

2 連道路ボックスカルバートの 地震時限界状態に関する実験的検討

八ツ元 仁¹・藤原 慎八²・星隈 順一³・
谷口 哲憲²・北村 岳伸⁴・玉越 隆史⁵

¹正会員 (独)土木研究所CAESAR (現阪神高速道路(株) 大阪管理局) (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

²正会員 (独)土木研究所CAESAR (現ジオスター(株) 技術部) (〒112-0002 東京都文京区小石川1-28-1)

³正会員 (独)土木研究所CAESAR (現国土交通省 国土技術政策総合研究所 熊本地震復旧対策研究室
(〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽3574))

⁴正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部橋梁研究室 (現本州四国連絡高速道路(株)
しまなみ尾道管理センター) (〒772-0073 広島県尾道市向島町6904)

⁵正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部橋梁研究室 (現国開 土木研究所
CAESAR) (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

道路ボックスカルバートにおいては、過去の大地震による大きな被災経験が無かったため、耐震性能を保有しているとみなされてきたところであるが、一方で、近年ではボックスカルバートが大型化や構造面での複雑化が生じてきており、従来の経験をそのまま適用できるかどうかの検証が必要な状況にあると考えられる。また、カルバートという名の新たな構造形式も出現してきており、このような新技術の耐震性能を適切に評価していくという観点からも、性能照査時に必要となる地震時限界状態を明確にしておく必要があると考える。

このような背景から、筆者らの研究では道路ボックスカルバートの耐震設計手法の確立を目指した検討を行ってきており¹⁾、その検討の一環として、縮尺模型を用いた正負交番繰返し載荷実験を実施し、地震時における道路ボックスカルバートの限界状態を把握しようとしてきている。文献1)では1層1径間形式の道路ボックスカルバート（以降、1連道路ボックスカルバートと呼ぶ）を対象に、地震時外力の大きさと損傷状況の進展の関係、構造物としての終局状態といった耐震設計手法を確立するのに必要な知見を得てきた。しかし、前述したように、近年の道路ボックスカルバートにおいては、コスト削減の観点からも、断面形状の大型化や内空空間に中壁部

材を設ける（多連化した構造）など構造が複雑化したものが多数現れてきており、構造形式は多岐に渡っているというのが現状である。前述したように1連道路ボックスカルバートの地震時限界状態等については把握することができたものの、これらの知見をそのまま多連化するなど構造形式が異なるものに対して適用できるかどうかについては、過去の知見もないこともあり現時点では言及することが難しい。

また、多連化した道路ボックスカルバートでは、図-1に示すようにその使用目的から中壁に開口を設ける事例が存在している。中壁に開口を設ける理由としては、内空空間を歩行者と自動車とを完全に分離して使用する場合に、歩行者側の心理的な圧迫感の軽減や、換気や防犯上の観点など環境面から設けることが多いと考えられる。中壁に開口を設けた道路ボックスカルバートについても、前述と同様に既往の道路ボックスカルバートの知見を適用できるかは不明であり、地震動の作用を受けた場合の損傷状態そのものについても現時点では把握できていない。

そこで、本研究では、構造が複雑化した道路ボッ

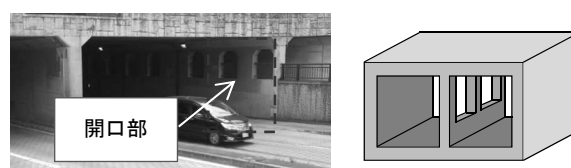


図-1 中壁に開口を有する2連ボックスカルバート

クスカルバートの代表として1層2径間道路ボックスカルバート（以降、2連道路ボックスカルバートと呼ぶ）を対象として、縮尺模型を用いた正負交番繰返し載荷実験を行うことで地震時作用力を受けた場合の2連道路ボックスカルバートの損傷状態の把握を行った。また、中壁に設けられる開口が2連道路ボックスカルバートの地震時挙動に与える影響についても把握するため、中壁に開口を設けた場合と設けない場合の2つのケースについて実験を行い、その結果について比較検証を行った。本稿ではこれらの結果を述べるとともに、地震時限界状態について考察した結果について述べるものとする。

2. 正負交番繰返し載荷実験の概要

(1) 実験対象とするボックスカルバートの構造条件の設定

本研究では、近年において盛土内に設置されることが多い2連道路ボックスカルバートを対象とし、その構造諸元については、近年において設計された74体（中壁に開口無し：49体、中壁に開口有り：25体）の2連道路ボックスカルバートの構造諸元データの分析に基づいて決定した。前章で述べたように、2連道路ボックスカルバートでは、中壁に開口を設ける事例が数多くあることから、本検討では中壁に開口があるケースと無いケースの2ケースについて実験を行った。

