

ボックスカルバートの耐震設計に関する研究①

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，七澤利明，八ツ元仁

【要旨】

ボックスカルバートは、地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、地震の影響を受けにくいと考えられてきた。一方、近年、ボックスカルバートの大型化が進み、構造的にも複雑なものが出現してきているが、このようなボックスカルバートに対する地震の影響度合いについては、体系的な研究がまだなされていない。また、地中の道路構造物としてのボックスカルバートが確保すべき耐震性能についても明確になっていないのが現状である。そこで、本研究は、ボックスカルバートが地震に対して確保すべき耐震性能を明確にするとともに、耐震性能を満足するための部材の限界状態、地中におけるボックスカルバートの地震時挙動の評価方法を提案し、耐震設計法として体系化することを目的として行うものである。

本研究では、このようなボックスカルバートの耐震設計法の体系化のための検討として、正負交番繰返し載荷実験を行うことでボックスカルバートを構成する部材の限界状態の検証を行った。また、それら実験結果の再現解析を行い、塑性化する部位や水平耐力等の実験結果を合理的に再現できる解析手法の提案を行った。

キーワード：ボックスカルバート，耐震性能，限界状態，正負交番繰返し載荷実験，数値解析

1. はじめに

ボックスカルバートの設計，施工等の基準については「道路土工—カルバート工指針」¹⁾（以下，指針）に示されているが，その耐震設計に関しては一般的に省略されている。これは，指針において定められている適用範囲規模（幅で 6.5m，高さで 5m 以下）のボックスカルバートにおいては，地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため，地震の影響を受けにくいとされている。また，これまでの地震においても，道路用のボックスカルバートで機能損失に至るような大きな被害も生じていないところである。

一方で，近年，ボックスカルバートの大型化が進み，また，構造的にも複雑なものが出現してきているが，このようなボックスカルバートに対する地震の影響度合いについては，体系的な研究がまだなされていない。また，そもそも，地中の道路構造物のひとつとして，ボックスカルバートが確保すべき耐震性能についても明確になっていないところである。

このような背景から，ボックスカルバートが地震に対して確保すべき耐震性能を明確にするとともに，耐震性能を満足するための部材の限界状態とその評価手法を提案し，耐震設計法として体系化することが重要である。

土木研究所では国土技術政策総合研究所との共同で，平成 22 年度より 2 カ年の計画で，「ボックスカルバートの設計基準に関する共同研究」（以降，共同研究）を実施し，ボックスカルバートの耐震設計法の体系化を行うための研究を行ってきた。

共同研究では，図-1 に示すように，地中構造物であるボックスカルバートの地震時での限界状態を適切に評価するため，①ボックスカルバートを構成する構造部材の終局限界状態の把握およびボックスカルバート構造全体系での終局限界状態の把握，②ボックスカルバートが地震時に受ける地盤からの相互作用力の評価，を行うものとし，最終的にはボックスカルバートの耐震性能の明確化および耐震性能の評価手法の確立を行うものである。

2. ボックスカルバートの限界状態の把握と耐震性能の評価手法の提案

ボックスカルバートの耐震設計に関する研究①では以下の 2 項目に関する研究を実施しており，本報告書ではその研究成果について報告を行う。

- (1) 静的実験による，ボックスカルバートを構成する構造部材および構造全体系における損傷進展の把握とその限界状態の把握

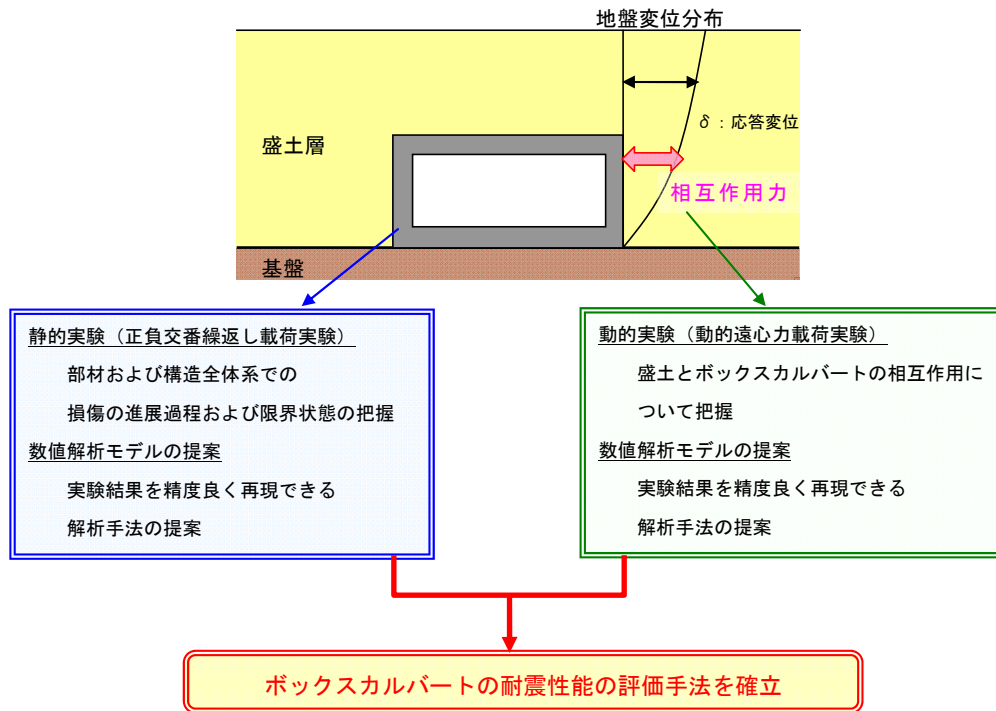


図-1 共同研究における研究内容

(2)静的実験結果を再現できる数値解析モデルの提案

3. 静的実験結果 (正負交番繰返し载荷実験)

3.1 実験の概要

本実験は、指針の適用範囲を超えるような大断面ボックスカルバートの損傷進展過程および限界状態の把握を行うため、縮尺供試体を用いた正負交番繰返し载荷実験を行った。なお、本実験対象であるボックスカルバートについては、ボックスカルバートが本来有している耐震性能を評価するという目的から、常時設計により決定した構造諸元のものを用いることとした。

実験対象の選定については、平成19、20年度に国土交通省の各地方整備局で設計された一連ボックスカルバートのうち、幅もしくは高さが適用範囲を超えるものから選定を行った。選定した282件のボックスカルバートの形状寸法について、耐震性能に最も影響を及ぼすと思われる①断面幅、②側壁に作用する軸心力、の2点に着目し整理を行い、図-2に示す相関分布図を作成した。このように整理すると極めて特殊な構造となっている例もあるが、本実験では、(a)側壁軸心力が小さくて断面幅が大きいケース、(b)側壁軸心力が大きくて断面幅が小さいケース、を1ケースずつ検討対象として選定した。選定した2ケースの構造一般図を図-3に示す。なお、内空高に

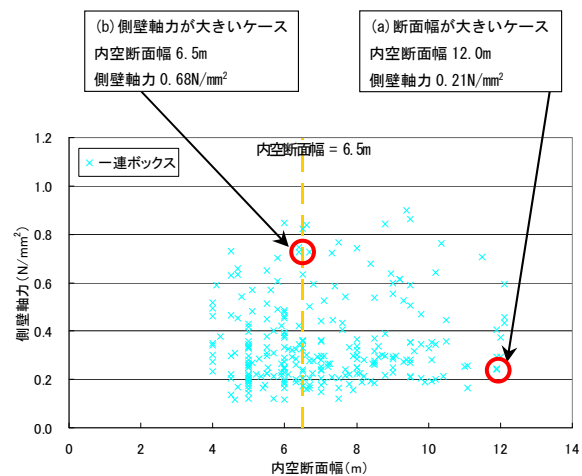
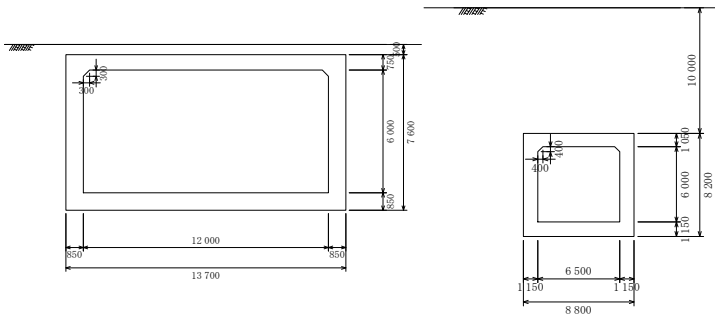


図-2 1連ボックスカルバート実績プロット図

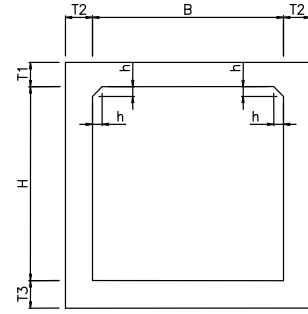
については、上記282件について整理を行うと5~6mのものが大きな割合を占めたため、本研究では内空高を6mとした。

3.2 実験供試体

実験供試体については、断面幅が広いケースをCASE1、側壁軸力が高いケースをCASE2とする。CASE1、CASE2については指針に準拠して常時設計を行った後、相似則に基づき1/3に縮尺した。決定した構造寸法について図-4に示す。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)」²⁾の場所打ち方式の一連



(a) 断面幅が広いケース (b) 側壁軸力が高いケース



	内空幅 B (mm)	内空高 H (mm)	頂版厚 T1 (mm)	側壁版厚 T2 (mm)	底版厚 T3 (mm)	ハンチ高 h (mm)
case1	4,000	2,000	250	283	283	100
case2	2,167	2,000	350	383	383	133

図-3 実験対象とした実物大構造図

図-4 実験供試体の構造寸法図

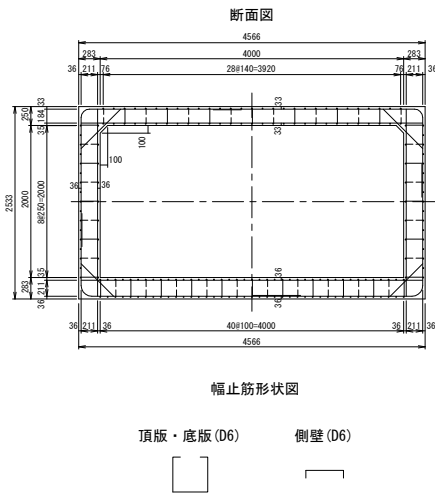
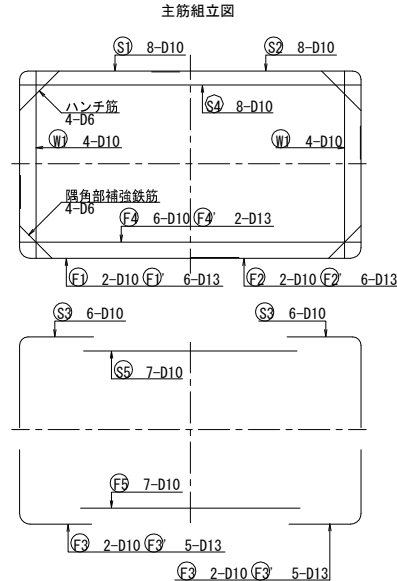


図-5 CASE1 実験供試体 (奥行き長さ 800mm)



ボックスカルバートを参考に配筋を行い、鉄筋径については軸方向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設定を行った。図-5、図-6に各ケースの構造配筋図を、表-1、表-2に各ケースの主鉄筋比を示す。

各供試体の実験当日のコンクリートの材料試験結果を表-3、鉄筋の材料試験結果を表-4に示す。

3.3 実験セットアップ

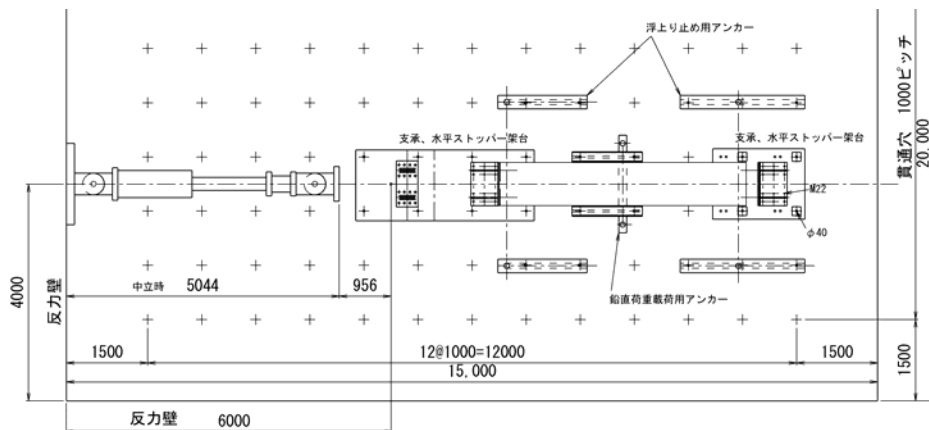
供試体と荷重装置の位置関係を図-7に、CASE1の実験セットアップ状況を写真-1に示す。供試体の支持方法については、地盤内でのボックスカルバート設置状況を模擬するため、鉛直・水平方向ともに引張力が働かないように、また曲げについても拘束しないように底版を支持した。

また、図-7(b)、写真-1に示すように、水平荷重が実験供試体の頂版軸線上に加わるように、連結リンクや載

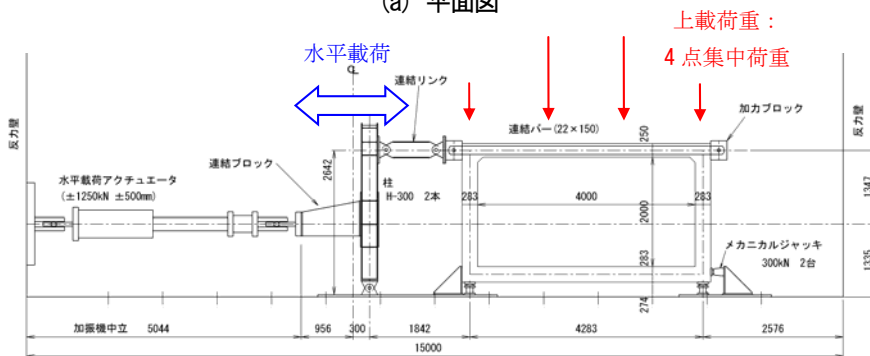
荷用具を介してアクチュエータと接続した。連結リンクを用いることにより、正側の載荷時には左側壁に、負側の載荷時には右側壁に水平荷重を作用させた。

