九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

ループ継手構造によるプレキャストコンクリート製大型ボックスカルバートの正負交番載荷実物大実験による耐震性能評価

片山, 強
株式会社ヤマウ技術本部技術研究所 ： 主任研究員

梶田, 幸秀
九州大学大学院工学研究院社会基盤部門 ： 准教授

坂井, 義彰
株式会社ヤマウ技術本部開発部

山崎, 智彦
九州大学工学部技術部

https://hdl.handle.net/2324/7164838

出版情報：コンクリート工学年次論文集. 43 (2), pp.301-306, 2021. Japan Concrete Institute
バージョン：
権利関係：

KYUSHU UNIVERSITY

論文　ループ継手構造によるプレキャストコンクリート製大型ボックスカルバートの正負交番載荷実物大実験による耐震性能評価

片山　強[*1]・梶田　幸秀[*2]・坂井　義彰[*3]・山崎　智彦[*4]

要旨：隅角部のループ継手構造によるプレキャスト製大型ボックスカルバートの耐震性能を評価し，継手部が所要の高応力繰返し性能を有するかを照査するために，正負交番載荷実物大実験を実施した。その結果，本実験条件の範囲内で，レベル 1・レベル 2 相当の地震動では道路土工カルバート工指針に示す性能 1・性能 2 を有していた。またレベル 2 設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも性能 3 を有していた。さらに層間変形角 2%以上の変形能を確認し，最大荷重後も安定したエネルギー吸収能を保持していたため，十分な耐震性能を有すると判断でき，ループ継手構造も所要の高応力繰返し性能を有することを確認した。

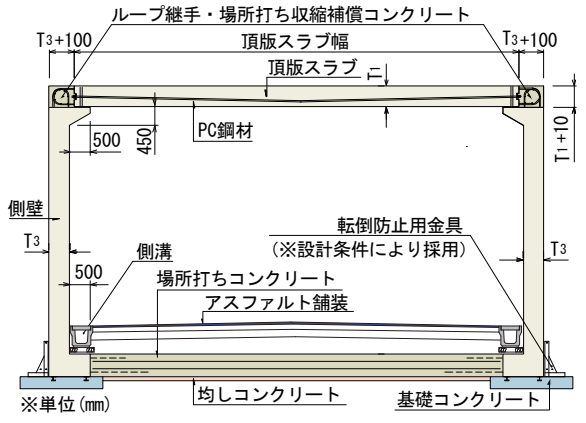
キーワード：ループ継手，プレキャスト製ボックスカルバート，正負交番載荷実物大実験，耐震性能評価

1. はじめに

道路や小河川等で施工される内空幅 5m 以上の大型のボックスカルバート（以下，ボックス）は，道路ではアンダーパスとして，小河川では橋梁の代替として検討され，工期短縮や省力化等を理由にプレキャスト工法も活用されている。

大型ボックス構築の工法として，場所打ちコンクリートとプレキャストコンクリート製品（以下，PCa 製品）を現場で組み合わせるハーフプレキャスト工法があるが，運搬上の制約から PCa 製品をセグメント化する必要がある。セグメント化された PCa 部材は現場で組み立てられ，種々開発された接合工法により一体化されるが，接合工法の耐震性能はあまり明らかにされていない。

著者らは，場所打ちコンクリート工法とトータルコストにて遜色の無い斜角に対応した大型のハーフプレキャスト工法によるボックスの開発を目的として，**図－1** に示すようなループ継手構造による PCa 製大型ボックスの実物大静的載荷試験を行い，隅角部へのループ継手構造の適用は有効であり，ループ継手構造は一体型と同等の性能，断面耐力を有し，ラーメン構造として設計して良いことを明らかにした[1)]。**図－1** に示すように，ラーメン構造であるボックスを頂版部，側壁部と底版部に分割し，プレキャスト製品である頂版部と側壁部はスラブに近い形状としている。スラブに近い形状とすることにより，型枠改造費を抑えることができ，斜角に容易に対応できるためである。頂版スラブと側壁との接合は，隅角部に場所打ち収縮補償コンクリートを充てんし，隅角部のループ継手構造により，頂版スラブと側壁を一体化させる構造としている。



