

断層変位が作用する地中ボックスカルバートの  
耐変位評価手法の構築

2022年11月

山口 和英

# 目 次

## 第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	1
1.3 論文の構成	1

## 第2章 原子力発電所の新規制基準

2.1 第2章の概要	4
2.2 新規制基準の概要	4
2.3 耐変位評価における新規制基準の課題	7

## 第3章 既往の研究

3.1 第3章の概要	9
3.2 断層変位により損傷を受けた地中構造物の被害状況	9
3.3 断層変位により損傷を受けた地中構造物の解析的検討	9
3.4 地中構造物の強非線形領域における評価手法	10
3.5 第3章のまとめ	12

## 第4章 耐変位評価手法の構築方針および基本事項の整理

4.1 第4章の概要	13
4.2 耐変位評価手法の構築方針	13
4.3 断層の定義	13
4.4 対象構造物の概要	18
4.5 対象構造物の断層変位に対する性能設定	19
4.6 解析方法の選定	21
4.7 損傷指標の選定	22

## 第5章 载荷実験による検証

5.1 第5章の概要	27
5.2 载荷実験の目的	27
5.3 損傷モードの確認	27
5.4 载荷実験の計画	27
5.5 载荷実験結果	32
5.6 再現解析による解析の追従性および損傷指標の検証	40
5.7 第5章のまとめ	51

第 6 章	断層変位の作用に対する応答評価	
6.1	第 6 章の概要	53
6.2	パラメータ解析によるカルバートおよび地盤応答の評価	53
6.3	解析パラメータと解析ケースの選定	59
6.4	カルバート応答の評価	60
6.5	断層交差位置の違いによる影響検討	70
6.6	横ずれ変位に対する検討	82
6.7	第 6 章のまとめ	90
第 7 章	耐変位評価に関する諸検討	
7.1	第 7 章の概要	91
7.2	隣接構造物の相互影響評価	91
7.3	地震動と断層変位との重畳による影響評価	117
第 8 章	耐変位評価手法	
8.1	第 8 章の概要	142
8.2	耐変位評価手法	142
8.3	第 8 章のまとめ	150
第 9 章	結論	
9.1	研究成果のまとめ	151
9.2	今後の研究課題	153
第 5 章の補足資料		
補足 5.1	断層変位の作用を受ける実構造物と載荷実験条件	補足 5.1-1~2
付録		
	断層変位を受ける地中ボックスカルバートの耐変位照査例	付録-1~24
謝辞		

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

2011年3月11日に発生した東日本大震災による東京電力福島第一原子力発電所事故から得られた教訓や最新の知見を反映した原子力発電所等の新規規制基準<sup>1)</sup>が2013年7月に施行され、地震や津波への対策が強化されるとともに、自然災害(火山、竜巻および森林火災)、火災等の幅広いリスクに備えるための設計基準が追加された。我が国は地震国であり、その地盤の成り立ちから多くの断層等が存在する。そのため、高い安全性が求められる原子力発電所の設置に際しては、地形・地質、地盤、地震等に関する詳細な調査・検討<sup>2), 3)</sup>が行われている。

新規規制基準では、耐震重要施設等は将来活動する可能性のある断層等の露頭がないことを確認した地盤に設置することが求められている。これは、耐震重要施設等が将来活動する可能性のある断層等の露頭がある地盤に設置された場合には、その断層等の活動によって安全上重要な機能を失うおそれがあることによる。また、東京電力福島第一原子力発電所事故を契機に、活動性の無い断層であっても、敷地近傍の地震活動により断層等に変位が生じて施設の機能に影響を及ぼす残余のリスクを評価することが重要となり、(一財)日本原子力学会は、このような断層変位に対する残余のリスクの評価方法として、確率論的リスク評価(断層変位PRA)の基準化に取り組み、日本原子力学会標準を制定している<sup>4)</sup>。

一方で、原子力発電所の耐震設計上な重要な土木構造物(以下、屋外重要土木構造物とする)については、断層変位の作用に対する影響評価手法が構築されておらず、屋外重要土木構造物の断層変位に対する影響を定量的に評価可能な耐変位影響評価手法を構築する必要がある。

## 1.2 研究の目的

本論文は、屋外重要土木構造物の他、一般の構造物等の数値解析に多くの実績を有し、設計時の利便性を併せ持つ有限要素法を用いて、副断層の変位が直接作用する地中埋設の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象として、その内空断面確保等を定量的に照査する解析手法と限界値および判定方法を提案することを目的とする。

## 1.3 論文の構成

本論文では、上記目的を達成するため、はじめに前提条件の整理(第2章)と既往の研究等の情報収集を行い(第3章)、基本事項を整理し検討方針を作成する(第4章)。次に、載荷実験を行い、材料非線形有限要素法解析およびその閾値の適用性を検証する(第5章)。更に、載荷実験により検証された材料非線形有限要素法解析を用いて、様々な断層変位に対する構造物の解析的検討を実施して応答を評価する(第6章)。並行して、断層変位と地震動との重畳等の諸検討を行い(第7章)、これらを取り纏めて断層変位が作用する構造物の耐変位評価手法を構築する(第8章)。各章の主な記載内容を以下に、各章の関係を図1-1に示す。

第2章「原子力発電所の新規制基準」では、新規規制基準の概要および耐変位評価における課題等について述べる。

第3章「既往の研究」では、断層変位により損傷を受けた構造物の被害状況、解析手法およ

び解析的検討状況について、文献調査を行った結果について述べる。

第4章「耐変位評価手法の構築方針および基本事項の整理」では、既往研究の調査結果を踏まえて策定した構築方針、解析に用いる断層の定義、対象構造物およびその要求性能等について述べる。

第5章「载荷実験による検証」では、载荷実験結果、载荷実験の再現解析による材料非線形有限要素法解析の断層変位問題への適用性の検証結果、損傷評価に用いる損傷指標およびその閾値の選定結果について述べる。

第6章「断層変位の作用に対する応答評価」では、第5章で検証した材料非線形有限要素法解析を用いて、断層条件（断層の交差位置、傾斜等）をパラメータとした解析的検討結果について述べる。

第7章「耐変位評価に関する諸検討」では、断層変位を受ける構造物に対する、隣接構造物の影響、地震との重畳による影響の評価結果について述べる。

第8章「耐変位評価手法」では、上記検討を踏まえて構築した耐変位評価手法について述べる。

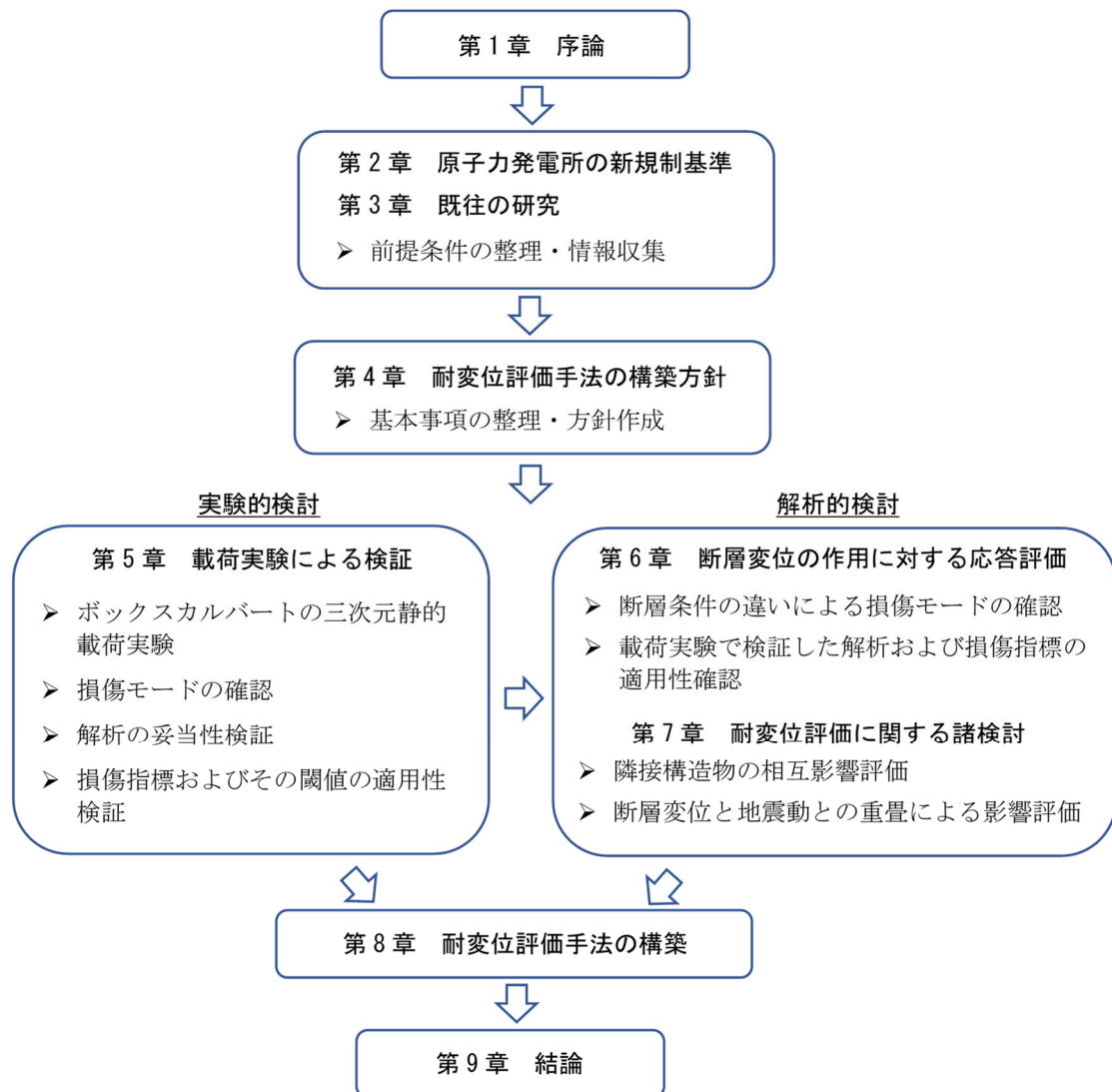


図 1-1 各章の関係図

**[第1章の参考文献]**

- 1) 原子力規制委員会：実用発電用原子炉に係る新規制基準について－概要，2016. 2.
- 2) 一般社団法人 原子力安全推進協会 敷地内断層評価手法検討委員会：原子力発電所敷地内断層の変位に対する評価方法に関する調査・検討報告書，2014. 9.
- 3) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術＜技術資料＞（2020年度版），2021. 7
- 4) 一般社団法人日本原子力学会：日本原子力学会標準 原子力発電所に対する断層変位を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2021，2021年6月

## 第2章 原子力発電所の新規制基準

### 2.1 第2章の概要

本章では、原子力発電所の新たな規制基準（以下、新規制基準という）の概要および耐変位評価における課題について述べる。

### 2.2 新規制基準の概要

#### 2.2.1 東京電力福島第一原子力発電所の事故の反省

2011年3月11日に発生した東日本大震災による東京電力福島第一原子力発電所事故（以下、福島第一事故という）の事故原因究明のため、国会に「東京電力福島原子力発電所事故調査委員会」（以下、国会事故調とする）が2012年12月8日に設置され、徹底的な事故原因調査と検討がなされた。この結果を踏まえて7つの提言が国会事故調報告書<sup>1)</sup>として取り纏められ、2013年7月5日に国会の両院議長に提出された。

国会事故調の7つの提言の概要を以下に示す。

#### ・提言1 規制当局に対する国会の監視

国民の健康と安全を守るために、規制当局を監視する目的で、国会に原子力に係る問題に関する常設の委員会等を設置する。

#### ・提言2 政府の危機管理体制の見直し

緊急時の政府、自治体および事業者の役割と責任を明確にすることに加え、政府の危機管理体制に係る制度についての抜本的な見直しを行う。

#### ・提言3 被災住民に対する政府の対応

被災地の環境を長期的・継続的にモニターしながら、住民の健康と安全を守り、生活基盤を回復するため、政府の責任において外部・内部被ばくの継続的検査、健康診断および医療提供の制度を設ける等の対応を早急に取り組む必要がある。

#### ・提言4 電気事業者の監視

国会は、**提言1**に示した規制機関の監視・監督に加えて、事業者が規制当局に不当な圧力をかけることのないように厳しく監視する必要がある。

#### ・提言5 新しい規制組織の要件

規制組織は、今回の事故を契機に、国民の健康と安全を最優先とし、常に安全の向上に向けて自ら変革を続けていく組織になるよう抜本的な転換を図る。新たな規制組織は、高い独立性、透明性および専門能力と職務への責任感等の要件を満たすものとする。

#### ・提言6 原子力法規制の見直し

原子力法規制については、世界の最新の技術的知見等を踏まえ国民の健康と安全を第一とする一元的な法体系へと再構築する等を含め、抜本的に見直す必要がある。

#### ・提言7 独立調査委員会の活用

未解明部分の事故原因の究明、事故の収束に向けたプロセス、被害の拡大防止、本報告で今回は扱わなかった廃炉の道筋や、使用済み核燃料問題等、国民生活に重大な

影響のあるテーマについて調査審議するために、国会に原子力事業者および行政機関から独立した民間中心の専門家からなる第三者機関として(原子力臨時調査委員会(仮称))を設置する。また国会がこのような独立した調査委員会を課題別に立ち上げられる仕組みとし、これまでの発想に拘泥せず、引き続き調査、検討を行う。

## 2.2.2 原子力発電所に係る法改正と原子力規制委員会の発足

原子力発電所をはじめとする原子力施設に関する安全規制は、福島第一事故以前は、原子力発電所の設置、運転および廃止措置については経済産業大臣が「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」に基づいて、原子力発電所等の工事計画認可、使用前検査および定期検査等については「電気事業法」に基づいて実施されてきたが、前述の国会事故調の提言を受けて法改正が行われ、法の目的に新たに

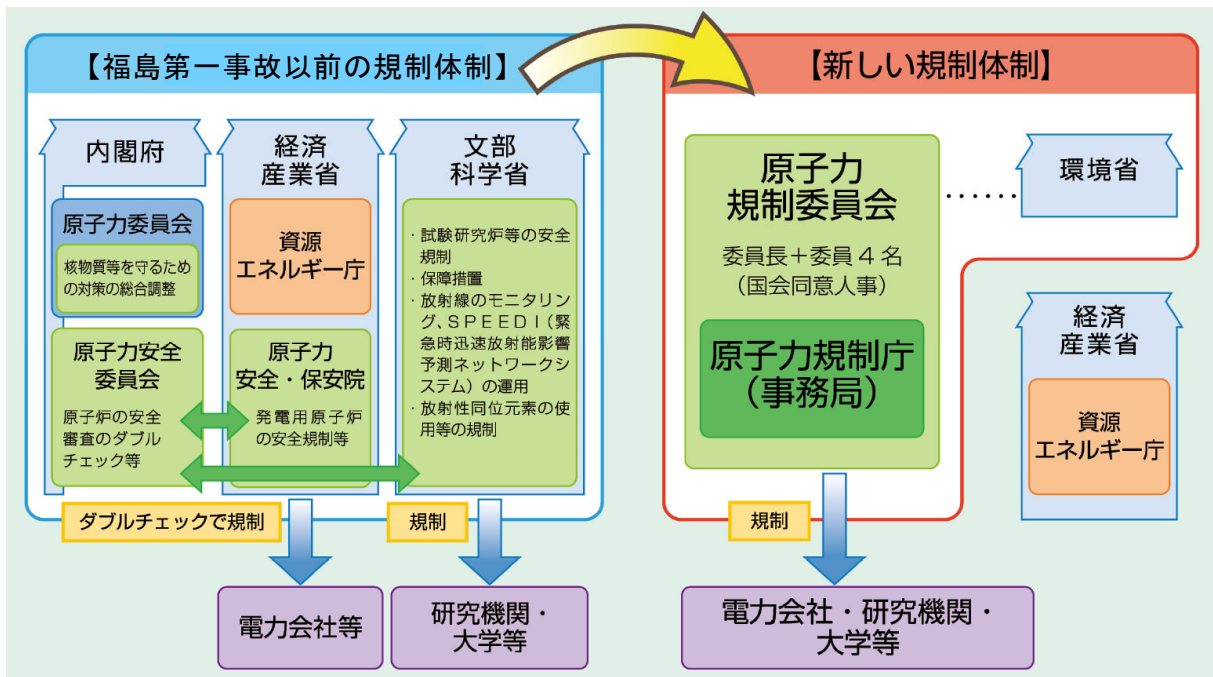
- ・ 大規模な自然災害およびテロリズムその他の犯罪行為の発生も想定すること
- ・ 国民の生命、健康及び財産の保護、環境の保全並びに我が国の安全保障に資することが追加されるとともに、
- ・ 重大事故(シビアアクシデント)対策を含めた総合的な安全評価を実施し、この結果等を国へ届出および公表することの義務化
- ・ 最新の知見を既存施設にも反映するため既に設置許可を受けた原子力施設に対しても最新の規制基準への適合を義務づける「バックフィット制度」の導入
- ・ 電気事業法の原子力発電所に対する安全規制(定期検査等)を「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」に一元化

が行われた。

また、原子力発電所の安全規制を行う組織が、利用を推進する経済産業省の下に設置されているという問題点を解決するため、原子力発電所の安全規制を行う組織を経済産業省から分離して、環境省の外局に国家行政組織法第三条第2項に基づく独立性の高い三条委員会として、2012年9月19日に原子力規制委員会が設置された<sup>2), 3)</sup>。安全規制組織の変更概要を図 2-1 に示す。

その後、原子力規制委員会により、原子力発電所の新規規制基準が策定され、2013年7月に施行された。





※ 「原子力規制委員会パンフレット(日本語版)」<sup>2)</sup>(<https://www.nsr.go.jp/data/000069304.pdf>) 掲載図に加筆

図 2-1 安全規制組織の変更概要

### 2.2.3 新規制基準の基本的考え方

新規制基準では、「深層防護」を基本とし、共通要因による安全機能の喪失を防止する観点から、自然現象の想定と対策を大幅に強化するとともに、自然現象以外でも安全機能の喪失を引き起こす可能性のある事象（火災等）について対策を強化した。従来の規制基準と新規制基準との比較を図 2-2 に示す。

#### (1) 「深層防護」の徹底

目的達成に有効な複数（多層）の対策を用意し、かつ、それぞれの層の対策を考えると、他の層での対策に期待しない。

#### (2) 共通要因による安全機能喪失を防止するための自然現象等に係る想定的大幅な引き上げと、それに対する防護対策を強化

地震や津波の評価の厳格化、津波浸水対策の導入。多様性と独立性を十分に配慮するとともに、火山・竜巻・森林火災に対する評価も厳格化。

#### (3) 自然現象以外の共通要因による安全機能喪失への対策を強化

火災防護対策の強化と徹底、施設内の内部溢水対策の導入、停電対策（電源等）の強化。

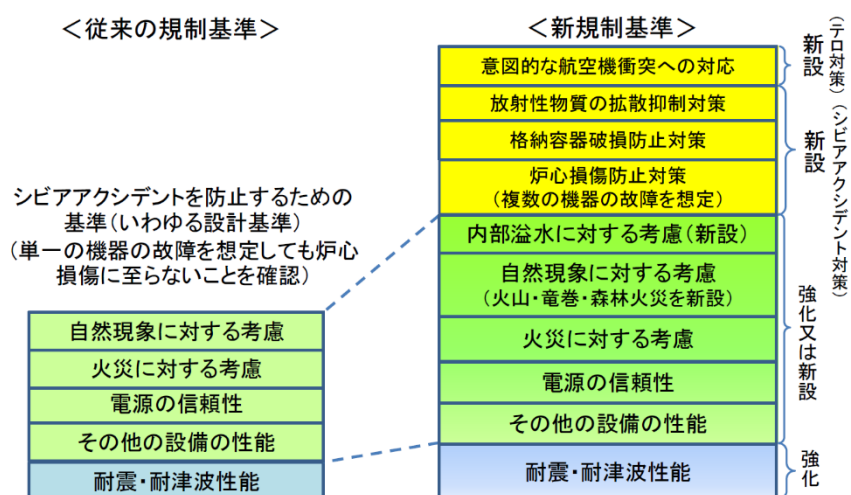
#### (4) 必要な「性能」を規定（性能要求）

基準を満たす具体的な対策は、事業者がそれぞれの施設の特性に応じて選択。

## (5) 重大事故対策の強化

設計を超える重大事故（シビアアクシデント）が発生した場合に備え、その進展を抑制する対策が義務化された。

また、テロ等の意図的な航空機衝突等への対策として、可搬型設備の分散配備・接続を要求するとともに、信頼性向上のためのバックアップとして原子力発電所の設備を遠隔操作できる特定重大事故等対処設備の導入を要求している。



※ 「原子力規制委員会：実用発電用原子炉に係る新規規制基準について－概要－」<sup>3)</sup>掲載図

図 2-2 従来の規制基準と新規規制基準との比較

## 2.3 耐変位評価における新規規制基準の課題

### 2.3.1 新規規制基準における断層変位の考え方

新規規制基準で強化された「耐震・耐津波性能」において、耐震重要施設および重大事故等対処施設（以下、耐震重要施設等とする）は、設置許可基準規則<sup>4)</sup>第三条第3項および第三十八条第3項において、「将来活動する可能性のある断層等」の露頭が無いことを確認した地盤に設置することが求められており、震源として考慮する断層（主断層）のほか、地震活動に伴って永久変位が生じる断層（副断層・分岐断層）に加え、支持地盤まで変位・変形が及ぶ地すべり面の上には、耐震重要施設等の設置が認められていない。ここで露頭とは、断層等が表土に覆われずに地表面に直接露出している場所のことを指し、開削工事により建物・構築物等の設置を予定していた地盤に現れた露頭も含む。

上記の背景としては、直下の断層の変位により、建物・構築物等、内部の機器・配管に損傷が生じ、原子炉の冷却機能を喪失する恐れがある一方で、これらの断層変位の作用に対する影響評価の妥当性証明の困難さ、実証データが蓄積状況等から、原子力規制委員会が断層変位に対する研究が更に必要と判断したことによる。

### 2.3.2 耐変位評価における新規制基準の課題の抽出

新規制基準で「将来活動する可能性のある断層等」に分類された断層の露頭上には、その最大変位量が例えば数 mm であっても耐震重要施設等を設置できない。更に、mオーダーの変位量が生じる可能性のある震源として考慮する断層（主断層）と、最大変位量 300mm 程度<sup>5)</sup>の地震活動に伴って永久変位が生じる断層（副断層）を区別していない。

一方で、耐震重要施設のうち取水路や配管ダクト等の屋外重要土木構造物は、複数の部材からなる高次不静定の鉄筋コンクリート製構造物であり、この断面諸元は基準地震動に基づく耐震設計により決定されており、部材厚さは 1m を超え、十分な鉄筋が配置されている。このような構造物に、変位量数 100mm 程度の断層変位が作用したとしても構造物の損傷は断層作用位置周辺に集中し、応力の再配分により、通水性能を阻害する構造物の崩壊や、配管の支持機能の喪失は生じにくいと考える。また、近年の数値解析手法を用いれば断層変位による影響を評価可能と考える。

以上より、新規制基準の課題として、以下を挙げる。

- ・ 変位量が僅かな断層であっても「将来活動する可能性のある断層等」として、耐震重要施設を設置できない規定は、過度に安全側である。
- ・ 想定変位量が数 100mm 程度の副断層については、構造物への影響評価を行い、安全であることを確認できた場合には設置を認めるべき。

#### [第 2 章の参考文献]

- 1) 東京電力福島原子力発電所事故調査委員会：国会事故調 報告書【本編】，2023. 6. 28
- 2) 原子力規制委員会：原子力規制委員会パンフレット 人と環境を守る、確かな規制へ，2021. 3
- 3) 原子力規制委員会：実用発電用原子炉に係る新規制基準について－概要－，2016. 2
- 4) 実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則（平成二十五年原子力規制委員会規則第六号）
- 5) 一般社団法人原子力安全推進協会 敷地内断層評価手法検討委員会：原子力発電所敷地内断層の変位に対する評価方法に関する調査・検討報告書，2014. 9.

### 第3章 既往の研究

#### 3.1 第3章の概要

耐変位評価手法の構築における課題の抽出および研究計画の策定に資するため、断層変位の作用により損傷を受けた地中構造物の被害状況、解析手法および解析的検討状況について、文献調査を行った。本章では、これら調査結果について述べる。

#### 3.2 断層変位により損傷を受けた地中構造物の被害状況

断層変位を受けて損傷した構造物の被害としては、1999台湾集集地震による石岡ダム被害、2016年熊本地震による東海大学阿蘇キャンパス1号館建物および道路トンネル覆工コンクリートの被害等が報告されているが、原子力発電所の地中構造物で採用実績の多いボックスカルバートの被害は報告されていない。

#### 3.3 断層変位により損傷を受けた地中構造物の解析的検討

断層変位が地中構造物に直接作用する場合の構造物に与える影響についての解析的研究事例は非常に少ない。一方で、複数部材からなる鉄筋コンクリート製地中構造物全体系の損傷から破壊の評価に対する三次元材料非線形解析の適用性検証については複数の研究事例があり、現在も研究が進められている。主な研究事例を表 3-1 および表 3-2 に示す。

表 3-1 断層変位が地中構造物に作用した時の構造物に与える影響検討


表題	三次元 FEM 解析による地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価	
著者名	米澤健次, 樋口俊一, 穴吹拓也, 渡辺伸和, 伊藤悟郎	
発表媒体	土木学会構造工学論文集 Vol. 62A, 2016. 3.	
内容	岩盤の断層直上に設置し、埋め戻した鉄筋コンクリート製ボックスカルバート構造物を対象として、当該構造物と周辺地盤をモデル化した材料非線形有限要素解析を行い、断層変位が構造物に及ぼす影響を解析的に評価している。	

表 3-2 材料非線形有限要素法解析の RC 構造物全体系の損傷から破壊評価への適用性検証

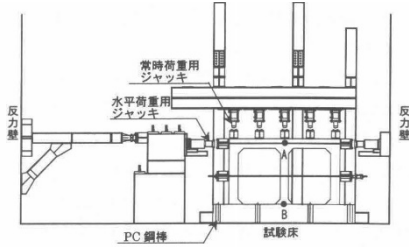
表題	地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究	
著者名	曾良岡宏, 足立正信, 本田国保, 田中浩一	
発表媒体	コンクリート工学年次論文集 Vol. 23, No. 3, 2001.	
内容	材料非線形有限要素解析により、部材のせん断破壊とそれに伴う構造物全体系としての耐力低下を適切に表現できることを確認している。	

図-1 載荷装置

### 3.4 地中構造物の強非線形領域における評価手法

強非線形領域における評価手法としては、前述の材料非線形有限要素法解析による評価が有用である。

また、三次元の材料非線形有限要素法解析は、断層変位のような局所的な作用、せん断、ねじり等も含む作用に対する現実に近い構造物の応答挙動が再現でき、断層変位の作用による複雑な応答の解析が可能である。

材料非線形有限要素法解析の進歩と共に、構造物あるいは構造部材の最大耐力を材料の損傷と関連付けるため、近年多くの研究が進められ、その損傷評価方法（損傷指標とその閾値）が提案されている。本論文においても三次元の材料非線形有限要素法解析を用いた耐変位評価手法を確立することを目的とする。一方で、解析結果の出力は材料レベルでのひずみ・応力であり、複数部材からなる不静定構造物の複雑な損傷・破壊過程とポストピークでの性能に直結する評価は未だ研究レベルであり、実験による検証が必要である。

関連する研究のその概要を表 3-3～表 3-5 に示す。

表 3-3 材料非線形有限要素解析による RC 部材の損傷評価に関する研究と提案の概要(1)

1	表 題	Nonlinear response of underground RC structures under shear
	著者名	Shawky, A and Maekawa, K.
1	発表媒体	Journal of Materials, Concrete structures and Pavements, JSCE, No. 538N-31, pp. 195-206, 1996.
	内 容	<b>ひび割れ座標系における局所ひずみ（面部材の面内損傷指標）</b> 面内力を受ける RC 構成則を構築する際、板要素の終局耐力を予測するために、ひび割れ面における引張、圧縮、せん断ひずみによる破壊基準を設定。それぞれ 3%、1%、±2% とすれば評価可能。ただし、岡村・前川らにより構築された構成則を用いることを前提としている。
2	表 題	2002 年制定 コンクリート標準示方書 耐震性能照査編, 2002.
	著者名	土木学会
	発表媒体	—
	内 容	<b>要素の局所主圧縮ひずみ（面部材の面内損傷指標）</b> 面部材を有限要素モデルにより解析する場合には、応答変位が終局変位に達しないことの照査に代え、板表面の面内主圧縮ひずみの最大値が圧縮強度に対応するひずみの 2 倍にならないことを照査する。 鉛直部材がせん断破壊しないことの照査に代えて、板表面の面内主圧縮ひずみが圧縮強度に対応するひずみの 3 倍にならないことを照査してよい。タンク構造物を対象とした検討から導かれたものである。 <b>棒部材断面の平均弾性剛性残存率</b> 棒部材を有限要素モデルにより解析する場合、応答変位が終局変位に達しないことを照査する。 過去に受けた圧縮ひずみの最大値から算出される部材断面の平均弾性剛性残存率が、初期値の 50% となる時が部材の終局変位に相当するとしている。局所的なひずみの影響を受けにくく、多方向に応答する場合に有効である。一方で、RC 柱部材以外の任意の構造物に対する限界値の適用性は十分検討されていない。 部材の多軸曲げ応答に対して有効であるが、「断面」という方向性を有する指標であるため二次元平面要素や三次元立体要素を用いた非線形 FEM への直接展開は難しい。

表 3-4 材料非線形有限要素解析による RC 部材の損傷評価に関する研究と提案の概要(2)

3	表 題	ひずみ評価指標によるせん断圧縮破壊する RC 部材の損傷領域と破壊基準の検討
	著者名	上田尚史, Phamavanh, K., 佐野理紗, 中村光, 国枝稔
	発表媒体	土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 70, No. 1, pp. 1-18, 2014.
内 容	<p><b>平均化主ひずみ</b>            要素の局所ひずみが要素寸法に依存するため, 解析により得られた局所ひずみがある領域で平均化することにより要素寸法に依存しない損傷指標の可能性を示している.</p> <p>RC 棒部材の曲げ破壊は, 部材軸方向のある領域 (平均化長さ) に含まれる要素の表面ひずみから軸方向の変形量を平均化長さで除すことで損傷指標となる平均化ひずみを算定する.</p> <p>せん断圧縮破壊する RC はり部材は, せん断補強筋の有無によらず平均化主圧縮ひずみが <math>5000\mu</math> 程度で破壊の判定が可能である. 実験的な検証も併せ, 平均化主圧縮ひずみ <math>10000\mu</math> をせん断圧縮破壊する RC はりの破壊基準としている.</p>	
4	表 題	非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価
	著者名	斉藤成彦, 牧剛史, 土屋智史, 渡漣忠朋
	発表媒体	土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 67, No. 2, pp. 166-180, 2011.
内 容	<p><b>平均化偏差ひずみ第二不変量と平均化正規化累加ひずみエネルギー</b>            コンクリートの引張およびせん断損傷を表現する指標として偏差ひずみ第二不変量 <math>\sqrt{J_2'}</math> と, 圧縮損傷を表現する指標として正規化累加ひずみエネルギー <math>W_n</math> に着目. これらの指標をある領域内で重み付き平均をとった平均化損傷指標と対応する限界値を提案. 平均化損傷指標は, 各種諸元を有するはり部材, 面部材, 柱部材, 骨組み構造の静的応答および動的応答への適用性が確認されている.</p>	
5	表 題	正負交番载荷を受ける RC 骨組み構造物の非線形有限要素解析による損傷評価
	著者名	牧剛史, 斉藤成彦, 土屋智史, 渡漣忠朋, 島弘
	発表媒体	土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 69, No. 1, pp. 33-52, 2013.
内 容	<p><b>鉄筋の損傷</b>            繰返し荷重を受ける部材の場合, 降伏に次ぐ損傷事象として鉄筋の座屈を評価するもの. 分散鉄筋モデルに基づく解析では, 鉄筋の座屈挙動は材料の力学モデルで考慮されるため, 鉄筋位置要素積分点の局所的な応力-ひずみ関係に基づいて鉄筋の座屈を評価することになる. 座屈による損傷の評価では, ひずみの絶対値ではなく軟化勾配の変化によって評価しており, 鉄筋ひずみについては平均化を行っていない. 座屈を考慮した鉄筋の応力-ひずみ関係では, 引張塑性ひずみの発生後, 圧縮降伏とともに圧縮応力の低下が開始し, その低下勾配を 3 領域に区分することができる. 既往の研究より, 3 段階の座屈レベルを設定し, 圧縮降伏点を含む 3 つの折れ点を各座屈レベルに対する限界点 (B1, B2, B3) と定義し, 座屈判定を行うことが提案している.</p>	
6	表 題	3次元有限要素法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の消費エネルギーと損傷指標に関する研究
	著者名	秋田昇道, 三明雅幸, 木下拓也, 中村尚弘, 鈴木琢也, 中野富夫
	発表媒体	日本建築学会技術報告集, 第四巻, 第 41 号, pp. 77-82, 2013.
内 容	<p><b>消費エネルギーに基づく指標</b>            ボックス型および円筒型 RC 耐震壁を対象とした有限要素法解析の結果からひずみエネルギー <math>W_s</math> に着目した損傷指標の検討を行ったもの.</p> <p>要素サイズの影響に対しては, 耐震壁の高さごとのひずみエネルギーの総和を層面積で除すことで解決している. 分析の結果, 累積消費エネルギーの鉄筋およびコンクリートの負担分を分離することにより耐震壁全体におけるコンクリートの非線形化の著しい部位を特定できることを示している. 更に, 耐震壁が最大耐力に達する際のコンクリートの単位体積あたりの消費エネルギーの最大値が <math>20 \sim 30\text{kJ/m}^3</math> 程度であることを示している.</p>	

表 3-5 材料非線形有限要素解析による RC 部材の損傷評価に関する研究と提案の概要 (3)

7	表題	せん断補強筋の無い鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係
	著者名	宮川義範, 永田聖二, 松村卓郎
	発表媒体	土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 70, No. 4, pp. 402-416, 2014.
	内容	<b>部材の横膨張と残留耐力</b> 柱試験体を対象に正負交番静的載荷試験を行い, 部材厚さ方向の膨張(平均引張ひずみ)に応じて水平耐力の残存率が単調減少すること, その膨張量が除荷後も残留しやすい指標であること, 材料非線形有限要素法解析による再現解析で実験と同様の傾向が得られることを示している.
8	表題	動的非線形解析に基づいたせん断壁を有する鉄筋コンクリート製地中構造物の損傷評価
	著者名	宮川義範, 末広俊夫, 松尾豊史, 大友敬三
	発表媒体	土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 72, No. 1, pp. 1-18, 2016.
	内容	<b>主圧縮ひずみが一定以上ある区間の水平幅の全幅に対する比</b> 壁単体を対象とした解析を通じて, 主圧縮ひずみが一定以上発生する区間の水平幅の全幅に対する比と, 水平耐力の低下率とが良く対応するという知見が得られている. 次に, せん断壁を有するモデルを乾燥砂地盤中に埋設して加振する実験を行い, 材料非線形解析が, 実験で得られた構造物の水平・鉛直変位応答を精度良く追跡できることを確認している. 更に, 実験の再現解析および入力加速度を変えたケーススタディの結果から上記の損傷幅比や鉛直変位を抽出し, これらに基づいて, 最大耐力点到達の判定や最大耐力点以降の損傷度の分類・評価が可能となることを示している.
9	表題	非線形 FEM 解析による RC 部材の損傷評価 (その 2) 新たな損傷指標の提案
	著者名	赤井冬来, 田嶋和樹, 長沼一洋
	発表媒体	第 60 回日本大学理工学部学術講演会予稿集, B-52, 2016. 12.
	内容	<b>累加ひずみエネルギーを要素の体積, 最小主ひずみで重み付けした指標</b> 要素の累加ひずみエネルギーを要素の体積および最小主ひずみで重み付けした損傷指標により, コンクリート強度や軸力比に依らず, 最大耐力点を概ね評価できる可能性を示している. 更に, 要素寸法を変えても本指標により最大耐力点を評価できることを示している.

### 3.5 第 3 章のまとめ

本章で得られた主な知見は, 以下の通りである.

- 断層変位の作用を受ける地中構造物の被害は, トンネルでの被害が報告されている程度あり, 解析的検討事例も少ないことから, 検討にあたっては対象構造物の損傷モードを明らかにし, 研究計画に反映する必要がある.
- 断層変位の作用を受ける構造物の数値解析による影響評価手法は, 三次元の材料非線形有限要素法解析が有用である.
- これまでの解析結果の出力は材料レベルでのひずみ・応力であり, 不静定構造物の複雑な損傷・破壊過程とポストピークで性能に直結する評価は未だ研究レベルであり, 実験による検証が必要である.

## 第4章 耐変位評価手法の構築方針および基本事項の整理

### 4.1 第4章の概要

耐変位評価手法の構築にあたり、既往研究の調査結果を踏まえて構築方針を策定するとともに、解析に用いる断層の定義、対象構造物およびその要求性能等を整理した。

本章では、これらの結果について述べる。

### 4.2 耐変位評価手法の構築方針

第3章に示す既往研究の調査結果を踏まえて、三次元材料非線形有限要素法解析（以下、材料非線形解析という）を用いて、以下の手順により耐変位評価手法を構築する。

Step1：断層変位の作用を受ける鉄筋コンクリート製地中構造物を模擬とした載荷実験を行い、高次不静定構造物の損傷モードを把握するとともに、材料非線形解析による載荷実験の再現解析を実施し、材料非線形解析、解析から得られる損傷指標およびその閾値の適用性を検証する。

Step2：検証された材料非線形解析を用いて、載荷実験とは異なる断層条件（交差位置、傾斜等）や土被り厚さをパラメータとした解析的検討を実施し、損傷モードを確認するとともに、様々な断層条件等における材料非線形解析およびその閾値の適用性を検証する。

Step3：評価対象構造物に隣接する構造物との相互影響、断層変位と地震との重畳の影響を解析的に把握する。

Step4：これらを踏まえて、耐変位評価手法を構築する。

### 4.3 断層の定義

#### 4.3.1 断層の変位センス

断層面を含めた断層に関する検討条件は、詳細な地質調査や断層変位解析等によって決定される。本章では、図 4-1 に示す断層活動に対して、共通した断層面を定義する。

地殻内部にかかる力の状態は複雑で、その状況によって様々な型の断層運動が生じる。断層面が傾斜している場合、断層面両側のブロックのうち、断層面より浅い側を「上盤」、深い側を「下盤」と呼ぶ。断層面を境として両側のブロックが上下方向に動く場合を「縦ずれ断層」と呼ぶ。「縦ずれ断層」のうち、上盤側がずり下がる場合を「正断層」、のし上がる場合を「逆断層」と言う。一方、両側のブロックが水平方向に動くときは「横ずれ断層」と呼び、断層線に向かって相手側のブロックが右に動く場合を「右横ずれ断層」、左に動く場合を「左横ずれ断層」と言う。内陸地震において、東北地方等の北日本では逆断層型が多く、中部地方から西日本にかけては横ずれ断層型が多いと言われている。また、実際の断層を見ると、上記のように純粹に「縦ずれ断層」、「横ずれ断層」と呼べるものは稀で、多くの場合これらが複合して変位が生じる。



縦ずれ断層		横ずれ断層	
正断層	逆断層	左横ずれ断層	右横ずれ断層

図 4-1 層変位方向による断層の定義

※ 文部科学省「地震発生メカニズムを探る」([https://www.jishin.go.jp/main/pamphlet/eq\\_mech/eq\\_mecha.pdf](https://www.jishin.go.jp/main/pamphlet/eq_mech/eq_mecha.pdf)) 掲載図に加筆

### 4.3.2 断層面の定義

断層面を解析モデルに適用する場合には、全体座標系および断層面を基準とする断層局所座標系の2種類を定義する。

構造物の損傷、接続部の状態を評価し表現するために最も適切な座標系は、構造物の形状を基準とする全体座標系である。解析モデルの定義から評価まで、全体座標系としては構造物の形状を基準とした座標系 ( $x, y, z$ ) を用いて定義する。 $x, y$  面を水平面とし、ボックスカルバート等の線状構造物では  $x$  軸を横断方向とし、 $y$  軸を軸方向とする。 $z$  軸を鉛直方向 (+が上向き) とし、 $z=0$  を岩盤上面 (=構造物下面) または地表面とする。

断層面を基準とする断層局所座標系は、右手直交系の  $\xi, \eta, \zeta$  水平面において、( $\xi, \eta, \zeta$ ) として定義する。全体座標系での断層面の設定例を、図 4-2 に示す。

$\xi$  軸：断層走向直交方向

$\eta$  軸：断層走向平行方向

$\zeta$  軸：鉛直方向、+が上向き ( $z$  軸と一致)

$\phi$ ：水平面  $\xi, \eta$  平面からの  $\xi$  軸方向断層面の傾斜角  $\eta$  軸まわり角度 (傾斜角度)

$\theta$ ：構造物定義座標系の  $x$  軸からの反時計まわり ( $z$  軸まわり) 角度 (走向角度)

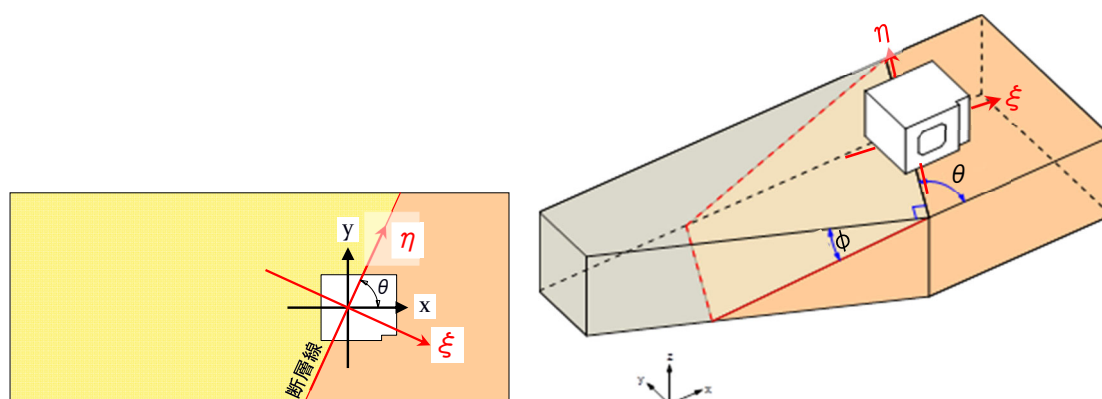


図 4-2 全体座標系での断層面の設定例

断層面が定義される断層局所座標系と構造物から定める全体座標系は、一般的に一致しない。したがって、解析モデルは基本的には三次元となる。一般的な断層面（走向、傾斜等）は、局所断層座標系での定義となる。断層面を以下の3点(0, A, B)を通る平面として定義する。

$$\begin{aligned} &0 (0, 0, 0), A (\cos \theta, \sin \theta, 0), B (-\sin \theta, \cos \theta, \tan \phi) \\ &\overline{OA} = (\cos \theta, \sin \theta, 0) \\ &\overline{OB} = (-\sin \theta, \cos \theta, \tan \phi) \\ &\overline{OA} \times \overline{OB} \text{ (外積)} = (\sin \theta \cdot \tan \phi, -\cos \theta \cdot \tan \phi, 1) \end{aligned}$$

断層平面の構造物座標系(x, y, z)での方程式は、以下となる。

$$(\sin \theta \cdot \tan \phi)x + (-\cos \theta \cdot \tan \phi)y + z = 0$$

#### 4.3.3 断層変位量と変位成分

断層変位量は、原則として、定義した断層平面上での変位量を表し、正断層または逆断層変位成分と横ずれ変位成分を含む  $\delta_d$ （解析で入力する断層変位量）は、それぞれ三成分（ $\delta_x, \delta_y, \delta_z$ ）で合成された変位量を示すものとする。

$$\delta d = \sqrt{(\delta_x)^2 + (\delta_y)^2 + (\delta_z)^2}$$

ここでは、特記なき場合は、下盤側を固定（変位0）として、上盤側の相対変位を断層変位とする。ここで上盤側の下盤に対する相対変位成分（断層変位ベクトル）以下の様に表現する。

$$\vec{a} = (\delta_x, \delta_y, \delta_z)$$

この断層変位ベクトルは断層面  $(\sin \theta \cdot \tan \phi)x + (-\cos \theta \cdot \tan \phi)y + z = 0$  に沿った変位ベクトルの条件から、断層平面の法線ベクトル  $\vec{n} = (\sin \theta \cdot \tan \phi, -\cos \theta \cdot \tan \phi, 1)$  との内積として、以下の関係が成立する。

$$\vec{a} \cdot \vec{n} = (\delta_x \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi + \delta_y \cdot (-\cos \theta) \cdot \tan \phi + \delta_z) = 0$$

全体座標系と、断層面を基準とした座標系での断層変位成分を表 4-1 に示す。

表 4-1 断層変位成分の表示

変位成分	記号	傾斜変位と横ずれ変位 $\delta_k, \delta_i$	落差と横ずれ変位 $\delta_t, \delta_i$	構造物座標系 $x, y, z$ での 記述
横ずれ変位	$\delta_i$	$\delta_i$	$\delta_i$	$\delta_x \cdot \cos \theta + \delta_y \cdot \sin \theta$
傾斜変位	$\delta_k$	$\delta_k$	$\delta_t / \sin \phi$	$\delta_z / \sin \phi$
鉛直変位・落差	$\delta_t$	$\delta_k \cdot \sin \phi$	$\delta_t$	$\delta_z$
水平変位・ヒープ	$\delta_h$	$\delta_k \cdot \cos \phi$	$\delta_t / \tan \phi$	$\delta_x \cdot \sin \theta - \delta_y \cdot \cos \theta$
x 変位成分	$\delta_x$	$\delta_i \cdot \cos \theta + \delta_k \cdot \cos \phi \cdot \sin \theta$	$\delta_i \cdot \cos \theta + \delta_t / \tan \phi \cdot \sin \theta$	—
y 変位成分	$\delta_y$	$\delta_i \cdot \sin \theta - \delta_k \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta$	$\delta_i \cdot \sin \theta - \delta_t / \tan \phi \cdot \cos \theta$	—
z 変位成分	$\delta_z$	$\delta_k \cdot \sin \phi$	$\delta_i$	—

ここに、

断層走向に平行な水平変位 (*Strike-slip displacement*) = 横ずれ変位:  $\delta_i$  (右横ずれ正) =  $\delta_n$

断層傾斜方向の傾斜変位 (*dip-slip displacement*):  $\delta_k = \delta_\xi / \cos \phi$

鉛直変位・落差 (*throw*) 成分:  $\delta_t = \delta_z$  (逆断層: 正, 正断層: 負) =  $\delta_\zeta$

水平変位・ヒープ (*heave*) 成分:  $\delta_h = \delta_\xi$

$$\delta_i = \delta_x \cdot \cos \theta + \delta_y \cdot \sin \theta$$

$$\delta_t = \delta_k \cdot \sin \phi = \delta_z$$

$$\delta_h = \delta_k \cdot \cos \phi = \delta_x \cdot \sin \theta - \delta_y \cdot \cos \theta$$

$$\delta_z = \delta_t$$

#### 4.3.4 対象とする断層

耐変位評価の対象とする断層は、震源断層（主断層等）の活動により、岩盤上面に永久変位が生じる副断層とする。副断層等のイメージを図 4-3 に示す。

なお、副断層の岩盤上面の最大変位量は約 300mm と報告されている<sup>1)</sup>。

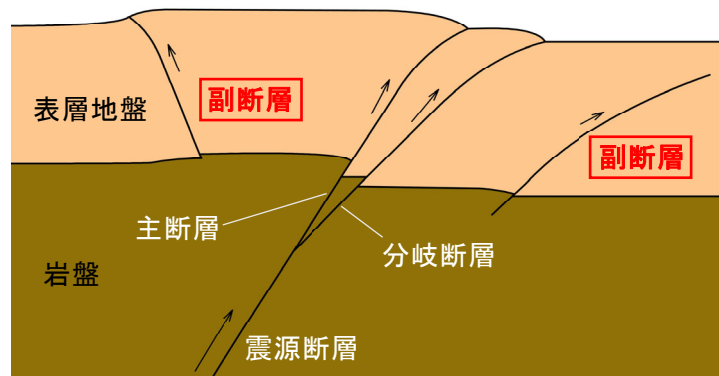


図 4-3 断層のイメージ図

#### 4.3.5 構造物の耐変位評価に用いる検討用断層変位量

耐変位評価に用いる検討用断層変位量は、地質調査結果等から与条件として与えられるものとする。

検討用断層変位量の算定方法としては、例えば「断層の活動性と工学的なリスク評価調査専門委員会 報告書」<sup>2)</sup>を参照して設定する方法がある。検討用断層変位量の設定概要を以下に、設定手順を図 4-4 に示す。なお、以下の文中の丸数字は、図 4-4 に示す丸数字と対応している。

#### (1) 断層調査 (①)

検討対象構造物の基礎地盤に断層が存在する場合には、断層の分布、性状および活動性等の調査を行う。

#### (2) 断層の活動性評価 (②)

断層の活動性の評価を行い、断層が将来的に活動する可能性を否定できない場合には、断層変位による構造物への影響を評価する必要があるか判断する。

#### (3) 各種変位量の検討 (③)

断層変位の影響を評価する必要がある場合には、複数の異なるアプローチを踏まえて影響評価に用いる検討用断層変位量を評価するため、「調査結果に基づく変位量の検討」、「数値解析に基づく変位量の検討<sup>3)</sup>」および「地表地震断層データに基づく変位量の検討」を並列して実施する。また、断層の位置、走向および傾斜等の影響評価に必要な断層諸元も検討する。なお、これらの検討にあたっては、不確実性を考慮して検討する必要がある。

#### (4) 影響評価に用いる断層変位量の設定 (④)

上記検討結果を総合的に判断して、基礎地盤上面での影響評価に用いる検討用断層変位量を設定する。この際、当該断層の1回当たりの断層変位量のデータがあるか、または推定可能か、その変位の発生要因となった地震が敷地周辺に起こり得るかを踏まえて設定する。

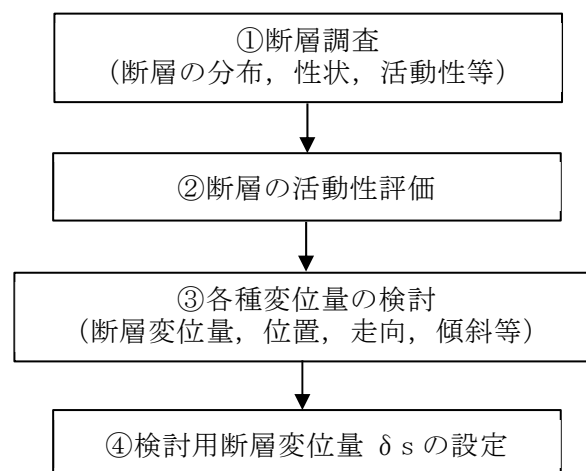


図 4-4 影響評価に用いる断層変位量手順の例

#### 4.4 対象構造物の概要

対象構造物は、原子力発電所の屋外重要土木構造物で採用実績の多い、岩盤上に設置された地中埋設の鉄筋コンクリート製ボックスカルバート（以下、カルバートという）とする。

カルバートの形状は、一般的な取水路の1ブロックを想定して、2つの内空を持つ、幅10m、高さ5m、延長15m、部材厚さは全て1mとした。配筋は、コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>に基づき許容応力度法により設計した。

カルバートの諸元を表 4-2 に、標準配筋図を図 4-5 に示す。

表 4-2 カルバートの諸元

寸法	外形	幅 10m × 高さ 5m × 延長 15m
	部材厚	1m（頂版、底版、側壁、隔壁）
	内空	幅 3m × 高さ 3.5m × 2
	ハンチ	0.6m × 0.6m
配筋	主筋	D29@200 ( $P_w \approx 0.373\%$ )
	配力筋	D22@200 ( $P_w \approx 0.225\%$ )
	せん断補強筋	D13s400@200 (s:軸方向ピッチ, $P_w \approx 0.158\%$ )
	ハンチ筋	D29@400
材料強度	コンクリート	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345

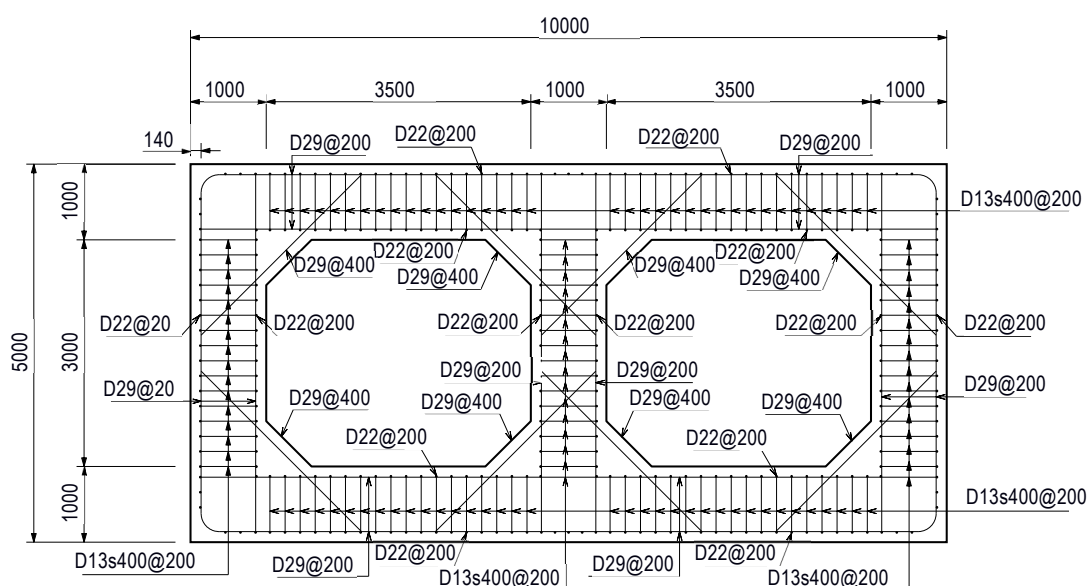


図 4-5 カルバートの標準配筋図

## 4.5 対象構造物の断層変位に対する性能設定

### 4.5.1 屋外重要土木構造物の要求性能の整理

本論文では、屋外重要土木構造物のうちカルバートを対象としており、通水機能の確保が必要な構造物として取水路、取水ピット（スクリーン室）等、通水機能（機器・配管の設置空間の確保の観点から通水機能に分類）および間接支持機能の確保が必要な構造物として配管ダクト、取水ピット（海水ポンプ室）等が挙げられる。

対象構造物またはその部位によっては、貯水機能（過大な漏水が生じない）が求められる。例えば、津波の引波により取水可能水位を下回る場合には、下回る時間中に原子炉補機等の冷却に必要な海水を取水路や取水ピット等に貯水する必要があることから、これら構造物の底版および側壁等については、必要な冷却水を貯水する機能が必要となり、従来の耐震の要求性能から求められる機能に追加される。これは、地震時で発生する構造物の変形は、一部が残留変位として残るが、その多くは地震後に回復する。一方で、断層変位により発生する構造物の変形は、例えば、構造物のひび割れおよび構造物間の目地の開きがそのまま残される等、永久変形として残留し、構造物の貯水機能に直接的に影響を与える可能性が高いと考えられるためである。

耐変位評価に用いる検討用断層変位量に対して、要求性能に応じた耐荷性、止水性等を断層変位作用後に確保する必要がある。この要求性能はこれまでの屋外重要土木構造物の基準地震動  $S_s$  に対するものと変わらず、これまでの耐震評価と同様の要求性能であるとする。

また、断層変位と地震動との重畳を考慮する必要がある場合には、重畳する断層変位を生じさせる地震動（基準地震動  $S_s$  以下）に対する耐震性も要求されることになる。

断層変位に対する屋外重要土木構造物の要求性能を表 4-3 に示す。

表 4-3 断層変位に対する屋外重要土木構造物の要求性能

対象構造物	要求性能	通水機能	間接支持機能
取水路, 取水ピット(スクリーン室) 等		所要の海水を通水できる (必要な内空断面の確保)	—
取水ピット(海水ポンプ 室), 配管ダクト 等		所要の海水を通水できる (必要な内空断面の確保) 機器・配管の各機能を損なわない* (機器・配管の設置空間の確保)	機器・配管を安全に支持できる (間接支持機能の確保)

注) ※：機器・配管の設置空間を確保する観点から通水機能とする。

#### 4.5.2 構造物の耐変位性に関する事象の整理

表 4-3 に示す要求性能に影響を及ぼす事象を表 4-4 に示す。なお、解析結果から変位 (displacement)、変形 (deformation) のモードを分離して上記の事象を整理する必要がある。また、必要に応じて貯水機能としての目標性能「過大な漏水が生じないこと」に影響を及ぼす事象を整理する必要がある。

表 4-4 要求性能に影響を及ぼす事象の整理

評価性能 要求性能	耐荷性能	止水性能・その他	床応答 (フロアレスポンス)
通水機能	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 構造物・部材の耐荷力・変形・損傷 (必要な内空断面の確保, 機器・配管の設置空間の確保)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 対象ブロックの変位による隣接ブロック, 建屋との接続部の開き/ずれ/接触および損傷 (内水の流出, 外部土砂の流入等)</li> </ul>	—
間接支持機能	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機器・配管支持部の損傷 (ひび割れ, 剥離等)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ブロック間相対変位 (機器・配管の変位追従性)</li> <li>・ 部材変形や傾斜等</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 変位と回転</li> <li>・ 時刻歴加速度応答 → 機器側での照査</li> </ul>

##### (1) 通水機能 : 「耐荷力・変形・損傷」

通水機能は、構造物の破壊を扱うという点で評価が最も難しい性能である。

構造物と断層との位置関係、断層の走向等が、非常に限られた条件の下では一部材の耐力によって精度の高い評価が可能である。しかし、多くの場合は三次元材料非線形解析を実施し、その解析結果によって評価する必要がある。通常、断層変位が直接作用する底版の断層位置周辺に損傷が発生し、局部的には材料強度を超えて大きな損傷が生じ、更に部材耐力を超えることが多いと考えられる。しかし、そのことは構造物の破壊を意味せず、内部空間は依然として確保される場合も多いと考える。

内部空間を確保する壁の損傷・破壊は、底版の損傷より後となる。内部空間を確保できないような破壊は、壁、柱部材の鉛直軸力保持機能の喪失により常時荷重 (主として、自重と土被り重量) を保持できなくなることで引き起こされると考えられる。

なお、取水路等の屋外重要土木構造物の通水断面は、通常運転時の取水量 (80m<sup>3</sup>/s 程度) を考慮して設定されるのに対し、非常時の取水量は最大でも通常時の 1/8 程度であり、取水路等のひび割れによる漏水の通水機能に対する影響は僅かである。よって、通水機能に対する評価では、漏水量を考慮しない。

##### (2) 間接支持機能 : 「機器・配管支持部の損傷」

構造物全体および部材の変形・損傷により、コンクリートのひび割れ、剥離等が生じ、機器・

配管の支持部が損傷し、機器・配管の健全性が確保できなくなる。材料および部材の損傷限界値は部材の耐力、局所のひずみ等であり、基本的には従来の解析、設計の範囲である。

### (3) 通水機能、間接支持機能：「変位」

比較的土被りが小さい構造物では、断層変位が作用しても構造物に大きな損傷が生じないことが考えられる。その場合、対象構造物の変形ではなく、変位が照査対象となる。

対象構造物の変位により以下の様に性能に影響を及ぼす。

- ・ 間接支持構造物

隣接構造物間の開きによる外部土砂・地下水の流入により、機器・配管の本体、支持部が損傷する。

また、ブロック間の段差、あるいは構造体の傾斜により、支持する機器・配管の機能を喪失する。

- ・ 取水構造物（通水機能）

土砂流入により通水に必要な断面積が不足する。内部の冷却水が漏出する。

### (4) 間接支持機能：「床応答」

断層変位の影響を受け、構造物に損傷や傾きを生じた状態で地震が発生した場合には、機器・配管の地震応答への影響を確認する必要がある。機器・配管支持部の時刻歴加速度応答（床応答）により、機器・配管の健全性を確認する必要がある。

### (5) その他、貯水機能：「変形」・「損傷」

構造物全体および部材の変形・損傷によりひび割れが生じ、ひび割れからの過大な漏水により必要な貯水量が確保できなくなることが考えられる。津波の引き波時（非常時）に必要な原子炉補機等の冷却に必要な海水の貯水量は、通常運転時を考慮して設定される通水機能よりも漏水による影響が大きいことから、漏水が問題となる場合には、コンクリート構造物のひび割れ幅より透水係数を設定し、漏水量を評価する。

ここで対象としている目標性能は、「貯水機能」のうち、過大な漏水が生じないことになる。

## 4.6 解析方法の選定

カルバートは、関連設備のレイアウト上の制約等から、一般に断層線に対して斜交する場合が多いと考えられ、断層とカルバートの交差位置、断層の走向および変位成分等の幾何学的関係から三次元問題となる。この場合、三次元部材（特に面部材）は、面内せん断、面内二方向軸力、ねじり、面外二方向曲げおよび面外二方向せん断の8成分を同時に受ける部材となる。現状では、このような三次元の問題に対しては、全ての作用成分において三次元ソリッド要素による三次元材料非線形解析が有効である。

よって、本論文では、三次元の材料非線形解析を採用して検討を実施する。



## 4.7 損傷指標の選定

第2章に示す文献調査結果から、材料非線形解析に用いる既往の損傷指標とその閾値を以下に示す。また、屋外重要土木構造物の要求機能に対する損傷指標とその閾値を図 4-6 に示す。この図では、横軸を損傷指標の対象範囲の区分（局所指標、部材の損傷を示す指標、構造物全体の損傷を示す指標の3種類）とし、縦軸を構造物の損傷状況の区分（ひび割れ、降伏状態、終局状態、全体崩壊の4種類）とした。

### 4.7.1 コンクリート圧縮ひずみ・鉄筋ひずみ

#### (1) コンクリート圧縮ひずみ：要素の最小主ひずみ

コンクリート圧縮ひずみの損傷指標と閾値は、圧縮ピークひずみを  $2,000\mu$ 、圧縮限界ひずみを  $10,000\mu$  とする。

#### (2) 鉄筋ひずみ：要素軸ひずみ(主筋)・要素の構造物縦断方向軸ひずみ(配力筋)

鉄筋ひずみの損傷指標と閾値は、降伏ひずみを  $1,725\mu$  (SD345 の場合)、破断ひずみを約 10% とする。

これらの損傷指標を用いる場合には、応答値の要素依存性を無くすために、一定領域にて平均化する必要がある。要素長さを考慮した方法<sup>5)</sup>またはコンクリート標準示方書（設計編）に示されている平均化領域  $r=150\text{mm}$  での重み付き平均を指標値として適用する。

### 4.7.2 コンクリート標準示方書に示される損傷指標 $\sqrt{J_2'}$ ・ $W_n$

コンクリート標準示方書（設計編）に示されている「材料の損傷に基づく破壊の照査指標と限界値」を表 4-5 に示す。損傷評価は平均化領域  $r=150\text{mm}$  での重み付き平均を指標値とする。

表 4-5 材料の損傷に基づく破壊の照査指標と限界値

材 料	事 象	指 標	限界値	照査項目
コンクリート	圧縮破壊	正規化累加ひずみ エネルギー( $W_n$ ) <sup>※1</sup>	$1,500\mu$	曲げ破壊 せん断圧縮破壊
	斜めひび割れ破壊	偏差ひずみ第2不 変量( $\sqrt{J_2'}$ ) <sup>※2</sup>	$1,000\mu$	斜め引張破壊

注) ※1:  $W_n = \frac{1}{f} \sum_{k=1}^n (\sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij})^{(k)}$   $\sigma_{ij}$ : 応力テンソル,  $d\varepsilon_{ij}$ : ひずみ増分テンソル,  $f$ : 正規化パラメータ

※2:  $\sqrt{J_2'} = \sqrt{\frac{1}{2} e_{ij} e_{ij}}$ ,  $e_{ij}$ : 偏差ひずみテンソル

#### 4.7.3 平均化損傷指標 $Di(c)$ , $Di(s)$

##### (1) コンクリートの圧縮損傷指標 $Di(c)$

損傷指標を構造物全体で1つの指標として定義するため、各要素の塑性ひずみエネルギー $W_{ep}$ を要素の体積と最小主ひずみで重み付けしたもので、以下の式で表される。

$Di(c)_{elm}$ は、圧縮応力の増大に伴って徐々に大きくなり、圧縮強度に到達すると1.0になる。

$$W_{epc} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{ij(k)} \cdot d\varepsilon_{ij(k)}) - \sigma_{ij(n)}^2 / 2E_{ij(n)}$$

$$Di(c)_{elm} = \frac{W_{epc}}{W_{c0}}$$

$$Di(c) = \frac{\sum (Di(c)_{elm} \cdot \varepsilon_{cmin} \cdot V_{elm})}{\sum (\varepsilon_{cmin} \cdot V_{elm})}$$

ここに、 $W_{epc}$ ：コンクリート要素の塑性ひずみエネルギー、 $E_{ij}$ ：コンクリートのヤング係数

$W_{c0}$ ：コンクリートが一軸圧縮強度に到達する時の塑性ひずみエネルギー

$\varepsilon_{cmin}$ ：各要素の最小主ひずみ、 $V_{elm}$ ：要素の体積

##### (2) 鋼材の損傷指標 $Di(s)$

鋼材の損傷の度合いは降伏に伴う塑性ひずみの進展と対応する。そこで、コンクリートと同様の考え方に基づき、鋼材要素の塑性ひずみエネルギー $W_{eps}$ を、偏差ひずみ第二不変量 $\sqrt{J_2'}$ で重み付けしたもので、以下の式で表される。

$$W_{eps} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{eq(k)} \cdot d\varepsilon_{eqp(k)})$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

$$d\varepsilon_{eqp} = \sqrt{\frac{2}{3} (d\varepsilon_{xp}^2 + d\varepsilon_{yp}^2 + d\varepsilon_{zp}^2) + \frac{1}{3} (\gamma_{xyp}^2 + \gamma_{yzp}^2 + \gamma_{zxp}^2)}$$

$$Di(s)_{elm} = \frac{W_{eps}}{W_{s0}}$$

$$Di(s) = \frac{\sum (Di(s)_{elm} \cdot J_2' \cdot V_{elm})}{\sum (J_2' \cdot V_{elm})}$$

$$J_2' = \frac{1}{6} \{ (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 \} + \frac{1}{4} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)$$

ここに、 $\sigma_{eq}$ ：相当応力、 $d\varepsilon_{eqp}$ ：相当塑性ひずみ増分

$W_{eps}$  : 鋼材要素の塑性ひずみエネルギー

$W_{s0}$  : 相当塑性ひずみが 1.0%に到達する時の塑性ひずみエネルギー

$Di(s)_{elim}$  は、降伏後に線形的に値が増加し、相当塑性ひずみが 1.0%に到達すると 1.0 になる。この基準化により、損傷指標が 1.0 を超えると要素の相当塑性ひずみが 1.0%に到達したことを意味する。

#### 4.7.4 部材厚増分

部材の面外せん断破壊を示す指標として、耐震性能照査指針 2021<sup>4)</sup> で提案されている部材厚増分を採用する。部材厚増分の閾値は、次式による値以下とする。

$$\Delta D_{lim} = \max \{5, 2.5 P_w D\}$$

ここで、 $\Delta D_{lim}$  : 部材厚増分の限界値(mm)

$P_w$  : せん断補強筋比,  $D$  : 部材厚(mm)

#### 4.7.5 圧縮縁変位差

部材の面外曲げ破壊および面内せん断破壊を示す指標として、耐震性能照査指針 2021<sup>4)</sup> で提案されている圧縮縁変位差を採用する。圧縮縁変位差の閾値は、次式による値以下とする。

$$\Delta l_{lim}' = 2.0$$

ここで、 $\Delta l_{lim}'$  : 圧縮縁変位差の閾値[mm].

ただし、照査に用いる節点は材端（ハンチがある場合は、ハンチを除く）から 200 mm以上離れていること。

#### 4.7.6 部材変位および変形

断層変位による構造物への影響評価では、考慮する断層変位は大きい場合には数 100mm に達し、例えばブロック長が 10m~20m の場合、にはその傾きは数%以上となる。その時、構造物の変位には、変形を伴わない剛体変位の占める割合が増加する。そのような場合には、求められた変位成分から、剛体変位モードと変形モードを適切に分離した上で、損傷の評価を実施する必要がある。

表 4-6 に示す 12 の変位/変形モードのうち、⑥のせん断変形  $\gamma_{xy}$  成分は耐震壁の面内せん断成分、あるいはカルバート横断面での層間変形角による評価に使用することができる。材料非線形有限要素法解析の要素出力に比較して、マクロ的な評価が可能となる。剛体変位成分は、隣接する構造物または評価対象構造物との接合部での接触・目開き（位置関係、相互作用）の評価に用いる。例えば、カルバートの妻部の場合には面外変形成分（⑨、⑩、⑪）がそれにあたる。

表 4-6 三次元空間のセグメント変位／変形モード

番号	変位／変形	記号	モード名
面内変形			
①	平行移動 x 方向	$\delta_x$	剛体変位 (面内)
②	平行移動 y 方向	$\delta_y$	剛体変位 (面内)
③	回転 z 軸回り	$\theta_z$	剛体変位 (面内)
④	軸変形 x 方向	$\varepsilon_x$	引張／圧縮
⑤	軸変形 y 方向	$\varepsilon_y$	引張／圧縮
⑥	せん断変形	$\gamma_{xy}$	面内せん断, 層間変形角
⑦	台形変形	$\phi_x$	曲率, 曲げ変形
⑧	台形変形	$\phi_y$	曲率, 曲げ変形
面外変形			
⑨	平行移動 z 方向	$\delta_z$	剛体変位 (面外)
⑩	回転 x 軸回り	$\theta_x$	剛体変位 (面外)
⑪	回転 y 軸回り	$\theta_y$	剛体変位 (面外)
⑫	ねじり	-	-

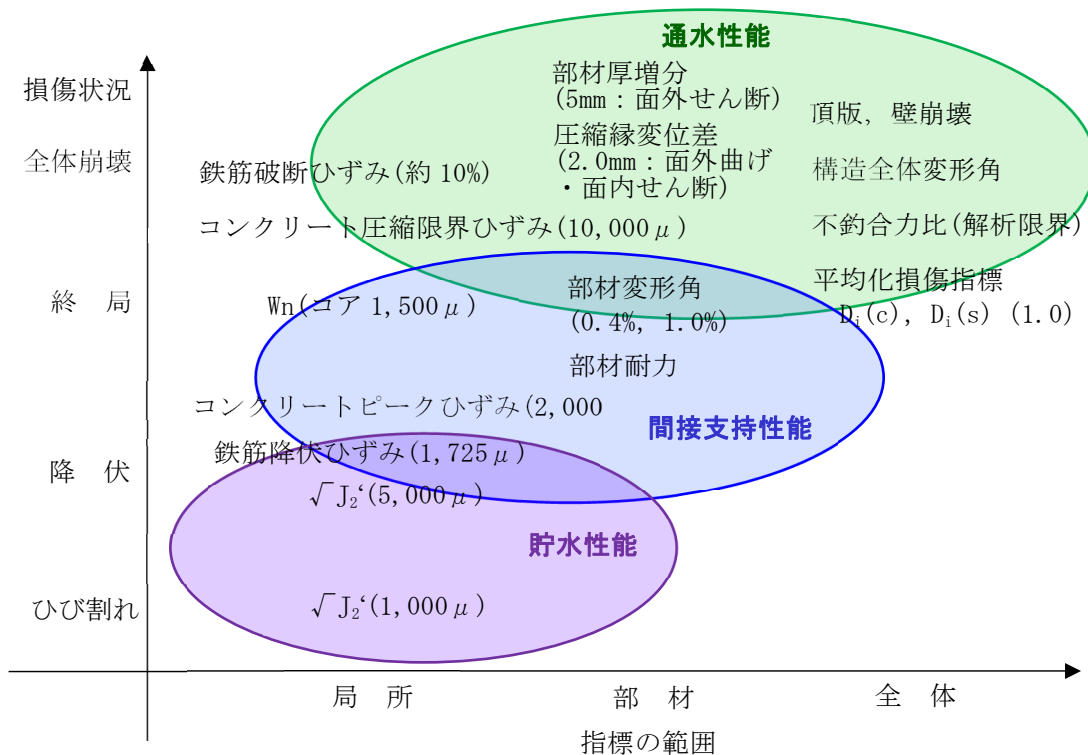


図 4-6 各機能に対する損傷指標とその閾値

#### [第4章の参考文献]

- 1) 一般社団法人原子力安全推進協会：敷地内断層評価手法検討委員会：原子力発電所敷地内断層の変位に対する評価方法に関する調査・検討報告書，2014.9.
- 2) 一般社団法人原子力学会「断層の活動性と工学的なリスク評価」調査専門委員会：断層変位に対するリスク評価と工学的な対応策「断層の活動性と工学的なリスク評価」調査専門委員会 報告書，2017.3
- 3) 澤田昌孝，羽場一基，堀宗朗：地表地震断層を伴う実地震を対象とした高性能計算による地表断層変位評価，土木学会論文集 A2，Vol.74，No.2，pp. I\_627-I\_638，2018.
- 4) 公益財団法人土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]，2002.12.
- 5) 公益財団法人土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例 2021，2021.10.

