

トンネル覆工の限界状態設計に関する研究

峯本 守¹・鬼頭 誠²・梶原雄三²・松岡 茂³

¹正会員 日本鉄道建設公団 理事 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

²正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

³正会員 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 技術研究所 (〒286 千葉県成田市新泉9-1)

無筋コンクリートのトンネル覆工を対象として、ひび割れ進展に伴う覆工の巨視的な挙動を構築する目的で、円環供試体による載荷試験と有限要素法によるシミュレーションを行った。トンネル覆工のような円環構造物では、局部的に部材にひび割れが生じて、構造物は直ちに破壊に至らないことが確認され、設計指針に定めているように断面力を部材の断面耐力以下になるようにトンネル覆工を設計すれば安全である。

Key Words: *fracture mechanics, tension softening curve, nonlinear FEM analysis*

1. はじめに

我が国では、昭和61年度に土木学会「コンクリート標準示方書」が許容応力度設計法から限界状態設計法に改訂されており、世界的にも限界状態設計法に移行する傾向がある。トンネル覆工に限界状態設計法を適用するためには、覆工の破壊性状を把握する必要がある。

今田ら¹⁾は、トンネル覆工の耐力や破壊性状の実験を行っている。この実験報告によればトンネル覆工は、その外周を周辺地山により弾性支承されたアーチ構造物と考えることができ、土圧等の外力により覆工の一部にひび割れが生じて構造物が破壊に至らない。したがって、トンネル覆工の最終的な耐力および断面力を算定するためには、ひび割れが発生した後の挙動を追跡する必要があると報告しており、ひび割れを評価した解析モデルの必要性を述べている。また、朝倉ら²⁾は、トンネル覆工の模型実験からひび割れ部分をピンとしてモデル化したフレーム解析で覆工の最終的な耐力を追跡できると報告している。しかしながら、このようなモデルでは、ひび割れの発生・進展が考慮されておらず、そのままトンネル覆工の耐力算定に用いることが困難である。

最近、トンネル覆工の設計に限界状態設計法を適用した設計指針³⁾が日本鉄道建設公団で制定された。

この設計指針の大きな特徴は、

- (1) 覆工に生じる断面力が部材の断面耐力に達した時点を超えて限界状態として定め断面照査を行うこと
- (2) 断面力の算定においてはひび割れの影響を考慮しない剛性一様リングモデルを使用し、断面耐力の算定では、ひび割れの発生を許容していることである。

そこで、本研究では、無筋コンクリートのトンネル覆工を対象として、ひび割れ進展に伴う構造物の巨視的な挙動を解析するモデルを構築する目的で、円環供試体による載荷実験と破壊力学の考え方に基づいた有限要素法によるシミュレーションを行った。さらに、シミュレーションの結果に基づいて、トンネル覆工へ限界状態設計法を適用した日本鉄道建設公団の設計指針の安全性について検討を行った。

2. 解析方法

(1) ひび割れのモデル化

近年、破壊力学の考え方に基づいてコンクリートのひび割れ進展等を解析することが注目されている。コンクリートの破壊力学における考え方の大きな特徴の一つは、応力が引張強度に達するとひび割れが生じ、その後はひび割れ面における引張応力はひび割れ開口幅が増加するのに伴って低下する引張応力の軟化を考慮することである。ひび割れ面における

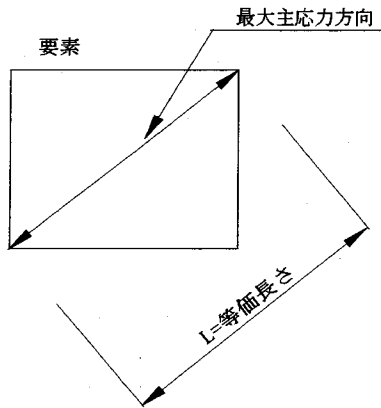


図-1 等価長さ

引張応力の軟化を考慮した有限要素法により、無筋コンクリートにおける曲げ強度の寸法依存性を評価することと、ひび割れ発生後の挙動を追跡することができることなどが報告されている^{4)・5)}。ひび割れ開口幅と引張応力との関係(引張軟化曲線)を導入する解析モデルとしては、離散ひび割れモデルのHillerborgら⁶⁾の仮想ひび割れモデル(fictitious crack model)と分布ひび割れモデルのBazantら⁷⁾のひび割れ帯モデル(crack band model)が代表的なモデルである。さらに、Dahlblomら⁸⁾は仮想ひび割れモデルを分布ひび割れに適用したモデルを提案している。

