覆エコンクリートの破壊過程 に関する実験的考察

小出 孝明1・砂金 伸治2・日下 敦3

1正会員	国立研究開発法人	土木研究所(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)		
		E-mail:t-koide@pwri.go.jp		
2正会員	国立研究開発法人	土木研究所(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6) E-mail:n-isago@pwri.go.jp		
3正会員	国立研究開発法人	土木研究所(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6) E-mail:kusaka@pwri.go.jp		

道路トンネルでは過去の巨大地震において覆工コンクリートが破壊されてブロック化し、コンクリート 塊が落下した事例が確認されている.そこで、筆者らはこのような落下現象を分析するために、まず、地 山からの大きな外力や変形の影響により覆工コンクリートがせん断破壊されてブロック化し、落下に至る までの過程を模擬する要素実験を実施した.これにより、無筋、鉄筋による補強、鋼繊維による補強の各 コンクリートで作成した覆工コンクリートを模擬する供試体の破壊以降も含めた過程の力学的な挙動を確 認し、鉄筋や鋼繊維が有する落下を防止する効果について検証した.

Key Words : lining concrete, fracture, reinforcing effect, reinforcing steel, steel fiber

1. はじめに

道路トンネルでは過去の巨大地震において,**写真-1**に 示すように覆エコンクリートが破壊されてブロック化し たコンクリート塊が落下した事例が散見される.それら の事例^{例えば1)~3}から得られる主な情報は以下のとおりで ある.

- ・無筋コンクリート区間で発生
- ・ごく限られた事例を除けば、落下したのはコンクリ ート塊のみで地山は自立
- ・地質は、断層粘土が存在、軟質な凝灰岩と泥岩の互 層構造であるなど、比較的変形しやすい状態

これらの情報からは、地震時などに覆工コンクリート を破壊するような想定外の大きな外力や変形が発生する 地山が坑口付近以外にも存在し、そのような箇所では無 筋コンクリートの覆工は極めて稀ではあるが落下する可 能性があること、また、鉄筋による補強、鋼繊維による 補強コンクリート区間における落下事例は確認されてい ないことなどから、これらの補強が一定の落下防止効果 を有する可能性があることが認識される.しかしながら、 覆工コンクリートの落下は極めて特殊な事例であり、こ れまでに覆工構造の耐荷力に関する研究^{例えば44}などによ り終局状態に至るまでの過程などは確認されているが, 終局状態以降にコンクリート部材の破壊が進行して断裂 し,全体構造から分離されたコンクリート塊が落下する に至る過程に関する研究は一般には実施されていない. そのため,例えば鉄筋や鋼繊維などの補強材が構造的に 終局状態と判断される時点に達した以降にどのように機 能するのかは不明確である.このような現状を踏まえ, 本稿では,まず,覆エコンクリートがせん断破壊されて 断裂し,落下に至るまでの過程を模擬する要素実験を無 筋,鉄筋による補強,鋼繊維による補強の各コンクリー



写真-1 覆エコンクリート崩落事例 (国土交通省のホームページより抜粋)

トについて実施し、コンクリート部材が断裂された後に 鉄筋や鋼繊維の抵抗力などが落下を防止する効果につい て確認した.

2. 実験概要

(1) 供試体

図-1に示すように実験で用いる供試体は全て同じ形状 寸法とした.形状は載荷装置の制約からアーチではなく 直線とし、寸法は覆工模擬部の長さを80cmとし載荷方 向に対して厚さを35cm、奥行きは50cmとした.また、 せん断破壊を誘導するために覆工模擬部の両端に曲げ変 形を抑制するための厚さ70cmの固定部を設けて鋼棒で 締め付けた.表-1に示すようにコンクリートは覆工に使 用される無筋、鉄筋による補強および鋼繊維による補強 の3種類のコンクリートを用いて、各種2体ずつの供試体 を作成した.なお、鋼繊維による補強コンクリートにつ いては混入率0.3%の2体に加えて0.5%の供試体を1体作 成した.また、コンクリートの配合や補強材の配置(図-2)などは実績を参考に決定した.

(2) 載荷方法

載荷装置は2000kNまでの載荷重と300mmのストロー クが可能なものを用いた.載荷は鉛直下方に行い,載荷 過程における制御については表-1に示すようにCASE1, 3,5では供試体が破壊されて落下する瞬間的な現象につ いて,可能な限り実際に近い再現をして観察する目的か ら,荷重制御により載荷装置の動きを止めないように押 し下げた.また,この方法で載荷ができなくなる場合に は変位制御に切替える方針とした.一方でCASE2,4,6, 7では荷重と変位の関係を確認するために変位制御によ り載荷した.

