

断層変位を受けるボックスカルバートの損傷メカニズムに関する研究

佐々木 智 大 樋 口 俊 一

Failure Mechanism of RC Box Culvert Subjected to Fault Rupture Displacement

Tomohiro Sasaki Shunichi Higuchi

Abstract

Recently, significant damages in infrastructures owing to fault rupture have been reported repeatedly. Although many researchers focus on the force induced by fault movement against structure analytically or experimentally, studies on the damage estimation of underground structures subjected to fault displacement are insufficient. This research first clarifies the failure mechanisms of an RC box culvert subjected to fault displacement based on 2D FE analysis in terms of the subgrade thickness from the top slab of the structure. Based on the analytical results, we found that the sidewall on the deeper RC box collapses in diagonal shear owing to large soil pressure, while the shallow RC box fails in slip shear at the bottom of a sidewall, because magnitude of shear force develops on the sidewalls owing to fault displacement depends on the subgrade thickness. Subsequently, fragility analysis is performed in terms of variations in concrete, soil strength, and soil stiffness. We find that the failure probability of the RC box is affected significantly by the soil stiffness variation, rather than the strength variation of the materials under the applied condition.

概 要

近年、断層変位によって構造物に重大な損傷が生じた事例の報告が増えつつある。断層変位を受ける構造物に作用する力に関しての研究は盛んに行われているが、大きな荷重が作用した結果起こる被害についての検討は不十分である。本研究では、土被り厚をパラメータとして設計した2種類のRCボックスカルバートを対象に、断層変位を与える2次元有限要素解析を実施し、断層によって強制変位を受けた構造物がどのように損傷していくかについて検討するとともに、土被りが大きいケースでRCボックスカルバートの損傷確率を評価した。解析の結果、土被りが大きいケースでは、側壁に作用する土圧が大きくなる結果、側壁が斜め引張破壊するのに対し、土被りが小さいケースでは、側壁下部においてせん断すべり破壊により損傷しており、側壁に作用するせん断力によって異なる破壊形態が生じることを明らかにした。また、土被りが大きいケースでは、拘束圧が大きく地盤よりも先に構造物の損傷が先行するため、地盤剛性のばらつきが構造物の損傷確率に特に影響を与えやすいことがわかった。

1. はじめに

内陸直下型地震における大規模災害において、断層による強制変位を受け生じた地表面の変状が報告されることがある。近年、この地表面の変状によって構造物に大きな被害が生じた事例の報告が増えつつある¹⁾。日本でも2016年熊本地震では、最大で2mを超える断層変位を受け地表面に大きな地盤変状が確認されており²⁾、これらの地盤変状により構造物が被害を受けた可能性も指摘されている³⁾。また、2004年新潟県中越地震では、震源直上の新幹線トンネルで、震源断層がトンネルを横切った結果、中央通路底面にひび割れが生じ、コンクリートに変状が生じたと報告されている⁴⁾。

一般に地中構造物は耐震性が高いといわれる。しかし、地中構造物を横切った断層に変位が生じ地盤が大きく変形すると、地中構造物に強制変位が発生するため、大きな被害は免れない。近年、活断層調査が飛躍的に進展する環境が整いつつあり、今後、重要インフラ構造物に対する断層変位影響評価が必要となると考えられる。特に

インフラの機能維持の観点からは、許容される構造物の損傷レベルと作用する断層変位の関係を明らかにするため、個々の構造物の脆弱性に着目した損傷評価が求められる。

断層変位を受ける構造物に関する研究は近年盛んに実施されている。例えば、樋口らは、岩盤上に設置し、埋め戻したボックスカルバート構造物を対象に、構造物直下に断層が存在した場合に構造物に作用する土圧を遠心模型実験により検証するとともに、有限要素法解析により実験結果の再現を試みている⁵⁾。その結果、頂版に作用する土圧は初期土圧相当で一定であるのに対し、側壁に作用する土圧は断層変位の増加に伴い増加し、ある変位で一定の値となること、側方土圧の増加に伴い、構造物は内側に押しつぶされるような変形モードとなるが、断面力分布は断層線と構造物の位置関係に依存することを明らかにした。また、地盤の挙動を下負荷面モデル⁶⁾で再現した有限要素法解析により、土圧外力や構造物の変形モードが精度よく予測できることを示している。

坂下・畑は、直径10mの中空円形断面を有する線土地

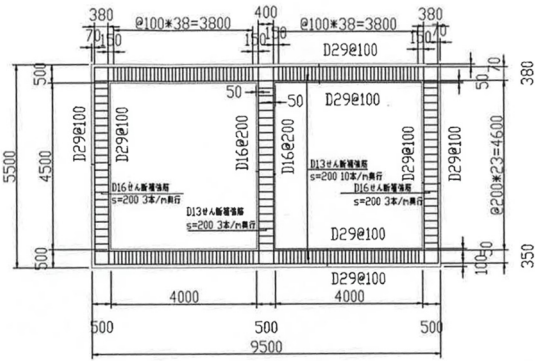
Table 1 解析対象のボックスカルバート

		Target RC Box Culvert		
土被り H		Model 1	Model 2	
周辺地盤条件	表層地盤	密な砂質地盤 せん断波速度 200 m/s 密度 17 kN/m ³ 内部摩擦角38度		
	基盤	工学的基盤 せん断波速度 400 m/s 密度 20 kN/m ³		
寸法	高さ	5,500		
	幅	9,500		
側壁	厚さ	500		
	主筋	D29@100 1.49%***	D16@125 0.37%***	
	配力筋	D13@200	D13@200	
	せん断補強筋	D16, s=200 3本/m奥行	D13, s=200 4本/m奥行	
	かぶり	70 (外側), 50 (内側)		
	中壁	厚さ	500	
中壁	主筋	D16@200 0.22%***	D16@250 0.18%***	
	配力筋	D13@200	D13@200	
頂版	せん断補強筋	D13, s=200 3本/m奥行	D13, s=200 4本/m奥行	
	かぶり	70 (外側), 50 (内側)		
	底版	厚さ	500	
	底版	主筋	D29@100 1.61%***	D16@125 0.40%***
配力筋		D13@200	D13@200	
せん断補強筋		D13, s=200 10本/m奥行	D13, s=200 4本/m奥行	
かぶり		100 (外側), 50 (内側)		
使用材料	コンクリート	Fc=24 N/mm ²		
	鉄筋	SD345		