3.4 載荷条件および計測項目

本実験では、ボックスカルバートの外側の損傷進展も確認しながら実験を行うため、常時において盛土内のボックスカルバートが受ける荷重状態を再現するために、PC 鋼棒によるプレストレスを用いて上載荷重を与えることとした。なお、側方荷重については、地震時水平力に比べて常時状態における側圧は小さく、ボックスカルバートの耐力に与える影響も一般に大きくないため、本実験では常時状態における側圧の模擬までは行わなかった。また、上載荷重については、頂版上にウェイトを積載して一定の等分布荷重が与えられるようにする方法があるが、本実験では、写真-1に示すような4点集中荷重により荷重を与えることとした。このような載荷方法を



(a) 平面図



(b) 側面図

図-7 実験供試体と載荷装置のセットアップ平面図と側面図

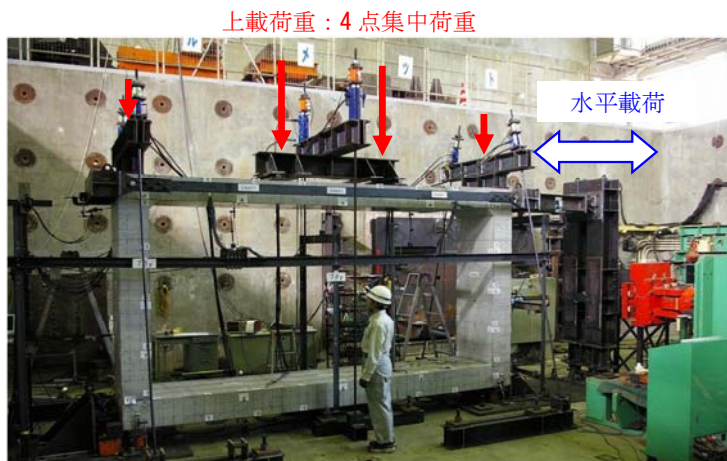
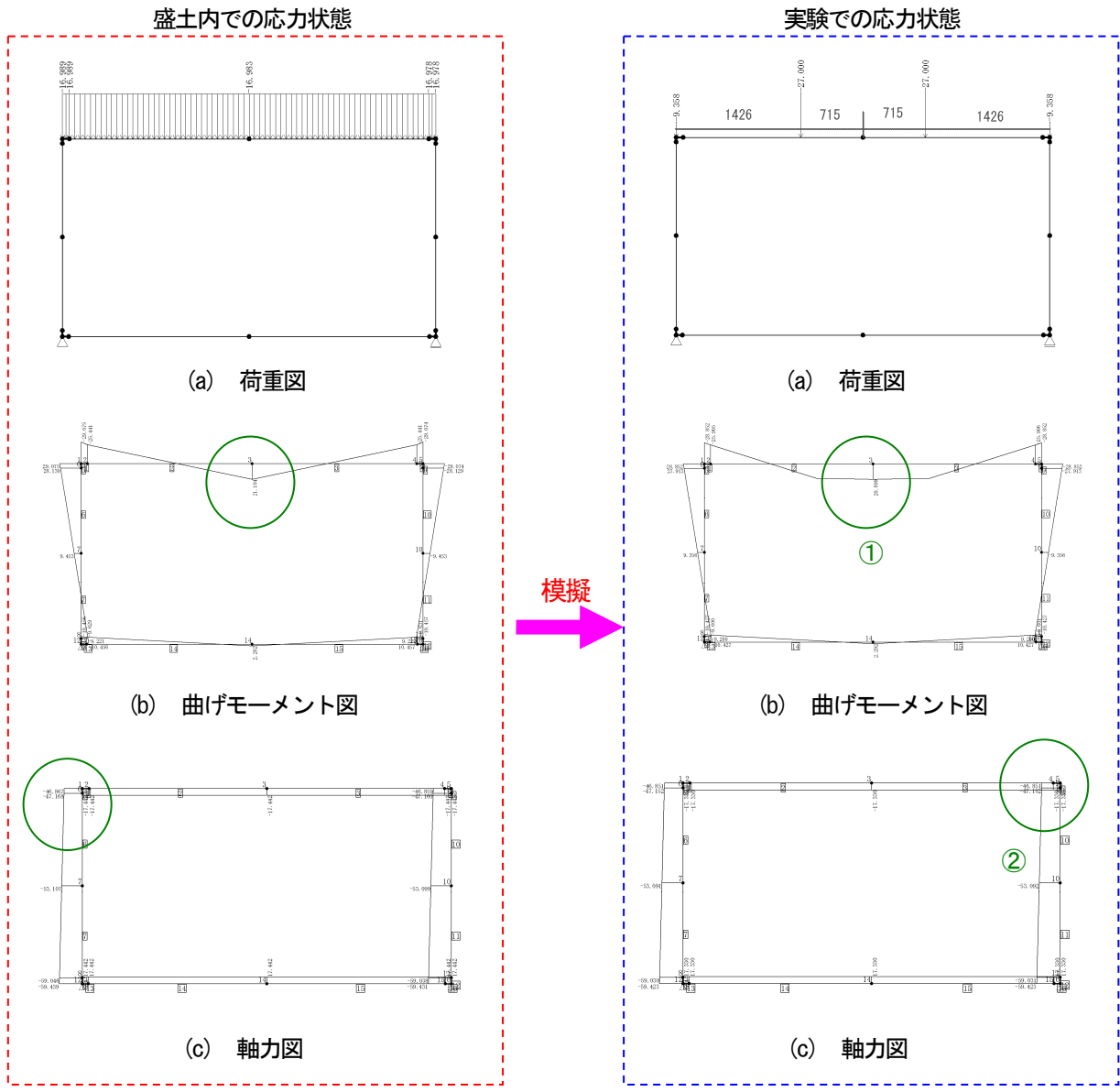


写真-1 正面から望んだ実験状況写真 (CASE1)

選択したのは、基本的には実験実施上の安全管理の観点からではあるが、多点集中荷重にするとともに、これらの荷重を実験中に適切に管理すれば、常時状態を適切に再現できると考えたためである。なお、4点集中荷重の荷重値の設定については、図-8に示すように常時状態に頂版で発生する曲げモーメント分布と側壁の軸応力を再現するものとし、荷重値の設定を行った。また、繰返し水平載荷は、上載荷重を作用させた状態で、アクチュエ

ーターから載荷用治具を介して水平荷重を作用させた。図-9に示すように、載荷方法は変位制御とし、層間変形角 (= 頂版端部変位/構造物高さ = 1/300) を基準として3回繰返し載荷を行い、定数倍した層間変形角となるように変位を増分させた。

表-5に計測項目一覧表を、図-10~図-14に計測機器設置位置を示す。



- ① 頂版中央部における曲げモーメントを模擬
 - ② 側壁軸応力を模擬
- 4点集中荷重を決定

図-8 上載荷重の設定方法 (CASE1)

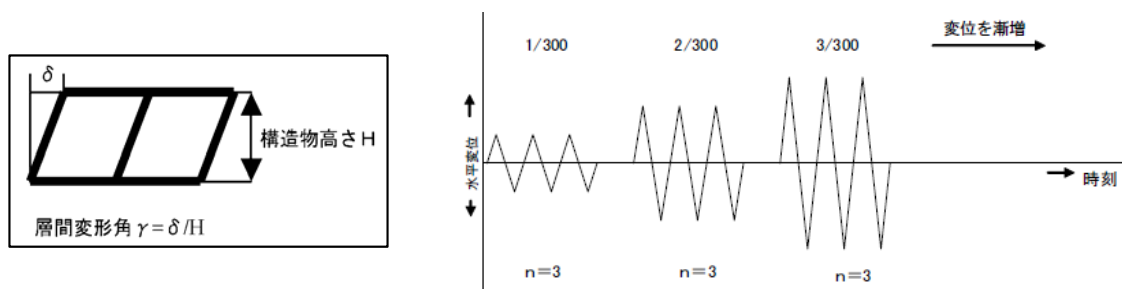


図-9 層間変形角と载荷ステップイメージ図

表-5 計測項目一覧表

種類	項目	場所	点数	方法
荷重	水平荷重	水平力載荷点	1	アクチュエータの内部ロードセル
	鉛直荷重	鉛直力載荷点	6	鉛直用ジャッキ位置に設置したロードセル
	底面反力	支承位置	4	支承位置に設置したロードセル
	小計		11	
変位	水平変位	頂版(水平方向左右端点)	2	変位計
		側壁(高さ方向上下1/4点)	4	変位計
		底版(水平方向左右端点)	2	変位計
	鉛直変位	頂版(軸力載荷位置+中央)	3	変位計
		底版(水平方向左右1/4点) 支点部各2点	7	変位計
	曲率変位	隅角部ヒンジ位置4箇所×12点	48	変位計
	伸び出し変位	隅角部内側4箇所×2点	8	変位計
小計		74		
ひずみ	軸方向鉄筋ひずみ	隅角部ヒンジ位置8箇所×6点 (1.5d区間)	64	鉄筋の表裏にひずみゲージを1枚ずつ貼り付ける(ゲージは128枚)
		ハンチ筋・隅角部補強鉄筋	4	鉄筋の表裏にひずみゲージを1枚ずつ貼り付ける(ゲージは8枚)
	幅鉄筋ひずみ		12	鉄筋の上面にひずみゲージを1枚貼り付ける
	小計		80	
計測点数合計			165	

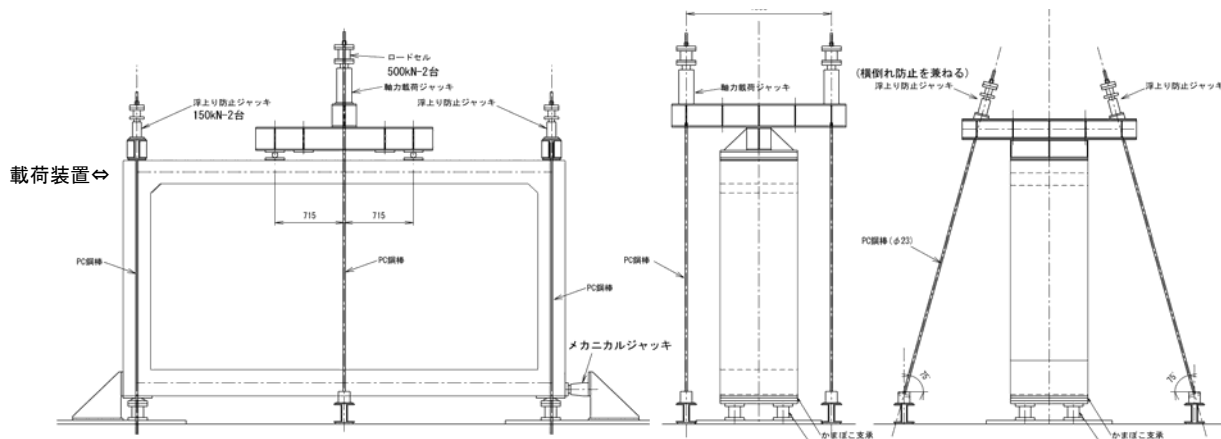


図-10 鉛直荷重・底版反力計測位置図

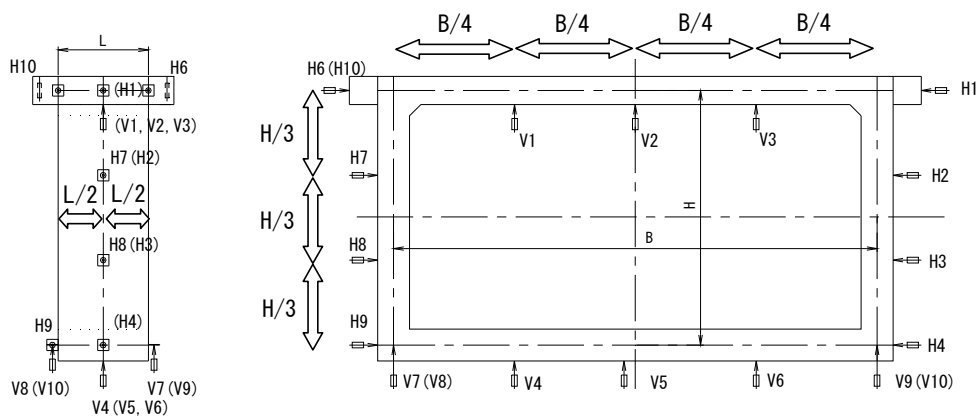


図-11 変位計測位置図

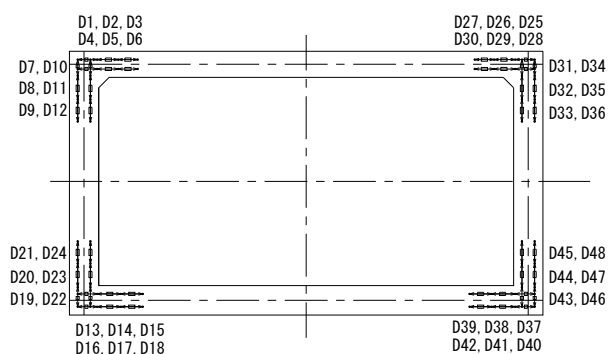


図-12 曲率計測位置図

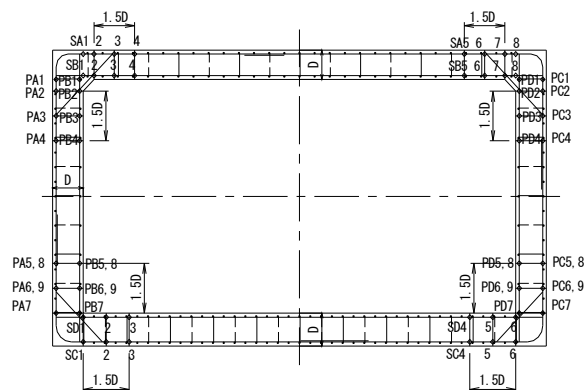


図-13 主鉄筋ひずみ計測位置図

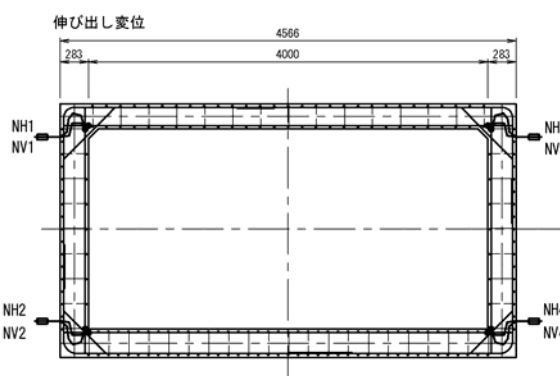


図-14 鉄筋伸び出し変位計測位置図

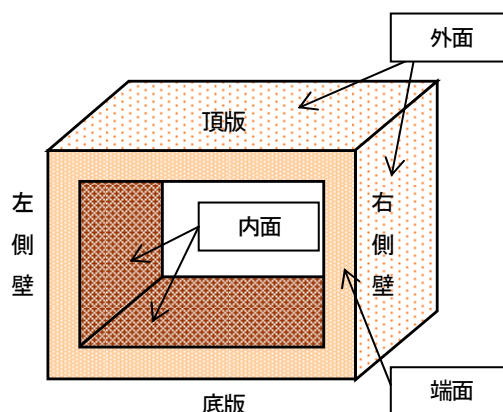


図-15 供試体の部材呼称

3.5 実験結果

本報告書では、図-15に示すように各部材の呼称を定めることとし、各部材の面は地盤と接する面を外面、内空空間と接する面を内面、カルバートの延長方向に直行する面を端面と呼ぶこととする。