(3) 測定と観察

測定項目は荷重と変位とし、荷重は載荷装置からの出 力を記録した. 写真-2のように変位は変位計を2つの観 察面における覆工模擬部の両端と中心位置の計6箇所に 設置して測定した. なお、端部の変位計に破壊の影響を 受けたケースがあり、本稿では中心位置の変位量で結果 をまとめた. また、破壊時の瞬間的な動きを観察するた めに撮影した映像を利用して補完した.

3. 実験結果

(1) 無筋コンクリート

CASE1では荷重制御により荷重を単調に増加させてい



図-1 実験概要図(観察面)



図−2 鉄筋配置図

表-1 実験ケース一覧

CASE		使用材料	
		コンクリート	補強材料
1	無筋 (荷重制御→変位制御)		_
2	無筋(変位制御)	22.5-15-40	
3	鉄筋(荷重制御→変位制御)		主筋:D19@200
4	鉄筋(変位制御)		配力筋:D16@300
5	鋼繊維0.3%(荷重制御)		スチールファイバー
6	鋼繊維0.3%(変位制御)	24-18-20	L=00mm, φ=0.75mm 混入量W=28.6kg/m ³
7	鋼繊維0.5%(変位制御)	27 10 20	スチールファイバー L=60mm, <i>φ</i> =0.75mm 混入量W=46.5kg/m ³



写真-2 変位測定状況



図-3 無筋コンクリート(CASE1,2)の測定結果



荷重 410kN, 変位 0.5mm



荷重 809kN, 変位 22.2mm

図-4 CASE1 観察図



写真-3 CASE1の覆工模擬部の落下状況

くと、図-3、4に示すように荷重と変位の傾きが一定を 保ちながら荷重が410kN,変位が0.5mmに到達した時点 で覆工模擬部の概ね中心位置に鉛直方向のひび割れが1 本,載荷面両端部からは斜め下方へのひび割れが1本ず つ発生した.また、この時に変位が9mm程度まで急増し た.そのまま載荷を続けると荷重と変位の傾きは緩やか になり引き続き一定を保ちながら最大荷重が809kN,変 位が22.2mmに達した時点で覆工模擬部の右端部に鉛直 方向のせん断破壊が発生し、荷重は0kNまで急減した. しかしながら、ブロック化したコンクリートは破壊され



荷重 466kN, 変位 0.5mm



荷重 888kN, 変位 15.0mm



荷重 424kN, 変位 96.7mm

図-5 CASE2 観察図

ていない左側を支点とした回転が生じ、固定部との接触により支持され、この時点での落下は模擬出来なかった.その後は荷重制御から変位制御に切り替え、0.03mm/secの速度で載荷を続けると荷重が400kN程度に一定した状態のまま変位のみが増加し続けた.ブロック化した覆工模擬部は変位が119.8mmの時点でバランスが崩れて荷重が急減し36kNとなったため落下とみなし、その後間もなく写真-3のようにテストベッド上に落下した.

CASE2では開始時点から変位制御により載荷した.図-3,5に示すとおり荷重と変位の傾きはCASE1と概ね同様であり,荷重が466kN,変位が0.5mmに達するとひび

割れが発生した.また,ひび割れはCASE1では覆工模擬 部の中心に1本が発生したのに対してCASE2では中心の1 本に加えて中心から左に約7cm離れた位置にも鉛直方向 のひび割れ1本が発生した.その後に最大荷重が888kN, 変位が15.0mmに到達するまで中心から離れた位置のひ び割れの幅の拡大が目立った.また,この過程でも荷重 と変位の傾きはCASE1と概ね一致し,せん断破壊が発生 した位置も覆工模擬部の右端部で同様であった.破壊後 においては荷重の増加は緩やかで変位の増加が卓越する 状態となり,荷重が400kN程度で一定した段階で変位が 96.7mmに達した時点でバランスが崩れて抜け落ちた.

