

ISSN 1346-7328

国総研資料 第1247号

ISSN 0386-5878

土研資料 第4440号

令和5年4月

国土技術政策総合研究所資料

Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No.1247

土木研究所資料

Technical Note of Public Works Research Institute, No.4440

April 2023

大型のボックスカルバートの耐震性照査手法に関する研究

Study on a method for verifying seismic performance of large box culverts

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

国立研究開発法人土木研究所

National Research and Development Agency, Public Works Research Institute

大型のボックスカルバートの耐震性照査手法に関する研究

西田 秀明 *

七澤 利明 **

谷 俊秀 ***

伊藤 浩和 ****

齋藤 亮 *****

栗原 勇太 *****

佐々木 哲也*****

谷本 俊輔 *****

概 要

本資料では、現行指針における適用範囲の断面の大きさを超える大型のボックスカルバートの耐震性照査手法について、これまでの知見に基づいて解析モデルを提案し、既往の実験結果及び地震の影響を受けた実構造物の再現解析による検証と、その手法の導入による影響を評価した。

キーワード : カルバート, 耐震設計, 再現解析

- * 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 室長
- ** 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 元室長
- *** 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 元主任研究官
- **** 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 元主任研究官
- ***** 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 交流研究員
- ***** 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室 元交流研究員
- ***** 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ（土質・振動）上席研究員
- ***** 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ（土質・振動）主任研究員

Technical Note of NILIM

No. 1247 April 2023

Technical Note of PWRI

No. 4440 April 2023

Study on a Method for Verifying Seismic Performance of Large Box Culverts

Synopsis

In this report, an analytical model is proposed based on the previous knowledge on the method of seismic verification of large box culverts that exceed the size of the applicable cross section in the current guidelines. The method was verified by previous experiments and reproducible analyses of existing culverts affected by earthquakes, and the impact of the proposed analytical model is evaluated.

Key Words: culvert, seismic design, reproduction analysis

執筆者一覧

国土交通省 国土技術政策総合研究所

道路構造物研究部 構造・基礎研究室 室長 西田 秀明

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 室長 七澤 利明
(現 国土交通省 近畿地方整備局 大阪国道事務所 所長)

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 主任研究官 谷 俊秀
(現 国土交通省 北陸地方整備局 富山河川国道事務所 事業対策官)

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 主任研究官 伊藤 浩和
(現 国土交通省 九州地方整備局 八代復興事務所 所長)

道路構造物研究部 構造・基礎研究室 交流研究員 齋藤 亮

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 交流研究員 栗原 勇太
(現 株式会社 エイト日本技術開発)

国立研究開発法人 土木研究所

地質・地盤研究グループ (土質・振動) 上席研究員 佐々木哲也

地質・地盤研究グループ (土質・振動) 主任研究員 谷本 俊輔

目 次

1. 研究の目的	1
1.1. 研究の目的	1
1.2. 研究の流れ	2
2. 耐震性照査手法の検討	3
2.1. 耐震性照査に関する基本事項	3
2.1.1. 耐震性照査の基本的な考え方	3
2.1.2. 限界状態	4
2.1.3. 構造解析手法	5
2.2. 応答変位法による応答値の算出方法	6
2.2.1. 非線形応答変位法	6
2.2.2. 地震の影響	13
2.2.3. 地震動の設定方法	19
2.2.4. 鉄筋コンクリート部材のモデル化	22
2.2.5. 周辺地盤の反力特性のモデル化	23
2.2.6. カルバートと周辺地盤の接触面における反力特性のモデル化	27
2.2.7. カルバートの応答値の算出	29
2.3. 耐震性照査	30
2.3.1. 限界状態 1 の照査	30
2.3.2. 限界状態 2 の照査	30
2.3.3. 限界状態 3 の照査	31
2.3.4. 中壁の破壊形態の照査	32
3. 実験結果との比較解析	33
3.1. 解析対象とする遠心模型実験	33
3.2. 解析方法	33
3.2.1. 解析条件	33
3.3. 実験結果と解析結果との比較	43
3.3.1. 地盤応答値の比較	43
3.3.2. 発生断面力の比較	47
3.3.3. 比較結果まとめ	50
4. 地震の影響を受けた実構造物の再現解析	51
4.1. 解析対象	51
4.1.1. 被災事例：大開駅	51
4.1.2. 被災事例：九州自動車道の熊本 33 ボックスカルバート	53
4.2. 解析方法	54
4.2.1. 表層地盤の応答計算	54
4.2.2. 解析モデル	54
4.3. 被災事例（大開駅）の解析	56
4.3.1. 解析条件	56
4.3.2. 解析結果	64
4.4. 被災事例（九州道ボックス）の解析	67
4.4.1. 解析条件	67
4.4.2. 解析結果	80
4.5. 再現解析結果まとめ	82
5. 提案した耐震性評価手法の導入による影響評価	83
5.1. 解析ケースの設定	83
5.2. 従来の設計手法による試設計	85

5.2.1. 試設計条件	85
5.2.2. 試設計結果	87
5.3. 提案した耐震性評価手法の導入による影響評価解析の方法	93
5.3.1. 解析条件.....	93
5.4. 影響評価結果	96
5.4.1. レベル1地震動に対する照査.....	96
5.4.2. レベル2地震動に対する照査.....	97
6. まとめ	98
参考文献	99
参考資料：試設計における部材照査結果.....	参-1

1. 研究の目的

1.1. 研究の目的

道路土工構造物については、平成 26 年度に道路土工構造物技術基準が制定され要求性能が示された。その一方で、同基準の解説では、カルバートの設計について、従来型カルバートと呼ばれる比較的小規模で単純な構造諸元を有するものにおいては慣用設計法によることができるとされ、また、その設計法では耐震設計を省略してよいこととされている。このように、カルバートの耐震性に関しては、要求性能に対応した具体的な照査手法が明確に示されていない。それに伴い、これまでは管理者が独自に耐震設計を実施しているのが現状である。

カルバートの地震応答を算出する方法は動的解析と静的解析に大別され、さらにその中にもいくつか手法がある。また、地震動の入力方法等についても定まったものがない。このように様々な手法がある中で標準となる手法が確立されていないことから、個々の構造物の耐震性にもバラツキが生じていることが考えられる。

そこで本研究では、応答変位法を用いて地震動に対する照査を行う場合の具体的な手法のひとつを示すことを目的とした。具体的には、現行基準の解説に示されている従来型カルバートの適用範囲を超える大型のボックスカルバートの耐震性照査手法について、これまでの知見に基づいて解析モデルを提案し、既往の実験結果及び地震の影響を受けた実構造物の再現解析による検証と、その手法の導入による影響を評価した。

1.2. 研究の流れ

図 1.1 に本研究における流れを示す。

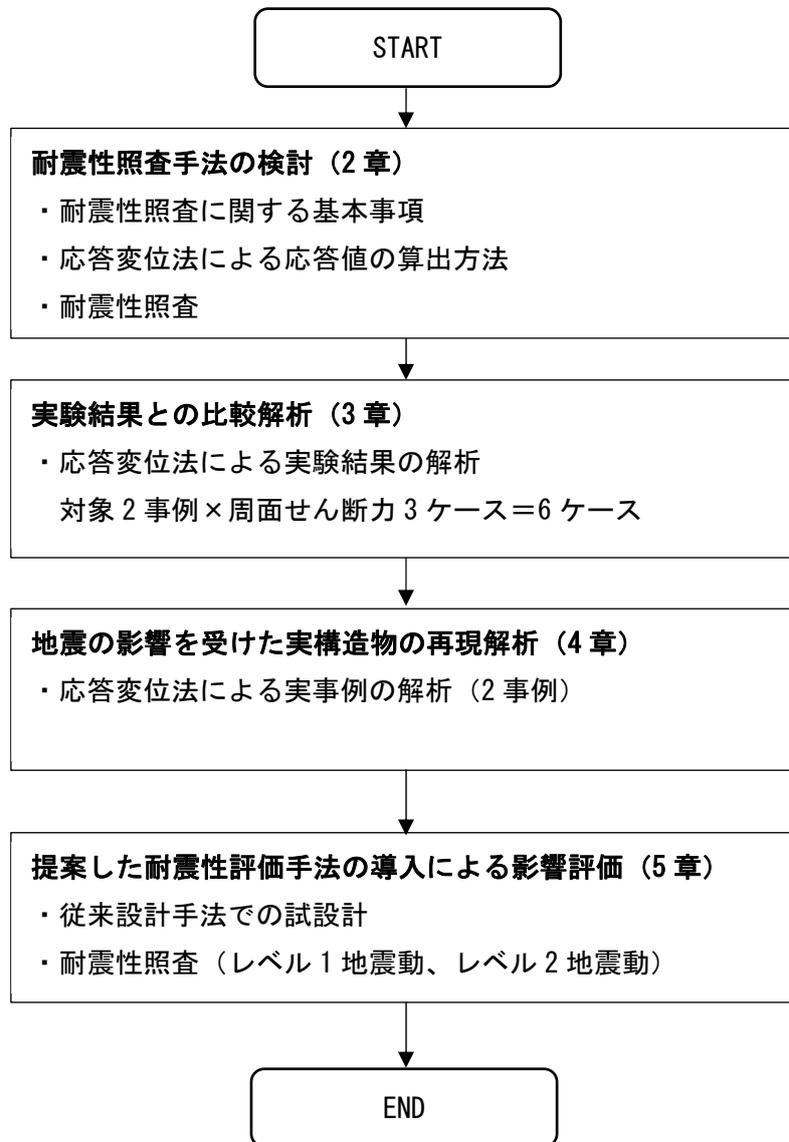


図 1.1 本研究のフロー

2. 耐震性照査手法の検討

ここでは、道路カルバートの技術基準である道路土工構造物技術基準・同解説¹⁾(以降、「土工基準」という)およびそれを補足する技術資料である道路土工要綱²⁾、道路土工-カルバート工指針³⁾(以降、「カルバート工指針」という)の解釈に基づきつつ、最新の技術的知見を取り込むことにより、大型のボックスカルバートの耐震性照査に用いることができると考えられる手法の全体像を構成することを試みた。

なお、ここに示す耐震性照査手法は、主として場所打ちコンクリートによる大型の剛性ボックスカルバート(アーチカルバートを除く)への適用を想定したものである。プレキャスト部材によるカルバートや門型カルバート、アーチカルバートなど、他の構造形式のカルバートへの適用にあたっては、さらなる検討を加える必要があることを断っておく。

2.1. 耐震性照査に関する基本事項

2.1.1. 耐震性照査の基本的な考え方

土工基準 4-3 では、カルバートを含む道路土工構造物における性能 1~3 及び重要度の区分が示されている。また、土工基準 4-3 解説では、作用と重要度に応じて要求性能の組合せの例が示されている。表 2.1 は、その例のうち、耐震性照査に関する内容を抜粋したものである。

表 2.1 道路土工構造物の作用と要求性能の組合せの例^{1)より抜粋}

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

耐震性照査にあたっては、カルバートの要求性能に応じた限界状態を設定し、想定する作用によって生じるカルバートの状態が限界状態を超えないことを照査する必要がある。土工基準 4-4-3 解説では、カルバート本体、上部道路及び内空道路の要求性能に応じた限界状態と照査の考え方及び照査項目の例として、表 2.2 が示されている。

表 2.2 カルバートの限界状態と照査項目¹⁾

要求性能	カルバートの限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査手法
性能1	カルバートが健全である、又は、カルバートは損傷するが、当該カルバートの存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない限界の状態	カルバート及び基礎地盤	カルバートが安定であるとともに、基礎地盤の力学特性に大きな変化が生じず、かつ基礎地盤の変形がカルバート本体及び上部道路に悪影響を与えない限界の状態	変形	変形照査
			安定	安定照査・支持力照査	
		カルバートを構成する部材	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	強度	断面力照査
		継手	損傷が生じない限界の状態	変位	変位照査
性能2	カルバートの損傷が限定的なものにとどまり、当該カルバートの存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる限界の状態	カルバート及び基礎地盤	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
			安定	支持力照査	
		カルバートを構成する部材	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	強度・変形	断面力照査・変形照査
		継手	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	変位	変位照査
性能3	カルバートの損傷が、当該カルバートの存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない限界の状態	カルバート及び基礎地盤	隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
			安定	支持力照査	
		カルバートを構成する部材	カルバートの耐力が大きく低下し始める限界の状態	強度・変形	断面力照査・変形照査
		継手	継手としての機能を失い始める限界の状態	変位	変位照査

2.1.2. 限界状態

(1) 安定性の照査

カルバート工指針 5-3 では、剛性ボックスカルバートの安定性の照査として、支持及び滑動に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査することとされている。これは主として門型カルバートの基礎の照査を想定したものであり、門型カルバートを除く剛性ボックスカルバートで、基礎地盤に問題がない場合は、一般に安定性の照査を省略してよいとされている。地震時に基礎地盤に生じる問題の例としては液状化が考えられ、置換え砂に液状化が生じないような処理や、液状化に伴う浮上がりに対する安定について考え方が示されている。

地震時における縦断方向の安定性の観点からは、躯体の高さに比して継手間隔が相対的に大きく設定される場合が多いため、従来型カルバートの範囲を超える大型の剛性ボックスカルバートにおいても、一般には工学的計算による照査まで行う必要はないものと考えられる。ただし、縦断方向に荷重が大きく変化する場合や、プレキャストカルバート等で躯体の高さに比して継手間隔が相対的に小さく設定される場合は、縦断方向の安定性について検討を行う必要があると考えられる。

(2) 部材の安全性の照査

表 2.2 では、性能1に対し、力学特性が弾性域を超えない限界の状態が、部材の限界状態（以下、限界状態1という）として示されている。カルバート工指針 5-1 では、レベル1地震動に対して性能

1を確保するとみなせる設計法として許容応力度に基づく設計法が示されており、カルバート工指針に示される許容応力度法により部材の安全性の照査を行えばよいこととされている。

性能2に対しては、カルバートを構成する部材の損傷の修復を容易に行い得る限界の状態が、部材の限界状態（以下、限界状態2という）として示されている。限界状態2の照査においては、カルバートを構成する部材が曲げ降伏を超えることはあっても、修復が容易に行い得る程度の曲げ変形に抑制するとともに、脆性的なせん断破壊の発生を抑制するような照査指標及び制限値を適切に設定する必要がある。

性能3に対しては、カルバートの耐力が大きく低下し始める限界の状態が、部材の限界状態（以下、限界状態3という）として示されている。限界状態3の照査においては、カルバートを構成する部材が曲げ降伏を超えることはあっても、著しい耐力低下に至らない程度の曲げ変形に抑制するとともに、脆性的なせん断破壊の発生を抑制するような照査指標及び制限値を適切に設定する必要がある。

その他、多連のボックスカルバートにおいては、中壁にせん断破壊が生じると頂版が上載荷重を支持することができなくなり、倒壊などの致命的な損傷に至るおそれがある。部材の安全性の照査にあたっては、上述した一連の照査に加え、こうした好ましくない破壊形態を確実に防止するような照査項目を設けることも重要であると考えられる。

(3) 変位の照査

継手の変位について、カルバート工指針では、カルバートに悪影響を与えない範囲の変位量以下となることを照査すればよいとされており、カルバート工指針に示される継手構造を採用した場合には、継手の照査を省略してもよいとされている。なお、大型のボックスカルバートの場合は、継手部の遊間が大きくなることが予想されるため、伸縮性に富む構造形式を検討するのがよいと考えられる。

また、カルバート内空を道路、その他の目的で利用する場合に、内空断面と建築限界等とのクリアランスの関係から、躯体の変形に別途制限を設ける必要が生じる場合が考えられる。このような場合には、部材の安全性の照査において算出される変形量と制限値との比較を行うことにより照査する方法をとることが可能である。

2.1.3. 構造解析手法

カルバートの横断方向の地震応答を算出する方法は動的解析と静的解析に大別され、静的解析にも様々な手法がある。カルバートの耐震性照査においては、解析の目的や適用条件等に留意して適切に手法を選定する必要がある。本資料では、横断方向の耐震性照査に用いることができる構造解析手法として、静的解析手法の一つである応答変位法の詳細を示している。以下にボックスカルバートの横断方向の耐震性照査に用いる構造解析手法の選定の考え方を示す。

カルバートに対する動的解析は、カルバートを模した構造要素と周辺地盤を模した平面要素等からなる一連のモデルに対し、モデル全体の時刻歴応答を動力学的に算出するものであり、これを適切に用いることで、カルバートの地震応答を精度よく算出することができる。例えば、複数のカルバートが近接して連続的に設置される場合や、カルバートの横断方向に地層の傾斜が著しい場合等、カルバートの構造や周辺地盤の条件が複雑な場合には、動的解析を適用することが必要となるものと考えられる。

ただし、動的解析を適用する場合は、耐震設計上の基盤面における入力地震動波形や周辺地盤の空間的なモデル化範囲、カルバートや周辺地盤の非線形履歴特性等を適切に設定する必要がある点に注意を要する。

上記の条件に該当しない場合は、カルバートの地震応答に対して地盤の振動特性が支配的な影響を及ぼすこととなるため、静的解析によってカルバートの地震応答を適切に算出することができると考えられる。カルバートに対する静的解析手法を大別すると、平面要素によりモデル化した周辺地盤にカルバートを模した構造要素を組み込む FEM (有限要素法) 系の静的解析手法と、周辺地盤をばねに置き換えてモデル化する応答変位法がある。両手法の大きな違いは、周辺地盤の反力特性の表現方法にある。

FEM 系の静的解析手法には、地盤の慣性力の基となる応答加速度 (水平震度) を各節点に入力する応答震度法⁴⁾と、地震時地盤ひずみを再現するために必要な等価節点力を各節点に入力する FEM 応答変位法⁵⁾があるが、両者は原理的によく類似した手法であると言える。

地震時にカルバートと周辺地盤の間に相対変位が生じると、周辺地盤には少なくともカルバートの寸法程度の範囲にわたって応力変化が生じる。こうした地盤内応力が変化する空間範囲の広さから、カルバート周辺地盤の反力特性はカルバートに接する地層の変形特性のみから決まらず、その上下層の変形特性やカルバートとの位置関係等、複雑な要因によって決まることとなる。FEM 系の静的解析手法では、これらの影響要因を含めた周辺地盤の反力特性が表現されることとなる。したがって、地層構成が複雑な条件においても、FEM 系の静的解析手法によりカルバートの地震応答を精度よく算出することができる。駐車場設計・施工指針⁶⁾において、応答変位法に用いる地盤ばねの地盤反力係数を静的 FEM に基づいて設定することとしているのは、この理由によるものと考えられる。ただし、FEM 系の静的解析手法では、地盤を平面要素によりモデル化する必要があるため、カルバートの諸元を設定する過程で用いる解析手法としては煩雑さがある。

周辺地盤をばねとしてモデル化する応答変位法では、地盤ばねの反力特性の設定においていくつかの方法がある。一つは上述した駐車場設計・施工指針のように、別途実施した静的 FEM 解析の結果に基づいて地盤反力係数を設定する方法である。この方法では、地盤反力係数を精度よく算出することができる一方、FEM 系の静的解析手法と同程度の煩雑さを有する。これに対し、設計実務でも使いやすい簡便な方法として、2.2.5. に示すように、地層ごとの変形係数から地盤反力係数を設定する方法がある。この方法を用いる場合は、周辺地盤の空間的な広がりや影響を含めた反力特性を表現することは難しい。ただし、この方法による場合の周辺地盤の地盤反力係数は大きめに算出される傾向にあることから、結果としてカルバートの応答は安全側に評価されるものと考えられる。

以上を踏まえ、本研究では、実務上の扱いが最も簡便な応答変位法について、カルバートの耐震性照査において実用上十分な精度が得られるような適用方法について検討することとした。

2.2. 応答変位法による応答値の算出方法

2.2.1. 非線形応答変位法

地中構造物の断面方向の耐震設計に用いる応答変位法では、線形解析～等価線形解析の範囲内において、動的 FEM の近似解が得られるような計算モデル～地震荷重の設定方法が理論的に導かれている⁷⁾⁸⁾。しかし、レベル 2 地震動に対する耐震性評価にあたっては、構造物、地盤あるいは両者の接触面で発揮される材料非線形性の影響を直接的に考慮することができる手法が必要となる。

そこで、ここでは従来の応答変位法に関する基礎理論を拡張し、各種の材料非線形性を考慮することが可能な応答変位法（以下、非線形応答変位法という）の定式化を示すとともに、解析手法の基本的な枠組みを示す。なお、非線形応答解析法による解析事例は既往の研究⁹⁾¹⁰⁾においてもみられるが、ここでは改めてその解析手法の理論的根拠¹¹⁾を示すものである。

(1) 全体系モデルの運動方程式

地中構造物・地盤から構成される系が多数の有限要素によって適切にモデル化されているとする。また、**図 2.1**に示すように、モデル中の節点は次の4種類により構成されているとする。

- S' : 構造物の節点のうち地盤との接触面上のもの
- S : 構造物の節点のうち S' 以外のもの
- G' : 地盤の節点のうち構造物との接触面上のもの
- G : 地盤の節点のうち G' 以外のもの

接触面でのすべり・剥離を表現するため、S' と G' は二重節点とされ、両者の間がジョイント要素によって接続されているとする。また、構造要素、地盤要素およびジョイント要素には、材料非線形性を含めた力学特性が適切に反映されているとする。

なお、ここでは材料非線形性を有する系を対象とするため、運動方程式の解法として直接積分法を適用することを想定し、変位や荷重等の状態変数を全て増分形式で表記することとする。

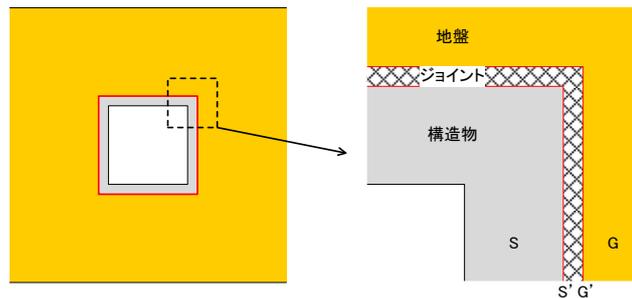


図 2.1 全体系モデル

以上を踏まえると、構造物、地盤、接触面から構成される全体系モデルの運動方程式は、次式により表される。

$$\begin{bmatrix} M_S^S & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_{S'}^S & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_{G'}^G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_G^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_S \\ \Delta \ddot{u}_{S'} \\ \Delta \ddot{u}_{G'} \\ \Delta \ddot{u}_G \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{SS}^S & C_{SS'}^S & 0 & 0 \\ C_{S'S}^S & C_{S'S'}^S & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{G'G'}^G & C_{G'G}^G \\ 0 & 0 & C_{GG'}^G & C_{GG}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_S \\ \Delta \dot{u}_{S'} \\ \Delta \dot{u}_{G'} \\ \Delta \dot{u}_G \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{SS}^S & K_{SS'}^S & 0 & 0 \\ K_{S'S}^S & K_{S'S'}^S + K_{S'S'}^I & K_{S'G'}^I & 0 \\ 0 & K_{G'S'}^I & K_{G'G'}^I + K_{G'G'}^G & K_{G'G}^G \\ 0 & 0 & K_{GG'}^G & K_{GG}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_S \\ \Delta u_{S'} \\ \Delta u_{G'} \\ \Delta u_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

上付きの添え字 S, I, G はそれぞれ構造要素、ジョイント要素、地盤要素を表し、下付きの添え字は対応する自由度を表している。なお、接触面上におけるエネルギー損失の主たる要因は履歴減衰であると考えられるため、ジョイント要素の速度比例減衰を無視している。

以下、この全体系モデルに対する動的解析の近似解が得られるように、サブストラクチャー法の手順に沿ってモデルを簡素化していく。

(2) 運動方程式と系の分割

モデルを簡素化するため、節点 G' を境界面として、全体系を構造物・ジョイント系と地盤系の 2 つに分割する。ジョイント要素を構造物系に含めたのは、以降の式展開を簡素化できるためである。

このとき、構造物・ジョイント系と地盤系の運動方程式は、それぞれ次のようになる。

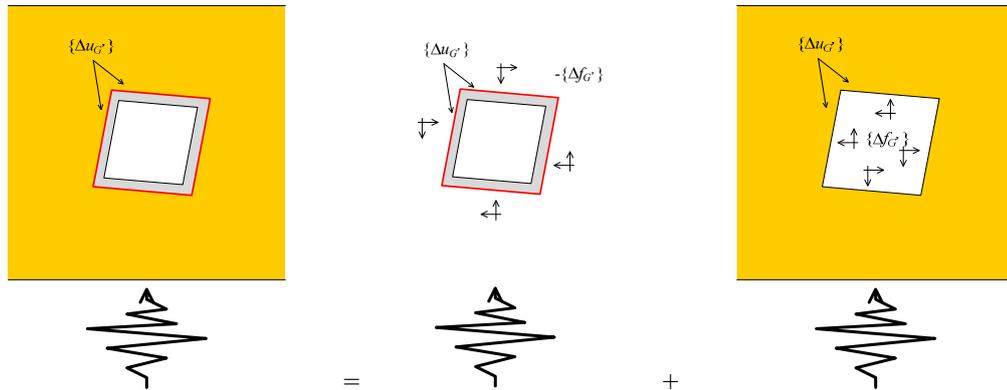
$$\begin{bmatrix} M_S^S & 0 & 0 \\ 0 & M_{S'}^S & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_S \\ \Delta \ddot{u}_{S'} \\ \Delta \ddot{u}_{G'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{SS}^S & C_{SS'}^S & 0 \\ C_{S'S}^S & C_{S'S'}^S & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_S \\ \Delta \dot{u}_{S'} \\ \Delta \dot{u}_{G'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{SS}^S & K_{SS'}^S & 0 \\ K_{S'S}^S & K_{S'S'}^S + K_{S'S'}^L & K_{S'G'}^L \\ 0 & K_{G'S'}^L & K_{G'G'}^L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_S \\ \Delta u_{S'} \\ \Delta u_{G'} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\Delta f_{G'} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

$$\begin{bmatrix} M_{G'}^G & 0 \\ 0 & M_G^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_{G'} \\ \Delta \ddot{u}_G \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{G'G'}^G & C_{G'G}^G \\ C_{GG'}^G & C_{GG}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_{G'} \\ \Delta \dot{u}_G \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{G'G'}^G & K_{G'G}^G \\ K_{GG'}^G & K_{GG}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'} \\ \Delta u_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta f_{G'} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

なお、全体系 (式(2.1)) と分割系 (式(2.2)、(2.3)) の解を一致させるため、分割した 2 つの系の運動方程式には次の拘束条件を与えている。

- ・ 境界面 (節点 G') における変位増分 $\{\Delta u_{G'}\}$ が等しい (変位適合条件)。
- ・ 境界面 (節点 G') における荷重増分 $\{\Delta f_{G'}\}$ が作用・反作用の関係を満たす。

この場合に 2 つの系がやりとりする荷重増分 $\{\Delta f_{G'}\}$ は、2 つの系の間の相互作用によって生じる力 (以下、相互作用力という) である。



(a) 全体系

(b) 構造物・ジョイント系

(c) 地盤系

図 2.2 全体系モデルの分割

(3) 地盤系の変位発生過程の分解

地盤系において、構造物の影響を受けた変位増分 $\{\Delta u\}$ の発生過程を、次の 2 つに分解する。

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_{G'} \\ \Delta u_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^C \\ \Delta u_G^C \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^F \\ \Delta u_G^F \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

$\{\Delta u^C\}$ は、構造物位置を質量・剛性が零の物体で置き換えた仮想の地盤 (以下、空洞地盤という) が地震動を受けることによって生じる変位増分である。これに対し、 $\{\Delta u^F\}$ は、 $\{\Delta u^C\}$ を構造物の影響を受けた変位増分 $\{\Delta u\}$ と一致させるために必要となる変位増分である。これを概念的に示したものが図 2.3 である。この分解に対応し、境界面上の荷重増分 $\{\Delta f_{G'}\}$ も次のように書くことができる。

$$\Delta f_{G'} = \Delta f_{G'}^C + \Delta f_{G'}^F = \Delta f_{G'}^F \quad (2.5)$$

空洞地盤の境界面における荷重増分 $\{\Delta f_G^C\}=\{0\}$ である。したがって、強制変位過程の荷重増分 $\{\Delta f_G^F\}$ は2つの系の間の相互作用力 $\{\Delta f_G\}$ そのものである。

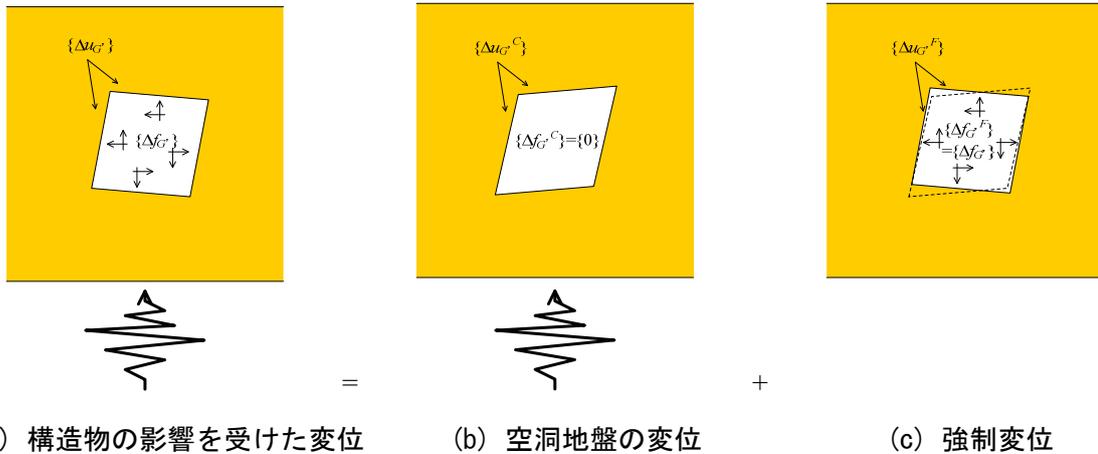


図 2.3 地盤系の変位発生過程の分解 (その 1)

さらに、地震動を受ける空洞地盤の変位増分 $\{\Delta u^C\}$ の発生過程を、次の2つに分解する。

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_G^C \\ \Delta u_G^C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta u_G^O \\ \Delta u_G^O \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta u_G^R \\ \Delta u_G^R \end{Bmatrix} \text{-----(2.6)}$$

$\{\Delta u^O\}$ は、地中構造物を設置する前の地盤 (以下、原地盤という) が地震動を受けたときの地盤の変位増分である。一方、 $\{\Delta u^R\}$ は境界面上の応力が零になるまで解放するときが発生する変位増分である。この分解に対応し、境界面上の荷重増分 $\{\Delta f_G^C\}$ も次のように書くことができる。

$$\Delta f_G^C = \Delta f_G^O + \Delta f_G^R = 0 \text{-----(2.7)}$$

原地盤の荷重増分 $\{\Delta f_G^O\}$ は、原地盤を対象とした地震応答解析によって得られる構造物位置の地盤の応力増分を等価節点力増分に変換したものである。一方、荷重増分 $\{\Delta f_G^R\}$ は $\{\Delta f_G^O\}$ を打ち消すもの ($\{\Delta f_G^R\} = -\{\Delta f_G^O\}$) である。

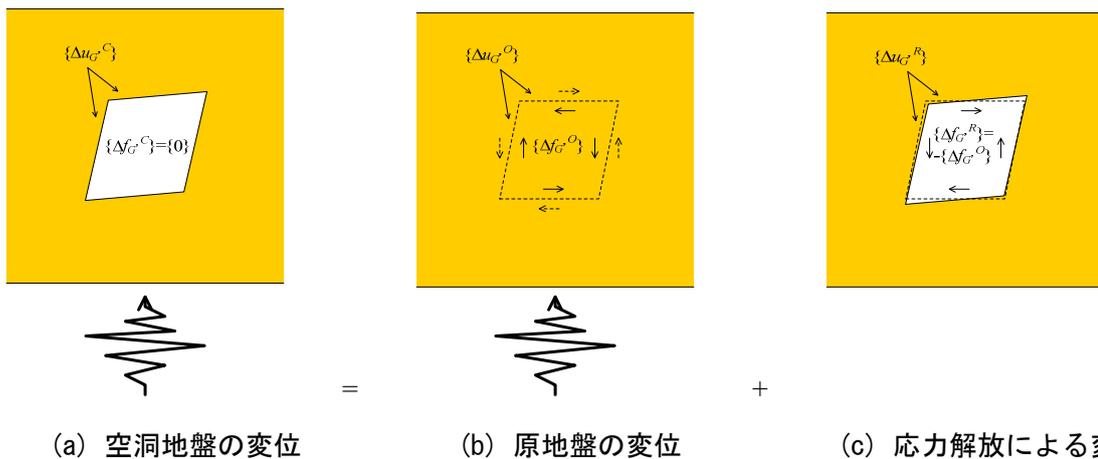


図 2.4 地盤系の変位発生過程の分解 (その 2)

ここで、以下2点の仮定を設ける。

仮定 1. 地盤は水平成層状である。

仮定 2: 地中構造物および地盤の応答に対しては、鉛直方向に伝播する SH 波が支配的な影響を及ぼす。

これらが成り立つ場合、原地盤の変位増分は、 $\{\Delta u^O\}$ は 1 次元地震応答解析によって比較的容易に算出することができる。また、ボックスカルバートの場合は構造物が矩形であるため、上述した構造物位置の地盤の応力増分は、地盤の 1 次元地震応答解析によって算出される地盤のせん断応力増分そのものとなり、これを等価節点力増分に変換したものが $\{\Delta f_{G'}^R\}$ となる。

以上をまとめると、地盤系の変位増分は次のように、3 つの過程 (O: 地震動を受ける原地盤、R: 境界面での応力解放、F: 境界面での強制変位) で生じる変位増分の和として表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_{G'} \\ \Delta u_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^O \\ \Delta u_G^O \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^R \\ \Delta u_G^R \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^F \\ \Delta u_G^F \end{Bmatrix} \text{-----} (2.8)$$

同様に、境界面上の荷重増分も 3 つの過程 (O、R、F) の和として表すことができる。ただし、結果的に残るのは強制変位過程の荷重増分のみとなる。

$$\Delta f_{G'} = \Delta f_{G'}^O + \Delta f_{G'}^R + \Delta f_{G'}^F = \Delta f_{G'}^F \text{-----} (2.9)$$

(4) 地盤系の縮約

次に、地盤系を縮約することで、非線形応答変位法の基礎方程式を導く。地盤系の縮約にあたり、次の仮定を設ける。

仮定 3: 応力解放過程における慣性力と減衰力の増分は十分に小さい。

仮定 4: 強制変位過程における慣性力と減衰力の増分は十分に小さい。

これは、2 つの変形過程を静的な現象として近似的に扱うことができるとする仮定である。別の見方をすると、地震動によって生じる地盤系の慣性力と減衰力は、原地盤系のそれらと概ね一致することを仮定したことに相当する。

このとき、応力解放過程の運動方程式は次のように書ける。

$$\begin{bmatrix} K_{G'G'}^G & K_{G'G}^G \\ K_{GG'}^G & K_{GG}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{G'}^R \\ \Delta u_G^R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta f_{G'}^R \\ 0 \end{Bmatrix} \text{-----} (2.10)$$

これを $\{\Delta f_{G'}^R\}$ について解くと、次式が得られる。

$$\begin{aligned} \{\Delta f_{G'}^R\} &= [K_{G'G'}^G] \{\Delta u_{G'}^R\} + [K_{G'G}^G] \{\Delta u_G^R\} \\ &= \left([K_{G'G'}^G] - [K_{G'G}^G] [K_{GG}^G]^{-1} [K_{GG'}^G] \right) \{\Delta u_{G'}^R\} \\ &= [k^G] \{\Delta u_{G'}^R\} \text{-----} (2.11) \end{aligned}$$

$[k^G]$ は境界面から見た地盤系の剛性と等価なばね要素群の剛性マトリックスである。これにより、地盤系はばね要素群に縮約されたことになる。

同様に、強制変位過程の運動方程式も、次式で表すことができる。

$$\{\Delta f_G^F\} = [k^G] \{\Delta u_G^F\} \text{-----} (2.12)$$

式(2.9)、(2.11)、(2.12)を用いると、相互作用力 $\{\Delta f_G\}$ を次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \{\Delta f_G\} &= \{\Delta f_G^F\} \\ &= [k^G] \left(\{\Delta u_G\} - \{\Delta u_G^O\} - \{\Delta u_G^R\} \right) \\ &= [k^G] \left(\{\Delta u_G\} - \{\Delta u_G^O\} \right) - \{\Delta f_G^R\} \text{-----} (2.13) \end{aligned}$$

さらに、次の仮定を設ける。

仮定 5: 構造物・ジョイント系の減衰力は十分に小さい。

一般に地中構造物の重量は土に比べて軽く、構造物の重量に由来する共振が地中で生じるとは考えにくいため、無理のない仮定である。

仮定 5 を考慮しつつ、式(2.13)を構造物・ジョイント系の運動方程式である式(2.2)に代入して整理すると、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} K_{SS}^S & K_{SS'}^S & 0 \\ K_{S'S}^S & K_{S'S'}^S + K_{S'S'}^I & K_{S'G'}^I \\ 0 & K_{G'S'}^I & K_{G'G'}^I + k^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_S \\ \Delta u_{S'} \\ \Delta u_{G'} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ k^G \Delta u_G^O \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \Delta f_G^R \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} M_S^S & 0 & 0 \\ 0 & M_{S'}^S & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_S \\ \Delta \ddot{u}_{S'} \\ \Delta \ddot{u}_{G'} \end{Bmatrix} \text{-----} (2.14)$$

地盤系の境界面の荷重増分を表す式(2.13)を構造物・ジョイント系の運動方程式に代入したことは、分割した2つの系の境界面に作用・反作用の関係を与えたことを意味する。また、2つの境界面(節点 G')に同一の変位増分 $\{\Delta u_{G'}\}$ を与えているため、2つの系は変位適合条件を満たしている。このため、式(2.14)のモデルは、理想的な全体系モデルの近似解を与えるものと考えられる。これが非線形応答変位法の基礎方程式である。

(5) 基礎方程式に基づくモデルの作成方法

非線形応答変位法の基礎方程式である式(2.14)について、各項の物理的意味を確認しておく。

左辺：構造要素 $[K^S]$ に対してジョイント要素 $[K^I]$ 、地盤ばね要素 $[k^G]$ を直列で接続したモデルの復元力を示している。

右辺第1項：地盤ばねの剛性 $[k^G]$ と原地盤の変位増分 $\{\Delta u_G^O\}$ の積として求まる荷重増分であり、節点 G' に与える必要がある。変位増分 $\{\Delta u_G^O\}$ には原地盤系を対象とした地震応答解析の解を用いる。周辺地盤の材料非線形性を考慮する場合は、地盤ばね要素に適切な反力特性を与えた上で、地盤ばね要素の固定端(節点 G^O)に強制変位増分 $\{\Delta u_G^O\}$ を与えることにより、材料非線形性の影響を含めた荷重増分 $[k^G]\{\Delta u_G^O\}$ が節点 G' に加わることとなる。

右辺第2項：構造物の周面せん断力増分 $\{\Delta f_G^R\}$ であり、節点 G' に与える必要がある。 $\{\Delta f_G^R\}$ は、原

地盤系を対象とした地震応答解析で得られたせん断応力を等価節点力に変換したものである。

右辺第3項：構造物の慣性力であり、構造要素を構成する節点 S 、 S' に与える。この加速度増分にも、原地盤系を対象とした地震応答解析の解を近似的に用いることができる。

例として、このモデルを2連のボックスカルバートに適用する場合の模式図を図 2.5 に示す。

このモデルを用いると、2つの系の中の相互作用力 (式(2.14)右辺第1項と第2項の和) は、ジョイント要素を介して作用することとなる。このため、理想的な全体系モデルと同様に、接触面上の摩擦強度がカルバートに対する地震力を規制する役割を果たすこととなる。

応答変位法による既往の解析事例では、構造物と地盤の接触面におけるすべりの影響を考慮するため、接触面上の摩擦強度を地震時周面せん断力の上限として用いるケースもあるが、非線形応答変位法ではすべりの影響がジョイント要素によって表現されるため、その影響を地震時周面せん断力に含めてはならない点に注意を要する。

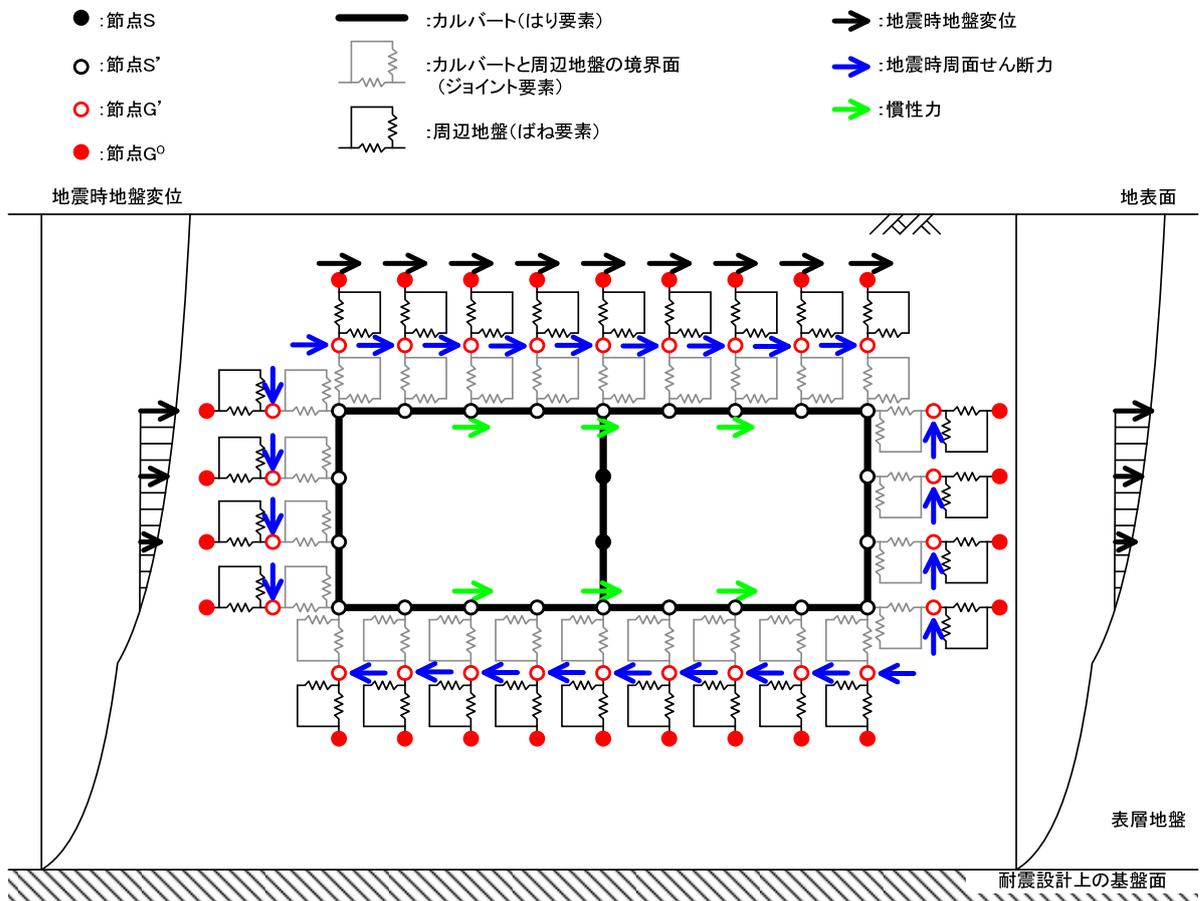


図 2.5 非線形応答変位法の模式図

また、周辺地盤及び接触面に与える反力特性の概念図を図 2.6 に示す。構造物と地盤の接触面におけるすべり・剥離はジョイント要素で表現することとなるため、その影響を地盤ばね要素の反力特性 $[k^G]$ に反映させてはならない。このように、地盤ばね要素とジョイント要素の各々が持つ役割の違いをよく理解した上でモデルを作成する必要がある点に注意を要する。

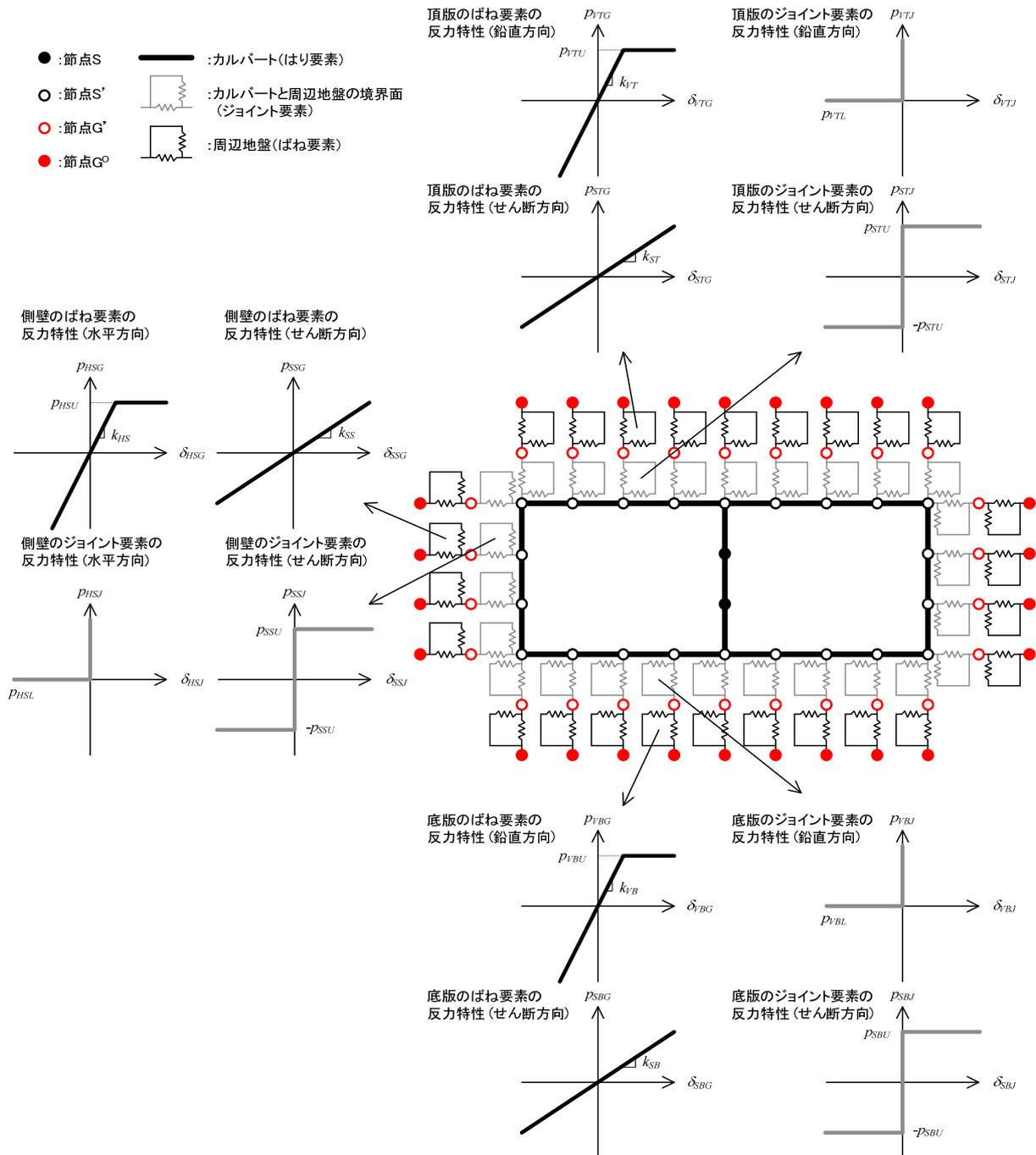


図 2.6 周辺地盤及び接触面の反力特性の概念図

2.2.2. 地震の影響

カルバート工指針では、地震の影響として次のものを考慮することとされている。

- (1) カルバートの自重に起因する地震時慣性力 (以下、慣性力)
- (2) 地震時土圧
- (3) 地震時の周辺地盤の変位または変形
- (4) 地盤の液状化の影響

