共 同 研 究 報 告 書
整 理 番 号 第 5 1 8 号

プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究報告書(その 2)

令和 2 年 3 月

国立研究開発法人　土木研究所
株式会社　高速道路総合技術研究所
国立学校法人　京都大学工学研究科

Copyright © (2020) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は，国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって，この報告書の全部又は一部の転載，複製は，国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共 同 研 究 報 告 書
第 518 号 2020 年 3 月

プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究報告書(その2)

国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター

上席研究員	石田　雅博	
主任研究員	宇佐美　惣※1	(～平成 28 年 6 月)
研究員	吉田　英二	(～平成 30 年 3 月)
研究員	野田　翼	(平成 30 年 4 月～)
研究員	山口　岳思※1	(平成 28 年 7 月～平成 30 年 6 月)
交流研究員	久保田　伸一※2	(～平成 29 年 3 月)
交流研究員	山﨑　旬也	(平成 29 年 4 月～)

株式会社高速道路総合技術研究所　土工研究室

室長	藤岡　一頼※1	(～平成 30 年 6 月)
室長	竹本　将	(平成 30 年 7 月～令和元年 8 月)
室長	安部　哲生	(令和元年 9 月～)
主任研究員	藤原　優※3	(～平成 28 年 9 月)
主任研究員	中村　洋丈※1	(平成 28 年 10 月～令和元年 6 月)
主任研究員	日下　寛彦	(令和元年 7 月～)
研究員	細田　寿臣※3	(平成 28 年 10 月～平成 30 年 9 月)
研究員	中澤　正典	(平成 30 年 10 月～)

国立学校法人京都大学工学研究科

教授	木村　亮
教授	岸田　潔
准教授	澤村　康生
助教	宮﨑　祐輔

※1　現　中日本高速道路株式会社
※2　現　ジオスター株式会社
※3　現　西日本高速道路株式会社

要　旨

本報告書では，プレキャストアーチカルバートの縦断方向荷重に対する耐震補強対策工法の選定，設計法の検討を行った．縦断方向荷重は数値解析，動的遠心力載荷模型実験，現場土圧計測の結果から，カルバートの最大土かぶりに対し，補正係数α_{eq}＝0.3 を乗じることで，簡易的に算出することが可能である．この縦断方向荷重をもとに，耐震補強対策工法の検討を行い，プレキャストアーチカルバートの目地に対し斜め 45 度方向にシートを貼り付け補強することで，シートが効果的に作用することが分かった．2 ヒンジアーチでは，数値解析の結果から，目地充填工とシート補強の併用工法が有効であることが分かった．また，正負交番載荷実験の結果から，せん断補強筋の配置された 2 ヒンジアーチはスクリーニングを行うことで補強の要否を簡易的に判断することができる．3 ヒンジアーチでは，シート補強を頂部のクラウンヒンジ部を跨いで貼り付けることで，クラウンヒンジ部の目開きを防止することができることが分かった．これらの結果から，2 ヒンジアーチ，3 ヒンジアーチ，それぞれに応じた耐震補強設計法（案）を提案した．

キーワード：　プレキャストアーチカルバート，ヒンジ，縦断方向荷重，動的遠心力載荷模型実験，現場土圧計測，正負交番載荷実験，耐震補強対策工法

目次

1. 研究の概要 ……1
1.1 研究の背景と目的……1
1.2 研究の流れと体制……9
1.2.1 研究の流れ……9
1.2.2 研究の体制…… 10
1.3 報告書の構成…… 11

2. プレキャストアーチカルバートの特徴 …… 12
2.1 道路土工カルバート工指針における分類 …… 12
2.2 道路土工カルバート工指針における従来型カルバートの適用範囲 …… 15
2.3 従来型以外のプレキャストボックスカルバートの特徴…… 16
2.4 従来型以外のプレキャストアーチカルバートの特徴…… 18
2.4.1 2 ヒンジアーチの特徴…… 19
2.4.2 3 ヒンジアーチの特徴…… 22

3. プレキャストアーチカルバートに作用する縦断方向荷重の検討 …… 26
3.1 プレキャストアーチカルバートの損傷事例の整理…… 26
3.2 縦断方向荷重の推定…… 29
3.2.1 検討概要…… 29
3.2.2 検討対象…… 30
3.2.3 盛土～構造物一体解析 …… 32
3.3 縦断方向荷重の簡易推定方法の検討…… 41
3.4 縦断方向荷重の作用位置…… 44
3.5 ３ヒンジアーチの現場土圧計測 …… 46
3.5.1 計測場所…… 47
3.5.2 計測期間…… 47
3.5.3 計測機器の仕様と数量 …… 48
3.5.4 計測機器設置位置…… 50
3.5.5 計測頻度…… 55
3.5.6 内空変位の計測位置 …… 56
3.5.7 計測結果…… 57
3.6 まとめ …… 79

4. 補強対策工法の選定……80
4.1 概要……80
4.2 想定される対策工の抽出と選定……81
4.2.1 対策工法の選定条件……81
4.2.2 対策工法の抽出……82
4.2.3 シート系補強における考え方……84
4.3 補強対策方法の解析的検討……86
4.3.1 検討手順と対象箇所……86
4.3.2 盛土～構造物一体解析……90
4.3.3 構造物の非線形解析……97
4.4 2面せん断実験……106
4.4.1 概要……106
4.4.2 既往文献の収集・整理……108
4.4.3 繊維補強シートの付着性状……110
4.4.4 実験条件……119
4.4.5 実験結果……127
4.4.6 剥離破壊エネルギーGfによる付着強度の評価……130
4.4.7 有効付着長の算出結果……156
4.5 まとめ……157

5. 3ヒンジアーチの補強対策工法の検討……159
5.1 3ヒンジアーチの要素実験……160
5.1.1 実験条件……160
5.1.2 全ケースの実験結果の比較……167
5.1.3 実験結果の比較（補強ケースのみ）……186
5.2 3ヒンジアーチの動的遠心力模型載荷実験……218
5.2.1 実験条件……219
5.2.2 実験結果……244
5.3 再現解析内容および条件……303
5.3.1 解析手順……304
5.3.2 各実施項目の概要……305
5.3.3 解析条件の整理……309
5.4 再現解析結果……313
5.4.1 CASE2′に対する再現解析……313
5.4.2 CASE4に対する再現解析……336
5.4.3 実験および解析から推定される縦断方向荷重……358
5.5 連結部材数の検討……360
5.5.1 検討概要……360

5.5.2　検討方法……361
5.5.3　検討結果……363
5.6　まとめ……365

6.　2 ヒンジアーチの補強対策工法の検討……368
6.1　縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジアーチの横断方向の正負交番載荷実験……368
6.1.1　実験の目的……368
6.1.2　実験の概要……370
6.1.3　実験結果……379
6.2　2 ヒンジアーチのスクリーニング手法の検討……390
6.2.1　補強の方針……390
6.2.2　検討条件……391
6.2.3　検討結果……401
6.3　数値解析による補強方法の検討……420
6.3.1　概要……420
6.3.2　補強対策工法の確認解析……421
6.3.3　対策諸元の検討……445
6.4　まとめ……454

7.　プレキャストアーチカルバートの補強設計法の提案……456
7.1　補強設計法の基本的な考え方……457
7.2　外力の設定……459
7.3　3 ヒンジアーチの補強設計法の提案……461
7.3.1　照査項目……461
7.3.2　補強対策工……463
7.3.3　繊維補強シートの設計引張力……479
7.3.4　設計手順……480
7.3.5　設計計算方法……481
7.4　2 ヒンジアーチの補強設計法の提案……491
7.4.1　照査フロー……492

8.　まとめ……494

参考資料

プレキャストアーチカルバート耐震補強対策マニュアル（案）

1. 研究の概要

1.1. 研究の背景と目的

近年，土木工事における現場の省力化あるいは効率化を目的として，コンクリート構造物のプレキャスト化が進められている．土工部に用いられるカルバート構造についても，従来の場所打ちカルバートに替えて大型のプレキャスト部材を用いたカルバート（以下，プレキャストカルバート）の採用実績が増えている．

プレキャストカルバートを大きく分けると，**写真-1.1.1** に示すような矩形形状であるボックスカルバートと，**写真-1.1.2** に示すような上部が円形形状であるアーチカルバートに分けることができる．ここで，アーチカルバートはボックスカルバートに対し，カルバートにより確保する道路，河川などの断面が大きい場合や土かぶりが大きい場合に経済比較で有利となる形式である．これらのプレキャスト工法は，国土交通省の取り組む，建設現場の生産性向上を目的とした方策「i-Construction（アイ・コンストラクション)」においても，今後のプレキャストコンクリート製品の活用が課題解決の手段として挙げられている．さらに，プレキャストコンクリート製品の中でも，大型プレキャストカルバート（例：高さ 5m 超のボックスカルバート）は多く使用される工法[1)]となっており，今後の需要の増加が期待される．

そのような中，平成 23 年東北地方太平洋沖地震において，プレキャストアーチカルバートにひび割れや接合部のコンクリート剥離等の損傷が高速道路で生じた[2)]．**表-1.1.1** に被災したプレキャストアーチカルバートの一覧表を示す．**写真-1.1.3～写真-1.1.6** に地震後に損傷が生じたプレキャストアーチカルバートの状況を示す．被災した 9 基のプレキャストアーチカルバートは，内幅 5.4m～13.2m，内高 2.9m～7.3m であるため比較的大型のプレキャストアーチカルバートと言える．このようなプレキャストアーチカルバートは，構造特性が複雑であり，損傷過程，耐荷力および変形能といった破壊特性に関する技術的知見が少なく，耐震性能の評価手法が確立されていないため地震時にどのような状態になるのかを事前に評価する手法がない．また，必要に応じて耐震補強を行う必要があると考えられるが，どのような損傷に対して，どのような補強が有効なのか，具体的な対策案がないのが現状である．

プレキャストアーチカルバートの実績については，日本道路公団時代に建設されたものを含む NEXCO 管轄の実績数を**図-1.1.1** に示す．**図-1.1.1** より 2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下，2 ヒンジアーチ）と 3 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下，3 ヒンジアーチ）は，主なプレキャストアーチカルバート工法の中のおよそ 90%（2 ヒンジアーチは全プレキャストアーチカルバートのおよそ 50%，3 ヒンジアーチは全プレキャストアーチカルバートのおよそ 40%）を占めている[2)]．そのため，実績数を考慮し，本研究での対象とするプレキャストカルバートは，この 2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチの 2 工法とした．

本研究では，既設プレキャストアーチカルバートの耐震性能評価手法と、その耐震性能評価の結果に応じて必要となる耐震補強対策について検討を行ったものである．



写真-1.1.1　プレキャストボックスカルバート



写真-1.1.2　プレキャストアーチカルバート

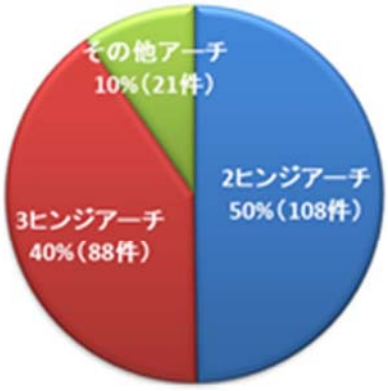


図-1.1.1　高速道路でのプレキャストアーチの実績数

（2014.4 現在で 217 件，参考文献 2 を基に作成）

表-1.1.1　東北地方太平洋沖地震によって被災したプレキャストアーチカルバート一覧（参考文献 2 より転載）

番号	道　路　名	内空 (m)	内高 (m)	延長 (m)	部材厚 (m)	盛土形状	土被り厚 (m)		斜角 (°)	縦断勾配 (%)	基礎形式	損傷度合い	施工年月
							最大	最小					
①	仙台北部道路 利府しらかし台IC～富谷ICT間	13.2	7.3	62.4	0.35	暫定	13.6	1.0	90	1.15	連続基礎	大	2005.1
②	常磐自動車道 広野IC～常磐富岡IC間	5.4	2.9	64.9	0.25	暫定	9.7	1.0	81.0	1.40	独立基礎	微少	2001.3
③		9.7	5.6	39.1	0.25	暫定	4.9	1.0	87.0	1.34	独立基礎	大	2001.4
④		9.9	5.2	46.6	0.25	暫定	3.7	1.0	60.5	1.23	独立基礎	大	2001.4
⑤		10.2	5.3	45.9	0.25	暫定	5.7	1.4	74.5	1.57	独立基礎	小	2001.12
⑥		8.8	5.3	28.3	0.25	暫定	3.2	1.0	70.0	1.20	連続基礎	大	2002.2
⑦		7.8	4.7	30.1	0.25	暫定	4.1	1.0	70.0	1.90	連続基礎	中	2002.1
⑧		8.2	4.7	33.4	0.25	完成	2.9	1.0	90.0	2.20	独立基礎	大	2002.5
⑨		9.0	5.3	42.8	0.25	完成	2.9	1.0	90.0	0.73	連続基礎	大	2002.9

凡例　損傷度合い大：アーチ部材の多くにクラックや隔離が生じている。
〃　　中：アーチ部材の一部にクラックや隔離が生じている。
〃　　小：アーチ部材の一部にクラックが生じている。
　　微小：ほとんど損傷ないが，微小なクラックが発生している。



（a）部材接合部の漏水



（b）基礎部材のひび割れ

写真-1.1.3　被災したプレキャストアーチカルバート（その 1）



（a）ひび割れ



（b）坑口壁の変形

写真-1.1.4　被災したプレキャストアーチカルバート（その 2）



（a）坑口壁のはらみだし



（b）天井部の接合部の損傷

写真-1.1.5　被災したプレキャストアーチカルバート（その 3）



（a）天井部の接合部の損傷



（b）剥落したコンクリート片

写真-1.1.6　被災したプレキャストアーチカルバート（その 4）

1.2. 研究の流れと体制

1.2.1. 研究の流れ

本研究は，平成 27 年度～令和元年度の 5 ヶ年で計画され，研究の内容は以下のとおりである．また，**表-1.2.1** に研究の全体計画を示す．このうち，平成 29 年度～令和元年度の研究内容に関して，報告書（その 2）として本報告書にまとめている．

研究内容

① プレキャストカルバートの損傷事例の収集・分析

② プレキャストカルバートの損傷事例の再現性の検証

③ プレキャストカルバートの耐震性能評価手法の提案

④ プレキャストカルバートの耐震補強対策の提案

表-1.2.1 研究の全体計画

研究項目	研究細目	研究分担			研究工程				
		土研	NEXCO 総研	京都大学	平成 27 年度	平成 28 年度	平成 29 年度	平成 30 年度	令和元年度
①プレキャストカルバートの損傷事例の収集・分析	プレキャストカルバートの損傷事例の収集・分析	○	◎	○	←	→			
②プレキャストカルバートの損傷事例の再現性の検証	実験的手法を用いた耐震性の検証	◎	○	○		←	→		
	数値解析を用いた耐震性の検証	○	◎	◎		←	→		
③プレキャストカルバートの耐震性能評価手法の提案	要求性能に応じた限界状態の設定	◎	◎	○			←	→	
	耐震性能評価手法の提案	◎	◎	○			←	→	→
④プレキャストカルバートの耐震補強対策の提案	数値解析を用いた耐震補強方法の提案	○	◎	◎			←	→	→
	実験的手法を用いた耐震補強効果の検証	◎	○	○			←	→	

※太枠（平成 27～28 年度）は，本報告書（その 1）の対象範囲

※赤太枠（平成 29 年度～令和元年度）は，本報告書（その 2）の対象範囲

1.2.2. 研究の体制

本共同研究の研究体制を**表-1.2.2** に示す.

表-1.2.2　共同研究体制

所属名	氏名	役職名
国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス 研究センター	石田　雅博	橋梁構造研究グループ　上席研究員
	宇佐美　惣	橋梁構造研究グループ　主任研究員
	吉田　英二	橋梁構造研究グループ　研究員
	山口　岳思	橋梁構造研究グループ　研究員
	野田　翼	橋梁構造研究グループ　研究員
	久保田　伸一	橋梁構造研究グループ　交流研究員
	山﨑　旬也	橋梁構造研究グループ　交流研究員
株式会社高速道路総合 技術研究所	藤岡　一頼	道路研究部　土工研究室　室長
	竹本　将	道路研究部　土工研究室　室長
	安部　哲生	道路研究部　土工研究室　室長
	藤原　優	道路研究部　土工研究室　主任研究員
	中村　洋丈	道路研究部　土工研究室　主任研究員
	日下　寛彦	道路研究部　土工研究室　主任研究員
	細田　寿臣	道路研究部　土工研究室　研究員
	中澤　正典	道路研究部　土工研究室　研究員
国立学校法人京都大学 大学院工学研究科	木村　亮	社会基盤工学専攻　地盤力学分野　教授
	岸田　潔	都市社会工学専攻　都市基盤システム工学　教授
	澤村　康生	都市社会工学専攻　都市基盤システム工学　准教授
	宮﨑　祐輔	都市社会工学専攻　都市基盤システム工学　助教

1.3. 報告書の構成

本報告書（その 2）の構成は，以下のとおりである．

1. 研究概要
2. プレキャストアーチカルバートの特徴
3. プレキャストアーチカルバートに作用する縦断方向荷重の検討
4. 補強対策工法の選定
5. 3 ヒンジアーチの補強対策工法の検討
6. 2 ヒンジアーチの補強対策工法の検討
7. プレキャストアーチカルバートの補強設計法の提案
8. まとめ

参考資料

- プレキャストアーチカルバート耐震補強対策マニュアル（案）

参考文献

1) 『建設通信新聞』: 2016 年 5 月 27 日版，中部・北陸面
2) 安部哲生，中村雅範 : 高速道路における大型のプレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点，基礎工， Vol.42，No.4，pp.8-11，2014.4

2. プレキャストアーチカルバートの特徴

2.1. 道路土工カルバート工指針における分類

道路土工カルバート工指針[1)]（以下，カルバート工指針）によれば，構造形式による分類で，剛性ボックスカルバートとパイプカルバートがある．**図-2.1.1** に従来型カルバートの種類を示す．カルバート工指針における従来型カルバートとは，長年の経験の蓄積により慣用設計法を適用できるものとしている．ここで，カルバート工指針における慣用設計法とはカルバート工指針に示される設計法・施工法及び構造細目に従い，カルバートの安定性や部材の安全性の照査を行うことで，常時の作用及びレベル 1 地震動に性能 1 を，レベル 2 地震動に対して性能 2 を確保するとみなせるものとされている．カルバートの要求性能の例を**表 - 2.1.1** に示す．カルバートの要求性能は重要度と呼ばれる区分によって，上部道路の交通機能への影響と，隣接する施設等に及ぼす影響の重要性を総合的に勘案して定めることとされている．カルバートの要求性能の水準を**表-2.1.2** に，重要度の区分を**表-2.1.3** に示す．

アーチカルバートはカルバートの頂版部がアーチ形状をした土工構造物であり，鉛直土圧および水平土圧を曲げに対する拘束力として利用することで部材厚を薄くしたものである．また，アーチ形状の構造物においては，応力の流れが急激に変化し応力集中を引き起こす隅角部が少ないため，部材内に発生する応力をスムーズに伝達することができ，局所的な損傷の少ない合理的な構造物を作ることが可能となる．このような構造的特性から，土かぶりが大きい場合には，ボックスカルバートに比べて経済的な断面となる場合もある．しかし，アーチカルバートは頂版部がアーチ形状をしているため，ボックスカルバートに比べ内空断面が小さくなるといったデメリットも有している．

カルバート工指針では，これらの特徴を理解し合理的かつ経済的となるよう構造形式を選定することを求めている．

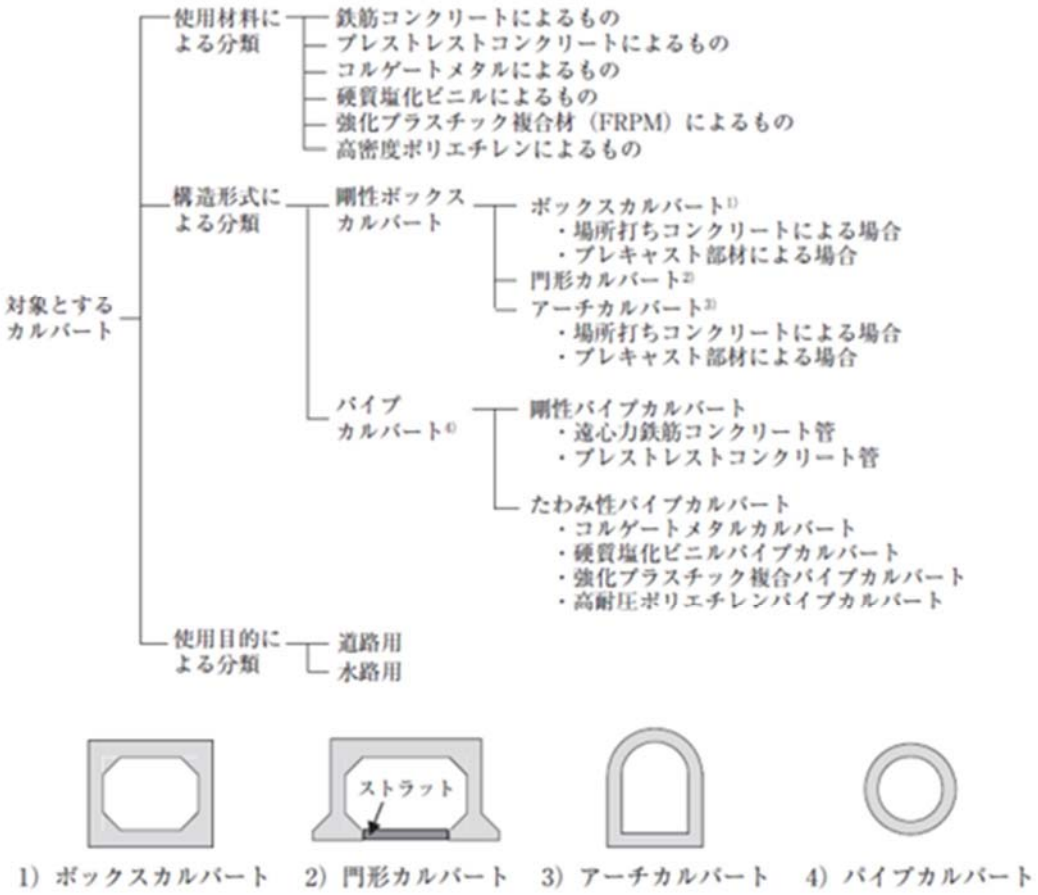


図-2.1.1　従来型カルバートの種類（道路土工カルバート工指針 1)　P.7 抜粋）

表-2.1.1　カルバートの要求性能の例（カルバート工指針[1] P.53 抜粋）

想定する作用＼重要度		重要度 1	重要度 2
常時の作用		性能 1	性能 1
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

表-2.1.2　カルバートの要求性能の水準（カルバート工指針[1]　P.51 を基に作成）

性能 1	想定する作用によってカルバートとしての健全性を損なわない性能
性能 2	想定する作用による損傷がカルバートとして限定的なものにとどまり，カルバートとしての機能の回復を速やかに行い得る性能
性能 3	想定する作用による損傷がカルバートとして致命的とならない性能

表-2.1.3　カルバートの重要度の区分（カルバート工指針[1]　P.51 を基に作成）

重要度 1	万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合，あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合
重要度 2	上記以外の場合

2.2. 道路土工カルバート工指針における従来型カルバートの適用範囲

平成 22 年 3 月に改訂されたカルバート工指針では，それまで明確でなかった従来型カルバートの適用範囲について明示され，適用範囲内のカルバートを従来型カルバート，適用範囲外のカルバートを従来型以外のカルバートとしている．従来型カルバートの適用範囲を**表 - 2.2.1** に示す．また，これ以外に以下の条件 1）～7）に適合している必要があるとされている．

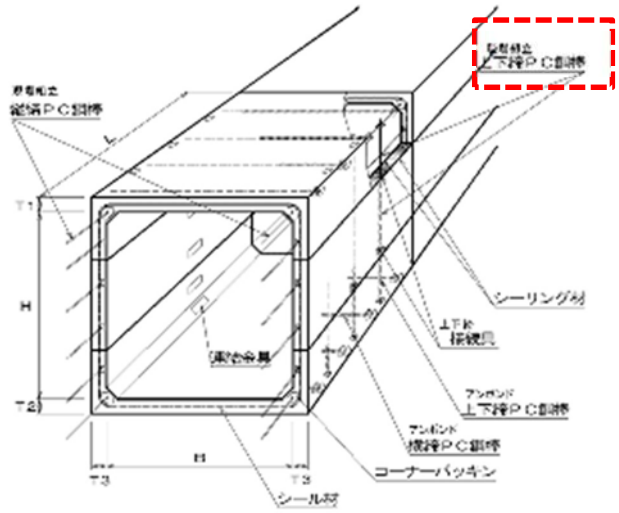
1) 裏込め・埋戻し材料は土であること
2) カルバート縦断方向勾配が 10%程度以内であること
3) 本体断面にヒンジがないこと
4) 単独で設置されていること
5) 直接基礎により支持されること
6) 中柱によって多連構造となっていないこと
7) 土かぶり 50cm を確保すること

表-2.2.1　従来型カルバートの適用範囲（カルバート工指針[1)]　P.10 抜粋）

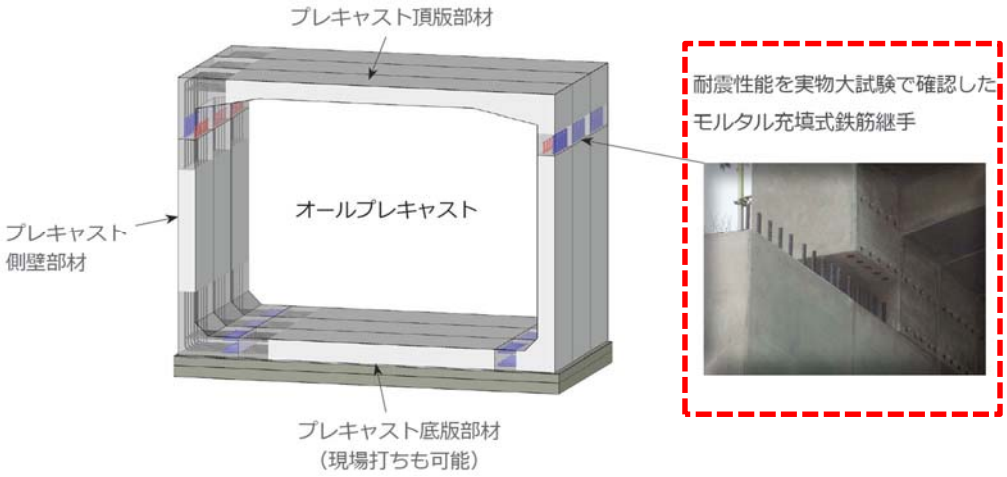
項目 / カルバートの種類			適用土かぶり(m)	断面の大きさ(m)
剛性ボックスカルバート	ボックスカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	0.5～20	内空幅 B:6.5 まで 内空高 H：5 まで
		プレキャスト部材による場合	0.5～6	内空幅 B:5 まで 内空高 H:2.5 まで
	門型カルバート		0.5～10	内空幅 B:8 まで
	アーチカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	10 以上	内空幅 B:8 まで
		プレキャスト部材による場合	0.5～14	内空幅 B:3 まで 内空高 H:3.2 まで

2.3. 従来型以外のプレキャストボックスカルバートの特徴

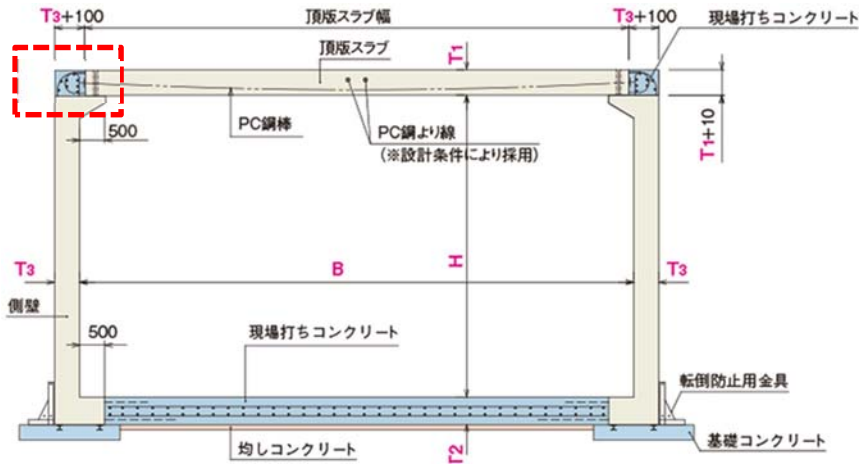
従来型以外のプレキャストボックスカルバート工法は，数多く存在するが，代表的な工法としては接合部を PC 圧着工法により剛結合と評価したもの[2)]や機械式継手により剛接合と評価したもの[3)]がある．また，隅角部にループ継手を配置し剛接合と評価したもの[4)]などがあり，多くの工法でプレキャスト部材同士やプレキャスト部材と場所打ちコンクリートとの接合部は，剛接合と評価している．これらのプレキャストボックスカルバートは断面形状が大きく，**表-2.2.1** の適用範囲を超えるため，従来型以外のカルバートに分類される．プレキャストボックスカルバートの構造図（例）を**図-2.3.1** に示す．



（a）　PC 圧着工法の例（参考文献 2 より転載）



（b）　機械式継手の例（参考文献 3 より転載）



（c）　ループ継手の例（参考文献 4 より転載）

図-2.3.1　プレキャストボックスカルバートの構造図（例）

2.4. 従来型以外のプレキャストアーチカルバートの特徴

従来型以外のプレキャストアーチカルバート工法は，数種類存在するが，代表的な工法としては，継手の接合部をヒンジと評価したアーチカルバートがあり，アーチ肩部 45° 付近にヒンジを有する 2 ヒンジアーチ [5] と，脚部とアーチクラウンにヒンジを有する 3 ヒンジアーチ [6] などがある．これらのプレキャストアーチカルバートは前述のように本体断面にヒンジがあることや**表-2.2.1** に示す適用範囲を超えるため，従来型以外のカルバートに分類される．また，**図-2.4.1** に国土交通省，NEXCO，地方自治体，公団，民間の実績も含めた 2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチの施工実績数を示す．2 ヒンジアーチについてはモジュラーチ工法協会に，3 ヒンジアーチについては日本テクスパン協会にヒアリングを行った結果を集計したものである．2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチを合わせて平成 26 年までに約 800 件の実績がある．

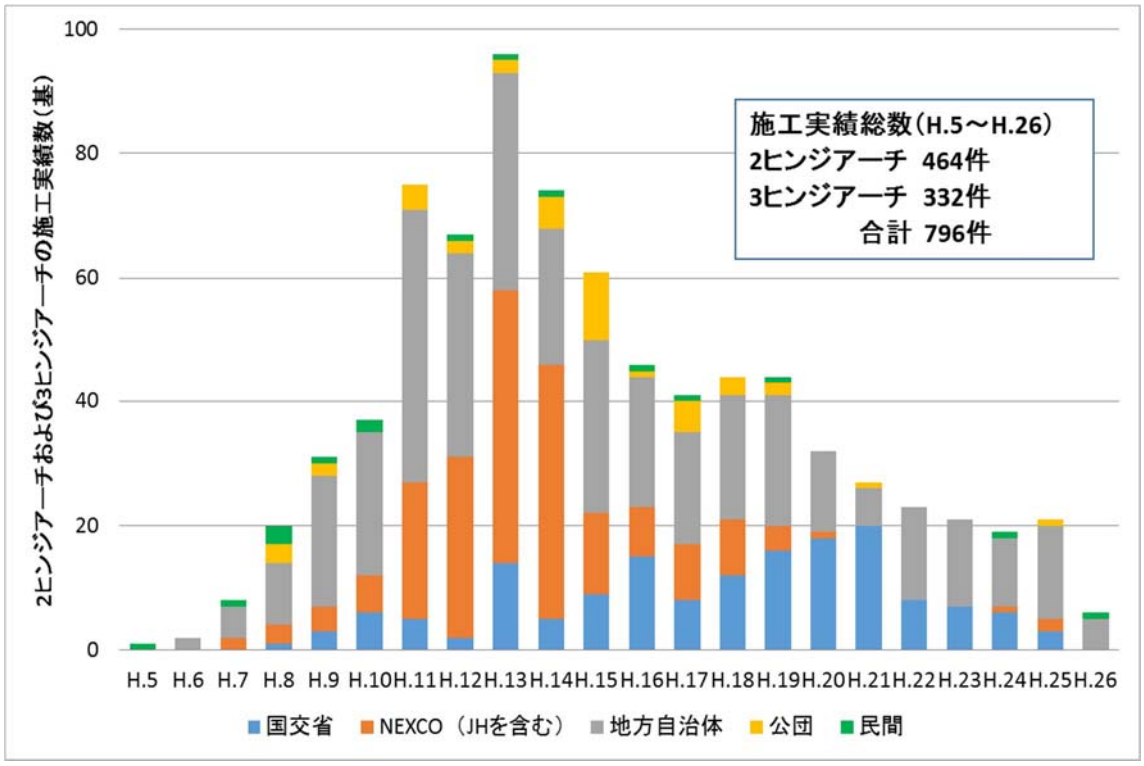


図-2.4.1　2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチの施工実績数

2.4.1. 2ヒンジアーチの特徴

2 ヒンジアーチはフランスで考案され実用化されたプレキャスト部材からなる分割式アーチカルバートトンネルである．**写真-2.4.1** に供用状況および施工状況を示す．このアーチの構造は**図-2.4.2** に示すように，主にプレキャストコンクリート製の頂版部材と左右の側壁部材，場所打ちコンクリートによる底版部材の計 4 部材で構成される．場所打ち鉄筋コンクリート製インバートによって閉合断面としたインバートタイプと左右の基礎が独立しているフーチングタイプがある．インバートタイプを標準としているが，地盤が良好で偏土圧や盛土条件に偏りが無い場合にはフーチングタイプが合理的となる場合がある [5] とされている．

図-2.4.2（c）に示すように部材間の継手は，頂版部材と側壁部材はナックル形状のヒンジ接合となっており，底版部材と側壁部材とは**図-2.4.2**（d），（e）に示すように機械式継手による剛接合となっている．ヒンジ部は頂版部材の脱落防止対策としての曲がりボルト（M24（10.9））を挿入しており，ボルト周りは発錆防止のためのモルタルを充填している．

縦断方向は**図-2.4.2** に示すように，1.0m～2.0m にリング状に分割された頂版部材と側壁部材は，PC 鋼棒によって連結を行っているが，これはリング同士を引き寄せることにより，リング間に設置された防水用のシール材を圧縮変形させ，止水性を確保するためであり，PC 鋼棒の緊張力や伸び量の管理を行っておらず，プレストレスが有効に作用しているとは言い難い．一方，底版部材は 10m～15m 程度に 1 ヵ所伸縮目地があるものの，伸縮目地間は横方向鉄筋によって剛結合されており，縦断方向の剛性はプレキャスト部よりも高いものと考えられる．

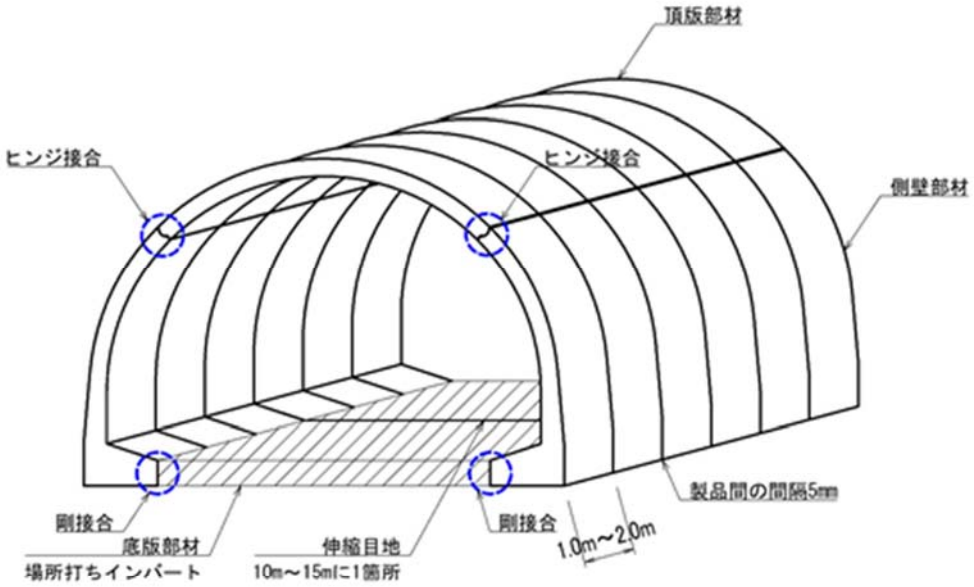


（a）供用状況

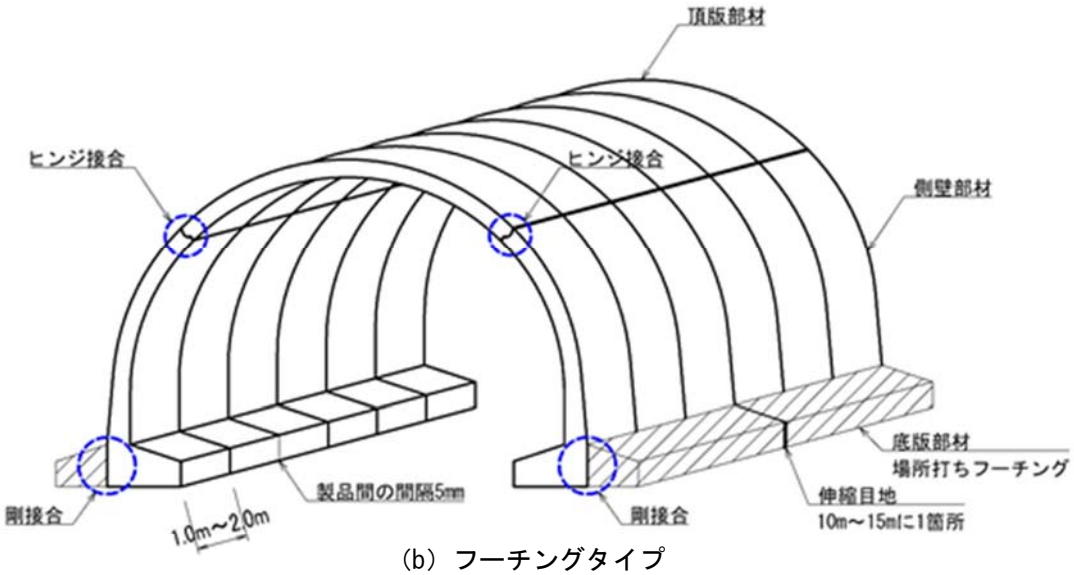


（b）施工状況

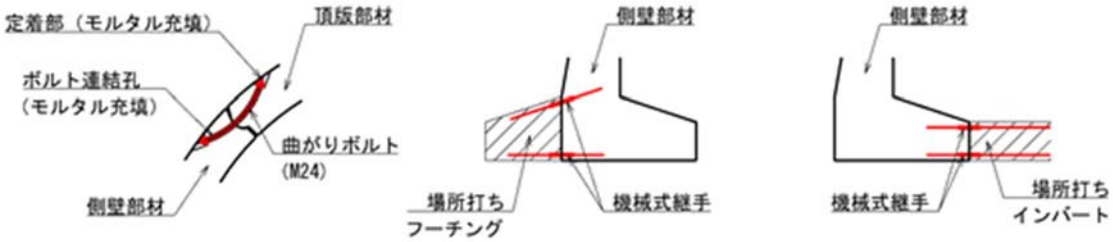
写真-2.4.1　2 ヒンジアーチカルバート



（a）　インバートタイプ



（b）フーチングタイプ



（c）ヒンジ接合部詳細図　　(d)フーチングタイプ接合部　　（e）インバートタイプ接合部

図-2.4.2　2 ヒンジアーチの構造

2.4.2. 3ヒンジアーチの特徴

3 ヒンジアーチは，フランスから導入された分割式アーチカルバートトンネルである．**写真-2.4.2** に供用状況および施工状況を示す．構造は**図-2.4.3** に示すように，左右に分割されたコンクリート製プレキャストアーチ部材と場所打ちコンクリート製の基礎で構成される．基礎形状により，インバート基礎タイプと独立基礎タイプに分けられ，これらは使用用途，地形，土質，荷重条件，施工方法，工程等を考慮して適切に決定すること [6] とされている．

このアーチの構造には頂部に 1 箇所，基礎部に 2 箇所のヒンジが存在し，頂部のヒンジは平成 22 年に改良された新タイプと，それ以前に採用されていた旧タイプがある．新タイプは**図-2.4.3（ｃ）**に示すように頂部の接合部を凹凸に加工した部材を突き合わせることによってヒンジ接合とされており，旧タイプは**図-2.4.3（ｄ）**に示すように，左右のアーチ部材の接合部に対称の半円状の切欠きを設け，そこにクラウンパイプと呼ばれる鋼製の円形パイプを設置する構造である．クラウンパイプ内は補強鉄筋を配置し，パイプ内外の隙間にグラウト材を注入することで，ヒンジ構造としている．脚部ヒンジについては**図-2.4.3（e）**に示すように脚部に設置される目地材によってヒンジ接合とされている．

縦断方向は1.25mに分割されたフルサイズのアーチ部材と端部に設置される0.625mのハーフサイズのアーチ部材によって千鳥に配置されている．PC 鋼材やボルト等により，リング同士を引き寄せ，リング間に設置された防水用のシール材を圧縮変形させることにより止水性を確保する構造である．さらに，**図-2.4.3** に示すような，場所打ち鉄筋コンクリート製の頂部ビーム工が平成 11 年に導入され，平成 15 年には同じく場所打ち鉄筋コンクリート製の脚部ビーム工が導入され，縦断方向の一体化が図られている．頂部ビーム工は常に設置することとされ，脚部ビーム工はアーチ，上載盛土の形状・規模等により必要に応じて設置するもの [6] とされている．

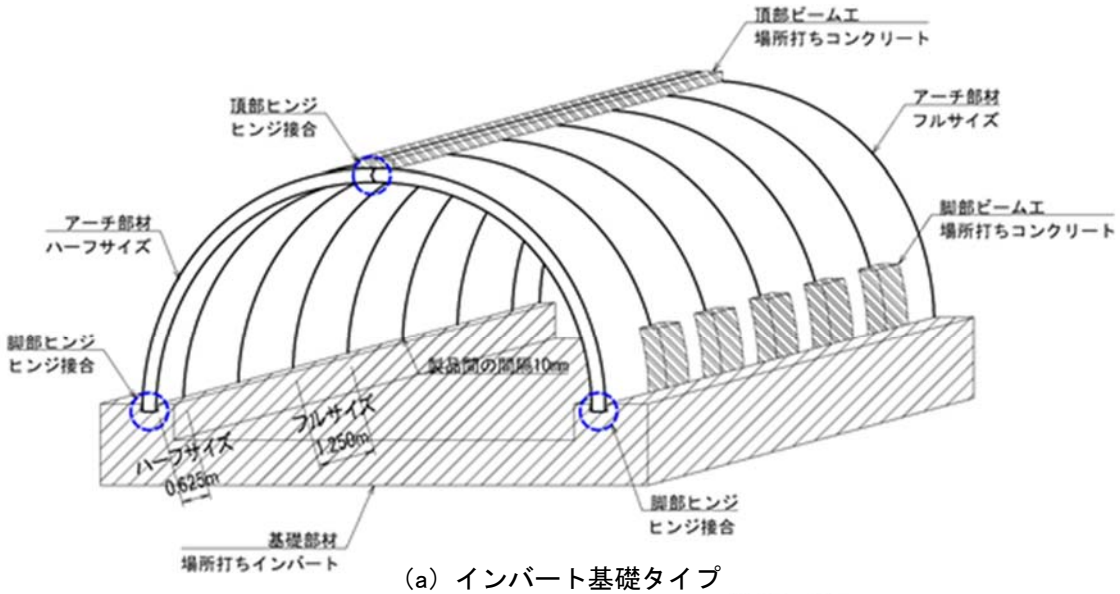


（a）供用状況

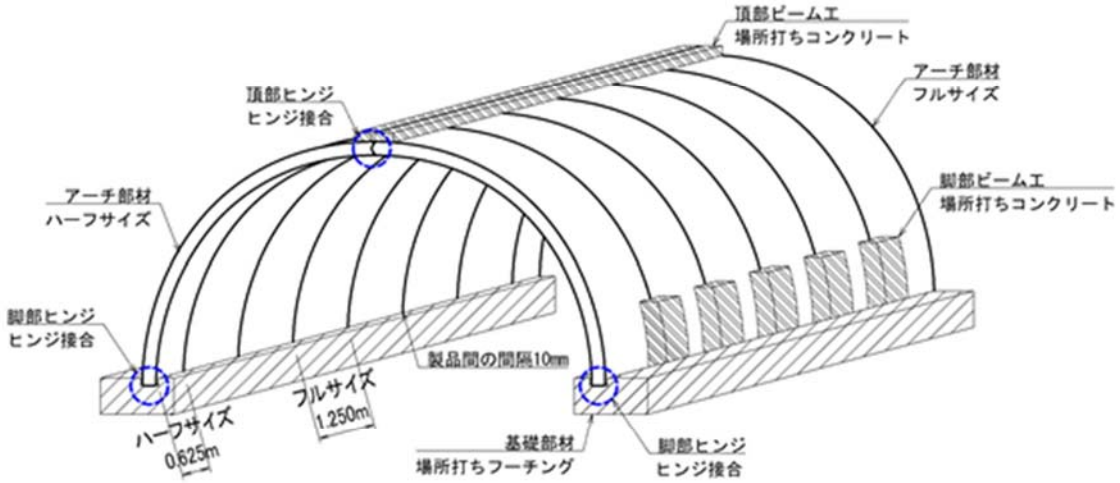


（b）施工状況

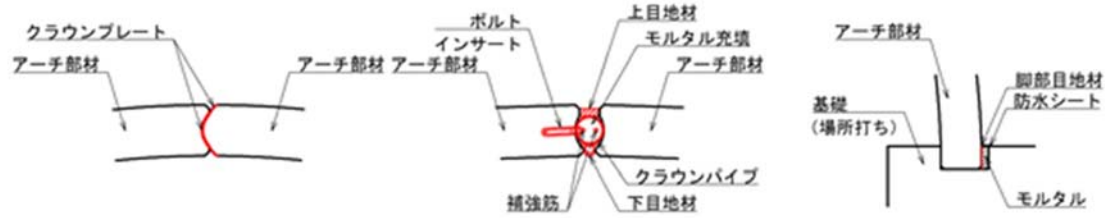
写真-2.4.2　3 ヒンジアーチカルバート



（a）インバート基礎タイプ



（b）独立基礎タイプ



（c）頂部ヒンジ接合部詳細図　（d）頂部ヒンジ接合部詳細図（e）脚部ヒンジ接合部詳細図
（新タイプ）　（旧タイプ）

図-2.4.3　3 ヒンジアーチの構造

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路土工カルバート工指針，平成 22 年 3 月
2) 旭コンクリート工業株式会社ホームページ（最終閲覧日 2019 年 5 月 8 日）
URL:http://www.asahi-concrete.co.jp/product/25-04.html
3) ジオスター株式会社ホームページ（最終閲覧日 2019 年 5 月 8 日）
URL:https://www.geostr.co.jp/product/?pca=2&ca=3&id=1488163903-168355
4) FA 工業会ホームページ（最終閲覧日 2019 年 5 月 8 日）
URL:http://fabox.jp/products/
5) （一財）地域地盤環境研究所, モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル, 平成 29 年 10 月
6) （財）先端建設技術センター，テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），1998.12.

3. プレキャストアーチカルバートに作用する縦断方向荷重の検討

3.1. プレキャストアーチカルバートの損傷事例の整理

本節では，共同研究報告書（その 1）で確認されたプレキャストアーチカルバートの損傷事例を整理した．

2 ヒンジアーチの主な損傷は，**写真-3.1.1** に示すように側壁部材の下部に斜めひび割れが発生しており，3 ヒンジアーチの主な損傷は，**写真-3.1.2** に示すように頂部ヒンジ部のコンクリート片の剥落が発生している．これらの損傷は共同研究報告書（その 1）に示すように，縦断方向荷重の作用によるものであることが明らかになっている．

その結果から，2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチの変形モードの違いについて，整理した．

図-3.1.1 に示すように，2 ヒンジアーチでは，側壁部材の基部が場所打ちのフーチングまたはインバートと機械式継手により剛結合されており，縦断方向荷重が作用しても部材自体の回転および転倒は生じず，部材基部の曲げ変形が生じ，曲げひび割れが生じている．

一方，**図-3.1.2** に示すように 3 ヒンジアーチは，アーチ部材の基部がヒンジ接合されており，場所打ち構造の基礎部材と固定されていない状態であるため，縦断方向荷重が作用すると部材自体が転倒や回転を生じ，頂部ヒンジ部にコンクリート片の剥落が生じている．

このように 2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチは，縦断方向荷重が作用した場合に異なる変形モードとなるため，それぞれの変形モードに応じた補強対策工法が必要となる．

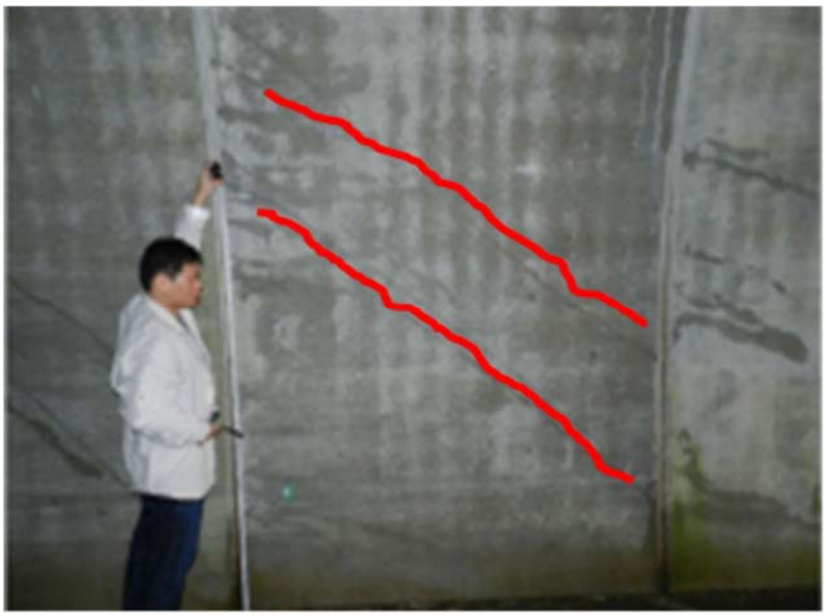


写真-3.1.1　2 ヒンジアーチの主な損傷（側壁基部の斜めひび割れ）



写真-3.1.2　3 ヒンジアーチの主な損傷（頂部ヒンジ部のコンクリート片の剥落）

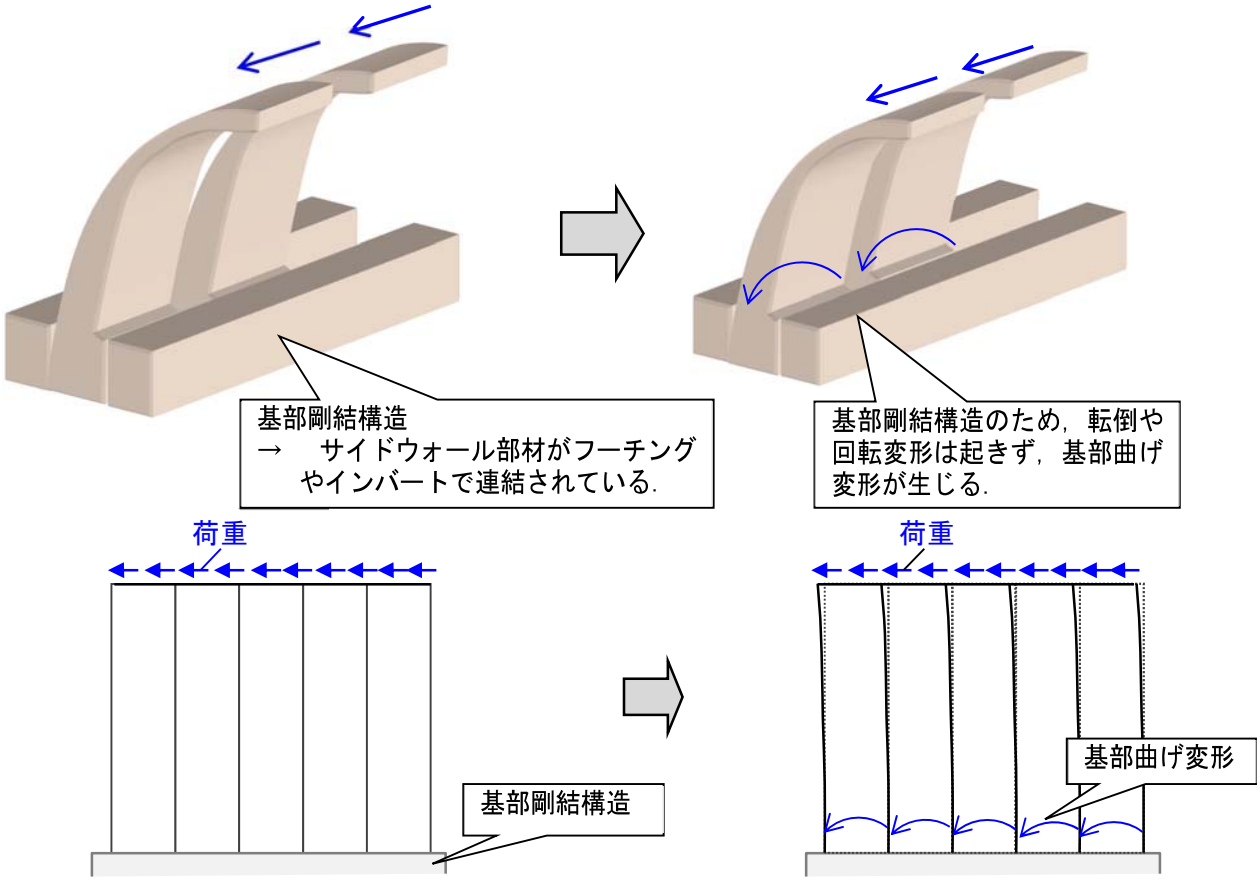


図-3.1.1　2 ヒンジアーチの変形モード

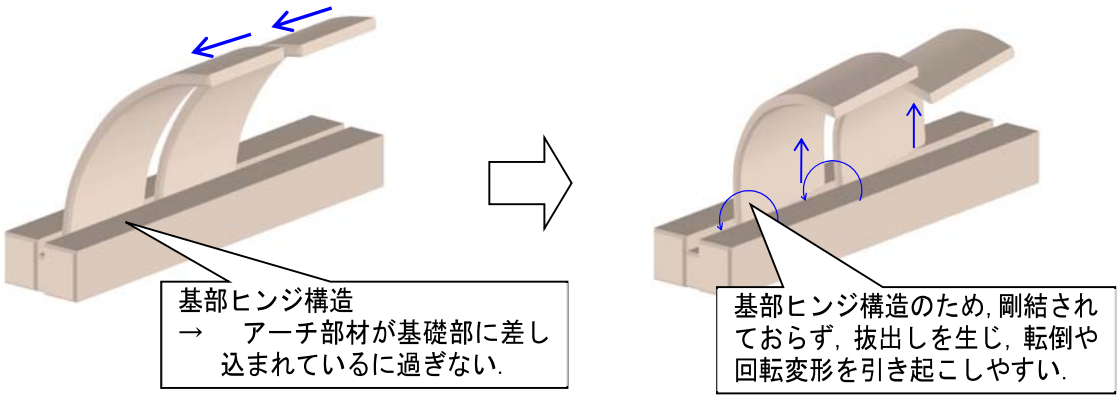


図-3.1.2　3 ヒンジアーチの変形モード

3.2. 縦断方向荷重の推定

3.2.1. 検討概要

ここでは，共同研究報告書（その 1）において実施した 2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチの 3 次元 FEM 解析結果（盛土～構造物一体解析）ならびに本節で実施した 2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチの解析結果に基づき，プレキャストアーチカルバート躯体に作用する縦断方向荷重を推定した.

3.2.2. 検討対象

図-3.2.1 に示す 2 ヒンジアーチ、3 ヒンジアーチの各 2 基を対象にした．なお，これらの解析結果の引用元は，**表-3.2.1** に示す通りである．

表-3.2.1　解析結果の引用元

事　　例		解析結果の引用元
3 ヒンジアーチ	事例 1	本節
	事例 2	共同研究報告書（その 1）6 章
2 ヒンジアーチ	事例 3	本節
	事例 4	共同研究報告書（その 1）6 章

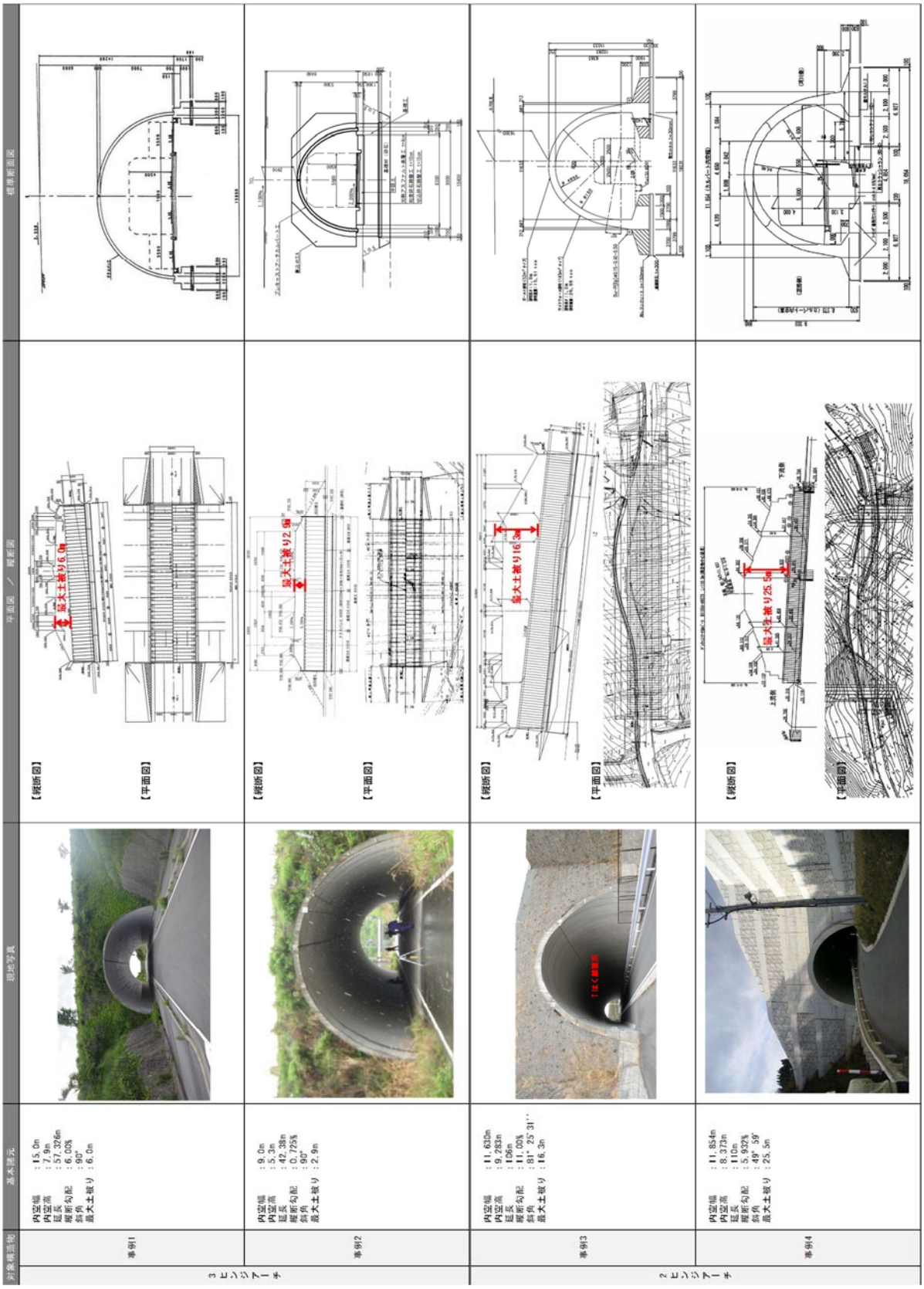

対象構造物
基本諸元
現地写真
平面図 / 縦断図
標準断面図
3ヒンジアーチ
2ヒンジアーチ
事例1
事例2
事例3
事例4
内空幅 : 15.0m
内空高 : 7.9m
延長 : 57.326m
縦断勾配 : 6.00%
斜角 : 90°
最大土被り : 6.0m
内空幅 : 9.0m
内空高 : 5.3m
延長 : 42.38m
縦断勾配 : 0.725%
斜角 : 90°
最大土被り : 2.9m
内空幅 : 11.630m
内空高 : 9.283m
延長 : 106m
縦断勾配 : 11.00%
斜角 : 81° 25' 31''
最大土被り : 16.3m
内空幅 : 11.854m
内空高 : 8.373m
延長 : 110m
縦断勾配 : 5.932%
斜角 : 49° 59'
最大土被り : 25.5m
【縦断図】
【平面図】
最大土被り6.0m
最大土被り2.9m
最大土被り16.3m
最大土被り25.5m

図-3.2.1　検討対象箇所

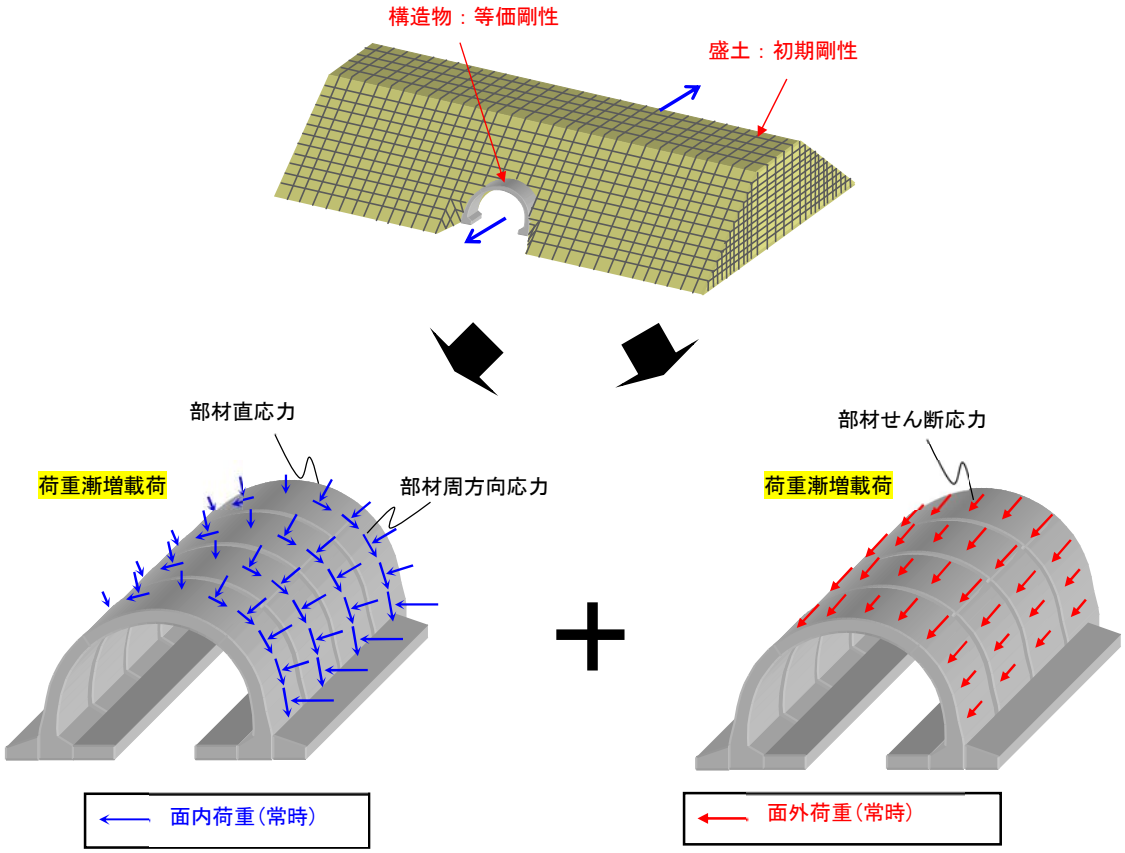
3.2.3. 盛土～構造物一体解析

(1) 解析条件

図-3.2.2 に解析イメージ図を示す．また，**図-3.2.3** ，**図-3.2.4** に解析モデルを示す．本箇所については，常時解析（自重解析）を実施する．

【自重解析】

- ・盛土せん断剛性　　：初期せん断剛性を設定
- ・基礎地盤せん断剛性：初期せん断剛性を設定
- ・カルバートの剛性　：躯体の設計基準強度相当の剛性を設定
- ・カルバートのモデル：連続体としてモデル化（各アーチ部材間は剛結状態としてモデル化）



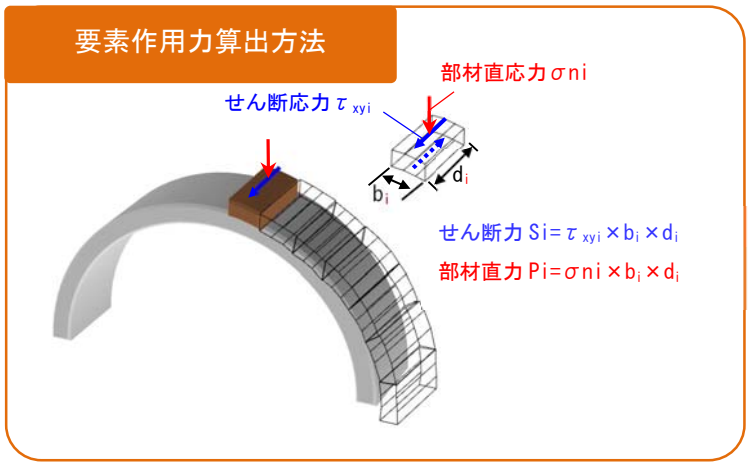
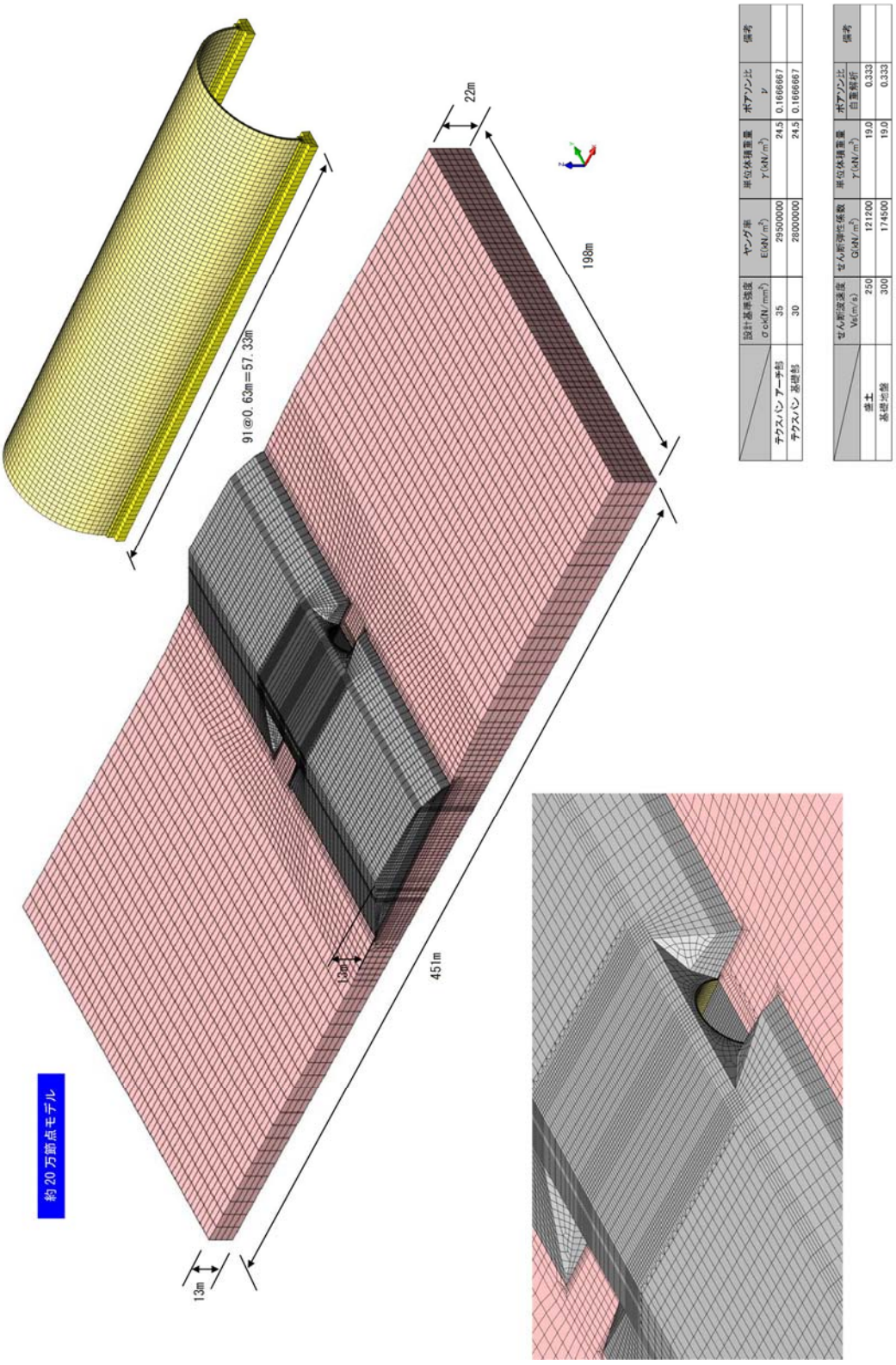


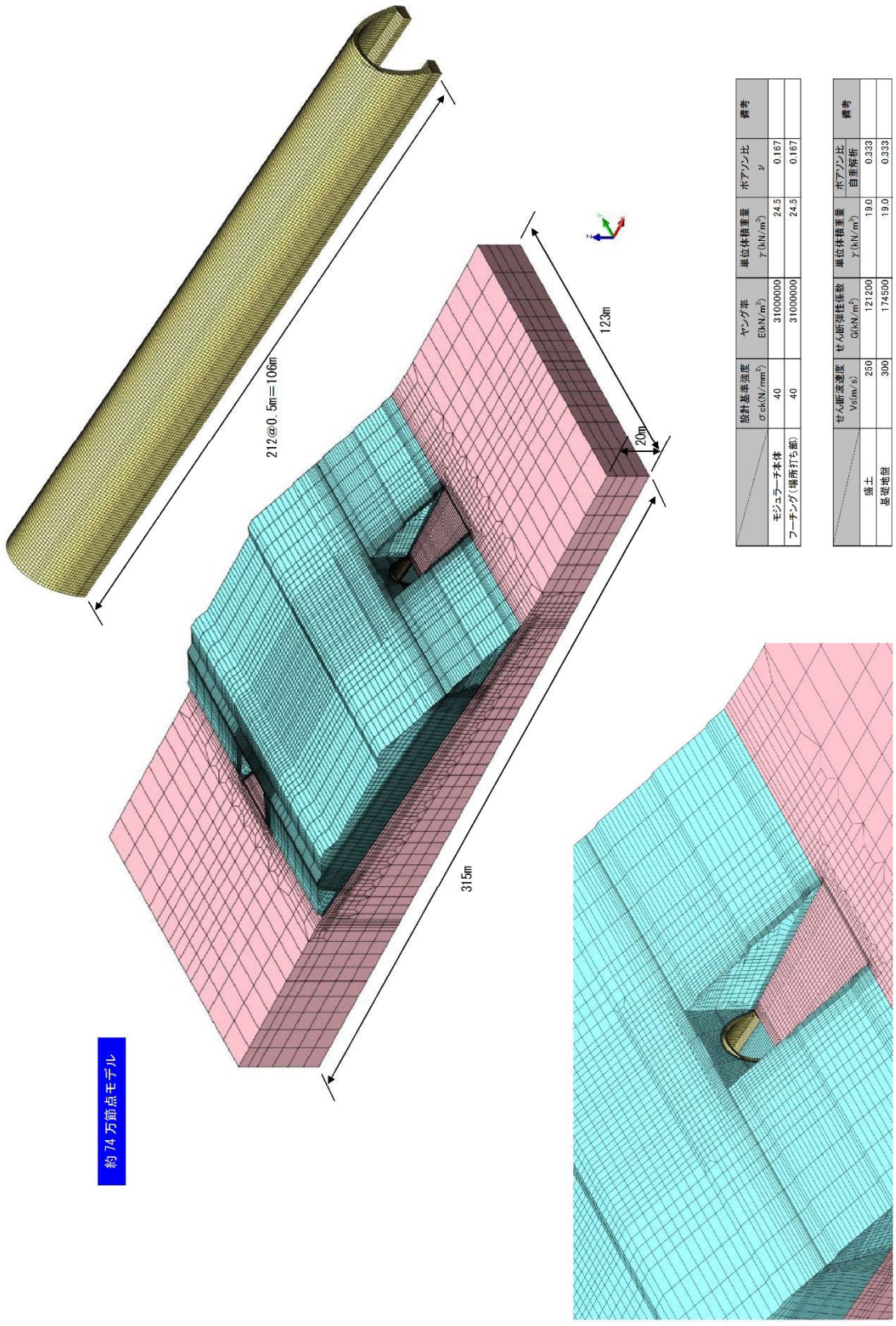
図-3.2.2　解析イメージ図（盛土～構造物一体解析：常時）



	設計基準強度 σck(kN/mm²)	ヤング率 E(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 ν	備考
テクスパン アーチ部	35	29500000	24.5	0.1666667	
テクスパン 基礎部	30	28000000	24.5	0.1666667	

	せん断波速度 Vs(m/s)	せん断弾性係数 G(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 自重解析	備考
盛土	250	121200	19.0	0.333	
基礎地盤	300	174500	19.0	0.333	

図-3.2.3　解析モデル（事例１：3 ヒンジアーチ）



	設計基準強度 σck(N/mm²)	ヤング率 E(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 ν	備考
モジュラーチ本体	40	31000000	24.5	0.167	
フーチング(場所打ち部)	40	31000000	24.5	0.167	

	せん断波速度 Vs(m/s)	せん断弾性係数 G(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 自重解析	備考
盛土	250	121200	19.0	0.333	
基礎地盤	300	174500	19.0	0.333	

図-3.2.4　解析モデル（事例3：2ヒンジアーチ）

(2) 解析結果

表-3.2.1 に示す，事例 1（3 ヒンジアーチ），事例 3（2 ヒンジアーチ）を対象として，常時に対する盛土～カルバート一体解析を実施した．**図-3.2.5～図-3.2.8** に解析結果を示す．

【結果】

- カルバートに作用する垂直応力の横断方向分布形状を見ると，頂部よりも側部の方が大きくなっている（**図-3.2.5**, **図-3.2.7**）．
- カルバートに作用するせん断応力の横断方向分布形状を見ると，土被りの浅い坑口部では頂部よりも側部の方が大きくなっているが，土被りが大きくなる箇所では，ほぼ一様な分布に近づき，せん断応力はゼロに近づく（**図-3.2.5**，**図-3.2.7**）．
- 軸方向せん断力，軸方向モーメント，鉛直軸まわり回転モーメントともに，盛土中央側から坑口側に向かい大きくなる傾向にある（**図-3.2.6**，**図-3.2.8**）．

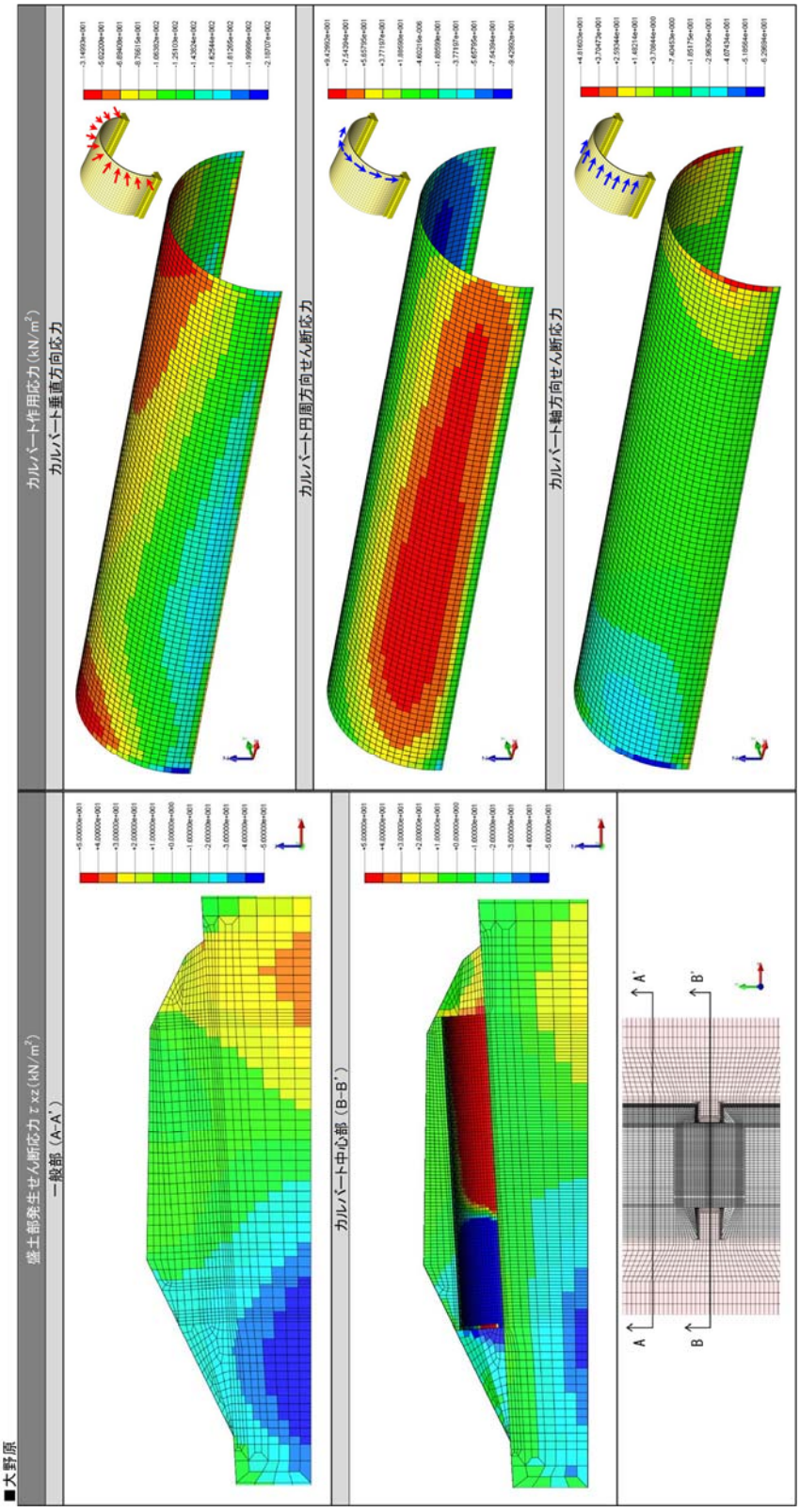


図-3.2.5　発生応力コンター（常時）（事例１：3 ヒンジアーチ）

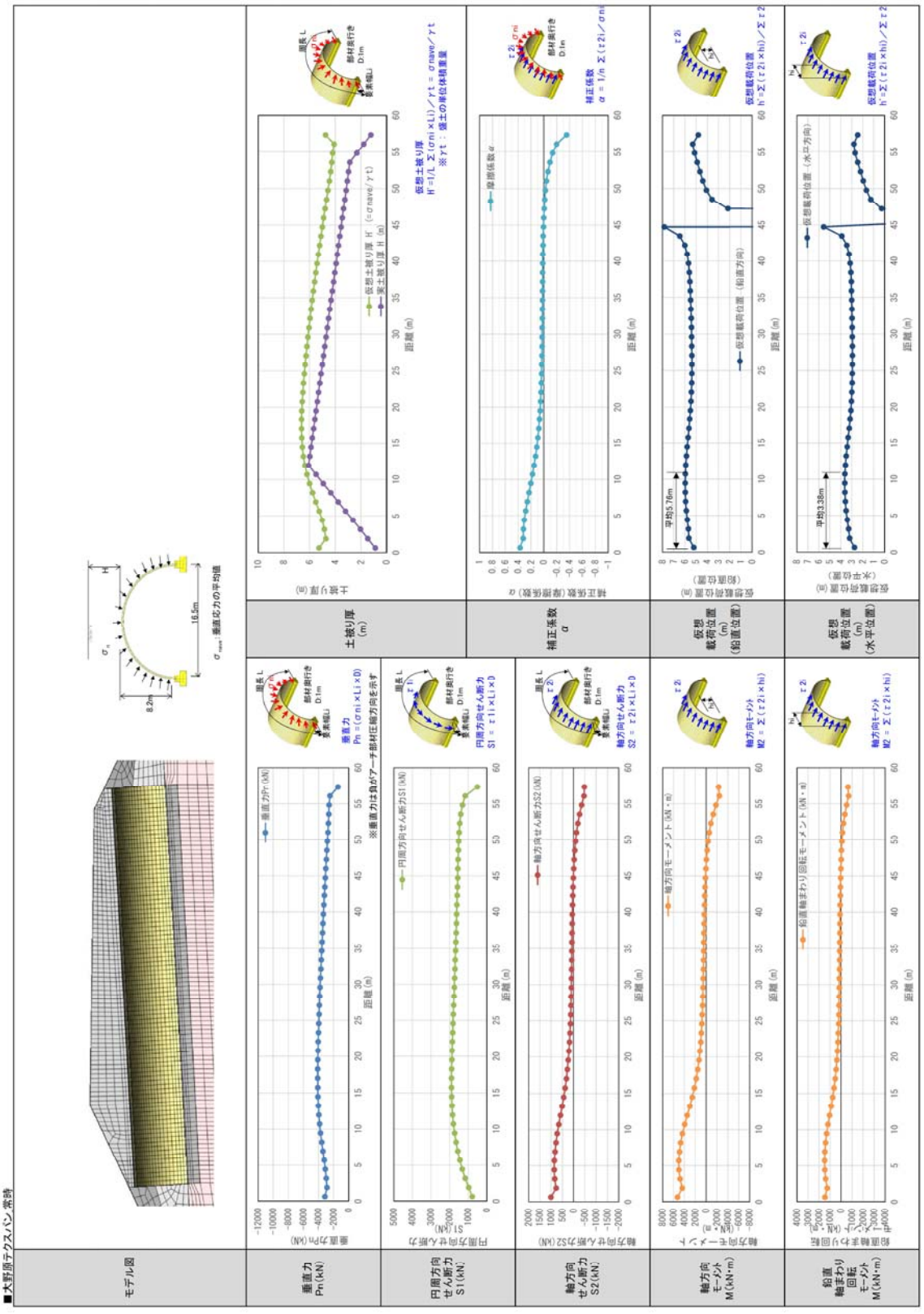


図-3.2.6　カルバート作用力集計結果（常時）（事例１：３ヒンジアーチ）

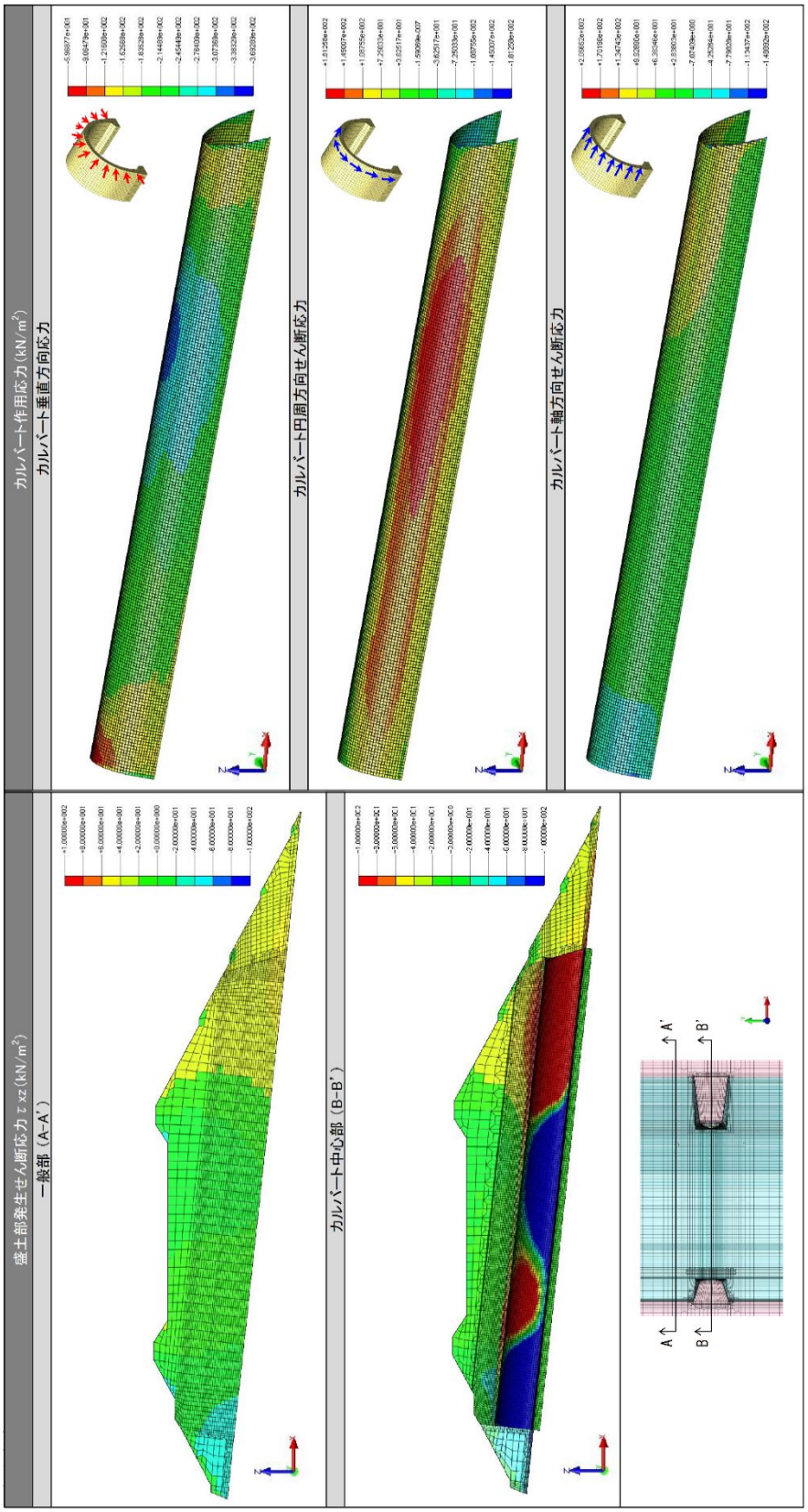


図-3.2.7　発生応力コンター（常時）（事例 3：2 ヒンジアーチ）

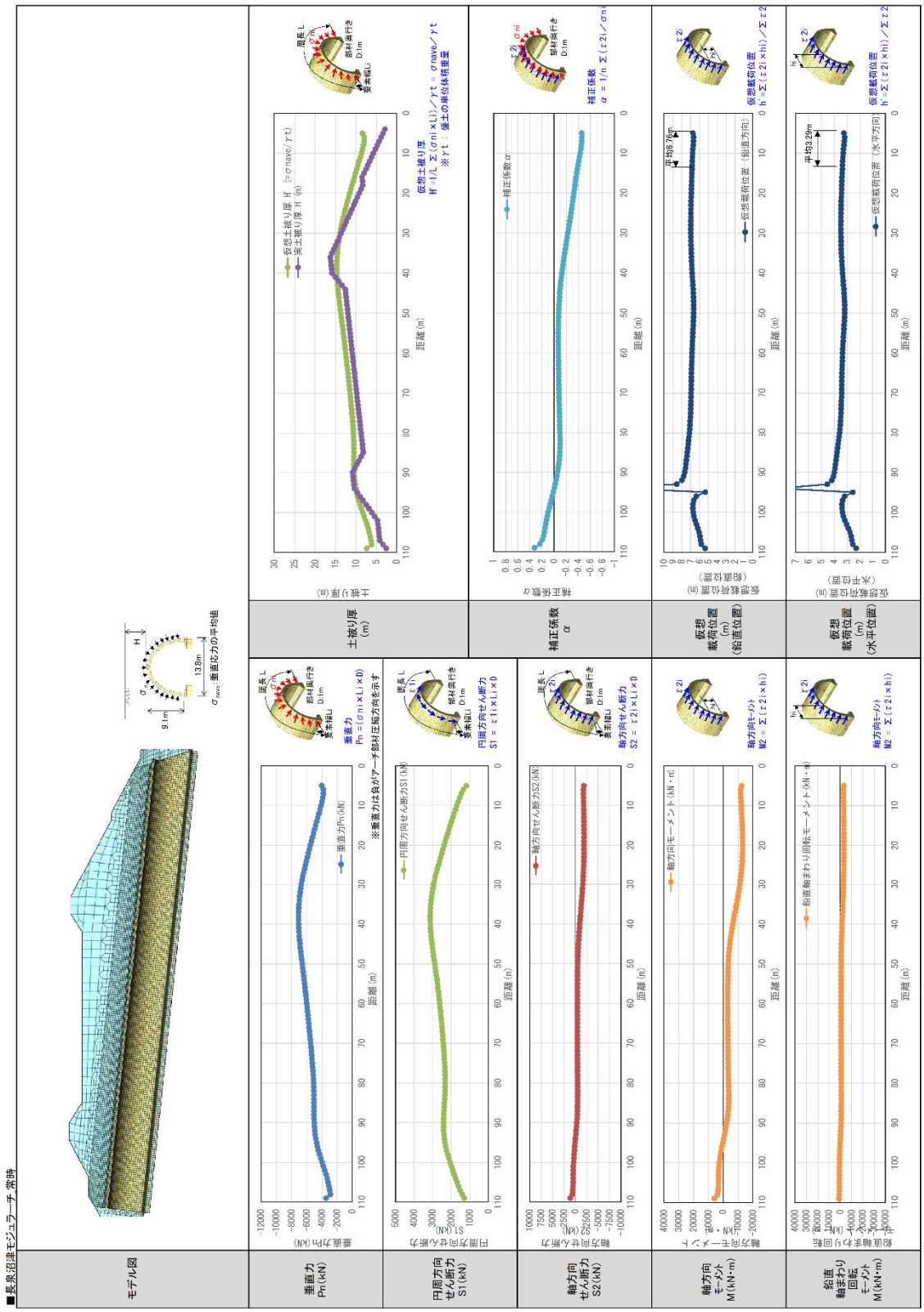
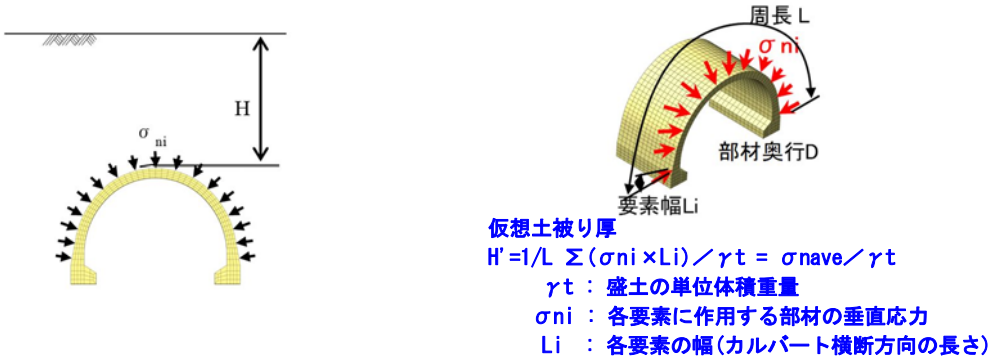


図-3.2.8　解析結果（常時）（事例３：２ヒンジアーチ）

3.3. 縦断方向荷重の簡易推定方法の検討

図-3.3.3～図-3.3.6 に**表-3.2.1** に示す事例について，仮想土被り厚 H'と実土被り厚 H との関係を示す（仮想土被り厚の算出方法は**図-3.3.1** に示す通り）．この結果，仮想土被り厚と実土被り厚は同様の分布形状をしていることがわかる．したがって，カルバートの外周面に作用する平均的な部材の垂直応力 σ_{nave} は，カルバート頂部における土被りより求められる土被り圧 σ_z(＝$\gamma \times H$)で簡易的に表現することができることになる．

この結果に基づくと，**図-3.3.2** に示すように，補正係数 α （＝軸方向せん断応力／部材垂直応力）が設定できれば簡易的に縦断方向荷重（1 リングに作用する荷重の合力）を推定できる．



(a)実土被り厚 H　　(b) 仮想土被り厚 H'

図-3.3.1　実土被り厚 H と仮想土被り厚 H' のイメージ図

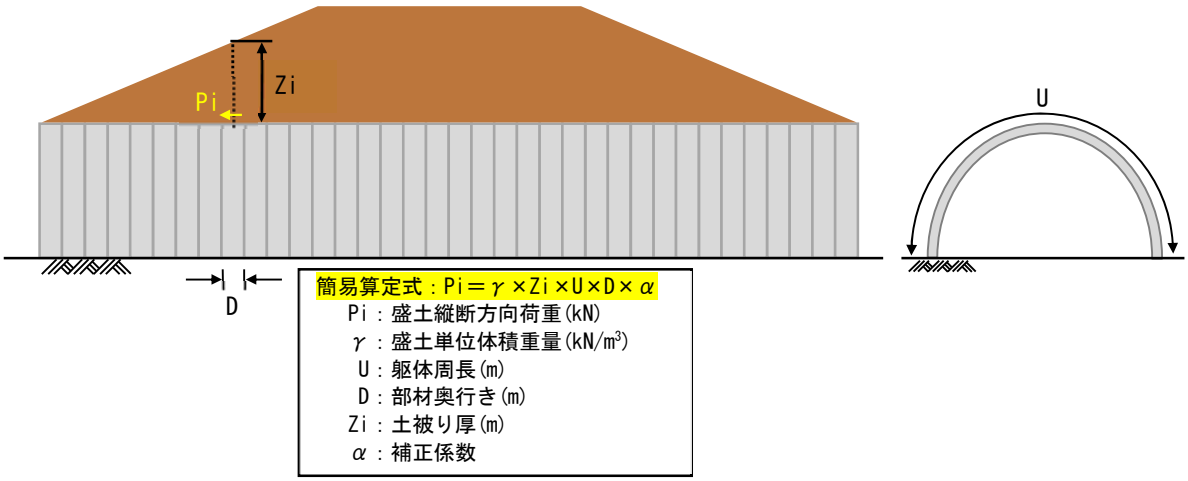


図-3.3.2　縦断方向荷重の簡易推定方法

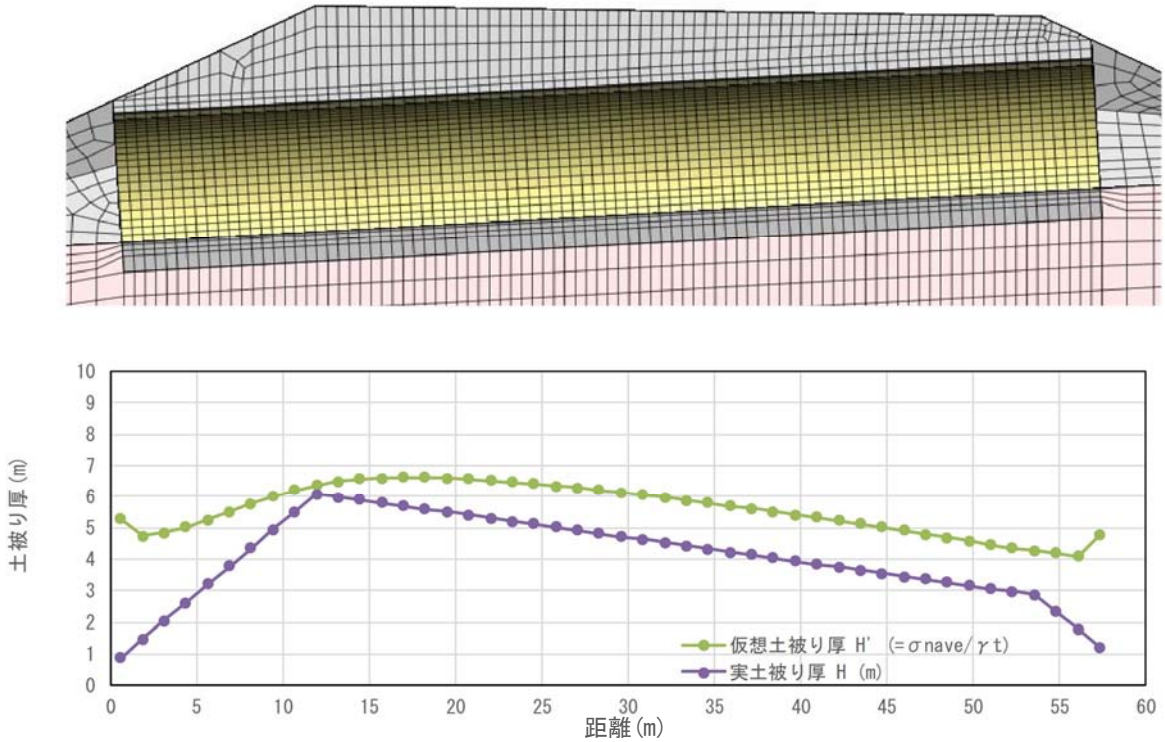


図-3.3.3　実土被り厚 H と仮想土被り厚 H’ との関係（事例 1：3 ヒンジアーチ）

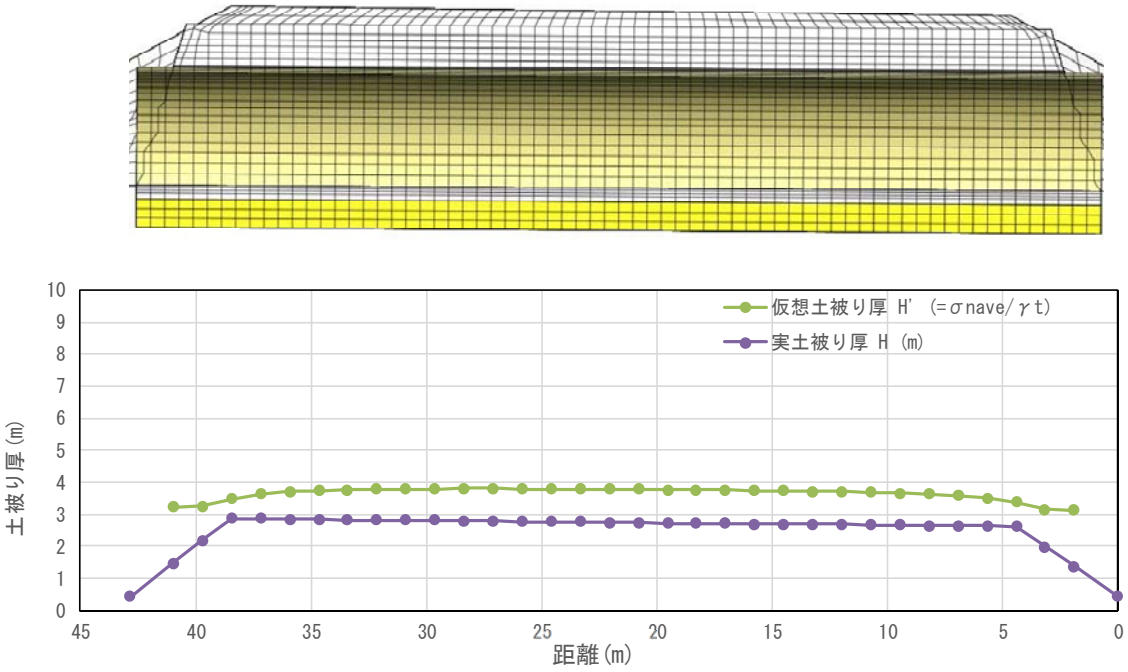


図-3.3.4　実土被り厚 H と仮想土被り厚 H’ との関係（事例 2：3 ヒンジアーチ）

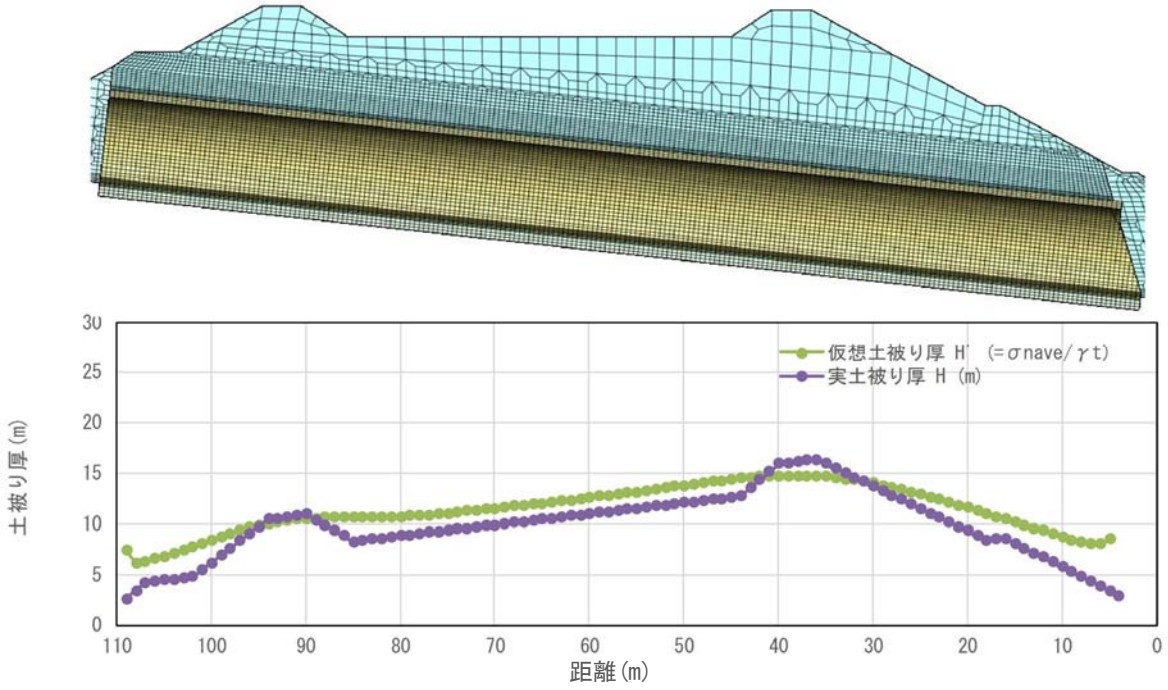


図-3.3.5　実土被り厚 H と仮想土被り厚 H’ との関係（事例 3：2 ヒンジアーチ）

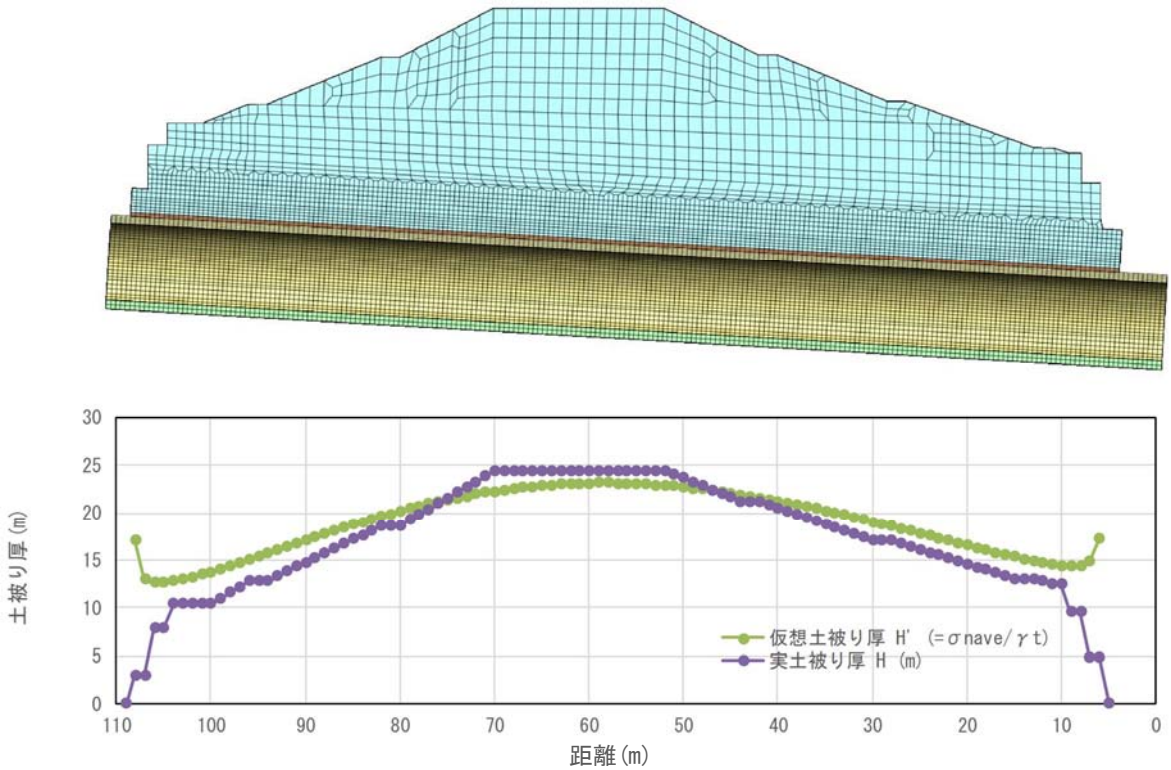
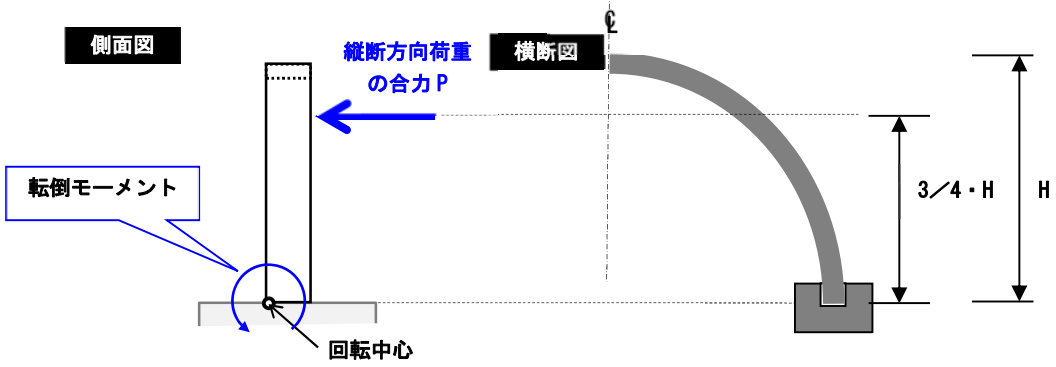


図-3.3.6　実土被り厚 H と仮想土被り厚 H’ との関係（事例 4：2 ヒンジアーチ）

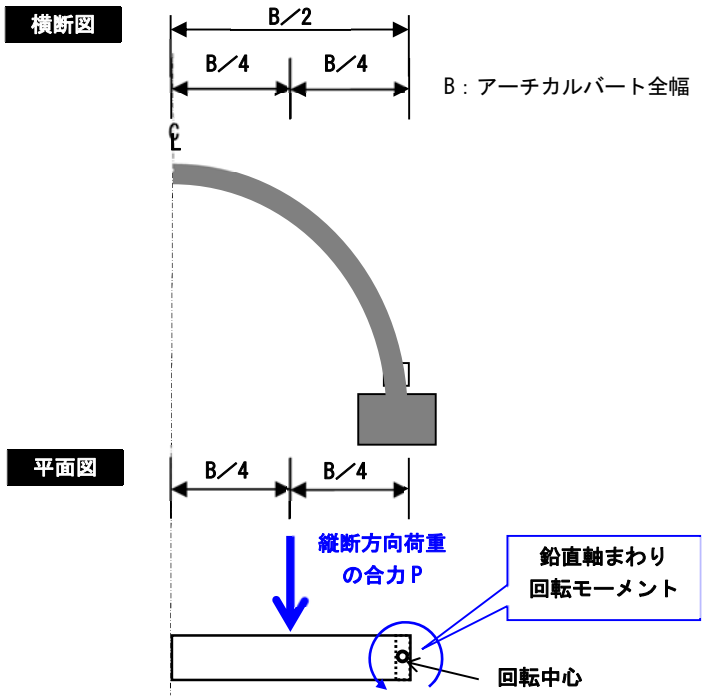
3.4. 縦断方向荷重の作用位置

図-3.4.1 に、各カルバートにおける常時および地震時の仮想載荷位置（鉛直位置、水平位置）を整理した．この結果、鉛直作用位置（部材が縦断方向へ倒れ込む場合）は躯体高さの 3/4 倍の位置，水平作用位置（鉛直軸まわり回転変形する場合）は躯体幅の 1/4 位置に縦断方向荷重（合力）の作用位置になることがわかった．なお，図-3.4.2 に縦断方向荷重（合力）の作用位置の解析結果を示す．

鉛直位置	アーチ部材基部からカルバート高さ（基部からの高さ）の3/4倍の位置	縦断方向倒れ込み変形（縦断方向たわみ変形）に対する設計荷重の作用位置
水平位置	アーチ部材基部（外側）からカルバート全幅の1/4倍の位置	鉛直軸まわり回転変形に対する設計荷重の作用位置



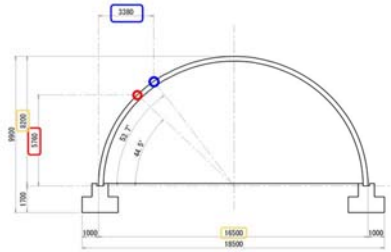
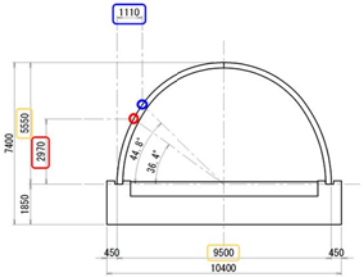
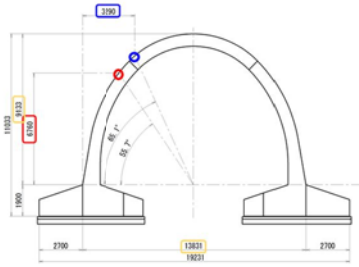
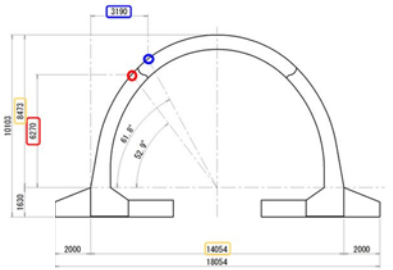
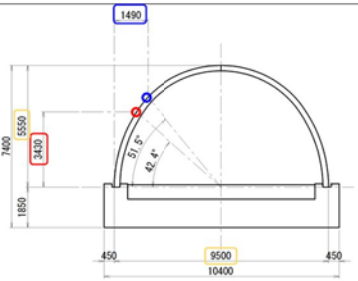
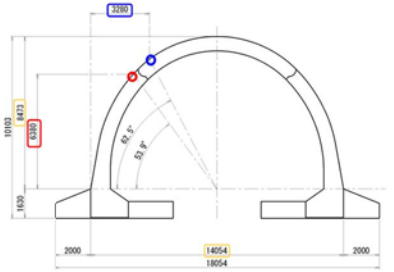
（a）鉛直作用位置



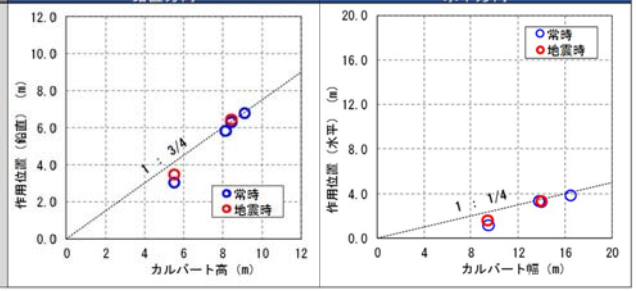
（b）水平作用位置

図-3.4.1　縦断方向荷重（合力）の作用位置の整理

図-3.4.2　縦断方向荷重（合力）の作用位置の解析結果

	事例 1	事例 2	事例 3	事例 4
常時				
地震時				
作用位置の整理 基本諸元	縦断勾配 : 6.000 (%)	縦断勾配 : 0.726 (%)	縦断勾配 : 11.000 (%)	縦断勾配 : 5.932 (%)
	躯体高(基部から) H : 8.2 (m)	躯体高(基部から) H : 5.55 (m)	躯体高(基部から) H : 9.133 (m)	躯体高(基部から) H : 8.473 (m)
	躯体幅(基部位置) W : 16.5 (m)	躯体幅(基部位置) W : 9.5 (m)	躯体幅(基部位置) W : 13.831 (m)	躯体幅(基部位置) W : 14.054 (m)
	形状比 (W／(2×H)) : 1.01 (偏平形状 ※ほぼ真円)	形状比 (W／(2×H)) : 0.86 (上に凸形状)	形状比 (W／(2×H)) : 0.76 (上に凸形状)	形状比 (W／(2×H)) : 0.83 (上に凸形状)
常時	鉛直方向作用位置(基部から) h1 : 5.760 (m)	鉛直方向作用位置(基部から) h1 : 2.970 (m)	鉛直方向作用位置(基部から) h1 : 6.760 (m)	鉛直方向作用位置(基部から) h1 : 6.270 (m)
	水平方向作用位置 w1 : 3.800 (m)	水平方向作用位置 w1 : 1.100 (m)	水平方向作用位置 w1 : 3.290 (m)	水平方向作用位置 w1 : 3.190 (m)
	高さ比(=h1/H) : 0.702	高さ比(=h1/H) : 0.535	高さ比(=h1/H) : 0.740	高さ比(=h1/H) : 0.740
	幅比 (=2×w1/W) : 0.461	幅比 (=2×w1/W) : 0.232	幅比 (=2×w1/W) : 0.476	幅比 (=2×w1/W) : 0.454
地震時	----	鉛直方向作用位置(基部から) h2 : 3.430 (m)	----	鉛直方向作用位置(基部から) h2 : 6.380 (m)
		水平方向作用位置 w2 : 1.490 (m)		水平方向作用位置 w2 : 3.280 (m)
		高さ比(=h2/H) : 0.618		高さ比(=h2/H) : 0.753
		幅比 (=2×w2/W) : 0.314		幅比 (=2×w2/W) : 0.467

荷重作用位置



	躯体諸元 高さ(m)	躯体諸元 幅(m)	作用位置(m) 常時 鉛直	常時 水平	地震時 鉛直	地震時 水平
事例1	8.20	16.50	5.76	3.80	----	----
事例2	5.55	9.50	2.97	1.10	3.430	1.490
事例3	9.13	13.83	6.76	3.29	----	----
事例4	8.47	14.05	6.27	3.19	6.380	3.280

3.5. ３ヒンジアーチの現場土圧計測

本節では，プレキャストアーチカルバートの補強設計に必要な縦断方向荷重（周面せん断力）の実際の作用状況を把握することを目的として，実構造物（3 ヒンジアーチ）に設置された周面摩擦計や鉛直土圧計のデータおよび施工盛土高等の現場計測データを収集・整理した.

3.5.1. 計測場所

岩手県大船渡市赤崎町大洞 30

3.5.2. 計測期間

2019 年（平成 31 年）2 月～12 月末頃まで　約 11 か月間

3.5.3. 計測機器の仕様と数量

計測機器の仕様および数量を**表-3.5.1** に示す．また，**写真-3.5.1～写真-3.5.10** に使用した計測機器の写真を示す．

表-3.5.1　計測機器の仕様および数量

名称	メーカー	型式	測定範囲	分解能	数量
周面摩擦計	東横ｴﾙﾒｽ	GFM-200kNS-200	200kNs	-	4
鉛直土圧計	東横ｴﾙﾒｽ	GE-500kPB	500ｋPa	FS/0.9mV/V	4
熱電対	東京測器研究所	TI-VL-T0.65	-200～300℃	0.1℃	2
データロガー	東京測器研究所	TDS-530	-	-	1



写真-3.5.1　頂部周面摩擦計
（SF-A2：Si-No.800262）



写真-3.5.2　頂部周面摩擦計
（SF-A8：Si-No.800263）



写真-3.5.3　脚部周面摩擦計
（SF-L2：Si-No.800264）



写真-3.5.4　脚部周面摩擦計
（SF-L8：Si-No.800265）



写真-3.5.5　頂部鉛直土圧計
（EP-A2：Si-No.80013）



写真-3.5.6　頂部鉛直土圧計
（EP-A8：Si-No.80014）



写真-3.5.7　脚部鉛直土圧計
（EP-L2：Si-No.80015）



写真-3.5.8　脚部鉛直土圧計
（EP-L8：Si-No.80016）



写真-3.5.9　熱電対（T-UG-L2, T-OUT）



写真-3.5.10　データロガー（10ch 内蔵）

3.5.4. 計測機器設置位置

計測機器設置位置を**図-3.5.1～図-3.5.4** に示す．坑口から 2 部材目および 8 部材目のアーチ部材の脚部および頂部に周面摩擦計が設置されており，周面摩擦計と同じ高さの盛土内に土圧計（鉛直土圧計）が設置されている状況となっている．また，2 部材目の脚部に設置されている土圧計の近傍（EP-L2 近傍）に地中温度計が設置されている．

なお，盛土工事は 30cm ピッチで行われる為，脚部鉛直土圧計 2 点は盛土高さ 1.2m 時に 20cm 掘り下げて設置した後に埋め戻し，頂部鉛直土圧計 2 点は盛土高さ 6.3m 時に設置した後に埋め戻すものとした．

【計測データ数量】

- 周面摩擦計　：　2 断面×2 箇所　（2，8 部材目の頂部および脚部位置に設置）
- 土圧計　：　2 断面×2 箇所　（2，8 部材目の頂部および脚部の周面摩擦計と同じ高さの盛土内に設置）
- 地中温度計　：　1 箇所　（2 部材目の脚部位置に設置）

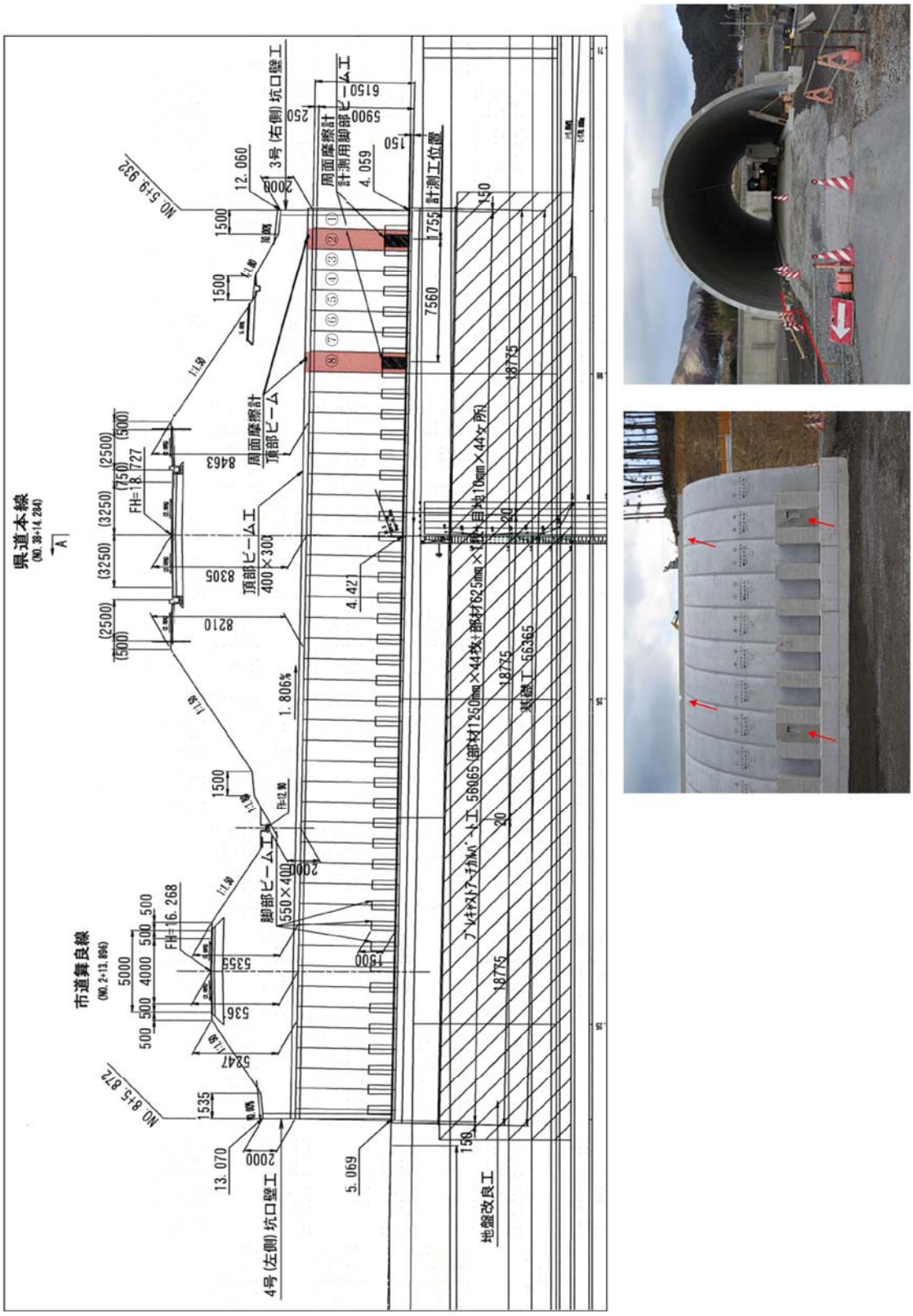


図-3.5.1　計測機器設置位置図 1

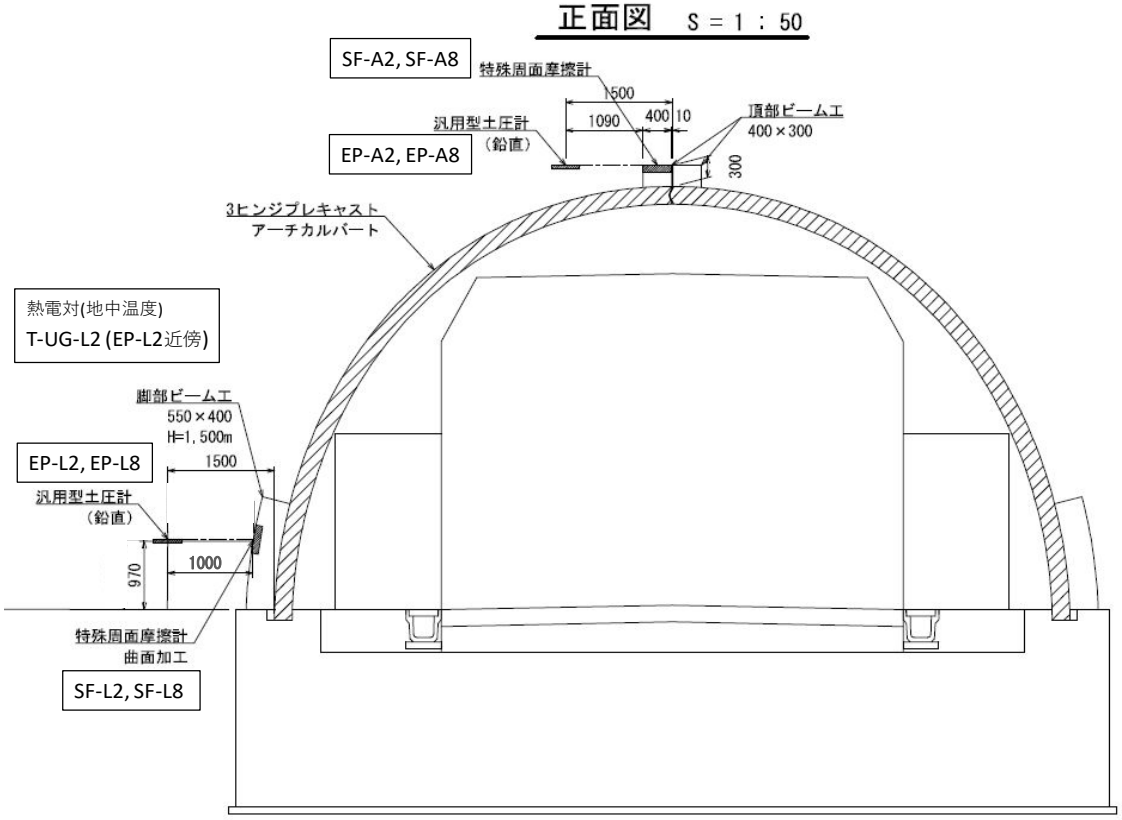


図-3.5.2　計測機器設置位置図 2

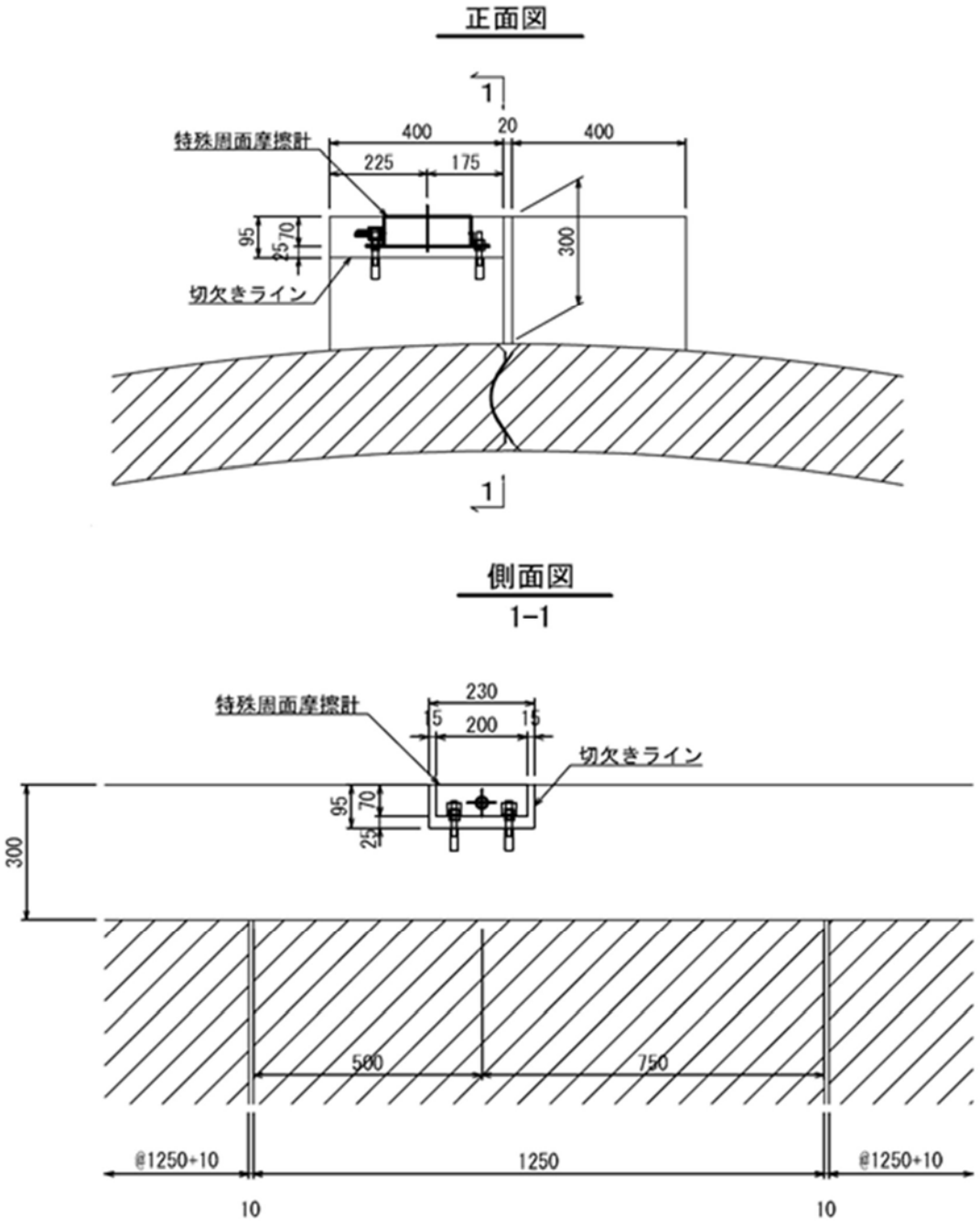


図-3.5.3　頂部周面摩擦計設置位置 詳細図

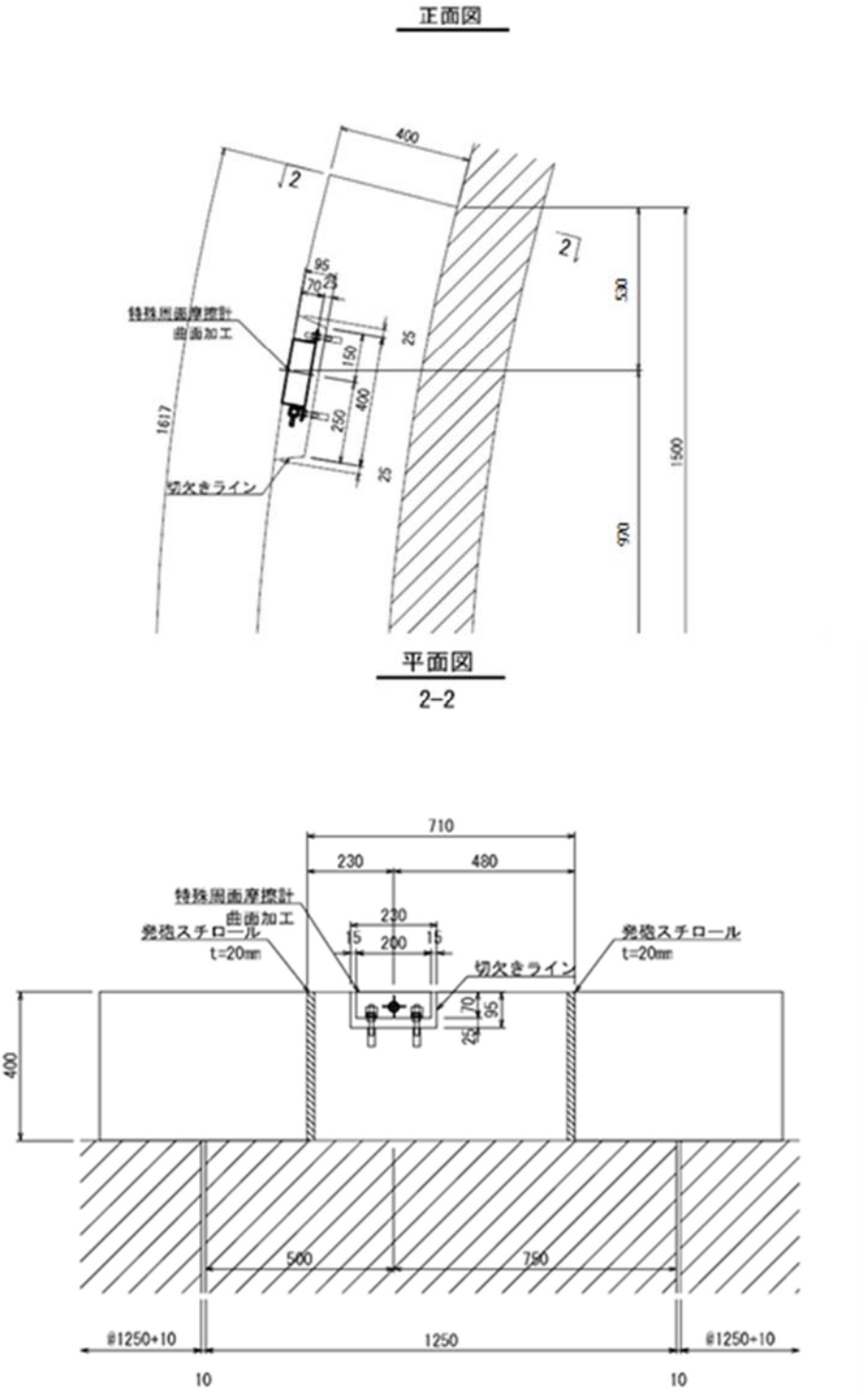


図-3.5.4　脚部周面摩擦計設置位置 詳細図

3.5.5. 計測頻度

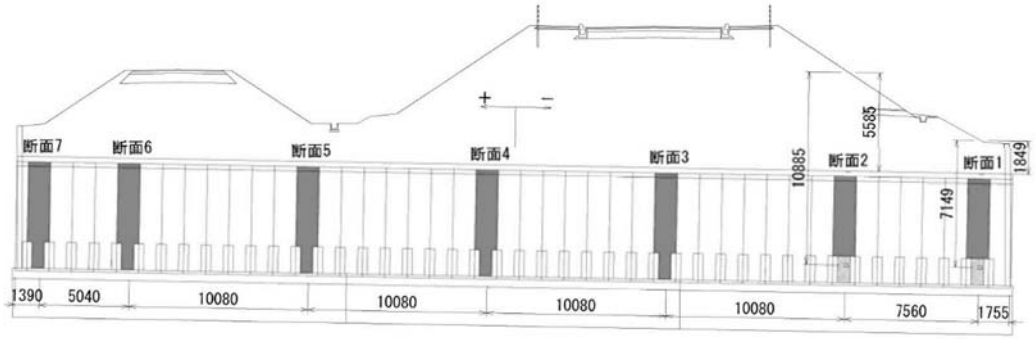
計測頻度は 1 時間毎とした．**写真-3.5.11** に周面摩擦計設置時の現場状況を示す．



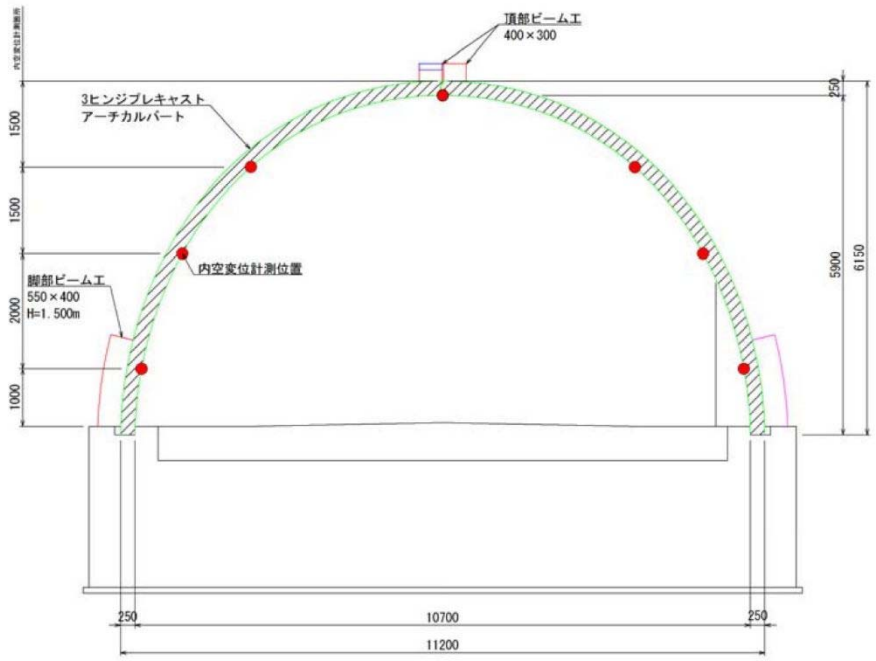
写真-3.5.11　現場状況（周面摩擦計設置時）

3.5.6. 内空変位の計測位置

内空変位の計測位置を**図-3.5.5** に示す．計測断面は 7 断面とし，各断面に 7 点，計 49 点で計測を行った．



(a)縦断図



(b)断面図

図-3.5.5　内空変位の計測位置

3.5.7. 計測結果

(1) 施工盛土高の整理結果

写真-3.5.12, **写真-3.5.13** に入手した日報の整理結果を示す．この資料に基づき，**図-3.5.7** に示すように，施工盛土高および鉛直土圧（計算値）を整理した．

■施工状況写真（日報より）

4号(左)	
起点側	終点側
	
起点側	終点側
起点側	終点側
	

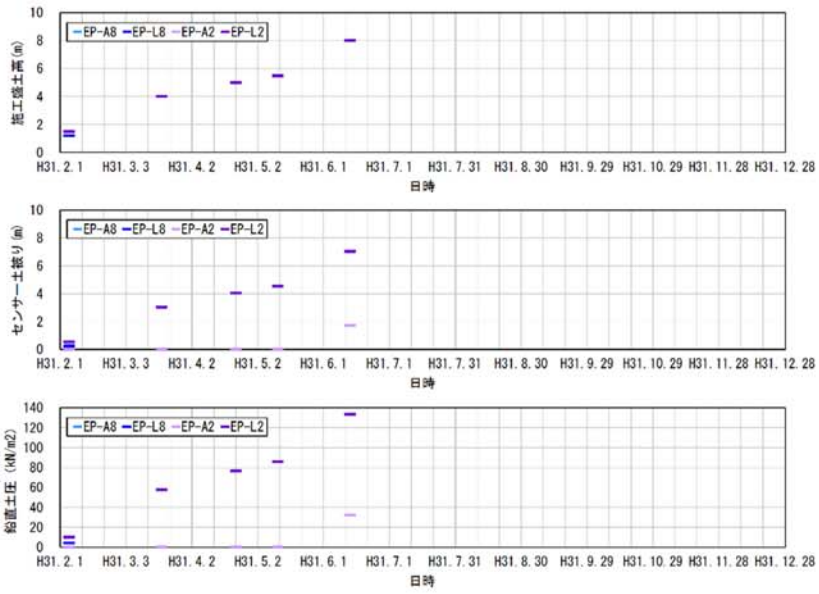
写真-3.5.12　日報（1/2）

3号(右)	
起点側	終点側
	
起点側	終点側
	
起点側	終点側
	
	

写真-3.5.13　日報（2/2）

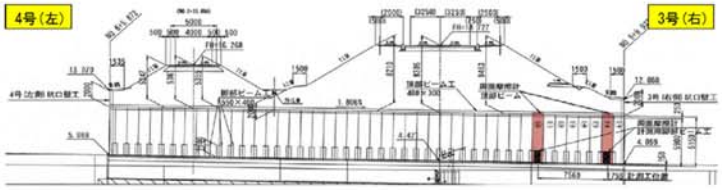
■土圧計設置箇所の施工盛土高と鉛直土圧の推定値

日付	8部材目										2部材目										備考
	EP-A8					EP-L8					EP-A2					EP-L2					
	センサー設置高(m)	施工盛土高(m)	センサー土被り(m)	単位体積重量γt(kN/m3)	【計算値】センサーに作用する鉛直土圧(kN/m2)	センサー設置高(m)	施工盛土高(m)	センサー土被り(m)	単位体積重量γt(kN/m3)	【計算値】センサーに作用する鉛直土圧(kN/m2)	センサー設置高(m)	施工盛土高(m)	センサー土被り(m)	単位体積重量γt(kN/m3)	【計算値】センサーに作用する鉛直土圧(kN/m2)	センサー設置高(m)	施工盛土高(m)	センサー土被り(m)	単位体積重量γt(kN/m3)	【計算値】センサーに作用する鉛直土圧(kN/m2)	
2019/2/5	6.3	1.2	0	19.0	0.0	0.97	1.2	0.23	19.0	4.4	6.3	1.5	0	19.0	0.0	0.97	1.5	0.53	19.0	10.1	施工盛土高は計測開始時に測定
2019/3/19	6.3	4.0	0	19.0	0.0	0.97	4.0	3.03	19.0	57.6	6.3	4.0	0	19.0	0.0	0.97	4.0	3.03	19.0	57.6	施工盛土高は日報より聴取
2019/4/22	6.3	5.0	0	19.0	0.0	0.97	5.0	4.03	19.0	76.6	6.3	5.0	0	19.0	0.0	0.97	5.0	4.03	19.0	76.6	施工盛土高は日報より聴取
2019/5/11	6.3	5.5	0	19.0	0.0	0.97	5.5	4.53	19.0	86.1	6.3	5.5	0	19.0	0.0	0.97	5.5	4.53	19.0	86.1	施工盛土高は日報より聴取
2019/6/13	6.3	8.0	1.7	19.0	32.3	0.97	8.0	7.03	19.0	133.6	6.3	8.0	1.7	19.0	32.3	0.97	8.0	7.03	19.0	133.6	施工盛土高は日報より聴取



■施工盛土高まとめ（日報より）

日付	施工盛土高(m)			
	4号(左)		3号(右)	
	起点側	終点側	起点側(センサー設置箇所)	終点側
2019/3/19			4.0	3.0
2019/3/28	4.0			
2019/4/3		4.0		
2019/4/18				5.0
2019/4/22			5.0	
2019/4/27				5.5
2019/5/11			5.5	
2019/6/13			8.0	8.0



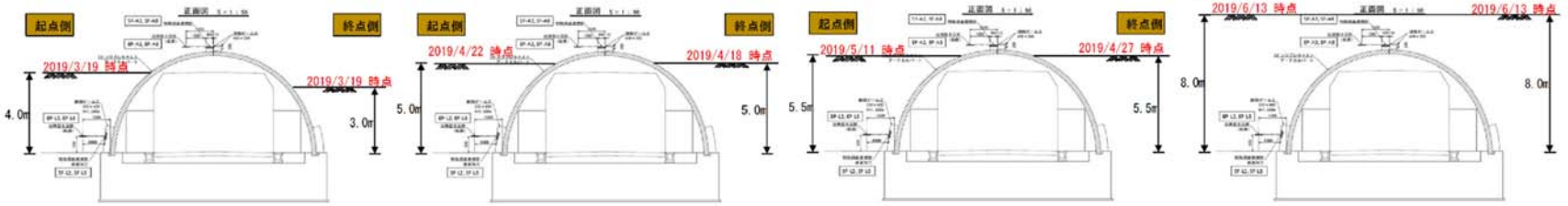


図-3.5.7 施工盛土高の整理

(2) 鉛直土圧および周面摩擦力度の計測結果

図-3.5.8 に鉛直土圧と周面摩擦力度の計測結果を示す．図中には鉛直土圧および周面摩擦力度の計測結果より，常時における補正係数α（＝周面摩擦力度/部材直応力）を算出したものも併記した．脚部での補正係数αの算出においては，部材の直応力に換算する目的で,脚部で計測された鉛直土圧に 0.5（静止土圧係数として K_0＝0.5）を乗じた値を用いた．また，鉛直土圧の計測結果図には，先に整理したセンサーに作用する鉛直土圧（計算値）も併記した．これより以下のことがわかった．

【計測結果】

- 鉛直土圧の計測結果と計算値は概ね一致する結果となった．
  → やや乖離がみられるが，計測位置の施工盛土高の精度や盛土の単位体積重量の誤差によるものであると考えられる．
- 坑口に近い 2 部材目よりも 8 部材目の方が,周面摩擦力度がやや大きい．
- 脚部に設置された周面摩擦計での計測結果を確認すると，周面摩擦力度は盛土がアーチカルバート頂部に達した時期（5 月～6 月頃）から徐々に増加しており，それ以前は盛土がある程度盛られている状況ではあるが，ほぼゼロ付近で推移している．
- 常時の補正係数αは盛土中央側（8 部材目）よりも坑口側（2 部材目）の方が大きく，**坑口側で 0.2～0.3 程度の値**となっている．

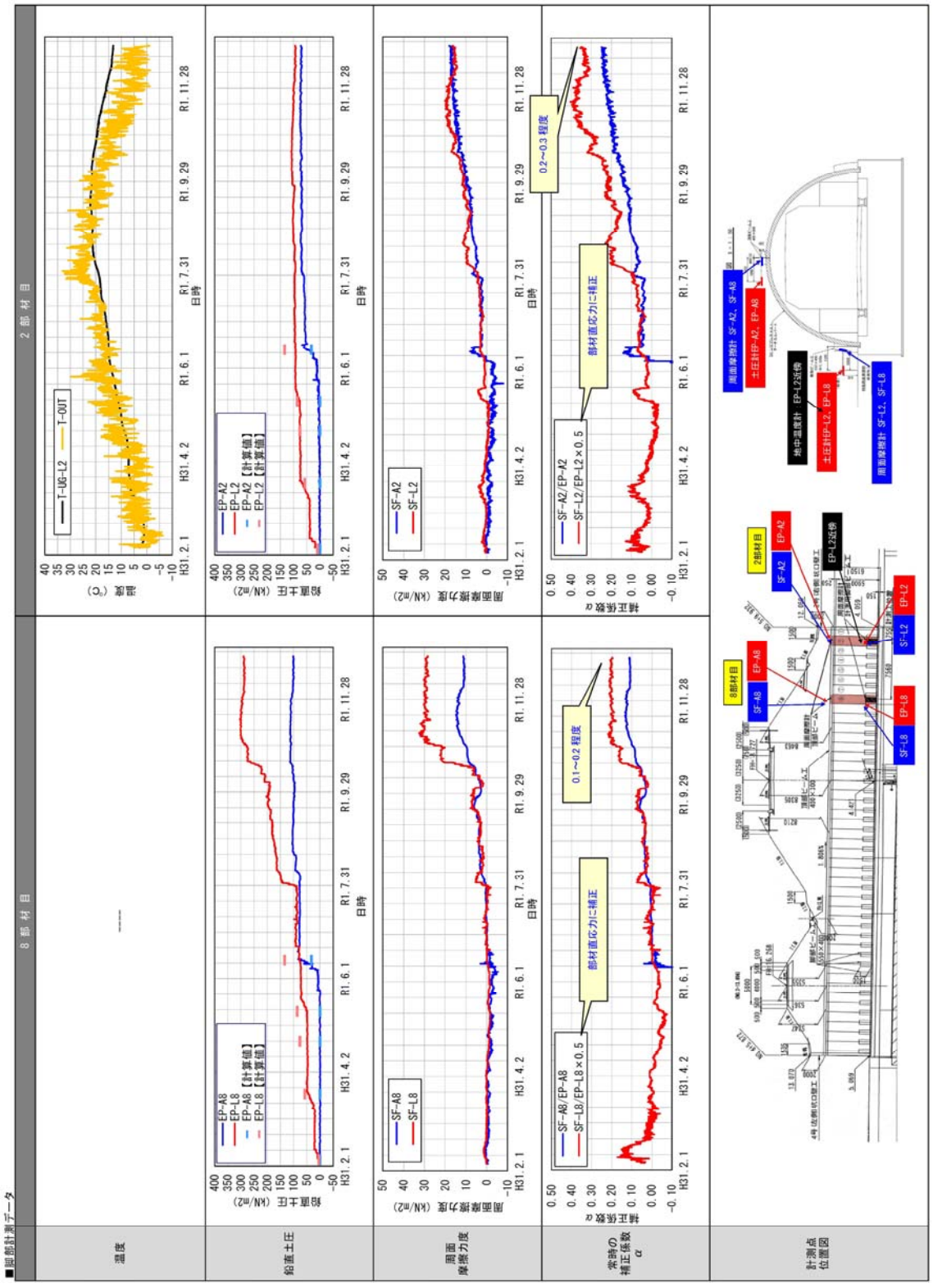


図-3.5.8　鉛直土圧および周面摩擦力の計測結果の整理

(3) 内空変位計測データの整理

図-3.5.9～図-3.5.23 に内空変位計測結果を示す．なお，図-3.5.9～図-3.5.21 は，計測時点ごとに断面 1～断面 7 の計測結果を整理したもので，図-3.5.22，図-3.5.23 は，それぞれ断面 1 および断面 2 に着目して整理を行った結果であり，これらの図中には，土圧の計測結果も併記している．これより以下のことがわかった．

【計測結果】

- 断面 1～断面 7 ともに，盛土がカルバート頂部に達するまでは，躯体の横断形状が徐々に上に凸に変化し，盛土が頂部に達した時期から，頂部からの鉛直土圧により断面方向に躯体形状が膨らむような動きに変化し始める状況が確認された．
- 断面 1 および断面 2 に着目した整理結果を見ると，盛土がカルバート頂部まで達した時期から，周面摩擦度計の値が増加し始める状況が確認された．これは，盛土が頂部に達した時期以降から，カルバート躯体の拘束が強くなり，周面摩擦計と盛土との接触が強くなるため（安定してくるため）であると推測される．

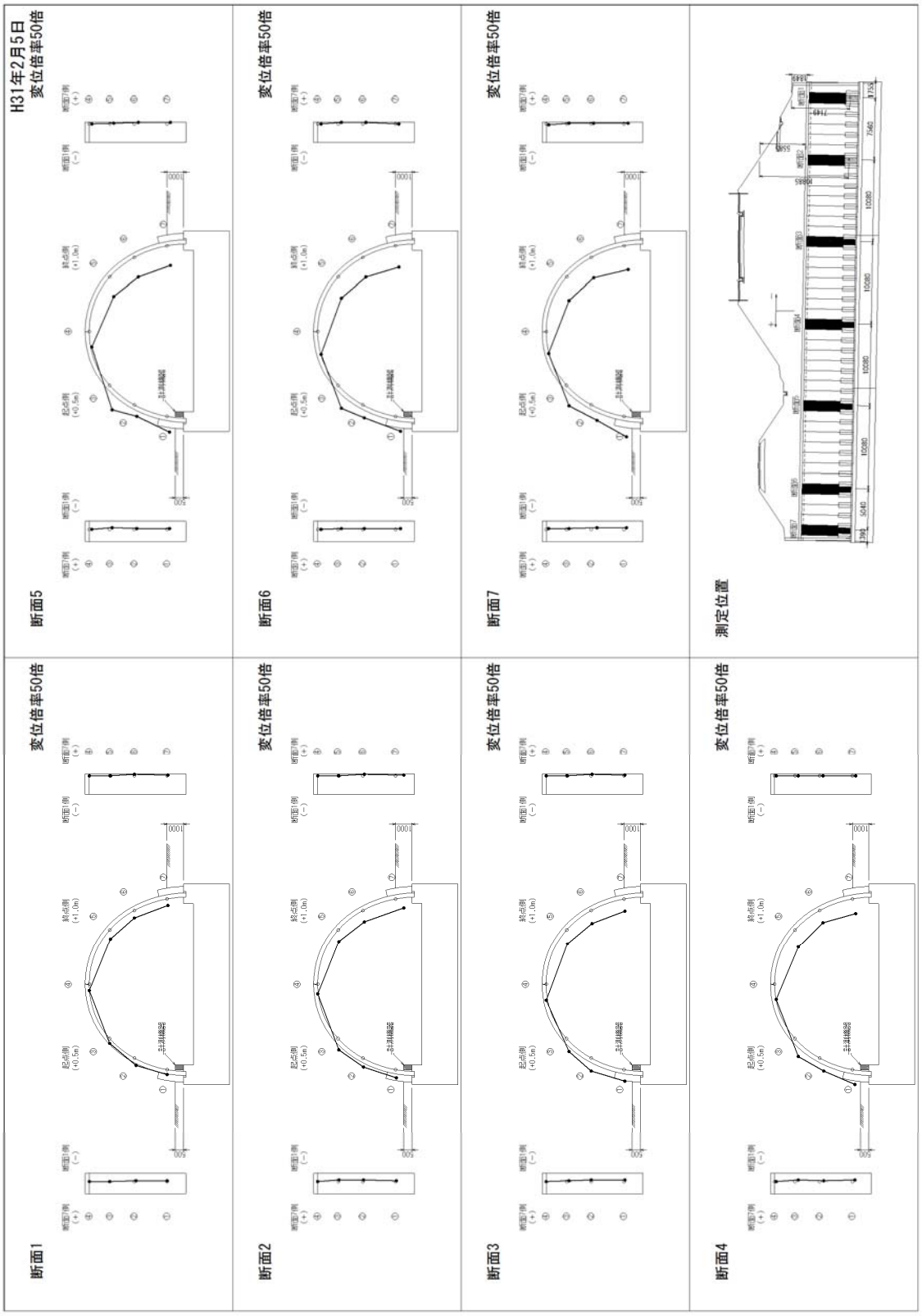


図-3.5.9　内空計測結果(2 月 5 日)

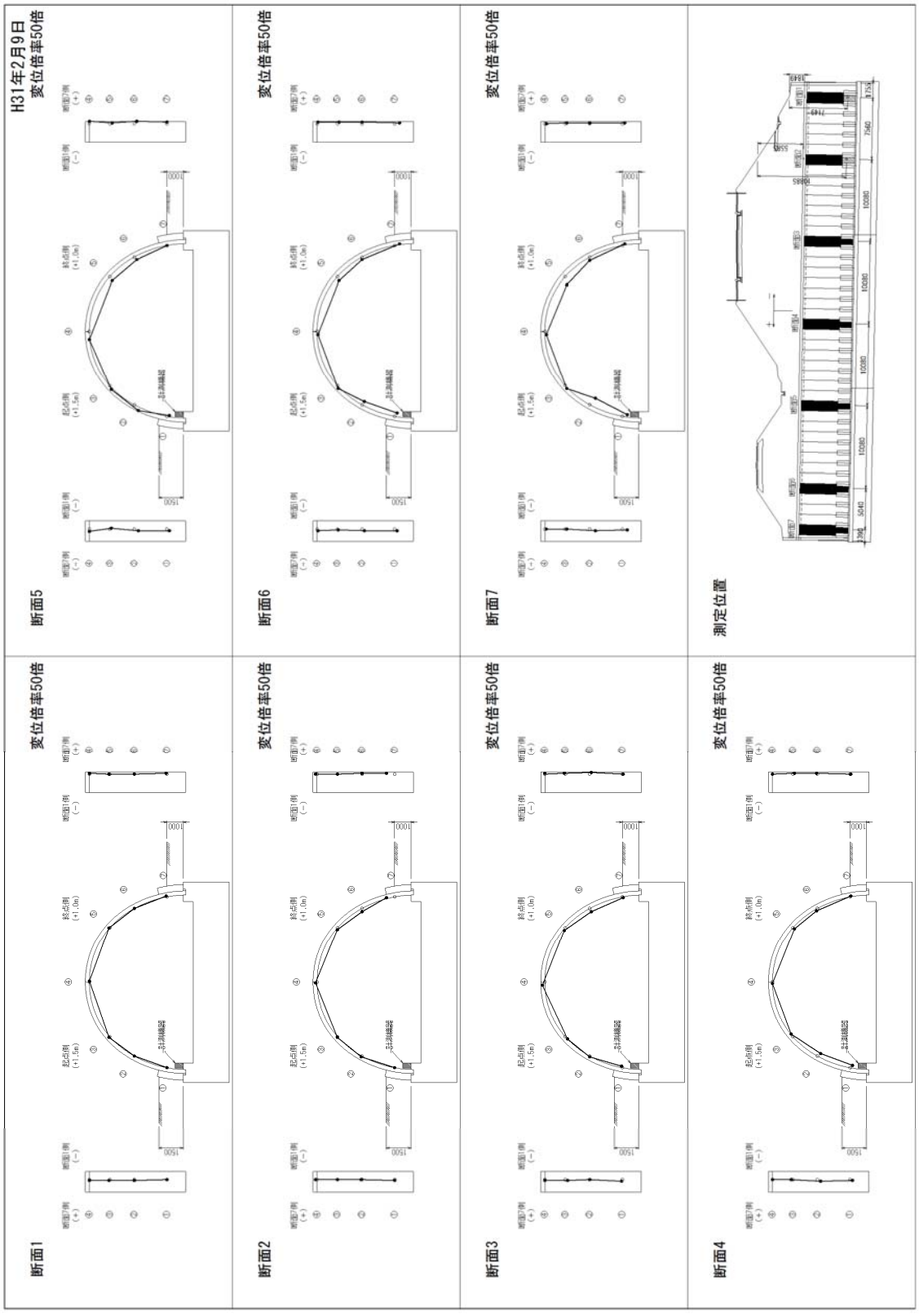


図-3.5.10　内空計測結果(2 月 9 日)

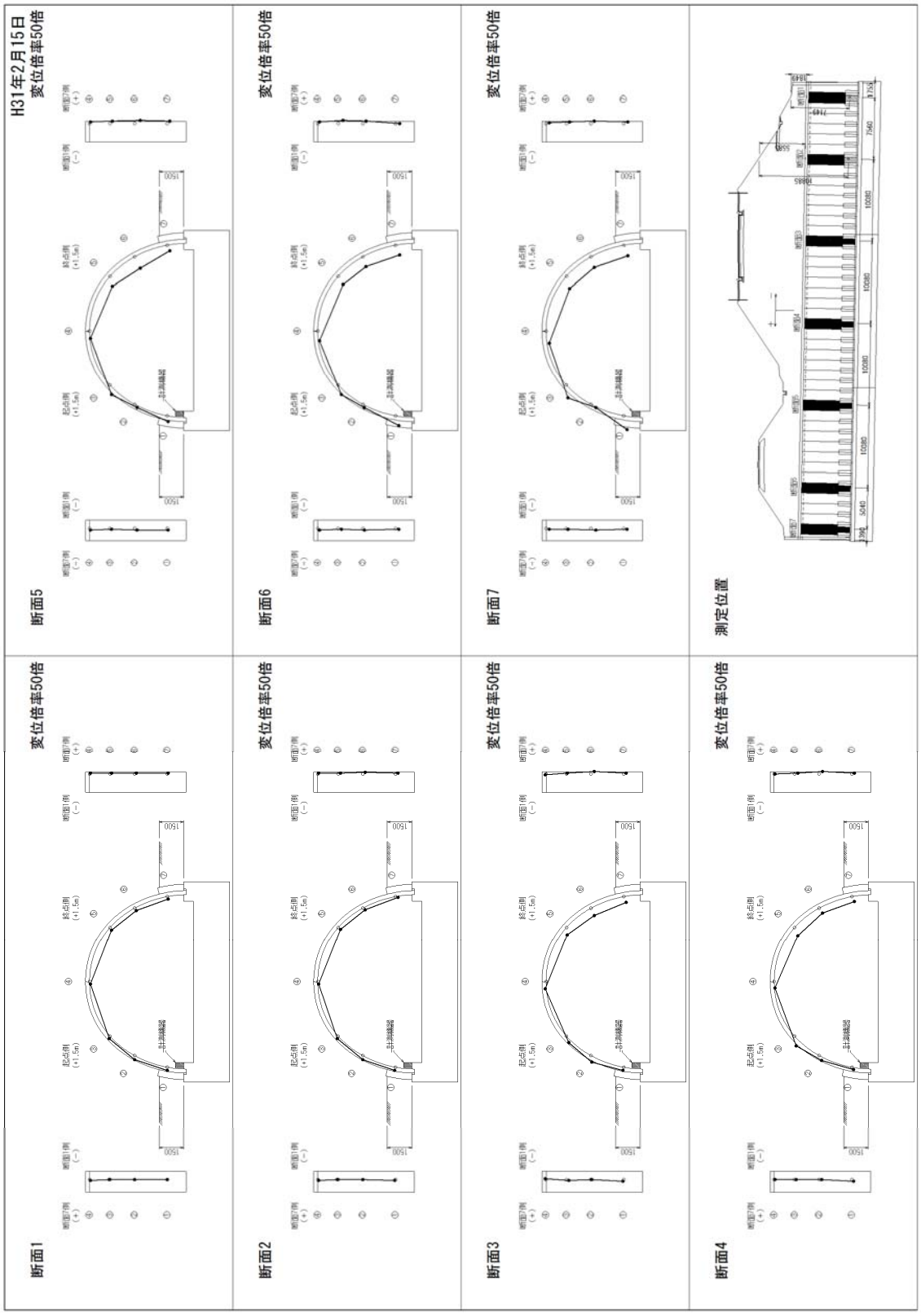


図-3.5.11　内空計測結果(2 月 15 日)

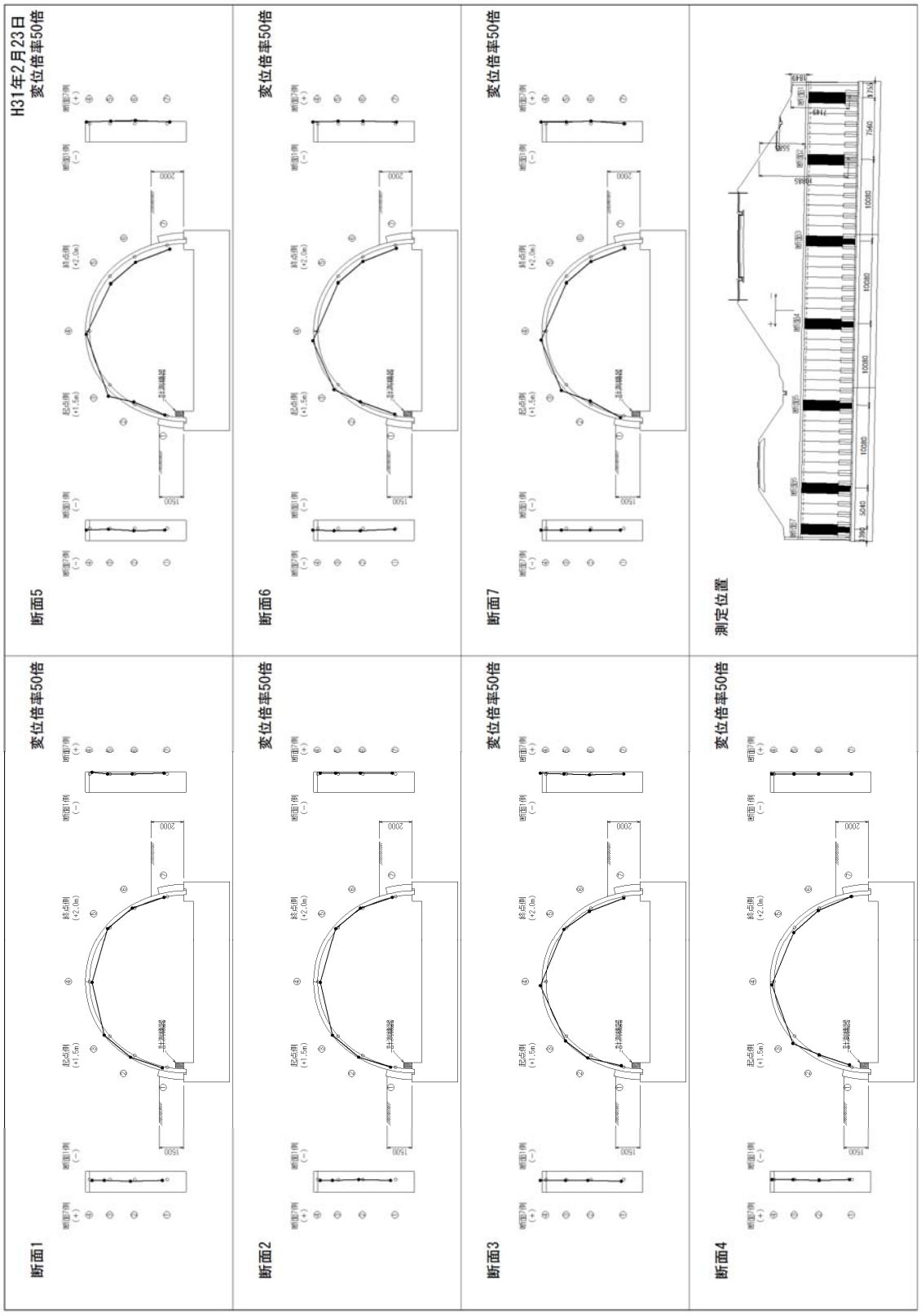


図-3.5.12　内空計測結果(2 月 23 日)

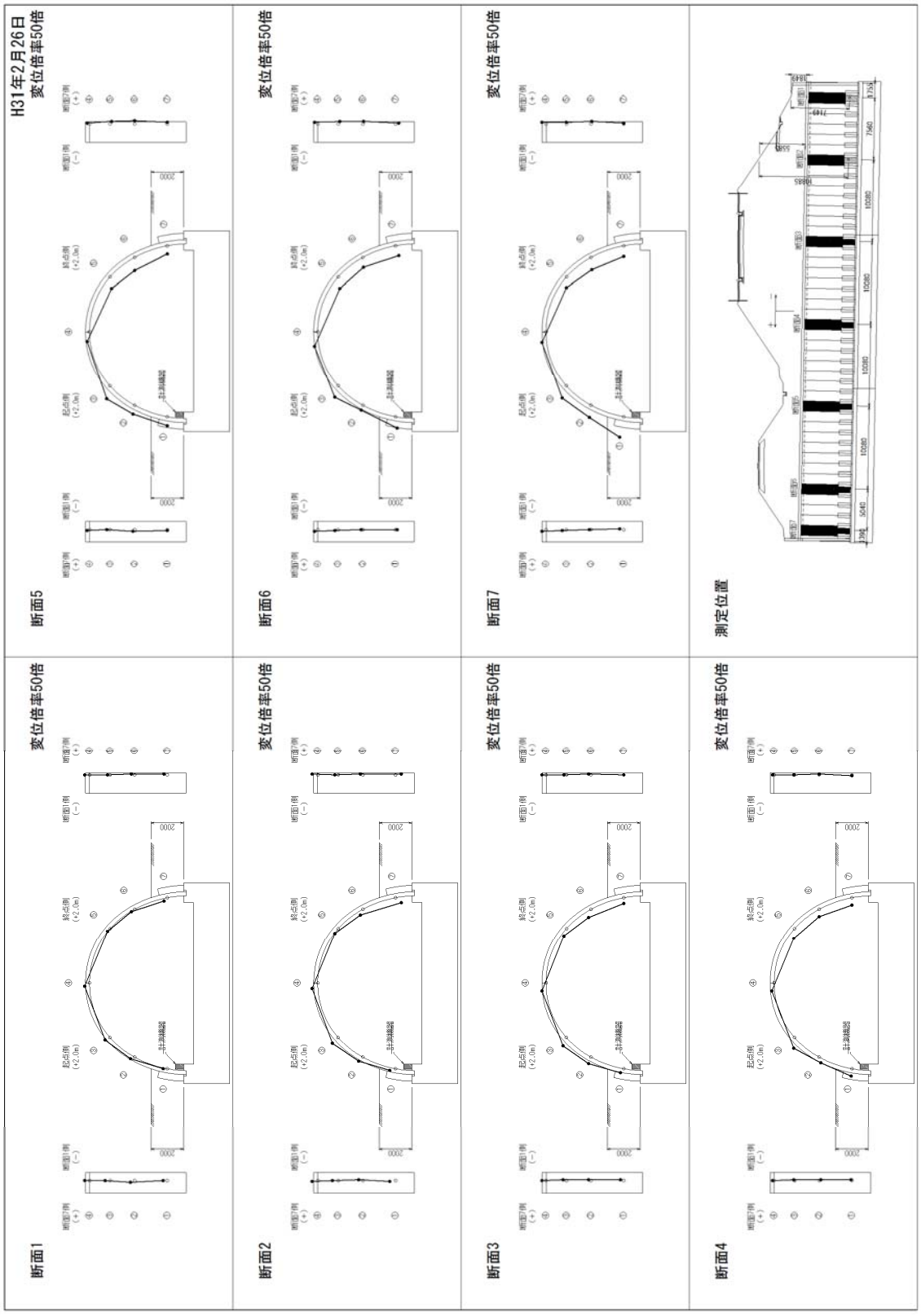


図-3.5.13　内空計測結果(2 月 26 日)