検討ケースの構造条件を設定するにあたり、道路ボックスカルバートの地震時限界状態に大きな影響を与える2つの要素に着目し、上記74体の道路ボックスカルバートを対象に整理を行い、図-2に示すような相関図を作成した。ここに示す地震時限界状態に影響を与える2つの要素とは、文献1)を含めた既往の研究でも整理されている①断面形状バランスと②上載荷重のこととなる。断面形状バランスは文献1)での整理と同様に、内空断面における幅を高さで除したもの、上載荷重については頂版に作用する上載荷重をすべて支持するのは側壁・中壁である

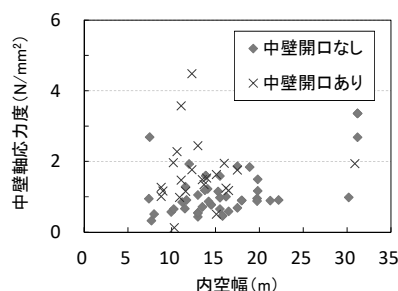


図-2 2連道路ボックスカルバートの相関分布図

ことから、本検討では中壁の軸応力度を指標として整理を行った。供試体については、相関図に示す構造条件から比較的多い条件を採用することで過去に設計された道路ボックスカルバートの条件から逸脱せぬように構造条件を決定した。中壁に開口を設けないケースを供試体1、中壁に開口を設けるケースを供試体2とすることとし、供試体2については開口による影響を比較しやすくするため、中壁以外の部材は供試体1と同じとし、中壁部のみ異なる構造を採用した。また、開口を設けることである程度の中壁の軸応力度の変化を生じさせるため、中壁を柱形状となるように開口を設け、その開口部の面積は中壁の面積に占める割合として50%とした。

供試体の内空幅については、内空幅6.5mの空間が2つ連続して並ぶ状態を想定し、2つの空間の間に最小部材厚である0.3mの厚さの中壁が入ることで中壁を含む内空幅を13.3mとした。なお、この内空幅6.5mについては、道路土工カルバート工指針²⁾（以降、カルバート工指針と呼ぶ）の中で、常時の作用に対する照査を行えば地震の影響を考慮した個別の解析を行わなくとも所定の耐震性能を満たす、とみなされる場所打ちコンクリートによる場合の剛性ボックスカルバートの内空幅の最大値として示されているものである。今回は一つの参考値としてこの値を用いた検討を行った。内空高は、一般的な道路ボックスカルバートの構造条件と同様に上述の74体の内空高はそのほとんどが建築限界を基本に決定されており6m~7mの高さとなっていた。この結果を踏まえて、本研究では両供試体の内空高を6mと設定することとした。中壁に生じる軸応力度は、両供試体とも1.5m相当の土被り状態を想定した。計算の結果、中壁部の軸応力度として、供試体1で1.07N/mm²、供試体2で2.14N/mm²となった。

(2) 供試体の設計

本実験では、(1)で設定したボックスカルバートの構造条件を対象とし、これらに対して常時の設計で決定した断面条件に対して地震時限界状態を把握できるように、カルバート工指針を参考に常時設計により構造諸元を決定後、相似則に基づき1/3に縮尺した。ここで、鉄筋については、国土交通省制定土木構造物標準設計第1巻（平成12年度版）³⁾におけるボックスカルバートを参考に配筋を行い、鉄筋径については、主鉄筋の全断面鉄筋比および帯鉄筋比が実物と同じとなるように決定した。このようにして設計された実験供試体の構造配筋を図-3に示す。前項で述べたように、中壁部以外の構造は両供試体