3.5.1 CASE1 実験結果

(1) 損傷進展状況

図-16にCASE1の損傷状況を、図-17にCASE1の隅角部付近における鉄筋の降伏順序を、図-18にCASE1の頂版配筋図とせん断破壊面発生位置を示す。なお、底版外面の損傷状況については、支承や測量機器の設置などにより確認ができなかったため、底版外面の損傷状況図を省略した。

層間変形角 $1/300 \sim 2/300$ において、頂版内面全域と底版左端部端面にひび割れが発生しており、底版と側壁の隅角部に斜めに配筋された補強鉄筋と両側壁基部の内面側鉄筋が降伏した。なお、この時の両側壁基部には、外観から確認できる変状は無かった(写真-2)。

層間変形角 $3/300 \sim 4/300$ において、頂版内面および側壁外面、頂版両端隅角部にあたるハンチ部端面にひび割

れが発生しており、頂版両端部の内面側および外面側鉄筋が降伏した(写真-3)。

層間変形角 $5/300 \sim 6/300$ において、底版の端面にひび割れが発生し、両側壁外面のひび割れが増加、頂版左部の外面ではかぶりコンクリートが剥離した(写真-4)。

また、頂版鉄筋の降伏する範囲が広がり、左側壁上部の内面側や底版右端部の外面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 $8/300$ において、頂版左部の内面のかぶりコンクリートも剥離し、最終的には頂版左部がせん断破壊した(写真-5)。また、頂版両端部の $1.5D$ (D : 該当箇所での部材厚) 区間の広い範囲で鉄筋がほとんど降伏し、両側壁基部の外面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 $8/300$ でせん断破壊した頂版位置は、図-18に示すように外側段落し開始点と内側段落し開始点を繋いだ約 45 度の面と一致しており、幅筋ピッチ 280mm 内となる。図-16に示すように、外側段落し開始点や内側段落し開始点付近は層間変形角 $2/300 \sim 4/300$ の段階からひび割れが発生しており、ひび割れの進行に伴いコンクリートが負担できるせん断耐力が減少し、さらにせん断耐力に抵抗できる鉄筋も十分に配置されていなかったため、せん断破壊に移行したものと考えられる。

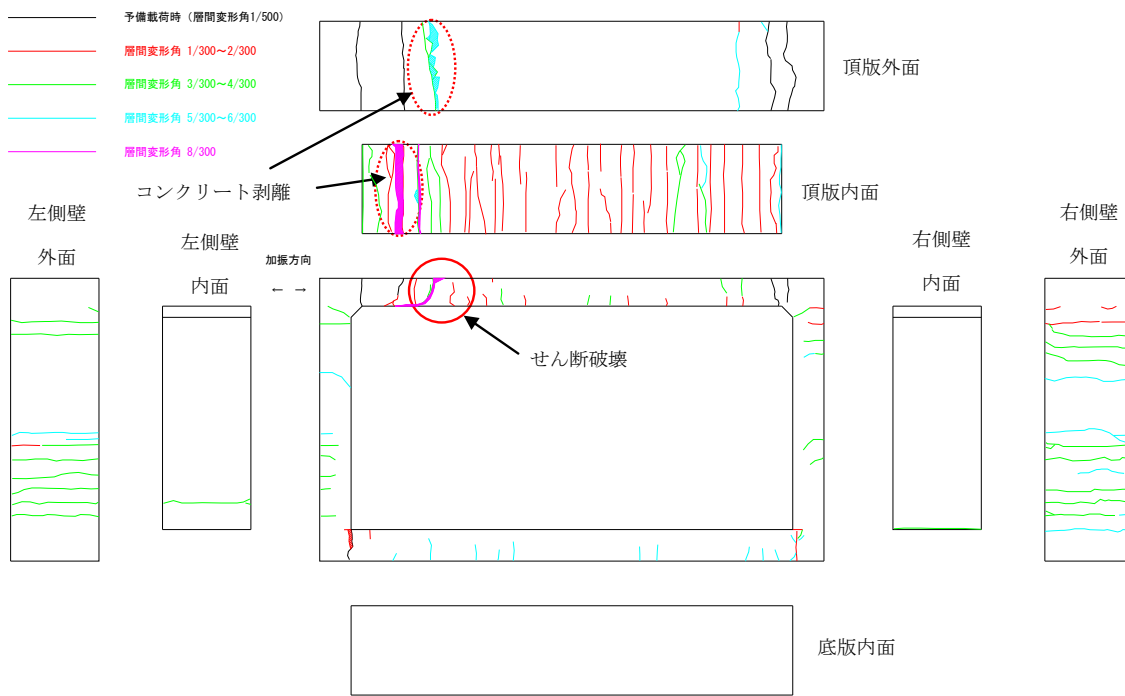


図-16 CASE1 の損傷状況図

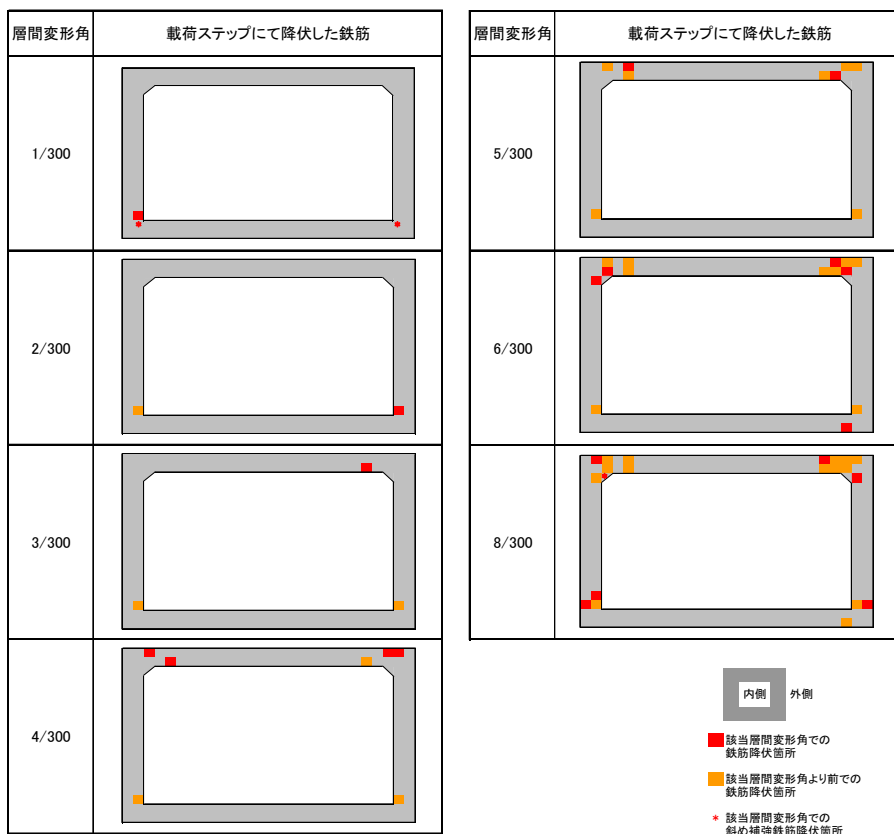


図-17 CASE1 の鉄筋降伏順序

このようにCASE1における損傷は、最終的に頂版がせん断破壊を起こす直前までは曲げひび割れによる損傷が進展した。頂版の損傷は内面が外面より激しく、逆に側壁の損傷は外面が内面より激しかった。また、底版の内

面ではひび割れ損傷は生じなかった。せん断破壊については、せん断破壊を起こす前の層間変形角 6/300において頂版外面でかぶりコンクリートの剥離が確認されたが、内面側からはせん断破壊を予見できるような特徴的な損

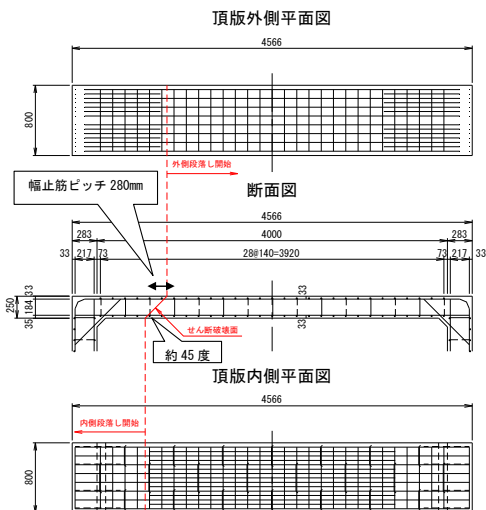


図-18 CASE1の頂版配筋図とせん断破壊面発生位置



写真-2 CASE1の損傷写真
(側壁基部 層間変形角 1/300)

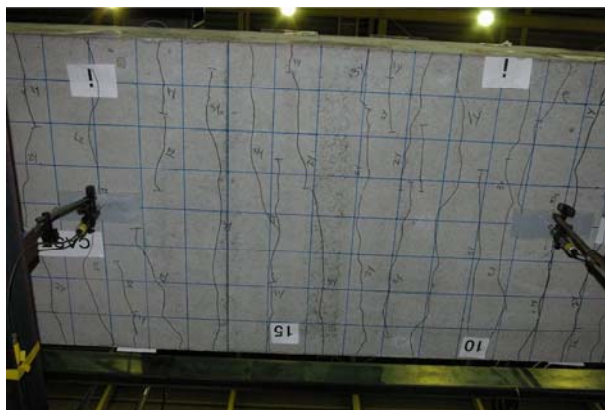
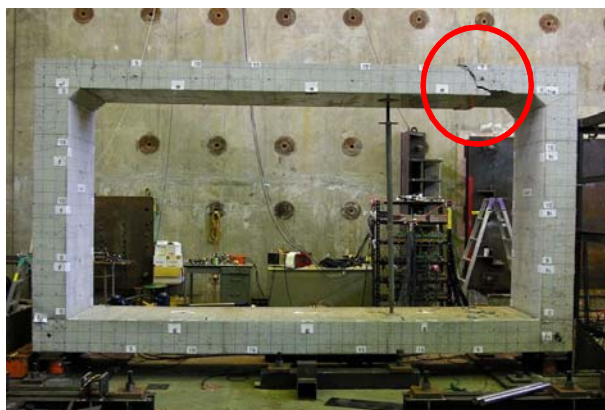


写真-3 CASE1の損傷写真
(頂版中央部 層間変形角 3/300)



写真-4 CASE1の損傷写真
(頂版左部 層間変形角 6/300)



(a) 全体状況



(b) せん断破壊箇所

写真-5 CASE1の損傷写真 (層間変形角 8/300)

傷の兆しは表れなかった。

(2) 水平変位-水平荷重の履歴

図-19にCASE1の水平変位と水平荷重の履歴図を示す。水平変位は左側壁載荷点での計測変位とした。正側では

層間変形角 4/300 まで水平荷重が増加し、水平荷重が約 150kN に達してからせん断破壊に至る層間変形角 8/300 までほとんど増加しない。負側では層間変形角 6/300 まで水平荷重は増加し約 200kN になる。せん断破壊を起こす層間変形角 8/300 で水平荷重が 150kN まで低下し、水