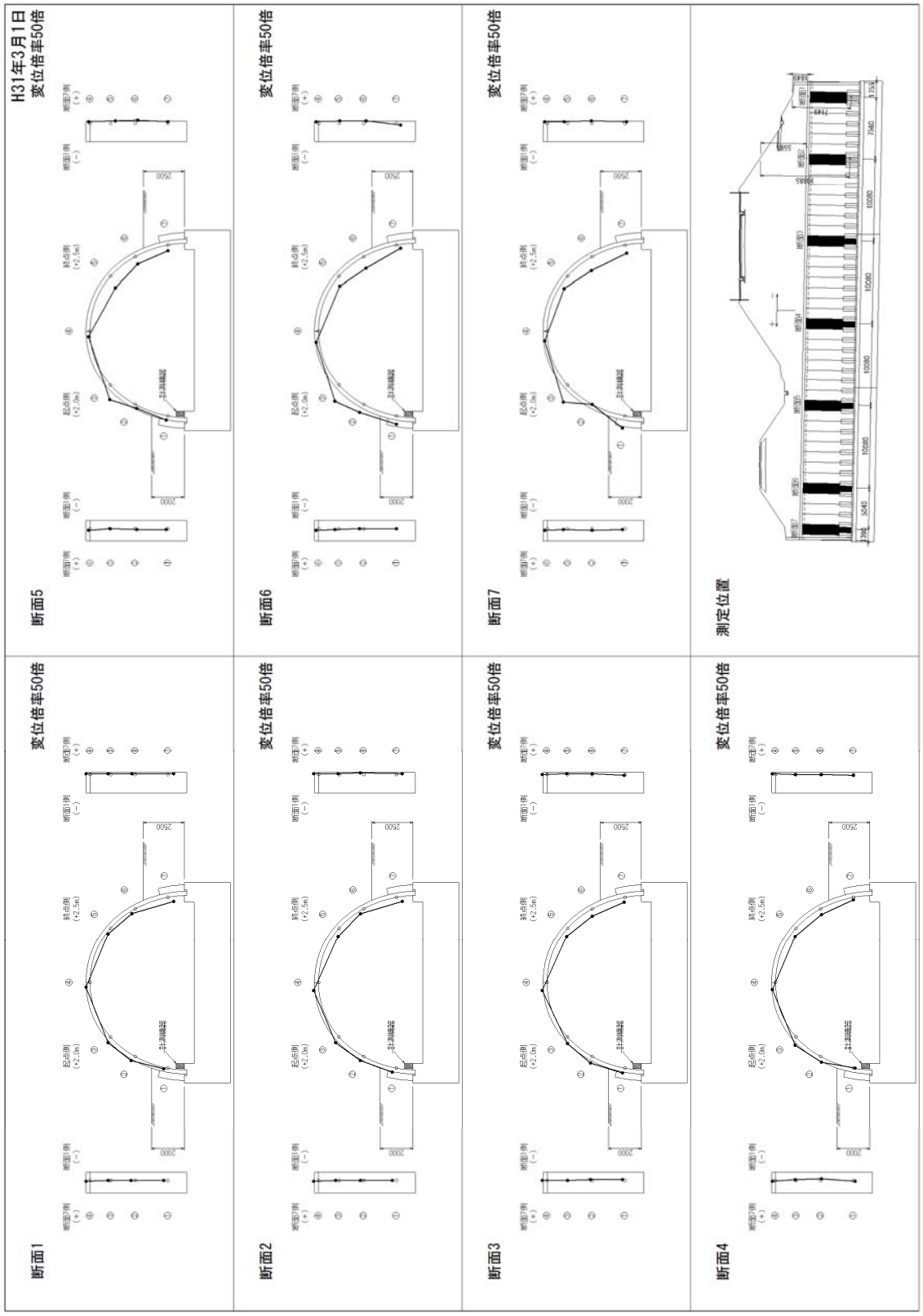


図-3.5.14　内空計測結果(3 月 1 日)

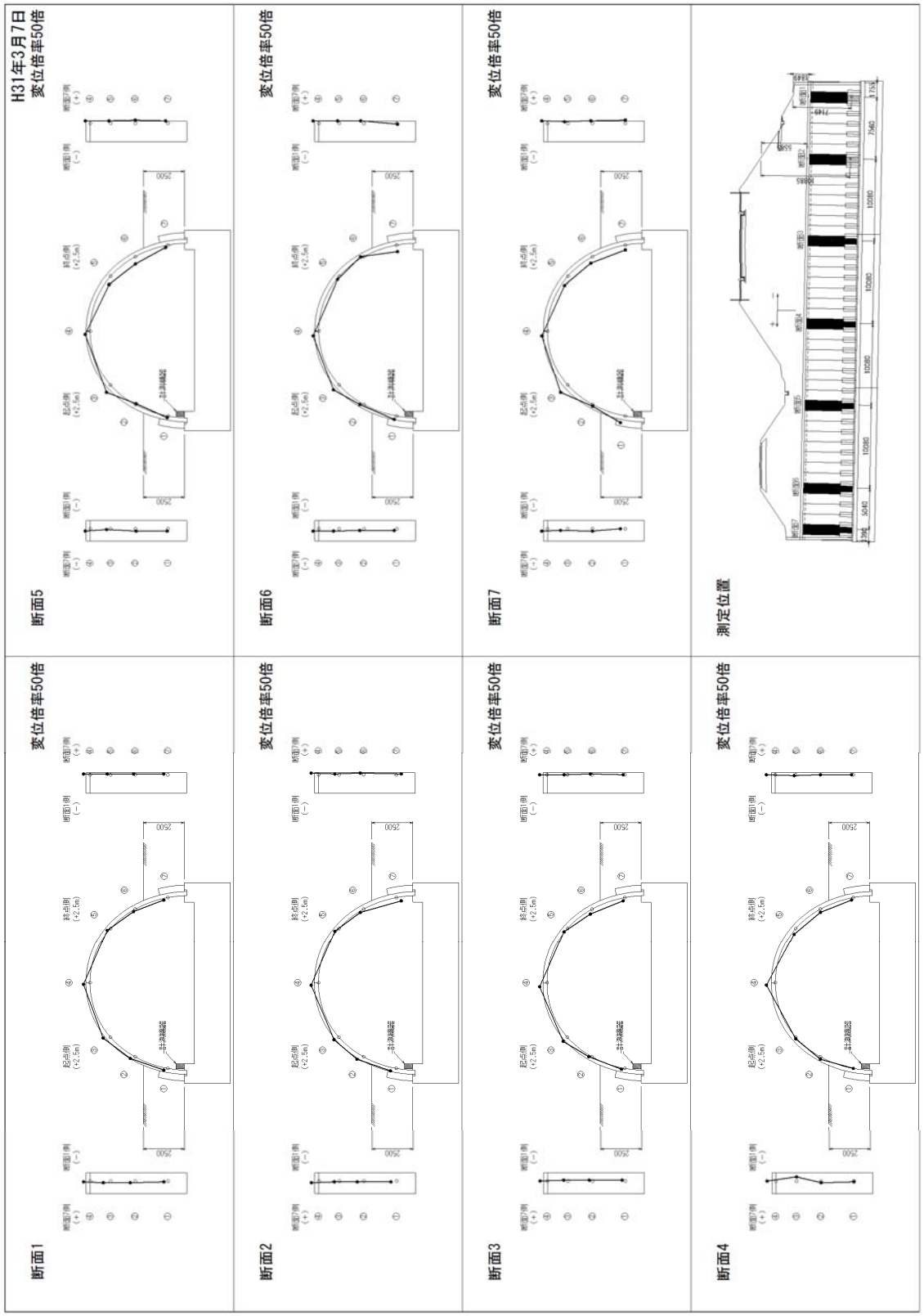


図-3.5.15　内空計測結果(3 月 7 日)

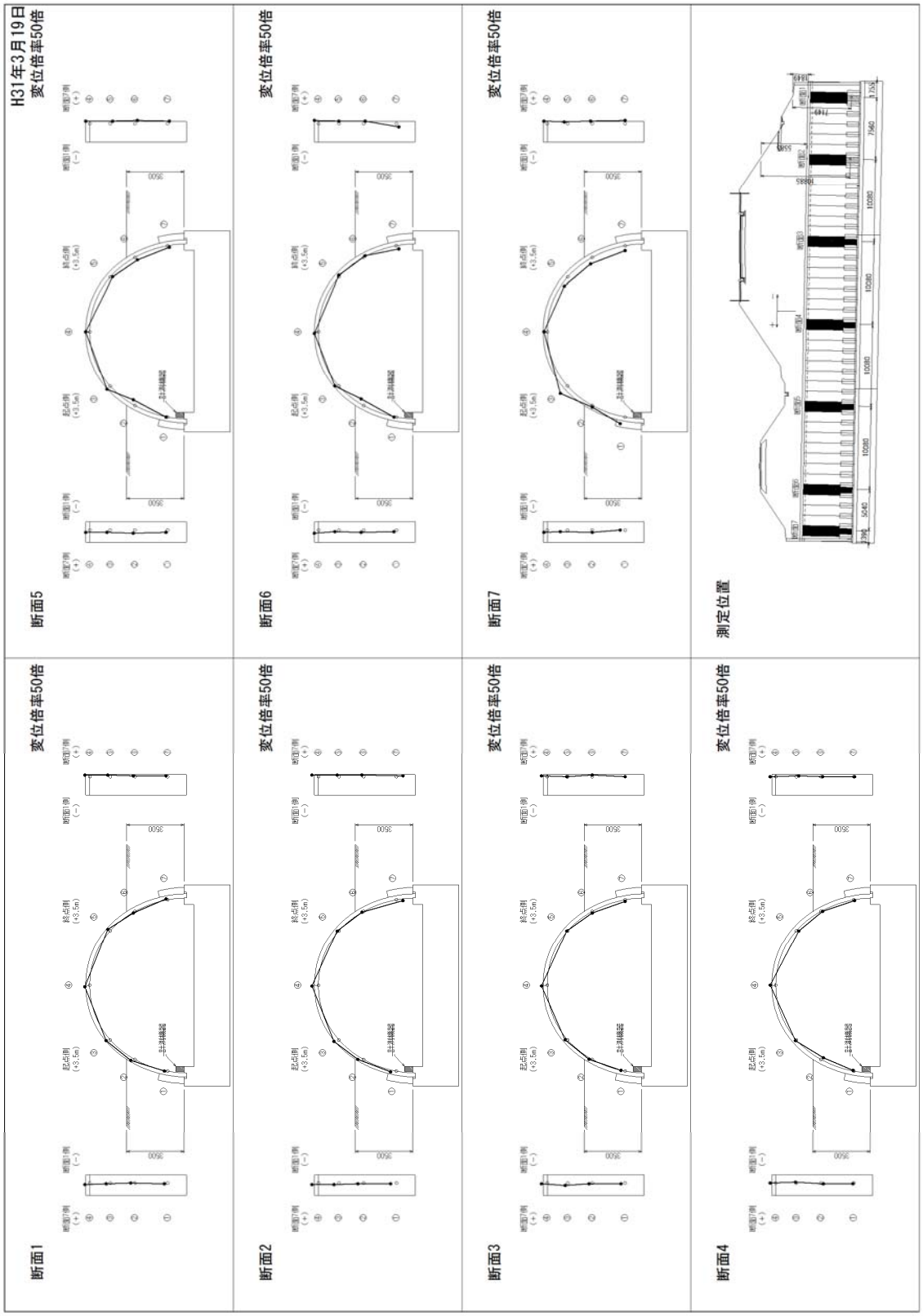


図-3.5.16　内空計測結果(3 月 19 日)

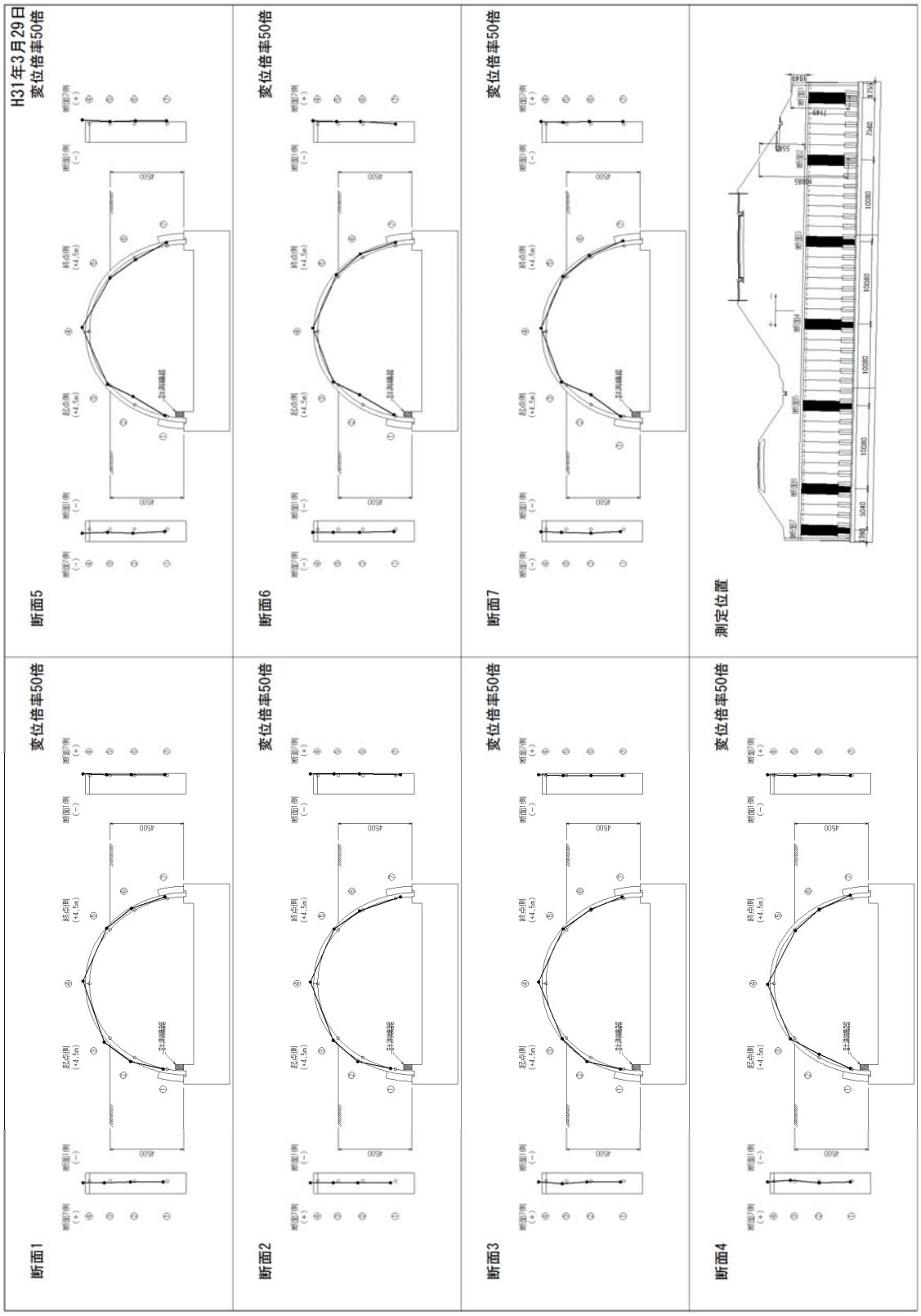


図-3.5.17　内空計測結果(3 月 29 日)

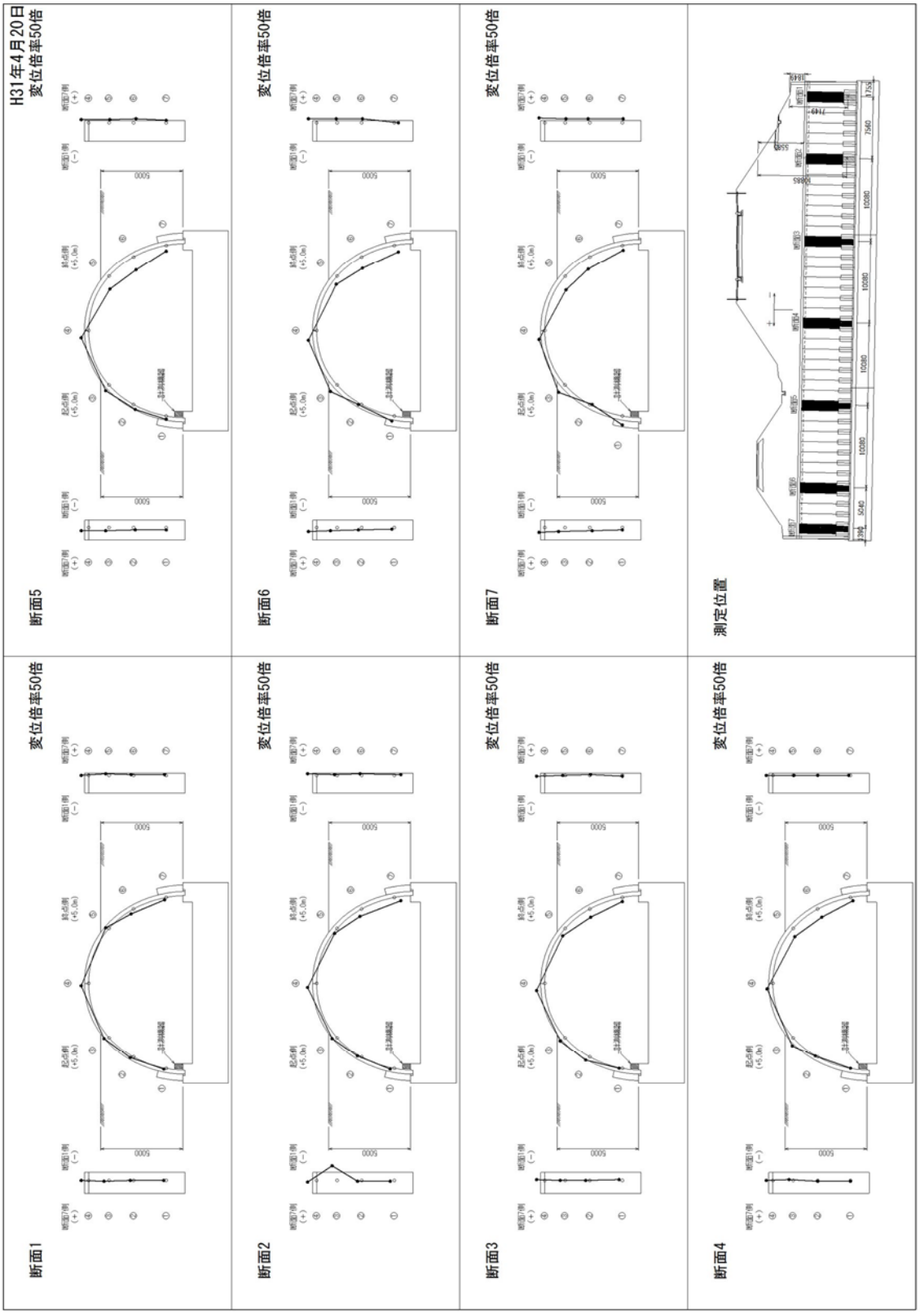


図-3.5.18　内空計測結果(4 月 20 日)

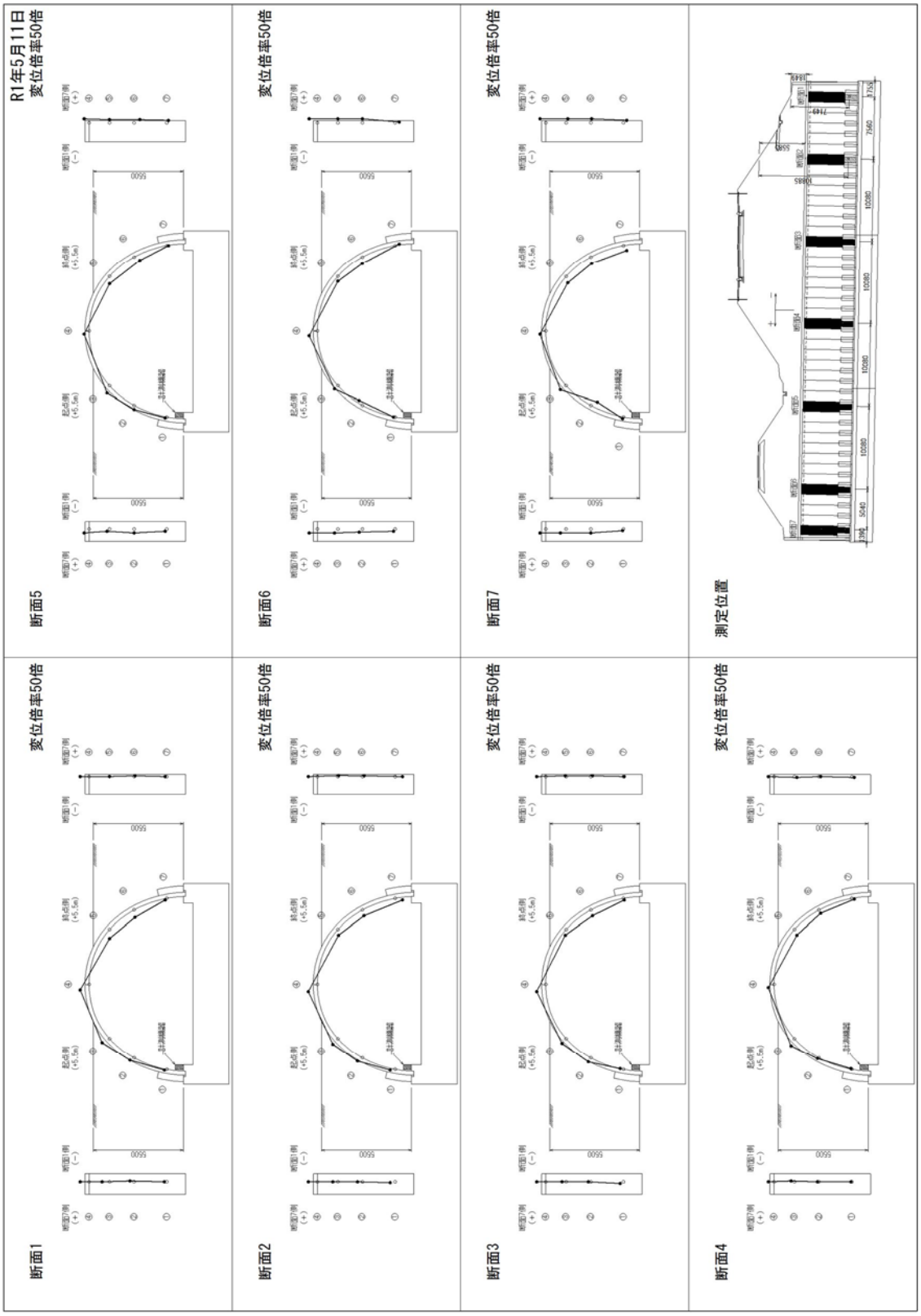


図-3.5.19　内空計測結果(5 月 11 日)

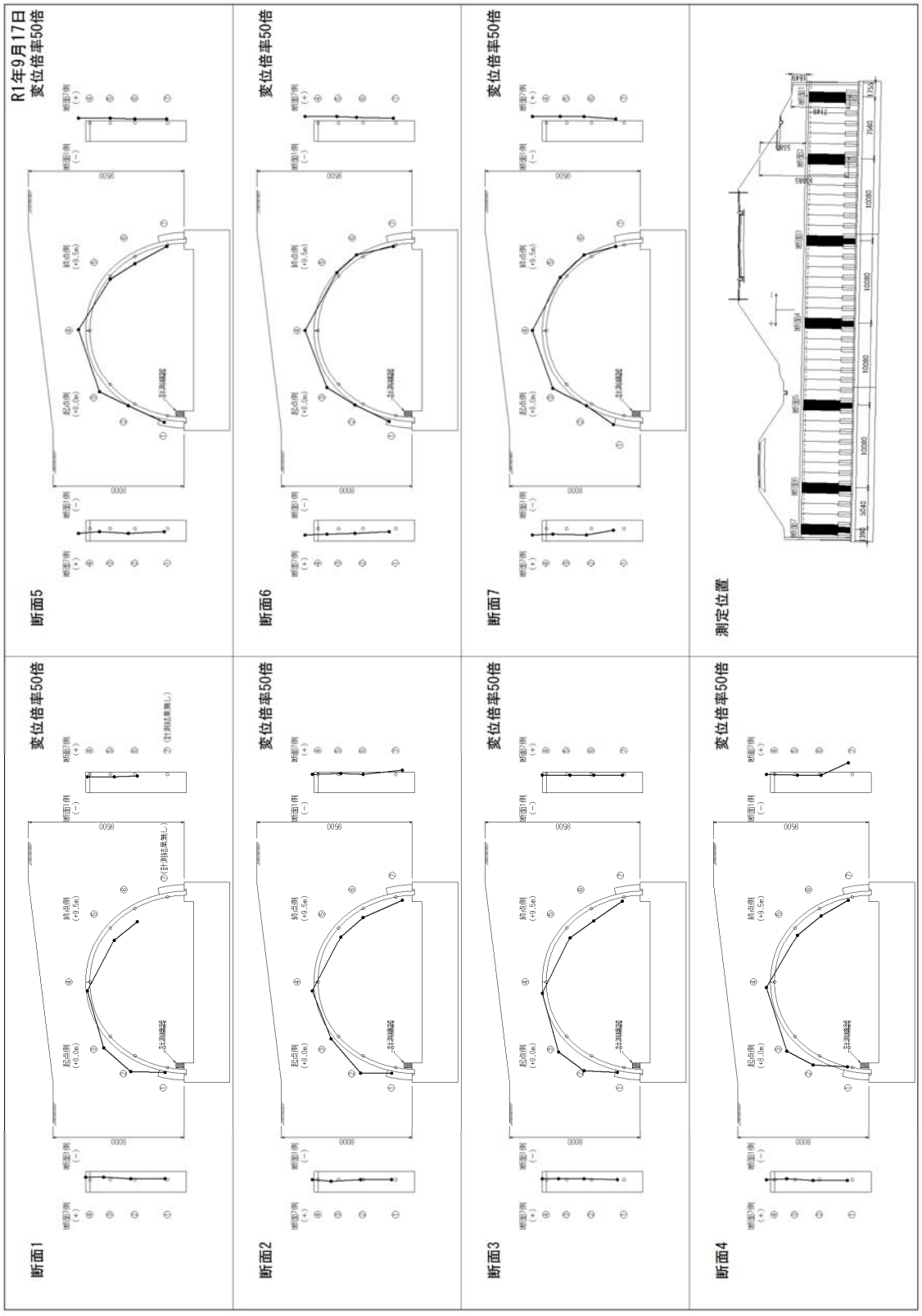


図-3.5.20　内空計測結果(9 月 17 日)

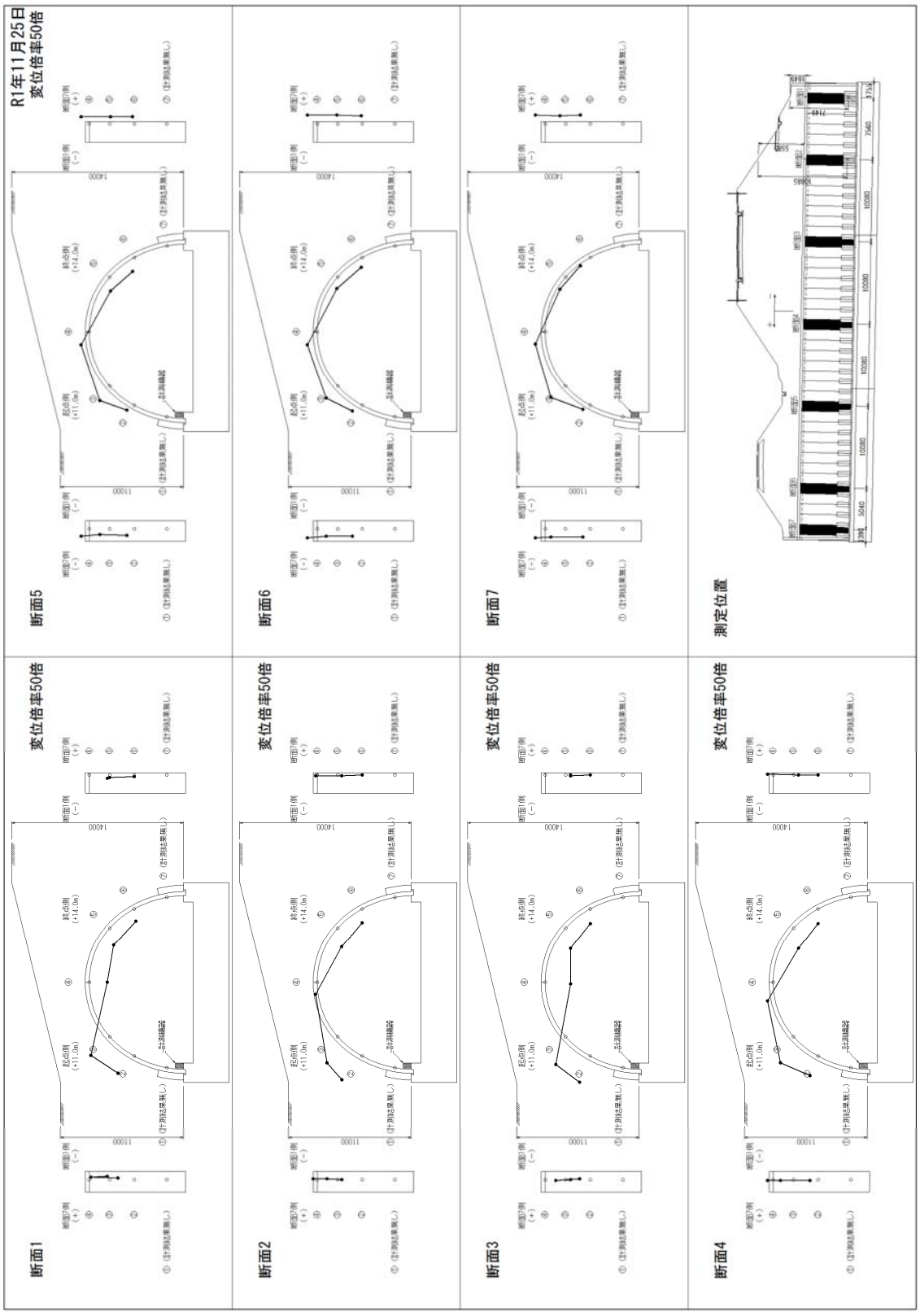


図-3.5.21　内空計測結果(11 月 25 日)

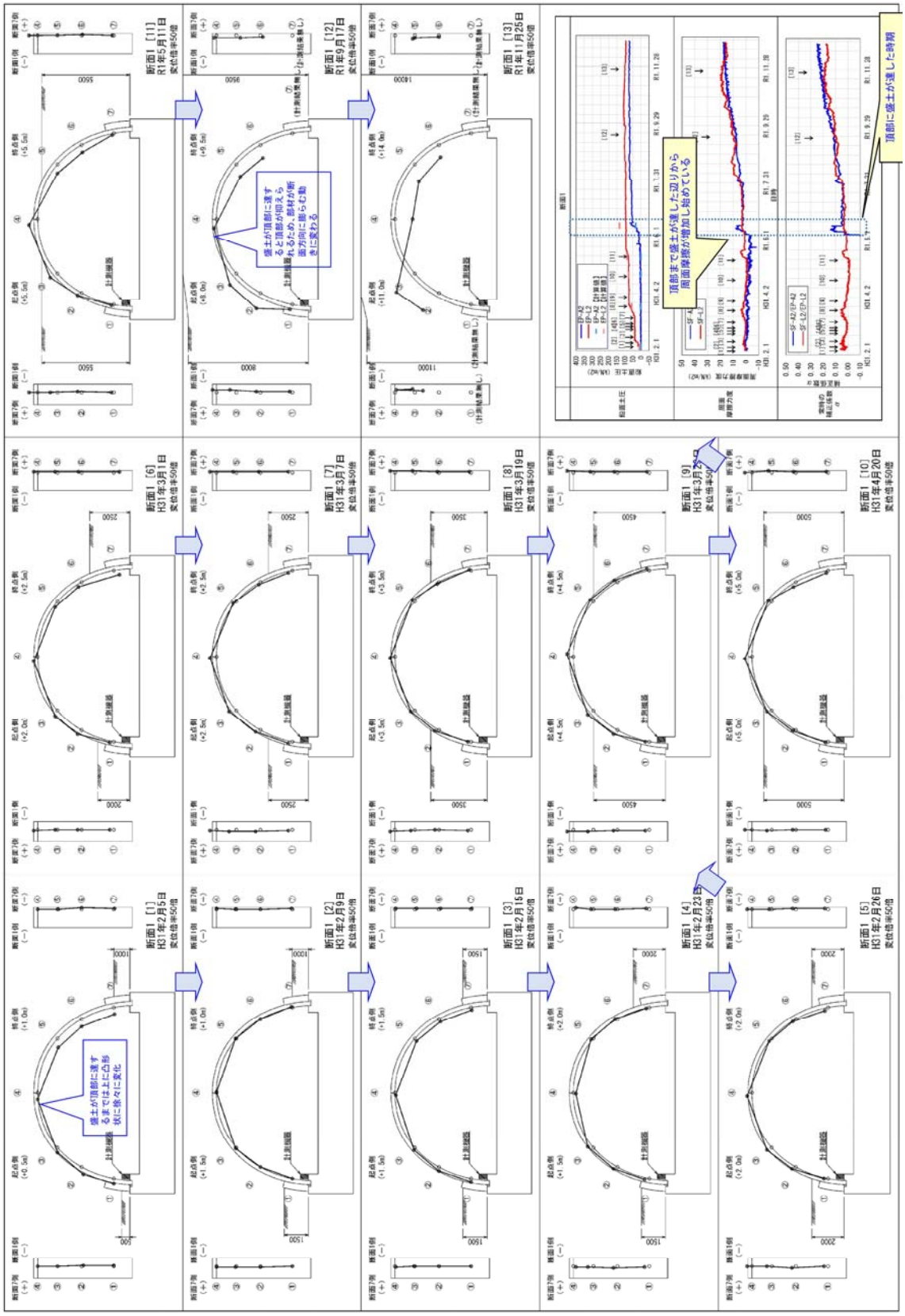


図-3.5.22　内空変位計測データと縦断方向荷重との関係(断面 1)

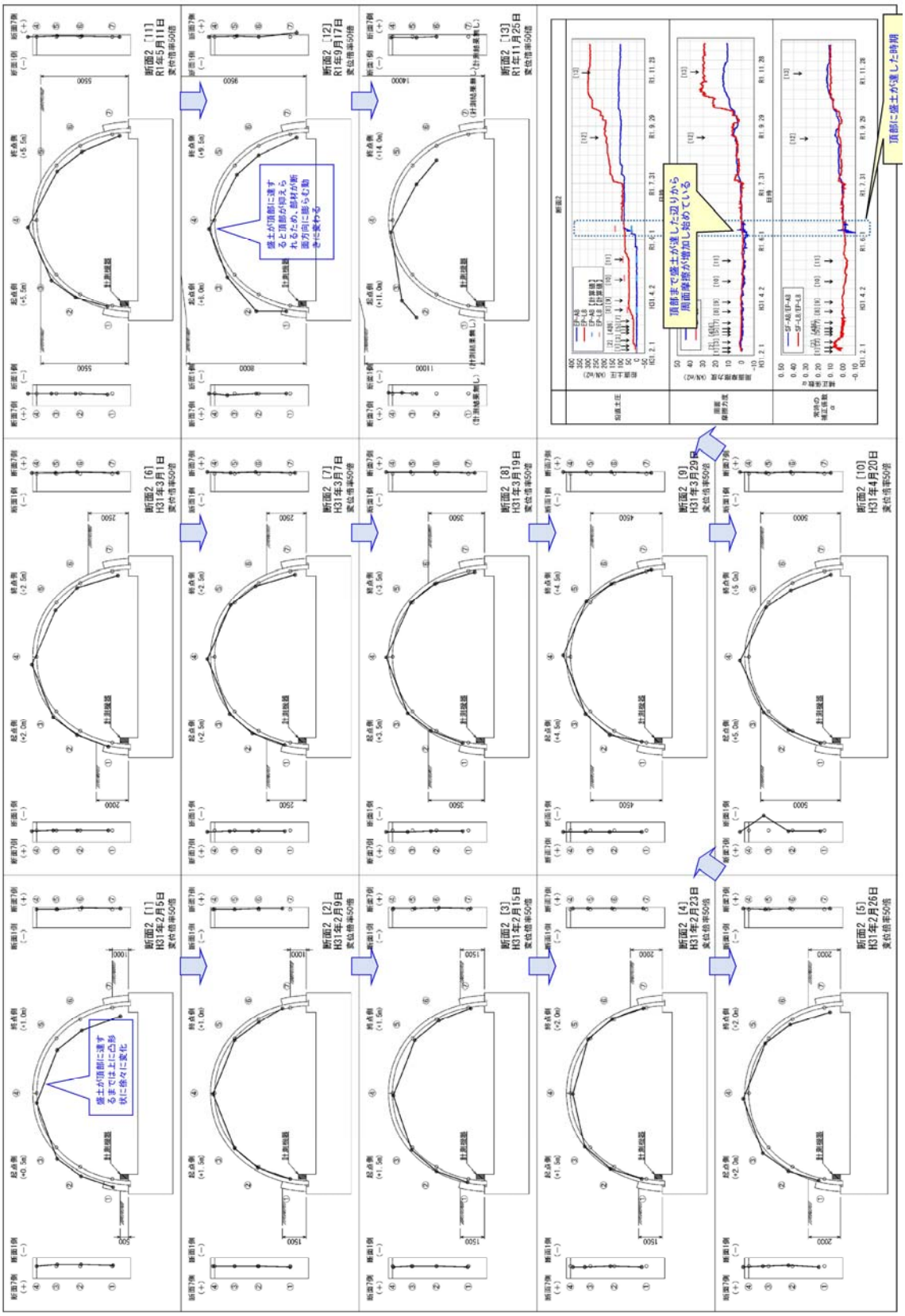


図-3.5.23　内空変位計測データと縦断方向荷重との関係(断面 2)

3.6. まとめ

本章では，プレキャストアーチカルバートの損傷要因である縦断方向荷重について数値解析および現場計測により検討を行った．以下に得られた知見を示す．

【プレキャストアーチカルバートの損傷事例の確認の結果】

・ 2 ヒンジアーチおよび 3 ヒンジアーチは異なる変形モードにより損傷が生じているため，それぞれの変形モードに応じた補強対策工法を選定する必要がある．

【数値解析の結果】

・ カルバートに作用する垂直応力は，頂部よりも側部の方が大きくなっており，せん断応力は，土被りの浅い坑口部では頂部よりも側部の方が大きくなっているが，土被りが大きくなる箇所では，ほぼ一様な分布に近づき，せん断応力はゼロに近づくことが分かった．

・ 軸方向せん断力，軸方向モーメント，鉛直軸まわり回転モーメントともに，盛土中央側から坑口側に向かい大きくなることが分かった．

【縦断方向荷重の簡易推定方法】

・ 仮想土被り厚と実土被り厚は同様の分布形状をしていることから，補正係数α（＝軸方向せん断応力／部材垂直応力）が設定できれば簡易的に縦断方向荷重（1 リングに作用する荷重の合力）を推定できる．

・ 鉛直作用位置（部材が縦断方向へ倒れ込む場合）は躯体高さの 3/4 倍の位置，水平作用位置（鉛直軸まわり回転変形する場合）は躯体幅の 1/4 位置に縦断方向荷重（合力）の作用位置になることがわかった．

【現場計測の結果】

・ 常時の補正係数αは盛土中央側（8 部材目）よりも坑口側（2 部材目）の方が大きく，坑口側で 0.2～0.3 程度の値となっている．

・ 盛土がカルバート頂部まで達した時期から，周面摩擦度計の値が増加し始める状況が確認された．これは，盛土が頂部に達した時期以降から，カルバート躯体の拘束が強くなり，周面摩擦計と盛土との接触が強くなるため（安定してくるため）であると推測される．

4. 補強対策工法の選定

4.1. 概要

本章ではプレキャストアーチカルバートにおいて想定される適用可能な対策工を抽出・選定するとともに，3 ヒンジアーチの実損傷事例を対象として，無対策時および対策時の解析を 3 次元 FEM を用いて実施し，対策効果の確認を行った.

4.2. 想定される対策工の抽出と選定

4.2.1. 対策工法の選定条件

プレキャストアーチカルバートの変状を抑制する対策としては，プレキャストアーチカルバートの縦断方向の変形を抑制できるものである必要がある．また，既設のプレキャストアーチカルバートを対象に対策を施すこととなるため，基本的には，カルバート内空側からの対策となり，内空側の建築限界を侵さない範囲で施工できる対策工を選定することが必要となる．

さらに，カルバート内空は，基本的には，交差道路として供用されているため，施工時の規制が少なく済み，施工後に落下等により第 3 者被害の発生が起きづらいものを選定する必要がある．

以上の内容をまとめると，対策工選定条件としては，下記となる．

■対策工の選定条件①：対策効果が期待できるもの

→ プレキャストアーチカルバートの縦断方向の変形を抑制できる対策工

■対策工の選定条件②：内空の建築限界を侵さない範囲で施工できるもの

■対策工の選定条件③：施工時の規制が少なく済むもの

■対策工の選定条件④：施工後に落下等により第 3 者被害が生じにくいもの

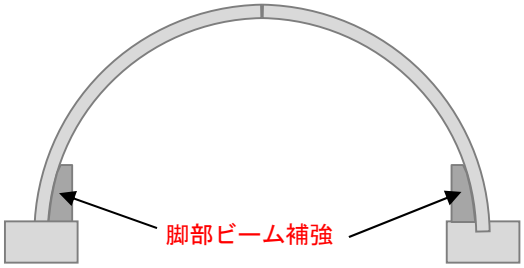
4.2.2. 対策工法の抽出

先に示した選定条件を考慮して，**表-4.2.1** に示す対策工法を想定した．また，**表-4.2.2** では，想定した対策工について選定条件に対する評価をした．

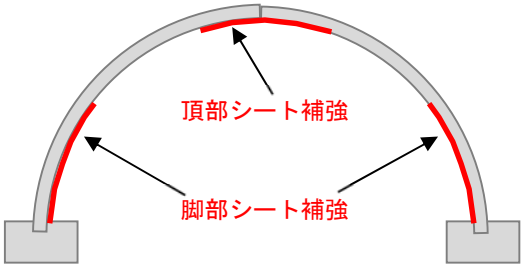
表-4.2.2 に示すように，脚部ビーム補強では補強箇所より上部のアーチ部材にひび割れの懸念がある．目地充填補強では充填材の落下の危険性からシート補強との併用の必要がある．これらのことから，以降の検討では補強対策工法はシート補強を基本とすることとした．

表-4.2.1　想定した対策工

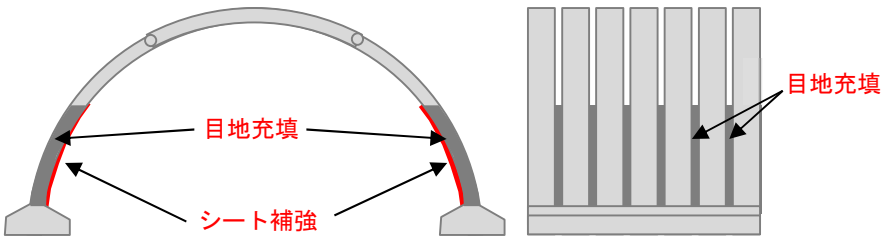
対策工		補強概要	備考
1	脚部ビーム補強	脚部ビームで，アーチ部材の縦断方向変形（“縦断方向倒れ込み変形”，“鉛直軸まわり回転変形”）を抑制する．	脚部ビーム補強でアーチ部材基部の固定度が高くなると，脚部ビーム補強天端より上部のアーチ部材に“縦断方向たわみ変形”により斜め方向亀裂（曲げ亀裂）が生じる可能性がある．
2	シート補強	脚部シートで“縦断方向倒れ込み変形”，頂部シートで“鉛直軸まわり回転変形”を抑制する．	
3	目地充填補強	アーチ部材間の目地を充填することで，各部材の“縦断方向倒れ込み変形”を抑制する．	目地充填のみでは，充填材が目地部から脱落する可能性があるため，基本的にシート補強と併用する．



（a）脚部ビーム補強



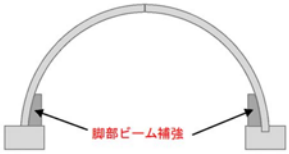
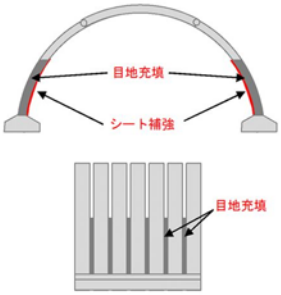
（b）シート補強（脚部＋頂部）



（c）目地充填補強

図-4.2.1　想定した対策工法イメージ

表-4.2.2　想定した対策工の各選定条件に対する評価

対策工法		(a) 脚部ビーム補強	(b) シート補強 (側部＋頂部)	(c) 目地充填補強
概 要 図				
概　要		脚部ビームで，“縦断方向倒れ込み変形”，“鉛直軸まわり回転変形”を抑制する． ただし，脚部ビーム補強でアーチ部材基部の固定度が高くなると，脚部ビーム補強天端より上部のアーチ部材に“縦断方向たわみ変形”により斜め方向亀裂（曲げ亀裂）が生じる可能性があるため，これについては，シート補強で対応する．	脚部シートで“縦断方向倒れ込み変形”，頂部シートで“鉛直軸まわり回転変形”を抑制する．	アーチ部材間の目地を充填することで，各部材の“縦断方向倒れ込み変形”を抑制する． 目地充填のみでは，充填材が目地部から脱落する可能性があるため，基本的にシート補強と併用する．
選定条件	①対策効果	変形抑制対策効果が期待できる． ○	変形抑制対策効果が期待できる． ○	変形抑制対策効果が期待できる．ただし，部材基部が固定条件になく平面回転変形モードが生じる3ヒンジアーチでは効果は得られ難いと考えられる． ○
	②建築限界への影響	脚部ビームの部材厚を厚くし過ぎなければ，建築限界を侵さない範囲での施工が可能 ○	シートを貼りつけるだけであるため，建築限界を侵さない範囲での施工が可能 ○	基本的に目地部に充填材を充填するだけであるため，建築限界を侵さない範囲での施工が可能 ○
	③施工時規制	脚部だけに限った対策に留められるため，施工時規制を最小限にできる可能性が高い ○	頂部にシートを貼り付ける場合には，施工時規制の影響が比較的大きくなる可能性が高い △	側部だけに限った対策に留められる場合，施工時規制を最小限にできる可能性が高い． ○
	④落下の危険性	側部だけに限った対策に留められるため，落下の危険性は低い ○	頂部にも対策を施すこととなるが，シートの貼り付けだけに留められるため，落下の危険性は低い ○	充填材が落下する可能性があるため，シート補強と併用することが望ましい． △

4.2.3. シート系補強における考え方

繊維補強シートによる対策は，変形抑制を行うことを目的とし，実施することとし，部材間のずれや倒れ込み，回転などを抑制できる箇所にシートを貼り付けることを基本とする．

図-4.2.2 に繊維補強シートの貼付け範囲と期待する効果を整理したが，プレキャストアーチカルバートの構造特性・変形特性を考慮した上で，貼付け範囲を設定する必要がある．ただし，繊維補強シートでの補強では，シートの付着強度はシートの母材の引張強度よりも小さく，補強諸元は付着強度に支配されることになる．したがって，想定する荷重強度にもよるが，基本的には繊維補強シートは内空全周に貼り付けることが効果的な補強になると考えられる．

また，部材同士のせん断ずれ挙動を抑制し，かつ，部材同士が離れるような挙動も抑制することが求められることから，繊維補強シートは基本的には，目地に対して斜め 45 度方向に貼り付けることが有効であると考えられる．さらに，地震時の正負交番載荷を考えた場合には，45 度方向にシートをクロスさせて貼り付けることが有効であると考えられる．

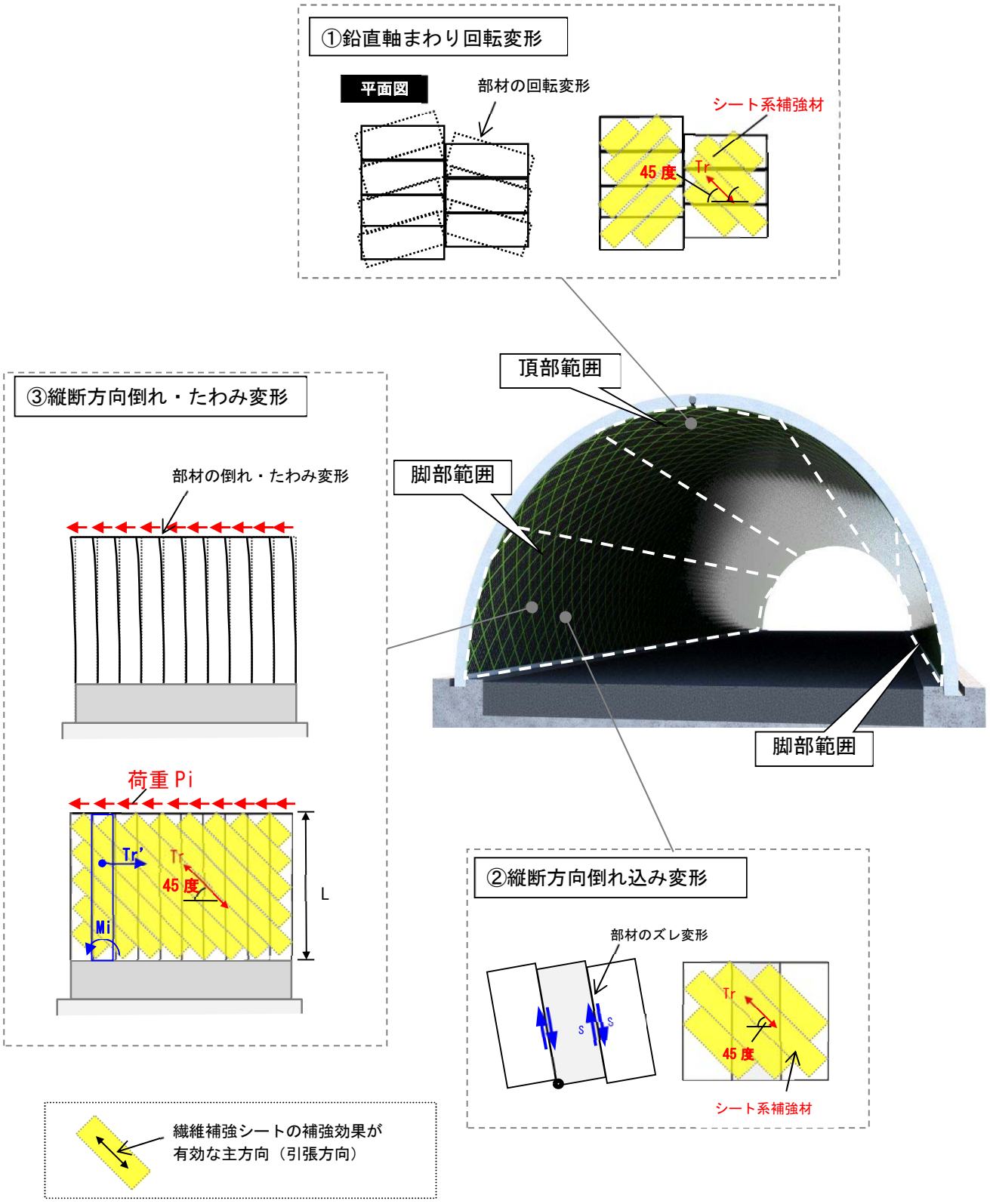


図-4.2.2　繊維補強シートの貼り付け箇所と期待する効果

4.3. 補強対策方法の解析的検討

4.3.1. 検討手順と対象箇所

(1) 検討手順

図-4.3.1 に示す検討手順で実被害カルバートを対象とし，補強対策方法を解析的に検討した．解析は 2 ステップで行い，はじめに，カルバート縦断方向（軸方向）の荷重を算定することを目的として，盛土～構造物一体モデルでの解析を実施する．この解析では，3 次元 FEM によりカルバートを含む盛土モデルを作成し，常時解析を実施した．このとき，カルバート躯体モデルには構造目地は付与せず，縦断方向に連結されたモデルとした．なお，この解析方法は 3 章で示したものと同様の方法である．

次に，構造物の非線形解析として，カルバート躯体と躯体間の目地をソリッド要素および非線形ばね（接触/非接触を考慮したばね）でモデル化したものに対し，先の解析で算出した縦断方向荷重を与え，躯体の変形状態や発生応力度等を確認した．

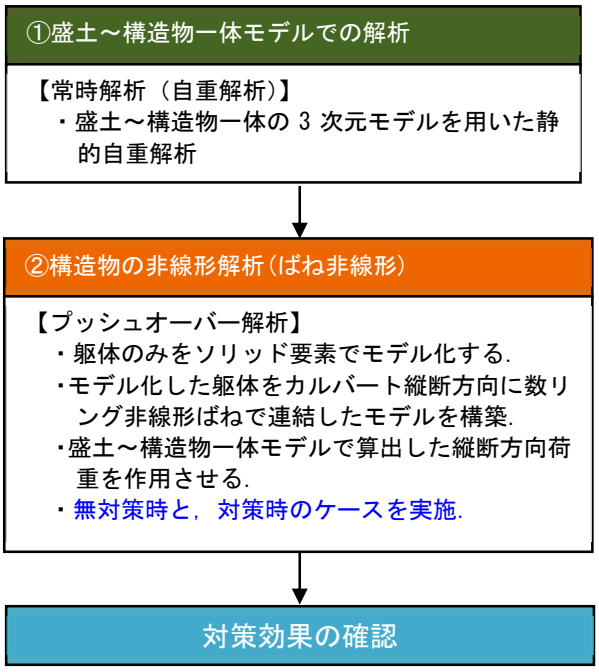


図-4.3.1　補強方法の検討手順

1)　盛土～構造物一体解析

3 次元解析結果より，常時（自重解析時）におけるカルバート周面に作用する 3 方向の荷重（部材直応力，部材周方向応力，部材せん断応力）を抽出する．変形再現解析において作用させる常時の荷重載荷のイメージを図-4.3.2 に示す．

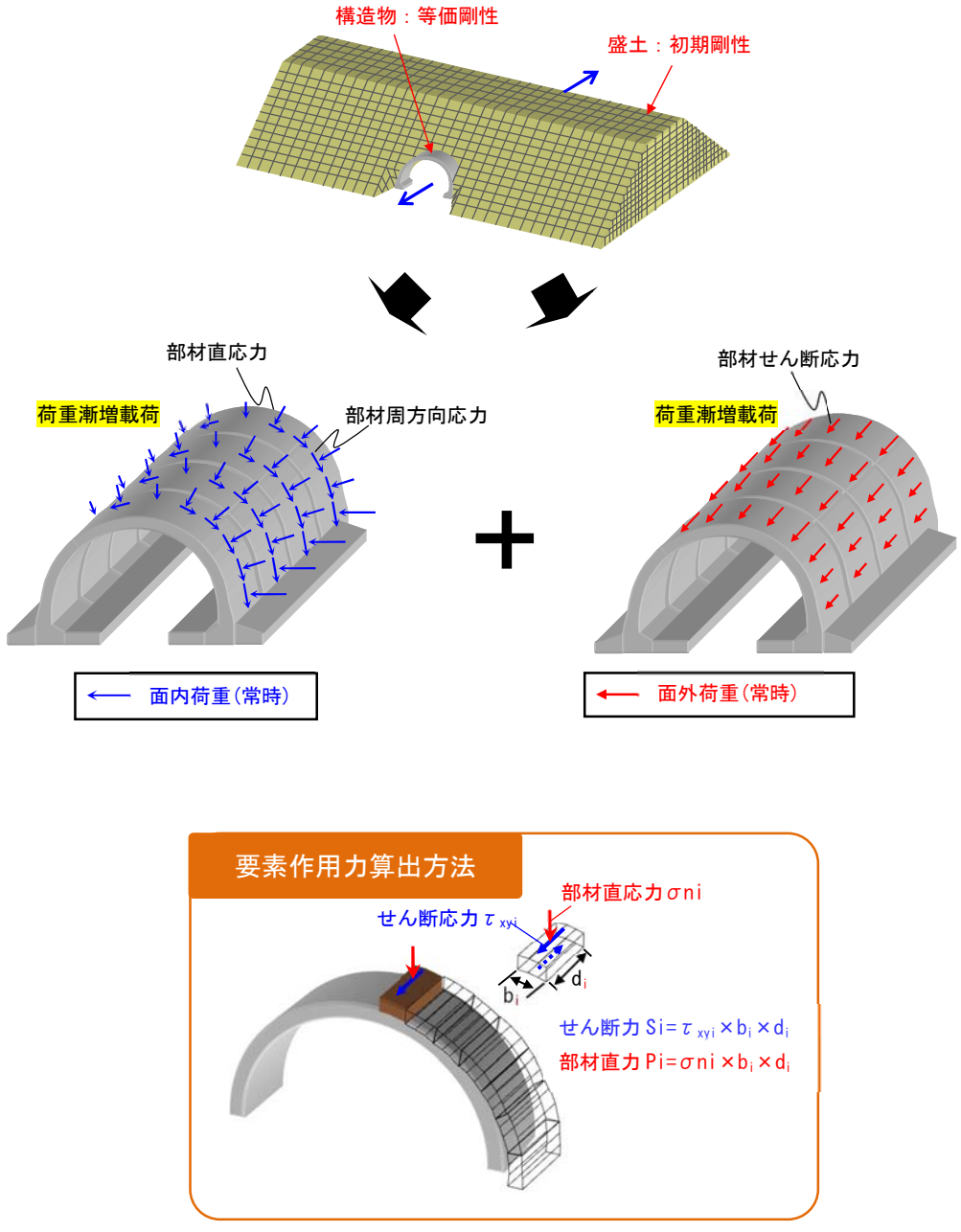


図-4.3.2　変形再現解析イメージ（盛土～構造物一体解析：常時）

2)　構造物の非線形解析（ばね非線形）

盛土～構造物一体解析にて抽出した 3 方向の荷重を，構造物非線形解析モデルにおける載荷荷重として作用させ，躯体の変形・発生応力度を確認する．この非線形解析のイメージを図-4.3.3 に示す．

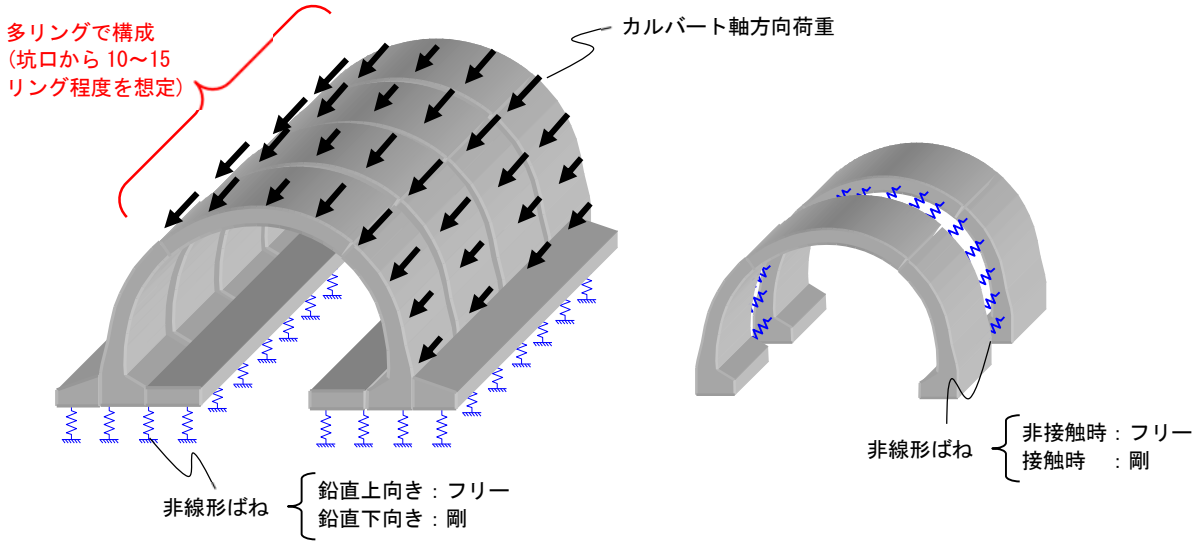


図-4.3.3　変形再現解析イメージ（構造物の非線形解析：常時，地震時）

(2)　検討対象箇所

図-4.3.4 に解析対象カルバート（3 ヒンジアーチ）を示す.

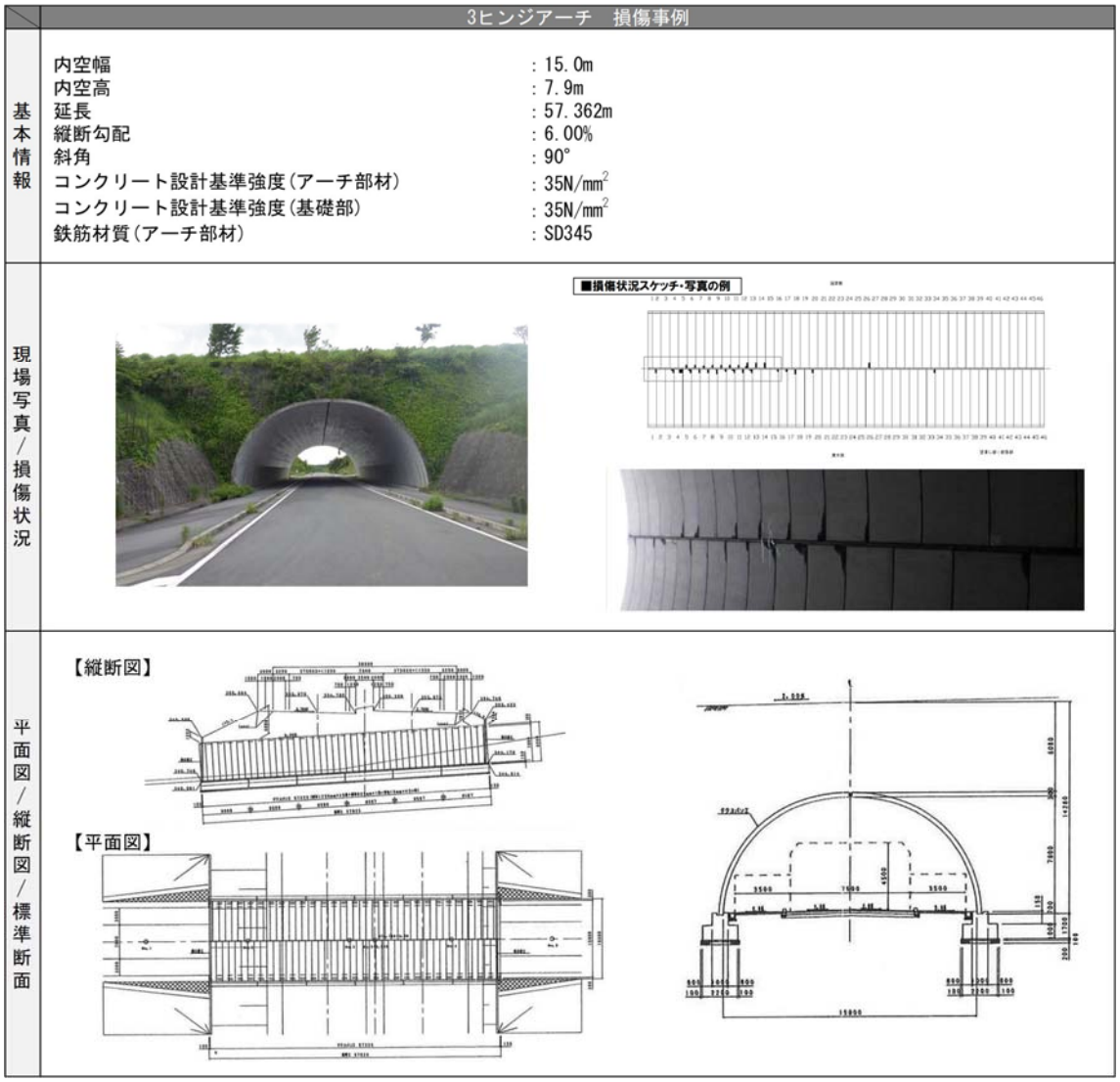


図-4.3.4　解析対象箇所

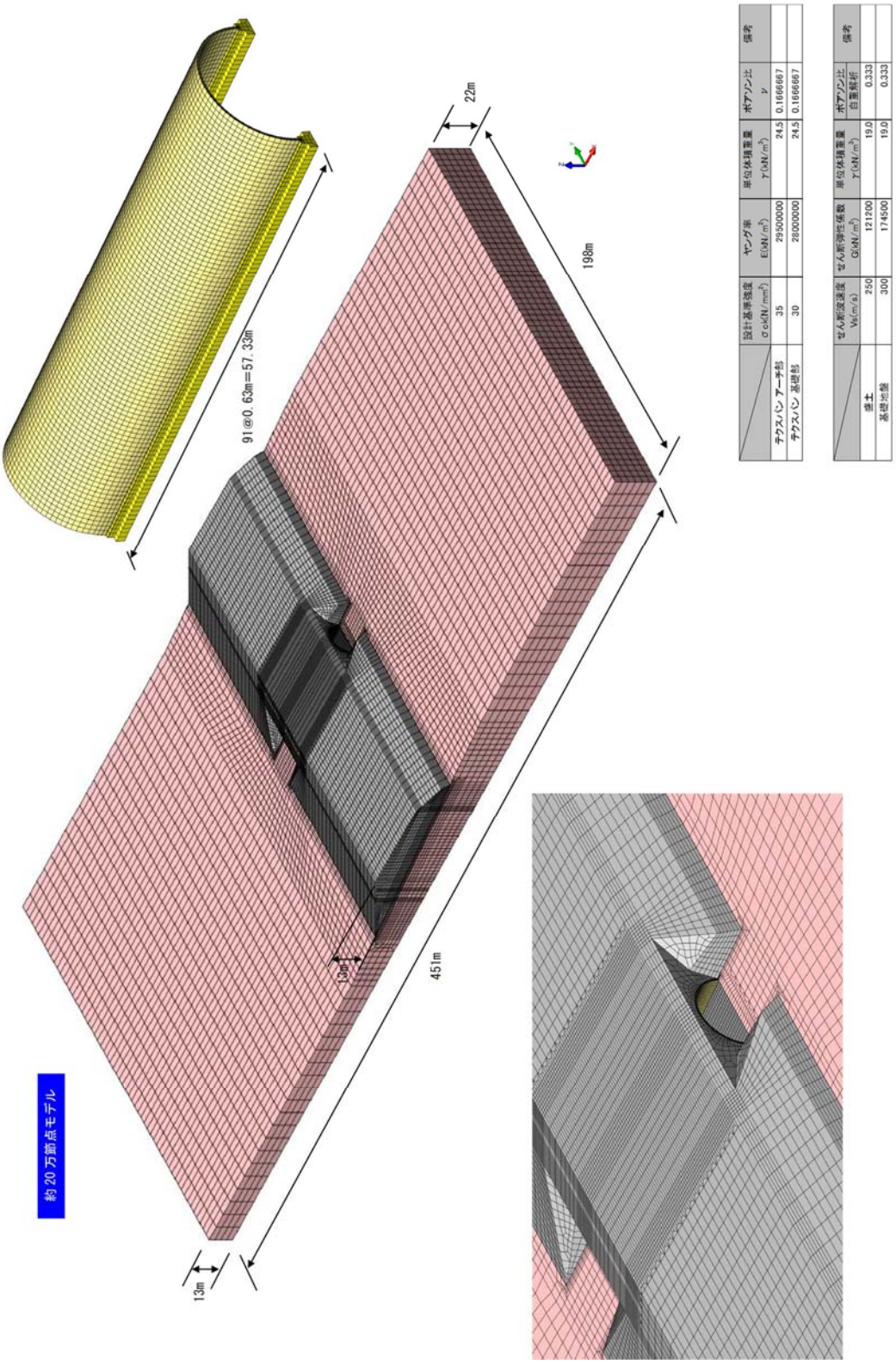
4.3.2.盛土～構造物一体解析

(1) 解析条件

図-4.3.5 に解析モデルを示す．本箇所については，常時解析（自重解析）を実施する．

【自重解析】

- ・盛土せん断剛性　　：初期せん断剛性を設定
- ・基礎地盤せん断剛性：初期せん断剛性を設定
- ・カルバートの剛性　：躯体の設計基準強度相当の剛性を設定
- ・カルバートのモデル：連続体としてモデル化（各アーチ部材間は剛結状態としてモデル化）



	設計基準強度 σck(kN/mm²)	ヤング率 E(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 ν	備考
テクスパン アーチ部	35	29500000	24.5	0.1666667	
テクスパン 基礎部	30	28000000	24.5	0.1666667	

	せん断波速度 Vs(m/s)	せん断弾性係数 G(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 自重解析	備考
盛土	250	121200	19.0	0.333	
基礎地盤	300	174500	19.0	0.333	

図-4.3.5　解析モデル

(2)　解析結果

図-4.3.6，**図-4.3.7** に自重解析結果を示す．**図-4.3.7** では，カルバート縦断方向の各リング（アーチ部材）に作用する以下の荷重を集計している．各荷重は，図中に示す方法で算出したものである．この結果，以下のことがわかった．

表-4.3.1　用語の定義

集計作用荷重	垂直力	カルバート躯体に作用する垂直力
	円周方向せん断力	カルバート躯体の円周方向に作用するせん断力
	軸方向せん断力	カルバート躯体の軸方向（縦断方向）に作用する せん断力
	軸方向モーメント	カルバート躯体の軸方向（縦断方向）に作用する せん断力によって生じる軸方向モーメント
	鉛直軸回り回転モーメント	カルバート躯体の軸方向（縦断方向）に作用する せん断力によって生じる鉛直軸回り回転モーメント
その他算出諸元	土被り厚（仮想土被り厚）	1リングを構成する各要素に作用する平均垂直応力を 盛土の単位体積重量で除したもの
	補正係数α	1リングを構成する各要素に作用する 軸方向せん断応力を垂直応力で除したもの
	仮想載荷位置（鉛直位置）	1リングを構成する各要素に作用する 軸方向せん断力の鉛直方向の平均作用位置
	仮想載荷位置（水平位置）	1リングを構成する各要素に作用する 軸方向せん断力の水平方向の平均作用位置

【結果】

- カルバートに作用する垂直応力の横断方向分布形状を見ると，頂部よりも側部の方が大きくなっている（**図-4.3.6**，**図-4.3.8**）．
- カルバートに作用するせん断応力の横断方向分布形状を見ると，土被りの浅い坑口部では頂部よりも側部の方が大きくなっているが，被りが大きくなる箇所では，ほぼ一様な分布に近づき，せん断応力はゼロに近づく（**図-4.3.6**，**図-4.3.9**）．
- 軸方向せん断力，軸方向モーメント，鉛直軸まわり回転モーメントともに，盛土中央側から坑口側に向かい大きくなる傾向にある（**図-4.3.7**）．
- 仮想土被り厚と実土被り厚の分布状況が似ている（**図-4.3.7**）．
- 補正係数αは，坑口部で最大となりトンネル内部でゼロになる分布（**図-4.3.7**）．
- 補正係数αは坑口側では 0.4 程度（**図-4.3.7**）．
- 仮想載荷位置は，鉛直位置，水平位置ともにカルバート縦断方向に概ね一定の値を示す（**図-4.3.7**）．

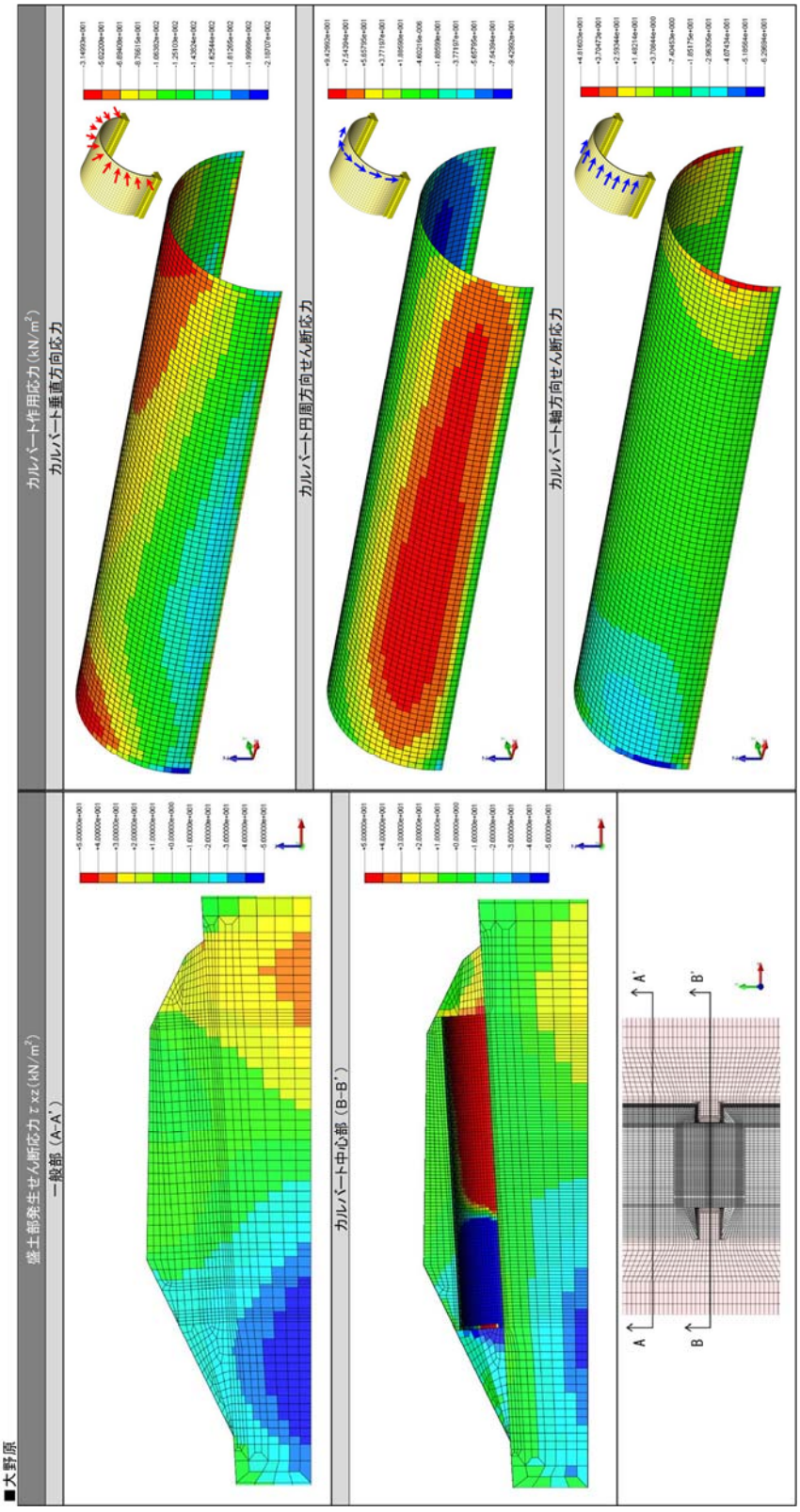


図-4.3.6　発生応力コンター（常時）

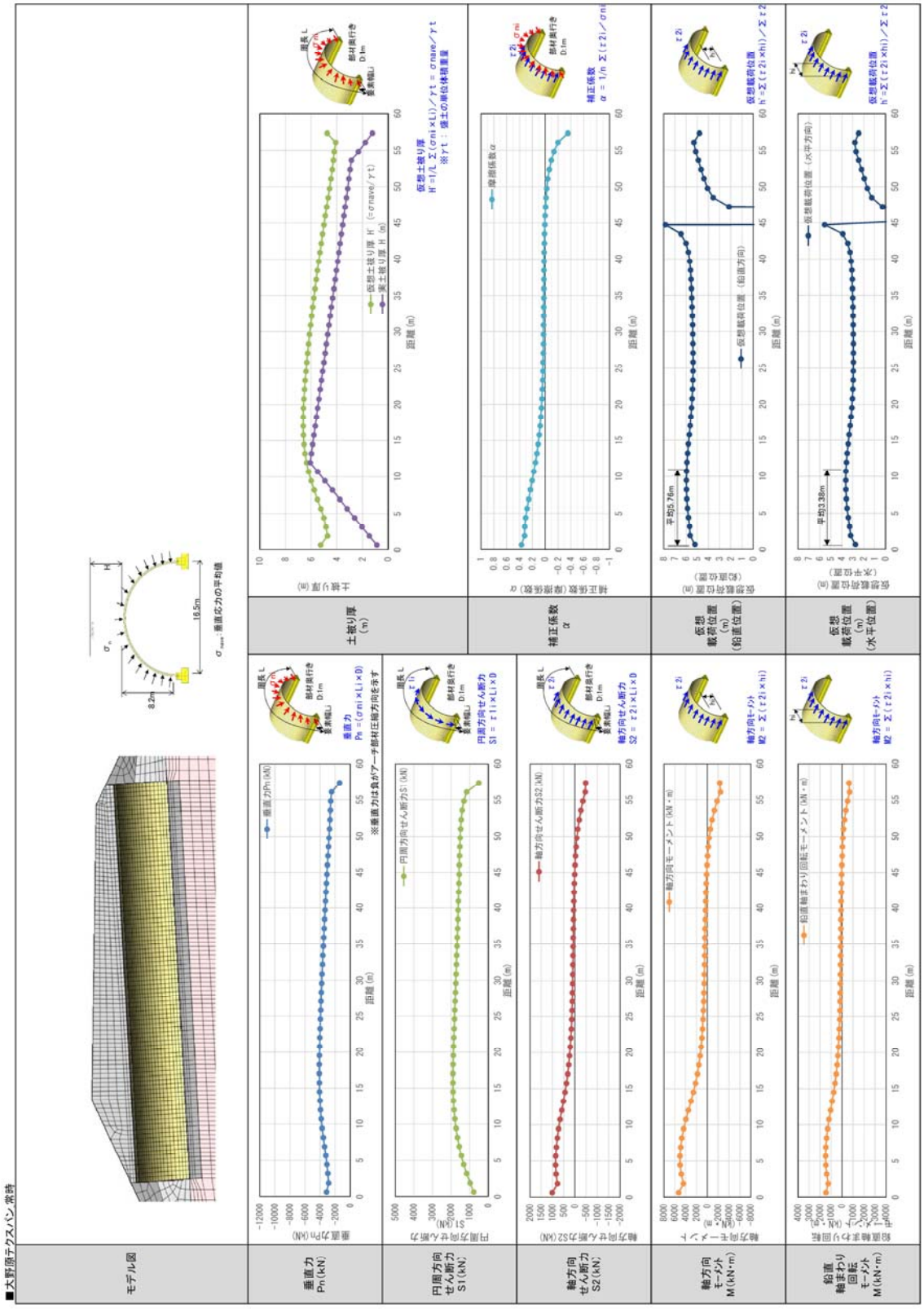


図-4.3.7　カルバート作用力集計結果（常時）

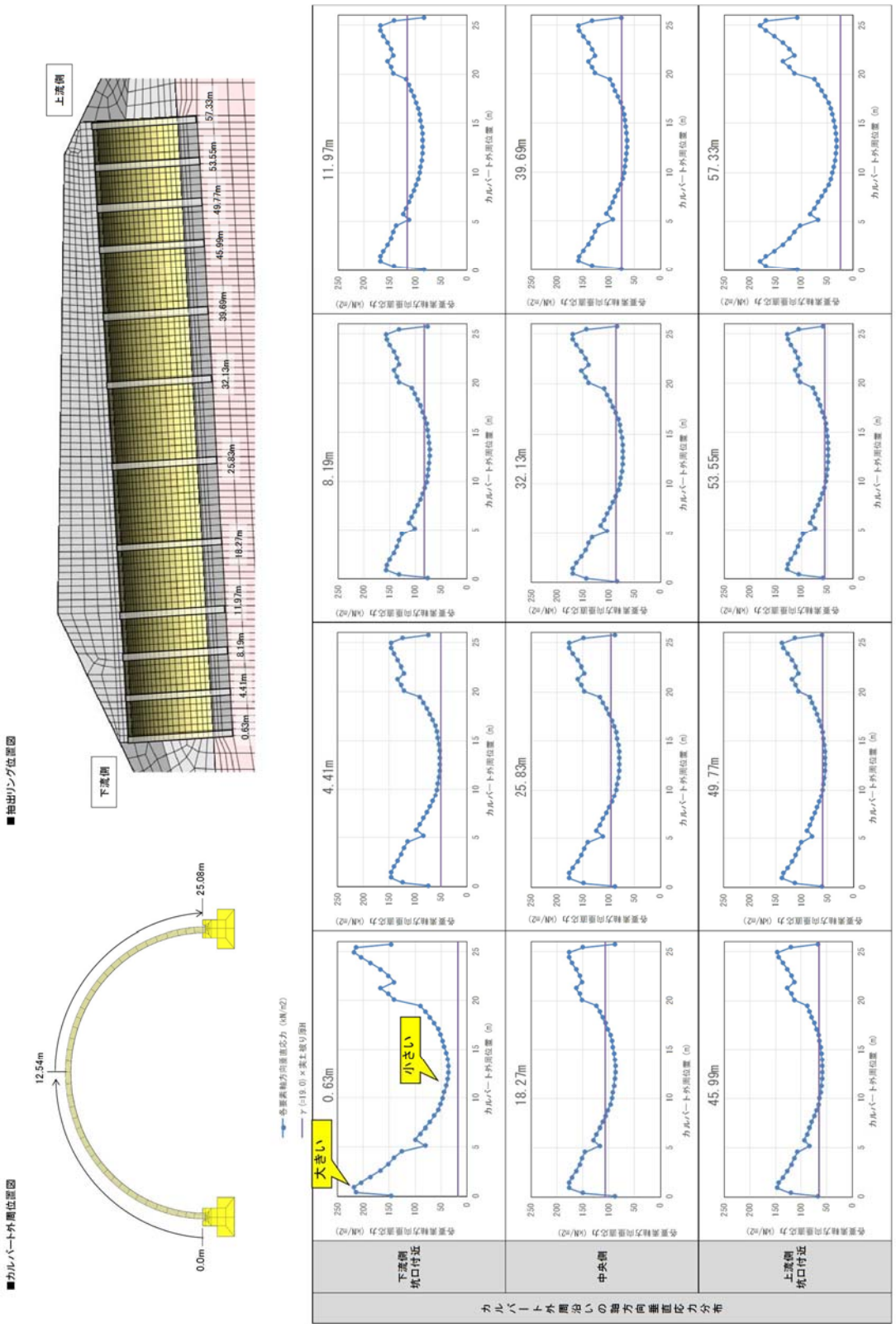


図-4.3.8　各リングの垂直応力分布（常時）

図-4.3.9　各リングの軸方向せん断応力分布（常時）

4.3.3. 構造物の非線形解析

(1) 解析条件

1) 解析モデル

下流側坑口より 8 ブロック分（約 10m 区間）をモデル化した．**図-4.3.11** に解析モデルを示す．

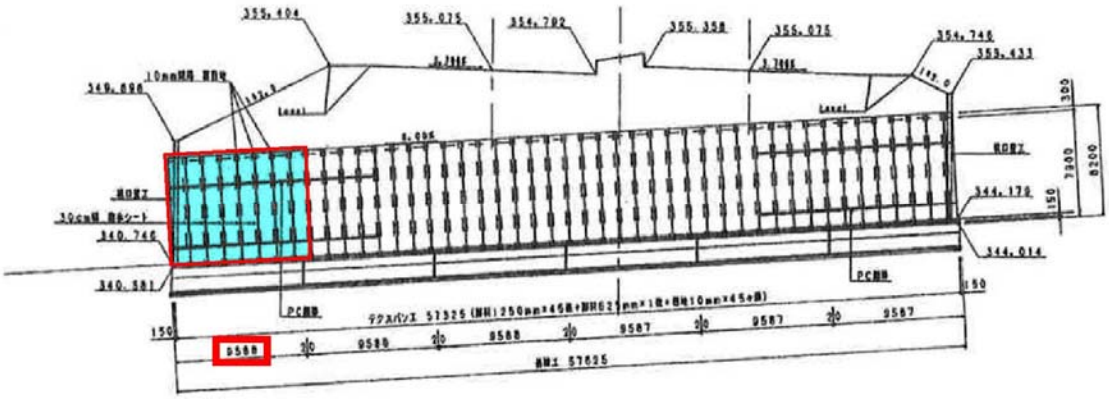


図-4.3.10　モデル化の範囲

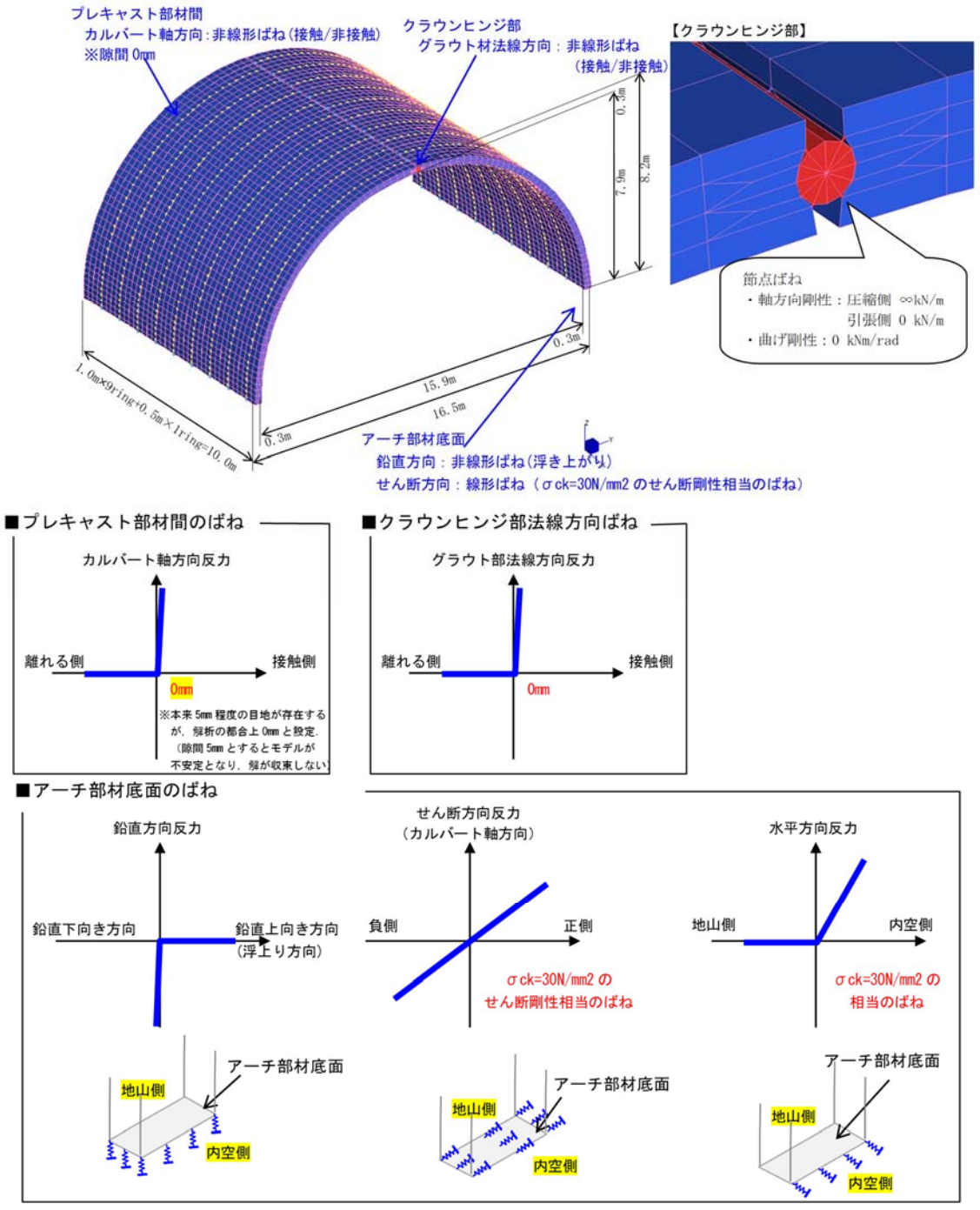

プレキャスト部材間
カルバート軸方向：非線形ばね（接触/非接触）
※隙間 0mm
クラウンヒンジ部
グラウト材法線方向：非線形ばね
（接触/非接触）
【クラウンヒンジ部】
節点ばね
・軸方向剛性：圧縮側 ∞kN/m
引張側 0 kN/m
・曲げ剛性：0 kNm/rad
0.3m
7.9m
8.2m
1.0m×9ring+0.5m×1ring=10.0m
0.3m
15.9m
16.5m
アーチ部材底面
鉛直方向：非線形ばね（浮き上がり）
せん断方向：線形ばね（σck=30N/mm2 のせん断剛性相当のばね）
■プレキャスト部材間のばね
カルバート軸方向反力
離れる側
接触側
0mm
※本来 5mm 程度の目地が存在するが，解析の都合上 0mm と設定．（隙間 5mm とするとモデルが不安定となり，解が収束しない
■クラウンヒンジ部法線方向ばね
グラウト部法線方向反力
離れる側
接触側
0mm
■アーチ部材底面のばね
鉛直方向反力
鉛直下向き方向
鉛直上向き方向
（浮上り方向）
アーチ部材底面
地山側
内空側
せん断方向反力
（カルバート軸方向）
負側
正側
σck=30N/mm2 の
せん断剛性相当のばね
アーチ部材底面
地山側
内空側
水平方向反力
地山側
内空側
σck=30N/mm2 の
相当のばね
アーチ部材底面
地山側
内空側

図-4.3.11　解析モデル

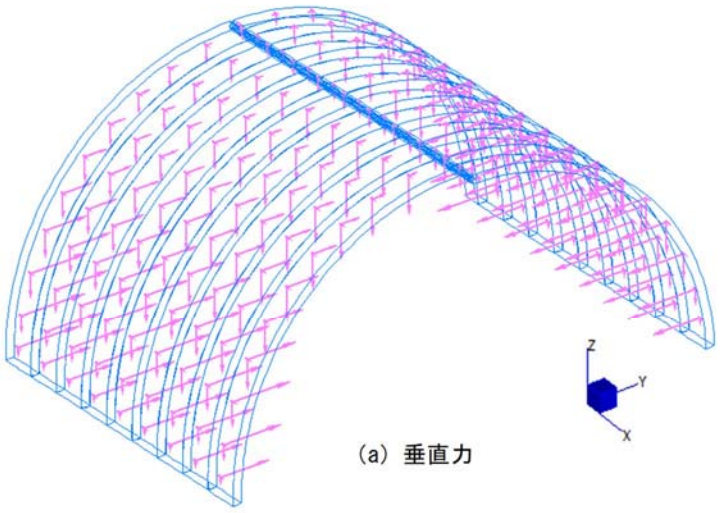
2) 荷重条件

盛土～構造物の一体モデルにおける 3 次元 FEM 解析にて算出された荷重を使用する.

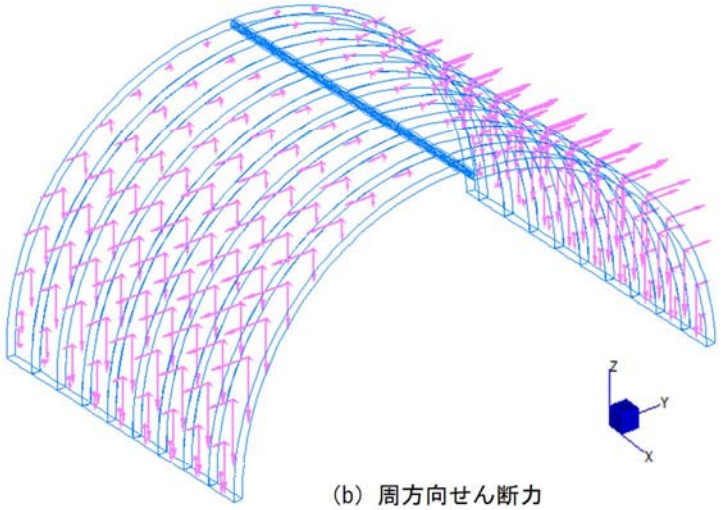
◆カルバート載荷荷重

本解析では，以下の荷重を考慮する．これらの荷重を漸増載荷させ，最終ステップにおけるカルバートの変形および部材に発生する応力度を確認する.

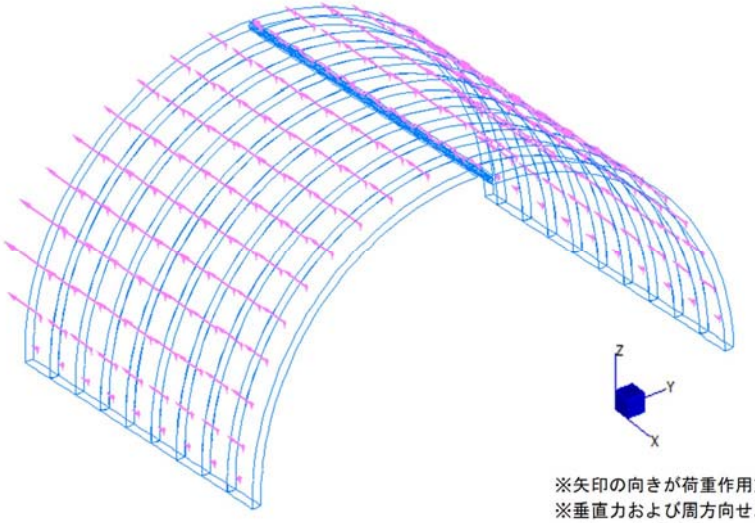
[1]カルバート垂直力
[2]カルバート周方向力
[3]カルバート軸方向せん断力（常時荷重）
[4]カルバート自重



(a) 垂直力



(b) 周方向せん断力



※矢印の向きが荷重作用方向を示す.
※垂直力および周方向せん断力は, Z-Y 平面上の分力で荷重を表示している.

(c) 軸方向せん断力

図-4.3.12 荷重図

3)　対策工諸元

本対象カルバートに対して，脚部シートで目付量 400g/m^2×2 層，頂部シートで 600 g/m^2×3 層の補強量を想定した検討を実施する．

図-4.3.13 にシート補強のモデル化のイメージを示す．図に示すように，繊維補強シートは目地に対して斜め 45 度方向に配置することとし，目地部には非線形のばね（引張作用時にのみ効くもの），部材内部には非線形の梁要素（引張剛性のみ有し，圧縮剛性，曲げ剛性は有さない要素）としてモデル化した．

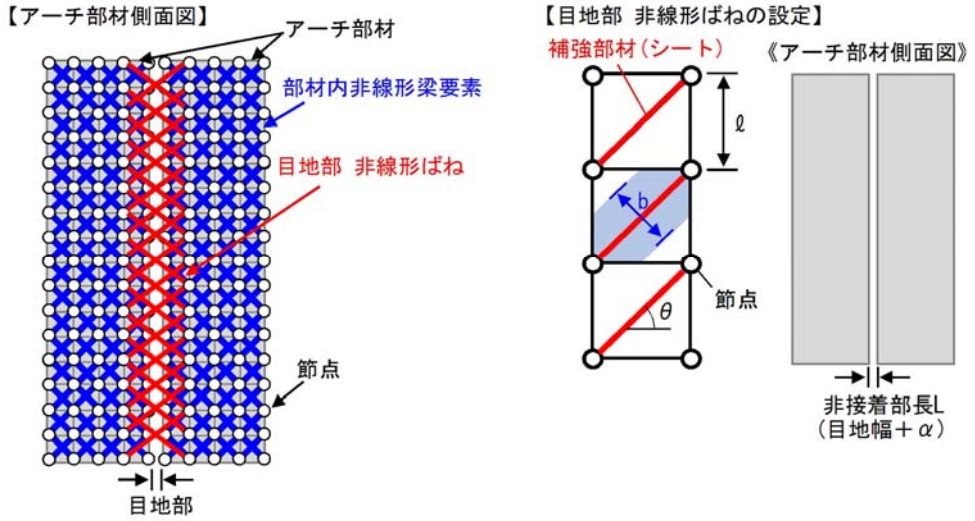


図-4.3.13　シート補強のモデル化のイメージ

表-4.3.2　補強諸元の設定結果（頂部シート）

■目地部 非線形ばね(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm^2)	245	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333	
	層数	n	(層)	3	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	312.5	
	分担幅(=$\ell\cos\theta$)	b	(mm)	221	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m^2)	2.21E-04	
	非接着部長	L	(mm)	30	仮定値
	ばね値(=EA/L)	k	(kN/m)	1.80E+06	

■部材内 非線形梁要素(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm^2)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m^2)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333	
	層数	n	(層)	3	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	312.5	
	分担幅(=$\ell\cos\theta$)	b	(mm)	221	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m^2)	2.21E-04	
	軸剛性	EA	(kN)	5.41E+04	

表-4.3.3　補強諸元の設定結果（脚部シート）

■目地部 非線形ばね(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm^2)	245	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.222	
	層数	n	(層)	2	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	312.5	
	分担幅(=$\ell\cos\theta$)	b	(mm)	221	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m^2)	9.81E-05	
	非接着部長	L	(mm)	30	仮定値
	ばね値(=EA/L)	k	(kN/m)	8.01E+05	

■部材内 非線形梁要素(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm^2)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m^2)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.222	
	層数	n	(層)	2	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	312.5	
	分担幅(=$\ell\cos\theta$)	b	(mm)	221	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m^2)	9.81E-05	
	軸剛性	EA	(kN)	2.40E+04	

4)　解析ケース

頂部シートの有無に着目し，以下の通り解析ケースを設定した．

対策１　：　頂部シート＋脚部シート

対策２　：　脚部シートのみ

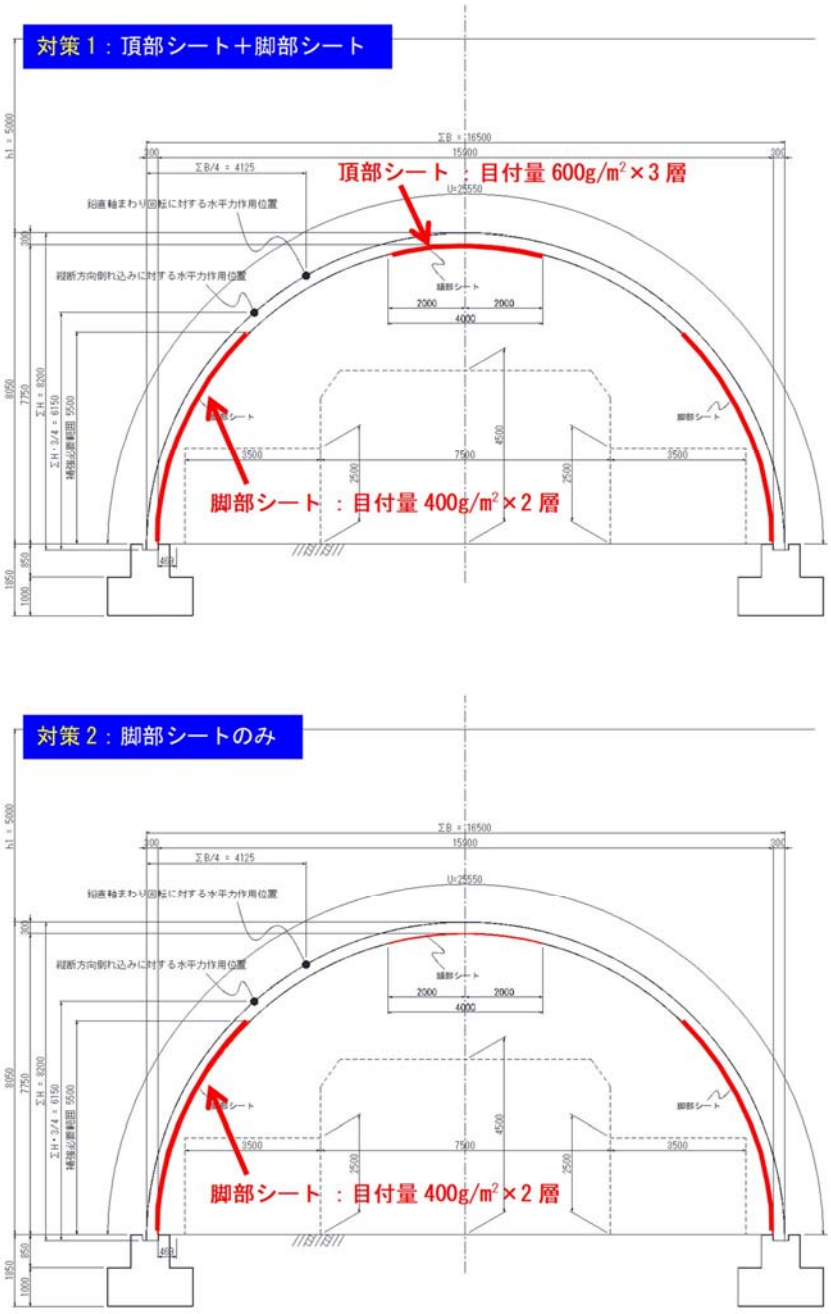


図-4.3.14　解析ケース

(2)　解析結果

表-4.3.4，図-4.3.15 に解析結果の比較を示す．これより，以下のことがわかった．

【無対策時と対策 1（頂部＋脚部）の比較結果】

・無対策時と対策時とを比較した結果，対策後では，躯体の縦断方向の倒れ込み変形が大きく抑制されていることが確認できる．

・アーチ部材基部の横断方向のばね反力を確認すると，対策時で反力が大きく低減しており，鉛直軸まわりの回転変形を抑制している結果が確認できる．

・アーチ部材の軸力を比較すると，対策時はアーチ部材内の軸力が一様分布となっており，部材の軸力が抜けるような現象が抑制できている．

・クラウンヒンジ部の発生応力度を比較すると，対策時では局所応力が 1/25 程度（＝1.7/42.7）まで低減していることが確認できる．

・したがって，3 ヒンジアーチに対するシート補強（頂部および脚部に斜め 45 度方向にシートを貼り付ける補強方法）は有効な対策工であることが解析的に確認された．

【対策 1（頂部＋脚部）と対策 2（脚部のみ）の比較結果】

・僅かではあるが，対策 2 と比較して，対策 1 の方が変形量（アーチ部材の倒れ量，せん断ずれ量）が少ない．

・クラウンヒンジ部の発生せん断力（最大値）に着目すると，対策 1 と対策 2 では対策 1 の方が発生応力度が 1/2 程度であり発生応力度を低減できている．

・したがって，対策としては，脚部のみではなく頂部もシート貼付けを行った方がよい．

表-4.3.4　変形量・発生応力度のまとめ

	解析対象範囲最大土被り (m)	ｱｰﾁ部材倒れ量 (m)	ｱｰﾁ部材せん断ズレ量 (mm)	ｸﾗｳﾝﾋﾝｼﾞ部 発生せん断応力度 (N/mm^2)	ｱｰﾁ部材引張応力度 (N/mm^2)	ｱｰﾁ部材下端部節点反力 (kN)
無対策	4.93	1.2	2.3	42.7	150	3500
対策1：頂部+側部	4.93	0.009	0	1.7	12	400
対策2：側部	4.93	0.016	0.6	3.2	12	450

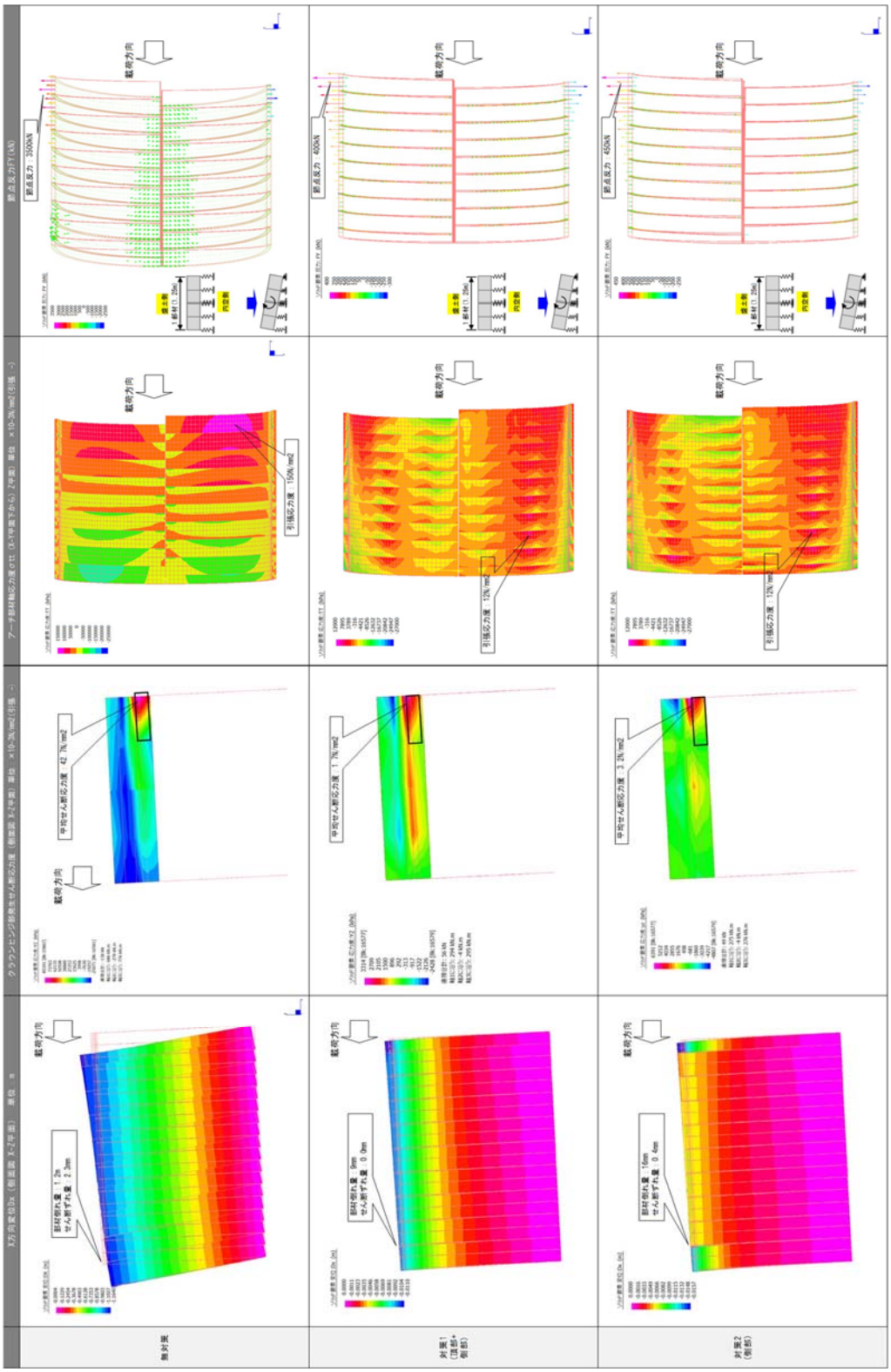


図-4.3.15　対策効果検証解析まとめ

4.4. 2 面せん断実験

4.4.1. 概要

アーチカルバートの縦断方向挙動を抑制するために，繊維補強シートを目地に対して斜め 45 度方向に貼り付ける補強方法は，前節で示した通り解析の結果，有効な補強方法であることがわかった．しかしながら，繊維補強シートによる補強方法を適用するにあたり，以下に示すような課題があるものと考えられた．

そこで，本節では，実際の躯体挙動（目地間のせん断ズレ挙動）を模擬できる供試体を作製し，これに対して繊維補強シートを貼り付けた実験体に対してせん断試験を実施し，シートの付着性状（ひずみの発生分布，付着力，付着長）の確認を行った．

【繊維補強シートの適用における課題】

- 設計要領第二集[橋梁保全編][1]に示される方法で繊維補強シートの付着長（定着長）を設計用付着強度 τ_f＝0.45N/mm^2 から算定すると，600g/m^2 の繊維補強シートを使用する場合には必要定着長が 1.5m 程となり，部材の奥行き幅がそれ程大きくはないプレキャスト部材では定着長が不足する可能性がある．
- 一方，繊維補強シートをアンカーを用いて定着する方法を考えた場合，必要アンカー本数が非常に多くなることが想定される（**図-4.4.1** 参照）．プレキャスト部材の密な配筋を避けながらこれを配置することは非常に困難であること，アンカー配置のため既設躯体に多くの削孔を行うことは既設躯体への影響が大きいことを勘案すると，あまり現実的ではないと考えられる．さらに，この方法で繊維補強シートを定着する場合，定着帯を補強範囲の端部に設けることになると考えられるが，補強対象となる躯体がアーチ形状を呈しており，部材間の挙動が複雑※になるため，端部の定着帯のみで有効に繊維補強シートが機能するか懸念が残る．

  ※縦断方向に躯体が倒れる挙動を考えた場合，脚部付近では隣り合う部材同士が上下方向にせん断ずれ挙動を示すが、頂部付近では面外方向に挙動する．

- また，縦断方向に部材同士を連結することを目的として，既設躯体の目地を跨いで繊維補強シートを貼り付けることや，繊維補強シートの貼り付け方向が作用荷重方向と一致していないこと（繊維補強シートの引張抵抗力の分力を期待していること）など，これまで繊維補強シートが用いられてきていないような箇所や方法で使用することへの懸念も残る（一般的に知られているようなシートの性能を発揮できるのか不明であった）．

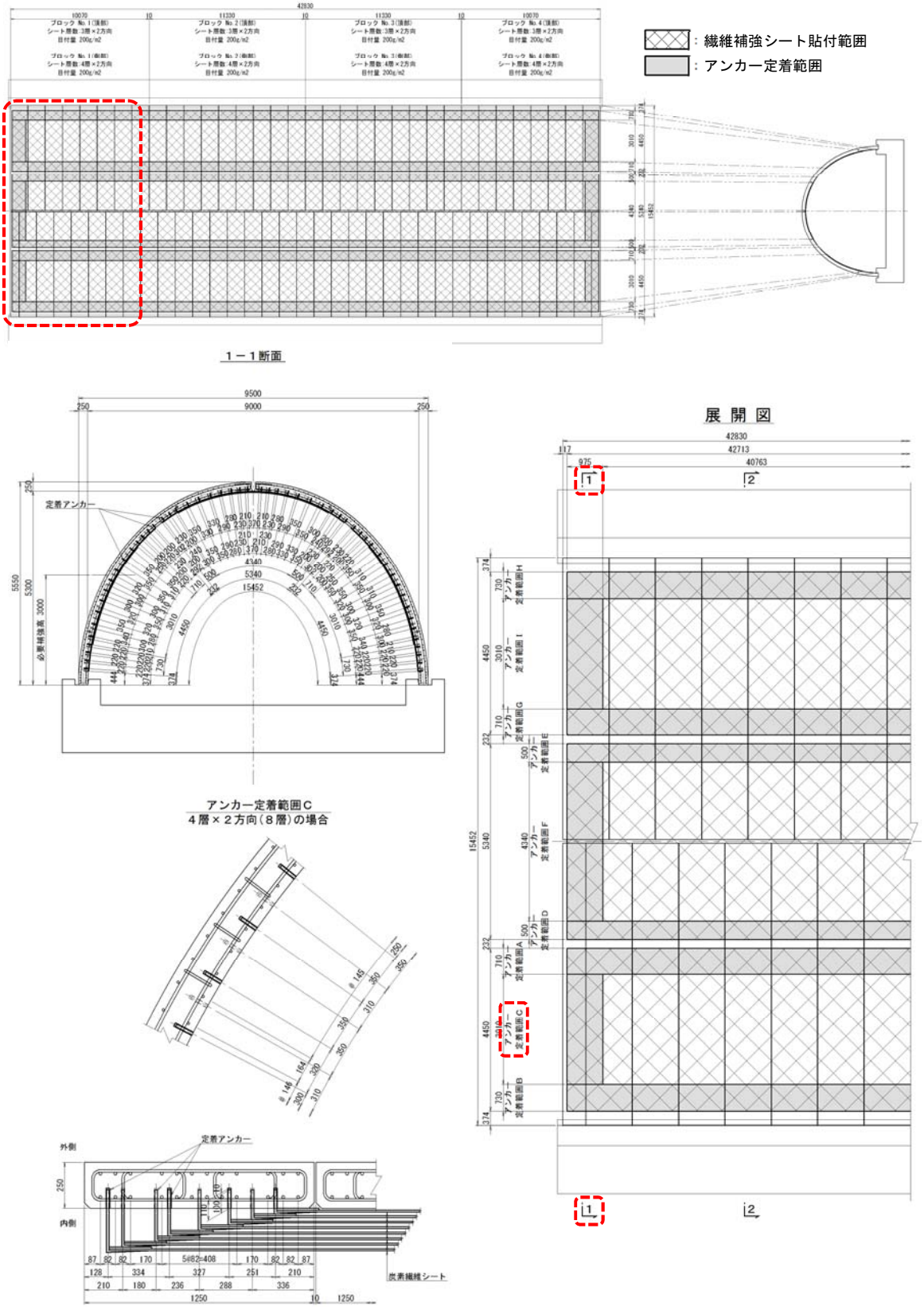


図-4.4.1　繊維補強シートのアンカーによる定着（例）

4.4.2. 既往文献の収集・整理

表-4.4.1 に収集文献一覧を示す．これらの文献に基づき繊維補強シートの付着性状を整理すると以下に記す通りとなった．

これより，プレキャストアーチカルバートの補強を考えた場合，部材は基本的にはどれも高強度コンクリートが使用され，コンクリート表面の状態も大きく異なるものでは無いことを考慮すると，繊維補強シートの付着性状を左右する大きな要因としては、引張剛性であると考えられる．

【既往文献調査から得られた知見の概要】

［1］繊維補強シートの引張剛性

→ 引張剛性が大きい程，付着強度が大きくなる傾向 [2),3)]

→ 引張剛性が大きい程，付着長が長くなる傾向 [2)]

［2］コンクリート部材の圧縮強度

→ 圧縮応力度が大きいほど付着強度が大きくなる傾向 [2)]

［3］繊維補強シートの接着面におけるコンクリート表面の状態

→ 粗面の方が付着強度が大きくなる傾向 [3),4),5)]

［4］繊維補強シートの接着長

→ シートの接着長を長くしても一概に付着強度が増加するとは限らない（付着応力の発生域が存在する）[2),3),4)]

表-4.4.1　収集文献一覧

番号	作者（発表年）	論文名	学会・出版社
1	緒方ら (1994)	炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強	日本道路公団試験研究所報告
2	佐藤ら (2000)	炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究	土木学会論文集
3	吉澤ら (2000)	連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討	土木学会論文集
4	上原子ら (1999)	連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析	土木学会論文集
5	佐川ら (2001)	炭素繊維シート接着工法における付着性状および 剥離耐力向上方法に関する研究	土木学会論文集
6	田中ら (2013)	コンクリートに接着したFRP シートの有効付着長に関する研究	土木学会中部支部研究発表会
7	神山ら (2000)	連続繊維シートとコンクリート間の付着特性に関する実験的研究	土木学会第55回年次学術講演会
8	浅野ら (1997)	炭素繊維シートの付着力向上に関する一考察	土木学会第52回年次学術講演会
9	吉沢ら(1995)	炭素繊維シートとコンクリートの定着挙動	土木学会第50回年次学術講演会
10	新日鉄住金 マテリアルズ (2012)	FORCAトウシート工法技術資料	新日鉄住金マテリアルズ株式会社
11	岳尾ら (1997)	CFRP接着工法における炭素繊維シートの付着性能	コンクリート工学年次論文報告書
12	岳尾ら (1998)	CFRP接着工法における炭素繊維シート付着耐力向上実験	コンクリート工学年次論文報告書
13	磯ら(2000)	連続繊維シートとコンクリート界面の付着性状に関する実験的研究	コンクリート工学年次論文集.
14	磯(2001)	連続繊維シートとコンクリート界面の付着性状に関する実験的研究	東急建設技術研究所報.
15	張ら (2011)	炭素繊維シートと鋼板を併用したRC橋脚の耐震補強工法とその効果	土木学会論文集A1(構造・地震工学).
16	土木研究所 (1999)	炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強 に関する設計・施工指針(案)コンクリート部材の 補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)	土木研究所.
17	土木学会 (2000)	連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針	土木学会.
18	松永 (2009)	CFRP 板とコンクリートの 定着性状に関する研究	筑波大修士論文.
19	出雲ら (1998)	アラミドおよび炭素連続繊維シートの付着特性	コンクリート工学論文集.
20	金久保ら (2001)	等価付着ストレスブロックによる連続繊維シートと コンクリートの付着強度算定式	コンクリート工学論文集.
21	上原子ら (2003)	連続繊維シートの付着性状に及ぼす母材表層の影響	コンクリート工学年次論文集.
22	Z. G. Guoら (2005)	Experimental Study on Bond Stress-Slip Behaviour between FRP Sheets and Concrete	Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures.
23	Zhishen Wuら (2000)	Study On Debonding Failure Load of RC Beams Strengthened with FRP Sheets	Journal of Structural engineering.
24	Mongi Ben Ouezdou(2009)	Effective Bond Length of FRP Sheets Externally Bonded to Concrete	International Journal of Concrete Structures and Materials.
25	Kasumassa Nakaba(2001)	Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete	ACI STRUCTUAL JOURNAL TECHINICAL PAPER.

4.4.3. 繊維補強シートの付着性状

(1)　付着強度の評価法

土木学会資料[6)]によると，繊維補強シート（連続繊維シート）の付着強度を求める方法が式（1）に示すように定式化されており，これに基づくと，剥離破壊エネルギーG_fを用いて算出することができる．このとき，剥離破壊エネルギーは安全側の値としてG_f＝0.5［N/mm^2］を用いても良いことが示されている．

なお，繊維補強シートの付着機構としては，**図-4.4.2**に示す通り，シートに作用する引張力が大きくなるとシートの挙動が“弾性”→“軟化”→“剥離”と変化し，局所せん断応力と相対変位関係（τ～δ関係）は，簡易的に『弾性～軟化モデル』で表現できることが知られている．剥離破壊エネルギーG_fは，このτ～δ関係図上の面積として定義されているものである．

$$P = b \cdot \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot E \cdot t)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式}$$

(1)

P ：	付着強度（最大耐荷力）	[N]
b ：	連続繊維シートの幅	[mm]
G_f：	剥離破壊エネルギー(＝0.5を用いて良い)	[N/mm^2]
E ：	連続繊維シートの弾性係数	[N/mm^2]
t ：	連続繊維シートの1層あたりの厚さ	[mm]

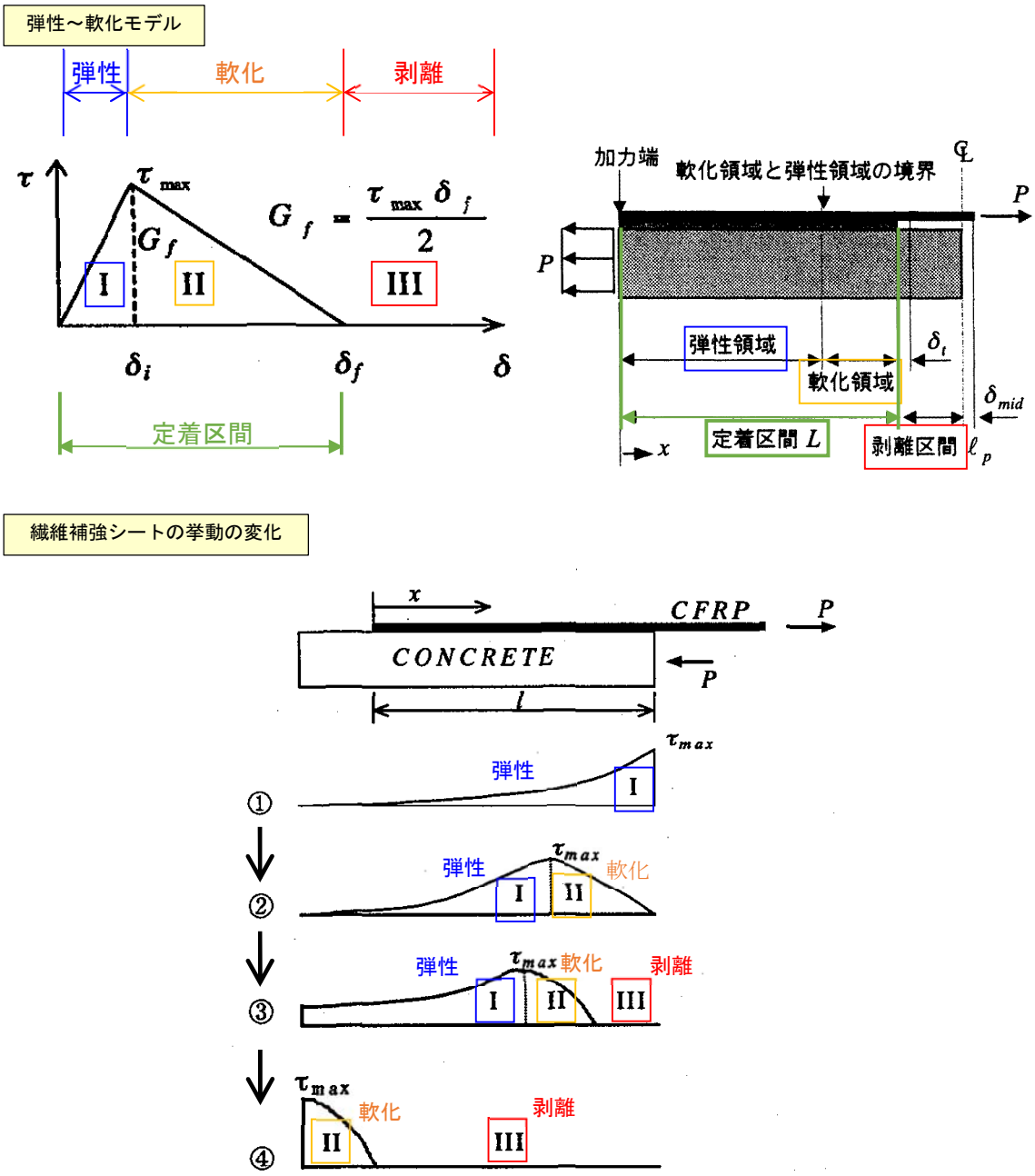


図-4.4.2　繊維補強シートの付着機構

(2)　有効付着長の評価法

繊維補強シートの付着強度を十分に発揮させるためには，繊維補強シートの付着長を十分に確保しておく必要がある．ここでは，シートの有効付着長に関する知見が示されている各種文献に着目し，有効付着長算定における考え方や算定方法について整理した．

1)　設計要領に示される方法での有効付着長

設計要領[1)]においては，有効付着長について，作用荷重を設計用付着強度で除すことで算定する方法が示されている．

例えば，200 目付のシート１枚に対する付着長を算定しても，800㎜を超える長さが算定される．目付量が増えれば，より長い付着長となるため，現実的でないものとなってしまう．

■設計要領第二集　橋梁保全編(NEXCO 東・中・西日本)[1)]

$$\ell_{CF} = (\sigma_f \cdot n_F \cdot t_{CF}) / \tau_{CF}$$

ここに，

ℓ_{CF} ：連続繊維シートの定着長さ(㎜)

σ_f ：連続繊維シートの設計用引張強度(N/㎟)

n_F ：連続繊維シートの必要枚数

t_{CF} ：連続繊維シートの厚さ(㎜)

τ_{CF} ：曲げ補強に用いる炭素繊維シートの設計用付着強度(N/㎟)

(実験結果から，τ_{CF} =0.45N/㎟とする)

試算結果

シートの強度	σ_f	＝	3400 N/mm^2				
シートの枚数	n_F	＝	1 枚				
シート厚	t_f	＝	0.111 mm				
設計付着強度	τ_{CF}	＝	0.45 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	838.7 mm

2)　発生ひずみ分布から定義される有効付着長

下記文献[7]では，全荷重のうち97%の荷重を伝達している長さを有効付着長と定義しており，<u>最大せん断応力が生じる箇所からその3%に減少する箇所までの区間を有効付着長</u>とする考え方が示されている．

■FRPによるコンクリート構造の補強設計の現状と課題/複合構造レポート12（土木学会）

既設コンクリートに繊維補強材を用いる場合の必要定着長，有効付着長と界面剥離破壊エネルギーの照査方法について，国内外の主な指針類を対象として調査を行った．国内については，「炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針」[1]や，海外では「Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures (CNR-DT200/2004)」[2]など，多くの指針やガイドラインにおいて，図 3.1.1 に示す Mode1～Mode4 のような剥離が生じないように，設計を行うことになっている．本節では，剥離を生じさせないように接着端部において必要となる定着長や，接着端部や曲げひび割れ，せん断ひび割れの近傍で卓越するせん断応力が，FRP シートに有効に伝達する長さを表す有効付着長，そして，付着強さを表す界面剥離破壊エネルギーについて，既に定式化されたモデル式を取りまとめる．モデル式を定式化するうえで基になっている実験としては，図 3.1.2 に示すような曲げ試験と，図 3.1.3 に示すような単純せん断試験とに大別される．曲げ試験等において，曲げひび割れの近傍に卓越したせん断応力が生じる．一方，単純せん断試験においては，図 3.1.4 は連続繊維シートに生じるせん断応力分布図のイメージである．せん断応力は，曲げひび割れを模した箇所の近傍において卓越し，ある一定長さ以上離れると急速に小さくなる．有効付着長は，吉澤らの研究[3]において，ひび割れ近傍に生じる全荷重のうち 97%の荷重を伝達している部分の長さと定義している．<u>すなわち，最大せん断応力が生じる箇所からその3%に減少する箇所までの区間を有効付着長としている</u>．本来，有効付着長は図 3.1.4 に示すように有限であるが，必要定着長を用いる場合には，図 3.1.5 に示すように有限とはならず，定着しきれない引張応力が生じる場合にも必要定着長が算出されてしまうため，注意が必要である．これについては，3.3 節において詳述する．

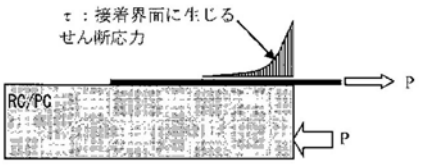


図 3.1.3　単純せん断試験のイメージ図

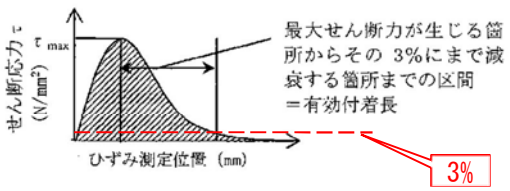


図 3.1.4　有効付着長のイメージ図

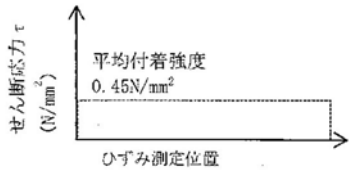


図 3.1.5　平均付着強度のイメージ図

3) 算定式から求められる有効付着長

表-4.4.2 に有効付着長の算定式が示されている文献一覧を示す．また，**表-4.4.3** にはこれらの文献に示されている算定式を整理した．**図-4.4.3** に各算定式（①～⑭）を用いて有効付着長を試算した結果を示す．この結果以下のことがわかった．

【試算結果】

・有効付着長は，600 目付×3 層を想定した場合，算定式⑤では 600㎜ 程度になっている．

・ただし，算定式④～⑦では，有効付着長はシートの枚数（引張剛性）にほぼ比例して増加するような算定式になっており，他文献と比較して，有効付着長が大きく算出されるような式になっている．

・一方，算定式④～⑦を除くと，有効付着長は 600 目付×3 層の場合，100～200㎜ 程度を推移している．

・いずれにしろ，有効付着長はそれ程長くはなく，例えば補強対象となるプレキャストアーチカルバートの幅は少なくとも 1m 程度はあるため，基本的には，部材全体にシートを貼り付ければ，付着強度が十分に発揮できる付着長を確保できることになる．

表-4.4.2　有効付着長の算定式が示されている文献一覧

	著者	論文名	掲載文献
1	金久保ら	等価付着ストレスブロックによる連続繊維シートとコンクリートの付着強度算定式	コンクリート工学論文集，第 12 巻第 3 号，2001 年 9 月
2	磯	連続繊維シートとコンクリート界面の付着性状に関する実験的研究	東急建設技術研究所報 No.27
3	佐藤ら	炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究	土木学会論文集 No.648／Ⅴ-47,77-87,2000.5
4	Nakaba ,etc	Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete	ACIStructual Journal ,V98,No.3,May-June 2001
5	H.Niu ,etc	Study on Debonding Failure Load of RC Beams Strengthened with FRP Sheets	Journal of Structual Engineering ,Vol.46 A(March 2000)
6	M.B.Ouezdou , etc	Effective Bond Length of FRP Sheets Externally Bonded to Concrete	International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.3, No.2, pp. 127~131, December, 2009

表-4.4.3　有効付着長の算定式一覧

	算　定　式			出　典
①	金久保らの式	$Le=\sqrt{(2\cdot \lambda f\cdot se/ke)}$	Le：有効付着長 λf：シートの付着指標で， $\lambda f=tf\cdot Ef/\tau bmax$ se：有効付着域の局所すべり量 (＝0.354mm) ke：有効付着長時のEBSB応力係数 (＝0.428) tf：シート厚 Ef：シート弾性係数 $\tau bmax$：局所最大付着応力度 (＝$3.5\sigma B0.19$) σ_B：コンクリート圧縮強度(MPa)	等価付着ストレスブロックによる連続繊維シートとコンクリートの付着強度算定式，コンクリート工学論文集，第12巻第3号，2001年9月
②	磯らの式	$Le=0.125(\Sigma t\cdot Ef)^{0.57}$	Le：有効付着長 Σt：シートの積層厚さ(mm) Ef：シートヤング係数(N/mm^2)	連続繊維シートとコンクリート界面の付着性状に関する実験的研究，東急建設技術研究所報 No.27
③	佐藤らの式	$Le=1.89(t\cdot E_{CFS})^{0.4}$	Le：有効付着長 t：シート厚 E_{CFS}：シートヤング係数	炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究，土木学会論文集 No.648／Ⅴ-47，pp.77-87，2000.5
④	Nakabaらの式	$Le=1.493\sqrt{(E_{FRP}\ t_{FRP})/f'c^{0.095}}$	Le：有効付着長 E_{FRP}：FRPシート引張弾性率 t_{FRP}：FRPシートの厚さ f'c：コンクリート圧縮強度	Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete，ACIStructual Journal，V98，No.3，May-June 2001
⑤	Niuらの式	$Le=15+5\ [(E_{FRP}\ \cdot t_{FRP})/25.53-1]$	Le：有効付着長 EFRP：FRPシート引張弾性率 tFRP：シートの厚さ	Study on Debonding Failure Load of RC Beams Strengthened with FRP Sheets，Journal of Structual Engineering，Vol.46 A(March 2000)
⑥	Ouezdouらの式(1)	$Le=(tf/20)(Ef/Ec)$	Le：有効付着長 tf：シート厚 Ef：シートヤング率 Ec：コンクリートヤング率	Effective Bond Length of FRP Sheets Externally Bonded to Concrete，International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.3，No.2，pp. 127~131，December，2009
⑦	Ouezdouらの式(2)	$Le=0.012tf(Ef/\sqrt{f'c})$	Le：有効付着長 tf：シート厚 Ef：シートヤング率 f'c：コンクリート圧縮強度	
⑧	ACI 440.2R-02 (USA)	$Le=23300/(n\cdot Ef\cdot tf)^{0.58}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚 n：シート枚数	
⑨	ISIS CSA S806-2 (Canada)	$Le=25350/(Ef\cdot tf)^{0.58}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚	
⑩	FIB B14-Appendix A1 (Europe)	$Le=\sqrt{\ [(Ef\cdot tf)/(c2\cdot fctm)]}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚 fctm：コンクリート引張強度 c2：係数(＝2)	
⑪	FIB B14-Appendix A2 (Europe)	$Le=c2\sqrt{\ [(Ef\cdot tf)/(fck\cdot fctm)]}$	Le：有効付着長 c2：係数（＝1.44） Ef：シートヤング率 tf：シート厚 fck：コンクリート圧縮強度 fctm：コンクリート引張強度	
⑫	CS TR55 (UK)	$Le=0.7\sqrt{(Ef\cdot tf\ /\ fctm)}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚 fctm：コンクリート引張強度	
⑬	Eurocode 8-3 (Europe)	$Le=\sqrt{\ [(Ef\cdot tf)/(4\cdot ftcm)]}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚 fctm：コンクリート引張強度	
⑭	CIDAR (Australia)	$Le=\sqrt{(Ef\cdot tf/\sqrt{f'c})}$	Le：有効付着長 Ef：シートヤング率 tf：シート厚 f'c：コンクリート圧縮強度	

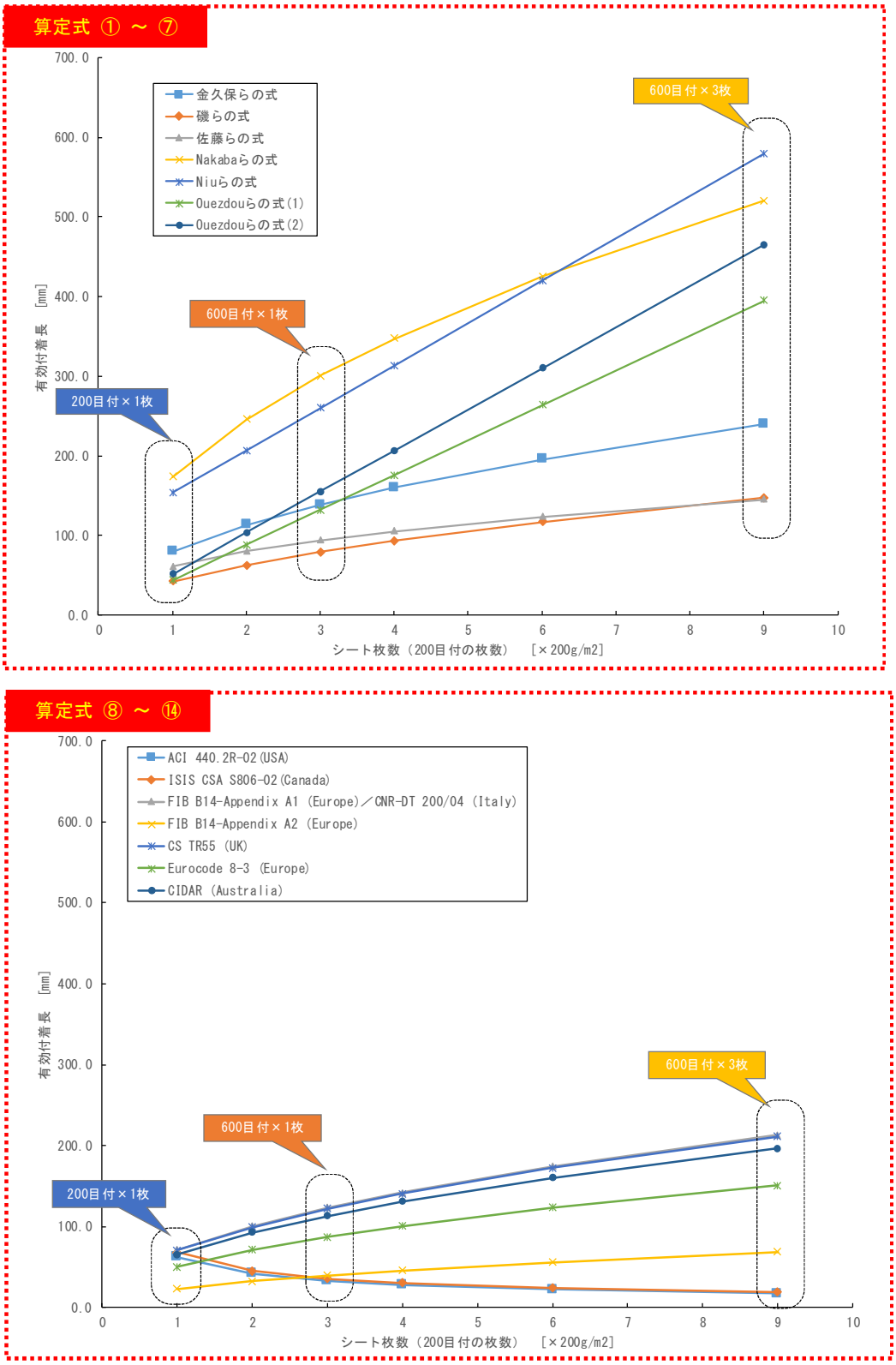


図-4.4.3　各種算定式より算定した有効付着長

【有効付着長算定根拠（1/2)】

① 金久保らの式

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	79.9 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				112.9 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
付着指標	λf	＝	3855.0465				138.3 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
局所すべり量	Se	＝	0.354 mm				159.7 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
EBSB応力係数	ke	＝	0.428				195.6 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
局所付着応力	τ_{bmax}	＝	7.05438962 N/mm^2				239.6 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2						

② 磯らの式

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	42.1 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				62.5 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
							78.8 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							92.8 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							117.0 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							147.4 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

③ 佐藤らの式

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	61.3 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				80.3 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
							94.1 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							105.3 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							123.5 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							144.9 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

④ Nakabaらの式

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	173.4 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				245.3 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				300.4 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							346.8 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							424.8 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							520.3 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑤ Niuらの式

シートヤング率	Ef	＝	245 GPa	有効付着長	Le	＝	153.3 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				206.5 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
							259.8 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							313.0 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							419.6 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							579.3 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑥ Ouezdouらの式(1)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	43.9 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				87.7 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				131.6 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.ヤング率	Ec	＝	31000 N/mm^2				175.5 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							263.2 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							394.8 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑦ Ouezdouらの式(2)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le		51.6 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				103.2 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				154.8 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							206.4 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							309.6 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							464.4 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

【有効付着長算定根拠 (2/2)】

⑧ ACI 440.2R-02(USA)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	62.4 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				41.8 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				33.0 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							27.9 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							22.1 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							17.5 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑨ ISIS CSA S806-02(Canada)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	67.9 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				45.4 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				35.9 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
							30.4 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
							24.0 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							19.0 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑩ FIB B14-Appendix A1 (Europe)／CNR-DT 200/04 (Italy)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	71.1 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				100.5 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				123.1 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				142.2 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
Co.引張強度	σbt	＝	2.69 N/mm^2				174.1 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							213.3 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑪ FIB B14-Appendix A2 (Europe)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	22.9 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				32.4 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				39.7 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				45.8 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
Co.引張強度	σbt	＝	2.69 N/mm^2				56.1 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							68.7 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑫ CS TR55 (UK)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	70.4 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				99.5 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				121.9 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				140.8 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
Co.引張強度	σbt	＝	2.69 N/mm^2				172.4 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							211.1 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑬ Eurocode 8-3 (Europe)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le	＝	50.3 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				71.1 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				87.1 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				100.5 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
Co.引張強度	σbt	＝	2.69 N/mm^2				123.1 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							150.8 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

⑭ CIDAR (Australia)

シートヤング率	Ef	＝	245000 N/mm^2	有効付着長	Le		65.6 mm	← 1 枚	[200目付×1枚相当]
シート厚	tf	＝	0.111 mm				92.7 mm	← 2 枚	[400目付×1枚相当]
シート枚数	n	＝	1				113.6 mm	← 3 枚	[600目付×1枚相当]
Co.圧縮強度	σck	＝	40 N/mm^2				131.1 mm	← 4 枚	[400目付×2枚相当]
Co.引張強度	σbt	＝	2.69 N/mm^2				160.6 mm	← 6 枚	[600目付×2枚相当]
							196.7 mm	← 9 枚	[600目付×3枚相当]

4.4.4. 実験条件

(1) 供試体寸法

表-4.4.4 に供試体の寸法一覧を示す．また，**図-4.4.4** に供試体の構造図を示す．

表-4.4.4　供試体寸法

		幅 (mm)	高さ (mm)	奥行き (mm)	備　考
コンクリートブロック	中央部	600	1050	500	
	端部	500	1050	500	

	幅 (mm)	長さ (mm)	厚み※ (mm)	備　考
炭素繊維シート	200	700	0.111 ～0.999	ｼｰﾄの厚みは ｹｰｽに応じて変化

※200目付×1層～600目付×3層を想定

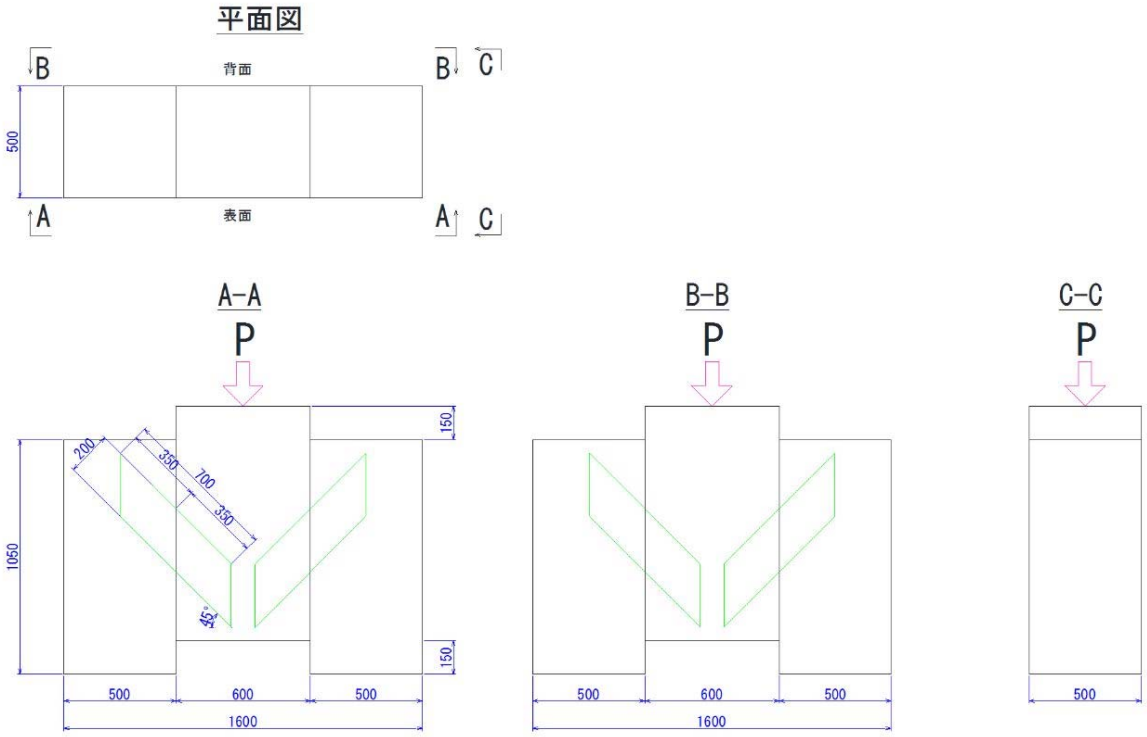


図-4.4.4　供試体構造図

(2) 実験ケース

既往の文献を調査した結果，繊維シートの付着強度は，繊維シートの引張剛性や付着させるコンクリート部材の強度に依存する知見が得られている．プレキャストアーチカルバートの補強を考えた場合，部材は基本的にはどれも高強度コンクリートが使用され，コンクリート表面の状態も大きく異なるものでは無いことを考慮すると，繊維補強シートの付着性状を左右する大きな要因としては、引張剛性であると考えられる．

そこで，本実験では**表-4.4.5** に示すように実験ケースを設定した．

表-4.4.5　実験ケース

CASE	目的	強度 [N/mm^2]	シート [g/m^3]	層数 [層]	下地	供試体数 [個]
1	シート種類	36	200	1	コンクリート	1
2			200	3		1
3	シート層数		600	3		1
					合計	3

(3) 計測機器の設置位置

図-4.4.5～図-4.4.10 に各種計測機器の設置位置を示す.

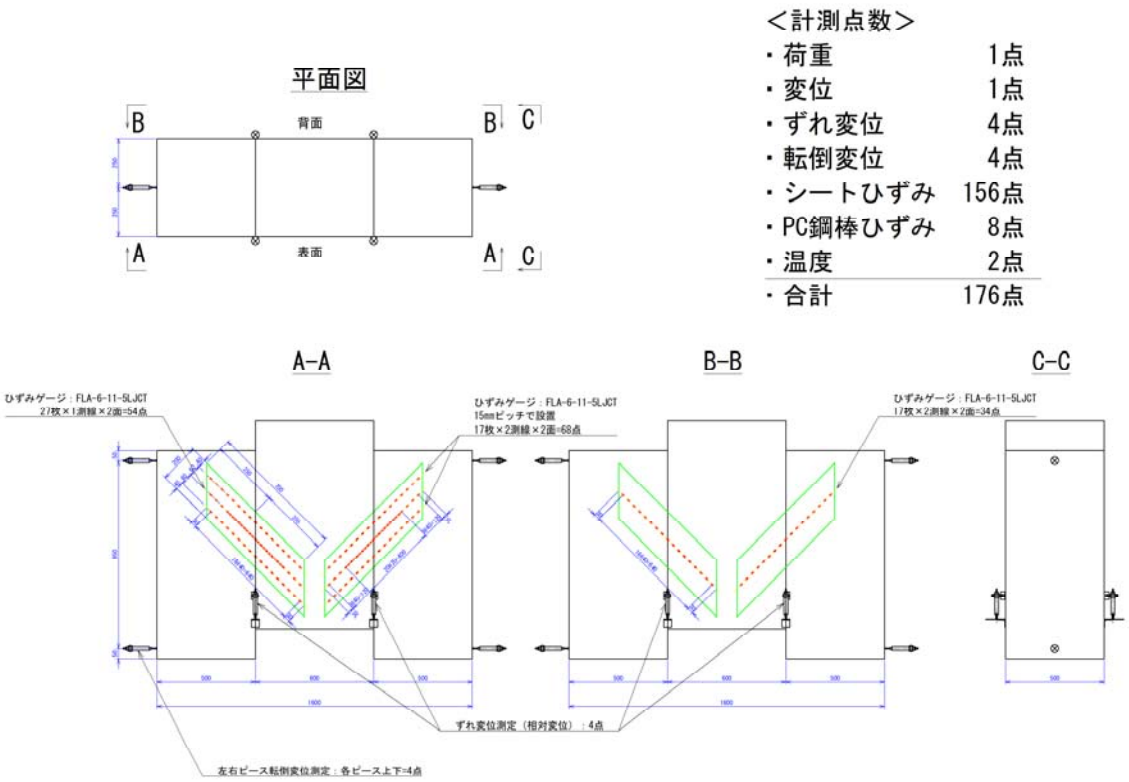


図-4.4.5　ひずみ計配置（1 層の場合）

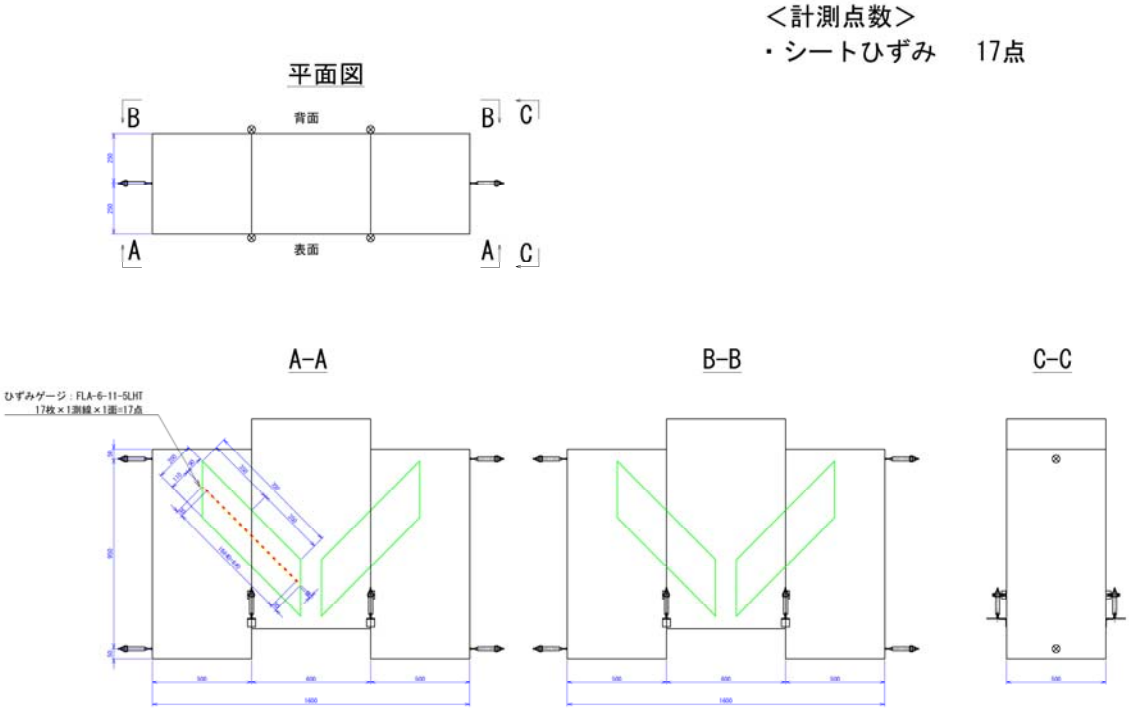


図-4.4.6　ひずみ計配置（3 層の場合：1 層目）

＜計測点数＞
・シートひずみ　17点

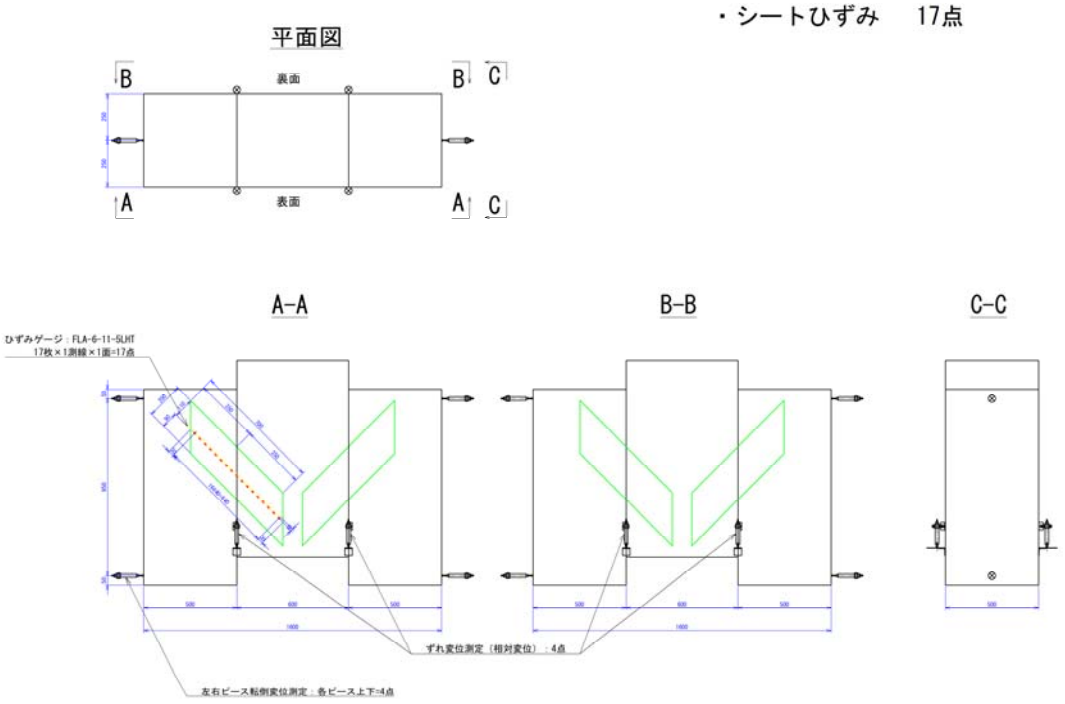


図-4.4.7　ひずみ計配置（3 層の場合：2 層目）

＜計測点数＞

・荷重	1点
・変位	1点
・ずれ変位	4点
・転倒変位	4点
・シートひずみ（1層目）	17点
・シートひずみ（2層目）	17点
・シートひずみ（3層目）	156点
・PC鋼棒ひずみ	8点
・温度	2点
・合計	210点

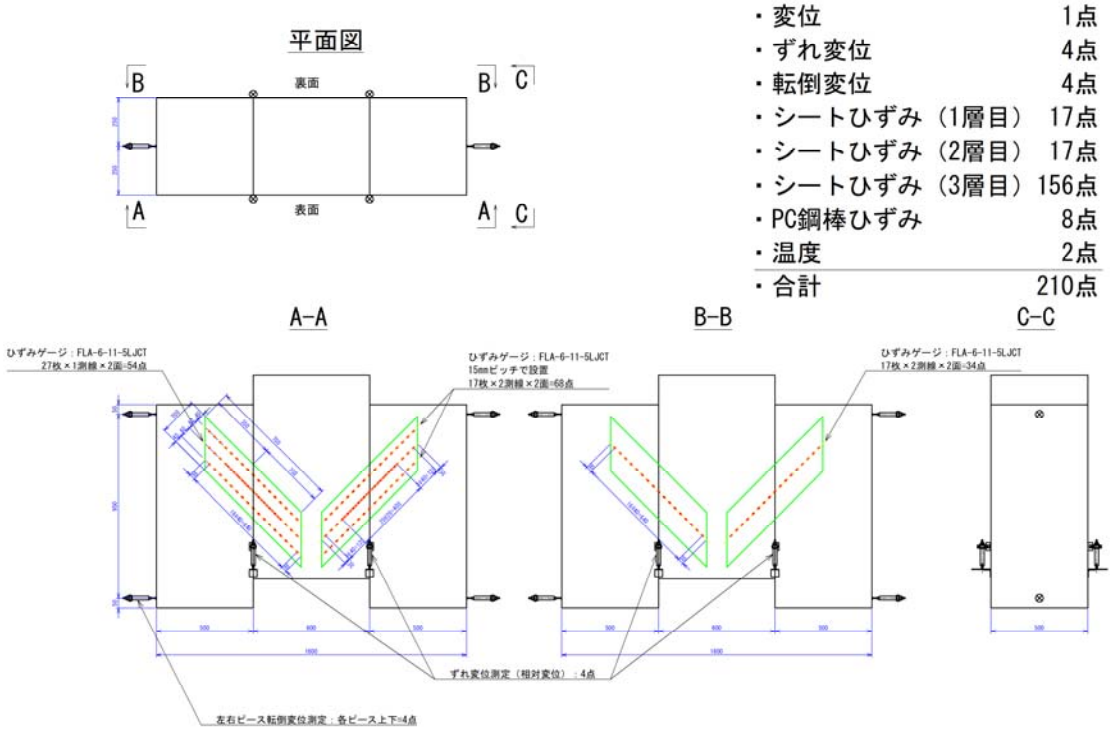
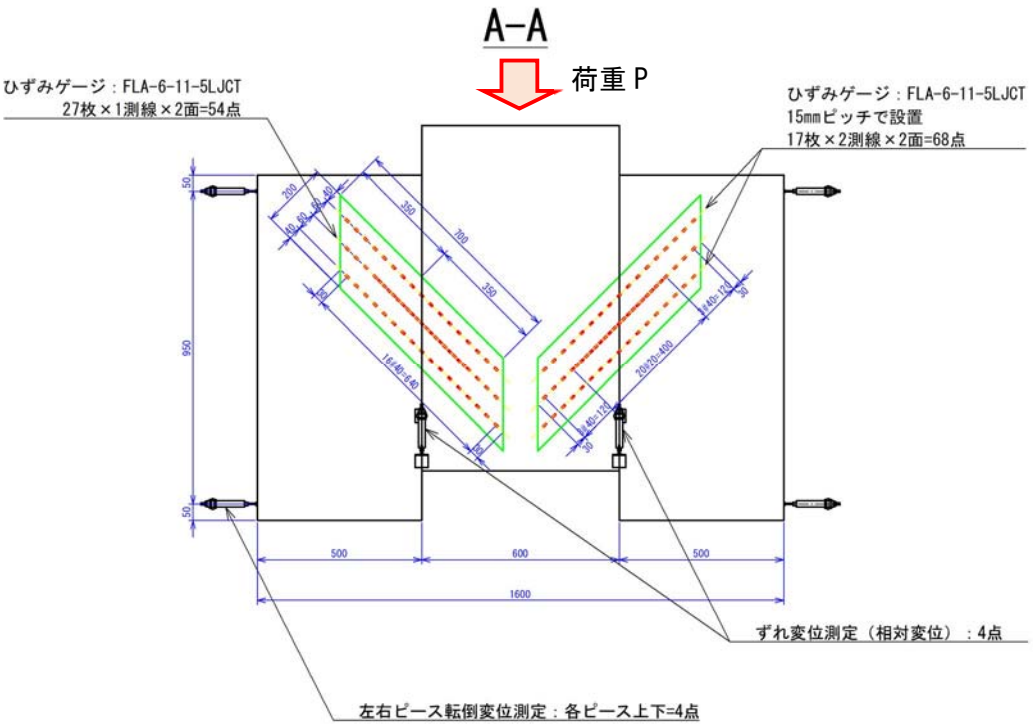
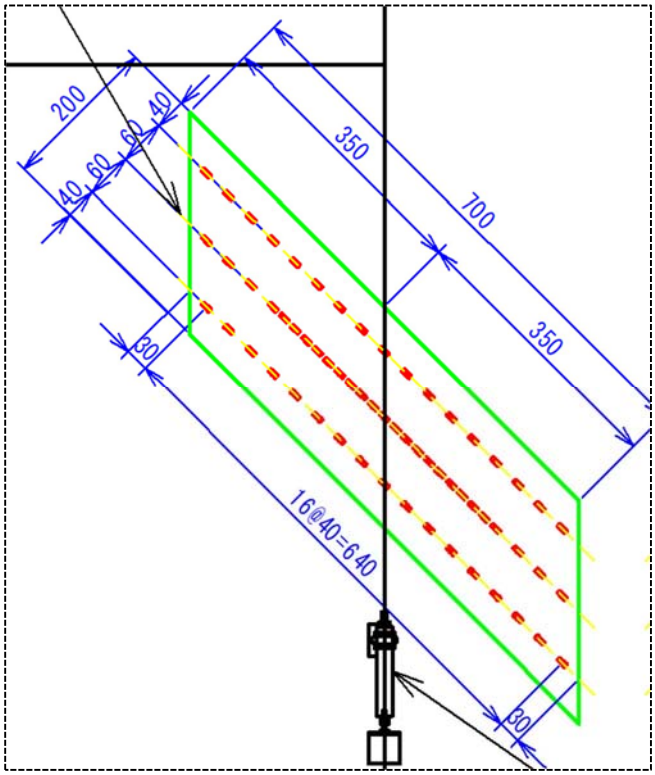


図-4.4.8　ひずみ計配置（3 層の場合：3 層目）



シート部拡大図



※シートは１つの目地に対し前・背面で貼り付け、１供試体に対して合計４箇所に貼り付けている

図-4.4.9　ひずみ計配置詳細（1/2）

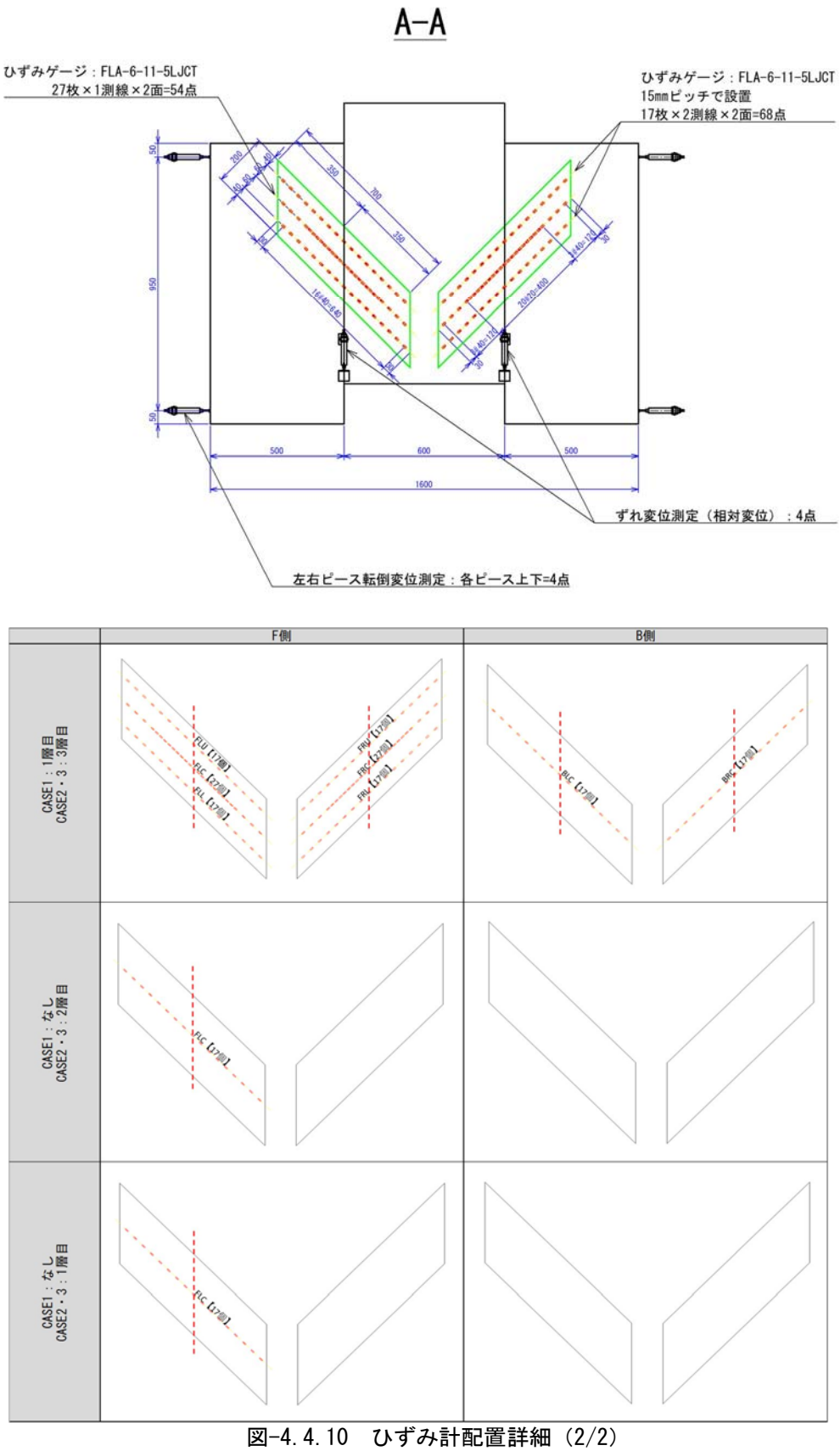


図-4.4.10　ひずみ計配置詳細（2/2）

(4) 使用材料

表-4.4.6, 表-4.4.7 に実験に用いた各種材料諸元を示す.

表-4.4.6　補強繊維シート（炭素繊維シート）

工法		炭素繊維シート工法	
繊維の種類		高強度炭素繊維	
質量	g/m^2	200	600
引張強さ	N/mm^2	3400以上	
引張弾性率	kN/mm^2	245	
設計厚さ	mm	0.111	0.222
品名		FFシート	
品番		CR120	CR160K
メーカー名		前田工繊（株）	

表-4.4.7　コンクリート

コンクリートの種類による記号	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ又はスランプフロー (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
普通	36	12	20	N

(5) 実験状況

写真-4.4.1 に実験状況の一例を示す.