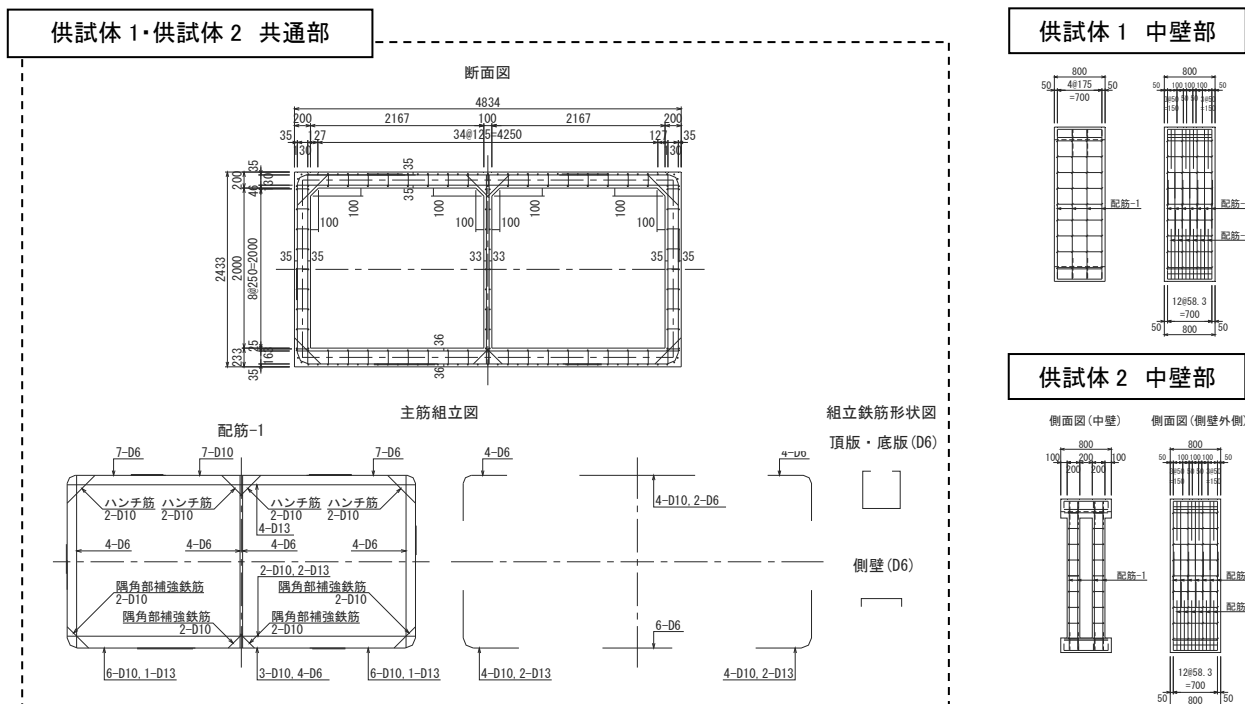


図-3 供試体 1、供試体 2 の配筋図(単位:mm)

間で差が生じないような構造を採用していることから、図中では両供試体の共通部分と供試体 1 および供試体 2 での中壁部を図中に併せて表記を行う。なお、中壁に開口を設けても常時設計においてその他の部材に影響を与えない理由は、本実験のような左右対称な 2 連道路ボックスカルバートの常時状態では、中壁に生じる断面力は軸力しか発生せず、中壁における曲げ剛性等の差が他の部位に影響を与えないためである。供試体 2 の中壁の主鉄筋の配筋量については、開口を設けないケースである供試体 1 の配筋量と同等となるように供試体 2 の中壁の配筋量を決定した。これは、地震時の水平力に対する水平力抵抗の低下を抑えるために、中壁に開口を設ける 2 連道路ボックスカルバートの設計で数多く行われている対策方法を参考にしたもののである。

部材の内面側と外面側では主鉄筋量が異なることや主鉄筋の段落しが存在することにより、主鉄筋の配筋パターンは構造配筋図に示すように 2 通り存在する。ここで、このような道路ボックスカルバートの配筋の特性を考慮するとともに、実験設備における制約条件を加味した結果、本実験における供試体の奥行き幅を 800mm とした。鉄筋の定着はカルバート工指針を参考にしており、頂版などの各部材の内面側に配置される主鉄筋の定着は定着長を確保するのみで端部に定着フックを設けていない。

(3) セットアップと载荷条件

供試体と载荷装置の位置関係を図-4 に示す。供

試体の支持方法については、地盤内でのボックスカルバート設置状況を模擬するため、鉛直方向、水平方向ともに引張力が働かないように支持し、曲げについては拘束しないようにピンローラを用いた支承構造とした。水平载荷には、水平荷重が実験供試体の頂版軸上に加わるように、連結リンクおよび载荷用治具を介してアクチュエータと接続した。载荷については、盛土内での荷重状態を正確に模擬するには、本来、頂版、側壁および底版に土圧や地盤反力の相当する等分布荷重を与えるのが望ましいが、本実験では上载荷重のみを载荷することとした。常時における盛土内ボックスカルバートの応力状態の再現は、PC 鋼棒によるプレストレスを用いて頂版上载荷重を与えて行った。なお、PC 鋼棒は頂版の変形に伴いプレストレスの損失が生じる可能性があったため、载荷実験中はプレストレスのモニタリングを行い、上载荷重を一定に保つように管理を行った。

