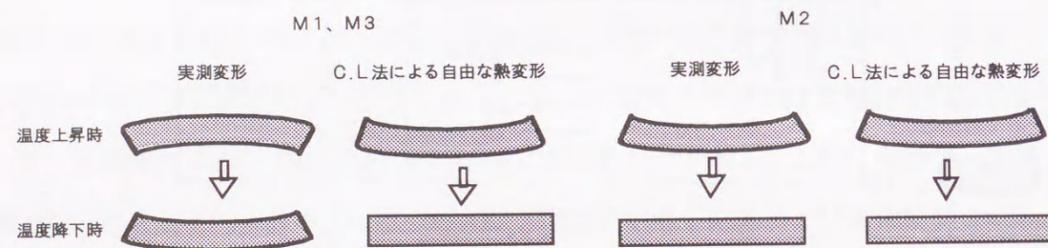


図4-6 2 実測変形と自由な変形の関係

一般に、コンクリートが外部拘束を全く受けずに自由な熱変形をする場合には、その温度分布によって図4-63のような2通りの変形形状となると考えられる。すなわち、温度の高い部分が、断面の形状と剛性から計算される重心よりも下側にあるか上側にあるかによって、変形が上に凸になるか下に凸になるかが決定される。実験結果から推測すると、このような自由な変形は拘束面の拘束の度合いによって全く異なった見かけの変形形状に容易に変化しうると考えられる。

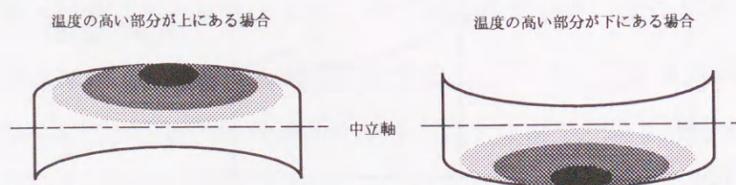


図4-6 3 温度分布と変形のパターン

#### 4.8.2 L/Hをパラメータとした試験体 M1、M4、M5について

L/Hをパラメータとした試験体 M1、M4、M5についても前節と同様にC.L法による考察を加える。図4-37に示したM4の実測変形のパターンは、M1とほぼ同様となっている。すなわち、材令0.5日~1日の温度上昇時には、両端部が下方へと変位する上に凸の形となり、温度降下時には、両端部が反りあがる下に凸の形となった。これに対し、図4-60と同様に図4-64に示したコンペンセーションラインの傾きから判断されるM4の自由な熱変形の形状はM1とは逆の傾向となっており、温度上昇時に上に凸、温度降下時に下に凸となっている。したがって、M4の自由な熱変形と実測変形とは一致している。なお、図4-64でプラスは上に凸の変形、マイナスは下に凸の変形であることを表している。

図4-37に示したM5の被拘束体の実測変形は、その他の試験体と比べて、下に凸あるいは上に凸といった曲げ変形はそれほど顕著ではないが、M1およびM4と同様に温度上昇時には上に凸、温度降下時には下に凸といった形になっているとみなされる。M5の自由な熱変形はM4と同様であり、したがって、温度上昇時においても降下時においても実測された変形と自由な熱変形とが一致している。

M1では、実測変形と自由な変形とが一致していなかったのに対して、M4とM5では、実測変形と自由な変形とが一致している。これらを模式的に図4-65に示す。

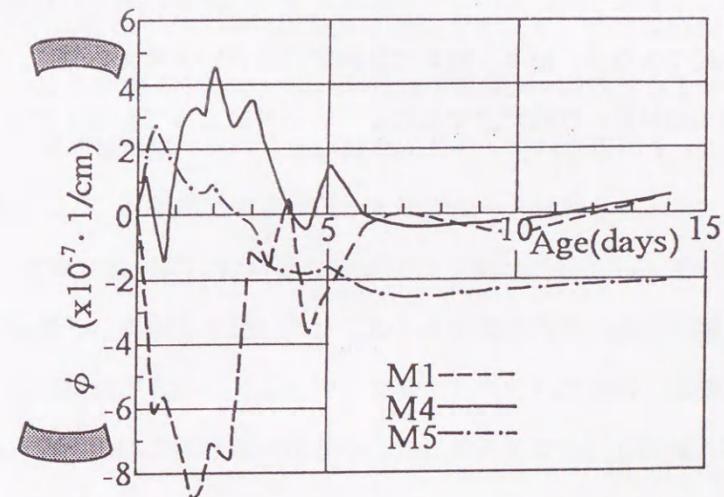


図4-6 4 M1、M4、M5のコンペンセーションラインの傾き

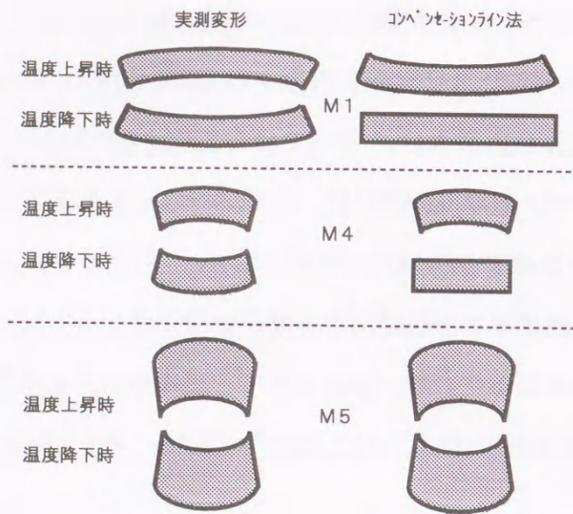


図4-6 5 M1、M4、M5の実測変形と自由な変形の模式図

試験体長さが1.5mのM1に対して、試験体長さが5mと短いM4とM5では、拘束がほとんどないM2と同様に実測変形と自由な変形がほぼ一致した。図4-6 2に示したように、拘束が中程度あるいは拘束が強いと位置付けられる試験体 M1、M3と、拘束の弱いと位置付けられる試験体M2の変形から、外部拘束が強い場合には観察される変形と自由な変形とが異なること、また、逆に拘束が弱い場合には観察される変形と自由な変形とが一致することを述べた。このことを踏まえると、M4、M5の打継面での付着の状態はM1と同程度であるが、M4、M5では拘束が小さいと考えられる。したがって、拘束の強弱は打継面の付着の状態だけではなく、L/Hによっても変化することが明らかとなった。

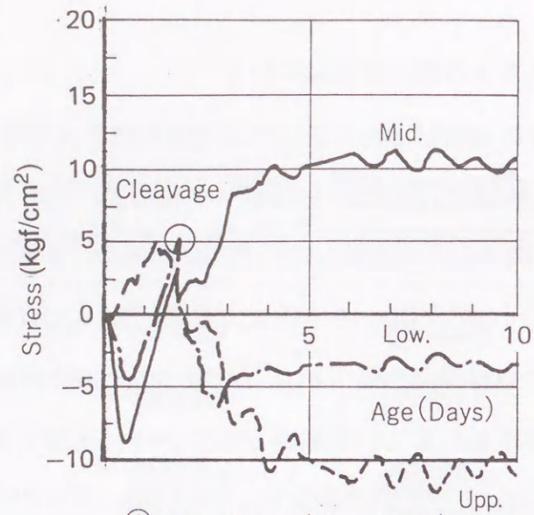
#### 4.9 ひび割れ、剥離、および応力分布について

M1、M2、M3のB断面における応力測定値の経時変化を、図4-6 6①～③に示す。また、図4-6 7①～③には同じくC断面（中央断面）の応力履歴を示す。これらの試験体では、ひび割れによる応力解放を除けば、B断面とC断面とで応力の値および傾向の差はほとんど認められない。図4-6 6①によれば、M1試験体B断面の応力では材令1.5日に上層と中層に急激な応力低下が見られる。これは打継面の剥離による影響である。材令2.5日にもB断面の応力に変動が起っており、剥離がさらに進行したものである。この現象はA側およびE側で測定した水平方向の変位の経時変化にも現われている。図4-6 8にその部分を示す。このようなひび割れあるいは剥離の発生は応力だけでなく、その変位量においても影響が現れることが明らかとなった。さらに材令2.5日には、剥離によって被拘束体の下層は収縮変位を示し、逆に拘束体の上層は膨張変位を示している。

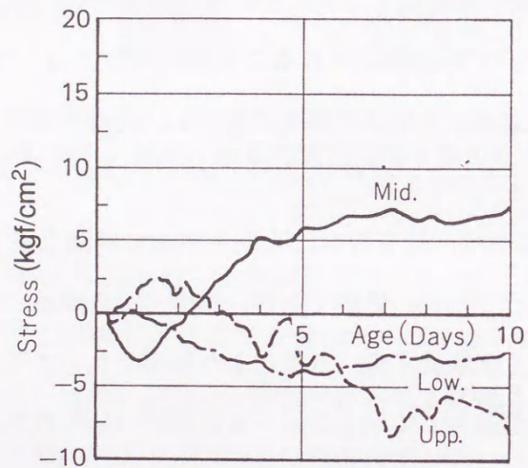
M1のC断面の応力は、材令3日に上層と中層に急激な低下が見られた。これはC断面付近に生じた貫通ひび割れの影響である。材令5日以降は、B、C両断面ともに応力は一定の状態となった。試験終了後、目視により観察したところ、両端部とも試験体長さの1/4程度まで剥離が進行していること、また鉛直ひび割れがC断面からA側に向かって12cm離れたところで発生していることを確認した。

M2では、B、C両断面ともほぼ同様の応力履歴を示した。すなわち、両断面の中層は材令1.2日の温度ピークとともに最大圧縮応力となり、これ以降引張側へ向かい、材令6日頃から一定の状態となっている。打設終了直後から材令5日までの上層のゆっくりとした圧縮応力増加傾向は、材令5日以降は同じく一定の状態になった。下層では材令2日頃を変曲点として、引張応力増加傾向から圧縮側へと推移した。

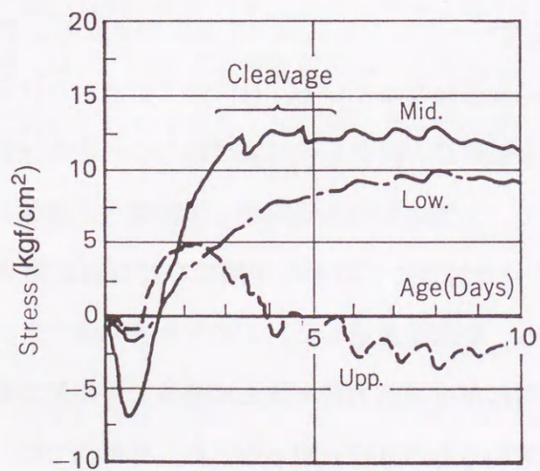
M3では、材令4日付近にC断面の中層にひび割れが発生し、このひび割れは材令6日には上下へ発展し、断面を貫通した。このとき有効応力計の値が急激に引張側へ移行しているのは、ひび割れが有効応力計を挟んで発生したためである。C断面では、このひび割れ発生以降、各部の応力はほぼ一定となった。B断面では、C断面と同様な応力変動が材令3.5日に生じている。



① M1 Stress (B-section)

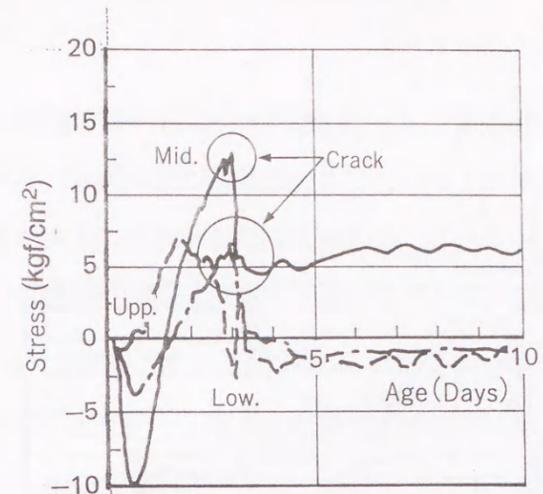


② M2 Stress (B-section)

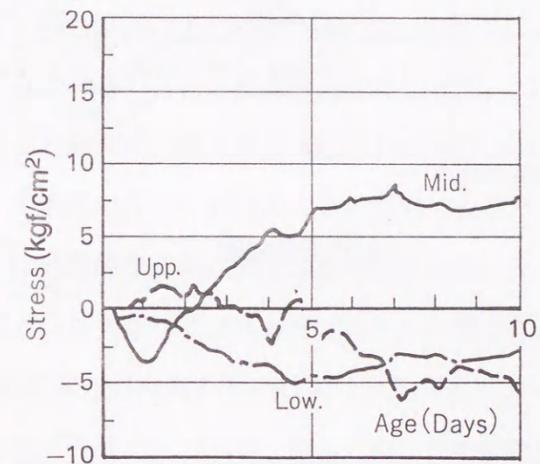


③ M3 Stress (B-section)

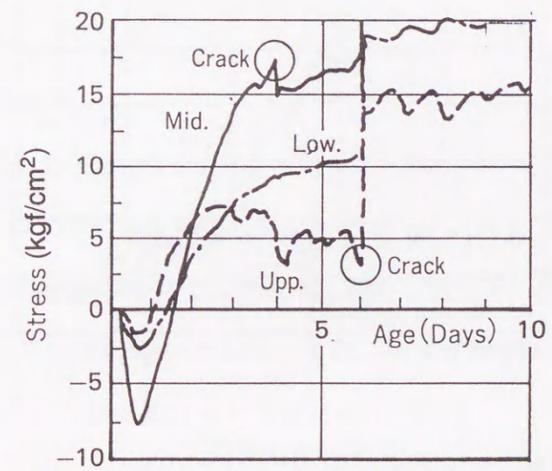
図4-66 M1、M2、M3のB断面の応力



① M1 Stress (C-section)

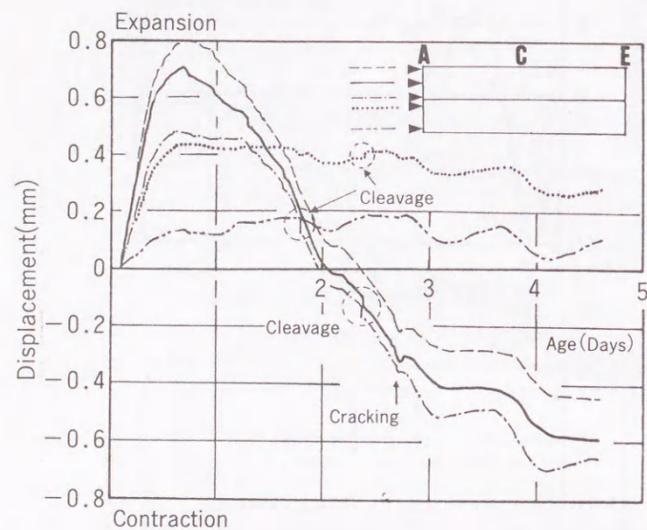


② M2 Stress (C-section)

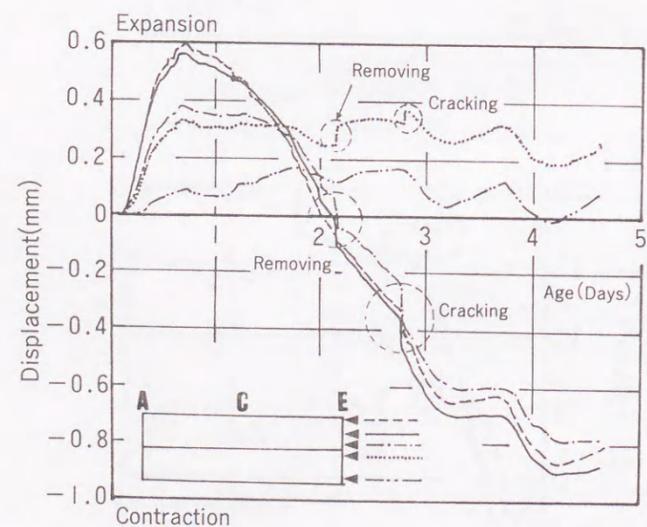


③ M3 Stress (C-section)

図4-67 M1、M2、M3のC断面の応力



A側の変位履歴



E側の変位履歴

図4-68 M1変位履歴

M4のC断面(中央断面)の応力履歴は図4-69①に示すように、材令2日頃まで中層と下層が圧縮側に、上層は逆に引張側となっている。材令2日以降では、上層は圧縮側となり、圧縮応力が徐々に増加する傾向を示した。これに対して、上層と下層は材令5日頃までは引張応力が急激に増加し、それ以降は引張応力はほぼ平衡状態となった。

M5のC断面(中央断面)の応力履歴を図4-69②に示す。M5の応力履歴は、M4とほぼ同様であった。すなわち、中層と下層が圧縮から引張へ、上層は引張から圧縮へと推移した。しかし、応力の値はM4に比べて大きく上層の最大引張応力は材令1.2日で $10.2\text{kgf/cm}^2$ 、中層の最大圧縮応力は $7.2\text{kgf/cm}^2$ であった。

次に、これらの試験体の応力分布を分類する。3章では、マスコンクリートの水和熱による応力とひずみの発生パターンを大きく2つに分類した。すなわち、外部拘束が卓越する場合のA型と、打継面の鉛直方向の付着がわずかで水平方向の拘束が比較的少ない場合のB型である。本実験の5つの試験体の中央断面で観察された応力履歴をこの分類に当てはめると、M2は典型的なB型、M3は典型的なA型となっている。M1も、ひびわれが生じる以前の応力から判断してほぼA型であると分類できる。

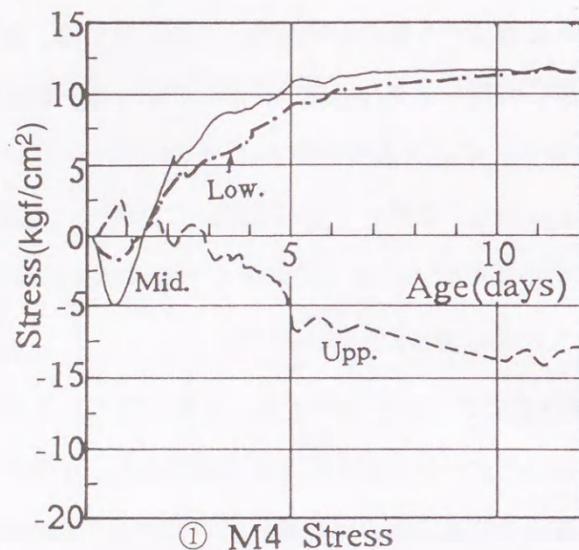
一方、M4とM5も外部拘束の弱いB型に分類できる。M4、M5は、打継面での付着の状態はM1とほぼ同様だが、M4、M5とM1とでは応力履歴のパターンは完全に異なっており、L/Hの違いによって外部拘束が変化することがこの応力履歴からも明らかとなった。

#### 4.10 ひずみの計測結果

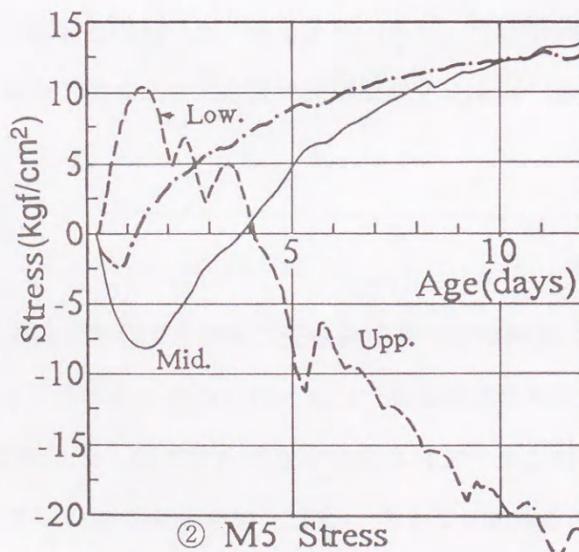
図4-70①~③は、被拘束体の各中央断面に埋設したひずみ計から得られた変形成分のひずみである。ひずみ計の初期値は、M1とM3ではコンクリート打設終了後2時間、M2については他の試験体に比べて打設温度が低かったため、2.3時間(図4-70(月)のカッコ内に2.3と記してある曲線)とした。また、M4とM5についてもコンクリート打設終了後2時間とした。これらをまとめて表4-9に示す。

表4-9 ひずみ計の初期値設定時間

	M1	M2	M3	M4	M5
初期値(時間)	2.0	2.3	2.0	2.0	2.0



① M4 Stress



② M5 Stress

図4-69 M4、M5のC断面の応力

M1とM3では、最大膨張ひずみの値は、M2に比べ小さくなっている。これは、拘束効果が大きいためである。図4-71①～③は、変位計から求めた両端の水平変位を合計して試験体長さで除してひずみを算出した結果である。M1とM3は、材令2～3日頃までの膨張域ではほとんどひずみが生じていない。M1は温度が低下するに従って収縮ひずみが増加するが、これに対してM3は収縮ひずみもほとんど生じておらず、鉄筋による拘束の影響が強いことがこの図からも明らかである。図4-70②によれば、M2のひずみの最大膨張ひずみ量は $130 \times 10^{-6}$ 程度であるのに対して、図4-71②の変位計から求めた最大膨張ひずみ量は $80 \times 10^{-6}$ 程度と小さい。そこで、ひずみ計の初期値を遅らせて、打設終了後4.3時間として整理すると（図4-70②中のカッコ内に4.3と記してある曲線）、変位から求めたひずみと終始一致する傾向が得られた。

変位計から求めたひずみはかなり安定しているのに対して、ひずみ計の値は多少変動している。ひずみ計の捉えるひずみは局所的であり、かつコンクリートとひずみ計との剛性の比なども関係してくるため、変動幅が大きいと考えられる。いずれにしても、初期材令ではこの変位測定によるひずみの値と比較すると、ひずみ計で測定された値は実際よりも大きめの値を与えるということが言える。

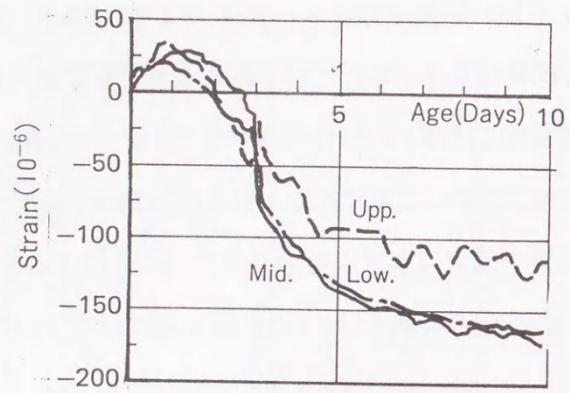
図4-72①～③は、ひずみ計から応力を算出したものであるが、被拘束体の各有効応力計の計測結果と非常によく対応している。

なお、計測したひずみの値から応力への換算には次式を用いた。

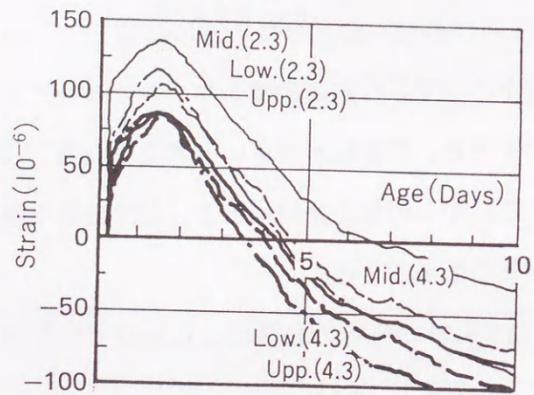
$$\sigma(t) = \sum_{i=1}^n \varepsilon(t_i) \cdot E(t_i) \cdot \phi \quad \dots \dots \text{式 (4-3)}$$

ここで、 $t$ は $n$ 回目の測定の材令（日）、 $t_i$ は $i$ 回目の測定の材令（日）、 $\sigma(t)$ は材令 $t$ 日における応力、 $\varepsilon(t_i)$ は材令 $t_i$ 日におけるひずみ増分、 $E(t_i)$ は材令 $t_i$ 日の弾性係数で、拘束体に用いたコンクリートと同じバッチの円柱供試体から求めたものである。そして、 $\phi$ はクリープを考慮した低減係数で、ここでは材令によらず一定（0.6）とした。

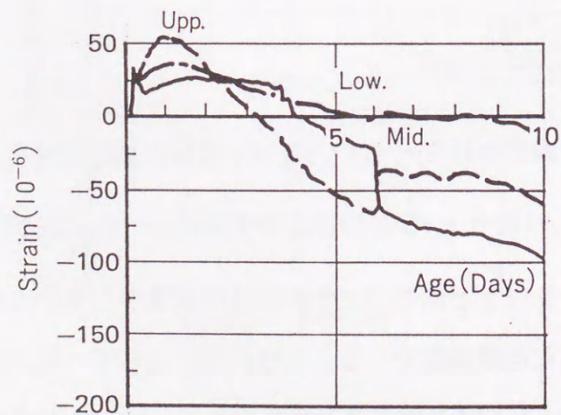
図4-73①～②は、M4とM5のひずみ履歴である。M4のひずみでまず明らかなのは、M1、M3と比較して、上層、中層、下層の各層で生じているひずみ量が大きく