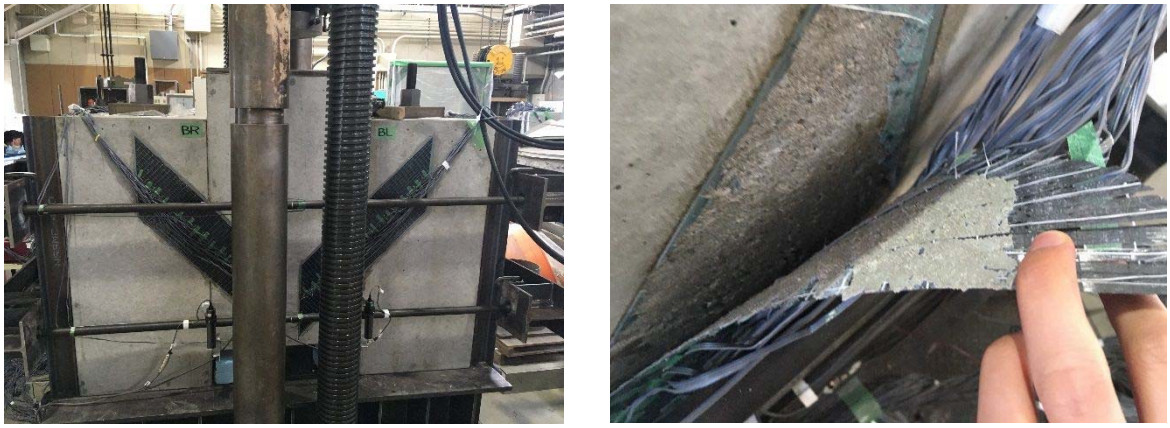


写真-4.4.1　実験状況

4.4.5. 実験結果

(1) ひずみ分布の整理

図-4.4.11 に CASE1～CASE3 におけるひずみ分布を示す．これより以下のことわかった．

【結果】

- **図-4.4.11** に示すように，CASE2，CASE3 は繊維シートを 3 層貼り付けたケースであるが，複数層を貼り付けた場合，目地部のひずみが最大とはならない状態になることがわかった．
- ただし，基本的には目地部に近い箇所のひずみが大きくなり，目地部から離れるに従い徐々に小さくなる傾向がある．
- また，鉛直載荷荷重が大きくなると，ひずみの発生領域が広がる状況も確認され，ひずみの発生，進展状況は既往の文献の実験結果と似ていることが確認された．
- **図-4.4.12** は CASE3 における 1～3 層目のひずみ分布を示しているが，いずれの層の結果を見ても，最大ひずみ発生位置が目地位置からややずれた位置となっていることが確認された．
- ただし，最大ひずみの大きさについては，いずれの層も概ね同じである．

※CASE2,3 のひずみ分布図は，3 層目のものを示す.

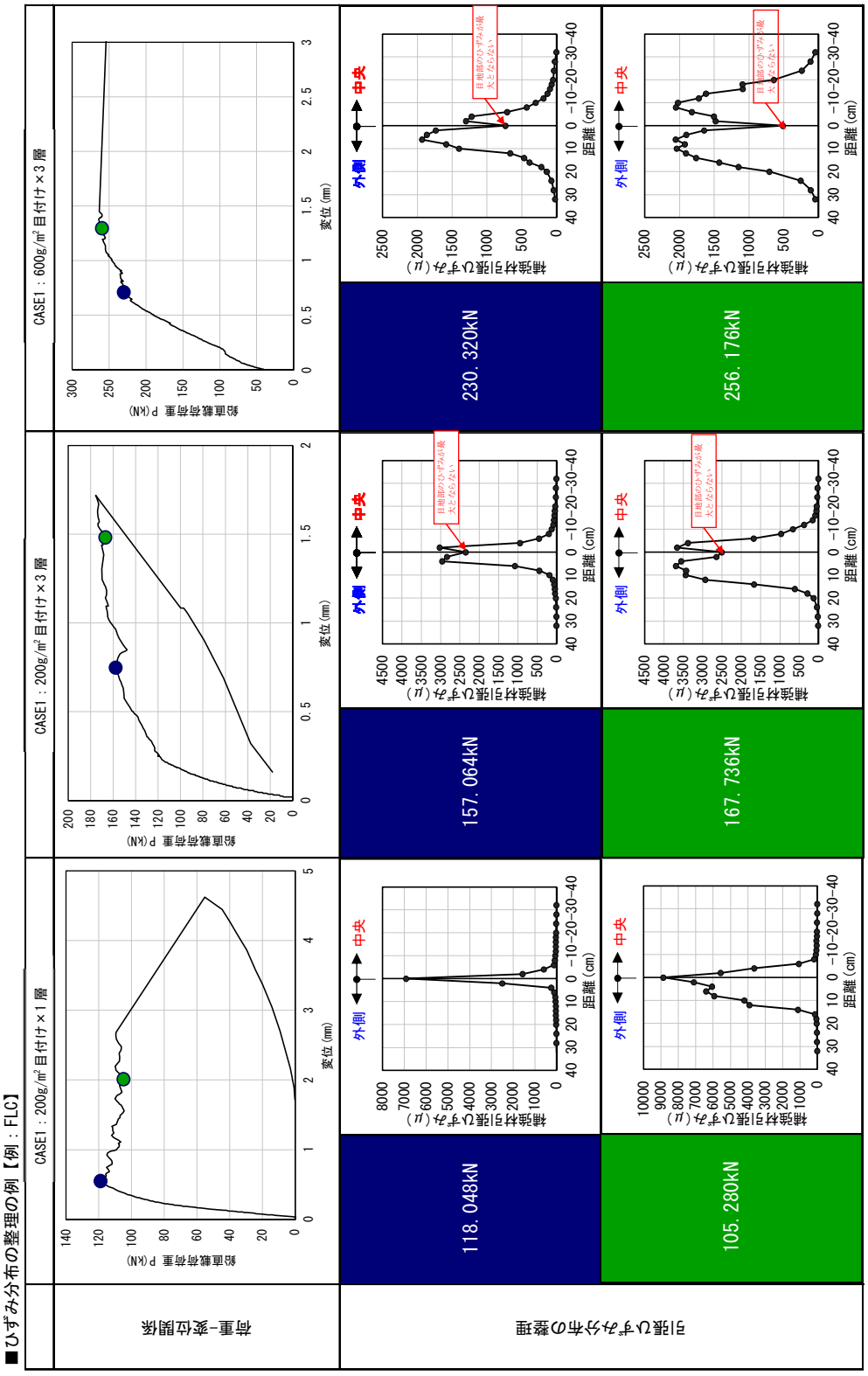


図-4.4.11　CASE1，CASE2，CASE3 のひずみ分布比較の例

図-4.4.12　CASE3 における各層の発生ひずみの比較の例

4.4.6. 剥離破壊エネルギーG_fによる付着強度の評価

(1) 状態変化点に着目した剥離破壊エネルギーG_fの抽出

シートの付着挙動は，**図-4.4.13** に示すように，作用荷重の増加に伴い変化していくことが知られている．本実験では，後述するようにシートの付着長は十分に確保できた供試体となっていることが確認されたため，弾性～軟化モデルを用いて，剥離破壊エネルギーG_fを算出することとした．

剥離破壊エネルギーを算出するにあたり，各ケースについて局所せん断応力～相対変位関係図を各荷重ステップごと（概ね 5kN ごと）に作成した．

本項では，**図-4.4.13** に示す『変化点①』および『変化点②』を局所せん断応力～相対変位関係図から抽出し，『変化点①』および『変化点②』が荷重～変位関係図上のどの荷重状態に位置するかを確認した．

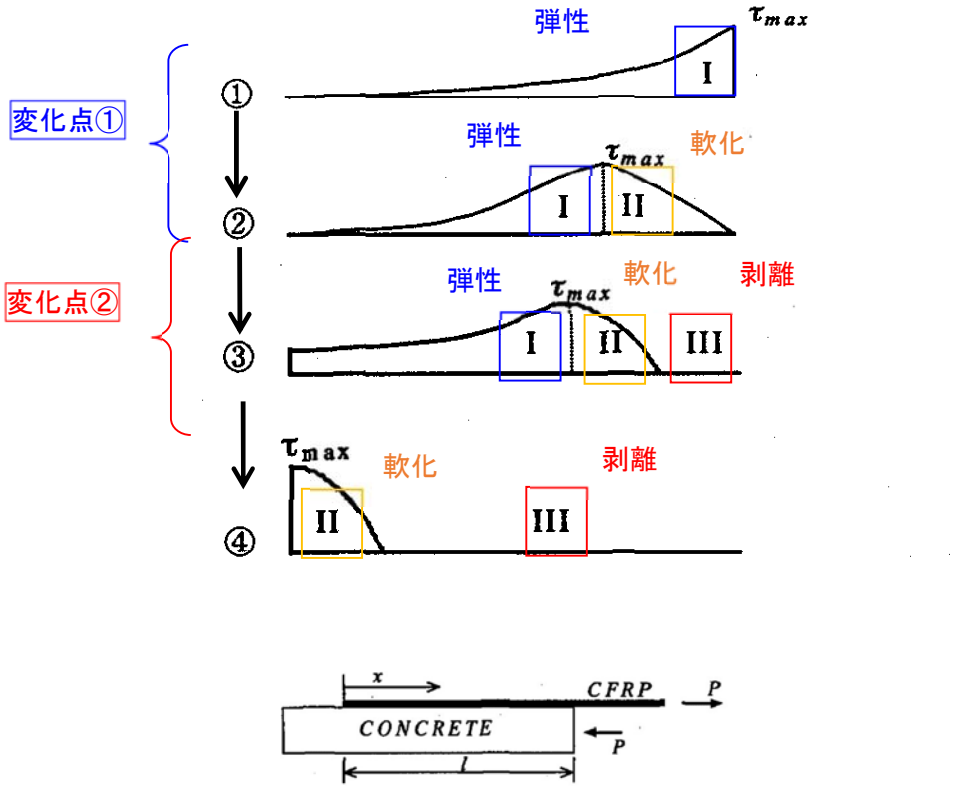


図-4.4.13　シートのせん断応力の状態変化

1)　CASE1（200 目付×1 層）における変化点の抽出結果

図-4.4.14, **図-4.4.15** に CASE1 の局所せん断応力～相対変位の関係図を示す．この図から，先に示した変化点①および変化点②に至る荷重ステップ（および剥離破壊エネルギー）を抽出し，この結果に基づき，**図-4.4.16** の分担荷重～相対変位の関係図中にその変化点をプロットした．なお，図中に示す局所せん断力はシートに発生したひずみにシートのヤング係数 E と断面積 A を乗じたものである．相対変位は載荷荷重により発生した鉛直変位のことである．分担荷重は，局所せん断力の 1 測線上の最大値を抽出したものである．

この結果，変化点①は最大荷重時よりも手前の状態で，変化点②も最大荷重時相当かそれよりも少し手前の状態になっていることがわかった．

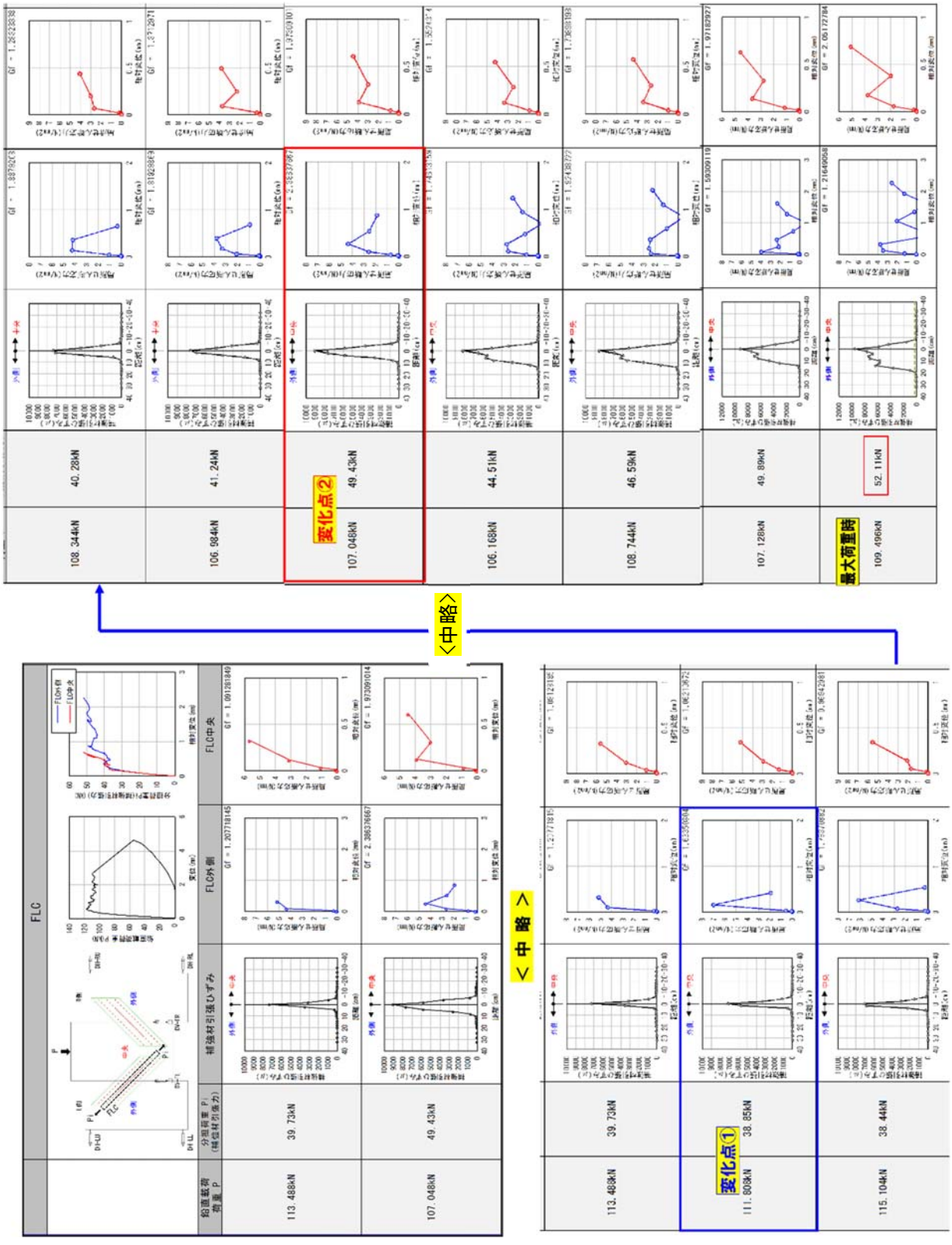


図-4.4.14　CASE1：200 目付×1 枚／FLC 外側・FLC 中央側剥離エネルギーの計算

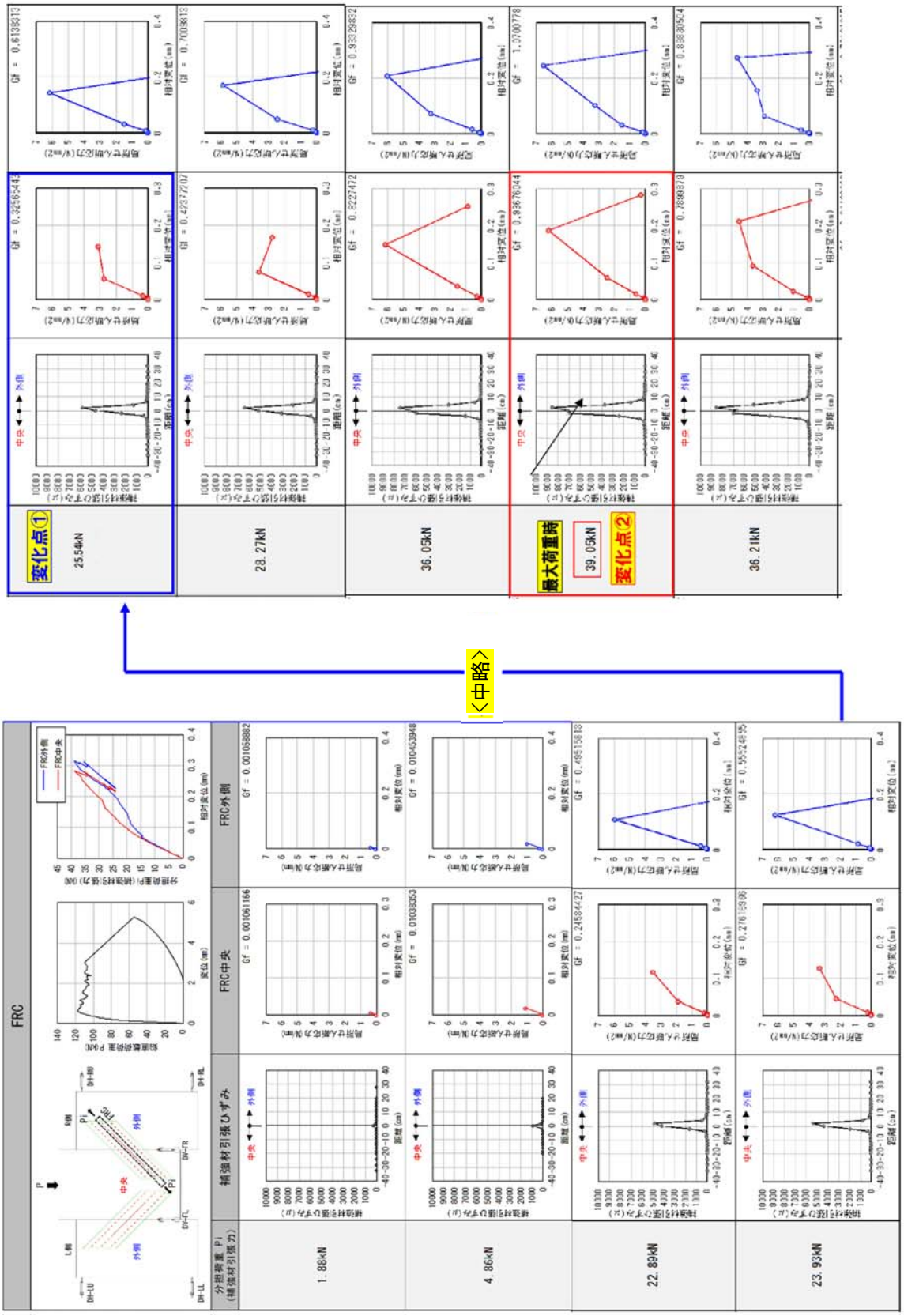


図-4.4.15　CASE1：200 目付×1 枚／FRC 外側・FRC 中央側剥離エネルギーの計算

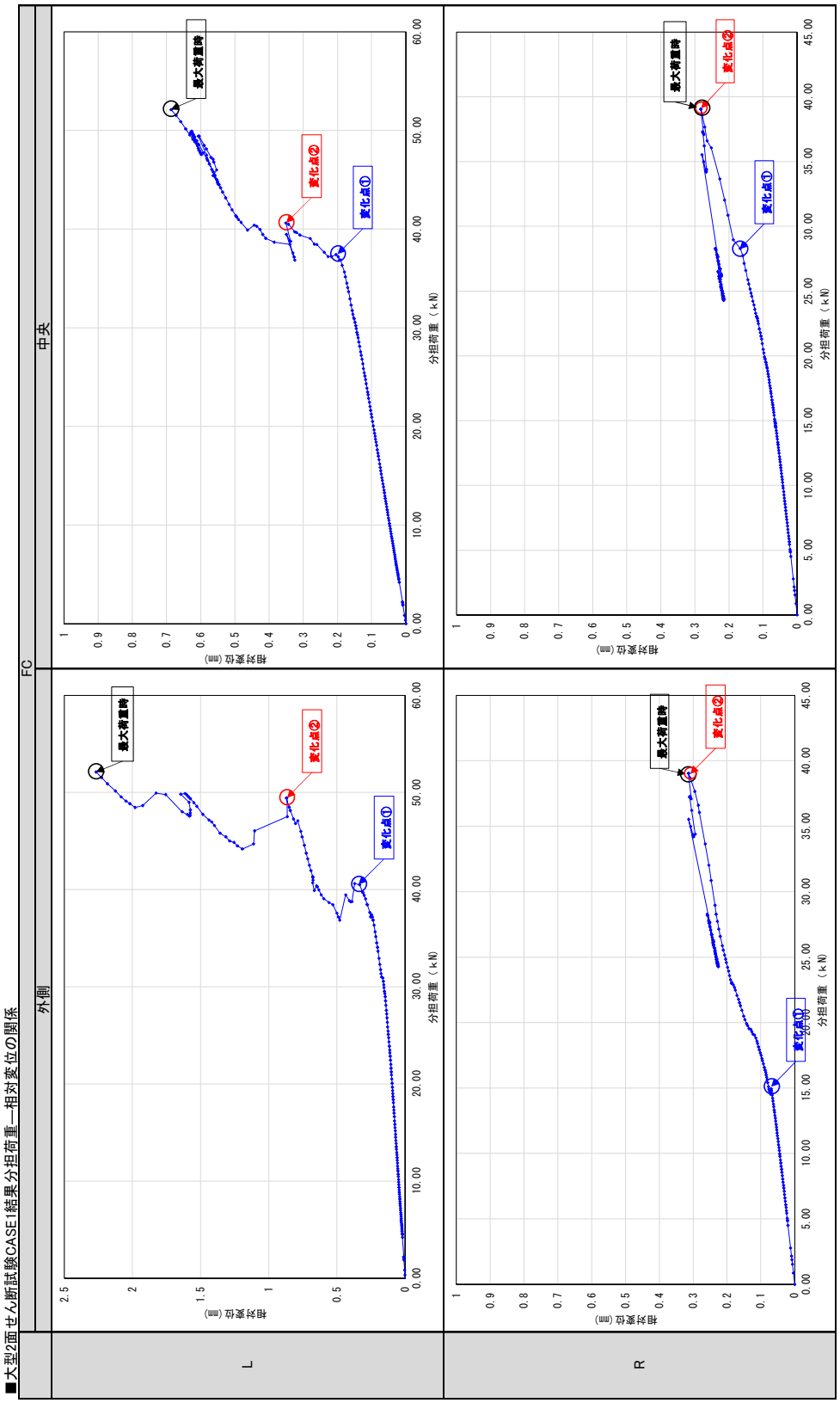


図-4.4.16　2 面せん断実験 CASE1 結果分担荷重—相対変位の関係

2)　CASE2（200 目付×3 層）における変化点の抽出結果

図-4.4.17, **図-4.4.18** に CASE2 の局所せん断応力～相対変位関係図を示す．この図から，先に示した変化点①および変化点②に至る荷重ステップ（および剥離破壊エネルギー）を抽出し，この結果に基づき，**図-4.4.19** の分担荷重～相対変位関係図中にその変化点をプロットした．なお，図中に示す局所せん断力はシートに発生したひずみにシートのヤング係数 E と断面積 A を乗じたものである．相対変位は載荷荷重により発生した鉛直変位のことである．分担荷重は，局所せん断力の 1 測線上の最大値を抽出したものである．

この結果，変化点①および変化点②ともに最大分担荷重時よりも手前の状態であることがわかった．

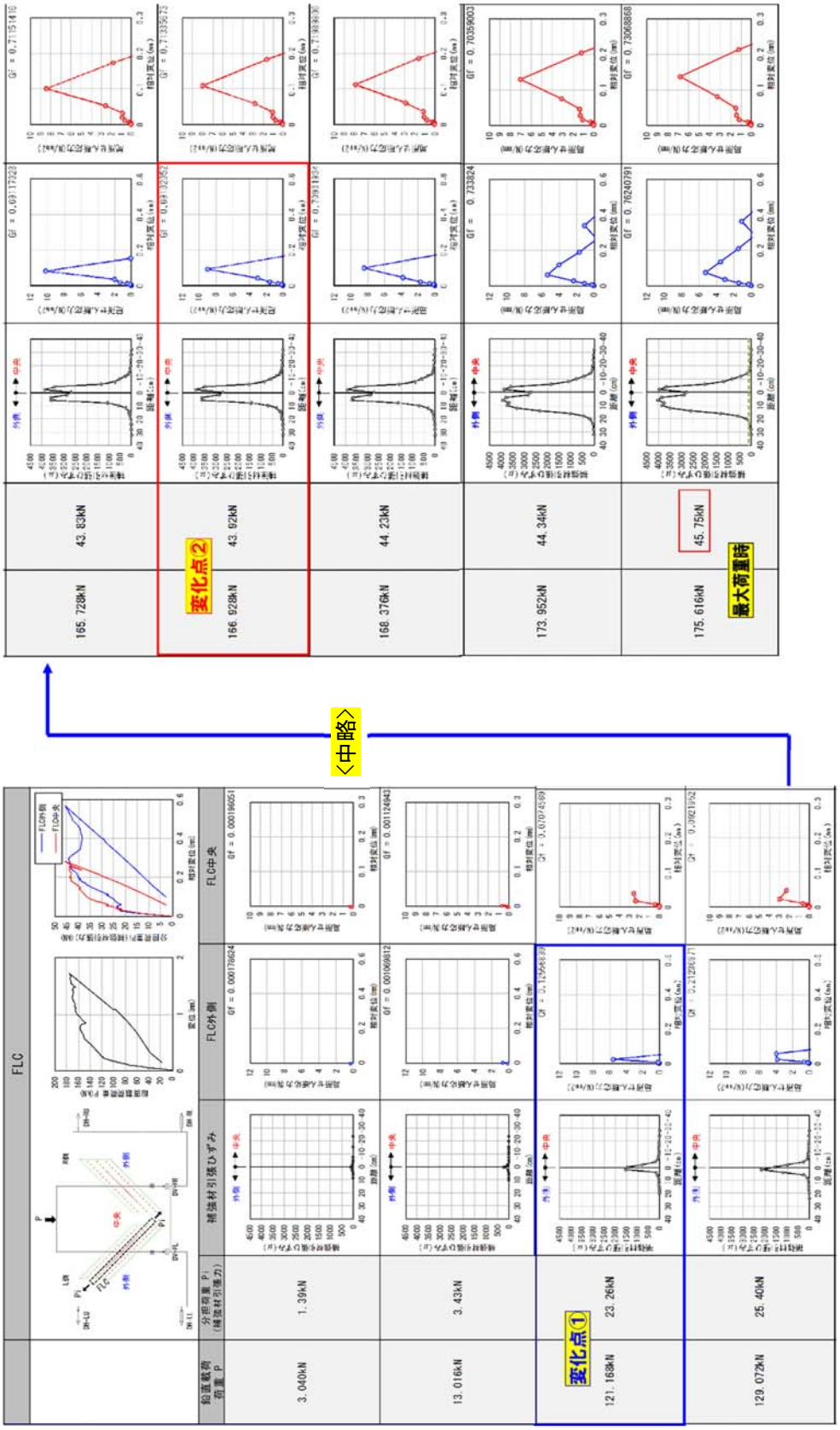


図-4.4.17　CASE2：200 目付×3 枚／FLC 外側・FLC 中央側剥離エネルギーの計算

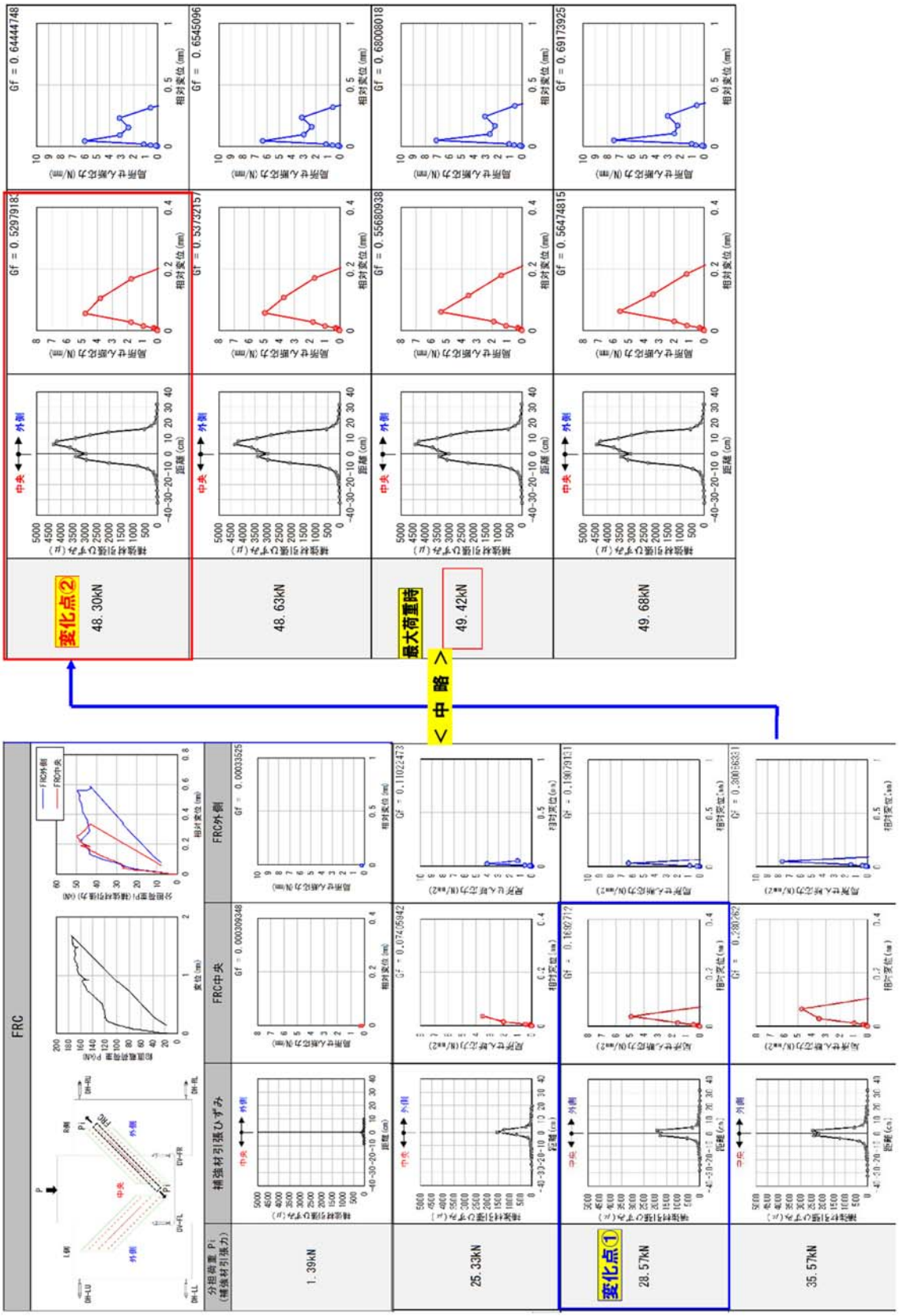


図-4.4.18　CASE2：200 目付×3 枚／FRC 外側・FRC 中央側剥離エネルギーの計算

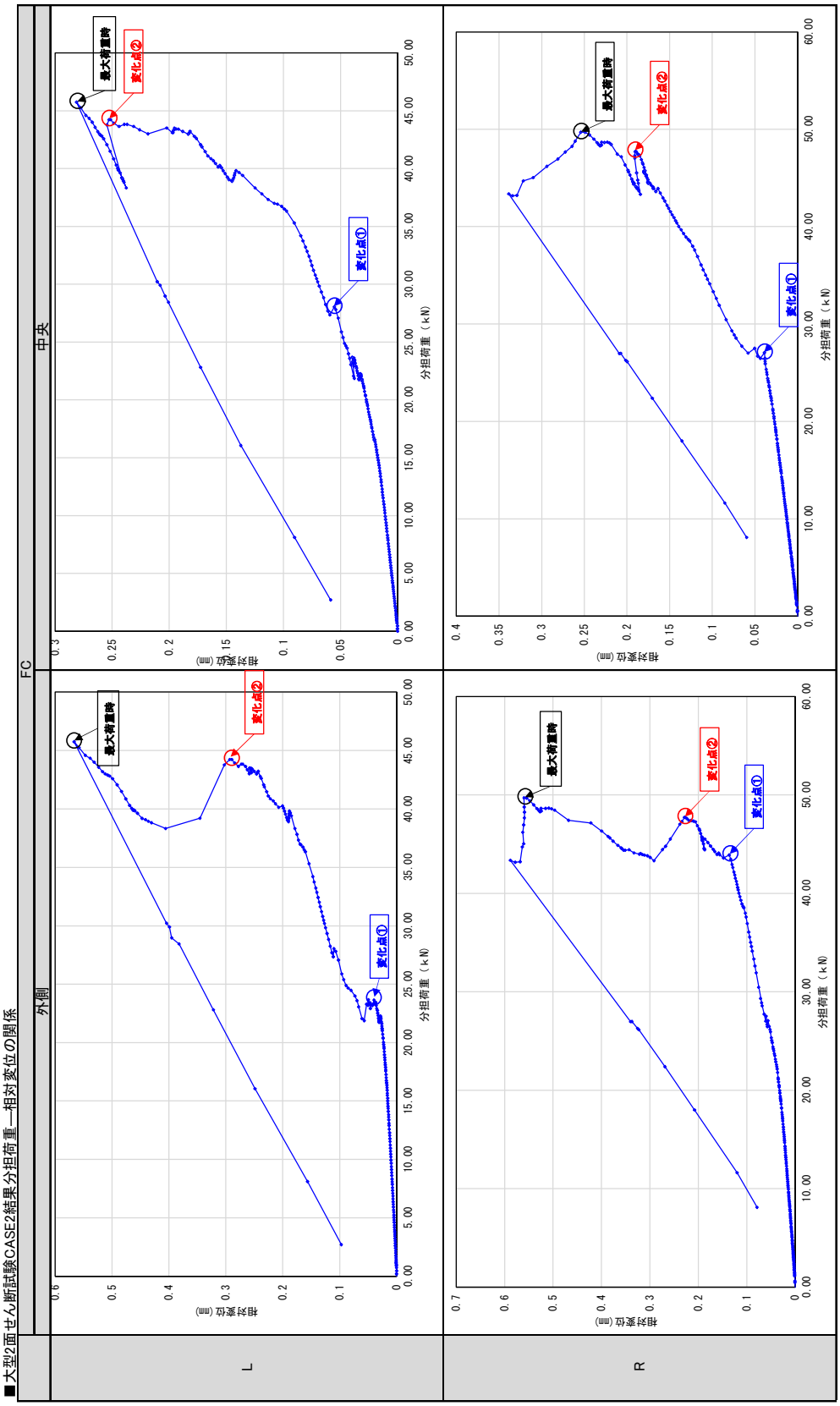


図-4.4.19　2 面せん断実験 CASE2 結果分担荷重—相対変位の関係

3)　CASE3（600 目付×3 層）における変化点の抽出結果

図-4.4.20, **図-4.4.21** に CASE3 の局所せん断応力～相対変位関係図を示す．この図から，先に示した変化点①および変化点②に至る荷重ステップ（および剥離破壊エネルギー）を抽出し，この結果に基づき，**図-4.4.22** の分担荷重～相対変位関係図中にその変化点をプロットした．なお，図中に示す局所せん断力はシートに発生したひずみにシートのヤング係数 E と断面積 A を乗じたものである．相対変位は載荷荷重により発生した鉛直変位のことである．分担荷重は，局所せん断力の 1 測線上の最大値を抽出したものである．

この結果，変化点①および変化点②ともに最大分担荷重時よりも手前の状態であることがわかった．

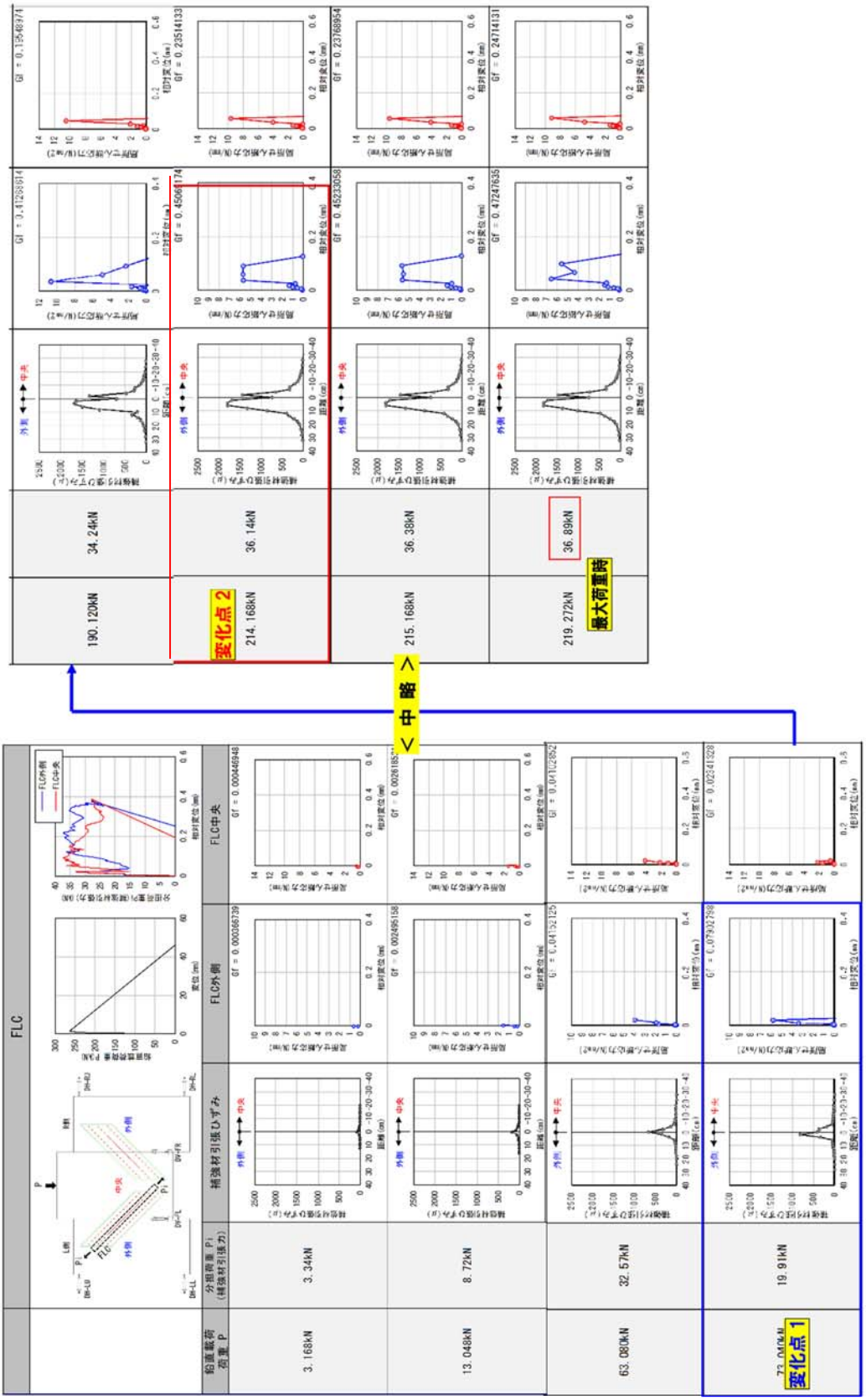
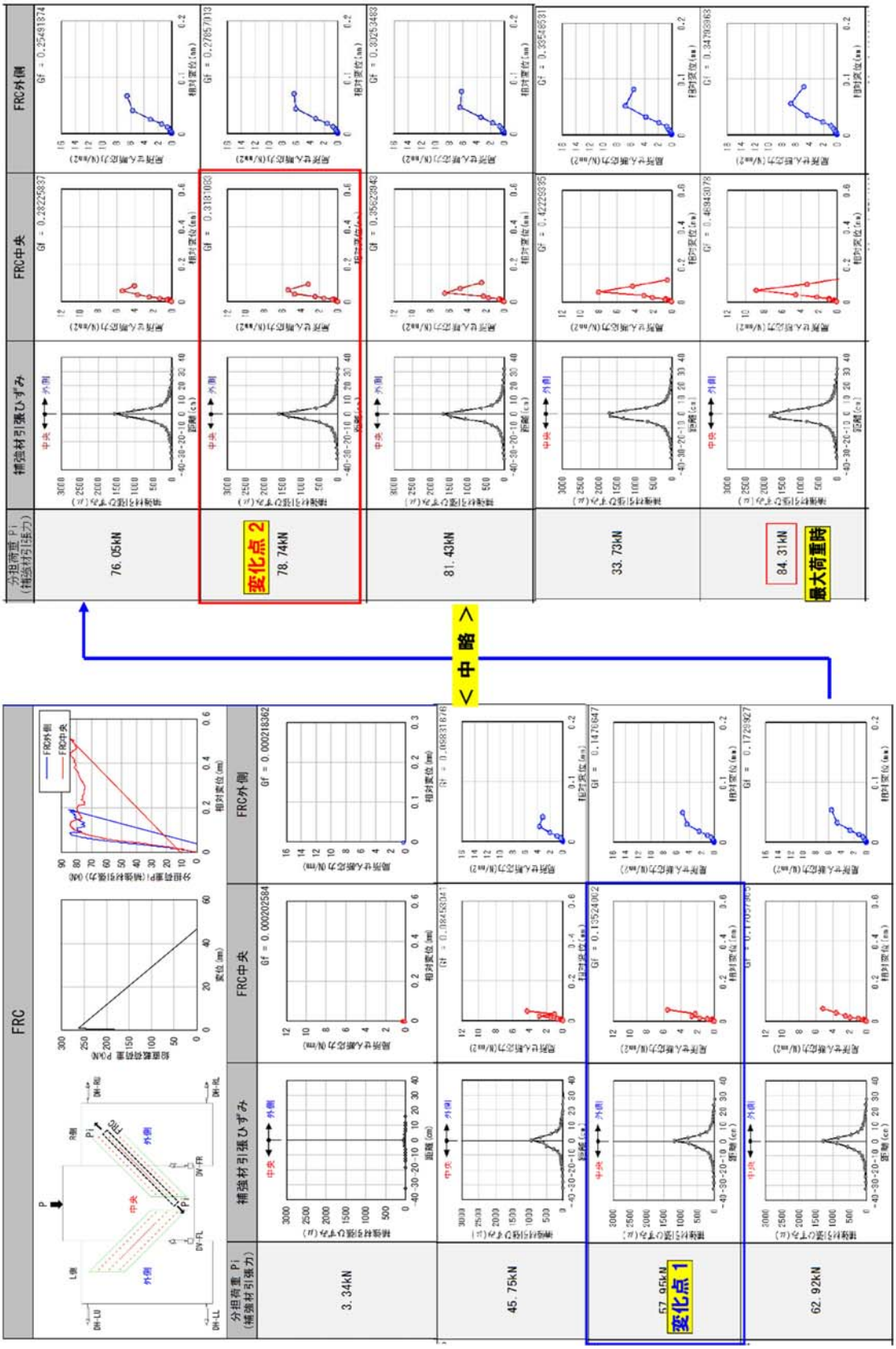


図-4.4.20　CASE3：600 目付×3 枚／FLC 外側・FLC 中央側剥離エネルギーの計算


FRC
補強材引張ひずみ
FRC中央
FRC外側
分担荷重 Pi (補強材引張力)
3.34kN
45.75kN
57.95kN
変化点 1
62.92kN
76.05kN
変化点 2
78.74kN
81.43kN
33.73kN
84.31kN
最大荷重時
中央
外側
荷重
変位
相対変位
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
P11
P12
P13
P14
P15
P16
P17
P18
P19
P20
P21
P22
P23
P24
P25
P26
P27
P28
P29
P30
P31
P32
P33
P34
P35
P36
P37
P38
P39
P40

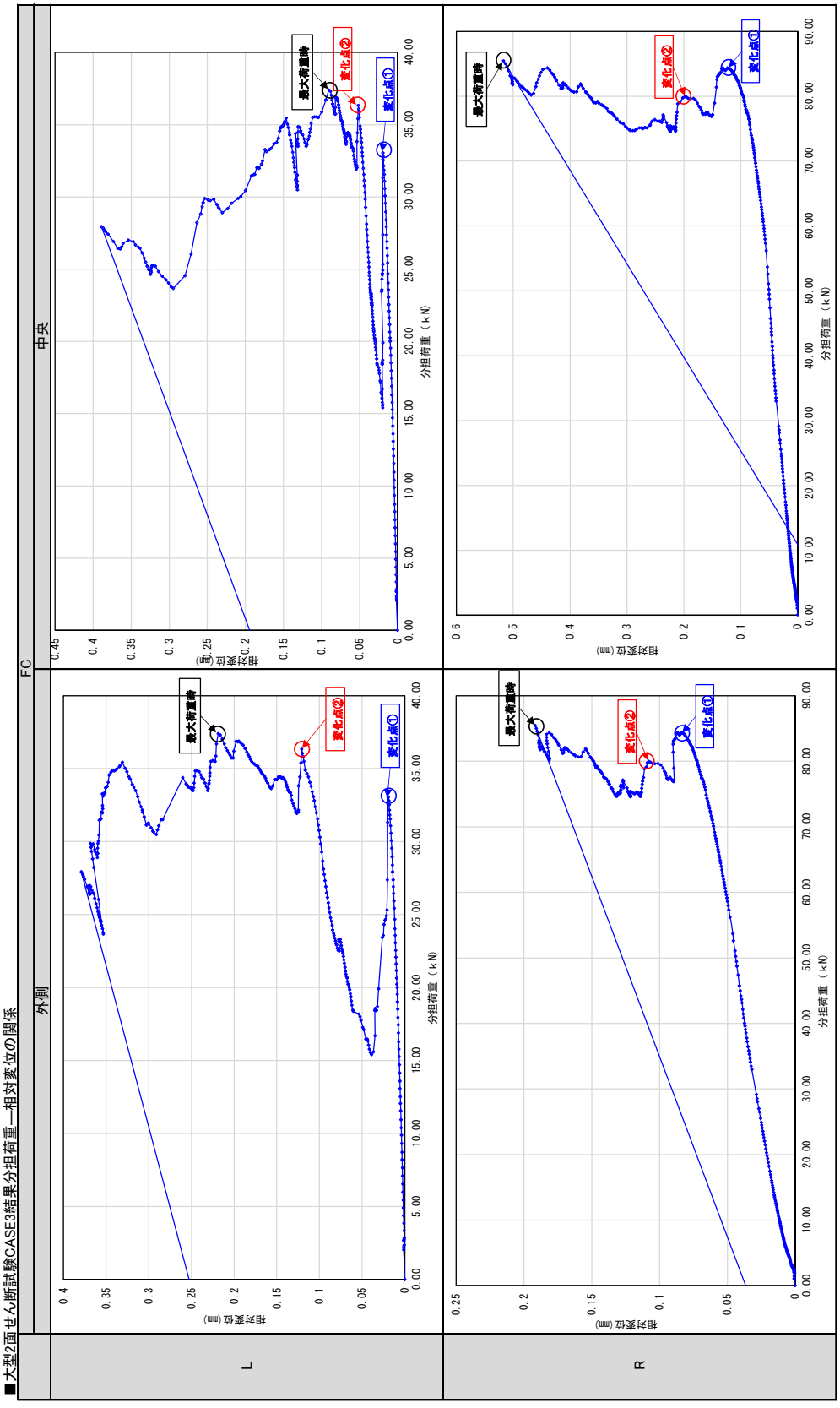


図-4.4.22　2 面せん断実験 CASE3 結果分担荷重—相対変位の関係

(2)　最大分担荷重時に着目した剥離破壊エネルギーG_fの抽出

図-4.4.24～図-4.4.29 に各測線において算出した分担荷重～剥離破壊エネルギーGf 関係を示す．これより，剥離破壊エネルギーが最大となる点と分担荷重が最大となる点はほぼ一致することがわかった．

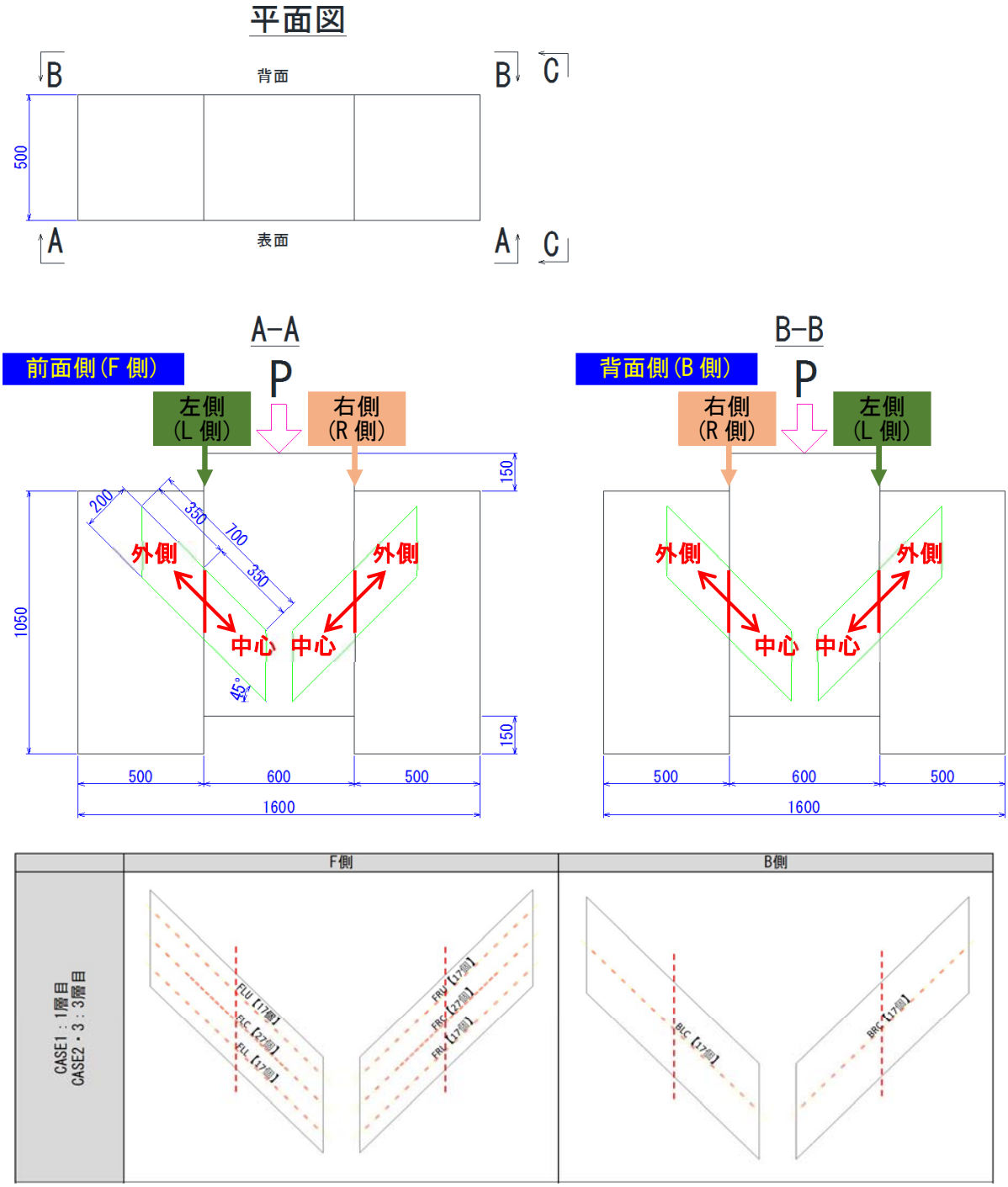


図-4.4.23　剥離破壊エネルギーを抽出した各測線の名称

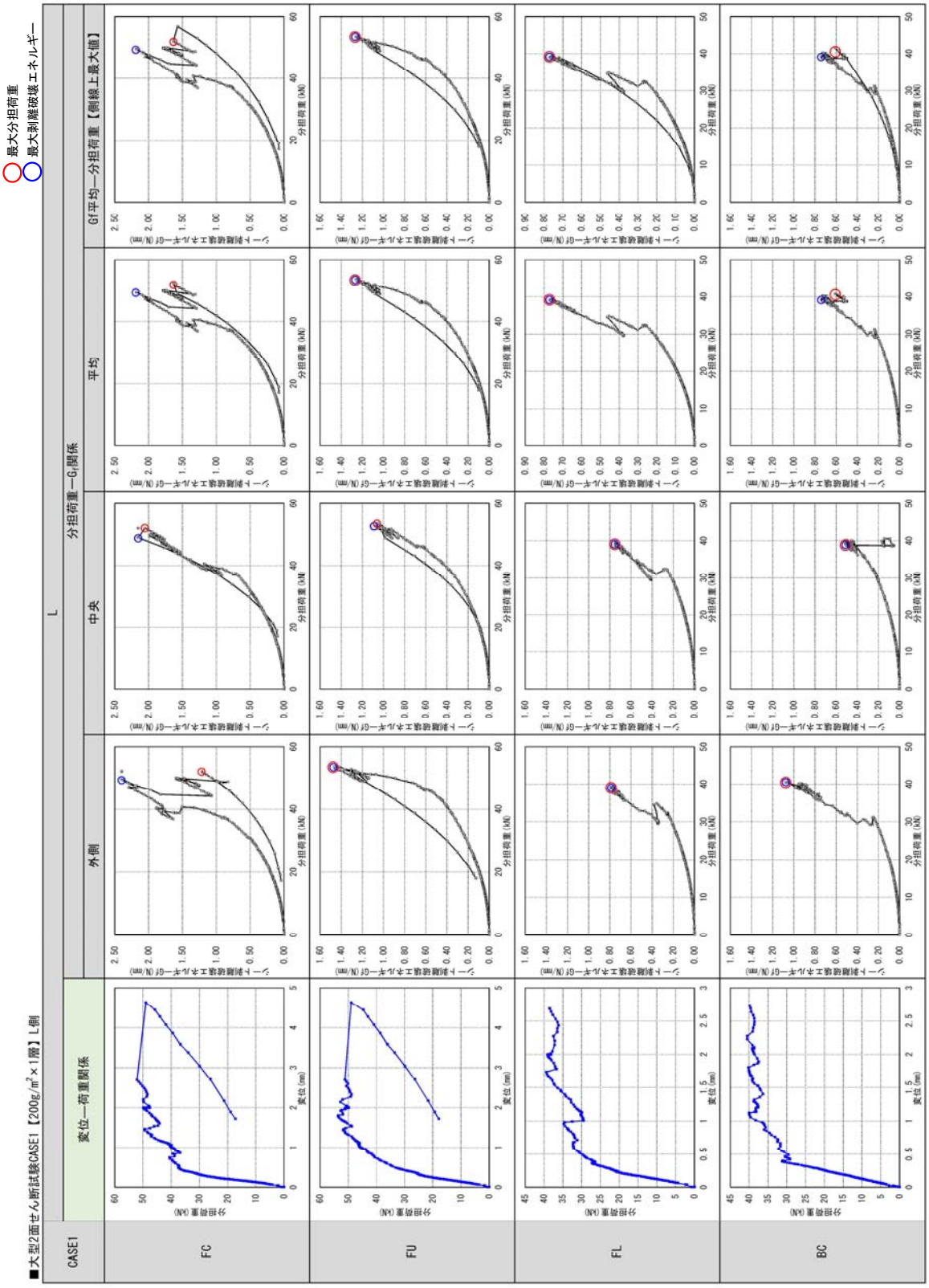


図-4.4.24　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE1：L 側）

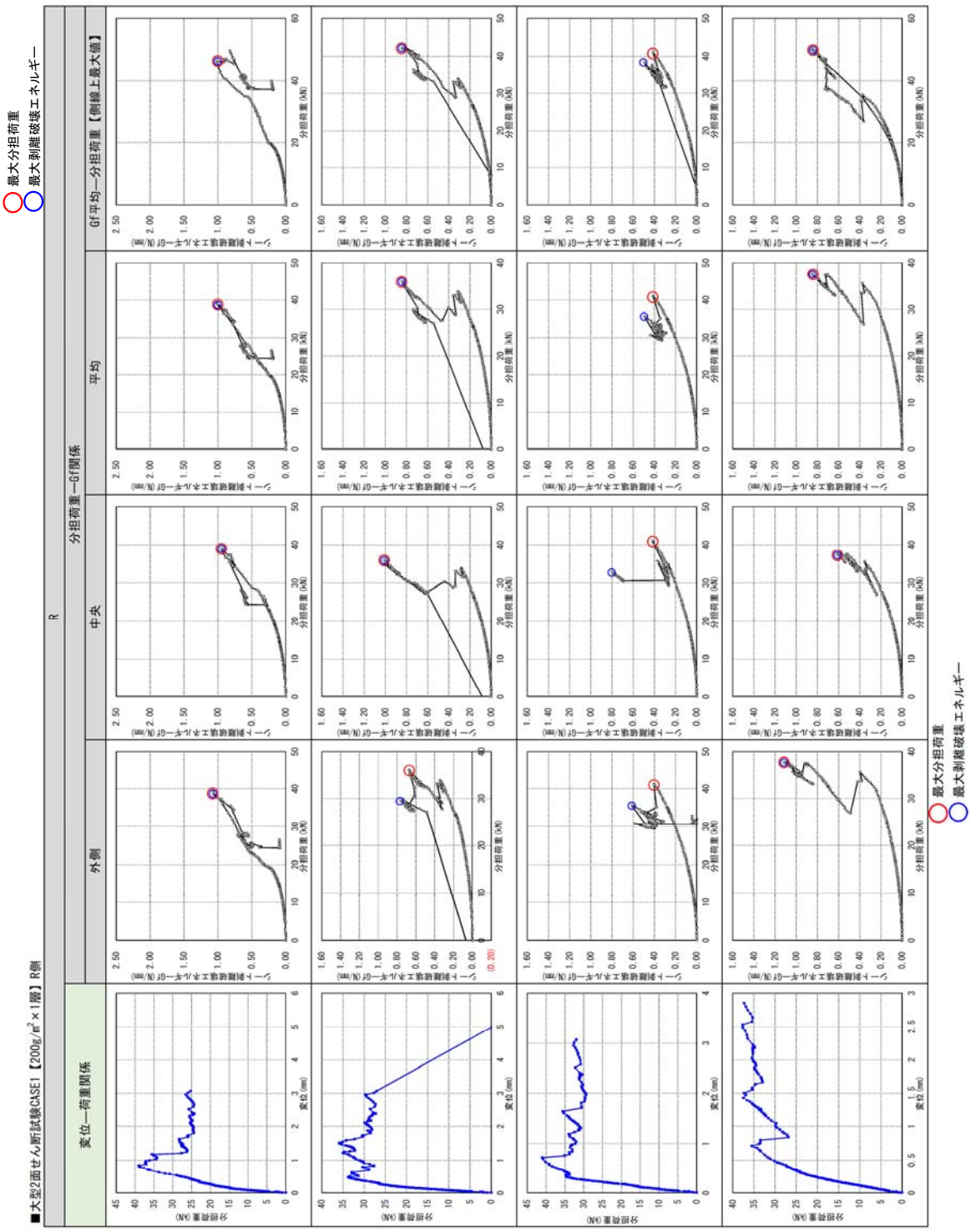


図-4.4.25　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE1：R 側）

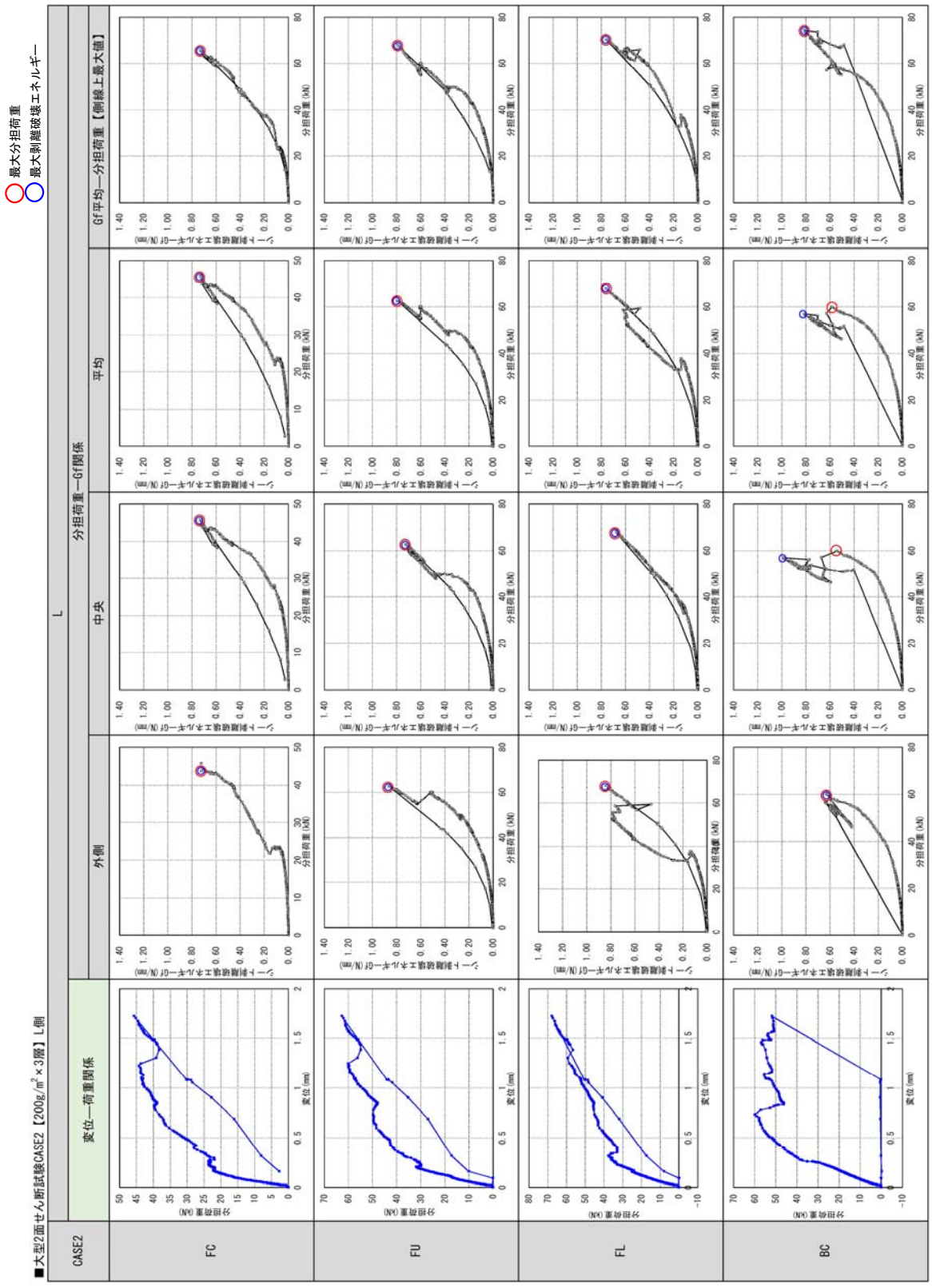


図-4.4.26　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE2：L 側，3 層目）

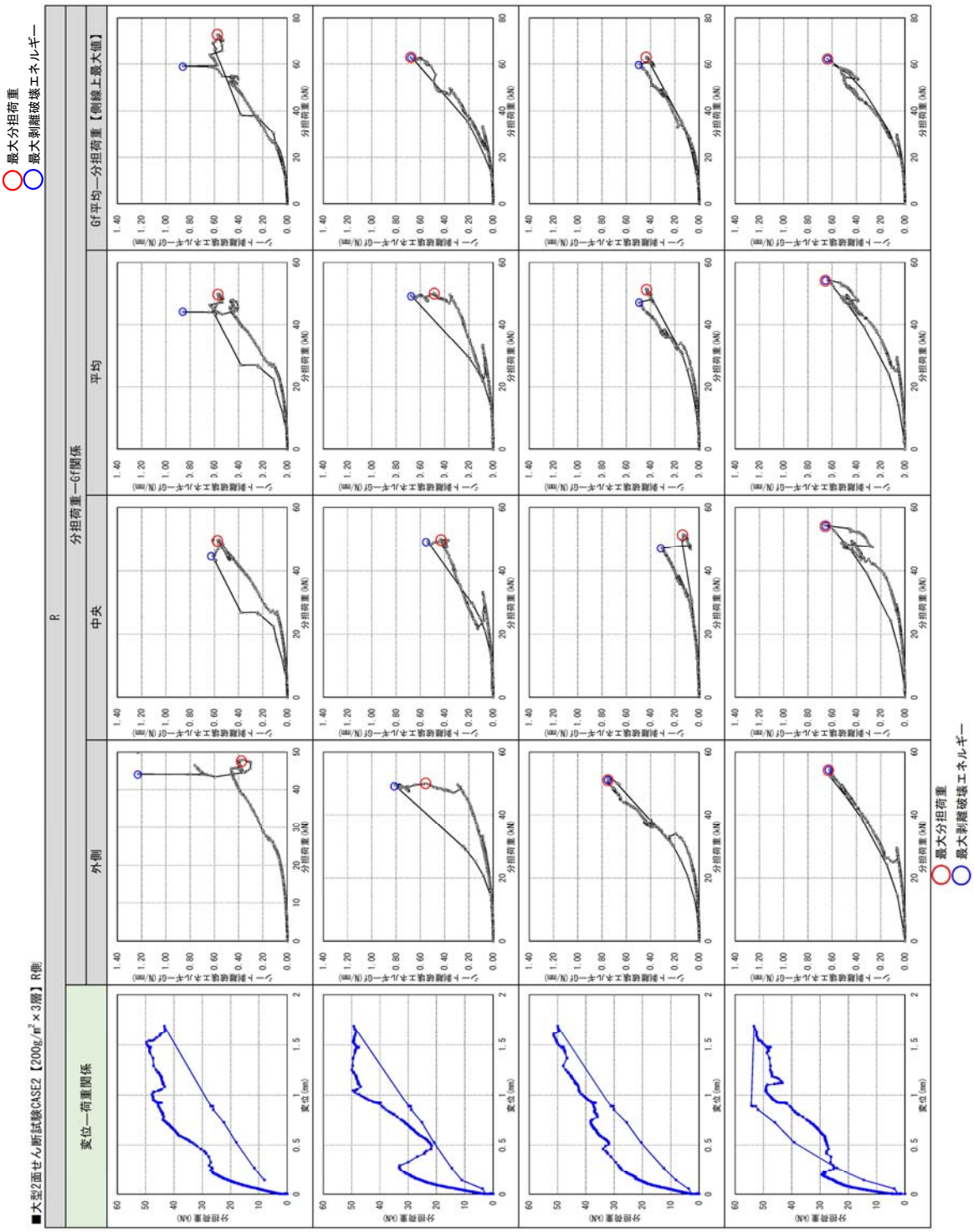


図-4.4.27　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE2：R 側，3 層目）

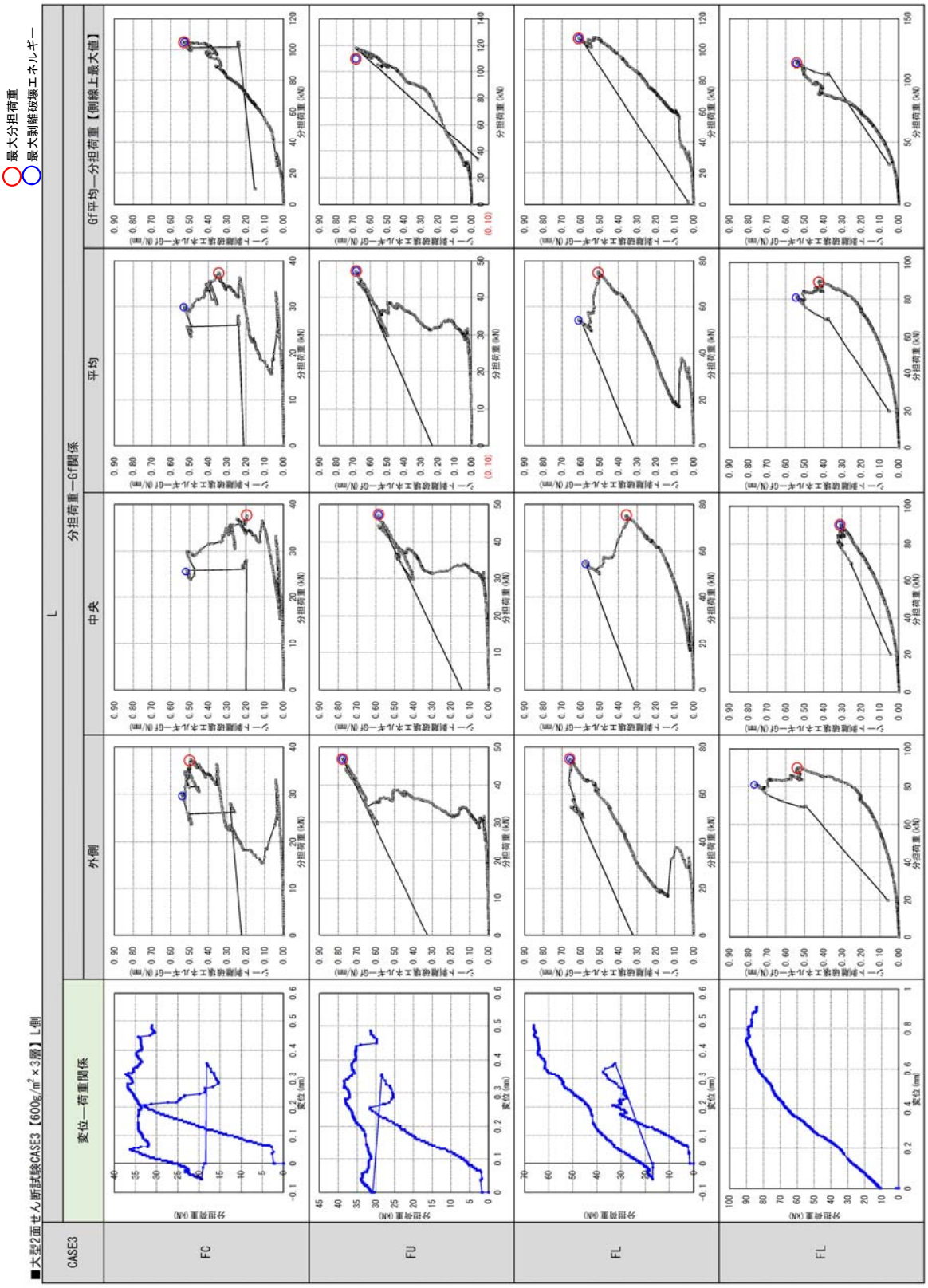


図-4.4.28　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE3：L 側，3 層目）

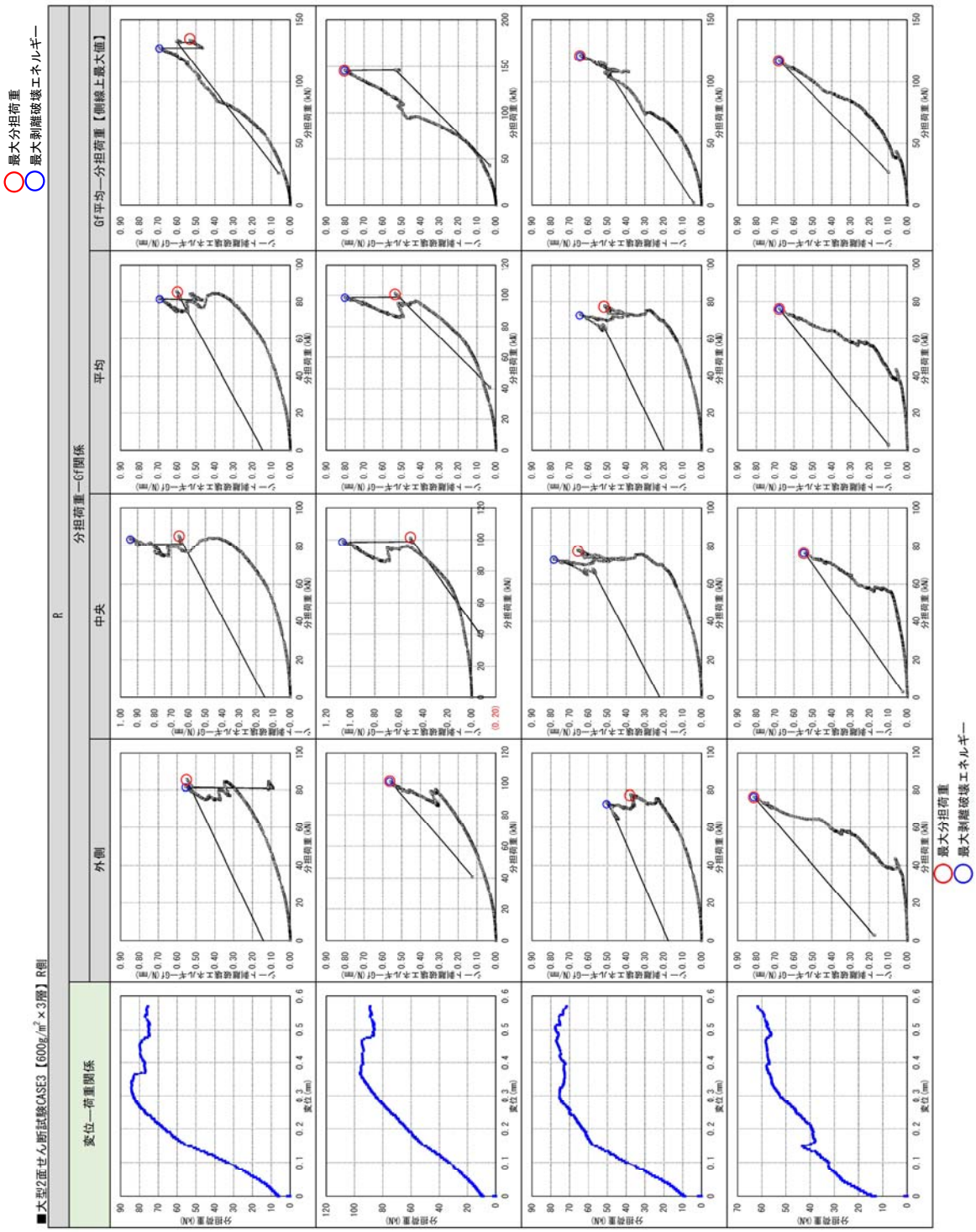


図-4.4.29　分担荷重～剥離破壊エネルギーの関係（CASE3：R 側，3 層目）

(3)　各着目点における剥離破壊エネルギーG_fの比較

図-4.4.30 には先に着目した各状態（『変化点①』,『変化点②』および『剥離破壊エネルギー最大時』）に対して，剥離破壊エネルギーG_fや分担荷重と目付量（シートの引張剛性）との関係を整理した．これより以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2，CASE3（『変化点①』,『変化点②』）における剥離破壊エネルギーGf は，0.5N/mm を下回る．
- CASE1(CASE4)では，一部で G_f が 0.5 を下回っているが概ね 0.5 N/mm 以上となっている．
- CASE5 については，G_f の下限値が 0.5 N/mm となった．
- 既往の文献（土木学会）[6]では，安全側の G_f の値として“0.5N/mm”が示されており，CASE5 では，この値と一致する結果が得られた．
- また，測線上の最大ひずみから算定した最大分担荷重と，各 G_f から算定した最大分担荷重がほぼ一致する結果も確認された．さらに，G_f＝0.5N/mm として理論式から算出した荷重は，ひずみから算出した荷重の下限値となっていることも確認された．
- したがって，シートの最大分担荷重（付着強度）は，剥離破壊エネルギーG_fを用いて理論式により簡易的に求めてよいことがわかった．このとき，G_f＝0.5N/mm（土木学会で示されている値と同値）とすることで，付着強度も安全側に評価できていることもわかった．

【図-4.4.30 に関する補足】

◆剥離破壊エネルギーG_f

・CASE1，CASE4 に示す剥離破壊エネルギーG_fは，『剥離破壊エネルギーの最大時』の状態のもの．

・CASE2 に示す剥離破壊エネルギーG_fは，『変化点①』の状態のもの．

・CASE3 に示す剥離破壊エネルギーG_fは，『変化点②』の状態のもの．

・CASE5 に示す剥離破壊エネルギーG_fは，各測線における“外側”と“中心”との平均値

◆最大分担荷重（ひずみから算定）

・CASE1～CASE3 は，シートが分担する荷重を目地部の発生ひずみから算定したもの．

・CASE4，CASE5 は，シートが分担する荷重を測線上の最大発生ひずみから算定したもの．

→ $P=E\times \varepsilon \times A$

P ： 最大分担荷重［kN］　　E ： シートのヤング係数［kN/m^2］

ε ： 発生ひずみ　　A ： シートの断面積［m^2］

◆最大分担荷重（剥離破壊エネルギーG_fから算定）

・CASE1～CASE5 における最大分担荷重は，理論式より算定したもの．

→ 理論式 $P = b\cdot\sqrt{(2\cdot G_f\cdot E\cdot t)}$

P ： 最大分担荷重［kN］　　G_f： 剥離破壊エネルギー［kN/m］

E ： シートのヤング係数［kN/m^2］　　b ： シートの幅［m］

t ： シートの厚さ［m］

図-4.4.30　シート目付量（引張剛性）と剥離破壊エネルギー，最大分担荷重との関係

(4)　シート付着強度の評価方法

図-4.4.31 は先の**図-4.4.30** における CASE5 の図を抽出したものである．シートの付着強度は，下式より簡易的に算出することができる．また，G_f＝0.5N/mm とすると，実験で得られた付着強度の下限値を推移する結果となることが確認できたため，設計計算におけるシートの付着強度の設定は，本理論式を用いることで良いと判断される．

なお，**図-4.4.32** には，剥離破壊エネルギーより算定したシートの最大荷重（付着強度）と，シートの引張強度から算定される最大荷重（高強度炭素繊維シートを想定した場合）との比較結果を示しているが，剥離破壊エネルギーより算定した最大荷重（付着強度）はシートの引張強度から算定した最大荷重を下回ることになっている．したがって，基本的には，シートに荷重が作用した場合に，シートが破断するより前に付着切れが生じることとなる．

理論式 $P = b \cdot \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot E \cdot t)}$

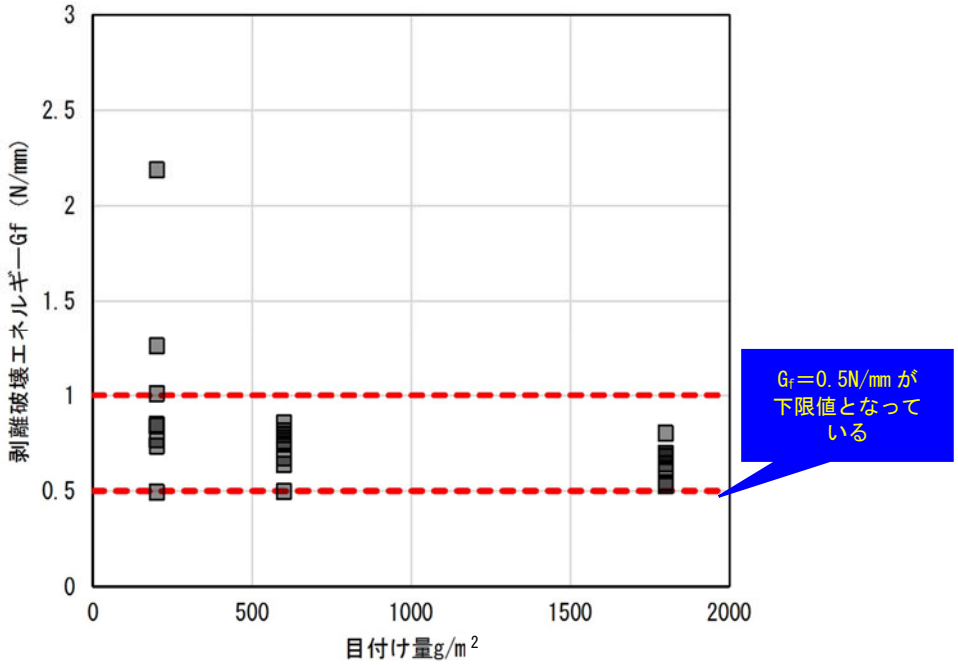
P ： 最大分担荷重（付着強度）［kN］

G_f： 剥離破壊エネルギー［kN/m］（Gf＝0.5 とする）

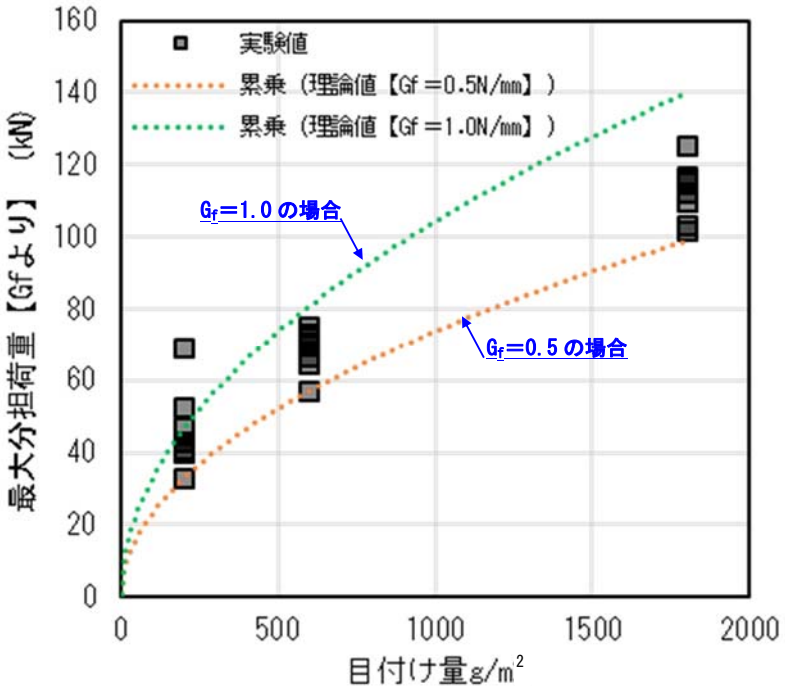
E ： シートのヤング係数［kN/m^2］

b ： シートの幅［m］

t ： シートの厚さ［m］



（a）剥離破壊エネルギーG_f



（b）最大分担荷重

図-4.4.31　目付量（シート引張剛性）と剥離破壊エネルギーおよび最大分担荷重との関係

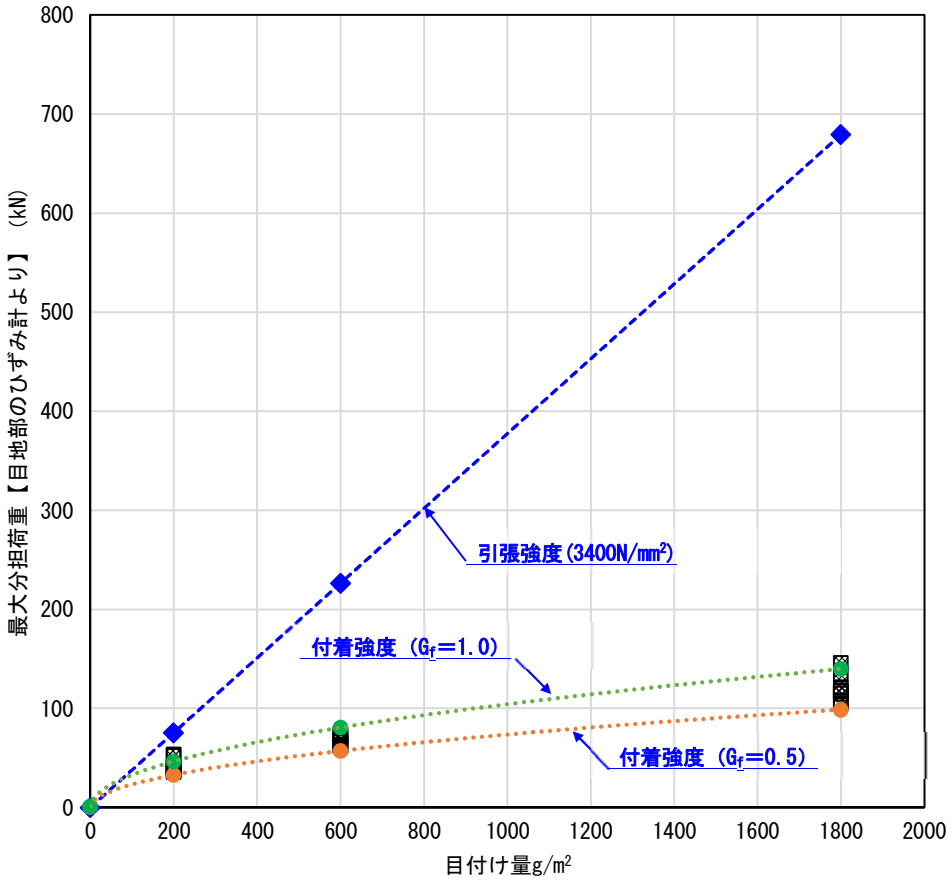


図-4.4.32　シートの付着強度と引張強度の比較

4.4.7. 有効付着長の算出結果

図-4.4.33 に有効付着長算出例を示す．ここで算出した有効付着長は，平均剥離破壊エネルギーが最大となる荷重ステップにおける繊維補強シートの引張ひずみ分布より，最大発生ひずみの 3%となる位置までの距離と定義したものである．図-4.4.34 は，全ケースに対して算出した結果を示す（有効付着長は設置したひずみ計の全測線に対して算出している）．

この結果，今回実施した実験における有効付着長は最大でも 320mm 程度であることがわかった．4.4.3 において既往文献で示される算定式に基づき算出した有効付着長も目付量 600g/m^2×3 層の場合で 100～200mm 程度となっており，プレキャストアーチ部材の部材幅は少なくとも 1m 程度は有するため，**繊維補強シートを目地を跨いで貼り付けても十分な付着長を確保できるものと考える**．

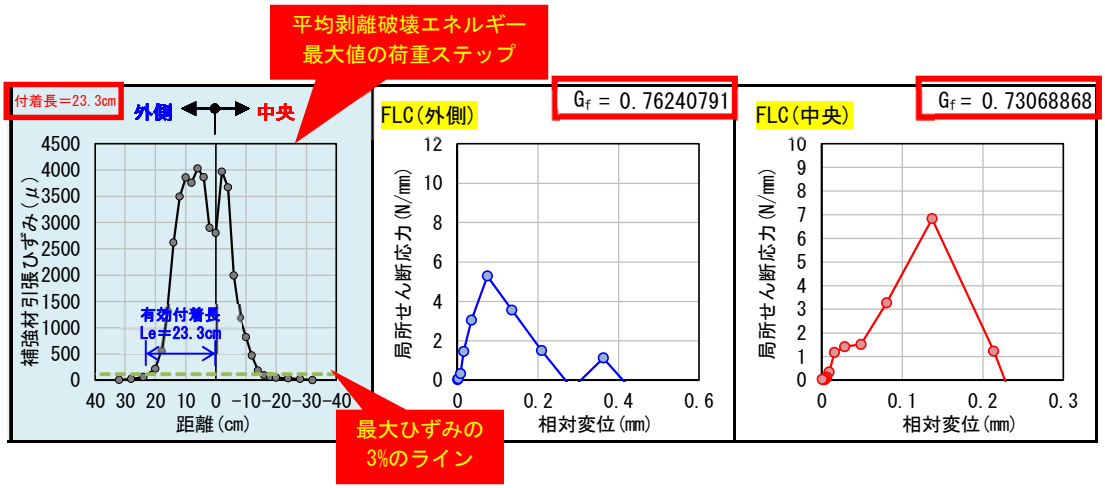


図-4.4.33　有効付着長の算出例（CASE2：荷重ステップ 45.75kN）

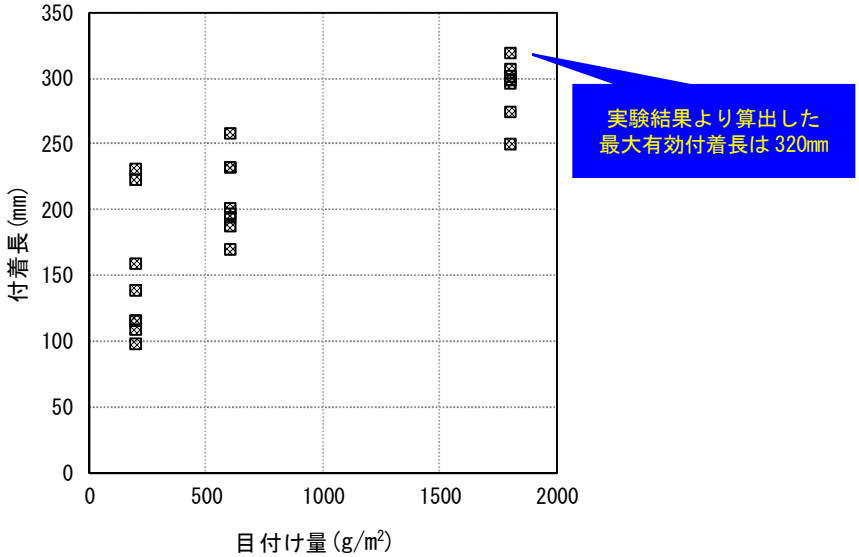


図-4.4.34　有効付着長算出結果まとめ

4.5. まとめ

本章では，プレキャストアーチカルバートにおいて想定される適用可能な対策工を抽出・選定するとともに，3 ヒンジアーチの実損傷事例を対象として，無対策時および対策時の解析を 3 次元 FEM を用いて実施し，対策効果の確認を行った．以下に得られた知見を示す．

【補強対策工法の選定】

- 脚部ビーム補強では補強箇所より上部のアーチ部材にひび割れの懸念がある．また，目地充填補強では充填材の落下の危険性からシート補強との併用する必要がある．これらのことから，補強対策工法はシート補強を基本とすることとした．
- 部材同士のせん断ずれ挙動を抑制し，かつ，部材同士が離れるような挙動も抑制することが求められることから,シート補強は目地に対して斜め 45 度方向に貼り付けることが有効である．

【補強対策工法の数値解析結果】

- 対策をしていないケースと頂部，脚部を補強したケースを比較した場合，頂部，脚部を補強したケースの方が，倒れ込み変形，回転変形，クラウンヒンジ部の発生応力度が抑制され補強による効果が確認された．
- 頂部，脚部を補強したケースと脚部のみを補強したケースを比較した場合，頂部，脚部を補強したケースの方が，倒れ込み変形量，クラウンヒンジ部の発生応力度が抑制された．

【2 面せん断実験の結果】

- シート補強を目地部を跨いて貼り付けた場合，目地部付近でシートのひずみが大きくなることが分かった．
- シート補強を目地部に対して 45° 方向に貼り付けた場合でも剥離破壊エネルギー（G_f=0.5N/mm）によりシートの付着強度を算出できることが分かった．
- 既往文献で示される算定式に基づき算出した有効付着長に関しても，プレキャストアーチの目地を跨いで貼り付けても十分な付着長を確保できる．

参考文献

1）東・中・西日本高速道路株式会社:設計要領第二集 橋梁保全編,平成25年7月,p.6-34

2）佐藤ほか : 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究，土木学会論文集，No.648 V-47，pp.71-87，2000.5

3）岳尾ほか : CFRP 接着工法における炭素繊維シートの付着特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1599-1604, 1997

4）神山ほか : 連続繊維シートとコンクリート間の付着特性に関する実験的研究，土木学会第 55 回年次学術講演会，V-588，平成 12 年 9 月

5）吉沢ほか : 炭素繊維シートとコンクリートの定着挙動，土木学会第 50 回年次学術講演会，V-201，平成 7 年 9 月

6）社団法人土木学会 : コンクリートライブラリ 101　連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，平成 12 年 7 月

7）公益社団法人土木学会 : FRP によるコンクリート構造の補強設計の現状と課題 複合構造レポート 12，2014. 11

5. ３ヒンジアーチの補強対策工法の検討

本章では，3 ヒンジアーチの補強対策工法の選定のため，1/5 モデルの模型を用いた静的載荷実験と 1/50 モデルの模型を用いた動的遠心力載荷模型実験を行い，それらの結果から，補強対策工法を選定した．また，動的遠心力載荷模型実験の再現解析を行うことにより，縦断方向荷重を算出した．

5.1. 3 ヒンジアーチの要素実験

本節では，実物大のプレキャストアーチカルバートの 1/5 モデルを対象に，無対策時および対策時についての静的載荷実験を行い，この結果を比較することで，対策効果の確認を行った．

5.1.1. 実験条件

(1) 実験モデル寸法

1/5 モデルの模型寸法は以下の通り．この躯体モデルに対し，片側から荷重を静的に漸増載荷させた．なお，実験モデル寸法は 3 ヒンジアーチのマニュアル[1)] を参考に決定した．

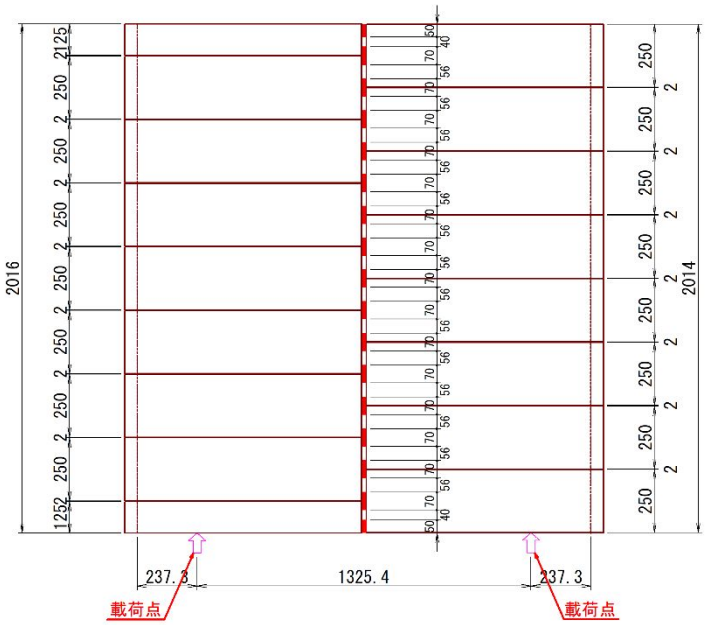
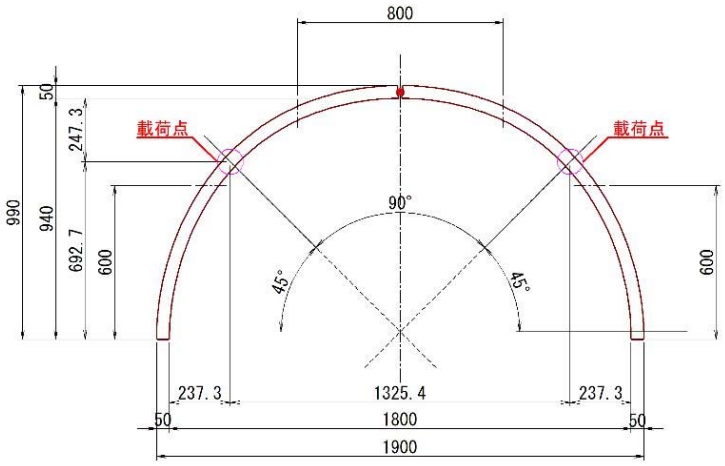


図-5.1.1　実験模型の平面図

断 面 図 S=1:30



側 面 図 S=1:30

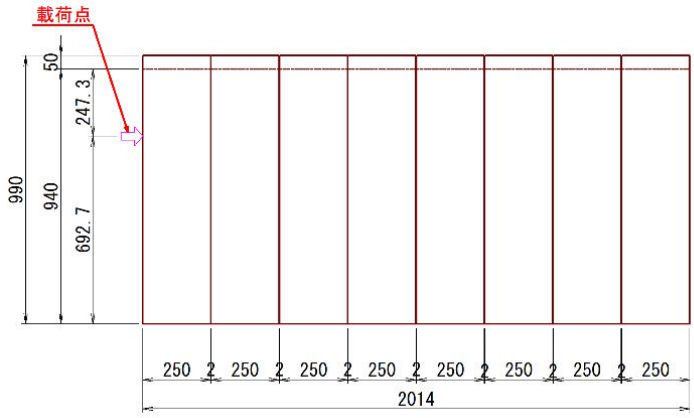


図-5.1.2　実験模型の断面図及び側面図

(2) 実験ケース

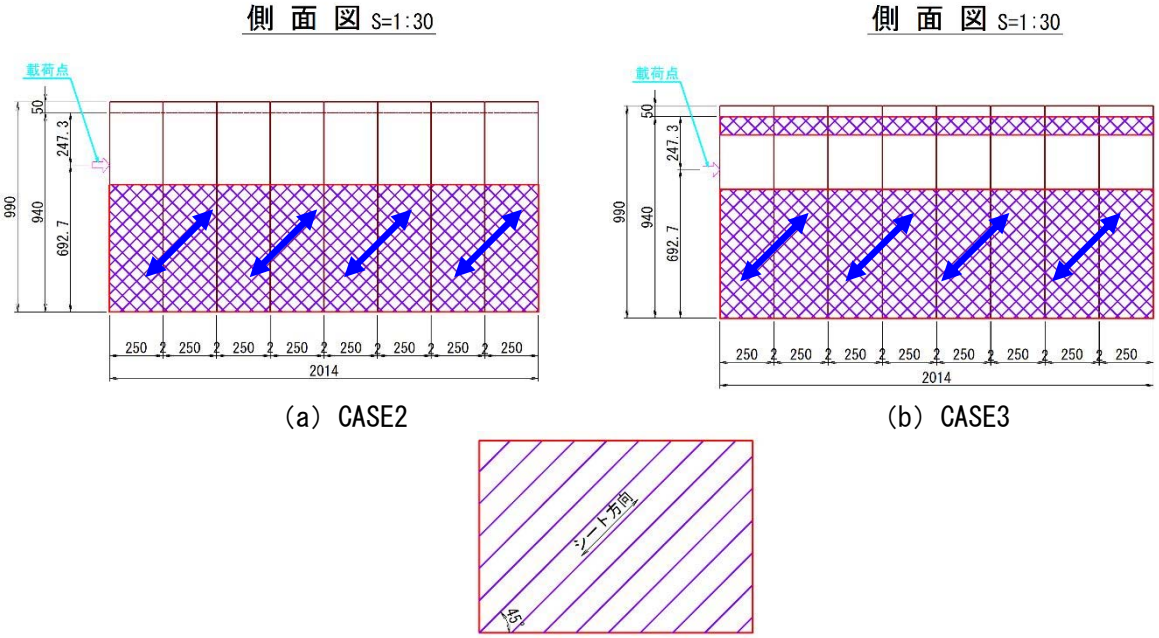
本実験は**表-5.1.1**に示す通り無対策時1ケース，対策時2ケースの合計3ケースを行った．**図-5.1.3**に示すように，シートによる補強範囲は，CASE2では脚部のみ，CASE3では脚部および頂部とした．実構造物を補強する際には，地震時の正負交番作用に対応させるため，補強シートは斜め45度方向にクロスで（2方向に）貼り付けることが想定されるが，本実験は片側からの載荷となるため，1方向のみの補強とした．

また，実構造物に対して2方向に補強シートを貼り付ける場合には，補強シートはクラウンヒンジ部を跨がせて貼り付けることになるが，本実験では1方向のみの補強としたため，クラウンヒンジ部は跨がせないようにした．

なお，本実験の目的は補強部位の違いによる補強効果の差異を確認することであるため，CASE2，3ともに一律200g/m^{2}の補強シート（炭素繊維シート）を1層貼り付ける程度に止めた．

表-5.1.1　要素実験の実験ケース

	頂部シート補強	脚部シート補強
CASE1		
CASE2		○
CASE3	○	○



(a) CASE2　　(b) CASE3

(c) シート貼付け方向

図-5.1.3　CASE2，CASE3の補強範囲のイメージ

(3) 計測機器の設置位置

表-5.1.2 に各ケースにおける計測点数一覧，**表-5.1.3** に各ケースにおける計測項目一覧を示す．また，**図-5.1.4** にセンサーの設置箇所，**図-5.1.5**，**図-5.1.6** に CASE2 および CASE3 において補強シートに貼り付けたひずみ計の設置位置詳細図を示す．

表-5.1.2　計測点数一覧表

計測項目	内容	CASE1	CASE2	CASE3
荷重	載荷点荷重	2	2	2
変位	載荷点変位	2	2	2
	水平変位 函軸方向	8	8	8
	水平変位 函軸直角方向	17	17	17
	鉛直方向	34	34	34
	目違い変位（目地間）	16	16	16
	目開き変位（ヒンジ間）	8	8	8
ひずみ	供試体躯体部	162	196	196
	炭素繊維シート部	-	155	265
熱電対	外気温	1	1	1
合計		250	439	549

表-5.1.3　計測項目一覧表

項目	計測項目	CASE1	CASE2	CASE3
変位	鉛直・水平軸方向・水平軸直角方向変位	9部材		
	目違い・目開き	8部材		
ひずみ	コンクリートひずみ	17部材（軸方向・軸直角方向）	17部材（軸直角方向）	
	繊維補強シートひずみ	15部材間（シート連続計測：６箇所）	15部材間（シート連続計測：18箇所）	
映像	動画	２箇所(外側・内側)		
	静止画	載荷前・載荷中・載荷後		

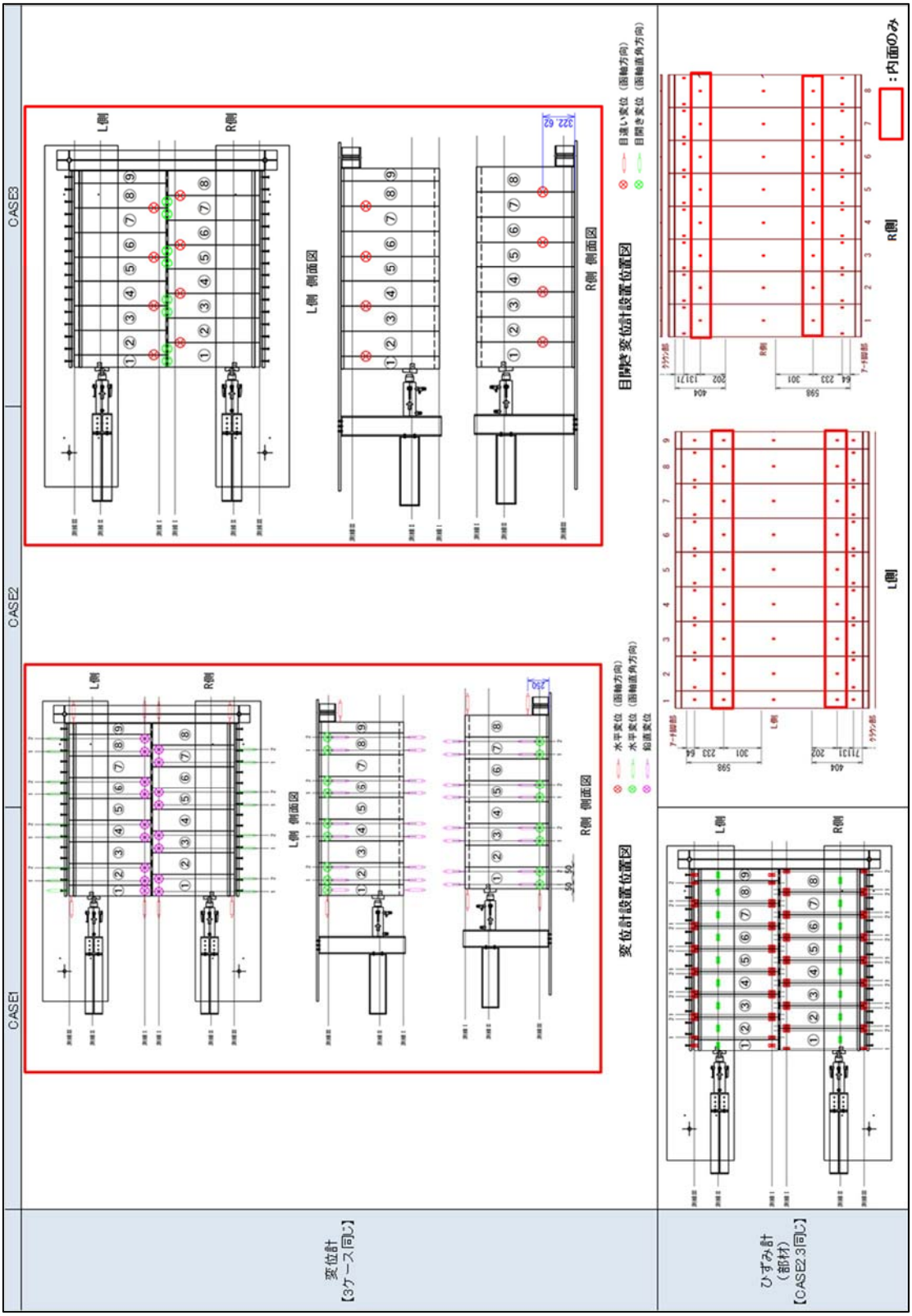


図-5.1.4　センサーの設置箇所のまとめ

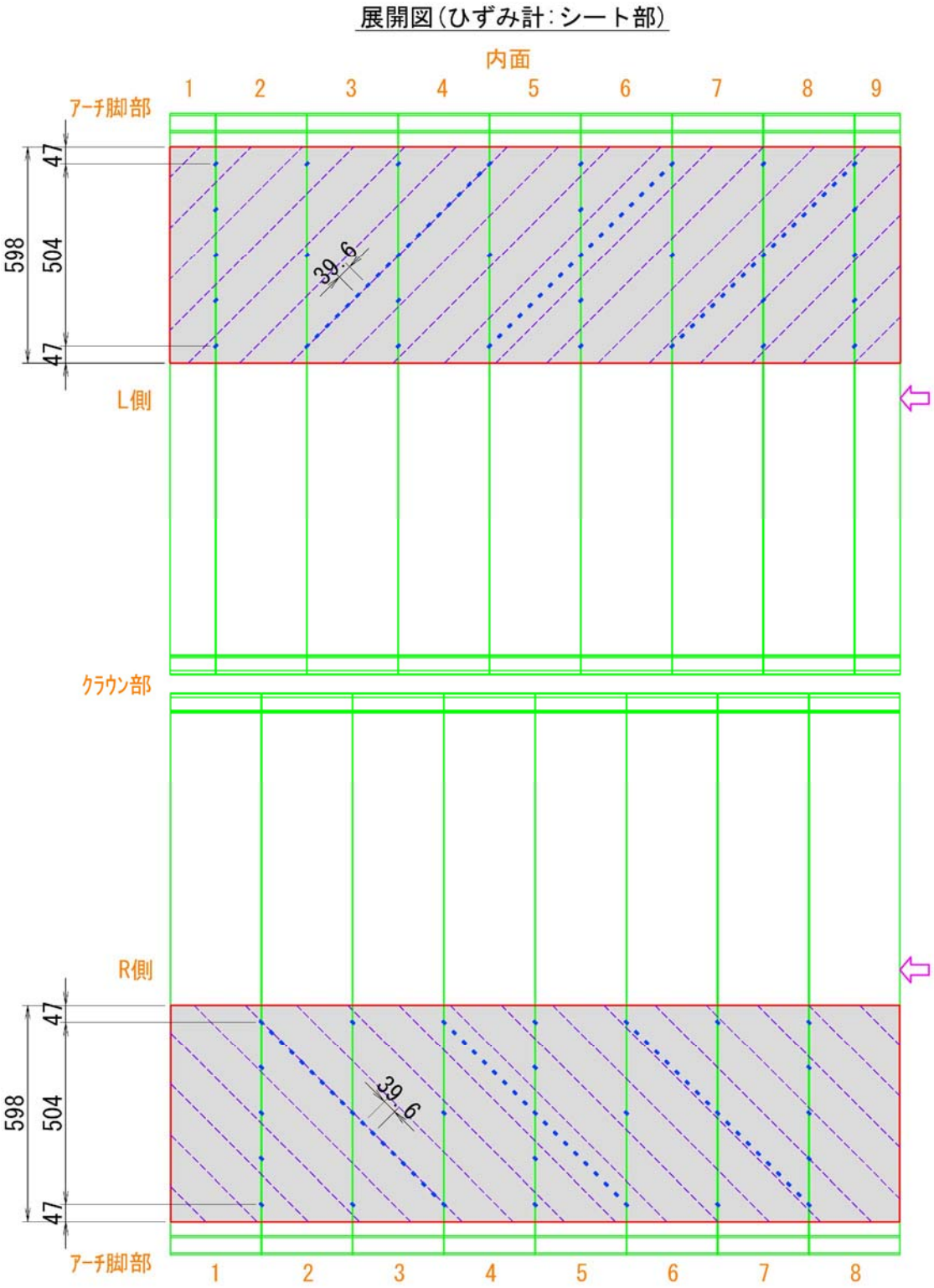


図-5.1.5　CASE2 シートひずみ計の設置箇所

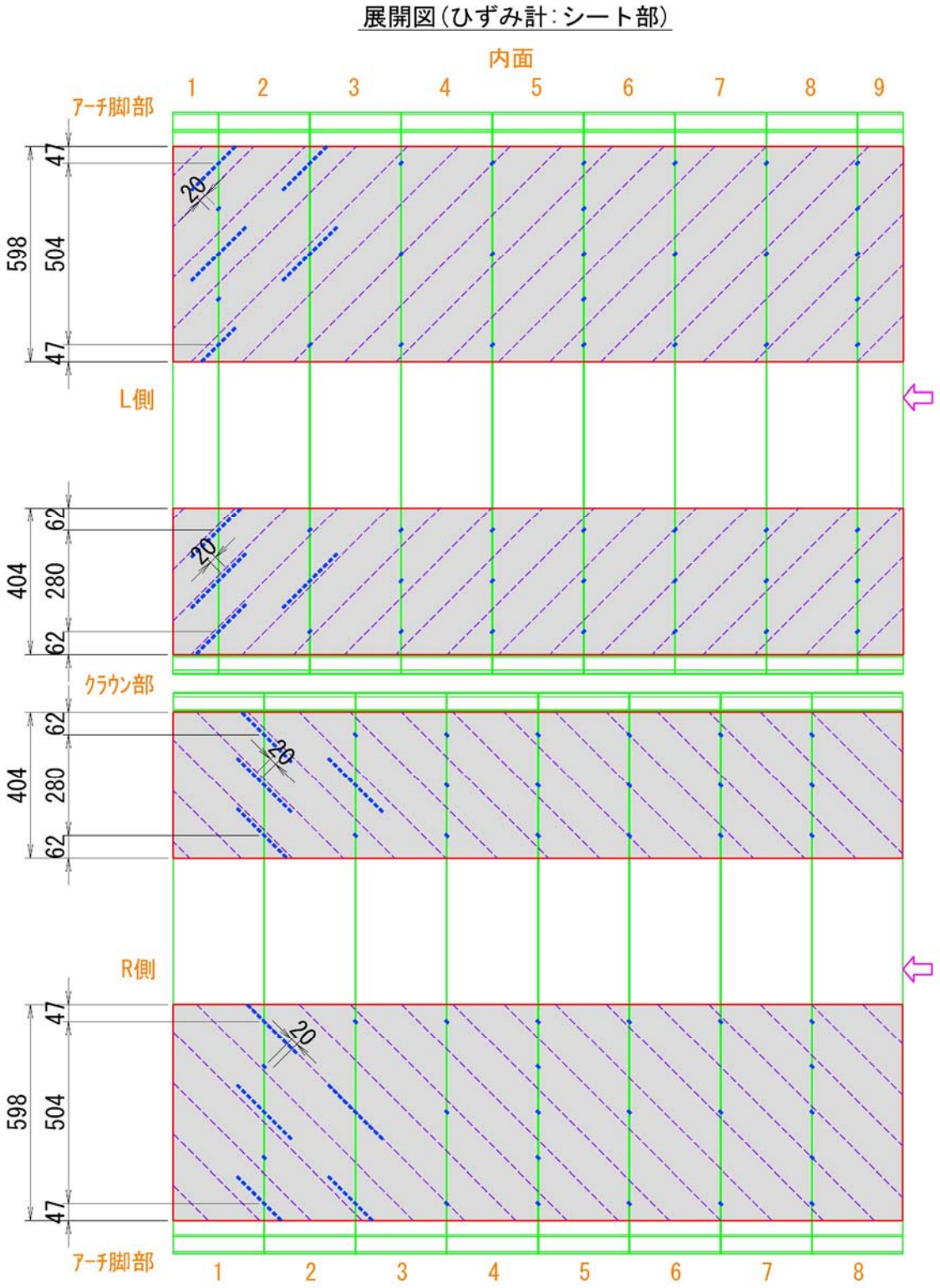


図-5.1.6　CASE3 シートひずみ計の設置箇所

5.1.2. 全ケースの実験結果の比較

(1) 実験後の供試体の状況

写真-5.1.1～写真-5.1.3 に各ケースにおける実験後の供試体の状況を示す．これより，以下のことがわかる．

【結果】

- CASE1（無対策時）では，アーチ部材が個別に縦断方向に倒れ込んでいることがわかる．
- CASE2，3（補強時）では，CASE1 のような部材の個別の挙動は生じていないことが確認できる．
- 一方，CASE2，3 では，クラウンヒンジ部が水平面内方向に開いている状況が確認できる．



写真-5.1.1　CASE1（無対策時）実験後の状況



写真-5.1.2　CASE2（対策時：脚部のみ）実験後の状況



写真-5.1.3　CASE2（対策時：頂部＋脚部）実験後の状況

(2) 荷重～変位関係

図-5.1.7 に全ケースに対する荷重～変位関係を整理した．この結果，以下の通りとなった．なお，**図-5.1.8** に示すように，荷重～変位関係の整理では，荷重は載荷点荷重の合計値，変位は載荷側頂部の水平変位の平均値を用いた．

【結果】

- 無対策時（CASE1）と比較し，補強対策時（CASE2，3）は，荷重～変位関係における勾配が大きく，シートによる補強効果が確認できた．
- CASE2 と CASE3 では初期勾配がほぼ変わらない結果となった．

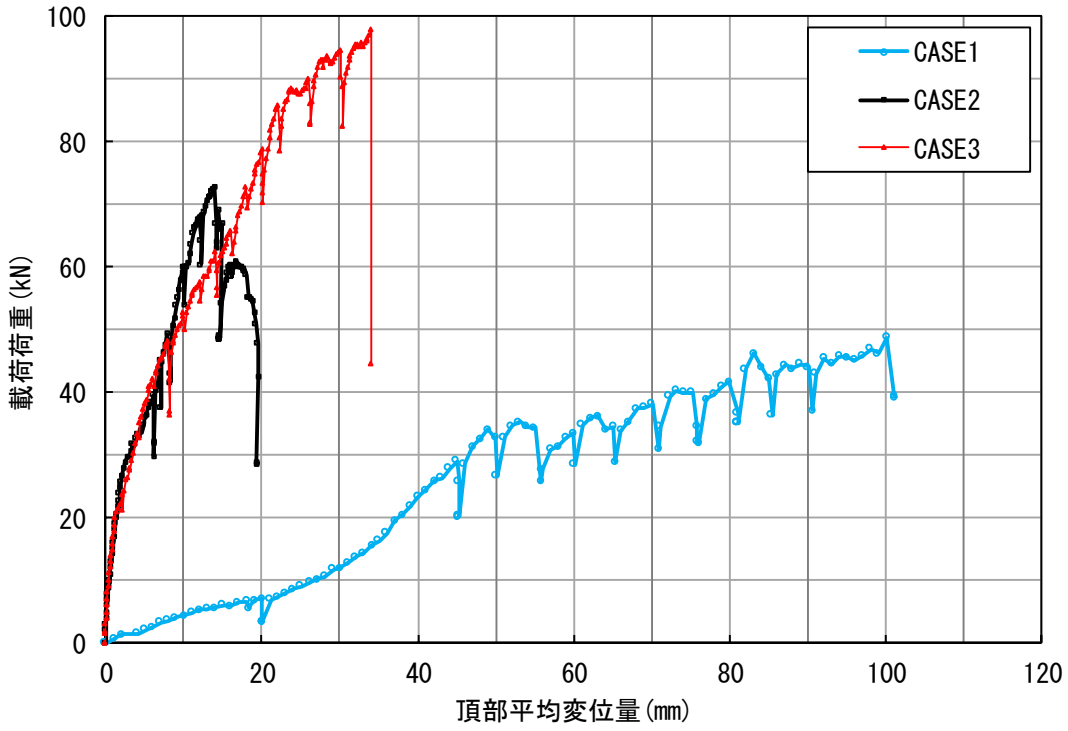


図-5.1.7　要素実験の荷重～変位関係

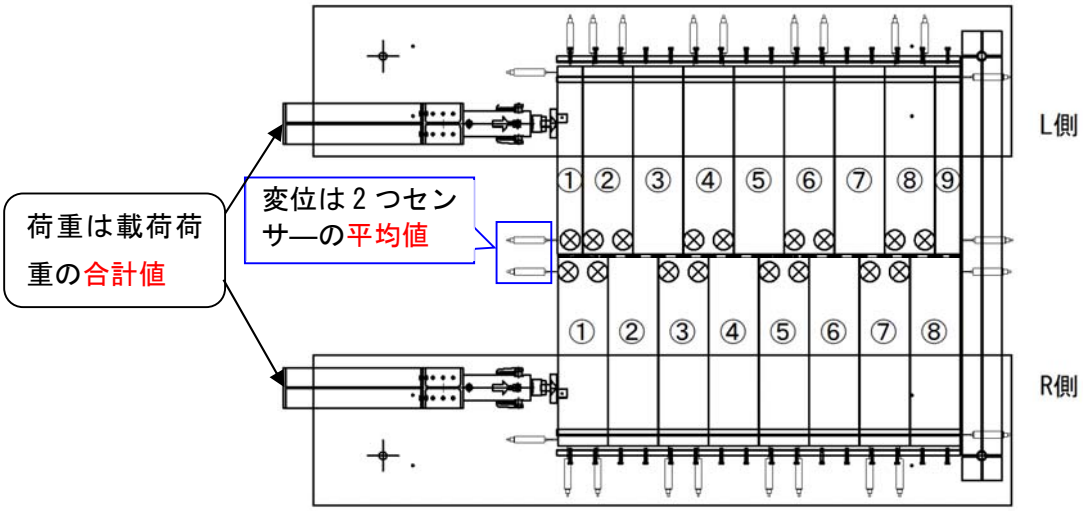


図-5.1.8　荷重～変位関係算出時の荷重と変位の考え方

(3) 変形状況

1) 縦断方向倒れ込み変形状況

図-5.1.9 に各ケースの変形モードのイメージ図（側面図）を示す。

2) 頂部(測線Ⅰ)の鉛直変位

図-5.1.10 に各ケースの頂部(測線Ⅰ)における鉛直変位を荷重ステップごとに整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- 無対策時（CASE1）は，部材が個別に縦断方向に転倒している．
- 補強時（CASE2，3）については，部材が一体化して挙動し，載荷点側が浮き上がる挙動を示している．
- 変位量に着目すると，補強時は無対策時と比較し非常に小さい．ただし，CASE2 と CASE3 の発生変位量に優位な差は無い．
- また，図-5.1.11 に CASE1 における躯体の挙動を示す．要素実験では，載荷点とは逆側の脚部付近に H 鋼を設置し水平変位を固定している．このため，要素実験の躯体は基本的には縦断方向に倒れ込みながら，躯体全体が載荷点方向に移動するような挙動を示している．

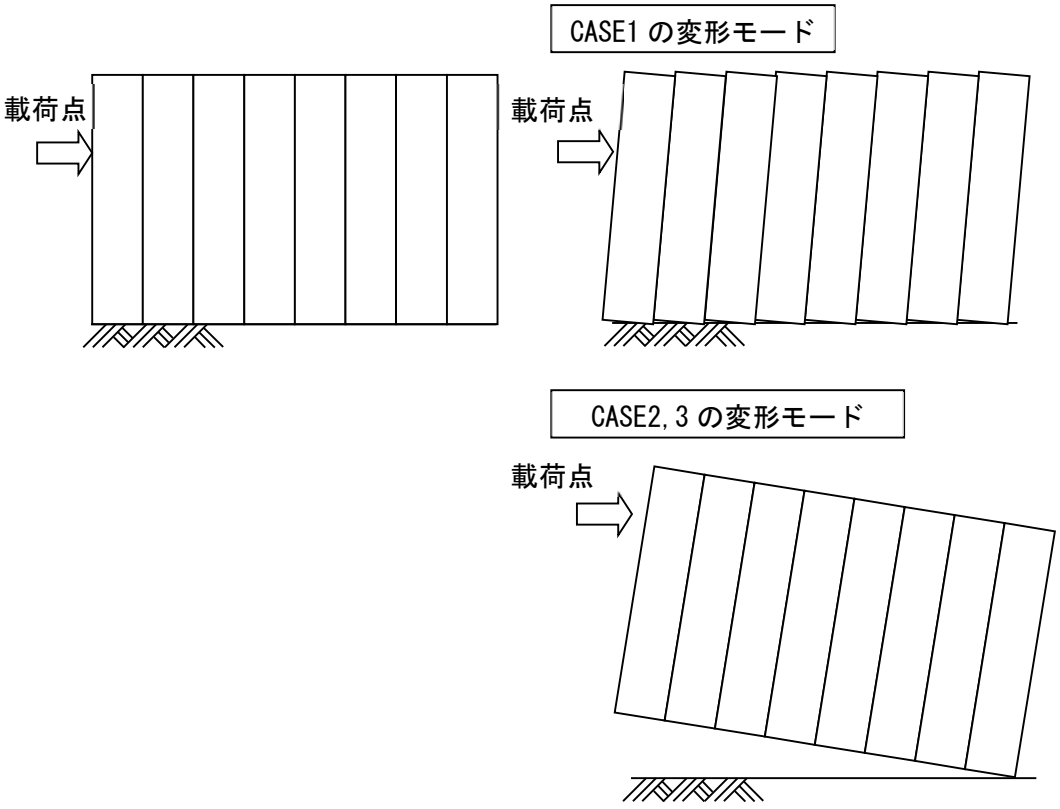
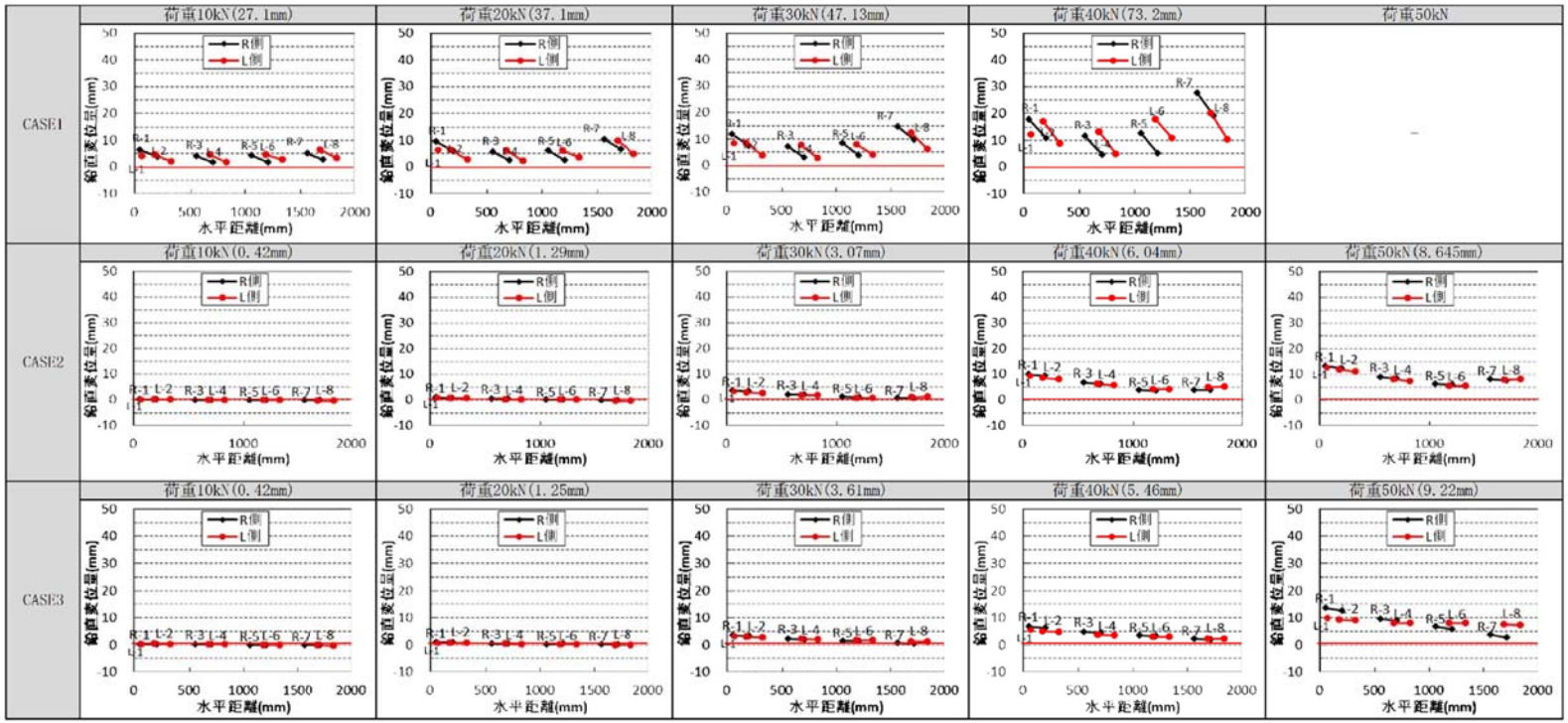
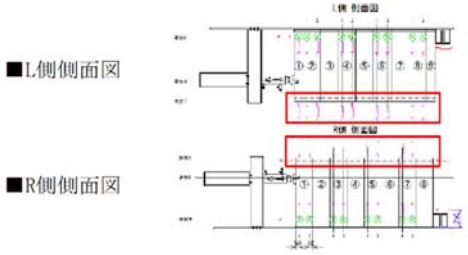


図-5.1.9 各ケースの変形モードイメージ図（側面図）

鉛直変位	測線Ⅰ





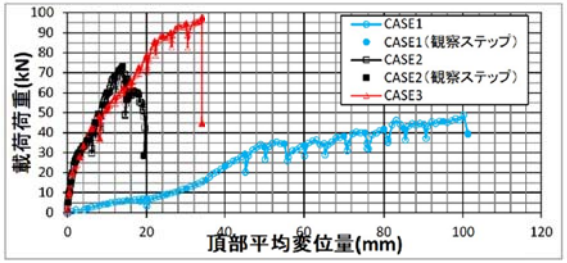


図-5.1.10　測線Ⅰの鉛直変位の比較

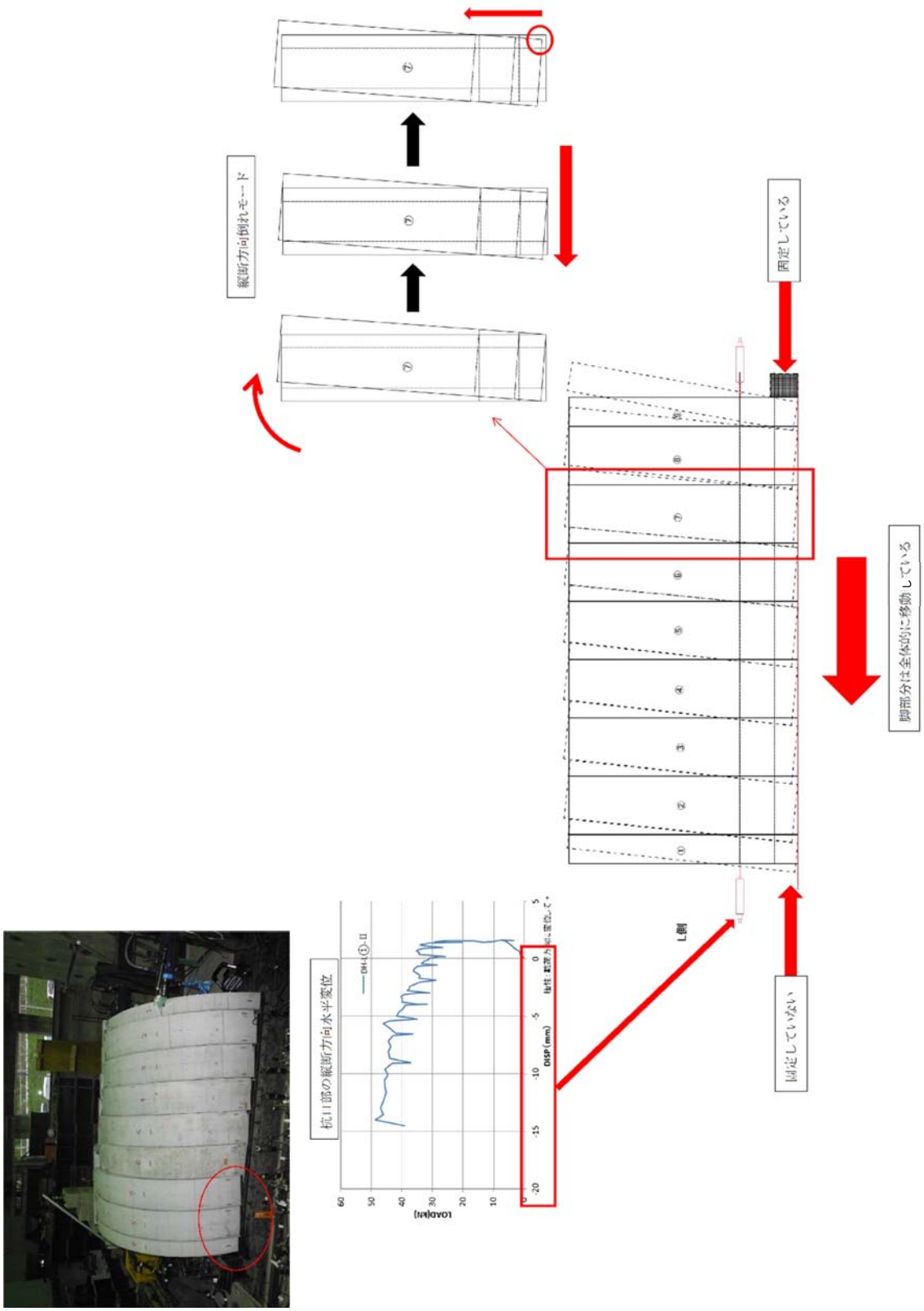


図-5.1.11　載荷点と反対側の部材の挙動

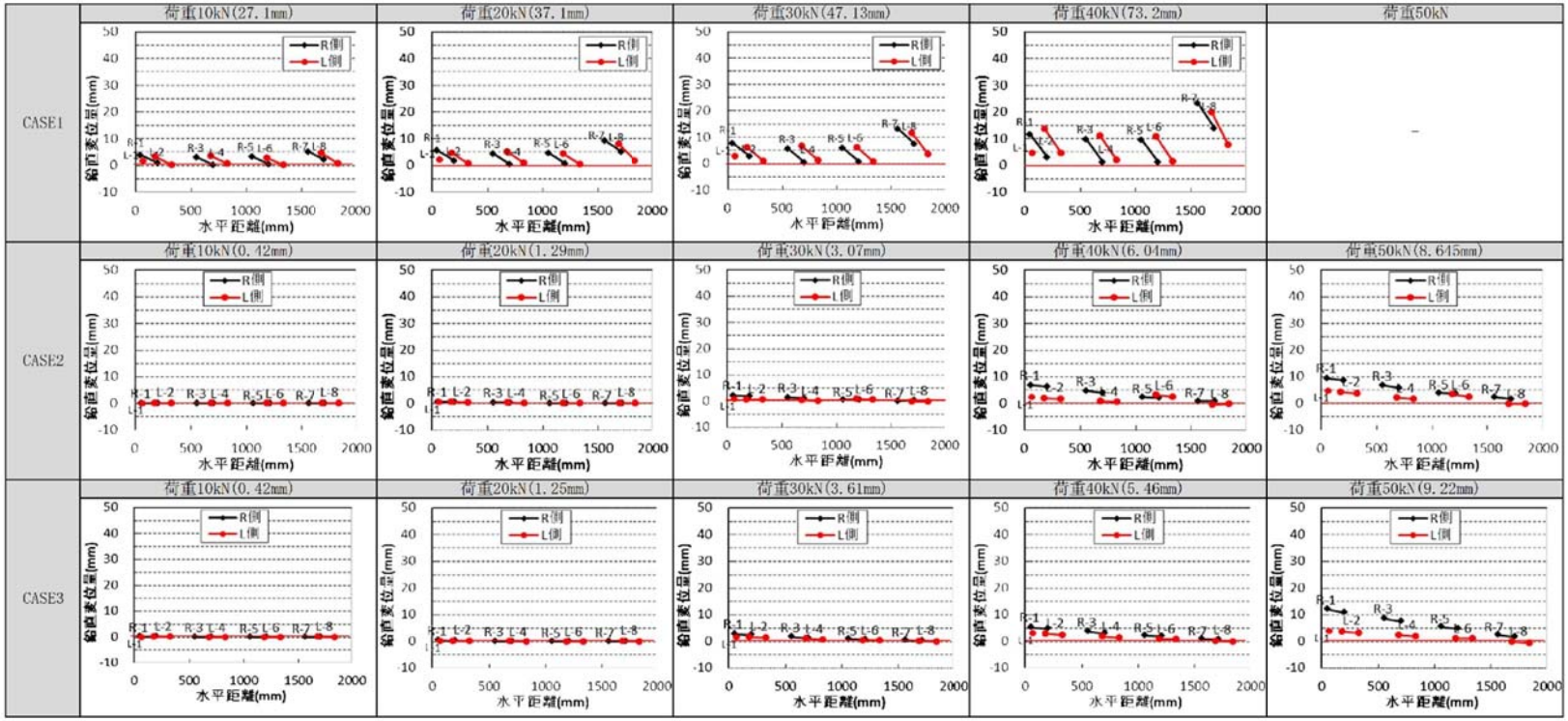
3) 脚部(測線Ⅲ)の鉛直変位

図-5.1.12 に各ケースの脚部(測線Ⅲ)における鉛直変位を荷重ステップごとに整理した．この結果，以下のことがわかった．

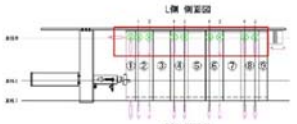
【結果】

- 無対策時（CASE1）は，部材が個別に縦断方向に転倒している．
- 補強時（CASE2，3）については，部材が一体化して挙動し，載荷点側が浮き上がる挙動を示している．
- 変位量に着目すると，補強時は無対策時と比較し非常に小さい．ただし，CASE2 と CASE3 の発生変位量に優位な差は無い．

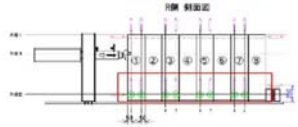
鉛直変位	測線Ⅲ



■L側側面図



■R側側面図



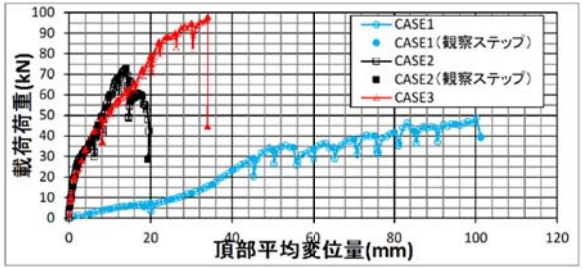


図-5.1.12　測線Ⅲの鉛直変位の比較

4)　鉛直軸回り回転変形状況

図-5.1.13 に各ケースの変形モードのイメージ図（平面図）を示す。図-5.1.14 に各ケースの脚部(測線Ⅲ)における水平変位を荷重ステップごとに整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- 無対策時（CASE1）は，部材が個別に鉛直軸回り回転変形している．
- 補強時（CASE2，3）については，R 側と L 側のそれぞれの部材が一体化して挙動し，載荷点側を支点にしてクラウンヒンジ部が開くようなモードで回転している．
- 変位量に着目すると，補強時は無対策時と比較し非常に小さい．ただし，CASE2 と CASE3 の発生変位量に優位な差は無い．

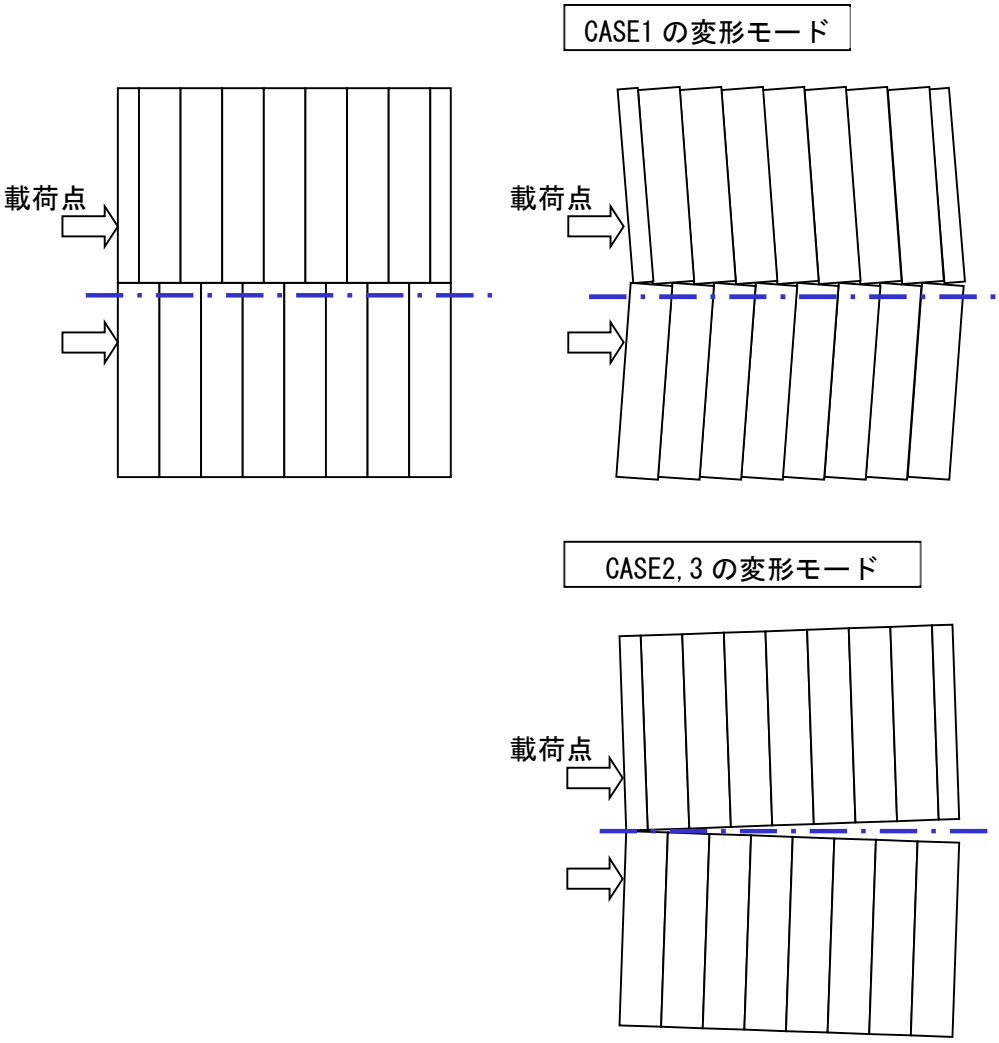
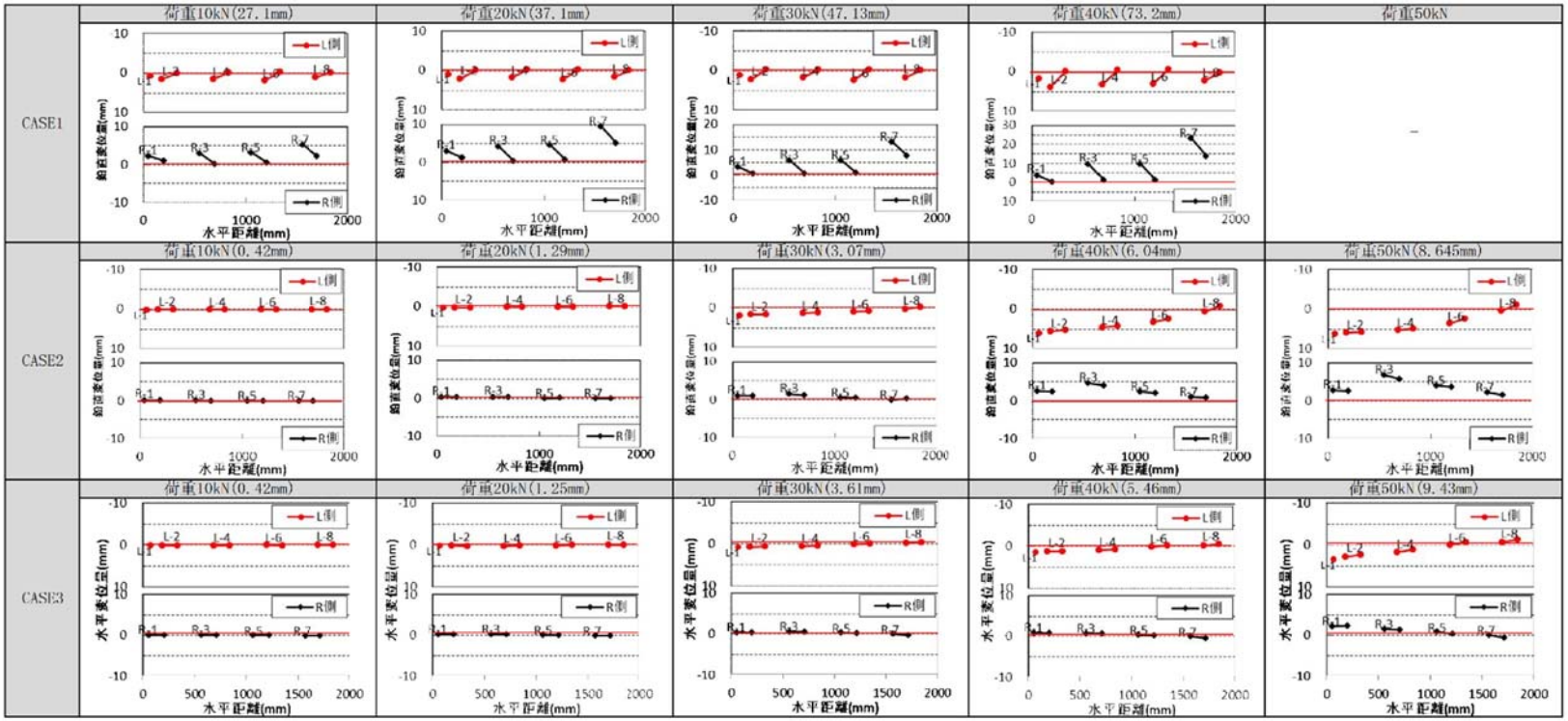


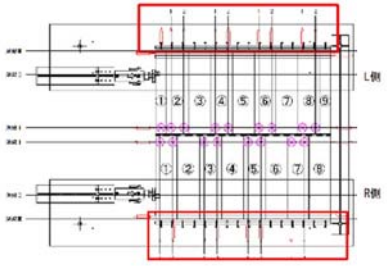
図-5.1.13　各ケースの変形モードイメージ図（平面図）

水平変位	測線Ⅲ	周方向



■L側平面図

■R側平面図



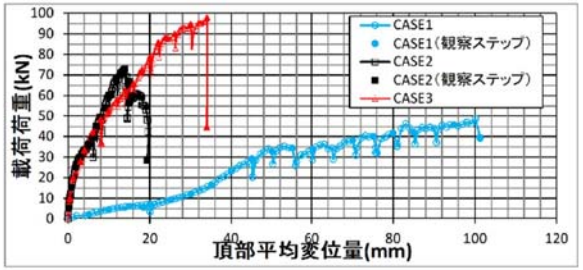


図-5.1.14　測線Ⅲの水平変位の比較

(4) 躯体発生ひずみ（部材周方向）

図-5.1.16～図-5.1.21 に各ケースにおけるR側部材およびL側部材の部材周方向において発生したひずみを整理した．この結果以下のことがわかった．

【結果】

- 測線Ⅰでのひずみを比較すると，無対策時のCASE1のひずみが大きい．補強時はCASE2よりもCASE3の方がひずみが大きい（**図-5.1.16**，**図-5.1.19**）．
- これは，無対策時では，アーチ部材が個々に倒れ込むことにより，クラウン部に設置している丸鋼（φ28㎜：SS400）を介して荷重が伝達されたことが考えられる．また，CASE3については，頂部に補強シートを貼り付けているため，シートを介して荷重が伝達したためであると考えられる．
- 測線Ⅱでは，CASE1のひずみが最も小さい結果となった（**図-5.1.17**，**図-5.1.20**）．CASE2およびCASE3については，補強シートが貼り付けられており，このシートを介して荷重が伝達したためであると考えられる．
- 測線Ⅲでは，CASE1については，全体的にひずみが生じている状況であるが，CASE2およびCASE3では，荷重載荷側とは反対側の部材でひずみが発生するような傾向が見られる（**図-5.1.18**，**図-5.1.21**）．
- これは，CASE1については，アーチ部材が個々に縦断方向に倒れ込んでいることが要因であると考えられ，CASE2，3については，R側およびL側それぞれで部材が一体化され，水平面内の回転変形が生じたことが要因であると考えられる（**図-5.1.15**）．



（a）CASE1　　（b）CASE2　　（c）CASE3

写真-5.1.4　クラウンヒンジ部の状況

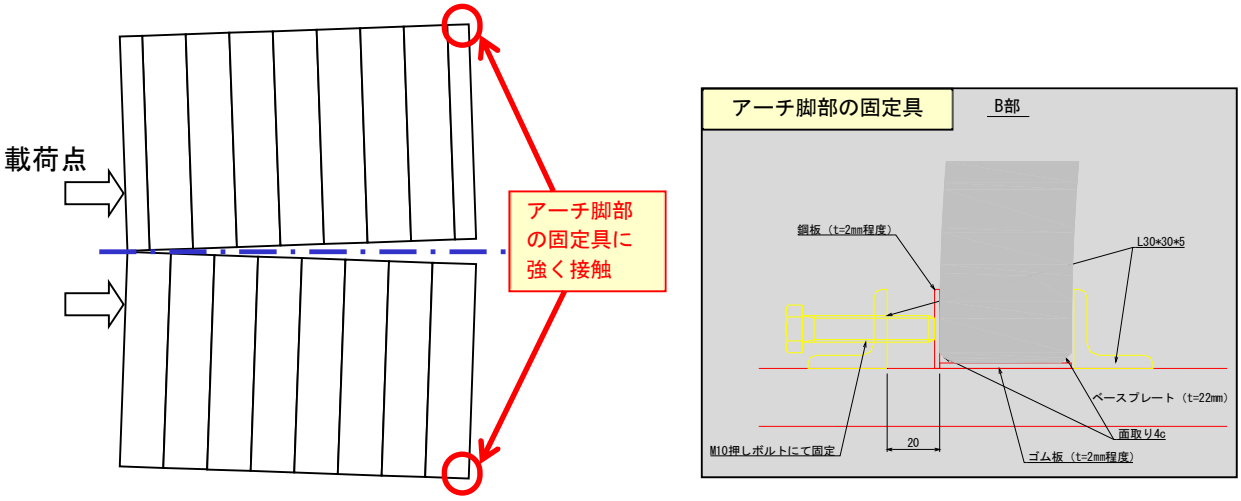
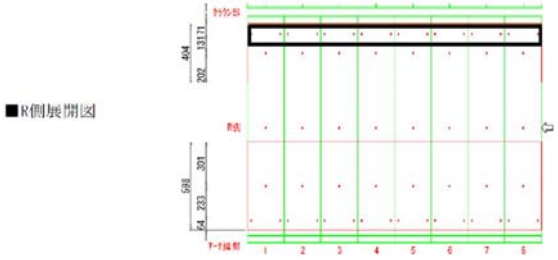


図-5.1.15　水平面内の回転変形に伴う固定具との接触イメージ

部材ひずみR側	測線Ⅰ	周方向

CASE1	荷重10kN(27.1mm)	荷重20kN(37.1mm)	荷重30kN(47.13mm)	荷重40kN(73.2mm)	荷重50kN
CASE2	荷重10kN(0.42mm)	荷重20kN(1.29mm)	荷重30kN(3.07mm)	荷重40kN(6.04mm)	荷重50kN(8.645mm)
CASE3	荷重10kN(0.42mm)	荷重20kN(1.25mm)	荷重30kN(3.61mm)	荷重40kN(5.46mm)	荷重50kN(9.43mm)



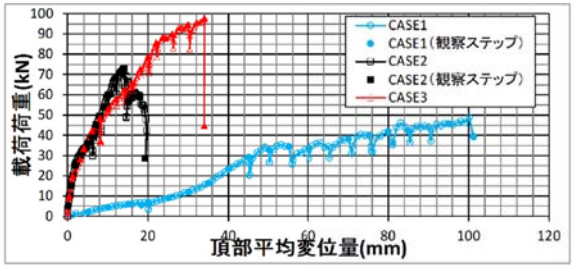
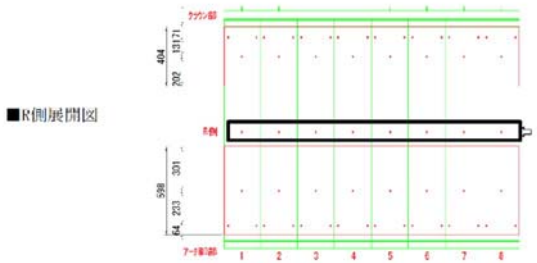


図-5.1.16　R側測線Ⅰの躯体発生ひずみの比較

部材ひずみR側	測線Ⅱ	CASE1	軸方向
		CASE2, 3	周方向





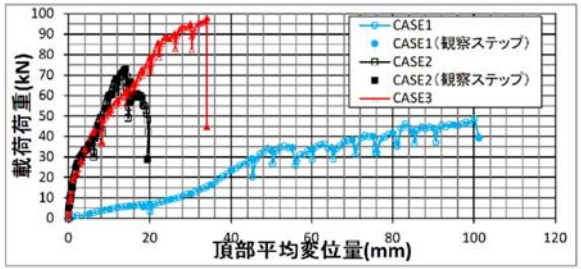
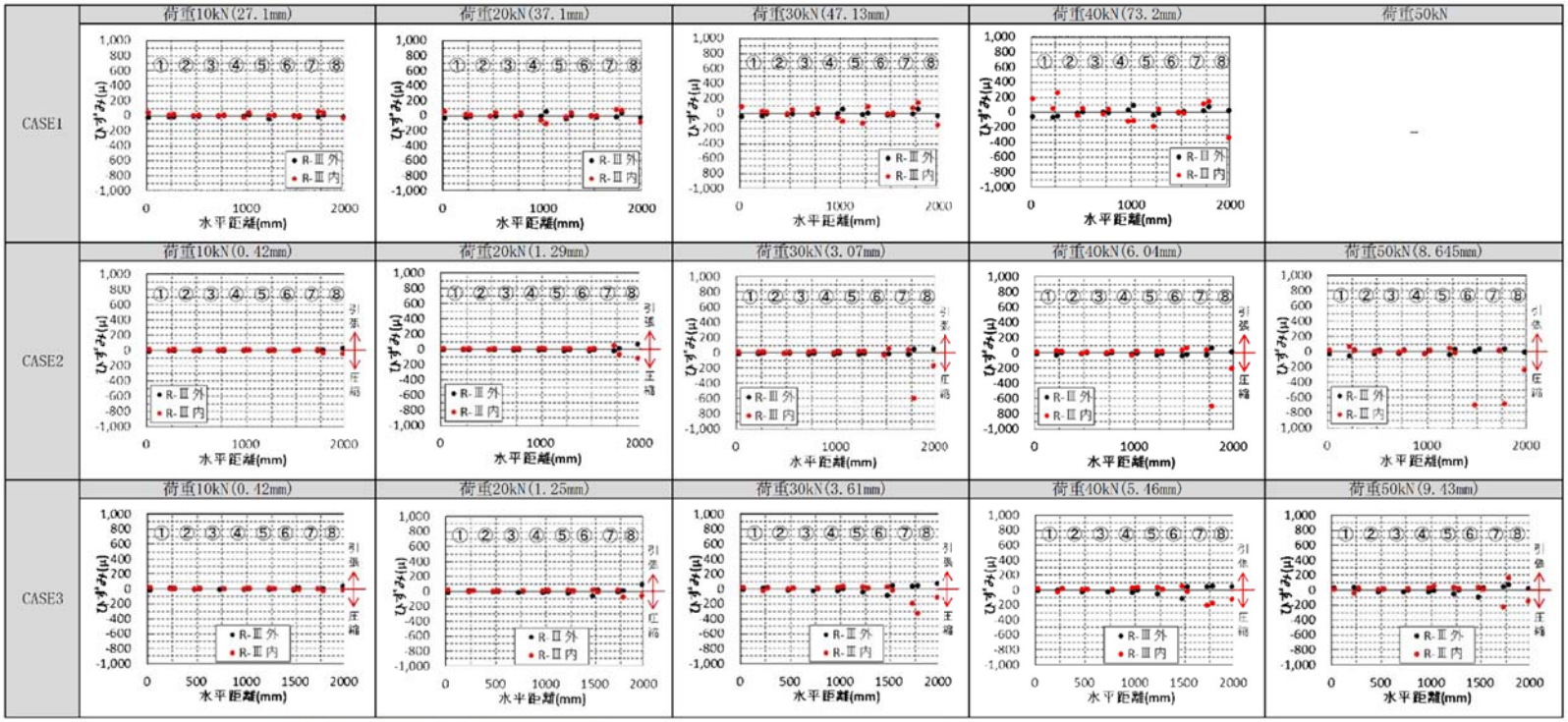
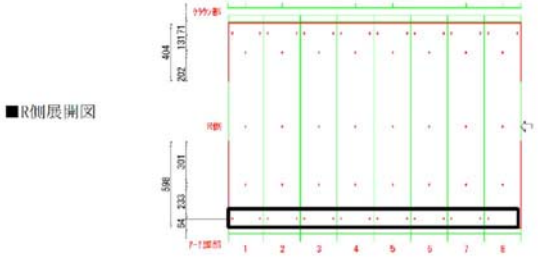


図-5.1.17　R側測線Ⅱの躯体発生ひずみの比較

部材ひずみR側	測線Ⅲ	周方向





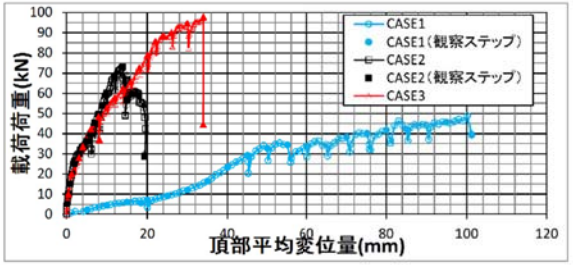
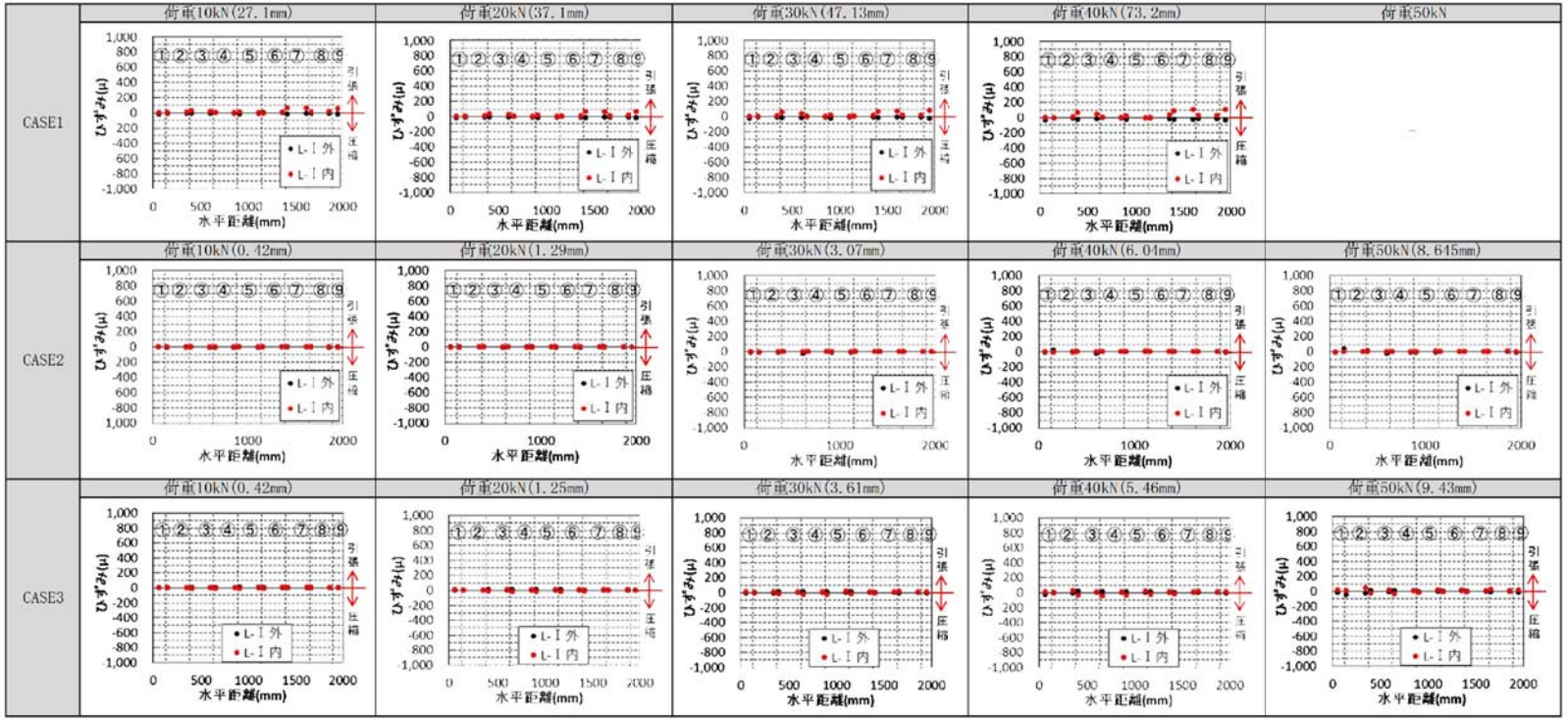
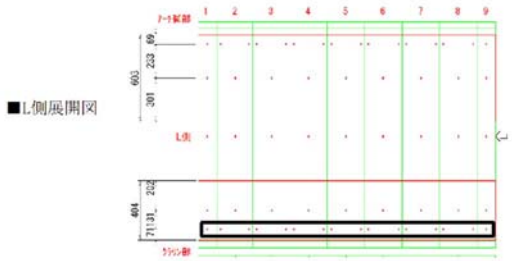


図-5.1.18　R側測線Ⅲの躯体発生ひずみの比較

部材ひずみL側	測線Ⅰ	周方向





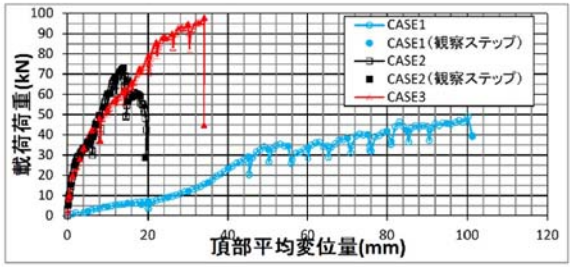
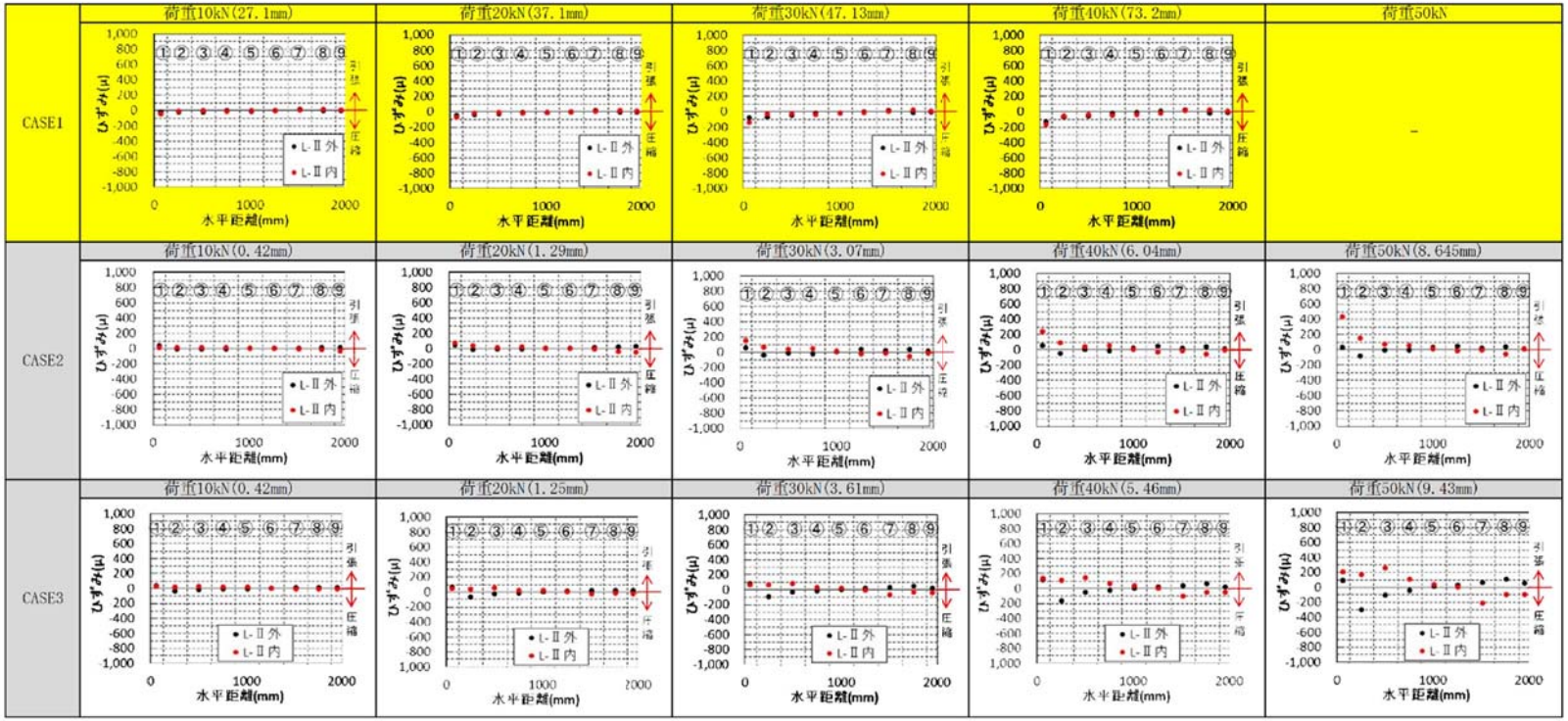
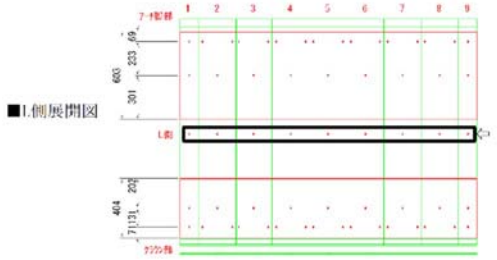


図-5.1.19　L側測線Ⅰの躯体発生ひずみの比較

図-5.1.20　L側測線Ⅱの躯体発生ひずみの比較

部材ひずみL側	測線Ⅱ	CASE1	軸方向
		CASE2, 3	周方向





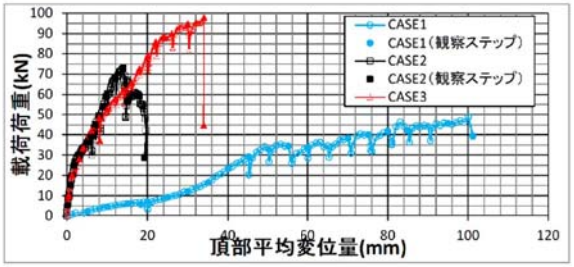


図-5.1.21　L側測線Ⅲの躯体発生ひずみの比較

5.1.3. 実験結果の比較（補強ケースのみ）

本項では，補強ケースのみ（CASE2，3）に着目して結果を比較した．比較結果を以降に示す．

(1) 荷重～変位関係

補強ケース（CASE2，3）の荷重～変位関係を**図-5.1.22**，**図-5.1.23** に示す．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2 と CASE3 で初期勾配（CASE2 では 26kN 程度まで，CASE3 では 20kN 程度までの範囲の勾配）は概ね一致する．
- **図-5.1.22** に CASE1（実験後）の躯体頂部の残留変位ベクトル図を示す．これより，無対策時の躯体の挙動は，鉛直軸まわり回転変形モードではなく，縦断方向倒れ込み変形モードが卓越していることがわかる．
- これより，鉛直軸回り回転変形モードによる変形が小さく，頂部シートの補強効果があまり発揮されず，CASE2 および CASE3 で荷重～変位関係の初期勾配が概ね一致したものと考えられる．
- CASE2 では 26kN 程度，CASE3 では 20kN 程度にグラフの折れ点があり，この点を境に勾配が小さくなっている．これは，各ケースにおいて，グラフの折れ点付近で躯体が浮き上り始めたと考えられる．
- **図-5.1.25** に躯体を剛体仮定した場合に躯体が浮き上り始める水平荷重を算定した．この結果，概ね 15kN 程度に達すると躯体が浮き上り始めることがわかった．躯体の一体化が図られているもの程（剛体に近い程）部材間の変形によるエネルギー逸散が小さく，浮き上がるために必要な荷重が小さくなると考えると，CASE2 よりも CASE3 の方が部材同士の一体化が図れているものといえる．