(2) 鉄筋による補強コンクリート

CASE3では荷重制御により破壊時の変位の増加が連続 的に進む設定としたため、図-6に示すように荷重と変位 の採取値は少ないがCASE3とCASE4の過程は概ね一致し ていた.図-7に示すとおりCASE3では荷重が650kN、変 位が1.0mmに達した時点で載荷面両端部から斜め下方に 向けてひび割れが発生した.その後、荷重が750kN、変 位が1.5mmに達した時点で覆工模擬部をおおよそ3等分 する位置に下面から鉛直方向に2本のひび割れが発生し た. 荷重を増加する過程でこれらのひび割れの幅には増 加傾向は見られないまま,最大荷重が1900kN,変位が 4.9mmに達した時点で覆工模擬部の左側端部において鉛 直方向のせん断破壊が発生し、ほぼ同時に右側端部にも 鉛直方向のせん断破壊が発生した. その後はブロック化 した覆工模擬部がほぼ水平状態を保持したまま押し下げ られた.この動きが止まった時点の測定値は荷重が 305kNで変位が140.3mmとなり、写真-4のようにブロッ ク化した覆工模擬部は鉄筋により吊り下げられた状態で 空中に留まっていた. この状態から更に載荷盤を押し下 げると荷重は400kNまで上昇した後に一定して変位のみ が増加した.変位が153.7mmに達すると荷重が197kNま で急減し、再び荷重が200kN程度でほぼ一定したまま変 位のみが増加する状況となり191.4mmに達した時点から 荷重が低下し始めた. その後, 変位が207.2mm, 荷重が 100kNに達した時点で載荷盤が供試体に接触するため実 験を終了した.この時点においてもブロック化した覆工 模擬部は空中に留まっていた.

CASE4では開始時点から変位制御により0.001~ 0.05mm/secの変位速度で載荷して, CASE3では得られな







荷重 650kN, 変位 1.0mm





写真-4 CASE3の鉄筋による吊り下げの状況



写真-5 CASE4鉄筋の破断状況(確認のため斫り)

かったせん断破壊発生後の荷重と変位の関係などを確認 した. 図-6, 8に示すとおり最大荷重が1935kNで, 変位 が4.6mmに達すると荷重の減少と変位の増加が急激に進 み、変位が9.0mmで右端部に鉛直方向のせん断破壊が生 じた.続けて変位が20.4mmに達すると左端部にもせん 断破壊が生じて荷重は600kN程度まで急減した.その後, ブロック化した覆工模擬部は水平を保った状態で押し下 げられるが、荷重は600kN程度で一定したまま変位のみ が増加した.変位が88.7mmに達した時点で供試体から 大きな音が発生し、同時に荷重が370kNまで急減した. その後は再び荷重が400~500kNの間で一定したまま変位 のみが増加する状態となり、変位が155.1mmに達した時 点で被りコンクリートの一部が剥がれて鉄筋が現れ、ブ ロックが吊り下げられた状態で荷重が260kNとなった. 更に押し下げると変位が192.5mmに達しても落下せず、 この時点で載荷板と供試体の固定部が接触するため終了 した. CASE4では載荷途中に大きな音を観測したため、 実験終了後に供試体を斫り内部の状況を確認すると写真 -5に示すとおり3本配置されている主鉄筋のうち、中心 の1本が覆工模擬部の右端部のせん断破壊面発生位置の1 箇所で断裂していた.

(3) 鋼繊維による補強コンクリート

図-9,10に示すとおりCASE5では鋼繊維混入率0.3%の 供試体に荷重制御により単調に載荷した.荷重が500kN, 変位が0.6mmに達すると覆工模擬部の中心位置に下面か ら鉛直方向へのひび割れが1本発生した.その後,荷重 が800kN,変位が1.7mmに達すると載荷面両端部から斜 め下方に向けてひび割れが発生し,荷重と変位の傾きが 若干緩やかになる.これらのひび割れの幅は目立った拡 大傾向を示さないまま,荷重が980kN,変位が2.6mmに 達すると覆工模擬部の右端部から約10cm離れた位置に 鉛直方向のひび割れが発生すると間もなく最大荷重の1 174kN,変位が3.4mmに達し,右端部に鉛直方向にひび 割れが生じると同時にせん断破壊が発生し,その直後に





写真-6 CASE5の落下状況

左側にも鉛直方向のせん断破壊が発生し,**写真-6**に示す とおりブロック化した覆工模擬部は落下してテストベッ ドに落下した. せん断破壊は瞬間的であり,破壊過程の 測定値は採取できなかった.