本研究では、ひび割れ先端部分で骨材の噛み合わせ等により引張力が伝達されている領域を仮想のひび割れ面と考え、この仮想ひび割れ面に骨材等により伝達される引張力が作用するとしたHillerborgらの仮想ひび割れモデルを用いて解析した。

解析に使用したモデルはDahlblomモデルと同様に、各要素にひび割れが発生する可能性がある分布ひび割れとした。ひび割れが発生した要素の変形はひび割れの開口幅とひび割れ以外の弾性変形量との和であるとし、要素における応力-ひずみ関係は弾性領域の特性と引張軟化曲線により決定されるものとした。解析では、応力とひび割れ開口幅との関係である引張軟化曲線を応力-ひずみ関係に換算する際に、要素寸法に依存しないように「等価長さ(equivalent length)」と呼ばれる概念を導入している。

本研究に用いたDahlblomタイプのモデルでは、全ての要素にひび割れが発生することが出来るため、ひび割れの発生位置を事前に推定する必要がなく、要素寸法による応力-ひずみの依存がないものと考えられる。

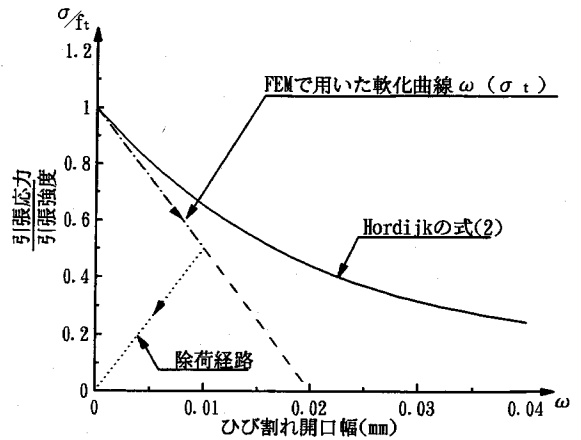


図-2 引張軟化曲線

解析では、最大主応力(引張側が正)がコンクリートの引張強度に達した時に最小主応力方向にひび割れが発生するものとした。ひび割れが発生した要素では、最大主応力方向の応力-ひずみ関係はひび割れ以外の弾性挙動と引張軟化曲線から式(1)により与えられ、最小主応力方向はひび割れ発生前の応力-ひずみ関係に従う直交異方体要素とした。

$$\epsilon = \frac{\sigma_t}{E} + \frac{\omega(\sigma_t)}{L} \quad (1)$$

ここに、 σ_t : 応力、 E : 弾性係数、 $\omega(\sigma_t)$: 引張軟化曲線、 L : 要素の等価長さ、 ϵ : 最大主応力方向のひずみである。要素の等価長さは、Dahlblomらと同様に図-1に示すように最大主応力方向に要素を投影した長さとした。なお、ひび割れが完全に閉口するまで、ひび割れ面におけるせん断力の伝達は無いためとする。解析に使用した要素は、平面応力条件下の4節点の四辺形アイソパラメトリック要素である。

無筋コンクリートでは、最大荷重に到達した後に変位と荷重が共に減少するスナップバックと呼ばれる現象⁹⁾が生じる場合があることが報告されている。非線形解析の一般的な求解法である変位増分法では、スナップバックを追跡することが出来ないため、今回の解析では弧長法を用いて計算を行った。

(2) 引張軟化曲線と応力-ひずみ曲線

無筋コンクリートの引張軟化曲線については、Hordijk¹⁰⁾が既往の直接引張試験結果から式(2)に示す曲線を提案している。

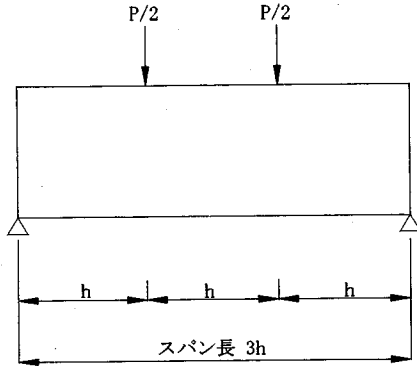


図-3 4点曲げ試験モデル

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left[C_1 \frac{\omega}{\omega_c} \right]^3 \right\} \exp \left[-C_2 \frac{\omega}{\omega_c} \right] \quad (2)$$

$$- \frac{\omega}{\omega_c} \left[1 + C_1^3 \right] \exp(-C_2)$$

ここに、 $C_1=3$ 、 $C_2=6.93$ 、 ω ：ひび割れ開口幅、 ω_c ：限界開口幅(160 μ m)、 f_t ：引張強度である。

堀井¹⁾は、引張軟化曲線をその始点で接する直線で近似した場合、計算から求められる無筋コンクリートの最大荷重は安全側かつ良い近似となることを指摘している。そこで、解析に用いる軟化曲線は図-2に示すように式(2)のひび割れ発生直後の勾配を有する直線モデルとし、ひび割れが発生した後、開口幅が減少する方向に変形が生じる場合には、図に示すように原点に指向する除荷経路に従うものとした。これは、無筋コンクリートにおける曲げ破壊では、最終的にひび割れが1本に局所化し、その周辺では応力が低下することを表現するためである。