## 第5章 載荷実験による検証

### 5.1 第5章の概要

岩盤上に設置されるカルバートの直下の断層に変位が生じる場合には、断層の交差位置と交差角、周囲の地盤との相互作用等により、複雑な三次元的損傷・破壊モードとなる。一方で、カルバートは複数の部材からなる高次の不静定構造物であり、また断層変位による作用荷重が地盤変位によるものであるため、耐力性能だけではなく最大耐力後の応力の再配分を伴う変形性能も重要な性能<sup>1)</sup>となる。これまで降伏を大きく超えるようなひずみレベルまでの変形性能は、主に地震時の挙動を対象として、カルバート横断方向（カルバート軸直角方向）について検討されてきた<sup>例えば2)、3)</sup>。このため、カルバート軸方向に対して斜交する断層の強制変位により、カルバートに三次元的で複雑な変形が生じた場合に、どのような損傷が生じ破壊に至るかは十分な検討がなされていない。

本章では、カルバートの1ブロックを対象に、断層変位による作用および支持条件を模擬した載荷実験を実施した。試験体は、第4章に示す対象構造物の1/4モデルとし、直下の断層に縦ずれ変位が生じた場合の構造物の状態を模擬して、その損傷モードを確認した。また、材料非線形解析を用いて載荷実験の再現解析を実施し、カルバートの三次元的に複雑な応答性状（損傷状況、破壊モード）および高次不静定鉄筋コンクリート構造物に対する材料非線形解析の追従性および適用性を確認した。また、材料非線形解析から得られる損傷指標の応答値と、試験体の損傷状態を比較することにより、第4章で選定した損傷指標およびその閾値の適用性を確認した。

### 5.2 載荷実験の目的

本載荷実験は、以下を目的として実施した。

- ① 不静定構造物の断層変位による損傷から破壊現象までの強非線形領域における材料非線形解析の追従性および適用性の検証。
- ② 実験時に計測、目視により確認される構造物の損傷・破壊状況と、その再現解析による損傷指標およびその閾値の適用性の検証。

### 5.3 損傷モードの確認

載荷実験の計画に先立ち、実験条件を模擬した材料非線形解析（事前解析）を実施し、断層変位の作用を受ける構造物が、ねじりを伴う構造物全体系の曲げ破壊モードとなること、変形量やひずみ等の計測計画に必要なデータを確認した。

### 5.4 載荷実験の計画

#### 5.4.1 試験体

試験体は、第4章に示すカルバート（以下、実構造物という）の1/4縮尺とし、高さ1.25m、幅2.50m、奥行3.75m、部材厚さは全て0.25mである。試験体の縮尺は、鉄筋コンクリート部材として必要な最小寸法、実験設備の制限（載荷能力、試験体の許容寸法および重量）を考慮し

て1/4縮尺とした。試験体の諸元を表5-1に、配筋図を図5-1に示す。

表5-1 試験体の諸元

寸法	外形	幅2.5m×高さ1.25m×奥行き3.75m
	部材厚	0.25m（頂版，底版，側壁，隔壁）
	内空	幅0.875m×高さ0.75m×2
	ハンチ	0.15m×0.15m
配筋	主筋	D13@150（ $P_w \approx 0.393\%$ ）
	配力筋	D10@125（ $P_w \approx 0.265\%$ ）
	せん断補強筋	D6s150@125 （s:軸方向ピッチ， $P_w \approx 0.168\%$ ）
	ハンチ筋	D10@150
材料強度	コンクリート	設計基準強度19.5N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345

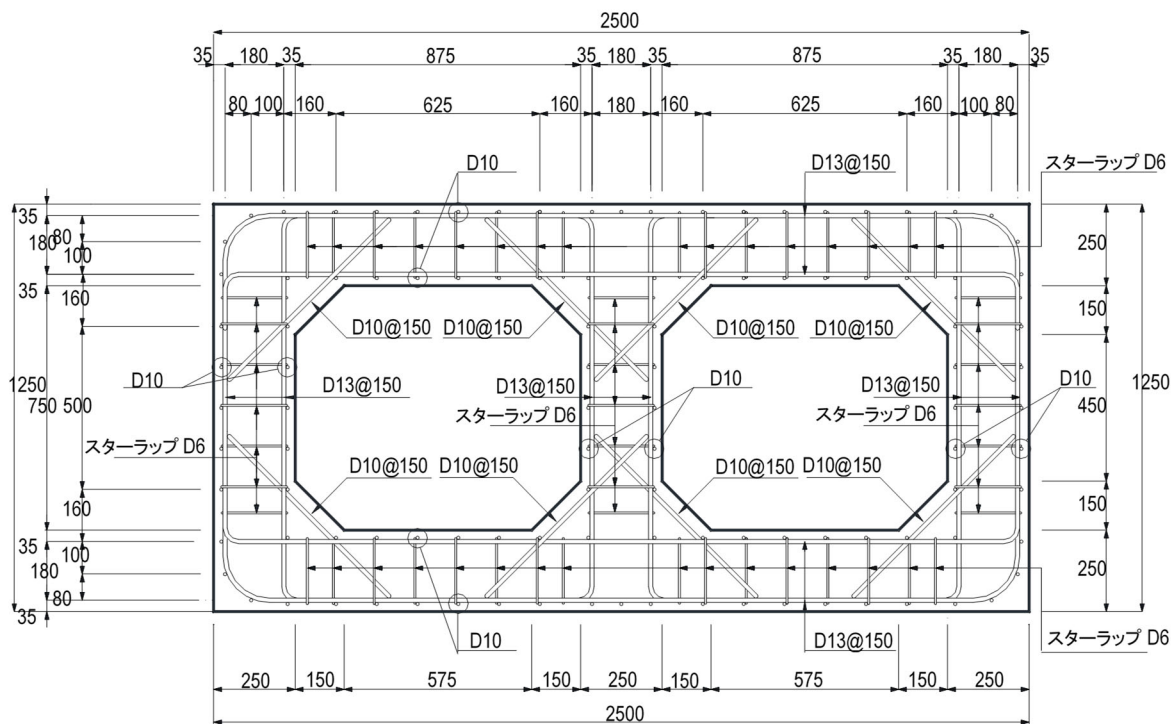


図5-1 試験体の配筋図（実構造物の1/4縮尺）

配筋は、鉄筋比が実構造物と同等となるよう、主筋はD13を150mmピッチ、配力筋はD10を125mmピッチ、せん断補強筋はD6をカルバート軸方向に150mmピッチ、横断方向に125mmピッ

チとした。

試験体は、同一仕様のもので 2 体製作し、後述する異なる 2 つのパターンで载荷を行った。

コンクリートは、実験日に過大な強度が生じないように呼び強度  $19.5\text{N/mm}^2$  の普通コンクリートを用いた。また、乾燥収縮ひび割れが実験結果に影響しないよう膨張剤を添加した。鉄筋は D6, D10, D13 のいずれも SD345 の異形鉄筋とした。実験直前に実施したコンクリートの圧縮試験によると試験体 1 体目および 2 体目のコンクリートの圧縮強度は、それぞれ  $32.8\text{N/mm}^2$ ,  $29.8\text{N/mm}^2$  であった。また、鉄筋の引張試験によると鉄筋の降伏強度は、D13 は  $348\text{N/mm}^2$ , D10 は  $353\text{N/mm}^2$ , D6 は  $358\text{N/mm}^2$  であった。

#### 5.4.2 支持条件および载荷条件

支持条件は、一般的な地中埋設のカルバート構造物が断層変位の作用を受けた時の支持状態を模擬できる条件とした(補足 5.1 参照)。断層線を模擬した線状の支点で試験体の底版を支持し、断層の縦ずれ変位が作用した時に頂版に作用する土圧を、载荷点 J1, J2 に取り付けられた 2 台のジャッキと断層線を挟んで反対側の鉛直固定点 R1, R2 の 2 点による下向きの荷重として载荷する計画とした。なお、材料非線形解析による事前解析を実施し、2 台のジャッキの集中荷重による試験体の変形モードが、地盤と構造物との連成を考慮した断層変位解析により得られた構造物全体での曲げ変形モードと概ね一致していることを確認している。

なお、断層と試験体との交差角度は、一般的に任意の角度で交差するため、カルバート構造の強軸と弱軸に対して、一般性を有する条件として、断層線が試験体軸線方向に対して  $45^\circ$  で斜交する条件を設定した。

支持条件を図 5-2 に、载荷装置と試験体の平面配置と実験時の写真を図 5-3 に示す。

#### 5.4.3 载荷計画

载荷は、2 台のジャッキ J1, J2 によって荷重を漸増する静的なプッシュオーバー载荷による実験とした。

载荷開始後初期は、2 台のジャッキの荷重を同一に保ちつつ徐々に漸増させる荷重制御とし、ひび割れ発生により構造物の剛性が初期剛性の 20% 程度まで低下する荷重(試験体 1 体目:  $1225\text{kN/台}$ , 2 体目:  $1127\text{kN/台}$ )まで载荷した。その後、J2 ジャッキの荷重を一定に保ちながら、J1 ジャッキを制御し図 5-2 に赤矢印で示す隅部鉛直変位(以下、基準変位という)を着目点とした変位制御とした。これは、試験体の剛性低下が著しくなると 2 台のジャッキで変位制御することが困難となることから、試験体の軸回りのねじり成分が大きくなる J1 ジャッキのみで変位制御する载荷手順を採用したことによる。载荷は、基準変位で  $140\text{mm}$  まで载荷し、その後除荷する。2 体目の载荷は、1 体目より早い段階で変位制御による载荷を開始し、ねじり成分が更に大きくなるような载荷パターンとした。なお、基準変位  $140\text{mm}$  は、実構造物では  $560\text{mm}$  の強制変位が作用した状態であり、副断層の岩盤上面の最大変位量約  $300\text{mm}$  に比べ、十分大きな変位量である。

試験体は、载荷により軸回りのねじりを含んだ複雑な変形が生じることから、鉛直方向だけではなく水平方向にも大きな変位が生じる。そのため、载荷ジャッキや鉛直固定点では、鉛直



荷重を適切に伝達しつつ水平変位に抵抗することがないようにリニアスライダー等を配置するとともに、荷重作用点の移動を考慮した載荷フレームの設計を行う等、可能な限り断層による変形を再現できるよう配慮し、実験計画を策定した。

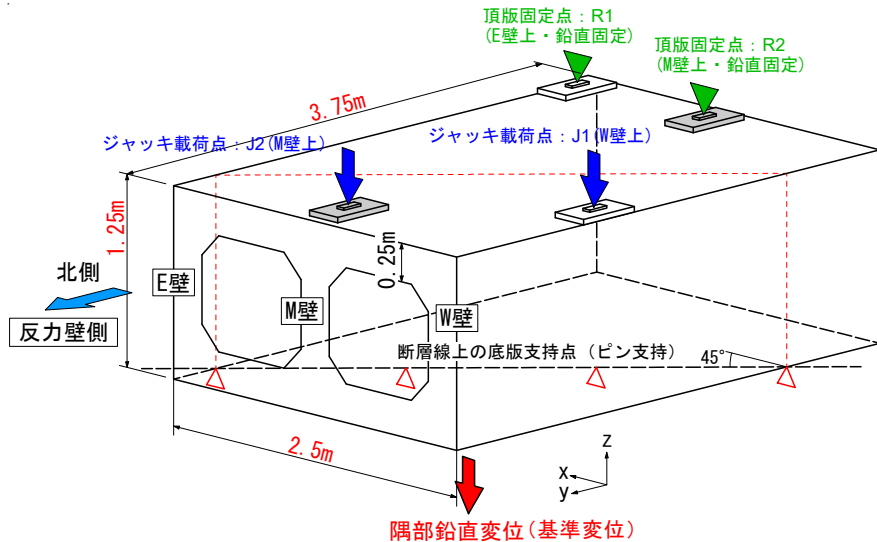


図 5-2 試験体の支持条件

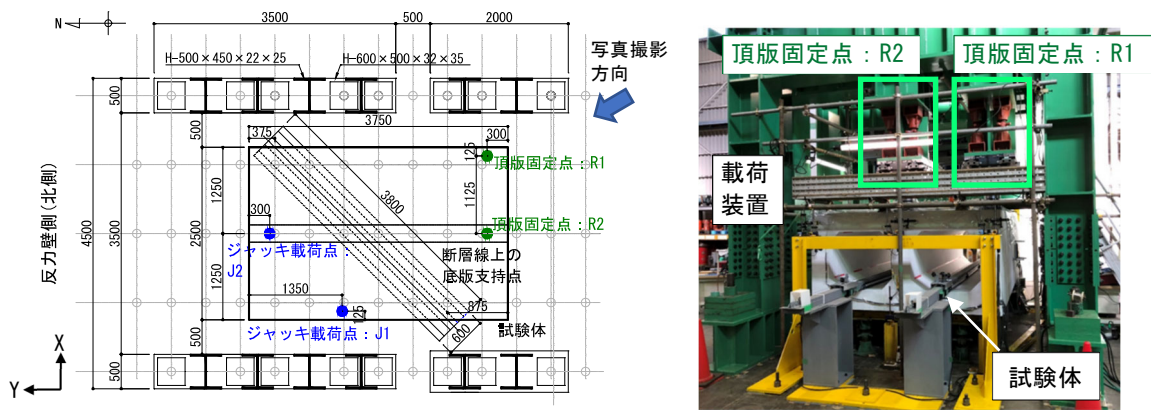


図 5-3 載荷装置の平面配置および載荷装置の状況

#### 5.4.4 計測計画

本実験はその試験体だけでなく、支持条件および載荷条件から非常に複雑な三次元的な変形と損傷が生じることから、多様な計測方法を併用した。また、対象とするひずみレベルは数万  $\mu$  に達するため、このようなレンジにも対応可能な計測方法も採用した。本実験で採用した計測方法を表 5-2 に示す。

なお、載荷実験中は、試験体カルバートの内空と頂版のひび割れを人が直接観察して記録することは危険であったため、デジタルカメラを無線操作によって逐次撮影し、ひび割れ発生とひび割れ幅の評価を実施した。

表 5-2 実験で用いた計測方法・個所数（試験体 1 体あたり）

計測方法	目的と特徴	計測個所数
(1) 鉄筋ひずみゲージ	・ 鉄筋の局所ひずみを一般的なひずみゲージにより多点で測定	合計 105 個所
(2) 変位計 (L=300) によるひずみ計測	・ 試験体表面の標点間距離 300mm の範囲での平均ひずみの測定 ・ 3 方向の計測により軸ひずみ, せん断ひずみを測定	頂版および E 壁の 12 個所
(3) 光ファイバーひずみ計	・ 頂版の鉄筋 (配力筋) に沿ったひずみ分布の測定 (2 体目のみで実施)	頂版の配力筋 1 個所
(4) 内空ひびわれ計測	・ デジタル撮影画像によるひびわれ抽出とひびわれ幅解析	内空 2×3 面
(5) 画像計測	・ 3D カメラとデジタル画像相関法によるひずみ/変位分布	W 壁
(6) 頂版写真撮影	・ デジタルカメラによる頂版のひびわれ損傷状況の確認	頂版
(7) 変位計測	・ 試験体の載荷点, 頂点等の変位測定, 変形モード抽出	12 個所 29 成分

### (1) 鉄筋ひずみゲージ

鉄筋ひずみゲージは, 三次元的に変形する試験体の局所的な変形の計測を目的とし, 頂版, 側壁および底板の各部位について, 損傷が大きくなると想定される領域を満遍なく計測した。

ただし, ひずみゲージによる計測では, ひび割れ発生個所で局所的にひずみが大きくなることにより試験体が破壊に至るまでの過程をすべて計測することは困難である。

### (2) 変位計 (L=300mm) によるひずみ計測

変位計によるひずみ計測は, 試験体が破壊に至るまでのひずみの進展状況の計測を目的として, 標点間距離 300mm の範囲での平均的なひずみを計測することとした。材料非線形解析による損傷評価では, 局所的なひずみよりも平均的なひずみを用いた評価手法が用いられることが多いことから, これらとの比較検討を行うことを考慮して採用した。

### (3) 光ファイバーひずみ計

光ファイバーひずみ計は, 頂版のうち西側内空中央部の配力筋に生じるひずみの分布を測定することを目的として, 異形鉄筋 D10 の縦節に対して溝切加工を行い, その中に径 155  $\mu\text{m}$  の光ファイバーを貼り付けて測定した。

この光ファイバーによる測定は, 入射した光に対する Rayleigh 散乱光を測定し, 入射光に対する散乱光の周期特性の変化をひずみに換算している。最短 1mm 間隔でひずみを求めることができ, 鉄筋のひずみ分布を高密度に計測することができる。一方で, ひび割れ発生後のひずみレベルが大きい場合には, 計測精度に注意する必要がある。

#### (4) 内空ひびわれ計測

内空ひびわれ計測は、頂版、側壁および中壁の内面のひび割れ発生状況およびひび割れ幅の評価を目的として、内空内に取り付けたレール上を走行する台車に小型カメラを取り付け、実験中に内空内を走行させ、内空の損傷状況を連続の写真に記録した。

#### (5) 画像計測

画像計測は、試験体の上側（頂版）を引張ゾーン、下側（底版）を圧縮ゾーンとした曲げ変形モードを確認することを目的として、デジタル画像関連法に基づいた2台のカメラによる三次元変位分布の測定を行った。測定位置は西側側壁（W壁）とし、支持点と載荷点が近い位置にあり、壁面の圧縮ゾーンと引張ゾーンが同時に撮影できる部位として選定した。

デジタル画像関連法は、測定対象物の表面にランダムな模様をつけ、その変形前後の写真を撮影し、変形前写真の任意の点を中心とした模様と特徴が一致する点を変形後の写真から探し出し、その移動量をもとに演算によって変位やひずみに変換し計測する手法である。このとき、2台のカメラで同時に撮影することにより得られる僅かに異なる2つの画像データから、ある任意の点を指す三次元座標を計測できるため、三次元の変形を追跡することができる。

#### (6) 頂版写真撮影

頂版写真撮影は、頂版上に取り付けた2台のデジタルカメラによる撮影を行い頂版の損傷状況を記録した。

#### (7) 変位計測

変位計測は、全体変形挙動を把握することを目的として、試験体の頂点、載荷点および支承部試験体の頂点、載荷点および支承部等代表点の3成分変位を計測した。この計測では、豊富な計測実績のあり計測精度の高い変位計による計測手法を採用した。

### 5.5 載荷実験結果

#### 5.5.1 載荷実験結果の概要

実験は最も変位が大きくなる底版隅部の基準変位で140mmまで載荷を実施した。基準変位5mm程度で頂版にひび割れが発生し、基準変位20mm程度で頂版主筋が降伏した。頂版の主筋が降伏すると、作用荷重はあまり増加せず、安定した状態で載荷することができた。基準変位140mmでは、幅20mmを超えるひび割れが生じており、ひび割れによる損傷は非常に大きく、頂版上側配力筋のひずみは5~10%に達した。構造物の損傷は大きいものの、崩壊には至らず、カルバートとして、内空断面を維持するという最低限の要求性能は満足している。ただし、幅20mmに達する非常に大きな貫通ひび割れが発生していることから、周辺環境と要求性能によっては、止水性・水密性の点からの性能評価が必要となる。

本実験では、曲げ破壊モードが卓越し、鉄筋降伏後も急激な耐力低下は確認されず、高い靱性を有していることが確認できた。被りコンクリートの剥落およびひび割れの分布状況、最大ひび割れ幅が20mm以上となる等、カルバートとしての性能に影響を及ぼすレベルの損傷が生じ

る状態までの載荷ができたものとする。なお、基準変位 140mm で載荷装置のほぼ限界に達したため、これ以上の載荷をせずに実験を終了した。

### 5.5.2 荷重－変位関係

基準変位と 2 台のジャッキ荷重の合計との関係を図 5-4 に示す。図中の初降伏とは、各部材の中で最初に鉄筋降伏が始まった時点を示す。

実験では、2 体とも基準変位が約 5mm で最もひずみが大きくなる頂版の配筋筋が降伏したが、その約 30 倍の変位まで、荷重の急激な低下は確認されず非常に安定しており、実験のような載荷条件に対して、構造物は十分な靱性を有していることが確認できた。

荷重は、2 体目が 1 体目と比べて若干小さくなっている。これは、変位制御載荷時の J2 ジャッキの保持荷重が 1 体目と 2 体目で異なることによる、2 台のジャッキの荷重バランスの違いによるものと考えられる。一方で、ひび割れ発生から鉄筋降伏が生じるタイミングも含め、頂版のひび割れの広がり状況とジャッキ荷重値を段階的に確認する中で、全体的には荷重－変位関係に大きな差は認められなかった。

載荷経過としては、頂版の支持点の直上あたりに発生したひび割れは、構造物全体の曲げ変形モードとなり、頂版全体に徐々に広がった。なお、実験では基準変位 140mm 到達後、除荷している。計測は除荷時も継続して実施しており、除荷後も基準変位で約 120mm が残留していることを確認した。

底版下面には、試験体に対して 45° 方向に支持線の跡があり、その近傍で被りコンクリート部分に損傷が認められた。

なお、載荷実験は、基準変位 140mm 到達時点で、水平変位量が 65mm 程度に達し、リニアガイドの水平変位量の制限値および J1 ジャッキを試験体に取り付けているユニバーサルヘッドの回転角がほぼ限界に達したため、これ以上の変位制御による載荷を行わずに、実験を終了した。

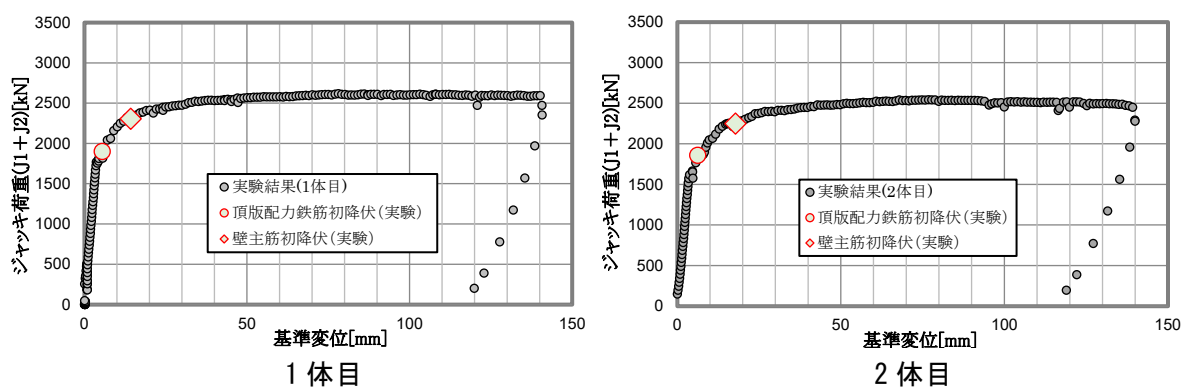


図 5-4 載荷実験における荷重－変位関係

### 5.5.3 試験体の損傷状況

実験終了後の 2 体目のひび割れスケッチを図 5-5 に、写真を図 5-6 に示す。

頂版、側壁のひび割れは広い範囲に分布し、除荷によって幾分ひび割れ幅は減少したものの、除荷後も 20mm 近い残留ひび割れ幅となり、一部では被りコンクリートの剥離も認められた。

頂版のひび割れは全体に広く分布しているが、断層線の直上近傍でひび割れ幅が大きく、分布も密となっている。ひび割れの方法は試験体軸方向に対して斜めで、支承線方向（45°）を向くが、やや横断方向に傾いている。これは、横断方向には主筋が配筋されており、水路軸方向の配力筋よりも鉄筋量が多いことから、この配筋量の異方性により配筋量の少ない配力筋に交差するひび割れの方が卓越したためと考えられる。

頂版と比較して側壁のひび割れは集中している。特に西側側壁（W壁）では支承位置と載荷ジャッキの位置との間に集中しており、曲げせん断ひび割れと判断できる。

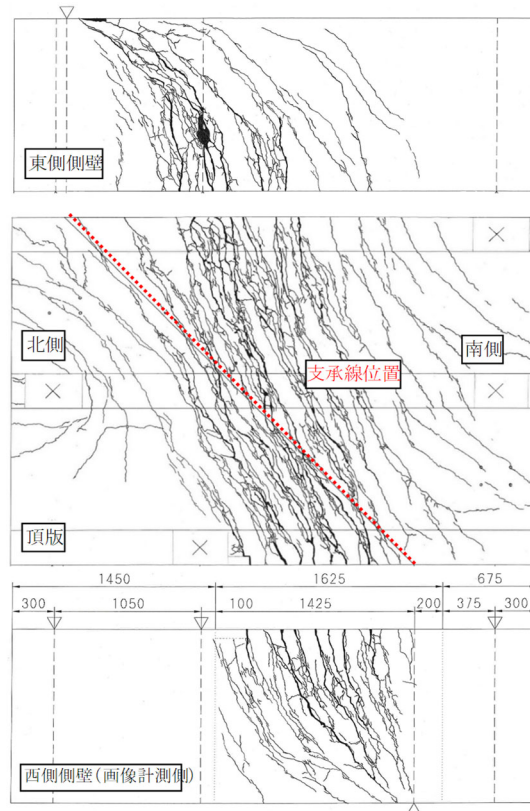
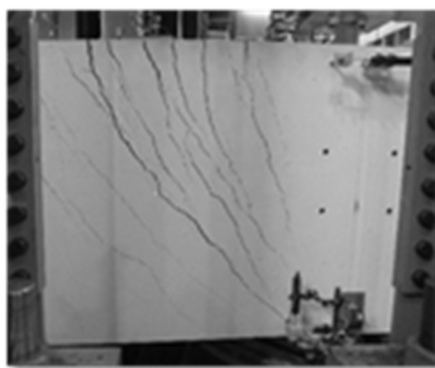


図 5-5 試験終了時のひび割れ分布（2体目）



西側側壁



西側内空

図 5-6 実験終了時ひび割れ状況（2体目）

## 5.5.4 計測結果

### (1) 鉄筋ひずみゲージの計測結果

頂版の主筋および配力筋に貼付したひずみゲージのうち、降伏ひずみを超えた値を計測した配力筋ひずみゲージの位置を図 5-7 に、基準変位とひずみゲージで計測した配力筋ひずみの関係を図 5-8 にそれぞれ示す。

図 5-7 には、载荷中に降伏ひずみを大きく超えたゲージを色付きで示している。また、図 5-7 と図 5-8 では、ゲージ位置とグラフの色およびゲージ番号とを対応させている。配力筋の降伏は、赤、橙、青で示す位置の順に発生していると思なすことができる。側壁近くで最初にひび割れが発生して配力筋のひずみが増大し、構造物の中央に向かって徐々にひび割れが進展し、配力筋の降伏範囲が拡大した状況を確認できる。

色付きで示したひずみゲージでは、鉄筋の降伏ひずみを超えるとともにひずみが急増した。一方で、ゲージ番号 80 番および 83 番等のひずみゲージは、降伏を超えて大きなひずみが生じたひずみゲージの間に位置しているが、降伏ひずみ前後でひずみの増大が頭打ちとなった。この要因として、ひずみゲージによる計測点がひび割れの中に位置し、ひび割れが開く箇所からずれたことが考えられる。

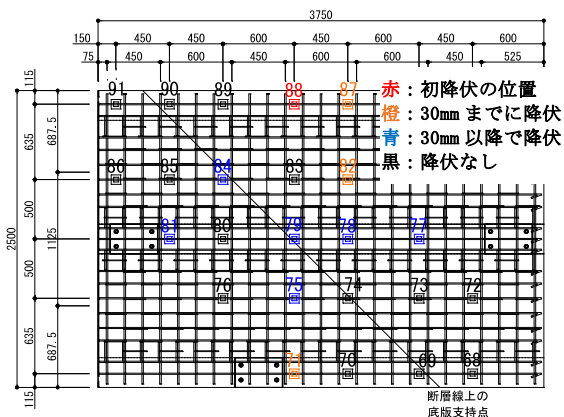


図 5-7 ひずみゲージ配置と降伏を超えたゲージ位置

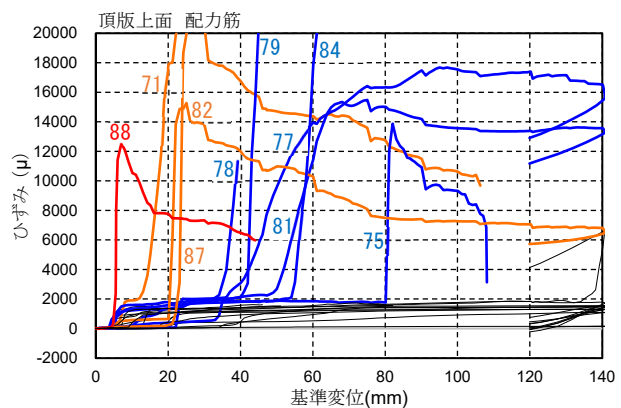


図 5-8 基準変位と計測ひずみの関係 (1 体目)

### (2) 変位計によるひずみ計測結果

標点間距離 300mm の変位計の頂版での配置を図 5-10 に示す。隔壁 (M 壁) と東側側壁 (E 壁) との間および隔壁 (M 壁) と西側側壁 (W 壁) との間の 2 か所では x, y, xy 方向のロゼット (三角形) 配置とした。

隔壁 (M 壁) と西側側壁 (W 壁) との間にロゼット配置した変位計によるひずみ計測結果を図 5-9 に示す。標点間距離 300mm での平均ひずみであり、载荷の最終段階まで安定してひずみを計測することができた。最終的には、最大主ひずみで 70,000  $\mu$  を超える引張ひずみが計測された。最大主ひずみの方向は、ひび割れ発生直後に約 135° であり、その後約 105~110° で安定している。ここに、断層線に直交する方向が 135°、配力筋方向が 90° である。断層線に直交する方向からやや配力筋方向に向いた方向に移り、配力筋方向のひずみが主筋方向のひず

みより大きくなる。またこの方向は、ひび割れ線と直交する方向に一致している。

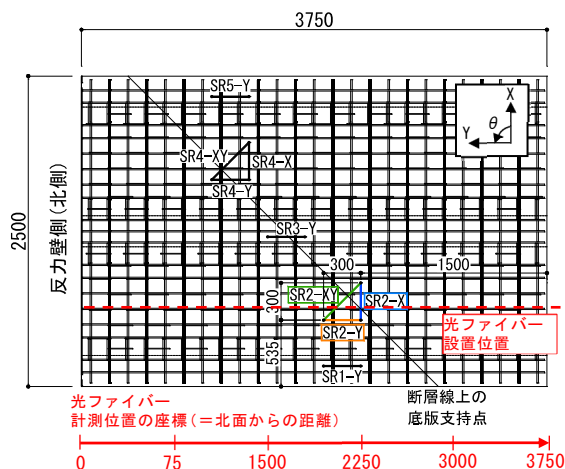


図 5-10 ひずみ計測のための変位計配置 (頂版)

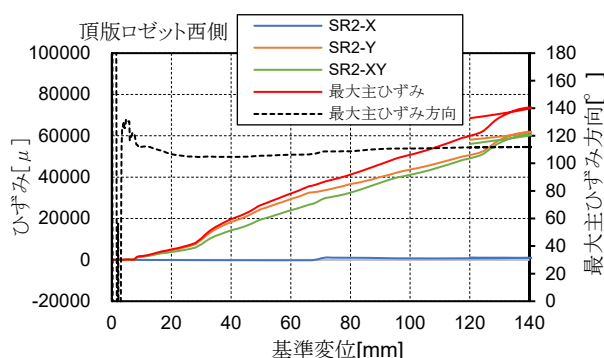


図 5-9 ロゼット配置した変位計によるひずみの推移

### (3) 光ファイバーひずみ計による計測結果

光ファイバーを用いて計測した試験体 2 体目の配筋ひずみ分布を図 5-11 に示す。鉄筋に貼り付けた光ファイバーの接着ムラ等に起因し、特に鉄筋が降伏した後、測定されているひずみが大きくばらつくことから、任意の測定点を中心とした 150mm 区間の測定値の移動平均をとり、平滑化処理を行った。図 5-11 には測定されたひずみと、移動平均による平滑化処理を行った結果を同時に示している。

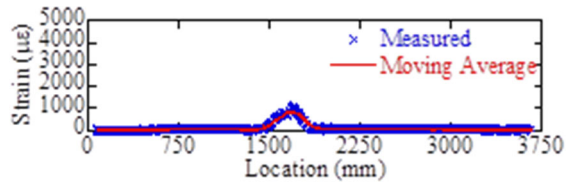
基準変位 5.9mm で頂版や内空内にひび割れが初めて確認された。このひび割れ発生とほぼ同時の基準変位 5.0mm (図 5-11 (a)) で、最大 1,000 $\mu$  のひずみが計測された。この時点では、ピークは 1 つだけであり、鉄筋ひずみに影響を与えるひび割れは 1 本しか発生していないことが分かる。そのひび割れ位置は、支持点位置よりもジャッキ側である。

その後、基準変位 10.0mm (図 5-11 (b)) で、鉄筋の降伏ひずみに相当するひずみが計測された。この時点では、少なくとも 5 つのピークが確認でき、頂版に 5 本のひび割れが生じたと考えられる。なお、図 5-12 に基準変位 11.0mm のときの頂版西側の損傷状況を示すが、撮影範囲では少なくとも 4 本のひび割れが確認できる。

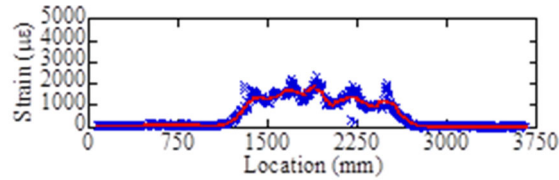
基準変位 20.0mm (図 5-11 (c)) では、北面から 2,800mm の位置に新たなピークが確認できた。概ね 1,100~3,000mm の区間でひずみが大きくなっており、付着切れが生じていると考えられる。

更に载荷を続け、基準変位 40.0mm (図 5-11 (d)) では、新たなピークは確認できず、付着が切れ、滑りを起こしている領域の鉄筋ひずみが増加し続けた。基準変位 40.0mm をわずかに超えたところで光ファイバーの断線により計測できなくなったため、光ファイバーによるひずみ分布計測はここで終了した。

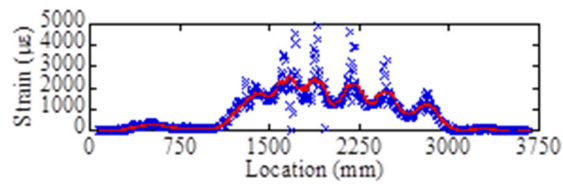
光ファイバーを用いた計測では、鉄筋が降伏した後、測定されているひずみが大きくばらつくものの、ひび割れ発生による鉄筋応力の分布状況および鉄筋とコンクリート間の付着性状を把握することができた。



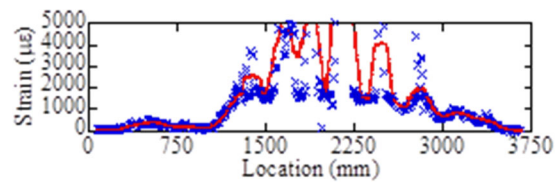
(a) 基準変位 : 5.0mm



(b) 基準変位 : 10.0mm



(c) 基準変位 : 20.0mm



(d) 基準変位 : 40.0mm

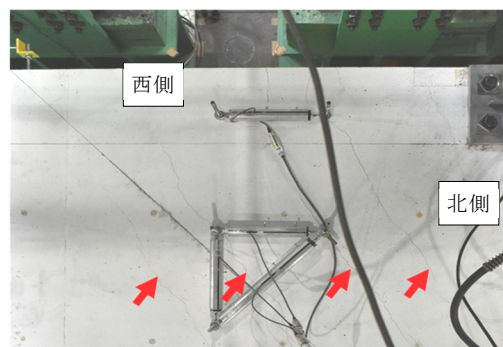
(注) 横軸は、図 5-10 に示す北面からの距離を示す。

図 5-11 光ファイバーによる配力筋のひずみ分布 (2 体目)

#### (4) 頂版写真撮影

頂版の上に固定したデジタル一眼カメラを無線によってモニターしつつ撮影した。その写真の一例を図 5-12 に示す。写真は一部を拡大しているが、ひび割れが顕著な支承線上の広い範囲を 2 台の固定カメラによってカバーした。

撮影した画像は実験終了後にひび割れ検出とひび割れ幅解析に使用した。



(注) 赤矢印は、ひび割れ位置を示す。

図 5-12 頂版西側の損傷状況 (基準変位 : 11.0mm)



## (5) 画像計測結果

画像計測により得られた試験体 2 体目の西側側壁 (E 壁) の最大主ひずみ分布を図 5-13 に示す。なお、画像測定範囲の右下にはピン支承が、左上には J1 ジャッキが取り付けられている。基準変位 5.9mm において、側壁にひび割れが生じると同時にひび割れ発生位置に 2% を超える大きなひずみが計測された。続けて基準変位 11.0mm まで載荷すると、ひび割れはさらに増え、5 本程度の 2% を超える大きなひずみがライン状に確認できる。ひび割れ発生から鉄筋降伏レベルの変形であっても非常に大きなひずみが生じている理由は、画像計測では、本来不連続な点となるひび割れ部を含む、ある有限の領域の平均的なひずみを求めているためである。今回の分析では、最大主ひずみの計算範囲を概ね直径 9mm 前後の領域に区分して計算したため、0.1mm のひび割れ幅であっても 1% を超えるひずみに相当することとなる。

その後、基準変位が増加するに従い、ひび割れ本数は増えていき、ひび割れの開きに合わせ、ひび割れ部のひずみも大きくなる。基準変位が 40mm を超えるとひび割れ本数が増えるよりもひび割れ部のひずみの増加が大きくなっている。これは、新たなひび割れが生じるよりも、既に発生しているひび割れが大きく開いていることを示している。また、構造物全体での曲げ変形モードの結果として支持点周辺は圧縮ゾーン、支持点の直上の頂版側は引張ゾーンとなり、概ね支持点と載荷点を結んだラインよりも上側 (頂版側) に大きなひずみが生じる。

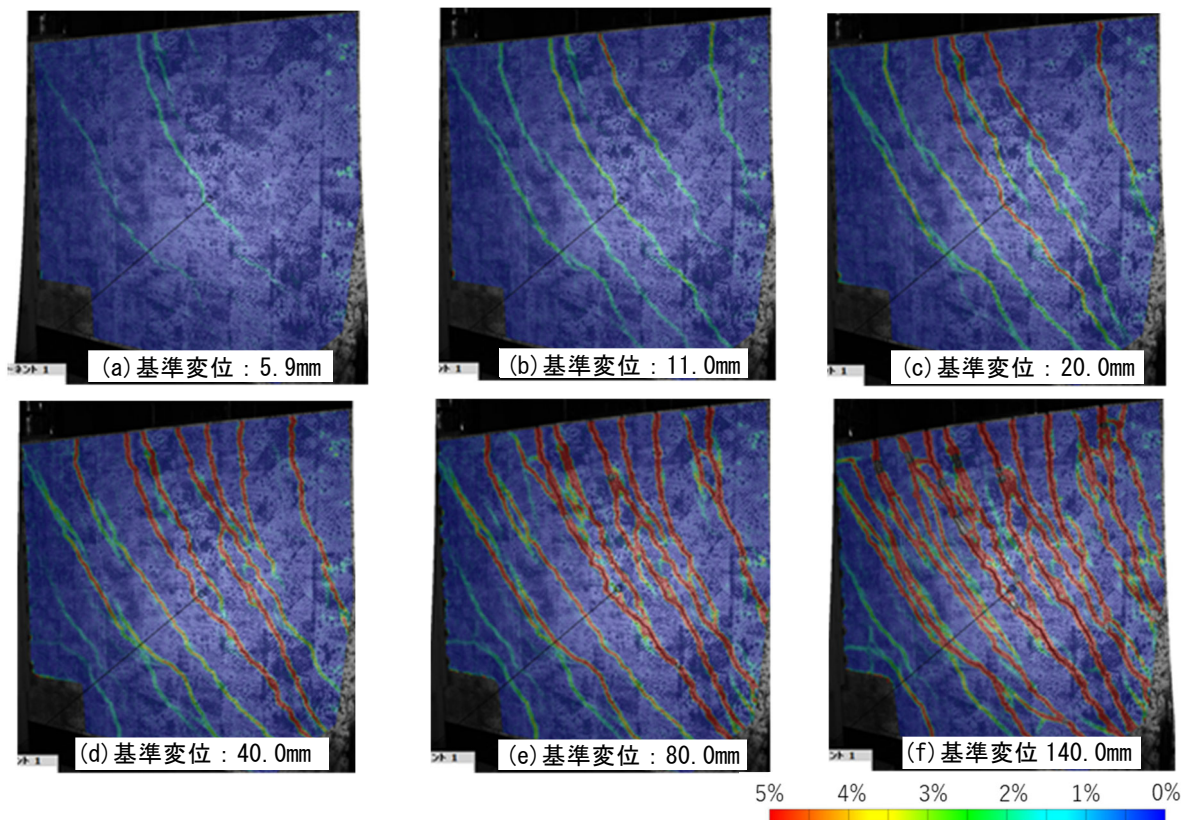


図 5-13 画像計測により得られた最大主ひずみ分布

### (6) 内空ひび割れ計測

内空の写真は、台車を 10cm 刻みで水平移動しながら、各撮影ステップで約 40 枚の写真をそれぞれ西側内空、東側内空で、頂版（天井）と両側の壁の 3 面に対して撮影した。撮影した 40 枚の画像をもとに、各部材に対して 1 枚の画像に合成した。頂版の合成写真の一例を図 5-14 に示す。ひび割れの分布等を明瞭に確認できる。

基準変位 20mm において西側の内空にひび割れが 5 本程度発生しており、頂版上面より発生したひび割れが貫通して内空に達していることが確認できる。

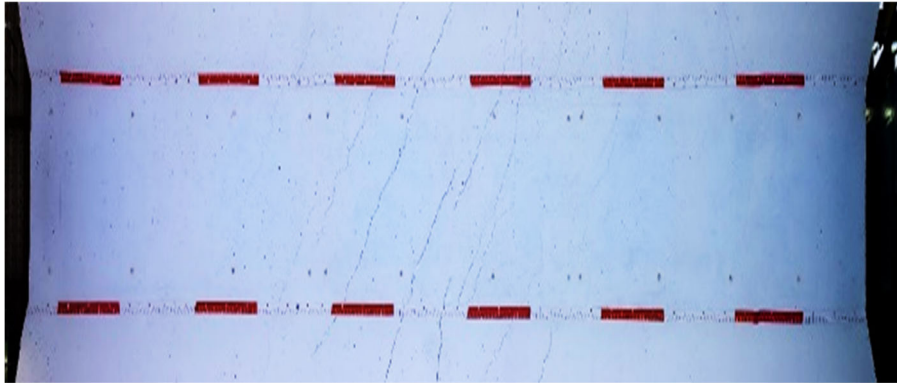


図 5-14 内空走行カメラ 40 枚の撮影画像合成写真  
(2 体目, 西側内空頂版. 基準変位 : 20mm)

### (7) 変位計測

変位計測は、試験体の頂点、載荷点および支承部等で、三次元 3 成分の変位を計測した。基準変位 40mm および 140mm 時の計測変位を図 5-15 に示す。

載荷実験における試験体は、ねじり変形等を含む三次元的に複雑な変位・変形モードを示すことが、変位計測結果からも確認できた。

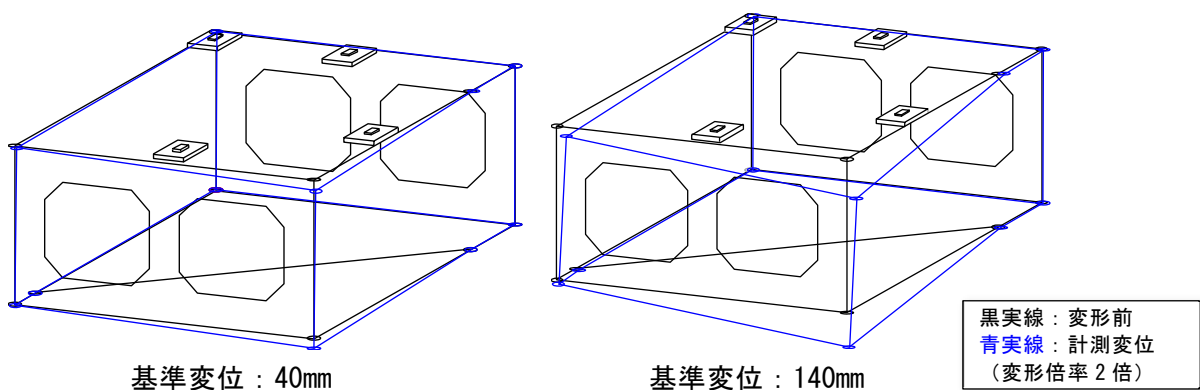
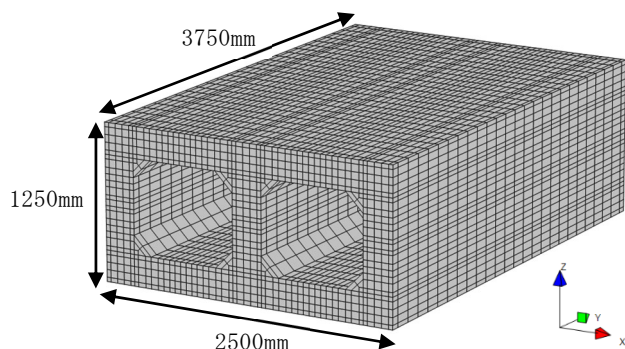


図 5-15 変位計測による構造物全体の变形 (2 体目)

## 5.6 再現解析による解析の追従性および損傷指標の検証

### 5.6.1 再現解析の概要

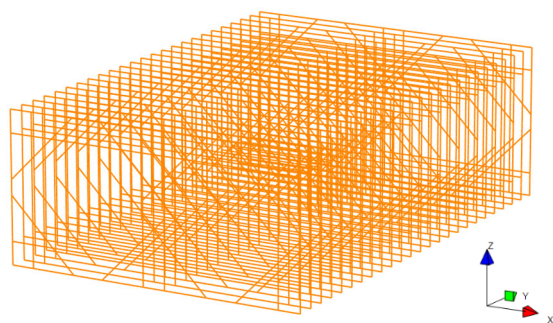
再現解析は、三次元材料非線形解析（解析コード FINAL<sup>4)</sup>）により行った。構造物はコンクリートを六面体要素，鉄筋は構造物横断面内の主筋とハンチ筋をトラス要素，構造物縦断方向の配力筋とせん断補強筋を埋込み鉄筋要素でそれぞれモデル化した。コンクリートのモデル化には，非直交多方向ひび割れを考慮する分散ひび割れモデルを用いた。解析モデルを図 5-16 に，コンクリートと鉄筋の材料構成則を表 5-3 に示す。



カルバートの全体モデル図

※各部材は厚さ方向に5分割

要素数：約 30,000  
(ソリッド要素+トラス要素)



主筋およびハンチ筋のモデル図

主筋・ハンチ筋：トラス要素  
(配力筋およびせん断補強筋は六面体要素への埋込み鉄筋でモデル化)

図 5-16 解析モデル

表 5-3 コンクリートおよび鉄筋の材料構成則

材料	材料構成則
コンクリート ( $F_{yc}=24\text{N/mm}^2$ )	テンションスティフニング特性：出雲モデル( $C=1.0$ ) 圧縮強度まで：修正 Ahmad モデル 圧縮破壊条件：Ottosen の 4 パラメータモデル(畑中らの係数) 圧縮軟化域：中村・桧貝モデル ひび割れ後のせん断伝達：長沼モデル ひび割れ後軟化域：RC 示方書の式
鉄筋 ( $F_{ys}=345\text{N/mm}^2$ )	バイリニア (2 次剛性 1/100)

1 体目について、載荷実験と再現解析による荷重  $P$  (ジャッキ 2 台の合計荷重) - 変位  $\delta$  (基準変位) の比較を図 5-17 に示す。載荷実験では  $\delta \approx 5\text{mm}$  で頂版の配力筋が初降伏したのち、 $\delta = 30\text{mm}$  以降は荷重がほぼ横ばいのまま  $\delta = 140\text{mm}$  まで到達しており、高靱性な構造物の曲げ降伏の挙動を示している。再現解析での頂版鉄筋の初降伏のタイミングは載荷実験と一致しており、通常的设计対象範囲とされる降伏変位の約 8 倍にあたる  $\delta = 40\text{mm}$  までは載荷実験結果を精度良く再現している。再現解析に用いた構成則は、微小ひずみに基づいた定式化であり、一般に設計で用いられる降伏変位の約 8 倍にあたるひずみレベルまで再現できていると考える。 $\delta$  が  $40\text{mm}$  を超え  $140\text{mm}$  までにおいては、再現解析は最大約 20% 大きな荷重を示すが、載荷実験と同様に安定した推移を示しており、後述する変形モードの比較から、断層線を支点として頂版側が引張、底版側が圧縮となる構造物の変形モード、構造物全体の曲げによる損傷・破壊モードを精度良く再現できていると考える。

なお、ひずみの大きい領域 ( $\delta > 40\text{mm}$ ) において、再現解析による荷重が載荷実験による荷重を上回っている要因として、コンクリートの高応力時の時間依存性<sup>5)</sup> (クリープ) を考える。載荷実験では、配力筋ひずみが  $\delta = 140\text{mm}$  まで増加しているのに対し、荷重は概ね  $\delta = 80\text{mm}$  で最大となり徐々に減少している。これは、構造物全体の曲げ変形により高応力が生じる圧縮側のコンクリートにクリープが生じ、曲げモーメントのアーム長が短くなって荷重が減少していることを意味する。一方で、再現解析では、コンクリートの高応力時の時間依存性を考慮していない。よって、再現解析による荷重が載荷実験値よりも大きくなることは、妥当な結果と考える。また、コンクリートの高応力時の時間依存性を考慮しないことは、構造物の変形性能を小さく評価することになり、安全側の解析結果となる。更に地中構造物の変形性能を精度良く評価するためには、コンクリートの高応力時の時間依存性を考慮する必要があることが分かる。

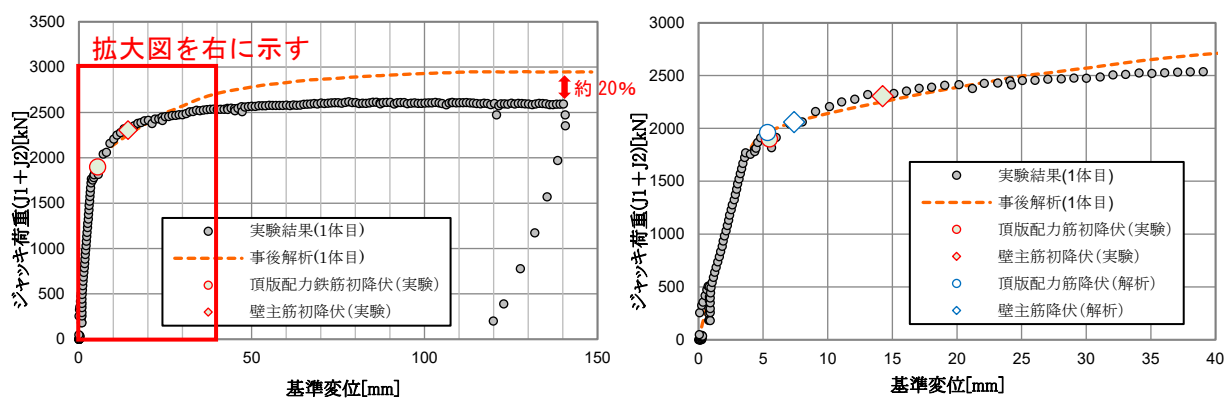


図 5-17 載荷実験荷重－変位曲線 (1 体目)

## 5.6.2 解析の解析の追従性

### (1) ひび割れ状況と最大主ひずみ分布との関係

試験体 1 体目の頂版および両側壁のひび割れ分布と、再現解析で得られた最大主ひずみ分布の重ね合わせを図 5-18 に示す。頂版、両側壁のいずれの面でも、ひび割れ幅が大きく分布が密になる範囲 (ひび割れが太線になっている範囲) と、最大主ひずみの大きい範囲 (赤～黄色

の範囲) が良く一致している。また、頂版のひび割れ方向が支承線方向 (45° ) に対してやや横断方向に傾いている状況が、頂版の最大主ひずみ分布においても良く再現できている。

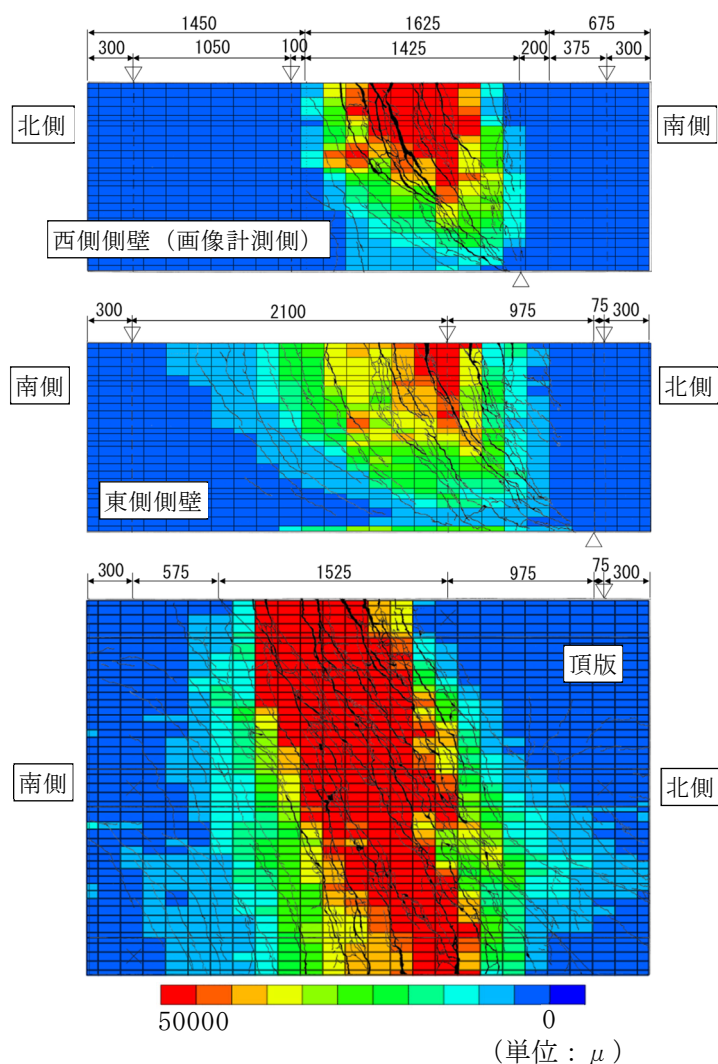


図 5-18 ひび割れ分布と再現解析による最大主ひずみ分布との比較 (1 体目)

## (2) 配力筋ひずみ分布の比較

光ファイバーにより配力筋の連続的なひずみ分布の計測を行った試験体 2 体目について、光ファイバーによるひずみの計測値と、ファイバー計測位置の近傍で計測したひずみゲージ (図 5-7 の 72~76)、ロゼット配置した変位計 (図 5-10 の SR2-Y) による計測値および再現解析の光ファイバー計測位置近傍の配力筋ひずみ分布の比較を図 5-19 に示す。

光ファイバーによる配力筋の計測ひずみと再現解析による配力筋ひずみを比較すると、計測ひずみにはひび割れの本数や発生位置に応じた明瞭なピークが認められるのに対し、再現解析によるひずみは全体的になだらかな分布となっている。基準変位 20mm では計測値と解析値はピークの値、発生箇所とも概ね一致している。基準変位 40mm ではピークの値の発生位置にずれが認められる。光ファイバー計測によるひずみの発生位置が基準変位 20mm と 40mm で異なっており、荷荷が進むに従い、ひび割れが大きく開く位置が変化したことが伺える。再現解析におい

て、載荷実験時の複雑なひび割れの開き方までは表現できていないが、ひび割れ全体の分布域およびそのピーク値について概ね再現できていると考えられる。

ロゼット配置した変位計での計測値については、基準変位 20mm では解析値と概ね一致している。基準変位 40mm では計測値が解析値より大きくなっており、荷重-変位関係に誤差を生じ始めるタイミングと対応している。一方、ひずみゲージは点での計測であり、ひび割れ部周辺等において局所的に大きなひずみが計測される傾向にある。そのため、ひび割れに近いひずみゲージの測定値は非常に大きくなった。また、ひずみゲージの特性から、降伏を大きく超えた領域では計測精度に問題があると考えられ、計測値の取り扱いには注意を要する。

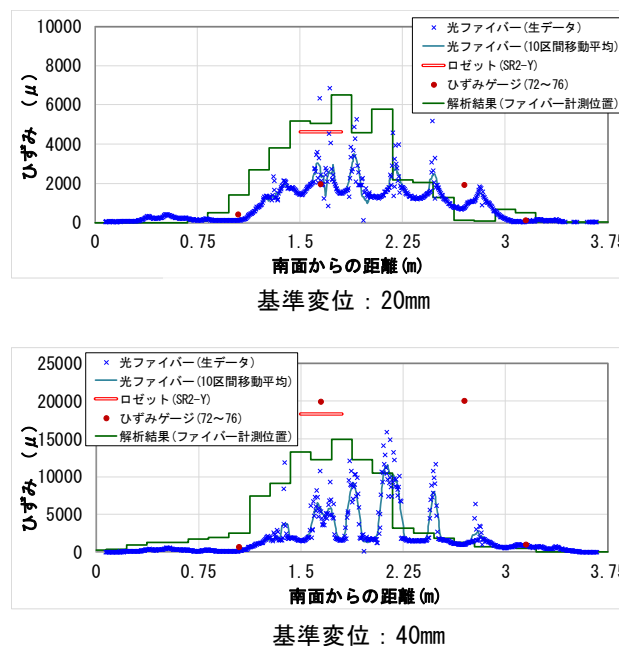


図 5-19 配力筋ひずみ分布の比較

### (3) ひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$ の関係

図 5-14 に示した内空ひび割れ計測で撮影した写真を用いて、載荷の進行に伴うひび割れ幅の推移を整理した。また、曲げひび割れや斜めひび割れのような引張損傷を評価する指標として、コンクリート標準示方書<sup>6)</sup>に示される損傷指標 $\sqrt{J2'}$ に着目し、実験におけるひび割れ幅と再現解析で得られる $\sqrt{J2'}$ の関係を整理した。ここでは、構造物のひび割れ発生から、ある程度ひび割れ幅が大きくなる(2mm~4mm程度)までの構造物のひび割れ損傷に対する損傷指標としての適用性を確認することを目的とした。

撮影写真からひび割れ幅の情報は、AI によるひび割れの自動検出システム<sup>7)</sup>を用いて得た。

ひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$ の関係を図 5-20 に示す。図 5-20 は、内空の撮影部位ごとに、ひび割れ幅の最大値と $\sqrt{J2'}$ の最大値の関係を整理したものであり、両者には相関が認められる。このようにひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$ の関係を整理することで、あるひび割れ幅に到達した状態を一般的な損傷指標である $\sqrt{J2'}$ により評価できることが分かった。

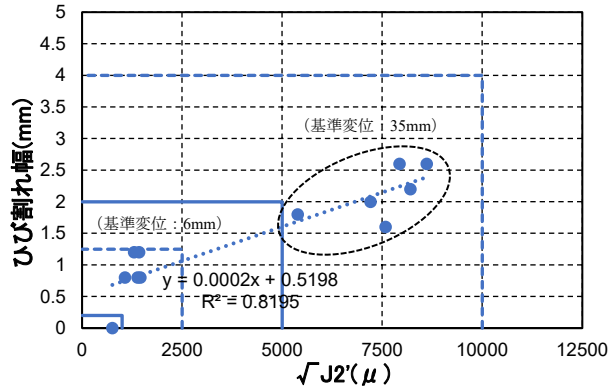


図 5-20 ひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$  の関係 (2 体目)

#### (4) 変形モードの比較

試験体 2 体目の変位計測結果を用いて描いた構造物全体の変形図 (図 5-15) に、再現解析により得られた変形図を併せて図 5-21 に示す。

青破線で示す計測結果は、計測点の間を直線で補間しているが、赤実線で示す再現解析結果は構造物の辺上の全節点の変位で示した。したがって、計測点間の変形状況の補間方法による差は認められるが、計測点での変位と全体の変形モードは良い対応を示しており、実験においても再現解析においても、構造物全体での曲げ変形モードが卓越し、脆性的なせん断破壊が発生することがない安定した状態にあることがわかる。再現解析により得られた変形も実験と同様に、ねじり変形等を含む三次元的に複雑な変形モードを示すことが確認できた。

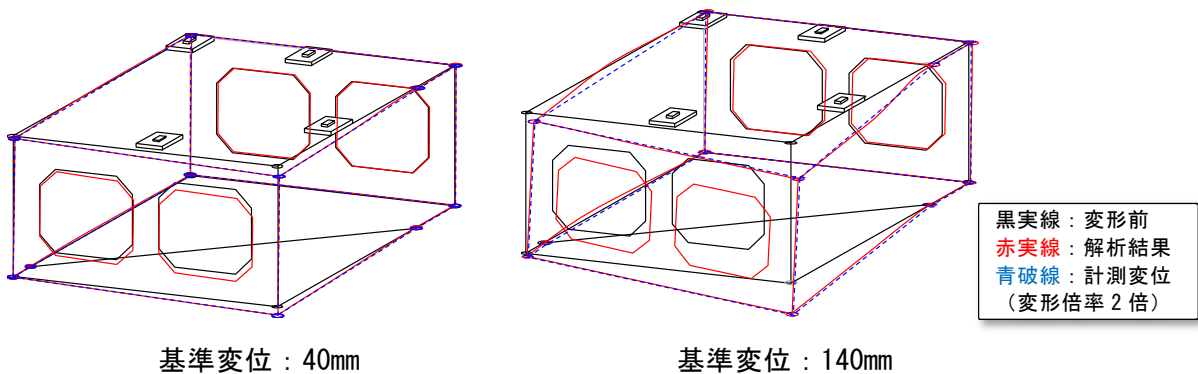


図 5-21 変位計測による構造物全体の変形 (2 体目)

### 5.6.3 損傷指標の検証

#### (1) コンクリート圧縮ひずみの適用性

コンクリート圧縮ひずみは、再現解析において  $\delta \approx 145\text{mm}$  でその限界値 ( $10,000\mu$ ) に達した。

載荷実験での支承部のコンクリート剥離状況と再現解析での圧縮ひずみ分布図を図 5-22 に示す。実験の最終段階において支承部の一部にコンクリート剥離が発生していることから、再現解析においてその圧縮状況を適切に捉えている。

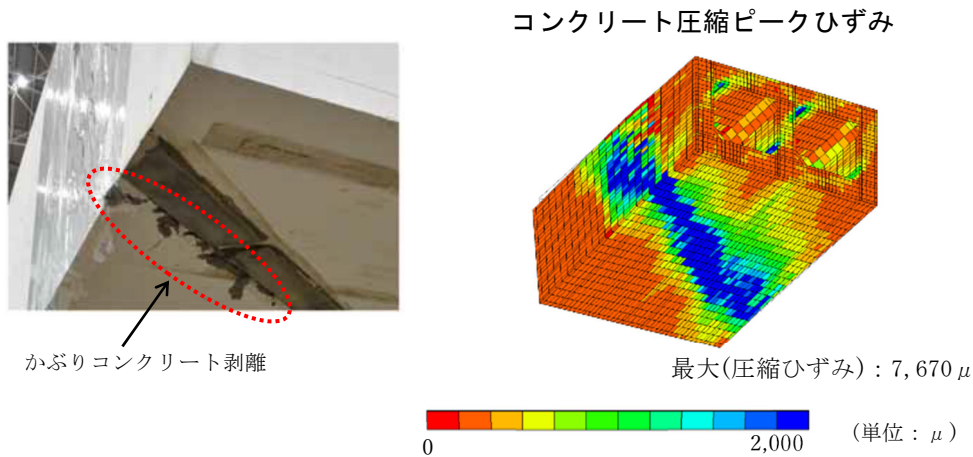


図 5-22 載荷実験と再現解析の圧縮損傷の比較

### (2) 損傷指標 $W_n$ の適用性

損傷指標  $W_n$  と隅部鉛直変位の関係を図 5-23 に示す。 $W_n$  の最大値は、底版下面の支承部かぶり部分において基準変位約 92mm で閾値を超える。各部材のかぶりの要素を除いたコンクリートコア部に対しても  $W_n$  による評価を行った結果、底版のコア部では基準変位約 147mm で閾値に達した。底版下面の支承部周辺で局所的に圧縮損傷が徐々に進行していく。一方で、底版の損傷がコア部に達しているにも関わらず解析が安定していることから、構造物全体系に影響を及ぼすような損傷でないと考えられる。これは実験でも基準変位 140mm まで安定していたことと同様に、靱性のある曲げ損傷の特徴を示している。

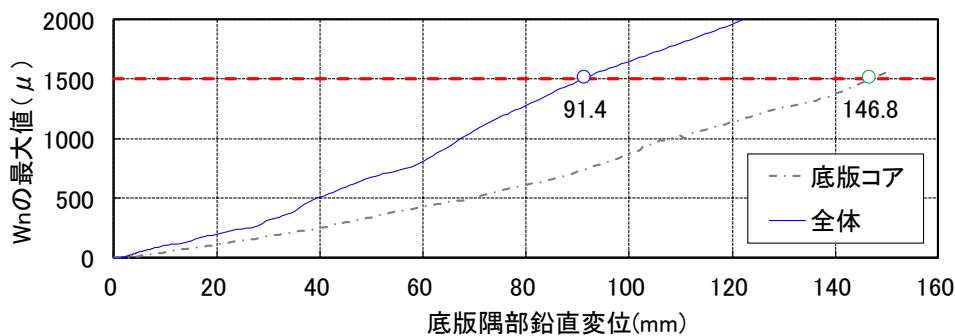


図 5-23 損傷指標  $W_n$  と隅部鉛直変位の関係

### (3) $\sqrt{J2'}$ とひび割れ幅の関係

$\sqrt{J2'}$  とひび割れ幅との関係について、基準変位約 6mm と約 35mm におけるカルバート内空の  $\sqrt{J2'}$  とひび割れ分布との比較を図 5-24 に示す。 $\sqrt{J2'}$  値が大きくなっている部分でひび割れも多数発生しており、その分布状況が良く一致していることが確認できる。

$\sqrt{J2'}$  の適用性検証として、はじめに載荷実験において目視で計測可能なひび割れ幅 0.2mm 以下の指標として適用性を検証した。 $\sqrt{J2'}$  の最大値とカルバート内空の頂版、側壁および隔壁で発生した最大ひび割れ幅の比較を図 5-25 に示す。閾値 1,000  $\mu$  に対して最大ひび割れ幅 0.2mm 以下となった。ひび割れ幅 0.2mm 以下は、コンクリート構造物の水密性において、「軽微な漏水



はあるが、水密性に対して問題なし」となる一般的な許容値である。

次に、コンクリート標準示方書に記載される閾値を超える値についても、 $\sqrt{J2'}$ の最大値とひび割れ幅との関係を整理した。これは、ひび割れ幅に応じた透水係数を設定し、漏水量を評価する場合には、ひび割れ幅の許容値を大きく設定することも可能と考えたためである。載荷実験の結果との比較により、ひび割れ幅 2mm まで許容できるとした場合には、閾値を  $5,000\mu$  とすることができる。

上記 $\sqrt{J2'}$ の閾値は、曲げ損傷モードを主とする載荷実験結果より設定したものであるが、実際の構造物では載荷実験で考慮した支持条件等とは異なる条件となり、せん断損傷モードの影響(せん断ひずみの影響)が生じることも考えられる。せん断ひずみの影響が生じる場合には、ひび割れが開かなくとも $\sqrt{J2'}$ の値が大きくなり、曲げ損傷モードを主とする載荷実験および再現解析から設定したひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$ の関係とは整合しなくなる。一方で、ひび割れが開かなくとも $\sqrt{J2'}$ の値が大きくなることから、せん断ひずみの影響が生じる場合においてもひび割れ幅を $\sqrt{J2'}$ で評価することは安全側の評価となる。よって、 $\sqrt{J2'}$ によりひび割れ幅を評価することは、工学的には妥当な評価と考える。また、せん断変形の不変量である $\sqrt{J2'}$ は、主たるひび割れに直交する方向の直ひずみとともに、ひび割れに沿った方向のせん断ひずみおよび主応力軸の回転に伴う非直交ひび割れの変形も含む指標であり、部材の損傷度を総合的に評価できる。以上より、本論文では、載荷実験のひび割れ幅と再現解析の $\sqrt{J2'}$ との関係を整理し、ひび割れ幅に応じた $\sqrt{J2'}$ の閾値を設定する。

なお、本論文では、再現解析のコンクリートモデルに分散ひび割れモデルを適用し、コンクリートと鉄筋との相対滑りはないものと仮定しており、 $\sqrt{J2'}$ の閾値については、これら仮定の違いによる影響があると考えられる。本論文で提案する $\sqrt{J2'}$ の閾値の適用範囲として、同様な構成則を適用した解析であると同時に、載荷実験と同種構造物かつ同変形モード(曲げ損傷)であることを確認する必要がある。

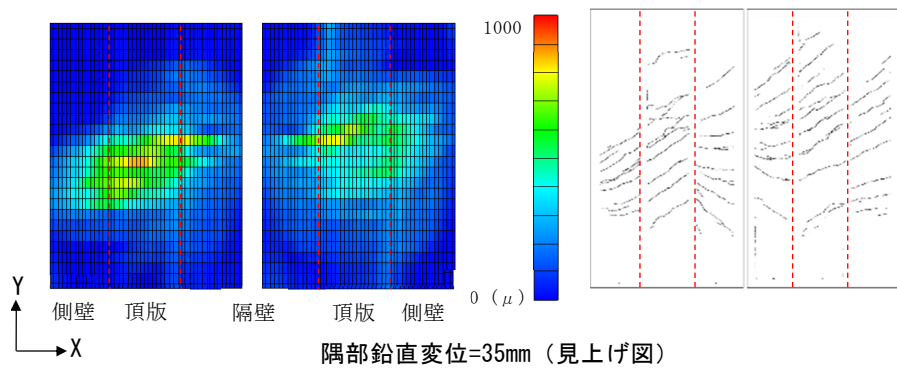
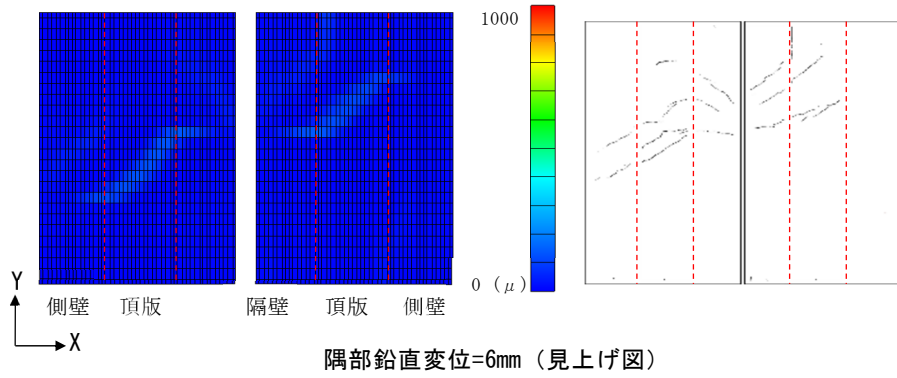


図 5-24 載荷実験のひび割れ分布と解析の $\sqrt{J_2'}$  分布との比較

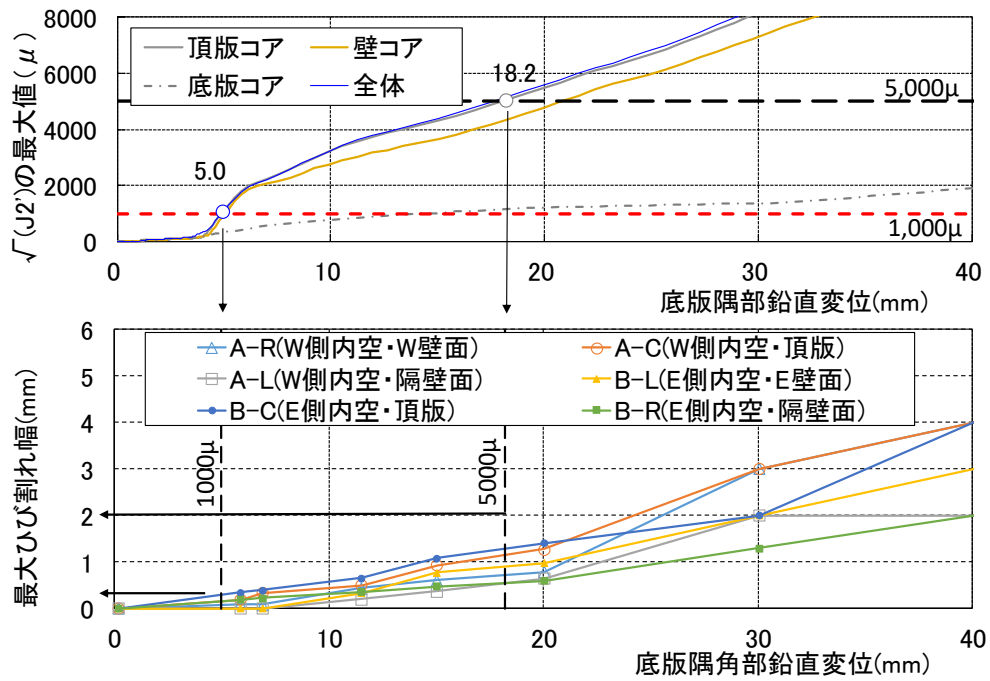


図 5-25  $\sqrt{J_2'}$  とひび割れ幅の関係

#### (4) 部材厚増分の適用性

部材厚増分の最も大きい西側側壁の部材厚増分と隅部鉛直変位の関係を図 5-26 に示す。基準変位 140mm まで閾値 5mm 未満であり、面外せん断破壊が生じていない。載荷実験での試験体にも面外せん断破壊は生じておらず整合している。

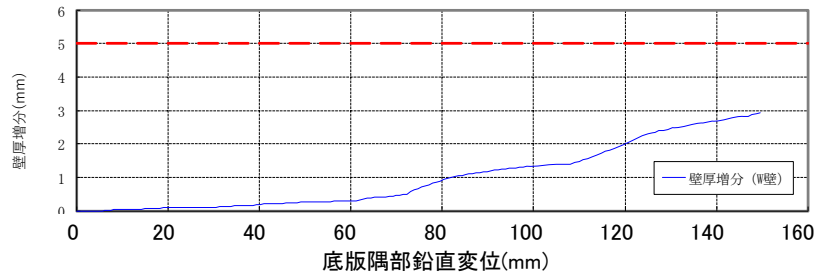


図 5-26 部材厚増分と隅部鉛直変位の関係（西側側壁）

#### (5) 構造物全体の損傷を示す指標の適用性

構造物全体の損傷を表す損傷指標と基準変位との関係を図 5-27 に示す。

不釣合い力比は、解析の収束性から構造物の損傷状況を推測する指標であり、基準変位約 56mm で閾値 1.0 を超え、以降は連続的に閾値 1.0 を上回るが、載荷実験では試験体に大きな損傷は生じていない。よって、不釣合い力比は構造物全体の崩壊を表す損傷指標としては不適切と考える。一方で、不釣合い力比が急増する場合は解析が発散する傾向であることから、解析の限界は確認できると考える。