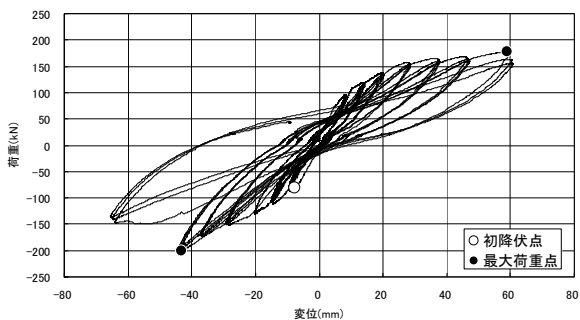


図-19 CASE1 の水平荷重—水平変位履歴図

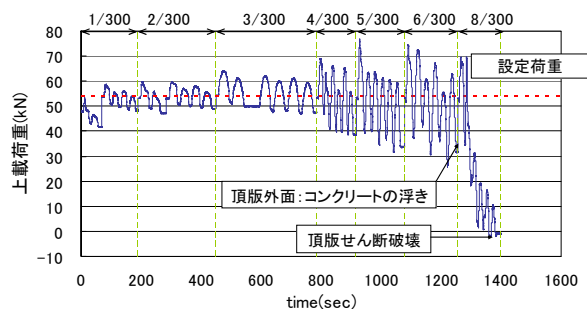


図-20 CASE1 の上載荷重の履歴

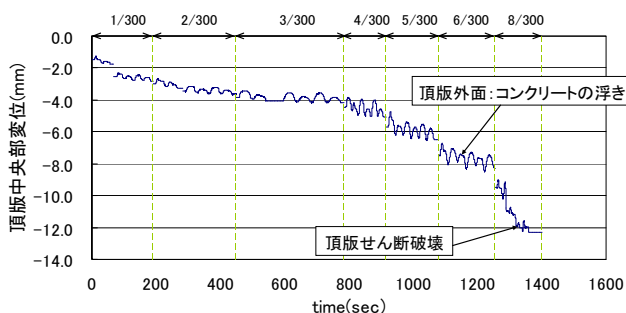


図-21 CASE1 の頂版中央部の沈下量の変化

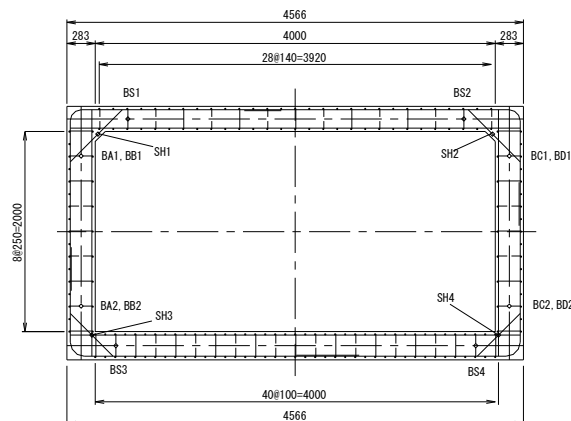


図-22 CASE1 のハンチ筋・幅止め鉄筋ひずみ計測位置図

平変位が 20mm 増加する。正側、負側の水平耐力の差の原因については詳細に検討する必要があるが、複雑に組み立てられた治具を介して荷重を行っているため、治具での荷重分担が起り正負の荷重バランスが崩れた可能性も要因の一つと考えられる。

(3) 上載荷重の履歴と頂版中央部における沈下量

図-20 に CASE1 の上載荷重の履歴を示す。上載荷重とは供試体の頂版支間部に作用させた鉛直方向の力の合計を示し、荷重ステップの中で振幅をもった増減を繰り返す。この増減は、ボックスカルバートが水平方向に変形するにともない PC 鋼棒が伸び縮みし、プレストレスに変動が生じるために起こる。荷重ステップが大きくなるほど変動量が大きくなるのはこのためである。

上載荷重の減少は 1 荷重ステップ終了毎に生じたが、層間変形角 3/300 までは 5kN 程度と小さな減少量であった。層間変形角 4/300 以降は上載荷重の減少量が急増したが、これは後述する頂版の沈下量が大きくなったためと考える。せん断破壊を起こした層間変形角 8/300 においては、頂版が破壊することで上載荷重が急激に低下し、上載荷重を支持する能力を失った。

図-21 に CASE1 の層間変形角毎の頂版中央部の沈下量

の変化を示す。層間変形角 3/300 までは 1 荷重ステップあたり 0.3mm 程度の沈下量であったが、層間変形角 4/300 では 0.6mm、層間変形角 5/300 で 0.8mm、層間変形角 6/300 で 0.9mm と 1 荷重ステップでの沈下量が增大していき、せん断破壊を起こした層間変形角 8/300 では 2.8mm と沈下量が急激に増加した。これは、荷重ステップが進むほど頂版の損傷が進展し、部材剛性が低下することで頂版の沈下量が增大したためと考える。

(4) 隅角部鉄筋の最大ひずみ

図-22 に CASE1 のハンチ筋・幅止め鉄筋ひずみ計測位置、図-23 に CASE1 の頂版・側壁の隅角部に設置された隅角部鉄筋 (以降、ハンチ筋) の最大引張りひずみの変化、図-24 に CASE1 の底版・側壁の隅角部に設置された隅角部鉄筋 (以降、隅角部補強鉄筋) の最大引張りひずみの変化を示す。

ハンチ筋は左側 (SH1)、右側 (SH2) とともに層間変形角 7/300 まで鉄筋が降伏せず、層間変形角 8/300 で左側 (SH1) のみ鉄筋が降伏ひずみを超えた。一方、隅角部補強鉄筋は、左側 (SH3)、右側 (SH4) とともに層間変形角 2/300 から降伏ひずみを超えた。

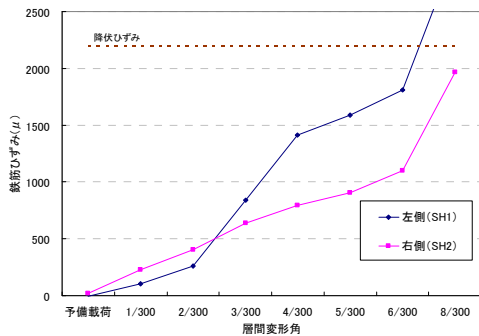


図-23 CASE1 のハンチ筋の最大引張ひずみの変化

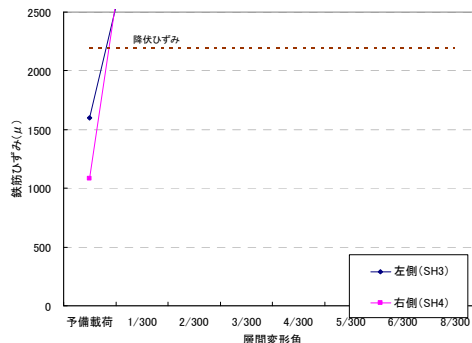


図-24 CASE1 の隅角部補強鉄筋の最大引張ひずみの変化

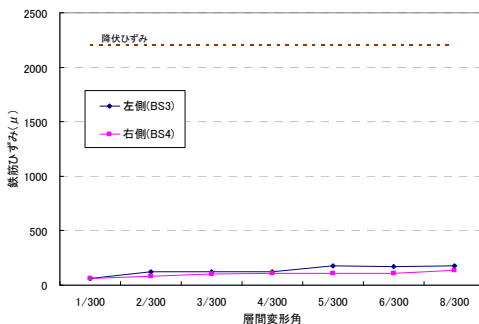


図-25 CASE1 の底版幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

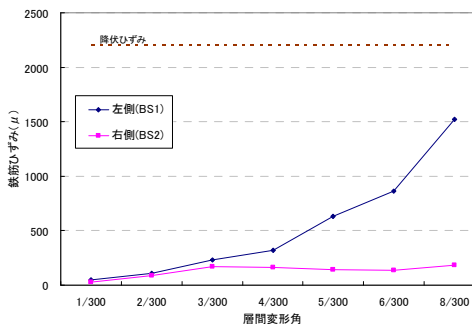


図-26 CASE1 の頂版幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

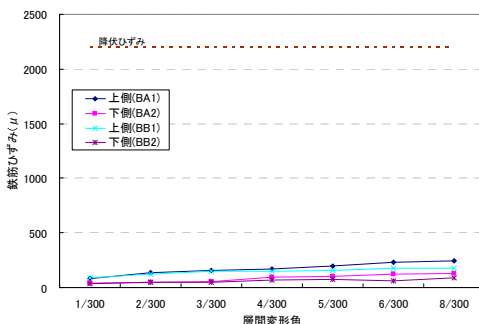


図-27 CASE1 の左側壁幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

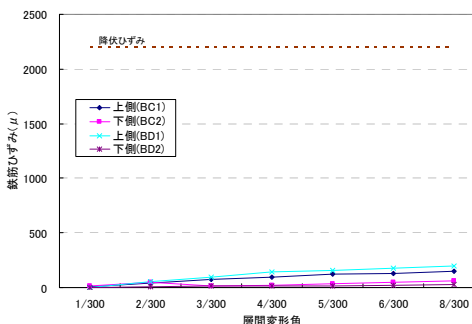


図-28 CASE1 の左側壁幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

(5) 幅止め鉄筋の最大ひずみ

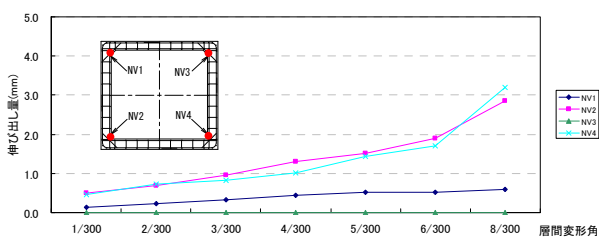
図-25～図-28にCASE1における各部材に設置した幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化を示す。なお、側壁の幅止め鉄筋ひずみ測定点については、図-22に示すように奥行き方向に2箇所測定しているため、BA1・BB1のように同じ左側壁上部において計測値が2つ存在する。

頂版の幅止め鉄筋の左側 (BS1) 以外の計測点では層間変形角が大きくなっても鉄筋ひずみに変化がほとんど表れなかった。頂版左側 (BS1) では、層間変形角 4/300 から鉄筋ひずみが急激に増加しはじめたが最終的に降伏ひずみに至らなかった。

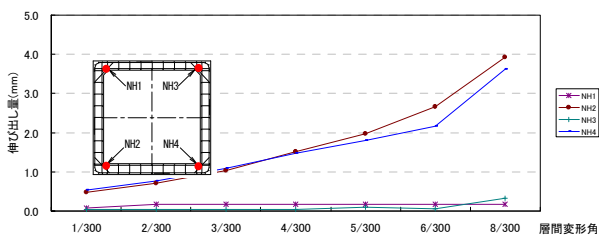
(6) 主鉄筋の伸び出し量

図-29にCASE1の鉄筋の伸び出し量の変化を示す。鉛直方向の鉄筋の伸び出し量についてはNV1, NV2, NV4で層間変形角 1/300 から伸び出しが発生したが、NV3では伸び出しが発生しなかった。NV1は層間変形角 5/300 でピーク値の0.5mmに達した後、横ばいとなった。NV2, NV4については、層間変形角 8/300 まで一定の割合で伸び出し量が増加し続け、最終的にNV2で2.9mm, NV4で3.2mmの伸び出し量となった。NV3は層間変形角 8/300 まで伸び出しが起らなかった。

水平方向の鉄筋の伸び出し量については、NH1, NH3に



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-29 CASE1の鉄筋伸び出し量の変化

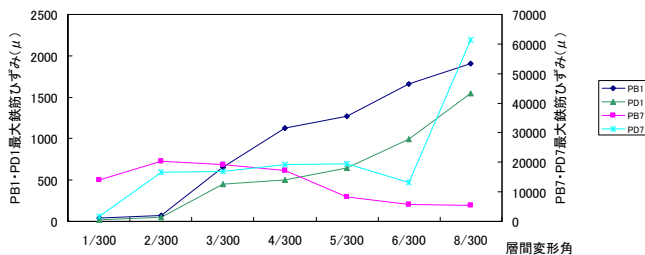
において層間変形角 1/300 で約 0.1mm の伸び出しが発生したが、その後層間変形角 8/300 まで伸び出し量がほとんど変化しなかった。一方、NH2, NH4 では、層間変形角 1/300 において約 0.5mm の伸び出しが発生し、層間変形角が増えるごとに伸び出し量が増加した。特に層間変形角 4/300 あたりから伸び出す割合が増加し、最終的に NH2 で 3.9mm, NH4 で 3.6mm の伸び出し量となった。

図-30 に鉄筋伸び出し計測位置に最も近い鉄筋ひずみに着目して整理した結果を示す。図-29 に示した鉄筋の伸び出し量が、鉄筋の降伏によるものなのか、それとも鉄筋とコンクリートの付着が切れて抜け出しによるものなのかを判定するために、図-29, 図-30 を用いて整理を行った。

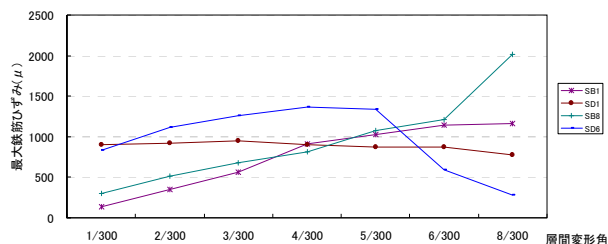
PB7 の鉄筋ひずみは層間変形角 2/300 以降横ばいの後減少したが、PB7 の計測位置にあたる NV2 の伸び出し量は増加し続けた。

SD1 の鉄筋については層間変形角 1/300 以降横ばいで、SD6 の鉄筋については層間変形角 5/300 以降ひずみが減少しているが、SD1 の計測位置にあたる NH2 および SD6 の計測位置にあたる NH4 の伸び出し量は増加し続けている。このことより、NH2, NH4 の鉄筋の伸び出しは鉄筋の抜け出しによるものと考えられる。

その他の計測位置においては層間変形角が大きくなるごとに鉄筋ひずみが増加していたため、鉄筋の伸びによる伸び出し量の増加であったと考えられる。



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-30 CASE1の伸び出し計測点近傍の主鉄筋ひずみの変化