一方、圧縮側の応力-ひずみ関係については、式(3)に示す二次曲線タイプの応力-ひずみ曲線を使用し、降伏曲面はDrucker-Pragerタイプを用いた。応力-ひずみ曲線を単軸試験結果として考え、降伏曲面の定数を決定した。

$$\sigma = f_{cd} \frac{\epsilon}{0.002} \left[2 - \frac{\epsilon}{0.002} \right] \quad (3)$$

ただし、 $0 \leq \epsilon \leq 0.002$

$$\sigma = f_{cd}$$

ただし、 $0.002 < \epsilon \leq 0.0035$

f_{cd} ：圧縮強度

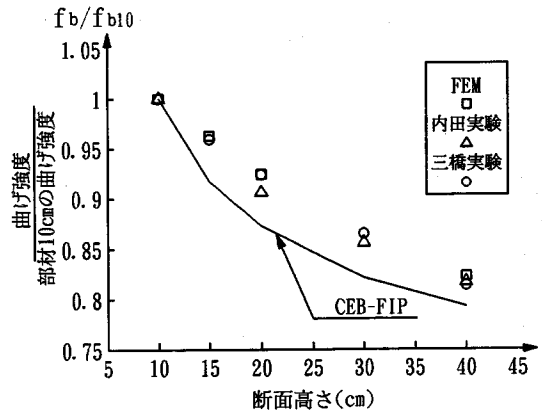


図-4 曲げ強度と断面高さ

無筋コンクリートは等方硬化則に従うものとして解析を行い、最小主ひずみが3500 μ に到達した時点で最大主ひずみの値に関係なく圧縮限界に達したものとして計算を打ち切った。また、ひび割れが発生するまでの引張側の応力-ひずみ曲線には、次式の弾性係数を用いた。

$$E_t = f_{cd} / 0.001 \quad (4)$$

E_t ：引張側の弾性係数

(3) 解析モデルの妥当性

前記の解析モデルの精度を検証する目的で、図-3に示す4点曲げ試験を解析した結果から求めた曲げ強度と部材高さとの関係を図-4に示す。図-4には、過去に行われた実験結果^{1), 13)}とCEB-FIPコード¹⁴⁾の寸法効果則を記入した。なお、実験では、コンクリート強度が一定でないため、曲げ強度については、部材高さ10cmの曲げ強度で無次元化した。解析結果は部材高さが大きくなるに従って、曲げ強度は低下しており、その低下の割合及び曲げ強度は実験結果とほぼ一致している。このことから、解析に用いた軟化曲線等のひび割れモデルにより無筋コンクリート部材の最大曲げ荷重を求めることが妥当であると考えられる。また、設計コードとして欧州で用いられているCEB-FIPコードの寸法効果則に比べて曲げ強度の低下率は多少異なっているが、全体的な傾向はほぼ等しい。

無筋コンクリートの最大荷重以降の挙動を追跡するために、求解法として弧長法を採用して解析を行った。解析結果における荷重と載荷点変位との関係を図-5に示す。最大荷重以降で、荷重と変位が共に減少するスナップバックの現象が見られている。

表-1 コンクリート配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
20	18±2	4±1	50.3	60.0	196	390	998	666