平均化損傷指標は、引張側の指標（鋼材の損傷指標）である  $D_i(s)$  は基準変位約 48mm で閾値 1.0（鉄筋塑性ひずみが 1.0% を超える時点）を超えた。基準変位約 48mm は、荷重-変位曲線で載荷実験と再現解析とが概ね一致する範囲である。圧縮側の損傷指標（コンクリートの圧縮損傷指標）である  $D_i(c)$  は、基準変位 140mm まで閾値 1.0 未満（コンクリートの圧縮強度に達していない）であり、コンクリートの圧縮損傷が生じない結果をとっている。載荷実験でも基準変位 140mm においても底版の一部にコンクリートの剥落が認められる程度であり整合している。よって、平均化損傷指標  $D_i(s)$ 、 $D_i(c)$  は、解析の信頼性を示す指標としての適用性が確認できた。

部材変形角の指標は、頂版および側壁（全体と部分）で長方形の 4 頂点変位から変形/変位モードを分離し、面内せん断変形角が 0.4% を超える時点を超えて算定した。側壁（部分）は、西側側壁のジャッキ載荷点と支持点を含む 4 点であり、面内せん断変形が最も大きくなる場所であり、基準変位約 31mm で閾値を超える結果となった。基準変位約 31mm は、荷重-変位曲線で載荷実験と再現解析とが概ね一致する範囲であり、部材変形角の指標は安全側の評価となることが分かる。

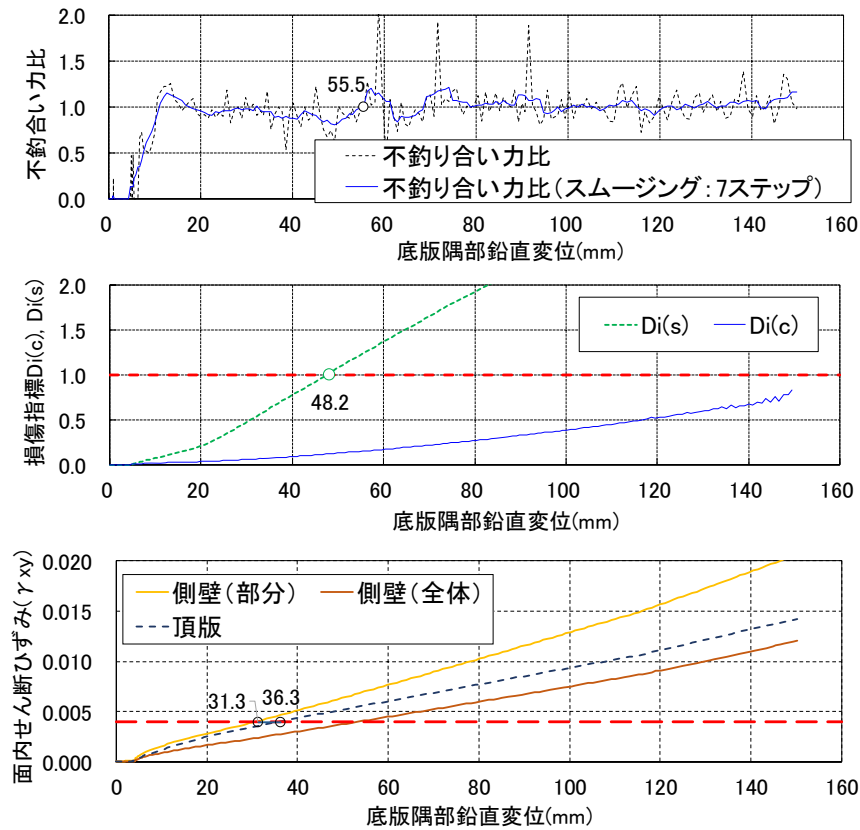


図 5-27 全体指標と隅部鉛直変位の関係

#### (6) 要求性能に基づく損傷指標

損傷指標には、図 5-28 に示すように局所の損傷を示す指標から、各部材、構造物全体を1つの指標として示す指標がある。

図中の括弧内は、各指標に対する閾値であり、既往研究や指針等で示されている値に、本論文の载荷実験と再現解析で検証した損傷指標とその閾値の関係を新たに追加した。また、要求性能に応じた損傷指標のエリアを着色して示している。

例えば、通水性能に対しては、終局～全体崩壊を表す指標から選定することが可能であり、局所指標であればコンクリート圧縮限界ひずみ(閾値 $10,000\mu$ )および鉄筋破断ひずみ(約10%)であり、そのひずみを超える分布状況を見ることで、全体崩壊とみなすことができる。また、部材変位角を選定すれば、変形角の閾値(面内せん断変形0.4%、面外曲げ変形1.0%)を超える部材を見ることで、全体崩壊の判断を行うことになる。

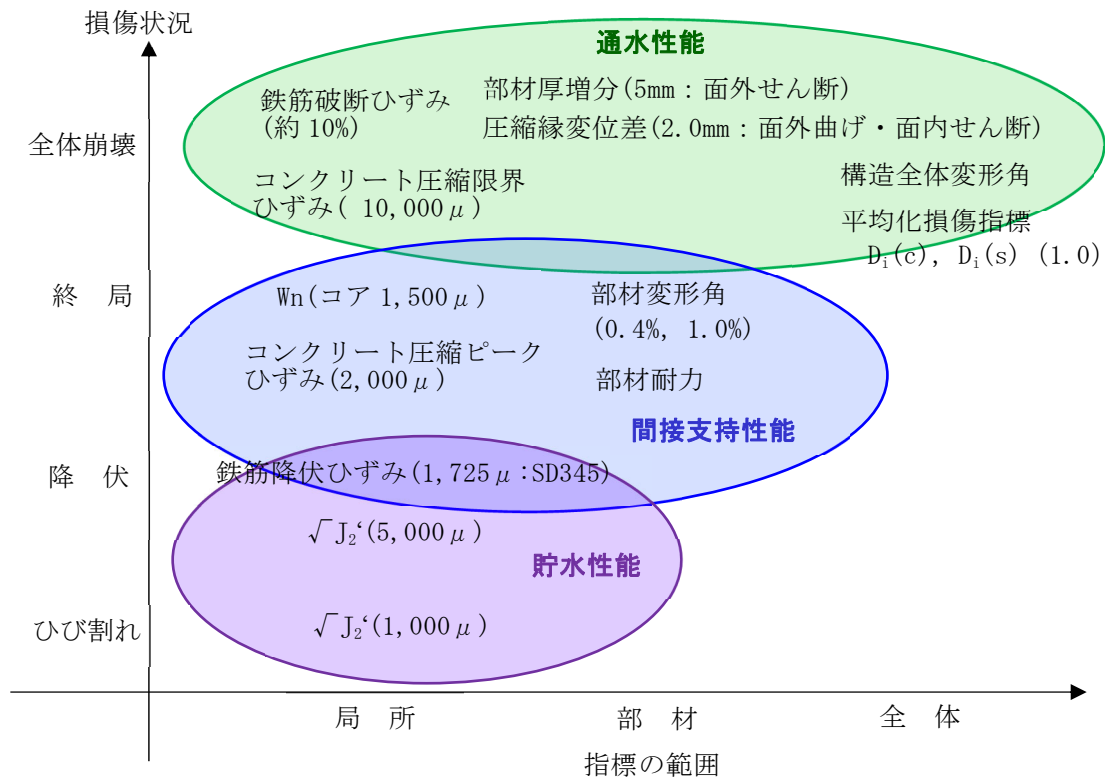


図 5-28 要求性能と損傷指標の関係

#### 5.6.4 解析における安全係数

載荷実験とその再現解析から得られた主な結果を以下に示す。

- ・ 基準変位  $\delta = 40\text{mm}$  (鉄筋ひずみ  $20,000\ \mu$  (2%)) までは、荷重-変位関係は実験と解析で良く一致している。
- ・ 基準変位  $\delta = 40\text{mm}$  (鉄筋ひずみ  $20,000\ \mu$  (2%)) から  $\delta = 140\text{mm}$  (鉄筋ひずみ  $90,000\ \mu$  (9%)) では、荷重は解析が実験を上回る (最大 15%程度) が、解析で変形モードや高靱性の応答等が良く再現されている。

よって、基準変位  $\delta = 40\text{mm}$  (鉄筋ひずみ  $20,000\ \mu$  (2%)) を超える大ひずみ領域における載荷実験の荷重と再現解析の荷重 (応答値) の差異を、応答値 (鉄筋ひずみ) に対する安全係数により考慮することとする。

安全係数とその適用範囲の考え方として、鉄筋のひずみレベルにかかわらず一律 1.2 の構造解析係数 ( $\gamma_{a1}$ ) を考慮することとした<sup>9)</sup>。しかし、この構造解析係数は、非線形領域を対象としているものの、載荷実験およびその再現解析で対象とした大ひずみ領域 (鉄筋ひずみで  $90,000\ \mu$  (9%)) までを対象としたものではない。そこで、構造解析係数 ( $\gamma_{a1}$ ) に加えて、大ひずみ領域に対して本論文の成果を踏まえてひずみレベルに応じた構造解析係数 ( $\gamma_{a2}$ ) を考慮し、構造解析係数 ( $\gamma_a$ ) を以下のように設定することとした。

## 【構造解析係数の設定】

通常の構造解析係数  $\gamma_{a1}=1.2$  に加え、曲げ降伏型損傷モードで、解析による鉄筋の最大引張ひずみの出力値によって、大ひずみ領域を対象とした安全係数  $\gamma_{a2}$  を載荷実験とその再現解析の結果との比較より設定する。

なお、岩盤の副断層変位は永久変位なので、安全係数の算定においては副断層変位が作用した状態でのひずみ値を用いなければならない。

構造解析係数  $\gamma_a = \gamma_{a1} \times \gamma_{a2}$

- 鉄筋ひずみ：  $\varepsilon_{s, \max} < 20,000 \mu$  (2%)

解析結果に対する安全係数：  $\gamma_{a2} = 1.0$

- 鉄筋ひずみ：  $20,000 \mu$  (2%)  $\leq \varepsilon_{s, \max} < 80,000 \mu$  (8%)

最大引張ひずみ  $\varepsilon_{s, \max} = 80,000 \mu$  時で安全率  $\gamma_{a2} = 1.2$  とする。

$$\gamma_{a2} = 1.0 + 0.2 \times (\varepsilon_{s, \max} - 20,000) \div 60,000$$

- 鉄筋ひずみ：  $80,000 \mu$  (8%)  $\leq \varepsilon_{s, \max}$

載荷実験により確認した最大ひずみが約  $90,000 \mu$  であることから、適用に際しては鉄筋ひずみが  $80,000 \mu$  を超える場合には、安全側の仮定として適用範囲外とする。

鉄筋ひずみは、解析出力値に対して損傷指標と同様に一定領域における平均化（例えば、平均化領域  $r=150\text{mm}$  で重み付き平均）する必要がある。

## 5.7 第5章のまとめ

本論文で実施した範囲で得られた主な成果は、以下のとおりである。

### 5.7.1 解析の追従性

1/4 縮尺の試験体を用いた載荷実験と、その再現解析から、以下の知見が得られ、今回検証した基準変位の範囲 ( $\delta \leq 140\text{mm}$ ) において、解析により RC ボックスカルバートの損傷を評価できることを確認した。なお、基準変位  $\delta = 140\text{mm}$  は、実構造物スケールでは  $560\text{mm}$  であり、副断層の岩盤上面の最大変位量約  $300\text{mm}$  に比べ、十分大きな変位量である。

- 再現解析では、材料非線形解析を実施し、解析による再現性を確認することができた。微小ひずみに基づく材料構成則でモデル化した場合、一般に設計で用いられる降伏変位の約 8 倍までの大ひずみが生じるような変形について耐力評価等の定量的な評価ができていた。この設計レベルを大きく超えるひずみレベルにおいても構造物の変形モード、破壊形態の傾向は再現できている。
- 実験でひび割れが発生した領域と解析により得られた主ひずみが大きい領域は良い対応を示しており、今回のような非常に複雑な破壊性状を示す実験においても、既往の研究に矛盾しない結果が得られている。
- 光ファイバーひずみ計で計測された配力筋のひずみ分布と、解析により得られた配力筋のひずみ分布を比較すると、解析ではひび割れ部のみにひずみが集中するような状態や、

載荷途中の開くひび割れの変化等の複雑な挙動は再現できていないものの、微小ひずみと見なせる基準変位 20mm 程度であれば、ひずみが大きくなる領域とそのとき計測されたひずみは、十分な精度で再現できている。

- ひび割れ幅と $\sqrt{J2'}$ の相関を整理することで、構造物のひび割れ発生から、ある程度ひび割れ幅が大きくなる(2mm~4mm 程度)までの構造物のひび割れ損傷に対して、一般的な損傷指標である $\sqrt{J2'}$ により評価できる。

### 5.7.2 損傷指標とその閾値

載荷実験の再現解析における損傷評価では、載荷実験の損傷状況と比較することで、損傷指標とその閾値の関係が適正であるかを検証するとともに、損傷状況に応じて、例えば $\sqrt{J2'}$ に対して、ひび割れ幅 2mm を評価する閾値の提案を行った。ただし、 $\sqrt{J2'}$ の閾値について構成則の違いによる影響があると考えられ、適用範囲として同様な構成則を適用した解析であると同時に、載荷実験と同種構造物かつ同変形モード(曲げ損傷)であることを確認する必要がある。

また、 $\sqrt{J2'}$ でひび割れ幅を評価することは、せん断ひずみの影響を受ける場合には、ひび割れが開かなくとも $\sqrt{J2'}$ の値が大きくなることから安全側の評価となり、工学的には妥当な設定と言える。

### 5.7.3 安全係数

基準変位  $\delta = 40\text{mm}$  (鉄筋ひずみ  $20,000\mu$  (2%)) を超える大ひずみ領域における載荷実験の荷重と再現解析の荷重(応答値)の差異を、応答値(鉄筋ひずみ)に対する安全係数(構造解析係数)により考慮することとし、その算定方法を提案した。

#### [第5章の参考文献]

- 1) 米澤健次, 樋口俊一, 穴吹拓也, 渡辺伸和, 伊藤悟郎: 三次元 FEM 解析による地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価, 構造工学論文集, Vol. 62A, 2016.
- 2) 曾良岡宏, 足立正信, 本田国保, 田中浩一: 地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol. 23, No. 3, 2001.
- 3) 伊達政直, 内海博, 永井秀樹: 変形性能に着目した屋外重要土木構造物の耐震性能評価に関する一考察, 電力土木 2014.
- 4) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No. 586, 2004.
- 5) Time-Dependent Post-Peak Softening of RC Members in Flexure, Khaled Farouk El-Kashif and Koichi Maekawa, Journal of Advanced Concrete Technology, 2(3) 301-315, 2004.
- 6) 2017 年制定コンクリート標準示方書(設計編), 土木学会
- 7) 大島優, 富井孝喜, 青木峻二, 人見祥徳, 川島則子: コンクリート表面ひび割れの画像解析に関する実験的検討, 2018 年度土木学会全国大会第 73 回年次学術講演会, VI-336, 2018.

## 第6章 断層変位の作用に対する応答評価

### 6.1 第6章の概要

第5章では、断層変位の作用を受ける地中埋設のカルバートを模擬した載荷実験を行い、材料非線形解析、損傷指標およびその閾値が適用できることを確認した。載荷実験で確認したカルバートの損傷モードは全体系の曲げ損傷である。一方で、断層変位の作用を受けるカルバートは、断層条件の違い等により損傷モードが異なることが想定される。よって、耐変位評価手法の構築においては、断層条件等の違いによるカルバートの損傷モードの違いを把握し、載荷実験で検証された解析および損傷指標などの適用性を検討する必要がある。

本章では、第5章で検証した材料非線形解析を用いて、断層の交差位置、傾斜、変位センス等をパラメータとした解析的検討を行い、断層条件等が異なってもカルバートの損傷モードは全体系の曲げ損傷モードとなり、載荷実験で検証された解析および損傷指標が適用可能であることを確認した。

### 6.2 パラメータ解析によるカルバートおよび地盤応答の評価

地盤とカルバートの相互作用を考慮できる地盤-構造物連成の三次元材料非線形有限要素法解析（以下「連成解析」とする）を実施し、様々な断層条件等におけるカルバートの損傷モードの把握を行った。また、要求性能に応じた限界変位を評価するとともに、解析の強非線形領域に対する追従性と解析限界を確認した。更に、解析結果を用いて、カルバートの要求機能に対する損傷評価指標による評価を試みた。

連成解析は、大規模高速化非線形有限要素法プログラム「FINAL-GEO」<sup>1)</sup>により行った。

#### 6.2.1 対象構造物

対象とする構造物は、第4章に示す原子力発電所の一般的な取水路を模擬した2連のボックスカルバートとする。

#### 6.2.2 対象断層および断層変位量

対象とする断層は、第4章に示す副断層とし、解析に用いる断層変位量は、副断層の岩盤上面の最大変位量約300mmを十分上回る500mmとする。なお、断層変位量は、断面に沿った変位量として考慮する。

なお、断層の交差位置はカルバートの中央、交差角度はカルバート軸に対し45°とする。

#### 6.2.3 構造物と地盤のモデル化

##### (1) 材料物性および材料構成則

##### a. コンクリートおよび鉄筋

コンクリートの材料特性および材料構成則を表6-1および表6-2に、鉄筋の材料特性を表6-3にそれぞれ示す。



表 6-1 コンクリートの材料特性

ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
2.5×10 <sup>4</sup>	0.20	24.0	1.914	23.0

表 6-2 コンクリートの材料構成則

材料特性	材料構成則 (鉄筋部分&無筋部分)
テンションスティフニング特性	出雲モデル(C=1.0)
圧縮強度までの応力～ひずみ曲線	修正 Ahmad モデル
圧縮破壊条件	Ottosen の 4 パラメータモデル(畑中らの係数)
圧縮軟化域特性	中村・桧貝モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼モデル
ひび割れ後の軟化域特性	コンクリート破壊エネルギーに基づく軟化特性 (RC 示方書)

表 6-3 鉄筋の材料特性

ヤング係数 Es (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏後剛性
2.0×10 <sup>5</sup>	345.0	0.01Es

b. 地盤および岩盤

地盤の材料特性および材料構成則を表 6-4 および表 6-5 に、岩盤の材料特性を図 6-1 に示す。なお、地盤の材料構成則については、カルバートに逆断層変位が作用する場合を模擬した遠心載荷実験により、断層変位 500mm までの適用性が確認されている<sup>2)</sup>。

表 6-4 地盤の材料特性および材料構成則

ヤング係数	強度パラメータ		ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	材料構成則
	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )			
0.5 乗則に基づく深度分布	38.0	7.5(地表面)* 0(2層目以降)	0.33	19.5	弾完全塑性 破壊条件: Drucker-Prager

注記) \* : 表層地盤の要素の安定性を考慮し、表層の1層のみ粘着力を考慮

表 6-5 岩盤の材料特性\*

区分	せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
浅部 (岩盤深さ 9m 以浅)	5.736×10 <sup>6</sup>	1.549×10 <sup>7</sup>	0.35	25.0
深部 (岩盤深さ 9m 以深)	1.291×10 <sup>7</sup>	3.486×10 <sup>7</sup>	0.35	25.0

注記) \* : 浅部, 深部いずれも硬岩を想定.

浅部: Vs=1500m/s (Cm~Ch級), 深部: Vs=2250m/s (Ch~B級相当)

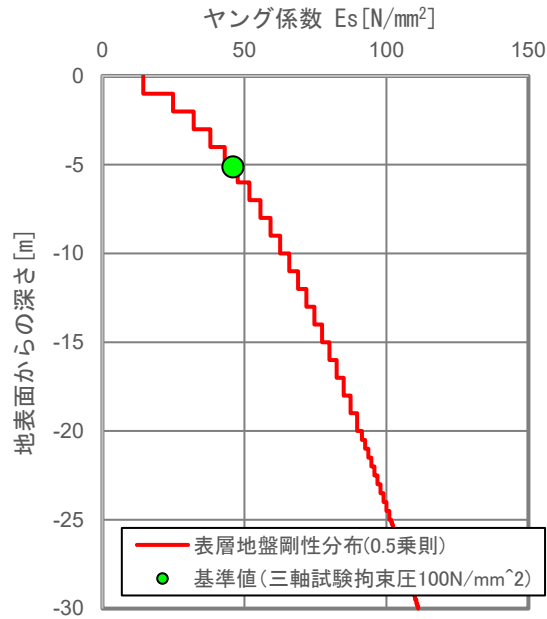


図 6-1 地盤のヤング係数の深度分布

(2) 境界条件と接合要素の特性

自重解析および断層変位載荷時のモデル側方と底面境界条件を図 6-2 に示す。

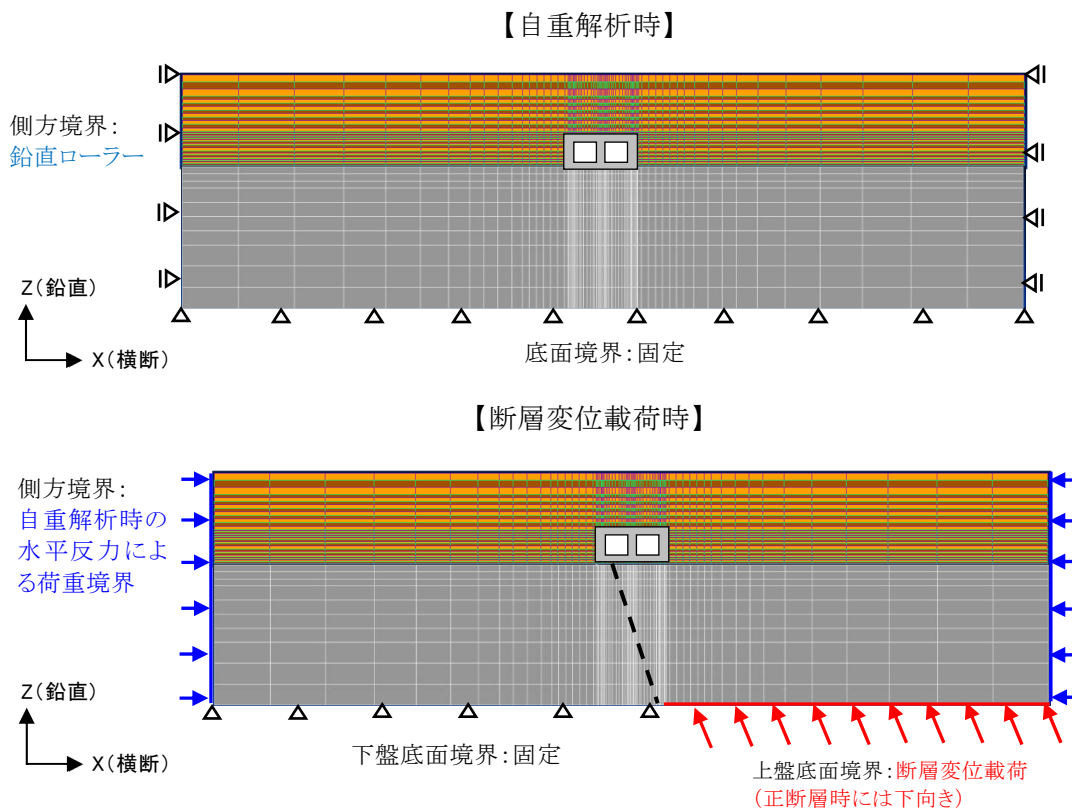


図 6-2 連成解析モデル外周境界条件

カルバートと地盤，カルバートと岩盤および岩盤と地盤の境界面には，接触，剥離および摩擦を考慮できる接合要素を配置した．接合要素の区分を図 6-3 に，自重解析時および断層変位載荷時における接合要素の特性を表 6-6 にそれぞれ示す．

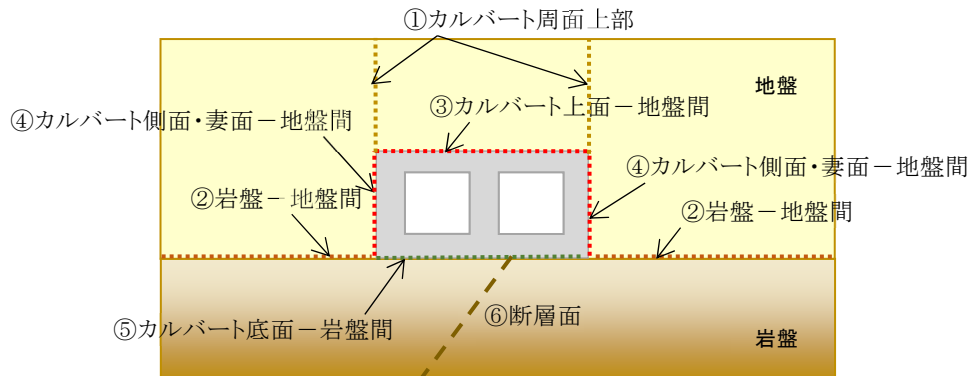


図 6-3 接合要素の区分と配置

表 6-6 接合要素の特性

部位	自重解析時		断層変位載荷時	
	せん断	面法線	せん断	面法線
①カルバート周面上部	自由	剛接合	剛接合	剛接合
②岩盤－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi = 38^\circ$ )	接触・剥離
③カルバート上面－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi = 25^\circ$ )※	接触・剥離
④カルバート側面・妻面－地盤間	自由	剛接合	摩擦( $\phi = 25^\circ$ )※	接触・剥離
⑤カルバート底面－岩盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi = 30^\circ$ )	接触・剥離
⑥断層面	剛接合	剛接合	自由	剛接合

注) ※：地盤の内部摩擦角の 2/3 とする（道路橋示方書より）

#### 6.2.4 断層面の定義と連成モデル化範囲

カルバートとその周辺のモデル化範囲を図 6-4 に示す．同図中にカルバートのほぼ中央で軸方向に対して  $45^\circ$  で斜交する断層を示す．モデル化範囲は土被りの影響を考慮し，カルバートの存在による地盤変状の影響範囲を考慮して定めた．

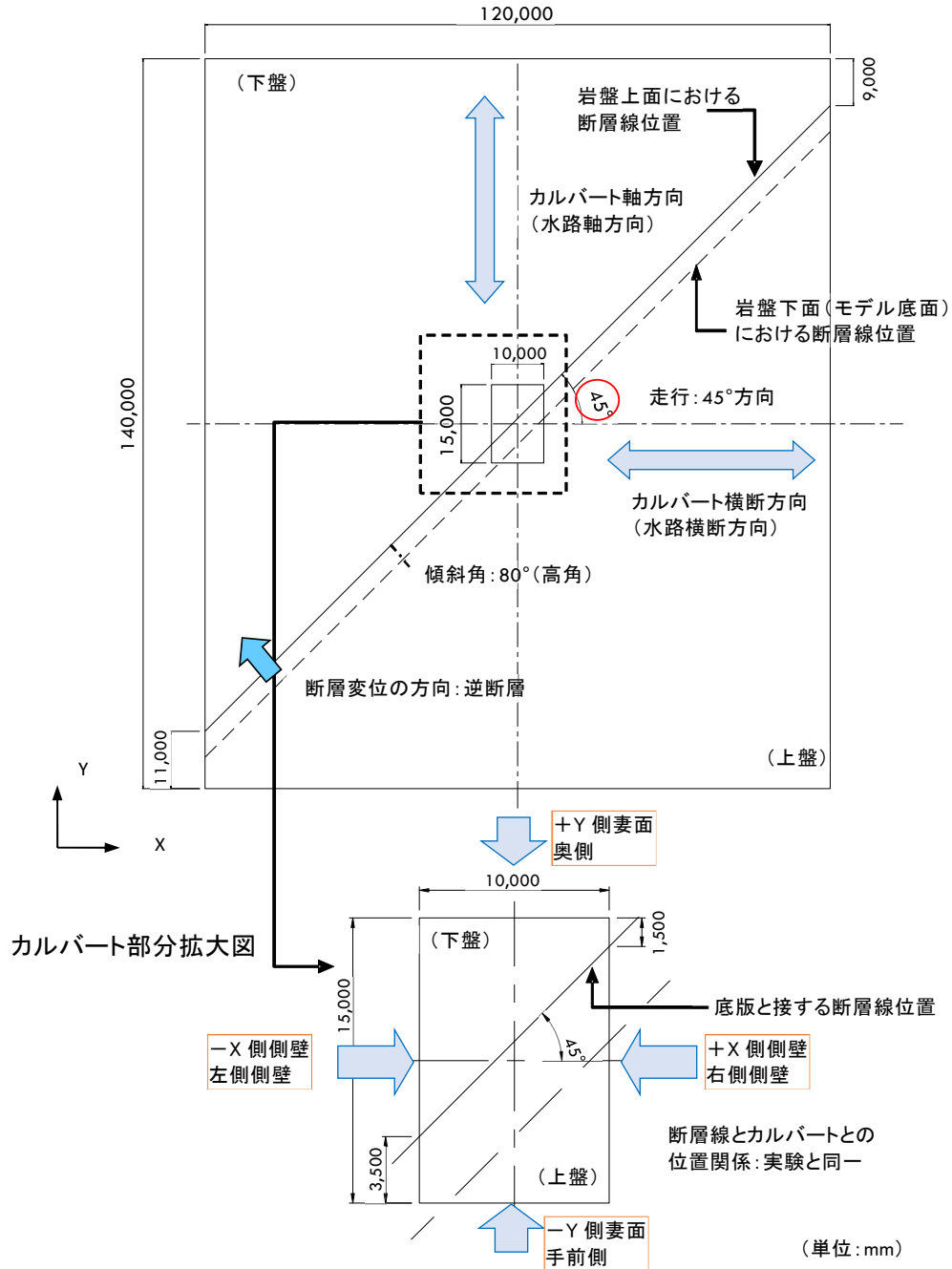


図 6-4 連成解析モデル化範囲とカルバート方向の定義

### 6.2.5 連成解析モデル

解析で用いた連成解析モデル（土被り 8m，断層傾斜が高角のケース）を図 6-5 に示す。カルバートは，構造目地で区分される 1 ブロックを単独でモデル化した。隣接するブロックとの相互作用による損傷等も要求機能に対する重要な評価項目であるが，モデル化領域が極端に大きくなるため，別途検討する項目とした。

カルバートのモデルを図 6-6 に示す。カルバートは 6 面体ソリッド要素でモデル化し，要素分割は各部材の厚さ方向に 6 分割，軸方向は要素長 1m での分割を基本とした。鉄筋は主筋，配力筋およびせん断補強筋を埋込み鉄筋でモデル化し，ハンチ筋のみトラス要素によってモデ

ル化した。

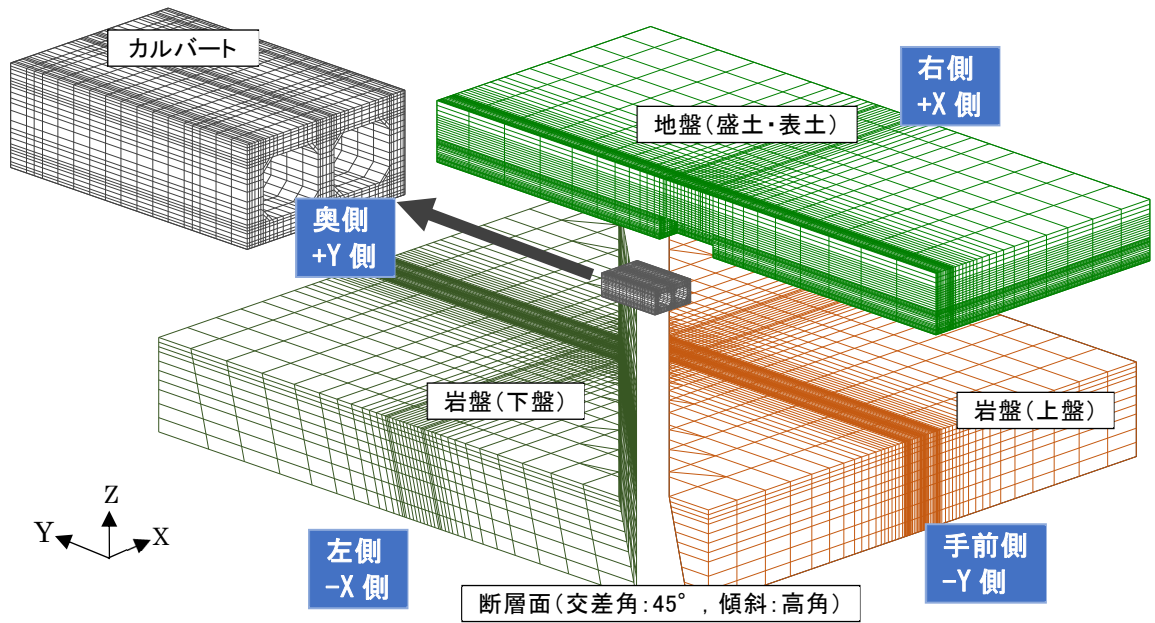


図 6-5 連成解析モデル (土被り 8m)

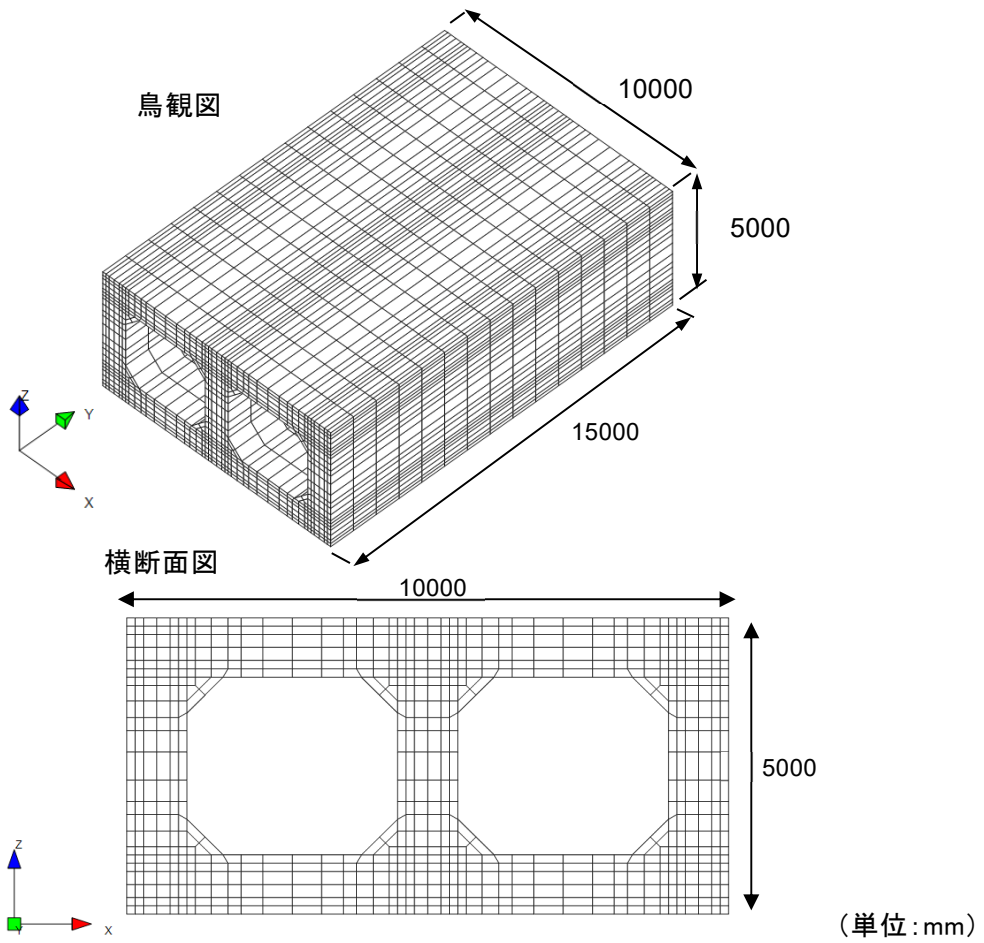


図 6-6 カルバート有限要素モデル

### 6.3 解析パラメータと解析ケースの選定

カルバートの土被り，地盤・岩盤の構成および形状，断層条件（カルバートと断層面との位置関係（交差位置，走向），断層面の傾斜，断層変位成分（変位センス：縦ずれ，横ずれ））等，想定できるパラメータは多種多様である．更に，カルバートの形状も考慮すると本論文でその全てを網羅することは困難である．

そこで，解析ケースは，カルバートの土被りや断層条件によるカルバートの損傷モードを検討し，代表的な解析ケースを選定した．

C-1.1～C-1.4として選定したケースは，地盤を成層と仮定し，カルバートの土被り厚さをパラメータとしたケースである．この他の断層条件は第5章に示す载荷実験との対応を考慮して設定（交差位置：中央，傾斜：高角  $80^\circ$ ，走向：斜交  $45^\circ$ ）し，三次元的な応答挙動を考慮する条件とした（図 6-7，図 6-8）．

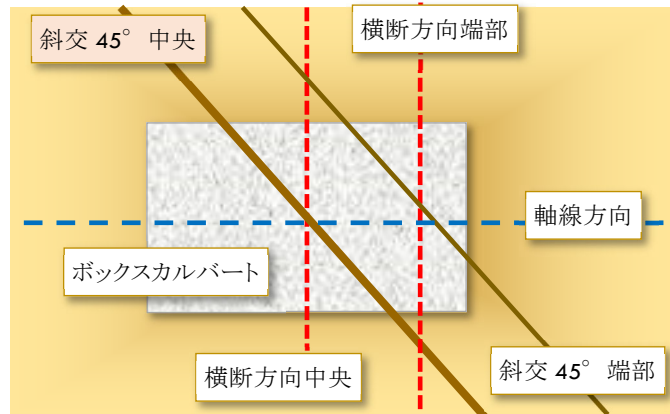


図 6-7 カルバートと断層走行（平面位置関係）

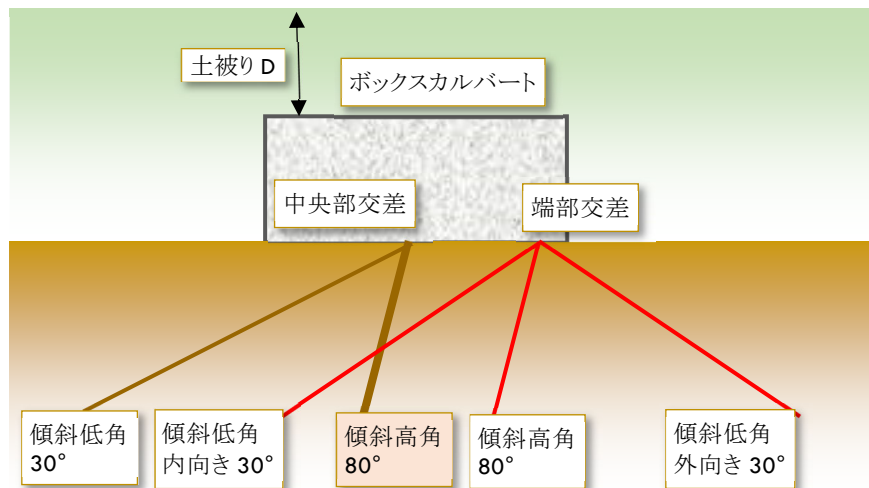


図 6-8 カルバートと断層走行（断面位置関係）

連成解析の検討ケースを表 6-7 に示す。

縦ずれの逆断層に対し、土被り厚さが小さいケース (C-1.1~C-1.3) は、土被り厚さを 1m~8m まで変化させた 3 ケース (土被り 1m, 4m および 8m) を選定した。更に、土被り厚さ 8m のケース (C-1.3) に対しては、比較検討のため正断層変位のケース (C-1.5) を設定した。土被り厚さが大きいケース (C-1.4) は土被り厚さを 25m とし、上載土圧が大きくカルバートが破壊に至るパターンを想定した。なお、断層面の傾斜は、カルバートに対して断層変位の鉛直成分が大きく、土被りの変化による影響が大きくなるように、逆断層に対し高角とした。C-1.1~C-1.5 は、断層面定義と変位センスが、第 5 章で述べた載荷実験の条件に対応している。

C-2.1 では、断層とカルバートとの交差位置を端部、断層面の傾斜を低角とした断層条件とすることで、正断層変位によりカルバートが転倒しやすい条件を設定した。断層条件の設定については、6.5 で詳述する。

C-3.1~C-3.3 で横ずれ変位を対象とした連成解析を実施した。C-3.1 および C-3.2 は横ずれ変位のみを考慮し、横ずれ方向の違いによる影響を評価する。C-3.3 は横ずれと縦ずれが同時に作用した場合であり、横ずれのみと比較検討するケースである。

表 6-7 連成解析のパラメータと解析ケース

Case	地盤・岩盤形状		断層面定義			変位センス	
	土被り D(m)	土層	交差位置	走行	傾斜	縦ずれ	横ずれ
C-1.1	1	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	逆断層	—
C-1.2	4	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	逆断層	—
C-1.3	8	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	逆断層	—
C-1.4	25	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	逆断層	—
C-1.5	8	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	正断層	—
C-2.1	8	成層	端部	斜交 45°	低角 30°	正断層	—
C-3.1	8	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	—	右横ずれ
C-3.2	8	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	—	左横ずれ
C-3.3	8	成層	中央	斜交 45°	高角 80°	逆断層	右横ずれ

## 6.4 カルバート応答の評価

### 6.4.1 縦ずれ断層に対する検討 (C-1.1~1.5)

#### (1) 評価結果の概要

##### a. カルバートの損傷状況

検討ケース毎のカルバートの損傷および要求機能への影響を表 6-8 に、断層変位量と隅部鉛直変位量  $\delta$ 。(下向きの変位量が最も大きくなるカルバートの頂点(隅部)における剛体変位成分を除いた変位量)の関係を図 6-9 に示す。

図 6-9 より断層変位量と剛体変位を含む隅部鉛直変位は、基本的に一致しないことがわかる。これは隅部が断層変位作用後に相対的に下側となる岩盤（逆断層の場合には下盤）から離れて片持ち梁状態となり、カルバートが完全に転倒していないことを示している。損傷のうち、ひびわれ発生と配力筋の降伏は、隅部鉛直変位量  $\delta_s$  で整理すると、どのケースもほぼ同じ変位で発生している。またその時の断層変位量は、土被りが大きいほど小さい断層変位  $\delta_{sz}$  で発生している。主筋の降伏とコンクリートのピークひずみも、土被りが大きいほど小さい断層変位  $\delta_{sz}$  で発生する。

表 6-8 連成解析による断層変位解析結果の概要 (C-1.1~C-1.5)

Case	土被り (m)	変位 センス	カルバート・地盤の損傷, カルバート機能の概要
C-1.1	1	逆断層	カルバートは破壊/崩壊せず, 地盤の破壊が先行. 通水機能確保
C-1.2	4	"	カルバートは破壊/崩壊せず, 地盤の破壊が先行. 通水機能確保
C-1.3	8	"	カルバート曲げ降伏後, 断層変位 500mm で地盤破壊
C-1.4	25	"	カルバートが破壊 (曲げ降伏後のせん断による壁基部ズレ破壊)
C-1.5	8	正断層	カルバート曲げ降伏後, 断層変位 370mm で地盤破壊

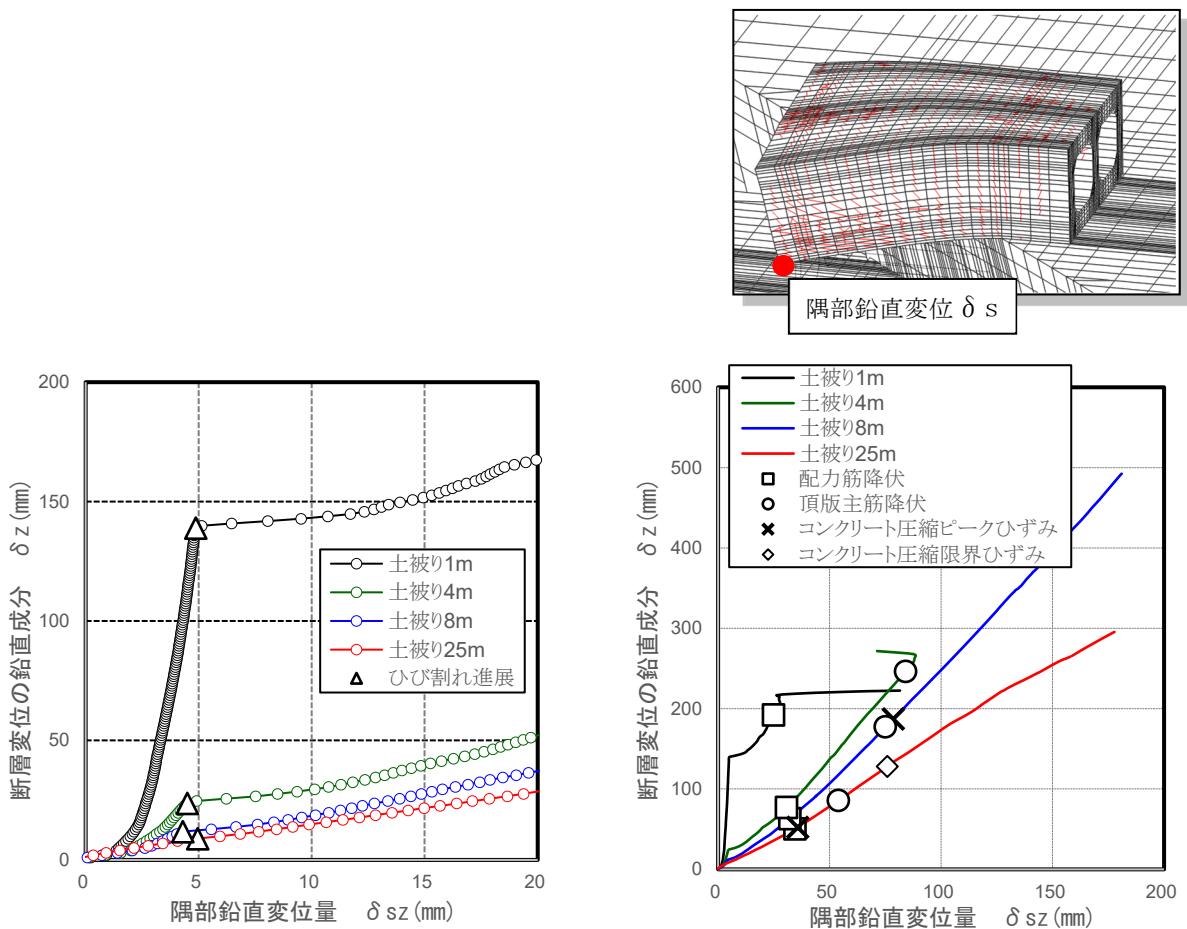


図 6-9 断層変位量-隅部鉛直変位関係および損傷イベント発生点

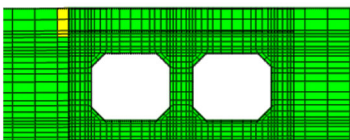

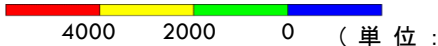
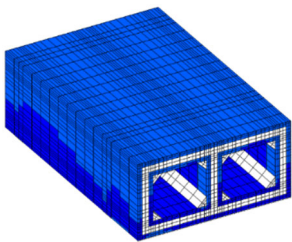

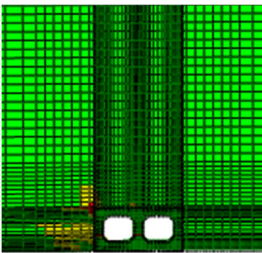
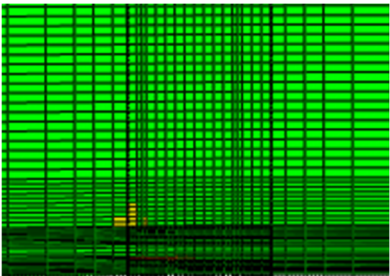
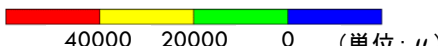
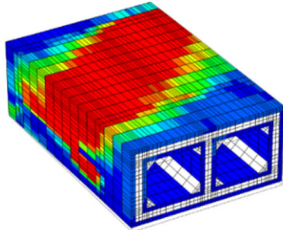

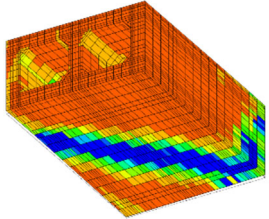



b. 地盤の損傷状況

地盤要素の構成則に弾完全塑性の Drucker-Prager の特性を用いていることから、塑性後も応力は低下せず拘束応力が増加する。よって、解析では地盤の降伏点は明確には表れず、断層変位の増大に伴いひずみは増大し、地盤からカルバートに作用する土圧は増え続ける。そこで、地盤の最大せん断ひずみが 2% を超える範囲がカルバート近傍から地表面まで連続した時点を目録地盤破壊と定義する (表 6-9)。せん断ひずみ 2% は土圧が頭打ちとなる大きさである<sup>2)</sup>。

この定義によると、表 6-7 に示すケースのうち C-1.1~C-1.5 では、土被りの大きい C-1.4 (25m) を除いて、カルバートの破壊もしくは崩壊に先行して地盤破壊が発生したと判断する。

表 6-9 地盤ひずみ分布とカルバートの損傷状況

Case	土被り 断層変位量	地盤要素ひずみ分布 $\gamma_{max}$ (%)	カルバート配力筋ひずみ $E_s$ コンクリート圧縮ひずみ分布 $E_c$ ( $\mu$ )
C-1.1	土被り 1m 断層変位量 43mm	 <b>横断面</b> 最大せん断ひずみ > 2% の領域がカルバート上面~地表面まで分布  <b>縦断面</b> 最大せん断ひずみ > 2% の領域がカルバート上面~地表面まで分布  (単位: $\mu$ )	配力鉄筋ひずみ   (単位: $\mu$ )
C-1.4	土被り 25m 断層変位量 270mm	 <b>横断面</b>  <b>縦断面</b>  (単位: $\mu$ )	配力鉄筋引張ひずみ   (単位: $\mu$ ) 底版コンクリート圧縮ひずみ   (単位: $\mu$ ) (コンクリート圧縮ピークひずみ)

### c. カルバートに作用する土圧と断面力

第5章に示す載荷実験結果から、カルバートの破壊モードが断層線を支点とする頂版側が引張の曲げ引張破壊モードであることを確認した。そこで、頂版に作用する土被り重量（地表面まで  $30^\circ$  の破壊すべり線を仮定）によって生じる曲げモーメント  $M_{V0}$  から、土被り厚さと地中カルバートの破壊条件を推定した。

しかし、連成解析結果では、土被り重量を大きく上回る下向き荷重がカルバートに作用し、上側引張のモーメント  $M_{V1}$  が非常に大きくなることが確認された。下向き荷重は、主に頂版の鉛直荷重と、壁面の摩擦力として作用する。これらは、断層線からの水平距離が大きい位置に作用し、断層線上の  $45^\circ$  方向断面に作用する曲げモーメントへの寄与は大きい。

一方、水平摩擦力も頂版、側壁および妻面に作用している。断層角度は高角 ( $80^\circ$ ) だが、逆断層変位による水平成分と、カルバートの回転変位および曲げ変形に対する反力として作用する。これらは、断層変位量が大きくなるのに従い増加し、鉛直荷重による上側引張と剛体回転変位を緩和する方向の曲げモーメント  $M_{H1}$  として作用する。この効果により、C-1.1~C-1.4の4ケースでは、いずれもカルバートは大きく傾くこと無く、上盤の動きとあわせて平行移動した。さらにカルバートには圧縮軸力  $N_{H1}$  が導入され、結果としてカルバートの曲げ耐力を上昇させる効果があると考えられる。

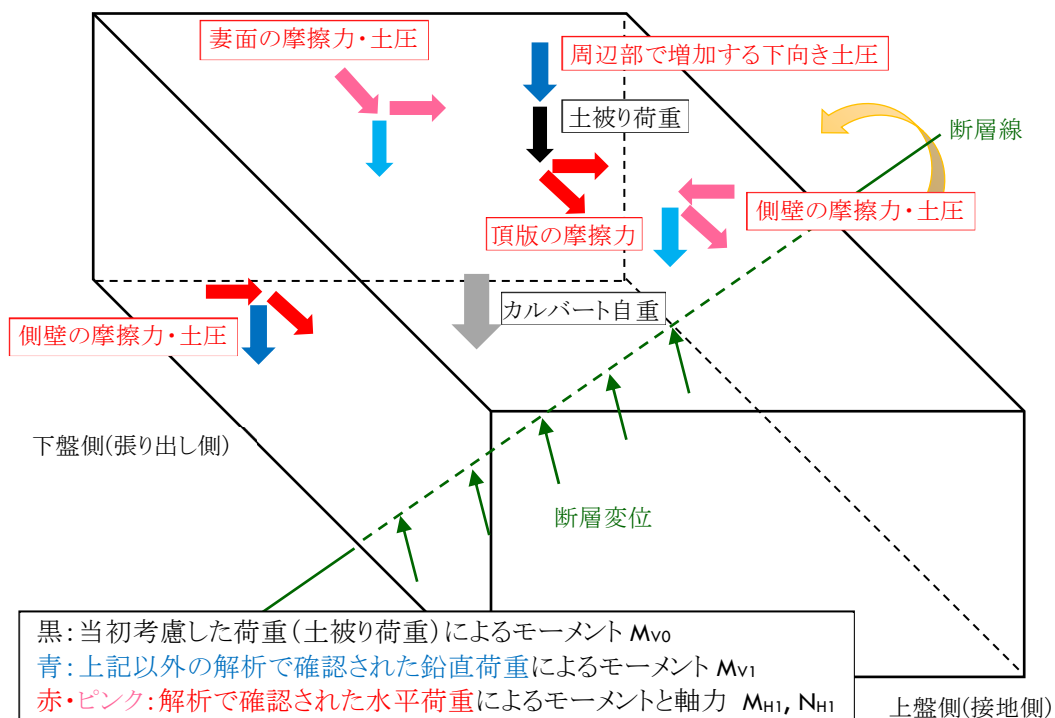


図 6-10 断層変位作用時にカルバートに作用する荷重とそれによって発生する断面力

以上の断面力から、作用モーメント  $M_s (=M_{V0}+M_{V1}-M_{H1})$  と、同時に作用する軸力  $N_{H1}$  を考慮した抵抗モーメントとの関係を整理する。

抵抗モーメント（ひびわれモーメント，初降伏モーメントおよび終局モーメント）は，断層線を含む断面（カルバート軸方向から  $45^\circ$  傾いた鉛直面）に対して算定することとし，算定断面

を横切る鉄筋（主鉄筋，配力鉄筋）の断面積は，算定断面法線方向成分の断面積を用いた．各解析ケースにおいてカルバートに作用する軸力を連成解析結果から算定し，その軸力に対応する抵抗モーメントを算定した．耐力算定にはコンクリート標準示方書の耐力算定で用いるひずみ-応力曲線（パラボラ-コンスタント）を用いており，非線形解析で用いる構成則とは異なっている．

連成解析に用いる断層変位量は 0.2mm 刻みで最大 500mm まで入力する．なお，解析が不安定化した場合には解析限界として解析を終了する．

作用モーメントと抵抗モーメントの関係を表 6-10 に示す．またこの結果から評価した破壊モードと，表 6-11 に示す限界値に対応する限界変位を表 6-10，表 6-12 に示す．

表 6-10 連成解析結果と限界変位 (C-1.1~C-1.5)

Case	土被り厚 (m)	断層線回り作用モーメントと抵抗モーメント 各損傷イベントの発生状況	限界断層変位量 および破壊モード
C-1.1	1.0		<p>解析限界断層変位 210mm（地表変位発散）</p> <p>通水性能（破壊/崩壊） <math>\delta_{max, s1} = \infty</math> カルバートは壊れない</p> <p>支持性能（頂版鉄筋降伏） <math>\delta_{max, s2} = 200\text{mm}</math></p> <p>地盤のひずみ (<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>) 分布から見た地盤破壊 <math>\delta_{max, g} \approx 50\text{mm}</math></p> <p><u>地盤破壊が先行</u></p>
C-1.2	4.0		<p>解析限界断層変位 270mm（地表変位発散）</p> <p>通水機能（破壊/崩壊） <math>\delta_{max, s1} = 500\text{mm}</math> 以上 カルバートは壊れない(主筋の降伏はごく一部)</p> <p>支持性能（頂版鉄筋降伏） <math>\delta_{max, s2} = 78\text{mm}</math></p> <p>地盤のひずみ (<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>) 分布による地盤の破壊 <math>\delta_{max, g} \approx 250\text{mm}</math></p> <p><u>地盤破壊が先行</u></p>

Case	土被り厚 (m)	断層線回り作用モーメントと抵抗モーメント 各損傷イベントの発生状況	限界断層変位 (ズレ量), および破壊モード
C-1.3	8.0		<p>解析限界断層変位 500mm (計算終了)</p> <p>通水性能 (破壊/崩壊) <math>\delta_{max, s1}=500\text{mm}</math> 以上 カルバートは壊れない 但し <math>\delta=190\text{mm}</math> で曲げ降伏 (鉄筋降伏+コンクリート ピークひずみ) に到達</p> <p>支持性能 (頂版鉄筋降伏) <math>\delta_{max, s2}=64\text{mm}</math></p> <p>地盤のひずみ (<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>) 分布から見た地盤破壊 <math>\delta_{max, g} \approx 500\text{mm}</math></p> <p><u>カルバートの曲げ降伏後の 地盤破壊</u></p>
C-1.4	25.0		<p>解析限界断層変位 500mm (計算終了)</p> <p>通水機能 (破壊/崩壊) <math>\delta_{max, s1}=130\text{mm}</math> コンクリートの圧縮限界 ひずみ</p> <p>支持性能 (頂版鉄筋降伏) <math>\delta_{max, s2}=51\text{mm}</math></p> <p>地盤のひずみ (<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>) 分布による地盤の破壊 <math>\delta_{max, g}=500\text{mm}</math> 以上</p> <p><u>曲げ降伏後壁せん断破壊 (基部ずれせん断)</u></p>
C-1.5	8.0		<p>解析限界断層変位 370mm (地盤破壊)</p> <p>通水機能 (破壊/崩壊) <math>\delta_{max, s1}=500\text{mm}</math> 以上 但し <math>\delta=160\text{mm}</math> で曲げ降伏 (鉄筋降伏+コンクリート ピークひずみ) 到達</p> <p>支持性能 (頂版鉄筋降伏) <math>\delta_{max, s2}=44\text{mm}</math></p> <p>地盤のひずみ (<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>) 分布による地盤の破壊 <math>\delta_{max, g}=370\text{mm}</math></p> <p><u>曲げ降伏後の地盤破壊</u></p>

表 6-11 限界値

目標性能	限界値
通水性能（破壊／崩壊）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 材料の限界（鉄筋破断 or コンクリート圧縮限界ひずみ）</li> <li>・ カルバート降伏（全ての構成材料が降伏，配力筋，主筋両鉄筋降伏およびコンクリートピークひずみ到達）</li> </ul>
支持性能（部材ごとに評価）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鉄筋降伏ひずみ</li> <li>・ コンクリート圧縮限界ひずみ</li> </ul>
地盤破壊	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地盤のひずみ（<math>\gamma_{max} &gt; 2\%</math>）分布から見た地盤の破壊</li> </ul>

表 6-12 連成解析による限界断層変位

Case	土被り (m)	解析限界断層変位量 (mm)	限界断層変位量 (mm)			断層変位センス
			通水機能 (破壊／崩壊)	支持機能 (頂版鉄筋降伏)	地盤破壊	
C-1.1	1.0	210	—	(200) ※1	50	逆断層
C-1.2	4.0	270	—	78	250	〃
C-1.3	8.0	500	190※2	64	500	〃
C-1.4	25.0	500	130	70	—	〃
C-1.5	8.0	370	160※2	44	370	正断層

注記) ※1：頂版配力筋は降伏ひずみに達するが，それ以前に地盤破壊が起こるため，実際には鉄筋降伏に至らない

※2：頂版鉄筋は配力筋・主筋ともに降伏し，底版コンクリートは圧縮ピークひずみに達するが，鉄筋破断ひずみ，コンクリート圧縮限界ひずみに達しない。カルバートは降伏しているが，通水機能は維持したまま，地盤が破壊する。

#### d. 土被り厚さの違いによる損傷状況の比較

土被り厚さが異なる4ケースのうち，カルバートの損傷が異なる3ケース（土被り1m, 8m, 25m）について，カルバートの損傷・破壊状況を示す代表的な鉄筋ひずみコンターとコンクリート圧縮ひずみコンター，地盤の破壊状況を示す最大せん断ひずみコンターを表6-13に示す。土被り1mのケースでは，地盤の最大せん断ひずみコンターより，断層変位量100mm時点でカルバート近傍から地表面にかけて最大せん断ひずみが2%を超える領域が連続するため，その時点を地盤破壊と定義した。本論文では，地盤要素の構成則に弾完全塑性のDrucker-Pragerモデルを用いているため，断層変位により地盤の拘束圧が上昇する中で，すべり線が現れるような明確な地盤破壊が現れないが，せん断ひずみ2%は土圧が頭打ちとなる大きさである<sup>2)</sup>。この時点でカルバートの損傷は殆ど発生していない。

土被り8mのケースでは，断層変位500mm時点で，カルバート軸方向鉄筋が頂版の全面で降伏し，また底版では断層線に沿ってコンクリートの圧縮ひずみが最大4,000 $\mu$ 程度生じていることから，頂版側が引張，底版側が圧縮の構造物全体の曲げによる損傷の進展が確認できる。ただし，コンクリートの圧縮限界ひずみ10,000 $\mu$ （圧縮破壊の限界値）には到達していない。

また、地盤の最大せん断ひずみコンターより、カルバート近傍から地表面にかけて、最大せん断ひずみが2%を超える領域が連続している。すなわち、土被り8mのケースでは、カルバートは曲げ降伏するが、その後はカルバートが破壊に至る前に地盤が破壊すると考えられる。

土被り25mのケースでは、土被り8mのケースで確認されるカルバートの全体曲げによる損傷とは異なる損傷モードが認められた。壁部材の下ハンチ際で切断した隔壁の最小主ひずみ分布にその特徴が現れている。断層変位量200mmの時点で、断層線より下盤側の隔壁全断面で10,000 $\mu$ 以上の圧縮ひずみが生じており、カルバートの曲げ降伏後に、せん断により隔壁の基部でずれ破壊が生じたと考えられる。このような破壊モードが現れる要因として、土被り厚さが大きくなることによりカルバート軸方向に作用する圧縮軸力が大きくなり曲げ耐力が増加したこと、頂版に作用する摩擦力も増加したことが考えられる。頂版に作用する摩擦力のカルバート横断方向成分の推移を図6-11に示す。土被り25mでは土被り8mの3~4倍程度の摩擦力が生じていることが分かる。

表 6-13 カルバートおよび地盤のひずみコンターの比較

コンター図	C-1.1 土被り 1m(断層変位 100mm)	C-1.2 土被り 8m(断層変位 500mm)	C-1.3 土被り 25m(断層変位 200mm)
カルバート軸方向鉄筋ひずみ			
コンクリート圧縮主ひずみ(底版)			
コンクリート圧縮主ひずみ(壁・下ハンチ際断面)			
地盤最大せん断ひずみ(カルバート中央を通る横断面における分布)			

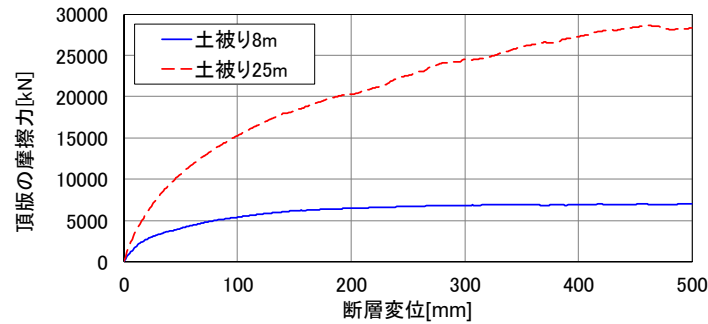


図 6-11 カルバート頂版の摩擦力の推移比較

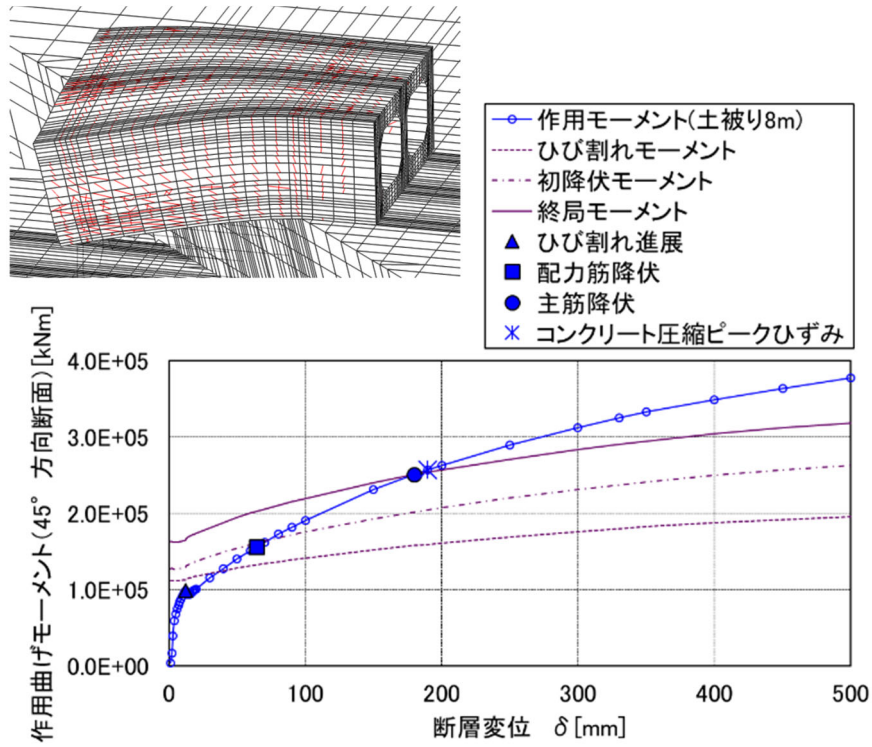
e. 正断層と逆断層の違いによる損傷状況の比較 (C-1.3, C-1.5)

前述の逆断層のケース結果を含めて、カルバートの損傷の進展状況が、底版を  $45^\circ$  方向に支持された片持ち梁の曲げによって説明できると考えられることから、断層線直上の  $45^\circ$  方向断面に作用する曲げモーメントの推移に着目して定量的な評価を試みた（考慮する作用荷重の模式図は図 6-10）。

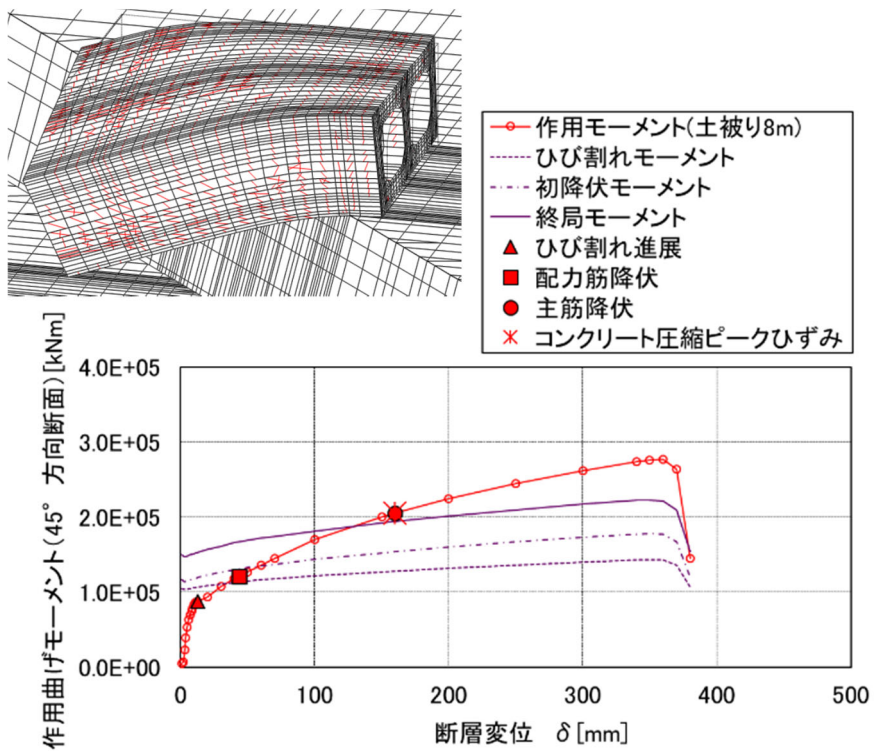
連成解析より得られた作用荷重から算出した作用モーメントを図 6-12 に示す。断層変位の増加に伴い、作用モーメントも増加している。鉛直土被り荷重はほぼ一定だが、周辺地盤からカルバート側面や妻面に作用する下向きの摩擦力が増加することにより、作用モーメントも増加していると考えられる。

この作用モーメントと連成解析で得られるひびわれ発生、鉄筋降伏等の損傷イベントを、 $45^\circ$  方向断面に対して RC 断面計算により算出したひび割れ、初降伏および終局の各モーメントと比較した。連成解析で得られた地盤から作用する荷重による軸力を考慮すると、断層変位の増大に伴う軸力の増大、そしてそれに伴って降伏モーメント等も増加し、解析による鉄筋降伏や終局の時点における作用曲げモーメントと概ね対応した。よって、図 6-12 に示す連成解析による各損傷イベントと断面計算による断面力が概ね一致することから、解析によるカルバートの損傷の評価が妥当であると判断できる。

C-1.3 と C-1.5 を比較すると、ひび割れ発生時の断層変位量は同程度であるものの、初降伏、終局モーメントの段階では、C-1.5 の正断層の方が断層変位量が小さい値で損傷が進行している。これは、正断層の場合、カルバートから地盤が離れていく現象により、断層変位の増大に伴う軸力の増加が殆どなく、評価断面の曲げ耐力が逆断層変位の作用時に比べて増加しなかったためと考えられる。



C-1.2 (逆断層) ケース



C-1.5 (正断層) ケース

図 6-12 ひび割れ変形図と作用曲げモーメント



## 6.5 断層交差位置の違いによる影響検討

### 6.5.1 検討パラメータ選定

#### (1) ケース C-1.1~C-1.5 解析結果の特徴

C-1.1~C-1.5の解析より、カルバートの変位（剛体回転）、変形、破壊モードには、土圧（特に水平成分（拘束圧））の影響が大きいことが分かった。破壊モードは、上側引張の「曲げ降伏」（土被り 8m）と、上側引張の「曲げ降伏」後の壁のせん断による基部ずれ破壊（土被り 25m）の異なったモードが確認された。また、要求機能に対応した評価が、連成解析により可能であることが確認できた。C-1.1~C-1.5の解析より得られた知見を以下に示す。

- ・ 土被り厚さ 4m以下では、地盤の破壊が先行し、カルバートは破壊には至らない。
- ・ 土被り厚さ 8mでは、カルバートは曲げ降伏後に地盤が破壊し、崩壊に至らない。
- ・ 土被り厚さ 25mでは、地盤は破壊せずカルバートが破壊する。カルバートの破壊モードは曲げ降伏後のせん断（壁面内せん断）による壁基部のずれ破壊である。
- ・ いずれのケースも、曲げひびわれは頂版では、概ね断層線と平行の 45° 方向に発生し、鉄筋は頂版のカルバート軸方向鉄筋（配力筋）と、それに直交し横断面方向に配置された鉄筋（主筋）の両方が有効となる。
- ・ 断層線直上の底版コンクリートに対しては、上記曲げによる水平方向の圧縮応力（ひずみ）が支配的で、局所的な損傷となる鉛直方向圧縮ひずみは比較的小さいことから、断層線上の局所損傷は全体の破壊モードには影響を与えない。
- ・ 断層の位置がカルバートの中央付近で高角の場合、逆断層、正断層ともにカルバートは転倒しない。一方の端部が岩盤に接することなく張出し梁の状態となり、破壊モードも逆断層、正断層で変わらず、カルバート上面が引張、下面が圧縮となる。

#### (2) 断層交差位置の検討

C-1.1~C-1.5では、前述のとおり逆断層、正断層ともにカルバートが転倒せず、破壊モードも同じであったことから、カルバートが転倒し、カルバートの上面が圧縮、下面が引張となる断層交差位置を検討する。なお、断層の交差角はC-1.1~C-1.5と同様に 45° とする。

考慮する断層の交差位置および傾斜を図 6-13 に示す。交差位置はカルバートの中央部（C）と端部（E）とし、傾斜角は高角（H）の 80°、低角（L）の 30° とする。なお、端部（E）においてはカルバートの内側向き（in）、外側向き（out）を考慮する。

上記断層条件とカルバートの状態を表 6-14 に整理する。

この結果、逆断層では上盤側にカルバート端部が位置するケース（E45-Lo-R）、正断層では下盤側にカルバート端部が位置するケース（E45-Li-N, E45-H-N）でカルバートが転倒し、下側が引張となることが分かった。