図-5.1.22　CASE1 における水平面内の残留変位ベクトル図（実験後）

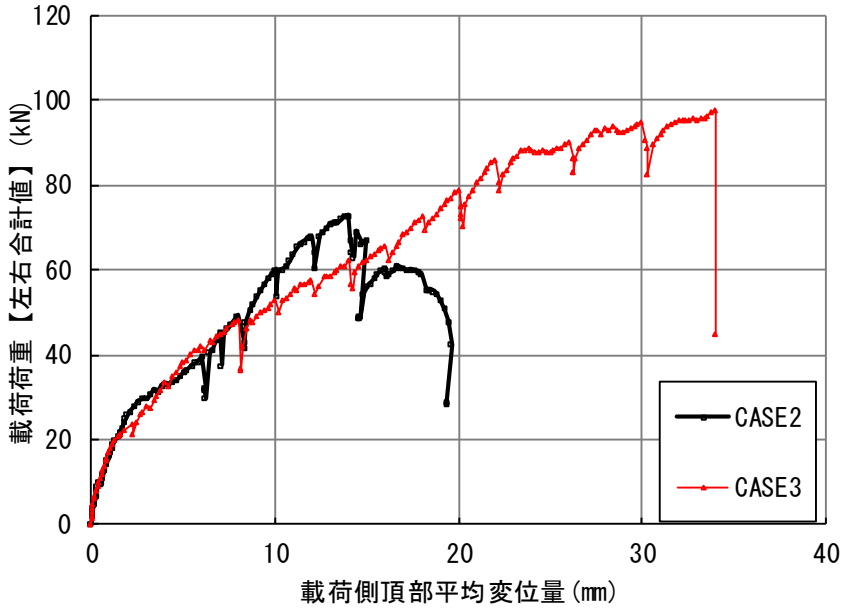


図-5.1.23　CASE2，CASE3 の荷重～変位関係

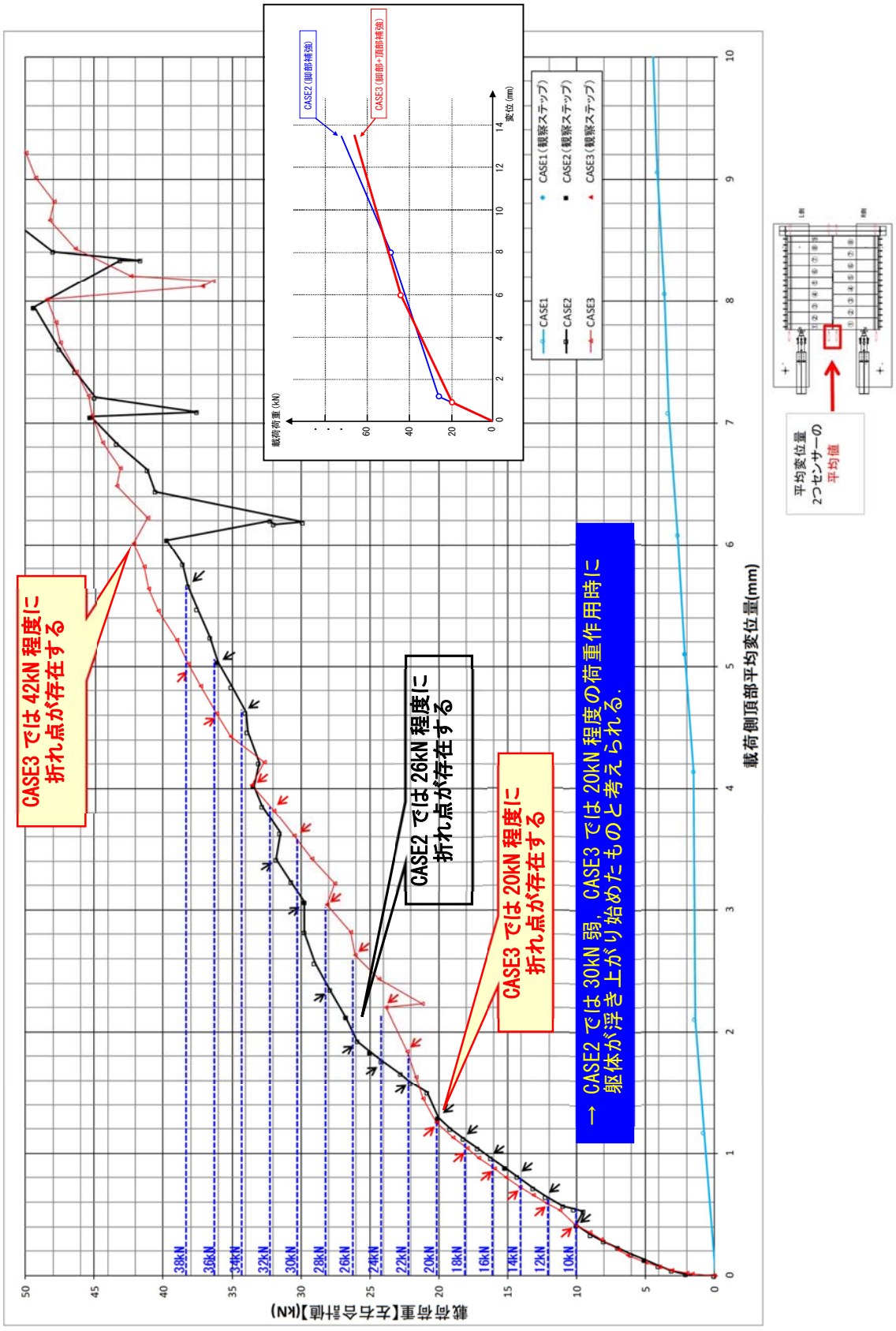
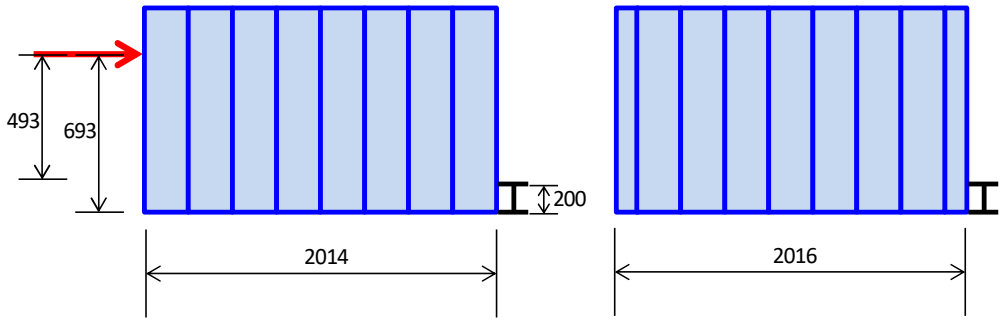


図-5.1.24　CASE2，CASE3 の荷重変位関係【拡大】

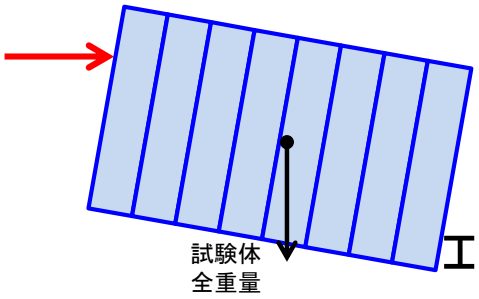
■躯体の浮き上がり荷重の算定結果



供試体重量	フルサイズ	460.6 kgf/基
	ハーフサイズ	225.4 kgf/基

試験体全重量	460.6 kgf/基	×	15 基	＝	6909 kgf
	225.4 kgf/基	×	2 基	＝	450.8 kgf
			Σ	＝	7359.8 kgf
				≒	7.36 kN

浮上り荷重



転倒モーメント

M ＝ P × 0.493 m ＝ 7.36 kN × 2.015 m ／ 2

浮上り限界荷重

P ＝ 7.36 kN × 2.015 m ／ (2 × 0.493 m)

＝ 15.0 kN

躯体を剛体仮定した場合、15kN 程度で浮き上がり現象が生じる。
⇒躯体に近づく程、浮き上がり荷重が小さくなると考えられる。

図-5.1.25　躯体の浮き上り荷重の算定結果

(2) 変形状況

1)　縦断方向倒れ込み変形状況

図-5.1.26，図-5.1.27 に CASE2，3 の縦断方向倒れ込み変形状況を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- 各ケースともに，荷重～変位関係においてはじめの折れ点を超えた辺りから，鉛直変位量の増加傾向が大きくなっている．
- 荷重 38kN の点に着目すると，CASE3 ではクラウン部の変位はほぼ直線的に変化しているのに対し，CASE2 では折れ点が生じている．
- CASE2 と CASE3 では全体的な挙動（荷重～変位関係図）としては，同様の動きをしているものの，局部の部材の挙動を見ると，CASE3 の方が頂部にシートを貼り付けていることによって，CASE2 よりも部材の一体化が図れているものと考えられる．

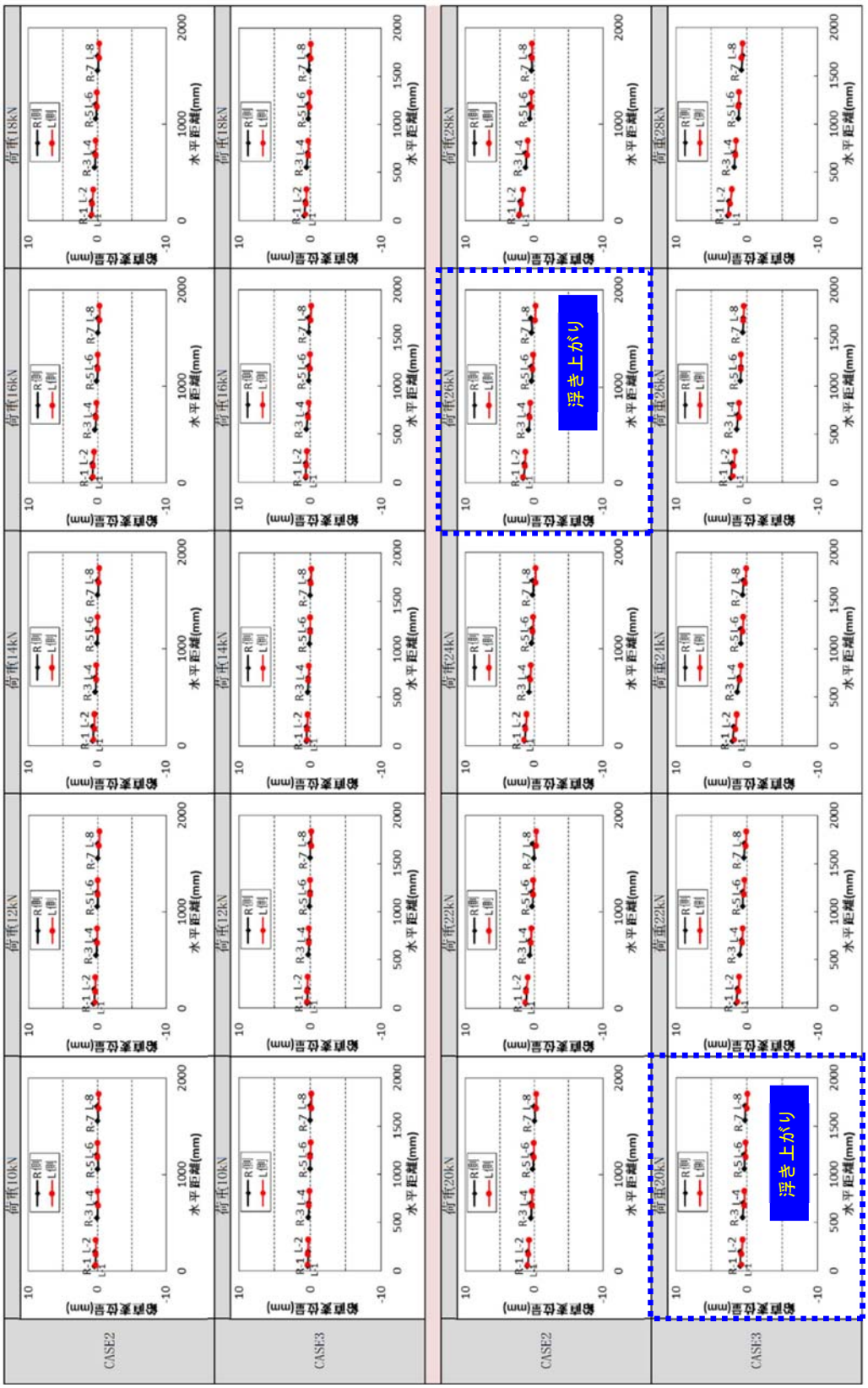


図-5.1.26　CASE2, CASE3 縦断方向倒れ込み変形状況比較(1/2)

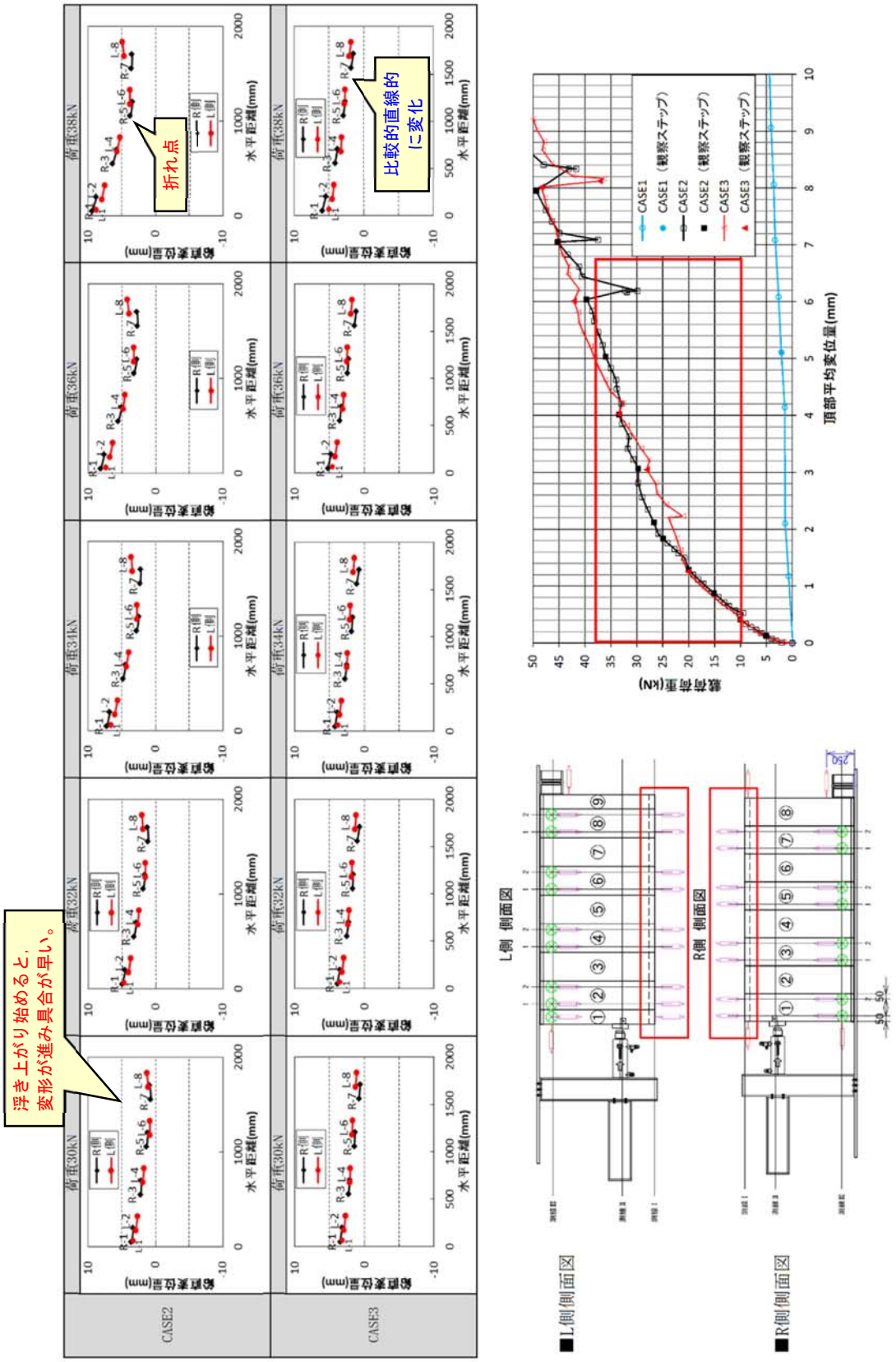


図-5.1.27　CASE2，CASE3 縦断方向倒れ込み変形状況比較(2/2)

2)　鉛直軸回り回転変形状況

図-5.1.28, **図-5.1.29** に CASE2, 3 の鉛直軸回り回転変形状況を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

・各ケースともに，荷重～変位関係においてはじめの折れ点を超えた辺りから，水平変位量の増加傾向が大きくなっている．

・荷重 38kN の点に着目すると，CASE3 では脚部の水平変位はほぼ直線的に変化しているのに対し，CASE2 ではやや部材同士がバラバラに動いている状況がわかる．

・CASE2 と CASE3 では全体的な挙動（荷重～変位関係図）としては，同様の動きをしているものの，局部の部材の挙動を見ると，CASE3 の方が頂部にシートを貼り付けていることによって，CASE2 よりも部材の一体化が図れているものと考えられる．

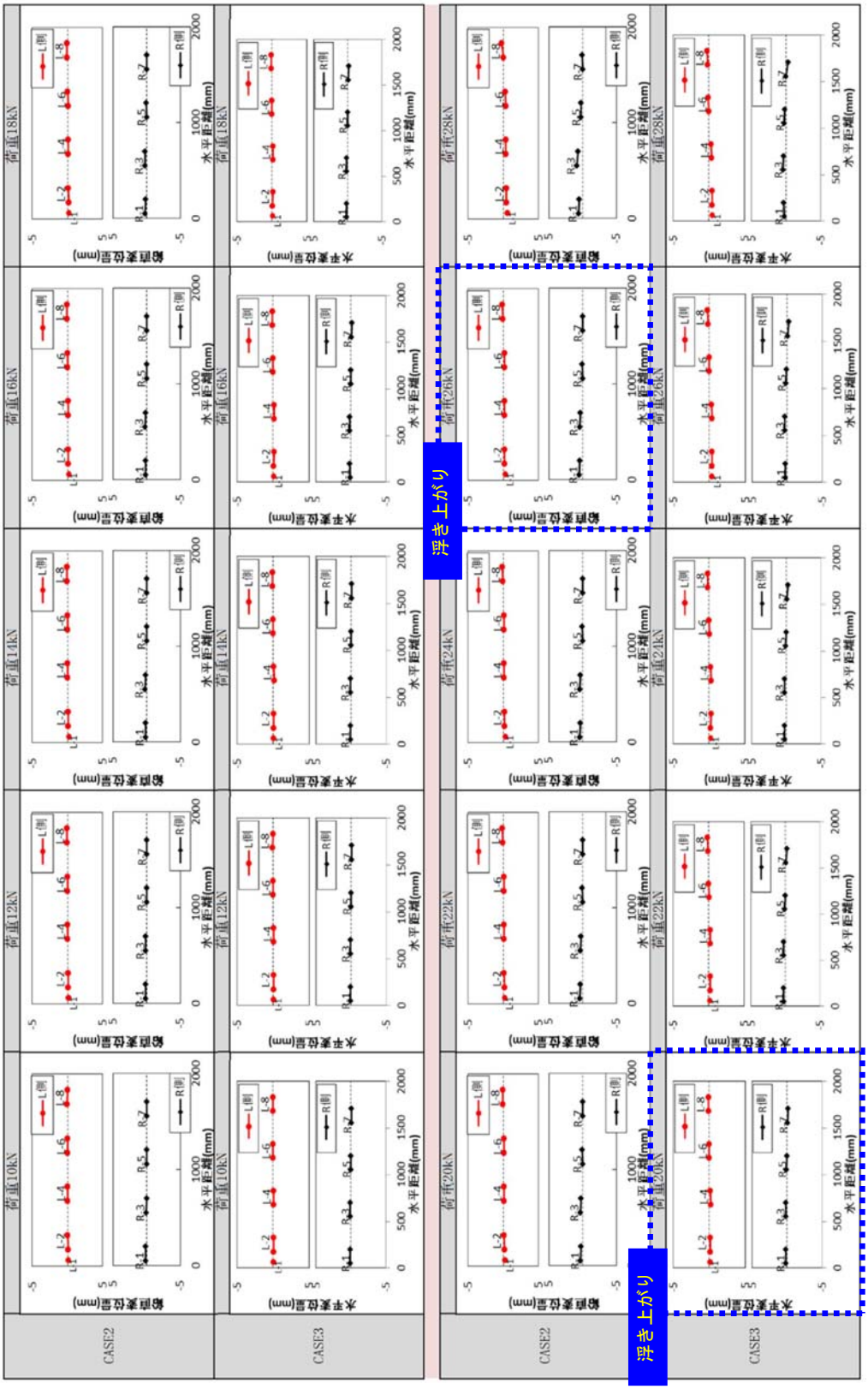


図-5.1.28　CASE2，CASE3 鉛直軸回り回転変形状況比較(1/2)

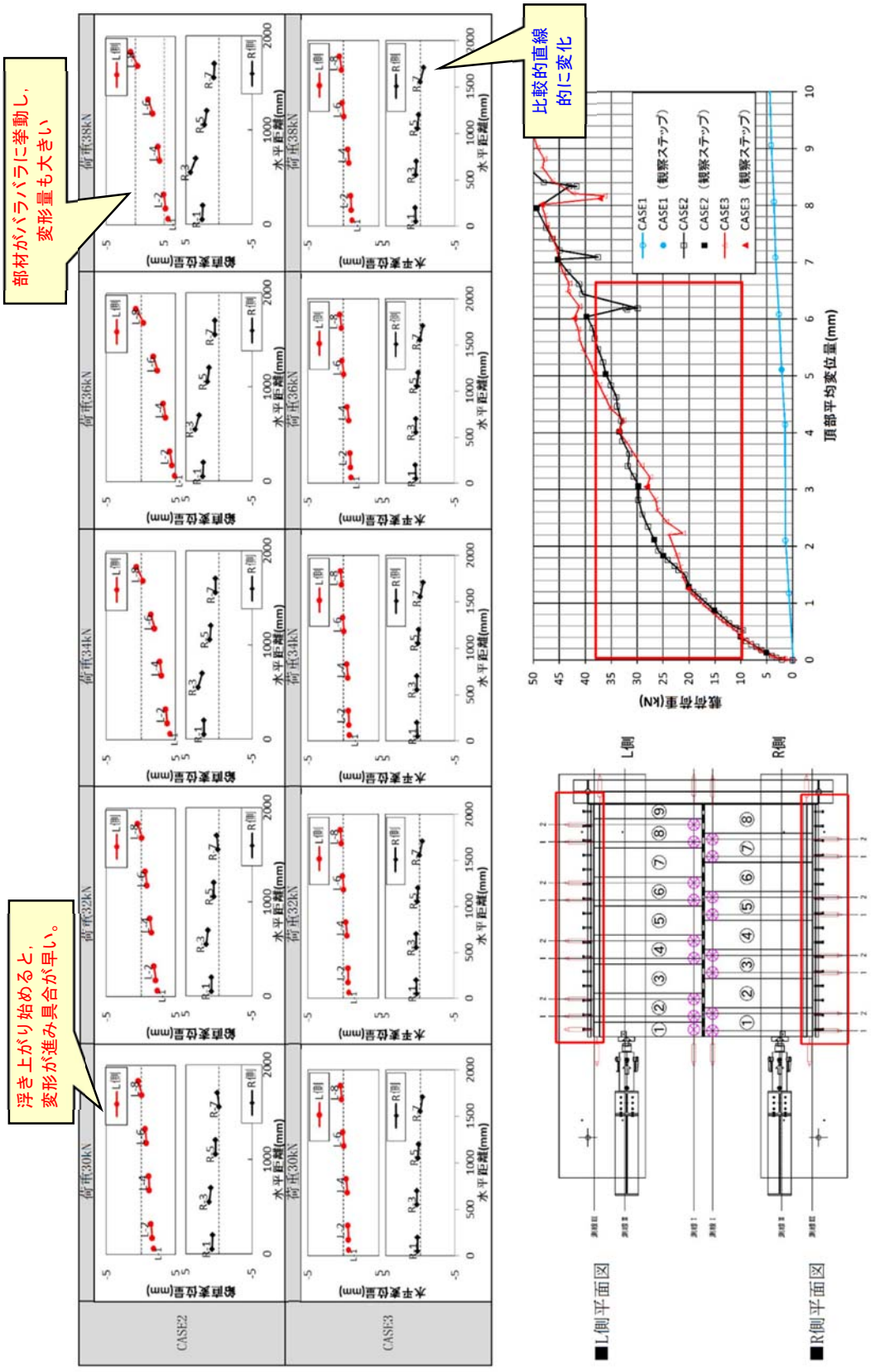


図-5.1.29　CASE2，CASE3 鉛直軸回り回転変形状況比較(2/2)

(3) 躯体発生ひずみ

図-5.1.30，**図-5.1.31** に CASE2，3 の躯体クラウン部の発生ひずみを整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

・CASE3 は CASE2 と比較して躯体の発生ひずみが大きくなっている．

・これは，CASE3 の方が頂部にシートを貼り付けている分補強量が多く躯体が変形し難くなり，シートを伝達して躯体に荷重が作用したためであると考えられる．

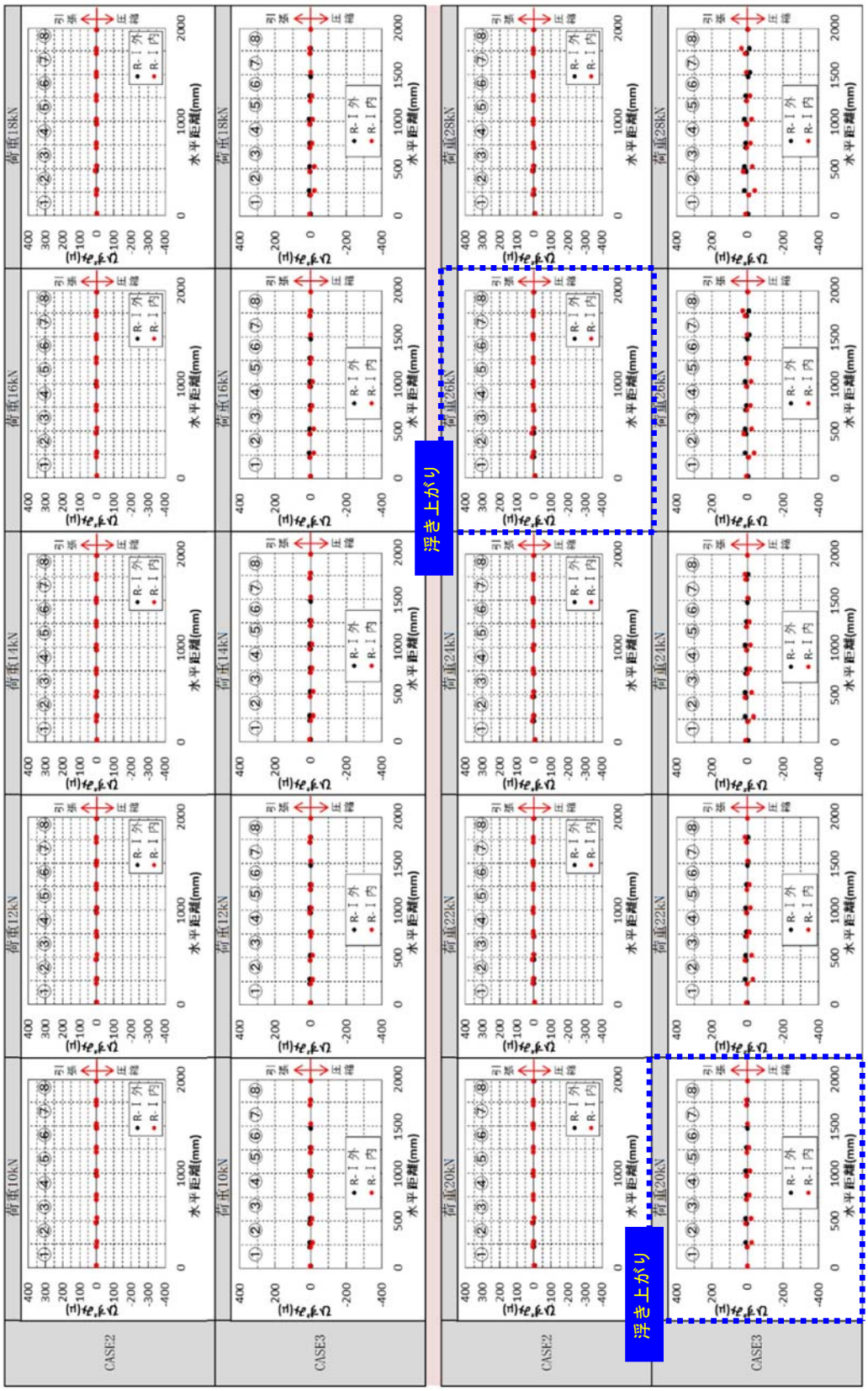


図-5.1.30　CASE2, CASE3 躯体発生ひずみの比較(1/2)

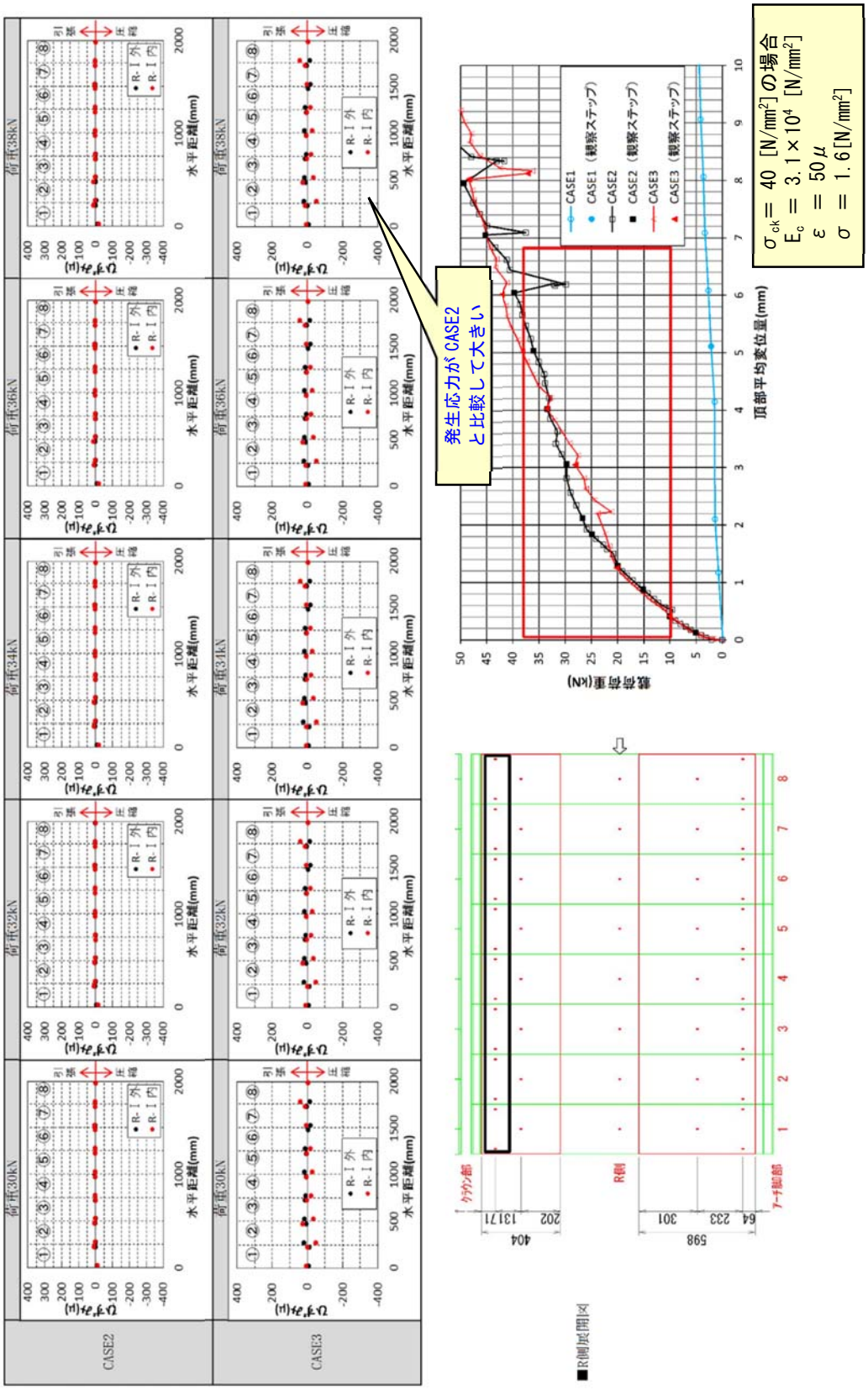


図-5.1.31　CASE2, CASE3 躯体発生ひずみの比較(2/2)

(4) 目違い変位量

1) クラウン部における鉛直変位差

図-5.1.32～図-5.1.35 に CASE2，3 のクラウン部における鉛直変位差（目違い変位量）を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE3 は頂部にシートを貼り付けていることで，目違い変位が生じておらず，CASE2 と比較し，部材同士の一体化がより図れていることがわかった．
- ただし，頂部における鉛直方向のずれ変形は，頂部シートの面外方向の変形になるため，設計計算上，頂部シートの抵抗は期待していない．CASE3 において頂部の目違い変位が小さくなっているのは，頂部シートの母材の引張抵抗力ではなく，接着材の付着抵抗が副次的な補強効果として発揮されているものと考えられる．

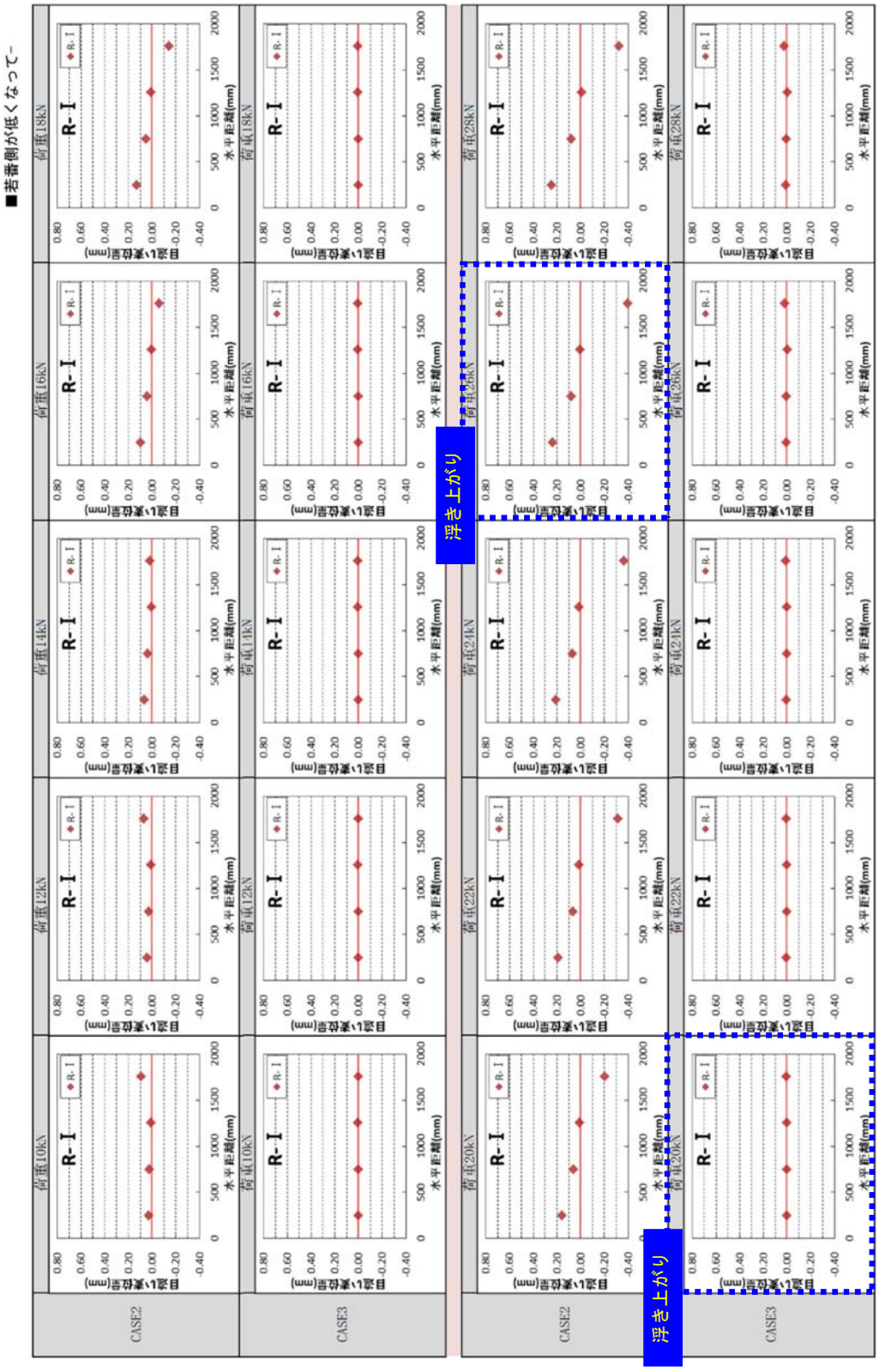


図-5.1.32　CASE2, CASE3 クラウン部 R 側における鉛直変位差の比較(1/2)

図-5.1.33　CASE2，CASE3 クラウン部 R 側における鉛直変位差の比較(2/2)

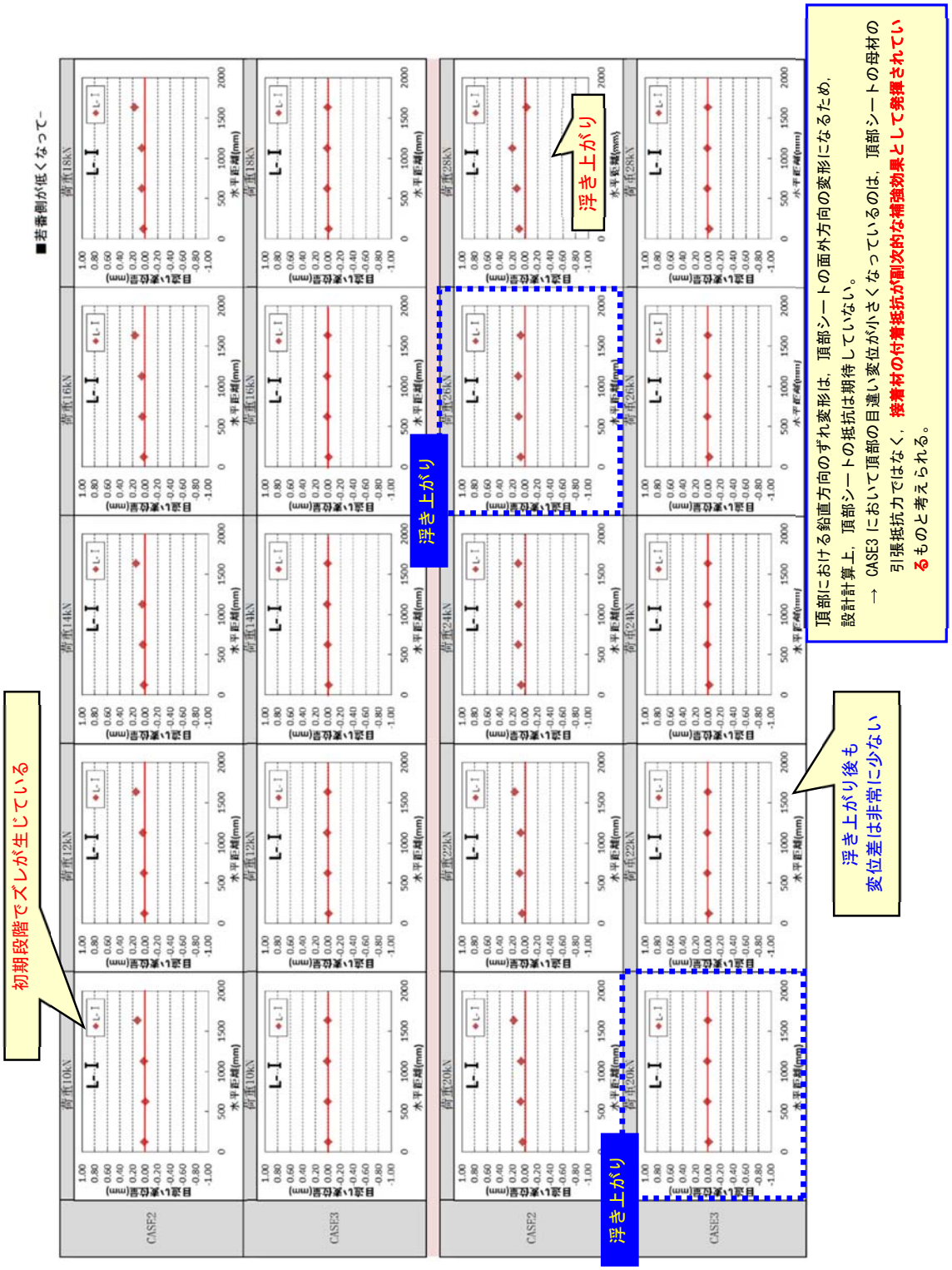


図-5.1.34　CASE2，CASE3 クラウン部 L 側における鉛直変位差の比較(1/2)

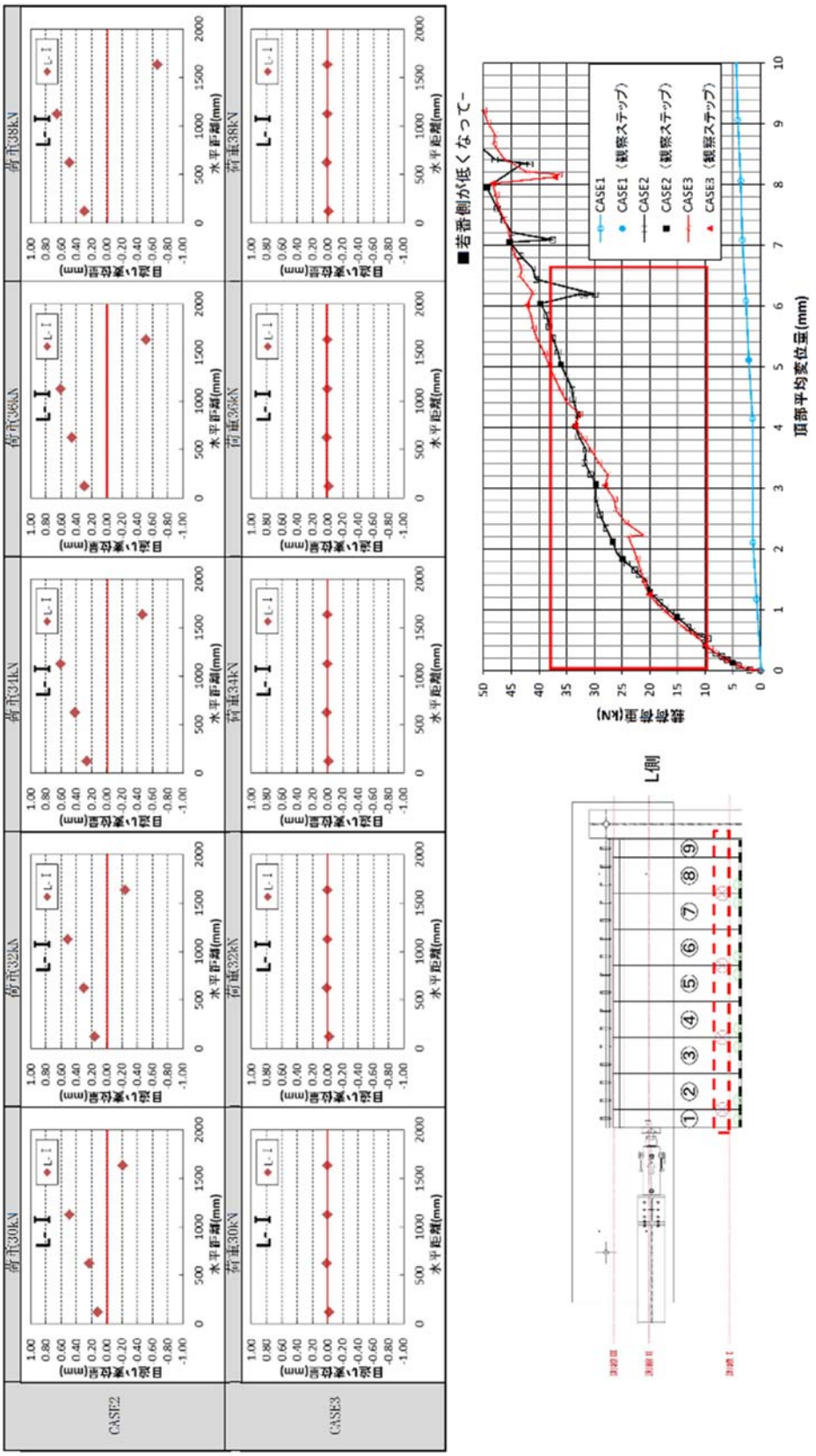


図-5.1.35 CASE2, CASE3 クラウン部 L 側における鉛直変位差の比較(2/2)

2) 脚部における水平変位差

図-5.1.36～図-5.1.40 に CASE2，3 の脚部における水平変位差（目違い変位量）を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- 荷重レベルが大きいところに着目すると（荷重 38kN に着目すると），水平方向の目違い変位量は，CASE3 の方がやや小さくなってる．

① R 側（脚部における部材間の“水平変位差”）

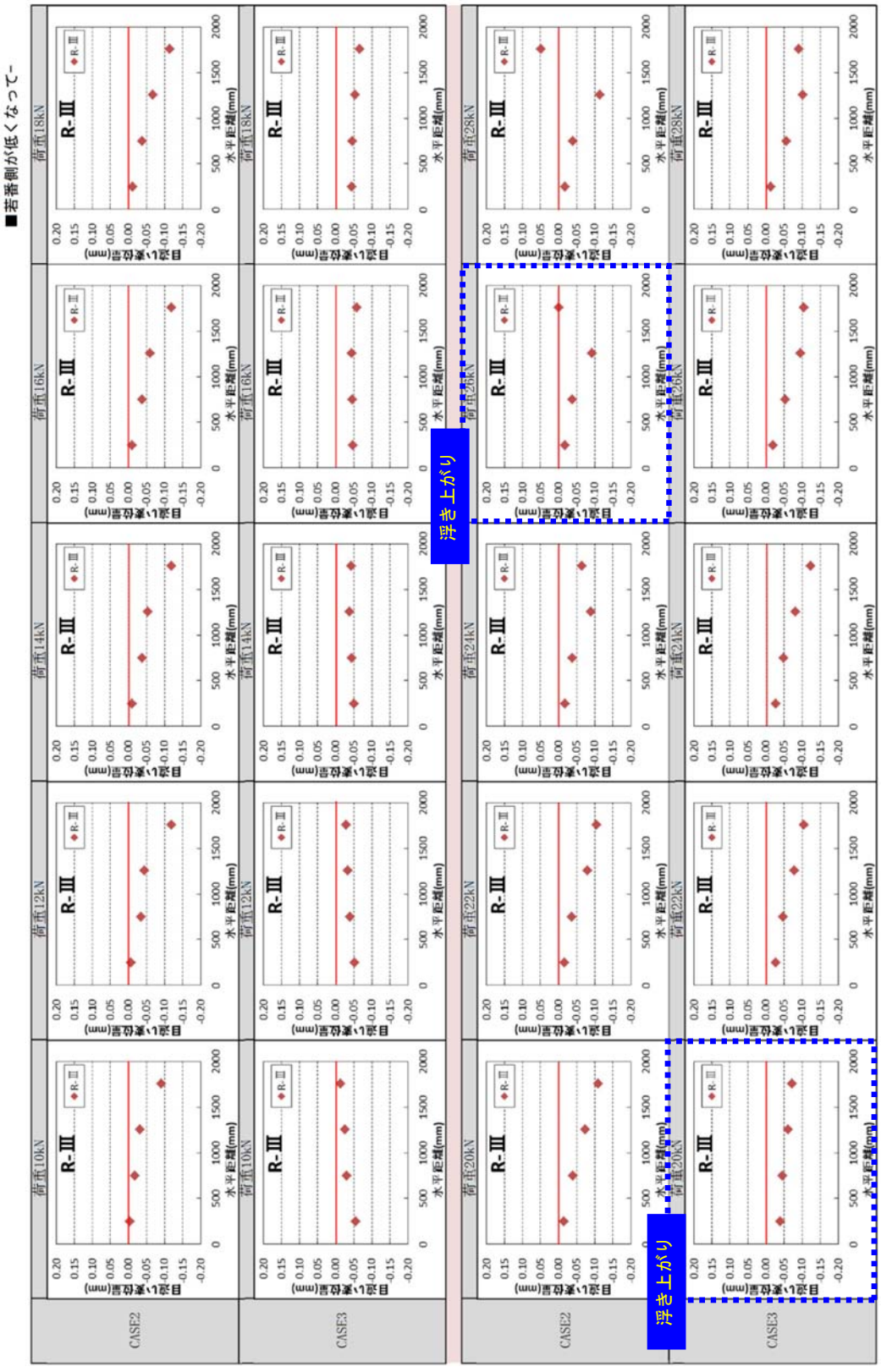


図-5.1.36 CASE2, CASE3 R 側脚部における水平変位差(1/2)

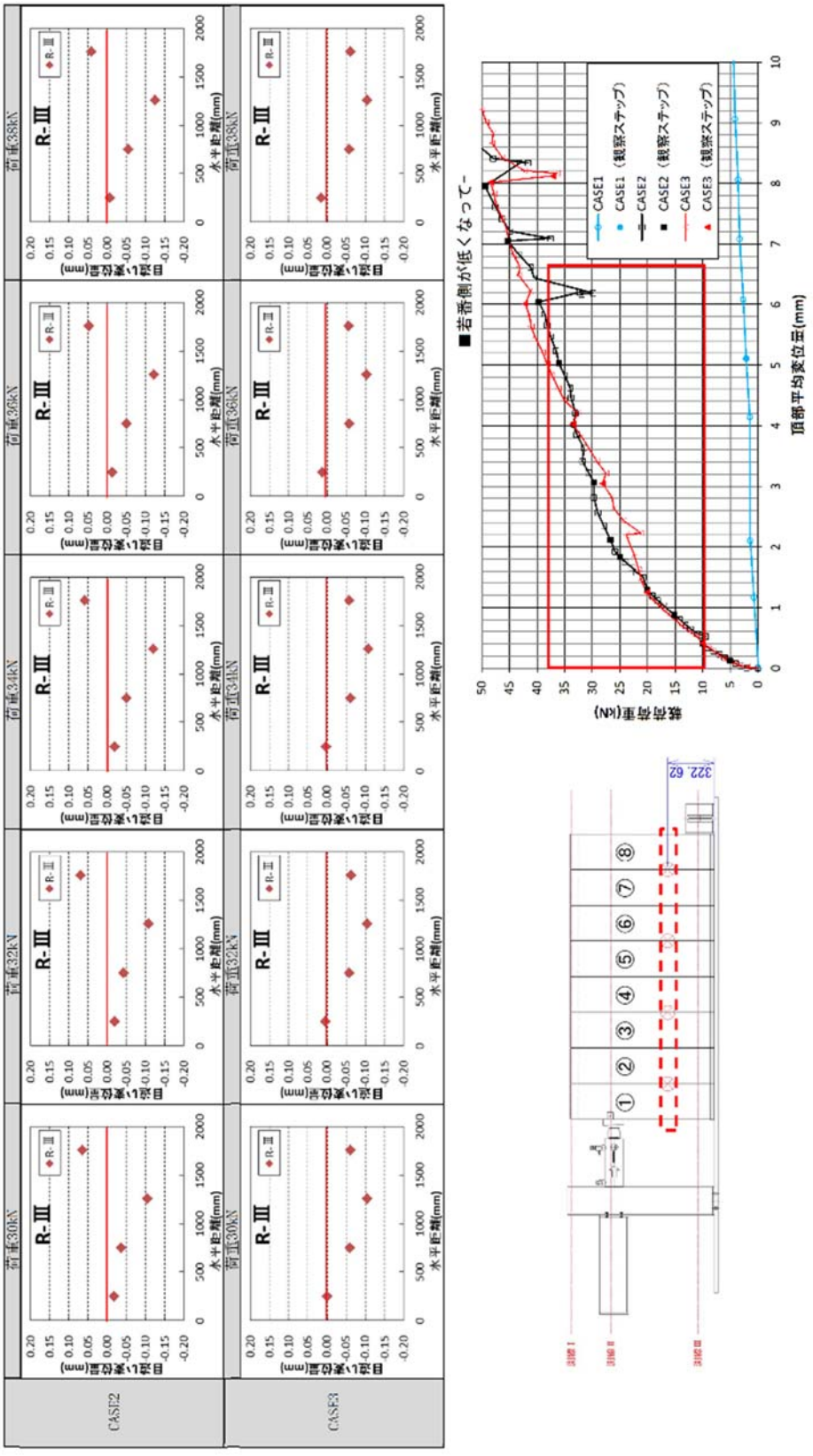


図-5.1.37　CASE2, CASE3 R 側脚部における水平変位差(2/2)

② L 側（脚部における部材間の“水平変位差”）

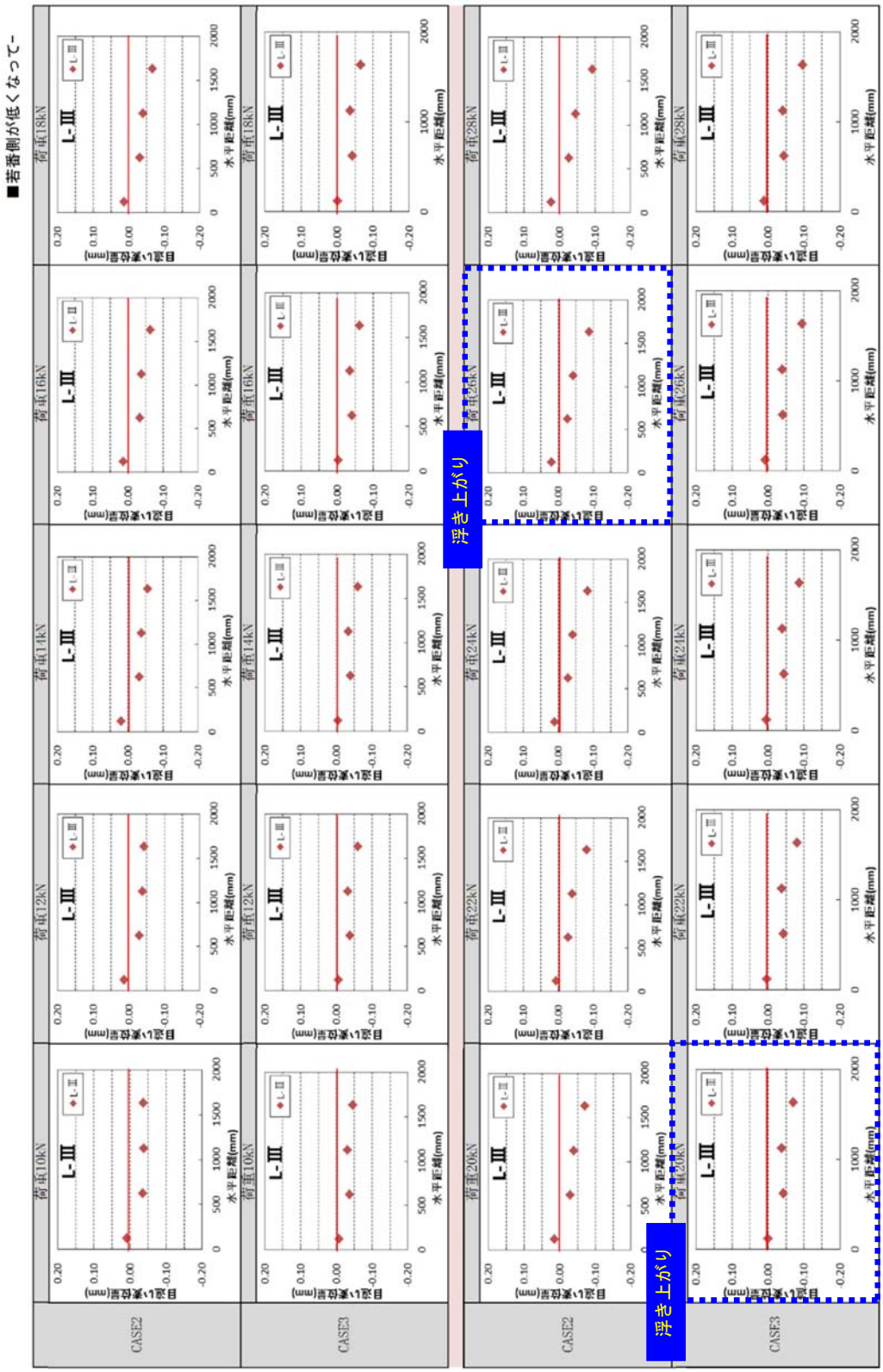


図-5.1.38 CASE2, CASE3 L 側脚部における水平変位差(1/2)

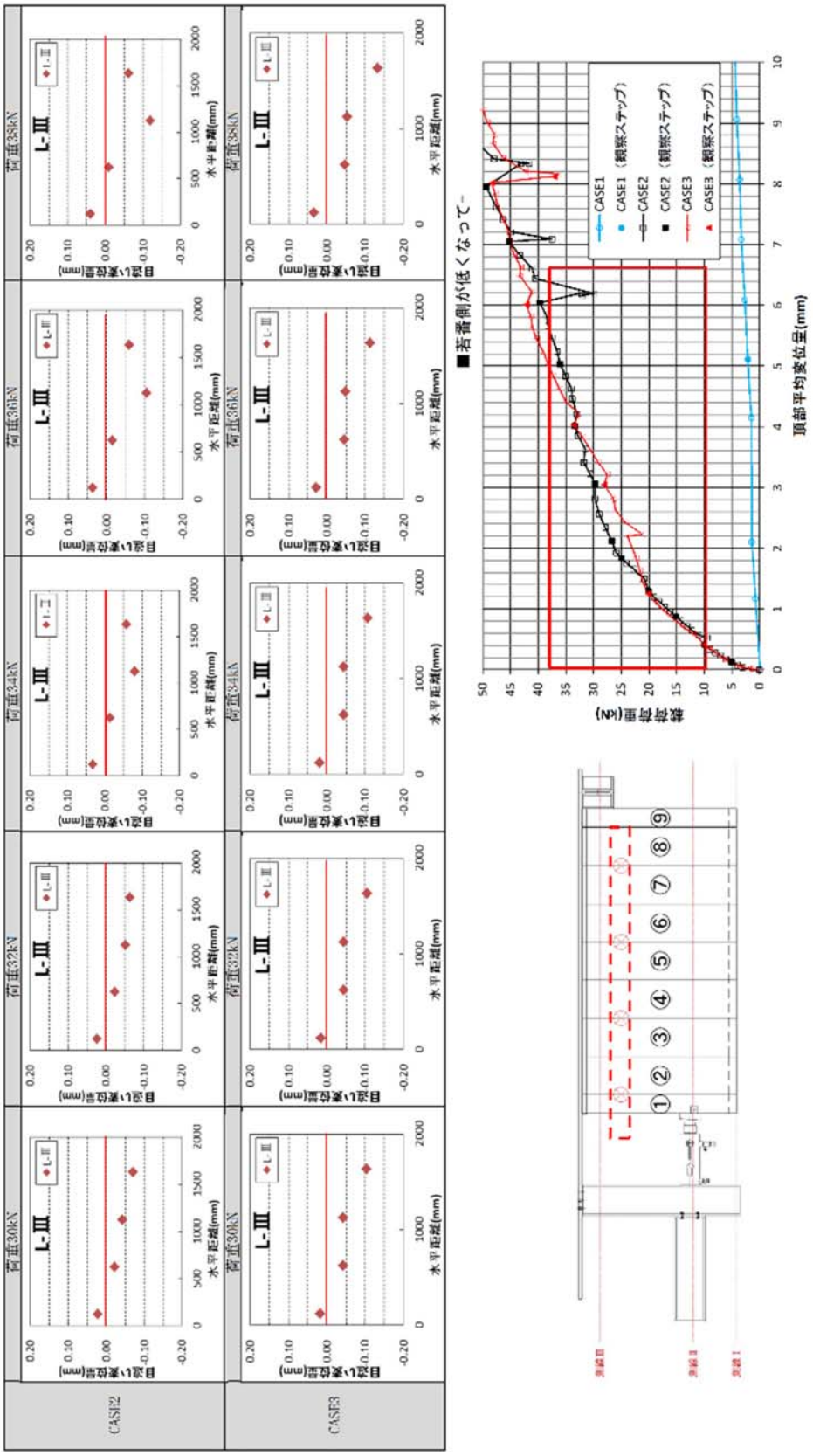


図-5.1.39　CASE2, CASE3 L 側脚部における水平変位差(2/2)

(5) 目開き変位量

図-5.1.40～図-5.1.41 に CASE2，3 の頂部クラウン部の目開き変位量を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2，3 ともに L 側と R 側のそれぞれの部材が一体化して挙動し，載荷点側を支点にクラウンヒンジ部が開くようなモードで回転している．
- CASE3 は CASE2 よりも荷重レベルが小さいところで，目開きが発生し始めている（CASE3 では 12kN 程度，CASE2 では 20kN 程度で目開きが発生し始めている）．
- 荷重レベルが大きいところに着目すると（荷重 38kN に着目すると），CASE3 の最大目開き変位量は CASE2 より小さくなる結果となった．また，CASE2 では目開き変位が局所的に大きくなっているが，CASE3 では直線的に大きくなっている．これは，CASE2 より，CASE3 の方がより部材の一体化効果が図れているためであると考えられる．

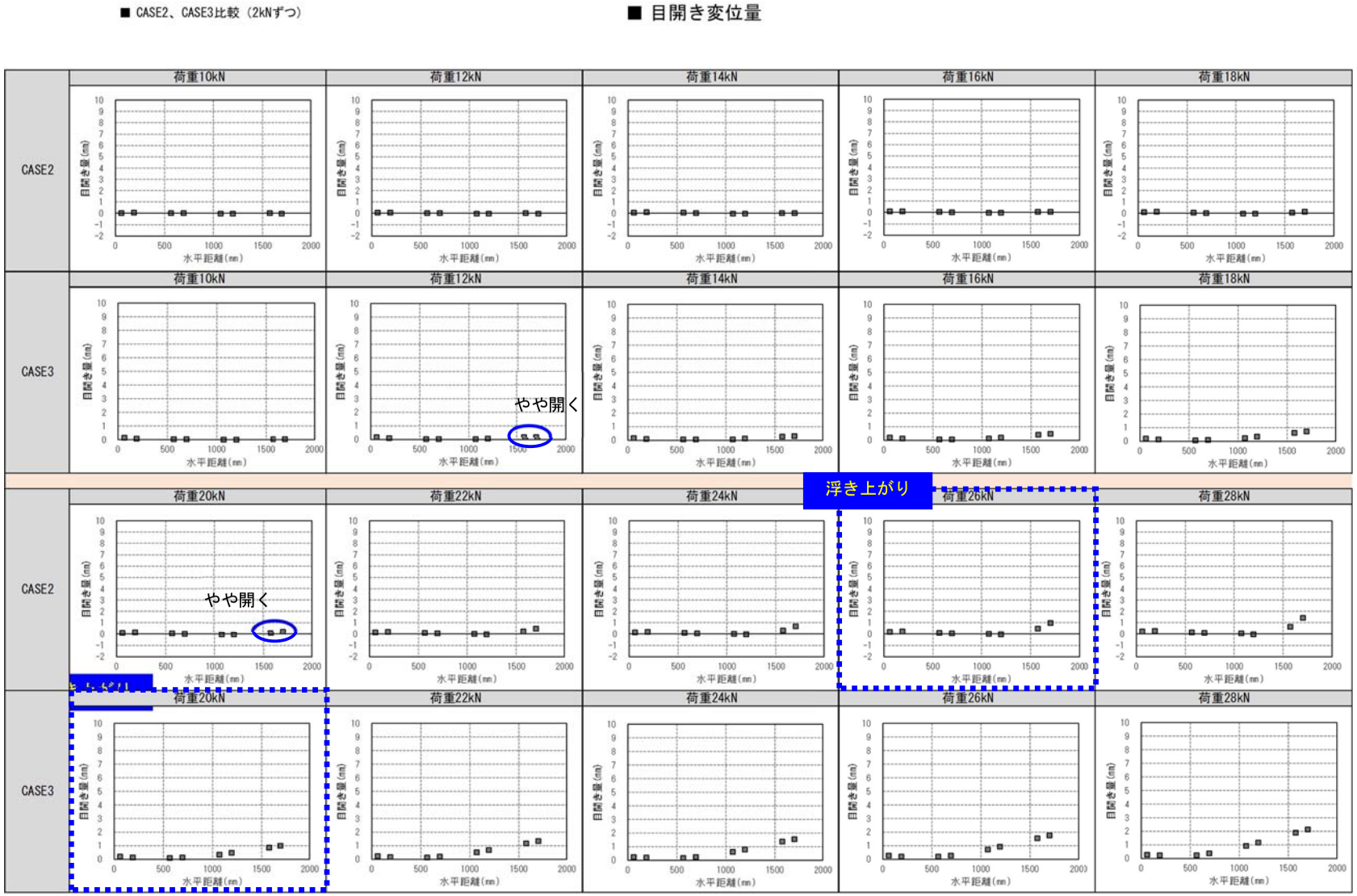
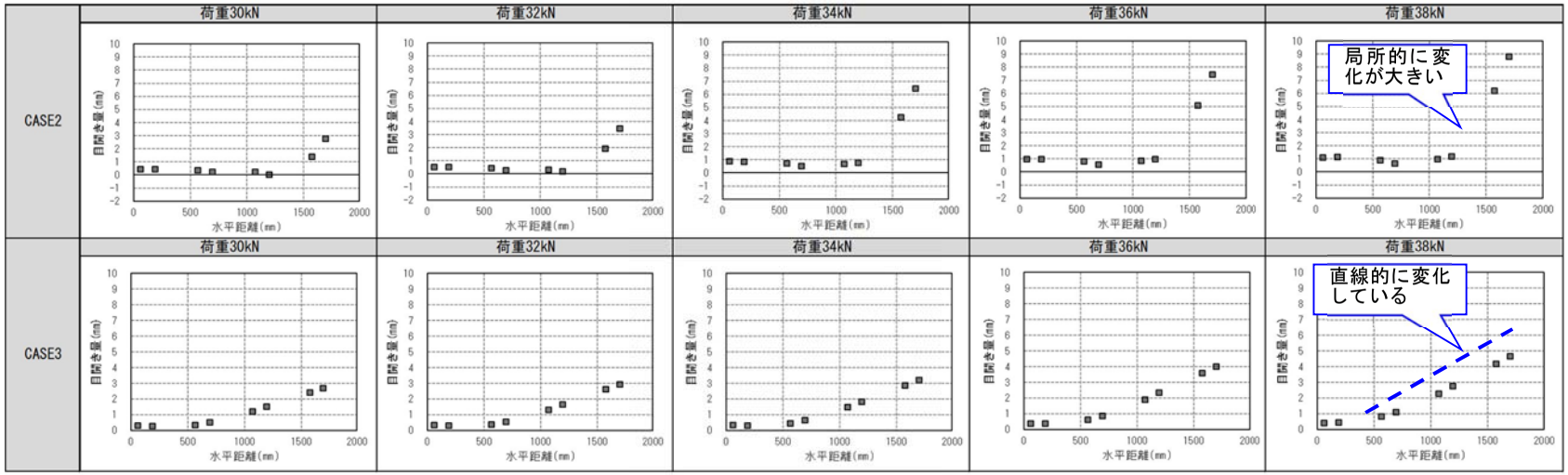
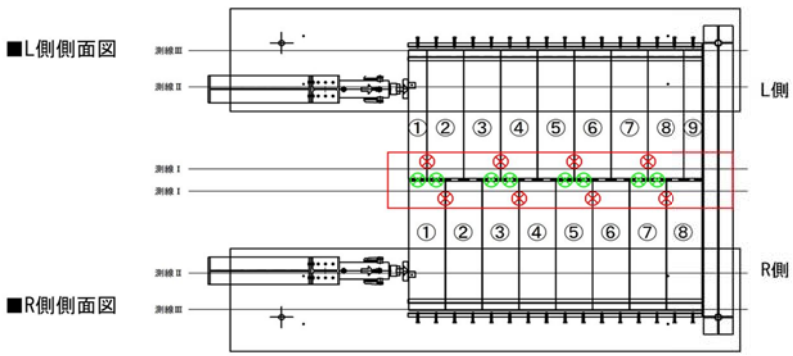


図-5.1.40 CASE2，CASE3 目開き変位量の比較(1/2)

■ CASE2、CASE3比較（2kNずつ）

■ 目開き変位量





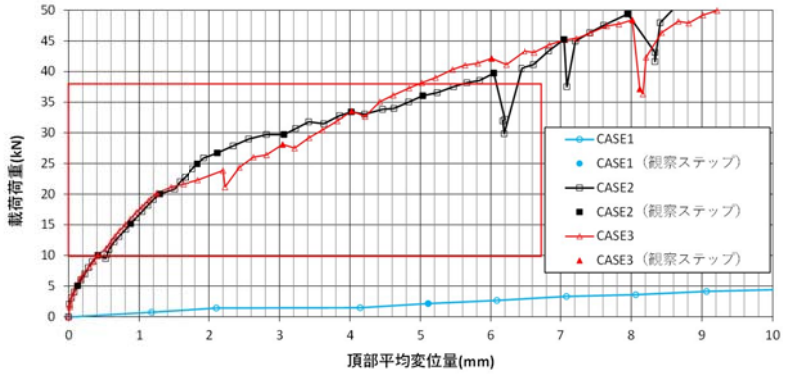


図-5.1.41 CASE2，CASE3 目開き変位量の比較(2/2)

(6) 補強シートの発生ひずみ

図-5.1.43，図-5.1.45 にひずみゲージ位置図を示す．また，図-5.1.44，図-5.1.46 に CASE2，3 の補強シートの発生ひずみを整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE3 において頂部シートのひずみはほぼ発生しておらず，本要素実験の躯体モデルにおいては，頂部シートは補強効果としてはほぼ効いていない．これは，先に示した，CASE2，3 の荷重～変位関係が概ね一致していることと整合する．
- 脚部のシートに着目すると，基本的には上端部でひずみが大きくなる傾向が見られる．“R 側の測線 7”や”L 側の測線 8”において下端部のひずみが大きくなっているが，これは，この要素試験特有の躯体挙動（図-5.1.42）が原因であると考えられる．
- シートの発生ひずみは，基本的には 2000μ 程度であり，発生応力度に換算すると 500N/mm^2 であり，シートの許容引張力 2040N/mm^2（＝3400N/mm^2×0.6）の 1/4 程度である．
- 局所的ではあるが，最大発生ひずみは，15000μ 程度(CASE2，L 側の脚部)に達する箇所があり，発生応力度に換算すると 3600N/mm^2 となっている．

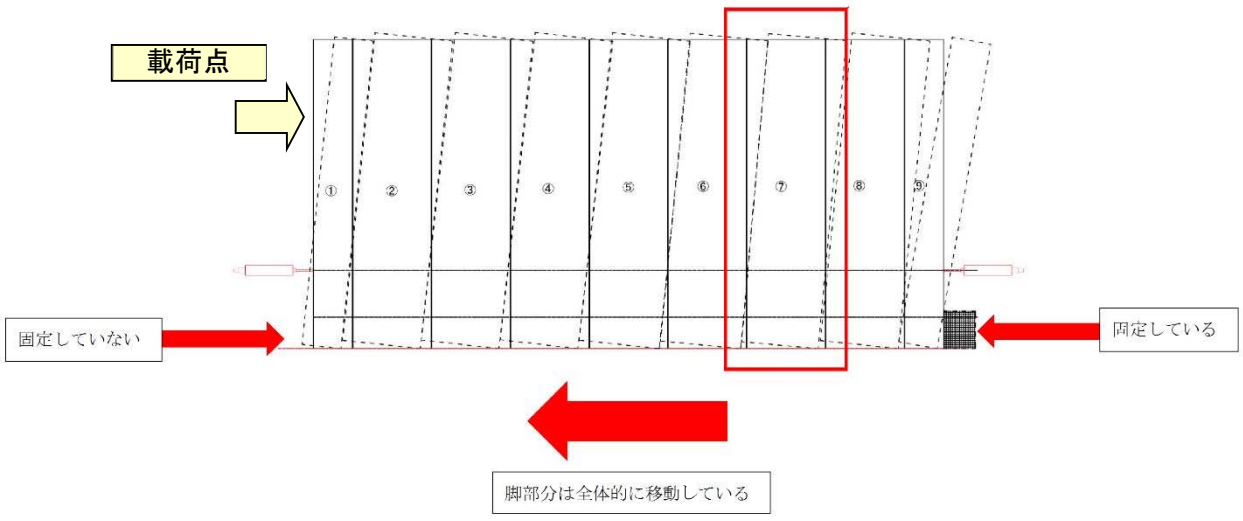


図-5.1.42　要素実験における基本的な躯体の縦断方向挙動

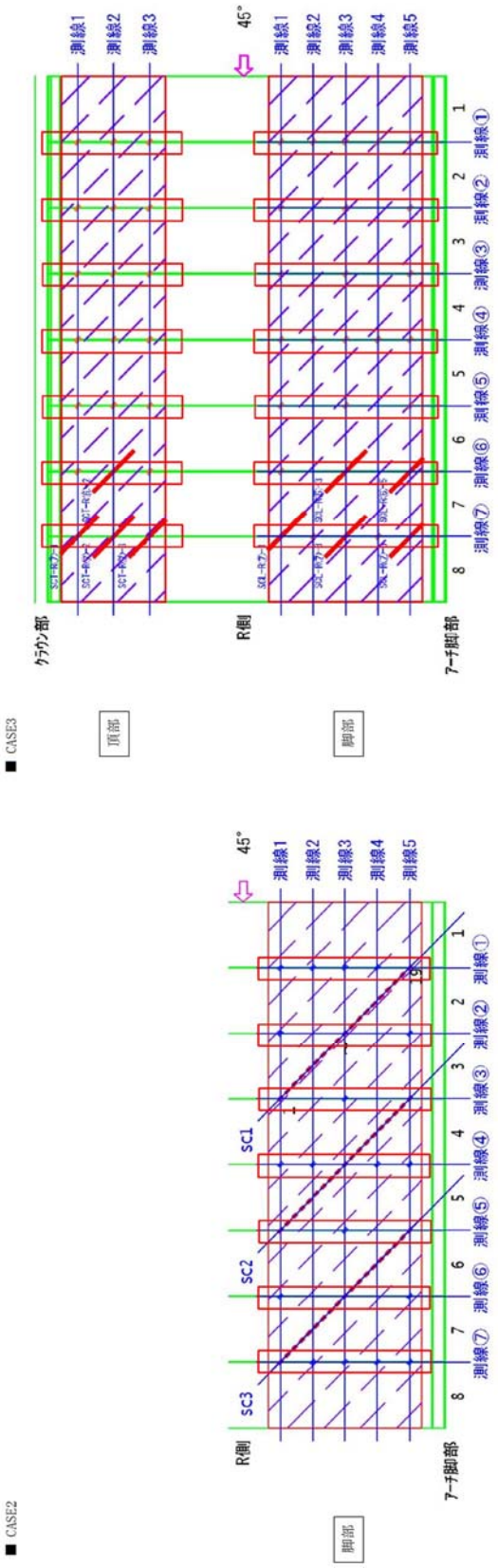


図-5.1.43　CASE2, CASE3 R 側シートひずみゲージ位置図

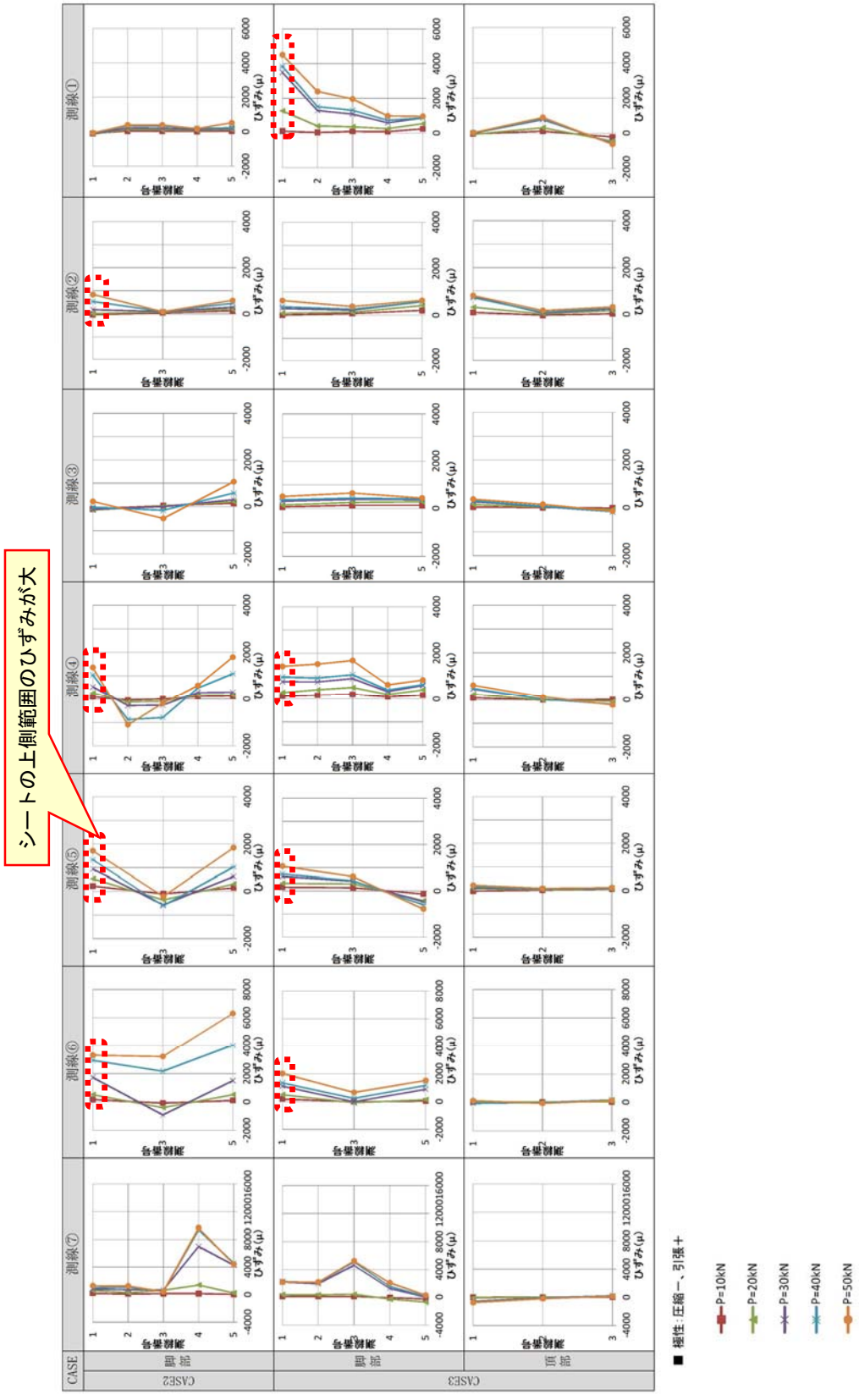


図-5.1.44　CASE2, CASE3 R 側シートひずみの比較

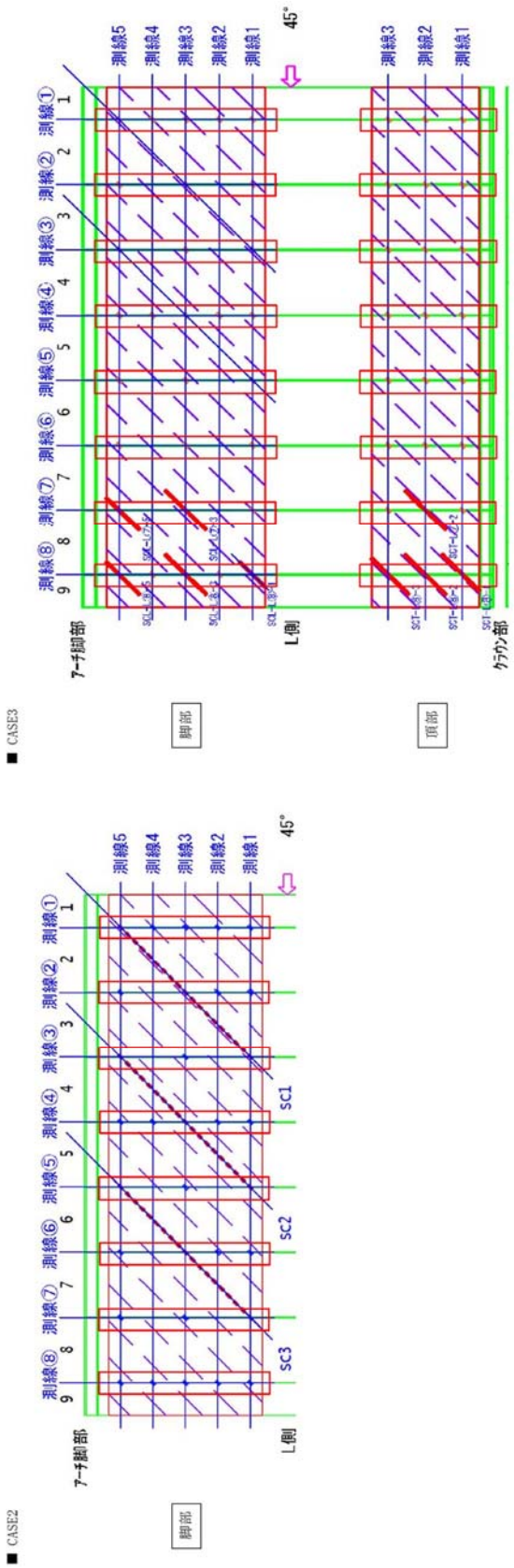


図-5.1.45　CASE2, CASE3 L 側シートひずみゲージ位置図

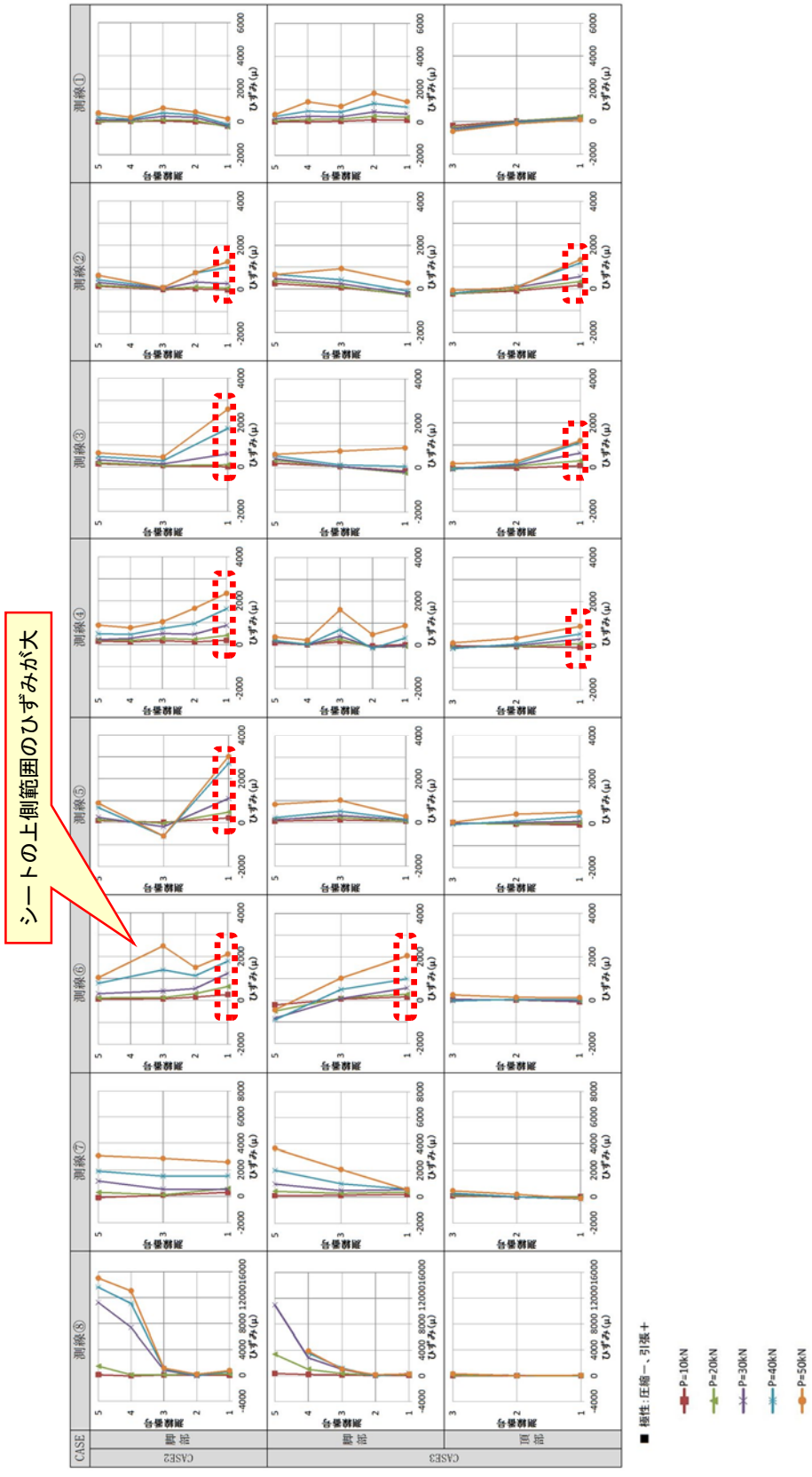


図-5.1.46　CASE2, CASE3 R 側シートひずみの比較

(7) 補強効果に関する考察

以下に比較結果をまとめる.

【まとめ】

・CASE2, 3 ともに部材同士の一体化が図れていることが確認された.

・全体挙動（荷重～水平変位関係）については, CASE2, 3 で大きさ差は無かったものの, 局所的な部材の挙動を見ると, 頂部にシートを貼り付けている CASE3 の方が, CASE2 と比べ一体化が図れていると判断される（頂部にシートを貼り付けた方が, クラウンヒンジ部の部材の変形（鉛直変位）が生じ難い).

・また, 今回の要素実験では, 補強シートはクラウンヒンジ部を跨がせずに補強したが, この結果, R 側および L 側部材で**図-5.1.47** のような挙動が生じた. この結果を踏まえると, 補強シートはクラウンヒンジ部を跨がせて貼り付ける方が良いことになる.

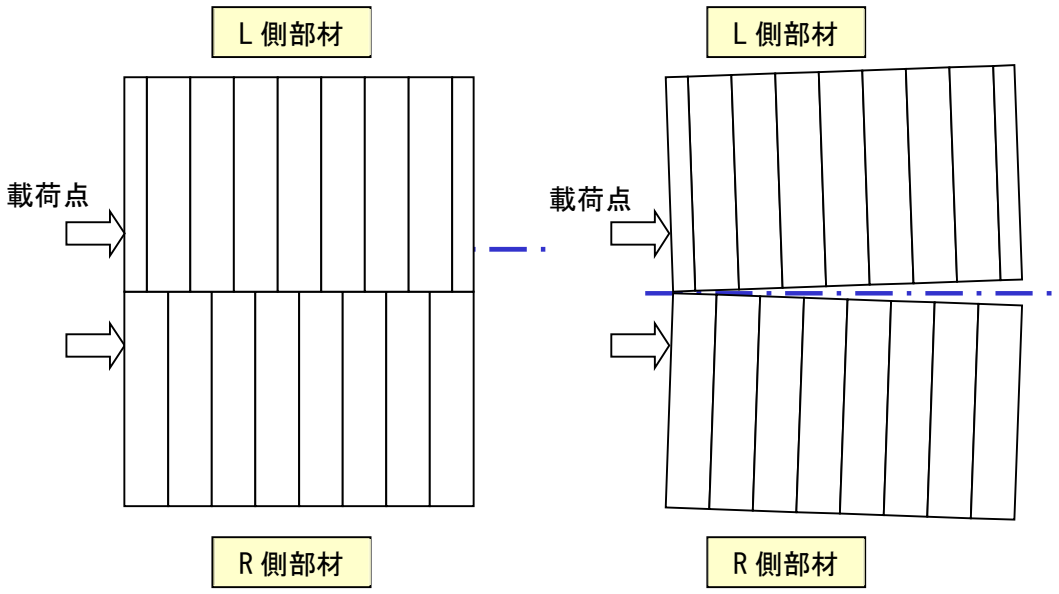


図-5.1.47　補強時の躯体の水平面内回転挙動

5.2. ３ヒンジアーチの動的遠心力模型載荷実験

本節では実物大の既設プレキャストアーチカルバート(3 ヒンジアーチ)の 1/50 模型に対し補強対策を行い，この模型に対し遠心力載荷実験（50G 場の動的載荷実験）を実施し，その結果を考察することで，補強した実構造物の地震時挙動を把握するとともに，地震時に躯体に作用する縦断方向荷重の大きさを確認した.

『5.1　3 ヒンジアーチの要素実験』では，補強シートを脚部のみに貼り付けた場合でも，脚部と頂部に貼り付けた場合と比較して，補強効果に優位な差は認められなかったことを踏まえ，補強検討ケースとして『脚部のみ』と『脚部と頂部』を補強した場合の実験を行い，補強部位の違いによる補強効果の差異を確認することとした.

また，本実験について 3 章にて示した数値解析（3 次元 FEM 解析）を用いて，再現解析を実施し，躯体に作用する縦断方向荷重の大きさを解析的に算出し，実験で得られた結果と比較した.

5.2.1. 実験条件

(1) 実験装置の仕様

動的遠心力載荷実験は，まず実際の構造物を幾何学的に縮小した模型や地盤を土槽内に作製する．その土槽を**写真-5.2.1** に示すような遠心力載荷実験装置の回転腕に取り付け，実験装置で等速回転の遠心加速度を与え，遠心力場内で加振を行って地盤や模型の挙動を調べるものである．縮小されて作製した模型や地盤と実現象との間には，**表-5.2.1** に示すような相似則が成り立つことが知られており，実物大実験相当の測定結果を得ることができる．

実験土槽及びカウンターウエイトを取り付けた揺動架台は，回転腕が回ると水平面に振り上がる構造となっている．揺動架台が振り上がった位置の回転腕にはCCDカメラと高速度カメラが取り付けられており，これらのカメラによって遠心力場で加振を行った時でも，模型や地盤の挙動を観察，記録することができる．

表-5.2.1　遠心力載荷実験における相似則

項　目	密度	長さ	加速度		質量	力	応力	ひずみ	時　間	
			遠心時	加振時					動的現象	浸透現象
実　物	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
模　型	1	1/N	N	N	$1/N^3$	$1/N^2$	1	1	1/N	$1/N^2$

注）・N：遠心加速度(G)

・1/N：縮尺率



写真-5.2.1 遠心力載荷実験装置

また，今回の実験に用いる大型遠心力載荷実験装置の仕様は，**表-5.2.2** 及び**図-5.2.1** に示す通りである．

表-5.2.2　大型動的遠心力載荷実験装置の仕様

項　目		仕　様
遠心力載荷機能	有効回転半径	6600 mm
	最大遠心加速度	静的：100G，動的：100G
	最大積載質量	5ton
	最大積載容量	400ton･G
	揺動架台 2 台	静的試験：両側，動的試験：片側のみ
	プラットホーム寸法	幅 2400mm×奥行き 1300mm ×高さ 1000mm
	着座機構	加振側は 25G 以上
	駆動方式	交流電動機
	回転腕最大回転数	117 回/min.
	電動機容量	1,250kW
	オートバランス調整量	±20G･ton(最大積載容量の 5%)
加振機能	振動テーブル寸法	幅 1700mm×奥行き 1000mm
	積載質量	定格：1,000kg，最大：2000kg
	加振能力	50G･ton
	加振周波数範囲	10～300Hz
	最大速度	150cm/s
	最大変位	±10.0mm
	加振限界	次頁参照
	データ伝送方式	高速無線 LAN(Wi-Fi)
	測定点数	150ch

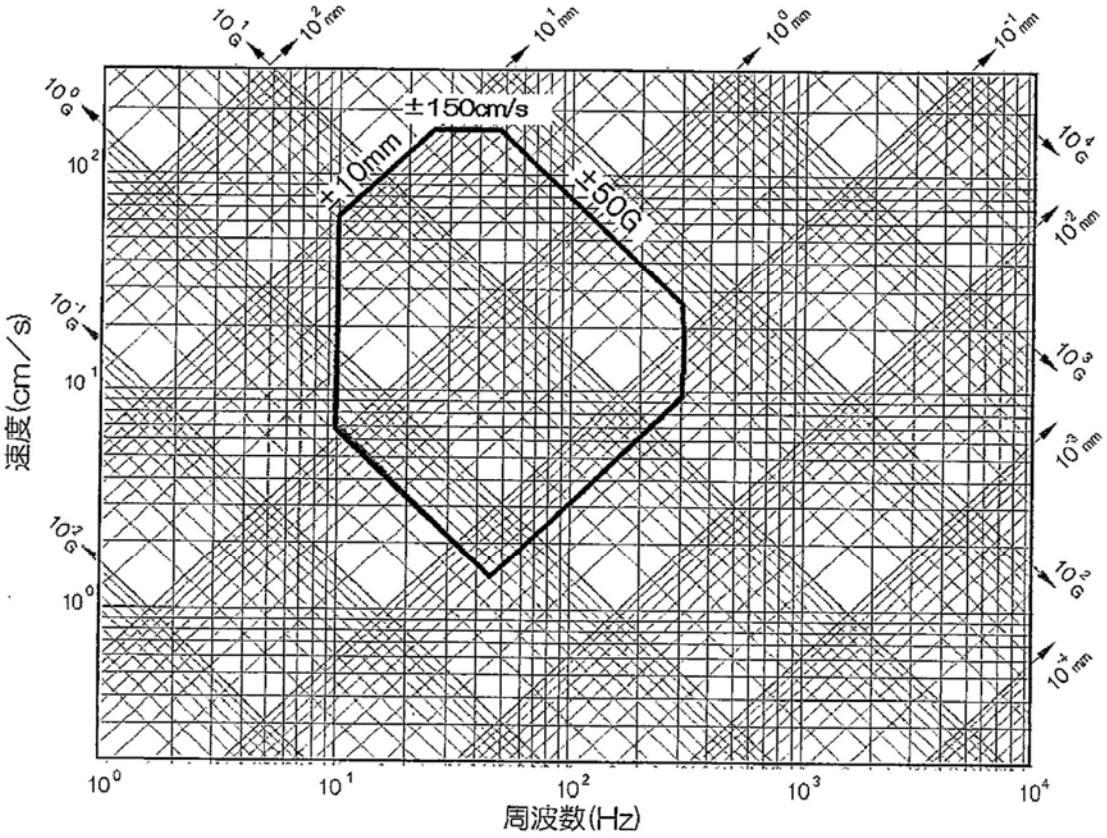


図-5.2.1　遠心力載荷装置の加振限界線図（正弦波加振）

(2) 実験ケース

『5.1 3 ヒンジアーチの要素実験』の結果に基づき，遠心実験ケースを**表-5.2.3** に示すように設定した．全 4 ケースの内，CASE2，CASE2'は脚部のみ，CASE3，CASE4 は脚部および頂部に炭素繊維シートによる補強を行ったものとなっている．なお，CASE1 は別途実施済みのケースとなっており，実験結果の詳細については本共同研究報告書（その 1）を参照されたい．次頁以降に CASE1 の実験結果の概要を示しているが，CASE1 では STEP5 載荷段階にて躯体が大きく変形して実験が終了している．

表-5.2.3　実験ケース

ケース	状態	アーチカルバート寸法	土被り厚	補強材	補強材・位置と方向	備考
CASE 1	無対策時	幅 180㎜×高さ 94㎜ × 躯体長 425㎜	60㎜	（なし）	（無し）	実験結果は共同研究報告書（その 1）に記載
CASE2	対策時（シート補強）	〃	60㎜	繊維補強材	**・脚部** ・斜め 45° 方向(2 方向)	盛土が先に崩壊
CASE2'	対策時（シート補強）	〃	60㎜	繊維補強材	**・脚部** ・斜め 45° 方向(2 方向)	面壁を補強※2
CASE3	対策時（シート補強）	〃	60㎜	繊維補強材	**・脚部 及び 頂部** ※1 ・斜め 45° 方向(2 方向)	面壁を補強※2
CASE4	対策時（シート補強）	〃	**140㎜**	繊維補強材	**・脚部 及び 頂部** ※1 ・斜め 45° 方向(2 方向)	面壁を補強※2

※1　頂部シートは，クラウンヒンジを跨がせて貼り付けるものとする．

※2　CASE2 では，STEP6 において面壁が倒れ盛土が崩壊したことで実験が終了した．実験終了後，土槽から躯体を取り出してみると，躯体の変状(補強シートの付着切れ)は生じていないと判断されたため，CASE2'は，CASE2 と同じ模型を用いて再度実験を行ったものとなっている．ただし，CASE2'ではカルバート躯体に十分な荷重が作用するように（面壁が早い載荷段階で崩壊しないように），面壁の補強を行った．CASE2'に続いて実施した CASE3 および CASE4 についても同様に，面壁を補強した盛土モデルを用いた．

■CASE1（無対策時）の実験結果（1/2）

・STEP5（300gal）にて実験終了.

・カルバート躯体が縦断方向（坑口方向）に倒れ込み，変形によって生じた部材の隙間から盛土材がカルバート内に流入した.

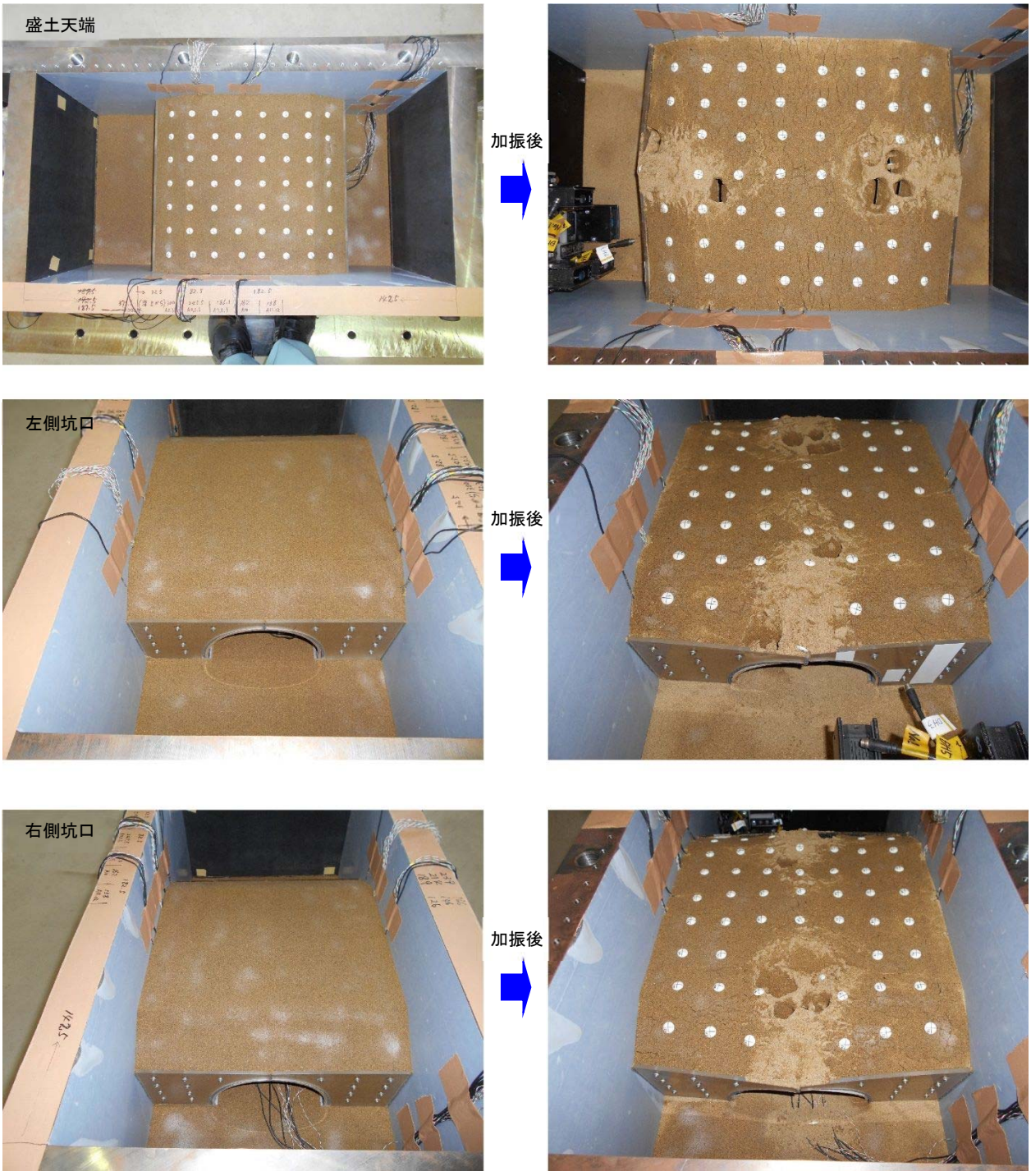
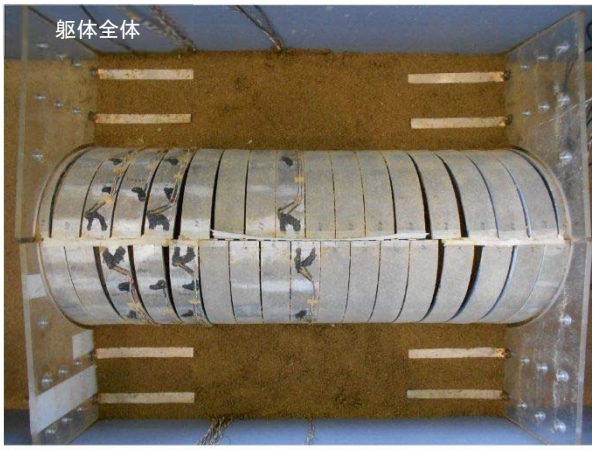


写真-5.2.2　CASE1（無対策時）の実験結果（1/2）

■CASE1（無対策時）の実験結果（2/2）







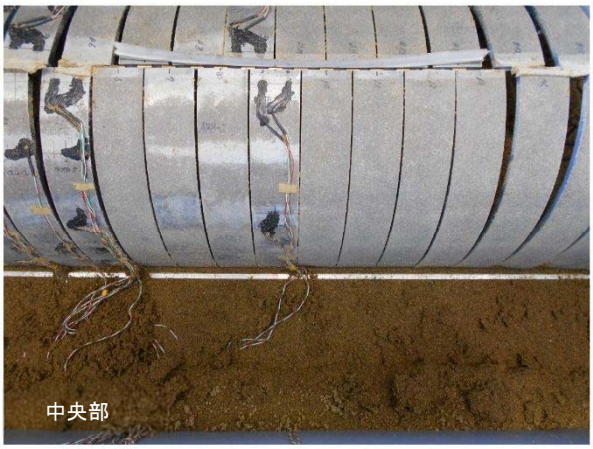






写真-5.2.3　CASE1（無対策時）の実験結果（2/2）

(3) 模型寸法

1) カルバート躯体

カルバート躯体の模型寸法を**図-5.2.2**，**図-5.2.3** に示す．また，**写真-5.2.4～写真-5.2.6** にカルバート模型を示す．なお，実験模型の寸法は共同研究報告書（その 1）で報告した無対策時の動的遠心模型実験と同様の形状となっている．また，モデルとした 3 ヒンジアーチの形状は，『5.1 3 ヒンジアーチの要素実験』と同様の形状である．

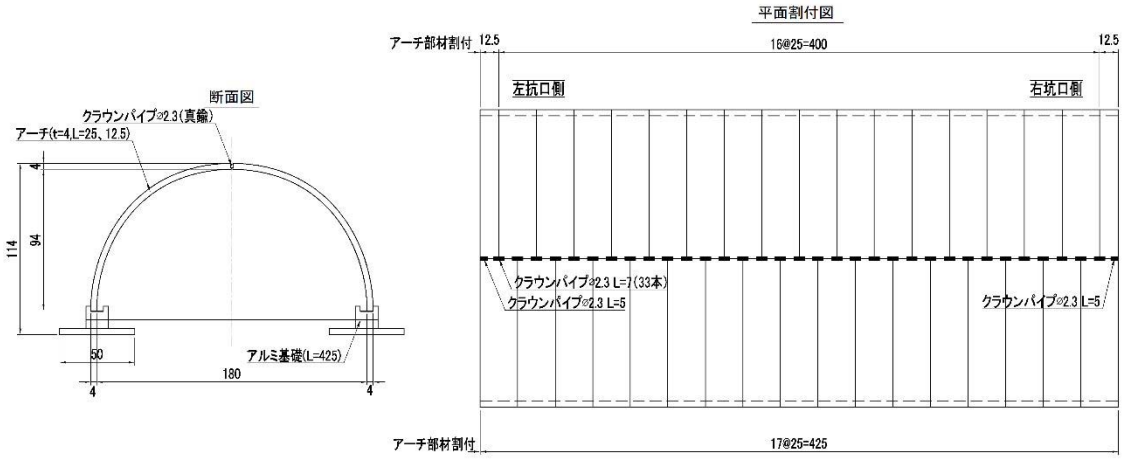


図-5.2.2　カルバート躯体の断面図と平面図

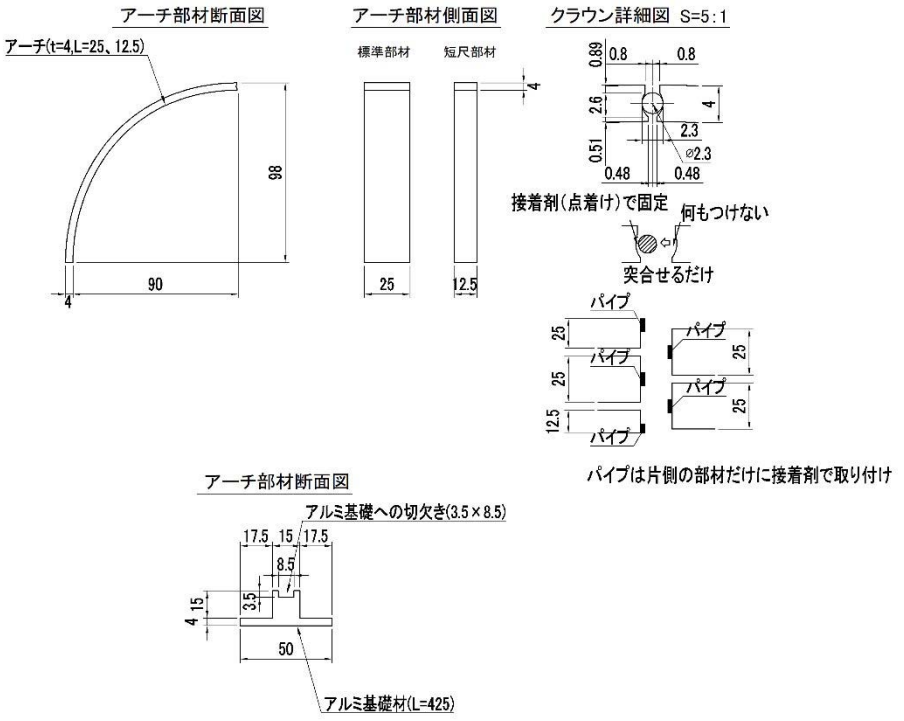


図-5.2.3　アーチ部材，補強部材，基礎部材構造図

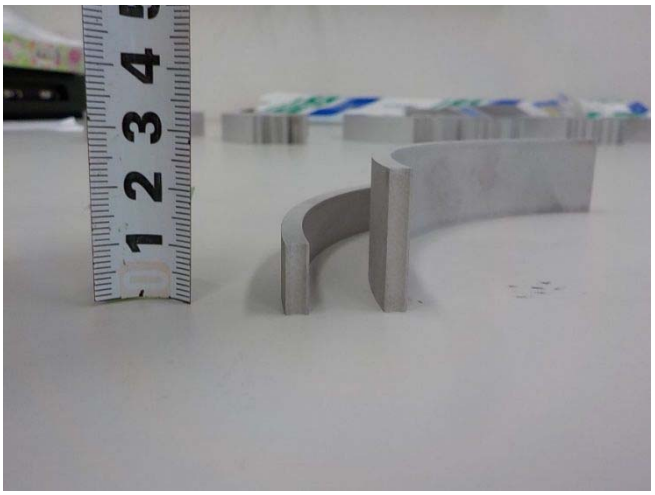


写真-5.2.4　アルミ製アーチ部材



写真-5.2.5　クラウン部材

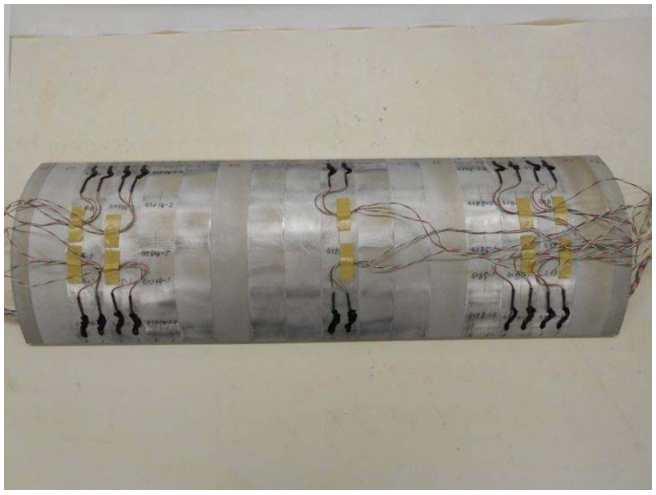


写真-5.2.6　カルバート模型

2) 盛土および基礎地盤材料

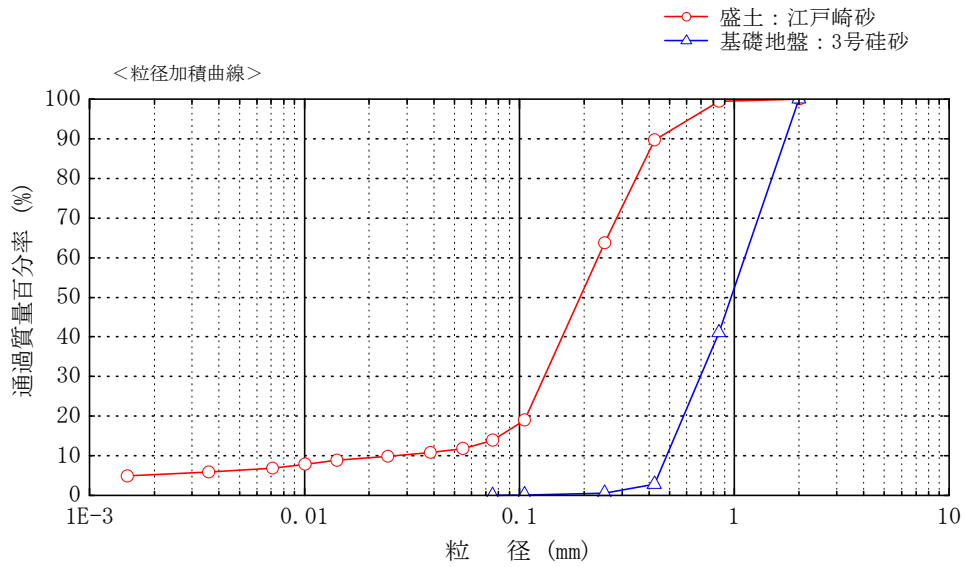
盛土の地盤材料には江戸崎砂を，基礎地盤には 3 号硅砂を使用した．このうち江戸崎砂については，2.0㎜ のふるいを通して礫を取り除いた．

地盤材料の土質工学的特性を**表-5.2.4**，**図-5.2.4** に示す．また，**図-5.2.5** には CASE2，CASE2'，CASE3，**図-5.2.6** には CASE4 における盛土の模型寸法を示す．

表-5.2.4　地盤材料の土質工学的特性

項目＼盛土材料			盛土 江戸崎砂	基礎地盤 3 号硅砂	備考
物理	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)		2.701	2.653	
	粒度	礫分含有率 (%)	0.0	0.0	
		砂分含有率 (%)	86.1	100	
		シルト分含有率 (%)	7.5	0.0	
		粘土分含有率 (%)	6.4	0.0	
		均等係数 Uc	9.12	2.01	
		平均粒径 D_{50} (mm)	0.1997	0.9584	
	密度	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm³)	－	1.531 (1.631)*	
		最大乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm³)	－	1.237	
安定化	締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm³)	1.652	－	A-c 法
		最適含水比 ω_{opt} (%)	15.9	－	

＊）別途モールドを用いて締固めて調べた 3 号硅砂の最大乾燥密度：1.631g/cm³



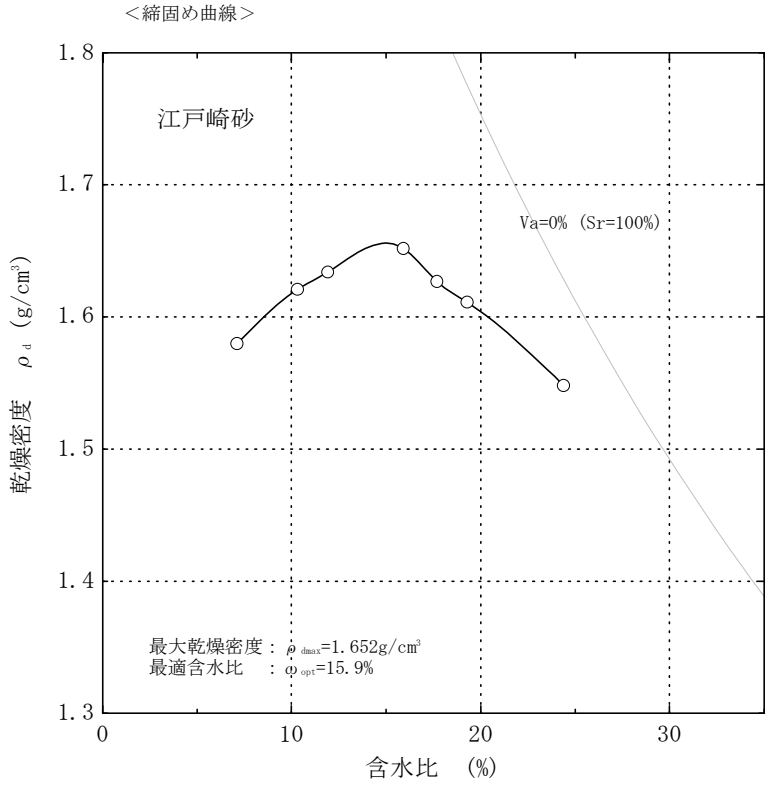


図-5.2.4　実験に使用した地盤材料の粒度・締固め特性

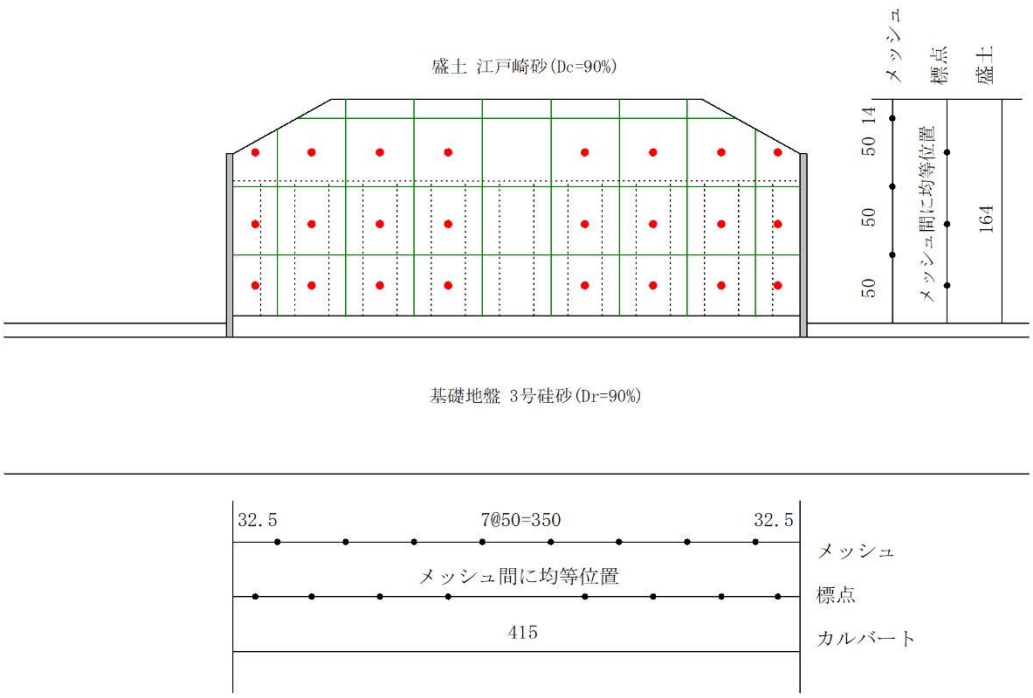


図-5.2.5　盛土の模型寸法（CASE2，CASE2’，CASE3）

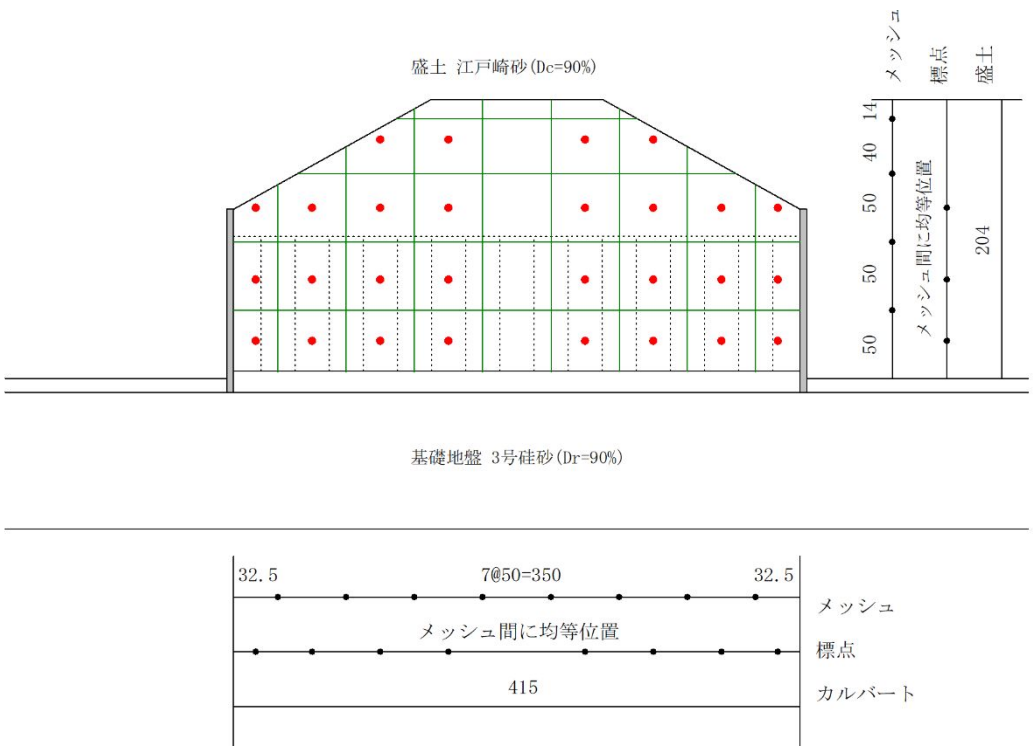


図-5.2.6　盛土の模型寸法（CASE4）

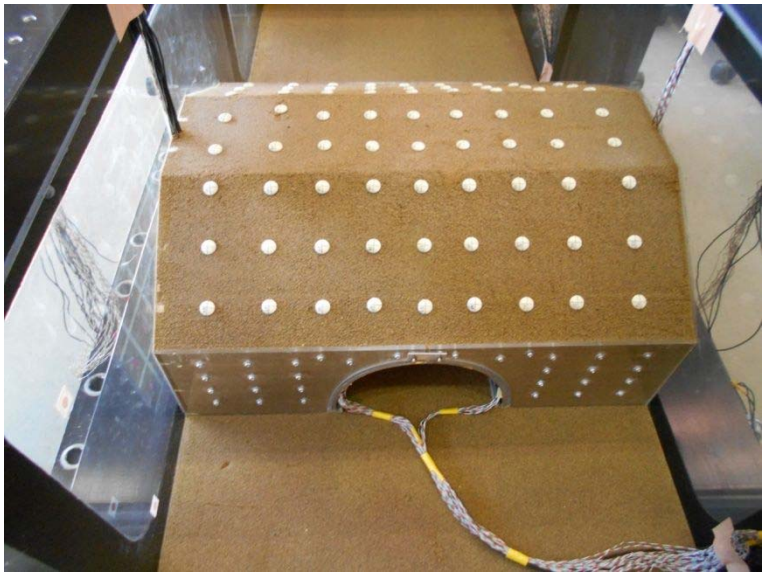


写真-5.2.7　完成した盛土(例：CASE4)

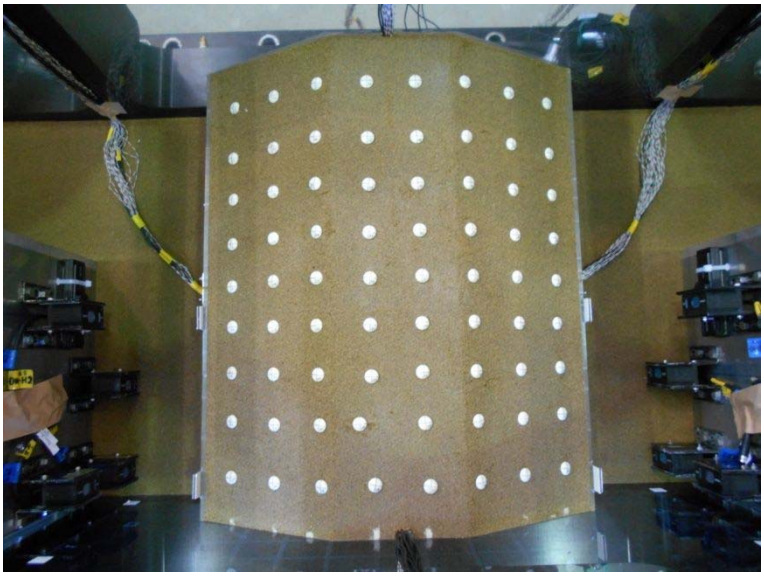


写真-5.2.8　盛土表面への標点設置状況(例：CASE4)

3) 炭素繊維シート(補強諸元)

本カルバートの補強諸元は，以下のような考え方で設定した.

【補強諸元設定における考え方】

- 実構造物に対して 200g/m^2 を 4 層（×2 方向）貼り付ける補強諸元を想定.
- 1/50 モデルに用いる補強シートは，実物の補強に用いることを想定している材料と同じもの（炭素繊維シート）を採用.
- 実構造物で想定した補強諸元を 1/50 モデルに換算すると，シートの厚さは**表-5.2.5** に示すように，0.00888mm 程度にする必要がある.
- ただし，製品の都合上シートの最低厚は 0.0556mm（2 方向シート）もある.
- 本実験では，シートの定着は付着力のみを期待する構造となるため，基本的にはシートが破断するよりも早く付着切れが生じることが予想される.
- 1/50 モデルのシートの補強諸元を設定するにあたり，実構造物に対して引張剛性もしくは，付着面積（付着力）を合わせるという選択肢があるが，引張剛性を合わせると**図-5.2.7** のような補強諸元となってしまい，シートの付着面積が極めて小さくなる.
- 以上を踏まえ，本遠心力載荷実験では，製品最低諸元である t=0.0556mm の炭素繊維シートを付着面積が等価となるように 1/50 モデルに貼り付けることとした．この場合，シートの厚みが目標とする厚さの 6.26 倍（≒ 0.0556/0.00888）となるため，補強シートの引張剛性（EA）も目標値の 6.26 倍になっていることになる.
- なお，実際の補強は，地震時の正負交番載荷に抵抗させるため，躯体の目地に対して斜め 45 度方向に 2 つのシートをクロスさせて貼り付けることとなっている．本実験で選定したシートは 2 方向シート（直交する 2 方向の繊維が織り込まれたシート）となっており，これを目地に対して斜め 45 度方向に貼り付ける（1 層を貼り付ける）ことで，地震時の正負交番載荷に抵抗させることとした.

表-5.2.5　実構造物に対する補強諸元を 1/50 モデルに適用する場合のシート厚

	目付量 (g/m^2)	層数 (層)	シート厚 [1層あたり] (mm)	シート総厚 (mm)	ヤング係数 E (kN/mm^2)	備　考
実構造物	200	4	0.111	0.44400	245	
1/50モデル【理想】	---	---	---	0.00888	245	シート総厚を1/50とする

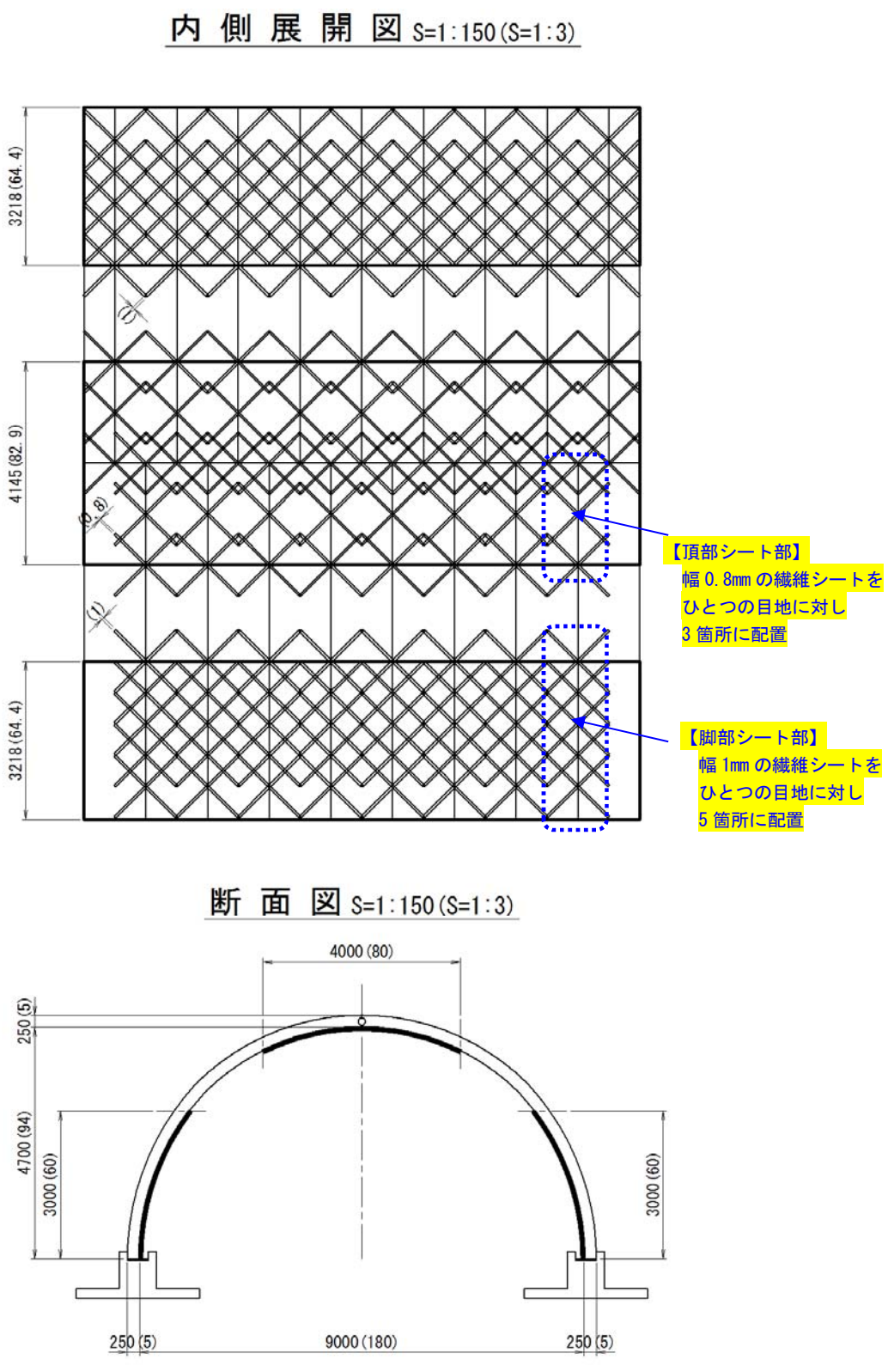


図-5.2.7　シートの引張剛性を等価とした場合の 1/50 モデルにおける補強量

遠心実験におけるシート補強は，**表-5.2.6** に示すように，二方向シートを 1 層貼り付けることとした．**図-5.2.** に CASE2 および CASE2'の補強範囲，**図-5.2.** に CASE3，CASE4 の補強範囲を示す．

表-5.2.6　対策工の諸元（2 方向シート諸元）

	目付量 (g/m^2)	層数 (層)	シート厚 [1層あたり] (mm)	シート総厚 (mm)	ヤング係数 E (kN/mm^2)	備　考
1/50モデル【実験】	200	1	0.0556	0.0556	245	2方向シート

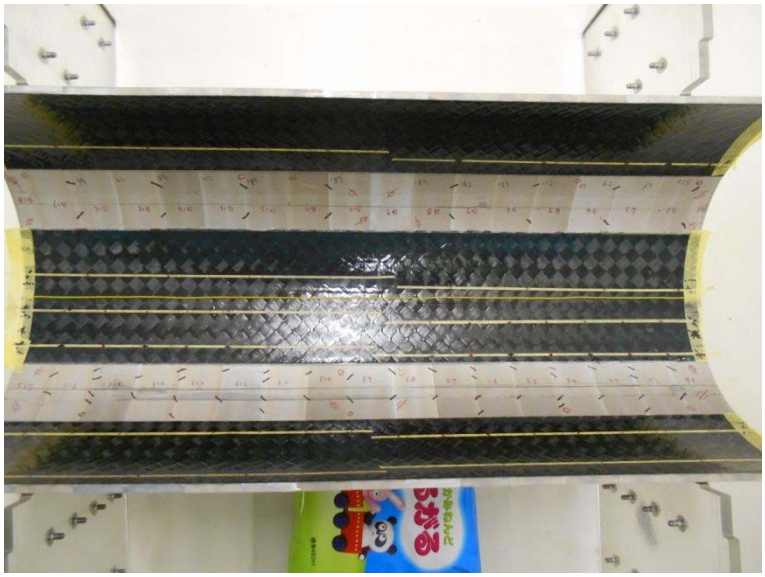


写真-5.2.9　補強シートを貼りつけたカルバート模型

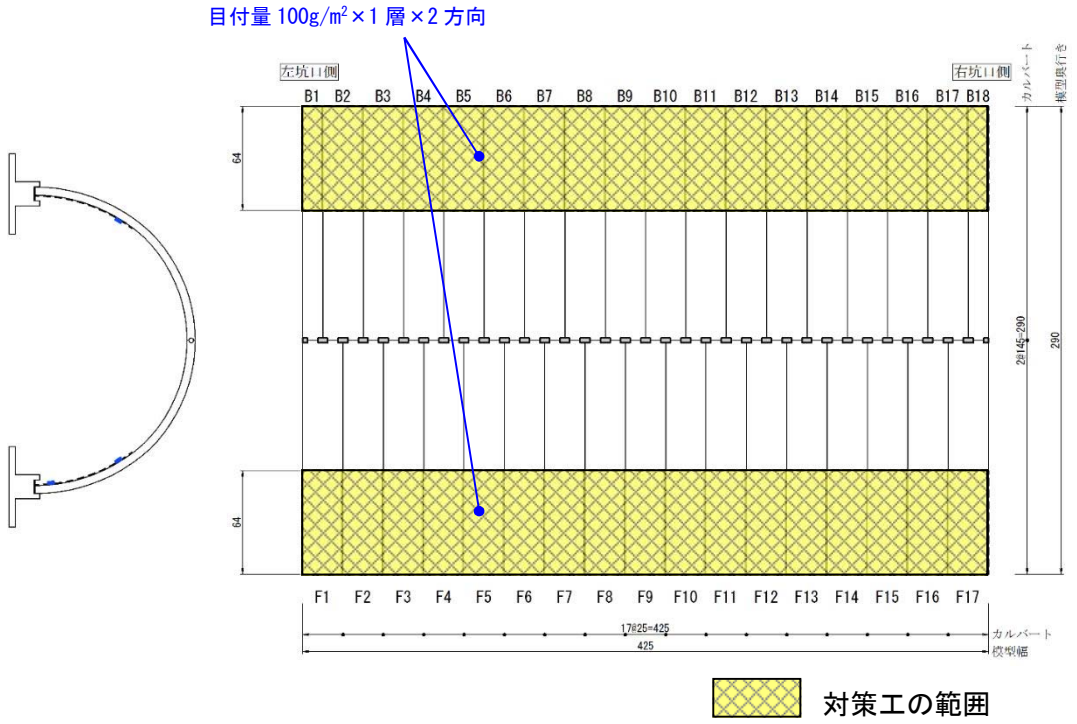


図-5.2.8　対策工の諸元 CASE2, CASE2’のシート貼り付け範囲

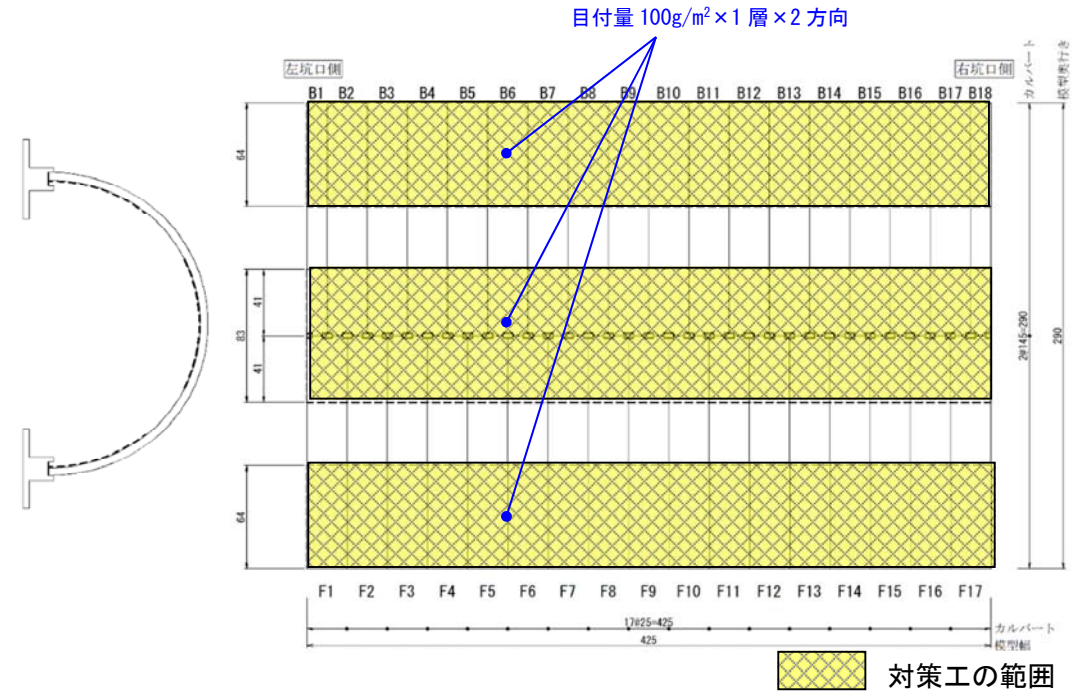


図-5.2.9　対策工の諸元 CASE3, CASE4 のシート貼り付け範囲

(4) 荷重条件

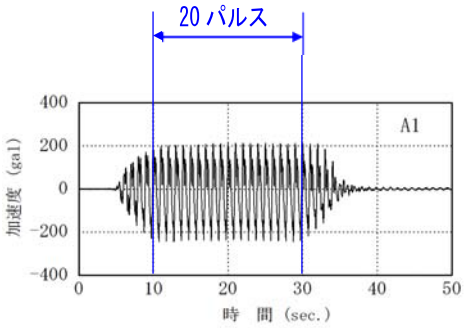
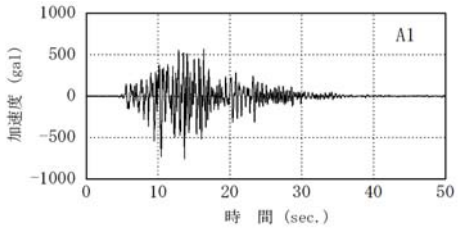
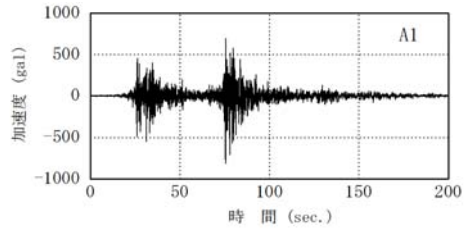
1)　遠心加速度

遠心加速度は，毎分 2G の割合で加振時の遠心加速度(50G)まで上昇させた．遠心加速度が所定の加速度に達した後，測定変位が定常状態になっていることをモニターで確認してから本加振となる．

2)　入力地震動

入力加速度波形は，**表-5.2.7** のように最初の STEP1～11 は周波数 50Hz(実スケールで 1Hz)の sin 波で段階載荷を行った．その後の STEP12 と STEP13 では，それぞれ道路橋示方書で示される，レベル 2 地震動タイプⅡ(Ⅱ-1-1)とタイプⅠ地震動(Ⅰ－Ⅰ-2)を入力した．

表-5.2.7　作用地震動のまとめ

STEP	区 分	最大加速度 [gal]	時刻歴波形概要図	備考
1	正弦波	100 gal		
2		150 gal		
3		200 gal		
4		250 gal		
5		300 gal		
6		350 gal		
7		400 gal		
8		450 gal		
9		500 gal		
10		550 gal		
11		600 gal		
12	道路橋示方書 Ⅴ編 タイプⅡ地震動 (兵庫県南部地震での 観測波形の適合波)	812 gal		Ⅱ－Ⅰ-1
13	道路橋示方書 Ⅴ編 タイプⅠ地震動 (東北地方太平洋沖地震の 観測波形の適合波)	794 gal		Ⅰ－Ⅰ-2

(5) 計測機器の設置位置

1) 計測項目一覧

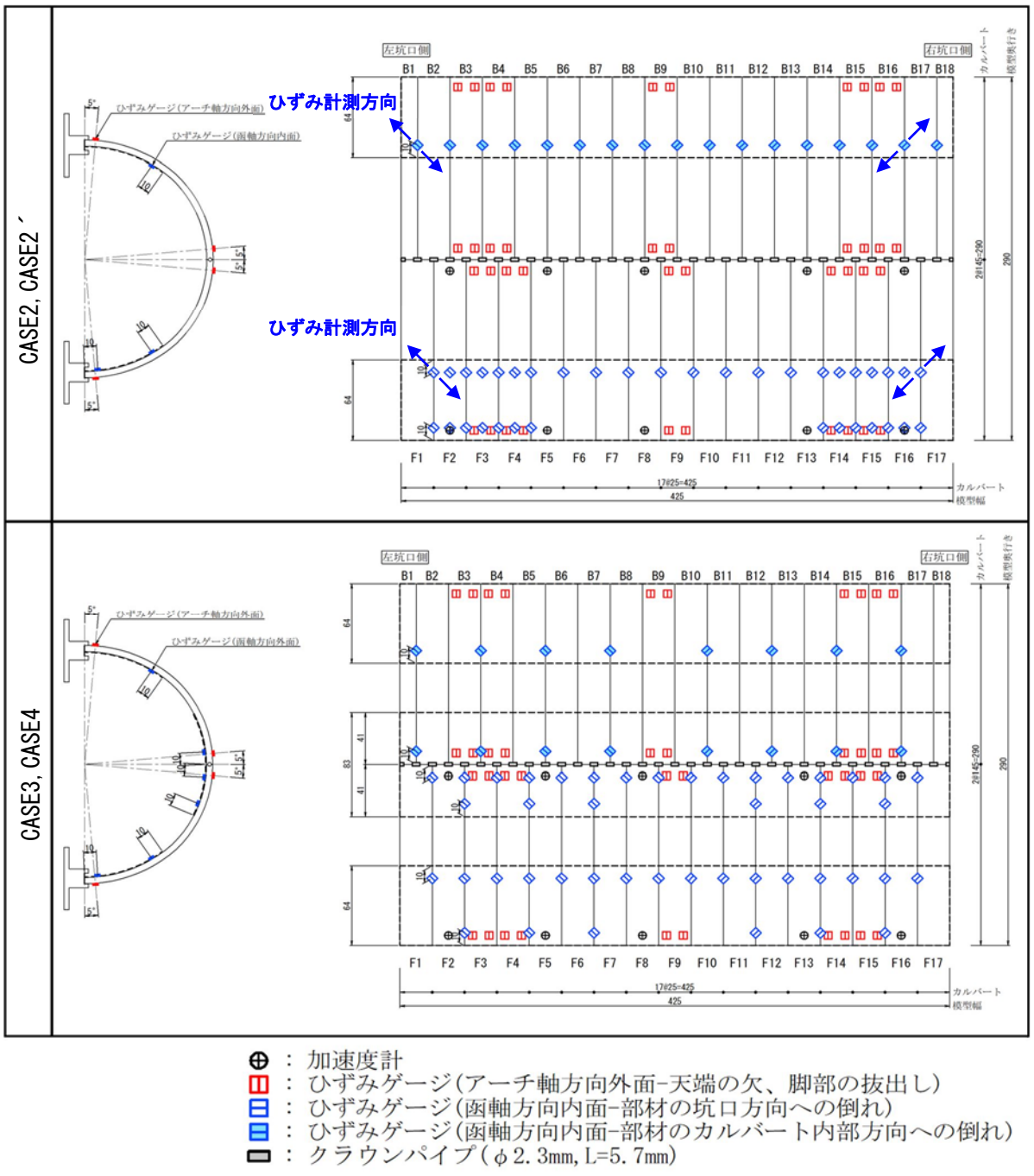
計測項目を表-5.2.8 に示す.

表-5.2.8 計測実施した項目一覧

項目	計測項目	CASE2	CASE2´	CASE3	CASE4
加速度	加速度	基礎地盤・盛土３断面(基礎、盛土上中下部)			
	加速度 (カルバート)	10部材			
変位	坑口壁面	4箇所			
ひずみ	アーチカルバート	10部材			
	繊維補強シート	各部材の一部の目地部			
映像	動画	載荷中状況			
	写真	載荷前・載荷後の状況			

2)　ひずみ計の設置位置

ひずみ計の設置箇所を**図-5.2.10** に示す．なお，前面側（F 側）に貼り付けるひずみ計の設置方向は，躯体が坑口方向に挙動した際にひずみを計測できる方向とし，背面側（B 側）についてはその逆方向とした．



⊕ ： 加速度計
▭ ： ひずみゲージ(アーチ軸方向外面-天端の欠、脚部の抜出し)
▭ ： ひずみゲージ(函軸方向内面-部材の坑口方向への倒れ)
▭ ： ひずみゲージ(函軸方向内面-部材のカルバート内部方向への倒れ)
▭ ： クラウンパイプ(φ2.3mm, L=5.7mm)

図-5.2.10　ひずみ計の設置位置

3)　加速度計及び変位計の設置位置

図-5.2.11 ～図-5.2.13 に加速度計及び変位計設置位置を示す.

なお，CASE2 では，STEP6 において面壁が倒れ，盛土が崩壊して，実験が終了したため，CASE2'以降の実験ケースから，面壁と盛土(ストリップの寸法変更)の補強をした.