図－1　ループ継手による PCa 製大型ボックスの構造図

土木学会の 2017 年制定版コンクリート標準示方書[設計編]では，継手の性能が十分であれば，いかなる位置に継手を設けてもよくなった。これは，PCa 部材の組立てにおいて，塑性化を許容する部位に継手部が配置されるケースもあり得るためである[3)]。ただし，交番応力を受ける塑性ヒンジ領域で継手を用いる場合は，継手部が所要の高応力繰返し性能を有していることを実物大部材を用いた変位制御による正負交番載荷実験により照査することを求めている[4)]。ループ継手を配置するボックスの隅角部は，塑性化が想定される部位である。そこで，本

表－1　実験供試体の設計条件

種類	1 連アンダーパス用ボックスカルバート		
土被り	0.50m	斜角	90°
形状寸法	内空幅 5000㎜×内空高 3000㎜×製品長 1000㎜，頂版・側壁・底版厚：300㎜，下ハンチなし		
荷重	常時，レベル 1 地震動，レベル 2 地震動[2)]		

*1 （株）ヤマウ　技術本部　技術研究所　主任研究員　博（工）　(正会員)
*2 九州大学　大学院工学研究院社会基盤部門　准教授　博（工）　(正会員)
*3 （株）ヤマウ　技術本部　開発部　修（工）
*4 九州大学　工学部技術部

表－2　仮定した地盤条件

地層番号	層厚 (m)	地層名	N 値 (平均)	単位体積重量 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	せん断抵抗角 (°)
1	5.70	盛土	15	19	0	30
2	0.35	河川氾濫堆積物	2	14	10	20
3	3.25	低位段丘堆積物	12	19	0	33
4	9.30	二次シラス	8	12	0	33
5	4.00	二次シラス	8	14	0	33
6	5.10	火砕流堆積物	18	13	0	35
7	10.00	火砕流堆積物	35	13	0	37
地域区分 C[5]，地盤種別Ⅲ種，地下水位 G.L.-7.51m						

研究では，実物大部材を用いた変位制御による正負交番載荷実験により，ループ継手構造による PCa 製大型ボックスの耐震性能を評価し，また継手部が所要の高応力繰返し性能を有しているかを照査することとした。

2. 実験概要

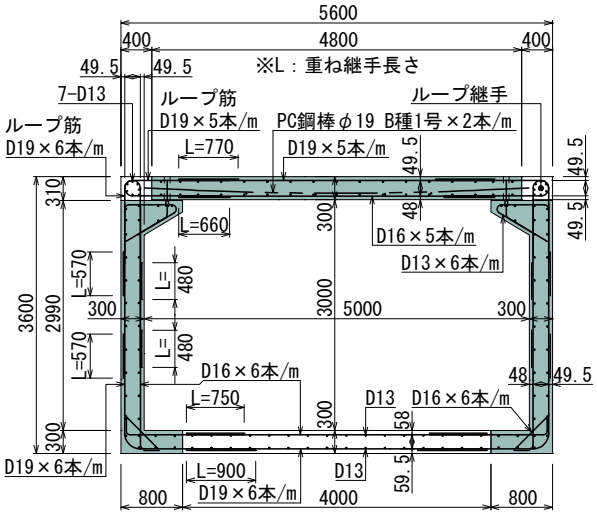
2.1 実験対象とするボックスカルバートの設計条件（原設計）の設定

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サイズは，内空幅 5000mm×内空高 3000mm×製品長 1000mm とした。その後，近年において設計された 6 体の 1 連の道路ボックスの内空幅 5000mm×内空高 3000mm に近いサイズの構造諸元データの分析を行い，実験対象とするボックスの設計条件を**表－1** のように決定した。また，地盤条件も近年に設計されたボーリングデータを基に**表－2** のように仮定し，耐震計算を行い，レベル 2 地震動では主鉄筋の引張応力度が鉄筋設計降伏強度（345N/mm²）以下となるように配筋を決定した。ボックスがアンダーパス用途で使用される場合，**図－1** のように側溝が内部に設置されるため，ボックスの下部はハンチ無しで設計されることが多い。このため本実験供試体も下部ハンチ無しとした。