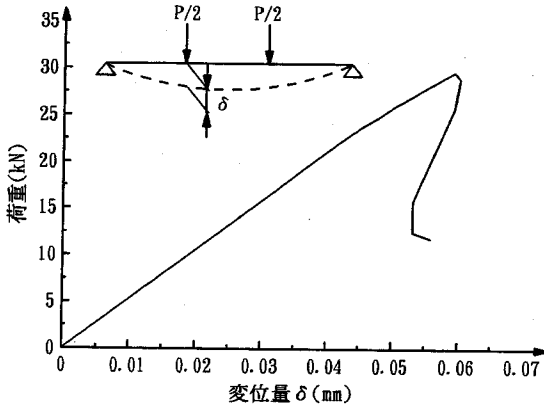


図-5 荷重-変位曲線

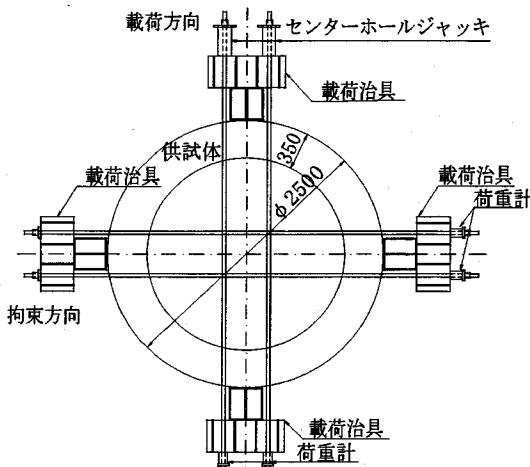


図-6 円環載荷実験

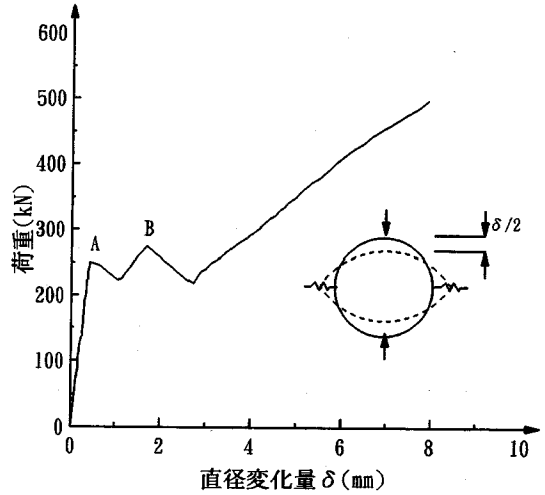


図-7 荷重-直径変化量

曲げ試験におけるスナップバック現象は、内田らによる実験において観測されており、無筋コンクリートの破壊性状における特徴的な現象であるが、本研究で用いたモデルと解析手法により、スナップバックの挙動を追跡することが出来る。したがって、今回用いた有限要素法の解析モデルは、無筋コンクリートの破壊性状を表現する事が出来ると考えられる。しかしながら、解析で使用した軟化曲線は直線モデルであるため、スナップバック以降の荷重と変位との関係はひび割れ開口幅が増加した時点では実験結果と多少異なってくるものと考えられる。

3. 円環載荷実験

(1) 供試体および載荷方法

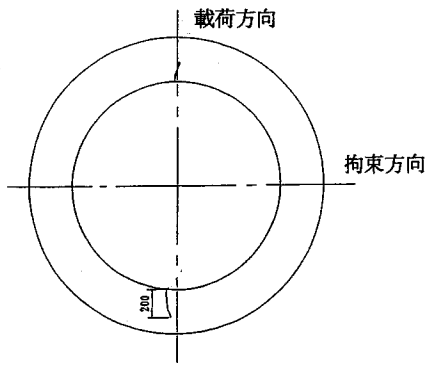
載荷実験に用いた供試体の寸法は、図-6に示すように外径2500mm、部材厚350mm、高さ1000mmとし

た。供試体は、コンクリート打設した後、試験前日まで散水養生を行った。表-1に使用したコンクリート配合を示す。コンクリートの強度は、円環供試体と同じ条件で養生したテストピースによると圧縮強度19.4MPaであった。

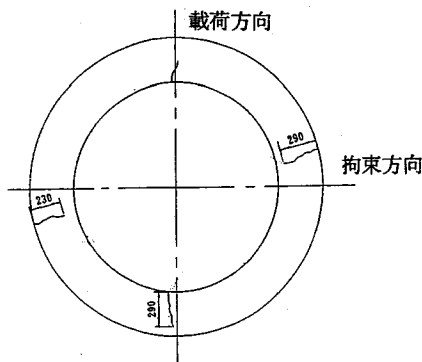
実験は、図-6に示すように直径方向をP C鋼棒で拘束した後、拘束した方向に直交した直径方向から変位制御により載荷を行った。載荷手順は、最初に拘束しているP C鋼棒に軸力49kNを導入した後、変位制御の油圧ジャッキ（載荷速度0.1mm/sec）により490kNまで載荷を行った。

(2) 実験結果概要

載荷方向における直径の変化量と載荷荷重との関係を図-7に示す。直径変化量と荷重との関係は、載荷点の内側にひび割れ発生が目視により確認される(245kN載荷した時点)までは、ほぼ線形関係を保っている。載荷点付近にひび割れが確認されると荷重は一時的に低下するが、さらに実験を続けると荷重は増加に転じ、荷重が274kN付近で載荷点と拘束点との中間部分に新たなひび割れが目視により確認された。新たなひび割れが生じると荷重は再度