大型のボックスカルバートの耐震性照査を行うにあたり、(1)~(3)をどのような形で具体的に反映させるかは、適用する解析手法によって異なる。非線形応答変位法の基礎方程式である式(2.14)に照

らすと、式(2.14)右辺第3項が上記(1)に、 $[k^G]\{\Delta u_G^O\} + \{\Delta f_G^R\}$ が上記(2)と(3)の和に、それぞれ対応している。地盤を水平成層状とみなせる場合は、これら作用の基となる原地盤の加速度、地震時地盤変位 $\{\Delta u_G^O\}$ および地震時周面せん断力 $\{\Delta f_G^R\}$ を、1次元地震応答解析によって算出することができる。下記(1)~(3)では、これらの実用的な設定方法を示している。なお、カルバートの周辺あるいは上方に盛土が存在する場合、盛土は水平成層状ではなく台形状である場合が多いが、既往の動的遠心模型実験¹²⁾では、盛土を台形状とした場合と水平成層状とした場合で、その内部に設置されているカルバートの地震時挙動に特段の差異が認められなかったことから、台形状の盛土についても近似的に水平成層状として扱うことで実用上は問題ないと考えられる。

カルバートに対する(4)地盤の液状化の影響としては、地下水位以深に設置されたカルバートに対する浮力の増大、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う基礎地盤の沈下の影響、置換え砂や埋戻し部の液状化の影響等、様々なものが考えられる。カルバート工指針では、これらへの対応として、浮上がりに対するカルバートの安定性の検討や軟弱地盤上のカルバートで地下水位が高い場合の置換え砂や埋戻し土の扱い等が示されており、特に大型のカルバートの場合には、断面が大きいことから継手部の目地開き等が大きくなる可能性があることから、これらに従い適切に検討する必要がある。

カルバートの横断方向の地震時挙動に対する地盤の液状化の影響については十分な知見が得られていないのが現状であるが、本章に示す横断方向の耐震性照査手法は、液状化の影響を含めた地盤の剛性低下を考慮したものになっている。

(1) 慣性力

慣性力は、カルバートの重量に設計水平震度 k_h を乗じることで算出する。このときの設計水平震度 k_h は、地盤の地震応答解析で得られた構造物設置深度における応答加速度から算出することができる。

表層地盤の応答加速度には、表層地盤の高次モードの影響が強く含まれる¹³⁾。その一方で、(2)に述べる簡易な応答評価手法を用いる場合は、表層地盤の高次モードを無視した手法であることから、表層地盤の加速度を過小に評価する可能性がある。これを考慮すると、設計水平震度の設定方法の一つとして、次式が考えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_U \cdot k_{hg0} \text{-----} (2.15)$$

$$c_U = \begin{cases} 1 & (z < 0) \\ 1 - 0.015z & (z \geq 0) \end{cases} \text{-----} (2.16)$$

ここに、

k_h ：設計水平震度

c_U ：設計水平震度の深さ方向の低減係数

k_{hg0} ：耐震設計上の地盤面における設計水平震度の標準値

c_z ：地域別補正係数

z ：耐震設計上の地盤面からの深さ (m)

これは、駐車場設計・施工指針を参考としたものであり、耐震設計上の地盤面における設計水平震度 k_{hg} を、深さ方向に係数 c_U で低減させる方法である。低減係数 c_U のうち耐震設計上の地盤面以深($z \geq 0$ m)の式¹⁴⁾は、表層地盤の加速度分布の計算に適用するものとして設定されたものではないが、カルバートの地震応答に及ぼす慣性力の影響が一般に小さいことを考慮すると、この式を用いることで実用上は十分であると考えられる。

(2) 地震時地盤変位

1) 応答スペクトル法に基づく地震時地盤変位の算出方法

著者らの一部は、大規模地震動に対する地中構造物の耐震性照査に用いることができる表層地盤の実用的な応答評価手法を提案している¹³⁾。これは、モード解析理論に基づく1次モード解を利用した応答スペクトル法であり、各地層の硬軟分布(S波速度構造)の影響を反映することができる。駐車場指針⁶⁾に代表される既往の地中構造物の耐震設計に用いられてきた計算方法と比べると、各地層の硬軟分布の影響を考慮している点とひずみエネルギー比例減衰を用いている点のみであり、これらを除けば理論的背景は同一であるため、表層地盤が一様でかつ想定する地盤の減衰特性が同一の場合は、既往の方法と同一の解が得られることとなる。ここでは、文献¹³⁾に基づく地震時地盤変位の算出方法を示す。

地表面から第*j*番目の地層における地震時地盤変位 $u_j(z_j)$ は、耐震設計上の基盤面における変位応答スペクトル $S_{DB}(T, h)$ を用いて、それぞれ式(2.17)により算出することができる。

$$u_j(z_j) = \beta \cdot S_{DB}(T_s, h) \cdot \phi_j(z_j) \text{ ----- (2.17)}$$

ここに、

$u_j(z_j)$: 第*j*層の深さ z_j の位置における水平変位 (m)

z_j : 第*j*層の上面からの深さ (m)

β : 1次モードの刺激係数で、式(2.24)により算出する。

$S_{DB}(T_s, h)$: 耐震設計上の基盤面における減衰定数 h の変位応答スペクトル (m)

T_s : 地震時における表層地盤の1次固有周期 (s)

h : 1次モードのモード減衰定数で、式(2.25)により算出する。

ϕ_j : 第*j*層の1次モード分布

耐震設計上の基盤面における変位応答スペクトル $S_{DB}(T_s, h)$ の算出方法については、2.2.3.にて後述する。

なお、耐震設計上の基盤面は、道路土工要綱²⁾に示されているように、粘性土層で*N*値25以上、砂質土層で*N*値50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面とされるのが一般的である。ただし、「カルバートの耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地層の上面」という主旨に照らすと、耐震設計上の基盤面とみなすことができる深度よりも下方にカルバートを設置する場合は、カルバート底面を耐震設計上の基盤面とするのがよいと考えられる。また、計算の対象とする表層地盤の上面である地表面は、カルバートの位置における地盤の上面とし、盛土が存在する場合は盛土の上面とする必要がある。

第*j*層の1次モード分布 $\phi_j(z_j)$ は、式(2.18)によって算出する。

$$\phi_j(z_j) = A_j \cos \omega_s z_j / V_{SDj} + B_j \sin \omega_s z_j / V_{SDj} \text{ ----- (2.18)}$$

ここに、

ω_s : 地震時における表層地盤の1次固有円振動数 (rad./s) であり、 $\omega_s = 2\pi/T_s$ である。

A_j, B_j : 第*j*層に関する変位パラメータ (m)

V_{SDj} : 地震時における第*j*層のS波速度 (m/s) で、式(2.31)により算出する。

各層の変位パラメータ A_j, B_j は、次の漸化式によって算出する。

$$\begin{Bmatrix} A_j \\ B_j \end{Bmatrix} = [L_{j-1}] \dots [L_k] \dots [L_2] [L_1] \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} \text{-----} (2.19)$$

$$[L_k] = \begin{bmatrix} \cos \omega_s H_k / V_{SDk} & \sin \omega_s H_k / V_{SDk} \\ -R_k \sin \omega_s H_k / V_{SDk} & R_k \cos \omega_s H_k / V_{SDk} \end{bmatrix} \text{-----} (2.20)$$

$$R_k = \frac{\rho_k V_{SDk}}{\rho_{k+1} V_{SDk+1}} \text{-----} (2.21)$$

$$A_1 = 1, \quad B_1 = 0 \text{-----} (2.22)$$

ここに、

$[L_k]$: 第 k 層の層マトリックス

H_k : 第 k 層の層厚 (m)

R_k : 第 k 層と第 $k+1$ 層の実数インピーダンス比

ρ_k : 第 k 層の湿潤密度 (t/m^3)

このとき、耐震設計上の基盤面 (地表面から第 n 番目の地層の上面) における相対変位をゼロとするための境界条件として、次式を満たす必要がある。

$$\phi_n(0) = A_n = 0 \text{-----} (2.23)$$

地震時における表層地盤の 1 次固有周期 T_S は、式(2.19)~(2.22)により算出される A_n が式(2.23)を満たすように、収束計算によって定める必要がある。なお、この条件を満たす T_S はモード次数に対応して無数に存在するが、それらのうち最大の値が 1 次固有周期である。

1 次モードの刺激係数 β 及びモード減衰定数 h は、それぞれ式(2.24)及び式(2.25)によって算出することができる。

$$\beta = \frac{\sum_{j=1}^{n-1} \rho_j (A_j C_j + B_j S_j)}{\sum_{j=1}^{n-1} \rho_j (A_j^2 C C_j + 2 A_j B_j C S_j + B_j^2 S S_j)} \text{-----} (2.24)$$

$$h = \frac{\sum_{j=1}^{n-1} \{ h_{ej} \rho_j \omega_s^2 (A_j^2 S S_j - 2 A_j B_j C S_j + B_j^2 C C_j) \}}{\sum_{j=1}^{n-1} \{ \rho_j \omega_s^2 (A_j^2 S S_j - 2 A_j B_j C S_j + B_j^2 C C_j) \}} \text{-----} (2.25)$$

$$C_j = \frac{V_{SDj}}{\omega_s} \sin \omega_s H_j / V_{SDj} \text{-----} (2.26)$$

$$S_j = \frac{V_{SDj}}{\omega_s} (1 - \cos \omega_s H_j / V_{SDj}) \text{-----} (2.27)$$

$$C C_j = \frac{1}{4} \left(2 H_j + \frac{V_{SDj}}{\omega_s} \sin 2 \omega_s H_j / V_{SDj} \right) \text{-----} (2.28)$$

$$C S_j = \frac{V_{SDj}}{4 \omega_s} (1 - \cos 2 \omega_s H_j / V_{SDj}) \text{-----} (2.29)$$

$$S S_j = \frac{1}{4} \left(2 H_j - \frac{V_{SDj}}{\omega_s} \sin 2 \omega_s H_j / V_{SDj} \right) \text{-----} (2.30)$$

ここに、

$C_j, S_j, CC_j, CS_j, SS_j$: 第 j 層の波動伝播特性に関するパラメータ

h_{ej} : 第 j 層の要素減衰定数であり、式(2.33)により算出することができる。

2) 地震時における S 波速度 V_{SD} 及び要素減衰定数 h_e

地震時における第 j 層の S 波速度 V_{SDj} は、式(2.31)によって算出することができる。

$$V_{SDj} = c_{vj} V_{Sj} \text{-----} (2.31)$$

ここに、

V_{Sj} : 第 j 層の S 波速度 (m/s)

c_{vj} : 地震時における第 j 層の S 波速度比

V_S と V_{SD} の違いは、前者が PS 検層等によって得られる微小ひずみ域の S 波速度であるのに対し、後者は地震時のひずみレベルに応じて低下した S 波速度である。 c_v はこれらの比であり、土のひずみレベルに応じたせん断係数比 G/G_0 との間に次の関係を有する。

$$c_v = \sqrt{G/G_0} \text{-----} (2.32)$$

c_v は表層地盤の地震応答解析によって算出することができる。なお、文献¹³⁾では、鉛直アレー記録および動的遠心模型実験データの波形処理解析に基づき、大規模地震動 (レベル 2 地震動) に対する表層地盤の S 波速度比 c_v について検討を行っている。その結果と既往の技術基準類における扱いと合わせると、表 2.3 に示す値を用いることができると考えられる。なお、同表のうちレベル 2 地震動に対する砂質土層の値 ($c_v=0.2$) は、液状化地盤のほか、地下水位以浅の盛土からも同程度の値が得られていることから、砂質土層に液状化が生じるか否かによらず、レベル 2 地震動に対する表層地盤の応答値の算出に適用することができる。

なお、カルバートは盛土内に設置される場合が多いが、その盛土材が計画段階で実在しない場合は、調査によってその S 波速度 V_S を事前に把握することができない。そこで、盛土材料ごとの S 波速度 V_S の平均値を表 2.4 に示す。これは、高速道路盛土に対して実施された多数の地盤調査結果から得られたものである¹⁵⁾¹⁶⁾。カルバート周辺の盛土についても、道路土工-盛土工指針¹⁷⁾の締固め管理基準に基づく施工を行うことで同程度の品質が得られると考えられることから、これを前提とすれば表 2.4 の値を用いることができると考えられる。

表 2.3 S 波速度比 c_V

		S 波速度比 c_V	
		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
$V_S < 300\text{m/s}$	砂質土層	0.8	0.2
	粘性土層	0.8	0.4
$V_S \geq 300\text{m/s}$		1.0	0.8

表 2.4 盛土材料ごとの S 波速度 V_S の平均値¹⁵⁾¹⁶⁾

盛土材料	V_S (m/s)
粘性土盛土	150
砂質土盛土	250
礫質土盛土	350
石分まじり盛土	400
脆弱岩盛土	220

要素減衰定数 h_e については、Hardin・Drnevich の式¹⁸⁾に式(2.32)を組み合わせた次式によって算出することができる。

$$h_e = h_{\max}(1 - c_V^2) \text{-----} (2.33)$$

ここに、

h_{\max} : 最大減衰定数

c_V : S 波速度比

最大減衰定数 h_{\max} については、室内繰返しせん断試験によって求めることができる。一般には、既往の土質試験データ¹⁹⁾に基づく、 $h_{\max}=0.20$ 程度を目安とすることができると考えられる。

(3) 地震時周面せん断力

2.2.1. (5) で述べたように、地震時周面せん断力は、地盤の地震応答解析で得られたカルバート外周面位置の地震時せん断応力を、等価節点力に変換することで算出することができる。以降では、

2.2.2. (2) に示した応答スペクトル法に基づく表層地盤の地震時せん断応力の算出方法を示す。

地表面から第 j 番目の地層における地震時せん断応力 $\tau_j(z_j)$ は、耐震設計上の基盤面における変位応答スペクトル $S_{DB}(T, h)$ を用いて、式(2.34)により算出することができる。

$$\tau_j(z_j) = \beta \cdot S_{DB}(T_s, h) \cdot \rho_j V_{SDj}^2 \cdot \frac{d\phi_j(z_j)}{dz_j} \text{-----} (2.34)$$

ここに、

$\tau_j(z_j)$: 第 j 層の深さ z_j における地震時せん断応力 (kN/m²)

$d\phi_j(z_j)/dz_j$ は第 j 層の 1 次モード分布の空間勾配であり、式(2.35)によって算出することができる。

$$\frac{d\phi_j(z_j)}{dz_j} = \frac{\omega_s}{V_{SDj}} (-A_j \sin \omega_s z_j / V_{SDj} + B_j \cos \omega_s z_j / V_{SDj}) \text{-----} (2.35)$$

なお、 z_j 、 β 、 S_{DB} 、 T_s 、 ω_s 、 h 、 r_j 、 V_{SDj} 、 A_j 、 B_j の意味および設定方法は、2.2.2. (2) に示したとおりである。

2.2.3. 地震動の設定方法

大型のボックスカルバートの耐震性照査においては、土工基準及びカルバート工指針に基づき、レベル1地震動及びレベル2地震動を適切に設定する必要がある。また、レベル2地震動については、土工基準及びカルバート工指針に基づき、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプIの地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプIIの地震動の2種類を考慮する必要がある。

カルバート工指針では、動的解析による照査を行う場合の入力地震動について、道路橋示方書V耐震設計編（以下、「道示V編」という）を参考に、目標とする加速度応答スペクトルに近似したスペクトル特性を有する加速度波形を用いるのがよいとされている。道示V編に示されているこの加速度応答スペクトルは、耐震設計上の地盤面で定義されたものである。

一方、応答変位法に用いる地震時地盤変位などの作用は、原地盤を対象とした地震応答解析によって算出する必要があり、この地震応答解析を行うためには表層地盤に対して地震動を耐震設計上の基盤面から入力する必要がある。このため、カルバートの耐震性照査にあたっては、耐震設計上の地盤面において目標とする加速度応答スペクトルに適合するように作成された地震動波形を、重複反射理論に基づいて耐震設計上の基盤面に引き戻すことにより、耐震設計上の基盤面における地震動を設定することが必要となる。

なお、重複反射理論を用いて基盤地震動波形を算出する場合、算出された耐震設計上の基盤面における地震動が過大な短周期成分を含んだものとなることがあるため、解析手法の選定にあたって注意する必要がある。また、基盤地震動の設定にあたっては、波動場の境界条件の違い（いわゆる2E境界とE+F境界の違い）を適切に考慮する必要がある。2.2.2. に示した応答スペクトル法を用いる場合は、基盤地震動を透過・反射境界（いわゆるE+F境界）の値として設定する必要がある。

著者らの一部は、上記の要件を満たし、かつ、2.2.2. に示した応答スペクトル法に適用することができる基盤地震動（変位応答スペクトル $S_{DB}(T_s, h)$ ）の簡易な設定方法を提案している¹³⁾。その具体的な計算方法を以下に示す。

耐震設計上の基盤面における減衰定数 h の変位応答スペクトル $S_{DB}(T_s, h)$ は、耐震設計上の地盤面における減衰定数 $h=0.05$ の加速度応答スペクトル $S_{AG}(T_s, 0.05)$ に基づき、式(2.36)及び(2.37)により算出することができる。

$$S_{DB}(T_s, h) = \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2 \cdot c_D \cdot \frac{S_{AG}(T_s, 0.05)}{|H|} \quad (2.36)$$

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (2.37)$$

ここに、

$S_{DB}(T_s, h)$: 耐震設計上の基盤面における固有周期 T_s 、減衰定数 h の変位応答スペクトル (m)

$S_{AG}(T_s, 0.05)$: 耐震設計上の地盤面における固有周期 T_s 、減衰定数 $h=0.05$ の加速度応答スペクトル (m/s^2)

h : 1次モードのモード減衰定数で、式(2.25)により算出する。

c_D : 減衰定数別補正係数

H : 表層地盤の伝達関数

式(2.36)において、加速度応答スペクトル S_{AG} を表層地盤の伝達関数の絶対値 $|H|$ で除すことは、耐

震設計上の地盤面で定義された地震動を耐震設計上の基盤面に引き戻すことを意味している。この計算を1次固有周期 T_S のみについて行う理由は、地震時地盤変位に対して支配的な影響を及ぼす1次モードのみを考慮すれば実用上十分であるためである。それと同時に、地震動の引き戻しの計算に悪影響を及ぼす高次モードを除外することで、地震動を安定的に引き戻すことができるためである。

伝達関数 H の算出においては、重複反射理論によって導かれた式(2.38)～(2.42)を用いる。

$$H = \frac{2E_m}{E_n + F_n} \text{-----} (2.38)$$

$$E_{j+1} = \frac{1+R_j^*}{2} E_j \cdot \exp(i\omega_s H_j / V_{SDj}^*) + \frac{1-R_j^*}{2} F_j \cdot \exp(-i\omega_s H_j / V_{SDj}^*) \text{-----} (2.39)$$

$$F_{j+1} = \frac{1-R_j^*}{2} E_j \cdot \exp(i\omega_s H_j / V_{SDj}^*) + \frac{1+R_j^*}{2} F_j \cdot \exp(-i\omega_s H_j / V_{SDj}^*) \text{-----} (2.40)$$

$$R_j^* = \frac{\rho_j V_{SDj}^*}{\rho_{j+1} V_{SDj+1}^*} \text{-----} (2.41)$$

$$V_{SDj}^* = V_{SDj} \sqrt{1+i \cdot 2h_{ej}} \text{-----} (2.42)$$

ここに、

E_j : 第 j 層における変位振幅の上昇成分 (m) で、 $E_1=1$ とする。

F_j : 第 j 層における変位振幅の下降成分 (m) で、 $F_1=1$ とする。

m : 地表を第1層目としたときの耐震設計上の地盤面を上面とする地層の番号

n : 地表を第1層目としたときの耐震設計上の基盤面を上面とする地層の番号

ω_s : 地震時における表層地盤の1次固有円振動数 (rad./s) であり、2.2.2. (2) 1) に示した方法により算出する。

R_j^* : 第 j 層と第 $j+1$ 層の複素インピーダンス比

i : 虚数単位

H_j : 第 j 層の層厚 (m)

V_{SDj}^* : 地震時における第 j 層の複素 S 波速度

V_{SDj} : 地震時における第 j 層の S 波速度で、式(2.31)により算出する。

h_{ej} : 地震時における第 j 層の要素減衰定数で、式(2.33)により算出する。

ここで、伝達関数 H の計算式(2.38)について補足しておく。式(2.38)では、道示V編に規定されている加速度応答スペクトル S_{AG} の定義位置である耐震設計上の地盤面が、地表面と一致しない場合 ($m \neq 1$) があることを考慮している。なお、ここでいう地表面とは、前述のとおり、カルバートの位置における地盤の上面であり、盛土が存在する場合は盛土の上面を指している。また、基礎地盤面とは、道路構築後の地盤 (盛土を構築する場合は盛土の基礎を構成する地盤)の上面を指している。これは、以下2点の理由によるものである。

- ・ カルバートは盛土内に設置される場合が多く、その場合は地表面が基礎地盤面とは異なる。
- ・ 道示V編に規定されている地震動は、盛土自体の振動の影響を含まない地盤の上面、すなわち本資料でいう基礎地盤面で得られた数多くの強震記録に基づいて設定されている。

また、式(2.38)では、波動場の境界条件について、耐震設計上の地盤面を応力解放境界 (2E)、耐震設計上の基盤面を透過・反射境界 (E+F) としている。耐震設計上の地盤面を応力解放境界としてい

るのは、道示V編に規定されている地震動が地盤の上面（応力解放面）で得られた数多くの強震記録に基づいて設定されているためである。耐震設計上の基盤面を透過・反射境界（E+F）としているのは、2.2.2. に示した応答スペクトル法が、透過・反射境界で定義された地震動の入力（いわゆる剛基盤入力）を前提とした手法であるためである。

なお、上記の考え方との整合の観点から、加速度応答スペクトル S_{AG} を設定するうえで必要となる耐震設計上の地盤種別は、基礎地盤面から耐震設計上の基盤面の範囲の地盤を対象に算出した基本固有周期 T_G に基づいて設定する必要がある。つまり、カルバートが盛土内に設置される場合は、盛土を含めることなく、基礎地盤面以深の地盤を対象に T_G を算出する必要がある。

以上に示したように、本資料に示す方法では、地表面と耐震設計上の地盤面が必ずしも同義ではないなど、地盤の扱い方に複雑さがある。そこで、本資料における用語の定義を以下および図 2.7 に改めて示しておく。

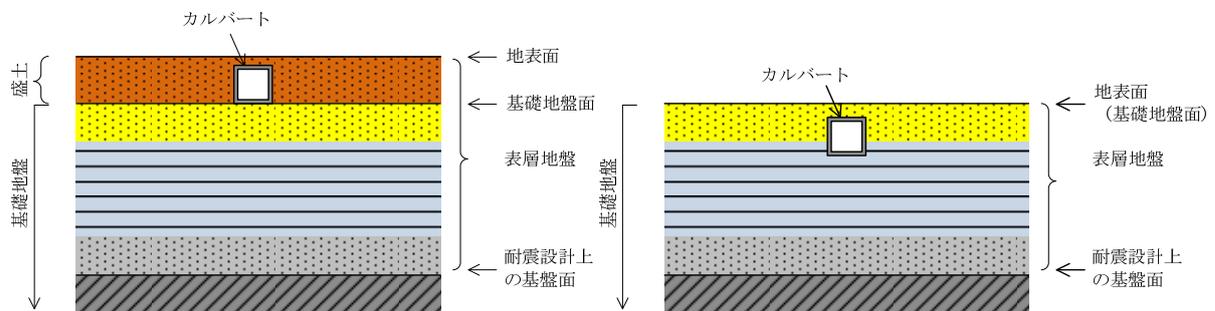
地表面 : カルバートの位置における地盤の上面。盛土が存在する場合は、盛土の上面とする。

表層地盤 : 耐震設計上の基盤面から地表面までの間の地盤。

基礎地盤 : 道路構築後の地盤（盛土を構築する場合は盛土の基礎を構成する地盤）

基礎地盤面 : 基礎地盤の上面（盛土を構築する場合は盛土の基礎の上面）

耐震設計上の基盤面 : 対象地点に共通する広がりを持ち、カルバートの耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面



(a) カルバートを盛土内に設置する場合 (b) カルバートを原地盤内に設置する場合

図 2.7 地表面、表層地盤、基礎地盤の例

また、盛土を有する地盤を解析対象とする場合を例として、耐震設計上の地盤面における加速度応答スペクトル S_{AG} の設定から基盤地震動の設定、表層地盤の応答評価までの流れについて、概念図を図 2.8 に示しておく。

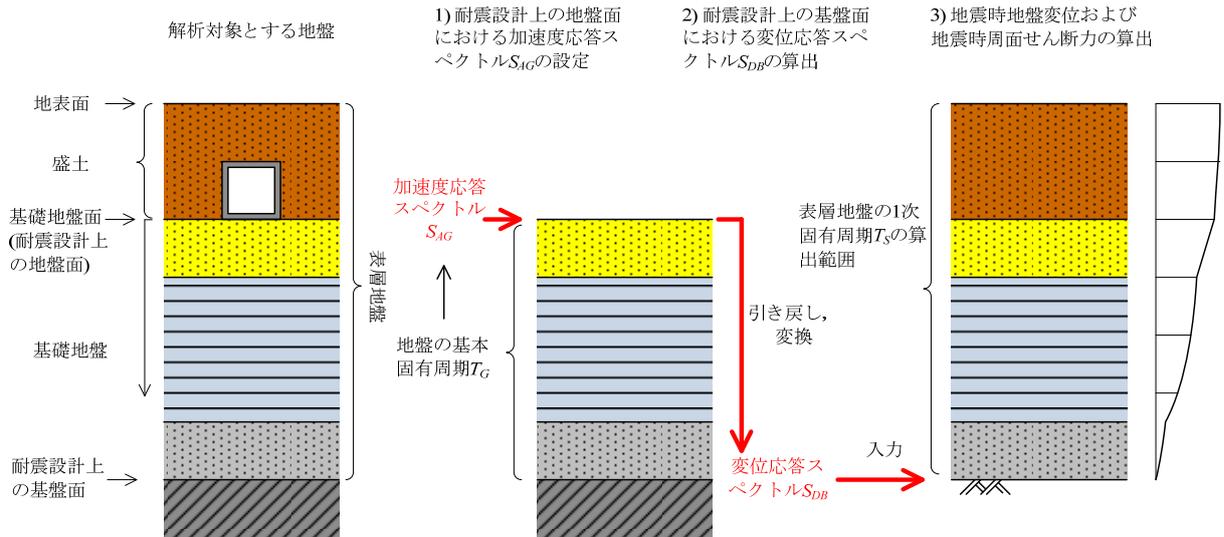


図 2.8 基盤地震動（変位応答スペクトル S_{DB} ）の設定と表層地盤の応答評価の概念図（盛土を有する地盤を解析対象とする場合の例）

2.2.4. 鉄筋コンクリート部材のモデル化

3章以降の解析では、鉄筋コンクリート部材のモデル化にあたり、次のように節点配置および要素分割を行った。

- ・ 鉄筋コンクリート部材をはり要素によってモデル化した。
- ・ カルバート工指針 5-7 に基づき、剛域を設定した。
- ・ 剛域や断面力照査位置、接合部の位置を考慮した上で、各部材の図心位置に節点を配置した。
- ・ 各部材の剛域を除いた端部では、部材厚の 1/2 程度以下の間隔で要素を分割した。その他の部分については、部材厚程度以下の間隔で要素を分割した。

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント M —曲率 ϕ 関係について、4章以降に示す解析では、トリリニア型としてモデル化した。ただし、実用上は、図 2.9 に示すように、降伏点 Y 、終局点 U を結ぶバイリニア型としてモデル化しても、得られる結果に大きな違いはないと考えられる。

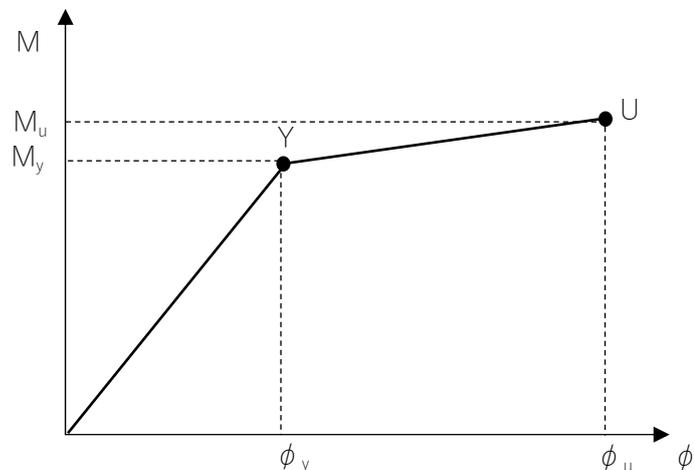


図 2.9 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント M —曲率 ϕ 関係

降伏点 Y は、最外縁にある軸方向引張鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの点として、終局点 U は、圧縮側コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達したときの点として求めることができる。

降伏点 Y 及び終局点 U を求める際の断面計算には、道示Ⅲ編²⁰⁾に規定されている方法を用いることができる。すなわち、コンクリートの応力度－ひずみ関係には図 2.10、コンクリートの終局ひずみには表 2.5、鉄筋の応力度－ひずみ関係には図 2.11 に示すものを用いることができる。

ただし、降伏点 Y 及び終局点 U を結ぶ直線の勾配がゼロ又は負となるなど、設計計算で問題が生じるような $M-\phi$ 関係が算出される場合もあるため、適切な修正を加えることが必要となる場合もある。

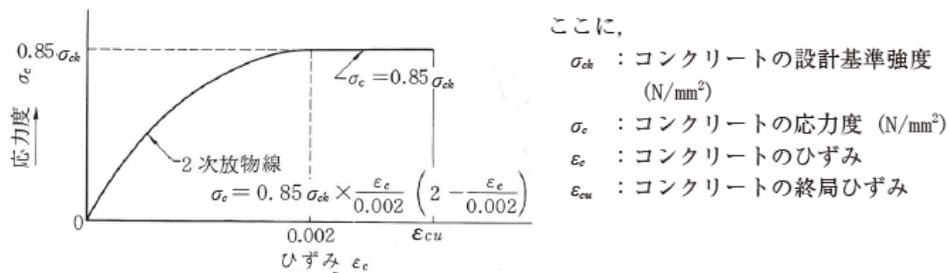


図 2.10 コンクリートの応力度－ひずみ関係²⁰⁾

表 2.5 コンクリートの終局ひずみ²⁰⁾

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

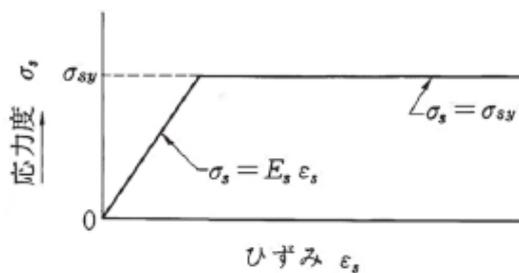


図 2.11 鉄筋の応力度－ひずみ関係²⁰⁾

2.2.5. 周辺地盤の反力特性のモデル化

周辺地盤の反力特性は、節点 G'－G⁰間に配置される地盤ばね要素に反映させるものである。以下、その設定方法について示す。

なお、裏込め材の剛性は一般に周辺地盤（盛土の場合は路体）に比べて大きく、カルバートの地震時挙動に大きな影響を与えないことから、これらの設定の基となる地盤定数には、周辺地盤の値を用いるのがよいと考えられる。

(1) 地盤反力係数

周辺地盤の地盤反力係数は、地層構成やカルバートの設置深度、地震動に応じた地盤のひずみレベル等を考慮した上で適切に設定する必要がある。その具体的な設定方法を 1)～3)に示す。

1) 鉛直方向地盤反力係数

頂版及び底版の周辺地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_V の設定方法としては、道示V編²¹⁾を基にした式(2.43)～式(2.45)が考えられる。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4} \text{-----} (2.43)$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} E_D \text{-----} (2.44)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D \text{-----} (2.45)$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

B_V : 換算載荷幅 (m)

E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比

G_D : 地盤の動的せん断係数 (kN/m²)

3章以降に示す解析では、トンネル構造物設計要領(開削工法編)²²⁾を参考に、換算載荷幅 $B_V = 10\text{m}$ とした。地盤の動的ポアソン比 ν_D は、PS 検層によって直接的に把握できるが、測定値が得られていない場合の値としては、一般の沖積及び洪積地盤のうち地下水位以浅において 0.45、地下水位以深において 0.5、軟岩に対して 0.4、硬岩に対して 0.3 がよく用いられる。地盤の動的せん断係数 G_D は、地震時の地盤のひずみレベルに応じた値とし、表層地盤の地震応答解析に基づいて設定することができる。ただし、表層地盤の応答を 2.2.2. (2) の方法に基づいて算出する場合は、 G_D を次式(2.46)によって設定することができる。

$$G_D = \rho_t V_{SD}^2 \text{-----} (2.46)$$

ここに、

ρ_t : 地盤の湿潤密度 (t/m³)

V_{SD} : 地震時における地盤の S 波速度 (m/s) で、式(2.31)により算出する。

なお、頂版の上方または底版の下方の地盤が鉛直方向に変化し、特に軟弱な地層が存在する場合等には、その影響を考慮して鉛直方向地盤反力係数を設定するのが望ましい。

2) 水平方向地盤反力係数 k_H

側壁の周辺地盤の水平方向地盤反力係数 k_H の設定方法としては、道示V編²¹⁾を基にした式(2.47)、(2.48)が考えられる。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \text{-----} (2.47)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \text{ ----- (2.48)}$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

B_H : 換算載荷幅 (m)

E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²) で、式(2.45)により算出する。

このときの換算載荷幅 B_H も、3章以降に示す解析では、トンネル構造物設計要領（開削工法編）²²⁾を参考に10mとした。

3) せん断地盤反力係数 k_s

頂版及び底版の周辺地盤の水平方向せん断地盤反力係数 k_{ST} 及び k_{SB} の設定方法としては、次式²³⁾が考えられる。

$$k_{ST} = 0.3k_{VT} \text{ ----- (2.49)}$$

$$k_{SB} = 0.3k_{VB} \text{ ----- (2.50)}$$

ここに、

k_{ST} : 頂版の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{SB} : 底版の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{VT} : 頂版の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{VB} : 底版の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

また、側壁の周辺地盤の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SS} の設定方法としては、次式²³⁾が考えられる。

$$k_{SS} = 0.3k_{HS} \text{ ----- (2.51)}$$

ここに、

k_{SS} : 側壁の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{HS} : 側壁の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

(2) 地盤反力度の上限値

周辺地盤の地盤反力度の上限値の設定にあたり、考えられる方法を(1)~(3)に示す。

なお、ボックスカルバートに対して非線形応答変位法を適用したこれまでの解析事例において、地盤反力度がこれらの上限値を超えるケースは少ない。したがって、実用上は、地盤反力度に上限を設けることなくモデル化を行い、地震の影響を作用させた状態で地盤反力度が上限値を超えていないことを確認する方法も考えられる。

1) 頂版の鉛直方向地盤反力度の上限値 p_{VTU}

頂版の鉛直方向地盤反力度の上限値 p_{VTU} の設定方法としては、カルバートの回転運動による上載土の押抜き破壊を考慮した式(2.52)が考えられる。

$$p_{VTU} = \frac{\gamma}{B} \left\{ BH + H^2 \cot(45^\circ + \phi/2) \right\} \approx \frac{\gamma}{B} (BH + 0.577H^2) \text{ ----- (2.52)}$$

ここに、

p_{VTU} : 頂版の鉛直方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

γ : 頂版上の土の単位体積重量 (kN/m³)

B : 躯体幅 (m)

H : 頂版の土かぶり (m)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

2) 側壁の水平方向地盤反力度の上限値 p_{HSU}

側壁の水平方向地盤反力度の上限値 p_{HSU} の設定方法としては、受働破壊を考慮した式(2.53)、式(2.54)²³⁾が考えられる。

$$p_{HSU} = K_{EP}\gamma z + 2c\sqrt{K_{EP}} \text{-----} (2.53)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right\}^2} \text{-----} (2.54)$$

ここに、

p_{HSU} : 側壁の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

z : 地表面からの深さ (m)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ_E : 側壁の側面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角 (°)

受働土圧の作用方向が水平であるとは限らないが、壁面に沿った方向の成分の影響は小さいため、作用方向に関する補正を行う必要はないと考えられる。

式(2.53)は、地表面から側壁までの地盤が単一の地層によって構成される場合の計算式であるが、実際には、複数の地層から構成される場合もある。そこで、地表面から側壁までの地盤が3つの地層から構成される場合を例として、側壁の水平方向地盤反力度の上限値の計算式を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} p_{HSU1} &= K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{EP1}} \\ p_{HSU2} &= K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1 \\ p_{HSU3} &= K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \end{aligned} \right\} \text{-----} (2.55)$$

3) 底版の鉛直方向地盤反力度の上限値 p_{VBU}

底版の鉛直方向地盤反力度の上限値 p_{VBU} の設定方法としては、底面地盤の支持力破壊を考慮した式(2.56)²³⁾が考えられる。

$$p_{VBU} = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \text{-----} (2.56)$$

ここに、

p_{VBU} : 底版の鉛直方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)
 c : 底版底面より下の地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 底版底面より下の地盤の有効単位体積重量 (kN/m³)
 γ_2 : 底版底面より上の周辺地盤の有効単位体積重量 (kN/m³)
 α, β : 底版底面の形状係数で、いずれも 1.0 とする。
 B : 躯体幅 (m)
 D_f : 底版の有効根入れ深さ (m)
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数で、図 2.12 による。

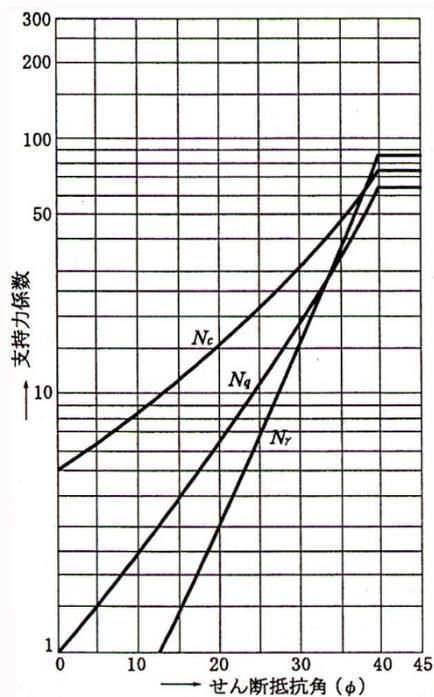


図 2.12 支持力係数²³⁾

2.2.6. カルバートと周辺地盤の接触面における反力特性のモデル化

カルバートと周辺地盤の接触面における反力特性は、節点 S'-G'間に配置されるジョイント要素に反映させるものである。以下、接触面における剛性ならびに反力度の上限値及び下限値の設定方法について示す。

なお、これらの設定の基となる地盤定数には、裏込め材等、カルバートと直接的に接する材料の値を用いることが基本となる。

(1) 剛性

接触面の剛性は、鉛直方向、水平方向、せん断方向のいずれについても、弾性変形量が十分に小さくなるように設定する必要がある。3章以降の解析では、接続するばね要素の地盤反力係数に相当する剛性の 1,000 倍以上とした。

(2) 接触面における反力度の上限値及び下限値

接触面における反力度の上限値及び下限値は、(1)~(4)に基づいて設定する。なお、計算に必要な

る土の強度定数 (c 、 ϕ) の設定方法は、カルバート工指針に示されている。

1) 頂版の接触面における鉛直方向反力度の下限値 p_{VTL}

頂版の接触面の鉛直方向成分については、頂版と周辺地盤間の剥離を表すものとして、鉛直方向反力度の下限値 $p_{VTL}=0$ (kN/m²) を設定するのがよいと考えられる。

2) 頂版の接触面におけるせん断反力度の上限値 p_{STU}

頂版の接触面のせん断方向成分については、頂版と周辺地盤間のすべりを表すものとして、せん断反力度の上限値 p_{STU} を設ける。3章では p_{STU} を複数の方法で設定した解析を行っているが、結果として、道示IV編²³⁾におけるケーソン基礎のせん断地盤反力度の上限値を参考とした次式を用いることで、模型実験とよく整合する結果が得られている。

$$p_{STU} = 0.5(c + p_{VTJ} \tan \phi) \text{-----} (2.57)$$

ここに、

p_{STU} : 頂版の接触面におけるせん断反力度の上限値 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

p_{VTJ} : 頂版の接触面における鉛直方向反力度 (kN/m²)

3) 側壁の接触面における水平方向反力度の下限値 p_{HSL}

側壁の接触面の水平方向成分については、側壁と周辺地盤間の剥離を表すものとして、水平方向反力度の下限値 $p_{HSL}=0$ (kN/m²) を設定するのがよいと考えられる。

4) 側壁の接触面におけるせん断反力度の上限値 p_{SSU}

側壁の接触面のせん断方向成分については、側壁と周辺地盤間のすべりを表すものとして、せん断反力度の上限値 p_{SSU} を設ける。3章では p_{SSU} を複数の方法で設定した解析を行っているが、結果として、道示IV編²³⁾におけるケーソン基礎のせん断地盤反力度の上限値を参考とした次式を用いることで、模型実験とよく整合する結果が得られている。

$$p_{SSU} = 0.5(c + p_{HSJ} \tan \phi) \text{-----} (2.58)$$

ここに、

p_{SSU} : 側壁の接触面におけるせん断方向反力度の上限値 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

p_{HSJ} : 側壁の接触面における水平方向反力度 (kN/m²)

5) 底版の接触面における鉛直方向反力度の下限値 p_{VBL}

底版の接触面の鉛直方向成分については、底版と支持地盤間の剥離を表すものとして、鉛直方向反力度の下限値 $p_{VBL}=0$ (kN/m²) を設定するのがよいと考えられる。

6) 底版の接触面におけるせん断反力度の上限値 p_{SBU}

底版の接触面のせん断方向成分については、底版と支持地盤間のすべりを表すものとして、せん断反力度の上限値 p_{SBU} を設ける。その値として、カルバート工指針 4-3 (4) には次式が示されている。

$$p_{SBU} = c_B + p_{VBJ} \tan \phi_B \text{ ----- (2.59)}$$

ここに、

p_{SBU} : 底版の接触面におけるせん断反力度の上限値 (kN/m²)

c_B : 底版と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 底版と地盤との間の摩擦角 (°)

p_{VBJ} : 底版の接触面の鉛直方向反力度 (kN/m²)

ただし、カルバート工指針では、付着力 c_B を考慮しないのがよいとされている。また、摩擦角 ϕ_B は、場所打ちコンクリートカルバートで $\phi_B = \phi$ 、プレキャストコンクリートカルバートで $\phi_B = 2\phi/3$ としてよいこと等が示されている。3章では、 p_{SBU} を複数の方法で設定した解析を行い、 $c_B = 0$ 、 $\phi_B = 2\phi/3$ とすることで模型実験とよく整合する結果が得られていることから、 c_B 及び ϕ_B はいずれもカルバート工指針に基づいて定めるのがよいと考えられる。

2.2.7. カルバートの応答値の算出

解析は次の2段階で行う。

1) 初期状態に関する解析

下記2)の地震の影響を作用させる解析において、カルバート構成部材、接触面及び周辺地盤が反力特性の変化点に到達したか否かを適切に判定できるように、初期状態に関する解析において、常時の死荷重、土圧等の作用に対する各要素の内力(カルバート構成部材の断面力、接触面の接触力及び周辺地盤の地盤反力度)を適切に算出する必要がある。

2) 地震の影響を作用させる解析

上記1)で得られた各要素の内力を初期状態として、地震の影響を作用させる解析を行う。非線形応答変位法における地震の影響の入力位置及び入力方法を表2.6に示す。地震時地盤変位については、節点 G^0 に強制変位として入力する方法と、荷重に変換した上で節点 G' に入力する方法が考えられるが、系の非線形性を考慮した解析では、各要素が示す非線形応答の発生タイミングをあらかじめ想定した上で地震時地盤変位を荷重に変換することが難しい。したがって、一般には地震時地盤変位を強制変位として扱うのがよいと考えられる。

3章以降の解析では表2.6に示す3種類の地震の影響を同時に漸増させることで計算モデルに入力した。このときの増分ステップは1,000ステップとした。

表 2.6 非線形応答変位法における地震の影響の入力位置及び入力方法

地震の影響	入力位置	入力方法
慣性力	節点 S、S'	荷重
地震時地盤変位	節点 G^0	強制変位
地震時周面せん断力	節点 G'	荷重

以上の方法で行った解析の結果から、照査項目に対応した応答値を求める。

2.3. 耐震性照査

2.3.1. 限界状態1の照査

地震動により発生する各部材の応力度が許容応力度以下であることを照査する。許容応力度及び照査位置は、カルバート工指針 4-5 及び 5-7 に示されている。

2.3.2. 限界状態2の照査

(1) 曲げ変形に関する照査

大型ボックスカルバートを対象とした正負交番載荷試験²⁴⁾の結果によると、層間変形角 $\gamma=4/300$ において最大荷重に達し、その後に内側コンクリートの剥落など、早期機能回復の支障となるような損傷が生じたことが確認されている。これを参考にすると、ボックスカルバートを構成する各部材の曲げ変形に関する限界状態2の照査としては、層間変形角 γ を指標とし、その制限値として1/100程度を目安とすることができると考えられる。ここで、層間変形角の定義は図2.13のとおりである。

$$\gamma = \frac{d_2^2 - d_1^2}{4bh} \text{----- (2.60)}$$

ここに、

d_1 : 短い方の構造物の対角線長さ

d_2 : 長い方の構造物の対角線長さ

b : 構造物の幅

h : 構造物の高さ

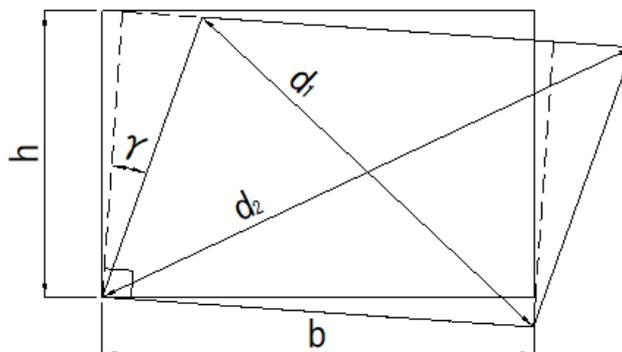


図 2.13 層間変形角 γ の定義

(2) せん断力の照査

限界状態2におけるせん断耐力の照査では、カルバートを構成する各部材の脆性的なせん断破壊を防止するため、各部材に生じるせん断力がせん断耐力を超えないことを照査するのがよいと考えられる。各部材のせん断耐力は、道示（平成24年度版）IV編²⁵⁾に規定されている式(2.61)～(2.63)を用いて算出することができる。

$$P_s = S_c + S_s \text{----- (2.61)}$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \text{----- (2.62)}$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s} \text{----- (2.63)}$$