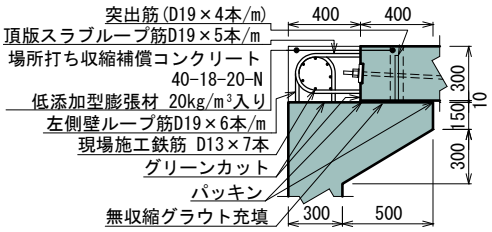
2.2 実験供試体の概要

図－2 に実験供試体の形状および配筋図，**図－3** に隅角部のループ継手構造，**写真－1** に隅角部のループ継手組立て状況を示す。ループ継手以外の主鉄筋の継手は，スラブおよび底版は同一断面での重ね継手，側壁は重ね継手位置を鉄筋直径の 25 倍相互にずらし，継手を同一断面としなかった。また，**表－3** に使用材料，**表－4** にコンクリートの示方配合を示す。コンクリートは，底版場所打ち部のみ設計基準強度 30N/mm² とし，それ以外は設計基準強度 40N/mm² の収縮補償コンクリートとした。

頂版スラブは，鉄筋とアンボンド PC 鋼棒を配し，ポストテンション方式によりあらかじめ工場でプレストレスを導入した。導入プレストレス力は自重によるたわみ量をゼロに近づけるように決定し，導入緊張力は 370kN/m，有効緊張力は 314.5kN/m として設計した。



図－2　実験供試体形状および配筋図（単位：mm）



図－3　隅角部のループ継手構造（単位：mm）

写真－1　隅角部のループ継手組立て状況

表－3　使用材料

コンクリート	PCa 製品	配合強度：45N/mm²，45-18-20-BB 標準型膨張材 30kg/m³ 入り ※設計基準強度は 40N/mm²	
	隅角部	40-18-20-N 低添加型膨張材 20kg/m³ 入り	
	底版	30-12-20-N	
鋼材	鉄筋	外側主鉄筋	D19(SD345)
		内側主鉄筋	D16(SD345)
		配力筋	D13(SD345)
	PC 鋼棒	Φ19-B 種 1 号	

2.3 材料物性値

コンクリートの圧縮強度および静弾性係数は，供試体寸法をφ100×200mm とし，JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」および JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に従い測定した。鉄筋の引張試験は，JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に従い実施した。