① M1 Strain

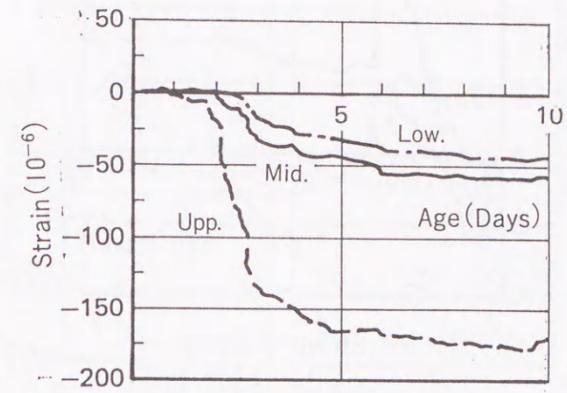


② M2 Strain

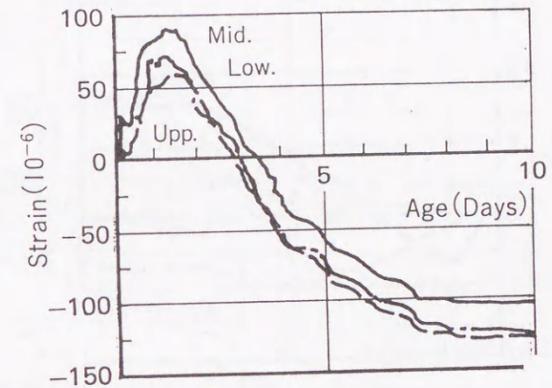


③ M3 Strain

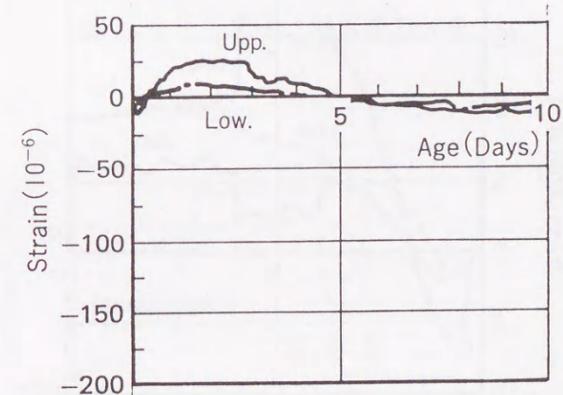
図4-70 M1、M2、M3のC断面のひずみ



① M1 Disp. → Strain

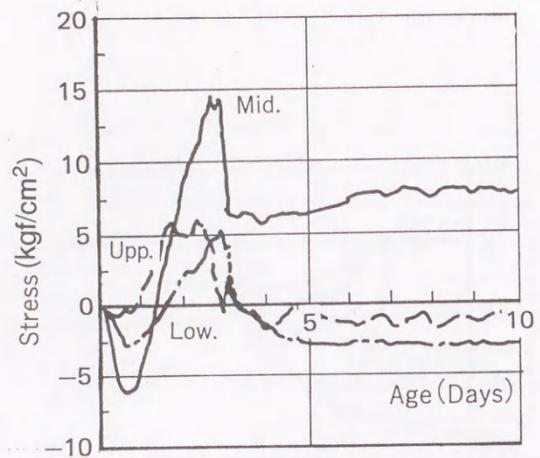


② M2 Disp. → Strain

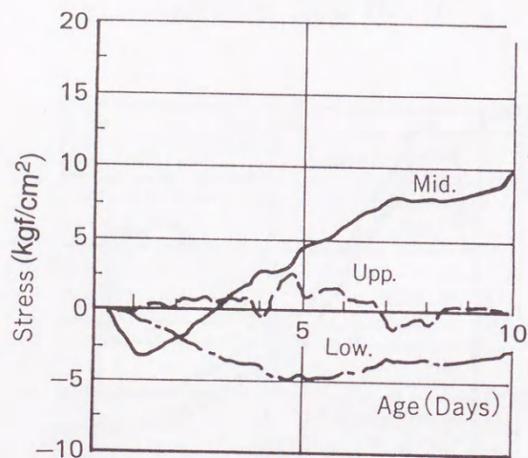


③ M3 Disp. → Strain

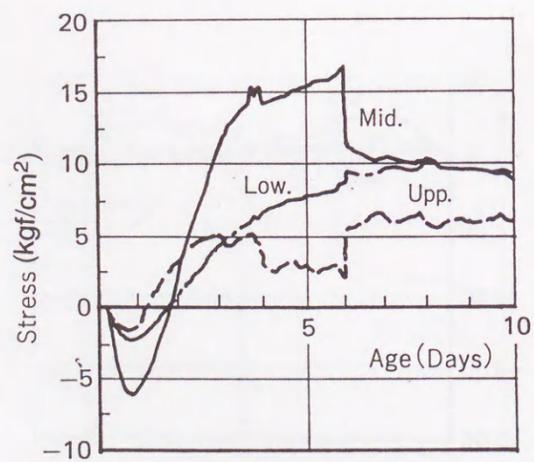
図4-71 M1、M2、M3の変位から求めたひずみ



① M1 Strain → Stress

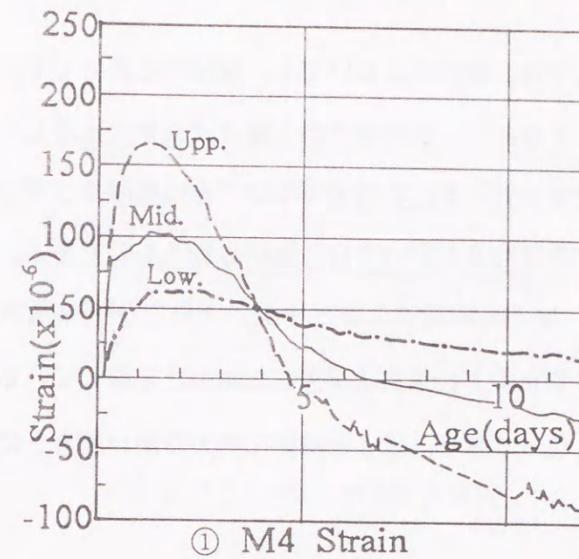


② M2 Strain → Stress

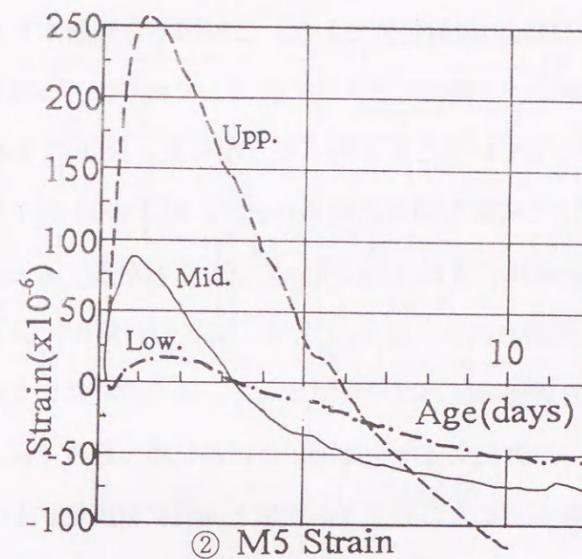


③ M3 Strain → Stress

図4-72 M1、M2、M3のひずみから求めた応力



① M4 Strain



② M5 Strain

図4-73 M4、M5のひずみ

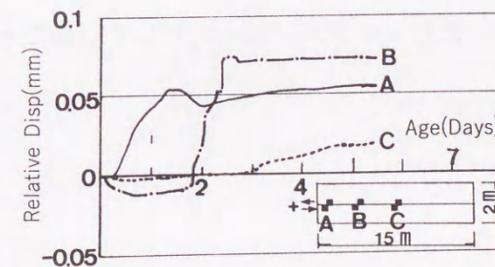


図4-74 M1 せん断変位計

なっている点である。M4では、膨張時においても、収縮時においても、上層部が最も大きく下層部が最も小さい。すなわち、被拘束体の上層ほど大きく変形し、逆に下層では変形が拘束されていることを示している。このようなひずみの履歴は3章で述べたB型のひずみ履歴として分類でき、外部拘束が弱い場合に観察されるものである。

M5のひずみ履歴も、M4と同様に上層、中層、下層でひずみ量が大きく異なり、特に上層のひずみは大きい値を示し、温度上昇時に $250 \times 10^{-6}$ を越えている。したがって、M5もB型のひずみ履歴となっており、M4と同様に拘束の弱い場合と位置付けられる。

#### 4. 1 1 打継面の挙動

図4-74は、M1の打継面の相対変位である。この図から判断すると被拘束体は拘束体に対してA断面では外側に、B断面では内側に変位しており、せん断変位計による計測からも打継面にすべりが生じていることが明らかとなった。図4-75のM3にセットしたせん断変位計からもM1と同様な傾向が認められた。M1の図4-76の圧力計の値は材令1日まではAとCが圧縮に、Bが引張になっていることから、AとCを支点にしてBが上方へ変位していると推測される。図4-77は、M2の打継面で圧力を計測した結果であるが、M1と同様に打継面の圧力は一様ではなく、長手方向にいくつかの山や谷が見られる。変形の計測結果では被拘束体は全体的に上に凸になったり下に凸になったりしているが、打継面の挙動を観察するとこのような変形と同時に局所的にかなり複雑な動きをしていることを確認した。

このような打継面での圧力分布の不均一さは次章で行った解析によっても示されており、実際の現象である可能性が高い。この現象は、被拘束体に作用する拘束曲げモーメントが、長手方向でプラスになったりマイナスになったりしていることを意味するものであると考える。

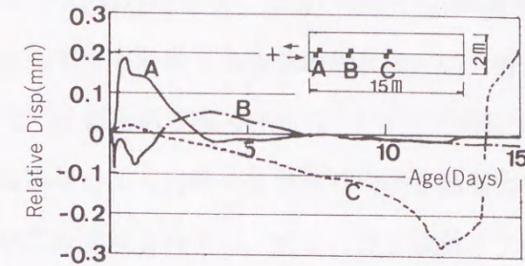


図4-75 M3 せん断変位計

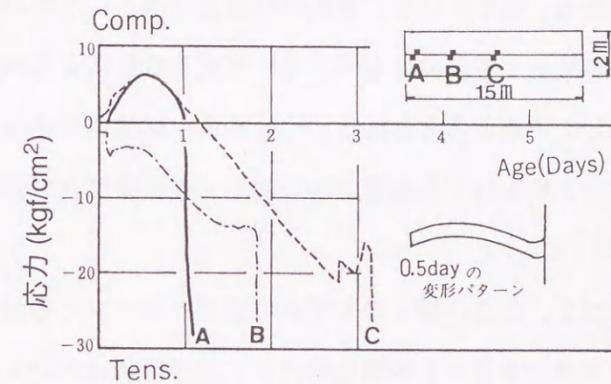


図4-76 M1の応力計

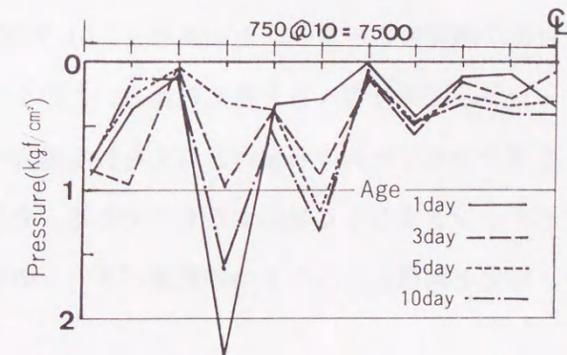


図4-77 M2の圧力計

#### 4. 1 2 結論

本章では、コンクリート打継面の付着の状態、および打設したコンクリートのL/Hをパラメータとした実構造物大の大型試験体を合計5体作成して、マスコンクリートの温度応力実験を行った。この実験では、コンクリート硬化時の温度、応力、ひずみなどの計測に加えて、変位に着目した計測を行い、これまで解析によって指摘されていた曲げ変形を、いずれの試験体についても検証した。また、いずれの試験体についても、その打継面に剥離や相対変位が生じていることを確認した。さらに、この実験結果に対する考察から以下のことを明らかにした。

1) 変位の計測結果から算出した水平方向の拘束度に対する検討から、ひび割れが発生する以前の温度降下時の拘束度は、無筋のM1と有筋のM3とでほとんど変わらない結果となった。これは、ひび割れが発生する以前は水平方向に対する鉄筋による拘束の効果がそれほど大きくないことを示していると考えられる。それゆえ、試験体全体の変形形状から考えて、鉄筋効果は水平方向よりもむしろ鉛直方向に対しての影響度合が強いのではないかと考えられる。

2) 実験で観察したM1、M2、およびM3のモデルの変形パターンとそれに対するC、L法を用いた考察から、マスコンクリートが硬化時に示す変形形状はコンクリートの自由な熱変形と、それに作用する外部拘束の大きさにより決定される。

3) 打継面の付着の状態により外部拘束の大きさを考えた場合には、マスコンクリートの熱変形パターンは大きく2つに分類される。すなわち、a) 外部拘束が大きい場合、見かけのコンクリートの熱変形は自由な熱変形のパターンとは異なり、b) 外部拘束が小さい場合には自由な熱変形のパターンがほぼ保存されることが考えられる。この2つの変形パターンのそれぞれの応力履歴は、3章で分類した拘束が強いと考えられる場合のA型と弱いと考えられる場合のB型の応力パターンとまさしく対応するものである。そして、外部拘束作用の大きさの度合いにより、応力と同様にこれら2つの変形パターンの中間的なものも存在すると考えられる。

4) 試験体長さが15mのM1に対して試験体長さが5mと短いM4とM5では、拘束がほとんどないM2と同様に実測変形と自由な変形がほぼ一致した。M4、M5の打継面で

の付着の状態はM1と同程度であるが、変形に対する分析からM4、M5では拘束が小さいことが明らかとなった。したがって、拘束の強弱は打継面の付着の状態だけではなく、L/Hによっても変化することが明らかとなった。

5) 変形の計測結果では被拘束体は全体的に上に凸になったり下に凸になったりしているが、打継面の挙動を観察するとこのような変形と同時に局部的にもかなり複雑な動きをしていることを確認した。

参考文献

- 1) 田辺忠顕, 原口晃, 石川雅美: マスコンクリート温度応力発生メカニズムに関する検討, 第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.225~228, 1982年
- 2) 田沢栄一: コンクリート硬化時温度応力の問題点, コンクリート工学 Vol.24, No.12, pp11~pp20, 1986年12月
- 3) 山下祐司, 田辺忠顕: 有限プリズム法による温度応力解析と解析例, 第2回マスコンクリートの温度応力に関するコロキウム 講演論文集, pp.53~64, 1984年3月
- 4) 井村力生, 杉原一雄, 土岐高史, 岡田克也, 両角昌公, 相沢完: マスコンクリートの拘束ひずみおよび膨張材によるひび割れ制御に関する実大拘束実験, セメント技術年報 xxx, pp203~207, 1976年
- 5) 首都高速道路公団: マスコンクリートのひびわれ制御実験 報告書 1983.3, 1984年3月
- 6) マスコンクリートのひびわれ制御指針, 日本コンクリート工学協会, 1986年
- 7) 東急建設内部資料: 受託調査報告書 91-055, 1992年5月
- 8) 東急建設内部資料: 受託調査報告書 92-045, 1993年3月
- 9) 東急建設内部資料: 受託調査報告書 93-015, 1993年8月
- 10) 土木学会: コンクリート標準示方書平成3年度版(施工編)
- 11) 田沢栄一, 飯田一彦: 硬化時温度応力の発生メカニズムについて, マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム 論文集, 日本コンクリート工学協会, 1982年8月
- 12) 塚山隆一: マッシブな鉄筋コンクリート構造物の温度ひびわれ, セメント・コンクリート, No.370, 1977年12月
- 13) 泉満明, 一桝久允: マッシブな鉄筋コンクリート構造物における温度ひびわれ, コンクリート工学, Vol.16, No.8, 1978年8月
- 14) 田辺忠顕, 西岡哲, 前田強司, 石川雅美: マスコンクリートの熱変形挙動の実測と解析, 日本コンクリート工学協会, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986年6月
- 15) 石川雅美, 前田強司, 西岡哲, 田辺忠顕: 大型試験体によるマスコンクリートの温度応力実験, 日本コンクリート工学協会, 第10回コンクリート工学年次講演会論文集, 1988年

6月

- 16) 石川雅美, 前田強司, 西岡哲, 田辺忠顕: マスコンクリートの外部拘束メカニズムに及ぼすL/Hの影響, 日本コンクリート工学協会, 第12回コンクリート工学年次講演会論文集, 1990年6月

## 5章 実験結果に対する解析的検討

## 5章 実験結果に対する解析的検討

### 5.1 解析の目的

本章では、4章の実験で観察した5つの試験体の温度、応力、ひずみ、および変位に対して解析的な検討を加え、外部拘束メカニズムについて詳細に考察する。まず、4章の試験体に対して、はり理論を基にしたC.L法による解析を行い、外部拘束に関する考察を加える。次に、3章で示した有限要素法による解析をさらに発展させ、4章の実験により確認した打継面の剥離に伴う拘束メカニズムの変化、ひび割れによる不連続領域の生成、また、それに伴う応力解放という現象を有限要素解析の数値モデルで取り扱う手法について言及する。この解析では、実験結果と解析結果の比較において、温度、応力そしてひずみだけでなく、変形についても十分な検討を加えて、これを基にマスコンクリート硬化時の外部拘束メカニズムを解明する。さらに、有限要素法により同定した数値モデルのばね係数が、C.L法の外部拘束係数とどのように対応するかを検討する。これにより、簡易解析法であるC.L法においても複雑な外部拘束のメカニズムを考慮した解析可能であることを示す。

### 5.2 実験に対する理論的検討

#### 5.2.1 実測値とC.L法による解析値の比較

4章で示した実験の試験体のうちM2を除くM1～M5の4体に対して、C.L法を用いて求めた解析結果と実測応力との比較・検討を行った。M2については、打継面のすべり機構により拘束体からの水平方向の拘束がほとんどないことが4.7節で行った検討から明らかになっているので、ここではC.L法の検討から除外する。

図5-1は、M1の試験体の被拘束体長手方向中央断面における実測応力とC.L法による解析の結果を、ひび割れが発生する直前の材令まで比較したものである。この解析では、土木学会示方書の外部拘束係数を参照して、 $R_N = 1.0$ 、 $R_{M1} = 1.02$ 、 $R_{M2} = 1.05$ を用いた。この図によれば、下層の応力は実測と解析とできわめてよく一致しており、また、中層においても圧縮応力の最大値が実測と解析とで $2.5\text{kgf/cm}^2$ ほどの差があるものの両者はよく一致している。上層は、実測に比べて解析応力が圧縮から引張へと反転する材令が

少し遅くなっているが、全体として両者はほぼ対応していると判断できる。

図5-2に示したM3の実測応力とC.L法による解析結果との比較では、各層とも圧縮から引張への反転時期が実測の方が解析に比べやや早く、また、引張域における中層の解析応力の増加度合いがやや鈍い。しかしながら、全体としては各層の両者の応力はよく対応しているといえる。M1とM3は形状と寸法が全く同じであるため、土木学会示方書の外部拘束係数表を参照すれば、有筋、無筋にかかわらず被拘束体のL/H、 $E_c/E_R$ から算出される両者の拘束係数は全く同じ値となる。しかしながら、M1についてもM3についても、実測と解析は良好な対応を示している。したがって、C.L法による温度応力解析では、L/Hが1.5程度以上と大きい場合、ひび割れが発生する以前は、温度応力に対する鉄筋の影響はさほど大きくないと考えられる。

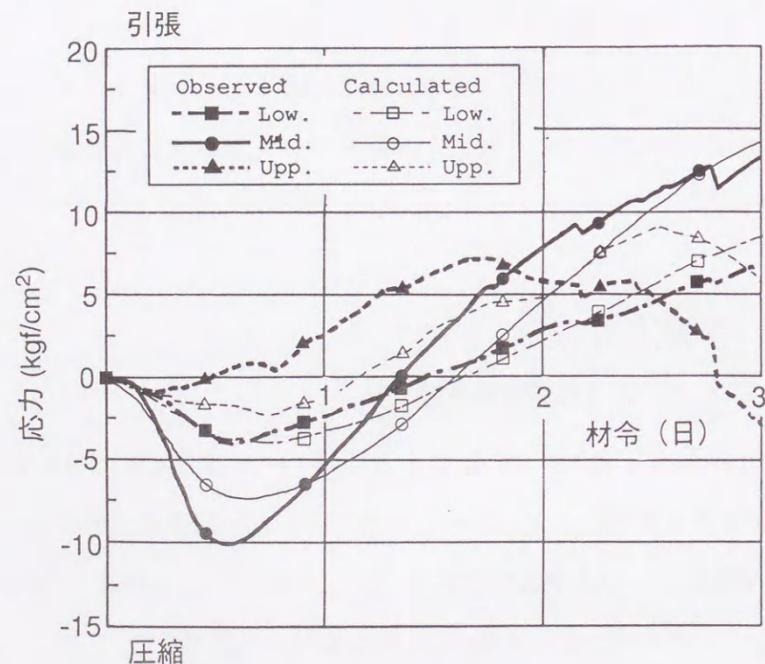


図5-1 M1の実測応力とC.L法による解析応力の比較

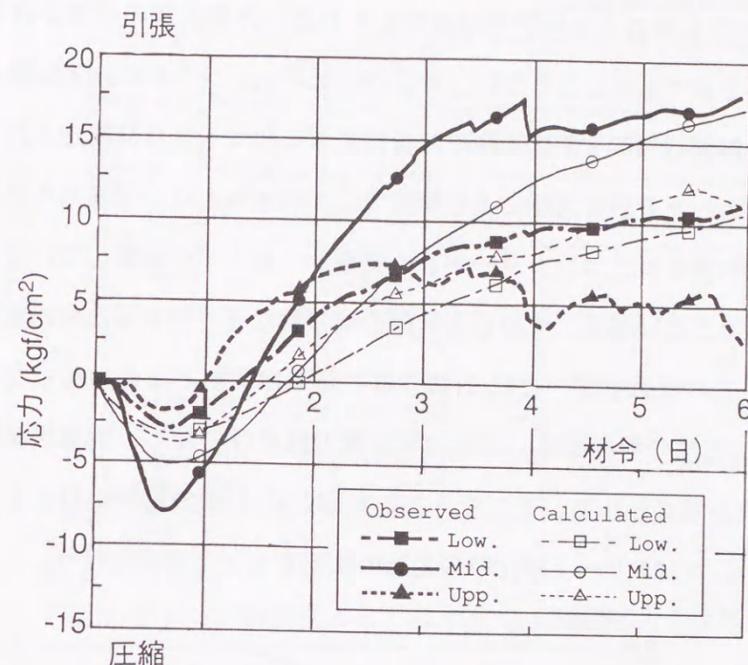


図5-2 M3の実測応力とC.L法による解析応力の比較

図5-3にM4の実測応力と解析値の比較を示す。この図では、中層の応力の値は、材令5日以降に実測と解析とで徐々に乖離していくが、両者の傾向はほぼ同様である。また、下層の応力も最大5kgf/cm<sup>2</sup>の差があるものの傾向としては同様であるといえる。しかしながら、上層の応力については実測応力が引張から圧縮と推移するのに対して、解析は全く逆の傾向を示し圧縮から引張へと変化している。これは、実測と解析とでコンクリート断面内の応力分布が異なっていることを示すもので、したがって、解析上仮定している拘束条件が適切でないことを意味している。

また、図5-4はM5の実測応力と解析値の比較であるが、M5についても実測に対して十分な解析結果が得られているとはいえない。M5では、中層だけが実測と解析とで同様な傾向を示すだけで、下層だけでなく上層の応力も実測と解析の応力は全く反対の傾向を示している。これは、コンクリート断面内の応力分布が実測と解析とで全く逆になっているということである。M1、M4、M5は、L/Hが異なるだけで、打継面の付着状態や拘束体と被拘束体の剛性は同じであるにもかかわらず、M4、M5とも上層の値が、

実測と解析とで大きく異なっている。それゆえ、 $L/H$ が異なることによって、通常の拘束係数を用いたC.L法による解析では表現しきれない外部拘束の作用が存在する可能性が考えられる。2章でも示したように、コンペンセーションの外部拘束係数は、コンペンセーション法の解析結果が有限要素法の解析結果と一致するように同定されており、この同定の過程で行われた有限要素法による解析では、拘束体となる地盤あるいは既設コンクリートと新たに打設されたコンクリートとの境界を一体として計算している。したがって、この仮定が成り立たない場合、すなわち実際の構造物などで境界面に相対変位が生じるような場合には、この係数を用いたC.L法の解析結果は実測とは合わなくなる。M4、M5についてのC.L法の解析では、外部拘束係数の値だけでなく、拘束状態についても適切でない可能性が考えられる。そこで、この実測とC.L法の解析が対応しない原因を明らかにするため、コンクリート硬化時の変形の状態をもとに検討を行う。