ここに、

P_s : せん断耐力 (N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 (N)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数で、表 2.7 の値とする。

c_N : 軸方向圧縮による補正係数で、1.0 とする。

c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数で表 2.8 の値とする。

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)。ただし、上限を 345N/mm² とする。

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材方向となす角度 (°)

表 2.7 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表 2.8 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張鉄筋比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c は一般に、タイプ I の地震動に対して 0.6、タイプ II の地震動に対して 0.8 とされる。ただし、荷重の繰返し作用によるせん断耐力の低下は曲げ降伏が生じた後に生じることから、曲げ降伏が生じない (曲率 $\phi_d <$ 降伏曲率 ϕ_y) 部材については $c_c=1.0$ としてせん断耐力を算出することができると考えられる。

2.3.3. 限界状態 3 の照査

(1) 曲げ変形に関する照査

カルバートを構成する部材の限界状態 3 に関する照査指標や制限値については十分な知見が得られていないが、少なくとも上述した限界状態 2 の曲げ変形に関する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

(2) せん断力の照査

脆性的なせん断破壊が生じない状態として、限界状態 2 のせん断力照査を設定していることから、限界状態 2 と限界状態 3 を区別することが困難である。このため、上述した限界状態 2 におけるせん断耐力の照査を満足することで、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

2.3.4. 中壁の破壊形態の照査

2.1.2. (2) に示したように、中壁を有するボックスカルバートでは、中壁にせん断破壊が生じると頂版が鉛直力を支持することができなくなり、カルバートが致命的な損傷に至るおそれがある。こうした好ましくない破壊形態を確実に避ける観点から、中壁を有するボックスカルバートについては、2.4.1～2.4.3 の照査に加え、中壁が式(2.64)を満たすことを照査するのがよいと考えられる。

$$P_u \leq P_s \text{ ----- (2.64)}$$

$$P_u = \frac{M_u}{h/2} \text{ ----- (2.65)}$$

ここに、

P_u : 中壁の終局水平耐力 (N)

P_s : 中壁のせん断耐力 (N) で、式(2.61)による。このとき、 $c_c = 0.6$ とする。

M_u : 中壁の終局曲げモーメント (N・mm)

h : 内空高 (mm)

3. 実験結果との比較解析

ここでは、2章に示した解析手法の検証を目的として、過去に行われたカルバートの遠心模型実験との比較解析を行った。非線形応答変位法では、カルバート・周辺地盤間の接触面の摩擦強度(せん断反力度の上限値)が地震力を規制することとなるため、摩擦強度を適切に設定することが重要になるものと考えられる。このため、本章の解析では、接触面の摩擦強度をパラメータとして解析を行い、実験結果との比較を行った。

3.1. 解析対象とする遠心模型実験

解析対象とした実験は、大型のボックスカルバートの動的遠心模型実験であり、1/75 スケールの縮尺模型に対し、75G の遠心力場の下で行われたものである。

カルバート・周辺地盤間の接触面の摩擦強度は、土被り厚によって大きく変化することから、ここでは山木らが行った一連の模型実験¹²⁾のうち、盛土材による上載荷重の変化に着目するために、土被り厚の異なる2条件を解析対象とした。

表 3.1 遠心模型実験の条件

条件	盛土材	内空断面幅	連数	土被り厚
1	細粒土	14m	1連	0.5m
2	細粒土	14m	1連	10m

3.2. 解析方法

3.2.1. 解析条件

(1) 基本条件

1) 構造条件

図 3.1 及び図 3.2 に、条件 1 及び条件 2 における躯体モデルの設定諸元（実寸法換算時）を示す。躯体自体はアルミで製作されており、解析においては線形部材として取り扱うものとした。

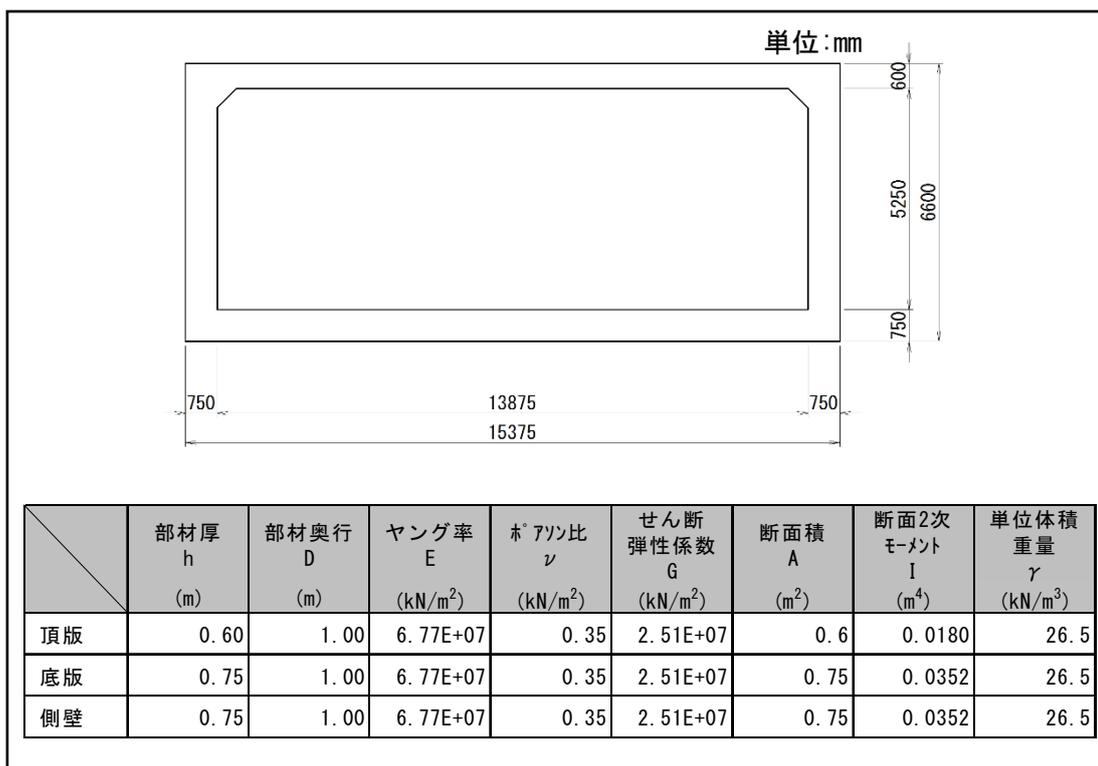


図 3.1 躯体モデル (実寸法換算) (条件 1)

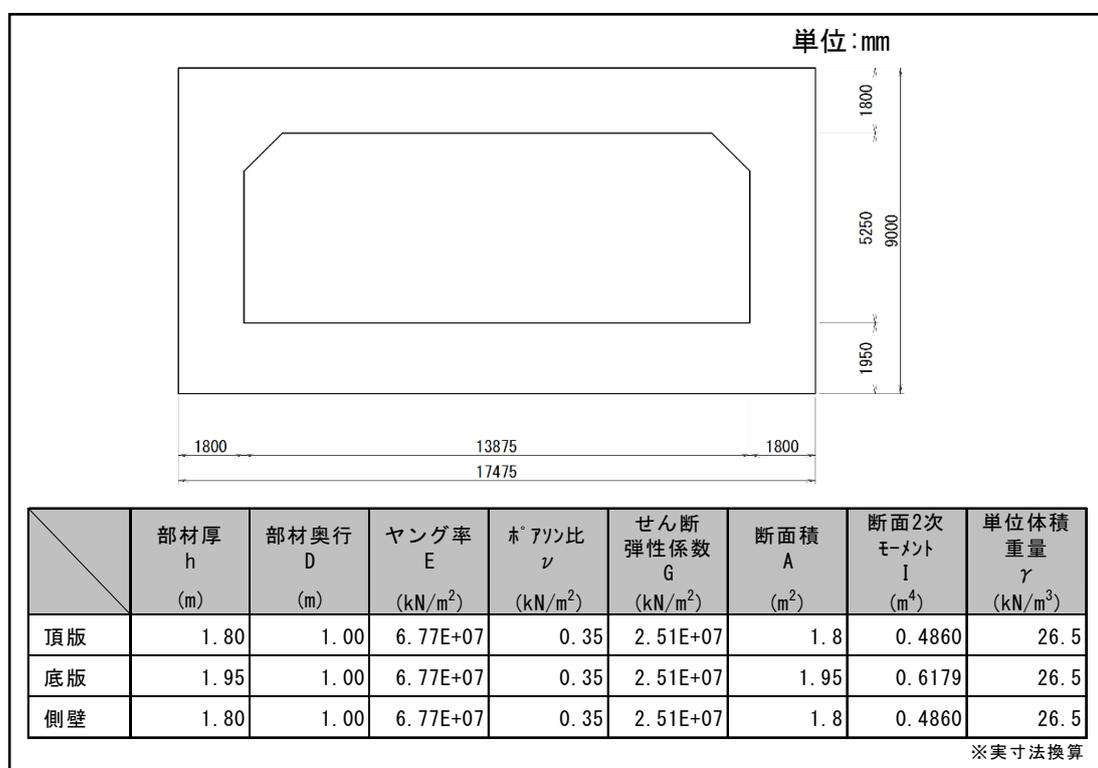


図 3.2 躯体モデル (実寸法換算) (条件 2)

2) 地盤条件

図 3.3 及び図 3.4 に地盤モデル (実寸法換算) を示す。また、表 3.2 及び表 3.3 に設定した各層の地盤定数を、図 3.5 にひずみ依存特性を示す。ひずみ依存特性には、変形特性試験結果を GHE モデル²⁶⁾にてフィッティングして求めた曲線を用いることとした。

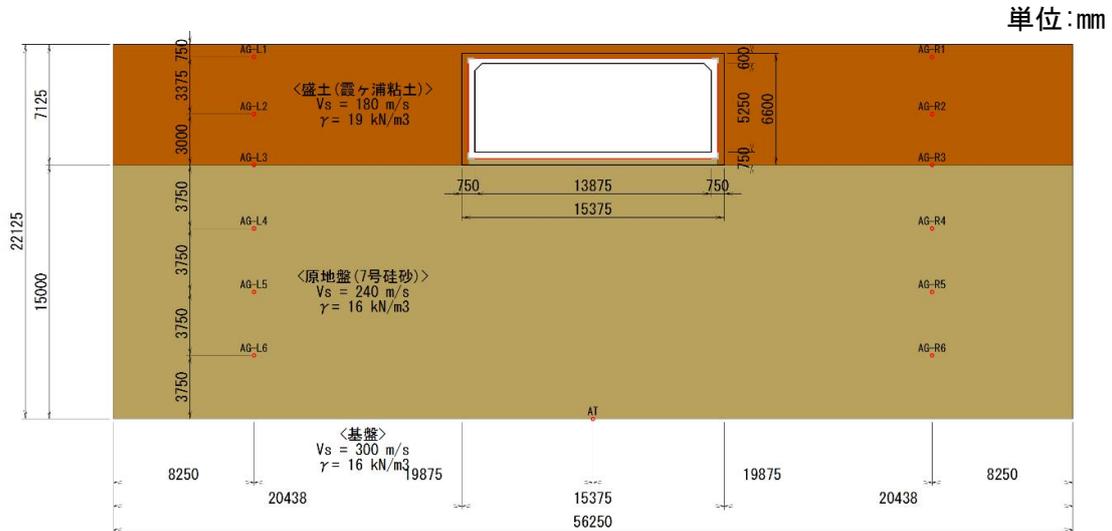


図 3.3 地盤モデル (実寸法換算) (条件 1)

表 3.2 地盤定数 (条件 1)

	土層名	単位 体積重量 γ_t (kN/m^3)	細粒分含有 率 F_c (%)	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	初期せん断 波速度 V_{s0} (m/sec)
盛土	霞ヶ浦粘土	19	57.5	0	36	180
地盤	7号硅砂	16	3.6	23	44	240

単位: mm

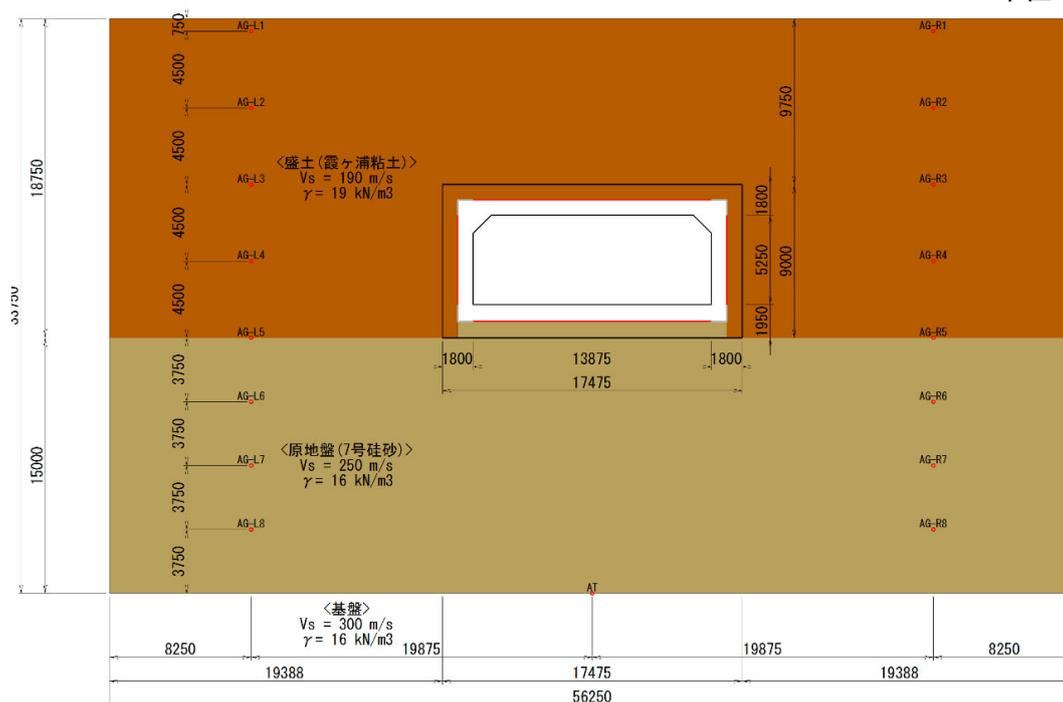
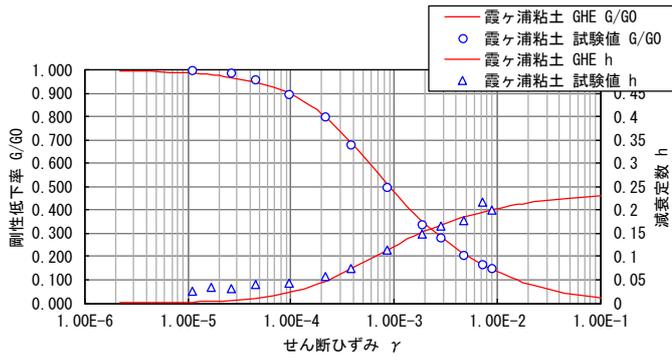


図 3.4 地盤モデル (実寸法換算) (条件 2)

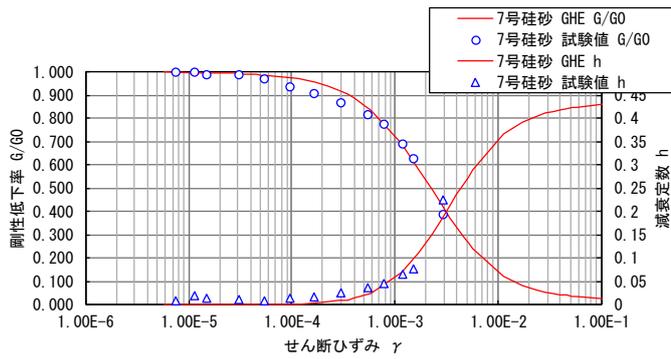
表 3.3 地盤定数 (条件 2)

	土層名	単位 体積重量 γ_t (kN/m^3)	細粒分含有 率 F_c (%)	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	初期せん断 波速度 V_{s0} (m/sec)
盛土	霞ヶ浦粘土	19	57.5	0	36	190
地盤	7号硅砂	16	3.6	23	44	250



霞ヶ浦粘土 試験値			霞ヶ浦粘土 GHE		
γ	G/G0	h	γ	G/G0	h
1.10E-5	1.000	0.028	1.00E-5	0.989	0.003
1.71E-5	1.010	0.036	2.00E-5	0.978	0.005
2.61E-5	0.990	0.034	5.00E-5	0.946	0.013
4.55E-5	0.960	0.041	1.00E-4	0.897	0.024
9.62E-5	0.900	0.044	2.00E-4	0.812	0.044
2.18E-4	0.800	0.059	5.00E-4	0.637	0.085
3.83E-4	0.680	0.077	1.00E-3	0.479	0.123
8.70E-4	0.500	0.116	2.00E-3	0.341	0.155
1.89E-3	0.340	0.151	5.00E-3	0.210	0.186
2.88E-3	0.280	0.166	1.00E-2	0.136	0.203
4.77E-3	0.210	0.178	2.00E-2	0.083	0.215
7.14E-3	0.170	0.218	5.00E-2	0.041	0.225
8.90E-3	0.150	0.201			

(a) 盛土 (霞ヶ浦粘土)



7号硅砂 試験値			7号硅砂 GHE		
γ	G/G0	h	γ	G/G0	h
7.56E-6	1.000	0.009	1.00E-5	0.997	0.000
1.14E-5	1.000	0.021	2.00E-5	0.995	0.000
1.52E-5	0.990	0.015	5.00E-5	0.987	0.000
3.06E-5	0.990	0.012	1.00E-4	0.974	0.001
5.42E-5	0.970	0.010	2.00E-4	0.946	0.004
9.60E-5	0.940	0.014	5.00E-4	0.859	0.020
1.65E-4	0.910	0.019	1.00E-3	0.730	0.057
3.02E-4	0.870	0.026	2.00E-3	0.538	0.131
5.51E-4	0.820	0.037	5.00E-3	0.274	0.269
7.76E-4	0.780	0.046	1.00E-2	0.152	0.346
1.20E-3	0.690	0.066	2.00E-2	0.073	0.398
1.52E-3	0.630	0.078	5.00E-2	0.039	0.422
2.94E-3	0.390	0.226			

(b) 地盤 (7号硅砂)

図 3.5 ひずみ依存特性

3) 入力地震動条件

実験では、土槽底面からレベル2地震動タイプIIの地震動波形が入力されている。表層地盤の応答計算では、モデル底面を剛基盤 (E+F) とし、実験で計測された土槽底面の加速度波形 (AT) を入力した (図 3.6 及び図 3.7 参照)。

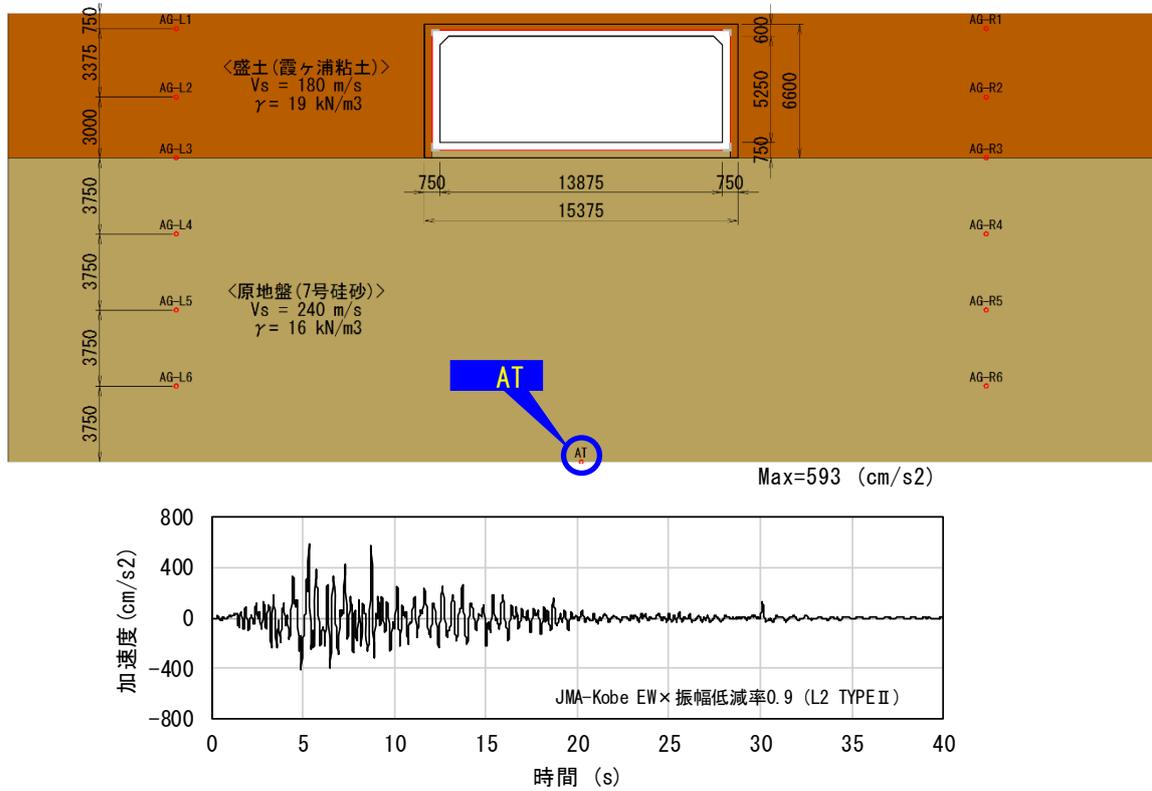


図 3.6 入力地震動条件 (AT : 観測加速度時刻歴波形) (条件 1)

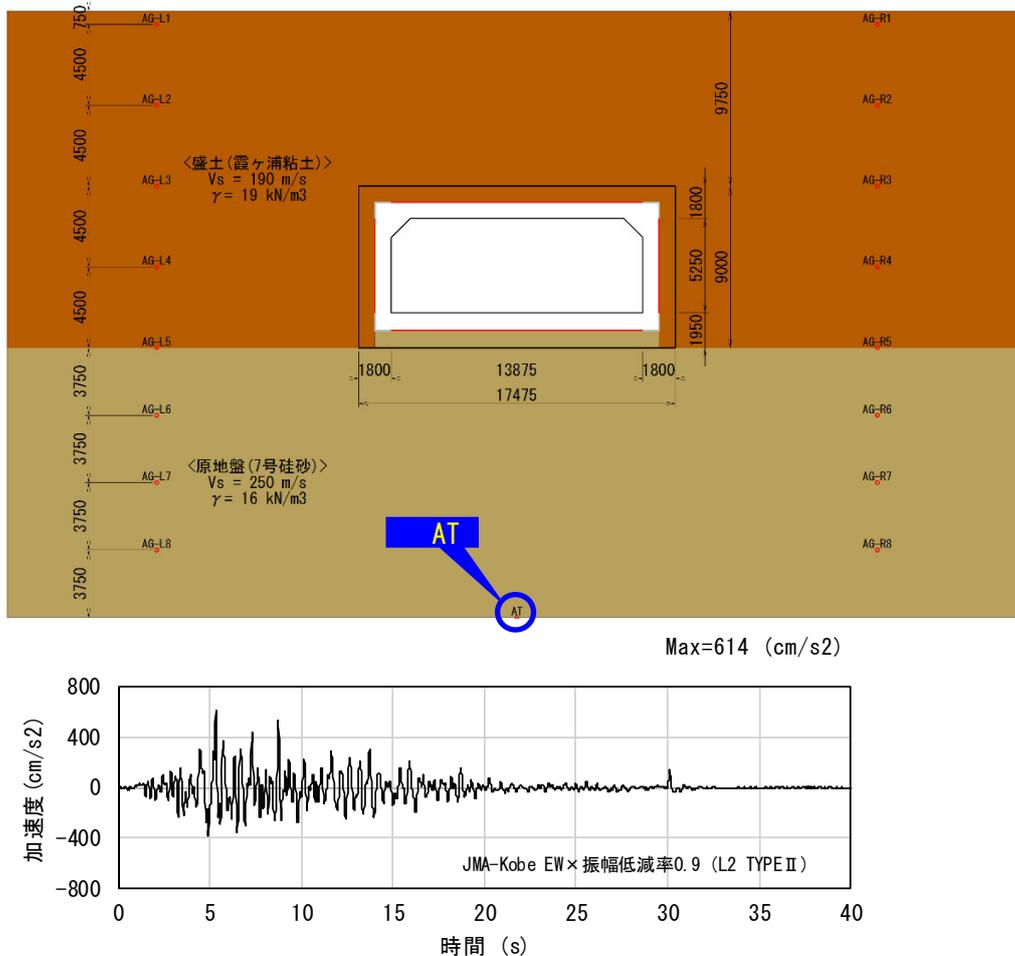


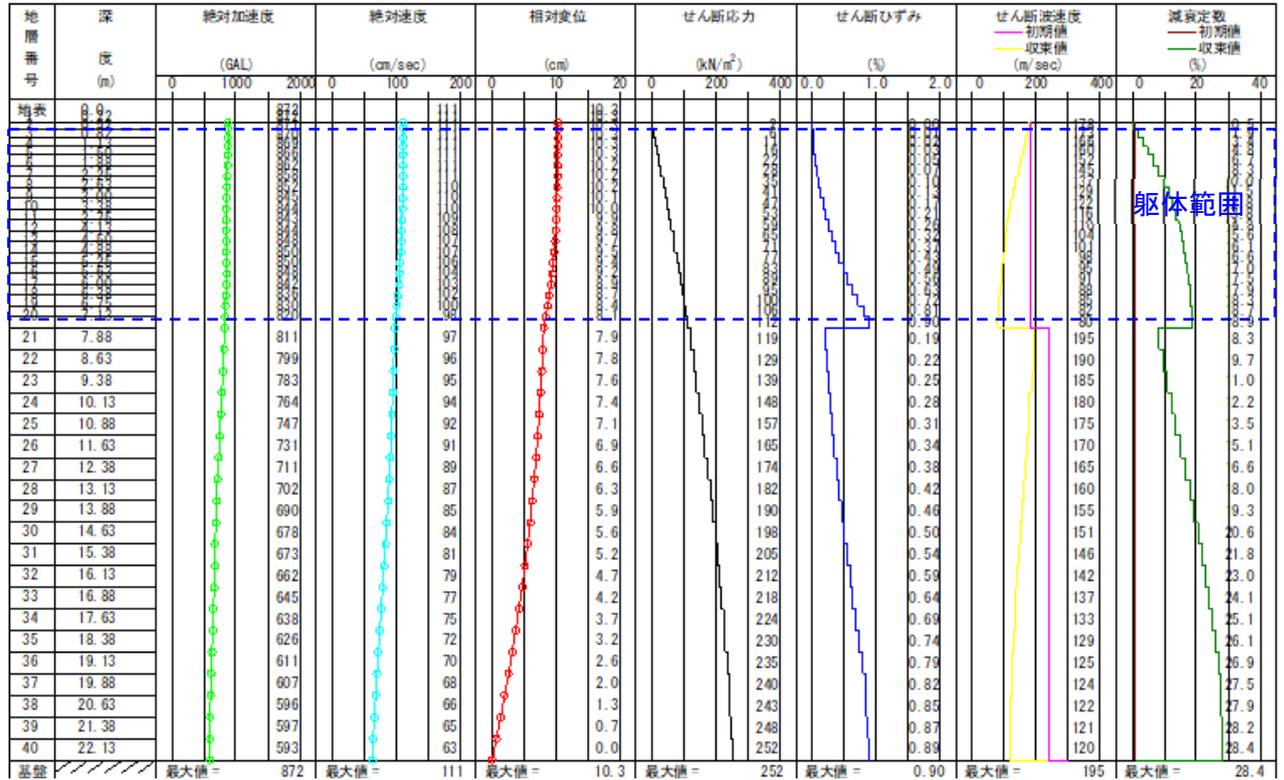
図 3.7 入力地震動条件 (AT : 観測加速度時刻歴波形) (条件 2)

4) 地震応答算出結果

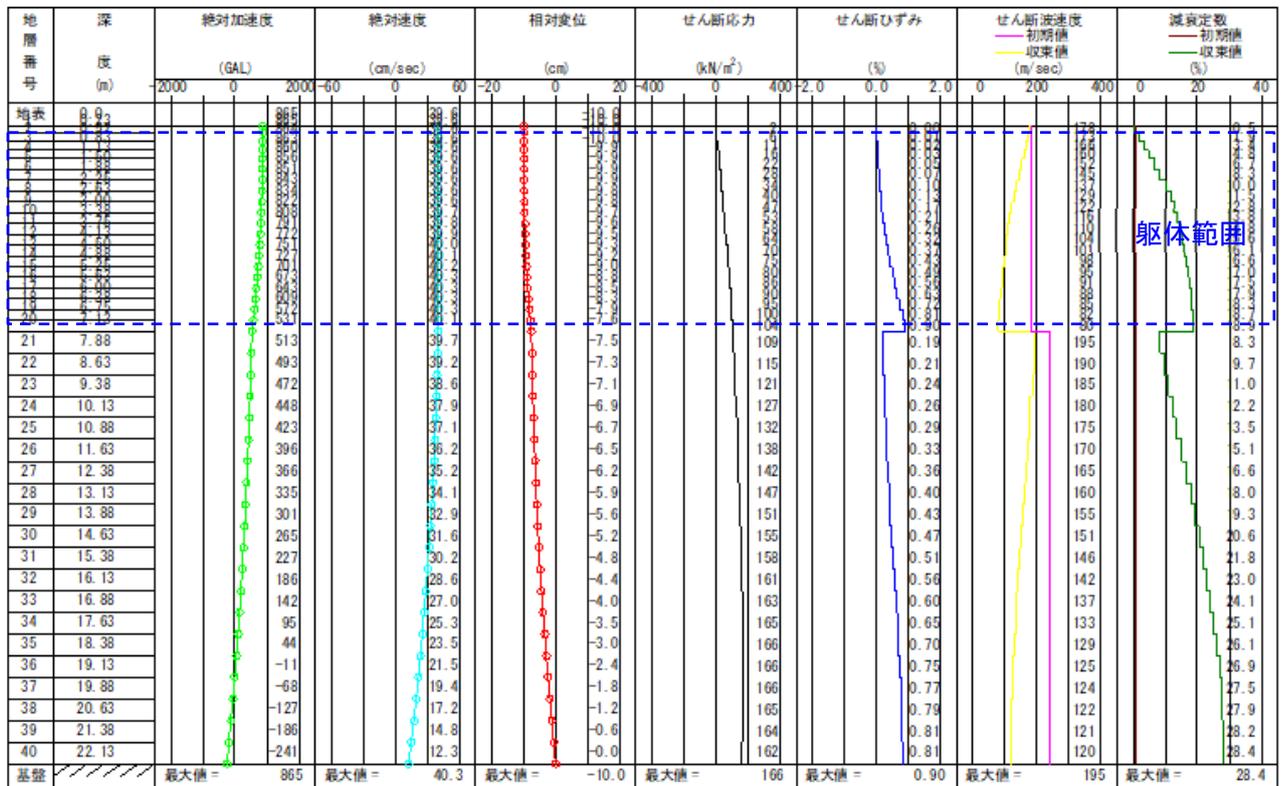
2章に示した表層地盤の簡易な応答計算法では、カルバートの耐震設計に用いるレベル1地震動およびレベル2地震動を想定した地盤のひずみ依存性 (S波速度比 c_v) を考慮している。一方、模型実験で計測された土槽底面の加速度波形は設計に用いる地震動そのものではないため、模型地盤で発揮されたひずみ依存性が2章の方法で想定したものと整合しない可能性がある。このため、本章では動的解析 (等価線形解析) により、表層地盤の地震応答を算出することとした。

条件1における最大応答変位時の分布を図3.8(a)に、躯体の頂版と底版の相対変位が最大となる時刻の分布を図3.8(b)に示す。また、条件2における最大応答変位時の分布を図3.9(a)に、躯体の頂版と底版の相対変位が最大となる時刻の分布を図3.9(b)に示す。

躯体の頂版と底版の相対変位が最大となる時刻における地盤変位、加速度及びせん断応力を抽出し、地震時の作用として解析に用いた。

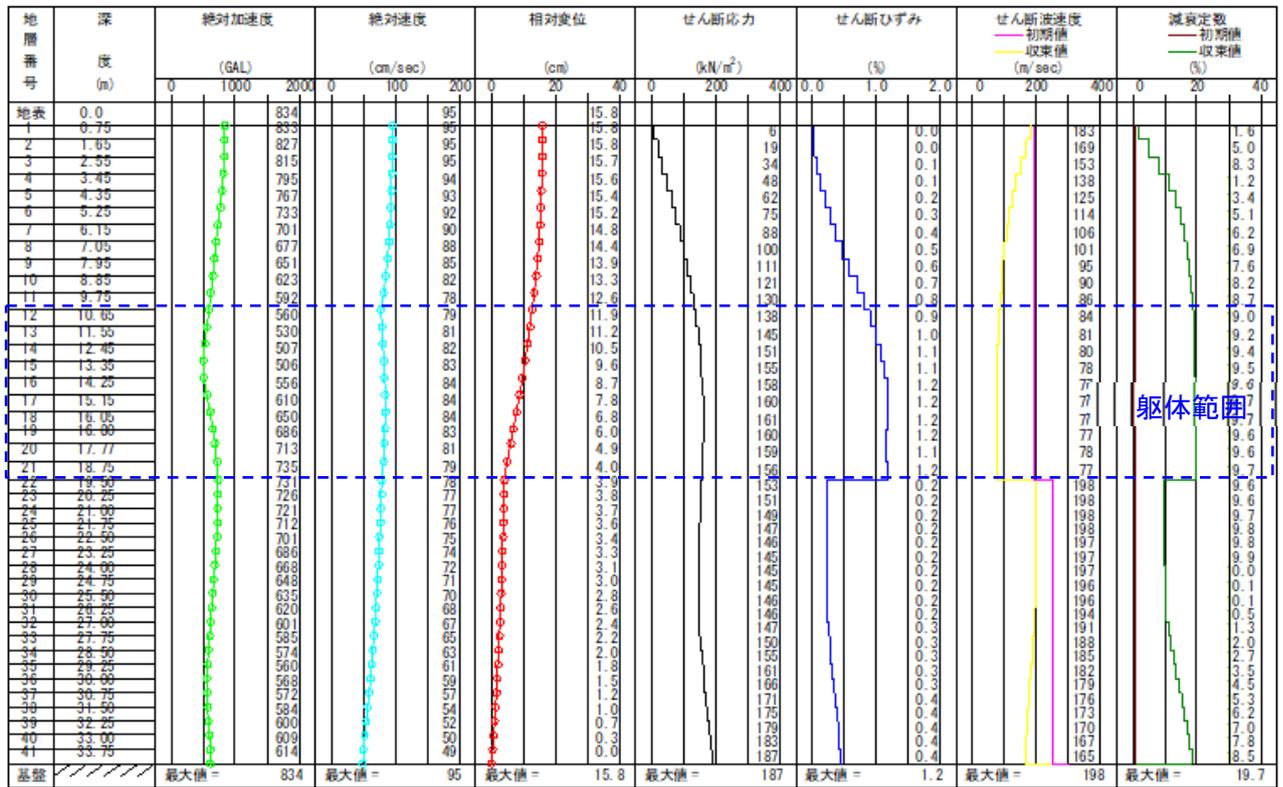


(a) 最大応答変位時の分布

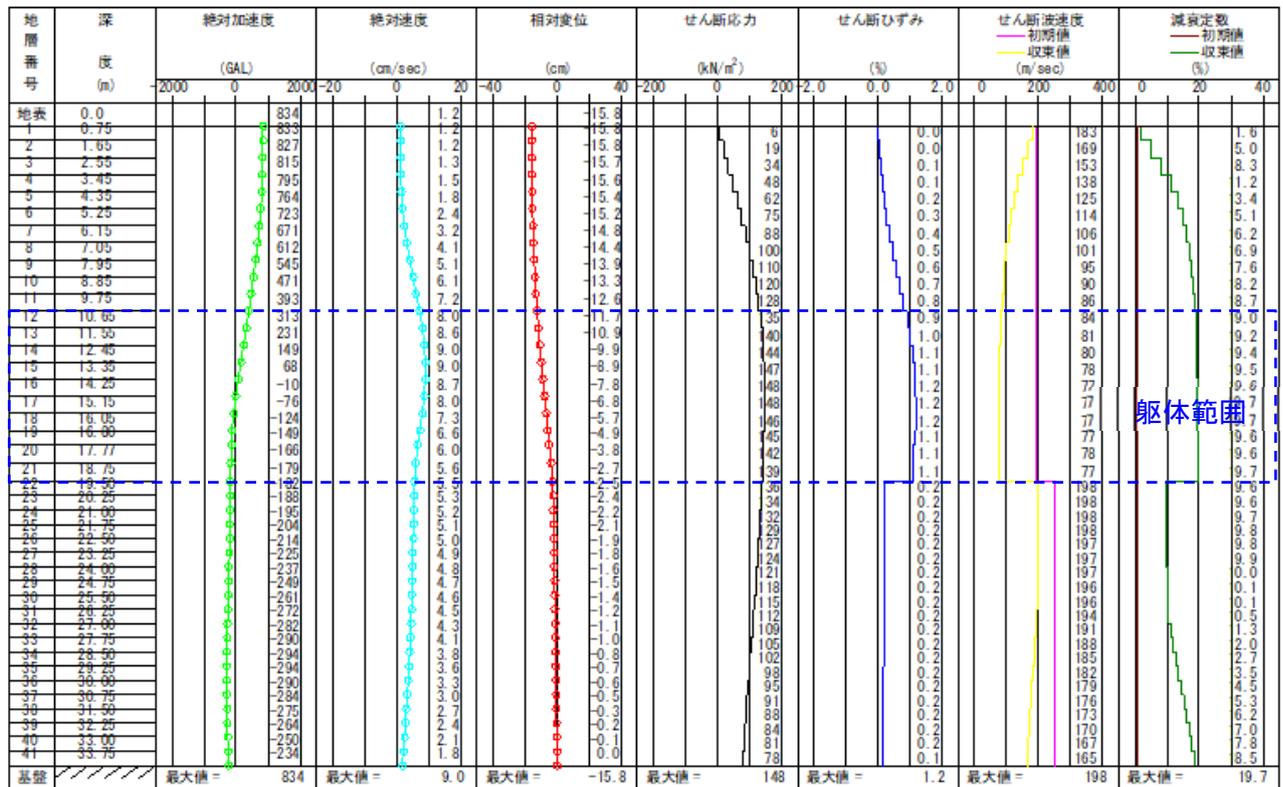


(b) 躯体位置相対変位最大時の分布

図 3.8 地盤応答値の算出結果 (条件1)



(a) 最大応答変位時の分布



(b) 躯体位置相対変位最大時の分布

図 3.9 地盤応答値の算出結果 (条件2)

(2) 解析モデル

2章に示した解析モデルを基にモデル化した。

(3) 解析ケース

表 3.4 に解析ケースを示す。2章に示した周面せん断力の上限値の設定方法（3パターン）と各条件を組み合わせた6ケースの解析を実施した。

表 3.4 解析ケース

条件	検討 ケース	接触面のせん断反力度の上限値		
		頂版 p_{STU}	側壁 p_{SSU}	底版 p_{SBU}
1	1	$c + p_{VT}\tan\phi$	$c + p_{HS}\tan\phi$	$c + p_{VB}\tan\phi$
	2	$p_{VT}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{HS}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)
	3	$0.5(c + p_{VT}\tan\phi)$ (※2)	$0.5(c + p_{HS}\tan\phi)$ (※2)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)
2	1	$c + p_{VT}\tan\phi$	$c + p_{HS}\tan\phi$	$c + p_{VB}\tan\phi$
	2	$p_{VT}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{HS}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)
	3	$0.5(c + p_{VT}\tan\phi)$ (※2)	$0.5(c + p_{HS}\tan\phi)$ (※2)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)

※1 H21 カルバート工指針

※2 H24 道示 IV 編（ケーソン基礎の最大周面摩擦力度）

3.3. 実験結果と解析結果との比較

3.3.1. 地盤応答値の比較

図 3.10～図 3.13 に条件 1 及び条件 2 の地盤応答値の実験結果と解析結果を示す。なお、実験による地盤の速度および変位は、加速度波形を時間積分することで算出した。

図 3.10 及び図 3.11 に各応答に対する最大応答値の深度方向分布を示す。条件 1 及び条件 2 の L 側：函渠左側、R 側：函渠右側（カルバート及び土槽壁体の影響が少ない位置に配置された計測点）において、実験結果と解析結果が概ね同様の変位分布となっていることがわかる。

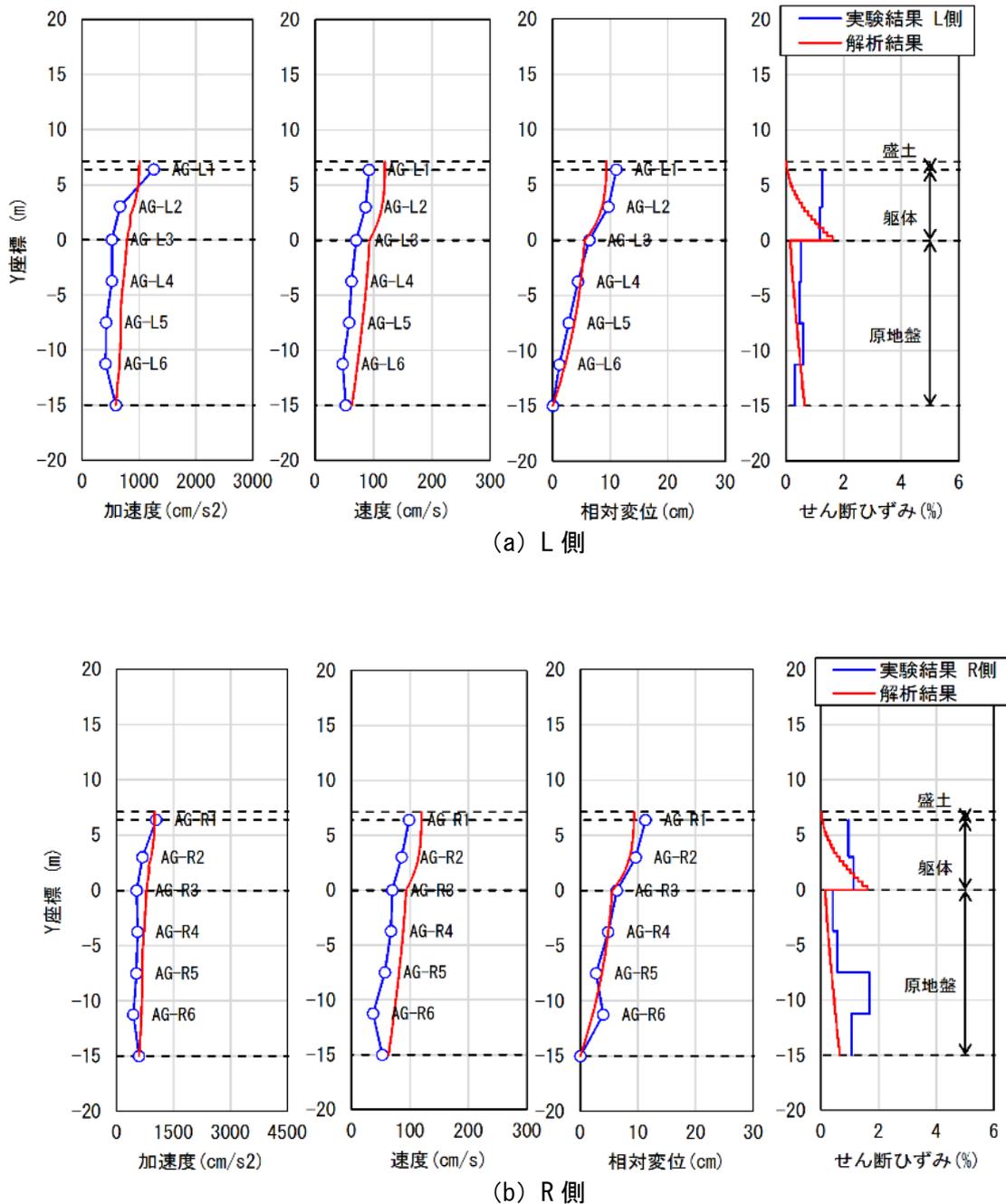
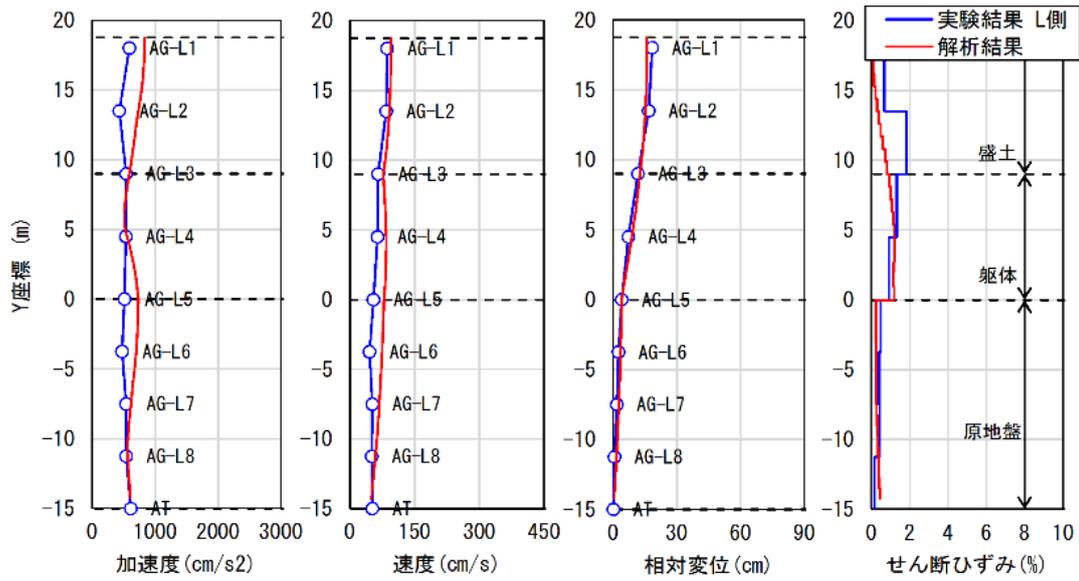
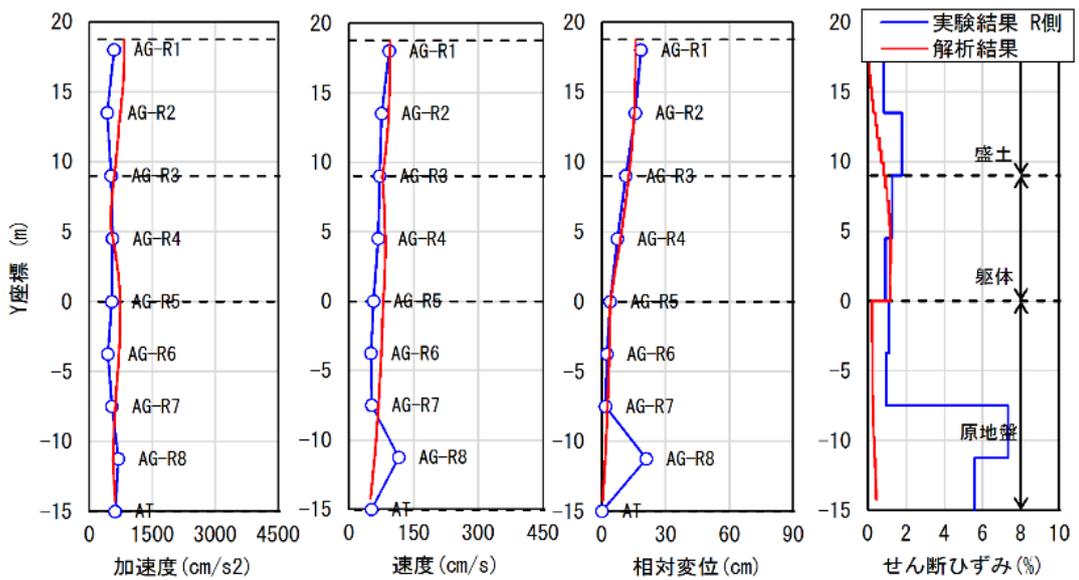