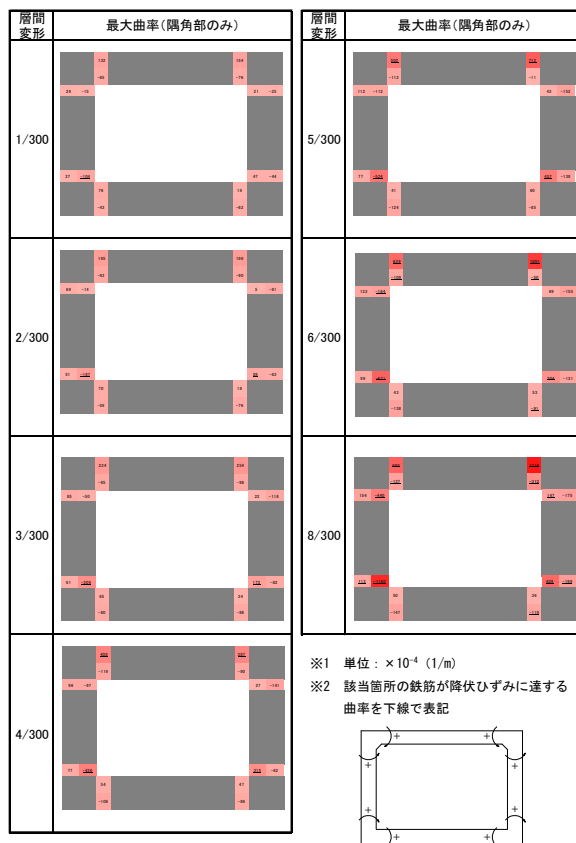


図-31 CASE1の最大曲率の分布図

(7) 曲率分布

図-31 に CASE1 の層間変形角毎の最大曲率の分布図を示す。載荷ステップが進むにつれて曲率が増大した。層間変形角が 4/300 あたりまでは曲率分布は概ね対称であ

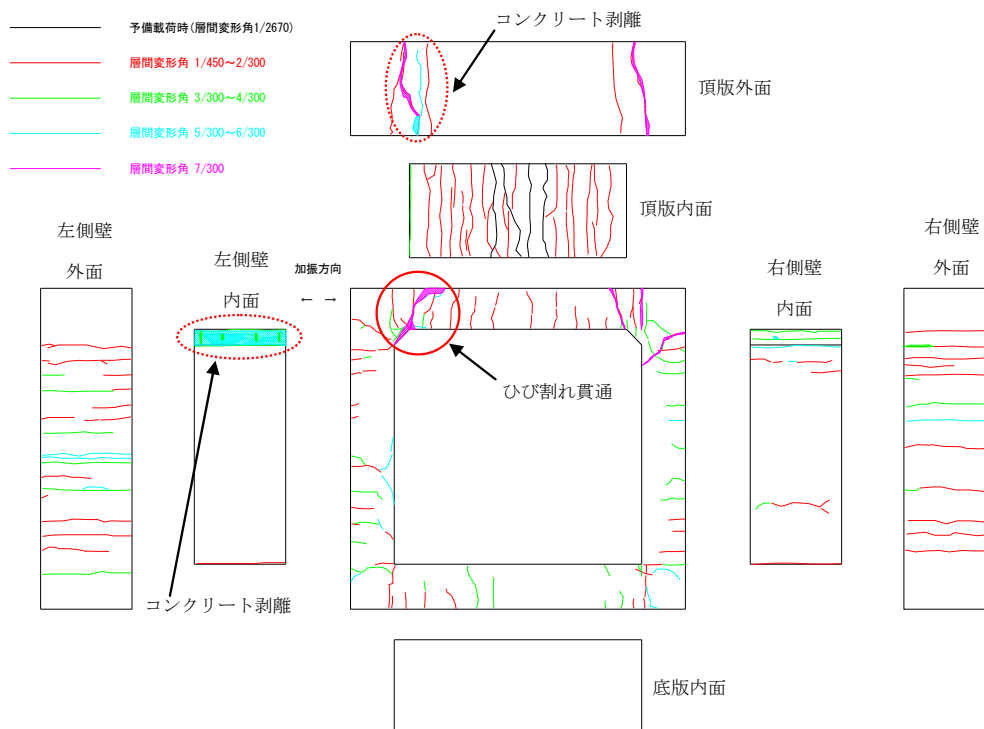


図-32 CASE2の損傷状況図

ったが、それ以降では荷重ステップが進むにつれ左右の曲率分布が非対称化しており、特に頂版や側壁の上部で顕著であった。

供試体1では頂版でのせん断破壊により実験が終了したため終局限界状態を確認できなかったが、実験終了時の曲率靱性率 (ϕ/ϕ_y) が側壁基部内側で10程度、頂版外側では5程度となっており、各部材が低鉄筋であるものの、靱性はある程度有していた。

3.5.2 CASE2 実験結果

(1) 損傷進展状況

図-32にCASE2の損傷状況を、図-33にCASE2の隅角部付近における鉄筋の降伏順序を示す。底版外面の損傷状況については、CASE1と同様に、底版外面の損傷状況図を省略した。

層間変形角 1/450~2/300において、頂版内面全域、側壁と底版部の隅角部内面、頂版両端外面、両側壁外面、底版の端面と多くのひび割れが発生した。また、頂版と側壁の隅角部に斜めに配筋された補強鉄筋、頂版左端部の外面側鉄筋、両側壁基部の内面側鉄筋が降伏した。この時の側壁基部の変状は、CASE1と同様に外観には現れなかった(写真-6)。

層間変形角 3/300~4/300において、両側壁外面、底版の端面でひび割れが進行し、頂版両端隅角部にあたるハンチ部の内面にもひび割れが発生した(写真-7)。また、

頂版両端部の内面側および外面側鉄筋の降伏する範囲が広がり、右側壁上端部の外面側鉄筋と左側壁基部の外面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 5/300~6/300において、頂版左端隅角部にあたるハンチ部の内面のかぶりコンクリートが剥離すると同時に頂版左端部の外面でかぶりコンクリートの浮き上がりといび割れが発生した(写真-8)。また、底版右端部の外面側および内面側鉄筋が降伏した。

層間変形角 7/300において、頂版左端部の外面で曲げ破壊によりコンクリートが剥離し、頂版左端部で内面と外面のひび割れが貫通した(写真-9)。また、左側壁上端部と基部の1.5D区間全てで鉄筋が降伏した。

このようにCASE2における損傷は、曲げひび割れによる損傷であり、曲げ破壊を起こす前の層間変形角 5/300から頂版端部の内面側でかぶりコンクリートの剥落など曲げ破壊を予測できる損傷が確認できた。各部材の損傷については、CASE1と同様に、頂版の損傷は外面より内面が激しく、側壁では内面より外面が激しかった。また、底版の内面についてはCASE1と同様にひび割れ損傷が起こらなかった。

(2) 水平変位-水平荷重の履歴

図-34にCASE2の水平変位と水平荷重の履歴図を示す。水平変位は、CASE1と同様に左側壁載荷点での計測変位とした。正側では、層間変形角 3/300まで水平荷重が増

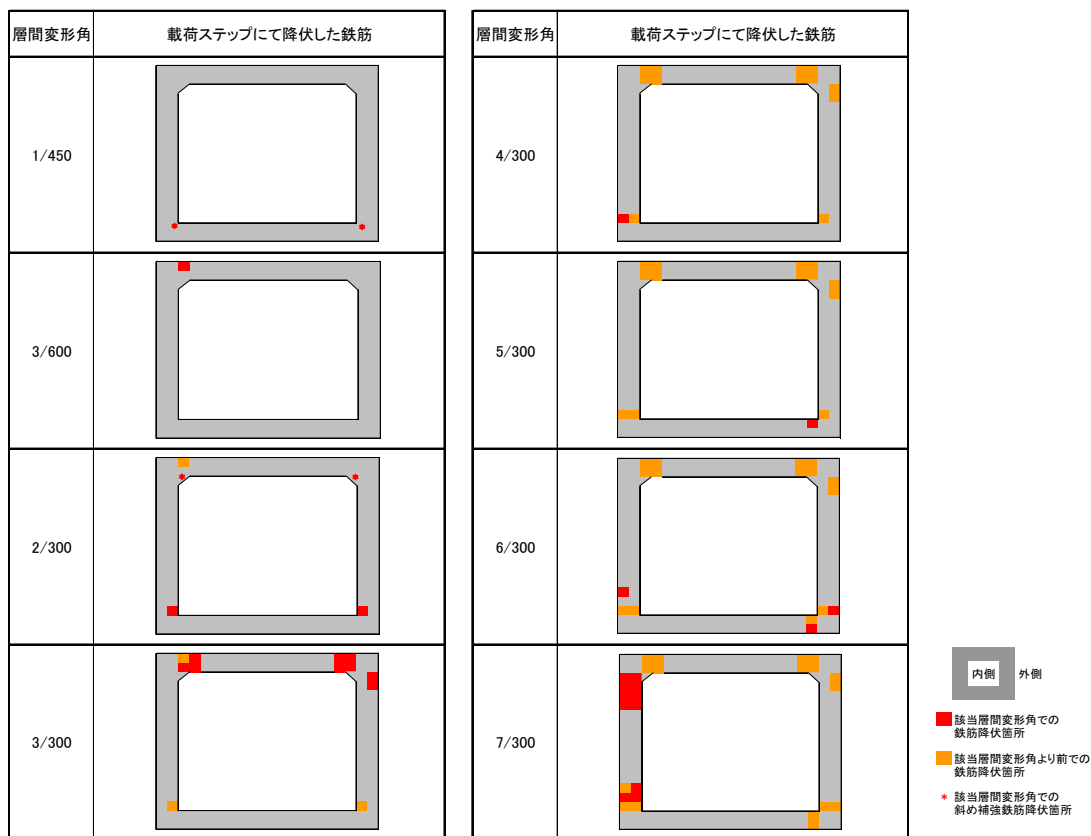


図-33 CASE2 の鉄筋降伏順序



写真-6 CASE2 の損傷写真
(左側壁基部 層間変形角 1/450)



写真-7 CASE2 の損傷写真
(頂版右端部 層間変形角 4/300)

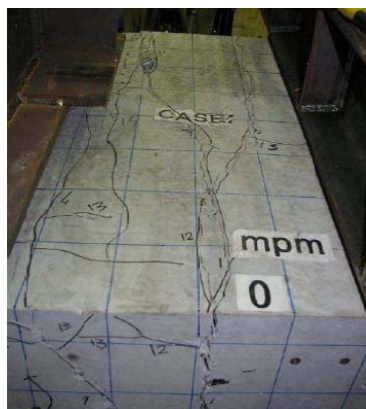
加し、水平荷重が約 300kN に達する。その後は、層間変形角 7/300 まで水平変位が増加するのみで水平荷重はほとんど増加しない。負側でも、正側と同様に層間変形角 3/300 まで水平荷重が増加し、水平荷重が約 280kN に達する。その後は、層間変形角 5/300 まで水平荷重を維持するが、層間変形角 6/300 から水平荷重が減少し、実験終了時の 7/300 には 6/300 の水平荷重の約 83% まで低下した。

(3) 上載荷重の履歴と頂版中央部における沈下量

図-35 に CASE2 の上載荷重の履歴を示す。供試体 1 と同様に、上載荷重の増加量は載荷ステップが進むほど大きくなった。上載荷重の減少は層間変形角 3/300 までほとんど生じなかったが、層間変形角 4/300 から大きく減少し始めた。層間変形角 6/300 において 1 載荷ステップで 100kN、曲げ破壊を起こした層間変形角 7/300 において 1 載荷ステップで 130kN 減少した。これは、供試体 1



(a) 左側壁上部（ハンチ部）の内面損傷状況

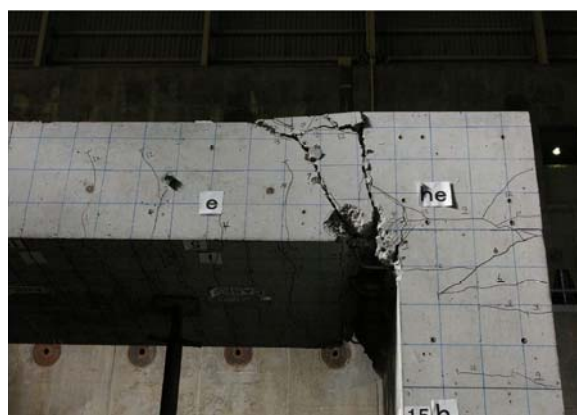


(b) 頂版左端部の外面損傷状況

写真-8 CASE2の損傷写真（層間変形角 6/300）



(a) 全体状況



(b) 曲げ破壊箇所

写真-9 CASE2の損傷写真（層間変形角 7/300）

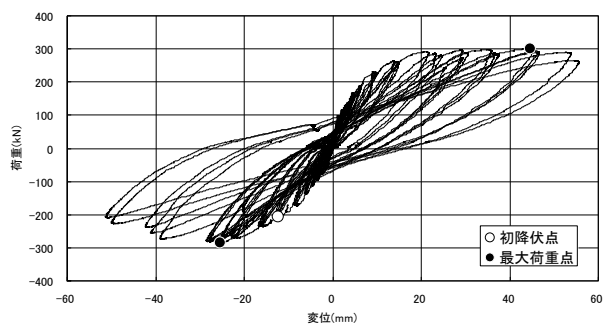


図-34 CASE1の水平荷重-水平変位履歴図

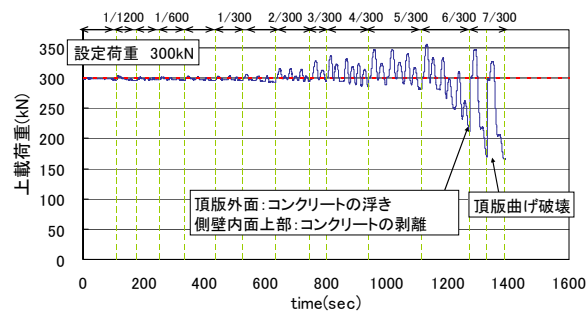


図-35 CASE2の上載荷重の履歴

と同様に頂版の沈下量が増大したために生じたものである。供試体2では曲げ破壊を生じたが、供試体1のように上載荷重を支持する能力を失うことなく、最後までその能力を保持していた。

図-36 にCASE2の頂版中央部の相対沈下量の変化を示す。層間変形角3/300までは1載荷ステップあたり0.2mm程度の沈下量であったが、層間変形角4/300では0.5mm、層間変形角5/300で1.2mm、層間変形角6/300で3.5mmと1載荷ステップでの沈下量が増大した。曲げ破壊を起