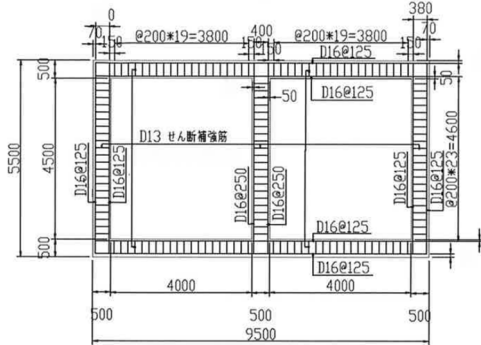
※特記無き数値の単位はmmとする

※※引張鉄筋比

中構造物を対象として、作用する断層の角度、断層変位の方向、地盤と構造物の剛性比をパラメータとした3次元解析を実施している⁷⁾。解析の結果、断層が構造物に対して直交するときは曲げ変形が卓越するが、角度がつくに従って引張・圧縮が卓越し、長手方向軸力の最大値は45度方向でピークとなること、長手方向の軸力は断層傾斜方向のずれに影響を受けるのに対し、周方向曲げモーメントは横ずれの影響を受けること、地盤剛性が大きくなると変形および長手方向軸力が断層面に集中すること、地盤の非線形性によりせん断応力が大きく低減すること



(a) Model 1 (H=20m)



(b) Model 2 (H=5m)

Fig. 1 解析対象のRCボックスカルバート(単位mm)
Target RC Box Culvert

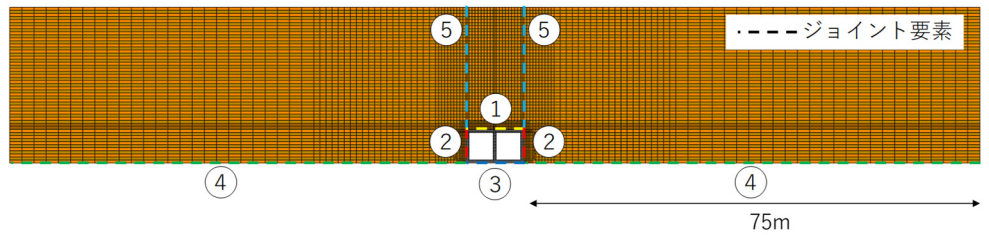
などを指摘している。

以上のように、地中構造物を断層が横切った場合にどのような力が作用するかに関しては、実験的、解析的に研究が進められつつある。しかしながら、地中構造物に断層変位が作用し、構造物に大きな力が作用した場合に、どのような損傷が生じていくかについての検討はまだ不十分である。そこで、本研究では、RCボックスカルバートが断層変位を受けた場合の損傷メカニズムを明らかにすることを目的として、樋口らが実施した遠心模型実験にて再現性が確認された有限要素解析モデル⁵⁾と同様のモデルを使用し、RCボックスカルバートが破壊に至るメカニズムについて検討を行うとともに、フレンジリティ評価を実施し、断層変位に対するRCボックスカルバートの損傷確率を求め、各種材料パラメータと損傷確率の関係について考察した。

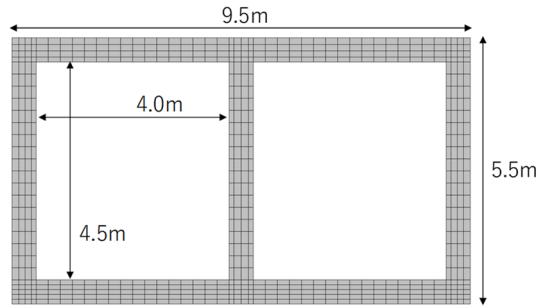
2. 有限要素解析モデルと解析条件

2.1 解析対象構造物

Table 1およびFig. 1に今回解析の対象としたRCボックスカルバートの諸元を示す。頂版上の土被りHをパラメータとして、2種類のボックスカルバートを試設計した。なお、ここで設計したボックスカルバートは、鉄道構造物等設計標準⁸⁾と設計計算例⁹⁾を参考に、解析結果の評価が容易になるように、実構造物でよくみられる壁と頂版接合部に近い部分における密なせん断補強筋の配筋、ハンチなどは省略した。想定した土被りHは20mと5mで



(a) 地盤・構造物全体



(b) RCボックスカルバート

Fig. 2 解析モデル ($H=20\text{m}$ の場合)

ある。

対象とする構造物は、応答変位法により設計震度 $kh = 0.3$ を仮定して許容応力度設計した。地表面最大応答変位は、鉄道構造物等設計標準のL1地震動の簡易評価式に基づき、地盤の固有周期から求め、変位分布はA1地盤(地盤のせん断波速度が一様な1層の地盤)を仮定して求めた⁸⁾。各部材の許容応力度は道路橋示方書¹⁰⁾に基づいて設定した。せん断波速度 400m/s 程度の基盤上に高さ 5.5m 、幅 9.5m のボックスカルバートを構築し、その上にせん断波速度 200m/s 程度で単位体積重量 17kN/m^3 の地盤で埋め戻されていると仮定している。地下水位は構造物よりも下にあり、地下水位の影響は受けないと仮定した。中央の隔壁(中壁)を挟んで高さ 4.5m 、幅 4.0m の内空が2か所、ボックスカルバート内に存在すると仮定し、側壁、中壁、頂版、底版の厚さを 0.5m とした。

土被り H が大きくなるにつれ、作用する土圧が大きくなることから、土圧の増加に伴い、Table 1に示す通り必要な主筋量も増加する。たとえば、側壁、頂版、底版の主筋には、 $H=20\text{m}$ の場合には、径 29mm の異形鉄筋を 100mm ピッチで配置しているが、 $H=5\text{m}$ の場合には径 16mm の異形鉄筋を 125mm ピッチで配置しており、おおむね深さに比例する配筋量となっている。

一方、せん断補強筋と配力筋は、特に土被り $H=5\text{m}$ の場合では、設計基準上最低限必要とされる鉄筋量で必要耐力を十分満足するため、土被りを大きくしても、主筋量ほどの増加量はない。曲げ破壊先行となるようせん断耐力には十分な余力を設けた。ここで、後述する破壊モードから、側壁の配筋に着目すると、今回の設計では、土被り $H=5\text{m}$ の場合、作用せん断応力はコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度以下に収まっており、せん断補強筋がなくとも十分耐えられる試算結果となっている。これに対し、土被り $H=20\text{m}$ の場

合は、作用せん断応力が大きくなるため、せん断補強筋量を増やしており、Table 1に示したせん断補強筋量は必要せん断補強筋量の約 1.5 倍である。

構造物周辺は、密度 17kN/m^3 の密な砂質土を仮定し、内部摩擦角 38 度、静止土圧係数 $K_0=0.5$ とした。内部摩擦角 38 度の時の受働土圧係数は 4.2 である。

