共同研究報告書
整理番号 第326号

高強度・高じん性モルタル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
鉄建建設株式会社
株式会社クラレ

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326号2006年3月

高強度・高じん性モルタル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
鉄建建設株式会社	技術センター	副所長	松岡　茂
	技術センター　材料・構造グループ	ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ	益田　彰久
	技術センター　地盤グループ	主任研究員	柳　博文
	エンジニアリング本部	主任研究員	西脇　敬一
	技術センター　材料・構造グループ	主任研究員	酒谷　弘行
株式会社クラレ	繊維資材カンパニー市場開発部	部長	保城　秀樹
	繊維資材カンパニー岡山事業所産資開発部	開発主管	小川　敦久
	繊維資材カンパニー岡山事業所産資開発部	研究員	掘越　哲郎

要旨

トンネル覆工コンクリートについては、過大な土圧の作用、材料の経年劣化等を原因としたひび割れの発生およびその進展により、剥落もしくは大きな変状が発生し、補強工事が必要とされる事例が多くなっている。そこで、(独)土木研究所、鉄建建設㈱および㈱クラレとの共同研究により、圧縮強度と圧縮じん性に優れた短繊維補強モルタルと引張補強材の連続繊維メッシュを組み合わせた複合材を覆工内巻き補強材料として使用する工法を考案し、その載荷試験と施工実験を行った。また、効果の評価方法については、繊維補強モルタルの強度特性から断面耐力や変形挙動を算出し、ひび割れ進展を考慮した簡易的なフレーム解析の手法を用いて、内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力の算定を行った。本共同研究報告書は、本補強工法の設計・施工を実施するための研究成果としてとりまとめたものである。

キーワード：内巻き補強、繊維補強モルタル、連続繊維メッシュ

目　　次

1．研究概要 …… 1
1.1 目的 …… 1
1.2 研究内容 …… 2

2．開発工法 …… 3
2.1 概要 …… 3
2.2 仕様 …… 4
2.2.1 繊維材料 …… 4
2.2.2 繊維補強モルタル …… 5
2.3 適用範囲 …… 5
2.4 性能 …… 6
2.4.1 試験方法 …… 6
(1) 要素試験 …… 6
(2) 実物大試験 …… 7
(a) 供試体 …… 7
(b) 載荷形式 1 …… 10
(c) 載荷形式 2 …… 11
2.4.2 試験結果 …… 12
(1) 要素試験 …… 12
(2) 実物大試験 …… 24
(a) 載荷形式 1 …… 24
(b) 載荷形式 2 …… 28
(c) まとめ …… 30
2.5 施工実験 …… 31
2.5.1 目的 …… 31
2.5.2 使用材料 …… 31
2.5.3 実験準備 …… 32
2.5.4 モルタル打設 …… 34

3．耐荷力の評価方法 …… 37
3.1 フレーム計算による 2 重梁の計算手法 …… 37
3.1.1 応力－ひずみ曲線 …… 39
(1) 無筋（既設覆工）コンクリート …… 39
(2) 繊維補強モルタル …… 39
3.1.2 部材の断面耐力と変形性能 …… 41

(1)断面耐力 …… 41
(2)変形性能 …… 42
3.1.3 断面力の算定および照査 …… 44
3.1.4 試験結果との比較 …… 45
(1)載荷形式1（損傷載荷） …… 45
(2)載荷形式1（補強後載荷） …… 47
(3)載荷形式2 …… 48
3.2ＦＥＭ解析 …… 50
3.2.1 解析手法 …… 50
3.2.2 試験結果との比較 …… 54
(1)載荷形式1 …… 54
(2)載荷形式2 …… 56
3.3 斜めひび割れに対する設計照査方法 …… 58
3.4 まとめ …… 61

４．施工 …… 62
4.1 試施工計画 …… 62
4.2 施工方法 …… 63
4.2.1 施工手順 …… 63
4.2.2 施工上の留意点 …… 75
4.3 トンネル覆工補強法施工の詳細 …… 76
4.3.1 取付構造 …… 76
4.3.2 グラウト注入設備配置図 …… 77

５．まとめ …… 78

参考資料1　　関連論文
参考資料2　　要素試験の曲げ試験結果

1．研究概要

1．1　目的

トンネル覆工コンクリートについては、過大な土圧の作用、材料の経年劣化等を原因としたひび割れの発生およびその進展により、剥落もしくは大きな変状が発生し、補修補強工事（写真1.1.1）が必要とされる事例が多くなっている。



写真1.1.1　補強工施工状況

補強工法として内巻き補強が採用されることが多いが、その場合、トンネルの内空断面の減少は避けることはできない。補強を必要とするトンネルは変状などにより、内空断面が減少しており、内空断面に余裕がない場合が多い。したがって、内巻き厚は極力薄くする必要がある。

既設トンネル覆工の内巻き補強には、アーチ方向の軸圧縮力と曲げモーメントが同時に発生する。そのため、内巻き補強の部材は内巻き補強厚を十分にとり、発生する応力に対して十分な強度を確保する必要がある。しかし、前述したように、内空断面には余裕が無いので、内巻き厚は薄く施工する必要があるが、内巻き厚を薄くするためには、強度およびじん性にすぐれた材料の開発が重要となる。

そこで、圧縮強度と圧縮じん性に優れた短繊維補強モルタルと、引張補強材として連続繊維メッシュを組み合わせた複合材を覆工内巻き補強材料として使用する工法を考案した。

１．２　研究内容

今回トンネル覆工の補強に対して、内巻き補強の薄肉化を計り、高強度・高じん性モルタルを用いた補強技術を開発する。以下に研究内容について列記する。

①高強度・高じん性モルタルの開発
　材料および配合の検討
②高強度・高じん性モルタルおよび連続繊維メッシュによる耐力向上効果確認
　高強度・高じん性モルタルおよび連続繊維メッシュを併用したモルタルの要素試験
③高強度・高じん性モルタルの補強効果の確認試験
　トンネル覆工の実物大試験体による載荷試験
④高強度・高じん性モルタルによる設計手法の確立
　耐荷力評価のためのフレームおよびFEM解析

2．開発工法

2．1　概要

炭素繊維、ガラス繊維あるいはPVA繊維（ポリビニルアルコール系繊維、通称ビニロン）に代表される有機繊維などの繊維を、コンクリートの引張補強材として用いる方法が数多く提案されている。これらの繊維は、耐腐食性に優れ、軽量であるために、既設コンクリート構造物の補強や、腐食環境下のコンクリート構造物等に使用されている。

連続繊維を鉄筋部材のように配置すると、引張補強材として、ひび割れ面間を架橋するため、大きな変形に追従でき、また繊維の優れた引張強度により耐力を増加させることが可能と考えられ、鉄筋に似た補強効果が期待できる（図2.1.1）。

また、短繊維をコンクリートに混入すると、繊維の架橋作用により、コンクリートの引張破壊特性が改善され、ひび割れ発生後においても繊維によって伝達応力が保持・増加されるため、ひび割れが分散し靭性能が高まるとされている。

これら短繊維および連続繊維メッシュの利点を生かし、曲げ変形性能の優れた短繊維補強モルタルに引張補強材として連続繊維メッシュを付加することで、曲げ変形性能のみでなく曲げ耐力に優れた部材になる。さらに、軸圧縮力に関しては補強モルタルの圧縮強度の寄与が大きい考えられるので、補強モルタルの圧縮強度を大きくすることで内巻き補強厚の薄肉化を計ることができる。

実際の施工では、必要とされる強度および施工性に応じて、配合や内巻き厚を調整することができ、生コン工場で製造されたモルタルを使用できるので、施工を効率的に行うことができる。また、現場の条件に応じて、施工方法を選択することも可能である。

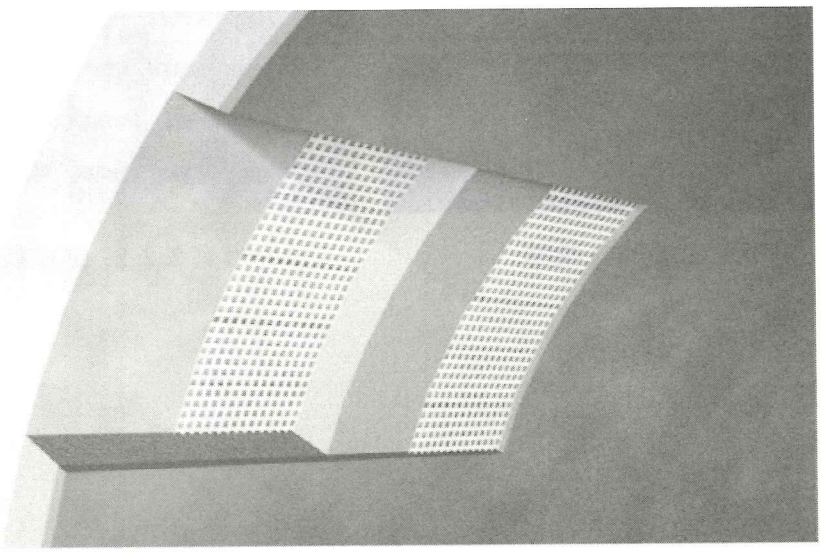


図2.1.1　内巻き補強イメージ

２．２　仕様

２．２．１　繊維材料

試験に使用した繊維材料を表 2.2.1 に示す。

短繊維には、写真 2.2.1 に示すように、直径 100μm、長さ 12mm の PVA 繊維を用いており、短繊維の混入率は 2%（体積比）である。連続繊維メッシュは、短繊維と同様に PVA 繊維であり、写真 2.2.2 に示すようにメッシュ状となっている。

表 2.2.1　短繊維と連続繊維メッシュの強度特性

短繊維	繊維長さ	12mm
	繊維直径	100μm
	弾性係数	25.0kN/mm^2
	引張強度	1.10kN/mm^2
連続繊維メッシュ	メッシュ厚さ	1.5mm
	弾性係数	3.52kN/mm^2
	引張強度	88.0N/mm

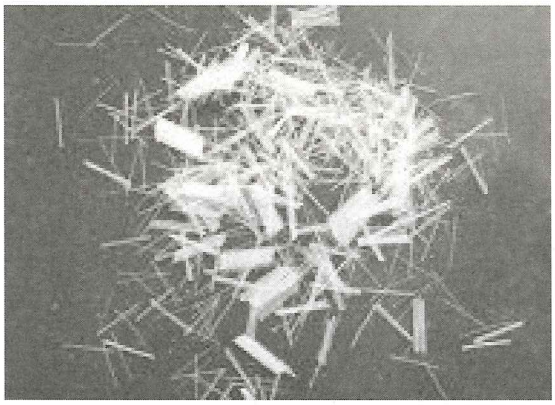


写真 2.2.1　PVA 繊維

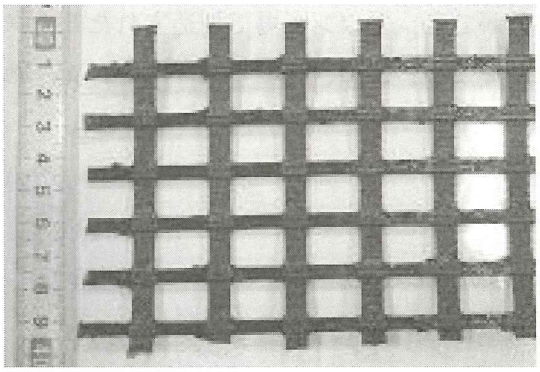


写真 2.2.2　連続繊維メッシュ

２．２．２　繊維補強モルタル

既設覆工の内巻き補強に用いる繊維補強モルタルには、補強厚（10cm 以下）で締め固めなしに充填が可能である流動性が要求される。このような流動性を確保するためは、流動性とともに材料分離抵抗性をバランス良く高める必要がある。本配合では、流動性は高性能ＡＥ減水剤用いることで、材料分離抵抗性は粉体量を増大（単位ｾﾒﾝﾄ量の増加）させることで対応している。本配合の水セメント比は現行の覆工コンクリート（W/C=60%以下）に比較して小さく約 40%程度であり、そのために圧縮強度も現行の覆工コンクリート（fc=18～24N/mm^2）に比較して大きくなる（fc=40～60N/mm^2）。共同研究で使用した配合例（スランプフロー60cm 程度）を表 2.2.2 に示す。

表 2.2.2　配合例

水セメント比	空気量	水	セメント	細骨材			高性能AE減水剤	AE剤	PVA繊維
				陸砂	砕砂	合計			
W／C	air	W	C	S1	S2	S	SP	AE	VF
(%)	(%)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(C×%)	(C×%)	(vol%)
40.0	4.5	320.0	800.0	200.9	803.5	1004.4	0.44	0.002	2.0

実際に現場で使用する場合は、必要とされる強度や施工性等により配合を調整して使用することが必要である。

２．３　適用範囲

本工法は、山岳工法で構築された道路等のトンネル覆工の補強を目的に開発されたものであり、その適用範囲は下記のような損傷が発生したトンネル覆工である。

1）地圧などの影響による、圧縮力や局部的な外荷重などにより、覆工コンクリートに損傷が発生している場合

2）覆工コンクリートにひび割れなどの損傷が発生し、コンクリート片の剥落の可能性が高く、剥落塊が大きく連続繊維メッシュ接着工などの剥落対策では安全性を担保できないと判断される場合

２．４　性能

２．４．１　試験方法

（１）要素試験

試験は、最初に短繊維の補強効果および連続繊維メッシュの補強効果を確認する目的で表 2.4.1 に示すように曲げ試験および直接引張試験などを実施した。モルタルの配合を表 2.4.2 に示す。以下、各々のモルタルを表中の記号にて略す。

曲げ試験は、「JSCE-G 552　鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法」に準拠して実施したが、純曲げ区間に発生するひび割れ幅を推定する目的でパイ型変位計を、曲げモーメントが一定の区間の底面に取り付けている。

直接引張試験については、以下に示す方法で実施した。この方法は、図 2.4.1 に示すように 10cm 角の供試体の両端部に鋼製の治具を取り付けて実施するものである。試験では、供試体中央に図 2.4.1 に示すように深さ 1cm の切り欠きを設け、この部分にクリップ型変位計を取り付けて変位を測定し、この値をひび割れ幅としている。

また、実際の部材では、曲げと軸力が同時に生じることが一般的であることから、軸力を導入した曲げ試験を図 2.4.2 に示す方法で実施した。軸力は、供試体両側に配置した PC 鋼棒に緊張力を加えることにより、供試体両端の載荷版を解して導入した。曲げ試験中は、常に PC 鋼棒の緊張力を一定に保持することで、供試体の軸力を一定としている。なお、導入軸力は、0kN、30kN、60kN および 90kN の４種類とした。

表 2.4.1　試験内容

モルタルの種類	試験内容			
	圧縮	割裂引張	直接引張	曲げ
PL	○	○		○
CF	○	○※1		○
VF	○		○	○
CVF	○		○※2	○

※1：連続繊維メッシュを除いたモルタルのみで実施

※2：連続繊維メッシュを除いた短繊維補強モルタルのみで実施

表 2.4.2　モルタルの配合

モルタルの種類	記号	水セメント比 W／C（%）	単位量（kg/m³）				
			水 W	セメント C	細骨材 S	高性能 AE 減水剤 SP	短繊維 VF
プレーンモルタル	PL	40.0	320	800	1005	2.40	—
連続繊維メッシュ補強モルタル	CF						
短繊維補強モルタル	VF					4.00	26.0
短繊維＋連続繊維メッシュ補強モルタル	CVF						

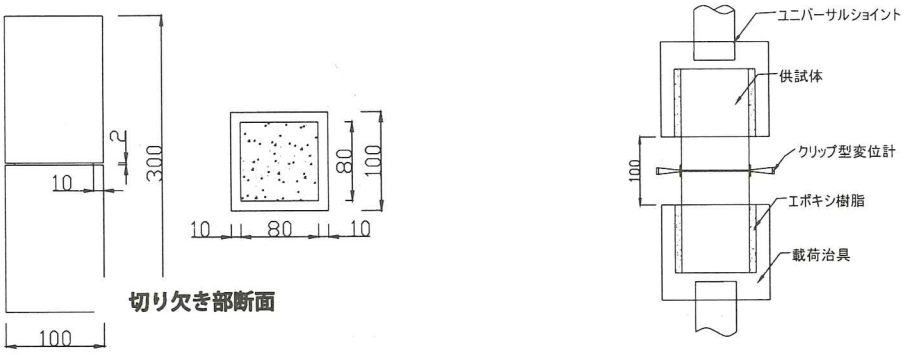


図 2.4.1　直接引張試験概要

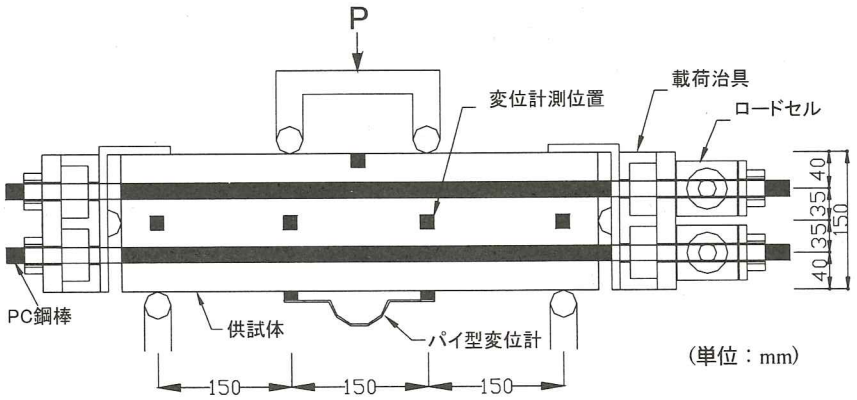


図 2.4.2　曲げ試験概要

（２）実物大載荷試験

本試験は、前述した材料を使用した実物大の供試体を製作し、トンネル覆工に対する補強効果の確認を行うものである。載荷方法については、緩み荷重等の土圧が覆工天端に作用することを想定した荷重形式（載荷形式１）と、膨張性地圧等のように覆工全周に等方的な等圧が作用することを想定した荷重形式(載荷形式２)の２つの荷重形式を設定した。

（ａ）供試体

供試体は、図 2.4.3 に示すようなトンネル覆工を模擬したものである。覆工厚 300㎜ の覆工コンクリート部分（無筋）をまず製作する。覆工コンクリートの打設・養生を行い、覆工コンクリートに、作用荷重が最大荷重の９０～９５%程度に低下するまで載荷（損傷載荷）し、覆工に損傷を発生させた後、内巻き補強として短繊維・連続繊維メッシュを使用した短繊維補強モルタルを施工する。内巻きの型枠にはビニロンボード（t=5.5㎜）を使用する。なお、供試体高さは 1m である。母材と補強モルタルの付着はこの工法では考慮しないため、補強工実施時、母材の下地処理は行わないこととする。載荷形式２の供試体については図 2.4.4 に示すように、無筋コンクリート部分に仕切り板を取り付け、スリットを設置する。仕切り板はステンレス板（t=5㎜）の２枚重ねで、間にはテフロンシートをはさむ。仕切り板は埋め殺しとする。

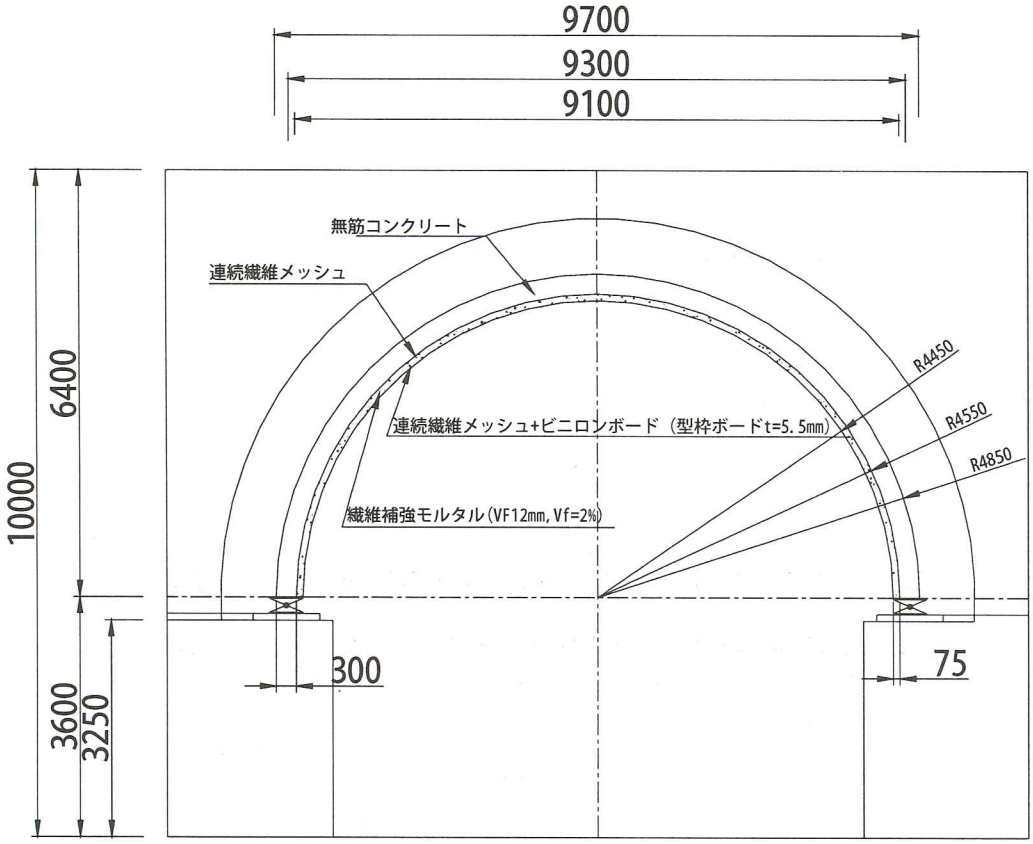
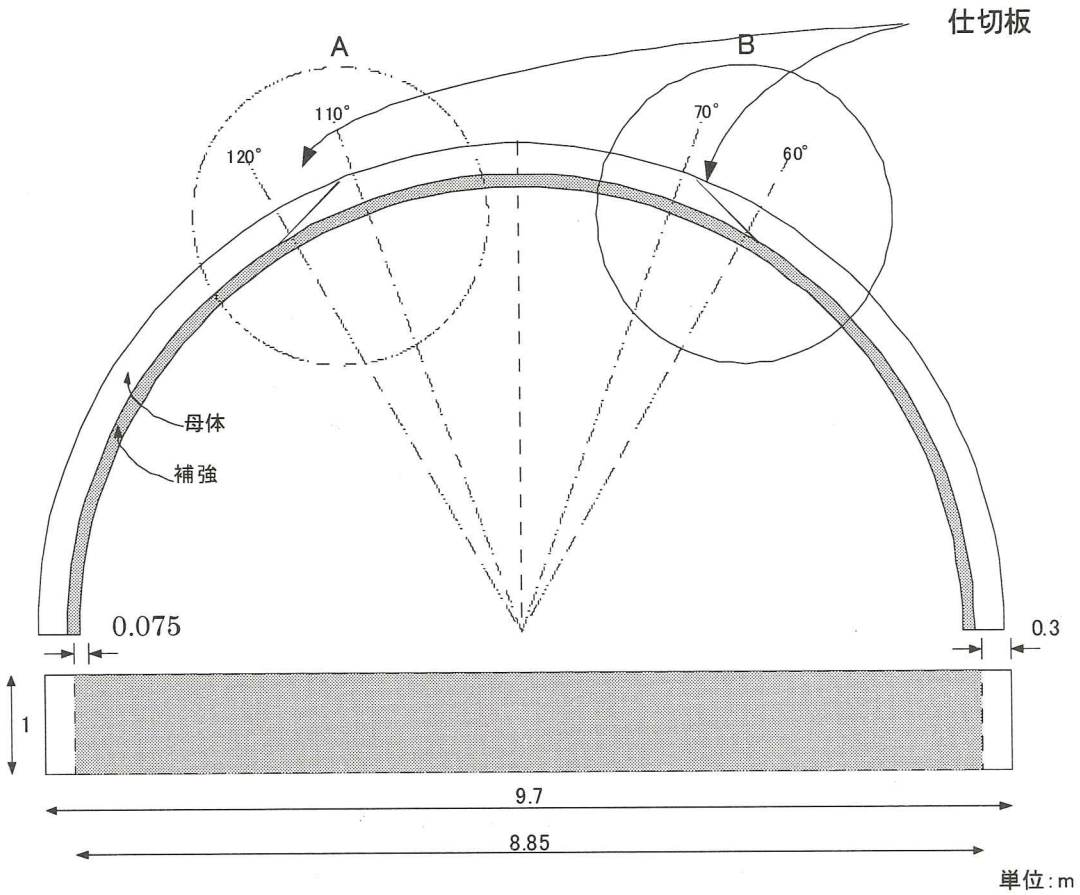


図 2.4.3　載荷形式 1 試験共試体概要



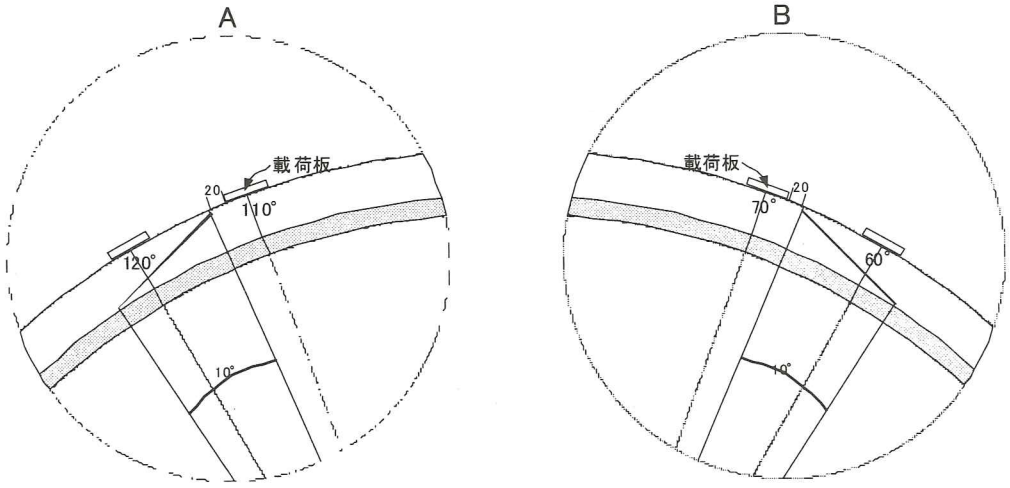


図 2.4.4　載荷形式２試験供試体概要

（b）載荷形式1

①損傷載荷

無筋コンクリート打設・養生後、図2.4.5に示すような損傷載荷を行う。

（手順1）全ジャッキ1本当り20kNの載荷を行う。

（手順2）変位制御に切り替え、θ=80，90，100°位置の内空方向への強制変位を、1ステップ当り、θ=90°変位が10mmに達するまでは各々0.25mm，0.4mm，0.25mmで載荷し、θ=90°変位が10mmを超えた以降では、各々0.5mm，0.8mm，0.5mmで載荷する。

（手順3）手順2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する。損傷載荷の終了は、荷重の低下、コンクリート発生ひずみの程度、円周方向のひび割れ等を判断し、決定する。除荷は、載荷ステップと同じ変位割合で、ステップ除荷する。

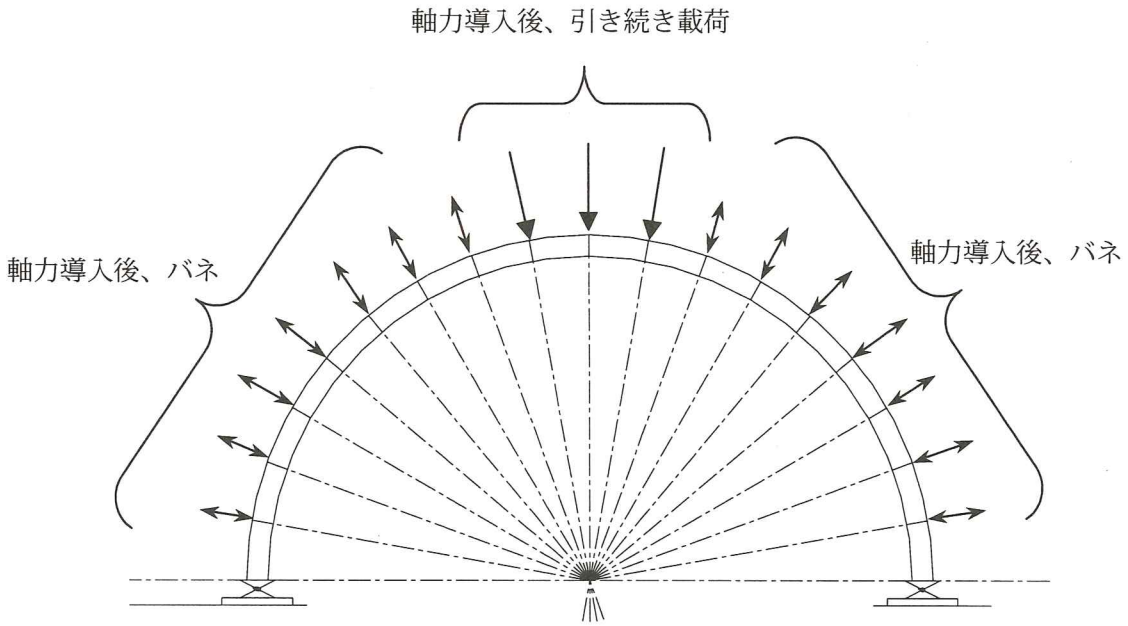


図2.4.5　載荷形式1

②補強工の施工

損傷載荷後、内巻き補強を施工する。施工後、所定の養生期間をとる。

③補強後載荷

損傷載荷と同じ手順をとり、初期軸力導入、ステップ載荷を行う。載荷は、供試体の破壊まで行う。

（ｃ）載荷形式２

載荷形式１のように損傷載荷は行わず、図 2.4.6 に示したように、あらかじめ弱点部分としてスリットを設置した無筋コンクリートを打設し、内巻き補強を行う。内巻き打設後は所定の養生期間をとり、載荷試験を行う。載荷試験は荷重制御で、図 2.4.6 に示すように全ジャッキで等荷重をステップ載荷する。載荷は供試体の破壊まで行う。

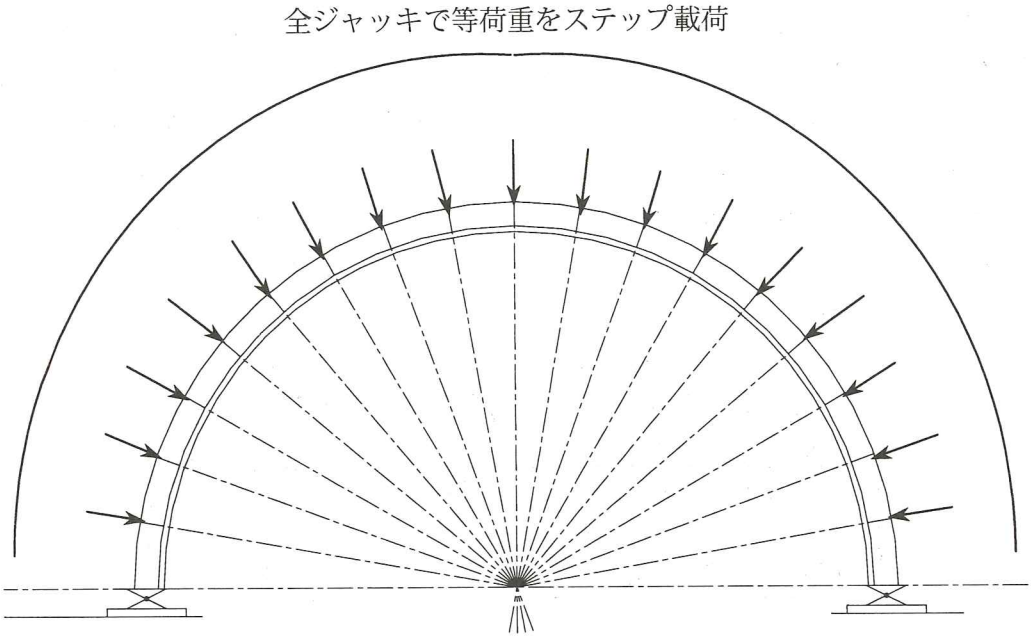


図 2.4.6　載荷形式２

２．４．２　試験結果

（１）要素試験

全ケースの要素試験結果及び曲げ荷重―たわみ曲線を参考資料２に示す。

VF および CF の曲げ試験における荷重－たわみ曲線を図 2.4.7 と図 2.4.8 にそれぞれ示す。なお、曲げ試験時のモルタルの圧縮強度は、表 2.4.3 に示すように PL と VF で大きな差異は見られない。VF では、ひび割れ発生後に最大荷重に達し、その後は緩やかに荷重が低下する傾向を示しており、曲げ変形性能に優れていることが確認できる。これに対して、CF はひび割れが発生すると一時的に荷重が急激に低下し、その後は緩やかに荷重が増加する傾向を示す。ひび割れが発生すると荷重が一時的に低下する原因については検討中であるが、連続繊維メッシュとモルタルとの付着切れや連続繊維メッシュの弾性係数が低いことなどによるものと想定される。CVF の曲げ試験における荷重－たわみ曲線を図 2.4.9 に示す。VF の場合と異なり、荷重の低下は見られず、RC 部材と同様に曲げ耐力を保持した状態を示した。また、軸力を導入した場合についても、代表的な例を図 2.4.10 に示すように軸力を導入しない場合と同様の傾向を示した。