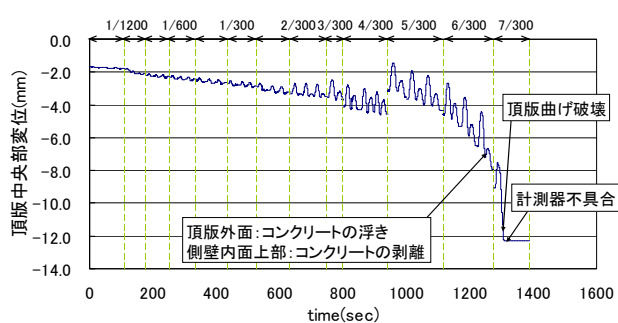


図-36 CASE2の頂版中央部の沈下量の変化

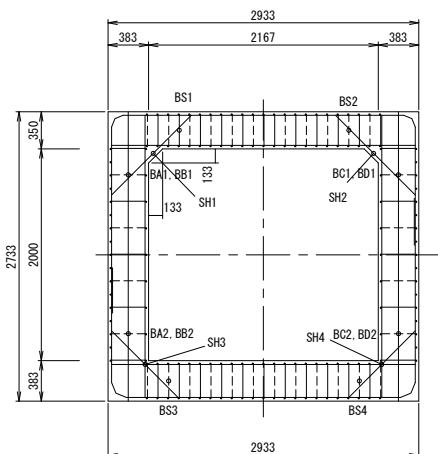


図-37 CASE2 のハンチ筋・幅止め鉄筋ひずみ計測位置図

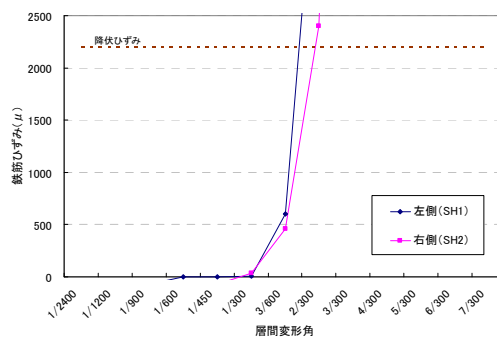


図-38 CASE2 のハンチ筋の最大引張ひずみの変化

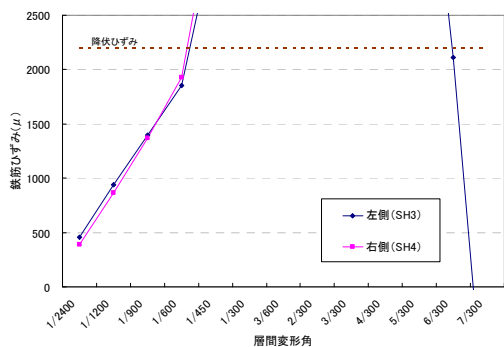


図-39 CASE2 の隅角部補強鉄筋の最大引張ひずみの変化

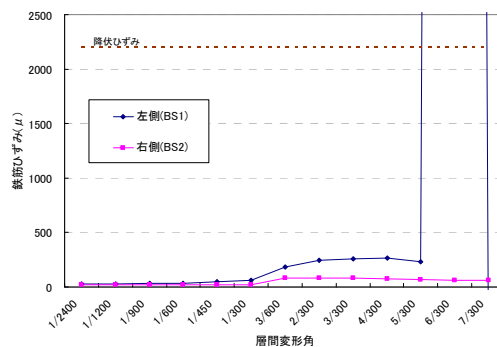


図-40 CASE2 の頂版幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

こした層間変形角 7/300 において計測器が不具合を起こしたため最終的な沈下量は計測できなかった。頂版における沈下量については、CASE1 と同様に頂版部の損傷が大きくなることで沈下量が増大したと考えられる。

(4) 隅角部鉄筋の最大ひずみ

図-37 に CASE2 のハンチ筋・幅止め鉄筋ひずみ計測位置図を示す。また、頂版・側壁のハンチ筋の最大値分布を図-38、底版・側壁の隅角部補強鉄筋の最大値分布を図-39 に示す。

ハンチ筋は左側 (SH1)、右側 (SH2) 層間変形角 2/300 から降伏ひずみを超えたが、隅角部補強鉄筋は、左側 (SH3)、右側 (SH4) とともに層間変形角 1/450 から降伏ひずみを超えた。

(5) 幅止め鉄筋の最大ひずみ

図-40~図-43 に CASE2 の各部位に設置した幅止め鉄筋の最大ひずみの推移を示す。図-42、図-43 は CASE1 と同様に奥行き方向に 2 箇所測定した結果を示す。

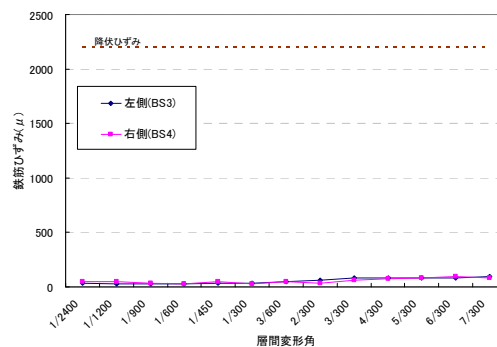


図-41 CASE2 の底版幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

頂版の幅止め鉄筋の左側 (BS1) では層間変形角 6/300 で降伏ひずみを超えたが、右側 (BS2) では層間変形角 7/300 まで降伏ひずみを超えなかった。

底版幅止め鉄筋では、左側 (BS3)、右側 (BS4) では層間変形角 7/300 まで降伏ひずみを超えなかった。

左側壁幅止め鉄筋の上側 (BA1) では層間変形角 6/300 で降伏ひずみを超え、同じ上側 (BB1) では層間変形角 7/300 まで降伏ひずみを超えなかった。一方、下側 (BA2、

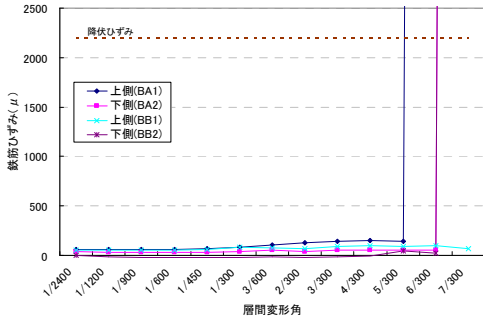


図-42 CASE2 の左側壁幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

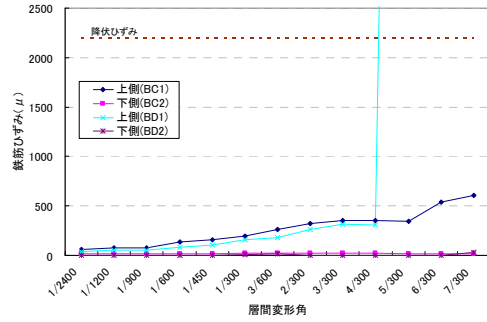
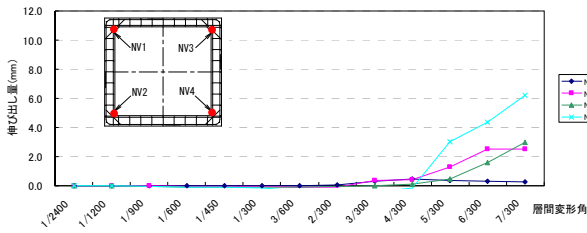
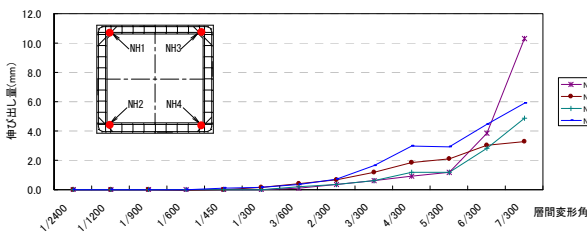


図-43 CASE2 の右側壁幅止め鉄筋の最大引張ひずみの変化の推移

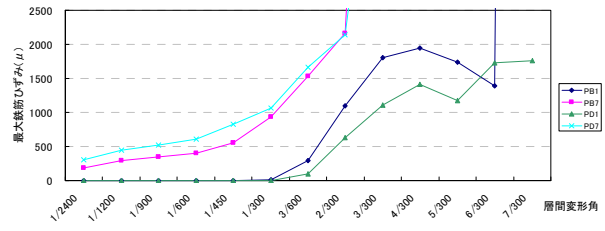


(a) 鉛直方向

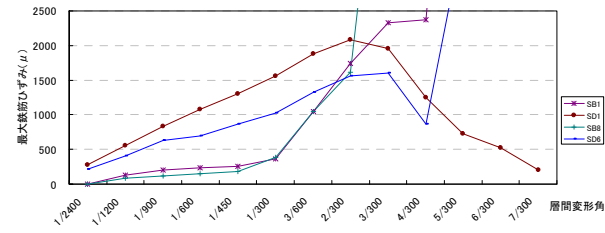


(b) 水平方向

図-44 CASE2 の鉄筋伸び出し量の変化



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-45 CASE2 の伸び出し計測点近傍の主鉄筋ひずみの変化

BB2) は層間変形角 7/300 で降伏ひずみを越えた。

右側壁幅止め鉄筋の上側 (BD1) では、層間変形角 5/300 で降伏ひずみを越え、同じ上側 (BC1) では層間変形角 7/300 まで降伏ひずみを越えなかった。一方、下側 (BC2, BD2) は層間変形角 7/300 まで降伏ひずみを越えなかった。

(6) 主鉄筋の伸び出し量

図-44 に鉄筋の伸び出し量の変化を示す。鉛直方向の鉄筋の伸び出し量については、NV1, NV2 で層間変形角 3/300, NV3 で層間変形角 4/300, NV4 で層間変形角 5/300 から発生した。NV1 は層間変形角 4/300 でピーク値の 0.5mm に達した後、横ばいとなった。NV2 も層間変形角 6/300 でピーク値の 2.5mm に達した後、横ばいとなった。NV3, NV4 については、層間変形角 7/300 まで一定の割合で伸び出し量が増加し、特に NV4 は層間変形角 4/300 から 5/300 で 3mm と大きく伸び出しが起き、最終的に NV3 で 3.0mm, NV4 で 6.2mm の伸び出し量となった。

水平方向の鉄筋の伸び出し量については、NH1, NH3 で層間変形角 3/600 より伸び出しが発生し、底版と側壁の隅角部にあたる NH2, NH4 で層間変形角 1/300 から伸び出しが発生した。NH1, NH2, NH3, NH4 の全てにおいて、層間変形角 7/300 まで一定の割合で伸び出し量が増加し、特に NH1 は層間変形角 6/300 から 7/300 で伸び出し量が 6.5mm と大きく、最終的に NH1 で 10.3mm, NH2 で 3.3mm, NH3 で 4.9mm, NH4 で 5.9mm の伸び出し量となった。また、NH1 と NH3 は層間変形角 6/300 まで、NH2 と NH4 は層間変形角 2/300 まで同じ伸び出し量となるが、それ以降の伸び出し量については異なった割合で増加している。

図-45 に鉄筋伸び出し計測位置に最も近い鉄筋ひずみに着目して整理した結果を示す。供試体 1 と同様、鉄筋の伸び出し量の伸び出しと抜け出しの判定を行うべく、図-44, 図-45 の整理を行った。

SD1 の鉄筋ひずみについては、層間変形角 2/300 以降降伏ひずみに達することなく減少しているが、SD1 の計

測位置にあたるNH2の伸び出し量は増加し続けている。このことより、NH2の鉄筋の伸び出しは鉄筋の抜け出しによるものと考えられる。

その他の計測位置においては層間変形角が大きくなるごとに鉄筋ひずみが増加していたため、鉄筋の伸びによる伸び出し量の増加であったと考えられる。

(7) 曲率分布

図-46に層間変形角毎の曲率分布を示す。荷重ステップが進むにつれて曲率が増大した。層間変形角が3/300あたりから頂版での曲率分布の非対称化が進み、それ以降では両側壁での曲率分布にまで非対称化が広がった。層間変形角5/300以降では、頂版左端部の内空側と左側壁上部外側の曲率が特に増大するが、一方で左側壁外側の曲率がほとんど変化しない、といった部材での塑性化が局所的に進行した。

CASE2では頂版両端部における曲げ破壊で実験が終了したが、その時の終局曲率(ϕ_u/ϕ_y)は頂版左側外側で7程度、側壁基部内側での曲率靱性率(ϕ/ϕ_y)は8~10程度となった。

3.5.3 実験結果のまとめ

本実験から得られた結果を、以下にまとめる。

(1) 損傷状況

ひび割れについては、いずれのケースにおいても、頂版では内面の損傷が外面より大きく、側壁では外面の損傷が内面の損傷より大きかった。また、底版については内面でひび割れが起こらなかった。