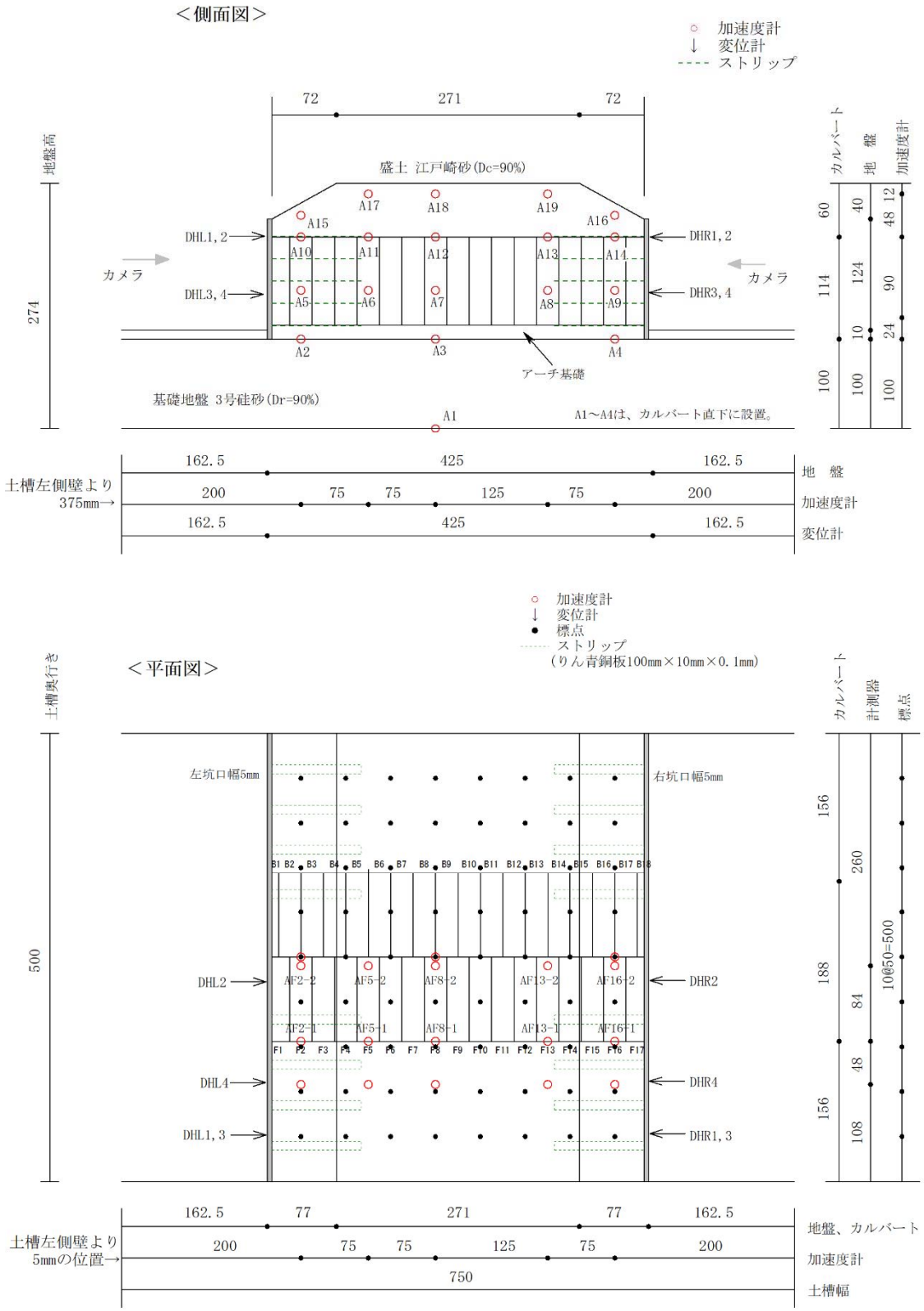


図-5.2.11　加速度計及び変位計の設置位置（CASE2）

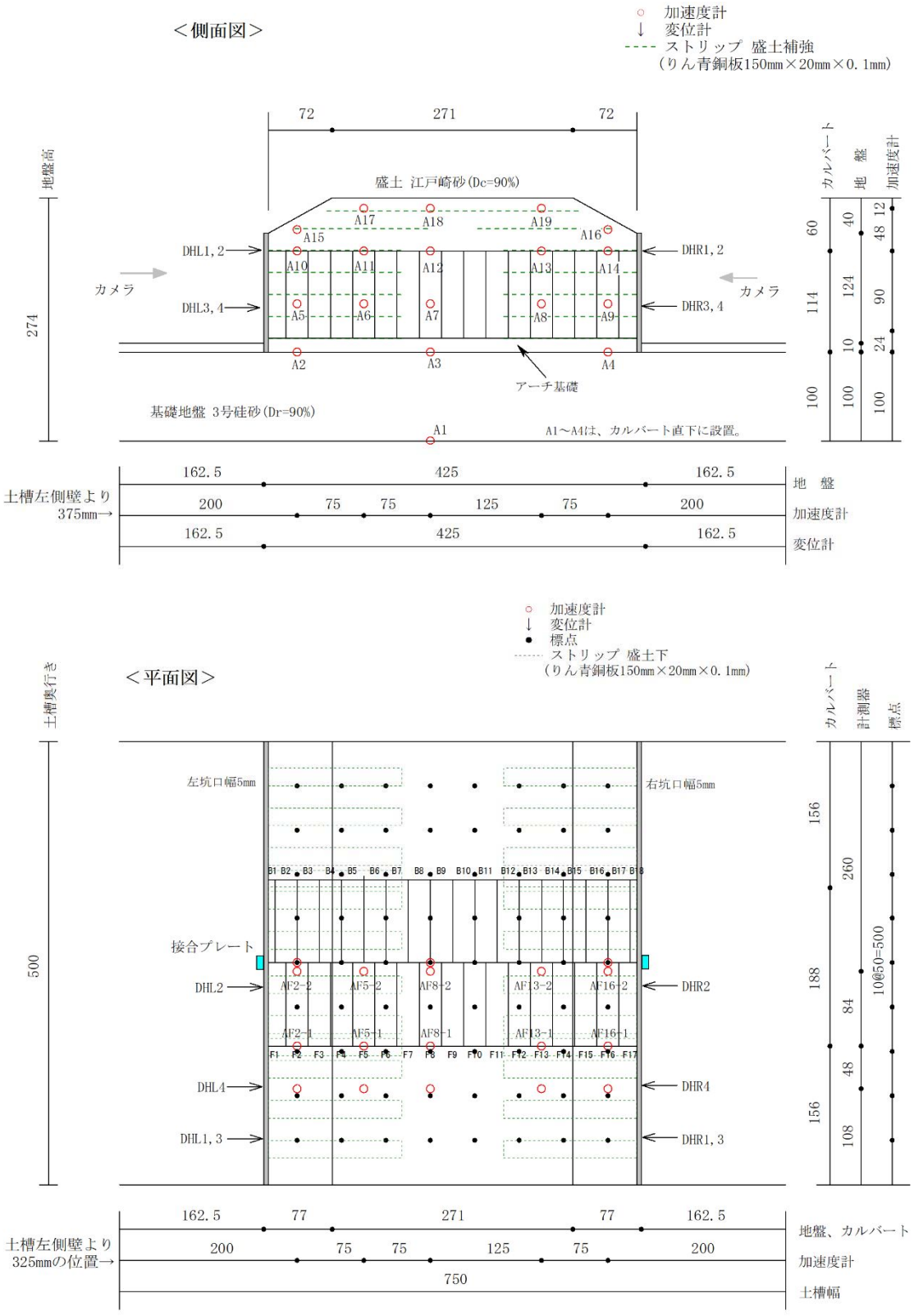


図-5.2.12　加速度計及び変位計の設置位置（CASE2’，CASE3）

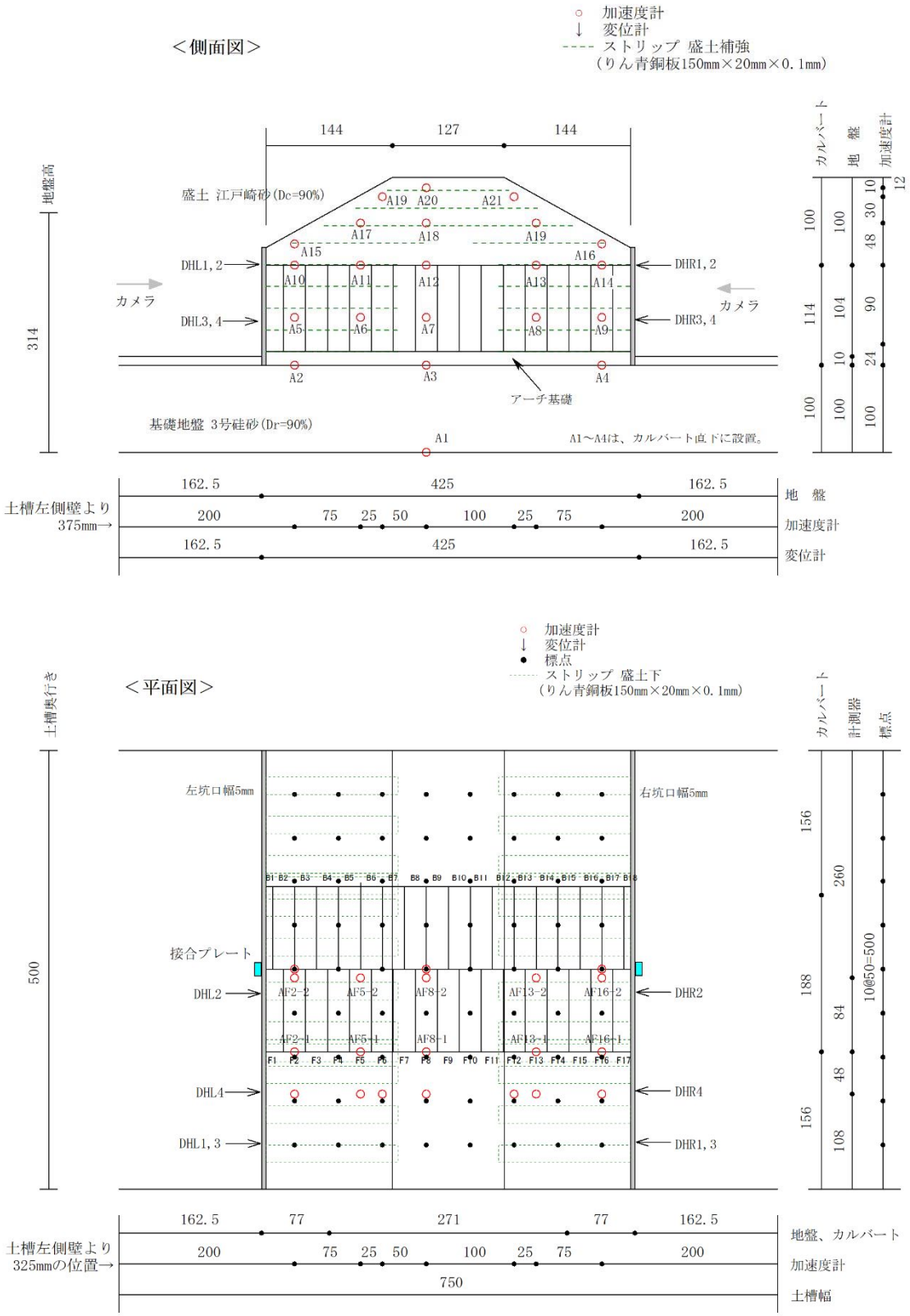


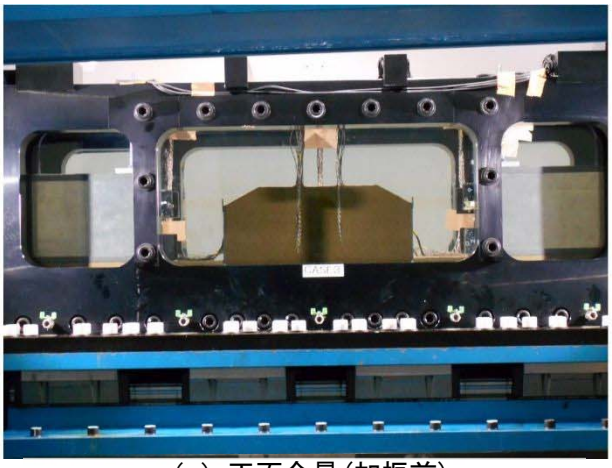
図-5.2.13　加速度計及び変位計の設置位置（CASE4）

5.2.2. 実験結果

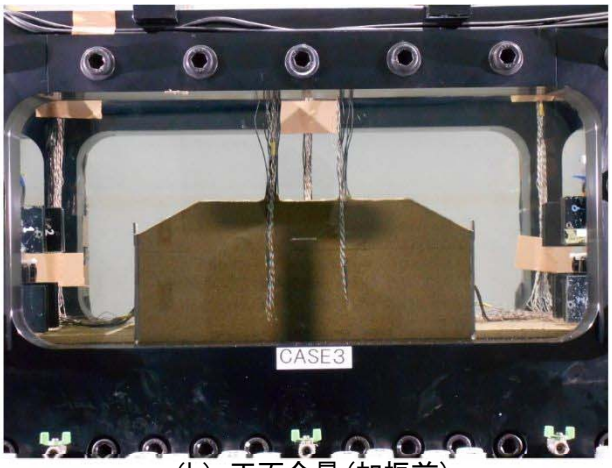
(1) 盛土・カルバート等の変形状況

1) 載荷試験前後の状況

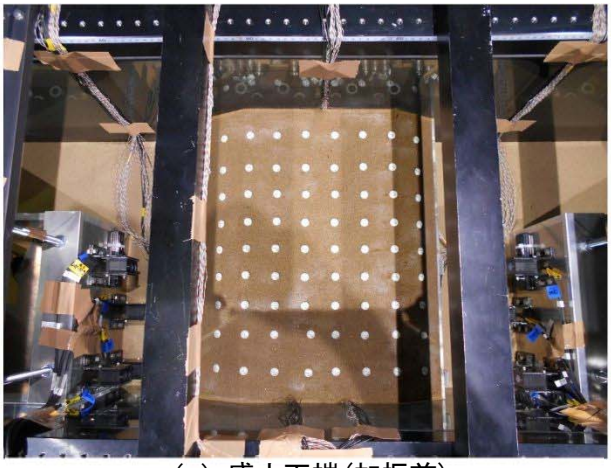
写真-5.2.10～写真-5.2.17 に CASE2～CASE4 における加振前および加振後の実験模型の様子を示す．写真に示すように，実験後には，盛土は大きく崩壊しているものの，補強されたカルバート本体については，特に変状（躯体の変形やシートの付着切れ等）の様子は見られなかった．



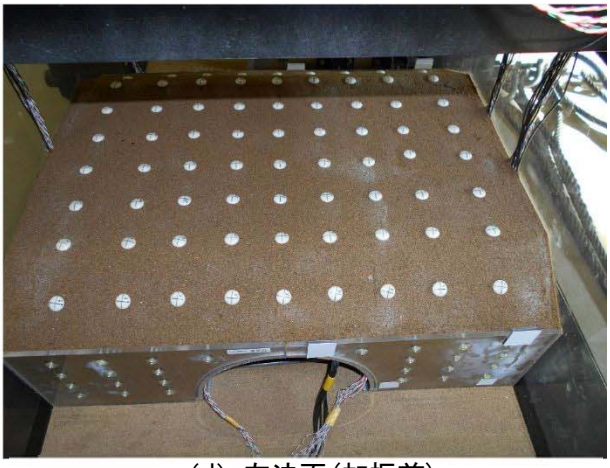
(a) 正面全景(加振前)



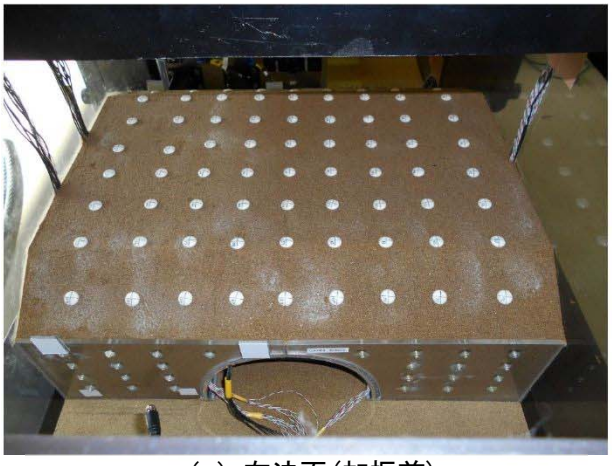
(b) 正面全景(加振前)



(c) 盛土天端(加振前)

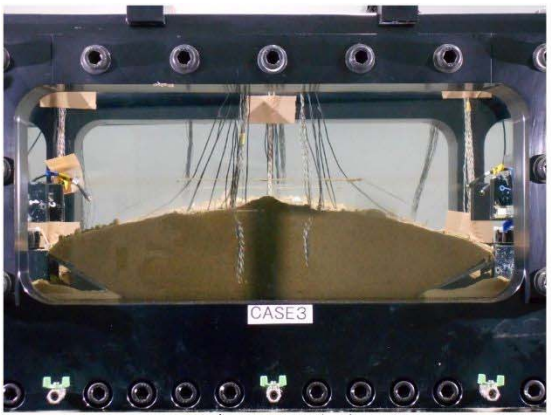


(d) 左法面(加振前)

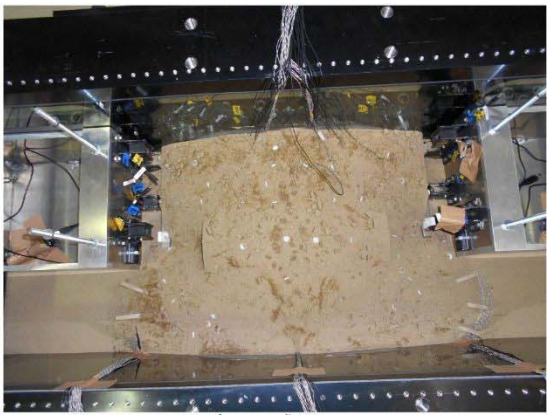


(e) 右法面(加振前)

写真-5.2.10　実験状況（CASE2）(1/2)



（f）正面拡大図



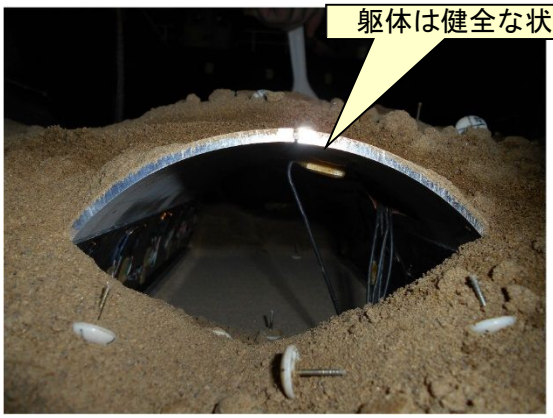
（g）盛土天端



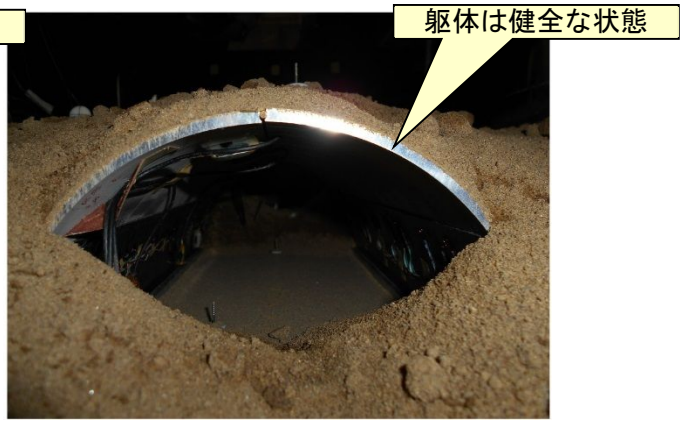
（h）左法面



（i）右法面



（j）左坑口

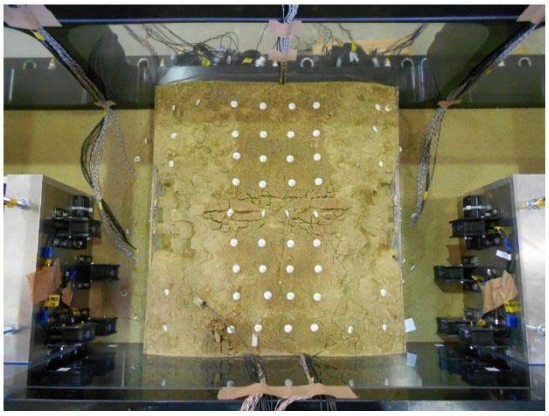


（k）右坑口

写真-5.2.11　実験状況（CASE2）(2/2)



(a) 正面全景



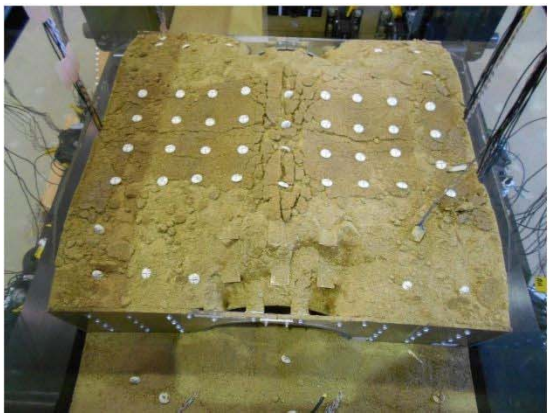
(b) 盛土天端



(c) 左法面 1



(d) 右法面 1



(e) 左法面 2

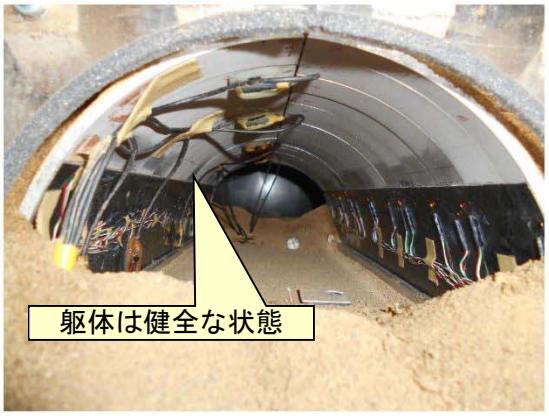


(f) 右法面 2

写真-5.2.12　実験状況（CASE2’）(1/2)



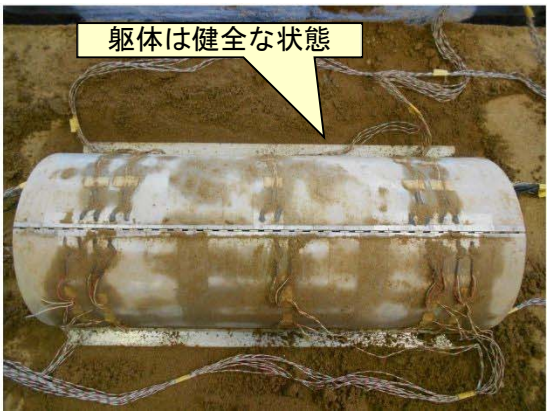
（g）左坑口



（h）右坑口

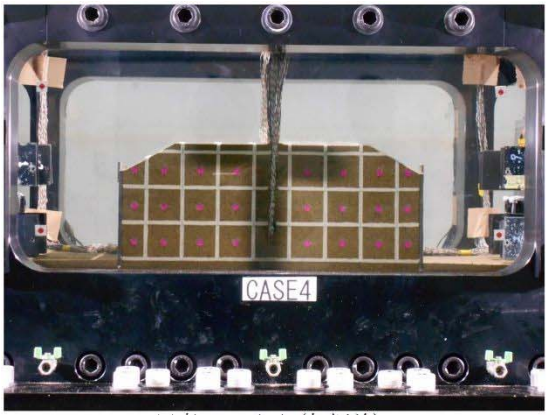


（i）カルバート状況 1

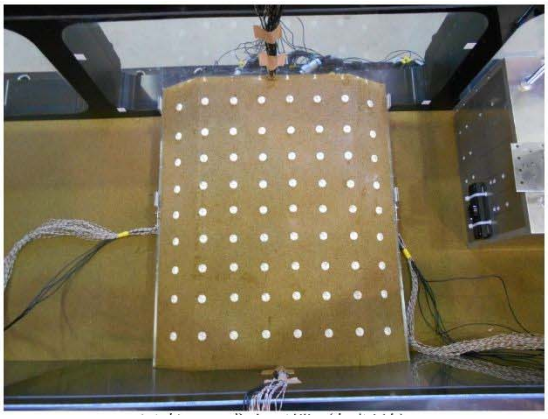


（j）カルバート状況 2

写真-5.2.13　実験状況（CASE2'）(2/2)



(a) 正面全景(加振前)



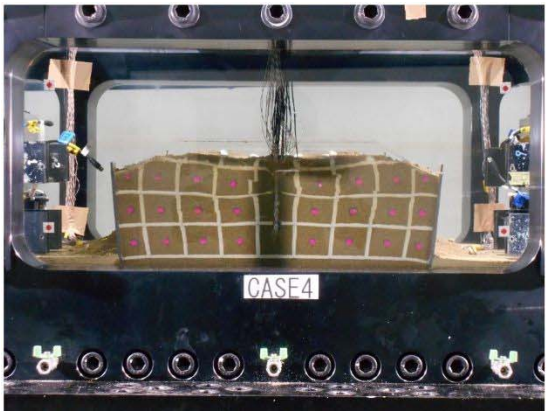
(b) 盛土天端(加振前)



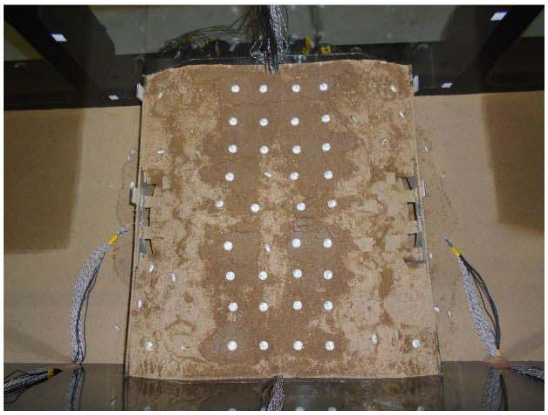
(c) 左坑口(加振前)



(d) 右坑口(加振前)



(e) 正面



(f) 盛土天端

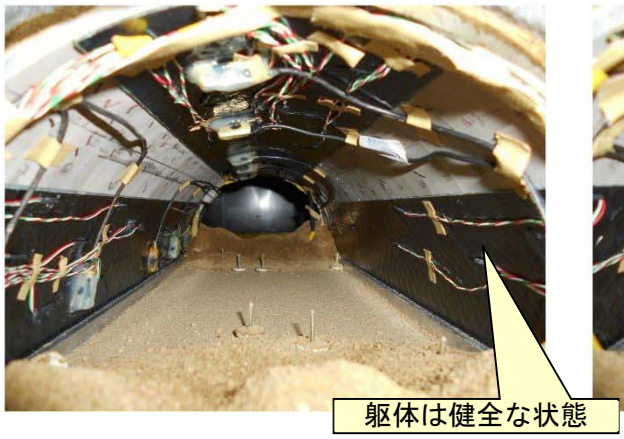
写真-5.2.14　実験状況 (CASE3) (1/2)



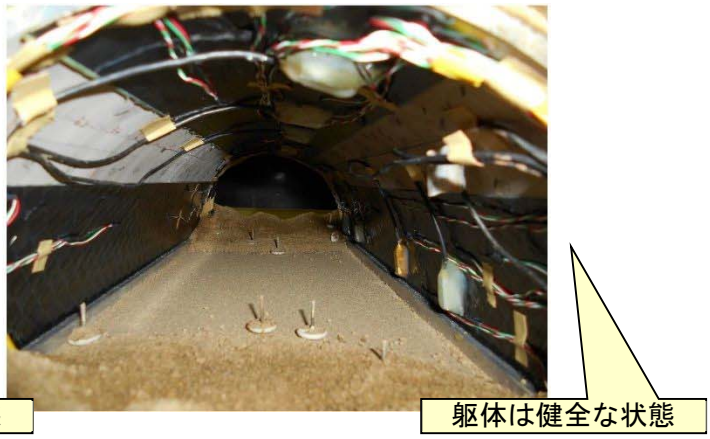
（g）左法面



（h）右法面



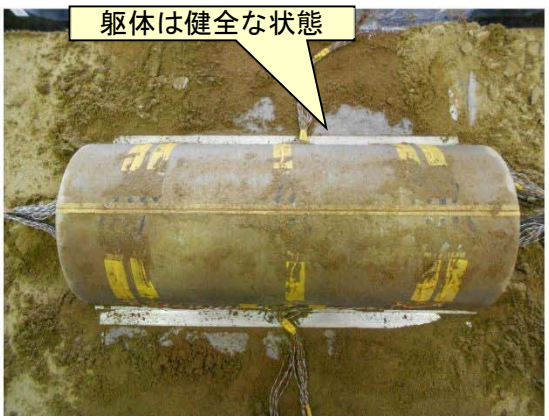
（i）左坑口



（j）右坑口



（k）カルバート状況 1

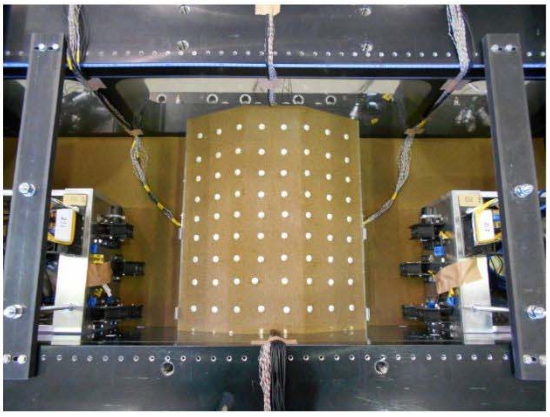


（l）カルバート状況 2

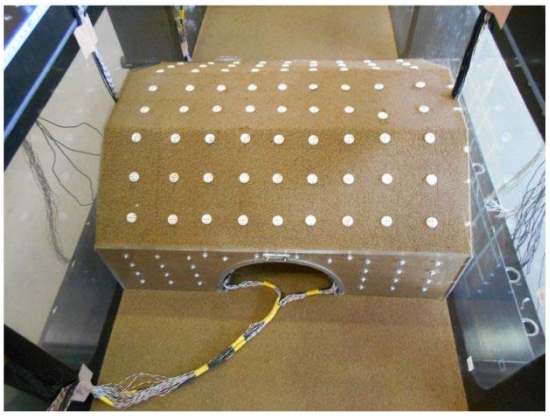
写真-5.2.15　実験状況（CASE3）(2/2)



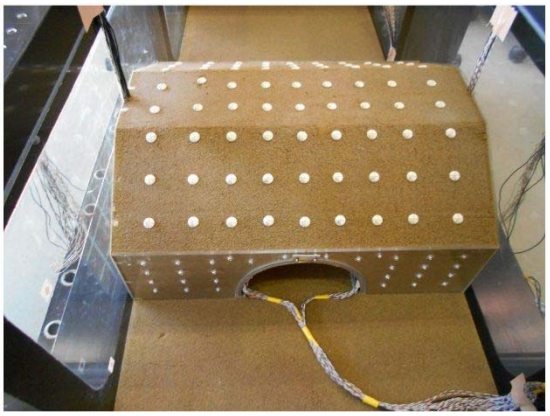
(a) 正面全景(加振前)



(b) 盛土天端(加振前)



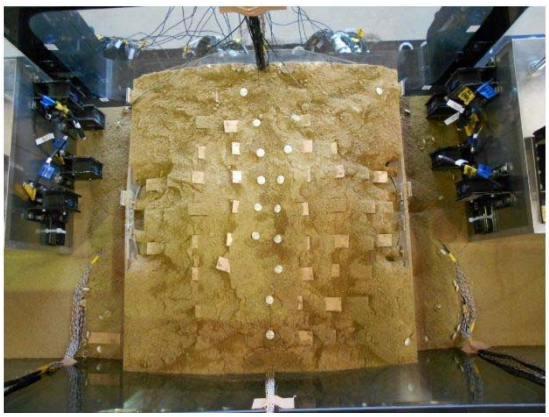
(c) 左法面(加振前)



(d) 右法面(加振前)



(e) 正面



(f) 盛土天端

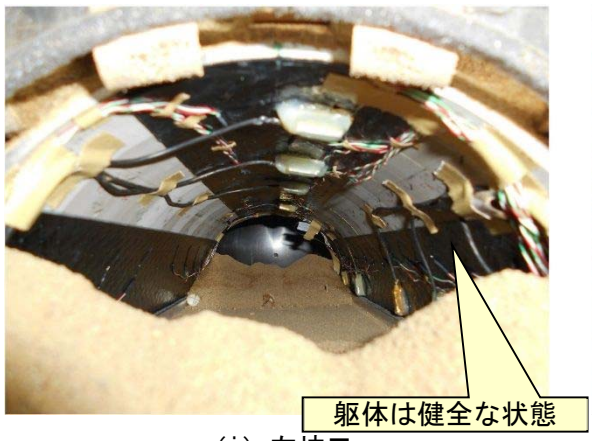
写真-5.2.16　実験状況（CASE4）(1/2)



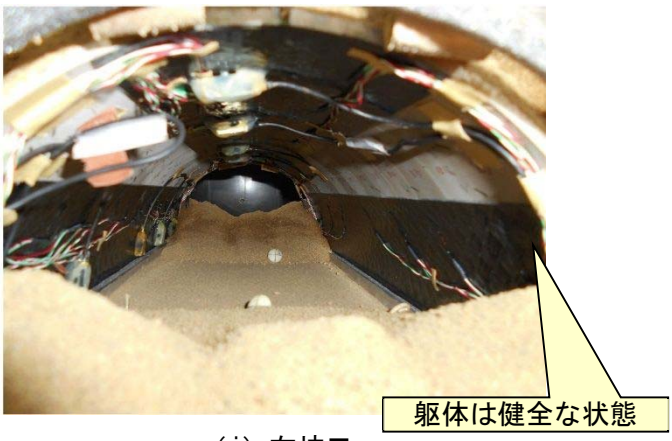
（g）左法面



（h）右法面



（i）左坑口



（j）右坑口



（k）カルバート状況 1



（l）カルバート状況 2

写真-5.2.17　実験状況（CASE4）(2/2)

2)　載荷ステップごとの盛土の変形状況

写真-5.2.18～写真-5.2.23 に CASE2', CASE3, CASE4 における各載荷ステップごとにおける盛土の変形状況を整理した．これより，どのケースも STEP6 から盛土の変状が生じ始めている様子がわかる．

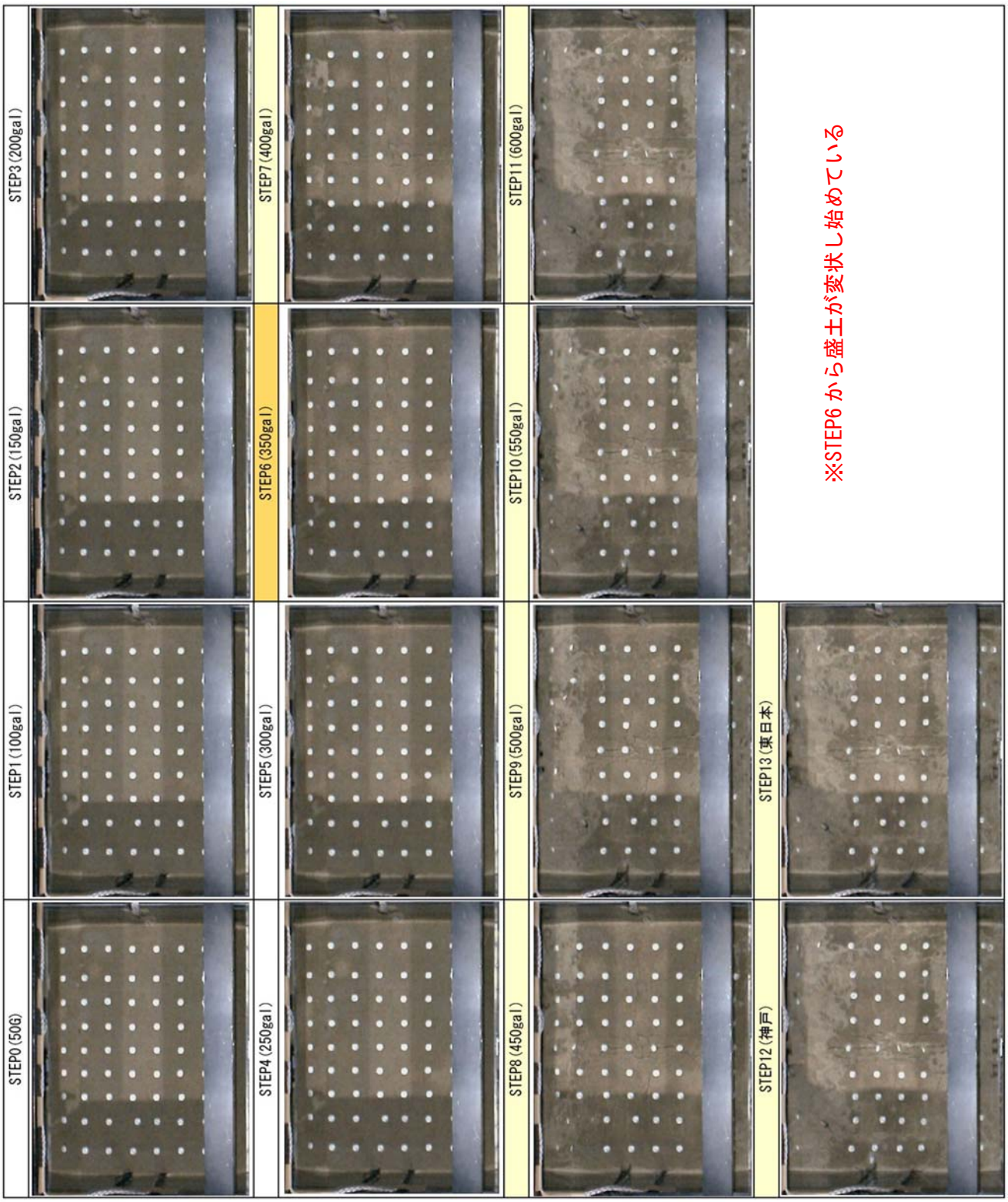


写真-5.2.18　各ステップごとの盛土の状態（天端：CASE2’）

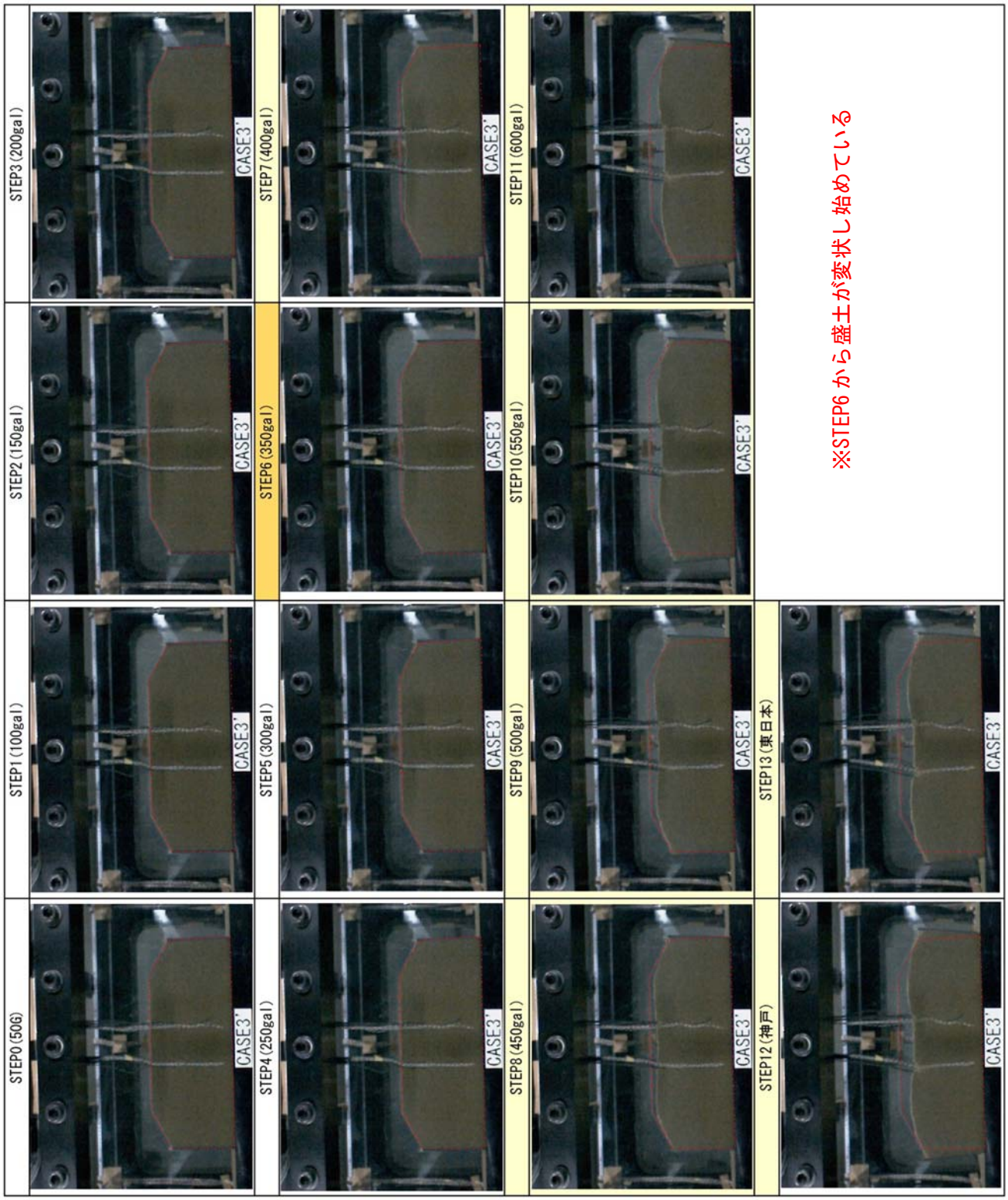


写真-5.2.19　各ステップごとの盛土の状態（正面：CASE2’）

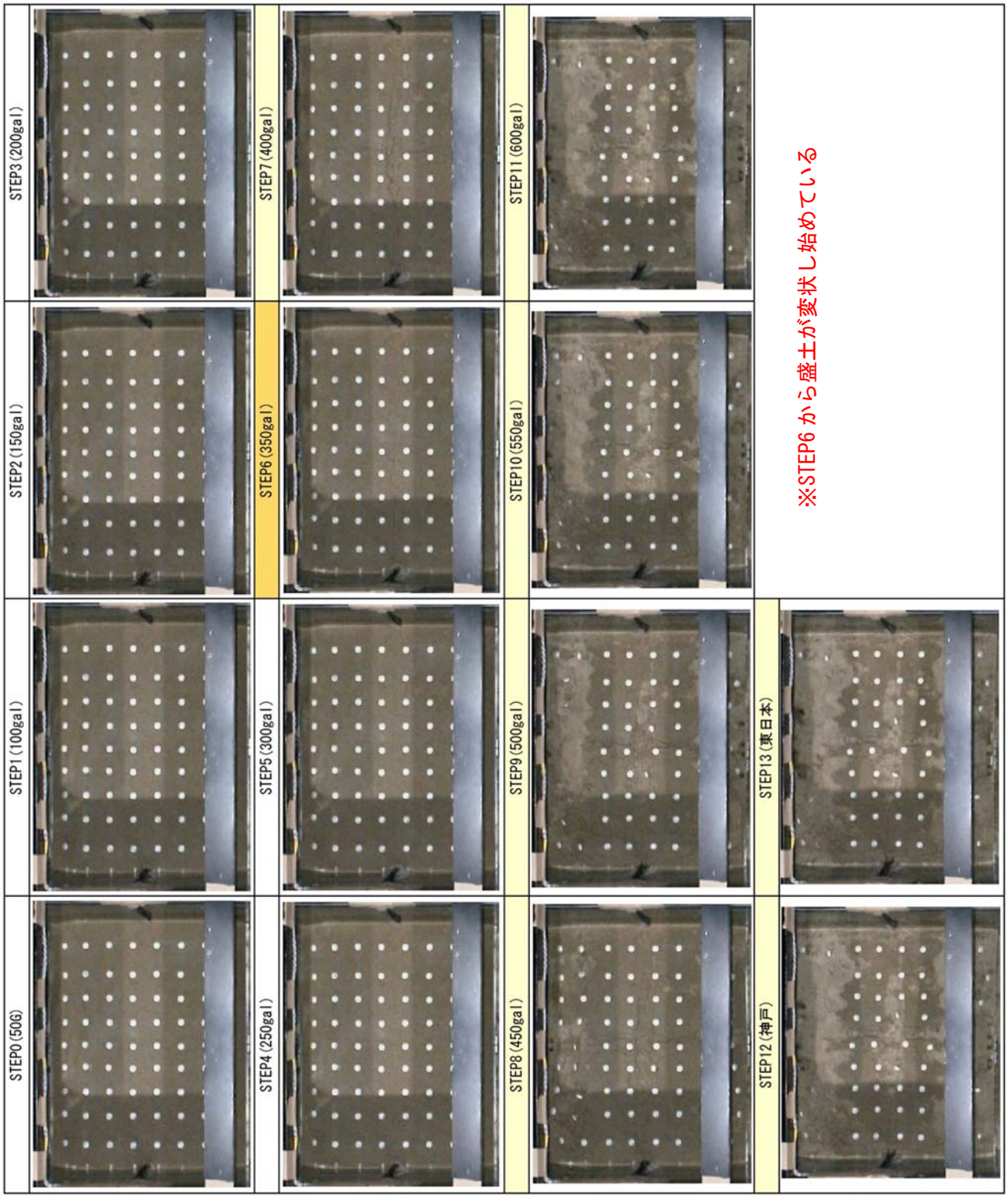


写真-5.2.20　各ステップごとの盛土の状態（天端：CASE3）

写真-5.2.21　各ステップごとの盛土の状態（正面：CASE3）

写真-5.2.22　各ステップごとの盛土の状態（天端：CASE4）

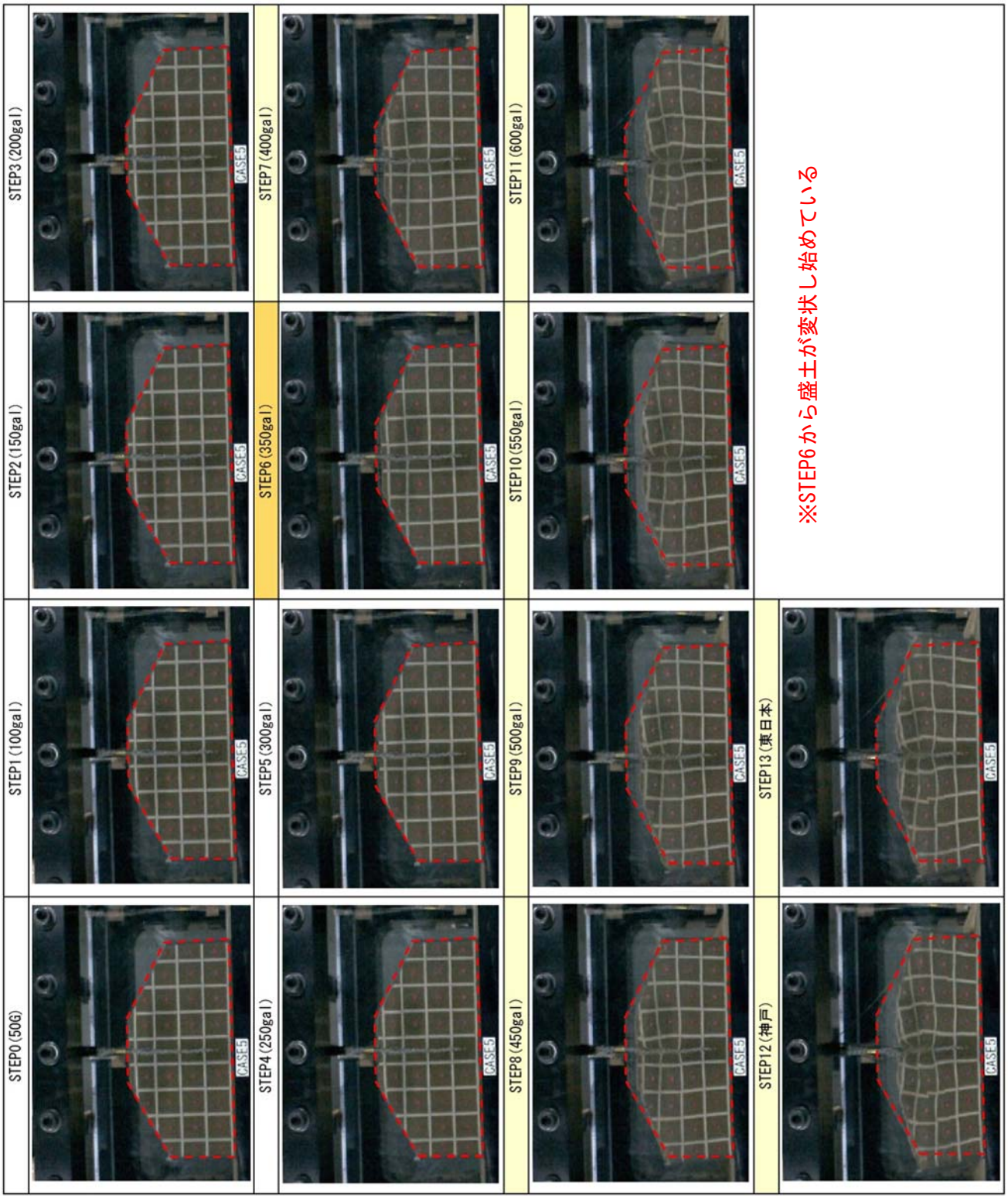


写真-5.2.23　各ステップごとの盛土の状態（正面：CASE4）

(6) 入力地震動の入力値の確認

図-5.2.15～図-5.2.17 に CASE2’, CASE3, CASE4 の A1 地点において計測された加速度波形（実際に入力された地震動）と目標入力地震動との比較を示す．この結果，以下の通りとなった．

【結果】

- 実際の入力地震動は入力目標とした地震動に対して，大きくなっている．
- 入力の加速度レベルが小さい程，目標値との乖離が大きい．
- STEP7（入力目標値：400gal）の載荷段階では，1.5 倍程度の入力値（600gal）となっている．

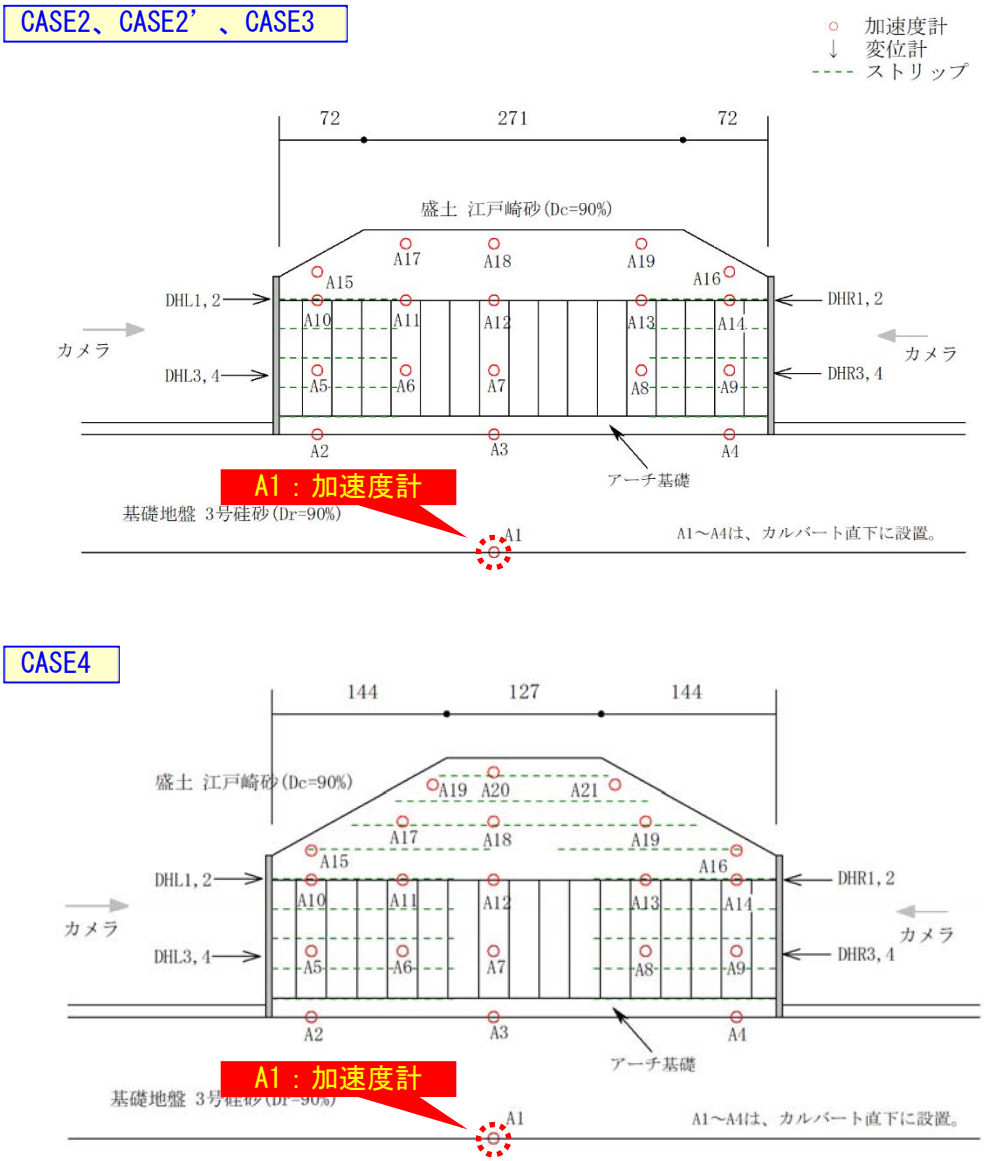


図 5.22.24　加速度計位置

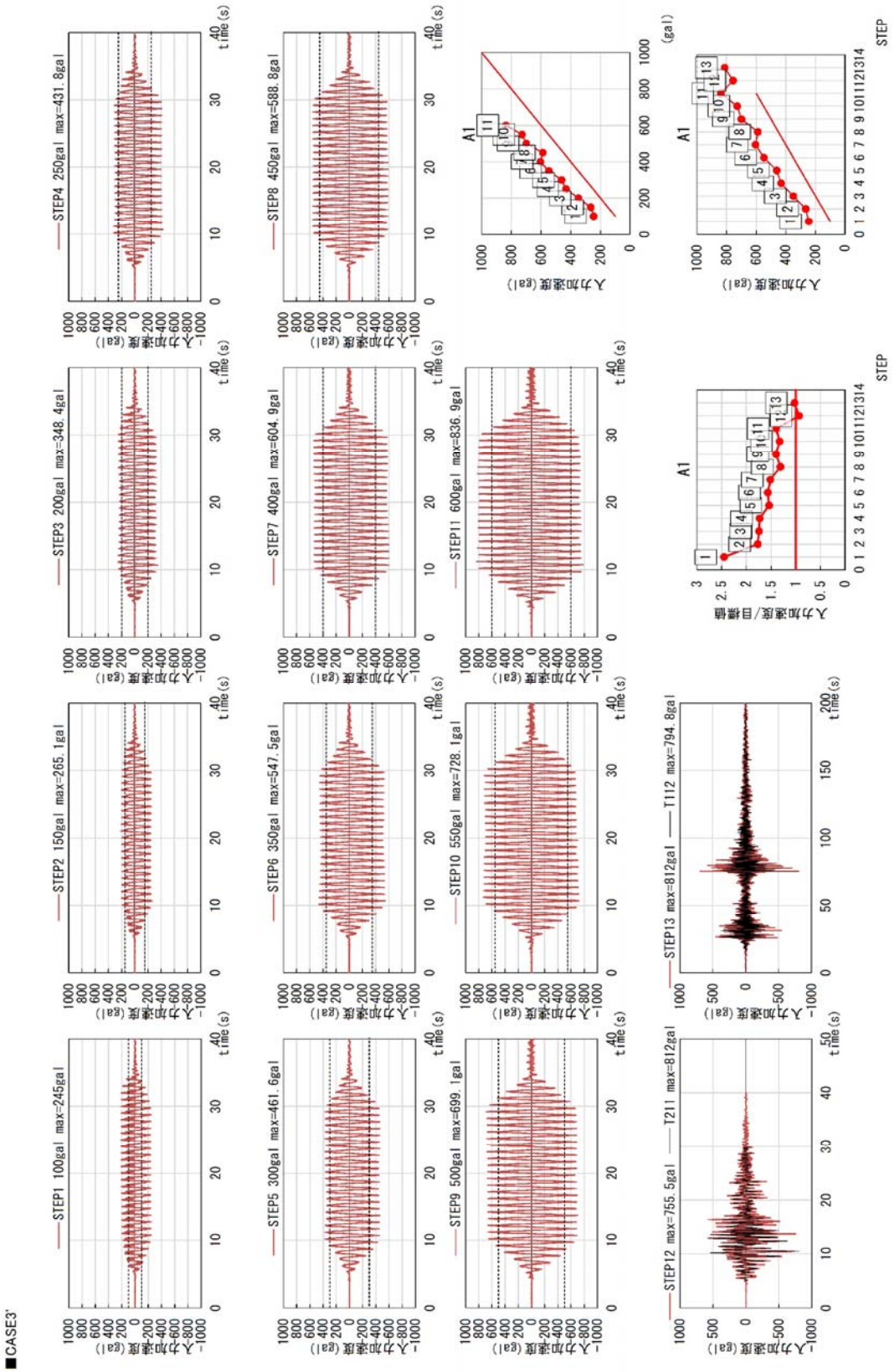


図-5.2.15　実際の入力地震動と目標地震動の比較（CASE2’）

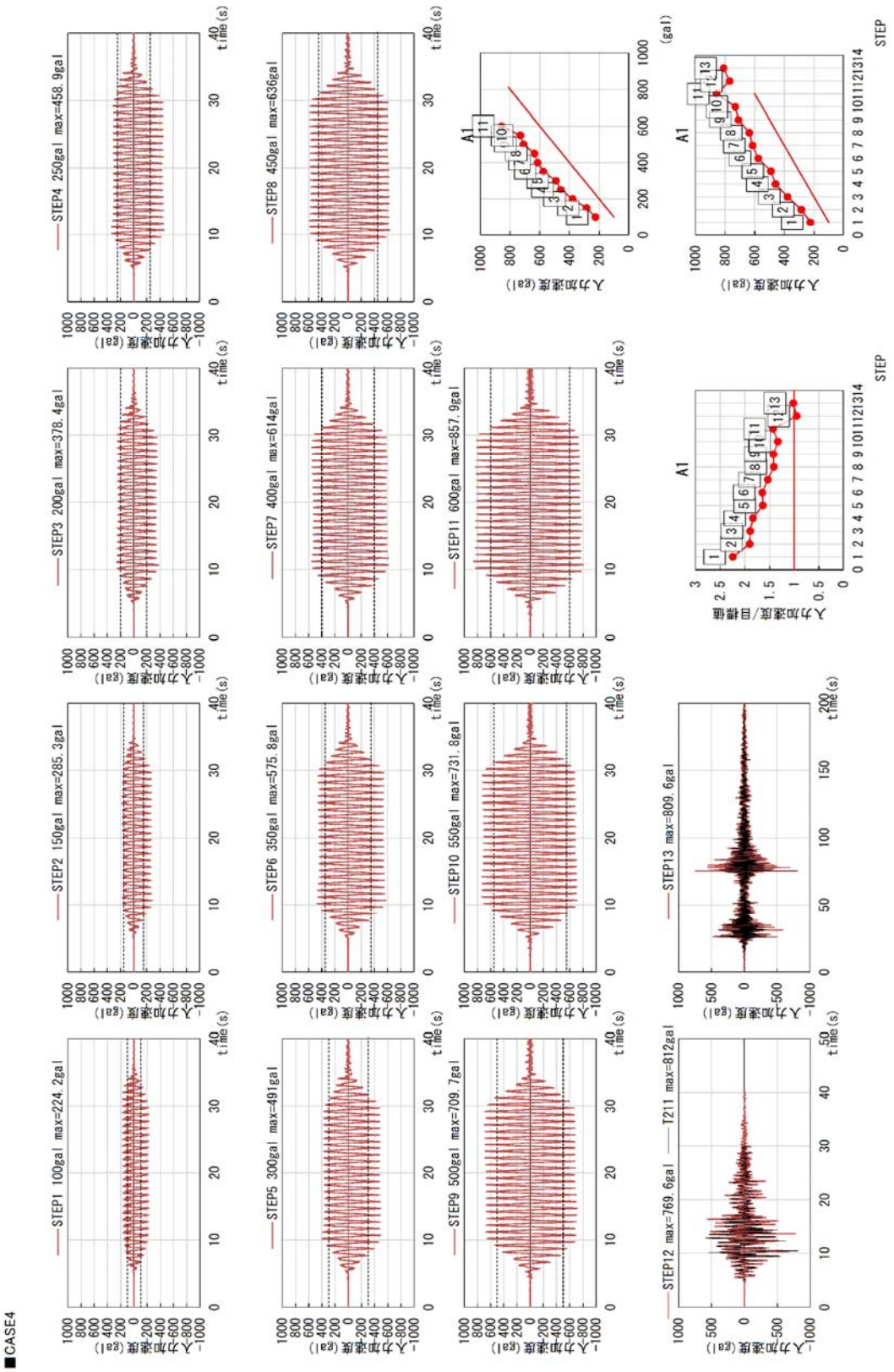


図-5.2.16　実際の入力地震動と目標地震動の比較（CASE3）

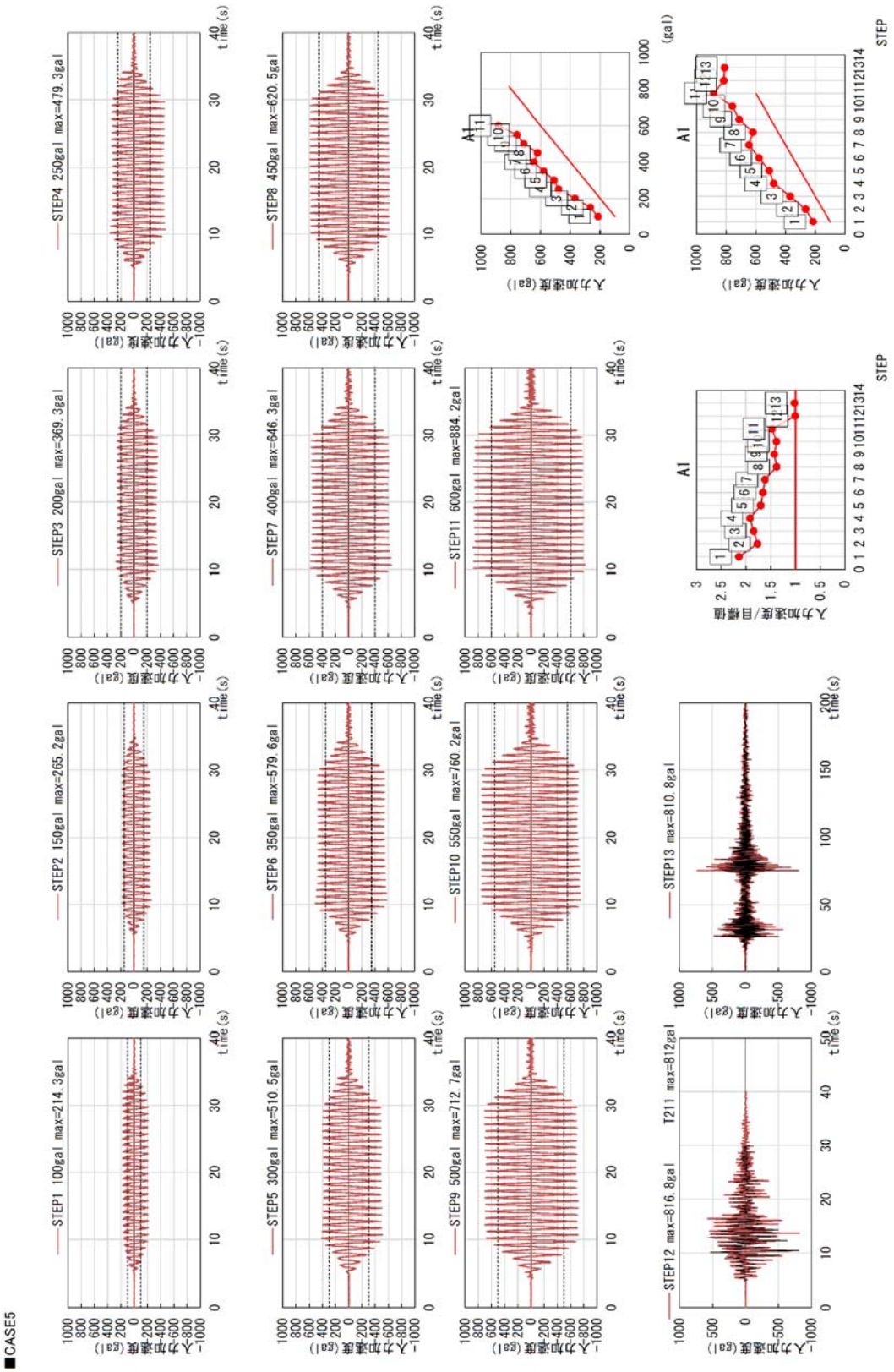


図-5.2.17　実際の入力地震動と目標地震動の比較（CASE4）

(7) 坑口部壁面変位の比較

図-5.2.18～図-5.2.21 に各ケースの坑口部壁面変位の最大値を整理した．この結果，以下のことがわかった．なお，CASE2 では STEP6 で壁面変位が急増し，STEP7 加振時に盛土が大崩壊して実験が終了した．CASE2'は CASE2 と同一のカルバート模型を用いて面壁を補強した盛土模型を作製し，これに対して加振実験を実施したものとなっている．

CASE2'，CASE3，CASE4 については，面壁を補強した実験ケースとなっており，結果の比較は，基本的にこれらの 3 ケースに対して行うこととした．

【結果】

- CASE2'では STEP6～7 程度で変位が急増しはじめている．CASE3 も同様であるが，変位の増加傾向が CASE2'と比較しやや小さめである．これは，CASE3 は CASE2'と比較し躯体の補強範囲が広く（補強量が多く），躯体の縦断方向剛性が CASE2'と比較して大きいため，躯体の変形が生じ難いこと（躯体の変形に起因する盛土の変形が抑制されたこと）が要因と考えられる．
- CASE3 と CASE4 では躯体の補強諸元は同じであるが，盛土高が CASE4 の方が高く，カルバート躯体の作用荷重も大きくなったため，CASE4 の方が躯体の変形が大きくなり，結果として面壁の変形も大きくなったと考えられる．

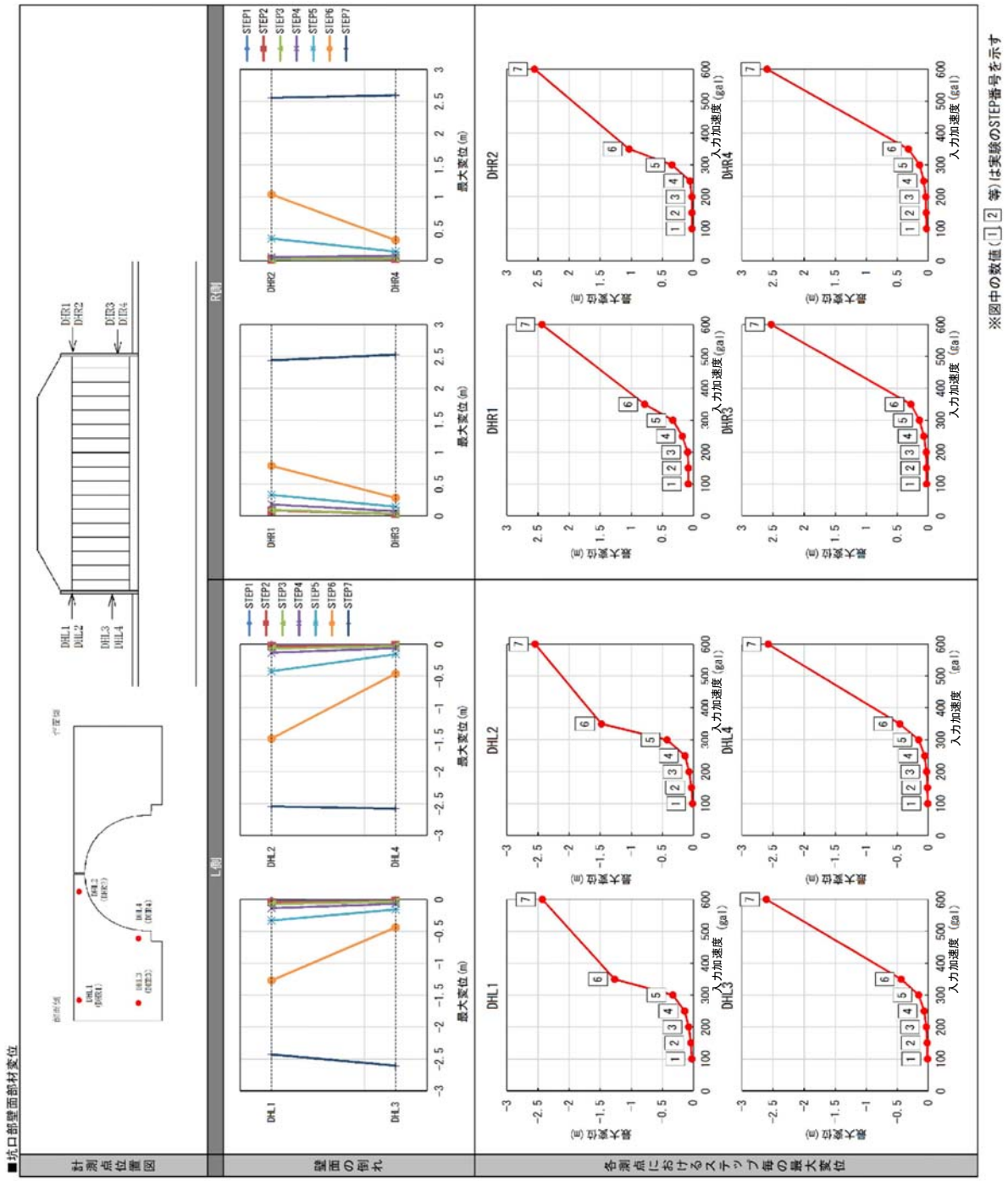
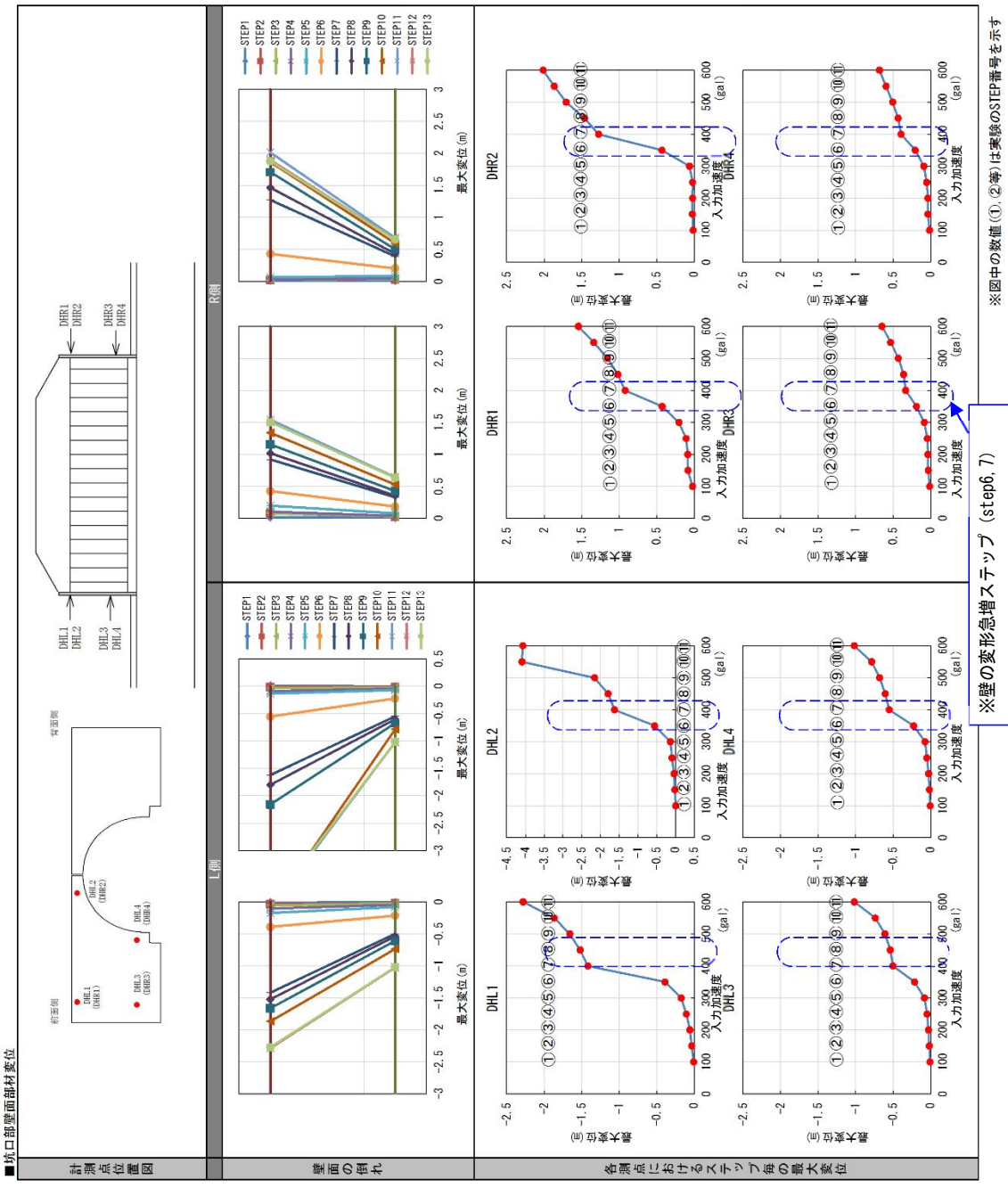


図-5.2.18　坑口部壁面変位の最大値まとめ（CASE2）

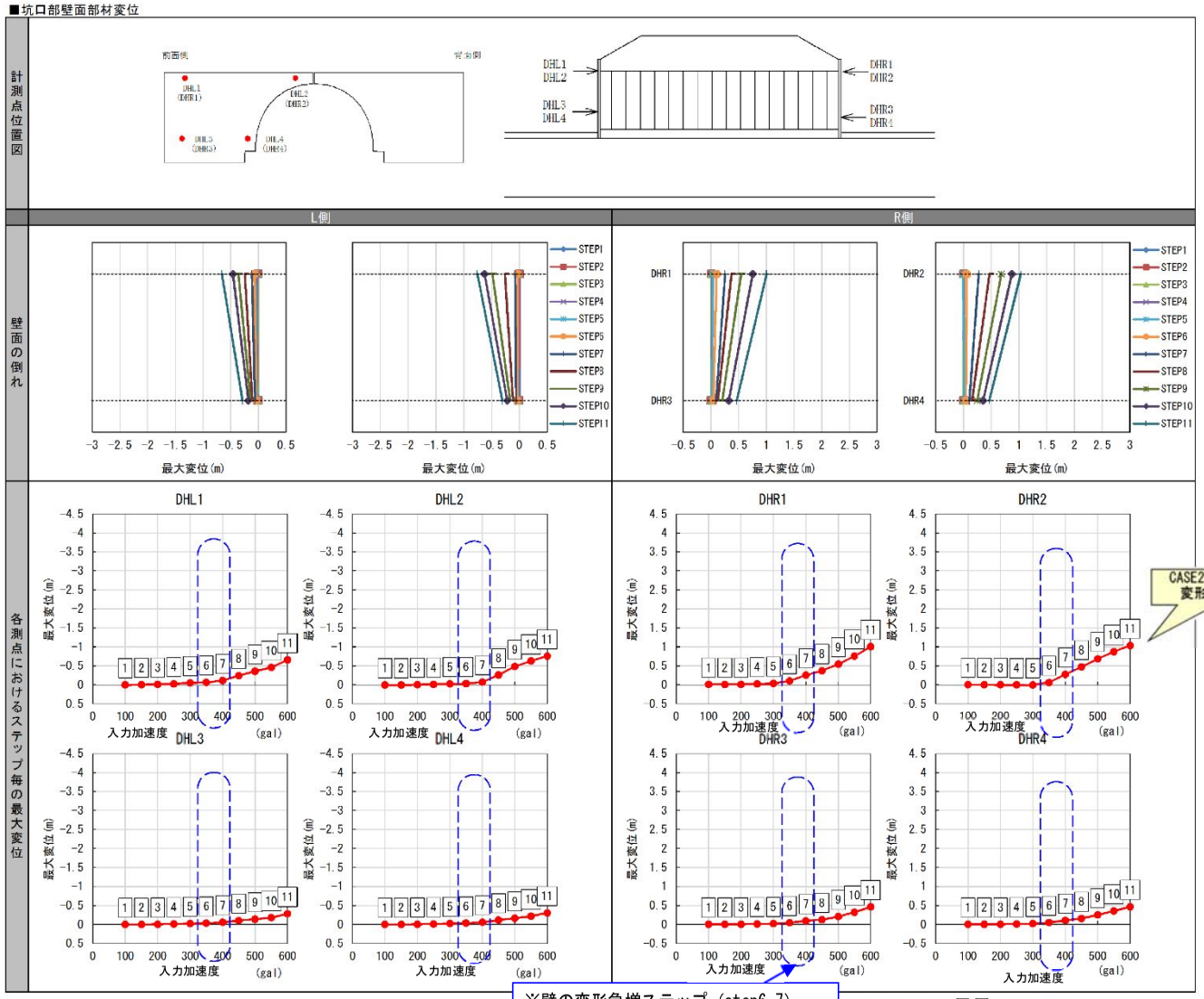


STEP		1	2	3	4	5	6	7
入力地震動(gal)	目標値	100	150	200	250	300	350	400
	実入力値	245	265	348	432	462	548	605
実入力値／目標値		2.45	1.77	1.74	1.73	1.54	1.56	1.51

STEP		8	9	10	11	12	13
入力地震動(gal)	目標値	450	500	550	600	812	795
	実入力値	589	699	728	837	756	812
実入力値／目標値		1.31	1.40	1.32	1.39	0.93	1.02

図-5.2.19　坑口部壁面変位の最大値まとめ（CASE2’）

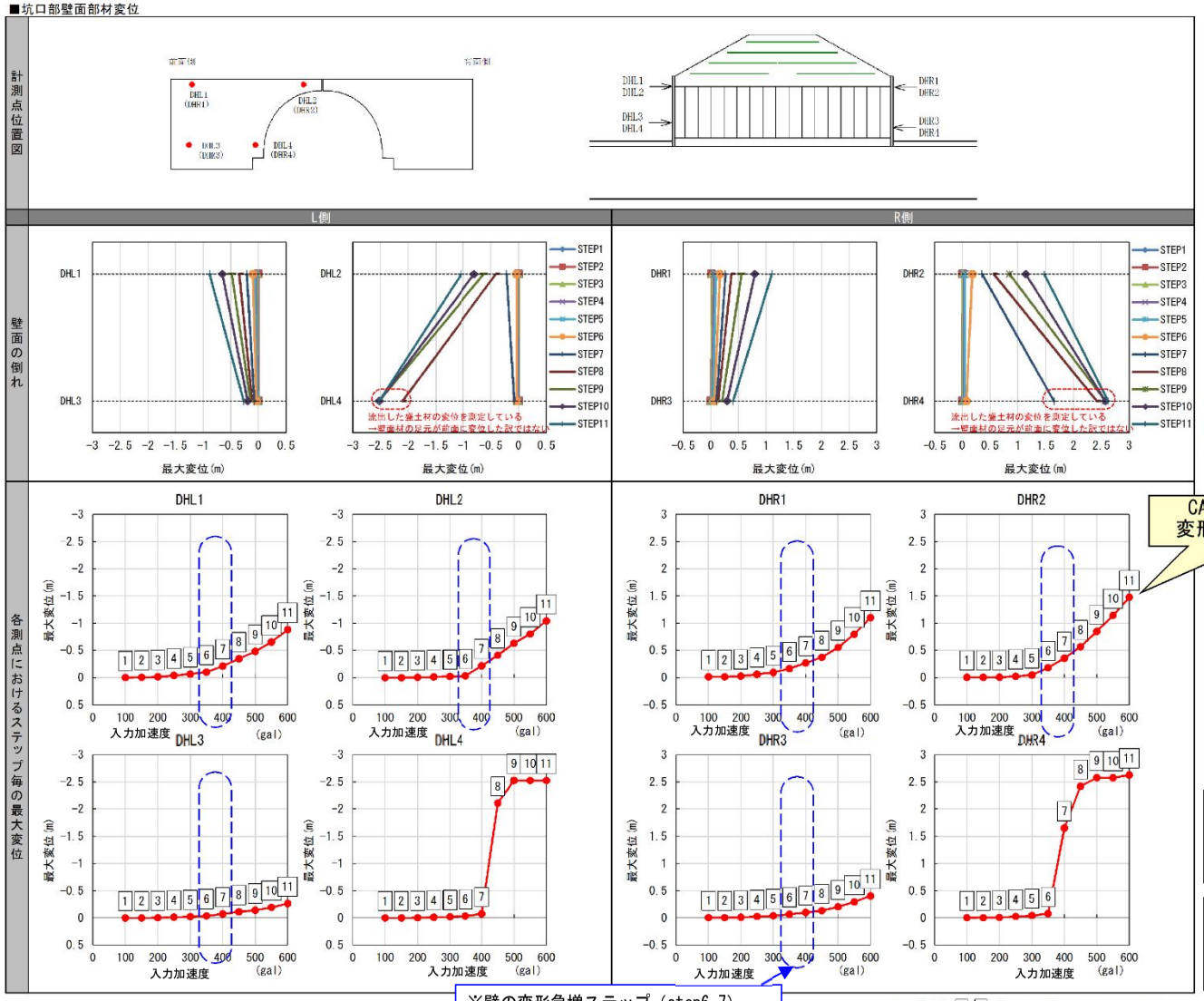
図-5.2.20　坑口部壁面変位の最大値まとめ（CASE3）



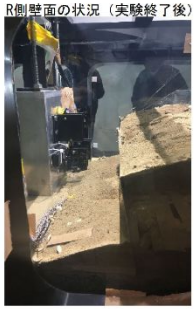
STEP		1	2	3	4	5	6	7
入力地震動(gal)	目標値	100	150	200	250	300	350	400
	実入力値	224	285	378	459	491	576	614
実入力値／目標値		2.24	1.90	1.89	1.84	1.64	1.65	1.54

STEP		8	9	10	11	12	13
入力地震動(gal)	目標値	450	500	550	600	812	795
	実入力値	636	710	732	858	770	810
実入力値／目標値		1.41	1.42	1.33	1.43	0.95	1.02

図-5.2.21　坑口部壁面変位の最大値まとめ（CASE4）



R側壁面の状況（実験終了後）



CASE3 と比較して
変形量がやや大きい

※壁の変形急増ステップ（step6,7）
→ 盛土崩壊し始めのステップ

※図中の数値（1, 2 等）は実験のSTEP番号を示す

STEP		1	2	3	4	5	6	7
入力地震動（gal）	目標値	100	150	200	250	300	350	400
	実入力値	214	265	369	479	511	580	646
実入力値／目標値		2.14	1.77	1.85	1.92	1.70	1.66	1.62

STEP		8	9	10	11	12	13
入力地震動（gal）	目標値	450	500	550	600	812	795
	実入力値	621	713	760	884	817	811
実入力値／目標値		1.38	1.43	1.38	1.47	1.01	1.02

(8) 応答加速度の比較

1) 盛土部の最大応答加速度

図-5.2.22～図-5.2.25 に各ケースの盛土内の加速度最大応答の最大値を整理した．この結果以下のことがわかった．

【結果】

- 盛土天端の最大加速度は STEP6 に着目すると，CASE2’，CASE3 では同程度の値を示しており，入力地震動の 1.4～1.5 倍程度となっている．
- 一方，盛土高の高い CASE4 の応答が最も大きくなっており，入力地加速度の 1.7 倍程度になっている．

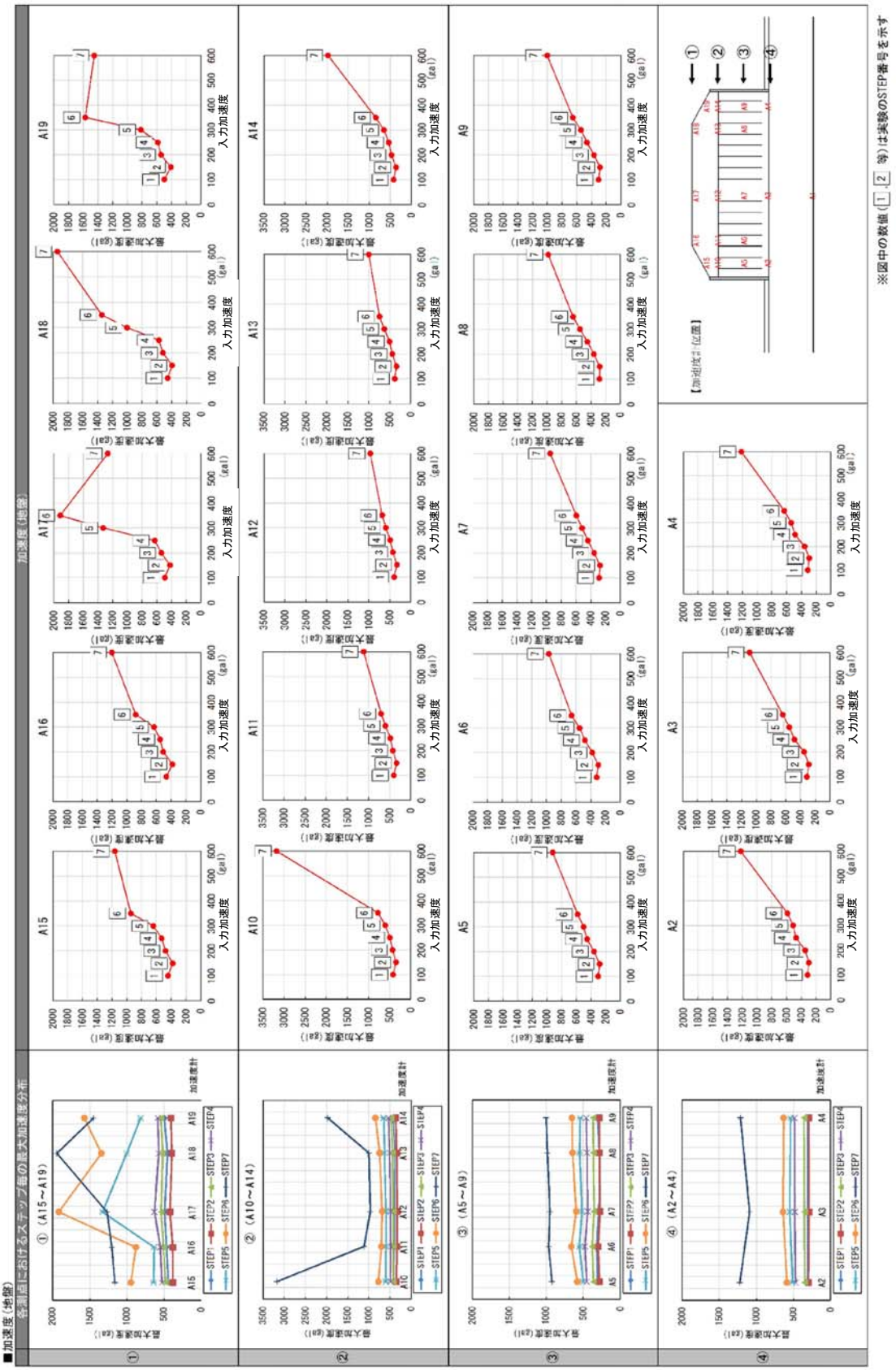


図-5.2.22　盛土部における応答加速度の最大値（CASE2）

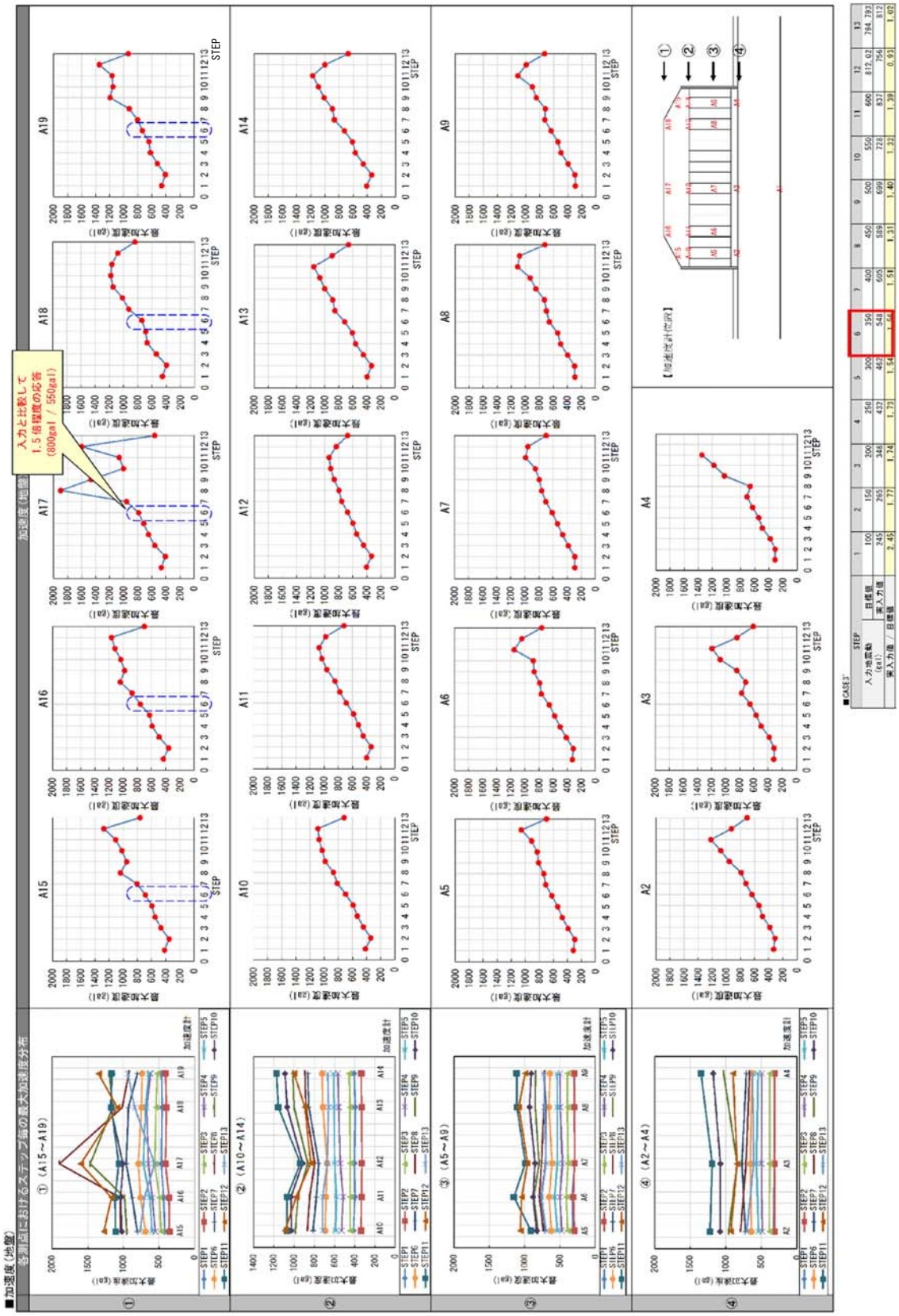


図-5.2.23　盛土部における応答加速度の最大値（CASE2’）

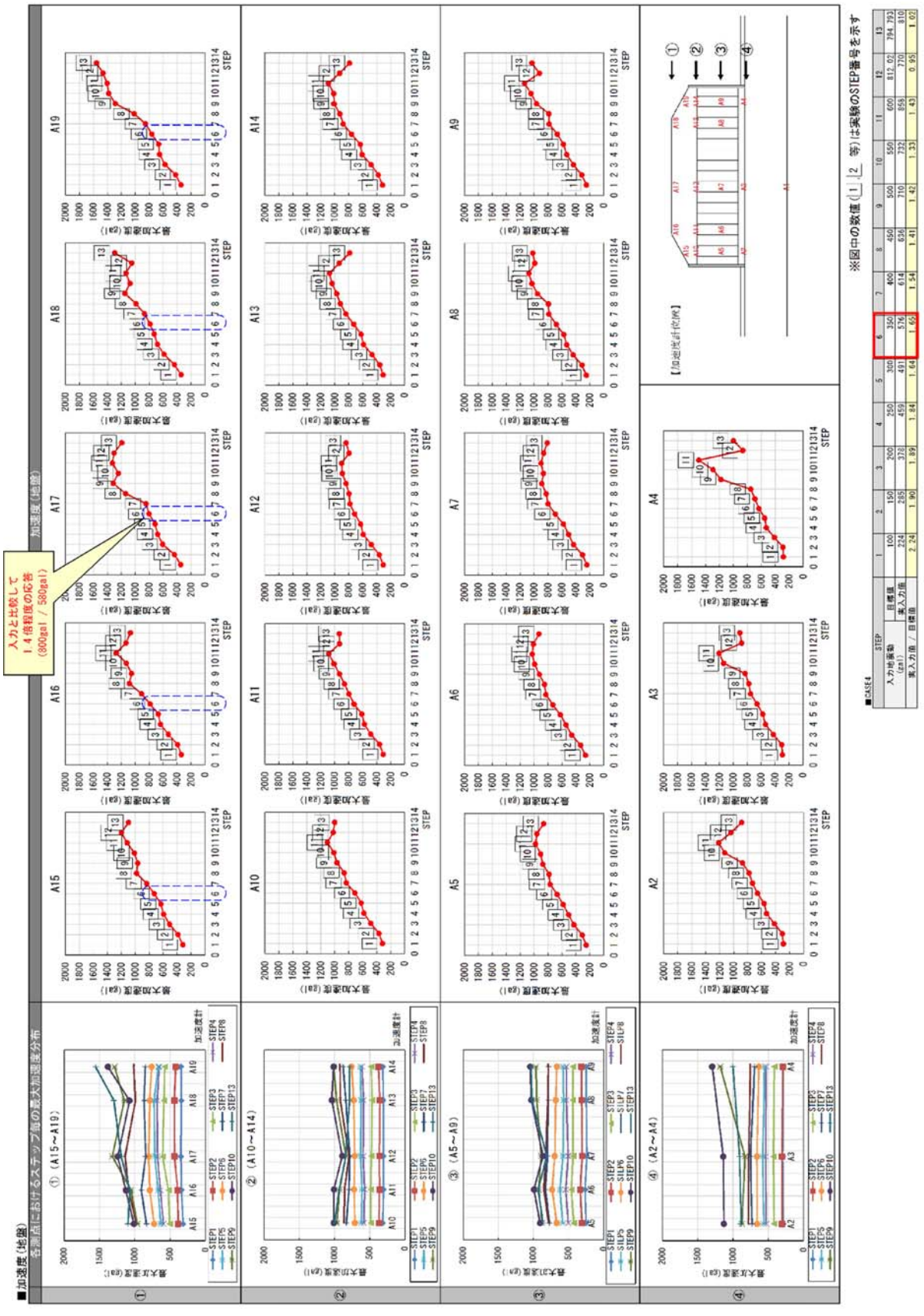


図-5.2.24　盛土部における応答加速度の最大値（CASE3）



図-5.2.25　盛土部における応答加速度の最大値（CASE4）

2)　カルバート躯体の最大応答加速度

図-5.2.26～図-5.2.29 に各ケースのカルバート頂部および脚部付近の躯体に設置した加速度計の測定結果（最大応答加速度）を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- カルバート縦断方向の各ステップの最大加速度分布を見ると，CASE2'は頂部の加速度波形にやや変動が見られるが，CASE3 や CASE4 はほぼ一様な分布状況である．これについては，CASE2'では頂部の補強を実施していないことが影響している可能性があると考えられる．
- 道路橋示方書の波を入力したときの躯体の最大応答加速度（STEP11，12）と STEP6，7（正弦波）の最大応答加速度が同程度となっている．
- 躯体の応答加速度レベルとしては，STEP6 や 7 で与えた入力地震動（正弦波）は，道路橋示方書で示される地震動と同等のレベルの入力になっていると言える．
- STEP6～7 における躯体の最大応答加速度は，どのケースも概ね 700～800gal であった．

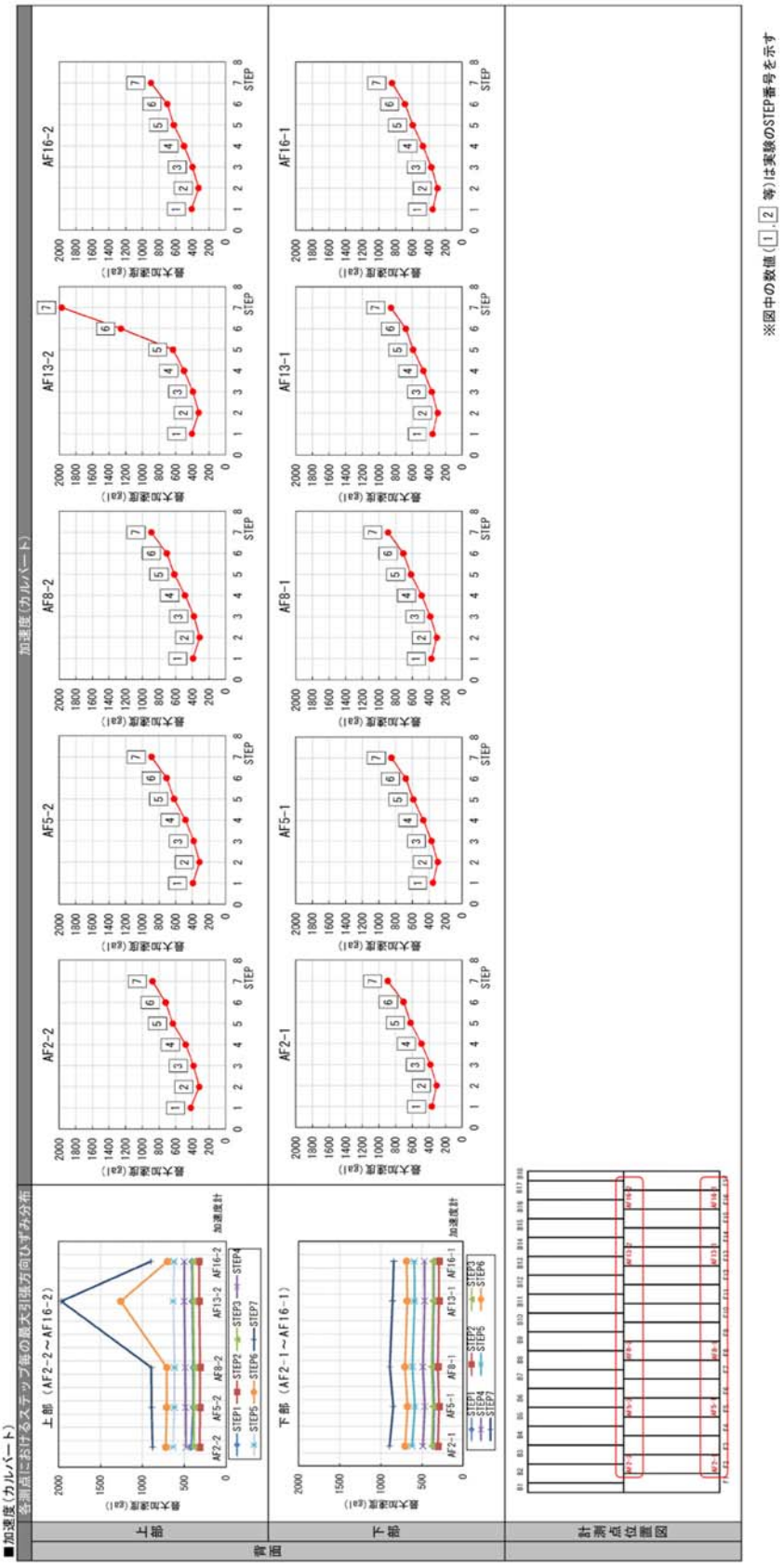


図-5.2.26　カルバート躯体の最大応答加速度まとめ（CASE2）

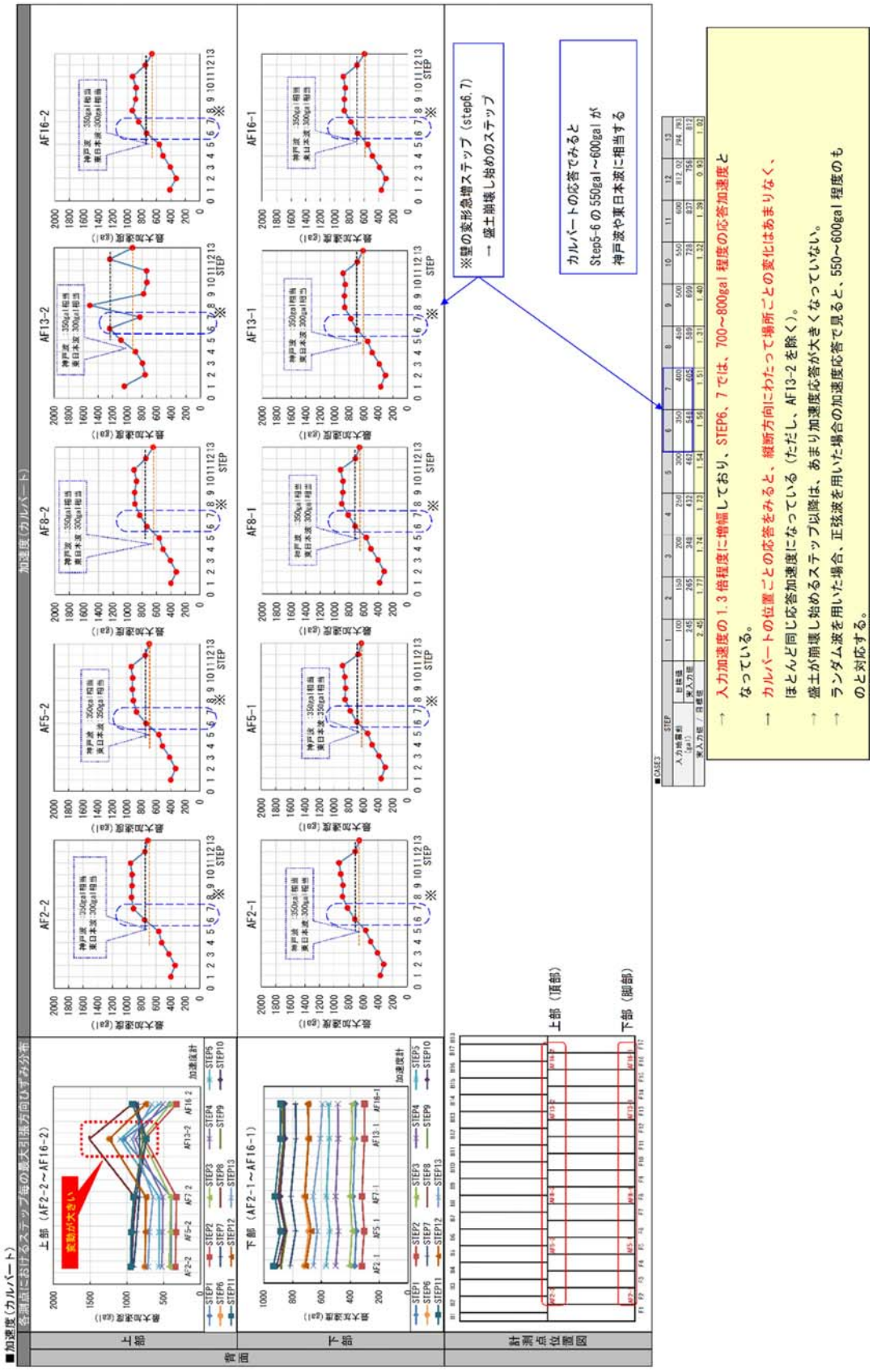


図-5.2.27　カルバート躯体の最大応答加速度まとめ（CASE2’）

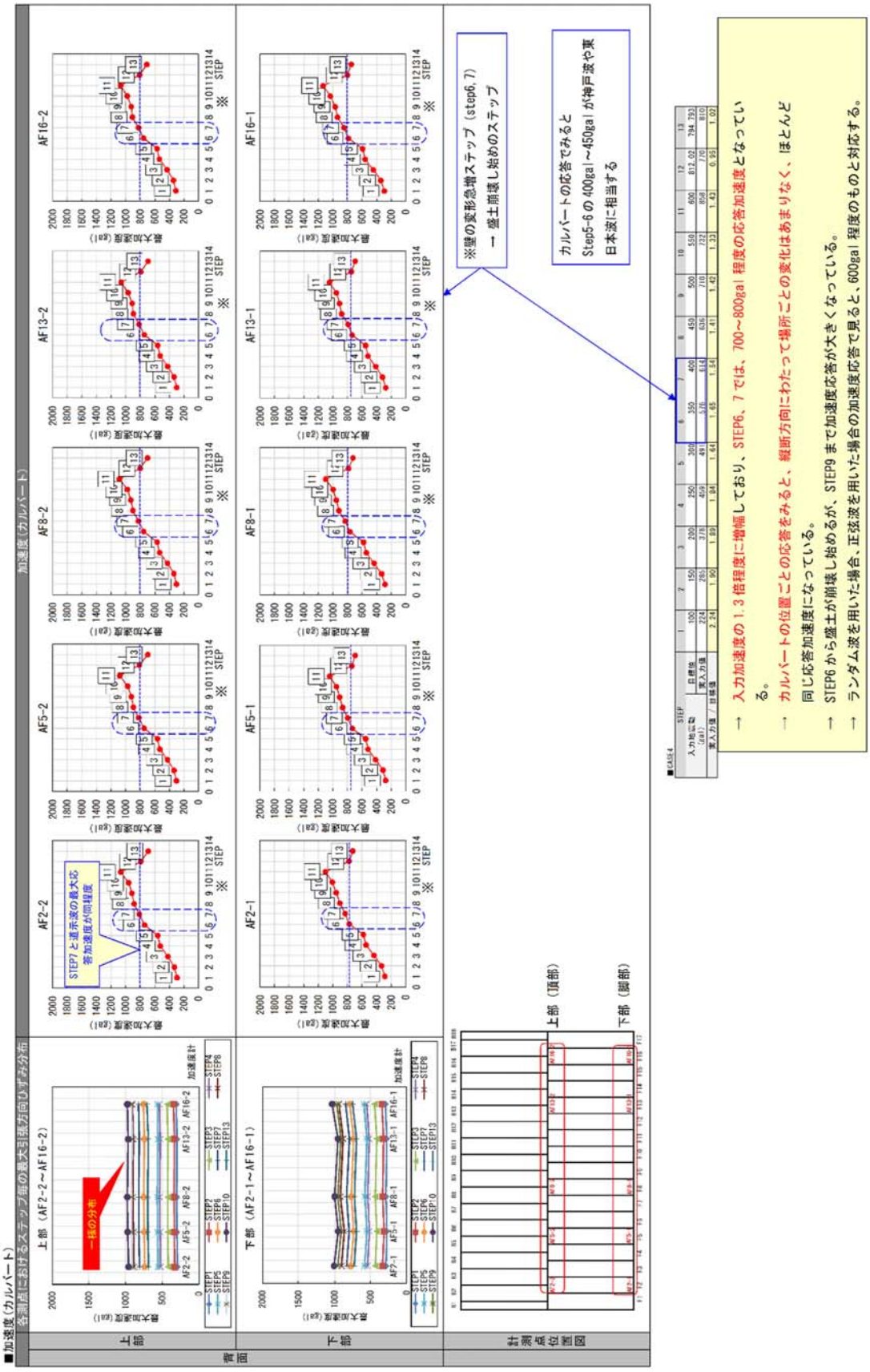


図-5.2.28　カルバート躯体の最大応答加速度まとめ（CASE3）

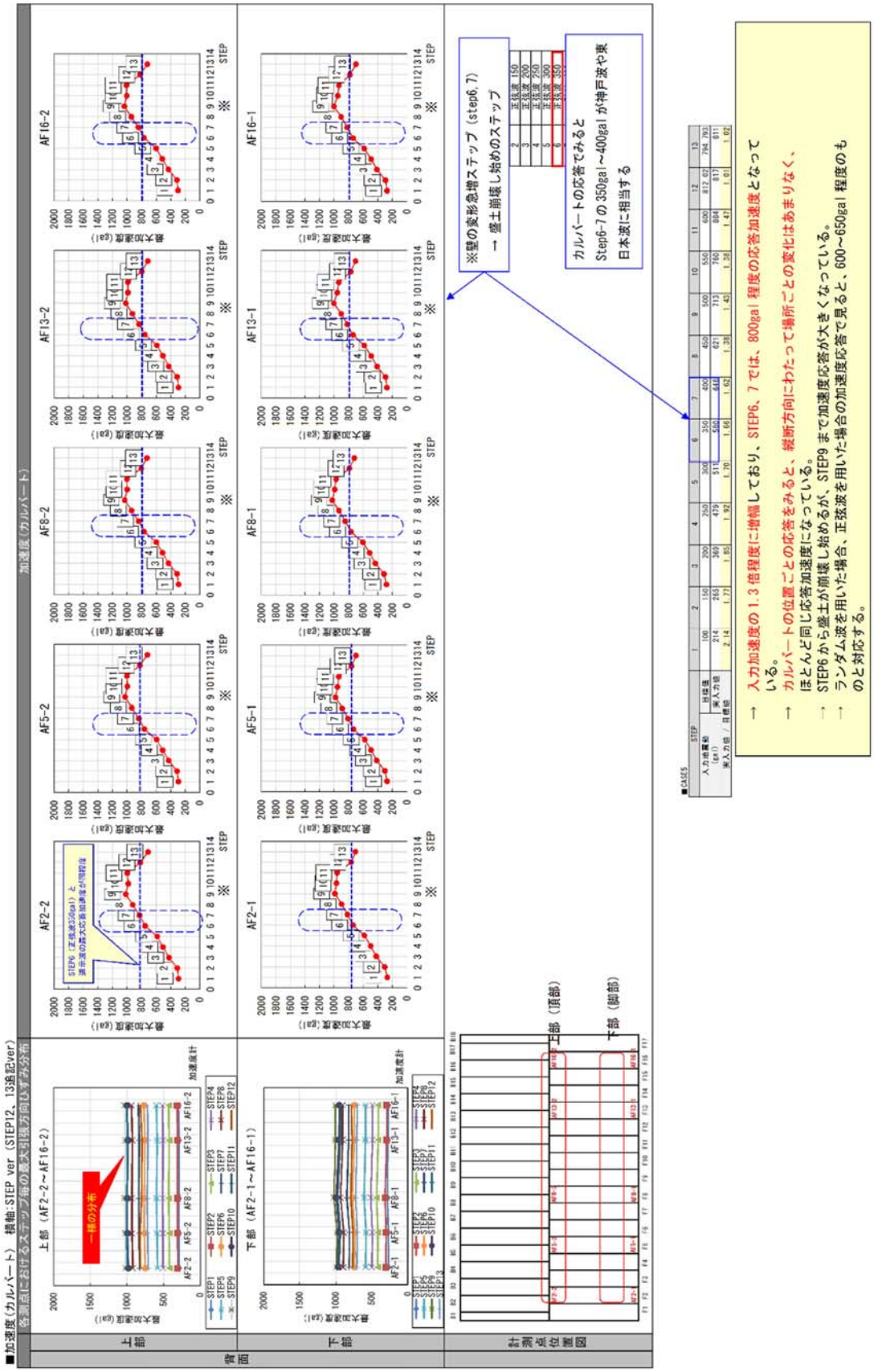


図-5.2.29　カルバート躯体の最大応答加速度まとめ（CASE4）

(9) 炭素繊維シートの発生ひずみ

1) ステップごとの変化

図-5.2.30～図-5.2.33 に各ケースの補強材のひずみ(ステップごとの変化)の最大値を整理した．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2'は，CASE3，CASE4 と比べ最も発生ひずみが大きい．
- CASE2'では盛土が変状し始める STEP6 でのひずみの増加率がやや大きく，STEP7 以降はあまりひずみが大きくなっていない．
- また，部材の中央部のひずみは目地部と比較して非常に小さい．
- CASE3，CASE4 についても STEP6 以降にひずみの増加傾向が見られる．CASE4 の発生ひずみは CASE3 と比べて大きく，これは CASE4 が CASE3 と比べ盛土高が高いことが要因と考えられる．
- どのケースも坑口部からやや盛土中央側に入った位置でひずみが大きくなっている．



図-5.2.30　CASE2 補強材のひずみ(ステップごと)の最大値まとめ

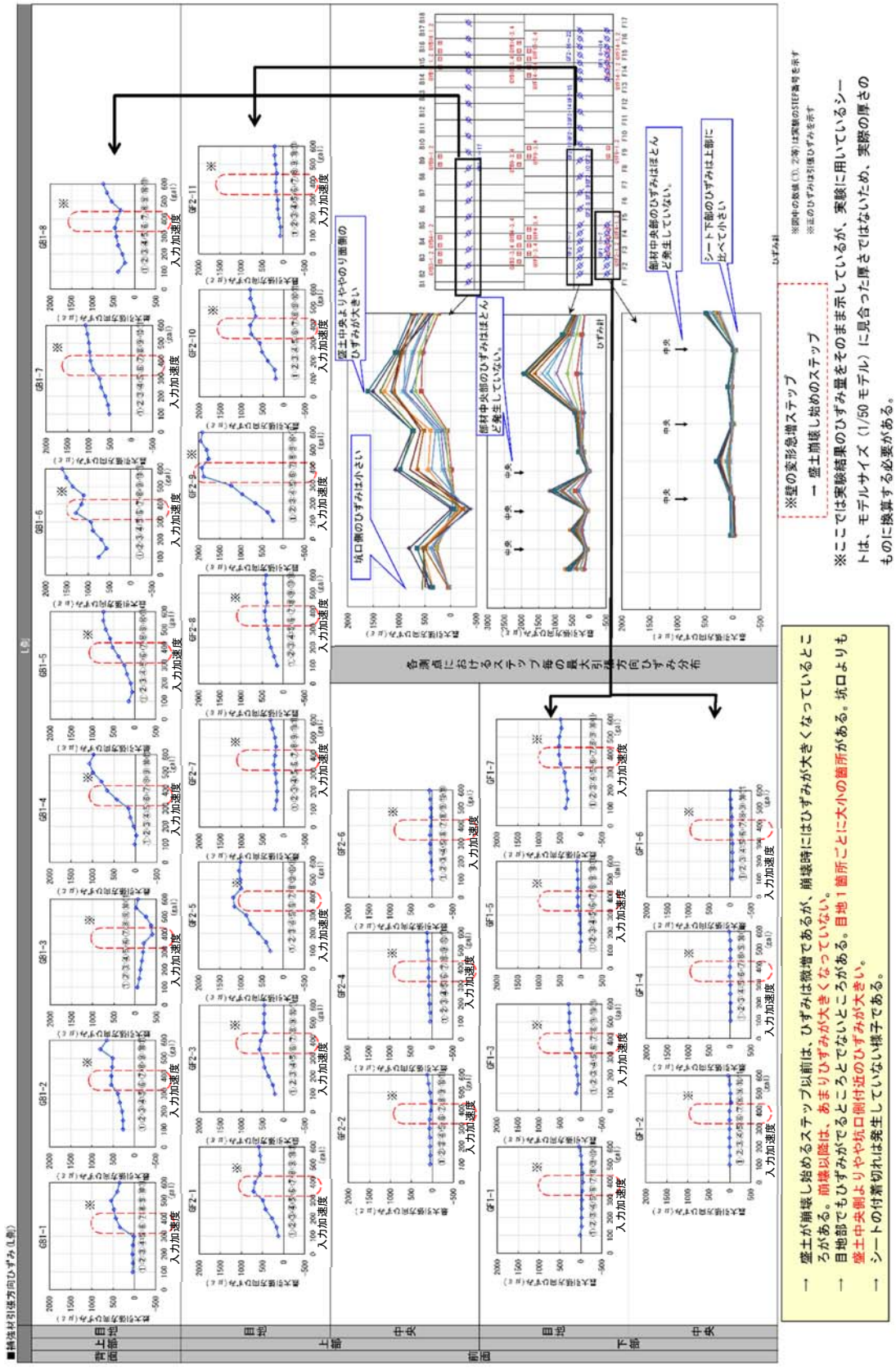


図-5.2.31　CASE2’補強材のひずみ(ステップごと)の最大値まとめ



図-5.2.32　CASE3 補強材のひずみ(ステップごと)の最大値まとめ



図-5.2.33　CASE4 補強材のひずみ(ステップごと)の最大値まとめ

2)　発生最大ひずみのカルバート縦断方向分布

図-5.2.34～図-5.2.37 に各ケースにおけるステップごとのカルバート縦断方向最大ひずみ分布を示す．これより以下のことがわかった．なお，図で示すひずみは，実補強諸元換算として，**図-5.2.30～図-5.2.33** で示したひずみを 6.26 倍した値としている．

【結果】

- CASE2'は CASE3，CASE4 と比較し，発生ひずみが大きい．図中に炭素繊維シートの許容応力および引張強度相当のひずみの線を入れているが，発生ひずみは局所的に引張強度を超過する箇所が見られるものの，概ね許容応力度以内のレベルに収まっている．また，目視による確認ではあるものの，シートの破断は確認されなかった．
- CASE3 は，CASE2'と比較して，発生ひずみレベルが非常に小さくなっている．また，ひずみの発生の状況としては，前面側の頂部および脚部のシートに着目すると，クラウン部（頂部の上部側）や脚部（脚部の下部側）よりも部材中央側（頂部の下部側や脚部の上部側）の方が発生ひずみが大きい傾向にある．
- CASE4 は，CASE2'と比較して盛土高が高いものの，発生ひずみレベルは CASE2'よりも小さい．また，ひずみの発生の状況としては，前面側の頂部および脚部のシートに着目すると，CASE3 と同様に，クラウン部（頂部の上部側）や脚部（脚部の下部側）よりも部材中央側（頂部の下部側や脚部の上部側）の方が発生ひずみが大きい傾向にある．また，ひずみは坑口部から盛土中央側に向かって徐々に大きくなっている．
- なお，**図-5.2.38** には無対策時（CASE1：共同研究報告書（その 1）に記載）における載荷実験後の躯体変形状態と CASE2'における発生ひずみの状態を比較した．この結果，シートのひずみがピークになっている付近は，無対策時に変形が大きかった箇所に近く，最も荷重が入り易い箇所であったといえる．

■実補強換算について

実構造物において『目付量 200（t=0.111㎜）×4 層』を補強諸元として想定し，これを本実験では『目付量 200（2 方向：t=0.0556㎜）×1 層』としており，実構造物で想定した補強諸元よりも大きくなっている．このため，実験にて発生したひずみを下式で換算した．

(0.056㎜×1 層)／(0.111㎜×4 層／50)＝ **6.26 倍**

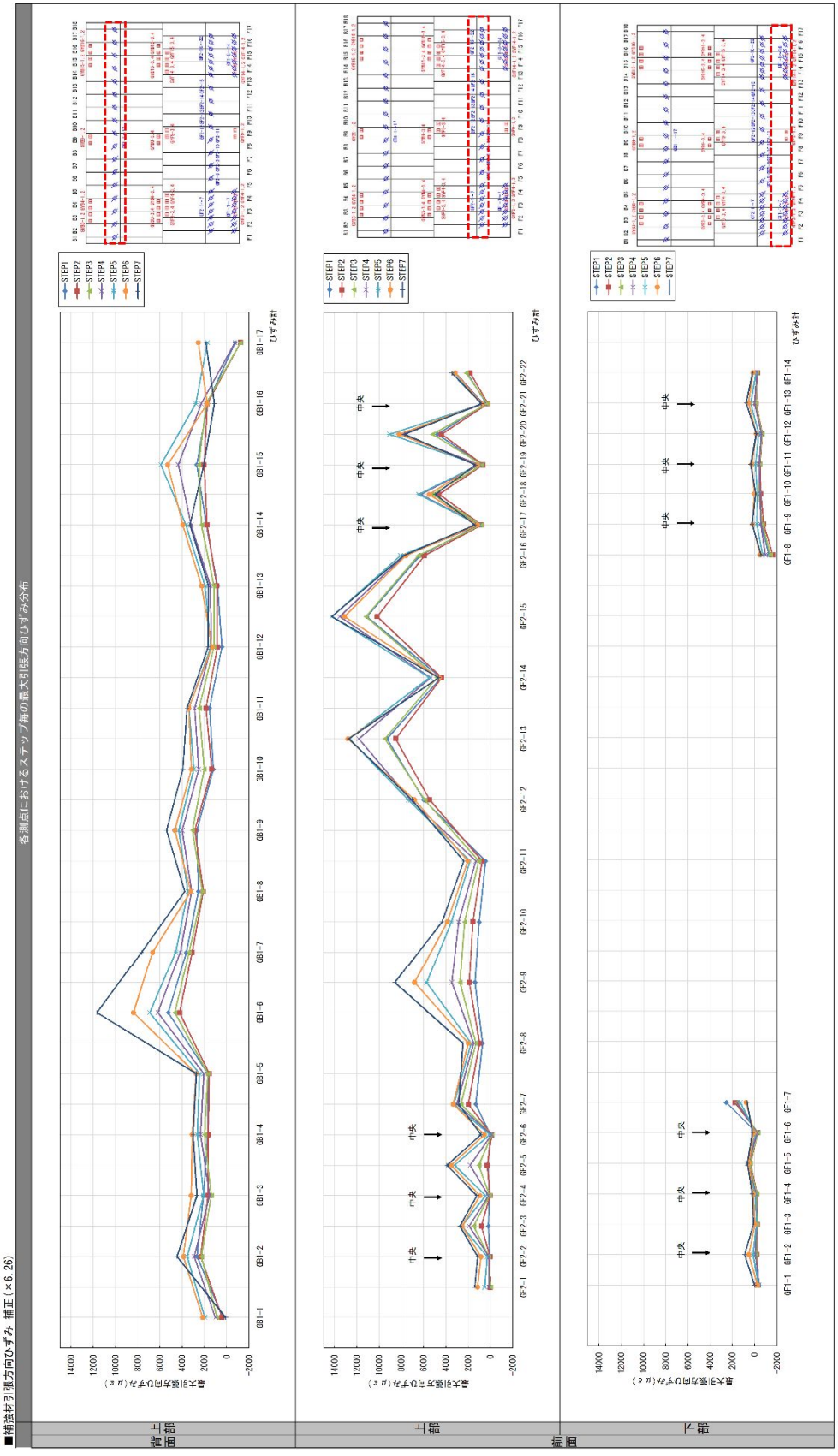


図-5.2.34　CASE2 シート補強材のひずみ(カルバート内)での分布の最大値まとめ

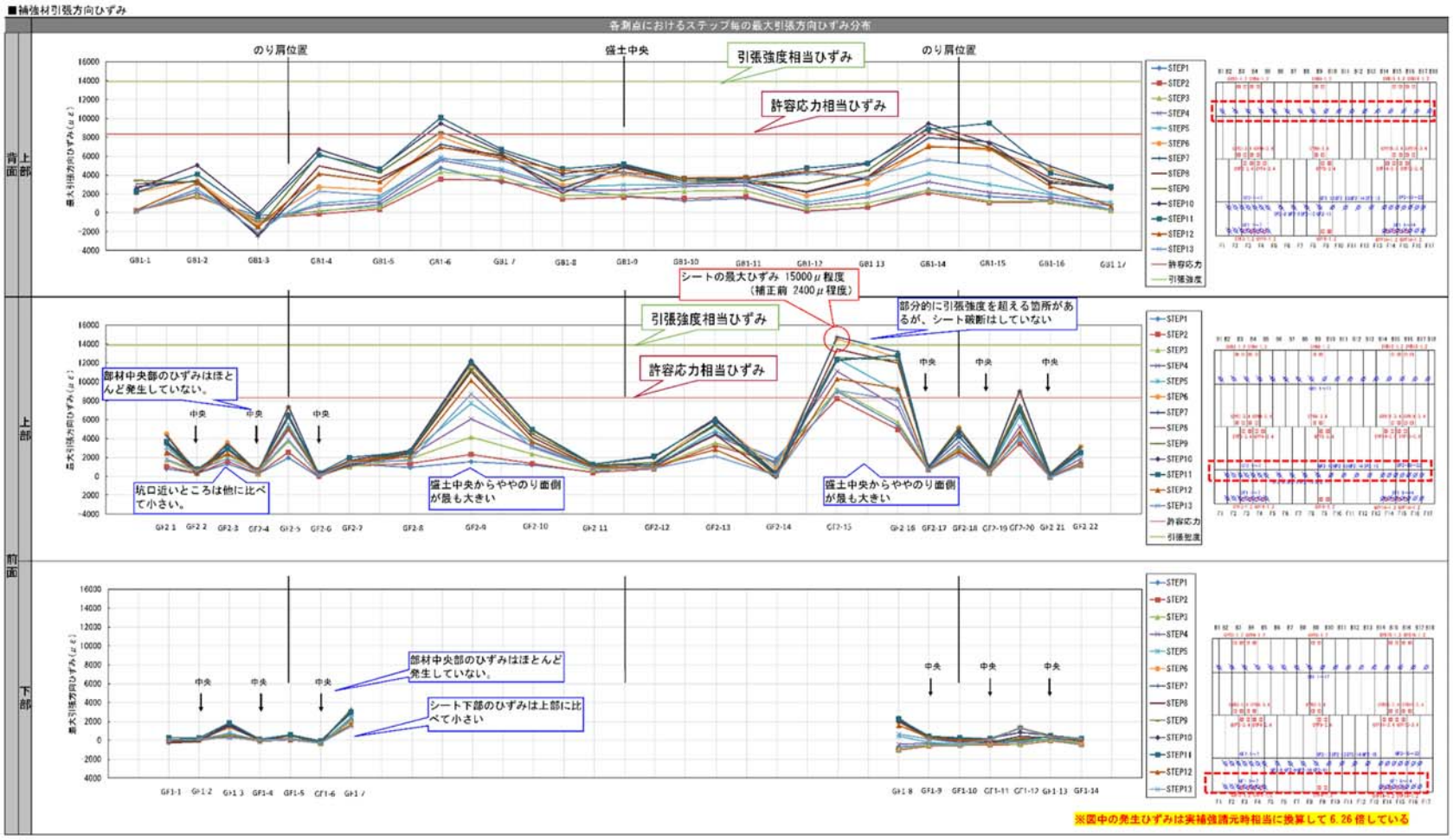


図-5.2.35 CASE2’シート補強材のひずみ（カルバート内）での分布の最大値まとめ

※実モデルでは、『目付量 200（t=0.111mm）×4 層』 が必要だが、実験では『目付量 200（2 方向, t=0.0556mm）×1 層』のため、下式で換算している。

→ (0.056mm×1層)／(0.111mm×4層／50) ＝ 6.26倍

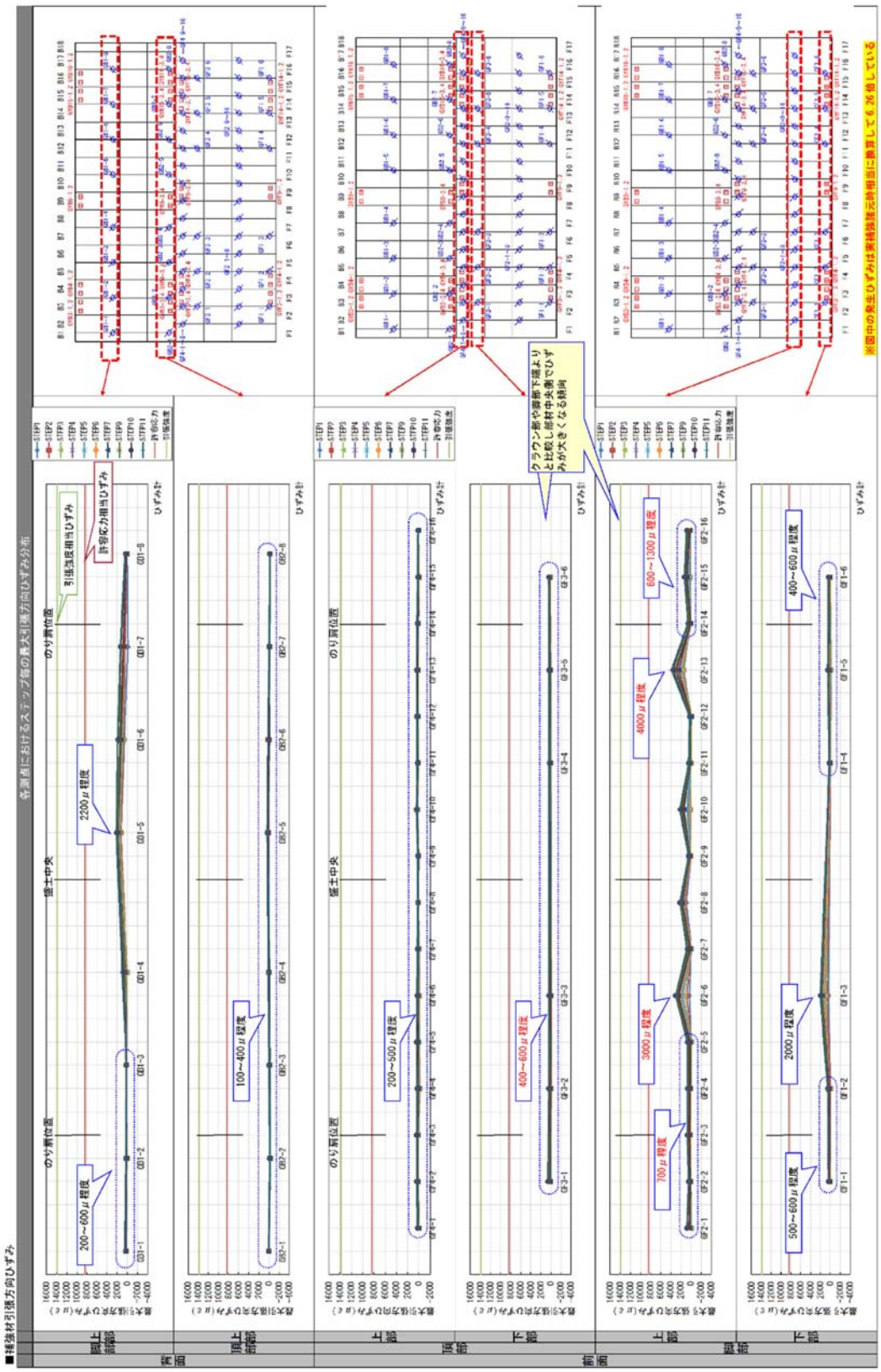


図-5.2.36　CASE3 シート補強材のひずみ(カルバート内)での分布の最大値まとめ

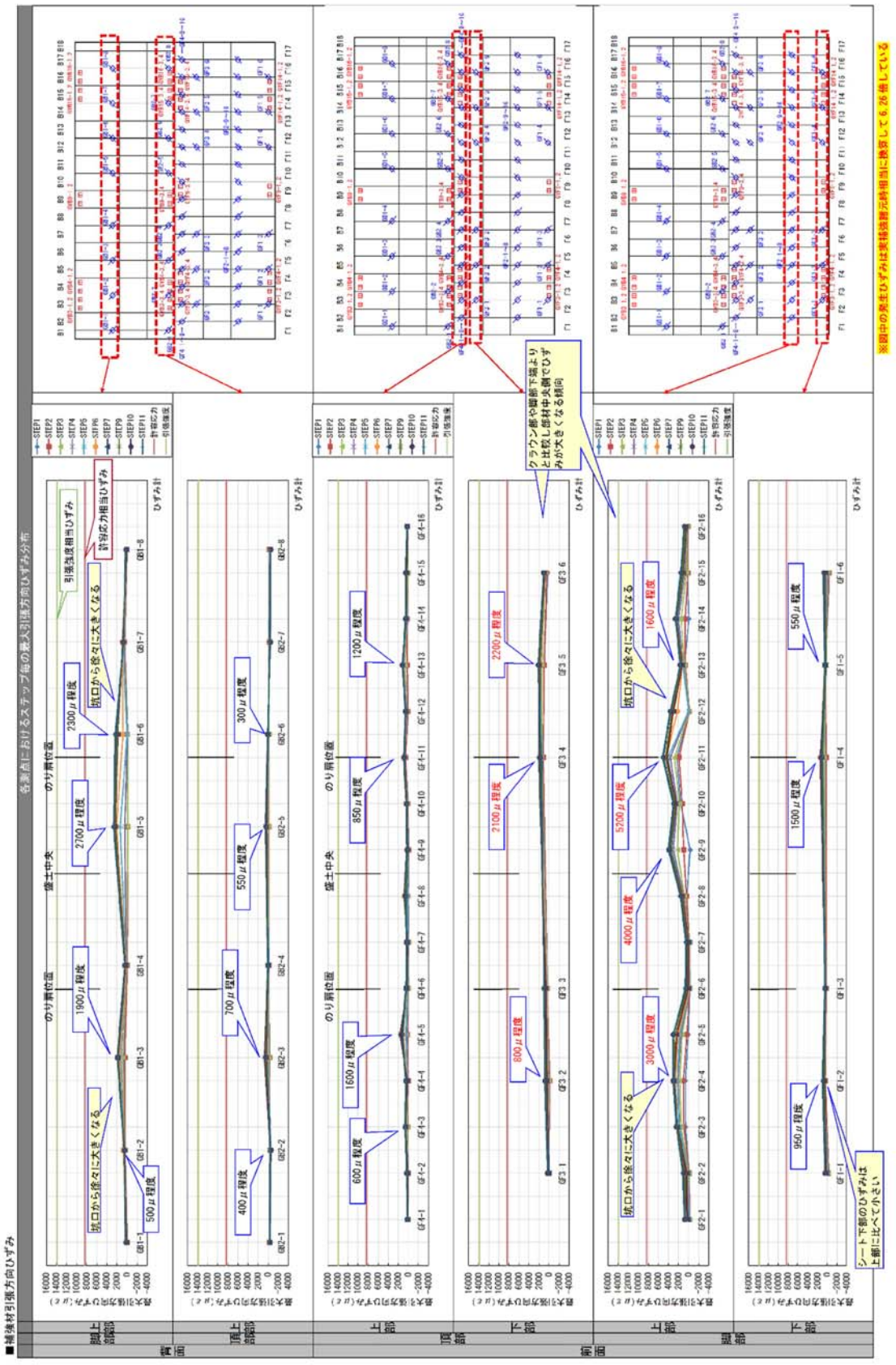


図-5.2.37　CASE4 シート補強材のひずみ(カルバート内)での分布の最大値まとめ

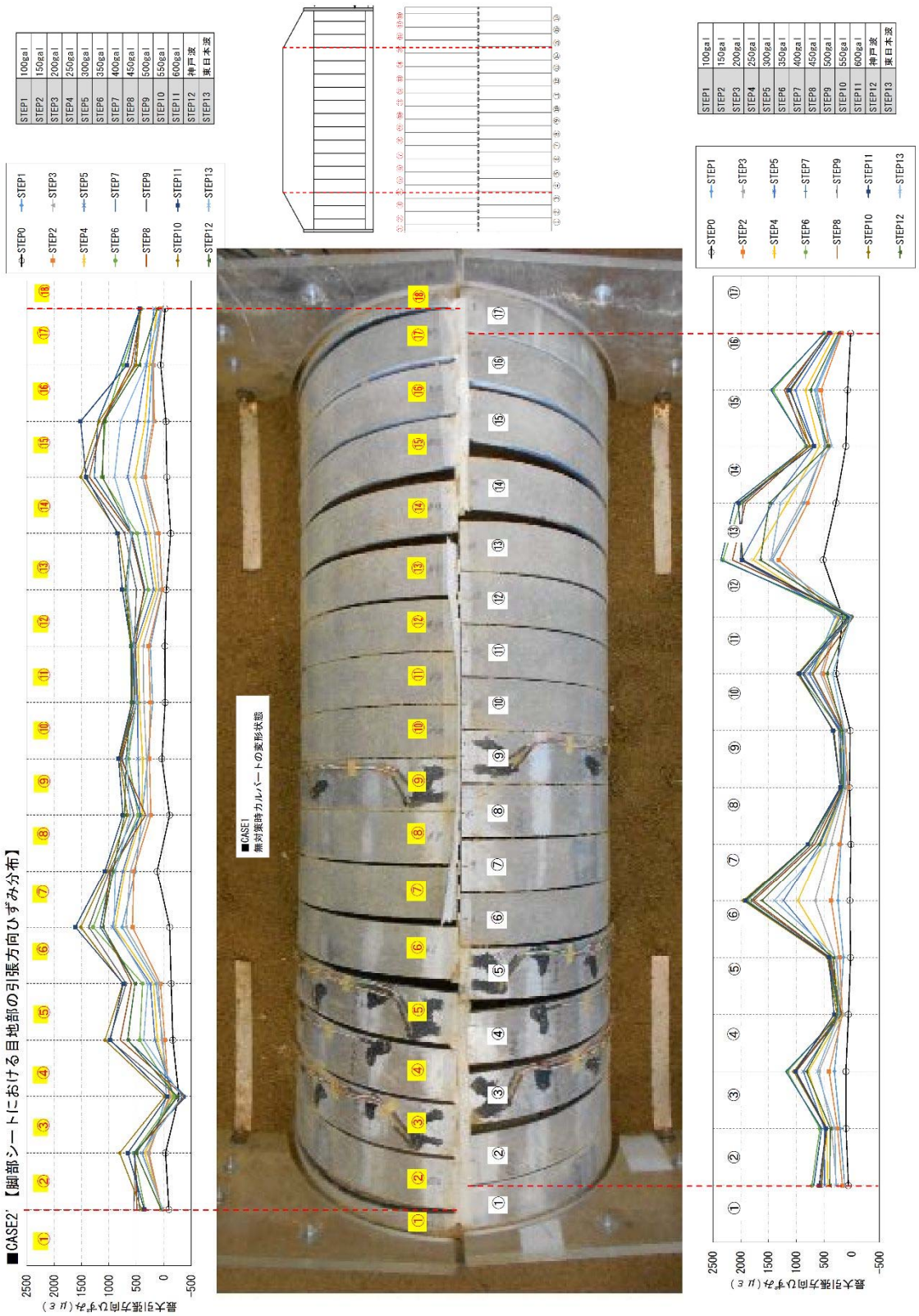


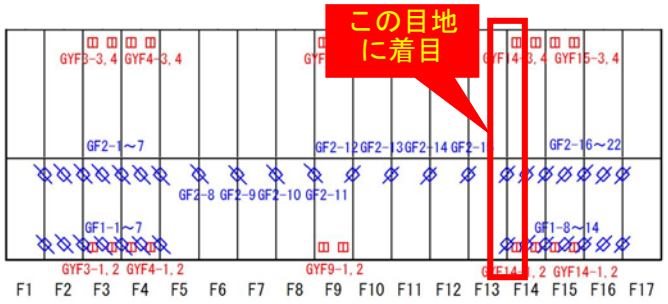
図-5.2.38　無対策時の躯体の変形と対策時（CASE2'）の発生ひずみとの関係

3)　ひずみ分布から推定されるモード

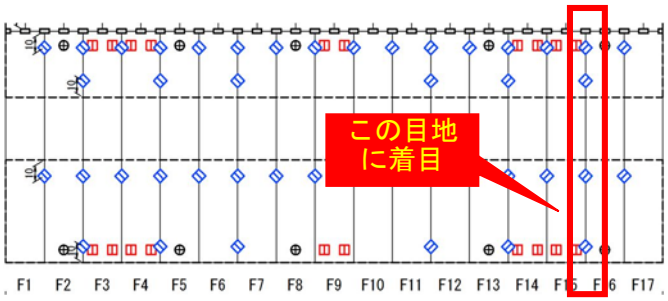
図-5.2.40 に F13 と F14 との間に設置したひずみ計における最大ひずみ分布（STEP7）を示す．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2'は脚部のみにシート補強を実施しているケースであるが，脚部シートの上端部のひずみの発生が卓越している．このひずみ発生状況から，部材が縦断方向に倒れ込むモードが生じていると推測される．
- CASE3 では，CASE2'と同様に脚部シートの上端部のひずみが卓越しているが，CASE2'と比較し，発生ひずみレベルが 1/4 程度になっている．また，この頂部シートにも僅かであるがひずみが生じており，この発生ひずみの状況から，部材の縦断方向挙動が倒れ込み変形モードから並進モードに移行しようとしていると推測される．
- CASE4 も同様に，CASE2'よりも盛土高が高いものの発生ひずみレベルは極めて小さく，躯体の変形モードが並進モードに移行しはじめる様子が伺える．
- 以上より，躯体の頂部および脚部にシート補強を実施すると，部材の縦断方向への倒れ挙動が抑制され，並進モードに移行し始めることがわかった．
- 今回の実験では，脚部シートと頂部シートとの間には無補強範囲が存在しており，これが要因で（無補強区間が縦断方向に曲げられて），CASE3，4 の脚部シートの上端部でひずみがやや大きくなっていると考えられる．つまり，躯体全面をシートにより補強することで，発生ひずみの均一化が図れ，躯体の並進モードがより卓越するようになり，発生ひずみレベルを抑えることができると考えられる．



(a) CASE2'



(a) CASE3, CASE4

図 5.22.39　ひずみ計設置位置

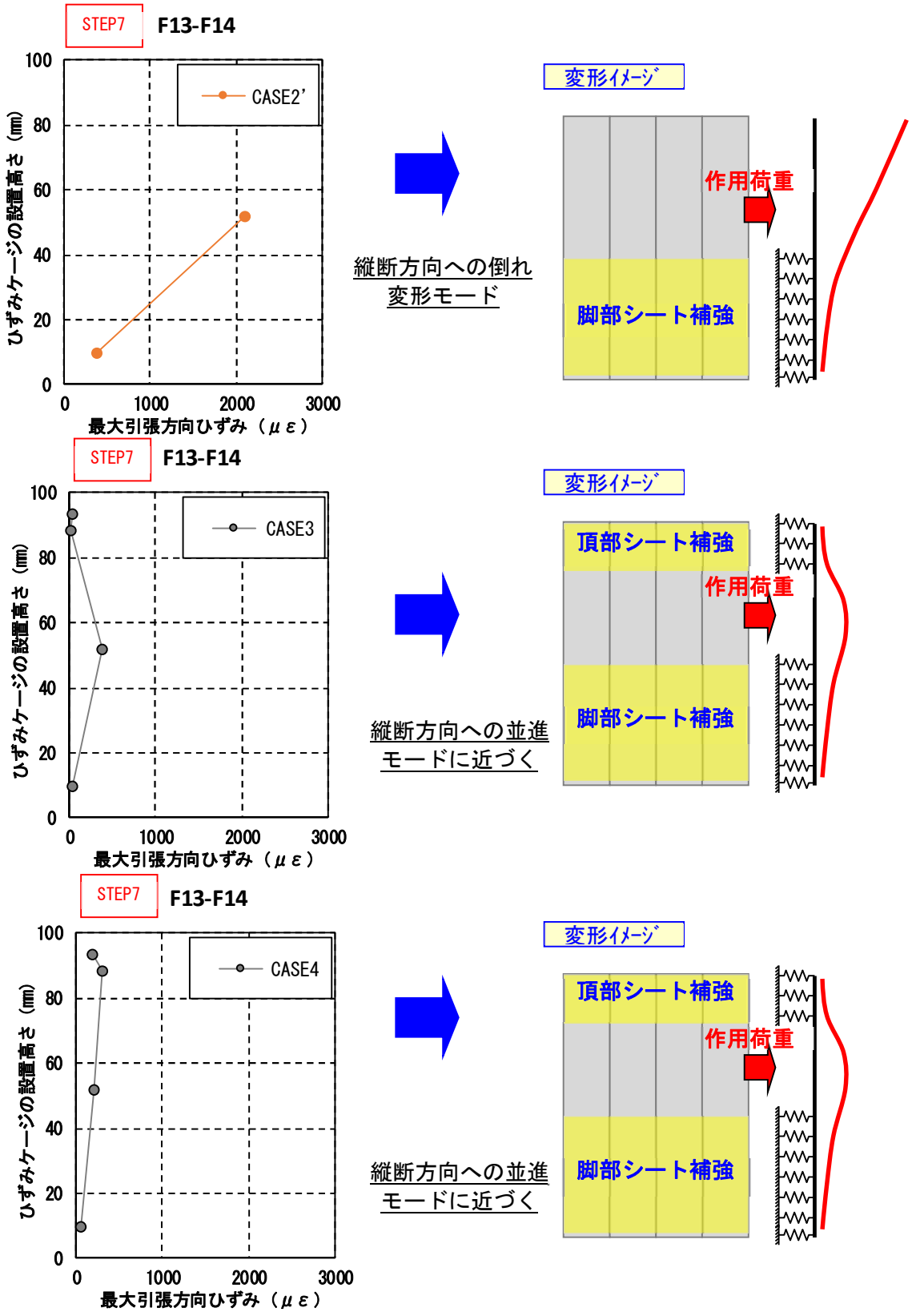


図-5.2.40　各ケースの変形モードまとめ

(10) カルバート躯体への作用荷重の推定

図-5.2.42 にシートの発生ひずみより，カルバート躯体に作用したと推定される縦断方向荷重を算定した結果を示す（算定した荷重はカルバートの半断面分に作用する縦断方向荷重）．荷重算定においては，道路橋示方書の地震動相当の荷重が作用したと考えられる STEP7 におけるひずみ分布を対象とした．この結果，以下のことがわかった．

【結果】

- CASE2'における縦断方向荷重は CASE3 よりも大きくなっている．
- CASE3 の縦断方向荷重レベルは一様に小さいが，局所的に大きくなる箇所がある．
- CASE4 は全体的に縦断方向荷重が CASE3 よりも大きくなっており，坑口部から盛土中央側に向かって徐々に大きくなる傾向が見られる．
- 地震時補正係数α_{eq}を算定すると，CASE2'では 0.84（＝tan40°：土の内部摩擦角ϕ＝40°とした場合）を超過する結果となった．CASE3 は 0.1 程度を推移しているが，局所的に大きくなる箇所がある．また，CASE4 については，坑口部から徐々に大きくなり，盛土中央側で概ね 0.6 程度で推移している．

【考察 1】CASE2'と CASE3 の縦断方向荷重について

- 補強による躯体の縦断方向剛性は CASE3 の方が大きくなるため，CASE2'に比べ CASE3 の方が，作用荷重がやや大きくなる傾向になると予想されたが，図-に示すように，CASE2'で算出した荷重の方が CASE3 よりも大きくなる結果となった．
- これは，縦断方向荷重は，シートの端部（脚部では上端部と下端部）で発生したひずみを直線近似して算出しているため，発生ひずみが大きい CASE2'では算定される縦断方向荷重に大きな乖離が生じ易いためであると考えられる（ひずみ分布のイメージを図-5.2.43 の下部，実際の要素実験結果より得られたひずみ分布を図-5.2.44 に示す）．
- 上記を踏まえると，CASE2'で算出される縦断方向荷重の算出精度はそれ程良くないと考えられるため，CASE2'や CASE3 の盛土高における縦断方向荷重の大きさは，CASE3 の方を参考とすると良いと考えられる．

【考察 2】CASE3，CASE4 から推定される縦断方向荷重の作用状態について

- CASE3 で算出された縦断方向荷重は，全体的に小さい値で推移し局所的に大きな値となっている．
- CASE4 については，CASE3 よりも盛土高が高いケースであるため，縦断方向荷重の大きさは，CASE3 と比較し大きな値を示している．また，その分布形状は，坑口側から徐々に（一定の割合で）大きくなっていくような傾向が確認される．
- これより，アーチ部材同士をシートで一体化を図ったことにより，図-5.2.41 に示すように，各部材に作用する荷重が，ある目地部に局所的に集中するような現象（累積荷重として作用するような現象）が発生しているものと推測される．
- 図-5.2.45（の CASE3，CASE4）には，地震時補正係数 α_{eq} を 0.1 もしくは 0.2 とした場合の坑口部からの累積作用荷重分布（各アーチ部材の土被り厚から部材ごとに縦断方向荷重を算定し，これを坑口部から累積していったもの）を示す．
- これより，地震時補正係数 $\alpha_{eq}=0.2$ とすると，CASE3 と CASE4 で作用した縦断方向荷重（シートの発生ひずみより算出した値）と概ね一致することが確認された．
- したがって，遠心実験において躯体に作用した縦断方向荷重は，地震時補正係数 $\alpha_{eq}=0.2$ 相当であったと推定される．
- また，部材同士をシートで連結すると，ある一定範囲の躯体が一体として挙動し，その一体化範囲の端部の目地部に荷重（ひずみ）が集中するような現象が生じることがわかった．

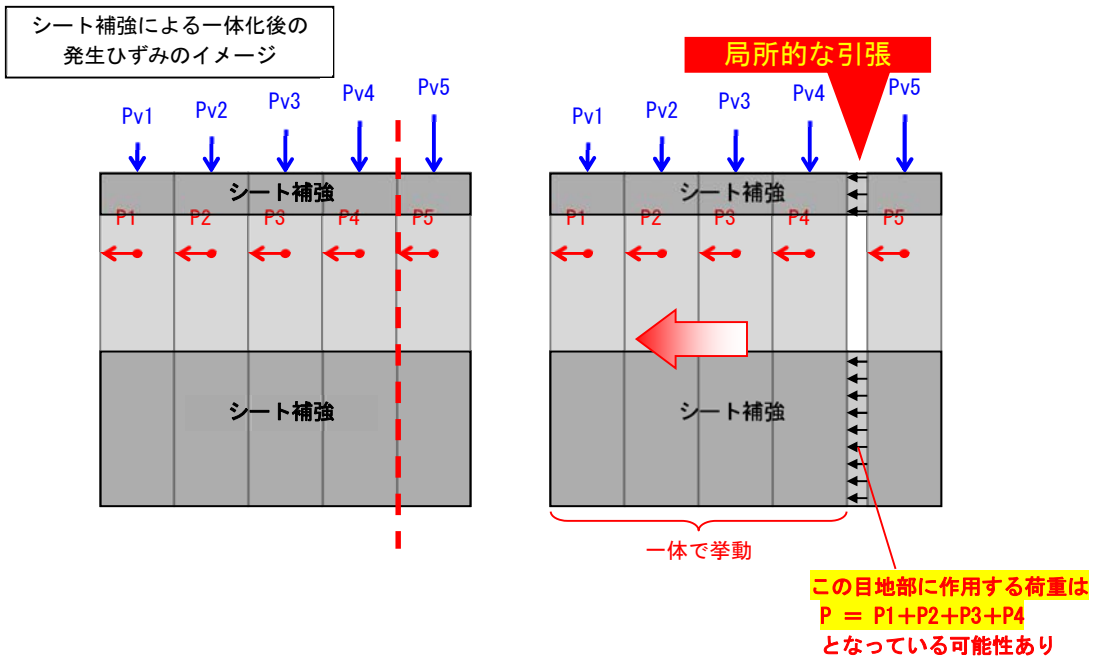


図-5.2.41　CASE3，CASE4 から推定される縦断方向荷重の作用状態

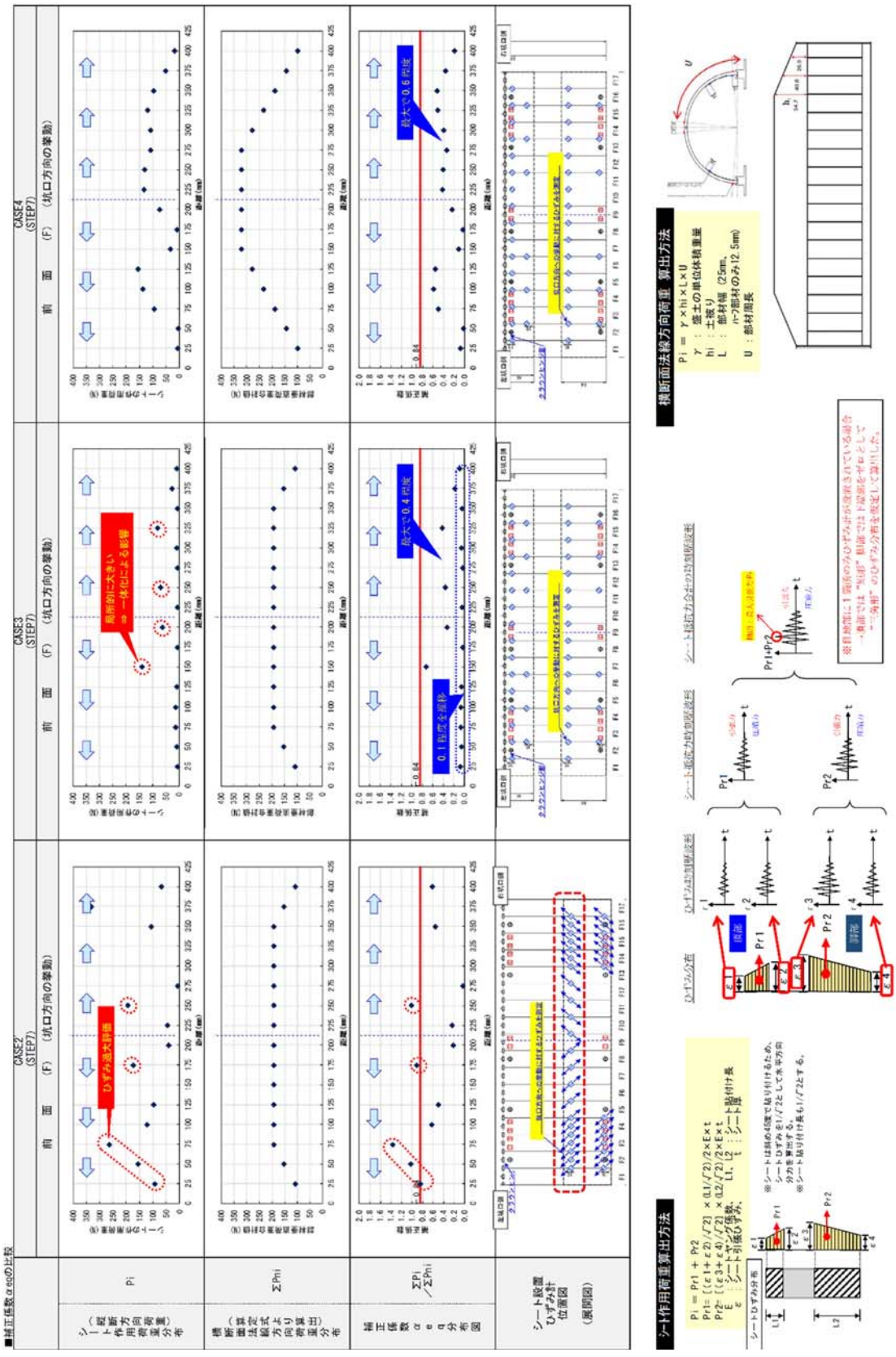


図-5.2.42　遠心模型実験結果より推定される縦断方向荷重の算定結果

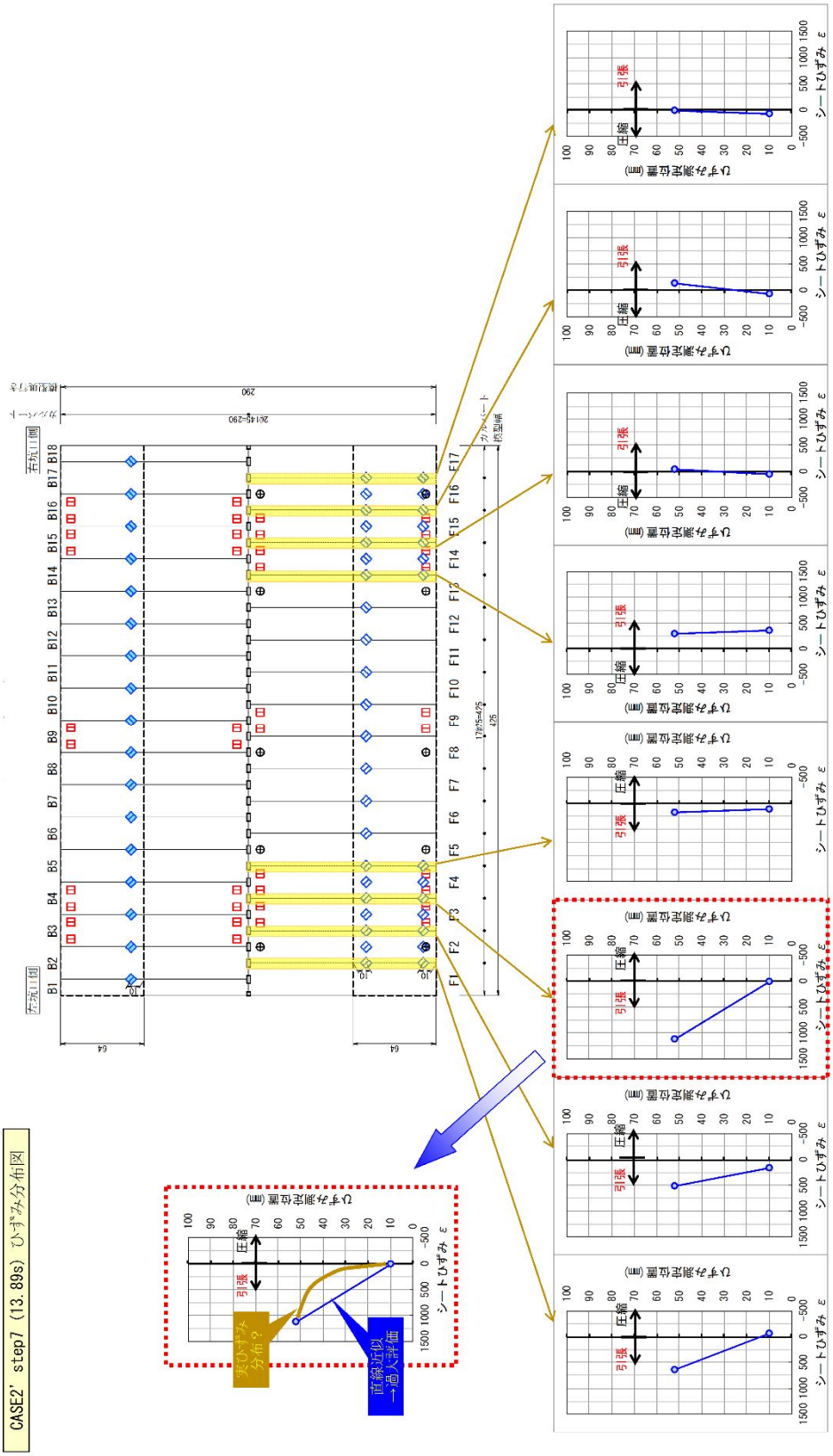


図-5.2.43　【例】CASE2'（遠心模型実験）におけるシートの発生ひずみ分布

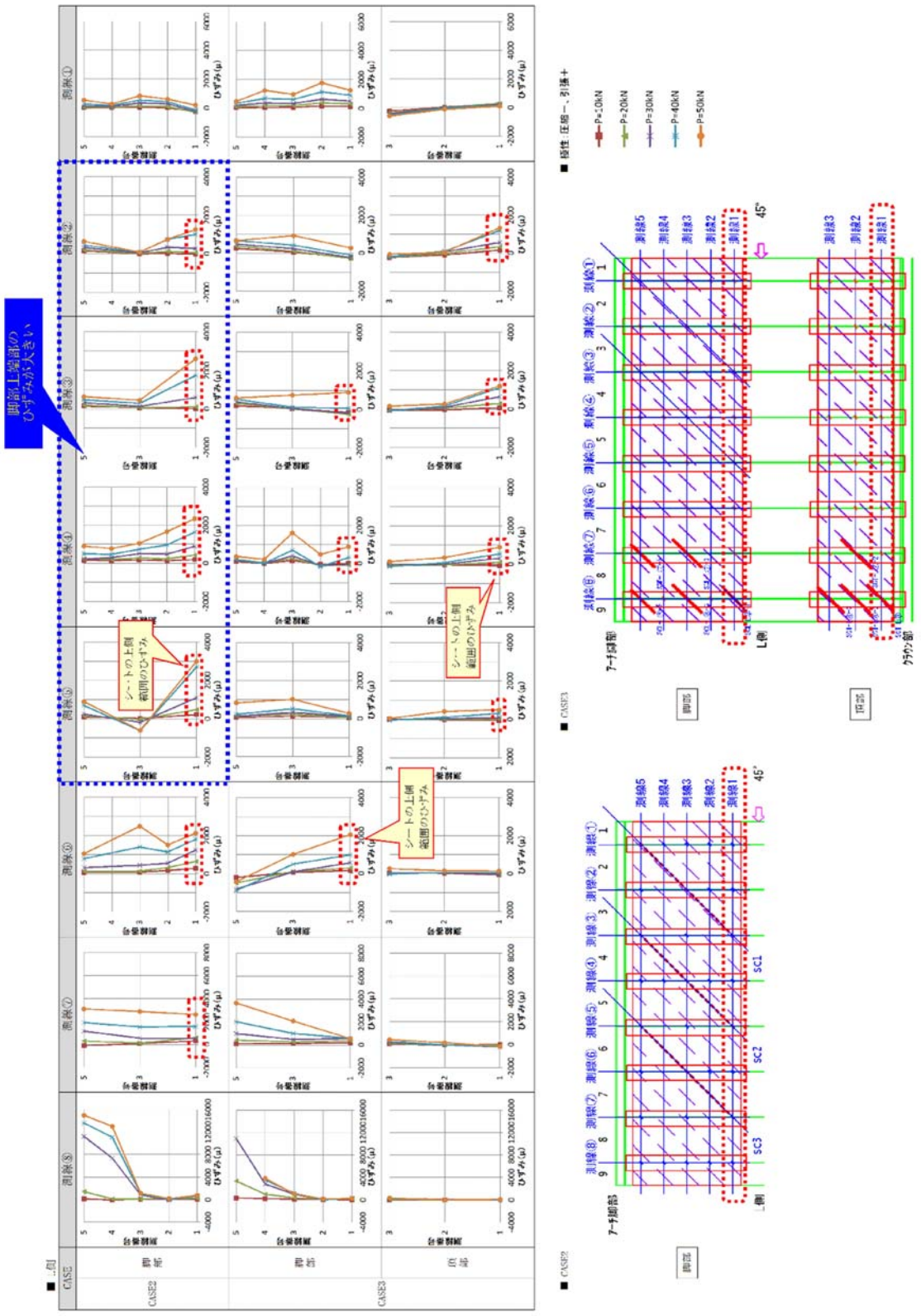


図-5.2.44　要素実験におけるシートの発生ひずみ分布

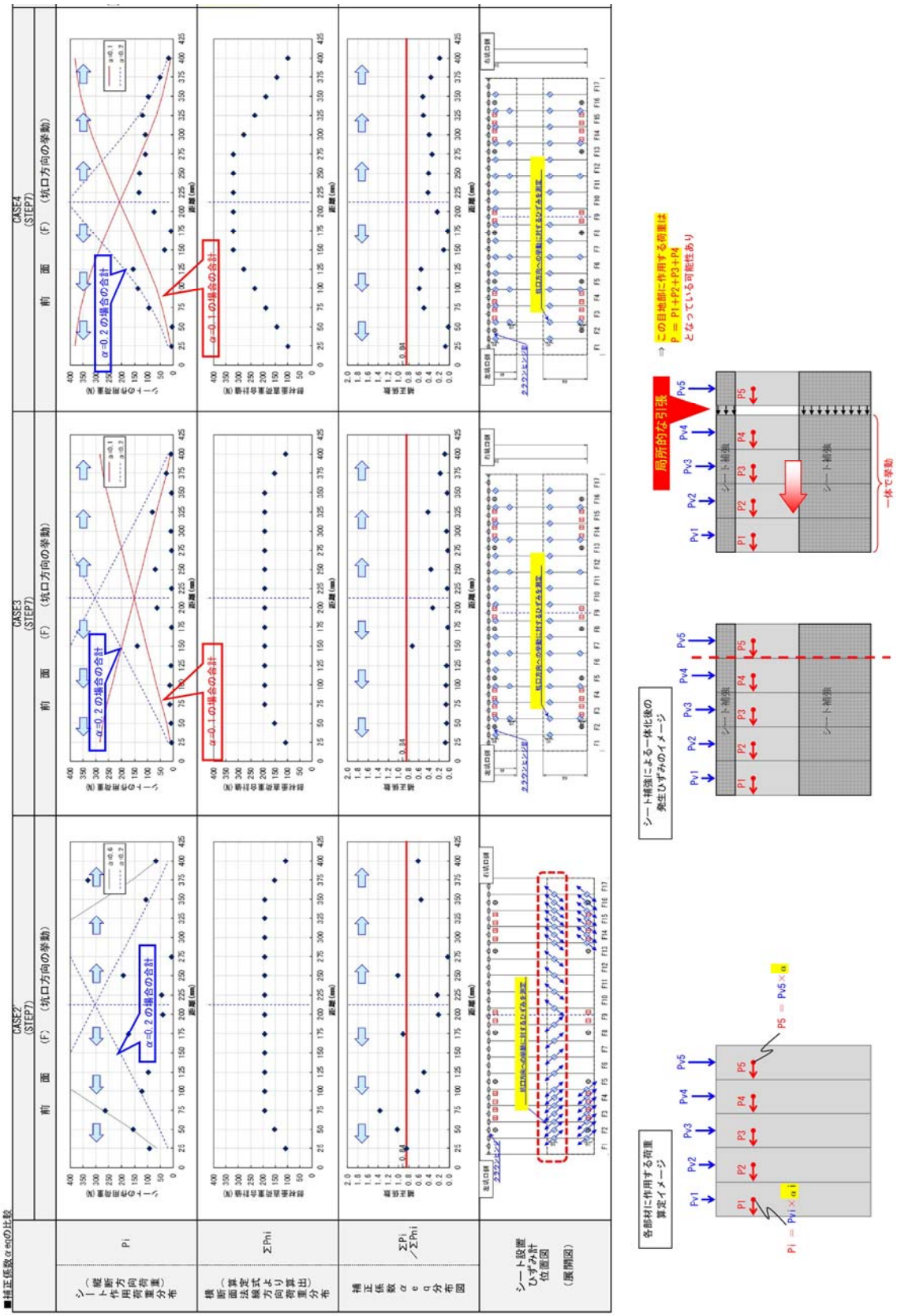


図-5.2.45　遠心力載荷模型実験結果より推定される縦断方向荷重の算定結果
（想定される累積荷重分布を加筆）

■縦断方向荷重算定における補足

- 図-5.2.47，図-5.2.48 に躯体の前面側および背面側に配置したひずみ計で計測されたひずみ時刻歴波形を比較した（前面側と背面側ではひずみの測定方向が逆になっている）.
- この結果，前面側と背面側では，概ねひずみ波形が逆位相になっていることが確認できる.
- 図 5.2.46 に示すように，補強シートは 2 方向に貼り付けられているが，躯体が縦断方向へ倒れ込むとき，基本的には 1 方向のシートのみが抵抗しているものと考えられる.
- したがって，図-5.2.45 で算出した縦断方向荷重は，1 方向分のシート諸元から荷重を算出した.

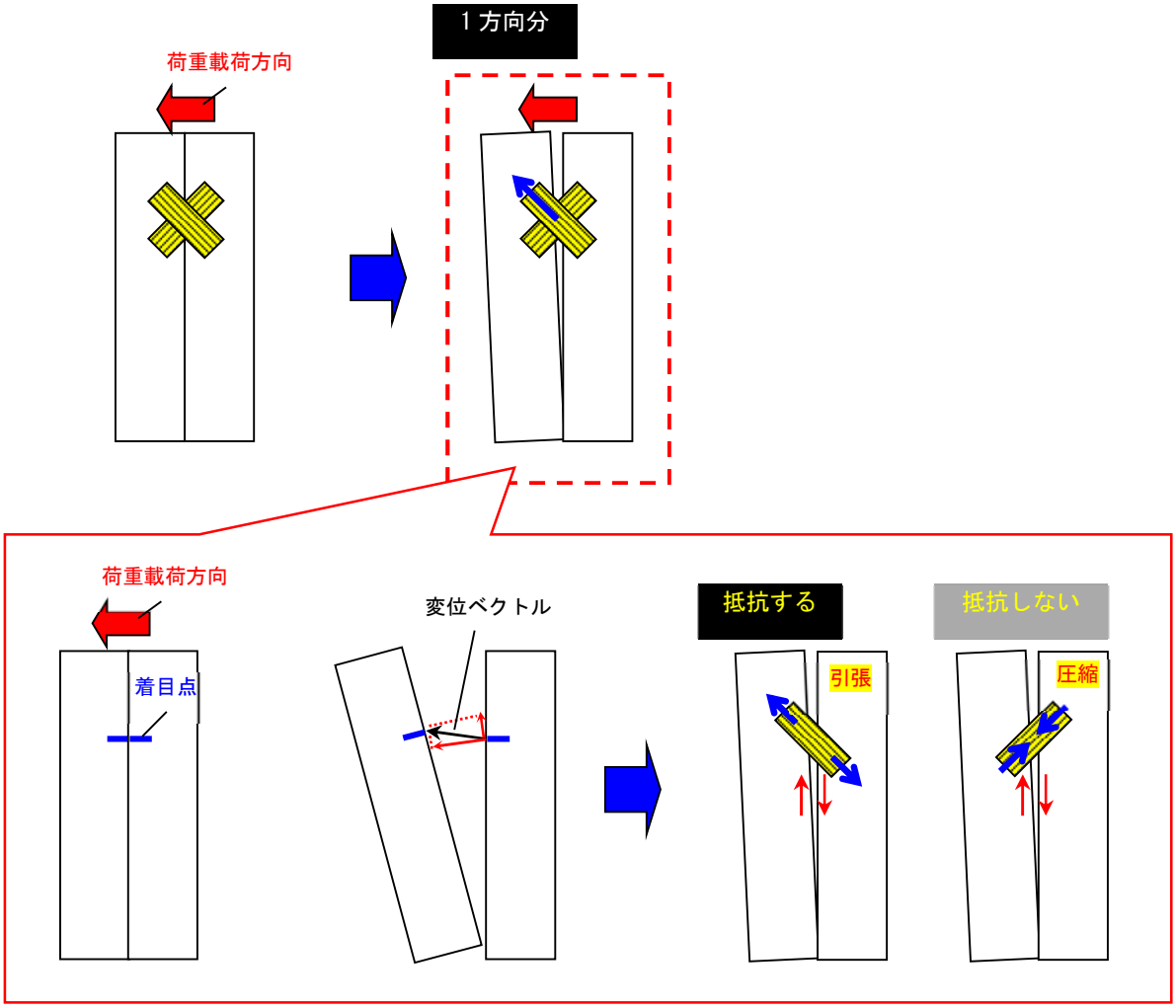


図-5.2.46　縦断方向倒れ込む変形モードに対するシートの抵抗

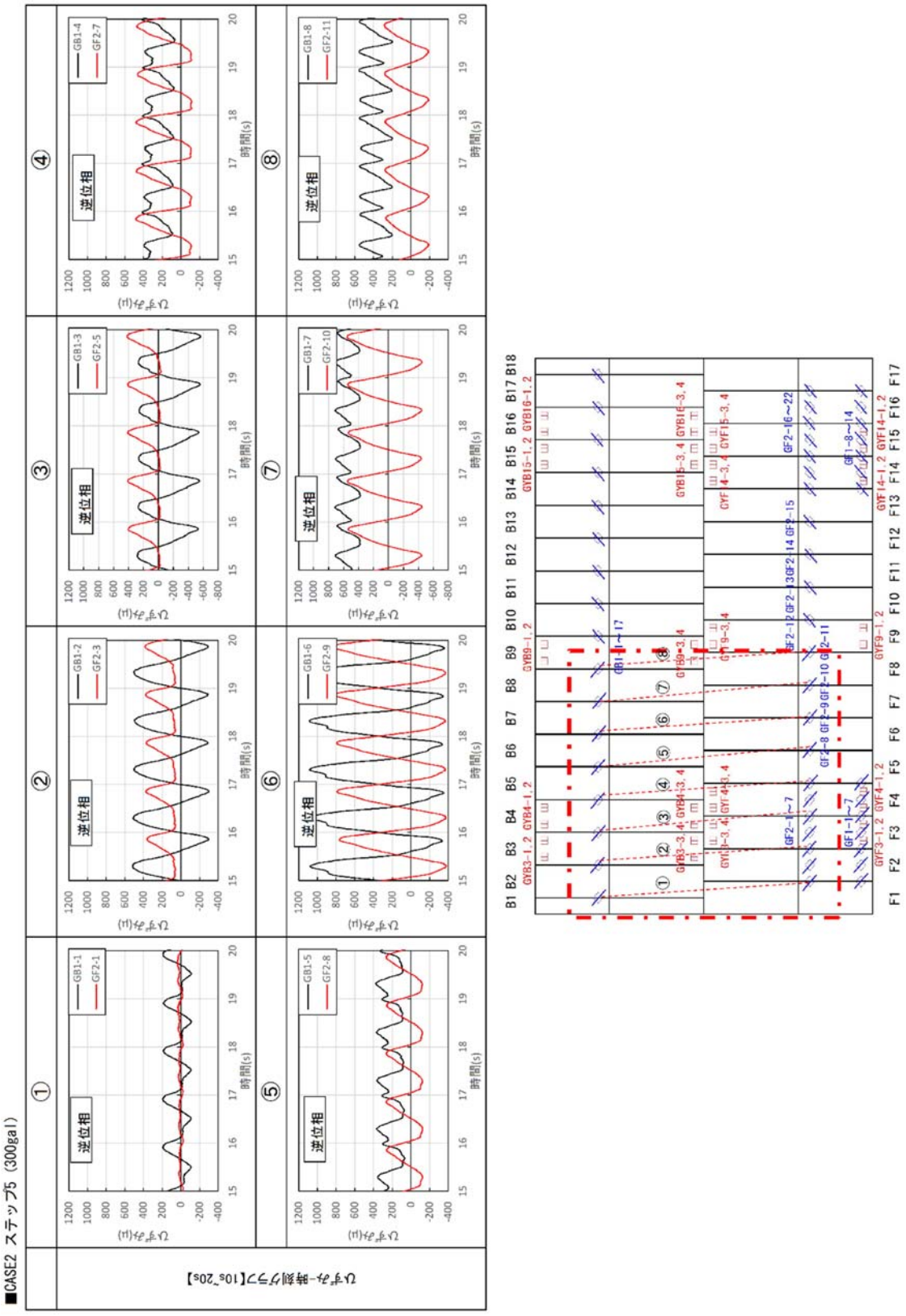


図-5.2.47　前面と背面に配置したひずみ計におけるひずみ時刻歴波形の比較（CASE2 STEP5）(1/2)

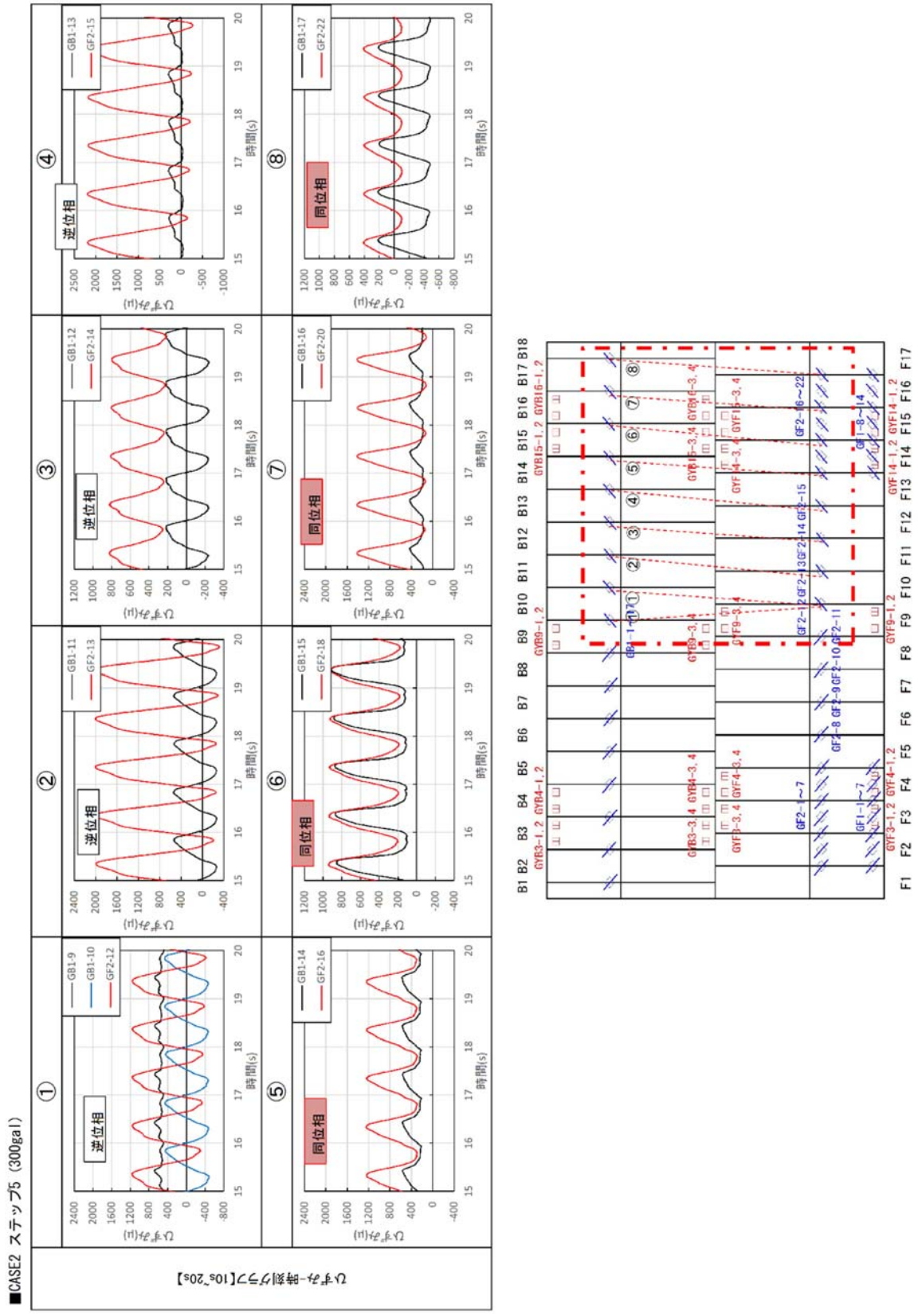


図-5.2.48　前面と背面に配置したひずみ計におけるひずみ時刻歴波形の比較（CASE2 STEP5）(2/2)

(11) 模型実験におけるシートの付着切れについて

『4.4　2面せん断実験』の結果に基づくと，コンクリートとシート間の剥離破壊エネルギーはG_f＝0.5N/mmに設定しておけば良い結果が得られた.

遠心力載荷実験に用いた躯体モデルはアルミ製であるが，この剥離破壊エネルギーの考え方を準用して，遠心力載荷実験に貼り付けたシートの付着強度（水平方向荷重に対する耐力）を算出した. **図-5.2.49** にこの結果を示す.

図に示すように，剥離破壊エネルギーから算出した水平方向耐力は4000Nであるが，遠心力載荷実験結果より推定される作用荷重（縦断方向荷重）は200N程度である.

アルミ部材に対する付着についても剥離破壊エネルギーの考え方（G_f＝0.5N/mm）が適用できるとすると，作用荷重よりもシートの付着耐力（付着力）が大きくなっているため，遠心力載荷実験におけるシートが付着切れを起こしていないことが定量的に説明できる.

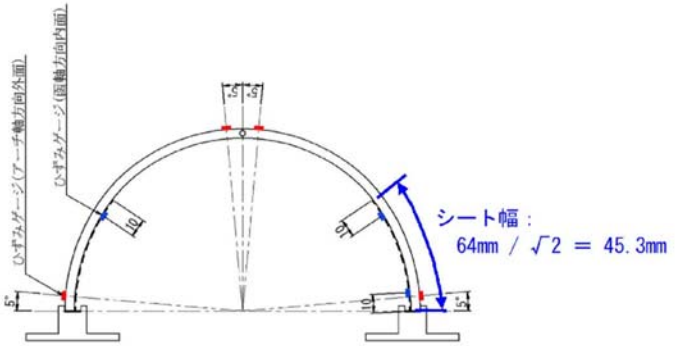
図-5.2.49　模型実験の付着力について

【脚部補強時の剥離荷重の算出（片側のみ）】

■最大荷重の算出（模型寸法）

シート幅	b	45.3	mm
破壊エネルギー	G_f	0.5	N/mm
シートヤング係数	E_f	245,000	N/mm^2
シート厚	t_f	0.0555	mm
最大荷重(剥離荷重)	P_{max}	5.3	kN
水平方向分力	P_i	4	kN

二面せん断試験結果を踏まえ、剥離破壊エネルギーGf=0.5N/mmとして、遠心実験におけるシートの剥離が生じる作用荷重の大きさを求めた。
　この結果、4000Nとなり、遠心実験結果より推定された荷重よりも大きくなることがわかった。

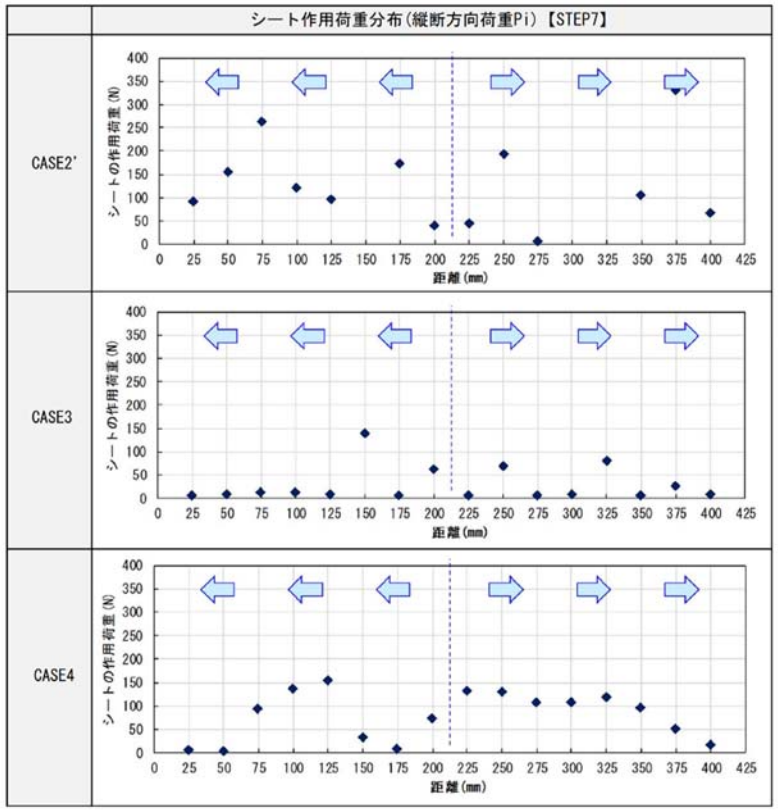


※実モデルでは『目付量200(t=0.111mm)×4層』が必要なっているが、
　模型実験では『目付量200(2方向、t=0.556mm)×1層』のため、下式で換算する。

【シート厚換算倍率】(0.556mm×1層)／(0.111mm×4層／50) ＝6.26倍

$$P_{max} = b_{sf} \cdot \sqrt{2 \cdot G_f \cdot E_{sf} \cdot t_{sf}}$$

【水平方向分力換算倍率】$\sqrt{6.26}$倍＝2.50倍



5.3. 再現解析内容および条件

本節および次節では，前節で実施した遠心力載荷模型実験結果（CASE2’，CASE4）に基づき，3 次元 FEM モデルにより再現解析（等価剛性を用いた応答解析）を実施し，躯体に作用する周面せん断力を算定した.

5.3.1. 解析手順

図-5.3.1 に解析手順を示す.

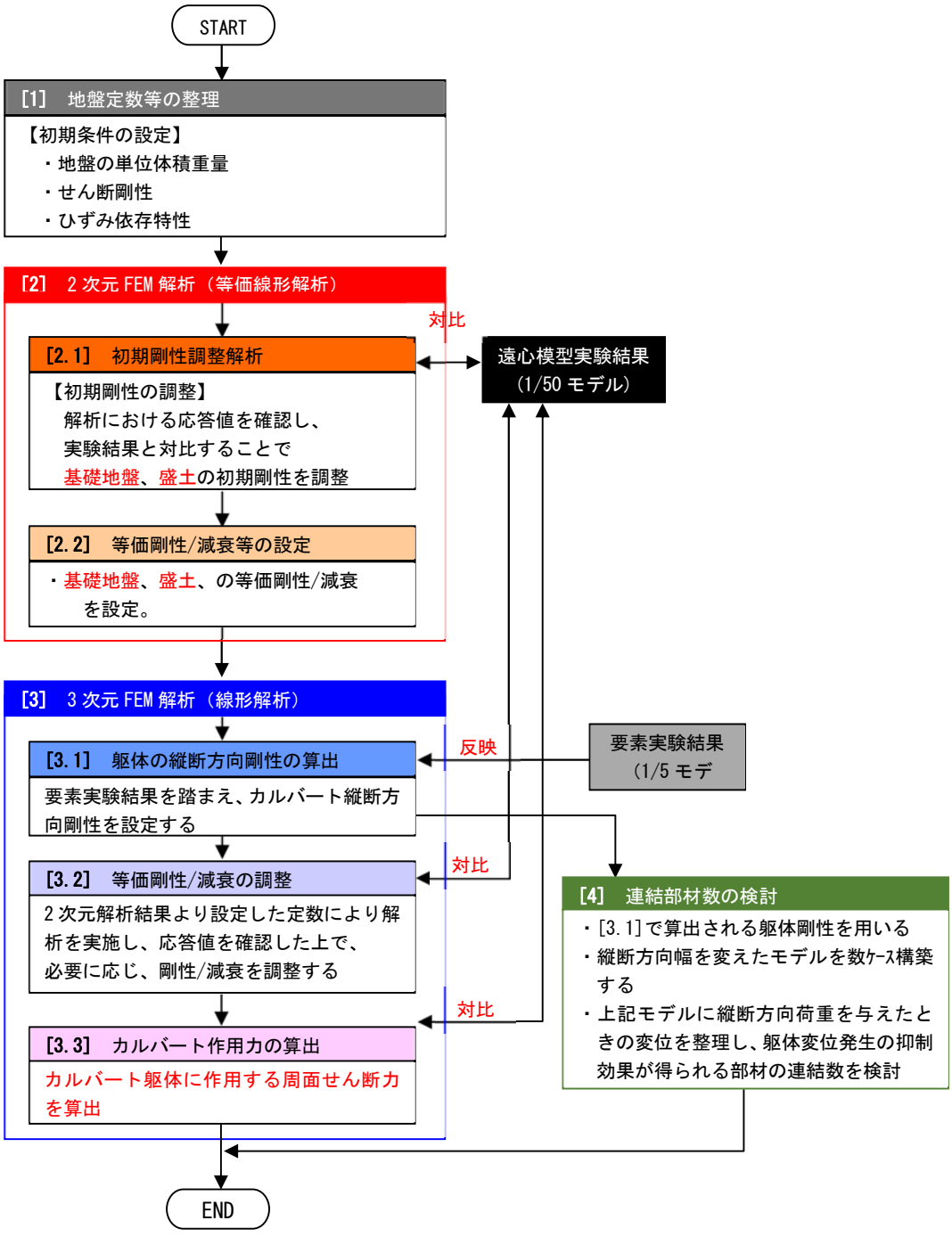


図-5.3.1　検討手順

5.3.2. 各実施項目の概要

以降に,先に示した各検討手順（[2]～[4]）の実施概要を示す.