表 2.4.3　圧縮試験、割裂引張試験、直接引張試験結果

モルタルの種類	圧縮強度〔N/mm^2〕	割裂引張強度〔N/mm^2〕	直接引張強度〔N/mm^2〕
PL	64.2	2.21	―
CF	86.4	5.68	―
VF	54.4	―	3.36
CVF	74.0	―	3.17

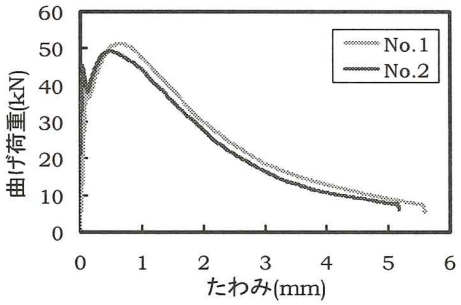


図 2.4.7　荷重－たわみ曲線 VF

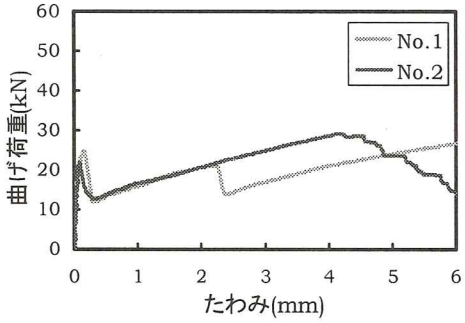


図 2.4.8　荷重－たわみ曲線 CF

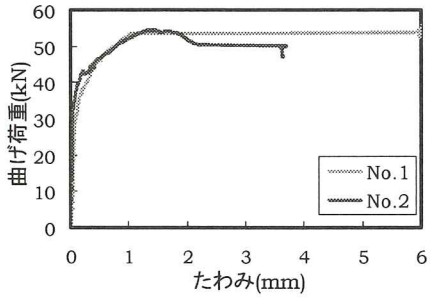


図 2.4.9　荷重－たわみ曲線 CVF

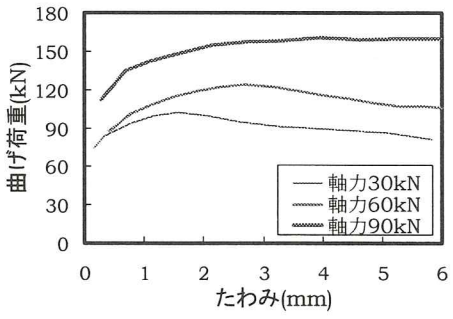


図 2.4.10　荷重－たわみ曲線 CVF（軸力導入）

短繊維補強モルタルの曲げ性能については、短繊維の架橋作用を考慮した算定方法が提案されている。さらに、架橋作用により向上する引張破壊特性は、ひび割れ幅と引張応力との関係である引張軟化曲線で表されることが知られている。引張軟化曲線は、直接引張試験で得られることから、直接引張試験結果に基づいて断面耐力算定に用いる引張軟化曲線を定めることとした。

直接引張試験結果によると、図 2.4.11 に示すように引張応力は、ひび割れが発生すると一時的に低下するが、ひび割れ幅が増加すると再び大きくなり、再度ひび割れ発生応力付近に達した後に緩やかに低下する傾向を示す。この試験結果に基づいて、断面算定に用いる引張軟化曲線は図 2.4.11 に示すように二直線で近似した。このようにひび割れ面で伝達される架橋応力がひび割れ発生応力とほぼ等価になると、ひび割れ面近傍に新たなひび割れが発生することが考えられる。もし、曲げモーメントが一定の区間に複数のひび割れが発生した場合には、各々のひび割れ面に対して引張軟化曲線を考慮する必要があるが、以降に示す計算式については、ひび割れが曲げモーメントが一定の区間に 1 本のみ発生するものと仮定して話を進める。

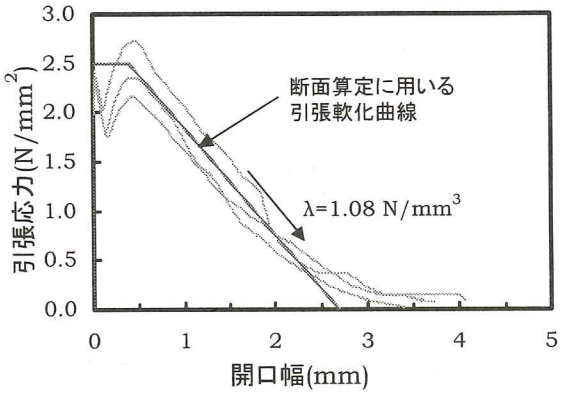


図 2.4.11　直接引張試験における応力とひび割れ開口幅の関係

純曲げ区間にひび割れが 1 本発生した場合の短繊維補強コンクリートの曲げ耐力および曲げ変形性能の算定方法については以下に示す方法を用いた。この方法は、曲げひび割れ断面におけるひずみおよび応力分布を図 2.4.12 に示すように仮定し、下記の式で計算するものである。なお、圧縮側の応力－ひずみ曲線は、土木学会「コンクリート標準示方書　構造性能照査編」に従うものとする。圧縮側のひずみ分布は、図 2.4.12 のひずみ分布の仮定から式(1)のように表される。

$$\varepsilon(y)=\frac{\varepsilon'_{cm}}{h-\alpha h-C}\cdot y \qquad (1)$$

さらに、ひび割れ面における引張応力は式(2)のようになる。

$$\sigma_t(y)=\mu\cdot f_t+\frac{\omega\cdot\lambda}{\alpha\cdot h}(y+C) \qquad (2)$$

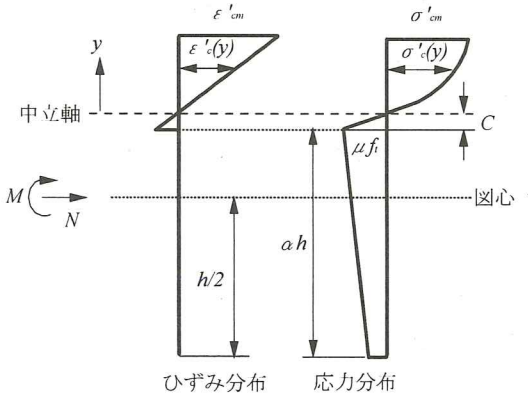


図 2.4.12　曲げひび割れ断面でのひずみ・応力分布の仮定

ここに、ε(y)：中立軸から距離 y におけるひずみ、ε'cm：ひび割れ直上の圧縮側縁ひずみ、y：中立軸からの距離、h：断面高さ、α：断面高さに対するひび割れ深さの割合、f_t：引張強度、C：ひび割れ先端から中立軸までの距離、σ'(y)：中立軸から距離 y におけるコンクリート応力、$\sigma_t(y)$：中立軸から距離 y におけるひび割れ面の応力、ω：ひび割れ最外縁におけるひび割れ開口幅である。

ひび割れ断面における断面力は式(3)および(4)で計算される。

$$M = \int_0^{h-\alpha h-C} \sigma'_c(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy - \frac{1}{2}\mu\cdot f_t\cdot C\left[\alpha h-\frac{h}{2}+\frac{C}{3}\right]b - \int_{(\alpha h+C)}^{C} \sigma_t(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy \tag{3}$$

$$N = \int_0^{h-\alpha h=C} \sigma'(y)bdy - \frac{1}{2}\mu\cdot f_t\cdot C\cdot b - \int_{(\alpha h+C)}^{-C} \sigma_t(y)bdy \tag{4}$$

ここに、M：曲げモーメント、N：軸力である。

断面耐力線の算定方法は、図 2.4.13 に示すように断面耐力線を A－B 区間と B-原点区間の２つに分けて算定することができる。A 点は全断面圧縮状態（ひずみ分布が長方形分布）であり、図中に示すように部材に発生している軸ひずみがコンクリートの圧縮限界ひずみ ε'c に達している状態である。繊維補強モルタルの圧縮応力－ひずみ曲線に対する繊維の影響が考えられることから、短繊維補強コンクリートに関する研究報告を調査した結果、短繊維を混入しても圧縮強度までの挙動は普通コンクリートとほぼ同様であり、短繊維の影響は圧縮強度以降に顕著に表れることが判明した。断面耐力線の算定では、圧縮強度以降の挙動は必要としないことから、繊維混入によるモルタルの圧縮強度特性への影響は無いものとし、図 2.4.14 に示す圧縮応力－ひずみ曲線を用いた。したがって、断面耐力線算定の圧縮限界ひずみは 3500μ とした。

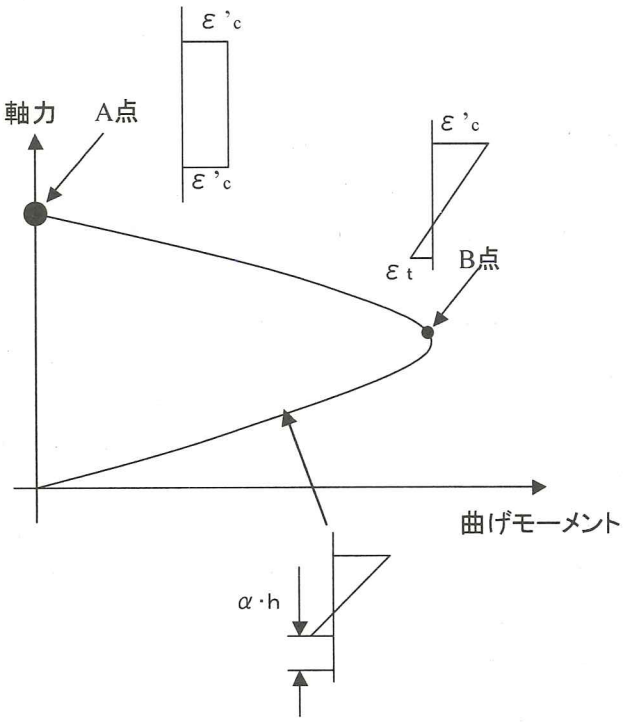


図 2.4.13　断面耐力線とひずみ分布との相関図

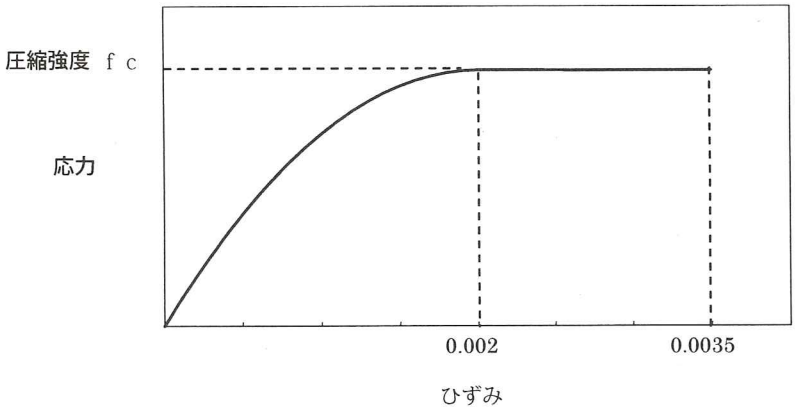


図 2.4.14　圧縮応力－ひずみ曲線

図 2.4.13 に示す A-B 区間は、上縁の縁ひずみが圧縮限界ひずみ ε'_c を保持した状態で反対側の縁ひずみが徐々に減少する領域である。B 点は、一方の縁ひずみが圧縮限界ひずみで、もう一方の縁ひずみが引張ひずみ ε_t に達した時点である。引張ひずみとは、ひび割れが発生する引張強度に達したひずみ値である。A-B 区間は、ひび割れが発生していないことと、断面内のひずみ分布が図に示すように直線であることから、コンクリートの圧縮応力－ひずみ曲線から断面内の応力分布が決定され、式(3)、(4)で断面耐力線が算定される。

B－原点区間については、図 2.4.13 に示すようにひび割れ（引張のひずみ分布）が発生する区間である。そこで、B－原点区間の断面耐力線算定では、下記の手順で耐力線を計算した。

① 断面に対するひび割れ深さ α・h を仮定する。

② ひび割れ深さを固定し、圧縮側縁ひずみを徐々に変化し、最大の曲げモーメントを示した断面力を求める。この時の断面力をひび割れ深さ α・h における断面耐力とする。

以上の手順を、ひび割れ深さをパラメータとして適宜繰り返すことで、B-原点区間の断面耐力線を算定する。B-原点区間の計算では、ひび割れ部分のひび割れ開口幅と圧縮側のひずみ分布との相関が必要となる。そこで、図 2.4.15 のような等価塑性ヒンジという概念を導入し、圧縮ひずみ分布とひび割れ開口幅との相関を求めた。具体的には、図 2.4.15 に示すように等価塑性ヒンジ長間で生じる変形角はひび割れの開口で生じるものと仮定した。この仮定によるとひび割れ開口による変形角は下記のように表される。

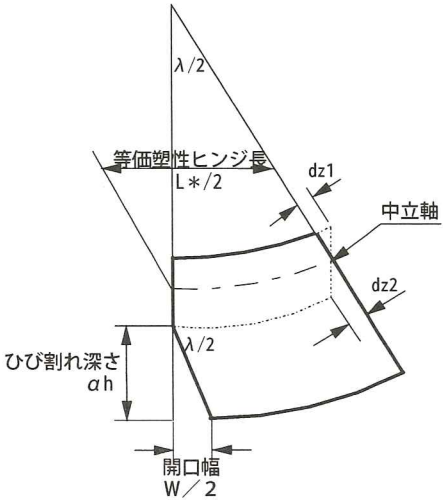


図 2.4.15　等価塑性ヒンジ長の概念

$$\frac{\lambda}{2}=\frac{dz_1+dz_2}{(1-\alpha)h} \qquad (5)$$

ここで、λ：部材のたわみ角（等価塑性ヒンジ長区間の変形角）、dz_1：圧縮側の縁変形量、dz_2：引張側の縁変形量である。一方、部材の変形角は、ひび割れ開口幅 W から式(6)のように表される。

$$\lambda=\frac{W}{\alpha\cdot h} \qquad (6)$$

縁変形量は、繊維補強モルタルのひずみ値から下記のように表される。

$$dz_1=\varepsilon'_c\cdot\frac{L^*}{2},\ dz_2=\varepsilon_t\cdot\frac{L^*}{2} \qquad (7)$$

ここで、ε’c：圧縮側の縁ひずみ、εt：引張強度に達した引張ひずみ、L*：等価塑性ヒンジ長である。等価塑性ヒンジ長としては、ひび割れ深さとの関数として式(8)に示すものとして仮定する。

$$L^*=(1-\alpha)\cdot h \qquad (8)$$

以上の式(5)～(8)を用いることで圧縮側のひずみ分布から、ひび割れ開口幅を決定することができる。したがって、ひび割れ深さ α・h と圧縮側縁ひずみ ε’c を決定するとひずみ分布とひび割れ開口幅が決まり、モルタルの圧縮応力－ひずみ曲線と引張軟化曲線から式(3)、(4)で断面力を算定することが可能である。

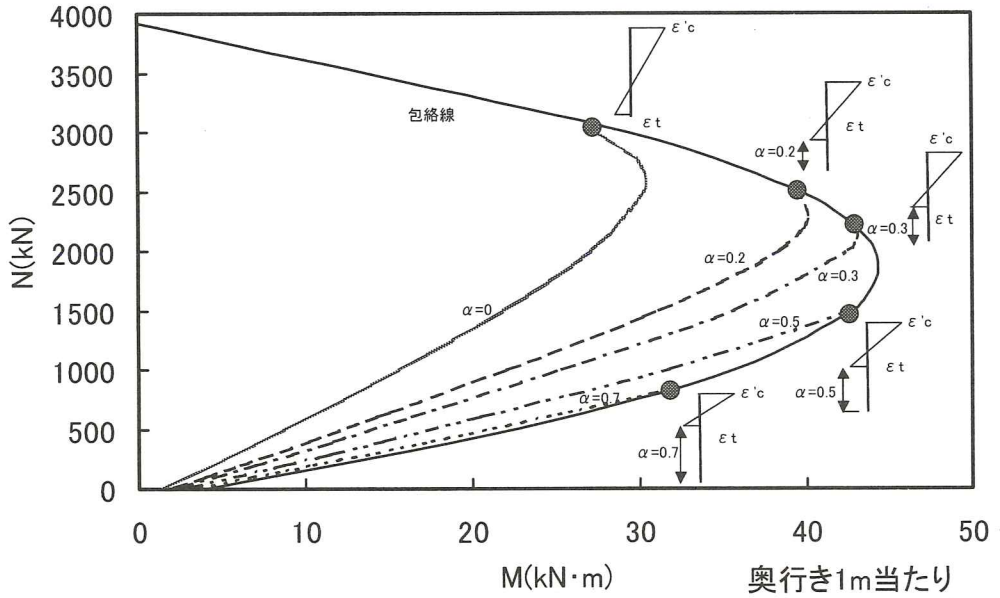


図 2.4.16　αh をパラメータにしたときの耐力線図例

ひび割れの発生を考慮してトンネル覆工部材の断面耐力を算定する手法としては、「併進工法設計施工指針（案）（日本鉄道公団）」[1)]や「鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル」（鋼材倶楽部・ＳＦＲＣ構造設計施工研究会編）[2)]などがある。これらの算定方法と本報告書で提案するものとの大きな相違点は、ひび割れ深さ αh の取扱いである。既存の算定方法では、ひび割れ深さ αh の上限値を定めているのに対して、本報告書ではひび割れ深さの上限値を定めていない。ひび割れ深さ αh が断面耐力線に及ぼす影響を把握する目的で図 2.4.16 にひび割れ深さ αh の上限値を変化させた場合の断面耐力線の算定を行った。なお、計算に用いた材料は本報告書で提案している短繊維補強モルタルとした。ひび割れを全く許容しない（α=0）の断面耐力線が最も小さく、α が大きくなるのに伴って断面耐力線が大きくなっている。したがって、本報告書で提案した手法は、短繊維補強モルタルで構築された補強部材の断面耐力線が最も大きくなるように設定したものである。

短繊維を混入すると圧縮強度に到達後に緩やかに応力が低下することが知られており、「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）では圧縮ひずみの上限を 10,000μ と無筋コンクリートの 3,500μ に比べてかなり大きく設定している。本報告書で提案している短繊維補強モルタルにおいても圧縮限界ひずみは、無筋コンクリートより大きいものと想定されるが、設計では無筋コンクリートと同様に 3,500μ と安全側に設定している。従って、実際の補強部材では断面耐力線に達しても直ちに破壊に至らず、補強体は安定していると考えられる。

この算定方法の妥当性を検証する目的で、試験結果で得られた圧縮強度および引張特性に基づいて断面耐力線を算定し、その結果と試験結果を比較した結果を図 2.4.17 に示す。プロットしてある点は、試験結果（参考資料２の曲げ試験結果を参照）における軸力 N に対する最大曲げモーメント M である。なお、連続繊維メッシュが配置された CF および CVF については、後述する算定方法を適用した。

断面耐力線の算定値は、いずれの場合においても試験結果とほぼ一致していることが分かる。この計算結果から、提案した断面耐力線算定手法で繊維補強モルタルの断面耐力を算定できることを確認した。図 2.4.17 は供試体の断面(15cm)の断面耐力線を示している。

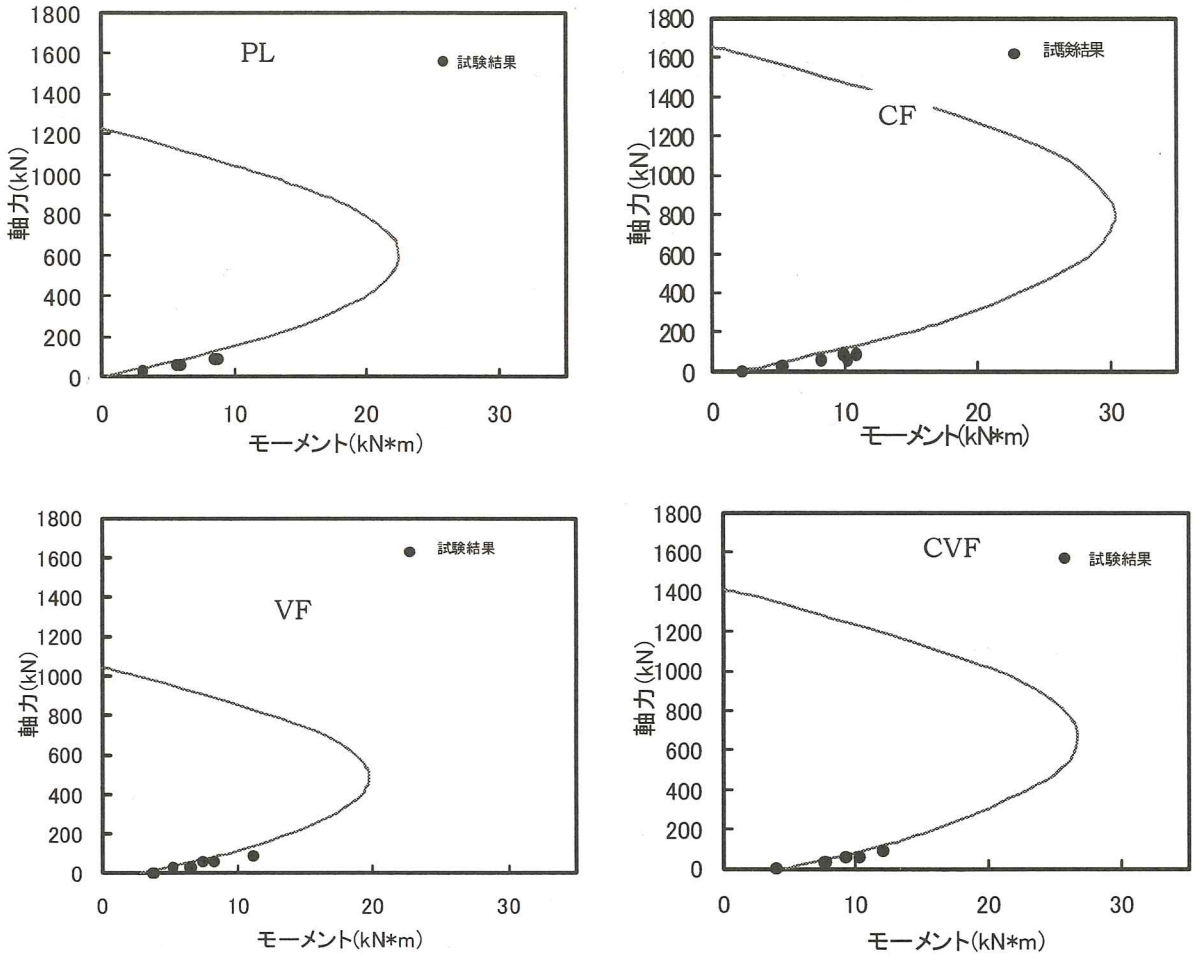


図 2.4.17　M-N 線図と試験結果

曲げ変形性能については、VF の場合の代表例として、90kN の軸力を導入した場合の曲げ試験結果を図 2.4.18 に示す。図 2.4.18 に示す変形量は、前述した断面力算定で求められた圧縮領域のひずみ分布の傾きから得られた曲率を積分して求めた。

短繊維の混入量が大きい高靭性繊維補強セメント材料に関する最近の研究報告 [3]によると、曲げひび割れが部材に複数発生することが知られており、このような材料の変形性能を簡易的に算定する方法として引張軟化曲線でなく引張応力－ひずみ曲線を方法が提案されている。この方法は、ある区間に複数の曲げひび割れが発生するものと引張応力－ひずみ曲線を近似的に定めるものである。本報告書で提案した短繊維モルタルについても、高靭性繊維補強セメント材料に比べてひび割れ本数は少ないが、複数のひび割れが発生することから高靭性繊維補強セメント材料の考え方に準拠して図 2.4.19 に示す引張応力－ひずみ曲線を定めた。なお、引張応力－ひずみ曲線の算定では、断面高と同じ区間の長さを有する部材軸方向にひび割れが 3 本発生するものとして算定した。この引張応力－ひずみ曲線は、簡易的に短繊維補強モルタルで構築された部材の曲げ変形性能を算定する場合に適用する。また、この引張応力－ひずみ曲線には、ひび割れ発生による応力低下が含まれていることから、図 2.4.19 の引張応力－ひずみ曲線を適用する場合に限り、ひび割れ発生を考慮する必要がない。つまり、断面内のひずみ分布は上面から底面まで連続しているものとして変形性能を計算してよい。

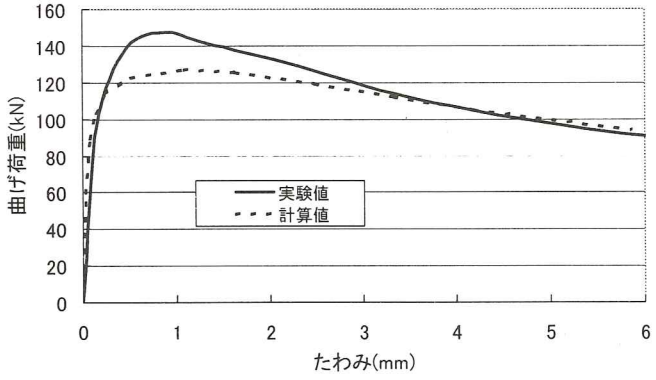


図 2.4.18　荷重－たわみ曲線（VF　N=90kN）

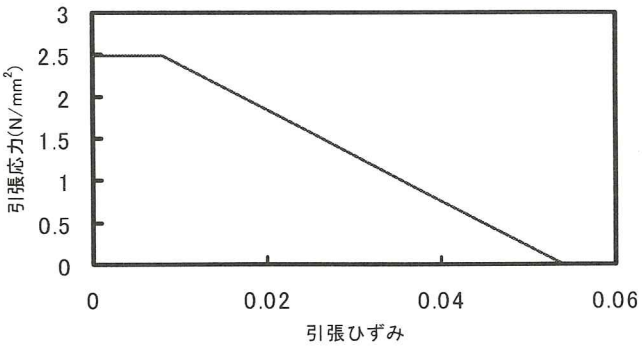


図 2.4.19　引張応力－ひずみ曲線

図 2.4.20 に、連続繊維メッシュを配置した場合の設計におけるひずみと応力分布を示す。連続繊維メッシュのひずみのε_{tm}は、上部のひずみ領域の傾き（曲率）をそのまま延長したものと仮定する。連続繊維メッシュを配置した場合の断面耐力は、連続繊維メッシュの引張応力による軸力、曲げモーメントの変化量を式(3)、(4)に加え、式(9)、(10)で算定される。

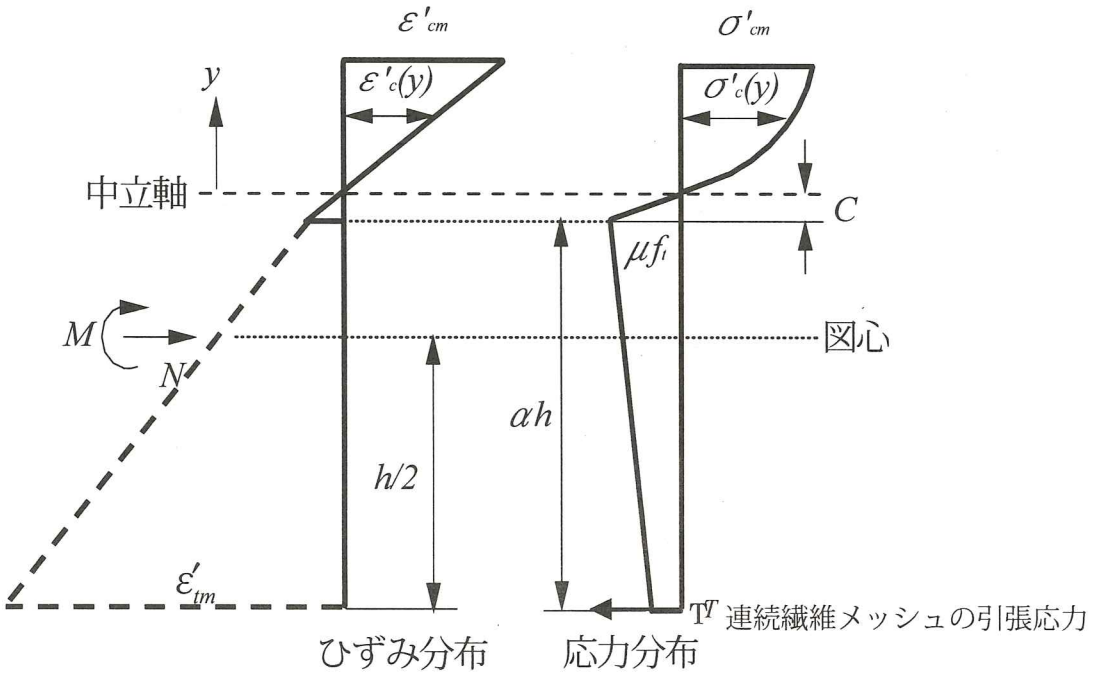


図 2.4.20 ひずみ―応力分布の仮定

$$M = \int_0^{h-\alpha h-C} \sigma'_c(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy - \frac{1}{2}\mu \cdot f_t \cdot C\left[\alpha h-\frac{h}{2}+\frac{C}{3}\right]b - \int_{-(\alpha h+C)}^{C} \sigma_t(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy - \frac{1}{2}Th \quad (9)$$

$$N = \int_0^{h-\alpha h=C} \sigma'(y)bdy - \frac{1}{2}\mu \cdot f_t \cdot C \cdot b - \int_{-(\alpha h+C)}^{C} \sigma_t(y)bdy - T \quad (10)$$

図 2.4.19 に示す引張応力－ひずみ曲線の適用性を確認する目的で、図 2.4.21 に短繊維補強モルタルの底面に連続繊維メッシュを配置した場合の計算した結果を示す。計算は、前述した断面耐力の算定に使用した計算式に、連続繊維メッシュの引張応力を縁部に追加して使用している（図 2.4.20 参照)。その結果によると連続繊維メッシュを配置した場合の要素試験結果と計算結果はほぼ一致しており、短繊維および連続繊維メッシュで引張力が伝達されるとした断面耐力算定式と図 2.4.19 の引張応力－ひずみ曲線により、本報告で提案した短繊維補強モルタル部材の断面耐力と変形性能を算定できると判断される。

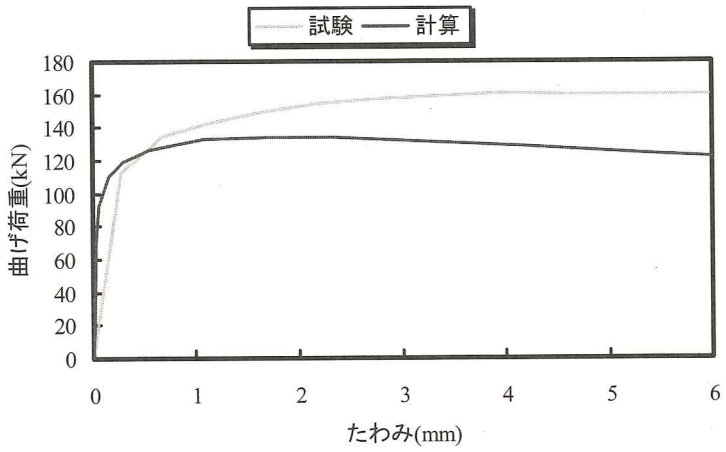


図 2.4.21　CVF の場合の軸力９０ｋＮを導入した曲げ試験結果と計算結果

変形性能に優れた短繊維補強モルタルに引張補強材として連続繊維メッシュを適用することで、最大荷重を保持した状態で変形が増加するような鉄筋コンクリート部材と同様の変形特性を示した。さらに、短繊維補強モルタルの断面耐力は、繊維の架橋作用で伝達される引張応力を考慮することで算定可能であることを確認した。

次に、実際のトンネル補強を想定して各部材（算定条件：設計基準強度 50N/mm^2、引張強度 2.5N/mm^2、厚さ 70mm、奥行き 1m）の断面耐力を算定した。計算には式（９）、（１０）を使用し、軸力をパラメータとした応力の釣合い計算で算出している。断面耐力線の比較を図 2.4.22 に示す。図中に参考として、一般的な普通コンクリート（設計基準強度 18N/mm^2）で内巻き補強（補強厚 125mm）とした場合を想定し、125mm 厚の無筋コンクリートの断面耐力を記入した（図中の PL-125mm）。

軸力が大きい場合には、ひび割れが発生せず、圧縮側の特性のみで断面耐力が決定される。そのため、軸力が 2000kN/m を超える領域では、引張補強材料である短繊維および連続繊維メッシュの補強効果は見られない。引張補強材である短繊維および連続繊維メッシュの補強効果である曲げ耐力の増加は、軸力が 2000kN/m 以下で曲げひび割れが発生した後に最大荷重を示す領域で発揮され、軸力が小さくなるにしたがって、その増加の割合は大きくなる傾向を示す。短繊維のみ混入したもの（図中で VF）と連続繊維メッシュのみを混入したもの（図中の CF）の補強効果は、ほぼ同様である。これに対して、短繊維と連続繊維メッシュの両方を引張補強材とした計算事例（図中の CVF）は、最も曲げ耐力が大きく、曲げに対して有効である。