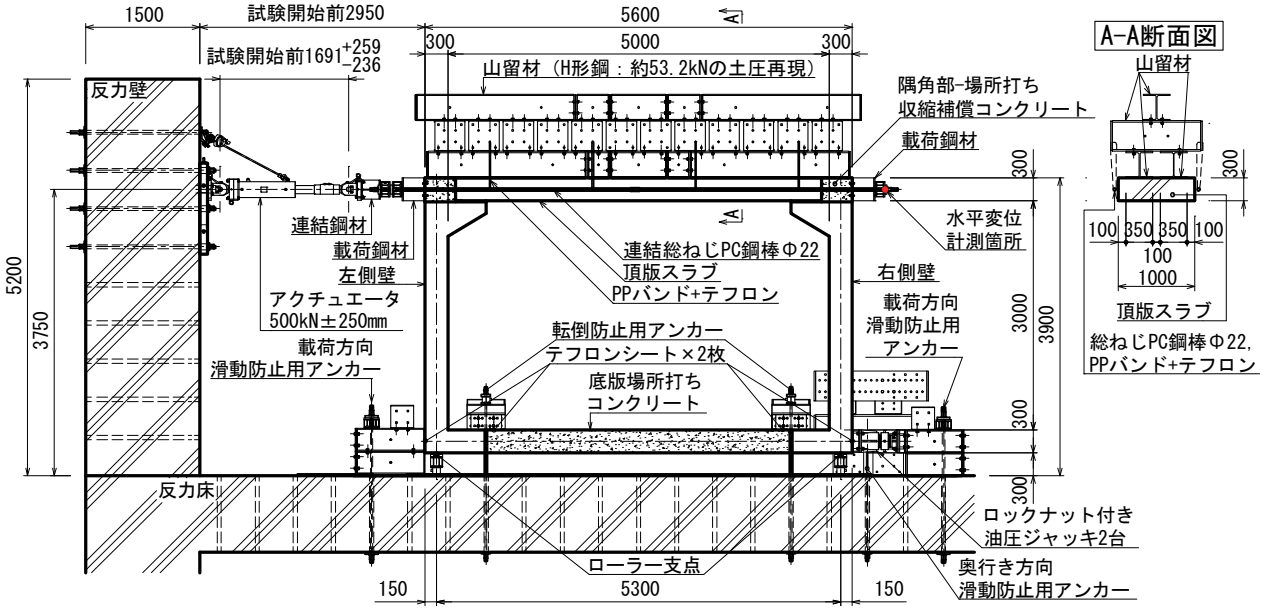
2.4 供試体の設置状況，載荷方法および計測

実験機材等の組立て完了状況を**写真－2** に，供試体と

表－4　示方配合

部位	水結合材比 W/B (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量（kg/m³） 水 W	セメント C	高炉スラグ微粉末 BF6000	膨張材 EX	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AD
PCa 製品	35.4	39.1	165	305	131	30	667	1225	2.80
隅角部	41.0	45.9	170	395	---	20	783	956	3.11
底版	49.0	45.9	168	343	---	---	812	991	3.43

写真－2　実験機材・足場等の組立て完了状況



図－4　供試体と載荷装置の位置関係（断面図・単位：mm）

載荷装置の位置関係を**図－4** に示す。地震時にボックスが地盤内で受ける力の状態を出来る限り模擬するため，底版の両端部で鉛直・水平方向ともに引張力が働かないようにし，また曲げについても拘束しないように鉛直方向の支持材はローラー支点とした。さらに底版内側の両端部付近に鋼材および手締め程度の総ねじ PC 鋼棒を配し，供試体の転倒を防止した。

水平方向の支持では，滑りの原因となる供試体と支持材の隙間を生じさせないようにするため，右側側壁にロックナット付きの油圧ジャッキを配置し，隙間が生じないように監理を行った。また，アクチュエータと反対側の右側壁に，載荷方向と直角方向（奥行き方向）への供試体の滑動を防ぐために側壁の両側に山留材（H 形鋼）を組み上げ，それらをアンカーで固定し，滑動に配慮した。転倒防止鋼材，奥行き方向滑動防止鋼材およびジャッキと供試体との接触面には，それぞれ水平方向および鉛直方向に引張力が働かないようにテフロンシートを 2 枚ずつ配置した。

同じ構造寸法で上載荷重状態が変わると耐震性能に大きな影響を及ぼすことが報告されている[6]。このため，上載荷重については，山留材を用いて土被り 0.5m の土圧（約 53.2kN）を再現した。また，盛土内での荷重状態を模擬するため，等分布荷重を与えることとした。さらに山留材は実験棟内の門型クレーンを利用して，万が一供試体が崩壊しても落下しないよう安全面に配慮した。

盛土内での荷重状態を正確に模擬するには，水平土圧や地盤反力も模擬することが望ましいが，別途行った弾性骨組解析において今回の実験条件では，水平土圧や地盤反力の有無がボックスの水平変位と水平荷重の関係に与える影響はそれ程大きくなく，ボックスの耐力に与える影響も一般には大きくないため[7]，本実験では上載荷重のみを載荷することとした。