A点のひび割れ状況



B点のひび割れ状況

図-8 ひび割れ発生状況

低下するが、荷重を継続すると再び荷重は増加に転じる。その後は、ひび割れの発生は確認されず、荷重の増加に伴って直径の変化量は増加している。

供試体のひび割れ発生状況を図-8に示す。荷重が245kNに到達した時点で載荷点の内側より第一ひび割れが2カ所発生していることが確認された。荷重が274kN付近に達した時点で、載荷点と拘束点との間に第二のひび割れが供試体直径に対して対称に2カ所発生していることが確認された。その後は、新しいひび割れの発生は確認されず、第一・二ひび割れの開口幅とひび割れ深さが拡大したのみであった。なお、490kN載荷した状態では、ひび割れ開口幅は約3mmであった。

(3) 円環載荷実験の解析

有限要素法により、円環載荷実験の挙動を解析した。解析では、対称条件を考慮して円環供試体の1/4の部分に対して計算を行った。なお、要素の大きさは平均5cm角とした。コンクリートの圧縮強度についてはテストピースによる圧縮試験結果値(f_{cd}

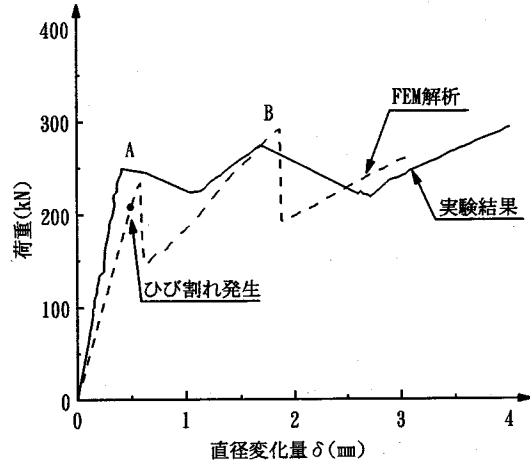


図-9 解析結果と実験結果

=19.4MPa)とした。引張強度については、Koenig¹⁵⁾らが提案している式(5)により圧縮強度から求めた。

$$f_{ct} = 2.12 \times \ln(1 + f_{cd} / 10) \quad (5)$$

$$= 2.12 \times \ln(1 + 19.4 / 10) = 2.28 \text{ MPa}$$

f_{ct} : 引張強度

応力-ひずみ関係、引張軟化曲線等の解析モデルは、4点曲げ試験解析と同様とした。解析結果の荷重と載荷方向の直径変化量との関係を図-9に示す。実験結果と同様に変化量が1mm付近(図中のA点)と2mm付近(図中のB点)で荷重が一時的に低下しており、荷重と直径変化量との関係は実験結果の傾向とほぼ一致している。ひび割れは、図中に示すように荷重が最初に低下するA点より小さい荷重で発生している。

解析モデルでは、最大主ひずみが約120 μ を越える部分がひび割れ発生領域であり、図-10の(a)は最初に荷重が低下した直後(図-9のA点)における最大主ひずみ分布(ひび割れ発生状況)を、(b)は荷重が再び増加している状態(図-9のB点直前)の最大主ひずみ分布を示している。また、図-10の(c)は荷重が490kNに達した時点のひずみ分布を示している。ひび割れの発生状況は、図-8に示す実験における現象とほぼ一致している。図-10(a)では、ひび割れは載荷点に発生しており、この時のひび割れ開口幅は0.02mm以上になっている。解析では、ひび割れ開口幅が0.02mm以上ではひび割れ面における引張応力の伝達が無いものとしており、断面力が部材の最大耐力を達すると荷重が一時的に低下する。荷重が増加している状態の(b)では、載荷点

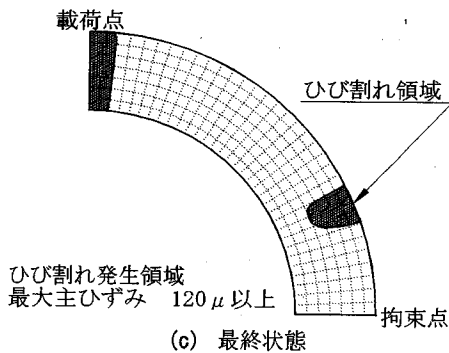
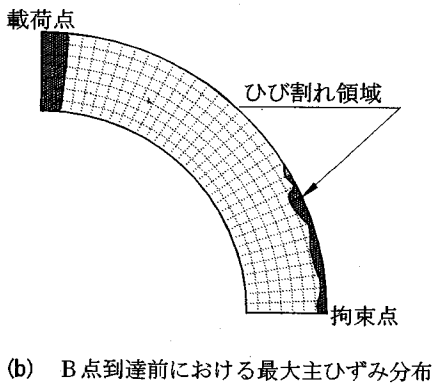
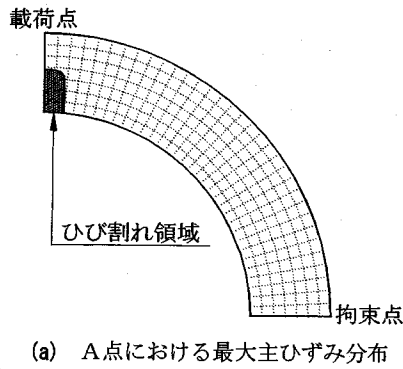