従来の普通コンクリートで内巻き補強した場合の断面耐力（図中の PL-125mm）は、圧縮強度が短繊維補強モルタルより小さいために軸力に対する耐荷力が小さく、また軸力が小さい領域においても何らかの引張補強材を配置しないと短繊維補強モルタルより曲げ耐力は小さくなっている。以上のことから、短繊維補強モルタルや連続繊維メッシュを併用したモルタルは、軸力が小さい場合には、引張補強材として非常に有効であり、また、一般的に多いと考えられる軸力が卓越するような覆工でも、軸力に対する耐力が大きく、普通コンクリートに比べて有利であると考えられる。

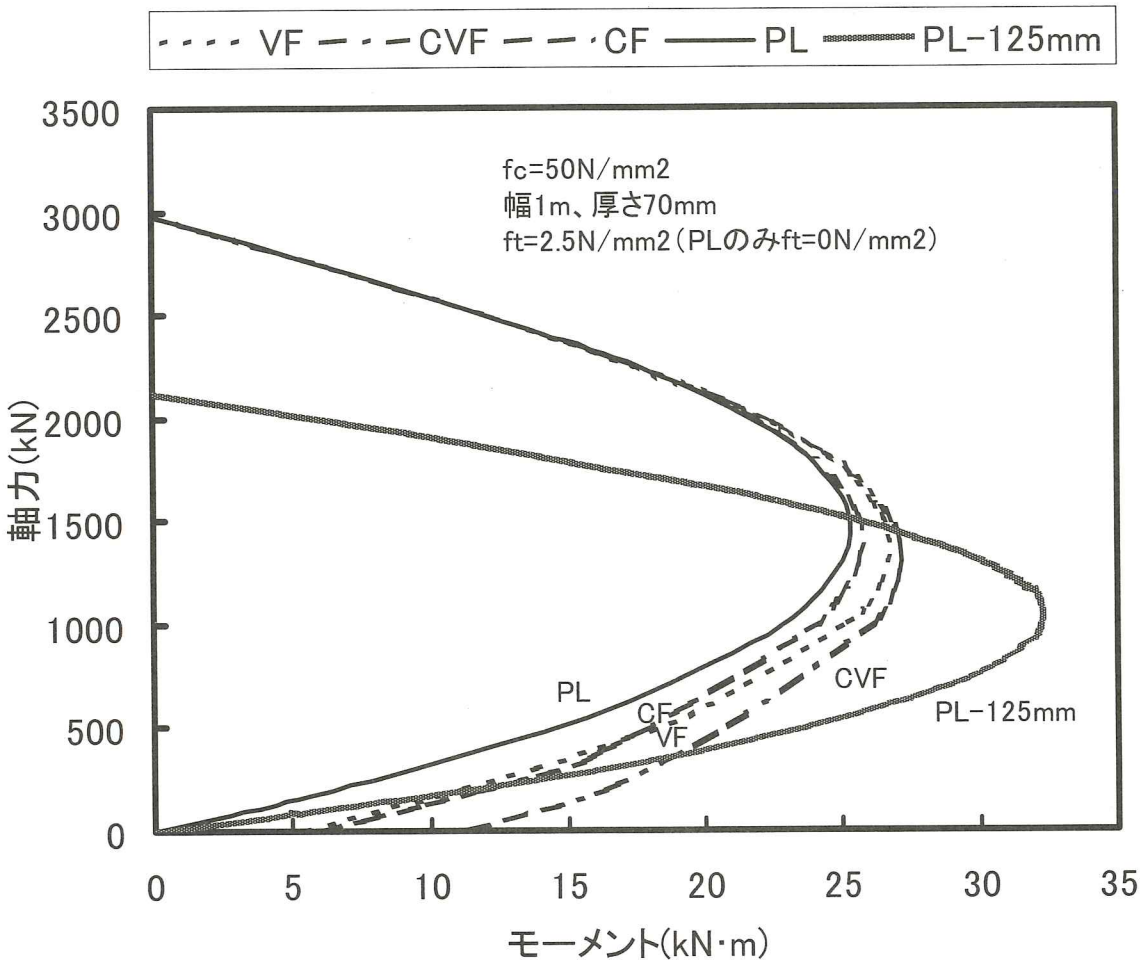


図 2.4.22　各部材の断面耐力線の比較

（２）実物大試験

（ａ）載荷形式１

試験に使用したコンクリートおよび短繊維補強モルタルの配合は下表に示す通りである。

表 2.4.4　配合表（無筋コンクリート）

f'ck	G_{max}	Slump	W/C	Air	s/a	単位量（kg/m³）				
(N/mm²)	(mm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	C	W	S	G	AD
18	40	12	57.5	4	43.8	270	156	822	1091	2.86

表 2.4.5　配合表（繊維補強モルタル）

W/C	Air	単位量（kg/m³）					備考
(%)	(%)	C	W	S	G	AD	早強ｾﾒﾝﾄ使用
37.0	4.5	865	320	932	—	4.32	

繊維混入率：V_f＝2.0%

圧縮強度試験結果は、以下の通りである。

既設覆工コンクリート（無筋）　　19N/mm²　（材齢 38 日）

短繊維補強モルタル　　50.5 N/mm²　（材齢 17 日）

供試体製作における今回の補強モルタルの打設は、ホッパーによる打ち込みで行った。ミキサー車に短繊維を投入後のスランプは 4.5cm と小さかったため、高性能ＡＥ減水剤を投入し、スランプ 15.5cm に調整した。



写真 2.4.1　フレッシュ性状（繊維補強モルタル）

内巻き補強打設後の打音検査によって空隙（図 2.4.23 参照）が確認された為、補修モルタルによる未充填部分の補修注入を行った。

注入材は、プレミックスタイプのグラウト材料（デンカプレタスコン　TYPE-U）を使用し、現地でハンドミキサを用いて練り混ぜてポンプにて注入を行った。注入個所および現場配合を下記に示す。

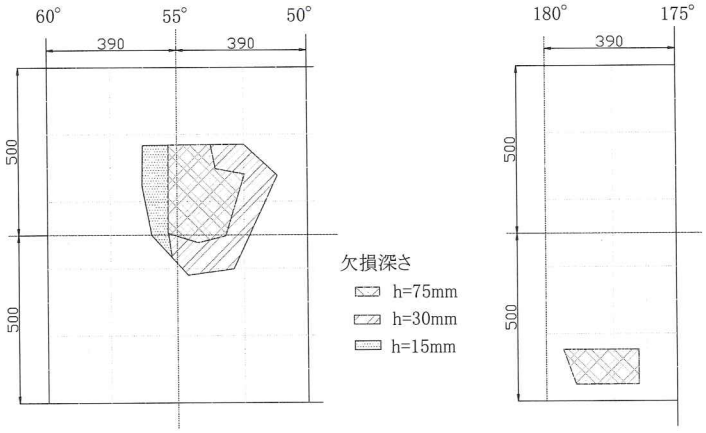


図　2.4.23　空隙発生個所

表 2.4.6　配合

目標軟度 JP 漏斗流下値 （秒）	W/(C+T) (%)	プレタスコン TYPE-U	水	練り上がり モルタル量（リットル）
7.5±2	29.5	25kg（1 袋）	3.7	12

載荷試験時のモルタルの圧縮強度は、64.5 N/mm^2　であった。

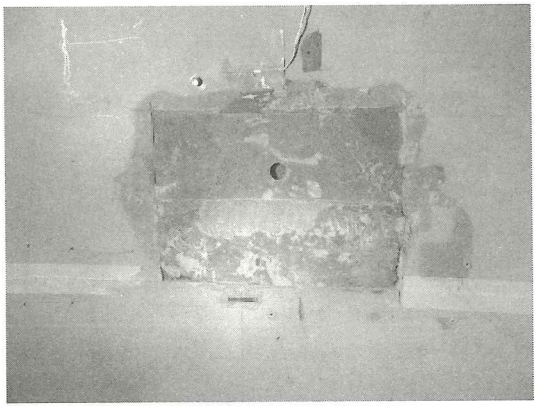


写真 2.4.2　補修モルタル注入後

図 2.4.24 に載荷形式 1 の損傷載荷試験結果を示す。天端付近および肩部付近にひび割れが発生し、総荷重で最大およそ 1895kN まで上昇後、徐々に低下し始めたところで損傷載荷を終了した。

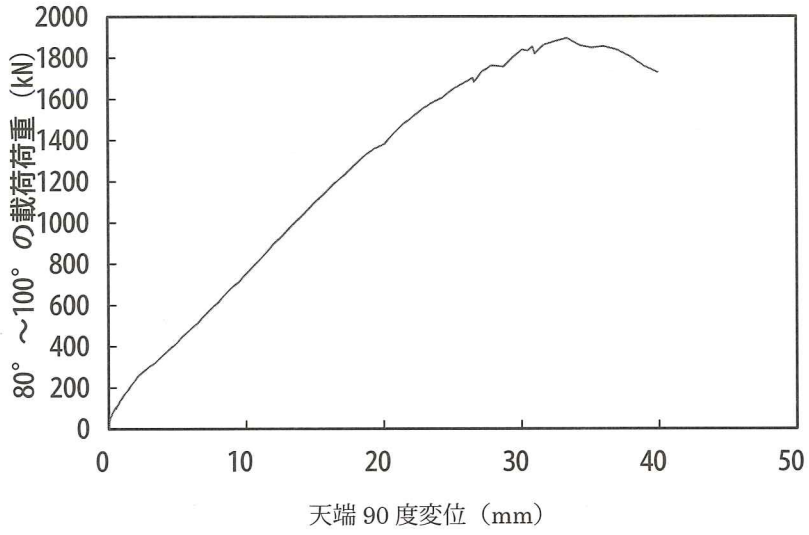


図 2.4.24　載荷形式 1　損傷載荷試験結果

図 2.4.25 に補強した載荷試験の結果を、図 2.4.26 にひび割れ状況を示す。荷重は総荷重でおよそ 2220kN まで上昇したが、天端付近のひび割れがトンネル円周方向に進展し、荷重が低下した。その後荷重はあまり上昇せず、最終的には既設コンクリート（覆工コンクリート）の天端付近で圧縮破壊をおこし荷重が低下して終了した。

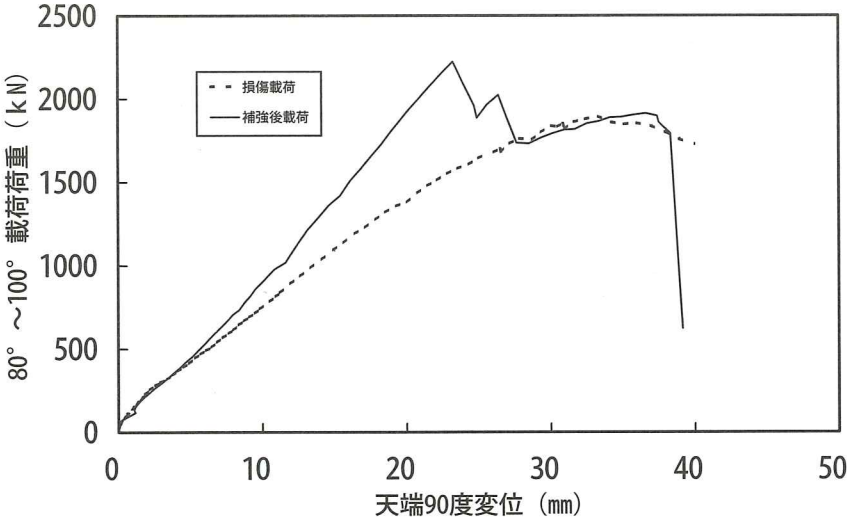


図 2.4.25　載荷形式 1　補強後載荷試験結果

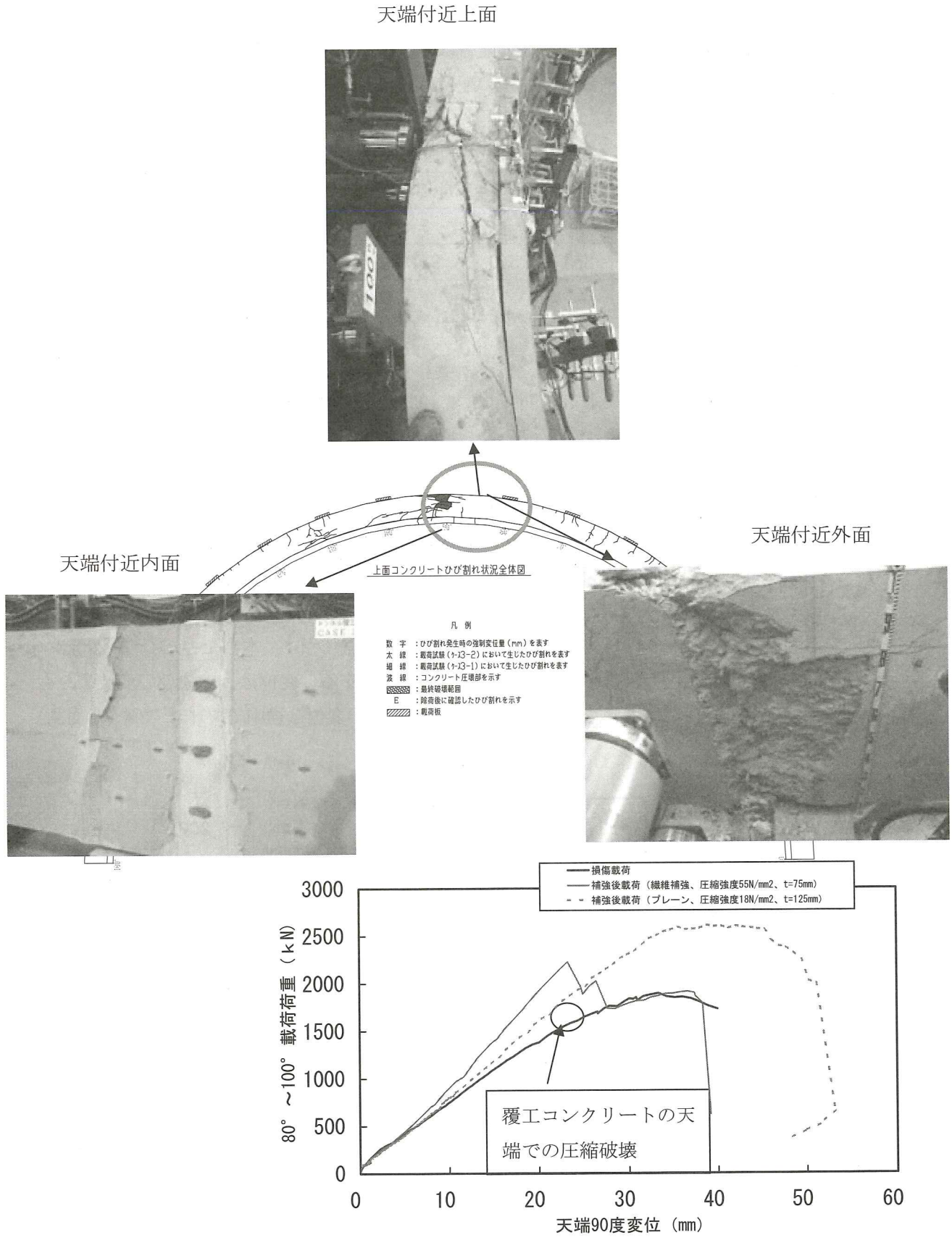


図 2.4.26　　ひび割れ状況

（b）載荷形式２

試験に使用する無筋コンクリートの配合は、載荷形式１と同様で、表 2.4.4 に示すとおりである。また、短繊維補強モルタルの配合は、表 2.4.7 に示す。

表 2.4.7　繊維補強モルタル配合表

W/C	Air	単位量（kg/m³）					備考
（%）	（%）	C	W	S	G	AD	
37.0	4.5	865	320	931	—	4.33	養生期間が 4 週間確保できたので普通セメントを使用

繊維混入率：V_f＝2.0%

圧縮強度試験結果を下記に示す。

既設覆工コンクリート（無筋）　　19N/mm²（材齢 42 日）

短繊維補強モルタル　　45N/mm²（材齢 27 日）

載荷試験結果を図 2.4.27 に、ひび割れ状況を図 2.4.28 に示す。ひび割れは既設コンクリートの天端部から肩部に発生したが、最終的にはスリットの入った肩部で破壊し、荷重が急激に低下した。補強後の覆工の耐荷力（総荷重／覆工背面側面積）は最大で約 453kN/m²（ジャッキ１本当たり約 203kN）であった。既設コンクリート（無筋）300mm の耐荷力に比較すると、f_c=14.4N/mm² の実験結果 [4]から推定したジャッキ 1 本当たりの荷重 290kN×（18N/mm²/14.4N/mm²）=360kN よりも小さな荷重で破壊する。変位は、中央部の変位よりもスリット部分の変位が大きくなっている。また、中央の変位は途中でマイナス側（背面側）に転じている。

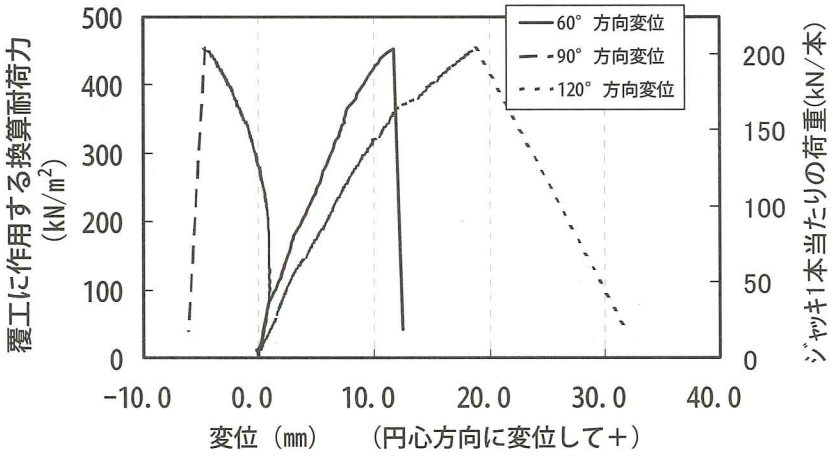
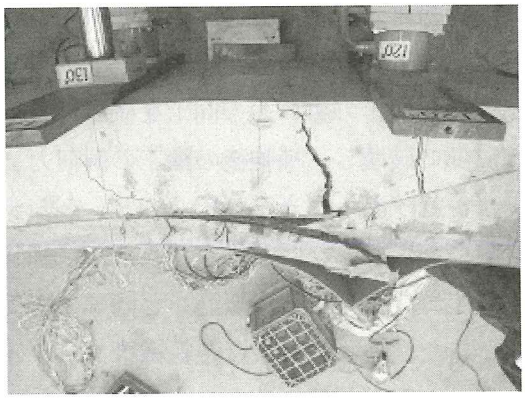
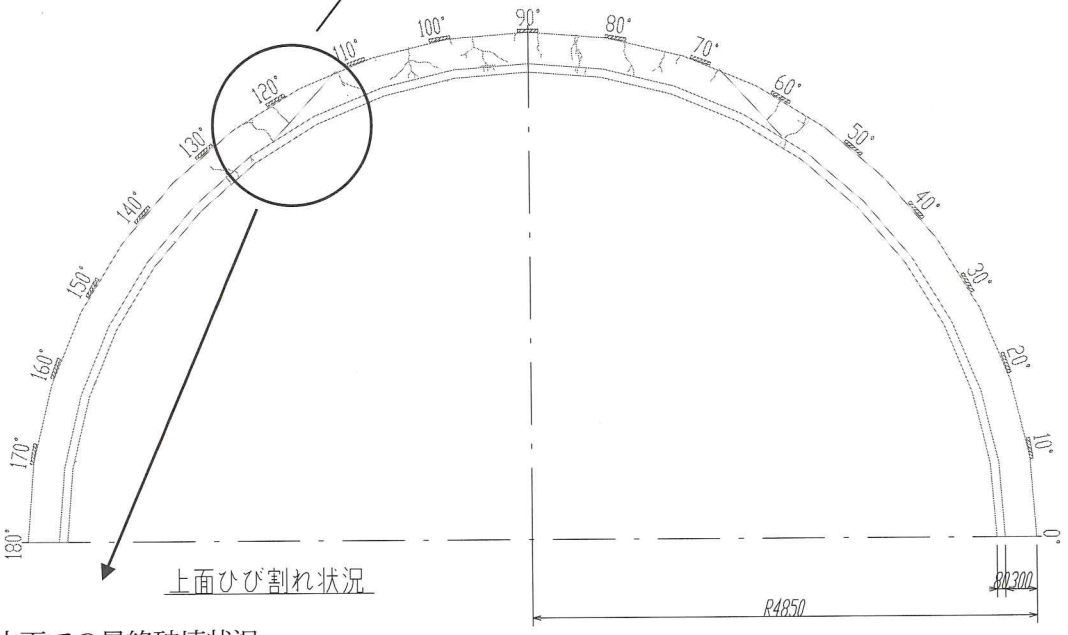


図 2.4.27　載荷形式２　試験結果

120度上面での最終破壊状況





120度内面での最終破壊状況

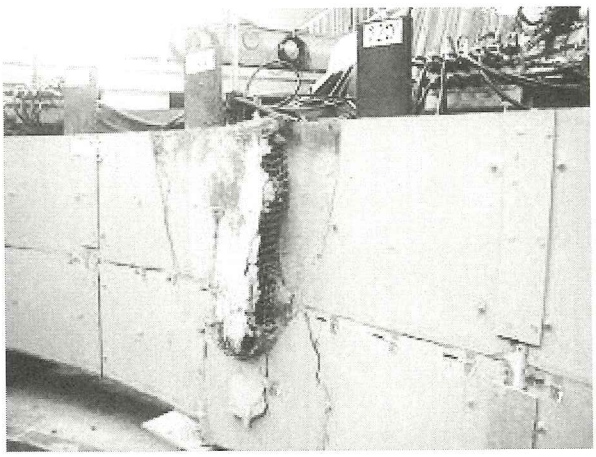


図 2.4.28　載荷形式２　ひび割れ状況

（C）まとめ

短繊維と連続繊維メッシュを併用した高じん性モルタルを75mm内巻き補強した結果、載荷形式1では、既設コンクリート（無筋）300mmを損傷させた耐荷力を上回り、内巻き補強した場合の耐荷力の向上を確認できた。載荷形式2では、最終的にはスリットの入った肩部で破壊し、補強後の覆工の耐荷力（総荷重／覆工背面側面積）は、最大で約453kN/m^2（ジャッキ1本当たり約203kN）であった。覆工厚300mmの覆工コンクリート（無筋）の耐荷力ほどはないと推定されるが、補強厚や強度などを調整することで、覆工厚300mmの覆工コンクリート（無筋）と同等の耐荷力を得ることは可能と考えられる。

また、短繊維および連続繊維メッシュが混入されているため、補強層が破壊してもコンクリートが剥落するようなことはなかった。

２．５　　施工実験

２．５．１　目的

実際の現場での施工性を確認することを目的として、鉄建建設技術センター内にある模擬トンネルを使用し、現場の状況に近い形で施工実験を行った。

２．５．２　使用材料

（１）　繊維材料

連続繊維メッシュ　KJV-60W　（幅 1m 当たり）

メッシュ厚　　t=1.5mm

弾性係数　　E_s=3.52 kN/mm^2

引張破断強度　f_s=58.7x1.5=88 N/mm^2

短繊維　パワロン RECS100L

長さ　　L=12mm　　繊維径　100 μ m

混入率　2%

（２）　繊維補強モルタル

繊維補強モルタルの配合を下記に示す。

表 2.5.1　繊維補強モルタル配合表

水セメント比	空気量	水	セメント	細骨材			高性能AE減水剤	AE剤	PVA繊維
				陸砂	砕砂	合計			
W／C	air	W	C	S1	S2	S	SP	AE	VF
(%)	(%)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(C×%)	(C×%)	(vol%)
40.0	8.0	340.0	850.0	404.0	404.0	808.0	1.7	0.074	2.0

実際の施工については自己充填性を求められることから、繊維投入後でスランプフロー 50～60cm 程度を目標として配合を調整し、施工試験を行うことにした。

２．５．３　実験準備

模擬トンネル内にて、実験準備を行う。模擬トンネル内には過去に行った実験の供試体が残っているが、その供試体の内側に内巻き補強を行う形で施工を行う。連続繊維メッシュとボードを取り付ける施工手順を以下に示す。

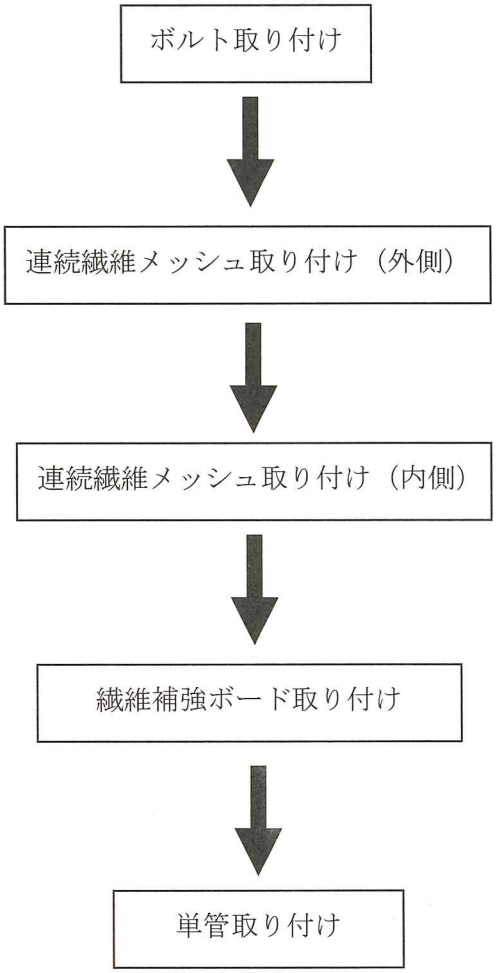
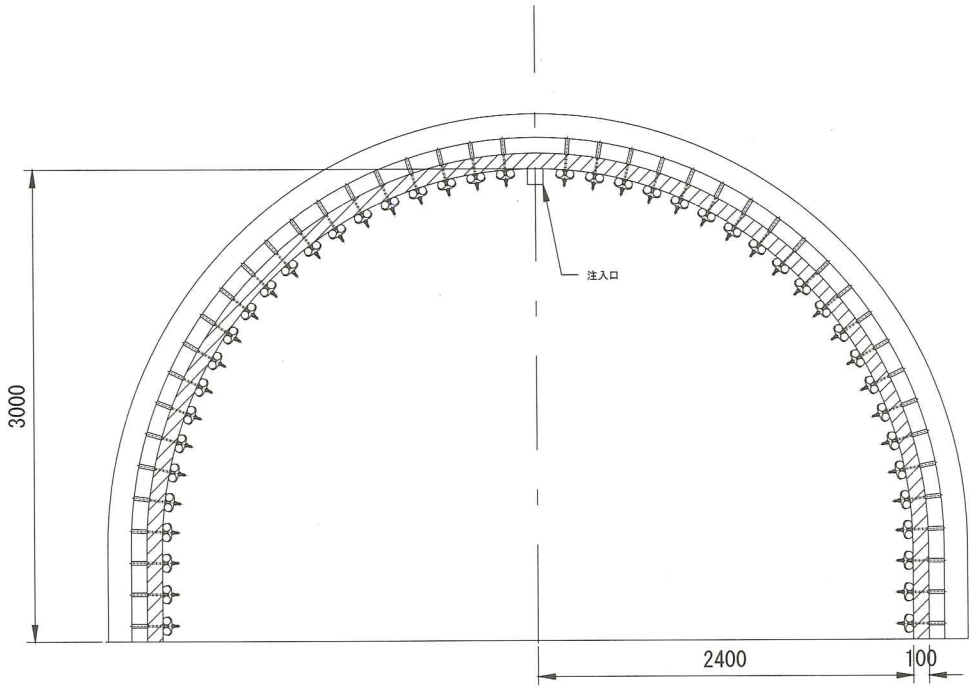


図 2.5.1　メッシュとボードを取り付ける施工手順

図 2.5.2 に施工実験の打設断面を示す。連続繊維メッシュ（内側）および繊維補強ボードに関しては、モルタル投入用の窓を開けておく必要があるが、その場合連続繊維メッシュに欠損が発生する。そのため、実際の施工においては、窓をあけた両側に欠損部と同じ幅で連続繊維メッシュを 2 重に配置する等の措置が必要となる。

断面図



側面図

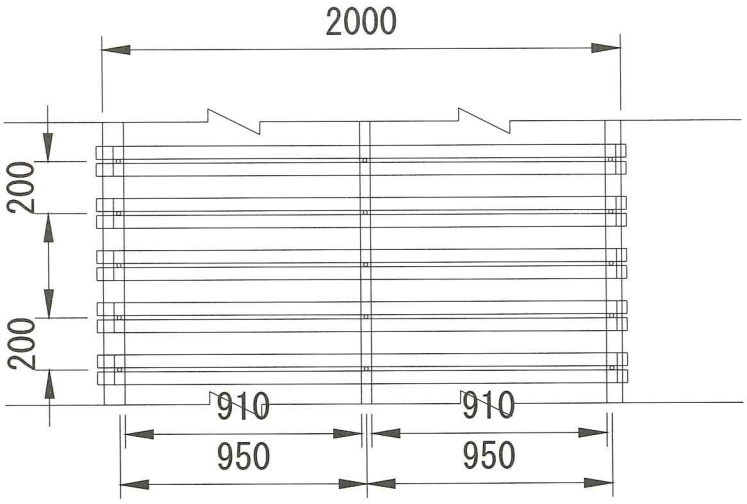


図 2.5.2　施工実験打設断面

２．５．４　モルタル打設

準備作業完了後、モルタルの打設を行う。図 2.5.3 に打設順序図、図 2.5.4 に打設状況図を示す。モルタル打設は、2 間（約 2m）行い、厚さは 100㎜ とする。打設にはモルタルポンプを使用する。あらかじめ空けておいた投入口よりモルタルを投入し、必要に応じて型枠バイブレーター等で締め固めを行う。投入口付近まで打設し、1 回目の打設を完了する。終了後は蓋をして、上層の打設を行う。今回の打設は下記に示すように 3 回に分けて打設を行った。床面より約 2mおよび 3m付近の投入口まで打設を行う。