頂版左右の隅角部にはあらかじめインサートを配し，実験体の奥行き方向全面に接する載荷鋼材をボルト連結した。その後，総ねじ PC 鋼棒で左右の載荷鋼材を連結し，連結鋼材を介してアクチュエータを接続した。実験中は PC 鋼棒に軸力は生じない機構とした。文献 7 や 10 を参照し，連結鋼材はアクチュエータのストロークを大きく（押し）すれば左側壁側に，小さく（引き）すれば右側壁側の頂版軸線上に水平荷重が載荷される機構とした。

また，独立して強固に設置した変位計用の単管架台を固定点として，**図－4** に示す頂版軸線上の測定点の水平変位を巻込型変位計で測定した。

2.5 正負交番載荷手順

交番載荷は，頂版軸線上の変位制御で行った。**表－5**

に各載荷ステップにおける頂版軸線上の変位量を示す。まず，原設計のレベル 1 地震動に相当する変位Δ1 を与え，次にレベル 2 地震動に相当する変位Δ2 に達するまで載荷した。その後，実験供試体の最外縁の主筋が初降伏を迎えると想定される基準変位 1δに達するまで載荷し，以後基準変位の整数倍を順次交番載荷した。正負 1 回ずつの載荷を 1 サイクルとし，各載荷ステップで 3 サイクルの繰返し載荷を行った。なお，載荷はアクチュエータの引きから行った。実験終了は，1 サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の 80%以下にまで低下した時点とした[8]。原設計のレベル 1，レベル 2 相当変位および基準変位 1δは，設計基準強度を用いた弾性骨組解析モデルより求めた。基準変位 1δは管理が容易となるように整数値に切り上げた値とした。

2.6 評価項目

本研究では各載荷ステップにおける合否判定基準を**表－6** のように取り決めた。道路土工カルバート工指針では要求性能として[2]，重要度 1 のカルバートに対しては，供用期間中に発生する確率が高いレベル 1 地震動では性能 1 を求め，供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つレベル 2 地震動では性能 2 を求めている。本研究では既往文献[5),9),10),11)]を参考にして，性能 1（健全性）や性能 2（早期回復性）の規定に対する工学的指標を**表－6** のように設定した。特に早期回復性については，既往文献[10)]によれば，損傷がコンクリートの剥落程度でとどまっている状態が早期回復性を確保できる地震時限界状態としており，水平荷重が最大に達する時点が地震時限界状態として評価できる可能性が高いことを示唆している。よって，本実験でもこれを踏襲し，レベル 2 相当変位を与えたときに計測された荷重が，本実験での最大荷重以下であることを確認事項とした。

レベル 2 相当を超える変位は，設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合であるが，構造物の安全性という観点から，震後においても崩壊せず内空断面を保持している状態，言い換えれば地震後も鉛直方向，水平方向からの土圧に抵抗できる状態が要求性能として考えられる[10)]。本研究では，性能 3[2)]がこれに該当すると考え，実験終了時に性能 3 を有していることを要求性能として事前に設定した。既往文献から性能 3 の工学的指標を考察するとボックスカルバートを構成する各部材にせん断破壊が生じない状態が，性能 3 を有すると考察した。

また，カルバートの変形能の指標として層間変形角[10)]が用いられることがある。野田らは既往文献を参考に 2%を閾値としたため[12)]，本実験でもこれを踏襲した。

表－5　各載荷ステップにおける頂版軸線上の変位量

載荷ステップ	変位量(mm)
レベル 1 相当	1.0
レベル 2 相当	4.3
基準変位 1δ	6.0

3. 実験結果および考察

3.1　材料物性値

表－7 に材料物性値を示す。コンクリートの圧縮強度試験および静弾性係数試験は正負交番載荷実験の 2 日前に実施し，設計基準強度を満足していることを確認した。主鉄筋 D19 および D16 のヤング係数は一般的な値[4)]の 200kN/mm² よりも低めの実測値となった。