繰返し载荷は、上载荷重を作用させた状態で、アクチュエータから载荷用治具を介して作用させた。载荷方法は変位制御とし、基準変位の定数倍を漸増させて正負交番繰返し载荷を行った。ここで、同一変位振幅での载荷の繰返し回数は 3 回とし、基準変位は頂版における水平変位をボックスカルバート高さで除した値である層間変形角が 1/300 となる変位 (7.4mm) とした。この層間変形角の大きさが地中構造物の損傷に大きな影響を与えると考え、筆者らは 1 連ボックスカルバートの実験¹⁾においてこの層間変形角を地震時応答の大きさを評価する一つの尺度

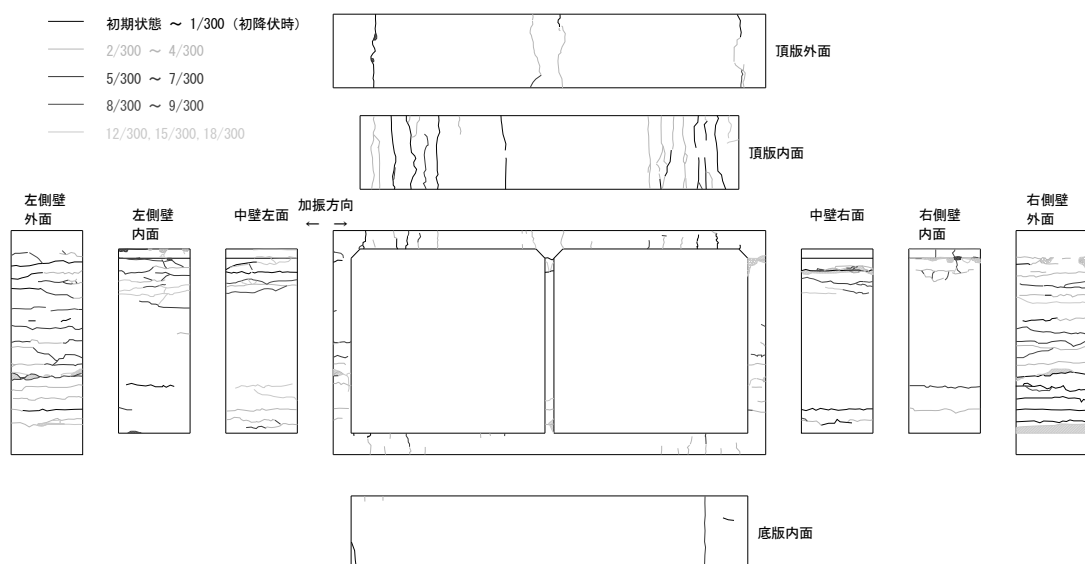


図-5 供試体 1 の損傷進展図

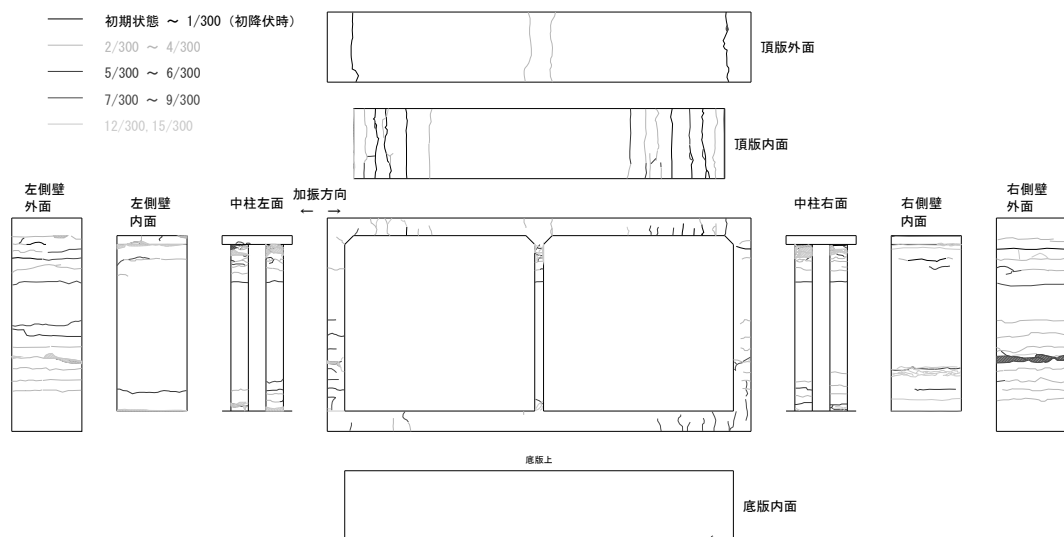


図-6 供試体 2 の損傷進展図

表-2 主要イベントが生じた载荷ステップ

	初降伏	最大荷重	外面		内面	
			剥離	剥落	剥離	剥落
供試体1	1/300	8/300	12/300	15/300	12/300	15/300
供試体2	1/300	6/300	9/300	—	12/300	15/300