2.2 解析モデル

Fig. 2に土被り $H=20\text{m}$ の場合の解析モデルを示す。ここでは示していないが、他の土被りのケースでも同様にモデルを作成した。

解析には大林組が開発した大規模有限要素法解析プログラム「FINAL-GEO[®]」¹¹⁾を用いた。RCボックスカルバート、表層地盤は、ともに2次元四辺形平面ひずみ要素を用いてモデル化を行った。要素の厚さは 1m を仮定している。今回は壁の損傷に着目した分析を中心に行うため、基盤は動かない不動点と考え、本解析では節点に固定条件を与えることで簡易にモデル化した。表層地盤の領域については、構造物底面から 45 度方向に構造物の影響が広がると考え、この影響がほぼなくなると考えられる十分遠い領域までモデル化するため、構造物から土被りが大きいケースの地盤深さの約 3 倍に相当する 75m 程度の距離までモデル化している。

RCボックスカルバートは、厚さ方向に $4\sim 5$ 分割、これと直交する方向には 250mm 間隔で分割した。構造物周辺の地盤は 250mm 間隔で分割し、計算効率を上げるため、構造物から離れるに従い要素分割が大きくなるようにした。土被り $H=20\text{m}$ の場合、総節点数は約 $8,000$ 、自由度数は約 $16,000$ である。

RCボックスカルバートのコンクリートは、コンクリートのひび割れ発生から終局に至るまでの挙動を精度よく再現できる構成則を適用した。圧縮側の構成則としては、

圧縮強度に達するまでの領域を修正Ahmadモデル、軟化領域をNakamura and Higaiのモデルとし、圧縮破壊の条件としてはOttosenの提案モデルに畑中らの提案するパラメータを用いた。コンクリートの初期弾性係数は道路橋示方書¹⁰⁾に基づき求めた。ひび割れ発生後のせん断伝達特性は長沼モデルを用いた。構成則の詳細は文献12)を参照されたい。

鉄筋は、すべてコンクリート要素の剛性マトリックスに鉄筋に相当する剛性を合わせこむ埋込み鉄筋として簡易にモデル化した。鉄筋の構成則は降伏強度を折れ点とするバイリニア型のモデルを適用している。降伏点を越えた後の剛性は初期剛性の1/100とした。

表層地盤は、橋口らが提案する、相似中心の移動と回転硬化を考慮できるいわゆる拡張下負荷面モデル⁹⁾を用いた。解析に用いる各種パラメータをTable 2に示す。これらのパラメータは、文献5)に示す遠心模型実験により得られた、断層変位を受ける地中構造物に作用する土圧を適切に再現できるパラメータである。圧密排水3軸試験を精度よく再現できるように設定されたパラメータであり、このパラメータを用いた解析では、実験の結果得られた、土中構造物の各面に作用する土圧のほか、構造物の変形モードや地表面変位も適切に再現できている。

Fig. 2(a)に示す通り、構造物-表層地盤間、構造物-基盤間、表層地盤-基盤間には、接触・剥離を考慮するため、ジョイント要素を挿入した。要素の法線方向については、ジョイント要素が接触する方向には大きな剛性を持って力の伝達が生じ、離間するとともに荷重が0となるモデルを用いた。また、せん断方向の力の伝達に当たっては、摩擦角35度の摩擦を考慮している。

なお、自重が作用した状態で断層変位を受ける条件での解析を模擬するため、断層変位を与える解析に先立ち、自重解析を行っている。このときに構造物周辺の地盤にひずみ集中が生じるのを避けるため、構造物側面の鉛直方向については、自重載荷時にせん断方向の荷重伝達がないものとして解析を行った。断層変位載荷時はせん断方向を剛接合としている。解析に用いたジョイント要素の特性をTable 3に示す。なお、Table 3中の数字は、Fig. 2(a)の番号に対応している。

表層地盤の両端部については、自重載荷解析時には水平変位を固定して応力を算出し、断層変位載荷時には作用した断層変位に応じた水平方向の変形が生じるように自重載荷解析時の応力を境界部に作用させる応力境界とした。

2.3 作用させる断層変位

Fig. 3に断層線位置を示す。本解析ではRCボックスカルバート直下、カルバートの軸線方向に断層が生じたと仮定した。断層線の位置は、RCボックスカルバートの右端部から全幅の約1/4に当たる2.5mの位置にあるとし、構造物右側の基盤(上盤)が、右下から左上に向け、突き上げるように持ち上がる逆断層型を想定した。断層の傾斜

Table 2 下負荷面モデルの解析パラメータ
Material Parameters for Subloading Surface Model

項目		値
圧縮指数	λ	0.0074
膨張指数	κ	0.0039
初期間隙比	e_0	0.73
内部摩擦角	ϕ	32°
ポアソン比	ν	0.33
過圧密比	P_c / σ_m'	10
回転硬化		考慮せず
せん断硬化軟化程度の定数	μ	0.25
正規降伏比Rの発展則	u	100
基準平均有効応力	σ_{mref}'	100 kN/m ²

Table 3 ジョイント要素の特性
Properties of Joint Element

場所	方向	(A) 自重載荷	(B) 断層載荷
1 上面	法線	固定	剥離
	せん断	自由	摩擦すべり
2 側面	法線	固定	剥離
	せん断	自由	摩擦すべり
3 底部	法線	固定	剥離
	せん断	固定	摩擦すべり
4 表層地盤底部	法線	固定	剥離
	せん断	固定	摩擦すべり
5 構造物上部地盤	法線	固定	固定
	せん断	自由	固定

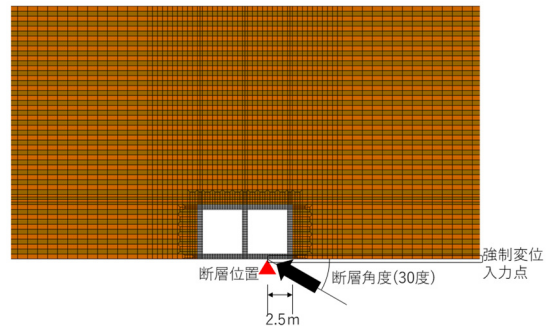


Fig. 3 断層作用位置(構造物周辺のみ拡大)
Location of Fault Rupture

Table 4 考慮した材料パラメータのばらつき
Variation of Material Parameters for Fragility Analysis

	平均値 μ	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$	備考
コンクリート強度	呼び強度の1.4倍 33.6 MPa	1.13 μ 38.0 MPa	0.87 μ 29.6 MPa	変動係数 CV=0.13
地盤剛性	せん断波速度 Vs=200m/s程度	1.1 μ Vs=220 m/s程度	0.9 μ Vs=180 m/s程度	変動係数 CV=0.1
地盤強度	下負荷面パラメータ の内部摩擦角 $\phi=32$ 度	1.1 μ $\phi=34.5$ 度	0.9 μ $\phi=29.4$ 度	$\tan \phi$ に対する CV=0.1で評価