鉄筋の降伏については、いずれのケースも側壁基部の内面側および頂版両端部がその他の部位より小さい荷重ステップで鉄筋が降伏した。

(2) 終局状態

CASE1の終局状態は頂版の主鉄筋段落とし部でのせん断破壊であり、CASE2の終局状態は頂版端部における曲げ破壊となった。

(3) 上載荷重の支持と頂版の沈下

せん断破壊を起こした場合は上載荷重を支持する能力が保持できなかったが、曲げ破壊の場合はその能力を保持し続けることが可能であった。

荷重変位が大きくなるにつれ頂版の損傷が進み、頂版中央部の沈下量は増加し続けた。また、いずれのケースにおいても、頂版での剥離や剥落といった大きな損傷が

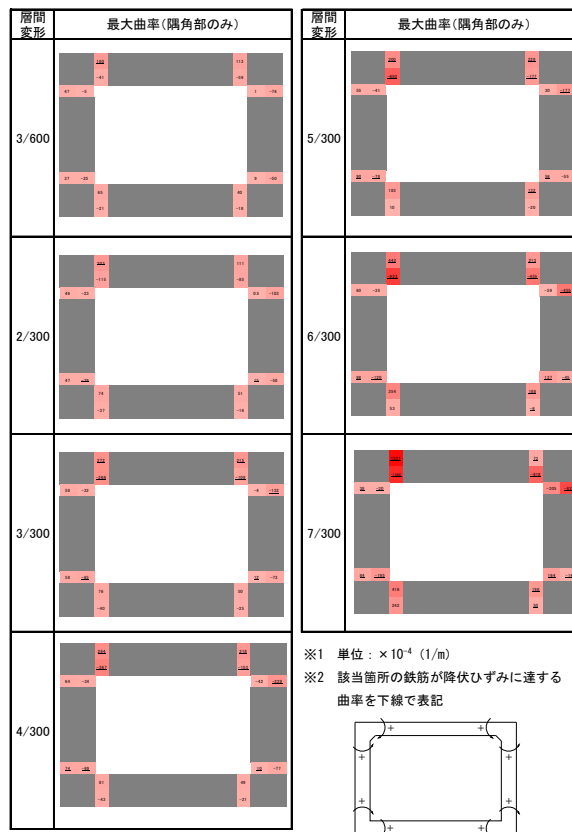


図-46 最大曲率の分布図

生じた時にも沈下量が增大した。

(4) 隅角部における鉄筋の抜け出し

いずれのケースにおいても、ハンチが無い隅角部で鉄筋の抜け出しが発生し、ハンチを有する隅角部では鉄筋の抜け出しが発生しなかった。

(5) 剛域

いずれのケースにおいても、ハンチがない底版と側壁の隅角部に配筋された隅角部補強鉄筋は、ハンチを有する頂版と側壁の隅角部に配筋されたハンチ筋より小さい荷重ステップで降伏した。ハンチが無い隅角部では、小さい荷重ステップから隅角部で大きな断面力が発生し変形が生じていたものと考えられる。ハンチが無い隅角部では、最終的な破壊の段階において剛域としての機能が失われる可能性が高いものと考えられる。

(6) 曲率

いずれのケースにおいても、鉄筋が降伏する隅角部での曲率が大きく、各部材でバラツキはあるものの曲率靱性率は最低でも5以上あった。

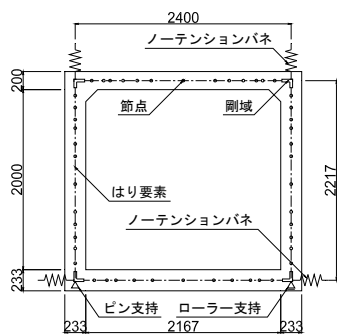
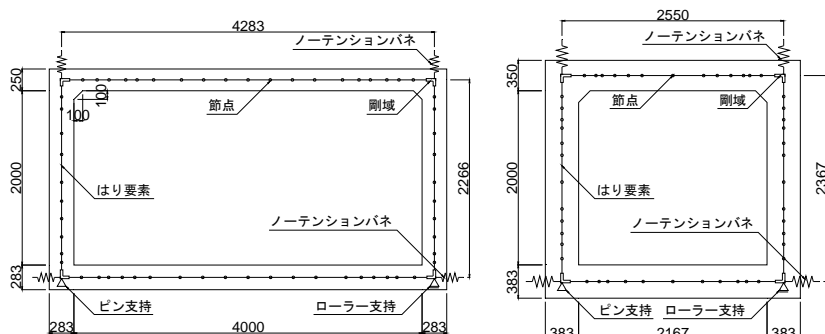


図-47 標準ケース骨組モデル図



(a) CASE1

(b) CASE2

図-48 骨組モデルと境界条件

4. 数値解析モデルの提案

ボックスカルバートの耐震性能の評価手法の提案を行うため、地震時作用力を受けた場合のボックスカルバートの挙動や損傷の進展過程を再現できる数値解析モデルの検討を行った。

4.1 検討内容

ボックスカルバートのような地中構造物については、耐震設計において2次元骨組み解析を用いることが一般的である。本研究で用いる数値解析手法はこの2次元骨組み解析を用いることとし、ボックスカルバートの耐震性能の評価への適用性について検討を行った。

検討では、始めに2次元骨組み解析の解析結果に大きな影響を与えると考えられるパラメータを選定し、そのパラメータに関する感度解析を実施した。解析対象は共同研究の中で実施した標準ケース(図-47)とし、実験結果と感度解析結果の比較を行うことで実験結果の再現性が最も高いパラメータの設定を行った。次に、上記検討で設定したパラメータを用いることで、本検討対象であるCASE1, CASE2の実験再現解析を行い、その再現性の評価を行った。

4.2 数値解析の概要

4.2.1 解析モデル

図-48 にボックスカルバートの骨組モデルと境界条件を示す。骨組モデルのCASE1, CASE2 はそれぞれ実験供試体CASE1, CASE2 に対応している。解析手法は2次元骨組み解析とし、骨組モデルは非線形はり要素を用いた。非線形特性は軸力変動を考慮したトリリニア型 $M-\phi$ モデルを用い、コンクリートの構成則については横拘束筋の効果を考慮しない道路橋示方書Ⅲ編³⁾に準拠したモデル、鉄筋はバイリニアモデルを用いた。また、繰返し解析における履歴特性は図-49 に示す修正武田モデルを用いた。

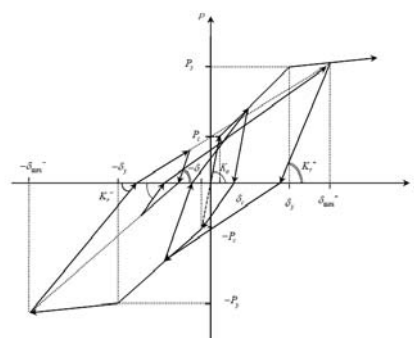


図-49 修正武田モデル

境界条件としては、底版部両端にピン・ローラー支承を設置し、水平方向にはノーテンションばねを設置することで実験の支持条件の再現を行った。また、頂版の両端部には、PC 鋼棒によるボックスカルバートの浮き上がり時の抵抗を再現するため、鉛直方向ばねを設置した。

4.2.2 外力条件

外力条件として、実験と同じように4点集中荷重を頂版に上載荷重として載荷し、変位計測結果から得られた水平変位を頂版端部に強制変位として与えた。強制変位は同一変位における3回繰返し載荷により与えた。

実験では、CASE1, CASE2 でともに、層間変形角 $3/300$ 以降で隅角部において内面側主鉄筋の抜け出しが生じていたが、本検討で用いる2次元骨組み解析ではこの現象を再現できないため、解析による検討は層間変形角 $3/300$ までとした。

4.2.3 感度解析

感度解析結果に大きな影響を与えると考えられるパラメータは、1) コンクリートおよび鉄筋の強度特性、2) 剛域、3) 要素長、4) 修正武田モデル除荷剛性低下指数 β の4つとし、表-6 に示すように各パラメータに対する

表-6 解析パラメータと検討ケース

解析パラメータ		検討ケース				
		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
(1)コンクリートおよび鉄筋の強度特性	設計基準強度	○				
	実強度		○	○	○	○
(2)剛域	考慮	○	○		○	○
	非考慮			○		
(3)要素長	H/2~H	○	○	○		○
	H~2H				○	
(4)修正武田モデル除荷剛性低下指数 β		0.4	0.4	0.4	0.4	0.5

感度解析を実施した。なお、本報告書では感度解析に関する検討内容の記述は行わず、感度解析結果のみを示す。

ボックスカルバートのような地中構造物は、地震後における損傷部位の確認が困難であり、また損傷部位を見つけたとしてもそれを修復するのが困難となる。このため、地震時に損傷する箇所を適確に評価できる技術が必要となる。

また、ボックスカルバートは地震時に周辺盛土から相互作用力を受けて変形することとなる。この相互作用力の大きさは、一般的に、周辺地盤の水平耐力とボックスカルバート構造全体系での水平耐力との相関で決まるとされている。このため、ボックスカルバートの水平耐力を過大に評価すると周辺地盤に変形が集中しボックスカルバートの損傷を過小評価することになる。一方、ボックスカルバートの水平耐力を過小に評価するとボックスカルバートに変形が集中しボックスカルバートの損傷を過大評価することになる。耐震性能の評価では、前者のボックスカルバートの損傷の程度を過小評価することは避けなければならないことを考えると、カルバートの水平荷重と水平変位の関係も精度よく予測する技術も必要となる。

このようなことから、ボックスカルバートの耐震性能を評価するには、①塑性化する部位の特定、②構造系全体での水平荷重と水平変位の相関に関する予測精度が特に重要となる。このため、本検討では、上記2項目を評価項目の中で最も重要な項目とし、感度解析結果の評価を行った。また、上記項目だけで評価できない場合は、履歴形状や各部材の主鉄筋が降伏する時の変位など別の項目について評価することで、感度解析結果の総合的な評価を行った。

4.3 数値解析結果

4.3.1 感度解析結果

表-7に各検討ケースの層間変形角3/300における最大水平荷重と実験値に対する比率を示す。パラメータごとの感度解析の結果を以下に示す。

(1) コンクリートおよび鉄筋の強度特性の設定

コンクリートおよび鉄筋の強度特性の設定が実験結果

表-7 層間変形角 3/300 における最大水平荷重

	最大水平荷重(kN)		実験値に対する比率		
	正側	負側	正側	負側	平均
実験値	60.2	-58.6	1.00	1.00	1.00
ケース1	49.6	-44.1	0.82	0.75	0.79
ケース2	58.1	-51.9	0.97	0.89	0.93
ケース3	52.5	-46.9	0.87	0.80	0.84
ケース4	60.4	-54.0	1.00	0.92	0.96
ケース5	58.1	-52.1	0.97	0.89	0.93

の再現性に与える影響を確認するため、設計強度を用いたケース1と実強度を用いたケース2の解析結果を比較した。塑性化の部位については、両ケース間で大きな違いが生じなかったが、最大水平荷重については表-7よりケース2の方が解析精度が高かった。

これより、コンクリートおよび鉄筋の強度特性に関しては、コンクリートおよび鉄筋の強度に実強度を用いるケース2の方が実験結果の再現性が高いという結果になった。

(2) 剛域の設定

剛域の設定が実験結果の再現性に与える影響を確認するため、指針に基づく剛域を考慮したケース2と剛域を考慮しないケース3の解析結果を比較した。塑性化部位については、ケース3においてボックスカルバート隅角部に塑性化部位が発生し、実験では塑性化しない位置で塑性化が起きた。また、最大水平荷重については表-7よりケース2の方が解析精度が高かった。

これより、剛域の影響に関しては、剛域を考慮するケース2の方が実験結果の再現性が高いという結果になった。

(3) 要素長の設定

要素長の設定が実験結果の再現性に与える影響を確認するため、隅角部の要素長をH/2~Hとしたケース2とH~2Hと長くしたケース4の解析結果を比較した。塑性化部位については両ケースの間に大きな違いが生じなかったが、表-7に示すとおり最大水平荷重についてはケース4の方が若干ではあるが解析精度が高かった。ただし、いずれのケースにおいても解析精度は90%を超えており、実験結果の再現性は非常に高かった。

一方、主鉄筋の初降伏変位については、ケース4で実験結果より大きくなるのに対して、ケース2では実験結果と一致した。主鉄筋の初降伏変位はケース2の方が再現性が高く、ケース2の最大水平荷重の再現性はケース4と遜色がない程度に高いということを踏まえると、ケース2の方が実験の再現性が高いという総合的な判断に至った。なお、要素長を長くすると主鉄筋の初降伏変位

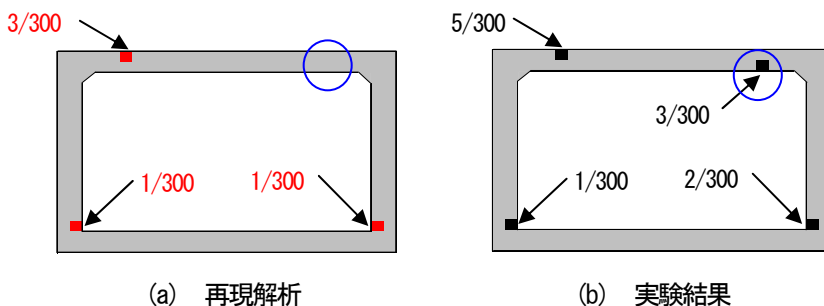


図-50 CASE1における塑性化部位

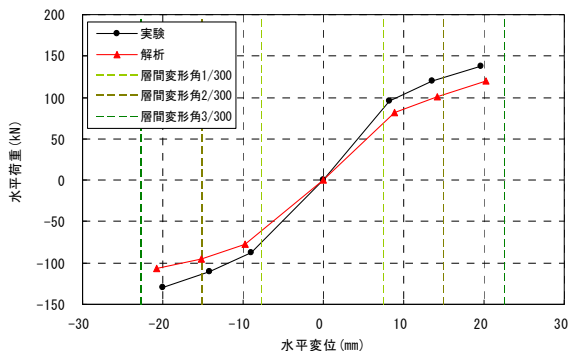


図-51 CASE1の履歴曲線の包絡線

表-8 CASE1の各層間変形角の最大水平荷重

層間変形角	①実験の最大水平荷重(kN)		②解析の最大水平荷重(kN)		②/①		
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	平均
1/300	95.8	-87.4	81.2	-77.8	0.85	0.89	0.87
2/300	119.3	-111.0	100.4	-94.7	0.84	0.85	0.85
3/300	137.5	-129.9	119.3	-106.8	0.87	0.82	0.85

が大きくなる要因としては、部材要素の塑性化の判定を要素の平均断面力で行っていることが挙げられる。

(4) 修正武田モデル除荷剛性低下指数 β の設定

修正武田モデルの除荷剛性低下指数 β の設定が実験結果の再現性に与える影響を確認するため、 $\beta=0.5$ としたケース2と $\beta=0.4$ としたケース5の解析結果を比較した。塑性化部位については両ケース同じであり、表-7に示すとおり最大水平荷重についても両ケースで違いが無いことから、再現性の精度に差が現れなかった。

一方、履歴形状の再現性については、ケース5の方が若干再現精度が高いという結果になったが、計算が不安定になる傾向が確認されたため、ケース2の方が解析モデルとして適していると判断した。