図 3.10 地盤応答値最大変位時の分布（条件 1）



(a) L側

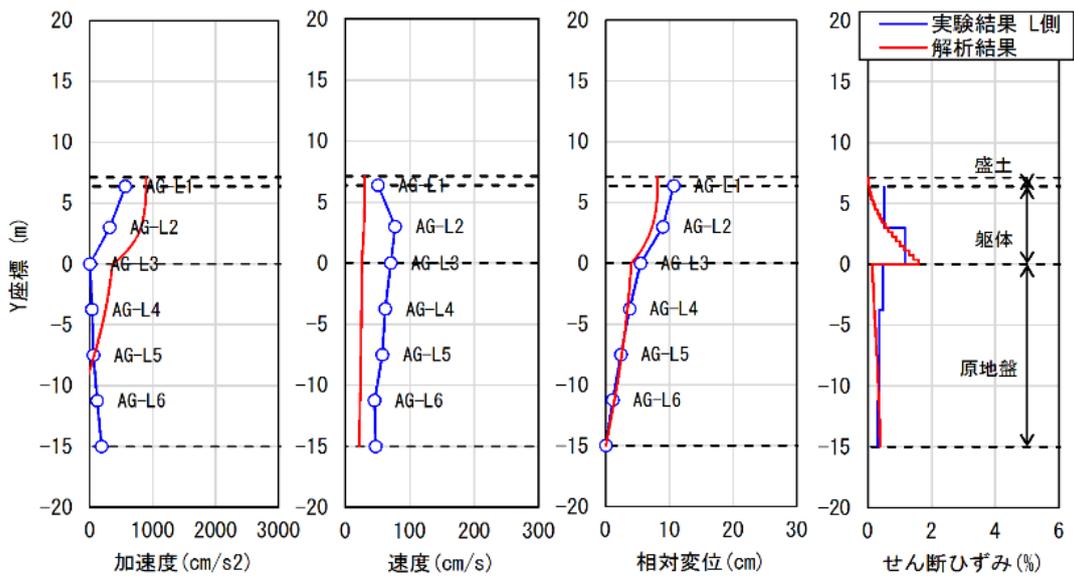


(b) R側

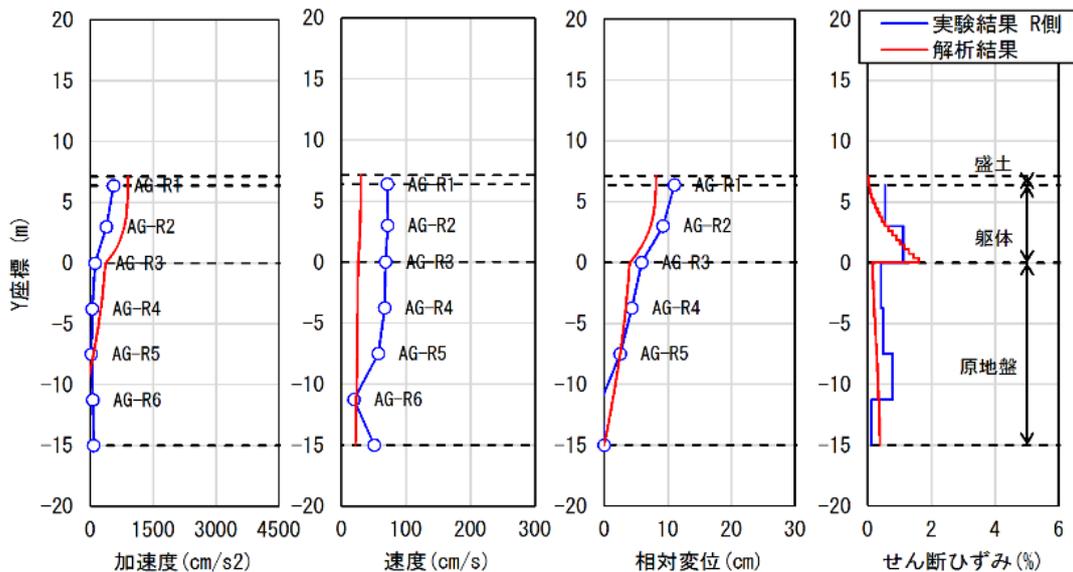
図 3.11 地盤応答値最大変位時の分布 (条件2)

また、部材の安全性の照査においては、頂版及び底版の相対変位最大時の荷重状態が最も厳しくなることから、**図 3.12** 及び **図 3.13** に躯体位置の変位最大分布を示した。こちらについても、条件 1 及び条件 2 の L 側及び R 側ともに実験結果と解析結果が概ね同様の変位分布となる結果が得られた。

以上のことから、本解析の地盤モデルは応答変位法で躯体に作用させる地震時荷重状態を概ね再現できる地盤モデルになっているものと判断される。

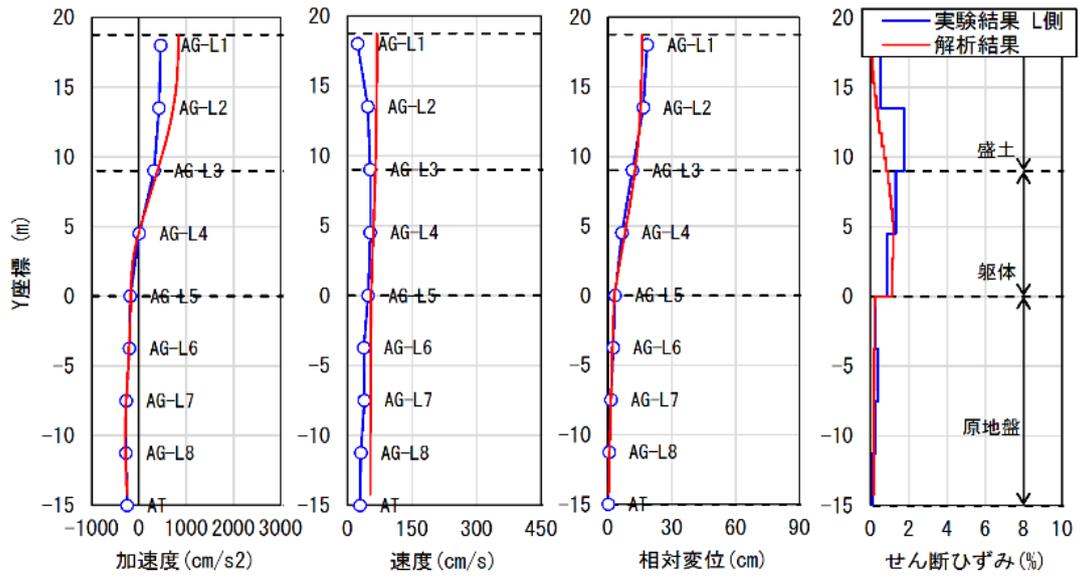


(a) L 側

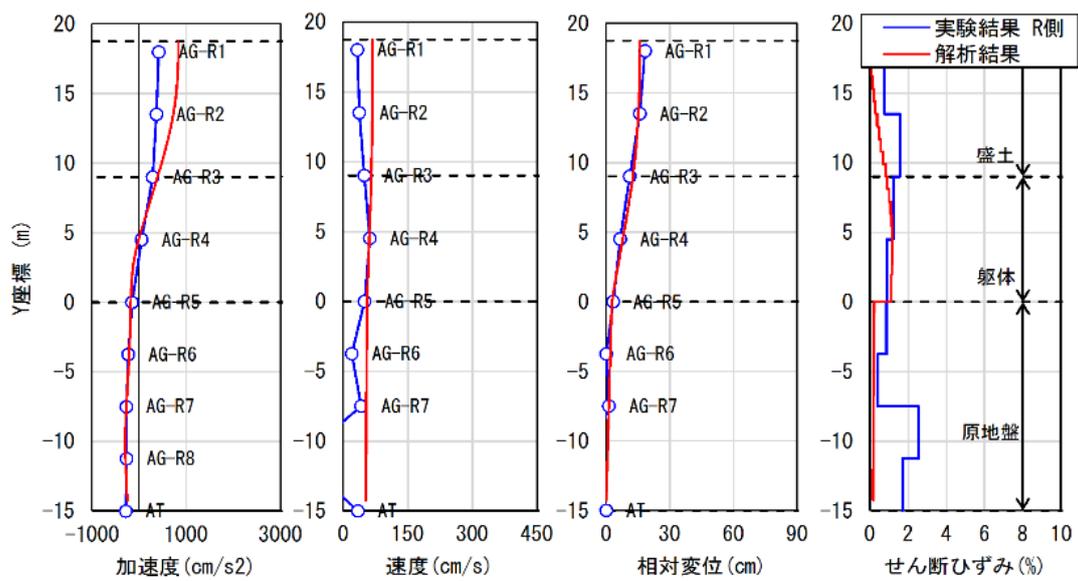


(b) R 側

図 3.12 地盤応答値躯体位置変位最大時の分布 (条件1)



(a) L側



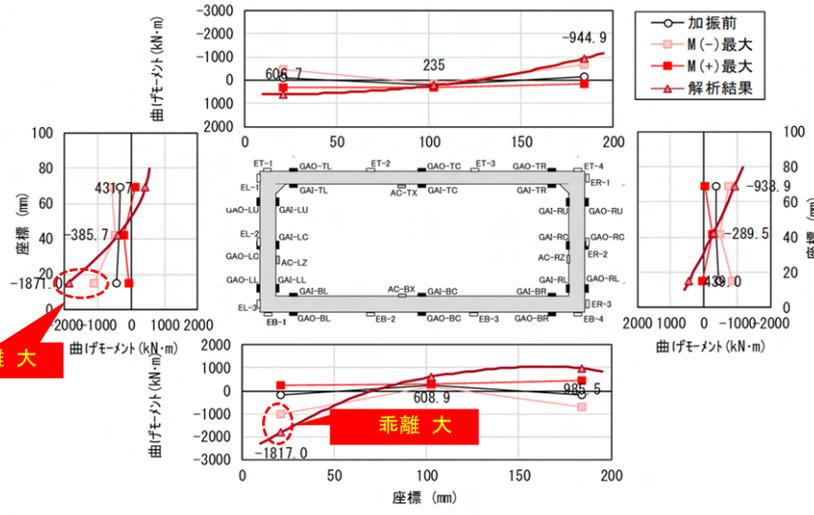
(b) R側

図 3.13 地盤応答値躯体位置変位最大時の分布 (条件2)

3.3.2. 発生断面力の比較

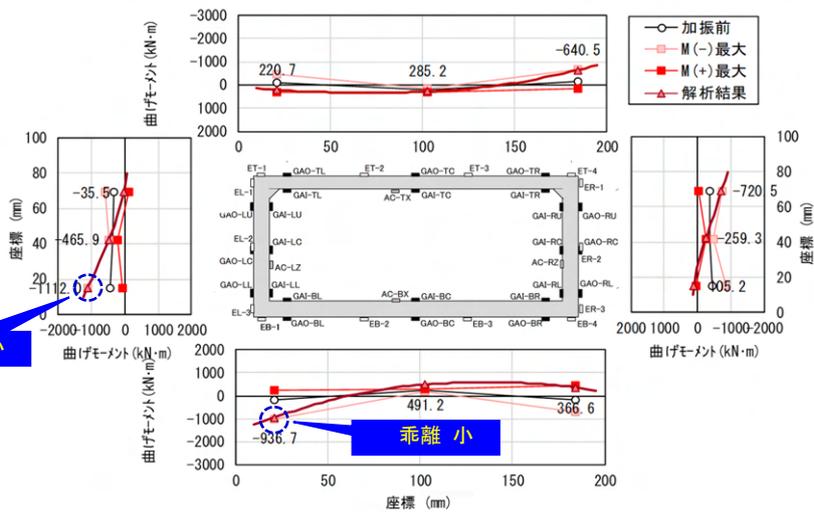
ケースの違いによる発生断面力（曲げモーメント）の比較結果を図 3.14 及び図 3.15 に示す。条件 1（図 3.14）の底版及び左側壁に着目して、実験結果と解析結果の曲げモーメントを比較してみると、ケース 1 では、実験結果（M (-) 最大時）に対して、解析結果では 1.7~1.8 倍の値を示すが、ケース 2 及びケース 3 では、0.9 倍~1.0 倍程度の値を示す結果となった。また、条件 2（図 3.15）の底版及び左側壁に着目して、実験結果と解析結果の曲げモーメントを比較してみると、ケース 1 では、実験結果（M (-) 最大時）に対して解析結果では 1.4~2.3 倍の値を示すが、ケース 2 及びケース 3 では、1.2 倍~1.7 倍程度の値を示す結果となった。

以上から、土被りの条件に関わらず、ケース 1 と比較して、ケース 2 及びケース 3 の方が実験結果の断面力との乖離が小さく、概ね近い断面力が表現できている結果となった。



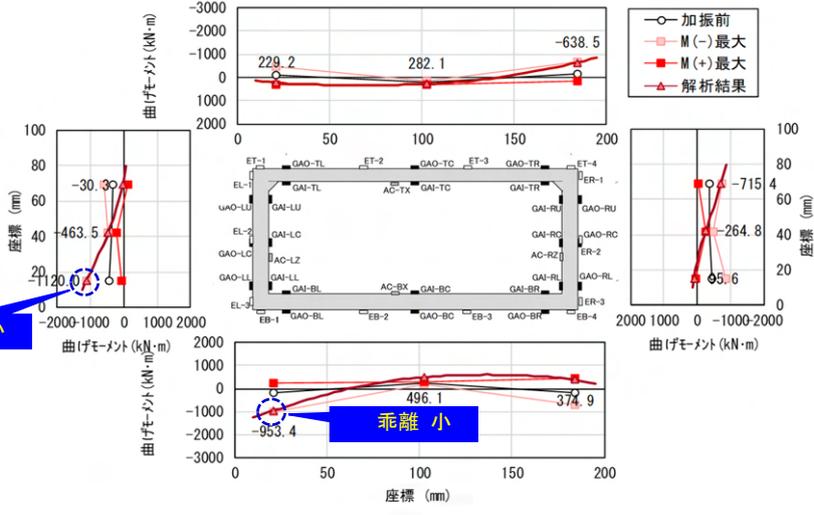
部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN-m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	21	-124.3	339.7	-462.6	606.7
	102.5	217.9	295.7	136.5	235.0
	184	-174.8	142.2	-683.8	-944.9
底板	21	-182.1	265.8	-1014.3	-1817.0
	102.5	245.9	301.9	214.6	608.9
	184	-180.6	454.2	-709.2	985.5
左側壁	69	-335.5	127.6	-605.0	431.7
	42	-378.0	-223.4	-464.4	-385.7
	15	-445.7	-81.3	-1111.9	-1871.0
右側壁	69	-367.6	-44.0	-753.8	-289.5
	42	-384.9	-257.8	-471.3	-289.5
	15	-436.6	38.9	-862.7	439.0

(a) ケース 1

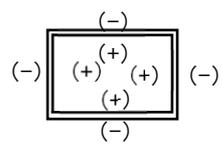


部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN-m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	21	-124.3	339.7	-462.6	220.7
	102.5	217.9	295.7	136.5	285.2
	184	-174.8	142.2	-683.8	-640.5
底板	21	-182.1	265.8	-1014.3	-936.7
	102.5	245.9	301.9	214.6	491.2
	184	-180.6	454.2	-709.2	366.6
左側壁	69	-335.5	127.6	-605.0	-35.5
	42	-378.0	-223.4	-464.4	-465.9
	15	-445.7	-81.3	-1111.9	-1112.0
右側壁	69	-367.6	-44.0	-753.8	-720.5
	42	-384.9	-257.8	-471.3	-259.3
	15	-436.6	38.9	-862.7	105.2

(b) ケース 2



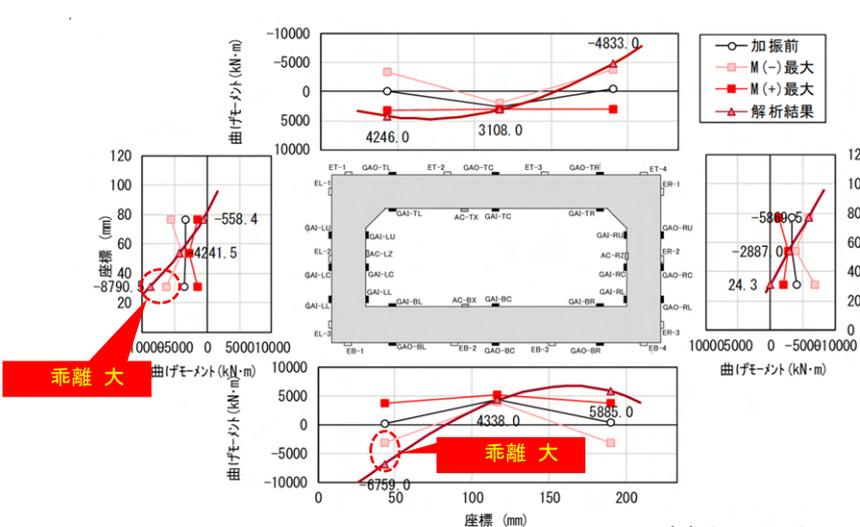
部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN-m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	21	-124.3	339.7	-462.6	229.2
	102.5	217.9	295.7	136.5	282.1
	184	-174.8	142.2	-683.8	-638.5
底板	21	-182.1	265.8	-1014.3	-953.4
	102.5	245.9	301.9	214.6	496.1
	184	-180.6	454.2	-709.2	374.9
左側壁	69	-335.5	127.6	-605.0	-30.3
	42	-378.0	-223.4	-464.4	-463.5
	15	-445.7	-81.3	-1111.9	-1120.0
右側壁	69	-367.6	-44.0	-753.8	-715.4
	42	-384.9	-257.8	-471.3	-264.8
	15	-436.6	38.9	-862.7	95.6



(c) ケース 3

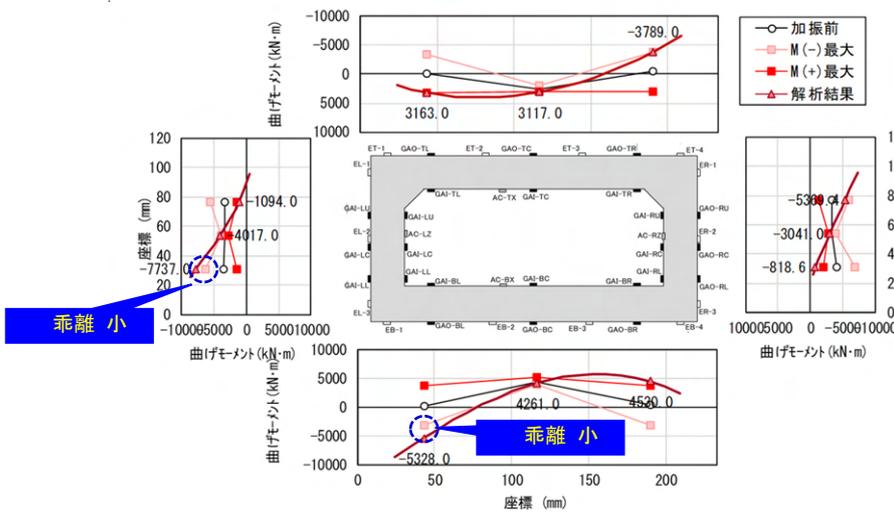
※ 正が内側引張方向の曲げ、負が外側引張方向の曲げを示す。

図 3.14 最大曲げモーメント図 (条件 1)



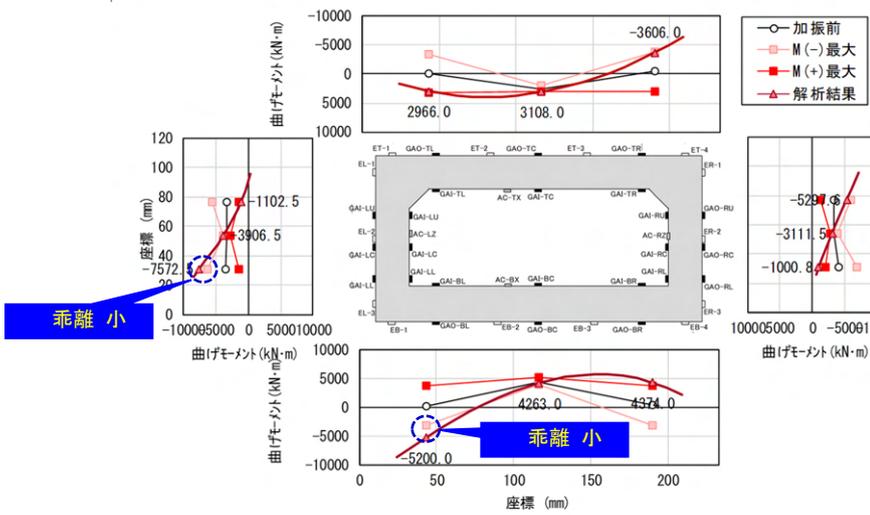
部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN・m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	43	4.6	3246.0	-3384.3	4246.0
	116.5	2660.3	3119.4	2091.8	3108.0
	190	-546.5	3006.4	-3793.3	-4833.0
底版	43	263.6	3830.3	-2995.2	-6759.0
	116.5	4470.0	5239.8	3905.5	4338.0
	190	386.4	3786.3	-3129.0	5885.0
左側壁	77	-3320.8	-1456.9	-5589.2	-558.4
	54	-3304.6	-2676.1	-3895.0	-4241.5
	31	-3568.1	-1512.8	-6301.0	-8790.5
右側壁	77	-3405.7	-1345.0	-5914.5	-5869.5
	54	-3394.9	-2864.7	-3837.6	-2887.0
	31	-4085.5	-2116.1	-6965.8	24.3

(a) ケース 1

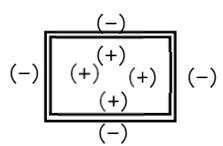


部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN・m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	43	4.6	3246.0	-3384.3	3163.0
	116.5	2660.3	3119.4	2091.8	3117.0
	190	-546.5	3006.4	-3793.3	-3789.0
底版	43	263.6	3830.3	-2995.2	-5328.0
	116.5	4470.0	5239.8	3905.5	4261.0
	190	386.4	3786.3	-3129.0	4520.0
左側壁	77	-3320.8	-1456.9	-5589.2	-1094.0
	54	-3304.6	-2676.1	-3895.0	-4017.0
	31	-3568.1	-1512.8	-6301.0	-7737.0
右側壁	77	-3405.7	-1345.0	-5914.5	-5369.4
	54	-3394.9	-2864.7	-3837.6	-3041.0
	31	-4085.5	-2116.1	-6965.8	-818.6

(b) ケース 2



部材	座標 (mm)	曲げモーメント (kN・m)			
		加振前	M(+)最大	M(-)最大	解析結果
頂版	43	4.6	3246.0	-3384.3	2966.0
	116.5	2660.3	3119.4	2091.8	3108.0
	190	-546.5	3006.4	-3793.3	-3606.0
底版	43	263.6	3830.3	-2995.2	-5200.0
	116.5	4470.0	5239.8	3905.5	4263.0
	190	386.4	3786.3	-3129.0	4374.0
左側壁	77	-3320.8	-1456.9	-5589.2	-1102.5
	54	-3304.6	-2676.1	-3895.0	-3906.5
	31	-3568.1	-1512.8	-6301.0	-7572.5
右側壁	43	263.6	3830.3	-2995.2	-5297.6
	116.5	4470.0	5239.8	3905.5	-3111.5
	190	386.4	3786.3	-3129.0	-1000.8



※ 正が内側引張方向の曲げ、負が外側引張方向の曲げを示す。

(c) ケース 3

図 3.15 最大曲げモーメント図 (条件 2)

3.3.3. 比較結果まとめ

接触面上のせん断応力度の上限値を変更して行った各検討ケースについて、実験結果の再現性の有無を表 3.5 に示す。なお、3.3.1. に示したように、地盤応答値においては、条件 1 及び条件 2 の L 側及び R 側ともに実験結果と解析結果が概ね同様の変位分布となる結果が得られている。

カルバートの発生断面力の結果より、接触面のせん断反力度の上限値をケース 2 またはケース 3 により設定した場合、実験による発生断面力を適切に再現できることがわかった。ケース 2 とケース 3 では有意な差はないものの、ケース 2 は基礎コンクリート及び敷きモルタルを設置して施工された底版への適用を前提とした式であり、本来は頂版と側壁の摩擦強度として適用されるものではない。一方、ケース 3 はケーソン基礎の壁面部の最大周面摩擦力度の式であり、コンクリート壁面と地盤との間の摩擦抵抗として準用することは可能であると考えられることから、ケース 3 の設定を採用して次章以降の解析を実施する。

表 3.5 比較解析結果

条件	検討 ケース	接触面のせん断反力度の上限値			実験結果の 再現性	採用
		頂版 p_{STU}	側壁 p_{SSU}	底版 p_{SBU}		
1	1	$c + p_{VT}\tan\phi$	$c + p_{HS}\tan\phi$	$c + p_{VB}\tan\phi$	×	—
	2	$p_{VT}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{HS}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)	○	—
	3	$0.5(c + p_{VT}\tan\phi)$ (※2)	$0.5(c + p_{HS}\tan\phi)$ (※2)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)	○	○
2	1	$c + p_{VT}\tan\phi$	$c + p_{HS}\tan\phi$	$c + p_{VB}\tan\phi$	×	—
	2	$p_{VT}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{HS}\tan(2\phi/3)$ (※1)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)	○	—
	3	$0.5(c + p_{VT}\tan\phi)$ (※2)	$0.5(c + p_{HS}\tan\phi)$ (※2)	$p_{VB}\tan(2\phi/3)$ (※1)	○	○

※1 H21 カルバート工指針

※2 H24 道示 IV 編 (ケーソン基礎の最大周面摩擦力度)

4. 地震の影響を受けた実建造物の再現解析

4.1. 解析対象

4.1.1. 被災事例：大開駅

図 4.1 及び図 4.2 に兵庫県南部地震（1995 年）において被災した大開駅の被害の状況を示す。図に示すように、中柱がせん断破壊もしくは圧壊したことで頂版部及び上部道路が陥没する大被害が生じている。大開駅はカルバートではなく開削工法で構築された地中構造物であるが、構造としてはカルバートと同様であることから、再現解析の対象とした。

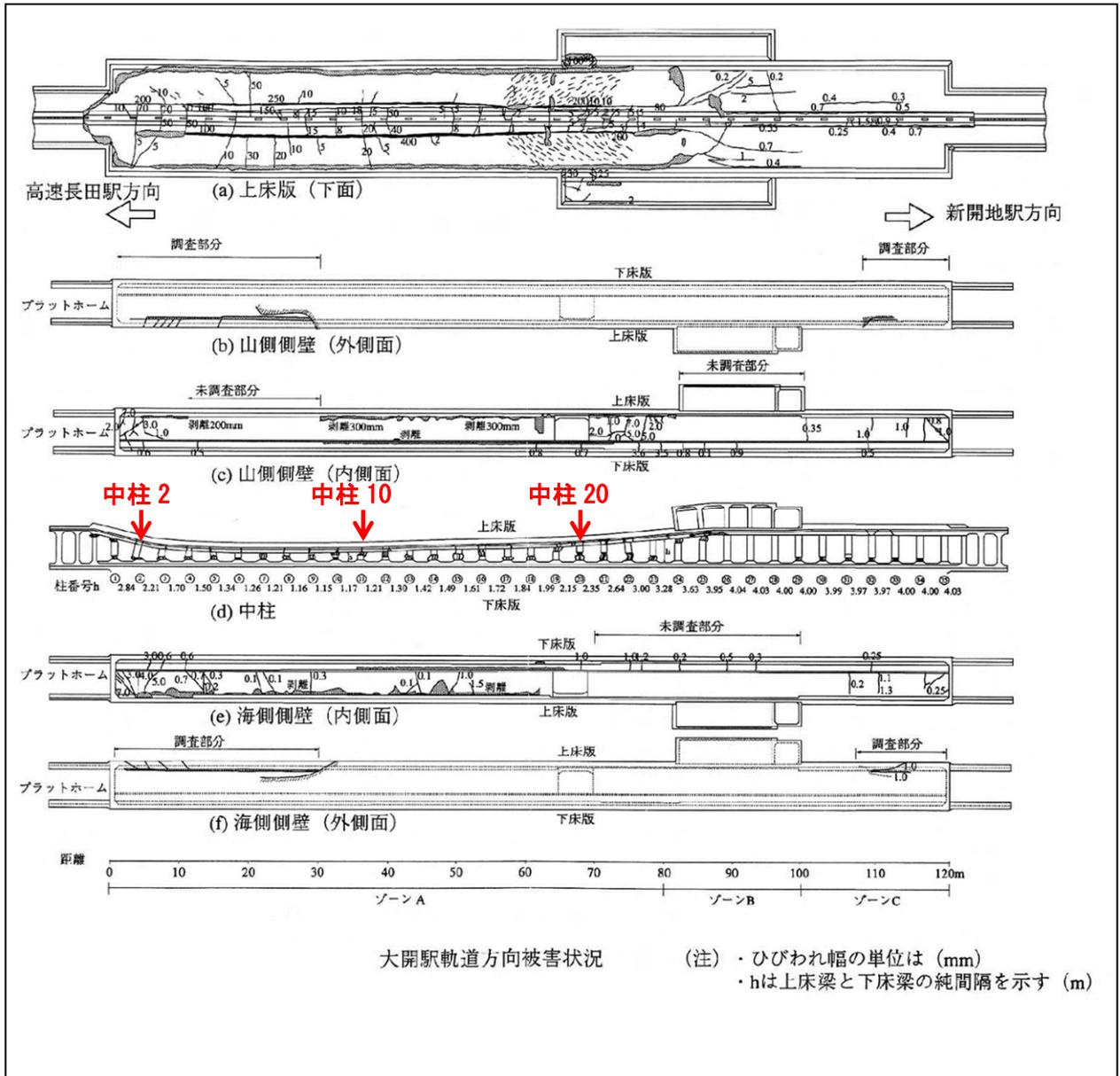


図 4.1 大開駅の被害状況 (1/2) ²⁷⁾ に加筆



写真 3.1-2 国道28号線路面の陥没状況
(高速長田側を望む)



写真 3.1-19 中柱20(海側)

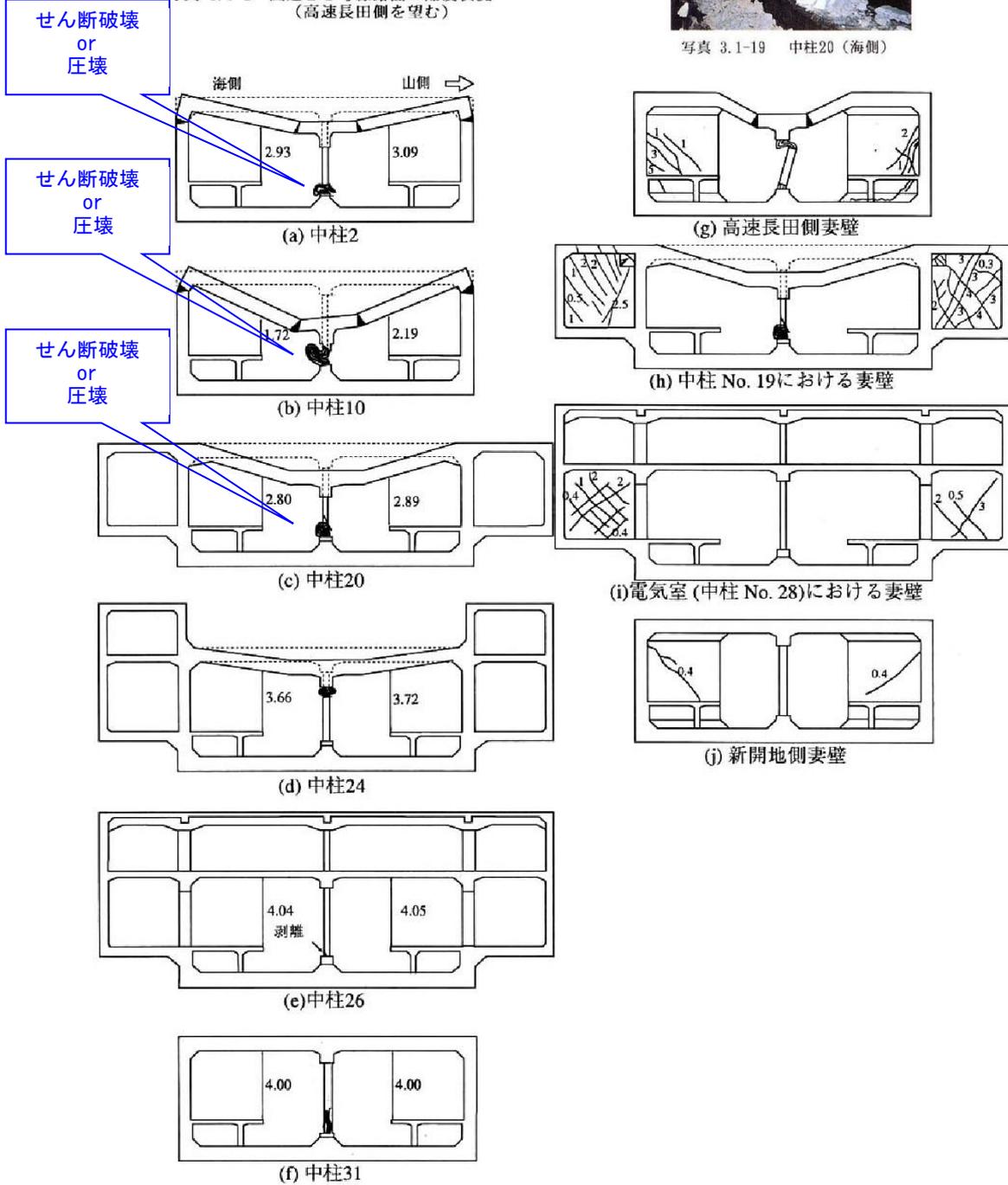


図 4.2 大開駅の被害状況 (2/2) ²⁷⁾ に加筆

4.1.2. 被災事例：九州自動車道の熊本 33 ボックスカルバート

図 4.3 及び図 4.4 に熊本地震（2016 年）において被災した九州自動車道の熊本 33 ボックスカルバート（以降、「九州道ボックス」という。）の被害の状況を示す。図 4.4 に示すように、坑口部において躯体がやや沈下している状況や目地開きが生じ土砂が流入している状況は確認されるものの、躯体コンクリート自体には損傷は見られない。

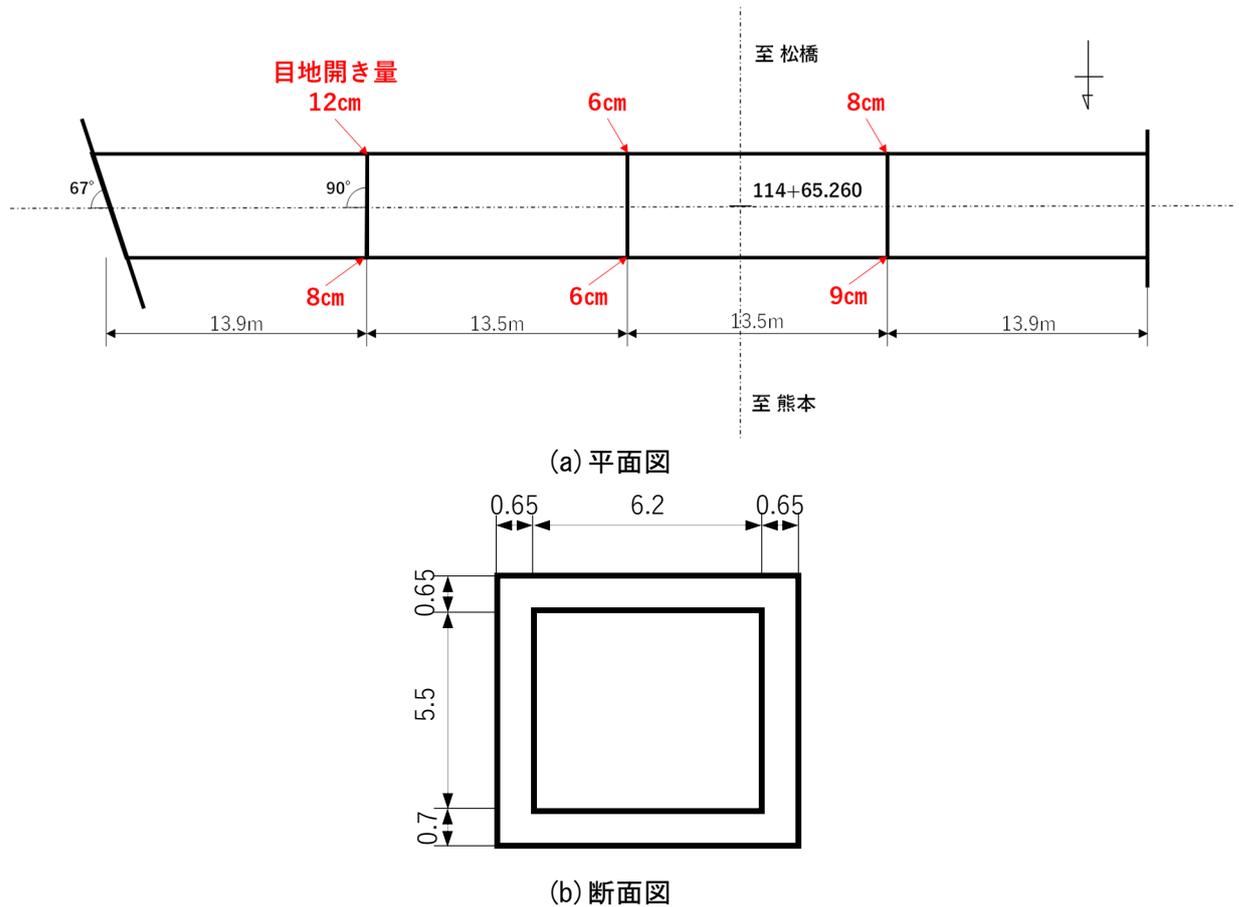


図 4.3 九州道ボックスの被害の状況 (1/2)



図 4.4 九州道ボックスの被害の状況 (2/2) ²⁸⁾

4.2. 解析方法

4.2.1. 表層地盤の応答計算

ここでも3章と同様の理由により、表層地盤の応答計算は、動的解析（1次元等価線形解析）により行った。

4.2.2. 解析モデル

(1) 非線形応答変位法の解析モデル

非線形応答変位法の解析モデルは、2章に示した方法に基づいて作成した。接触面におけるせん断反力度の上限値には、3章のケース3の値を用いた。

(2) 躯体モデルの設定

部材照査に用いるモデルを示す。

1) 曲げモーメントー曲率関係

道示Ⅲ編に示す方法を基本として、鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント M ー曲率 ϕ 関係は、 4.5 に示すように、ひび割れ点 C 、降伏点 Y 、終局点 U を結ぶトリリニア型としてモデル化した。

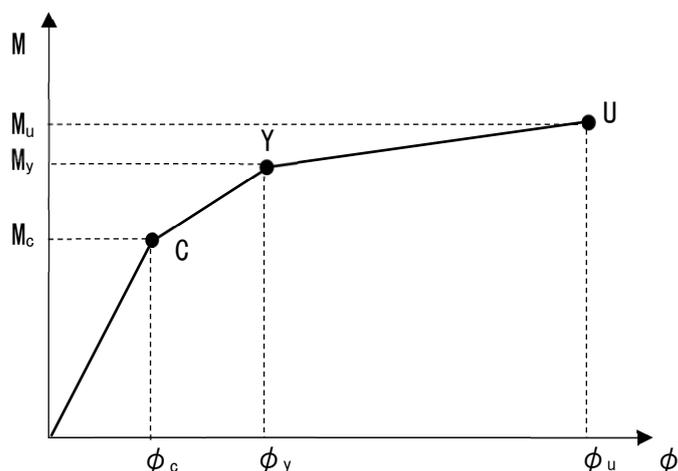


図 4.5 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント M ー曲率 ϕ 関係

このとき、ひび割れ点 C は、コンクリート最外縁の応力度がコンクリートの曲げ引張強度に達するときの点として求め、そのときの曲げモーメントとひずみを M_c 、 ϕ_c とした。降伏点 Y は、最外縁にある軸方向引張鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの点として求めた。また、終局点 U は、圧縮側コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達したときの点とした。

降伏点 Y 及び終局点 U を求める際の断面計算には、 4.6、 表 4.1 及び 4.7 に示すコンクリート及び鉄筋の応力ーひずみ関係を用いた。

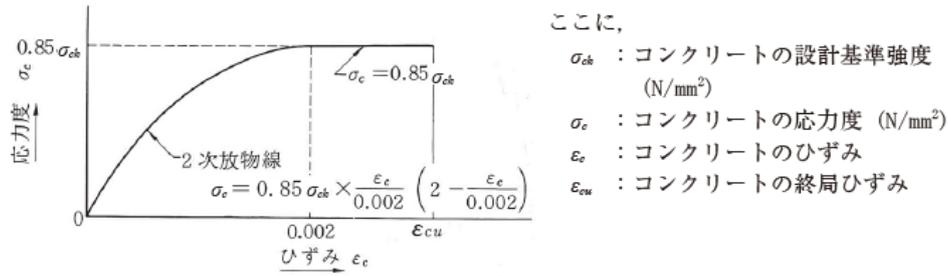


図 4.6 コンクリートの応力度—ひずみ関係²⁰⁾

表 4.1 コンクリートの終局ひずみ²⁰⁾

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

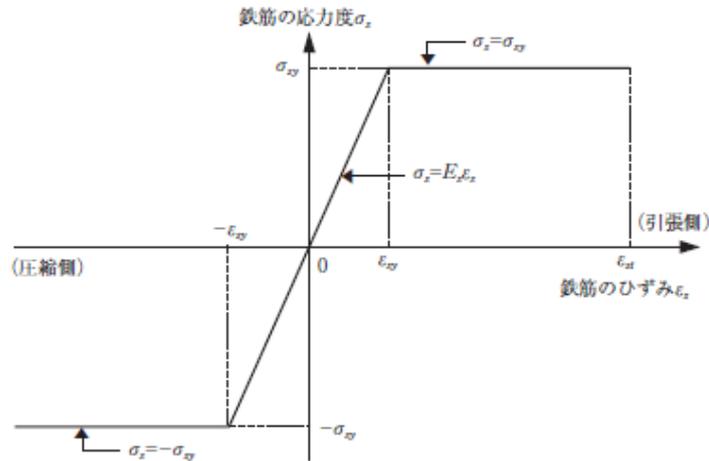


図 4.7 鉄筋の応力度—ひずみ関係²¹⁾

2) モデル図及び部材照査位置

各部材の節点配置および要素分割は、2.2.4 に示した方法により行った。また、モデルの隅角部にカルバート工指針 5-7 に従い、剛域を設定したうえで、全要素に対して曲げモーメントの及びせん断力の照査を実施した。このとき、せん断力の照査については、剛域端から $d/2$ (d は部材厚) 離れた要素に対して行った。

部材の $M \sim \phi$ 関係は、配筋が異なる部位ごとに設定した。 $M \sim \phi$ 関係算出時の軸力は、常時（死荷重時）の軸力を用いた。

3) 照査基準

2 章に示す照査基準により、レベル 2 地震動に対する性能 2 及び性能 3 を満足するための曲げ変形及びせん断耐力の照査を行った。

4.3. 被災事例（大開駅）の解析

4.3.1. 解析条件

(1) 構造条件

1) 解析モデル

図 4.8 に解析モデルを示す。せん断補強鉄筋（帯鉄筋）の諸元は壁部材(頂版・底版・側壁)において、端部は4-φ13@250、中央部は4-φ13@500とした。また、中柱は2-φ9@350とした（図 4.9 参照）

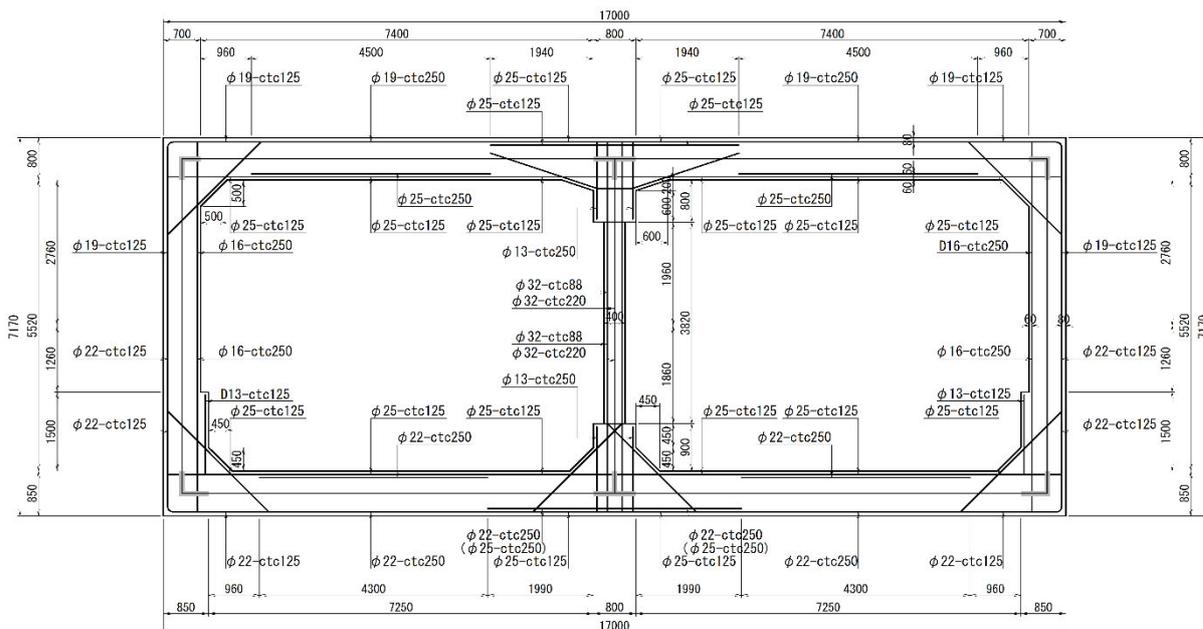


図 4.8 解析モデル（大開駅）

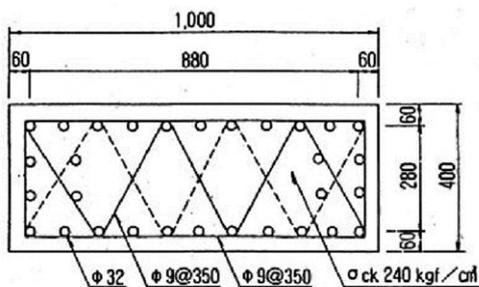


図 4.9 中柱の配筋

なお、中柱については、奥行き方向に3.5mピッチ（柱寸法：幅0.4m×奥行1.0m）で配置されているため、中柱寸法を幅0.4m×奥行0.286m・鉄筋量を1/3.5でモデル化した。