3.2　正負交番載荷実物大実験

(1) 水平荷重と水平変位の関係（ヒステリシス曲線）

図－5 に頂版軸線上の水平荷重と水平変位の履歴曲線を示す。本実験状況下では，実験供試体のエネルギーの減衰は小さかった。また，ヒステリシス曲線の描く面積も大きく，形状は正負対称に近い線形となった。

(2) 各載荷ステップの損傷状況および合否判定

表－7　材料物性値

種別・部位		材齢（日）	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	降伏強度 (N/mm²)
コンクリート	左側壁	201	76.0	40.7	—
	右側壁	198	84.4	43.3	—
	頂版スラブ	203	83.3	47.5	—
	場所打ち隅角部	38	40.8	31.4	—
	場所打ち底版部	38	34.6	33.9	—
鉄筋	D19	—	—	171.4	372.5
	D16	—	—	164.7	380.1
	D13	—	—	194.9	388.4

表－6　各載荷ステップにおけるカルバートの要求性能と工学的指標（合否判定基準）

載荷ステップ	カルバートの要求性能と工学的指標（本実験条件下での合否判定基準）
レベル 1 相当変位 3 回繰返し終了時	性能 1 を有すること。性能 1 を有するとは，①目視確認により，ボックスの損傷がコンクリートのひび割れ程度で留まっていることが確認できること。②鉄筋が降伏していないこと。
レベル 2 相当変位 3 回繰返し終了時	性能 2 を有すること。性能 2 を有するとは，①目視確認により，損傷がコンクリートの剥落程度で留まっている状態が確認できること。②レベル 2 相当変位を与えたときに計測された荷重が，本実験での最大荷重以下であったことが，実験後に確認できること。③鉄筋が降伏していないこと。
実験終了時	性能 3 を有すること。性能 3 を有するとは，ボックスを構成する各部材にせん断破壊が生じておらず，内空断面を保持している状態であること。

表－8　各載荷ステップおよびイベント時の荷重・損傷状況等および合否判定

載荷ステップ【イベント】	変位 (mm)	荷重 (kN)	損傷状況および性能等	合否判定
レベル 1 相当	1.0	19.5	目視確認による変状はなく，鉄筋も降伏しておらず，性能 1 を有していた。	合格
レベル 2 相当	4.3	80.8	①目視確認による損傷はコンクリートのひび割れ 0.03mm 程度であった。②レベル 2 相当変位時の計測荷重は 80.8kN で，本実験の最大水平荷重の 268.8kN（8δ）以下であった。③鉄筋は降伏していなかった。以上の結果から，性能 2 を有していた。	合格
【初降伏時】	24(4δ)	204.0	右下底版内側の主鉄筋が降伏ひずみに達した。	—
【最大荷重時】	48(8δ)	268.8	コンクリートは剥落しておらず，最大ひび割れ幅は 1.5mm であった。	—
実験終了時	132(22δ)	205.0	ボックスを構成する各部材にせん断破壊は生じておらず，内空断面を保持していたことから，性能 3 を有していた。	合格

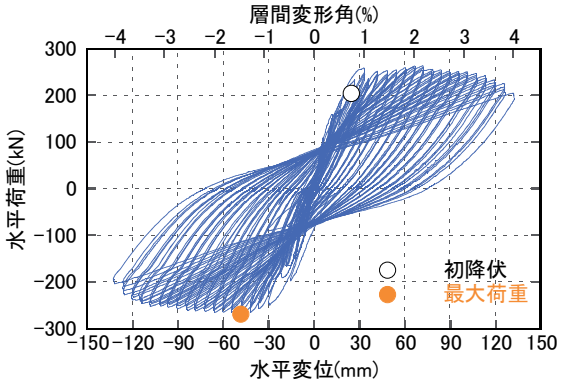
表－8 に各載荷ステップおよびイベント時の荷重・損傷状況等および事前に取り決めた**表－6** の要求事項に対する合否判定を示す。レベル 1，レベル 2 相当変位 3 回繰返し終了時は，**表－8** のような損傷状況であり，結果として性能 1，性能 2 を有すると判断できた。