角度は基盤に対して30度とした。

基盤に相当する節点のうち、断層より左側の節点(下盤側)の変位を拘束した状態で、右側の節点(上盤側)に対し

て強制変位を与えることで断層変位を模擬した。断層変位は解析1ステップあたり0.02mmの増分で与え、最大400mm(20,000ステップ)まで変形させた。

2.4 フラジリティ評価

土被りの大きい $H=20\text{m}$ のRCボックスカルバートに対しフラジリティ評価を行った。コンクリート強度、地盤剛性に相当するせん断波速度、地盤強度に相当する内部摩擦角がばらつくと仮定し、Table 4に示す3種類のパラメータを組み合わせた $2^3=8$ ケースの解析を行い、求められた応答のばらつきから2点推定法¹³⁾による損傷確率を評価した。各パラメータの変動係数 CV は、原子力分野における地震PRA標準¹³⁾を参考に設定した。なお、コンクリート強度を変化させるにあたり、PRA標準の考え方に基づき、コンクリートの圧縮強度と引張強度はともに変化するが、ヤング率は変化しないとしている¹³⁾。

3. 断層変位を受けるRCボックスカルバートの損傷メカニズム

フラジリティ評価に先立ち、ばらつきを考慮しない解析結果の分析により、RCボックスカルバートが断層変位を受けた時の損傷メカニズムを明らかにする。本解析では、コンクリート強度には設計基準強度を、地盤のせん断波速度および内部摩擦角にはTable 4に示す平均値を用いた。

3.1 土被り $H=20\text{m}$ の場合

Fig. 4に土被り $H=20\text{m}$ の解析ケースにおける、断層変位400mmのときの地盤のせん断ひずみ、引張を正とした時の最小主応力(以降、単に最小主応力と呼ぶ)および構造物の鉄筋ひずみを、Fig. 5に側壁と頂版に作用する土圧と断層変位の関係(以降、土圧応答と呼ぶ)を示す。ここで、土圧は各部材に沿って配置したジョイント要素(接合部部分も含む)に作用する鉛直力の総和とした。また、水平方向鉄筋ひずみは、頂版・底版では主筋ひずみに、中壁・側壁においてはせん断補強筋ひずみに相当する。また、鉛直方向ひずみは、頂版・底版ではせん断補強筋ひずみに、中壁・底版では主筋ひずみとなる。なお、Fig. 4に示した鉄筋ひずみにおいて、図中の白抜きの要素はその方向の鉄筋がないことを示している。

Fig. 4に示す通り、構造物周辺の左側壁を中心に大きなせん断ひずみが生じるとともに、構造物左上から断層変位が生じた方向に、断層角度に比較しやや高角でせん断ひずみが生じている。また、構造物周辺、特に側壁に大きな主応力が生じており、大きな土圧が側壁に作用している。

構造物は次のように損傷していった。

1. 中壁下部と上部で曲げ降伏
2. 断層直上で底版が曲げ降伏
3. 左側壁下部と右側壁上部で曲げ降伏

4. 頂版右端部で曲げ降伏した後、左側壁下部でせん断補強筋降伏(斜め引張破壊)
5. 断層直上で底版が曲げ破壊

Fig. 4に示した断層変位400mmにおける鉄筋ひずみによれば、左側壁の下部と右側壁の上部においてせん断補強筋ひずみが増大し降伏しており、コンクリート部材のせん断破壊の一形態である斜め引張破壊が進行している。加えて、中壁下部にも曲げに伴い主筋に引張ひずみが生じるとともに、せん断補強筋にも大きなひずみが生じており、大きな損傷が生じている。その後、さらに変位を増加させていくと、断層作用位置において底版の圧縮最外縁ひずみがコンクリートの終局ひずみ0.0035を超え、曲げ破壊した。

Fig. 5に示した通り、断層が作用することによって生じる水平方向の変位によって側壁に作用する土圧は、静止土圧の5倍程度となっており、非常に大きな荷重が側壁に作用している。なお、頂版に作用する土圧は少し小さくなるものの、静止時から大きく変化しておらず、既往の実験的研究によって明らかになった事実⁹⁾と同様の結果が得られた。

Fig. 6に各部材の鉄筋ひずみと断層変位の関係(以降、鉄筋ひずみ応答と呼ぶ)を示す。各部材で曲げ降伏が先行するものの、断層変位が約50mmに達したところで左側壁下端から750mmのせん断補強筋のひずみが増加しはじめ、断層変位150mmで降伏するほどの変形が生じた。最終的には左側壁のみならず、右側壁においてもせん断補強筋が降伏し、斜め引張破壊している。

3.2 土被り $H=5\text{m}$ の場合

Fig. 7に土被り $H=5\text{m}$ の解析ケースにおける、断層変位400mmのときの地盤のせん断ひずみ、最小主応力および構造物の鉄筋ひずみを、Fig. 8に側壁と頂版の土圧応答を示す。

Fig. 7に示す通り、左側壁周辺に大きなせん断ひずみが生じているが、構造物の左下周辺から断層角度に比較しやや高角でせん断ひずみが大きい範囲が進展しており、Fig. 4に示した $H=20\text{m}$ の場合とはやや異なる応答になった。また、側壁中心に主応力が大きくなっている点は同様であるが、その大きさは小さくなっていることから、作用土圧も小さくなっている。

構造物は次のように損傷していった。

1. 中壁下部と上部が曲げ降伏
2. 断層直上で底版が曲げ降伏
3. 左側壁下部、左側壁中間部、右側壁上部が曲げ降伏
4. 頂版右端部で曲げ降伏

中壁が曲げ降伏した後、おおむね同時に底版と側壁が曲げ降伏する。その後、左側壁下部の塑性ヒンジ部での曲げ損傷が進展するが、最終的に断層変位400mmまで変形させたものの、いずれの部材も破壊にまでは達していない。また、ほぼ同時に底版も曲げ破壊している。側壁

に作用する土圧は、静止土圧の5倍程度と土被りH=20mの場合と同様である。

Fig. 9に各部材の鉄筋ひずみを示す。各主筋のひずみは傾向としては土被りH=20mの場合と大きく変わらない

い。これに対し、左側壁下端から750mmの位置にあるせん断補強筋にはひずみはほとんど生じていない。一方、下端のせん断補強筋は断層変位100mmを超えたところから少しずつひずみが増加し、断層変位400mmまでの範