最上部の打設は、あらかじめ設置しておいた注入口に圧送ホースを接続し、モルタルを打設する。

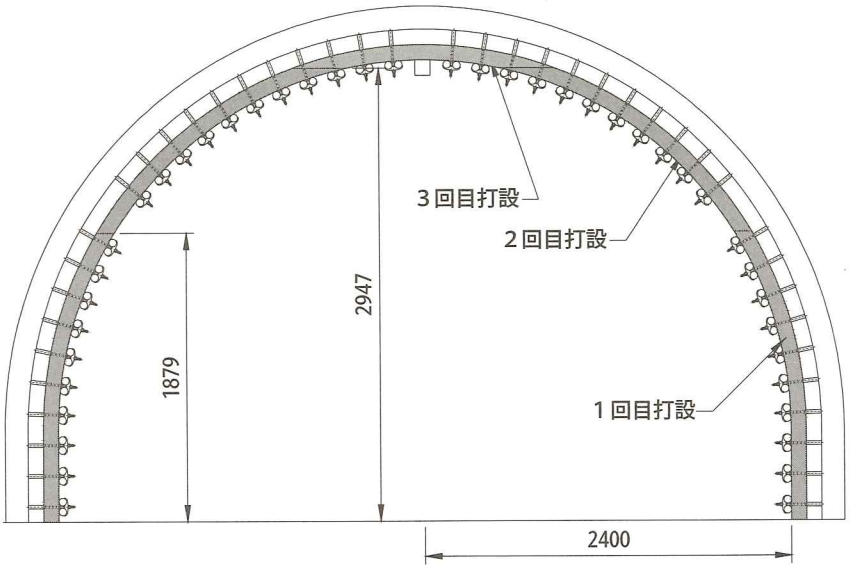


図 2.5.3　モルタル打設順序図

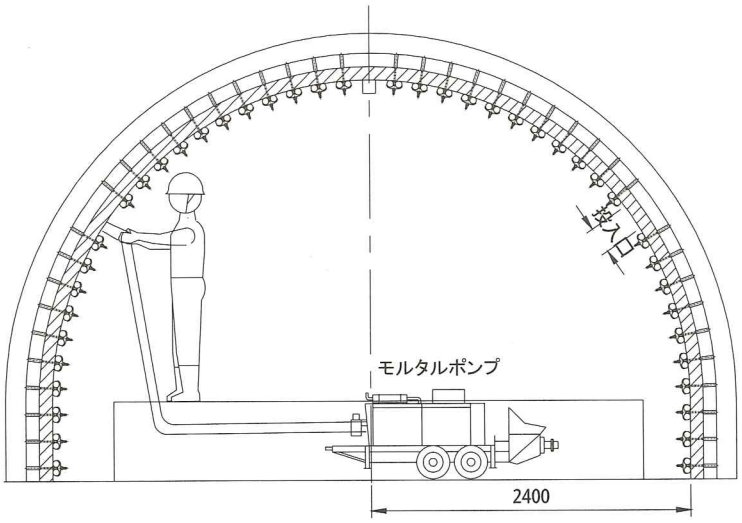


図 2.5.4　打設状況

モルタルは、現場にて、１００リッターの強制練ミキサーで練り、モルタルポンプにて打設を行った。（写真 2.5.1～2.5.5）

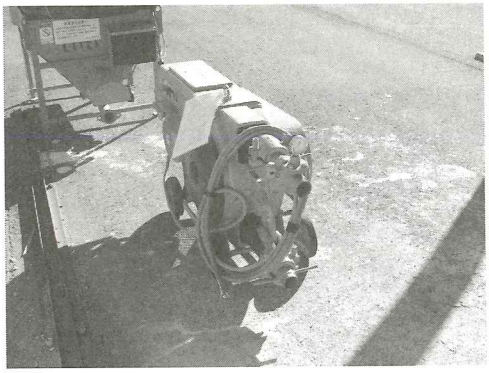


写真 2.5.1　使用ポンプ

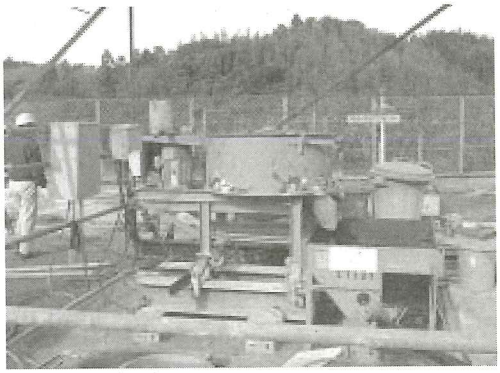


写真 2.5.2　使用ミキサー



写真 2.5.3　１層目打設状況

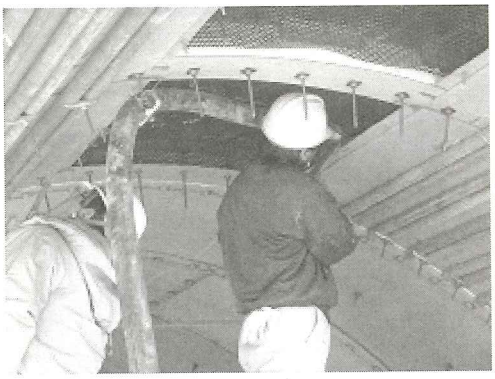


写真 2.5.4　２層目打設状況

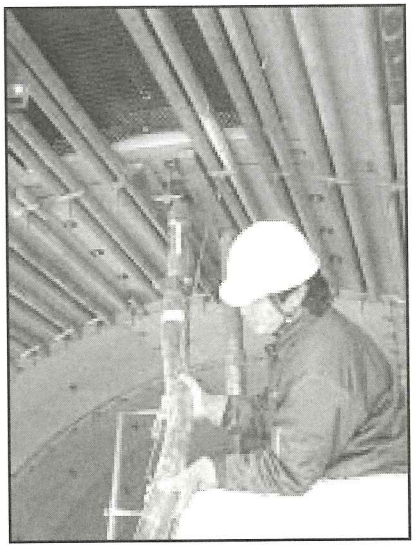


写真 2.5.5　３層目打設状況

1 層目の打設については、スランプフローが 50cm 程度であれば打設は可能であったが、2 層目および 3 層目については、スランプフローが 60cm 程度は必要と考えられる。

3 層目については打設後コア抜きを行い、充填状況の確認を行った。その結果、スランプフロー60cm 程度であれば充填は十分可能と考えられる。



写真 2.5.6　スランプフロー試験状況

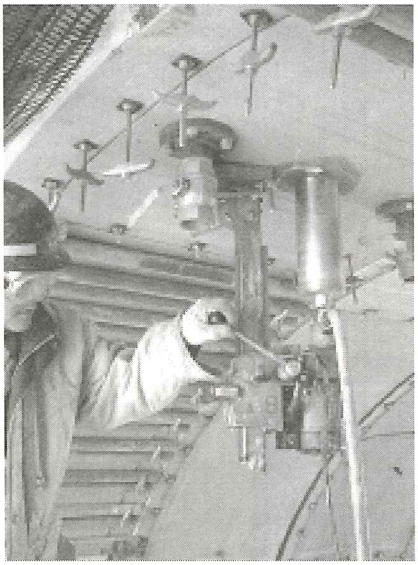


写真 2.5.7　コア抜き作業状況

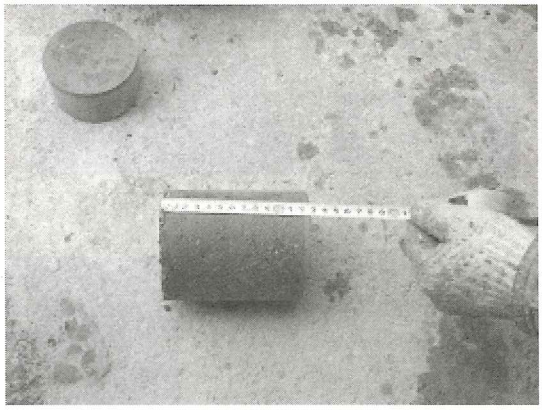


写真 2.5.8　コア確認状況

3．耐荷力の評価方法

3．1　フレーム計算による２重梁の計算方法

本計算方法は、骨組解析手法を用いたひび割れ進展解析[6)]に従っており、解析の流れを図 3.1.1 に示す。

ひび割れ進展解析では、骨組解析手法により計算を行い、随時断面力によってひび割れの発生を判断し、ひび割れの発生ごとに構造モデルを変更して新たに計算を行う。ここで、ひび割れは塑性ヒンジによりモデル化し、ひび割れが生じる時の断面力、変位と、ひび割れをピン結合に変更して計算したモデルの増分の断面力、変位とを重ね合わせることにより表現する。このように繰り返し計算を行い、ひび割れ断面が圧縮損傷（圧縮縁においてひずみが限界ひずみとなること）を起こした時点で計算終了としている。

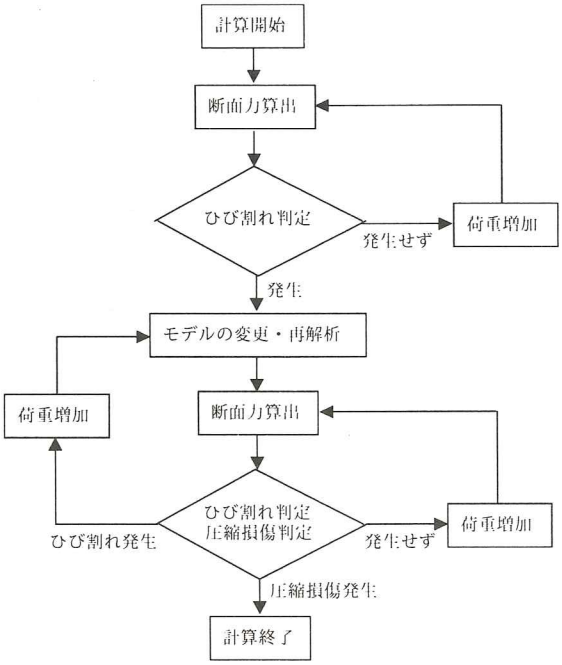


図 3.1.1　ひび割れ進展解析計算フロー

本計算では、コンクリート部材の変形挙動が、断面耐力（最大曲げモーメント）に達すると急激に変形が増加することに着目し、部材の断面力が断面耐力（最大曲げモーメント）に達した時点をひび割れの判定基準としている。つまり、最大荷重に達する以前は、ひび割れが発生しても、そのひび割れ幅は微細であることから、ひび割れを無視する。最大荷重に達した後は、ひび割れ幅が急増するものとし、最大荷重つまり断面耐力をひび割れ発生の判定としている。

以上のようにコンクリート部材は断面耐力に達した時点をひび割れ発生と判定するが、トンネル覆工では軸力の度合いによって曲げ耐力が異なるため、軸力(N)・曲げモーメント(M)曲線図を作成して断面耐力によるひび割れ発生の判定を行う。断面耐力に達した部材については、設計計算においてヒンジとして取り扱う。ヒンジの回転角が、限界回転角（圧縮側の縁ひずみが、普通コンクリートでは 3500μに達した回転角）に達した時点で部材が破壊したと判定する。普通コンクリートにおいては、ひび割れ判定と同時に、圧縮損傷判定となる場合もある。

無筋コンクリートの圧縮特性を適用しているため、設計上は圧縮ひずみが 3,500μとしており、部材に生じる断面力が圧縮ひずみで決定されている断面耐力に達した場合は、その時点が補強体の耐荷力とする。ただし、短繊維補強モルタルは圧縮強度に到達後も緩やかに応力が低下することが確認されていることから、後述するように短繊維補強モルタルの圧縮強度以降の応力低下を考慮する場合には圧縮限界ひずみを 3,500μ以上として設定

することも可能である。

圧縮限界ひずみを 3,500μ以上と設定する場合の計算フローは図 3.1.1 と同一であり、ひび割れ発生についても断面力が圧縮限界ひずみを 3,500μとした断面耐力線に達した時点とする。ただし、ひび割れ発生と判定された部分についてはヒンジとして取扱い、その変形性能（M－φ曲線）の算定では圧縮強度以降の応力低下を考慮した圧縮応力－ひずみ曲線を用いる。ひび割れ発生個所をヒンジとしてフレーム計算で取り扱っていることから、曲げモーメントが低下する場合にはフレーム計算の適用範囲外となるので、ひび割れ発生個所の曲げモーメントが低下した時点を計算上の破壊とする。以下に短繊維補強モルタルの圧縮強度以降の応力低下を考慮した載荷実験の計算事例を示す。

M-N 及び M-φ曲線図は断面の釣り合い計算により計算を行い、その際に用いるコンクリートの強度特性は次のように定める。

３．１．１　応力－ひずみ曲線

（１）無筋（既設覆工）コンクリート

無筋（既設覆工）コンクリートに使用される普通コンクリートについては、「コンクリート標準示方書　構造性能照査編」(土木学会)に定義されている応力ひずみ曲線を使用する。（図 2.4.14 参照）

引張側については、通常無筋（覆工）部分については考慮しない。

（２）繊維補強モルタル

短繊維をコンクリートに混入すると、引張破壊特性のみでなく圧縮強度以降の圧縮じん性が大幅に改善されることが知られている。「鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案)」（土木学会コンクリートライブラリー）では、鋼繊維を混入することで圧縮強度以降のじん性が改善されることを考慮して、圧縮限界ひずみを 10,000 μ と定めている。本工法で用いる短繊維補強モルタルについても、圧縮試験結果によると鋼繊維と同様に圧縮強度以降のじん性能が大幅に改善されることが確認されている [6)]。そこで、圧縮試験で得られた応力－ひずみ関係から、試験結果と比較する上で、短繊維補強モルタルの圧縮応力－ひずみ曲線を図 3.1.2 に示すように定める。圧縮強度に到達後は、緩やかに応力が低下するものとして、最終的な圧縮ひずみは 15,000 μ までとした。設計では、普通コンクリートと同様、「コンクリート標準示方書　構造性能照査編」（土木学会）に定義されている応力ひずみ曲線を使用することにする。

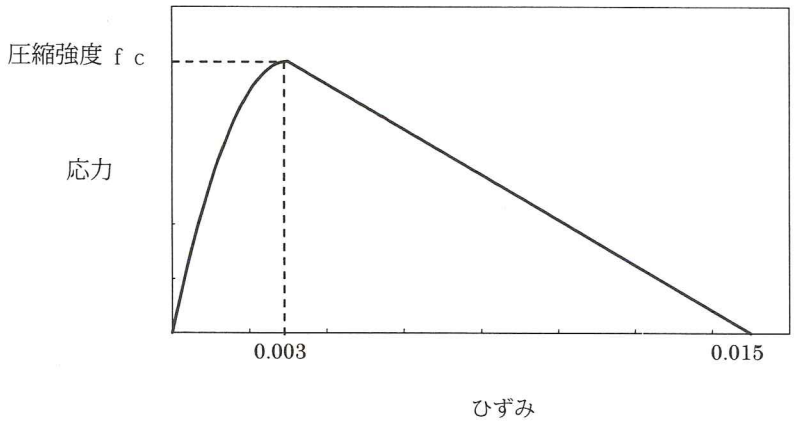


図 3.1.2　圧縮応力―ひずみ曲線（繊維補強モルタル）

短繊維補強モルタルでは、ひび割れ面で短繊維の架橋作用により、引張応力が伝達され、優れた曲げ強度や曲げじん性を有することができる。本計算方法では、短繊維補強モルタルの引張破壊特性を考慮するものとした。短繊維補強モルタルの引張破壊特性は、引張軟化曲線で表されることが知られている。そこで、短繊維補強モルタルの断面耐力算定では、引張軟化曲線を用いることで短繊維により伝達される引張応力を考慮するものとした。設計に用いる引張軟化曲線は、直接引張試験で得られた試験結果に基づいて、図 2.4.11 に示した引張軟化曲線を用いる。

３．１．２　部材の断面耐力と変形性能

ひび割れ発生などの損傷を考慮したフレーム解析では、部材の強度特性として断面耐力と変形性能の２つを算定する必要がある。以下にその算定方法を示す。

（１）断面耐力

コンクリートの断面耐力については、部材にひび割れが発生することを前提に算定を行う。ひび割れが発生した部材の断面耐力は、下記の仮定に基づいて算定するものとした。

① ひび割れ断面以外の覆工は健全であることから、ひび割れ断面に作用する断面力（軸力、曲げモーメント）は部材の図心に作用する。

② ひび割れ断面以外の部分は、平面保持されているものと仮定する。

③ コンクリートの圧縮応力－ひずみ曲線は、図 2.4.14 や図 3.1.2 に示したものを使用する。

④ 無筋コンクリート（既設覆工）については、引張強度を考慮しない。つまり、ひび割れ部分では全く応力が伝達されないものと仮定する。

⑤ 繊維補強モルタルについては、ひび割れ部分で引張応力が伝達され、その大きさは引張軟化曲線により決定される。

⑥ 連続繊維メッシュについては、RC 部材の引張補強鋼材と同様に平面保持が成立しているものとして計算を行う。

上記条件により、部材のひずみ・応力分布は前述した図 2.4.20 のように表される。ただし、無筋コンクリート部材では、ひび割れ部分には応力伝達が全く無く、圧縮側のみ応力が分布している。

以上の条件から、2.4.2 と同様に、コンクリート部材の断面力は次のように計算される。

$$M = \int_0^{h-\alpha h-C} \sigma'_c(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy - \frac{1}{2}\mu \cdot f_t \cdot C\left[\alpha h-\frac{h}{2}+\frac{C}{3}\right]b - \int_{-(\alpha h+C)}^{C} \sigma_t(y)\left[y+\alpha h+C-\frac{h}{2}\right]bdy - \frac{1}{2}Th \quad (1)$$

$$N = \int_0^{h-\alpha h=C} \sigma'(y)bdy - \frac{1}{2}\mu \cdot f_t \cdot C \cdot b - \int_{-(\alpha h+C')}^{C} \sigma_t(y)bdy - T \quad (2)$$

ここに、M：曲げモーメント、N：軸力である。

上記の式で計算される断面力の内、最大の曲げモーメントを与える断面力を断面耐力とする。そのときの軸力とモーメントをプロットした曲線を断面耐力線（M－N線図）とし、ひび割れ判定に使用する。なお、連続繊維メッシュがある場合には、RC 部材と同様に連続繊維メッシュが負担する引張力（T）を付加する。上記の計算結果から、断面耐力を計算することができ、その結果は図 3.1.3 に示すような断面耐力線として表すことができる。

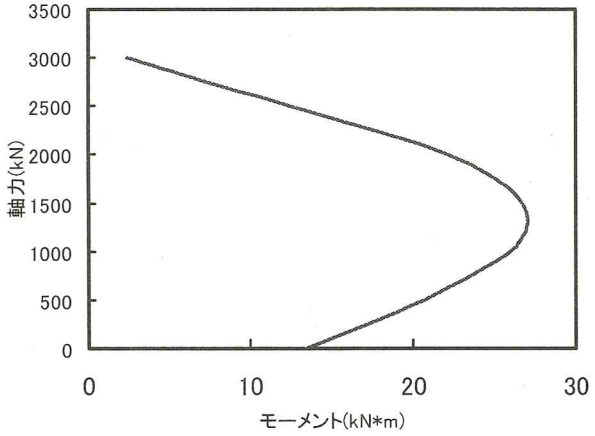


図 3.1.3　M-N 線図例（ｔ＝75ｍｍ）

（２）変形性能

図 3.1.4 に示すように圧縮強度以降の応力低下を考慮した圧縮特性を用いて算定した部材の変形特性（M－φ線）は、最大曲げモーメント近傍でモーメントがほぼ一定で曲率のみが増加したのちにモーメントが低下する傾向を示す。モーメントが低下する部分は、圧縮側の縁ひずみが大きく、圧縮応力の低下の影響を受けている領域である。フレーム計算では、ひび割れ発生個所の部材は断面力を保持することを前提に、ひび割れ発生個所をヒンジでモデル化している。したがって、ひび割れ発生個所の部材の断面力が保持されない領域、つまりひび割れ発生個所の部材の曲げモーメントが低下する領域に適用できない。よって、ひび割れ発生部分の変形量が、モーメントの低下する曲率に達した時点で部材が破壊したと判定する。

図 3.1.4 に示すように圧縮限ひずみが 3,500μ（図中の破線）に達した以降は、曲げモーメントを保持していることと、ある程度の軸力が作用している状態では部材の断面耐力は圧縮ひずみで決定されることから、設計上のひび割れ発生を断面力が断面耐力線に達した時点と設定する。

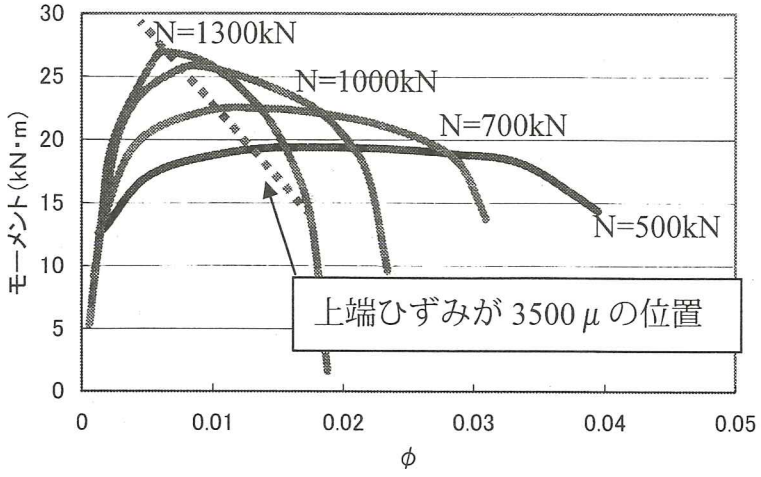

N=1300kN
N=1000kN
N=700kN
N=500kN
上端ひずみが 3500 μ の位置
モーメント(kN・m)
30
25
20
15
10
5
0
0
0.01
0.02
0.03
0.04
0.05
φ

図 3.1.4　M-φ線図例

３．１．３　断面力の算定および照査

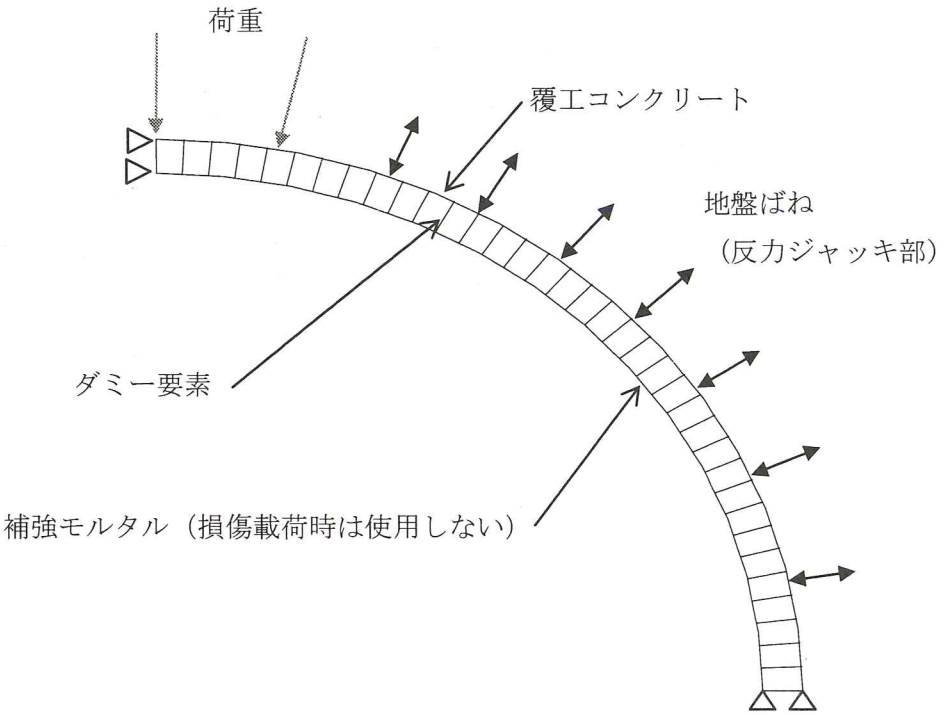


図 3.1.5　フレーム解析モデル図

既設覆工および補強部材に発生する断面力は、図 3.1.5 に示すように骨組解析で計算する。既設覆工をモデル化した梁と補強部材をモデル化したものとは、図に示すようにダミー要素で結合する。このダミー要素は、圧縮力のみを伝達するものであり、圧縮力による変形はしない。このようなダミー要素を用いることで、補強部材と既設覆工間で発生する滑り変形などを考慮できる。

計算では、図 3.1.1 に示すよう計算フローに従って、ひび割れ判定を行う。このひび割れ判定は、断面力が断面耐力に達したことを判定するものであり、実際のひび割れ発生と異なることに注意が必要である。その方法は、計算フローに示すように順次荷重を増分し、部材の断面力が断面耐力に達した場合には、その部分をヒンジとして計算を継続するものである。部材の回転角がコンクリートの圧縮限界ひずみで規定される値に達した時点あるいは、複数のヒンジが形成され構造的に不安定となった時点で計算を打ち切る。

３．１．４　試験結果との比較

ここでは、一般的に用いられているフレーム解析による計算手法で、試験結果との比較を行った。

解析に使用したコンクリートの圧縮強度 fc については、試験時の圧縮強度試験値を使用している。

既設覆工については、先に示したように、標準示方書に定義されているコンクリートの圧縮応力－ひずみ曲線を採用している（図 2.4.14 参照）。

内巻き補強の繊維補強モルタルについては、圧縮側は図 3.1.2 のように仮定し、計算を行っている。繊維補強モルタルの引張側については、先に示した要素試験結果に基づき、ここでは図 2.4.19 に示す引張応力－ひずみ曲線を使用する。

周囲の地盤バネ係数については、試験結果の、各角度の変位と応力から算出した係数を使用する。

（１）載荷形式１（損傷載荷）

計算で使用した既設覆工コンクリートの圧縮応力－ひずみ曲線は、図 2.4.14 を使用し、覆工コンクリートの最大圧縮ひずみを 3500 μ として計算を行った結果を図 3.1.6 に示している。解析モデルにおける破壊個所を図 3.1.7 に示す。図に示すように、ひび割れは中央部と７０°付近に発生し、最終的には７０°付近で最大ひずみに達し、計算は終了している。

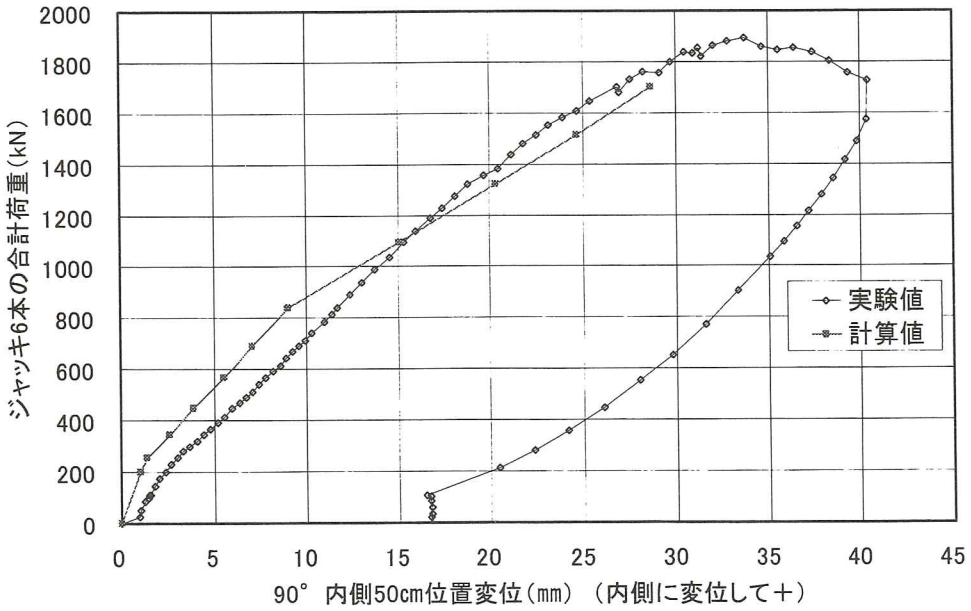


図 3.1.6　載荷形式１（損傷載荷）荷重－変位曲線

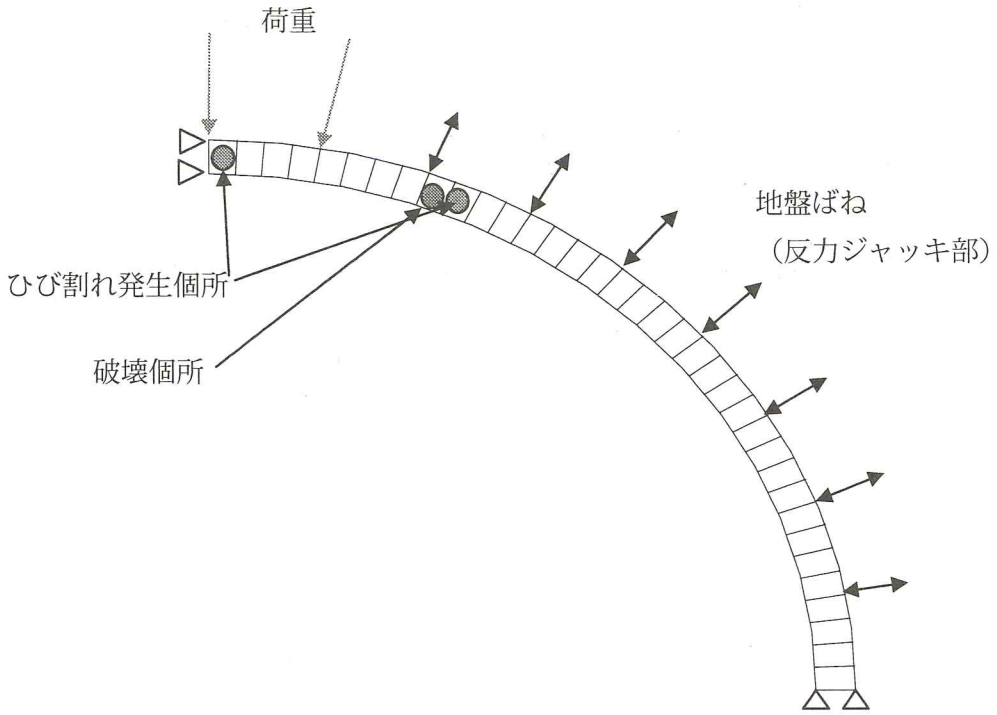


図 3.1.7　破壊個所

（２）載荷形式１（補強後載荷）

計算では、既設覆工の普通コンクリートについては、圧縮側の軟化の影響は考慮していないが、内巻き補強モルタルについては軟化の影響を考慮した図 3.1.2 の圧縮応力－ひずみ曲線のモデルを使用している。

計算結果では、損傷載荷の計算結果とあまり差がないことがわかる。これは、内巻きの厚さが薄いため、断面２次モーメントがあまり増加せず、剛性がそれほど大きくはならないためであると考えられる。終局時は覆工コンクリートの肩部（７０度付近）で圧縮破壊し、計算が終了している。計算結果を図 3.1.8 に示す。

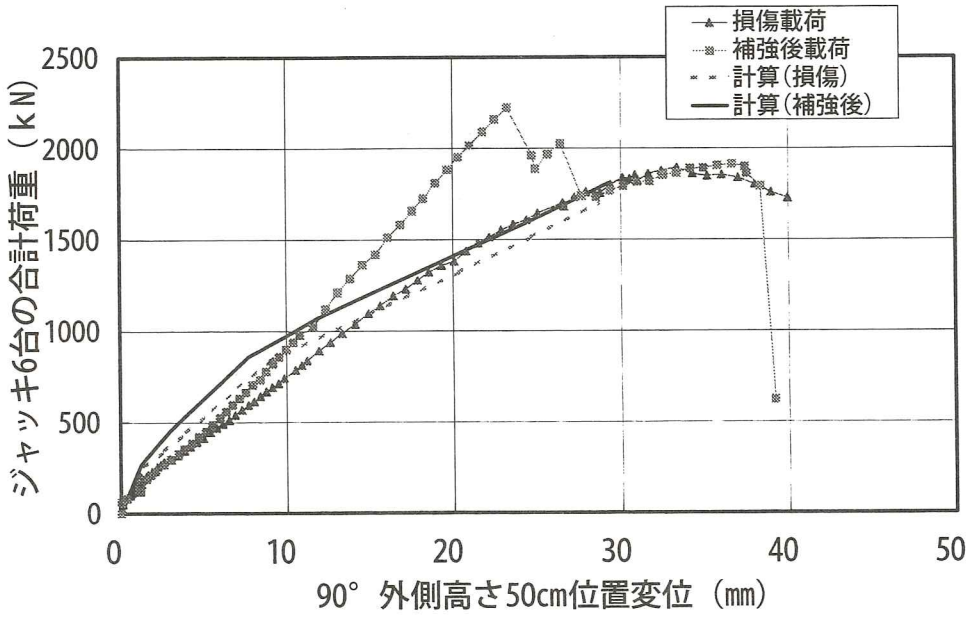


図 3.1.8　載荷形式１　荷重－変位曲線

（3）載荷形式2

フレーム計算を行う場合、スリットを設置した個所をどのような条件にして計算を行うかが非常に重要である。ここでは図3.1.9に示すように、スリットを設置した覆工コンクリート部分の骨組の拘束条件（変位・回転角）をスリット設置付近ですべて解除（フリー）し、補強モルタル部分に応力を集中させるモデルを作成し、計算を行った。

