共同研究報告書
整理番号 第329号

繊維補強吹付けコンクリートを用いたトンネル覆工の補強方法の開発に関する共同研究報告書

平成18年3月

独立行政法人土木研究所
基礎道路技術研究グループ
戸田建設株式会社
西松建設株式会社

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第329号2006年3月

繊維補強吹付けコンクリートを用いたトンネル覆工の補強方法の開発に関する共同研究報告書

独立行政法人土木研究所	基礎道路技術研究グループ		上席研究員	真下　英人
	同		主任研究員	石村　利明
	同		前主任研究員	箱石　安彦
戸田建設株式会社	土木本部	土木工事技術部	技術課長	熊谷　成之
	同	環境ソリューション部	ﾏﾈｰｼﾞｬｰ	金井　進
	同	同	ｻﾌﾞﾏﾈｰｼﾞｬｰ	内藤　欣雄
	同	同	主管	野々目　洋
	同	土木工事技術部	主任	小玉　正文
	同	環境ソリューション部	主管	田中　徹
	同	土木工事技術部	主任	安田　好伸
	同	環境ソリューション部		清水陽一郎
西松建設株式会社	技術研究所		技術研究部長	松井　健一
	同	土木技術研究課	課長	高橋　秀樹
	同	同	係長	浅井　功
	同	同	係長	松浦　誠司
	同	同	係長	新谷　壽教
	同	同	主任	椎名　貴快

要旨

これまで変状の発生したトンネルに対しては、耐荷力の強化を目的として各種の補強対策が実施されてきたが、内空断面に余裕の無い場合、薄肉の補強対策（例えば、内巻きコンクリート工）では圧縮力に対して充分な対策となっているかどうかは明確ではなかった。このため、(独)土木研究所、戸田建設㈱および西松建設㈱は、共同研究により内空断面に余裕が無い場合に、薄肉でも圧縮力に対して充分な安全性を確保でき、かつ工期短縮やコスト縮減も期待できる補強対策として、新しく開発したポリプロピレン繊維を混入した繊維補強コンクリートを既設覆工内面に吹き付ける補強工法の開発に取り組んできた。

本共同研究報告書は、共同研究成果として２種類の載荷形式を用いた実験結果より、開発補強工法の耐荷力を調べるとともに、解析により耐荷力に必要とされる最小吹付け厚さの算定、さらには本開発工法を用いた施工法などの検討結果についてとりまとめたものである。

キーワード：トンネル、補強、繊維補強吹付けコンクリート、ポリプロピレン繊維

目　次

1．共同研究開発の概要 ---------- 1
1.1　開発工法の概要 ---------- 1
1.1.1　工法の概要 ---------- 1
1.1.2　工法の特徴 ---------- 1
1.2　研究内容 ---------- 2
1.3　トンネル覆工載荷実験結果の概要 ---------- 2
1.3.1　実験の目的 ---------- 2
1.3.2　実験概要 ---------- 2
1.4　耐荷力の評価方法 ---------- 6
1.4.1　評価方法の概要 ---------- 6
1.4.2　実大載荷試験結果の再現 ---------- 7
1.4.3　目標荷重を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さ ---------- 7
1.5　まとめ ---------- 8

2．研究概要 ---------- 9
2.1　目的 ---------- 9
2.2　工法の概要 ---------- 9
2.2.1　工法の特徴 ---------- 9
2.2.2　繊維補強吹付けコンクリート ---------- 10
2.3　研究内容 ---------- 10

3．トンネル覆工載荷実験 ---------- 12
3.1　実験装置 ---------- 12
3.2　実験条件 ---------- 14
3.2.1　載荷形式 ---------- 14
3.2.2　実験ケース ---------- 16
3.2.3　覆工の厚さ・強度・使用材料 ---------- 16
3.2.4　補強工法の仕様 ---------- 17
3.3　実験の準備 ---------- 20
3.3.1　覆工コンクリートの作製・設置 ---------- 20
3.3.2　吹付けコンクリート試験体の作製 ---------- 21
3.3.3　管理供試体 ---------- 22
3.3.4　計測項目 ---------- 22
3.4　実験結果 ---------- 28
3.4.1　フレッシュ性状試験結果 ---------- 28
3.4.2　硬化性状試験結果 ---------- 29
3.4.3　耐久性試験結果 ---------- 34

3.4.4　試験結果（TN1） ---------- 38
3.4.5　試験結果（TN2） ---------- 61
3.4.6　実験結果のまとめ ---------- 77

4．耐荷力の評価方法 ---------- 79
4.1　解析概要 ---------- 79
4.1.1　目的と概要 ---------- 79
4.1.2　コンクリートモデルの概要 ---------- 80
4.1.3　載荷版・支持版のモデル化について ---------- 83
4.1.4　解析での接合面の考え方について ---------- 83
4.2　解析ケース ---------- 85
4.3　FEM解析結果 ---------- 86
4.3.1　載荷形式Ⅰ（吹付け前試験体による損傷載荷試験：No.①） ---------- 86
4.3.2　載荷形式Ⅰ（吹付け後試験体による載荷試験：No.②） ---------- 91
4.3.3　載荷形式Ⅰ（吹付け前試験体による載荷試験：No.③） ---------- 98
4.3.4　載荷形式Ⅰ（吹付け後試験体による載荷試験：No.④） ---------- 101
4.3.5　載荷形式Ⅱ（解析No.⑤） ---------- 106
4.3.6　載荷形式Ⅱ（解析No.⑥，⑦） ---------- 113
4.4　まとめ ---------- 118
4.4.1　載荷形式Ⅰ ---------- 118
4.4.2　載荷形式Ⅱ ---------- 118
参考文献---------- 119

5．施工法 ---------- 120
5.1　施工方法の概要 ---------- 120
5.2　施工手順 ---------- 121

6．結論と今後の課題 ---------- 127
6.1　結論 ---------- 127
6.2　今後の課題 ---------- 127

参考資料
施工計画の検討 ---------- 128

１．共同研究開発の概要

1.1　開発工法の概要

1.1.1　工法の概要

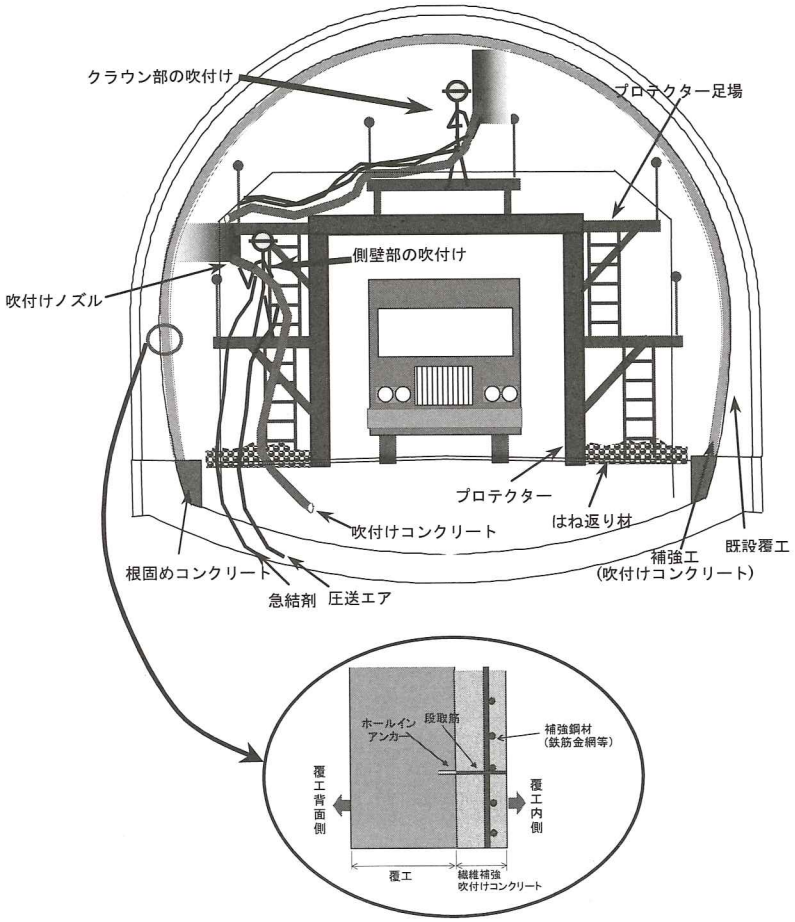
１）工法の開発目的

変状を受けたトンネルの覆工コンクリートに対し、内空断面に余裕のない場合でも地山からの圧縮力に対して、安全性を充分に確保できる補強工法を開発する。

２）工法の内容

既設の覆工に鉄筋金網等を固定し、新しく開発したポリプロピレン繊維を混入した繊維補強コンクリートを既設覆工内面に吹き付ける補強工法である。

工法例として、２車線道路の施工概要図を図－1.1.1 に示す。



図－1.1.1　施工概要図

1.1.2　工法の特徴

本工法の主な特徴を以下に示す。

①補強工事の工期短縮

・緊急工事を含め、比較的短期間での施工が可能となる。

②補強スペースの薄肉化

・高強度コンクリートをベースコンクリートとすることにより、補強スペースを薄肉化することが可能となる。

③施工の自由度が高い

・現場の状況に応じた仕様の決定が可能となる。

④新素材の採用

・新たに開発したポリプロピレン繊維を補強材とすることにより、繊維補強吹付けコンクリートの物理的性状の改善が可能となる。

⑤コスト縮減

・工期短縮や材料単価のコスト減によるコスト縮減が可能となる。

1.2　研究内容

本工法の検討内容は、以下の４項目である。

①繊維補強吹付けコンクリートの補強効果確認実験と評価

②FEM 解析による補強効果評価方法の検討

③本工法の具体的な施工方法の提示

④本工法による施工計画の検討（参考）

1.3　トンネル覆工載荷実験結果の概要

1.3.1　実験の目的

施工実験による本工法の補強効果の確認である。

1.3.2　実験概要

（１）試験体の作製

トンネル覆工載荷実験装置（写真－1.3.1）に予め設置した無垢の覆工コンクリートの損傷試験体を既存の供用トンネルの覆工と見立て、これに繊維を混入したコンクリートを一定の厚さで吹き付けて作製した。



写真－1.3.1　トンネル覆工載荷実験装置の全景

なお、仕様は以下の通りである。

①試験体：２車線断面トンネルを模擬した半円形、外径は 9.7m

②覆工コンクリート：厚さ=30cm，圧縮強度=18 N/mm^2

③吹付けコンクリート：厚さ=125mm，圧縮強度=36 N/mm^2

（2）試験方法

試験は、２種類の荷重状態（以下、「載荷形式」とする）について実施した。

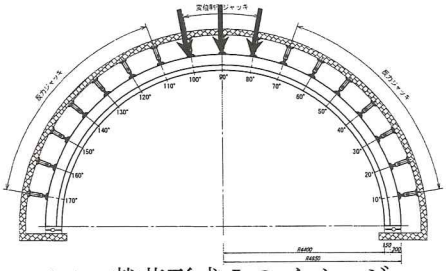
①載荷形式Ⅰ

山岳トンネルにおいて、長期の緩みに起因するような上部からの荷重等に代表される緩み荷重が作用したと想定される場合で、全体的に軸力の影響が大きく表れ、覆工の肩部分の一部で曲げモーメントが集中して発生する載荷形式（図－1.3.1）である。

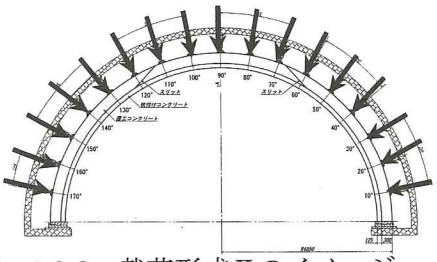
②載荷形式Ⅱ

トンネルに等方的に土圧が作用することを想定した場合で、全周から同一の荷重が作用して、全断面で圧縮となり圧縮破壊に至ると考えられる載荷形式（図－1.3.2）である。

※「↓」は荷重を表す



図－1.3.1　載荷形式Ⅰのイメージ



図－1.3.2　載荷形式Ⅱのイメージ

各載荷形式を採用した実験ケース（TN1，TN2）は、以下の通りである。

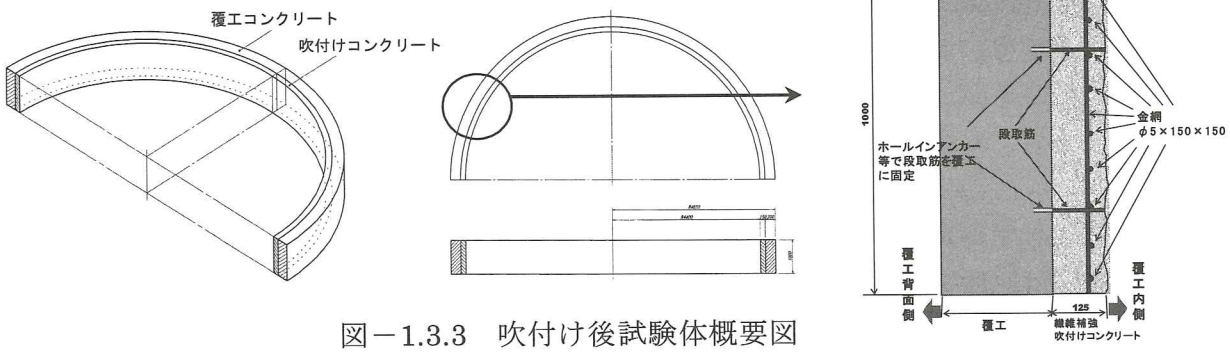
1）TN1（載荷形式Ⅰを採用）

TN1-1 および TN1-2 を段階的に実施した。

①TN1-1：吹付け前試験体（無垢の覆工コンクリート）への損傷載荷

②TN1-2：吹付け後試験体（図－1.3.3）への載荷

※補強工法は、覆工コンクリートに溶接金網（φ5×150×150mm（JIS G 3551））を設置



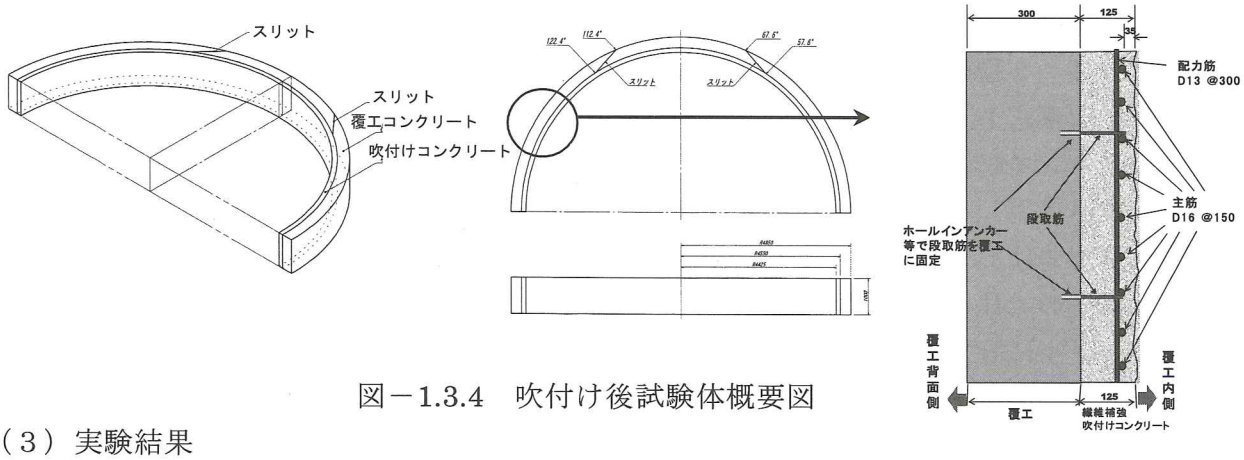
図－1.3.3　吹付け後試験体概要図

2）TN2（載荷形式Ⅱを採用）

吹付け後試験体（図－1.3.4）への載荷

既設の損傷後に補修を施したトンネル覆工を想定した無垢の覆工コンクリートに対し、覆工内面を繊維補強吹付けコンクリートで補強後に載荷した。

※補強工法は、覆工コンクリートに鉄筋（主筋：D16 @150mm，配力筋：D13 @300mm）を設置



図－1.3.4　吹付け後試験体概要図

（３）実験結果

１）繊維補強吹付けコンクリートの特性

①フレッシュ性状試験結果

平均スランプフローは 46～55cm 程度であった。

②硬化性状試験結果

試験結果は表－1. 3. 1 の通り。

表－1.3.1　強度試験結果

区分	ケース	TN1			TN2		
	材齢（日）	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	曲げ強度 (N/mm²)	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	曲げ強度 (N/mm²)
管理供試体※1（吹付け前）	14	58.18	33.07	4.64	53.78	31.16	4.21
管理供試体※2（吹付け後）	14	40.30	24.64	4.26	45.88	28.28	4.16
管理供試体※1（吹付け前）	28	60.91	34.58	－	58.87	32.20	－
管理供試体※2（吹付け後）	28	39.62	26.69	－	51.63	28.71	－

※１管理供試体（吹付け前）：繊維を混入したコンクリートを吹き付ける前の材料を試験用型枠に流し込んで別途作製した供試体

※２管理供試体（吹付け後）：繊維を混入したコンクリートを別途用意した箱型枠内に吹き付けた後にコア削孔および切断機により切出した供試体

③耐久性試験結果

・凍結融解試験結果は、表－1.3.2 の通りである。

相対動弾性係数は、300 サイクル終了時において 80%以上であり、また質量減少率については 0.5%程度とほとんどないことから、耐久的に良好な結果が得られた。

表－1.3.2　凍結融解試験結果

	相対動弾性係数	質量減少率
吹付け前	97.4%	-0.5%
吹付け後	87.2%	-0.4%

・長さ変化試験結果より、繊維混入率 0.3%の方が混入なしに比べ、長さ変化が 30～50 μ 小さくなった。

・促進試験の結果より、中性化深さの進行程度は、26 週の時点で最大 8mm 程度であった。

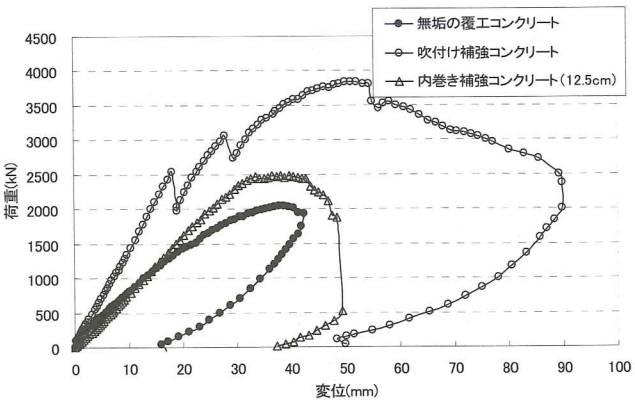
2）補強工法としての適用性

①載荷形式Ⅰ

載荷試験結果を図－1.3.5 に示す。なお、荷重は載荷ジャッキ 6 本の合計で表している。

【結果】

・吹付け補強コンクリートにおいて、変位が 18.80mm のところで荷重が低下した（第 1 次ピーク）。このとき、80～120 度の覆工内面と吹付けコンクリートの界面で付着が切れていたが、覆工コンクリート内には金網を設置しており、コンクリートの剥落等はなかった。その後、載荷とともに荷重は増加傾向を示したが、変位が 29.20mm のところで再度、荷重が低下した（第 2 次ピーク）。ここでは、60～80 度の覆工内面と吹付けコンクリートの界面で付着が切れていたが、ここでもコンクリートの剥落等は見られなかった。さらに載荷を続行したところ、荷重は増加傾向を示し、変位が 49.20mm のところで覆工コンクリートの圧壊による荷重の急激な低下が見られた。その後は載荷とともに荷重が低下し始めたため、このときの最大荷重を耐荷力と判断した。吹付け補強後の耐荷力は、無垢の覆工コンクリートの耐荷力の約 2 倍となり、耐荷力の増大が認められた。



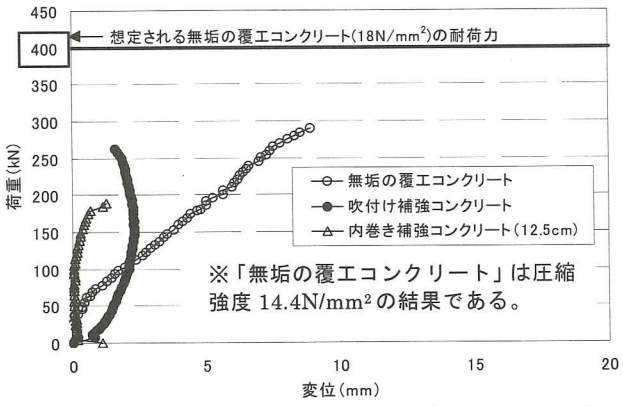
図－1.3.5　荷重－変位曲線（90°位置）

②載荷形式Ⅱ

載荷試験結果を図－1.3.6 に示す。なお、荷重は載荷ジャッキ 1 本の平均値で表している。

【結果】

吹付け補強後の耐荷力は、既往の研究結果から想定される無垢の覆工コンクリート（圧縮強度 18N/mm²）の耐荷力よりも小さい値（約 65%）となった。



図－1.3.6　荷重－変位曲線（90°位置）

1.4　耐荷力の評価方法

1.4.1　評価方法の概要

ひび割れ進展を考慮できる非線形有限要素法（プログラム名称：ATENA）を用い、実大載荷試験で得た部材断面耐力により決定される耐荷力の評価方法について検討した。

（1）検討手順

具体的な検討手順は以下の通りである。

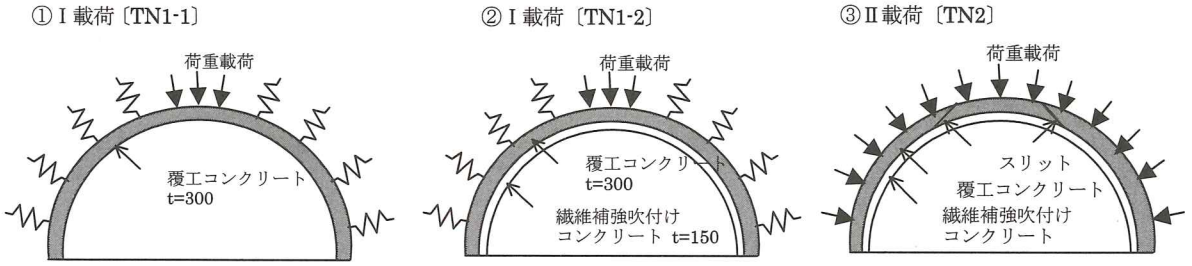
①実験ケース（載荷形式）のモデル化

②実大載荷試験結果の再現

③目標耐荷力を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さの算出

（2）実験ケースのモデル化

FEM 解析を行うにあたり、実験ケース（TN1，TN2）の解析モデルを構築した。



図－1.4.1　解析モデル

（3）目標耐荷力の設定

①載荷形式Ⅰの目標耐荷力は、実大載荷試験結果が再現できる解析モデルを設定し、無垢の覆工コンクリートの設計基準強度を 18N/mm² とした場合の解析上の耐荷力 1,949.9kN（ジャッキ 1 本当たり 1949.9kN/6 本=325kN/本）である。

②載荷形式Ⅱの目標荷重は、覆工コンクリート厚 30cm の場合の耐荷力（400kN/本※1）である。

※1 載荷形式Ⅱの目標荷重は、既往の研究結果※2（圧縮強度 14.4N/mm² の結果）を無垢の覆工コンクリートの設計基準強度 18N/mm² に比例倍で計算し、仮定したものである。

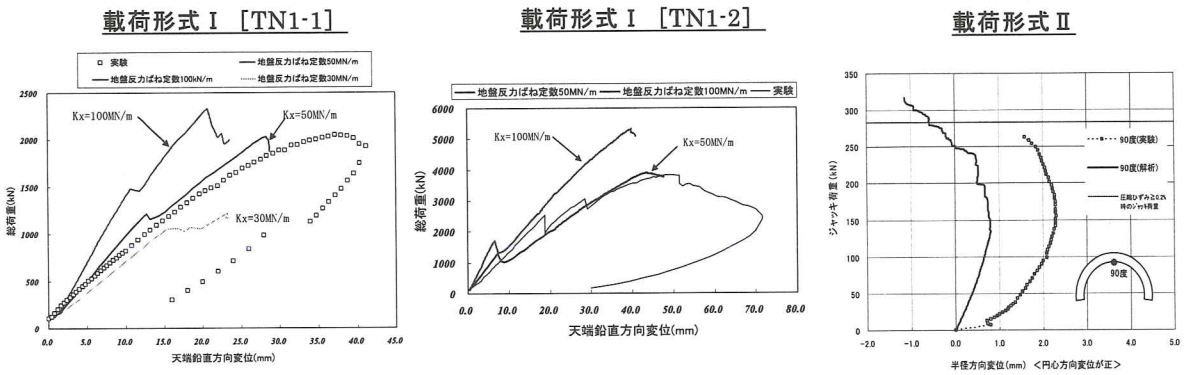
290kN/本×（18 / 14.4）＝362.5 kN/本

さらに、既往の研究結果の 290kN/本に対しては本来ばらつきがあることを考慮して、1 割の補正をすると、362.5 kN/本×1.1≒400 kN/本

※2 既往の研究成果の引用文献は、「トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書 平成 13 年 3 月」

1.4.2　実大載荷試験結果の再現

各載荷試験結果の再現を図－1.4.2に示す。



図－1.4.2　解析結果と実験結果の比較

（1）載荷形式Ⅰ

吹付け前試験体による損傷載荷試験［TN1-1］、吹付け後試験体による載荷試験［TN1-2］ともに、地盤バネをパラメータとして解析することで再現できた。

（2）載荷形式Ⅱ

載荷形式Ⅰと同様に解析モデルの解析条件を再設定するとともに、スリット部および覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの間にインターフェイス要素を導入することで再現できた。

1.4.3　目標荷重を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さ

繊維補強吹付けコンクリート厚さをパラメータとして試算した結果をもとに、目標耐荷力を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さを求めた。

（1）載荷形式Ⅰ

吹付け厚さ（設計125mm（実験時の厚さは150mm（施工誤差＋25mm））では、目標耐荷力の約2倍の耐荷力があることを確認した。なお、別途実施した解析では、目標耐荷力を満足する最小吹付け厚さとしては、50 mm程度であることが推測された。

（2）載荷形式Ⅱ

目標耐荷力(400kN/本)を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さを繊維補強吹付けコンクリート厚さをパラメータとして試算した結果をもとに逆算すると、187.7mm となった。したがって、繊維補強吹付けコンクリートの厚さは、約190㎜以上と推測された。

1.5 まとめ

1．繊維補強吹付けコンクリートは、ファイバーボールの発生がなく、適度なコンシステンシーを有し、ポンプ圧送性も優れるなど、フレッシュ時の施工性状は良好であった。また、硬化後は所要の強度および耐久性を有し、短繊維の混入および溶接金網等の補強材の配置により、覆工コンクリート試験体と吹付け補強コンクリートの複合構造の最終破壊時にも、覆工コンクリートや吹付けコンクリートの内空側への剥落、崩落は見られなかった。さらに、中性化や凍結融解作用に対しては十分な耐久性を有することを確認した。

2．トンネル覆工載荷実験の結果、トンネル頂部から荷重が作用する場合、補強吹付け厚さを 15cm 程度にすることで、無垢の覆工コンクリートの耐荷力以上の耐荷力を得ることを確認した。また、アーチ肩部に弱面を有したトンネル覆工に全方向から荷重が作用し、かつ、両側アーチ肩部において予め縁を切った場合は、無垢の覆工の耐荷力と同等の耐荷力は得られなかった。しかし、実験結果を再現した解析手法による解析結果からは、補強吹付け厚さを増大させることで、無垢の覆工の耐荷力と同等の耐荷力を期待できることを確認した。

3．施工法検討の結果、プロテクターを使用することで、２車線トンネルの場合は１車線を確保しながら、安全に施工可能であることを確認した。
また、吹付け工法を採用したことにより、工期短縮および工事費低減が期待できる。

2．研究概要

2.1　目的

戦後、我が国のトンネルは社会資本整備の一環として数多く構築されてきた。そして最近では、それらのうち30年から50年程度供用されてきたトンネルが多くなり、経年劣化に伴う早急な補修・補強の対応が必要とされてきた。

このような中で、これまで変状の発生したトンネルに対する耐荷力の強化を目的とした各種の補強対策が実施されてきた。しかし、これらの補強対策では内空断面に余裕のない場合、地山からの圧縮力に対する十分な補強対策が困難であった。したがって、内空断面に余裕のない場合でも地山からの圧縮力に対して、安全性を充分に確保できる補強対策の開発が社会的に望まれている。

本研究開発は、このような背景を踏まえ、従来のコンクリート内巻厚の薄肉化を計り、繊維補強吹付けコンクリートを用いた内巻工による補強技術の確立を目的としている。

2.2　工法の概要

本研究における工法は、既設の覆工に鉄筋金網等を固定し、新しく開発したポリプロピレン繊維を混入した繊維補強コンクリートを既設覆工内面に吹き付けることにより、コンクリートの靭性が向上し、剥落を防止することを目的とした補強工法である。

2.2.1　工法の特徴

①補強工事の工期短縮

- 現地で吹き付けて施工するため、プレキャスト版を使用する工法のような事前の工場での製作・養生が不要である。したがって、緊急工事のような計画から着工までの期間が比較的短い場合にも施工可能である。
- 急結剤を用いてコンクリートを吹き付けるため、型枠が不要であり内巻き工法と比較して工期短縮が可能である。

②補強スペースの薄肉化

- 高強度コンクリート（圧縮強度が 36N/mm^2 以上）をベースコンクリートとした繊維補強吹付けコンクリートを用いることは、補強に必要なコンクリート厚さと吹付け後の剥落防止を考慮した上で補強スペースを薄肉化とすることが可能である。

③施工の自由度が高い

- 占用形態に応じて任意に吹付け範囲を設定することが可能である。
- 変状形態に応じて任意に吹付け厚さや、補強鋼材量を設定することが可能である。

④新素材の採用

- 新たに開発したポリプロピレン繊維をコンクリートの補強材として採用した。これは繊維断面形状を十字にし、繊維長手方向に凹凸を設けたものであり、繊維とコンクリートの付着面積を大きくするとともに、物理的結合を高める効果がある。
- 市販されているポリプロピレン繊維やビニロン繊維と比較して安価であるため、繊維混入によるコストアップは最小限に抑えられる。

⑤コスト縮減

- 工期短縮や材料単価のコスト減により、工事全体としてのコスト縮減が期待できる。

2.2.2　繊維補強吹付けコンクリート

水セメント比を 40%、単位セメント量 480kg/m³ とすることで材齢 14 日で圧縮強度 36N/mm² 以上を確保している。繊維混入量は、じん性が向上し、剥落防止効果が十分に得られるとともに、かつフレッシュコンクリートのワーカビリティーを阻害しない範囲でコンクリート体積の 0.3%と定めた。また、急結剤は添加量の調節が容易で粉じんの発生、はね返りの少ない液体急結剤を採用した。

表－2.2.1 に主な使用材料、表－2.2.2 に配合条件をそれぞれ示す。また、ポリプロピレン繊維の物性および形状は、表－2.2.3 および図－2.2.1 の通りである。

表－2.2.1　主な使用材料

材料名	仕　様
セメント	普通ポルトランドセメント
繊維	ポリプロピレン製，十字エンボス
混和剤	高性能減水剤，消泡剤
急結剤	アルカリフリー液体急結剤

表－2.2.2　配合条件

粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	単位 セメント量 (kg/m³)	繊維 混入量 (%×vol)	急結剤 添加率 (%)	圧縮強度 (N/mm²)
13	40	480	0.3	7	36 以上

表－2.2.3　繊維の物性

項目	内容
断面形状	十字型
長手方向の凹凸加工等	凹凸
比重	0.91
換算直径（mm）	0.7
繊維長（mm）	30



図－2.2.1　繊維の形状

2.3　研究内容

具体的な研究内容は以下の通りである。

①繊維補強吹付けコンクリートの補強効果確認実験と評価

②FEM 解析による補強効果評価方法の検討

③本工法の具体的な施工方法の提示

④本工法による施工計画の検討（参考）

（1）繊維補強吹付けコンクリートの補強効果確認実験と評価

本実験は、トンネル覆工載荷実験装置に予め設置した無垢の覆工コンクリートの損傷試験体を既存の供用トンネルの覆工と見立て、これに繊維補強コンクリートを吹き付け、載荷実験を行うことでその補強効果を確認したものである。

一般に、供用されているトンネルに対し、周辺地山の種類や状況およびトンネルと地山の位置関係等により作用する外力の状況は様々である。このような中で、本実験においては外力として以下に示す２種類の載荷形式を設定した。

①トンネルクラウン部に上載荷重が卓越して作用する載荷形式（載荷形式Ⅰ）

②トンネル全断面にわたり等荷重が作用する載荷形式（載荷形式Ⅱ）

実験ケースは２種類とし、各ケースに対し１種類の載荷形式を採用した。この際、計測機器（変位計，ひずみ計）を試験体等に設置することにより、載荷重に対する破壊の進行状況を把握することとした。また、実験結果で得られた吹付け後の耐荷力と無垢の覆工コンクリートの耐荷力との比較から本工法の適用性の評価を行った。

（２）FEM 解析による補強効果評価方法の検討

本検討は、ひび割れ進展を考慮できる非線形有限要素法（プログラム名称：ATENA）を用い、補強効果確認実験で得られた結果をもとに本工法における耐荷力の評価方法を検討した。なお、実験ケースは以下に示す２ケースについて実施した。

①TN1（載荷形式Ⅰを対象）

②TN2（載荷形式Ⅱを対象）

各実験ケースにおける主な検討手順は、以下の通りである。

①解析モデルの構築

・試験体と載荷形式のモデル化

・コンクリート構成則の選定とモデル化

↓

②解析モデルの妥当性検証

・補強効果確認実験結果の再現

・境界条件および物性条件等の設定

↓

③目標耐荷力を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さの算出

・目標耐荷力の算出

・繊維補強吹付けコンクリート厚さの算出

（３）本工法の具体的な施工方法の提案

本検討では、具体的に損傷を受けた道路トンネル（２車線道路）の覆工補強工事を想定し、その工事に本工法を採用した場合の詳細な施工手順を提案した。

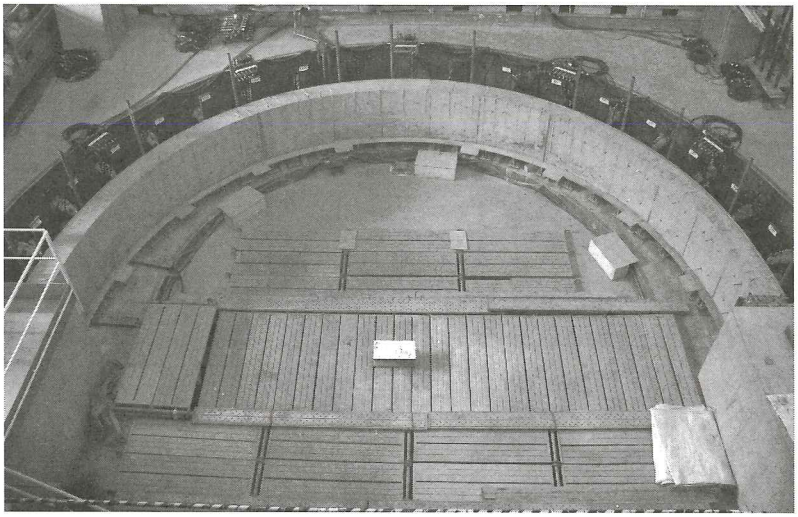
なお、施工条件については、工事中においても一般車両の規制をしながらの供用を考慮している。

３．トンネル覆工載荷実験

3.1　実験装置

独立行政法人土木研究所内にある構造力学実験施設において、トンネル覆工載荷実験装置（写真－3.1.1）を使用して実験を行った。

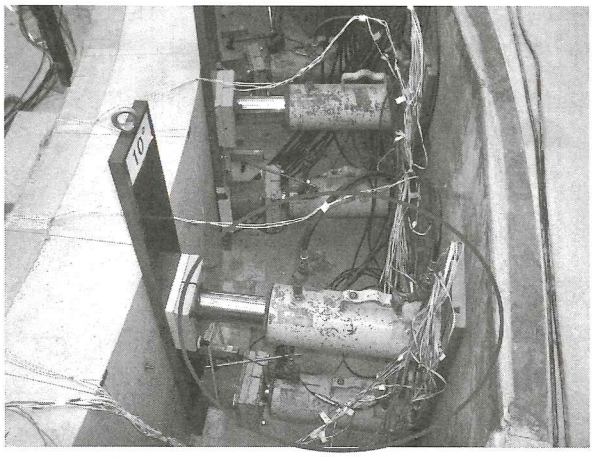
本節では、実験に用いた実験装置について説明する。



写真－3.1.1　トンネル覆工載荷実験装置の全景

（１）設備仕様

写真－3.1.2 に反力板と油圧ジャッキを示す。この油圧ジャッキに油圧を送るために油圧源を用いた。また、表－3.1.1 に載荷実験装置の設備仕様を示す。



写真－3.1.2　反力板と油圧ジャッキ

今回実施した実験では、ジャッキは 10 度ピッチの 17 断面とし、1 断面あたり 2 台を設置し、合計で 34 台のジャッキを使用した。

表－3.1.1　載荷実験装置の設備仕様

設備名	構成部品	仕様・内容
油圧ユニット	油圧ユニット	使用圧力：最大 35MPa
	油圧配管	油圧源～サーボ弁マニホールド間：高圧用鋼管 サーボ弁マニホールド～油圧ジャッキ間：高圧ゴムホース
	サーボ弁	使用油圧：最大 35MPa
	サーボ弁 マニホールド	入出口配管：鋼管接続 分岐数：最大 6 系統
油圧ジャッキ	油圧ジャッキ	両動型 500kN×300mm(st)×36 台，1000kN×6 台 ピストン径：125mm
制御装置	制御装置	制御方式：電気油圧サーボ式 制御範囲：0～100%(0～35 MPa) 制御量：0～100%の整数値以内 制御精度：±1%以内

（2）ジャッキの制御方法

ジャッキ 6 台を 1 ポートで制御、合計 6 ポートで荷重を制御する構造で、1 ポート 6 ジャッキの全てを使用しない場合は、該当ジャッキのバルブを閉じることにより対応した。

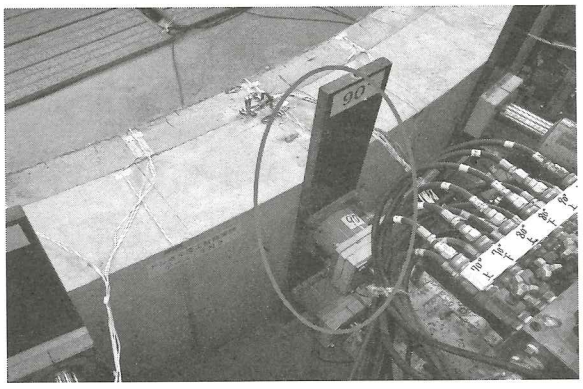
本実験では、後述する 2 種類の載荷形式による載荷を行ったが、その中で変位制御で実施した実験ケースがある。その場合は、載荷に必要とされるジャッキを変位制御が可能な装置に付け替えることで対応した。

（3）載荷板および支承部

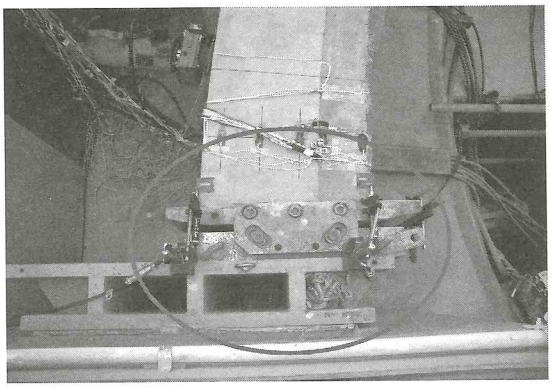
写真－3.1.3 に載荷板を示す。

ジャッキによる載荷は、実際には頭部からの点載荷とみなすことになるが、それを実際の地山の条件である面載荷の状態に近づけるために、ストローク等を考慮した結果、高さ 1200mm、幅 200mm、厚さ 30mm の鋼板を供試体とジャッキの間に挟み、載荷を行うこととした。

写真－3.1.4 に支承部を示す。変位については鉛直方向を固定、水平方向は自由（摩擦有り）、曲げモーメントは自由とする支承である。



写真－3.1.3　載荷板

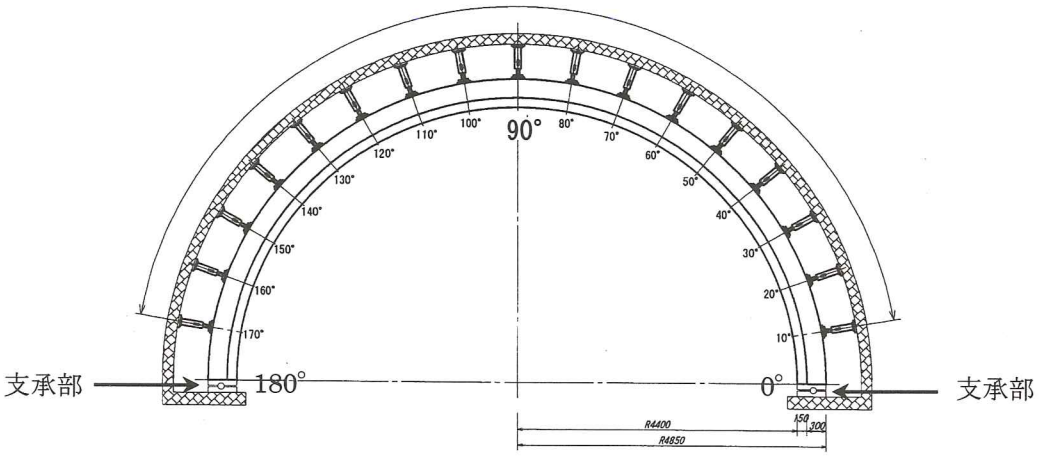


写真－3.1.4　支承部

3.2　実験条件

3.2.1　載荷形式

本実験に用いる試験体は、２車線断面トンネルを模擬した半円形で、外形は 9.7m である。試験体は図－3.2.1 に示すように設置し、トンネル中心方向に載荷した。また、荷重の載荷位置やひび割れの発生等について説明を加えるため、座標系を設定した。すなわち、トンネル覆工を内面側から見て、右側の脚部を 0 度、天端部を 90 度、左側の脚部を 180 度とした。



図－3.2.1　トンネル覆工試験体の座標系

また実験では、荷重状態（以下、「載荷形式」とする）を以下に示す 2 通りで実施した。

（1）載荷形式 I

山岳トンネルにおいて、長期の緩みに起因するような上部からの荷重等に代表される緩み荷重が作用したと想定される場合で、全体的に軸力の影響が大きく表れ、覆工の肩部分の一部で曲げモーメントが集中して発生する載荷形式である。

具体的な載荷手順は、以下の通りである。

①初期軸力導入として、全ジャッキを等圧載荷（荷重制御）し、各ジャッキが 20kN に達するまで荷重増加分約 5kN ずつ段階的に載荷した。

②各ジャッキが約 20kN に達した時点で θ =80°，90°，100° 以外のジャッキのバルブを閉め、以降の本載荷では反力ジャッキとした。

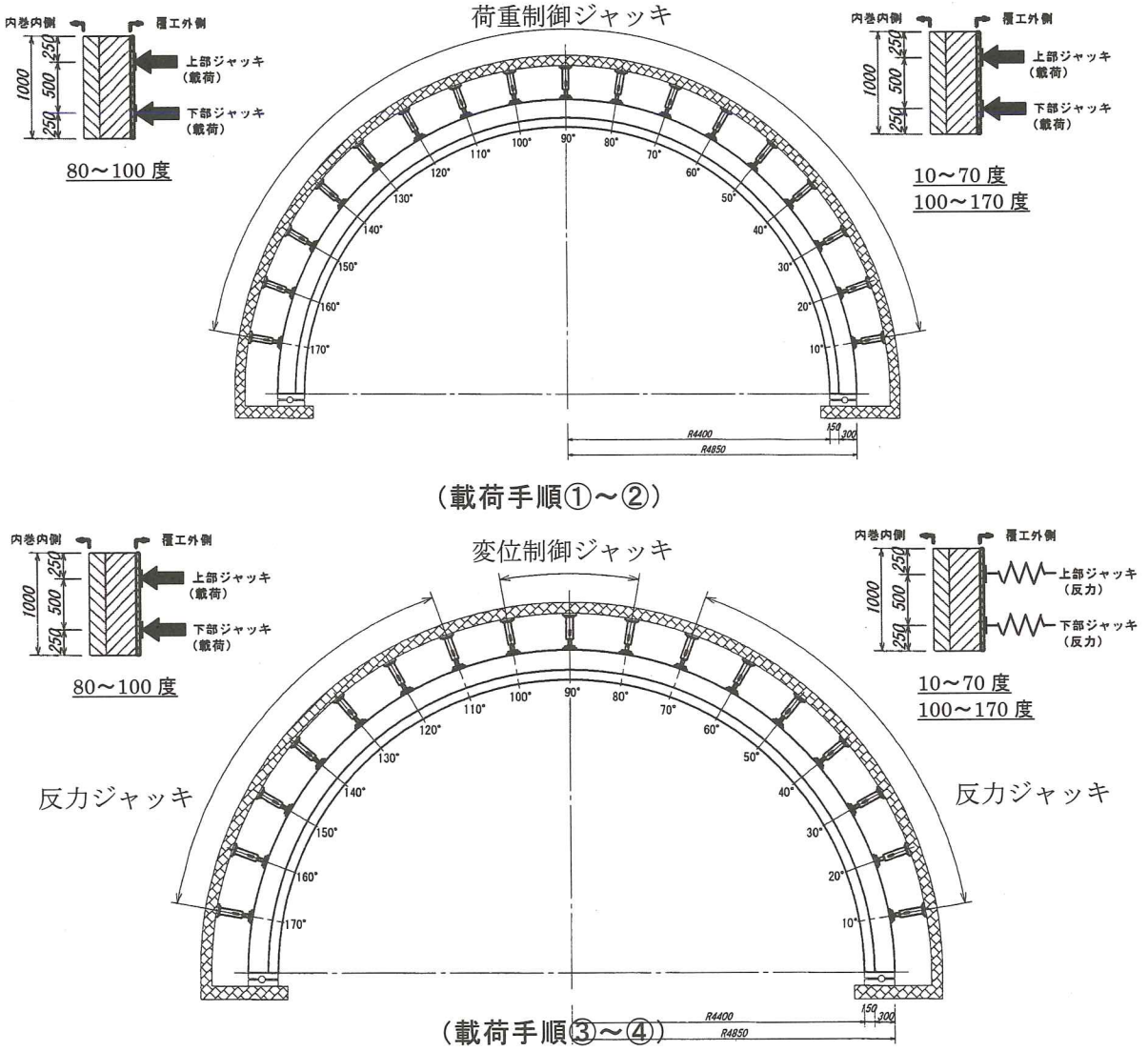
③変位制御に切り替え、1 ステップ毎の強制変位を行う。1 ステップ当たりの変位量を表－3.2.1 に示す。

表－3.2.1　1 ステップ当たりの変位量（単位 mm）

ジャッキ位置	θ =80°	θ =90°	θ =100°
θ =90° 変位が 10mm まで	0.25	0.40	0.25
θ =90° 変位が 10mm より大	0.50	0.80	0.50

④③のステップ載荷を繰り返し、最大荷重を確認するまで継続した。
⑤載荷終了については、破壊するまでとした。
⑥載荷終了後、除荷を行う。変位の割合は載荷ステップと同様とした。

図－3.2.2 に載荷形式Ⅰのイメージを示す。



図－3.2.2　載荷形式Ⅰのイメージ

（2）載荷形式Ⅱ

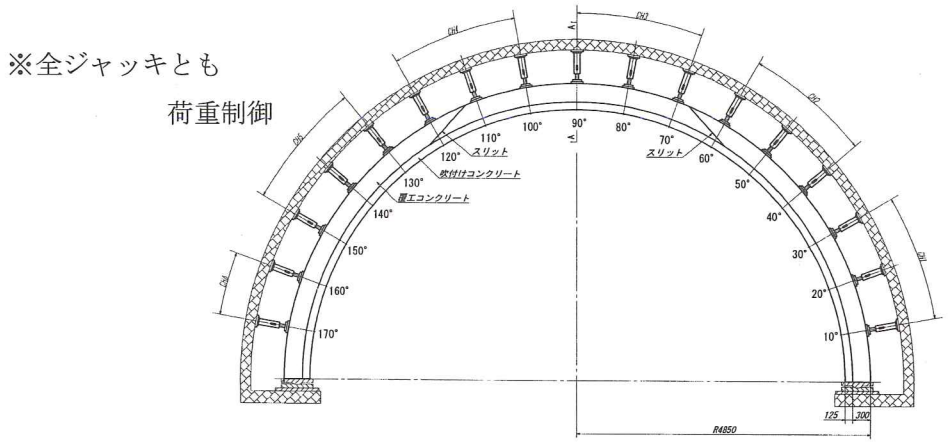
トンネルに等方的に土圧が作用することを想定した場合で、全周から同一の荷重が作用すると、全断面で圧縮となり圧縮破壊に至ると考えられる。図－3.2.1 の座標系において、10～170 度の 17 断面のジャッキを用いて載荷を行った。

載荷手順は以下の通りである。

①荷重制御で行い、全ジャッキで等荷重をステップ載荷した。載荷ステップは 5kN/本までは１ステップ当たり１kN/本とし、5kN/本を超えてからは１ステップ当たり 5kN/本とした。

②①のステップ載荷を繰り返し、最大荷重を確認するまで継続した。
③載荷終了については、破壊するまでとした。
④載荷終了後、徐荷を行う。

図－3.2.3 に載荷形式Ⅱのイメージを示す。



図－3.2.3　載荷形式Ⅱのイメージ

3.2.2　実験ケース

本実験は、2 種類の載荷形式をもとに各載荷形式に対し、1 種類の実験ケースを実施した。各実験ケースは、以下の通りである。

TN1：既設のトンネル 2 次覆工を想定した無垢の覆工コンクリートに予め載荷を行い損傷させた後、覆工内面を繊維補強吹付けコンクリートにより補強し、天端部のジャッキ（θ=80°，90°，100° の 3 箇所）により再載荷を行った。
載荷形式については、以下の 2 段階の各々で「載荷形式Ⅰ」を実施。
①吹付け前試験体（無垢の覆工コンクリート）への損傷載荷
②吹付け後試験体への載荷

TN2：事前にスリットを入れた覆工コンクリート（既設のトンネル 2 次覆工とみなす）に対し、覆工内面を繊維補強吹付けコンクリートにより補強した後、全ジャッキにより載荷を行った。
載荷形式については、「載荷形式Ⅱ」を実施。

3.2.3　覆工の厚さ・強度・使用材料

覆工コンクリートの厚さは、現状の 2 車線程度のトンネルでは 30cm が標準である。したがって、本実験では 30cm として実験を行った。

覆工コンクリートの強度は、現状の 2 車線程度のトンネルでは 18N/mm^2 が標準である。したがって、本実験でも目標とするコンクリート強度は 18 N/mm^2 とした。

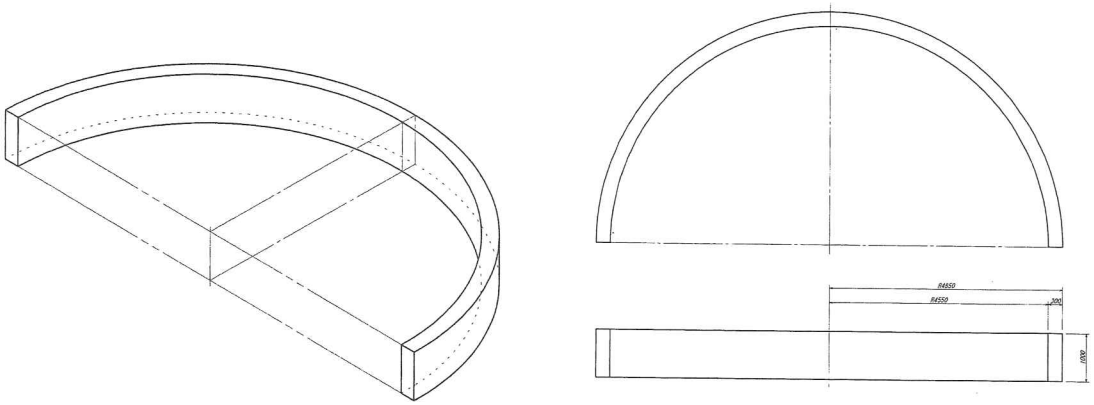
覆工コンクリートの使用材料は、現状の 2 車線程度のトンネルでは特殊地山等の場合を除きプレーンコンクリートを用いている。このため、本実験においても覆工コンクリートはプレーンコンクリートとした。

表－3.2.2 に覆工コンクリートの作製に関する一覧表を示す。

表－3.2.2　覆工コンクリートの作製方法

項目	仕様・方法
配合	18-12-40-N
目標強度	材齢 2 週（損傷載荷時）20～22N/mm^2 材齢 4 週（再載荷時）22～26N/mm^2
コンクリート搬入方法	5m^3 積みのアジテータトラック
コンクリート打設方法	天井クレーン、ホッパー使用
生コンの受け入れ検査	荷卸場所にてスランプ、空気量、コンクリート温度

また、覆工コンクリートの概要図を図－3.2.4 に示す。



図－3.2.4　覆工コンクリート概要図

3.2.4　補強工法の仕様

本実験は、覆工コンクリートの補強工法として繊維補強吹付けコンクリートを採用した。

TN1（載荷形式Ⅰ）および TN2（載荷形式Ⅱ）における補強工法のイメージ図を図－3.2.5 に示す。

図－3.2.5 に示すように、補強工法は載荷形式Ⅰと載荷形式Ⅱで使い分けている。

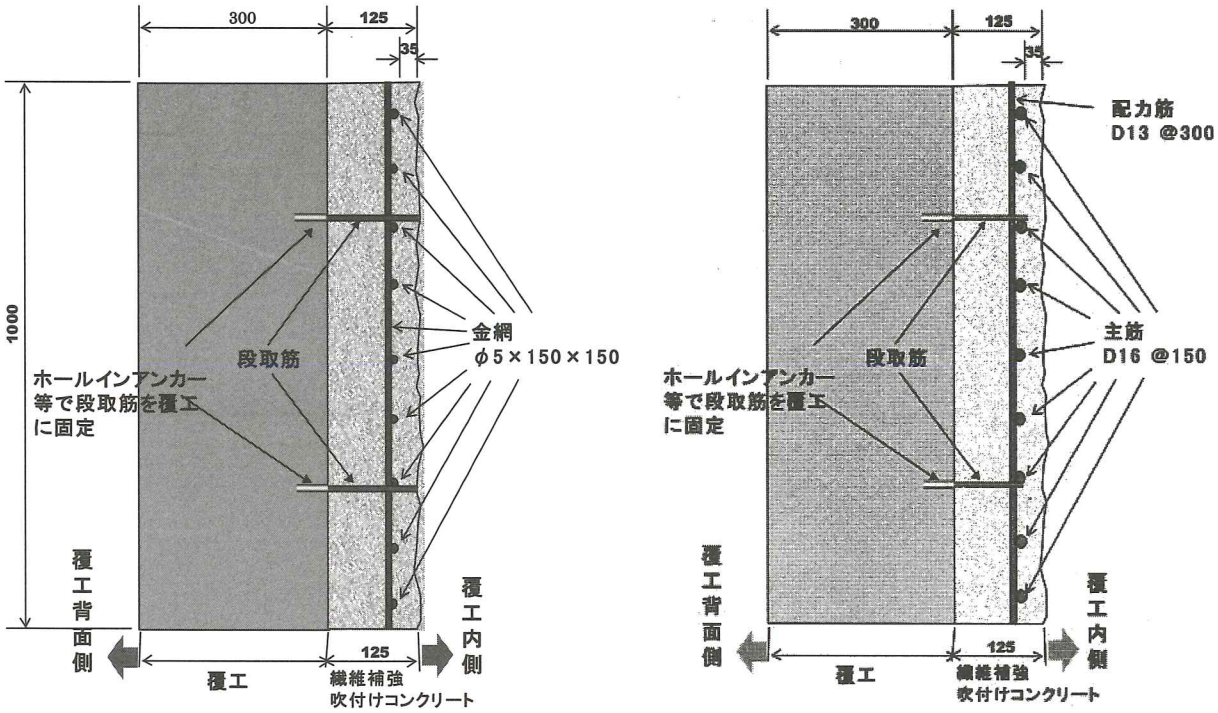
・TN1：溶接金網（φ5×150×150mm（JIS G 3551））

・TN2：鉄筋（主筋：D16 @150mm，配力筋：D13 @300mm）

なお、TN1 および TN2 で補強工法が異なっているのは、両ケースの損傷具合が異なっており、さらに載荷形式も異なっているためである。

すなわち、TN1 については、天端部付近の損傷に対し、覆工コンクリートにかかる外力も天端部に限られている。一方、TN2 については、覆工コンクリートのアーチ両肩部で縁が切れているような状態である上に、覆工コンクリート全体に外力がかかっている。

このため、TN1 の溶接金網は、吹付けコンクリートの剥落防止を主な目的としている。一方、TN2 の鉄筋は、吹付けコンクリートと併せた構造として覆工コンクリートに作用する外力に対する補強効果の発揮を目的としている。



（載荷形式Ⅰ）　　（載荷形式Ⅱ）

図－3.2.5　補強工法のイメージ図

補強工法に使用される繊維補強吹付けコンクリートおよび金網の仕様は表－3.2.3, 3.2.4の通りである。

表－3.2.3　繊維補強吹付けコンクリートの仕様

粗骨材 最大寸法 (mm)	W/C (%)	s/a (%)	繊維 混入量 (%×vol)	急結剤 添加率 (%)	載荷試験時 圧縮強度 (N/mm²)
13	40	60	0.3	7.0	36

表－3.2.4　溶接金網の仕様

サイズ	φ5　150mm×150mm　（JIS G 3551）
固定方法	覆工コンクリートのセパレータから立ち上げた段取筋に固定
かぶり厚さ	35mm(トンネル内面側から)

（※載荷形式Ⅰに適用）

繊維補強吹付けコンクリートの使用材料および配合は、事前に実施した試験練りおよび試験施工の結果を踏まえ、最終的に表－3.2.5，3.2.6の通りとした。

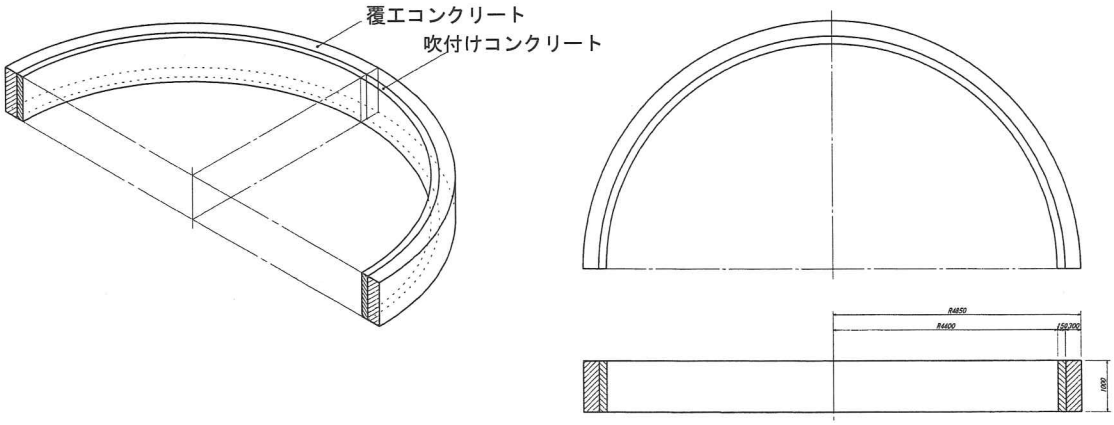
表－3.2.5　繊維補強吹付けコンクリートの使用材料

材料名	仕　様	
セメント	普通ポルトランドセメント	
繊維	ポリプロピレン製 十字エンボス 3,300dtex×30mm，密度 0.91g/cm³	
細骨材	S1　鹿島産山砂　表乾密度 2.61g/cm³	S1:S2=7:3
	S2　葛生産石灰石砕砂　表乾密度 2.67g/cm³	
粗骨材	岩瀬産 6 号砕石最大寸法 13mm　表乾密度 2.64g/cm³	
高性能減水剤	主成分ポリグリコールエステル誘導体	
消泡剤	主成分ポリアルキレングリコール誘導体	
急結剤	主成分水溶性アルミニウム塩	