主鉄筋の初降伏は 4 δ（24mm）載荷時で，設計基準強度による骨組解析モデルの初降伏変位とは異なる結果となった。今後，非線形の FEM 解析を実施し，実験結果をどの程度再現できるのか追加検証報告予定である。**図－6** に実験終了時の主鉄筋の降伏位置および主要なひび割れを示す。初降伏後は，5 δ 前後で発生した**図－6** に示す A～D のひび割れ箇所に応力が集中したと考えられる。

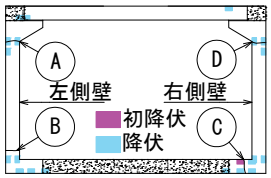
実験終了時はレベル 2 設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合に相当するが，ボックスを構成する各部材にせん断破壊は生じておらず，上載した土圧相当の H 形鋼の崩落もなく，内空断面を保持していたことから性能 3 を有すると判断できる。また，このことから本実験条件下ではループ継手構造を有する PCa 製大型ボックスは，構造物として重要な冗長性を保持していると判断できる。さらに，ループ継手隅角部の周辺部は軽微なひび割れ程度で大きな変状はみられなかった。これらのことから，本実験条件下では隅角部のループ継手構造は所要の高応力繰返し性能を有すると考察できる。また，実験終了（22 δ）直前の変位量 126mm（21 δ）を頂版と底版の軸線間距離 3300mm で除すると層間変形角は 3.8%となるため，閾値とした 2%を上回り十分な変形能を有すると判断できる。

(3) 履歴吸収エネルギー

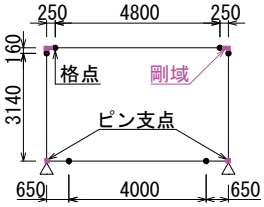
図－8 に履歴吸収エネルギーを示す。履歴吸収エネルギーは目標変位 1 回目のサイクルで描く曲線の面積とした。水平力が最大水平荷重の 80%以下にまで低下した時点を実験終了としたが，**図－8** より履歴吸収エネルギーは，右肩上がりであるため，実験終了時まで履歴吸収エネルギーが低下することが無く，十分なエネルギー吸収能であったと考えられる。最後に実験終了時には，**図－6** の A,B,D の部分で主鉄筋座屈を伴う曲げ破壊，**図－6** の C の部分で曲げ変形によるかぶりコンクリートの剥落



図－5　頂版軸線上の水平荷重－水平変位履歴曲線図



図－6　損傷状況概要



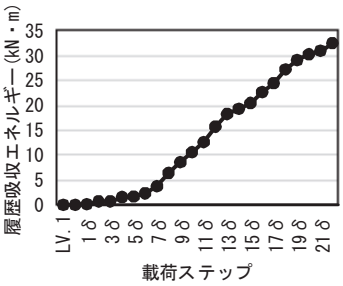
図－7　骨組モデル図

を確認した。代表して**図－6** の D の状況を**写真－3** に示す。本実験では鉄筋の曲げによる座屈の進展により荷重が低下したものと思われる。

4. 骨組解析による実験結果との比較

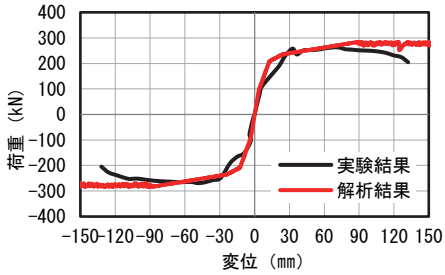
最後に骨組解析により実験結果をどの程度再現できるのか比較，考察を行った。材料強度としては**表－7** に示した実強度（コンクリート，鉄筋）の値を用い，H29 年道路橋示方書Ⅴ編の図-6.2.2 および図-6.2.3 に記載の応力－ひずみ関係を用いて断面の曲げモーメント－曲率関係を求めた [5]。なお，横拘束鉄筋によるコンクリートの強度増加は本解析では考慮していないが，壁部（柱部）の M—φ 関係では，実験の際に上載した山留材（約 53.2kN）と頂部コンクリート版重量分の軸力を考慮している。