(1) 2 次元 FEM 解析（等価線形解析）の実施概要

[2.1] 初期剛性調整解析

・実験結果（応答値）に合うように，室内試験結果より設定した盛土，基礎地盤の初期剛性を調整する.

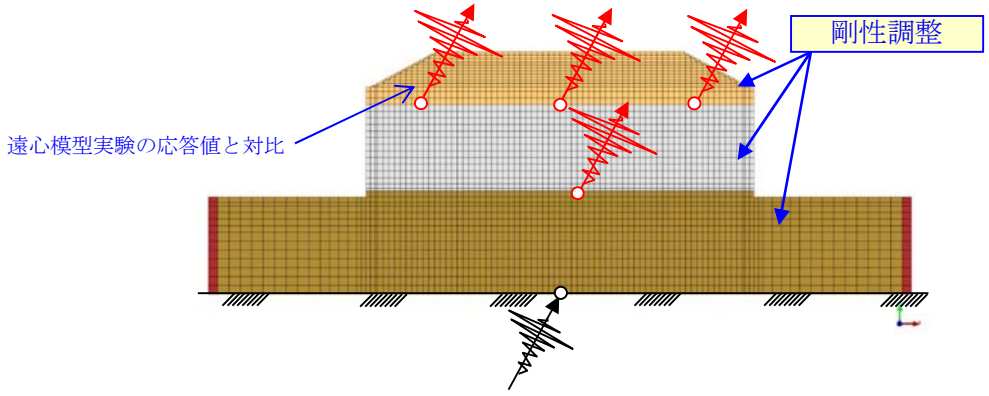


図-5.3.2 初期剛性調整イメージ

[2.2]等価剛性/減衰 等の設定

・2 次元等価線形解析により算出される収束剛性/減衰に基づき，3 次元解析モデルに与える等価剛性/減衰を設定する.

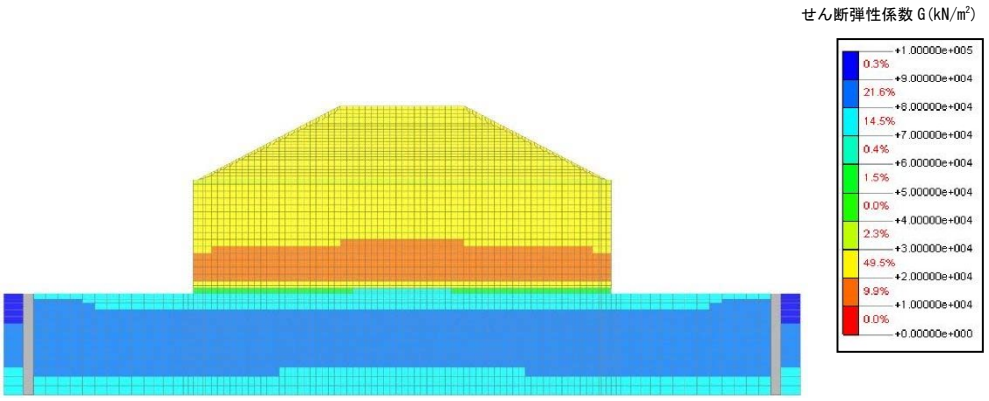


図-5.3.3 収束剛性コンター

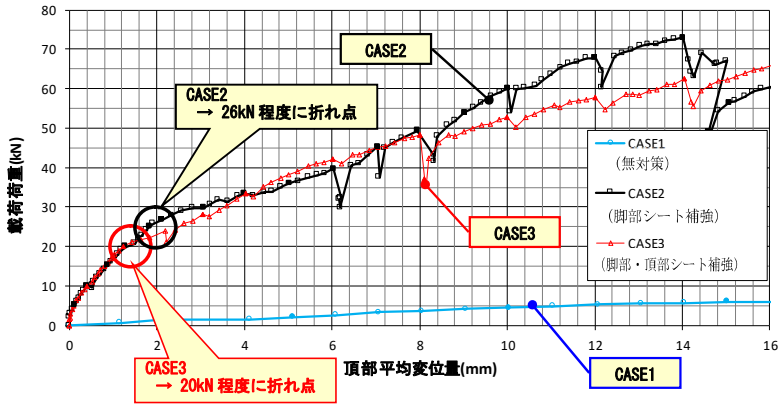
(2)　3 次元 FEM 解析（線形解析）の実施概要

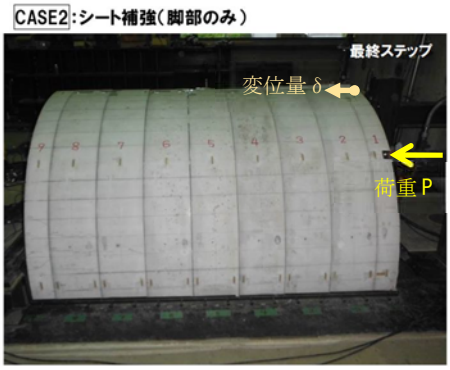
[3.1] 躯体の縦断方向剛性の算出

・要素実験結果（荷重 P～変位 δ 関係）に基づき，カルバート躯体剛性を算出する．

要素実験結果

CASE	補強方法	補強位置		シート貼付方向		備考
		脚部	頂部	函軸方向	斜め 45°	
1	補強無し	－	－	－	－	
2	繊維シート補強	○	－	－	○	
3	繊維シート補強	○	○	－	○	





→ 躯体が浮き上り始めるまでの荷重 P～変位 δ 関係に着目する。

→ CASE2、CASE3 では**載荷荷重 P=20kN** のとき、**水平変位量 1.3mm** となっており、これを目標値とする

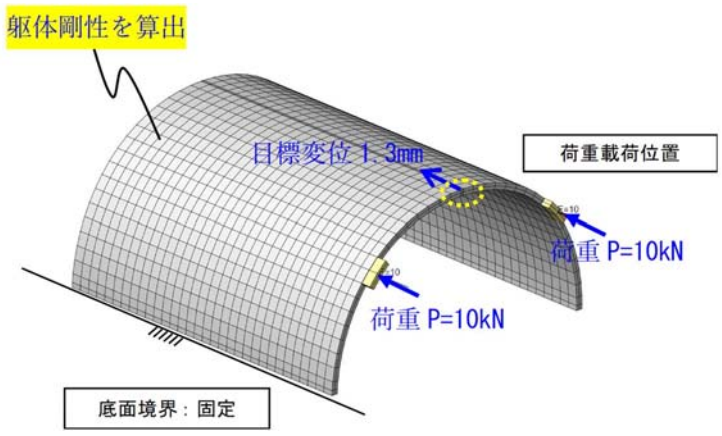


図-5.3.4　3 次元 FEM モデル（1/5 駆体モデル）

[3.2] 等価剛性/減衰の調整

・2 次元等価線形解析において設定した等価剛性を 3 次元解析モデルに与え，地震応答解析を実施し，遠心力載荷模型実験における応答値と対比し，モデル剛性や減衰の再調整を行う．

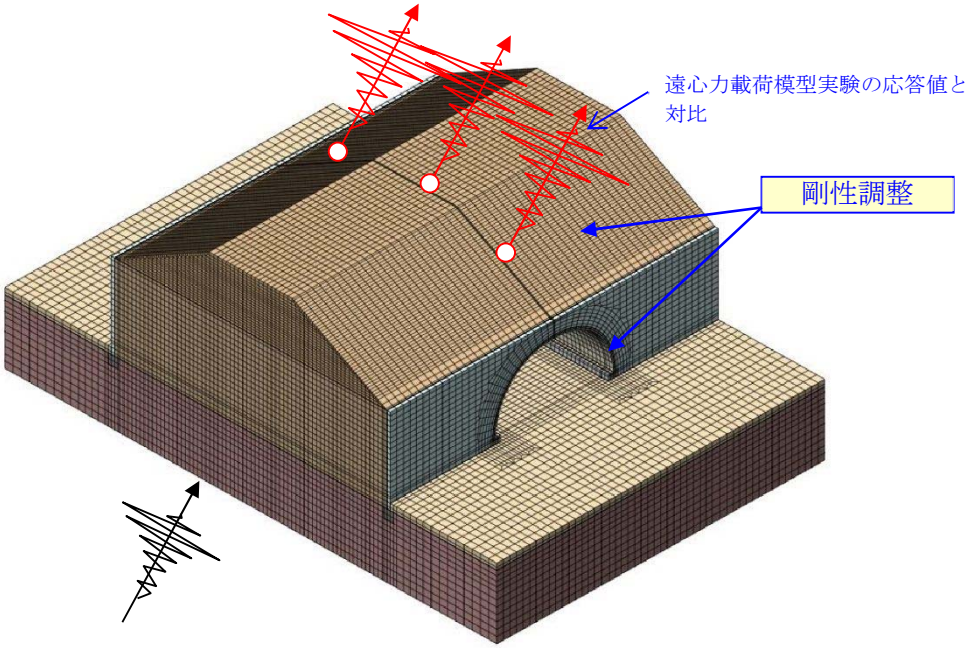


図-5.3.5　等価剛性/減衰の調整イメージ

[3.3] カルバート作用力の算出

・カルバート躯体に作用する荷重を抽出し，遠心力載荷模型実験で推定される作用荷重と比較する．

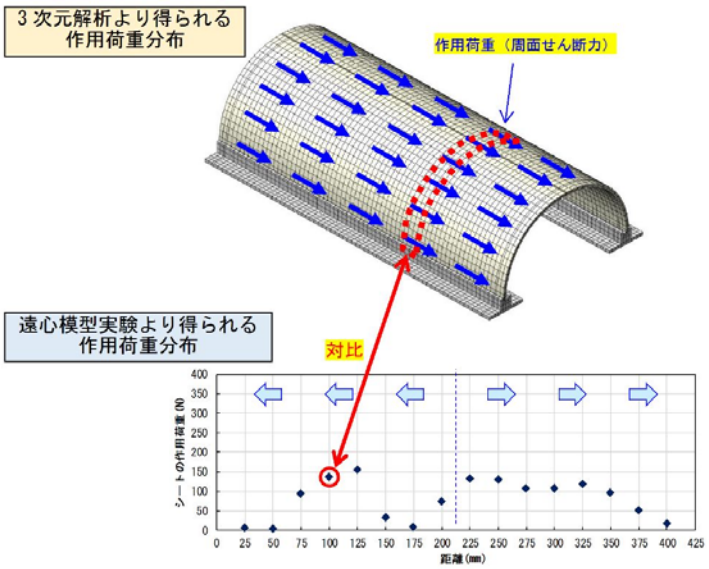


図-5.3.6　カルバート作用力の算出イメージ

(3)　連結部材数の検討の実施概要

［4］連結部材数の検討

・カルバート躯体の換算剛性を算出したモデルに基づき，縦断方向幅を変えたモデルを構築.

・構築したモデルに対し，縦断方向荷重を作用させ，各ケースに対して得られるクラウン部の変位量を抽出し縦断方向幅と変位量の関係を整理することで，幾何学的に縦断方向の変形が抑制される連結部材数を検討する.

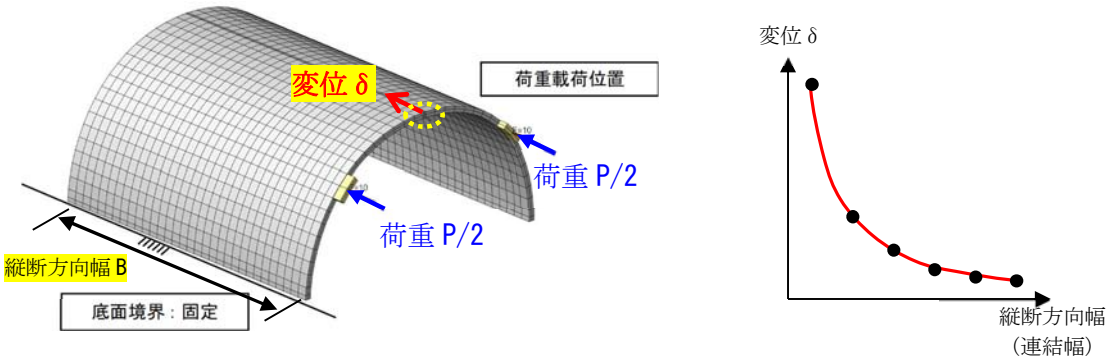


図-5.3.7　連結部材数の検討イメージ

5.3.3. 解析条件の整理

(1) 地盤定数等の整理

実験結果に基づき，地盤定数等の初期値は以下の通りとした．

表-5.3.1 応答解析に用いる地盤定数の初期値

	ヤング率 $E(kN/m^2)$	せん断弾性係数 $G(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	ポアソン比 ν	減衰定数 h	【参考値】 Vs(m/s)	備考
カルバート	7000000	2592600	26.5	0.35	0.020		アルミ
江戸崎砂_盛土	128500	42800	17.0	0.50	0.016	157	
3号硅砂_地盤	317900	106000	15.4	0.50	0.020	260	
面壁部材	2700000	1000000	11.6	0.35	0.020		アクリル

表-5.3.2 地盤の単位体積重量の設定根拠 [1)]

CASE	補強	地盤区分	地盤材料	作成地盤の体積 (cm^3)	地盤作製時の含水比 ω (%)	投入砂の質量 (kg)	メッシュの質量 (kg)	地盤作製時の乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	地盤作製時の湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	締固め度 D_c値 (%)	相対密度 Dr (%)	間隙比 e	飽和単位体積重量 γ_{sat}(kN/m^3)	水中単位体積重量 γ'(kN/m^3)
事前	なし	盛土	江戸崎砂	20688.4	15.6	35.67	0.00	1.492	1.724	90.3	-	0.81	19.007	9.207
		基礎地盤	3号硅砂	27969.6	0.0	44.04	0.00	1.575	1.575	-	88.7	0.68	19.414	9.614
1		盛土	江戸崎砂	20688.4	15.6	35.77	0.00	1.496	1.729	90.5	-	0.81	19.032	9.232
		基礎地盤	3号硅砂	28120.9	0.0	44.30	0.00	1.575	1.575	-	88.9	0.68	19.419	9.619
2	有り	盛土	江戸崎砂	20688.4	15.6	35.85	0.00	1.500	1.733	90.8	-	0.80	19.055	9.255
		基礎地盤	3号硅砂	28120.9	0.0	44.27	0.00	1.574	1.574	-	88.7	0.69	19.413	9.613

表-5.3.3　地盤の初期剛性の設定根拠（変形特性試験結果）[1)]

試料名：3号硅砂　相対密度 Dr=90%相当　圧密圧力：200kN/m^2

載荷段階	5サイクル目			10サイクル目		
	幅軸ひずみ ε (%)	等価ヤング係数 E_{eq} (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)	幅軸ひずみ ε (%)	等価ヤング係数 E_{eq} (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)
1	7.050E-04	317.0	--	6.990E-04	318.8	--
2	1.030E-03	310.0	--	1.040E-03	307.8	3.6
3	1.980E-03	298.7	2.7	1.980E-03	297.6	2.6
4	3.590E-03	288.7	2.1	3.610E-03	287.5	2.1
5	6.270E-03	279.6	2.1	6.280E-03	279.1	2.0
6	1.040E-02	268.8	2.3	1.046E-02	267.8	2.1
7	1.680E-02	255.1	2.8	1.686E-02	253.7	2.6
8	2.377E-02	235.8	3.7	2.755E-02	234.2	3.4
9	4.557E-02	208.3	5.4	4.613E-02	205.9	5.0
10	6.888E-02	179.1	7.5	7.093E-02	174.1	7.2
11	1.243E-01	124.6	12.7	1.476E-01	104.9	13.8
12	2.144E-01	88.9	16.3	2.827E-01	67.4	17.9
13	4.200E-01	57.0	18.8	5.557E-01	43.1	18.7

初期等価ヤング率　317.9　MN/m^2

ポアソン比　ν=0.5

載荷段階	5サイクル目			10サイクル目		
	せん断ひずみ γ (%)	せん断剛性 G (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)	せん断ひずみ γ (%)	せん断剛性 G (MN/m2)	履歴減衰率 h(%)
1	1.058E-03	105.7	--	1.049E-03	106.3	--
2	1.545E-03	103.3	--	1.560E-03	102.6	3.6
3	2.970E-03	99.6	2.7	2.970E-03	99.2	2.6
4	5.385E-03	96.2	2.1	5.415E-03	95.8	2.1
5	9.405E-03	93.2	2.1	9.420E-03	93.0	2.0
6	1.560E-02	89.6	2.3	1.569E-02	89.3	2.1
7	2.520E-02	85.0	2.8	2.529E-02	84.6	2.6
8	3.566E-02	78.6	3.7	4.133E-02	78.1	3.4
9	6.836E-02	69.4	5.4	6.920E-02	68.6	5.0
10	1.033E-01	59.7	7.5	1.064E-01	58.0	7.2
11	1.865E-01	41.5	12.7	2.214E-01	35.0	13.8
12	3.216E-01	29.6	16.3	4.240E-01	22.5	17.9
13	6.300E-01	19.0	18.8	8.336E-01	14.4	18.7

初期せん断剛性　106.0　MN/m^2

試料名：江戸崎砂　締固め度 D=90%　圧密圧力：110kN/m^2

載荷段階	5サイクル目			10サイクル目		
	幅軸ひずみ ε (%)	等価ヤング係数 E_{eq} (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)	幅軸ひずみ ε (%)	等価ヤング係数 E_{eq} (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)
1	5.940E-04	127.8	2.8	5.900E-04	129.2	2.1
2	1.190E-03	127.5	2.0	1.190E-03	126.4	1.8
3	1.810E-03	125.8	1.7	1.800E-03	125.4	1.6
4	2.980E-03	123.5	1.7	2.990E-03	122.9	1.6
5	5.260E-03	118.6	2.2	5.290E-03	117.9	2.2
6	9.270E-03	110.2	3.2	9.310E-03	109.8	2.9
7	1.642E-02	99.1	4.7	1.656E-02	98.3	4.2
8	2.810E-02	85.9	6.6	2.855E-02	84.5	5.9
9	4.607E-02	73.3	8.4	4.801E-02	70.4	7.9
10	9.577E-02	47.2	13.1	1.372E-01	33.0	15.7
11						
12						
13						

初期等価ヤング率　128.5　MN/m^2

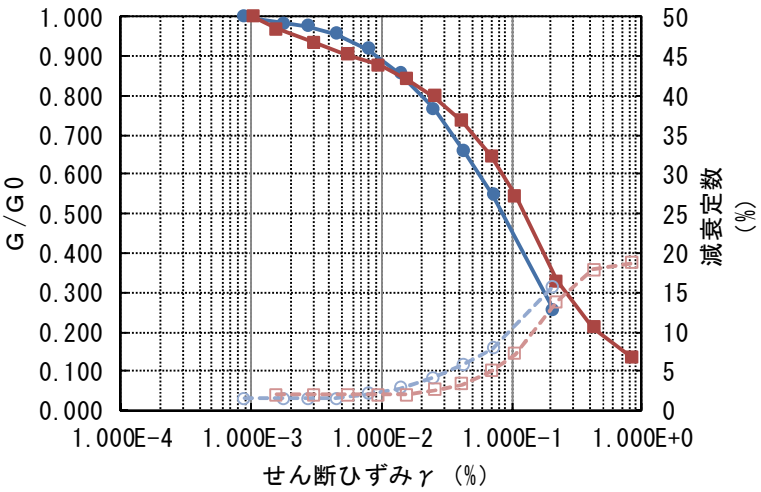
ポアソン比　ν=0.5

載荷段階	5サイクル目			10サイクル目		
	せん断ひずみ γ (%)	せん断剛性 G (MN/m^2)	履歴減衰率 h(%)	せん断ひずみ γ (%)	せん断剛性 G (MN/m2)	履歴減衰率 h(%)
1	8.910E-04	42.6	2.8	8.850E-04	43.1	2.1
2	1.785E-03	42.5	2.0	1.785E-03	42.1	1.8
3	2.715E-03	41.9	1.7	2.700E-03	41.8	1.6
4	4.470E-03	41.2	1.7	4.485E-03	41.0	1.6
5	7.890E-03	39.5	2.2	7.935E-03	39.3	2.2
6	1.391E-02	36.7	3.2	1.397E-02	36.6	2.9
7	2.463E-02	33.0	4.7	2.484E-02	32.8	4.2
8	4.215E-02	28.6	6.6	4.283E-02	28.2	5.9
9	6.911E-02	24.4	8.4	7.202E-02	23.5	7.9
10	1.437E-01	15.7	13.1	2.058E-01	11.0	15.7
11						
12						
13						

初期せん断剛性　42.8　MN/m^2

(2)　ひずみ依存特性

変形特性試験結果に基づき，江戸崎砂（盛土材），3 号硅砂（基礎地盤材）のひずみ依存特性を以下のように設定した．



ひずみ依存特性					
江戸崎砂			3号硅砂		
せん断ひずみγ(%)	G/G0	減衰定数(%)	せん断ひずみγ(%)	G/G0	減衰定数(%)
8.850E-4	1.000	1.6	1.049E-3	1.000	2
1.785E-3	0.984	1.6	1.560E-3	0.968	2
2.700E-3	0.977	1.6	2.970E-3	0.936	2
4.485E-3	0.958	1.6	5.415E-3	0.904	2
7.935E-3	0.918	2.2	9.420E-3	0.877	2
1.397E-2	0.855	2.9	1.569E-2	0.842	2.1
2.484E-2	0.766	4.2	2.529E-2	0.798	2.6
4.283E-2	0.659	5.9	4.133E-2	0.737	3.4
7.202E-2	0.549	7.9	6.920E-2	0.647	5
2.058E-1	0.257	15.7	1.064E-1	0.547	7.2
			2.214E-1	0.330	13.8
			4.240E-1	0.212	17.9
			8.336E-1	0.136	18.7

図-5.3.8　地盤のひずみ依存特性

(3)　入力地震動

土槽下端部（A1 測点）での観測波形を入力地震動として与える．なお，解析時間の都合上，主要動部分の 5 秒間を抽出し，入力地震動とした．

【入力地震動例】CASE4：step7

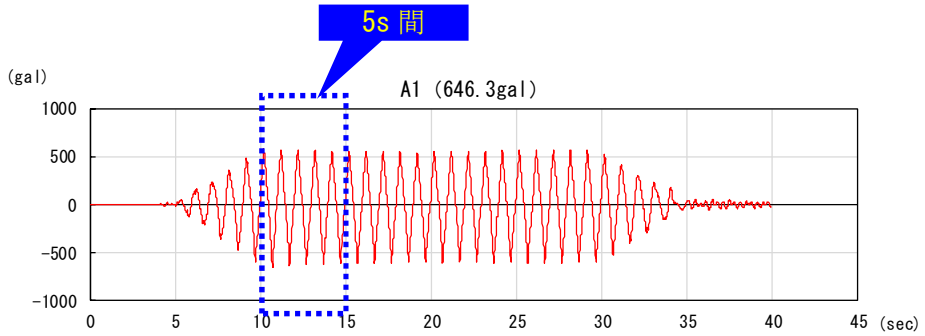


図-5.3.9　入力地震動（【例】CASE4：step7）

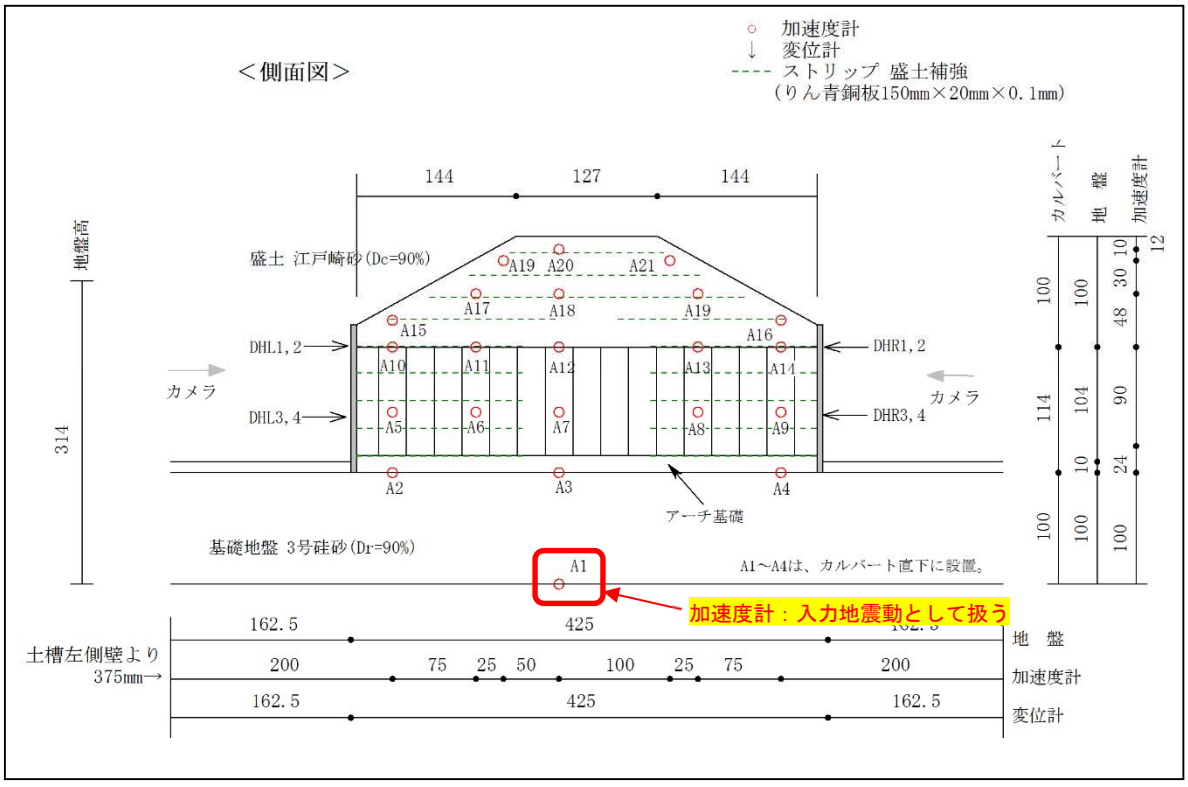


図-5.3.10　A1 加速度計設置位置

5.4. 再現解析結果

5.4.1. CASE2′に対する再現解析

(1) 2 次元 FEM 解析

1) 解析手順

2 次元 FEM 解析により，3 次元解析用の物性値（盛土および基礎地盤の等価剛性）の設定を行う．設定手順は以下に示す通り，3 モデルに対して解析を実施し，実験結果がある程度再現できるように基礎地盤，盛土の各材料の初期剛性の調整をした．なお，これらの結果を 3 次元解析モデルに反映させることになるが，3 次元解析においても応答値を確認しながら物性値の調整を行うため，本解析はあくまでも剛性設定の目安となる解析という位置づけとなる．

【設定手順】

解析 1 ： 『基礎地盤のみ モデル』に対し 2 次元等価線形解析を実施し，実験結果との応答値（地表面位置における応答値）を比較して“**基礎地盤**の初期剛性”の調整を行う．

解析 2 ： 『基礎地盤＋盛土 モデル』に対し 2 次元等価線形解析を実施し，実験結果との応答値（盛土天端付近における応答値）を比較して“**盛土**の初期剛性”の調整を行う．

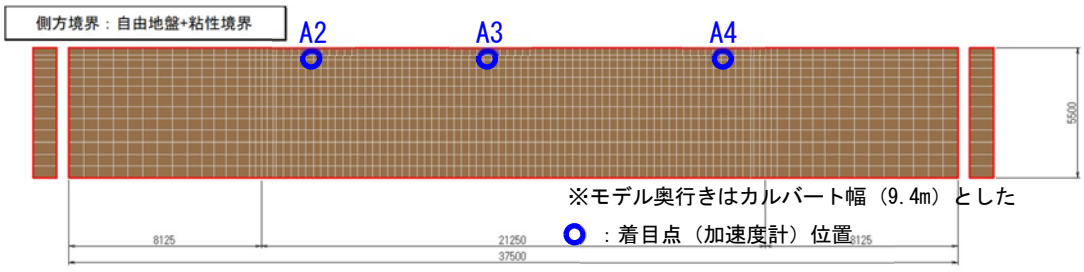
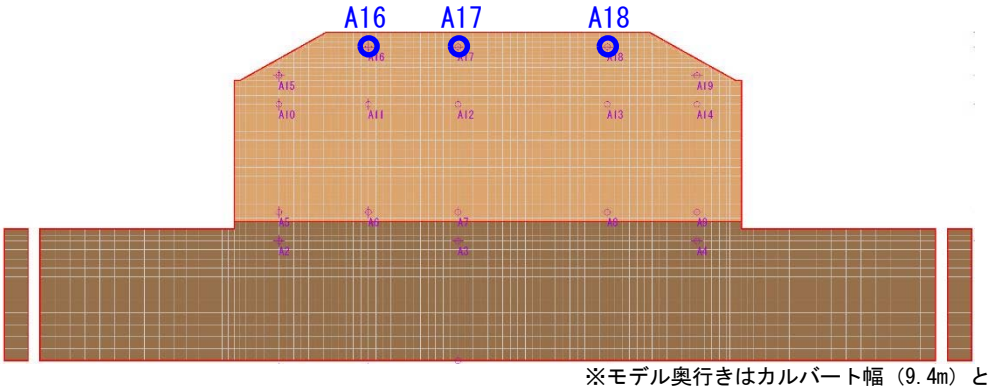


図-5.4.1 解析 1 モデル（基礎地盤のみモデル）



※モデル奥行きはカルバート幅（9.4m）とした

：着目点（加速度計）位置

図-5.4.2　解析 2 モデル（基礎地盤＋盛土モデル）

2)　解析ケース

表-5.4.1 に解析ケース一覧を示す．各解析（解析 1，解析 2）において，地盤の初期剛性を 3 ケース設定し（初期値の 0.8 倍，1.0 倍，1.2 倍），それぞれの解析結果に基づき適切な初期剛性の初期値を設定する．

表-5.4.1　解析ケース

		調整対象	調整倍率
解析1	1	基礎地盤剛性	0.8 倍
	2		1.0 倍
	3		1.3 倍
解析2	1	盛土剛性	0.8 倍
	2		1.0 倍
	3		1.3 倍

3)　解析結果

図-5.4.3，**図-5.4.4** に 2 次元 FEM 解析結果（等価線形解析結果）を示す．この結果，初期剛性を変化させても地盤の応答に優位な差が認められないことから，以下に示す通り，基礎地盤および盛土の初期剛性は 1.0 倍の剛性を採用することとした．

・基礎地盤　　：　初期剛性×1.0 倍
・盛土　　：　初期剛性×1.0 倍

表-5.4.2　採用した解析ケース

		調整対象	調整倍率	採用ケース
解析1	1	基礎地盤剛性	0.8 倍	
	2		1.0 倍	採用
	3		1.3 倍	
解析2	1	盛土剛性	0.8 倍	
	2		1.0 倍	採用
	3		1.3 倍	

また，**図-5.4.5** に 2 次元 FEM 解析により算出された収束剛性および収束減衰の分布図を示す．これより，本モデルについては，盛土部を 3 エリアにゾーニングし，各エリアに対して平均の収束剛性および減衰を算出し，この値を 3 次元 FEM 解析モデルに与えることとした．

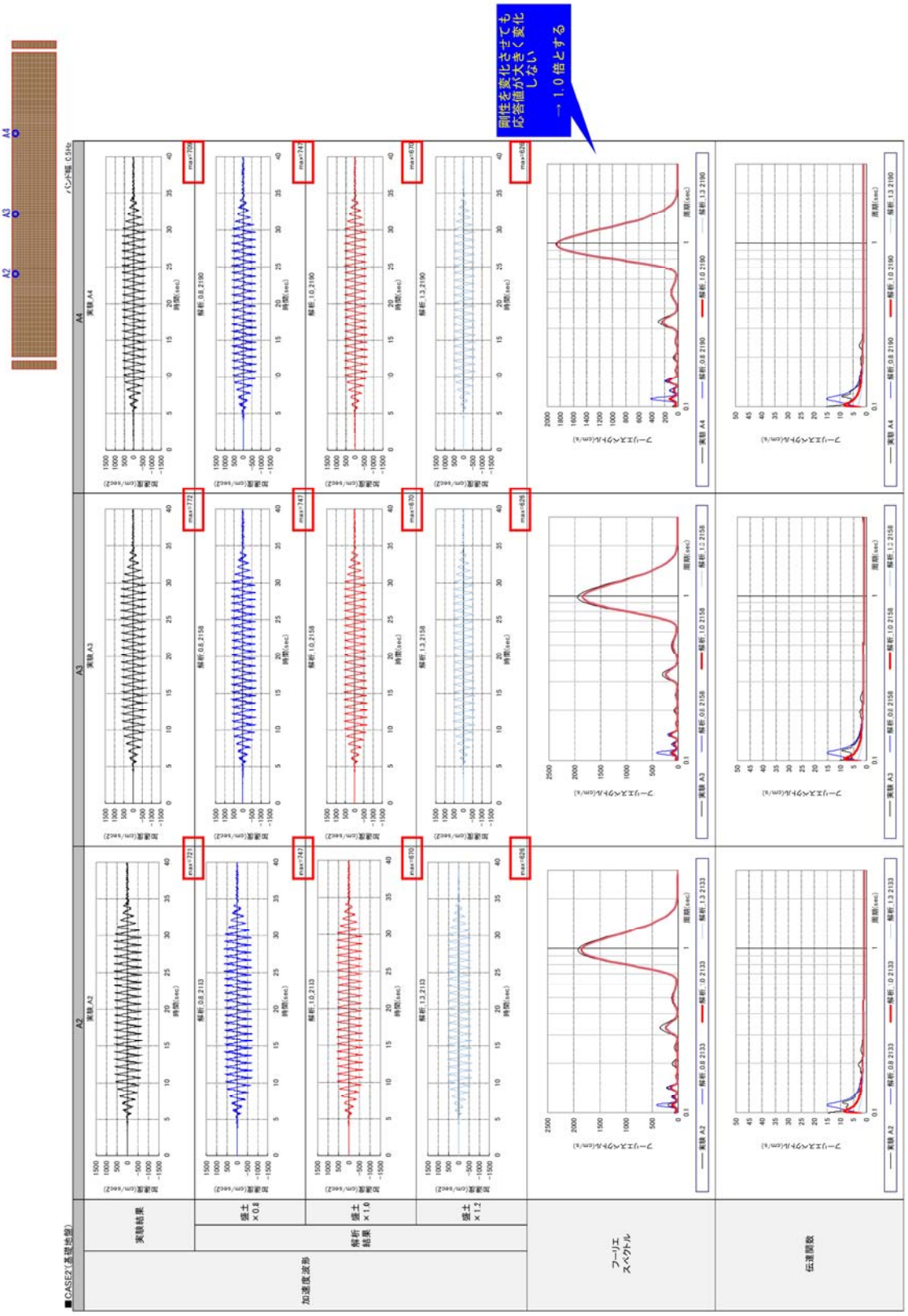


図-5.4.3　【解析 1】地表面部応答値の比較（基礎地盤のみモデル）（CASE2’）

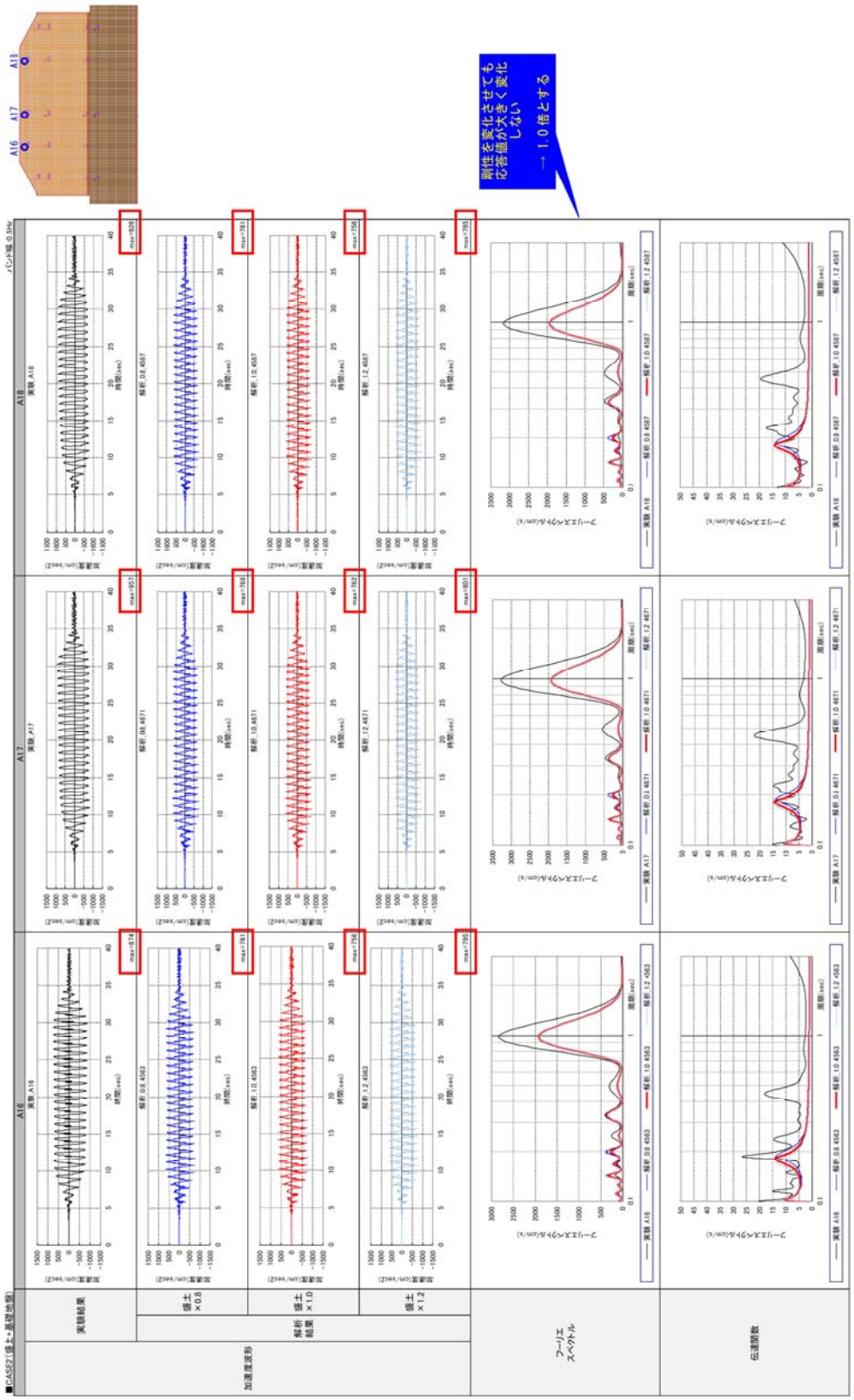
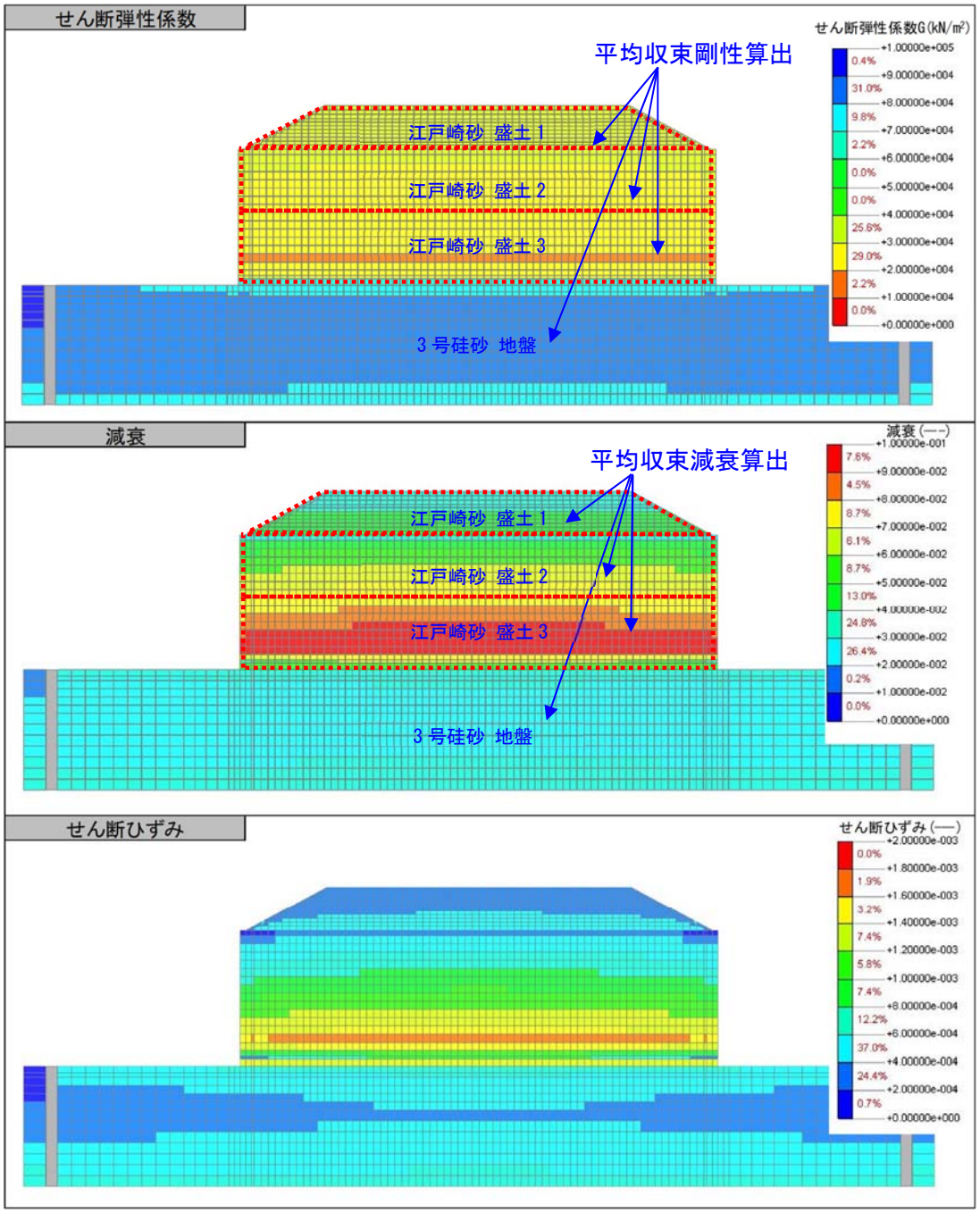


図-5.4.4　【解析 2】盛土天端部応答値の比較（基礎地盤＋盛土のみモデル）（CASE2’）



	初期剛性	[収束剛性] せん断弾性係数 G(kN/m^2)	[収束減衰] 減衰
江戸崎砂_盛土1	42800	32700	0.042
江戸崎砂_盛土2	42800	28200	0.06
江戸崎砂_盛土3	42800	22800	0.085
3号硅砂_地盤	106000	81500	0.03

図-5.4.5　等価剛性/減衰の設定結果（CASE2’）

(2)　カルバート躯体剛性の設定

カルバートの縦断方向剛性は，3 章で実施している要素実験（1/5 モデルによる載荷実験）結果に基づき設定することとした．

1)　躯体剛性の設定方法

・　次頁に要素実験結果図（荷重 P～変位 δ 関係図）の抜粋を示す．

・　荷重 P～変位 δ 関係において，部材が浮き上り始めるまでの割線剛性を目標剛性とする．（載荷荷重[左右合計値]P=20kN のとき，頂部の水平変位が 1.3mm）

・　3 次元 FEM により 1/5 の躯体モデルを構築し，要素実験と同様に荷重を載荷して（P=20kN），頂部の変位が目標変位（1.3mm）となる躯体の縦断方向剛性を算出する．

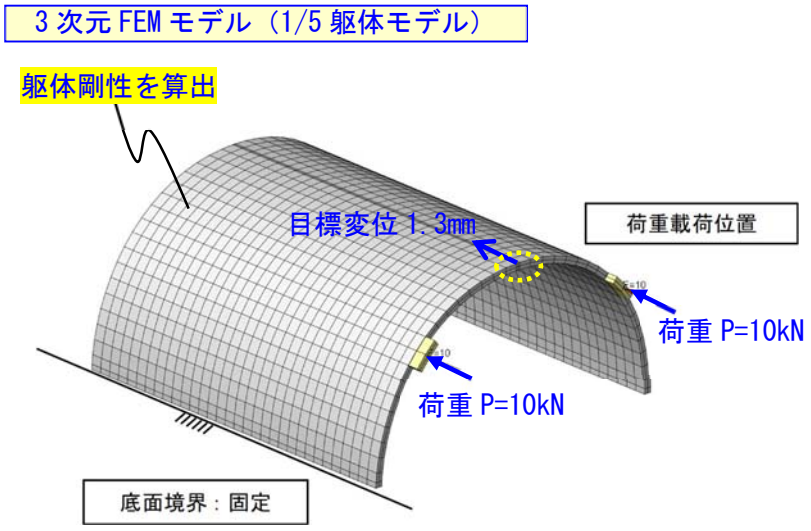


図-5.4.6　縦断方向剛性検討用 3 次元 FEM 躯体モデル

■要素実験（無対策：CASE1，補強ケース：CASE2，CASE3）の荷重～変位関係

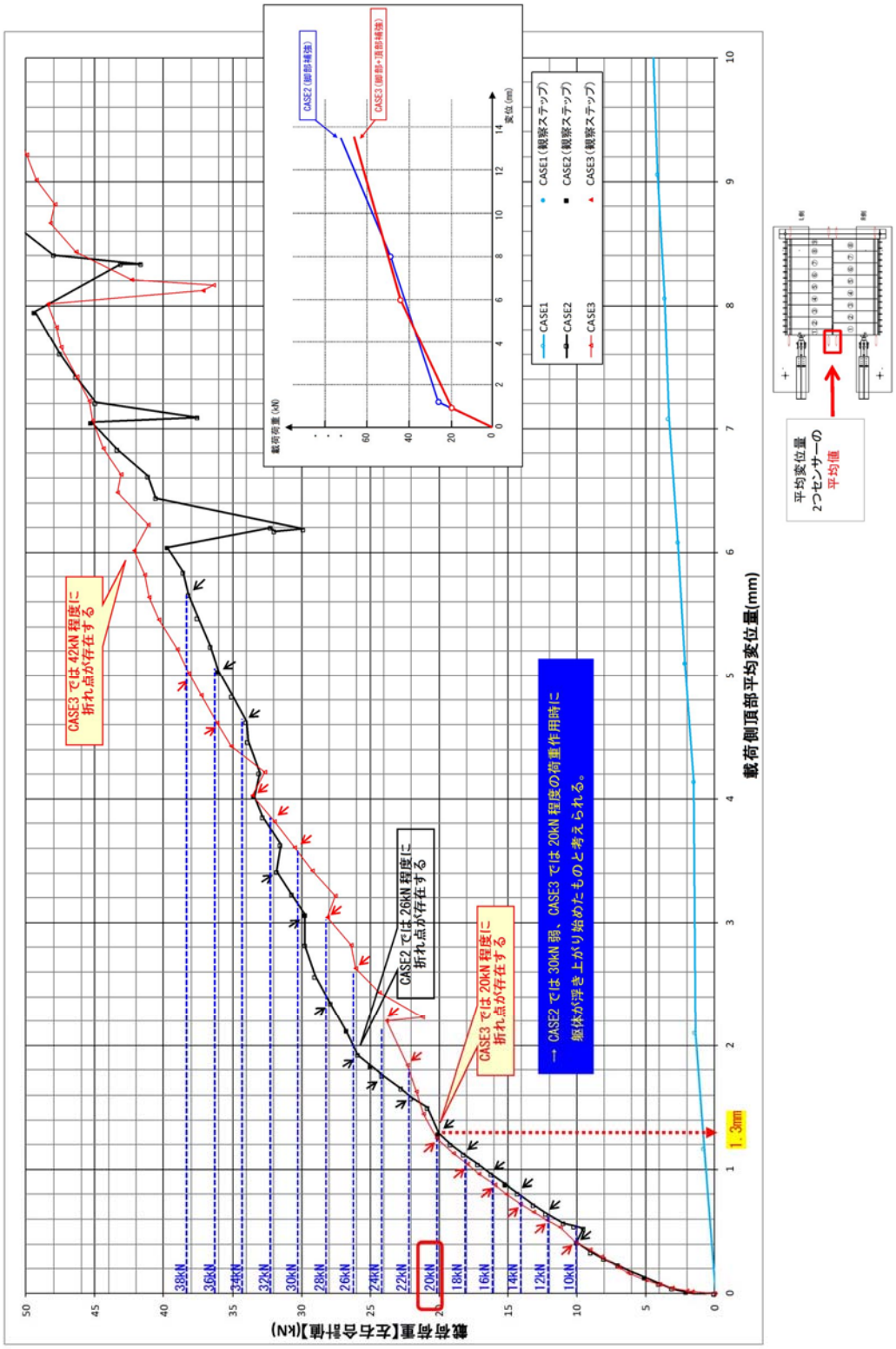


図-5.4.7　要素実験（無対策：CASE1，補強ケース：CASE2，CASE3）の荷重～変位関係

2)　カルバート躯体の縦断方向剛性の算出

以下に，躯体剛性（縦断方向剛性）の算出結果を示す．

【換算剛性算出結果（設定の考え方）】

- 同規模の模型（1/N スケールモデル）でも，重力場と遠心場で発生するひずみは重力場の方が遠心場と比較し 1/N 倍の評価となる（重力場での試験の方が変形し難い評価）．
- したがって，要素実験（重力場による模型実験）で調整した剛性を遠心場（実物）の剛性に換算する必要がある．

  → 遠心場の剛性 ＝ 重力場の剛性 ／ N
- また，要素実験で貼り付けた炭素繊維シート量（1/5 モデルで 200 目付×1 層）と遠心模型実験にて貼り付けた炭素繊維シート量（1/50 モデルで 100 目付×1 層）が異なっていることを考慮し，シート補強量による換算も行い，要素実験結果により算出される躯体剛性を遠心模型実験における躯体剛性に換算する．
- これより，“換算せん断剛性＝152600kN/m²” に設定した．
- 次々頁に参考として過年度設定した躯体の換算剛性を示す．過年度設定と比べ，今回の設定はやや小さい値となっているが，オーダーとしては同程度である．

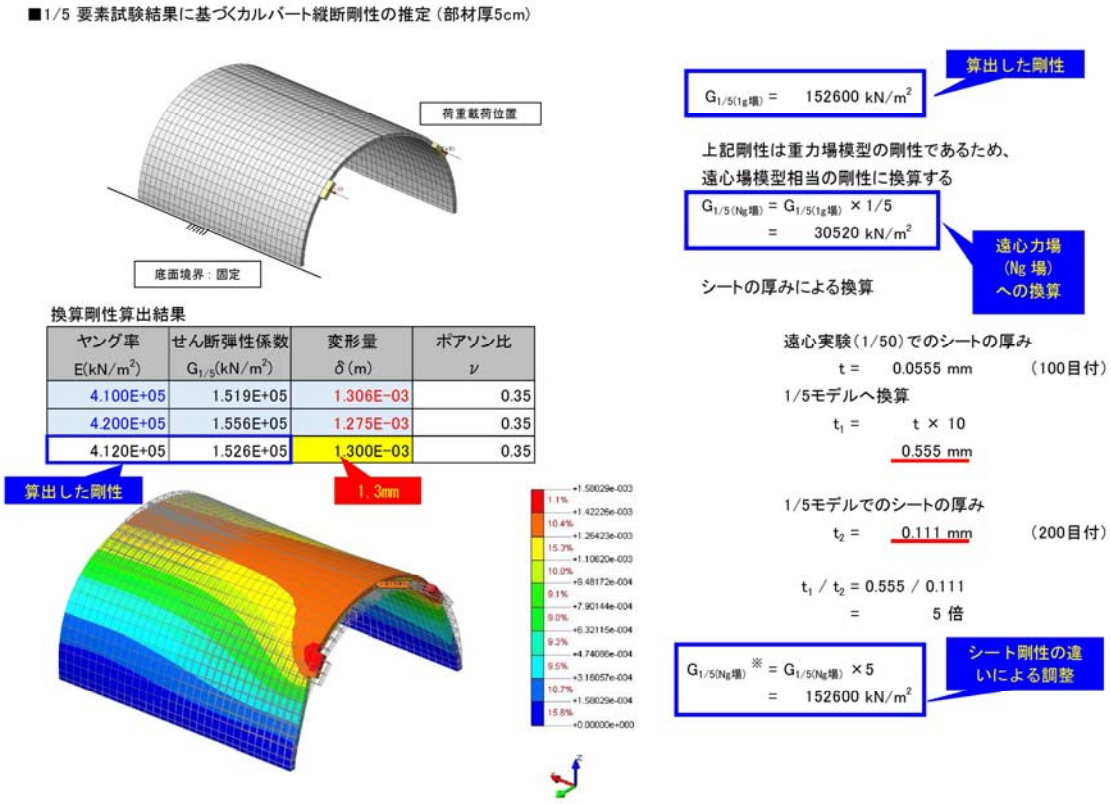


図-5.4.8　3 次元地震応答解析用躯体剛性の算定結果

(3) 3 次元 FEM 解析（線形解析）

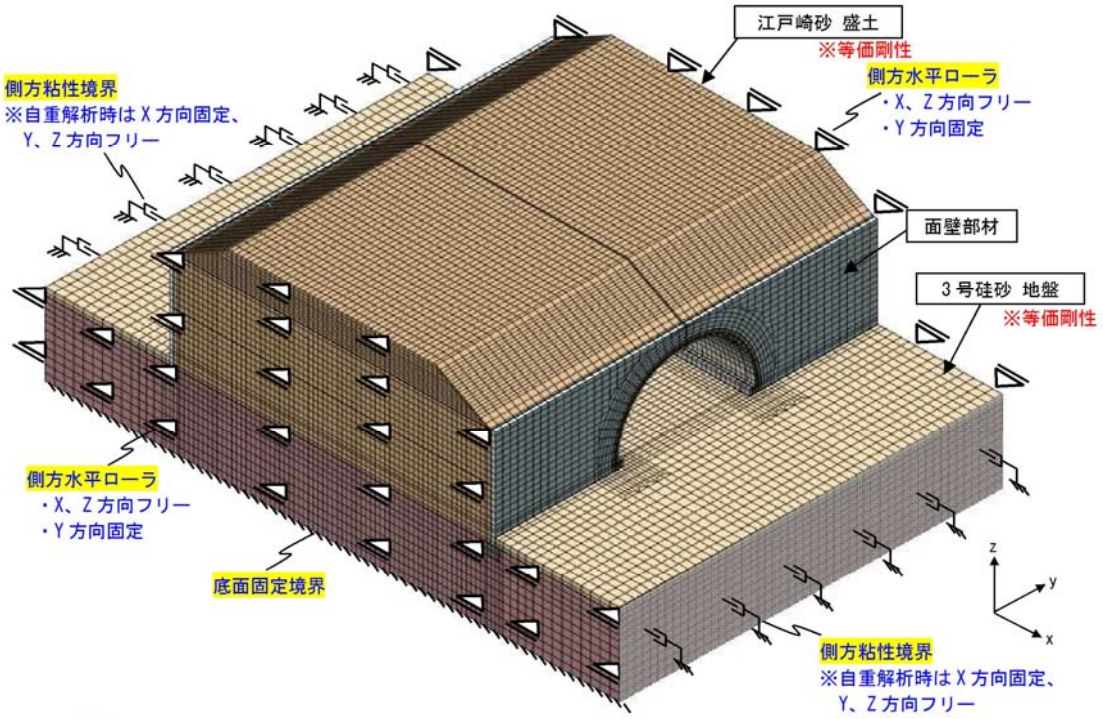
1) 解析モデル

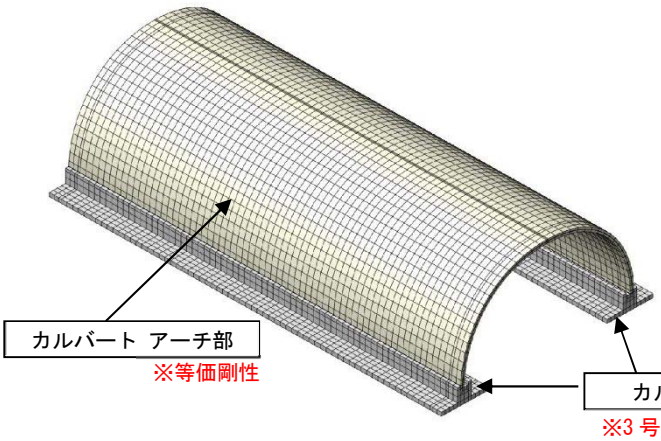
図-5.4.6 に解析モデルを以下に示す．このモデルに対し，常時解析（自重解析）および地震時応答解析を実施した．

なお，3 次元地震応答解析における応答値を実験結果と合わせるために，盛土材の減衰を先に設定した（2 次元 FEM 解析結果で得られた）等価減衰の 2 倍に調整するとともに，カルバート躯体の減衰も 50%に設定した．

【減衰定数の調整理由】

- 後述しているが,CASE4 に対し 3 次元 FEM 解析を実施した際に，2 次元 FEM 解析で得られた等価剛性，等価減衰を設定すると，盛土の 1 次固有周期は実験値と概ね一致する結果となったが，応答値が過度に大きな値を示す結果が得られた．
- 盛土の 1 次固有周期帯の応答を合わせるために，盛土材料および躯体の減衰を調整しており，本ケースにおいても同様の考え方で，減衰の調整を行った．





■躯体剛性、減衰調整

	ヤング率 E(kN/m^2)	せん断弾性係数 G(kN/m^2)	単位体積重量 γ(kN/m^3)	ポアソン比 ν	減衰定数 h	【参考値】 Vs(m/s)	備考
カルバート アーチ部	412000	152600	26.5	0.35	0.5	238	減衰50%、G(1/5モデルより)
カルバート 基礎部	70000000	25925900	26.5	0.35	0.02	3096	
江戸崎砂_盛土1	98100	32700	17.0	0.50	0.084	137	減衰2.0倍
江戸崎砂_盛土2	84600	28200	17.0	0.50	0.12	128	減衰2.0倍
江戸崎砂_盛土3	68400	22800	17.0	0.50	0.17	115	減衰2.0倍
3号硅砂_地盤	244500	81500	15.4	0.50	0.03	228	
面壁部材	2700000	1000000	11.6	0.35	0.02	919	
面壁ジョイント	1285	500	11.6	0.35	0.02	21	

図-5.4.9　解析モデル図（CASE2’）

2) 固有値解析結果

図-5.4.10 に固有値解析結果を示す．これより，盛土の 1 次固有周期は，約 0.3s であることがわかる．遠心模型実験で得られた応答波形のフーリエスペクトルを確認すると，0.3s～0.4s の間で卓越周期が存在する結果が得られており，3 次元解析においては，この周期帯の応答が合うように，解析モデルを調整した（前述した通り，減衰定数のみを調整した）．

盛土の１次固有周期：0.32s
この周期帯の応答が合うように減衰を調整した

■CASE2'_盛土ゾーニングモデル(躯体剛性修正2)(盛土減衰×2.0)(躯体減衰50%)

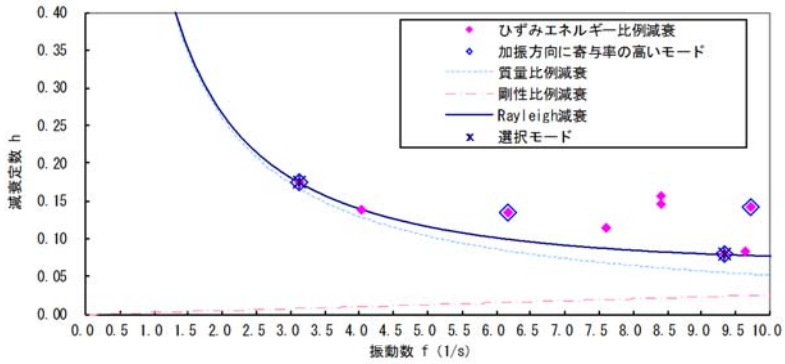
モード次数	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	有効質量比（累積有効質量率）(%) 橋軸方向(X)	橋軸直角方向(Y)	鉛直方向(Z)	ひずみエネルギー比例減衰
1 *	3.1208	0.3204	48.0416 (48)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.17431
2	4.0360	0.2478	0.0000 (48)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.13874
3	6.1760	0.1619	2.0111 (50)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.13403
4	7.5949	0.1317	0.0000 (50)	17.2617 (17)	0.0000 (0)	0.11482
5	8.4013	0.1190	0.0000 (50)	0.0000 (17)	7.9179 (8)	0.15669
6	8.4079	0.1189	0.0000 (50)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.14532
7 *	9.3305	0.1072	27.5147 (78)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.07972
8	9.6369	0.1038	0.0000 (78)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.08270
9	9.7116	0.1030	3.5598 (81)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.14250
10	10.5016	0.0952	0.0000 (81)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.10796
11	10.9508	0.0913	0.0002 (81)	0.0000 (17)	0.0000 (8)	0.13341
12	11.2465	0.0889	0.0000 (81)	0.0000 (17)	0.3897 (8)	0.15077
13	11.4756	0.0871	0.0000 (81)	2.4913 (20)	0.0000 (8)	0.13752
14	11.6168	0.0861	0.0000 (81)	0.0000 (20)	2.9369 (11)	0.11669
15	11.9901	0.0834	0.0000 (81)	0.0000 (20)	0.2254 (11)	0.14289
16	12.3150	0.0812	7.0980 (88)	0.0000 (20)	0.0000 (11)	0.08686
17	12.6495	0.0791	0.0000 (88)	0.0618 (20)	0.0000 (11)	0.11402
18	13.0609	0.0766	0.0000 (88)	1.4765 (21)	0.0000 (11)	0.11631
19	13.1130	0.0763	0.0000 (88)	0.0000 (21)	0.0000 (11)	0.11785
20	13.5679	0.0737	0.0000 (88)	0.0000 (21)	0.0000 (11)	0.10701
累積有効質量率(%) (1～20次)			88.2254	21.2913	11.4700	

＊ Rayleigh減衰の算定に用いた次数

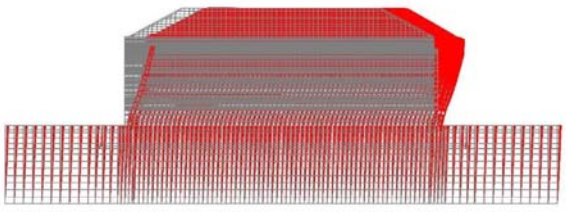
Rayleigh減衰
算定に用いる次数 i = 1 次 hi = 0.17431 ωi = 19.6085
i = 7 次 hj = 0.07972 ωj = 58.6254

質量マトリックスの係数 α = 6.5195542
剛性マトリックスの係数 β = 0.0008228

ここに、 $\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\ \omega_i^2$



1次モード



7次モード

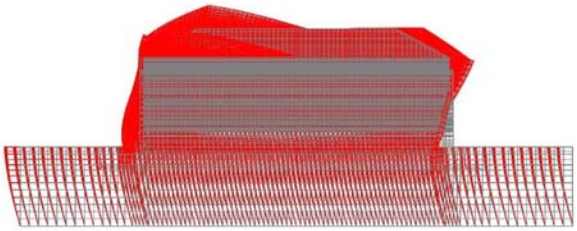


図-5.4.10　固有値解析結果（CASE2'）

3)　解析結果（常時：自重解析時）

図-5.4.11，図-5.4.12 に常時解析（自重解析）結果を示す．この結果以下のことがわかった．

【解析結果】

・図-5.4.11 にカルバート躯体周辺部で発生する各種方向の応力度コンターを示す．
・図-5.4.12 には，図-5.4.11 より算出したカルバート躯体に作用する荷重の集計結果を示す．
・図-5.4.12 に示すように，軸方向せん断力（周面せん断力）は，坑口部で大きくなっており，盛土中央部付近でゼロになる．
・補正係数αも同様に，坑口部で大きくなっており（0.2 程度），盛土中央部付近でゼロになる．

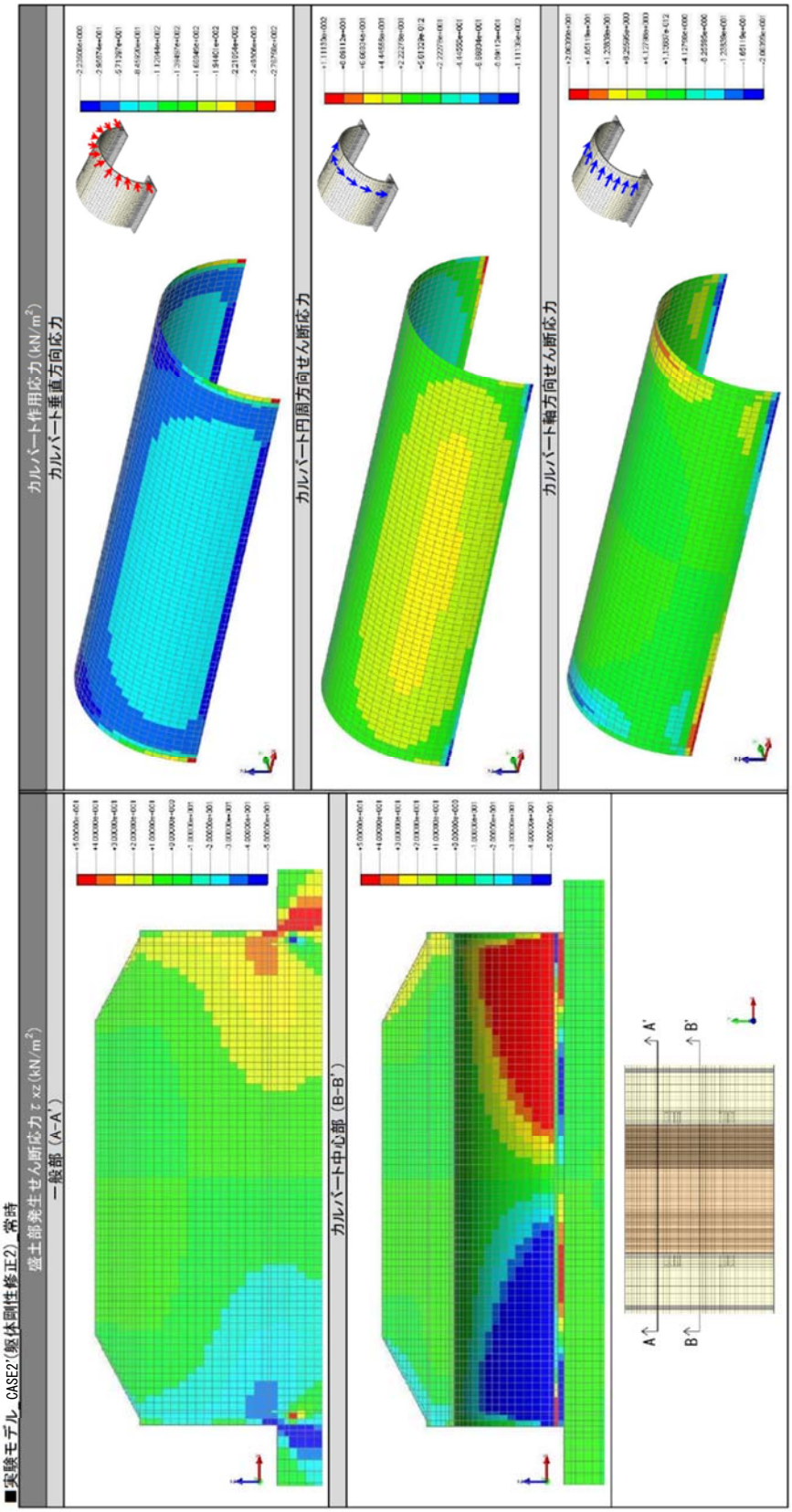


図-5.4.11　発生応力コンター（常時）（CASE2'）

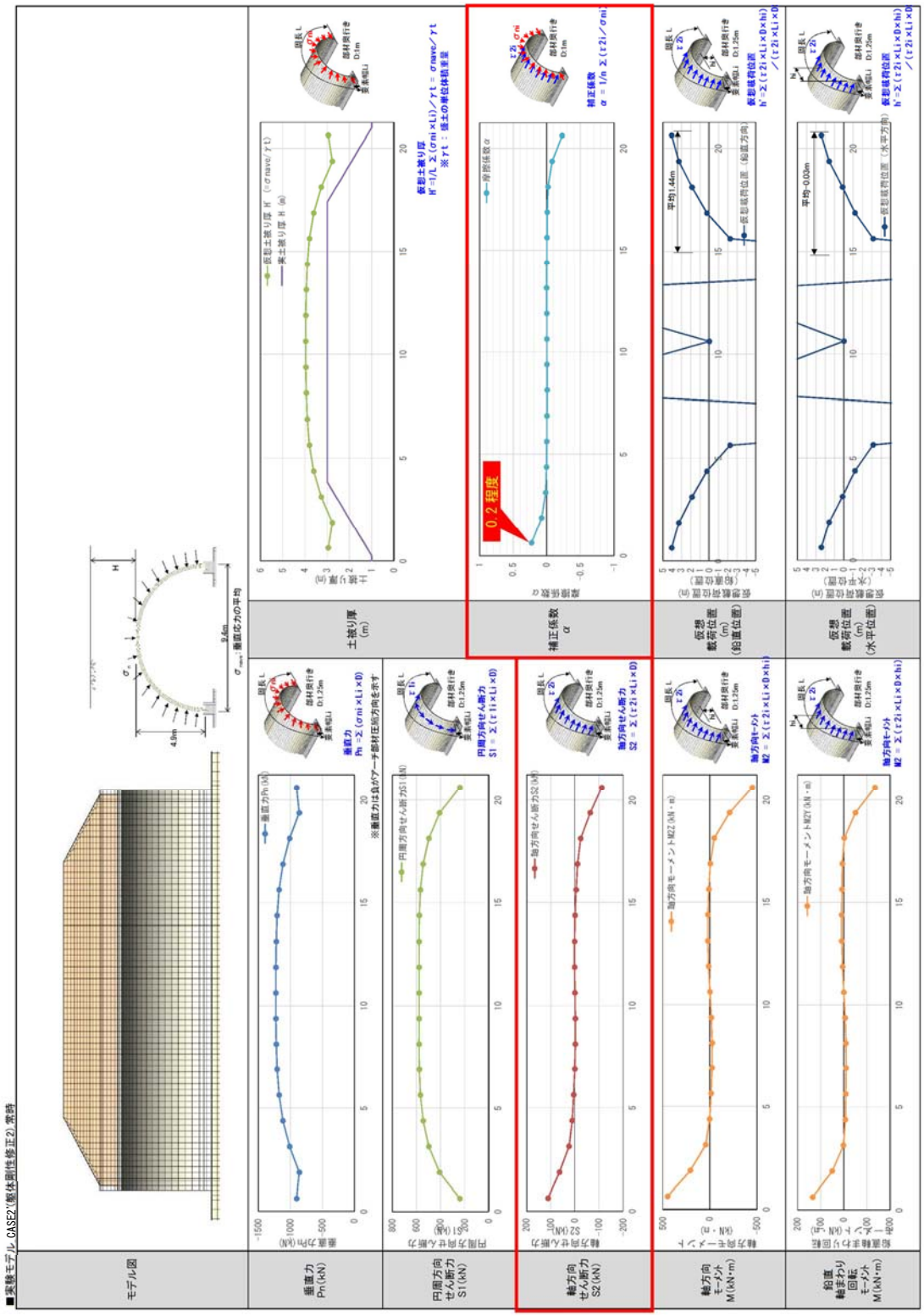


図-5.4.12　躯体作用荷重の集計結果（常時）（CASE2’）

4) 解析結果（地震時：STEP7）

図-5.4.13～図-5.4.15 に 3 次元解析結果と遠心力載荷実験結果の地震時における応答値の比較を示す．また，**図-5.4.16** および**図-5.4.17** に 3 次元解析により得られたカルバート躯体に作用する荷重を示す．この結果以下のことがわかった．

【解析結果】

- **図-5.4.13～図-5.4.15** では，地表面位置，躯体頂部位置および盛土天端位置における加速度応答の比較結果を示す．
- 盛土の 1 次固有周期帯（0.3s～0.4s の周期帯）に着目すると，遠心力載荷実験結果と 3 次元解析結果における応答値は概ね一致していることが確認できる．
- よって，今回構築した 3 次元解析モデルは，遠心力載荷実験結果を概ね再現したモデルとなっていることが確認された．
- **図-5.4.17** にカルバート躯体に作用する荷重の集計結果を示す．
- 図に示す通り，地震時補正係数α_{eq}（＝軸方向せん断力/垂直力）に着目した場合，坑口付近でピーク（α_{eq}＝0.5～0.6）となり盛土中央部付近で 0.3 程度になっている．
- 一方，軸方向せん断力（周面せん断力）に着目すると，カルバート全体で概ね一律に 350kN 程度の荷重が作用していることがわかる．
- したがって，**カルバートに作用する荷重は，盛土中部付近の土被り（Z）と盛土中央部の地震時補正係数（α_{eq}＝0.3）から算出できることがわかる．**

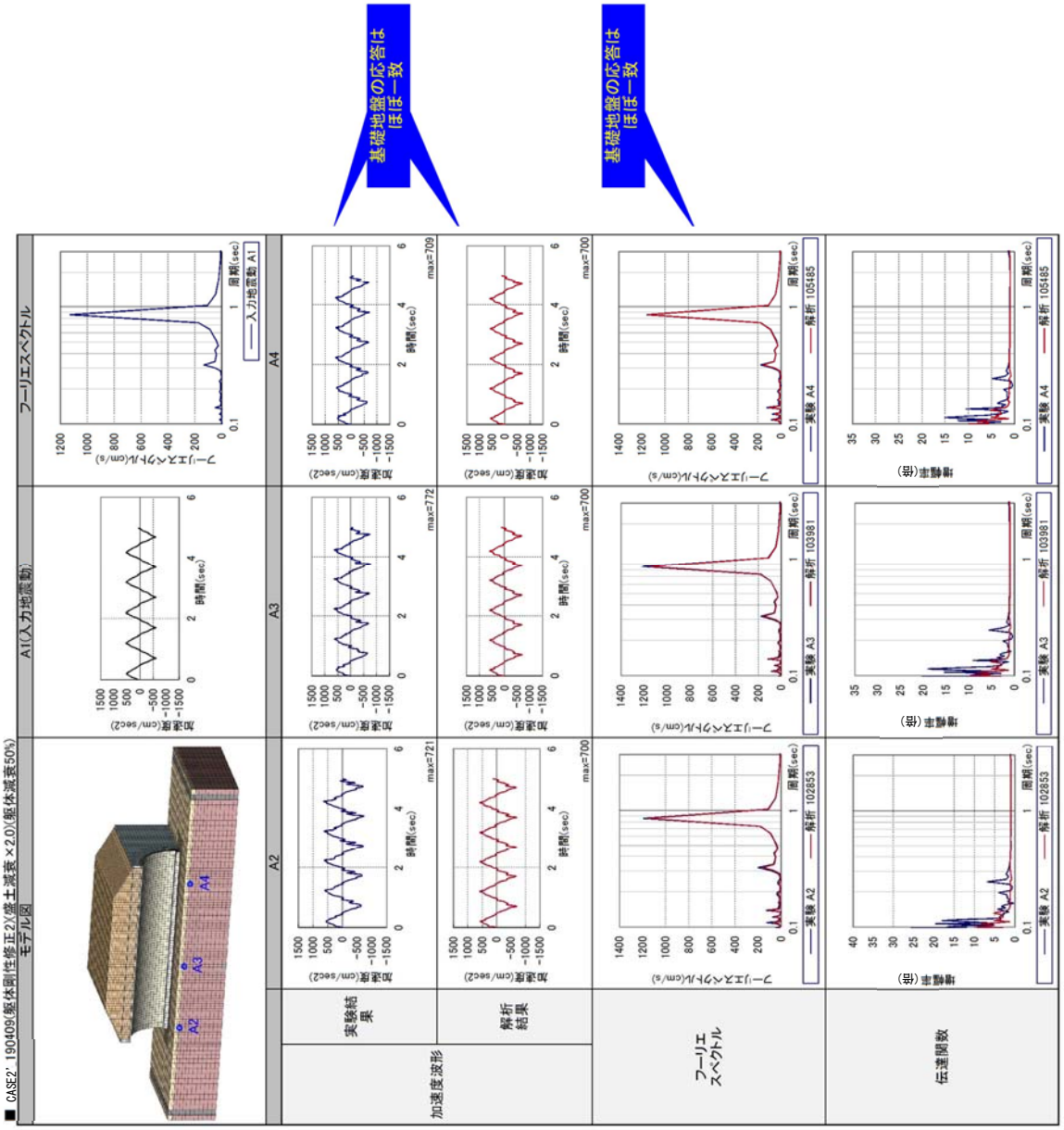


図-5.4.13　加速度応答の比較（地表面位置）（CASE2'）

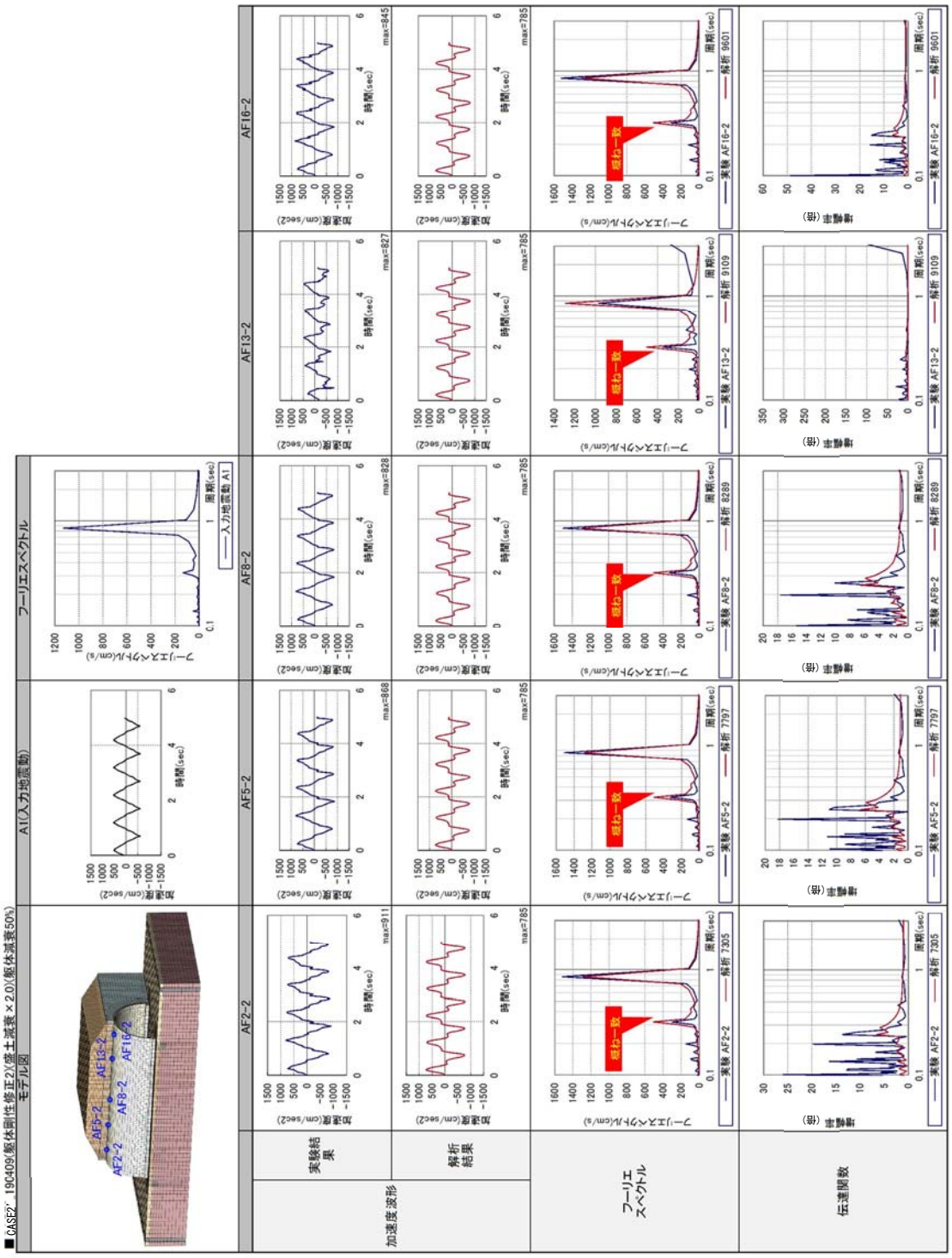


図-5.4.14　加速度応答の比較（躯体頂部：クラウンヒンジ部）（CASE2’）

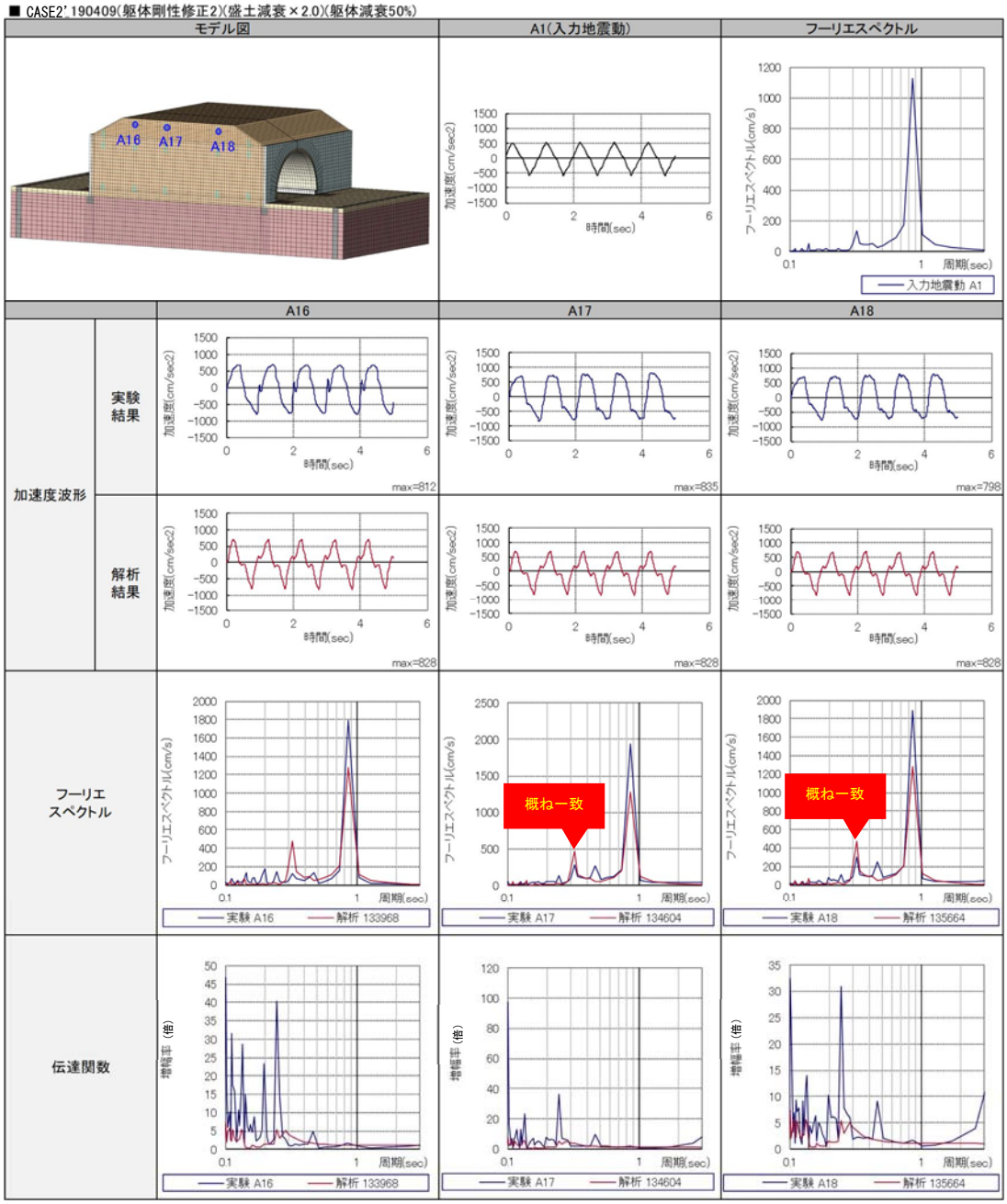


図-5.4.15　加速度応答の比較（盛土天端部付近）（CASE2’）

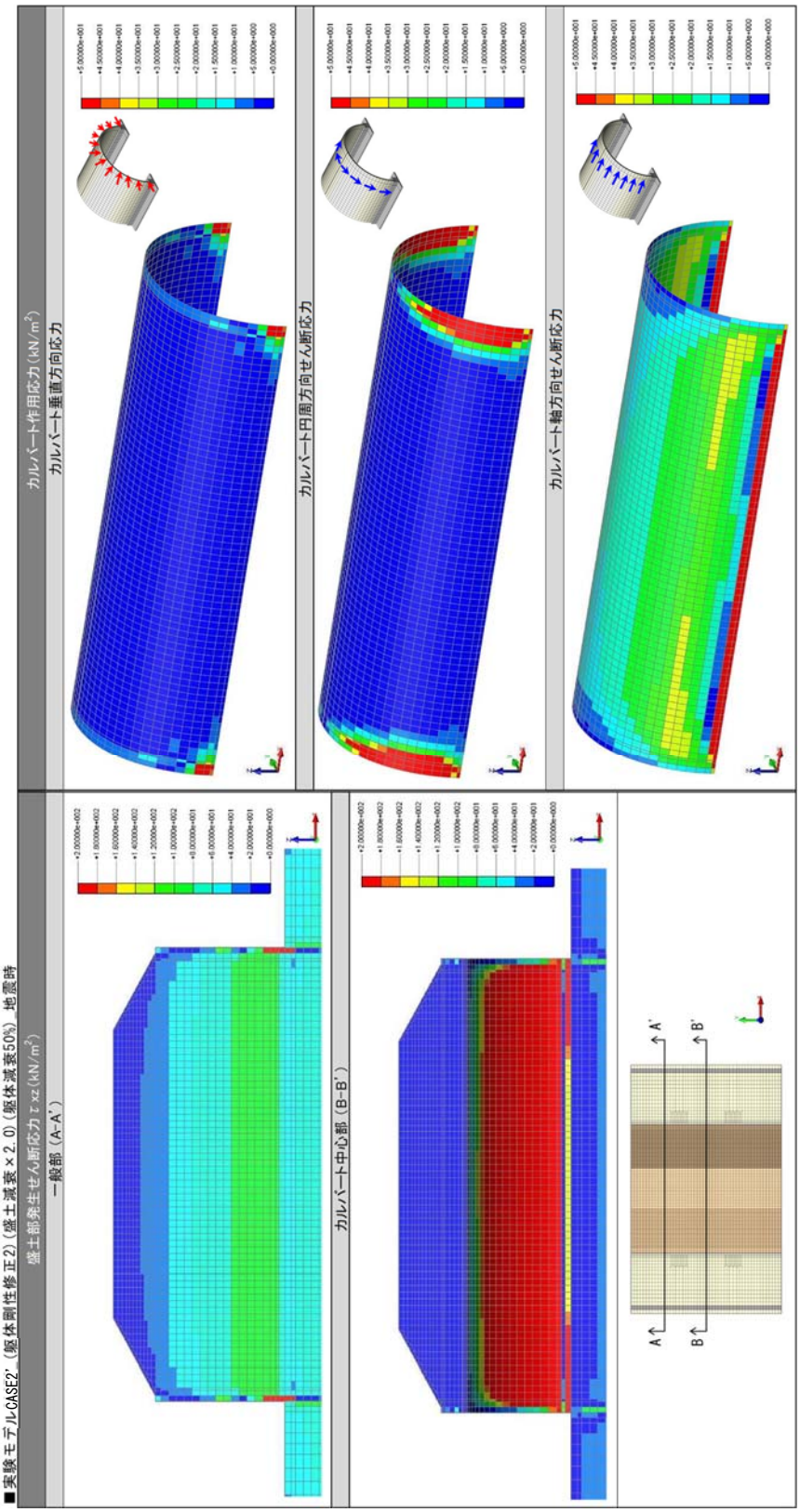
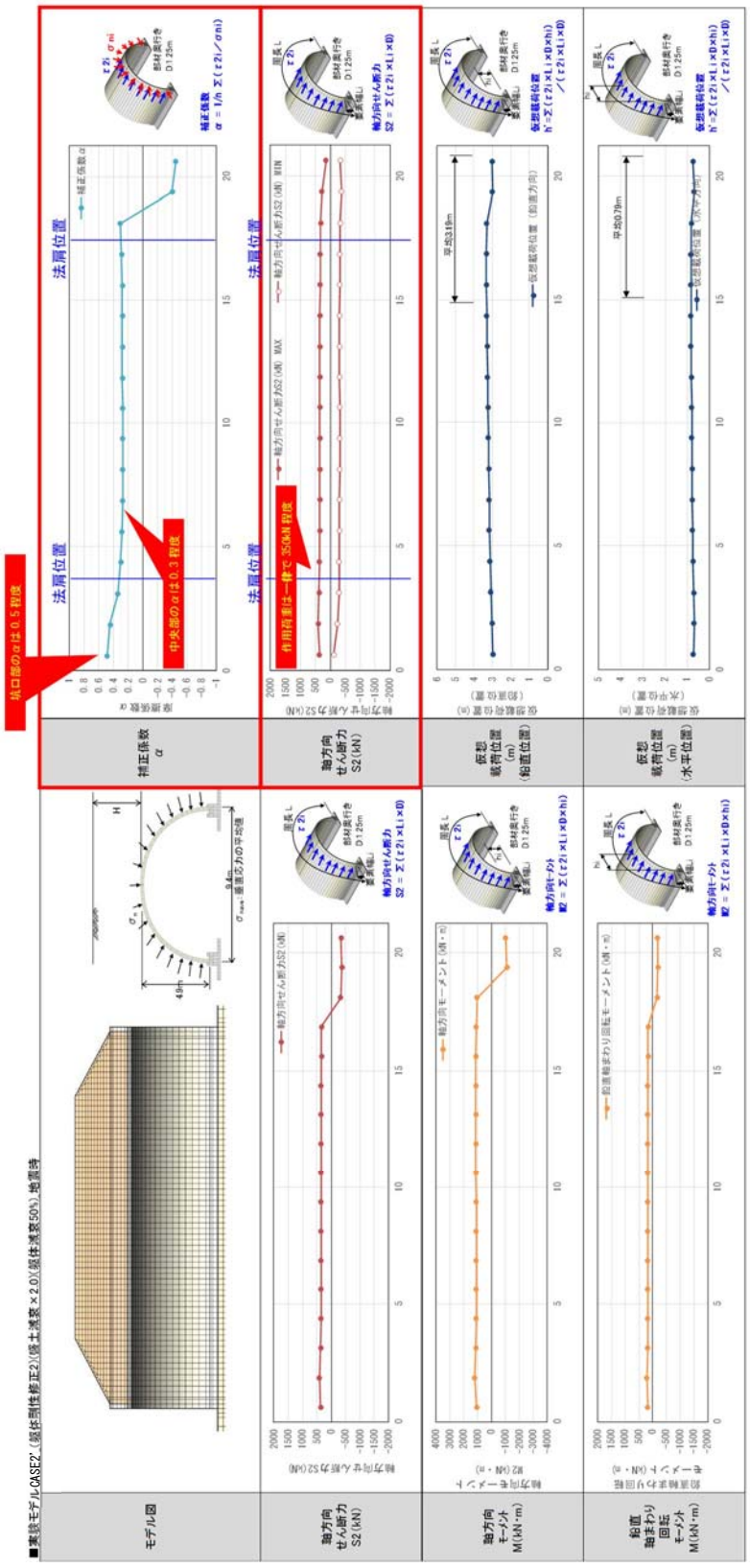


図-5.4.16　発生応力度コンター（地震時増分）（CASE2'）


■実験モデル-CASE2'（躯体剛性修正2)(躯体土圧係数×2.0)(躯体沈降率50%)地震時
モデル図
軸方向
せん断力
S2(kN)
軸方向
モーメント
M(kN・m)
鉛直
軸まわり
回転
モーメント
M(kN・m)
補正係数
α
軸方向
せん断力
S2(kN)
仮想
載荷位置
(m)
(鉛直位置)
仮想
載荷位置
(m)
(水平位置)
法肩位置
法肩位置
法肩位置

5.4.2. CASE4 に対する再現解析

(1) 2 次元 FEM 解析

1) 解析手順

2 次元 FEM 解析により，3 次元解析用の物性値（盛土および基礎地盤の等価剛性）の設定を行う．設定手順は以下に示す通り，3 モデルに対して解析を実施し，実験結果がある程度再現できるように基礎地盤，盛土の各材料の初期剛性の調整をした．なお，これらの結果を 3 次元解析モデルに反映させることになるが，3 次元解析においても応答値を確認しながら物性値の調整を行うため，本解析はあくまでも剛性設定の目安となる解析という位置づけとなる．

【設定手順】

解析 1　：　『基礎地盤のみ モデル』に対し 2 次元等価線形解析を実施し，実験結果との応答値（地表面位置における応答値）を比較して“**基礎地盤**の初期剛性”の調整を行う．

解析 2　：　『基礎地盤＋盛土 モデル』に対し 2 次元等価線形解析を実施し，実験結果との応答値（盛土天端付近における応答値）を比較して“**盛土**の初期剛性”の調整を行う．

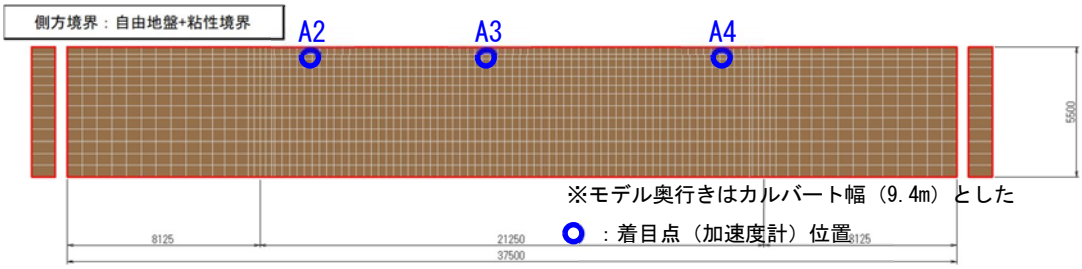


図-5.4.18　解析 1 モデル（基礎地盤のみモデル）

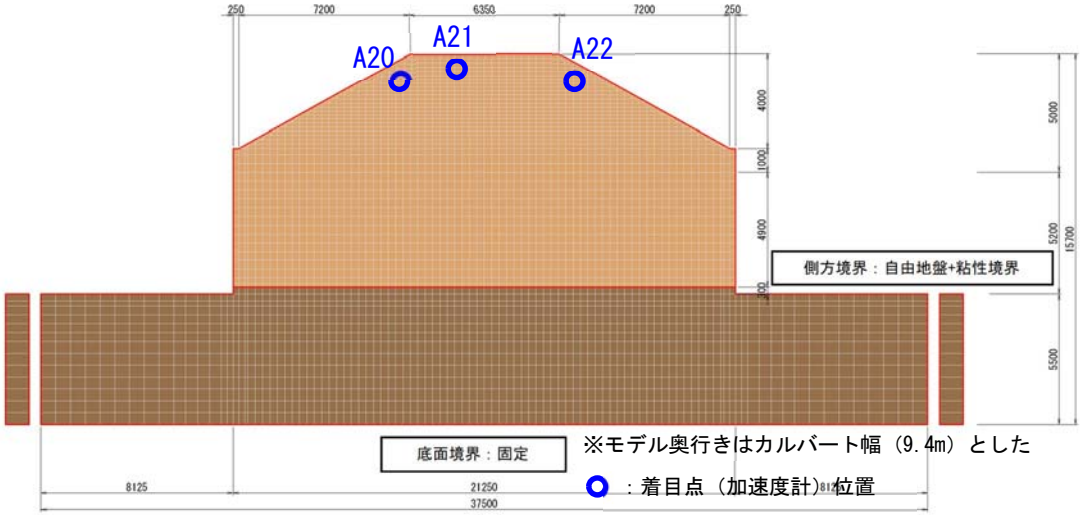


図-5.4.19　解析 2 モデル（基礎地盤＋盛土モデル）

2) 解析ケース

表-5.4.3 に解析ケース一覧を示す．各解析（解析 1，解析 2）において，地盤の初期剛性を 3 ケース設定し（初期値の 0.8 倍，1.0 倍，1.2 倍），それぞれの解析結果に基づき適切な初期剛性の初期値を設定する．

表-5.4.3　解析ケース

		調整対象	調整倍率
解析1	1	基礎地盤剛性	0.8 倍
	2		1.0 倍
	3		1.3 倍
解析2	1	盛土剛性	0.8 倍
	2		1.0 倍
	3		1.3 倍

3)　解析結果

図-5.4.20，**図-5.4.21** に 2 次元 FEM 解析結果（等価線形解析結果）を示す．この結果，初期剛性を変化させても地盤の応答に優位な差が認められないことから，以下に示す通り，基礎地盤および盛土の初期剛性は 1.0 倍の剛性を採用することとした．

・基礎地盤　　：　初期剛性×1.0 倍
・盛土　　：　初期剛性×1.0 倍

表-5.4.4　採用した解析ケース

		調整対象	調整倍率	採用ケース
解析1	1	基礎地盤剛性	0.8 倍	
	2		1.0 倍	採用
	3		1.3 倍	
解析2	1	盛土剛性	0.8 倍	
	2		1.0 倍	採用
	3		1.3 倍	

また，**図-5.4.22** に 2 次元 FEM 解析により算出された収束剛性および収束減衰の分布図を示す．これより，本モデルについては，盛土部を 4 エリアにゾーニングし，各エリアに対して平均の収束剛性および減衰を算出し，この値を 3 次元 FEM 解析モデルに与えることとした．

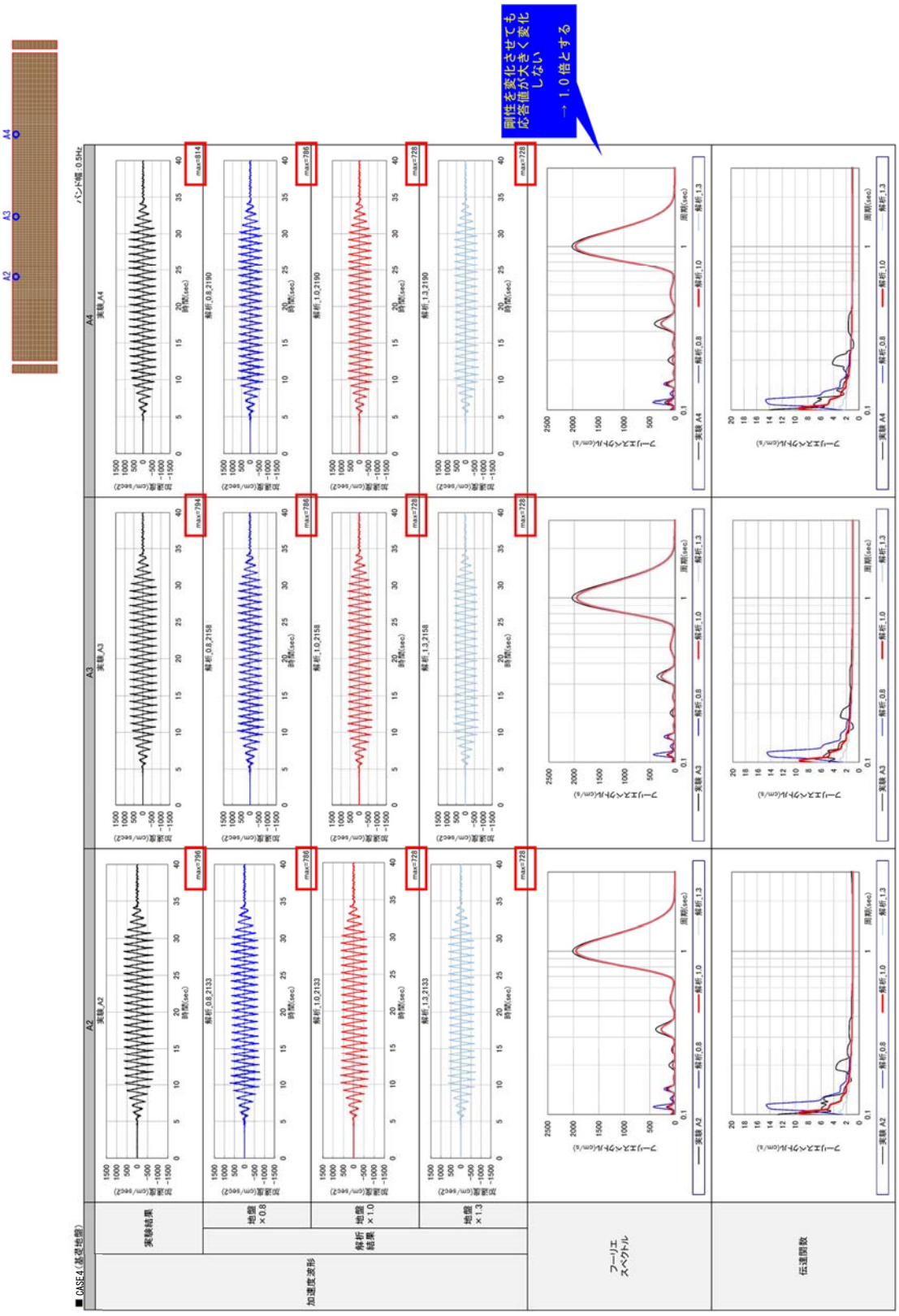


図-5.4.20　【解析 1】地表面部応答値の比較（基礎地盤のみモデル）（CASE4）

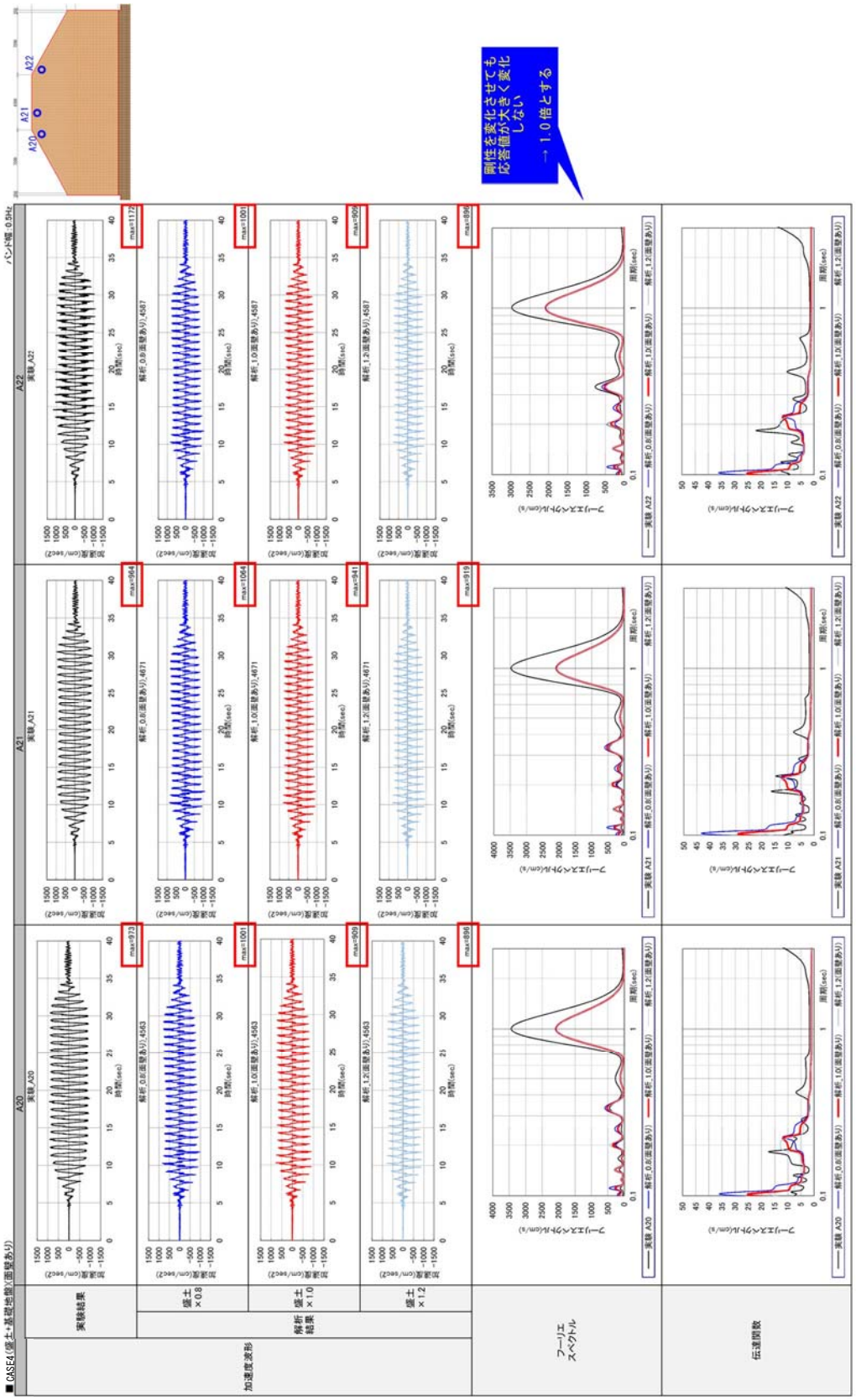
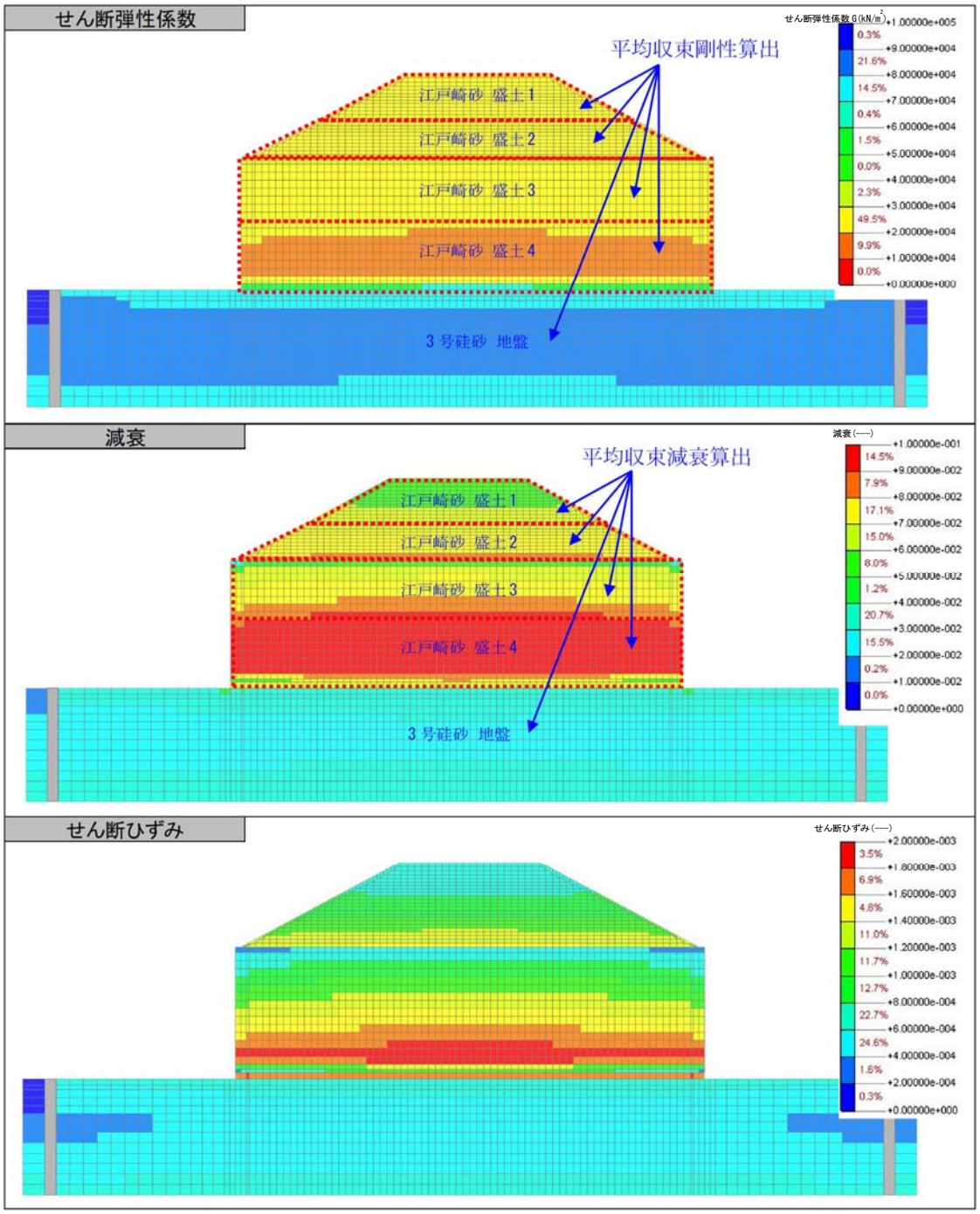


図-5.4.21　【解析 2】盛土天端部応答値の比較（基礎地盤＋盛土のみモデル）(CASE4)



	［収束剛性］ せん断弾性係数 G(kN/m^2)	［収束減衰］ 減衰
江戸崎砂_盛土1	27900	0.060
江戸崎砂_盛土2	24600	0.075
江戸崎砂_盛土3	24700	0.075
江戸崎砂_盛土4	20200	0.100
3号硅砂_地盤	79300	0.033

図-5.4.22　等価剛性/減衰の設定結果（CASE4）

(2)　カルバート躯体剛性の設定

カルバートの縦断方向剛性は以下の通りとした．縦断方向剛性の設定方法および設定結果の詳細は先の 5.4.1 を参考のこと．

【カルバート躯体の縦断方向換算せん断剛性】

換算せん断剛性＝152600kN/m²

(3) 3次元FEM解析（線形解析）

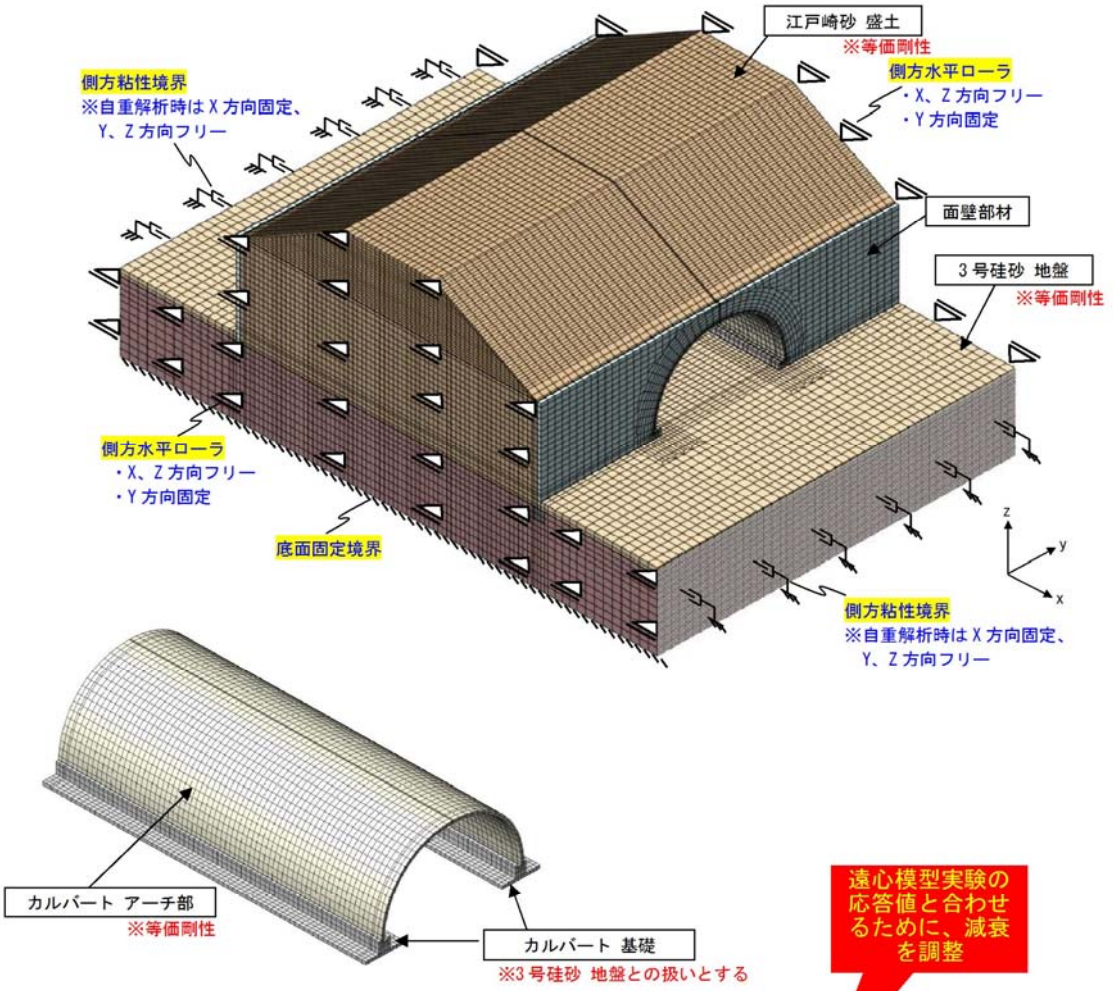
1) 解析モデル

図-5.4.23に解析モデルを以下に示す．このモデルに対し，常時解析（自重解析）および地震時応答解析を実施した．

なお，3次元地震応答解析における応答値を実験結果と合わせるために，盛土材の減衰を先に設定した（2次元FEM解析結果で得られた）等価減衰の2倍に調整するとともに，カルバート躯体の減衰も50%に設定した．

【減衰定数の調整理由】

- 3次元解析モデルに対し，固有値解析を実施すると，盛土の1次固有周期は0.37s程度となった（**図-5.4.25**参照）．
- 3次元FEM解析で算出された盛土部の応答波形と遠心力載荷模型実験より得られた同地点の盛土部の応答波形のフーリエスペクトルを比較すると，両結果ともに同様の周期（約0.33s）でスペクトルが卓越する結果が得られた（**図-5.4.24**参照）．
- ただし，3次元FEM解析ではこの周期帯における応答値が実験値と比較し非常に大きな値となっており，これを補正するために，盛土材料およびカルバート躯体の減衰定数を調整することとした（**図-5.4.24**参照）．



■躯体剛性、減衰調整

	ヤング率 E(kN/m²)	せん断弾性係数 G(kN/m²)	単位体積重量 γ(kN/m³)	ポアソン比 ν	減衰定数 h	【参考値】 Vs(m/s)	備考
カルバート アーチ部	412000	152600	26.5	0.35	0.5	238	減衰50%、G(1/5モデルより)
カルバート 基礎部	70000000	25925900	26.5	0.35	0.02	3096	
江戸崎砂_盛土1	83700	27900	17.0	0.50	0.12	127	減衰2.0倍
江戸崎砂_盛土2	73800	24600	17.0	0.50	0.15	119	減衰2.0倍
江戸崎砂_盛土3	74100	24700	17.0	0.50	0.15	119	減衰2.0倍
江戸崎砂_盛土4	60600	20200	17.0	0.50	0.2	108	減衰2.0倍
3号硅砂_地盤	237900	79300	15.4	0.50	0.033	225	
面壁部材	2700000	1000000	11.6	0.35	0.02	919	
面壁ジョイント	1285	500	11.6	0.35	0.02	21	

図-5.4.23　解析モデル図（CASE4）

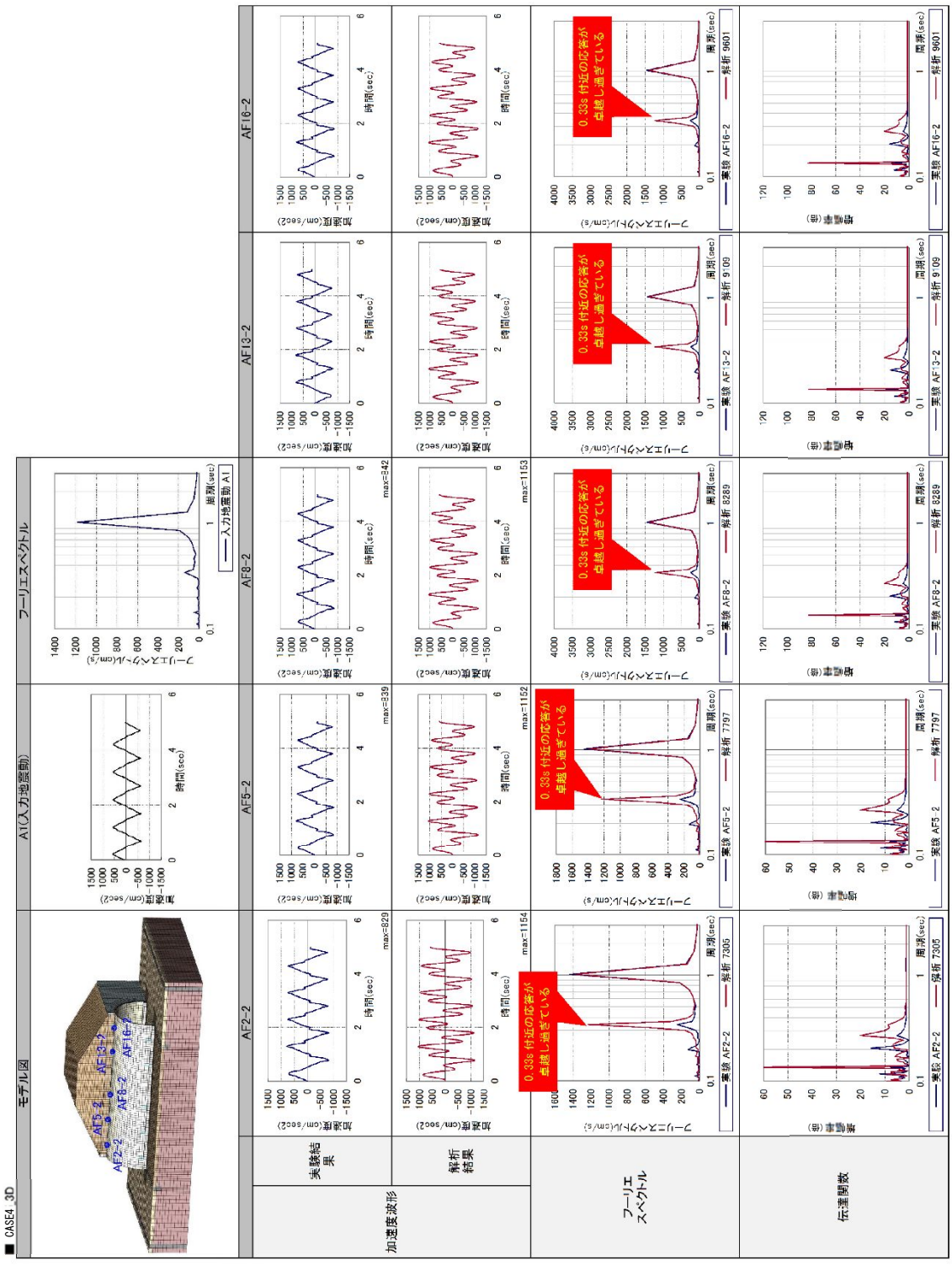


図-5.4.24　減衰定数を調整しない状態の解析結果（CASE4）

2) 固有値解析結果

図-5.4.25 に固有値解析結果を示す．これより，盛土の 1 次固有周期は，約 0.37s であることがわかる．遠心模型実験で得られた応答波形のフーリエスペクトルを確認すると，0.3s～0.4s の間で卓越周期が存在する結果が得られており，3 次元解析においては，この周期帯の応答が合うように，解析モデルを調整した（前述した通り，減衰定数のみを調整した）．

盛土の１次固有周期：0.37s
この周期帯の応答が合うように減衰を調整した

■盛土ゾーニングモデル(躯体剛性修正2)(盛土減衰×2.0)(躯体減衰50%)

モード次数	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	有効質量比（累積有効質量率）(%) 橋軸方向(X)	橋軸直角方向(Y)	鉛直方向(Z)	ひずみエネルギー比例減衰
1 *	2.6714	0.3743	48.7619 (49)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.19901
2	3.5771	0.2796	0.0000 (49)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.16449
3	5.5661	0.1797	1.5215 (50)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.16288
4	7.2953	0.1371	0.0000 (50)	0.0000 (0)	10.8779 (11)	0.18375
5	7.5022	0.1333	0.0000 (50)	18.5527 (19)	0.0000 (11)	0.15177
6	7.7250	0.1295	0.0000 (50)	0.0000 (19)	0.0000 (11)	0.17099
7 *	8.2378	0.1214	15.9618 (66)	0.0000 (19)	0.0000 (11)	0.12478
8	8.3347	0.1200	0.0000 (66)	0.0000 (19)	0.0000 (11)	0.12353
9	8.7316	0.1145	5.4296 (72)	0.0000 (19)	0.0000 (11)	0.16210
10	9.8752	0.1013	0.0000 (72)	3.8725 (22)	0.0000 (11)	0.15777
11	10.0102	0.0999	0.5746 (72)	0.0000 (22)	0.0000 (11)	0.16156
12	10.0712	0.0993	0.0000 (72)	0.0000 (22)	2.9213 (14)	0.15015
13	10.0849	0.0992	0.0000 (72)	0.0000 (22)	0.0000 (14)	0.14258
14	10.8147	0.0925	0.0000 (72)	0.0000 (22)	2.0613 (16)	0.17653
15	11.0222	0.0907	16.3421 (89)	0.0000 (22)	0.0000 (16)	0.10779
16	11.1458	0.0897	0.0000 (89)	0.0000 (22)	0.0066 (16)	0.17067
17	11.2281	0.0891	0.0000 (89)	0.0183 (22)	0.0000 (16)	0.15450
18	11.5192	0.0868	0.0000 (89)	0.0000 (22)	0.0000 (16)	0.14712
19	11.5219	0.0868	1.0755 (90)	0.0000 (22)	0.0000 (16)	0.14641
20	11.8119	0.0847	0.0000 (90)	0.0000 (22)	0.0000 (16)	0.11832
累積有効質量率(%) (1～20次)			89.6670	22.4434	15.8672	

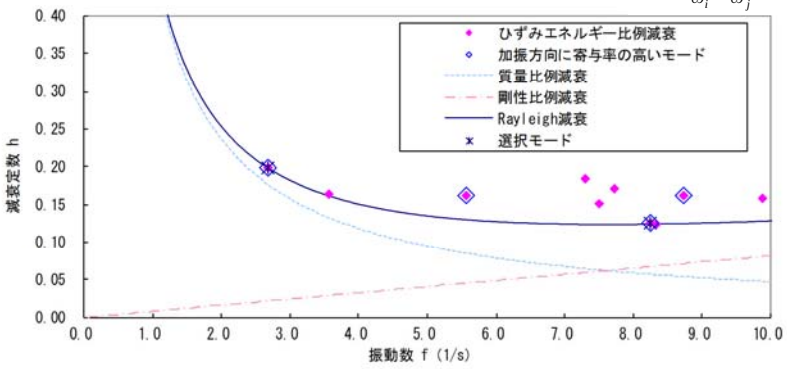
＊ Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰
算定に用いる次数 i = 1 次 hi= 0.19901 ωi= 16.7848
i = 7 次 hj= 0.12478 ωj= 51.7597

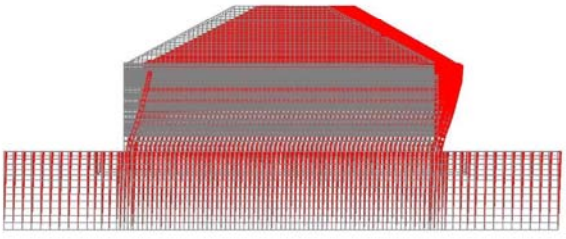
質量マトリックスの係数 α = 5.9478055
剛性マトリックスの係数 β = 0.0026015

ここに、 $\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\ \omega_i^2$

$\beta = \dfrac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$



1次モード



7次モード

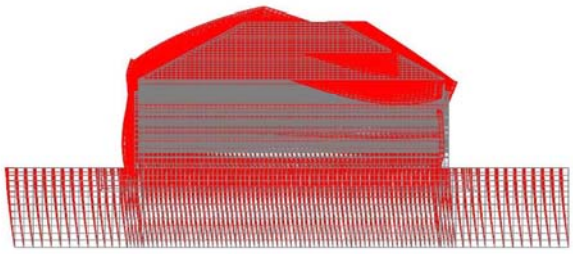


図-5.4.25　固有値解析結果（CASE4）

3)　解析結果（常時：自重解析時）

図-5.4.26，図-5.4.27 に常時解析（自重解析）結果を示す．この結果以下のことがわかった．

【解析結果】

・図-5.4.26 にカルバート躯体周辺部で発生する各種方向の応力度コンターを示す．
・図-5.4.27 には，図-5.4.26 より算出したカルバート躯体に作用する荷重の集計結果を示す．
・図-5.4.27 に示すように，軸方向せん断力（周面せん断力）は，坑口部で大きくなっており，盛土中央部付近でゼロになる．
・補正係数αも同様に，坑口部で大きくなっており（0.2 程度），盛土中央部付近でゼロになる．

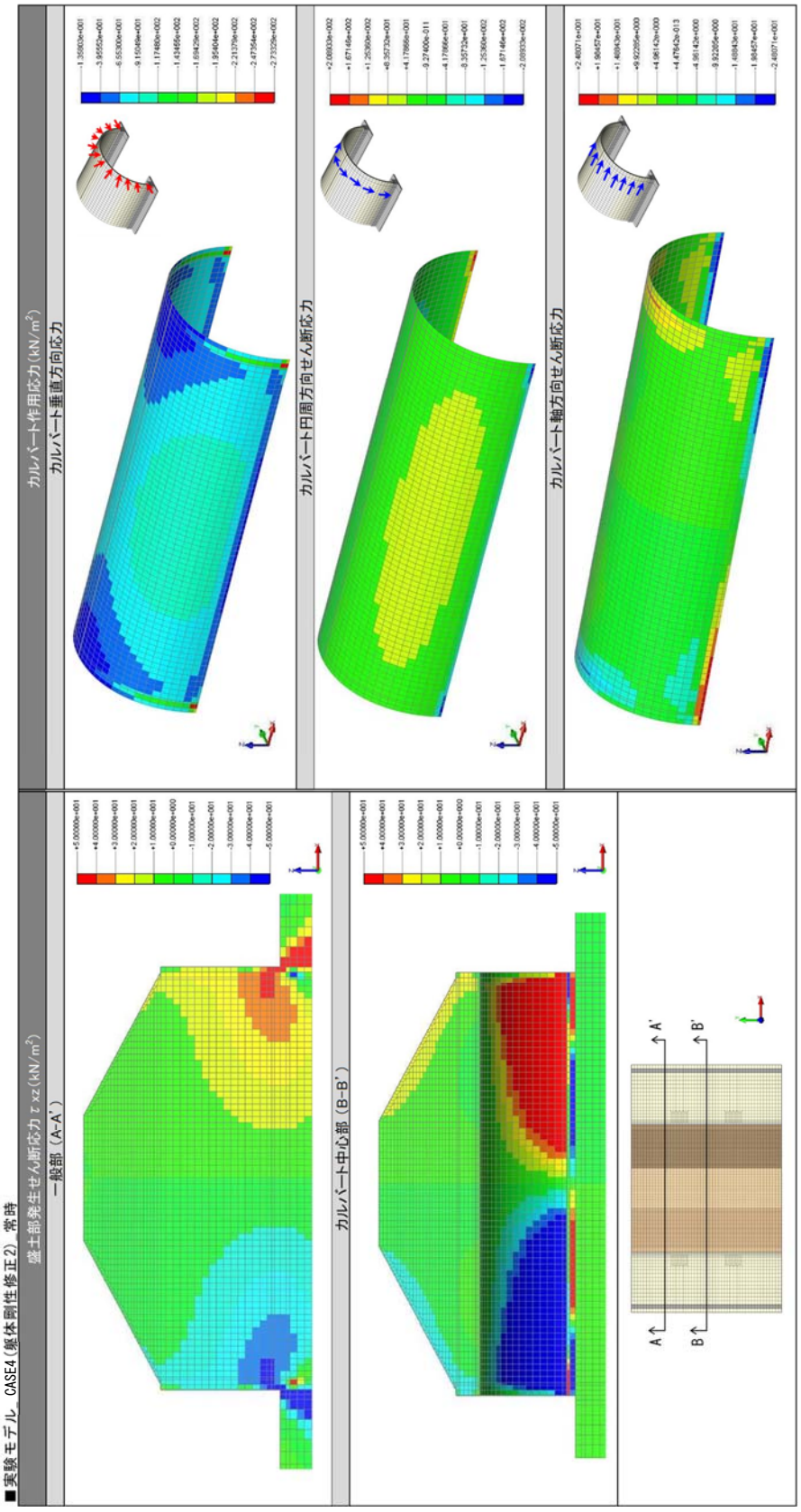


図-5.4.26　発生応力コンター（常時）（CASE4）

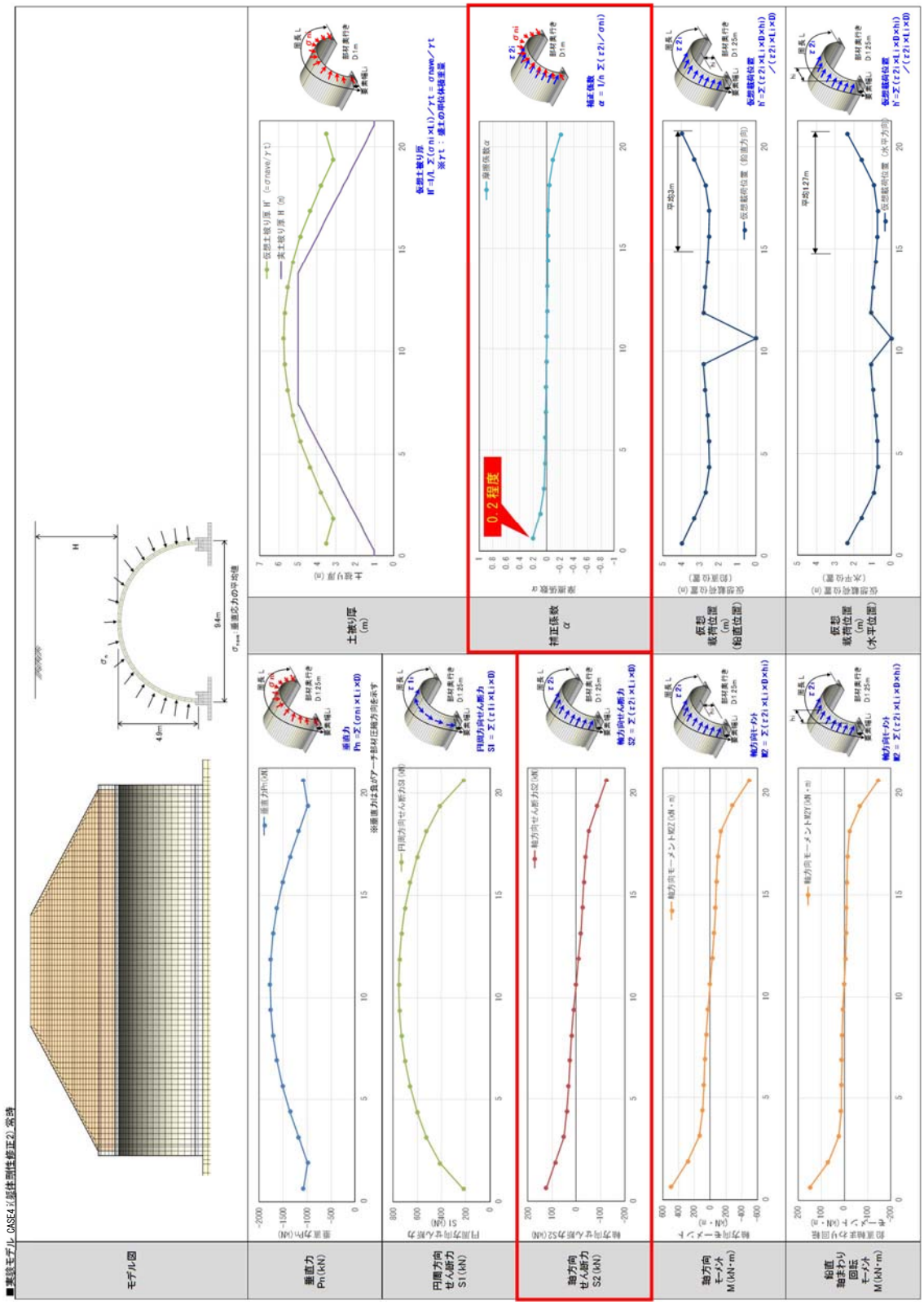


図-5.4.27　躯体作用荷重の集計結果（常時）(CASE4)

4)　解析結果（地震時：STEP7）

図-5.4.28～**図-5.4.30** に 3 次元解析結果と遠心力載荷実験結果の地震時における応答値の比較を示す．また，**図-5.4.31** および**図-5.4.32** に 3 次元解析により得られたカルバート躯体に作用する荷重を示す．この結果以下のことがわかった．

【解析結果】

- **図-5.4.28**～**図-5.4.30** では，地表面位置，躯体頂部位置および盛土天端位置における加速度応答の比較結果を示す．
- 盛土の 1 次固有周期帯（0.3s～0.4s の周期帯）に着目すると，遠心実験結果と 3 次元解析結果における応答値は概ね一致していることが確認できる．
- よって，今回構築した 3 次元解析モデルは，遠心実験結果を概ね再現したモデルとなっていることが確認された．
- **図-5.4.32** にカルバート躯体に作用する荷重の集計結果を示す．
- 図に示す通り，地震時補正係数α_{eq}（＝軸方向せん断力/垂直力）に着目した場合，坑口付近でピーク（α_{eq}＝0.5～0.6）となり盛土中央部付近で 0.3 程度になっている．
- 一方，軸方向せん断力（周面せん断力）に着目すると，カルバート全体で概ね一律に 500kN 程度の荷重が作用していることがわかる．
- したがって，**カルバートに作用する荷重は，盛土中部付近の土被り（Z）と盛土中央部の地震時補正係数（α_{eq}＝0.3）から算出できることがわかる．**

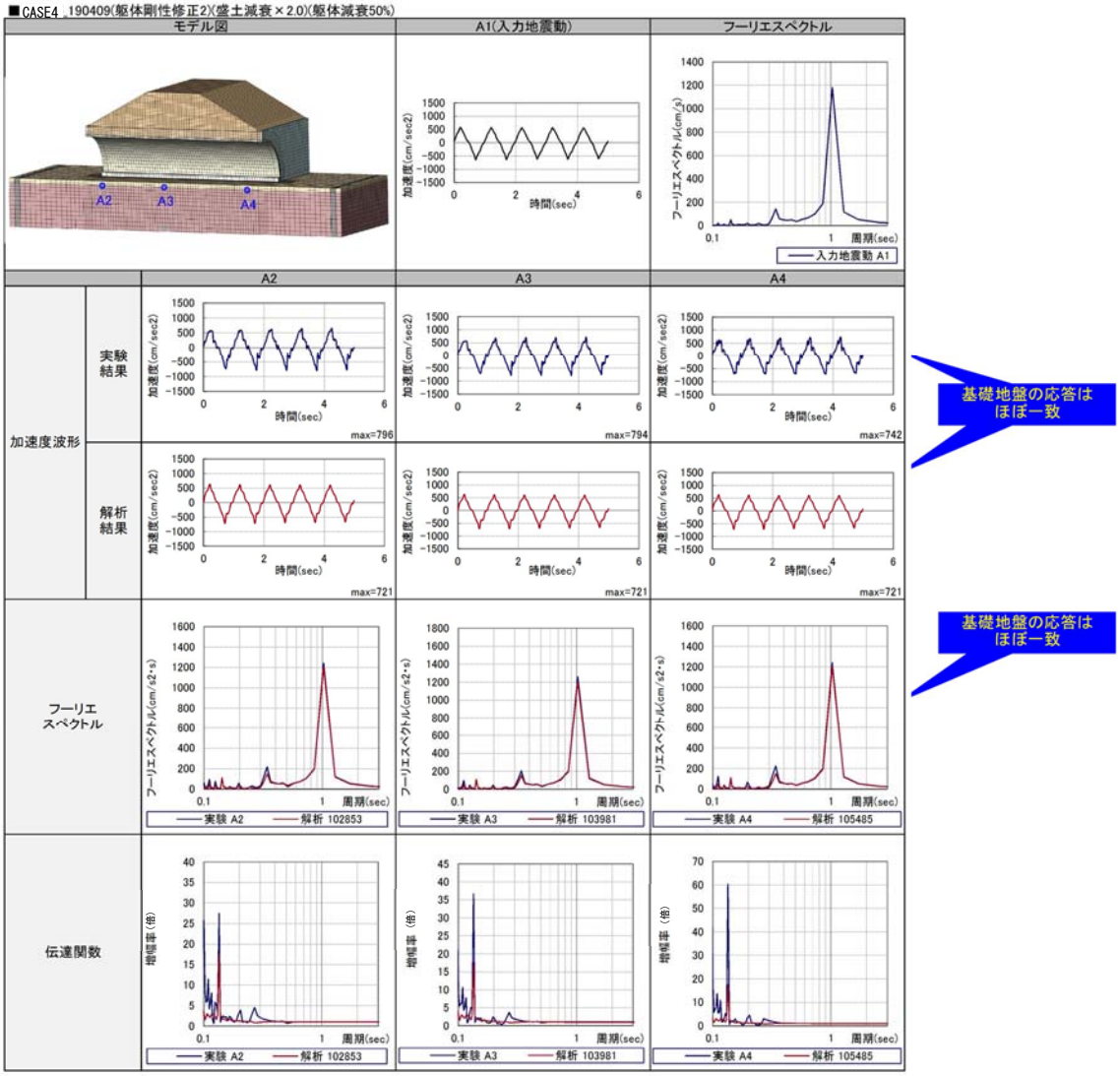


図-5.4.28　加速度応答の比較（地表面位置）（CASE4）

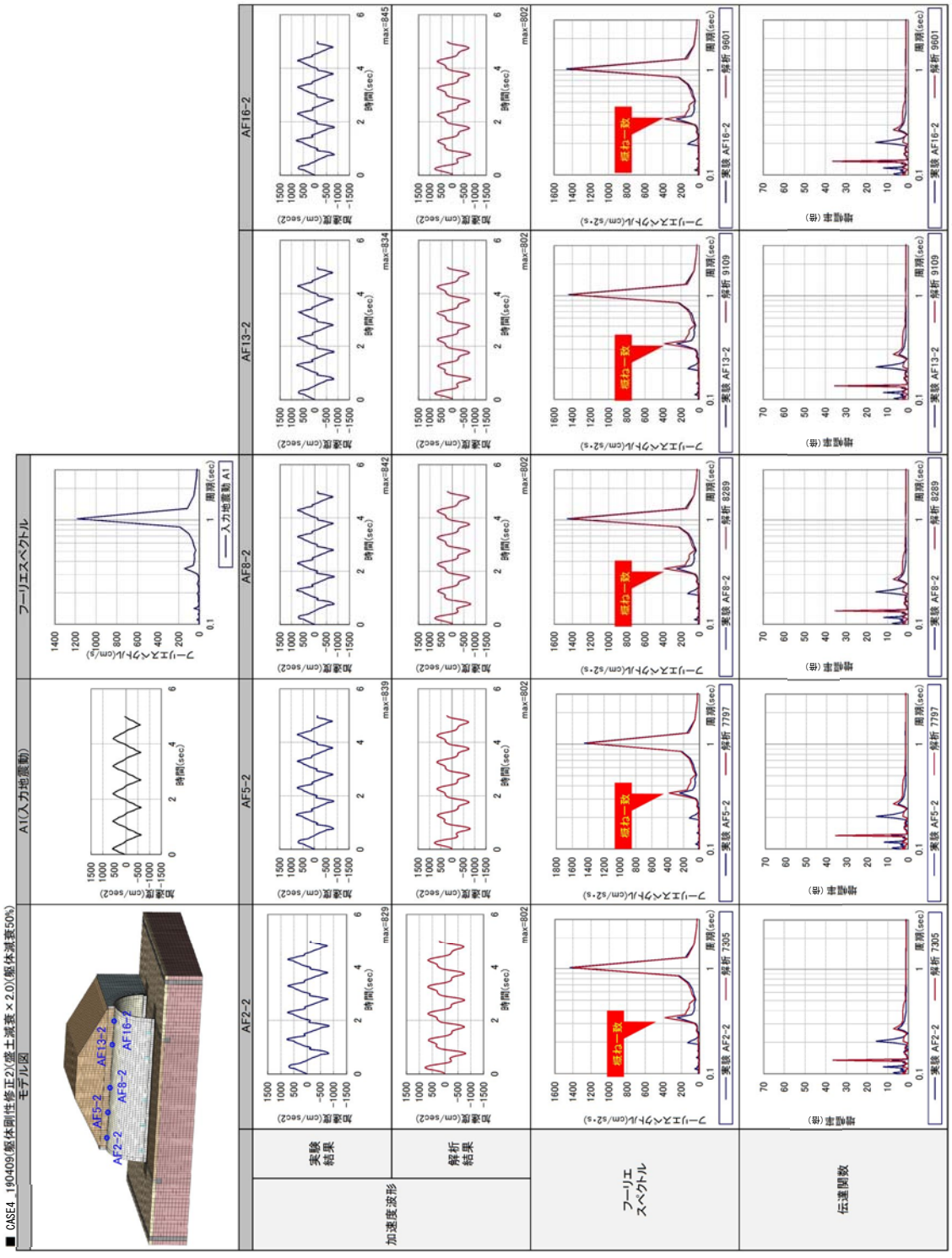


図-5.4.29　加速度応答の比較（躯体頂部：クラウンヒンジ部）(CASE4)

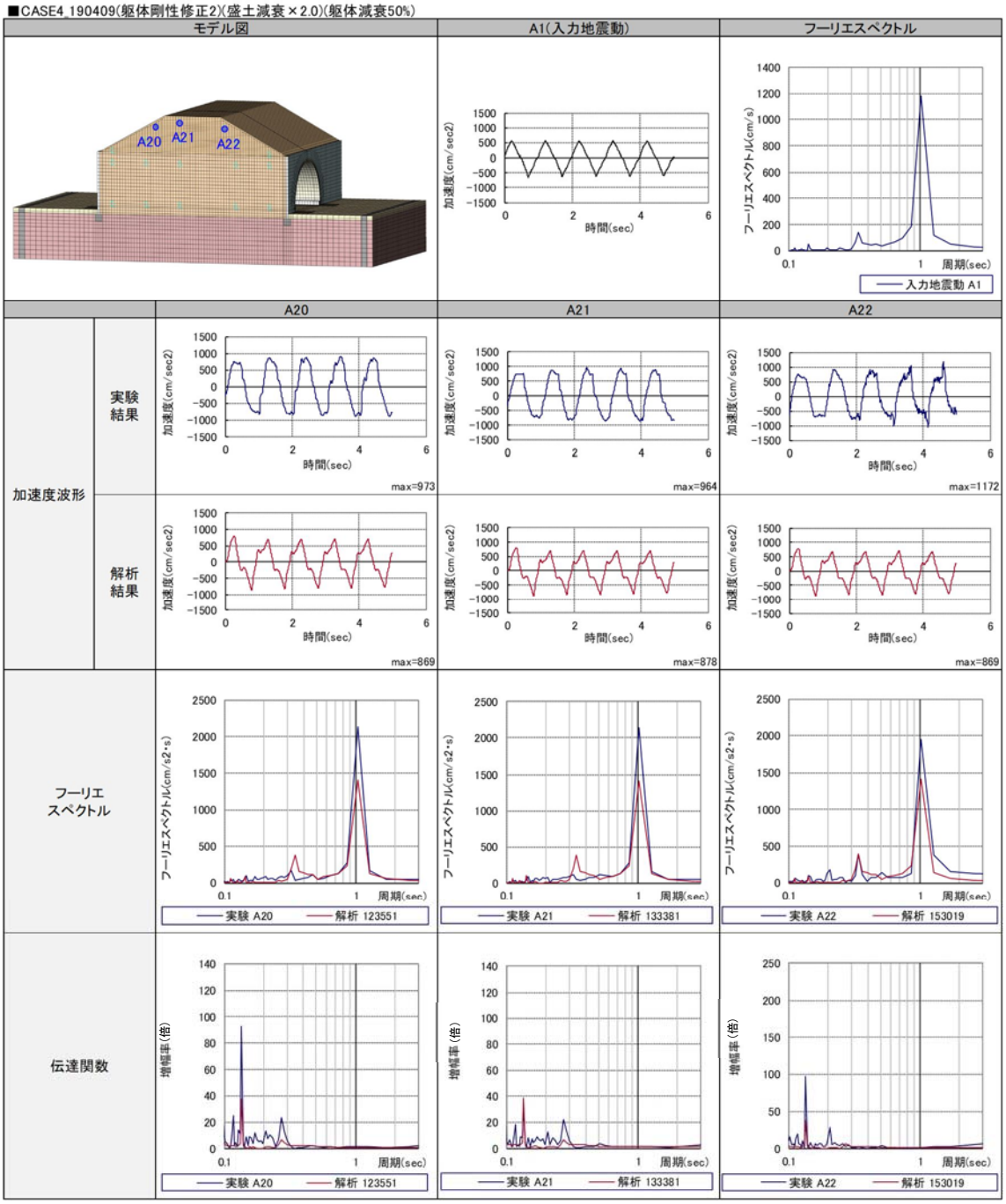


図-5.4.30　加速度応答の比較（盛土天端部付近）(CASE4)

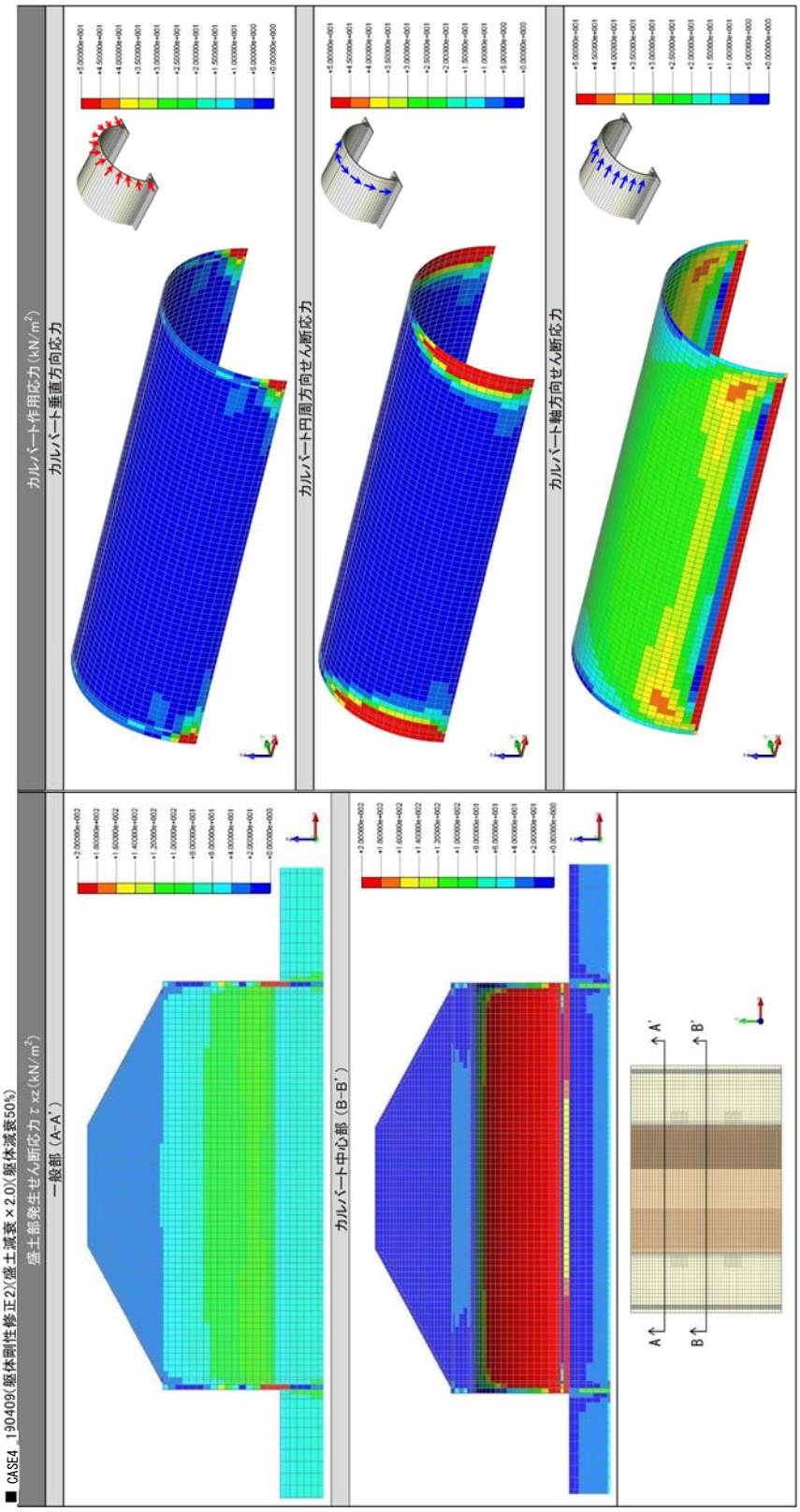


図-5.4.31　発生応力度コンター（地震時増分）（CASE4）

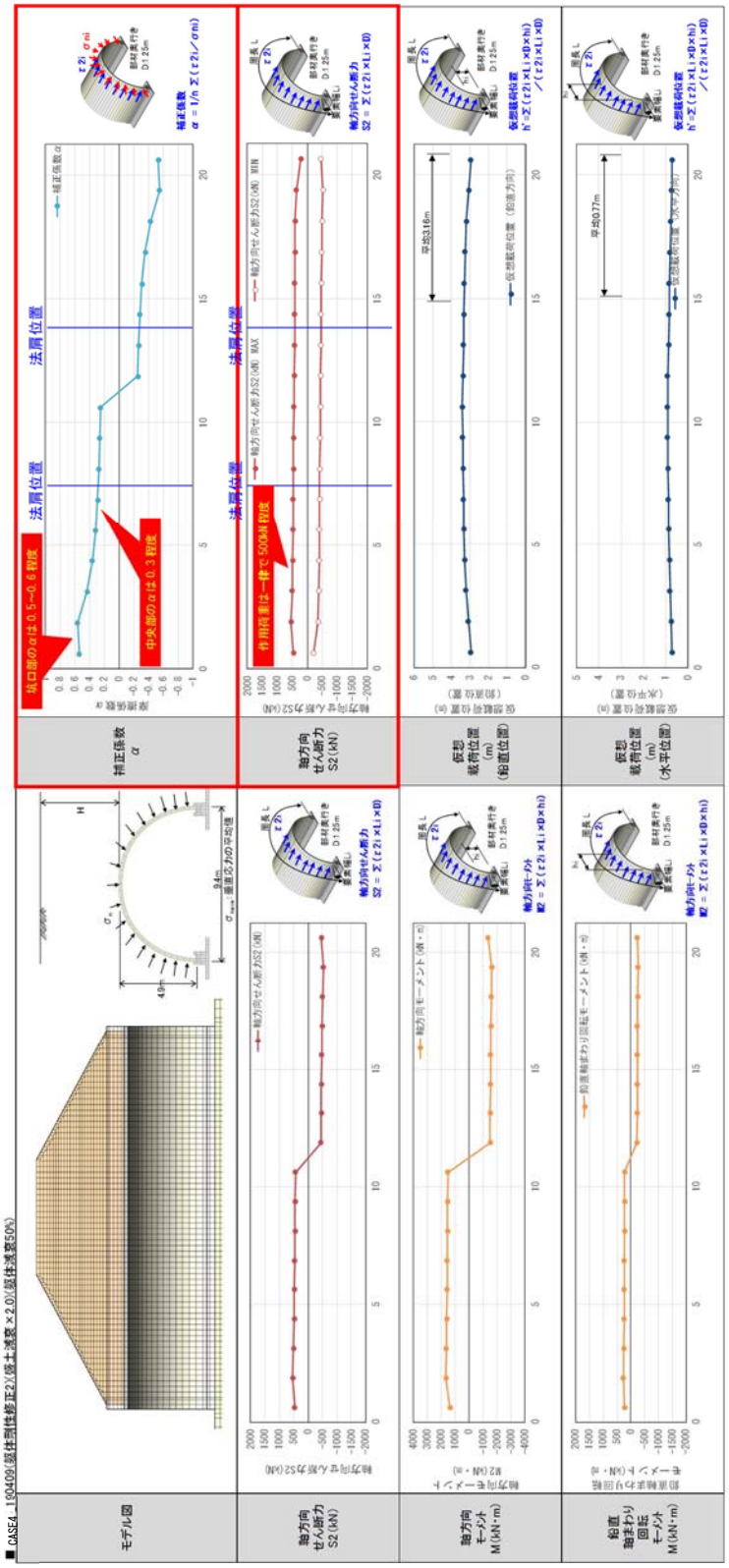


図-5.4.32　躯体作用荷重の集計結果（地震時：常時＋地震時増分）（CASE4）

5.4.3. 実験および解析から推定される縦断方向荷重

図-5.4.33 に 3 次元解析と遠心力載荷模型実験から推定される縦断方向荷重の比較結果を示す．この結果，以下のことがわかった．なお，3 次元解析は CASE2'および CASE4 に対してのみ実施しており，CASE3 に示す荷重分布は，CASE2'に対して実施した結果を準用している．

先に述べたように，CASE2 については，縦断方向荷重の推定精度が良くないと判断されるため，ここでは，CASE3 と CASE4 に対する結果のみの考察を加える．

【比較結果】

- 縦断方向荷重（軸方向せん断力）を比較すると，遠心力載荷実験の結果が 3 次元解析結果を上回る箇所がある．
- これは，遠心力載荷実験では，躯体が一体化されることで作用荷重の集中が生じたことが原因であると考えられる．
- 3 次元解析で得られた地震時補正係数 α_{eq} は 0.3 程度であり，遠心力載荷実験で得られた値（α_{eq}＝0.2）よりもやや大きい値となっている．
- 補強対策設計に用いる**地震時補正係数 α_{eq} は安全側に 0.3 を設定することがよい**と判断される．

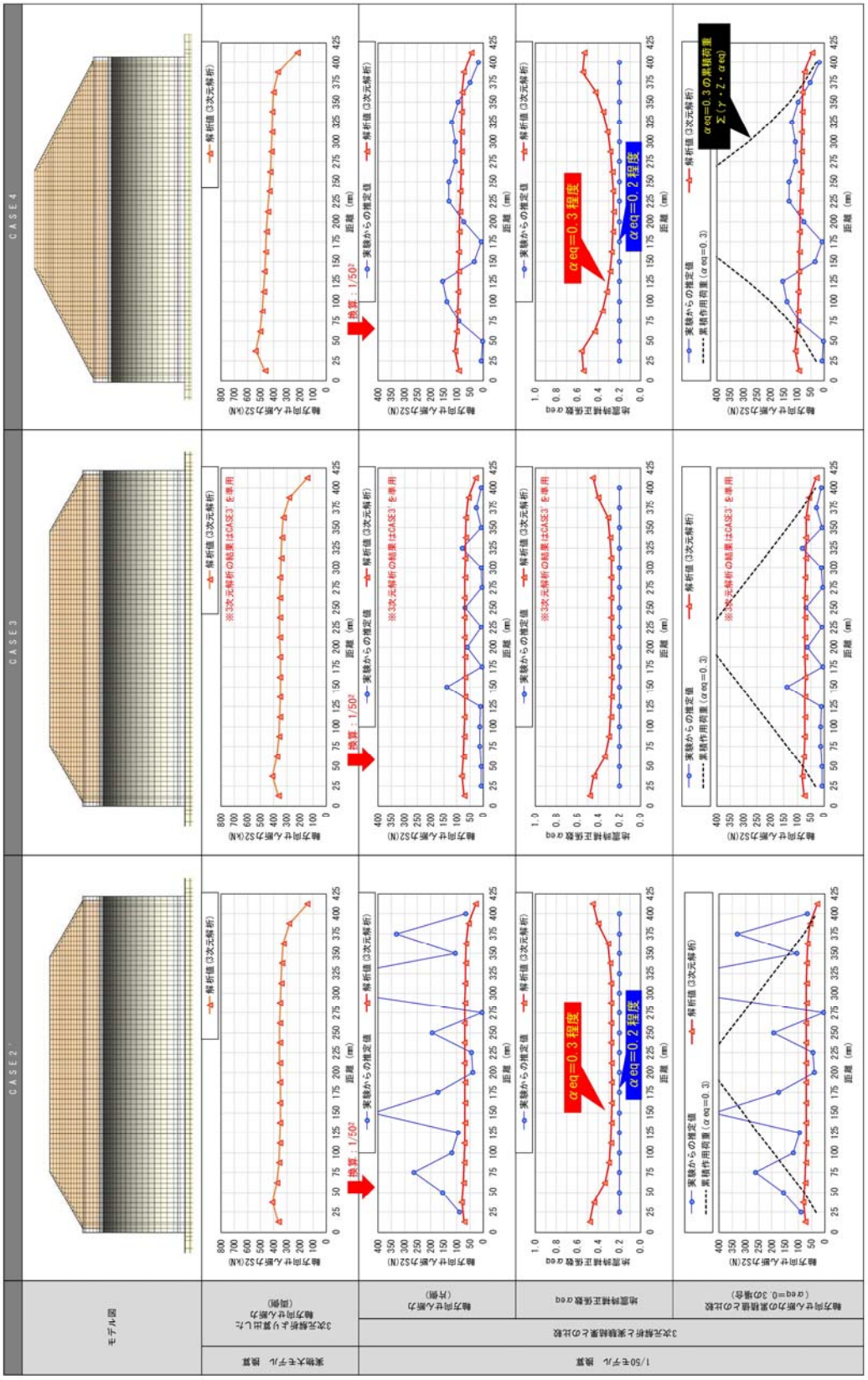


図-5.4.33　解析と実験で得られた縦断方向荷重の比較

5.5. 連結部材数の検討

5.5.1. 検討概要

遠心力載荷実験の結果から，カルバート躯体を縦断方向にシートで連結すると，躯体が一体として挙動する結果が得られるとともに，躯体が一体化されることで，作用荷重が集中する現象が生じることがわかった．したがって，作用荷重の集中が生じることで，補強シートの付着切れが生じる箇所が発生する可能性が考えられることになる．

一方，カルバート躯体を縦断方向に連結させると，幾何学的にカルバートの縦断方向変形が抑制される（躯体高に対し縦断方向幅が大きくなると，縦断方向への転倒モードが抑制される）ことが想定される．そこで，3 次元 FEM により縦断方向幅（連結部材数）の異なる躯体モデル（線形モデル）を構築し，このモデルに縦断方向の荷重を与え，発生する変位量を整理することで，縦断方向変位を抑制するために有効な部材連結数についての検討を行った．

5.5.2. 検討方法

検討方法は以下の通り.

【検討方法】

- 3 次元 FEM 解析（静的線形解析）を実施した.
- 解析に用いるモデルは，先の遠心力載荷実験の再現解析において，躯体の縦断方向剛性を設定する際に使用したモデルを用いた（1/5 モデル：躯体剛性は遠心力載荷実験時に設定した換算剛性を与えたもの）.
- **図-5.5.1** に解析モデル図，**表-5.5.1** に検討ケースを示す.
- **表-5.5.1** に示すように，カルバート躯体幅を変化させた各ケースに対し（1～8 部材連結）縦断方向荷重を与え，躯体頂部の変位を抽出し，連結部材幅 B と変位量との関係を整理した.
- なお，検討ケースの“ブロック数が 8 の場合”が，換算剛性を算出した際に用いたモデルとなっている.
- また，躯体に与える縦断方向荷重（荷重合計 P）は，連結部材幅の大きさに応じ，ブロック数が“8”の時の荷重を基準として，比例配分して与えた.

  ⇒ 6 ブロック連結の場合 ： 20(kN)×6 / 8 ＝ 15(kN)

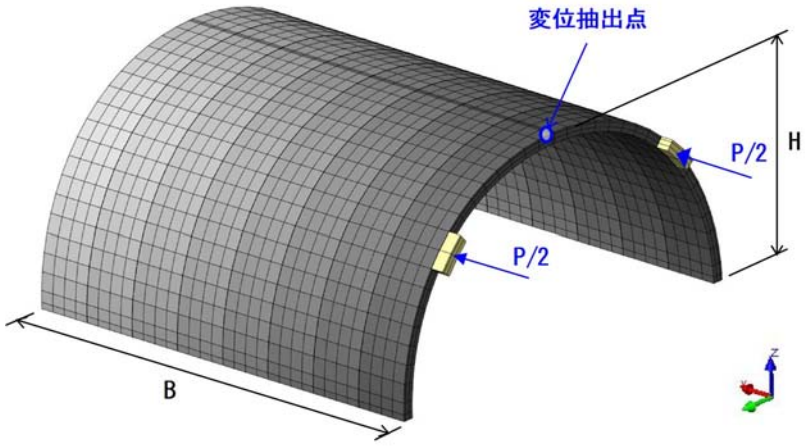


図-5.5.1 解析モデル

表-5.5.1　検討ケース

ブロック数	荷重合計 P(kN)	躯体幅 B(m)
1	2.5	0.25
2	5	0.5
3	7.5	0.75
4	10	1
5	12.5	1.25
6	15	1.5
7	17.5	1.75
8	20	2

5.5.1 や 5.5.2 で用いた
カルバート躯体剛性算出モデル

5.5.3. 検討結果

図-5.5.2 に検討結果を示す．これより以下のことがわかった．

【検討結果】

・連結部材数が少なくなると（躯体幅 B が小さくなると），躯体頂部の変位が大きくなる．

・B/H～δ関係（躯体幅/躯体高～変位 関係）を見ると，変位急増点が B/H が 0.5～1.0 の間にあることがわかる．

・したがって，躯体を縦断方向に躯体高 H 相当の範囲で連結できていれば，形状効果により躯体の縦断方向への挙動が抑制できる可能性があることがわかった．

図-5.5.2　連結部材数の検討結果

5.6. まとめ

本章では，3 ヒンジアーチの補強対策工法の選定のため，1/5 モデルの模型を用いた静的載荷実験（要素実験）と 1/50 モデルの模型を用いた動的力載荷遠心模型実験を行い，それらの結果から，補強対策工法を選定した．また，動的遠心力載荷模型実験の再現解析を行うことにより，縦断方向荷重を算出した．以下に得られた知見を示す．

【3 ヒンジアーチの要素実験】

- CASE1（無対策時）では，アーチ部材が個別に縦断方向に倒れ込んで変形したが，CASE2,3（対策時）では，CASE1 のような個別の変形は生じなかったが，クラウンヒンジ部が水平面内方向に開いている状況が確認された．
- 全体挙動（荷重～水平変位関係）については，CASE2，3 で大きな差は無かったものの，局所的な部材の挙動を見ると，頂部にシートを貼り付けている CASE3（脚部と頂部を対策）の方が，CASE2（脚部のみ対策）と比べ，縦断方向の変形を抑制できている．
- 本要素実験では，補強シートはクラウンヒンジ部を跨がせずに補強したが，この結果，クラウンヒンジ部が水平方向に開くように挙動したため，補強シートはクラウンヒンジ部を跨がせて貼り付ける方が良いと考えられる．

【3 ヒンジアーチの動的遠心力載荷模型実験】

- 繊維シートに発生したひずみ分布から，各部材に作用する荷重が，ある目地部に局所的に集中する現象が発生しているものと推測される．これはアーチ部材を繊維シートにより，縦断方向に一体化したことにより変形が並進モードに変化したためであると考えられる．
- 上述の局所的に集中する現象（累積荷重）を考慮し，地震時補正係数 $\alpha_{eq}=0.2$ とすると，CASE3 と CASE4 で作用した縦断方向荷重（シートの発生ひずみより算出した値）と概ね一致することが確認された．

【3 ヒンジアーチの動的遠心力載荷模型実験の再現解析】

- 縦断方向荷重（軸方向せん断力）を比較すると，遠心実験の結果が 3 次元解析結果を上回る箇所があった．
- 3 次元解析で得られた地震時補正係数 α_{eq} は 0.3 程度であり，遠心力載荷実験で得られた値（$\alpha_{eq}=0.2$）よりもやや大きい値となっている．これより，補強対策設計に用いる地震時補正係数 α_{eq} は安全側に 0.3 を設定する．

【連結部材数の検討】

・ 3 ヒンジアーチは，縦断方向に躯体高 H 相当の範囲で連結できていれば，形状効果により躯体の縦断方向への挙動が抑制できる可能性があることがわかった.