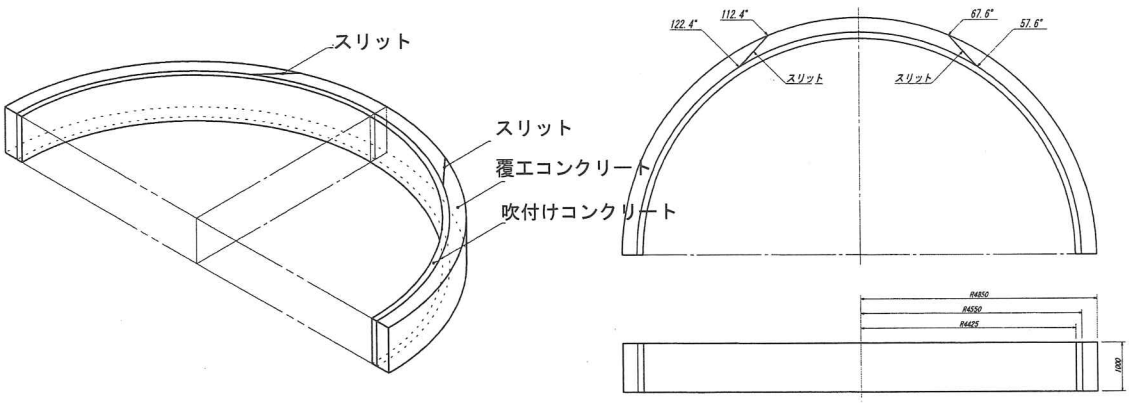
表－3.2.6　繊維補強吹付けコンクリートの配合

スランプフロー (cm)	単位量(kg/m³)					混和剤（C×%）		繊維 (%×vol)
	W	C	S1	S2	G	高性能減水剤	消泡剤	
50±7.5	192	480	690	296	665	1.0～1.5	0.01%	0.3

実験に用いた試験体概要図のうち、載荷形式Ⅰを図－3.2.6、載荷形式Ⅱを図－3.2.7 にそれぞれ示す。



図－3.2.6　試験体概要図（載荷形式Ⅰ）



図－3.2.7　試験体概要図（載荷形式Ⅱ）

3.3　実験の準備

3.3.1　覆工コンクリートの作製・設置

（1）覆工コンクリートの作製

表－3.2.2 に示すように、近隣の工場より購入したレディミクストコンクリート(18-12-40-N)を天井クレーンおよびホッパーを用い、組立てた木製の型枠内に打設した。

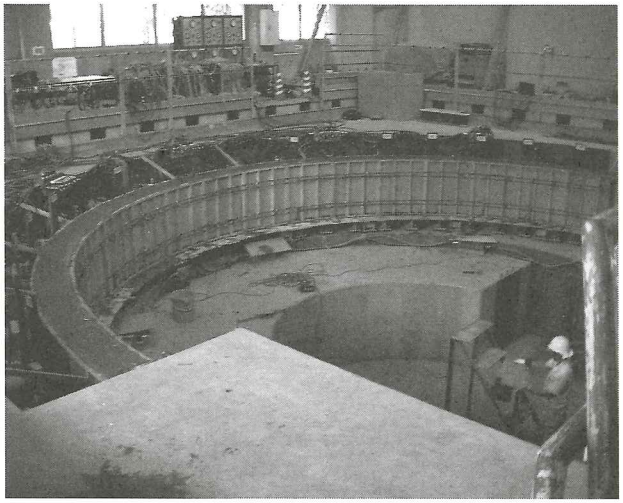
型枠については、コンクリートの打設圧に耐えうるような十分に補強した構造とし、側板は事前に所定の曲率に加工した合板を使用した。

また、脱型については、材齢 3 日以降に行うこととした。

写真－3.3.1 に打設状況、写真－3.3.2 に打設完了の状況をそれぞれ示す。



写真－3.3.1　打設状況

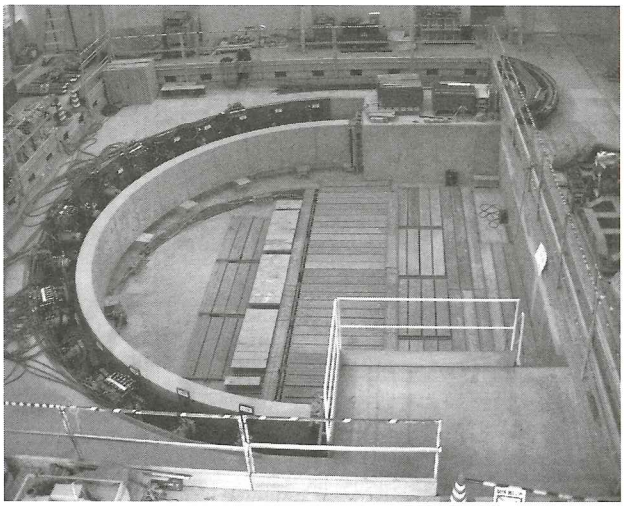


写真－3.3.2　打設完了

（2）覆工コンクリートの設置

覆工コンクリートの設置は、覆工の軸方向が鉛直方向と平行になる向きで設置し、覆工コンクリート下部にはテフロン板およびテフロンシートで摩擦を除去した支承を配置し、覆工アーチ支点は回転を自由とするとともに、水平方向は鋼板の摩擦のみとする支承を配置して拘束した。

写真－3.3.3 に覆工コンクリートの設置状況を示す。



写真－3.3.3　覆工コンクリートの設置状況

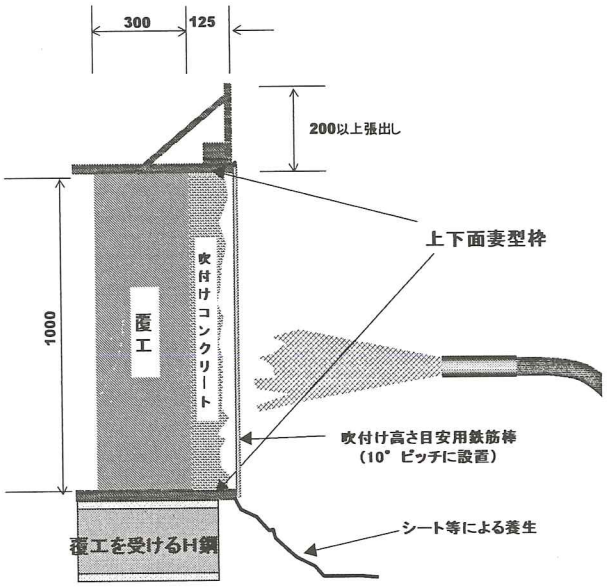
3.3.2　吹付けコンクリート試験体の作製

（1）準備工

手順は以下の通りとした。

①上下面妻型枠設置

吹付けた際のコンクリートが覆工の外側へ飛散するのを防ぎ、吹付けコンクリートのトンネル軸方向での厚さを均一にするため、覆工の上下妻枠面より張り出す妻型枠を設置した（図－3.3.1 参照）。型枠は覆工内面より 12.5cm 張り出し、吹付け厚さの目安とした。また、10 度毎に上下面妻型枠の張り出し部に鉄筋を配置し、吹付け厚さの目安とした。型枠は、吹付けの際の衝撃により破損、変形しないような堅固な構造とした。



図－3.3.1　妻型枠のイメージ図

②段取筋、鉄筋の配置

ホールインアンカーで固定（500mm×500mm の格子点状に設置）した段取筋に鉄筋を固定した。また、段取筋とは別に覆工の型枠固定用のセパレータを利用して、吹付け厚さを管理するために覆工内面からの高さを 125mm とした吹付け厚さの管理用の棒を取り付けた。

③吹付け飛散、はね返りに対する養生工

コンクリートを吹付ける際、実験棟内に吹付けた材料が飛散したり、粉塵が発生するため、吹付けを行うエリアをシートで囲い養生するとともに、コントラファン、ダクトを設置し、換気を行った。

（2）吹付け工

手順は以下の通りとした。

①吹付け面にハイウォッシャー等で散水し、湿潤状態にした。

②ポンプのみで圧送し、吐出量の設定および確認、急結剤添加量の微調整を行った。

③吹付けは下記の順序で連続で行った。

箱に捨て吹き→供試体用箱型枠→覆工全体に補強工施工

④ゲージ貼付位置では、表面部のみ急結剤添加率を 5%まで落とし、吹付け直後に金ゴテによる表面の均しを行った。

⑤吹付け終了後、ポンプおよび配管の清掃を行った。

⑥再載荷までの間、養生マット等を用いて養生した。

3.3.3　管理供試体

表－3.3.1 に試験内容一覧表を示す。

試験は、2 種類の載荷形式各々について実施した。

表－3.3.1　供試体試験内容一覧

試験種類	供試体種別	材齢（日）	供試体種類	箱型枠個数
圧縮強度	覆工コン	14，28	モールド φ10×20cm　計 6 本	－
	吹付けコン	14，28	コア φ10×20cm 各 4 本×2 材齢+予備 2 本の計 10 本 □箱型枠 3 個から採取	4 個 （試験 3 個、捨 1 個）
曲げ強度 曲げ靭性	吹付けコン	14	10×10×40cm の角柱 8 本（試験、予備各 4 本） □箱型枠 2 個から採取	3 個 （試験 2 個、捨 1 個）

3.3.4　計測項目

（1）載荷形式 I

本載荷形式については、①吹付け前試験体（無垢の覆工コンクリート）への損傷載荷、②吹付け後試験体への載荷の 2 段階で実施した。

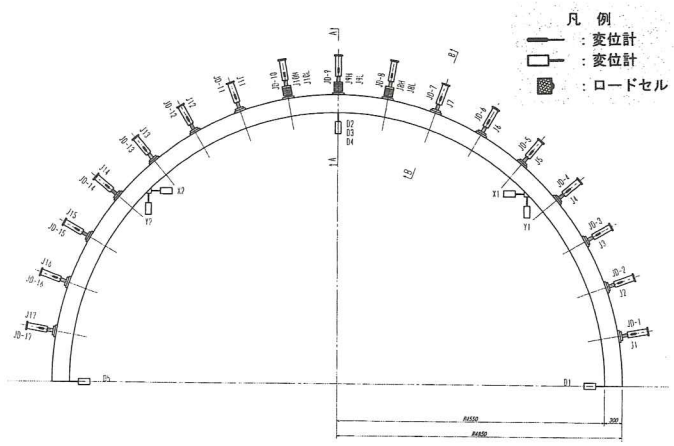
①吹付け前試験体への損傷載荷

表－3.3.2 に本実験で計測した項目を示す。

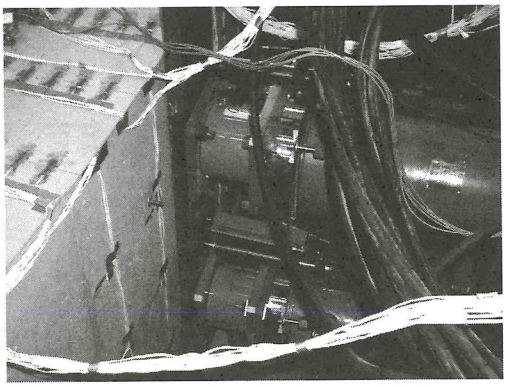
表－3.3.2　測定項目および数量

測定項目	測定機器	計測点数	備考
載荷重	油圧計	6	80°，90°，100°の位置
作用変位	載荷装置 ストローク計	6	80°，90°，100°の位置
ジャッキ反力	ロードセル	20	10°～70°および 110°～170°は 1 台 80°～100°は各 2 台
ジャッキストローク	変位計	6	80°，90°，100°の位置
変位	変位計	26	覆工外面：17 個，覆工内面：9 個
	π ゲージ	15	覆工外面：10 個，覆工内面：5 個
ひずみ	ひずみゲージ	141	上面：43 個，覆工外面：43 個， 覆工内面：55 個
ひび割れ	目視	－	－

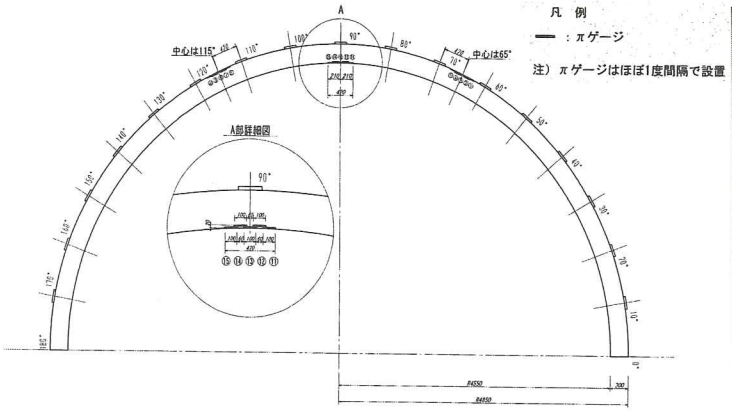
荷重計・変位計設置位置を図－3.3.2、π 型変位計設置位置を図－3.3.3、上面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.4、覆工内外面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.5 にそれぞれ示す。また、各計測機器の設置状況を写真－3.3.4～3.3.6 に示す。



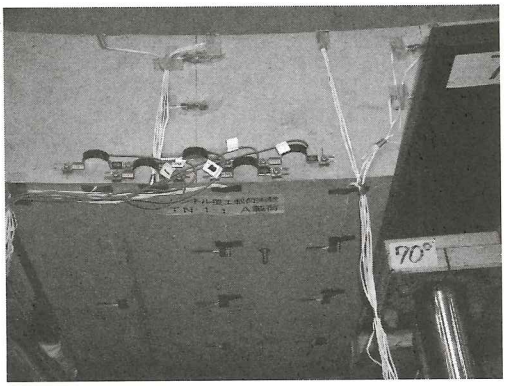
図－3.3.2　荷重計・変位計設置位置図



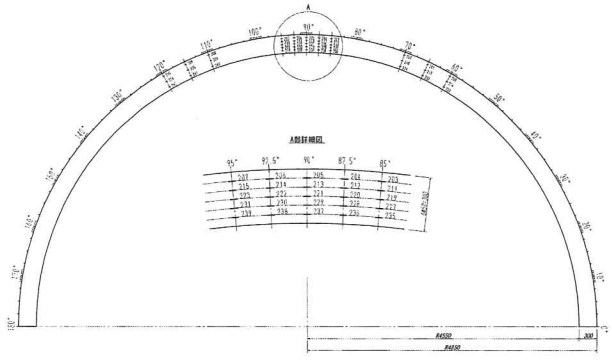
写真－3.3.4　荷重計・変位計設置状況



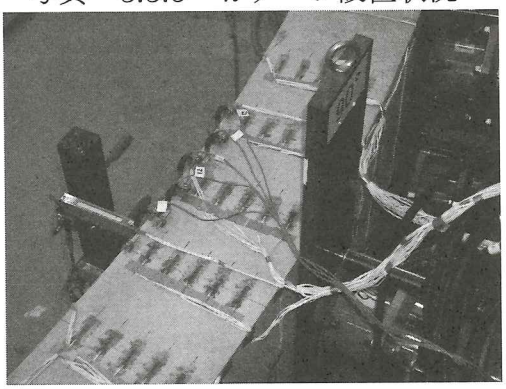
図－3.3.3　π型変位計設置位置図



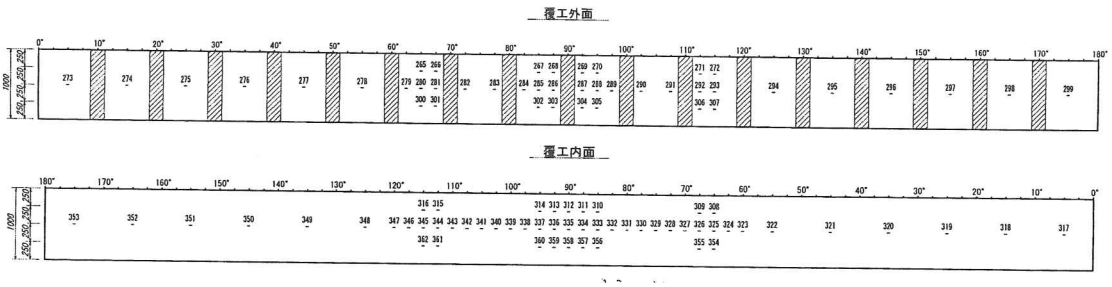
写真－3.3.5　πゲージ設置状況



図－3.3.4　上面コンクリートひずみ計測位置図



写真－3.3.6　ひずみゲージ設置状況



図－3.3.5　覆工内外面コンクリートひずみ計測位置

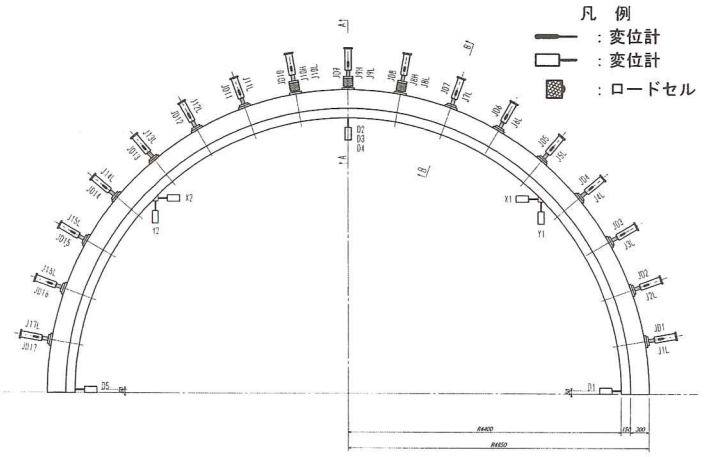
②吹付け後試験体への載荷

表－3.3.3 に本実験で計測した項目を示す。

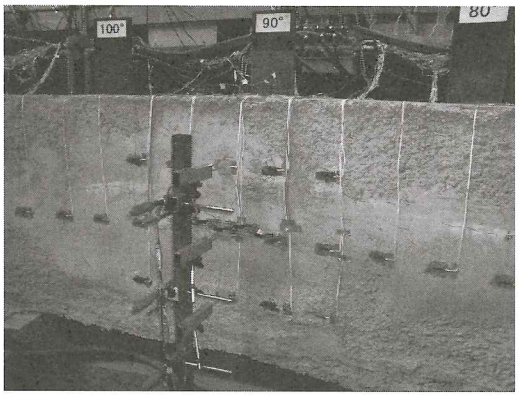
表－3.3.3　測定項目および数量

測定項目	測定機器	計測点数	備考
載荷重	油圧計	20	10°～70°および 110°～170°は 1 台 80°～100°は各 2 台
作用変位	載荷装置 ストローク計	6	80°，90°，100°の位置
ジャッキ反力	ロードセル	20	10°～70°および 110°～170°は 1 台 80°～100°は各 2 台
ジャッキストローク	変位計	6	80°，90°，100°の位置
変位	変位計	24	覆工外面：17 個，覆工内面：9 個
	πゲージ	15	覆工外面：10 個，覆工内面：5 個
ひずみ	ひずみゲージ	215	上面：62 個，覆工外面：43 個， 覆工内面：55 個，吹付け内面：55 個
ひび割れ	目視	－	－

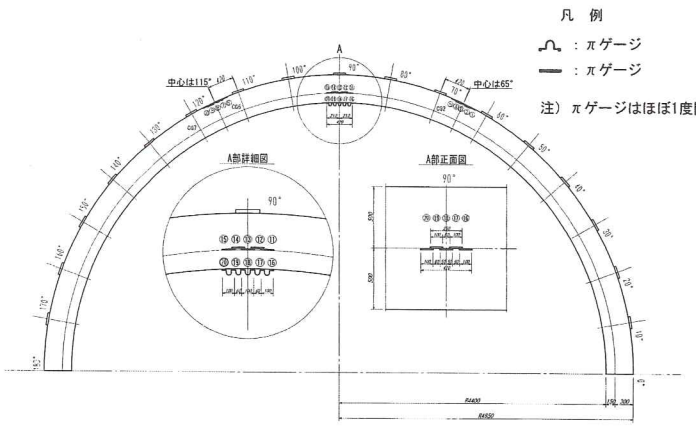
荷重計・変位計設置位置を図－3.3.6、π型変位計設置位置を図－3.3.7、上面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.8、覆工内外面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.9 にそれぞれ示す。また、各計測機器の設置状況を写真－3.3.7～3.3.8 に示す。



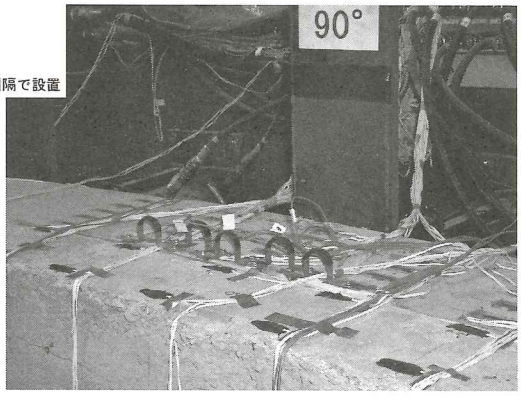
図－3.3.6　荷重計・変位計設置位置図



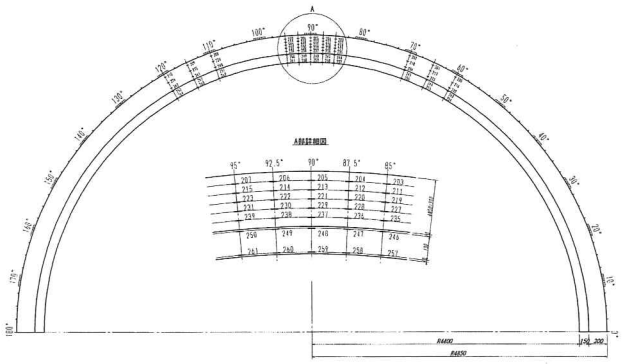
写真－3.3.7　荷重計・変位計設置状況



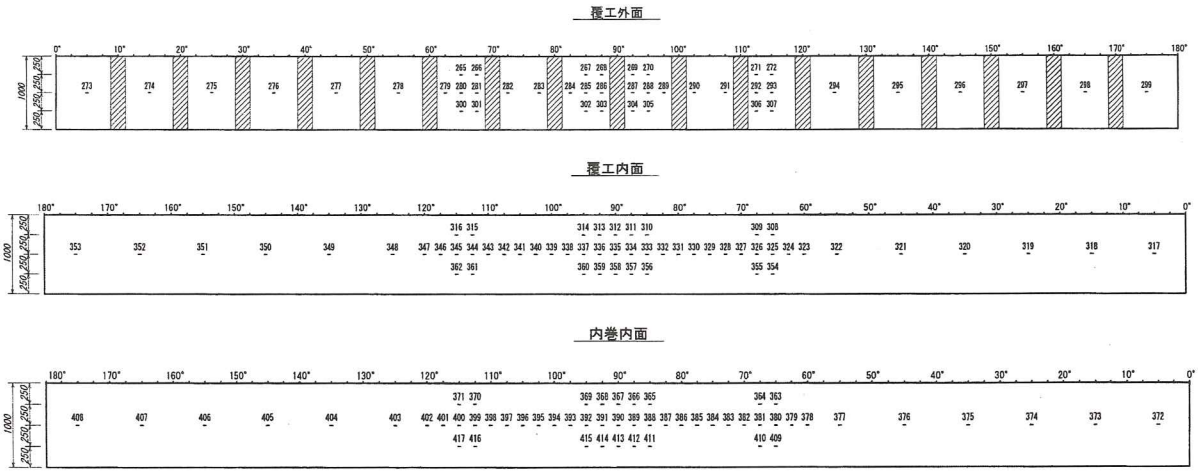
図－3.3.7　π型変位計設置位置図



写真－3.3.8　π型ゲージ設置状況



図－3.3.8　上面コンクリートひずみ計測位置図



図－3.3.9　覆工内外面コンクリートひずみ計測位置

図－3.3.6～3.3.9 に示すように、吹付け後試験体に設置した計測機器は、吹付け前試験体に設置した計測機器に加え、吹き付けた繊維補強コンクリートの内面に対して新たに計測機器を設置したものである。

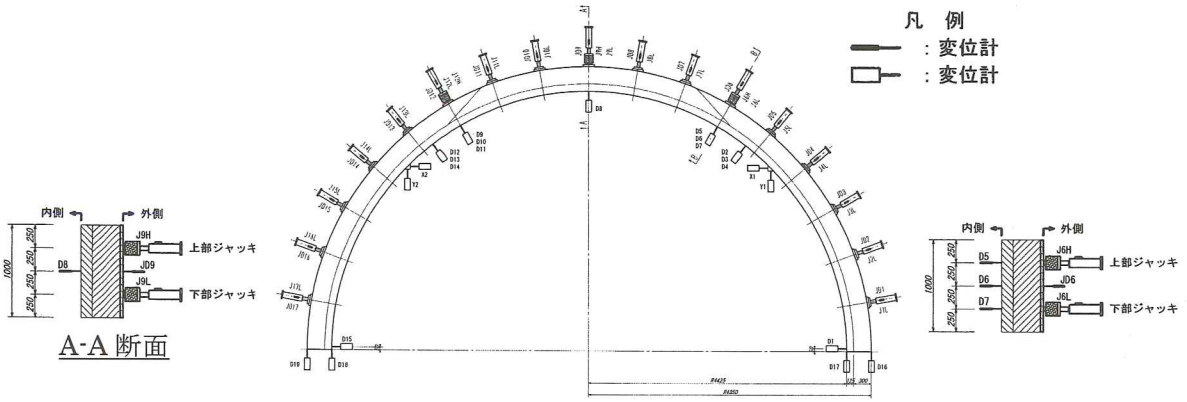
（2）載荷形式Ⅱ

表－3.3.4 に本実験で計測した項目を示す。

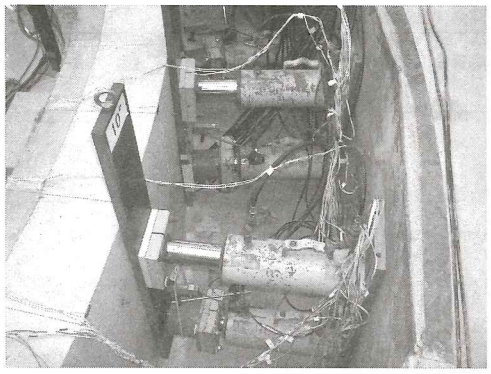
表－3.3.4　測定項目および数量

測定項目	測定機器	計測点数	備考
載荷重	油圧計	6	
作用変位	載荷装置 ストローク計	34	17 断面各 2 台
ジャッキ反力	ロードセル	20	10°～70°および 110°～170°は 1 台 80°～100°は各 2 台
ジャッキストローク	変位計	17	17 断面各 1 台
変位	変位計	23	覆工内面
	πゲージ	13	覆工上面
	クリップゲージ	11	覆工上面
ひずみ	ひずみゲージ	259	鉄筋用：50 個，コンクリート用：219 個
ひび割れ	目視	－	－

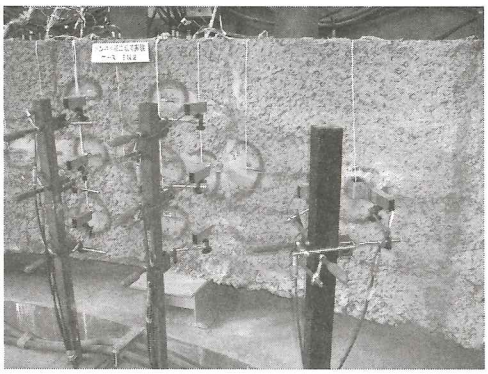
荷重計・変位計設置位置を図－3.3.10、π型変位計設置位置を図－3.3.11、上面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.12、覆工内外面コンクリートひずみ計測位置を図－3.3.13にそれぞれ示す。また、各計測機器の設置状況を写真－3.3.9～3.3.15に示す。



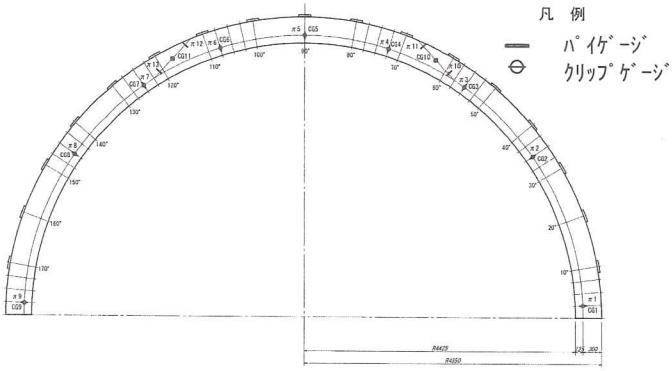
図－3.3.10　荷重計・変位計設置位置図



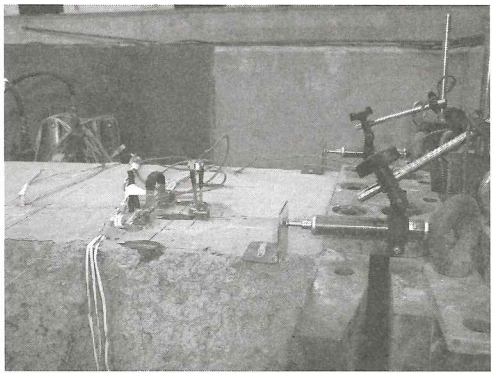
写真－3.3.9　荷重計・変位計設置状況



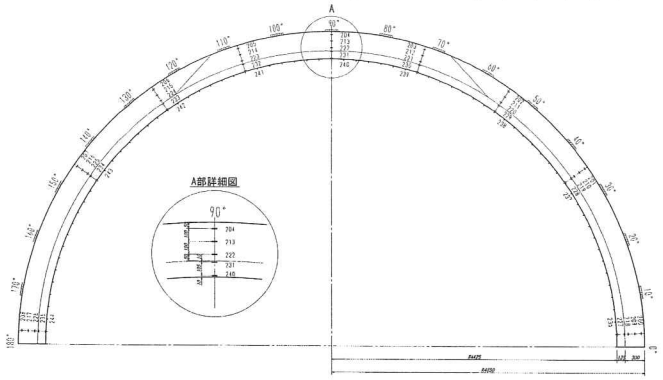
写真－3.3.10　変位計設置状況



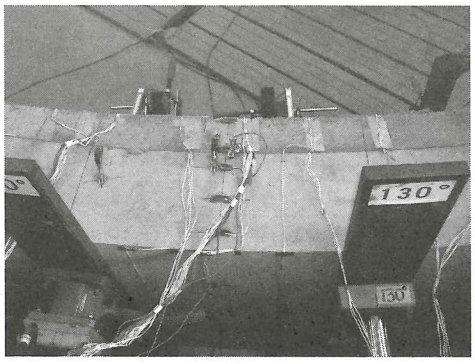
図－3.3.11 π 型およびｸﾘｯﾌﾟｹﾞｰｼﾞ設置位置図



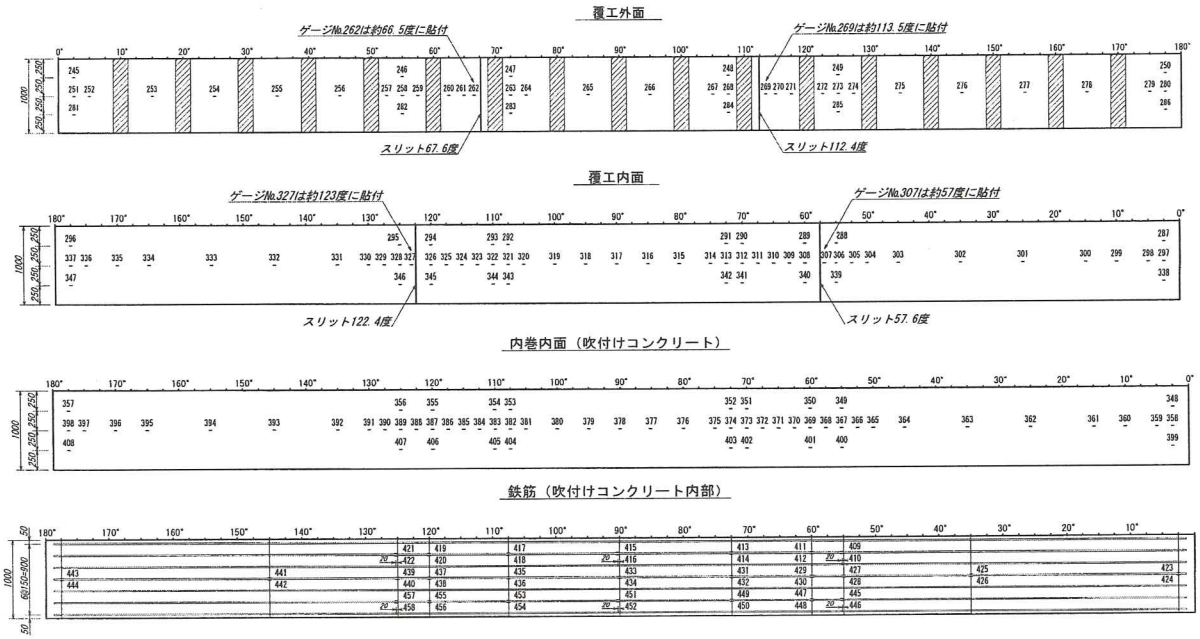
写真－3.3.11 π 型およびｸﾘｯﾌﾟｹﾞｰｼﾞ設置



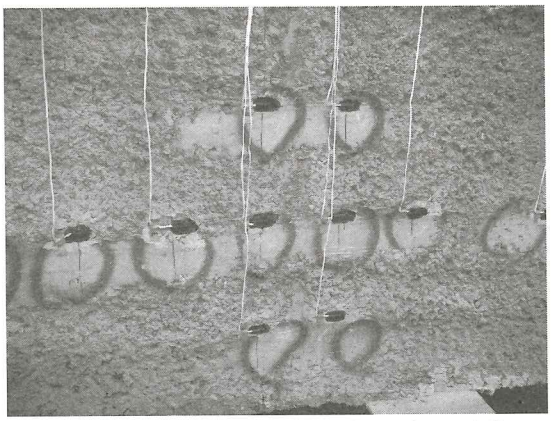
図－3.3.12　上面コンクリートひずみ計測位置図



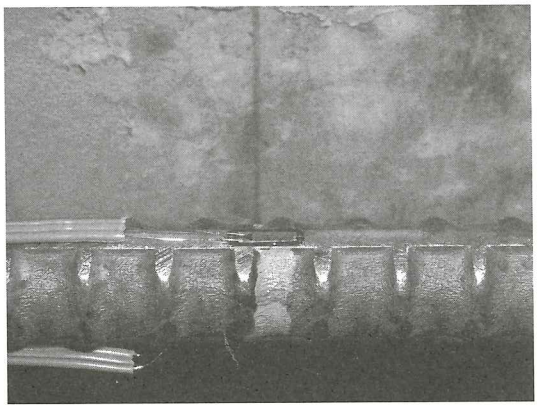
写真－3.3.12　ひずみゲージ設置状況



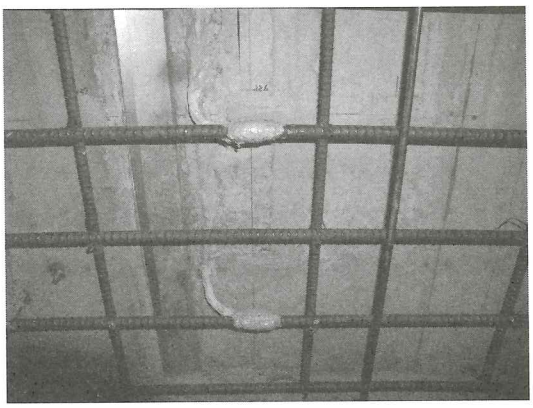
図－3.3.13　覆工内外面コンクリートひずみ計測位置



写真－3.3.13　ひずみゲージ設置状況



写真－3.3.14　鉄筋ひずみゲージ設置状況



写真－3.3.15　鉄筋ひずみゲージ設置状況

3.4　実験結果

3.4.1　フレッシュ性状試験結果

繊維補強吹付けコンクリートは、以下の製造方法で行った。

①１バッチ目（1.5m³）のベースコンクリートを製造

②アジテータ車に落とし、繊維を投入

③２バッチ目（1.5m³）のベースコンクリートを製造

④アジテータ車に落とす ……▶ 打設現場へ運搬

フレッシュ性状の試験は、TN1（載荷形式Ⅰ）およびTN2（載荷形式Ⅱ）の両方の実験において実施した。各実験ともアジテータ車２台を使用したが、このうち２台目については、現場到着時のスランプフローの低下を抑えるため、１バッチ目の品質については目視確認のみとし、１バッチ目製造開始から打設開始までの時間短縮を図った。

（１）TN1（載荷形式Ⅰ）

繊維補強吹付けコンクリートに関するフレッシュ性状試験結果を表－3.4.1に示す。

表－3.4.1　フレッシュ性状試験結果

		スランプフロー (cm)	平均フロー (cm)	空気量 (%)	ｺﾝｸﾘｰﾄ温度 (℃)	外気温 (℃)	備　考
１台目	１バッチ目	61.5×59.0	60.0	1.8	28.0	23.0	－
	２バッチ目	54.0×52.0	53.0	1.1	29.5	－	１バッチ練り後20分経過
	現着	45.5×46.5	46.0	3.1	－	－	１バッチ練り後51分経過
２台目	１バッチ目	－	－	－	－	－	－
	２バッチ目	55.0×53.0	54.0	1.8	30.5	－	１バッチ練り後５分経過
	現着	47.0×48.0	47.5	3.0	30.0	－	１バッチ練り後35分経過

１台目１バッチ目では、スランプフローが大きかったことから、２バッチ目では高性能減水剤の添加量を0.1%低減（1.2%→1.1%）した。

１台目の現着では、スランプフローの低下が大きかったことから、２台目は高性能減水剤を0.15%増大（1.1%→1.25%）した。



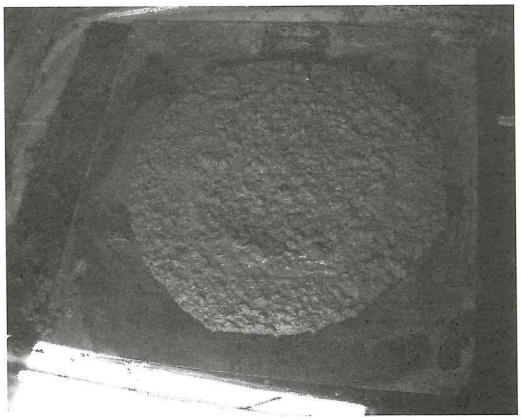
写真－3.4.1　スランプフロー試験結果

（２）TN2（載荷形式Ⅱ）

繊維補強吹付けコンクリートに関するフレッシュ性状試験結果を表－3.4.2に示す。

表－3.4.2　フレッシュ性状試験結果

		スランプフロー (cm)	平均フロー (cm)	空気量 (%)	ｺﾝｸﾘｰﾄ温度 (℃)	外気温 (℃)	備　考
1台目	1バッチ目	48.0×48.5	48.5	2.0	22.0	25.0	－
	2バッチ目	52.5×49.0	51.0	2.5	22.0	－	1バッチ練り後 12 分経過
	現着	56.0×55.0	55.5	3.5	23.2	－	1バッチ練り後 50 分経過
2台目	1バッチ目	－	－	－	－	－	－
	2バッチ目	50.5×45.0	48.0	1.8	23.0	19.0	1バッチ練り後 5 分経過
	現着	47.0×46.0	46.5	2.8	23.5	－	1バッチ練り後 42 分経過



写真－3.4.2　スランプフロー試験結果

3.4.2　硬化性状試験結果

（1）TN1（載荷形式Ⅰ）

覆工コンクリートおよび繊維補強吹付けコンクリートに関する強度試験結果を表－3.4.3 に示す。

表－3.4.3　強度試験結果

使用材料	区分	供試体の平均強度						養生方法
		材齢（日）	圧縮強度試験			曲げ強度試験		
			圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	ポアソン比	曲げ強度 (N/mm²)	曲げタフネス (N/mm²)	
覆工 ｺﾝｸﾘｰﾄ	管理供試体	14	18.37	19.36	0.19	－	－	現場封緘
	管理供試体	28	21.71	21.87	0.16	－	－	現場封緘
繊維補強 ｺﾝｸﾘｰﾄ	管理供試体※1（吹付け前）	14	58.18	33.07	0.20	4.64	1.39	現場封緘
	管理供試体※2（吹付け後）	14	40.30	24.64	0.20	4.26	0.89	現場封緘
	管理供試体※1（吹付け前）	28	60.91	34.58	－	－	－	現場封緘
	管理供試体※2（吹付け後）	28	39.62	26.69	－	－	－	現場封緘

※1 管理供試体（吹付け前）：繊維を混入したコンクリートを吹き付ける前の材料を試験用型枠に流し込んで別途作製した供試体

※2 管理供試体（吹付け後）：繊維を混入したコンクリートを別途用意した箱型枠内に吹き付けた後にコア削孔および切断機により切出した供試体

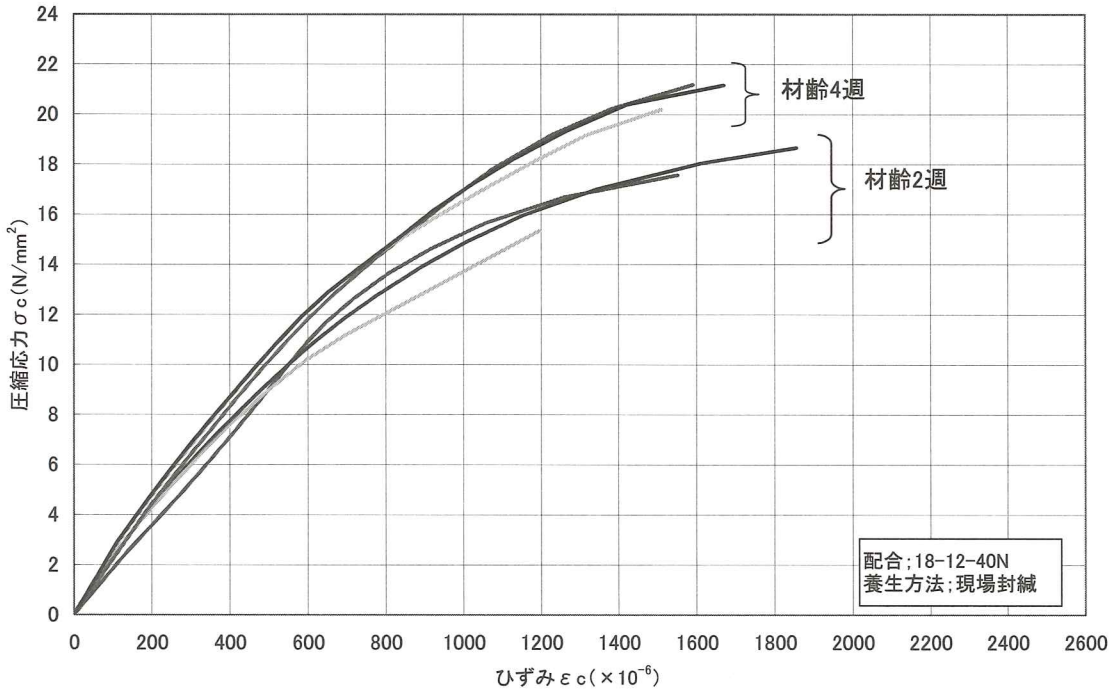
①覆工コンクリートの圧縮強度およびヤング係数は、材齢 14 日から材齢 28 日の経過に対し、1 割程度の増大が認められた。

②繊維補強コンクリートの圧縮強度およびヤング係数についても、吹付け前と吹付け後の各々について、覆工コンクリートと同様の傾向を示した。

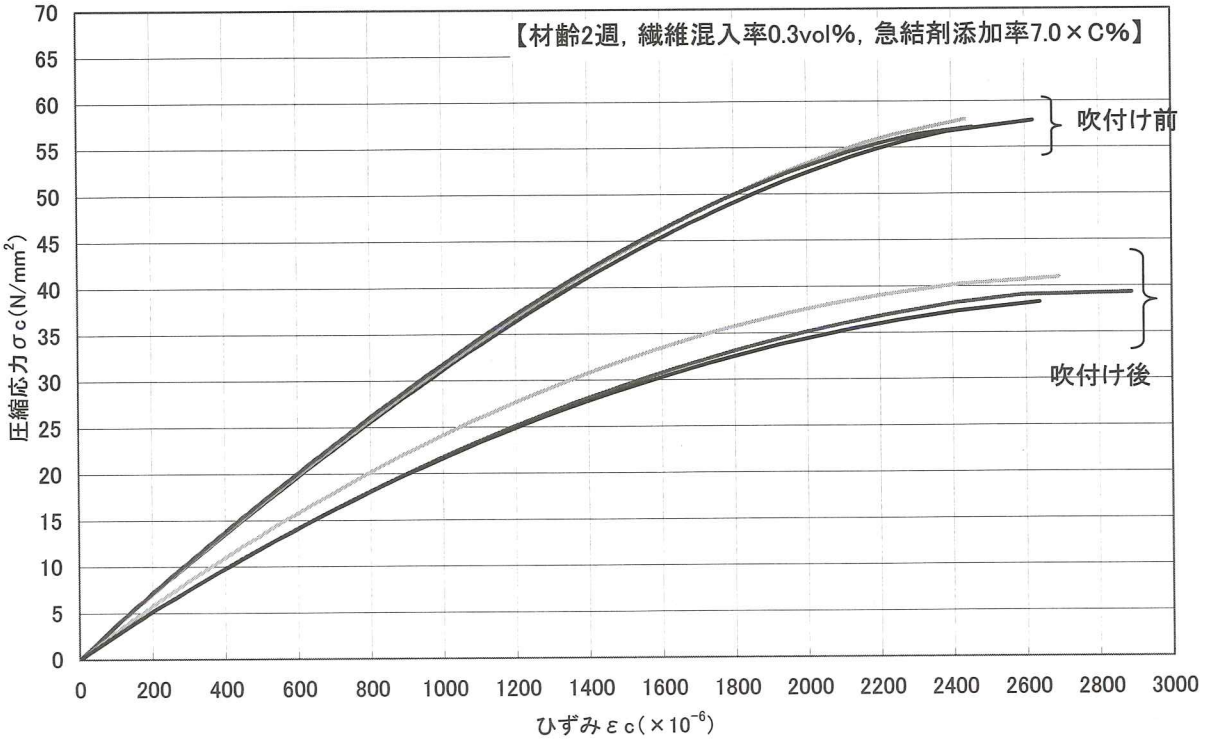
③繊維補強吹付けコンクリートは設計基準強度 36N/mm² に対して、十分な強度発現があった。

④曲げ強度試験については、繊維補強吹付けコンクリートの材齢 14 日の管理供試体で実施したが、曲げ強度および曲げタフネスは、吹付け前の供試体の方が吹付け後のものよりも大きい結果が得られた。

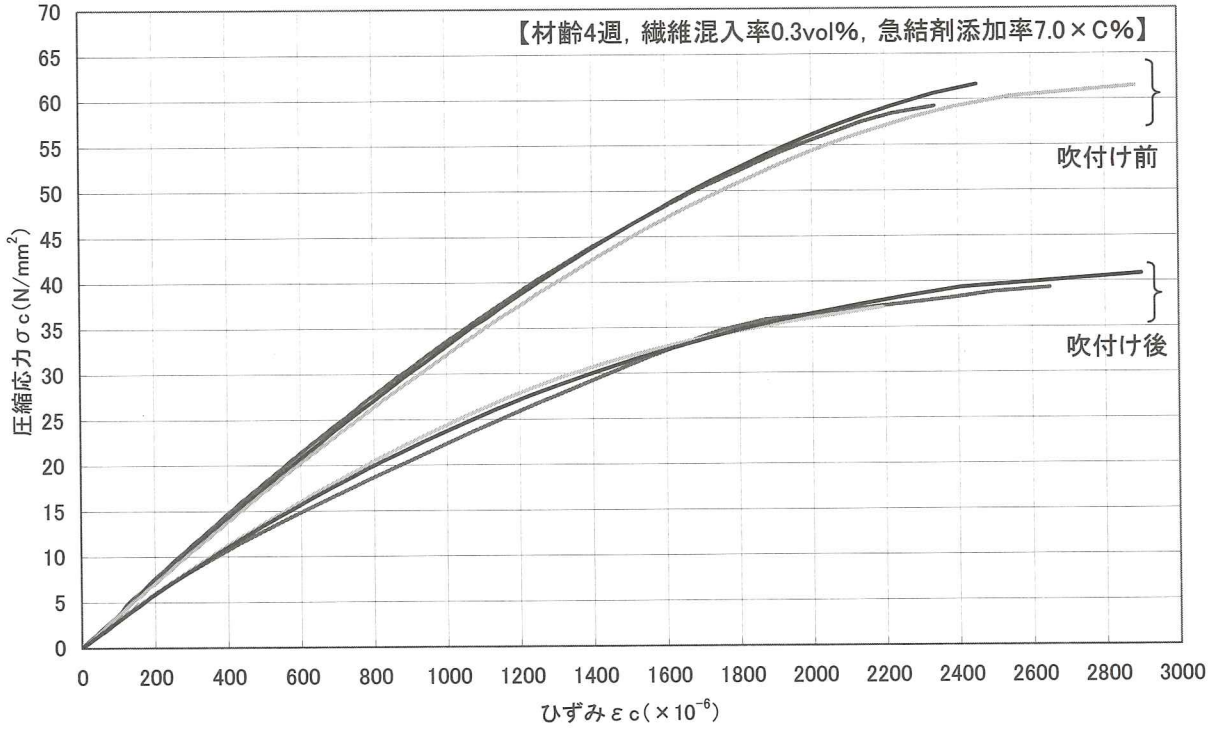
圧縮強度試験による応力－ひずみ関係のうち、覆工コンクリートを図－3.4.1、繊維補強吹付けコンクリートを図－3.4.2 および図－3.4.3 にそれぞれ示す。



図－3.4.1　応力－ひずみ関係（覆工コンクリート）



図－3.4.2　応力－ひずみ関係（繊維補強吹付けコンクリート；材齢２週）



図－3.4.3　応力－ひずみ関係（繊維補強吹付けコンクリート；材齢４週）

図－3.4.1～図－3.4.3 より、補強工法として用いた繊維補強吹付けコンクリートは、特に吹付け後のコンクリートの物性についても覆工コンクリートに比べ、強度の大きいことが確認できた。

（2）TN2（載荷形式Ⅱ）

覆工コンクリートおよび繊維補強吹付けコンクリートに関する強度試験結果を表－3.4.4 に示す。

表－3.4.4　強度試験結果

使用材料	区分	供試体の平均強度						養生方法
		材齢（日）	圧縮強度試験			曲げ強度試験		
			圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	曲げ強度 (N/mm^2)	曲げタフネス (N/mm^2)	
覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ	管理供試体	14	－	－	－	－	－	－
	管理供試体	28	20.95	19.60	0.16	－	－	現場封緘
繊維補強ｺﾝｸﾘｰﾄ	管理供試体※1（吹付け前）	14	53.78	31.16	0.19	4.21	1.29	現場封緘
	管理供試体※2（吹付け後）	14	45.88	28.28	0.22	4.16	0.90	現場封緘
	管理供試体※1（吹付け前）	28	58.87	32.20	0.20	－	－	現場封緘
	管理供試体※2（吹付け後）	28	51.63	28.71	0.20	－	－	現場封緘

※1 管理供試体（吹付け前）：繊維を混入したコンクリートを吹き付ける前の材料を試験用型枠に流し込んで別途作製した供試体

※2 管理供試体（吹付け後）：繊維を混入したコンクリートを別途用意した箱型枠内に吹き付けた後にコア削孔および切断機により切出した供試体

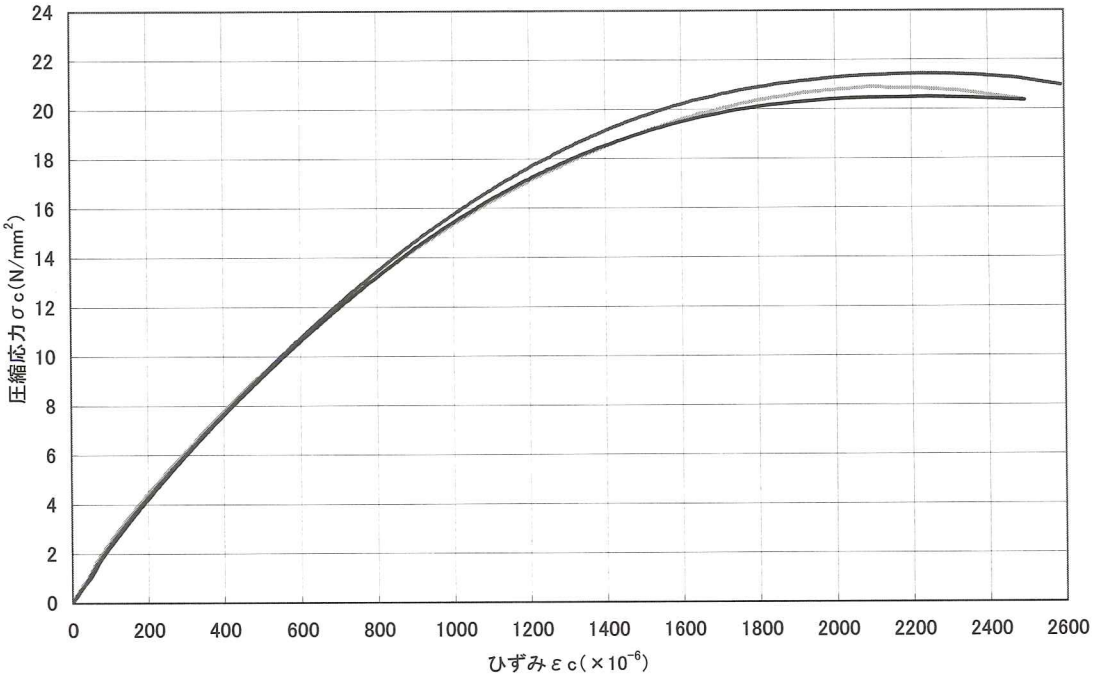
①載荷形式Ⅱに用いた覆工コンクリートの圧縮強度およびヤング係数は、材齢 28 日において載荷形式Ⅰとほぼ同じ値（表－3.4.3 参照）であった。

②繊維補強コンクリートの圧縮強度については、吹付け前と吹付け後の各々について、材齢 14 日から材齢 28 日にかけて 1 割程度の強度発現が見られた。一方、ヤング係数については、材齢 14 日と材齢 28 日ではほぼ同等の値であった。

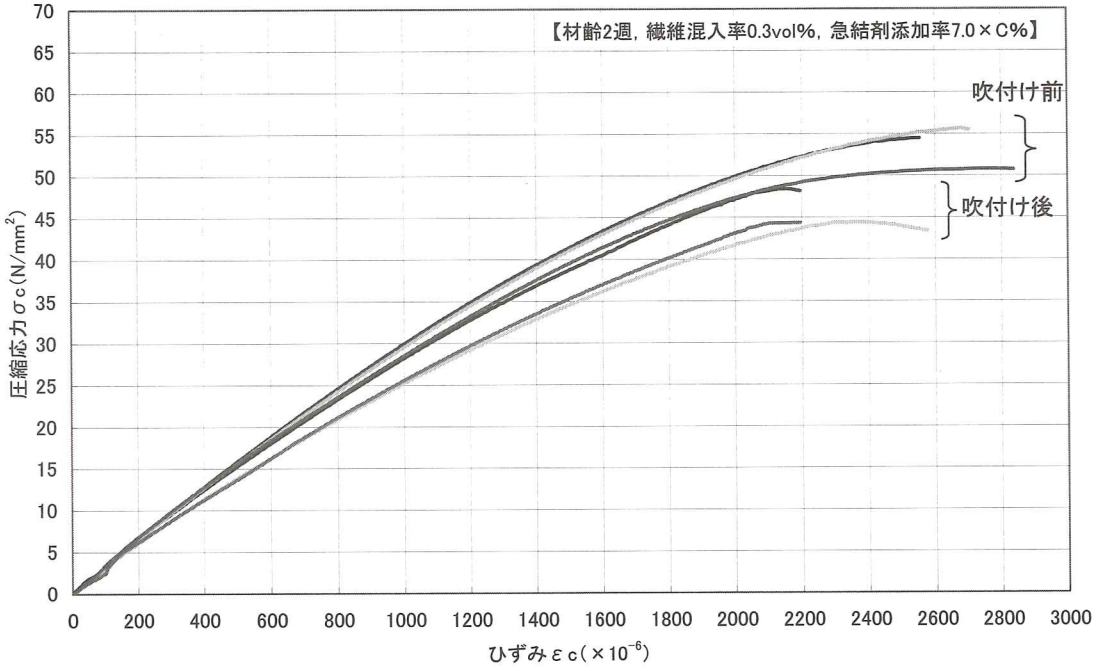
③繊維補強吹付けコンクリートは設計基準強度 $36N/mm^2$ に対して、十分な強度発現があった。

④曲げ強度試験については、繊維補強吹付けコンクリートの材齢 14 日の管理供試体で実施したが、曲げ強度は吹付け前と吹付け後でほぼ同様の値、曲げタフネスについては、吹付け前の供試体の方が吹付け後の供試体よりも大きい結果が得られた。

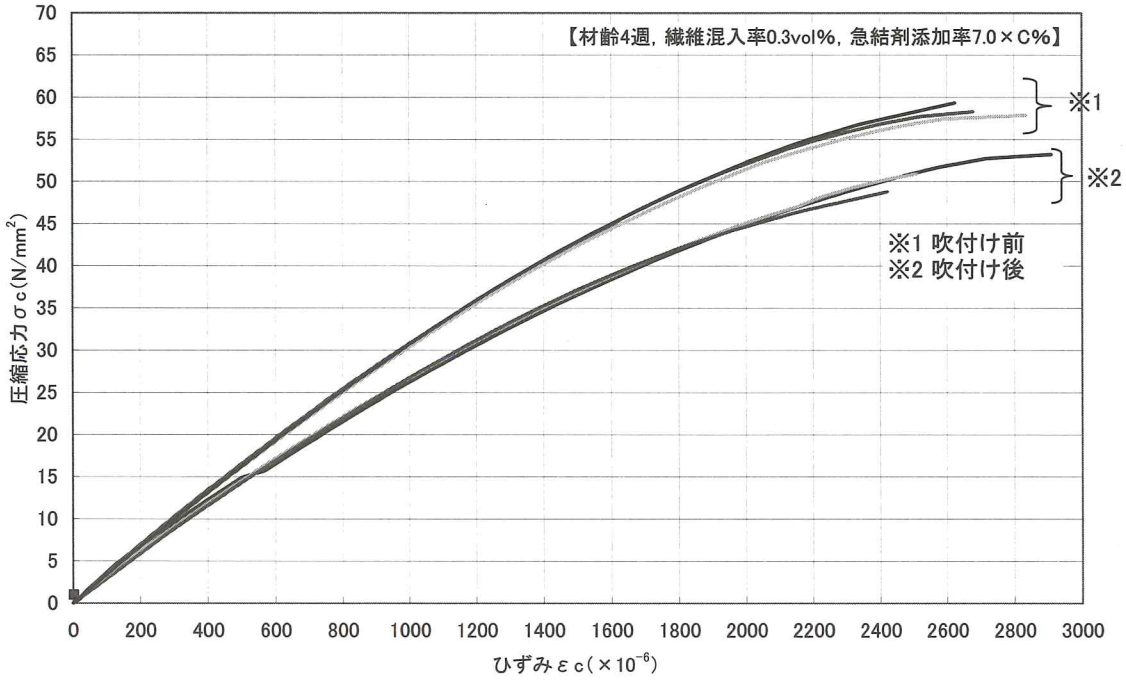
圧縮強度試験による応力－ひずみ関係のうち、覆工コンクリートを図－3.4.4、繊維補強吹付けコンクリートを図－3.4.5 および図－3.4.6 にそれぞれ示す。



図－3.4.4　応力－ひずみ関係（覆工コンクリート）



図－3.4.5　応力－ひずみ関係（繊維補強吹付けコンクリート；材齢２週）



図－3.4.6　応力－ひずみ関係（繊維補強吹付けコンクリート；材齢 4 週）

図－3.4.4～図－3.4.6 より、補強工法に用いた本実験の繊維補強吹付けコンクリートは、特に吹付け後の物性についても覆工コンクリートに比べて強度の大きいことが確認できた。