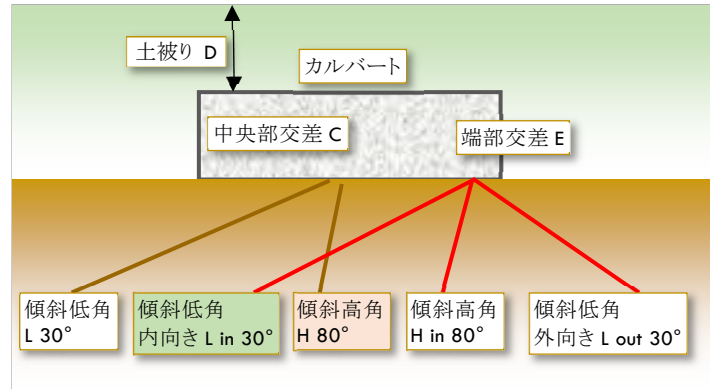
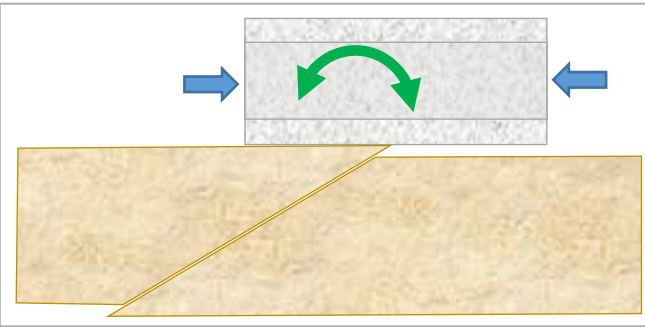
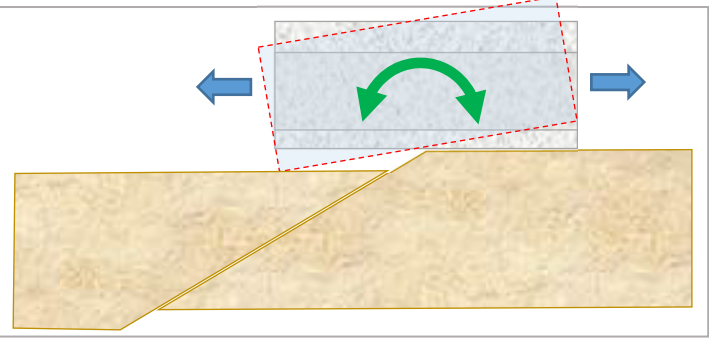
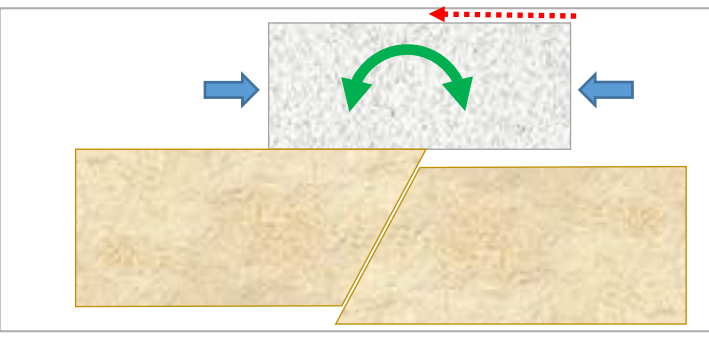
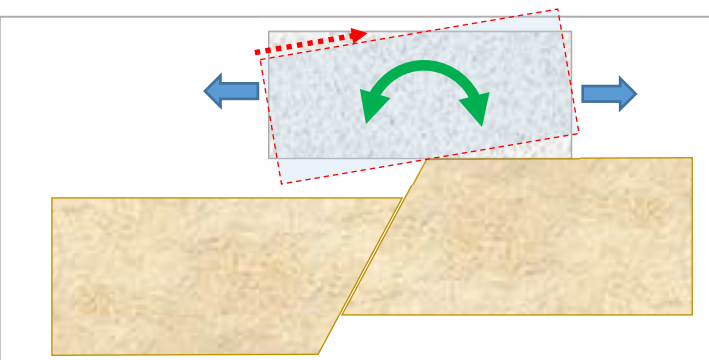
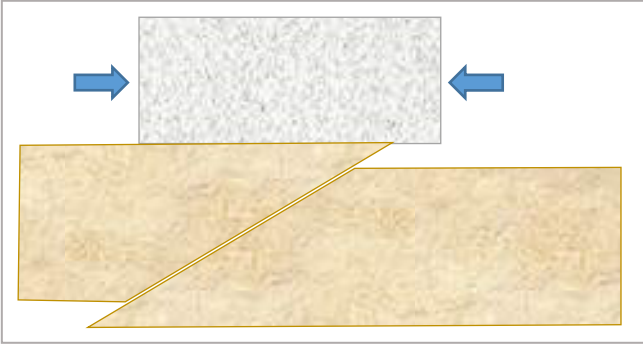
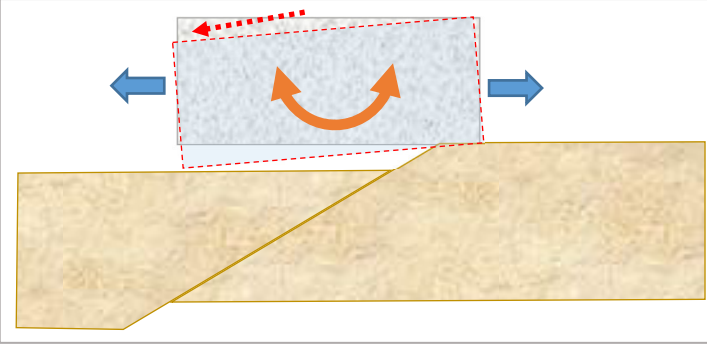
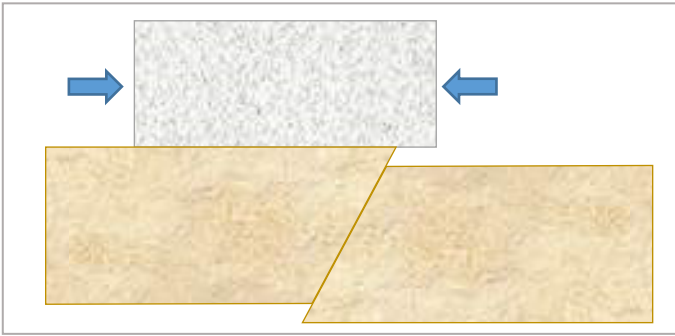
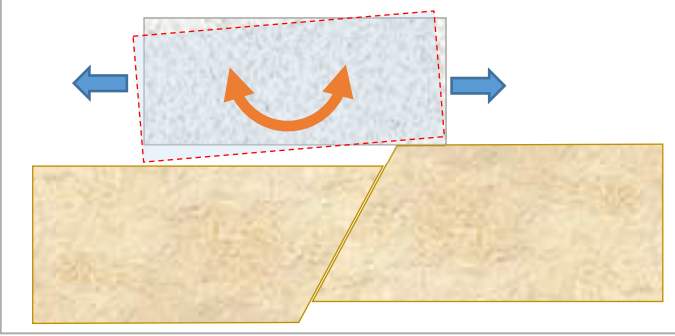
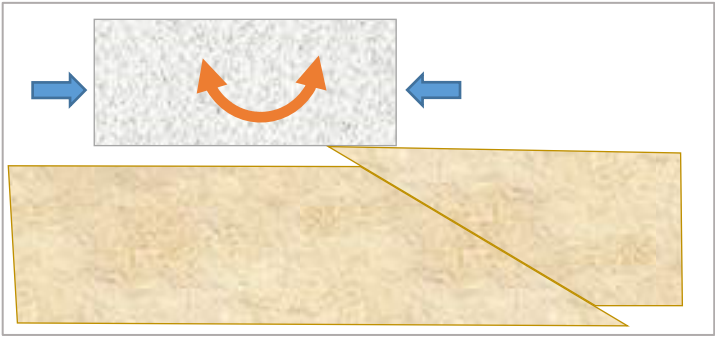
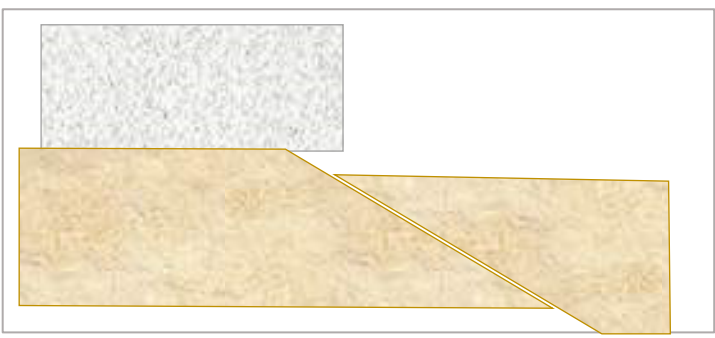


図 6-13 考慮する断層の交差位置および傾斜

表 6-14 断層条件とカルバートの状態

断層条件	作用荷重と変形モード	評価
<p><b>C45-L-R</b>                      交差位置：中央                      走行：斜交 45°                      傾斜角：低角 L                      センス:逆断層 R</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 拘束力（側方からの圧縮力）が大きく、カルバートが転倒する可能性は低い。</li> <li>・ 断層線上の上引張モーメントだが、圧縮力が大きく「曲げ圧縮破壊」モードとなりやすい。</li> </ul>
<p><b>C45-L-N</b>                      交差位置：中央                      走行：斜交 45°                      傾斜角：低角 L                      センス:正断層 R</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 拘束力が小さくカルバートが転倒する可能性がある。</li> <li>・ その場合にも浮き上がる側が片持ち梁となり、上引張モーメントが作用する。圧縮力が小さいため「曲げ引張破壊」モードが卓越すると考えられる。</li> </ul>
<p><b>C45-H-R</b>                      交差位置：中央                      走行：斜交 45°                      傾斜角：高角 H                      センス:逆断層 R</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ C-1. 1, 1. 2, 1. 3, 1. 4 の状態。</li> <li>・ 拘束力（側方からの圧縮力）が作用し、カルバートは転倒しない。</li> <li>・ 断層線上の上引張モーメントで、圧縮力が大きい土被り 25m では「壁せん断破壊」、土被り 8m 以下では「曲げ降伏」である。</li> </ul>
<p><b>C45-H-N</b>                      交差位置：中央                      走行：斜交 45°                      傾斜角：高角 H                      センス:正断層 R</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ C-1. 5 の状態</li> <li>・ 拘束力は小さいが、断層が高角であり、上のケースと傾向は変わらない。</li> <li>・ 地盤が水平方向に離れる変位よりも、カルバート転倒による頂版の水平変位が大きく回転変位を押さえる摩擦力が頂版に作用し、カルバートは転倒しない。</li> </ul>

断層条件	作用荷重と変形モード	評価
<b>E45-Li-R</b> 交差位置：端部 走行：斜交 45° 傾斜角：低角 L in センス:逆断層 R		<ul style="list-style-type: none"> <li>・カルバートの転倒は考えにくい。</li> <li>・特徴的な作用は、隣接ブロックから作用する圧縮軸力である。</li> </ul>
<b>E45-Li-N</b> 交差位置：端部 走行：斜交 45° 傾斜角：低角 L in センス:正断層 N		<ul style="list-style-type: none"> <li>・最も転倒しやすい条件である。</li> <li>・転倒した場合にはカルバートは2点支持の下側引張のモーメントが作用する。</li> <li>・従って下引張の曲げ降伏あるいは、妻面に断層が交差するため、底版の面外曲げ破壊もしくはせん断破壊が考えられる。</li> </ul>
<b>E45-H-R</b> 交差位置：端部 走行：斜交 45° 傾斜角：高角 H in センス:逆断層 R		<ul style="list-style-type: none"> <li>・カルバートの転倒は考えにくい。</li> <li>・特徴的な作用は、隣接ブロックから作用する圧縮軸力である。しかしE-Li-Rに比較すると圧縮力は小さい。</li> <li>・カルバートはほとんど損傷しない可能性がある。</li> </ul>
<b>E45-H-N</b> 交差位置：端部 走行：斜交 45° 傾斜角：高角 H in センス:正断層 N		<ul style="list-style-type: none"> <li>・転倒しやすい条件であるが、断層傾斜が高角であるため拘束力が大きく、E-Li-Nに比較すると転倒はしにくい。</li> <li>・転倒した場合にはカルバートは2点支持の下側引張のモーメントが作用する。</li> </ul>

断層条件	作用荷重と変形モード	評価
<p><b>E45-Lo-R</b>            交差位置：端部            走行：斜交 45°            傾斜角：低角 L            out            センス:逆断層 R</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 転倒しやすい条件であるが、変位センスが逆断層であるため、断層変位の増大に伴って拘束圧が増大する分、E-Li-N に比較すると転倒はしにくい。</li> <li>・ 転倒した場合にはカルバートは2点支持の下側引張のモーメントが作用する。</li> </ul>
<p><b>E45-Lo-N</b>            交差位置：端部            走行：斜交 45°            傾斜角：低角 L            out            センス:正断層 N</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ カルバートの転倒は考えにくい。</li> <li>・ 隣接ブロックも離れる方向に移動するため、断層変位の増大に伴う作用力の増大はなく、カルバートはほとんど損傷しないと考えられる。</li> </ul>

### (3) C-2.1での解析パラメータ選定

C-2.1では、カルバートが転倒し、かつC-1.1~C-1.5から破壊モードが変わる可能性が高い断層条件としてE45-Li-Nを選定した。主な解析パラメータは表6-15に示す通りであり、想定される破壊モードは下引張の曲げ破壊、または底版と頂版の面外せん断あるいは曲げによる破壊である。

表 6-15 解析パラメータ

解析パラメータ	設定条件
カルバートと断層との交差位置	端部交差E
交差角度	45° 交差（三次元性考慮）
断層傾斜角	低角L 30°，断層傾斜 in，カルバートの大部分が上盤上
断層変位センス	正断層N
土被り厚さ	8m（一般的な土被り厚さ）

### 6.5.2 C-2.1 解析結果

#### (1) ひび割れ進展～配力筋降伏までの損傷状況

断層変位が小さい段階における初期のひび割れの進展状況および配力筋の初降伏箇所について、断層変位量10mmにおけるひび割れ図および配力筋ひずみコンターを図6-14に示す。

C-1.3, C-1.5のケースとの相違点として、ひび割れの進展および配力筋の降伏は、頂版ではなく底版下面の上盤側の断層線付近で最初に生じることを確認した。底版での配力筋の初降伏は、断層変位量10mmであり、C-1.3, C-1.5のケースと比べてかなり小さい断層変位量で発生している。

底版下面配力筋ひずみと底版の接地範囲の関係を図6-15に示す。底版下面の配力筋ひずみは、上盤側の接地範囲と断層線の間底版-岩盤間が剥離した範囲で発生している。

断層変位量10mmにおける45°方向断面に作用する軸力の高角80°ケースと低角30°ケースとの比較を図6-16に示す。特にカルバート底面に作用する摩擦力による成分が高角80°ケースと低角30°ケースで大きく異なっており、低角30°ケースでは主にこのカルバート底面に作用する摩擦力により、45°方向断面に作用する軸引張力が大きくなっていることが分かる。

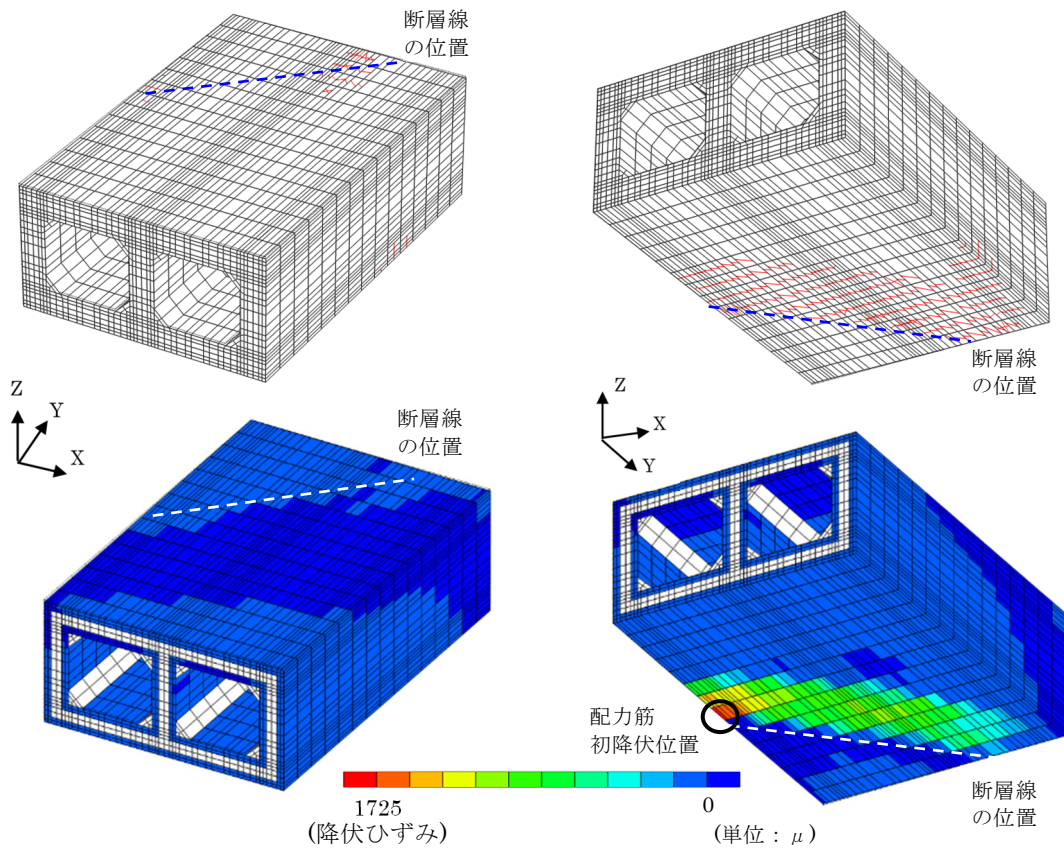


図 6-14 カルバートひび割れ図および配力筋ひずみコンター(断層変位置 10mm)

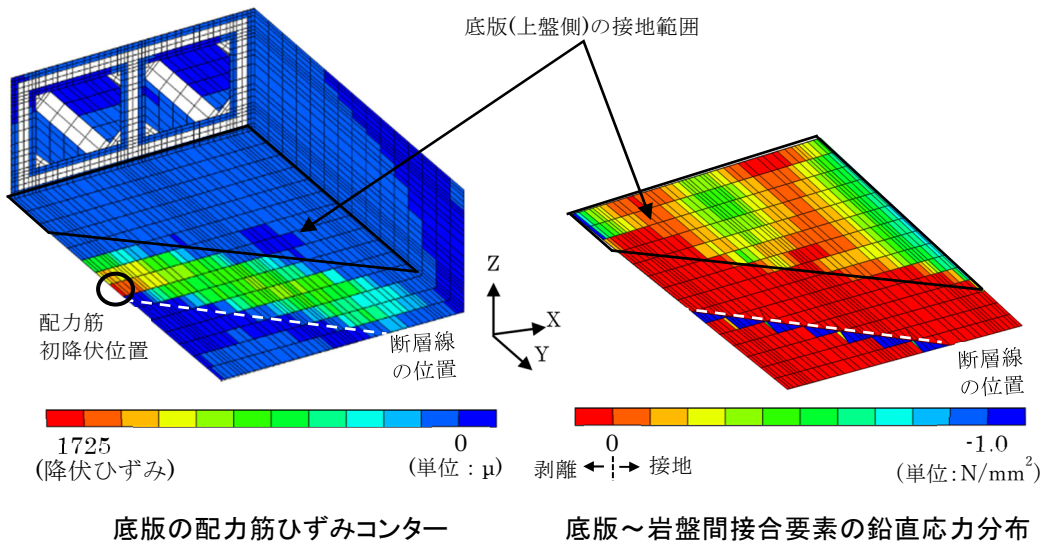


図 6-15 底版下面配力筋ひずみ分布と底版接地範囲(断層変位置 10mm)

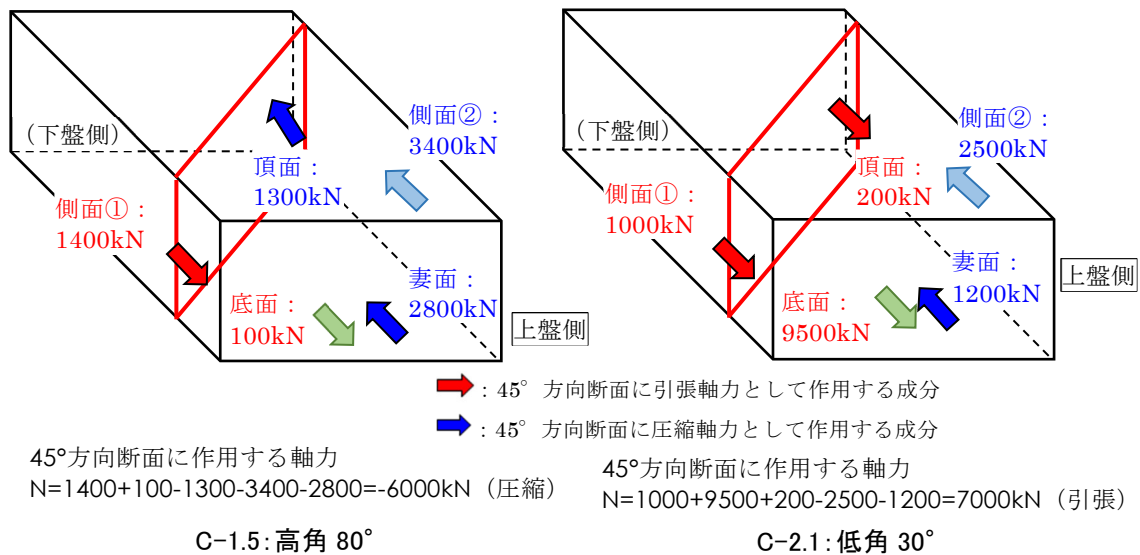


図 6-16 方向断面に作用する軸力の比較(断層変位量 10mm 時)

(2) 主筋降伏時の損傷状況 (断層変位量 70mm 時)

主筋が初降伏する断層変位量 70mm におけるひび割れ図および主筋ひずみコンター図を図 6-17 に示す。

断層変位量 70mm で、底版主筋が初降伏に達する。主筋の初降伏位置は配力筋と同じく断層線の近傍である。

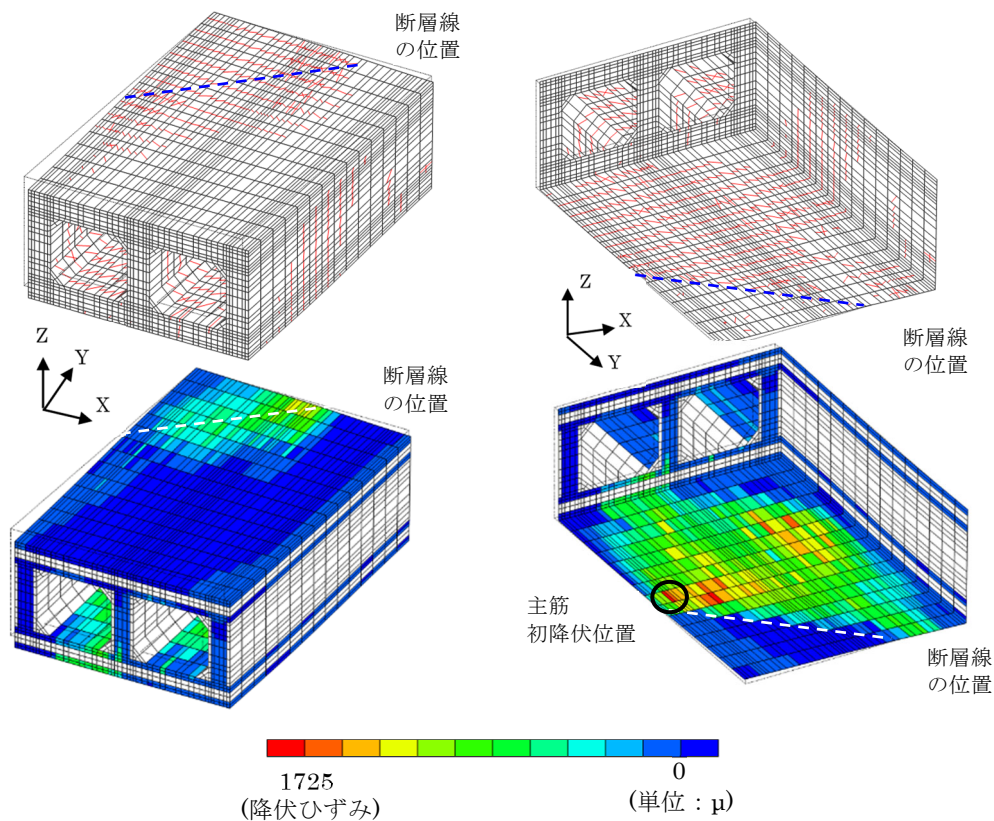


図 6-17 カルバートひび割れおよび主筋ひずみ (断層変位量 70mm)



底版下面の主筋ひずみと底版の接地範囲を図 6-18 に示す。カルバートの下盤側では、断層線から先が浮き上がっており、断層線を固定端とした片持ち梁構造である。そこに下向きの土被りと自重が作用し、頂版側が引張となる。よって、下盤側はカルバート全体としては上側引張の曲げ変形となっている。

一方、上盤側はカルバートが転倒し、その端部は上盤の岩盤に接触している。その結果、断層線と端部の岩盤接触部を支持点とした単純梁構造となる。そこに下盤側と同様に土被り荷重と自重が下向きに作用し、さらに岩盤接触部から岩盤の水平変位成分に対応する摩擦力がカルバート底面に引張力として作用する。よって、上盤側は下側引張の曲げ変形となる（図 6-19 参照）。

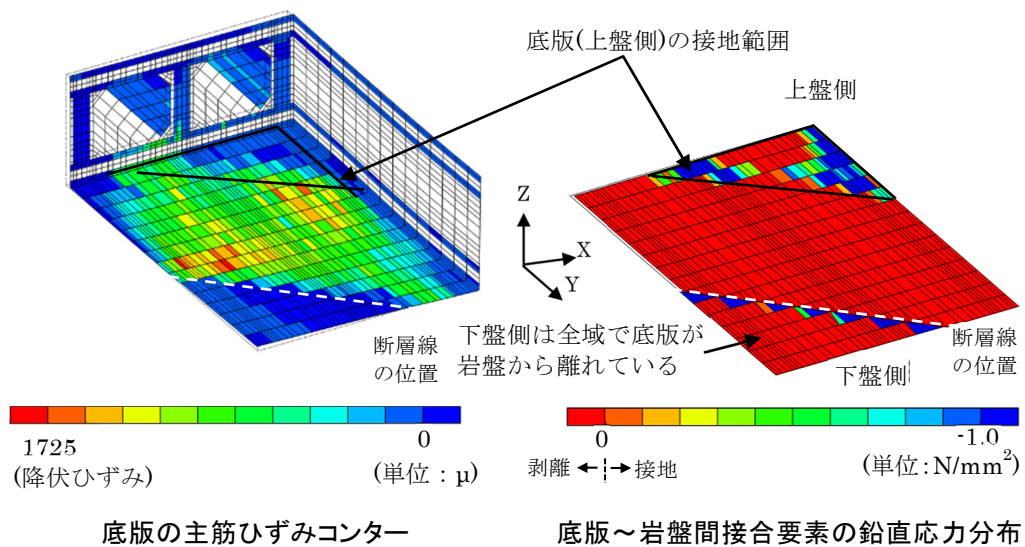


図 6-18 底版下面の主筋ひずみと底版の接地範囲の関係(断層変位量 70mm)

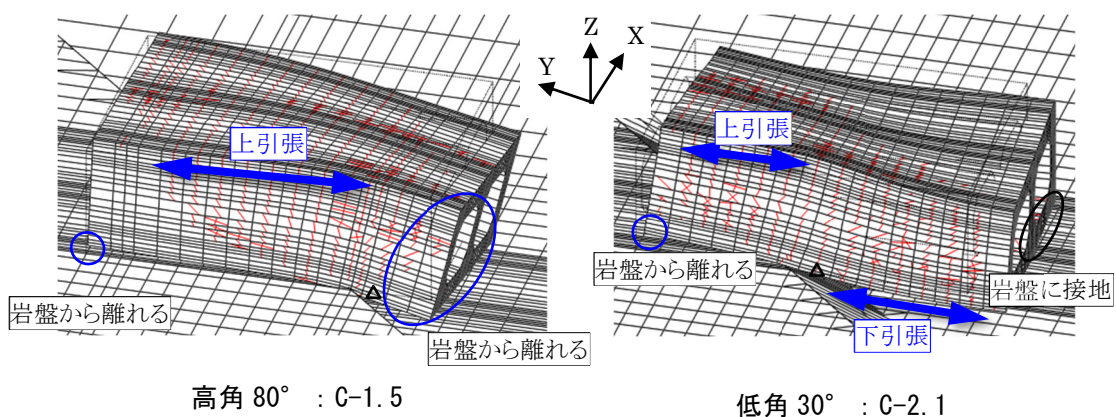


図 6-19 カルバートの変位ひび割れ図(断層変位量 70mm, 変形倍率 50 倍)

### (3) 断層変位量 500mm での損傷状況と評価

断層変位量 500mm におけるカルバートの配力筋ひずみ分布を図 6-20 に示す。全体として赤色で示す引張領域が卓越し、鉄筋は降伏ひずみに達しているが、破断ひずみには達していない。また、コンクリートのひずみが局所的に大きくなり、限界圧縮ひずみに到達している。しかしその範囲は極めて限定的であり、カルバートに崩壊に至るものではないと考える。

したがって、内空断面が保持され、取水路の場合には通水性能は、解析範囲である断層変位量 500mm までは確保されていると考える。

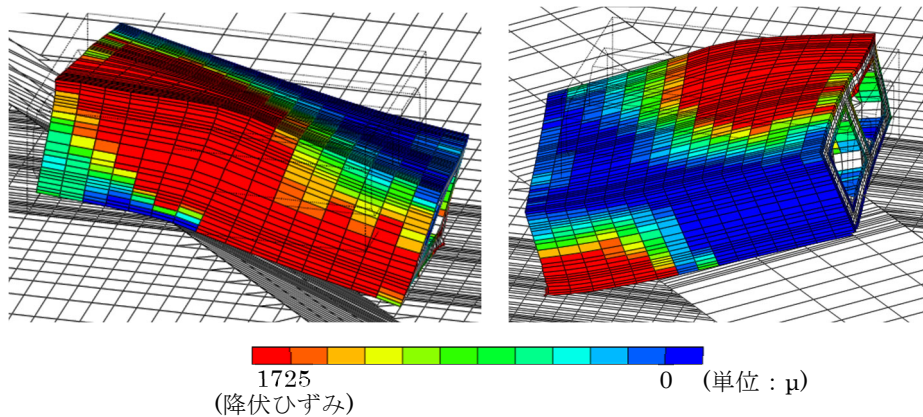


図 6-20 配力筋ひずみコンター（断層変位量 500mm, 変形倍率 20 倍）

### (4) 構造物の解析結果に対する考察

#### a. 構造物全体の損傷状況

断層変位量 200mm および 500mm におけるカルバートのひび割れ変形図を図 6-21 に示す。曲げ変形およびねじり変形が複合し、ひびわれの分布および変形モードは非常に複雑である。

このように損傷・破壊モードが複雑である要因は、カルバートが転倒し、断層線の他に隅部が岩盤に支持された状態となり、C-1.1~1.5 に比較して複雑な支持条件となったためである。

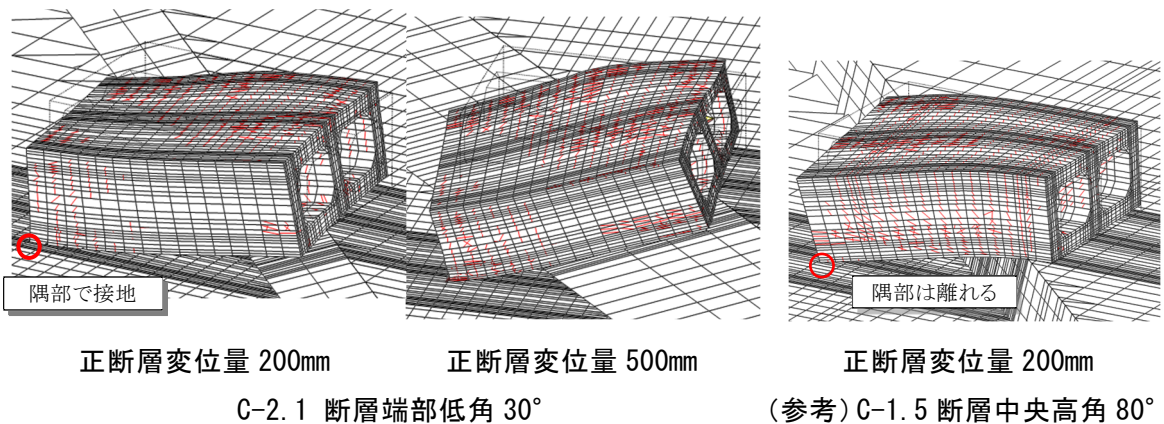


図 6-21 カルバート変形および圧縮ひび割れ図（変形倍率 20 倍）

断層変位量 200mm におけるカルバート縦断面内での縦断方向ひずみ分布を図 6-22 に、横断面内での横断方向ひずみ分布を図 6-23 に示す。縦断方向 (=配力筋方向)、横断方向 (=主筋方向) いずれも断層線を境に上盤側では下引張、下盤側では上引張のひずみが発生しており、図 6-19 および図 6-21 に示したカルバートの変形状況およびひび割れの発生状況に対応している。

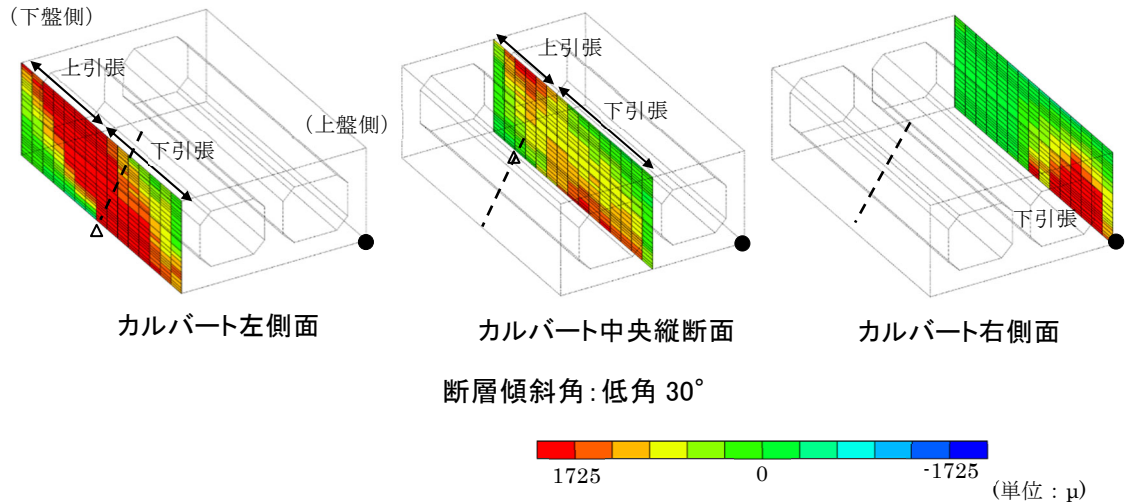


図 6-22 カルバート縦断面壁縦断方向ひずみ分布 (断層変位量 200mm)

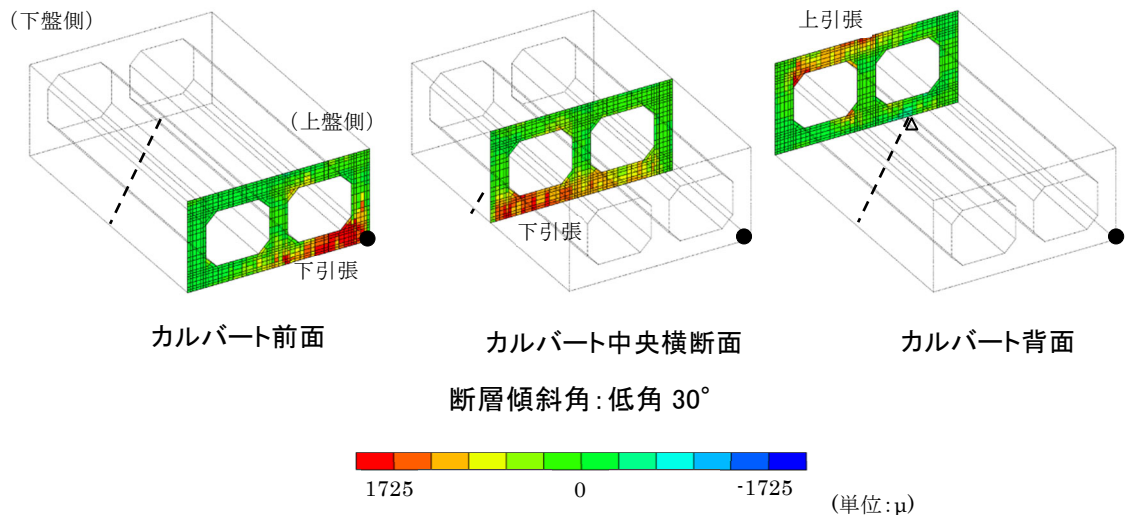


図 6-23 カルバート横断面横断方向ひずみ分布 (断層変位量 200mm 時)

#### b. カルバートの転倒状況

カルバートの転倒の有無を確認するため、カルバート底面-岩盤間の接合要素の鉛直応力分布の推移を整理した。C-1.5 (正断層, 高角 80° : 断層変位量 11mm でカルバート隅部が離れる) の接合要素の鉛直応力分布と合わせて図 6-24 に示す。

C-2.1 (低角 30°) では、隅部が常に接地した状態となっており、高角 80° のケースと異なる支持状態になっていることが分かる。

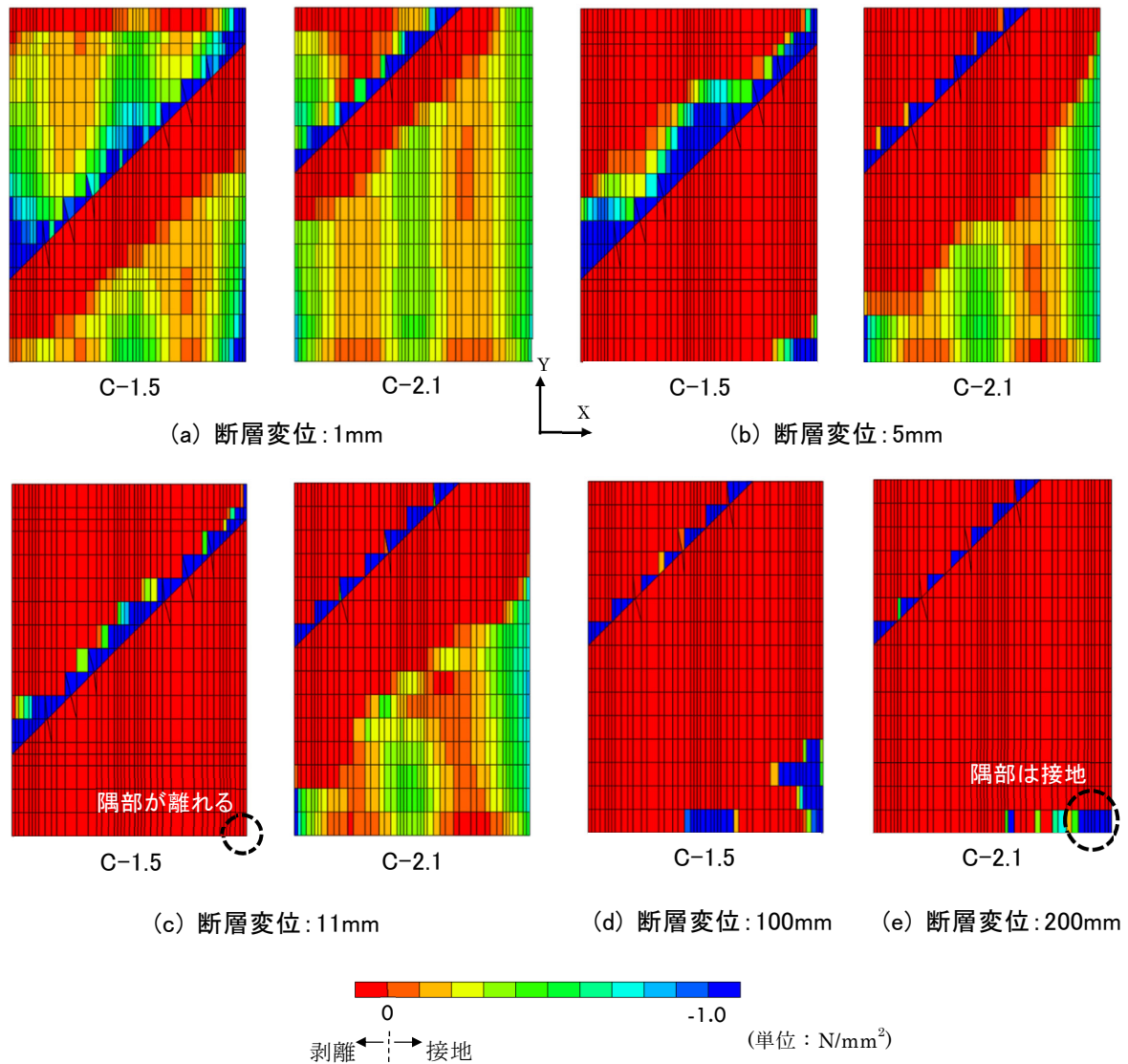


図 6-24 カルバート底面の接地状況の比較

### (5) 地盤の損傷状況

断層変位量 230mm における地盤の最大せん断ひずみ分布を図 6-25 に示す。この図より最大せん断ひずみが 2%<sup>2)</sup> を超える領域が、構造物近傍から地表面に連続することから、地盤が破壊したと判定する。

### (6) 構造物および地盤の損傷状況を考慮した判定

構造物は断層変位量 500mm まで内空断面が確保され、取水路の場合には通水性能が確保できる。一方で、地盤は断層変位量 230mm で地盤破壊と断定されることから、通水機能は確保されないと判断する。

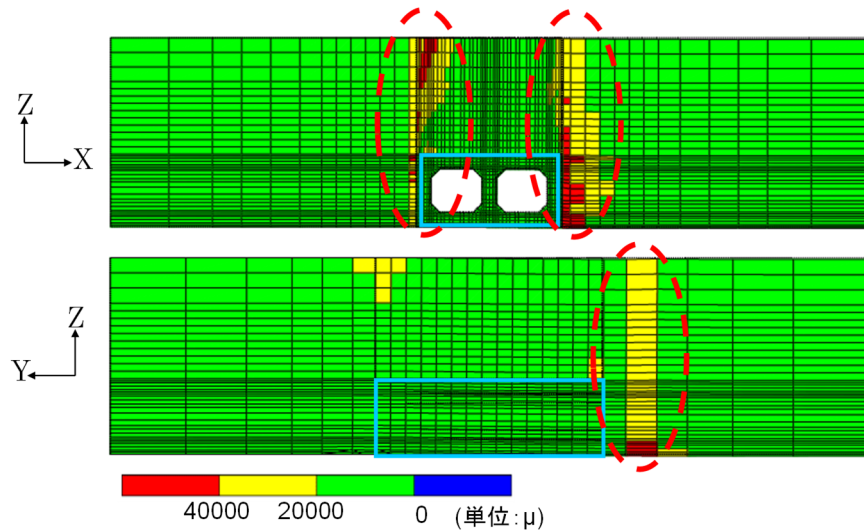


図 6-25 地盤の最大せん断ひずみ分布図 (断層変位量 230mm)

## 6.6 横ずれ変位に対する検討

### 6.6.1 右横ずれ (C-3.1) および左横ずれ (C-3.2) のケース

#### (1) 解析モデル

C-1.3, C-1.5 (成層地盤, 土被り 8m) と同一モデルで, 自重解析から断層変位解析まで, 境界条件も同一条件とした. 解析上は, 岩盤 (下盤) の外周節点を固定し, 岩盤 (上盤) の外周節点に断層走行方向に変位を与える.

横ずれの連成解析モデルと変位センスを図 6-26 に示す.

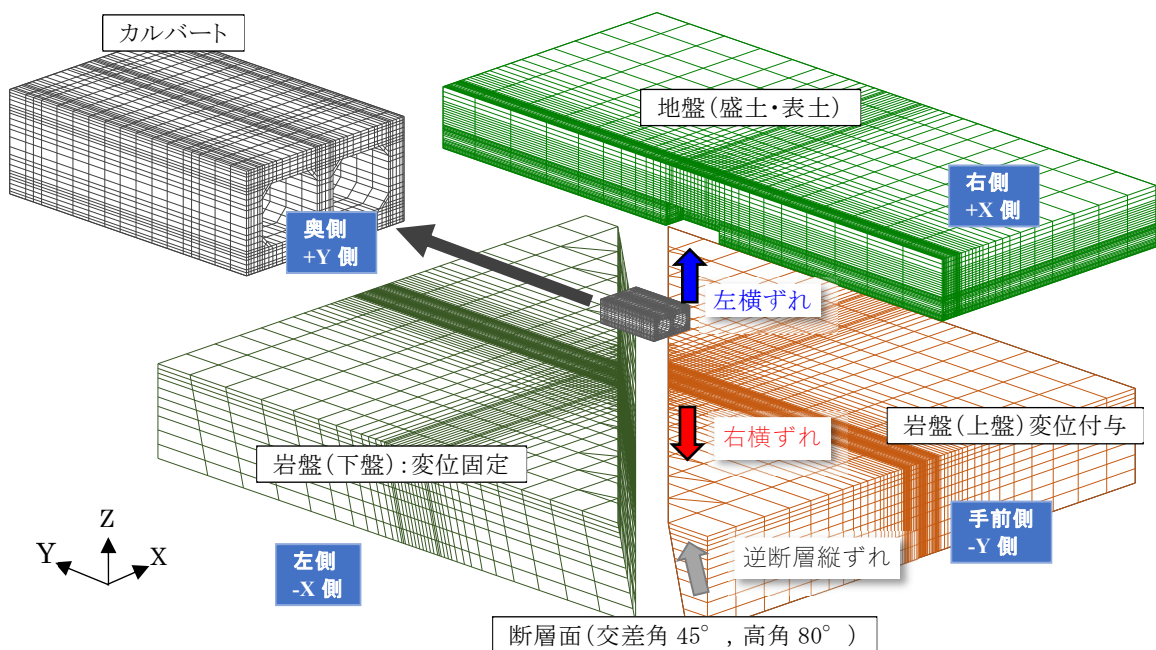


図 6-26 C-3.1~C-3.3 解析モデルと作用変位センス

## (2) 作用変位

作用変位は岩盤（下盤）を固定として、岩盤（上盤）を断層線走向に沿って水平に 500mm まで漸増させた。

C-3.1, C-3.2 では、作用する断層変位は横ずれ成分のみとし、それぞれ右横ずれ、左横ずれを与えた。横ずれ変位センスに岩盤の変位の向きを図 6-27 に示す。

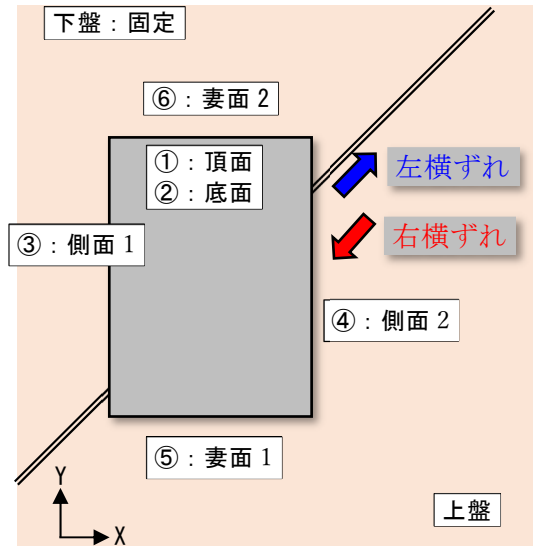


図 6-27 横ずれ変位センス

## (3) 解析の概要

連成解析は、C-3.1（右横ずれ）で断層変位量 500mm まで解析できたが、C-3.2（左横ずれ）では断層変位量 448mm で解析が不安定となり終了した。

不安定化の原因として、横ずれ変位に伴う地盤のカルバート側壁からの剥離時の挙動が考えられる。逆に側壁に圧縮が作用する C-3.1 では、断層変位量 500mm まで安定した解析ができた。

C-3.1（右横ずれ）および C-3.2（左横ずれ）の解析結果を表 6-16 に示す。いずれのケースでも (a) ひび割れ損傷は軽微である。(b) 配力筋ひずみおよび (c) 主筋ひずみも、C-3.1 で局所的に配力筋の降伏が認められるものの、鉄筋破断の可能性があるような大きなひずみは発生していない。また、(d) コンクリートの最小主ひずみ（圧縮ひずみ）も、いずれのケースでもコンクリートの圧縮ピークひずみに達していない。C-3.1 と C-3.2 を比較すると右横ずれのケースで損傷（ひずみ、ひびわれ）が大きい。C-1, C-2 で実施した縦ずれのケースと比較すると、右横ずれ、左横ずれ共に損傷は軽微である。その要因は、カルバート底面が岩盤に対して滑っており、岩盤変位の影響をカルバートが直接受けず、周辺地盤からの土圧の影響に限定されるためと考えられる。実際にカルバート底面は岩盤から大部分が剥離 (f) しており、カルバートの水平変位 (g) は、岩盤変位に対して平均的な位置へ移動している。

カルバート中央横断面における周辺地盤とカルバートの変位を図 6-28 に示す。カルバート周辺で表層地盤が盛り上がっているのが確認できる。その結果、カルバートに上向きの摩擦力が働き、底面の反力が減少し、その後剥離してカルバートが直下の岩盤から浮き上がったと推

察できる.

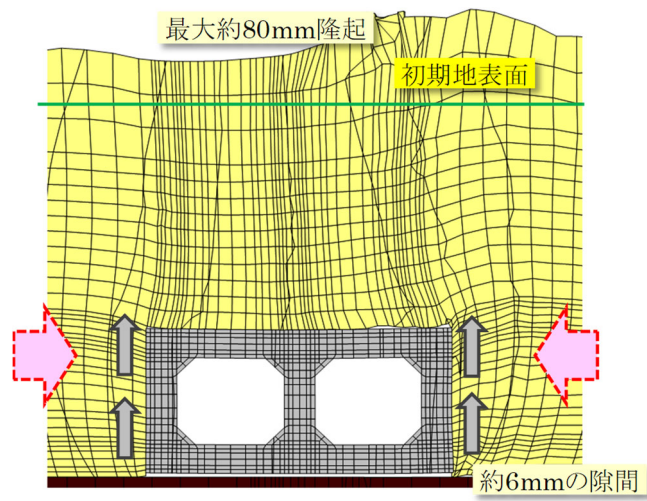
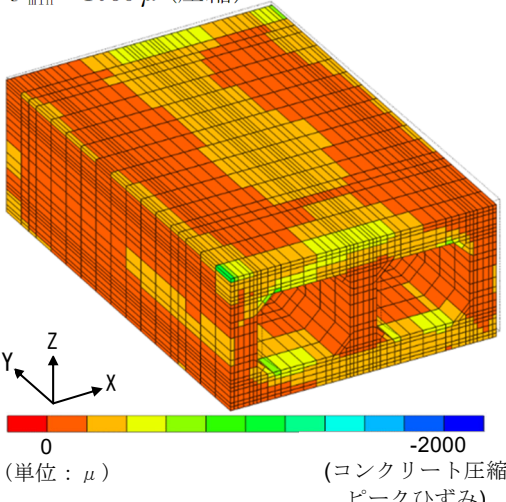
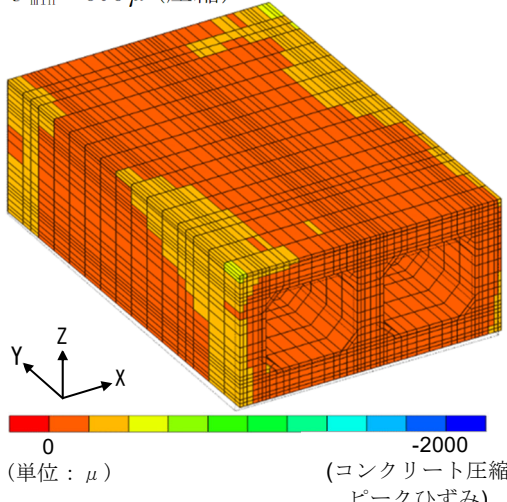
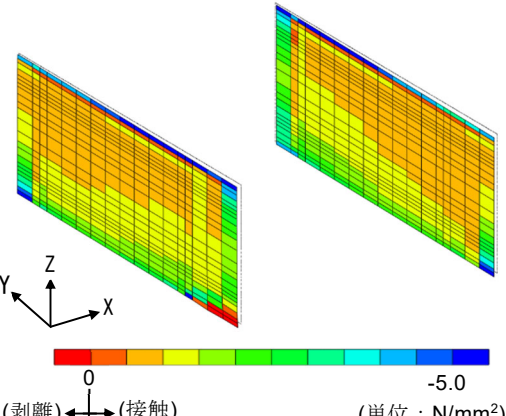
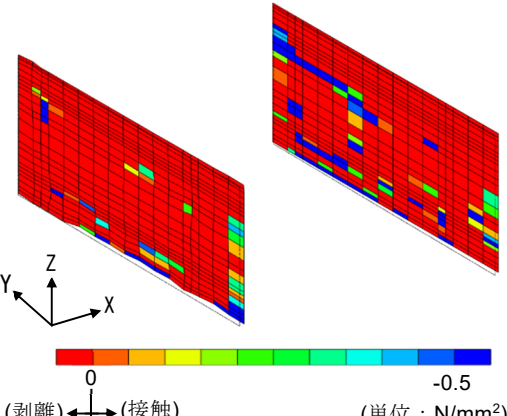
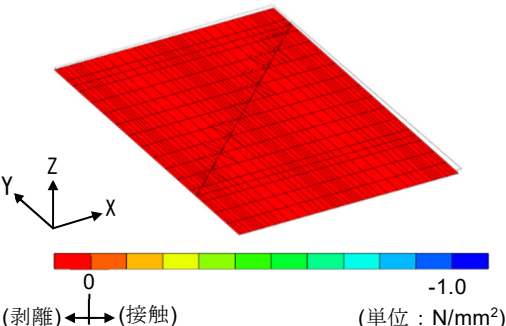
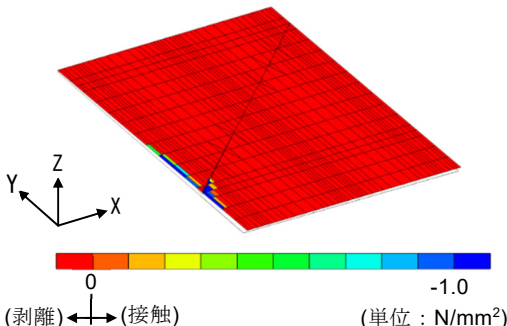
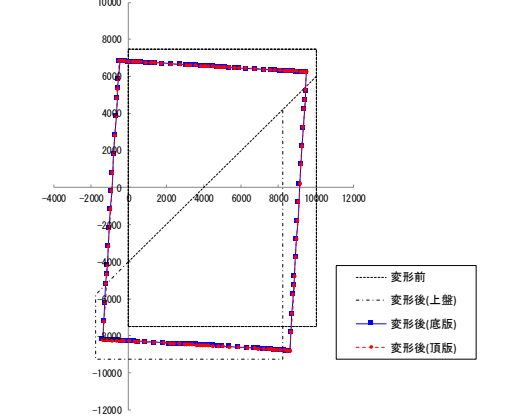
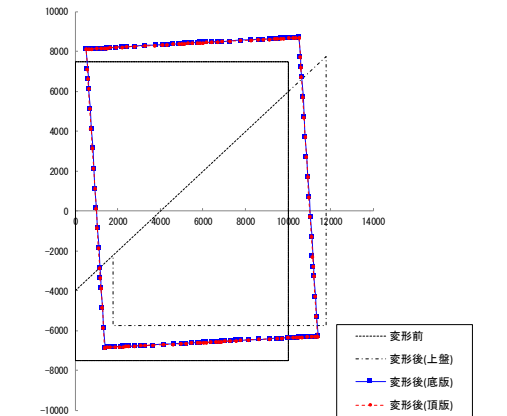


図 6-28 横ずれ変位によるカルバートの浮上  
C-3.1 (変位 500mm, 変形倍率 25 倍)

表 6-16 右横ずれと左横ずれ解析結果の比較

損傷状況	C-3.1 右横ずれ・500mm 時	C-3.2 左横ずれ・448mm 時
(a) ひびわれ損傷図	<p>Softened (0) P-Softened (0) Crack (8221) Closed (1352) Sliding Fail. (9)</p>	<p>Softened (0) P-Softened (0) Crack (948) Closed (14) Sliding Fail. (0)</p>
(b) Y 方向配力筋ひずみ	<p><math>\epsilon_{max} : 2393 \mu</math></p> <p>1725 (降伏ひずみ) (単位: <math>\mu</math>)</p>	<p><math>\epsilon_{max} : 1148 \mu</math></p> <p>0 (単位: <math>\mu</math>) (圧縮降伏ひずみ)</p>
(c) X 方向主筋ひずみ	<p><math>\epsilon_{max} : -873 \mu</math> (圧縮)</p> <p>0 (単位: <math>\mu</math>) (圧縮降伏ひずみ)</p>	<p><math>\epsilon_{max} : 1148 \mu</math></p> <p>1725 (降伏ひずみ) (単位: <math>\mu</math>)</p>



損傷状況	C-3.1 右横ずれ・500mm 時	C-3.2 左横ずれ・448mm 時
(d) コンクリート最小主ひずみ	<p><math>\epsilon_{\min} : -1035 \mu</math> (圧縮)</p>  <p>(単位: <math>\mu</math>) (コンクリート圧縮ピークひずみ)</p>	<p><math>\epsilon_{\min} : -606 \mu</math> (圧縮)</p>  <p>(単位: <math>\mu</math>) (コンクリート圧縮ピークひずみ)</p>
(e) 側壁垂直土圧	 <p>(剥離) ← (接触) (単位: <math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</p>	 <p>(剥離) ← (接触) (単位: <math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</p>
(f) 底面接地状況	 <p>(剥離) ← (接触) (単位: <math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</p>	 <p>(剥離) ← (接触) (単位: <math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</p>
(g) 岩盤変位とカルバート変位の関係		

## 6.6.2 縦ずれ+横ずれ複合ケース (C-3.3)

### (1) 作用断層変位

縦ずれと横ずれが同時に作用する場合の応答解析を実施した。解析対象としたモデルは、他の横ずれのケースと同様に、土被り 8m の C-1.3 と同じ連成解析モデルを用いた。

自重解析に続き、縦ずれとして逆断層変位量を 50mm まで漸増させ、その後、前節での検討で損傷が大きかった右横ずれ変位量のみを 500mm まで漸増させた。この複合ケースにおけるカルバートの損傷状況を、右横ずれが単独で作用した場合のケース (C-3.1) と比較した。

### (2) 解析結果の概要

C-3.3 の縦ずれ逆断層変位量 50mm、その後の横ずれ変位量 500mm における連成解析結果の一例を表 6-17 に示す。また、比較のために右横ずれ変位単独で作用した場合のケース (C-3.1) での変位量 500mm における結果も併せて示した。

縦ずれ逆断層変位量 50mm では、(a) ひびわれ損傷は頂版に広く発生・分布し、(c) 配力筋ひずみも  $1500\mu$  を超えており、降伏の直前に達している。また、(e) コンクリートの最小主ひずみ (圧縮ひずみ) は最大で約  $800\mu$  で底面の断層線上に集中して発生している。これらは頂版側を引張とする曲げ変形モードによるものである。

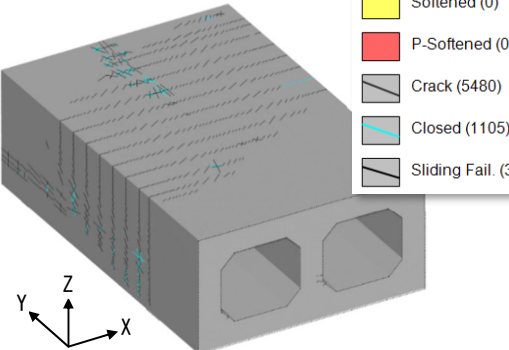
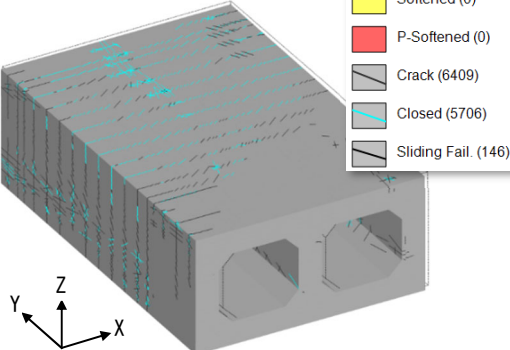
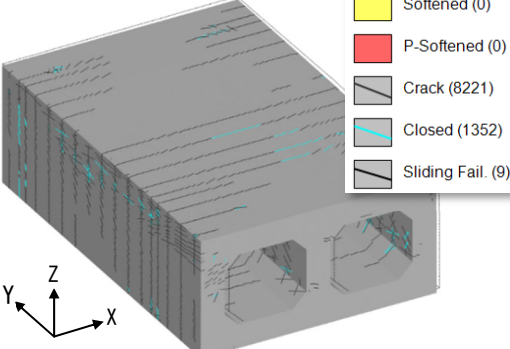
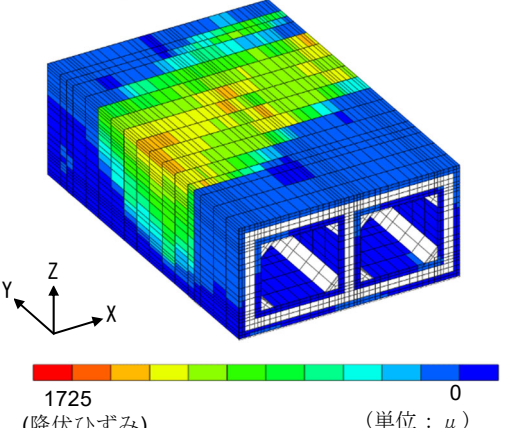
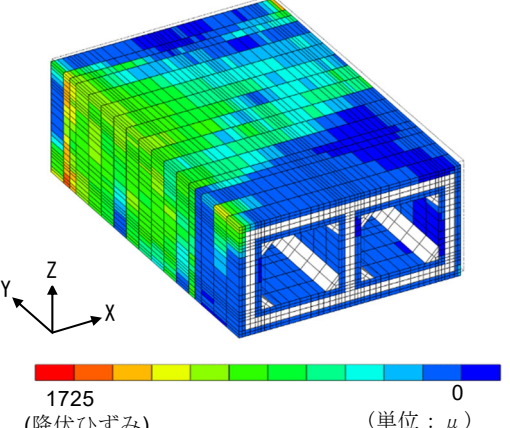
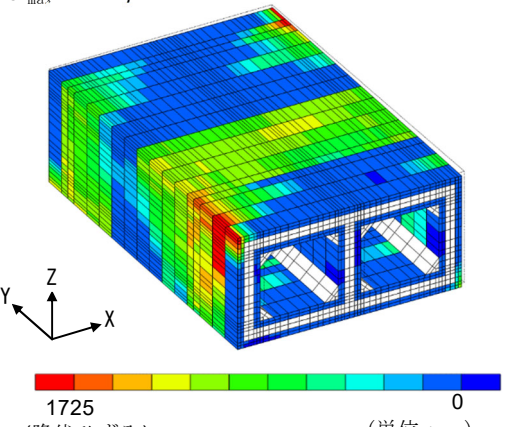
右横ずれ変位量 500mm では、(c) 配力筋ひずみは僅かに増えて  $1667\mu$  だが、最大ひずみ発生個所は頂版から側壁下部に移動している。縦ずれにより発生した頂版配力筋のひずみは全体的に減少している。

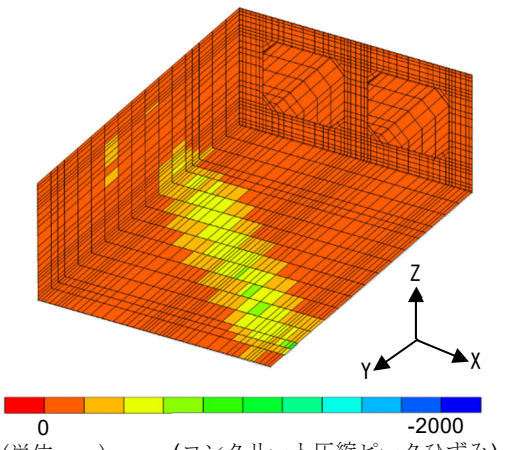
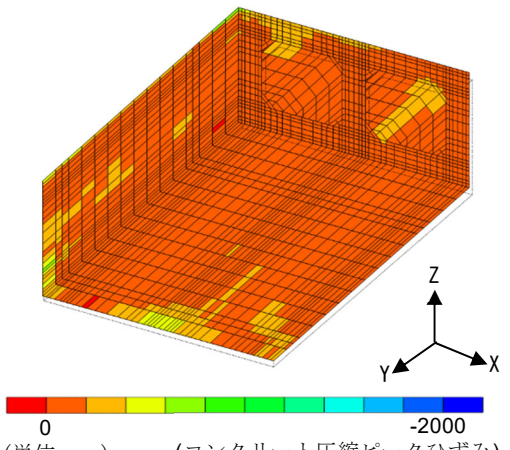
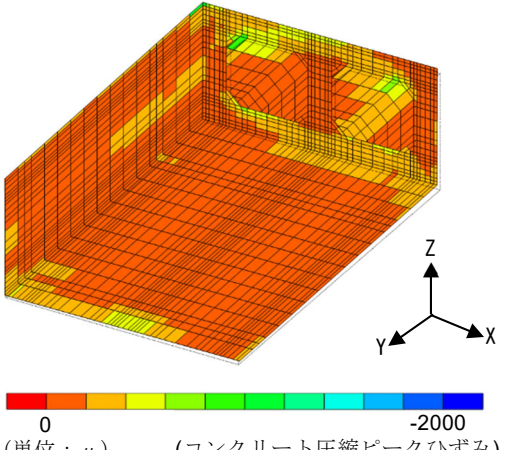
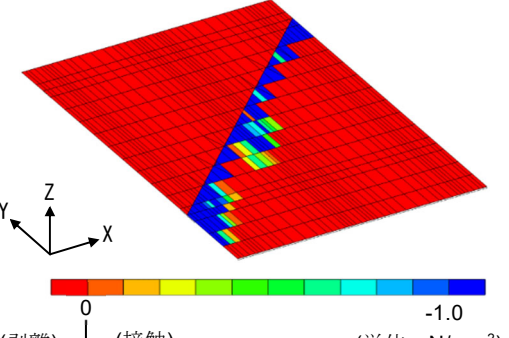
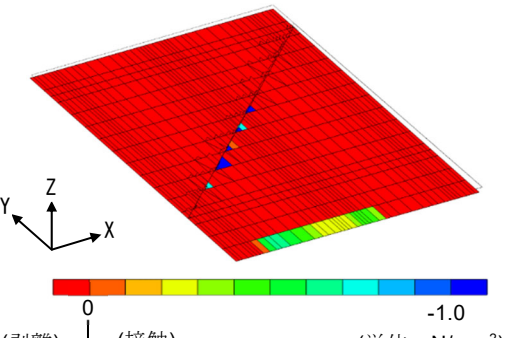
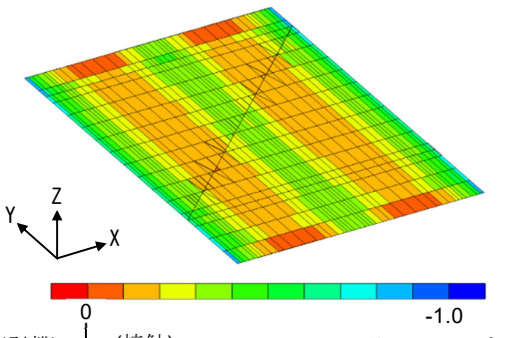
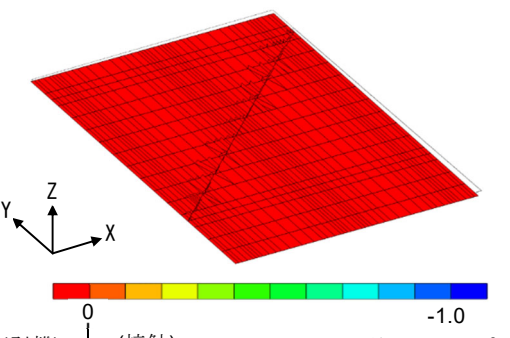
縦ずれの作用と横ずれの作用では変形モードが大きく異なるため、縦ずれによる頂版のひび割れの多くが、横ずれ変位量 500mm では閉じていることが、(a) ひびわれ損傷の閉じたひびわれ closed (crack) の数で確認できる。

(e)、(f) のコンクリート最小主ひずみ (圧縮ひずみ) は、今回のケースでは、同じ横ずれ変位量 500mm において、縦ずれと複合した C-3.3 と横ずれ単独の C-3.1 で大きな差は認められないが、横ずれ単独の場合の方が僅かに最大値は大きい結果となった。

横ずれ変位の作用により、縦ずれ変位で顕著であった断層線を支点とした曲げ変形は大きく緩和される。その要因は、断層線での反力が減少したためと考えられ、このことは (g) 底面接地状況のから確認できる。横ずれ変位単独の場合と同様に、カルバート周辺で表層地盤が盛り上がり、その結果カルバートに上向きの摩擦力が働いたことにより、底面の反力が減少したと考えられる。

表 6-17 縦ずれ+横ずれの複合ケース (C-3.3) 解析結果

損傷状況	逆断層 50mm 作用時	右横ずれ 500mm 作用時
(a) ひびわれ損傷図 C-3.3		
(b) ひびわれ損傷図 C-3.1 (横ずれ単独ケース)	—	
(c) Y 方向配力筋ひずみ C-3.3	<p><math>\epsilon_{max} : 1550 \mu</math> (圧縮)</p>  <p>1725 (降伏ひずみ) (単位: <math>\mu</math>)</p>	<p><math>\epsilon_{max} : 1667 \mu</math></p>  <p>1725 (降伏ひずみ) (単位: <math>\mu</math>)</p>
(d) Y 方向配力筋ひずみ C-3.1 (横ずれ単独ケース)	—	<p><math>\epsilon_{max} : 2393 \mu</math></p>  <p>1725 (降伏ひずみ) (単位: <math>\mu</math>)</p>

損傷状況	逆断層 50mm 作用時	右横ずれ 500mm 作用時
(e) コンクリート最小主ひずみ C-3.3	$\epsilon_{\min} : -836 \mu$ (圧縮)  (単位: $\mu$ ) (コンクリート圧縮ピークひずみ)	$\epsilon_{\min} : -964 \mu$ (圧縮)  (単位: $\mu$ ) (コンクリート圧縮ピークひずみ)
(f) 最小主ひずみ C-3.1 (横ずれ単独ケース)	—	$\epsilon_{\min} : -1035 \mu$ (圧縮)  (単位: $\mu$ ) (コンクリート圧縮ピークひずみ)
(g) 底面接地状況 C-3.3	 (剥離) ← (接触) (単位: $N/mm^2$ )	 (剥離) ← (接触) (単位: $N/mm^2$ )
(e) 底面接地状況 C-3.1 (横ずれ単独ケース)	 (剥離) ← (接触) (単位: $N/mm^2$ )	 (剥離) ← (接触) (単位: $N/mm^2$ )

## 6.7 第6章のまとめ

本論文で実施した連成解析で得られた主な成果は、以下のとおりである。

- 代表的な変形および損傷モードと考えられる断層条件等として全9ケースを選定し、この解析結果より各ケースにおけるカルバートの損傷モードおよび損傷状況を把握した。また、損傷モードや断層線上の作用モーメントと断面計算の結果を比較することで、カルバート全体系での曲げ損傷であり、載荷実験で検証した解析および損傷指標が適用できることを確認した。
- 土被りをパラメータとしたケースにおいて土被りが浅いケース（C-1.1～C-1.3）では、カルバートに曲げ降伏が発生するものの、地盤破壊が先行し、カルバートは崩壊しないことを確認した。
- 一方で、土被りが深いケース（C-1.4）では、隔壁においてせん断破壊が発生し、カルバートが先行して破壊する結果となった。
- その他の断層位置が端部のケース（C-2.2）や横ずれのケース（C-3.1～C-3.3）では、全て地盤破壊が先行して起こり、カルバートの崩壊は起こらないことを確認した。

### [第6章の参考文献]

- 1) 米澤健次，穴吹拓也，樋口俊一：3次元大規模モデルによる地盤と構造物の非線形連成FEM解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 55-60，2012.
- 2) 樋口俊一，加藤一紀，佐藤伸，伊藤悟郎：逆断層変位を受ける箱型地中構造物に作用する土圧特性に関する研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 73，No. 4，pp. 19-31，2017.