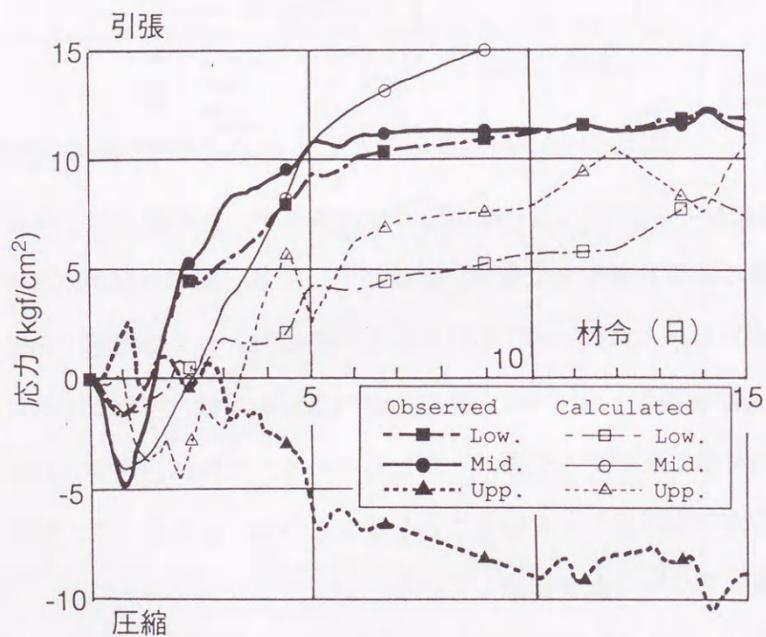


図5-3 M4の実測応力とC.L法による解析応力の比較

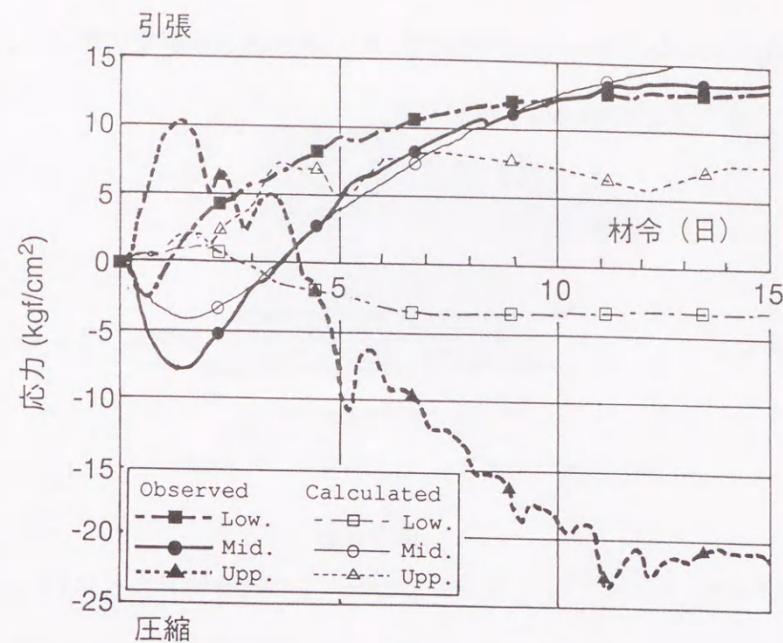
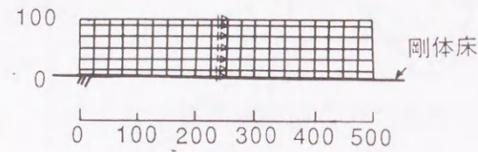


図5-4 M5の実測応力とC.L法による解析応力の比較

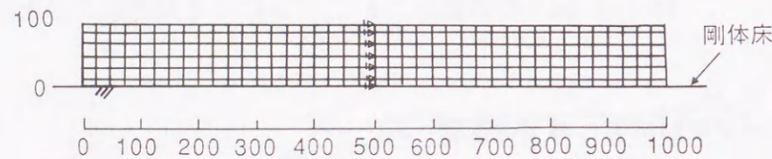
#### 5.2.2 $L/H$ が変形応答に与える影響

4.8節の実測変形とコンペンセーション法の曲率の傾きとの関係でも示したように、 $L/H$ が変化すると拘束の大きさが変化することを明らかにした。そこで、コンクリートブロックの $L/H$ が異なると、与えられた温度荷重に対する変形応答がどのように変化するかを有限要素法の解析により求めた。解析は、図5-5に示すようにコンクリートブロックの高さを1mとして、長さを5m、10m、15mとした3ケースについて実施した。そして、剛体床の上にこのコンクリートブロックを置き、コンクリートブロックと剛体床との接触問題として解析した。この剛体床は十分に剛性が高く、コンクリートの下方への変位は拘束するが、上方への変位に対しては全く拘束しないと仮定し、一方、水平方向に対しては、十分な拘束(床に作用する垂直圧力の100倍)を与えるものと仮定した。そして、このコンクリートブロックの単位体積重量を $2300\text{kg/cm}^3$ として自重を加え、さらに温度荷重として、図5-6に示す温度分布(ここでは曲げ変形を確認する目的で行っているため断面内の温度勾配のみがこれに寄与する。したがって、軸方向の変形を少なくするためM1の試験体の材令2日に実測された温度分布から一律 $30^\circ\text{C}$ を引いた値)を与えた。

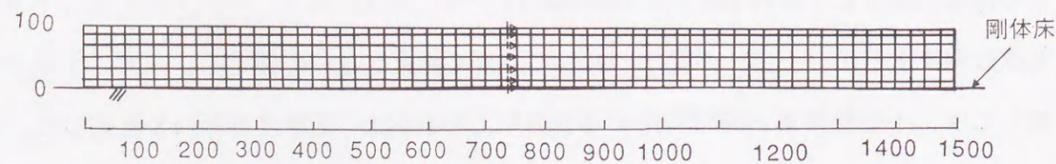
なお、解析に用いたコンクリートの弾性係数は、 $140000\text{kgf/cm}^2$ で一定とし、線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 、ポアソン比を0.167と仮定した。



長さ 5 m



長さ 10 m



長さ 15 m

図 5-5 変形解析に用いた解析メッシュ

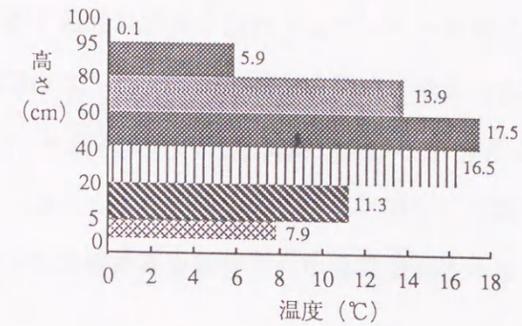
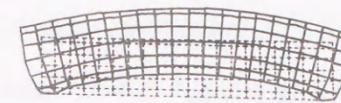


図 5-6 初期温度として与えた温度分布

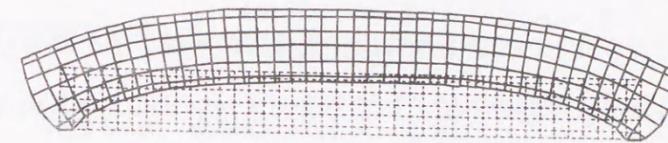
図 5-7 (a) はコンクリートブロックの長さを 5 m ( $L/H=5$ ) とした場合の変形であるが、この場合には、試験体全体が大きな変形を示している。すなわち、試験体の中央部が大きく上方へ持ち上がり、端部が試験体を支えているような形になっている。また、図 5-7 (b) は、コンクリートブロックの長さを 10 m ( $L/H=10$ ) とした場合の変形であるが、この場合にもやはり 5 m と同様の変形形状を示している。これに対して、図 5-7 (c) に示した長さが 15 m ( $L/H=15$ ) のものでは、試験体中央部には大きな変形は認められず、変形が両端に集中している。なお、図 5-8 は、剛体床とコンクリートブロック間の摩擦係数をゼロとして解析した結果であるが、この場合には、摩擦がある場合とは異なり著しい曲げ変形は生じない。このように水平方向の拘束がない変形形状は、前章の被拘束体 M2 において観察された変形挙動と一致している。なお、長さが 20 m のものについても同様の解析を行ったが、この場合にも 15 m の変形挙動と同様の変形が得られている<sup>1)</sup>。

コンクリートブロックの長さをパラメータとした接触問題としての変形解析の結果では、長さ 15 m 以上のものでは、コンクリート打継面の端部に剥離が生じ、長さが 10 m 以下のものでは中央部から端部に向けてかなりの範囲に剥離が生じる。この解析結果から判断すると、試験体長さが 10 m 以下になると打継面の剥離する部分が多くなり、打設したコンクリートと既設コンクリートとの一体性が損なわれるようである。これが C. L 法による解析結果とが実測とが十分に対応しなくなる要因ではないかと考えられる。ま

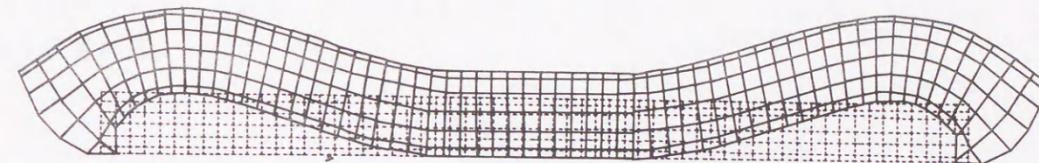
た、前章で述べたM4とM5の実測変形と自由な変形の関係がM1と逆になる点などについても、このようなコンクリートブロックの長さ変化に起因する変形形状の変化から説明可能であると考えられる。しかしながらこれについては、さらに厳密な解析を行って確認が必要であると考え、5.3に述べるような2次元のモデルを用いて3次元の温度応力を解析できる擬3次元解析のアルゴリズムの定式化を行うとともに、打継面の剥離や相対変位をあらわすことのできる不連続要素を用いた有限要素解析によって、実験試験体のシミュレーションを行う。



(a) 長さ 5 m の場合の変形形状



(b) 長さ 10 m の場合の変形形状



(c) 長さ 15 m の場合の変形形状

図 5-7 接触問題とした解析による変形



図 5-8 接触問題とした解析による長さ 15 m の変形 (摩擦がない場合)

### 5.3 解析手法の開発

#### 5.3.1 擬3次元温度解析手法

ダム、あるいはマットのよう、1方向に長いコンクリート構造物に対しては2次元的に取り扱い、解析することが可能である。しかし、壁体構造の場合には、たとえ温度場が2次元と見なし得る場合でも、3次元場の応力解析を行う必要がある。しかしながら、一般に行われている3次元解析は、自由度が大きくなり、計算時間も長くなることから、パラメトリックスタディには不向きである。そこで、図5-8(a)に示すような壁状の構造物に対して2次元のメッシュを用いて、壁厚さ方向の温度変化および応力変化を考慮した温度応力解析を行うことのできる擬3次元温度応力解析手法を開発した。

まず、擬3次元温度解析手法として2次元メッシュにより3次元場の温度分布を求める手法を導出する。この解析手法では、図5-8(b)に示すようにx-y方向に対しては温度が線形に変化し、壁厚方向には温度が曲線的に変化する擬3次元熱伝導要素を用いる。

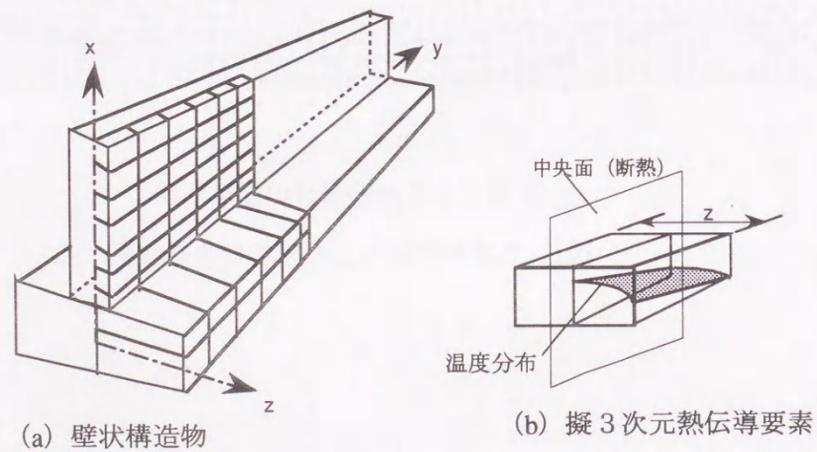


図5-8 壁状構造物

- この擬3次元要素では、以下の条件を仮定する。
- ・解析モデルはx-y平面内の2次元場で作成する。
  - ・z=0の点では、境界条件としてz方向に断熱とする。
  - ・壁厚方向の温度は曲線変化する。

- ・ベースコンクリートと壁コンクリートの境界点では壁側のコーナー節点とベース側の中間節点で温度の連続性を保証する。この場合、壁側の中間節点とこれに対応するベース側の温度は温度の連続性が保証されないが、これについては、最終的な応力解析に及ぼす影響が小さいものとして無視する(5-9参照)。

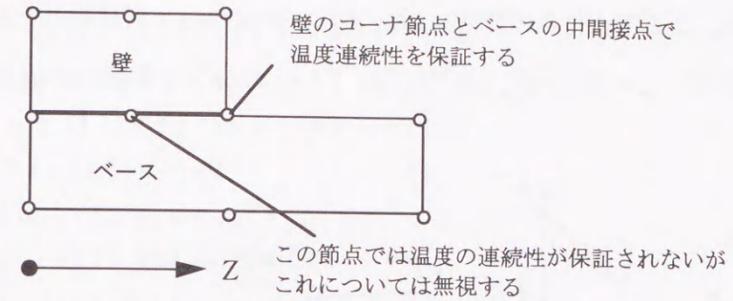


図5-9 境界点での温度の連続性

擬3次元熱伝導要素の秘本となる2次の四角形4節点アイソパラメトリック要素の要素内のポテンシャル値は、図5-10に示すように各節点の値から次のような補間関数により表される。

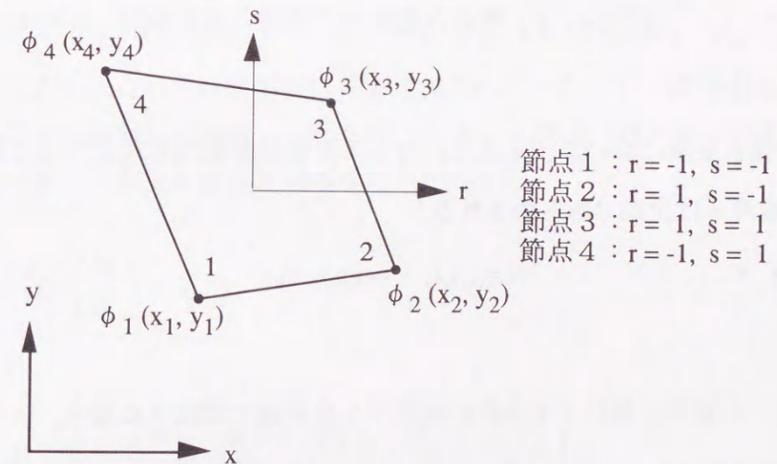


図5-10 四角形4節点アイソパラメトリック要素

$$\phi = h_1 \phi_1 + h_2 \phi_2 + h_3 \phi_3 + h_4 \phi_4 \quad \text{式(5-1)}$$

ただし、

$$\begin{aligned} h_1 &= (1+r)(1+s)/4, h_2 = (1-r)(1+s)/4 \\ h_3 &= (1-r)(1-s)/4, h_4 = (1+r)(1-s)/4 \end{aligned} \quad \text{式 (5-2)}$$

擬3次元熱伝導要素においては、図5-11に示すように各節点の温度を、 $\phi_1^z$ 、 $\phi_2^z$ 、 $\phi_3^z$ 、 $\phi_4^z$ とする。ここで上付きの添字zは、x-y平面からzだけ離れた位置の温度であることをあらわす。z=0のとき、 $\phi_i^{z=0}$  (i=1,2,3,4) はx-y平面内の温度となる。

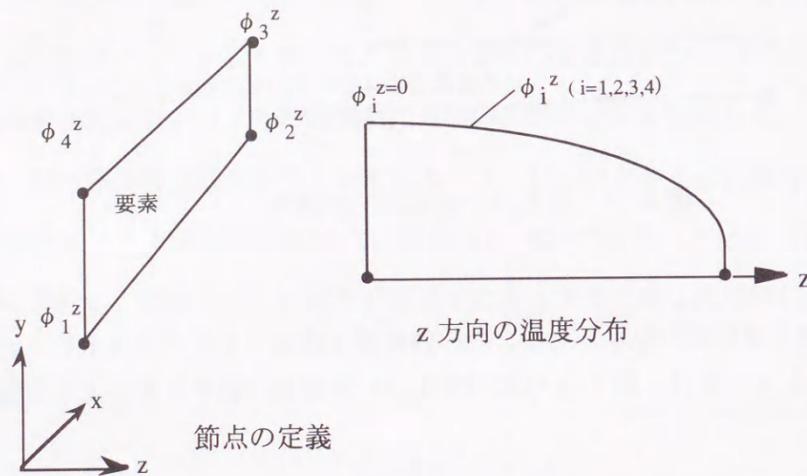


図5-11 節点の定義とZ方向の温度分布

四角形4節点要素において、z方向に対してn個に離散化したとすると擬3次元熱伝導要素内の温度 $\phi$ は次式であらわされる。

$$\phi = h_i^k \phi_i^k \quad (i=1,2,3,4, \quad k=1,2,3,\dots,n) \quad \text{式 (5-3)}$$

例えば、この要素においてz方向の温度が2次曲線に変化する場合、x-y平面内のそれぞれの節点を $\phi_1^0$ 、 $\phi_2^0$ 、 $\phi_3^0$ 、 $\phi_4^0$ とし、これらの節点から $z_1$ 離れた点の温度を $\phi_1^1$ 、 $\phi_2^1$ 、 $\phi_3^1$ 、 $\phi_4^1$ 、さらに $z_2$ 離れた点の温度を $\phi_1^2$ 、 $\phi_2^2$ 、 $\phi_3^2$ 、 $\phi_4^2$ として、z方向を温度を自然座標をt (-1 ≤ t ≤ 1)を用いて2次式で表すと、要素内の温度は次のように表される。

$$\begin{aligned} \phi &= h^0_1 \phi^0_1 + h^0_2 \phi^0_2 + h^0_3 \phi^0_3 + h^0_4 \phi^0_4 + h^1_1 \phi^1_1 + h^1_2 \phi^1_2 + h^1_3 \phi^1_3 + h^1_4 \phi^1_4 \\ &\quad + h^2_1 \phi^2_1 + h^2_2 \phi^2_2 + h^2_3 \phi^2_3 + h^2_4 \phi^2_4 \end{aligned} \quad \text{式 (5-4)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} h^0_1 &= (1+r)(1+s) \{ (1-t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^0_2 &= (1-r)(1+s) \{ (1-t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^0_3 &= (1-r)(1-s) \{ (1-t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^0_4 &= (1+r)(1-s) \{ (1-t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^1_1 &= (1+r)(1+s) (1-t^2) / 8 \\ h^1_2 &= (1-r)(1+s) (1-t^2) / 8 \\ h^1_3 &= (1-r)(1-s) (1-t^2) / 8 \\ h^1_4 &= (1+r)(1-s) (1-t^2) / 8 \\ h^2_1 &= (1+r)(1+s) \{ (1+t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^2_2 &= (1-r)(1+s) \{ (1+t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^2_3 &= (1-r)(1-s) \{ (1+t) - (1-t^2) \} / 8 \\ h^2_4 &= (1+r)(1-s) \{ (1+t) - (1-t^2) \} / 8 \end{aligned} \quad \text{式 (5-5)}$$

従って、内挿関数マトリックス [N] は、

$$[N] = [ h^0_1, h^0_2, h^0_3, h^0_4, h^1_1, h^1_2, h^1_3, h^1_4, h^2_1, h^2_2, h^2_3, h^2_4 ]$$

で表される。ただし、これらは自然座標系で定義されているので、積分はJacobiの作用素を用いて全体座標系に対して行う。これを式(5-6)の非定常熱伝導方程式に導入すれば有限要素法により3次元の温度を求めることができる。

$$[K]\{\phi\} + [C]\left\{\frac{\partial\phi}{\partial t}\right\} = \{f\} \quad \text{式(5-6)}$$

ここで、

$$[K] = \int_{V^e} k \left( \frac{\partial[N]^T}{\partial x} \frac{\partial[N]}{\partial x} + \frac{\partial[N]^T}{\partial y} \frac{\partial[N]}{\partial y} + \frac{\partial[N]^T}{\partial z} \frac{\partial[N]}{\partial z} \right) dv \quad \text{式(5-7)}$$

$$[C] = \int_{v^e} \rho c [N]^T [N] dv \quad \text{式(5-8)}$$

$$\{f\} = \int_{v^e} \dot{Q} [N]^T dv - \int_{s^e} q [N]^T ds \quad \text{式(5-9)}$$

ただし、

- $v^e$ : 要素の体積に対する積分をあらわす。
- $s^e$ : 要素の境界に対する線積分をあらわす。
- $k$ : 熱伝導率
- $c$ : 比熱
- $\rho$ : 密度
- $\dot{Q}$ : 単位体積当たりの発熱率
- $q$ : 熱流速

である。

### 5.3.2 擬3次元温度応力解析手法

前節の擬3次元温度解析の結果を受けて、応力解析についても2次元モデルを用いて、壁厚方向の応力変化を考慮できる解析手法を提案する。

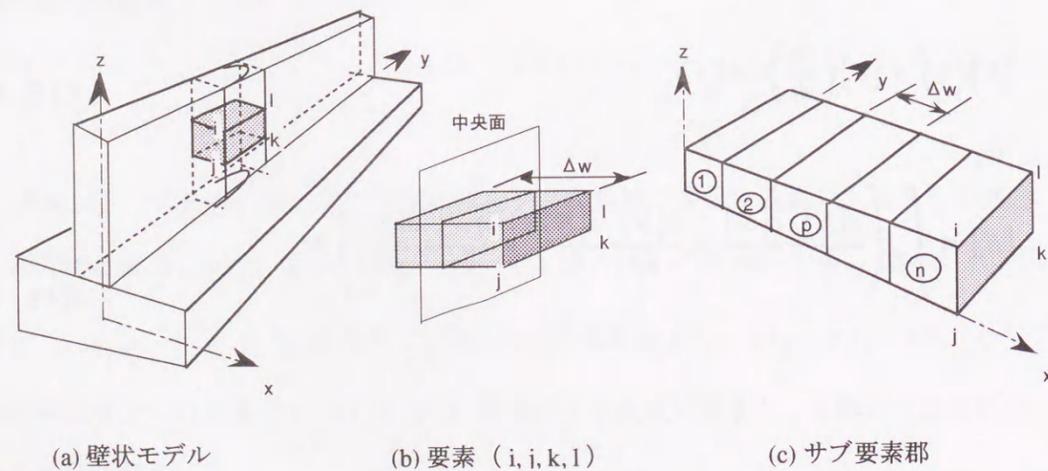


図5-12 擬3次元応力解析手法

図5-12(a)に示すような壁状の構造物に対して、擬3次元応力解析手法では次の仮定を用いる。すなわち、ひずみ分布は $(z, y)$ 座標の任意の点について $x$ 方向に一定とする。もう一つの仮定として、図5-12(b)に示した要素 $(i, j, k, l)$ を取り出したときに、この要素 $(i, j, k, l)$ の厚さ方向の温度分布は中央面に対して面対称に任意の分布をなしているとする。

いま、要素 $(i, j, k, l)$ をさらに図5-12(c)のように $n$ 個に分割して、サブ要素 $1 \sim n$ を考える。そのうちの任意の要素 $p$ について $(z, y)$ 面内の節点荷重 $\{F_p\}$ は、そのサブ要素の温度分布を $T_p(z, y)$ とすると、

$$\{F_p\} = \Delta W \int_A [B]^T [D] \alpha_c T_p(z, y) dz dy \quad \text{式(5-10)}$$

で表される。

ここに、 $\Delta W$ : 要素 $p$ の幅

$[B]$ : ひずみ～変位マトリックス

$[D]$ : 材料マトリックス

$\alpha_c$ : コンクリートの線膨張係数

したがって、要素 $(i, j, k, l)$ の等価節点力 $\{F\}^e$ は、

$$\{F\}^e = \sum_{p=1}^n F_p \quad \text{式(5-11)}$$

で表される。式(5-11)は2次元応力解析に使用される等価節点外力である。通常の剛性方程式から変位が与えられたならば、 $i, j, k, l$ 節点の変位 $\{U\}^e$ をもとに、

サブ要素 $p$ の応力 $\{\sigma_p\}$ は、

$$\{\sigma_p\} = [D][B]\{U\}^e - [D]\alpha_c \Delta T(z, y) \quad \text{式(5-12)}$$