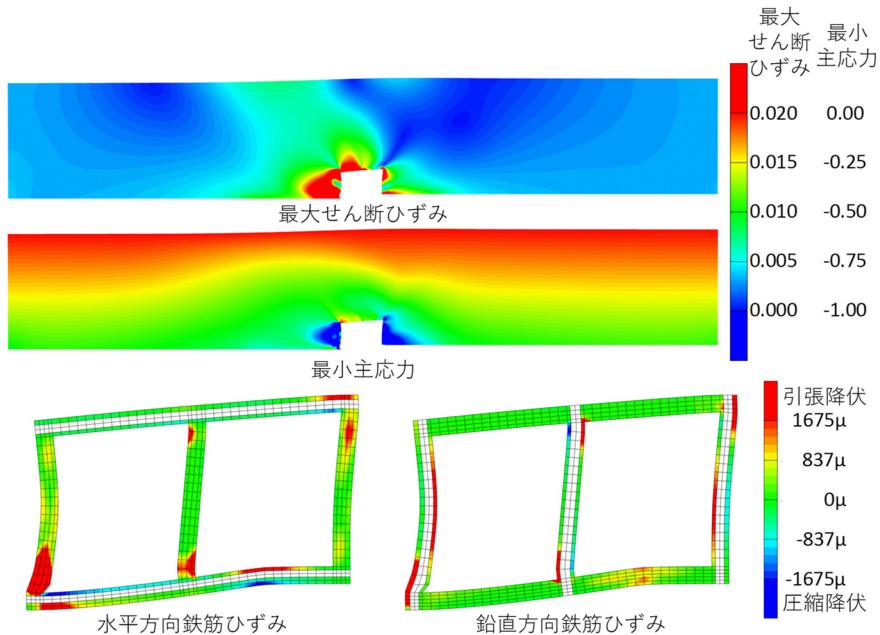


Fig. 4 断層変位400mmの時のせん断ひずみ・最小主応力・鉄筋ひずみ (H=20m) [変形倍率5倍]
Shear Strain, Minimum Principle Stress and Strain of Reinforcements at Fault Displacement of 400mm (H=20m)

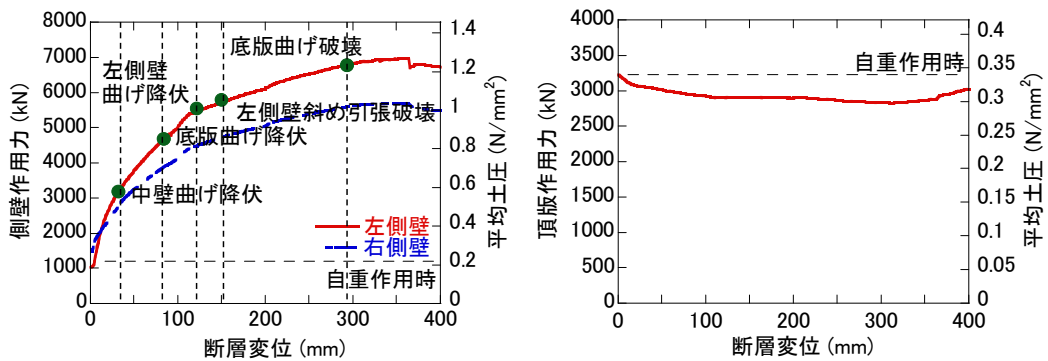


Fig. 5 側壁および頂版に作用する土圧と断層変位の関係 (H=20m)
Soil Pressure at Top Slab and Side Wall (H=20m)

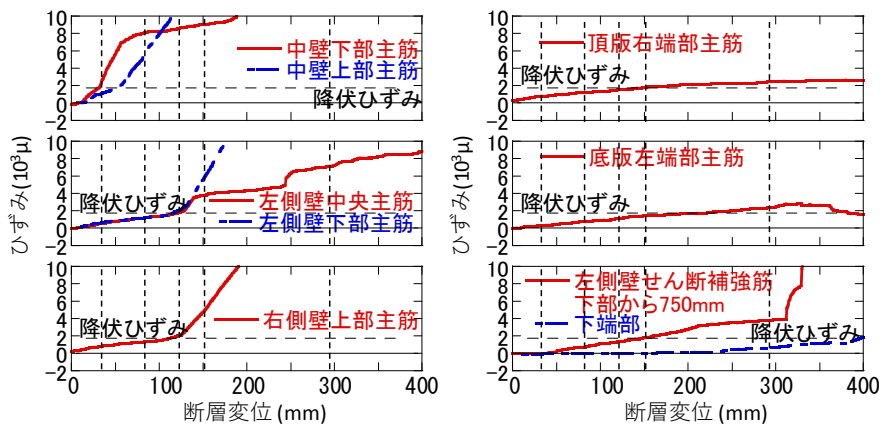


Fig. 6 各部材の鉄筋ひずみと断層変位の関係 (H=20m)
Strains of Reinforcements (H=20m)

围では降伏には至らないものこれに近い値まで増加した。左側壁下端部を構成する要素にひずみが集中したためであり、この損傷は、壁部材において壁脚に生じるせん断すべり破壊¹⁴⁾に似た破壊形態をしている。構造物が

逆断層により突き上げられた結果、側壁に下向きの摩擦力が作用し、側壁下部に引張軸力が作用しながら変形が進んだことも一因と考えられる。

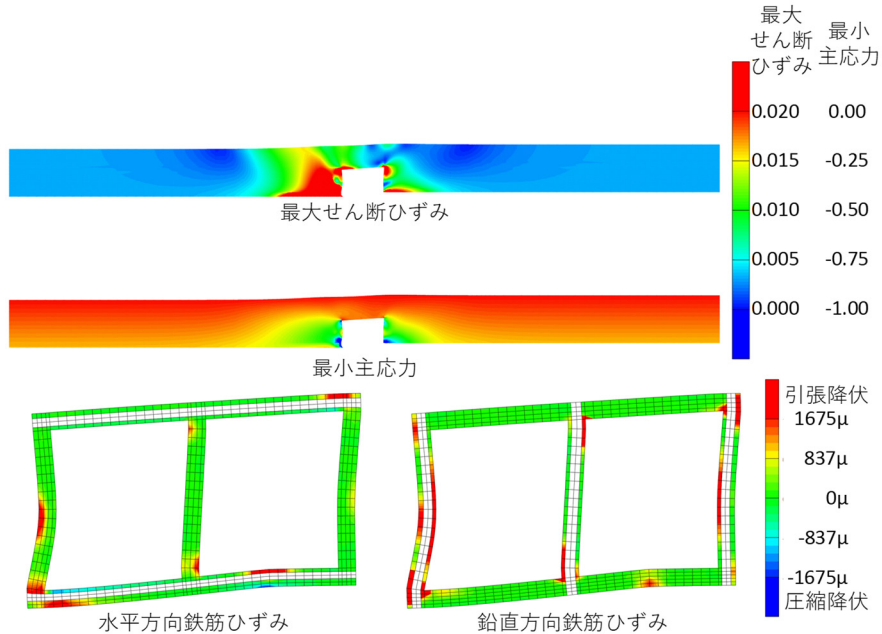


Fig. 7 断層変位400mmの時のせん断ひずみ・最小主応力・鉄筋ひずみ(H=5m) [変形倍率5倍]
Shear Strain, Minimum Principle Stress and Strain of Reinforcements at Fault Displacement of 400mm (H=5m)