## 第7章 耐変位評価に関する諸検討

### 7.1 第7章の概要

第6章に示す断層変位の作用に対する応答評価では、カルバートのモデル化を断層線と交わる評価対象ブロック1ブロックのみとしていた。一方で、カルバートは一般的に線状構造物であり複数のブロックから構成される。よって、評価対象ブロックと隣接ブロックとの接触による変位の拘束、圧縮損傷等の相互影響を考慮する必要がある。

また、断層変位が作用する場合には、一般的に地震動を伴うことから、断層変位と地震動との重畳による影響を把握する必要がある。

本章では、隣接ブロックの相互影響について、断層線と交わる評価対象ブロックの両側に隣接ブロックをモデル化し、これら隣接ブロックによる拘束効果を考慮した条件で解析的に評価した。地震動との重畳による影響については、主にカルバートへの影響をカルバートに地震荷重が作用した状態に、更に断層変位が作用した場合を想定して、地震動の作用方向の違いによる影響を解析的に評価するとともに、適切な地震動の作用方向を評価する手法を提案した。また、構造物の地震応答（床応答）についても検討を行った。

### 7.2 隣接構造物の相互影響評価

#### 7.2.1 隣接構造物のモデル化と解析条件

##### (1) 対象構造物

対象構造物は、第4章に示すカルバートとし、構造諸元および配筋も同一条件とする。

##### (2) 構造物および地盤のモデル化

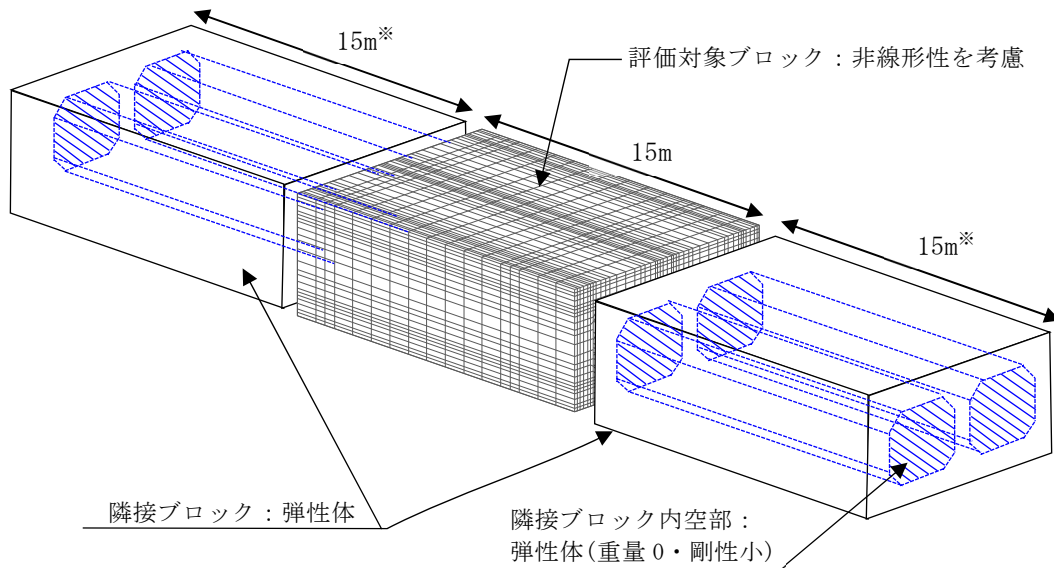
コンクリート、鉄筋、地盤および岩盤材料特性および材料構成則は、第6章に示すカルバートの評価条件と同一とする。

##### (3) 隣接ブロックのモデル化

隣接ブロックは、弾性体でモデル化した。これは、隣接ブロックによる相互影響を評価対象ブロックで評価すること、解析時間の短縮および解析モデル作成の省力化を図るためである。

モデル化においては、評価対象ブロックのみを考慮した第6章の連成解析モデルを用いて、隣接ブロックに相当する範囲の地盤要素を、構造物に相当する重量・剛性を有する弾性体に置き換えて隣接ブロックを模擬した。また、隣接ブロックの内空は、内空部分にあたる要素の質量を0とし、剛性を小さくすることで模擬した。

隣接ブロックのモデル化の模式図を図7-1に示す。



※：隣接ブロック長が15mとなる位置に，既存モデルの節点を調整

図 7-1 隣接ブロックのモデル化の模式図

#### (4) 接合要素のモデル化

評価対象ブロックおよび隣接構造物（以下，構造物とする）と地盤，岩盤と地盤の境界面には接触，剥離および摩擦を，構造物と岩盤間の境界面ではこれらに加えて付着を考慮した接合要素を配置した．隣接ブロックの影響検討においては，隣接ブロックによる拘束を過小評価しないために岩盤との付着を考慮する必要がある．

また，評価対象ブロックと隣接ブロック間の目地の特性を，同じく接合要素を用いてモデル化した．接合要素の区分を図 7-2 に，自重解析時および断層変位载荷時における接合要素の特性を表 7-1 にそれぞれ示す．

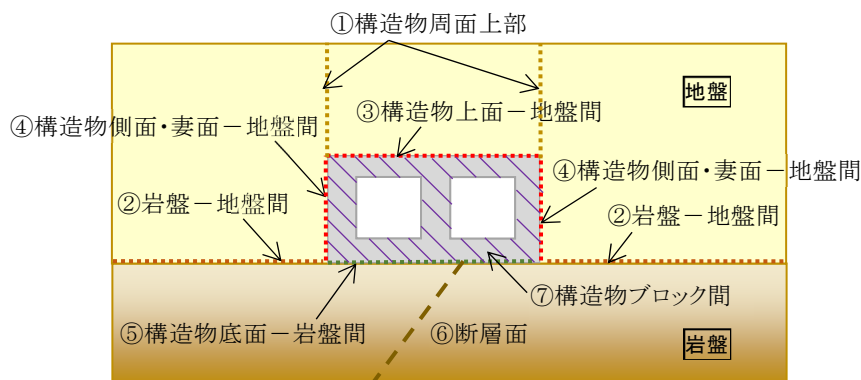


図 7-2 接合要素の区分

表 7-1 接合要素の特性

部位	自重解析時		断層変位載荷時	
	せん断	面法線	せん断	面法線
①構造物周面上部	自由	剛接合	剛接合	剛接合
②岩盤－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi=38^\circ$ )	接触・剥離
③構造物上面－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi=25^\circ$ ) <sup>※1</sup>	接触・剥離
④構造物側面・妻面－地盤間	自由	剛接合	摩擦( $\phi=25^\circ$ ) <sup>※1</sup>	接触・剥離
⑤構造物底面－岩盤間	剛接合	剛接合	摩擦( $\phi=30^\circ$ ) <sup>※2</sup>	接触・剥離 付着考慮 <sup>※2</sup>
⑥断層面	剛接合	剛接合	自由	剛接合
⑦構造物ブロック間	自由	剛接合	摩擦( $\phi=27^\circ$ ) <sup>※3</sup>	接触・剥離 <sup>※3</sup>

注) ※1: 地盤の内部摩擦角の 2/3 とする (道路橋示方書より)

※2: 特性の詳細は図 7-3 参照

※3: 特性の詳細は図 7-4 参照

構造物底面－岩盤間の接合要素の特性を図 7-3 に示す. 界面の付着強度を  $0.5\text{N/mm}^2$ , 岩盤のせん断強度を  $1.0\text{N/mm}^2$  と仮定した. 垂直応力  $\sigma$ －せん断強度  $\tau$  関係において, 実線で示す強度線に到達した時点で剥離あるいはすべりが生じたとし, それ以降は点線で示す残留強度線に移行するモデルとした.

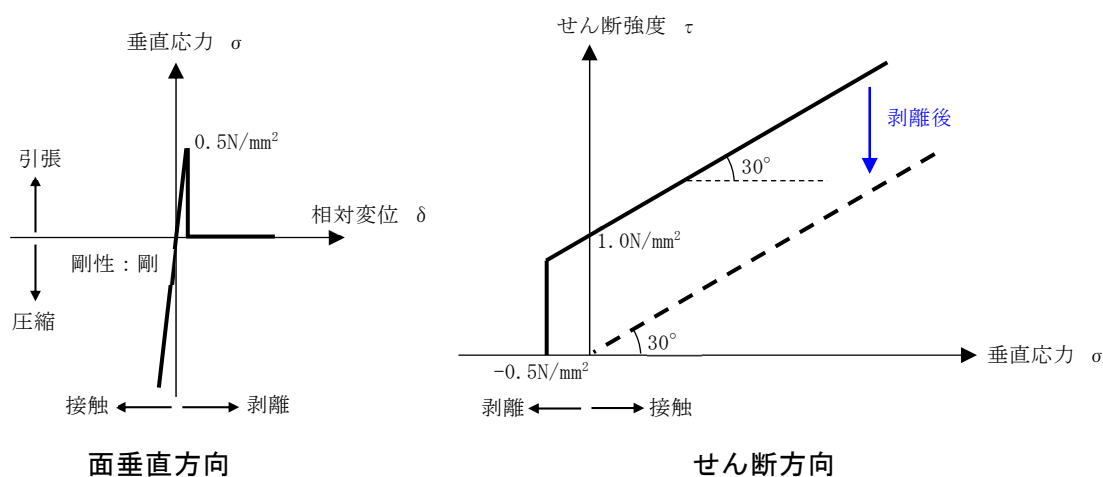


図 7-3 構造物底面－岩盤間の接合要素の特性

構造物ブロック間の目地を模擬した接合要素の特性を図 7-4 に示す. ブロック間の目地幅は  $10\text{mm}$  と仮定した. 接触・剥離方向については, 構造物間の相対変位が接触する側に  $10\text{mm}$  となった時点で接触し, 接触後は剛性を剛とした. せん断方向については, 構造物同士が接触した状態でのみ摩擦力が生じるモデルとし, 摩擦係数をコンクリートとコンクリートとの摩擦係数として  $\mu=0.5$  ( $\phi=27^\circ$ ) と仮定した.



構造物周りの接合要素配置の模式図を図 7-5 に示す。

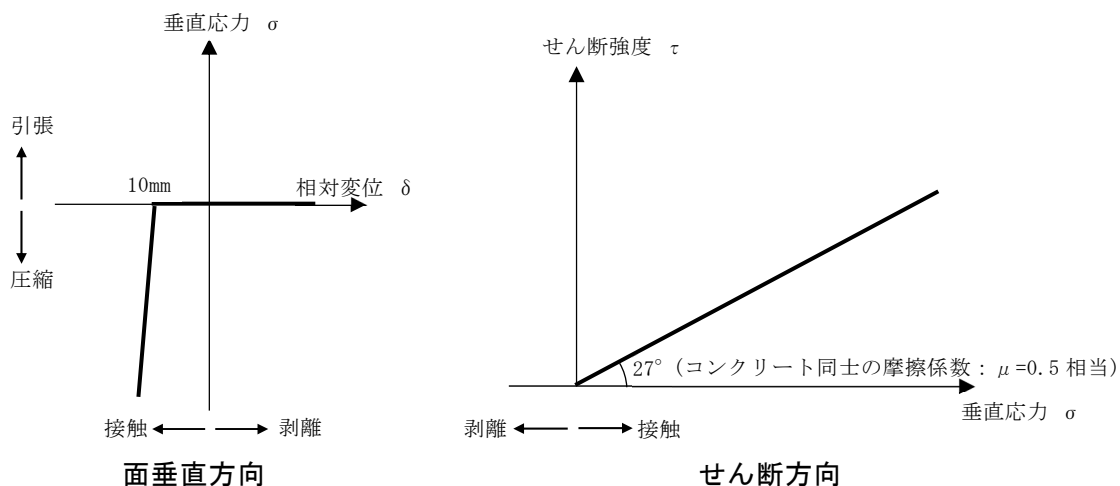


図 7-4 構造物ブロック間の接合要素の特性

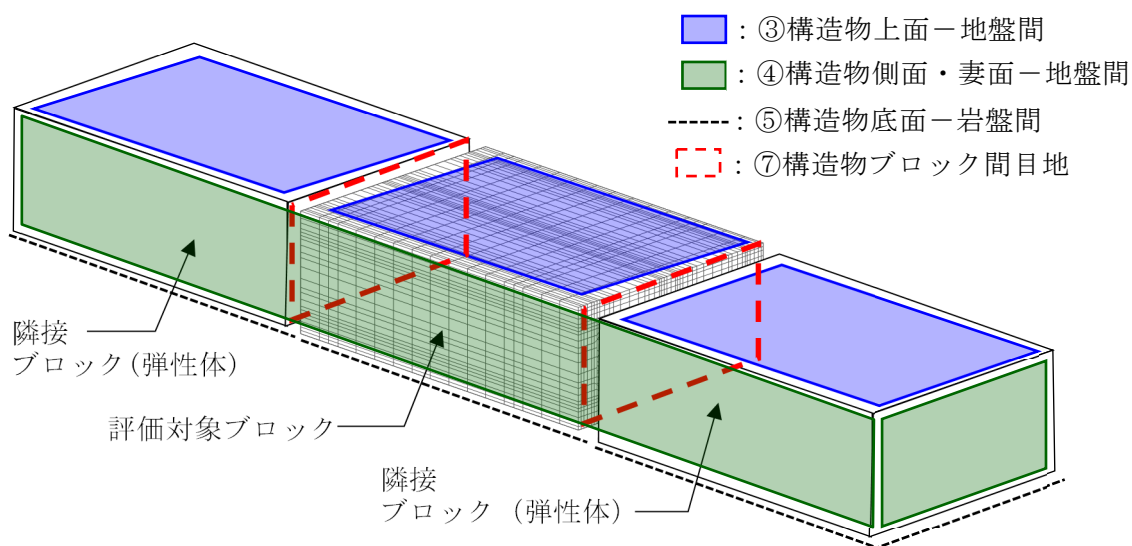


図 7-5 構造物（評価対象ブロックおよび隣接ブロック）周りの接合要素配置の模式図

#### (5) 連成解析モデル

連成解析モデルの全体図を図 7-6 に示す。第 6 章で作成したモデル（断層交差角 45°・傾斜角 80°，土被り 8m）のモデルをベースとし，(3)に示した方法で隣接ブロックをモデル化した。

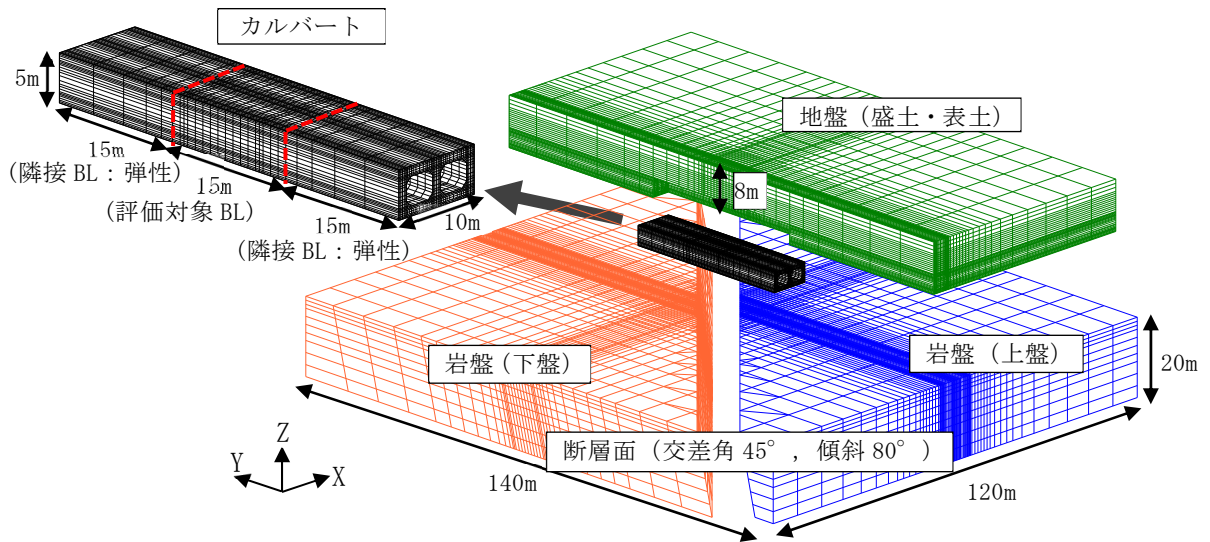


図 7-6 隣接ブロックの影響検討用解析モデルの全体図

#### (6) 境界条件

自重载荷および断層変位载荷時におけるモデル側方、底面の境界条件は、第 6 章と同一条件とした。

### 7.2.2 隣接構造物（両側 1 ブロック）との相互影響評価

隣接ブロックを考慮した基本的なケースとして、評価対象ブロックの両側に 1 ブロックずつ隣接ブロックをモデル化した条件での影響評価結果を述べる。なお、隣接ブロックと地盤、岩盤の界面は評価対象ブロックと同じ接触、剥離、摩擦および付着特性 (7.2.1(4)参照) を考慮している。

#### (1) 隣接ブロックを含めた構造物全体の挙動

逆断層変位量 150mm および 500mm における評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図を図 7-7 および図 7-8 に示す。下盤側の隣接ブロックが評価対象ブロックに追従し、評価対象ブロックとの界面側から徐々に浮き上がっている状況が確認できる。隣接ブロックと岩盤の界面には付着を考慮しているが、その付着力を上回る鉛直上向きの摩擦力が評価対象ブロックとの界面に生じ、浮き上がりが生じたものと考えられる。

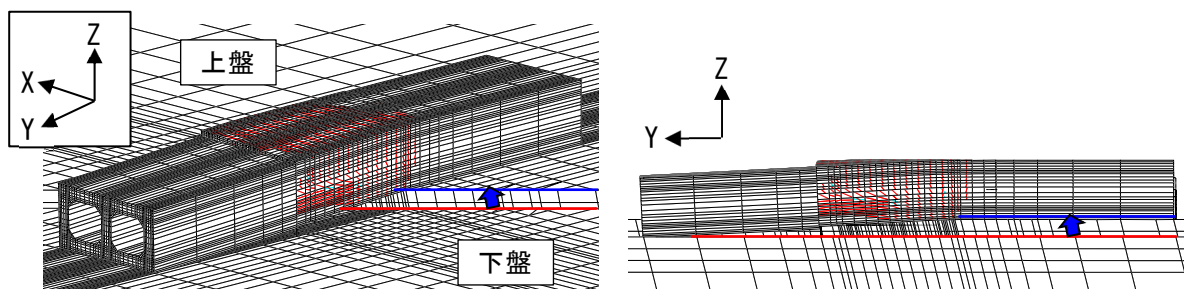


図 7-7 評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図（断層変位量 150mm，変形倍率 10 倍）

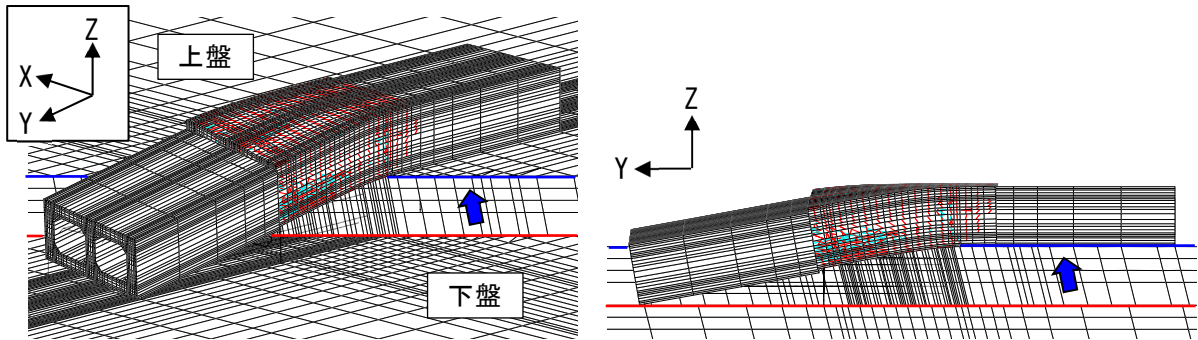


図 7-8 評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図（断層変位量 500mm，変形倍率 10 倍）

## (2) 隣接ブロックからの作用力

隣接ブロックから評価対象ブロックへの作用力として，評価対象ブロック妻面に作用する軸圧縮力の推移を図 7-9 に示す．同図には比較として，隣接ブロックの無いケースで地盤から作用する軸圧縮力の推移を合わせて示している．

断層変位の増加に伴い，隣接ブロックがあるケースでの軸圧縮力の増加の割合が，隣接ブロックのないケースと同程度になる．断層変位がある程度大きくなると，隣接ブロックの浮き上がりと移動に伴い，隣接ブロックによる拘束の影響が無くなっていると考えられる．

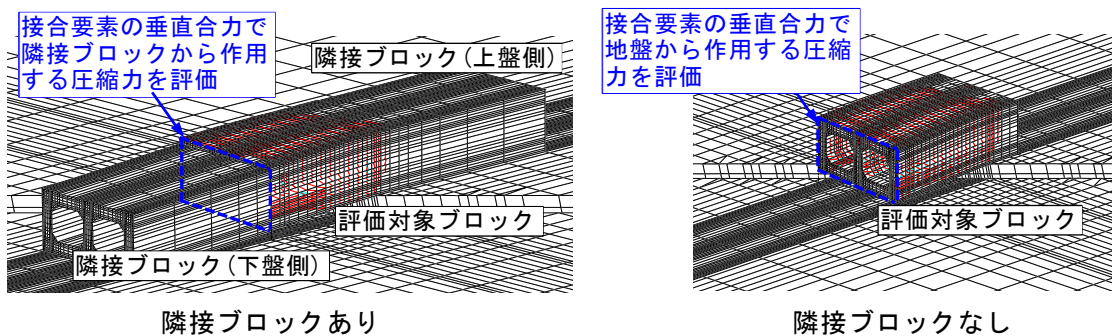
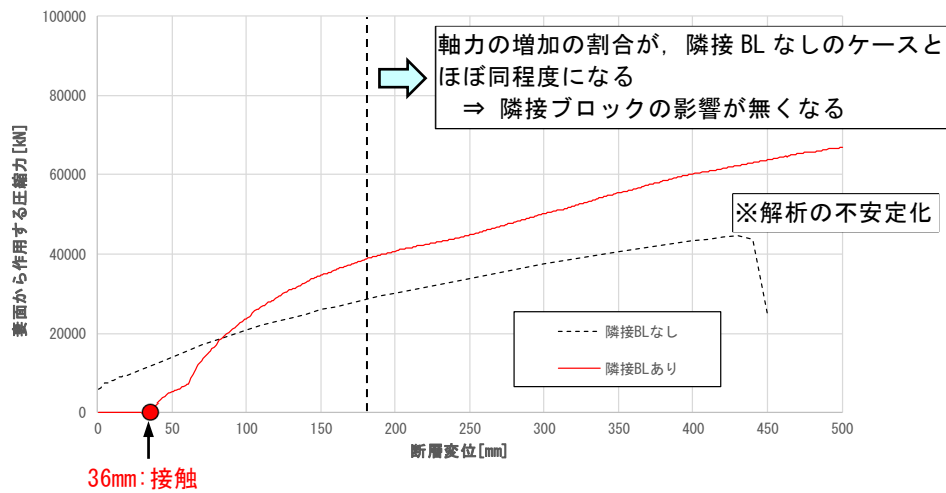


図 7-9 評価対象ブロック妻面に作用する軸圧縮力の推移

### (3) 評価対象構造物の損傷状況

隣接ブロックの有無による構造物の損傷状況の比較(断層変位量 400mm)を図 7-10~図 7-13 に示す。なお、断層変位量 400mm は、図 7-9 に示す軸圧縮力の推移から、両ケースが安定して解析できていると判断される断層変位量である。

図 7-10~図 7-13 より、隣接ブロックありのケースの方が、隣接ブロックなしのケースに比べ、発生する頂版の鉄筋ひずみは小さく、底版のコンクリート圧縮ひずみは大きくなる傾向にある。しかし、構造物の損傷モードが変化するほどの大きな影響は認められず、損傷モードは頂版側が引張、底版側が圧縮の構造物の全体曲げによると考える。

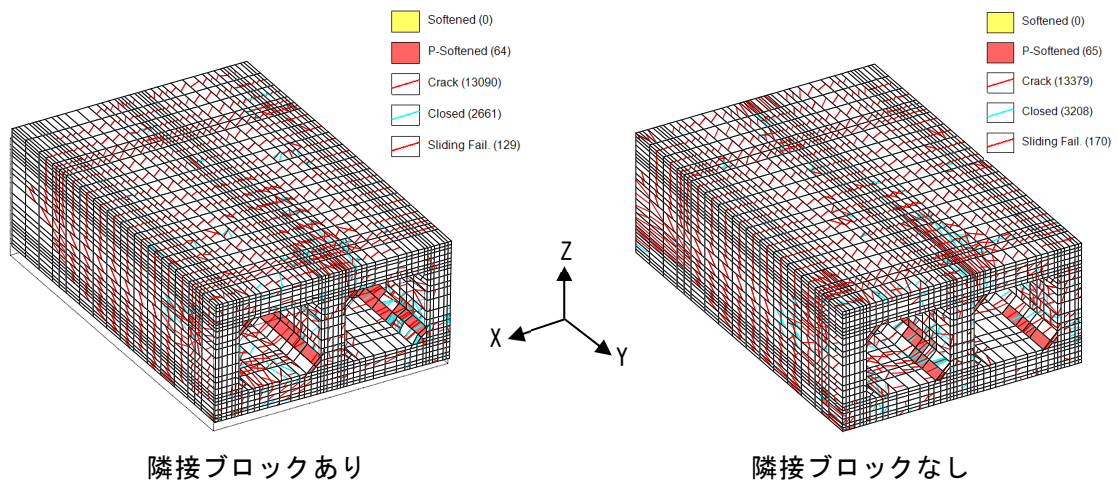


図 7-10 隣接ブロックの有無による損傷の進展状況の比較 (ひび割れ図)

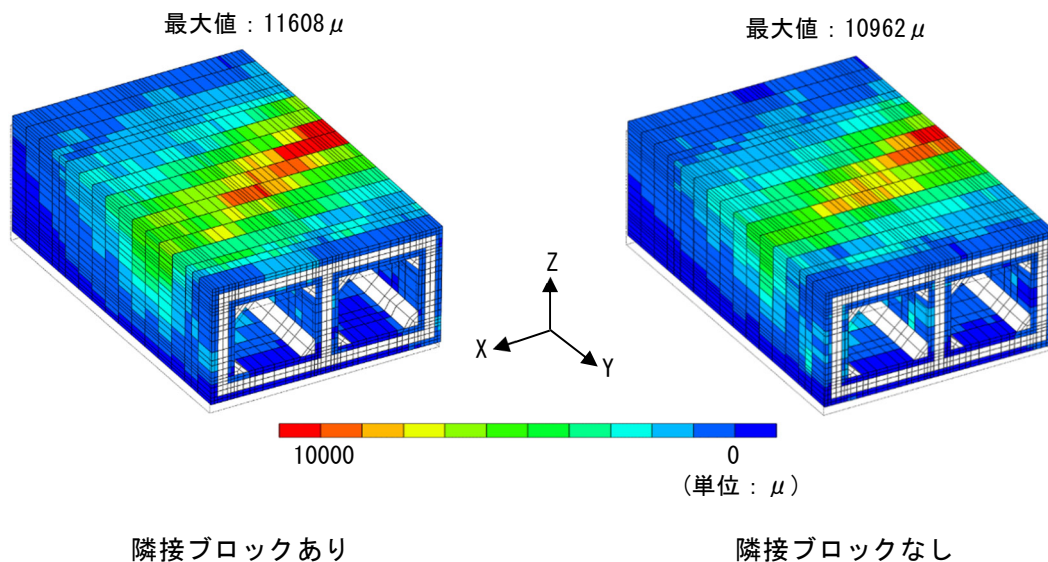


図 7-11 隣接ブロックの有無による損傷の進展状況の比較 (配力筋ひずみ)

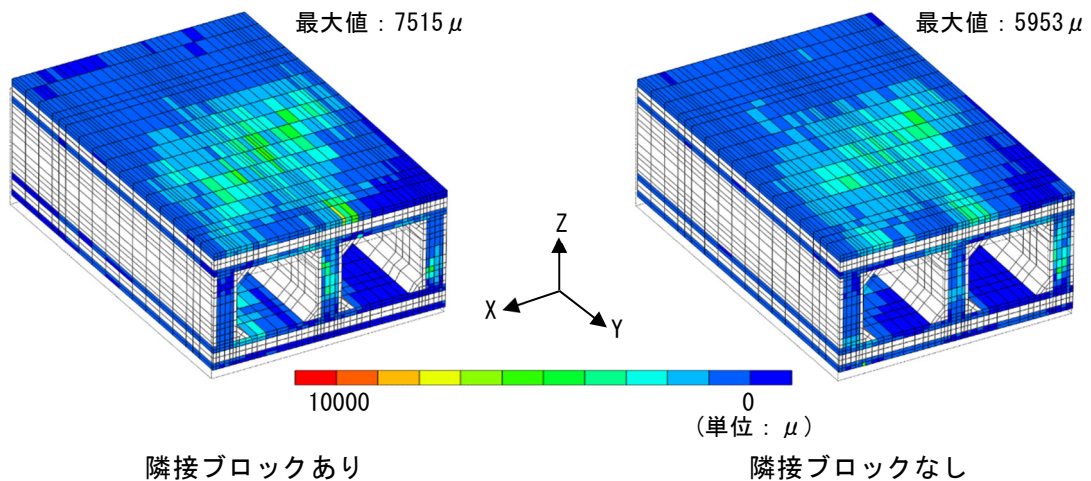


図 7-12 隣接ブロックの有無による損傷の進展状況の比較（主筋ひずみ）

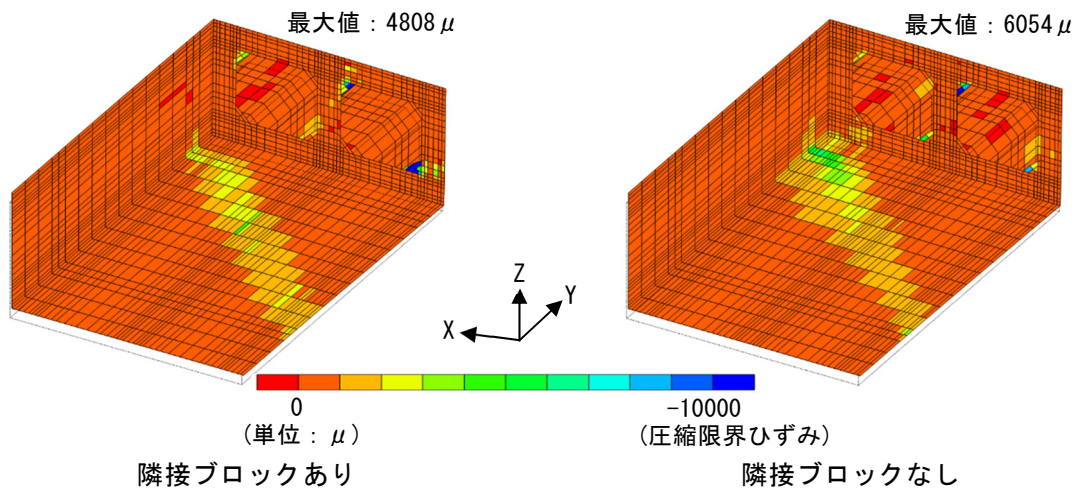


図 7-13 隣接ブロックの有無による損傷の進展状況の比較（コンクリート圧縮ひずみ）

以上を踏まえ、第 6 章の連成解析結果の評価に用いた、断層線上の 45° 方向断面に作用する曲げモーメントと軸力の推移を整理し比較を行った（図 7-14）。図 7-14 より、隣接ブロックがあるケースでは、隣接ブロックと接触する断層変位量 36mm を境に、断層線上の 45° 方向断面に作用する曲げモーメントおよび軸力の増加が急となるが、ある程度断層変位が大きくなると、曲げモーメントおよび軸力の増加は隣接ブロックがないケースとほぼ同程度となり、図 7-9 に示した隣接ブロックから評価対象ブロックに作用する軸圧縮力と同様の推移を示す。

最終的に 45° 方向断面に作用する軸力は、隣接ブロックがあるケースがやや大きくなるが、曲げモーメントはほぼ同程度である。そのため図 7-11～図 7-13 に示したように鉄筋ひずみはやや小さく、コンクリートの圧縮ひずみはやや大きくなるが、全体的に隣接ブロックによる影響は小さい。

以上より、隣接ブロックを評価対象ブロックの両側に 1 ブロックずつモデル化し、隣接ブロックに評価対象ブロックと同じ接触、剥離、摩擦および付着特性を考慮した条件では、隣接ブロックの浮き上がり、移動により評価対象ブロックへの影響は小さいことが分かった。

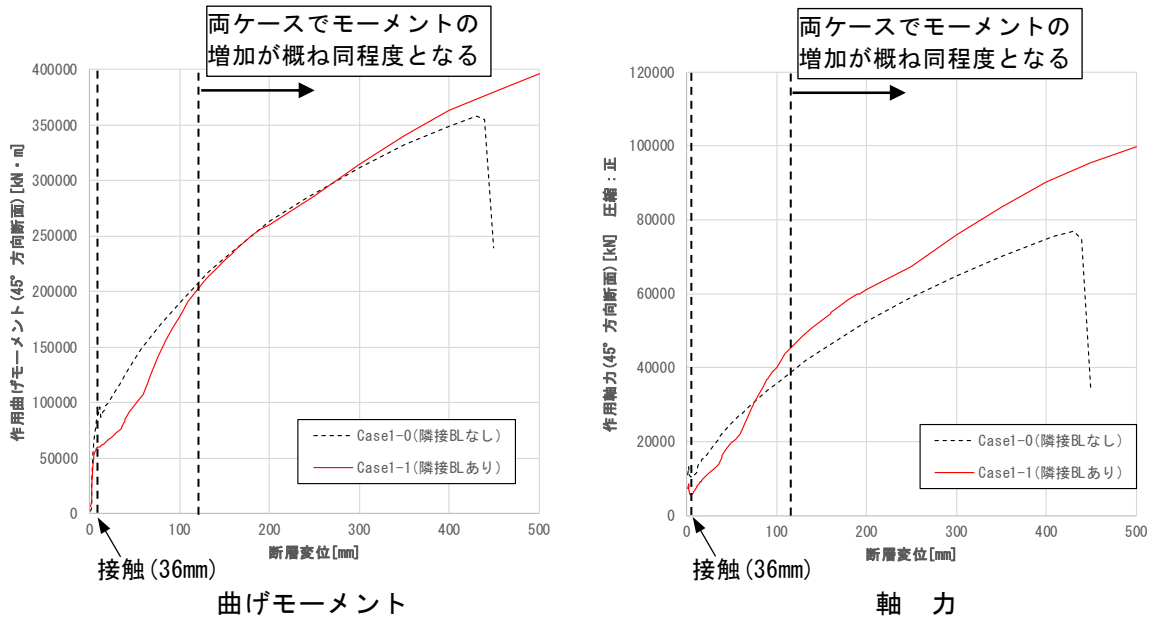


図 7-14 45° 方向断面に作用する曲げモーメントおよび軸力の推移

### 7.2.3 隣接構造物（端部固定）との相互影響評価

前節に示した検討結果を踏まえ、隣接ブロックの影響が出やすいと考えられる条件として、図 7-15 に示す条件で検討を行った。

前節に示した検討からの変更点は、下盤側の隣接ブロックの固定条件と断層変位の成分である。固定条件は図 7-15 に示す通り、下盤側の隣接ブロック端部の接合要素 1 列を剛にすることで岩盤に固定した。構造物底面の 1/3 程度の面積で岩盤に剛結されることから、構造物軸方向の移動に加えて回転も拘束されることになり、隣接ブロックに建屋が隣接するような、拘束が非常に強い条件を想定している。加えて、構造物軸方向の圧縮力が大きくなる条件として、断層の傾斜角を低角 30° としている。

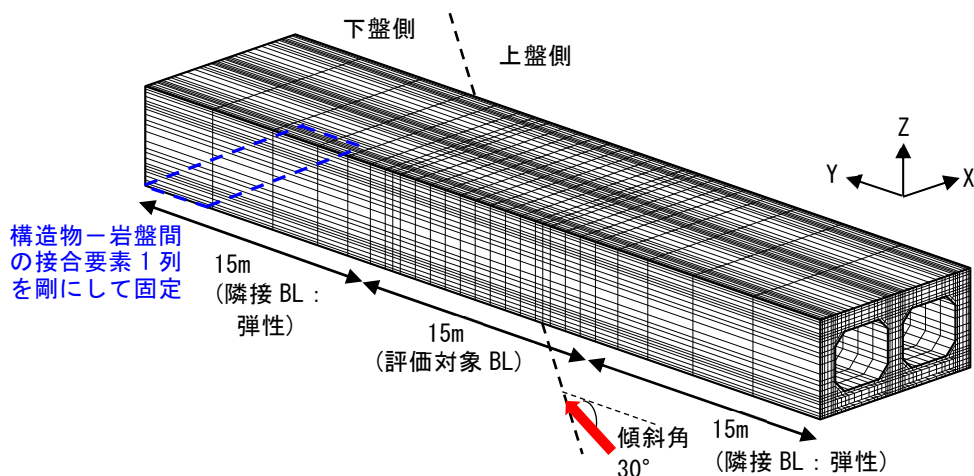


図 7-15 端部固定ケースの検討条件

## (1) 隣接ブロックを含めた構造物全体の挙動

断層変位量 150mm における評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図を、前節に示したケースと比較して図 7-16 に示す。隣接ブロックが固定範囲で移動や浮き上がりが生じず、上向きに曲げられるような変形モードとなっており、評価対象ブロックにも強い拘束力を与える条件になっている。

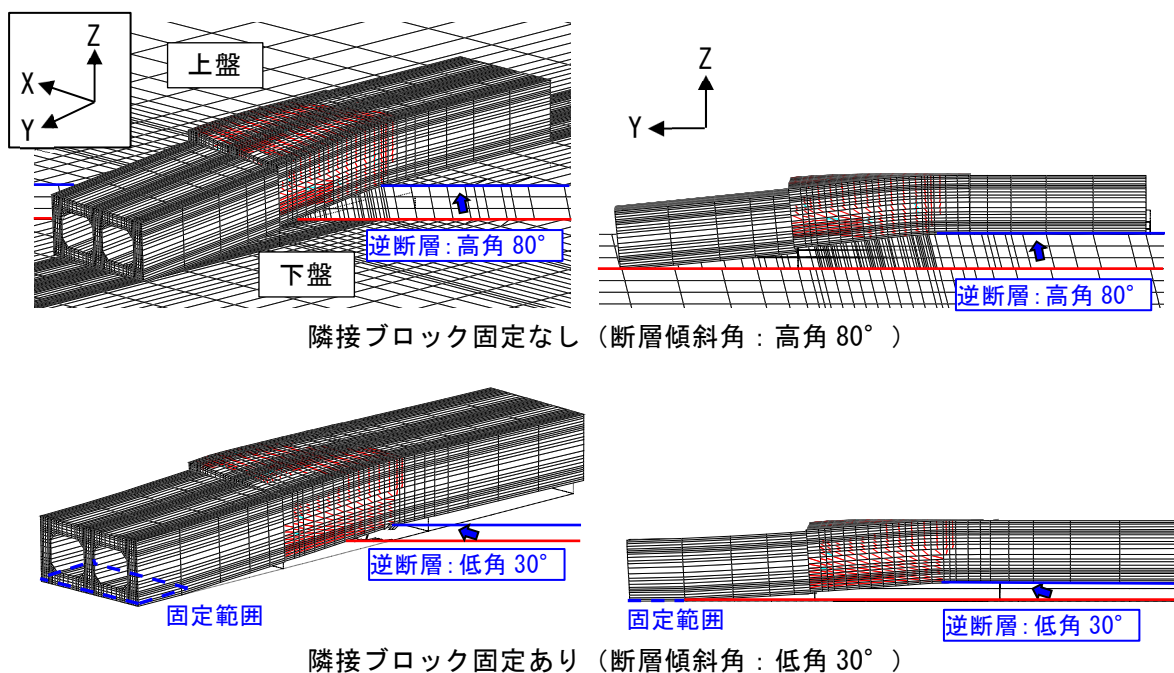


図 7-16 評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図 (断層変位量 150mm, 倍率 20 倍)

## (2) 隣接ブロックからの作用力

隣接ブロックから評価対象ブロック妻面に作用する軸圧縮力の推移を図 7-17 に示す。同図には図 7-9 に示したケースにおける推移も合わせて示す。隣接ブロック底面を固定し、かつ断層変位成分を低角とした場合には、評価対象ブロックに作用する軸圧縮力は約 5 倍となった。

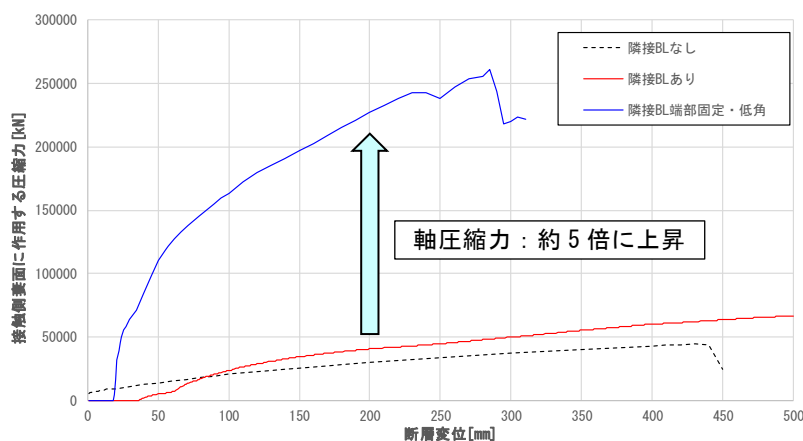


図 7-17 評価対象ブロック妻面に作用する軸圧縮力の推移

### (3) 構造物の損傷状況

隣接ブロックの固定条件および断層変位成分の違いによる構造物の損傷状況（断層変位量 250mm）の比較を図 7-18～図 7-21 に示す。なお、断層変位量 250mm は、図 7-17 に示す軸圧縮力の推移から、隣接ブロック端部固定・低角のケースにおいて、軸圧縮力が下降し始める直前の断層変位量である。

図 7-18～図 7-21 より、隣接ブロックの底面を固定し、かつ断層変位成分を低角としたケースでは、隣接ブロックを固定しない高角のケースに比べ損傷の進展が顕著であった。

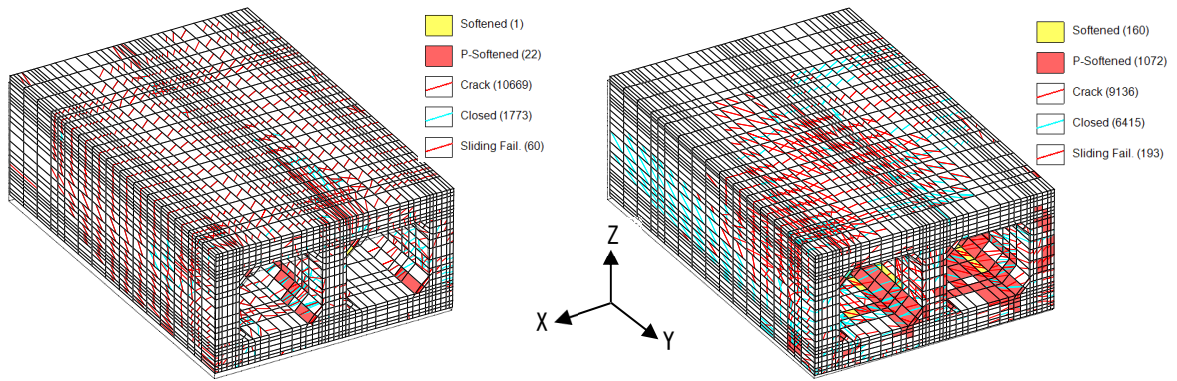
隣接ブロックの底面を固定した低角のケースでは、底版の断層線近傍および壁部材下端に特に大きなコンクリートの圧縮ひずみが生じた。コンクリートの圧縮ひずみの進展状況を図 7-22 に示す。土被り 25m の 1 ブロックのみモデル化ケース（C-1.4）での損傷の進展状況とよく似ており、着目すべき損傷・破壊モードとしては構造物の全体曲げによる底版の圧縮ひずみの進展および壁基部でのずれ破壊が挙げられる。

評価対象ブロックが隣接ブロックに接触する側の妻面に作用する垂直応力、鉛直方向摩擦力の分布を図 7-23 に示す。同図より、隣接ブロックを固定し断層変位成分を低角としたケースでは、垂直応力、鉛直方向摩擦力がいずれも大きくなっている。ここで、鉛直方向の摩擦力は、下盤に固定された隣接ブロックとの間で生じるため、評価対象ブロックには鉛直下向きの力として作用する。すなわち、構造物の全体曲げに寄与する向きであり、土被りが大きい場合と同じような荷重条件になったことが考えられる。

一方、図 7-23 に示す接触側妻面の圧縮応力分布から、軸圧縮力が断面全体に作用するようなモードにはなっていない。隣接ブロックを考慮した条件でも、1 ブロックのみでの検討と同じく、構造物の全体曲げおよび壁基部のずれ破壊を破壊モードとして考慮すれば良いと考えられる。

断層線上の 45° 方向断面に作用する曲げモーメントの推移を、土被り 25m のケース（C-1.4）と比較して図 7-24 に示す。隣接ブロック固定・低角のケース（土被り 8m）の方が、土被りが 3 倍以上ある土被り 25m のケース（C-1.4）より曲げモーメント・軸力ともに大きくなっており、隣接ブロックの拘束を強く受ける条件では隣接ブロックの影響が大きいことが分かる。

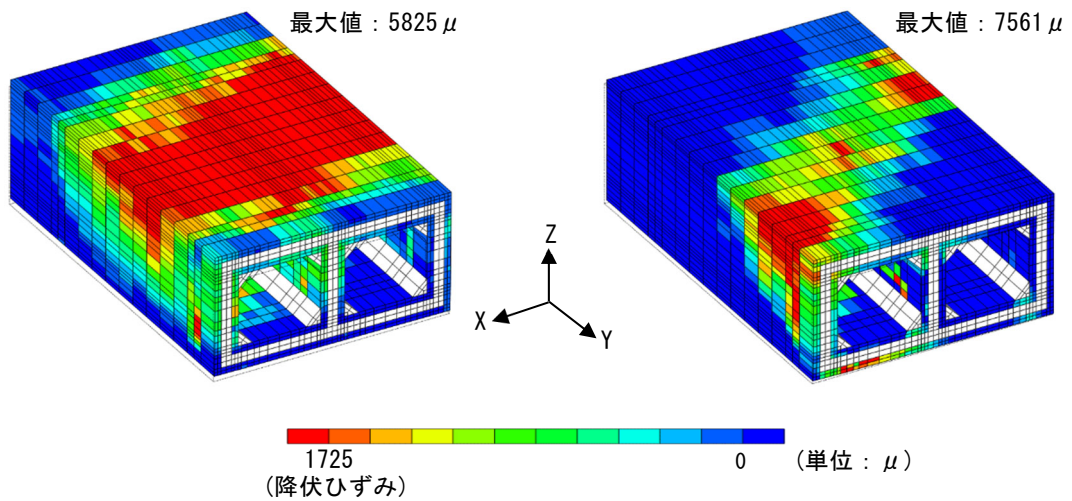




隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角：高角 80° )

隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角：低角：30° )

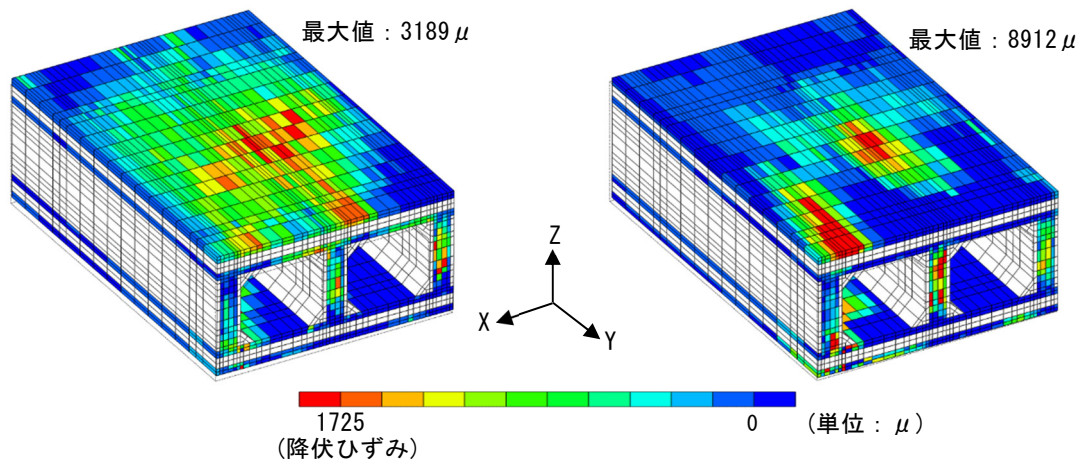
図 7-18 隣接ブロックおよび断層傾斜角による損傷の進展状況の比較 (ひび割れ図)



隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角：高角 80° )

隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角：低角：30° )

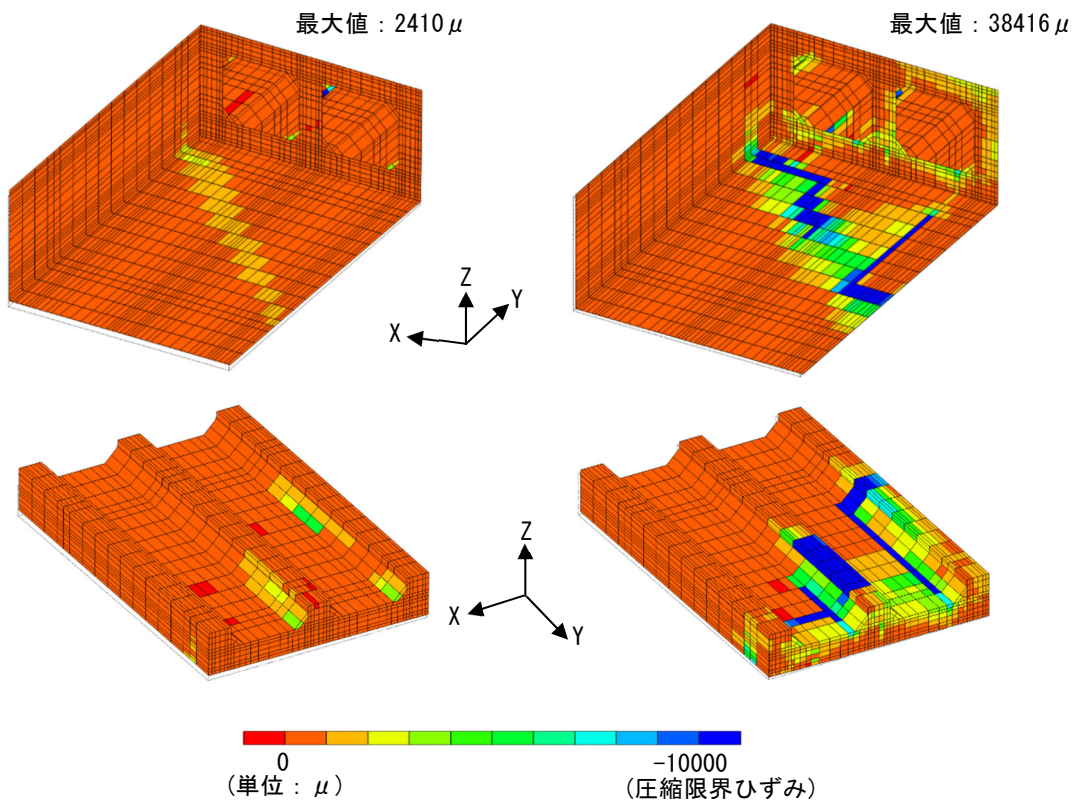
図 7-19 隣接ブロックおよび断層傾斜角による損傷の進展状況の比較 (配力筋ひずみ)



隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角 : 高角 80° )

隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角 : 低角 : 30° )

図 7-20 隣接ブロックおよび断層傾斜角による損傷の進展状況の比較 (主筋ひずみ)



隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角 : 高角 80° )

隣接ブロック固定なし  
 (断層傾斜角 : 低角 : 30° )

図 7-21 隣接ブロックおよび断層傾斜角による損傷の進展状況の比較  
 (コンクリート圧縮ひずみ)

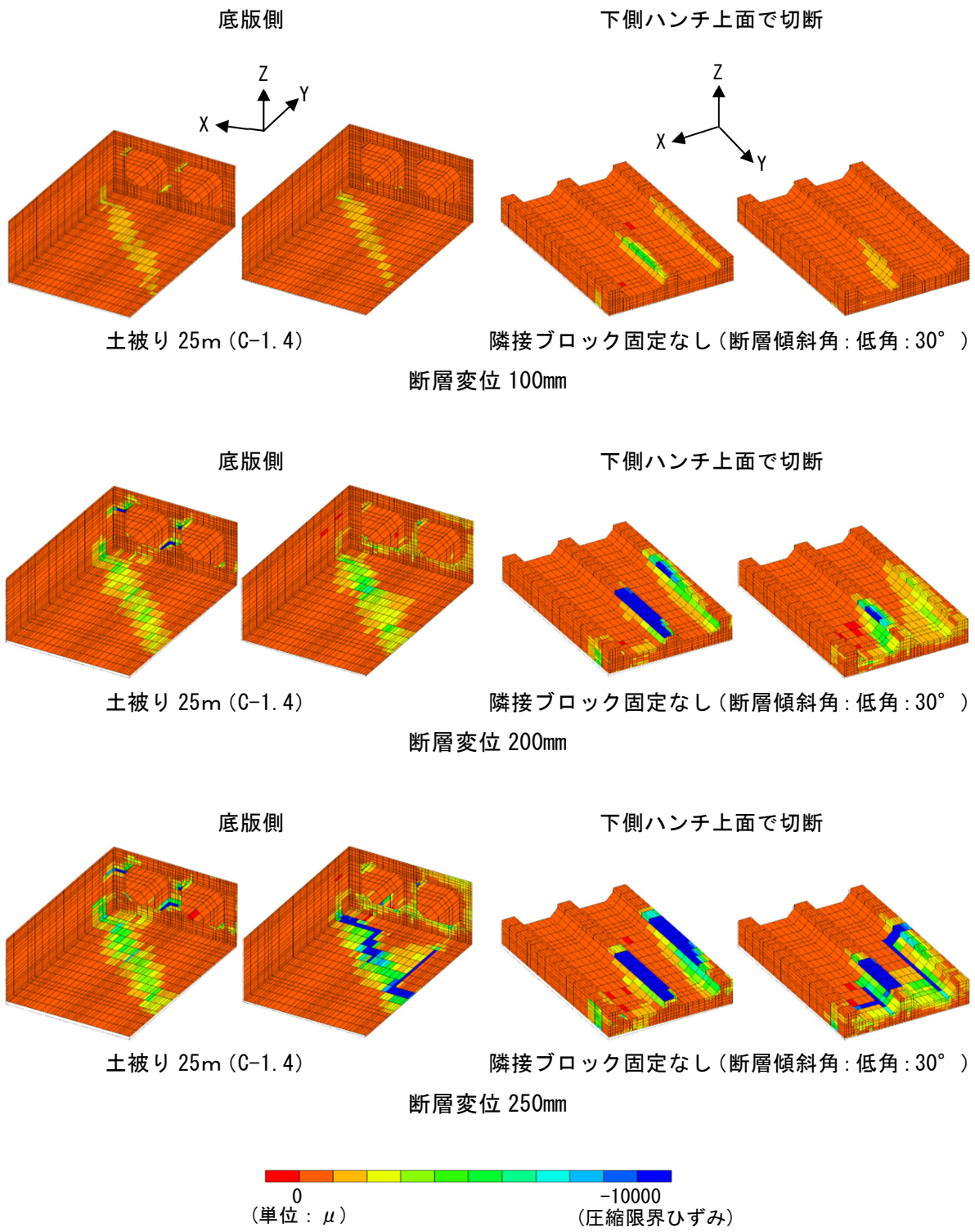


図 7-22 コンクリート圧縮ひずみの進展状況

隣接ブロック固定なし  
(断層傾斜角：高角 80°)

隣接ブロック固定なし  
(断層傾斜角：低角 30°)

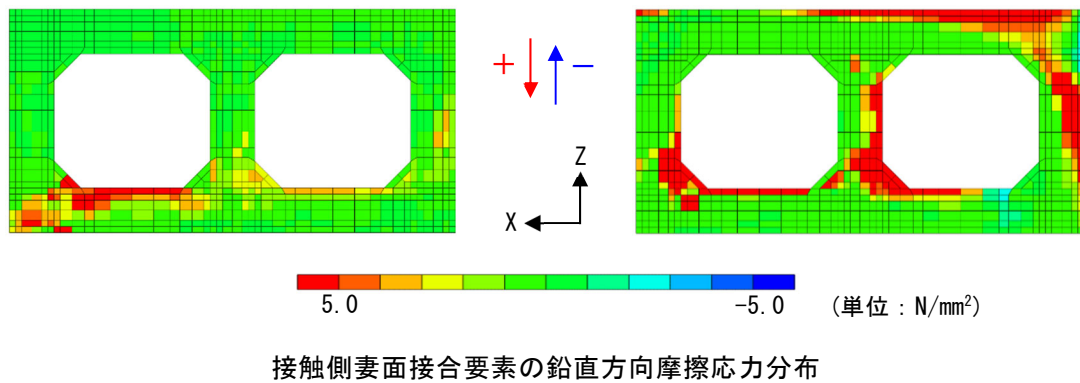
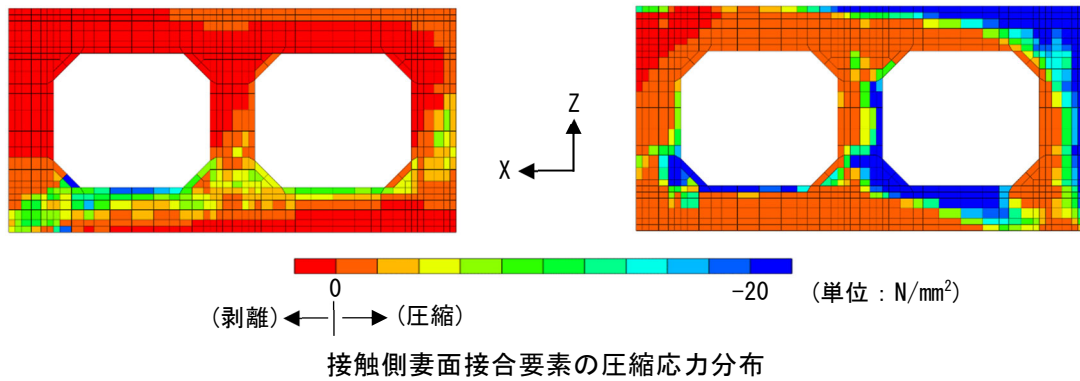


図 7-23 接触側妻面の接合要素応力分布 (断層変位 250mm 時)

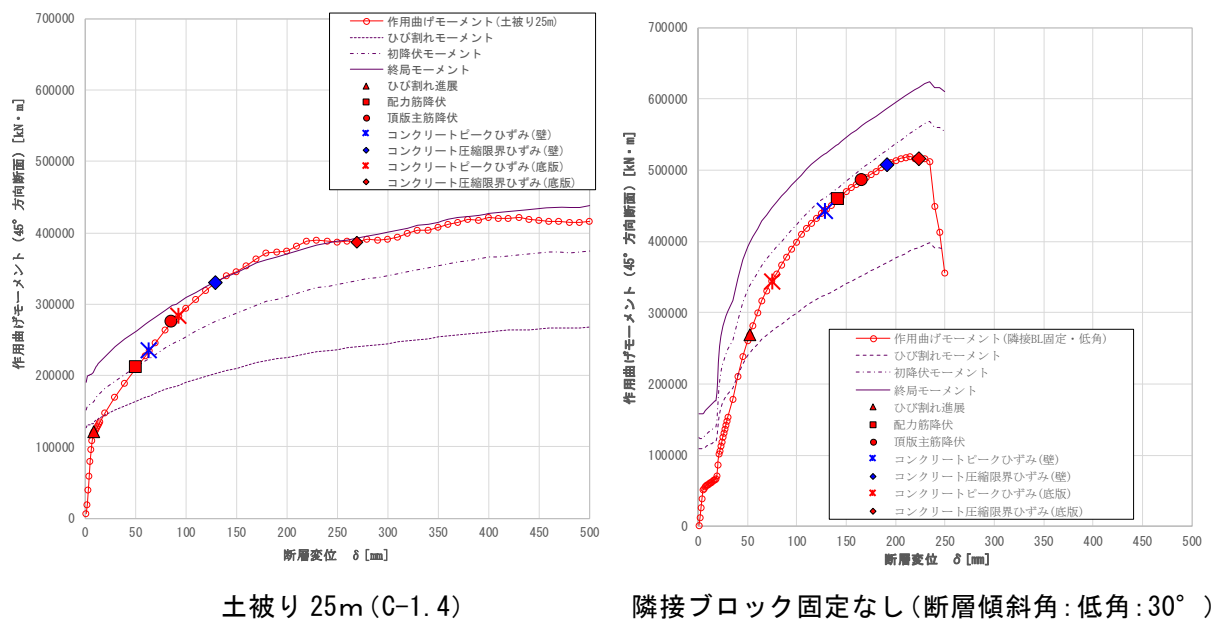


図 7-24 断層線上の 45° 方向断面に作用する曲げモーメントの推移

## 7.2.4 隣接構造物（複数ブロック連続）との相互影響評価

### (1) 構造物軸方向バネのモデル化

前節までの検討結果（隣接ブロックが1ブロックおよび隣接ブロック端部が岩盤に固定された条件）を踏まえ、モデル化した隣接ブロックにさらに隣接ブロックが複数連なる条件を想定し、隣接ブロックの軸方向の拘束条件をバネで模擬したモデル化を行った。バネ特性は、以下の条件でプッシュオーバー解析を行って求めた構造物軸方向の荷重－変位関係から設定した。

- 評価対象ブロックの両側に5ブロックずつ隣接ブロックが連なる状況を想定
  - ⇒ 連成解析モデル中に直接モデル化された隣接ブロック（1ブロック）を除く、残りの4ブロック分の特性をバネでモデル化
- 隣接ブロックは軸方向の変位，変形のみを考慮し，弾性のトラス要素でモデル化
- 隣接ブロックと地盤，岩盤間の界面の摩擦特性を表す地盤バネをバイリニアでモデル化
- 隣接ブロック間の目地の特性を表すバネは，連成解析で設定した接合要素の特性と整合するように1本のバネでモデル化

なお，本検討条件は，隣接ブロックによる評価対象ブロックの拘束の大小関係に着目して前節までの検討条件を比較すると以下の関係となる。

隣接ブロックが1ブロックの場合<複数ブロック<隣接ブロック端部岩盤固定

バネ特性の算定モデルを図 7-25 に示す。また，図 7-25 に示すモデルで得られた荷重－変位関係およびその関係を基に設定したバネ特性を図 7-26 に示す。

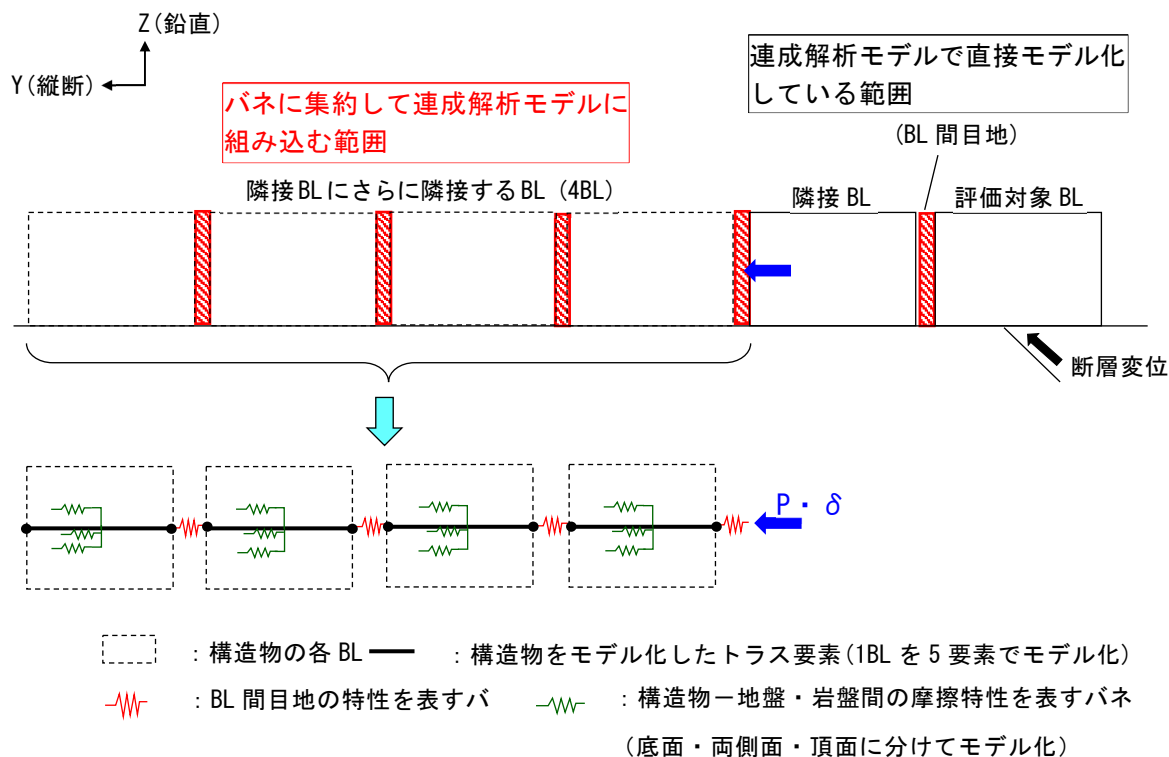


図 7-25 隣接ブロックを模擬したバネ特性の算定モデル

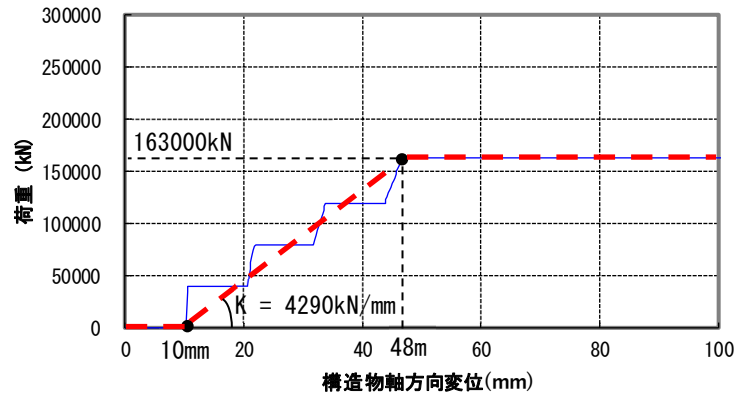


図 7-26 荷重－変位関係および設定するバネ特性

## (2) 解析ケース

解析ケースを表 7-2 に、解析ケースごとの検討条件の模式図を図 7-28 に示す。

本項で新たに実施した解析ケースは、Case-2 および Case-3 である。Case-1 は、隣接ブロックが 1 ブロック (のみ) 連なる条件、変位成分を高角  $80^\circ$  とし、ブロック間のずれ変位が大きくなる条件としている。Case-4 は、隣接ブロックが拘束され、変位成分を低角  $30^\circ$  とし、ブロックに大きな軸圧縮が作用する条件としている。Case-2 および Case-3 は、隣接ブロックが複数連なる条件とし、高角  $80^\circ$  と低角  $30^\circ$  の両方に対する検討を行った。

表 7-2 解析ケース

解析ケース	隣接ブロックの条件	変位成分 (逆断層)	想定される実構造物の条件
Case-1	付着・摩擦	高角 $80^\circ$	評価対象ブロックに隣接ブロックが 1 ブロック (のみ) 連なる条件
Case-2	軸方向バネによる拘束	高角 $80^\circ$	評価対象ブロックに隣接ブロックが複数連なる条件
Case-3	軸方向バネによる拘束	低角 $30^\circ$	評価対象ブロックに隣接ブロックが複数連なる条件
Case-4	端部で岩盤に固定	低角 $30^\circ$	隣接ブロックが建屋に接するなど、移動に加えて回転が拘束される条件

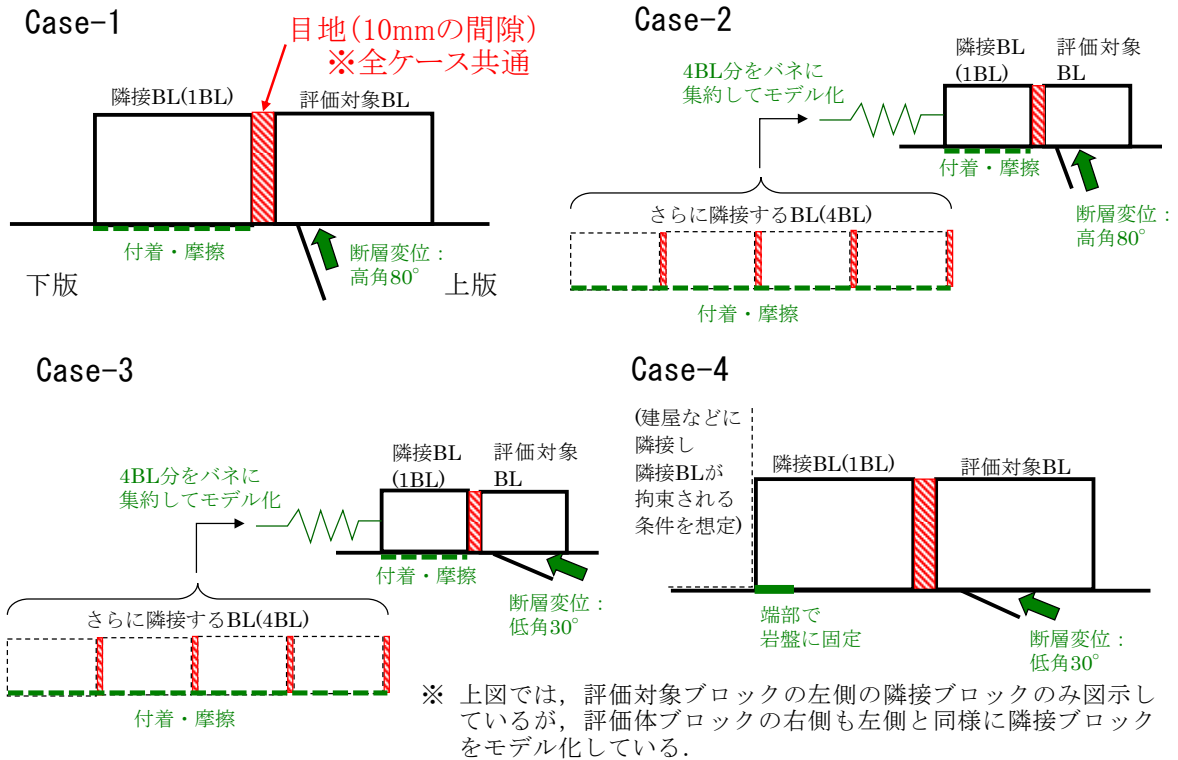


図 7-27 各解析ケースの検討条件模式図

### (3) 構造物応答の算定および損傷の評価

#### a. 隣接ブロックとの接触・隣接ブロックの挙動

評価対象ブロックおよび隣接ブロックの代表的な変形図を図 7-28 および図 7-29 に示す. 比較対象として Case-2 (Case-3 と同じく隣接ブロックが連続する条件を軸方向バネで模擬し, 断層変位成分が高角のケース) を合わせて示す. 断層変位成分が低角の場合も座屈等は生じていないことが確認出来る.

Case-3 の変形図において, 点線は断層変位作用前の構造物の外形線を示す. 断層変位 500mm 時の構造物変形図と重ね合わせると, 隣接ブロックが構造物軸方向に移動している状況が確認出来る. 隣接ブロックの移動に伴い, 評価対象ブロックに作用する軸圧縮力は頭打ちになると推定される.

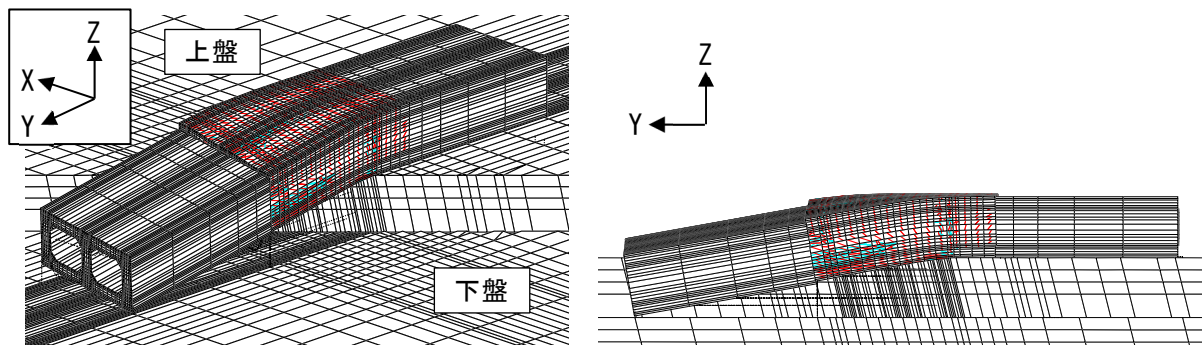


図 7-28 評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図  
(Case-2: 断層変位 500mm. 変形倍率 10 倍)

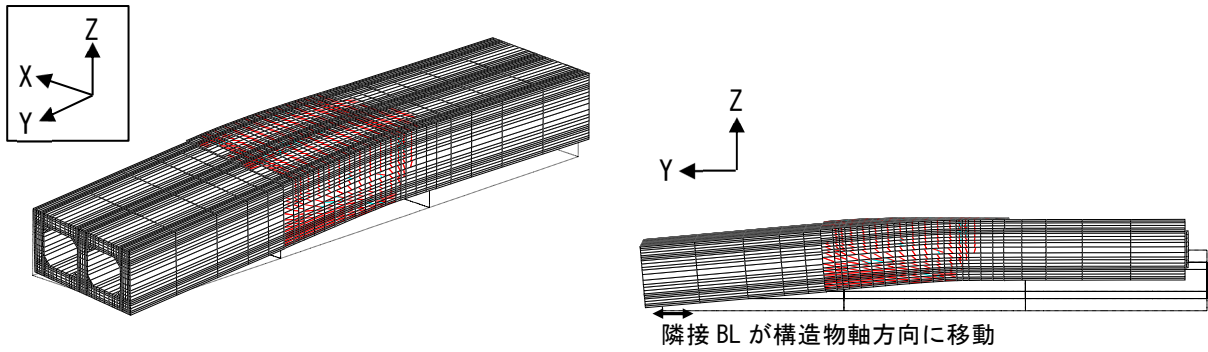


図 7-29 評価対象ブロックおよび隣接ブロックの変形図  
(Case-3 : 断層変位 500mm. 変形倍率 10 倍)

隣接ブロックから評価対象ブロック妻面に作用する軸圧縮力の推移を図 7-30 に示す. 比較として表 7-2 に示す 4 ケースを合わせて示している. Case-3 の軸圧縮力は Case-2 の 2 倍程度に大きくなっているが, Case-1 と Case-4 の間で推移している. また, Case-3 では Case-2 に比べて断層変位 200mm 以降の軸圧縮力の増加が緩やかになっており, 頭打ちの傾向が認められる.