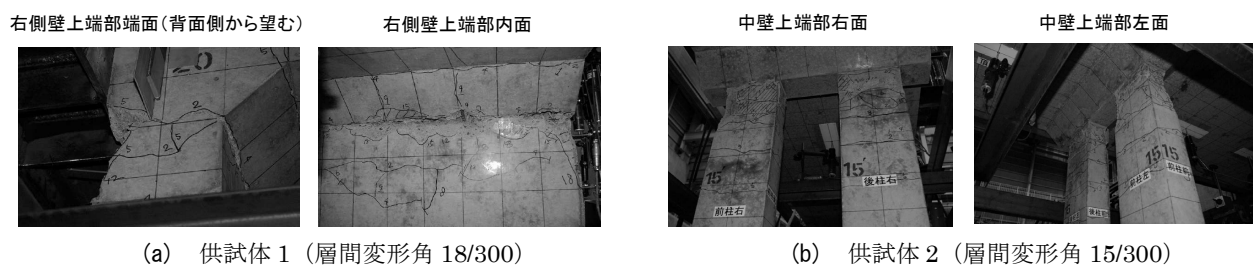
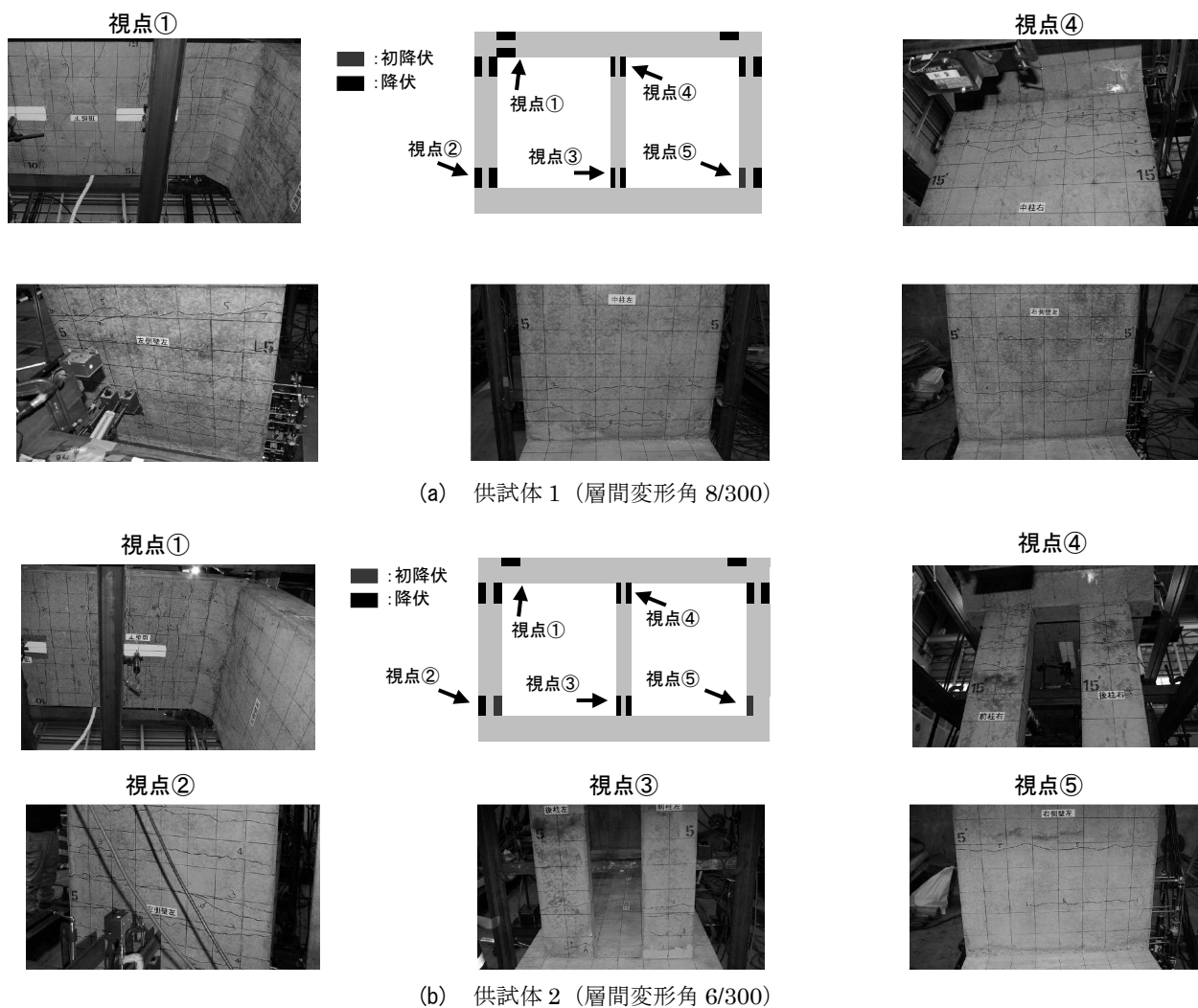
* 表内の数字は層間変形角を表す