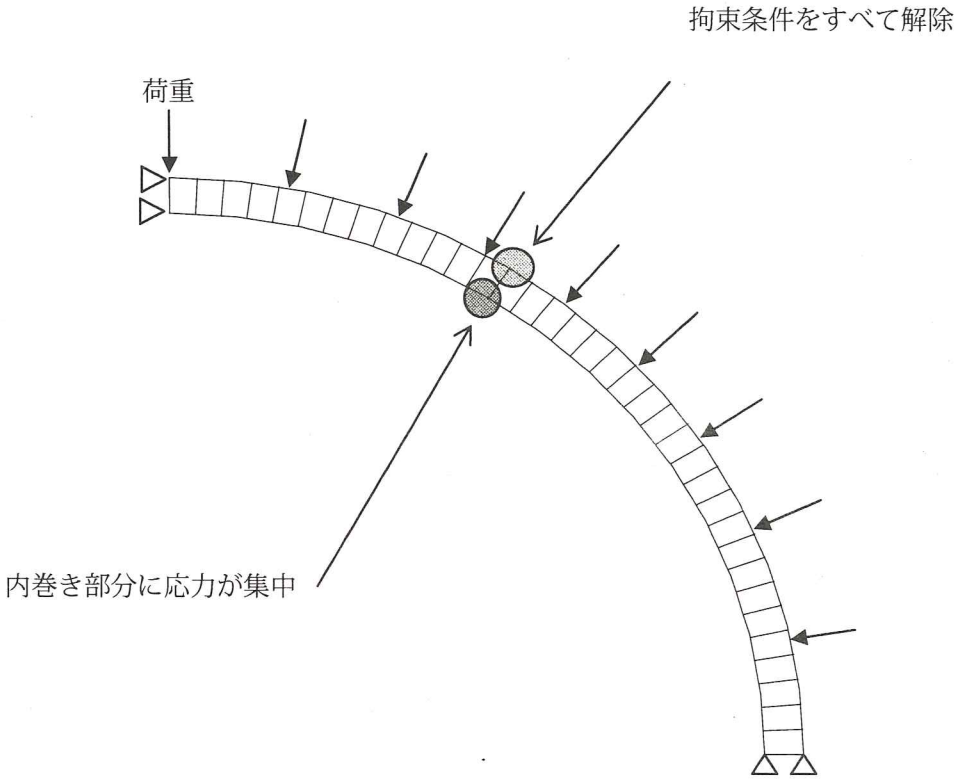


図3.1.9　モデル図

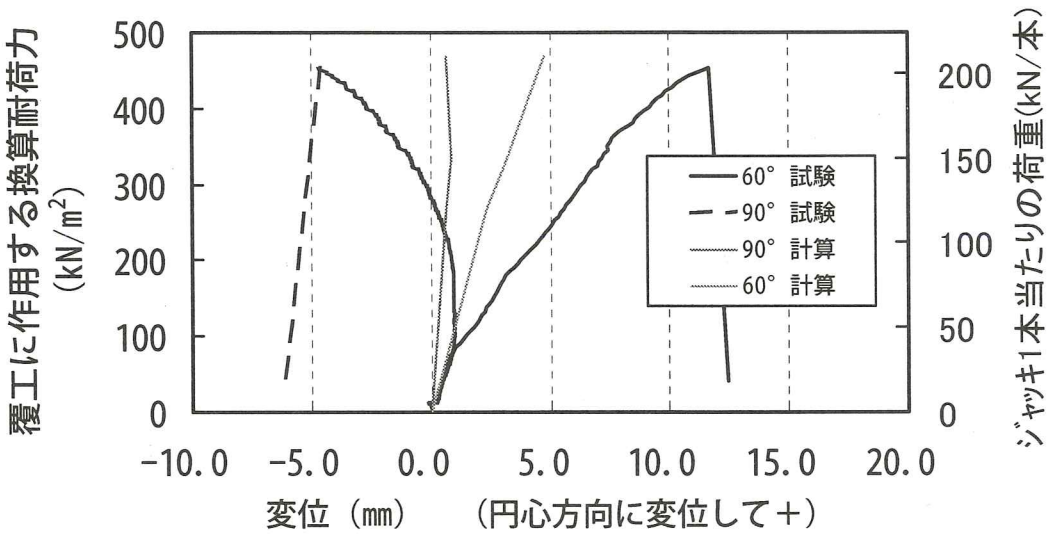


図 3.1.10　荷重－変位曲線

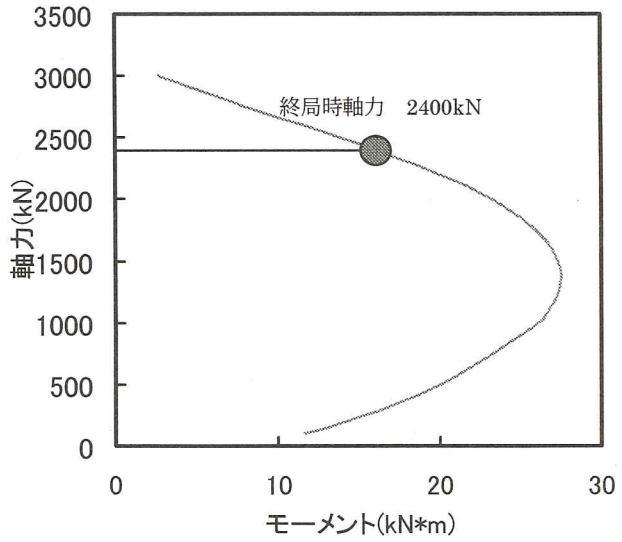


図 3.1.11　M-N 線図（終局時）

図 3.1.10 に示すように試験結果と計算結果を比較すると、変位はかなり差が見られるが、ピーク荷重は近い値となっている。また、図 3.1.11 の終局時の M-N 線図を見てみると、軸力が卓越する領域でひび割れが発生し、最終的に破壊に至っている。破壊したときの軸力は約 2400ｋN（補強モルタル部分）であった。

３．２　ＦＥＭ解析

３．２．１　解析手法

コンクリートのひび割れの発生・進展を追跡する有限要素法の基本的な内容を下記に示し、この内容を満足した解析モデルで補強効果を算定した。

コンクリート中のひび割れ発生・進展を考慮する計算モデルとしては、コンクリートの引張破壊エネルギーに基づいて定められた引張応力とひび割れ幅の関係である引張軟化曲線を取り入れるモデルが提案[7]されている。さらに、コンクリートの引張破壊エネルギーについては、「コンクリート標準示方書（性能照査編）」（土木学会編）に圧縮強度と最大骨材径の関数として定められている。以上のことから、解析法でもコンクリートの引張破壊エネルギーを引張軟化曲線で表した数値解析モデルで計算を行った。

「コンクリート標準示方書（性能照査編）」よると無筋コンクリートの引張破壊エネルギーG_Fは式(1)のように表される。

$$G_F = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f'^{1/3}_{ck} \tag{1}$$

ここに、d_{max}：粗骨材の最大寸法(mm)、f'_{ck}：圧縮強度の特性値(N/mm^2)である。そこで、今回の計算では、無筋コンクリートについては(1)式で与えられる引張破壊エネルギーとし、短繊維補強モルタルは引張試験で得られた引張軟化曲線を引張破壊特性として入力した。

引張軟化曲線を考慮する解析手法として、いろいろな手法が提案されている中から、本報告では各要素にひび割れが発生する分布ひび割れモデルを用いた有限要素法を用いた。有限要素法ではひび割れの発生した要素のひずみは、式(2)のように表す。

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_e + \frac{\omega}{L} \tag{2}$$

ここに、ε_{cr}：ひび割れが発生した要素のひずみ、ε_e：ひび割れ以外のひずみ、ω：ひび割れ幅である。なお、式(2)は、ひび割れ幅が開口する方向のひずみを示している。等価長さLについては、図3.2.1に示すように各要素に内接する球の直径と外接する球の直径の平均値とした。

分布ひび割れモデルを用いた解析では、ひび割れが開口する方向と直交方向に伝達されるひび割れ面のせん断応力が重要なファクターの一つであることが指摘されている[8]。本報告では、三谷ら[9]が提案している手法と同様にひび割れ開口幅ωを式(3)に示すように定めた。さらに、ひび割れ開口ωから引張軟化曲線に基づいて、ひび割れ面で伝達される引張応力を算定した。なお、ひび割れ発生後にひび割れ面と平行方向に変位が生じる場合には、式(3)で算定された引張応力をひび割れ開口方向とせん断方向に分解して与える。

$$\omega = \sqrt{{\delta_{nc}}^2 + {\delta_{sc}}^2} \tag{3}$$

ここに、ω：計算上のひび割れ幅、δ_{nc}：ひび割れ面に直交する方向の変位量、δ_{sc}：ひび割れ面と平行方向の変位量である。なお、ひび割れの方向成分は図3.2.2に示す。

分布ひび割れモデルを用いて、RC 構造物の変形特性を解析した渡辺ら[10]の研究報告によると、ひび割れが閉口する場合に生じる除荷経路が重要であると指摘されている。本報告では、渡辺らと同様に除荷経路は原点を指向するものとした。

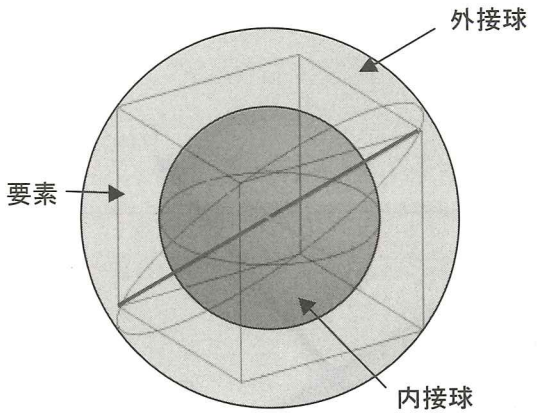


図 3.2.1　等価長さ

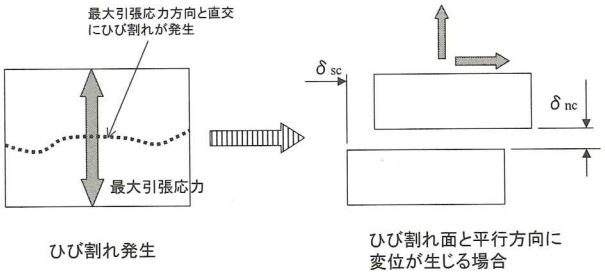


図 3.2.2　ひび割れ発生後の変位成分

解析を行うには、母材コンクリートおよび内巻きコンクリート要素に使用する応力—ひずみ曲線を定める必要がある。FEM 解析では、要素寸法依存性を回避する試みが数多くなされているが、平井ら[11]、Nakamura and Higai[12]の研究では、圧縮側の破壊エネルギー G_{fc} を定義し、図 3.2.3 に示すような圧縮側の応力ひずみ曲線を定義している。解析で使用する応力—ひずみ曲線は既往の研究[11),12)]に従い計算を行うこととする。破壊エネルギー G_{fc} の値については、荒井[13]の研究に基づき、$G_{fc}=8.8(f_c)^{1/2}$N/mm の実験式を使用することにする。

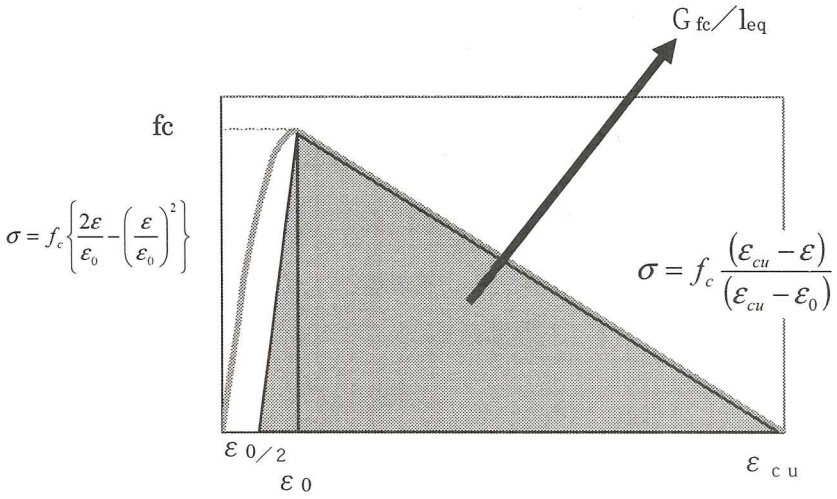


図 3.2.3　応力－ひずみ曲線

終局ひずみ ε_{cu} については、次式により求められる。

$$\varepsilon_{cu}=\frac{2(G_{fc}/f_c)}{l_{ec}}+\frac{\varepsilon_0}{2}$$

l ec：要素の等価長さ

要素の等価長さについては、山谷、中村[14]らによれば、ひび割れが直行する要素長さに一致するとされている。ピーク強度ひずみ ε_0 については、圧縮強度試験により測定されたひずみを適用することにする。上記に示した条件より、覆工コンクリートの応力ひずみ曲線を求めることにする。

繊維補強モルタルについては、上記した算出方法が適用することは難しいと思われるので、先に示したフレーム解析に使用した応力ひずみ曲線（図 3.1.2）を使用し、計算を行うこととする。

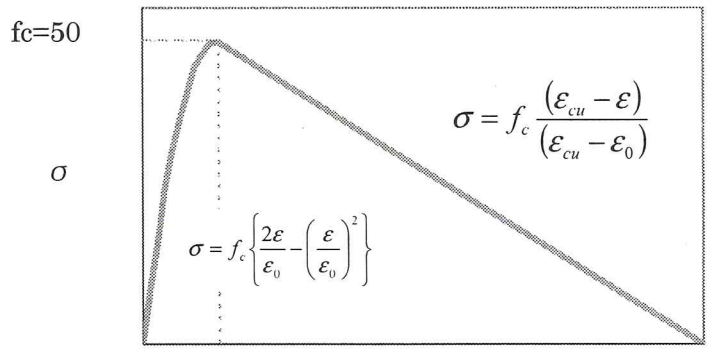


図 3.2.4　応力－ひずみ曲線（繊維補強モルタル）

内巻き補強コンクリートの引張応力－ひずみ曲線は、フレーム解析と同様に、図 2.4.19 に示すように仮定する。

３．２．２　試験結果との比較

（１）載荷形式１

今回の試験データを参考にして、FEM 解析のメッシュ図を作成し、以下に示すようなフローで計算を行った。

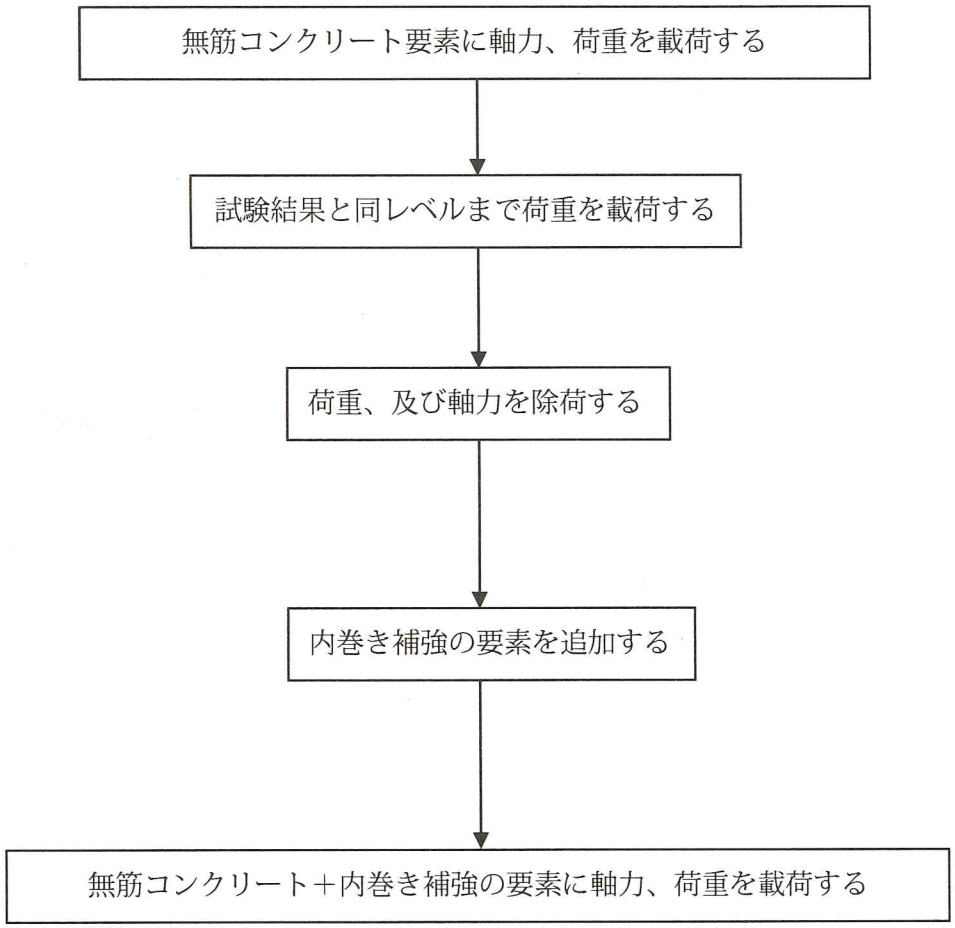


図 3.2.5　載荷形式１の場合のＦＥＭ解析による計算フロー

図 3.2.6、7 に解析結果を示す。

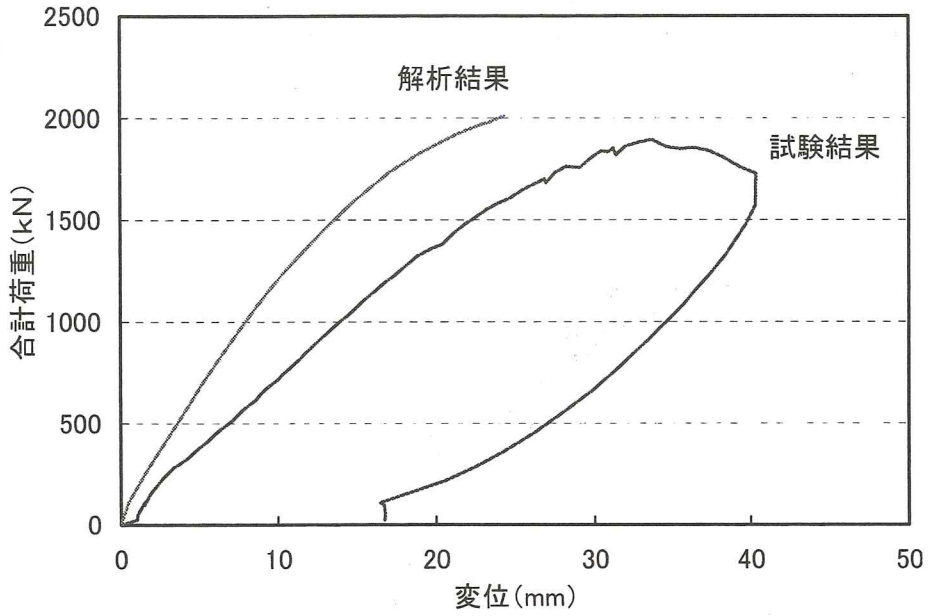


図 3.2.6　損傷載荷　荷重－変位曲線

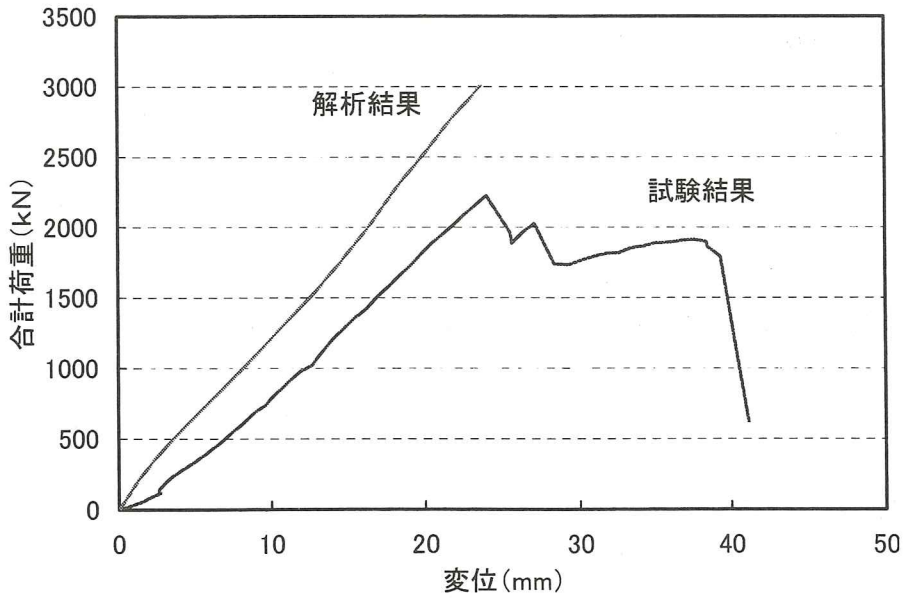


図 3.2.7　補強後載荷　荷重－変位曲線

（2）載荷形式２

先に無筋コンクリート(t=125㎜)で補強した載荷形式２の試験結果によると、仕切り板を入れた部分から滑り始めて破壊している。そのときのジャッキ１本当たりの荷重は約185kNで、支点における鉛直方向の荷重（軸力）は約2110kNあった。この結果を基に、今回の試験も仕切り板部分から滑り始めて破壊すると考え、図3.2.8のようなモデルで計算を行った。

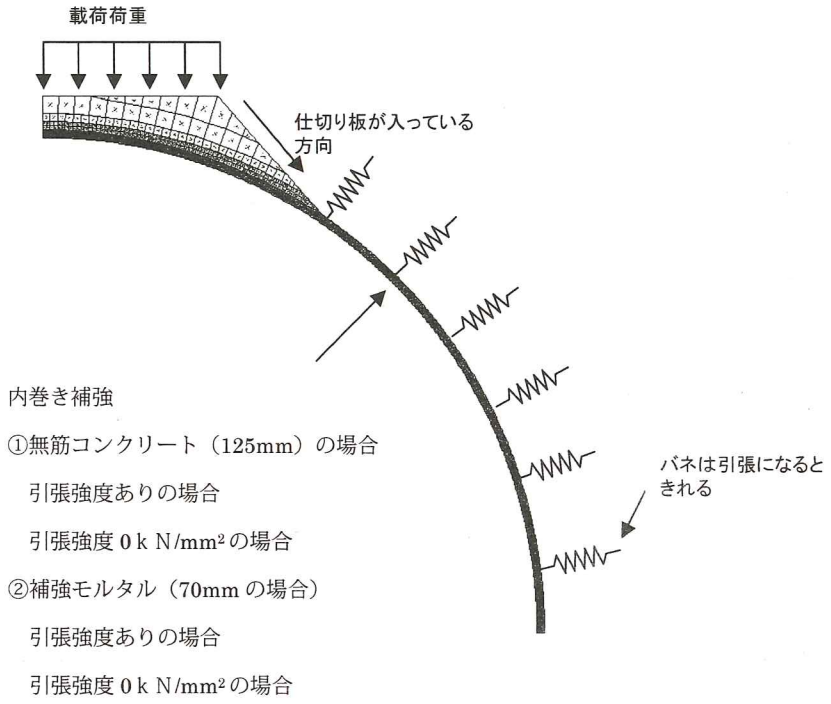


図3.2.8　FEM解析のモデル図

その結果、無筋コンクリート(125㎜)について、引張強度０ｋＮ/mm²の場合、鉛直方向荷重は約1630kN、引張強度ありの場合、約2640kNで破壊し、試験結果もこの範囲内で破壊している。

そこで、同じように補強モルタル(70㎜)で計算すると、引張強度０ｋＮ/mm²の場合、鉛直方向荷重は約2112kN(170kN/本)、引張強度ありの場合、約2728kN(219kN/本)で破壊する結果となった。試験結果では、鉛直方向荷重が2441kN(204kN/本)で破壊しており、解析結果に近い値となった。

FEM 解析結果から、破壊形態としては軸力が卓越した状態での圧縮破壊と考えられる。図 3.2.9 に解析で得られたひずみ分布図の一例を示す。矢印で示したところからひずみが増加し、最終的に圧縮破壊が発生し、解析は終了している。

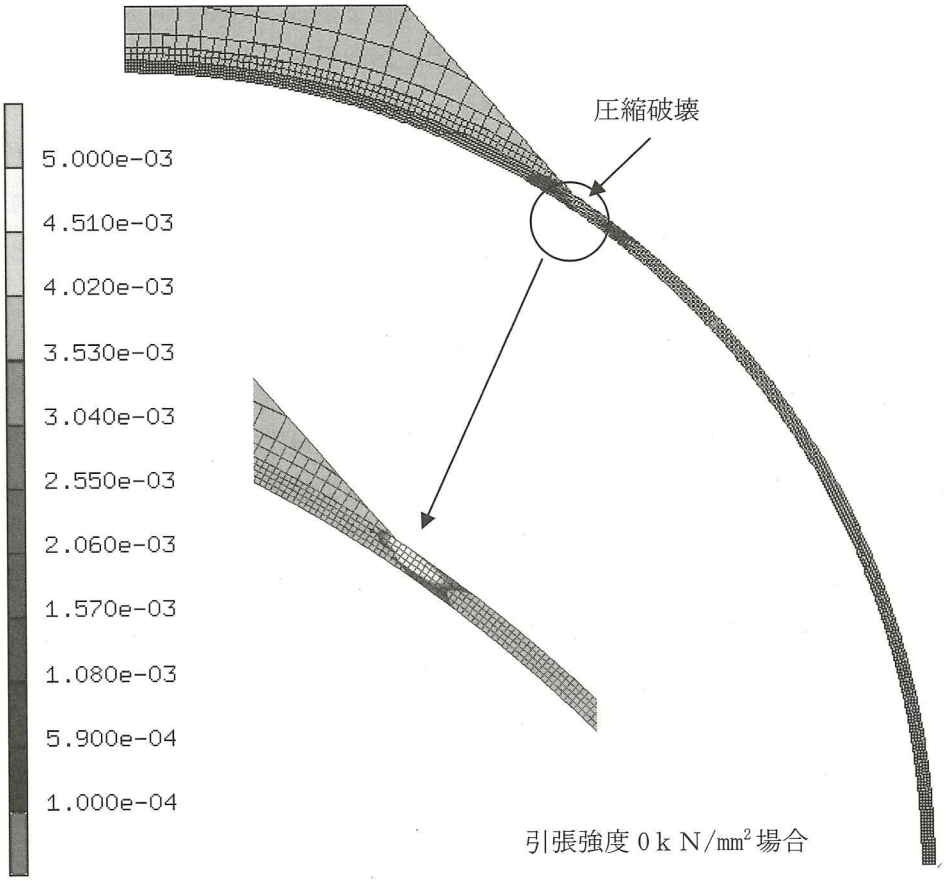


図 3.2.9　解析例（ひずみ分布）

３．３　斜めひび割れに対する設計照査方法

トンネル覆工の中には、載荷形式２で設定したように斜めひび割れの進展（スリット）で破壊が発生するケースが考えられる。この破壊が覆工に生じると急激に耐力が失われるため、斜めひび割れ進展による破壊を防止する必要がある。斜めひび割れについては、ひび割れの発生・進展を考慮した有限要素法を用いることで追跡することができ、斜めひび割れで決定される破壊荷重も推定できることが試験結果の検証で確認されている[15]。しかしながら、ひび割れの発生・進展を考慮した有限要素法は、通常の解析と異なりモデル化が複雑であり、かつ演算時間が長くなる傾向があり、内巻き補強の概略設計などの簡易的な検討に適用することが難しい。そこで、骨組解析を用いた簡易的な設計方法を検討した。

提案した設計方法では、断面力を「３．１　フレーム計算による２重梁の計算方法」と同様の骨組解析で算定する。その後、断面力照査で斜めひび割れによる破壊に対する照査を行うものとする。斜めひび割れの進展による破壊は、一般的にはせん断破壊と呼ばれる破壊であり、断面照査では斜めひび割れの破壊についてはせん断力の照査を行うものとした。

コンクリート部材の斜めひび割れ進展で決定されるせん断耐力は、ひび割れの発生状況に影響を受けることが知られている。そこで、斜めひび割れと部材軸との交差角度をパラメータとした計算により、短繊維補強モルタルのせん断耐力を算定するものとした。計算に用いるモデルは、図 3.3.1 に示すように斜めひび割れの発生位置を固定した離散化ひび割れモデルを用いた有限要素法とし、鉛直荷重や軸力、ひび割れ角度をパラメータとして計算を行った。計算モデルでは、斜めひび割れ部分に短繊維補強モルタルの引張軟化曲線と等価な非線形ばね要素を配置し、それ以外は平面要素を用いた。ただし、短繊維補強モルタルをモデル化した平面要素の応力－ひずみ関係は、短繊維混入による圧縮じん性の増加を考慮して、骨組解析で用いたものと同様に図 3.1.2 に示すものを用いた。

計算結果を整理したものを図 3.3.2 に示す。計算において得られた最大の鉛直荷重が、その部材断面のせん断耐力と考えられる。図 3.3.2 の横軸は、軸力を部材の圧縮耐力で除した軸力比で表している。計算結果によると、ひび割れ角度に関係無く軸力比が大きくなるのに伴って鉛直荷重の最大値も増加する傾向を示すが、軸力比が 0.3 前後を越えると逆に低下する傾向を示す。これは、軸力比が大きくなると斜めひび割れ部分以外の短繊維補強モルタルに発生する応力が圧縮強度に達し、圧縮強度以降の応力軟化の影響を受けるためである。したがって、軸力比が約 0.3 前後を超える領域では、斜めひび割れの進展のみによる破壊でなく、圧縮応力による破壊（曲げ破壊）と斜めひび割れの破壊が混在する状態となると思われる。せん断耐力の大きさは、図 3.3.2 に示すようにひび割れ角度により異なっていることから、設計では既設覆工のひび割れ等の損傷状況から短繊維補強モルタルに生じる斜めひび割れの角度を推定するものとする。

上記のせん断耐力を照査する設計手法を載荷形式２に適用した。断面力の算定は、3.1.4（３）載荷形式２と同じモデルを使用し、「３．１　フレーム計算による２重梁の計算方法」と同様に行った。

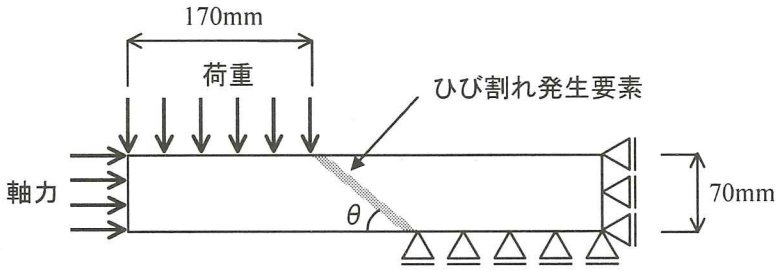


図 3.3.1　せん断耐力の算定モデル

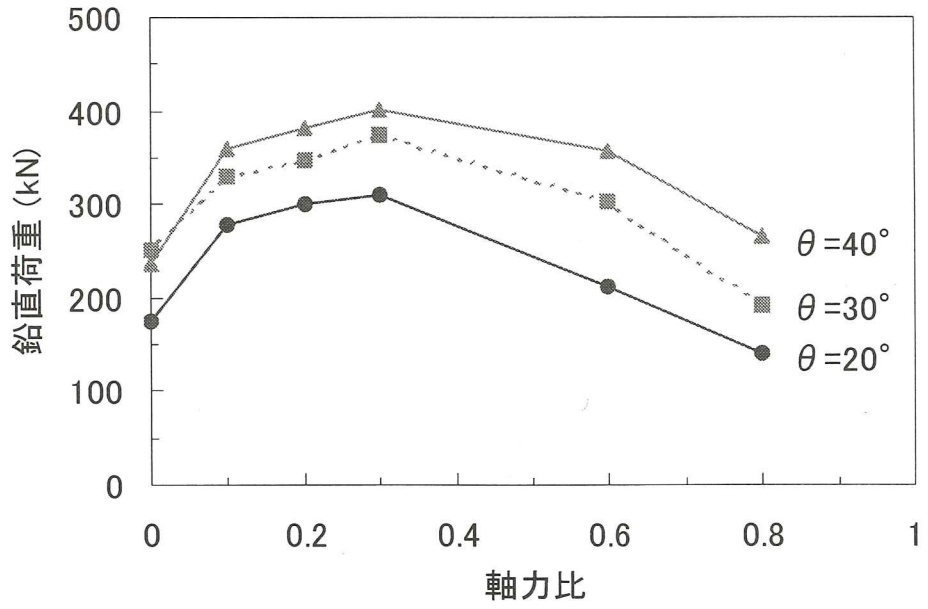
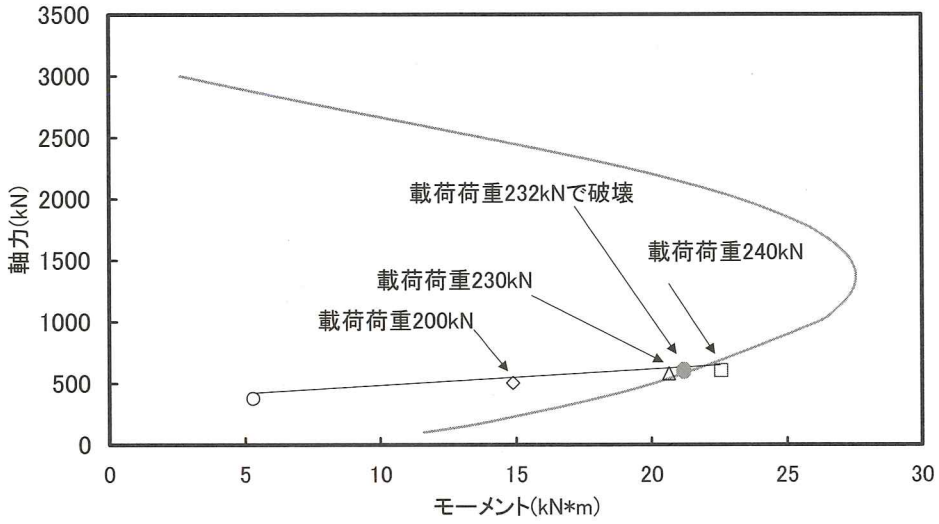
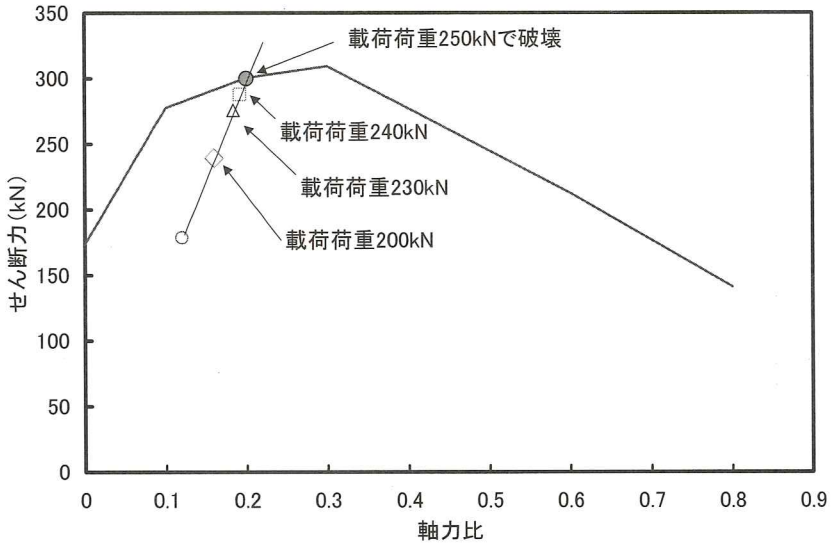