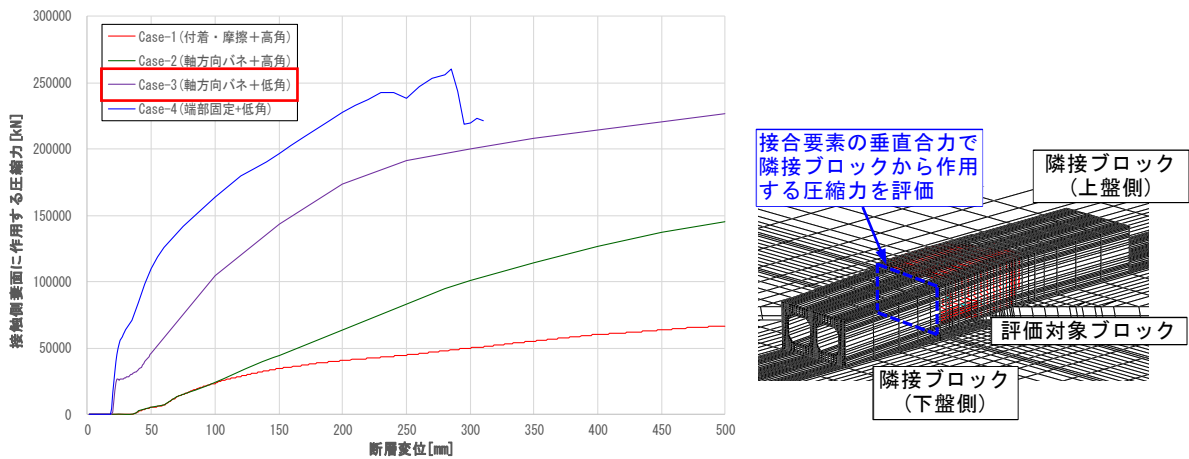
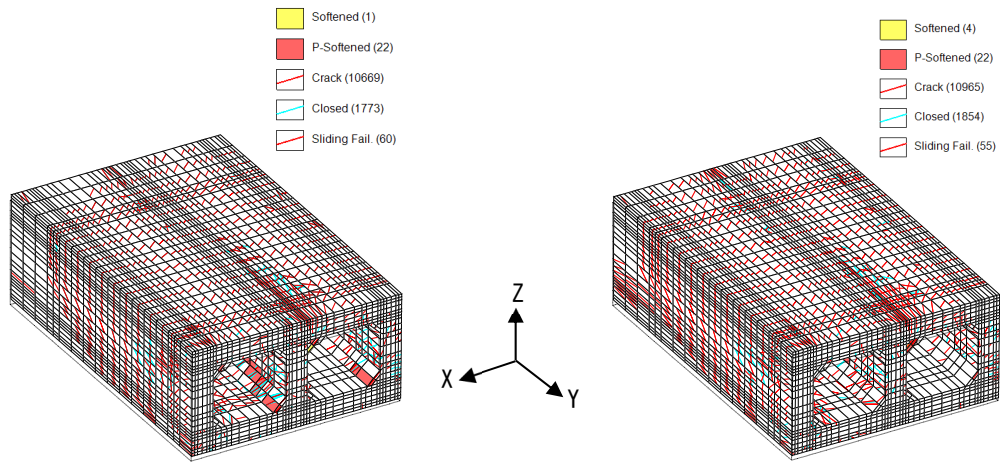


図 7-30 隣接ブロックから評価対象ブロック妻面に作用する圧縮力の推移

#### b. 構造物の損傷状況

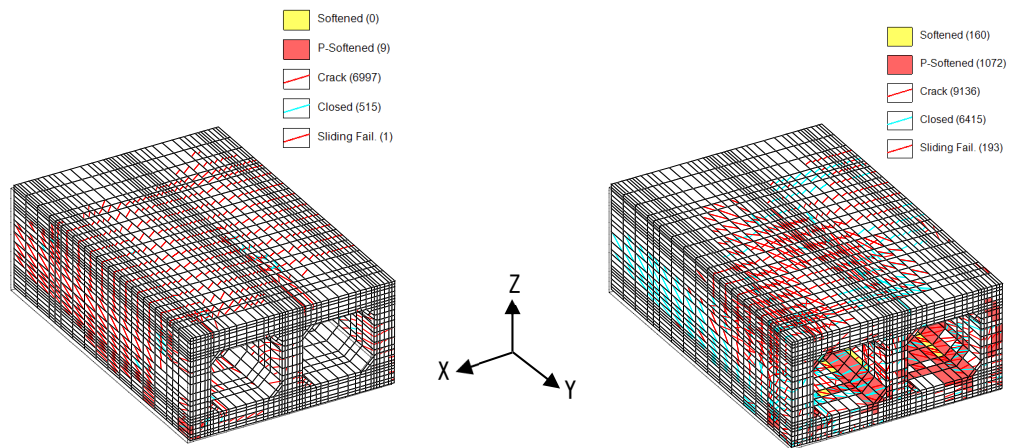
隣接ブロックの有無による構造物の損傷状況の比較を図 7-31～図 7-34 に示す. 断層変位 250mm 時点 (Case-4 で構造物が壊れ, 軸圧縮力が下降し始める直前) で比較を行った.





Case-1 : 付着・摩擦＋高角

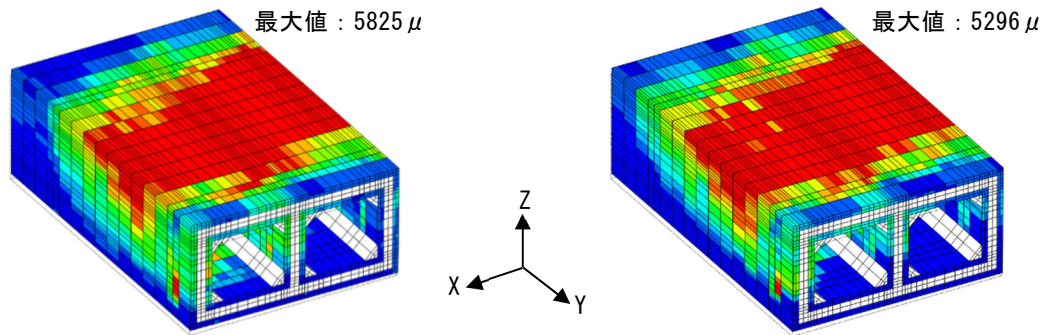
Case-2 : 軸方向バネ＋高角



Case-3 : 軸方向バネ＋低角

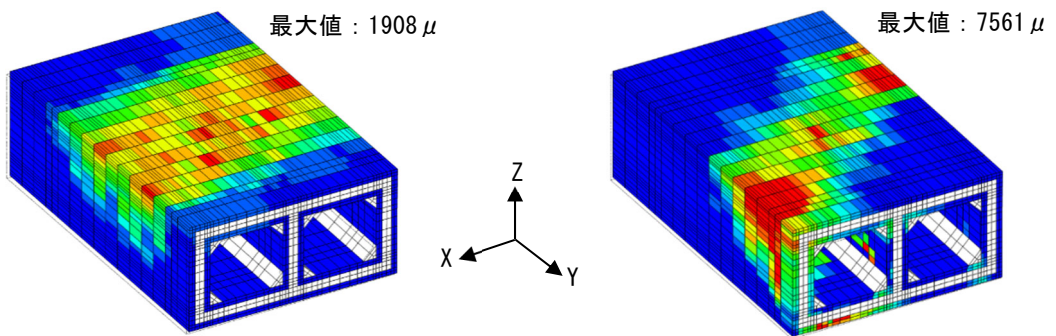
Case-4 : 端部固定＋低角

図 7-31 隣接ブロックの拘束条件による損傷の進展状況の比較  
(ひび割れ図, 断層変位 250mm 時)



Case-1 : 付着・摩擦+高角

Case-2 : 軸方向バネ+高角



Case-3 : 軸方向バネ+低角

Case-4 : 端部固定+低角

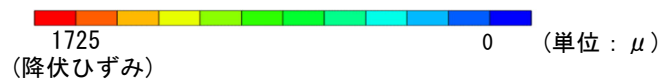
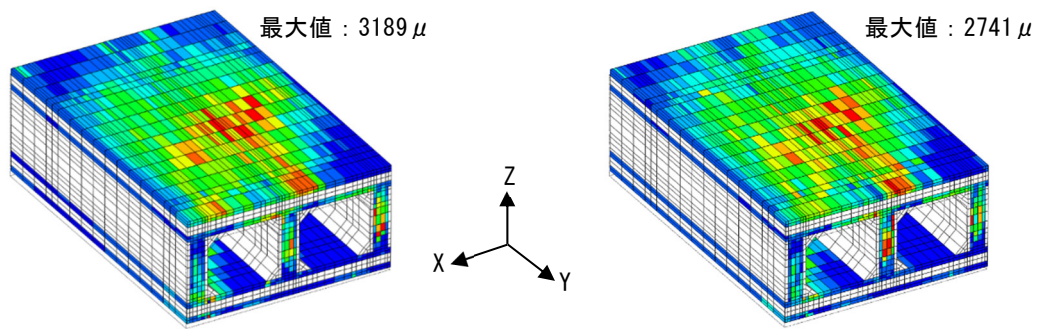
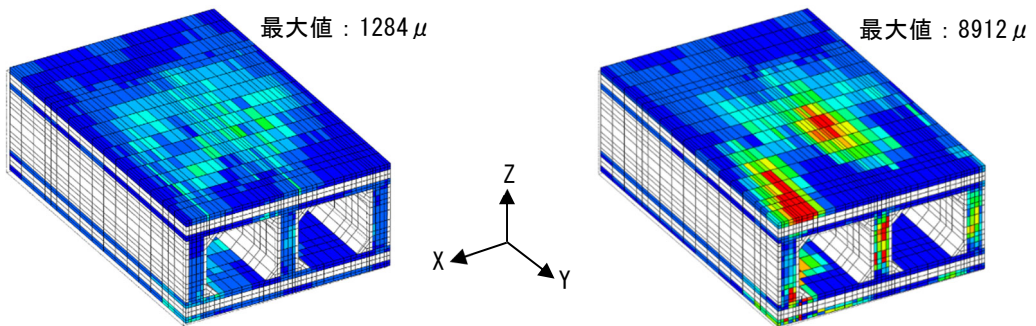


図 7-32 隣接ブロックの拘束条件による損傷の進展状況の比較  
(配力筋ひずみ, 断層変位 250mm 時)



Case-1 : 付着・摩擦+高角

Case-2 : 軸方向バネ+高角



Case-3 : 軸方向バネ+低角

Case-4 : 端部固定+低角

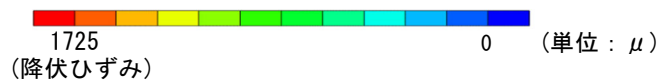


図 7-33 隣接ブロックの拘束条件による損傷の進展状況の比較  
(主筋ひずみ, 断層変位 250mm 時)

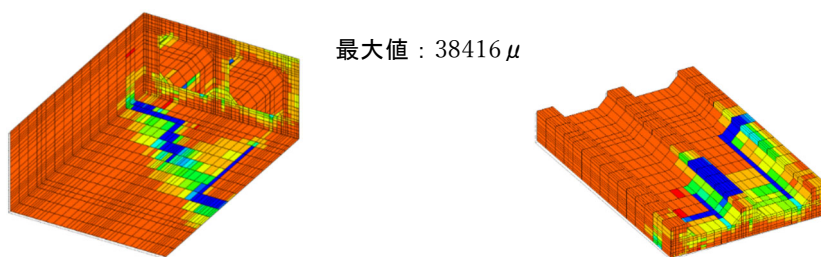
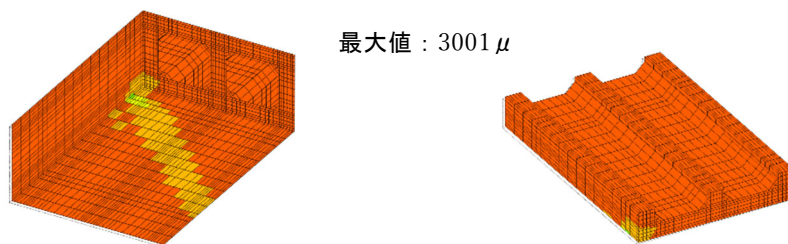
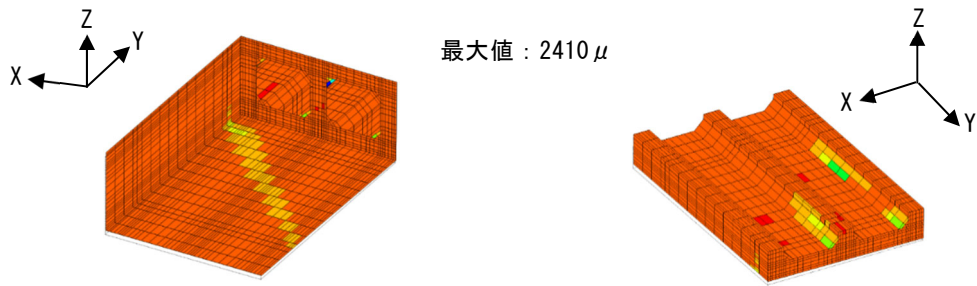


図 7-34 隣接ブロックの拘束条件による損傷の進展状況の比較  
(コンクリート圧縮ひずみ, 断層変位 250mm 時)

### c. 損傷指標による評価

全解析ケースに対して、各損傷イベント発生時の断層変位の比較を表 7-3 に示す。隣接 5 ブロックを考慮する場合には、断層変位成分を低角とした場合も高角とした場合と同様に、全体的に隣接ブロックの影響は小さい。断層変位 500mm 時点でもコンクリートの圧縮限界ひずみには到達していないため、構造物は崩壊には至らず、通水性能は確保される。コンクリートの圧縮ピークひずみには、低角のケースの方が高角のケースより小さい断層変位で到達する。一方で、その後の断層変位 250mm で比較すると、圧縮ひずみの値は逆に高角のケースの方が少し大きくなっている。その要因として、以下が考えられる。

- 低角のケースでは、隣接ブロックによるバネ反力が高角のケースより小さな断層変位で上限に達し、それに伴い評価対象ブロックに作用する軸力が頭打ちになるため、コンクリート圧縮ひずみの増加も緩やかになる(図 7-35 参照)。
- 同じ断層変位で比較した場合、鉛直変位成分は低角の方が高角より小さいため、構造物に全体曲げを生じさせる鉛直方向の力は低角の方が小さい(図 7-36 参照)。

以上より、隣接構造物の影響検討で実施した 4 ケースを総合的に判断すると、隣接ブロックが 5 ブロック程度隣接するような条件では、断層変位の成分によらず隣接構造物による構造物への影響は小さく、このようなケースでは評価対象ブロック 1 ブロックのみのモデルでの評価が可能と考えられる。一方で、隣接構造物による拘束が大きくなる条件(本検討の Case-4 のような条件：例えば建屋に隣接する場合、隣接するブロック数がさらに多い場合など)では、隣接ブロックの影響が懸念されるため、このような条件では隣接ブロックの影響を適切に考慮できるモデルでの評価が必要と考えられる。

表 7-3 損傷イベント発生時の断層変位量

(単位：mm)

解析 ケース	条 件	引張側損傷	圧縮側損傷	
		主筋降伏 (1725 $\mu$ )	ピークひずみ (2000 $\mu$ )	圧縮限界ひずみ (10000 $\mu$ )
Case-1	付着・摩擦 高角 80°	161	192	500 以上
Case-2	軸方向バネによる拘束 高角 80°	176	165	500 以上
Case-3	軸方向バネによる拘束 低角 30°	500 以上	118	500 以上
Case-4	端部で岩盤に固定 低角 30°	132	75	191

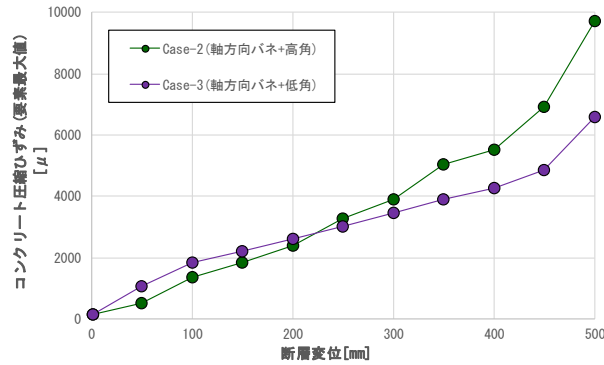


図 7-35 コンクリート圧縮ひずみの推移比較

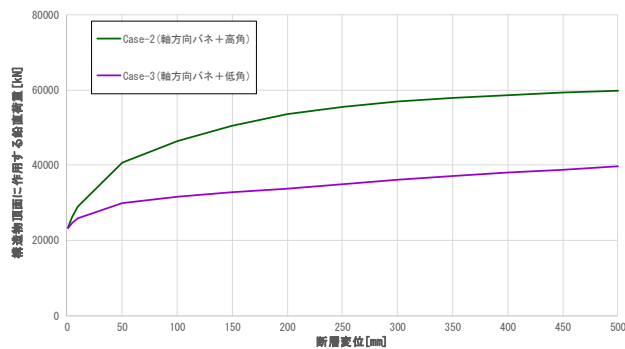


図 7-36 構造物頂面に作用する鉛直荷重の推移比較

### 7.2.5 隣接構造物の影響評価のまとめ

本論文で実施した範囲で得られた主な成果は、以下のとおりである。

- 隣接ブロックを評価対象ブロックの両側に1ブロックずつモデル化し、隣接ブロックに評価対象ブロックと同じ接触、剥離、摩擦および付着特性を考慮した条件では、隣接ブロックの影響は小さい。隣接ブロックを考慮しないケースに比べ、発生する頂版の鉄筋ひずみは小さく、底版のコンクリート圧縮ひずみは大きくなる傾向にある。しかし、評価対象ブロックの損傷モードが変化するほどの大きな影響は認められえず、評価対象ブロック単体での損傷モードと同様に頂版側が引張、底版側が圧縮の構造物の全体曲げとなった。
- 逆断層の下盤側隣接ブロック端部の接合要素1列を剛にすることで、建屋が隣接するような非常に強い拘束条件に加えて、構造物軸方向の圧縮力が大きくなる条件として断層の傾斜を低角としたケースでは、底版の断層線近傍および壁部材下端に大きなコンクリートの圧縮ひずみが生じた。土被り25mの1ブロックのみをモデル化したケースでの損傷状況とよく似ており、着目すべき損傷・破壊モードとしては構造物の全体曲げによる底版の圧縮ひずみの進展および壁基部でのずれ破壊が挙げられる。この理由として、評価対象ブロックが隣接ブロックに接触する側の妻面に作用する垂直応力および鉛直方向の摩擦力がいずれも大きくなっており、鉛直方向の摩擦力は、下盤に固定された隣接ブ

ロックとの間で生じるため、評価対象ブロックには鉛直下向きの力として作用する。すなわち、構造物の全体曲げに寄与する向きであり、土被りが大きい場合と同じような荷重条件になったことが考えられる。

- ▶ 更に隣接ブロックが複数連なる条件を想定したケースでは、隣接ブロックの軸方向の拘束条件をバネで模擬したモデル化を行い、高角  $80^\circ$  と低角  $30^\circ$  の両方に対する検討を行った。隣接ブロックが5ブロックの場合は、断層変位成分を低角とした場合も高角の時と同様に、評価対象楕物への影響は小さい。断層変位 500mm 時点でもコンクリートの圧縮限界ひずみには到達していないため、構造物は崩壊には至らず、断面が保持され、通水性能は確保されている。
- ▶ 以上のことより、隣接ブロックが5ブロック程度まで隣接するような条件では、断層変位の成分によらず隣接構造物による構造物への影響は小さく、このようなケースでは評価対象ブロック1ブロックのみのモデルでの評価が可能と考えられる。一方で、隣接構造物による拘束が大きくなる条件（建屋に隣接する条件又は隣接するブロック数がさらに多い条件）では影響が生じるため、このようなケースでは隣接ブロックの影響を適切に考慮したモデルでの評価が必要と考えられる。

## 7.3 地震動と断層変位との重畳による影響評価

### 7.3.1 重畳による構造物応答への影響評価

#### (1) 評価方針

断層変位と地震動との重畳現象は、それぞれの伝播速度の違いから、一般的には地震動が到達した後に、断層変位が起こると想定される。カルバートの損傷に対する断層変位と地震動の影響は、断層変位が大きい場合には断層変位のみ影響に近似し、地震動が大きい場合には地震動のみ影響に近似する。しかし、地震動に対しては耐震設計が実施され大きな損傷が生じないと想定されることから、地震動作用後に断層変位が作用したとしても断層変位が単独で作用した条件と同様と考えられる。よって、本論文では、断層変位と地震動との重畳による構造物への影響評価として、構造物に地震荷重と断層変位が同時に作用する条件とした。この状態は、重畳現象の評価としては安全側の評価となる。

検討方針を図 7-37 に示す。解析においては地震荷重を静的な慣性力により考慮し（応答震度法）、地震荷重を載荷した後に、断層変位を作用する検討とした。

重畳の影響は、地震荷重の有無や作用方向の違いによるカルバートの変形・損傷モードの変化や、損傷指標による比較を行うことで、影響を評価する方針とした。地震荷重の作用方向を数パターン考慮した条件下で断層変位を漸増載荷させ、地震荷重の作用方向の影響も評価した。

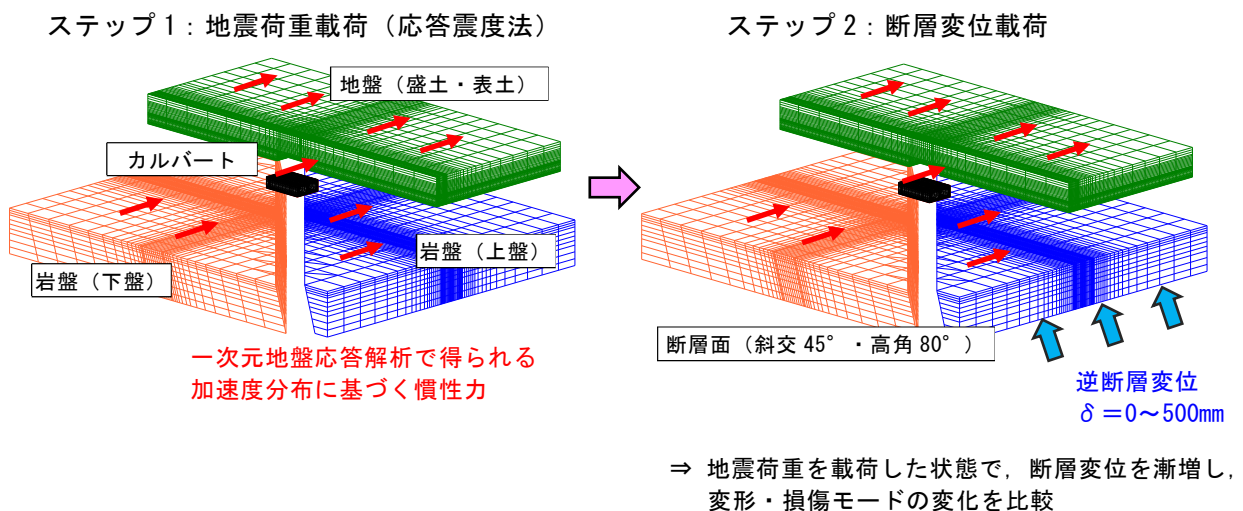


図 7-37 重畳による構造物への影響の検討方針

#### (2) 対象構造物

対象構造物は、第 4 章に示すカルバートとし、構造諸元および配筋も同一条件とする。

#### (3) 構造物および地盤のモデル化

コンクリート、鉄筋、地盤および岩盤材料特性および材料構成則は、第 6 章に示すカルバートと同一条件とする。



#### (4) 解析モデル

解析モデルは、第6章で作成したモデル（断層交差角  $45^\circ$  ・傾斜角  $80^\circ$  ，土被り 8m）を用いる。

##### a. 接合要素のモデル化

カルバートと地盤，カルバートと岩盤，岩盤と地盤の境界面には接触，剥離および摩擦を考慮できる接合要素を配置した。接合要素の区分を図 7-38 に示す。

また，自重解析時，地震荷重・断層変位載荷時のそれぞれの解析ステップにおける接合要素の特性を表 7-4 に示す。

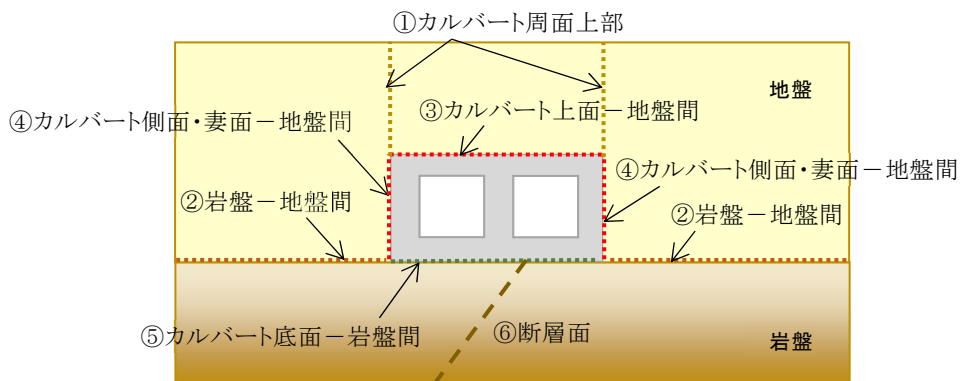


図 7-38 接合要素の区分

表 7-4 接合要素の特性

部 位	自重解析時		地震荷重・断層変位載荷時	
	せん断	面法線	せん断	面法線
①カルバート周面上部	自由	剛接合	剛接合	剛接合
②岩盤-地盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 38^\circ$ )	接触・剥離
③カルバート上面-地盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 25^\circ$ )※	接触・剥離
④カルバート側面・妻面-地盤間	自由	剛接合	摩擦 ( $\phi = 25^\circ$ )※	接触・剥離
⑤カルバート底面-岩盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 30^\circ$ )	接触・剥離
⑥断層面	剛接合	剛接合	自由	剛接合

注) ※：地盤の内部摩擦角の  $2/3$  とする（道路橋示方書より）

##### b. 境界条件

自重載荷時，地震荷重載荷時および断層変位載荷時におけるモデル側方および底面の境界条件を図 7-39 に示す。

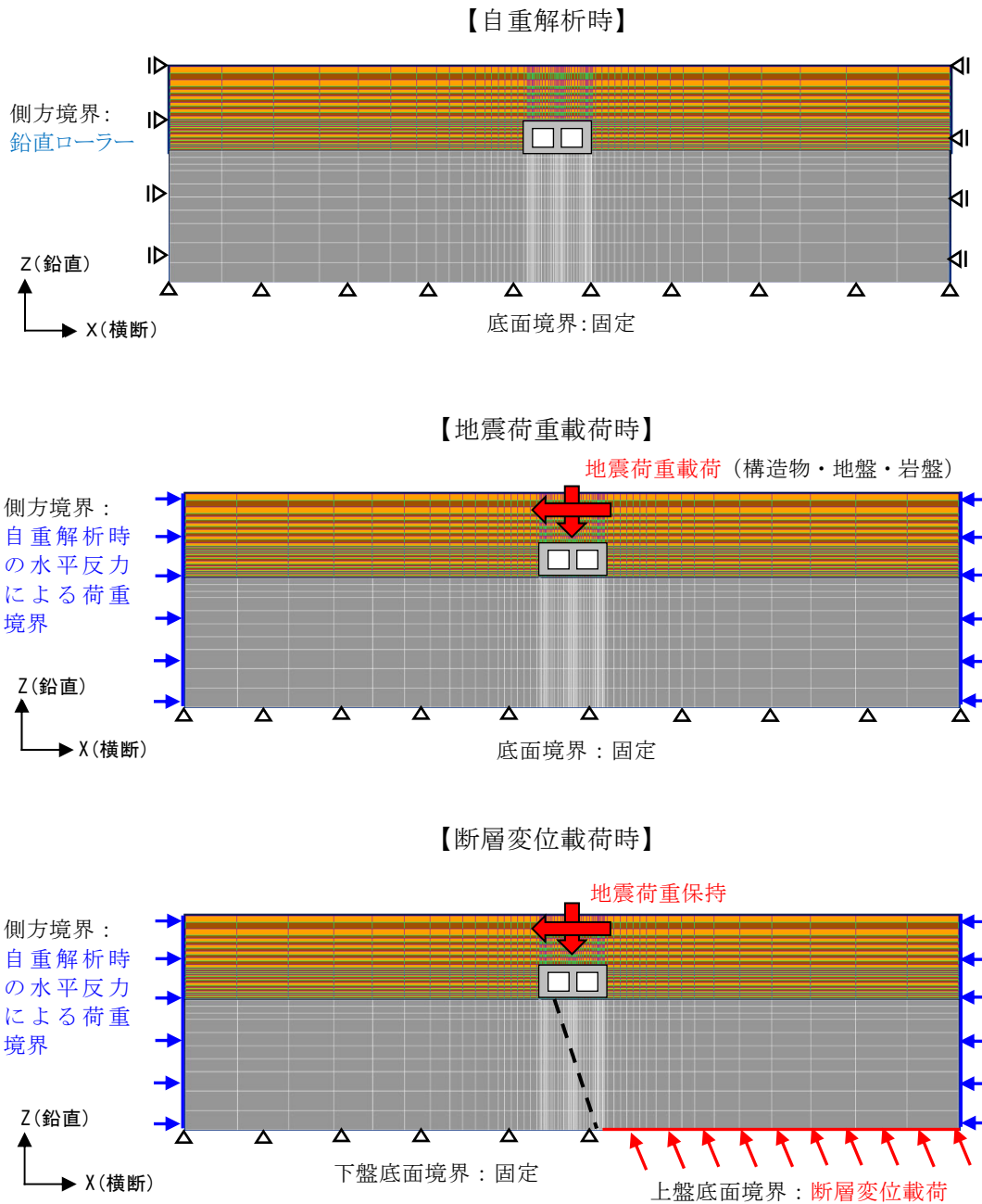


図 7-39 各解析時における境界条件

### (5) 地震荷重

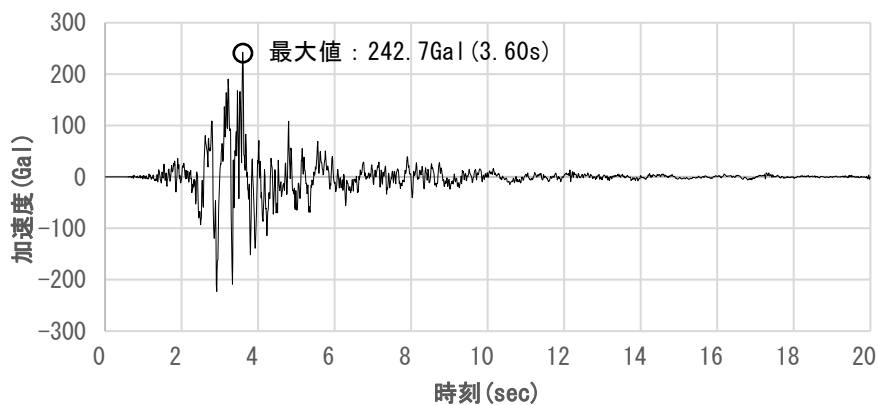
重畳検討に用いる地震動として、図 7-40 に示す観測波を用いた。この観測波を用いて、連成解析モデルで設定した地盤、岩盤物性を基に、一次元重複反射理論（プログラム：MicroSHAKE を使用）に基づく地盤応答解析により加速度分布を求め、その分布から地震荷重を算定した。

ここで、連成解析では地盤を Drucker-Prager（以下 D-P という）による完全弾塑性でモデル化しているが、一次元重複反射理論に基づく地盤応答解析においては地盤の  $G/G_0 - \gamma$ ,  $h - \gamma$  特性をモデル化する必要がある。そこで、 $G/G_0 - \gamma$  特性は修正 GHE の手法で D-P の弾性係数および強度にフィッティングするように設定した。また、 $h - \gamma$  特性は地盤物性の設定の参考とした試料の三軸試験結果にフィッティングしつつ、最小減衰と最大減衰（それぞれ 2%、25%を仮

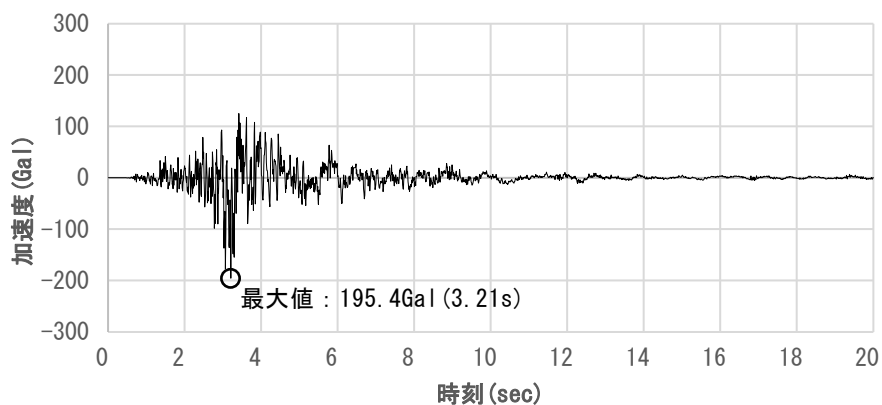
定)に漸近する特性を持つロジスティック曲線(関数形： $y=1/(1+B \times \exp(-A \times x))$ )を仮定して設定した。

地盤応答解析で得られた加速度分布を図 7-41 に示す。水平加速度の分布は、各深度における最大値を結んだ分布と、地表面で最大加速度が発生する 3.63s における時間断面分布を示している。この 3.63s において、地表面の他、カルバート頂版付近の深度でも最大の水平加速度が発生していることから、この時刻における加速度分布を地震荷重の算出に用いた。鉛直成分についても同時刻における時間断面分布を抽出して用いた。

図 7-41 に示す加速度分布をカルバート、地盤、岩盤に作用する慣性力に換算し、さらにモデル各節点の節点力に換算して載荷した。



水平方向成分 (KiK-net 益城(EW))



鉛直方向成分 (KiK-net 益城(UD))

図 7-40 検討に用いる地震動 (2016 年熊本地震 (本震) KiK-net 益城波)

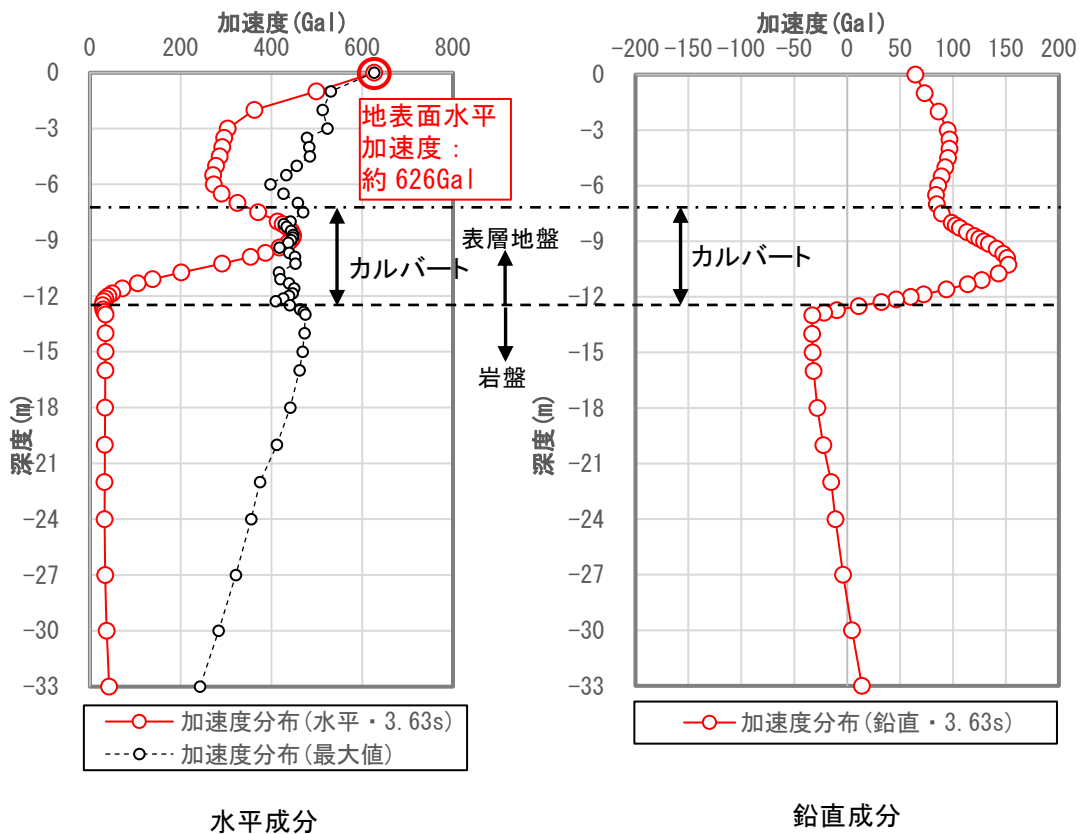


図 7-41 一次元地盤応答解析による加速度分布

### (6) 検討ケース

検討ケースを表 7-5 に示す。水平慣性力を考慮する方向により、4 ケースの検討を行った。これらのケースと第 6 章で検討した断層変位単独の作用に対するケースとの比較を通じ、変形・損傷モードの変化および断層変位に起因する構造物の損傷による弱軸方向の変化を検討した。

表 7-5 重畳による影響評価の検討ケース

解析ケース	地震荷重の方向※	载荷方向の選定理由
Case-1	135° 方向 (断層線直交方向)	断層変位による損傷の(ひび割れが開くと考えられる) 方向
Case-2	180° 方向 (構造物弱軸方向)	通常の耐震設計で地震動を作用させる方向 かつ断層変位によって生じる構造物の傾斜方向に重なると考えられる方向
Case-3	315° 方向 (断層線直交方向)	重畳の影響についてそれぞれ Case-1 および Case-2 と逆の傾向が現れることの確認
Case-4	0° 方向 (構造物弱軸方向)	

注) ※：地震荷重の方向の定義は図 7-42 に示す通りとする

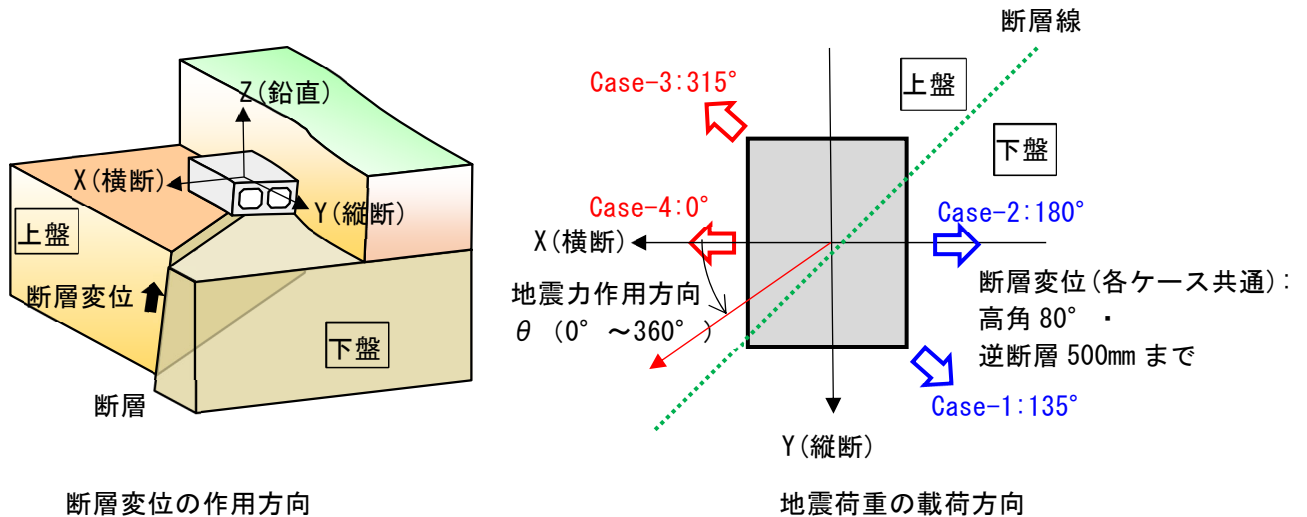


図 7-42 断層変位および地震荷重の作用方向と検討ケース

### (7) 重畳による影響評価

#### a. 着目する変形・損傷モード

断層変位と地震との重畳による定量的な影響評価を行うのに先立ち、着目する変形・損傷モードの抽出を行った。

断層変位単独の作用による構造物および岩盤の変形状況を図 7-43 に示す。カルバートは土被り荷重により、断層線を支点として頂版側が引張、底板側が圧縮となる全体曲げを受ける（視点②）と同時に、張出側となる下盤側で図 7-43 に水色の矢印で示す方向にねじれが生じ、さらにそのねじれに対応して壁部材に X 軸正方向の層間変形を生じていることが確認できる（視点①）。同図中の赤く塗られた要素は圧縮軟化を生じたコンクリート要素を示す。同図に示す層間変位の向きに対して、圧縮側となる隔壁基部で圧縮軟化が生じている。

地震荷重との重畳による構造物の損傷状況の変化を図 7-44 に示す。隔壁基部に生じる圧縮軟化領域に着目すると、135° 方向、180° 方向の地震荷重に対しては損傷が緩和され、315° 方向、0° 方向の地震荷重に対しては損傷が進展しており、地震荷重の作用方向の影響が認められる。この要因として、315° 方向および 0° 方向の地震荷重は、上述のねじれにより生じる層間変形を増大させる向きの地震荷重であり、逆に 135° 方向、180° 方向の地震荷重は、ねじれによる層間変形を打ち消す方向であることが考える。

一方、構造物の全体曲げ損傷に関して頂版のひび割れに着目すると、いずれの方向の慣性力に対しても頂版のひび割れが一部で閉じている領域が見られており、ひび割れの分布に若干の変化があるものの、地震荷重の作用方向の明確な影響は認められない。

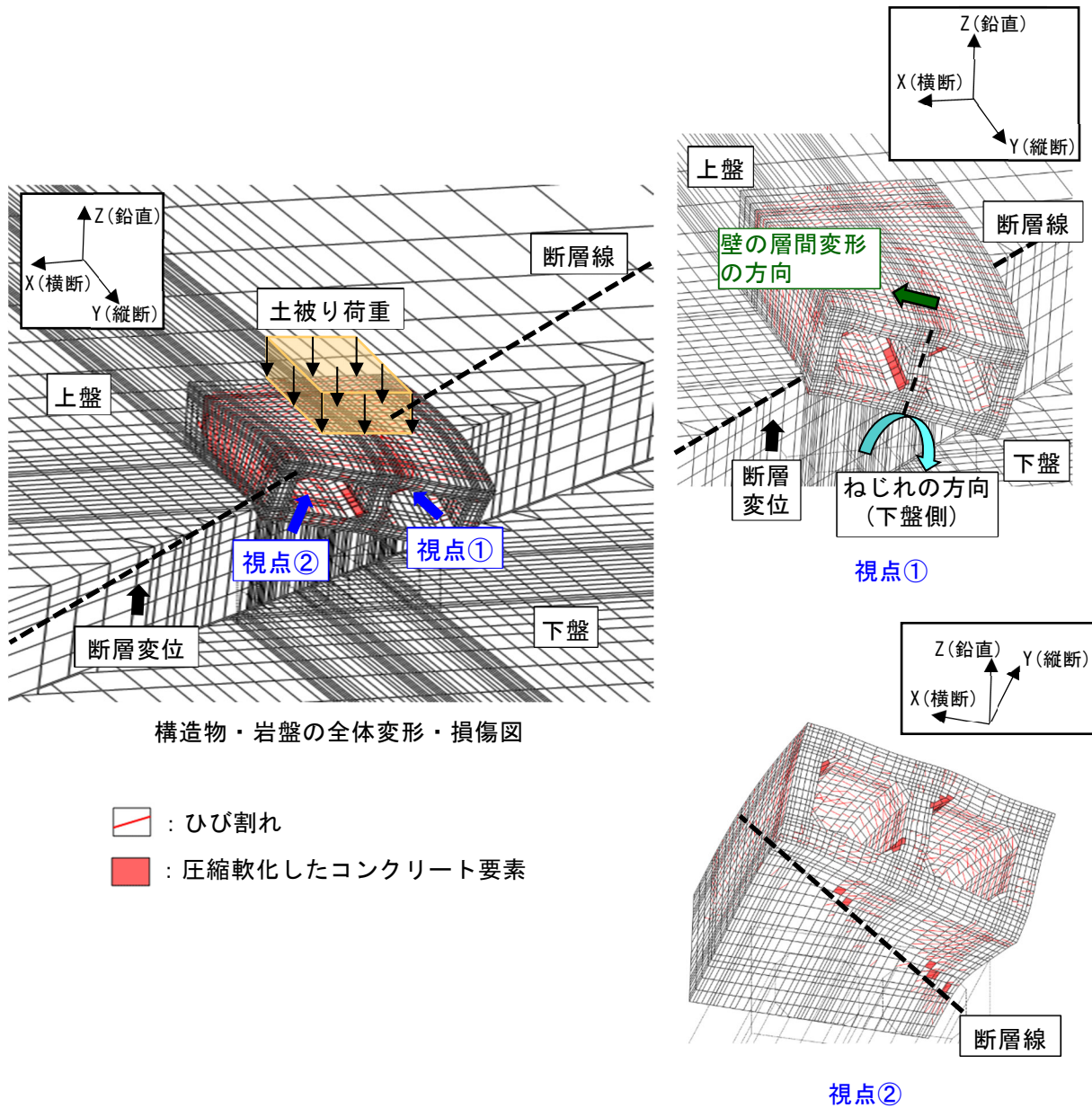


図 7-43 断層変位単独の作用による構造物および岩盤の変形状況  
(断層変位 310mm 時, 変形倍率 30 倍)

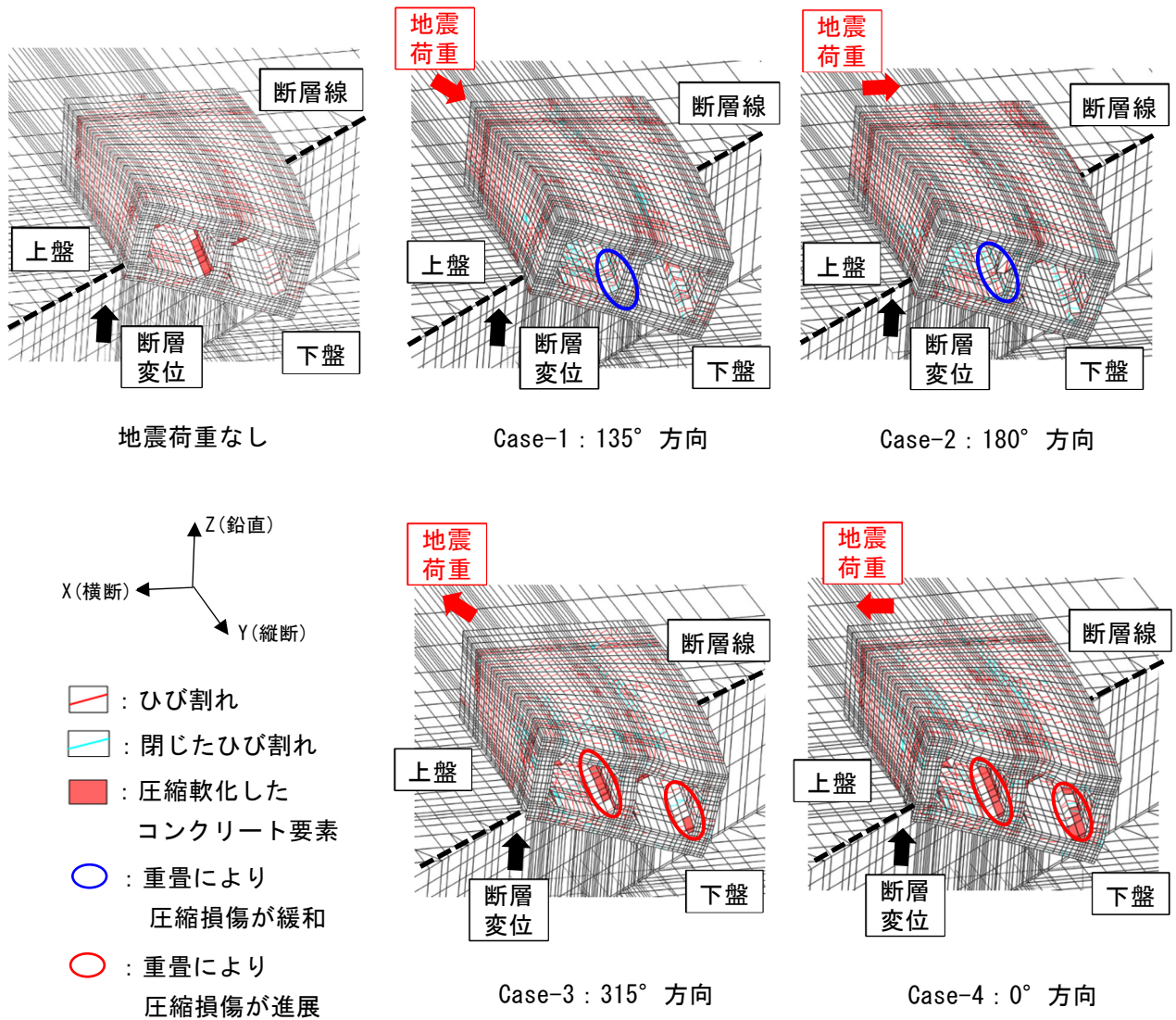


図 7-44 地震荷重との重畳による構造物の損傷状況の変化  
(断層変位量 310mm, 変形倍率 30 倍)

b. 損傷指標を用いた重畳の影響評価

上記変形・損傷モードを踏まえ、以下の損傷指標を用い、慣性力の有無、方向による重畳の影響について、定量的な評価を行った。

- ① カルバートとし、構造諸元および配筋も同一条件とする。構造物のねじれに伴う層間変形で生じる損傷（壁基部圧縮）について、損傷指標  $W_n$ （閾値：1500  $\mu$ ）で評価。
- ② 構造物の全体曲げによる損傷（頂版引張、壁ひび割れ）について、主筋ひずみ（閾値：1725  $\mu$ ）および損傷指標  $\sqrt{J_2'}$ （閾値：1000  $\mu$ ）で評価。

地震荷重との重畳による壁基部での圧縮に着目した損傷指標  $W_n$  の分布の変化を図 7-45 に、頂版引張に着目した主筋ひずみ分布の変化を図 7-46 に、壁部材のひび割れに着目した損傷指標  $\sqrt{J_2'}$  の変化を図 7-47 にそれぞれ示す。

壁基部における損傷指標  $W_n$  の分布は、図 7-44 に示した重畳による損傷状況の変化と良く対

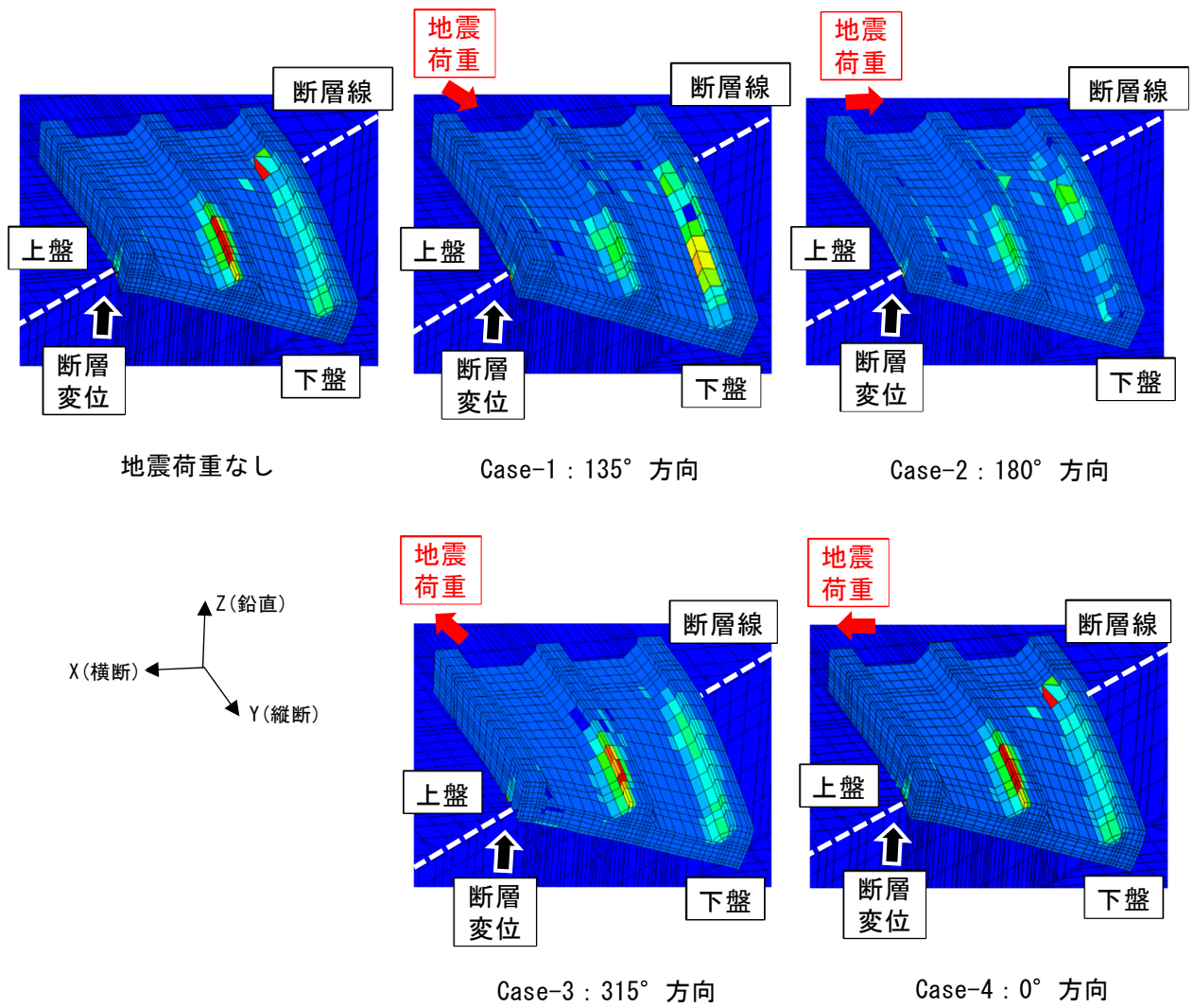
応しており、 $315^\circ$  方向、 $0^\circ$  方向の地震荷重を考慮したケースの方が、 $135^\circ$  方向、 $180^\circ$  方向の地震荷重を考慮したケースより損傷指標  $W_n$  は全体的に大きくなっている。一方、頂版の主筋ひずみおよび壁部材損傷指標  $\sqrt{J_2'}$  の分布は、地震荷重との重畳により若干の変化はあるものの、地震荷重の作用方向の明確な影響は認められない。

これらの重畳の影響の特性は、各損傷指標の閾値に到達するときの断層変位量（限界断層変位量）の比較により定量的に把握することが可能であり、その検討結果の一覧を表 7-6 に示す。これまでの考察と傾向は一致しており、同表に示す各損傷指標に対する限界断層変位量のうち、地震動との重畳を考慮することによって限界断層変位量の変化に明確な特性が見られるのは、壁のコンクリート圧縮損傷に対する限界断層変位量である。 $135^\circ$  方向、 $180^\circ$  方向の地震荷重との重畳により限界断層変位量は大きくなり、逆に  $315^\circ$  方向、 $0^\circ$  方向の地震荷重との重畳により限界断層変位量は小さくなる。一方、頂版の主筋降伏、壁部材のひび割れ（ここではひび割れ幅  $0.2\text{mm}$  に対応する損傷指標として  $\sqrt{J_2'}=1000\mu$  を選定）に対しては、重畳により限界断層変位量に若干の変化があるものの、例えば壁部材のひび割れに対しては地震荷重をどの方向に考慮しても限界断層変位量が若干変化するものの地震荷重の作用方向の明確な影響は認められない。

なお、 $315^\circ$  方向（断層線直交方向）と  $0^\circ$  方向（構造物横断方向＝従来の構造物の弱軸方向）で重畳の影響を比較した場合では、 $0^\circ$  方向が壁のコンクリート圧縮損傷に対する限界断層変位量は小さくなっている。a. で考察したとおり、壁部材の圧縮損傷が層間変形に起因するものであることから、地震荷重のうち構造物横断方向の成分が損傷の進展に寄与すると考えられ、地震荷重を構造物横断方向に考慮した方が重畳による影響は最も大きくなる。すなわち、本ケースでは断層変位の作用による弱軸の変化は現れていないことになる。

以上より、応答震度法を用いた解析は、図 7-40 に示す地震動レベルまでは、断層変位と地震動との重畳評価に適用可能と考える。





※コンターは壁基部で切断して表示



図 7-45 地震荷重との重畳による壁基部の損傷指標  $W_n$  分布の変化  
(断層変位量 310mm, 変形倍率 30 倍)

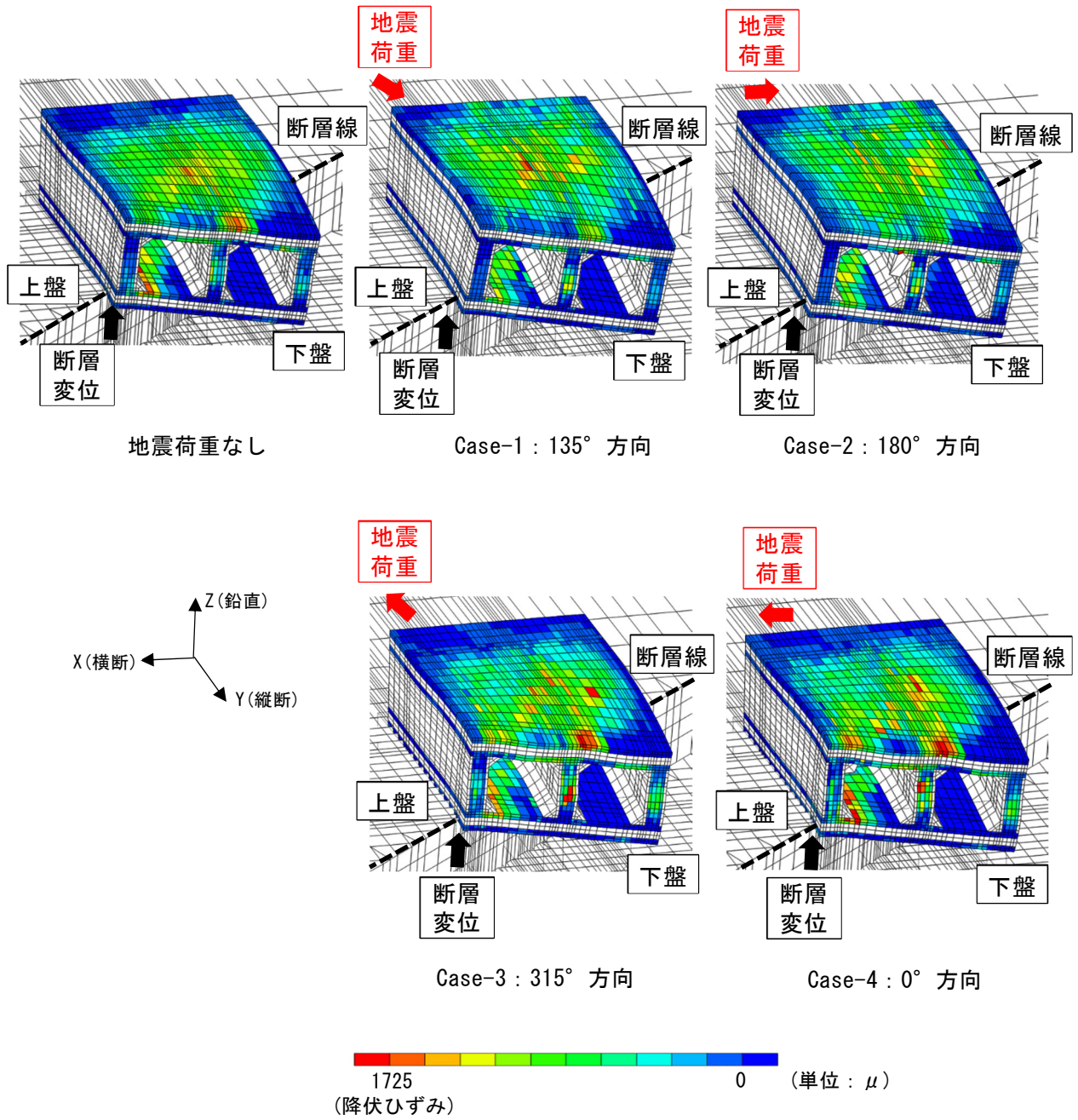
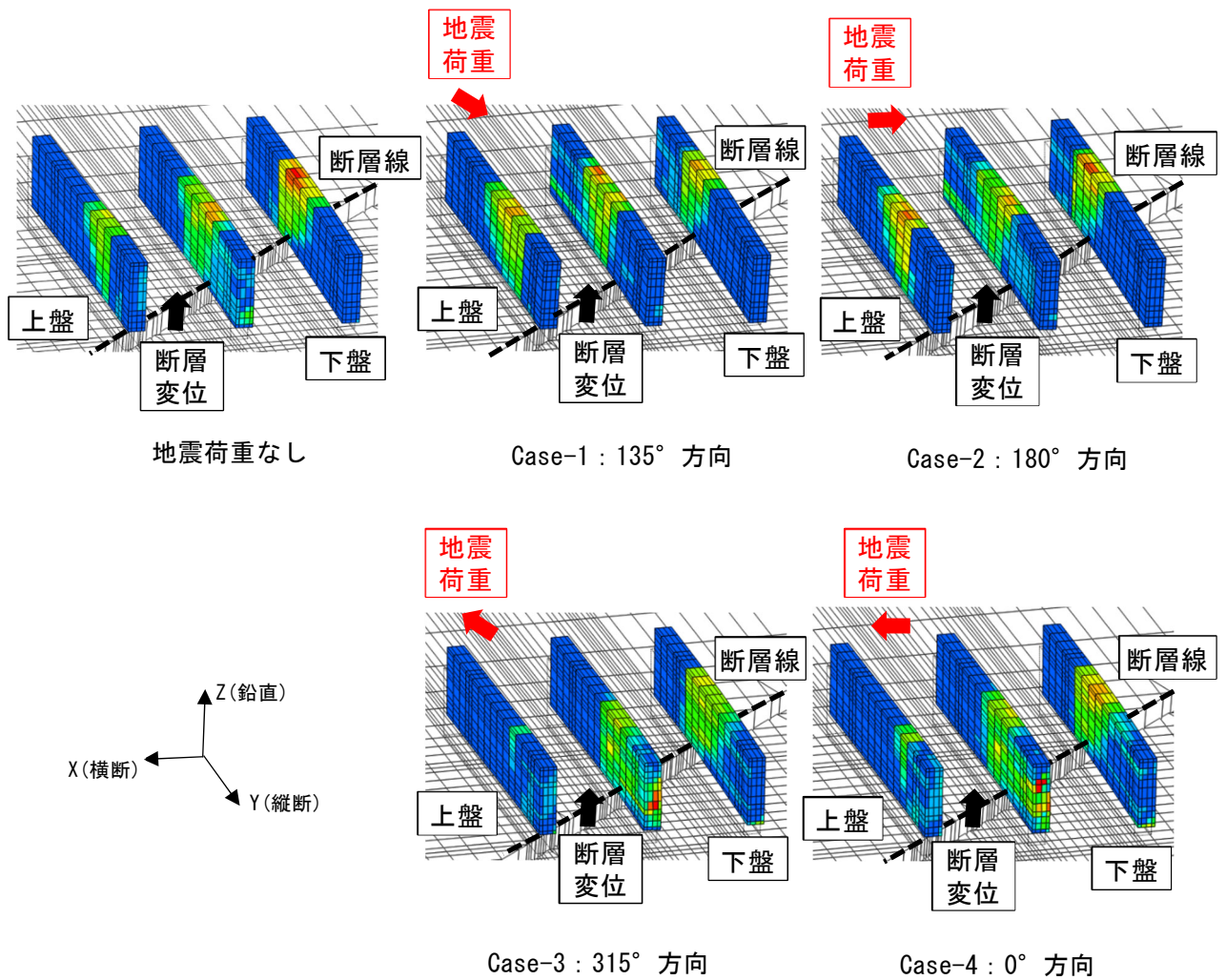


図 7-46 地震荷重との重量による頂版の主筋ひずみ分布の変化  
(断層変位量 149mm, 変形倍率 30 倍)



※コンターは壁部材のみを抽出して表示



図 7-47 地震荷重との重量による壁部材の損傷指標 $\sqrt{J2'}$  分布の変化  
(断層変位量 32mm, 変形倍率 30 倍)

表 7-6 地震荷重の有無および考慮方向による限界断層変位量の比較

照査項目	指標および 閾値	限界断層変位量[mm] (地震荷重の載荷方向)				
		地震荷重 なし	Case-1 135°	Case-2 180°	Case-3 315°	Case-4 0°
曲げ損傷 コンクリート圧縮損傷(壁) 主筋降伏	$W_n(1500\mu)$	310	486	468	290	274
	$\epsilon_s(1725\mu)$	149	148	142	131	103
ひび割れ幅(0.2mm 以下)(壁)	$\sqrt{J2'}(1000\mu)$	32	40	38	46	41

### 7.3.2 耐力曲線による損傷評価の提案

前述の地震動との重畳評価では、地震力の作用方向を図 7-42 に示す 4 方向と仮定して損傷評価を行ったが、弱軸方向の変化は認められず、カルバートの横断方向に地震荷重を載荷した場合が最も厳しい評価となった。しかし、地震荷重を横断方向に載荷する場合が必ずしも厳しい条件となるとは限らず、さらに細分化した地震荷重の載荷で最も厳しい地震荷重の載荷方向（弱軸方向）とその照査値を検討する必要がある。これらの評価方法として、断層変位と地震動との重畳時におけるカルバートの弱軸方向変化および弱軸方向の安全性を評価する手法として、耐力曲線による評価手法を提案する。

カルバートは、強軸方向、弱軸方向が明確な構造物であり、耐力曲線は横断方向に短軸、縦断方向に長軸を持つ楕円で近似されるが、断層変位が作用する場合には構造物の損傷により弱軸方向が変化し、耐力曲線の長軸・短軸が回転角  $\theta$  で傾くことになる。さらに楕円の形状（ふくらみ）に変化を持たせる従来の関数  $(P_x/P_{ux})^\alpha + (P_y/P_{uy})^\alpha = 1$ （超楕円）（ $P_x$  : x 方向の作用力、 $P_y$  : y 方向の作用力、 $P_{ux}$  : x 方向の耐力値、 $P_{uy}$  : y 方向の耐力値）での  $\alpha$  も含めて解析結果からの定義が必要となる。従って耐力曲線は、長軸、短軸、回転角  $\theta$  および形状変数  $\alpha$  の 4 変数を用いて表すこととなり、4 方向の耐力値が必要となる。

算定方法として、断層変位により損傷を受けたカルバートの耐力曲線上の点  $P_0 (x_0, y_0)$  に回転角  $-\theta$  の回転行列を作用させた点を点  $P_1 (x_1, y_1)$  とする。4 次の項を考慮して  $R'$ 、 $\theta'$  を用いて設定すると下式となる。

$$\begin{aligned} R' &= a_0 + a_2 \cdot \cos 2\theta + a_4 \cdot \cos 4\theta \\ \theta' &= a_2 \cdot \sin 2\theta + a_4 \cdot \sin 4\theta \end{aligned}$$

拡張した楕円上の点  $P_2 (x_2, y_2)$  の座標は媒介変数  $\theta$  を用いて下式で表せる（ $a_4=0$  のとき楕円）。

$$\begin{aligned} x_2 &= R' \cdot \cos \theta + \theta' \sin \theta \\ &= (a_0 + a_2 - 3a_4) \cdot \cos \theta + 4a_4 \cdot \cos^3 \theta \\ y_2 &= R' \cdot \sin \theta + \theta' \cos \theta \\ &= (a_0 - a_2 - 3a_4) \cdot \sin \theta + 4a_4 \cdot \sin^3 \theta \end{aligned}$$

点  $P_2 (x_2, y_2)$  をみたく曲線を回帰線とすれば、距離  $P_1P_2$  を誤差とした最小二乗法により、4 方向の耐力値からパラメータ  $a_0$ 、 $a_2$ 、 $a_4$  および回転角  $\theta$  が求まり、耐力曲線が得られる。

地震力のみ（断層変位なし）ケースでは、構造物の対称性から横断方向、縦断方向、 $45^\circ$  方向の 3 方向の耐力が求まれば耐力曲線が得られる（回転角  $\theta = 0$ ）。一方で重畳（地震力+断層変位）のケースでは、構造物の対称性が損なわれるため、上記 3 方向に加えて  $135^\circ$  方向にも載荷し、さらに正対する 2 方向（ $0^\circ$ 、 $180^\circ$  など）の耐力の違いを考慮し、計 8 方向に載荷した（図 7-48）。ただし、実際の地震動は動的に正負交番で作用することから、正対する 2 方向については耐力が小さくなる載荷方向の結果を採用した。

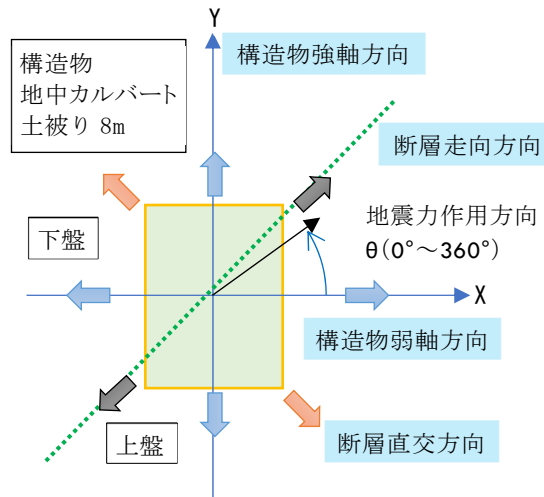


図 7-48 地震荷重の载荷方向

本論文では、損傷指標（鉄筋降伏ひずみ、底板下面および隔壁基部の圧縮損傷  $W_n$ ）に対して、重畳荷重作用時の最大応答値を抽出し、その閾値との比（閾値/最大応答値）より安全率を算定し、耐力曲線（安全率による曲線）として設定した。

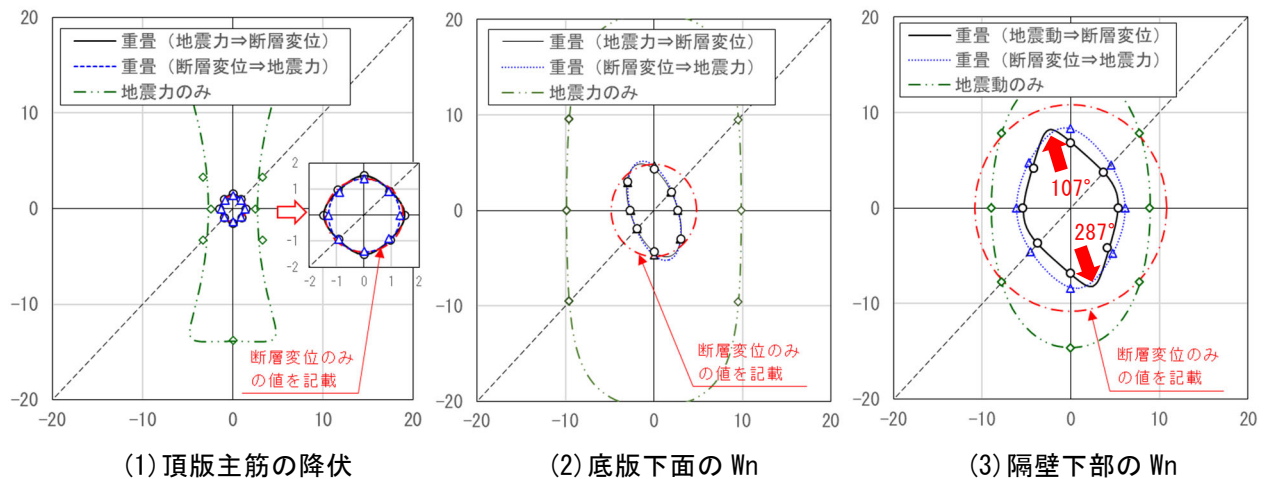
前述の耐力曲線算定方法によって作成したカルバート頂版の主筋降伏に対する耐力曲線を図 7-49 の(1)に示す。緑二点鎖線は、地震力のみが作用したケースの鉄筋降伏歪（ $1725\mu$ ）に対する発生ひずみの比率（降伏ひずみ/発生ひずみ）（以下、安全率とする）で、カルバートの弱軸（X 軸方向）で安全率が小さくなる。赤一点鎖線は断層変位のみが作用したケースの安全率であり、地震力の影響度を確認する観点から、頂版の鉄筋降伏ひずみに対して余裕のある断層変位量 50mm における安全率を円形に仮定して記載している。黒線および青破線が重畳ケースの安全率であり、断層変位のみ安全率と同等となっている。これは頂版の主筋に対しては、断層変位による損傷モードと地震力による損傷モードが異なることから、断層変位で生じた損傷に、地震力により生じる損傷が殆ど影響を与えないためと考える。

前述の重畳解析で示した主な圧縮損傷モードである底板下面の圧縮損傷に対する耐力曲線を図 7-49 の(2)に、隔壁下端の圧縮損傷に対する耐力曲線を図 7-49 の(3)に示す。耐力曲線は(1)と同様に閾値との比率（安全率）を示す。

図 7-49 の(2)に示す重畳ケースは、約  $8^\circ \sim 12^\circ$  傾いた楕円を示しており、断層変位の方向とカルバートの弱軸方向の間で最も安全率が小さくなる方向があることが分かる。楕円の短軸方向は、地震力により生じる損傷の影響を受けて断層変位のみ安全率より減少している。一方、楕円の長軸方向は、断層変位のみ安全率より僅かに大きくなっている。これは地震荷重が断層変位によるカルバートの断層線を支点とする曲げ変形を緩和する方向に作用しているためと考えられる。また、重畳ケースとして、地震動を作用させた状態に断層変位を作用させたケースおよび断層変位を作用させた状態に地震動を作用させたケースの耐力曲線を重ねて記載しているが、両者に有意な差がなく、载荷順序による影響は小さいことが分かる。