2) 材料条件

コンクリート設計基準強度は、壁部材(頂版・底版・側壁)においては、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ 、中柱においては、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ とした。また、鉄筋材質は、SR235とした。

3) 常時作用条件

図 4.10 に常時に作用する荷重条件を示す。この荷重条件に基づき部材の初期断面力を算出した。

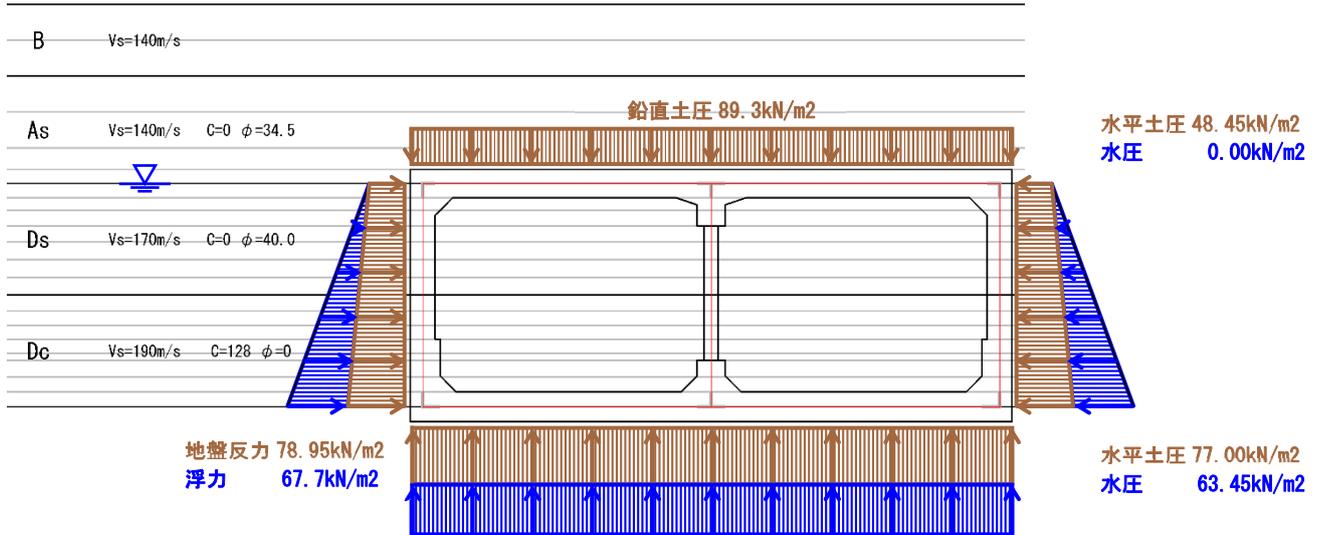


図 4.10 常時荷重条件 (大開駅)

4) 部材の非線形特性 ($M\sim\phi$ 特性)

図 4.12~図 4.16 に各部材で設定した非線形特性 ($M\sim\phi$ 特性) を示す。なお、各部材の特性 No は、図 4.11 内の位置を示す。

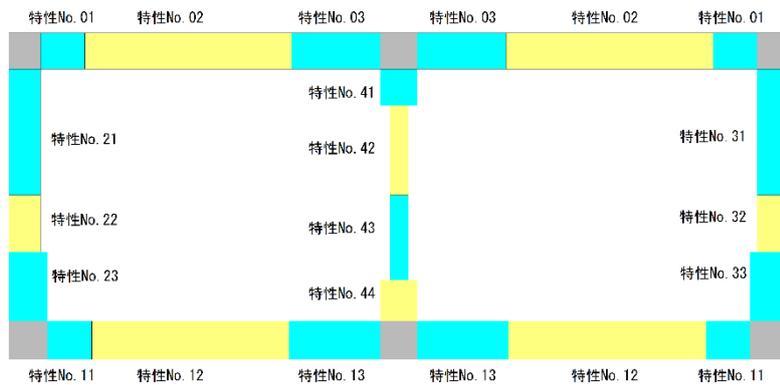


図 4.11 特性 No 位置

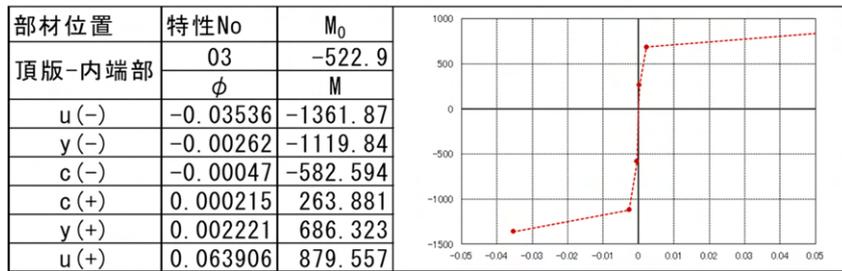
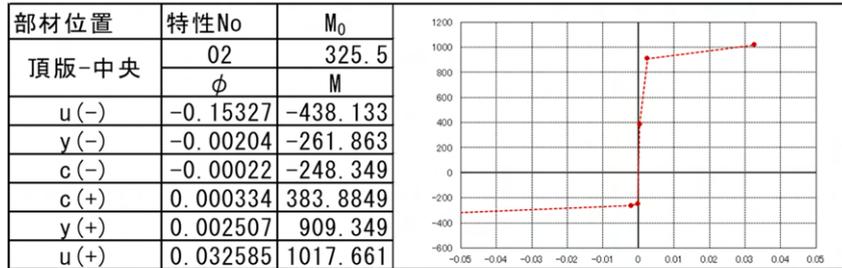
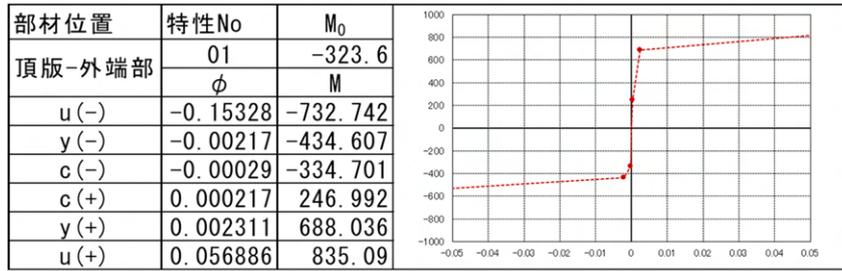


図 4.12 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (頂版)

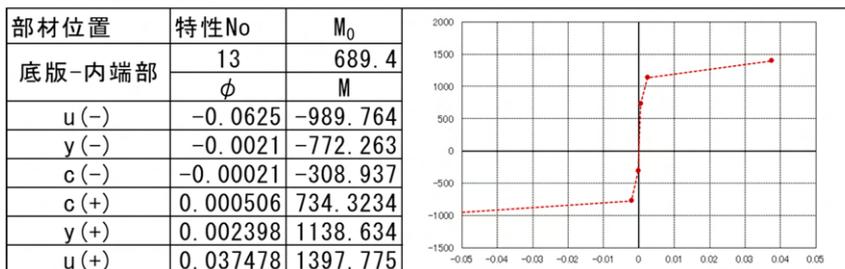
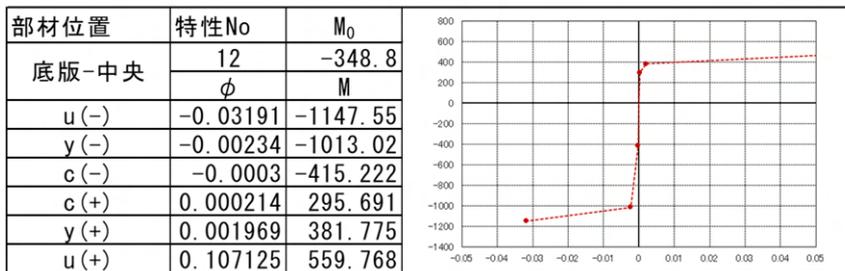
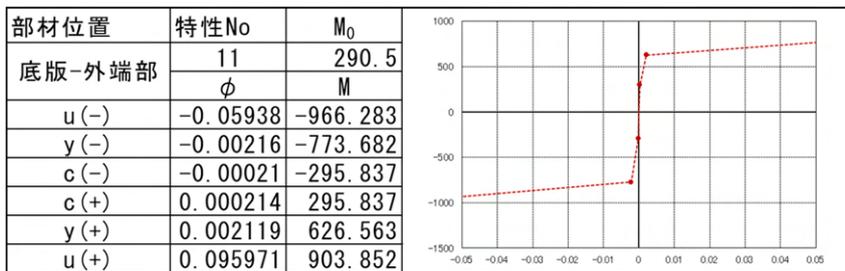


図 4.13 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (底版)

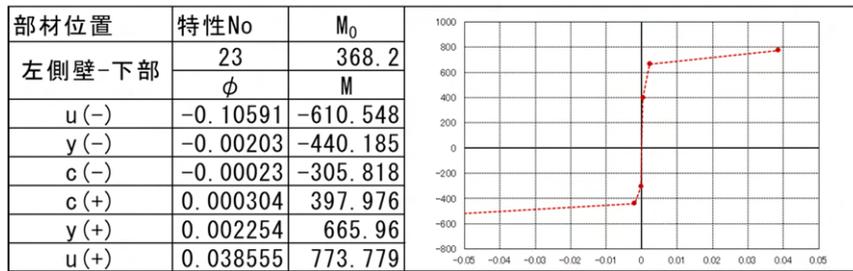
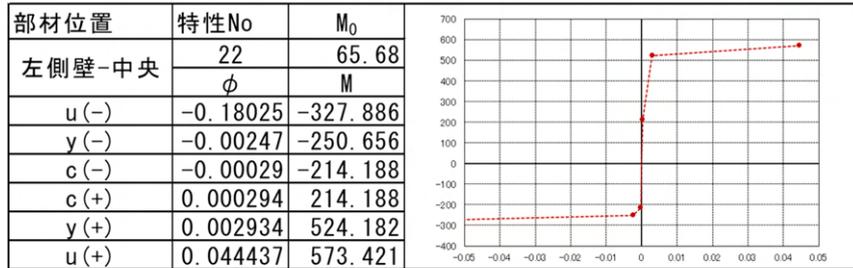
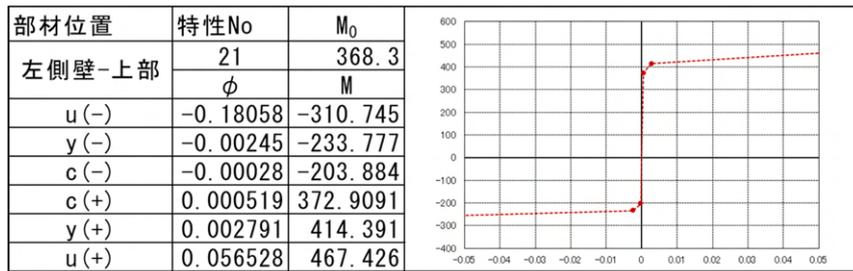


図 4.14 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (左側壁)

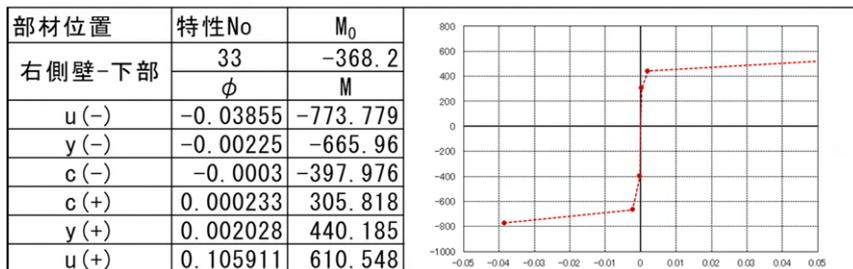
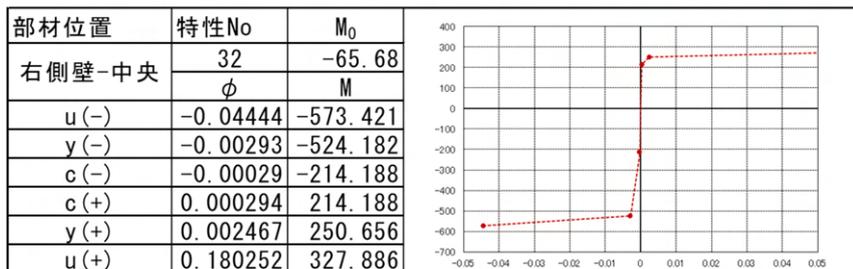
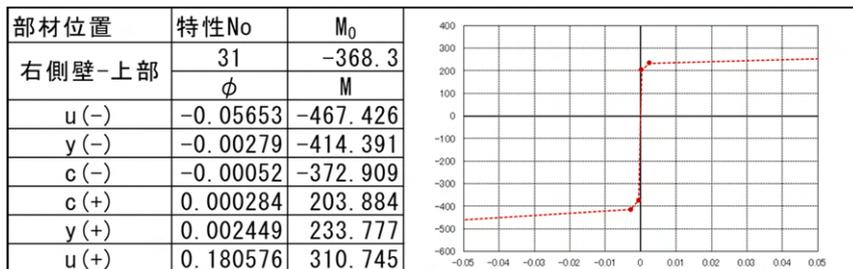


図 4.15 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (右側壁)

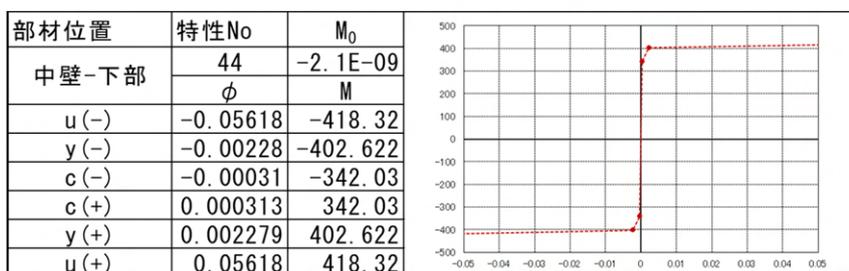
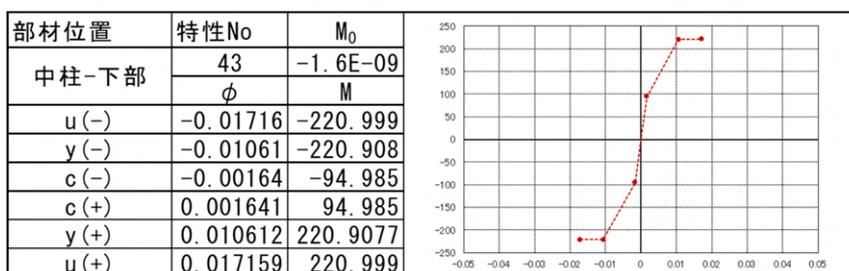
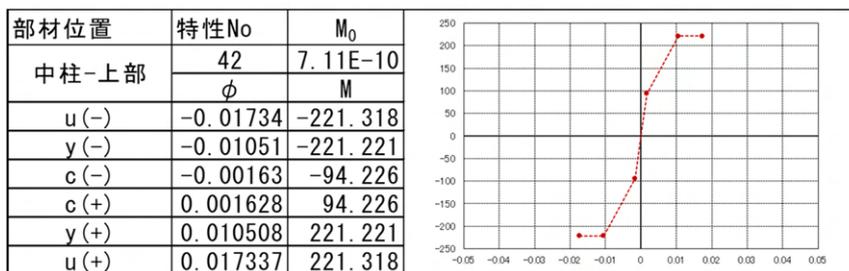
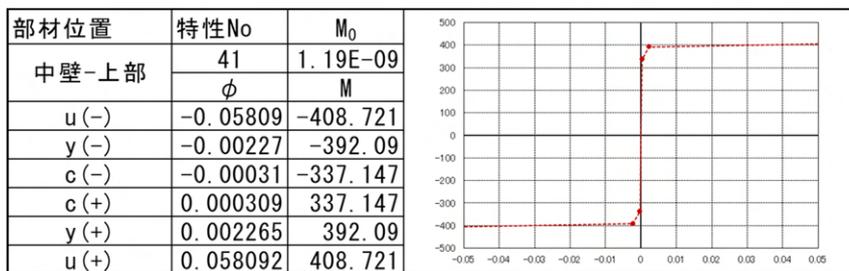


図 4.16 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (中壁)

(2) 地盤条件

文献²⁹⁾に基づき設定した地盤モデルを表 4.2 と図 4.17 に示す。

表 4.2 地盤モデル

地層番号	土層名		層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断波速度 V_{si} (m/s)	ひずみ依存 曲線番号	備考
1	第1層	B・Ac	2.0	19.0	---	---	140	1	
2	第2層	As	3.1	19.0	34.5	0.0	140	2	
3	第3層	Ds	3.1	19.0	40.0	0.0	170	3	躯体設置深度
4	第4層	Dc	3.2	19.0	0.0	170.0	190	4	躯体設置深度
5	第5層	Dc	5.8	19.0	0.0	170.0	240	5	
6	第6層	Dg	22.0	20.0	---	---	330	線形	
7	第7層	---	5.0	21.0	---	---	500	線形	

※AsおよびDs層の内部摩擦角 ϕ は、カルバート工指針(平成21年度版)p.72の方法に従い算出し設定。
 ※Dc層の粘着力 c はボーリングNo. B-3において実施されている試験値(一軸圧縮強度の平均値)より設定。

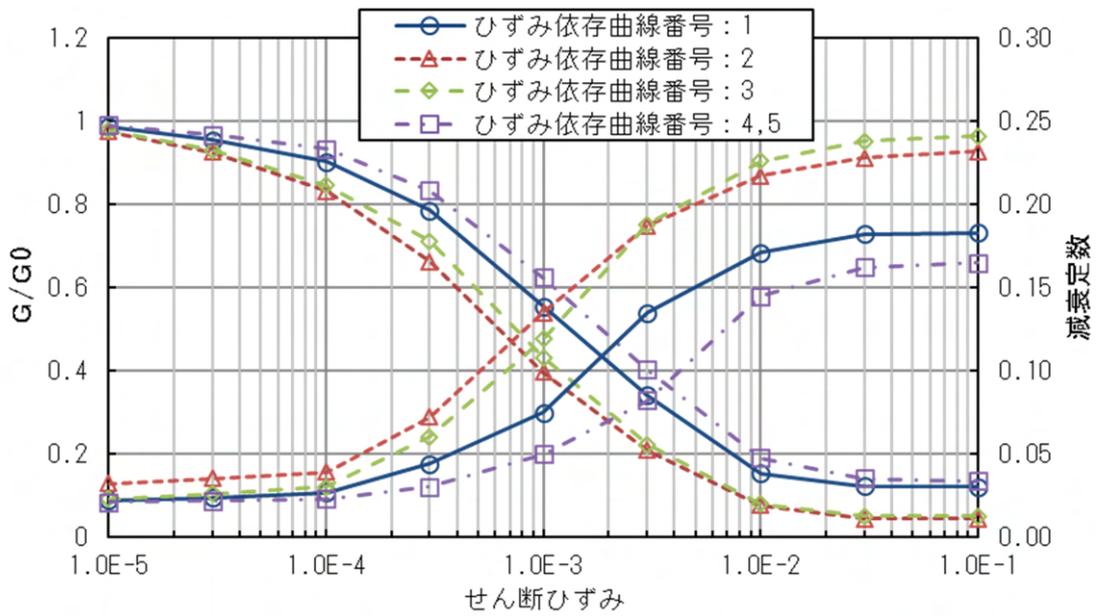
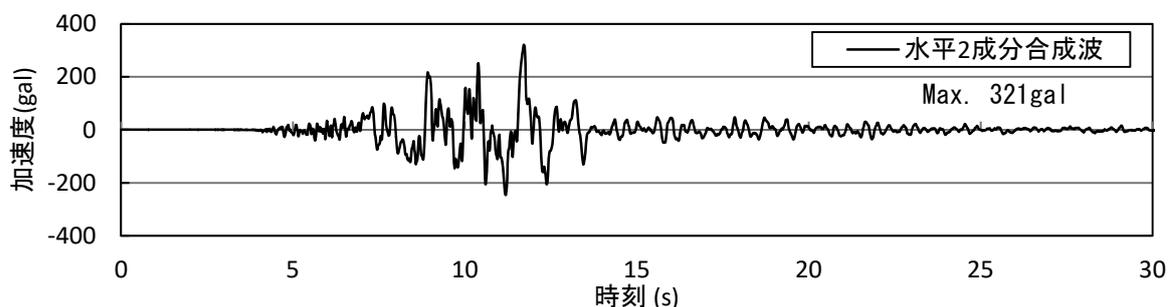


図 4.17 変形特性²⁵⁾

(3) 入力地震動条件

本解析では、関西地震観測研究協議会が神戸大学で観測した地表記録の水平2成分（NS、EW）の速度軌跡より強軸方向（概ね北西～南東方向）成分を抽出し、解析に使用した。観測地点は硬質な地盤に位置していることから、解放基盤面に相当するとみなし、強軸方向成分を大開駅の工学的基盤面（2E）に入力した。なお、大開駅の横断方向も概ね北西～南東方向となり、地震動強軸方向と一致している。

図 4.19 には大開駅近傍の強震観測点を示す。神戸大学よりも神戸海洋気象台の観測点の方が、大開駅の近くに位置しているが、文献²⁹⁾によれば、神戸海洋気象台の観測波形は神戸大学の観測波形と比較して、やや地盤の増幅特性の影響が含まれた波となっていることから、今回の検討でも文献²⁹⁾と同様に神戸大学の観測波形を入力地震動として採用した。



出典：関西地震観測研究協議会

図 4.18 入力地震動

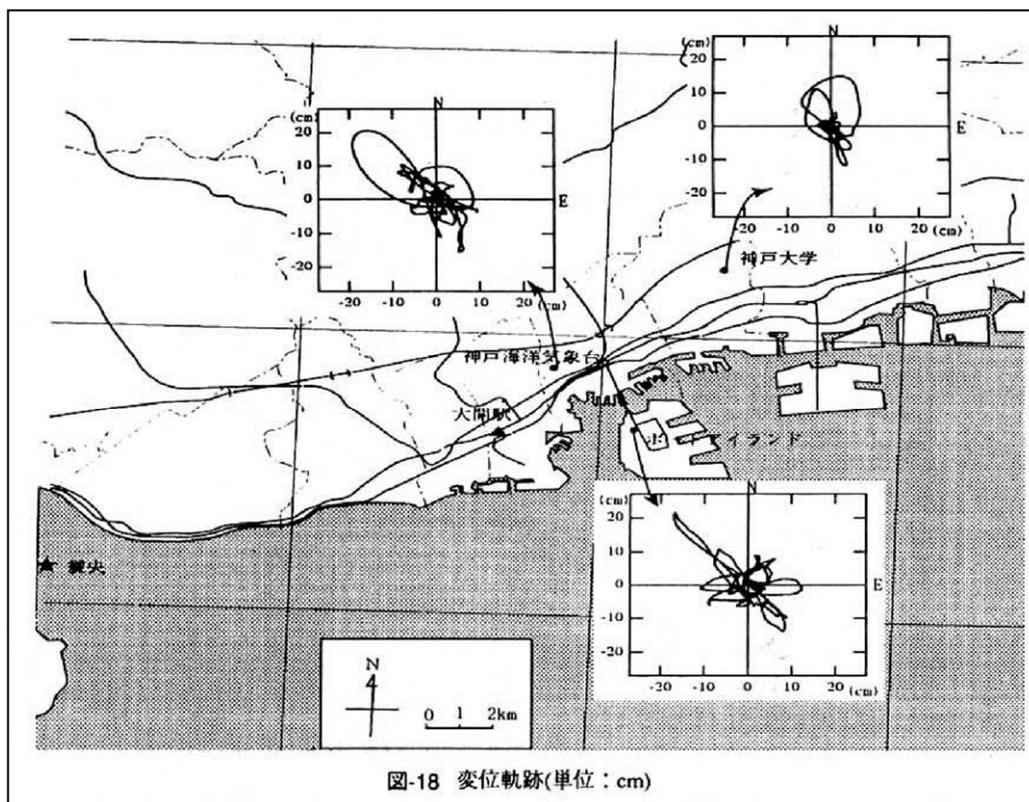
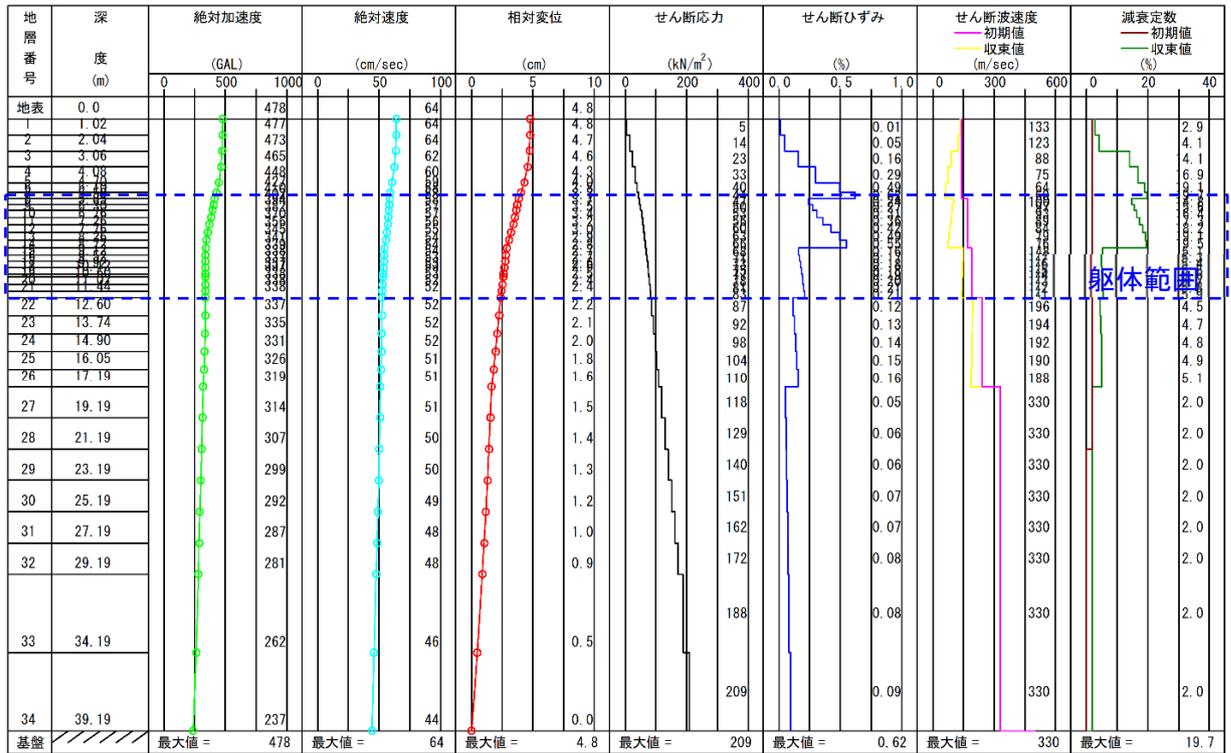


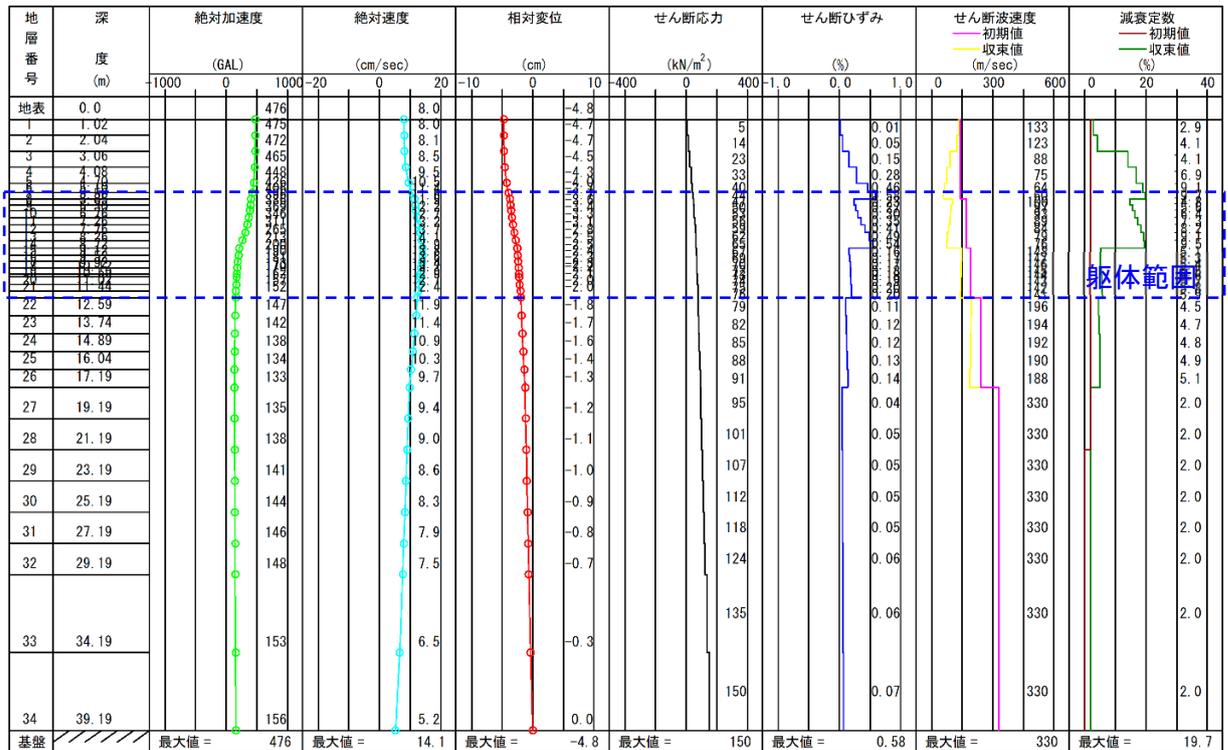
図 4.19 大開駅近傍の強震観測点²⁹⁾

(4) 地盤応答算出結果

一次元等価線形解析によって地盤応答を算出した。最大応答変位時の分布を図 4.20 (a) に、躯体の頂版と底版の相対変位が最大となる時刻の分布を図 4.20 (b) に示す。



(a) 最大応答変位時の分布



(b) 躯体位置相対変位最大時の分布

図 4.20 地盤応答値の算出結果

4.3.2. 解析結果

表 4.3 及び図 4.21 に層間変形角の照査結果を示す。層間変形角が 1/100 を下回る結果となった。また、表 4.4 及び図 4.22 にせん断力の照査結果を示す。中柱が大きくせん断耐力が不足する結果となり、その他の部材としては側壁部で僅かにせん断耐力が不足する程度の結果になった。

さらに、表 4.5 及び図 4.23 に曲率の照査結果を参考として示す。中柱において発生曲率が許容曲率を超える結果が得られた。その他の部材については、発生曲率が許容曲率を超えない結果となった。

以上より、提案したモデルにおいて被害状況を再現できることが確認された。

表 4.3 層間変形角照査結果

	左	右
b1 (m)	8.1501	8.1500
b2 (m)	8.1500	8.1500
d1 (m)	10.3073	10.3047
d2 (m)	10.3501	10.3526
b (m)	8.1500	8.1500
δ_s (m)	0.0271	0.0303
θ_s	0.00428	0.00478
	1/234	1/209
許容変形角	1/100	1/100
判定	OK	OK

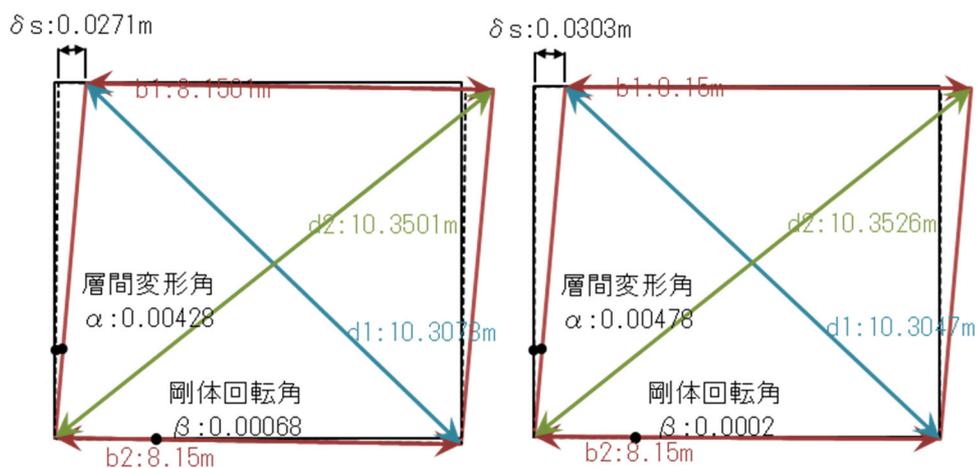


図 4.21 層間変形角結果

表 4.4 せん断耐力照査結果

	節点 番号	せん断力 Smax (kN)	せん断耐力 Ps (kN)	S/Ps	判定
頂版	104	218.9	594.5	0.37	OK
	117	521.9	621.1	0.84	OK
	121	371.5	621.1	0.60	OK
	134	385.1	536.3	0.72	OK
底版	204	374.6	586.0	0.64	OK
	217	429.6	651.9	0.66	OK
	221	595.4	651.9	0.91	OK
	234	220.5	622.5	0.35	OK
左側壁	303	80.5	291.9	0.28	OK
	314	375.6	418.9	0.90	OK
右側壁	403	386.8	346.9	1.12	OUT
	414	61.3	369.5	0.17	OK
中柱	504	121.1	71.0	1.71	OUT
	512	123.3	71.0	1.74	OUT

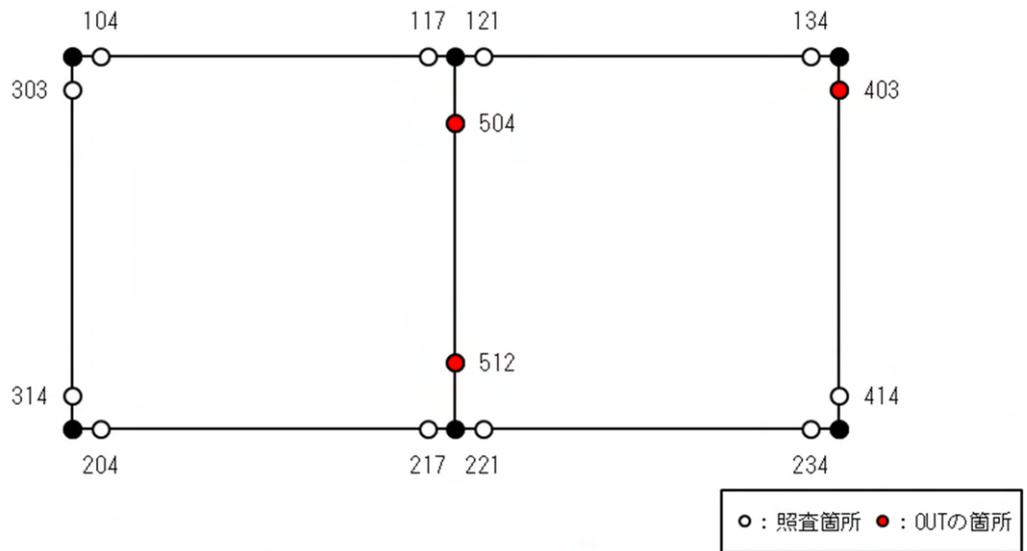


図 4.22 せん断耐力結果

表 4.5 曲率照査結果

	引張位置	部材番号	発生曲率 $\phi_d(1/m)$	降伏曲率 $\phi_y(1/m)$	終局曲率 $\phi_u(1/m)$	許容曲率 $\phi_a(1/m)$	ϕ_d / ϕ_a	判定
頂版	下側	103	0.00099	0.00231	0.05689	0.04779	0.02	OK
	上側	117	-0.00086	-0.00262	-0.03536	-0.02991	0.03	OK
	上側	120	-0.00032	-0.00262	-0.03536	-0.02991	0.01	OK
	上側	134	-0.00624	-0.00217	-0.15328	-0.12809	0.05	OK
底版	下側	203	0.00589	0.00212	0.09597	0.08033	0.07	OK
	下側	217	0.00037	0.00240	0.03748	0.03163	0.01	OK
	下側	220	0.00099	0.00240	0.03748	0.03163	0.03	OK
	上側	234	-0.00051	-0.00216	-0.05938	-0.04984	0.01	OK
左側壁	右側	303	-0.00229	-0.00245	-0.18058	-0.15089	0.02	OK
	左側	315	0.00209	0.00225	0.03855	0.03250	0.06	OK
右側壁	右側	403	-0.01342	-0.00279	-0.05653	-0.04757	0.28	OK
	左側	415	0.00017	0.00203	0.10591	0.08860	0.00	OK
中柱	右側	504	-0.02183	-0.01051	-0.01734	-0.01620	1.35	OUT
	左側	513	0.02153	0.01061	0.01716	0.01607	1.34	OUT

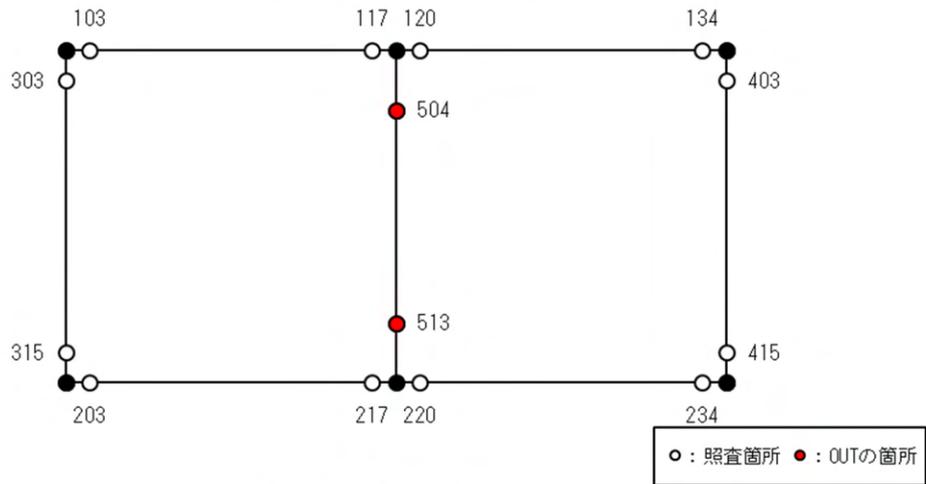


図 4.23 曲率結果

4.4. 被災事例（九州道ボックス）の解析

4.4.1. 解析条件

(1) 構造条件

1) 解析モデル

図 4.24 に解析モデルを示す。躯体は単位奥行きでモデル化した。主筋ピッチは図面上に明記されていないことから、図面をトレースし確認した値として 300mm を設定した。

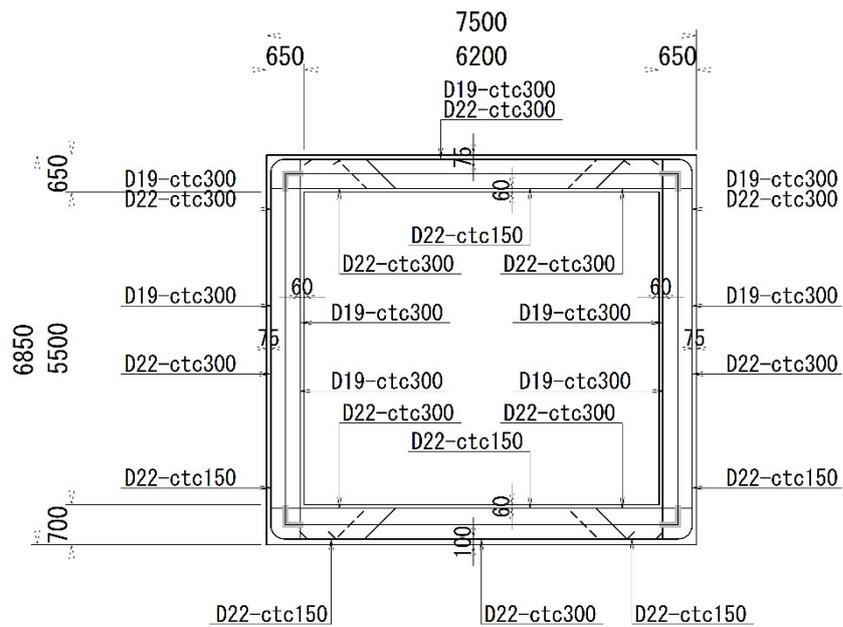


図 4.24 解析モデル（九州道ボックス）

2) 材料条件

「九州道ボックス」における鉄筋材質は構造図より SD295 として設定した。コンクリート設計基準強度は図面上確認できなかったことから、近傍に位置するボックスの構造図を入手し、これに基づき、コンクリート設計基準強度： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 、鉄筋材質：SD295 とした。

3) 常時作用条件

図 4.25 に常時荷重条件を示す。この荷重条件に基づき部材の初期断面力を算出した。

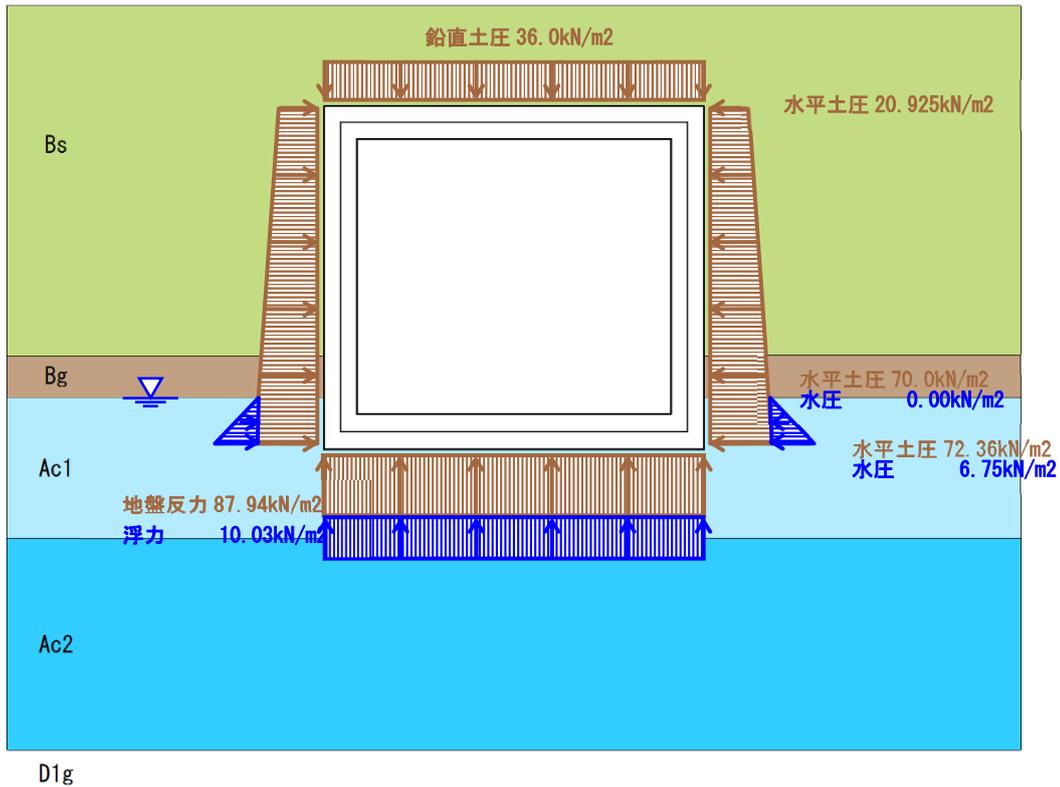


図 4.25 常時荷重条件（九州道ボックス）

4) 部材の非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性)

図 4.27~図 4.30 に各部材で設定した非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) を示す。なお、各部材の特性 No は、図 4.26 内の位置を示す。



図 4.26 特性 No 位置

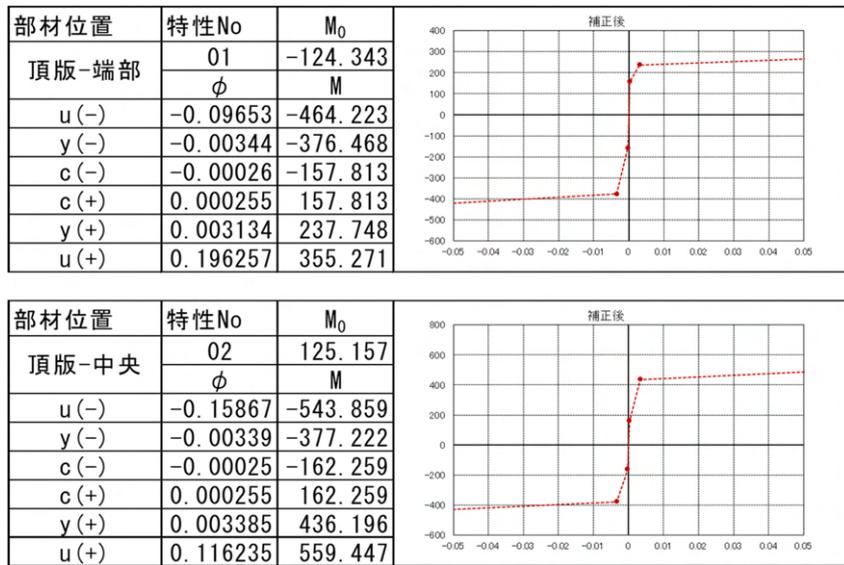


図 4.27 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (頂版)

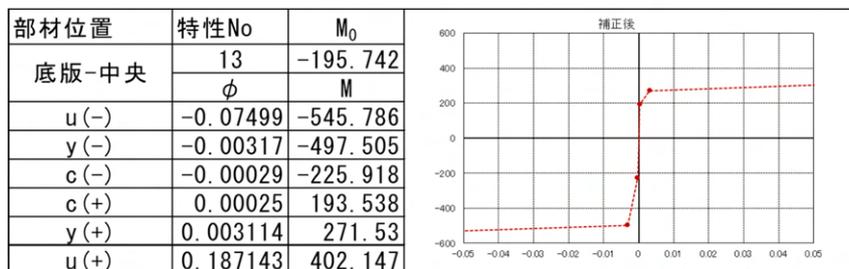
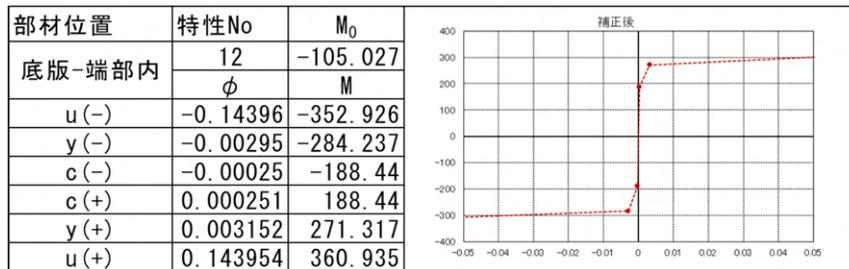
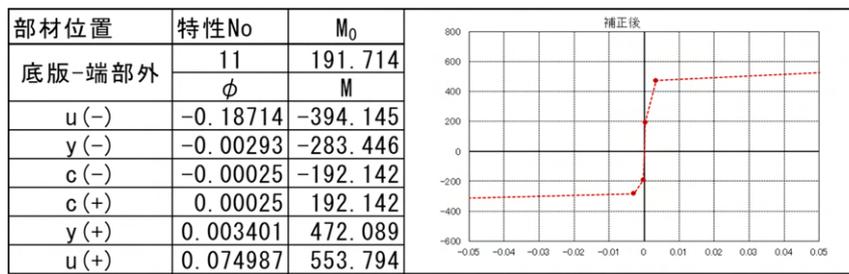