参考文献

1) （財）先端建設技術センター，テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），2012.9

6.2 ヒンジアーチの補強対策工法の検討

6.1. 縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジアーチの横断方向の正負交番載荷実験

6.1.1. 実験の目的

共同研究報告書（その 1）の 4 章で述べたように，2 ヒンジアーチは常時・地震時において，様々な損傷事例[1)]が報告されており，これらの損傷の要因は，基礎地盤および周辺地盤の沈下，過少な平面交差角等による偏土圧，**図-6.1.1** に示すような縦断方向の作用に大別することができる．その中で，縦断方向に荷重が作用する要因に関しては，3 次元 FEM 解析の結果から，上載盛土の影響によるものであることが分かった．また，上載盛土の影響により縦断方向荷重が作用し，**写真-6.1.1（a）**に示すような実際の損傷と同様な側壁基部の斜めひび割れが発生することを確認した．また，**写真-6.1.1(b)**に示すような頂版部材の目地部のコンクリートの剥落についても，縦断方向荷重によって生じた変形により，プレキャスト部材同士が接触することで発生しているものと考えられる．

2 ヒンジアーチの耐震性能評価に関する研究としては，ヒンジの脱落の有無や損傷過程，終局状態の確認を目的に，横断方向の正負交番載荷を行った久保田らの実験[2)]がある．この実験では，側壁基部や隅角部に損傷が集中し，頂版部材はヒンジの影響により損傷が進展しないことが報告されている．このことから，横断方向の耐荷力に大きく影響すると思われる側壁基部に，縦断方向荷重によるひび割れが発生している場合の 2 ヒンジアーチの耐震性能を確認する必要があると考えられる．よって，本実験は縦断方向荷重による損傷を与えた状態で横断方向に正負交番載荷を実施し，終局状態や変形能を確認することで，耐震性能評価を行ったものである．

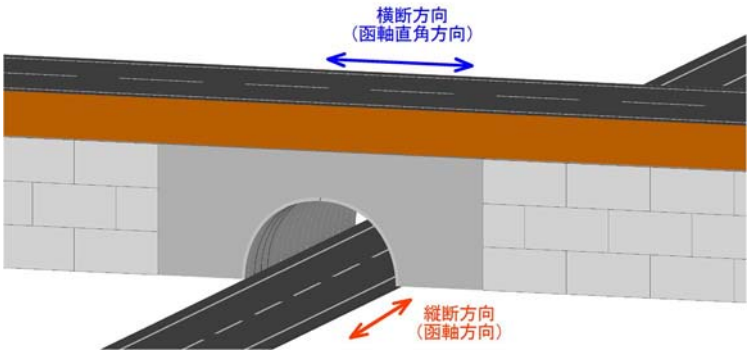
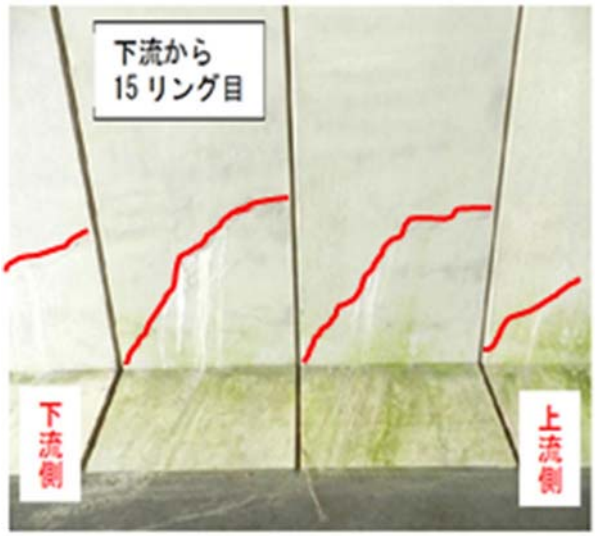
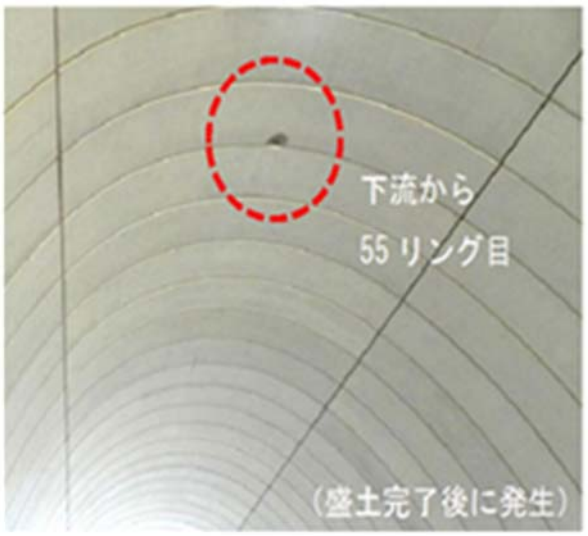


図-6.1.1　カルバート検討方向の定義



(a)　側壁基部の斜めひび割れ



(b) 頂版部材のコンクリートの剥落

写真-6.1.1　2 ヒンジアーチの損傷事例 [1)]

6.1.2. 実験の概要

(1) 供試体のモデル化

模型供試体は**図-6.1.2** に示すように，内空幅 11.633m，内空高 9.283m，部材厚 0.750m，縦断方向長さ 0.995m の 2 ヒンジアーチをモデルとした.これは実現場と同様の構造であり，この現場では**写真-6.1.1** のような，縦方向荷重による側壁基部にひび割れや頂版部材の目地部のコンクリートの剥落が生じている．本実験では耐震性能に影響が大きいと考えられる側壁部材のみを取り出し，正負交番載荷実験による耐震性能評価を行うこととした．模型供試体は，実験時に頂版部材との接合部において軸方向力を作用させるが，アーチ形状をしていると軸方向力載荷装置が複雑化するため，**図-6.1.3（a）**に示すように，アーチ部を直線とした逆 T 型擁壁形状とし，実物大に対しての 1/3 のサイズとした．模型供試体の配筋は，実物大に対して，相似則を配慮して鉄筋比ができる限り近くなるように設定した．**図-6.1.3(b)**に模型供試体の断面配筋図を示す.

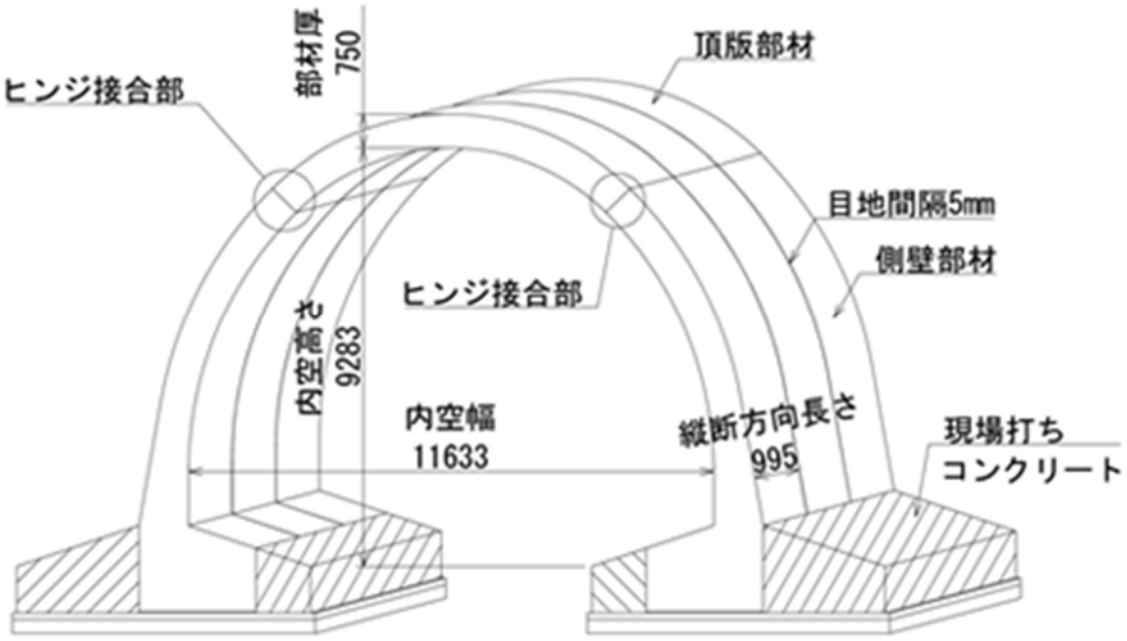
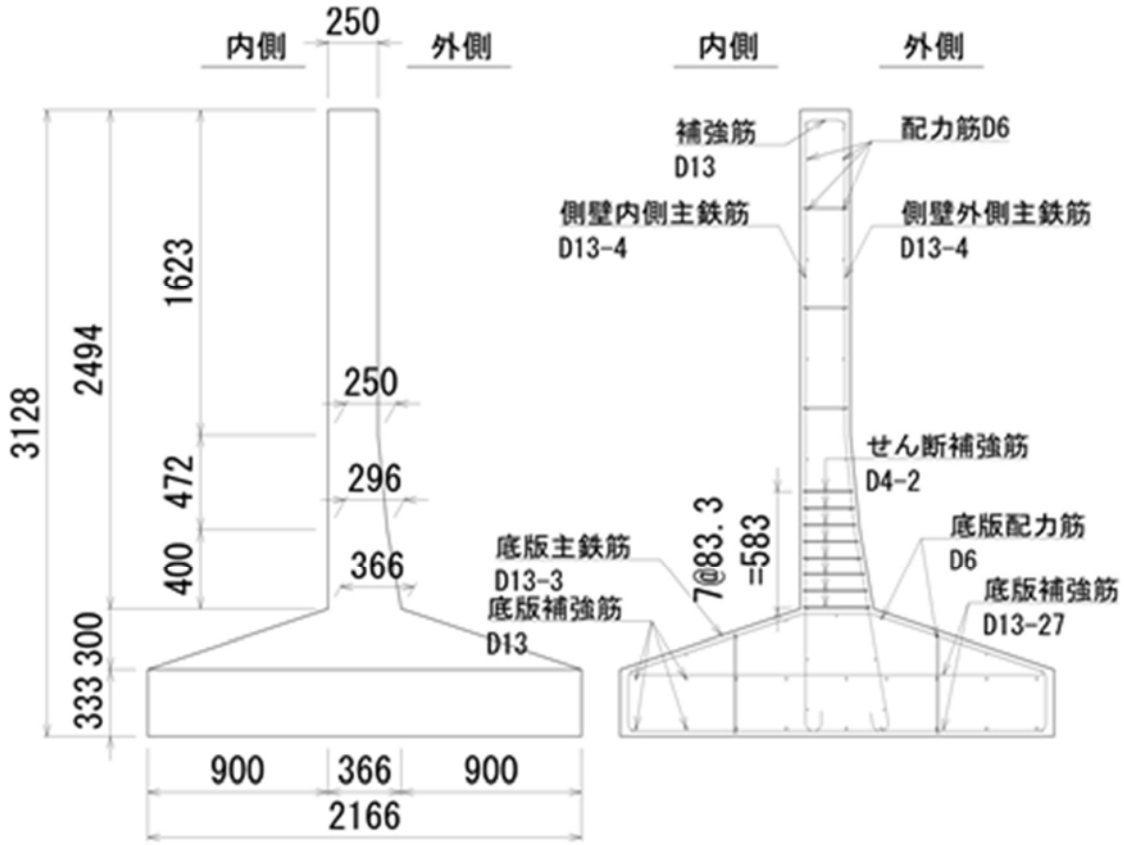


図-6.1.2　2 ヒンジアーチの構造図



（a）構造図　　（b）配筋図

図-6.1.3　2 ヒンジアーチの断面図

(2) 模型供試体の製作

模型供試体の材料は，JIS A 5308 に適合したレディミクストコンクリートを用いることとし，呼び強度 40N/mm^2 のものを使用した．コンクリート配合表を**表-6.1.1** に示す．また，模型供試体製作時に採取したテストピースにより，圧縮強度試験（JIS A 1108）を実施した．その結果を**表-6.1.3** に示す．

配筋には，D4（SD295A）および D6，D13（SD345）の JIS 規格品を用いた．また，模型供試体の製作に先立ち，JIS Z 2241 の規定に基づいて使用する鉄筋の引張強度試験を実施した．**表-6.1.2** に鉄筋の引張強度試験結果を示す．なお，本実験での塑性化の判定には，この試験から得られた降伏ひずみ 2007μ を用いることとした．

供試体の製作は，コンクリートの打ち込み高さ，型枠の製造のしやすさ，作業場の安全性を考慮し，**図-6.1.4** に示すように水平に転回させた状態でコンクリートの打設を行った．この際に，フーチングの一部を 2 回の打設に分けており，強度発現を確認後，治具を用い載荷状態へと転回している．

表-6.1.1　コンクリート配合表

呼び強度 (N/mm^2)	W/C (%)	スランプ (cm)	S/a (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)	単位量(kg/m^3)				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
40	41.2	12	40.7	20	4.5	175	425	682	1019	4.25

表-6.1.2　鉄筋の引張強度試験結果

種別	主筋	配力筋	せん断補強筋
呼び名	D13	D6	D4
規格	SD345	SD345	SD295A
公称断面積 (mm^2)	126.7	31.67	14.05
降伏強度 (N/mm^2)	375.43	402.41	393.56
引張強度 (N/mm^2)	551.17	565.2	528.71
弾性係数 (kN/mm^2)	187.05	195.13	189.22
降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	2007	—	—
伸び (%)	25.4	25.1	22.6

表-6.1.3　コンクリートの圧縮強度試験結果

項目	種別	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
打設1回目	フーチング部～側壁部	28	43.55	25.87
		53	45.15	25.37
		67	44.15	26.32
打設2回目	フーチング部	28	43.59	25.08
		53	42.28	24.67
		67	41.70	24.81

※　材齢53日,67日はそれぞれCASE-1, CASE-2の載荷日である.

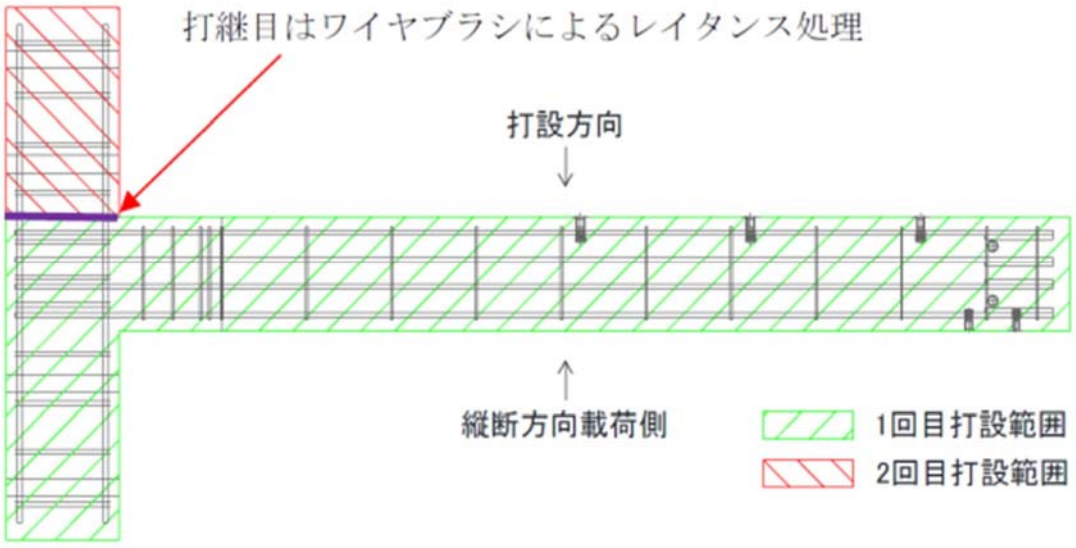


図-6.1.4　供試体製作時の打設方向

(3) 実験ケースおよび載荷方法

実験ケースは縦断方向荷重による損傷の影響を確認するため，縦断方向荷重の載荷の有無の 2 ケースとした．載荷方法は軸方向力，正負交番載荷および縦断方向荷重の 3 方向載荷とし，油圧ジャッキ 3 基を用いて載荷した．載荷イメージ図を**図-6.1.5** に示す．また，模型供試体のセットアップ状況を**写真-6.1.2** に示す．

軸方向力に関しては，土かぶり厚 4.0m で算出した側壁部材の基部のコンクリートの圧縮応力度が実構造物と同様になるように 100kN とし，一定荷重を維持するため，一定荷重保持機能付き電動油圧ポンプを使用した．また，軸方向力用油圧ジャッキと反力用鋼材との間には，フッ素樹脂板とシリコーンスプレーによる滑動装置を設置することで，縦断方向荷重および正負交番載荷による模型供試体の変形に対し，追従できる構造となっている．また，変形による角度変化に対しても，油圧ジャッキに取付けた球座により載荷面と供試体との平面度を維持する構造となっている．

縦断方向荷重の載荷に関しても，軸方向力と同様の載荷方法としている．縦断方向荷重の合力の作用位置は、本報告書の 3 章で述べたように，水平方向は内空幅の 1/4 程度，鉛直方向は内空高の 3/4 程度と解析されている．本実験のモデルとした 2 ヒンジアーチにおける縦断方向荷重の作用位置は，**図-6.1.6** のようになり，水平方向および鉛直方向の中間点が側壁部材と頂版部材の接合部付近となったため，本実験での縦断方向荷重の載荷位置は側壁部材の上部位置とした．

正負交番載荷に関しては，正負の載荷が行えるよう，複動型油圧ジャッキを用いた．油圧ジャッキ取付部に変形による角度変化に対応できるよう，ピン固定により回転変形が可能な治具を設置した．縦断方向荷重による変形に対しては，ベアリングによる滑動機構を持った治具を設置することで追従できる構造とした．

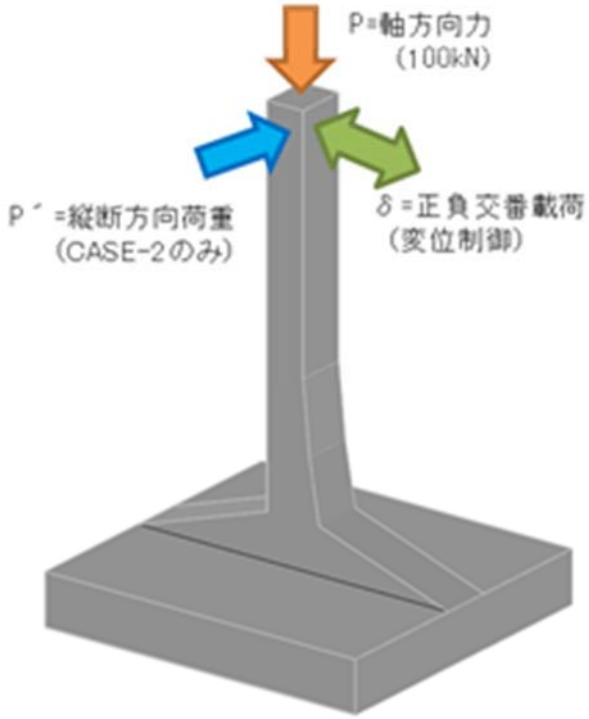


図-6.1.5　載荷イメージ図

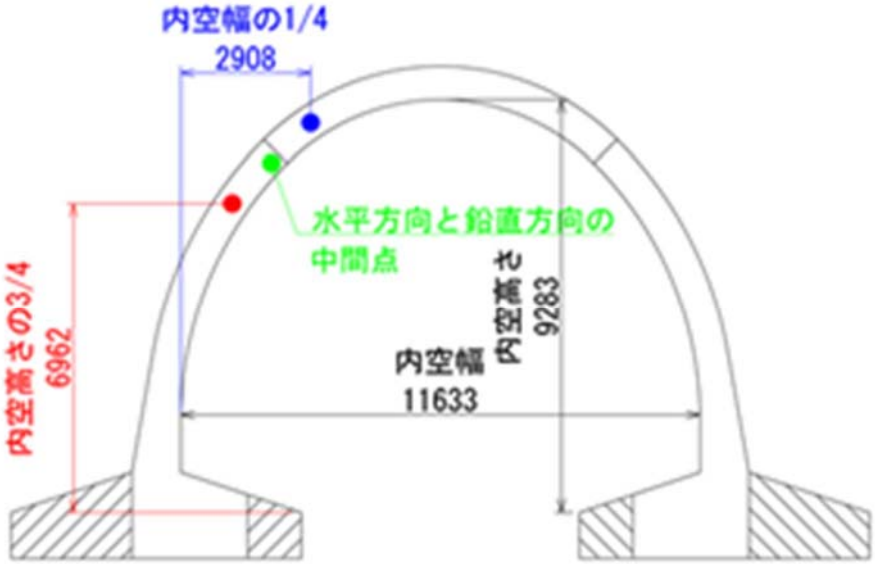


図-6.1.6　縦断方向荷重の作用位置



(a)　全景



(b) 油圧ジャッキセットアップ状況

写真-6.1.2　模型供試体セットアップ状況

(4) 載荷手順

縦断方向荷重の載荷が無い CASE-1 に関しては，供試体に軸方向力として 100kN を載荷させ，横断方向の正側への載荷を行う． 図-6.1.7 に示すように，正側載荷時に引張側となる鉄筋に貼り付けたひずみゲージのいずれかの値が 2007μ に達した時の供試体頭部の水平変位量を正側の基準変位 δ_y とする．その後，負側へと載荷を行い，負側載荷時に引張側となる鉄筋に貼り付けたひずみゲージのいずれかの値が 2007μ に達した時の供試体頭部の水平変位量を負側の基準変位 δ_y とした．この正負 1 回ずつの載荷を 1 サイクルとし，3 サイクル繰り返し載荷を行った．以降，基準変位を整数倍させ，同様に 3 サイクルの繰り返し載荷を行った．載荷は，最大水平荷重の 80%以下に低下するまで変位を漸増させた．

縦断方向荷重の載荷を伴う CASE-2 に関しては，模型供試体に軸方向力として 100kN を載荷させ，縦断方向荷重を載荷した．縦断方向荷重による損傷を発生させるにあたり，ひび割れ幅ではなく，鉄筋の引張応力度によって制御するものとし，鉄筋が降伏する荷重を採用した．図-6.1.7 に示すように，縦断方向荷重に対して引張側となる最外縁の鉄筋に貼り付けたひずみゲージのいずれかの値が 2007μ に達するまで載荷を行った．その後，横断方向の正負交番載荷を実施している．正負交番載荷の基準変位 δ_y は CASE-1 と同様の基準変位とし，以降の載荷手順も CASE-1 と同じ方法としている．

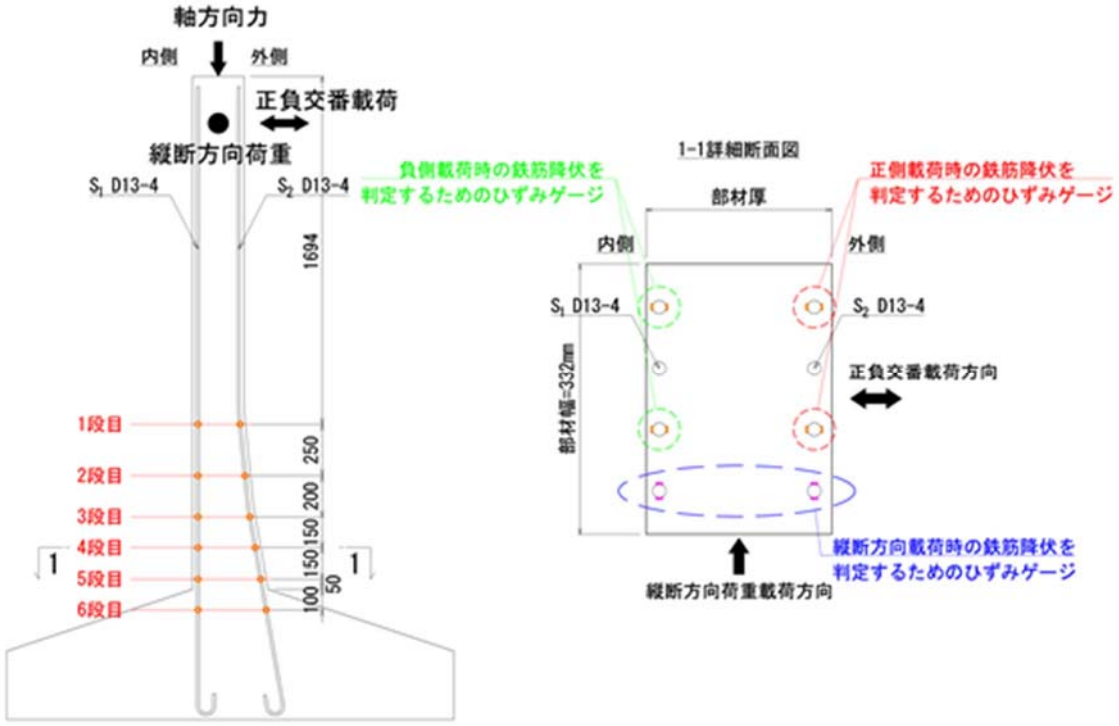


図-6.1.7　鉄筋ひずみゲージ位置

(5) 評価項目

一般にカルバートのような地中構造物は，地震時に周辺地盤の変形によって，その挙動が支配されるとされている[2)]．そのためカルバートの変形能の指標である層間変形角が耐震性能評価の重要な指標となる．ここで，耐震性能評価に用いた模型供試体の層間変形角の定義を**図-6.1.8** に示す．具体的な要求性能としては，カルバートの設計指針[3)] の中で，比較的大きな数値である層間変形角 2%（1/50）を耐震性能評価の目安とした．

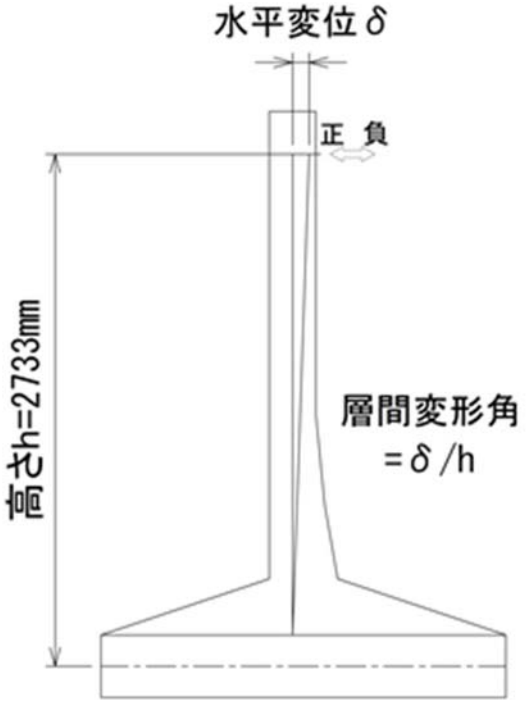


図-6.1.8　層間変形角の定義

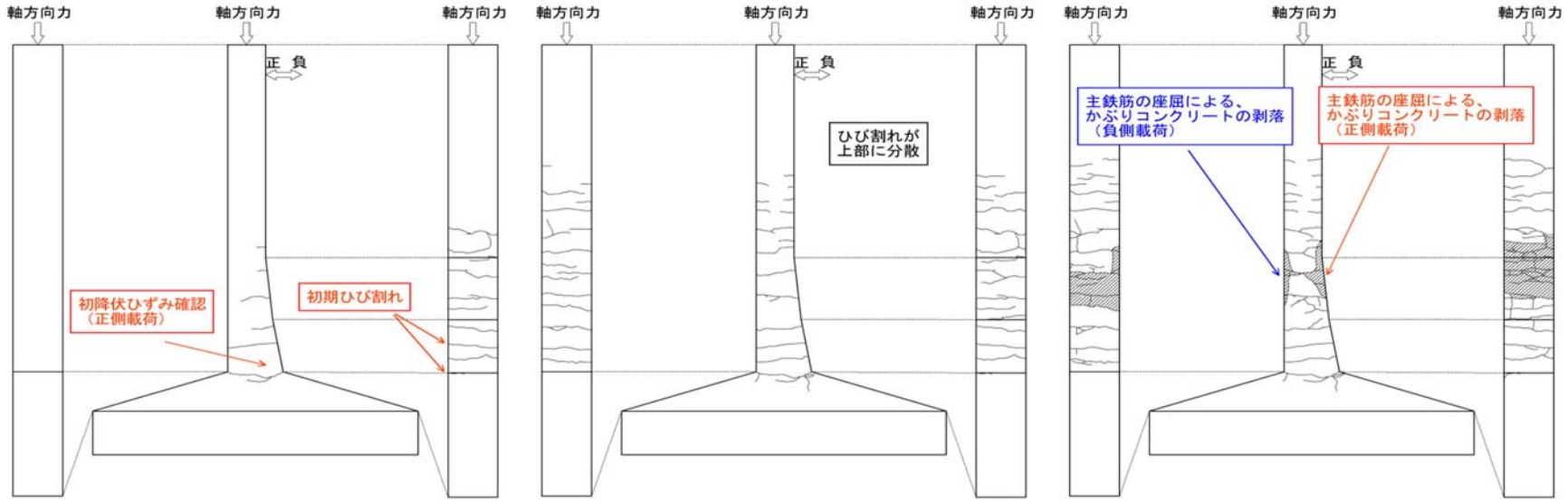
6.1.3. 実験結果

(1) 縦断方向荷重を載荷しないケース（CASE-1）

CASE-1 の正側載荷では水平荷重 32.9kN で**図-6.1.9 (a)** に示すような側壁基部に初期ひび割れが発生し，水平荷重 47.5kN で側壁基部で初降伏を確認した．この時の水平変位は 18.3㎜ であった．負側載荷では水平荷重 40kN で側壁基部に初期ひび割れが発生し，水平荷重 49.0kN で側壁基部の初降伏を確認している．この時の水平変位 δ は 18.3㎜ であった．そのため，正負ともに基準変位 δ=18.3㎜ とし，2 サイクル繰り返し載荷を行い，基準変位を整数倍して以降の載荷を続けたが，$-2\delta_y$ の 1 サイクル目にて軸方向力用の油圧ジャッキの傾きが確認されたため，載荷を中止し治具の修正を行った．これにより，基準変位での水平荷重が 22.8kN へと低下したため，再度 $1\delta_y$ から実験をやり直した．その際の基準変位に関しては，そのまま 18.3㎜ を使用している．治具改良後の水平荷重と層間変形角の履歴曲線を**図-6.1.10** に示す．水平荷重は正負ともに $2\delta_y$ にて最大荷重を計測しており，それぞれ P_{max}（正側）=35.4kN，P_{max}（負側）=37.8kN であった．その後，徐々に水平荷重が低下し，正負ともに $8\delta_y$ にて主鉄筋の座屈およびかぶりコンクリートの剥落により終局に至っている．この時の層間変形角は 5.36%で，耐震性能評価の目安とした 2.0%を大きく上回っている．主鉄筋の座屈が発生した位置は**図-6.1.9(c)**に示すように，部材厚が変化する断面変化点である．また，**写真-6.1.3** に終局時における模型供試体の状況を示す．

軸方向変位と層間変形角の関係を**図-6.1.11** に示す．正負交番載荷によって，曲げ変形が生じていることが分かる．正負ともに終局時には，**図-6.1.12** に示すように主鉄筋の座屈位置で塑性ヒンジ化することで回転変形へと変化したため，軸方向変位量が小さくなったと考えられる．なお，終局時においても一定荷重保持機能付きの電動油圧ポンプによって，軸方向力 100kN は保たれており，2 ヒンジアーチの内空が保てなくなるような崩壊は生じないと判断できる．

図-6.1.7 に示した鉄筋ひずみゲージ位置で計測された鉄筋ひずみの値と層間変形角の関係を**図-6.1.13** に示す．基準変位の整数倍の強制変位を 3 サイクル載荷するが，この図は各サイクルの最大値を平均している．正負ともに層間変形角が 1%～4%程度までは鉄筋ひずみの平均値が 3000μ～4000μ 程度を示しており，応力の再分配が起こっていることが分かる．約 4%から終局時まではひずみの平均値が低下している．これは，**図-6.1.9(b)**に示すようにひずみゲージを貼り付けた位置よりも上部にひび割れが分散していることから，上部の鉄筋へと応力の再分配が起こっているものと考えられる．



（a）層間変形角 0.67%
（正側載荷初降伏時）

（b）層間変形角 1.34%
（最大荷重時[2δ_y終了時]）

（c）層間変形角 5.36%
（載荷終了時）

図-6.1.9　ひび割れ損傷図（CASE-1）



（a）側壁部全景状況



（b）主鉄筋の座屈状況

写真-6.1.3　終局時の模型供試体の状況（CASE-1）

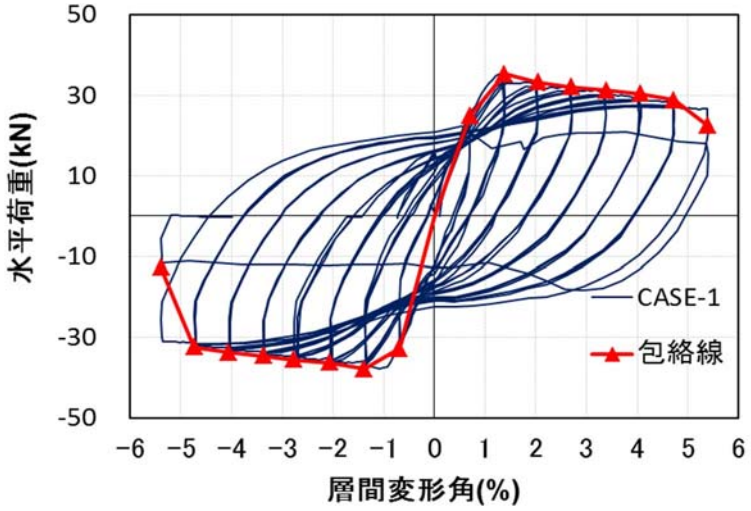


図-6.1.10　水平荷重-層間変形角の履歴曲線（CASE-1）

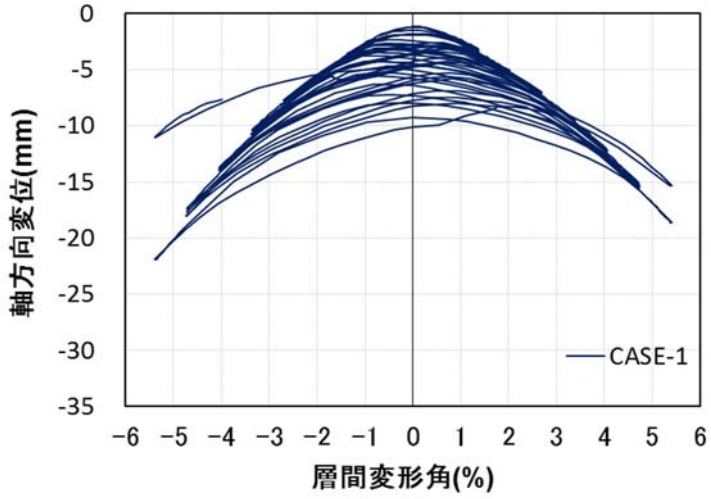
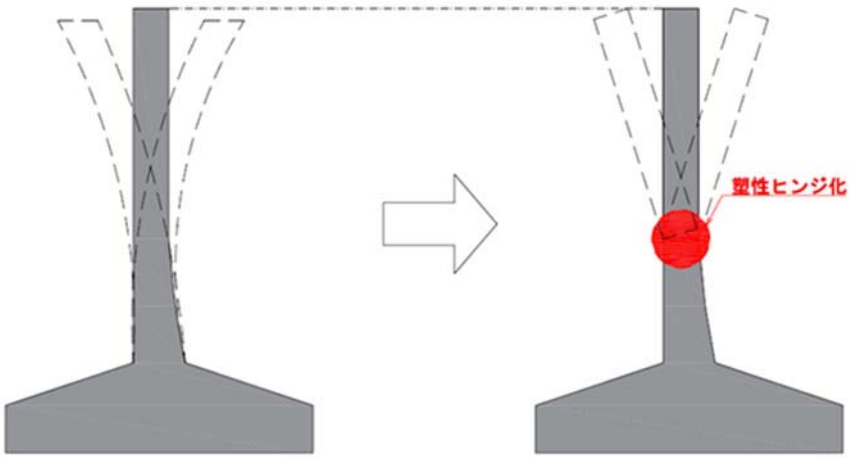


図-6.1.11　軸方向変位-層間変形角の履歴曲線（CASE-1）



（a）終局前の変形イメージ　　（b）終局後の変形イメージ

図-6.1.12　塑性ヒンジ化による変形のイメージ図

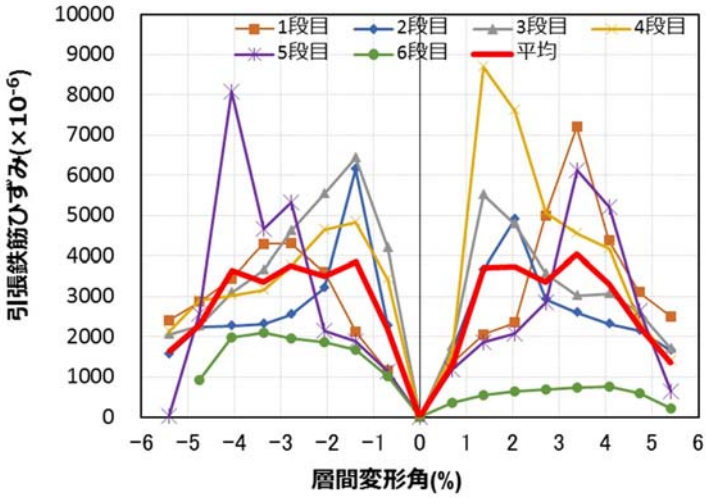


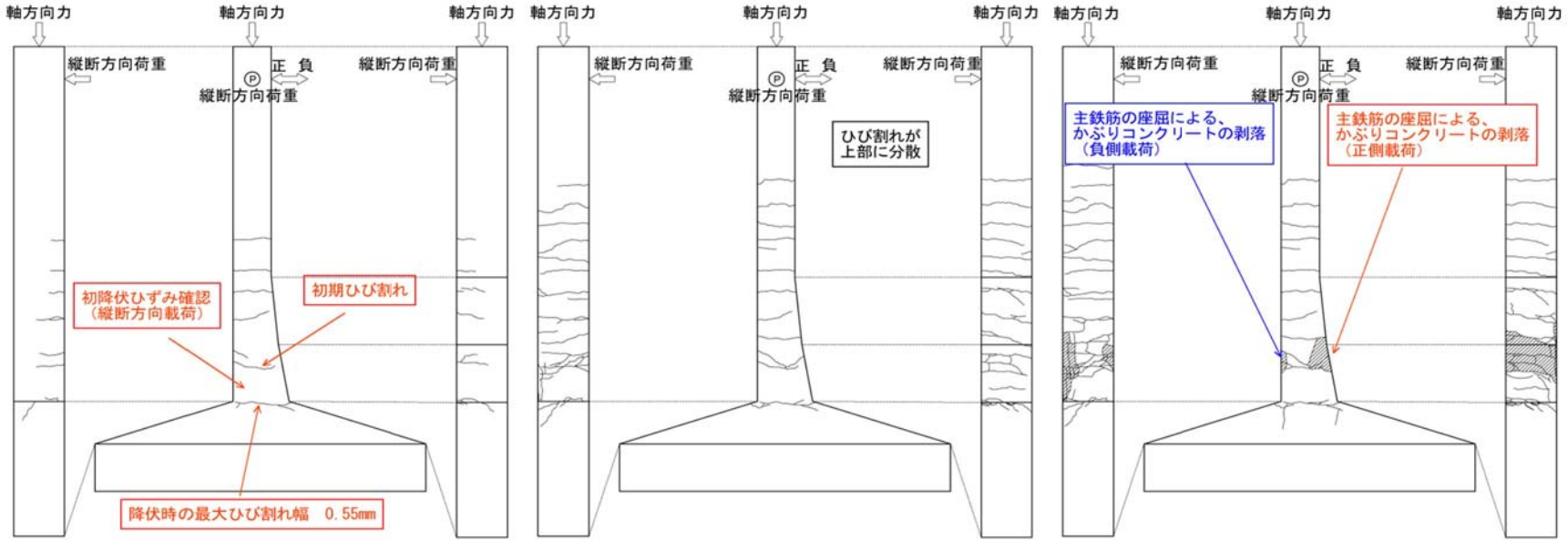
図-6.1.13　鉄筋ひずみ-層間変形角の関係（CASE-1）

(2) 縦断方向荷重を載荷したケース（CASE-2）

CASE-2 は縦断方向荷重 19.4kN 時に，**図-6.1.14(a)**に示すような側壁基部に初期ひび割れの発生を確認した．その後，縦断方向荷重 28.4kN で側壁基部に初降伏ひずみを確認しており，その時の最大ひび割れ幅は 0.55mm で，縦断方向への変位量は 19.0mm であった．以降は，縦断方向荷重を維持するようにしたが，正負交番載荷を進めると縦断方向への変位量が大きくなり，実験治具の関係上，縦断方向荷重を維持するのが難しくなったため，$-1\delta_y$ の 2 サイクル目で変位制御に切り替えた．水平荷重と層間変形角の履歴曲線を**図-6.1.15** に示す．正負交番載荷では CASE-1 と同じ基準変位 δ_y を載荷しており，正側載荷では，$3\delta_y$ 時に最大荷重 P_{max}（正側）=32.3kN を計測し，負側載荷では，$4\delta_y$ 時に最大荷重 P_{max}（負側）=36.0kN を計測した．その後，徐々に水平荷重が低下し，正側，負側ともに $7\delta_y$ にて，最大水平荷重の 80%以下に低下するとともに，主鉄筋の座屈により終局に至っている．この時の層間変形角は 4.7%で，耐震性能評価の目安とした 2.0%を上回っている．主鉄筋の座屈が発生した位置は**図-6.1.14(c)**に示すように，CASE-1 よりも基部に近い位置である．また，**写真-6.1.4** に終局時における模型供試体の状況を示す．

軸方向変位と層間変形角の関係を**図-6.1.16** に示す．この図は，載荷中に軸方向変位計が脱落していることが確認されたため，脱落前の $-6\delta_y$-1 までのものである．CASE-1 同様に正負交番載荷によって，曲げ変形が生じていることが分かる．縦断方向荷重の影響により，正負交番載荷の初期において，軸方向変位量が大きくなっている．なお，CASE-1 同様に終局時においても，軸方向力 100kN は保たれており，2 ヒンジアーチの内空が保てなくなるような崩壊は生じないと判断できる．

鉄筋ひずみと層間変形角の関係を**図-6.1.17** に示す．層間変形角が 1%～4%程度までは正側は鉄筋ひずみの平均値が 2000μ～4000μ 程度，負側は 2000μ～3000μ 程度と多少低い値を示しているが，CASE-1 と同様に応力の再分配が起こっていることが分かる．4%から終局時まではひずみの平均値が低下しているが，これも CASE-1 と同様の現象であると考えられる．CASE-2 では，正側 6 段目のひずみが大きく計測されており，縦断荷重載荷によって基部に損傷が集中することで，鉄筋の抜け出しが起こっている可能性が考えられる．



（a）層間変形角 0.00%
（縦断方向載荷初降伏時）

（b）層間変形角 2.01%
（最大荷重時[3δ$_y$終了時]）

（c）層間変形角 4.69%
（載荷終了時）

図-6.1.14　ひび割れ損傷図（CASE-2）



(a) 側壁部全景状況



(b) 主鉄筋の座屈状況

写真-6.1.4　終局時の模型供試体の状況（CASE-2）

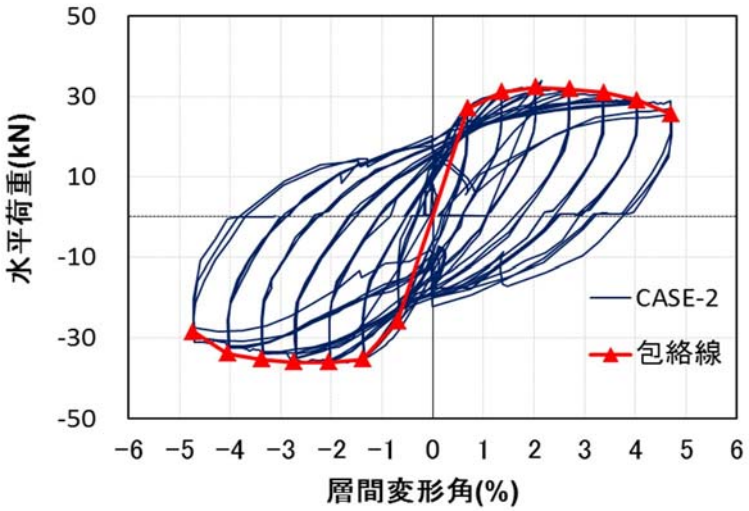


図-6.1.15　水平荷重-層間変形角の履歴曲線（CASE-2）

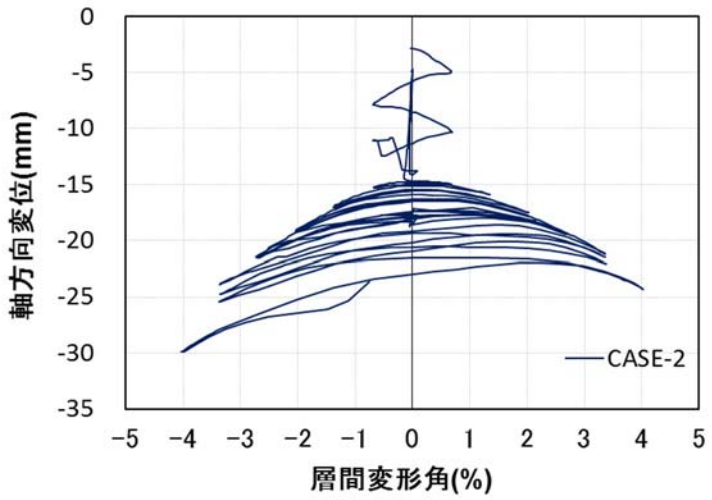


図-6.1.16　軸方向変位-層間変形角の履歴曲線（CASE-2）[6δy-1（負）まで]

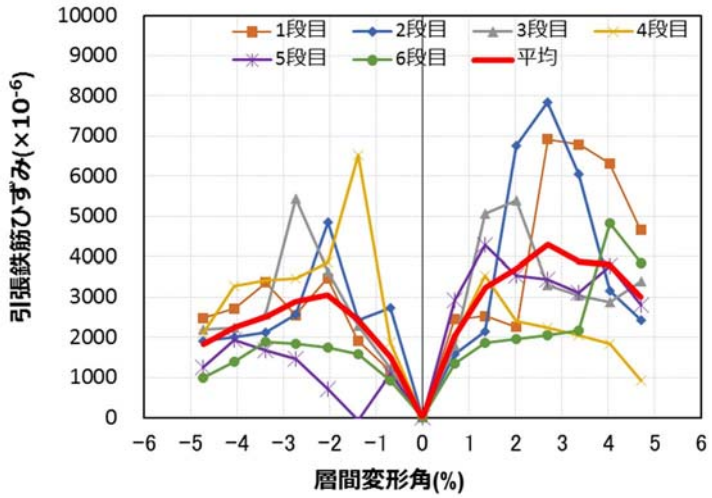


図-6.1.17　鉄筋ひずみ-層間変形角の関係（CASE-2）

(3) CASE-1，2の比較

CASE-1，2の包絡線の比較を**図-6.1.18**に示す．CASE-2ではCASE-1に比べ，最大水平荷重が正負ともに小さくなっていることから，縦断方向荷重による損傷の影響を受けていることが伺えるが，大きな差異は見られない．この要因として考えられるのが，せん断補強筋の有無である．CASE-1，2のせん断補強筋の配置区間と損傷位置の比較を**図-6.1.19**に示す．CASE-1では終局時に断面変化部で主鉄筋の座屈によりコンクリートの剥落が生じているが，CASE-2では縦断方向荷重により主鉄筋の座屈位置が基部へと移行している．CASE-2は**図-6.1.14**に示すように，縦断方向荷重により基部へのひび割れが発生したため，そこに損傷が集中することで，主鉄筋の座屈位置がCASE-1よりも基部に移行したと考えられる．しかしながら，対象とした2ヒンジアーチは，側壁基部にせん断補強筋が配置されており，これが主鉄筋の座屈を抑制することで，変形能に大きな違いが見られなかったと考えられる．また，CASE-2では終局時の水平荷重の低下がCASE-1に比べ抑えられている．これはCASE-1の主鉄筋の座屈発生位置がせん断補強筋配置区間よりも上部で生じており，座屈範囲が大きくコンクリートの剥落の範囲も大きいためと考えられる．これらのことから，せん断補強筋の有無が2ヒンジアーチの耐震性能に大きく影響していることが伺える．なお，2ヒンジアーチは共同研究報告書（その1）の参考資料[資料1]に記載されているように，平成7年から側壁部材のSL（スプリングライン）付近に拘束鉄筋を配置することとなっているため，現存する多くの既設2ヒンジアーチには，せん断補強筋が配置されていると考えられる．

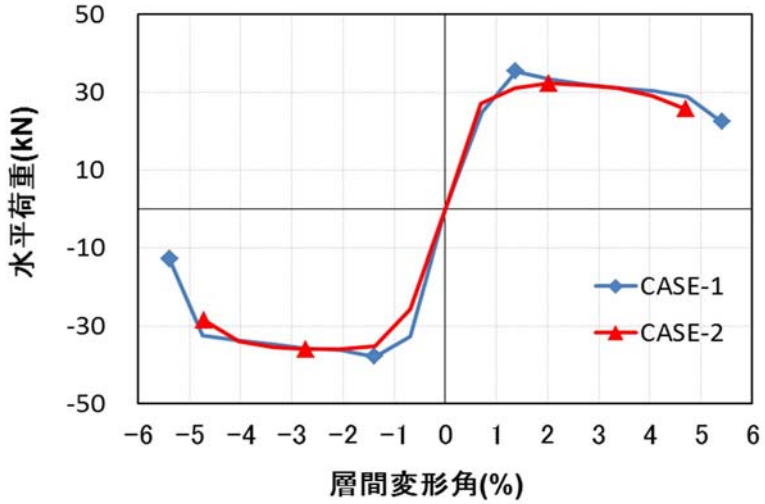
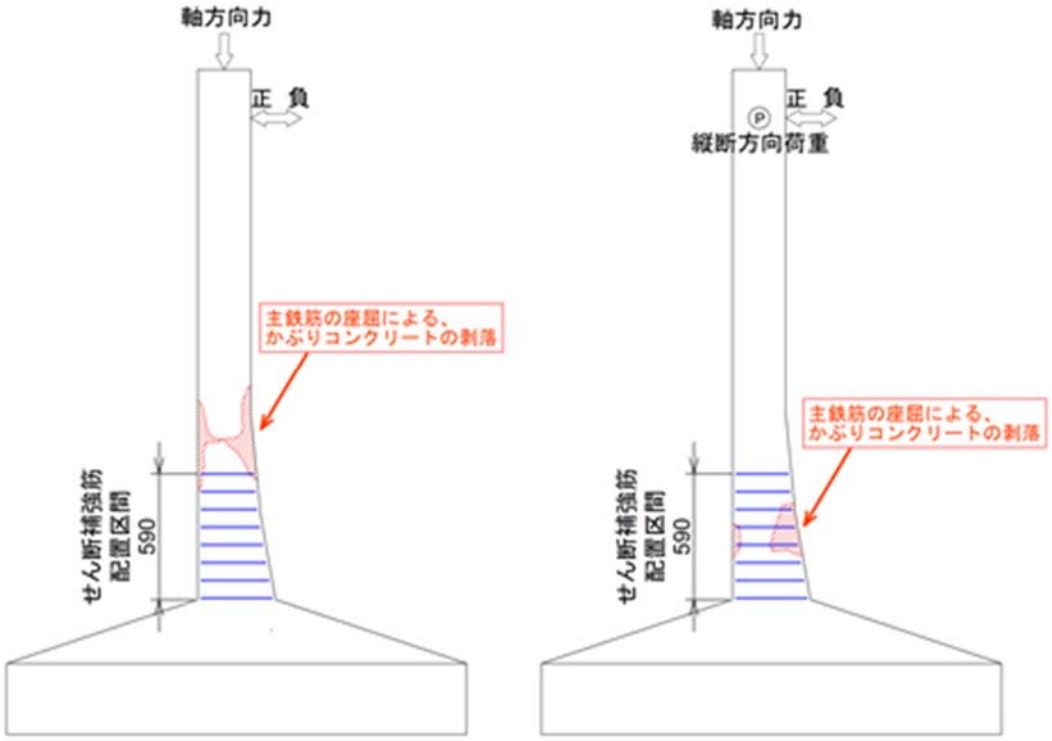


図-6.1.18　包絡線の比較



（a）CASE-1　　（b）CASE-2

図-6.1.19　せん断補強筋配置区間と損傷位置の比較

6.2. 2 ヒンジアーチのスクリーニング手法の検討

6.2.1. 補強の方針

前節の正負交番載荷実験の結果から，側壁基部にせん断補強筋が配置されていることによって，縦断方向荷重の影響を受けた部材でも，終局状態において脆性的な破壊は生じず，変形能についても縦断方向荷重の影響が小さいことが分かった．このことから，2 ヒンジアーチについては耐震補強が必要となる箇所を抽出する（スクリーニング手法）ことで，補強対策工事実施に対する優先度を検討することとした．

よって，本節ではスクリーニング手法を確立することを目的として，縦断方向の周面せん断力により損傷したと考えられる事例（2 事例：岩手，神戸）を含む合計 64 基の同形式の既設カルバートデータを収集・整理し，損傷事例のマクロ分析を実施した．

6.2.2. 検討条件

(1)　整理項目

収集した資料より，以下の基本的な項目を抽出し，整理(データベース化)した．

表-6.2.1　整理項目

整理項目	
不具合の有無(常時)	土被り
施工年度	縦断勾配
サイズ(S/V)	平面交差角
構造形式	部材幅
内空幅	部材厚
内空高	基礎形式
延長	端部処理

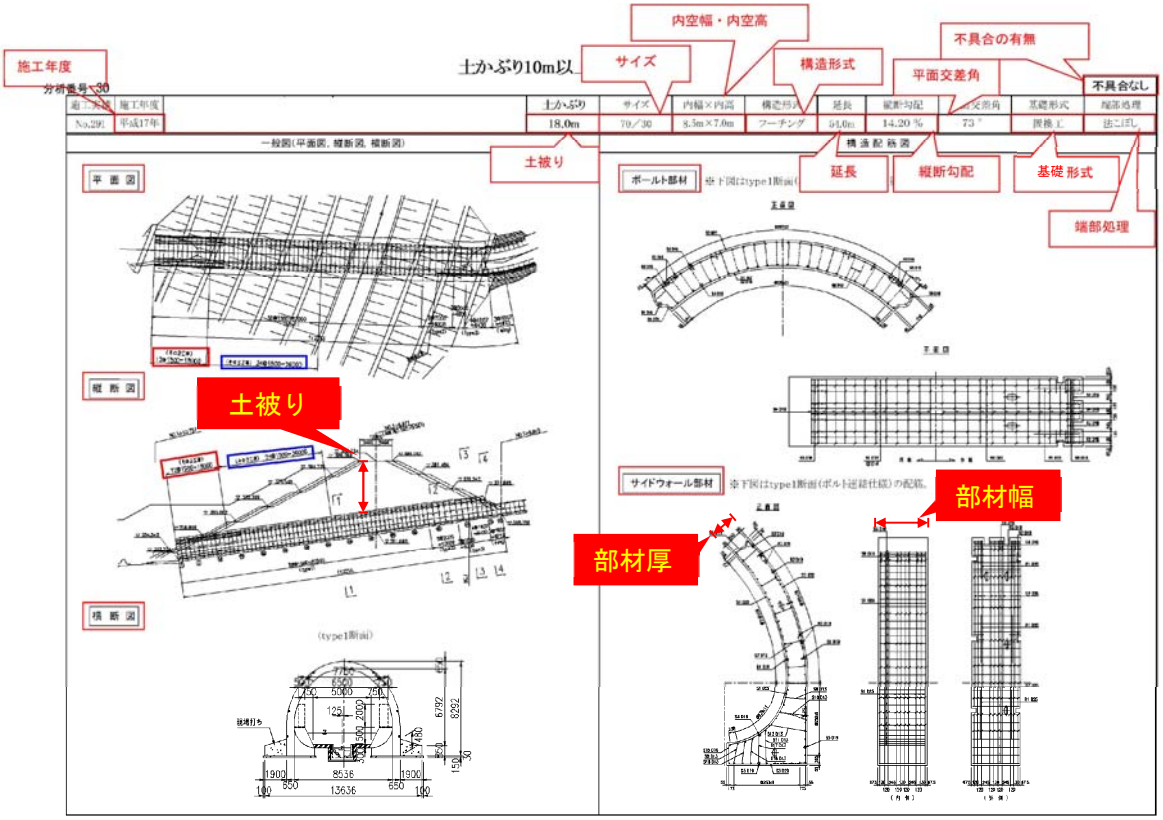


図-6.2.1　収集資料例

(2) 整理結果

表-6.2.2 に整理結果（データベース）を示す．表に示すように，分析対象カルバートは計 64 基である．

表-6.2.2 整理結果（データベース）

：損傷事例

No.	被害（斜め亀裂）	実績No.	施工年度	サイズ S / V	構造形式	内幅(mm) × 内高(mm)	延長(m)	土かぶり(m)	縦断勾配(%)	平面交差角(°)	部材幅(mm)	部材厚(mm)	断面二次モーメント(m3)	基礎形式	端部処理	用途
1	なし	10	平成9年	120 / 80	フーチング	12770 × 9370	112	16.6	0.417	49°	1240	700	0.11	直接基礎	ジオテキ	水路
2	なし	15	－	91 / 35	インバート	9440 × 7920	125	11	7.7	－	1245	500	0.08	－	ジオテキ	水路
3	なし	45	平成10年	30 / 20	インバート	6410 × 4750	27	10.9	－	－	資料なし	資料なし	－	－	－	道路
4	なし	50	平成11年	120 / 40	インバート	10260 × 8850	82	11.3	1	78°	1500	300	0.08	直接基礎	ジオテキ	アンダーパス
5	なし	57	－	25 / 5	インバート	4110 × 4010	61	12	12	77°	1995	300	0.20	地盤改良	ジオテキ	水路
6	なし	76	－	70 / 20	インバート	7550 × 6790	18	12.2	1.14		1995	260	0.17	置換工	法こぼし	アンダーパス
7	なし	105	平成12年	52 / 15	フーチング	6550 × 5850	90	11.2	0.5	65°	995	350	0.03	置換工（左側坑口）	補強土壁	アンダーパス
8	なし	107	－	20 / 75	フーチング	4370 × 3660	152	24	1.5	82°	1495	350	0.10	－	補強土壁	水路
9	なし	121	－	10 / 7.5	フーチング	3870 × 2740	82	19.2	0.5	－	1995	220	0.15	置換工	法こぼし	水路
10	なし	152	平成13年	52 / 10	フーチング	5870 × 5670	72	13.6	－	－	1955	300	0.19	－	－	アンダーパス
11	なし	161	－	100 / 52	インバートSP	10810 × 8480	118	20	3	－	995	500	0.04	杭基礎	－	新幹線本線トンネル
12	なし	162	－	35 / 20	インバート	6590 × 5040	90	10.4	0.476	45°		450	－	置換工	法こぼし	水路
13	なし	176	－	64 / 30	フーチング	8400 × 8740	120	13	1.6		2000	300	0.20	－	法こぼし	アンダーパス（道路）
14	なし	192	平成14年	80 / 52	フーチング	10400 × 7710	80	11	0.6	80°	1995	300	0.20	置換工	ジオテキ	アンダーパス
15	なし	196	－	91 / 52	フーチング	10640 × 8170	216	16	7.66	92°	1495	500	0.14	直接基礎	法こぼし	アンダーパス
16	なし	206	－	52 / 20	インバート	10820 × 8600	63	11.3	9.5	90°	1500	400	0.11	直接基礎	補強土壁	アンダーパス
17	なし	212	－	91 / 64	フーチング	11420 × 8290	69	14	1.69	－	990	300	0.02	直接基礎	ジオテキ	トンネル明り巻き
18	なし	212	－	91 / 64	フーチング	11420 × 8290	69	15	1.69	－	805	550	0.02	直接基礎	ジオテキ	トンネル明り巻き
19	なし	214	－	35 / 12.5	フーチング	5740 × 4900	52	14	8.45	90°	995	500	0.04	置換工	ジオテキ	アンダーパス
20	なし	216	－	52 / 15	フーチング	6550 × 5850	91	19.3	3	90°	2000	700	0.47	－	ジオテキ	水路
21	なし	224	－	64 / 30	フーチング	8400 × 6740	92	15	－	－	2000	500	0.33	－	－	アンダーパス
22	なし	229	－	70 / 40	フーチング	9350 × 7160	82	14	0.2	90°	2000	350	0.23	直接基礎	法こぼし	アンダーパス
23（岩手）	あり	231	平成15年	120 / 64	フーチングSP	11850 × 9180	110	25.6	5.932	50°	1000	800	0.06	置換工	補強土壁	アンダーパス
24	なし	249	－	52 / 52	フーチング	7640 × 6080	98	15.3	2.67	80°	1995	450	0.30	地盤改良	法こぼし	アンダーパス
25	なし	253	－	91 / 12.5	インバート	7170 × 7450	132	11	8.001	－	1045	400	0.04	直接基礎	法こぼし	トンネル
26	なし	253	－	80 / 10	インバート	6570 × 6960	207	12.3	8.001	－	1046	400	0.04	直接基礎	法こぼし	道路トンネル
27	なし	253	－	91 / 15	インバート	7480 × 7520	125	15.3	10.062	－	1225	400	0.03	直接基礎	法こぼし	トンネル
28	なし	279	平成16年	120 / 80	フーチング	12770 × 9370	241	14.1	9.27	－	1250	450	0.07	－	ジオテキ	道路
29	なし	282	－	30 / 10	フーチング	5190 × 4530	137	24.8	3.5	－	2000	260	0.17	－	法こぼし	道路
30	なし	291	平成17年	70 / 30	フーチング	8540 × 6990	54	18	14.2	73°	1500	650	0.18	置換工	法こぼし	水路
31	なし	292	－	20 / 3.5	インバートSP	3540 × 3820	94	17.8	5.57	81°	1995	350	0.23	直接基礎	補強土壁	アンダーパス
32	なし	294	－	130 / 64	インバートSP	12150 × 9530	128	13	8.65	90°	1500	400	0.11	－	法こぼし	道路
33	あり	295	－	110 / 110	フーチングSP	14000 × 11000	114	20	8.25	86°	1080	700	0.07	杭基礎	補強土壁	河川トンネル
34（神戸）	あり	296	－	145 / 52	フーチングSP	11630 × 9280	106	16.3	11	81°	1000	750	0.08	置換工	補強土壁	アンダーパス
35	なし	305	－	100 / 40	フーチング	10000 × 8270	54	11	10	60°	1495	400	0.11	直接基礎	ジオテキ	道路・水路
36	なし	308	－	7.5 / 3.5	フーチング	5190 × 4500	137	24.8	2	－	1995	220	0.15	－	法こぼし	道路
37	なし	336	－	52 / 52	フーチングSP	7635 × 5462	98	14.2	6	62°	1995	450	0.30	地盤改良	補強土壁	道路
38	なし	365	－	52 / 52	フーチングSP	7640 × 6550	52	14.1	1.75	－	1495	450	0.13	杭基礎	補強土壁	アンダーパス
39	なし	380	－	40 / 12.5	フーチング	5890 × 5000	114	20	1.688	83°	2000	300	0.20	－	法こぼし	アンダーパス
40	なし	12	平成9年	30 / 25	インバート	6960 × 4900	10	2.5	－	－	－	－	－	－	－	管理用道路
41	なし	13	平成9年	35 / 52	インバート	9200 × 5580	10	0.6	－	－	－	－	－	－	－	管理用道路
42	なし	14	平成9年	20 / 10	インバート	4780 × 3790	13	1.3	－	－	－	－	－	－	－	管理用道路
43	なし	37	平成10年	52 / 80	インバート	11390 × 6880	36	2.3	－	－	－	－	－	－	－	道路アンダーパス
44	なし	56	平成11年	70 / 25	フーチング	8100 × 6900	276	9.5	10	－	2000	260	0.17	－	補強土壁	アンダーパス
45	なし	57	平成11年	25 / 5	インバート	4110 × 4010	61	12	12	－	2000	300	0.20	－	補強土壁	水路
46	なし	58	平成11年	120 / 80	フーチング	12770 × 9370	113	7.9	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
47	なし	59	平成11年	52 / 64	フーチング	10480 × 6630	17	2.3	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
48	なし	107	平成12年	20 / 7.5	フーチング	4370 × 3660	152	24	－	－	－	－	－	－	－	水路
49	なし	125	平成12年	80 / 40	インバート	9590 × 7680	47	3.7	－	－	－	－	－	－	－	水路及び管理用道路
50	なし	129	平成12年	64 / 120	インバート	13350 × 7730	20	2	－	－	－	－	－	－	－	トンネル
51	なし	136	平成13年	64 / 91	インバート	12290 × 7510	90	4.3	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
52	なし	145	平成13年	52 / 15	インバート	6550 × 5650	50	4.2	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
53	なし	146	平成13年	64 / 25	インバート	7960 × 6650	68	2.2	－	－	2000	300	0.20	直接基礎	補強土壁	道路
54	なし	194	平成14年	64 / 40	フーチング	9210 × 6870	82	9	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
55	なし	195	平成14年	64 / 40	インバート	9210 × 6870	60	3	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
56	なし	197	平成14年	80 / 20	インバート	7780 × 7210	74	2.9	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
57	なし	223	平成14年	40 / 80	フーチング	11050 × 6260	80	3	－	－	1612	350	0.12	直接基礎	－	アンダーパス
58	なし	234	平成15年	35 / 35	フーチング SP	8000 × 5330	74	4.6	－	－	－	－	－	－	－	水路
59	なし	266	平成16年	70 / 35	フーチング SP	8960 × 7080	70	7	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
60	なし	275	平成16年	52 / 30	インバート	8070 × 6170	20	3.3	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
61	なし	323	平成18年	180 / 180	インバート	16900 × 11100	102	2	2	－	1500	500	0.14	置換基礎	補強土壁	本線トンネル
62	なし	324	平成18年	52 / 30	フーチング SP	8074 × 5843	70	7.8	－	－	－	－	－	－	－	アンダーパス
63	なし	382	平成20年	64 / 100	フーチング SP	12709 × 7625	60	3.3	1.335	－	1500	650	0.18	－	－	本線道路
64（北海道）	あり	－	平成19年	110 / 110	－	8820 × 6520	64	7.6	0.065	65°	1995	350	0.23	－	－	－

※計64基

(3) 損傷事例

先に収集した 64 事例のうち，常時もしくは地震時にアーチ部材(サイドウォール)基部に斜め方向亀裂が生じた事例が 3 事例(岩手，神戸，北海道)ある．**図-6.2.2～図-6.2.8** にこれらの損傷事例の整理結果を示す．

この損傷事例の中で，損傷事例 1(岩手)と損傷事例 2(神戸)は盛土からの縦断方向荷重（周面せん断力）により部材が縦断方向に曲げ変形して生じたものであると考えられる．一方，損傷事例 3(北海道)はカルバート中央部の基礎地盤が沈下したことに伴い生じたものであると推測される．

したがって，本検討では損傷事例 1(岩手)および損傷事例 2(神戸)をターゲットとした分析を実施することとした．

- 損傷事例 1(岩手)　⇒常時及び地震時
- 損傷事例 2(神戸)　⇒常時
- 損傷事例 3(北海道)⇒常時

} で損傷したもの

■損傷事例1：岩手
①基本情報

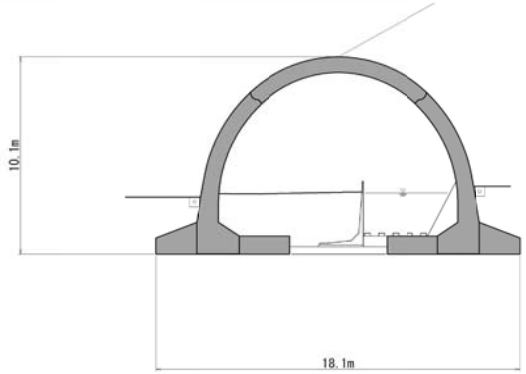
基本諸元

対象箇所	：	岩手県大船渡市（市道船河原上山線）
竣工年	：	平成14年
躯体高	：	10.103m
躯体幅	：	18.054m
内空高	：	8.373m
内空幅	：	11.354m
ｶﾙﾊﾞｰﾄ延長	：	110m（＝110@1.0m）
土被り	：	25.6m
基礎構造	：	直接基礎
部材厚	：	0.80m
部材奥行	：	1.00m
ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度	：	50N/mm²（本体）、40N/mm²（ﾌｰﾁﾝｸﾞ）
鉄筋材質	：	SD345
損傷発生年	：	平成18年（2006年）

全景写真

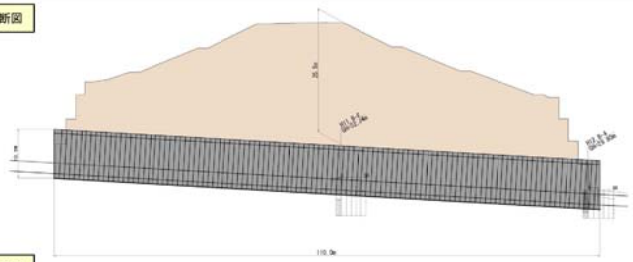


構造一般図

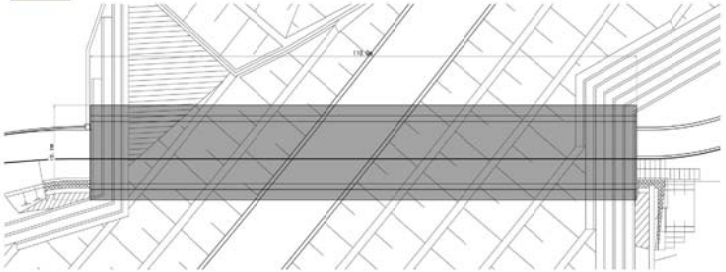


一般図

縦断図

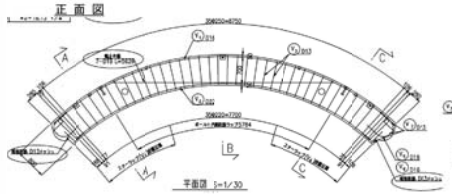


平面図

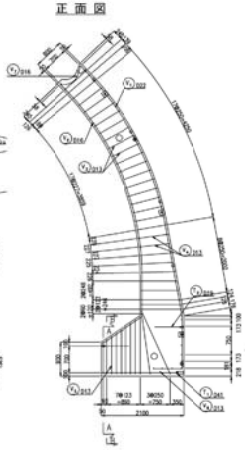


配筋図

ボールト



サイドウォール



■ｻｲﾄﾞｳｫｰﾙ基部配筋

部材寸法	厚さ	1.1m
	奥行き	1.0m
配筋	内側	D16-7本
	外側	D22-7本

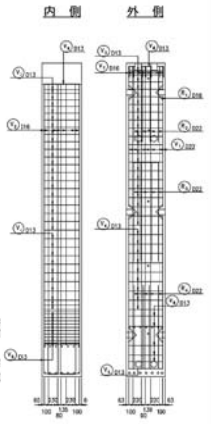


図-6.2.2　損傷事例1（岩手）(1/2)

■損傷事例1：岩手
②カルバート損傷状況

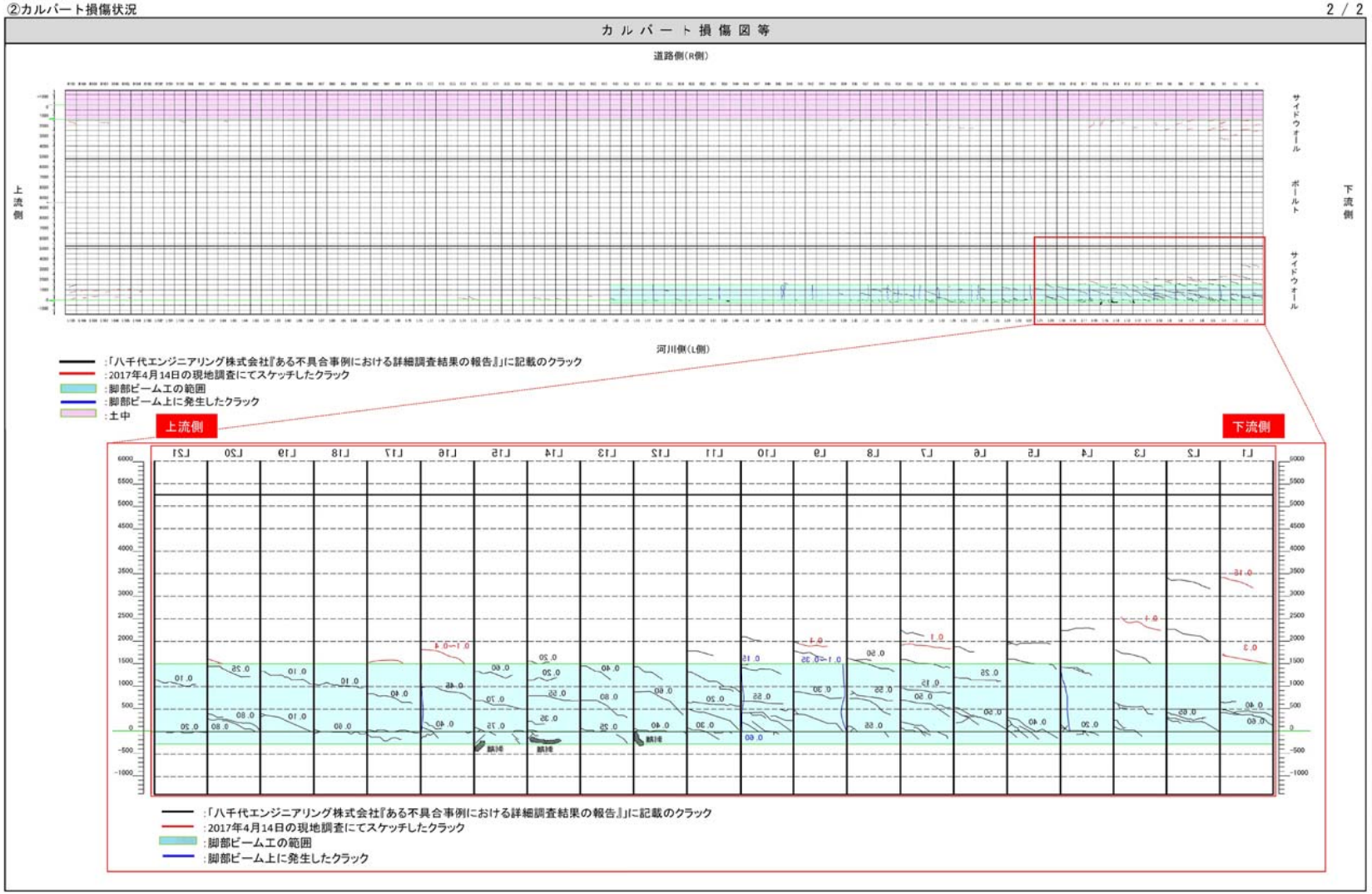


図-6.2.3　損傷事例1（岩手）(2/2)

■損傷事例3：神戸（ごうど）
①基本情報

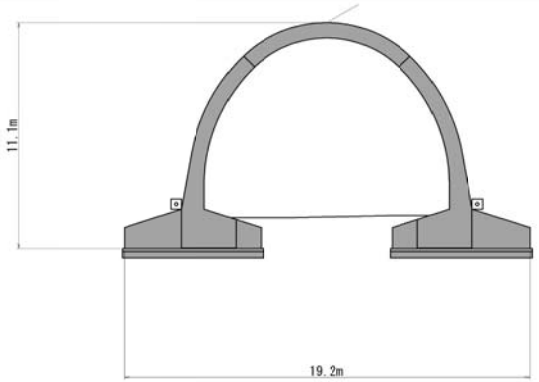
基本諸元

対象箇所	：	静岡県富士市
竣工年	：	平成19年
躯体高	：	11.033m
躯体幅	：	19.231m
内空高	：	10.28m
内空幅	：	11.63m
ｶﾙﾊﾞｰﾄ延長	：	106m （＝106@1.0m）
土被り	：	16.3m
基礎構造	：	直接基礎（砕石置換）
部材厚	：	0.75m
部材奥行	：	1.00m
ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度	：	50N/mm^2（本体）、 40N/mm^2（ﾌｰﾁﾝｸﾞ）
鉄筋材質	：	SD345
損傷発生年	：	平成23年（2011年）

全景写真

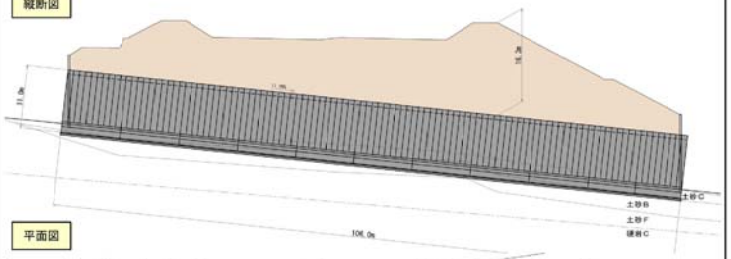


構造一般図

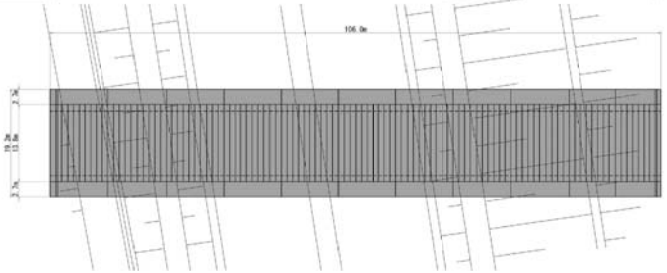


一般図

縦断図



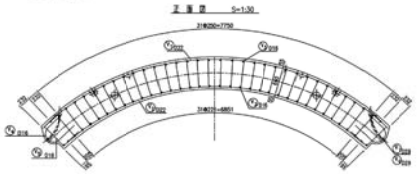
平面図



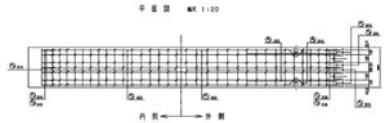
配筋図

ボールト

正面図

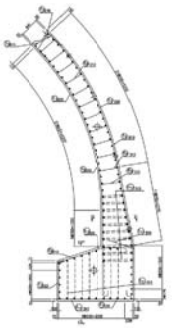


平面図

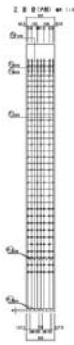


サイドウォール

正面図



内側



外側

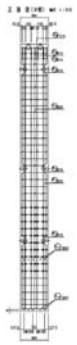


図-6.2.4　損傷事例2（神戸）(1/2)

■損傷事例2：神戸（ごうど）
②カルバート損傷状況

カルバート損傷図等

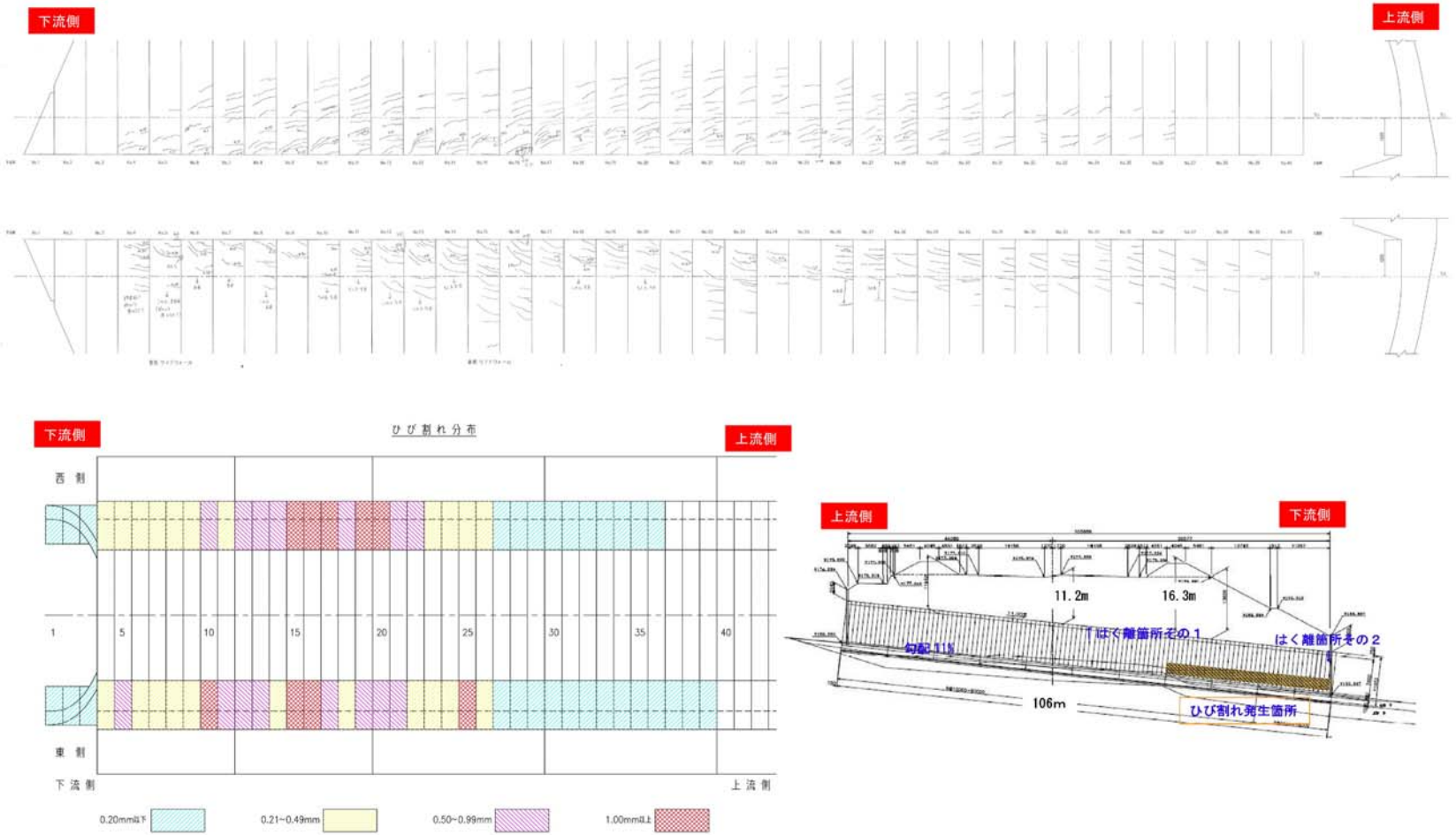


図-6.2.5 損傷事例2（神戸（ごうど））(2/2)

■損傷事例2：北海道

①基本情報

基本諸元		
対象箇所	：	北海道静内町（日高自動車道）
竣工年	：	平成19年
躯体高	：	7.400m
躯体幅	：	12.120m
内空高	：	6.520m
内空幅	：	8.820m
ｶﾙﾊﾞｰﾄ延長	：	64m（＝32@2.0m）
土被り	：	7.6m
基礎構造	：	直接基礎（地盤改良：パワーブレンダー）
部材厚	：	0.35m
部材奥行	：	2.00m
ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度	：	50N/mm²（本体）、40N/mm²（ﾌｰﾁﾝｸﾞ）
鉄筋材質	：	SD345
損傷発生年	：	平成21年（2009年）

全景写真

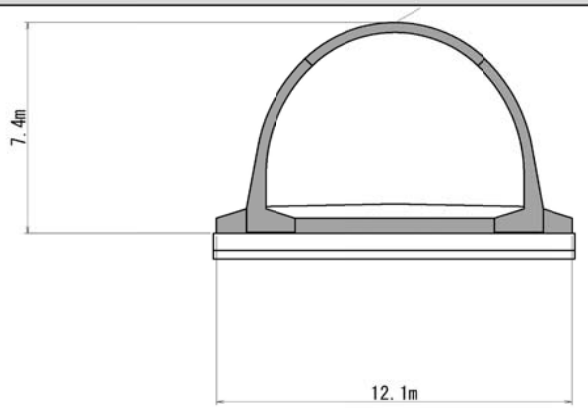


国道235号側坑口

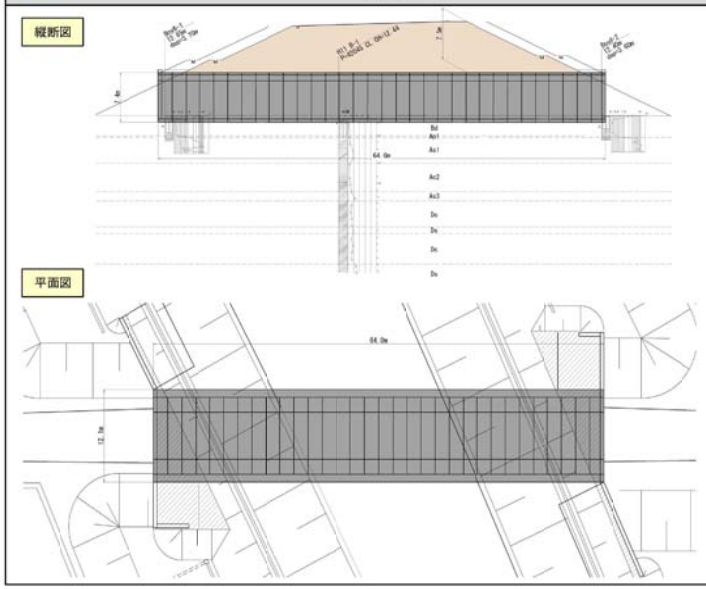


事務所側坑口

構造一般図



一般図



配筋図

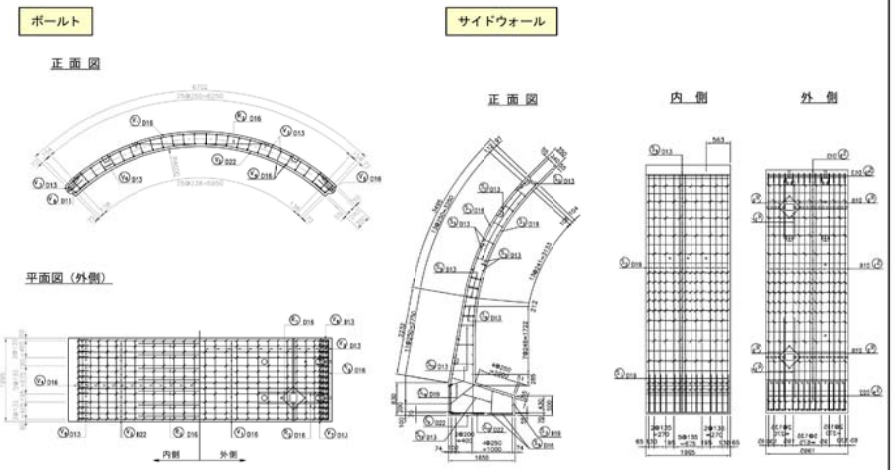


図-6.2.6　損傷事例3（北海道）(1/3)

■損傷事例3：北海道
②カルバート損傷状況

カルバート損傷図等

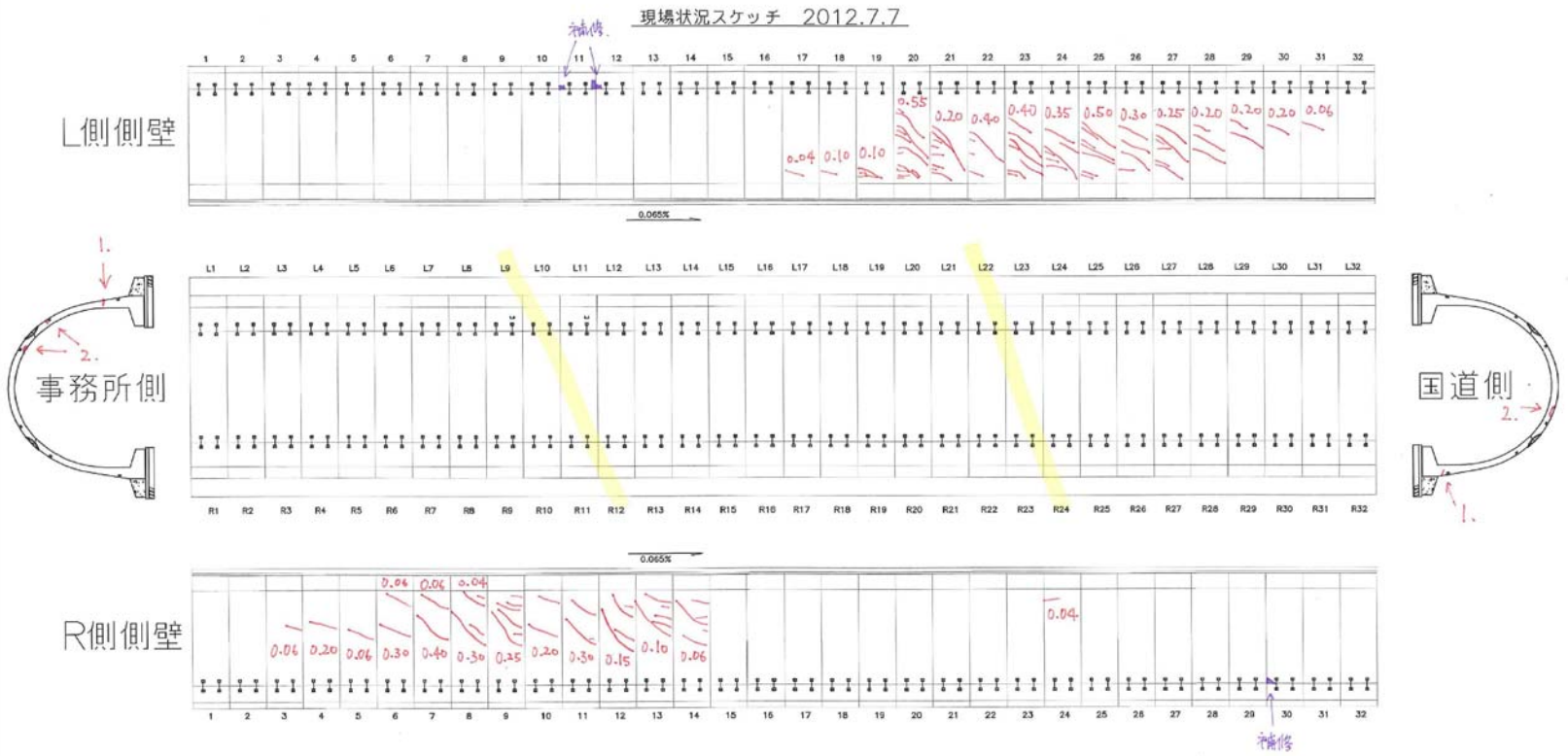
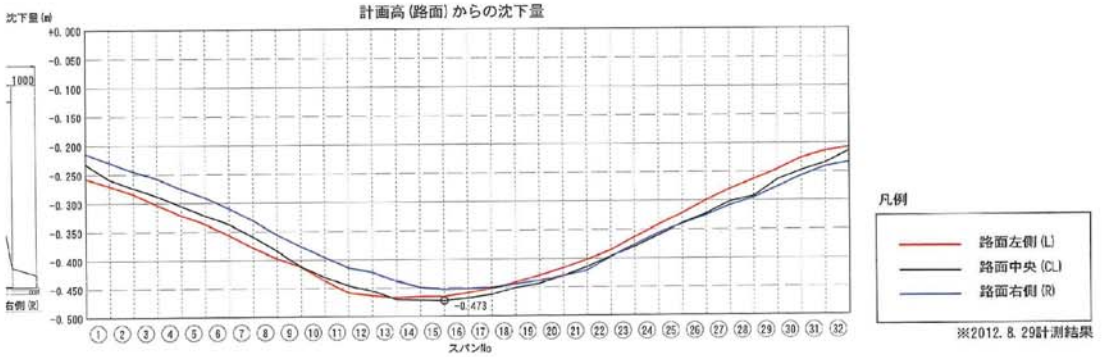


図-6.2.7　損傷事例 3（北海道）(2/3)

■損傷事例3：北海道
③その他

その　他




上部道路1


R06


R09


R11


L29


L27


L25-1

図-6.2.8　損傷事例3（北海道）（3/3）

6.2.3. 検討結果

(1) 一次分析結果

図-6.2.9 に一次分析結果を示す．これより，以下のことがわかった．

【分析結果】

- 最大土被り 15m 以上，もしくは，縦断勾配 5%以上となるカルバートに着目した整理をすると，損傷した 2 事例ともに両条件に該当することがわかった．
- 損傷事例はいずれも規格が大きい部類に分類される（サイドウォール（側壁部材）規格で 100m^2 以上）ものであることがわかった．
- 損傷事例はいずれも縦断方向の断面二次モーメントは，他の無損傷事例と比較して比較的小さいことがわかった．

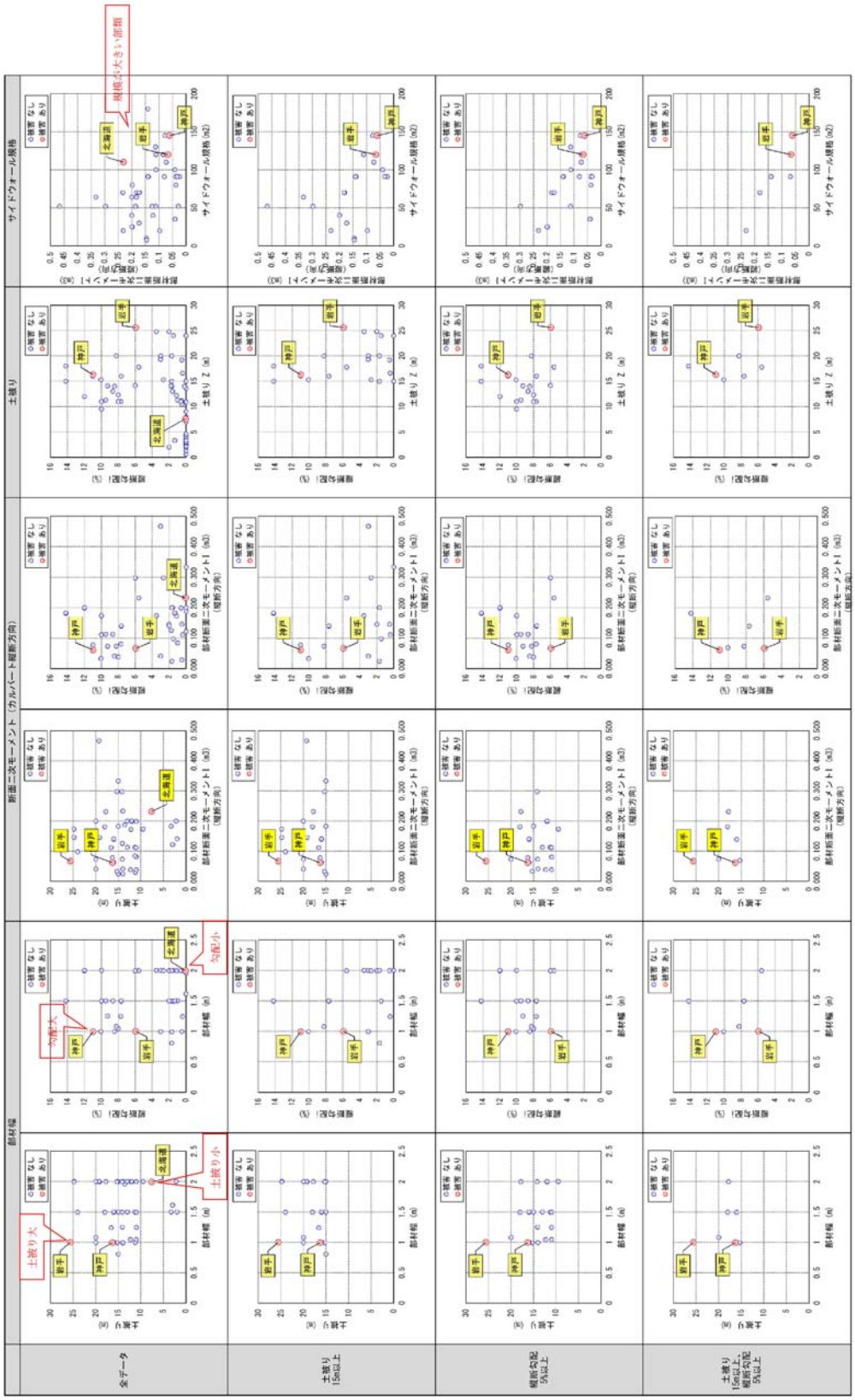

全データ
土被り 15m以上
縦断勾配 5%以上
土被り 15m以上、縦断勾配 5%以上
部材幅
新面二次モーメント（カルバート縦断方向）
土被り
サイドウォール規格
土被り大
土被り小
勾配大
勾配小
規模が大きい部類

図-6.2.9　一次分析結果

(2) 二次分析結果

1) 二次分析対象カルバート

表-6.2.2 にて収集したデータの内，土被り 15m 以上，かつ，縦断勾配 5%以上となる条件に該当するカルバートを二次分析対象カルバートとして抽出した．抽出したカルバートは以下に示す通り．

なお，二次分析では，部材に作用する縦断方向荷重（周面せん断力）から簡易的に部材基部の発生力（発生曲げモーメント）を算出するとともに，部材の抵抗力（抵抗モーメント）も算出し，これらの指標値を用いた分析を行った．

【分析対象カルバート】

No.15，No.23，No.27，No.30，No.31，No.33，No.34　：　合計 7 基

2)　各種指標値の算出

i)　部材抵抗力の算出

①　部材軸力算出のための土被りの設定

アーチ部材の損傷は，坑口付近で発生しており（特に下流側の方が多い），坑口部付近の部材に着目して，土被りを設定することとした．本検討では，試算として10部材目の土被りに着目した(ただし，土被りが無い範囲(部材)は除いた)．

■土被りの設定根拠

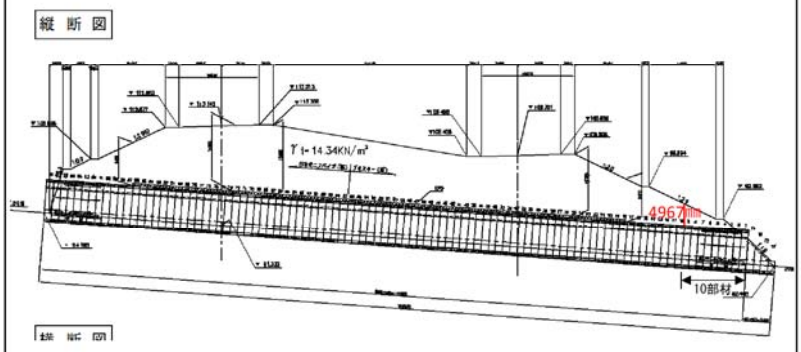
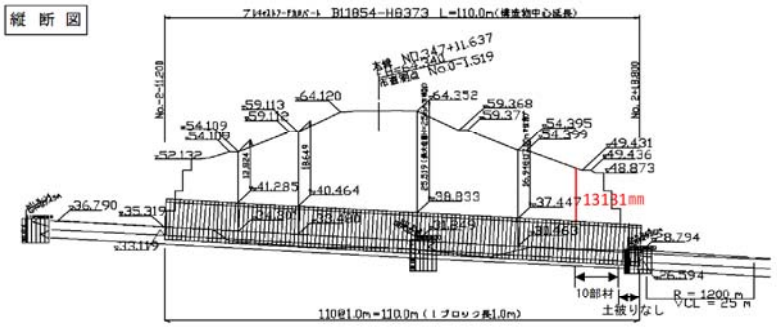
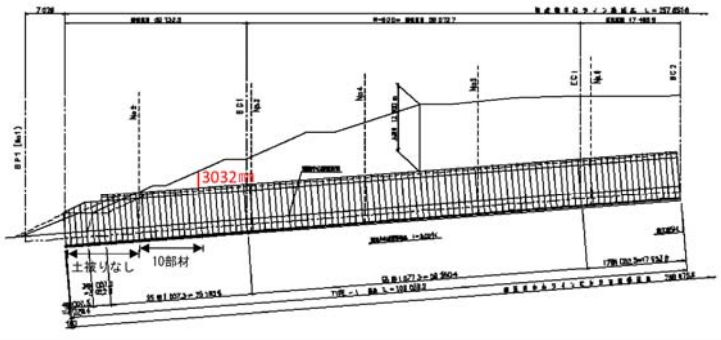
No.	縦断図	土被り
15		土被り： 4.967m
23		土被り： 13.131m
27		土被り： 3.032m

図-6.2.10　部材軸力算出ための土被りの設定(1/2)

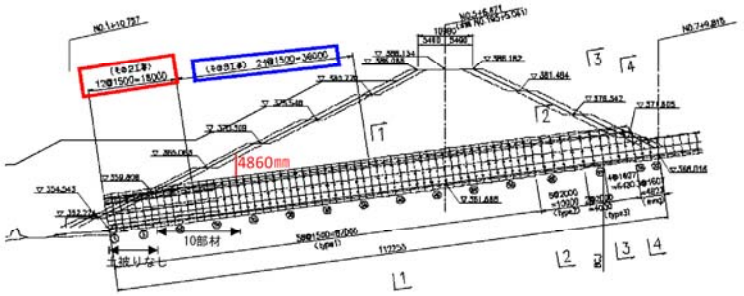
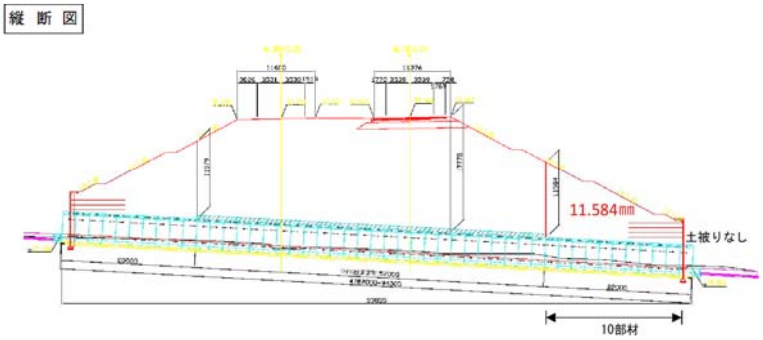
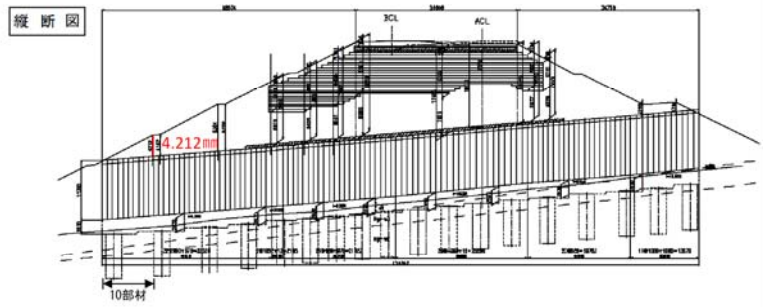
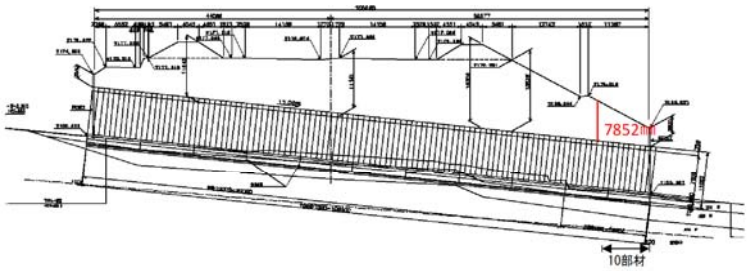
No.	縦断図	土被り
30		土被り： 4.860m
31		土被り： 11.584m
33		土被り： 4.212m
34		土被り： 7.852m

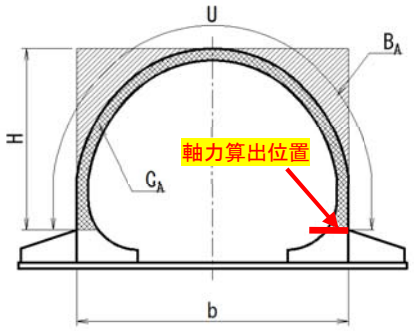
図-6.2.11　部材軸力算出ための土被りの設定(2/2)

② 部材軸力の簡易算出方法・結果

部材基部における軸力を簡易的に以下に示す方法により算出した．**表-6.2.3，図-6.2.13** に，部材軸力算出結果および算出根拠図を示す．

【部材軸力算出方法】

・躯体および盛土重量より躯体基部における軸力を算出．



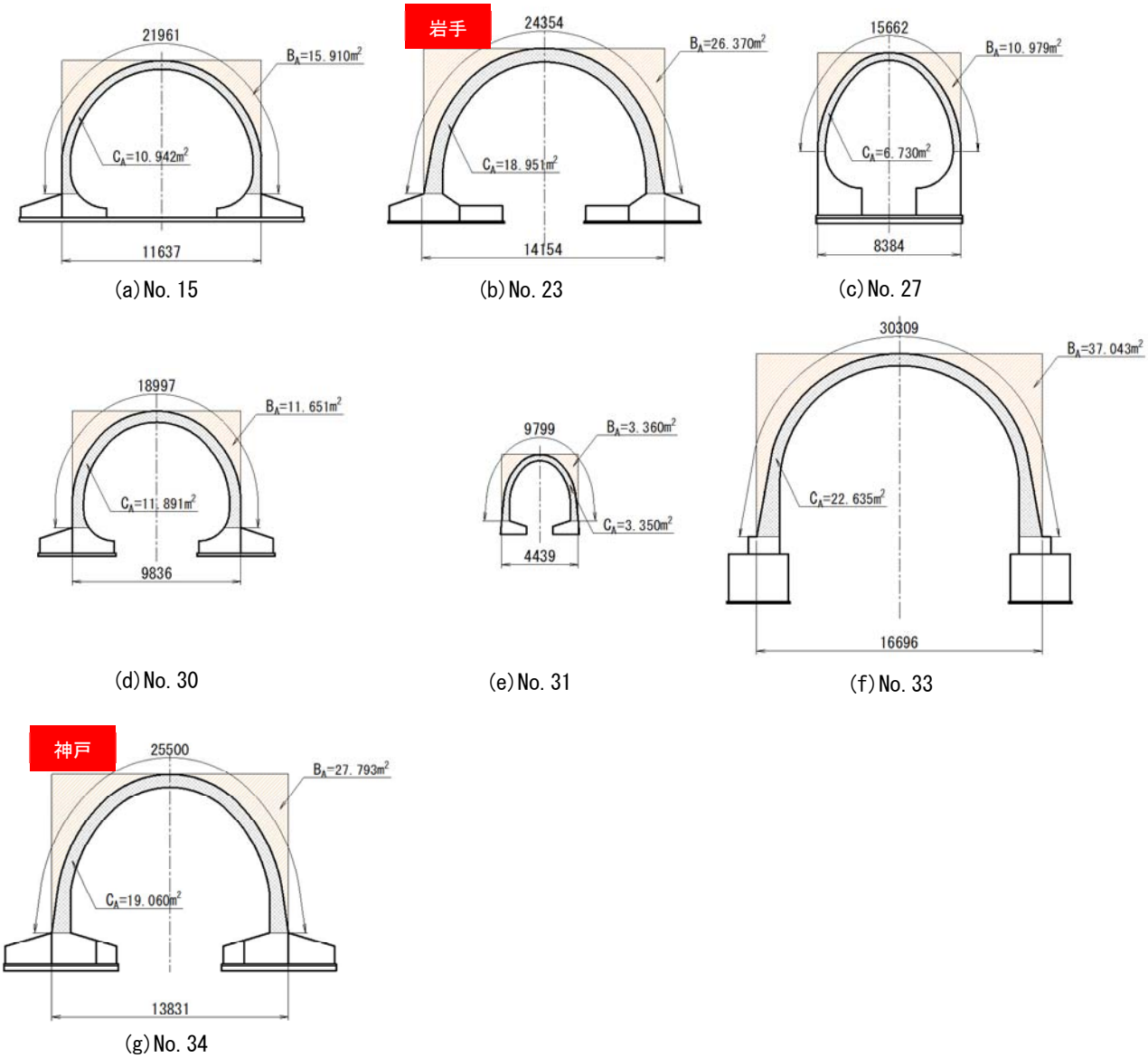
軸力：

$\{(B1+B_A)\times D\times \gamma s+C_A\times D\times \gamma c\}/2$

図-6.2.12　部材軸力算出方法

表-6.2.3　部材軸力算出結果

No.	施工実績	サイドウォール規格 (m^2)	コンクリート面積 C_A	鉄筋コンクリート単位体積重量 γc	部材幅 D	カルバート自重① $C_A\times D\times \gamma c$	土被り（10部材目） Z	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γs	盛土重量② $(B_1+B_A)\times D\times \gamma_s$	軸力 (①+②)/2
									頂部より上側 $(Z\times b)$ B_1	頂部より下側 B_A			
			(m^2)	kN/m^3	(m)	kN	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	kN/m^3	kN	kN
15	196	100	10.94	24.50	1.50	400.78	4.97	11.64	57.84	15.91	19.00	2094.75	1247.77
27	253	91	6.73	24.50	1.23	201.98	3.03	8.38	25.40	10.98	19.00	846.80	524.39
23	231	120	18.95	24.50	1.00	464.30	13.13	14.15	185.84	26.37	19.00	4032.03	2248.16
30	291	70	11.89	24.50	1.50	436.99	4.86	9.84	47.80	11.65	19.00	1694.44	1065.72
31	292	20	3.35	24.50	2.00	163.74	11.58	4.44	51.42	3.36	19.00	2076.49	1120.11
33	295	110	22.64	24.50	1.08	599.05	4.21	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	1401.25
34	296	145	19.06	24.50	1.00	464.64	7.85	13.83	108.60	27.79	19.00	2578.53	1521.58



(a)No. 15　(b)No. 23　(c)No. 27

(d)No. 30　(e)No. 31　(f)No. 33

(g)No. 34

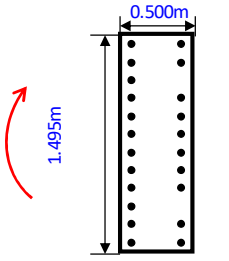
図-6.2.13　部材軸力算出根拠

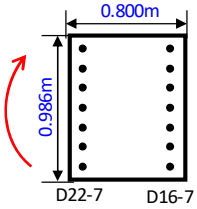
③　部材抵抗力の算出

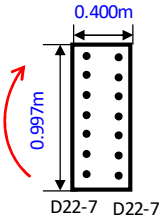
図-6.2.14 に各カルバートの部材基部における配筋状態を示す．これより，先に示した部材軸力を考慮し，部材の抵抗モーメント Mr（地震時割増考慮：1.5 倍）を算出した．**表-6.2.4** に抵抗モーメント算出結果を示す．

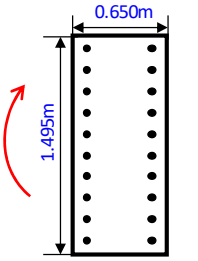
表-6.2.4　抵抗モーメント算出結果

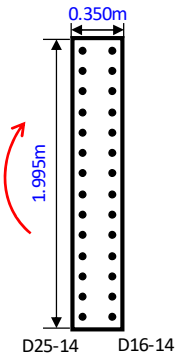
No.	部材断面寸法		部材配筋		部材軸力 N	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr	備 考
	幅 (m)	奥行 (m)	外側	内側	(kN)	(kN・m)	
15	0.500	1.495	D22-12本	D22-10本	1247.77	1442.47	
23	0.800	0.986	D22- 7本	D16- 7本	2248.16	899.44	損傷事例（岩手）
27	0.400	0.997	D22- 7本	D22- 7本	524.39	557.53	
30	0.650	1.495	D25-10本	D25-10本	1065.72	1723.69	
31	0.350	1.995	D25-14本	D16-14本	1120.11	2054.02	
33	0.700	1.080	D25- 8本	D16- 6本	1401.25	957.31	
34	0.750	0.995	D29- 6本	D29- 6本	1521.58	1014.49	損傷事例（神戸）

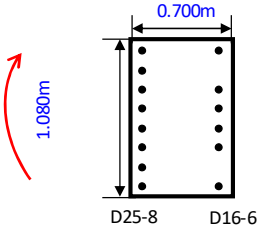
<table>
<tr><th colspan="2">部材断面簡易配筋図</th></tr>
<tr><td>No. 15</td><td>No. 23</td></tr>
<tr><td> 

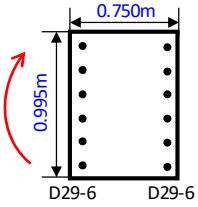
軸力：1247.77kN</td><td> 

軸力：2248.16kN</td></tr>
<tr><td>No. 27</td><td>No. 30</td></tr>
<tr><td> 

軸力：524.39kN</td><td> 

軸力：1065.72kN</td></tr>
<tr><td>No. 31</td><td>No. 33</td></tr>
<tr><td> 

軸力：1120.11kN</td><td> 

軸力：1401.25kN</td></tr>
<tr><td>No. 34</td><td>-</td></tr>
<tr><td> 

軸力：1521.58kN</td><td>-</td></tr>
</table>

図-6.2.14　部材断面簡易配筋図

ii）部材発生力の算出・結果

これまで実施してきた解析において，地震時に躯体に作用する縦断方向荷重（周面せん断力）は最大土被り圧に地震時補正係数α_{eq}（＝0.3）を乗じることで近似値を求められることがわかっている．また，縦断方向荷重（合力）の作用位置についても概ね躯体高の 3/4 倍の位置にあることがわかっている．

これに基づくと，地震時縦断方向荷重やそれに伴い発生する部材基部での発生曲げモーメントは，簡易的に下式により算出することができる．本分析では，この簡易式を用いて部材基部における発生曲げモーメントを算出した．**表-5** に算定結果を示す．

【簡易算定式】

$$\tau = \alpha_{eq} \times \sigma_{v'} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式} \tag{1}$$

$$P = \tau \times U \times D \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式} \tag{2}$$

$$M = (P/2) \times 3/4 \times H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式} \tag{3}$$

ここで，

τ	：	地震時縦断方向周面せん断応力［kN/m^2］
P	：	地震時縦断方向荷重［kN］
M	：	部材基部の発生曲げモーメント［kN・m］
α_{eq}	：	補正係数（＝0.3 とする）
$\sigma_{v'}$	：	最大土被り圧（＝γ×Z）［kN/m^2］
γ	：	盛土単位体積重量［kN/m^3］
Z	：	最大土被り［m］
U	：	アーチ部材外周長［m］
D	：	アーチ部材奥行［m］
H	：	カルバート部材基部から頂部までの高さ［m］

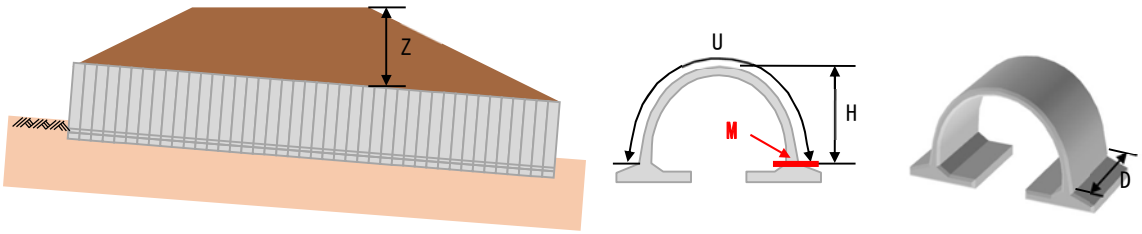


図-6.2.15　簡易算定時のカルバート図

表-6.2.5　地震時縦断方向荷重で生じる部材基部の発生曲げモーメントM

No.	施工実績	サイドウォール規格 (m^2)	外周長 U	部材幅 D	最大土被り Z_{max}	土の単位体積重量 γ_s	地震時補正係数 α	縦断方向荷重 P' (=P/2)	サイドウォール基部からカルバート頂部までの高さ H	発生モーメント P'×3/4H
			(m)	(m)	(m)	kN/m^3	−	kN	(m)	kN・m
15	196	100	21.96	1.50	16.00	19.00	0.30	1497.13	7.77	8725.62
23	231	120	24.35	1.00	25.60	19.00	0.30	1776.87	8.47	11291.55
27	253	91	15.66	1.23	15.30	19.00	0.30	836.60	5.78	3625.42
30	291	70	19.00	1.50	18.00	19.00	0.30	1461.82	6.81	7468.43
31	292	20	9.80	2.00	17.80	19.00	0.30	991.72	3.84	2856.16
33	295	110	30.31	1.08	20.00	19.00	0.30	1865.88	10.70	14973.72
34	296	145	25.50	1.00	16.30	19.00	0.30	1178.68	9.23	8162.06

3)　分析結果

図-6.2.17 に二次分析結果を示す．これより，以下のことがわかった．

【結果】

- 損傷事例である No.23(岩手)，No.34(神戸)および No.33 の M/Mr（発生曲げモーメント/抵抗モーメント）の値が他の事例と比較し大きくなる結果となった．
- ただし，無損傷事例である No.33 の土被り部の半分程度以上は軽量盛土により盛られており，これを考慮して発生曲げモーメントを再算出すると M/Mr＝5.6 程度（**表-6.2.7** 参照）となり，損傷した 2 事例の M/Mr の値が最も大きくなる結果となる．

表-6.2.6　二次分析結果

No.	施工実績	サイドウォール規格(m2)	コンクリート面積 C_A	鉄筋コンクリート単位体積重量 γ_c	部材幅 D	カルバート自重① $C_A \times D \times \gamma_c$	外周長 U	土被り(10部材目) Z	最大土被り Zmax	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γ_s	盛土重量② $(B_1+B_A) \times D \times \gamma_s$	地震時補正係数 α	縦断方向荷重 P' (=P/2)	サイドウォール基部からカルバート頂部までの高さ H	軸力 (①+②)/2	発生モーメント P'×3/4H	抵抗モーメント	発生モーメント/抵抗モーメント
											頂部より上側 (Z×b) B_1	頂部より下側 B_A									
			(m2)	kN/m3	(m)	kN	(m)	(m)	(m)	(m)	(m2)	(m2)	kN/m3	kN	－	kN	(m)	kN	kN・m	kN・m	kN・m
15	196	100	10.94	24.50	1.50	400.78	21.96	4.97	16.00	11.64	57.84	15.91	19.00	2094.75	0.30	1497.13	7.77	1247.77	8725.62	1442.47	6.05
23	231	120	18.95	24.50	1.00	464.30	24.35	13.13	25.60	14.15	185.84	26.37	19.00	4032.03	0.30	1776.87	8.47	2248.16	11291.55	899.44	12.55
27	253	91	6.73	24.50	1.23	201.98	15.66	3.03	15.30	8.38	25.40	10.98	19.00	846.80	0.30	836.60	5.78	524.39	3625.42	557.53	6.50
30	291	70	11.89	24.50	1.50	436.99	19.00	4.86	18.00	9.84	47.80	11.65	19.00	1694.44	0.30	1461.82	6.81	1065.72	7468.43	1723.69	4.33
31	292	20	3.35	24.50	2.00	163.74	9.80	11.58	17.80	4.44	51.42	3.36	19.00	2076.49	0.30	991.72	3.84	1120.11	2856.16	2054.02	1.39
33	295	110	22.64	24.50	1.08	599.05	30.31	4.21	20.00	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	0.30	1865.88	10.70	1401.25	14973.72	957.31	15.64
34	296	145	19.06	24.50	1.00	464.64	25.50	7.85	16.30	13.83	108.60	27.79	19.00	2578.53	0.30	1178.68	9.23	1521.58	8162.06	1014.49	8.05

：損傷事例

表-6.2.7　軽量盛土(EPS)を考慮した場合の発生曲げモーメント（No.33）

No.	施工実績	サイドウォール規格(m2)	コンクリート面積 C_A	鉄筋コンクリート単位体積重量 γ_c	部材幅 D	カルバート自重① $C_A \times D \times \gamma_c$	外周長 U	土被り(10部材目) Z	最大土被り Zmax	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γ_s	盛土重量② $(B_1+B_A) \times D \times \gamma_s$	地震時補正係数 α	縦断方向荷重 P' (=P/2)	サイドウォール基部からカルバート頂部までの高さ H	軸力 (①+②)/2	発生モーメント P'×3/4H	抵抗モーメント	発生モーメント/抵抗モーメント
											頂部より上側 (Z×b) B_1	頂部より下側 B_A									
			(m2)	kN/m3	(m)	kN	(m)	(m)	(m)	(m)	(m2)	(m2)	kN/m3	kN	－	kN	(m)	kN	kN・m	kN・m	kN・m
33	295	110	22.64	24.50	1.08	599.05	30.31	4.21	7.20	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	0.30	671.72	10.70	1401.25	5390.54	957.31	5.63

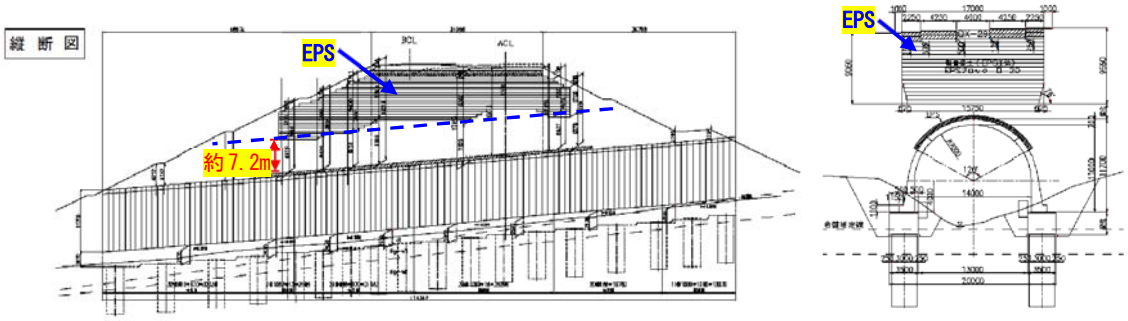


図-6.2.16　No.33 軽量盛土(EPS)を考慮した場合の土被り

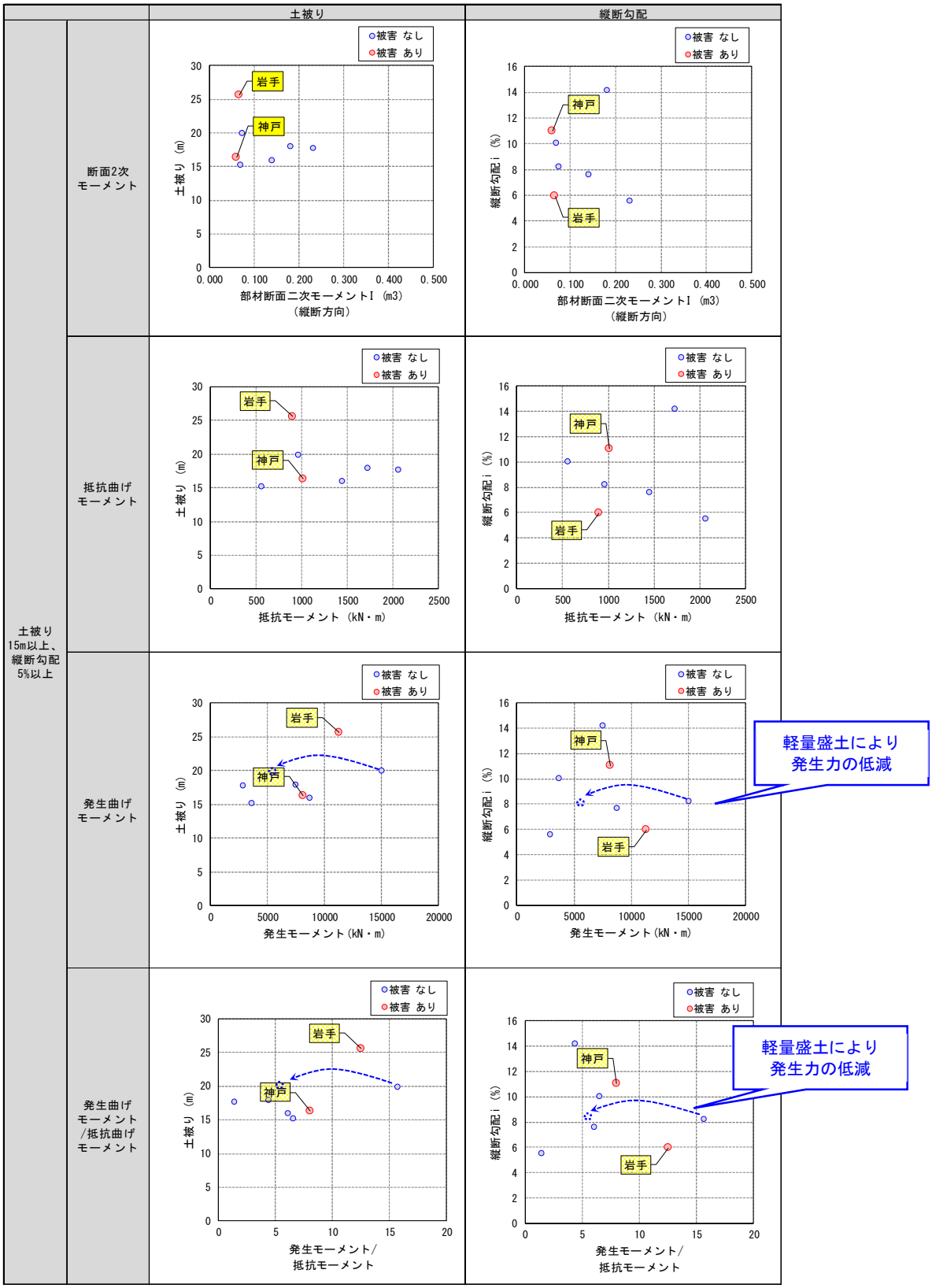


図-6.2.17　二次分析結果

(3)　二次分析結果の精査

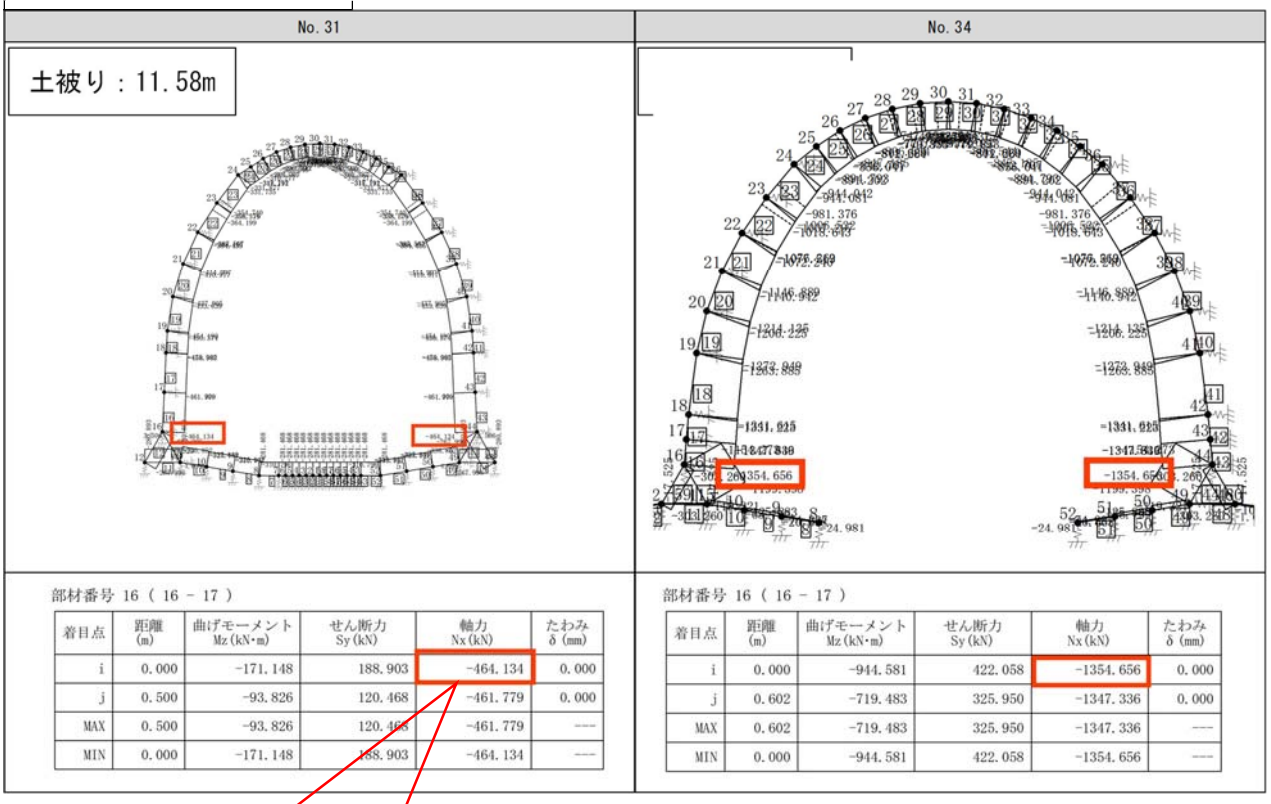
1)　部材軸力の精査

No.31，No.34 のカルバートのみ設計計算書が入手できたため，これらのカルバートのみ別途フレーム計算を実施し，死荷重時の部材の軸力を精査し，抵抗モーメントの見直しを行った．

表-6.2.8 に軸力の見直し結果を示すが，No.31，No.34 ともに簡易算定式から算出した値と大きく変わらないことが確認された．したがって，他の事例についても簡易算定式から算出した軸力は概ね妥当性のある値となっていると考えられる．

※死荷重時(カルバートの自重+上載土による鉛直荷重+上載土による水平荷重)

■死荷重時の軸力分布図



部材番号 16 (16 - 17)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	-171.148	188.903	-464.134	0.000
j	0.500	-93.826	120.468	-461.779	0.000
MAX	0.500	-93.826	120.468	-461.779	---
MIN	0.000	-171.148	188.903	-464.134	---

部材番号 16 (16 - 17)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	-944.581	422.058	-1354.656	0.000
j	0.602	-719.483	325.950	-1347.336	0.000
MAX	0.602	-719.483	325.950	-1347.336	---
MIN	0.000	-944.581	422.058	-1354.656	---

・部材奥行 1m の場合の結果
・No.31 は部材奥行 2m のため、
　これを 2 倍にする。
　→ 軸力 464.134kN/m×2m＝ 928.27kN

図-6.2.18　部材軸力の精査結果

表-6.2.8　部材軸力の精査結果

No.	施工実績	サイドウォール規格 (m^2)	コンクリート面積 C_A	鉄筋コンクリート単位体積重量 γ_c	部材幅 D	カルバート自重① $C_A \times D \times \gamma_c$	土被り（10部材目） Z	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γ_s	盛土重量② $(B_1+B_A) \times D \times \gamma_s$	軸力	
									頂部より上側 $(Z \times b)$ B_1	頂部より下側 B_A			精査前	精査後
													簡易算定式 (①+②)/2	フレーム計算
			(m^2)	kN/m^3	(m)	kN	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	kN/m^3	kN	kN	kN
15	196	100	10.94	24.50	1.50	400.78	4.97	11.64	57.84	15.91	19.00	2094.75	1247.77	---
23	231	120	18.95	24.50	1.00	464.30	13.13	14.15	185.84	26.37	19.00	4032.03	2248.16	---
27	253	91	6.73	24.50	1.23	201.98	3.03	8.38	25.40	10.98	19.00	846.80	524.39	---
30	291	70	11.89	24.50	1.50	436.99	4.86	9.84	47.80	11.65	19.00	1694.44	1065.72	---
31	292	20	3.35	24.50	2.00	163.74	11.58	4.44	51.42	3.36	19.00	2076.49	1120.11	928.27
33	295	110	22.64	24.50	1.08	599.05	4.21	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	1401.25	---
34	296	145	19.06	24.50	1.00	464.64	7.85	13.83	108.60	27.79	19.00	2578.53	1521.58	1354.66

大きくは変化なし

2) 二次分析の精査結果

表-6.2.9，図-6.2.19 に二次分析の精査結果を示す．これより，以下のことがわかった．

【結果】

- 精査した軸力に基づき抵抗モーメントを再算出した結果を反映させたが，先に示した結果（**表-6.2.6，図-6.2.17**）とほぼ変わらない結果となり，損傷事例の M/Mr が他の無損傷事例と比較して大きくなることが確認された．
- ただし，これらの損傷事例は基本的に常時の損傷事例（No.34 は常時，No.23 は常時および地震時に損傷した事例）であるため，常時荷重状態を想定した以下の条件にて同様の整理を行い，同様の傾向が得られるかどうかの確認を行うこととした．

【常時荷重 設定条件】

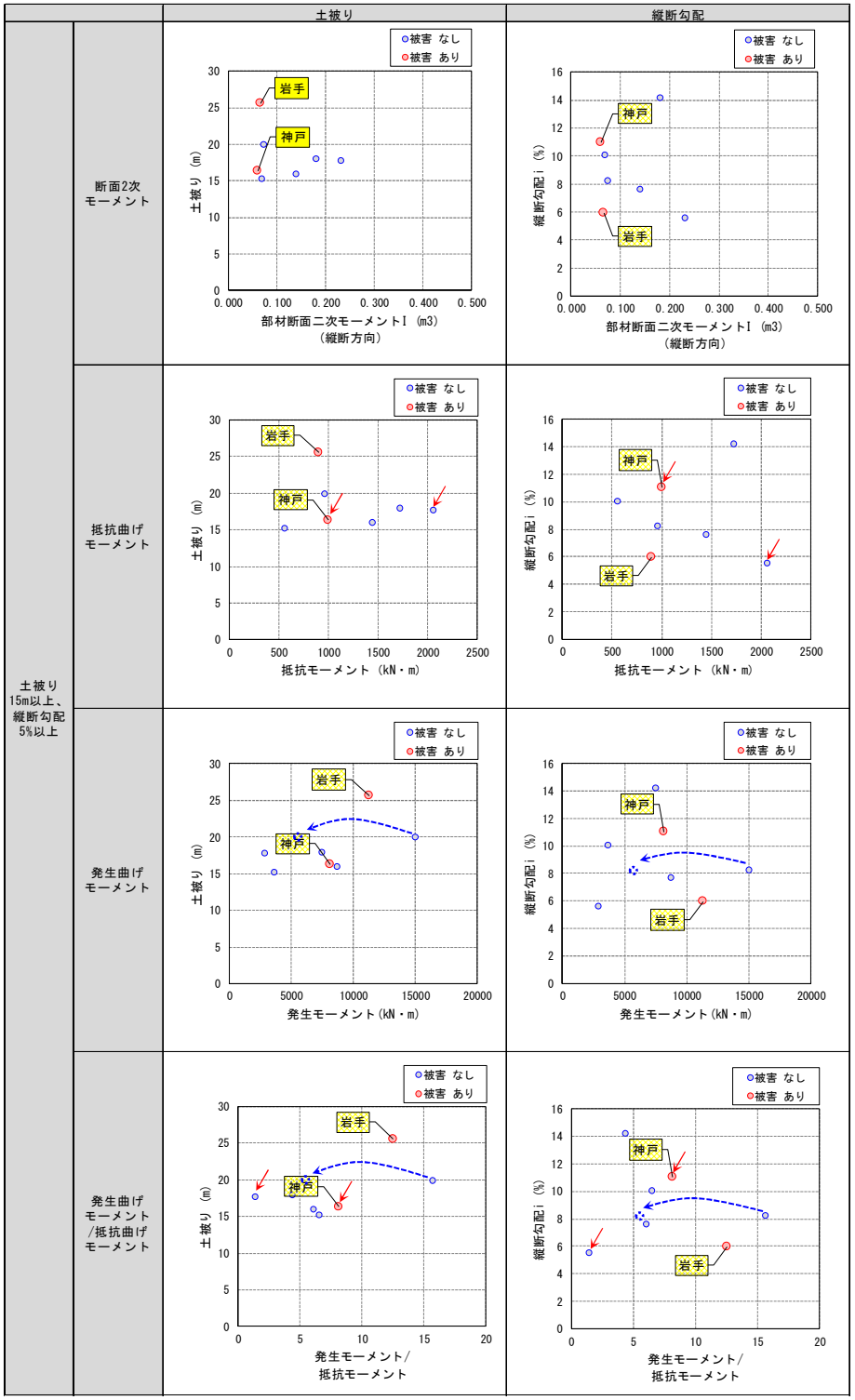
- 補系係数 α は 0.2 を採用．
  → “**3.5 3 ヒンジアーチの現場土圧計測**”で示したように，坑口部の補正係数は 0.2 程度であり，解析結果においても同程度の値であることが確認されている．
- 縦断方向荷重（周面せん断力）は，対象とする部材の直上の土被り圧に補正係数 α＝0.2 を乗じて算出する（地震時とは異なり最大土被りではない）．

- **表-6.2.10，図-6.2.20** に常時に対する分析結果を示す．この結果，常時荷重に対する整理を行った場合でも損傷事例である No.23，No.34 の M/Mr の値は他の事例と比較して大きくなる結果が得られることが確認できた．
- また，No.33（軽量盛土で盛られている特殊な事例）は M/Mr を除けば，無損傷事例の M/Mr は概ね 1.0 付近にあり，常時で損傷していない実態と整合する結果となっていることが確認された．
- したがって，地震時において補強が必要な箇所の抽出方法として，M/Mr の指標に着目することは有効であるといえる．

表-6.2.9　二次分析の精査結果

No.	施工実績	サイドウォール規格 (m^2)	コンクリート面積 C_A	鉄筋コンクリート単位体積重量 γ_c	部材幅 D	カルバート自重① $C_A \times D \times \gamma_c$	外周長 U	土被り（10部材目） Z	最大土被り Zmax	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γ_s	盛土重量② $(B_1+B_A) \times D \times \gamma_s$	地震時補正係数 α	縦断方向荷重 P	サイドウォール基部からカルバート頂部までの高さ H	軸力 (①+②)/2	発生モーメント P×3/4H	抵抗モーメント	発生モーメント/抵抗モーメント
											頂部より上側 $(Z \times b)$ B_1	頂部より下側 B_A									
			(m^2)	kN/m^3	(m)	kN	(m)	(m)	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	kN/m^3	kN	−	kN	(m)	kN	kN・m	kN・m	kN・m
15	196	100	10.94	24.50	1.50	400.78	21.96	4.97	16.00	11.64	57.84	15.91	19.00	2094.75	0.30	1497.13	7.77	1247.77	8725.62	1442.47	6.05
23	231	120	18.95	24.50	1.00	464.30	24.35	13.13	25.60	14.15	185.84	26.37	19.00	4032.03	0.30	1776.87	8.47	2248.16	11291.55	899.44	12.55
27	253	91	6.73	24.50	1.23	201.98	15.66	3.03	15.30	8.38	25.40	10.98	19.00	846.80	0.30	836.60	5.78	524.39	3625.42	557.53	6.50
30	291	70	11.89	24.50	1.50	436.99	19.00	4.86	18.00	9.84	47.80	11.65	19.00	1694.44	0.30	1461.82	6.81	1065.72	7468.43	1723.69	4.33
31	292	20	3.35	24.50	2.00	163.74	9.80	11.58	17.80	4.44	51.42	3.36	19.00	2076.49	0.30	991.72	3.84	928.27	2856.16	2058.33	1.39
33	295	110	22.64	24.50	1.08	599.05	30.31	4.21	20.00	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	0.30	1865.88	10.70	1401.25	14973.72	957.31	15.64
34	296	145	19.06	24.50	1.00	464.64	25.50	7.85	16.30	13.83	108.60	27.79	19.00	2578.53	0.30	1178.68	9.23	1354.66	8162.06	1002.62	8.14

：精査箇所



↙：精査箇所

図-6.2.19　二次分析の精査結果

表-6.2.10　二次分析の精査結果(常時)

No.	施工実績	サイドウォール規格(m2)	コンクリート面積 C_A	部材幅 D	鉄筋コンクリート単位体積重量 γ_c	カルバート自重① $C_A \times D \times \gamma_c$	外周長 U	土被り(10部材目) Z	盛土の幅 b	上載土面積		土の単位体積重量 γ_s	盛土重量② $(B_1+B_A) \times D \times \gamma_s$	地震時補正係数 α	サイドウォール基部からカルバート頂部までの高さ H	軸力 (①+②)/2	発生モーメント P×3/4H	抵抗モーメント	発生モーメント/抵抗モーメント
										頂部より上側 $(Z \times b)$ B_1	頂部より下側 B_A								
			(m^2)	(m)	kN/m^3	kN	(m)	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	kN/m^3	kN	−	(m)	kN	kN・m	kN・m	−
15	196	100	10.94	1.50	24.50	400.78	21.96	4.97	11.64	57.84	15.91	19.00	2094.75	0.20	7.77	1247.77	1806.93	1442.47	1.25
23	231	120	18.95	1.00	24.50	464.30	24.35	13.13	14.15	185.84	26.37	19.00	4032.03	0.20	8.47	2248.16	3860.89	899.44	4.29
27	253	91	6.73	1.23	24.50	201.98	15.66	3.03	8.38	25.40	10.98	19.00	846.80	0.20	5.78	524.39	478.65	557.53	0.86
30	291	70	11.89	1.50	24.50	436.99	19.00	4.86	9.84	47.80	11.65	19.00	1694.44	0.20	6.81	1065.72	1344.32	1723.69	0.78
31	292	20	3.35	2.00	24.50	163.74	9.80	11.58	4.44	51.42	3.36	19.00	2076.49	0.20	3.84	928.27	1239.17	2058.33	0.60
33	295	110	22.64	1.08	24.50	599.05	30.31	4.21	16.70	70.34	37.04	19.00	2203.45	0.20	10.70	1401.25	2102.31	957.31	2.20
34	296	145	19.06	1.00	24.50	464.64	25.50	7.85	13.83	108.60	27.79	19.00	2578.53	0.20	9.23	1354.66	2621.21	1002.62	2.61

：損傷事例

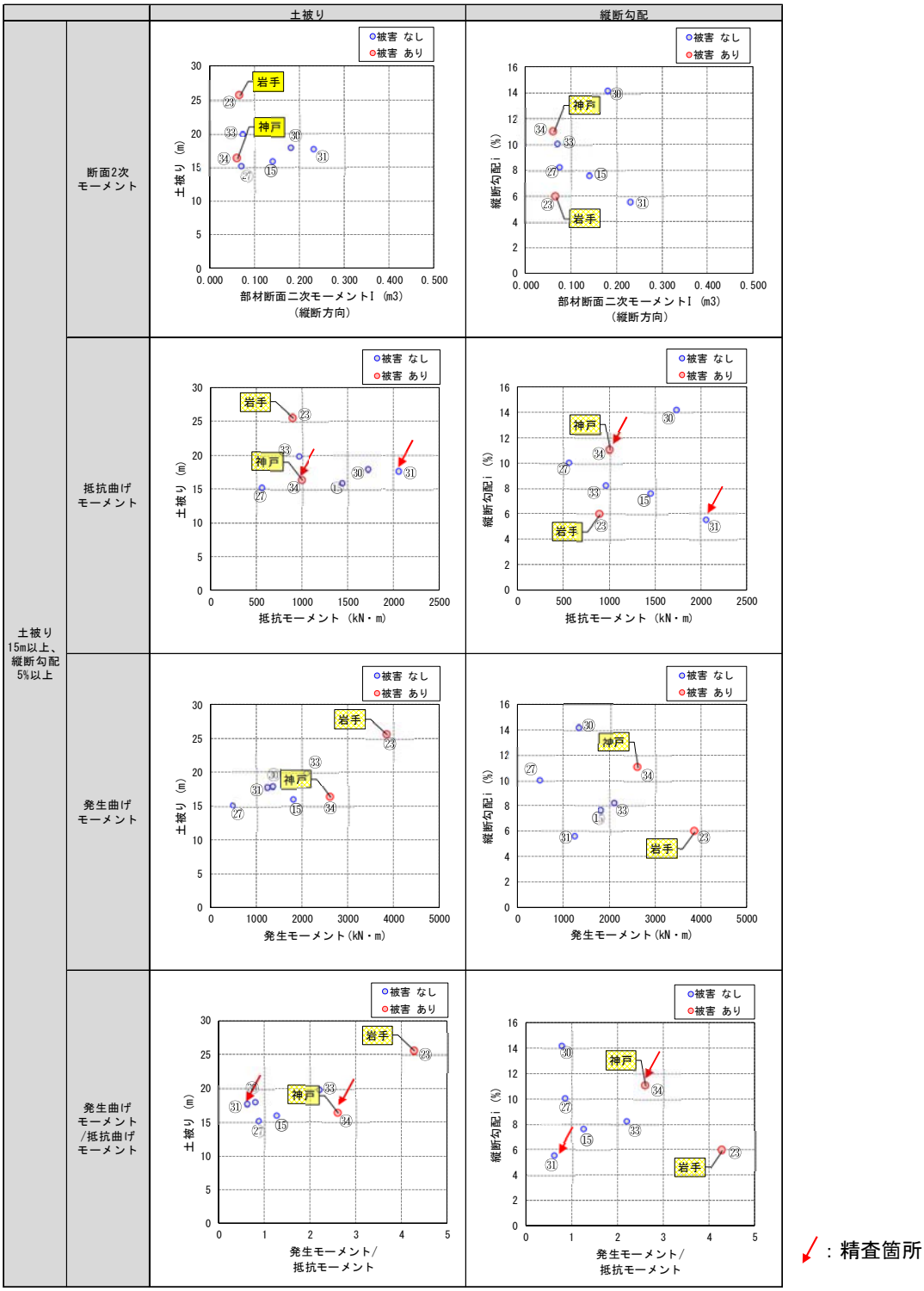


図-6.2.20　常時荷重状態を想定した整理結果

6.3. 数値解析による補強方法の検討

6.3.1. 概要

本節では，2 ヒンジアーチの縦断方向荷重によって発生する曲げ損傷に対して有効となり得る補強対策工法について 3 次元 FEM により確認解析を実施するとともに，モデルケースに対して具体的な対策諸元を設定した．

6.3.2. 補強対策工法の確認解析

(1) 解析条件

1) 解析ケース

2 ヒンジアーチの損傷は，縦断方向に連なる各アーチ部材が盛土からの縦断方向荷重（周面せん断力）により，曲げ変形し生じたものと考えられるため，**表-**に示すような補強が有効であると考えられる．

そこで，本検討では**表-6.3.2** に示す通り解析ケースを設定した．充填工における補強は，解析モデル上非線形のばね（カルバート縦断方向ばねのみ，もしくは，縦断方向ばねとせん断方向ばね）で表現することとしており，Case3-2 や Case4-2 は，縦断方向ばねとせん断方向ばねの両方向のばねを考慮したケースとした．

表-6.3.1　想定される補強対策工法

想定される補強対策	補　強　方　法
脚部ビーム補強工	アーチ部材（サイドウォール）を縦断方向にRC部材で連結する補強方法
充填工	隣り合うアーチ部材（サイドウォール）間を充填材により充填する補強方法
繊維シート工	隣り合うアーチ部材（サイドウォール）を繊維シートにより連結する補強方法で、繊維シートは目地に対して斜め45度方向に貼り付けることとし、部材の縦断方向の変形や部材同士のせん断ずれ挙動をシートの引張抵抗力（の分力）により抑制する
充填工＋繊維シート工の併用工法	隣り合うアーチ部材（サイドウォール）間を充填材により充填し、かつ繊維シートにより部材同士を連結する補強方法

表-6.3.2　解析ケース（確認解析）

解析ケース		補 強 内 容	補強範囲	充填材 せん断ばねの有無
Case1	無対策時	----	---	---
Case2	対策時1	脚部ビーム補強	---	---
Case3	対策時2	目地充填工のみ	ｻｲﾄﾞｳｫｰﾙ範囲のみ	無
Case3-2				有
Case4	対策時3	炭素繊維シート補強 ＋目地充填工		無
Case4-2			全周	有
Case5	対策時4	炭素繊維シート補強のみ	---	---

2)　解析モデル

図-6.3.1 に無対策時（Case1）における解析モデルを示す．対策時モデル（Case2～Case5）は，このモデルに図-6.3.2 や図-6.3.3 に示す補強材要素（ソリッド要素や梁要素）を付加して構築する．

【無対策時モデル化】

- カルバート躯体をソリッド要素でモデル化する．
- カルバート躯体を縦断方向に 10 リング分（10m 分）モデル化し，躯体間の目地部に接触/非接触を考慮できる非線形のばね要素を付加する．このとき，目地の遊間は 5mm を考慮．
- フーチング底面部にも躯体の浮き上りを考慮できる非線形のばね要素を付加する．

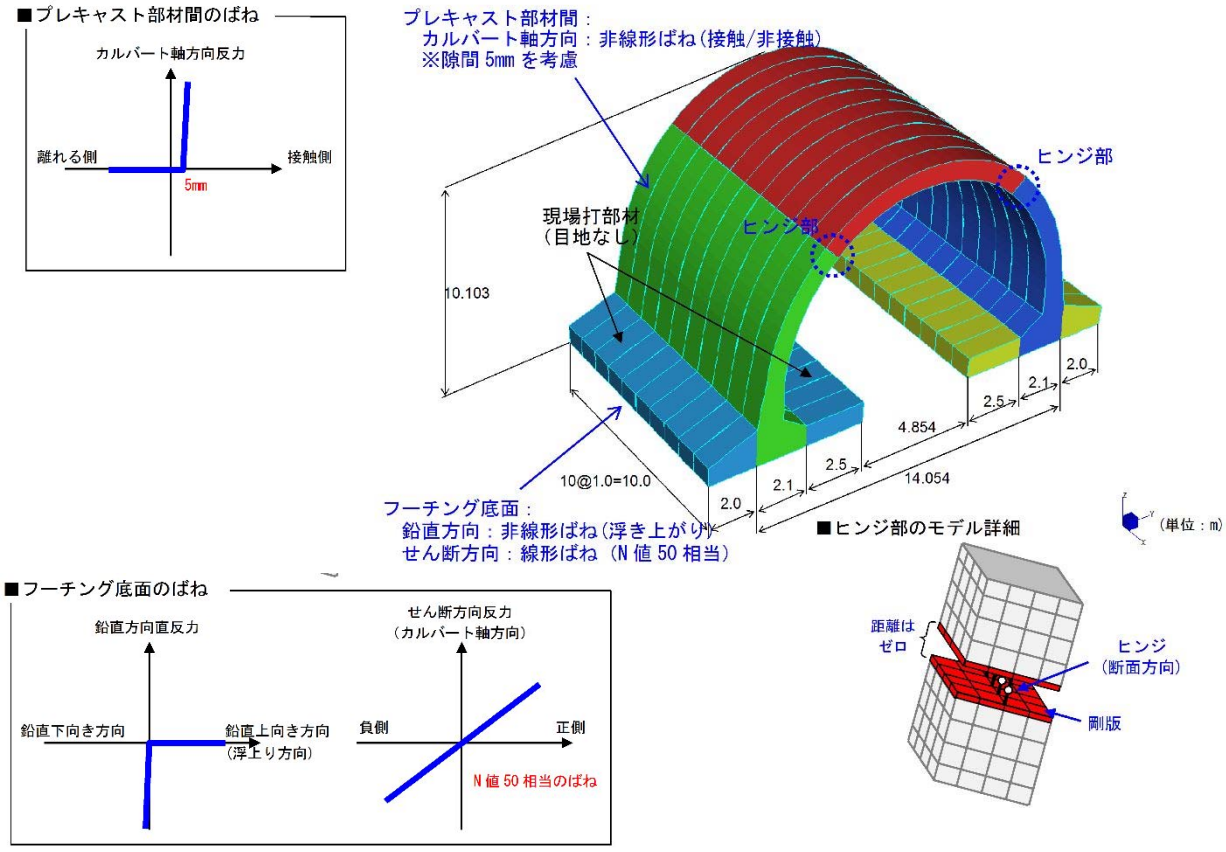
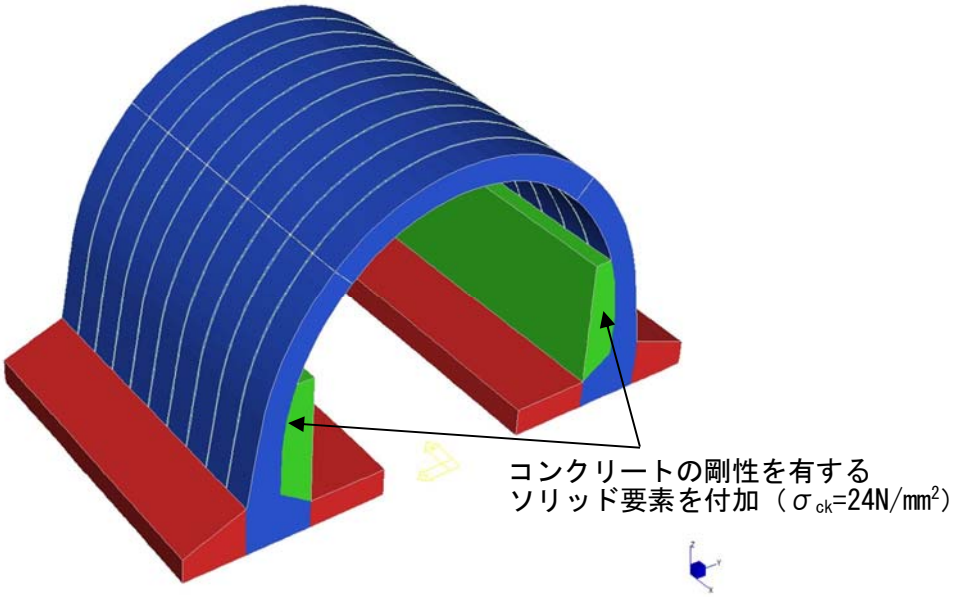


図-6.3.1　解析モデル（無対策時）



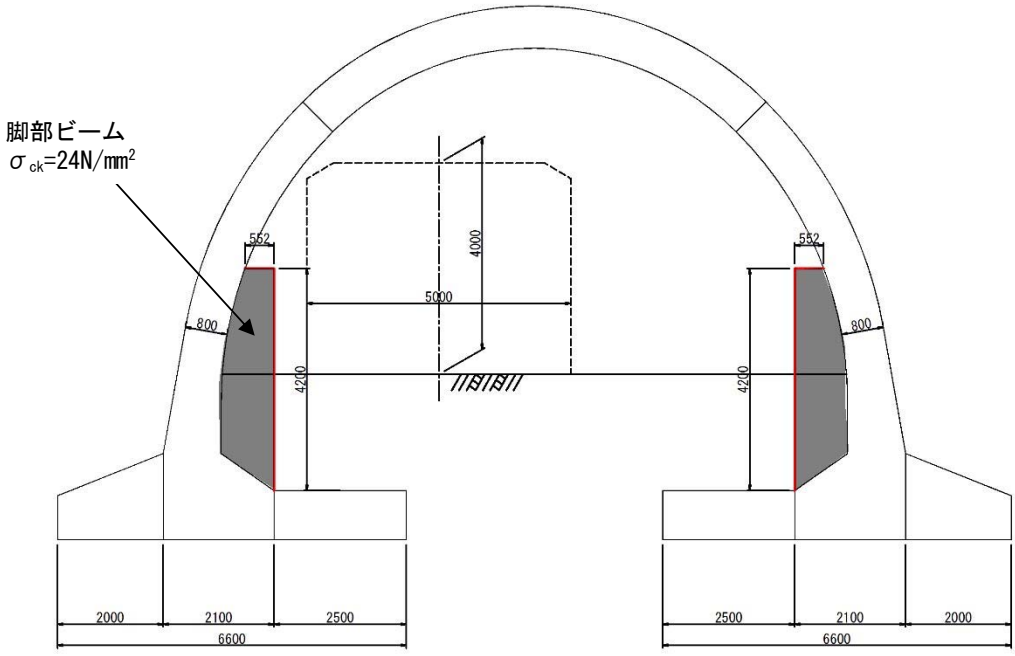
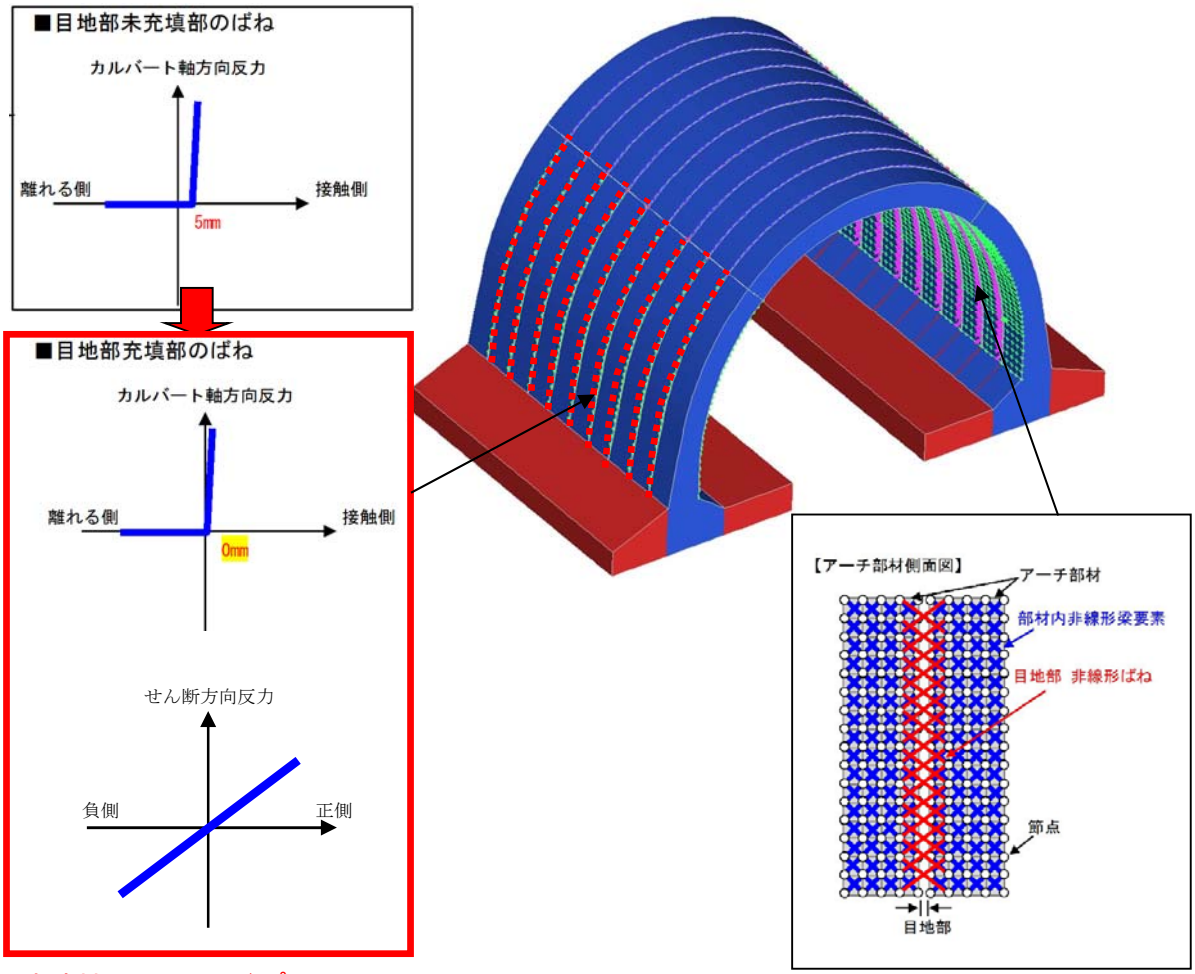


図-6.3.2　脚部ビームモデル

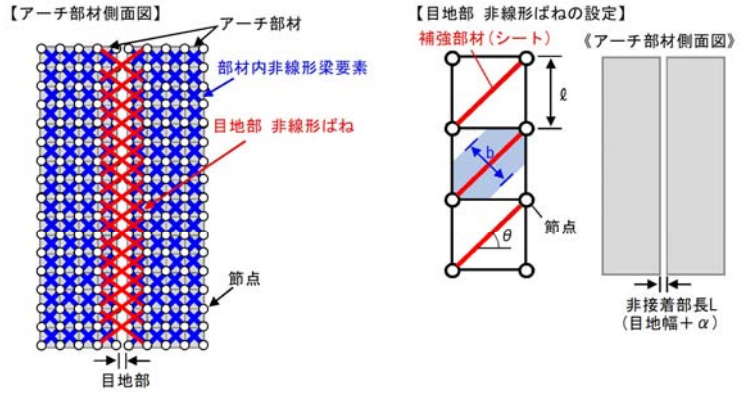
【補強材の設定概要】

- 目地部の非線形ばねの遊間をゼロ（無対策時は遊間 5㎜）として目地部への注入工を表現する.
- 繊維補強シートは斜め 45 度方向に貼り付けることを想定し，非線形の梁要素もしくはばね要素※を躯体内面に付与する．※引張力にのみに抵抗する梁要素とばね要素.
- 繊維補強シートとしては，炭素繊維シートの目付量 200g/m²×1 層を設定.



充填材：σ_{ck}＝21N/mm²
τ_{a1}＝0.22×1.5＝0.33N/mm²（道示）
せん断ばね Gc は,
E_c＝2.35×10⁴（N/mm²）として,
G_c＝E_c/2.3＝1.02×10⁴（N/mm²）
※軸方向ばねと連成させない.

図-6.3.3　充填工および繊維シート補強モデル



■目地部 非線形ばね（引張力にのみ有効）

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.111	
	層数	n	(層)	1	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	250	
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177	
	シート分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.96E-05	
	非接着部長	L	(mm)	405	既往の実験結果を踏まえて設定※
	ばね値(=EA/L)	k	(kN/m)	1.19E+04	

※200g/m2であれば有効付着長は200mm程度であるため、目地幅を加えて410mm(=200+200+10)とした。

■部材内 非線形梁要素（引張力にのみ有効）

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.111	
	層数	n	(層)	1	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	250	
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177	
	シート分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.96E-05	
	軸剛性	EA	(kN)	4.81E+03	

■引張力上限値（1）

シート許容引張力から決まる引張力の上限値	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.111
	層数	n	(層)	1
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177
	シート分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.96E-05
	引張強度	T	(N/mm²)	3400
	許容引張強度 （＝ T×0.6）	Ta	(N/mm²)	2040
	許容引張力 （＝ Ta×A）	A	(kN)	40

■引張力上限値（2）

シート付着力から決まる引張力の上限値	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.111
	層数	n	(層)	1
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177
	シート分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.77E+02
	剥離破壊エネルギー	Gf	(kN/m)	0.5
	最大分担荷重 (=b√(2・Gf・E・t・n))	P	(kN)	29

理論式 $P = b \cdot \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot E \cdot t)}$

P ： 最大分担荷重（付着強度） [kN]

G_f ： 剥離破壊エネルギー [kN/m] （G_f=0.5 とする）

E ： シートのヤング係数 [kN/m²]

b ： シートの幅 [m]

t ： シートの厚さ [m]

図-6.3.4　炭素繊維シート諸元（目付量 200g/m²×1 層）

3)　荷重条件

図-6.3.6 に示す盛土～カルバート一体解析（共同研究報告書その１　『5.4　2 ヒンジ構造に対する三次元地震応答解析』）で得られる以下の荷重を構造物非線形解析モデルに漸増載荷※させる．なお、これらの荷重のうち，軸方向せん断力については，**図-6.3.7** に示すように，カルバートの最大土被りより作用荷重を調整したものを用いる．

※　解析ソフト上，カルバート躯体に自重，垂直力，周方向力を載荷させた後，軸方向せん断力のみを漸増載荷させるような荷重の与え方はできないため（2 回に分けて荷重を載荷できないため），本解析では，全ての荷重を一度に漸増載荷させる．

【躯体に載荷する荷重】

［1］カルバート垂直力

［2］カルバート周方向力

［3］カルバート軸方向せん断力（縦断方向荷重）

［4］カルバート自重

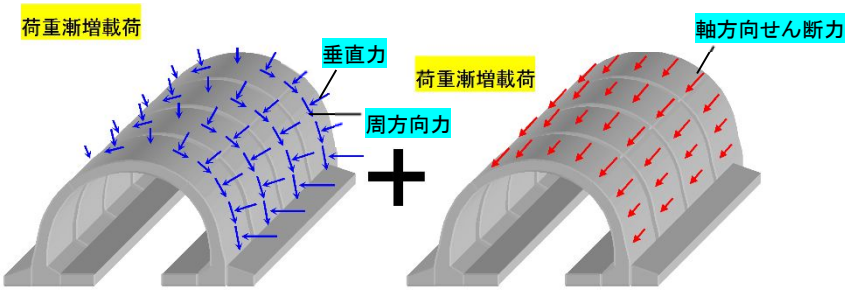
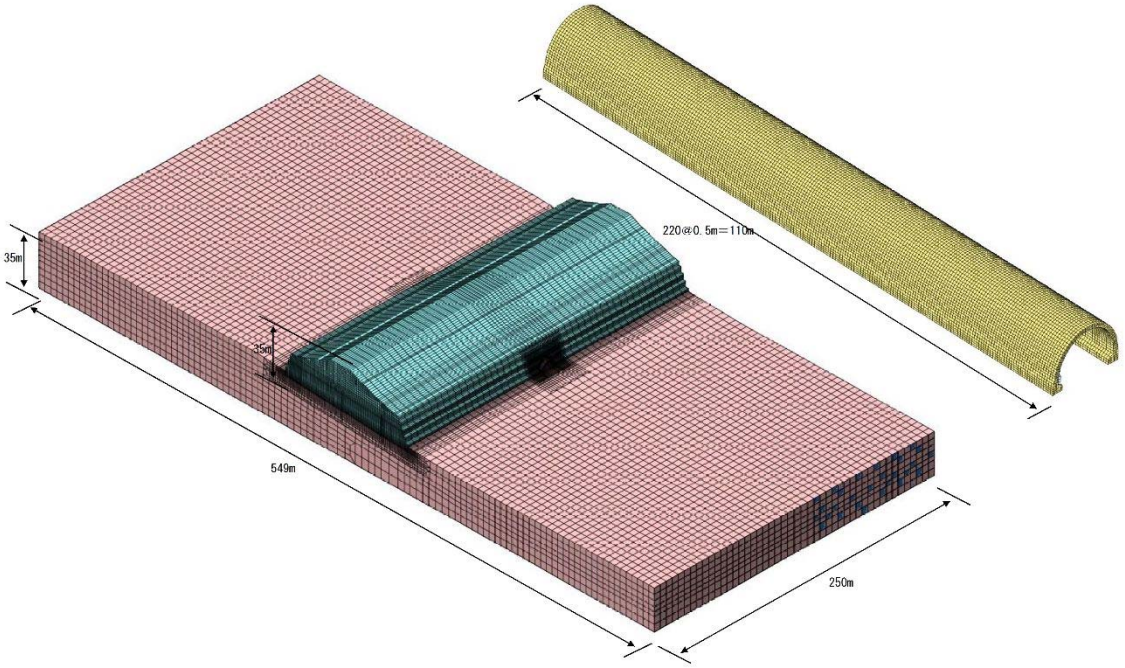


図-6.3.5　躯体に載荷する荷重



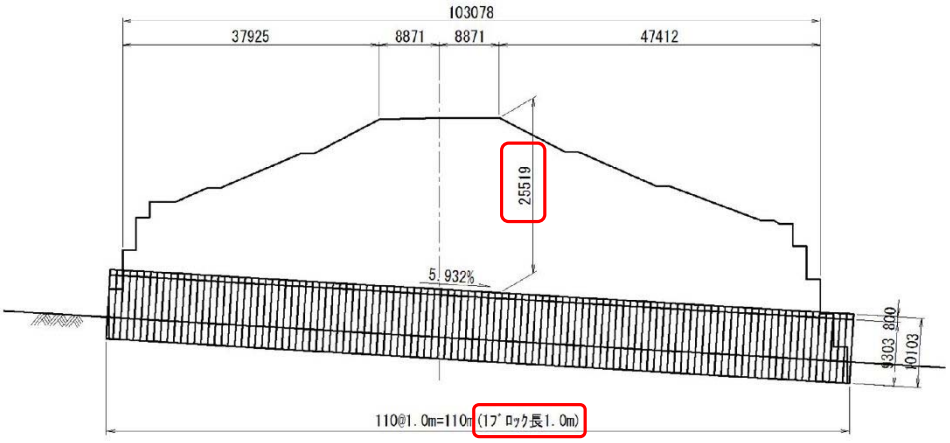


図-6.3.6　盛土～カルバート一体解析モデル

【軸方向せん断力の設定】

- 図-6 に示す解析において各アーチ部材に作用する軸方向せん断力を抽出する．
- 1 部材（リング）あたりに作用する荷重の合計値が補正係数 α_{eq}＝0.3 から算出される荷重と同等となるように，盛土～カルバート一体化解析から得られた作用荷重分布を N 倍したものを与える．
- 本解析では，最大土被り 25.5m 相当で荷重を算出した．

$$\gamma \times Z_{max} \times \alpha_{eq} \times U \times D = N \times \Sigma Si \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式 (1)}$$

N	：	荷重調整倍率	
γ	：	盛土の単位体積重量 （＝19kN/m^3）	(kN/m^3)
Z_{max}	：	最大土被り （＝25.5m）	(m)
U	：	カルバート躯体外周長 （＝24.4m）	(m)
D	：	カルバート躯体奥行き （＝1.0m）	(m)
ΣSi	：	1 リングに作用する軸方向せん断力の合計値	(kN)

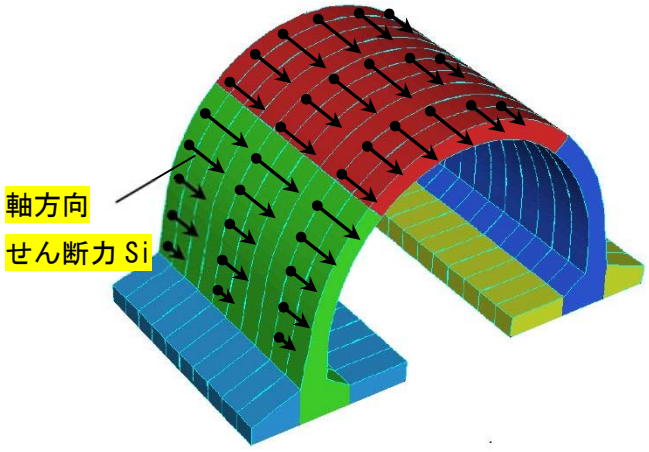


図-6.3.7　地震時軸方向せん断力の設定方法

4)　部材配筋

図-6.3.8 にアーチ部材基部の配筋状態を示す.