図－7 に骨組モデルを示す。底部両端の格点のみ水平，上下方向拘束，回転のみ自由の境界条件を与えプッシュオーバー解析を実施した。頂版スラブは M—φ 関係を求



図－8　履歴吸収エネルギー

写真－3　主鉄筋の座屈状況



図－9　実験結果と解析結果の対比

める際のみプレストレスを軸力とし断面計算した。また，ハンチは考慮せずスラブのみの断面になっている。解析結果を**図－9** に示す。なおこの図では，実験については目標変位 1 回目における最大荷重をプロットした包絡線で比較をしている。

結果より，剛性が大きく低下する点（剛性が初期剛性の 5%未満）は，実験では 33mm（6 δ），259kN 程度であり，解析は少し早く 25.9mm，237kN である。骨組解析の方が変位は小さいが構造物の剛性が大きく低下するときの荷重は骨組解析でも十分に評価できると考えられる。つまり，骨組解析の剛性変化点の荷重は，実際の構造物の最大耐力以下であったため，外力に対する抵抗について考えれば安全側となり，設計を行う上で参考に資するデータになる可能性がある。

5. まとめ

ループ継手構造による PCa 製大型ボックスについて本研究の範囲で得られた知見を示すと，以下の通りである。

(1) レベル 1，レベル 2 相当変位 3 回繰返し終了時，本実験条件下では性能 1，性能 2 を有していた。

(2) レベル 2 設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも本実験条件下では性能 3 を有していた。また，このことから構造物として重要な冗長性も本実験条件下では保持していると確認された。

(3) 本実験条件下では層間変形角 2%を上回り十分な変形能を有すると判断できる。

(4) 実験終了時でも履歴吸収エネルギーは低下することがなく，十分なエネルギー吸収能であったと考察される。

(5) 実験終了時のループ継手隅角部の周辺部は軽微なひび割れ程度で大きな変状はみられなかった。これらのことなどから，本実験条件下では隅角部のループ継手構造は所要の高応力繰返し性能を有することが確認された。

(6) 本実験条件下では，骨組解析の剛性変化点の荷重は，実際の構造物の最大耐力以下であったため，外力に対する抵抗について考えれば安全側となり，設計を行う上で参考に資するデータになる可能性がある。

参考文献

1) 佐川康貴，片山強，堤俊人，松下博通：ループ継手構造によるプレキャストコンクリート製斜角大型ボックスカルバートの開発，コンクリート工学，Vol.49，No.3，pp.13-20，2011.3

2) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版），pp.51-53，2010.3

3) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書改定資料 設計編・施工編，pp.3-4，p.92，2018.3

4) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，p.51，pp.304-305，pp.364-366，2018.3

5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編，pp.55-56，pp.138-141，pp.177-183，2017.11

6) 本田国保他：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.1261-1266，1999.7

7) 星隈順一他：ボックスカルバートの耐震設計に関する研究①，土木研究所 平成 23 年度 プロジェクト研究・重点研究報告書，No.重.32，2011

8) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム：土木研究所資料「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），2006.8

9) 国土交通省道路局：道路土工構造物技術基準関係資料，p.31，2015.3

10) 八ツ元仁，藤原慎八，星隈順一，谷口哲憲他：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

11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編，pp.61-66，2017.11

12) 野田翼他：縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの横断方向の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.823-828，2019.7