3.4.3　耐久性試験結果

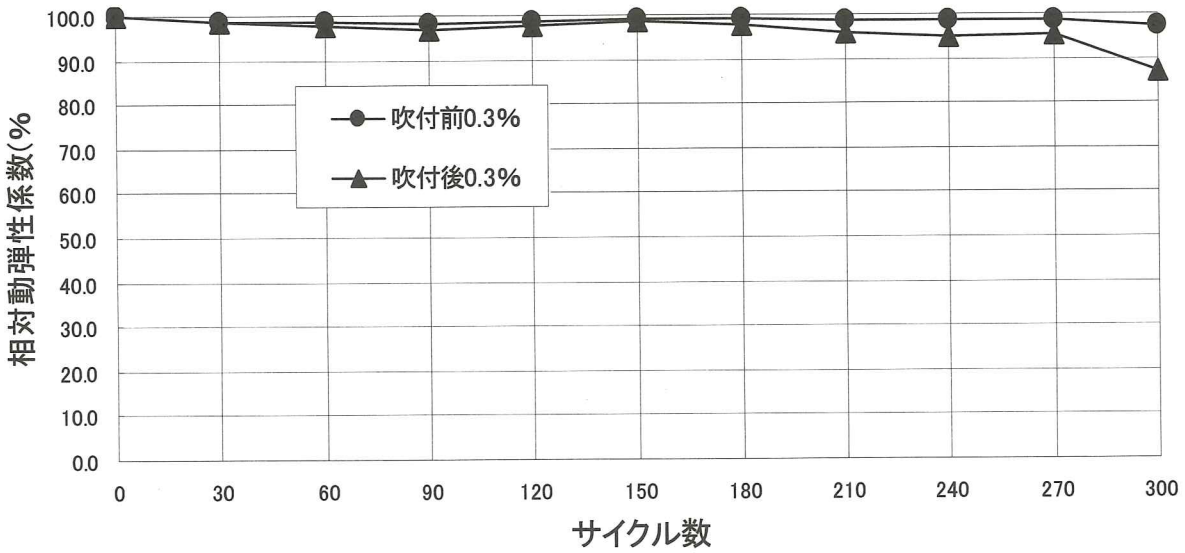
（1）凍結融解試験結果

凍結融解試験（JIS A 1148-2001 に準拠）の結果のうち、相対動弾性係数を表－3.4.5 および図－3.4.7、質量減少率を表－3.4.6 および図－3.4.8 にそれぞれ示す。

表－3.4.5　凍結融解試験結果（相対動弾性係数）

吹付け前 後	繊維量 (Vol%)	番号	サイクル数										
			0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
吹付前	0.3%	①	100.0	99.1	99.1	99.1	99.1	100.0	100.0	100.0	99.1	100.0	98.3
		②	100.0	99.1	99.1	97.4	99.1	99.1	99.1	99.1	99.1	99.1	96.6
		③	100.0	99.1	98.3	98.3	99.1	100.0	99.1	99.1	99.1	98.3	98.3
		④	100.0	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	96.6	97.5	96.6	96.6
		ave	100.0	98.7	98.5	98.1	98.7	99.1	98.9	98.7	98.7	98.5	97.4
吹付後	0.3%	①	100.0	98.2	96.5	96.5	96.5	97.4	96.5	94.8	94.8	95.6	91.3
		②	100.0	95.7	94.8	93.1	94.8	96.5	95.7	91.4	91.4	93.1	86.5
		③	100.0	100.0	98.2	98.2	98.2	98.2	97.3	98.2	97.3	97.3	88.6
		④	100.0	100.0	100.9	100.0	100.9	101.8	100.9	99.1	96.4	96.4	82.5
		ave	100.0	98.4	97.6	96.9	97.6	98.4	97.6	95.8	94.9	95.6	87.2

（※数値は%）



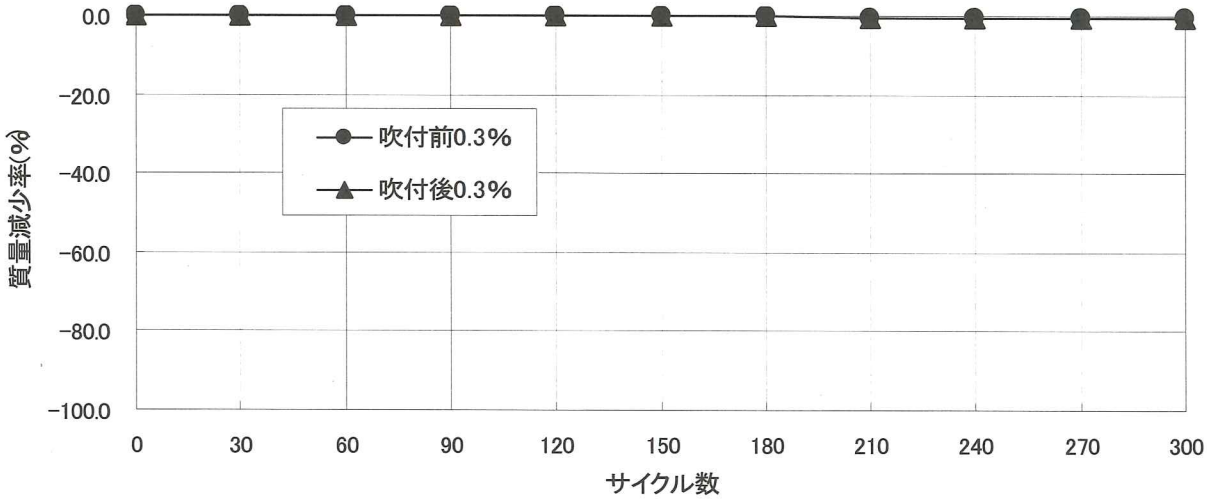
図－3.4.7　相対動弾性試験結果

吹付け後の供試体については、300 サイクル終了時においても平均で 87.2%と非常に高い値であり、健全なものであることがわかる。

表－3.4.6　凍結融解試験結果（質量減少率）

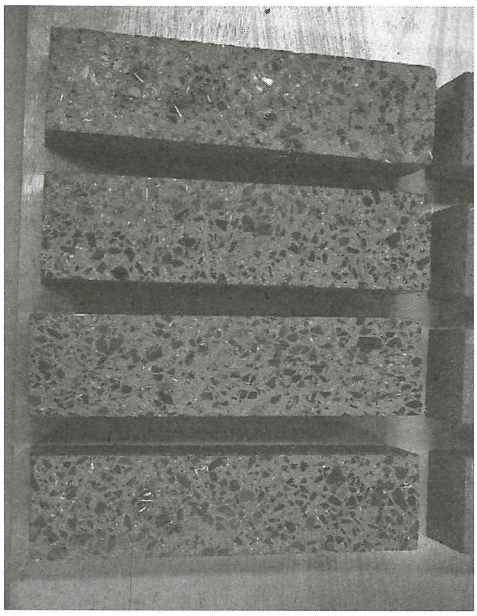
吹付け前 後	繊維量 (Vol%)	番号	サイクル数										
			0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
吹付前	0.3%	①	0.0	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	0.0	−0.1	−0.2	−0.3	−0.3	−0.4
		②	0.0	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.2	−0.4	−0.5	−0.5	−0.7
		③	0.0	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.2	−0.3	−0.4	−0.3	−0.6
		④	0.0	−0.1	−0.2	−0.2	−0.2	−0.2	−0.3	−0.5	−0.5	−0.5	−0.8
		ave	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.2	−0.4	−0.4	−0.4	−0.6
吹付後	0.3%	①	0.0	0.0	−0.1	−0.1	−0.2	−0.1	−0.3	−0.4	−0.4	−0.4	−0.5
		②	0.0	−0.1	−0.2	−0.2	−0.1	0.0	−0.1	−1.6	−1.6	−1.5	−1.6
		③	0.0	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	0.0	−0.1	1.2	1.1	1.1	1.0
		④	0.0	−0.1	−0.2	−0.2	−0.2	−0.2	−0.3	−0.3	−0.4	−0.4	−0.6
		ave	0.0	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.1	−0.2	−0.3	−0.3	−0.3	−0.4

（※数値は%）

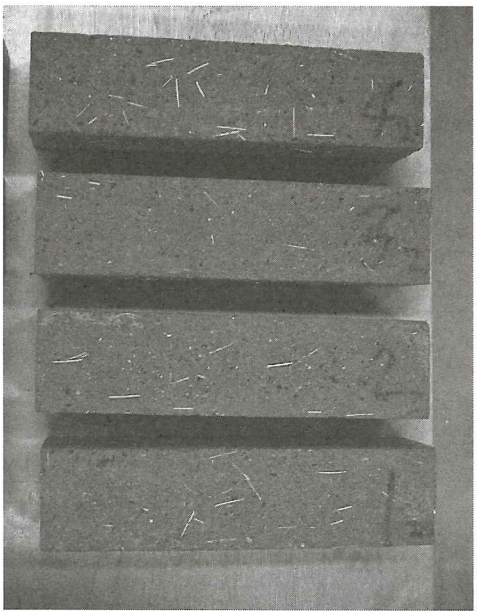


図－3.4.8　質量減少率結果

吹付け前の供試体と吹付け後の供試体を比較すると 300 サイクル終了時において、どちらも 0.5%程度の減少率であり、ほとんど損傷のないものであることを確認した。



写真－3.4.3　供試体損傷状況（吹付け後）

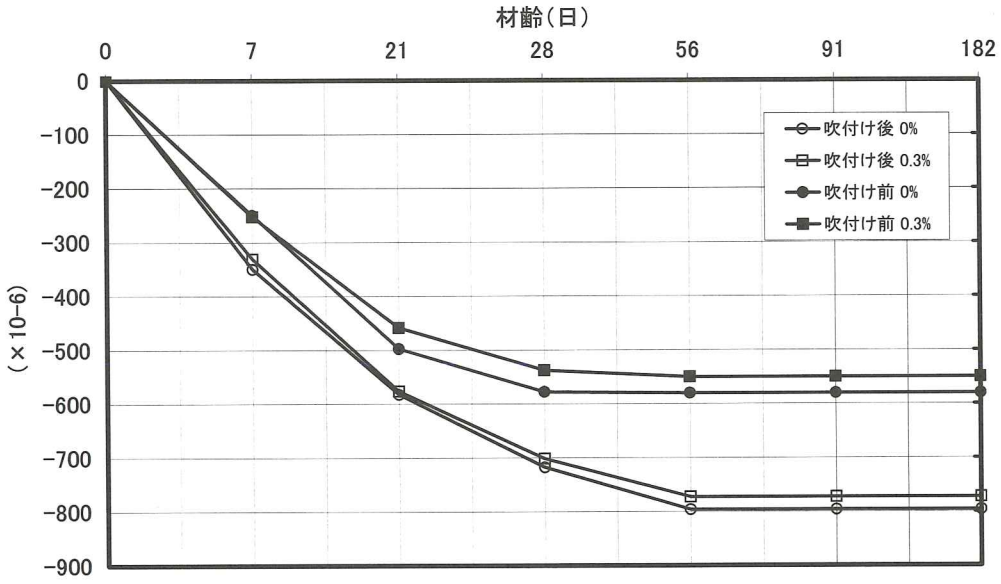


写真－3.4.4　供試体損傷状況（吹付け前）

（2）長さ変化試験結果

長さ変化試験（JIS A 1129-2-2001 に準拠）は、吹付け前の繊維混入無しおよび 0.3%の繊維を混入した供試体、吹付け後の繊維混入無しおよび 0.3%の繊維を混入した供試体の 4 種類について実施した。

試験結果のうち、各種試験体の平均値（4 本の平均）の比較を図－3.4.9 に示す。

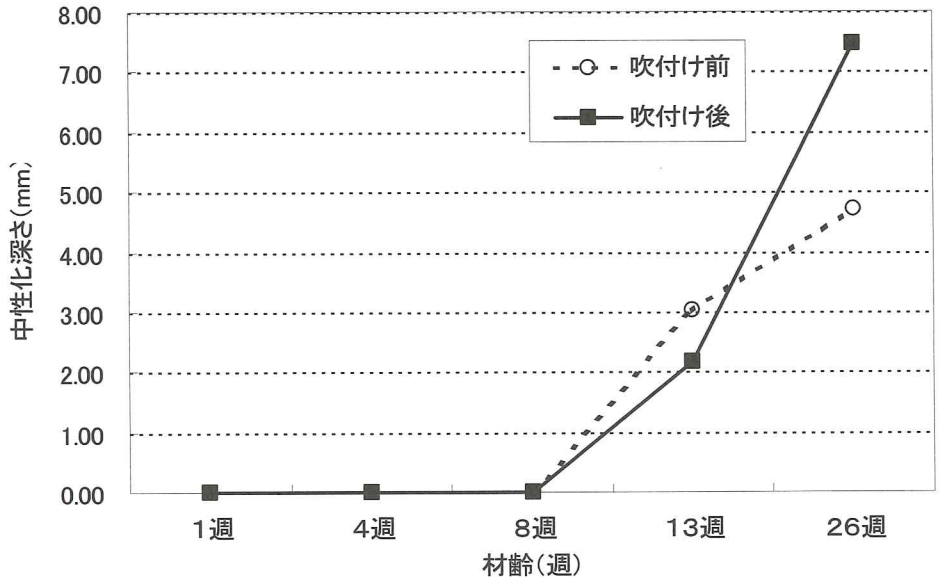


図－3.4.9　長さ変化試験結果（各種平均値の比較）

繊維の混入率で比較すると、吹付け前後ともに繊維混入率 0.3%の方が 30～50μ程度長さ変化の小さい結果が得られた。

（3）中性化深さ試験結果

促進中性化試験（試験条件：環境温度 20℃, CO_2 濃度 5%、相対湿度 60%）は繊維混入率 0.3%を対象とし、標準養生を 4 週間、その後乾燥養生を 4 週間実施した後に実施した。結果を図－3.4.10 に示す。



図－3.4.10　促進中性化試験結果

吹付け前後ともに、試験開始から 13 週で中性化を確認した。中性化の進行は、材齢 26 週の時点で、最大 8mm 程度であった。この中性化深さは、既往の中性化速度式より求めた水セメント比 40%のプレーンコンクリートの中性化深さと同程度である。

3.4.4　試験結果（TN1）

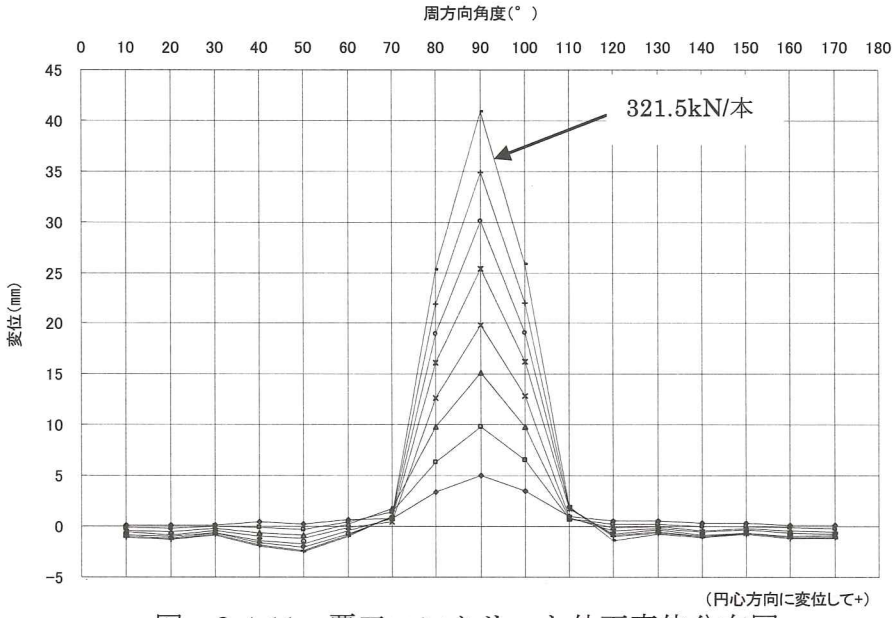
（１）吹付け前試験体への損傷載荷

１）載荷状況

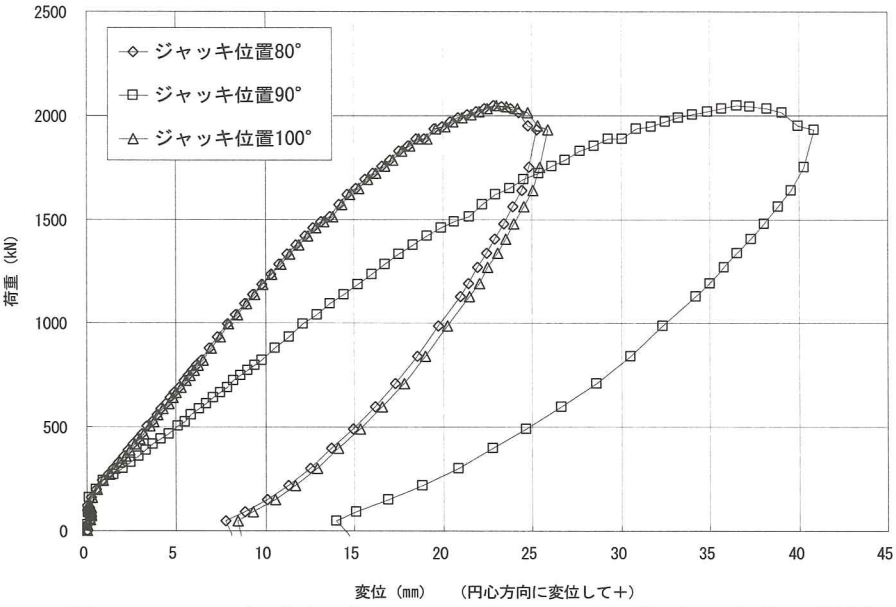
吹付け補強を実施する前に、試験体（無垢の覆工コンクリート）の損傷を目的とした載荷を行った。載荷は、80°，90°，100°の 3 断面（2 ジャッキ/断面）の計 6 ジャッキで実施した。

図－3.4.11～3.4.12 に覆工外側の変位状況を示す。

図－3.4.11 は、覆工コンクリート外面のうち、90°（天端部）の位置に設置した変位計を基準とし、計測データのうち 8 点に基づき覆工コンクリート外面の各変位を、図－3.4.12 には、変位制御を実施した 3 断面 6 ジャッキによる荷重と変位の関係をそれぞれ整理した。



図－3.4.11　覆工コンクリート外面変位分布図



図－3.4.12　載荷部ジャッキストロークの荷重－変位の関係

2）荷重と変位の関係

①天端

図－3.4.13 に天端（90°）の内縁側の荷重－変位曲線を示す。試験体が破壊したときの荷重は合計荷重で 1928.7kN(321.5 kN /本)となった。またこのときの天端変位は 42mm 程度となった。

②脚部

図－3.4.14 に脚部（0°および 180°部分）の荷重－変位曲線を示す。

0°（D1）については、80°，90°，100°による載荷後、トンネル円心方向に変位が始まり、最大変位は 0.4mm 程度となった。

180°（D5）については 0°（D1）同様、載荷後にトンネル円心方向へ変位が始まり、最大変位は 0.5mm 程度となった。

変位値は小さく、ほぼ左右対称の挙動を示したと考えられる。

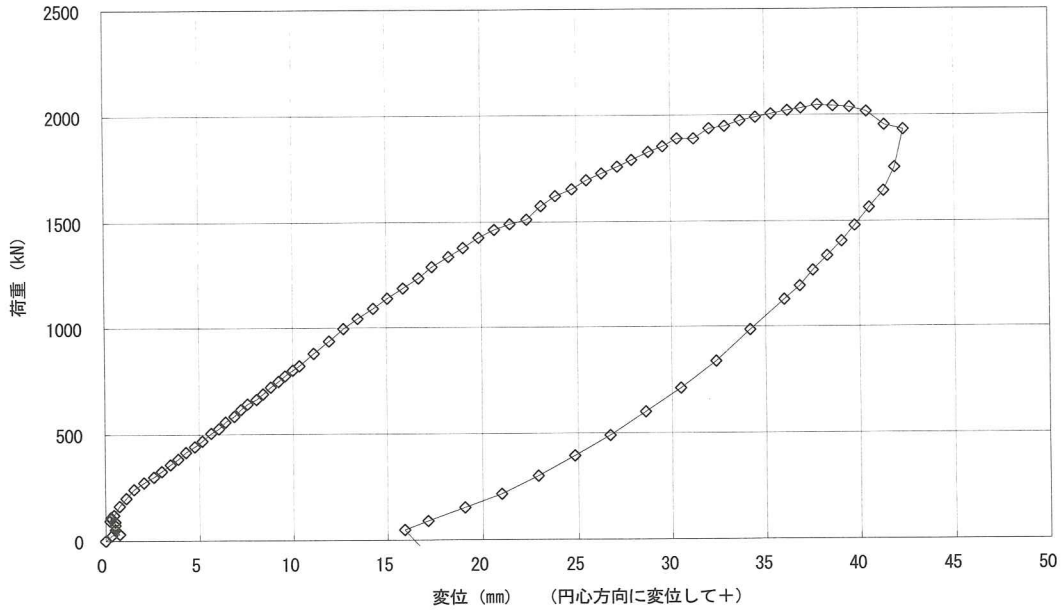
③45°・135°部分

図－3.4.15 に 45°および 135°部分の荷重－変位曲線を示す。

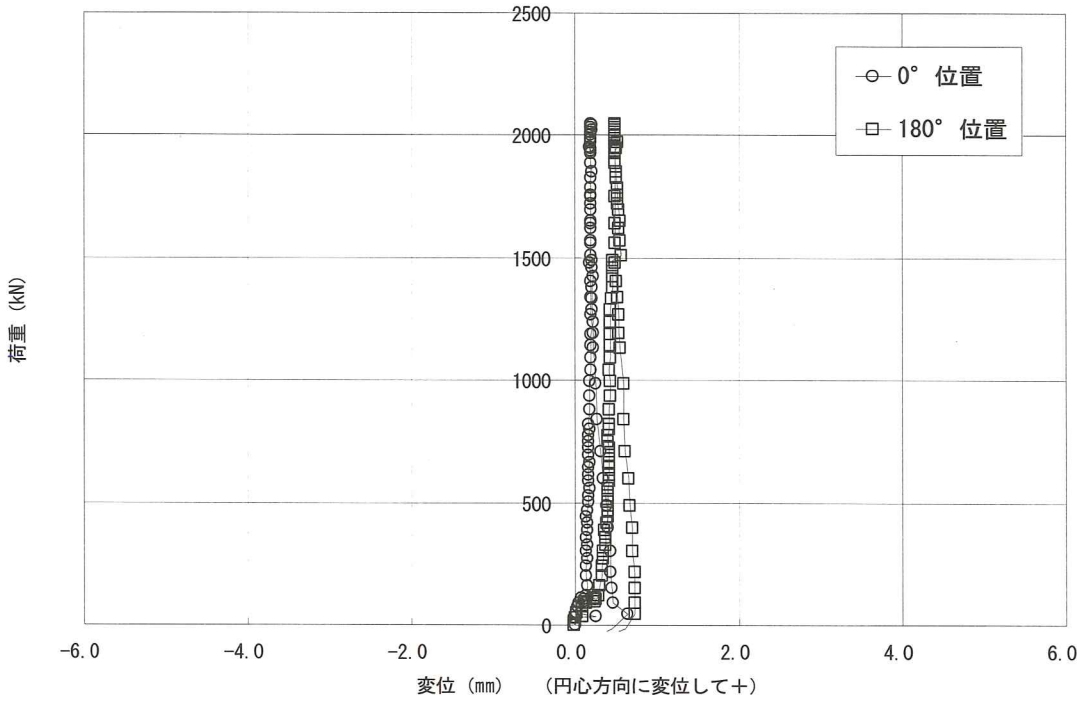
45°水平方向（X1）および 135°水平方向（X2）の変位は、80°，90°，100°による載荷直後はトンネル円心方向に生じた。しかし、載荷の継続に伴い、次第にトンネル円心方向とは逆方向に変位し、最大変位は 45°水平方向で 4.2mm 程度、135°水平方向では 3.9mm 程度となった。

45°鉛直方向（Y1）および 135°鉛直方向（Y2）の変位は、ともに 80°，90°，100°による載荷後はトンネル円心方向に生じ、最大変位は 45°鉛直方向で 2.0mm 程度、135°鉛直方向では 2.4mm 程度となった。

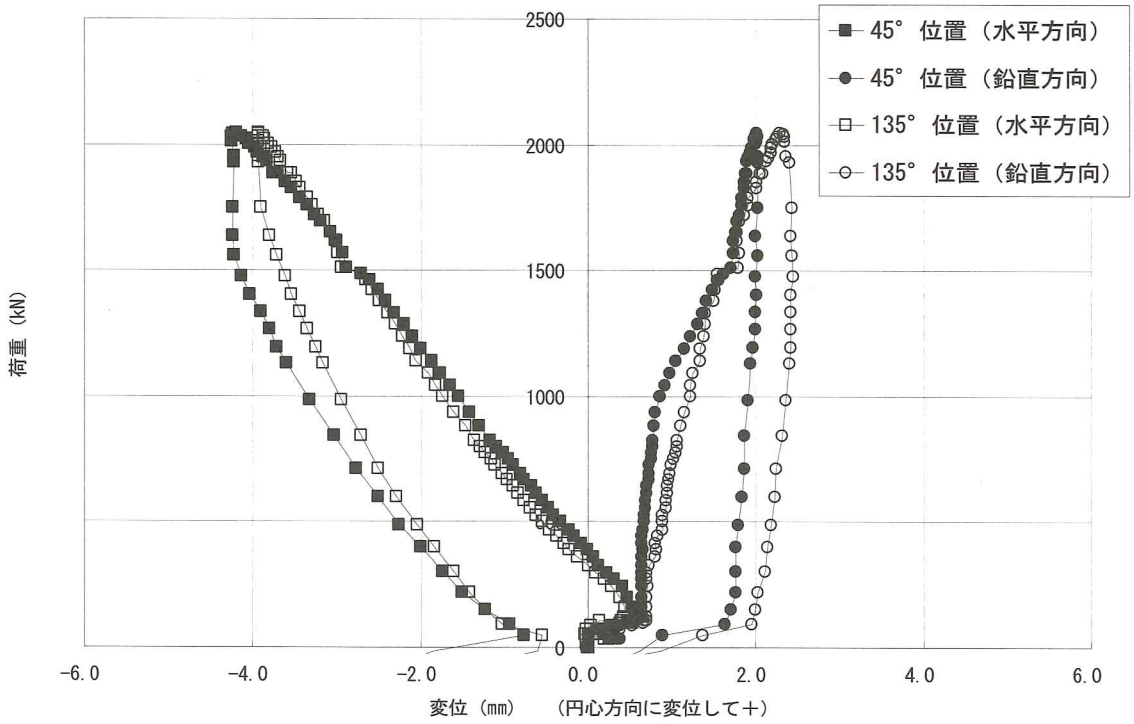
水平方向、鉛直方向ともに、45°と 135°では傾きがほぼ同じであることから概ね左右対称に挙動したと考えられる。



図－3.4.13　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，90°，高さ 50cm）



図－3.4.14　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，0 度/180 度，高さ 50cm）



図－3.4.15　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，45 度/135 度，高さ 50cm）

3）破壊状況とひび割れ

内面ひび割れ状況図、外面ひび割れ状況図、上面ひび割れ状況図を図－3.4.16～3.4.18 にそれぞれ示す。

内面ひび割れの状況（図－3.4.16）については、以下の通りである。

①80°，90°，100°のジャッキ（計 6 本）で制御変位量が 10mm に到達するまでに、90°（天端部）の位置にトンネル軸方向に一本のひび割れが発生（平均荷重 45.5kN）し、試験体の幅 1m 全体に伸びていた。それ以外のひび割れは見られなかった。

②ジャッキの制御変位量が 20mm に到達した時点では、新たなひび割れの発生あるいは進展はみられず、制御変位量が 10mm の時点とほとんど同じ状態であった。

③ジャッキの制御変位量が 30mm に到達するまでに、92.5°付近にトンネル軸方向のひび割れが新たに一本発生（平均荷重 243.3kN）した。このひび割れについても初めの一本目のひび割れ同様、試験体の幅 1m 全体に伸びていた。

④ジャッキの制御変位量が 37.2mm に到達した時点で最大荷重時（平均荷重 341.0kN）となった。この時点に至るまでに、両側のアーチ肩部（60°～70°，110°～120°）に新たにトンネル軸方向のひび割れが複数本発生するとともに、コンクリートの圧壊が始まった。ひび割れについては天端部分に発生した試験体の幅 1m 全体に入ったひび割れとは異なり、それぞれが途中で途切れている状態であった。また、天端付近にも新たにトンネル軸方向のひび割れが一本発生するとともにトンネル円周方向にも天端付近から片側のアーチ肩部（110°）にかけてひび割れが発生した。

⑤ジャッキの制御変位量が 41.2mm に到達した時点で終局時となった。この時点では、天端付近に発生しているひび割れのうち、トンネル軸方向のひび割れをつなぐ円周方向のひび割れが発生するとともに、既に発生した円周方向のひび割れは進展し、アーチ肩部に発生していたトンネル軸方向のひび割れにつながった。また、もう片方のアーチ肩部に向けて、新たに天端部分か円周方向にひび割れが発生した。両側のアーチ肩部に既に発生していたトンネル軸方向のひび割れは進展し、各々のひび割れがつながった。

外面ひび割れの状況（図－3.4.17）については、以下の通りである。

①ジャッキの制御変位量が 10mm に到達するまでに、両側のアーチ肩部（60°～70°，110°～120°）においてトンネル軸方向にひび割れが発生（平均荷重 124.7～128.9kN）した。これらのうち 115°付近のひび割れは試験体の幅 1m 全体に伸びていた。それ以外のひび割れは 50cm 程度以下の長さであった。

②ジャッキの制御変位量が 20mm に到達するまでに、両側のアーチ肩部（60°～70°，110°～120°）において、さらにトンネル軸方向にひび割れが新たに発生するとともに、既に発生していたひび割れも進展をした。また、制御変位量がほぼ 20mm 程度（平均荷重 237.1kN）の時に 90°の位置において載荷板の周囲でコンクリートの圧壊が始まった。

③ジャッキの制御変位量が 30mm に到達した時点で、これまで発生していた両側のアーチ肩部（60°～70°，110°～120°）ではほとんど変化はみられなかったが、天端部分ではトンネル軸方向の小さいひび割れが発生した。

④ジャッキの制御変位量が 37.2mm に到達した時点では、制御変位量が 30mm の時点とひび割れの状況にほとんど変わりはなかった。

⑤ジャッキの制御変位量が 41.2mm に到達するまでに、天端付近に発生していたトンネル軸方向のひび割れが進展し、試験体の幅 1m 全体に伸びていた。また、そのひび割れから円周方向に向けて数本のひび割れが発生していた。

上面ひび割れの状況（図－3.4.18）については、以下の通りである。

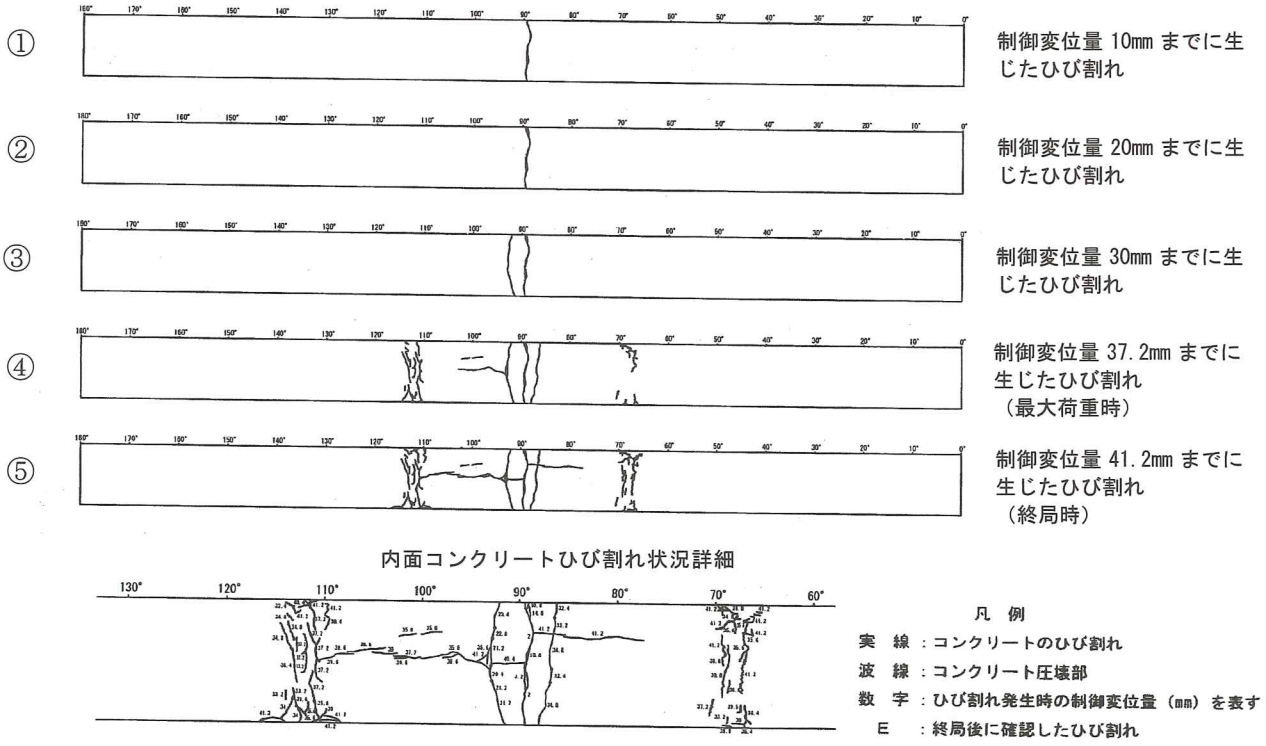
①ジャッキの制御変位量が 10mm に到達するまでに、天端付近の覆工内面側から覆工外面に向けて覆工厚の半分程度にまでひび割れが発生した。また、両側アーチ肩部の覆工コンクリート面外面側に新たにひび割れが発生したが、ひび割れ深さはほとんどない状態であった。

②ジャッキの制御変位量が 20mm に到達するまでに、天端付近の覆工内面側から覆工外面に向けて覆工厚の半分程度にまで発生したひび割れが、覆工厚の中で円周方向 2 方向に別れて進展した。そして 90°の位置における載荷板正面のコンクリートの圧壊が始まった（平均荷重 229.7kN）。また、両側アーチ肩部のひび割れも数箇所ずつ増えた。これらのうちの数箇所は覆工厚の 1/3 程度の深さとなった。

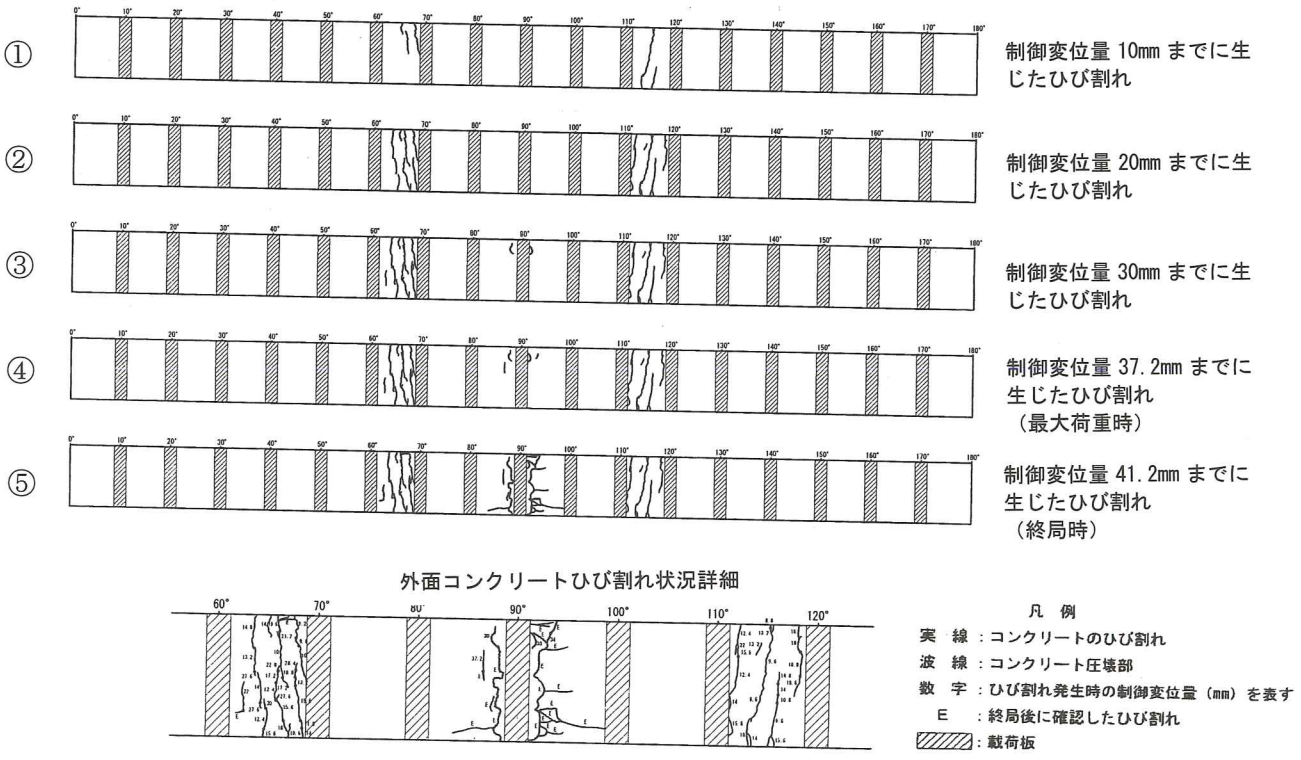
③ジャッキの制御変位量が 30mm に到達するまでに、天端付近の覆工コンクリート面外面側から円周方向に向かって新たにひび割れが複数本発生した。一方、アーチ肩部についてはほとんど変化はなかった。

④ジャッキの制御変位量が 37.2mm に到達するまでに、天端付近に既に発生しているひび割れが進展した。一方、アーチ肩部についてはほとんど変化はなかった。

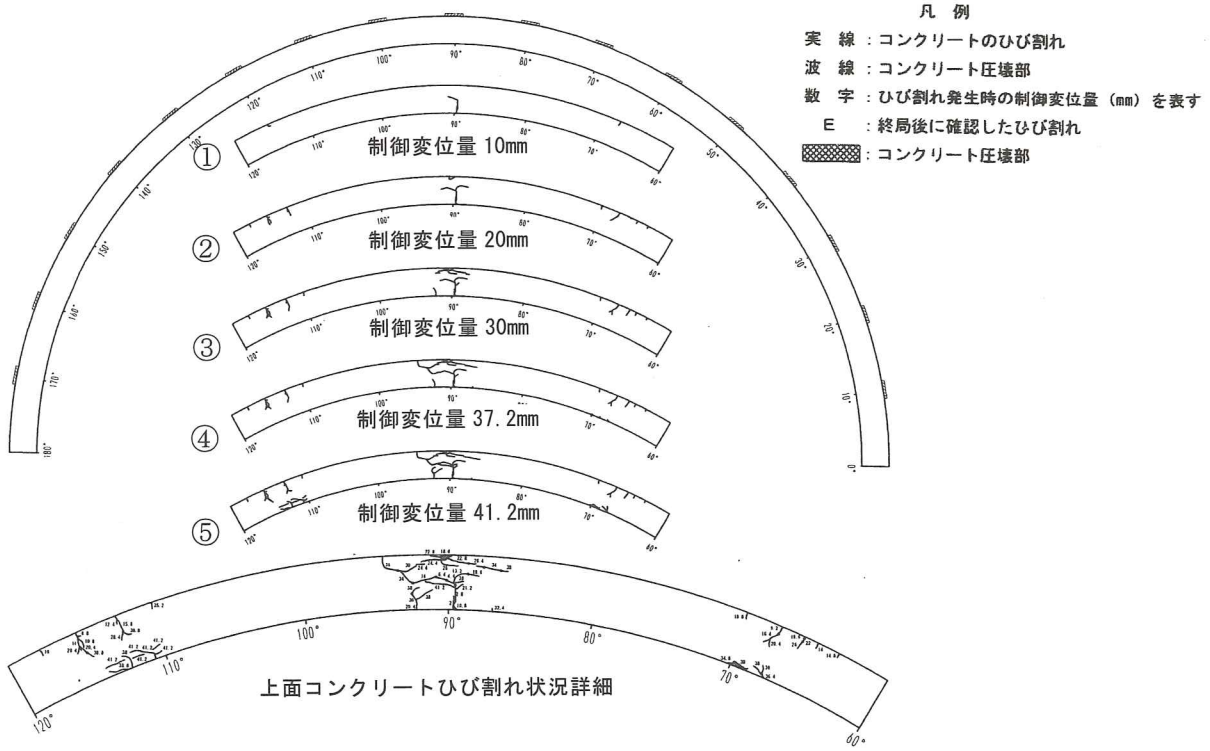
⑤ジャッキの制御変位量が 41.2mm に到達するまでに、両側アーチ肩部の覆工コンクリート面内面側に複数本の短いひび割れが発生した。天端部分のひび割れについては若干の進展がみられた。



図－3.4.16　内面ひび割れの状況図



図－3.4.17　外面ひび割れの状況図



図－3.4.18　上面ひび割れの状況

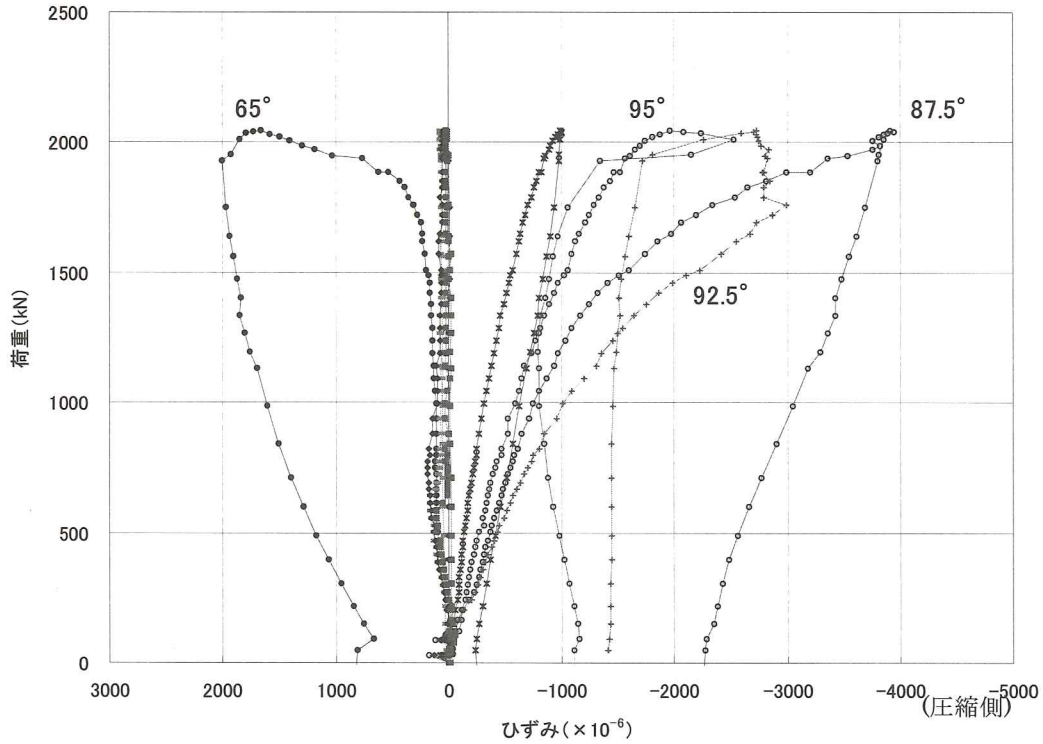
4）ひずみの変化

図－3.4.19～3.4.21 に覆工コンクリート外面における荷重とひずみの関係を示す。なお、グラフの荷重は、載荷点ジャッキ 6 本の合計荷重で表示している。

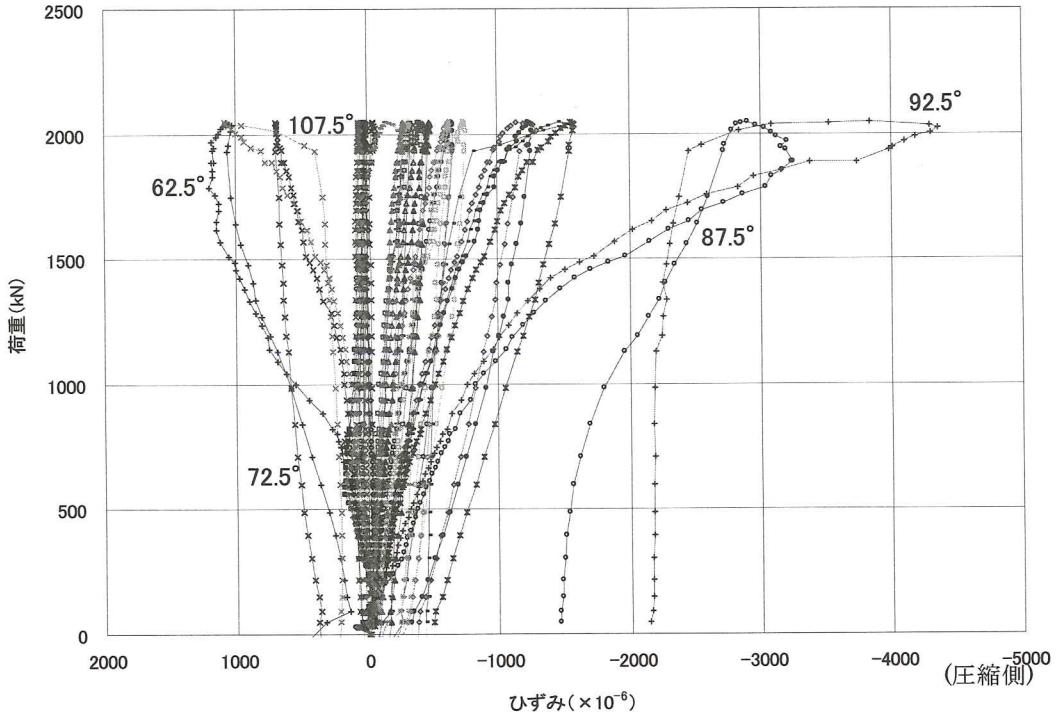
覆工コンクリート外面 75cm（図－3.4.19）では、天端付近の 87.5°の位置で圧縮ひずみが最大となり、3800μ程度にまで達していた。また 92.5°および 95°の位置でも圧縮ひずみが大きく、3000μおよび 2500μ程度にまで達していた。実験より最終的にこの付近では、トンネル軸方向のひび割れが発生していることと一致している。一方、65°の位置については、引張ひずみが発生した。これは、実験よりこの付近でひび割れが発生していることと一致している。

覆工コンクリート外面 50cm（図－3.4.20）では、圧縮ひずみが 92.5°および 87.5°の位置で大きく、最大ひずみは 92.5°では 4300μ、87.5°では 3200μ程度となった。このことは覆工コンクリート外面 75cm と同じ傾向を示している。一方、引張ひずみは 107.5°、62.5°、72.5°の位置で大きくなった。実験結果より両側アーチ肩部ではひび割れが発生しており、ほぼ一致している。但し、引張ひずみの値自体は本来コンクリートの引張ひずみの限界（200μ程度）を超えており、有意な値とはなっていないものと考える。

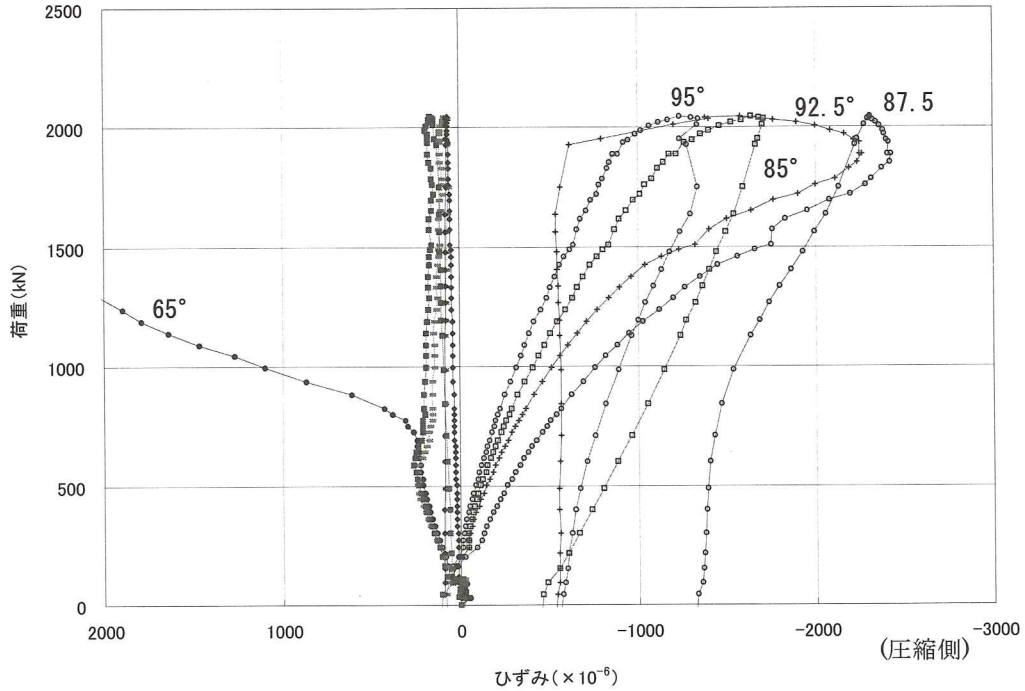
覆工コンクリート外面 25cm（図－3.4.21）では、圧縮ひずみが 85°，87.5°，92.5°および 95°と天端付近で大きな値となっている。これらの最大ひずみは 1300～2400μ程度となった。この結果は覆工コンクリート外面 75cm および 50cm とほぼ同じ傾向を示している。一方、65°の位置では引張ひずみが大きかった。この傾向については覆工コンクリート外面 75cm と同じ傾向であった。



図－3.4.19　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，75cm）



図－3.4.20　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，50cm）



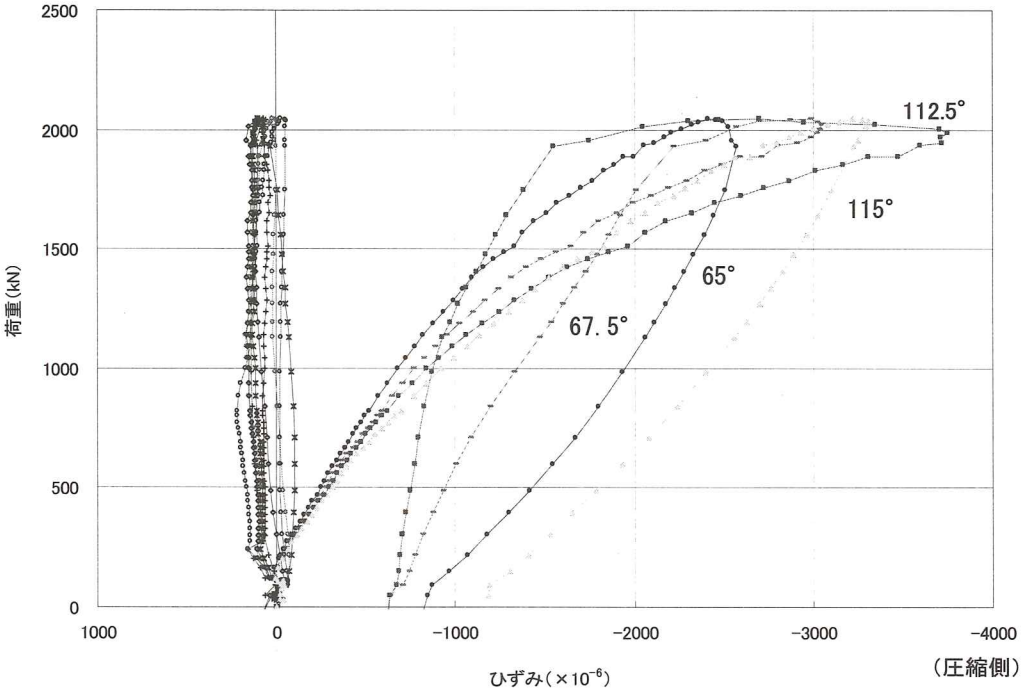
図－3.4.21　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，25cm）

図－3.4.22～3.4.24 に覆工コンクリート内面における荷重とひずみの関係を示す。

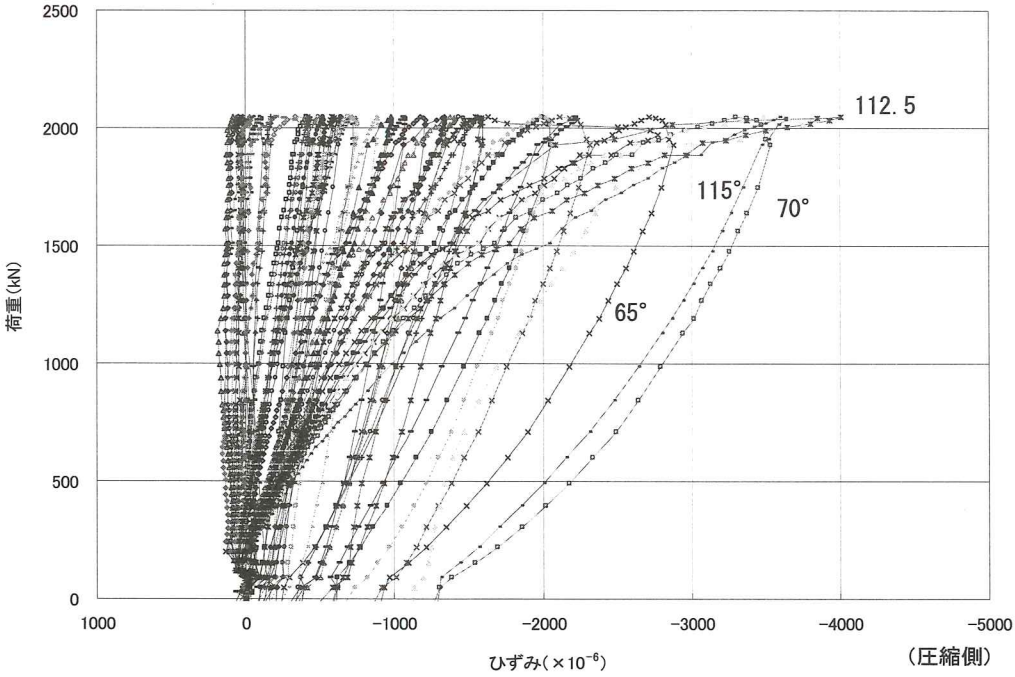
覆工コンクリート内面 75cm（図－3.4.22）では、65°，67.5°，112.5°および 115°の両側アーチ肩部の位置で圧縮ひずみが大きく、67.5°，65°で 2500～3000 μ 程度、もう一方のアーチ肩部である 112.5°，115°では 3300～3700 μ 程度となった。実験より最終的にこれらの付近で複数のひび割れが発生していることと一致している。

覆工コンクリート内面 50cm（図－3.4.23）では、圧縮ひずみが両側アーチ肩部（60°～75°，105°～120°）の位置で特に大きくなった。最大ひずみは 60°～75°では 1600～3500μ、105°～120°では 1300～4000μ程度となった。実験よりこれらの位置では、複数のひび割れが発生していることと一致している。

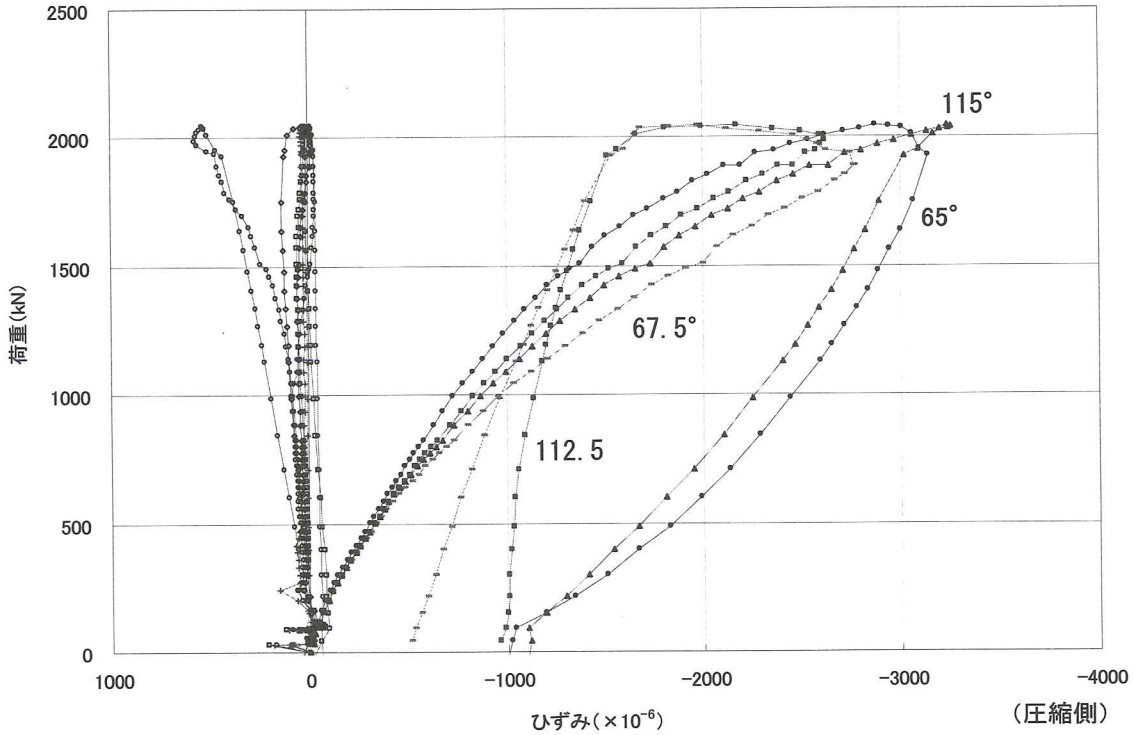
覆工コンクリート内面 25cm（図－3.4.24）では、圧縮ひずみが両側アーチ肩部（60°，67.5°，112.5°，115°）の位置で特に大きくなった。最大ひずみは 60°～67.5°では 2700～3100μ、112.5°～115°では 2600～3200μ程度となった。実験よりこれらの位置では、複数のひび割れが発生していることと一致している。



図－3.4.22　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，75cm）



図－3.4.23　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，50cm）



図－3.4.24　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，　25cm）

（2）吹付け後試験体への載荷

1）載荷状況

吹付け補強後の試験体（繊維補強吹付けコンクリート＋覆工コンクリート）への載荷試験を実施した。

吹付け補強後の吹付け厚の出来形は表－3.4.7 の通りである。

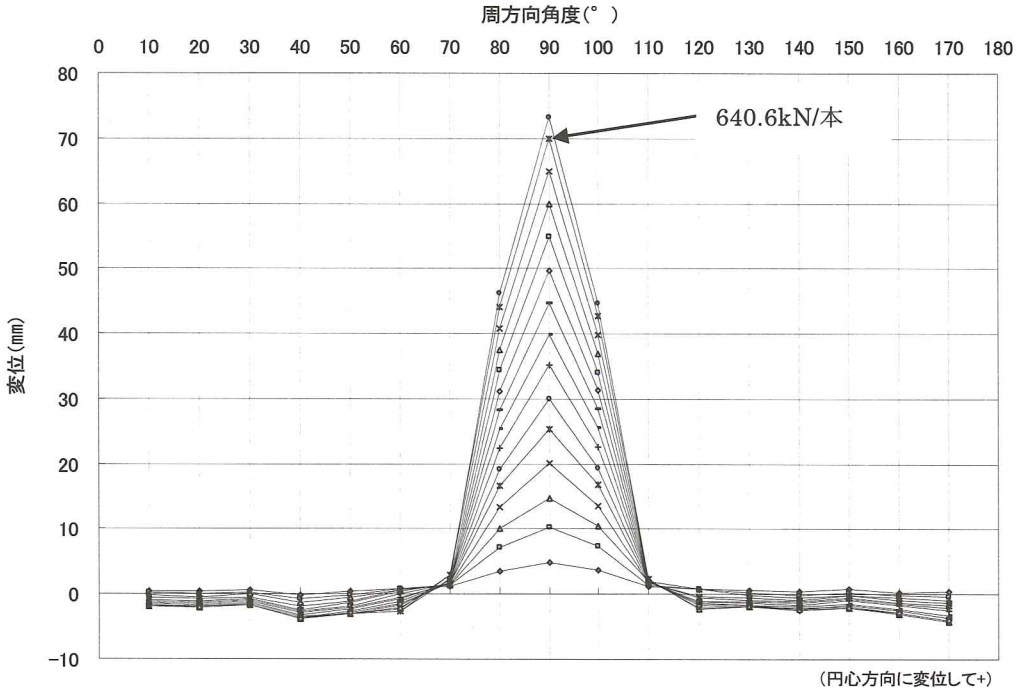
表－3.4.7　吹付け厚出来形

位置		平均	180°	170°	160°	150°	140°	130°	120°	110°	100°	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°	20°	10°	0°
上	10cm	159.6	107	129	145	163	173	157	157	168	179	157	180	178	166	174	181	175	172	162	109
中	50cm	162.6	121	164	129	148	166	157	173	168	167	170	183	181	183	173	193	163	179	137	134
下	90cm	149.9	150	137	135	143	144	124	147	164	159	159	157	161	165	163	162	155	146	143	134
平均		157.4	126	143.3	136.3	151.3	161	146	159	166.7	168.3	162	173.3	173.3	171.3	170	178.7	164.3	165.7	147.3	125.7