CASE6では鋼繊維混入率0.3%の供試体に変位制御によ り0.001~0.03mm/secの変位速度で載荷して荷重と変位の関 係を詳細に確認した.図-9に示すとおり最大荷重に達する までの過程はCASE5と同様となり、図-11に示すとおり荷 重が498kN,変位が0.6mmに達すると覆工模擬部の中心 位置に下面から鉛直方向へのひび割れが1本発生した. その後、荷重が767kN、変位が1.5mmに達すると載荷面 両端部から斜め下方に向けてひび割れが発生し、荷重と 変位の傾きが若干緩やかになる. その後, 最大荷重が1 220kN、変位が4.8mmに達すると間もなく覆工模擬部の 左側端部にせん断破壊が発生し、この影響で荷重は 400kN程度まで急激に減少した. その後,荷重の低下を 伴いながら変位の増加が大きくなり、荷重が185kN、変 位が17.4mmの状態に至ると、無筋コンクリートのケー スと同様に荷重が再び増加する過程が出現した. 覆工模 擬部は右側を支持されたまま回転する状態になり、荷重 が386kN,変位が26.8mmに達する時点では傾きが大きく なって載荷不能のために除荷して実験を一旦終了した. これにより、載荷実験としての連続性は無くなったが、 落下までの破壊過程の観察のため, 覆工模擬部の上面と 載荷盤の間に細工をして再び載荷した.この過程を図-9 では除荷後の再載荷と表記した. この場合,変位は中断 以前からの累積表示とした.荷重は再び増加して405kN に達すると変位は79mmとなり、これ以降は荷重が減少 傾向となり変位117.5mmの時点で覆工模擬部の右側端部 がせん断破壊してブロック化した覆工模擬部が落下した.

CASE7では鋼繊維混入率0.5%の供試体に変位制御に より0.001~0.01mm/sec程度の変位速度で載荷した.図-9, 12に示すとおり荷重が501kN,変位が0.6mmに達すると 覆工模擬部の中心位置に下面から鉛直方向へのひび割れ が1本発生した.その後,荷重が770kN,変位が1.0mmに 達すると載荷面両端部から斜め下方に向けてひび割れが





写真-7 CASE7のせん断破壊面の状況



写真-8 せん断破壊面の鋼繊維の状況



図-13 無筋,鉄筋による補強,鋼繊維による補強コンクリート(CASE2,4,7)の測定結果の比較

発生して、荷重と変位の傾きが若干緩やかになった. そ の後、最大荷重が1224kN、変位が2.9mmに達すると間も なく覆工模擬部の右側端部にせん断破壊が発生し、この 影響で荷重は400kN程度まで急激に減少した. その後, 荷重の低下を伴いながら変位の増加が大きくなり、荷重 が182kN,変位が16.9mmの状態に至ると、荷重が再び増 加する過程が出現した. 覆工模擬部は左側を支持された まま回転する状態のため、荷重が369kN、変位が27.3mm に達する時点では傾きが大きくなり載荷不能のため実験 を一旦終了した. CASE6と同様にして再び載荷すると (図-9 CASE7 除荷後の再載荷),荷重は再び増加して 426kNに達した時点で変位が68.6mmとなり、この時点で は写真-7に示すようにせん断破壊面は一部が接している だけの状態となった. これ以降は荷重が減少傾向となり 変位89.6mmの時点で載荷ブロックと供試体が離れたた め実験を終了した. この時点で覆工模擬部は落下してい なかったが、除荷する過程でバランスを崩して落下した.

実験後の破壊面を観察すると破断した鋼繊維は確認されず,写真-8のように鋼繊維はほぼ全てで付着が切れて コンクリートから抜け出した状態であった.

4. 補強材の効果の検証

無筋(CASE2),鉄筋による補強(CASE4),鋼繊維によ

る補強コンクリート(CASE7)の実験結果を図-13にまと めて比較する.最大荷重は鉄筋による補強コンクリート が最も大きく1935kN,続いて鋼繊維による補強コンク リートが1220kNで無筋コンクリートが888kNであった. 地震時に作用する荷重は不明ではあるが,比較すれば鉄 筋による補強は大規模なせん断破壊を抑制する一定の効 果を有すると考えられる.また,最大荷重時の変位を比 較すると,無筋コンクリートの変位が15mmであるのに 対して鉄筋,鋼繊維による補強コンクリートでは5mm程 度でありせん断破壊が発生するまでは補強効果により変 形が抑制されていると考えられる.