このように、パラメータごとに実験の再現性を評価した結果、ケース2のパラメータの組み合わせが実験の再現性が最も高いことが明らかとなったため、本検討では、ケース2のパラメータの組み合わせによる2次元骨組み解析を、ボックスカルバートの耐震性能を評価するのに最も適した手法とした。

4.3.2 CASE1における実験結果と解析結果の比較

4.3.1の検討で決定した解析モデルを用いて、CASE1の実験結果と解析結果の比較を行った。

(1) 塑性化する部位

図-50に再現解析と実験結果の塑性化部位を示す。なお、図中の数字は塑性化が発生する層間変形角を示す。層間変形角 3/300 までの解析では、両側壁基部内面側と頂版左端部外面側で塑性化が生じており、実験においても同じ部位で塑性化が生じた。層間変形角 3/300 において、実験では頂版右端部内面側が塑性化した。解析では塑性化が起らなかった。このため、CASE1における再現解析の解析精度を確保できる範囲は層間変形角 2/300 までと判断した。

(2) 層間変形角毎の最大水平荷重

層間変形角毎の最大水平荷重を評価するため、実験結果と再現解析の履歴曲線の包絡線を比較した。図-51に履歴曲線の包絡線を、表-8に各層間変形角の最大水平荷重を示す。最大水平荷重の実験結果と解析結果の比率は、層間変形角 1/300 で正負平均して 0.87、層間変形角 2/300 で 0.85、層間変形角 3/300 で 0.85 となり、85%以上の解析精度で安全側に評価できた。なお、実験では載荷ステップ内で最大水平変位に達する前に最大水平荷重を示すのに対し、解析では最大水平変位時に最大水平荷重を示すため、実験結果と解析結果における水平変位が一致していない。

(3) 載荷履歴曲線

図-52に再現解析と実験結果の水平荷重と水平変位の履歴曲線を示す。また、両側壁基部の内面側主鉄筋が塑性化した時の水平変位を図中に示す。

載荷履歴曲線については、実験結果の履歴形状が原点付近でくびれを呈しているのに対し解析では原点付近で膨らんでおり、履歴形状の再現性は低かった。

また、表-9 に示すように、塑性化時における水平変位の実験結果と解析結果の比率は、左側壁基部内面側で水平変位 0.57、水平荷重 0.76、右側壁基部内面側では水平変位 0.53、水平荷重 0.56 となり、いずれも再現性は低かった。しかし、解析結果の水平変位と水平荷重はいずれにおいても実験結果より小さく、安全側に評価できた。

4.3.3 CASE2 における実験結果と解析結果の比較

4.3.1 の検討で決定した解析モデルを用いて、CASE2 の実験結果と再現解析の比較を行ったところ、塑性化の部位において実験結果と違いが生じた。これは、図-53 に示すように、CASE2 の頂底板内面側の段落し鉄筋端部が側壁まで達することで、側壁軸力により鉄筋定着部でのコンクリートと鉄筋の付着力が増したことが影響したものと考えられる。このため、本検討では本来解析で考慮しない定着長にあたる部分まで鉄筋として考慮するものとして、解析を行った。

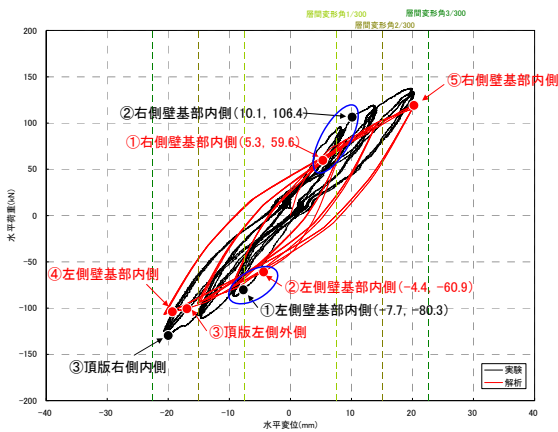


図-52 CASE1 の履歴曲線

表-9 CASE1 の塑性化時の水平変位と水平荷重

塑性化する部位	①実験		②解析		②/①	
	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位	水平荷重
左側壁基部内側	-7.7	-80.3	-4.4	-60.9	0.57	0.76
右側壁基部内側	10.1	106.4	5.3	59.6	0.52	0.56

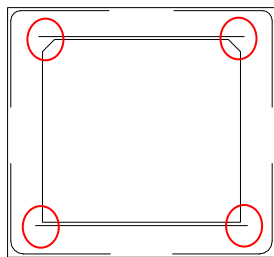


図-53 CASE2 段落し鉄筋

(1) 塑性化する部位

図-54 に再現解析と実験結果の塑性化部位を示す。安全側の評価となるが、層間変形角 3/600 までの解析では、両側壁基部および頂版端部外面側で塑性化が生じており、実験で塑性化が生じた部位とほとんど同じ部位で塑性化が生じた。ただし、層間変形角 3/600 の解析において、実験で塑性化しなかった頂版右部内面側で塑性化が生じたため、CASE2 における解析の再現性を確保できる範囲は層間変形角 1/300 までと判断した。

(2) 層間変形角毎の最大水平荷重

層間変形角毎の最大水平荷重を評価するため、実験結果と再現解析の履歴曲線の包絡線を比較した。図-55 に履歴曲線の包絡線を、表-10 に各層間変形角の最大水平荷重を示す。最大水平荷重の実験結果と解析結果の比率は、層間変形角 1/2400~2/300 の正側で 1.19~0.82 となり実験と解析の最大水平荷重の差は約 20%程度であるが、負側では 1.62~0.78 となり実験と解析の最大水平荷重の差が 60%以上となった。この正負の再現性の差については、水平力を伝達していた治具の損傷による影響が大きいものと考えられる。CASE2 の実験では層間変形角 5/300 において治具が損傷し破壊したため、実験が一時中断した。治具が破壊する前までの载荷においては、治具の変形等が起こっていた可能性が高く、水平荷重の伝達メカニズムが複雑化していたことが予想され、このような正負の水平力の不均衡が生じたものと考えられる。なお、CASE1 と同様に、実験では载荷ステップ内で最大水平変位に達する前に最大水平荷重を示すのに対し、解析では最大水平変位時に最大水平荷重を示すことに加え、上述した水平荷重の伝達メカニズムの複雑化により、実験結果と解析結果における水平変位が一致していない。

(3) 载荷履歴曲線

図-56 に再現解析と実験結果の水平荷重と水平変位の履歴曲線を示す。また、頂版左端部外面側および両側壁

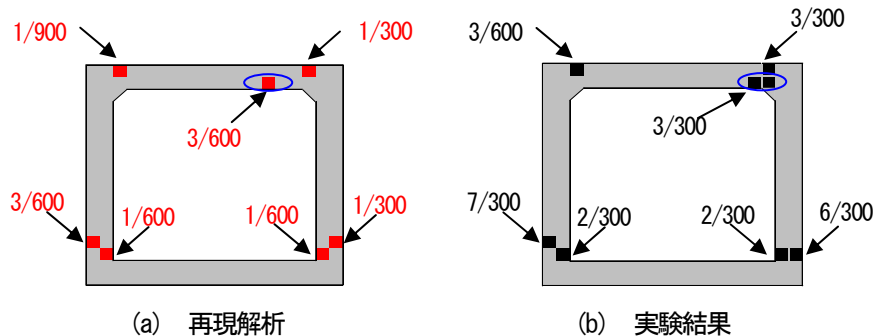


図-54 CASE2 における塑性化部位

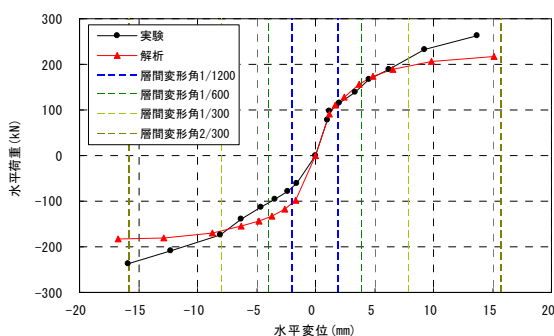


図-55 CASE2 の履歴曲線の包絡線

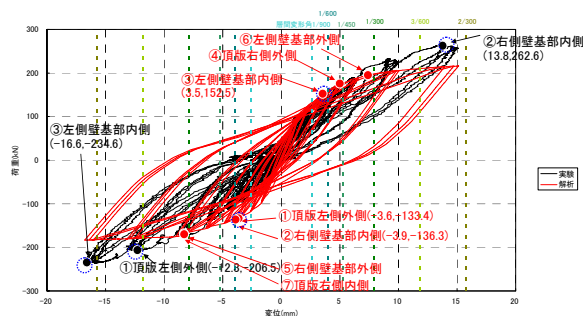


図-56 CASE2 の履歴曲線

表-10 CASE2 の各層間変形角の最大水平荷重

層間変形角	①実験の最大水平荷重(kN)		②解析の最大水平荷重(kN)		②/①		
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	平均
1/2400	77.3	-60.6	92.1	-98.0	1.19	1.62	1.41
1/1200	98.5	-78.2	110.5	-116.5	1.12	1.49	1.31
1/900	115.6	-95.6	127.6	-133.7	1.10	1.40	1.25
1/600	138.3	-113.2	156.0	-142.9	1.13	1.26	1.20
1/450	167.4	-138.6	174.2	-153.5	1.04	1.11	1.08
1/300	189.1	-173.0	188.8	-169.7	1.00	0.98	0.99
3/600	232.1	-208.2	206.0	-179.5	0.89	0.86	0.88
2/300	264.0	-236.6	216.5	-183.7	0.82	0.78	0.80

表-11 CASE2 の塑性化時の水平変位と水平荷重

塑性化する部位	①実験		②解析		②/①	
	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位	水平荷重
頂版左側外側	-12.3	-206.5	-3.6	-133.4	0.29	0.65
右側壁基部内側	13.8	262.6	3.5	152.5	0.25	0.58
左側壁基部内側	-16.6	-234.6	-3.9	-136.3	0.23	0.58

基部の内面側主鉄筋が塑性化した時の水平変位を图中に示す。

載荷履歴曲線については、CASE1 と同様に、実験結果の履歴形状が原点付近でくびれを呈しているのに対し解析では原点付近で膨らんでおり、履歴形状の再現性は低かった。

また、表-11 に示すように、塑性化時における水平変位の実験結果と解析結果の比率は、頂版左端部外面側で水平変位 0.30、水平荷重 0.65、右側壁基部内面側で水平変位 0.26、水平荷重 0.58、左側壁基部内面側では水平変位 0.24、水平荷重 0.58 となり、いずれも再現性は低かった。しかし、解析結果の水平変位と水平荷重はいずれにおいても実験結果より小さく、安全側に評価できた。

4.3.4 数値解析結果のまとめ

数値解析により得られた結果について以下に示す。

(1) CASE1 における解析結果の再現性

CASE1 の再現解析における履歴形状は高い精度で再現ができなかった。しかしながら、塑性化の部位については層間変形角 2/300 まで再現できており、最大水平荷重については層間変形角 3/300 まで実験値に対して 85% の解析精度で安全側に評価できた。

これより、塑性化の部位および最大水平荷重から評価すると、CASE1 の再現解析は層間変形角 2/300 まで 85% の解析精度で安全側に再現できた。

(2) CASE2 における解析結果の再現性

CASE2 の再現結果における履歴形状は高い精度で再現ができなかった。しかしながら、塑性化の部位については層間変形角 1/300 まで再現できており、正側の最大水平荷重は層間変形角 2/300 まで実験値に対して 119% から 82% の解析精度、つまり約 20% の解析誤差で再現できた。

これより、塑性化の部位および最大水平荷重から評価すると、CASE2 の再現解析は層間変形角 1/300 まで約 20% の解析誤差で再現できた。

5 おわりに

本研究では、2 体の 1 連ボックスカルバートに関する正負交番繰返し載荷実験を実施した。実験では、ボックスカルバートの最大水平荷重、塑性化する部位、塑性化が現れる順番を確認し、さらには各部材の損傷の進展過程や終局状態の把握も行った。いずれの供試体も層間変形角が 2% 程度までの変形能を有していることが明らかとなった。また、終局状態については、CASE1 の場合主鉄筋の段落とし位置でのせん断破壊、CASE2 の場合は曲げ破壊となり、せん断破壊を起こした CASE1 ではせん断破壊を起こした瞬間、上載荷重を支持する能力を保持できなくなった。道路土工カルバート工指針においては、主鉄筋の段落としを許容しているため、仮にボックスカルバートに層間変形角 8/300 のような大変形が生じたとすると、せん断破壊を起こす可能性がある。

また、数値解析の検討では、検討の結果、実験結果を

高い精度で再現できる解析モデルを提案することができた。ただし、再現精度を確保できる適用範囲は存在し、CASE1 の場合は 2/300、CASE2 の場合は 1/300 となった。数値解析によりボックスカルバートの耐震検討を行う場合は、このような解析モデルの適用範囲も十分に配慮したうえで用いることが重要である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土エールカルバート工指針，2010. 3.
- 2) (社) 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，平成 12 年 9 月.
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，平成 14 年 3 月.

Research on seismic design method for Box culverts(1)

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2011

Research Team : Bridge and Structural Technology Research
Group, Materials

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi

NANAZAWA Toshiaki

YATSUMOTO Hitoshi

Abstract : It is generally known that box culverts exhibit the inherent seismic performance because these structures are constructed in the ground, which may result in less significant seismic effect on them. On the other hand, the size of the box culvert has recently increased and also been complex shape, so that such culvert may affect the seismic effect. However there are few researches on the seismic design for such culvert. Required seismic performance of the box culvert for road facility and the limit state to satisfy the seismic performance are also unclear. This research has conducted for development of the seismic design for the box culvert based on the proposal of the evaluation method for the limit state and seismic behavior of the box culvert.

In this study, cyclic lateral loading tests were conducted for evaluating the limit state of the box culvert of the structural member in the box culvert to develop the seismic design method for the box culvert. Moreover numerical analysis was conducted for comparison with experimental results and the rational procedures were proposed based on these studies.

Key words :Box culvert, Seismic Performance, Limit state, Cyclic lateral loading test, Numerical analysis