設置などにより確認ができなかったため、損傷状況図は示していない。また、図-7 には最大荷重時における主鉄筋の降伏箇所とその時の外観に現れる損傷状態の関係を、写真-1 には実験終了時において最も大きな損傷状態に至った部位の状況を示す。図中の主鉄筋の降伏については、前述したように部材高さの約 1.5 倍の主鉄筋ひずみの計測範囲において、計測鉄筋ひずみが 1 つでも降伏ひずみを超えるとその部位で主鉄筋が降伏したと判定した。なお、降伏

が生じたいずれのひずみ計測点においても、引張側の降伏が圧縮側の降伏より先に生じた。

いずれの供試体においても、予備载荷を与えた時点で頂版両端部の内面・外面、側壁の外面においてひび割れが発生した。別途の数値解析により、数 mm 程度の水平変位を与えただけで当該箇所において曲げひび割れが生じることを確認していることから、予備载荷による水平変位により生じたひび割れであると考えられる。

主鉄筋の初降伏は、供試体 1 では右側壁下端部の内面側、供試体 2 では両側壁下端部の内面側で生じた。初降伏発生時の側壁下端部の内面側では、ひび割れ等の外観に現れる損傷が生じず、主鉄筋の降伏を判定し得るような現象は現れなかった。コンクリートの剥離は、供試体 1 での層間変形角 12/300 において左側壁上端部の内面側と右側壁基部の外面側、



供試体 2 での層間変形角 9/300 において右側壁基部近傍の外側、層間変形角 12/300 において左側壁上端部の内側で生じた。水平荷重が最大値に達した時点（以下、最大荷重時と呼ぶ）では、いずれの供試体も頂版の両端部、両側壁・中壁の両端部において主鉄筋の降伏が生じるとともに、主鉄筋の降伏した箇所周辺部でのひび割れ損傷が進展した。また、コンクリートの剥落という大きな損傷は、いずれの供試体も最大荷重に達した後に生じた。供試体 1 では、層間変形角 15/300 において右側壁基部の外側、右側壁上端部の内側で、供試体 2 では層間変形角

15/300 において中壁上端部において生じた。

供試体 1 は、層間変形角 18/300 の荷重ステップ時点においても、水平荷重の著しい低下は生じていなかったが、写真-1 (a) に示すように右側壁の上端部でコンクリートの剥落による断面欠損が著しくなり曲げ破壊状態に至る直前の状態に至った。一方、供試体 2 では、層間変形角 15/300 の荷重ステップ時点で水平荷重の著しい低下は見られなかったが、写真-1 (b) に示すように中壁上端部のコンクリートが剥落することで断面欠損し、中壁の曲げ破壊に近い状態となった。いずれの供試体も鉛直荷重の支持

が可能な状態であったが、主鉄筋がはらみ出し断面欠損が著しいという大きな損傷が生じたことから、破壊状態が近く、実験を安全に実施することが困難と考え、供試体1では層間変形角 18/300 の載荷、供試体2では層間変形角 15/300 の載荷を本実験での最終載荷ステップとして実験を終了した。