図-10 最大主ひずみ分布

の他に供試体外面に広い範囲で微細なひび割れが生じている。この供試体外面のひび割れ開口幅は、解析結果によると0.01mm以下のものである。(c)では、ひび割れは荷重点と拘束点付近の2カ所のみとなっており、(b)の状態で見られた供試体外周の広いひび割れ領域は無くなっている。これは、ひび割れが進展することにより、ひび割れ周辺領域の要素では除荷経路となりひび割れの局所化が生じるためであ

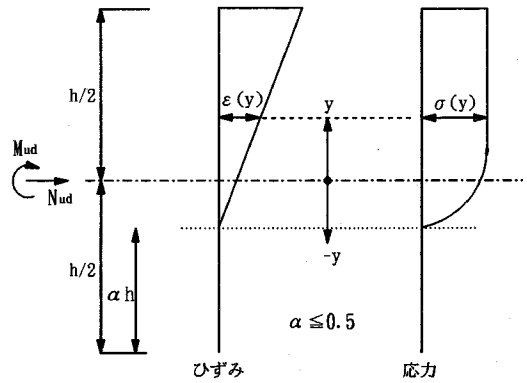


図-11 応力・ひずみ分布

る。実験結果の最終的なひび割れの発生位置と解析結果とは、ほぼ一致しており、引張軟化曲線を考慮した解析によりトンネル覆工の最終的な耐力および変形挙動を追跡することが出来るものと考えられる。

4. トンネル覆工の設計方法

今回用いた解析手法による解析結果は、円環載荷実験結果等の無筋コンクリートの挙動と良く一致する。そこで、この解析手法を用いて設計指針の断面耐力および断面力の算定方法について検証を行った。

(1) 無筋コンクリート部材の断面耐力

設計指針では、図-11に示すような応力分布を仮定して式(6)、(7)により断面耐力を算定するものとなっている。

$$N_{ud} = \left[\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) b dy \right] / \gamma_b \quad (6)$$

$$M_{ud} = \left[\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) y b dy \right] / \gamma_b \quad (7)$$

$$\sigma(y) = k_1 f_{cd} \frac{\varepsilon(y)}{0.002} \left[2 - \frac{\varepsilon(y)}{0.002} \right]$$

ただし、 $0 \leq \varepsilon(y) \leq 0.002$, $k_1 = 0.85$

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f_{cd}$$

ただし、 $0.002 < \varepsilon(y) \leq 0.0035$

ここで、 N_{ud} は設計軸方向圧縮耐力、 M_{ud} は設計曲げ耐力、 h は断面高さ、 b は単位幅、 γ_b は部材係数(1.15)である。なお、断面算定では、圧縮領域を断面高さの50%以上確保するとしている。この断面耐力算定方法に従って、円環供試体の設計断面

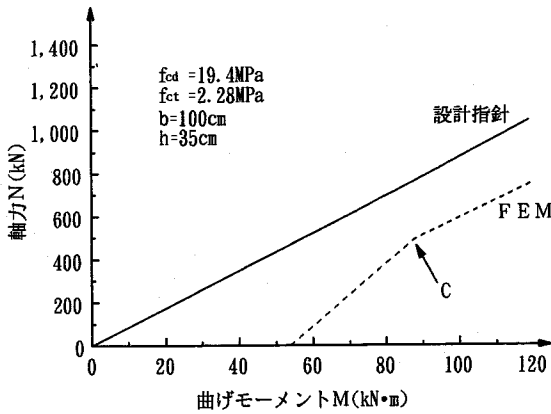
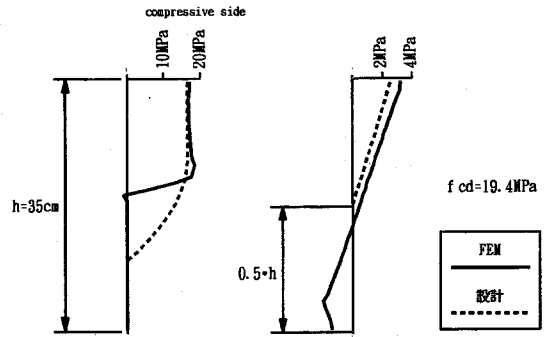