として求められる。

### 5.3.3 不連続要素のばねのモデル化

ひび割れや剥離などの不連続領域を解析的に表現するため、クラックひずみ法<sup>3)</sup>による不連続要素のばねモデルを有限要素解析に導入する。

図5-13に示す幅 $\Delta d$ 、すべり $\Delta w$ に進展した不連続要素を考える。不連続界面の水平、鉛直方向にそれぞれ、ばね係数が $K_h$ 、 $K_v$ なる仮想ばねを挿入すると要素に働く応力 $\sigma'_y$ 、 $\tau'_{xy}$ とばね伸縮量 $\Delta d$ 、 $\Delta w$ との間には、次式が成り立つ。

$$\sigma'_y = K_v \cdot \Delta d, \quad \tau'_{xy} = K_h \cdot \Delta w \quad \text{式 (5-13)}$$

ここで、 $\Delta d$ 、 $\Delta w$ をひずみ量に換算し、要素に働く応力 $\sigma'_x$ 、 $\sigma'_y$ 、 $\tau'_{xy}$ と、それにより生じるひずみ $\varepsilon_x$ 、 $\varepsilon_y$ 、 $\gamma_{xy}$ には、要素の高さを $h$ として次式が成り立つ。

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & 0 \\ -\nu/E & 1/E + 1/h/K_v & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu)/E + 1/L/K_h \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau'_{xy} \end{pmatrix} \quad \text{式 (5-14)}$$

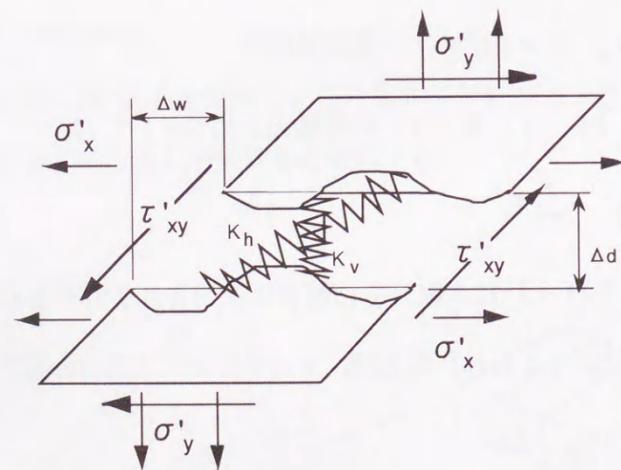


図5-13 不連続性をあらわすばねモデル

### 5.4 解析結果

#### 5.4.1 付着をパラメータとした試験体 M1、M2、M3のばね係数と解析結果

前節で導出した擬3次元解析手法およびクラックひずみ法を用いてM1～M3の試験体について有限要素法による数値解析を実施した。この解析では、実測結果と解析結果が一致するように水平および鉛直方向のばね係数を変化させた。最終的に、実測と一致した場合の解析結果およびばね係数をもとに、拘束のメカニズムについて検討を行う。図5-10に解析に用いたメッシュを示す。なお、解析に用いたコンクリートの弾性係数は、図4-14および図4-15に示した、実験によって求めた値である。また、床コンクリートを含む地盤の弾性係数は、10,000kgf/cm<sup>2</sup>、拘束体底面のすべり機構において拘束体底面の要素が圧縮のとき、鉛直ばね係数を10,000kgf/cm<sup>3</sup>、引張のとき、0kgf/cm<sup>3</sup>、水平ばね係数は100kgf/cm<sup>3</sup>一定とした。

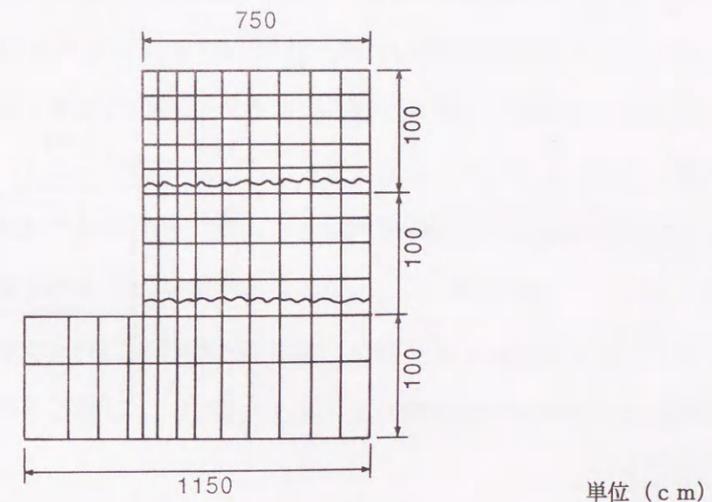
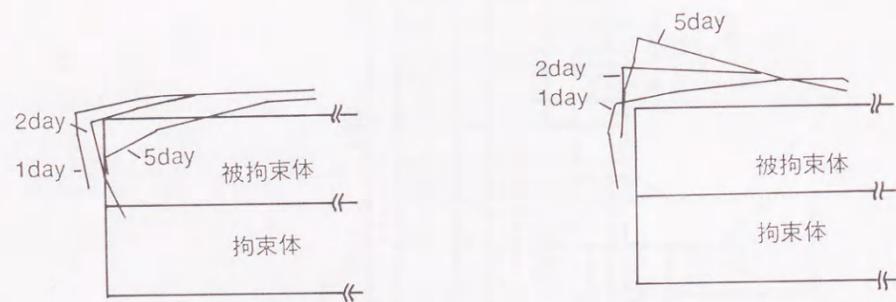


図5-14 M1、M2、M3の解析に用いたメッシュ

まず、M1の解析では、ひび割れおよび剥離が発生するまでは拘束体と被拘束体の変位が連続するように、水平方向および鉛直方向の拘束係数を十分に大きく(10,000kgf/cm<sup>3</sup>)して解析すれば実測と一致する。しかし、材令1日以降に生じる剥離

に対しては水平方向の拘束係数  $K_h$  と鉛直方向の拘束係数を  $K_v$  をパラメトリックに変化させて解析を行う必要がある。そこで、剥離が発生した端部から試験体長の  $1/4$  のところまでの引張応力が生じた要素については鉛直方向のばね係数をゼロとし、水平方向のばね係数については、3章の実験データを参考にして、その値を様々に変化させて解析を行った。

この解析の結果、剥離発生後についてはばね係数の値によってコンクリートの変形が大きく変化することが明らかとなった。例えば、鉛直、水平、両方向ともばね係数をゼロとすると、被拘束体は大きく下方へ変位して図5-15(a)に示したような変形となる。また、鉛直をゼロ、水平を剥離する前と同じ値にすると、実測では上層より下層が収縮しているのに対して、解析の変形は図5-15(b)に示すように被拘束体の上層が、下層より収縮する結果となった。



(a) 鉛直、水平、両方向ともばね係数をゼロ (b) 鉛直をゼロ、水平を剥離する前の値

図5-15 ばね係数と変形

そこで、鉛直ばね係数を  $0 \text{ kgf/cm}^3$  とし、表5-1に示すように水平方向のばね係数を材令および打継面の剥離の幅に応じて変化させ解析を行ったところ、実測と一致する結果

が得られた。すなわち、剥離幅  $\Delta d$  にしたがって水平ばね係数を小さくしていき、一定の剥離幅に達した後もある程度の水平ばねを保持するとした場合である。これは、剥離が生じたあとも、骨材のかみ合いなどによってある程度のせん断剛性が保たれていることを示していると考えられる。M1の最終的に得られた応力およびひずみの解析結果を図5-16に、また、変形の解析結果を図5-17に示す。

M2は、被拘束体と拘束体がすべり機構が設けられているため、鉛直方向については拘束がなく、また水平方向の拘束係数もほとんどゼロであるとみなされるため、水平方向のばね係数を  $10 \text{ kgf/cm}^3$  と小さくして解析を行ったところ、実測挙動と良好な対応を得た。M2の応力およびひずみについての実測と解析の比較を図5-18に示す。また、変形の結果については図5-17に示す。

M3に対する先のC.L法の解析によって、被拘束体中央部にひび割れが発生するまではM1とM3とで同じ外部拘束係数を用いても実測と良く対応することを確認している。そこで、M3に対する有限要素法の解析においても、M1の剥離前と同じばね係数を用いて解析を行った。M3の応力およびひずみの実測と解析の比較を図5-19に示す。この図から、このひび割れが発生する以前の材令では、上層、中層、下層の応力とも実測結果と解析とでよく一致していることが認められる。また、材令3日に観察された上層から中層に至る被拘束体のひび割れに対しても、解析の上層と中層の応力が解放されており、実測結果と一致している。M3のように鉄筋を有する場合、ひび割れの発生以降についても十分な解析精度を求めるのであれば、ひび割れの発生に伴う応力解放量とそれに伴う鉄筋とコンクリートの応力再配分に関して、解析上どのように取り扱うかが重要な問題となる。

表5-1 水平方向のばね係数

材令 (日)	剥離発生時の水平ばね係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )	剥離幅 (mm)と水平ばね係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )
1	17,400	剥離幅が $0.1 \text{ mm}$ を越えたとき、 $K_h=2,500$
1.5	18,050	剥離幅が $0.35 \text{ mm}$ を越えたとき、 $K_h=2,500$
2	18,700	剥離幅が $0.65 \text{ mm}$ を越えたとき、 $K_h=2,500$
3	19,355	剥離幅が $0.75 \text{ mm}$ を越えたとき、 $K_h=2,500$
5	20,000	剥離幅が $0.85 \text{ mm}$ を越えたとき、 $K_h=2,500$

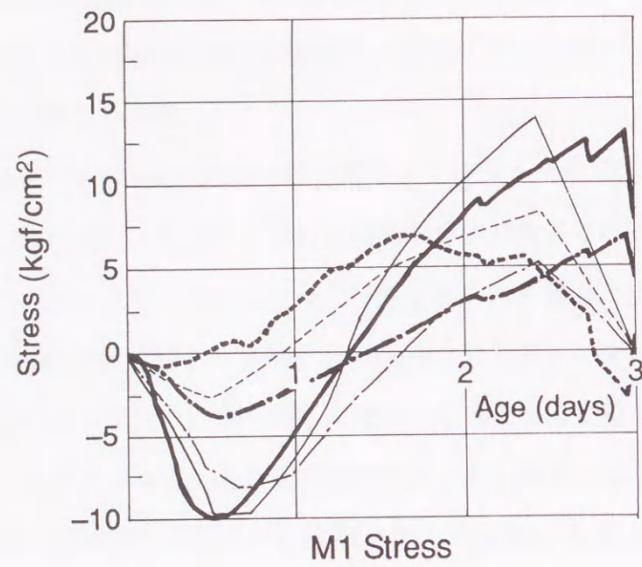
打継面の付着の状態が異なる3体の試験体に対して実施した解析の結果から同定したばね係数をもとにした打継面の付着の程度と、解析上ばね係数で表される拘束の関係は以下のようなと考えられる。

M1の解析結果から明らかなように、無筋コンクリートの場合でもサンドブラスト処理等を行って打継ぎを行った場合、打継面に剥離が生じるまでは既設コンクリートと新たに打設したコンクリートとが鉄筋によって補強されている場合とほぼ同様な拘束状態となる。M1の打継面の付着状態は、実際の施工条件としてダムコンクリートなどの場合と対応すると考えられる。ただし、曲げ変形に起因して打継面に剥離が発生した場合には、鉛直方向の拘束がほとんどなくなるのと同時に水平方向の拘束も低下する。M1に対する解析では、剥離発生前の水平方向のばね係数を $20,000\text{kgf/cm}^3$ 程度とし、剥離発生後のばね係数はこの値の20%とすると、実測値とよく一致する結果が得られた。実測および解析の結果から、 $L/H$ が1.5程度で無筋コンクリートの場合の応力履歴は、剥離が発生するまではA型の応力パターンとなるが、剥離の進行とともにB型の応力パターンを呈してくる。したがって、このような無筋コンクリートに対する解析では、打継面における剥離などに起因する拘束の状態の変化を考慮した解析を行うことが重要であることが明らかとなった。

また、既設コンクリートと新たに打設したコンクリートとが鉄筋によって補強されている場合には、水平方向のばね係数および鉛直方向のばね係数をともに十分に大きい値として解析を行えば実測結果と一致する解析結果が得られる。したがって、このような鉄筋コンクリート構造物の解析においては、特別に打継面における剥離や相対変位を考慮せずとも良好な解析結果が得られる。これは、既設コンクリートと新しく打設されたコンクリートが一体化していることを示している。したがって、 $L/H$ が1.5程度と大きい場合には、応力のパターンはA型となる。

M2は、柔らかい地盤上に直接打設されたコンクリート、あるいは杭基礎上のコンクリートなどと同様な拘束状態にあると考えられるが、このような場合には水平方向および鉛直方向ともに材令によらず、そのばね係数をほぼゼロに近いとして解析を行えば、実測と対応する解析結果が得られる。この場合の応力パターンは、M2の応力履歴に示した

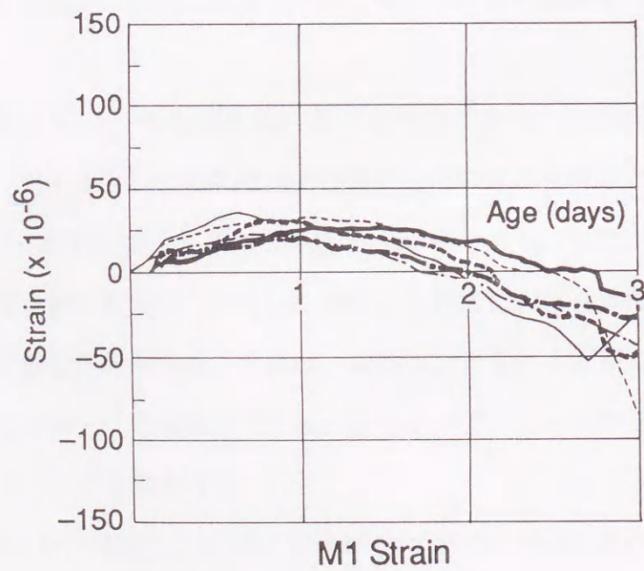
ように内部拘束が卓越したB型に近いパターンとなる。



- - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

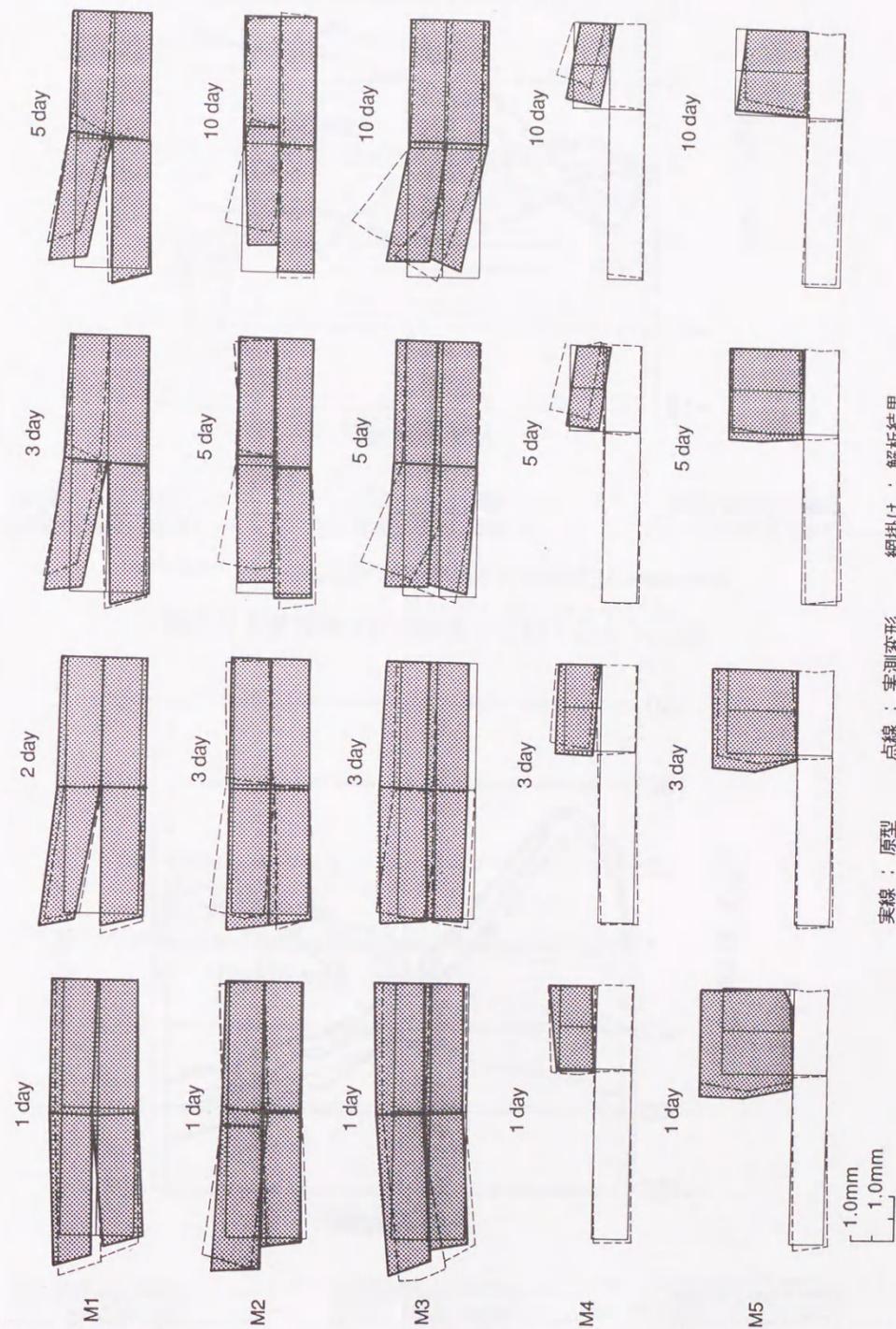
図 5-16① M1 の実測応力と解析値との比較



- - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - Upper Layer (Observed)

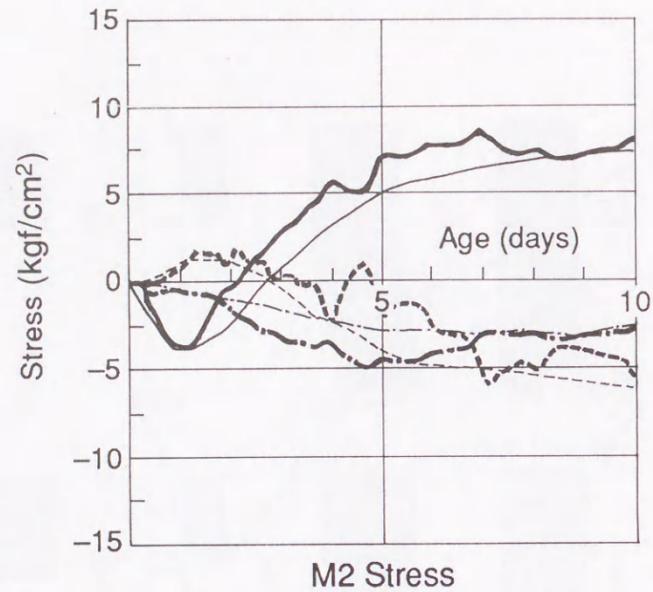
Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図 5-16② M1 の実測ひずみと解析値との比較



実線：原型      点線：実測変形      網掛け：解析結果

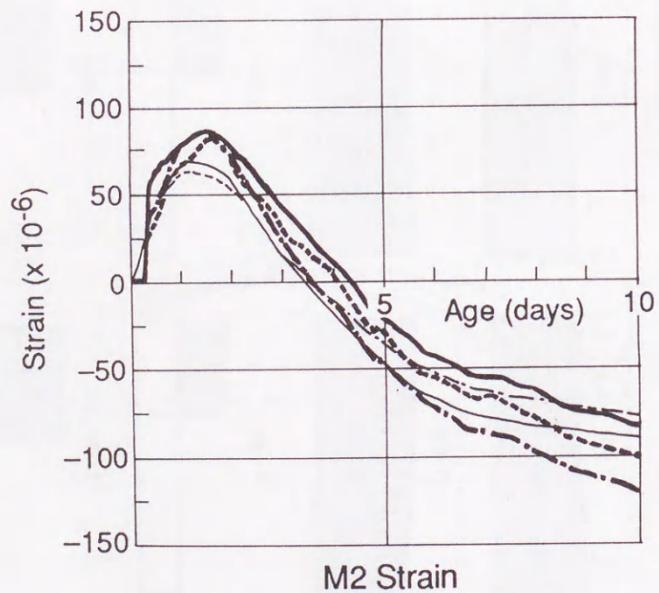
図 5-17 実測変形と FEM 解析の比較



- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

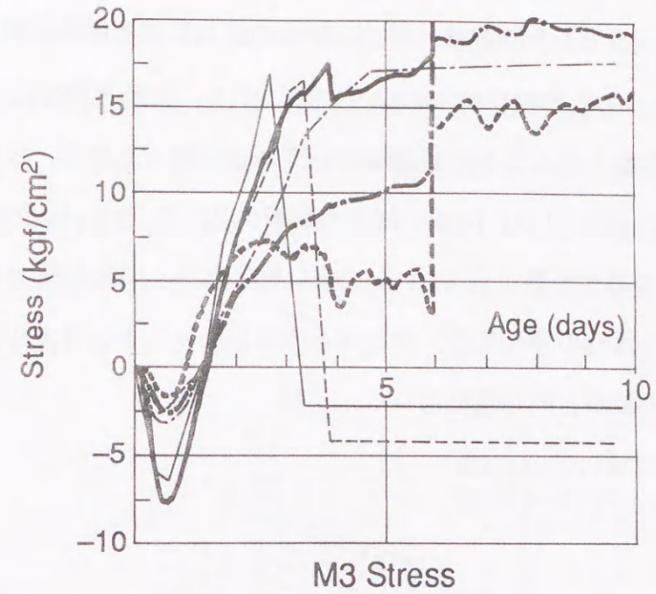
図 5-18① M2 の実測応力と解析値との比較



- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

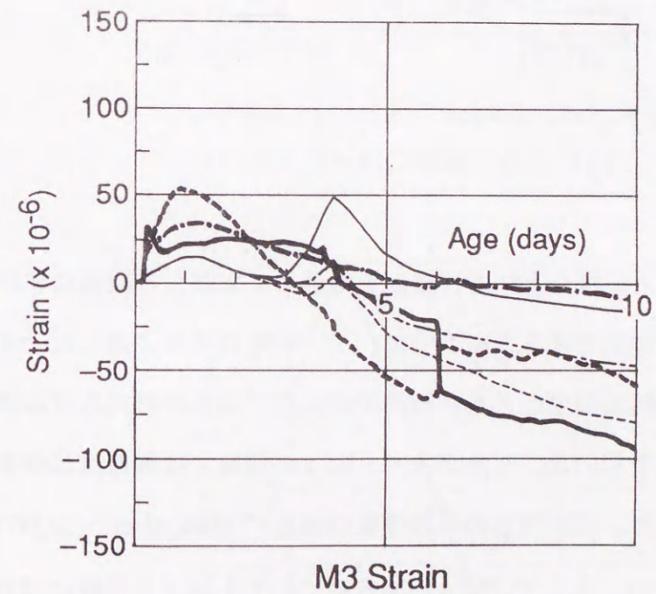
図 5-18② M2 の実測ひずみと解析値との比較



- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図 5-19① M3 の実測応力と解析値との比較



- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図 5-19② M3 の実測ひずみと解析値との比較

5.4.2 L/Hをパラメータとした試験体、M4、M5のばね係数と解析結果

L/Hをパラメータとした試験体M4とM5についても、前節と同様に、擬3次元要素を用い、ばねモデルを組み込んだ有限要素解析を行い、実測した応力、ひずみ、および変形との比較を行った。図5-20にM4、M5の解析に用いたメッシュ図を示す。解析に用いたコンクリートの弾性係数は図4-15に示した実験から求めた値である。その他、床コンクリートを含む地盤の弾性係数、拘束体と床コンクリートとの水平および鉛直ばね係数については前節の解析と同じ値を用いた。