図 3.3.2　せん断耐力（鉛直荷重）の算定結果



a．曲げ耐力の照査



b．せん断耐力の照査

図 3.3.3　載荷形式２における曲げ耐力とせん断耐力の照査

図 3.3.3 には、載荷荷重 200、230、240、250Ｎでの断面力の計算結果例を示している。これらの耐力線図の照査では、せん断力より先に曲げモーメントによる破壊が発生していることを示している。

３．４　まとめ

今回、繊維補強モルタルの強度特性から断面耐力や変形挙動を算出し、ひび割れ進展を考慮した簡易的なフレーム解析の手法を用いて、内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力の算定を行った。その結果、実物大の載荷試験結果をほぼ再現でき、汎用性のあるフレーム解析を使った手法により、繊維補強モルタルによって内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力を適切に算定できることを確認できた。また、斜めひび割れについても、同様のフレーム解析による手法を用いて、せん断力の照査を行う方法を提案した。

また、フレーム解析と併行して、ＦＥＭによる載荷試験結果の解析を行ったが、この場合も載荷試験結果に近い値を示しており、ＦＥＭ解析で、内巻き補強したトンネルの覆工耐荷力を適切に算定できることが確認できた。

4．施工

4・1　試施工計画

今回の施工事例検討では、２車線道路トンネルにおいて、トンネル内の交通への影響を最小限にするために、工事中１車線を確保する条件で施工計画を立案した。計画では、図4.1.1 に示すように上り車線を規制し、上り車線側を先行して施工する。上り車線側の施工が終了した時点で上り車線を解放し、下り車線を規制して残りの補強部分を施工する。このような片線規制で施工することで、施工範囲を限定でき、内巻き補強を施工している反対側の車線を簡単な防護で供用することができる。

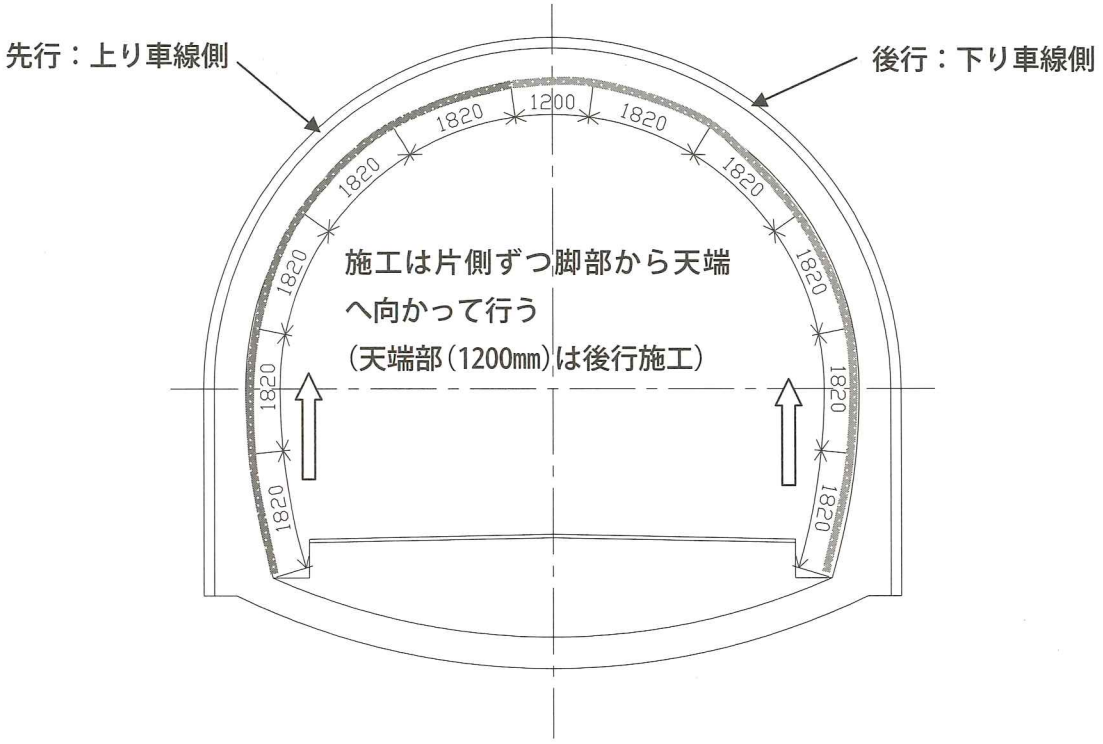


図4.1.1トンネル覆工補強施工計画

事例検討で使用した数量を下記に示す。

表4.1.1　施工数量

名　称	規　格	単位	数量	備　考
トンネル覆工補強工	t=75 ㎜	m^2	582.0	周長 19.40m×区間 30.00m （区間 30m を仮定）

繊維補強モルタルの配合については、強度などの要求性能に応じて決定することが原則である。ここでは、設計基準強度を 60N/mm^2 とし、短繊維混入後のスランプフローを 55cm と設定し検討を行う。

4．2　施工方法

4．2．1　施工手順

施工は、片側ずつ（上り車線側→下り車線側）脚部から天端に向かって施工を行う。天端部の1スパン（1,200mm または 1,420mm 幅）は現地あわせで調整を行うため、下り車線側施工とする。

①先行施工部（上り車線側）

(1)　前処理

繊維入りモルタル注入材が漏出しないように、覆工表面の不陸修正、クラック処理などの断面修復を必要に応じて行う。支障物撤去についても同様とする。

(2)　墨だし

施工位置（繊維補強ボードの割付）の墨だしを行う。

(3)　端部処理の施工

補強層のトンネル断面方向の端部は、繊維補強ボードを組付ける施工基面となるため、平滑処理と固定処置を施す。端部の構造は、図 4.2.1 に示すとおりである。施工基面となる部分は、L-100×100×6 をアンカー止めして形成し、繊維入りモルタル注入前に脚部コンクリートを施工する。（脚部コンクリートは施工手順（11）参照）

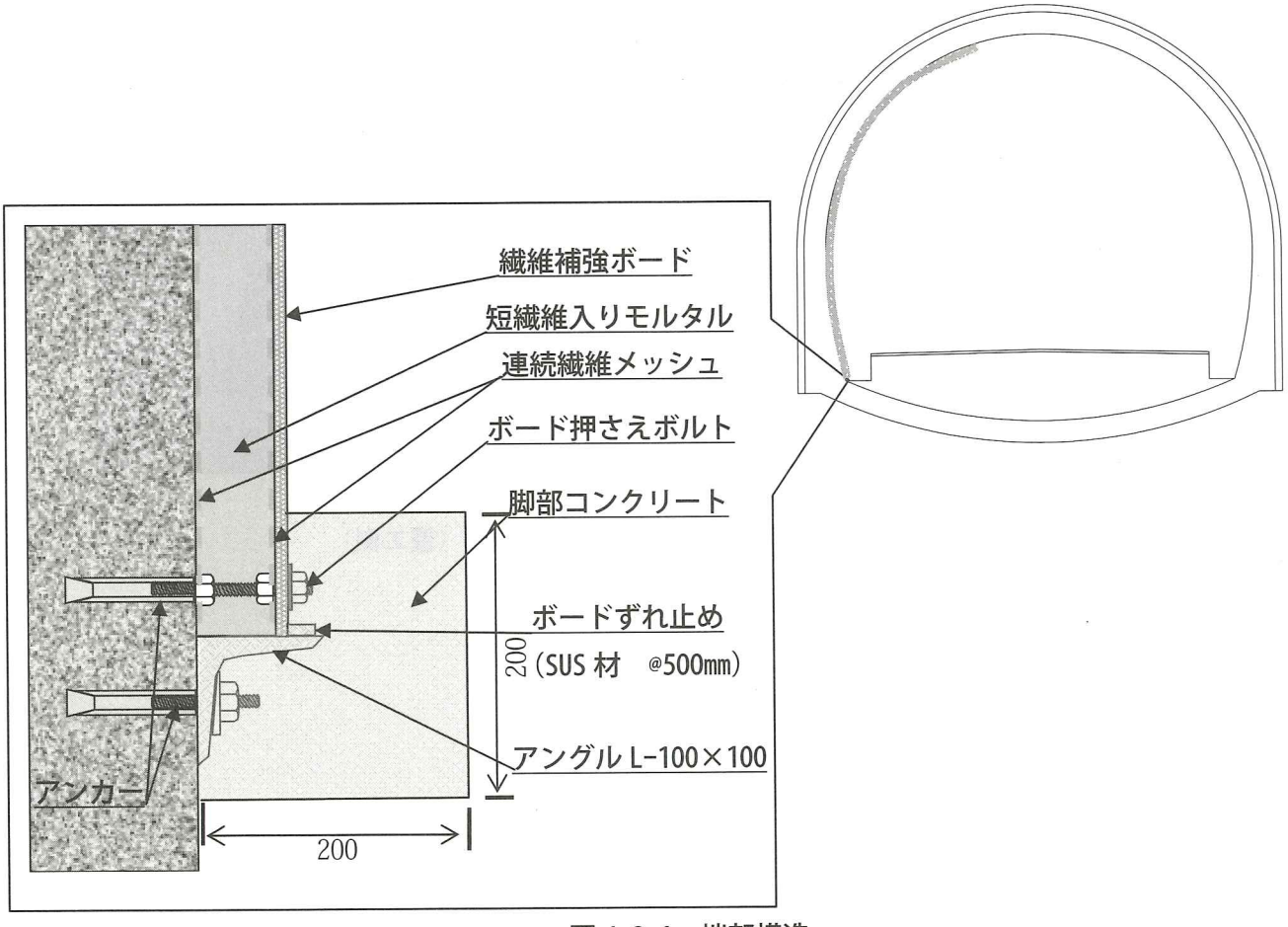


図 4.2.1　端部構造

(4)　連続繊維メッシュ設置（覆工コンクリート側）

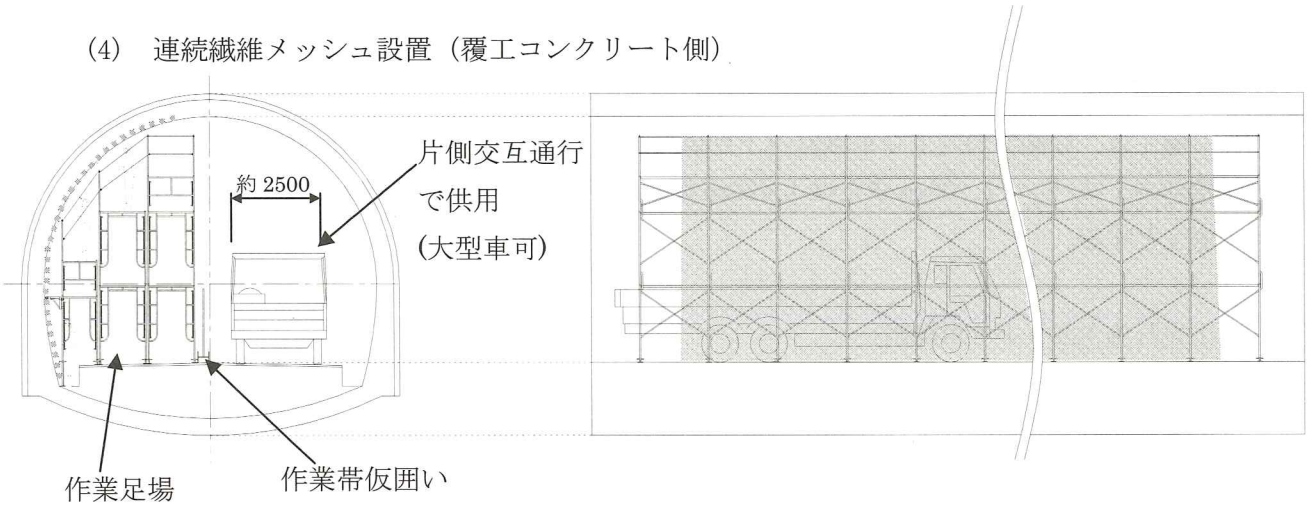


図 4.2.2　連続繊維メッシュ設置

高所の作業は、ビティ足場等を組立て施工する。

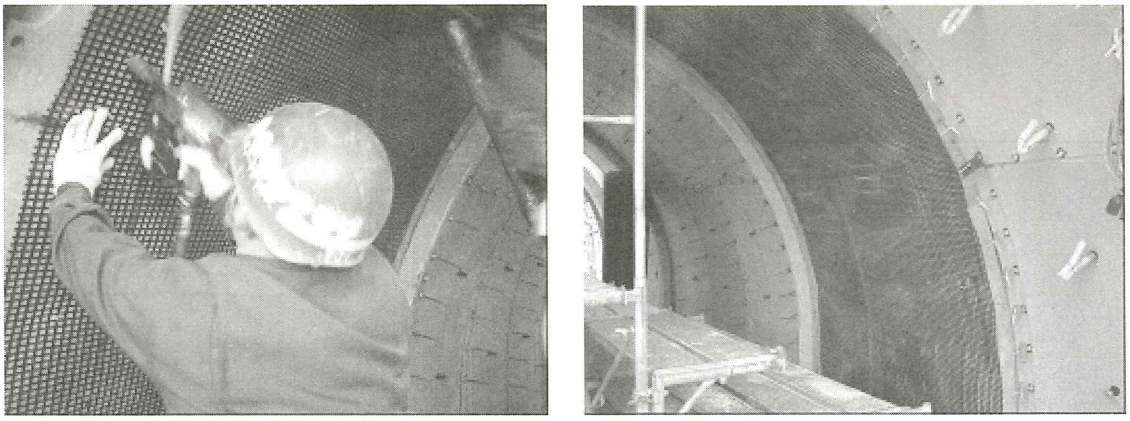
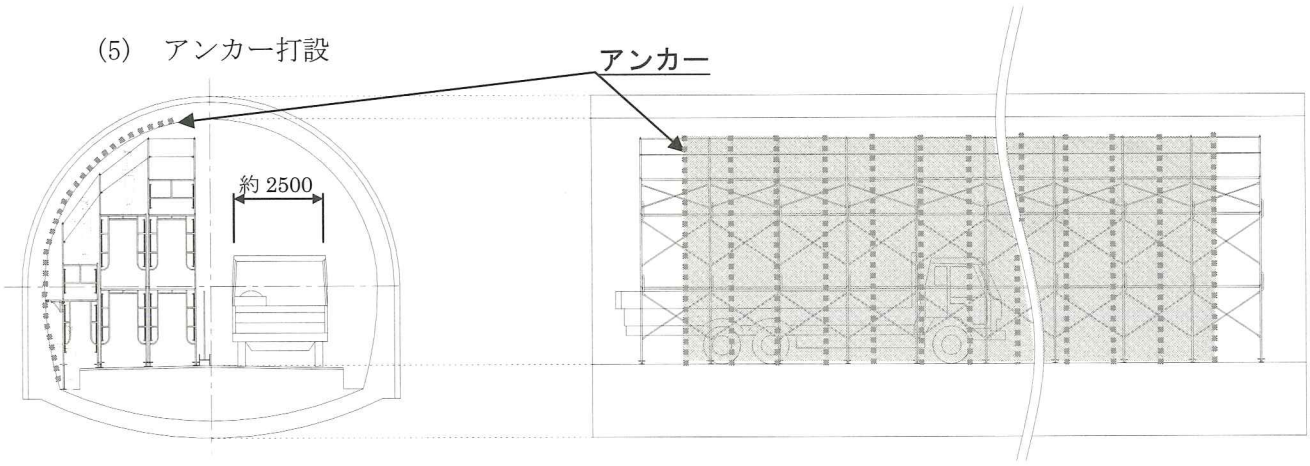


写真 4.2.1　連続繊維メッシュ設置（覆工側）

(5)　アンカー打設



打設間隔：トンネル延長方向@1,000mm，周方向@200mm

図 4.2.3　アンカー打設

受け板取付用のベースプレートを固定するために、既設覆工面にアンカーを打設する。



写真 4.2.2　アンカー打設

(6)　ナット付きベースプレート取付け

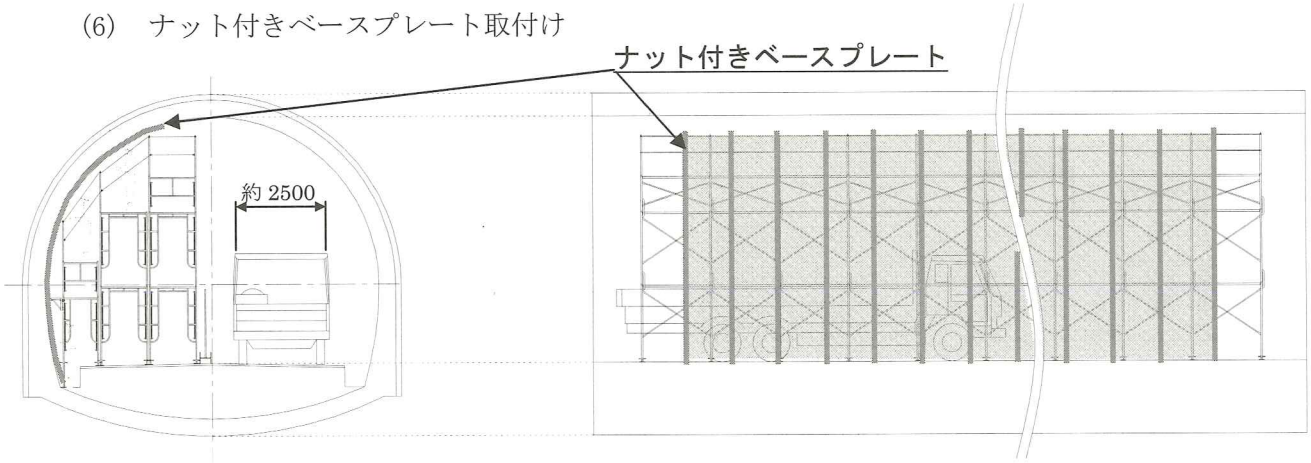


図 4.2.4　ナット付きベースプレート取付け

繊維補強ボードを固定する骨となる部分を施工する。
ナット付きベースプレートを既設覆工面に沿ってアンカーで固定する。

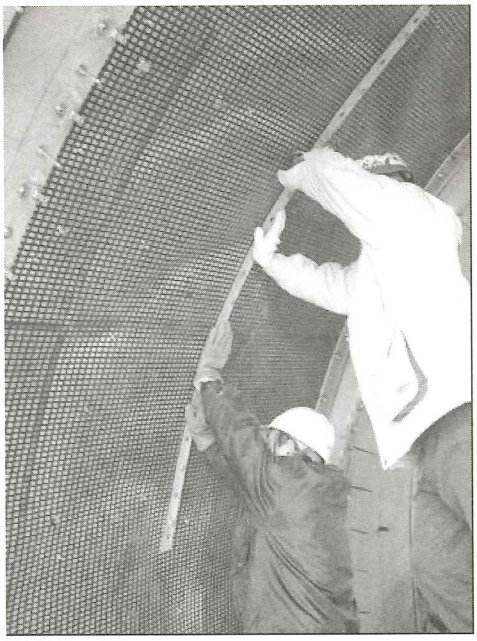


写真 4.2.3　ベースプレート取付け

(7)　連続繊維メッシュ設置（繊維補強ボード側）

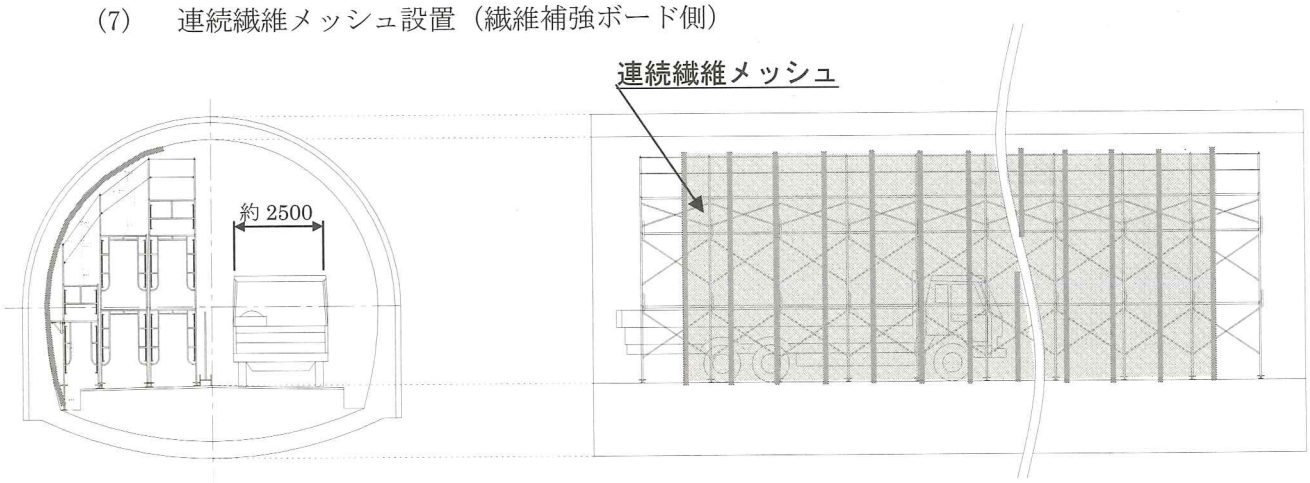


図 4.2.5　連続繊維メッシュ取付け

受け板の内側に、連続繊維メッシュを取り付ける。

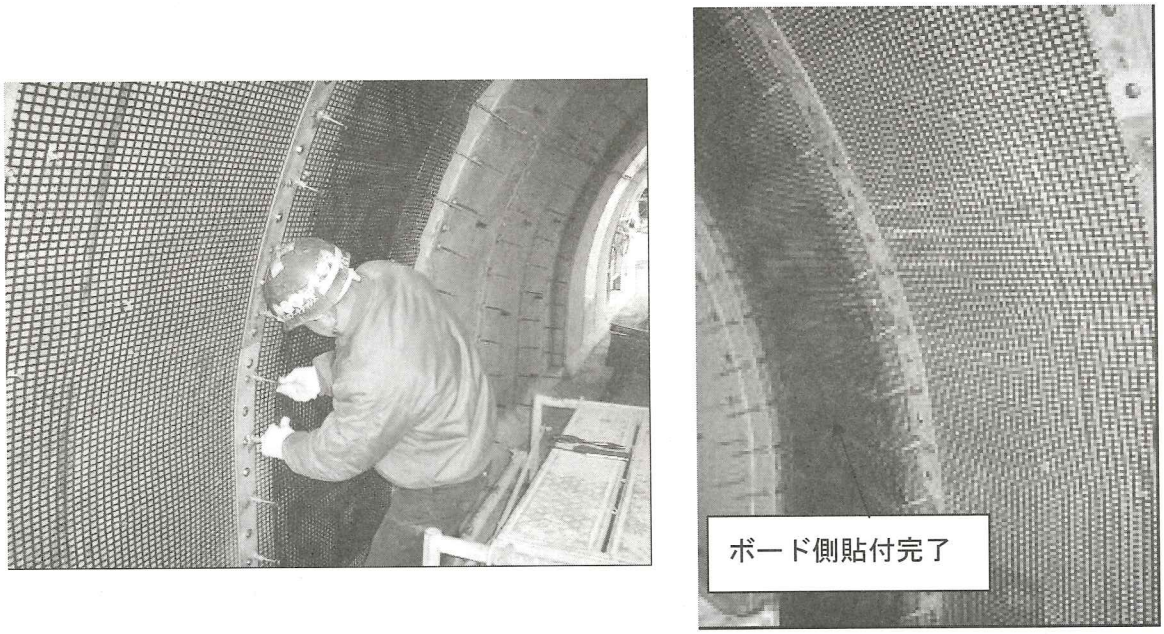


写真 4.2.4　連続繊維メッシュ取付け（繊維補強ボード側）

(8)　受け板取付け

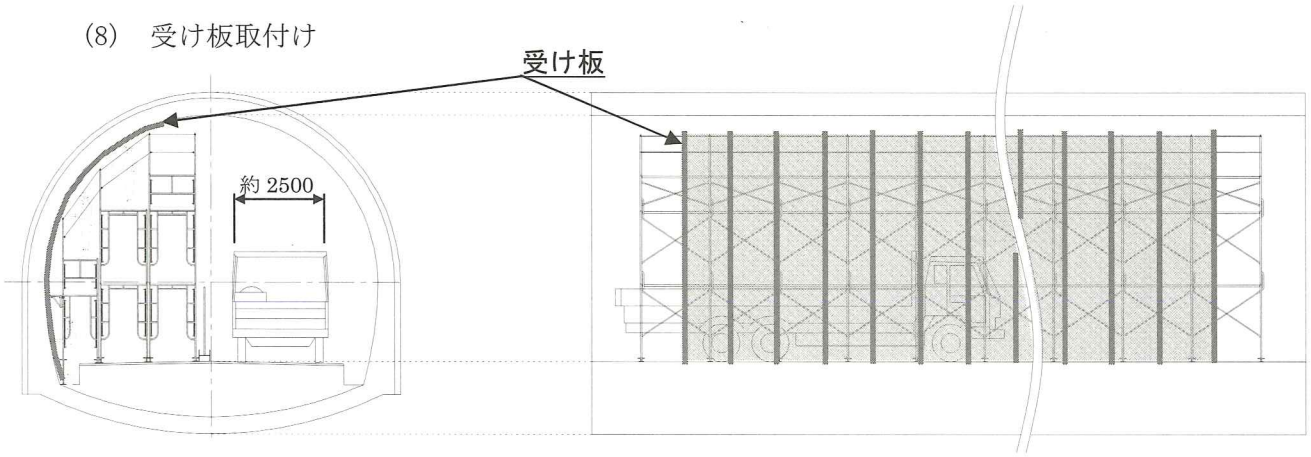
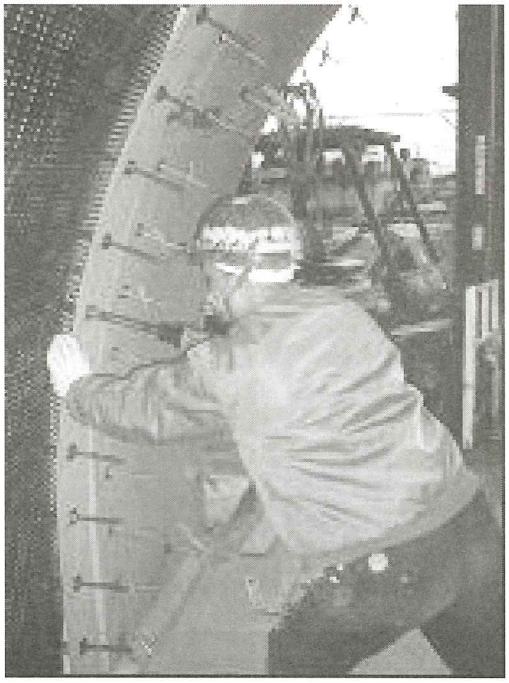


図 4.2.6　受け板取付け

受け板（150㎜ 幅の帯状の繊維補強ボード）を寸切ボルトとナットで補強層厚の高さに取付け固定する。



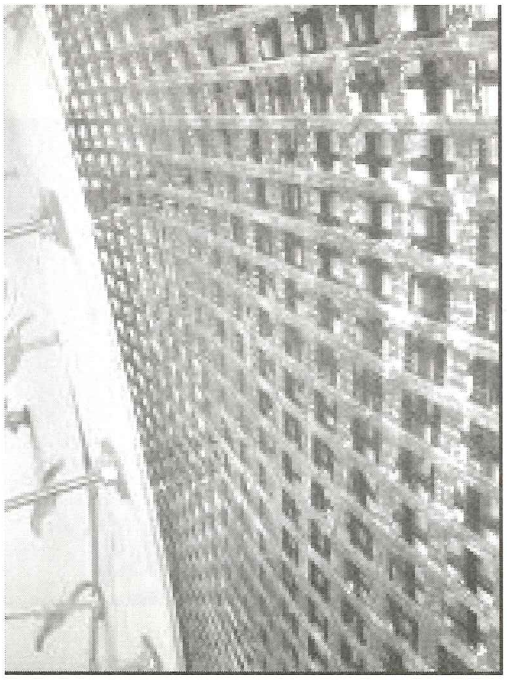


写真 4.2.5 受け板取付け

(9)　妻枠取付け

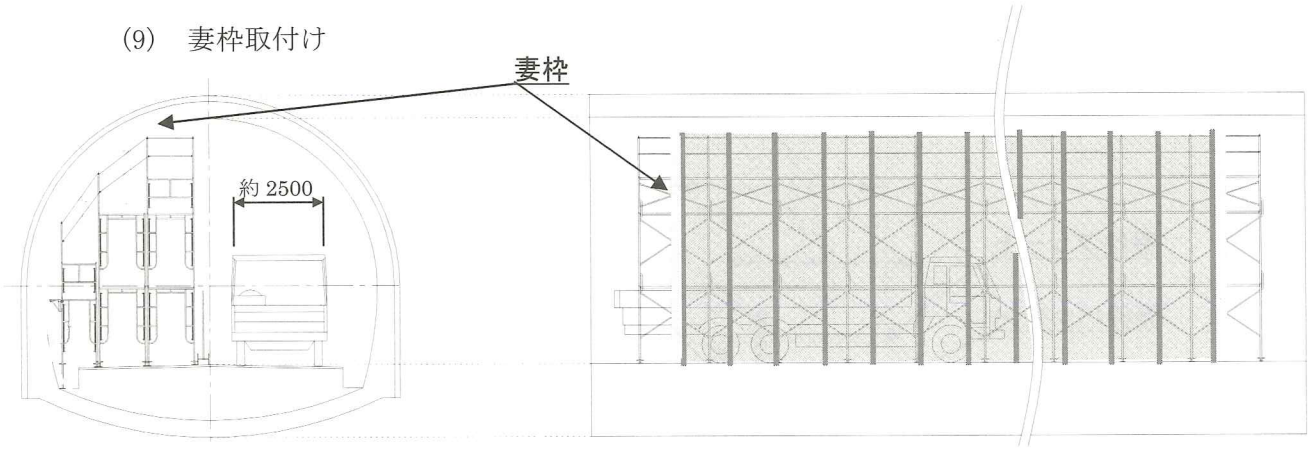


図 4.2.7　妻枠取付け

トンネル延長方向の端部に、妻枠を取り付ける。

ベースプレートと端部の受け板の間に挟み込むように、パッキン材を押し込む。

パッキン材は、樹脂の発泡材にジョイントマットを貼ったものを使用する。

バタパイプ等でボードを固定するのに伴い、挟み込んだパッキン材は締め付けられシール効果を発揮する。また、繊維入りモルタル注入時は妻枠が外側へ逃げないようにアングルやクランプなどで逃げ止めを設置する。