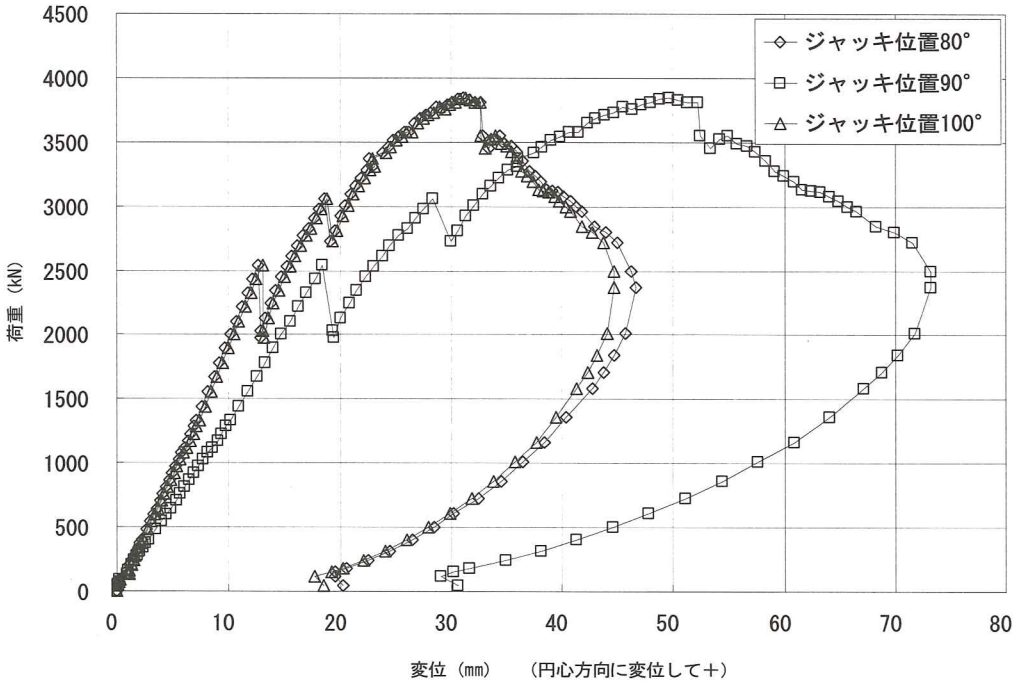
載荷は、80°，90°，100°の 3 断面（2 ジャッキ/断面）の計 6 ジャッキで実施した。

覆工外側から 80°，90°，100°の 3 断面で変位制御を実施した際の覆工外側の変位状況を図－3.4.25～3.4.26 に示す。

図－3.4.25 は、覆工コンクリート外面のうち、90°（天端部）の位置に設置した変位計を基準とし、計測データのうち 8 点に基づき覆工コンクリート外面の各変位を、図－3.4.26 は、変位制御を実施した 3 断面 6 ジャッキによる荷重と変位の関係を整理した。



図－3.4.25　覆工コンクリート外面変位分布図



図－3.4.26　載荷部ジャッキストロークの荷重と変位の関係

2）荷重と変位の関係

①天端

図－3.4.27 に天端（90°）の内縁側の荷重－変位曲線を示す。試験体が破壊したときの荷重は合計荷重で 3843.6kN(640.6 kN /本)となった。またこのときの天端変位は 55mm 程度となった。

②脚部

図－3.4.28 に脚部（0°および 180°部分）の荷重－変位曲線を示す。

0 度（D1）については、80°，90°，100°による載荷後、合計荷重が約 95kN 以降からトンネル円心方向とは逆方向に変位が始まり、最大変位は 2.7mm 程度となった。

180 度（D5）については、載荷後は一旦、トンネル円心方向に 0.1mm 程度の変位が生じたが、その後載荷の継続に伴いトンネル円心方向とは逆方向に変位が生じた。最大変位は 6.5mm 程度となった。

変位値は 180 度の方が若干大きいが、ほぼ左右対称の試験体が開く形となった。但し、全体的な変形は小さかったと考えられる。

③45°・135°部分

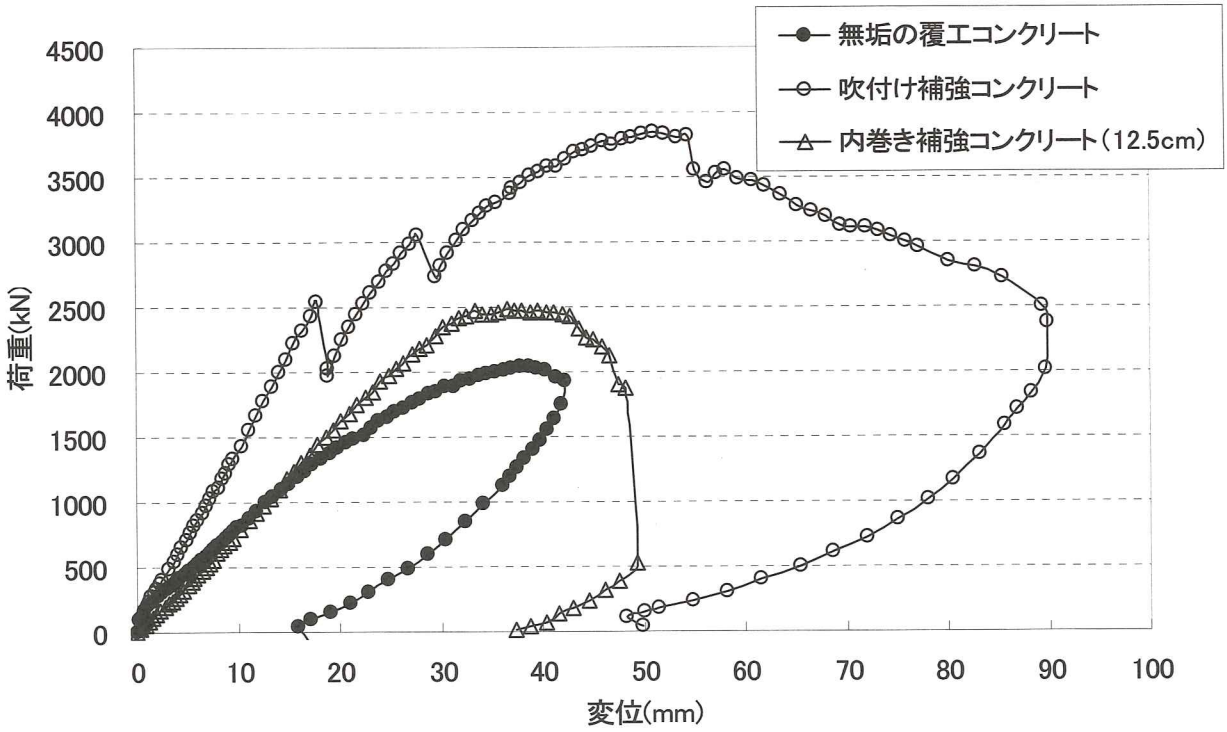
図－3.4.29 に 45°および 135°部分の荷重－変位曲線を示す。

45°水平方向（X1）の変位は、80°，90°，100°による載荷直後からトンネル円心方向とは逆方向に変位が生じ始めた。最大変位は 7.5mm 程度となった。

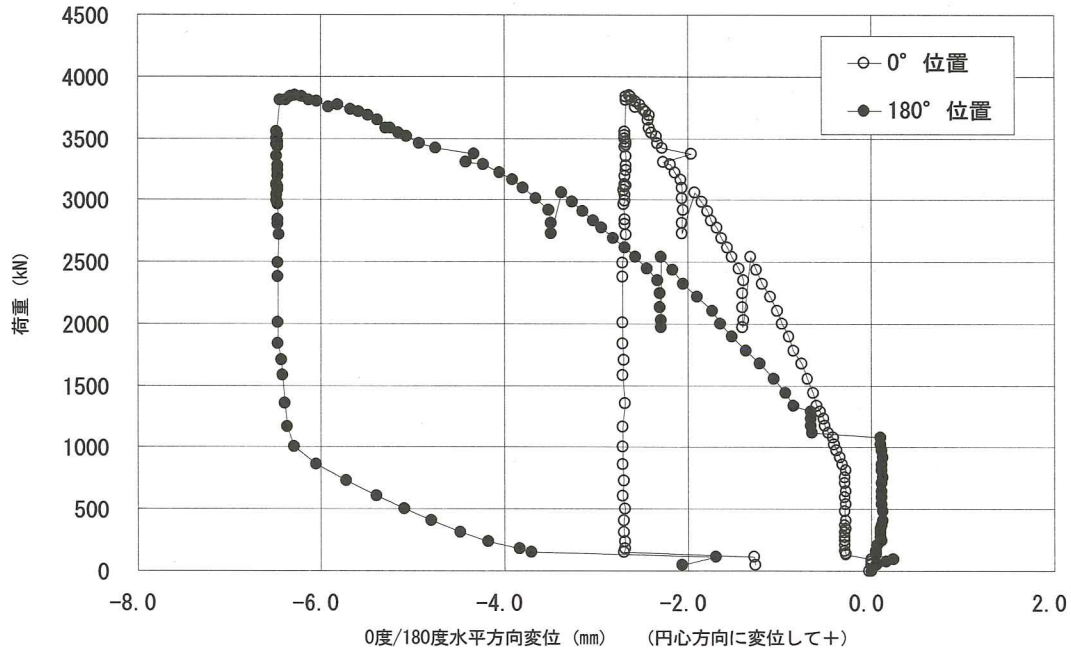
135°水平方向（X2）の変位は 45°水平方向（X1）の変位と同様、80°，90°，100°による載荷直後からトンネル円心方向とは逆方向に変位が生じ、最大変位は 7.7mm 程度となった。

45°鉛直方向（Y1）および 135°鉛直方向（Y2）の変位は、ともに 80°，90°，100°による載荷直後からトンネル円心方向に生じ始め、最大変位は 45°鉛直方向で 0.5mm 程度、135°鉛直方向では 2.7mm 程度となった。

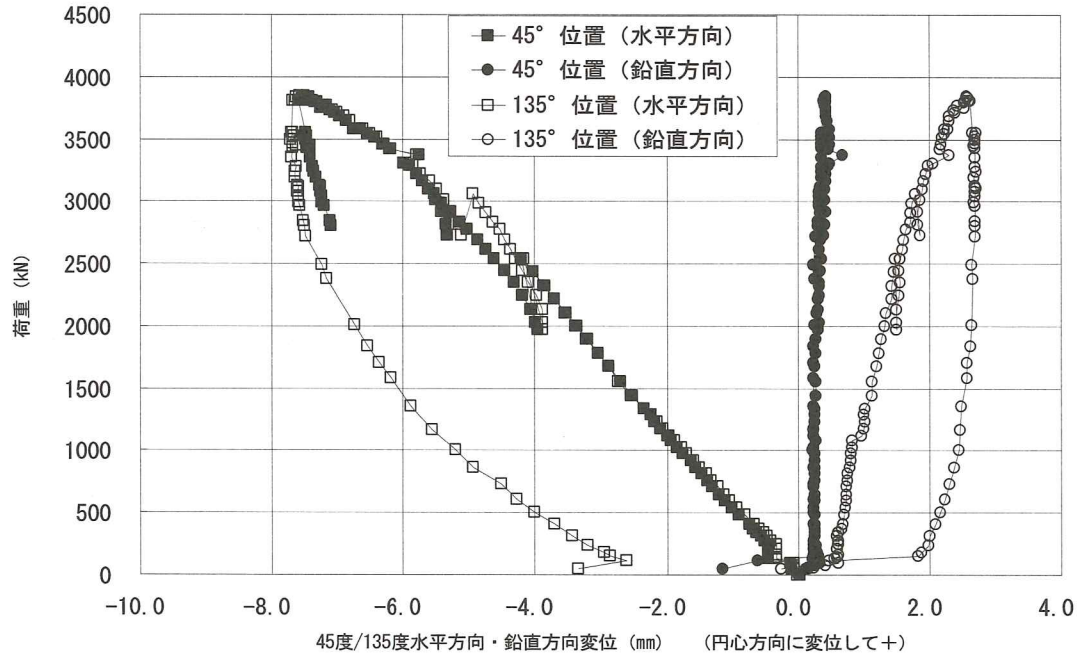
水平方向の挙動については、傾きがほぼ同じであることから概ね左右対称に挙動したと考えられる。一方、鉛直方向の挙動についても傾きが若干異なるものの、45°，135°ともに変位値は小さく概ね左右対称に挙動したと考えられる。



図－3.4.27　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，90°，高さ 50cm）



図－3.4.28　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，0 度/180 度，高さ 50cm）



図－3.4.29　荷重－変位曲線（載荷形式Ⅰ，45 度/135 度，高さ 50cm）

3）破壊状況とひび割れ

内面ひび割れ状況図、外面ひび割れ状況図、上面ひび割れ状況図を図－3.4.30～3.4.32 にそれぞれ示す。

内面ひび割れの状況（図－3.4.30）については、以下の通りである。

①80°，90°，100°のジャッキ（計 6 本）で制御変位量が 20mm に到達するまでに、載荷実験前より主に円周方向に生じていた初期ひび割れには進展等の変化は見られなかった。ただし、天端 90°に発生していたトンネル軸方向の初期ひび割れについては載荷点ジャッキ 6 本の合計荷重が 370kN を超えるあたり（変位量 2.8mm）から進展がみられた。また載荷重の合計が 2500kN を超えたあたり（変位量 18.8mm）で覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの界面で付着が切れ（80°～120°間）、多数の短いひび割れが天端付近（90°～100°間）に発生した。また、この時点で荷重が大きく低下した。

②ジャッキの制御変位量が 40mm に到達するまでに、さらに天端付近に数本のトンネル軸方向のひび割れが発生した。また、天端付近に存在する初期ひび割れのうち円周方向のひび割れが少しずつ進展し、細かいひび割れがつながる傾向を示した。これは載荷重の合計が 3000kN を超えたあたり（変位量 28.4mm）であり、覆工内面と繊維補強吹付けコンクリートの界面で再び付着が切れた（60°～80°間）ことが要因の 1 つと考えられる。

③ジャッキの制御変位量が 49.2mm に到達した時点で最大荷重時（平均荷重 640.6kN）となった。この時点までに、両側のアーチ肩部（60°～70°，110°～120°）に新たなトンネル軸方向のひび割れが発生した。これには 112.5°付近の圧壊が進んだことも含まれている。さらに変位量 49.2mm の時点では、67.5°付近でも圧壊が始まった。また、天端付近に存在する円周方向のひび割れもさらに進展を続けた。

④ジャッキの制御変位量が 60mm に到達するまでに、110°～120°のアーチ肩部においてトンネル軸方向および円周方向に新たなひび割れが発生した。それ以外の部分についてはひび割れの進展や新たな発生はなかった。

⑤ジャッキの制御変位量が 71.6mm に到達した時点で終局時となった。この時点までに、天端付近に発生しているひび割れに新たなひび割れが発生し、一部でコンクリートの浮き上がりが見られるとともにひび割れが閉合している箇所が見られた。また、60°～70°のアーチ肩部においても、さらにトンネル軸方向のひび割れが発生するとともに、ひび割れの進展に伴い閉合するところも見られ、天端付近同様にひび割れに沿ってコンクリートの浮き上がりもみられた。

外面ひび割れの状況（図－3.4.31）については、以下の通りである。

①ジャッキの制御変位量が 20mm に到達するまでに、両側のアーチ肩部（50°～60°，120°～130°）においてトンネル軸方向に新たなひび割れが発生（平均荷重 153.1，186.2kN）した。天端付近および両側アーチ肩部（60°～70°，110°～120°）に発生した初期ひび割れについてはほとんど進展は見られなかった。

②ジャッキの制御変位量が 40mm に到達した時点では、制御変位量が 20mm の時点とひび割れの状況に変わりはなかった。

③ジャッキの制御変位量が 49.2mm に到達した時点においても、制御変位量が 40mm の時点とひび割れの状況に変わりはなかった。

④ジャッキの制御変位量が 60mm に到達するまでに、天端付近に新たにトンネル軸方向の 2 本の長いひび割れが発生した。また、変位量が 60mm に至るまでの間に、天端付近

（90°～100°）のコンクリートの大きな剥落が認められた（平均荷重 559.1kN）。

⑤ジャッキの制御変位量が 71.6mm に到達までに、天端付近から両側のアーチ肩部にかけて円周方向のひび割れが発生した。

上面ひび割れの状況（図－3.4.32）については、以下の通りである。

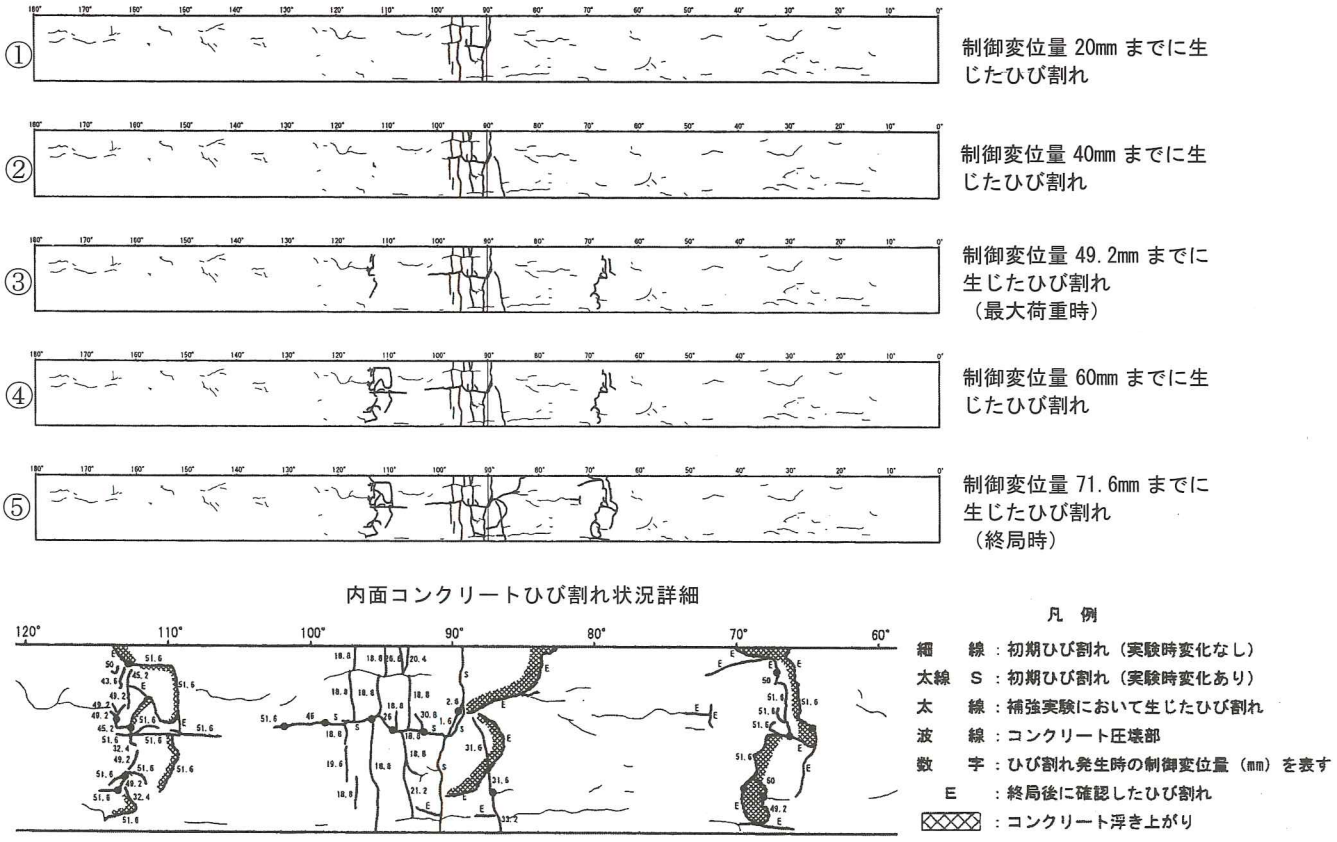
①ジャッキの制御変位量が 20mm に到達するまでに、天端付近（80°～120°）では覆工コンクリート内面と繊維補強吹付けコンクリートの付着の切れた状況が見られた。また両側アーチ肩部の覆工コンクリート外面側に新たにひび割れが発生した。これは、この時点における内面および外面のひび割れ状況と一致している。

②ジャッキの制御変位量が 40mm に到達するまでに、60°～80°では新たに覆工コンクリート内面と繊維補強吹付けコンクリートの付着の切れた状況が見られた。これは、内面ひび割れの状況と一致している。

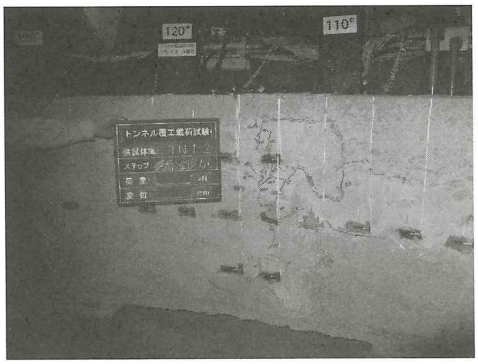
③ジャッキの制御変位量が 49.2mm に到達した時点においては、制御変位量が 40mm の時点とひび割れ状況に変わりはなかった。

④ジャッキの制御変位量が 60mm に到達した時点では、制御変位量が 49.2mm に到達した時点と同様、ひび割れ状況に変化はなかった。

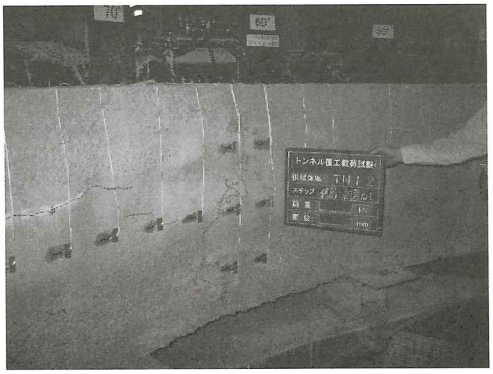
⑤ジャッキの制御変位量が 71.6mm に到達した時点では、天端付近において初期ひび割れの大きな進展がみられ、覆工コンクリートの圧壊および圧ざによる剥離が発生した。また、両側のアーチ肩部においては、曲げ圧縮に伴う繊維補強吹付けコンクリートの剥離がみられた。



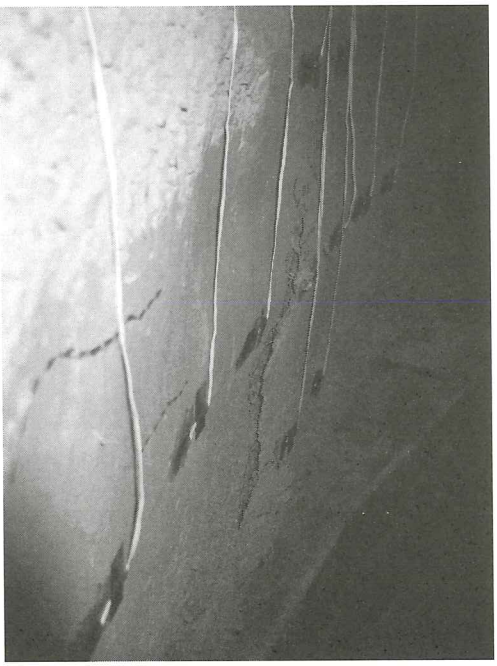
図－3.4.30　内面ひび割れの状況図



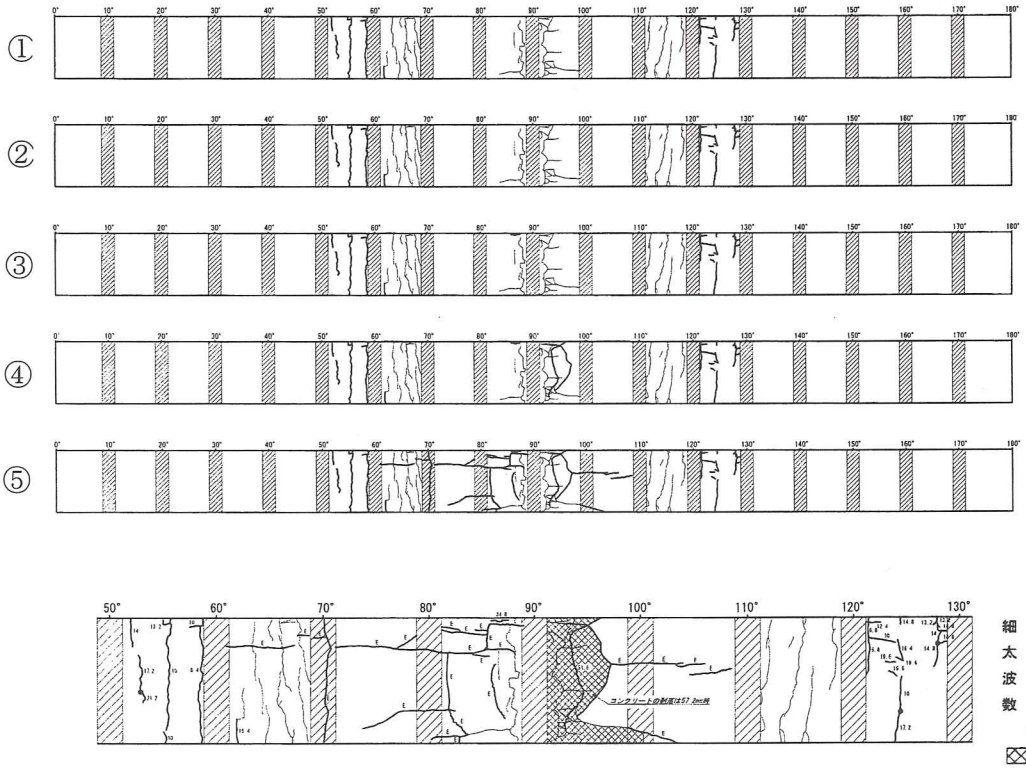
写真－3.4.5　内面状況（110°～120°）



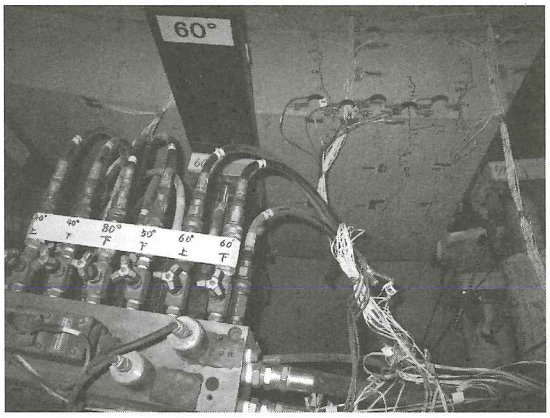
写真－3.4.6　内面状況（60°～70°）



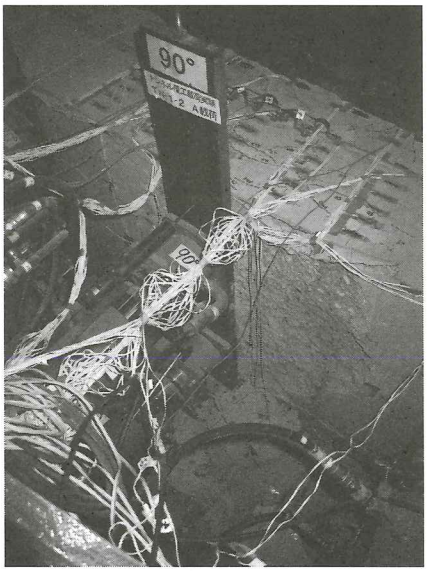
写真－3.4.7　内面状況（60°～70°）



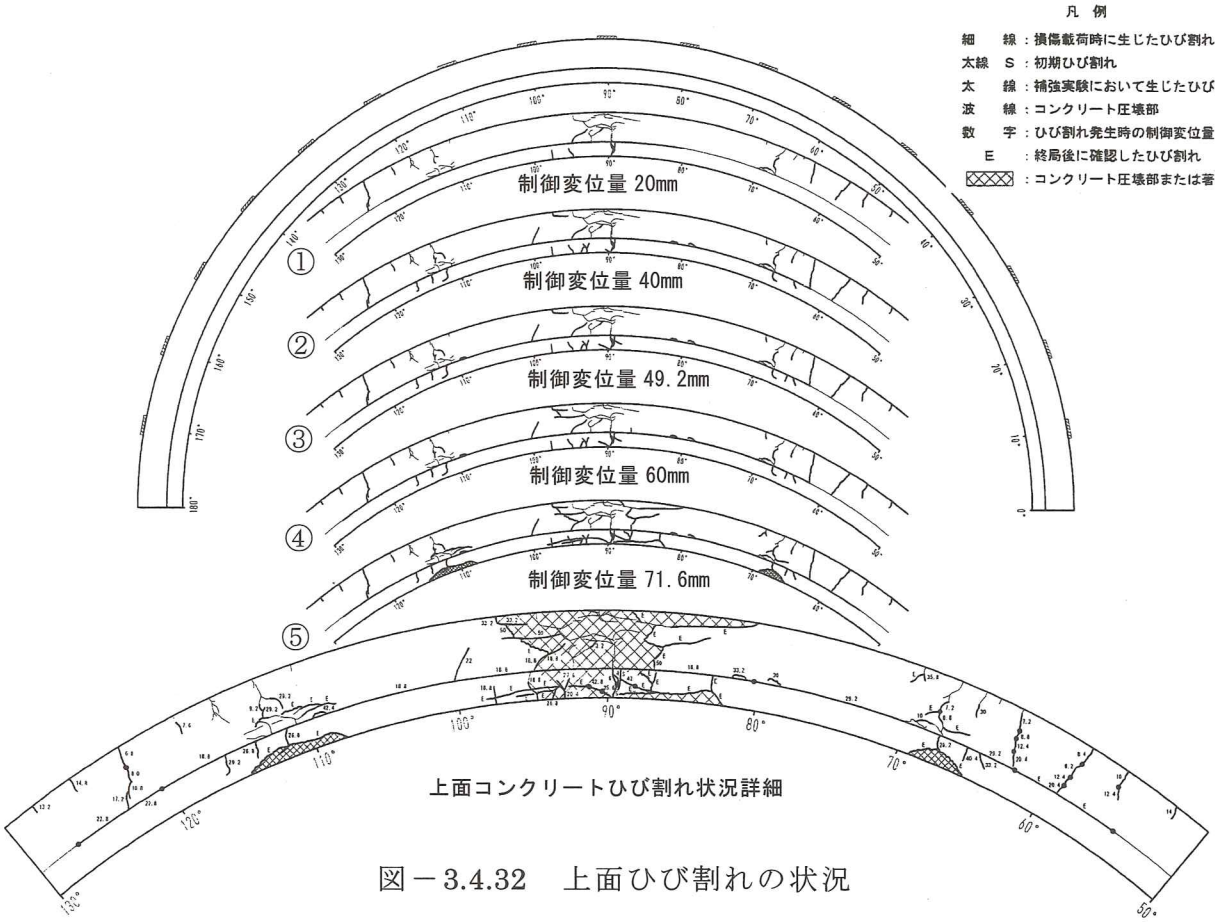
図－3.4.31　外面ひび割れの状況図



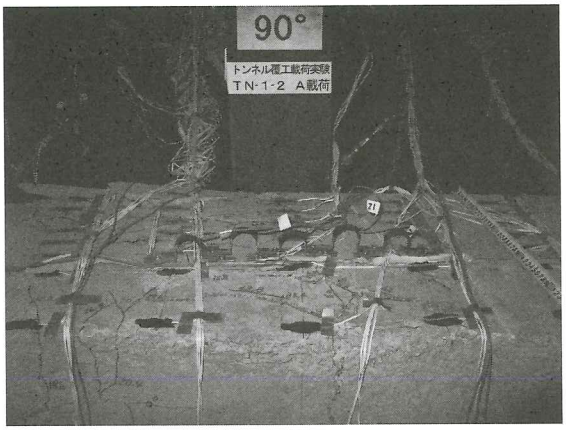
写真－3.4.8　外面状況（60°～70°）



写真－3.4.9　外面状況（90°～100°）



図－3.4.32　上面ひび割れの状況



写真－3.4.10　上面状況（90°付近）

4）ひずみの変化

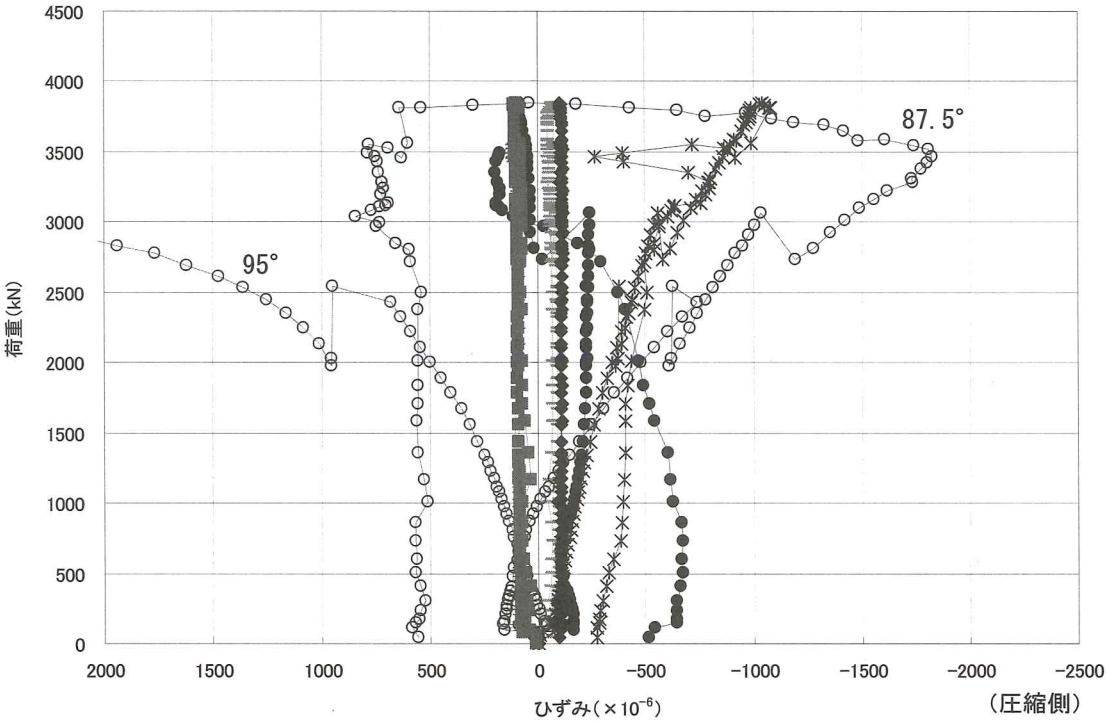
図－3.4.33～3.4.35 に覆工コンクリート外面における荷重とひずみの関係を示す。なお、グラフの荷重は、載荷点ジャッキ 6 本の合計荷重で表示している。

覆工コンクリート外面 75cm（図－3.4.33）では、天端付近の 87.5°の位置で圧縮ひずみが最大となり、1800μ程度にまで達していた。実験より最終的にこの付近では、トンネル軸方向および円周方向に新たなひび割れが発生していることと一致している。また載荷後、95°の位置については、引張ひずみが発生し、2000μ以上となった。これは、実験よりこの付近でひび割れおよび剥落が発生していることと一致している。但し、引張ひずみの値自体は本来コンクリートの引張ひずみの限界（200μ程度）を超えており、有意な値とはなっていないものと考える。

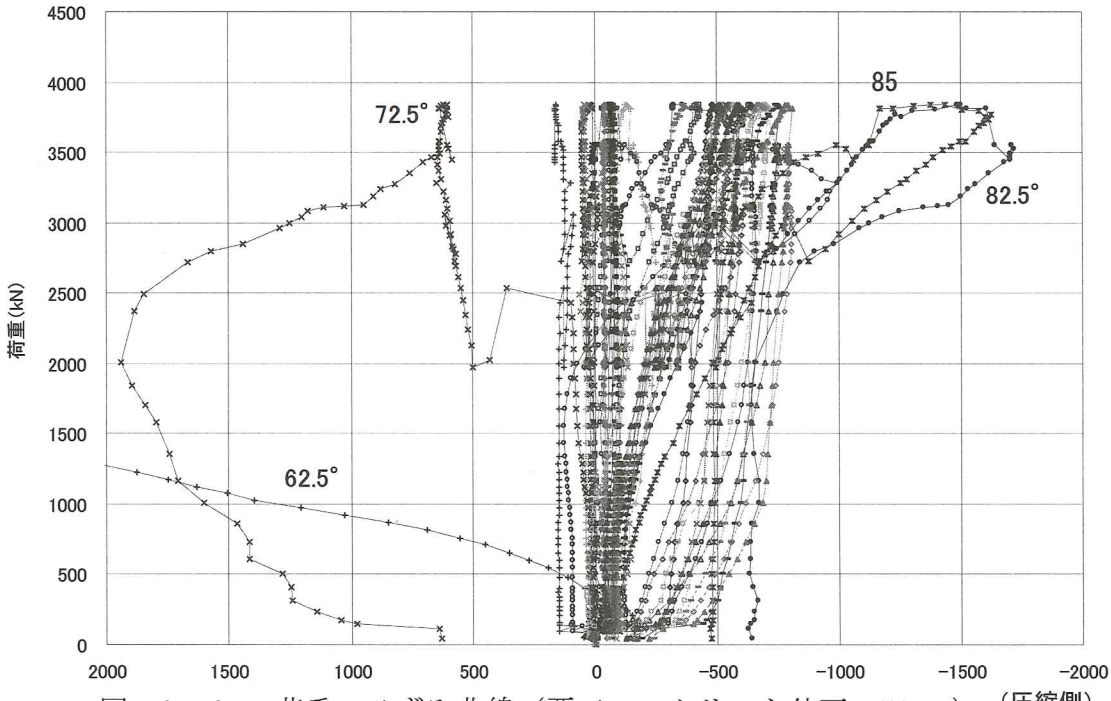
覆工コンクリート外面 50cm（図－3.4.34）では、引張ひずみが 72.5°および 62.5°の位置で顕著となっていた。実験より 72.5°の位置については、70°付近でトンネル軸方向に新たなひび割れが発生していることと一致している。また、62.5°の位置ではその周辺で初期ひび割れが数本発生しており、それに伴いひずみが大きくなったものと考える。一方、82.5°および 85°の位置では、他の位置と比較して圧縮ひずみの大きい値が得られた。実験より最終的にはこの付近でトンネル軸方向のひび割れが発生していることと一致している。

覆工コンクリート外面 25cm（図－3.4.35）では、圧縮ひずみが 85°および 87.5°で比較的大きな値となっている。実験より最終的にはこの付近でトンネル軸方向のひび割れが発生していることと一致している。その他の位置では、ほぼ引張ひずみが 200μ以下であり、実験よりこれらの位置ではほとんど新たなひび割れが発生していないことと一致している。

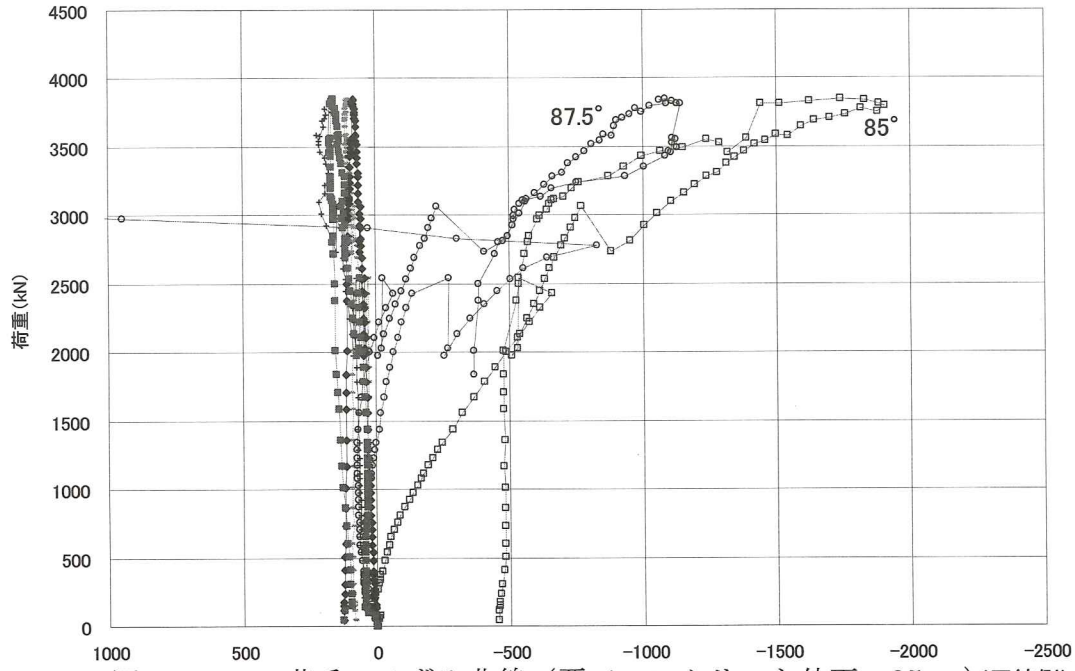
圧縮ひずみと引張ひずみの大きく発生する位置は、吹付け前後でほぼ同じである。



図－3.4.33　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，75cm）



図－3.4.34　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，50cm）



図－3.4.35　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，25cm）（圧縮側）

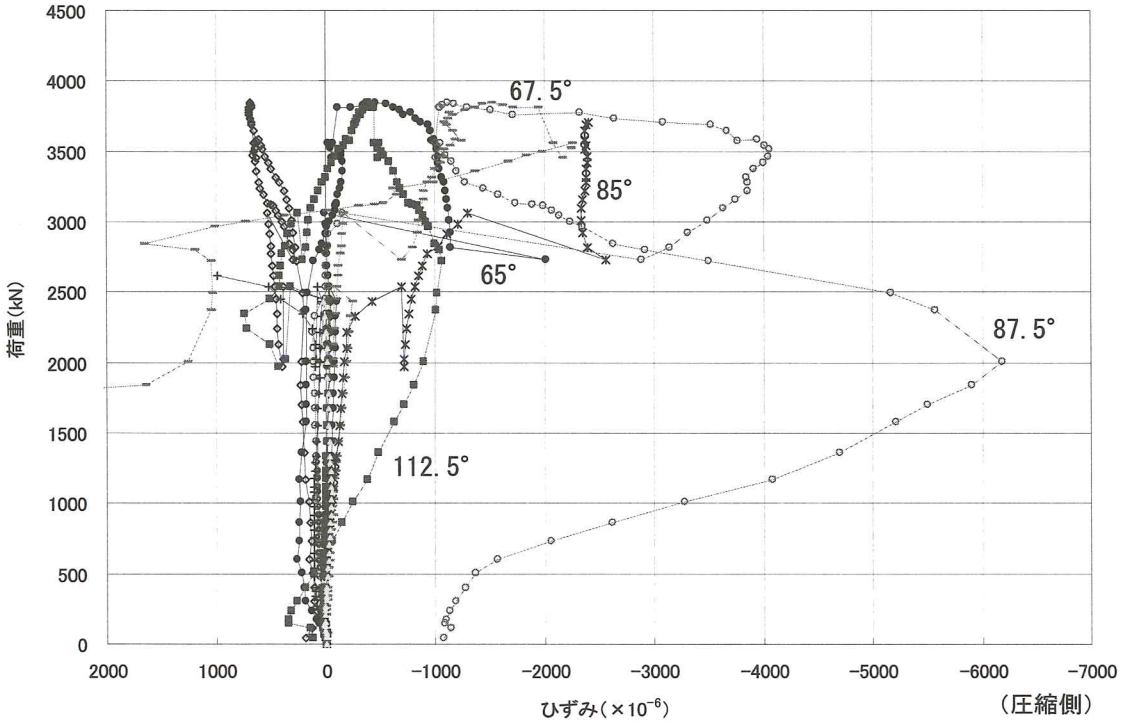
図－3.4.36～3.4.38 に覆工コンクリート内面における荷重とひずみの関係を示す。

覆工コンクリート内面 75cm（図－3.4.36）では、天端付近の 87.5°の位置で圧縮ひずみが大きく、最大では 6100μ程度にまで達していた。また圧縮ひずみはアーチ肩部である 67.5°，65°で 2000～2200μ程度、もう一方のアーチ肩部である 112.5°では 1000μ程度、さらに天端付近の 85°においても 2400μ程度と大きくなった。また載荷後、112.5°の位置については、引張ひずみが発生し、2000μ以上となった。

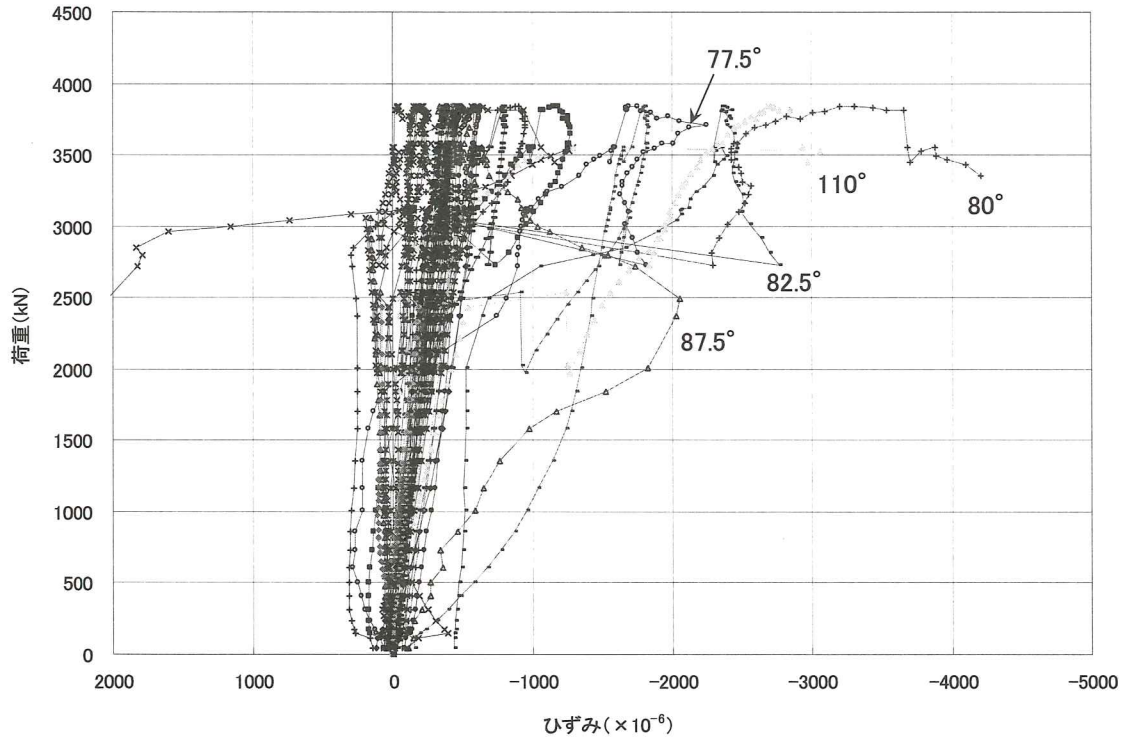
覆工コンクリート内面 50cm（図－3.4.37）では、圧縮ひずみが天端付近（80°，82.5°，87.5°）の位置で大きく、2000μ以上となった。実験より 80°～90°の位置では、新たなひび割れが発生しているとともに、ひび割れが 90°～100°の範囲にも連続していることから、この範囲にも影響を与えたものと考える。また、110°および 77.5°の位置においても圧縮ひずみが大きく 2000μ程度以上となっている。

覆工コンクリート内面 25cm（図－3.4.38）では、圧縮ひずみが 90°で最も大きく、4000μ以上となっている。また、天端付近の 92.5°、アーチ肩部にあたる 112.5°や 115°においても圧縮ひずみが大きい値となっている。

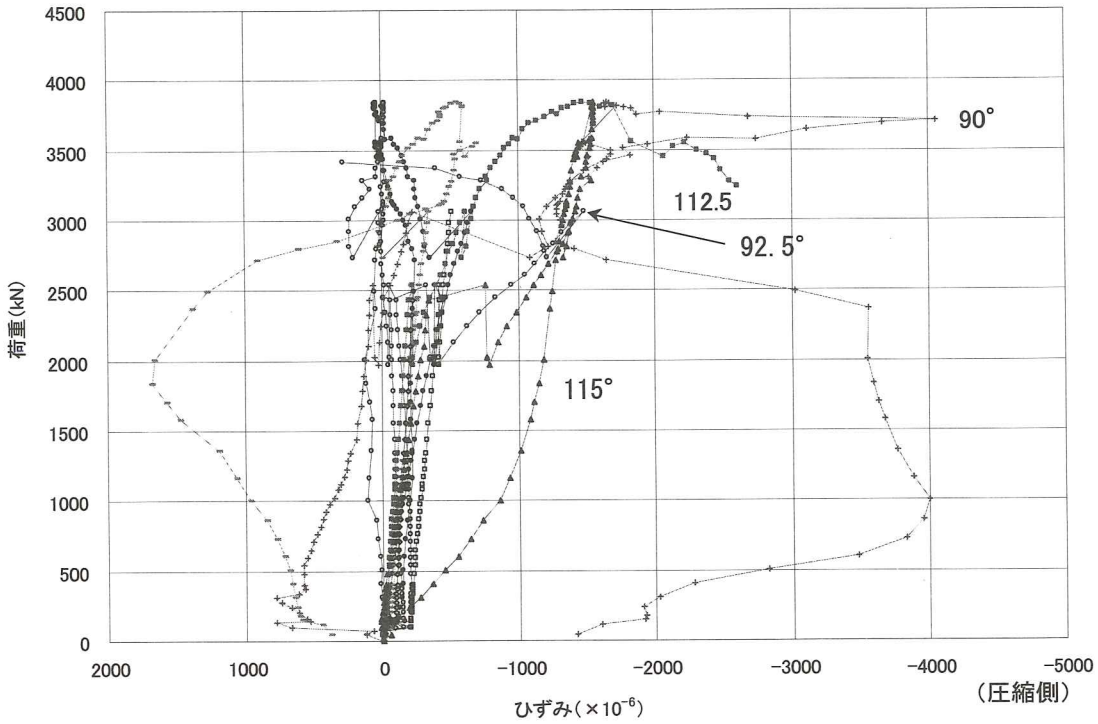
吹付け前と比べ、天端付近（80～100°）における圧縮ひずみが大きくなった。



図－3.4.36　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，75cm）



図－3.4.37　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，50cm）



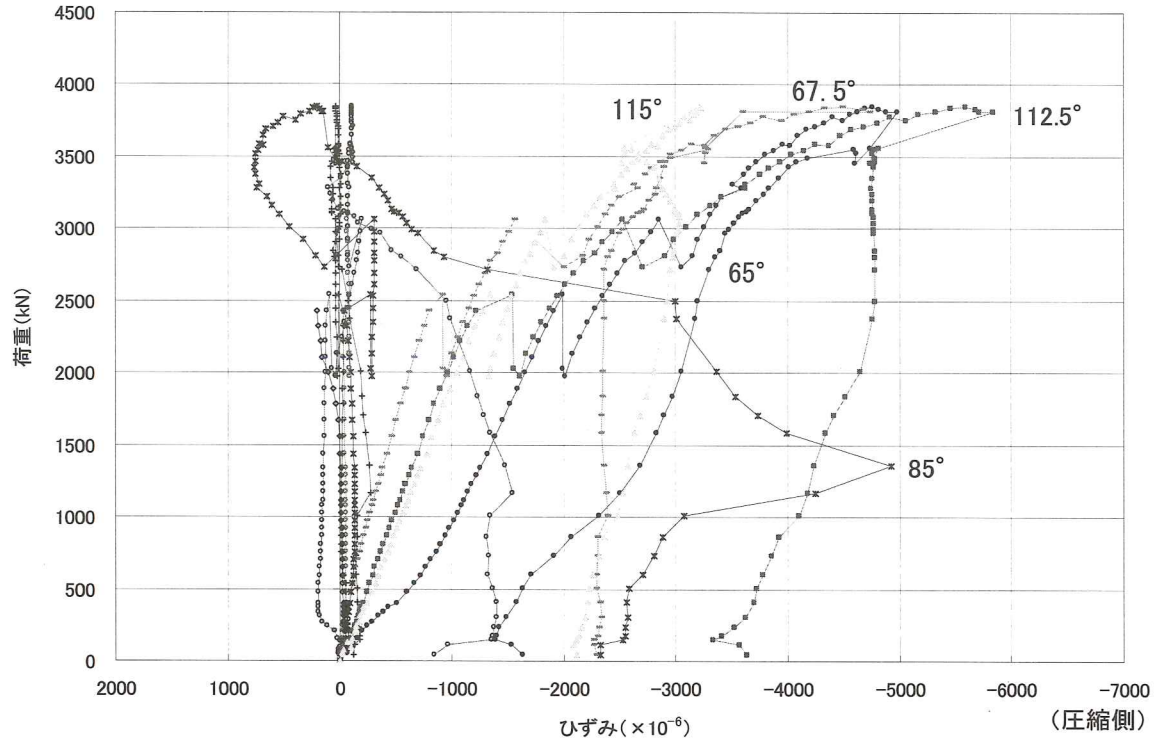
図－3.4.38　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，25cm）

図－3.4.39～3.4.41 に繊維補強吹付けコンクリート内面における荷重とひずみの関係を示す。

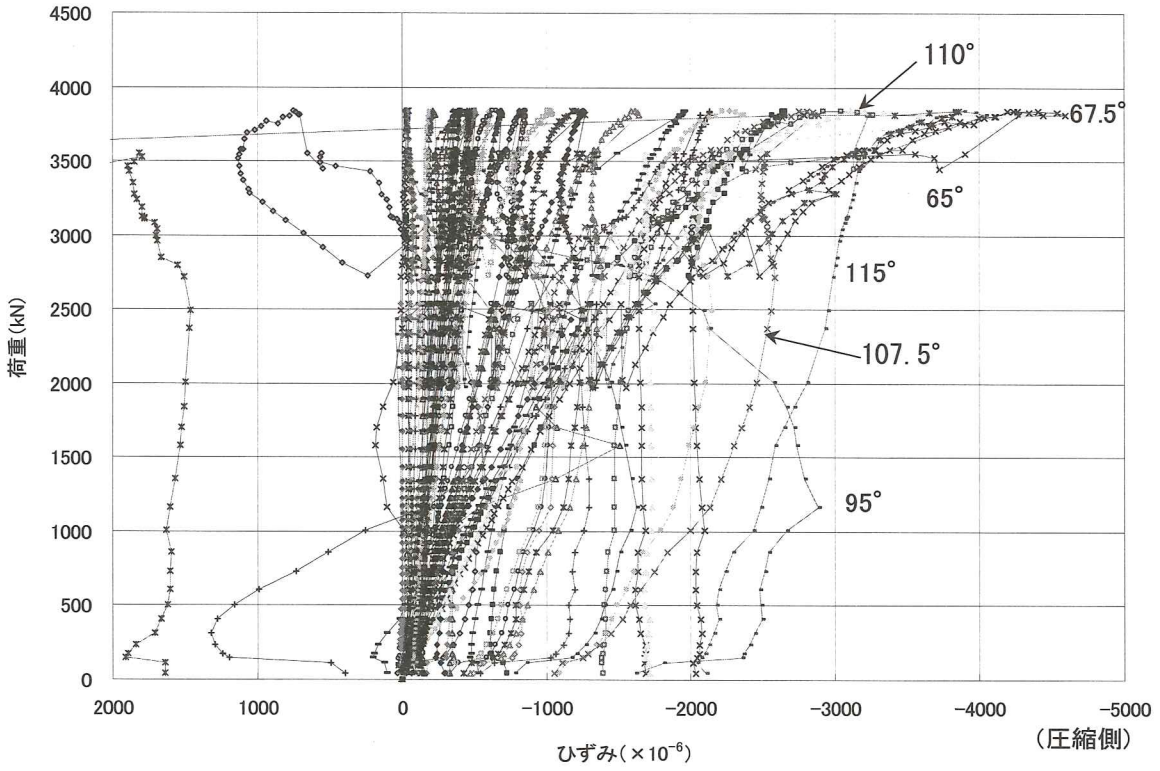
繊維補強吹付けコンクリート内面 75cm（図－3.4.39）では、載荷開始後天端付近の 85°、両側のアーチ肩部（65°～67.5°、112.5°～115°）の位置で圧縮ひずみが発生し、3000～5000 μ程度以上となった。実験より最終的にこの付近で新たなひび割れが発生していることと一致している。また載荷後、92.5°の位置については、引張ひずみが発生し、180μ以上となった。実験よりこの付近でひび割れおよび剥落が発生していることに影響を与えているものと考える。

繊維補強吹付けコンクリート内面 50cm（図－3.4.40）では、計測を実施したほぼ全ての位置で圧縮ひずみが発生し、天端部およびアーチの肩部では他と比較して大きな値となった。実験よりこれらの位置に最終的には新たなひび割れが集中して発生しているとともに初期ひび割れの進展もみられ一致している。

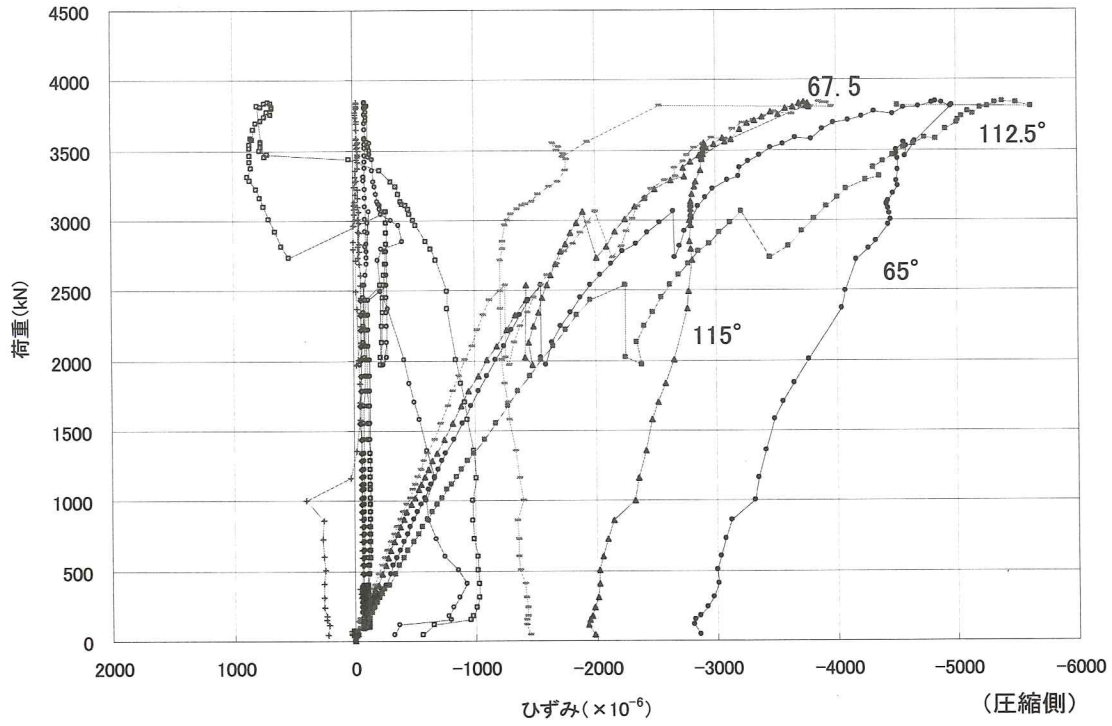
繊維補強吹付けコンクリート内面 25cm（図－3.4.41）では、両側のアーチ肩部（112.5°～115°，65°～67.5°）においても圧縮ひずみが大きい値となっている。実験より最終的にはこの付近でもトンネル軸方向および円周方向のひび割れが発生していることと一致している。