図-12 断面耐力図



(a) $N=3000\text{kN}$ (b) $N=200\text{kN}$

図-14 ひび割れ断面の応力分布

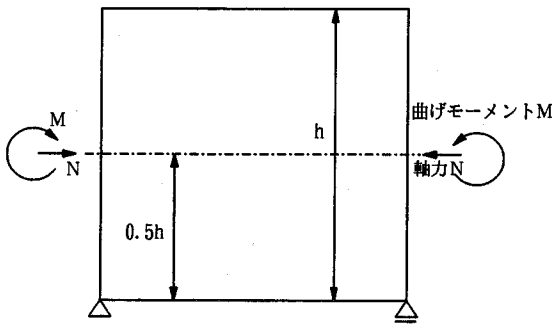


図-13 断面耐力の解析モデル

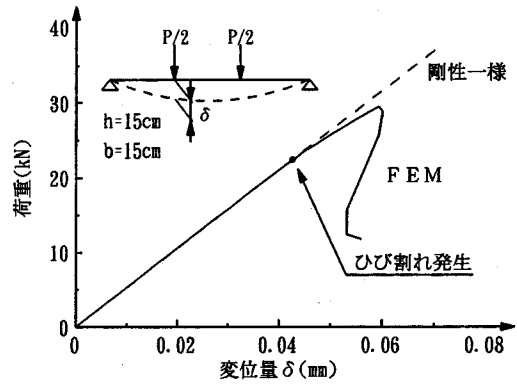


図-15 剛性一様梁とFEM

耐力を計算した結果を図-12に示す。図中の破線で示している断面耐力は、有限要素法により図-13のモデルを解析した結果であり、ある軸力 N における最大曲げモーメントである。解析では、円環モデルと同様に引張軟化曲線を考慮し、応力-ひずみ関係は部材係数等を考慮していない式(3)、(4)を使用した。設計指針による断面耐力は、部材係数等の安全係数を考慮しているために、有限要素法の結果より全体的に小さくなっている。

図-14に設計指針と有限要素法により求めた断面耐力における応力分布を比較したものを示す。図中の(a)は、軸力 3000kN における分布であり、(b)は軸力 200kN のものである。軸力 3000kN では、ひび割れ深さは断面高さの50%以下であり、圧縮側の最大応力が設計基準強度に達していることから、設計断面耐力および解析結果の断面耐力共に圧縮側の応力により決定されている。一方、軸力が 200kN の場合において、設計指針による応力分布は、ひび割れ深さが設計限界の断面高さの50%となっており設計断面耐力が引張側の制限であるひび割れ深さにより決定

表-2 A点の断面力一覧

	曲げモーメント $M(\text{kN}\cdot\text{m})$	軸力 $N(\text{kN})$
FEM	57.8	41.2
剛性一様	73.6	40.2

されている。解析結果においても、圧縮応力は設計基準強度以下となっており、引張側により断面耐力が決定されている。解析結果によると図-12に示すC点より軸力が大きい場合では、圧縮側で断面耐力が決定され、小さい場合では引張側で決定される。

設計断面耐力が圧縮側で決まる場合では、有限要素法の断面耐力との差異は設計基準強度に関わる係数に依存するため、設計断面耐力と解析結果との差はほぼ一定となっている。引張側で決定される場合には、有限要素法ではコンクリートの引張応力を考慮していることと、ひび割れ深さの制限が無いことから圧縮側で断面耐力が決定される場合より設計断面耐力と解析結果の断面耐力との差は大きくなって

いる。

以上のように設計指針の設計断面耐力は、コンクリート部材の最大断面耐力に対して安全であると判断される。

(2) 断面力算定

ひび割れが部材の変形挙動に与える影響を把握する目的で、4点曲げ試験を有限要素法で解析した結果と剛性一様の梁として解析した結果を比較したものを図-15に示す。剛性一様の解析に用いたコンクリートの弾性係数は、コンクリート標準示方書に基づいて定めた。なお、有限要素法では、式(3)(4)の応力-ひずみ関係を用いた。有限要素法の解析結果によると最大荷重に到達する前にひび割れは発生し、ひび割れが発生した後は、剛性一様の梁に較べて変位が大きくなっており、ひび割れによる曲げ剛性の低下が生じている。円環載荷実験において荷重が低下するA点における載荷点の断面力を有限要素法の応力分布と設計指針に基づいた剛性一様リングで求めた結果を表-2に示す。解析結果の曲げモーメントは、ひび割れ発生による剛性の低下の影響等により、設計指針の曲げモーメントに較べて多少小さくなっている。設計指針では、ひび割れの発生による曲げ剛性の低下を考慮していないため、部材に生じる曲げモーメントが実際の値より多少大きめに算定される。