図 4.28 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (底版)

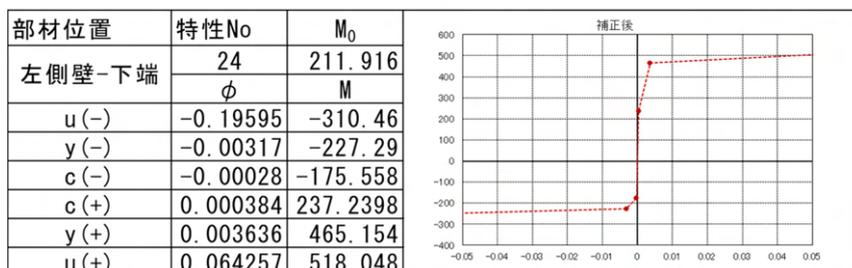
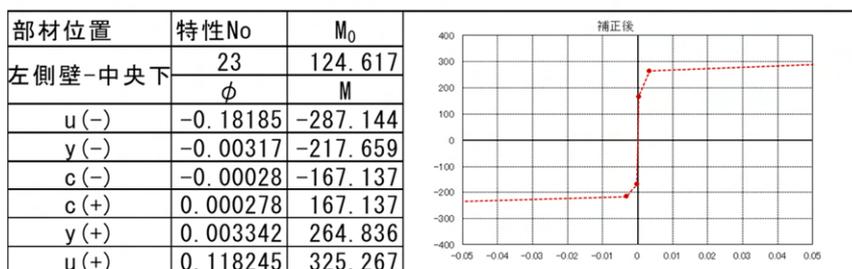
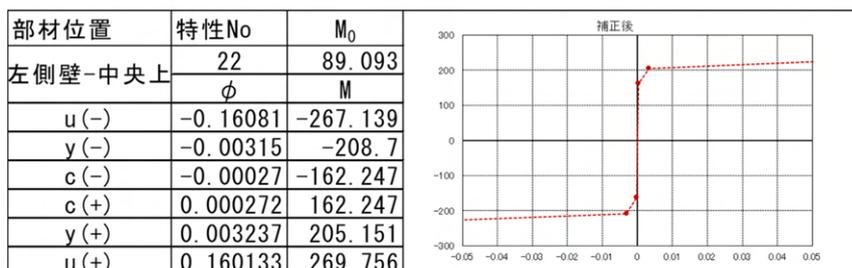
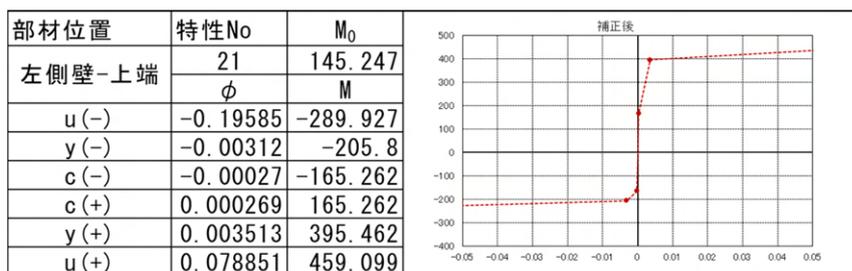


図 4.29 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (左側壁)

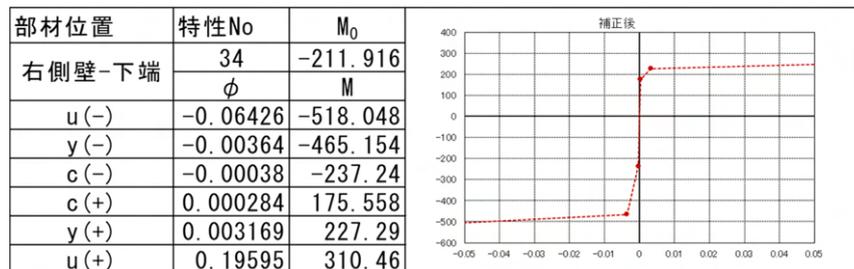
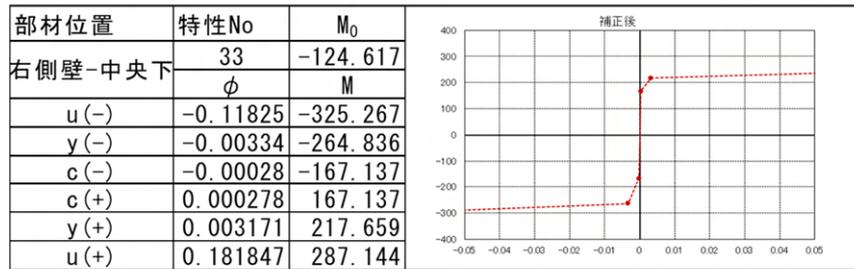
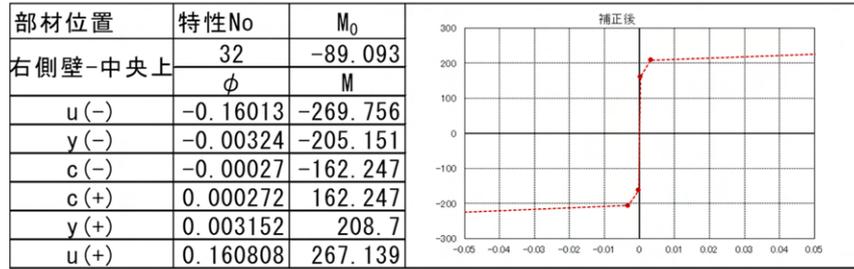
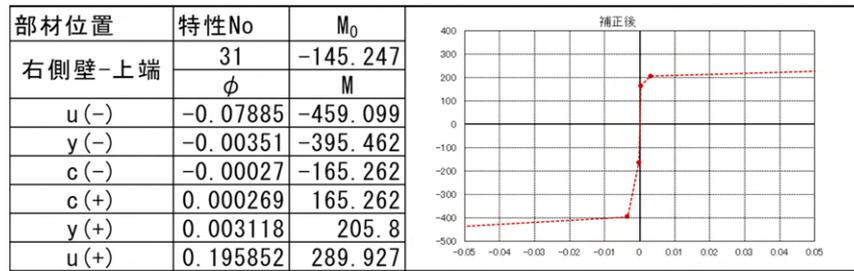


図 4.30 部材非線形特性 ($M \sim \phi$ 特性) (右側壁)

(2) 地盤条件

文献²⁸⁾に基づき地盤モデルを設定した(表 4.6 参照)。各層の変形特性(図 4.31、図 4.32)は、文献³⁰⁾、³¹⁾に基づいて設定した。本地盤モデルに対して一次元等価線形解析(地震応答解析)を実施し、地盤応答値を求める。

表 4.6 地盤モデル(九州道ボックス)

地層番号	土層名	層厚(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断波速度 V_{si} (m/s)	ひずみ依存曲線	備考
1	沖積	Bs	7.0	30	0	160	図 4.31 より設定	躯体設置深度
2	沖積	Bg	0.9	31	0	190	図 4.31 より設定	躯体設置深度
3	沖積	Ac1	2.8	0	75	130	図 4.32 より設定	躯体設置深度
4	沖積	Ac2	4.2	---	---	100	図 4.32 より設定	
5	洪積	Dg1	---	---	---	290		工学的基盤面

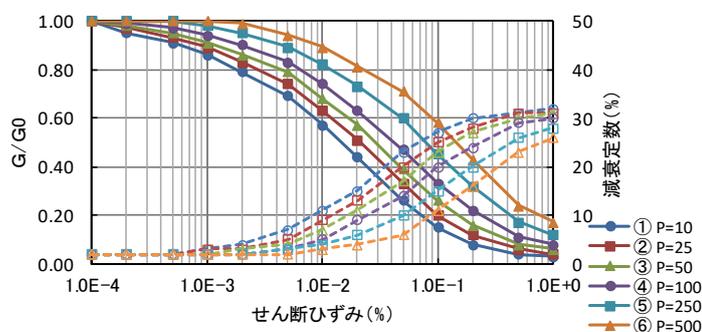


図 4.31 変形特性(ひずみ依存特性-砂質土)³⁰⁾

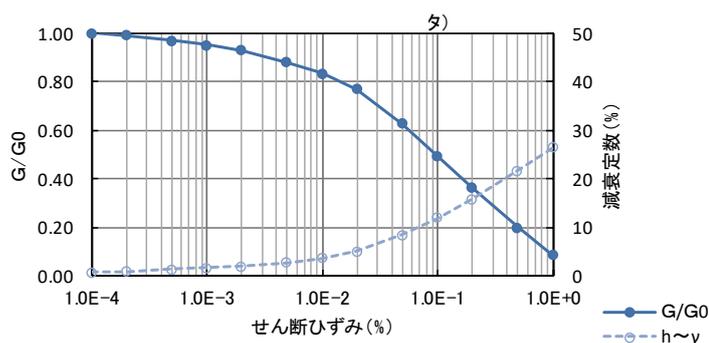


図 4.32 変形特性(ひずみ依存特性-粘性土)³¹⁾

(3) 入力地震条件

1) 使用する地震動

図 4.33 に対象カルバート(九州道ボックス)近傍の強震観測点位置を示す。これらの観測点のうち、「九州道ボックス」に近い「KMMH16 益城」の地盤条件を図 4.34 に示す。工学的基盤面($V_s=300$ m/s 以上の層)が確認できていることから、本解析においてこの観測地点のデータを使用することとした。

図 4.35 に「KMMH16 益城」で観測された熊本地震(本震)の地表面加速度波形を示す。この地表

面の観測波形を工学的基盤まで引き戻し、この波を「九州道ボックス」地点における工学的基盤面に入力地震動として用いることで、対象地点での地盤応答を求めた。

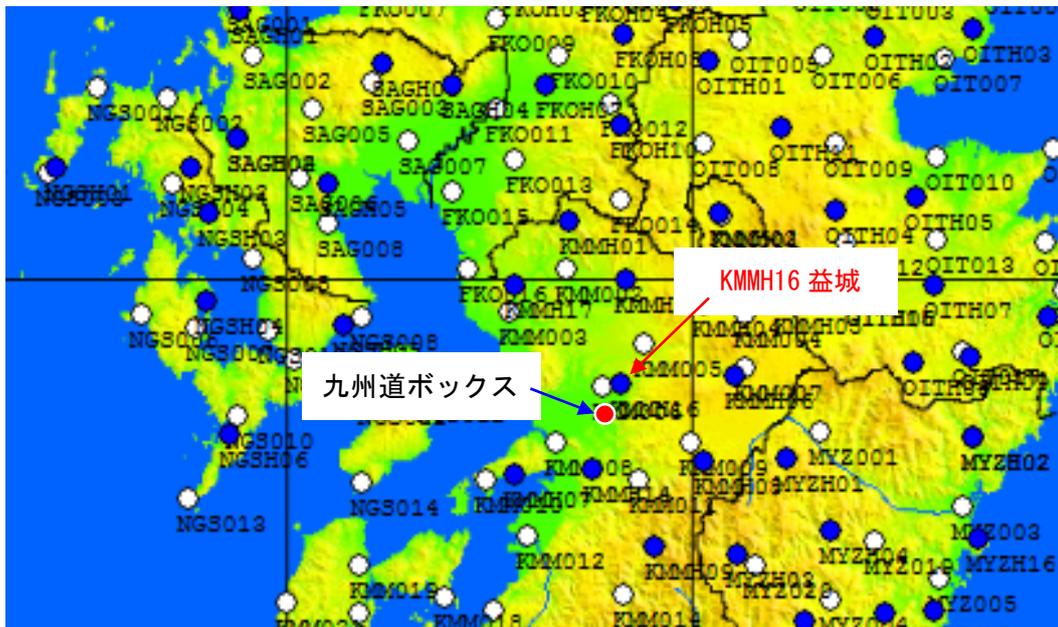
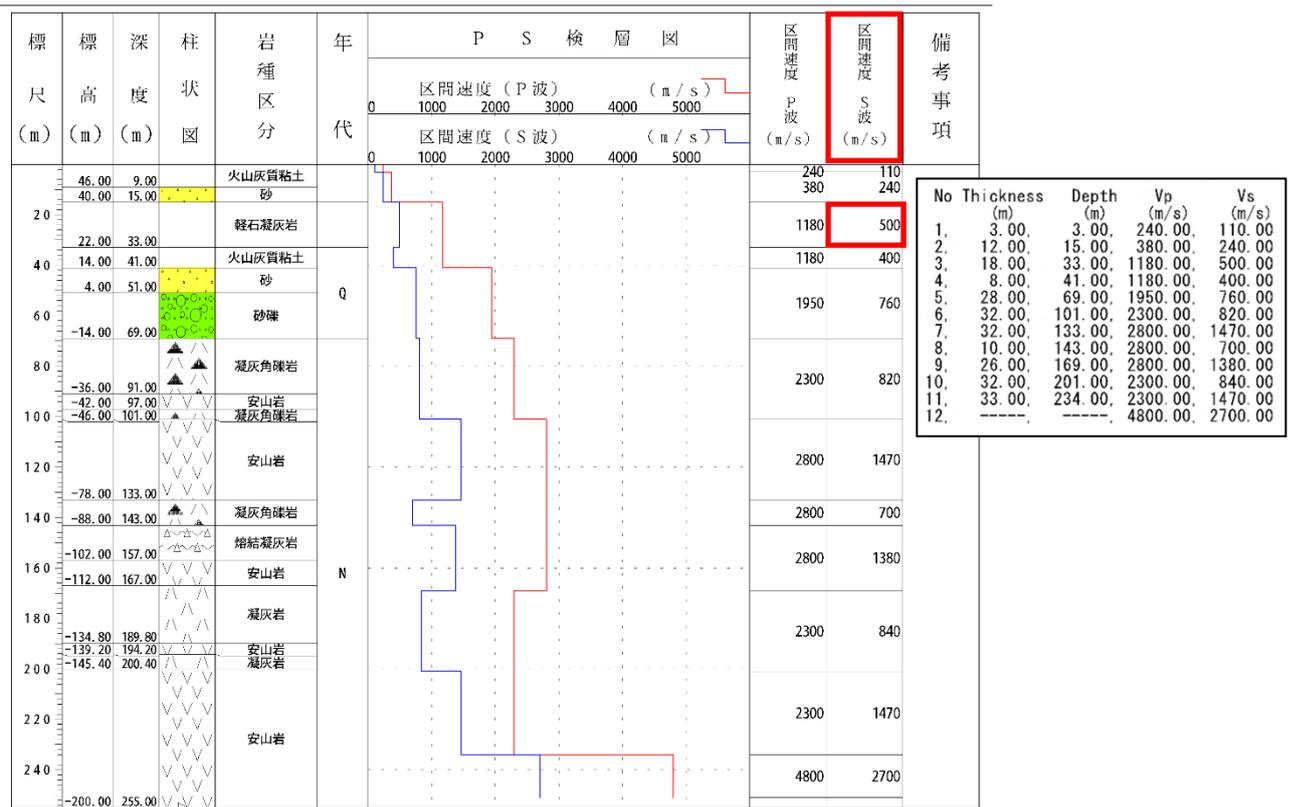


図 4.33 強震観測点位置 ³²⁾に加筆



NIED 独立行政法人防災科学技術研究所
Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. All rights Reserved.

図 4.34 KMMH16 益城 (KiK-net) 地盤条件³²⁾ に加筆

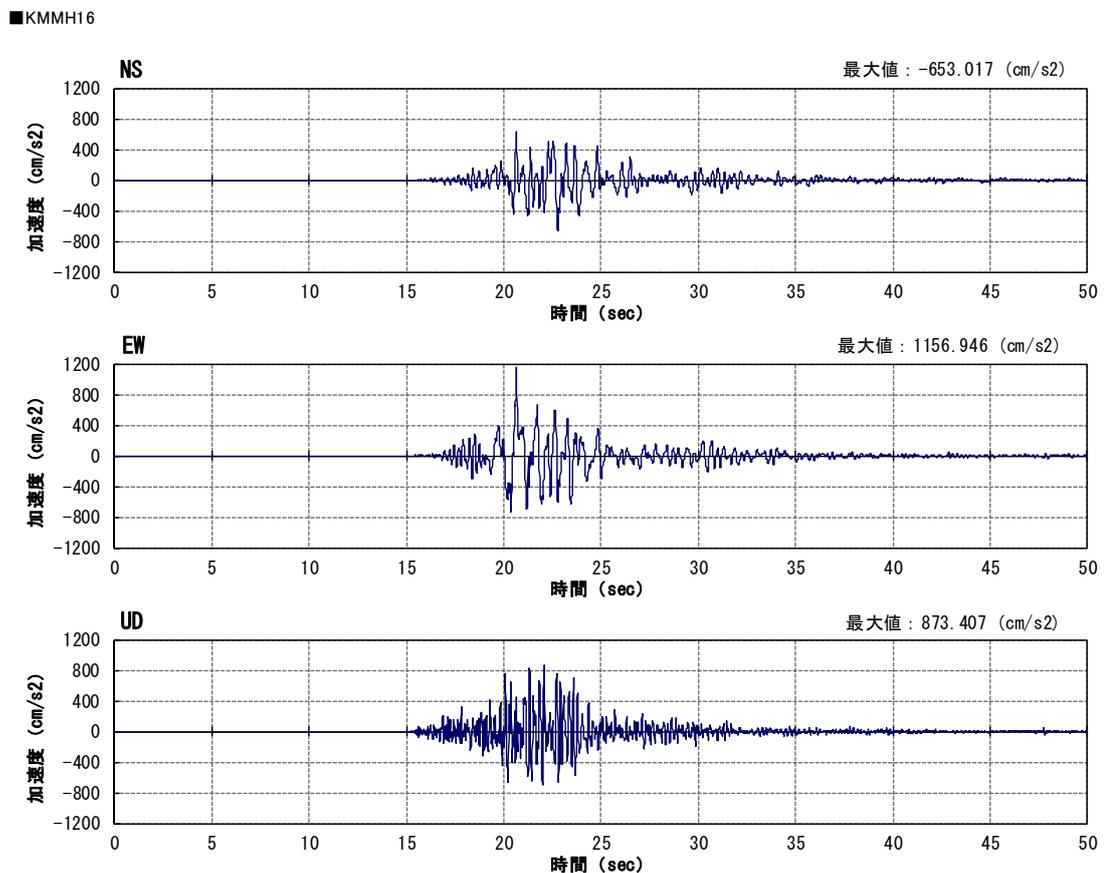


図 4.35 KMMH16 益城 (KiK-net) ³²⁾ 地表面加速度波形

2) 引き戻し解析

① 解析条件

表 4.7 に強震観測点 (KMMH16 益城) における地盤条件を示す。ひずみ依存特性は、文献^{30)、31)}を参考に設定した。地盤のせん断ひずみが 1% を超える場合の G/G_0 の値は、1% 時の値を設定した (1% 以降の G/G_0 は一定値)。地表記録 (NS、EW 成分) を本地盤モデルの地表から入力し、工学的基盤面で得られた加速度の上昇成分から、九州道ボックス地点における工学的基盤面における入力地震動 (2E) を設定した。

表 4.7 地盤モデル (強震観測地点 : KMMH16 益城)

地層名	土質種別	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	ひずみ依存特性	備考
火山灰質粘土	洪積層 粘性土	3	18	110	図 4.32 より設定	
火山灰質粘土	洪積層 粘性土	6	18	240	図 4.32 より設定	
砂	洪積層 砂質土	6	19	240	図 4.31 より設定	
軽石凝灰岩	洪積層 砂質土	-	20	500		工学的基盤面

※周辺のボーリングデータより、地下水位は T.P.+42m (GL-12m) に設定

② 引き戻し解析による算出結果

図 4.36 に引き戻し解析により算出した強震観測点 (KMMH16 益城) における工学的基盤面での地震動波形 (2E) を示す。また、図 4.37、図 4.38 に引き戻し解析による算出結果を示す。

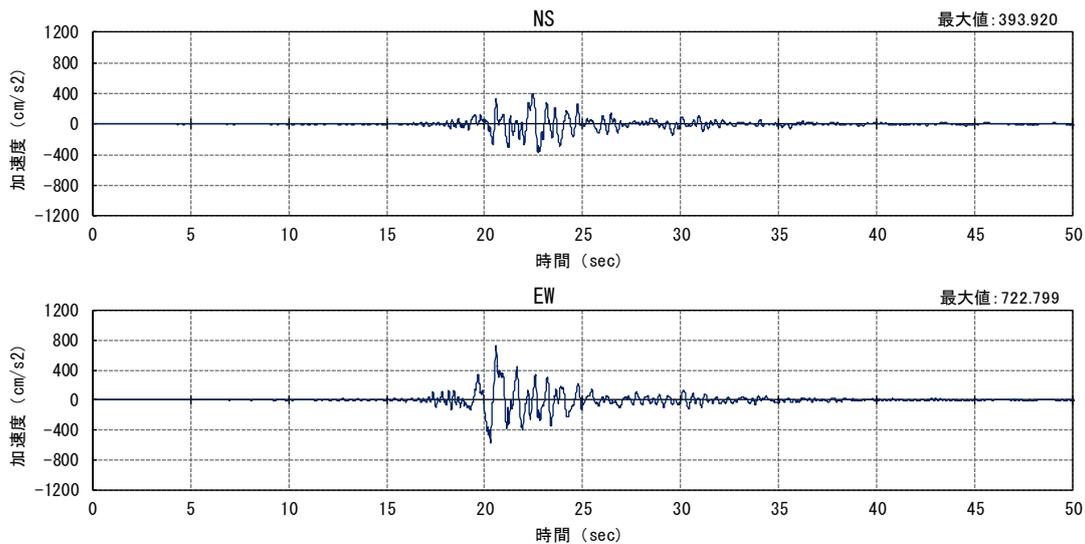


図 4.36 工学的基盤面における引き戻し波 (KMMH16 益城)

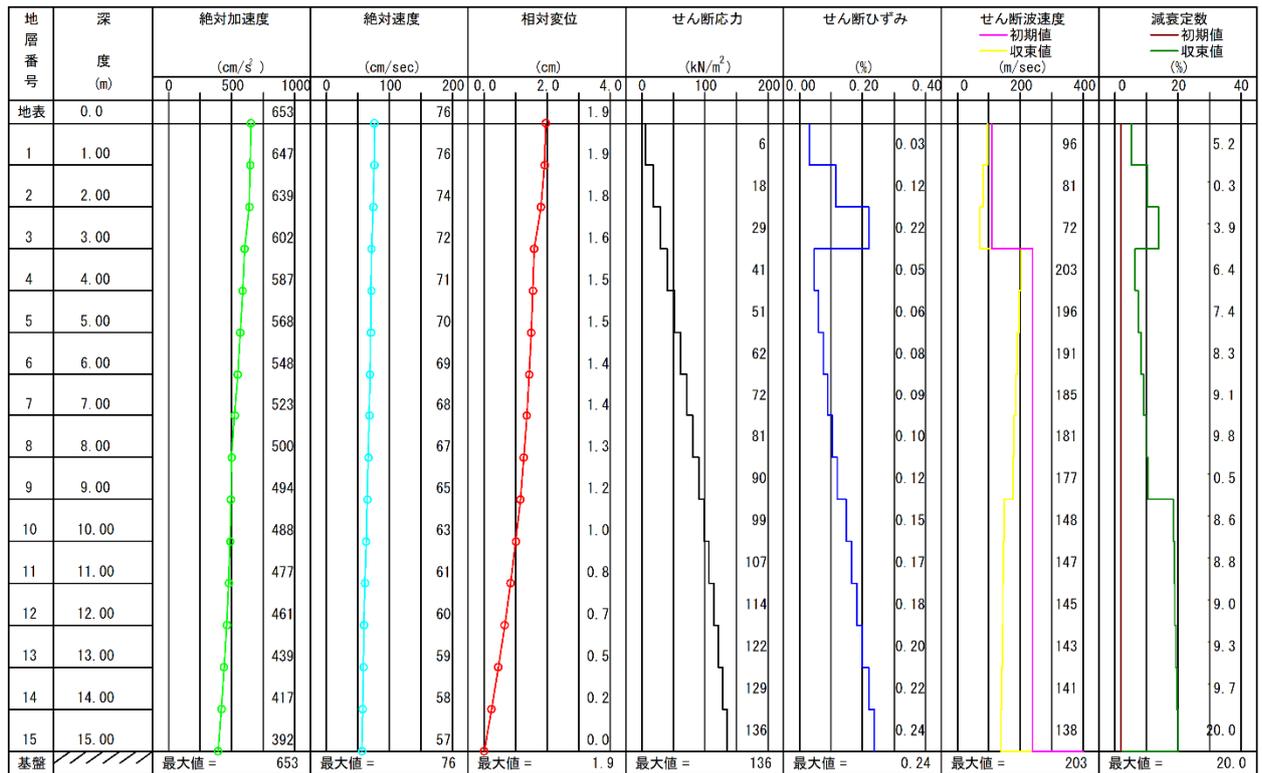


図 4.37 引き戻し解析による算出結果(最大応答値分布) (KMMH16 益城) (NS 成分)

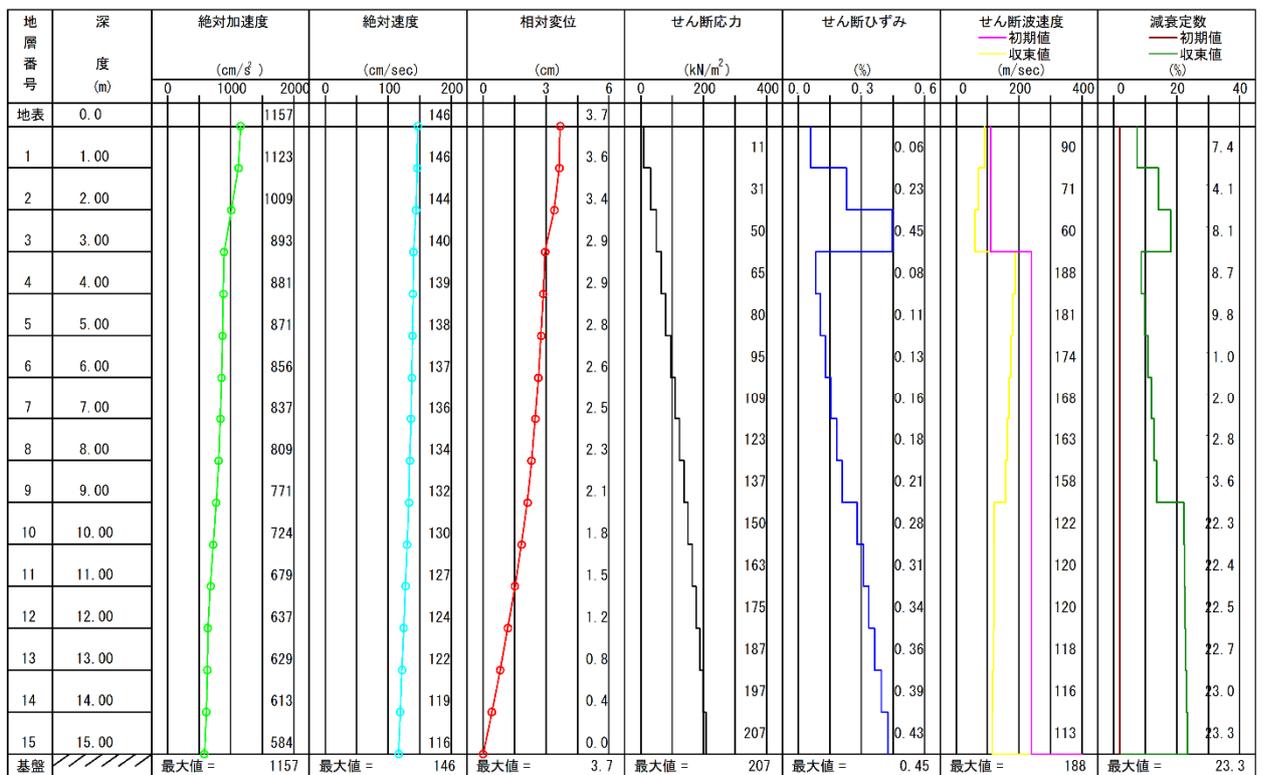


図 4.38 引き戻し解析による算出結果(最大応答値分布) (KMMH16 益城) (EW 成分)

3) 入力地震動の設定

2) にて算出した工学的基盤面での水平2成分 (NS、EW) の地震動を「九州道ボックス」におけるカルバート横断方向に合成したものを九州道ボックス地点における入力地震動として用いた。図4.39に九州道ボックス地点の応答解析で用いた入力地震動を示す。

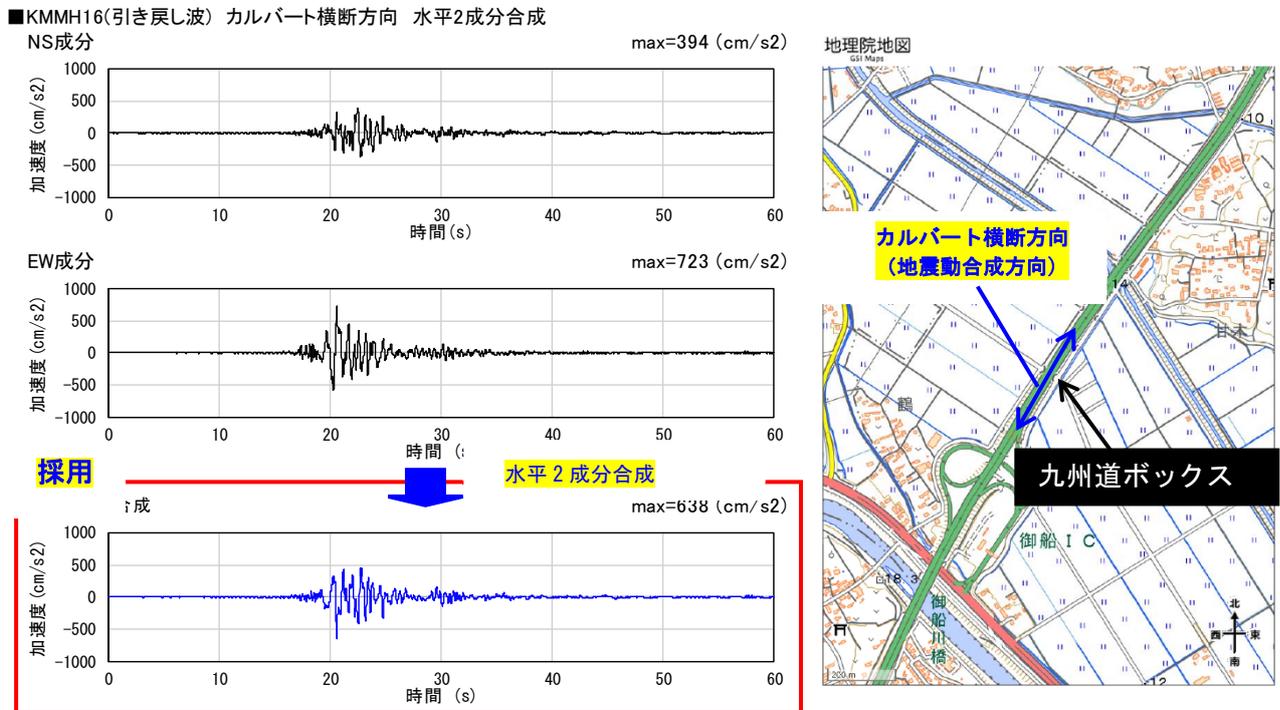
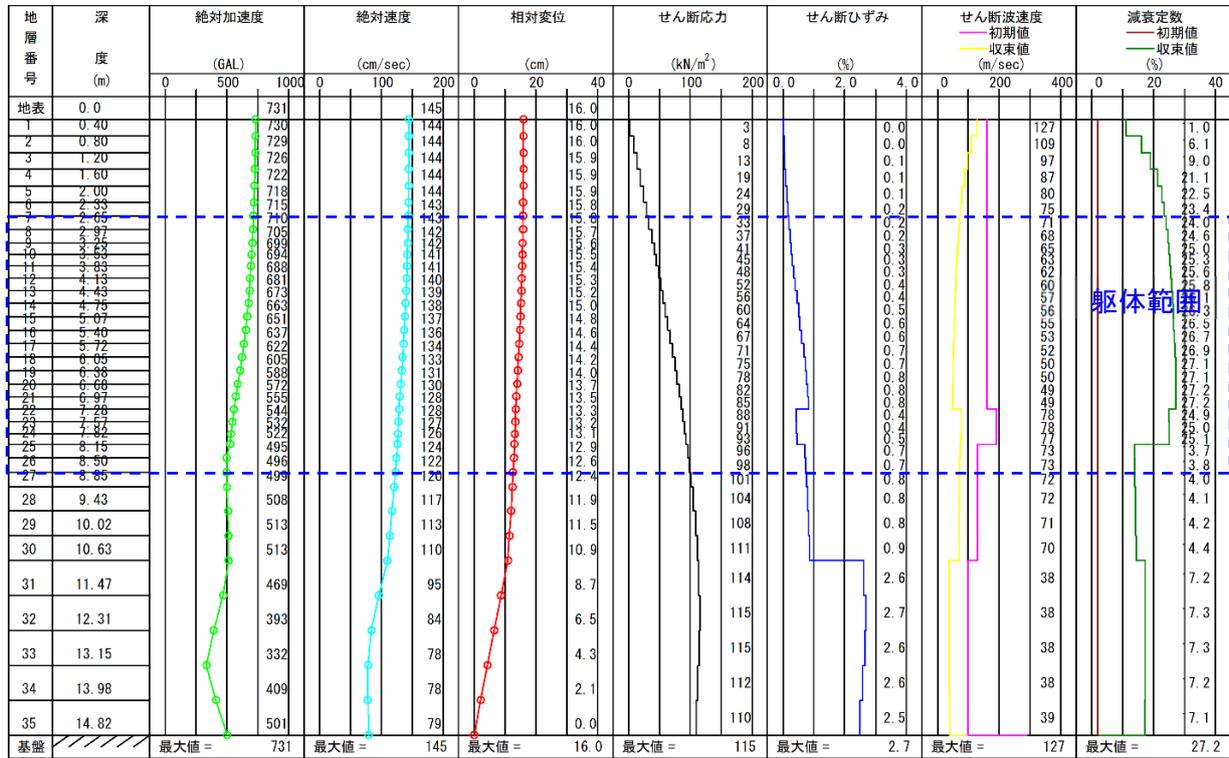


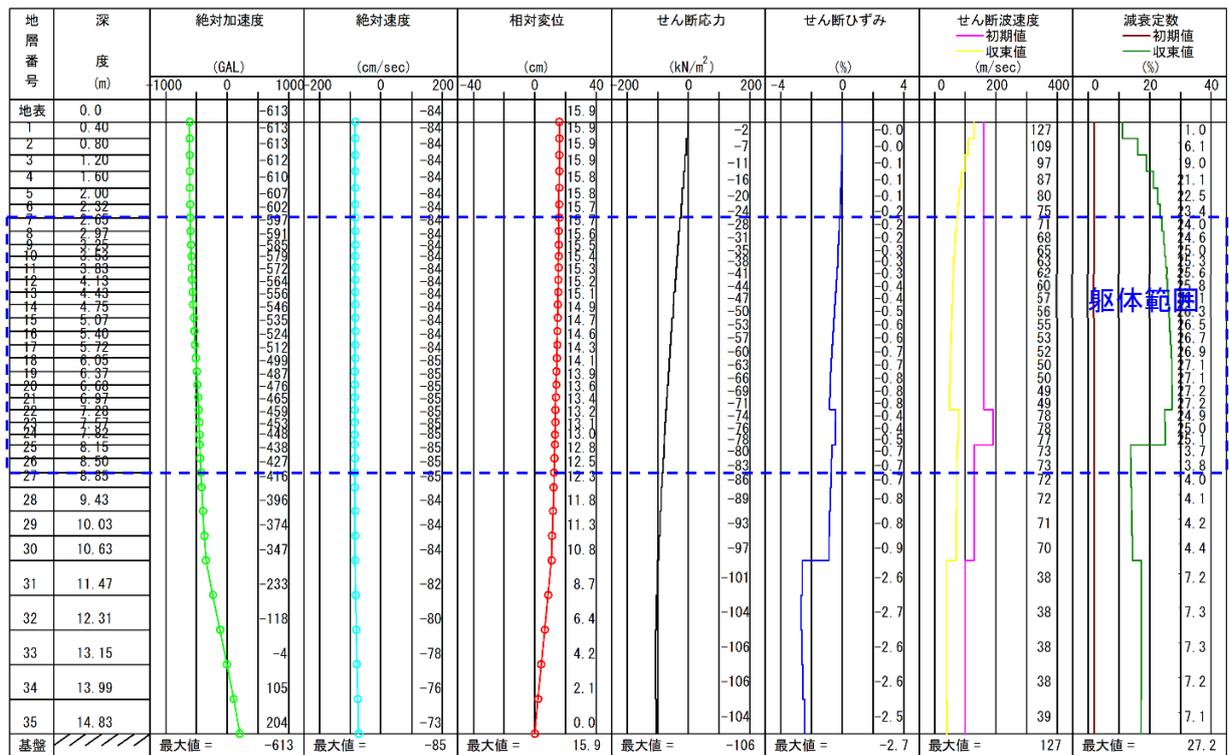
図 4.39 入力地震動 (九州道ボックス地点)

(4) 地盤応答算出結果

一次元等価線形解析によって地盤応答を算出した。最大応答変位時の分布を図 4.40(a)に、躯体の頂版と底版の相対変位が最大となる時刻の分布を図 4.40(b)に示す。



(a) 最大応答変位時の分布



(b) 躯体位置相対変位最大時の分布

図 4.40 地盤応答値の算出結果

4.4.2. 解析結果

表 4.8 及び図 4.41 に層間変形角の照査結果を示す。層間変形角が、1/100 を下回る結果となることが確認された。また、表 4.9 及び図 4.42 にせん断耐力の照査結果を示す。各部材ともせん断耐力が発生せん断応力を上回る結果となることが確認された。

さらに、表 4.10 及び図 4.43 に曲率の照査結果を参考として示す。どの部材も発生曲率が許容曲率を超えない結果が得られた。

以上より、提案したモデルにおいて被害が生じていない状況を再現できることが確認された。

表 4.8 層間変形角の照査結果

	層間変形角 θ_s
b_1 (m)	6.850
b_2 (m)	6.850
d_1 (m)	9.209
d_2 (m)	9.236
b (m)	6.850
δ_s (m)	0.0184
θ_s	0.00299
	1/335
許容変形角	1/100
判定	OK

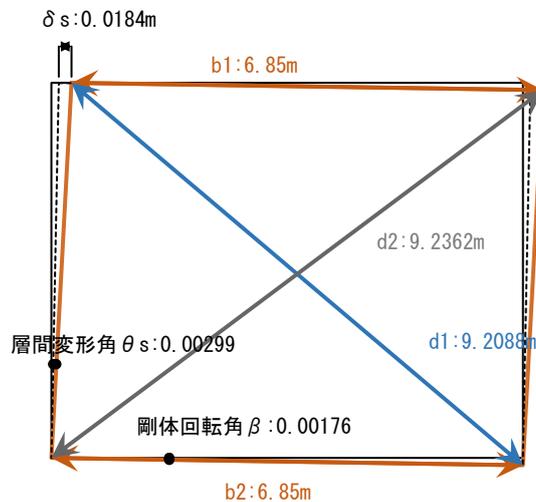


図 4.41 層間変形角の照査位置

表 4.9 せん断耐力の照査結果

	節点 番号	せん断力 Smax (kN)	せん断耐力 Ps (kN)	S/Ps	判定
頂版	3	69.9	340.7	0.21	OK
	21	178.7	367.7	0.49	OK
底版	26	295.1	389.3	0.76	OK
	46	126.6	361.2	0.35	OK
左側壁	50	38.7	244.7	0.16	OK
	66	284.9	304.6	0.94	OK
右側壁	69	167.7	293.0	0.57	OK
	85	50.5	244.7	0.21	OK

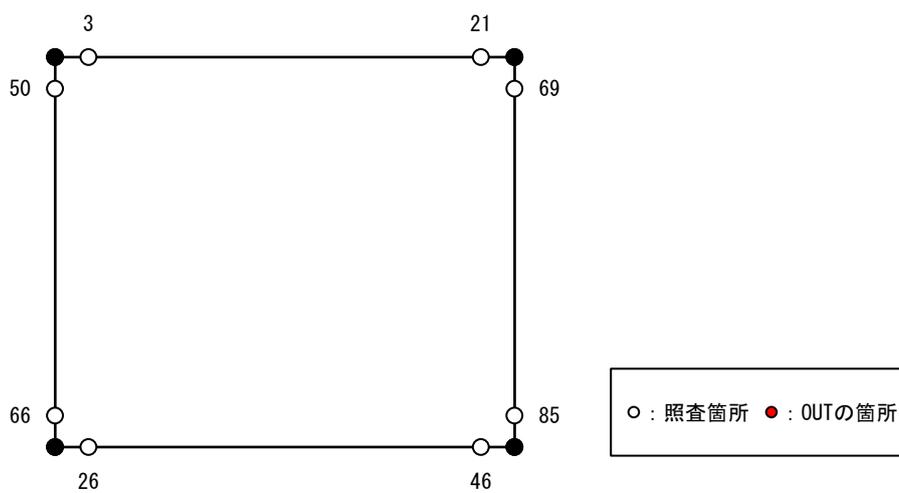


図 4.42 せん断耐力の照査位置

表 4.10 曲率の照査結果

	部材 番号	引張 位置	発生曲率 ϕ_d (1/m)	降伏曲率 ϕ_y (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	許容曲率 ϕ_a (1/m)	ϕ_d / ϕ_a	判定
頂版	2	内側	0.00090	0.00313	0.19626	0.13188	0.01	OK
	21	外側	-0.00225	-0.00344	-0.09653	-0.06550	0.03	OK
底版	24	外側	0.00276	0.00340	0.07499	0.05113	0.05	OK
	45	内側	-0.00036	-0.00293	-0.18714	-0.12574	0.00	OK
左側壁	48	内側	-0.00025	-0.00312	-0.19585	-0.13161	0.00	OK
	65	外側	0.00290	0.00364	0.06426	0.04405	0.07	OK
右側壁	68	外側	-0.00216	-0.00351	-0.07885	-0.05374	0.04	OK
	85	内側	0.00025	0.00317	0.19595	0.13169	0.00	OK

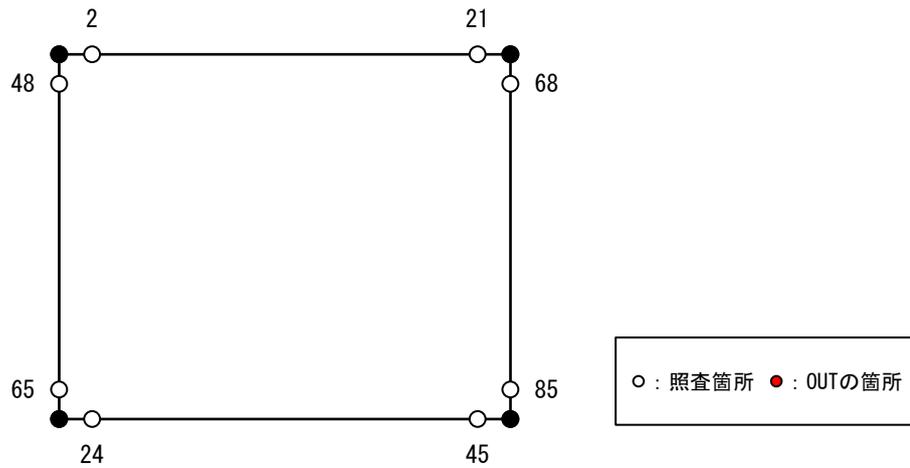


図 4.43 曲率の照査位置

4.5. 再現解析結果まとめ

2つの被災事例に対して比較解析を実施した結果、2章で提案した解析モデルと、3章で提案した周面せん断力の上限值を設定することで、実構造物の被害状況を再現できることがわかり、妥当な設定方法であることが確認された。

5. 提案した耐震性評価手法の導入による影響評価

本章では、2章及び3章での検討により提案した耐震性照査手法の適用によるカルバートの諸元への影響を検討した。具体的には、常時荷重に対する照査だけで設計されたカルバートの諸元が、提案した手法を適用することによりどの程度変化するか、その影響度の評価を行った。

5.1. 解析ケースの設定

国管理の大型カルバート定期点検（1巡目点検（H26～H30））データより、現場打ちボックスカルバートの内空断面に関する実績を図5.1に示す。

解析ケースは、従来型カルバートとの境界となる内空断面を基本として、実績データから比較の実績の多い範囲が網羅された内空断面を設定した。解析ケースを表5.1に示す。

内空高に関しては、内空を道路として利用する場合の建築限界 4.7m+舗装厚 0.5m+余裕高 0.5m を考慮して、6.0m のケースを上限としてケースの設定を行った。

内空幅に関しては、施工実績の他、東・中・西日本高速道路（株）の設計要領³³⁾のボックスカルバートの適用範囲の上限値を参考に 14.0m までの範囲で設定した。なお、内空幅 14.0m の場合で、内空を道路として使用する例を図5.2に示す。14.0m の内空幅があれば、2車線と両側歩道もしくは4車線の幅員が確保可能な断面であることから、新規に計画される道路は概ね満足する内空幅といえる。

また、土被り厚については、低土被りの方が耐震設計手法を適用した場合の諸元変化の度合いが大きい傾向が確認されていることから、低土被り（土被り 0.5m）のケースを主として設定し、部材厚については、薄く設定した場合と、厚く設定した場合を組み合わせ、解析ケースを設定した。