(2) 水平荷重－水平変位の関係

前項では破壊状態の直前の状態まで損傷状態の整理を行ったが、本項ではボックスカルバートの性能を定量的に評価するために、水平荷重－水平変位の関係を整理した。図-8に各供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を示す。ここで示す水平変位は、頂版左側端部における計測変位を示している。図中には、重要な現象としてコンクリートの剥落した時点を実点Aとして表記を行った。表-3には、着目すべきイベントとして、初降伏時、最大荷重時、層間変形角 15/300 の載荷ステップ時の水平荷重・水平変位の値を示す。表中のイベントについては、以下に示す考えに基づき設定を行った。表-1に示す性能1の中にあるボックスカルバートの力学的弾性範囲の限界状態は主鉄筋の状態だけで単純に評価することができるものではないと考えるが、本検討ではボックスカルバートを構成する部材が最初に力学的弾性範囲を超える直前の状態は、ボックスカルバートとしての力学的弾性範囲内にあり、かつ、この状態を安全側

に評価できる状態の1つとして考えてもよいと考え、主鉄筋の初降伏を着目すべきイベントとして設定した。また、表-1に示す性能3の中にあるボックスカルバートの水平耐力の大きな低下が生じる状態を把握することを目的に、最大荷重時、象徴的な損傷現象として供試体1の内面側・外面側および供試体2の内面側でコンクリートの剥落が生じた層間変形角 15/300 の載荷ステップ時、そして破壊状態直前の最終載荷ステップ時を着目すべきイベントとして設定した。

初降伏時については、供試体2における水平荷重および水平変位は供試体1の約半分となった。一方、最大荷重時では、中壁に開口を有する供試体2は供試体1に比べて水平荷重が10%程度、水平変位が5%程度の低下が生じた。中壁に開口がある供試体2における最大荷重時の水平変位・水平荷重の低下は、開口により中壁の水平剛性が低下したことや、開口により鉛直荷重を支える部材にあたる側壁、中壁の軸応力が増加したことにより生じたものと考えられる。層間変形角 15/300 の載荷ステップ時においては、最大荷重時に対して水平荷重がいずれの供試体でも7%程度の低下を示した。コンクリートの剥落という大きな損傷が生じて、水平耐力という観点ではいずれの供試体も著しい低下は生じない結果となった。

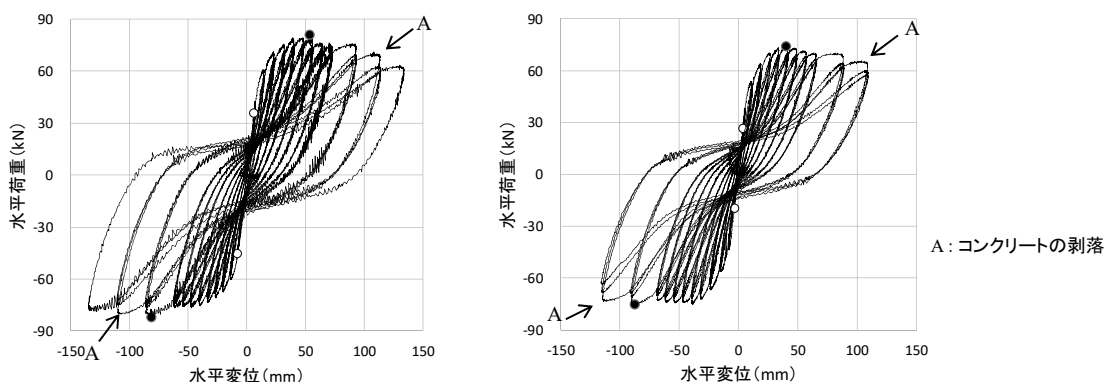


図-8 水平変位－水平荷重の関係（左：供試体1，右：供試体2）

表-3 初降伏時・最大荷重時・層間変形角 15/300 の載荷時・最終載荷ステップ時における水平荷重・水平変位

		初降伏時			最大荷重時			層間変形角15/300の載荷時			最終載荷ステップ時		
		水平荷重 (kN)	変位 (mm)	載荷ステップ (層間変形角)	水平荷重 (kN)	変位 (mm)	載荷ステップ (層間変形角)	水平荷重 (kN)	変位 (mm)	載荷ステップ (層間変形角)	水平荷重 (kN)	変位 (mm)	載荷ステップ (層間変形角)
供試体1	正側	35.9	5.8	1/300	80.7	53.5	8/300	71.0	114.0	15/300	63.6	133.5	18/300
	負側	45.3	8.1	2/300	82.0	81.1	11/300	80.2	110.5	15/300	78.8	135.0	18/300
	正負平均	40.6	7.0	-	81.4	67.3	-	75.6	112.3	-	71.2	134.3	-
供試体2	正側	26.5	3.5	1/300	73.7	40.4	6/300	65.6	109.5	15/300	層間変形角15/300と同じ		
	負側	19.7	3.5	1/300	75.3	87.4	12/300	73.5	115.8	15/300			
	正負平均	23.1	3.5	-	74.5	63.9	-	69.6	112.7	-			