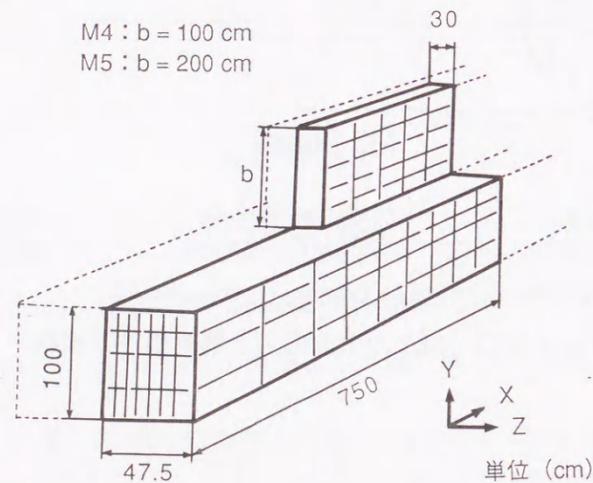
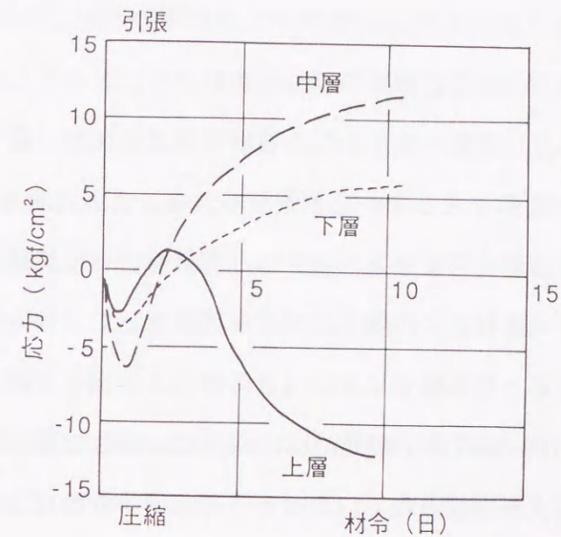


図5-20 解析に用いたメッシュ

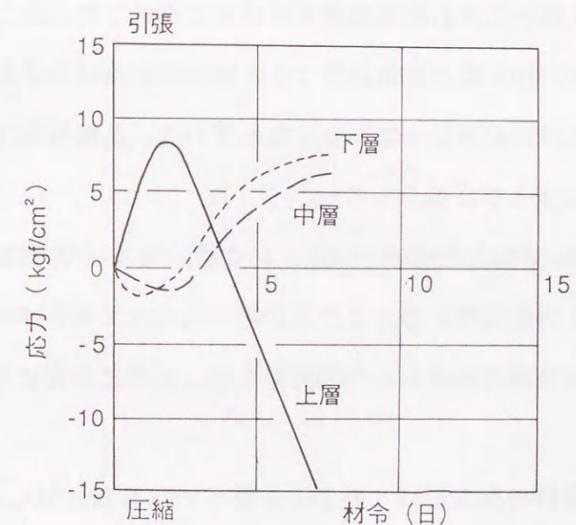
M4とM5は、M1と同様な方法で打継面を処理しており、打継面における付着の程度はM1と同様であると推測できる。M1では、1) 剥離の条件に達したとき、鉛直ばね係数をゼロとする、2) 剥離の発生とともに剥離の幅に応じて水平方向のばね係数を徐々に小さくする、という仮定を用いた。したがって、M1の解析では鉛直ばね係数の値は材令によっては変化せず、また、水平方向のばね係数の値も $17,000\text{kgf/cm}^3 \sim 20,000\text{kgf/cm}^3$ と材令による大きな変化はない。そこで、M4、M5についてもM1と同様にばね係数を変化させて解析を行うこととした。

しかしながら、この解析では実測の応力、ひずみ、および変位と対応するような解析結果は認められなかった。例えば図5-17は、この解析の一例であるが、初期の拘束

状態として、ばね係数を十分に大きな値 ( $100,000\text{kgf/cm}^3$ ) とし、すべりや剥離が生じないようにして、 $0.5\text{kgf/cm}^2$ を越える引張応力が生じたときに剥離が生じるとした場合である。図5-21(a)に示した応力履歴となり、実測とは全く異なるものとなった。また、図5-21(b)は、ばね係数をゼロとした外部拘束がほとんどない場合であるが、この場合にも応力の発生傾向は実測と異なっている。したがって、M4、M5についてはM1とは別の仮定が必要であることが明らかとなった。



(a) 引張応力 $0.5\text{kgf/cm}^2$ で剥離が生じるとした場合



(b) 外部拘束のほとんどない場合

図5-21 M1と同じ仮定に基づくM4の解析結果

このM4とM5の解析において、最終的には (I) 温度上昇段階、(II) 温度下降段階、(III) 温度定常段階、の温度の各段階に分けてばね係数を変化させる必要があることを見いだした。M4、M5について同定したばね係数を図5-22に示す。この図から、水平方向のばね係数だけでなく鉛直方向のばね係数も材令によって大きく変動していることがうかがえる。また、実測と解析の変形の比較を図5-17、M4の応力とひずみおよびM5の応力とひずみの比較をそれぞれ、図5-23、図5-24に示す。

まず、M4について同定したばね係数から硬化時の挙動を推測する。材令初期の(I) 温度上昇段階では、端部の鉛直と水平のばね係数がともに大きく、中央部のばね係数が小さくなっている。このばね係数の変化から、被拘束体は中央部が盛り上がりこれを端部が支えるという上に凸の変形となっていると推測される。これは図5-7に示した接触問題とした有限要素法による解析の結果と一致する。実験を行った試験体を目視により観察したが、目視からでは中央部付近の打継目の剥離を確認することはできなかった。しかし、解析の結果から推測すると初期材令においてこの部分が実際に剥離している可能性が十分に考えられる。次に (II) 温度降下段階では、鉛直ばね係数は端部でゼロとなり、 $1/4$ から中央部に向かって大きな値となる。このときの水平方向のばね係数は鉛直方向と連動して変化している。このばね係数の変化から、被拘束体は、中央部で多少の浮き上がりを示しながらも被拘束体全体としては温度上昇時とは逆に下に凸となる変形になっていると推測できる。最後の (III) 温度定常段階では、端部の鉛直ばね係数だけが小さく、水平ばね係数は $1/4$ から中央に向かって小さくなっている。この段階では、M4の被拘束体は打設時の状態にほぼ戻っている。

以上述べたばね係数の変化から推測される被拘束体の変形は図4-37③の実際に観察された変形と良く対応している。この点から考えても、コンクリート硬化時の熱変形挙動が外部拘束と密接に関連し、外部拘束を論じる際に非常に重要であることが確認できる。

M5は被拘束体の高さがM4の2倍となっていることから、その自重の効果によって、鉛直方向のばね係数はM4より多少大きめの値となっている。これに連動して水平方向のばね係数もM4より大きめの値となっているが、基本的にはM5の水平および鉛直方

向のばね係数の変化の傾向はM4とほぼ同様である。すなわち、(I) 温度上昇段階においては、端部で鉛直および水平ともにばね係数が大きくなり、中央部では、水平方向のばね係数はM4と同じである。また、鉛直方向ばね係数もM4ほどは解放されていないものの、端部の $1/1000$ のオーダーとなっている。したがって、温度上昇段階ではM5はM4と同様に上に凸の変形となっている。(II) 温度降下段階においては、水平、鉛直ともにM4と同じ値となった。すなわち、中央部で多少の浮き上がりを残しつつも下に凸となる変形となっている。(III) 温度定常段階では、M4と同様に端部で水平、鉛直ともにばね係数はゼロとなるが、それ以外のところでは、いずれの方向のばね係数も大きな値となり、変形が、完全に下に凸となっていると推測できる。

以上、5.4節で同定したばね係数に対する考察から、 $L/H$ が15 (M1、M2、M3) の場合には、ばね係数が打継面の剥離の発生により変化するのに対して、 $L/H$ が5以下 (M4、M5) の場合にはばね係数を各温度段階によって変化させなければ実測結果を十分に表現することができないことを明らかにした。

例えば、試験体長手方向の中央の鉛直ばね係数に着目してみると、M4、M5では材令初期に非常に小さい値となり、その後材令が進むにつれて大きくなっている。実際にこの部分が打設当初から剥離しているのか、あるいは若材令の付着強度がきわめて低い時点で剥離が発生したのかは確かではなく、また解析でも明確な剥離の判定は難しい。これに対してM1では、剥離発生の判定は明瞭であり、剥離の発生に応じて鉛直方向のばね係数を小さくすればよい。剥離が発生しなければ鉛直ばねの値に変化はない。

さらに変形形状に着目してみると、M1では材令2日あたりから端部が徐々にそり上がるだけで、変形は端部に集中して被拘束体全体に及ぶ変形は認められない。これに対して、M4とM5では温度上昇時においても降下時においても試験体の中央部までも浮き上がるなど、被拘束体全体が変形し、その結果、拘束の度合いが複雑に変化すると考えられる。

このような考察から、 $L/H$ が小さい場合には $L/H$ が大きい場合とは異なる外部拘束のメカニズムが存在していると考えられる。本節の解析で示したように、 $L/H$ が小さく、温度降下時にコンクリート全体が変形すると考えられる場合には、打継面の拘束の

変化に注意を払った解析を行う必要である。

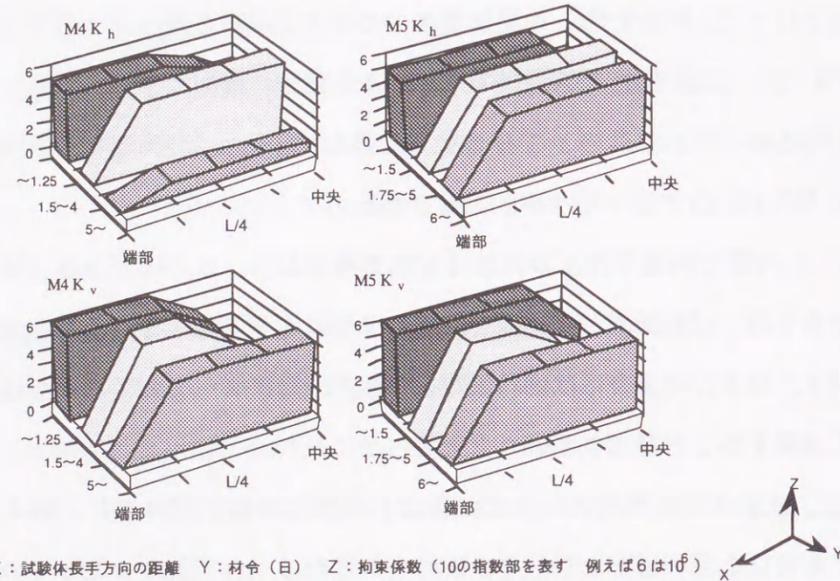
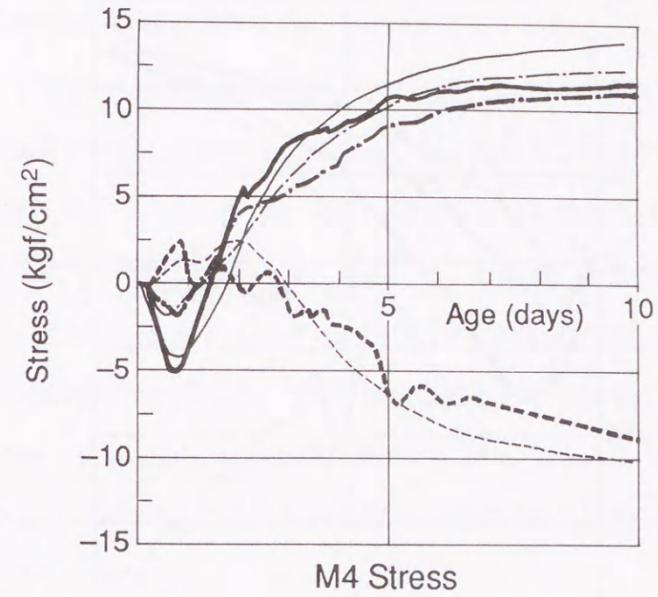


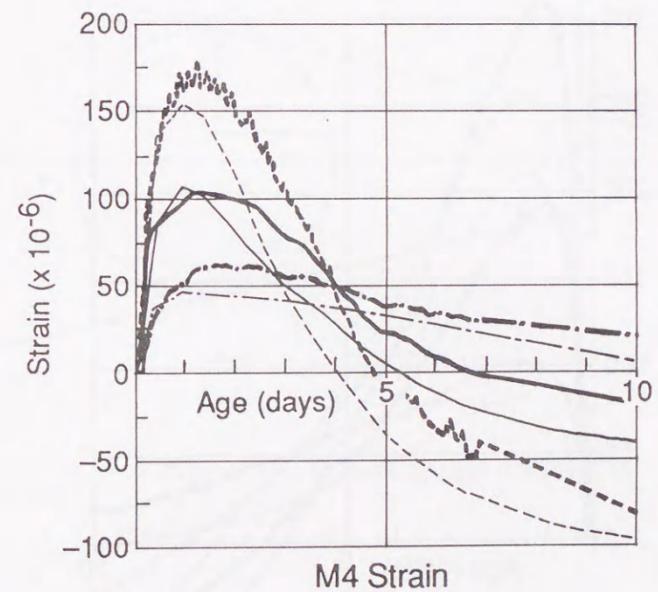
図5-2 2 M4、M5のばね係数



----- Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      ----- Upper Layer (Analysis)  
 ----- Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      ----- Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

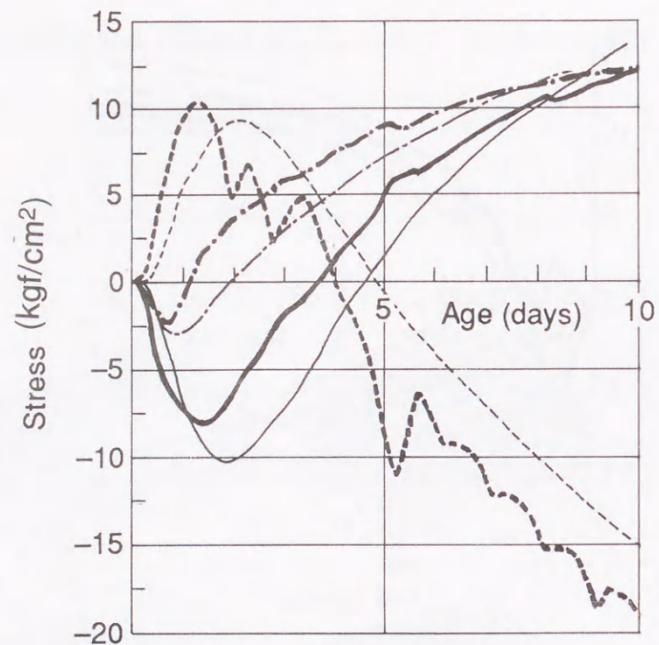
図5-2 3 ① M4の実測応力と解析値との比較



----- Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      ----- Upper Layer (Analysis)  
 ----- Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      ----- Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図5-2 3 ② M4の実測ひずみと解析値との比較

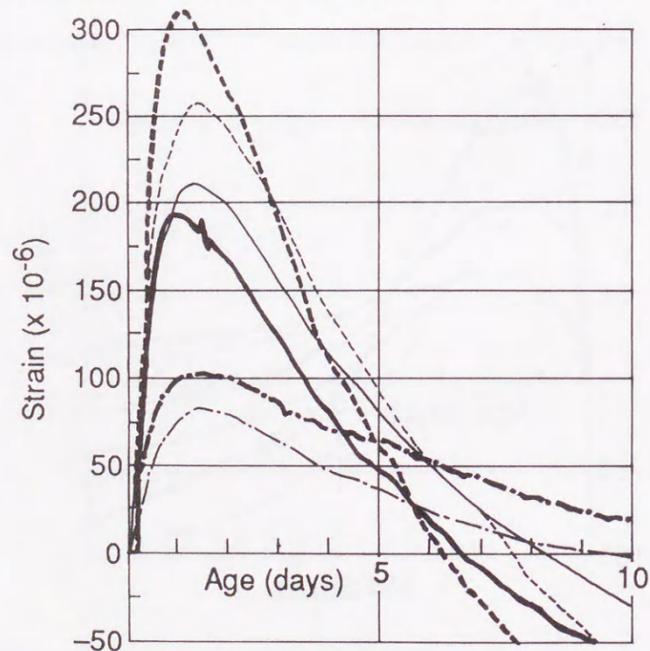


M5 Stress

- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図 5-2 4 ① M5 の実測応力と解析値との比較



M5 Strain

- - - - Lower Layer (Analysis)      — Middle Layer (Analysis)      - - - - Upper Layer (Analysis)  
 - - - - Lower Layer (Observed)      — Middle Layer (Observed)      - - - - Upper Layer (Observed)

Compression (+), Tension (-), Expansion (+), Contraction (-)

図 5-2 4 ② M5 の実測ひずみと解析値との比較

### 5.5 Mohr - Coulomb の破壊規準を用いた打継面のモデル化

前節では、打継面における相対変位および剥離の発生の判定に対して1軸の引張強度およびせん断強度を仮定して解析を行った。しかしながら、M4やM5のように打継面のばね定数が複雑に変化するものについては、破壊の判定基準および破壊後の挙動を表現するための合理的なモデルが必要である。高辻<sup>7)</sup>は、打継面の剥離やすべりの判定を合理的に行えるように修正Drucker-Pragerモデルを用いて破壊を定義したが、本研究では、Mohr - Coulomb の破壊規準を修正し、これを降伏条件として打継面に適用する。

一般に、Mohr - Coulomb の破壊基準は図式的に図 5-2 5 のように表される。この図の直線包絡線はCoulomb の式として知られており、次式で表される。

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad \text{式 (5-15)}$$

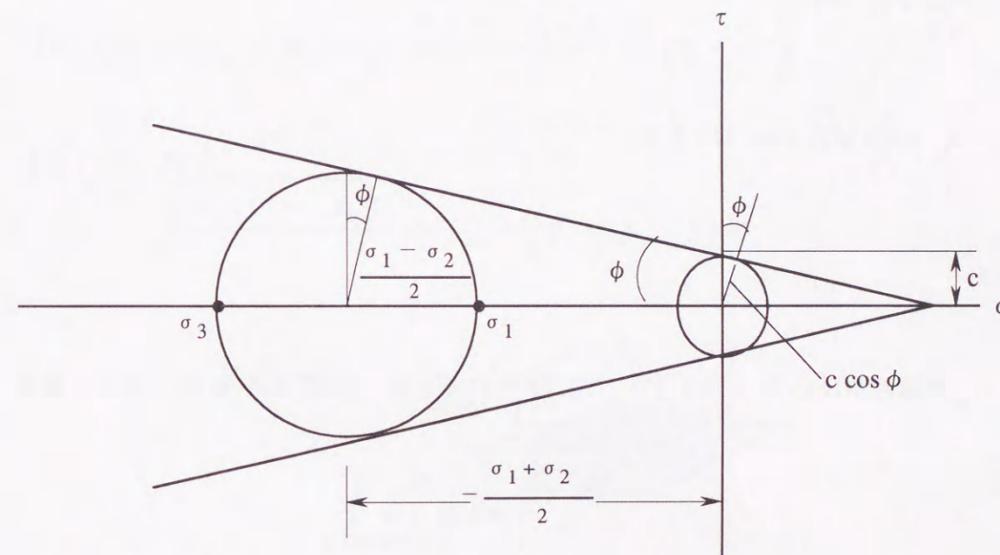


図 5-2 5 Mohr - Coulomb の破壊基準

ここで、 $c$ は粘着力であり、 $\phi$ は内部摩擦角である。図 5-2 5 から、 $\tau$ および $\sigma$ を次式のようにおくと、式 (5-15) は、最大主応力 $\sigma_1$ と最小主応力 $\sigma_3$ を用いて式 (5-16) のように表される。

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \frac{1}{\cos \phi}, \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{式 (5-16)}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cos \phi} = c - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tan \phi \quad \text{式 (5-17)}$$

さらに整理すると、

$$\sigma_1 \frac{1 + \sin \phi}{2c \cos \phi} - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi}{2c \cos \phi} = 1 \quad \text{式 (5-18)}$$

式 (5-18) を得る。この式は、式 (5-19) の関係から、最終的に応力不変量により記述され、式 (5-20) に至る。

$$\sigma_1 - \sigma_m = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \cos \theta_0$$

$$\sigma_3 - \sigma_m = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \cos \left( \theta_0 + \frac{2}{3} \pi \right) \quad \text{式 (5-19)}$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} I_1$$

ここで、 $\sigma_m$  は純静水圧応力であり、 $I_1$ 、 $J_2$  はそれぞれ応力の第1不変量と第2不変量である。

$$f(I_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3} I_1 \sin \phi + \sqrt{J_2} \sin \left( \theta_0 + \frac{1}{3} \pi \right) + \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \cos \left( \theta_0 + \frac{1}{3} \pi \right) \sin \phi - c \cos \phi \quad \text{式 (5-20)}$$

打継面においては便宜的に図5-26のような主応力状態となっていると仮定し、この部分にMohr - Coulomb の破壊基準を適用する。ただし、 $\sigma_3$  は長手方向のすべりおよび打継面に垂直な剥離の発生に対しては寄与しないと仮定する。また、剥離は通常のコンク

リートの引張強度よりも小さい応力で生じると考えられることから、パラメータ  $\lambda_t$  ( $0.0 \leq \lambda_t \leq 1.0$ ) を導入する。ただし、 $\lambda_t$  は引張域に対してのみ作用し、圧縮域においては1.0とする。主応力はそれぞれ次のように表される。

$$\sigma_1 = \sigma_x, \quad \sigma_2 = \lambda_t \sigma_y, \quad \sigma_3 = 0 \quad \text{式 (5-21)}$$

それゆえ応力不変  $I_1$  と  $J_2$  は、

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y, \quad J_2 = \frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y}{3} \quad \text{式 (5-22)}$$

となる。打継面における降伏条件は次式で定義される。

$$f(I_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3} (\sigma_x + \lambda_t \sigma_y) + \sqrt{\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \lambda_t \sigma_y}{3}} \sin \left( \theta_0 + \frac{1}{3} \pi \right) + \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \lambda_t \sigma_y}}{3} \cos \left( \theta_0 + \frac{1}{3} \pi \right) \sin \phi - c \cos \phi \quad \text{式 (5-23)}$$

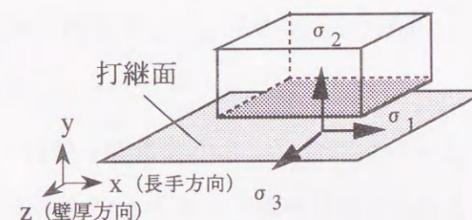


図5-26 打継面における応力の定義

図5-27は、式 (5-23) で表される降伏条件を示したものである。塑性ひずみ増分は、式 (5-23) の降伏条件を用いた関連流れ則によりを求める。最終的に完全弾塑性モデルによる打継面におけるは応力～ひずみ関係は式 (5-24) から算出される。

$$\{d\sigma\} = \left( [D^e] - \frac{[D^e] \{ \partial f / \partial \sigma \} [ \partial f / \partial \sigma \} [D^e]}{[ \partial f / \partial \sigma \} [D^e] \{ \partial f / \partial \sigma \}} \right)$$

式 (5-24)

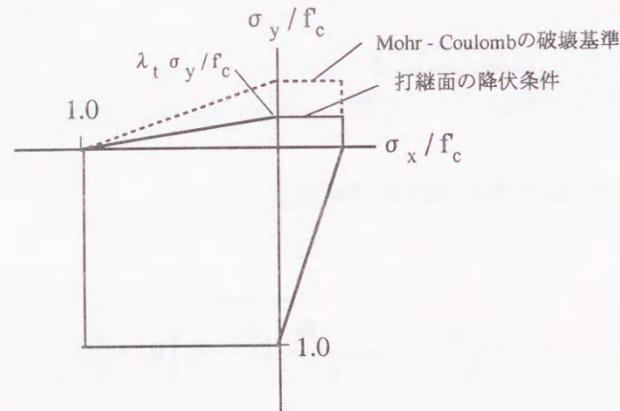


図5-27 打継面における降伏条件

## 5.6 コンペンセーションライン法の外部拘束係数

有限要素法による解析から同定したばね係数は、C.L法ではどのような外部拘束係数と対応するかを検討する。すなわち、M4、M5のように複雑な拘束状態となる場合でも、簡易法により温度応力を予測することを試みる。ここでは、前節の検討を踏まえ図5-3、図5-4の解析結果を再度検討する。有限要素法による解析の結果から、C.L法においても外部拘束係数の値が材令によって変化すると考え、解析を行った。図5-25②はM4のC.L法による解析結果であるが、図5-25①（図5-3を再掲）に比べ、解析結果が実測値に近づいている。また、図5-26②はM5の比較であるが、この場合にも前回の解析結果図5-26①（図5-4を再掲）に比べて解析結果は著しく改善されている。しかしながら、このような解を得るためには、表5-2に示すように外部拘束係数をきめ細かく変化させる必要がある。また、同表には5.1節で用いた外部拘束係数の値も示しておいた。

前節で同定した有限要素法による解析におけるばね係数は、C.L法では表5-1に示す値と対応すると考えられるが、これについてはさらに詳細な検討が必要と思われる。また、 $R_M$ の値が-15になったり、10となったりすることについては同様のことが有限要素法の解析によって図2-12に示した手順で $R_M$ 、 $R_N$ を同定した際にも認められている。すなわち、微小時間間隔の間で、分母に相当する値（図2-12のステップ7における除算）が非常に小さくなったり、拘束モーメントの符号が反転するときにはこのような大きな値が得られると考えられる。