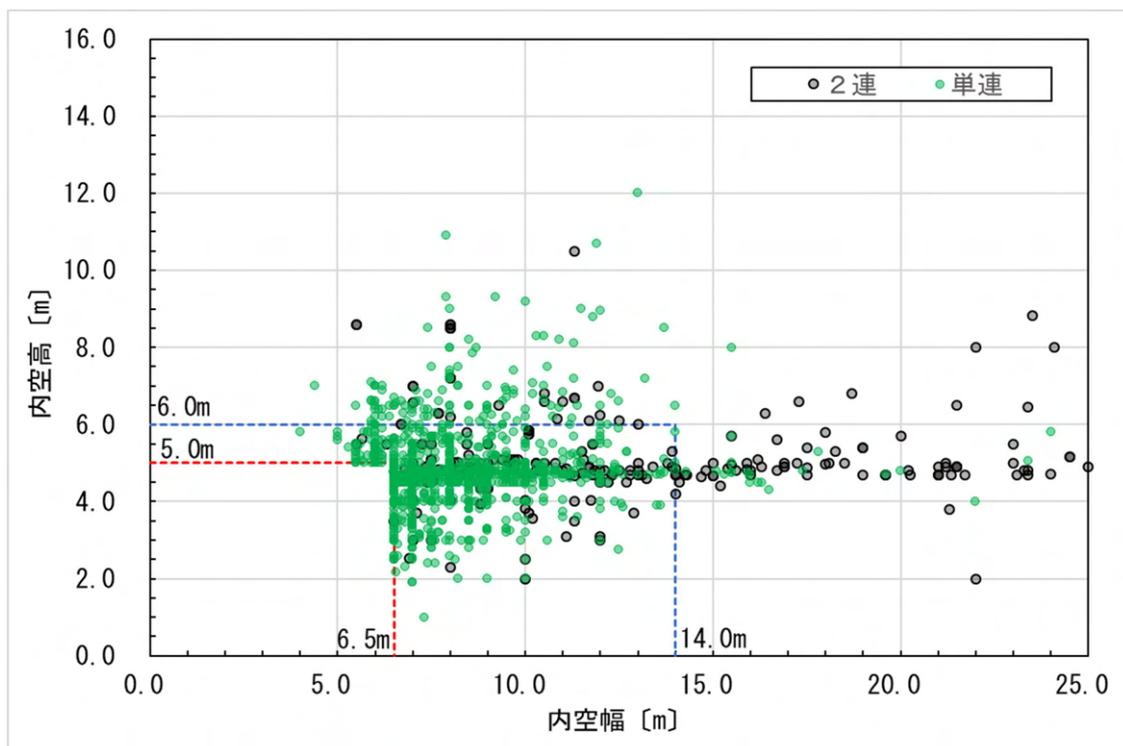


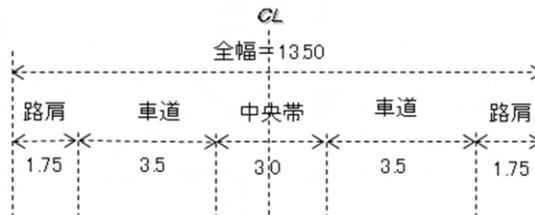
図 5.1 現場打ちボックスカルバートの実績（国管理施設）

表 5.1 解析対象ケースの設定

	内空幅	内空高	土被り厚	部材厚
CASE1	6.5m	5.0m	0.5m	薄い
CASE1'				厚い
CASE2			1.5m	薄い
CASE2'				厚い
CASE3	6.5m	6.0m	0.5m	薄い
CASE3'				厚い
CASE4			1.5m	薄い
CASE4'				厚い
CASE5	8.0m	6.0m	0.5m	薄い
CASE5'				厚い
CASE6	14.0m	6.0m	0.5m	薄い

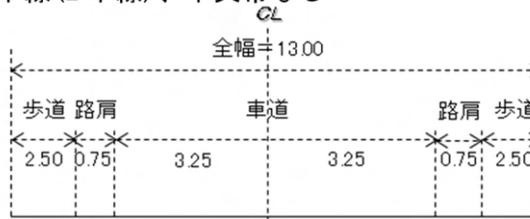
例 1) 1種3級 片側1車線(2車線)、中央帯有り

全幅 13.5m
 車道 3.5m
 路肩 1.75 (1.25) m
 中央帯 3.0m



例 2) 3種2級 片側1車線(2車線)、中央帯なし

全幅 13.0m
 車道 3.25 (3.5) m
 路肩 0.75 (0.5) m
 歩道 2.5m



例 3) 3種3級 片側2車線(4車線)、中央帯なし、歩道なし

全幅 13.5m
 車道 3.0m
 路肩 0.75 (0.5) m



図 5.2 内空を道路として用いる場合の例 (内空幅14.0m)

5.2. 従来の設計手法による試設計

5.2.1. 試設計条件

(1) 試設計ケース

表 5.1 に示したケースに対して、従来の設計手法による試設計を行った。

(2) 計算法

1) 計算モデル

図 5.3 に示すとおり、骨組み及び単純支持による慣用法によるモデルとした。

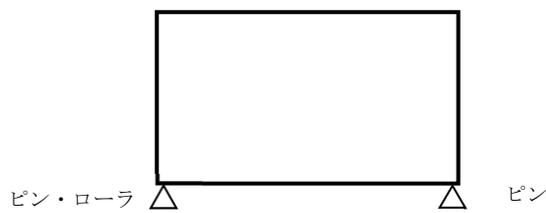


図 5.3 計算モデル

2) 剛域の取り扱い

従来型カルバートの適用範囲を超える規模の大断面カルバートであるため、全てのケースにおいて剛域を考慮する。剛域の設定方法については、カルバート工指針に従い設定した。

3) 荷重組合せ

カルバート工指針に示されてる剛性ボックスカルバートの設計に用いる荷重を基に、以下の荷重を考慮した。

- ・死荷重：カルバート構成部材の重量
- ・土 圧：鉛直土圧、水平土圧、活荷重による土圧（カルバート上の活荷重、衝撃）

4) 材料

コンクリート： $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋：SD345 の材料を使用すると仮定した。

5) 鉄筋かぶり

耐震性照査の観点から、配力筋の外側にせん断補強筋を配置することを想定し、図 5.4 に示すように、主鉄筋の芯かぶりを 130mm とした。なお、せん断補強鉄筋径は、耐震性照査を行った上で、せん断耐力確保のために径を上げる可能性を考え、 $\phi 22$ の鉄筋径を想定した。

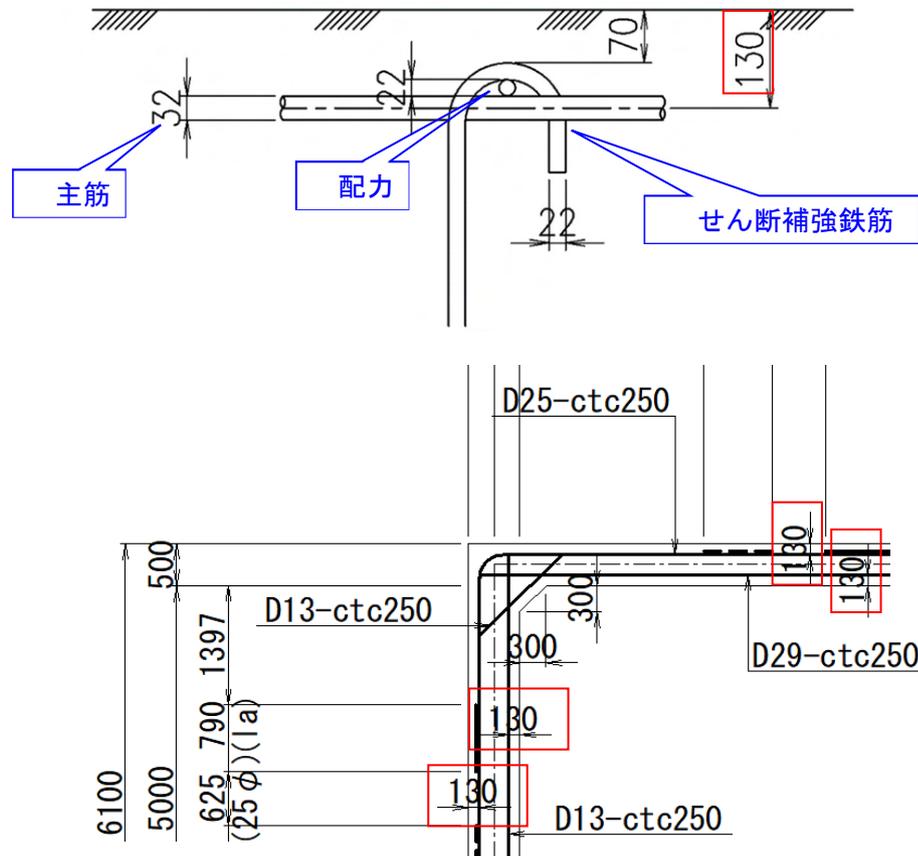


図 5.4 鉄筋かぶりと配筋例

(3) 部材断面の設定方法

1) 部材厚の設定

「薄い」部材厚は、頂版はスパン長の 1/10 程度、側壁厚及び底版厚は頂版厚+100mm を基本とした。なお、上記の部材厚で一度設計を行い、せん断力の照査 (τ_{al}) で NG となる箇所については部材厚を τ_{al} に収まるようにした。

また、「厚い」部材厚は、「薄い」部材厚に対して各部材で+100mm とした。

2) 配筋量の設定

引張応力度、圧縮応力度及びせん断応力度はともに、 σ_s/σ_{sa} 、 σ_c/σ_{ca} 、 $\tau_m/\tau_{al} < 1.0$ となるように設定した。

5.2.2. 試設計結果

試設計の結果で得られた各ケースの部材断面の諸元を図 5.5～図 5.15 に示す。なお、部材照査の結果は、参考資料に示す。

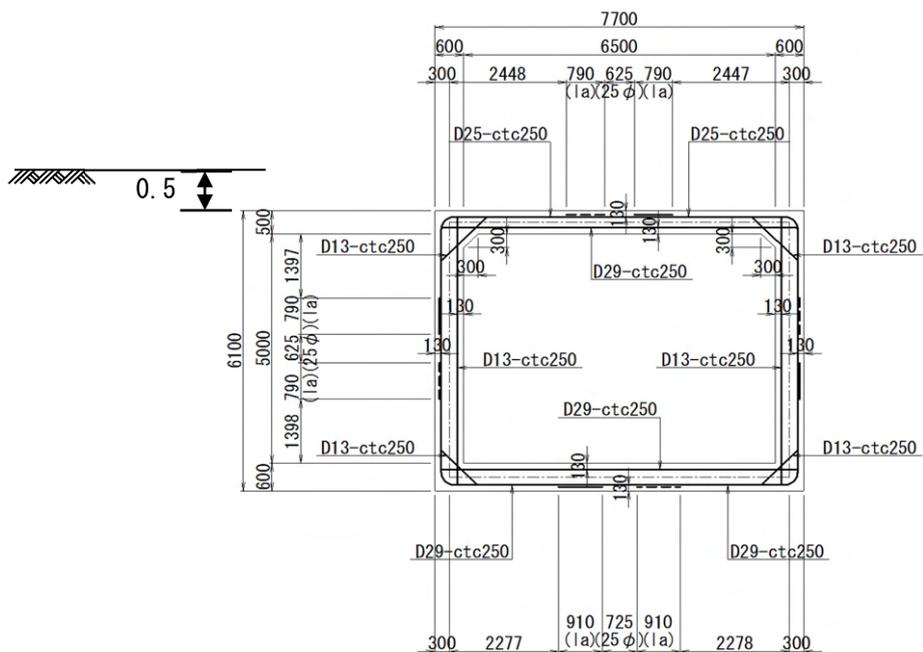


図 5.5 CASE1 の断面図

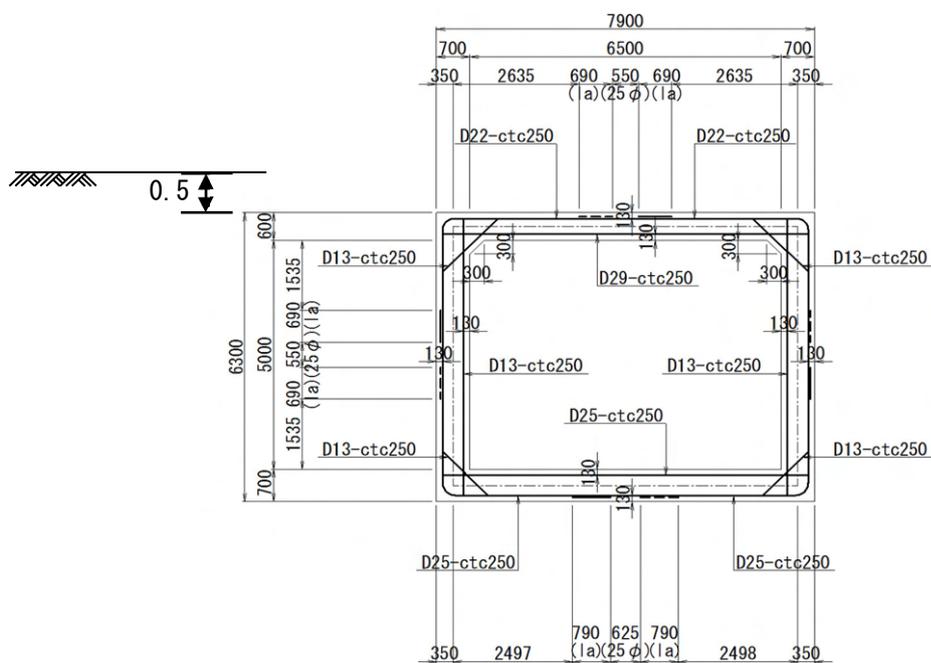


図 5.6 CASE1' の断面図

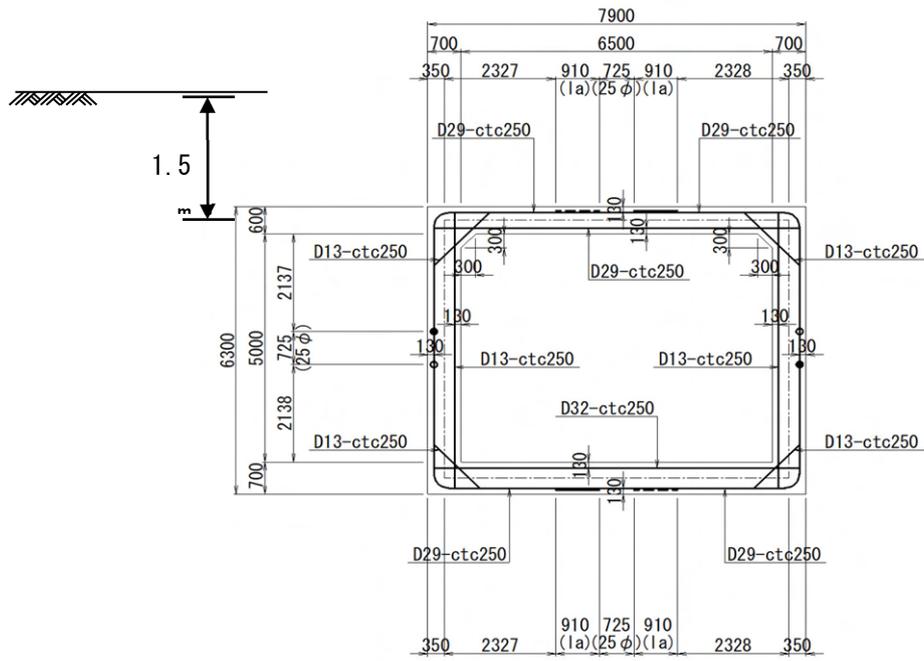


図 5.7 CASE2 の断面図

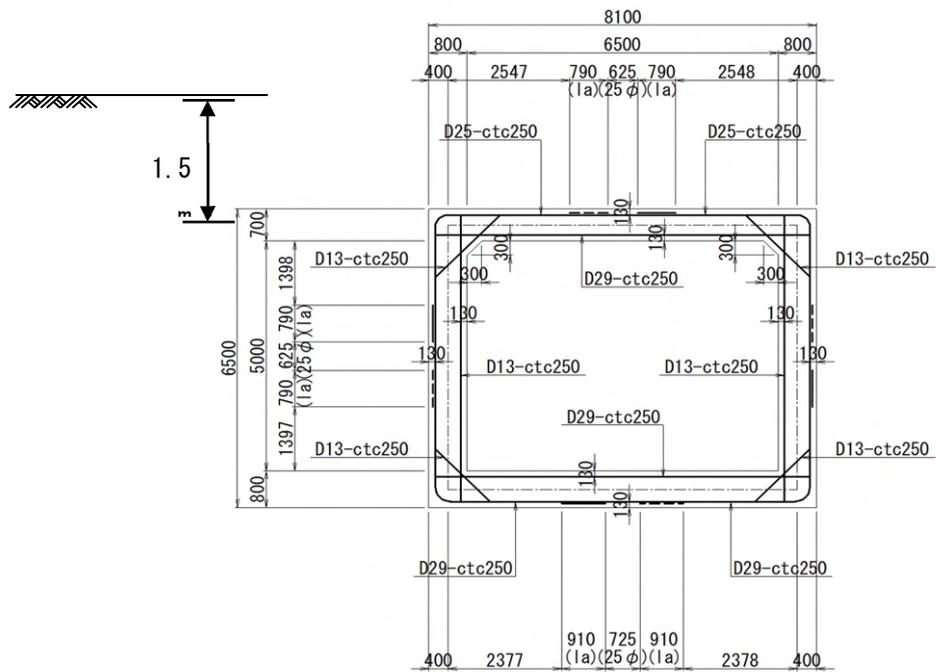


図 5.8 CASE2' の断面図

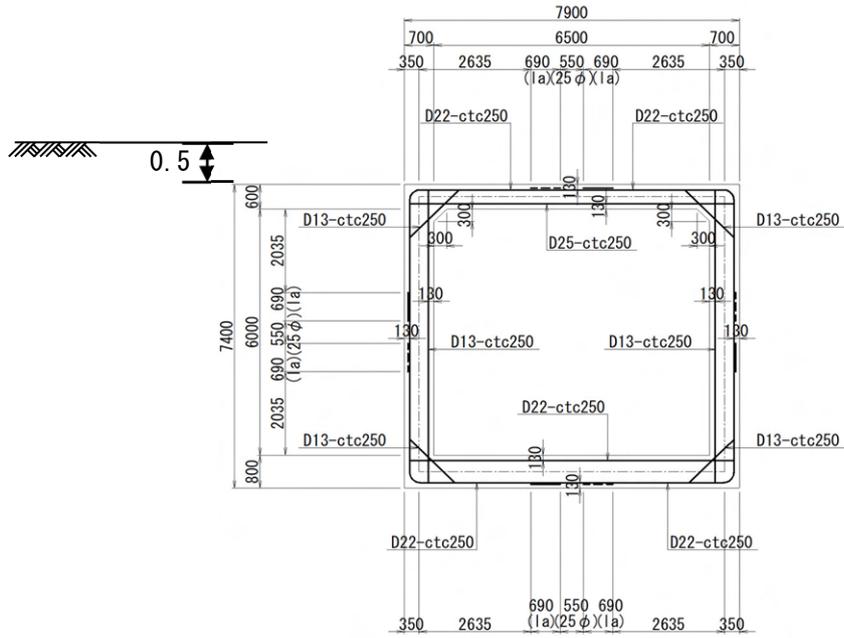


図 5.9 CASE3 の断面図

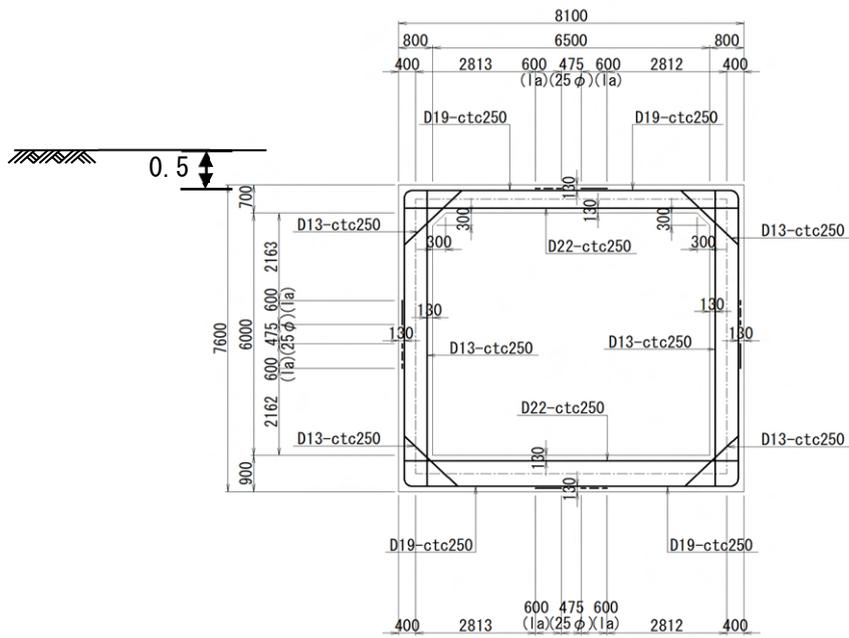


図 5.10 CASE3' の断面図

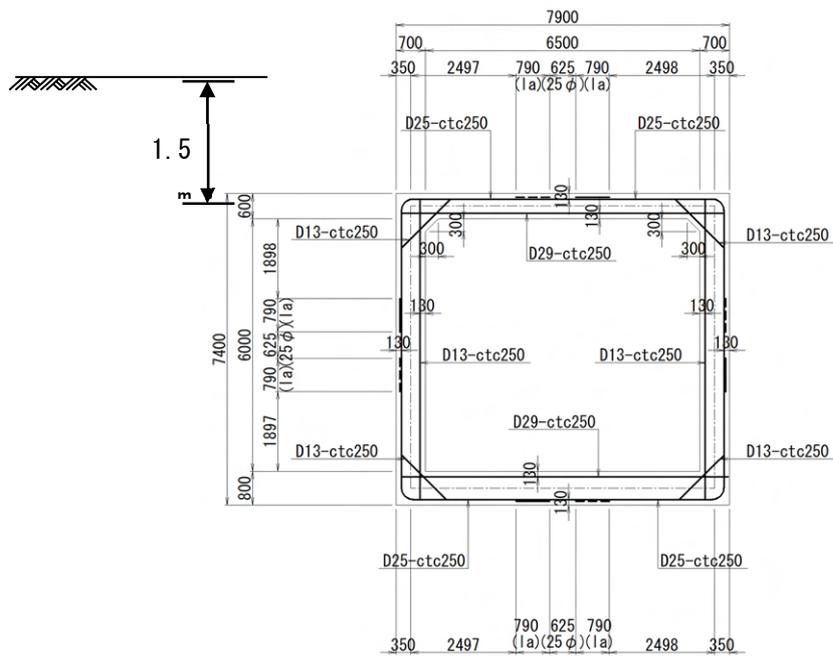


図 5.11 CASE4 の断面図

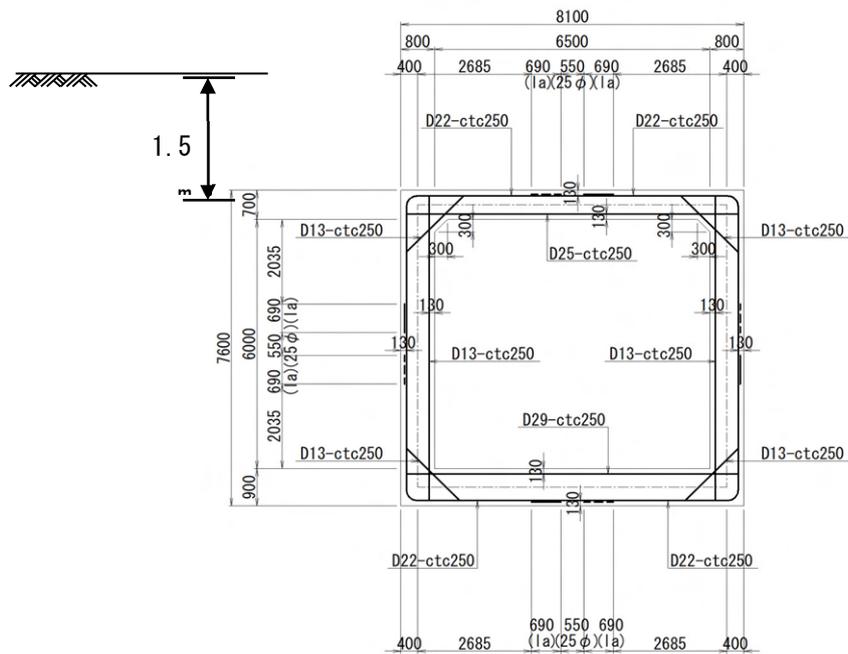


図 5.12 CASE4' の断面図

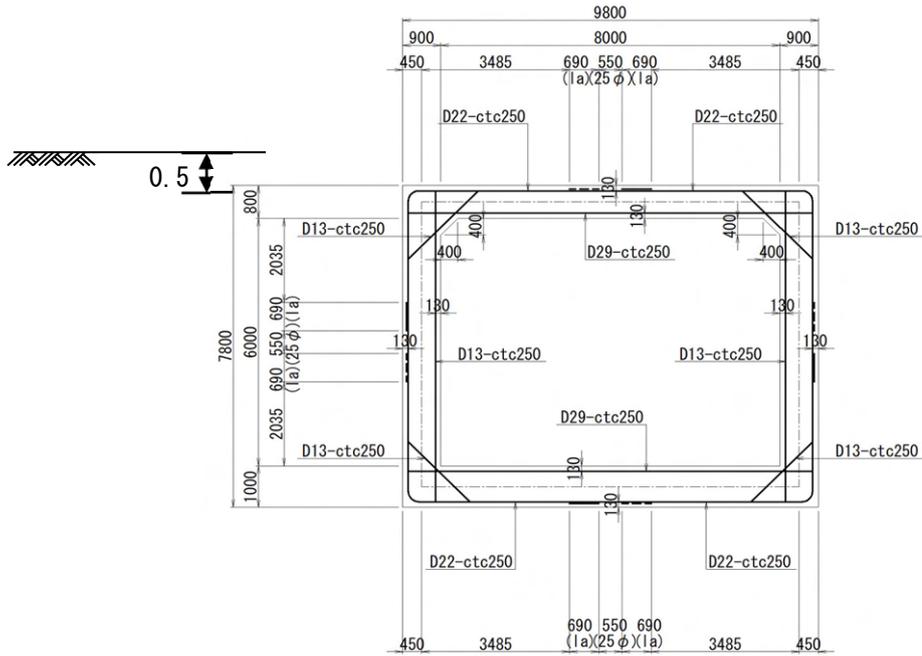


図 5.13 CASE5 の断面図

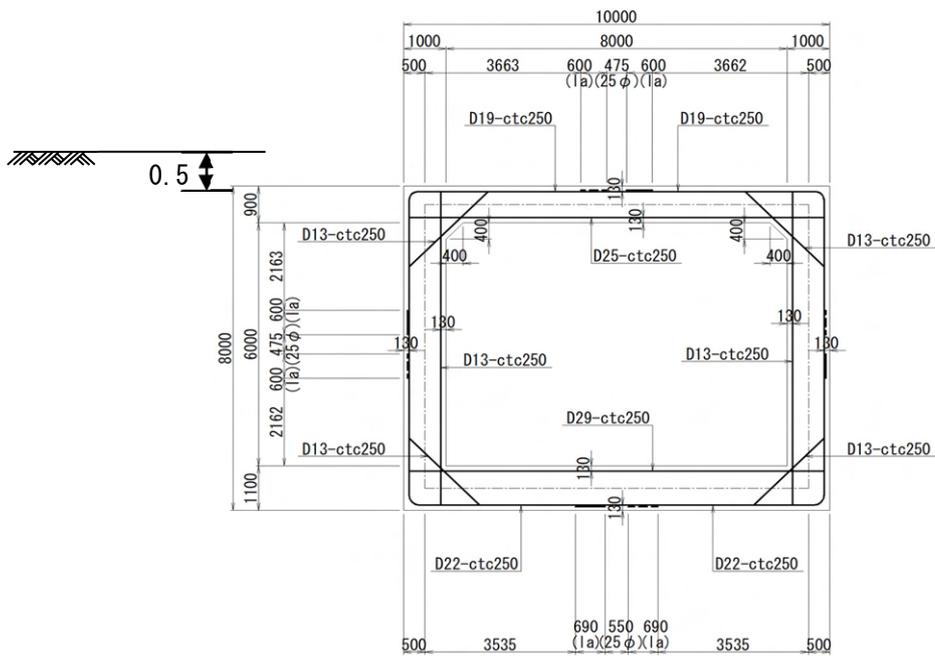


図 5.14 CASE5' の断面図

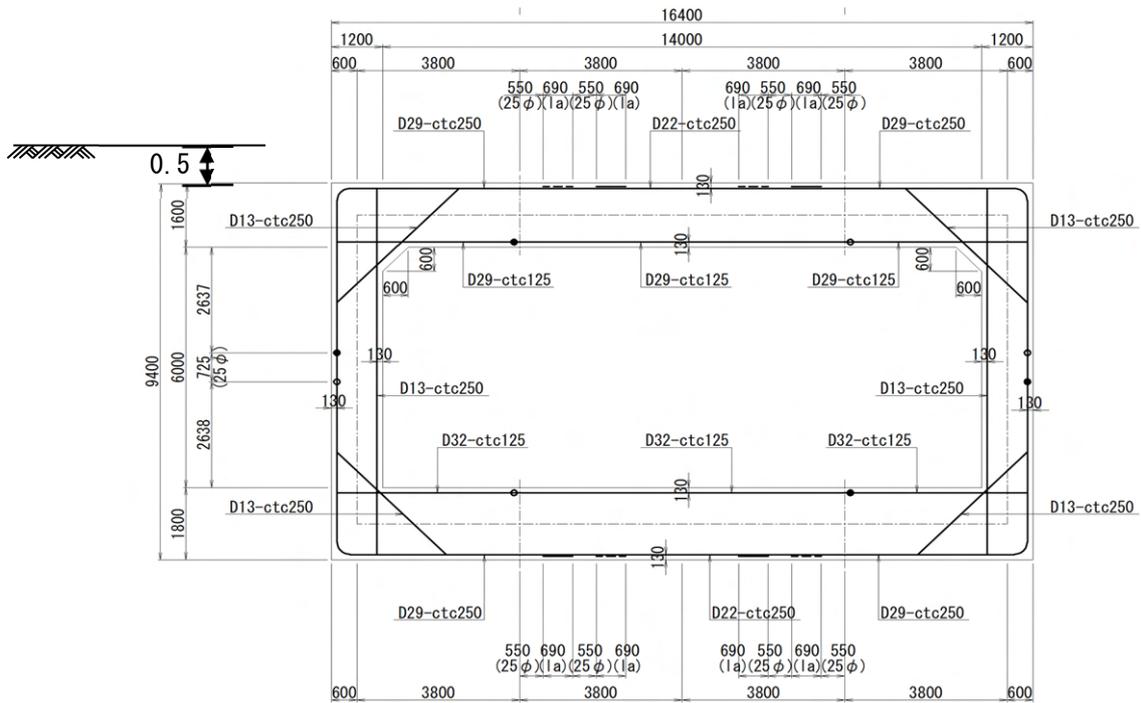


図 5.15 CASE6 の断面図

5.3. 提案した耐震性評価手法の導入による影響評価解析の方法

従来の設計法において試設計を行った各ケースに対して、レベル1地震動及びレベル2（タイプI及びII）地震動に対する耐震性照査を行った。

5.3.1. 解析条件

(1) 解析ケース

解析ケースを表5.2及び表5.3に示す。表5.1のケースに対し、地盤条件をI種～III種、せん断波速度の低減係数 c_v を0.4または0.2として、解析ケースを設定した。ただし、レベル1地震動及びレベル2（タイプI）地震動に対しては、全ケースのうち、CASE1、CASE3、及びCASE5においては、地盤条件をIII種、せん断波速度の低減係数 c_v を0.4の場合のみ実施し、CASE6においては、地盤条件をI種及びIII種、せん断波速度の低減係数 c_v を0.4の場合のみ実施した。

表 5.2 解析ケース（レベル1地震動及びレベル2（タイプI）地震動）

CASE	内空幅 (m)	内空高 (m)	土被り (m)	部材厚			地盤条件		Cv
				頂版 (m)	底版 (m)	側壁 (m)			
CASE1	6.5	5	0.5	0.5	0.6	0.6	III種	単層	0.4
CASE3	6.5	6	0.5	0.6	0.8	0.7	III種	単層	0.4
CASE5	8	6	0.5	0.8	1	0.9	III種	単層	0.4
CASE6	14	6	0.5	1.6	1.8	1.2	I種	単層	0.4
							III種	単層	

表 5.3 解析ケース（レベル2（タイプII）地震動）

CASE	内空幅 (m)	内空高 (m)	土被り (m)	部材厚			地盤条件		Cv
				頂版 (m)	底版 (m)	側壁 (m)			
CASE1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種	単層	0.4
							II種	単層	
			III種	多層					
			III種	多層					
CASE1'			1.5	0.6	0.7	0.7	II種	単層	0.4
CASE2			1.5	0.6	0.7	0.7	II種	単層	0.4
CASE2'			1.5	0.7	0.8	0.8	II種	単層	0.4
CASE3	6.5	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	I種	単層	0.4
							II種	単層	
			III種	多層					
			III種	多層					
CASE3'			1.5	0.7	0.9	0.8	II種	単層	0.4
CASE4			1.5	0.6	0.8	0.7	II種	単層	0.4
CASE4'			1.5	0.7	0.9	0.8	II種	単層	0.4
CASE5	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	I種	単層	0.4
							II種	単層	
							III種	単層	
CASE5'			1.5	0.9	1.1	1.0	II種	単層	0.4
CASE6	14.0	6.0	0.5	1.6	1.8	1.2	I種	単層	0.4
							II種	単層	
							III種	単層	
CASE1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種	単層	0.2
CASE3	6.5	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	II種	単層	0.2
							I種	単層	
CASE5	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	I種	単層	0.2
							II種	単層	

(2) 地盤条件

地盤条件は、図 5.16 に示す通り、I 種地盤～III 種地盤の固有周期 T_G に合わせて地盤モデルを設計した。基礎地盤及び盛土材の剛性低下後のせん断波速度 V_s は、S 波速度の補正係数 c_v を乗じて求める。

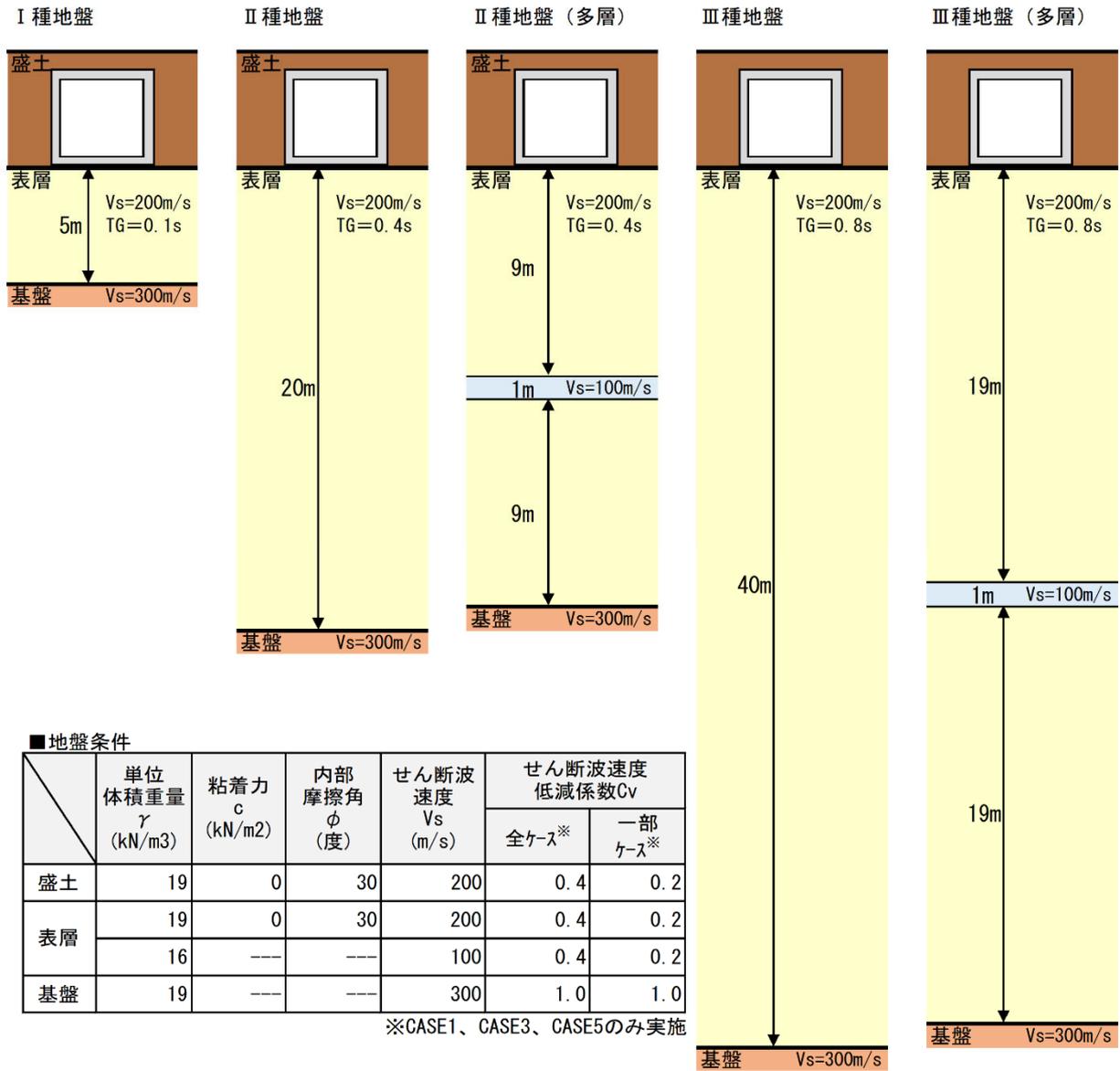


図 5.16 地盤モデル

(3) 地盤変位の算出

地盤変位は、解析ケースごとの地盤条件を用いて、モード解析法による地盤の1次元応答解析によって算定した。入力地震動は、道路土工要綱では、道示V編を参考に、目標とする加速度応答スペクトルに近似したスペクトル特性を有する加速度波形を用いてよいとされていることから、道示V編におけるレベル1地震動及びレベル2（タイプI及びII）地震動のI種地盤～III種地盤の加速度応答スペクトルを、盛土と基礎地盤の境界部より入力し、基礎面まで引き戻して基礎面からの上昇波より基礎地盤及び盛土部での応答を求めた（図5.17参照）。

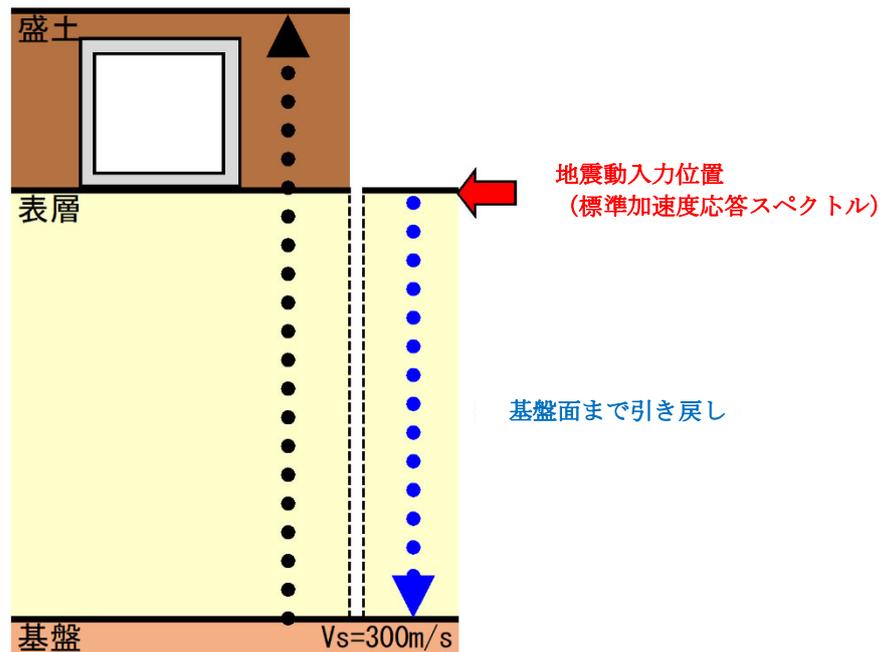


図 5.17 モード解析法による地震時地盤変位算出時の地震動入力位置

(4) せん断力に対する照査におけるせん断補強鉄筋の取り扱い

コンクリート負担分 (S_c) のみで照査した場合と、組立て鉄筋と同程度の鉄筋量をせん断補強鉄筋として配筋した場合の比較を実施した。

5.4. 影響評価結果

5.4.1. レベル1地震動に対する照査

曲げ及びせん断に対して最大応力度が算定された箇所を抽出した結果を表5.4及び表5.5に示す。曲げ応力度に関しては、いずれのケースも、許容応力度以内の発生応力度となっている。

せん断応力度に関して、CASE6以外は、コンクリートが負担できる許容せん断応力度 τ_{al} 以下の発生応力度となっている。CASE6のせん断応力度については、コンクリートが負担できる許容せん断応力度 τ_{al} を上回る発生応力度となっているが、必要なせん断補強鉄筋の鉄筋量 A_{wreq} は、何れも組立鉄筋の鉄筋量 A_w 以下と僅かな量であった。よって組立鉄筋程度のせん断補強鉄筋を配置することで、耐震性照査を満足することを確認できた。

以上のことから、全てのケースで、レベル1地震動に対して性能を満足する結果となった。

表 5.4 曲げ応力度照査結果（レベル1地震動）

CASE	地盤条件		節点番号	Mmax (kN・m)	σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	判定	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	判定
CASE1	Ⅲ種	左側壁	65	162.5	5.055	12.0	OK	118.592	300.0	OK
CASE3	Ⅲ種	左側壁	57	216.6	5.847	12.0	OK	198.480	300.0	OK
CASE5	Ⅲ種	左側壁	50	341.8	5.707	12.0	OK	219.116	300.0	OK
CASE6	I種	左側壁	46	832.9	6.852	12.0	OK	225.188	300.0	OK
	Ⅲ種	左側壁	46	838.5	6.899	12.0	OK	227.481	300.0	OK

表 5.5 せん断応力度照査結果（レベル1地震動）

CASE	地盤条件		節点番号	Smax (kN)	τ_m (N/mm ²)	$\tau_{a1'}$ (N/mm ²)	$\tau_m / \tau_{a1'}$	A_w (mm ²)	s (mm)	A_{wreq} (mm ²)	判定	
CASE1	Ⅲ種	底版	32	148.3	0.316	0.560	0.56	D13-2	253.4	500	0.0	OK
CASE3	Ⅲ種	底版	26	186.6	0.279	0.387	0.72	D13-2	253.4	500	0.0	OK
CASE5	Ⅲ種	底版	22	255.9	0.294	0.322	0.91	D13-2	253.4	500	0.0	OK
CASE6	I種	底版	22	533.3	0.319	0.254	1.26	D13-2	253.4	500	124.7	OK
	Ⅲ種	底版	22	534.0	0.320	0.254	1.26	D13-2	253.4	500	125.5	OK

5.4.2. レベル2地震動に対する照査

レベル2（タイプII）地震動に対する解析結果を表5.6に示す。

曲げ（層間変形角）については、どのケースも1/100以下であることが確認された。

せん断については、コンクリート負担分（ S_c ）のみの場合では、大型のボックスカルバートでは、せん断力がせん断耐力を超える結果となったケースもあるものの、従来型カルバートの適当範囲内（CASE1、CASE1'、CASE2、CASE2'）については、せん断力がせん断耐力を超えない結果となった。

一方で、組立て鉄筋と同程度の鉄筋量をせん断補強鉄筋として配置した場合では、全てのケースにおいてせん断力がせん断耐力を超えない結果となった。

また、レベル2（タイプI）地震動に対する解析結果を表5.7に示す。

曲げ（層間変形角）については、どのケースも1/100以下であることが確認され、せん断についても、組立て鉄筋と同程度の鉄筋量をせん断補強鉄筋として配置した場合で、全てのケースにおいてせん断力がせん断耐力を超えない結果となった。

以上のことから、全てのケースで、レベル2地震動に対して性能を満足する結果となった。

表 5.6 レベル2（タイプII）地震動に対する解析結果

CASE	内空幅 (m)	内空高 (m)	土被り (m)	部材厚			地盤条件	C_p	曲率照査				曲げ照査			せん断照査						
									発生曲率 ϕ_d (1/m)	降伏曲率 ϕ_y (1/m)	ϕ_d/ϕ_y	判定 $\phi_d/\phi_y < 1.0$: OK	層間変形角 γ	許容値	判定	P (kN)	コンクリート負担分 S_c のみ			せん断補強鉄筋考慮		
																	$C_d=1.0$ ($\phi_d < \phi_y$)			$C_d=1.0$ ($\phi_d < \phi_y$)		
																	せん断耐力 P_s (kN)	P/ P_s	判定	せん断耐力 P_s (kN)	P/ P_s	判定
CASE1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種 単層	0.4	0.00241	0.00535	0.45	OK	1/1739	1/100	OK	179.4	263.2	0.68	OK	334.7	0.54	OK
							II種 単層	0.4	0.00229	0.00535	0.43	OK	1/1817	1/100	OK	184.4	263.2	0.70	OK	334.7	0.55	OK
							多層	0.4	0.00219	0.00535	0.41	OK	1/1881	1/100	OK	182.3	263.2	0.69	OK	334.7	0.54	OK
							II種 多層	0.4	0.00157	0.00535	0.29	OK	1/1540	1/100	OK	164.2	263.2	0.62	OK	334.7	0.49	OK
							III種 多層	0.4	0.00152	0.00535	0.28	OK	1/1602	1/100	OK	163.7	263.2	0.62	OK	334.7	0.49	OK
CASE1'				0.6	0.7	0.7	II種 単層	0.4	0.00166	0.00412	0.40	OK	1/1123	1/100	OK	199.9	262.3	0.76	OK	349.0	0.57	OK
CASE2			1.5	0.6	0.7	0.7	II種 単層	0.4	0.00205	0.00431	0.47	OK	1/1729	1/100	OK	258.6	286.0	0.90	OK	372.7	0.69	OK
CASE2'				0.7	0.8	0.8	II種 単層	0.4	0.00131	0.00357	0.37	OK	1/1411	1/100	OK	280.0	302.0	0.93	OK	403.9	0.69	OK
							II種 多層	0.4	0.00334	0.00401	0.83	OK	1/1725	1/100	OK	229.8	241.5	0.95	OK	328.1	0.70	OK
							III種 単層	0.4	0.00295	0.00401	0.74	OK	1/929	1/100	OK	229.7	241.5	0.95	OK	328.1	0.70	OK
							II種 多層	0.4	0.00276	0.00401	0.69	OK	1/1016	1/100	OK	226.2	241.5	0.94	OK	328.1	0.69	OK
							III種 単層	0.4	0.00192	0.00401	0.48	OK	1/1708	1/100	OK	200.2	241.5	0.83	OK	328.1	0.61	OK
							II種 多層	0.4	0.00187	0.00401	0.47	OK	1/1777	1/100	OK	198.0	241.5	0.82	OK	328.1	0.60	OK
CASE3	6.5	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	I種 単層	0.4	0.00334	0.00401	0.83	OK	1/1725	1/100	OK	229.8	241.5	0.95	OK	328.1	0.70	OK
							II種 単層	0.4	0.00295	0.00401	0.74	OK	1/929	1/100	OK	229.7	241.5	0.95	OK	328.1	0.70	OK
							III種 単層	0.4	0.00192	0.00401	0.48	OK	1/1708	1/100	OK	200.2	241.5	0.83	OK	328.1	0.61	OK
							II種 多層	0.4	0.00187	0.00401	0.47	OK	1/1777	1/100	OK	198.0	241.5	0.82	OK	328.1	0.60	OK
CASE3'				0.7	0.9	0.9	II種 単層	0.4	0.00190	0.00326	0.58	OK	1/1803	1/100	OK	241.4	243.2	0.99	OK	360.3	0.67	OK
CASE4				0.6	0.8	0.7	II種 単層	0.4	0.00293	0.00419	0.70	OK	1/789	1/100	OK	248.9	279.4	0.99	OK	381.3	0.72	OK
CASE4'				0.7	0.9	0.9	II種 単層	0.4	0.00263	0.00339	0.78	OK	1/867	1/100	OK	288.8	274.8	1.14	NG	364.4	0.79	OK
CASE5	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	I種 単層	0.4	0.00177	0.00288	0.62	OK	1/1219	1/100	OK	265.8	280.0	1.04	NG	412.3	0.70	OK
							II種 単層	0.4	0.00185	0.00288	0.64	OK	1/1116	1/100	OK	276.8	280.0	1.03	NG	392.9	0.70	OK
							III種 単層	0.4	0.00117	0.00288	0.41	OK	1/2258	1/100	OK	276.6	280.0	0.99	OK	412.3	0.67	OK
				0.9	1.1	1.0	II種 単層	0.4	0.00148	0.00252	0.59	OK	1/1380	1/100	OK	324.2	282.9	1.15	NG	430.4	0.75	OK
CASE6	14.0	6.0	0.5	1.6	1.8	1.2	I種 単層	0.4	0.00202	0.00215	0.94	OK	1/894	1/100	OK	447.8	424.7	1.30	NG	526.3	0.85	OK
							II種 単層	0.4	0.00168	0.00215	0.78	OK	1/1301	1/100	OK	431.7	424.7	1.31	NG	526.3	0.82	OK
							III種 単層	0.4	0.00099	0.00215	0.46	OK	1/2490	1/100	OK	545.7	424.7	1.28	NG	678.6	0.80	OK
CASE1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種 単層	0.2	0.00235	0.00535	0.44	OK	1/796	1/100	OK	166.5	263.2	0.63	OK	334.7	0.50	OK
							II種 単層	0.2	0.00158	0.00535	0.30	OK	1/1489	1/100	OK	162.1	263.2	0.62	OK	334.7	0.48	OK
CASE3	6.5	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	I種 単層	0.2	0.00272	0.00401	0.68	OK	1/879	1/100	OK	202.4	241.5	0.84	OK	328.1	0.62	OK
							II種 単層	0.2	0.00191	0.00401	0.48	OK	1/1703	1/100	OK	185.5	259.5	0.79	OK	361.4	0.57	OK
CASE5	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	I種 単層	0.2	0.00173	0.00288	0.60	OK	1/1383	1/100	OK	280.3	280.0	1.00	NG	412.3	0.68	OK
							II種 単層	0.2	0.00102	0.00288	0.35	OK	1/2498	1/100	OK	270.2	280.0	0.97	OK	412.3	0.66	OK