図－3.4.39　荷重－ひずみ曲線（繊維補強吹付けコンクリート内面，75cm）



図－3.4.40　荷重－ひずみ曲線（繊維補強吹付けコンクリート内面，50cm）



図－3.4.41　荷重－ひずみ曲線（繊維補強吹付けコンクリート内面，25cm）

3.4.5　試験結果（TN2）

1）載荷状況

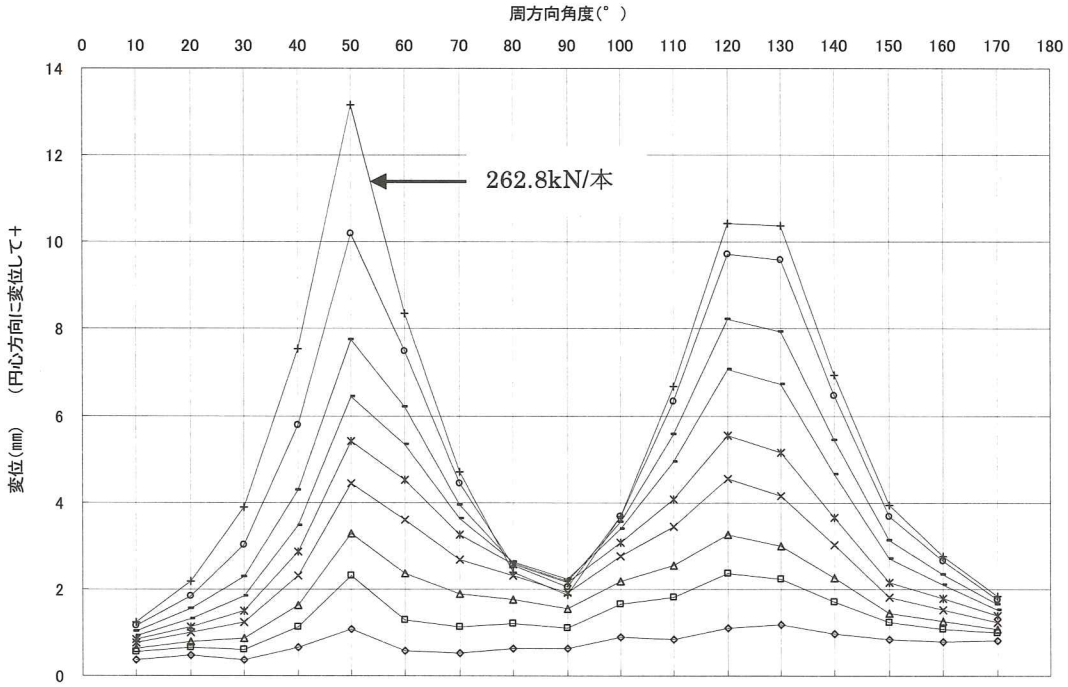
吹付け補強後の試験体（繊維補強吹付けコンクリート+覆工コンクリート）への載荷試験を実施した。吹付け補強後の吹付け厚は、表－3.4.8 の通りである。

表－3.4.8　吹付け厚出来形

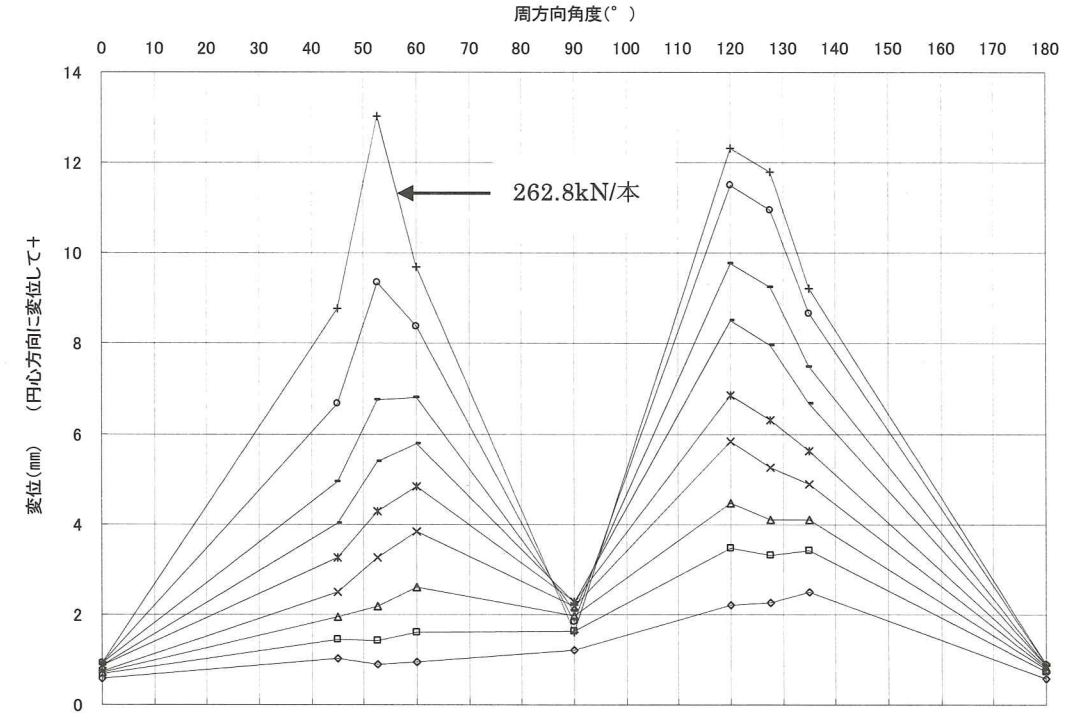
位置		平均	180°	170°	160°	150°	140°	130°	120°	110°	100°	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°	20°	10°	0°
上	10cm	129.4	137	136	138	132	132	133	115	126	127	130	125	129	128	133	131	114	122	133	137
中	50cm	125.4	126	133	134	121	140	134	137	119	126	124	124	117	120	122	120	121	119	118	127
下	90cm	130.3	140	134	126	121	133	141	136	122	131	136	139	128	137	118	138	131	97	131	136
平均		128.3	134.3	134.3	132.7	124.7	135.0	136.0	129.3	122.3	128.0	130.0	129.3	124.7	128.3	124.3	129.7	122.0	112.7	127.3	133.3

載荷は、17 断面（2 ジャッキ/断面）の計 34 ジャッキで実施した。

ジャッキ 1 本当りの平均荷重に応じた覆工外側の変位状況を図－3.4.42、繊維補強吹付けコンクリート内面の変位状況を図－3.4.43 にそれぞれ示す。



図－3.4.42　覆工外面の変位状況



図－3.4.43　繊維補強吹付けコンクリート内面の変位状況

2）荷重と変位の関係

①アーチ肩部～天端

アーチ肩部～天端(60°～120°)の覆工コンクリート外側の荷重－変位曲線を図－3.4.44、覆工コンクリートと吹付け補強コンクリートの荷重－変位曲線を図－3.4.45にそれぞれ示す。なお、グラフの荷重は、ジャッキ１本当りの平均荷重を表示している。

覆工コンクリート外側の変位は、円心方向に変位した。このうち、アーチ肩部（60°および120°）の変位は、載荷重の増加に伴い変位も増大する傾向を示した。また、天端部（90°）の変位は、荷重の増加に伴い一旦円心方向に2mm程度変位し、その後は変位が低減する傾向を示した。

覆工コンクリート（過年度研究結果）と繊維補強コンクリートの吹き付け後では、吹き付け後の最大荷重が覆工コンクリートにも満たない結果となった。

②脚部

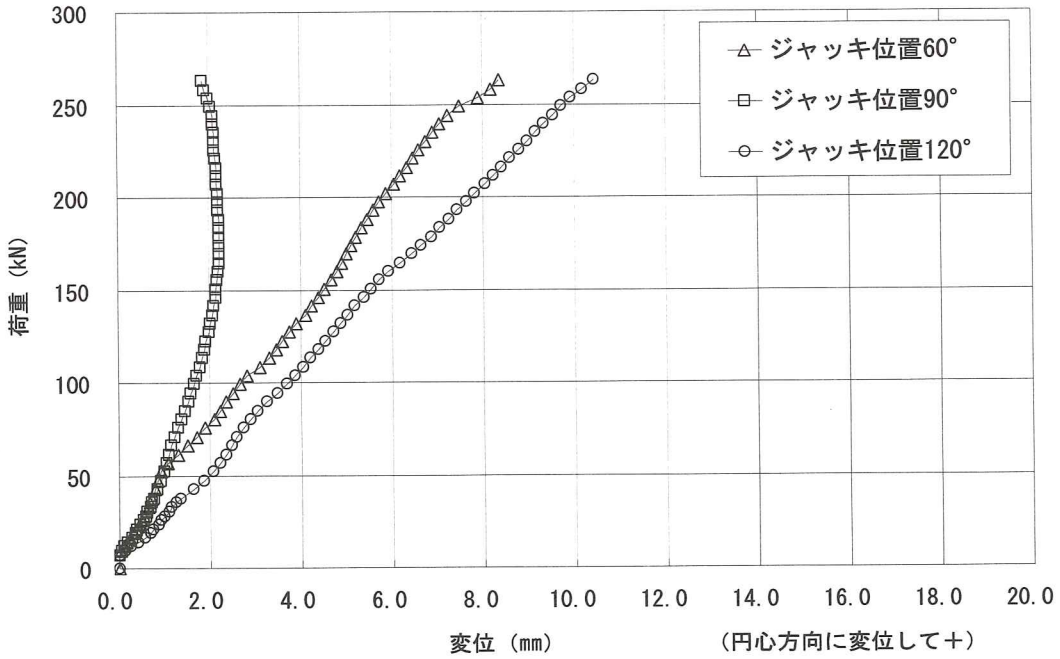
図－3.4.46に脚部（0°および180°部分）のうち、繊維補強吹付けコンクリート内面の水平方向、図－3.4.47に繊維補強吹付けコンクリート内面および覆工コンクリート外面の鉛直方向の荷重－変位曲線をそれぞれ示す。

繊維補強吹付けコンクリート内面の0度（D1）および180度（D15）の水平方向については、変位が1mm程度であり、左右対称の挙動を示した。また、鉛直方向の変位については、覆工コンクリート外面の変位が繊維補強吹付けコンクリート内面の変位に比べ2～3倍程度の大きな変位を示し、覆工コンクリート外面の変位は1.3mmおよび2.2mm程度となったが、数値としては非常に小さい値であった。

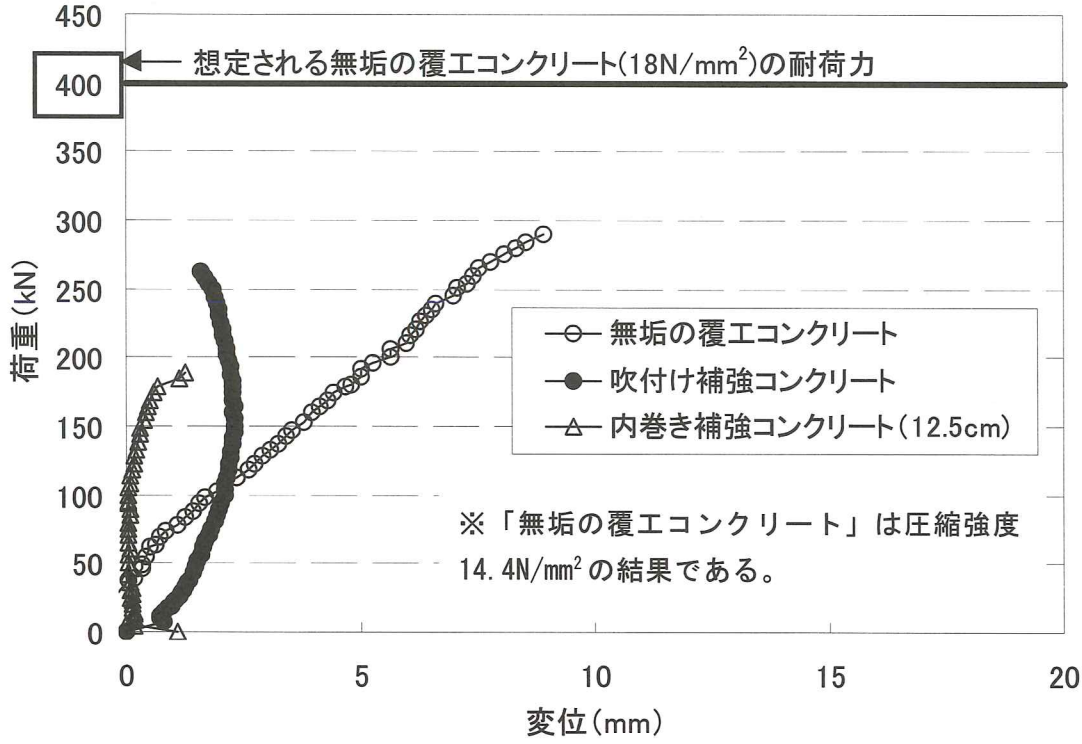
③45°・135°部分

図－3.4.48に45°および135°部分の繊維補強吹付けコンクリート内面の荷重－変位曲線を示す。

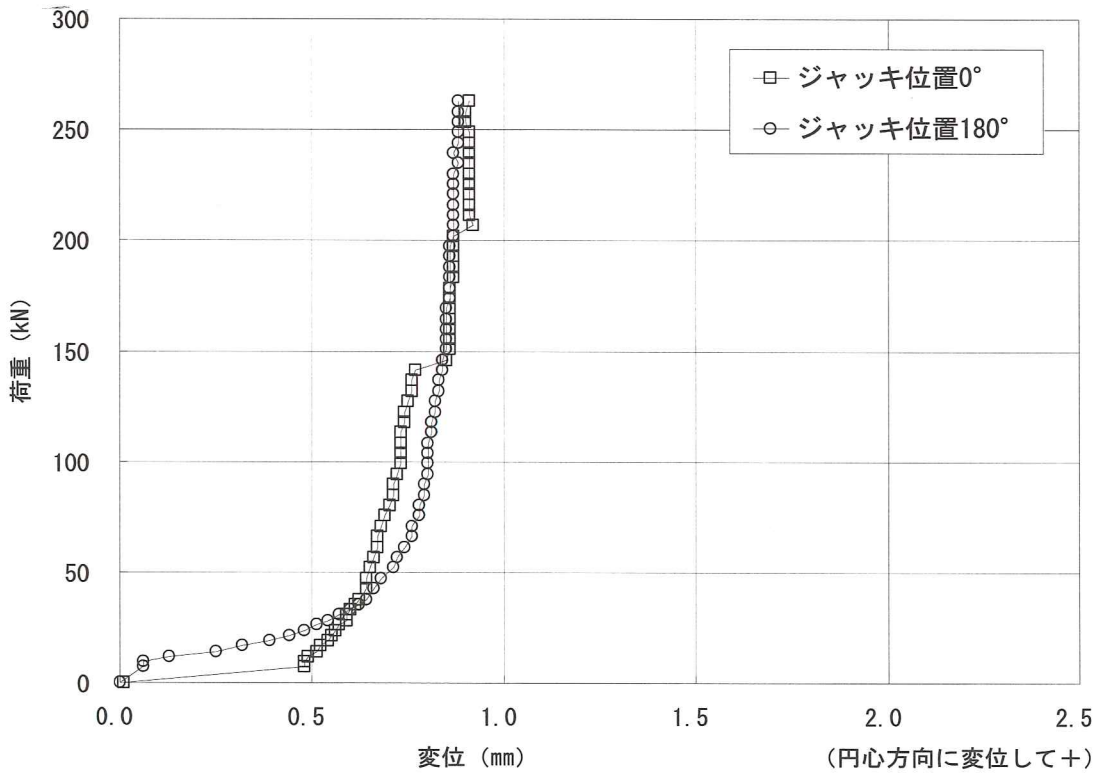
水平成分の変位量は、3mmおよび4.8mmであり、鉛直成分の変位量は7.3mmおよび8.7mmであった。また、これらの変位は、水平方向および鉛直方向ともに円心方向となった。



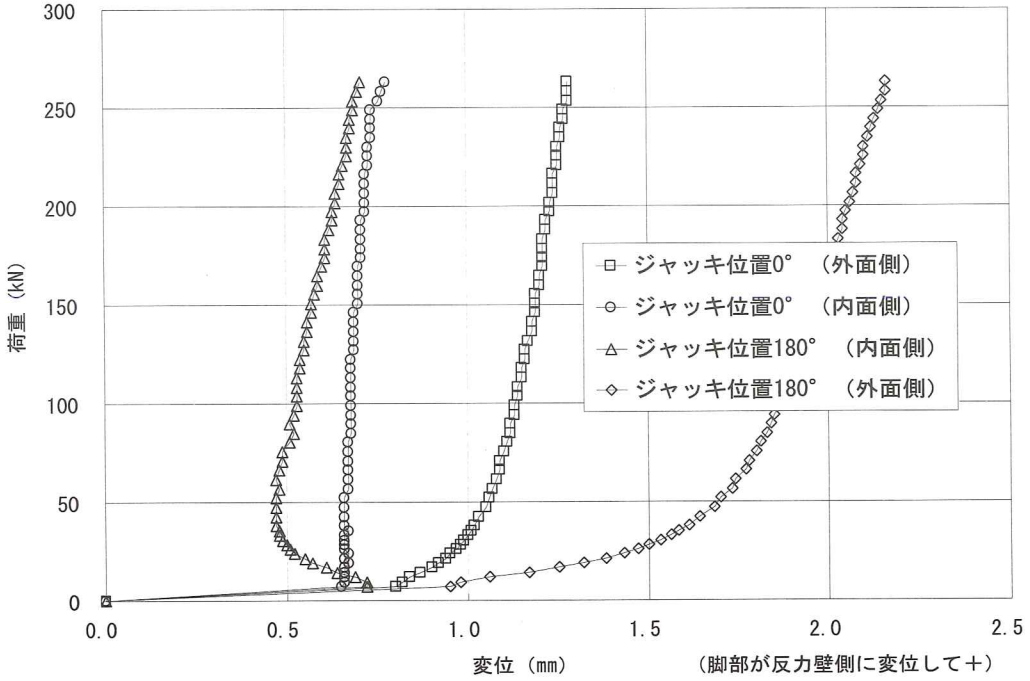
図－3.4.44　覆工コンクリート外側の荷重－変位曲線



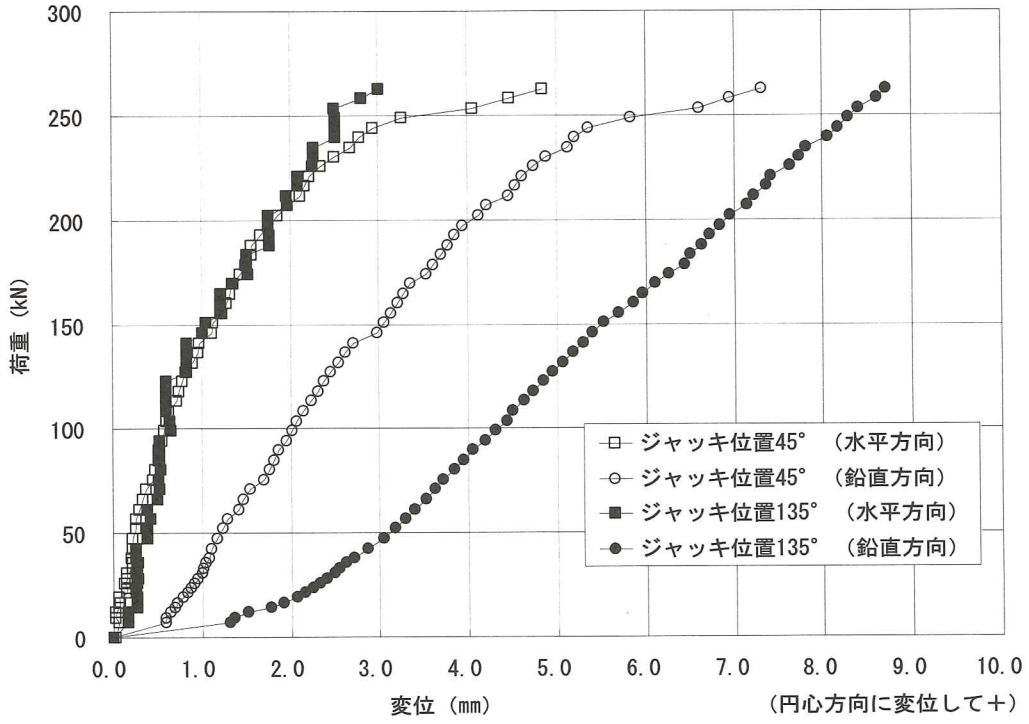
図－3.4.45　無垢の覆工コンクリートと吹付け補強コンクリートの荷重－変位曲線



図－3.4.46　荷重－変位曲線（水平方向）



図－3.4.47　荷重－変位曲線（鉛直方向）



図－3.4.48　荷重－変位曲線

3）破壊状況とひび割れ

繊維補強吹付けコンクリート内面および覆工コンクリート外面のひび割れ状況図を図－3.4.49、上面ひび割れ状況図を図－3.4.50 にそれぞれ示す。

繊維補強吹付けコンクリート内面のひび割れ状況（図－3.4.49）については、以下の通りである。

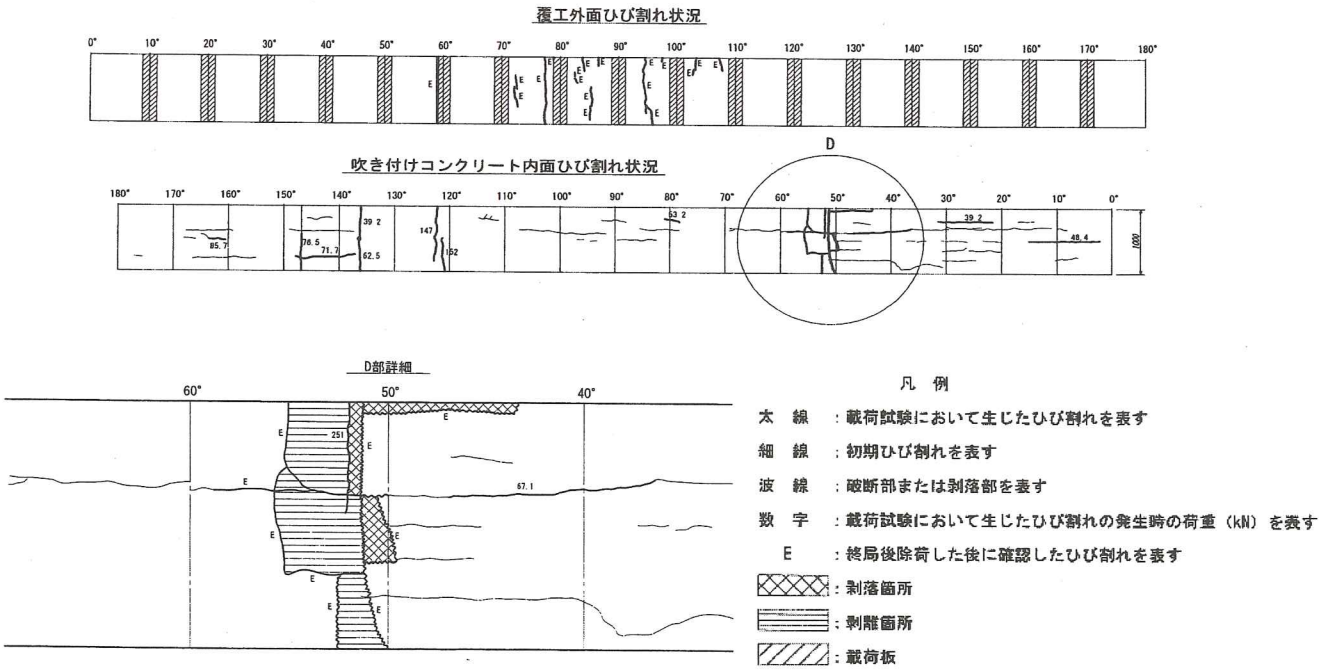
アーチ肩部に位置する 50°～60°、120°～140°においてトンネル軸方向のひび割れが発生し、試験体の幅 1m の長さとなった。また、天端付近（80°～110°）、あるいはアーチ肩部～脚部（70°～10°、140°～170°）において円周方向の多くの初期ひび割れが発生していたが、このうちの数本については、載荷に伴い進展が見られた。特に、50°付近においては吹付けコンクリートの剥落および剥離が見られ、大きな損傷が集中した。

覆工コンクリート外面のひび割れ状況（図－3.4.49）については、以下の通りである。

天端付近（80°～100°）を中心に複数本のトンネル軸方向のひび割れが発生した。これらのひび割れはいずれも終局後に発生したひび割れである。本載荷において円周方向のひび割れは発生しなかった。

上面のひび割れ状況（図－3.4.50）については、以下の通りである。

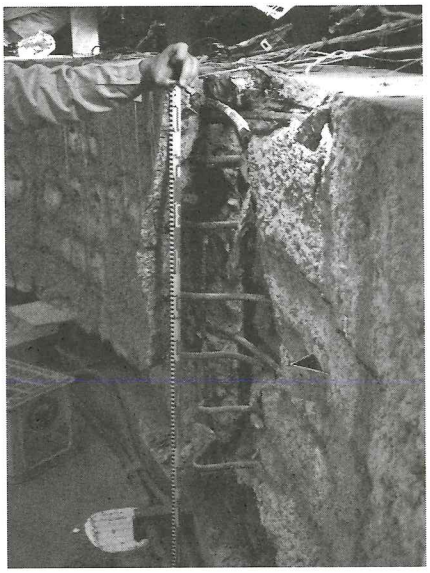
覆工コンクリートの両側アーチ肩部のスリット部から覆工コンクリート外面に向けて、２本程度ずつのひび割れが発生し、最終的に外面にまで到達した。また、繊維補強吹付けコンクリート内面のうち、損傷の大きかった 50°付近については、上面においても覆工コンクリートのスリット端部と繊維補強吹付けコンクリートとの付着界面から繊維補強吹付けコンクリートの内面にわたってひび割れがつながっており、コンクリートの剥離および剥落に起因していると考えられる。さらに天端部分およびアーチ肩部の覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの付着界面において、載荷時に縁切れが発生した。この縁切れは、覆工コンクリートから繊維補強吹付けコンクリートが剥がれたことを意味している。



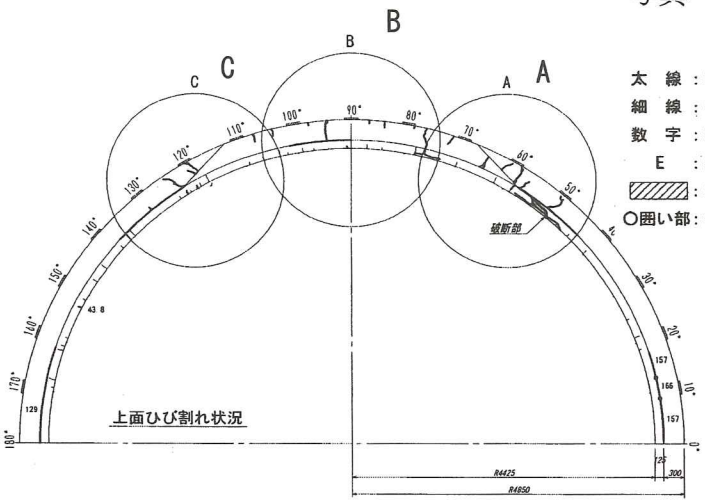
図－3.4.49　吹付け内面および覆工外面ひび割れ状況図



写真－3.4.11　吹付け内面破壊状況(1)

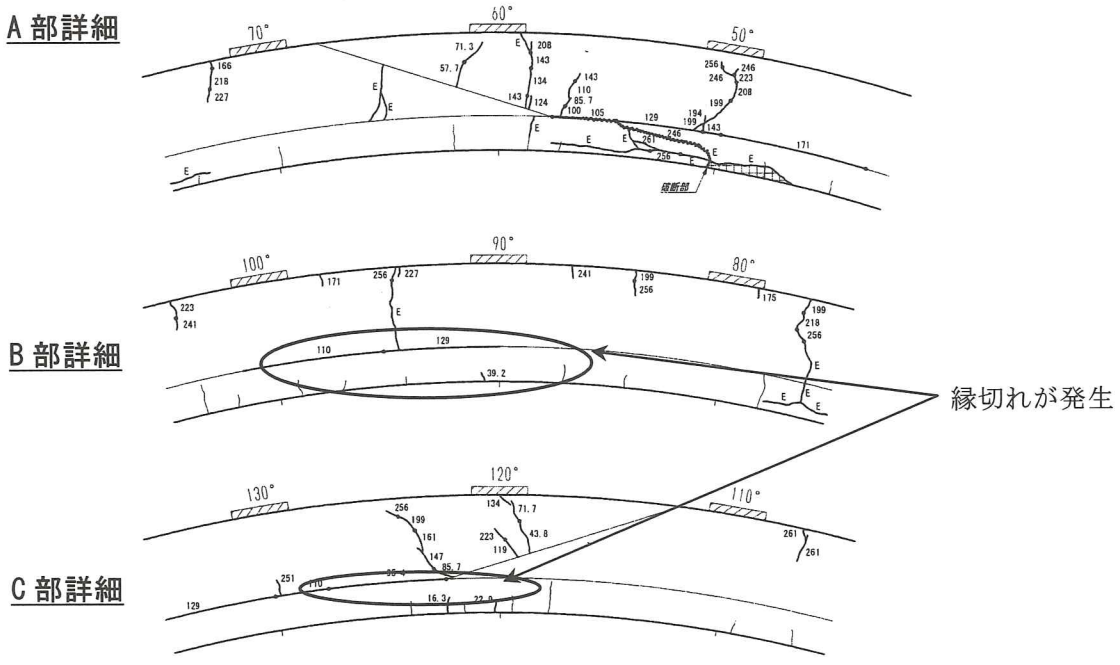


写真－3.4.12　吹付け内面破壊状況(2)

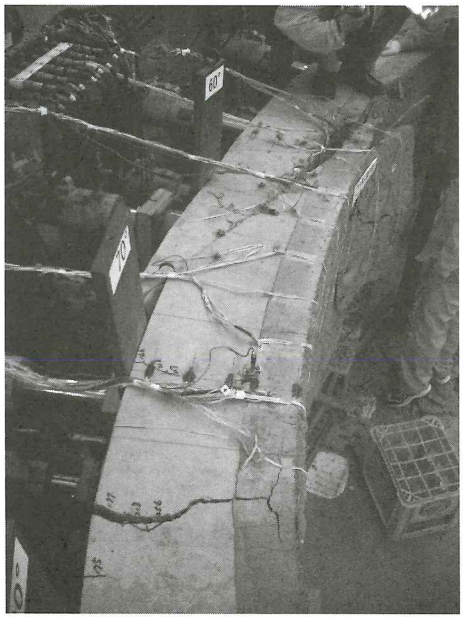


凡　例

太　線：載荷試験において生じたひび割れを表す
細　線：初期ひび割れを表す
数　字：載荷試験において生じたひび割れの発生時の荷重（kN）を表す
E　：終局後除荷した後に確認したひび割れを表す
▨：載荷板
○囲い部：拡大図を別紙に掲載



図－3.4.50　上面ひび割れ状況図



写真－3.4.13　覆工上面破壊状況(1)



写真－3.4.14　覆工上面破壊状況(2)

４）ひずみの変化

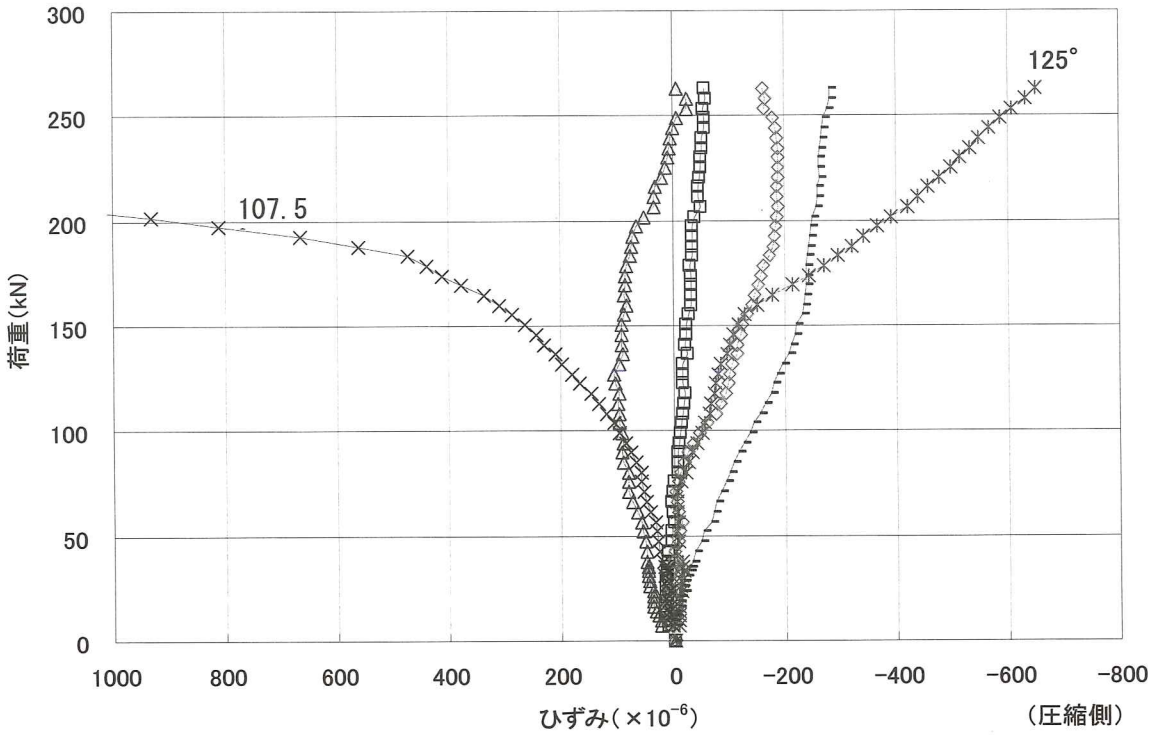
図－3.4.51～3.4.53 に覆工コンクリート外面における荷重とひずみの関係を示す。

覆工コンクリート外面 75cm（図－3.4.51）では、アーチ肩部の 125°の位置で圧縮ひずみが最大となり、650μ程度にまで達していた。実験よりこの付近では覆工コンクリートのスリット端部から繊維補強吹付けコンクリートとの付着界面に向けてひび割れが発生していることと一致している。一方、107.5°の位置については引張ひずみが発生し、900μ以上となった。引張ひずみの値自体は本来コンクリートの引張ひずみの限界（200μ程度）を超えており、有意な値とはなっていないものと考える。

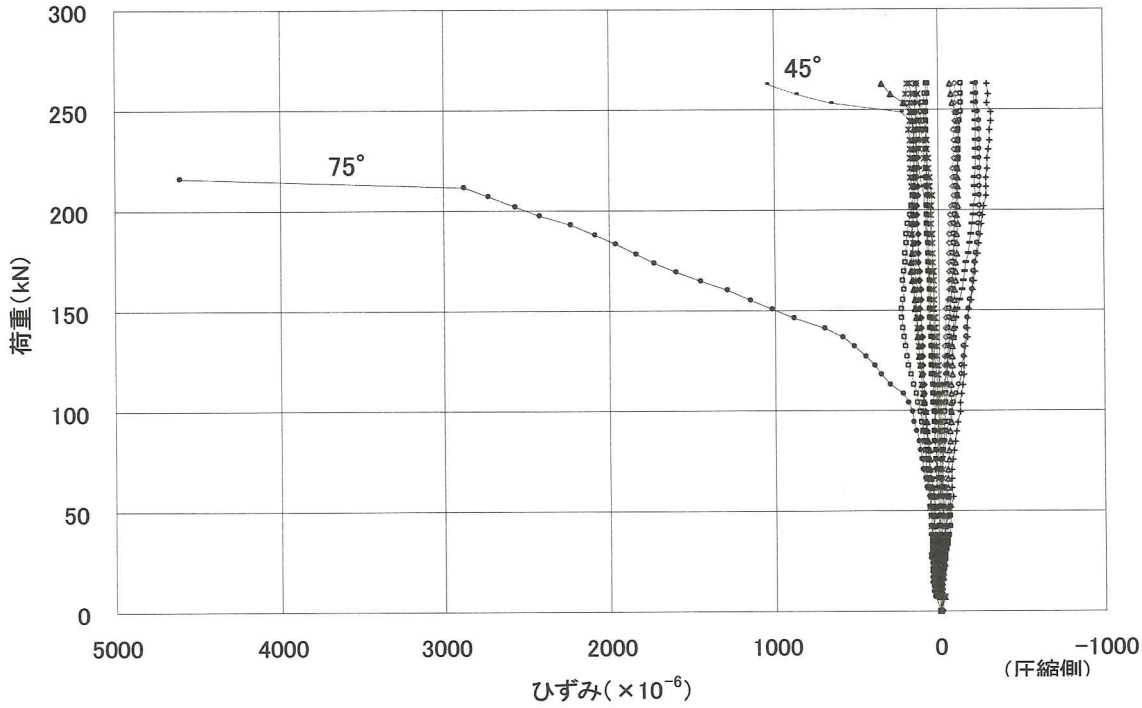
覆工コンクリート外面 50cm（図－3.4.52(1)）では、引張ひずみが 25°～45°および 65°～85°の位置で発生した。このうち、45°および 75°の位置では、特にひずみの値が 1000μ（前述と同様に引張ひずみの限界を考慮すると値としては有意ではない。）を超え、大きな曲げ引張が作用したことがわかる。実験より 75°の位置については、この付近においてトンネル軸方向に複数のひび割れが発生していることと一致している。

覆工コンクリート外面 50cm（図－3.4.52(2)）では、引張ひずみが 95°～117.5°および 135°～145°の位置で発生した。このうち 105°の位置では、特にひずみの値が大きかった。

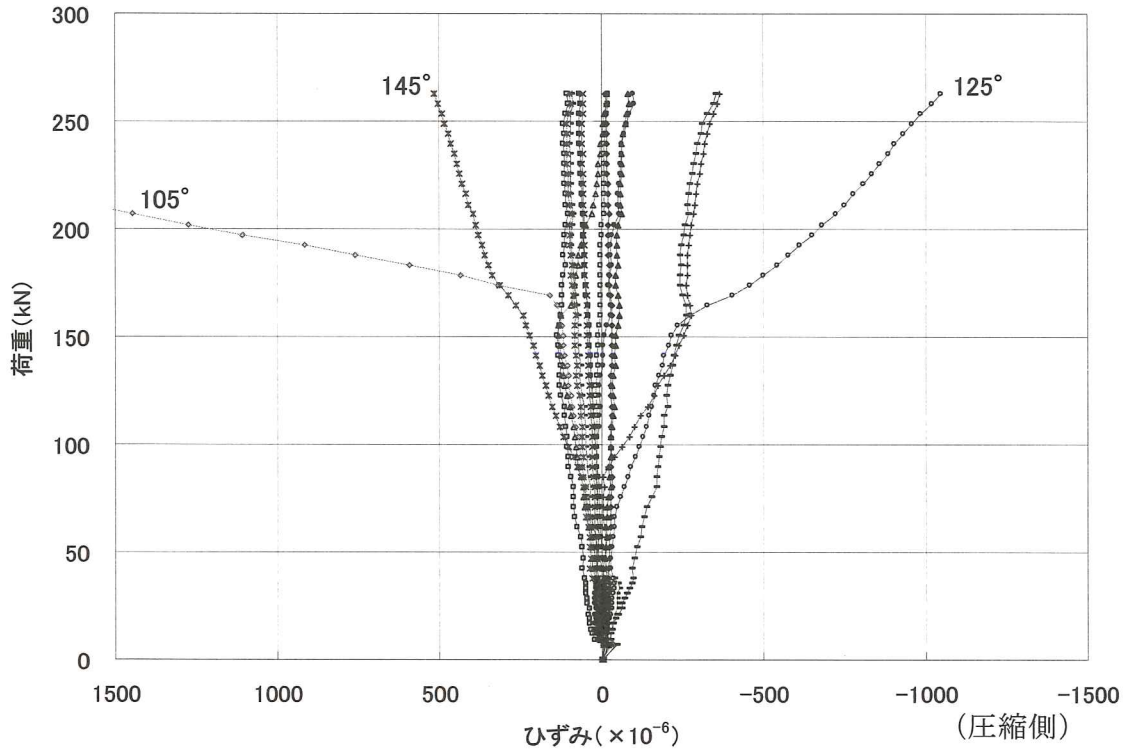
覆工コンクリート外面 25cm（図－3.4.53）では、引張ひずみが 72.5°および 107.5°の位置で発生しており、107.5°では特に 1000μを超えて非常に大きな値となっている。



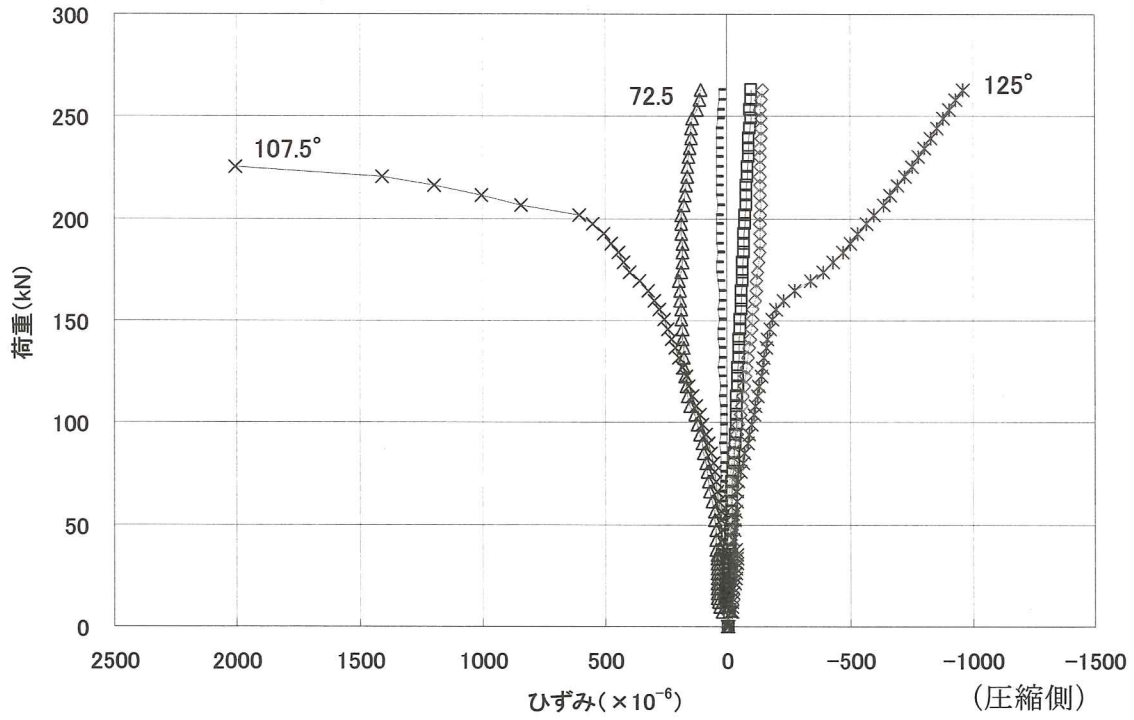
図－3.4.51　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，75cm）



図－3.4.52(1)　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，50cm，2.5～85°）



図－3.4.52(2)　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，50cm，95～177.5°）



図－3.4.53　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート外面，25cm）

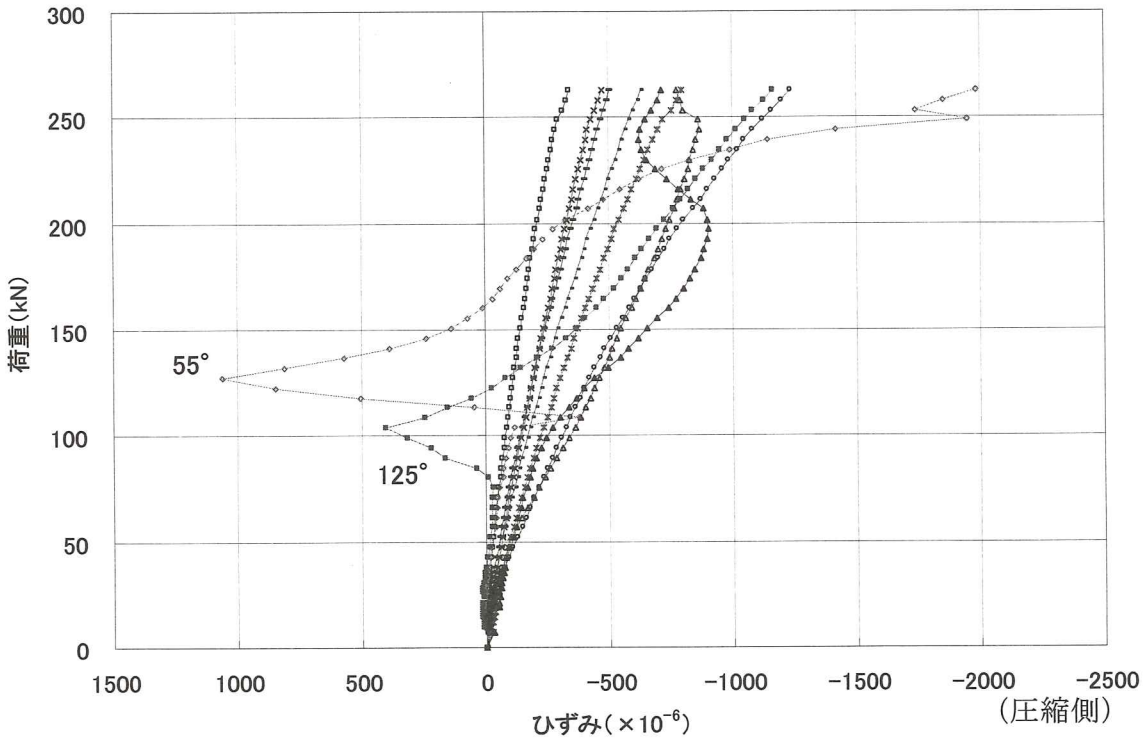
図－3.4.54～3.4.56 に覆工コンクリート内面における荷重とひずみの関係を示す。

覆工コンクリート内面 75cm（図－3.4.54）では、55°および 125°の位置において載荷の増加に伴い、一旦引張ひずみが大きくなり、その後圧縮ひずみが大きくなる傾向を示していた。これらの位置にはスリットが位置しており、この影響によると考える。すなわち、載荷開始からの引張ひずみはスリットの隙間が空いている状態であり、さらに載荷を増大させると、今度はスリットの隙間がなくなるためにその周辺のコンクリートは圧縮状態に移行したものと考える。

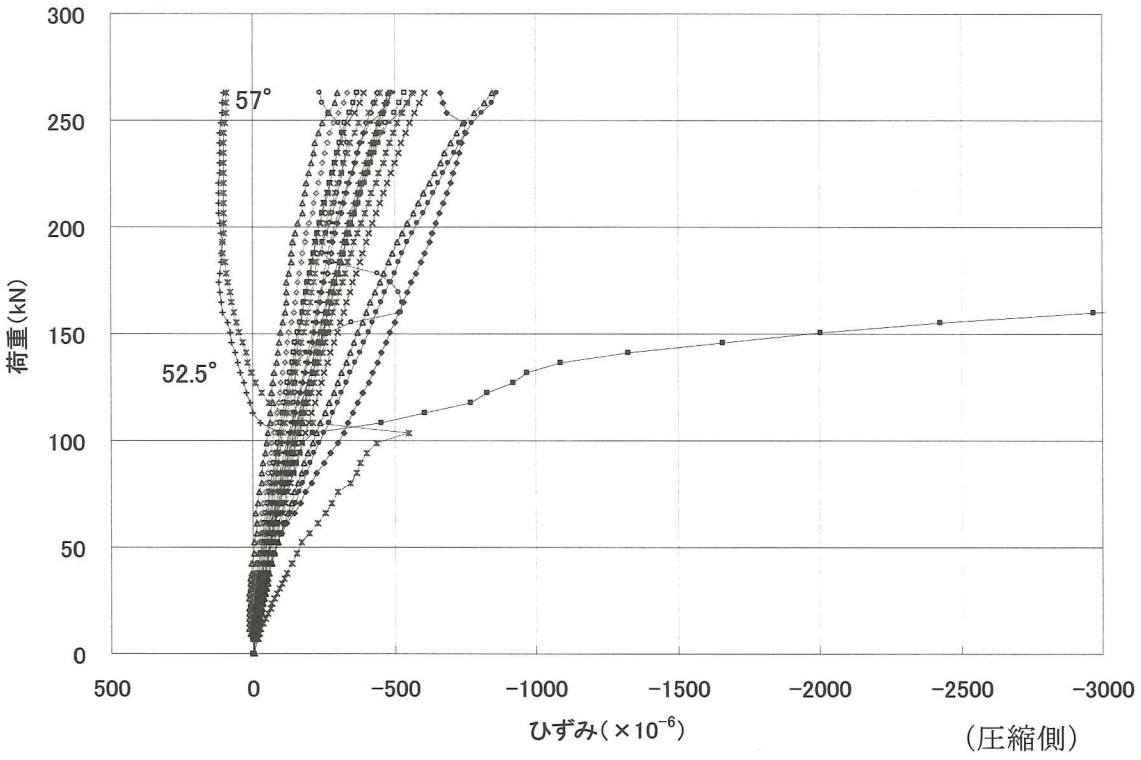
覆工コンクリート内面 50cm（図－3.4.55(1)）では、引張ひずみが 52.5°および 57°の位置で発生した。これらのひずみは 100～120 μ 程度であった。

覆工コンクリート内面 50cm（図－3.4.55(2)）では、引張ひずみが 125°の位置で発生した。ここでのひずみは 600 μ 程度であった。

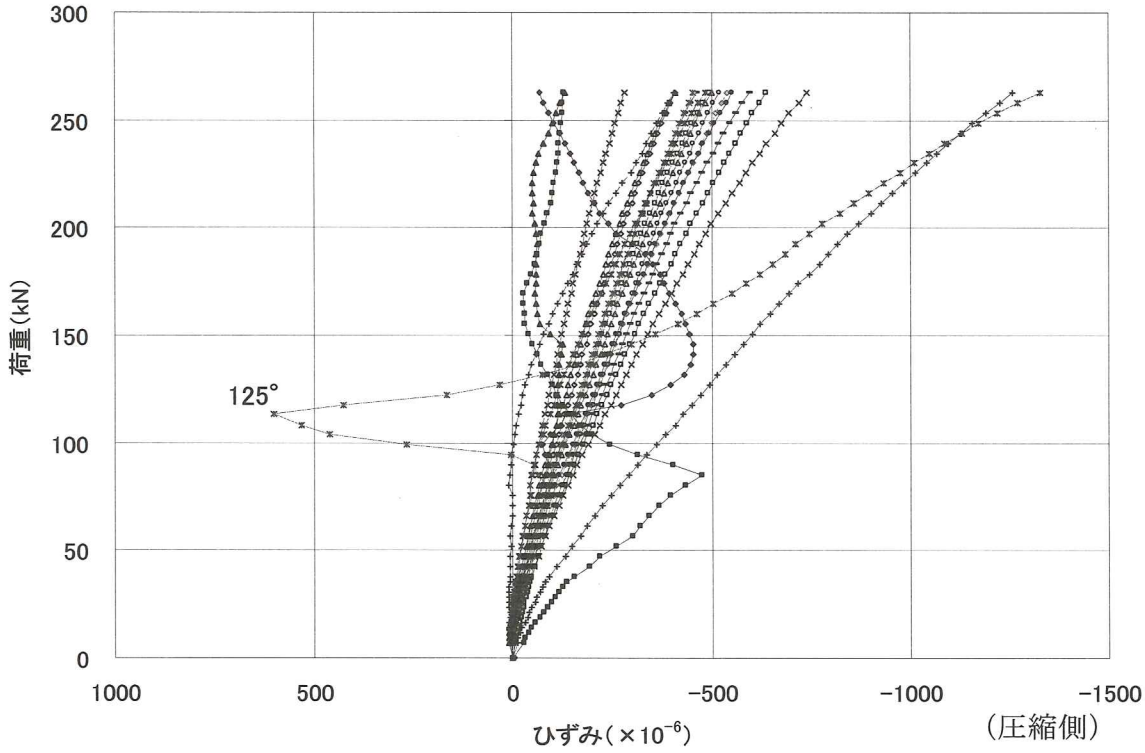
覆工コンクリート内面 25cm（図－3.4.56）では、全体に圧縮ひずみが発生した。



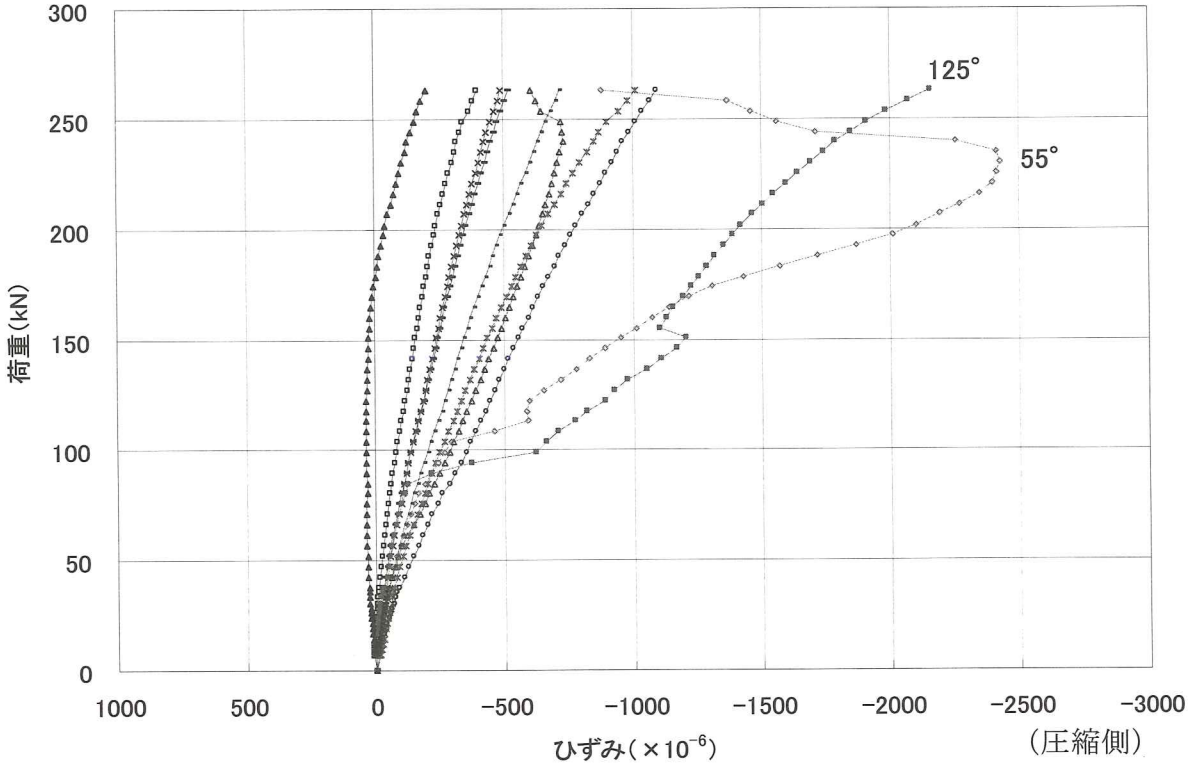
図－3.4.54　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，75cm）



図－3.4.55(1)　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，50cm，2.5°～90°）



図－3.4.55(2)　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，50cm，95°～177.5°）



図－3.4.56　荷重－ひずみ曲線（覆工コンクリート内面，25cm）

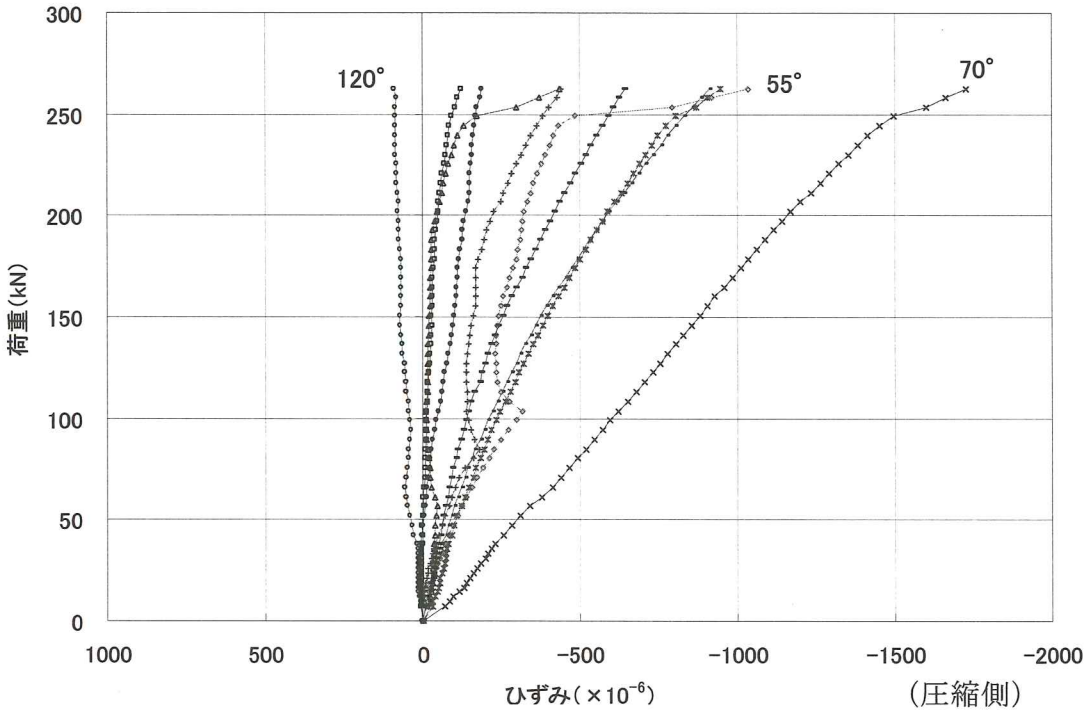
図－3.4.57～3.4.59 に繊維補強吹付けコンクリート内面における荷重とひずみの関係を示す。

繊維補強吹付けコンクリート内面 75cm（図－3.4.57）では、120°で引張ひずみ（87μ）が発生した。実験より、この付近でトンネル軸方向のひび割れが発生していることと一致している。これ以外の位置では圧縮ひび割れが発生していた。

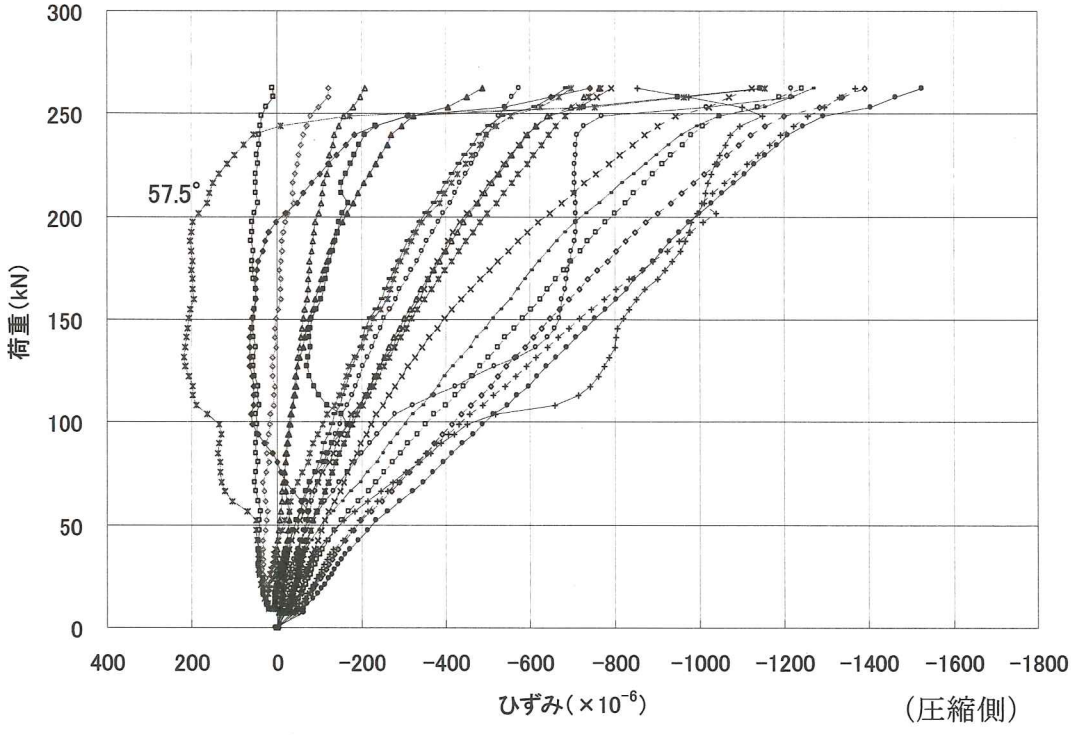
繊維補強吹付けコンクリート内面 50cm（図－3.4.58(1)）では、57.5°の位置で引張ひずみ(200μ程度)が発生した。実験より、最終的にはこの付近においてトンネル軸方向および円周方向のひび割れが発生していることと一致している。

繊維補強吹付けコンクリート内面 50cm（図－3.4.58(2)）では、120°の位置で引張ひずみ（160μ）が発生した。実験より、この位置ではトンネル軸方向のひび割れが発生しており一致していた。