設計指針では、部材に生じる断面力を部材の設計断面耐力以下になるように制限しており、剛性一様リングにより断面力が多少大きめに算定されることは安全側の計算手法であると言える。

5. まとめ

本研究では、限界状態設計法を適用したトンネル覆工の設計指針の妥当性を検証することを目的として、円環供試体の載荷実験とその解析を行った。解析においては、破壊力学の考え方に基づいた解析手法を構築し、その妥当性を検証した上で、設計法の検討に用いた。その結果をまとめると次のようになる。

(1) トンネル覆工のような円環構造物では、局部的に部材の断面力が断面耐力を越えても構造物は直ちに破壊に至らないことが実験および解析で確認された。

(2) ひび割れ面における引張応力と開口幅との関係である引張軟化曲線を考慮した有限要素法解析により、無筋コンクリートのひび割れ発生後の挙動を追跡することができる。

(3) 設計指針による設計断面耐力は、無筋コンクリート部材の最大断面耐力に対して安全側になっている。

(4) 最大断面耐力までは剛性一様モデルにより断面力を算定して、トンネル覆工を設計することができる。

以上の結果から、限界状態設計法を採用した設計指針の基本的な考え方は、妥当性があるものと判断された。

謝辞：本研究を遂行するにあたって堀井秀之東京大学助教授から終始有益なご指導を賜りました。ここに深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 今田 徹, 石橋正徳, 平江 哲: トンネルコンクリート覆工の強度に関する実験報告(1), 建設省土木研究所資料, No. 921, 1974.
- 2) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤 豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, Vol. 493/III-27, pp. 79-88, 1994. 6.
- 3) 併進工法設計施工研究委員会編: 併進工法設計施工法(都市トンネル編), 吉井書店, 1992.
- 4) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: コンクリートの曲げ寸法に関する破壊力学的検討, 土木学会論文集, Vol. 442/V-16, pp. 101-107, 1992. 2.
- 5) Robert Y. Liang and Yuan-Neng Li: Study of Size Effect in Concrete Using Fictitious Crack Model, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 117, No. 7, pp. 1631-1651, 1991.
- 6) Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, pp. 773-782, 1976.
- 7) Bazant, Z. P. and Oh, B. H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete, *Materials and Structures*, Vol. 16, No. 13, pp. 155-177, 1983.
- 8) Dahlblom, O. and Ottosen, N. S.: Smeared Crack Analysis Using Generalized Fictitious Crack Model, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 55-76, 1990.
- 9) 栗原哲彦, 安藤貴宏, 内田裕市, 六郷恵哲: 曲げを受けるコンクリートはりの複数ひび割れ, コンクリート工学論文集, Vol. 16, No. 2, pp. 27-32, 1994.
- 10) Hordijk, P. A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*, Doctoral Thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 11) 堀井秀之: フラクチャープロセスゾーン問題とコンクリート・岩石・セラミックスに対する破壊力学の体系化, 構造工学論文集, Vol. 35A, 1989.
- 12) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 無筋コンクリートの曲げ破壊の実験結果, 破壊力学の応用研究委員

- 会報告書, pp. 346-347, 1993.
- 13) 三橋博三, 野村希晶: 無筋コンクリートの曲げ破壊の実験結果, 破壊力学の応用研究委員会報告書, pp. 377-381, 1993.
- 14) CEB: CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1991.
- 15) Koenig, G. , Grimm, R. and Remmel, G. : Shear Behavior of Longitudinally Reinforced Concrete

Members of HSC, *JCI International Workshop on Size Effect in Concrete Structures*, pp. 63-74, 1993.

(1994. 11. 28受付)

STUDY ON LIMIT STATE DESIGN METHOD FOR TUNNEL LININGS

Mamoru MINEMOTO, Makoto KITO, Yuzo KAJIWARA and Sigeru MATUOKA

In order to apply a limit state design method to tunnel linings the authors conducted loading test on a ring model and analyzed load-displacement curve of a tube model by nonlinear F.E.M. analysis. According to the test results, even when the sectional force locally exceeded the sectional force capacity in the ring structure and cracking developed, the structural body did not collapse, and it was confirmed that the structural force capacity was greater than the sectional force capacity. With the design of ring structures, regarding the point when the sectional forces reach the force capacity as one of the limit states, the sectional force and the force capacity were checked.