次に、せん断破壊発生後の過程では、コンクリートは 破壊面で分離しており、載荷重に抵抗する力としては補 強材の引張、せん断抵抗力およびコンクリート塊の接触 部分から伝達される支持力や摩擦力などが考えられる. これを踏まえて、せん断破壊後の無筋コンクリートと鋼 繊維による補強コンクリートの挙動を確認すると明確な 差は見られない.また、本実験の載荷方法においては鋼 繊維混入率の違いによって耐荷力や破壊後の挙動に明確 な差が現れず(図-9)、鋼繊維による落下に対する抵抗力 は確認できなかった.加えて、実験後に破壊面を観察す ると鋼繊維のほぼ全てが付着切れしていることが確認さ れ(写真-8)、せん断破壊面がずれていく過程で補強効果 が失われる可能性が示唆される.更に、覆工模擬部の落 下時点の変位についても無筋コンクリートと鋼繊維によ る補強コンクリートの間には有意な差は確認できなかった.これらの検証から、せん断破壊発生後の鋼繊維による補強の効果は限定的であると考える.

一方で,鉄筋による補強コンクリートは無筋コンクリ ートや鋼繊維による補強コンクリートとは大きく異なる 挙動を示した.特にせん断破壊発生後の挙動に特徴があ り、荷重が保持されて段階的に減少する.変位が20~ 88mmの区間では600kN, 88~155mmの区間では400~ 500kN, 155~176mmの区間では260kNを保持しながら変 位のみが増加した.この過程では変位88mmの時点で大 きな音の発生に伴って荷重が急減し、この現象は鉄筋の 断裂が1箇所で確認された(写真-5)ことと合致する.こ れらの結果は鉄筋の引張強度、定着力および延性がせん 断破壊面における鉄筋の抵抗力を確保し、鉄筋による補 強コンクリートはせん断変形に対する追随性を高めてい ることを示唆している.また、変位が150mm程度では落 下せず、荷重が260kNで保持されていた. この測定値を 単純に1スパン(L=10.5m)あたりに換算するとW=(260× 10.5)/0.5≒5 500kNとなり, 覆工1スパンの全自重の概算 値をWs=0.35×22×10.5×23≒1 900kNとすると約3倍に相 当する. この結果は覆工の自重に対して充分な支持力が 保たれることを示した. その後, 更に変位を増加させ 200mm程度に達しても落下せず、鉄筋による補強は落下 防止効果を大きく有することが確認された.

5. 結論

本研究の目的は地震などにより覆エコンクリートが不 測の大きな荷重の作用や変形を受けて破壊されるような, 設計時には考慮できないリスクに対して,ブロック化し た大きなコンクリート塊の落下を防止することで利用者 の安全を守ることにある.得られた知見は以下の通りで ある.

- ・鋼繊維による補強コンクリートにせん断破壊が発生 し、せん断面に大きなずれが生じる段階では鋼繊 維の抵抗力の多くは失われ、落下が防止される可 能性は高くない.
- ・鉄筋による補強コンクリートにせん断破壊が発生し、せん断面に大きなずれが生じる段階でも、150mm程度であれば鉄筋の抵抗力により落下が防止される可能性が高い.ただし、被りコンクリートの落下は防止できない.

今後は、アーチ形状による影響や解析的考察を行う必要があると考えている.

参考文献

- 国田雅人,竹俣隆一,役田徹:能登半島沖地震によ る被災トンネルを復旧-大谷狼煙飯田線木の浦トン ネル-,トンネルと地下,Vol.24,No.11,pp.7-13, 1993.11
- 小山幸則,朝倉俊弘,佐藤豊:兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧,トンネルと地下, Vol.27, No.3, pp.51-61, 1996.3
- 真下英人:新潟県中越地震における道路トンネルの 被害、トンネルと地下、Vol.36、No.11、pp.55-63、 2005.11
- 4) 日下敦,真下英人,砂金伸治,角湯克典:山岳トン ネルにおける覆工構造と地震時挙動の関係に関する 一考察,トンネル工学報告集,Vol.20, pp.1-8, 2010.11

(2017.8.11 受付)

EXPERIMENTAL STUDY OF THE PROCESS OF LINING CONCRETE FRACTURE

Takaaki KOIDE, Nobuharu ISAGO and Atsushi KUSAKA

In the past, there were some examples of lining concrete fracture in the road tunnel at the time of huge earthquakes. In some cases, concrete masses fell dawn. With the aim of analyzing phenomenon of concrete mass falling, we made elementary experiments which reproduce the process of lining concrete fracture by huge stress and deformation. We confirmed mechanical characteristics on the deformation and fracture process of plane concrete, reinforced concrete and steel-fiber reinforced concrete. As the result of experiments, we could verify the degree of reinforcement effect to prevent falling of concrete mass.