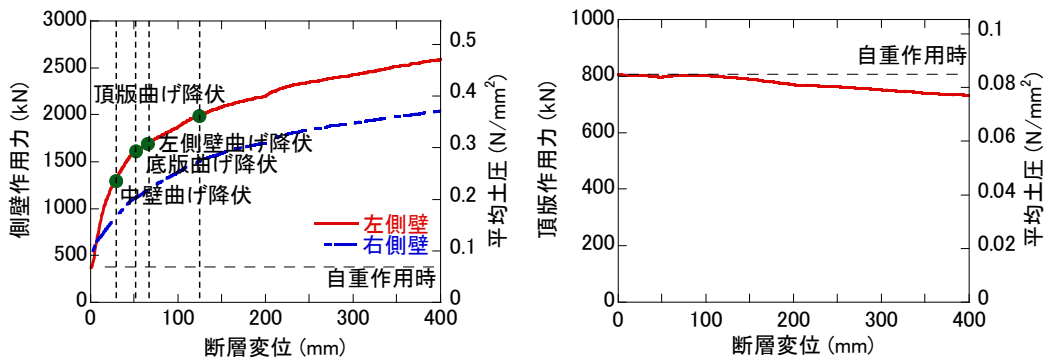


Fig. 8 側壁および頂版に作用する土圧と断層変位の関係 (H=5m)
Soil Pressure at Top Slab and Side Wall (H=5m)

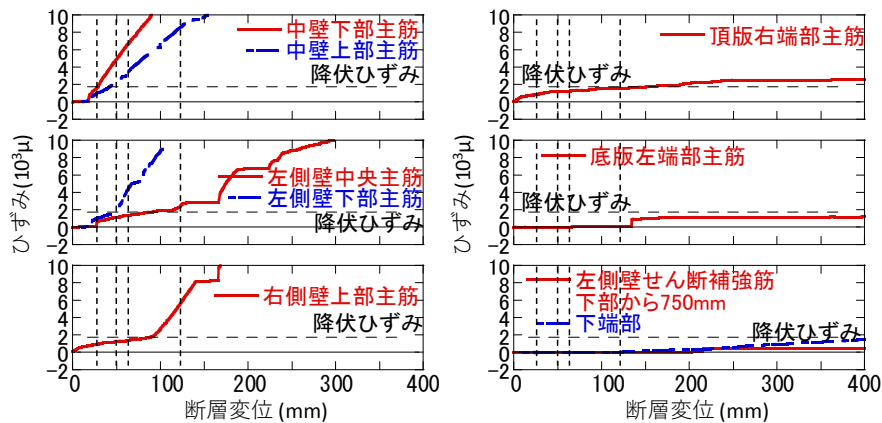


Fig. 9 各部材の鉄筋ひずみと断層変位の関係 (H=5m)
Strains of Reinforcements (H=5m)

Table 5 左側壁のせん断耐力と最大せん断力
Shear Force and Shear Strength at Base of Side Wall

	Model 1	Model 2
土被り	20m	5m
棒部材のせん断耐力 V_{yd}	794 kN	591 kN
分布荷重作用下のせん断耐力 V_{cal}	1,831 kN	1,305 kN
最大せん断力 Q_{max}	3,204 kN	828 kN
分布荷重作用下のせん断耐力に対する最大せん断力の比 Q_{max} / V_{cal}	1.75	0.63

3.3 せん断耐力と破壊メカニズム

側壁に作用する荷重は、静止土圧の5倍程度とほぼ一定であった。しかし、土被りが大きい $H=20m$ では斜め引張破壊が生じたのに対し、土被り $H=5m$ では斜め引張破壊は生じておらず、破壊メカニズムが異なる結果が得られた。この違いが生じた原因を検討するため、各部材の曲げ耐力、せん断耐力を評価し、これと作用した曲げモーメント、せん断力を比較する。

Table 5に左側壁下端のせん断耐力を示す。Table 5には後述するせん断力の最大値も併せて示している。ここで、せん断耐力は、土木学会コンクリート標準示方書で規定される棒部材のせん断耐力評価式¹⁵⁾を準用した場合と静止時の土圧分布に比例した荷重が作用したときのせん断耐力の2種類を求めた。棒部材のせん断耐力算出では、材料強度にかかる材料係数およびコンクリートが負担するせん断耐力およびせん断補強筋が負担するせん断耐力にかかる部材係数はともに1.0とした。

分布荷重作用下のせん断耐力は、齋藤らが提案する手法に基づいて求めた¹⁶⁾。この手法の概念図をFig. 10に示す。分布荷重(Fig. 10(a))を複数の集中荷重に置き換え(Fig. 10(b))、それぞれの集中荷重とこの集中荷重に対応する支点反力がつくるせん断力分布 Q_i と荷重の作用位置などを考慮したせん断耐力 $V_{cal,i}$ を算出(Fig. 10(c))し、せん断耐力に対するせん断力の比 Z_i を求める(Fig. 10(d))。この比の総和 Z の最大値(Fig. 10(e))が1を超える場合に、最大値が生じる断面 x_{cal} でせん断破壊するという判定を行う手法である。Table 5に示した分布荷重作用下のせん断耐力 V_{cal} は、静止時の土圧分布に比例した分布荷重が作用すると仮定し、 Z の最大値が1となる分布荷重が作用しているときに、左側壁下端に生じるせん断力とした。

棒部材のせん断耐力は、軸力に依存することが知られている。側壁に作用する軸力は、頂版に作用する構造物上部の地盤の重量に相当する土圧の合力のうち1/4と、構造物の重量の1/8を側壁が支持していると仮定して求め、その影響をコンクリート標準示方書¹⁵⁾に基づいて評価した。

Fig. 11に左側壁下部に生じたせん断力と断層変位の関係を示す。なお、各図中にはTable 5に示したせん断耐力を破線で示している。また、せん断力は、左側壁下部を構成する4つの要素のせん断応力の総和で求めた。Fig.