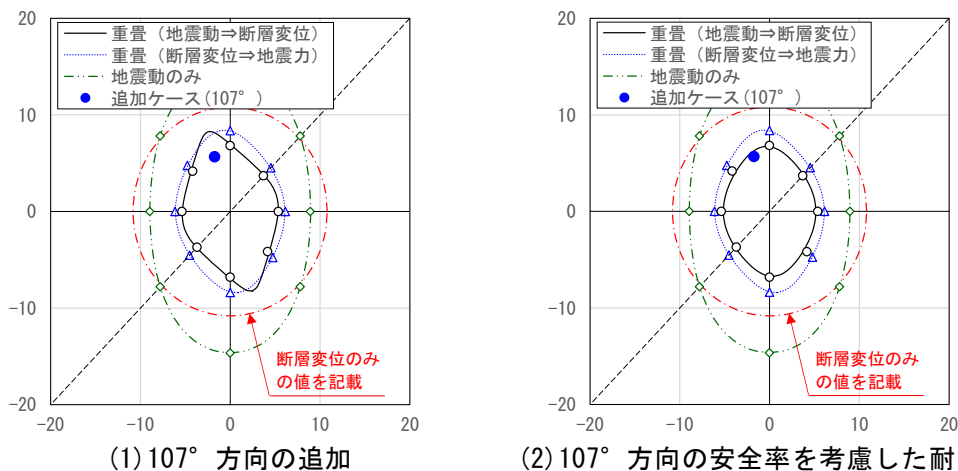
図 7-49 の(3)では、(2)に示す底板下面の圧縮損傷より安全率が大きく、隔壁基部の圧縮損傷が構造物の主な破壊モードではないことが分かる。楕円の形状は概ね(2)と同様であるが、楕

円の回転は僅かであり，概ねカルバートの弱軸で最小値を示す．また，地震力のみが作用したケースと断層変位のみが作用したケースの安全率が同等であり，重畳ケースの安全率が断層変位のみの安全率より大きく減少していることから，隔壁下端に対しては地震動の影響が大きいことが分かる．なお，図 7-49 の(3)に赤色矢印で示す2方向（107° 方向，287° 方向）については，極端な内挿になっている可能性があることから，107° 方向について安全率を算定し耐力曲線の検証を行った．この結果（図 7-50 の(1)），当該2方向については安全率を過大に評価していることが判明した．107° 方向の安全率を考慮した耐力曲線（図 7-50 の(2)）では，当該2方向の安全率が小さくなり，全方向において断層変位を作用させた状態に地震動を作用させたケースより小さく载荷順序の影響が新たに認められた．一方で，安全率が小さい方向（楕円の短軸方向）については，107° 方向の安全率の影響は僅かであることから，耐力曲線で目的とする弱軸方向の把握は可能と考える．



(注) 図の横軸，縦軸は安全率を示す．なお，安全率は地震力を構造物強軸(Y 軸)，弱軸(X 軸)の負方向に载荷する場合の安全率を便宜上「-」で示す．

図 7-49 耐力曲線



(注) 図の横軸，縦軸は安全率を示す．なお，安全率は地震力を構造物強軸(Y 軸)，弱軸(X 軸)の負方向に载荷する場合の安全率を便宜上「-」で示す．

図 7-50 隔壁下部の Wn の耐力曲線の検証

以上より，耐力曲線を用いれば，断層変位と地震動との重畳時におけるカルバートの弱軸方向およびその安全率が評価できるものとする。また，今回の検討条件下では，重畳時の弱軸方向は概ねカルバートの弱軸方向から断層の走向方向およびその直交方向であり，断層とカルバートとの位置関係により重畳時の弱軸方向が推定できること，地震動の影響がより大きくなるとカルバートの弱軸方向に近くなることが分かった。

### 7.3.3 重畳による地震応答（床応答）への影響評価

#### (1) 評価手順

断層変位と地震との重畳による床応答への影響評価においては，カルバートに断層変位が作用した状態で，さらに地震動が作用する条件を想定して検討を実施した。この条件は，断層変位による構造物周辺地盤の支持性能の変化によるカルバートへの影響を評価するため，断層変位→地震動の順序で作用させる必要があるためである。この状態は，断層変位作用後に，余震等が作用する状態を意図している。

解析は，図 7-51 に示すように，まず所定の断層変位を静的に与え，その状態を引き継いで地震荷重を時刻歴加速度の形で入力して動的解析を行った。

本載荷順序（断層変位→地震動）の場合，断層変位が重畳することによる床応答への影響としては，構造物の損傷による剛性の低下と，構造物が岩盤に支持される条件の変化が考えられるため，これらの影響を反映した解析モデルでの検討を行った。これと同時に，本検討では解析の安定性を考慮し，動的解析については線形モデル（ステップ 1 で得られた接線剛性を用いた線形解析）で行う方針とした。

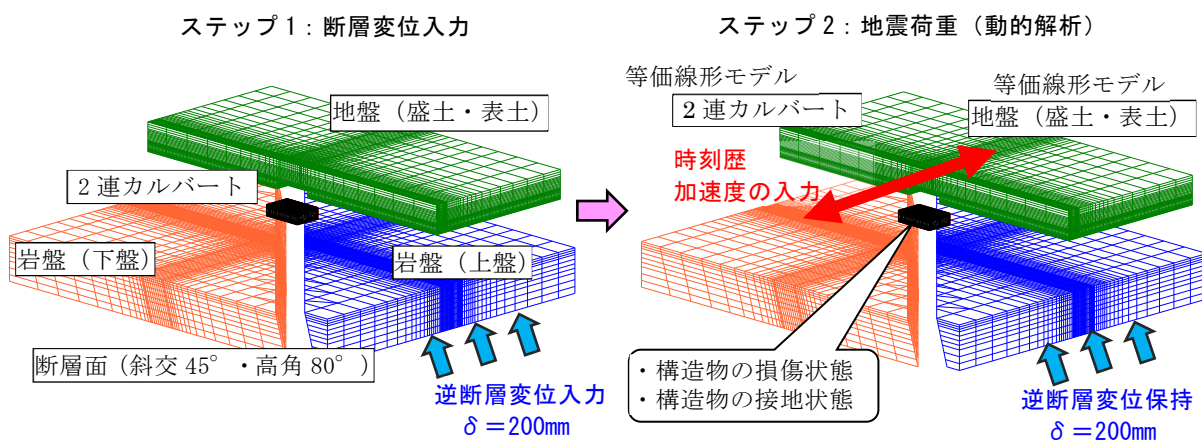


図 7-51 重畳による床応答への影響の検討方針

#### (2) 対象構造物

対象構造物は，第 6 章に示す地中カルバートとし，構造諸元および配筋も同一条件とする。

#### (3) 構造物および地盤のモデル化

構造物および地盤は，断層変位および地震動の影響を考慮した線形モデルとし，それぞれ以下の方法で剛性の低下を考慮する。

#### a. 構造物

断層変位の影響を受けた状態の構造物剛性として、断層変位に対する連成解析により得られる構造物の接線剛性を用いる。

#### b. 地盤

地震動の影響を受けた状態の地盤剛性として、一次元地盤応答解析により得られる地盤の収束剛性を用いる。

### (4) 接合要素のモデル化

連成解析モデルによる断層変位解析結果をもとに、所定の断層変位を与えた時点で、カルバートと岩盤および地盤が接触している領域の接合要素は剛結とし、離れている領域の接合要素はフリーとする。

### (5) 解析フロー

解析フローを図 7-52 に示す。

### (6) 断層変位および地震動

入力する断層変位量および地震動は、それぞれ以下の通りとする。

#### a. 断層変位量

床応答の検討における断層変位量は、検討の目的から構造物に損傷が進展し剛性低下していると見なせるだけの断層変位量を設定する必要がある。

本検討における断層変位量は、土被り厚 8mの断層変位解析の結果より、構造物の損傷が進展し剛性低下していると見なせる断層変位量 200mm を設定した。断層変位量 200mm 時の構造物の損傷状況を図 7-53 に示す。断層変位量 200mm においては頂版の配力筋が全面で降伏し、また底版の一部ではコンクリートがピークひずみに到達していることから、構造物が断層変位の影響を受けた条件として適切と判断した。

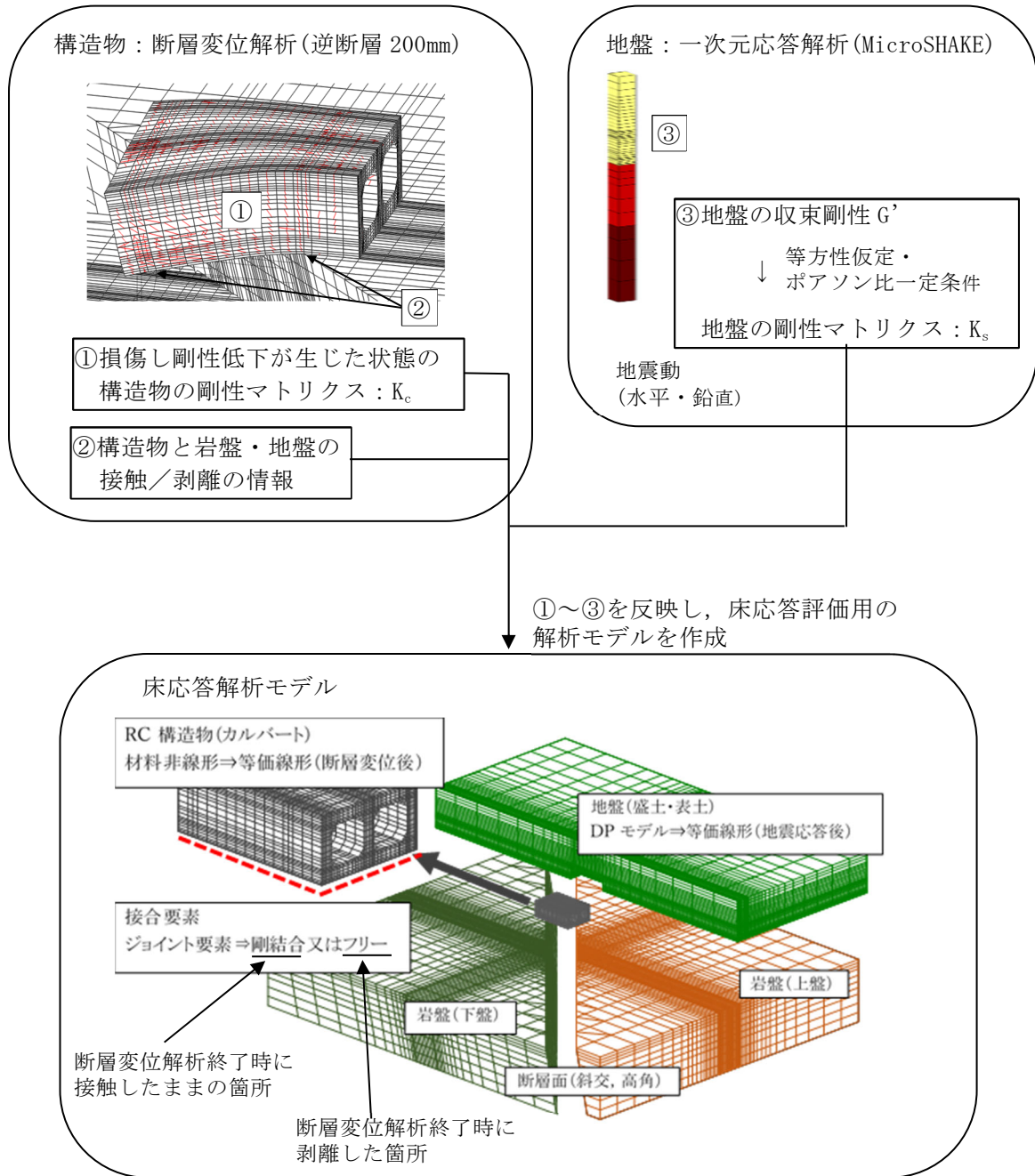
#### b. 地震動

地震動は、重畳の影響検討に用いた「2016 年熊本地震（本震）KikNET 益城（GL-252m）」（図 7-40 参照）とし、時刻歴のうち主要動を含む 1s～10s の範囲を用いる。

地震動の入力方向は、KikNET 益城（GL-252m）の水平成分を構造物の横断方向、鉛直成分を構造物の鉛直方向に同時に入力する 2 方向加振とする。

この地震動は、一次元地盤応答解析による地表面最大加速度が約 626Gal（図 7-41）であること、地盤のせん断剛性がカルバート設置深度付近で初期剛性の 4 割程度まで低下していることから、地盤の非線形化の影響が十分含まれるレベルの地震動と判断した。





※構造物・地盤それぞれの剛性低下を考慮した弾性解析により評価

図 7-52 床応答評価の解析フロー

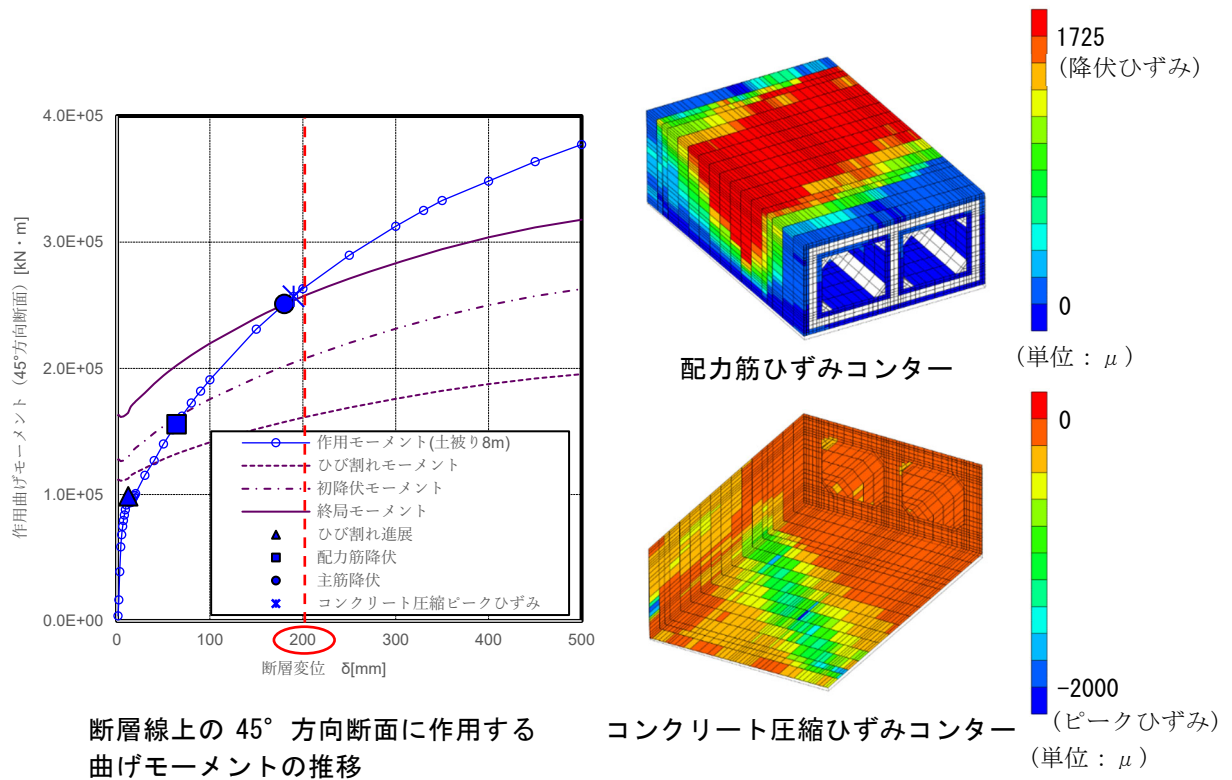


図 7-53 断層変位量 200mm 時における構造物の損傷状況（土被り 8m，逆断層，高角 80°）

## (7) 検討結果

地震応答解析結果として，側壁（-X 側，+X 側）の水平方向の床応答（加速度応答スペクトル（減衰 1%））を図 7-54 に示す。断層変位の影響により，短周期側で応答が低減し，長周期側で応答が増加する傾向がある。長周期側の応答の増加は最大 30%程度であり，応答が過度に増加することはなかった。断層変位の影響により，-X 側が岩盤より浮き上って接地していないが，その応答は+X 側の側壁と有意な差は認められなかった。

側壁（-X 側，+X 側）の鉛直方向の床応答の結果を図 7-55 に示す。断層変位の影響により短周期側での応答が低減する点は水平成分と同じ傾向であるが，長周期側の応答の増加は水平成分に比較して僅かである。断層変位の影響により，接地していない-X 側で短周期側の応答が大きく低減する傾向がある。

構造物周辺の岩盤および地盤の加速度応答スペクトルとの比較により，断層変位の影響がない場合には岩盤の応答スペクトルに近似し，断層変位の影響で構造物の損傷が大きくなり構造物周辺地盤の支持性能が変化した場合には表層地盤の応答スペクトルに近くなることが確認された。

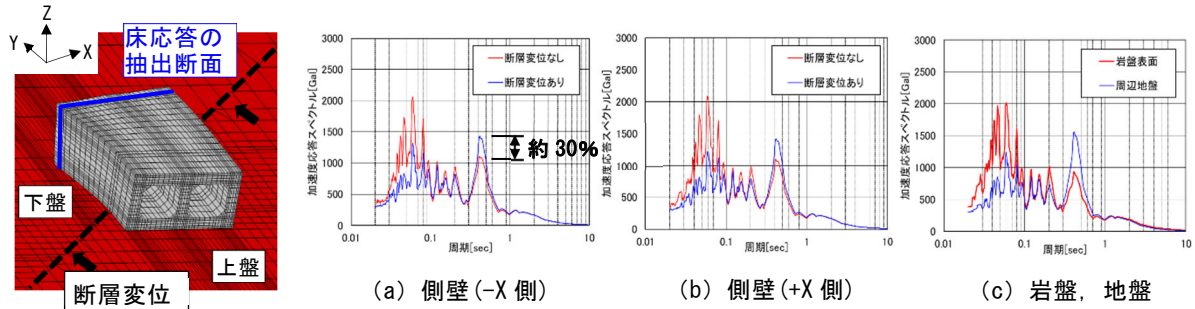


図 7-54 床応答（加速度応答スペクトル（減衰 1%））水平方向の結果

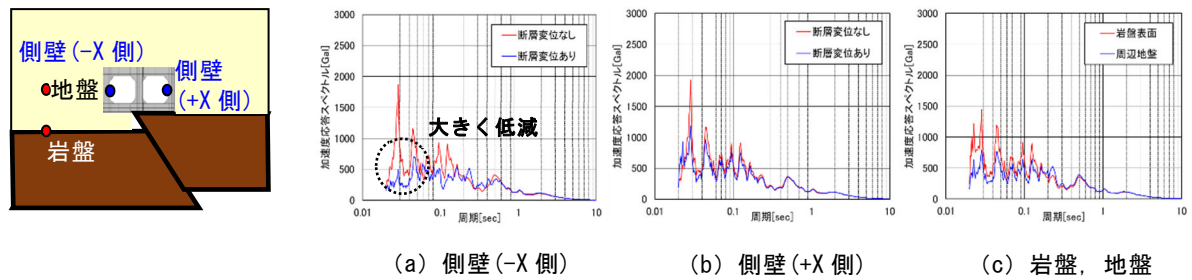


図 7-55 床応答（加速度応答スペクトル（減衰 1%））鉛直方向の結果

### 7.3.4 動的解析の適用性検討

重畳現象に対する動的解析の適用性を地盤—構造物連成の三次元動的材非線形解析（以下、動的解析）から得られる構造物の層間変位と作用土圧の関係、7.3.1 で検証された静的解析結果との比較等により検討した。

動的解析では、断層変位と地震動に起因する荷重作用の 2 種類の荷重作用を考慮することから、これらの条件下の地盤挙動を適切に評価するため、地盤の構成則には以下の性能が要求される。

#### (1) 三次元応力・ひずみ場で、地盤の非線形特性を適切に表現する構成則であること

断層変位を対象とした解析では、評価する地盤の状態として地盤破壊までを対象とする必要がある。ここで求められる具体的性能は、地盤の降伏応力（破壊状態）に拘束圧依存性が表現できること、地盤の破壊状態に至る過程において適切な剛性低下が生じかつダイラタンシーが再現できること、破壊時のひずみが実地盤の挙動と適合することである。さらに断層変位の方向性や構造物周囲の応力状態の複雑さを考慮すると、応力主軸の回転を前提とした三次元応力場での構成則である必要がある。

#### (2) 動的応答特性と静的特性を統一的に扱うことが可能なこと

重畳解析では、断層変位解析で地盤や構造物に生じた状態（例えば地盤の変形や構造物への荷重条件、損傷程度）を保持しつつ、地震時の状態が再現可能な構成則が必要である。これは、

地盤の非線形特性が静的解析と動的解析の重ね合わせでは適切に評価できないからである。一方、上述した静的問題への適合性に加え、地震時の動的応答特性、すなわち地震による繰返し応力の作用による繰返し塑性変形特性とエネルギー消散特性（減衰特性）の再現性が求められる。

本論文では、上記要求性能を満足する地盤の構成則として、下負荷面モデル<sup>1)</sup>の弾塑性構成則を導入して動的解析を行った。

動的解析では、①下負荷面モデルの要素シミュレーションを実施し、②大規模三次元解析により断層変位を作用させた後に、③カルバートの周辺地盤で大きなひずみが発生している状態で地震動を入力し、カルバートへの影響について考察した。

①では、カルバートの周辺地盤を砂質土とし、カルバートの断層遠心実験<sup>1)</sup>に適用した地盤材料を対象とした圧密排水三軸試験（7号珪砂：Dr=90%・拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>）の結果を参照して、下負荷面モデルの要素シミュレーションを実施した。解析プログラムは「FINAL-GEO」を使用した。要素シミュレーションの三軸圧縮試験は、1個のソリッド要素に初期応力 100kN/m<sup>2</sup>を与えた後、鉛直変位を変位制御でひずみ 0.15 まで載荷した。繰返し三軸試験は、初期応力 100kN/m<sup>2</sup>を与えた後、鉛直変位を変位制御で歪 10<sup>-6</sup>~10<sup>-2</sup>まで繰返し載荷した。室内試験と要素シミュレーションの結果比較を表 7-7 に示す。両方のグラフが概ね一致する下負荷面モデルのパラメータを求めることができたと考える。要素シミュレーションで決定したパラメータ値を表 7-8 に示す。

②で地中カルバートに対して走向 45° で逆断層変位 50mm を静的に載荷した後、③で時刻歴加速度による動的解析を実施した。地震動は、図 7-40 に示す地震動を使用し、水平・鉛直方向の同時入力として、水平方向は、構造物の横断断面方向（弱軸方向）に入力した。なお、断層変位量 50mm は構造物の地震動による損傷を評価する観点から、頂版の鉄筋降伏歪に対して余裕のある断層変位量として採用した。

動的解析結果として、地盤の最大せん断ひずみと構造物のひび割れ変形図を図 7-56 に示す。

図 7-56 より断層変位の影響により構造物の左側上方に地盤のせん断ひずみが発生し、滑り線が発生していることが分かる。地震動により構造物の右側上方にも地盤のせん断ひずみが集中し、さらに構造物周囲にも一定のせん断ひずみが発生していることが分かる。また地中カルバートにおいては、頂版のひび割れに閉じる部分が発生する一方で、隔壁の上下端部にはひび割れが新たに発生している。これは断層変位の影響による「構造物全体の曲げモード」と地震の影響による「壁の面外方向の曲げモード」との重ね合わせが起こり、後者が卓越する現象が発生しているためと考える。

表 7-7 負荷面モデルの要素シミュレーション結果

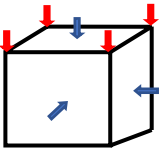
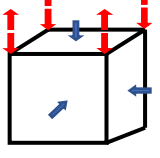
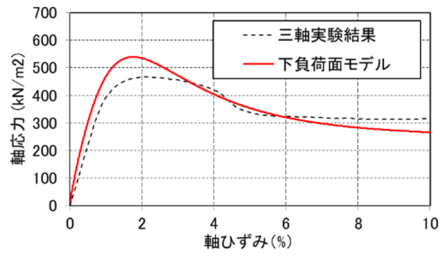
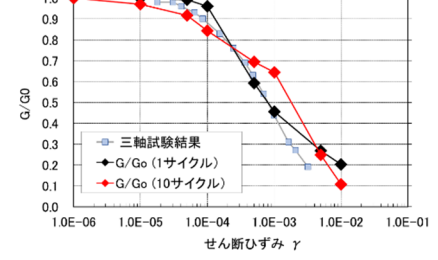
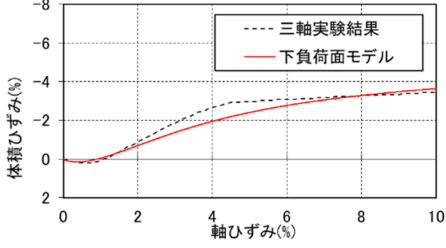
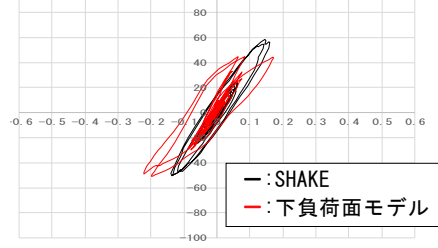
	三軸圧縮試験 (CD 条件)		繰返し三軸試験 (CD 条件)
載荷条件	 <p>変位制御  <math>\epsilon_{max} = 0.15</math>                      初期応力  <math>\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 100 \text{ kN/m}^2</math></p>	載荷条件	 <p>変位制御  <math>\gamma = \pm 10^{-6} \sim 10^{-2}</math>                      初期応力  <math>\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 100 \text{ kN/m}^2</math></p>
軸差応力—歪関係	 <p>軸差力 (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p>軸ひずみ (%)</p> <p>--- 三軸実験結果                      — 下負荷面モデル</p>	せん断剛性—歪関係	 <p>G/Go</p> <p>せん断ひずみ <math>\gamma</math></p> <p>□ 三軸試験結果                      ● G/Go (1サイクル)                      ◆ G/Go (10サイクル)</p>
体積歪—歪関係	 <p>体積ひずみ (%)</p> <p>軸ひずみ (%)</p> <p>--- 三軸実験結果                      — 下負荷面モデル</p>	せん断応力—歪関係	 <p>SHAKE                      下負荷面モデル</p>

表 7-8 負荷面のパラメータ

項目	入力値	項目	入力値
ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	198.9	膨潤指数の基準拘束圧	1.0
ポアソン比 $\nu$	0.33	U(R)の定数	2.00
内部摩擦角 $\phi$ (度)	32	相似中心発展則の定数	1.0
初期間隙比 $e_0$	0.73	回転硬化限界面の定数 $\phi_b$ (度)	6.0
膨潤指数 $\kappa$	0.00089	回転硬化発展則の定数 $B_r$	10.0
圧縮指数 $\lambda$	0.02276	せん断硬化軟化程度の定数 $\mu$	0.01
過圧密比 OCR	100	—	—

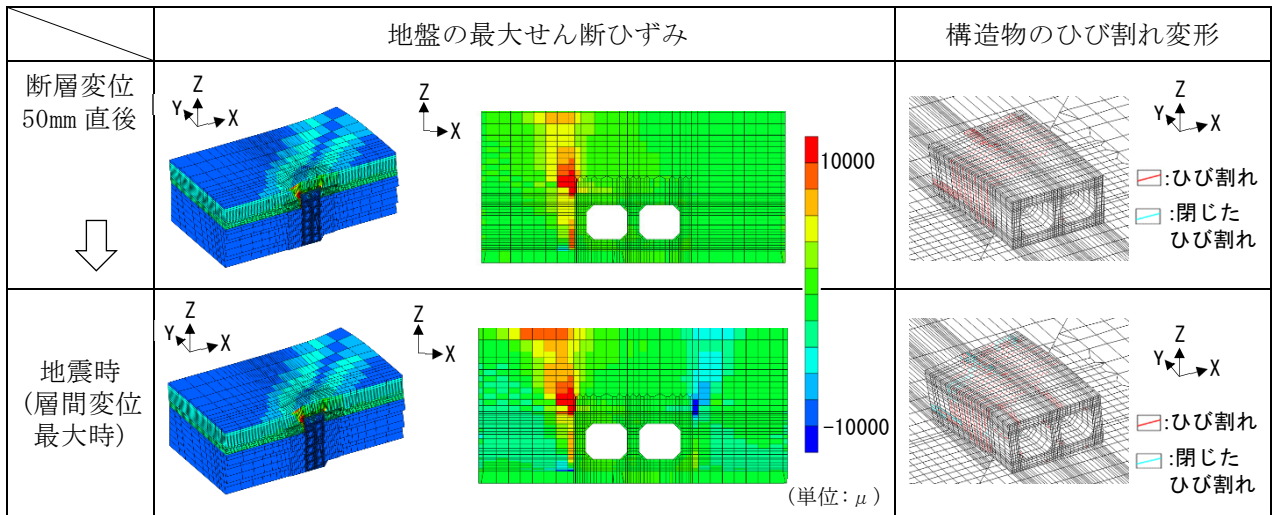


図 7-56 地盤の最大せん断ひずみと構造物のひび割れ変形図

層間変位は、図 7-57 に示すように断層変位の影響により変位した後、地震動の影響によりさらに変位が進行し、地震後に残留変位が生じている。地震動の影響で壁の損傷が進行し、断層変位の影響による変位と同じ方向に変位が増加する、つまり損傷の重ね合わせが起こっていることが分かる。構造物に作用している水平土圧は、断層変位の影響により左側壁土圧が増加し、右側壁土圧が減少する。一方で、その後の地震時では両側壁の土圧が減少する。これは地震の影響により構造物周辺の地盤ひずみが増加し、地盤の剛性が低下したためと考えられる。

7.3.1 で検証された静的解析と動的解析との比較結果を図 7-58 に示す。構造物の損傷については、図 7-40 に示す地震動を用いた静的解析と動的解析とで有意な差は認められない。

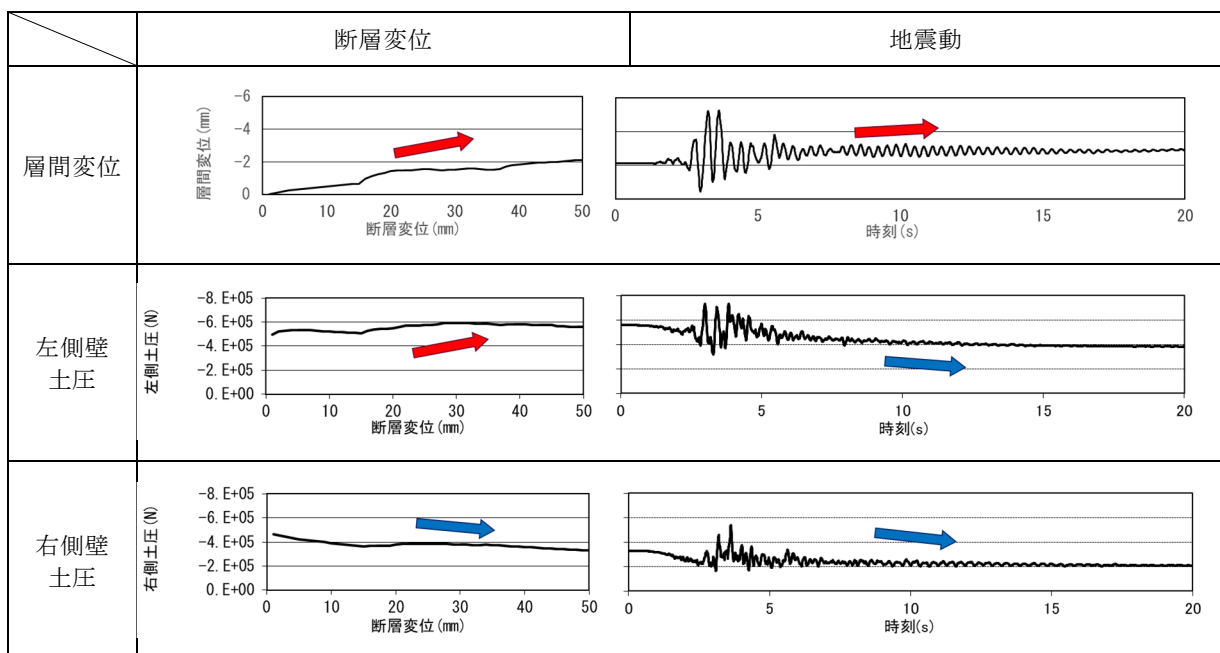


図 7-57 層間変位と側壁土圧の比較

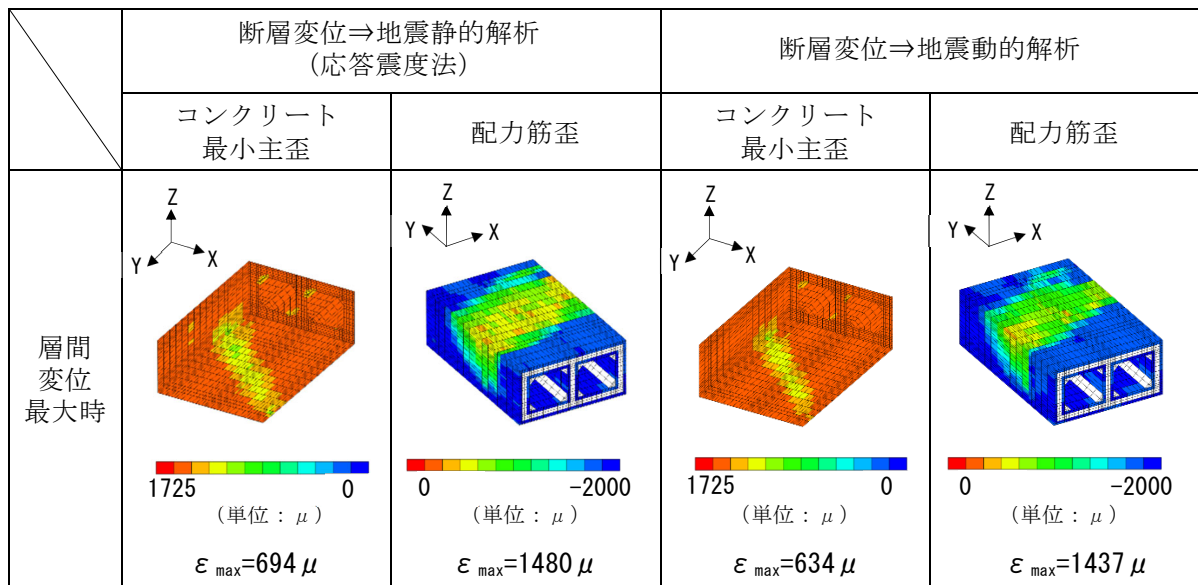


図 7-58 重畳解析における応答震度法と動的解析の比較

以上より、図 7-40 に示す地震動を用いた動的解析は、構造物の損傷、地盤と構造物の相互作用などを再現できていると考える。

動的解析は、断層変位解析から地震応答解析の連続解析を実施することで、各現象の相互影響を詳細に把握し重畳現象の複合的な作用を把握することが可能であり、構造物と地盤との相互作用、構造物および地盤の損傷ならびにその過程を把握できることから、重畳現象のメカニズム解明に有用であると考えられる。

### 7.3.5 重畳影響評価のまとめ

本論文で実施した範囲で得られた主な成果は、以下のとおりである。

- 断層変位と地震動との重畳においては、それぞれの伝播速度の違いから、一般的に地震波が到達したのちに断層変位が生じると考えられる。本論文では、重畳による構造物への影響を、構造物に地震荷重が作用した状態に、さらに断層変位が作用する条件で検討を実施した。地震荷重を静的な慣性力（応答震度法）により載荷した後に、断層変位を作用させた。重畳時の構造物の損傷モードは、①構造物のねじれに伴う層間変形で生じる損傷（壁基部圧縮）、②構造物の全体曲げによる損傷（頂版引張、壁ひび割れ）が卓越した。
- 断層変位と地震動との重畳現象を検討する場合、地震荷重を構造物の弱軸方向（横断方向）に作用させることが最も厳しい条件とは限らず、断層変位による構造物の損傷も考慮する必要があることから、地震荷重の水平成分の載荷方向をパラメータ（4方向）として、壁基部の損傷指標  $W_n$  および頂版の主筋降伏に着目した検討を行った。この結果、構造物の横断方向（一般的な弱軸方向）の地震荷重による影響が最も大きく、断層変位の作用による弱軸の変化は認められなかった。一方で、重畳の影響を詳細に検討できる、今回提案する耐力曲線による検討では、底版下面の圧縮損傷の耐力曲線で約  $8^\circ \sim 12^\circ$

傾いた楕円となり、断層変位の作用により構造物の損傷部位によっては弱軸方向が変化していることが確認でした。断層変位と地震との重畳現象に対する損傷評価では、断層変位により弱軸方向が変化する可能性があることから、弱軸方向の変化に留意する必要がある。

- 断層変位と地震動との重畳現象に対する損傷評価において、今回提案する耐力曲線を用いることにより、断層変位の作用により変化した弱軸方向の安全率の定量的な評価が可能であり、構造物の健全性が評価できることが分かった。また、構造物の損傷箇所などの詳細な評価は、耐力曲線による弱軸方向に地震力を作用させることにより評価できる。
- 断層変位と地震動との重畳による地震応答（床応答）への影響評価において、構造物に断層変位が作用した状態に、さらに地震動が作用する状況を想定して検討を実施した。これは、断層変位による構造物周辺地盤の支持性能の変化を評価するためである。床応答への影響としては、構造物の損傷による剛性の低下と、構造物が岩盤に支持される条件の変化が考えられるため、これらの影響を反映した解析モデルでの検討を行った。
- 断層変位の作用により損傷を受けたカルバートの床応答は、短周期側で応答が低減し、長周期側で応答が増加する傾向がある。断層変位の作用がない場合には、岩盤の応答スペクトルに近似していたが、断層変位の影響で周辺地盤の支持性能が変化した場合（構造物が岩盤より浮き上がる場合）には、表層地盤の応答スペクトルに近くなることが分かった。
- 動的解析は、構造物の損傷が今回検証された静的解析結果と整合していることなどから重畳現象を再現できると考える。また、動的解析は、断層変位解析から地震応答解析の連続解析を実施することで、各現象の相互影響を詳細に把握し、重畳現象のメカニズム解明に有用な損傷評価手法であると考えられる。よって、動的解析の適用性について、さらなる検証を進めていく必要がある。

#### [第7章の参考文献]

- 1) 樋口俊一，加藤一紀，佐藤伸，伊藤悟郎，佐藤唯：逆断層変位を受ける箱型地中構造物に作用する土圧特性に関する研究，土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 4, pp. I\_19-I\_31, 2017.



## 第8章 耐変位評価手法

### 8.1 第8章の概要

前章までの検討結果を踏まえて、断層変位に対する耐変位評価手法を構築した。  
本章では、この耐変位評価手法について述べる。

### 8.2 耐変位評価手法

#### 8.2.1 評価対象構造物

評価対象構造物は、地中埋設の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象とする。

#### 8.2.2 評価対象断層

本評価手法で対象とする断層は、**図 8-1** に示す震源断層の活動に伴って永久変位が生じる断層（副断層）とし、震源として考慮する断層（主断層等）（以下「震源断層」という）は対象としない。また、評価対象とする断層変位量は岩盤上面で数 100mm 程度までとする。

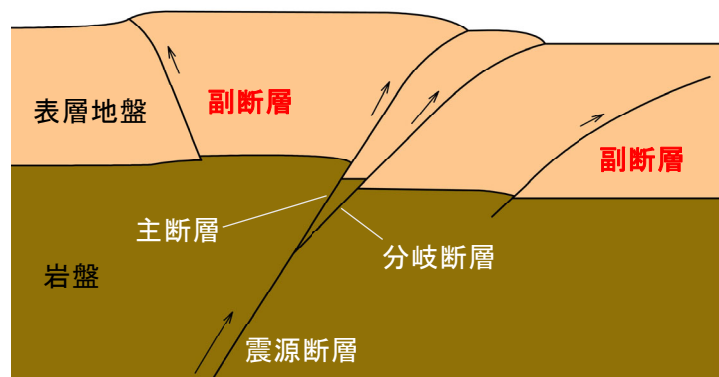


図 8-1 対象とする断層

#### 8.2.3 評価手順

耐変位評価の手順を**図 8-2** に示す。

地震動との重畳については、断層変位の作用が地震動の作用に遅れて作用すること、一般的に地震については耐震設計が行われることから、断層変位のみの作用を考慮すれば良い。なお、断層変位作用後の余震の影響を評価する必要がある場合には、**第 7 章**を参照して評価する必要がある。隣接構造物については、建屋等に接続する等、その拘束効果が大きいと判断される場合には、**第 7 章**を参照して評価する必要がある。

##### (1) 断層条件の設定

評価に用いる検討用断層変位量  $\delta s$  および断層の諸元（位置、走向、傾斜、変位方向）は、別途実施する地質調査<sup>1)</sup>等から与条件として与えられるものとする。

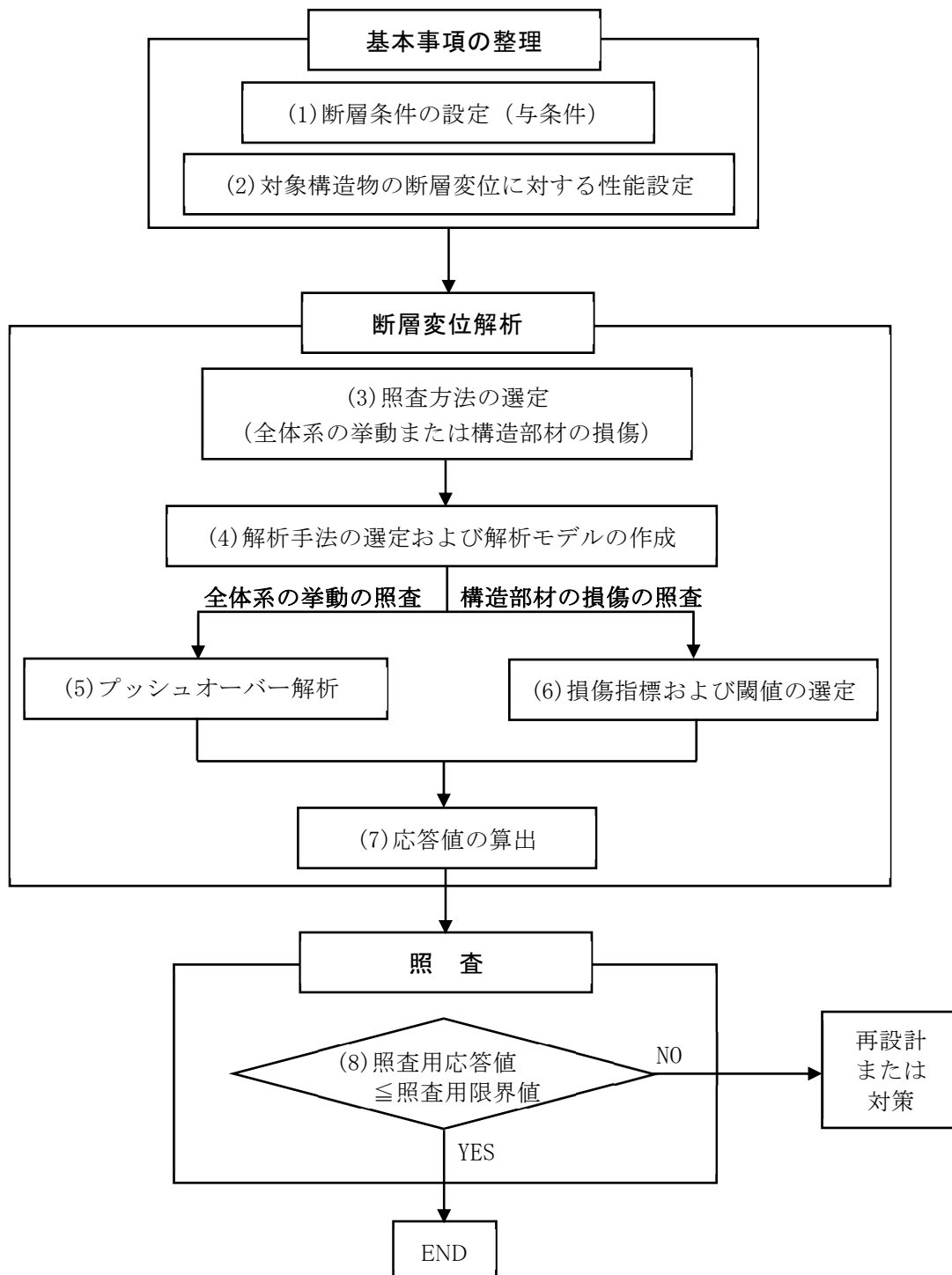


図 8-2 評価手順

(2) 断層変位に対する性能設定

a. 対象構造物の要求性能の整理

評価対象構造物に求められる機能から要求性能を整理し、その要求性能に対して断層変位の影響評価を実施する。断層変位に対する要求性能の例として、屋外重要土木構造物の要求性能の例を表 8-1 に示す。

表 8-1 断層変位に対する屋外重要土木構造物の要求性能の例

対象構造物	要求機能	通水機能	間接支持機能
取水路, 取水ピット(スクリーン室) 等		所要の海水を通水できる (必要な内空断面の確保)	—
取水ピット(海水ポンプ室), 配管ダクト 等		所要の海水を通水できる (必要な内空断面の確保) 機器・配管の各機能を損なわない* (機器・配管の設置空間の確保)	機器・配管を安全に支持できる (間接支持機能の確保)

注) ※：機器・配管の設置空間を確保する観点から通水機能とする。

b. 構造物の要求性能に影響を及ぼす事象の整理

前述の要求性能に影響を及ぼす事象として、屋外重要土木構造物を例に整理して表 8-2 に示す。

表 8-2 屋外重要土木構造物の要求性能に影響を及ぼす事象の整理

評価性能 要求性能	耐荷性能	止水性能	床応答 (フロアレスポンス)
通水性能	・ 構造物・部材の耐荷力・ 変形・損傷 (必要な内空断面の確保, 機器・配管の設置空間の確保*)	・ 対象ブロックの変位による 隣接ブロック, 建屋との 接続部の開き/ずれ/接触 および損傷 (内水の流出, 外部土砂の流入等)	—
間接支持性能	・ 機器・配管支持部の損 傷 (ひび割れ, 剥離等)	・ ブロック間相対変位 (機器・配管の変位追従性) ・ 部材変形や傾斜等	・ 変位と回転 ・ 時刻歴加速度応答 →機器側での照査

注) ※：機器・配管の設置空間を確保する観点から通水機能とする。

### (3) 照査方法の選定

構造物の要求機能等を考慮して、「全体系の挙動に対する照査」もしくは「構造部材の損傷に対する照査」どちらか一方の照査方法を選定する。

#### a. 通水機能に対する照査

通水機能に対する要求性能は「必要な海水を通水できること」であり，検討用断層変位量  $\delta_s$  に対して耐荷性能が確保されていることを「全体系の挙動に対する照査」または「構造部材の損傷に対する照査」のいずれかの照査で確認すればよい。

また，断層変位を受けるブロックの変位により，隣接ブロックや隣接建屋との接続部の開き・ずれ・接触および損傷により，海水の流出や周辺土砂の流入により通水機能が阻害される可能性があることから，併せて照査を行う。

#### b. 間接支持機能に対する照査

間接支持機能に対する要求性能は「機器・配管等を安全に支持できること」であり，検討用断層変位量  $\delta_s$  に対して耐荷性能が確保されていることを「構造部材の損傷に対する照査」で確認する。

### (4) 解析手法の選定および解析モデルの作成

断層変位に対する性能照査では，耐震性能照査と異なり，二次元の問題であったカルバート等が断層の走向，変位成分等の幾何学的関係で三次元問題となることが多い。この場合，三次元部材（特に面部材）は面内せん断，面内 2 方向軸力，ねじり，面外 2 方向曲げおよび面外 2 方向せん断の 8 成分を同時に受ける部材となる。現状では，このような三次元の問題に対しては，全ての作用成分において三次元ソリッド要素による三次元材料非線形解析が有用である。一方で，断層と評価対象構造物の位置関係により，二次元モデルあるいは部材単位のモデルに簡略化しての評価も選択肢としては残されている。

上記を考慮して解析手法を選定し，解析モデルを作成する。

なお，隣接構造物については，第 7 章に示すとおり，建屋に隣接するなど隣接構造物の影響が懸念される場合には，その影響を考慮できる解析モデルとする。

### (5) プッシュオーバー解析

「全体系の挙動に対する照査」を選択した場合もしくは損傷・破壊モードを確認する必要がある場合に実施する。

解析モデルに入力する断層変位量を漸増させるプッシュオーバー解析を行い，構造物の損傷過程および全体系に大きな影響を及ぼす主となる損傷・破壊モードを把握する。

また，プッシュオーバー解析結果から「全体系の挙動に対する照査」に用いる限界断層変位量  $\delta_u$  を設定する。本論文では，限界断層変位量  $\delta_u$  を「構造物もしくは地盤が許容しうる限界状態を超えない時点での入力断層変位量」と定義する。ここで，許容しうる限界状態は構造物の損傷・破壊モードおよび解析の安定性等を考慮して，構造物の損傷指標や地盤のひずみ状

況等に基づいて判断するものとする。

### (6) 損傷指標および閾値の選定

「構造部材の損傷に対する照査」を選択した場合に実施する

照査に用いる損傷指標およびその限界値は、評価対象構造物の要求性能および要求性能に影響を及ぼす事象を考慮して図 8-3 から選定する。

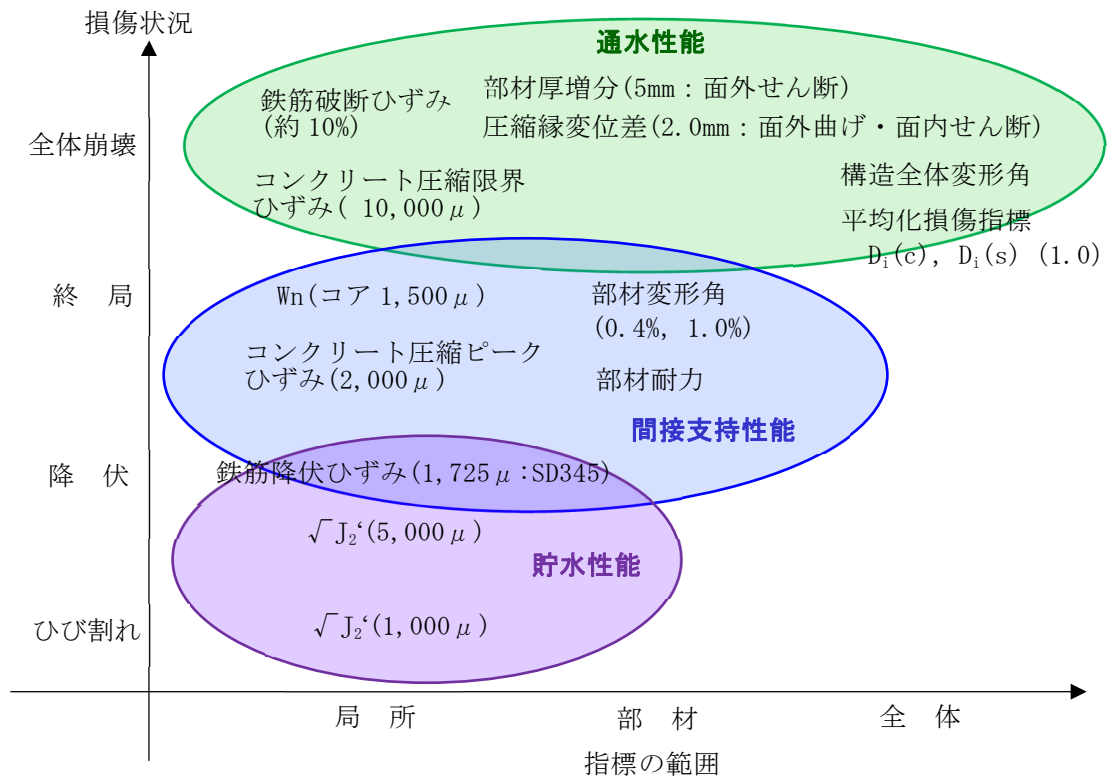


図 8-3 各機能に対する損傷指標とその閾値

### (7) 応答値の算出

「全体系の損傷に対する照査」を選択した場合には、応答値として構造物位置断層変位量を算定する。なお、評価対象構造物が岩盤上に設置されるなど、構造物位置断層変位量が検討用断層変位量  $\delta s$  と同等と判断される場合には、検討用断層変位量  $\delta s$  を代用できる。

「構造部材の損傷に対する照査」を選択した場合には、検討用断層変位量  $\delta s$  を与えた時点での損傷指標の応答値を求める。

### (8) 照査

「全体系の損傷に対する照査」は、地質調査等から与条件として与えられる検討用断層変位量  $\delta s$  作用時の構造物位置の断層変位量と限界断層変位量  $\delta u$  作用時の構造物位置断層変位量とを比較することより照査を行う。

「構造部材の損傷に対する照査」では、検討用断層変位量  $\delta s$  を用いて算定される損傷指標

(ひずみ等) とその閾値を比較することにより照査を行う。

照査の概要を図 8-4 に示す。

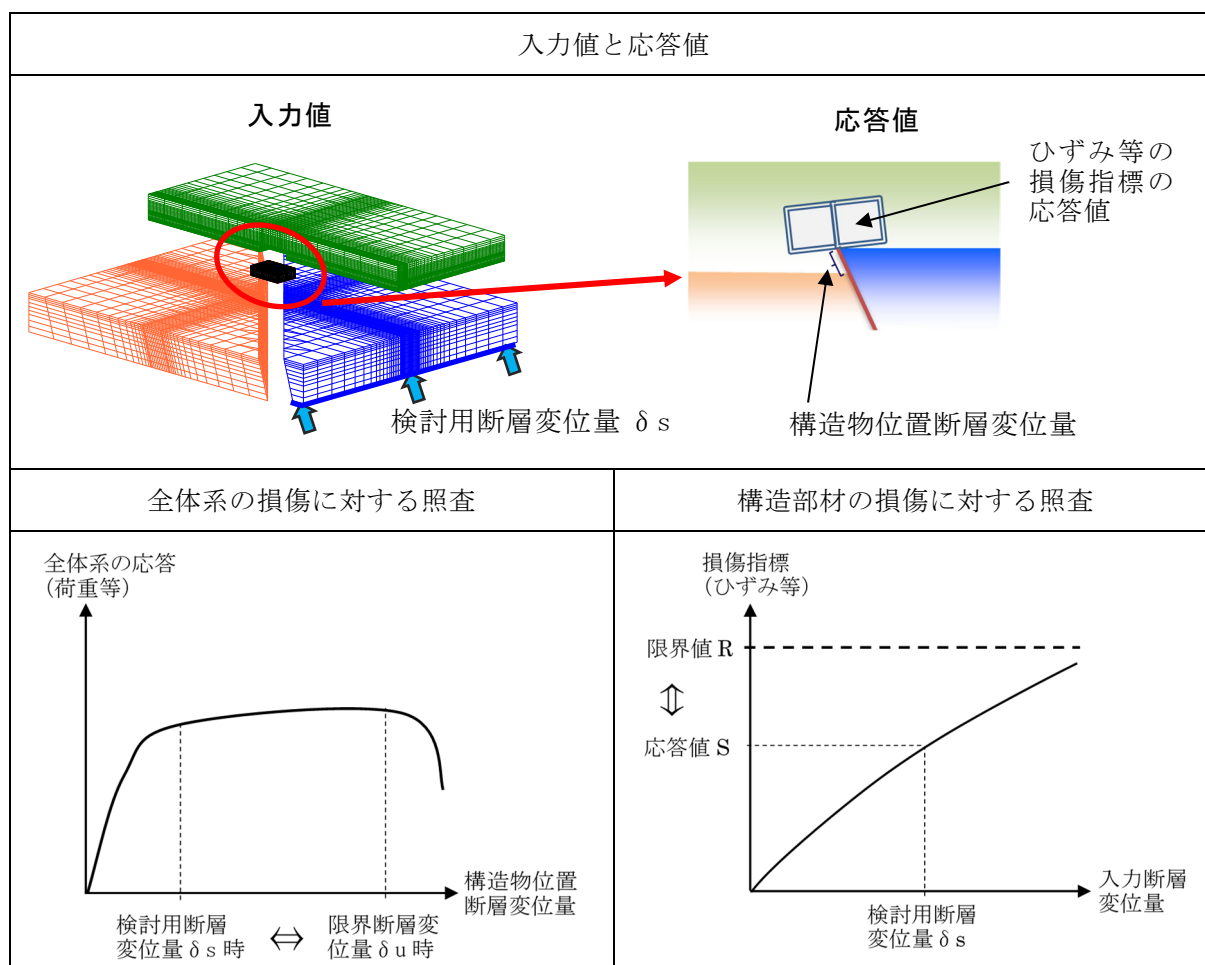


図 8-4 断層変位に対する照査の概要図

#### a. 全体系の挙動に対する照査

限界断層変位量  $\delta u$  作用時の構造物位置断層変位量と、検討用断層変位量  $\delta s$  作用時の構造物位置断層変位量とを比較することにより、全体系の挙動に対する照査を実施する。なお、評価対象構造物が岩盤上に設置されるなど、それぞれの断層変位量と、これらの作用時の構造物位置断層変位量が同等と判断される場合には、限界断層変位量  $\delta u$  と検討用断層変位量  $\delta s$  とを比較してもよい。

#### b. 構造部材の損傷に対する照査

構造部材の損傷に対する照査に用いる損傷指標および閾値は、要求性能およびその損傷状況に応じて図 8-3 に示す損傷指標の適用範囲を考慮して設定する。この際、全体系に大きな影響を及ぼす主となる損傷モードを把握することが重要である。一方、評価対象構造物の損傷範囲や局所的な損傷状況等が漏れることなく評価されることが必要である。照査に用いる損傷指標および閾値の一例を表 8-3 に示す。

通水機能にかかわる内空断面の確保（耐荷力・変形・損傷）では、壁、柱部材の鉛直軸力保持機能の喪失により常時荷重（主として、自重と土被り重量）を保持できなくなることを評価することから、損傷指標として、面外および面内の曲げ破壊に対してコンクリート圧縮限界の分布、面外せん断破壊に対して部材厚増分、面内せん断破壊に対して面部材の面内変形角、面外曲げ破壊および面内せん断破壊に対して圧縮縁変位差を適用する。コンクリート圧縮限界の分布については、圧縮限界を超えた範囲、例えば壁、柱部材のかぶりを除いたコアの部分まで限界値を超えている等の損傷状況を把握して、限界断層変位量を決めることが求められる。

表 8-3 構造部材の照査で適用する損傷指標・閾値の例

性能	損傷状況	損傷指標	閾値
通水機能 (構造部が崩壊しない)	構造物全体の崩壊	コンクリート圧縮限界の分布 部材厚増分 圧縮縁変位差 部材面内変形角	10,000 $\mu$ 5mm 2.0mm 0.4%
間接支持機能 (耐荷性能)	曲げ損傷		
	主筋降伏	$\epsilon_s$	降伏ひずみ
	コンクリート圧縮損傷	$W_n$	1,500 $\mu$
	”	$\epsilon_c$	2,000 $\mu$
	面外せん断		
	せん断補強鉄筋あり	$\epsilon_s$	降伏ひずみ
	せん断補強鉄筋なし	$\sqrt{J2'}$	2,500 $\mu$

### c. 間接支持機能に対する照査に関する補足

間接支持機能に対しては、検討用断層変位量  $\delta_s$  に対して耐荷性能が確保されていることを「構造部材の損傷に対する照査」で確認することとしたが、部材降伏以上の損傷が認められた場合には、必要に応じて評価対象構造物の損傷による機器・配管の支持性能への影響について、以下のいずれかを確認する。

#### (a) 機器・配管のアンカ一定着部の損傷が部材降伏以内となっていることの確認

断層変位による構造物の損傷は、断層変位作用位置周辺に生じること、機器・配管のアンカ一定着部の耐荷性能が確保されていれば機器・配管等の健全性が確保できると判断されることから、アンカ一定着部において表 8-3 に示す損傷指標および閾値を用いた評価を行う。

本論文では、曲げ損傷に対して、引張側の損傷指標として主筋降伏を適用し、圧縮側の損傷指標としてコンクリート圧縮損傷  $W_n$  を適用し、面外せん断損傷に対しては、せん断補強鉄筋の降伏を適用する。せん断補強鉄筋がない場合の損傷指標として、断層変位に対する模型実験の部材降伏時の  $\sqrt{J2'}$  の値として閾値を 2,000  $\mu$  ~ 2,500  $\mu$  と想定した。なお、内空断面が確保されていることを、通水機能と同様の評価により確認されていることを前提とする。

(b) アンカ一定着部の損傷が部材降伏を超えると認められた場合

既往の調査あるいは実験や解析等を適宜行って、支持性能が確保されることを確認する。

(9) 安全係数

第5章で述べた載荷実験と再現解析の結果および耐震評価に用いる安全係数を踏まえて、安全係数を設定した。

「全体系の挙動に対する照査」では、要求性能に応じた損傷指標とその閾値より、各機能の維持に対する限界断層変位量を求めることになる。この変位量を限界値算定の結果とし、限界断層変位量  $\delta_u$  に対する安全係数を適用して限界断層変位量  $\delta_{ud}$  とする。検討用断層変位量  $\delta_s$  には、応答値算定の安全係数を適用し、照査用断層変位量  $\delta_{sd}$  とする。

「構造部材の損傷に対する照査」では、断層変位を検討用断層変位量  $\delta_s$  まで与えることで、その解析結果として、要求性能に応じて選定された損傷指標の応答値を算定し、限界値と比較する。この場合、要求性能に応じた損傷指標の閾値を限界値として扱い、限界値に対する安全係数を適用する。

照査に用いる安全係数を表 8-4 に示す。

表 8-4 断層変位による構造物照査における標準的な安全係数

安全係数		応答値選定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3 <sup>※3</sup>
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
限界値係数 (部材係数) $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$	解析結果の精度等 $\gamma_{b1}$	—	1.3 <sup>※4</sup>
	繰り返し作用の影響に対する割り増し $\gamma_{b2}$	—	1.2 <sup>〜</sup> ※5
作用係数		1.0	—
応答値係数 (構造解析係数) $\gamma_a = \gamma_{a1} \times \gamma_{a2}$	解析結果の精度等 $\gamma_{a1}$	1.2 <sup>〜</sup> ※1, ※2	—
	大ひずみ領域の解析精度に対する割り増し $\gamma_{a2}$	1.0 <sup>〜</sup> 1.2 <sup>※6</sup>	—
構造物係数		1.0	—

注) ※1 : 応答値に係る不確実性としては構造解析係数として考慮されている要因を考慮するものとする。耐力照査において、断層変位量を安全側に設定することを前提とすれば、応答値係数を 1.0 としてもよい。

※2 : 地盤—構造物の連成解析を用いて、耐力照査において応答値を算出する場合は、地盤挙動の評価精度を勘案して 1.05<sup>〜</sup>とする。変形照査の場合には、地盤の挙動を含む変位に対する解析精度を考慮して、曲げ照査に用いられている構造解析係数 1.2<sup>〜</sup>とする。



- ※3 : 限界値係数を割り増すことで考慮してもよい。限界値係数を割り増す場合は1.1を標準値とする。既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合には、材料係数を1.0としてもよい。
- ※4 : 標準的な数値。適用する解析手法の精度がこの範囲に収まることを別途確認することを基本とする。マニュアル第3章3.3.2(1)b<sup>2)</sup>に基づいてもよい。
- ※5 : 繰り返し作用の影響に対する割り増し $\gamma_{b2}$ として、断層変位のみの場合には1.0~としてもよい。ただし地震の影響が考えられる場合には1.2~とする。
- ※6 : 第5章5.6.4を参照して設定する。

### 8.3 第8章のまとめ

第5章～第7章の検討結果を踏まえ、断層変位に対する定量的な耐変位評価方法を提案した。

#### [第8章の参考文献]

- 1) 一般社団法人 原子力学会「断層の活動性と工学的なリスク評価」調査専門委員会：断層変位に対するリスク評価と工学的な対応策「断層の活動性と工学的なリスク評価」調査専門委員会 報告書，2017.3
- 2) 公益財団法人土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例 2021，2021.10.