妻部の構造を図 4.2.8 に示す。

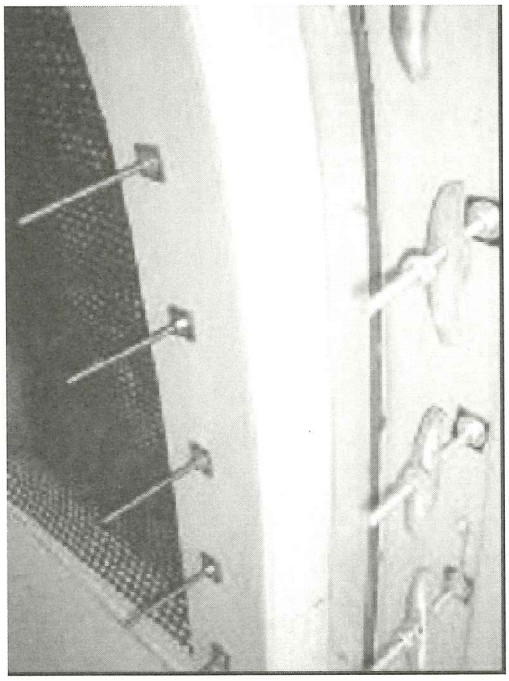


写真 4.2.6　妻枠取付け

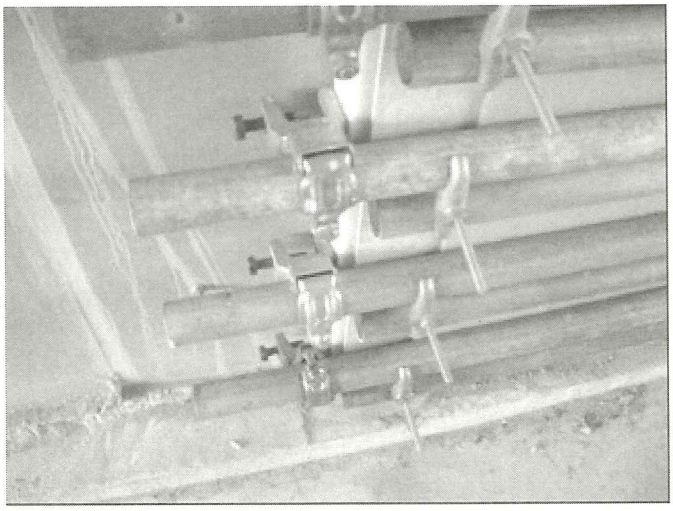


写真 4.2.7　妻枠逃げ止め例（クランプ使用）

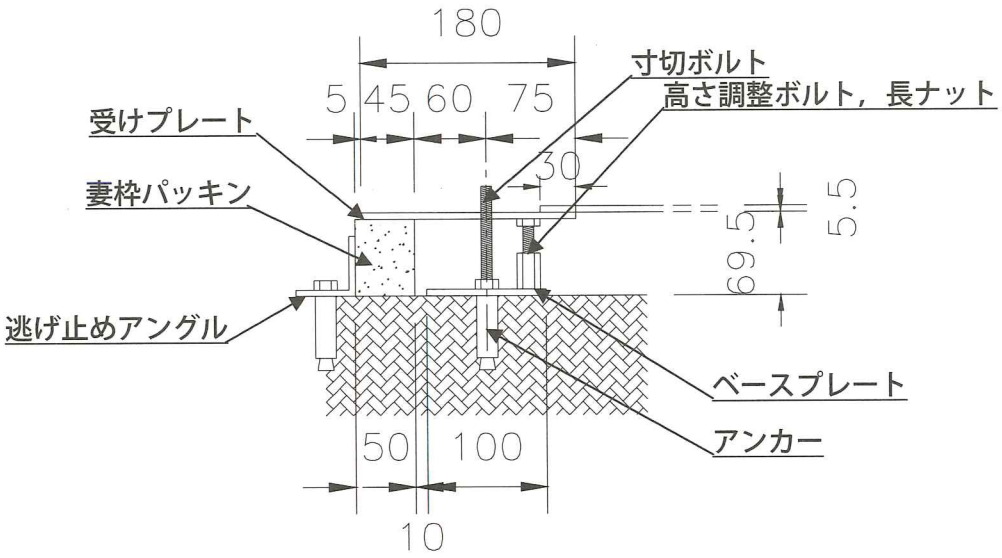

180
5
45
60
75
寸切ボルト
高さ調整ボルト，長ナット
受けプレート
30
妻枠パッキン
69.5
5.5
逃げ止めアングル
ベースプレート
アンカー
50
100
10

図 4.2.8　妻部処理構造

(10)　繊維補強ボード取付け

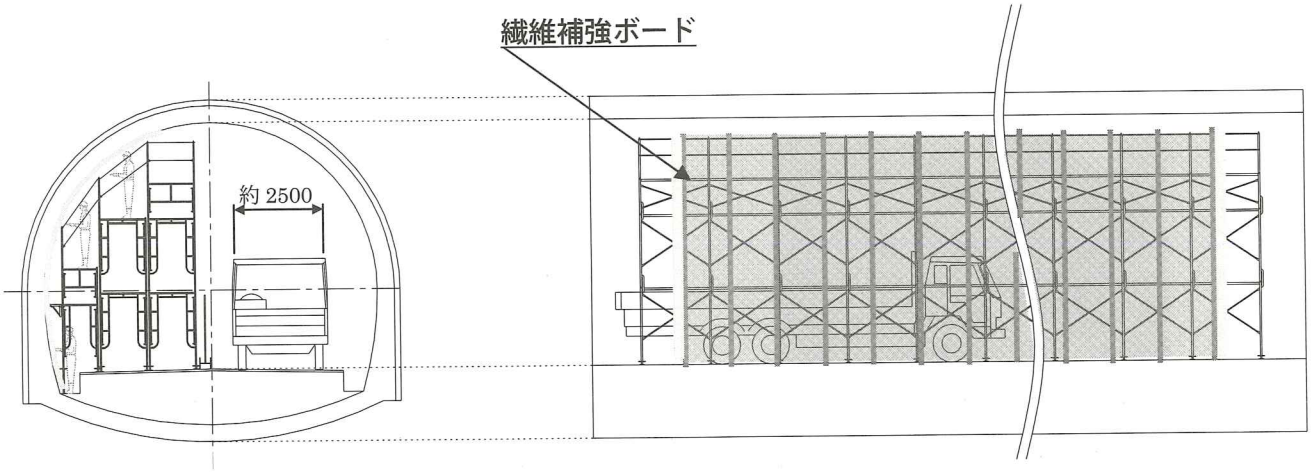


図 4.2.9　繊維補強ボード取付け

連続繊維メッシュの上から繊維補強ボードを受け板に仮留めする。次に、仮留め金具を取り外しながら、バタパイプ等で固定する。固定後、繊維補強ボードと受け板を縫うようにビスをある一定間隔でねじ込む（図 3.2.10 参照）。

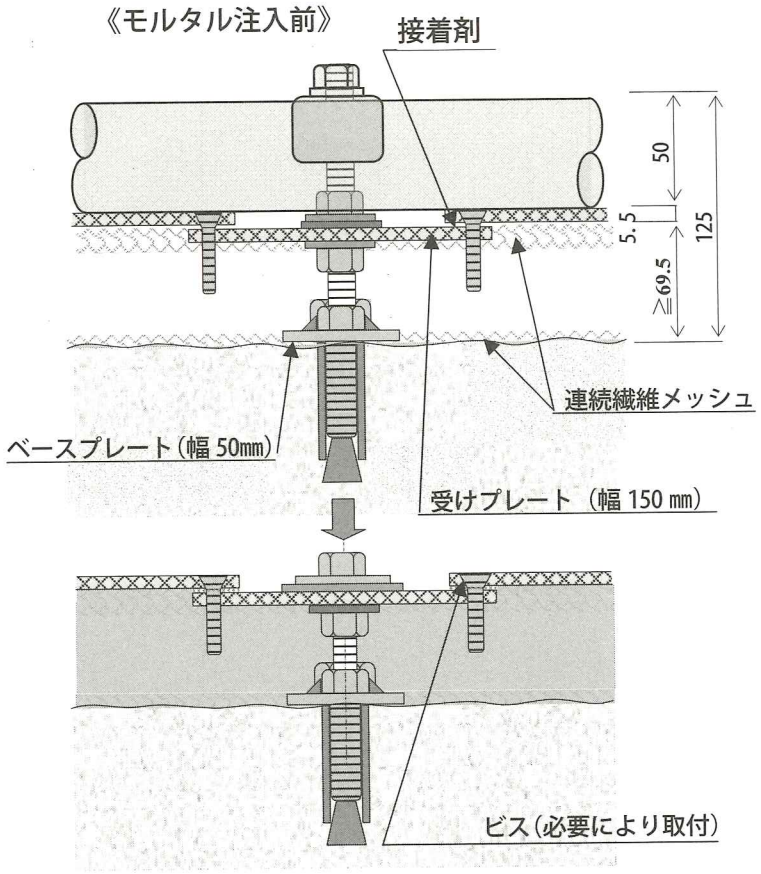


図 4.2.10　繊維補強ボード取付構造

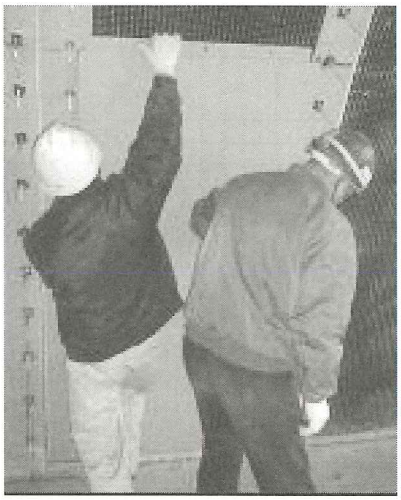


写真 4.2.8　繊維補強ボード取付



写真 4.2.9　ボード押え取付の例

(11)　脚部コンクリート

補強層の一体化とモルタル漏洩防止用に、施工基面のアングルを巻き込む形で、脚部コンクリートを施工する。

(12)　繊維入りモルタル注入

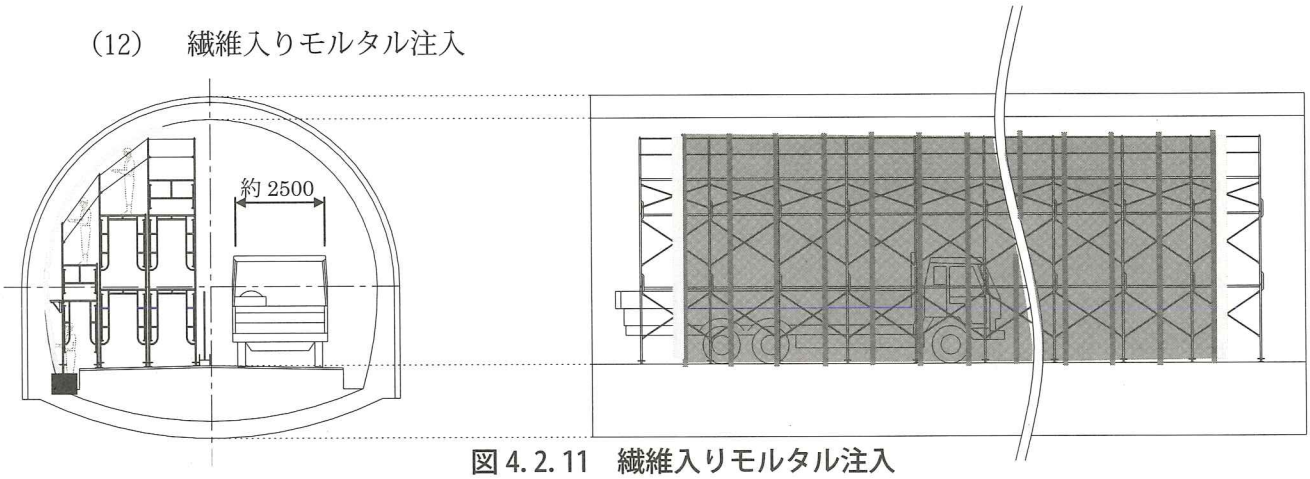


図 4.2.11　繊維入りモルタル注入

高さ方向の約 2.0m ピッチにある縦 200mm、横 910mm の開口部（図 4.2.11 参照）より、繊維入りモルタルを注入する。注入後、開口部は図 4.2.12 に示すように繊維補強ボードを取付け、バタパイプ、ビスで固定し次回注入時にモルタル漏れを起こさないようにする。1 回の打ち上げ高さは 2.0m 以内とする。打ち継ぎ部は、ノンブリーディングのモルタル性状により、打継ぎの処理は必要ない。

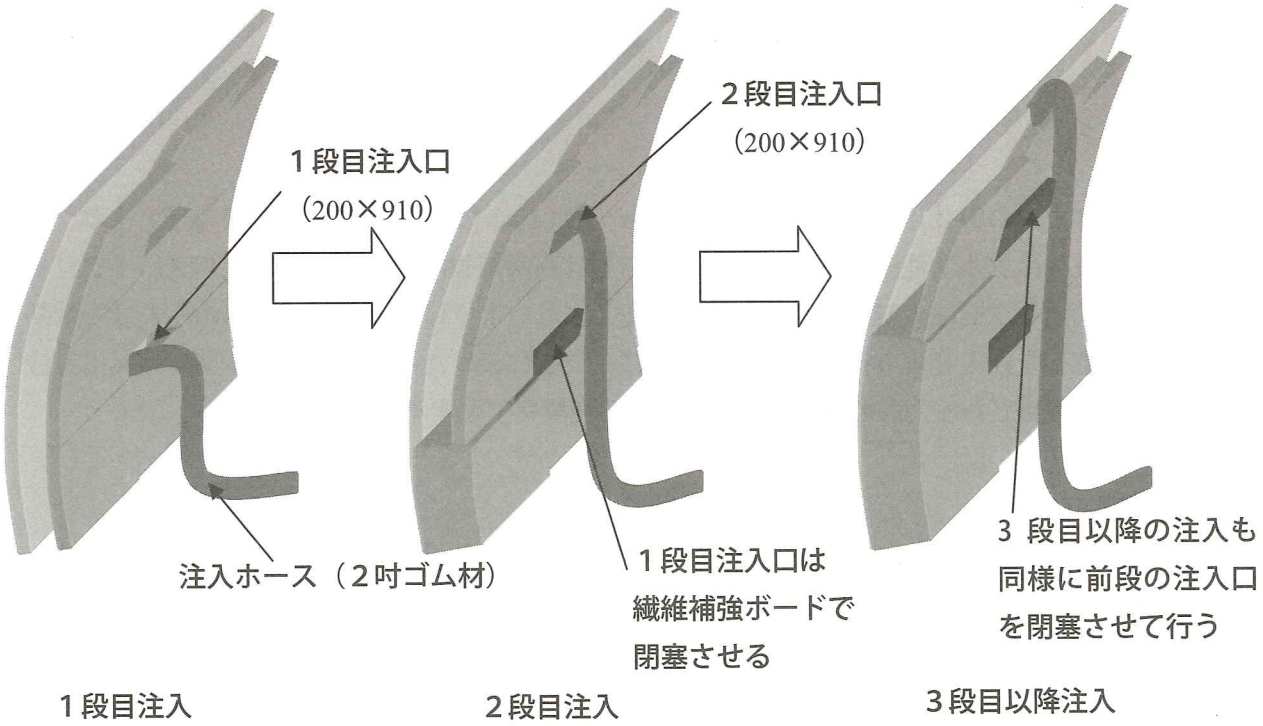


図 4.2.12　繊維入りモルタル注入口処理イメージ図

(13)　養生

養生後、ホームタイ・バタパイプ・妻枠を解体し、寸切りボルトは、所定の位置で切断する。

以上で先行施工部は施工完了となる。

②後行施工部（下り車線側）

先行施工部と同様に（1）～（11）の順に脚部コンクリートまでの施工を行う。

（12）　繊維入りモルタル注入

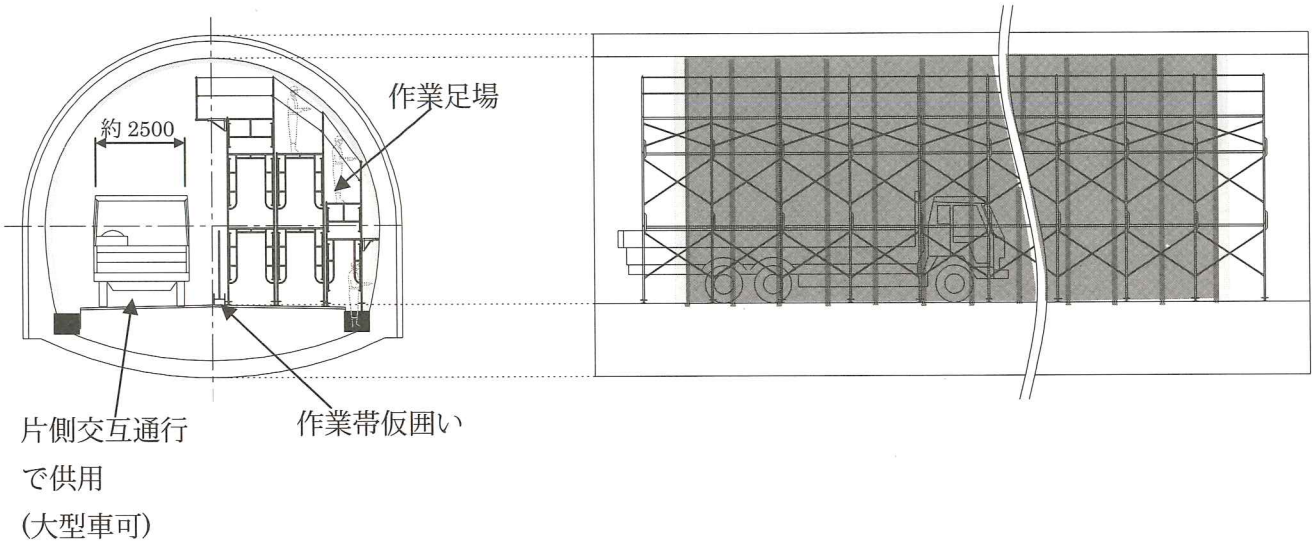


図 4.2.13　繊維入りモルタル注入

高さ方向の約 2.0m ピッチにある縦 200mm、横 910mm の開口部（図 4.2.12 参照）より、繊維入りモルタルを注入する。注入後、開口部は繊維補強ボードを取付け、バタパイプ、ビスで固定し次回注入時にモルタル漏れを起こさないようにする。天端部への注入は天端部に設置した注入孔より行う。注入の最後に、天端に設けた確認口よりモルタルの流出と注入孔に設置した圧力計の圧力上昇を確認して充填完了とする。

（13）　養生

先行施工部と同様に養生後、ホームタイ・バタパイプ・妻枠を解体し、寸切りボルトは、所定の位置で切断する。

４．２．２　施工上の留意点

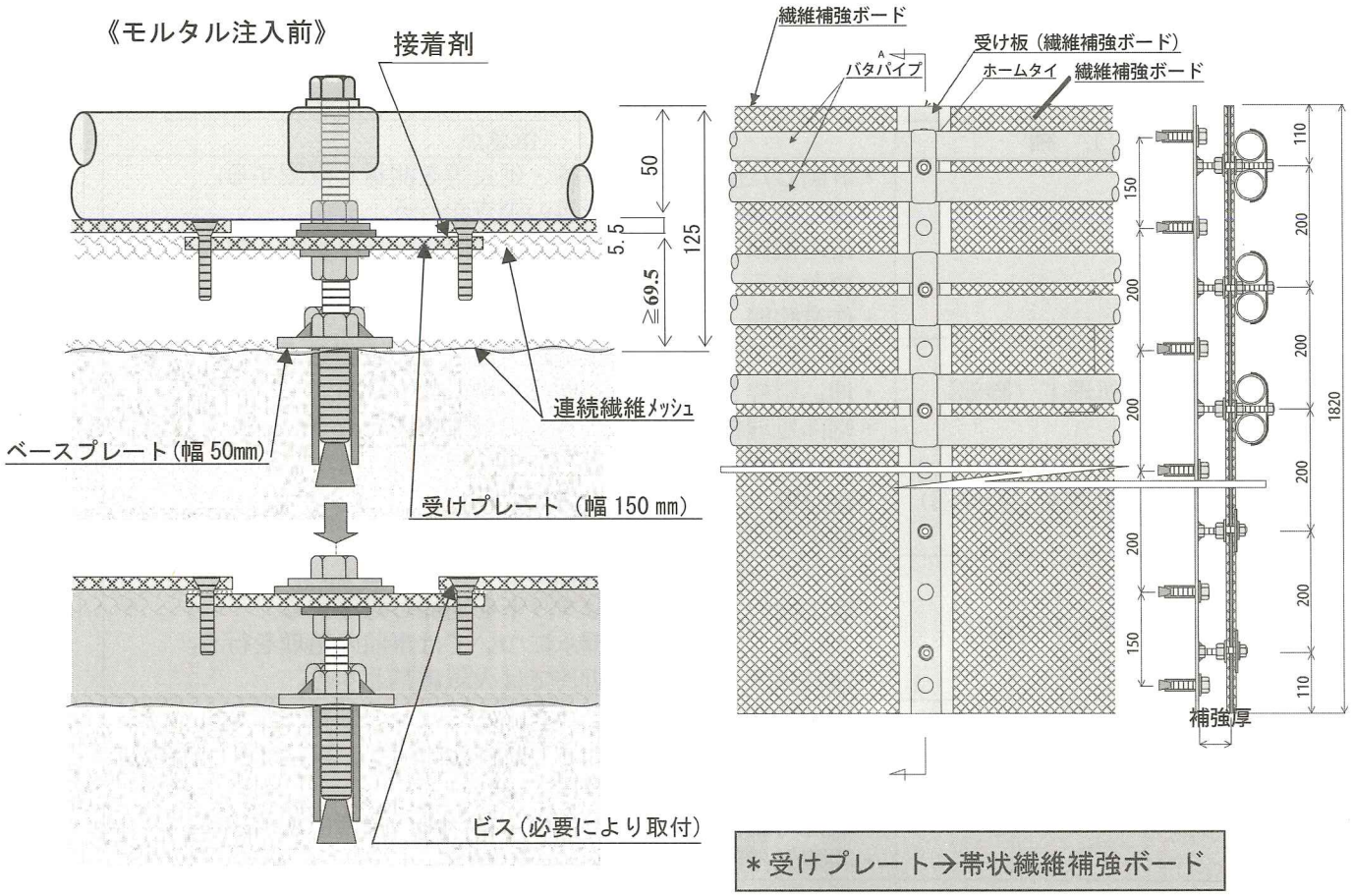
各工種ごとの施工上の留意点について、表 4.2.1 に記す。

表 4.2.1　施工上の留意点

工　種	留意点
準備工	・計画した施工区間の基線・延長等を測量し確認する。 ・施工上支障となる箇所等の調査を行う。 ・使用機械、工具・器具および使用材料等の手配、段取りの確認をする。 ・作業範囲、立入禁止場所等の確認をする。
補強端部処理工（脚部）	・測量結果に従い、施工範囲・高さ等の確認をする。 ・埋込型枠と接する施工面は平滑に仕上げる。 ・端部処理材（モルタル等）の飛散処理を行う。
補強端部処理工（妻枠部）	・取付位置の確認をする。 ・既設覆工との密着性を確認する。 ・継ぎ手部のシールを確実に行う。
連続繊維メッシュ取付	・トンネル断面方向の連結部はラップさせる。 ・施工面の大きな窪みはマットを追加し処理する。 ・流れ出ているような漏水については事前の処理を行う。 ・連続繊維メッシュの近傍では火気厳禁とする。
アンカーボルト施工	・取付位置・数量および穿孔深さ・穴径の確認をする。 ・穿孔完了後はブロアなどで孔内を清掃し、コンクリート粉などの残留物がないようにする。 ・取付時は打ち込み棒を使用しネジ山の損傷に注意する。 ・間隙保持部材の取付を確実に行う。
繊維補強ボード取付	・部分的はらみが生じないように注意する。 ・ホームタイ等ナット類の締めすぎ、緩みおよびシール材の変形に注意する。 ・モルタル注入口の取付状態を確認する。
短繊維補強モルタル注入	・配合および品質の確認を行う。 ・事前に注入量、注入範囲の確認をする。 ・打設時の注入速度、注入圧を監視する。 ・充填確認孔およびホースからのオーバーフローにより充填を確認する。
養生・妻枠取外し	・養生中、衝撃を与えないように注意する。 ・硬化を確認し、押さえ枠、妻枠を取り外す。 ・表面の突起等がある場合は処理する。

4．3　トンネル覆工補強工法施工の詳細

4．3．1　取付構造



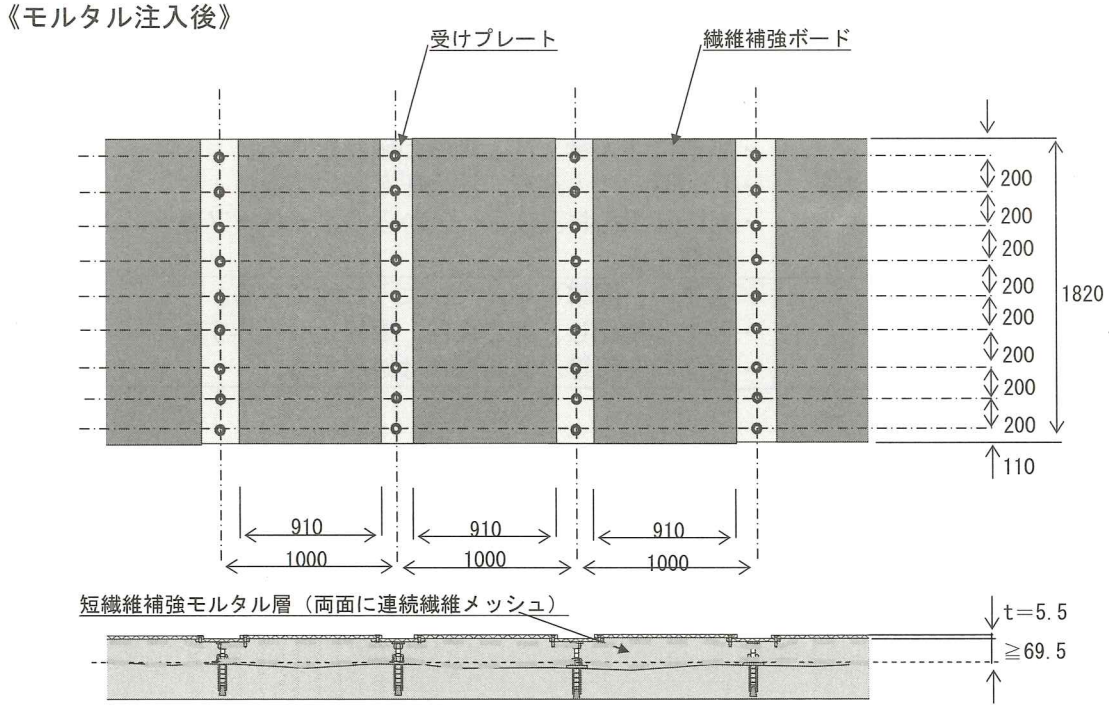
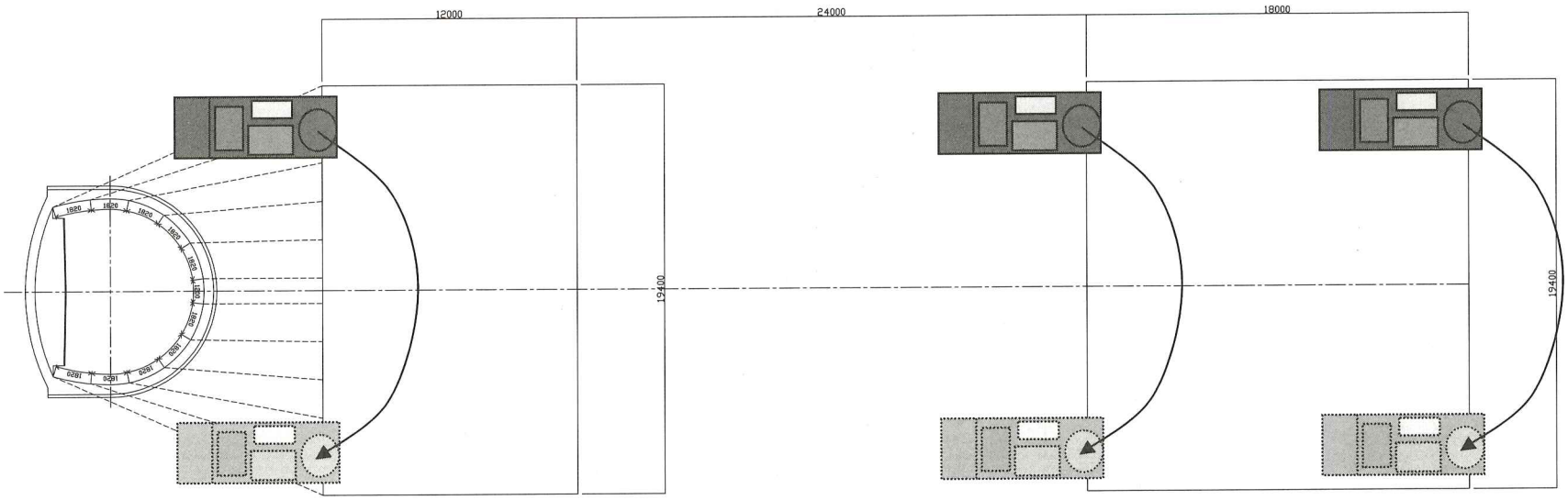


図 4.3.1　繊維補強ボード取付構造図



凡例

：4ｔトラック（車載プラント車）

：発電機（10kVA）

：モルタルポンプ（最大 50 リットル／分）

：ホッパー（60 リットル）

：水タンク（１m^3）

※　短繊維補強モルタルはアジテータカーで搬入の上、ホッパーへ直接投入する。
発電機、ポンプ、ホッパーは車載タイプとする。

図 4.3.2　注入プラント配置図

5．まとめ

既設トンネル覆工の内巻き補強において、内空断面には余裕がない場合でも、内巻き厚は薄く施工でき、また内巻き補強として十分な強度を確保するために、圧縮強度と圧縮じん性に優れた短繊維補強モルタルと引張補強材の連続繊維メッシュを組み合わせた複合材を覆工内巻き補強材料として使用する工法を考案し、その確認試験を実施した。

その結果、短繊維と連続繊維メッシュを併用した高じん性モルタルを75㎜内巻き補強すると、載荷形式1では既設コンクリート（無筋）300㎜を損傷させた耐荷力を上回り、内巻き補強した場合の耐荷力の向上を確認できた。また、補強厚などを調整することで、内巻き補強に要求される性能にすることもでき、高じん性モルタルを使用することで内空断面に余裕のないトンネル覆工の内巻き補強厚を薄肉化することが可能であると考えられる。さらに、短繊維および連続繊維メッシュの混入により、補強層が破壊してもコンクリートが剥落するようなことがなく、普通コンクリートの内巻き補強に較べて安全性が高いと考えられる。したがって、提案した工法は内空断面が限定され、圧縮力が卓越する覆工コンクリートの補強工法として適していると判断される。

耐荷力の評価方法については、繊維補強モルタルの強度特性から断面耐力や変形挙動を算出し、ひび割れ進展を考慮した簡易的なフレーム解析およびＦＥＭ解析の手法を用いて、内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力の算定を行った。その結果、実物大の載荷試験結果をほぼ再現でき、汎用性のあるフレーム解析やＦＥＭ解析を使った手法により、繊維補強モルタルによって内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力を適切に算定できることを確認できた。また、斜めひび割れについても、同様のフレーム解析による手法を用いて、せん断力の照査を行う方法を提案した。

施工面については、従来の内巻き補強工法では、プロテクターおよび型枠を組立・解体のために所定の補強区間まで移動する必要があり、この組立・解体と移動に要する作業が全体の工程および費用に大きな影響を与えていた。本報告で提案した工法は、連続繊維メッシュで引張力が伝達されるため、トンネル断面内に打ち継ぎ目を設けた場合でも耐力低下がなく、プロテクターを用いない片線規制での施工が可能である。

【参考文献】

1) 日本鉄道公団：併進工法設計施工指針（案）、平成6年5月
2) 鋼材倶楽部・ＳＦＲＣ構造設計施工研究会編：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル
3) 閑田徹志、坂田昇、国枝稔、六郷恵哲：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（ＨＰＦＲＣＣ）の研究の現状と構造利用の事例、コンクリート工学、Vol.44、No.3、2006.3
4) 土木研究所道路部トンネル研究室、日本道路公団試験研究所道路研究室トンネル研究室：トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書第275号、ISSN 0386-5878、平成13年3月
5) （財）鉄道総合技術研究所：「変状トンネル対策工設計マニュアル」、平成10年2月
6) 土井至朗、松岡茂、松尾庄二：ビニロン繊維マットを用いた高じん性補強材料の開発、土木学会年次学術講演会講演概要集第5部、pp.609-610、2002
7) Hordijk, P.A：Local Approach to Fatigue of Concrete, *Doctoral Thesis*, Delft University, 1991
8) Rots, J.G., Nauta, P., Kusters, G.M.A. and Blaauwendraad, J.：Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete, *HERON*, Vol.30, No.1, 1985
9) 柳博文、三谷浩二、海瀬忍、松岡茂：トンネル支保を想定したコンクリート載荷実験、土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(B)、pp.112-113、平成11年9月
10) 渡辺忠朋、松岡茂、武田康司：破壊力学に基づくRC部材のせん断耐力の研究、土木学会論文集、No.592/Ｖ-39、pp.25-36、1998
11) 平井圭、中村光、檜貝勇：コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.339-344、1995
12) Nakamura, H. and Takeshi H.：Fracture zone and fracture energy of concrete under uniaxial compressive stress, Int. Conf. On Urban Engineering in Asian Cities in 21st Century, pp.d105-d110, Nov.20-23, 1996, Bangkok, Thailand.
13) 荒井正英：引張・圧縮破壊エネルギーならびに圧縮破壊領域に対するコンクリート強度の影響、山梨大学卒業論文、1997
14) 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、pp.57-62、1997
15) 松岡茂、益田彰久、武田康司、土井至朗：ひび割れ発生・進展に支配されたコンクリート構造物の解析モデル、土木学会論文集、No.620／Ｖ-43、pp.1-13、1999.5

参　考　資　料

参考資料１　関連論文

第 60 回土木学会年次学術講演会投稿　第Ⅲ部門

「高じん性モルタルを内巻き補強したトンネル覆工載荷試験」

「高じん性モルタルを使用したトンネル内巻き補強の耐荷力の評価方法」

高じん性モルタルを内巻き補強したトンネル覆工載荷試験

鉄建建設　正会員　○柳　博文
（独）土木研究所　正会員　真下英人
鉄建建設　正会員　松岡　茂
クラレ　堀越哲郎

１．目的

トンネル覆工コンクリートについては，過大な土圧の作用，材料の経年劣化等を原因としたひび割れの発生およびその進展により，剥落もしくは大きな変状が発生し，補強工事が必要とされる事例が多くなっている．補強工法として内巻き補強が採用されることが多いが，トンネルの変状などにより，内空断面に余裕がない場合が多い．そこで，内巻き厚は極力薄くするために，圧縮強度と圧縮じん性に優れた短繊維補強モルタルに引張補強材として連続繊維メッシュを併用した新しい補強工法を開発し，その補強効果を実物大の載荷試験により確認した．