以上の検討から、 $L/H$ が5程度と小さい場合にはコンクリート硬化時の変形がコンクリート全体に及び、拘束体と被拘束体の一体性が損なわれるため、通常の方法で外部拘束係数を定めてC.L法の解析を実施しても十分か解が得られないことが明らかになった。なお、 $L/H$ が1.5程度と大きい場合には、変形が端部にとどまり、中心付近まで至らず、中心部では強い拘束が保持されるために通常の方法で外部拘束係数を定めても、良好な解が得られると考えられる。

表 5-2 有限要素法による解析から同定したM4、M5の拘束係数

M4			M5		
材令 (日)	RN	RM	材令 (日)	RN	RM
0~1.25	0.60	1.60	0~0.25	0.00	0.00
1.5~3.0	0.80	1.20	0.5	0.80	-15.00
3.5~14	0.25	-2.00	0.75	0.80	10.00
			1.0	0.70	2.00
			1.25	0.50	0.00
			1.5	0.40	-10.00
			1.75~6.0	0.40	-5.00
			7.0~14	0.30	5.00

M4			M5		
RN	RM1	RM2	RN	RM1	RM2
0.5	1.1	1.7	0.4	0.8	2.0

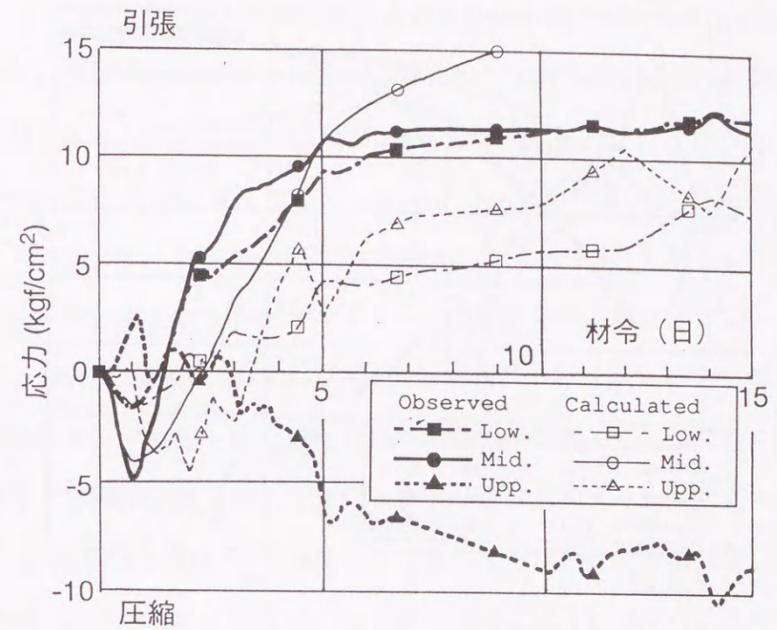


図 5-25① M4の実測応力とC.L法の比較

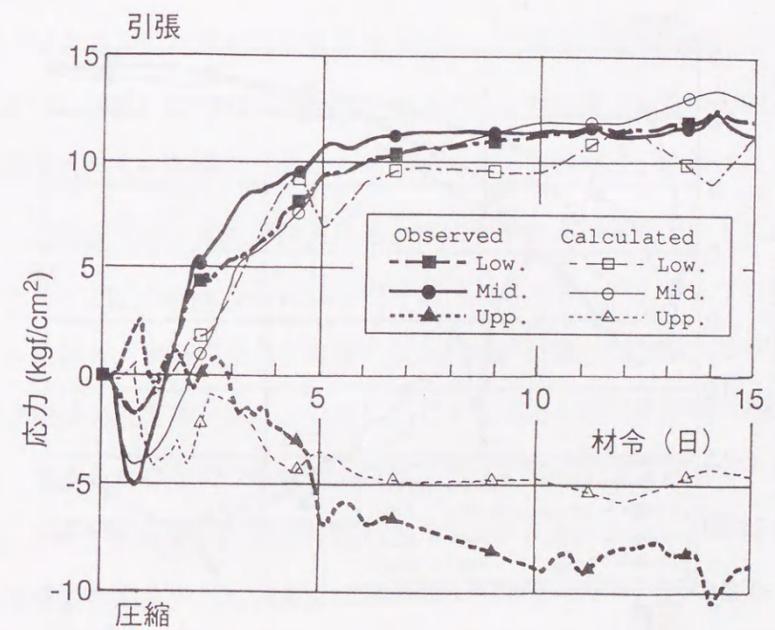


図 5-25② M4の実測応力とC.L法の再評価の比較

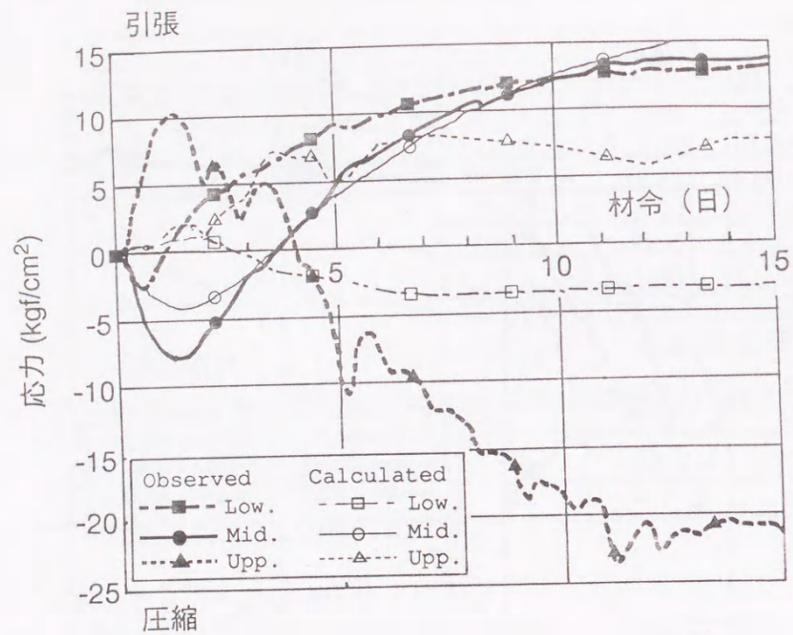


図5-26① M5の実測応力とC.L法の比較

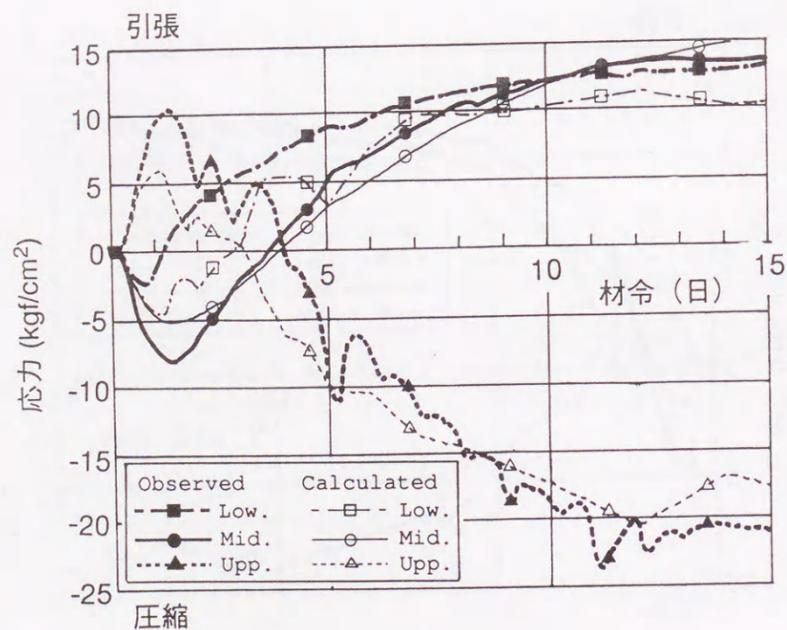


図5-26② M5の実測応力とC.L法の再評価の比較

## 5.6 結論

本章では、4章で行った5体の実構造物大の試験体の硬化時の温度、応力、変位などの実測結果に対して解析的検討を行った。すなわち、ひびわれや打継面の剥離といった不連続領域を考慮することのできる不連続ばねモデルを提案し、これを組み込んだ有限要素プログラムを用いて、実験結果に対するシミュレーションおよびC.L法による理論解析を行って、マスコンクリートの外部拘束効果について以下のことを明らかにした。

1) 鉄筋コンクリートの場合でも無筋コンクリートの場合でも、形状と寸法が全く同じであれば、C.L法で用いる外部拘束の値は同じ値となるが、ひび割れが発生する以前は、両者で同じ値を用いても実測値と解析値は良好な対応を示した。これは、ひび割れが発生する以前は、発生する温度応力に対して鉄筋の影響がさほど大きくないことを示すものである。ただし、この場合L/Hが15程度以上であることが条件となる。

2) 打継面の剥離、あるいは相対変位による外部拘束の変化を表現するためのばねモデルを組み込んだ有限要素解析の結果が、各試験体において観察された応力、ひずみ、変位の3量と対応を示すまで繰り返し解析を行い、各L/Hおよび付着状態に対応する打継面のばね係数を同定した。

3) M1、M2、M3による打継面の付着状態が変化した場合の外部拘束に対する検討の結果から、次の3つの状態において外部拘束の大きさがどの程度であるかを明らかにした。

①付着が十分に確保されている場合、すなわち、拘束体と被拘束体が鉄筋によって補強されている場合には、打継面での一体性が保たれるように水平および鉛直方向ともに拘束度は十分に大きな値となり、材令による変化はない。②ダムコンクリートのように無筋で、入念に打継ぎを行った場合、本研究では中程度の付着状態と位置付けたが、この場合には打継面に剥離および相対的な変形が生じ、これに応じて水平および鉛直方向の拘束度が変化する。すなわち、剥離した部分では鉛直拘束はほぼゼロとなり、水平拘束は、初期剛性の20%程度となる。③軟らかい地盤に直接打設したコンクリートのように打継面の付着が弱い場合には、水平および鉛直ともに拘束度は材令によらずほぼゼロに近くなる。

4) L/Hが5以下(M4、M5)の試験体の場合には、ばね係数を温度の上昇、降下、定常の各段階によって変化させなければ実測結果を十分に表現することはできない。した

がってL/Hが小さい場合は、L/Hが大きい場合とは異なった外部拘束の作用がある。すなわち、L/Hが大きい場合には、コンクリート硬化時に端部が徐々にそり上がり、打継面に剥離を生じるが、変形は端部に集中して被拘束体全体に及ぶ変形とはならないが、L/Hが小さい場合は、温度上昇時においても、降下時においても、中央部までも浮き上がるなど、コンクリート全体が変形する。それゆえ、このようなコンクリート硬化時の変形に起因して、拘束の度合いが複雑に変化する。

5) コンクリートブロックの長さをパラメータとした接触問題としての変形解析の結果では、長さ15m以上のものでは、コンクリート打継面の端部に剥離が生じ、長さが10m以下のものでは中央部からかなりの範囲に剥離が生じる。この解析結果から判断すると、試験体長の10m以下のものでは、剥離する部分が多くなることによって、拘束体からの拘束が弱められ、既設コンクリートとの一体性が損なわれるためC.L法による解析の結果が実測と十分に対応しなくなる。

6) 有限要素法により同定したばね係数の変化から判断して、C.L法により解析を行う場合でも、無筋コンクリートでL/Hが5より小さいときには、通例行われている外部拘束係数の与え方では、実測結果との対応が十分でない。この場合には、C.L法の外部拘束係数の値を材令に応じて細かく変化させる必要があることを示し、解析結果が各試験体の実測結果にあうように同定した外部拘束係数 ( $R_N$ ,  $R_M$ ) の値の一例を示した。

7) 打継面の剥離および相対変位を考慮しない有限要素解析および土木学会標準示方書に記載された外部拘束係数を用いたコンペンセーション法を用いて温度応力解析を行う場合、良好な解が得られる範囲を明らかにした。この範囲を図5-27にまとめて示す。上記の解析が適用範囲外の場合には、外部拘束係数を別途求める必要がある。

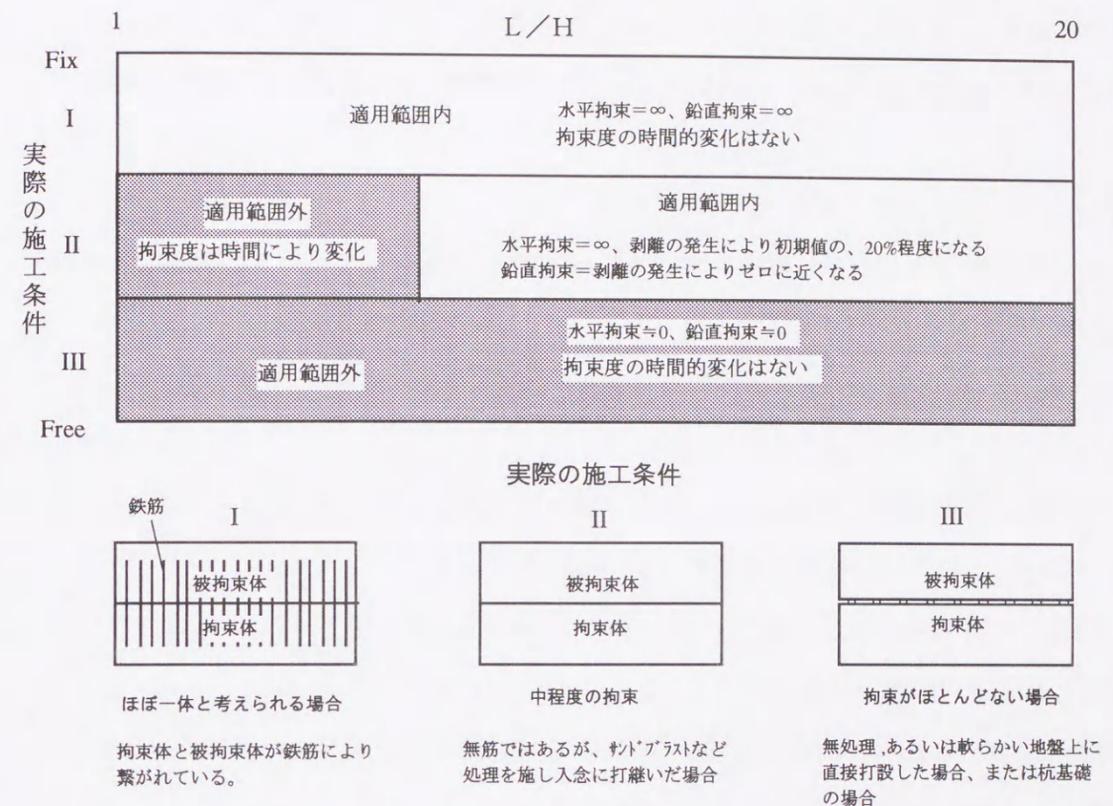


図5-27 代表的な施工条件と外部拘束の大きさおよび土木学会の拘束係数の適用範囲

参考文献

- 1) 石川雅美、今枝靖典、高辻康、前田強司：マスコンクリートの外部拘束に関する検討，土木学会論文集，No.460，V-18，1993年3月
- 2) 今枝靖典：温度応力によるマスコンクリートの変形挙動，名古屋大学修士論文，1988年3月
- 3) 田辺忠顕、吉川弘道：クラックひずみを導入したコンクリート構造物の有限要素モデル，RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，1984年，12月
- 4) 高辻康：マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関する研究，名古屋大学卒業論文，1990年3月
- 5) 今枝靖典、石川雅美、西岡哲、田辺忠顕：温度応力によるマスコンクリートの力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，10-2，1988年
- 6) 高辻康、石川雅美、田辺忠顕：マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，1990年
- 7) 高辻康、D.R.Lokuliyana、田辺忠顕：打継面への塑性モデルを適用したマスコンクリートの温度応力解析，コンクリート工学年次論文報告集，13-1，1991年

## 6章 マスコンクリートにおける 断面内のひずみ分布

## 6章 マスコンクリートにおける断面内のひずみ分布

### 6.1 マスコンクリートにおけるひずみの直線分布の意義

4章で行った実測変形に対する検討は、はり理論を基にしたコンペンセーションライン法によるものであった。コンペンセーションライン法はコンクリート断面内でのひずみの直線分布（平面保持）を前提条件として導かれているが、これまで、硬化過程にあるコンクリートについてのひずみの直線分布についてはさまざまな議論<sup>1),2)</sup>があり、直線分布が成立していないとの研究報告もある。しかし、実際のマスコンクリートにおいてひずみの直線分布が成立していないとすれば、コンペンセーション法はその前提条件を満たされないこととなり、この解析手法がコンクリートの硬化過程を対象とする温度応力解析への適用に問題が生じる。本章では、硬化過程にあるコンクリートについても、その断面内でひずみが直線分布することを確認し、はり理論を用いた4章での考察が妥当であることを示す。

ここでは、ひずみ計そのものの信頼性を検証するため、従来型のひずみ計およびそれに対して独自の改良を加えた2種類のひずみ計を開発した。これらを4章で示した温度応力実験のM4試験体に埋設し、各ひずみ計の計測データを比較することによりひずみの直線性に関する検討を行った。

### 6.2 改良型ひずみ計の仕様と標準型ひずみ計との比較

埋設型コンクリートひずみ計はコンクリート内部のひずみを測定する際に広く用いられている。しかしながら、マスコンクリートの温度ひずみの測定などのように、コンクリートが完全に硬化する以前からのひずみを計測する場合には、測定されたひずみデータの取扱いには十分な配慮が必要である。そこで、ひずみ計の精度を確認するため4章で示した実験の拘束体M0（高さ1.0m、幅0.95m、長さ15.0m）の同一箇所にコンクリート有効応力計とひずみ計を埋設し、その計測データを比較した。

図6-1は、拘束体の長手方向中心断面の表面から20cmと底面から10cmの2カ所に埋設した有効応力計による応力の値とひずみ計から求めた応力の値とを比較したものである。ひずみから応力への換算は、一般に次式を用いる。

$$\sigma = \int E_c d\epsilon^e \quad \text{式 (6-1)}$$

ここで、

$E_c$ : コンクリートの弾性係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

$d\epsilon^e$ : 弾性成分ひずみ増分

である。ただし、弾性成分ひずみは全ひずみ増分  $d\epsilon$  からクリープひずみ  $d\epsilon^c$  を引いたものとする。

$$d\epsilon^e = d\epsilon - d\epsilon^c \quad \text{式 (6-2)}$$

クリープひずみが全ひずみの定数倍とすると、

$$d\epsilon^c = \gamma d\epsilon$$

式 (6-2) は、

$$d\epsilon^e = d\epsilon (1 - \gamma) \quad \text{式 (6-3)}$$

となる。さらに、 $1 - \gamma$  を  $\phi$  とおくと、応力は最終的に次式で表される。

$$\sigma = \int E_c \phi d\epsilon \quad \text{式 (6-4)}$$

ただし、温度ひずみを算出する際に必要となるコンクリートの線膨張係数  $\alpha$  は、次式で定義されるコンクリート硬化期間中の平均の値を用いることとした。

$$d\epsilon^T = \int_0^T \alpha dT = \bar{\alpha} T$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\int_0^T \alpha dT}{T} \quad \text{式 (6-5)}$$

ここに、

$d\epsilon^T$ : 温度ひずみ増分

実際の計測データを用いたひずみから応力への変換には式 (6-6) を用いた。

$$\sigma(t) = \sum_{i=1}^n \epsilon(t_i) E(t_i) \phi \quad \text{式 (6-6)}$$

ここで、 $t$  は  $n$  回目の測定の材令 (日)、 $t_i$  は  $i$  回目の測定の材令 (日)、 $\sigma(t)$  は材令  $t$  における応力、 $\epsilon(t_i)$  は材令  $t_i$  におけるひずみ増分、 $E(t_i)$  は材令  $t_i$  の弾性係数で、拘束体に用いたコンクリートと同じバッチの円柱供試体から求めたものである。 $\phi$  はクリープを考慮した低減係数で、ここでは材令によらず一定 (0.6) とした。

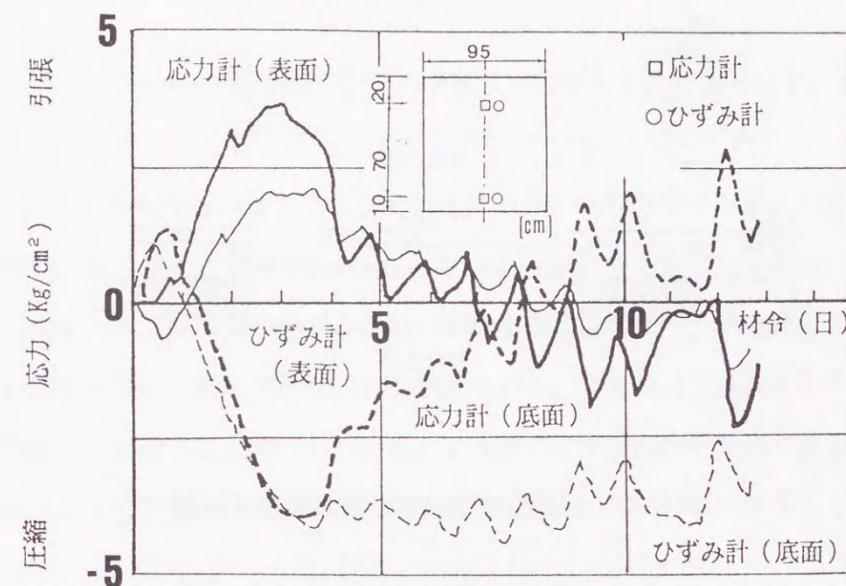


図 6-1 ひずみ計と有効応力計の比較

図 6-1 は、コンクリート打設終了後 2 時間から材令 2 週までの応力およびひずみを観察したものであるが、この図によれば表面側のひずみ計の傾向は有効応力計のそれとよく対応しているものの、底面側のひずみ計は材令 3 日以降、有効応力計の示す引張応力の増加傾向を十分に追従していない。仮に、式 (6-6) において用いた円柱供試体の弾性係数の増加傾向が、拘束体のコンクリートの弾性係数の増加傾向と異なっているのだから

ば、上面側のひずみ計の応力も有効応力計の値と対応しないはずである。それゆえ、コンクリート収縮時に底面側の有効応力計とひずみ計の傾向とが異なるのは、コンクリート内でのひずみ計の定着性に問題があると考えられる。そこで、コンクリート内での定着性を高めるため、標準型（従来から使用されているひずみ計を以降では標準型と呼ぶ）のひずみ計に対して、図6-2に示すような独自の改良を加えた2種類のひずみ計を考案した。

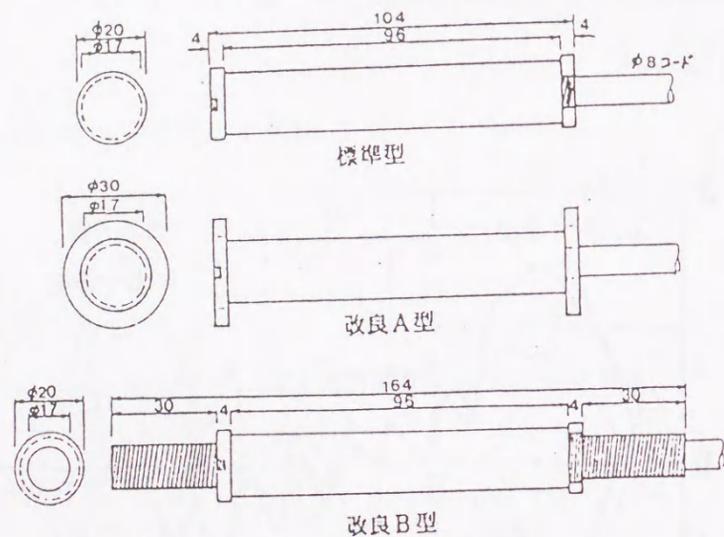


図6-2 標準型ひずみ計と改良型ひずみ計

図6-2に示したように、一つは、標準型のひずみ計のフランジを大きくしたもの(改良A型)であり、もう一つは、フランジ部にねじ型の金具を取り付けたもの(改良B型)である。図6-3は、これら3種類のひずみ計を4章で示した試験体M4の被拘束体部(高さ1.0m, 幅0.3m, 長さ5.0m)の同一箇所(長手方向中央、高さ中央)に埋設し、コンクリート打設終了直後から材令2週までの温度変形成分のひずみを計測した結果である。なお、ひずみ計の初期値はコンクリート打設終了後2時間である。

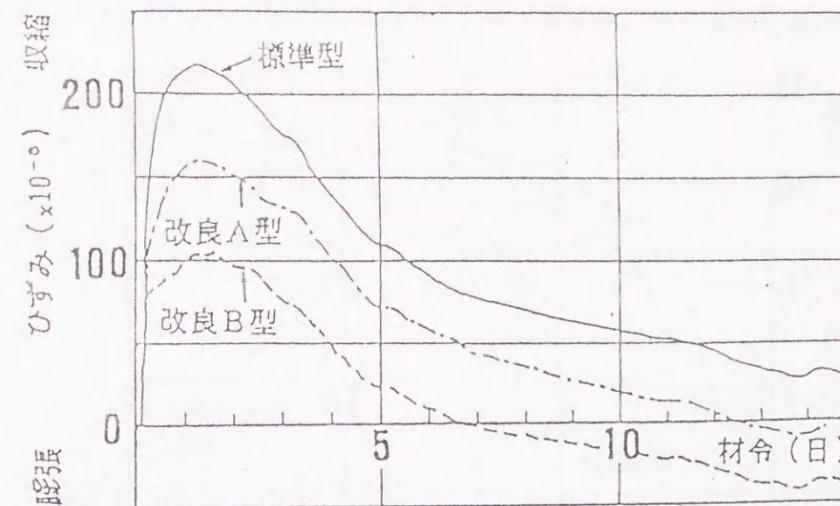


図6-3 標準型ひずみ計と改良型ひずみ計の比較 (ひずみ量)