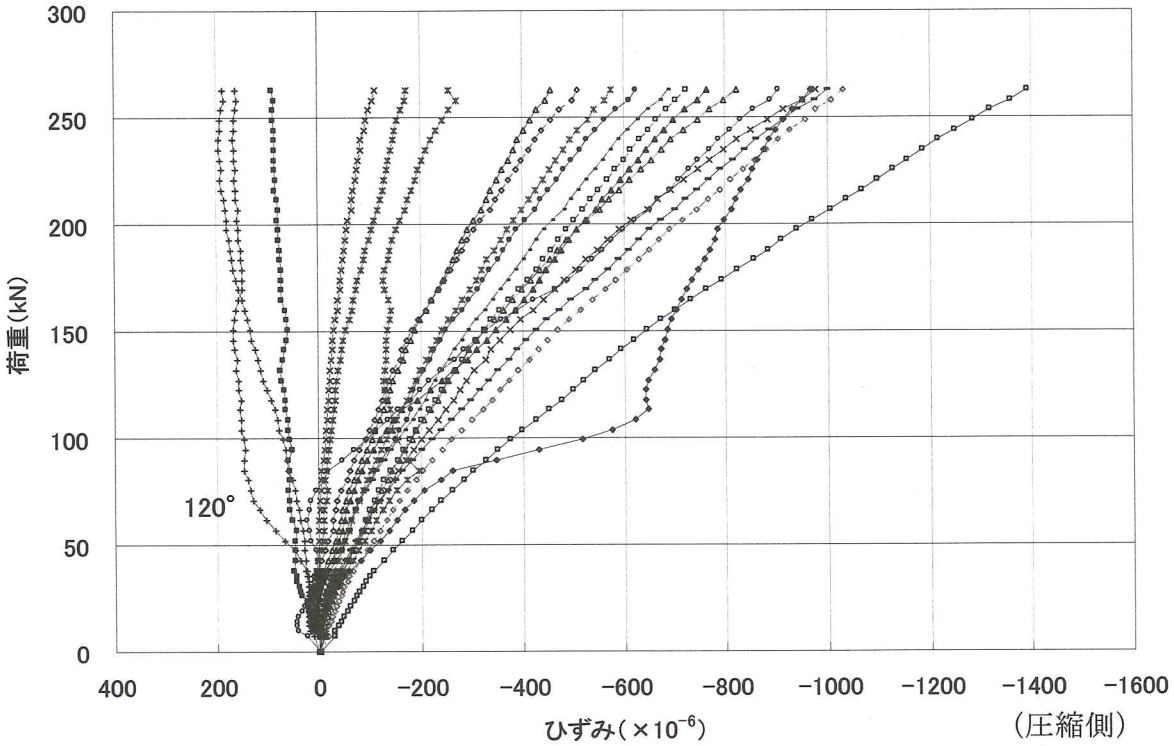
繊維補強吹付けコンクリート内面 25cm（図－3.4.59）では、120°の位置において引張ひずみ（100μ程度）が発生した。実験より、最終的にはこの付近においてトンネル軸方向のひび割れが発生していることと一致している。



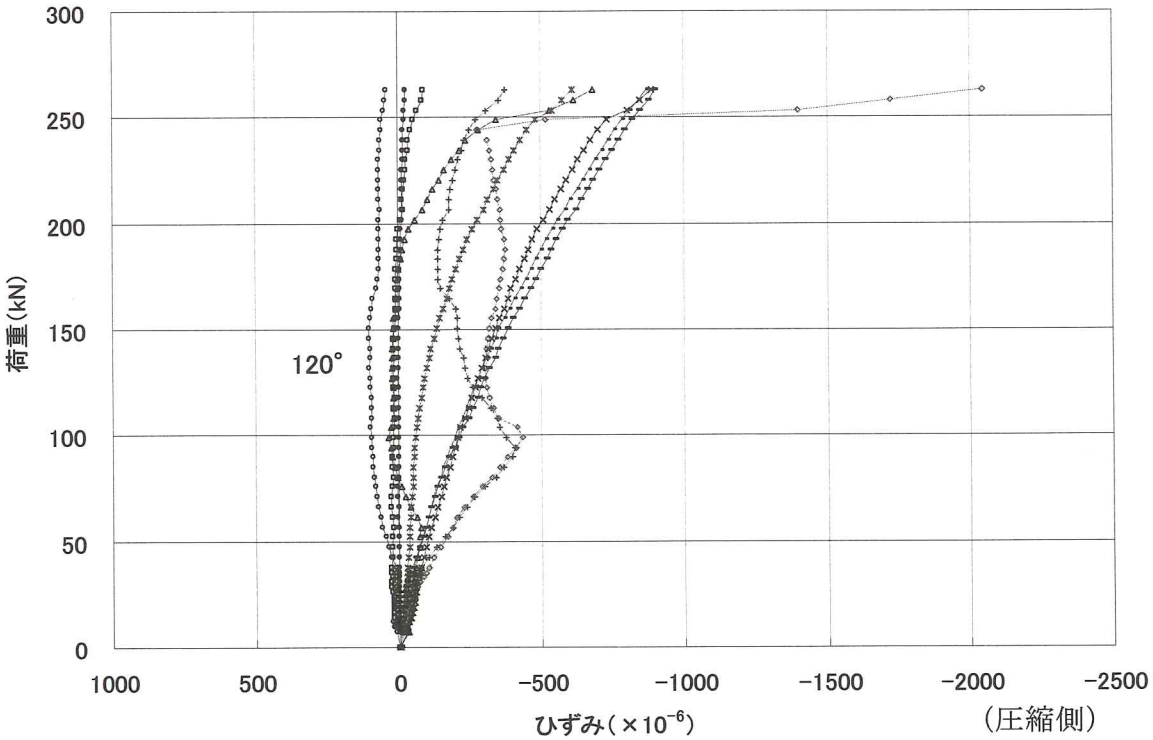
図－3.4.57　繊維補強吹付けコンクリート内面 75cm



図－3.4.58(1)　繊維補強吹付けコンクリート内面 50cm(2.5°～90°)



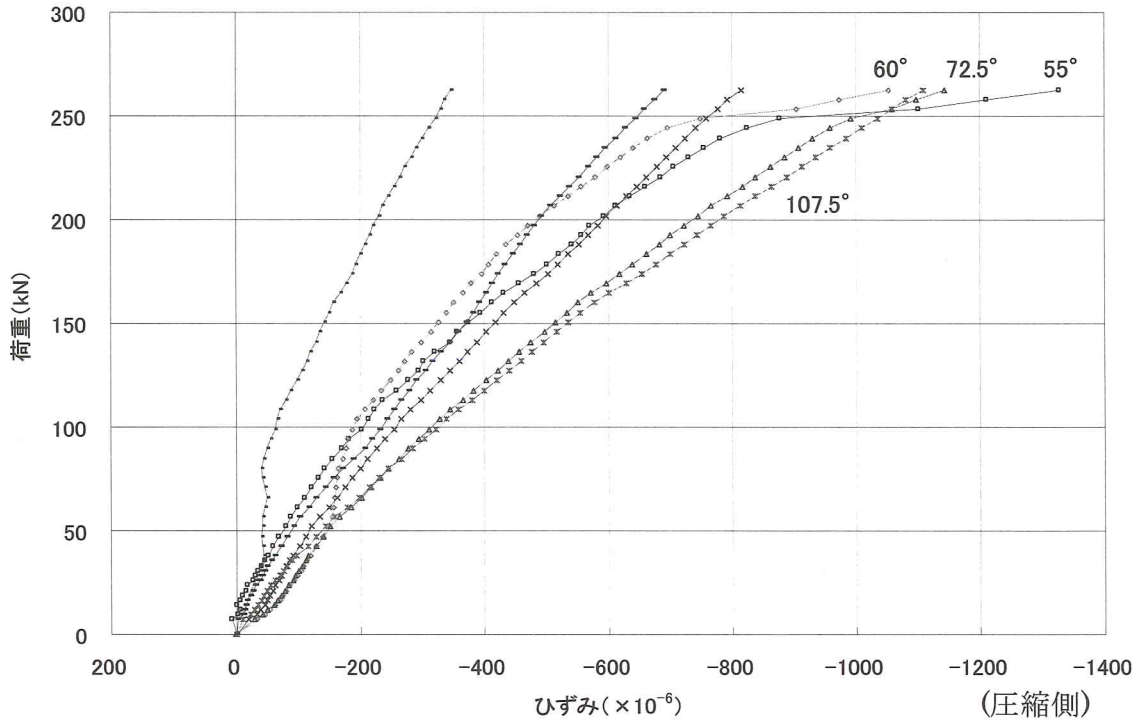
図－3.4.58(2)　繊維補強吹付けコンクリート内面 50cm(95°～177.5°)



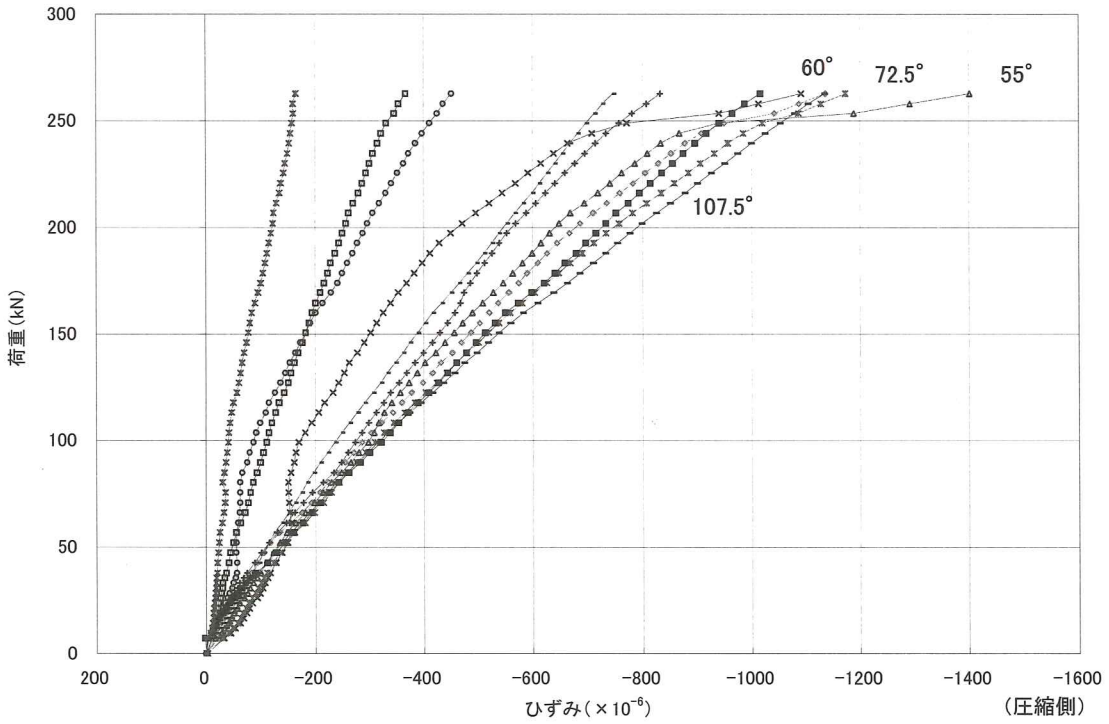
図－3.4.59　繊維補強吹付けコンクリート内面 25cm

図－3.4.60～3.4.62 に鉄筋に関する荷重とひずみの関係を示す。

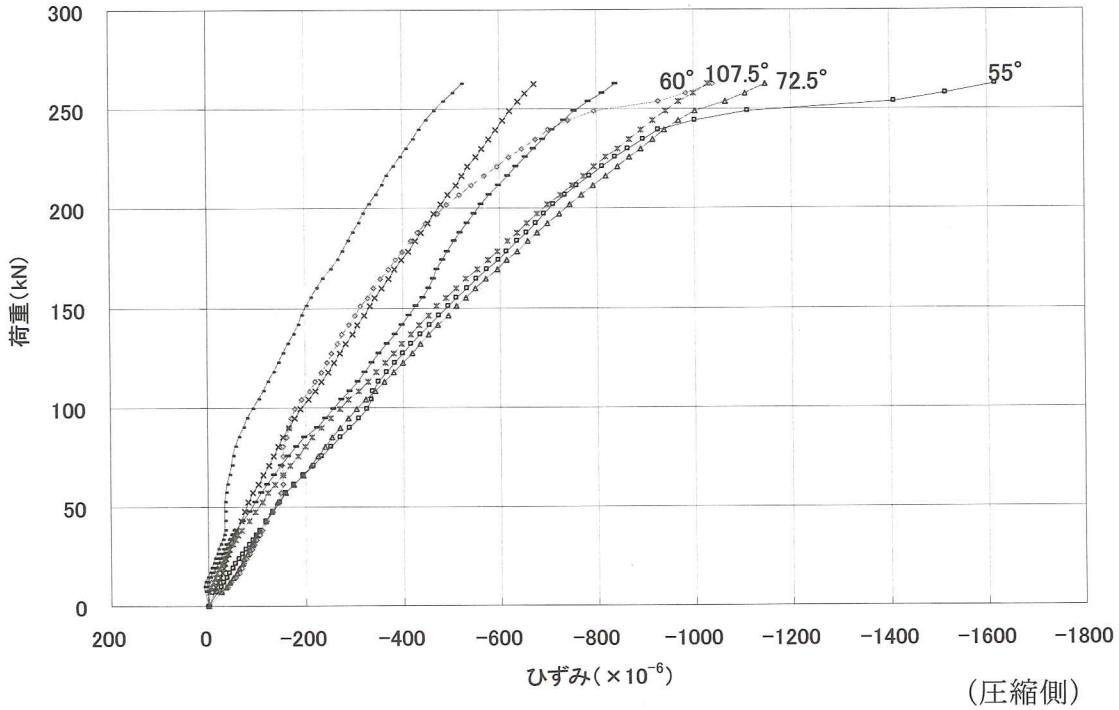
鉄筋のひずみは、全周にわたり圧縮ひずみが発生した。このうち、55°，60°，72.5°および 107.5°の位置においては、特にひずみの値が大きい傾向を示した。



図－3.4.60　鉄筋に関する荷重－ひずみ曲線（高さ 80cm）



図－3.4.61　鉄筋に関する荷重－ひずみ曲線（高さ 50cm）



図－3.4.62　鉄筋に関する荷重－ひずみ曲線（高さ 20cm）

3.4.6　実験結果のまとめ

実験結果を通して、繊維補強吹付けコンクリートによる変状トンネル補強工法の特性および工法としての適用性について整理する。

【繊維補強吹付けコンクリートの特性】

・平均スランプフローは、46～55cm 程度であった。

・凍結融解試験結果（表－3.4.9）より、相対動弾性係数では 300 サイクル終了時において 80%以上あり、また質量減少率についてはほとんどないことから耐久的に良好な結果が得られた。

表－3.4.9　凍結融解試験結果

	相対動弾性係数	質量減少率
吹付け前	97.4%	-0.5%
吹付け後	87.2%	-0.4%

・長さ変化試験結果より、繊維混入率 0.3%の方が混入なしに比べ、長さ変化が 30～50 μ 小さくなった。

・促進試験の結果より、中性化深さの進行程度は、26 週の時点で最大 8mm 程度であった。

【補強工法としての適用性】

(1) TN1（載荷形式Ⅰ）

・吹付け補強後の耐荷力は、無垢の覆工コンクリートの耐荷力の約 2 倍となり、耐荷力の増大が認められた。

項目	部位	吹付け補強前	吹付け補強後
耐荷力	－	2046.2kN(341.0 kN /本)	3843.6kN(640.6 kN /本)
最大変位	天端部(90°)	42.3mm（鉛直方向）	90.5mm（鉛直方向）
	脚　部(0°)	0.6mm（水平方向）	2.7mm（水平方向）
	脚　部(180°)	0.7mm（水平方向）	6.5mm（水平方向）
	45°部	4.2mm（水平方向） 2.0mm（鉛直方向）	7.6mm（水平方向） 0.5mm（鉛直方向）
	135°部	3.9mm（水平方向） 2.4mm（鉛直方向）	7.7mm（水平方向） 2.7mm（鉛直方向）

(2) TN2（載荷形式Ⅱ）

・吹付け補強後の耐荷力は、262.8kN/本となった。

・吹付け補強後の耐荷力は、既往の研究結果から想定される無垢の覆工コンクリート（圧縮強度 18N/mm²）の耐荷力（節 1.4.1 参照）よりも小さい値（約 65%）となった。

４．耐荷力の評価方法

4.1　解析概要

4.1.1 目的と概要

本研究では、耐荷力の評価方法として、ひび割れ進展を考慮できる非線形有限要素法（プログラム名称：ATENA、以下、「FEM 解析」と記述）を用い、実大載荷試験時の耐荷力の再現と必要吹き付け厚さを算定するものである。

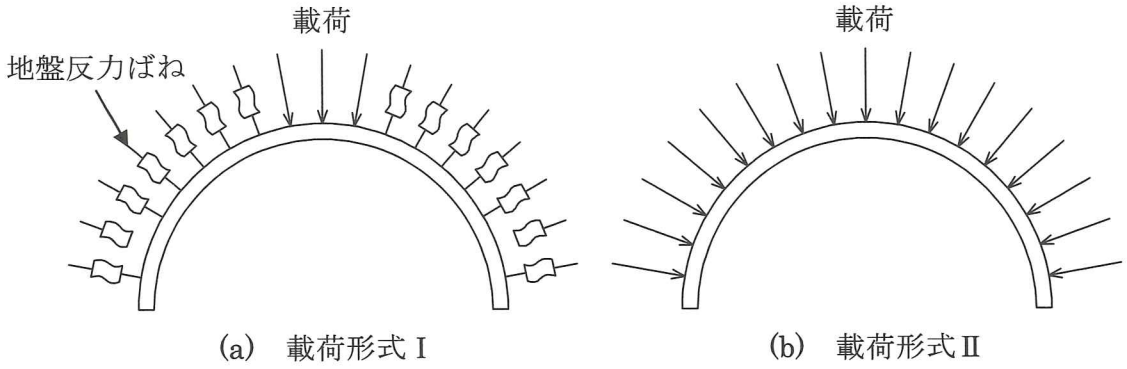
実験は、2 車線道路トンネルの覆工とほぼ同じ寸法の覆工コンクリートの試験体（外径 9.7m、覆工厚 30cm、トンネル軸方向長さ 1.0m、水平置き）を用いて実施した。荷重状態は「載荷形式」と称することとし、載荷形式Ⅰ（図－4.1.1(a)）、載荷形式Ⅱ（図－4.1.1(b)）を採用した。載荷形式Ⅰは、上部からの緩み荷重が作用したと想定される場合で、全体的に軸力の影響が大きく表れ、覆工の肩部分の一部で曲げモーメントが集中して発生する載荷形式である。載荷形式Ⅱは、トンネルに等方的に土圧が作用することを想定した場合で、全周から同一の荷重が作用し、全断面で圧縮となる載荷形式である。

載荷形式Ⅰの実験は、無垢の覆工コンクリートにひび割れを発生させた後、繊維補強コンクリートを吹き付け、耐荷力に達するまで再度荷重を作用させた。載荷形式Ⅱでは、トンネル両肩部にスリットを入れた覆工コンクリートに繊維補強コンクリートを吹き付けた状態で耐荷力に達するまで載荷した。

解析では、これらの実験の再現を図るとともに、それぞれに目標とする最大ジャッキ荷重を満足する繊維補強吹付けコンクリート厚さを求めた。

荷重載荷方法は、載荷形式Ⅰでは天端部 3 箇所に油圧ジャッキをそれぞれ 2 台配置し、計 6 台の油圧ジャッキで載荷し、載荷形式Ⅱは 17 箇所に計 34 台の油圧ジャッキを配置しており、FEM 解析もそれぞれ同様の載荷形式でモデル化した。

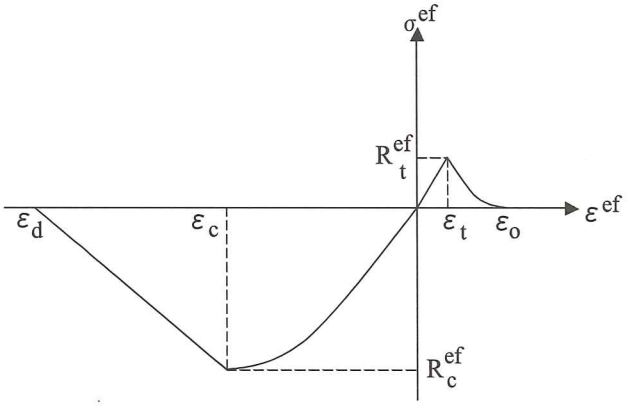
また実験では、ジャッキ荷重は載荷板を介して作用させており、FEM 解析においても、荷重載荷点での応力集中による局所的な破壊を避けるために、弾性要素でモデル化した載荷板を配置した。



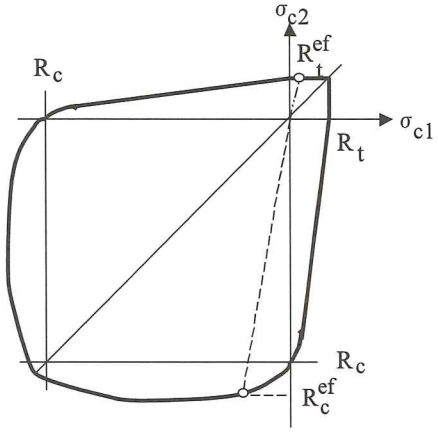
図－4.1.1　載荷形式の概念図

4.1.2 コンクリートモデルの概要 [4.1], [4.2]

本解析では、コンクリート構成則として、2軸応力状態に基づいた等価1軸則を用いた。このコンクリート構成則ではコンクリートを直交異方性材料と仮定しており、直交する2つの材料軸方向について、図－4.1.2に示した等価1軸の応力-ひずみ関係が定義される。ただし、コンクリートは、例えば、2方向に圧縮力が作用した場合、1軸圧縮強度よりも強度が増加するなど、1軸応力状態と2軸応力状態では、圧縮強度と引張強度が異なるという特性がある。この特性を考慮するため、図－4.1.3に示したKupfer[4.3]の2軸破壊基準により圧縮強度 $\boldsymbol{R_c^{ef}}$ と引張強度 $\boldsymbol{R_t^{ef}}$ を評価した。さらに、図-4.1.2に示した等価1軸の応力-ひずみ関係でも、この圧縮強度 $\boldsymbol{R_c^{ef}}$ と引張強度 $\boldsymbol{R_t^{ef}}$ を用いた。



図－4.1.2 等価1軸の応力-ひずみ関係
（コンクリートの場合）



図－4.1.3 Kupferの2軸破壊基準

等価1軸則における引張側の構成則モデルでは、引張強度に達するまでは線形弾性材料とした。また、この構成則モデルでは、ひび割れを分散ひび割れモデル（ひび割れ帯理論[4.4]）で考慮し、ひび割れ帯理論では、ひび割れ開口変位を、次式で定義している。

$$w = \varepsilon_t^{ef} L_t' \tag{4.1.1}$$

ここで、ε_t^{ef} はひび割れ開口ひずみ、L_t' は引張に対する損傷幅をそれぞれ示す。

また、引張強度に達した後は、コンクリートの場合は、式(3.1.2)に示すHordijk[4.5]の指数関数型軟化モデルで、繊維補強吹付けコンクリートの場合は、破壊エネルギーを考慮した直線型軟化モデルで、引張軟化を考慮している。

$$\frac{\sigma}{R_t^{ef}} = \left\{1+\left(3.0\frac{w}{w_{cr}}\right)^3\right\}\exp\left(-6.93\frac{w}{w_{cr}}\right) - 28.0\frac{w}{w_{cr}}\exp(-6.93), \quad w_{cr} = 5.14\frac{G_F}{R_t^{ef}} \tag{4.1.2}$$

ここで、w はひび割れ開口変位、w_{cr} は応力が完全に解放された時のひび割れ開口変位、

G_Fは破壊エネルギーをそれぞれ示す。また、wは、式(4.1.1)で導き出される。なお、応力軟化を考慮した場合、要素寸法により、解析結果が異なるという「解の要素寸法依存性」という問題がある。この問題を低減させるため、コンクリート、繊維補強吹付けコンクリートの双方で、破壊エネルギーを考慮した引張軟化則を考慮することとした。

圧縮側の構成則モデルでは、圧縮強度に達する前は、式(4.1.3)に示したパラボラ曲線の応力-ひずみ関係を用いた。

$$\sigma_c^{ef} = R_c^{ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k-2)x}, x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}, k = \frac{E_c}{R_c^{ef}} \varepsilon_c \tag{4.1.3}$$

ここで、σ_c^{ef}はコンクリートの圧縮応力、R_c^{ef}は2軸応力状態におけるコンクリートの圧縮強度、ε_cは応力ピーク点$f_c'^{ef}$でのひずみ、E_cは初期弾性係数を表す。

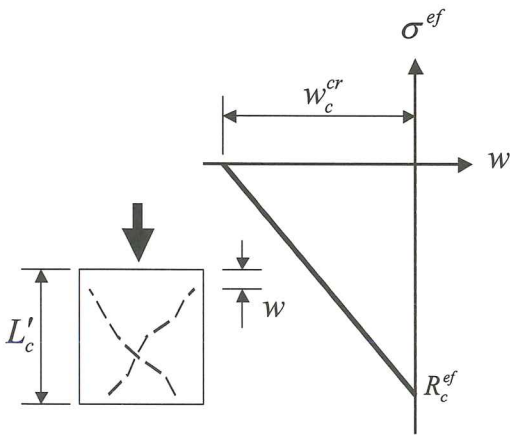
圧縮強度に到達した後の圧縮軟化については、コンクリートの場合と繊維補強吹付けコンクリートでは、異なる軟化則を用いた。コンクリートの場合、圧縮に対しても、解の要素寸法依存性があることが指摘されており、研究が始まった段階であり、一般的な知見はまだ確立されていないが、この問題を解決するために圧縮破壊エネルギーを導入する試みが幾つか行われている[例えば、[4.6]]。よって、コンクリートの場合、圧縮に対する解の要素寸法依存性を低減させるため、式（4.1.4）のような圧縮破壊エネルギーに該当する圧縮変位wを用いた仮想圧縮平面モデルによる圧縮軟化則とした。仮想圧縮平面モデルは、引張におけるひび割れ帯モデルと同様な考えに基づいており、図－4.1.4 のように、圧縮強度以降の局所化した圧縮変位wを構成則パラメータとし、有限要素内の平均化ひずみに置換するモデルであり、応力が完全に解放された時の圧縮ひずみε_dを、式(4.1.4)のように定義している。

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_c^{cr}}{L_c'} \tag{4.1.4}$$

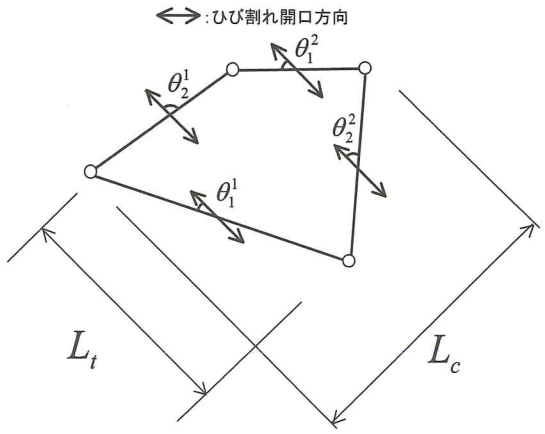
ここで、ε_cは応力ピーク時の圧縮ひずみ、w_c^{cr}は限界圧縮変位、L_c'は圧縮に対する損傷幅を示す。なお、van MIER[4.7]の実験において観察されたコンクリートの限界圧縮変位は、$w_c^{cr} = 0.5mm$程度となっており、本解析でもその値を用いた。

繊維補強吹付けコンクリートの場合についても、解の要素寸法依存性が発生すると予想される。しかしながら、繊維補強吹付けコンクリートでは、コンクリートのように圧縮変位wを求める実験が行われていないため、その値を同定することは出来ない。田所・佐藤らの研究[4.8]によれば、曲げ破壊するはりの場合、圧縮破壊エネルギーを考慮しない場合、荷重低下後の挙動に解の要素寸法依存性が見られるが、最大荷重は要素寸法に関わらずほぼ同じである。また、繊維補強吹付けコンクリートの軟化勾配は、コンクリートの軟化勾配により緩やかであるため、解の要素寸法依存性による影響が、コンクリートの場合より小さいと予想される。

以上の事項より、繊維補強吹付けコンクリートでは、仮想圧縮平面モデルによる圧縮軟化則を用いずに、要素寸法に関わらずに同勾配で軟化する構成則を用いた。なお、土木学会 鋼繊維補強コンクリート柱部材の設計指針（案）に記載されている応力-ひずみ関係を参照に、軟化勾配を定めた。



図－4.1.4　圧縮軟化則
（コンクリートの場合）



図－4.1.5　主応力方向に投影した要素寸法

ひび割れ帯理論の場合、損傷幅をどのように評価するかによって、解析結果が異なることが指摘されている[例えば、[4.9]]。本解析で用いた構成則では、要素に対して斜め方向にひび割れが発生する場合も考慮できるよう、損傷幅L_t'とL_c'を、式(4.1.5)により定義した。

$$L_t' = L_t\gamma \tag{4.1.5a}$$

$$L_c' = L_c\gamma \tag{4.1.5b}$$

$$\gamma = 1.0 + 0.5\frac{\theta}{45} \tag{4.1.5c}$$

ここで、図－4.1.5に示すように、L_tおよびL_cは主応力方向に投影した要素寸法である。また、θは、向かい合う2つの要素辺とひび割れ開口方向との角度の平均値θ_1（図－4.1.5のθ_1^1とθ_1^2の平均値）とθ_2（θ_1^1とθ_1^2の平均値）のうち、角度が小さい方である。

VECCHIOとCOLLINS[4.10]の実験により、コンクリートではひび割れ発生後には圧縮強度が低減するという知見が得られている。この構成則では、式（4.1.6）のように、ひび割れ開口方向のひずみε_t^{ef}により、圧縮強度が低減すると仮定している。

$$R_c^{ef} = r_c R_c,\ r_c = 0.8 + 0.2\exp\left(-\left(128\varepsilon_t^{ef}\right)^2\right) \tag{4.1.6}$$

繊維補強吹付けコンクリートでも、ひび割れ発生後には圧縮強度が低減するが、低減率を定義できるまで、実験が行われていないのが現状である。そこで、繊維補強吹付けコンクリートに対しても、式（4.1.6）により、ひび割れ後の圧縮強度を低減すると仮定した。

解析では、固定ひび割れモデルを用いて行い、コンクリートにおけるひび割れ発生後の

せん断剛性低減は、KOLMAR[4.11]によって導かれた次式により、ひび割れ後のせん断剛性を低減させている。

$$G = r_g G_c,\ r_g = \frac{-\ln\left(\frac{1000\varepsilon_t^{ef}}{5.335}\right)}{9.165} \tag{4.1.7}$$

ここで、r_gはせん断保持係数、Gは低減されたせん断係数、G_cは初期せん断係数を示す。ひび割れ後の圧縮強度低減と同じく、繊維補強吹付けコンクリートでは、ひび割れ発生後のせん断剛性低減を定義する式が確立されていない。そこで、繊維補強吹付けコンクリートでも、式（4.1.7）より、ひび割れ発生後のせん断剛性を低減させるとした。

4.1.3　載荷板・支持板のモデル化について

今回の解析で用いたコンクリート構成則では、載荷形式Ⅰのような局所的な荷重をコンクリート要素に直接を作用させ、同じくコンクリート要素に支持条件を直接定義した場合、載荷節点や支持節点付近で実現象と異なる局所的な破壊が発生することが予想されため、載荷形式Ⅰでは、載荷板・支持板は必要であると判断した。それに対して、載荷形式Ⅱでは、載荷形式Ⅰよりも広範囲に荷重が作用していることより、荷重作用による実現象と異なる局所破壊が発生する可能性が低いと判断し、支持板のみを考慮した。載荷板・支持板とコンクリート部材は、完全付着（一体型）としてモデル化した。完全付着とした場合は、載荷板・支持板の剛性が耐力に対して影響を与えることになる。そのため、耐荷力に与える影響を最小にする為、載荷板・支持板の寸法を小さくした(載荷板幅は２要素分の 0.21m)。しかしながら、載荷板・支持板を小さくしすぎると、解の収束性が悪くなることが考えられるため、耐荷力に与える影響を最小限にし、かつ、解の収束性が安定するような寸法（および物性条件）を、経験的な判断より定めた。

ただし、載荷形式Ⅱのように、広範囲に荷重が作用する場合は、載荷板と支持板は、平面応力線形弾性要素でモデル化し、物性条件として,弾性係数は、一般的な鋼材と同じく 200,000MPa とし、ポアソン比は 0.3 とした。

4.1.4　解析での接合面の考え方について

覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの接合面に関しては、それぞれ載荷形式において以下のように設定した。

載荷形式Ⅰでは、地盤バネによる反力と地盤バネの変位量は一定ではなく、解析上、刻々と変動する。このような状態では、Newton-Raphson 法や擬似 Newton-Raphson 法（弧長法）で用いられている「繰り返し解析手法」においては、残差力も変動し、繰り返し計算を多数実行しても、残差力がなかなか小さくならない。つまり、載荷形式Ⅰは、解析上、不安定構造物になっていると考えられる。また、載荷形式Ⅰは、供試体中央載荷点付近の初期損傷要素で剛性が弱くなっており、この点においても、不安定構造物になると考えられる。このため、覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの接合面として要素（以下、

インターフェイス要素と記述する）を導入することは、解析での収束性がさらに悪くなると予測された。そこで載荷形式Ⅰでは、インターフェイス要素を適用せずに解析を行うこととした。

載荷形式Ⅱの解析においては、ジャッキによる荷重を全点で同一増分として考える。載荷形式Ⅱでも、当初は、インターフェイス要素を適用しないモデル化を検討した。このモデル化で解析を行ったところ、以下の知見が得られた。

・本解析の載荷形式Ⅱは、載荷形式Ⅰより、収束性が良い
・インターフェイス要素を配置しない場合、実験のように途中で変位方向が反転するようなモードが見られない

以上の知見より、載荷形式Ⅱにおいては、解の収束性がよいので、実験時のジャッキ荷重－鉛直方向変位の関係に解析結果を合わせるため、「インターフェイス要素を適用するモデル化」に変更することとした。

しかしながら、現状では覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間の境界面に作用する応力を表す（破壊力学的に基づいた）構成則理論が確立されていないため、本文4.3.5「載荷形式Ⅱによる解析結果」に示したインターフェイスモデルを使用した。

また、インターフェイス要素の物性条件を決める手法がないため、解析に当たり表－4.1.1 に示す仮定値を用いた。ただし、ここに掲げた数値は、実験の挙動を解析で再現するため、経験的な判断により用いたものであり、一般的な数値として全てに適用できるものではなく、参考値として捉える必要がある。

表－4.1.1　インターフェイス要素設定値（仮定値）

(a)覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間のインターフェイス要素

解析 No.	ｽﾘｯﾄ面直交方向バネの初期剛性 MN/m³	ｽﾘｯﾄ面平行方向バネの初期剛性 MN/m³	剥離を判定する引張強度 MPa	粘着力 MPa	摩擦係数
⑤	3.9×10^{6}	2.2×10^{6}	1.6	2.67	1.54

(b)スリット部分で、圧縮伝達を定義するためのインターフェイス要素

解析 No.	ｽﾘｯﾄ面直交方向バネの初期剛性 MN/m³	ｽﾘｯﾄ面平行方向バネの初期剛性 MN/m³	剥離を判定する引張強度 MPa	粘着力 MPa	摩擦係数
⑤	2.9×10^{6}	2.9×10^{6}	0.0	0.01	0.01

4.2　解析ケース

解析ケースは、表－4.2.1 の７ケースとし、載荷形式Ⅰ、Ⅱにおいてそれぞれ実験の再現と目標耐荷力を満足する繊維補強吹付けコンクリートの厚さ t1, t2 を求めた。なお、目標耐荷力とは、無垢の状態で各載荷形式により実験で得られた最大荷重をいう。

表－4.2.1　解析ケース

解析 No.	載荷形式	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ		繊維補強吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		備　考
		圧縮強度	損傷設定	厚さ	圧縮強度	
①	Ⅰ載荷	18.4N/mm² (実験値)	無垢	0mm	－	(実験再現)、損傷載荷：耐荷力を再現
②		21.7N/mm² (実験値)	①の結果から損傷箇所を設定	150mm	40.3N/mm² (実験値)	(実験再現)、吹付け後の耐荷力を再現
③		18.0N/mm² (設計基準強度)	無垢	0mm	－	設計基準強度を使用した場合の耐荷力
④			③の結果から損傷箇所を設定	t1	36.0N/mm² (設計基準強度)	目標耐荷力(③の最大値)を満足する厚さ t1
⑤	Ⅱ載荷	21.0N/mm² (実験値)	スリット有り	125mm	45.9N/mm² (実験値)	(実験再現)、耐荷力を再現
⑥		18.0N/mm² (設計基準強度)		125mm	36.0N/mm² (設計基準強度)	設計基準強度を使用した場合の耐荷力
⑦				t2		目標耐荷力（400kN/ｼﾞｬｯｷ１本）を満足する厚さ t2

No.②の繊維補強吹付けコンクリート厚さは、実験時の実測値 150mm を採用した。各ケースの解析目的を以下に示す。

●載荷形式Ⅰ

解析 No.①：解析のモデル化を行い、材料特性は実験値を使用し、実験で得た耐荷力を解析で再現可能かについて検討する。また、解析結果に大きく影響する地盤反力ばね定数について、試計算により適切な数値を求める。

解析 No.②：損傷のモデル化を行い、材料特性は実験値を使用し、実験で得た耐荷力を解析で再現可能かについて検討する。

解析 No.③：No.①の解析モデルを用いて、材料特性に設計基準強度(18.0N/mm²)を使用し、無垢の覆工コンクリートの耐荷力を求める。

解析 No.④：No.②の損傷モデルを用いて、材料特性に設計基準強度を使用し、No.③で得られた耐荷力(1,949.9kN（ジャッキ１本当たり 1949.9kN/6 本=325.0kN）)を満足する繊維補強吹付けコンクリートの厚さ t1 を求める。

●載荷形式Ⅱ

解析 No.⑤：解析のモデル化を行い、材料特性は実験値を使用し、実験で得た耐荷力を解析で再現可能かについて検討する。

解析 No.⑥：No.⑤の解析モデルを用いて、材料特性に設計基準強度を使用し、繊維補強吹付けコンクリート厚さ 125mm とした場合の耐荷力を求める。

解析 No.⑦：No.⑤の解析モデルを用いて、材料特性に設計基準強度を使用し、目標耐荷力（無垢の覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ厚 30cm かつスリットを設けない場合の耐荷力：400kN/本）を満足する繊維補強吹付けコンクリートの厚さ t2 を求める。

4.3　FEM解析結果

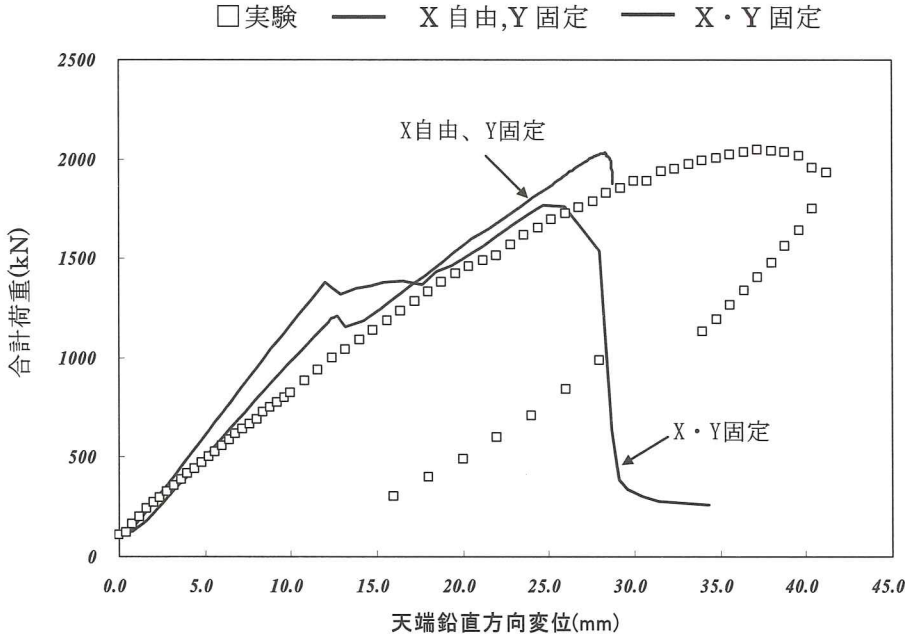
4.3.1　載荷形式Ⅰ　（吹付け前試験体による損傷載荷試験：解析No.①）

（1）解析モデル

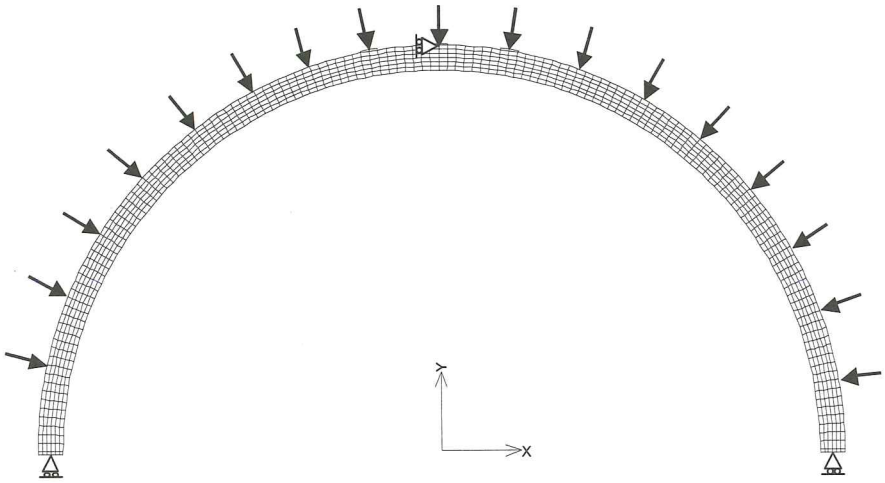
本解析は、載荷形式Ⅰの条件で無垢の状態の覆工コンクリートが支持できる耐荷力の再現を行うものである。

一般的に解に与える影響は、構成則、入力値が大きいが、同時に、境界条件の影響も大きいと指摘されている[4.12]。よって、最初に境界条件のうち、支持条件の影響を検討する。実験での載荷板付近の変位挙動は、初期段階は水平方向に大きく変形し、支持板での摩擦力が大きくなると、その変形量が小さくなっている。このような境界条件を定義するには、「摩擦力を考慮した非線形バネ要素」を用いて解析する必要があるが、現段階ではこのバネの物性条件を定義する手法がなく、この境界条件を同定するためには、相当な期間が必要と思われる。よって、不明確な値を用いて解析するより、実験と異なるが、解析においては、境界条件を把握できる「X方向変位自由とY方向変位固定」か「X方向変位固定とY方向変位固定」の2ケースについて着目し、実験結果に近い方を採用することとした。図－4.3.1に合計荷重-天端鉛直変位関係を示す。図－4.3.1によると、「X方向変位固定とY方向変位固定」とした場合では、ジャッキ荷重の増加傾向は大きいが、荷重が低い段階で脆性的な破壊が発生し、目標とするジャッキ荷重を得られなかった。それに対して、「X方向変位自由とY方向変位固定」とした場合では、ジャッキ荷重の増加傾向も実験に近似し、耐荷力を満足する結果を得た。ただし、上記のように、これらの境界条件は、実験での支持条件を再現するものでは無い。そのため、この問題は、今後の検討課題であると考える。

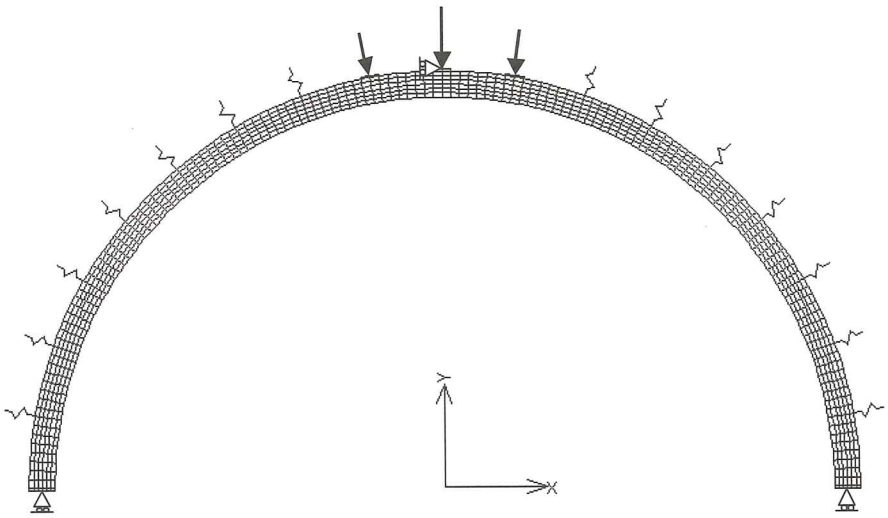
上記のように、支持条件として、X方向自由、Y方向固定とした場合の方が、実験での合計荷重-天端鉛直変位関係と整合するため、以下の解析では、この支持条件を用いるとした。なお、供試体中央の天端部でx方向を固定し、解析モデルが安定するようにした。



図－4.3.1　合計荷重-天端鉛直方向変位関係（無垢のコンクリート　Ⅰ載荷）



(A) 初期荷重導入時



(b) 載荷時

図－4.3.2 解析モデル･境界条件

図－4.3.2 に解析モデルおよび境界条件を示す。

初期荷重として、油圧ジャッキ配置位置に、40kN（油圧ジャッキ 1 本あたり 20kN×2 台）の外力を作用させた。その後、実験と同様に変位制御によって、荷重を増加させた。

構成則については、圧縮側の軟化を考慮しないと圧壊を再現できない可能性があり、また耐荷力を過大に評価するという事例もあるため、本解析では、4.1.2 に示した構成則を使用するとした。

また、FEM 解析の物性条件として、静弾性係数と圧縮強度は管理用供試体の材料試験で得られた数値を用い、引張強度および引張側破壊エネルギーはコンクリート標準示方書から求めた。表－4.3.1 に物性条件を示す。

表－4.3.1　覆工コンクリートの物性条件

静弾性係数 Ec[N/mm²]	圧縮強度 fck'[N/mm²]	引張強度 ft*1[N/mm²]	引張側破壊エネルギー GF*2[N/m]
1.94×10⁴	18.4	1.60	71.6

*1 引張強度 f_t は、圧縮強度の特性値 f'_{ck} が表-4.3.1 に示した圧縮強度に等しいと仮定し、コンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式　$f_t = 0.23(f'_{ck})^{2/3}$ より算定。

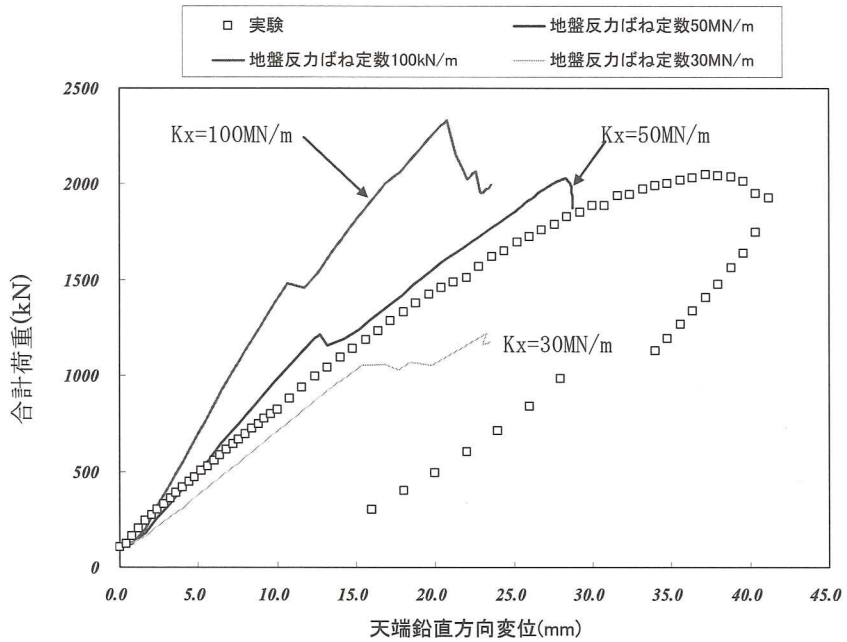
*2 破壊エネルギー G_f は、圧縮強度の特性値 f'_{ck} が表-4.3.1 に示した圧縮強度に等しく、粗骨材の最大寸法 d_{max} が 20mm であると仮定し、コンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002年制定版)、p27、(3.2.8)式　$G_f = 10(d_{max})^{1/3}(f'_{ck})^{1/3}$ より算定。

地盤反力ばね定数の設定は、解析 No.①の条件で地盤反力ばね定数をパラメータとして試計算を行い、実験結果と比較し、適切と思われる値を求めた。

表－4.3.2　解析 No.①の解析ケース

解析 No.	ケース	覆工コンクリート 圧縮強度	地盤反力ばね定数 Kx [MN/m]	解析荷重条件
①	(a)	21.7N/mm² (実験値)	30	変位制御
	(b)		50	同上
	(c)		100	同上

（2）解析結果



図－4.3.3　地盤反力ばね定数 Kx 毎の荷重と天端変位の関係

図－4.3.3 に地盤反力ばね定数 Kx＝30MN/m、50MN/m、100MN/m とした場合の油圧ジャッキ 6 台の合計荷重と天端鉛直方向変位の関係を示す。これより、Kx＝50MN/m の解析結果が

実験に近い挙動を示しており、載荷形式Ⅰでは地盤反力ばね定数を 50MN/m とした。

解析 No.①の解析結果では、地盤反力ばね定数 Kx＝50MN/m において、最大合計荷重時の変位量が実験値の 8 割程度であるが、グラフの全体的な傾向や、合計荷重の最大値を満足しており、実験の再現ができていると判断する。

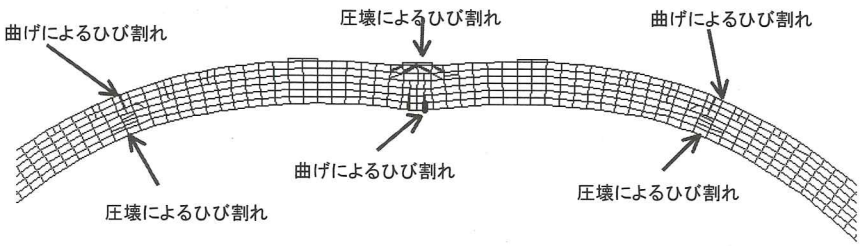
表－4.3.3　最大荷重および最大荷重時の変位量

解析 No.	ケース	地盤反力ばね定数　Kx	最大荷重(kN)	最大荷重時の変位量(mm)
①	(a)	30MN/m	1,222	23.3
	(b)	50MN/m	2,031	28.3
	(c)	100MN/m	2,333	20.8
実験値		－	2,046	37.2

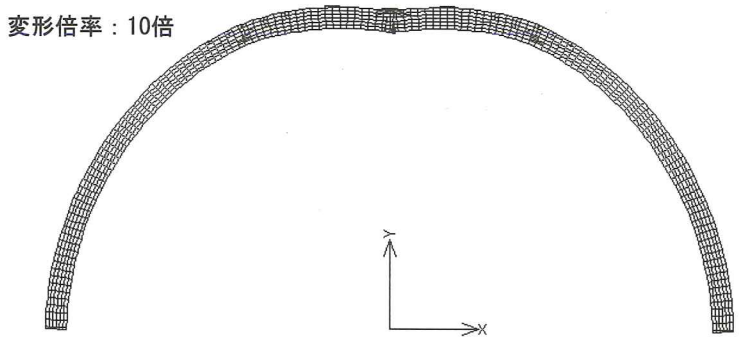
また、図－4.3.3 で地盤反力ばね定数 Kx＝50MN/m は 1,200kN 付近で、一度荷重が低下している。これは、中央部載荷点の周辺で圧壊と曲げひび割れが進展し、さらに 70 度～80 度付近で圧壊が進展したためと思われる。合計荷重が最大値に到達した後の荷重低下については、試験体の中央部載荷点周辺に発生した圧壊により荷重低下が生じたものと思われる。

図－4.3.4 に Kx＝50MN/m, 100MN/m の合計荷重が最大となった時の変形・ひび割れ図を示す。同図は、変形量を 10 倍し、ひび割れ幅が 0.1mm 以上のひび割れのみを表示している。Kx＝50MN/m のひび割れ状況図と実験結果の上面ひび割れの状況図と比較すると、ほぼ同じ位置にひび割れが発生しており、実験を再現していると思われる。また、Kx＝50MN/m と 100MN/m の比較では、Kx＝50MN/m の方がひび割れ、圧壊が発達していることがわかり、周辺地山の剛性が低いほど覆工コンクリートへの影響が大きいと推測される。

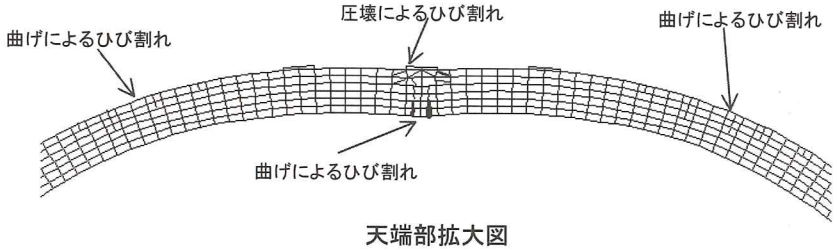
以上の事より、解析 No.①の結果は地盤反力ばね定数を 50MN/m としたときに実験で得られた耐荷力を満足したため、解析 No.①の解析モデルは実験を再現できるモデルであると判断した。



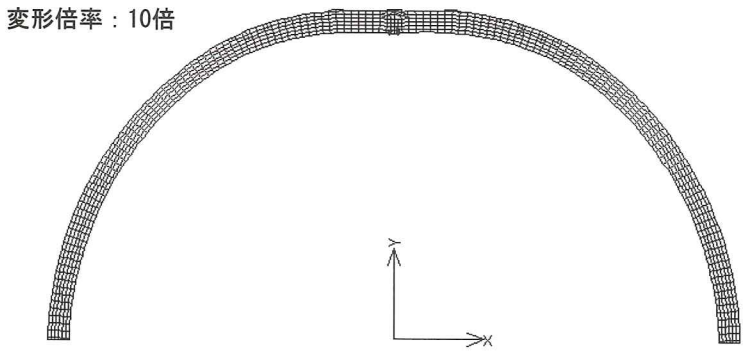
天端部拡大図



(a)地盤反力ばねKx＝50MN/m



天端部拡大図



(b)地盤反力ばねKx＝100MN/m

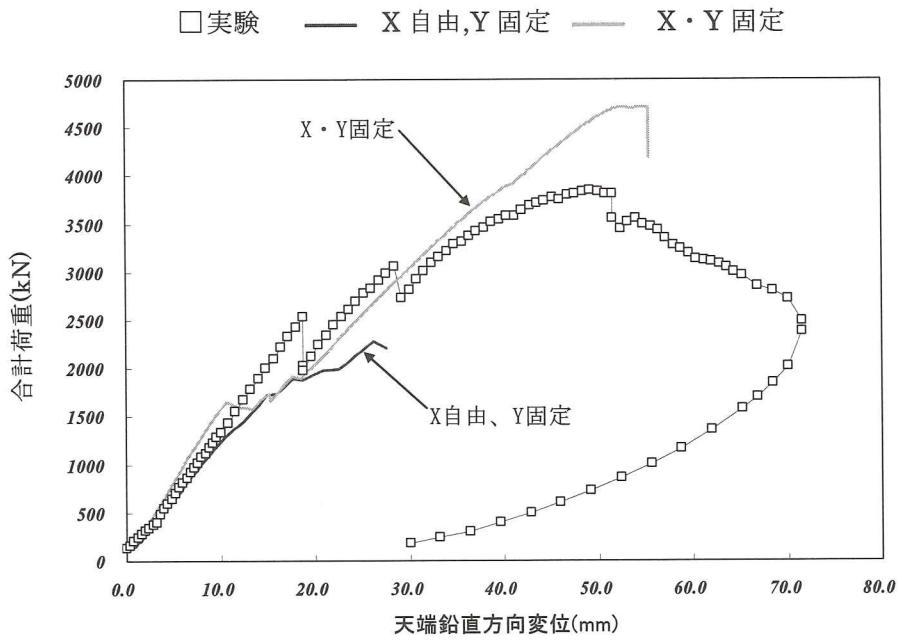
図－4.3.4　最大荷重時の変形・ひび割れ図

4.3.2　載荷形式Ⅰ　（吹付け後試験体による載荷試験：解析 No.②）

（1）解析モデル

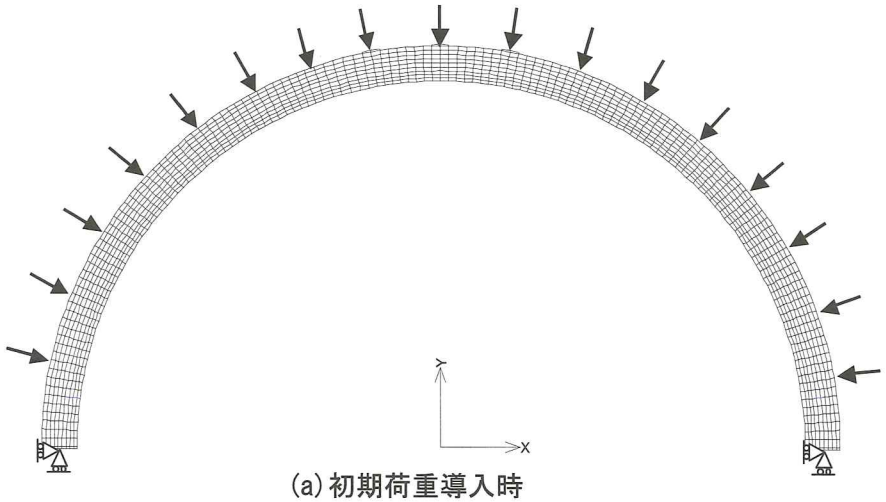
本解析は、損傷により低下した覆工コンクリートの耐荷力が、繊維補強コンクリートの吹き付けで、回復することを再現したものである。

解析 No.①と同じく、最初に境界条件の影響を検討する。解析 No.①と同じく、境界条件を把握できる「X 方向変位自由と Y 方向変位固定」か「X 方向変位固定と Y 方向変位固定」の 2 ケースについて着目し、実験結果に近い方を採用することとした。図-4.3.6 に合計荷重-天端鉛直方向変位関係を示す。図－4.3.5 によると、解析 No.①と異なり、「X 方向変位自由と Y 方向変位固定」の方が、耐荷力を過小評価する結果となった。それに対して、「X 方向変位固定と Y 方向変位固定」とした場合は、実験より耐荷力を大きく評価する結果になったが、十分な耐荷力を得られている。よって、解析 No.②では、「X 方向変位固定と Y 方向変位固定」という支持条件を用いることとした。なお、解析 No.①と解析 No.②で、用いる支持条件が異なるのは、4.3.1 項でも言及したが、変位を固定するという支持条件の設定の仕方では、実際の支持状態を再現できるものではないためである。

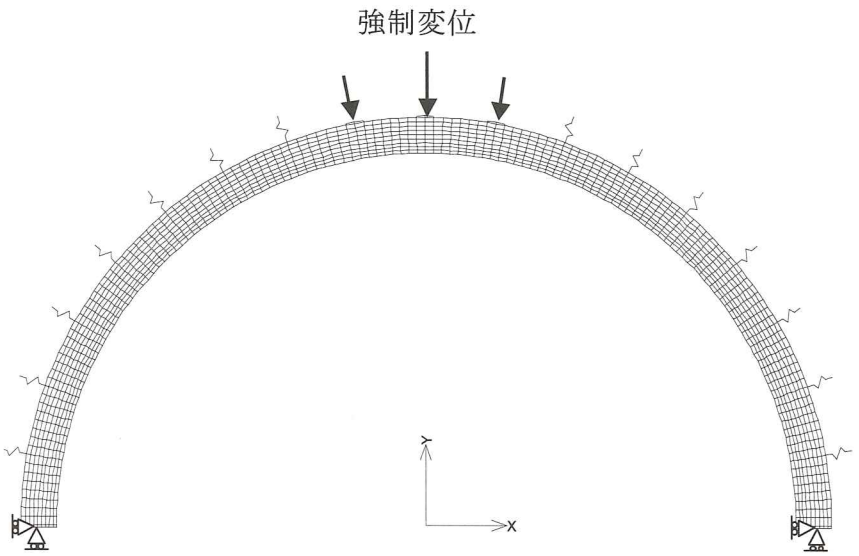


図－4.3.5　合計荷重-天端鉛直方向変位関係（繊維補強吹付けコンクリート Ⅰ載荷）

図－4.3.6 に解析モデルおよび境界条件を示す。



(a) 初期荷重導入時



(b)　載荷時

図－4.3.6　解析モデル・境界条件

本解析モデルでは、地盤反力ばねの影響により、FEM 解析上、解の収束性が低くなっている。これは、地盤反力ばねによる反力が一定ではなく、荷重の増加ごとに変動するためである。このため、地盤反力ばねを考慮することで、載荷形式Ⅰは、解析的に非常に不安定（解が収束しにくい）な構造体となっている。また、剥離を考慮するためのインターフェイス要素を繊維補強吹付けコンクリートとの接合部に導入すると、解析的にさらに不安定な状況となり、収束性が一段と低くなる危険性がある。今回の解析においては、あくまでも構造体としての耐荷力の再現を試みるということを主目的とし、解析的にできるだけ安定な状態を確保するため、解析 No.②では剥離を考慮しないモデルとした。