(3) 実験結果の考察

コンクリートの剥離という比較的小さい損傷とコンクリートの剥落という大きい損傷はいずれの供試体についても最大荷重に達した後に生じた。1 連道路ボックスカルバートにおいても最大荷重に達した後にコンクリートの剥落が生じている点では共通の結果を示したが、コンクリートの剥離は最大荷重に達する前に生じている点で異なっている。また、コンクリートの剥落という現象は主鉄筋のはらみ出しに伴い生じているという点においても 1 連道路ボックスカルバートの結果と共通することとなった¹⁾。

2 連道路ボックスカルバートについては、最大荷重時においては、主鉄筋の降伏が生じ、かつ、ひび割れが生じていたものの、コンクリートの剥離・剥落といった損傷は生じていないことから、部材レベルでは修復を容易に行い得る状態にあったと考えられる。

コンクリートの剥落が生じた層間変形角 15/300 の載荷ステップ時においては、いずれの供試体も水平荷重が最大荷重に比べて約 7%の低下を示したが、大きな水平耐力の低下は生じておらず、一定の大きさの水平耐力は保持できる状態にあった。

破壊状態の直前であった最終載荷ステップ時には、供試体 1 では水平荷重が最大荷重に比べて約 13%の低下を示した。なお、供試体 2 の最終載荷ステップ時は上記の層間変形角 15/300 の載荷ステップ時でありコンクリートの剥落が生じた載荷ステップと同じステップであった。部材レベルで見ると、供試体 1 では右側壁の上端部、供試体 2 では中壁上端部において曲げ破壊が生じる直前の状態であったが、いずれの供試体においても鉛直荷重を十分に保持できる状態にあった。

4. まとめ

本検討では、2連道路ボックスカルバートの地震時限界状態を把握することを目的に、正負交番繰返し載荷実験を実施した。本検討にて得られた知見について以下にまとめる。

- 主鉄筋の初降伏については、中壁に開口を有する供試体2が開口を有さない供試体1に比べて水平変位・水平荷重とともに半分程度小さくなった。また、主鉄筋の初降伏が生じる部位については、いずれの供試体も側壁基部の内面側と同じ箇所とな

る。

- 水平荷重の最大時にあたる最大荷重時については、供試体2は供試体1に比べて、最大荷重値で10%、最大荷重時の水平変位で5%の低下が生じた。中壁に開口を有する供試体2は、中壁の水平剛性が低下したこと、開口により鉛直荷重を支える側壁・中壁の軸応力度が増加したこと、によりこれらの低下が生じたものと考えられる。
- 最大荷重時では、コンクリートの剥離・剥落は生じなかった。コンクリートの剥離が最大荷重に達する前に生じた1連ボックスカルバートの結果とは異なる結果となった。
- コンクリートの剥落は、いずれの供試体も層間変形角15/300の載荷ステップで生じており、最大荷重を超える水平変位を与えた時に生じる結果となった。水平荷重については、いずれの供試体も最大荷重に比べて約7%の低下が生じたが、大きな水平耐力の低下は生じなかった。
- 最大荷重を超えた時点でコンクリートの剥落が生じるという結果は、1連ボックスカルバートにおける結果と同じであった。
- 破壊状態の直前の状態にあたる実験終了時では、いずれの供試体も鉛直荷重の支持は可能な状態であった。いずれの供試体も破壊状態としては曲げ破壊であったが、損傷箇所は供試体1で右側壁の上端部、供試体2で中壁上端部と異なる部位となった。

謝辞：本検討については、国土交通省国土技術政策総合研究所（当時）、(独)土木研究所（当時）の共同研究成果を取りまとめたものです。共同研究の参画メンバー、実験に関係された方々には多大なる協力を頂きました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 八ツ元仁，藤原慎八，星隈順一，谷口哲憲，北村岳伸，玉越隆史：1連道路ボックスカルバートの地震時限界状態の評価に関する研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.3，pp.295-314，2015.
- 2) 日本道路協会：道路土工—カルバート工指針，2010.
- 3) 社団法人全日本建設技術協会：国土交通省制定土木構造物標準設計第1巻，2000.9.
- 4) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，2017.