図6-3からも明らかなように、それぞれのひずみ計でひずみ量が大きく異なっていることがわかる。また、図6-4はこれらのひずみを応力に換算し、有効応力計の値と比較したものである。改良型のひずみ計はいずれも標準型に比べ、圧縮域においても、引張域においても有効応力計と良好な対応を示している。特にねじ型金具を取り付けた改良B型は有効応力計と最もよく対応している。改良型のひずみ計は引張域での定着性を高める目的で行ったものであるが、この図では圧縮域においてもその特性が著しく改善されている。

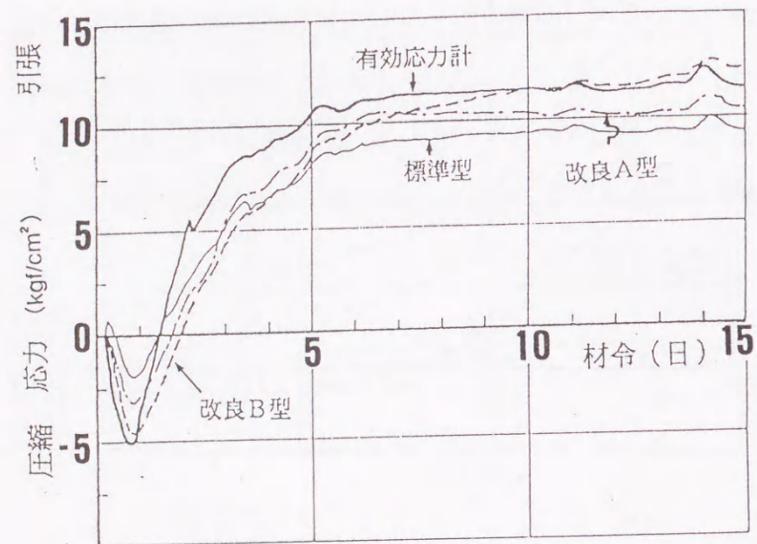


図6-4 標準型ひずみ計と改良型ひずみ計の比較 (応力変換値)

### 6.3 改良型ひずみ計を用いた線膨張係数の比較

図6-5は、M4の被拘束体に埋設した無応力管内のひずみ計の値と温度の関係から線膨張係数を算出したものである。この図は、標準型とフランジを大きくした改良A型との比較であるが、改良A型では打設終了直後から数時間までの線膨張係数が標準型の値の9割程度となっている。それ以降は、両者の間でほとんど差がない。

これに対して、図6-6の標準型とねじ型金具を取り付けた改良B型のひずみ計との比較では、線膨張係数は両者の間で大きく異なっている。これは、4章のM5の被拘束体コンクリート（高さ2.0m、幅0.3m、長さ5.0m）において測定した例であるが、この例では、温度下降時で標準型から求めた線膨張係数が $11.24 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ であるのに対して、改良B型の値は $8.60 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と標準型の値より24%も小さい値となっている。特に初期膨張時の改良B型の線膨張係数は標準型の1/2程度である。この初期膨張時の線膨張係数の差は、図6-4に示した有効応力計との比較における初期材令の圧縮応力の差と関係していると考えられる。すなわち、図6-4では、材令初期における最大圧縮応力が標準型と改良B型でやはり2倍程度異なっており、図6-6の線膨張係数の差とほぼ同程度である。図6-

4のひずみ計と有効応力計の対応性を考えると、線膨張係数の値は改良B型の方が妥当と考えられる。

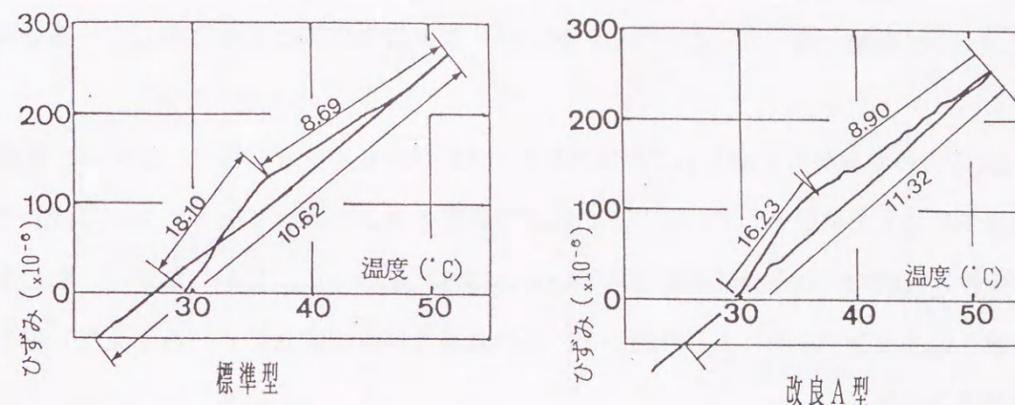


図6-5 標準型と改良A型の線膨張係数の比較

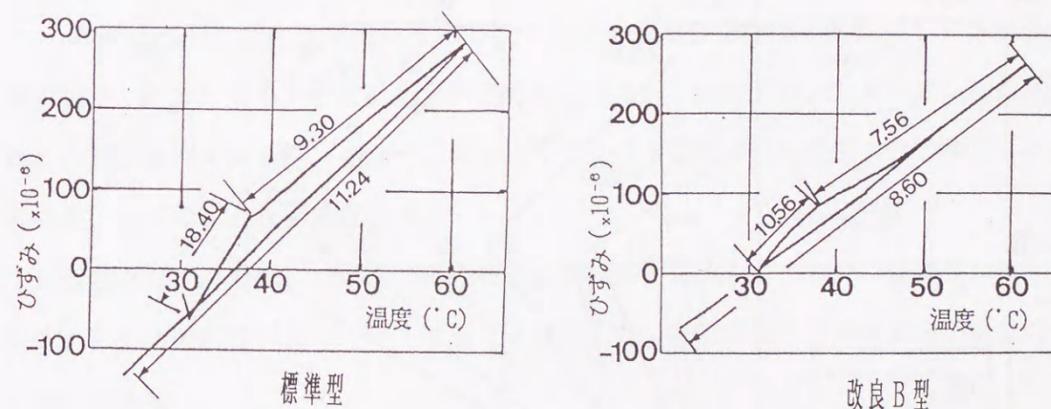


図6-6 標準型と改良B型の線膨張係数の比較

### 6.4 コンクリート断面内のひずみ分布

図6-7は、M4被拘束体の上層、中層、下層に埋設した3種類のひずみ計の計測結果からコンクリート断面内のひずみ分布を求めたものである。標準型のひずみ計では、ひ

ひずみが直線的に分布しているとは言い難いが、ねじ型金具を取り付けたものではひずみの直線性がほぼ成立していると判断できる。

また、図6-8は、M3の被拘束体の中央断面におけるひずみ分布である。ここでは、改良B型のひずみ計を用いている。材令1日以内では、中層のひずみ計の値が卓越して、ひずみが十分に直線分布しているとは言い難いが、この材令以降は直線分布していると判断できる。

温度応力の簡易解析手法として提案されたコンペンセーション法は、ひずみの直線性が成立することを前提としているが、これまで実際のマスコンクリートにおいては、その前提条件は実験的には十分に確認されているとは言えなかった。しかしながら、ねじ型金具を取り付けたひずみ計による計測から、その直線性がほぼ成立していると思し得るデータが得られた。

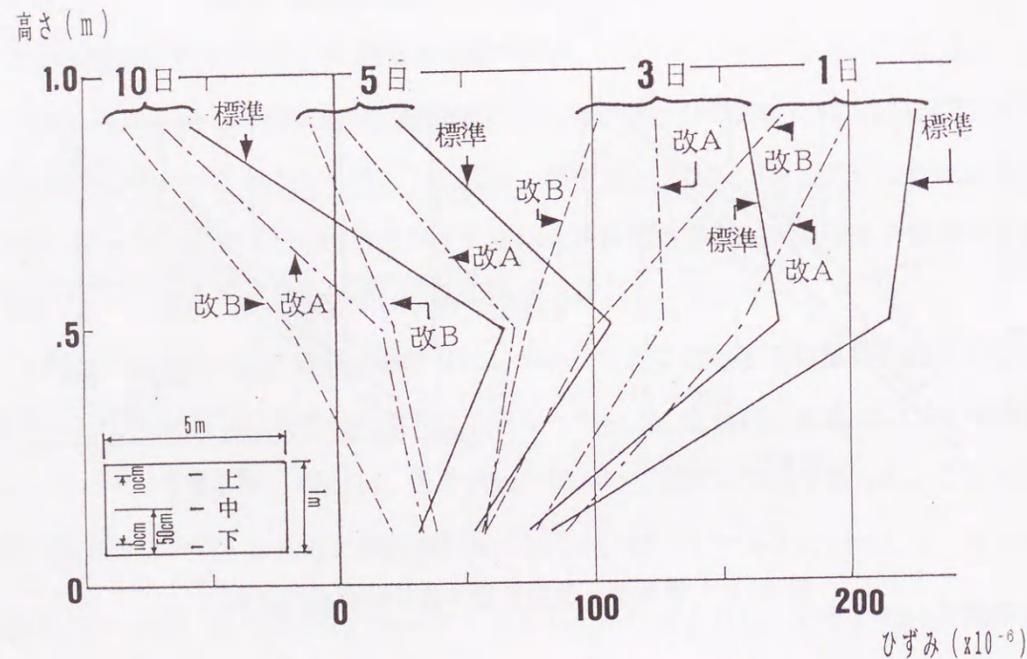


図6-7 各種ひずみ計によるコンクリート断面内のひずみ分

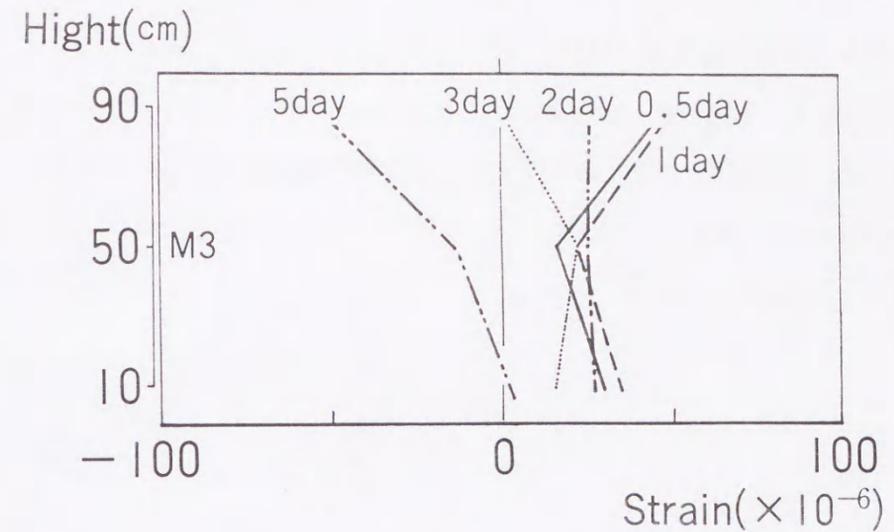


図6-8 M3のひずみ分布

### 6.5 ひずみ分布に関するまとめ

本章では、一般に使用されているコンクリート埋設型ひずみ計に対して、独自の改良を加え、このひずみ計と有効応力計との対応性、およびコンペンセーション法の成立のための前提条件であるコンクリート断面内でのひずみ分布の直線性について検討した。その結果、以下のような結論を得た。

- 1) 改良型ひずみ計は、ひずみの応力換算において、従来のひずみ計（標準型）に比べ有効応力計との対応性が著しく向上することを示した。特に改良B型は有効応力計との対応が良好であった。
- 2) コンクリートの線膨張係数は、ひずみ計の種類により異なった。改良B型のひずみ計から算出した線膨張係数は標準型のひずみ計から算出した値よりも25%程度小さい値であった。
- 3) コンペンセーション法の成立のための前提条件であるひずみ分布の直線性について、標準型のひずみ計からでは、直線性が成立しているとはいえないが、改良B型のひずみ計ではひずみが直線分布しているとみなし得ることを実験的に確認した。

参考文献

- 1) 竹下治之、浅沼潔、横田季彦：ボックスカルバートの温度応力の実測と解析，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，1986年
- 2) 井上元、内藤英晴、小堀密憲、安藤雅彦：ボックスカルバートのコンクリート硬化時における温度応力と物性値について，コンクリート工学年次論文報告集 10-2，1988年
- 3) 石川雅美、前田強司、西岡哲：コンクリート埋設型ひずみ計の改良について，土木学会第43回年次学術講演会，1988年

7章 結 論

## 7章 結論

本論文は、マスコンクリートの温度応力を精度良く予測することを目的として、現場実測データの分析、実験、および有限要素法に数値解析などから、マスコンクリートの温度応力問題における外部拘束の作用を検討し、解明したものである。以下に3章から6章で得られた結論を総括し、本論文の結論とする。

3章では、いくつかの現場実測データから、マスコンクリートにおける応力あるいはひずみの発生パターンが大きくA型とB型の2つに分類できることを示し、それに対する数値解析から、それらの温度応力の発生パターンが、いかなる原因により決定されるのかを検討した。その結果、代表的な2つの温度応力の発生パターンを数値解析により表現することができ、その解析的検討を通じてこれらの2つのパターンを生じさせる要因を明らかにした。

- 1) すなわち、応力のパターンに大きな影響を及ぼすのは打設したコンクリートと地盤あるいは既設のコンクリートとの境界における拘束の状態であり、この境界における拘束状態の変化を考慮しない解析では実際に観察される種々の応力パターンを十分に表し得ない。
- 2) 境界における拘束状態は、有限要素解析においてジョイント要素のばね係数として表されるが、この境界の拘束を表すジョイント要素の拘束ばねについては、水平方向の拘束と鉛直方向の拘束の2つの方向に分離して、それぞれ独立に考えることで、各種の応力パターンを表すことが可能である。
- 3) B型の応力パターンは、ジョイント要素の鉛直ばね係数がほとんどゼロであるとし、水平方向のばね係数を材令の経過にともない徐々に大きくした場合に得られる。これに対して、A型の応力パターンは、地盤や既設コンクリートである拘束体の弾性係数が大きく、かつ打継面での付着が十分な場合に現れる。すなわち、解析的には拘束体と打設したコンクリートとの境界に同一の節点を用い、変位の連続性を完全に保証した場合である。
- 4) 水平方向の拘束係数を求めるために行った一面せん断試験の結果から、水平方向の拘束は、付着が切れる以前は $10^2$ から $10^4$ kgf/cm<sup>2</sup>/cmのオーダーであり、付着が切れ

た後においても、物理的な摩擦により $10^0$ ないし $10^1$ のオーダーの値となっている。これらの値は、現場実測データに対する実験値を用いた解析の結果が良好であることから妥当であると判断できる。また、鉛直方向の拘束係数についても解析による検討の結果から、水平方向に比べて小さい値であると推測できる。

4章では、コンクリート打継面の付着の状態、および打設したコンクリートの $L/H$ をパラメータとした実構造物大の試験体を合計5体作成して、マスコンクリートの温度応力実験を行った。この実験では、コンクリート硬化時の温度、応力、ひずみなどの計測に加えて変位に着目した計測を行い、これまで解析によって指摘されていた曲げ変形をいずれの試験体についても実験によって確認した。また、いずれの試験体についても、その打継面に剥離や相対変位が生じていることを明らかにした。さらに、この実験結果に対する考察から以下のことを明らかにした。

- 1) 変位の計測結果から算出した水平方向の拘束度に対する検討から、ひび割れが発生する以前の温度降下時の拘束度は、無筋のM1と有筋のM3とでほとんど変わらない結果となった。これは、ひび割れが発生する以前は水平方向に対する鉄筋による拘束の効果がそれほど大きくないことを示していると考えられる。それゆえ、試験体全体の変形形状から考えて、鉄筋効果は水平方向よりもむしろ鉛直方向に対しての影響度合いが強いと考えられる。
- 2) 実験で観察したM1、M2、およびM3のモデルの変形パターンとそれに対するC.L法を用いた考察から、マスコンクリートが硬化時に示す変形形状はコンクリートの自由な熱変形と、それに作用する外部拘束の大きさにより決定される。
- 3) 打継面の付着の状態により外部拘束の大小を考えた場合には、マスコンクリートの熱変形パターンは大きく2つに分類される。すなわち、a) 外部拘束が大きい場合、見かけのコンクリートの熱変形は自由な熱変形のパターンとは異なり、b) 外部拘束が小さい場合には自由な熱変形のパターンがほぼ保存されることが考えられる。この2つの変形パターンのそれぞれの応力履歴は、3章で分類した拘束が強いと考えられる場合のA型と弱いと考えられる場合のB型の応力パターンとまさしく対応するものである。

外部拘束作用の大きさの度合いにより、応力と同様にこれら2つの変形パターンの中間的なものも存在すると考えられる。

- 4) 試験体長さが1.5mのM1に対して試験体長さが5mと短いM4とM5では、拘束がほとんどないM2と同様に実測変形と自由な変形がほぼ一致した。M4、M5の打継面での付着の状態はM1と同程度であるが、変形に対する分析からM4、M5では拘束が小さくなっていることが明らかとなった。したがって、拘束の強弱は打継面の付着の状態だけではなく、 $L/H$ によっても変化することが明らかとなった。
- 5) 変形の計測結果では被拘束体は全体的に上に凸になったり下に凸になったりしているが、打継面の挙動を観察するとこのような変形と同時に局所的にもかなり複雑な動きをしていることを確認した。

5章では、4章で行った5体の実構造物大の試験体の硬化時の温度、応力、変位などの実測結果に対して解析的検討を行った。すなわち、ひびわれや打継面の剥離といった不連続領域を考慮することのできる不連続ばねモデルを提案し、これを組み込んだ有限要素プログラムを用いて、実験結果に対するシミュレーションおよびC.L法による理論解析を行って、マスコンクリートの外部拘束効果について以下のことを明らかにした。

- 1) 鉄筋コンクリートの場合でも無筋コンクリートの場合でも、形状と寸法が全く同じであれば、C.L法で用いる外部拘束の値は同じ値となるが、ひび割れが発生する以前は、両者で同じ値を用いても実測値と解析値は良好な対応を示した。これは、ひび割れが発生する以前は、発生する温度応力に対して鉄筋の影響がさほど大きくないことを示すものである。ただし、この場合 $L/H$ が1.5程度以上であることが条件となる。
- 2) 打継面の剥離、あるいは相対変位による外部拘束の変化を表現するためのばねモデルを組み込んだ有限要素解析の結果が、各試験体において観察された応力、ひずみ、変位の3量と対応を示すまで繰り返し解析を行い、各 $L/H$ および付着状態に対応する打継面のばね係数を同定した。
- 3) M1、M2、M3による打継面の付着状態が変化した場合の外部拘束に対する検討の結果から、次の3つの状態において外部拘束の大きさがどの程度であるかを明らかに

した。①付着が十分に確保されている場合、すなわち、拘束体と被拘束体が鉄筋によって補強されている場合には、打継面での一体性が保たれるように水平および鉛直方向ともに拘束度は十分に大きな値となり、材令による変化はない。②ダムコンクリートのように無筋で、入念に打継ぎを行った場合、本研究では中程度の付着状態と位置付けたが、この場合には打継面に剥離および相対的な変形が生じ、これに応じて水平および鉛直方向の拘束度が変化する。すなわち、剥離した部分では鉛直拘束はほぼゼロとなり、水平拘束は、初期剛性の20%程度となる。③軟らかい地盤に直接打設したコンクリートのように打継面の付着が弱い場合には、水平および鉛直ともに拘束度は材令によらずほぼゼロに近くなる。

- 4)  $L/H$ が5以下(M4、M5)の試験体の場合には、ばね係数を温度の上昇、降下、定常の各段階によって変化させなければ実測結果を十分に表現することはできない。したがって $L/H$ が小さい場合は、 $L/H$ が大きい場合とは異なった外部拘束の作用がある。すなわち、 $L/H$ が大きい場合には、コンクリート硬化時に端部が徐々にそり上がり、打継面に剥離を生じるが、変形は端部に集中して被拘束体全体に及ぶ変形とはならないが、 $L/H$ が小さい場合は、温度上昇時においても、降下時においても、中央部までも浮き上がるなど、コンクリート全体が変形する。それゆえ、このようなコンクリート硬化時の変形に起因して、拘束の度合いが複雑に変化する。
- 5) コンクリートブロックの長さをパラメータとした接触問題としての変形解析の結果では、長さ15m以上のものでは、コンクリート打継面の端部に剥離が生じ、長さが10m以下のものでは中央部からかなりの範囲に剥離が生じる。この解析結果から判断すると、試験体長の10m以下のものでは、剥離する部分が多くなることによって、拘束体からの拘束が弱められ、既設コンクリートとの一体性が損なわれるためC.L法による解析の結果が実測と十分に対応しなくなる。
- 6) 有限要素法により同定したばね係数の変化から判断して、C.L法により解析を行う場合でも、無筋コンクリートで $L/H$ が5より小さいときには、通例行われている外部拘束係数の与え方では、実測結果との対応が十分でない。この場合には、C.L法の外部拘束係数の値を材令に応じて細かく変化させる必要があることを示し、解析結

果が各試験体の実測結果にあうように同定した外部拘束係数( $R_N$ ,  $R_M$ )の値の一例を示した。

- 7) 打継面の剥離および相対変位を考慮しない有限要素解析および土木学会標準示方書に記載された外部拘束係数を用いたコンペンセーション法を用いて温度応力解析を行う場合、良好な解が得られる範囲を明らかにした。

6章では、4章での実験結果に対する検討に用いたコンペンセーション法の成立のための前提条件であるコンクリート断面内でのひずみ分布の直線性を確認することを目的として、一般に使用されているコンクリート埋設型ひずみ計に対して、独自の改良を加え、これを用いてコンクリート断面内のひずみ分布を測定した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) コンペンセーション法の成立のための前提条件であるひずみ分布の直線性について、標準型のひずみ計からでは、直線性が成立しているとはいえないが、定着部にねじ型金具をとりつけた改良B型のひずみ計ではひずみが直線分布しているとみなし得ることを実験により確認した。
- 2) 改良型ひずみ計は、ひずみの応力換算において標準型のひずみ計に比べ有効応力計との対応性が著しく向上することを示した。特に改良B型は有効応力計との対応が良好であった。
- 3) コンクリートの線膨張係数はひずみ計の種類により異なった。改良B型のひずみ計から算出した線膨張係数は標準型のひずみ計から算出した値よりも25%程度小さい値であった。

本研究の目的は、外部拘束の作用メカニズムを正確に解明し、マスコンクリート構造物の建設過程で生じる温度応力を精度良く予測する方法を開発することである。これにより、コンクリート構造物の初期応力として位置付けられる温度応力を定量的に評価し、より高度な安全性を有する構造物の設計・施工の方法を提案しようとするものであった。

そこでこの目的のため、実際に施工条件における打継面の付着の状態として、代表的な3つケースを想定した温度応力実験と、打設したコンクリートの $L/H$ をパラメータ

とした温度応力実験を行い、さらにそれに対する解析を実施した。実験および解析の比較から、代表的な3つの施工条件およびL/Hが変化した場合の外部拘束のメカニズムを明らかにするとともに、水平方向および鉛直方向の外部拘束の大きさを示し、いずれの施工条件においても有限要素法により、精度良く温度応力を予測することを可能にした。その結果、温度応力の発生が懸念されるコンクリート構造物の建設においても、あらかじめ発生する温度応力を正確に予測し、設計あるいは施工の段階で最適な温度応力対策を講じることによって、合理的に初期応力を制御することが可能となり、本研究の目的を達成した。

#### 謝辞

本研究は、筆者が法政大学にて行った卒業研究および、東急建設株式会社入社後の10年間にわたる研究成果をまとめたものです。そもそも、私がマスコンクリートの温度応力に関する研究を始めるきっかけは、法政大学在学中に小林正几教授から、当時、電力中央研究所に在籍しておられた田邊忠顕先生をご紹介をいただき、田邊先生のご指導の下で始めた卒業研究であります。田邊先生は1981年に名古屋大学に移られ、現在、名古屋大学工学部土木工学科教授でいらっしゃいますが、先生には、私が東急建設入社から今日至るまで、終止、懇切丁寧なご指導を賜りました。ここに、研究論文をまとめることができましたもの、10年間の長きにわたり田邊先生のご教示、ご鞭撻のおかげであります。心より感謝申し上げます次第であります。また、研究だけでなく私的にも、いろいろとお世話をいただき、私が現在のような研究業務に携わることが出来ますのも、田邊先生のご指導があつてのことと信じ、先生へのお礼の気持ちは言葉では言い表せないほどです。