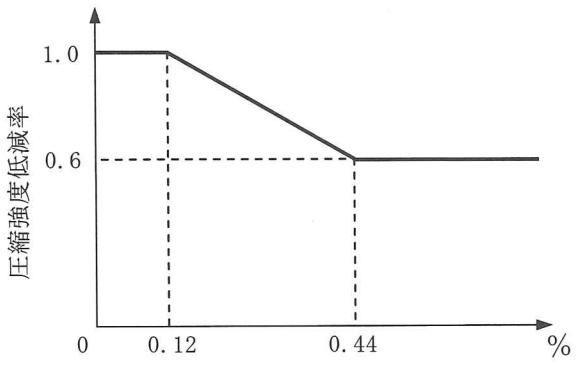
FEM 解析における損傷の評価については、図－4.3.8 のように、解析 No.①の結果より、損傷が著しい要素を抽出し、その要素に強度を低減した物性条件を与えた（比較のため図－4.3.8 では、地盤反力ばね定数 Kx＝50MN/m、100MN/m の 2 ケースを示す）。まず、解析 No①の解析では破壊が局所化しており、破壊が卓越している個所では、約 6000μ以上の最大主ひずみ（引張主ひずみ）が、それ以外の個所では、約 2000μ以下の最大主ひずみが発生しているのが見られた。ひび割れが発生した場合、圧縮強度が低減することが Collins らや前川らが行った実験で確認されており、さらに,Collins らや前川は、引張ひずみと圧

縮強度低減率の関係式を提案している。そこで、解析では、これらの関係に着目し、損傷を評価するのに、前川らの提案（図－4.3.7）を用いた。前川らの提案では、引張ひずみが 1200μ以下の場合、圧縮強度は低減しないとしている。ただし、非線形 FEM 解析では、局所化により、実際より過大なひずみ値を評価してしまう危険性がある。そこで、本解析では、経験上、2000μ以下の最大主ひずみが発生している個所では、圧縮強度は低減しないと仮定した。また、前記したように、破壊が卓越した個所では、6000μの最大主ひずみが発生しているが、局所化の問題によりひずみ値が過大に評価されたとしても、圧縮強度が 60%より低減しない下限域に到達していると判断した。ただし、2000μと 6000μという値は、目安であり全てに適用するものではない。そして、最終的には、図-4.3.8 に示した損傷した要素では、圧縮強度が圧縮強度の 60%に低減したとし、それ以外は、健全なコンクリートで圧縮強度の低減はないものと仮定した。

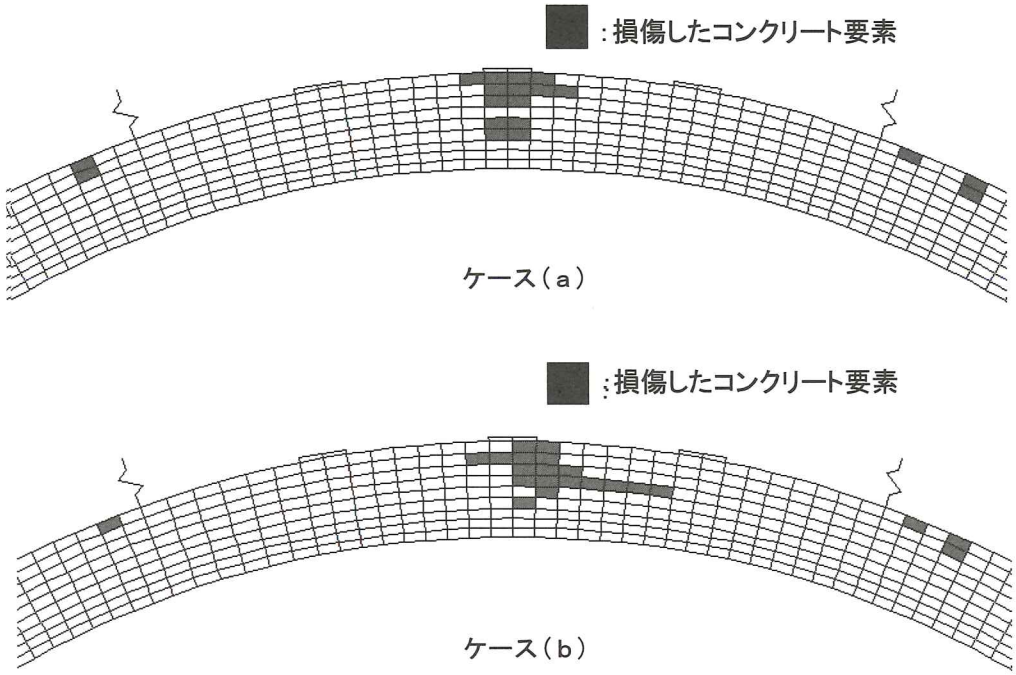
ここで、解析において、実験で圧壊が見られた肩部（内側）については、損傷した要素として捉えていない。これは、肩部（内側）では、卓越した最大主ひずみ（引張主ひずみ）が発生していないためである。現在、提案されているひび割れ発生後の圧縮強度低減評価手法は、最大主ひずみに対する低減率を評価するもので、最小主ひずみ（圧縮主ひずみ）に対する低減率を評価する手法はない。解析 No①の解析では、肩部（内側）で圧壊が発生し、最小主ひずみが卓越した範囲はわずかで、さらに、繊維吹き付けコンクリートでその周辺が補強されることより、補強による剛性保持が期待できる。よって、厳密なモデル化ではないが、前記のように損傷度を評価する手法が無いことより、肩部（内側）では損傷は定義しないこととした。

表－4.3.4 解析 No.②の解析ケース

解析 No.	載荷形式	ケース	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ		繊維補強吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		地盤反力ばね定数 Kx
			圧縮強度	損傷設定	厚	圧縮強度	
②	A 載荷	(a)	21.7N/mm² (実験値)	①の結果から損傷箇所を設定	150mm	40.3N/mm² (実験値)	50MN/m
		(b)					100MN/m



図－4.3.7 圧縮強度低減率



図－4.3.8 損傷要素の位置

覆工コンクリートおよび繊維吹き付けコンクリートの構成則は、4.1.2 項に示したものを用いた。また、FEM 解析で用いる物性条件として、静弾性係数と圧縮強度は管理用供試体の材料試験で得られた数値を用い、引張強度および引張側破壊エネルギーは鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)に掲載されている手法に基づき求めた。表－4.3.5 に物性条件を示す。

表－4.3.5 物性条件

	静弾性係数 Ec[N/mm²]	圧縮強度 f_{ck}'[N/mm²]	引張強度 ft*1[N/mm²]	引張側破壊エネルギー GF*2[N/m]
覆工コン（損傷無し）	2.19×10^4	21.7	1.8	75.7
覆工コン（損傷有り）	2.19×10^4	13.0	0.0	－
繊維補強吹付けコンクリート	2.46×10^4	40.3	2.7	2886.0

*1 覆工コンクリートの引張強度 f_t はコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式（表－4.3.1 参照）により、また、繊維補強吹付けコンクリートの引張強度 f_t は、圧縮強度の特性値 f_{ck}' が表-4.3.5 に示した圧縮強度に等しいと仮定し、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p7、(3.2.1)式 $f_t=0.23\left(f_{ck}'\right)^{2/3}$ により算定。

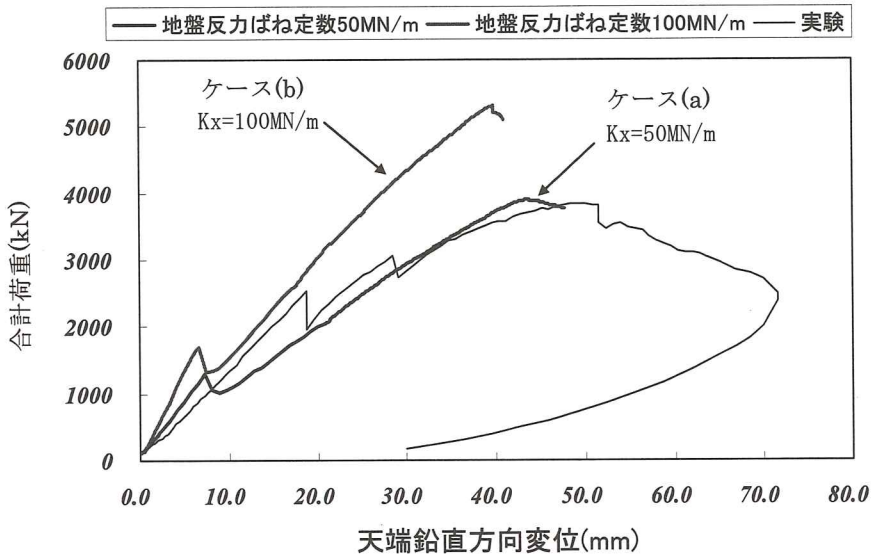
*2 覆工コンクリートの破壊エネルギー G_f はコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p27、(3.2.8)式（表－4.3.1 参照）により、また、繊維補強吹付けコンクリートの破壊エネルギー G_f は、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p16、(6.3.4) 式 $w_k=1.4+100/f_{ck}'$ および(6.3.5)式 $\mu=0.55$ により定義される引張軟化曲線を積分し算定。ただし、ここでは、圧縮強度の特性値 f_{ck}' が表-4.3.5 に示した圧縮強度に等しいと仮定。

表－4.3.6　繊維補強吹付けコンクリート 載荷形式Ⅰでの解析条件

解析 No.	ケース No.	解析対象試験体	地盤反力ばね定数 Kx [MN/m]	解析荷重条件
②	(a)	繊維補強吹付けコンクリート	50	変位制御
	(b)	同上	100	同上

（2）解析結果

図－4.3.9 に、ジャッキの合計荷重と天端鉛直方向変位の関係を示す。また、表－4.3.7 に最大荷重および最大荷重時の変位量を示す。



図－4.3.9　合計荷重－天端鉛直方向変位関係

表－4.3.7　最大荷重および最大荷重時での変位量

解析 No.	ケース No.	最大荷重(kN)	最大荷重時の変位量(mm)
②	(a)	3908	43.4
	(b)	5311	39.8
実験		3844	49.2

図－4.3.9 のケース(a)では、載荷重 1,300kN 以降では実験より剛性を小さく評価しているが、最大合計荷重が実験とほぼ整合する結果となっている。また、ケース（a）では、載荷重 1,320kN 時、ケース（b）では載荷重 1,690kN 時に、荷重が大きく低下している。これは、図－4.3.10 のように、試験体中央部分で、圧壊が発生するとともに、繊維補強吹付けコンクリートと接合する覆工コンクリートで卓越したひび割れが発生したためと推測される。

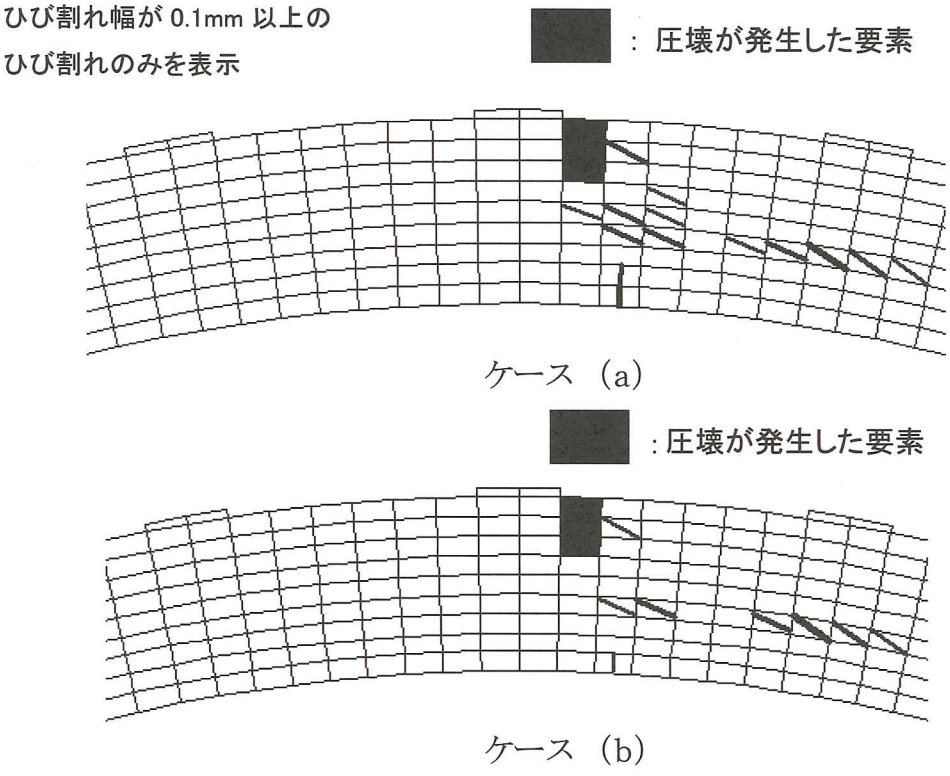
この圧壊については、最小主ひずみ（圧縮主ひずみ）が、圧縮強度に到達した時のひずみ量（2000μ）以上になった個所を、圧壊が発生したと定義した。ただし、圧壊を定義する明確な基準が無いため、変形・ひび割れなどより、圧縮縁になっていることを確認した

上で、圧壊が発生したと判断した。

例えば、コンクリート標準示方書構造性能照査編（2002 年制定版）に記載されている応力-ひずみ関係式のように、圧縮軟化しない構成則を用いれば圧壊時の最小主ひずみ（圧縮主ひずみ）を 3500 μ と定義できる。しかし、今回の解析では、圧縮軟化する構成則を用いたため最小主ひずみを 2000 μ とした。圧縮強度に到達した時のひずみ量を用いて圧壊を定義することが、全ての場合に適用可能とは言えないが、少なくとも、圧縮応力値が低下することは、何らかの破壊が発生したと判断し、圧壊を上述のとおり定義した。

また、解析において変位量についても、実験でみられた合計荷重の最大荷重時までは変位量をほぼ再現できた。

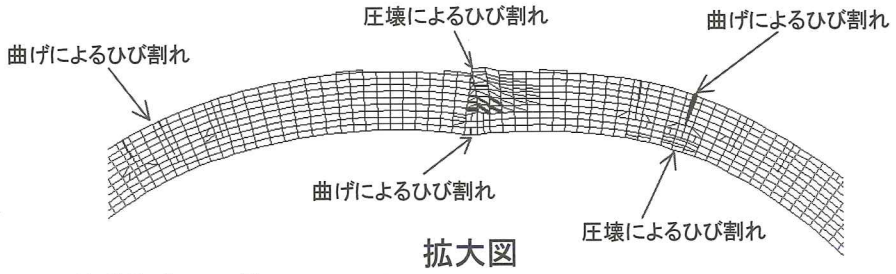
ただし、合計荷重が最大荷重に達した後はケース（a）、（b）共、試験体中央載荷点付近での圧壊と 60° ～70° の間で覆工コンクリートに発生した曲げひび割れが卓越したために、荷重が低下する結果となっている。



図－4.3.10　一時的に荷重が低下した時のひび割れ図および圧壊発生位置

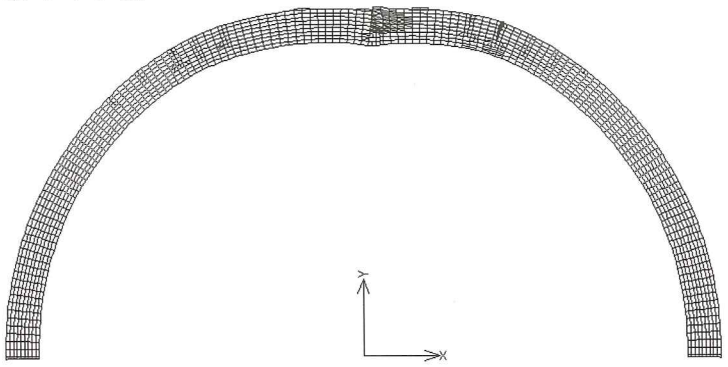
図－4.3.11 に最大荷重時での変形・ひび割れ図を示す。なお、同図では、変形量を 5 倍し、ひび割れ幅が 0．1mm 以上のひび割れのみを表示した。

以上の事より、解析 No.②の結果は、実験で得られた耐荷力および最大載荷時の天端鉛直方向変位とほぼ一致しているため、解析 No.②の損傷解析モデルは、実験を再現できるモデルであると判断する。

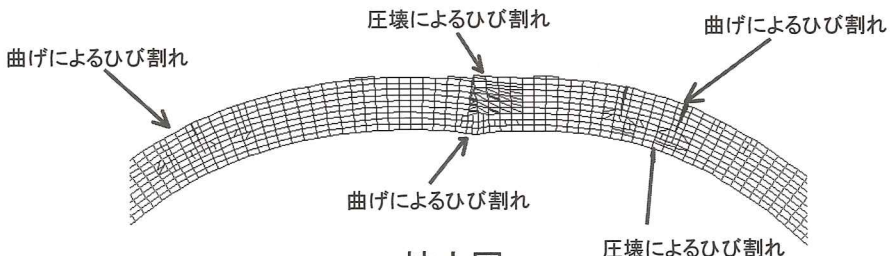


拡大図

変形倍率：5倍

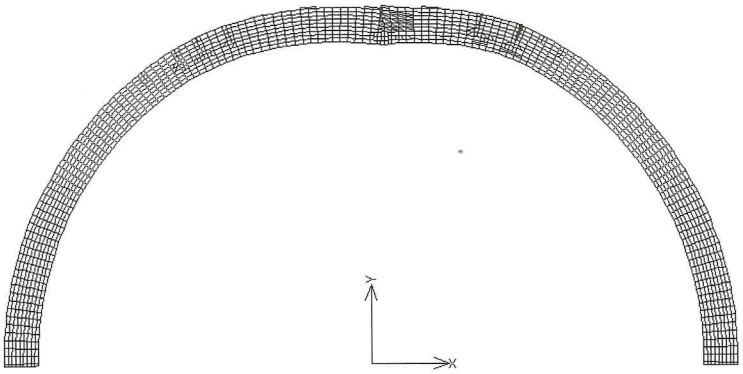


ケース （a）



拡大図

変形倍率：5倍



ケース （b）

図－4.3.11　最大荷重時の変形・ひび割れ図

4.3.3　載荷形式Ⅰ　（吹付け前試験体による載荷試験：解析 No.③）

（1）解析モデル

本解析は、解析 No.①の場合について、覆工コンクリートの仕様を設計基準強度にした場合である。解析モデルおよび荷重条件は、解析 No.①と同じ（図－4.3.1）であり、支承部の条件も解析 No.①と同じ、X 方向変位を自由、Y 方向変位を固定とした。

表－4.3.8 に覆工コンクリートの物性条件を示す。弾性係数、引張強度、破壊エネルギーは、「土木学会コンクリート標準示方書　構造性能照査編」に掲載されている式・表に示される値を用いた。また、コンクリート構成則は、4.1.2 項に示したものを用いた。なお、地盤反力ばね定数は、Kx＝50MN/m とした。

表－4.3.8　覆工コンクリートの物性条件

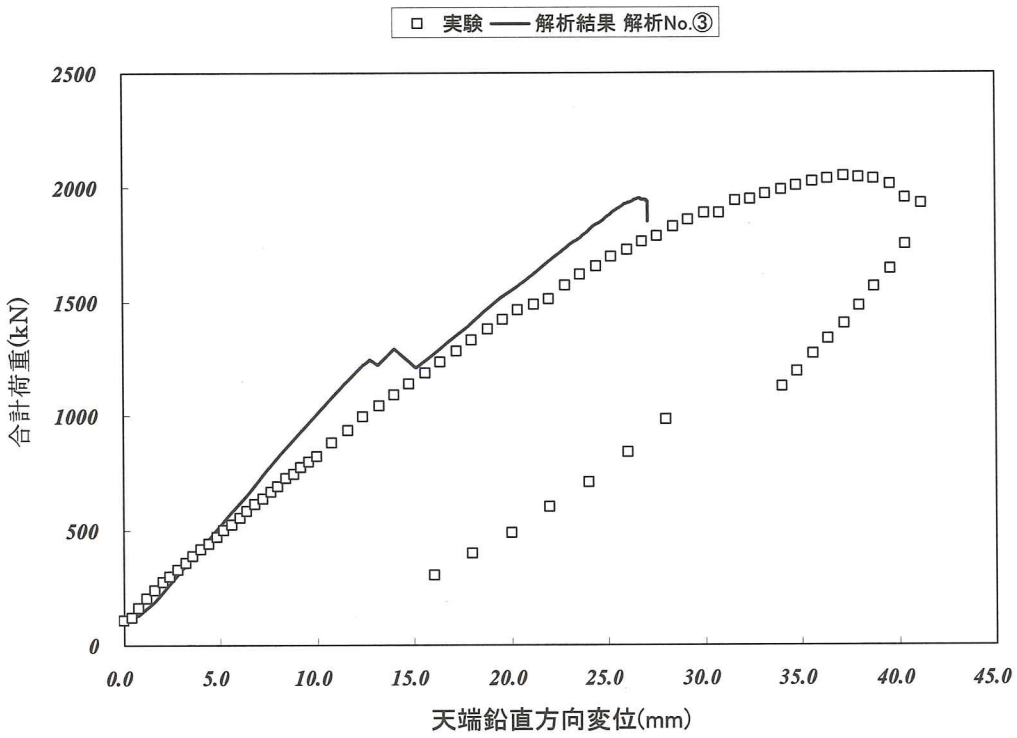
静弾性係数 Ec[N/mm^2]	圧縮強度 fck’ [N/mm^2]	引張強度 ft*1[N/mm^2]	引張側破壊エネルギー GF*2[N/m]
2.2×10^4	18.0	1.6	71.1

*1　引張強度 f_t は、覆工コンクリートはコンクリート標準示方書 標準性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式（表－4.3.1 参照）により算定。

*2　破壊エネルギー G_f は、コンクリート標準示方書 標準性能照査編(2002 年制定版)、p27、(3.2.8)式（表－4.3.1 参照）により算定。

（2）解析結果

図－4.3.12 に、合計荷重-天端鉛直方向変位関係を示す。図－4.3.12 より、荷重が最大値 1,950kN に達した後、1,850kN まで荷重が低下した。それ以降は、解の発散により精度が保持できていないために評価の対象外とした。表－4.3.9 に最大荷重と最大荷重時の変位量を示す。解析 No.①の結果と同じように、変位量が 5mm 程度と小さい場合は、剛性はほぼ一致し、変位量の進行にともない、実験より高い剛性となった。耐荷力は、圧縮強度 18.4N/mm^2 の覆工コンクリートにおける実験とほぼ同様な結果となった。また、載荷重 1,290kN で、一度、荷重が低下している。これは、中央部載荷点での周辺での圧壊と曲げひび割れが進展し、さらに、70 度～80 度付近で圧壊が進展したためと推測される。また、ジャッキの合計荷重が最大値に達した後は、試験体中央部の載荷点周辺に発生した圧壊により、荷重が低下したと推測される。



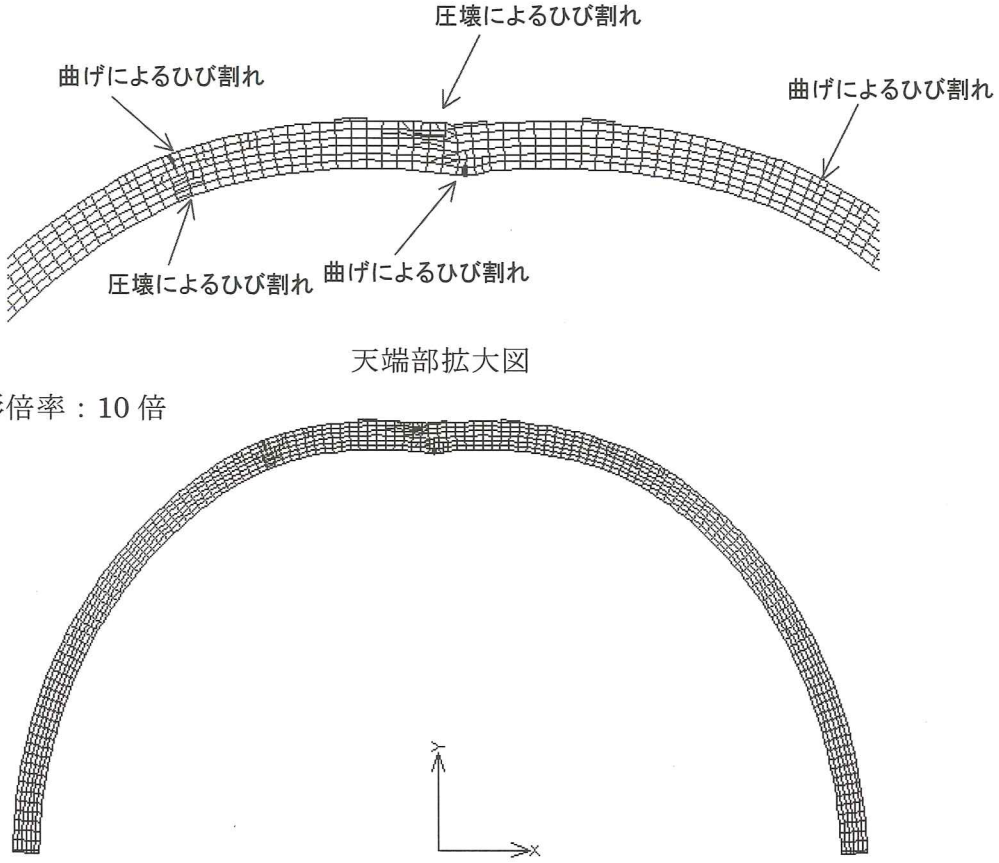
図－4.3.12　合計荷重-天端鉛直方向変位関係

表－4.3.9　最大荷重および最大荷重時での変位量

	最大荷重(kN)	最大荷重時の変位量(mm)
実験	2046	37.2
解析 No.③	1950	26.6

図－4.3.13 に、最大荷重時でのひび割れ分布変形図を示す。なお、この図では、変形倍率を 10 倍にしている。同図を見ると、ひび割れが発生する位置は、No.①の解析結果と若干異なる。これは、本解析モデルのように、多方向に地盤反力ばねが配置されている場合、数値解析的には、解の収束性が悪い構造となり、解析条件のわずかな差（本解析では圧縮強度が異なる）で破壊の進展状況が異なるためと推測される。

以上の事より、解析 No.③は、No.①の解析モデルを用いて実施し、覆工コンクリートの設計基準強度を 18.0 N/mm^2 とした場合、無垢の覆工コンクリートの耐荷力は、1950kN（ジャッキ 1 本当りでは、1950kN/6 本=325kN）となった。



図－4.3.13　最大荷重時の変形・ひび割れ図

4.3.4　載荷形式Ⅰ　（吹付け後試験体による載荷試験：解析 No.④）

（1）解析モデル

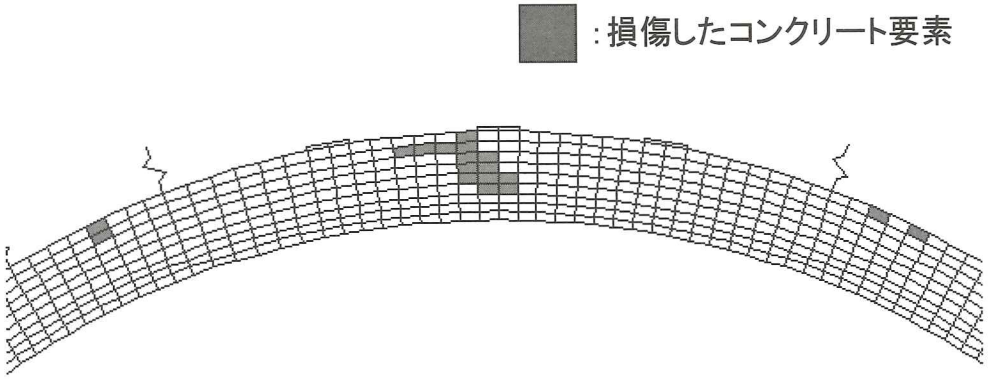
解析 No.④は、解析 No.②と同じように損傷載荷後の覆工コンクリートに吹付けコンクリートを施し、再載荷により耐荷力を求める解析である。支承部の支持条件および構成則は、全て解析 No.②と同じとした。

吹付けコンクリート厚は 250mm、125mm、100mm、62.5mm の 4 ケースとし、解析 No.③で得た最大荷重を満足する吹付けコンクリート厚を求めた。解析 No.③においても、破壊が局所化しており、破壊が卓越した個所では約 6000μ以上の最大主ひずみ（引張主ひずみ）が、それ以外では約 2000μ以下の最大主ひずみが発生する結果となった。よって、損傷箇所については、4.3.2 項と同じく、解析 No.③で得た結果より、局所化を考慮しても、あきらかに損傷していると判断できる要素として、解析結果において最大主ひずみが 6000μ以上となった箇所を損傷が発生した要素とした。また、最大主ひずみが 2000μ以下となった個所は、損傷無しとした。図-4.3.14 に損傷の位置を示す。

また、損傷した覆工コンクリートの圧縮強度は、前川らが提案した「ひび割れ発生後の圧縮強度低減率」を参考に設定した（図－4.3.7）。これより、図－4.3.14 に示した損傷要素において、圧縮強度の低減率を 0.6 倍とした。

表－4.3.10　解析 No.④の解析ケース

解析 No.	ケース	解析対象試験体		繊維補強吹付けコンクリートの部材厚	解析荷重条件
		圧縮強度	損傷設定		
④	(a)	18.0N/mm² (設計基準強度)	解析 No.③の結果から損傷箇所を設定	250mm	変位制御
	(b)			125mm	
	(c)			100mm	
	(d)			62.5mm	



図－4.3.14　損傷要素の位置

表－4.3.11　物性条件

	静弾性係数 Ec[N/mm²]	圧縮強度 fck' [N/mm²]	引張強度 ft*1[N/mm²]	引張側破壊エネルギーGF*2[N/m]
覆工コンクリート（損傷無し）	2.2×10⁴	18.0	1.6	71.1
覆工コンクリート（損傷有り）	2.2×10⁴	10.8	0.0	－
繊維補強吹付けコンクリート	2.98×10⁴	36.0	2.5	2882.8

*1 覆工コンクリートの引張強度 f_t はコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式（表－4.3.1 参照）により、繊維補強吹付けコンクリートの引張強度 f_t は、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p7、(3.2.1)式（表－4.3.5 参照）により算定。

*2 覆工コンクリートの破壊エネルギー G_f はコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p27、(3.2.8)式（表－4.3.1 参照）により、繊維補強吹付けコンクリートの破壊エネルギー G_f は鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p16、(6.3.4)および(6.3.5)式（表-4.3.5 参照）により算定。

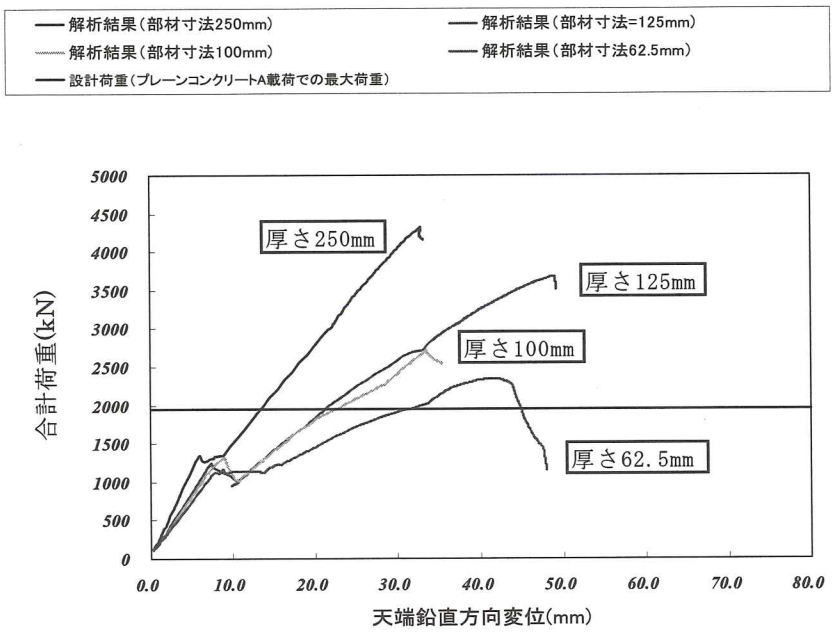
（2）解析結果

表-4.3.12 に、最大荷重および最大荷重時の変位量を、図－4.3.15 に繊維補強吹付けコンクリートの部材厚を 250mm、125mm、100mm、62.5mm にした場合の合計荷重と天端鉛直方向変位の関係を示す。これより、部材厚（吹付け厚さ）が大きくなるほど、耐荷力が増加し、また、弾性係数も高くなる傾向がある。但し、変位量と部材厚とには特に比例関係はみられない。

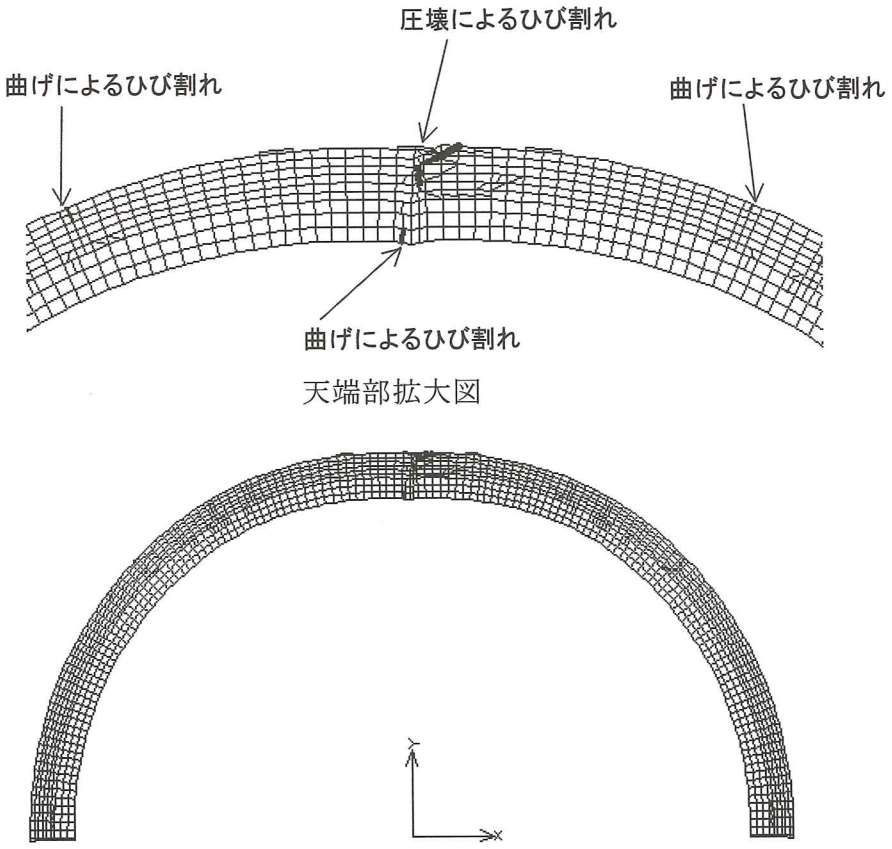
図－4.3.16～図－4.3.19 に、全解析モデルにおける、最大荷重時での変形・ひび割れ図を示す。全解析モデルにおいて、試験体中央載荷点付近での圧壊と 60° ～70° の間に発生した曲げひび割れが卓越している。ただし、厚さが 250mm の場合、試験体中央部分の繊維補強吹付けコンクリートで、他の解析モデルよりも卓越した曲げひび割れが発生している。それに対して、部材厚が 62.5mm の場合、60° ～70° の間にある繊維補強吹付けコンクリートで、他の解析モデルよりも圧壊によるひび割れが卓越する結果となっている。このように，繊維補強吹付けコンクリートの厚さにより、繊維補強吹付けコンクリート部分で卓越する破壊モードが異なる可能性がある。ただし、解析では，覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリートの剥離を考慮していないため繊維補強吹付けコンクリート部分に、実現象以上の応力が作用している可能性がある。よって、剥離を考慮した場合、今回の解析とは異なる破壊モードとなる可能性もある。

表－4.3.12　最大荷重および最大荷重時の変位量

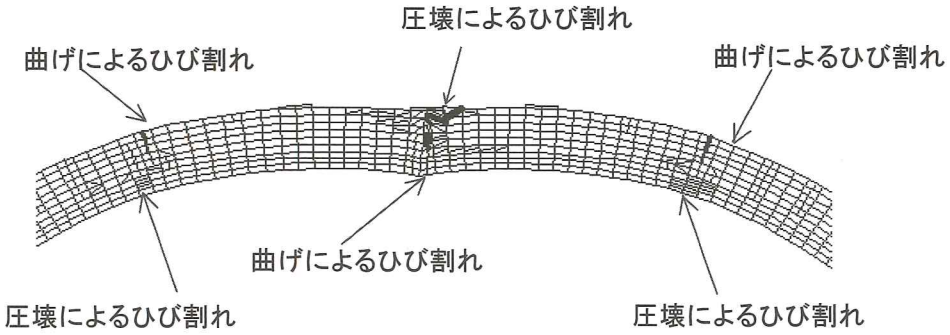
繊維補強吹付けコンクリートの部材厚	最大合計ｼﾞｬｯｷ荷重(kN)	1本当たりの最大ｼﾞｬｯｷ荷重(kN)	最大荷重時の変位量(mm)
250mm	4327	721	32.9
125mm	3686	614	49.0
100mm	2706	451	33.5
62.5mm	2347	391	41.2



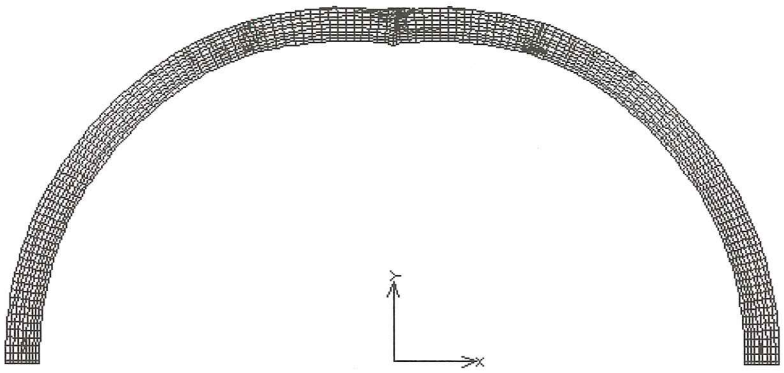
図－4.3.15　合計荷重･天端鉛直方向変位関係



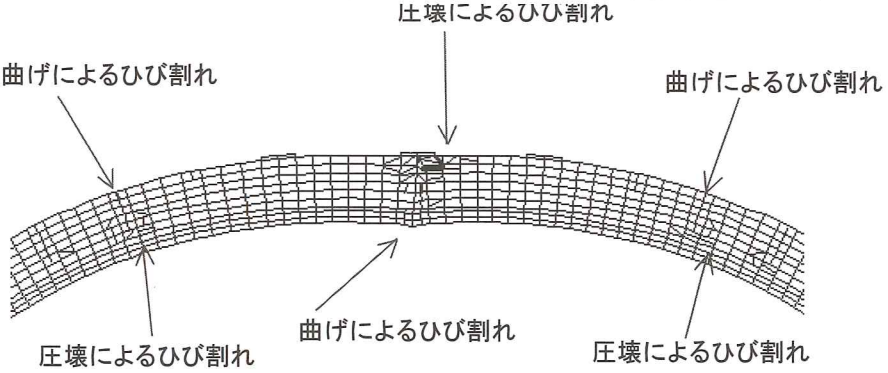
図－4.3.16　最大荷重時の変形・ひび割れ図（部材厚さ 250mm）



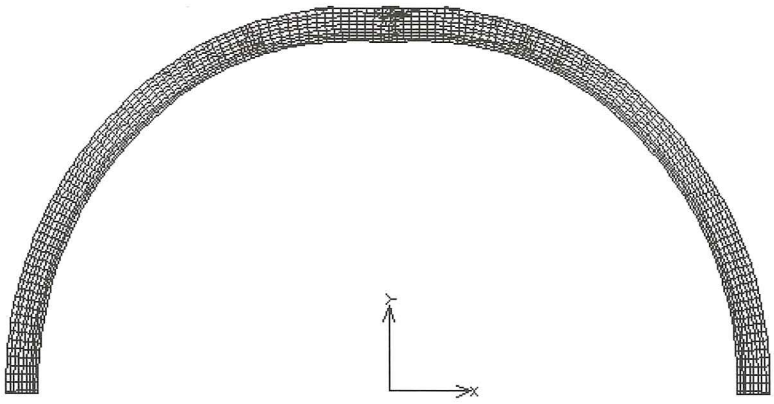
天端部拡大図



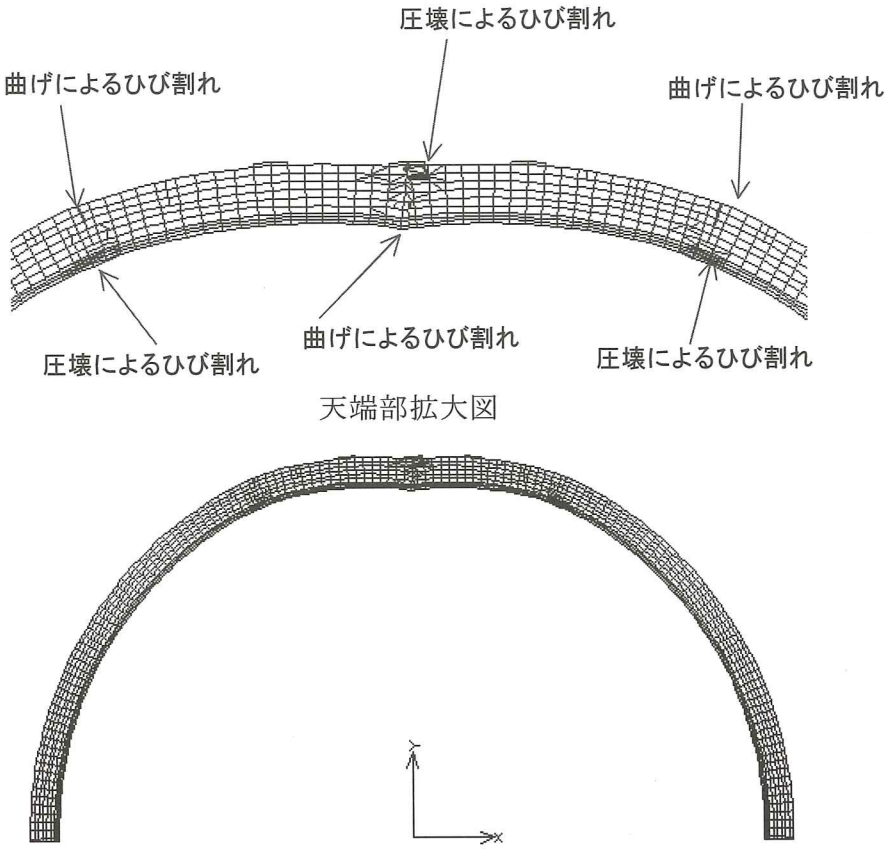
図－4.3.17　最大荷重時の変形・ひび割れ図（部材厚さ 125mm）



天端部拡大図



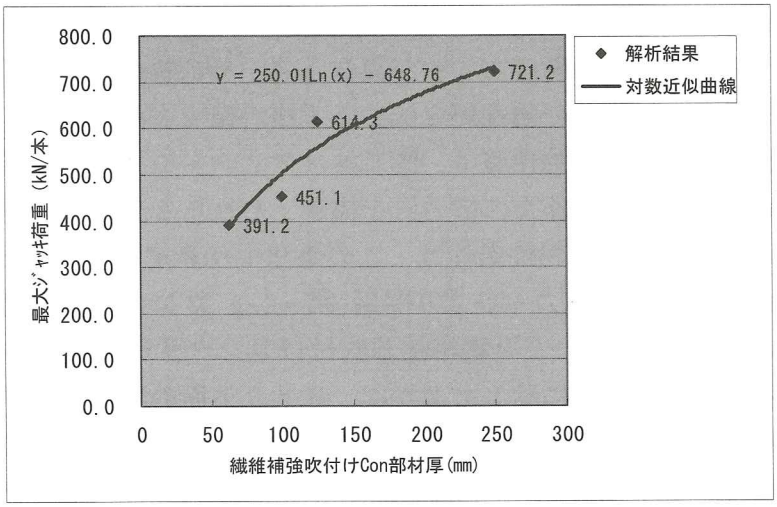
図－4.3.18　最大荷重時の変形・ひび割れ図（部材厚さ 100mm）



図－4.3.19　最大荷重時の変形・ひび割れ図（部材厚さ 62.5mm）

解析結果より、図－4.3.20 に示すとおり、繊維補強吹付けコンクリート厚さと最大ジャッキ荷重(1 本当り)の関係を対数近似曲線で表した。

対数近似曲線：y (kN/本)＝250.01Ln(x (mm))－648.76



図－4.3.20　ｼﾞｬｯｷ最大荷重と吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ厚さの関係

これより、解析 No.③で得た無垢の覆工コンクリートにおける最大ジャッキ荷重（ジャッキ 1 本当り）1950kN/6＝325kN に必要な繊維補強吹付けコンクリート厚さを一定の解析条件の下で求めると x=49.2mm となった。

4.3.5　載荷形式Ⅱ（解析 No.⑤）

（1）解析モデル

載荷形式Ⅱの試験は、既設トンネルの損傷モデルとして、覆工コンクリートの両肩部にスリット部を設け、その内側に繊維補強吹付けコンクリートで補強を行った試験体に対し、等方的な土圧を想定し、油圧ジャッキにより 10 度毎に 17 断面（10～170 度）で載荷した試験である。解析モデルとしては、スリット部および覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間の付着を考慮したモデルとした。

図－4.3.21 に解析モデルを示す。

スリット部には、インターフェイス要素を設定し、スリット面直交方向の圧縮抵抗のみ考慮し、スリット面直交方向引張抵抗は無いものとした。また、スリット面平行方向のせん断すべり抵抗についても抵抗が無いとしているが、せん断抵抗を零とした場合、解析上収束性が悪くなるため、微小なせん断力が作用するようにした。また、覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間においてもインターフェイス要素を設定し、スリット面の付着すべり特性として、強度が弱い覆工コンクリートの材料特性に基づき、物性条件を算定した。

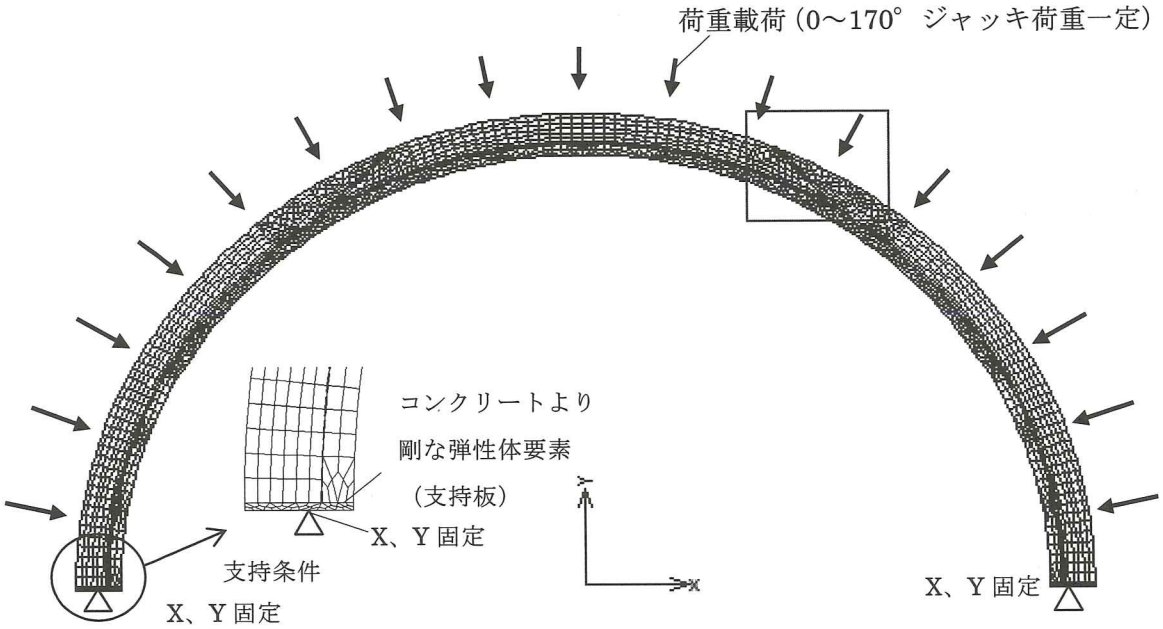
解析に使用するコンクリート材料の物性条件は、覆工コンクリートは管理供試体から得た実測値を用い、繊維補強吹付けコンクリートはコア抜き供試体の値を使用した。コンクリート材料構成則のモデル化方法は、載荷形式Ⅰと同じとした。

また、載荷形式Ⅱでは、繊維補強吹付けコンクリート内に鉄筋を配置しており、解析においても所定の位置に完全付着として埋込み鉄筋要素を設置した。

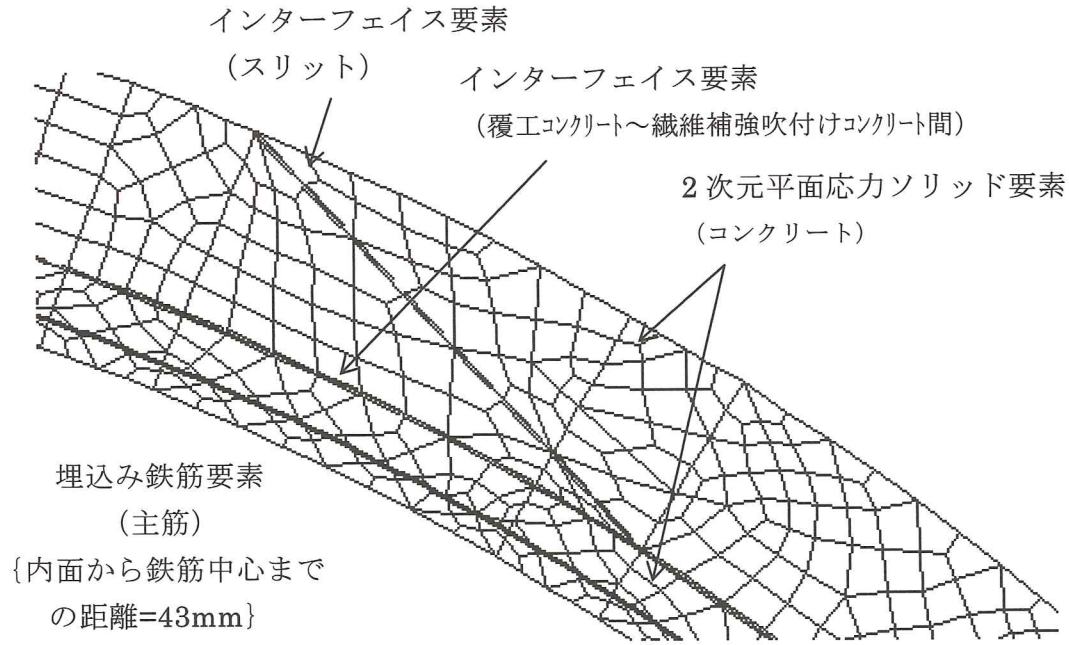
支持条件については、載荷形式Ⅱではｘ方向ｙ方向をともに固定とした場合に安定した解析が行えることより、ｘ方向ｙ方向をともに固定と設定した。

解析№⑤における基本条件を表－4.3.13 に、表－4.3.14、表－4.3.15 に材料諸元を示す。インターフェイス要素では、スリット面平行方向のせん断応力－変位関係における降伏せん断応力 τ_y が、モールクーロン則により評価される。よって、モールクーロン則に関する物性値により降伏せん断応力 τ_y が異なる為、その物性値を厳密に算定する必要がある。しかしながら、これらの物性値を決める手法が確立されていない。そこで、モールクーロンの破壊基準に関する物性値は、覆工コンクリートの１軸引張強度および１軸圧縮強度から、それぞれ $\tau-\sigma$ 関係上に応力円を描き、それら２つの応力円の接線より決定した。表－4.3.15(b)および(c)の物性条件は、この手法より算定した。

図－4.3.22 に鉄筋の１軸応力－ひずみ関係、図－4.3.23 にスリット部のモデル化方法、図－4.3.24 に覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間のスリット面の付着すべり特性を示す。図-4.3.24 に示したように、スリット面の付着すべり特性を表すインターフェイス要素において、スリット面直交方向の引張側では、引張強度に到達する前はバネの初期剛性 Ky’に基づた線形弾性関係で、引張強度に到達した後は応力が一気に零に低減するとしている。それに対して、スリット面直交方向の圧縮側では、バネの初期剛性 Ky’に基づた線形弾性関係である。スリット面平行方向では、モールクーロン則により算定される降伏せん断応力 τ_y に到達する前は、バネの初期剛性 Kx’に基づた線形弾性関係で、降伏せん断応力 τ_y に到達した後は、τ_y が増加、減少しないバイリニア型構成則としている。なお、モールクーロン則の応力 σ は、スリット面直交方向の応力である。



(a) 全体図



(b) スリット位置拡大図

図－4.3.21　解析 No.⑤解析モデル　載荷形式Ⅱ（2次元平面応力モデル）

表－4.3.13　解析 No.⑤の解析条件

解析 No.	載荷形式	覆工コンクリート		繊維補強吹付けコンクリート		備　考
		圧縮強度	損傷設定	厚さ	圧縮強度	
⑤	Ⅱ載荷	21.0N/mm^2（実験値）	スリット	125mm	45.9N/mm^2（実験値）	（実験再現）

表－4.3.14　材料諸元（実験結果）

(a) コンクリート

解析 No.	材料種別	静弾性係数 Ec[N/mm^2]	圧縮強度 fc' [N/mm^2]	ポアソン比 ν
⑤	覆工	1.96×10^4	21.0	0.16
	吹付け繊維補強	2.83×10^4	45.9	0.22

(b) 鉄筋（C 載荷試験体）

解析 No.	材料種別	静弾性係数 Es[N/mm^2]	降伏強度 fy[N/mm^2]	引張強度 fu[N/mm^2]
⑤	主筋（D16、SD345）	1.89×10^5	403.8	602.9

表－4.3.15　材料諸元（既往算定式）

(a)　コンクリート

解析 No.	材料種別	引張強度 ft*[N/mm^2]	引張側破壊エネルギー GF*[N/m]
⑤	覆工	1.8	74.8
	吹付け繊維補強	3.0	2904.0

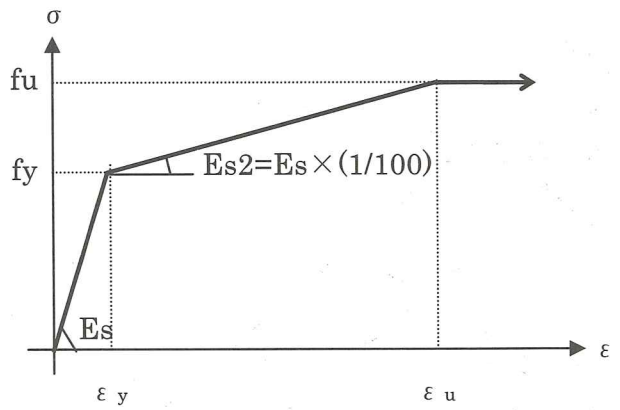
*覆工コンクリートはコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式（表－4.3.1 参照）により、また繊補強吹付けコンクリートは、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p7、(3.2.1)式（表－4.3.5 参照）により算定。

(b)　覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間のインターフェイス要素

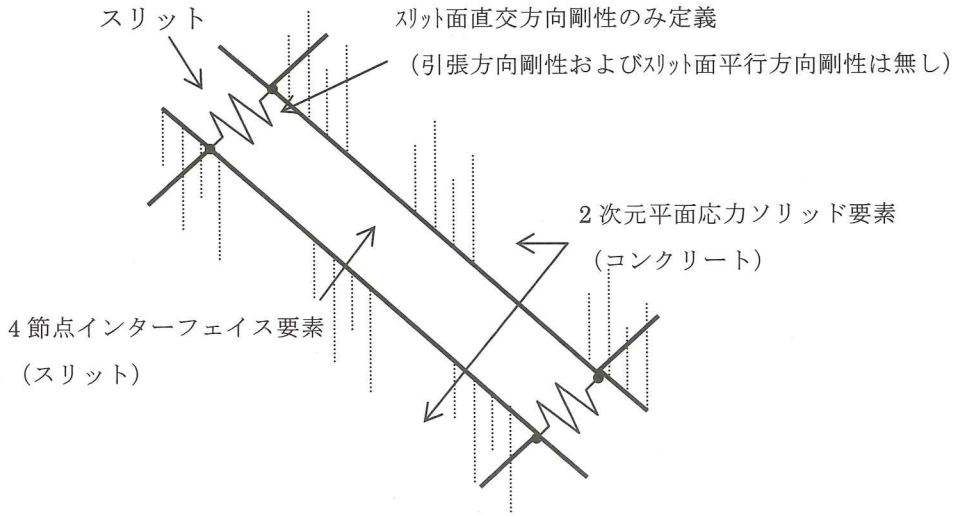
解析 No.	ｽﾘｯﾄ面直交方向バネの初期剛性 MN/m^3	ｽﾘｯﾄ面平行方向バネの初期剛性 MN/m^3	剥離を判定する引張強度 MPa	粘着力 MPa	摩擦係数
⑤	3.9×10^6	2.2×10^6	1.6	2.67	1.54

(c)スリット部分で、圧縮伝達を定義するためのインターフェイス要素

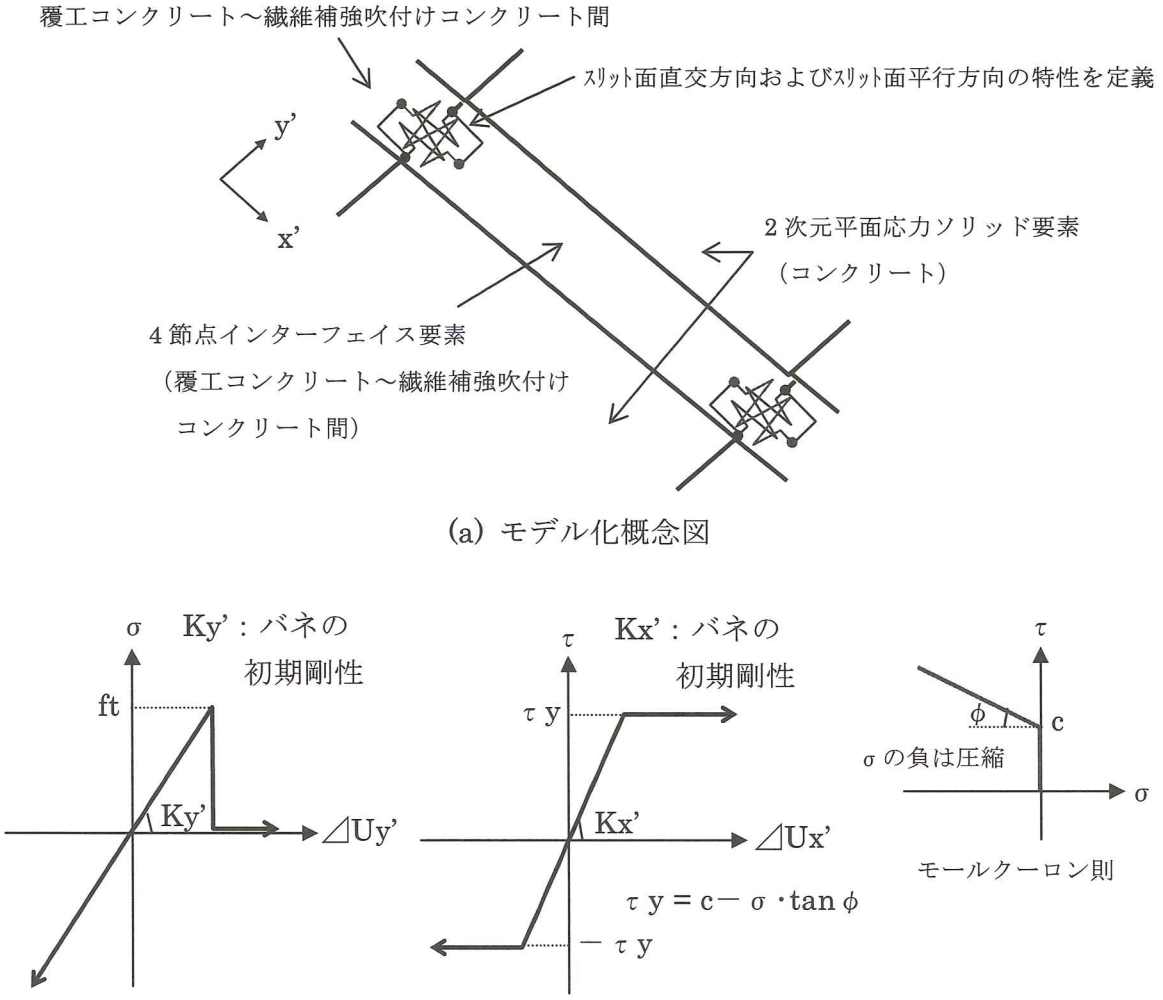
解析 No.	ｽﾘｯﾄ面直交方向バネの初期剛性 MN/m^3	ｽﾘｯﾄ面平行方向バネの初期剛性 MN/m^3	剥離を判定する引張強度 MPa	粘着力 MPa	摩擦係数
⑤	2.9×10^6	2.9×10^6	0.0	0.01	0.01