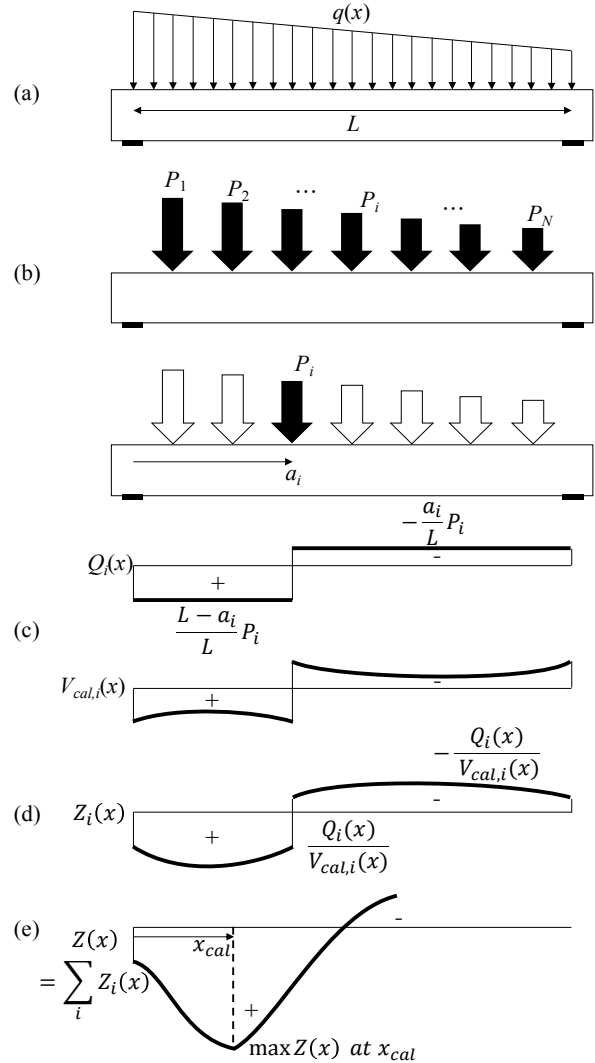


Fig. 10 分布荷重作用下のせん断耐力評価の概念¹⁸⁾
Evaluation of Shear Strength under Distributed Load

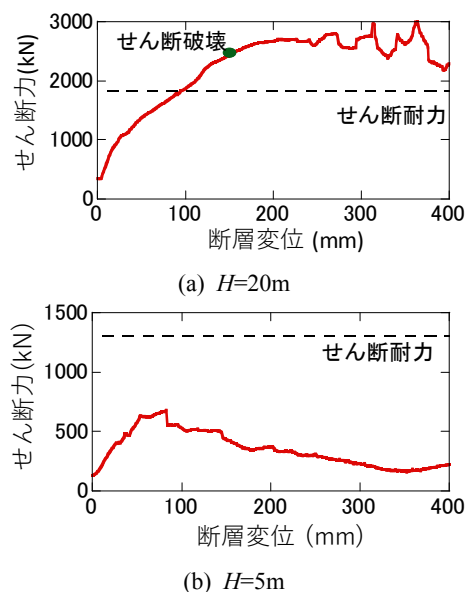


Fig. 11 左側壁下部におけるせん断力と断層変位の関係
Shear Force at Base of Side Wall

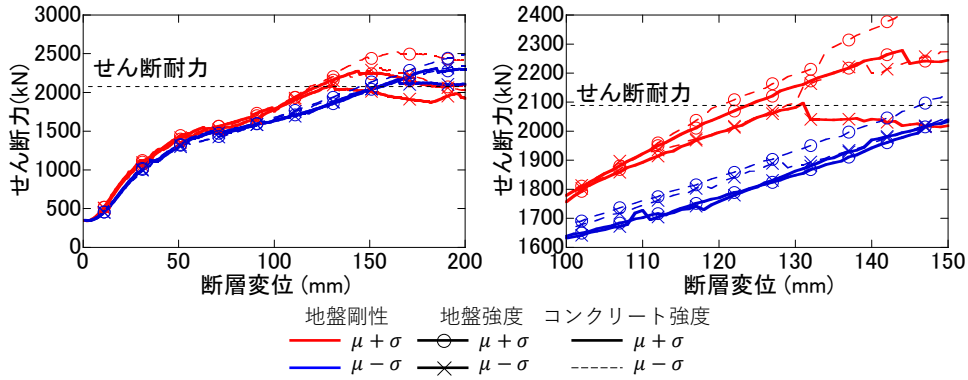


Fig. 12 材料パラメータのばらつきが左側壁に生じるせん断力に及ぼす影響(右は断層変位100~150mmを拡大)
 Shear Force at Base of Side Wall with Various Material Parameters
 (Right figure shows enlarged graph with the range of fault rupture displacement between 100 and 150 mm)

11に示す通り、土被りの増加に合わせせん断力も増加する。これは、土被りが大きくなるにつれ、上載荷重が増加し拘束圧が増えた結果、地盤が断層変位の水平方向成分による強制変形を受けた時に生じる側方土圧が増加したためと考えられる。

Table 5に示したせん断耐力とFig. 11に示したせん断力の最大値(最大せん断力)を比較すると、土被り $H=20\text{m}$ の場合には、せん断力がせん断耐力を大きく上回り、斜め引張破壊している。せん断補強筋が降伏したときのせん断力は、せん断耐力の約1.3倍とやや大きい程度であり、おおむね分布荷重を考慮したせん断耐力と整合する結果である。一方、土被り $H=5\text{m}$ の場合には、せん断力はせん断耐力には達しない。むしろ、せん断すべり破壊によって土圧が大きくなる前にせん断力が上昇しなくなっている。前述したとおり、今回のボックスカルバートでは、土被りが大きくなってせん断補強筋量が大きくは増加しないために、せん断耐力も大きくならない。そのため、より土被りが大きい解析ケースでは、せん断耐力に対するせん断力の最大値の比が大きく増加した結果、せん断破壊が顕著に表れたものと考えられる。

4. フラジリティ評価

3章で示した通り土被りが大きい $H=20\text{m}$ のケースでは側壁に斜め引張破壊が生じた。ここでは、この斜め引張破壊が生じた土被り $H=20\text{m}$ の場合を対象に、断層変位を受けるRCボックスカルバートの損傷確率を評価した。ばらつきを考慮した材料パラメータはTable 4のとおりである。