法政大学工学部教授小林正几先生には、学生時代からお世話いただいただけでなく、論文審査をお願いし、貴重なご意見、ご助言をいただきました。ここに記して、心より感謝申し上げます次第であります。本論文を執筆するに当たって、法政大学工学部満木泰郎教授には、論文の細部にわたり、一字一句、ご助言いただき、論文のとりまとめにご指導をいただきました。また、ご多忙でいらっしゃるにもかかわらず、快く論文審査に係わる諸手続きなどご面倒をお引き受けくださったこと、ここに深く感謝申し上げます次第です。

法政大学工学部坪井善隆教授、法政大学計算センター武田洋教授には、論文審査を通じて、示唆に富むご助言をいただきましたこと、深くお礼申し上げます。

本論文の4章で述べた実験では、東急建設(株)技術研究所土木施工研究室長西岡哲氏、ならびに土木材料研究室長前田強司氏にご助力をいただきました。特に、西岡室長には、東急建設入社後から10年の長期にわたり、温度応力に関する研究に理解をくださり、多大なる支援をいただきました。ここに心より感謝の意を表します。また、5章で述べた解析では、共同研究者であり、名古屋大学工学部土木工学科修士課程に在籍されていた今枝靖典氏、高辻康氏の多大なる努力と精力的な研究活動なしでは、成果を得られることができなかつたと信じています。

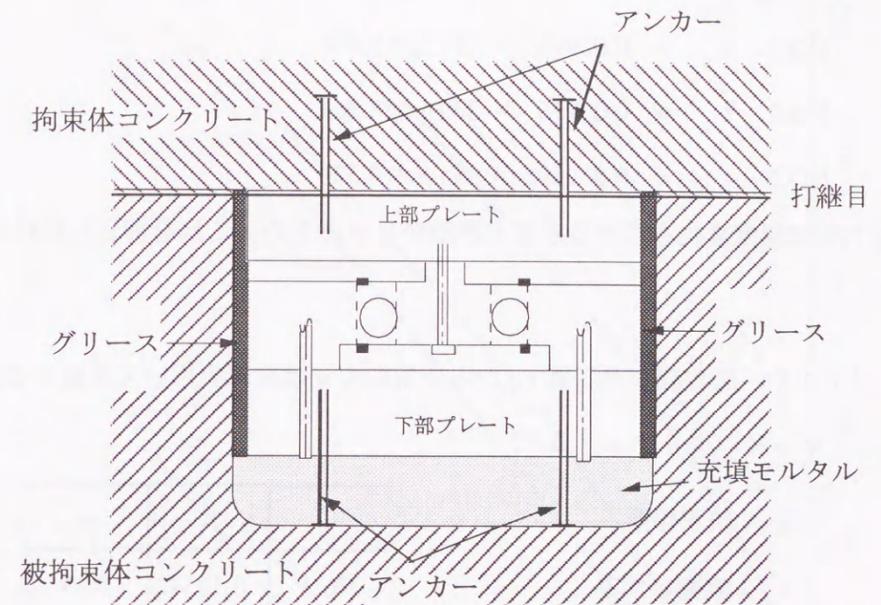
私が東急建設に在籍していながらもこのような研究を行うことをご支援をいただきました、東急建設（株）取締役技術研究所長常田左門氏、技術研究所土木研究部長成行惇氏、技術研究所土木構造研究室長増田芳久氏、土木設計部長赤澤正幸氏、土木設計部設計第1課課長大高陽一氏に厚く御礼申し上げます。

最後に、東急建設（株）技術研究所土木研究部研究員であり、妻でもある石川弘子が、私の研究に理解を示し、ともに努力をしてくれたことに心より感謝したいと思います。

## 付 録

圧力計の校正係数について

付録-図1に、独自に開発した圧力計の概要を示す。圧力計の変形は、圧力計の弾性係数がコンクリート弾性係数より小さいため、埋設された圧力計周辺のコンクリートの弾性係数に支配されると考えられる。



付録-図1 圧力計の概要

圧力計の弾性係数 (実測結果 付録-図2より)

$$\text{NO.1 } E_{K1} = 9.985 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{NO.2 } E_{K2} = 9.290 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{NO.3 } E_{K3} = 9.898 \text{ kgf/cm}^2$$

コンクリートの (拘束体) 弾性係数 材令50~55日

$$E_c = 2.50 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

コンクリートの作用応力を  $\sigma_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$  と仮定するとコンクリートのひずみは

$$\epsilon = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{1.0}{2.5 \times 10^5} = 4 \times 10^{-6}$$

となる。このとき、圧力計の見かけの作用応力  $\sigma'$  は

NO.1  $\sigma'_1 = \epsilon \cdot E_{K1} = 4 \times 10^{-6} \times 9.985 \times 10^3 = 0.03994 \text{ kgf/cm}^2$   
 NO.2  $\sigma'_2 = \epsilon \cdot E_{K2} = 4 \times 10^{-6} \times 9.290 \times 10^3 = 0.03716 \text{ kgf/cm}^2$   
 NO.3  $\sigma'_3 = \epsilon \cdot E_{K3} = 4 \times 10^{-6} \times 9.898 \times 10^3 = 0.039592 \text{ kgf/cm}^2$   
 となる。圧力計の見かけの校正係数（付録-図3）より、コンクリートに  $\sigma_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$  作用した時の圧力計計測値は、次のようになる。

NO.1  $\epsilon_o = 0.03994 \times 237.5 \approx 9.486$   
 NO.2  $\epsilon_o = 0.03716 \times 230.5 \approx 8.565$   
 NO.3  $\epsilon_o = 0.039592 \times 235.5 \approx 9.324$

また、圧力計は温度変化を受けると零点移動が起きるため、これを補正しなければならない。

以上より、圧力計の実測値  $\epsilon_o$  から作用応力  $\sigma$  は次式を用いて算定する。

$$\sigma = K (\epsilon_o - \alpha \cdot \Delta T)$$

ここに

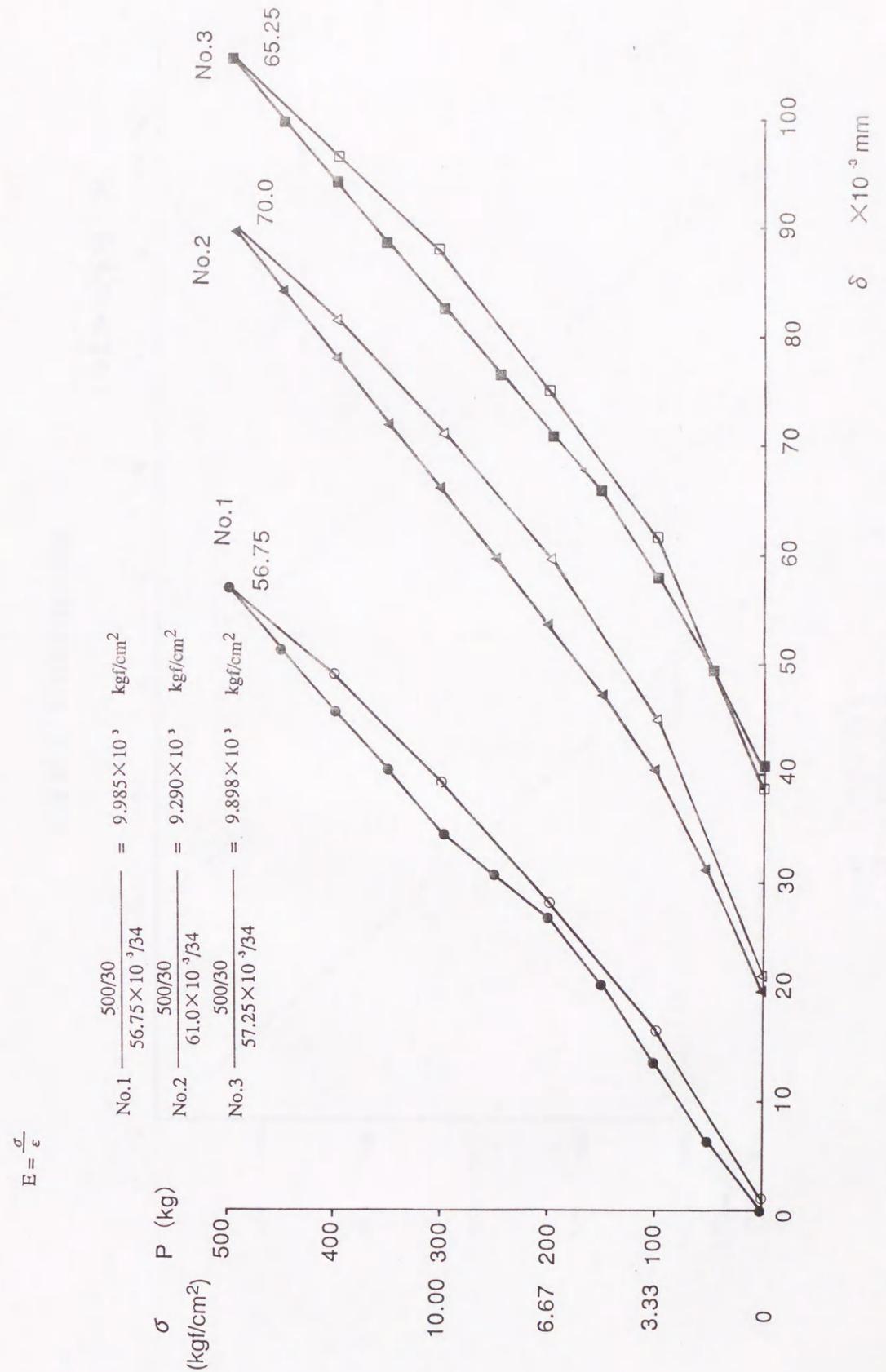
K : 校正係数

$\epsilon_o$  : 実測ひずみ

$\alpha$  : 零点移動

$\Delta T$  : 温度変化量

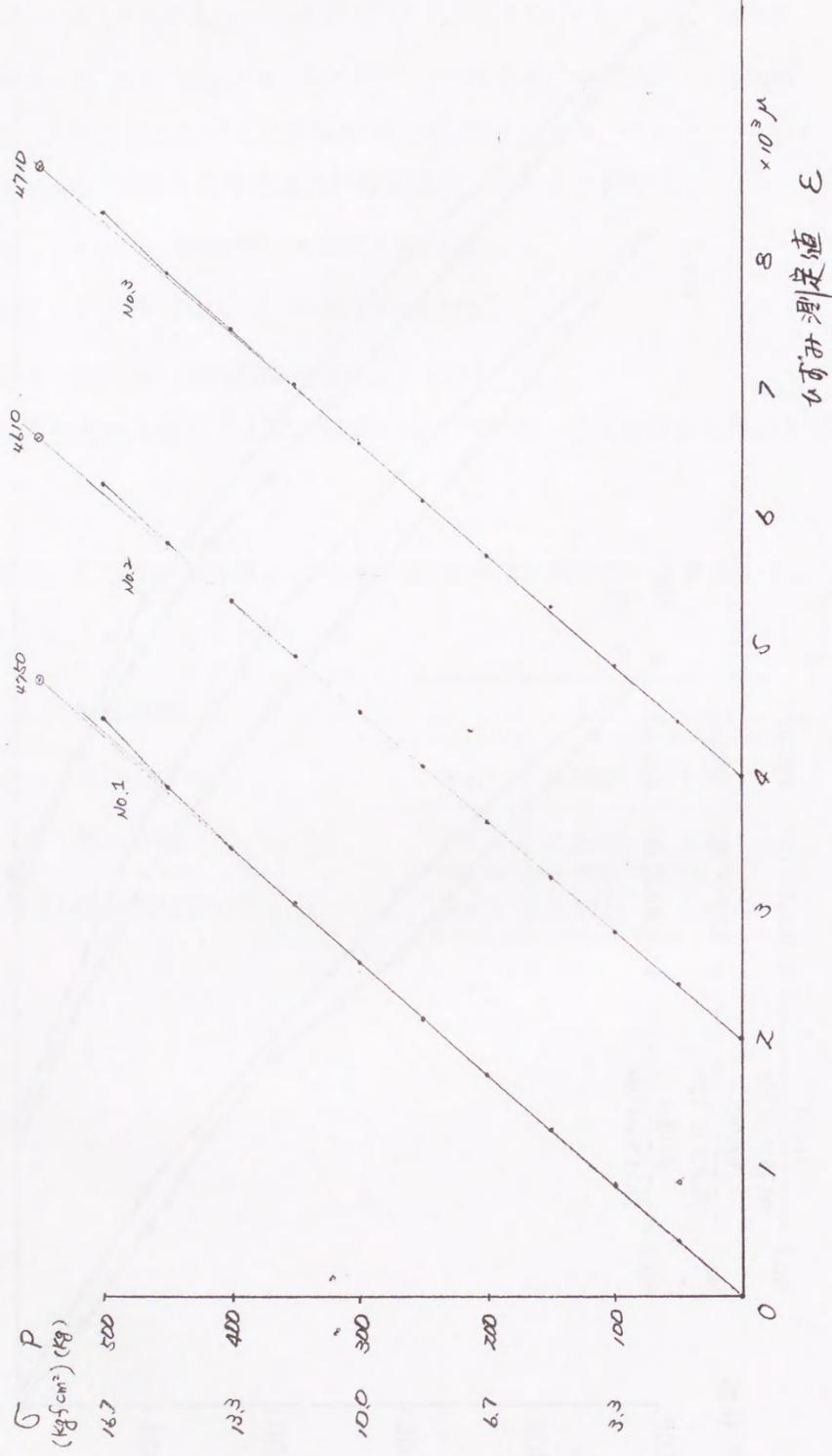
	K	$\alpha$
No.1	0.1054	1.75
No.2	0.1168	3.47
No.3	0.1073	1.00



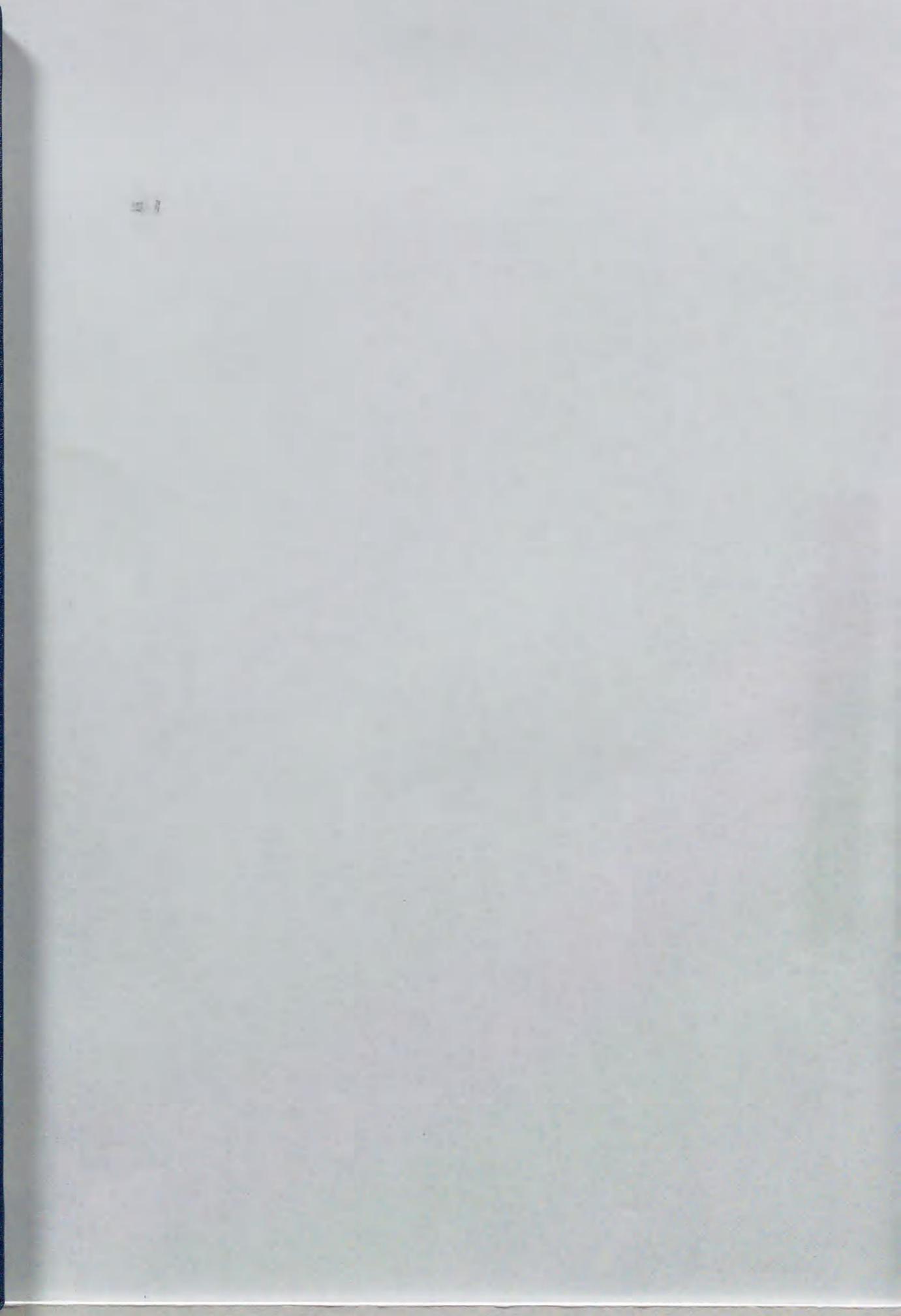
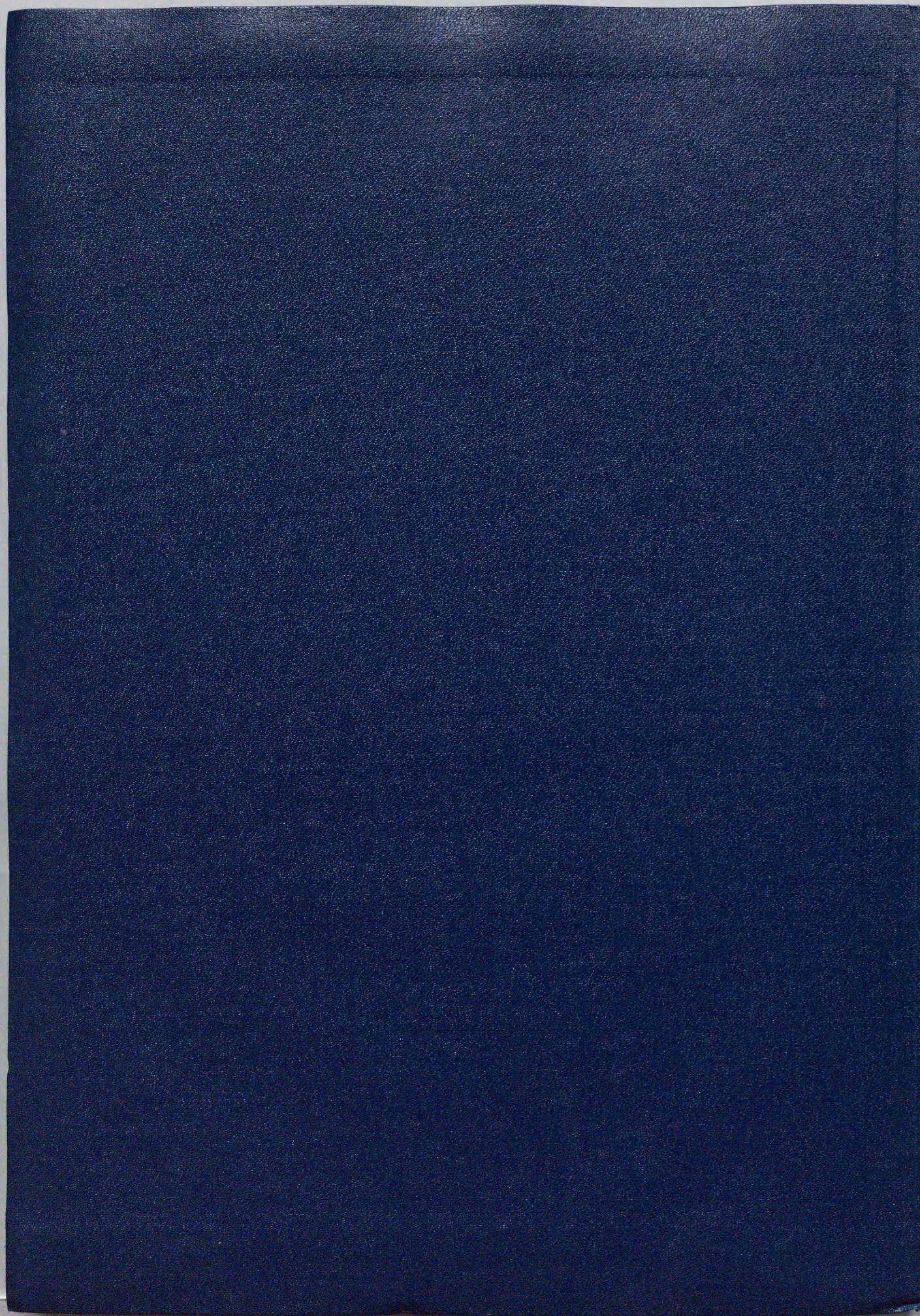
付録-図2 圧力計の弾性係数

校正係数

No.1 = 237.5  $\mu/\sigma$   
 No.2 = 230.5  $\mu/\sigma$   
 No.3 = 235.5  $\mu/\sigma$



付録-図3 圧力計の校正係数



0003.jp2	論文要旨 / p1
0011.jp2	目次
0014.jp2	1章 序論 / p1
0014.jp2	1.1 本研究の目的 / p1
0016.jp2	1.2 各章の概要 / p4
0018.jp2	2章 温度応力に関する既往の研究 / p7
0018.jp2	2.1 温度応力解析の特徴 / p7
0019.jp2	2.2 温度解析手法に関する既往の研究 / p9
0020.jp2	2.3 温度応力解析手法に関する既往の研究 / p10
0023.jp2	2.4 コンペンセーションプレーン法およびコンペンセーションライン法 / p17
0026.jp2	2.5 実測値を基にした拘束度に関する既往の研究 / p23
0027.jp2	2.6 既往の研究に対する本研究の意義 / p25
0030.jp2	参考文献 / p30
0032.jp2	3章 外部拘束と温度応力の発生パターン / p33
0032.jp2	3.1 温度応力発生パターンの分類 / p33
0039.jp2	3.2 解析におけるモデル化 / p46
0048.jp2	3.3 打継面における拘束係数 / p64
0051.jp2	3.4 せん断試験より求めた水平方向拘束係数を用いた温度応力解析 / p70
0052.jp2	3.5 応力のパターンと変形状 / p72
0055.jp2	3.6 結論 / p79
0056.jp2	参考文献 / p81
0058.jp2	4章 マスコンクリートの温度応力実験 / p83
0058.jp2	4.1 はじめに / p83
0059.jp2	4.2 実験の目的 / p84
0059.jp2	4.3 実験のパラメータおよび試験体の仕様 / p84
0067.jp2	4.4 計測内容 / p100
0070.jp2	4.5 温度の実測結果 / p107
0074.jp2	4.6 変位の計測結果 / p115
0085.jp2	4.7 変位計測から求めた水平方向の拘束度 / p136
0088.jp2	4.8 コンペンセーション法によるはり理論からの変形に関する検討 / p142
0090.jp2	4.9 ひび割れ、剥離、および応力分布について / p147
0092.jp2	4.10 ひずみの計測結果 / p151
0096.jp2	4.11 打継面の挙動 / p158
0097.jp2	4.12 結論 / p160
0098.jp2	参考文献 / p162
0100.jp2	5章 実験結果に対する解析的検討 / p165
0100.jp2	5.1 解析の目的 / p165
0100.jp2	5.2 実験に対する理論的検討 / p165
0105.jp2	5.3 解析手法の開発 / p174
0108.jp2	5.4 解析結果 / p181
0116.jp2	5.5 Mohr-Coulombの破壊規準を用いた打継面のモデル化 / p197
0118.jp2	5.6 コンペンセーションライン法の外部拘束係数 / p201
0120.jp2	5.6 結論 / p205
0122.jp2	参考文献 / p208
0123.jp2	6章 マスコンクリートにおける断面内のひずみ分布 / p209
0123.jp2	6.1 マスコンクリートにおけるひずみの直線性の意義 / p209
0123.jp2	6.2 改良型ひずみ計の仕様と標準型ひずみ計との比較 / p209
0126.jp2	6.3 改良型ひずみ計を用いた線膨張係数の比較 / p214
0126.jp2	6.4 コンクリート断面内のひずみ分布 / p215
0127.jp2	6.5 ひずみの直線分布に関するまとめ / p217
0128.jp2	参考文献 / p218
0129.jp2	7章 結論 / p219