図－4.3.22　鉄筋材料の応力－ひずみ関係（1 軸）



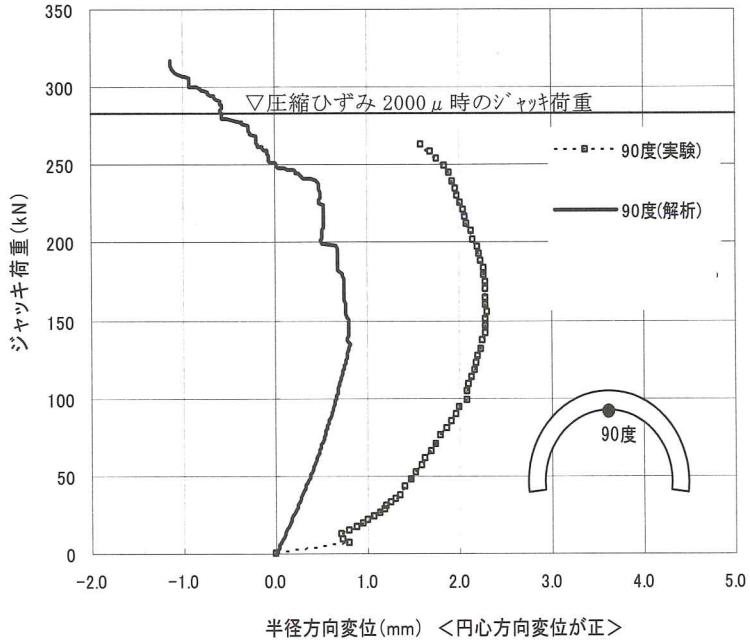
図－4.3.23　スリット部のモデル化（概念図）



図－4.3.24　覆工コンクリートと繊維補強吹付けコンクリート間のモデル化
（強度の低い覆工コンクリート材料特性に基づきモデル化）

（2）解析結果

図－4.3.25 に実験および解析で得られた 90° 位置のジャッキ荷重－鉛直方向変位関係を示す。



図－4.3.25 ジャッキ荷重－鉛直方向変位関係（90° 内側）

実験結果より 90° 位置の変形挙動は、一端、内側に沈みこんだ後に外側へ上昇する傾向を示しており、解析においても同様の傾向を捉えている。但し、ジャッキ荷重については、ひび割れが進展しながら上昇し、実験値よりも 100kN/本程度高い数値で収束した。

ここで、実験値と解析値の耐荷力について考察する。

載荷形式Ⅱの実験では、繊維補強吹付けコンクリートの崩落によって耐荷力が決定した。しかし、現状の解析技術ではこのような崩落を考慮することは非常に困難である。そこで本解析では、耐荷力を以下のように設定することとした。

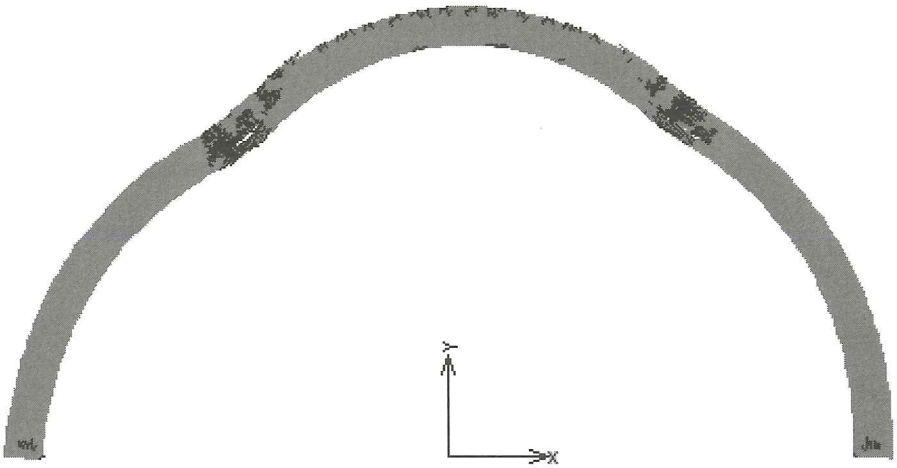
鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案）（土木学会）では、圧縮の応力-ひずみ曲線として、圧縮ひずみが 2000μ に達した時点で最大圧縮応力となるモデル化を使用している。そこで、本解析においても圧縮ひずみ 2000μ に着目し、繊維補強吹付けコンクリートの圧縮ひずみが 2000μ に達成した時点を解析の耐荷力とすることにした。また、実験の崩壊との関係においては、解析で得た耐荷力の 95% [269kN(実験：崩壊時)/283kN(解析:圧縮ひずみ 2000μ 時)=0.95] に荷重が達した時点で、崩壊が起きると想定した。ここで，局所化により，ひずみ量を過大に評価する問題があるが，最小主ひずみ（主圧縮ひずみ）が分散し、局所化していない傾向が見られた。よって、この解析モデルにおいては 2000μ の数値をそのまま使用しても、ひずみを過大に評価することはないと判断した。

図－4.3.26 にコンクリート要素のひび割れ分布図を示す。

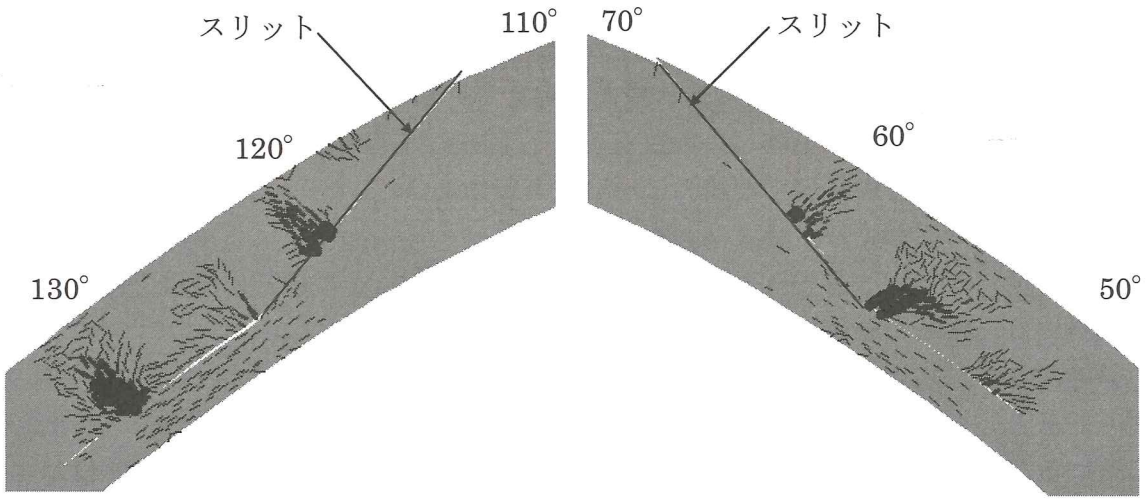
また、解析のひび割れ図との比較のため、図－4.3.27 に実験のひび割れ状況を示す。

実験のひび割れ状況と解析のひび割れ分布図を比較すると、解析は概ね実験のひび割れ状況と類似の傾向を示していると思われる。但し、解析では分散ひび割れモデルによる手法を用いているため、実験とのひび割れ幅の比較はできない。

以上の事より、解析 No.⑤の結果は実験で得られた耐荷力を満足したため、解析 No.⑤の解析モデルは妥当であると判断した。



(a)　全体図（変形倍率 50 倍）



(b)　スリット部近傍（変形倍率 10 倍）

図－4.3.26　コンクリート要素のひび割れ分布図　［拡大図］

4.3.6　載荷形式Ⅱ（解析 No.⑥、⑦）

（1）解析モデル

本解析は、コンクリートの仕様を設計基準強度として、無垢の覆工耐荷力を得るために必要な繊維補強吹付けコンクリートの厚さを求めたものである。但し、覆工コンクリートの厚さやスリットの仕様は解析 No.⑤と同じとした。

解析No.⑥および⑦の基本条件を表－4.3.16 に示す。

表－4.3.16　解析 No.⑥、⑦の解析

解析 No.	載荷形式	覆工コンクリート		繊維補強吹付けコンクリート		備　考
		圧縮強度	損傷設定	厚	圧縮強度	
⑥	Ⅱ載荷	18N/mm² (設計基準強度)	スリット	125mm	36N/mm² (設計基準強度)	
⑦				t2		

解析 No.⑥は、覆工コンクリートの圧縮強度 18N/mm²(設計基準強度)、繊維補強吹付けコンクリートの圧縮強度 36N/mm²(設計基準強度)と設定し、繊維補強吹付けコンクリート厚を実験と同じ 125mm とした場合の最大ジャッキ荷重を求めたものである。また、解析 No.⑦では、無垢の覆工耐荷力であるジャッキ 1 本当たりのジャッキ荷重 400kN/本を満足する繊維補強吹付けコンクリートの厚さを解析から求めるために、表－4.3.19 に示す繊維補強吹き付けコンクリートの厚さを 200mm、225mm とした 2 ケースの解析を行った。

表－4.3.17、表－4.3.18 に材料諸元を示す。

表－4.3.17　材料諸元

(a)　コンクリート

解析 No.	材料種別	静弾性係数 Ec[N/mm²]	圧縮強度 fc'[N/mm²]	ポアソン比
⑥⑦	覆工	2.2×10^4	18.0	0.2
	吹付け繊維補強	2.98×10^4	36.0	—

(b)　鉄筋（C 載荷試験体）

解析 No.	材料種別	静弾性係数 Es[N/mm²]	降伏強度 fy[N/mm²]	引張強度 fu[N/mm²]
⑥⑦	主筋（D16、SD345）	2.0×10^5	345.0	490.0

表－4.3.18　材料諸元（既往算定式）

(a)　コンクリート

解析 No.	材料種別	引張強度 ft*[N/mm²]	引張側破壊エネルギー GF*[N/m]
⑥⑦	覆工	1.6	71.1
	吹付け繊維補強	2.5	2884.0

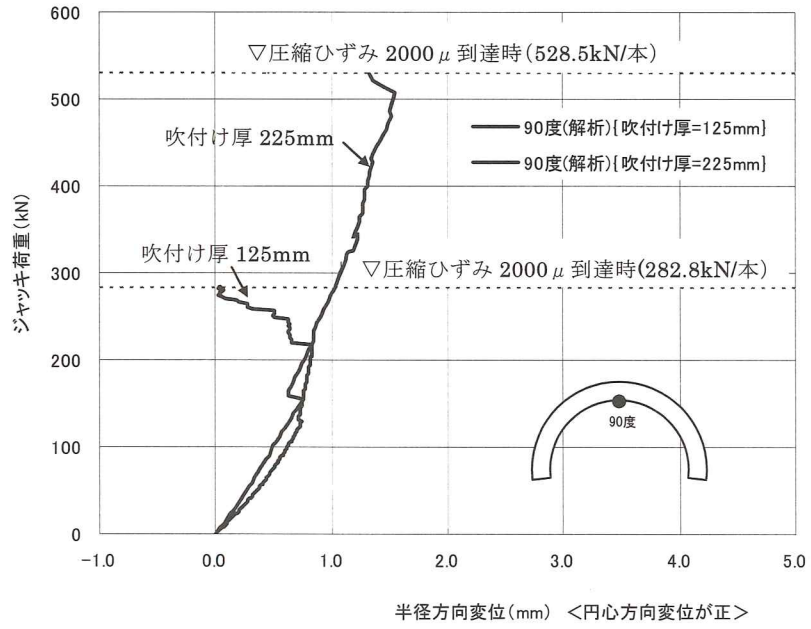
*覆工コンクリートはコンクリート標準示方書 構造性能照査編(2002 年制定版)、p21、(3.2.1)式（表－4.3.1 参照）により、また繊補強吹付けコンクリートは、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、p7、(3.2.1)式（表－4.3.5 参照）により算定。

（２）解析結果

図－4.3.27 にジャッキ荷重と鉛直方向変位の関係を示す。また、各吹付けコンクリート厚における最大ジャッキ荷重との関係を表－4.3.19 に示す。

解析結果の部材厚（吹付け厚）が 125mm での変位挙動は、解析 No.⑤と同様に、最初内側へ 0.8mm 程度変位したのち、外側へ変位している。また、圧縮ひずみが 2000μになる時点のジャッキ荷重も 280kN/本程度とほぼ同じ値であった。なお、本解析モデルにおいても、4.3.5 項での解析モデルと同様に、最小主ひずみ（主圧縮ひずみ）が局所化していないのが確認できた為、2000μでの荷重値を照査するとした。

吹付け厚 225mm では内側へ 1.5mm 程度まで変位し、最大ジャッキ荷重に達した。吹付け厚 125mm と比較すると、ジャッキ荷重、変位とも吹付け厚の比と同じ 1.8 倍程度となった。



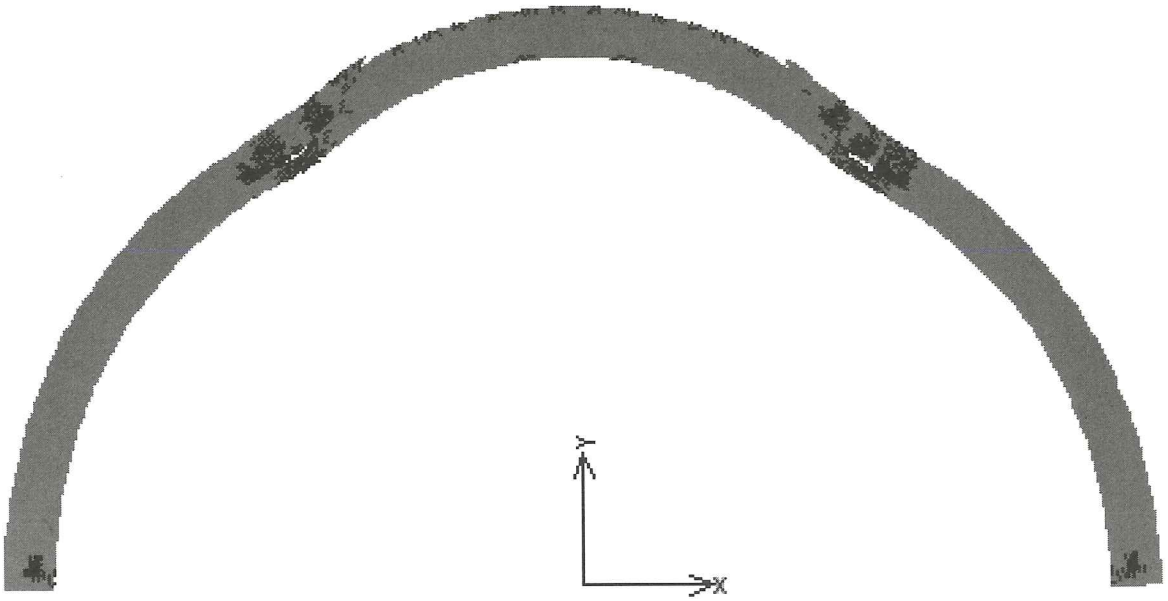
図－4.3.27　ジャッキ荷重-半径方向変位関係（90° 内側）

表－4.3.19　吹付けコンクリート厚と最大ジャッキ荷重の関係

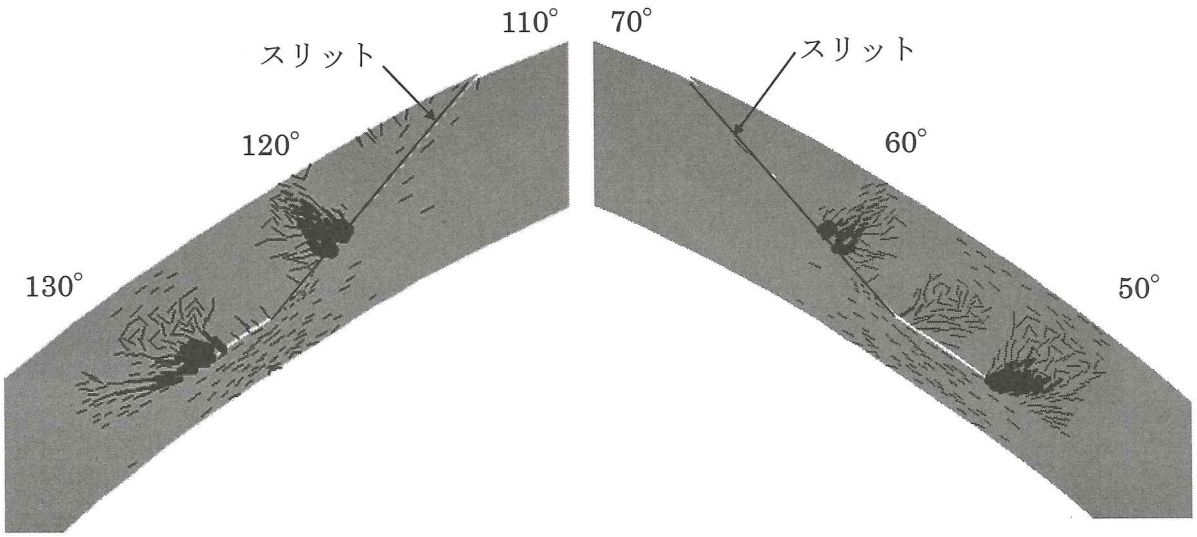
解析 No.	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ厚 (mm)	最大ｼﾞｬｯｷ荷重 (kN/本) (圧縮ひずみ 2000μ時)	最大ｼﾞｬｯｷ荷重×0.95※ (kN/本) (崩壊発生想定値)
⑥	125mm	282.8	268.4
⑦	200mm	421.8	400.7
	225mm	528.5	502.1

※0.95：実験結果と実験を再現することを目的にして行った解析Ｎｏ．⑤の結果を比較し、解析で得た圧縮ひずみ 2000μ時の耐荷力の 95%を崩壊発生荷重と想定した。

また、図－4.3.28 と図－4.3.29 に、部材厚を 125mm、225mm とした場合のひび割れ分布図を示す。両図より、短繊維補強吹付けコンクリートの部材厚を厚くした方が、卓越するひび割れが発生する範囲が少なくなる傾向が見ら、短繊維補強吹付けコンクリートによる補強効果が確認できる。

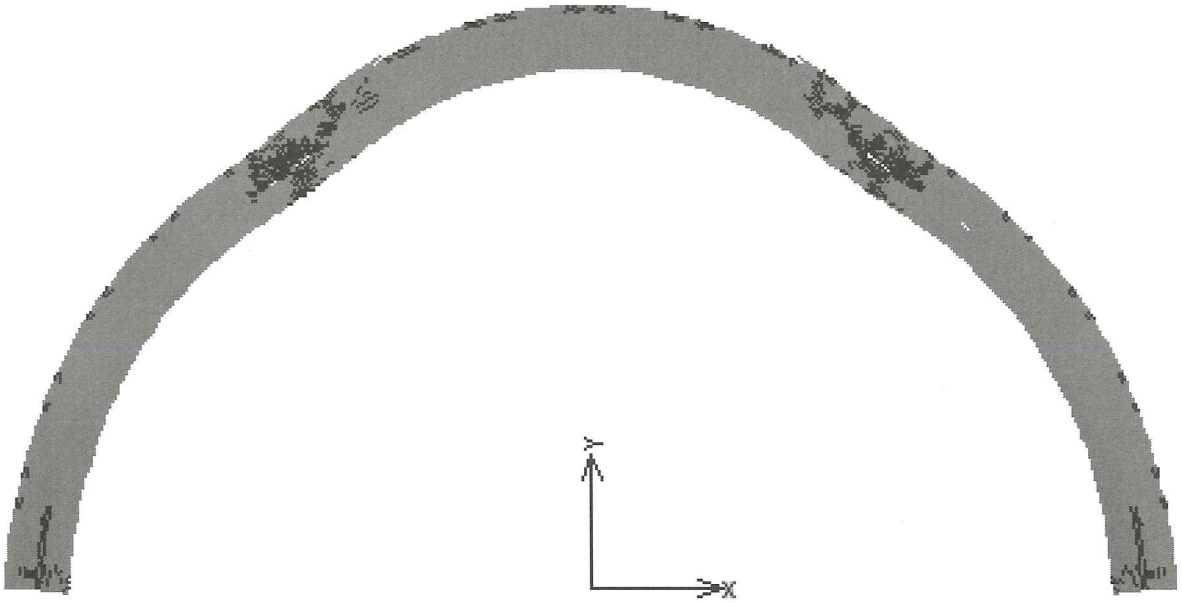


(a)　全体図（変形倍率 50 倍）

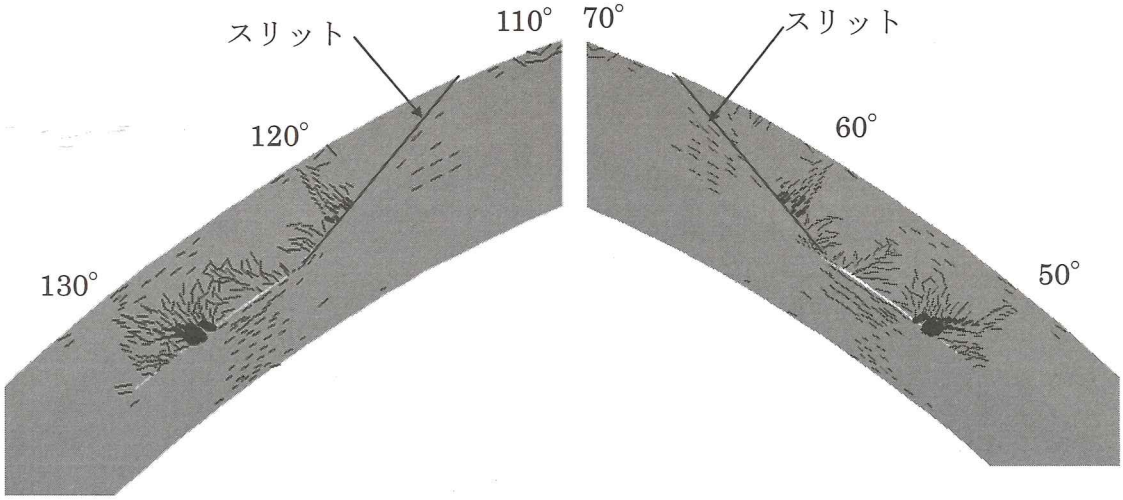


(b)　スリット部近傍（変形倍率 10 倍）

図－4.3.28　コンクリート要素のひび割れ分布図（拡大図）　{部材厚 125mm}



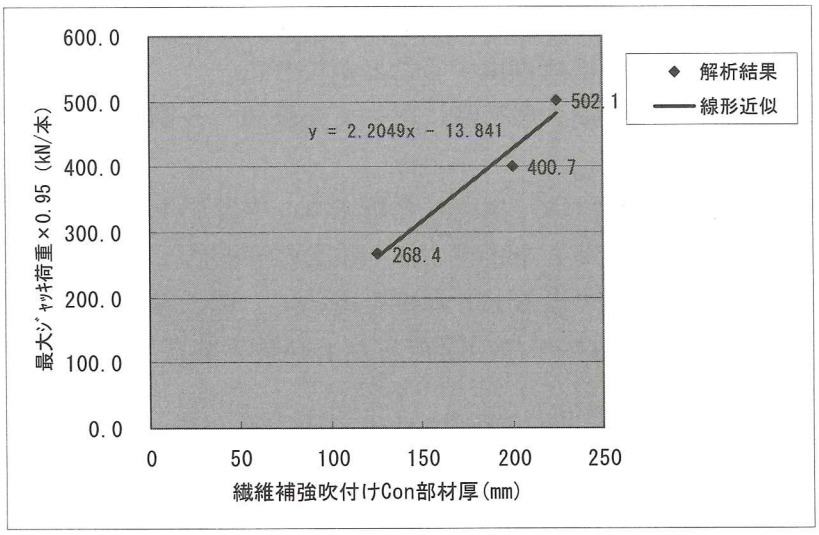
(a)　全体図（変形倍率 50 倍）



(b)　スリット部近傍（変形倍率 10 倍）

図－4.3.29　コンクリート要素のひび割れ分布図（拡大図）　{部材厚 225mm}

ここで、目標ジャッキ荷重（400kN/本）を満足する繊維補強吹付けコンクリートの厚さを求めるため、最大ジャッキ荷重の95%の値を用いて、ジャッキ荷重と吹付け厚との関係を算出した。図－4.3.30に最大ジャッキ荷重×0.95の値と吹付け厚の関係を示す。吹付け厚200mmの場合の最大ジャッキ荷重も解析で算出し、計3点から線形近似線を求めた。



図－4.3.30　ジャッキ荷重と繊維補強吹付けコンクリート厚さとの関係

図－4.3.30より、線形近似式は、y(kN/本)＝2.2049x(mm)－13.841となる。

これより、yに目標ジャッキ荷重(400kN/本)を代入し部材厚xを算出すると、x＝187.7mmとなる。

以上の事より、設計基準強度が18N/mm^{2}の覆工コンクリートに繊維補強コンクリートによる吹付け補強を行った際、載荷形式Ⅱにおいては、繊維補強吹付けコンクリートの部材厚さを188mm以上とすることで、無垢の覆工の耐荷力と同等の耐荷力（400kN/本)を満足すると推測する。

4.4 まとめ

4.4.1 載荷形式Ⅰ

1) 材料特性に実験値を使用して、無垢の覆工コンクリートの耐荷力を再現する No.①の解析において、以下の結果を得た。

①ひび割れの進展を考慮できる FEM 解析を用いて、覆工載荷実験における無垢の覆工コンクリートケースの耐荷力を再現することができた。

②ひび割れ発生の箇所をほぼ再現することができた。

③天端鉛直方向変位は、最大載荷時において実験値の 8 割程度となった。

2) 材料特性に実験値を使用して、損傷した覆工コンクリートに繊維補強吹付けコンクリートを吹き付けた後の耐荷力を再現する No.②の解析により、以下の結果を得た。

①ひび割れの進展を考慮できる FEM 解析を用いて、覆工載荷実験における繊維補強吹付けコンクリート補強ケースの耐荷力および最大載荷時の天端部鉛直方向変位を再現することができた。

②ひび割れ発生の箇所をほぼ再現することができた。

3)材料特性が設計基準強度(18N/mm²)の場合の無垢の覆工コンクリートの耐荷力を求める No.③の解析、材料特性が設計基準強度(18N/mm²)の場合の損傷した覆工コンクリートに設計基準強度(36N/mm²)の繊維補強吹付けコンクリートを吹き付けて No.③の耐荷力を満足する吹付け厚さを求める No.④の解析により、以下の結果を得た。

①無垢の覆工コンクリートの耐荷力(1949.9kN/6 本=325.09kN/本)を確保するために、損傷後の覆工コンクリート（厚さ 300mm）に必要な繊維補強吹付けコンクリートの部材厚（吹付け厚さ）は約 50mm となった。

4.4.2 載荷形式Ⅱ

1) 材料特性に実験値を使用して、損傷をスリットにてモデル化した覆工コンクリートを繊維補強吹付けコンクリートによって補強した後の耐荷力を再現する解析 No.⑤の解析により、以下の結果を得た。

①ひび割れの進展を考慮できる FEM 解析を用いて、実験の変形挙動を再現することができた。

②ひび割れ発生の箇所をほぼ再現することができた。

2)材料特性に設計基準強度（覆工コンクリート 18N/mm²、繊維補強吹付けコンクリート 36N/mm²)を使用し、かつ No.⑤の解析モデルを使用して、実験と同じ吹付け厚さ 125mm の場合の耐荷力を求める解析 No.⑥、No.⑥と同じ条件で無垢の覆工の耐荷力を満足する吹付け厚さを求める⑦の解析により、以下の結果を得た。

①載荷形式Ⅱにおいては、無垢の覆工コンクリートの耐荷力と同等の耐荷力を期待するために必要な繊維補強吹付けコンクリートの部材厚（吹付け厚さ）は、約 190mm 以上と推測された。

参考文献

[4.1]： Cervenka consulting, ATENA Theory manual division Feb. 5 2005

[4.2]： PC 箱桁定着部の破壊解析委員会：PC 構造の設計における非線形解析の応用、P2-16～2-18, 平成 15 年, プレストレストコンクリート技術協会

[4.3]： KUPFER, H., HILSDORF, H.K., RÜSCH, H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal ACI, Proc. V.66, No.8, Aug., pp.656-666, 1969.

[4.4]： BAZANT, Z.P, OH, B.H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures, RILEM, Vol. 16, 155-177, 1983.

[4.5]： HORDIJK, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, ISBN 90/9004519-8, 1991.

[4.6]： Nakamura,H and Higai,T : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrerte JCI-C51E Post-Peak Behavior of RC Structure subjected to Sesmic loads Vol.2 pp259-272 1999

[4.7]： MIER J.G.M van: Multiaxial Strain-softening of Concrete, Part I: fracture, Materials and Structures, RILEM, Vol. 19, No.111, 1986

[4.8]： 田所敏弥、佐藤靖彦、上田多門、角田興史雄：鉄筋コンクリート部材の終局変形に及ぼすひずみ軟化の影響について、土木学会第 52 回年次学術講演会, V-549, 2000.9

[4.9]： 山谷敦、中村光、足立正信、檜貝勇：破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析における要素形状の検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19, No.2, 1997

[4.10]： VECCHIO,F.J.,COLLINS,M.P : Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, ACI Journal,Prc.V.83,No.2,Mar-Apr.1986, pp219-231

[4.11]： KOLMAR, W.: Beschreibung der Kraftuebertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetontragwerken, Dissertation, T.H.,1986

[4.12]： 土木学会 コンクリート技術シリーズ No.50:コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会 成果報告書, 平成 15 年

５．施工法

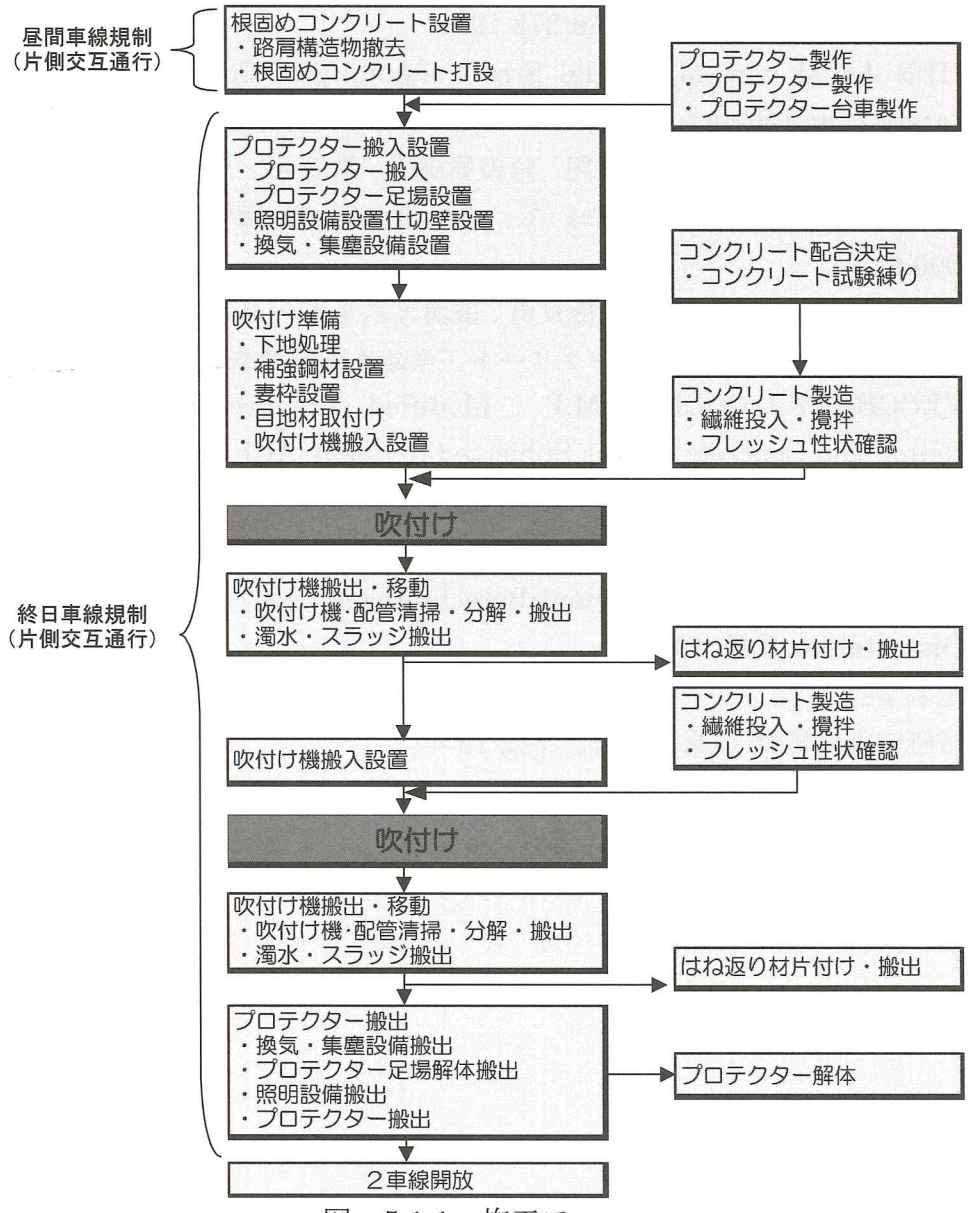
5.1　施工方法の概要

損傷を受けた道路トンネル（２車線道路）であるトンネルの覆工補強工事を仮に想定した施工方法の概要を以下に示す。

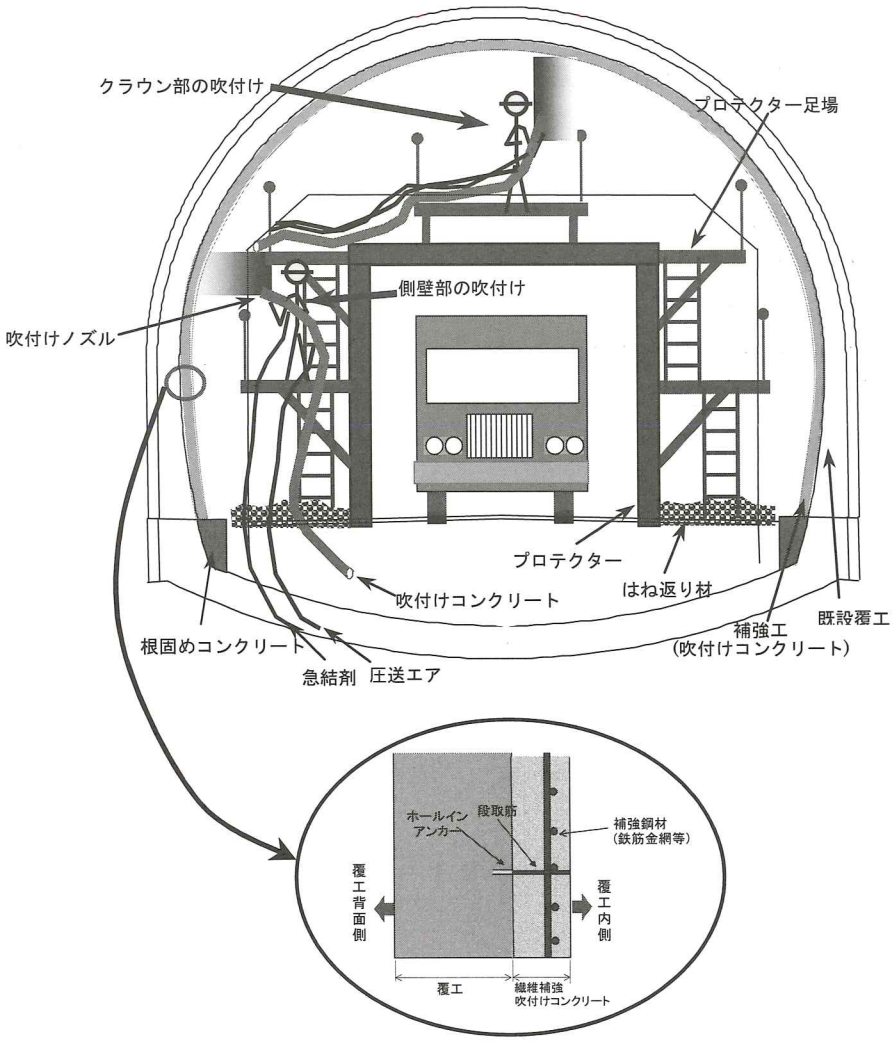
施工手順としては、昼間１車線規制にて補強箇所の根固めコンクリート工を施工した後、終日車線規制にて一般車を保護するためのプロテクターを終点側より順次設置し、１車線の通行路を確保して片側交互通行で一般車両を通しながら施工する。

プロテクターの背面側で、既設覆工面の洗浄、溶接金網の設置を行った後、終点側より繊維補強コンクリートを吹き付ける。はね返り材の片付けを行った後に終点側よりプロテクターを撤去し、２車線を開放する。

施工のフローを図－5.1.1 に、施工断面図を図－5.1.2 に示す。



図－5.1.1　施工フロー



図－5.1.2　施工断面図

5.2　施工手順

① 根固めコンクリート

昼間作業で作業中のみ１車線規制を行い施工する。

- 既設の路肩部の側溝および監査路を大型ブレーカー（0.20m³ 級バックホウ）にて破砕する。
- 破砕したコンクリート塊は、0.20m³ 級バックホウおよび人力にて集積し、4t ダンプトラックに積み込み、坑外作業ヤードへ小運搬する。
- 坑外作業ヤードへ集積したコンクリート塊は、10t ダンプトラックに積み込み中間処理施設へ運搬し処分を行う。
- 露出したインバート面に差筋アンカー（D16、L=10 ㎝）を 50cm ピッチで２段設置し、所定の位置に型枠を組み立てる。
- コンクリート（18-8-40BB）を打設する。

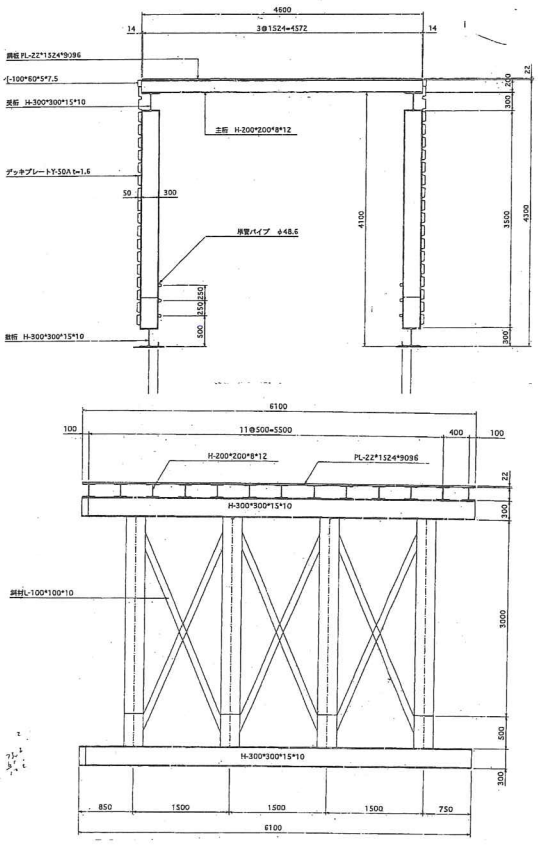
② プロテクター製作

プロテクターを 11 機組み立てる。昼間作業にて行う。

- 坑外のプロテクター組立てヤードにおいて、25t ラフタークレーンと高所作業車

（クローラ式 6m）を使用して組み立てる

- 敷桁の上に柱材を載せ、ボルトで接続する。
- 柱材の上に受桁を載せ、ボルトで接続する。
- 受桁の上に主桁を載せ、ボルトで接続する。
- 斜材に孔を開け、柱材とボルトで接続する。
- 床版を主桁に溶接止めする
- デッキプレートを柱材に溶接止めする。デッキプレート 1 枚に付き、2 箇所のボルト孔を空け、柱材とボルトで固定する。



図－5.2.1　プロテクター構造図

③ プロテクター台車製作

昼間作業にて行う。

- 25t ラフタークレーンを使用し、移動専用架台を地組する。
- 25t ラフタークレーンを使用し、地組した架台を 30t トレーラーにセットする。

④ 終日 1 車線規制

- プロテクターの搬入開始と同時に、終日 1 車線規制を行う

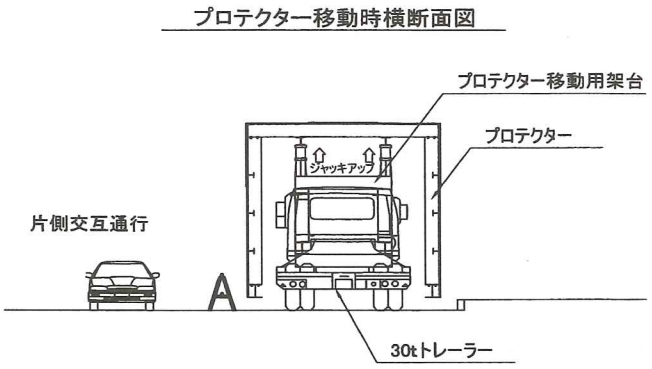
⑤ プロテクターの搬入・設置

搬入設置作業は基本的に夜間作業にて行い、足場設置作業は昼間に行う。各プロテクターを終点側より順に 1 号機～11 号機と呼ぶ。

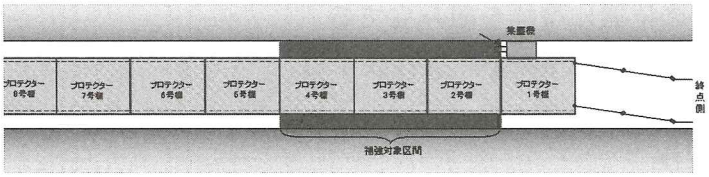
1 号機より順次坑内に搬入し設置する。設置は夜間に 1 回 30 分間の全面通行止めを 1 日 4 回(開始時刻 21 時、23 時、1 時、3 時、予備として 5 時)実施し、1 回に一機ずつ行う。

足場、昇降設備は補強対象区間である 2～4 号機、9～10 号機を中心に必要量配置する。

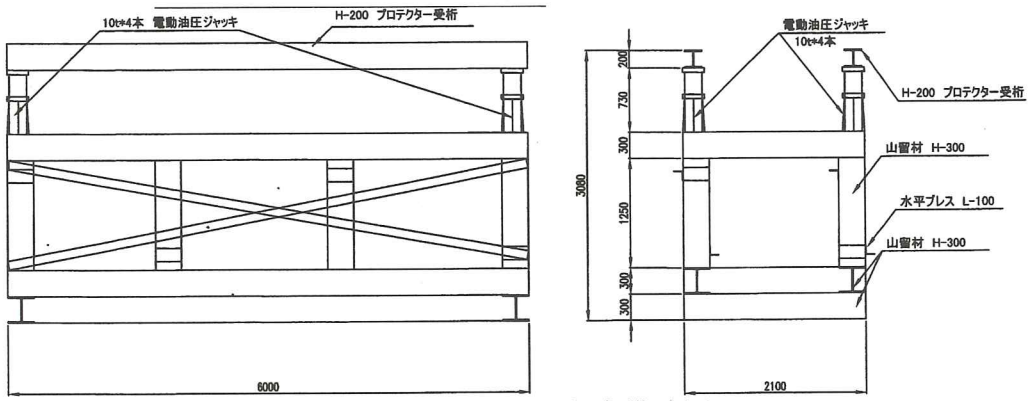
- プロテクター台車をプロテクターの下に移動する。



図－5.2.2　プロテクター移動時横断面



図－5.2.3　プロテクター配置図



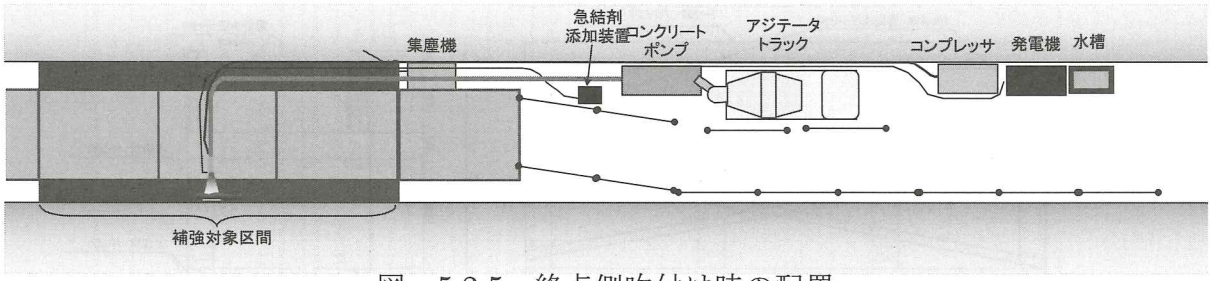
図－5.2.4　プロテクター台車構造図

- 架台の油圧ジャッキを操作し、プロテクターを持ち上げる。
- プロテクターをブルマン、レバーブロックで仮固定する。
- 坑内の設置位置まで前進で移動する。
- 横送り装置で設置位置の微調整を行う。
- 仮固定を解除する。
- 架台の油圧ジャッキを操作し、プロテクターを下ろす。
- 差筋アンカー(D13)を 900mm ピッチに設置し、プロテクターを溶接止めする。
- プロテクター間の隙間は平鋼で塞ぐ。
- プロテクター足場、昇降設備をプロテクターにボルトと溶接および仮設材（単管、鋼製足場板等）の組み立てにより設置する。
- プロテクター背面側に照明設備（10m ピッチに 400W 水銀灯）を設置し、局所照明設備として投光車（400W×2 灯）を 4 台配置する。
- プロテクター内面側に照明設備（5m ピッチに 40W 蛍光灯×1 台）を設置する。
- プロテクター1 号機終点側と 11 号機始点側に、はね返り材や粉じんが車道へ飛散するのを防ぐための仕切板を設置する
- プロテクター1 号機の終点側仕切板背面側の妻枠の片方に集塵機を、プロテクター11 号機の始点側に換気装置を設置する。

⑥ 下地処理

昼間作業とし、高圧洗浄設備は 6t クレーン付きトラック上に配置する。給水は 4t 散水車にて坑外作業ヤードから、車上の水槽へ行う。

- 吹付けを行う既設覆工面に対して超高圧水洗浄により表面の汚れやコンクリート表面の浮き等を洗浄する。
- 洗浄水はバキュームで回収し、中間処理施設へ運搬処分する。
- 吹付け箇所壁面の始点側、終点側に型枠として妻枠を設置する。
- 既設の覆工コンクリートの施工目地に目地材をコンクリート釘等で固定する。



図－5.2.5　終点側吹付け時の配置

⑦ 補強鋼材設置

昼間作業とし、補強鋼材として構造用溶接金網φ5×150×150 を使用する。

・ 差筋アンカーD10mm を 50cm 間隔（4 本/㎡）に打設し、かぶりが 50mm となる位置に溶接金網を結束線にて固定する。吹付け時に移動しないようにし、溶接金網は 150mm 以上の重ねしろを確保し、網目を合わせる。

⑧ 吹付け工

吹付け作業は基本的に昼間作業にて行うが、はね返り材集積作業は夜間作業にて行うものとする。

コンクリートポンプ、コンプレッサ、各配管、急結剤添加装置、発電機からなる吹付けシステムで人力吹き付けを行う。給水は 4t 散水車にて坑外作業ヤードから、吹付けシステム内水槽へ行う。

・ 配合の決定およびコンクリート製造搬入についてはコンクリート工に記す。
・ 終点側の 18m区間を吹き付けるため、吹付けシステムをプロテクター1 号機の終点側に搬入、10t ラフタークレーンを使用し設置、結線および配管を行う。
・ 機械の試運転を行う。
・ 吹付け面はハイウォッシャー等で湿潤状態にしておく。
・ コンクリートをコンクリートポンプのホッパー内に投入するに先立ち、先送り用のセメントミルクを圧送する。
・ アジテータトラックよりホッパー内にコンクリートを投入し、圧送エアを挿入するY字管の手前で配管を一度切り、圧送速度を調整、測定する。急結剤添加装置をコンクリートの圧送速度に対して所要の急結剤添加率となるように調整する。
・ 圧送エアと急結剤の供給開始を確認してからコンクリートを圧送し、コンクリートを吹付ける。
・ アジテータトラック 1 台にコンクリートを覆工の延長 1m に相当する 3m³積載し、コンクリートの吐出量 3～4m³/時で 1 台を連続して吹き付ける。1 回の吹付けでは上下半を連続してトンネル軸方向の延長約 1m ずつ施工し、順次幅 1m の吹付けコンクリートのリングを形成する。
・ 1 日の作業の終了後、吹付け機内部や配管をハイウォッシャーにより清掃する。発生する濁水は、コンクリートポンプを設置しているベッセル内と現場に配置した排水タンク内に集め、バキューム車に積込み、中間処理施設へ運搬処分する。
・ はね返り材は 1 日分の吹付け作業の終了後に毎日搬出する。はね返り材は人力によ

り集積し、プロテクターと側壁の間に設置したベルトコンベアによりプロテクターの終点側、または始点側まで運搬し、パッカー車に積み込み、中間処理施設へ運搬処分する。

- 終点側の 18m 区間の吹付けの終了後、吹付けシステムを解体し始点側へ移動し、プロテクター11 号機の始点側に搬入、設置し、結線および配管を行う。
- 始点側の 12m 区間について終点側と同様に施工し、終了後吹付けシステムを清掃、解体して搬出する。

⑨ コンクリート工

- コンクリートの配合条件を表－5.2.1、配合例を表－5.2.2 に示す。事前にコンクリートの試験練りを行い、スランプ（スランプフロー）、空気量については施工条件等を考慮して管理目標を設定する。
- 試験練り時に、コンクリートの製造から吹付け終了までのフレッシュ性状の経時変化を確認し、吹付け時に適切なフレッシュ性状が得られるかを確認する。また、施工に使用するアジテータトラックを用いて繊維の投入方法や分散状況を確認する。
- 施工用のベースコンクリートを生コンプラントで製造する。
- ベースコンクリートのフレッシュ試験を行った後、アジテータトラックに繊維を投入し、所要の時間高速攪拌し、繊維を均一に分散させる。
- アジテータトラックが現場に到着した後、現場でのフレッシュ試験を行い、性状を確認する。

表－5.2.1　繊維補強吹付けコンクリートの配合条件

粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	単位 セメント量 (kg/m³)	繊維 混入量 (%×vol)	急結剤 添加率 (%)	圧縮強度 (N/mm²)
13	40	480	0.3	7	36 以上

表－5.2.2　繊維補強吹付けコンクリートの配合例

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ フロー (cm)	W/C (%)	s/a (%)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	高性能 減水剤 (c×%)	消泡剤 (c×%)	繊維 (×vol%)
13	50±7.5	40	60	192	480	1.0～ 1.5	0.01	0.3

⑩ プロテクターの搬出

主な作業は夜間作業で行うが、集塵機、換気装置解体撤去作業は昼間作業で行うものとする。

- 集塵機、換気装置を搬出する
- プロテクター台車 1 号機と 11 号機に設置した仕切り板を撤去、搬出する。
- プロテクター足場、昇降設備を撤去、搬出する。
- プロテクターは終点側の 1 号機より順次搬出する。搬出は設置とは逆の手順で行う。
- プロテクターはプロテクター組立てヤードに 30t トレーラーにて移動する。

⑪ プロテクターの解体

- 坑外のプロテクター組立てヤードにおいて、25t ラフタークレーンと高所作業車（クローラ式 6m）を使用して解体する。
- 解体は組立てと逆の手順で行う。

⑫ ２車線開放

- プロテクターの搬出後、片付け、復旧を行い、車線規制を解除し、２車線での対面通行を復旧させる。

6．結論と今後の課題

6.1　結論

（1）開発工法の適用性

トンネル覆工コンクリートにおいて、トンネル頂部からの荷重が卓越し、肩部での変状（損傷）が発生する場合（載荷形式Ⅰ）には、実大載荷試験結果からポリプロピレン繊維を混入した吹付けコンクリートの厚さが 15cm 程度であれば、無垢の覆工コンクリートの耐荷力(341kN/本)の約 2 倍程度を確保し、補強工法として有効であることを確認できた。なお、解析の結果によると、無垢の覆工コンクリートの耐荷力を満足できる最小の吹付け厚さは、5cm 程度と推測された。実施工においては、吹付け厚さの施工誤差、はね返りによる施工後の品質の安定性等を考慮し、吹付け厚さを設定する必要がある

また、トンネル断面の両側アーチ肩部において、覆工コンクリートの縁が切れた状態で全方向から荷重が作用する場合（載荷形式Ⅱ）では、繊維補強吹付けコンクリートの吹付け厚さが 12.5cm では、無垢の覆工コンクリートの耐荷力を満足することは出来なかったが、解析の結果から吹付け厚さを 19cm 以上と厚くすることができれば、耐荷力を確保できる可能性があることを確認できた。

（2）繊維補強コンクリートの品質

繊維補強吹付けコンクリートの圧縮強度およびヤング係数は、ベースコンクリートの約 7 割程度となった。

耐久性については凍結融解試験や促進中性化試験を実施し、その結果、繊維補強吹付けコンクリートは十分な耐久性を有することが確認できた。

（3）剥落に対する耐久性

載荷試験において、剥落は発生しなかった。実施工では既設覆工にアンカーを打込んで一体性を確保するとともに、金網や鉄筋を入れることで剥落防止対策を講じることとする。

6.2　今後の課題

（1）適切な施工管理方法の開発

本開発工法は、現地で吹き付けて施工するため、型枠が不要であり、全体工期および工事費を大幅に短縮あるいは低減することが可能であると考えられる。特に、緊急工事のような計画から着工までが短時間の場合の適用には有効と考えられる。

本工法を実際に適用する上では、吹付け厚さを適切に管理することが必要となる。そのためには、事前に設定された吹付け厚さを満足するとともに、施工誤差を小さくする施工管理方法や検査装置等の検討が必要となる。また、繊維補強吹付けコンクリート表面の平滑性確保による耐久性向上技術等の開発が必要であると考える。

（2）耐荷力の評価方法の確立

本研究開発における耐荷力の評価としては、非線形有限要素法（プログラム名称；ATENA）の解析手法を用いた実験結果の再現によるモデルの構築と、そのモデルを基に予め推定した耐荷力に必要な繊維補強吹付けコンクリートの吹付け厚さの算出までに留まっている。

今後、耐荷力の評価方法を確立するためには、種々の載荷形式に対しても同一の解析条件（境界条件や物性条件）で対応可能なモデルを構築し、実用的な解析手法を確立することが課題になると考える。

参考資料

施工計画の検討

（１）施工条件

施工計画を策定する上での条件を以下に記す。

①トンネル断面：２車線道路（内空幅 4.42m×2＝8.84m、内空高 6.5m）

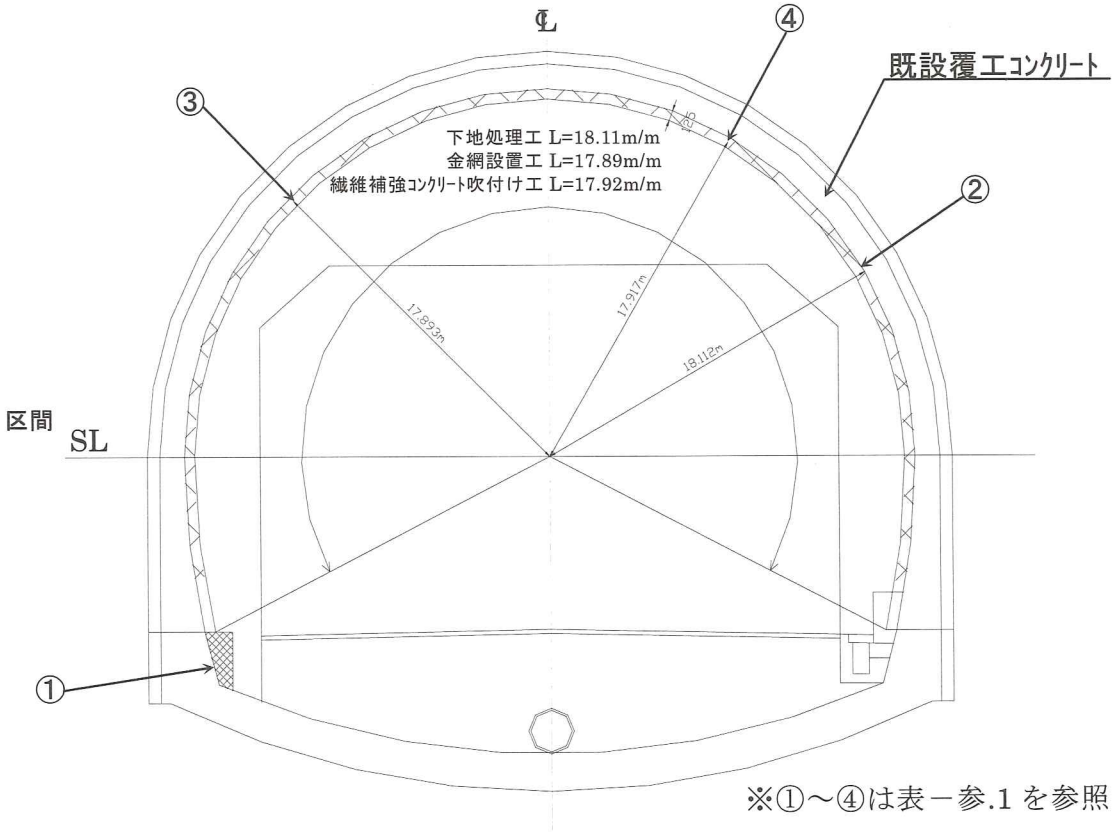
②補強区間：30m

③施工期間：終日において１車線以上を確保

（２）工程の検討結果

１）補強断面図

前項の施工条件において、工程を検討した結果について示す。検討を行ったトンネル標準断面を図－参.1 に示す。



図－参.１　トンネル標準断面図

2）主要工事数量

主要工事数量を表－参.1 に示す。

表－参.1　主要工事数量一覧表

番号	種別	単位	数量	備考
①	根固めｺﾝｸﾘｰﾄ工	m	60	30.00m×2＝60.00m
②	下地処理工	㎡	543	18.11m×30.00m＝543.30 ㎡
③	金網設置工	㎡	537	17.89m×30.00m＝536.70 ㎡
④	繊維補強ｺﾝｸﾘｰﾄ吹付け工	㎡	538	17.92m×30.00m＝537.60 ㎡
⑤	はね返り材片付け工	㎡	538	
⑥	吹付け機材運搬組立解体工	式	1	
⑦	ﾌﾟﾛﾃｸﾀｰ設置撤去	式	1	11 基×6.10m/基＝67.1m
⑧	照明設備工	式	1	
⑨	換気･集塵設備設置撤去工	式	1	

3）標準工程表

本工事の標準工程表を次頁（表－参.2）に示す。

以下に計画工程作成条件を示す。

①土、日、祝日等の作業休止日は考慮しない。

②昼間作業、夜間作業ともに 8 時間とする。

表－参.2　開発工法「繊維補強コンクリート吹付け工法」標準工程表

工種	種別	仕様	単位	数量	作業区分	備考
根固めコンクリート工	根固めコンクリート工	L＝30×2＝60m	m	60	昼間	
					夜間	
プロテクター設置撤去工	プロテクター製作解体工	L＝6.1ｍ(1基)	基	11	昼間	
					夜間	
	プロテクター設置撤去工	L＝6.1ｍ(1基)	基	11	昼間	
					夜間	
換気・集じん設備設置撤去工	換気・集じん設備設置撤去工	送風機750m³/min級 集塵機1,000m³/min級	式	1	昼間	
					夜間	
繊維補強コンクリート吹付け工	下地処理工	超高圧水洗浄1mm以下	㎡	543	昼間	
					夜間	
	金網設置工	φ5×150×150,アンカーφ14mm	㎡	537	昼間	
					夜間	
	繊維補強コンクリート吹付け工	ポリプロピレン繊維 φ0.7mm×L30mm 繊維混入量0.3(%×vol) 急結剤添加率7.0(C×%)	㎡	538	昼間	
					夜間	
	はね返り材片付け工	ロス率25% (路面洗浄含む)	㎡	538	昼間	
					夜間	