２．試験概要

２．１　使用材料および配合

繊維には，直径 100μm，長さ 12mm のポリビニールアルコール繊維を用い，短繊維の体積混入率は 2%である．引張補強材として用いた連続繊維メッシュは，短繊維と同様に PVA 繊維でありメッシュ状となっている．連続繊維メッシュと短繊維の強度特性は，**表－１**に示すとおりである．モルタルの配合を**表－２**に示す．

２．２　試験方法

本試験は，前述した材料を使用した直径 9.7m の実物大の試験体を製作し，トンネル覆工の耐荷力の確認を行うものである．載荷試験は，２ケース行う．試験体は，トンネル覆工を模擬したものである．Case1（A 載荷）では**図－１**に示すように，覆工厚 300mm の既設コンクリート部分（無筋）を製作し，まずこの試験体に天端部（80°～100°）より載荷して損傷させた[1)]．その後，内巻き補強として連続繊維メッシュを使用した短繊維補強モルタルを 75mm 内巻き補強して，再度載荷して耐荷力を確認する．なお，母材と補強モルタルの付着は，この工法では考慮しないため，内巻き補強工実施時，母材の下地処理は行わないこととする．Case2（C 載荷）については**図－２**に示すように，既設コンクリートの肩部部分にせん断方向にひび割れが発生していることを想定して仕切り板を取り付ける．打設後，Case1 と同様に連続繊維メッシュを使用した短繊維補強モルタルを 75mm 内巻き補強する．試験は，**図－２**に示すように 10°～170°から均等に等荷重を載荷した．

表－１　短繊維と繊維ﾒｯｼｭの強度特性

短繊維	繊維長さ	12mm
	繊維直径	100μm
	弾性係数	25.0kN/mm^2
	引張強度	1.10kN/mm^2
連続繊維メッシュ	シート厚さ	1.5mm
	弾性係数	3.52kN/mm^2
	引張強度	88.0N/mm

表－２　モルタルの配合

モルタルの種類	水セメント比 W/C (%)	単位量(kg/m^3) 水 W	セメント C	細骨材 S	高性能AE減水剤 SP	短繊維 VF
短繊維+連続繊維メッシュ補強モルタル	40	320	800	1005	4.00	26.0

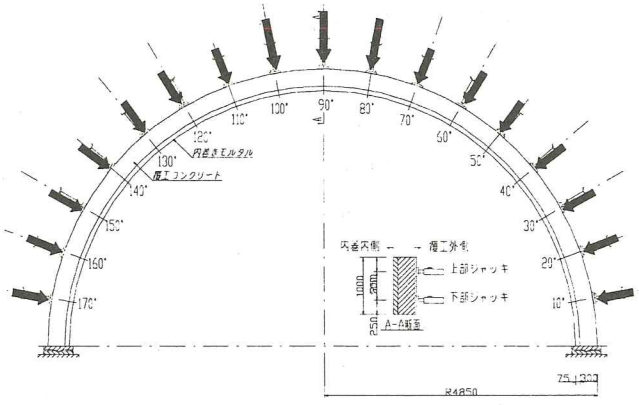
表－３　試験時圧縮強度

圧縮強度(試験時)	既設コンクリート (N/mm^2)	繊維補強モルタル (N/mm^2)
Case1	19	51
Case2	19	45

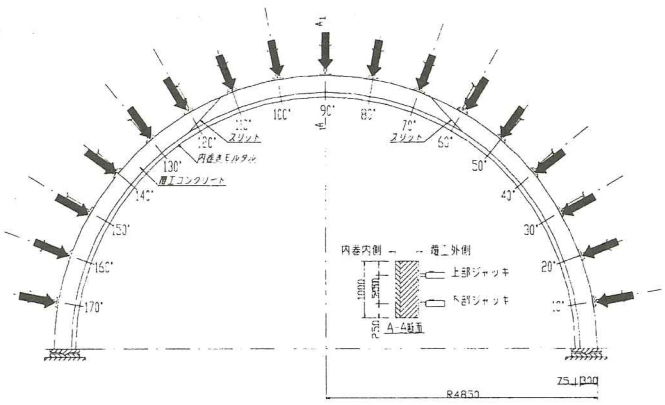
３．試験結果および考察

試験時の圧縮強度および引張強度は，**表－３**に示すとおりである．**図－３**に Case1 の損傷載荷試験結果と内巻き補強した載荷試験の結果を示す．損傷載荷では総荷重でおよそ 1895kN まで上昇し，荷重が低下し始めた

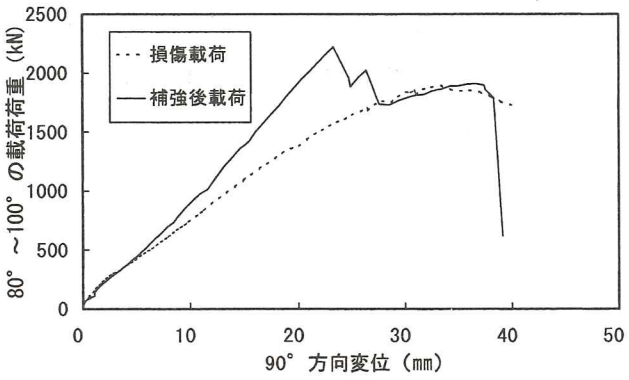
キーワード　短繊維，連続繊維メッシュ，内巻き補強，トンネル，薄肉化
連絡先　〒286-0825　千葉県成田市新泉 9-1　鉄建建設㈱　ＴＥＬ0476-36-2334



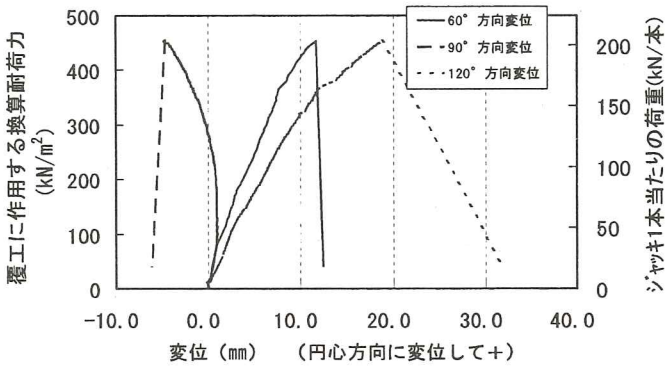
図－１　Case1 の試験概要



図－２　Case2 の試験概要



図－３　Case1 の試験結果



図－４　Case2 の試験結果

ところで終了した．内巻き補強後の再載荷では，総荷重でおよそ 2225kN まで上昇し，天端付近のひび割れがトンネル円周方向に進展し，荷重が低下した．その後荷重はあまり上昇せず，最終的には天端付近の既設コンクリート（無筋）が圧縮破壊をおこし荷重が低下して終了した．内巻き補強後の最大荷重は，損傷載荷の最大荷重を上回ったことから，既設コンクリート（無筋）300mm の耐荷力に対して繊維補強モルタルの内巻き補強による耐荷力の向上が確認できた．

Case2 の載荷試験結果を**図－４**に示す．ひび割れは既設コンクリートの天端部から肩部に発生したが，最終的にはスリットの入った肩部で破壊し，荷重が急激に低下した．覆工に作用する換算耐荷力（総荷重／覆工背面側面積）は最大で約 453kN/m^2（ジャッキ１本当たり約 203kN）であった．既設コンクリート（無筋）300mm の耐荷力ほどはないと考えられるが，補強厚や強度などを調整することで，内巻き補強に要求される性能に対処することは可能と考えられる．

４．まとめ

短繊維と連続繊維メッシュを併用した高じん性モルタルを 75mm 内巻き補強した結果，Case1 では既設コンクリート（無筋）300mm を損傷させた耐荷力を上回り，内巻き補強した場合の耐荷力の向上を確認できた．また，補強厚や強度などを調整することで，内巻き補強に要求される性能にすることは可能と考えられる．以上のことから，高じん性モルタルを使用することで内空断面に余裕のないトンネル覆工の内巻き補強厚を薄肉化することが可能であると考えられる．また，短繊維および連続繊維メッシュの混入により，補強層が破壊してもコンクリートが剥落するようなことがなく，普通コンクリートの内巻き補強に較べて安全性が高いと考えられる．

参考文献

1)箱石安彦・真下英人・石村利明・森本智：損傷トンネル覆工における内巻きコンクリートの補強効果に関する実験的研究，トンネル工学研究論文・報告集第 13 巻，pp349-354，2003.11

高じん性モルタルを使用したトンネル内巻き補強の耐荷力の評価方法

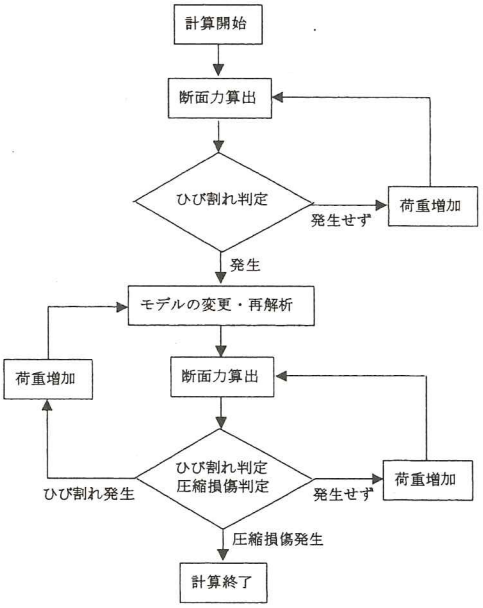
鉄建建設　正会員　○酒谷弘行
（独）土木研究所　正会員　真下英人
鉄建建設　正会員　松岡　茂
クラレ　正会員　保城秀樹

1．目的

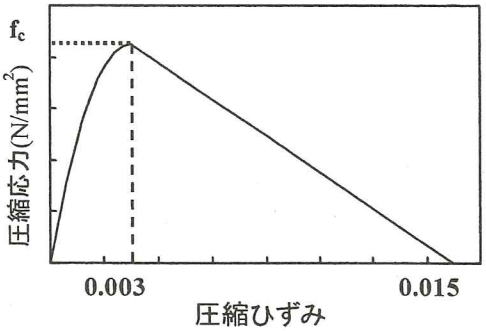
トンネル覆工コンクリートにおける内巻き補強における計算手法については，覆工に発生するひび割れやその変形挙動を適切に評価し，耐荷力を算定する必要がある．このようなひび割れ発生を考慮した簡易的な計算手法として，フレーム解析を用いた計算手法が提案されている．この手法では，通常の設計で用いられている線形フレームを用いるため，汎用性が高いと考えられる．提案された計算手法では，部材の最大耐力や最大耐力後の変形挙動を事前に算定する必要があり，その算定には内巻き補強材料の強度特性を考慮する必要がある．筆者らは，短繊維と連続繊維メッシュを併用した繊維補強モルタルによる新しい内巻き補強工法を提案しており，その耐荷力をトンネル覆工載荷試験で確認している[1)]．そこで，強度特性を改善した繊維補強モルタルによる内巻き補強の耐荷力を評価するために，提案された計算手法により算定することとした．

2．フレーム解析による計算方法

ひび割れの発生・進展を考慮したフレーム解析については，鉄道総研から設計マニュアル[2)]として提案されており，**図―１**に示すような手順で耐荷力を算定している．その算定手法によると，断面力が部材の断面耐力に達すると急激にひび割れ幅が増加することに着目し，断面耐力をひび割れ判定の指標としている．フレーム解析では，徐々に荷重を増加させ，算定された断面力が部材の断面耐力に達した時点で，その部分の曲げ剛性は失われるものとして計算を継続し，部材の圧縮ひずみが補強材の圧縮限界ひずみに達するか，トンネル覆工全体が不安定となった時点を最終状態とする．したがって，提案されているフレーム解析では，補強部材の断面耐力および断面耐力以降の変形挙動を設定することが必要である．断面耐力および断面耐力以降の変形性能は，補強部材の圧縮－ひずみ曲線および引張破壊特性の影響を受ける．本研究では，高強度で変形性能に優れた繊維補強モルタルを内巻き補強した耐荷力を算定することを目的としていることから，繊維補強モルタルの強度特性を考慮した断面耐力および部材の変形性能を算定する必要がある．そこで，繊維補強モルタルの圧縮破壊特性については，圧縮試験結果からピーク強度以降の変形挙動を**図－２**のように仮定した．圧縮強度に達するまでは，繊維補強モルタルの圧縮特性は普通コンクリートと変わらないが，圧縮強度以降の特性は大きく異なっている．ひずみの増加に伴って圧縮応力は**図－２**のように漸減し，最終的には 15000 μ に達すると圧縮応力の伝達が全くなくなるものとした．普通コンクリートは，圧縮強度に達した後は，圧縮限界ひずみ（3500 μ）まで圧縮強度が保持される．



図―１　計算手順

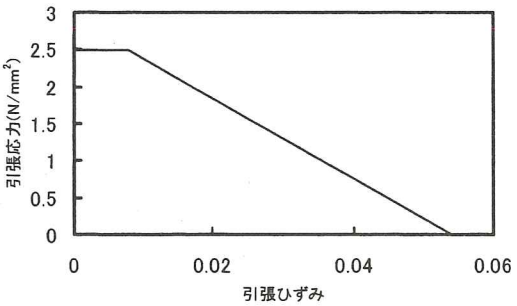


図―２　圧縮応力―ひずみ曲線

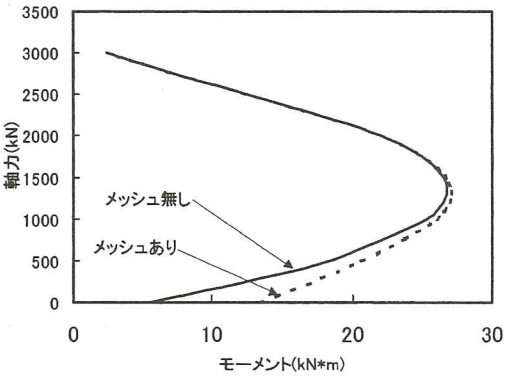
繊維補強モルタルの引張特性については，直接引張試験および曲げ試験結果から**図－３**に示す引張応力－

キーワード　高じん性モルタル，内巻き補強，フレーム解析，断面耐力，変形性能
連絡先　〒286-0825　千葉県成田市新泉 9-1　鉄建建設（株）技術センター　TEL0476-36-2357

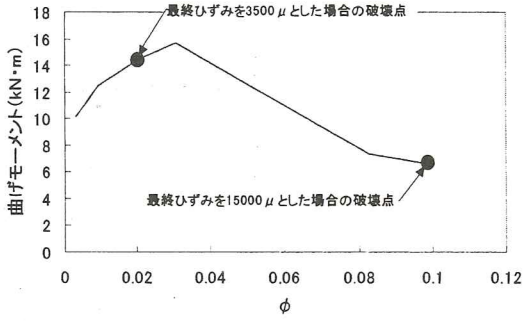
ひずみ曲線を使用するものとした．鉄道総研から提案された手法に基づいて部材の断面耐力を算定した結果を**図－４**に示す．本研究では，短繊維補強モルタルと連続繊維メッシュを組み合わせて内巻き補強工とすることから，短繊維補強モルタルのみと連続繊維メッシュと組み合わせた場合の断面耐力を算定した．連続繊維メッシュを組み合わせることで，軸力が低い領域での曲げ耐力が増加している．なお，断面耐力の算定方法の妥当性については，曲げ試験[3]により確認している．また，断面耐力後の変形特性についても同様の手法により，曲げモーメント(M)と部材の変形角（φ）との関係を算定した．**図－５**に計算結果を示す．短繊維補強コンクリートの圧縮限界ひずみが 15000μ と大きいため，短繊維補強モルタルの変形角(φ)は圧縮限界ひずみを3500μとした普通コンクリートの場合より大きくなっている．



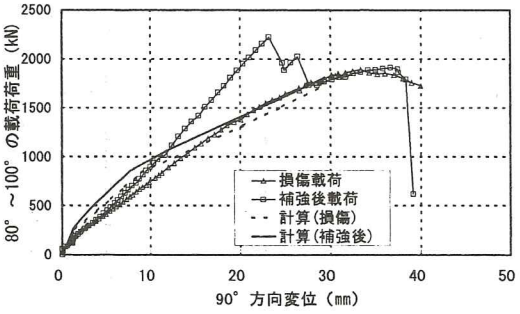
図―３　引張応力―ひずみ曲線



図―４　M―N 線図



図―５　M－φ線図



図―６　荷重－変位曲線

３．実物大試験結果と計算結果の比較

内巻き補強した耐荷力の妥当性を確認するために，前述した繊維補強モルタルの強度特性を考慮して算出した断面耐力および変形性能を用いてフレーム解析した計算結果と実物大の載荷試験結果[1]と比較した．試験では，既設覆工に相当する普通コンクリートで作製された試験体に載荷して，ひび割れなどの損傷を発生させた後，内面側に繊維補強モルタルと連続繊維メッシュにより補強を行い，再度載荷を行った．この繊維補強モルタルの耐荷力を算定するために，既設覆工に相当する部材と内巻き補強部分で構成された二重梁として部材をモデル化した．なお，既設覆工に相当する部材と内巻き補強部材との間は，圧縮力のみしか伝達しないものとして計算を行った．既設覆工の部材にはひび割れが発生していることから，断面耐力算定では引張強度はないものとしている．**図－６**に試験結果と計算結果を示す．計算では荷重が試験結果ほど上昇しなかったが，終局時は，覆工部分で破壊して計算が終了しており，試験結果と同様の傾向を示した．

４．まとめ

今回，繊維補強モルタルの強度特性から断面耐力や変形挙動を算出し，ひび割れ進展を考慮した簡易的なフレーム解析の手法を用いて，内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力の算定を行った．その結果，実物大の載荷試験結果をほぼ再現でき，汎用性のあるフレーム解析を使った手法により，繊維補強モルタルによって内巻き補強したトンネル覆工の耐荷力を適切に算定できることを確認できた．

参考文献

1)柳博文・真下英人・松岡茂・堀越哲郎：高じん性モルタルを内巻き補強したトンネル覆工載荷試験，第 60 回土木学会年次学術講演会概要集投稿中，平成 17 年 9 月予定

2)鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，平成 10 年 2 月

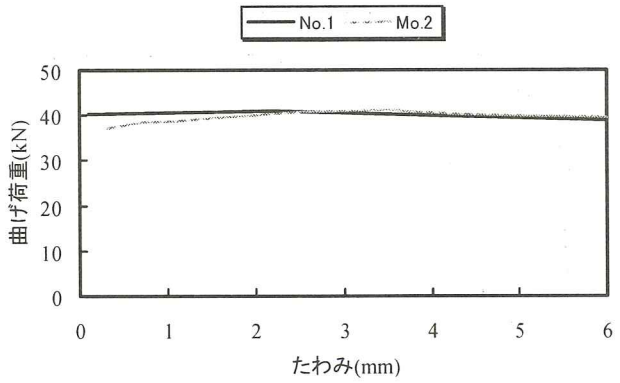
3)柳博文・川又篤・西脇敬一・松岡茂：短繊維と繊維シートを併用した高じん性モルタルの曲げ試験，第 59 回土木学会年次学術講演会概要集，平成 16 年 9 月

参考資料２　要素試験の曲げ試験結果

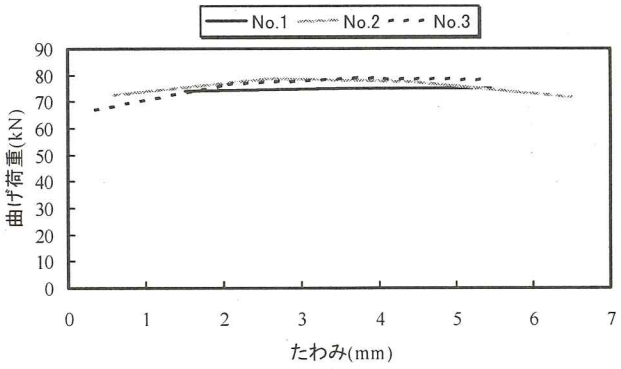
曲げ試験結果一覧表

種類	導入軸力 (kN)	No	曲げ荷重 (kN)	たわみ (mm)	モーメント (kN・m)
PL	30	1	40.96	2.21	3.07
		2	41.04	3.62	3.08
	60	1	78.80	3.68	5.91
		2	79.00	2.58	5.93
		3	75.12	3.53	5.63
	90	1	113.20	3.17	8.49
		2	112.56	2.47	8.44
		3	116.32	2.90	8.72
VF	0	1	51.36	0.61	3.85
		2	49.28	0.50	3.70
	30	1	87.20	0.70	6.54
		2	69.76	0.42	5.23
		3	85.52	1.19	6.41
	60	1	98.08	2.56	7.36
		2	110.48	2.56	8.29
	90	1	147.52	1.36	11.06
		2	149.12	1.27	11.18
CF	0	1	29.28	7.99	2.20
		2	29.31	4.19	2.20
	30	1	68.96	5.20	5.17
		2	71.12	7.91	5.33
	60	1	109.28	6.47	8.20
		2	136.68	2.14	10.25
	90	1	145.12	6.96	10.88
		2	132.24	5.84	9.92
CVF	0	1	53.44	1.05	4.01
		2	54.44	1.40	4.08
	30	1	103.84	1.78	7.79
		2	101.84	1.57	7.64
	60	1	123.68	1.79	9.28
		2	136.80	1.61	10.26
	90	1	160.08	5.28	12.01
		2	160.40	3.96	12.03

無筋（ＰＬ）曲げ試験結果

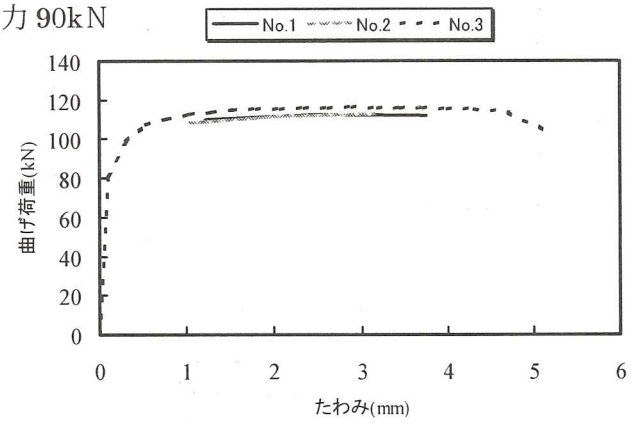


軸力 30kN



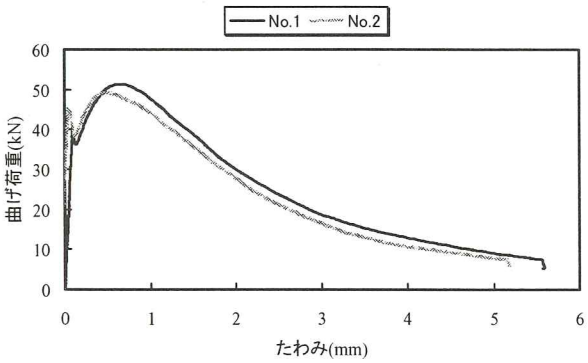
軸力 60kN

軸力 90kN

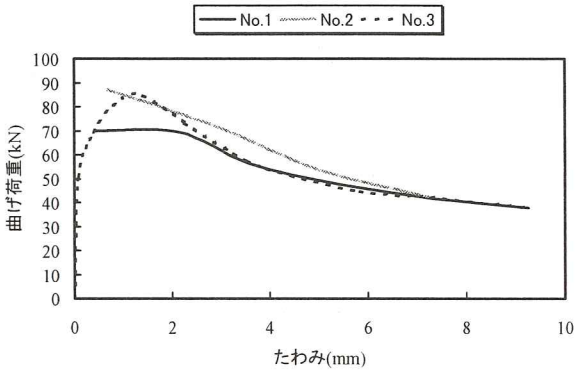


軸力 90kN

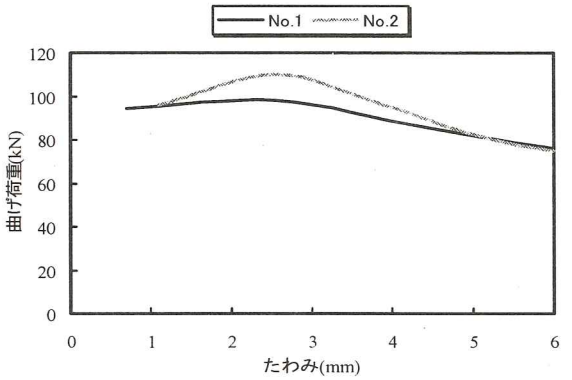
短繊維補強（VF）曲げ試験結果



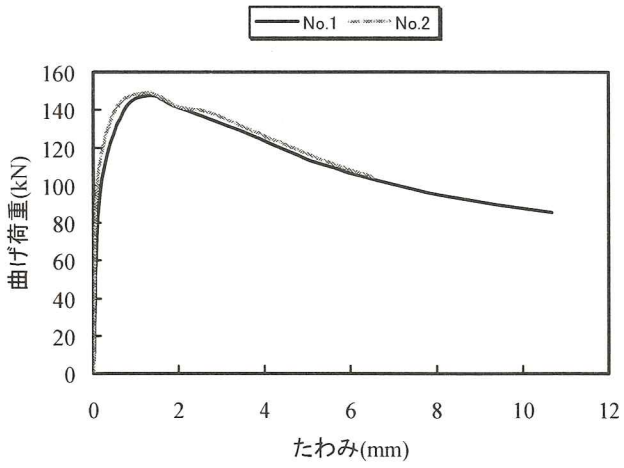
軸力 0kN



軸力 30kN

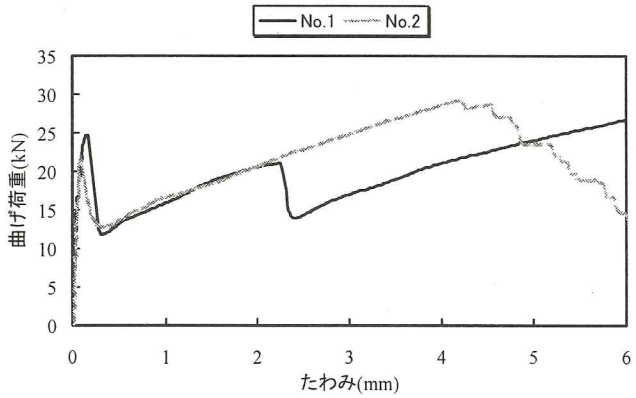


軸力 60kN

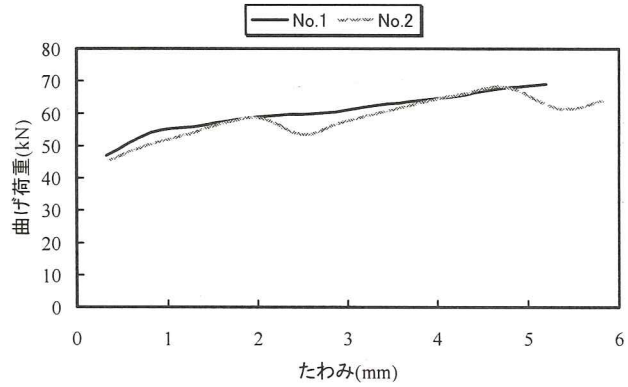


軸力 90kN

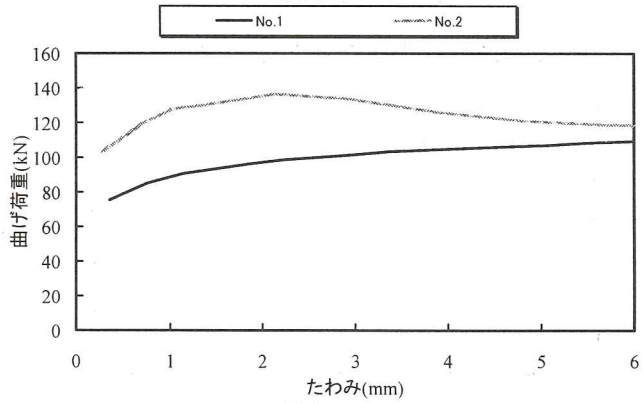
連続繊維メッシュ（CF）補強曲げ試験結果



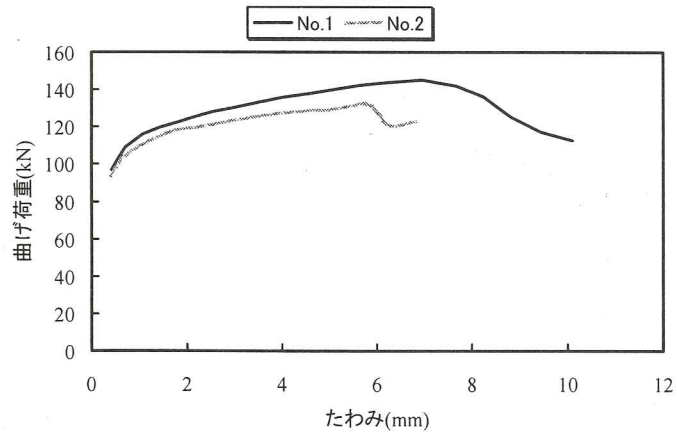
軸力 0kN



軸力 30kN

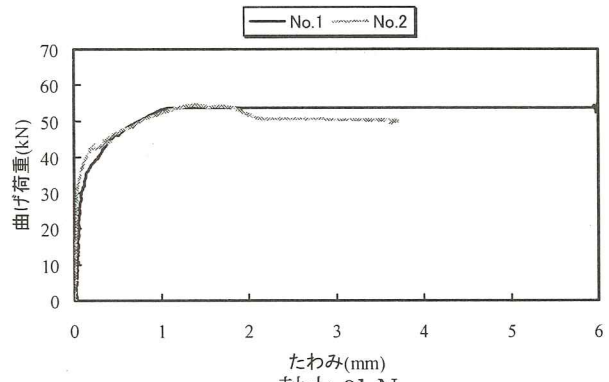


軸力 60kN

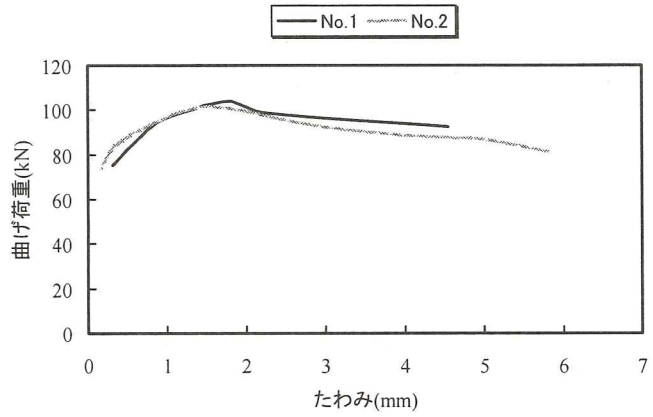


軸力 90kN

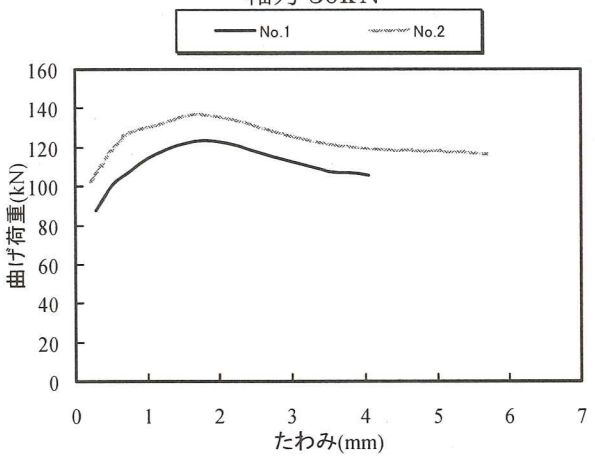
短繊維＋連続繊維メッシュ補強曲げ試験結果



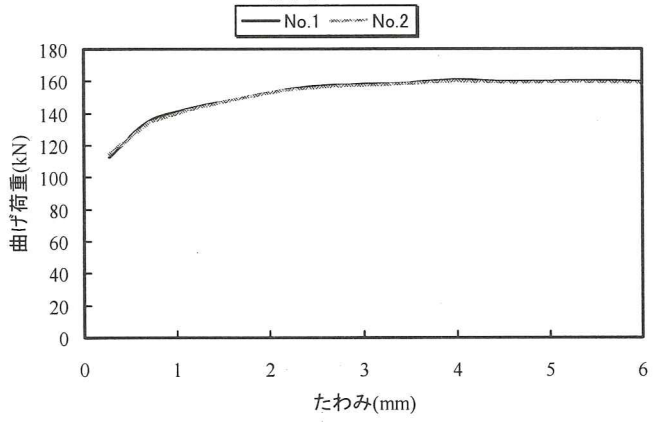
軸力 0kN



軸力 30kN



軸力 60kN



軸力 90kN