## 第9章 結論

### 9.1 研究成果のまとめ

本論文では、断層変位を受ける地中埋設の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象として、まず、載荷実験により損傷モードを明らかにするとともに、一般的な耐震安全性評価で対象とする非線形領域を大きく超える領域においても内空断面が確保されていること、材料非線形有限要素法解析および損傷指標とその閾値が適用できること確認した。次に、様々な断層条件等に対して解析的な検討を行い、いずれの断層条件等においても構造物の損傷状態は載荷実験で考慮した損傷モードであり、載荷実験で検証された解析および損傷指標が適用可能であることを確認した。また、隣接構造物が及ぼす影響等を評価した。これらを取り纏めて、耐変位評価手法を提案した。

本論文で得られた主な成果を以下に示す。

### 第5章 載荷実験による検証

原子力発電所の取水路等を構成する実規模の地中埋設の鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの1/4縮尺の試験体を2体作成して載荷実験を実施するとともに、再現解析を実施して材料非線形解析、損傷指標およびその閾値の適用性を検証した。なお、載荷実験では、試験体底版隅部の鉛直変位で140mmまで載荷した。底版隅部鉛直変位140mmは、実構造物では560mmの強制変位を受けた条件であり、副断層の岩盤上面最大変位量概ね300mmに比べ十分大きい変位量である。

この結果、以下を確認した。

- 載荷実験後（底版隅部鉛直変位140mm）の試験体は、内空断面が確保されており、取水路としては通水機能が確保されている。
- 材料非線形解析は、一般的な非線形解析の範囲（底版隅部鉛直変位40mm程度）を大きく超える大非線形領域（底版隅部鉛直変位140mm）まで、載荷実験を再現している。
- 耐震照査に用いている損傷指標を適用できる。
- また、ひび割れ幅2mm以内を評価できる偏差ひずみ第二不変量の閾値を新たに提案した。

### 第6章 断層変位の作用に対する応答評価

第5章で検証した材料非線形解析を用いて、断層条件（断層の交差位置、傾斜、変位センス）や構造物の土被りをパラメータとした全9ケースを選定し、解析的な検討を行い、構造物の損傷モードおよび損傷状況を把握した。

この結果、以下を確認した。

- 断層条件等が異なる場合でも構造物の損傷モードは載荷実験で考慮した構造物全体系での曲げ損傷であり、載荷実験で検証した材料非線形解析、損傷指標およびその閾値が適用できる。
- 土被りの浅いケースでは、構造物の曲げ降伏が発生するものの、地盤破壊が先行して構造物は崩壊しない。

- 土被りが深いケースでは、隔壁においてせん断破壊が発生し、構造物が先行して破壊する。
- 断層位置が端部のケース (C-2.2) や横ずれのケース (C-3.1~C-3.3) でも、地盤破壊が先行して起こり、構造物の崩壊は起こらない

## 第7章 耐変位評価に関する諸検討

前述の検討では、断層と交差するカルバート1ブロックのみを対象としていたが、カルバートは一般的に隣接ブロックや建屋等に接続するため、これらの影響を評価した。

また、断層変位が作用する場合には、一般的に地震動を伴うことから、断層変位と地震動との重畳による影響を評価した。

この結果、以下を確認した。

- 隣接ブロックが5ブロック程度まで隣接するような条件では、断層変位の成分によらず隣接構造物による構造物への影響は小さく、このようなケースでは評価対象ブロック1ブロックのみのモデルでの評価が可能である。
- 一方で、隣接構造物による拘束が大きくなる条件（建屋に隣接する条件または隣接するブロック数が更に多い条件）では、隣接構造物の影響が生じるため、このようなケースでは隣接ブロックの影響を適切に考慮したモデルでの評価が必要である。
- 断層変位と地震との重畳現象に対する損傷評価では、断層変位により弱軸方向が変化する可能性があることから、弱軸方向の変化に留意する必要がある。
- 断層変位と地震との重畳現象に対する損傷評価において、本論文で提案する耐力曲線を用いることにより、断層変位により変化した弱軸方向の安全率の定量的な評価が可能であり、構造物の健全性を評価できることが分かった。
- また、構造物の損傷個所等の詳細な評価は、耐力曲線による弱軸方向に地震力を作用させることにより評価できる。
- 断層変位の作用により損傷を受けた地中カルバートの地震応答（床応答）は、短周期側で応答が低減し、長周期側で応答が最大30%程度増加する傾向がある。断層変位の作用がない場合には、岩盤の応答スペクトルに近似していたが、断層変位の影響で周辺地盤の支持性能が変化した場合（構造物が岩盤より浮き上る場合）には、表層地盤の応答スペクトルに近くなることが分かった。
- 動的解析は、構造物の損傷が応答震度法による静的解析結果と整合していること等から重畳現象を再現できると考える。よって、動的解析の適用性についてさらなる検証を進めていく必要がある。

## 第8章 耐変位評価手法

前章までの検討結果を踏まえて、断層変位が作用する地中カルバートの損傷を定量的に評価できる耐変位評価手法を構築した。

## 9.2 今後の研究課題

本論文で残された課題として、以下が挙げられる。今後、これらの課題について検討することにより、より合理的な耐変位手法を構築できるものとする。

### 9.2.1 断層変位速度の影響

本論文では、解析上の制約等から断層変位を静的作用として考慮している。一方で、実際に断層が変位する際には変位速度を有することから、断層変位速度による構造物および周辺地盤の慣性力の影響を考慮する必要がある。

### 9.2.2 载荷実験の更なる蓄積

本論文では、同一仕様の試験体2体による実験とその再現解析から、解析手法、損傷指標およびその閾値の適用性を評価している。よって、構造や载荷条件（断層の交差位置、交差角度、変位センス等）の異なる载荷実験により、知見を蓄積していくことが望ましい。

### 9.2.3 解析的検討の更なる蓄積

本論文では、構造物の土被り、断層交差位置、断層センスなどの代表的な9ケースについて解析的検討を行っている。よって、構造や载荷条件（断層の交差位置、交差角度、変位センス等）の異なる解析的検討により、知見を蓄積していくことが望ましい。

### 9.2.4 動的解析により検証

動的解析は、断層変位速度を考慮した解析から地震応答解析の連続解析を実施することで、各現象の相互影響を詳細に把握し、重畳現象のメカニズム解明に有用な損傷評価手法であると考えられる。よって、動的解析の適用性について更なる検証を進め、断層変位速度の影響、地震との重畳について、知見を蓄積していくことが望ましい。

以上

## 補足5.1 断層変位の作用を受ける実構造物と載荷実験条件

地中で断層変位の作用を受ける実構造物の支持条件および荷重条件と載荷実験条件との対応関係を補足図 5-1 に整理した。

地中で断層変位の作用を受ける実構造物の支持条件は、

- ・断層変位の方向(逆断層, 正断層)
- ・断層変位作用時に構造物が水平を保持するか転倒するか

により 4 パターンに分類される(ステップ 2)。これらの 4 パターンは、いずれも断層線に対して構造物が接地している側を固定側、浮いている側を張り出し側とした片持ち梁に、土被りによる分布荷重が作用した状態と見なすことが出来る(ステップ 3)。

これに対し、実験条件における試験体の支持条件は、頂版固定点を設けた側を固定側、ジャッキ載荷点を設けた側を張り出し側と見なすことで、ステップ 4 に示す荷重・支持条件であることが分かる。

ステップ 3 と 4 を比較すると、実構造物に作用する荷重が土被りによる分布荷重であるのに対し、載荷実験で作用させる荷重はジャッキによる集中荷重である点が異なる。実験における荷重条件の妥当性については、分布荷重および集中荷重に対する試験体の損傷状況が概ね同等であることを材料非線形有限要素法解析で確認している。

	正断層変位作用時	逆断層変位作用時
ステップ 1		
ステップ 2	<p>パターン 1 正断層－構造物が水平</p>	<p>パターン 2 逆断層－構造物が水平</p>
	<p>パターン 3 正断層－構造物が転倒</p>	<p>パターン 4 逆断層－構造物が転倒</p>
ステップ 3	<p>分布荷重モデル</p> <p>・【ステップ 3】は、パターン 1～4 の作用荷重および境界条件を網羅</p>	
ステップ 4	<p>模型実験モデル</p> <p>ジャッキ 2 台による集中荷重</p> <p>・【ステップ 3】と【ステップ 4】の損傷状況が概ね同等であることを材料非線形有限要素法解析により確認</p>	

補足 図 5-1 実験条件と断層変位の作用を受ける実構造物の支持・荷重条件との対応関係

本照査例は、本論文の成果を取り入れて作成した「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<別冊>断層変位に対する影響評価技術 2021」(土木学会原子力土木委員会 地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会, 2021. 10) 掲載の照査例の一部を加筆修正したものである。

## 三次元材料非線形解析を用いた断層変位に対する照査例

### 1.1 はじめに

屋外重要土木構造物の基礎地盤の断層に変形が生じ、構造物への影響が懸念され、断層変位に対する影響評価が求められた場合に対する、第 8 章に従った手法による性能照査の照査例を示す。

本照査例では、2 連の横断面を有する鉄筋コンクリート製ボックスカルバートである取水路に対して断層変位が作用した場合に、構造物の要求性能に応じた損傷や破壊に対する裕度を定量的に評価した結果を例示する。

断層変位量を含めた断層に関する検討条件は、詳細な調査や断層変位解析等によって決定され、本照査の与条件として与えられることとする。

断層変位に対する性能照査は、対象構造物に対する断層の走向、変位成分等の幾何学的関係で三次元問題となることが多い。このような三次元の問題に対しては、三次元ソリッド要素による三次元材料非線形の有限要素解析が有用であるため、本照査例でもこれを適用する。

本照査においては、第 8 章に示す手順に従い、検討用断層変位量  $\delta s$  に対し、構造物が崩壊しないことを目標性能とする。プッシュオーバー解析による全体系の照査として限界断層変位量による評価を行う。また、対象構造物の要求性能に応じた損傷指標およびその閾値より、通水機能に対する耐荷性能、止水性能(目地幅)等の評価を行う。加えて、機器・配管の機能維持が求められる場合として、取水路を配管ダクトと仮定して間接支持機能の照査を行う。

これら照査は、構造物の要求性能の整理、解析手法の選定のあと、プッシュオーバー解析による損傷破壊過程の把握と限界断層変位量の設定、断層変位解析を用いた応答値の算出、検討用断層変位量  $\delta s$  に対する全体系の照査、構造部材の損傷に対する照査の手順で行う。

なお、断層変位と合わせて、地震との重量についても適切に考慮しなければならないが、本照査例では、断層変位に比べて地震動が構造物に及ぼす影響が軽微なケースとして、断層変位のみを対象とした場合の照査例とする。

### 1.2 性能設定

評価対象構造物に求められる要求性能を整理し、その要求性能に対して断層変位の影響評価を実施する。本照査例では、断層変位に対する取水路の要求性能を表 1.2-1 とする。

要求性能に影響を及ぼす具体的な事象について整理したものを表 1.2-2 に示す。通水機能に対して、耐荷性能として対象構造物の必要な内空断面の確保の観点から、構造物全体・部材の耐荷力、変形・損傷に対する評価が求められる。また止水性能として対象構造物からの内水の流出、外部土砂の流入の観点から、対象ブロックの変位による隣接ブロック、建屋との接続部の開き/ずれ/接触および損傷に対する評価が求められる。

機器・配管の機能維持が求められる場合の間接支持機能に対して、耐荷性能として対象構造物の機器・配管支持部の損傷(ひび割れ、剥離等)に対する評価が求められる。また機器・配管の変位追従性の観点から、ブロック間相対変位および部材変形や傾斜等に対する評価も求められる。機器側での照査として、機器・配管の設置位置における変位、回転および時刻歴加速度応答の算定が求められる場合もある。

これら定量的な評価をする場合に、解析結果から変位 (displacement)、変形 (deformation) のモードを分離して上記の事象を整理する必要がある。必要に応じて、貯水機能としての目標性能「過大な漏水が生じないこと」に影響を及ぼす事象として整理することも求められる。

表 1.2-1 断層変位に対する屋外重要土木構造物の要求性能の例

要求性能 対象構造物	通水機能	間接支持機能 <sup>※1</sup>
取水路 (配管ダクト <sup>※1</sup> )	所要の海水を取水・通水できる (必要な内空断面の確保) 機器・配管の各機能を損なわない <sup>※1, ※2</sup> (機器・配管の設置空間の確保)	機器・配管を安全に支持できる (支持機能の確保)

注) ※1：機器・配管の機能維持に対する照査例として、取水路を配管ダクトと仮定した照査を例示  
 ※2：機器・配管の設置空間を確保する観点から通水機能とする。

表 1.2-2 要求性能に影響を及ぼす事象の整理

評価性能 要求性能	耐荷性能	止水性能・その他	床応答 (フロアレスポンス)
通水機能	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 構造物・部材の耐荷力・変形・損傷 (必要な内空断面の確保)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 対象ブロックの変位による隣接ブロック、建屋との接続部の開き/ずれ/接触および損傷 (内水の流出, 外部土砂の流入等)</li> </ul>	—
間接支持機能	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機器・配管支持部の損傷 (ひび割れ, 剥離等)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ブロック間相対変位 (機器・配管の変位追従性)</li> <li>・ 部材変形や傾斜等</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 変位と回転</li> <li>・ 時刻歴加速度応答 → 機器側での照査</li> </ul>

### 1.3 照査条件

#### 1.3.1 一般条件

本照査例において対象とする構造物の一般条件を以下に示す。

- ・ 構造形式 鉄筋コンクリート製の2連ボックスカルバート
- ・ 構造寸法 幅 10.0m×高さ 5.0m×奥行き(1ブロック)15.0m, 内空寸法は幅 3.5m×高さ 3.0m  
部材厚は頂底板, 側壁, 隔壁いずれも 1.0m
- ・ 支持条件 岩盤に直接支持

#### 1.3.2 形状寸法

##### (1) 構造図

対象とする取水路の構造図を図 1.3-1 に示す。



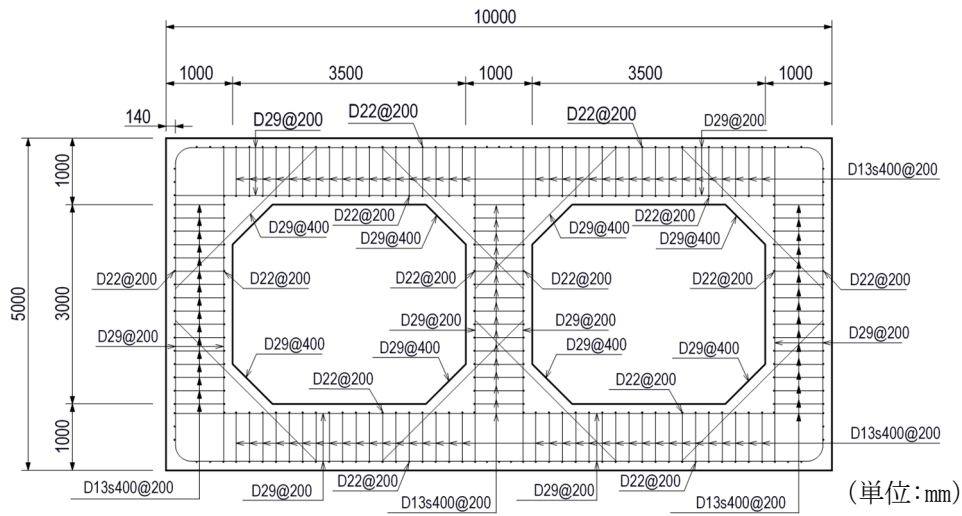


図 1.3-1 取水路の構造図（断面図）

(2) 部材断面

部材断面および断面諸元を図 1.3-2 に示す。配力鉄筋量を図 1.3-3 に示す。

断面	部材厚 D (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	補強筋配筋	補強筋量 $A_w$ (cm <sup>2</sup> )
断面 1	100	D29@200	32.1	D13@400 $S_s=200$	3.17
断面 2	100	D29@200	32.1	D13@400 $S_s=200$	3.17
断面 3	100	D29@200	32.1	D13@400 $S_s=200$	3.17
断面 4	100	D29@200	32.1	D13@400 $S_s=200$	3.17

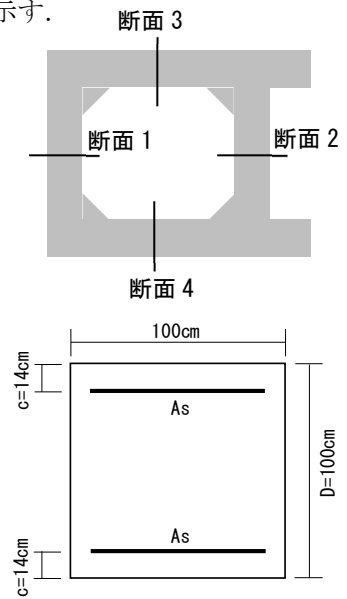


図 1.3-2 部材断面および断面諸元

断面	部材厚 D (cm)	配筋配筋	配力鉄筋量 $A_d$ (cm <sup>2</sup> )
断面 1	100	D22@200	19.4
断面 2	100	D22@200	19.4
断面 3	100	D22@200	19.4
断面 4	100	D22@200	19.4

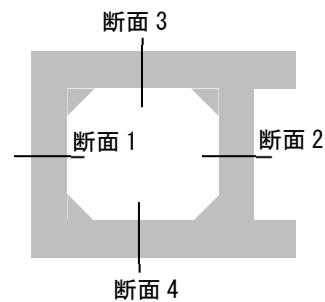


図 1.3-3 配力鉄筋量

(3) 自然：地質条件

a. 地質条件

取水路周辺の地質条件を図 1.3-4 に示す。地盤（砂層）の厚さは 13m であり、構造物の土被りは 8m である。砂層以深は岩盤であり、取水路はこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

地下水面は深く、砂層の中には存在しない。

c. 断層の諸元

断層と構造物の位置関係を図 1.3-4 に合わせて示す。断層は構造物中央付近で構造物と交差し、走向は構造物軸線方向に対して  $45^\circ$  で斜交し、傾斜角は  $80^\circ$  である。

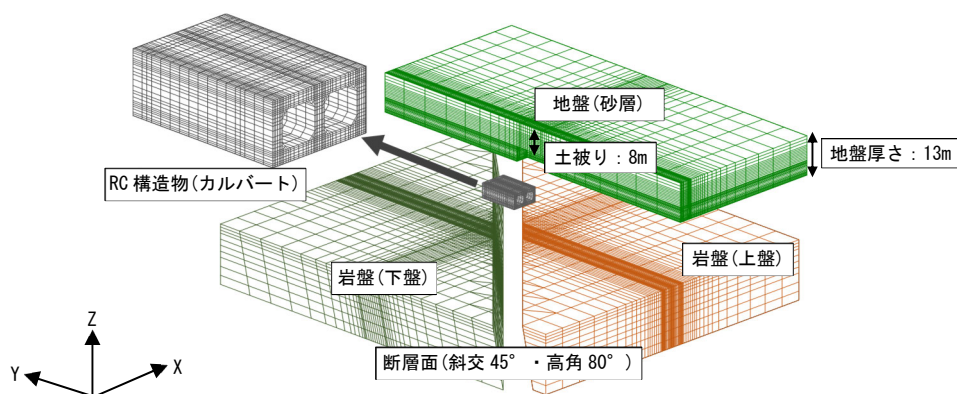


図 1.3-4 取水路周辺の地質条件および断層と構造物の位置関係

(4) 地盤物性

地盤の材料特性および材料構成則を表 1.3-1、図 1.3-5 に、岩盤の材料特性を表 1.3-2 にそれぞれ示す。地盤は Drucker-Prager モデルによる完全弾塑性モデルとし、ヤング係数に 0.5 乗則に基づく深度分布を考慮する。岩盤は浅部、深部の 2 種類の物性を考慮し、いずれも線形弾性体でモデル化する。

表 1.3-1 地盤の材料特性および材料構成則

ヤング係数	強度パラメータ		ポアソン比	単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	材料構成則
	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘着力 $c(\text{kN}/\text{m}^2)$			
0.5 乗則に基づく 深度分布	38.0	7.5(地表面)* 0(2 層目以降)	0.33	19.5	完全弾塑性 破壊条件: Drucker-Prager

注) ※ : 表層地盤の要素の安定性を考慮し、表層の 1 層のみ粘着力を考慮

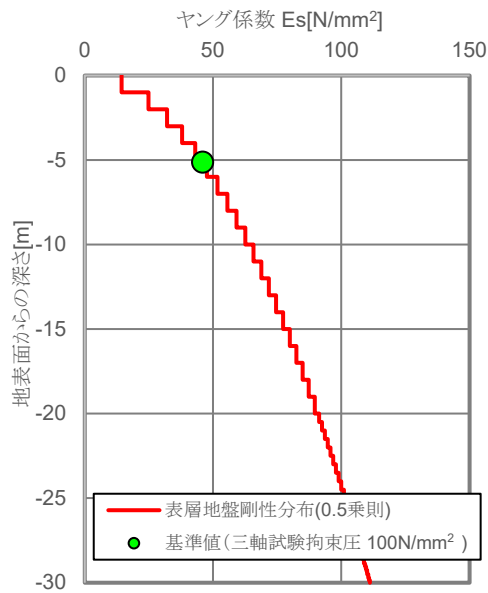


図 1.3-5 地盤のヤング係数の深度分布

表 1.3-2 岩盤の材料特性

区分	せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
浅部 (岩盤深さ 9m 以浅)	$5.736 \times 10^6$	$1.549 \times 10^7$	0.35	25.0
深部 (岩盤深さ 9m 以深)	$1.291 \times 10^7$	$3.486 \times 10^7$	0.35	25.0

(5) 荷重条件

検討用断層変位量として、 $\delta_s = 200\text{mm}$  を考慮する。また解析最大変位量は、過去 120 年間の観測記録を踏まえた既往文献<sup>1)</sup> において、副断層の岩盤上面での最大変位量は概ね 300mm 以下であることから、最大値として 500mm とする。

上記の断層変位量は断層面に沿う変位量であり、断層変位の各方向の成分 ( $\delta_{sx} \cdot \delta_{sy} \cdot \delta_{sz}$ ) は図 1.3-4 に示す断層の走向、傾斜角によって定まる。断層は逆断層とする。

(6) 機器・配管の条件

取水路内に設置される配管の断層変位に対する許容変位量は、機器側より 200mm と与えられたものとする。

## 1.4 断層変位解析

### 1.4.1 解析手法

#### (1) 解析モデル

解析モデルを図 1.4-1 に示す。取水路および地盤、岩盤はソリッド要素でモデル化した。構造物の要素分割は同図中に示す通り、構造物の各部材の曲げに対する挙動を表現できる分割として、部材厚方向の分割を6分割とした。ダクト軸方向の分割はブロック長 15m に対し 1m での分割を基本とした。地盤および岩盤のメッシュ分割は、構造物近傍では部材厚と同程度とし、構造物から離れるにつれメッシュサイズを大きくした。モデル化範囲は、構造物を起点とした水平面から 30° のすべり線を想定し、そのすべり線が含まれる範囲として 120m×140m とした。

取水路－地盤間、取水路－岩盤間、岩盤－地盤間の各界面には接合要素を配置してすべり、剥離を考慮した。接合要素の物性を(4)に示す。

境界条件を(5)に示す。側方境界を鉛直ローラーとして自重解析を実施し、その結果得られる側方境界の固定点反力を境界面に与える反力境界とした。断層変位の载荷においては、下盤側の岩盤を固定し、上盤側の岩盤底面に強制変位を与えた。

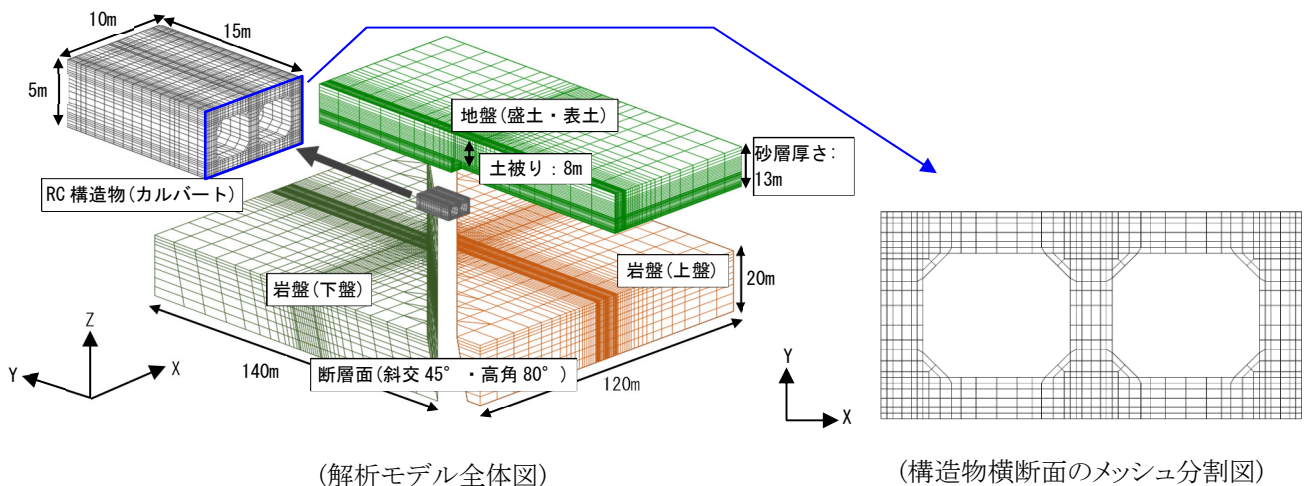


図 1.4-1 解析モデル

#### (2) 地盤材料の非線形モデル

地盤構成則は、断層変位の作用による地盤の3次元の応力場での破壊を表現できる構成則として、Drucker-Prager モデルによる完全弾塑性モデルを用いた。

地盤の物性値は表 1.3-1、図 1.3-5 に記載の通りである。

#### (3) 構造物諸元ならびに材料の非線形モデル

構造物の断面諸元は図 1.3-2、図 1.3-3 に記載の通りである。コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 1.4-1、表 1.4-2 に示す。また、コンクリートの非線形材料構成則を表 1.4-3 に示す。鉄筋はパイリニアでモデル化し、コンクリートと鉄筋の双方に非線形特性を考慮した。なお、鉄筋はコンクリート要素への埋

め込み鉄筋により考慮することを基本としたが、座標軸方向と一致しない方向に配置するハンチ筋のみ、トラス要素によりモデル化した。

表 1.4-1 コンクリートの材料特性 ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )

ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン 比	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
$2.5 \times 10^4$	0.20	24.0	1.914	23.0

表 1.4-2 鉄筋の材料特性 (SD345)

ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏後剛性
$2.0 \times 10^5$	345.0	1/100 倍

表 1.4-3 コンクリートの非線形材料構成則

	無筋部分他
テンションスティフニング特性	出雲モデル ( $C=1.0$ )
圧縮強度までの応力～ひずみ曲線	修正 Ahmad モデル
圧縮破壊条件	Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数)
圧縮軟化域特性	中村・楢貝モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼モデル
ひび割れ後の軟化域特性	コンクリート破壊エネルギーに基づく軟化特性 (RC 示方書)

#### (4) 境界面の接合要素のモデル化

構造物と地盤、構造物と岩盤、岩盤と地盤の境界面には接触・剥離・摩擦を考慮できる接合要素を配置した。接合要素の区分を図 1.4-2 に示す。また、自重解析時、断層変位載荷時のそれぞれの解析ステップにおける接合要素の特性を表 1.4-4 に示す。

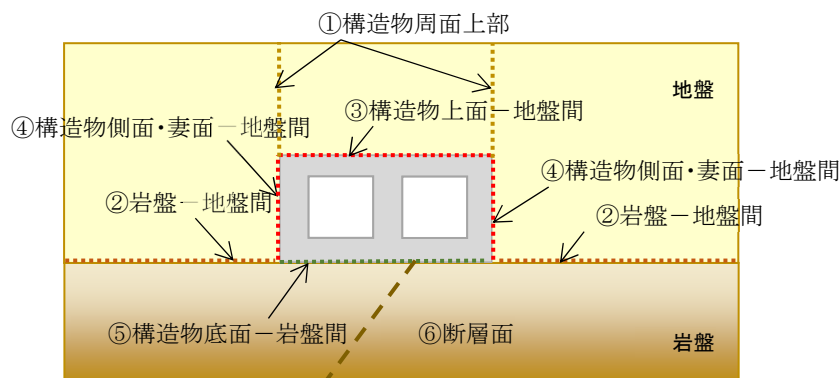


図 1.4-2 接合要素の区分

表 1.4-4 接合要素の特性

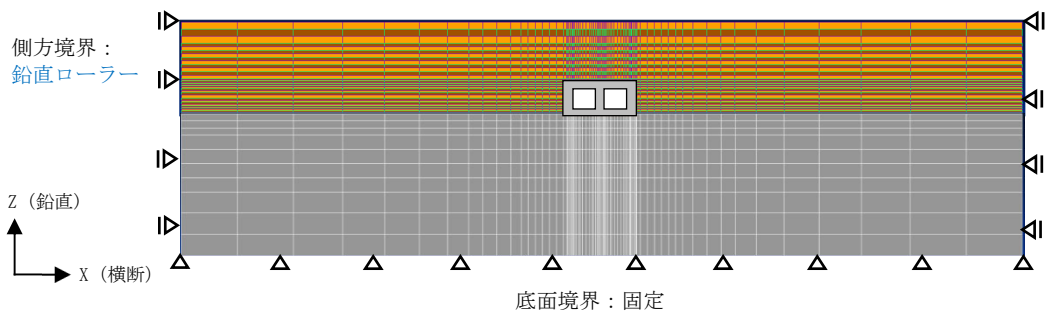
部 位	自重解析時		断層変位载荷時	
	せん断	面法線	せん断	面法線
① 構造物周面上部	自由	剛接合	剛接合	剛接合
② 岩盤－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 38^\circ$ )	接触・剥離
③ 構造物上面－地盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 25^\circ$ )*	接触・剥離
④ 構造物側面・妻面－地盤間	自由	剛接合	摩擦 ( $\phi = 25^\circ$ )*	接触・剥離
⑤ 構造物底面－岩盤間	剛接合	剛接合	摩擦 ( $\phi = 30^\circ$ )	接触・剥離
⑥ 断層面	剛接合	剛接合	自由	剛接合

注) ※: 道路橋示方書に準拠し, 地盤の内部摩擦角の 2/3 とした.

(5) 境界条件

自重载荷時, および断層変位载荷時におけるモデル側方, 底面の境界条件を図 1.4-3 に示す.

a. 自重载荷時



b. 断層変位载荷時

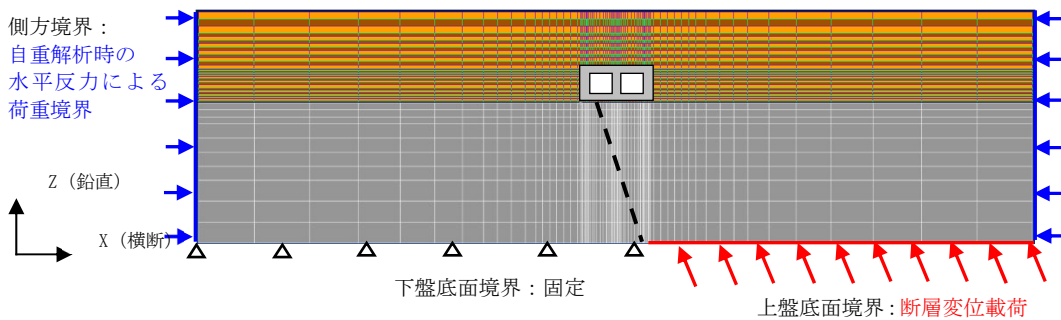


図 1.4-3 各解析段階における境界条件

## (6) その他の解析条件

その他の主な解析条件を以下に示す。

- ・非線形収束計算手法 : 修正 Newton-Raphson 法
- ・断層変位载荷の変位増分 : 0.2mm / 1STEP (500mm までの解析としたため, 全体で 2500STEP)
- ・1STEP の収束計算回数 : 20 回 (不釣り合い力は次 STEP に持ち越し)

### 1.4.2 プッシュオーバー解析

断層変位を岩盤下端に与えるプッシュオーバー解析により, 損傷状態を把握し, 限界断層変位量  $\delta u$  を設定する。

#### (1) 損傷過程における解析結果

断層変位による地盤-構造物の連成解析により求まる構造物の損傷モードは複雑であり, 構造物全体の变形による損傷 (例えば, 断層変位の作用により, 底版が岩盤に部分的に支えられている状態で土被り荷重が作用することによる, 頂版側: 引張, 底版側: 圧縮の構造物の全体曲げによる損傷等) と局所的な損傷 (例えば, 岩盤の断層と接する底版下面の損傷等) が同時に発生する。全体系に大きな影響を及ぼす主となる損傷モードを把握する。

プッシュオーバー解析から得られる構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況を図 1.4-4~図 1.4-10 および表 1.4-5 示す。本例では断層変位の解析上の上限とした 500mm まで解析ができています。なお, 構造物は限界ひずみには達していないが, 地盤が大ひずみ (20,000  $\mu$  以上) に達しており, 解析の安定性が損なわれている可能性がある。

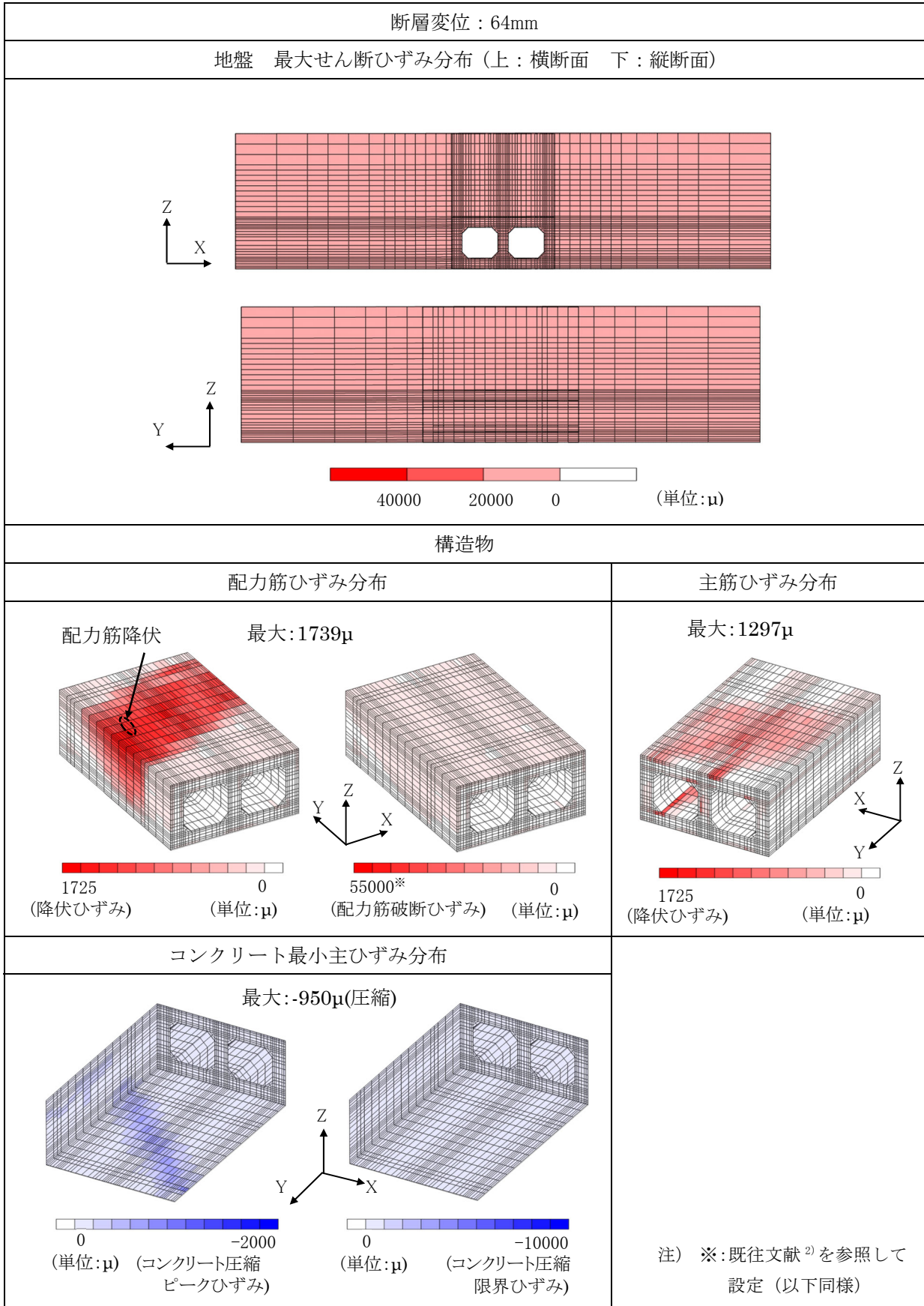


図 1.4-4 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況(1)



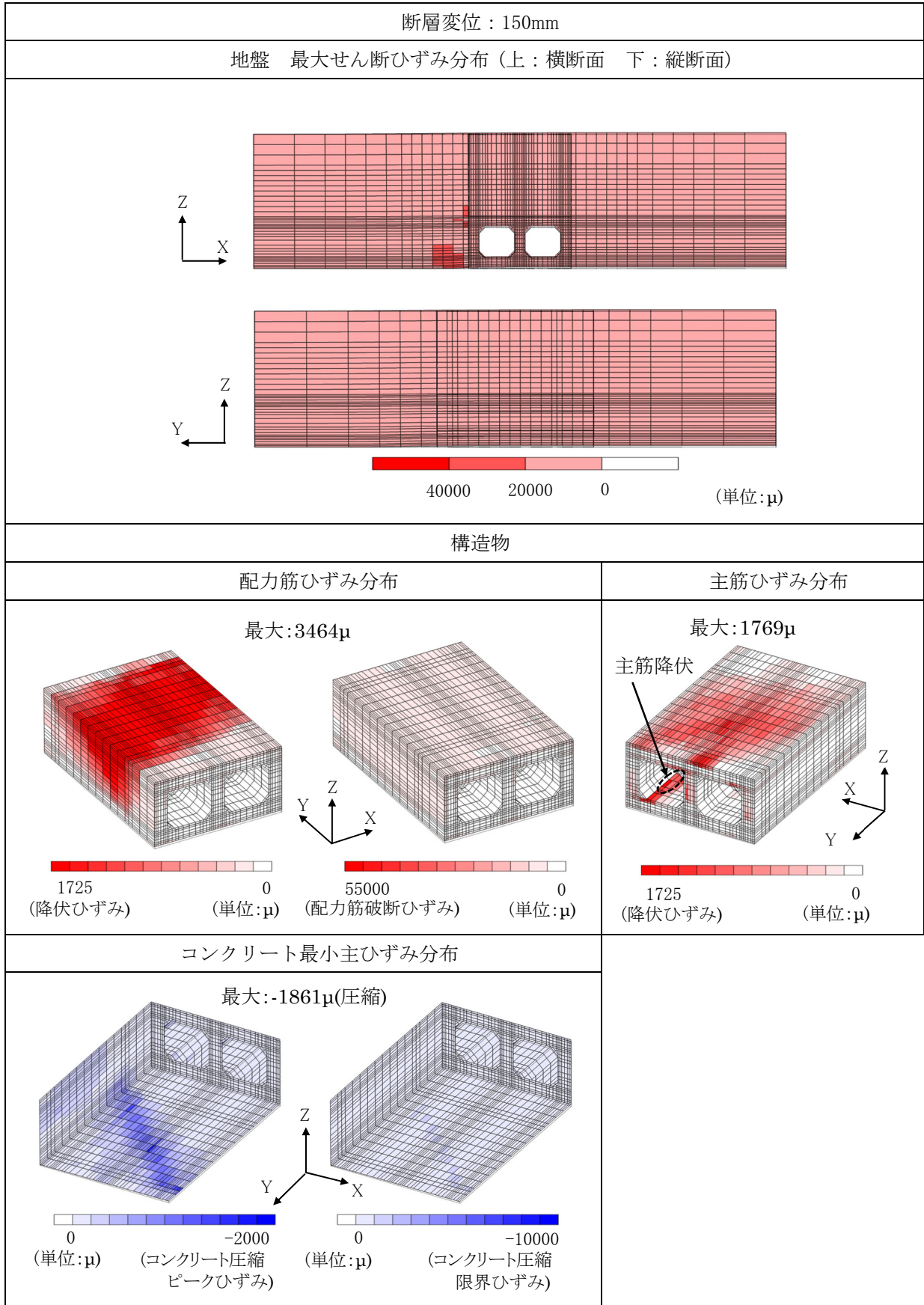


図 1.4-5 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況 (2)

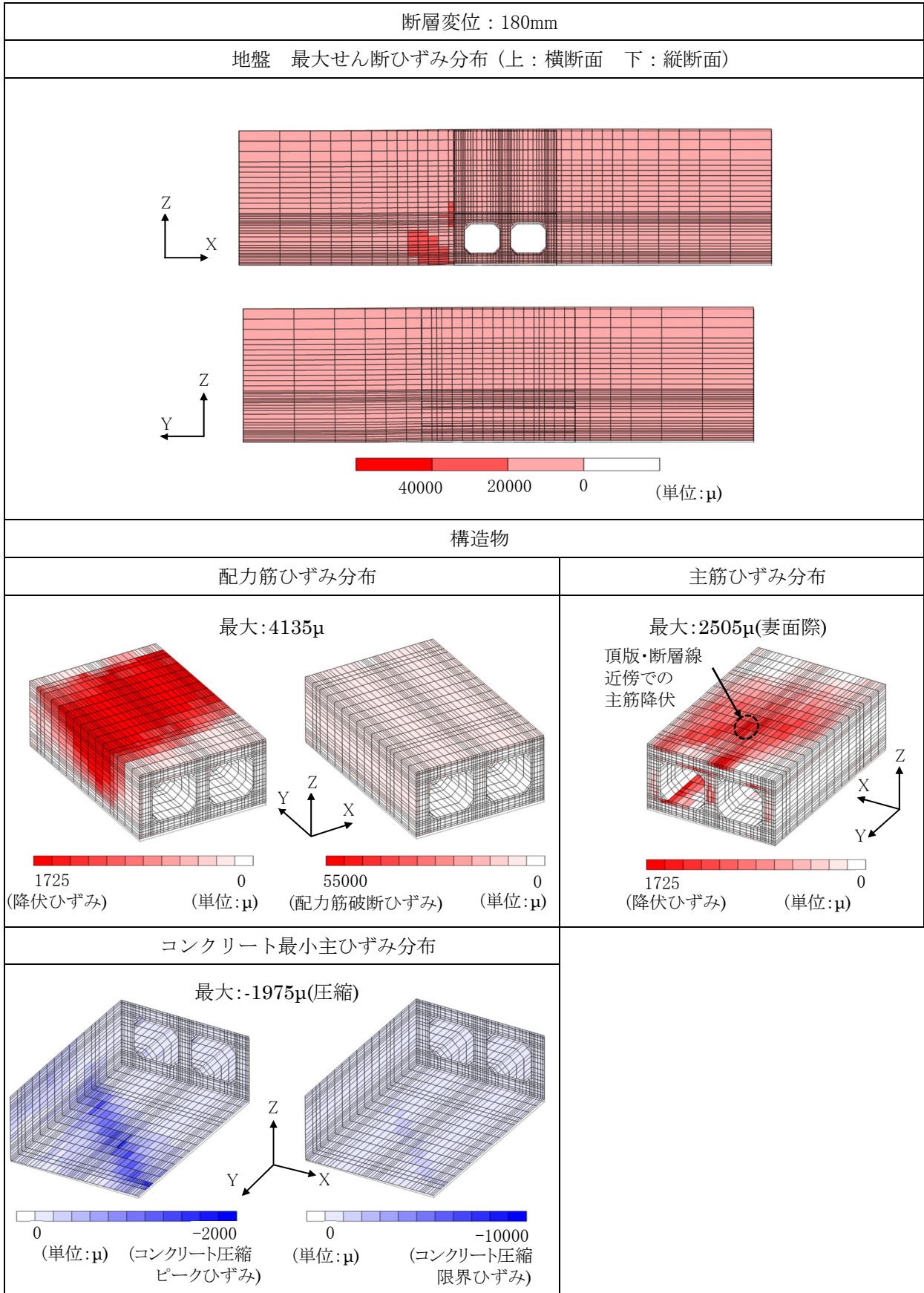


図 1.4-6 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況 (3)

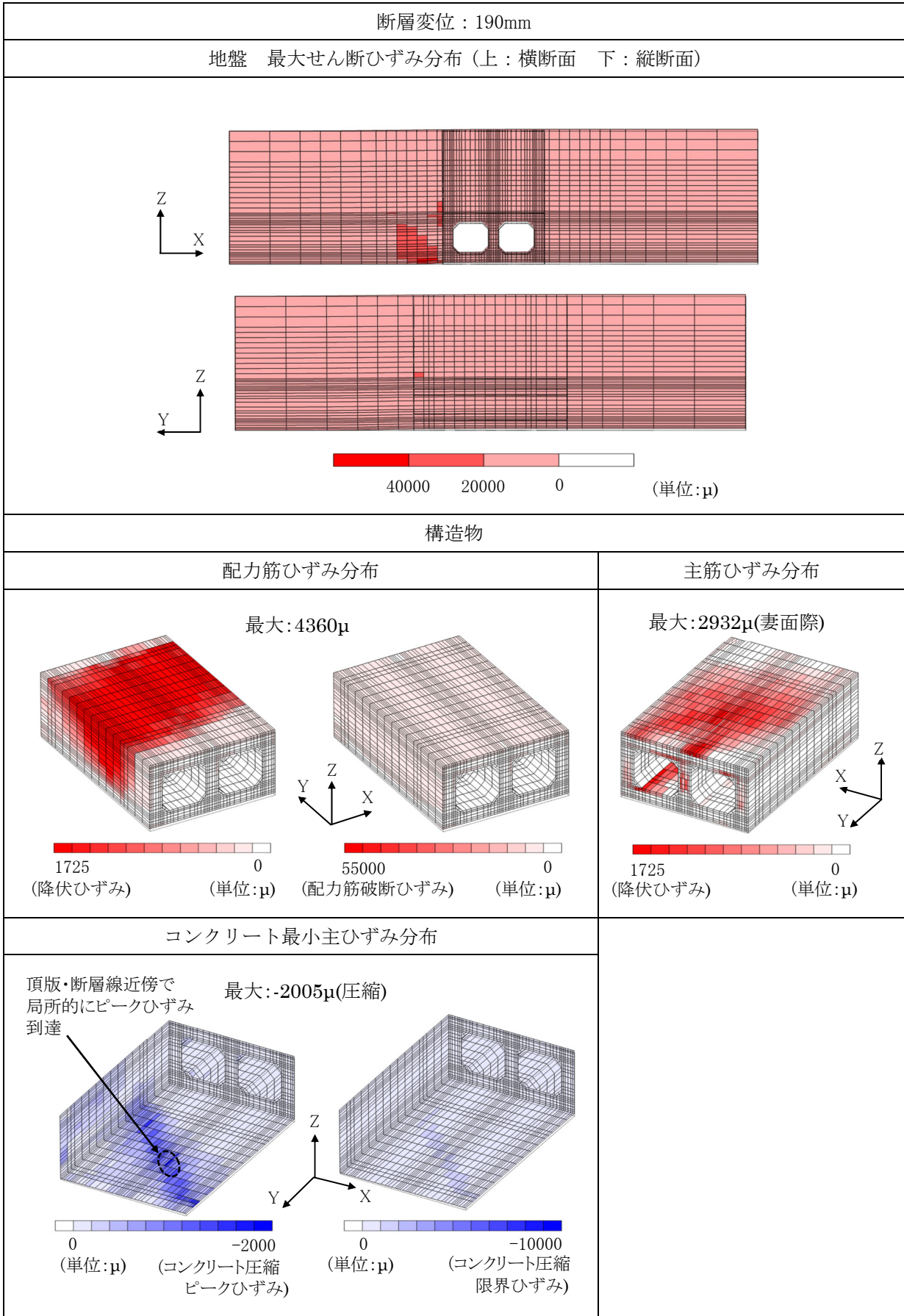


図 1.4-7 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況(4)

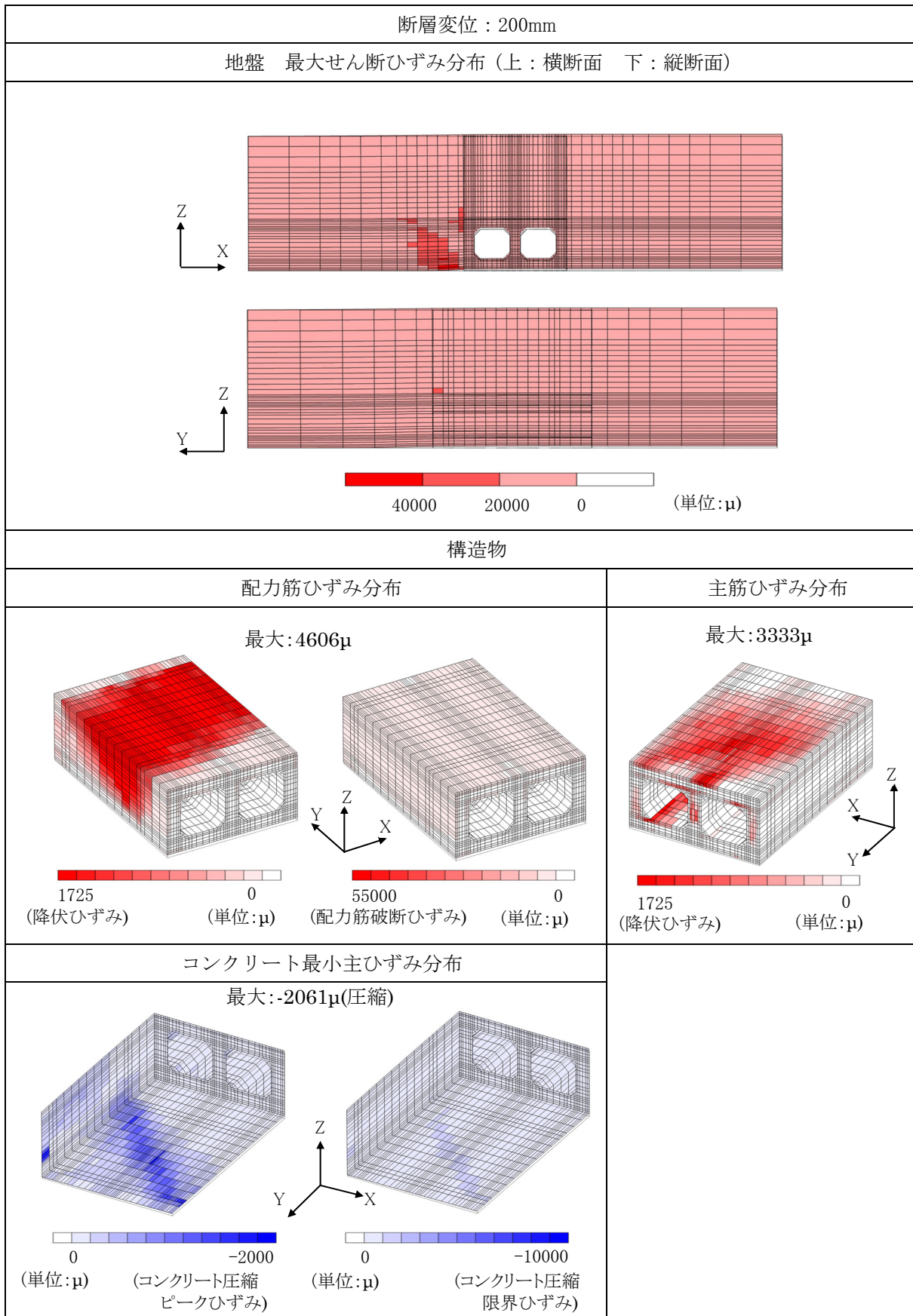


図 1.4-8 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況 (5)

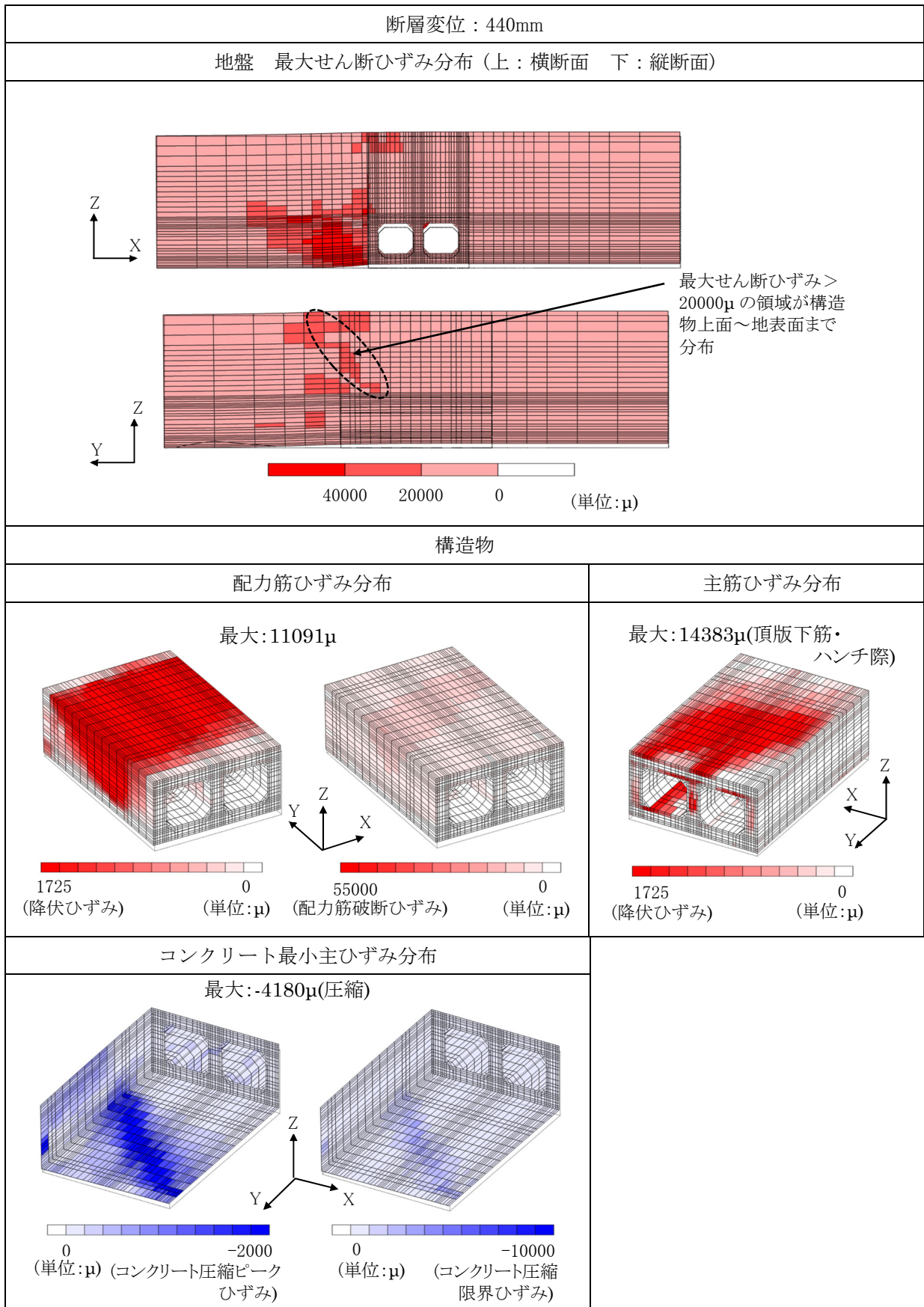


図 1.4-9 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況(6)

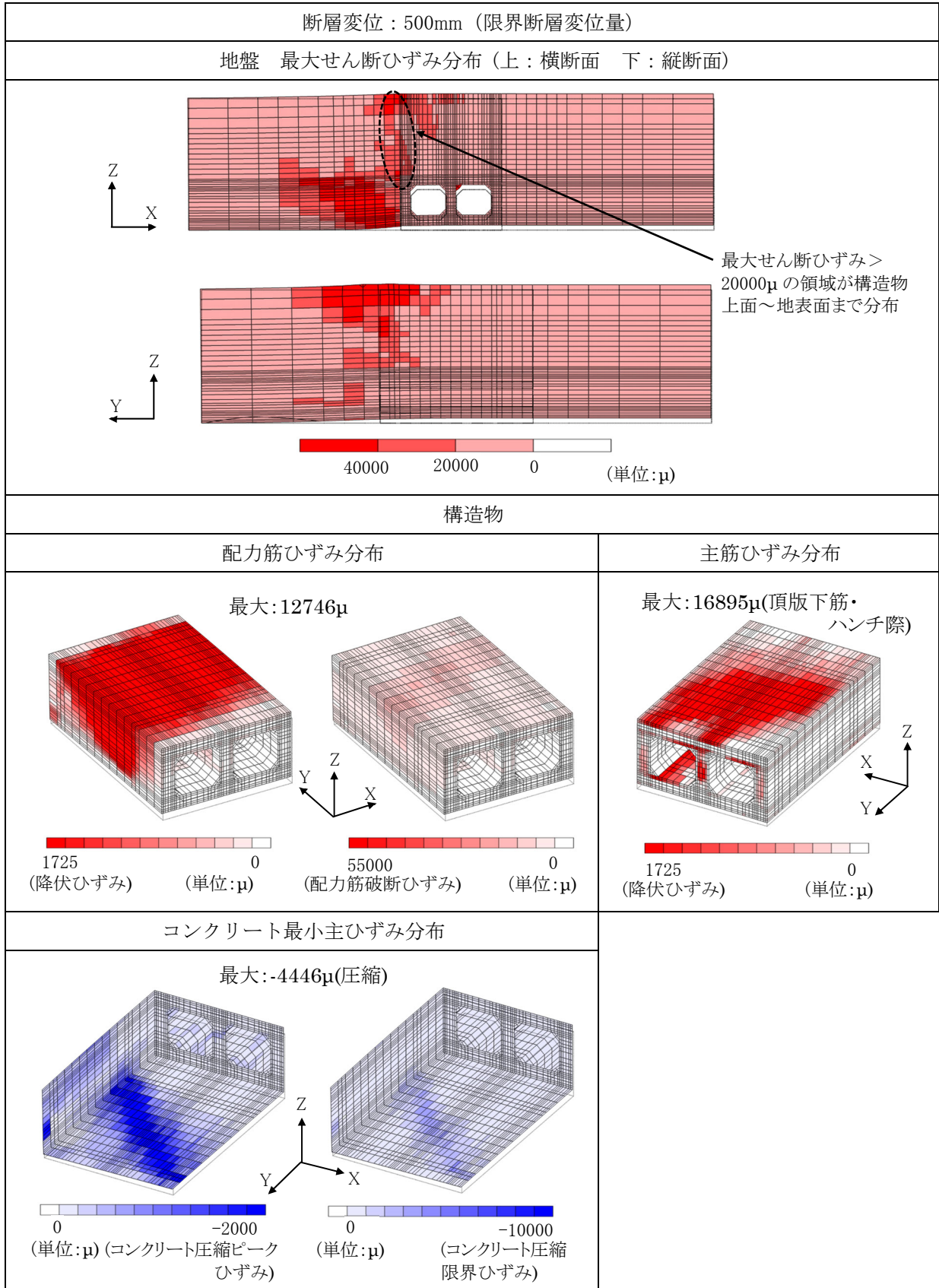


図 1.4-10 構造物の損傷および地盤ひずみの進展状況(7)

表 1.4-5 各断面層変位載荷ステップにおける損傷指標の関係

	$\sqrt{J_2'}$ (全体)	$\sqrt{J_2'}$ (底版)	$W_n$ (全体)	$W_n$ (底版)
① $\sqrt{J_2'} > 1000 \mu$ ( $\delta = 21\text{mm}$ )				
② 配力筋降伏 ( $\delta = 64\text{mm}$ )				
③ 主筋降伏 ( $\delta = 150\text{mm}$ )				
④ $W_n$ (全体) $> 1500 \mu$ ( $\delta = 203\text{mm}$ )				
⑤ $W_n$ (壁) $> 1500 \mu$ ( $\delta = 310\text{mm}$ )				
⑥ 解析終了時 ( $\delta = 500\text{mm}$ )				

## (2) 限界断層変位量 $\delta u$ の設定

プッシュオーバー解析における最大断層変位量までの推移を図 1.4-11 に示す。これによると、構造物全体の崩壊を規定する各損傷指標は閾値に達しておらず、断層変位 500mm まで構造物は崩壊しないと評価される。一方で、地盤は大ひずみ (20,000 $\mu$  以上) に達しており、断層変位 500mm を超えた場合には、地盤部分において解析の安定性が損なわれ、数値解析としての信頼性が確保されなくなる可能性があるため、限界断層変位量  $\delta u$  は 500mm とする。

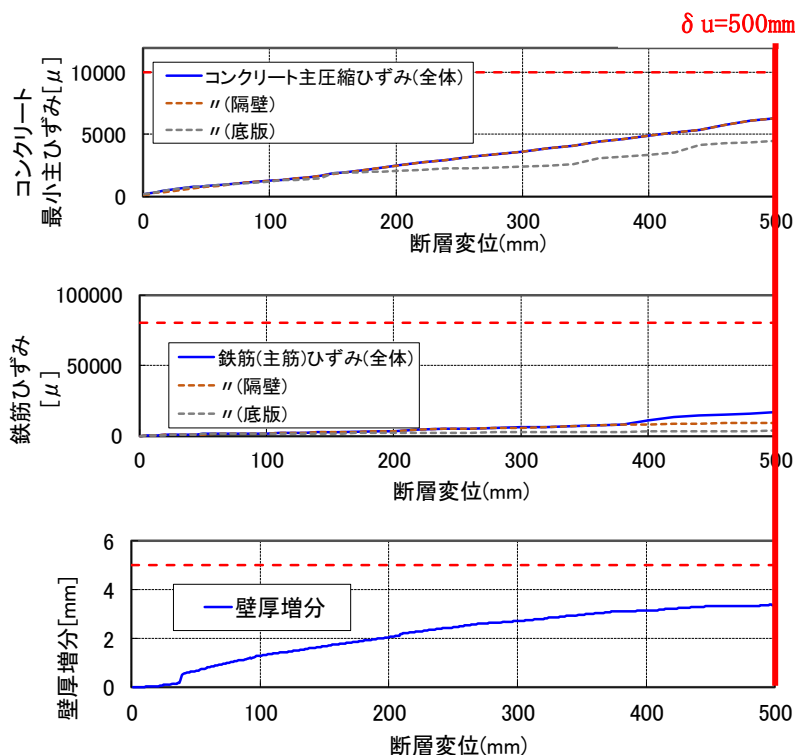


図 1.4-11 解析における最大断層変位量までの損傷指標の推移

## 1.5 照査

### 1.5.1 損傷状況の確認

検討用断層変位量 ( $\delta s=200\text{mm}$ ) 作用時のひずみ分布を図 1.5-1 に再掲する。

地盤については、最大せん断ひずみは、断層の延長線上の一部に 20,000 $\mu$  を超える領域が分布するが、全体的には地盤は健全といえる。

構造物については、配力筋の引張ひずみは断層延長線上の側壁の一部から頂版の広い範囲で降伏ひずみを超えているが最大で 4,360 $\mu$  であり破断ひずみには達していない。主筋の引張ひずみは断層線から下盤側の頂版等の一部で降伏ひずみを超えているが最大で 2,932 $\mu$  であり配力筋と同様に破断ひずみには達していない。コンクリートの圧縮ひずみは断層線近傍で最大 2,005 $\mu$  であり圧縮ピークひずみを僅かに超える程度である。

よって、対象構造物は耐荷性能を維持しているものと想定される。また、これら損傷状況から、対象構造物の損傷モードは、断層変位作用位置を支点とする全体系の曲げ損傷モードであることが分かる。



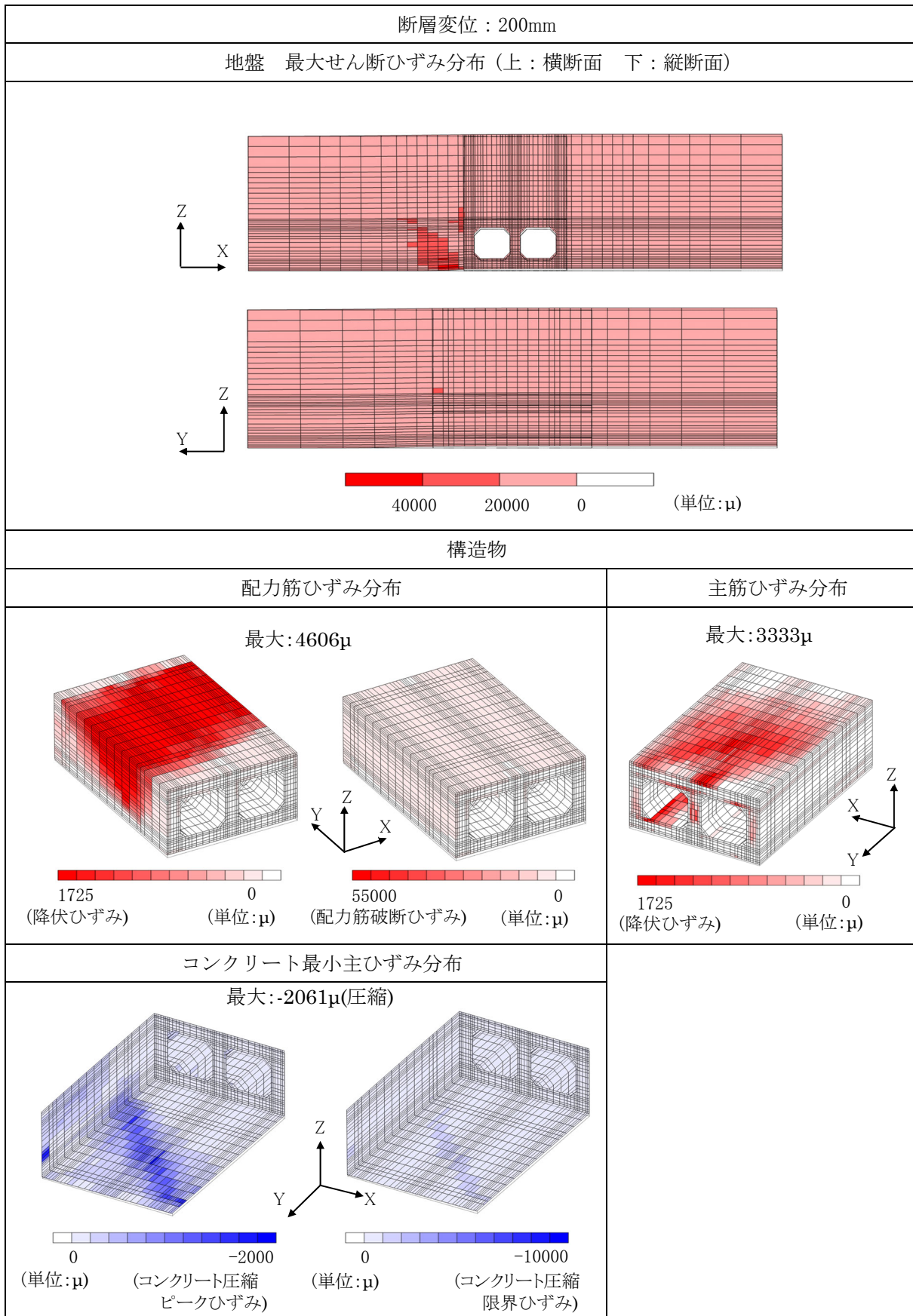


図 1.5-1 検討用断層変位置 (δs=200mm) 作用時の構造物の損傷および地盤ひずみ

### 1.5.2 通水機能に対する照査

通水機能に対する照査は、「全体系の挙動に対する照査」もしくは「構造部材の損傷に対する照査」のいずれかで照査すればよいが、本照査例では両方の照査例を示す。

#### (1) 全体系の挙動に対する照査例

構造物の機能が維持できる限界断層変位量から全体系による性能評価を行う。

プッシュオーバー解析より求められる限界断層変位量  $\delta u$  を限界値の算定結果とし、限界断層変位量に対する安全係数  $\gamma_a$  を考慮し、照査用限界変位量  $\delta ud$  とする。検討用断層変位量  $\delta s$  には、応答値算定の安全係数  $\gamma_b$  を適用し、照査用断層変位量  $\delta sd$  とする。なお、検討用断層変位量  $\delta s$  は解析モデル底面に与える入力値であるが、評価対象構造物が岩盤上に設置されるため、構造物位置断層変位量（応答値）と同等と考えられることから、検討用断層変位量  $\delta s$  に安全係数を考慮した。

限界断層変位量を  $\delta u=500\text{mm}$ 、検討用断層変位量  $\delta s=200\text{mm}$  とした場合の照査結果を表 1.5-1 に示す。所要の安全率を考慮したうえで照査を満足しており、全体系での耐荷性が保たれている。

表 1.5-1 全体系の挙動に基づく照査結果

照査用 断層変位量	検討用断層変位量 $\delta s$ [mm]	200
	応答値係数 $\gamma_a$	1.2
	照査用断層変位量 $\delta sd$ [mm]	240
照査用 限界断層 変位量	限界断層変位量 $\delta u$ [mm]	500
	解析結果の精度等に関する限界値係数 $\gamma_b$	1.3
	材料強度に関する $\gamma_b$ の割り増し	1.1
	照査用限界変位量 $\delta ud$ [mm]	350
照査	構造物係数 $\gamma_i$	1.0
	照査値 $\gamma_i \cdot \delta sd / \delta ud$	0.69
	安全性の判定	OK

#### (2) 構造部材の損傷に対する照査

構造部材の損傷に対する照査では、断層変位を検討用断層変位量  $\delta s$  まで与えることで、要求性能に応じた損傷指標を用い、その解析結果に対して安全係数  $\gamma_a$  を適用して各応答値を算定する。この場合、要求性能に応じた損傷指標の閾値を限界値とする。

本照査例では、損傷指標としてコンクリート主圧縮ひずみ、鉄筋ひずみおよび壁厚増分を用いた評価を行い、構造物全体の局所的な損傷状況を評価する。同時に構造物の変形、変位を把握し、変形分離等を行う。

通水機能に対する照査結果を表 1.5-2 に示す。この結果、表 1.5-3 に示す通水機能を規定する各損傷指標において、所要の安全率を考慮したうえで照査値を満足しており、通水機能が確保されている。

表 1.5-2 通水機能に対する照査結果

		通水機能		
		コンクリート 主圧縮ひずみ	鉄筋ひずみ	部材厚増分
応答値	各指標の応答値 $I_s$	2445 [ $\mu$ ]	3575 [ $\mu$ ]	2.06 [mm]
	応答値係数 $\gamma_a$	1.2	1.2	1.2
	照査用応答値 $I_{sd}$	2934 [ $\mu$ ]	4290 [ $\mu$ ]	2.47 [mm]
限界値	各指標の限界値 $I_u$	14033 [ $\mu$ ] <sup>※1</sup>	80000 [ $\mu$ ] <sup>※2</sup>	5.0 [mm]
	照査用限界値 $I_{ud}$	14033 [ $\mu$ ] <sup>※1</sup>	80000 [ $\mu$ ] <sup>※2</sup>	5.0 [mm]
照査	構造物係数 $\gamma_i$	1.0	1.0	1.0
	照査値 $\gamma_i \cdot I_{sd}/I_{ud}$	0.21	0.06	0.50
	安全性の判定	OK	OK	OK

注) ※1：マニュアルの2018年版に基づき算定した、要素代表長さを反映した限界値

※2：既往文献<sup>2)</sup>を参照して設定

### (3) 接続部の照査

実際の通水機能の評価においては、構造物の損傷に対する評価に加え、必要に応じて構造物の傾斜や目地幅、段差に対する評価も実施する。ここでは、これらの項目に対する照査の基本的な考え方について記す。

#### a. 構造物の傾斜

構造物の縦断方向の軸中心における傾斜角度（変形＋変位）を算定し、通水機能に問題のある傾斜でないかを照査する。

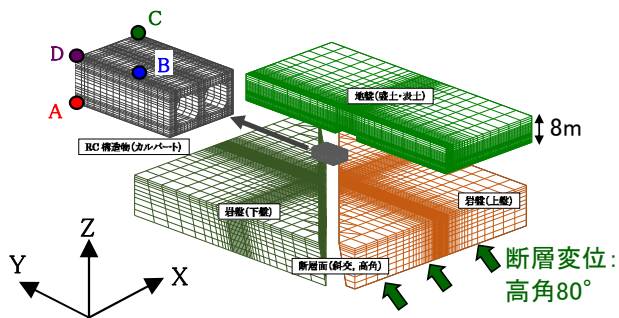
#### b. 目地幅、段差

構造物1ブロックの隅角部8節点の変位を解析により算出し、断層変位前後での変位量を求め、通水性能に問題がないかを照査する。

⇒ ・目地が閉じる方向であれば問題はない。

・目地が開く方向であれば、その開き量（変形量）を求め、漏水量を算出する基本データとする。

本照査例で実施した解析結果を用いて、目地部の相対変位評価例を図1.5-2に示す。ここでは、下盤側の隣接ブロックとの界面にあたる構造物妻面の隅角部4点での変位を用いてずれ量を評価している。下盤側の隣接ブロックが下盤に固定され動かないと仮定した場合、この変位がブロック間のずれ量となる。図1.5-2より、接続部における傾斜は1.85%であり通水を阻害する傾斜ではない。また、目地は閉じる方向であること、最大185mmの段差が生じるものの部材厚1,000mm以内であることから漏水および土砂注入は生じない。よって、通水機能は確保される。



・ 接続部の相対変位量  
 $\sqrt{(185^2 + 45^2)} \approx 191\text{mm}$

※ 逆断層変位に対しては、目開き変位は閉じる方向の変位であるが、参考として記載する。

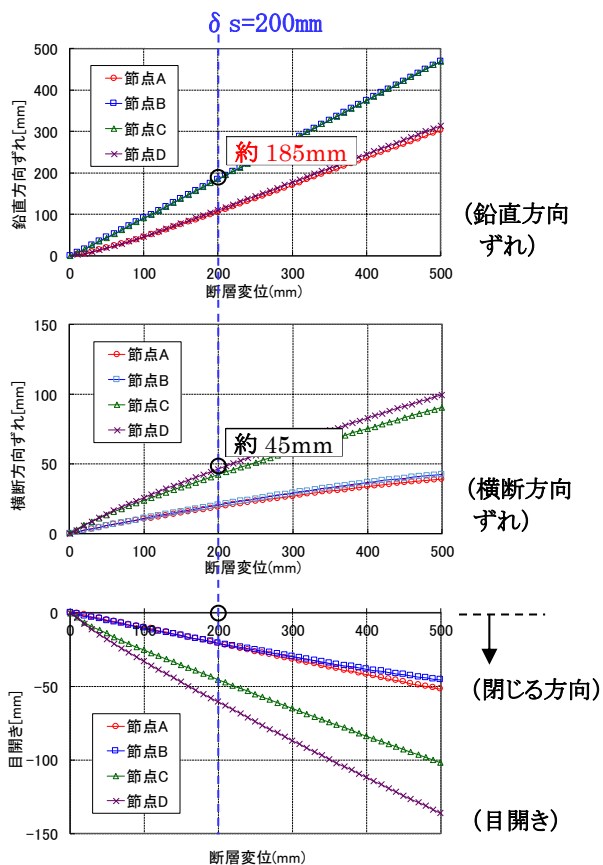


図 1.5-2 隣接ブロックとのずれ変位，目開き変位の評価例

### 1.5.3 間接支持機能に対する照査

間接支持機能に対しては、底版および隔壁の配管支持部材位置を設定し、支持部材位置における各損傷指標を参照して照査を行った。配管サポートの設置状況を図 1.5-3 に例示する。検討用断層変位量  $\delta s = 200\text{mm}$  における底版および隔壁の主筋ひずみ・損傷指標  $W_n$  分布と、設定した配管支持部材の位置を図 1.5-4 に示す。また、設定した配管支持部材位置における各損傷指標の値を用いての照査結果を表 1.5-3 に示す。損傷指標および鉄筋ひずみの分布を考慮した配管支持部材の位置を設定することで照査を満足する。また、接続部の相対変位量は、図 1.5-2 より  $191\text{mm}$  であり、配管の許容変位量  $200\text{mm}$  を満足する。よって、間接支持機能は確保される。

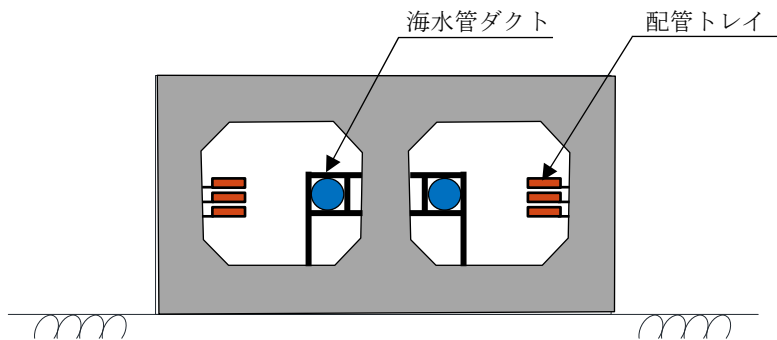


図 1.5-3 配管サポートの設置状況の例

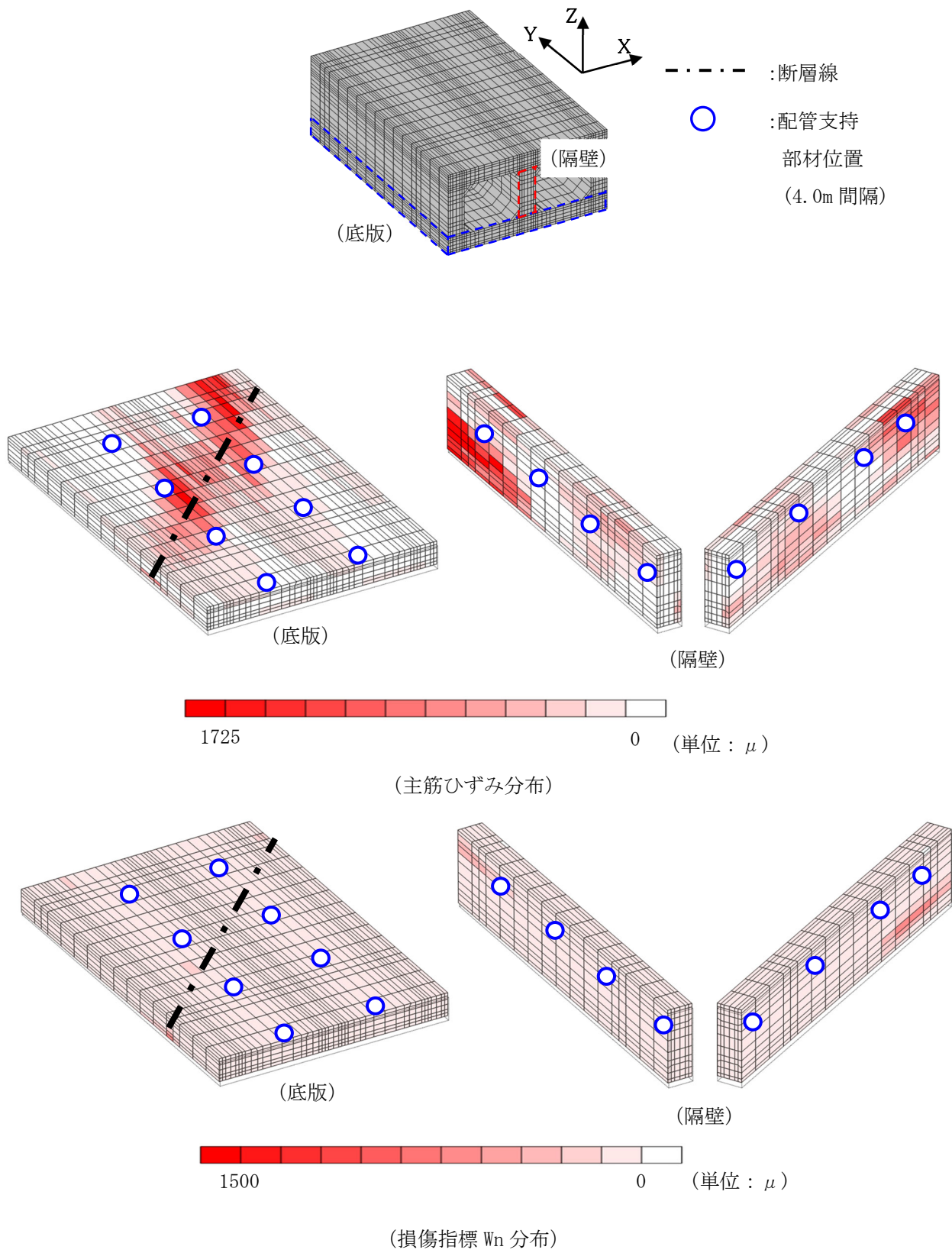


図 1.5-4 検討用断層変位量  $\delta s=200\text{mm}$  における各損傷指標の分布と配管支持部材位置の設定

表 1.5-3 配管支持部材の設置位置を考慮した間接支持機能に対する照査結果

		損傷指標 $W_n$		鉄筋ひずみ	
		(隔壁)	(底版)	(隔壁)	(底版)
応答値	各指標の応答値 $I_s$	274 [ $\mu$ ]	25 [ $\mu$ ]	944 [ $\mu$ ]	684 [ $\mu$ ]
	応答値係数 $\gamma_a$	1.2	1.2	1.2	1.2
	照査用応答値 $I_{sd}$	329 [ $\mu$ ]	30 [ $\mu$ ]	1133 [ $\mu$ ]	821 [ $\mu$ ]
限界値	各指標の限界値 $I_u$	1500 [ $\mu$ ]	1500 [ $\mu$ ]	1725 [ $\mu$ ]	1725 [ $\mu$ ]
	照査用限界値 $I_{ud}$	1500 [ $\mu$ ]	1500 [ $\mu$ ]	1725 [ $\mu$ ]	1725 [ $\mu$ ]
照査	構造物係数 $\gamma_i$	1.0	1.0	1.0	1.0
	照査値 $\gamma_i \cdot I_{sd}/I_{ud}$	0.22	0.02	0.66	0.48
	安全性の判定	OK	OK	OK	OK

以上より、検討用断層変位量 ( $\delta_s=200\text{mm}$ ) に対して、構造物全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに、通水機能を維持できること、間接支持機能を確保できることを確認した。

したがって、取水路の耐変位性能が確認できる。

【参考文献】

- 1) 一般社団法人 原子力安全推進協会 敷地内断層評価手法検討委員会：原子力発電所敷地内断層の変位に対する評価方法に関する調査・検討報告書，2014.9.
- 2) 米澤健次，樋口俊一，穴吹拓也，渡辺伸和，伊藤悟郎：三次元 FEM 解析による地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価，構造工学論文集，Vol. 62A，1-11，2016.3.

## 謝 辞

本論文は、著者が東北電力株式会社および一般財団法人電力中央研究所(東北電力より出向)において、東北電力社内研究および電力中央研究所原子力リスク研究センター共通研究として進めた「原子力発電所屋外重要土木構造物の断層変位に対する評価手法の確立に関する研究」の成果を取り纏めたものである。この間、多くの皆様からご指導、ご協力を賜りました。

国立大学法人横浜国立大学 前川宏一教授には、本研究従事当初から「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 2021<別冊>」(土木学会原子力土木委員会地中構造物の耐震性能照査高度化小委員会)の刊行、本論文の取り纏めに至るまでの長きにわたり、お忙しい中、懇切丁寧なご指導を賜りました。深く感謝し、心よりお礼申し上げます。

本論文の副査をご快諾いただき、貴重なご意見をいただいた国立大学法人山梨大学 齊藤成彦教授、国立大学法人横浜国立大学 勝地弘教授、細田暁教授、藤山知加子准教授、崔瑛准教授に深くお礼申し上げます。

また、本論文の解析および載荷実験をご担当いただいた株式会社大林組 渡辺伸和博士、永井秀樹博士、田中浩一博士、佐々木智大博士、米澤健次博士、堤内隆広氏をはじめとする大林組の皆様、一般財団法人電力中央研究所 松尾豊文博士、宮川義則博士をはじめとするコンクリートユニットの皆様、電力各社の皆様には、多大なご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。