表 5.7 レベル2（タイプI）地震動に対する解析結果

CASE	内空幅 (m)	内空高 (m)	土被り (m)	部材厚			地盤条件	C_p	曲率照査				曲げ照査			せん断照査						
									発生曲率 ϕ_d (1/m)	降伏曲率 ϕ_y (1/m)	ϕ_d/ϕ_y	判定 $\phi_d/\phi_y < 1.0$: OK	層間変形角 γ	許容値	判定	P (kN)	コンクリート負担分 S_c のみ			せん断補強鉄筋考慮		
																	$C_d=1.0$ ($\phi_d < \phi_y$)			$C_d=1.0$ ($\phi_d < \phi_y$)		
																	せん断耐力 P_s (kN)	P/ P_s	判定	せん断耐力 P_s (kN)	P/ P_s	判定
CASE1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	II種 単層	0.4	0.00177	0.00535	0.33	OK	1/1303	1/100	OK	167.9	-	-	-	334.7	0.50	OK
CASE3	6.5	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	II種 単層	0.4	0.00220	0.00401	0.55	OK	1/1435	1/100	OK	217.0	-	-	-	328.1	0.66	OK
CASE5	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	II種 単層	0.4	0.00145	0.00288	0.50	OK	1/1849	1/100	OK	289.1	-	-	-	412.3	0.70	OK
							II種 単層	0.4	0.00160	0.00215	0.74	OK	1/1420	1/100	OK	429.2	-	-	-	511.1	0.84	OK
							III種 単層	0.4	0.00125	0.00215	0.58	OK	1/2015	1/100	OK	566.0	-	-	-	678.6	0.83	OK

6. まとめ

本研究では大型のボックスカルバートの耐震性照査について、遠心模型実験結果及び実事例に対する再現解析を実施し、実験結果や実事例と整合する解析モデルを提案した。具体的には、応答変位解析手法を基本とし、周面せん断力の上限值を頂版・側壁部及び底板部において適切に設定することで、実現象と整合する解析モデルを提案した。

また、この提案したモデルを用いて、内空断面の大きさ等の条件を変化させて照査を行った結果、従来型の適用断面を超える大型のボックスカルバートにおいても、一部の条件で組立て鉄筋と同程度のせん断補強鉄筋を配置することにより、所要の性能を満足した。今回検討した条件（内空断面及び地盤条件）では断面諸元に変更が生じないことが確認できた。

今後の課題として、本研究にて提案した手法について、プレキャスト部材のカルバートやアーチカルバート、門型カルバートなど他の構造形式への適用や、杭基礎・地盤改良上に設置するカルバートなど直接基礎以外の基礎形式の挙動を検討する必要がある。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017.3.
- 2) (社)日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年版）、2009.6.
- 3) (社)日本道路協会：道路土工-カルバート工指針（平成 21 年版）、2010.3.
- 4) 片山幾夫、足立正信、島田穰、都築富雄、瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案、第 40 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-369、pp.737-738、1985.
- 5) 西田允俊、松井保：地下鉄道構造物横断方向の耐震解析における FEM 応答変位法の有用性、土木学会地震工学論文集、pp.1-8、2005.
- 6) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、1992.11.
- 7) 立石章：応答変位法による地震荷重の作用方法に関する研究、土木学会論文集、No.441/I-18、pp.157-166、1992.1.
- 8) 川島一彦：地下構造物の耐震設計法、鹿島出版会、1994.
- 9) 福嶋研一、立石章：地中構造物横断面のレベル 2 地震動に対する応答変位法、第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-B、pp.836-837、1996.9.
- 10) 立石章、岡二三生：地中構造物横断方向のレベル 2 地震動に対する静的耐震計算法の適用性、土木学会論文集、No.752/I-66、pp.179-192、2004.1.
- 11) 谷本俊輔、佐々木哲也：地盤ばねを用いた地中構造物の非線形応答変位法に関する理論的考察、第 76 回土木学会年次学術講演会 2021.9
- 12) 山本正彦、谷本俊輔、佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心模型実験、第 56 回地盤工学シンポジウム、2011.11
- 13) 佐々木哲也、谷本俊輔：大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計のための表層地盤の実用的な応答評価手法、土木研究所資料、第 4430 号、2022.6.
- 14) 岩崎敏男、龍岡文夫、常田賢一：N 値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討、第 13 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.473-476、1978.
- 15) 加藤喜則、長尾和之、北村佳則、藤岡一頼、三嶋信雄、黛廣志、山辺晋：原位置試験から推定される高速道路盛土の力学性能～N 値と V_s ～、第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1313-1314、2004.7.
- 16) 横田聖哉、中村洋丈：高速道路盛土における締固めの設計と管理、基礎工、Vol.37、No.7、pp.47-50、2009.7.
- 17) (社)日本道路協会：道路土工-盛土工指針（平成 22 年版）、2010.4.
- 18) Hardin, B.O. & Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7.
- 19) 吉田望、若松加寿江：土の繰返しせん断特性のモデル化と地質年代・堆積環境の影響、地盤工学ジャーナル、Vol.8、No.2、pp.265-284、2013.6.
- 20) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編、2017.11.
- 21) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.11.
- 22) 首都高速道路株式会社：トンネル構造物設計要領（開削工法編）、2008.7

- 23) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2017.11.
- 24) ハツ元仁、藤原慎八、星隈順一、谷口哲憲、北村岳伸、玉越隆史：1連道路ボックスカルバートの地震時限界状態の評価に関する研究、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) VoL.71、2015
- 25) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2012.3.
- 26) 龍岡文夫、澁谷啓：地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について、第26回土質工学研究発表会発表講演集、pp.537-540、1991.7
- 27) 佐藤工業株式会社：神戸高速鉄道東西線 大開駅災害復旧の記録、平成9年1月
- 28) 眞野基大、竹本将、日下寛彦、中澤正典、村上豊和、佐伯宗大：熊本地震におけるボックスカルバート箇所の被害分析、第54回地盤工学研究発表会講演集 2019.6
- 29) 矢的照夫、梅原俊夫、青木一二三、中村晋、江寄順一、末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、土木学会論文集 No.537/I-35、pp.303～320、1996
- 30) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)—広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性—、土木研究所報告、第153号、1980.3
- 31) 横田耕一郎、龍岡文夫：不攪乱洪積粘土のせん断変形係数について、土木学会第32回年次学術講演会講演概要集、III-142、pp.257-258、1982.
- 32) 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET,KiK-net)
- 33) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社、設計要領 第二集 カルバート、2019.7

参考資料：試設計における部材照査結果

各ケースの部材断面および部材照査の結果を図 参.1～図 参.11 に示す。

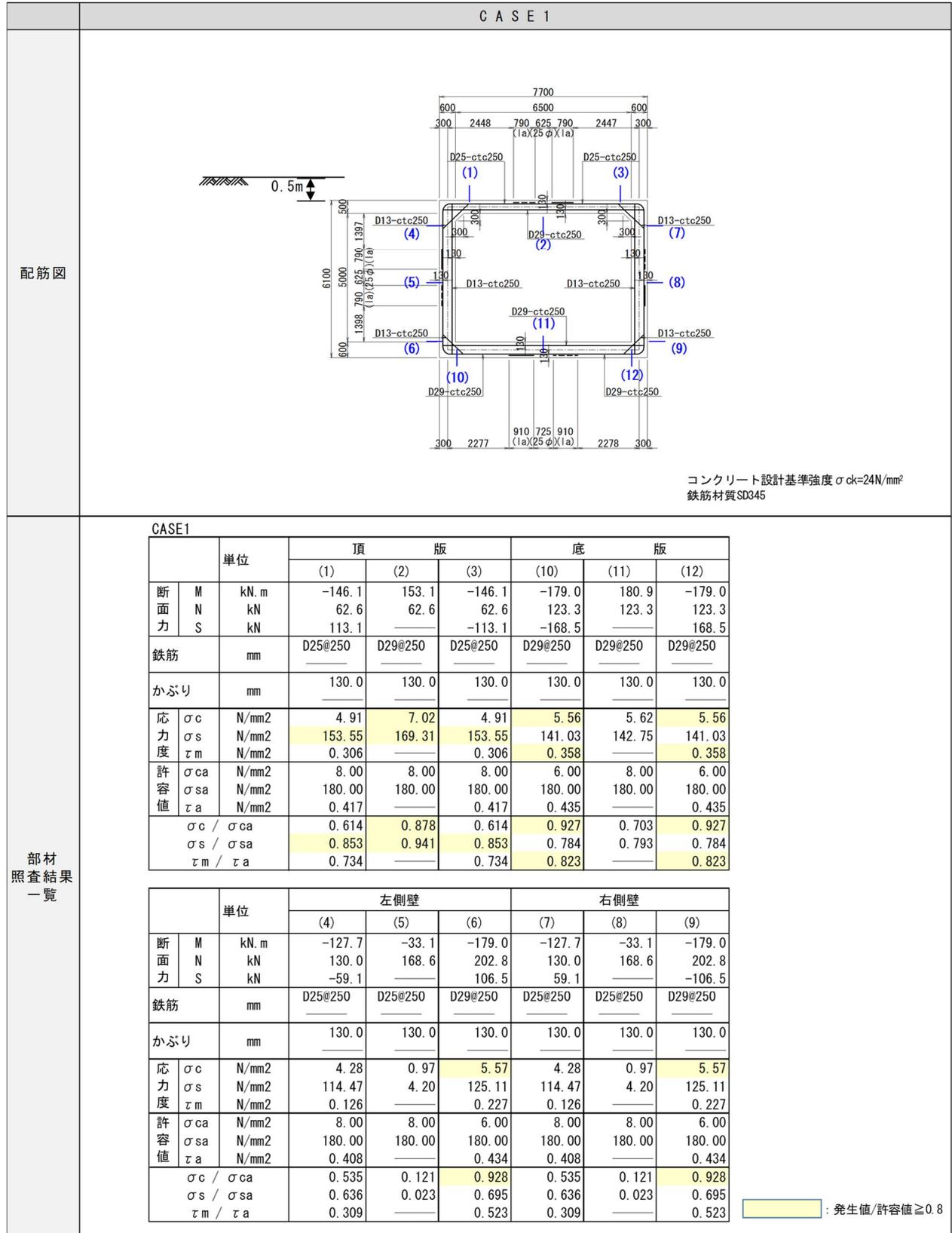
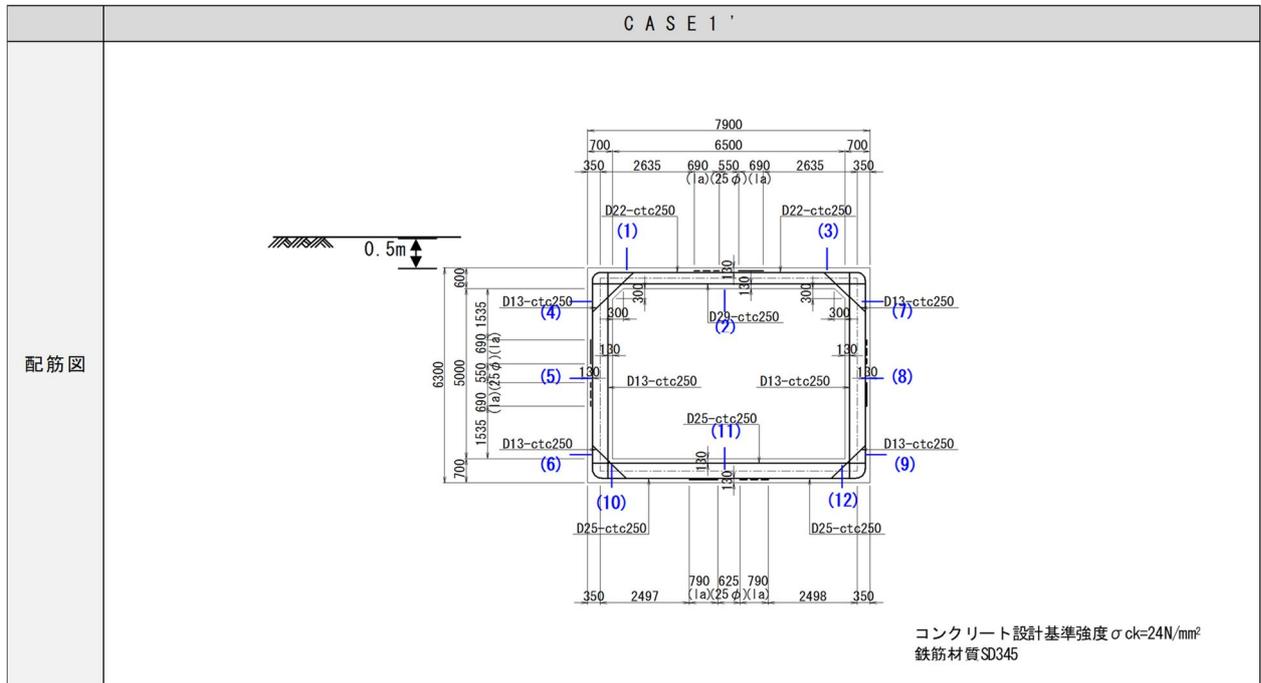


図 参.1 CASE1



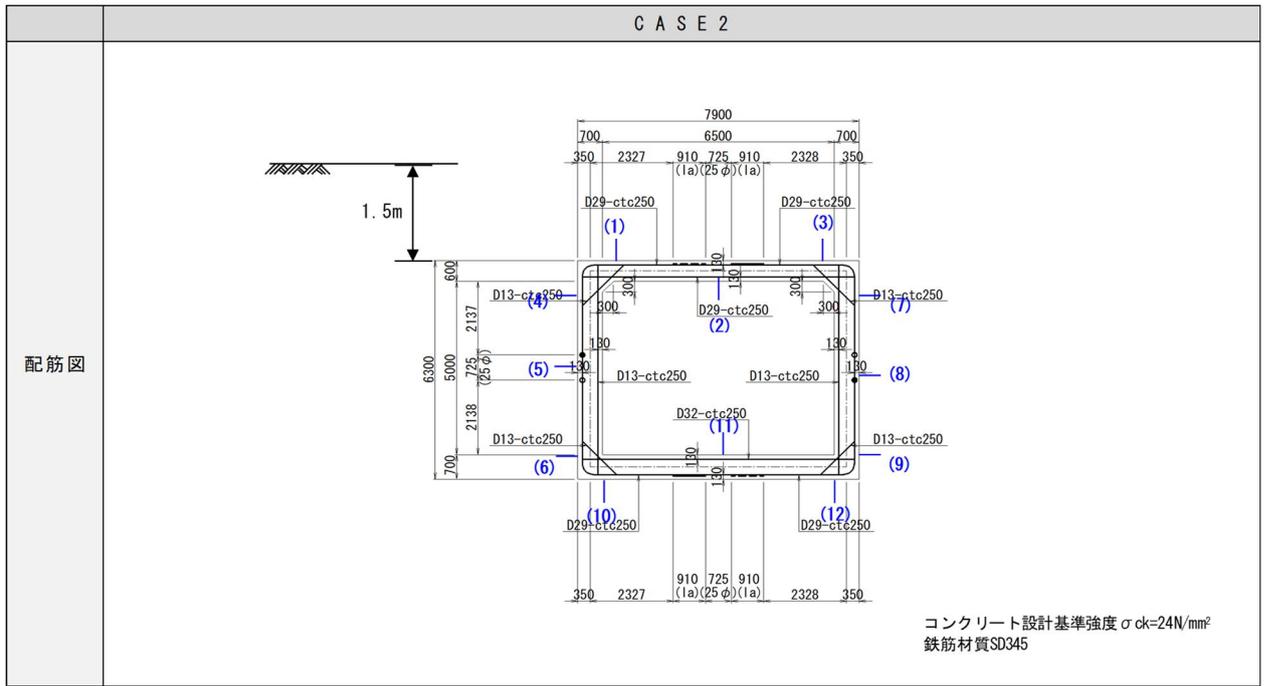
CASE 1'

		単位	頂 版			底 版		
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-155.2	168.8	-155.2	-201.1	206.4	-201.1
	N	kN	63.9	63.9	63.9	130.7	130.7	130.7
	S	kN	119.9		-119.9	-182.4		182.4
鉄筋		mm	D22@250	D29@250	D22@250	D25@250	D25@250	D25@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	4.22	5.22	4.22	4.95	5.09	4.95
	σ_s	N/mm ²	169.65	143.73	169.65	158.19	163.26	158.19
	τ_m	N/mm ²	0.255		0.255	0.320		0.320
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.347		0.347	0.382		0.382
	σ_c / σ_{ca}		0.528	0.653	0.528	0.825	0.636	0.825
	σ_s / σ_{sa}		0.943	0.799	0.943	0.879	0.907	0.879
	τ_m / τ_a		0.735		0.735	0.838		0.838

		単位	左側壁			右側壁		
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-136.5	-40.5	-201.1	-136.5	-40.5	-201.1
	N	kN	140.6	186.6	226.4	140.6	186.6	226.4
	S	kN	-54.8		106.9	54.8		-106.9
鉄筋		mm	D22@250	D22@250	D25@250	D22@250	D22@250	D25@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.67	0.88	4.94	3.67	0.88	4.94
	σ_s	N/mm ²	120.95	3.87	134.60	120.95	3.87	134.60
	τ_m	N/mm ²	0.096		0.188	0.096		0.188
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.324		0.370	0.324		0.370
	σ_c / σ_{ca}		0.459	0.110	0.823	0.459	0.110	0.823
	σ_s / σ_{sa}		0.672	0.022	0.748	0.672	0.022	0.748
	τ_m / τ_a		0.296		0.508	0.296		0.508

: 発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.2 CASE 1'



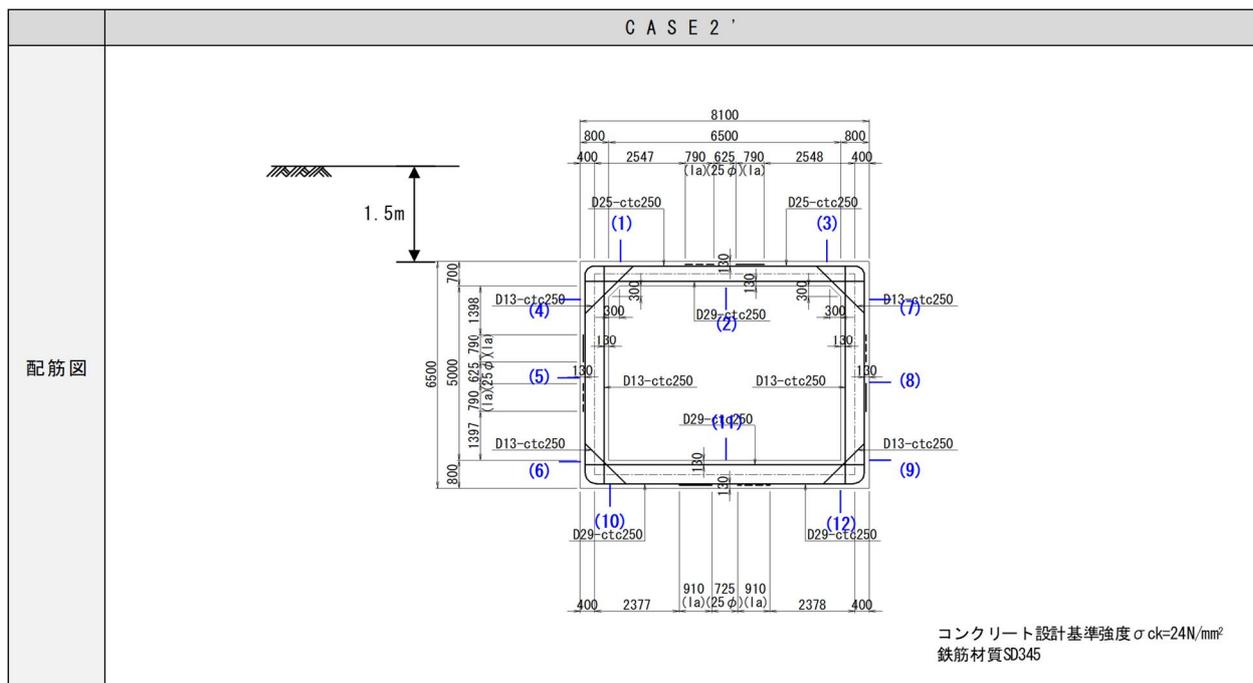
CASE2

		単位	頂 版			底 版			
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)	
断面力	M	kN.m	-210.1	200.2	-210.1	-254.9	267.2	-254.9	
	N	kN	90.9	90.9	90.9	157.3	157.3	157.3	
	S	kN	168.4	—	-168.4	-233.7	—	233.7	
鉄筋		mm	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	D32@250	D29@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	4.76	6.20	4.76	5.79	5.66	5.79	
	σ_s	N/mm ²	141.49	167.34	141.49	162.38	141.03	162.38	
	τ_m	N/mm ²	0.358	—	0.358	0.410	—	0.410	
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.423	—	0.423	0.414	—	0.414	
			σ_c / σ_{ca}	0.595	0.775	0.595	0.965	0.708	0.965
			σ_s / σ_{sa}	0.786	0.930	0.786	0.902	0.784	0.902
			τ_m / τ_a	0.846	—	0.846	0.990	—	0.990

		単位	左側壁			右側壁			
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
断面力	M	kN.m	-183.6	-57.0	-254.9	-183.6	-57.0	-254.9	
	N	kN	204.3	250.3	290.1	204.3	250.3	290.1	
	S	kN	-79.4	—	125.6	79.4	—	-125.6	
鉄筋		mm	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	4.18	1.21	5.80	4.18	1.21	5.80	
	σ_s	N/mm ²	99.62	5.44	137.05	99.62	5.44	137.05	
	τ_m	N/mm ²	0.139	—	0.220	0.139	—	0.220	
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.401	—	0.401	0.401	—	0.401	
			σ_c / σ_{ca}	0.523	0.151	0.967	0.523	0.151	0.967
			σ_s / σ_{sa}	0.553	0.030	0.761	0.553	0.030	0.761
			τ_m / τ_a	0.347	—	0.549	0.347	—	0.549

: 発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.3 CASE2



CASE2'

		単位	頂 版			底 版		
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-221.1	218.7	-221.1	-279.4	295.7	-279.4
	N	kN	92.7	92.7	92.7	165.4	165.4	165.4
	S	kN	174.1	—	-174.1	-246.1	—	246.1
鉄筋		mm	D25@250	D29@250	D25@250	D29@250	D29@250	D29@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	4.20	4.95	4.20	4.89	5.17	4.89
	σ_s	N/mm ²	154.86	147.69	154.86	147.34	157.71	147.34
	τ_m	N/mm ²	0.305	—	0.305	0.367	—	0.367
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.375	—	0.375	0.415	—	0.415
σ_c / σ_{ca}			0.525	0.619	0.525	0.815	0.646	0.815
σ_s / σ_{sa}			0.860	0.821	0.860	0.819	0.876	0.819
τ_m / τ_a			0.813	—	0.813	0.884	—	0.884

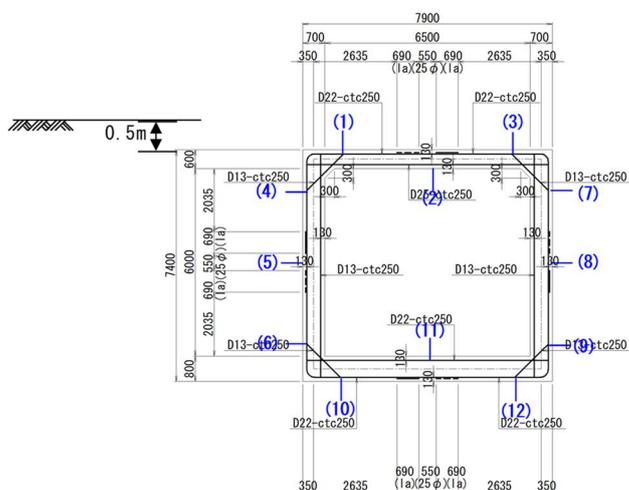
		単位	左側壁			右側壁		
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-194.1	-64.8	-279.4	-194.1	-64.8	-279.4
	N	kN	217.1	266.6	315.1	217.1	266.6	315.1
	S	kN	-78.3	—	125.7	78.3	—	-125.7
鉄筋		mm	D25@250	D25@250	D29@250	D25@250	D25@250	D29@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.67	1.06	4.89	3.67	1.06	4.89
	σ_s	N/mm ²	103.38	4.49	119.80	103.38	4.49	119.80
	τ_m	N/mm ²	0.117	—	0.188	0.117	—	0.188
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.347	—	0.373	0.347	—	0.373
σ_c / σ_{ca}			0.459	0.133	0.815	0.459	0.133	0.815
σ_s / σ_{sa}			0.574	0.025	0.666	0.574	0.025	0.666
τ_m / τ_a			0.337	—	0.504	0.337	—	0.504

: 発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.4 CASE2'

CASE 3

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

CASE3

		単位	頂 版			底 版			
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)	
断面力	M	kN.m	-137.2	139.2	-137.2	-166.6	204.1	-166.6	
	N	kN	89.2	89.2	89.2	200.0	175.0	200.0	
	S	kN	119.9		-119.9	-192.8		192.8	
鉄筋		mm	D22@250	D25@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	3.72	4.68	3.72	3.43	4.26	3.43	
	σ_s	N/mm ²	138.93	138.47	138.93	108.88	155.31	108.88	
	τ_m	N/mm ²	0.255		0.255	0.288		0.288	
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.343		0.343	0.339		0.339	
			σ_c / σ_{ca}	0.465	0.585	0.465	0.572	0.533	0.572
			σ_s / σ_{sa}	0.772	0.769	0.772	0.605	0.863	0.605
			τ_m / τ_a	0.743		0.743	0.850		0.850

		単位	左側壁			右側壁			
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
断面力	M	kN.m	-158.5	69.9	-169.9	-158.5	69.9	-169.9	
	N	kN	140.6	145.7	243.5	140.6	145.7	243.5	
	S	kN	-80.0		145.5	80.0		-145.5	
鉄筋		mm	D22@250	D13@250	D22@250	D22@250	D13@250	D22@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	3.30	2.53	4.51	3.30	2.53	4.51	
	σ_s	N/mm ²	119.13	100.83	128.76	119.13	100.83	128.76	
	τ_m	N/mm ²	0.140		0.255	0.140		0.255	
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.320		0.339	0.320		0.339	
			σ_c / σ_{ca}	0.413	0.316	0.752	0.413	0.316	0.752
			σ_s / σ_{sa}	0.662	0.560	0.715	0.662	0.560	0.715
			τ_m / τ_a	0.438		0.752	0.438		0.752

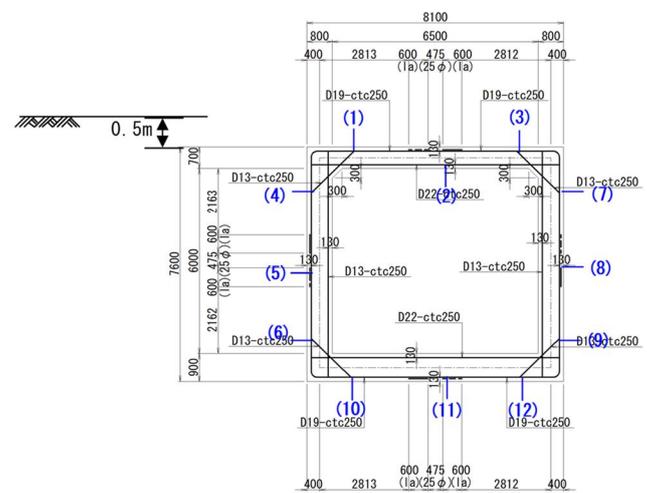
発生値/許容値 ≥ 0.8

部材
照査結果
一覧

図 参.5 CASE3

CASE 3'

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

部材
照査結果
一覧

CASE3'			頂 版			底 版		
単位			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-140.2	151.6	-140.2	-173.0	231.7	-173.0
	N	kN	91.5	91.5	91.5	207.9	183.1	207.9
	S	kN	126.6		-126.6			207.2
鉄筋		mm	D19@250	D22@250	D19@250	D19@250	D22@250	D19@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.29	4.11	3.29	3.14	3.87	3.14
	σ_s	N/mm ²	153.79	155.76	153.79	118.48	150.18	118.48
	τ_m	N/mm ²	0.222		0.222	0.269		0.269
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.296		0.296	0.305		0.305
	σ_c / σ_{ca}		0.411	0.514	0.411	0.523	0.484	0.523
	σ_s / σ_{sa}		0.854	0.865	0.854	0.658	0.834	0.658
	τ_m / τ_a		0.750		0.750	0.882		0.882

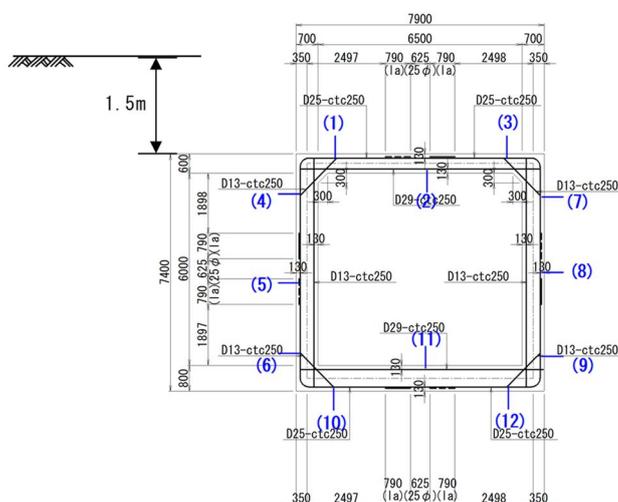
CASE3'			左側壁			右側壁		
単位			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-167.4	63.0	-186.1	-167.4	63.0	-186.1
	N	kN	152.5	165.0	270.1	152.5	165.0	270.1
	S	kN	-80.4		145.4	80.4		-145.4
鉄筋		mm	D19@250	D13@250	D19@250	D19@250	D13@250	D19@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.11	1.46	4.17	3.11	1.46	4.17
	σ_s	N/mm ²	134.86	36.43	140.32	134.86	36.43	140.32
	τ_m	N/mm ²	0.120		0.217	0.120		0.217
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.272		0.292	0.272		0.292
	σ_c / σ_{ca}		0.389	0.183	0.695	0.389	0.183	0.695
	σ_s / σ_{sa}		0.749	0.202	0.780	0.749	0.202	0.780
	τ_m / τ_a		0.441		0.743	0.441		0.743

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.6 CASE3'

CASE 4

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

CASE4

		単位	頂 版			底 版		
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-179.2	162.4	-179.2	-198.1	265.0	-198.1
	N	kN	122.4	122.4	122.4	229.1	205.4	229.1
	S	kN	168.4		-168.4	-243.2		243.2
鉄筋		mm	D25@250	D29@250	D25@250	D25@250	D29@250	D25@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	4.42	5.05	4.42	3.74	4.64	3.74
	σ_s	N/mm ²	139.48	125.74	139.48	103.76	130.60	103.76
	τ_m	N/mm ²	0.358		0.358	0.363		0.363
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.381		0.381	0.366		0.366
σ_c / σ_{ca}			0.553	0.631	0.553	0.623	0.580	0.623
σ_s / σ_{sa}			0.775	0.699	0.775	0.576	0.726	0.576
τ_m / τ_a			0.940		0.940	0.992		0.992

部材
照査結果
一覧

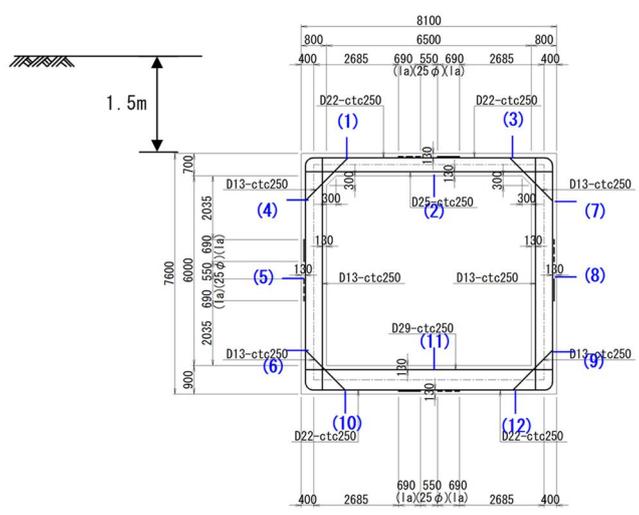
		単位	左側壁			右側壁		
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-212.1	59.5	-212.2	-212.1	59.5	-212.2
	N	kN	204.3	214.1	307.2	204.3	214.1	307.2
	S	kN	-111.5		167.4	111.5		-167.4
鉄筋		mm	D25@250	D13@250	D25@250	D25@250	D13@250	D25@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	4.02	1.55	5.17	4.02	1.55	5.17
	σ_s	N/mm ²	120.57	22.21	125.89	120.57	22.21	125.89
	τ_m	N/mm ²	0.196		0.294	0.196		0.294
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.361		0.369	0.361		0.369
σ_c / σ_{ca}			0.503	0.194	0.862	0.503	0.194	0.862
σ_s / σ_{sa}			0.670	0.123	0.699	0.670	0.123	0.699
τ_m / τ_a			0.543		0.797	0.543		0.797

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.7 CASE4

CASE 4'

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

部材
照査結果
一覧

			頂 版			底 版		
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-180.9	175.9	-180.9	-203.9	293.3	-203.9
	N	kN	125.1	125.1	125.1	237.6	214.1	237.6
	S	kN	174.1		-174.1	-256.8		256.8
鉄筋		mm	D22@250	D25@250	D22@250	D22@250	D29@250	D22@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力 度	σ_c	N/mm ²	3.79	4.33	3.79	3.35	4.11	3.35
	σ_s	N/mm ²	147.32	135.71	147.32	108.95	122.49	108.95
	τ_m	N/mm ²	0.305		0.305	0.333		0.333
許 容 値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.325		0.325	0.348		0.348
	σ_c / σ_{ca}		0.474	0.541	0.474	0.558	0.514	0.558
	σ_s / σ_{sa}		0.818	0.754	0.818	0.605	0.681	0.605
	τ_m / τ_a		0.938		0.938	0.957		0.957

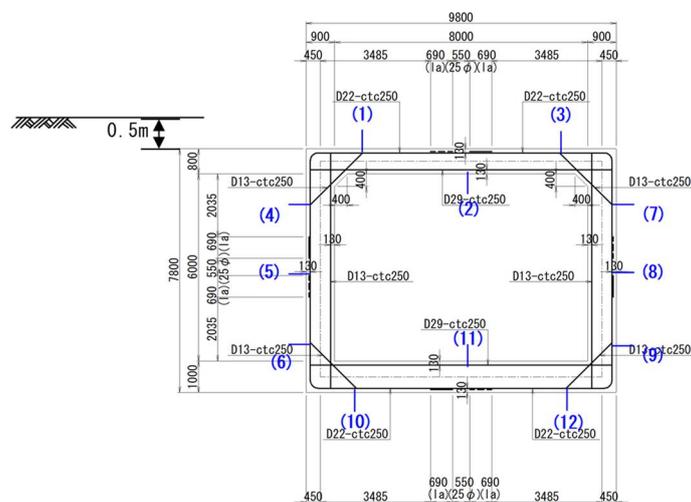
			左側壁			右側壁		
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-221.3	51.8	-229.4	-221.3	51.8	-229.4
	N	kN	217.1	234.4	334.7	217.1	234.4	334.7
	S	kN	-111.4		166.9	111.4		-166.9
鉄筋		mm	D22@250	D13@250	D22@250	D22@250	D13@250	D22@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力 度	σ_c	N/mm ²	3.67	0.86	4.66	3.67	0.86	4.66
	σ_s	N/mm ²	130.44	2.92	132.26	130.44	2.92	132.26
	τ_m	N/mm ²	0.166		0.249	0.166		0.249
許 容 値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.315		0.322	0.315		0.322
	σ_c / σ_{ca}		0.459	0.108	0.777	0.459	0.108	0.777
	σ_s / σ_{sa}		0.725	0.016	0.735	0.725	0.016	0.735
	τ_m / τ_a		0.527		0.773	0.527		0.773

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.8 CASE4'

CASE 5

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

CASE5

		単位	頂 版			底 版		
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)
断面力	M	kN.m	-192.5	234.6	-192.5	-215.9	359.1	-215.9
	N	kN	93.5	93.5	93.5	191.7	191.7	191.7
	S	kN	154.4	—	-154.4	-251.6	—	251.6
鉄筋		mm	D22@250	D29@250	D22@250	D22@250	D29@250	D22@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.03	4.09	3.03	2.95	4.12	2.95
	σ_s	N/mm ²	136.09	132.34	136.09	111.40	139.68	111.40
	τ_m	N/mm ²	0.231	—	0.231	0.289	—	0.289
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.288	—	0.288	0.295	—	0.295
σ_c / σ_{ca}			0.379	0.511	0.379	0.492	0.515	0.492
σ_s / σ_{sa}			0.756	0.735	0.756	0.619	0.776	0.619
τ_m / τ_a			0.802	—	0.802	0.980	—	0.980

部材
照査結果
一覧

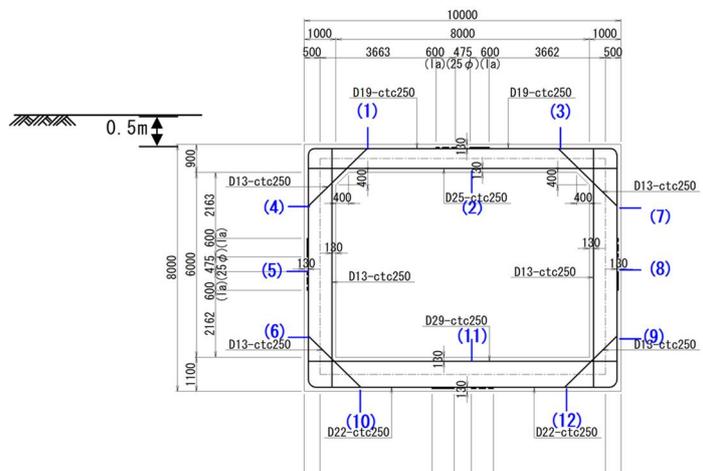
		単位	左側壁			右側壁		
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
断面力	M	kN.m	-237.1	-66.6	-265.8	-237.1	-66.6	-265.8
	N	kN	187.5	258.9	319.8	187.5	258.9	319.8
	S	kN	-79.2	—	146.8	79.2	—	-146.8
鉄筋		mm	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250	D22@250
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0
応力度	σ_c	N/mm ²	3.06	0.86	4.35	3.06	0.86	4.35
	σ_s	N/mm ²	122.39	3.32	139.00	122.39	3.32	139.00
	τ_m	N/mm ²	0.103	—	0.191	0.103	—	0.191
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.273	—	0.290	0.273	—	0.290
σ_c / σ_{ca}			0.383	0.108	0.725	0.383	0.108	0.725
σ_s / σ_{sa}			0.680	0.018	0.772	0.680	0.018	0.772
τ_m / τ_a			0.377	—	0.659	0.377	—	0.659

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.9 CASE5

CASE 5'

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

部材
照査結果
一覧

		単位	頂 版			底 版			
			(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)	
断 面 力	M	kN.m	-196.8	253.6	-196.8	-313.5	395.6	-313.5	
	N	kN	95.4	95.4	95.4	200.5	200.5	200.5	
	S	kN	162.6		-162.6	-267.7		267.7	
鉄筋		mm	D19@250	D25@250	D19@250	D22@250	D29@250	D22@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応 力 度	σ_c	N/mm ²	2.89	3.85	2.89	3.63	3.81	3.63	
	σ_s	N/mm ²	159.78	153.28	159.78	159.83	135.61	159.83	
	τ_m	N/mm ²	0.211		0.211	0.276		0.276	
許 容 値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.243		0.243	0.298		0.298	
			σ_c / σ_{ca}	0.361	0.481	0.361	0.605	0.476	0.605
			σ_s / σ_{sa}	0.888	0.852	0.888	0.888	0.753	0.888
			τ_m / τ_a	0.868		0.868	0.926		0.926

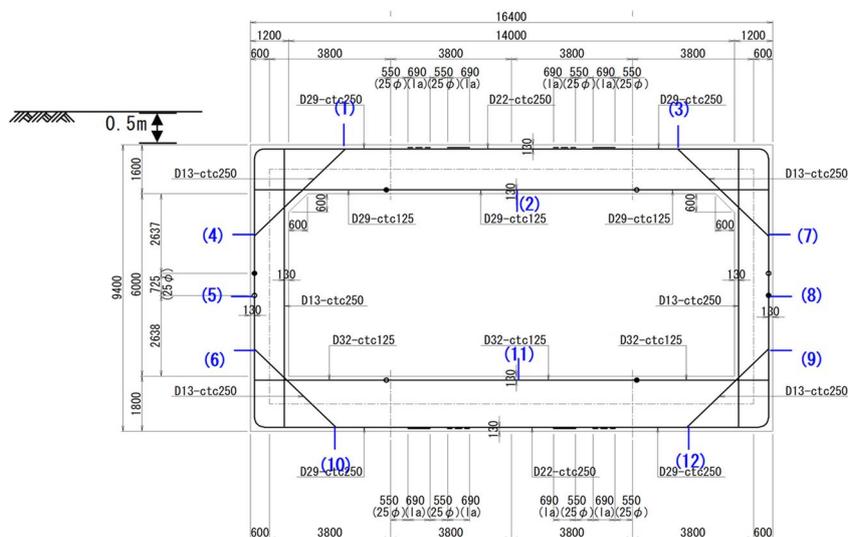
		単位	左側壁			右側壁			
			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
断 面 力	M	kN.m	-251.7	-82.6	-333.3	-251.7	-82.6	-333.3	
	N	kN	202.2	281.3	349.2	202.2	281.3	349.2	
	S	kN	-78.7		147.2	78.7		-147.2	
鉄筋		mm	D19@250	D19@250	D22@250	D19@250	D19@250	D22@250	
かぶり		mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応 力 度	σ_c	N/mm ²	3.06	0.88	4.50	3.06	0.88	4.50	
	σ_s	N/mm ²	145.02	4.35	156.23	145.02	4.35	156.23	
	τ_m	N/mm ²	0.090		0.169	0.090		0.169	
許 容 値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	
	τ_a	N/mm ²	0.225		0.269	0.225		0.269	
			σ_c / σ_{ca}	0.383	0.110	0.750	0.383	0.110	0.750
			σ_s / σ_{sa}	0.806	0.024	0.868	0.806	0.024	0.868
			τ_m / τ_a	0.400		0.628	0.400		0.628

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参.10 CASE5'

CASE 6

配筋図



コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋材質SD345

部材
照査結果
一覧

CASE 6

	単位	頂 版			底 版			
		(1)	(2)	(3)	(10)	(11)	(12)	
断面力	M	kN.m	-494.3	1120.3	-488.5	-494.4	1550.2	-489.9
	N	kN	128.3	128.3	128.3	248.4	248.4	248.4
	S	kN	358.4		-364.0	-503.8		461.1
鉄筋	mm	D29@250	D29@125	D29@250	D29@250	D32@125	D29@250	
かぶり	mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	1.95	3.90	1.93	1.66	4.12	1.65
	σ_s	N/mm ²	100.49	151.00	99.05	77.11	142.92	76.02
	τ_m	N/mm ²	0.244		0.248	0.302		0.276
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.272		0.317	0.334		0.334
σ_c / σ_{ca}			0.244	0.488	0.241	0.277	0.515	0.275
σ_s / σ_{sa}			0.558	0.839	0.550	0.428	0.794	0.422
τ_m / τ_a			0.897		0.782	0.904		0.826

	単位	左側壁			右側壁			
		(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
断面力	M	kN.m	-590.2	-440.2	-664.3	-596.0	-446.0	-670.1
	N	kN	465.1	542.7	623.8	484.5	562.1	643.3
	S	kN	-93.6		152.4	93.6		-152.4
鉄筋	mm	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	D29@250	
かぶり	mm	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	
応力度	σ_c	N/mm ²	4.76	3.46	5.32	4.80	3.50	5.36
	σ_s	N/mm ²	148.90	79.82	150.93	147.89	79.08	150.00
	τ_m	N/mm ²	0.087		0.142	0.087		0.142
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	8.00	8.00	6.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	τ_a	N/mm ²	0.250		0.261	0.251		0.261
σ_c / σ_{ca}			0.595	0.433	0.887	0.600	0.438	0.893
σ_s / σ_{sa}			0.827	0.443	0.839	0.822	0.439	0.833
τ_m / τ_a			0.348		0.544	0.347		0.544

発生値/許容値 ≥ 0.8

図 参. 11 CASE6

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of NILIM, No.1247

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI, No.4440

April 2023

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所 企画部 研究評価・推進課

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 029-864-2675

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課

〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 TEL 029-879-6754