Fig. 12に材料パラメータをばらつかせた8ケースの解析から得られた左側壁下部のせん断力を示す。Fig. 12中には、コンクリート強度の平均値を用いて求めたせん断耐力も比較のために示している。せん断耐力は3.3に示した斎藤らの手法に基づく分布荷重作用下のせん断耐力とした。また、Fig. 13は、フラジリティ曲線である。ここで、認識論的不確実さ要因の対数標準偏差は $0.15^{13)}$ を仮

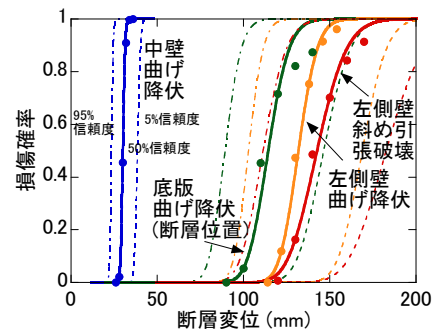


Fig. 13 フラジリティ曲線
 Fragility Curve

Table 6 各材料パラメータごとの偶然的な不確実さ要因の対数標準偏差

Logarithmic Standard Deviation of Aleatory Uncertainty
 Evaluated using Variation of Each Material Parameter

	全体	コンクリート強度	地盤剛性	地盤強度
中壁曲げ降伏	0.040	0.031	0.040	0.006
左側壁斜め引張破壊	0.095	0.025	0.094	0.014

定した。Fig. 12より、断層変位の増加に伴うせん断力の増加が相対的に大きいケースと、相対的に小さいケースの2つのグループに分かれていることがわかる。このうち、大きいケースは、いずれも赤線で示す地盤剛性が大きいケースであり、小さいケースは青線で示す地盤剛性が小さいケースである。このことから、構造物に作用した土圧とこれによって部材に生じるせん断力は、地盤剛性と強い相関があることがわかる。

この事実を定量的に評価するため、パラメータごとに偶然的な不確実さ要因の対数標準偏差を求めた。具体的には、求めたいパラメータ以外のばらつきによる結果を平均して2ケースに集約し、2点の結果から偶然的な不確実さ要因の対数標準偏差を求めた。結果をTable 6に示す。中壁の曲げ降伏が生じる断層変位のばらつきは、コンクリート強度と地盤剛性が支配的であり、左側壁の斜め引張破壊が生じる断層変位のばらつきは、地盤剛性が支配的

であることがわかる。地盤強度はいずれの損傷に対しても与える影響は小さい。これは、土被りが $H=20m$ と大きいために、地盤強度のばらつきに対し、拘束圧依存性により地盤は塑性化せず、構造物の損傷が先行したためと考えられる。

5. まとめ

土被りを $20m$ と $5m$ の2種類に変化させて設計した密な砂地盤中にあるRCボックスカルバートを対象に、逆断層の断層変位を与えた2次元有限要素解析を実施した。その結果、以下のような結論を得た。

- 1) いずれの土被りの解析ケースにおいても、RCボックスカルバートには、最初に中壁が損傷し、続けて底板が断層位置で曲げ降伏に至る過程は同様であった。しかし、最終の破壊形態は異なる2種類に分かれた。土被りが大きいRCボックスカルバートでは、側壁が受ける土圧の増加によって発生したせん断力が増加した結果、斜め引張破壊が生じるのに対し、土被りが小さいRCボックスカルバートでは、側壁に作用する周面摩擦力により軸引張力が導入され側壁下部でせん断すべり破壊に似た損傷が生じる。
- 2) 断層変位によってRCボックスカルバートの側壁に生じる土圧はおおむね静止土圧の5倍程度であり、側壁下端部に生じるせん断力は、おおむね土被りに比例する。これに対し、本解析の対象としたRCボックスカルバートのように、多量のせん断補強筋が必要なく、最小鉄筋量で決まっている場合には、土被りが大きいほど斜め引張破壊しやすくなる。
- 3) 軸線方向に断層がある場合における土被り $20m$ の位置に埋設されたRCボックスカルバートの断層変位による損傷確率を評価した。その結果、最初の損傷である中壁の曲げ降伏が生じる断層変位の偶然的な不確かさ要因によるばらつきは、コンクリート強度と地盤剛性の影響が支配的であることが分かった。また、終局状態である左側壁の斜め引張破壊が生じる断層変位の偶発的な不確かさ要因によるばらつきは、地盤剛性が支配的である。一方、本検討条件においては、地盤強度が偶発的な不確かさ要因によるばらつきに及ぼす影響は小さかった。

参考文献

- 1) 土木学会 地震工学委員会:地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン(案), 地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会, 2011
- 2) 吉見雅之:断層活動・地盤変状について, 2016年

- 本地震1周年報告会, 土木学会地震工学委員会, http://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/06_20170426JSCE-yoshimi-2in1s_0.pdf, 2017(2018年7月23日閲覧)
- 3) 千田知弘, 渡辺浩, 谷口亮太, 崔準ホ:アーチアバットの滑動を考慮した阿蘇大橋崩壊メカニズムの静的検討, 土木学会, 第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 187-192, 2017
 - 4) 土木学会・平成16年新潟県中越地震災害調査緊急調査団:平成16年新潟県中越地震第一次調査団調査速報, 土木学会, 2005
 - 5) 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(構造・地震工学), Vol. 73, No. 4(地震工学論文集第36巻), pp. I_19-I_31, 2017
 - 6) 橋口公一, 上野正実, 陳忠平:下負荷面及び回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式, 土木学会論文集, No. 547/III-36, pp. 127-144, 1996
 - 7) 坂下克之, 畑明仁:断層変位を受ける地中線上構造物の挙動に関する基礎的検討, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4(地震工学論文集第35巻), pp. I_297-I_306, 2016
 - 8) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成11年10月, 丸善, 1999
 - 9) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 設計計算例 開削トンネル, 2001年
 - 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造 平成24年3月, 丸善, 2012年
 - 11) 米澤健次, 穴吹拓也, 江尻謙嗣:大規模・高速化非線形FEM解析ソフト「FINAL-GEO」, 大林組技術研究所報, No.75, CD-ROM, 2011.12.
 - 12) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No. 586, 2004
 - 13) 日本原子力学会: AESI-SC-P006:2007 日本原子力学会標準 原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全性評価実施基準: 2007, 2007
 - 14) Paulay, T., Priestley, M. J. N. and Syngne, A. J.: Ductility in earthquake resisting squat shearwalls, ACI Journal, Vol. 79, No. 4, pp. 257-269, 1982
 - 15) 土木学会:コンクリート標準示方書 設計編, 2012
 - 16) 齋藤啓一, 高橋宏幸, 石橋忠良, 丸山久一, 秋山充良, 鈴木基行:多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 767/V-64, pp. 87-98, 2004