【各種材料】

コンクリート設計基準強度　　：　σ_{ck} ＝ 50N/mm^2

鉄筋材質　　：　SD345

【許容応力度】

コンクリート許容圧縮応力度　　：　σ_{ca} ＝ 24N/mm^2　(地震時割増考慮：1.5倍)

鉄筋許容引張応力度　　：　σ_{sa} ＝ 300N/mm^2 (地震時割増考慮：1.5倍)

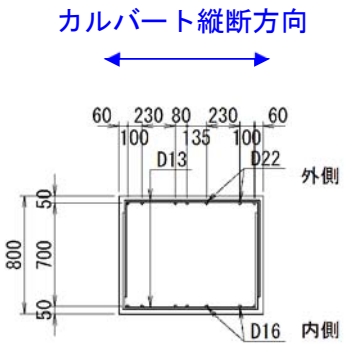


図-6.3.8　アーチ部材基部の配筋状態

(2) 解析結果

1) 変位図・応力コンター比較および部材照査結果

図-6.3.10～図-6.3.15 に各ケースの解析結果を示す．これより，以下のことがわかった．

【解析結果】

- Case1（無対策時）では，部材が個別に縦断方向に大きく変形している．部材基部の照査を実施すると，鉄筋の発生応力度 σ_s は許容応力度 σ_{sa} の 16～29 倍となっている．
- Case2（脚部ビーム補強）では，躯体の縦断方向の変形を大きく抑制できている．部材基部の照査を実施すると，鉄筋の発生応力度は Case1 と比較して大きく減少している（σ_s/σ_{sa}＝1.1～1.2 程度）．ただし，脚部ビームの頂部付近で部材照査を実施すると，σ_s/σ_{sa}＝9～13 程度となっており，補強していない範囲が弱点となってしまうことが確認された．
- Case3（充填工のみ）では，Case1 と同様な変形状態に至っており，部材照査を実施すると σ_s/σ_{sa}＝11～29 程度となった．**図-6.3.9** に示すように，縦断勾配を有する躯体に軸方向せん断力（縦断せん断方向）を作用させると，部材の曲げ変形に伴い部材同士がやや離れるような挙動を示すことになる．Case3 では充填材はカルバートの縦断方向（軸方向）の非線形ばね（部材が接触した場合のみ荷重を伝達するばね）のみでモデル化しているが，充填材の反力分布を確認するとアーチ部材下側の狭い範囲のみで反力が生じており，充填材による補強効果が十分に発揮されない結果となっていることが確認された．

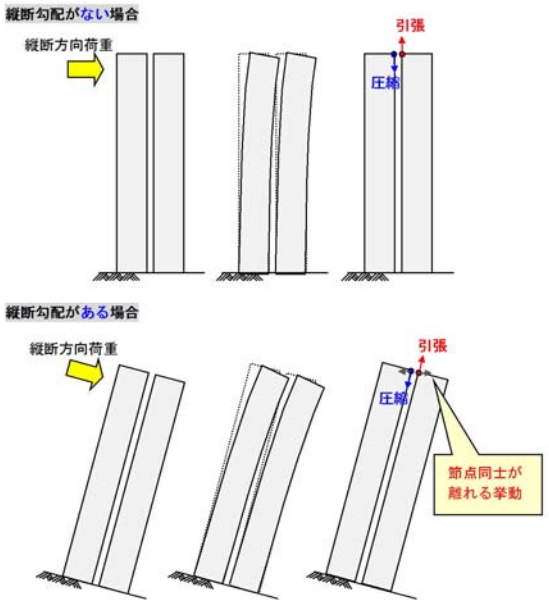


図-6.3.9　部材の縦断方向挙動のイメージ

- Case3-2(充填工のみ)は，Case3 の充填材のばねにせん断ばねを付加したモデルであるが，せん断ばねを考慮することで充填材の反力（圧縮力）の発生範囲が広がり，部材照査における鉄筋の発生応力度は Case3 と比較して大きく減少する（σ_s/σ_{sa}＝1～10 程度）ことが確認された．このことから，この形式のカルバートの補強を考える上では部材同士の縦断方向の挙動を抑制するのみでなくせん断方向のずれ挙動も抑制することが効果的であるといえる．
- Case4（充填工＋繊維シート工）は Case3 と比較し，繊維シートが部材同士の離れやせん断ずれ挙動に抵抗し，これにより充填材の反力分布も広がり充填材による補強効果も発揮される結果が得られた．部材基部の照査を実施すると，鉄筋の発生応力度は Case3 と比較して大きく減少している（σ_s/σ_{sa}は最大で 4 程度）．したがって，**基本的には，充填工と繊維補強シート工を併用することが有効である**といえる．ただし，繊維シートの発生最大引張力は最大耐荷力を大きく超過しており（1271kN / 29kN＝44 倍），実際には繊維シートは付着切れを生じていることになっているため，繊維シートの発生力を抑制する必要はある．
- Case4-2（充填工＋繊維シート工）は Case4 と比較し，補強範囲を広げ，かつ充填材モデルにせん断ばねを付加したものである．この結果，部材基部の照査としては，大きく変化は無いものの，部材の発生応力分布を確認すると Case4 と比較して部材全体で荷重を分担し始めている状況が確認された．また，繊維シートの発生最大引張力は最大耐荷力を超過しているものの（685kN / 29kN＝24 倍），Case4 と比較して大きく低減しており，充填材のせん断抵抗力を考慮することで，繊維シートの発生引張力を低減させられることがわかった．ただし，充填材が負担しているせん断力も非常に大きいため（σ_{ck}＝21N/mm^{2}の許容せん断力は超過しているため），補強諸元を設定するにあたっては，充填材のせん断耐力および繊維シートの最大耐荷力以上の荷重が各部材に発生していないことを確認しておくことが重要である．
- Case5（繊維シート工のみ）では，Case1 と同様な変形状態（部材が個別に倒れこむ挙動）に至っており，部材照査を実施するとσ_s/σ_{sa}＝1～28 程度となった．また，繊維シートの発生最大引張力を確認すると，最大耐荷力を大きく超過しており，繊維シートの補強のみでは，十分な補強効果が得られないことがわかった．
- 以上から，2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートでは，**“充填工＋繊維シート補強工の併用工法”が有効な補強工法**となり得ることが確認された．また，ここで想定した高土被り（25.5m）の荷重状態では，“充填工＋繊維シート補強工の併用工法”でも補強諸元として成立させるのは難しいことが確認された．

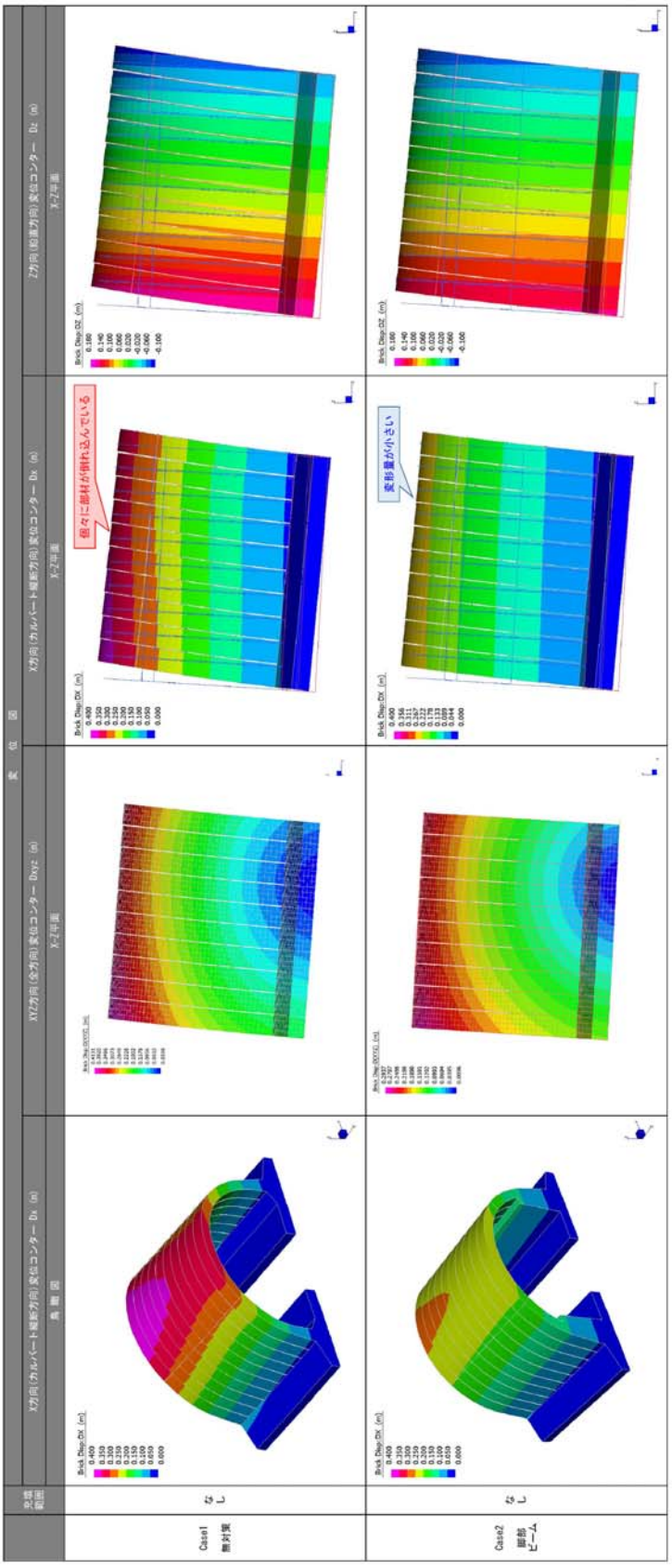


図-6.3.10　変位コンター比較（1/3）

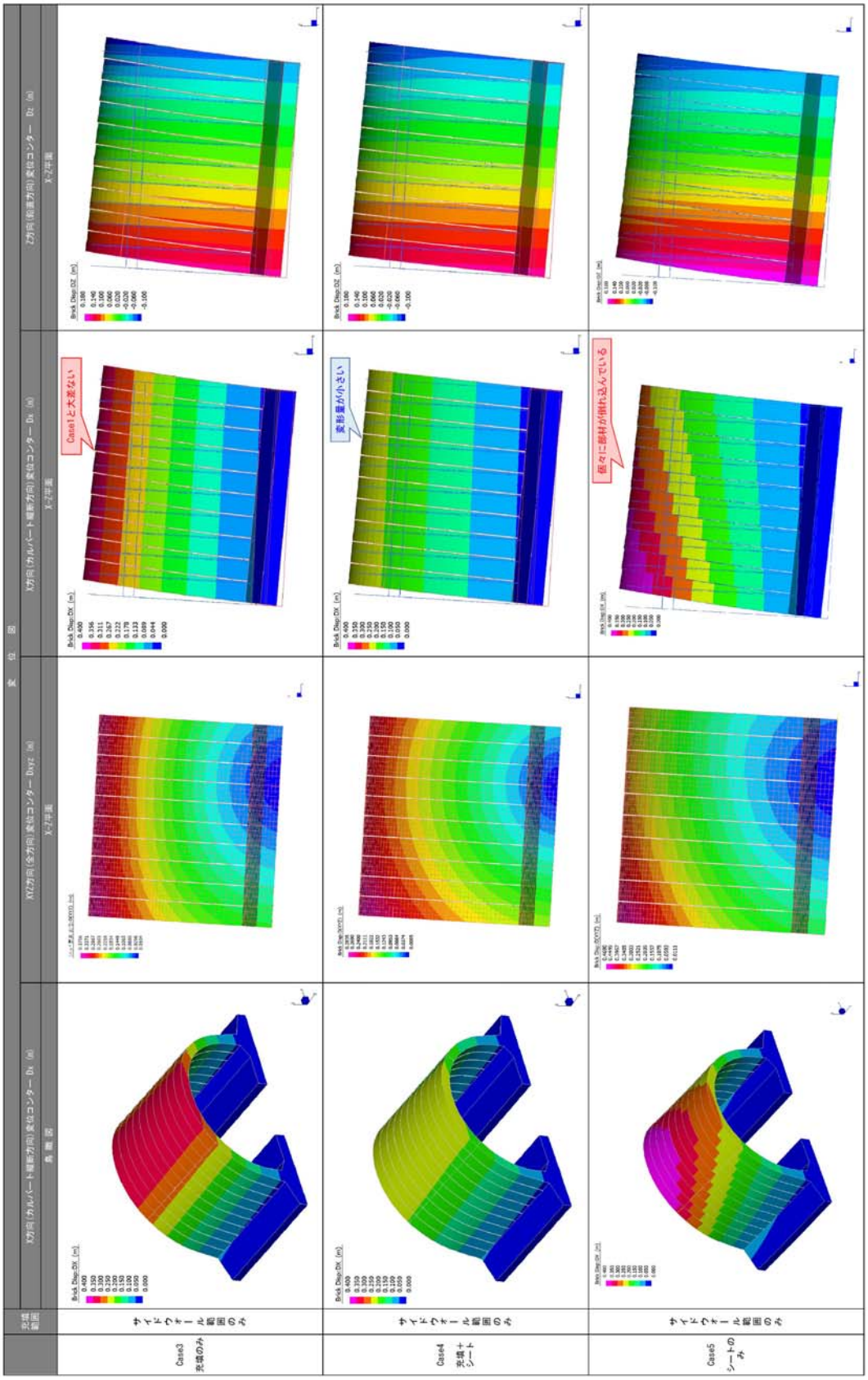


図-6.3.11　変位コンター比較（2/3）

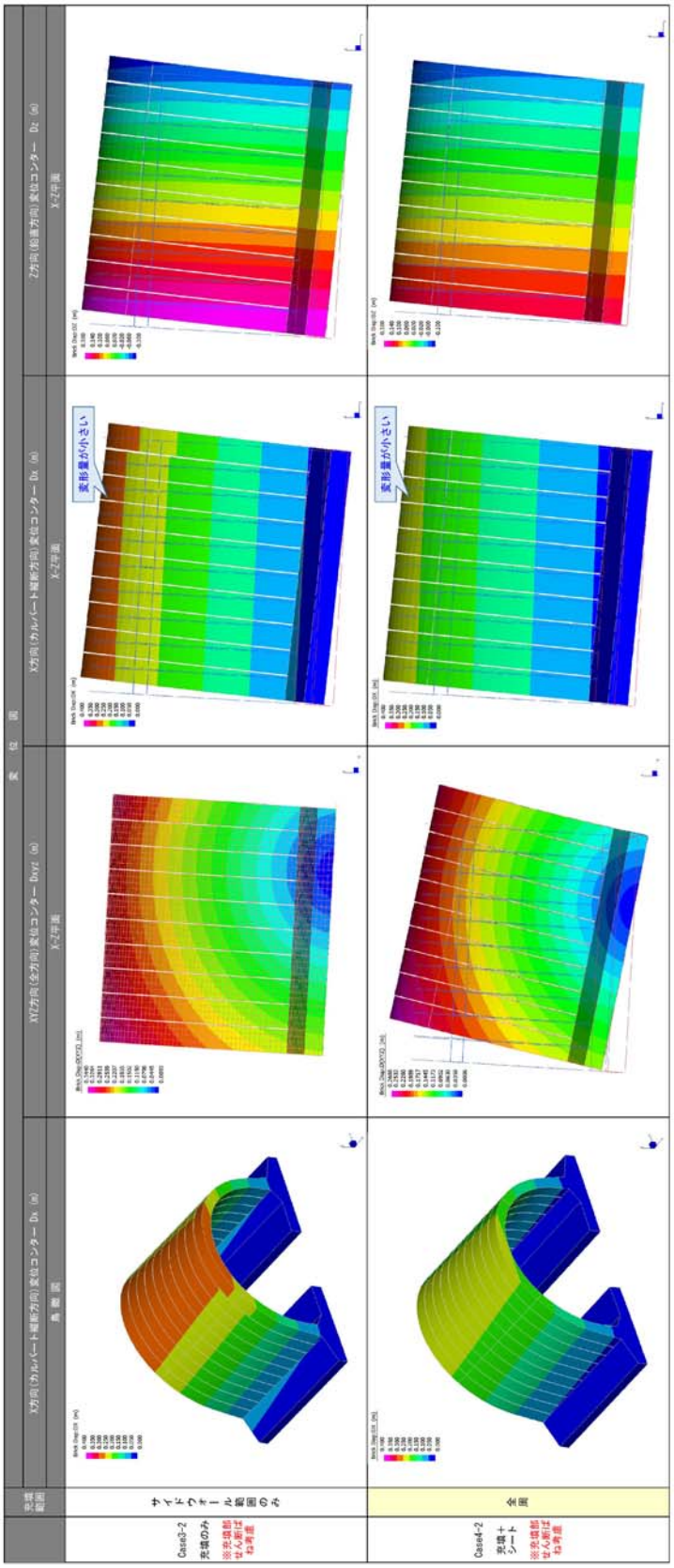


図-6.3.12　変位コンター比較（3/3）

着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック	9588	-2897	8569	300	28.6	NG
2ブロック	8791	624	6858	300	22.9	NG
3ブロック	8837	3488	6035	300	20.1	NG
4ブロック	8849	5788	5366	300	17.9	NG
5ブロック	8864	7330	4931	300	16.4	NG
6ブロック	8839	8214	4701	300	15.7	NG
7ブロック	8892	8214	4716	300	15.7	NG
8ブロック	8902	7654	4868	300	16.2	NG
9ブロック	8859	6859	5063	300	16.9	NG
10ブロック	9590	7533	5450	300	18.2	NG

- ：引張
+ ：圧縮

着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック～3ブロック	4601	-31	3780	300	12.6	NG
2ブロック～4ブロック	4711	1766	3336	300	11.1	NG
3ブロック～5ブロック	4717	1823	3324	300	11.1	NG
4ブロック～6ブロック	4717	1815	3327	300	11.1	NG
5ブロック～7ブロック	4716	1801	3320	300	11.1	NG
6ブロック～8ブロック	4713	1800	3328	300	11.1	NG
7ブロック～9ブロック	4711	1816	3321	300	11.1	NG
8ブロック～10ブロック	4709	1852	3309	300	11.0	NG
9ブロック～10ブロック	4704	1965	3276	300	10.9	NG
10ブロック～10脚部	4602	3704	2683	300	9.0	NG

- ：引張
+ ：圧縮

着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック基部	419	4774	-35	300	-0.1	OK
2ブロック基部	740	2044	90	300	0.3	OK
3ブロック基部	847	1136	350	300	1.2	NG
4ブロック基部	751	971	320	300	1.1	NG
5ブロック基部	587	1108	163	300	0.5	OK
6ブロック基部	419	1602	-34	300	-0.1	OK
7ブロック基部	456	1602	-1	300	0.0	OK
8ブロック基部	100	1696	-16	300	-0.1	OK
9ブロック基部	-42	1270	-14	300	0.0	OK
10ブロック基部	-103	-481	237	300	0.8	OK

- ：引張
+ ：圧縮

図-6.3.13 発生応力度コンターおよび部材照査結果（1/3）

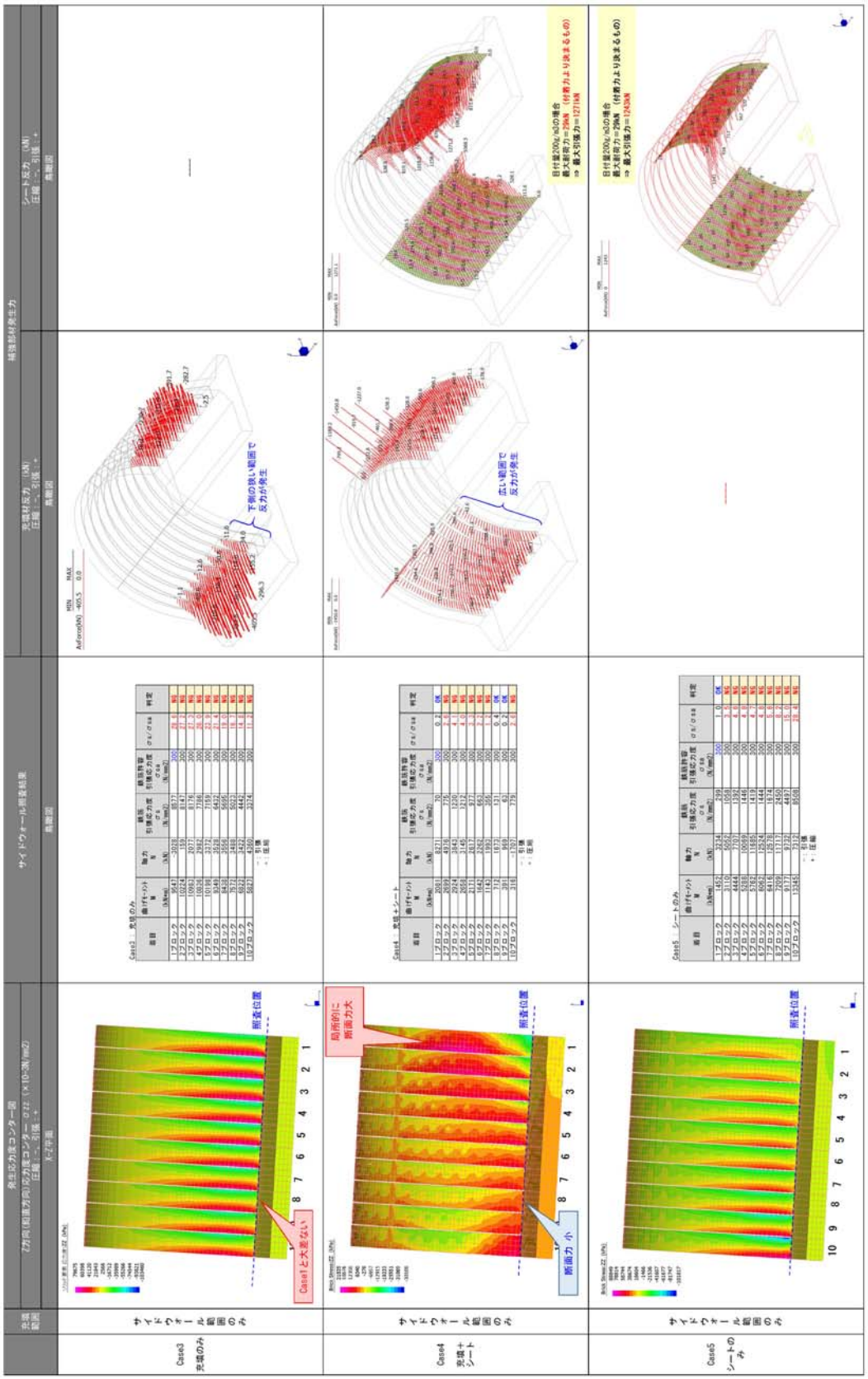
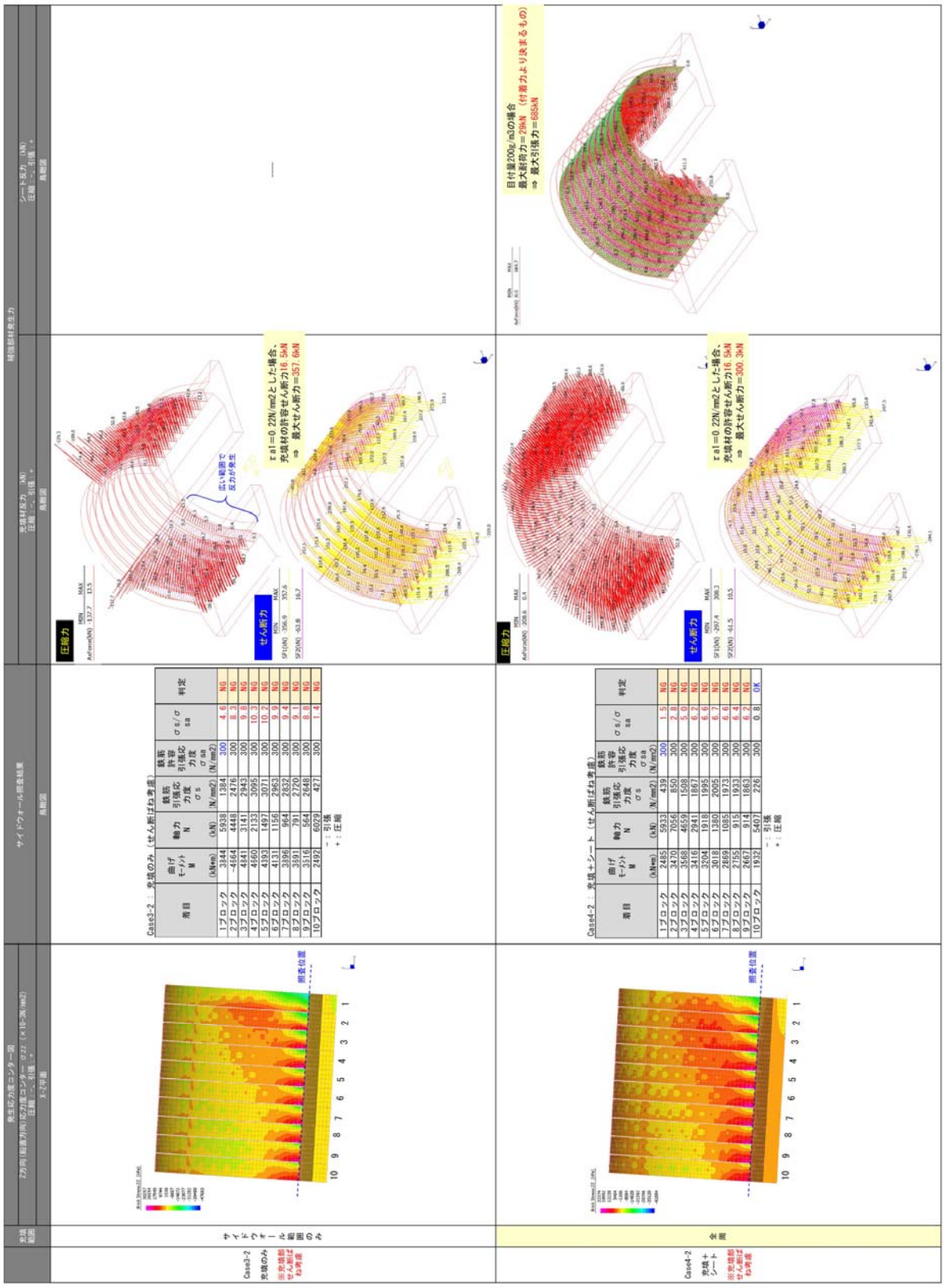


図-6.3.14　発生応力度コンターおよび部材照査結果（2/3）



着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック	3844	5938	1384	300	4.6	NG
2ブロック	-4664	4448	2476	300	8.3	NG
3ブロック	4841	3141	2943	300	9.8	NG
4ブロック	4660	2133	3095	300	10.3	NG
5ブロック	4393	1497	3071	300	10.2	NG
6ブロック	4131	1156	2963	300	9.9	NG
7ブロック	3896	964	2820	300	9.4	NG
8ブロック	3599	791	2730	300	9.1	NG
9ブロック	3516	564	2648	300	8.8	NG
10ブロック	2492	6029	427	300	1.4	NG

－：引張
＋：圧縮

着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック	2485	5923	439	300	1.5	NG
2ブロック	3470	7056	850	300	2.8	NG
3ブロック	3568	4659	1508	300	5.0	NG
4ブロック	3416	2941	1867	300	6.2	NG
5ブロック	3204	1918	1995	300	6.6	NG
6ブロック	3018	1380	2005	300	6.7	NG
7ブロック	2869	1085	1973	300	6.6	NG
8ブロック	2755	915	1933	300	6.4	NG
9ブロック	2667	914	1863	300	6.2	NG
10ブロック	1932	5407	226	300	0.8	OK

－：引張
＋：圧縮

図-6.3.15　発生応力度コンターおよび部材照査結果（3/3）

2)　脚部ビーム諸元検討結果

i)　脚部ビーム本体諸元

先に実施した Case3（脚部ビーム補強）で得られた脚部ビーム部材本体に生じる発生断面力を用いて脚部ビーム本体に必要な鉄筋量を試算した.

表-6.3.3 に試算結果を示すが，これらは，**図-6.3.17 に**示す計算式により求めたものとなっている．これより，脚部ビーム本体部の配筋としては，79 本-D38 の軸方向鉄筋が必要である結果となった.

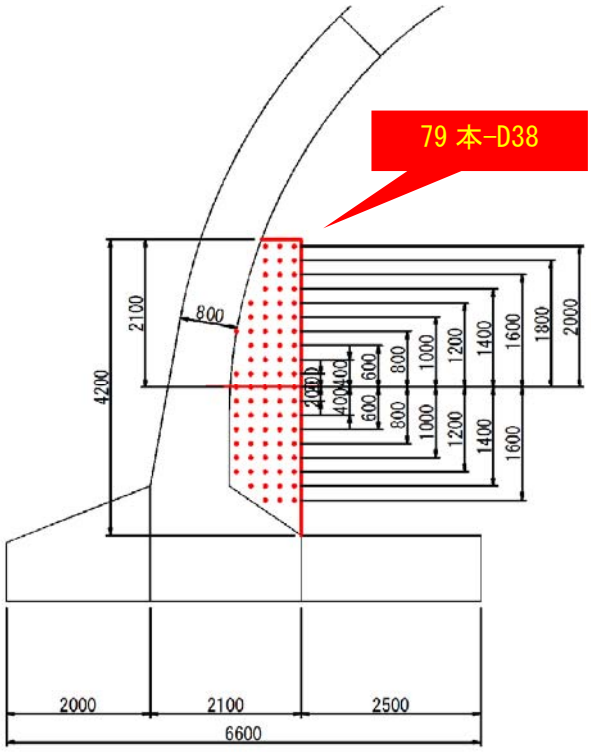


図-6.3.16　脚部ビーム本体部に必要な鉄筋量

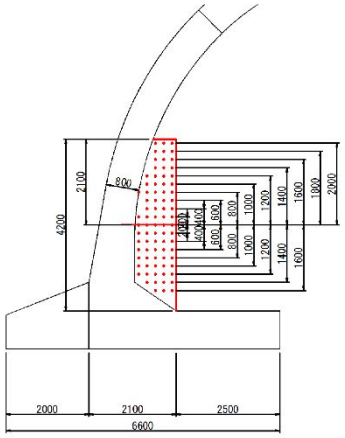
表-6.3.3　脚部ビーム本体の必要鉄筋量の試算結果

≪脚部ﾋﾞｰﾑ部材 照査結果≫

■断面力

	軸力 FX(kN)	せん断力 FZX(kN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ FX・Lz(kNm)
BL1-2間目地部	310	-11494	4750
BL2-3間目地部	-1364	-16556	3400
BL3-4間目地部	-3812	-17195	178
BL4-5間目地部	-5934	-15658	-2951
BL5-6間目地部	-7273	-13455	-5168
BL6-7間目地部	-7659	-11221	-6391
BL7-8間目地部	-6995	-9143	-6856
BL8-9間目地部	-5253	-7086	-6704
BL9-10間目地部	-2625	-4407	-5302

＋：引張　　＋：頂部側 引張曲げ
－：圧縮　　－：底面部側 引張曲げ



■脚部ビーム部材　せん断照査

	発生せん断力 S (kN)	コンクリート部 断面積 Ac (mm2)	コンクリート部 許容せん断応力度 τa1 (N/mm2)	コンクリート部 せん断抵抗力 Sca (kN)	鉄筋部 鉄筋径	鉄筋部 本数 n (本)	鉄筋部 断面積 A (mm2)	鉄筋部 許容せん断応力度 τsa (N/mm2)	鉄筋部 せん断抵抗力 Ssa (kN)	せん断抵抗力 (Sca+Ssa) Sa (kN)	判定 (Sa>S:OK)
BL1-2間目地部	11494	3478412	0.35	1217	D32	79	62741.8	200	12548	13766	OK
BL2-3間目地部	16556	3478412	0.35	1217	D38	79	90060.0	200	18012	19229	OK
BL3-4間目地部	17195	3478412	0.35	1217	D38	79	90060.0	200	18012	19229	OK
BL4-5間目地部	15658	3478412	0.35	1217	D38	79	90060.0	200	18012	19229	OK
BL5-6間目地部	13455	3478412	0.35	1217	D32	79	62741.8	200	12548	13766	OK
BL6-7間目地部	11221	3478412	0.35	1217	D32	79	62741.8	200	12548	13766	OK
BL7-8間目地部	9143	3478412	0.35	1217	D38	79	90060.0	200	18012	19229	OK
BL8-9間目地部	7086	3478412	0.35	1217	D32	79	62741.8	200	12548	13766	OK
BL9-10間目地部	4407	3478412	0.35	1217	D32	79	62741.8	200	12548	13766	OK

※ｺﾝｸﾘｰﾄの許容せん断応力度τa1は地震時割増1.5倍を考慮したもの
※鉄筋の許容せん断応力度τsaはσsy/√3より算出

■脚部ビーム部材　曲げ照査（頂部側引張）

	発生曲げﾓｰﾒﾝﾄ M (kN)	鉄筋位置(頂部からの距離) xi (m)	鉄筋径	本数 n (本)	断面積 A (mm2)	許容引張応力度 σsa (N/mm2)	各鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ (=σsa・A・xi・xi/ximax) Mri (kN・m)	鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ ΣMri (kN・m)	判定 (ΣMri>M:OK)
BL1-2間目地部	4750	2000	D32	3	2382.6	300	1430	5942	OK
		1800	D32	3	2382.6	300	1158		
		1600	D32	3	2382.6	300	915		
		1400	D32	3	2382.6	300	700		
		1200	D32	4	3176.8	300	686		
		1000	D32	4	3176.8	300	477		
		800	D32	4	3176.8	300	305		
		600	D32	4	3176.8	300	172		
		400	D32	4	3176.8	300	76		
		200	D32	5	3971	300	24		

■脚部ビーム部材　曲げ照査（底面部側引張）

	発生曲げﾓｰﾒﾝﾄ M (kN)	鉄筋位置(頂部からの距離) xi (m)	鉄筋径	本数 n (本)	断面積 A (mm2)	許容引張応力度 σsa (N/mm2)	各鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ (=σsa・A・xi・xi/ximax) Mri (kN・m)	鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ ΣMri (kN・m)	判定 (ΣMri>M:OK)
BL7-8間目地部	6856	200	D38	5	5700	300	43	7208	OK
		400	D38	5	5700	300	171		
		600	D38	5	5700	300	385		
		800	D38	5	5700	300	684		
		1000	D38	5	5700	300	1069		
		1200	D38	5	5700	300	1539		
		1400	D38	4	4560	300	1676		
		1600	D38	3	3420	300	1642		

■せん断照査

$S \leqq S_{ca} + S_{sa}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 1)

$S_{ca} = Ac \times \tau_{a1}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 2)

$S_{sa} = As \times n \times \tau_{sa}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 3)

ここに, S : 発生せん断力 [kN]

S_{ca} : コンクリートのせん断抵抗力 [kN]

S_{sa} : 鉄筋のせん断抵抗力 [kN]

Ac : 脚部ビームのコンクリート断面積 [mm^2]

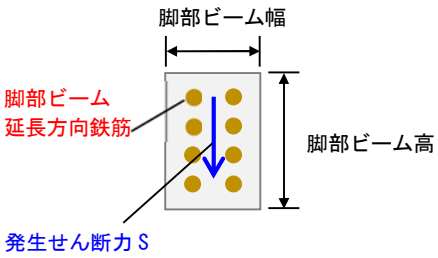
τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 [N/mm^2]

As : 脚部ビーム延長方向鉄筋の断面積 [mm^2]

n : 脚部ビームに配置されている延長方向鉄筋本数 [本]

τ_{sa} : 鉄筋の許容せん断応力度 [N/mm^2]

脚部ビーム断面図



■曲げ照査

$M \leqq Ma$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 1)

$Ma = \Sigma A_{si} \times \sigma_{sa} \times xi \times (xi/xi_{max})$ ・・・・・・・・・・・・・・・・(式 2)

ここに, M : 発生曲げモーメント [kN・m]

A_{si} : 任意の高さにある脚部ビーム延長方向鉄筋の断面積 [mm^2]

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 [N/mm^2]

xi : 任意の延長方向鉄筋の部材中心からの距離 [m]

xi_{max} : 最外縁の延長方向鉄筋の部材中心からの距離 [m]

脚部ビーム断面図

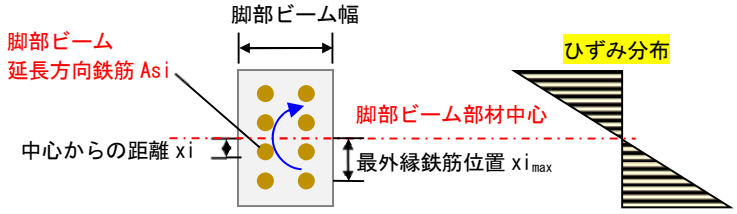


図-6.3.17 脚部ビーム本体の設計照査式

【目地部応力の抽出】

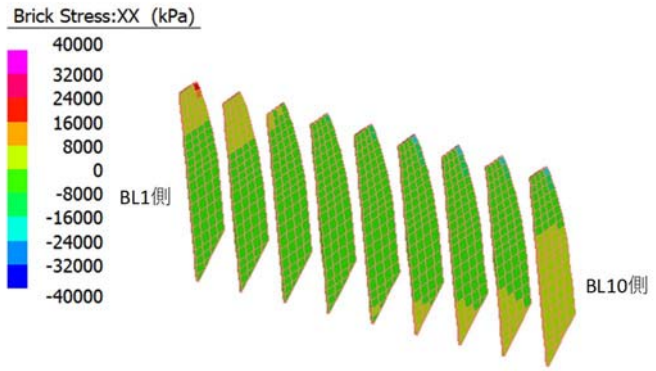


図-6.3.18　脚部ビーム延長方向引張応力分布

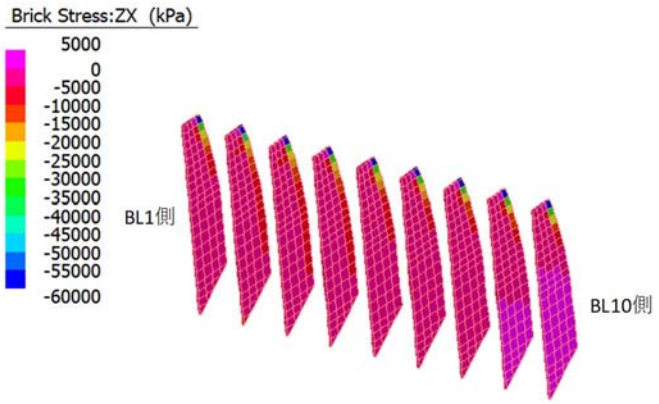


図-6.3.19　脚部ビーム鉛直方向せん断応力分布

ii）脚部ビーム側部　定着アンカー諸元

先に実施した Case3（脚部ビーム補強）で得られた脚部ビーム部材とアーチ部材間に生じる発生断面力を用いて脚部ビーム本体の定着に必要なアンカー量を試算した．

表-6.3.4 に試算結果を示すが，これらは，**図-6.3.21** に示す計算式により求めたものとなっている．これより，脚部ビーム本体の定着には，18 本-D13 のアンカー鉄筋が必要である結果となった．

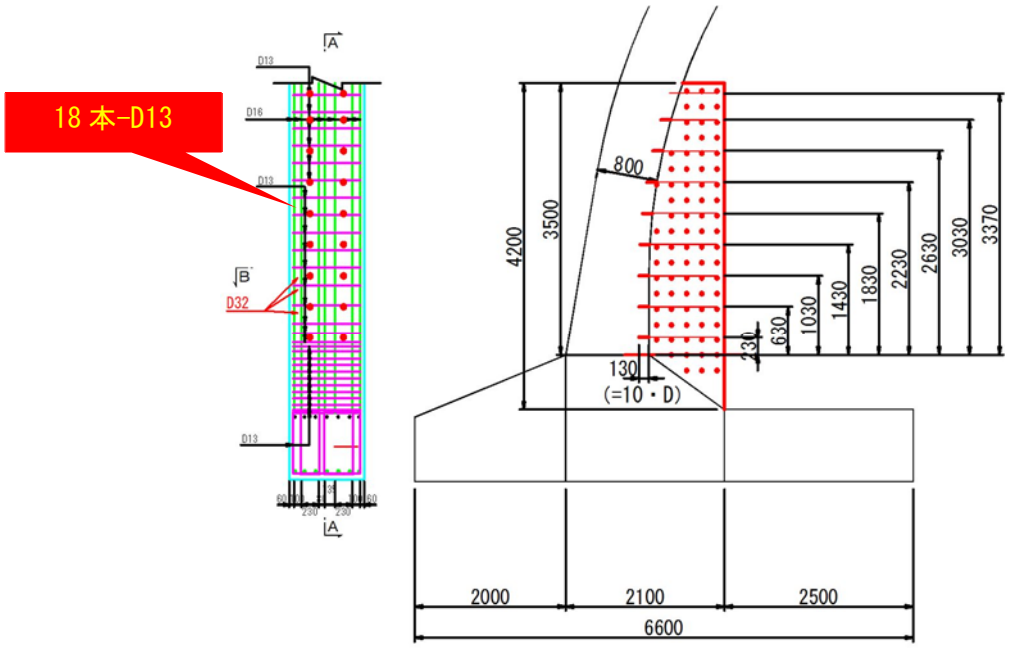


図-6.3.20　脚部ビーム本体定着に必要なアンカー量

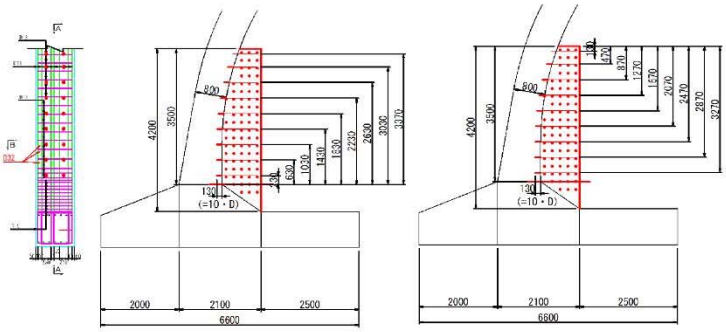
表-6.3.4　脚部ビーム本体の定着に必要なアンカー量の試算結果

≪脚部ﾋﾞｰﾑ 側部定着アンカー照査結果≫

■側面部 断面力

	せん断力 ΣFXYi(kN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ ΣMi(kNm)
BL1側面部	-99.1	-392.6
BL2側面部	160.8	168.7
BL3側面部	212	268
BL4側面部	247	349
BL5側面部	284	420
BL6側面部	321	476
BL7側面部	352	503
BL8側面部	360	477
BL9側面部	324	394
BL10側面部	160	225

－：頂部側引張曲げ
＋：底面側引張曲げ



■アンカー部材　せん断照査（せん断力釣り合い照査）

	発生せん断力 S (kN)	ｺﾝｸﾘｰﾄ部 断面積 Ac (mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ部 許容せん断応力度 τa1 (N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ部 ｺﾝｸﾘｰﾄせん断抵抗力 Sca (kN)	鉄筋部 鉄筋径	鉄筋部 本数 n (本)	鉄筋部 断面積 A (mm2)	鉄筋部 許容せん断応力度 τsa (N/mm2)	鉄筋部 鉄筋せん断抵抗力 Ssa (kN)	せん断抵抗力 (Sca+Ssa) Sa (kN)	判定 (Sa>S:OK)
BL1側面部	99	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL2側面部	161	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL3側面部	212	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL4側面部	247	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL5側面部	284	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL6側面部	321	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL7側面部	352	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL8側面部	360	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK
BL9側面部	324	3532250	0.35	1236	D13	18	2280.6	200	456	1692	OK

※ｺﾝｸﾘｰﾄの許容せん断応力度τa1は地震時割増1.5倍を考慮したもの
※鉄筋の許容せん断応力度τsaはσsy/√3より算出

■アンカー部材　せん断照査（曲げモーメント釣り合い照査）：頂版側引張時

	発生曲げﾓｰﾒﾝﾄ M (kN)	鉄筋位置(基部からの距離) xi (m)	鉄筋径	本数 n (本)	断面積 A (mm2)	許容せん断応力度 τsa (N/mm2)	各鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ (=τsa・A・xi)・xi/ximax Mri (kN・m)	鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ ΣMri (kN・m)	判定 (ΣMri>M:OK)
BL1側面部	-393	3370	D13	2	253.4	-200	-171	-591	OK
		3030	D13	2	253.4	-200	-138		
		2630	D13	2	253.4	-200	-104		
		2230	D13	2	253.4	-200	-75		
		1830	D13	2	253.4	-200	-50		
		1430	D13	2	253.4	-200	-31		
		1030	D13	2	253.4	-200	-16		
		630	D13	2	253.4	-200	-6		
		230	D13	2	253.4	-200	-1		

※鉄筋の許容せん断応力度τsaはσsy/√3より算出

■アンカー部材　せん断照査（曲げモーメント釣り合い照査）：底面側引張時

	発生曲げﾓｰﾒﾝﾄ M (kN)	鉄筋位置(頂部からの距離) xi (m)	鉄筋径	本数 n (本)	断面積 A (mm2)	許容せん断応力度 τsa (N/mm2)	各鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ (=τsa・A・xi)・xi/ximax Mri (kN・m)	鉄筋の抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ ΣMri (kN・m)	判定 (ΣMri>M:OK)
BL7側面部	503	130	D13	2	253.4	200	0	538	OK
		470	D13	2	253.4	200	3		
		870	D13	2	253.4	200	12		
		1270	D13	2	253.4	200	25		
		1670	D13	2	253.4	200	43		
		2070	D13	2	253.4	200	66		
		2470	D13	2	253.4	200	95		
		2870	D13	2	253.4	200	128		
		3270	D13	2	253.4	200	166		

※鉄筋の許容せん断応力度τsaはσsy/√3より算出

■せん断力釣り合い照査

$S \leqq S_{ca} + S_{sa}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 1)

$S_{ca} = A_c \times \tau_{a1}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 2)

$S_{sa} = A_s \times n \times \tau_{sa}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 3)

ここに, S ：発生せん断力 ［kN］

S_{ca} ：コンクリートのせん断抵抗力 ［kN］

S_{sa} ：鉄筋のせん断抵抗力 ［kN］

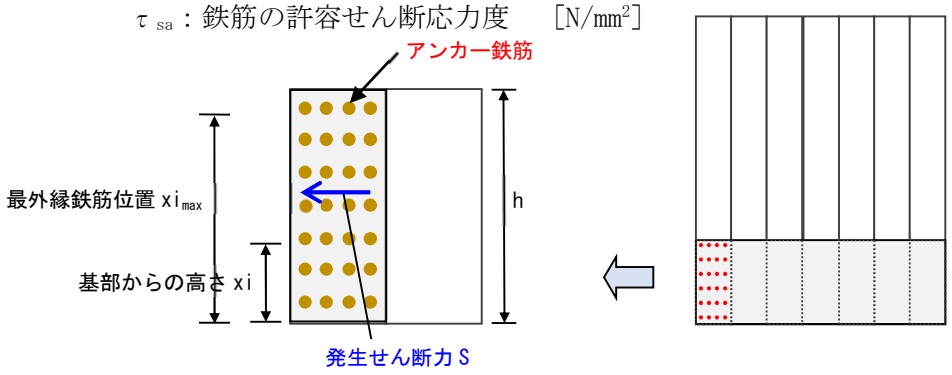
A_c ：脚部ビームのコンクリート断面積 ［mm²］

τ_{ca}：コンクリートの許容せん断応力度 ［N/mm²］

A_s ：脚部ビーム延長方向鉄筋の断面積 ［mm²］

n ：脚部ビームに配置されている延長方向鉄筋本数 ［本］

τ_{sa}：鉄筋の許容せん断応力度 ［N/mm²］



■曲げ釣り合い照査

$M \leqq Ma$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・(式 1)

$Ma = \Sigma A_{si} \times \tau_{sa} \times x_i \times (x_i / x_{imax})$ ・・・・・・・・・・・・・・・(式 2)

ここに, M ：発生曲げモーメント ［kN・m］

A_{si} ：任意の高さにある脚部ビーム延長方向鉄筋の断面積 ［mm²］

τ_{sa}：鉄筋の許容せん断応力度 ［N/mm²］

x_i ：任意の延長方向鉄筋の部材中心からの距離［m］

x_{imax} ：最外縁の延長方向鉄筋の部材中心からの距離［m］

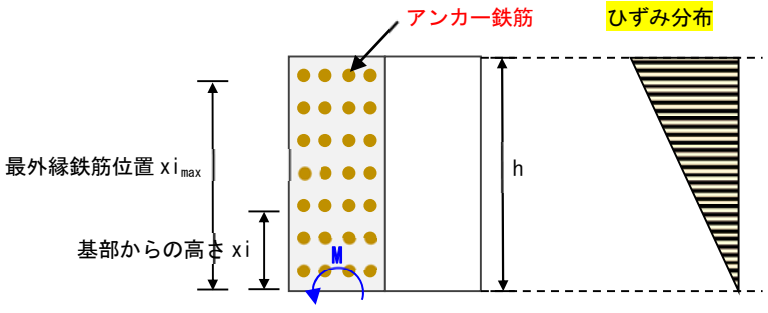


図-6.3.21 定着アンカーの設計照査式

6.3.3. 対策諸元の検討

ここでは，先に実施した『補強対策工法の確認解析』で用いた解析モデルを用いて，作用させる荷重条件を一部変更し，この作用荷重に対する対策諸元を検討した．

(1) 解析条件

図-6.3.22 に示すように，『補強対策工法の確認解析』での荷重条件を変更した．この荷重条件に対して，**表-6.3.5** に示す補強ケースを想定し検討を実施した．なお，炭素繊維シートを目付量 600g/m^2×3 層貼り付けた場合の補強モデル諸元は**図-6.3.23** に示すとおりである．

【荷重条件の変更内容】

- 最大土被りを 15m に変更．
- 坑口部の 3 リング（部材）は土被りがないため，盛土からの荷重は作用させない（自重のみ考慮）．

表-6.3.5 解析ケース（対策諸元検討）

解析ケース		補 強 内 容	最大土被り Z(m)	補強範囲	炭素繊維シート	充填材 せん断ばね の有無
Case1	無対策時	----	25.5	---	---	---
Case1-2		----	**15.0**	**---**	---	---
Case4	対策時3	炭素繊維シート補強 ＋目地充填工	25.5	全周	200g/m^2×1層	無
Case4-3			**15.0**	全周	200g/m^2×1層	**有**
Case4-4			**15.0**	全周	**600g/m^2×3層**	**有**
Case4-5			**15.0**	全周	**600g/m^2×3層**	無

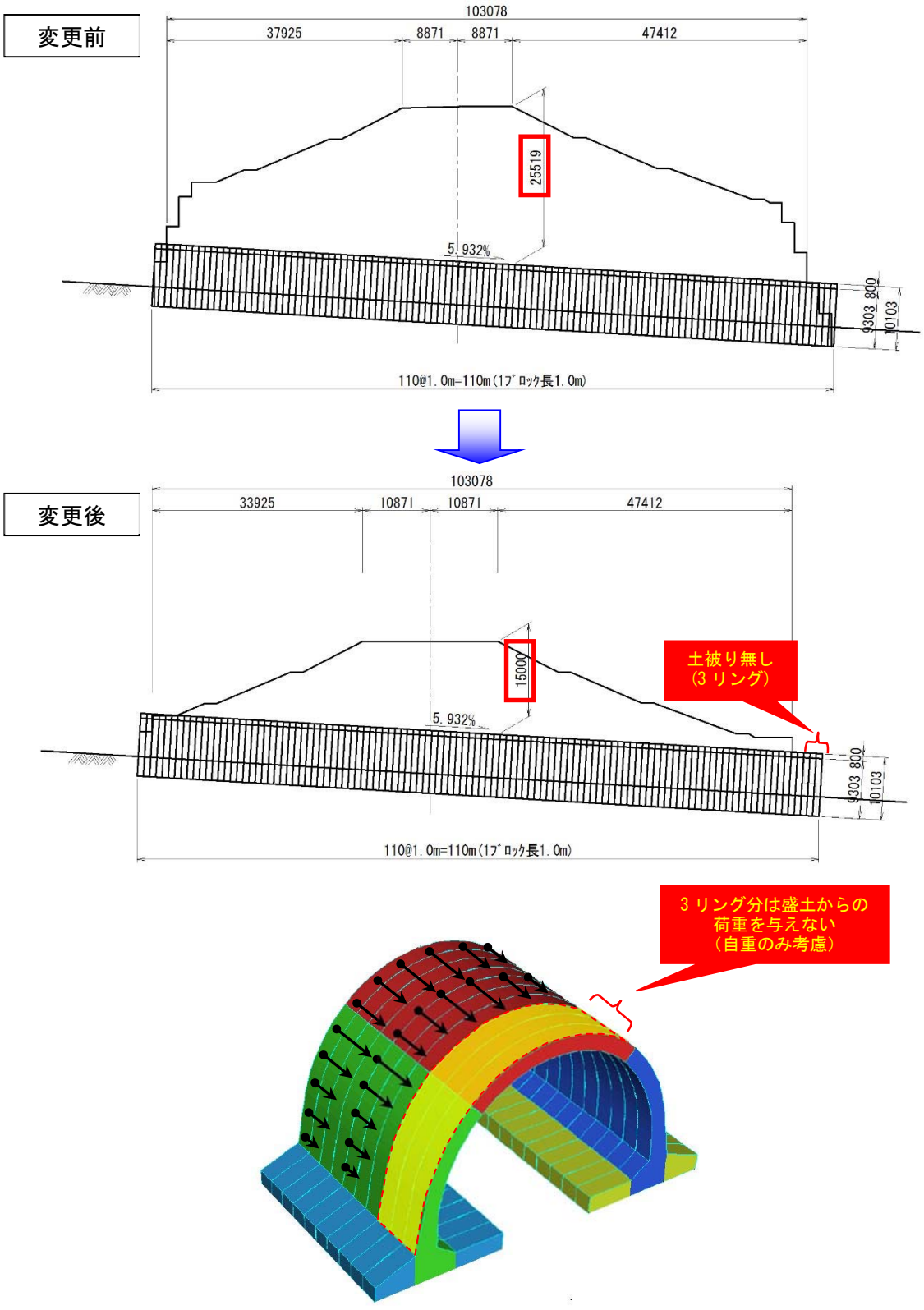
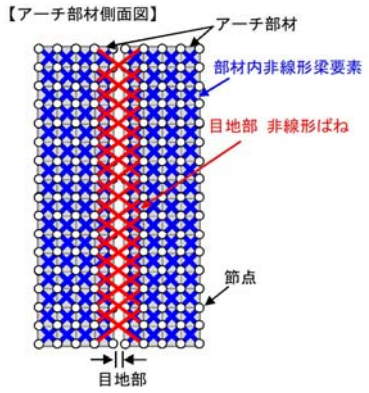
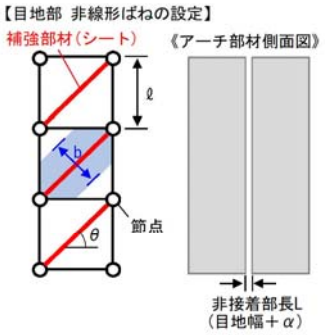


図-6.3.22　荷重載荷方法





■目地部 非線形ばね(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333	
	層数	n	(層)	3	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	250	
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.77E-04	
	非接着部長	L	(mm)	405	既往の実験結果を踏まえて設定※
	ばね値(=EA/L)	k	(kN/m)	1.07E+05	

※200g/m2であれば有効付着長は200mm程度であるため、目地幅を加えて410mm(=200+200+10)とした。

■部材内 非線形梁要素(引張力にのみ有効)

シート補強諸元	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245	
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08	
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333	
	層数	n	(層)	3	
解析モデル上のシート補強諸元の設定	貼付け方向	θ	(°)	45	水平軸となす角
	鉛直方向節点幅	ℓ	(mm)	250	
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177	
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.77E-04	
	軸剛性	EA	(kN)	4.33E+04	

■引張力上限値 (1)

シート許容引張力から決まる引張力の上限値	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333
	層数	n	(層)	3
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.77E-04
	引張強度	T	(N/mm²)	3400
	許容引張強度 (= T×0.6)	Ta	(N/mm²)	2040
	許容引張力 (= Ta×A)	A	(kN)	360

■引張力上限値 (2)

シート付着力から決まる引張力の上限値	ヤング係数	E	(kN/mm²)	245
	ヤング係数	E	(kN/m²)	2.45E+08
	1枚あたりの厚み	t	(mm)	0.333
	層数	n	(層)	3
	分担幅(=ℓcosθ)	b	(mm)	177
	ｼｰﾄ分担面積(=b×n×t)	A	(m²)	1.77E+02
	剥離破壊エネルギー	Gf	(kN/m)	0.5
	最大分担荷重 (=b√(2・Gf・E・t・n))	P	(kN)	87

理論式 $P = b \cdot \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot E \cdot t)}$

P ： 最大分担荷重（付着強度） [kN]

G_f ： 剥離破壊エネルギー [kN/m] (G_f=0.5 とする)

E ： シートのヤング係数 [kN/m²]

b ： シートの幅 [m]

t ： シートの厚さ [m]

図-6.3.23　炭素繊維シート諸元（目付量 600g/m²×3 層）

(2)　解析結果

図-6.3.24～

図-6.3.27 に解析結果を示す．これより以下のことがわかった．

【解析結果】

- Case1-2（無対策時）では，部材が個別に縦断方向に大きく変形している．部材基部の照査を実施すると，鉄筋の発生応力度 σ_s は許容応力度 σ_{sa} の 16～29 倍となっている．
- Case4-3（充填工＋繊維シート工）は，躯体の縦断方向の変形を大きく抑制できている．部材基部の照査を実施すると，鉄筋にはほぼ引張応力度は発生していない．ただし，繊維シートの発生最大引張力は最大耐力を僅かに超過し（1.1 倍），充填材の最大せん断力は許容せん断力を大きく超過（18.2 倍）超過する結果となったため，補強諸元としては成立していない結果となった．
- Case4-4 は，Case4-3 における繊維シートの補強量を増やしたケースである．この結果，部材基部での鉄筋の発生応力度は許容応力度以内に収まっており，繊維シートの発生最大引張力も最大耐荷力以下となった．一方，充填材の発生せん断力（65kN）は σ_{ck}=21N/mm^2 における許容せん断力（16.5kN）を超過する結果となった．ただし，充填材に樹脂系材料を用いれば許容せん断力は 80kN 程度まで見込めることになるため（次頁参照），補強諸元として成立する結果が得られた．
- Case4-5 は Case4-4 における充填材のせん断ばねを考慮しないケースであるが，充填材のせん断抵抗力がない場合，部材基部の発生応力度が許容応力度を超過するとともに，繊維シートの発生最大引張力も最大耐荷力を超過し，補強諸元としては成立しない結果となった．

【充填材料について】

・樹脂とコンクリートの付着応力度を $\tau f_{a1}=1.6N/mm^2$ とした場合，先の充填材の許容せん断力は Sa＝80(kN)となる．

■樹脂とコンクリートの付着[参考文献 4）より転載]

6．付着応力度の照査

付着応力度の照査は

ア）アンカーボルトと樹脂の付着力（τ fa2 = 3.5 N/mm²）

イ）樹脂とコンクリートの付着力（τ fa1 = 1.6 N/mm²）

ウ）コンクリートの押し抜きせん断力（τ ca3 = 0.9 N/mm²）

ア）　アンカーボルト径：D1　＝　32 mm

埋込み長　：L　＝　480 mm（15φ以上）

$$\tau 2 = \frac{T1}{(n \times \pi \times D1 \times L)} \quad = 1.1N/mm^2 < \tau fa2 = 3.5N/mm^2$$

イ）　アンカーボルト径：D1　＝　32 mm

ボルトホール径：D2　＝　42 mm

埋込み長　：L　＝　480 mm（15φ以上）

$$\tau 1 = \frac{T1}{(n \times \pi \times D2 \times L)} \quad = 0.8N/mm^2 < \tau fa1 = 1.6N/mm^2$$

ウ）　コンクリートの押し抜きせん断力は、アンカーボルト群で抵抗するため次ページ以降の照査を行う。

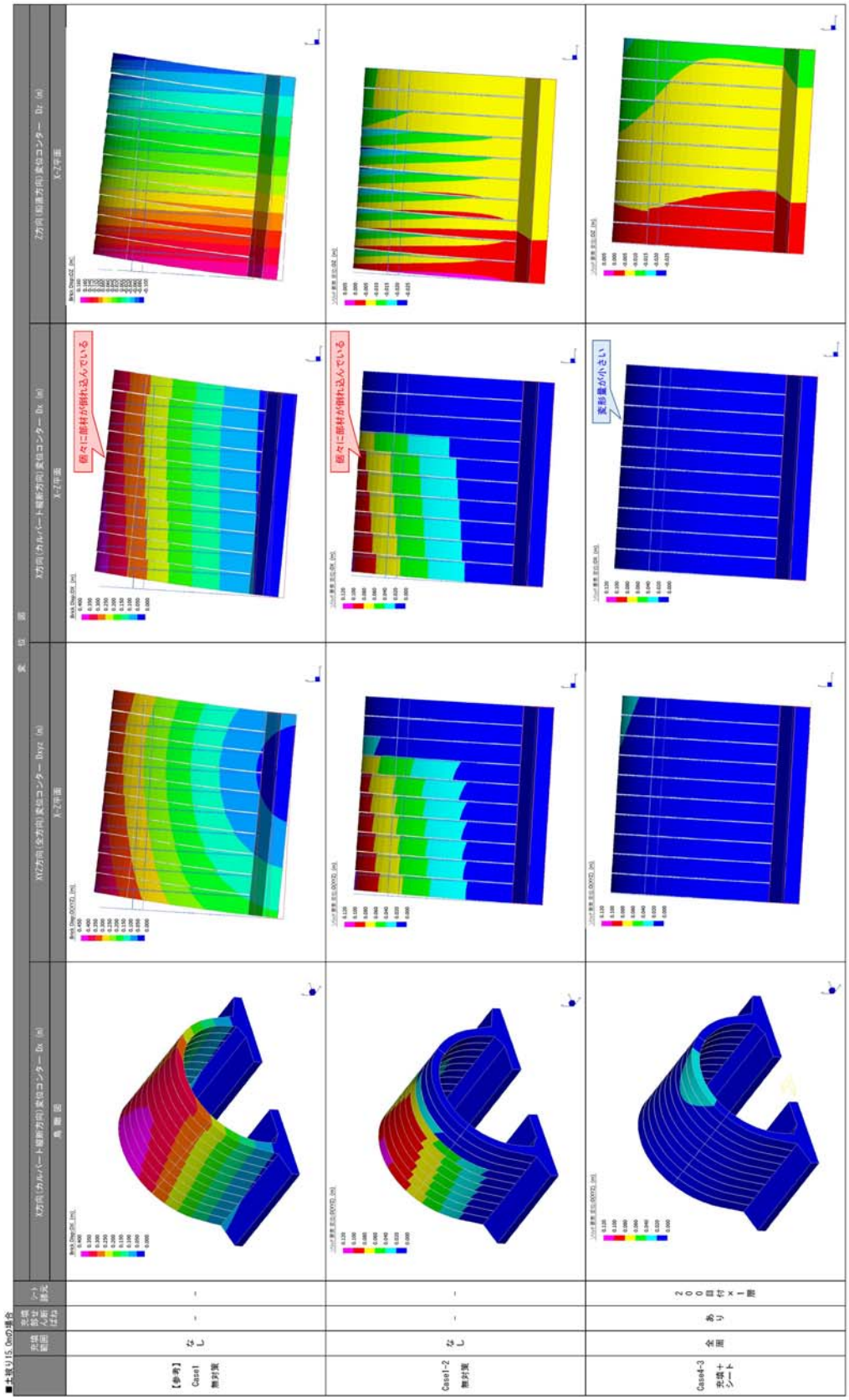


図-6.3.24　変位コンター比較（対策諸元検討）(1/2)

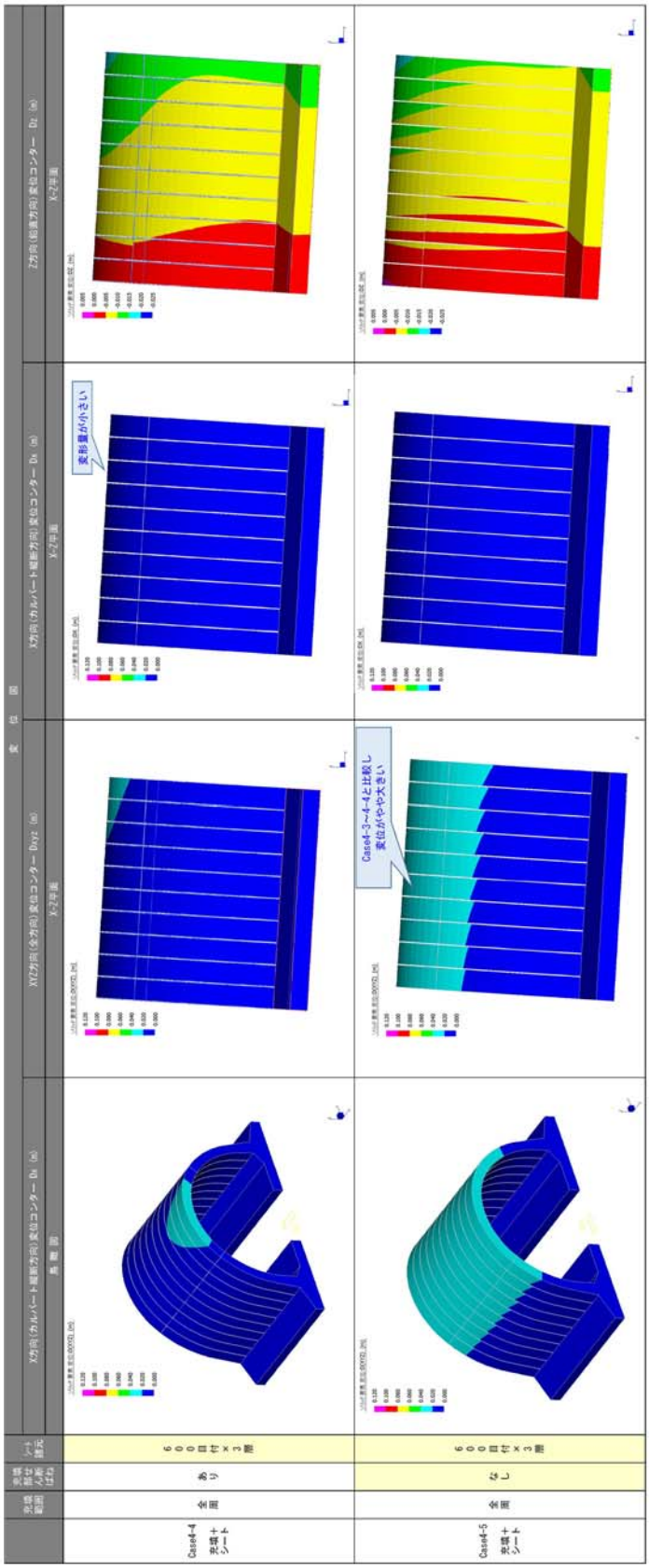


図-6.3.25　変位コンター比較（対策諸元検討）(2/2)

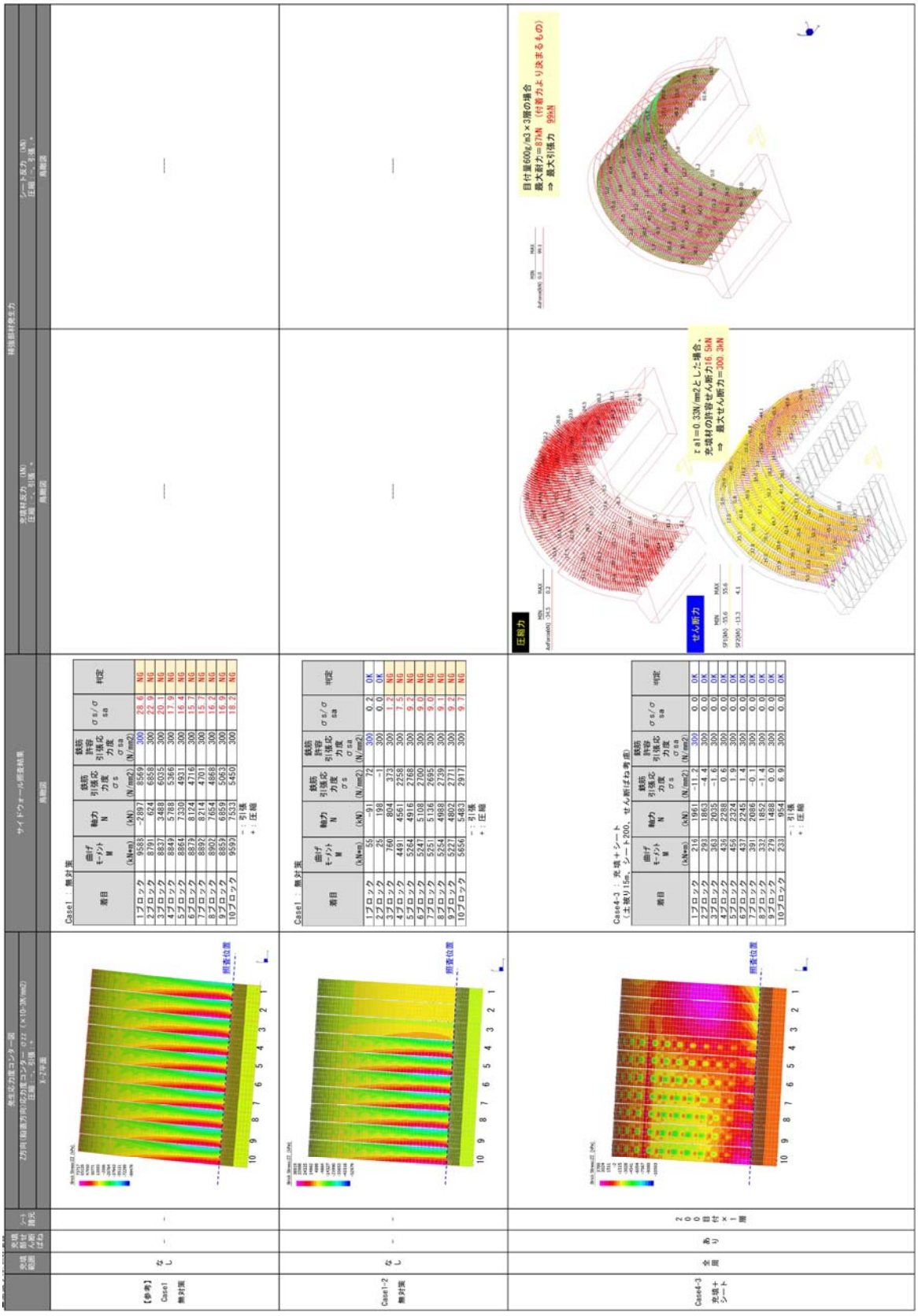
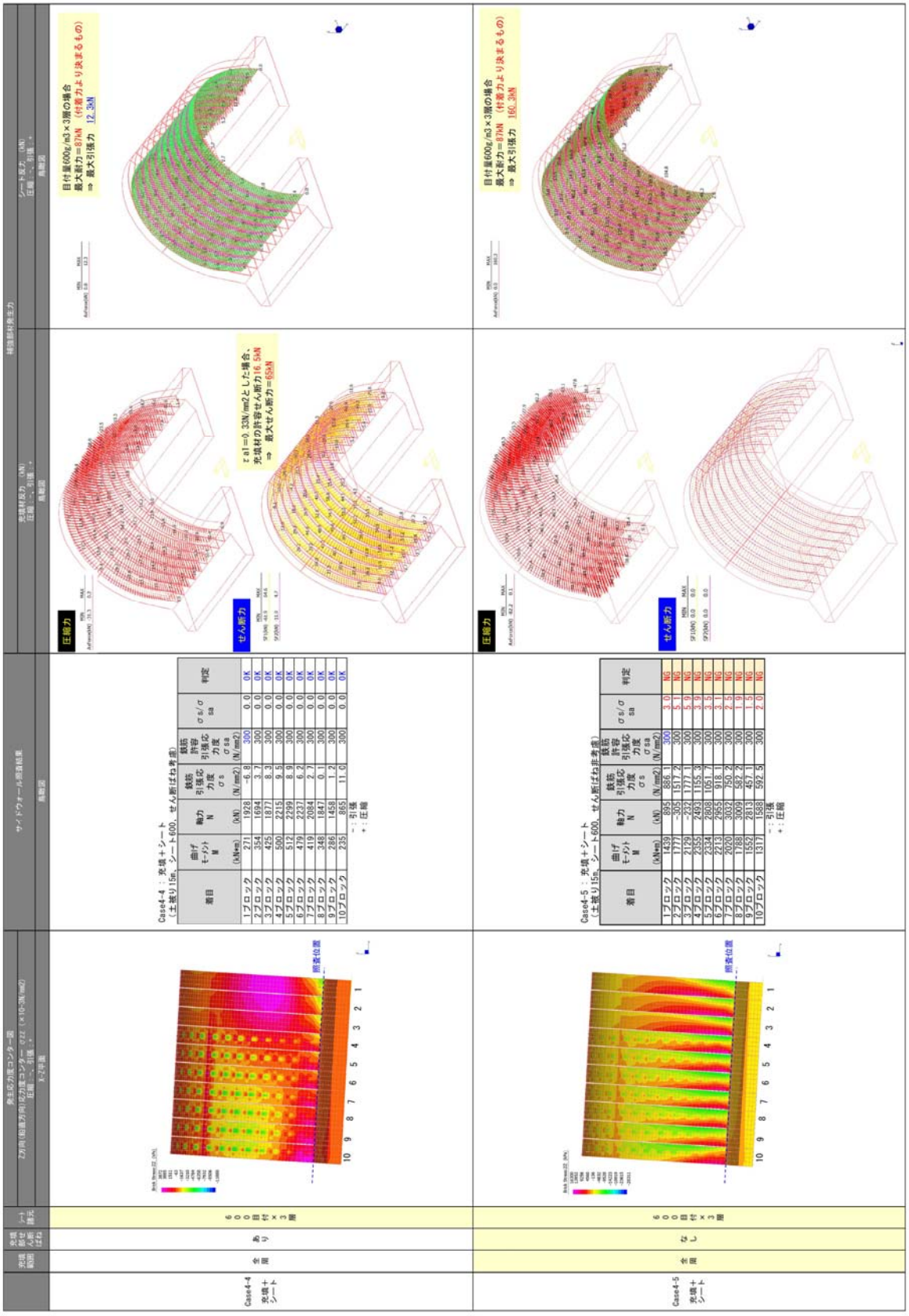


図-6.3.26　発生応力度および部材照査結果比較（対策諸元検討）(1/2)



着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック	271	1928	-6.8	300	0.0	OK
2ブロック	354	1694	3.7	300	0.0	OK
3ブロック	425	1877	8.3	300	0.0	OK
4ブロック	500	2215	9.5	300	0.0	OK
5ブロック	512	2299	8.9	300	0.0	OK
6ブロック	479	2237	6.2	300	0.0	OK
7ブロック	419	2084	2.7	300	0.0	OK
8ブロック	348	1847	0.1	300	0.0	OK
9ブロック	286	1458	1.2	300	0.0	OK
10ブロック	235	865	11.6	300	0.0	OK

－：引張
＋：圧縮

着目	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	鉄筋引張応力度 σs (N/mm2)	鉄筋許容引張応力度 σsa (N/mm2)	σs/σsa	判定
1ブロック	1439	895	886.1	300	3.0	NG
2ブロック	1777	-305	1517.2	300	5.1	NG
3ブロック	2129	-232	1777.1	300	5.9	NG
4ブロック	2355	2493	1155.3	300	3.9	NG
5ブロック	2334	2808	1061.7	300	3.5	NG
6ブロック	2213	2965	918.1	300	3.1	NG
7ブロック	2020	3032	750.2	300	2.5	NG
8ブロック	1788	3009	582.2	300	1.9	NG
9ブロック	1552	2813	457.1	300	1.5	NG
10ブロック	1317	1583	592.5	300	2.0	NG

－：引張
＋：圧縮

図-6.3.27　発生応力度および部材照査結果比較（対策諸元検討）(2/2)

6.4. まとめ

本章では，2 ヒンジアーチの補強対策工法の選定のため，縦断方向荷重による損傷を受けた部材の横断方向の正負交番載荷実験を実施した．また，耐震補強の優先度を検討するため，既設 2 ヒンジアーチのスクリーニング手法を検討し，数値解析により補強方法についても検討を行った．以下に得られた知見を示す．

【縦断方向荷重による損傷を受けた部材の横断方向の正負交番載荷実験】

・ 側壁基部に配置されたせん断補強筋により，縦断方向荷重による損傷の影響は小さく，終局時に脆性的な破壊性状は確認されなかった．また，変形能についても縦断方向荷重の有無による大きな差は見られなかった．

【2 ヒンジアーチのスクリーニング手法の検討】

・ 土かぶり 15m 以上，かつ，縦断勾配 5%以上の 2 ヒンジアーチに着目し，補正係数 $\alpha_{eq}=0.3$ を用いて，縦断方向荷重を算出し，アーチ部材に発生する曲げモーメント（M）と部材の持つ抵抗曲げモーメント（Mr）とを比較することで，スクリーニングを行うことが可能である．

【数値解析による補強方法の検討】

・ 3 次元 FEM 解析の結果，アーチ部材目地部への充填工と繊維補強シート工を併用することが有効であった．また，樹脂系充填材を選択することにより，より効果的であることが分かった．

参考文献

1) 久保田伸一，篠原聖二，藤原慎八，大谷義則，石田雅博：ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの正負交番載荷実験による耐震性能評価，構造工学論文集 Vol.62A，pp926-938，2016.3
2) 土木学会：続・実務に役立つ耐震設計入門（実践編），平成 26 年 10 月
3) 阪神高速道路（株）：開削トンネル耐震設計指針－横断方向の耐震設計－，2008.10
4) 社団法人日本橋梁建設協会：既設橋梁落橋防止システム 設計の手引き(改訂版)，平成 17 年 3 月，p.60

7. プレキャストアーチカルバートの補強設計法の提案

本章では，これまでに実施した実験結果や解析結果を踏まえ，3 ヒンジアーチと 2 ヒンジアーチに対する耐震補強設計法（案）を提案する．

7.1. 補強設計法の基本的な考え方

プレキャストアーチカルバートの被害（損傷）は，盛土から作用する縦断方向荷重（周面せん断力）がカルバート部材を縦断方向へ変形（倒れ込み変形，回転変形）させたことが要因で生じている．したがって，カルバートの補強対策は，カルバートの縦断方向変形を抑制できる対策であることが求められる．

これまでの損傷事例を確認すると，3 ヒンジアーチと 2 ヒンジアーチでは，損傷の生じ方に違いがみられ，これは，それぞれの構造特性に起因したカルバート縦断方向への変形モードの違いに原因があると考えられる．具体的には，**図-7.1.1** に示すように，3 ヒンジアーチは，アーチ部材の基部がヒンジ結合，つまり，部材が固定されていない状態となっており，縦断方向に荷重が作用すると，部材自体が転倒や回転を引き起こすモードで変形する．一方，2 ヒンジアーチは，**図-7.1.2** に示すように，サイドウォール部材（側壁部材）の基部がフーチングまたはインバートにより結合されているため，部材自体の転倒は生じず，部材基部の曲げ変形が生じることとなる．このように，3 ヒンジアーチと 2 ヒンジアーチでは，想定される変形モードが異なるため，それぞれのモードに応じた対策設計を実施する必要がある．

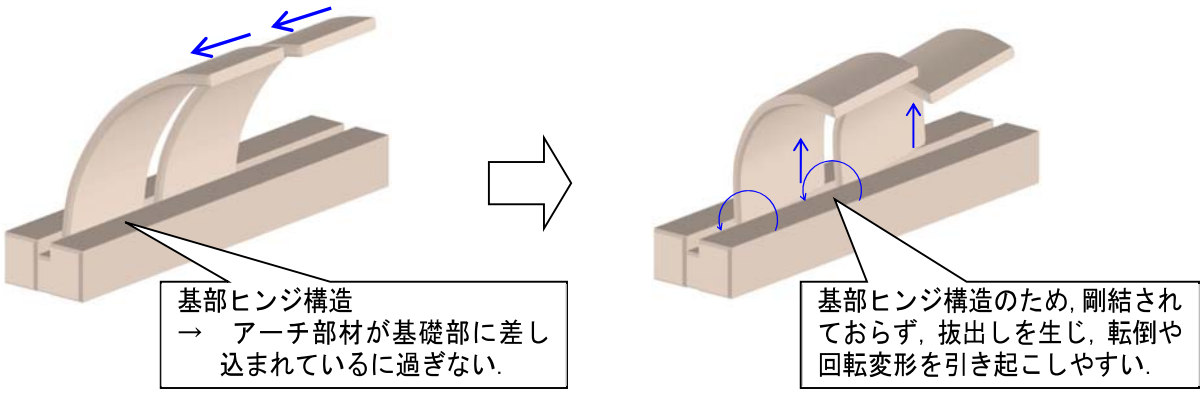


図-7.1.1　3 ヒンジアーチに想定される変形モードの特徴

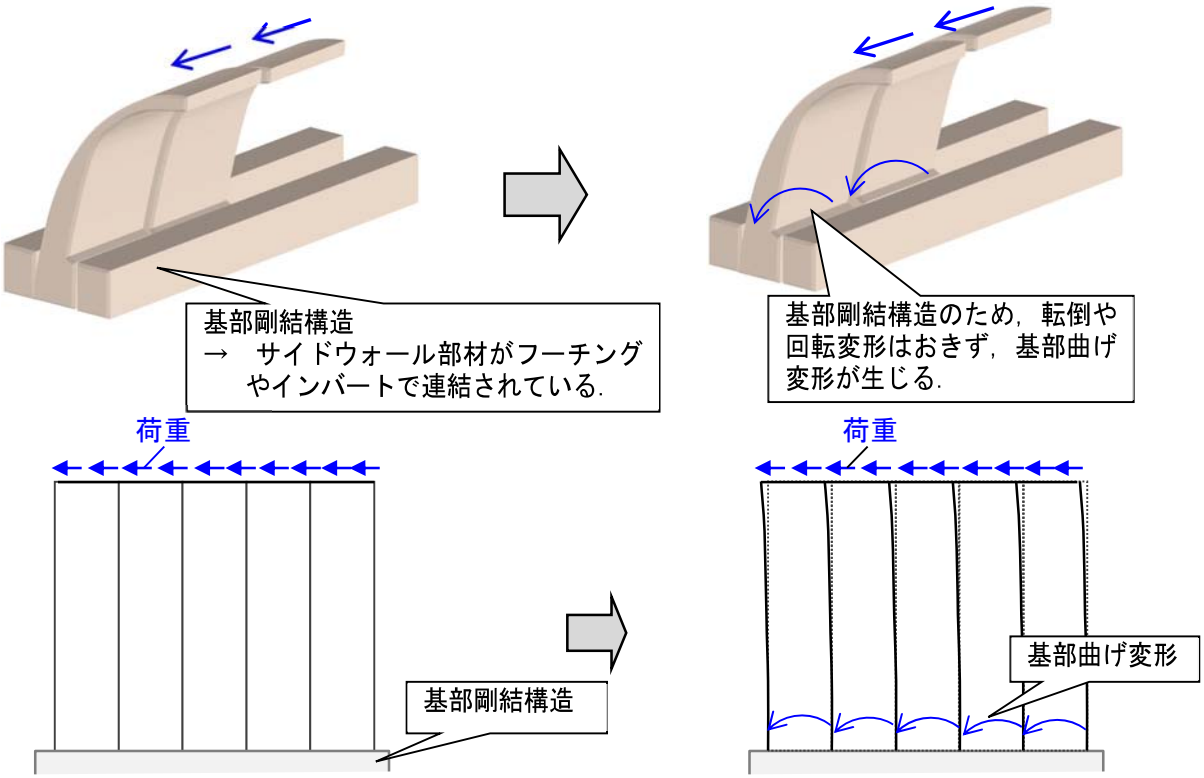


図-7.1.2　2 ヒンジアーチに想定される変形モードの特徴

7.2. 外力の設定

(1) 地震時縦断方向荷重の設定

これまでの検討結果によれば，地震時にカルバート縦断方向に作用する周面せん断応力は，盛土土被り圧に比例した値となっていることがわかってきており，これに基づき，地震時縦断方向周面せん断応力は土被り圧に補正係数α_{eq}を乗じることで算定するものとする．

このとき，補正係数α_{eq}は地震時の状態を想定した値として 0.3 を設定する．周面せん断応力は，基本的に土被り圧に比例した値ではあるが，地震時に作用する縦断方向周面せん断応力はカルバート全体でほぼ一様な分布になることがわかっており，地震時縦断方向周面せん断応力の算定は，便宜的に最大土被り圧の位置で計算することを基本とした．

したがって，躯体に作用する地震時縦断方向荷重（周面せん断力の合力）は，下式のように簡易的に算定することができる．

地震時縦断方向荷重　　$P = \tau \times U \times D$　　..... 式（7.2-1）

地震時縦断方向周面せん断応力　　$\tau = \alpha_{eq} \times \sigma'_v$　　..... 式（7.2-2）

ここに，
- τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　[kN/m^2]
- α_{eq}　：補正係数（α_{eq}=0.3 とする）
- σ'_v　：最大土被り圧（$=\gamma \times Z_{max}$）　[kN/m^2]
- γ　：盛土の単位体積重量　[kN/m^3]
- Z_{max}　：カルバート最大土被り　[m]
- U　：カルバート躯体周長　[m]
- D　：アーチ部材奥行　[m]

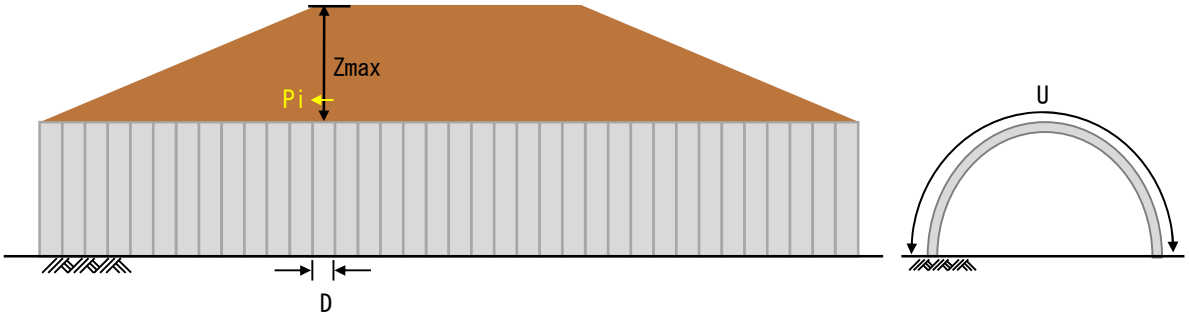


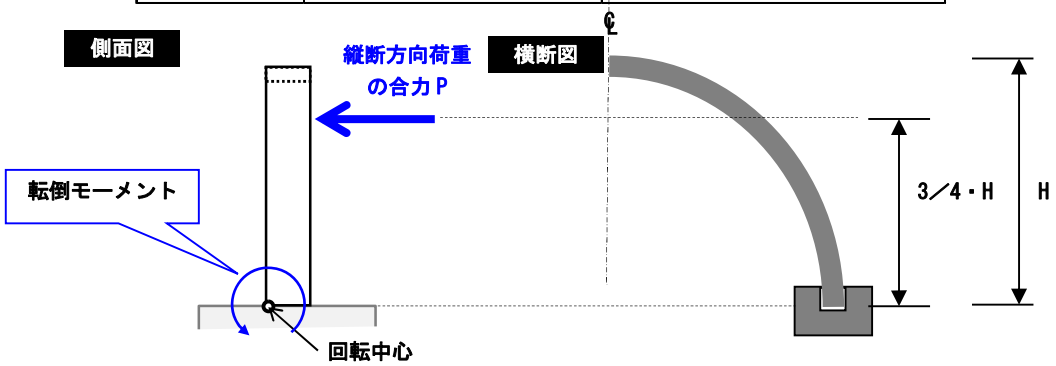
図-7.2.1　縦断方向荷重の設定方法

(2)　外力の作用位置

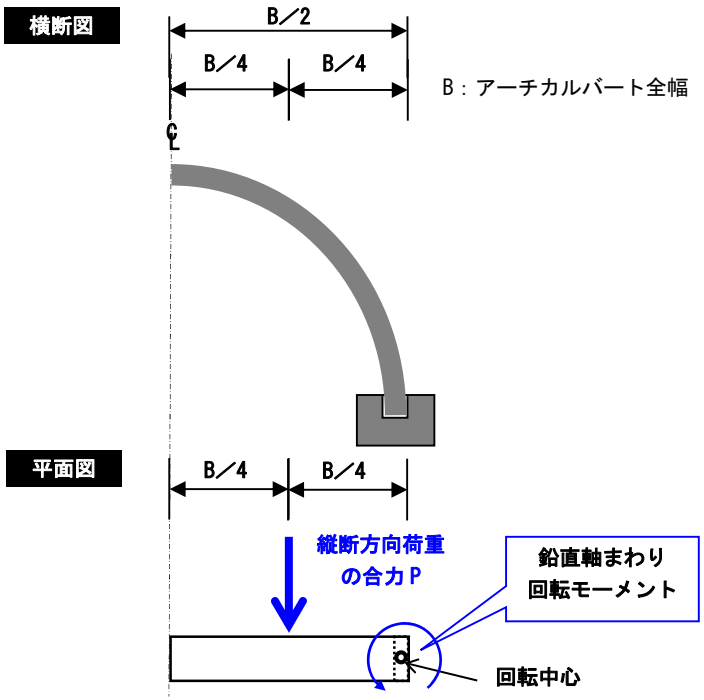
部材が縦断方向へ倒れ込む変形モードに対する設計において，縦断方向荷重（合力）の作用位置（鉛直作用位置）は躯体高さの 3/4 倍の位置に設定する．

また，鉛直軸まわり回転変形モードに対する設計において，縦断方向荷重（合力）の作用位置（水平作用位置）は躯体幅の 1/4 位置に設定する．

鉛直位置	アーチ部材基部からカルバート高さ（基部からの高さ）の3/4倍の位置	縦断方向倒れ込み変形（縦断方向たわみ変形）に対する設計荷重の作用位置
水平位置	アーチ部材基部（外側）からカルバート全幅の1/4倍の位置	鉛直軸まわり回転変形に対する設計荷重の作用位置



（a）鉛直作用位置



（b）水平作用位置

図-7.2.2　縦断方向荷重（合力）の作用位置

7.3. 3 ヒンジアーチの補強設計法の提案

7.3.1. 照査項目

照査項目としては，大きく，『A 個別の部材の挙動に対する設計』と『B 連結した部材の挙動に対する設計』を設定した．『A 個別の部材の挙動に対する設計』において，各部材間の①相対回転（鉛直軸回り回転），②相対ずれ（せん断ずれ），③相対傾斜（回転倒れ込み）に対する設計を行った上で，『B 連結した部材の挙動に対する設計』において，④相対開き（並進開き）に対して照査し，すべての照査項目を満たす補強諸元を設定する．

変形抑制効果を直接的に照査するには，部材の 3 次元挙動をシミュレートするのが望ましいが，ここでは簡易的に，想定される各状態（**表-7.3.1**）に対し，耐震補強対策として設ける補強材料に作用する引張力が，設計引張力以下となることを照査すれば，変形抑制効果が担保できているものとみなすものとした．

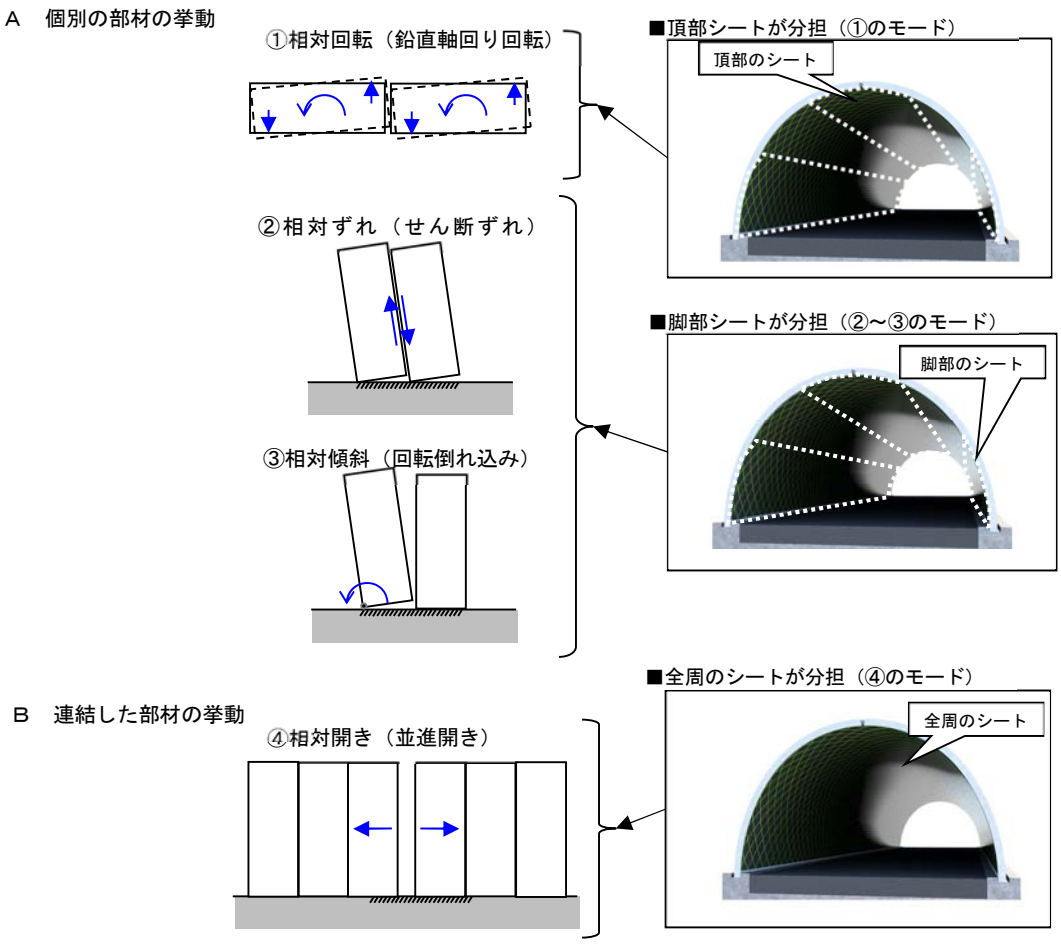


図-7.3.1 照査において想定する縦断方向の部材の変形状態

表-7.3.1　想定する各状態と設計照査内容

想定する状態		設計照査内容
A 個別の部材の挙動	①相対回転 （鉛直軸回り回転）	【1】鉛直軸回り回転変形に 対する照査・設計
	②相対ずれ （せん断ずれ）	【2】縦断方向倒れ込み変形に 対する照査・設計
	③相対傾斜 （回転倒れ込み）	
B 連結した部材の挙動	④相対開き （並進開き）	【3】並進開きに 対する照査・設計

7.3.2. 補強対策工

(1) 補強対策工の基本方針

3 ヒンジアーチの被害（損傷）は，カルバート縦断方向への変形（倒れ込み変形，回転変形）の影響によるものであることから，カルバート縦断方向への変形を抑制する対策を施すことが基本となる．

したがって，3 ヒンジアーチの耐震補強は，アーチの各部材が縦断方向に変形しづらくなり，連結された塊として挙動するような対策を施すことを基本とする．このため，アーチ縦断方向に確実に連結できるよう対策工を設計する．

連結する規模は，アーチ高さに対して，1.0 倍程度を基本とし，その連結延長に応じた作用荷重を想定するものとする．

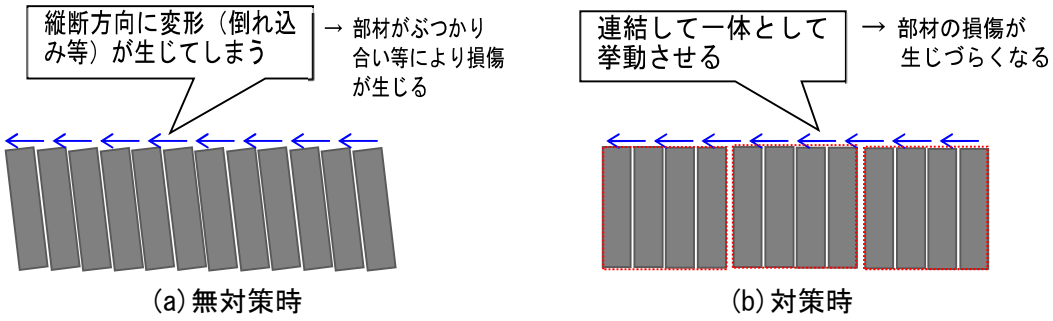


図-7.3.2　耐震補強対策の基本

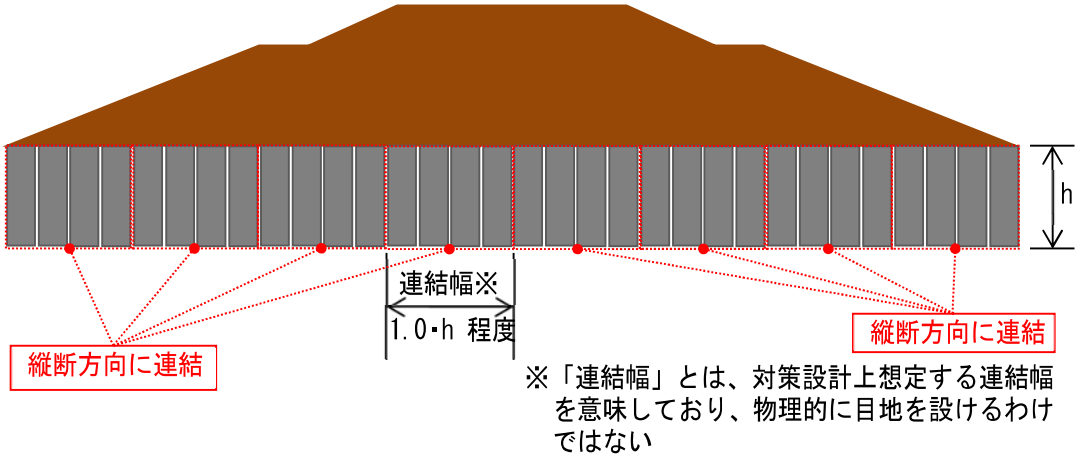


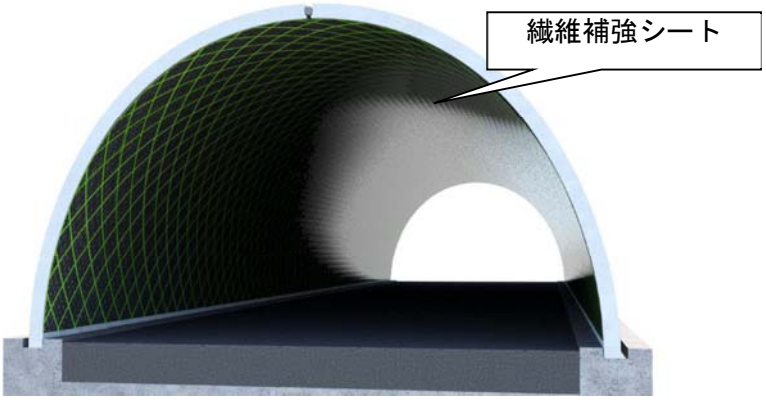
図-7.3.3　耐震補強設計における設計区間区分の概要

(2)　想定する補強対策工と期待される効果

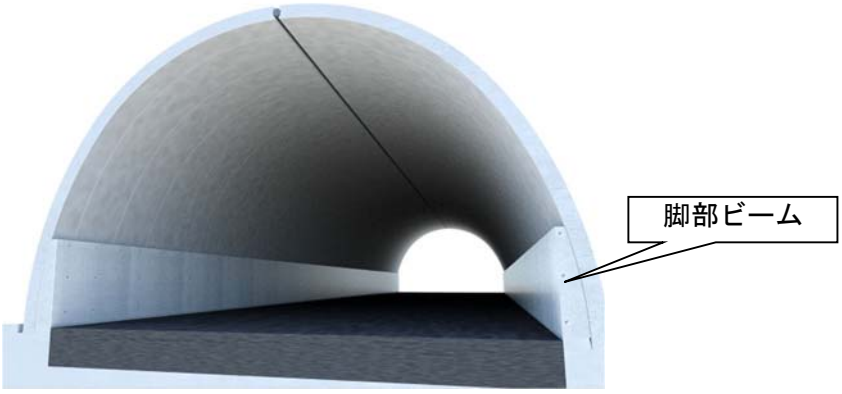
1)　想定する補強対策工

耐震補強対策工としては，①繊維補強シートによる補強，②鉄筋コンクリートによる『脚部ビーム』による補強，が想定される．しかしながら，②鉄筋コンクリートによる『脚部ビーム』による補強の場合，脚部ビームと既設プレキャスト部材とをあと施工アンカー等により定着させる必要があるが，このアンカー本数が多くなり過ぎ，削孔箇所数が増え過ぎること，また，必要アンカー長が長くなり過ぎ，定着長を確保できない可能性が高いことから，主たる対策案からは外すことを基本とする．

したがって，耐震補強対策工としては，繊維補強シートによる補強を想定する．



（a）繊維補強シートによる補強



（b）脚部ビームによる補強

図-7.3.4　補強対策の例

2)　繊維補強シートの貼付け方と期待される対策効果

繊維補強シートによる対策は，変形抑制を行うことを目的とし，部材間のズレや倒れ込み，回転などを抑制できる方向や箇所にシートを貼り付けることになる．

シートは目地を跨がせて貼り付けるものとし，貼り付けるシートの繊維方向は目地に対して斜め 45 度方向として，シートの引張抵抗力の分力で部材間に生じるせん断ずれ力や倒れ込み力に抵抗させる．さらに，地震時の正負交番作用に抵抗できるように，2 方向にシートを直交させて貼り付けることが基本となる．

繊維補強シートに期待できる効果と貼付け範囲の概念は，**図-7.3.6** ，**図-7.3.7** に示す通りであり，プレキャストアーチカルバートの構造特性・変形特性を考慮した上で、貼付け範囲を設定する必要がある．なお、3 ヒンジアーチについては、これまで実施した実験において、内空全周にわたりシートを貼り付ける形での補強が最も効果的であることが確認されていることから，繊維補強シートは内空全周にわたり貼り付けることが基本となる．

以降には，各変形モードに対して繊維補強シートで期待される具体的な対策効果について記述する．

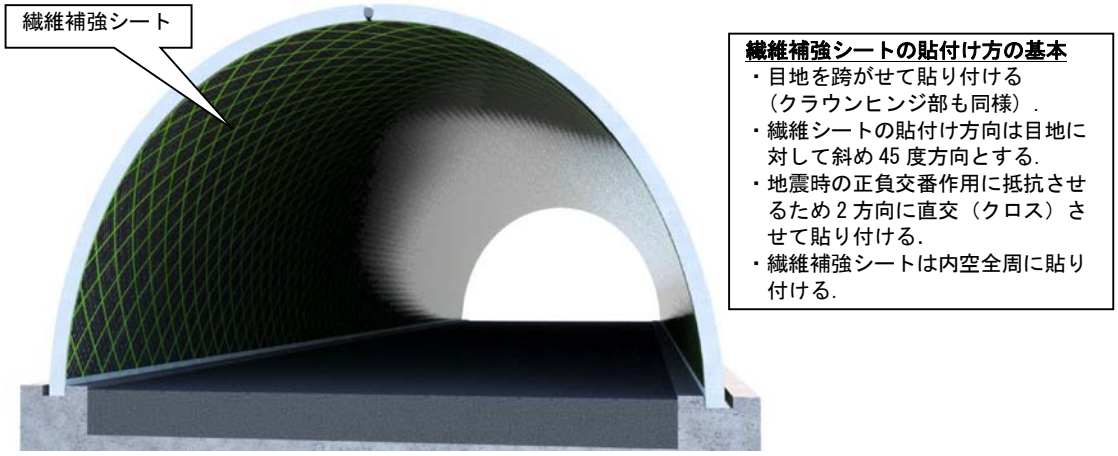


図-7.3.5　繊維補強シートの貼り付け方の基本

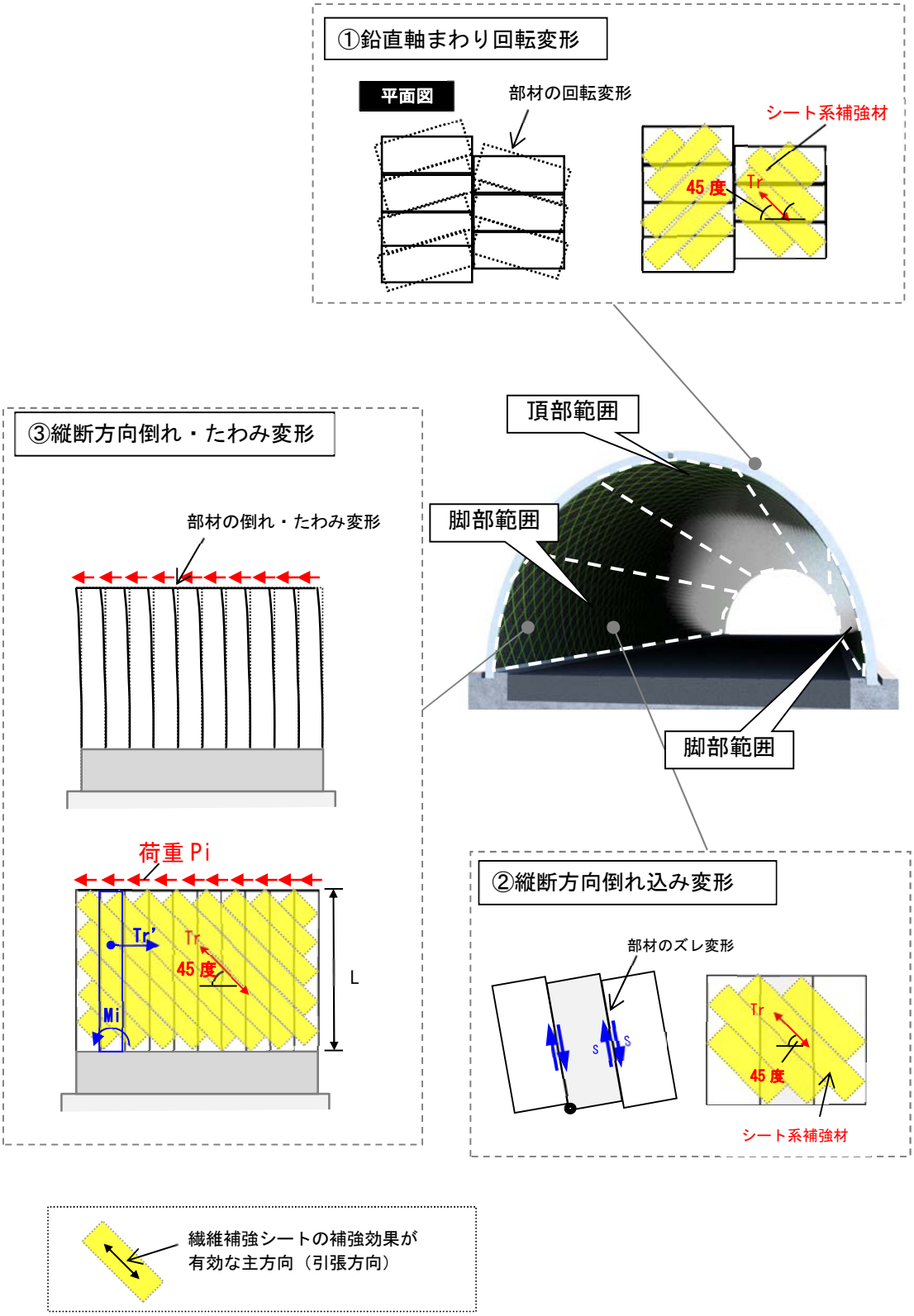


図-7.3.6　繊維補強シートの貼り付け箇所と期待する効果（1）

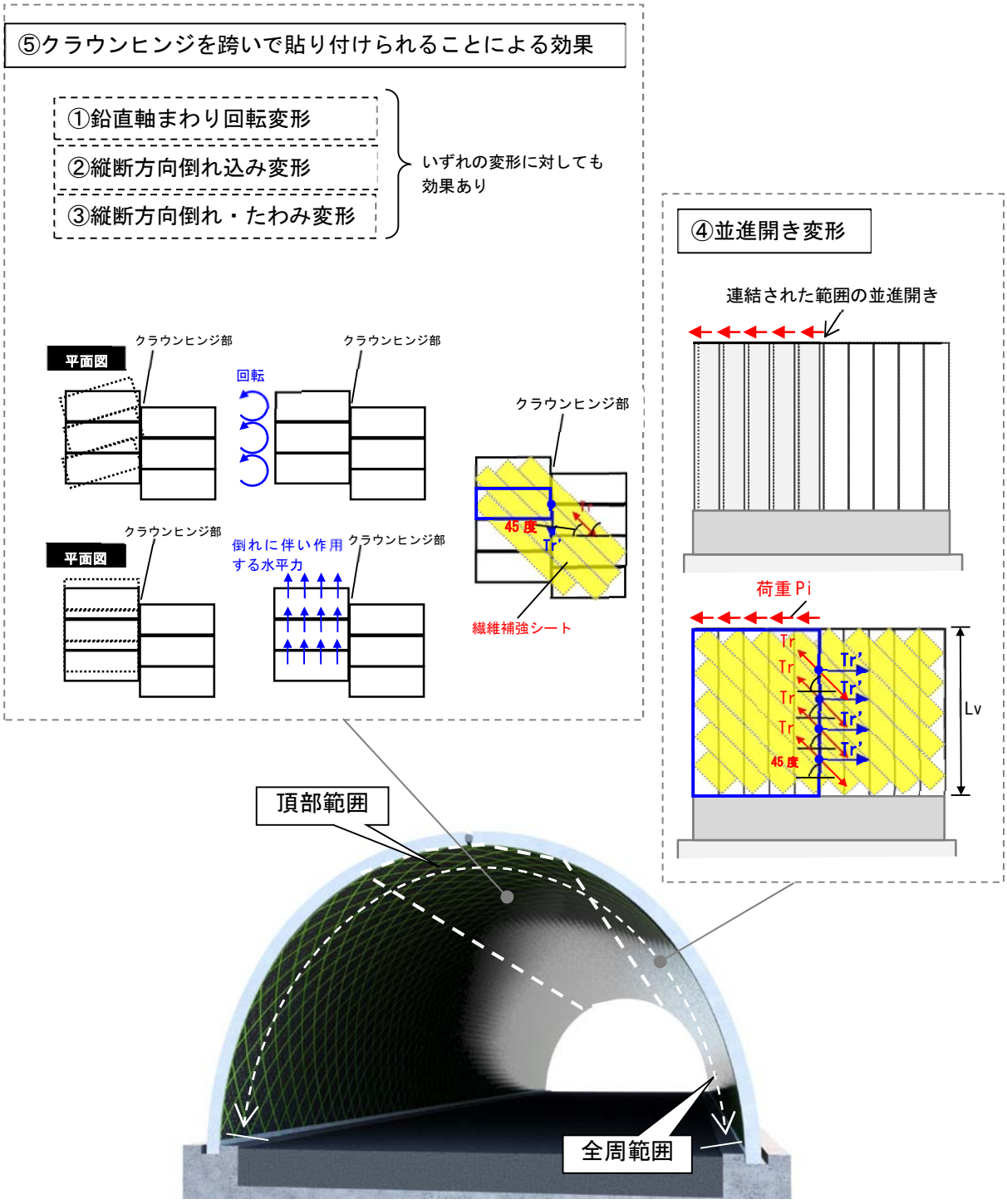
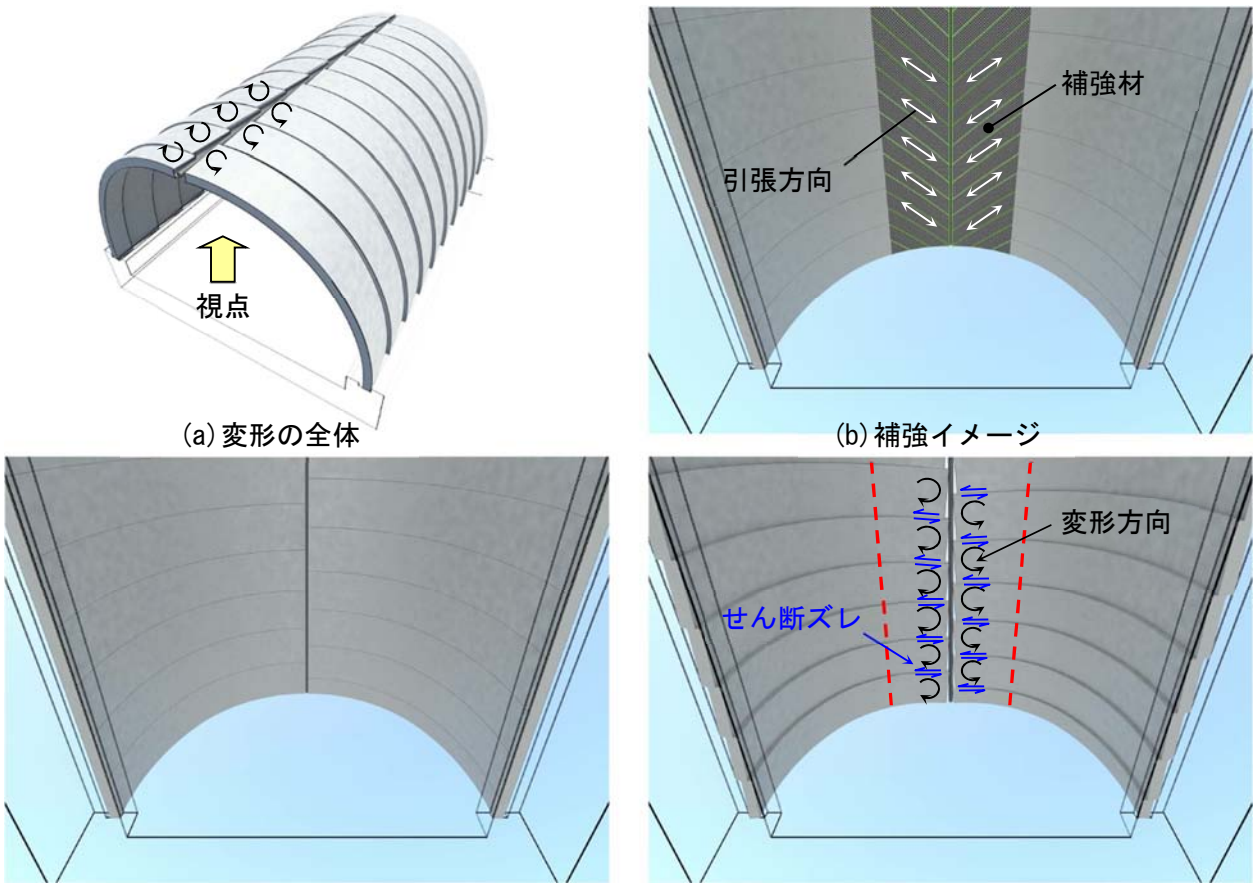


図-7.3.7　繊維補強シートの貼り付け箇所と期待する効果（2）

i) 鉛直軸まわり回転変形

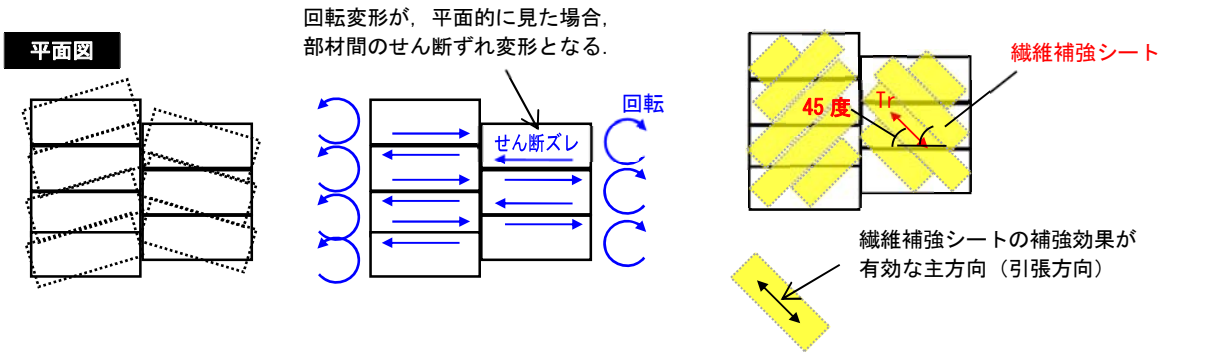
部材の回転変形を抑制する場合について見た場合，平面的に見れば，その回転変形が部材間のせん断ずれとなる．このため，そのせん断ズレが生じようとしたとき，繊維補強シートの引張力により，そのずれを抑制できる方向に，シートを貼り付けることが必要となる．変形と対策の概念図を**図-7.2.8** に示す．回転変形を抑制するためのシート貼り付け方法を**図-7.3.9** に示す．



(a) 変形の全体　(b) 補強イメージ

(c) 変形前　(d) 変形後

図-7.3.8　鉛直軸周りの回転変形の概念図



(a) 回転変形（平面図）　(b) 回転変形と作用力（平面図）　(c) 繊維補強シートの取り付け方向（平面図）

図-7.3.9　部材の回転変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

ii）縦断方向倒れ込み変形（せん断ずれ挙動）

繊維補強シートは，その補強効果が期待できる主方向（引張方向）が存在するため，変形の方向に対し補強効果が有効となる方向に貼り付けることを基本とする．部材間がずれようとする場合には，ずれ力をシートの引張力で抑制できる方向に貼り付けることが必要となる．変形と対策の概念図を**図-7.3.10** に示す．縦断方向倒れ込み変形を抑制するためのシート貼り付け方法を**図-7.3.11** に示す．

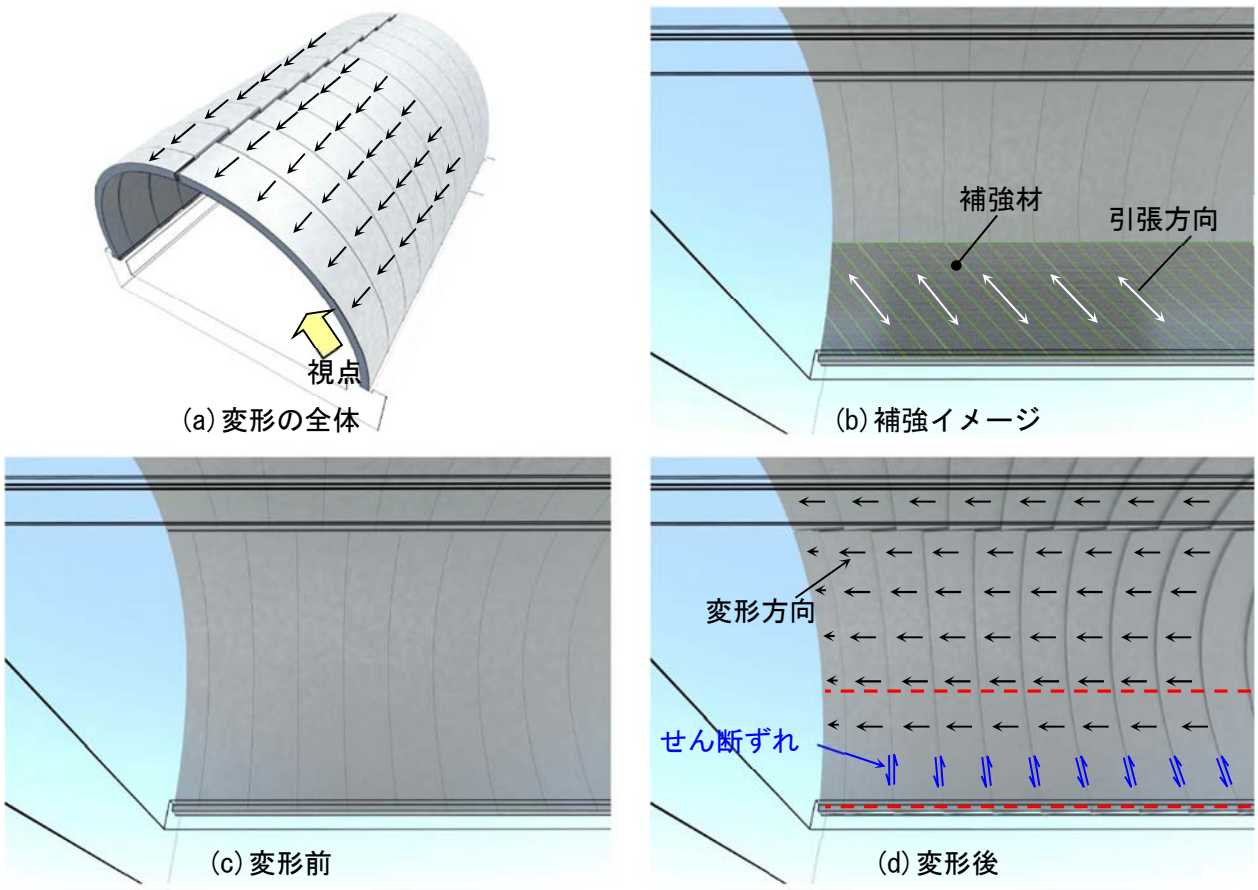


図-7.3.10　縦断方向倒れ込み変形の概念図

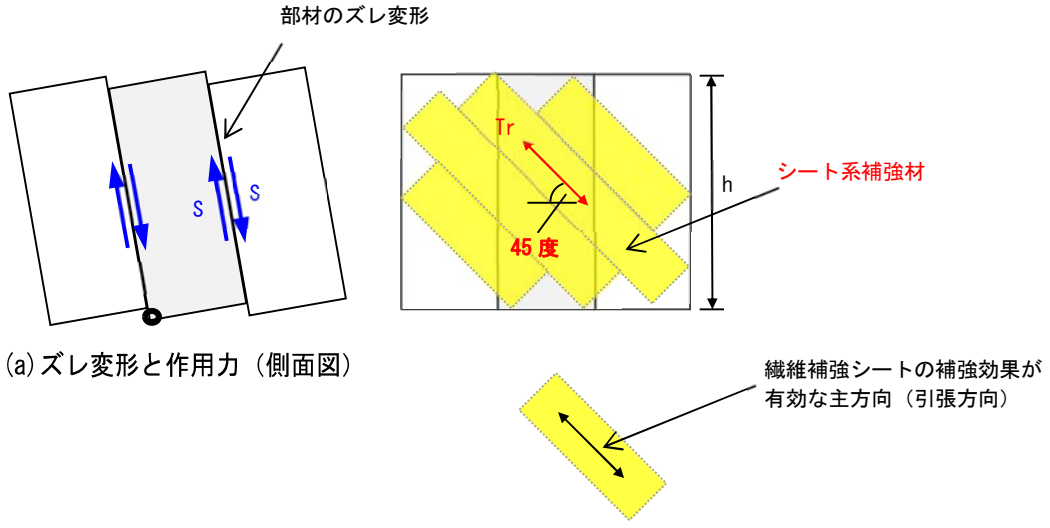


図-7.3.11　部材のずれ変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

iii) 縦断方向たわみ変形（縦断方向倒れ込み変形の曲げ挙動）

縦断方向倒れ込み変形の曲げ挙動を抑制する場合については，各部材がたわみ変形を生じようとした場合，繊維補強シートの引張力により，その変形を抑制できる方向に，シートを貼り付けることが必要となる．変形と対策の概念図を**図-7.3.12** に示す．縦断方向倒れ込み変形を抑制するためのシート貼り付け方法を**図-7.3.13** に示す．

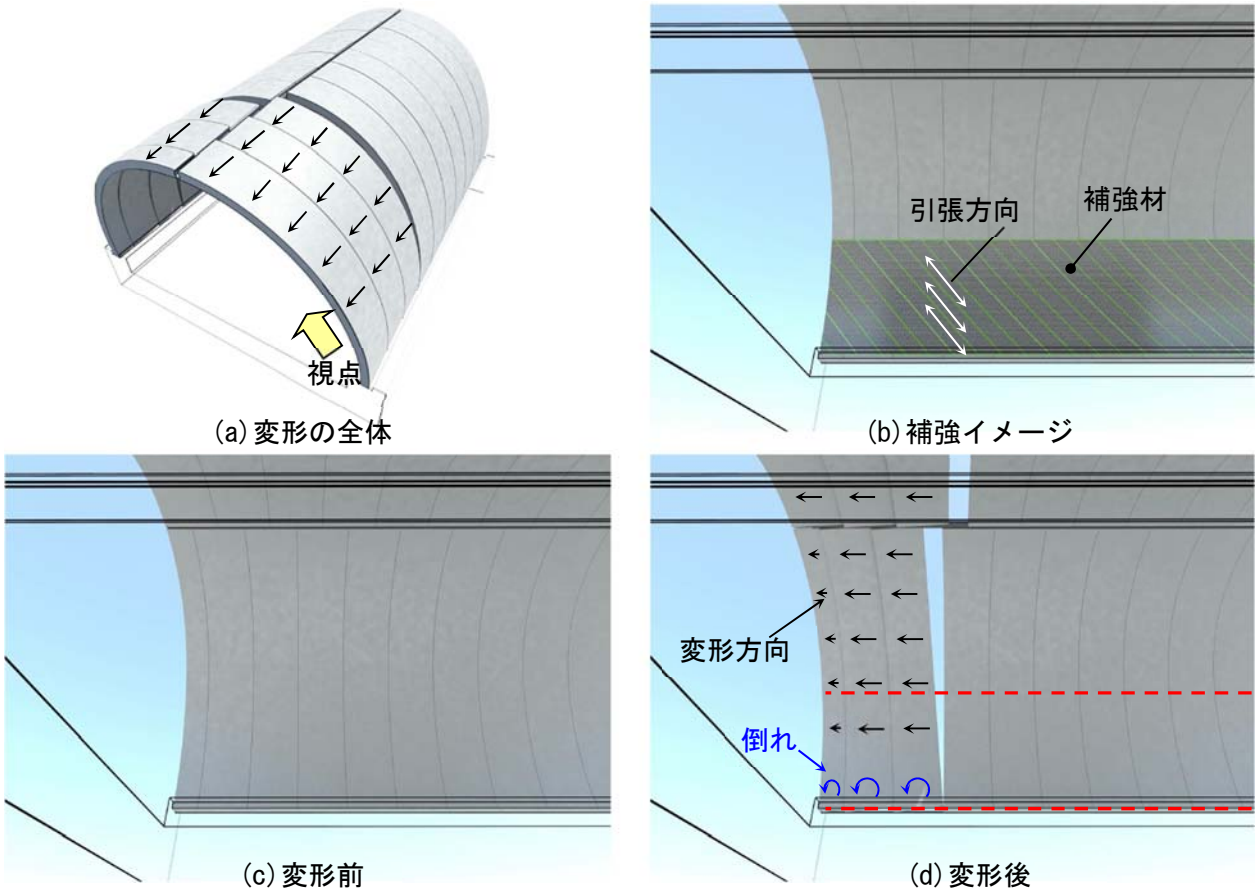


図-7.3.12　縦断方向たわみ変形の概念図

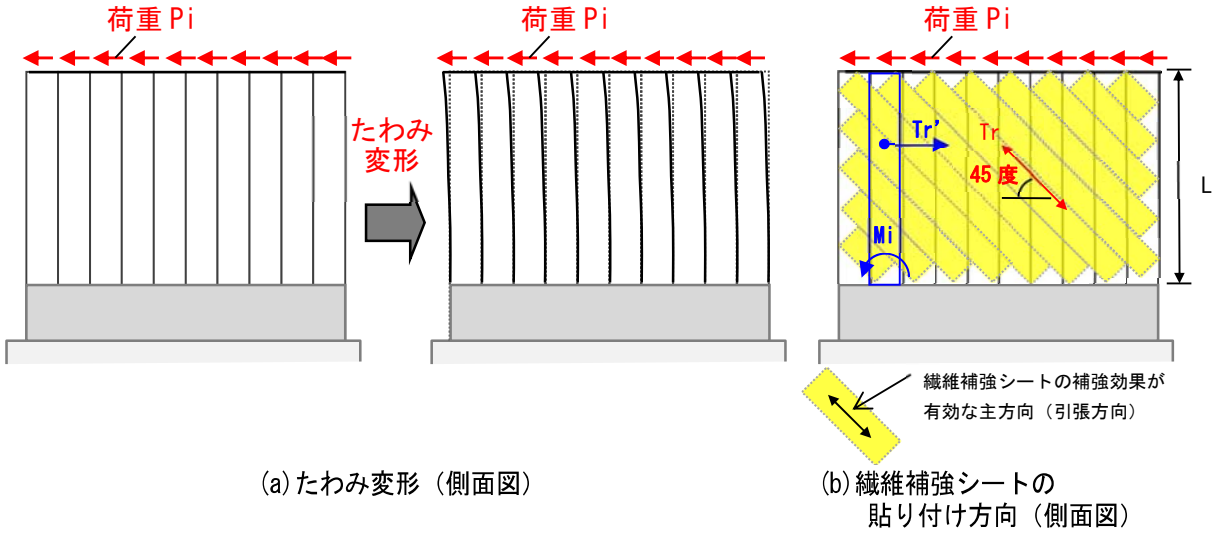
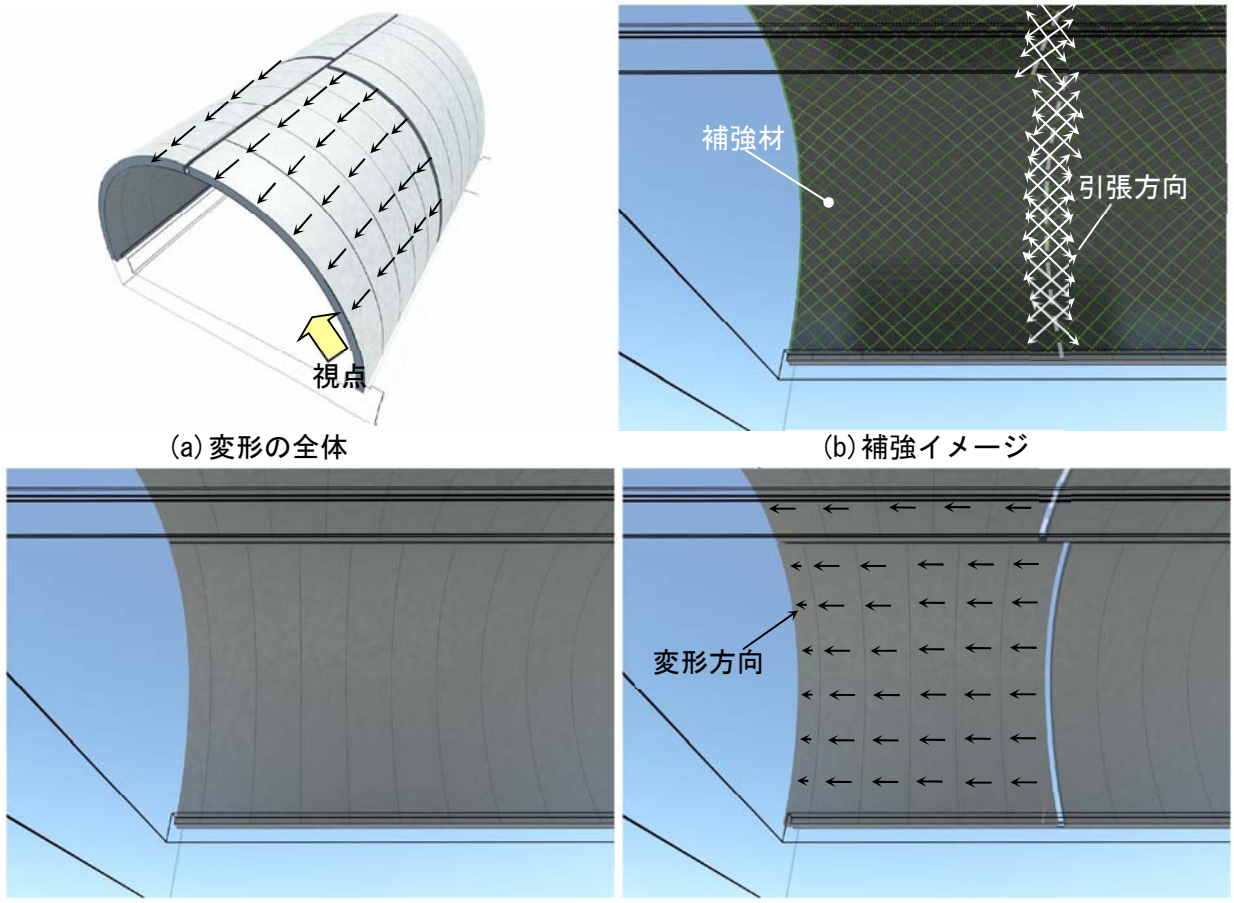


図-7.3.13　部材のたわみ変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

iv) 並進開き変形

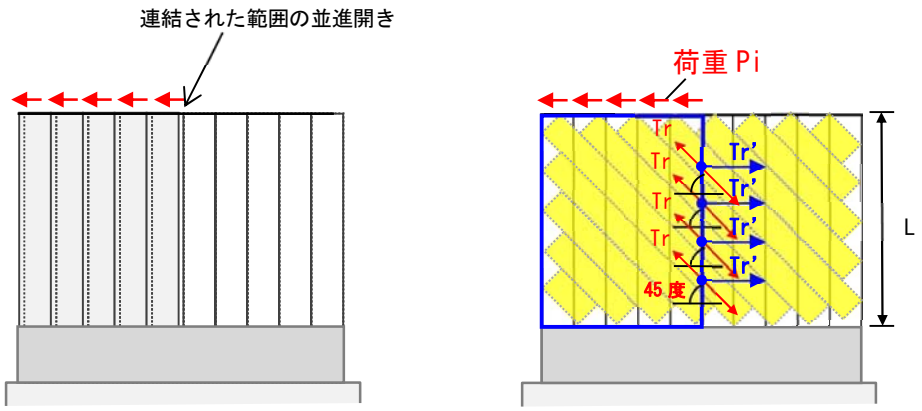
繊維補強シートを貼り付けた補強を行った場合、対策した結果として部材間が連結する形となり、並進モードが卓越することとなる．**図-7.3.14** にその並進開き変形及び対策の概念図を示すが，**図-7.3.15** に示すように，この並進モードに対しても斜め方向に貼り付けたシートの補強効果が期待できる．



(a) 変形の全体　(b) 補強イメージ

(c) 変形前　(d) 変形後

図-7.3.14　並進開き変形の概念図



(a) 並進変形（側面図）　(b) 繊維補強シートの貼り付け方向（側面図）

図-7.3.15　内空全周を繊維補強シートで補強した場合に卓越する変形モードと繊維補強シートの補強効果

v) クラウンヒンジ部を跨いで貼り付けられていることによる効果

3 ヒンジアーチは，**図-7.3.16**，**図-7.3.17** に示すように，頂部のクラウンヒンジ部の部材間を跨ぐ形で連続してシートを貼り付けることで，部材の回転変形・倒れ変形ともに抑制する効果が期待できることから，クラウンヒンジ部を跨いだ形で貼り付けることが，高い対策効果を期待する上では重要である．

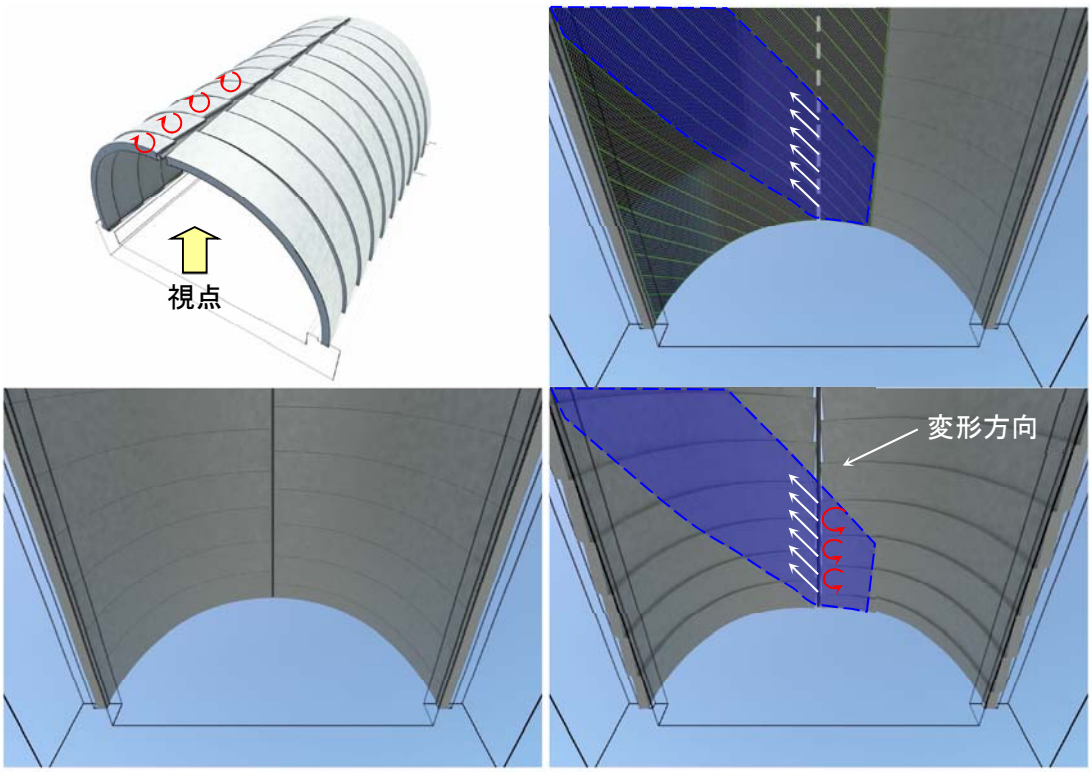


図-7.3.16　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(1)

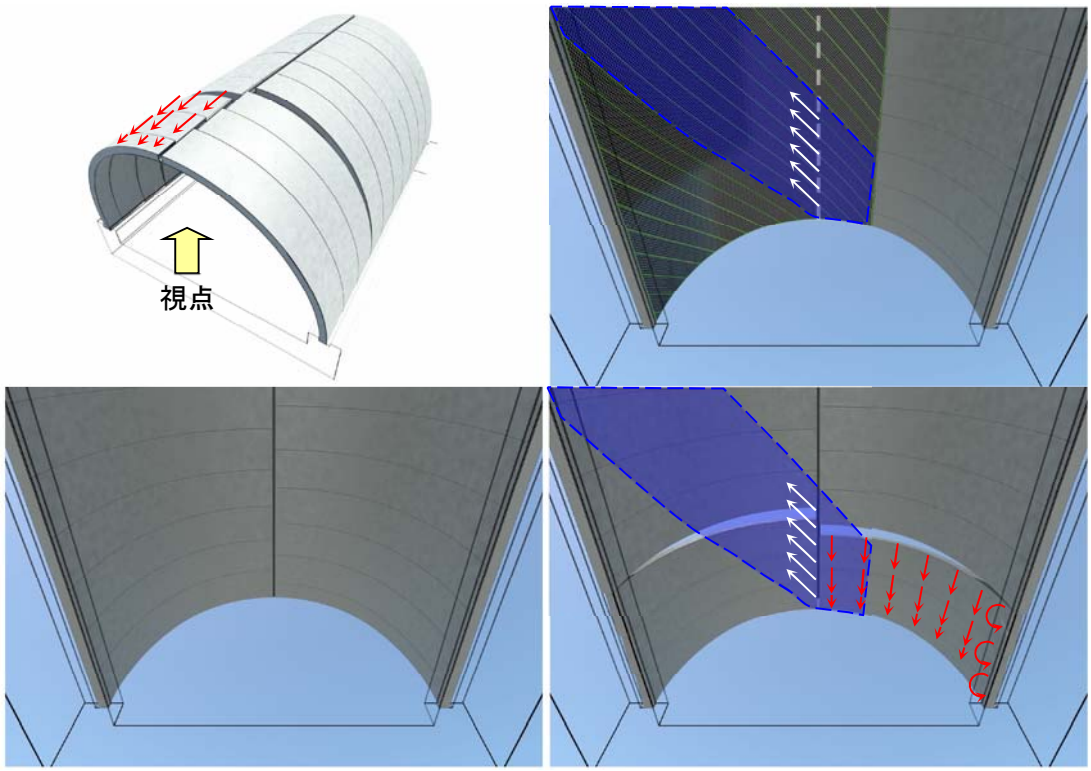


図-7.3.17　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(2)

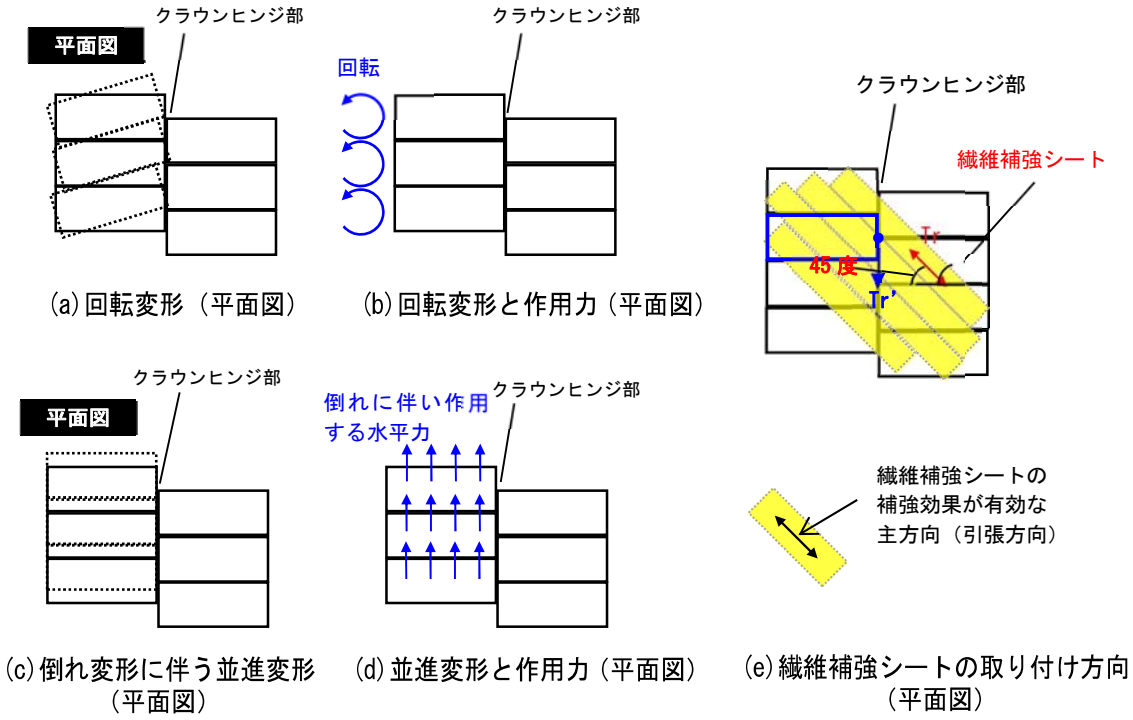


図-7.3.18　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(3)

7.3.3. 繊維補強シートの設計引張力

耐震補強対策に用いる繊維補強シートには，炭素繊維シートを用いることを基本とする．その特性値は，**表-7.3.2** に示すとおりである． 炭素繊維シートには，繊維方向が 1 方向のもの，2 方向のものが存在するが，現時点としては 2 方向のものは高強度のものが存在しないなど適用範囲が限定される可能性があること等の理由から 1 方向のものを用いることを基本とする．また，炭素繊維シートは一般に高強度型，中弾性型，高弾性型に分類されるが，**表-7.3.2** に示す炭素繊維シートの諸元は高強度型のものであり，材料の特性，経済性等を勘案した上で，適切な材料を選定するものとする．

表-7.3.2　繊維補強シートの特性値

材料特性	単位	炭素繊維シート注 1)	備 考
引張強度	N/mm^2	3400	
引張弾性率	N/mm^2	2.45×10^5	
破断伸度	%	1.4	

注 1）高強度型のものの特性値を示す.

プレキャストアーチカルバートの耐震補強設計に用いられる炭素繊維シートは，基本的に部材間がズレようとする力や開こうとする力に抵抗することを目的としたものであり，これらに抵抗するように，斜め 45° 方向に貼り付けることを基本としている．

また，橋脚の耐震補強で用いられる場合などとは異なり，ズレや開きが生じる箇所が明確であるなどの特徴があることから，アーチ部材を高強度型の炭素繊維シートで補強した状態を模擬した付着力に関する実験を行い，発揮される付着力の大きさを評価した．その結果，高強度型の炭素繊維シートの材料強度から決まる引張力よりも，シートの付着から決まる引張力のほうが小さくなり，土木学会の指針[2)]などに示される．（式 7.3-1）により評価できることが確認された．このため，式(7.3-1）により算定される付着力を設計引張力とした．

$$\text{シートの付着力}\quad Tr = \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot t \cdot E)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式 (7.3-1)}$$

ここに，Tr　：単位幅あたりの付着力　[kN/m]

G_f　：剥離破壊エネルギー（G_f＝0.5 とする）　[kN/m]

t　：シートの厚さ　[mm]

E　：シートの引張弾性率　[kN/m^2]

なお，高強度型以外の炭素繊維シートを用いる場合には，材料特性値を基に式 (7.3-1) によりシートの付着力を算定した上で，材料強度から決まる引張力と対比し，設計引張力を求める必要がある．また，炭素繊維シート以外の材料を用いる場合についても，適切な方法でシートの付着力を求めた上で，材料強度から決まる引張力と対比し，設計引張力を求める必要がある．

7.3.4. 設計手順

図-7.3.19 に示す手順に従い，耐震補強設計を実施する．

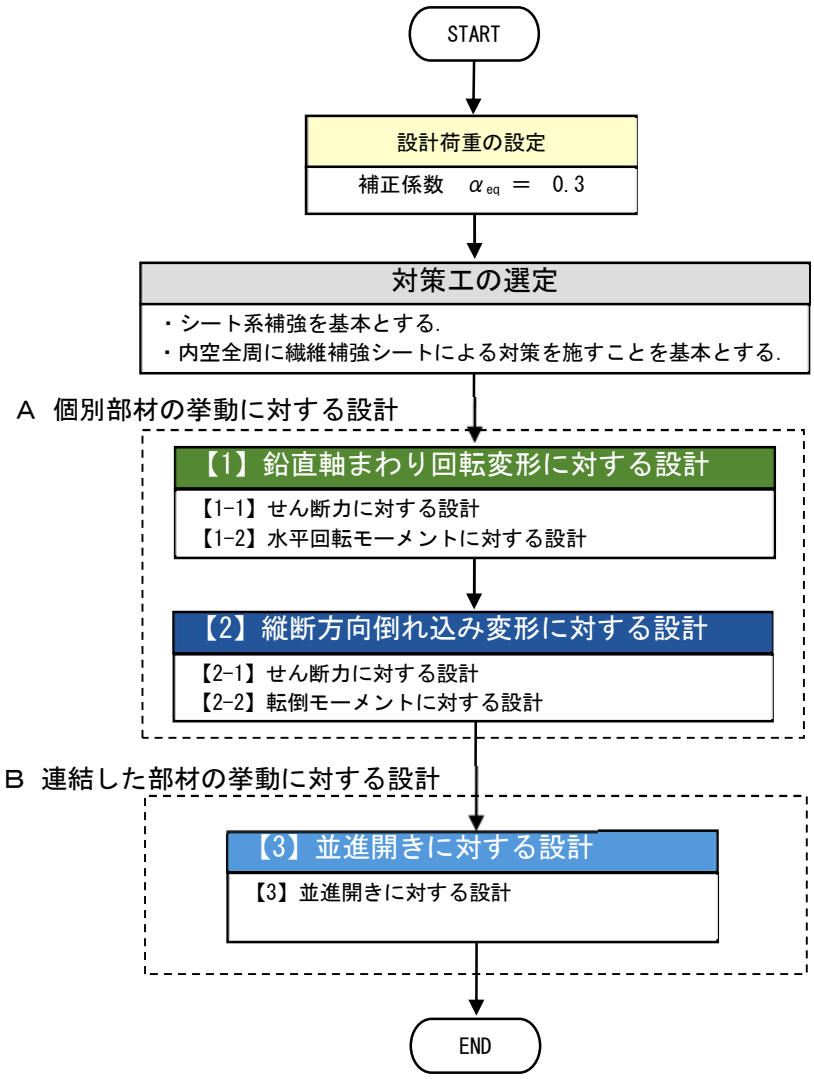


図-7.3.19　3 ヒンジアーチの耐震補強対策設計手順

7.3.5. 設計計算方法

(1) 鉛直軸回り回転変形に対する設計

1) 鉛直軸回り回転変形に対する設計（せん断力に対する設計）

縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する鉛直軸回りに作用するモーメントを，部材幅で除することで，部材間に作用するせん断力を算定し，その作用せん断力が繊維シートの設計引張力より算定される引張抵抗力以下となるよう，シート諸元を設定する．

鉛直軸回り作用モーメントは，プレキャストアーチカルバート全幅 B に対し B/4 の位置に，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする．また，繊維シートによる引張抵抗力としては，せん断ずれ方向の引張抵抗力に加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力を考慮する．

$$S = Mi／D \leqq Tr' \quad \text{式 (7.3-2)}$$

$$Mi = P×B／4 \quad \text{式 (7.3-3)}$$

$$Tr' = Tr_1' + Tr_2'' \quad \text{式 (7.3-4)}$$

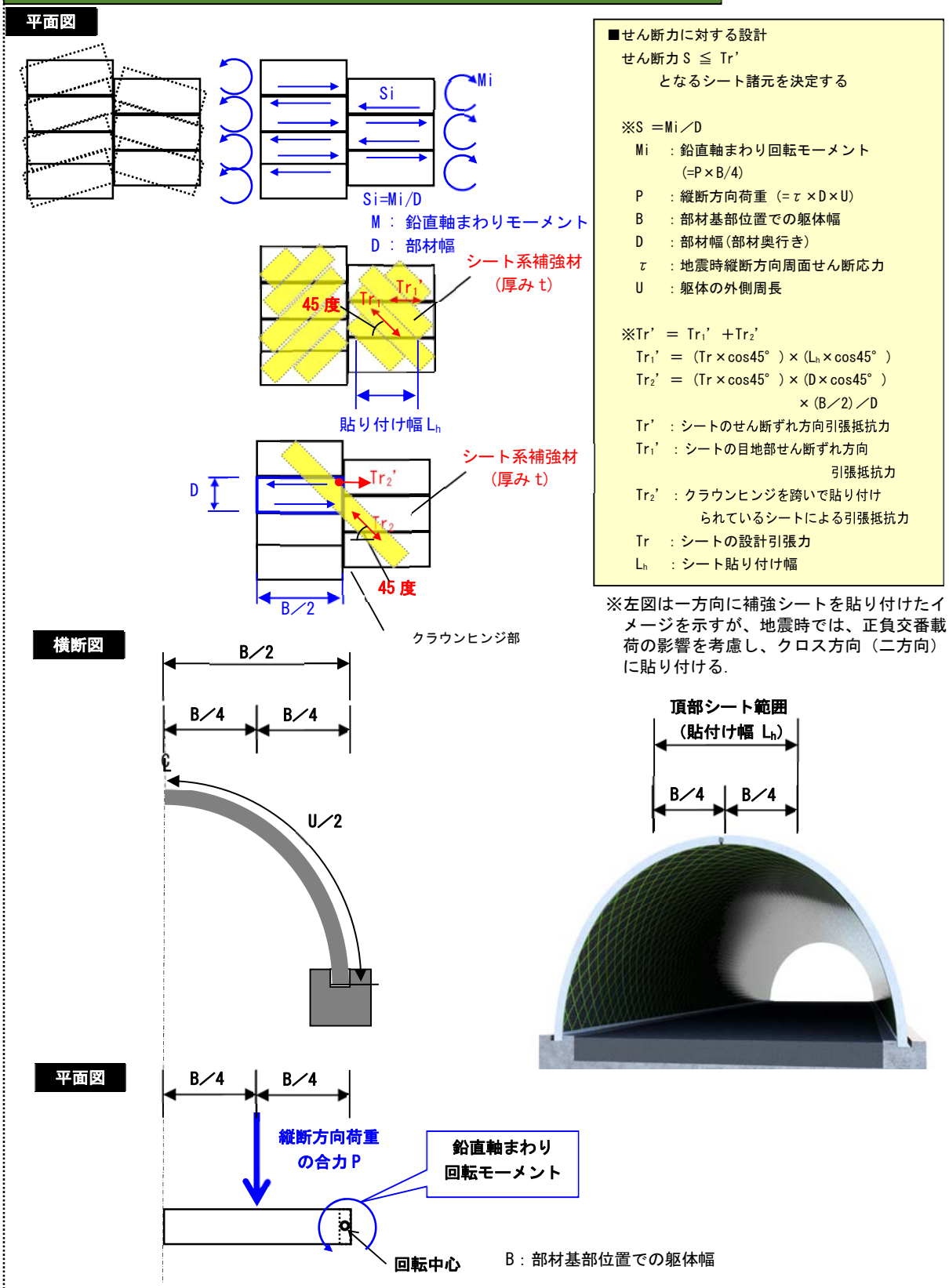
$$Tr_1' = Tr×(L_h×\cos 45^\circ) ×\cos 45^\circ \quad \text{式 (7.3-5)}$$

$$Tr_2' = (Tr×\cos 45^\circ)×(D×\cos 45^\circ) ×(B／2) ／ D \quad \text{式 (7.3-6)}$$

$$P = \tau×D×U／2 \quad \text{式 (7.3-7)}$$

ここに，　Mi　：鉛直軸まわり回転モーメント［kN･m］
P　：縦断方向荷重　［kN］
B　：部材基部位置での躯体幅　［m］
D　：部材幅(部材奥行き)　［m］
Tr'：シートのせん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］
Tr_1'：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］
Tr_2'：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられている
シートによる引張抵抗力　［kN］
Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］
L_h　：シート貼り付け幅（=B/4）　［m］
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］
U　：躯体の外側周長　［m］

【1-1】鉛直軸まわり回転変形に対する設計（せん断力に対する設計）



■せん断力に対する設計

せん断力 S ≦ Tr'

となるシート諸元を決定する

※S ＝Mi／D

Mi ：鉛直軸まわり回転モーメント (=P×B/4)

P ：縦断方向荷重 (=τ×D×U)

B ：部材基部位置での躯体幅

D ：部材幅(部材奥行き)

τ ：地震時縦断方向周面せん断応力

U ：躯体の外側周長

※Tr' ＝ Tr_1' ＋Tr_2'

Tr_1' ＝ (Tr×cos45°)×(L_h×cos45°)

Tr_2' ＝ (Tr×cos45°)×(D×cos45°)×(B／2)／D

Tr' ：シートのせん断ずれ方向引張抵抗力

Tr_1' ：シートの目地部せん断ずれ方向引張抵抗力

Tr_2' ：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力

Tr ：シートの設計引張力

L_h ：シート貼り付け幅

※左図は一方向に補強シートを貼り付けたイメージを示すが、地震時では、正負交番載荷の影響を考慮し、クロス方向（二方向）に貼り付ける.

図-7.3.20　鉛直軸まわり回転変形に対する設計（せん断力に対する設計）

2) 鉛直軸回り回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントが，縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する鉛直軸回りに作用するモーメント以下となるよう，繊維シート諸元を設定する．なお，繊維シートを貼り付けた場合のシートのひずみ分布は，貼り付け端のひずみが不明確なため，貼り付け端をゼロとした線形分布と仮定している．

鉛直軸回り作用モーメントは，プレキャストアーチカルバート全幅Bに対しB/4の位置に，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする．また，繊維シートによる抵抗モーメントとしては，隣り合う部材間のシートの引張抵抗力による抵抗モーメントに加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートの引張抵抗力による抵抗モーメントを考慮する．

$Mi = P \times B / 4 \leqq Mr$ ..... 式 (7.3-8)

$Mr = Mr_1 + Mr_2$ ..... 式 (7.3-9)

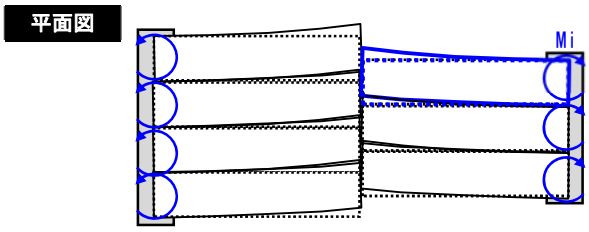
$Mr_1 = 1/2 \times (Tr \times \cos 45^\circ) \times (L_h \times \cos 45^\circ) \times (B/2 - L_h/3)$ .. 式 (7.3-10)

$Mr_2 = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (D \times \cos 45^\circ) \times (B/2)$ ..... 式 (7.3-11)

$P = \tau \times D \times U$ ..... 式 (7.3-12)

ここに，
- Mi ：鉛直軸まわり曲げモーメント ［kN･m］
- P ：縦断方向荷重 ［kN］
- B ：部材基部位置での躯体幅 ［m］
- Mr ：抵抗モーメント ［kN･m］
- Mr_1 ：シートの引張抵抗力による抵抗モーメント ［kN･m］
- Mr_2 ：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられるシートの引張抵抗力による抵抗モーメント ［kN･m］
- D ：部材幅(部材奥行き) ［m］
- Tr ：シートの設計引張力 ［kN/m］
- L_h ：シート貼り付け幅 (=B／4) ［m］
- τ ：地震時縦断方向周面せん断応力 ［kN/m^2］
- U ：躯体の外側周長 ［m］

【1-2】鉛直軸まわり回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

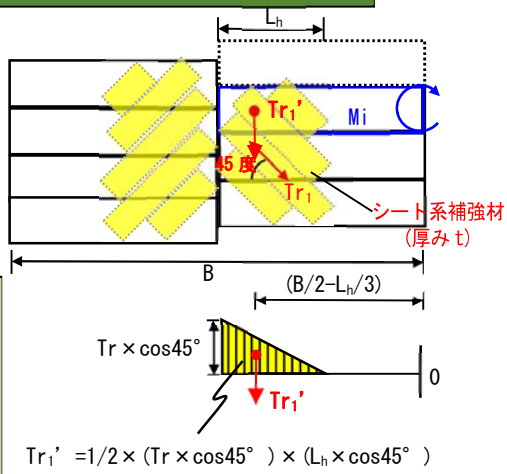


■曲げモーメントに対する設計
曲げモーメント Mi ≦ Mr　　となるシート諸元を決定する

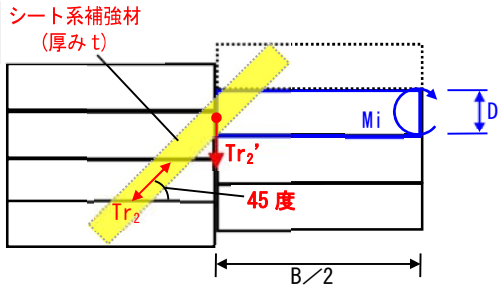
※Mi　＝ P×B／4
P　：縦断方向荷重（＝τ×D×U）
B　：部材基部位置での躯体幅
D　：部材幅（部材奥行き）
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力
U　：躯体の外側周長

※Mr　＝ Mr1 ＋ Mr2
Mr1 ＝ Tr_1' ×（B／2−L_h／3）
＝ 1／2×（Tr×cos45°）×（L_h×cos45°）×（B／2−L_h／3）
Mr2 ＝ Tr_2' ×（B／2）
＝（Tr×cos45°）×（D×cos45°）×（B／2）

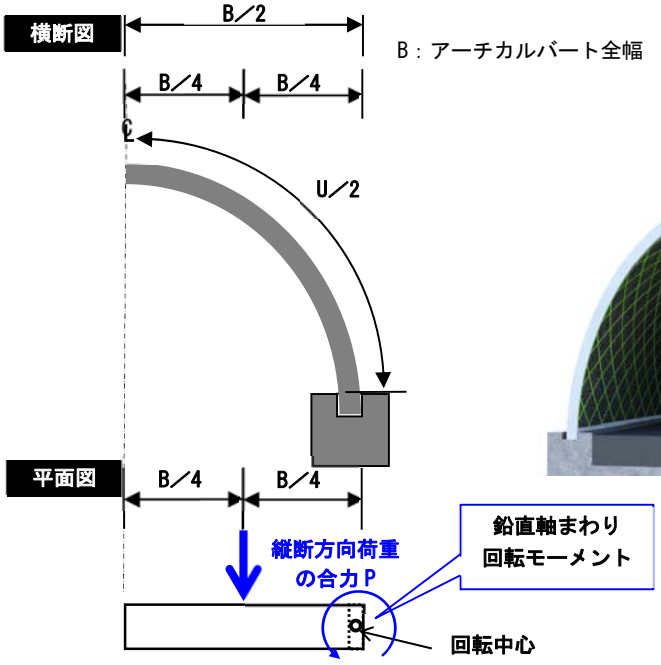
Mr　：抵抗モーメント
Mr1　：シートの引張抵抗力（Tr_1）による抵抗モーメント
Mr2　：ｸﾗｳﾝﾋﾝｼﾞを跨いで貼り付けられる
シートの引張抵抗力（Tr_2）による抵抗モーメント
Tr　：シートの設計引張力
L_h　：シート貼り付け幅



Tr_1' =1/2×（Tr×cos45°）×（L_h×cos45°）



※上図は一方向に補強シートを貼り付けたイメージを示すが、地震時では、正負交番載荷の影響を考慮し、クロス方向（二方向）に貼り付ける.



B：アーチカルバート全幅

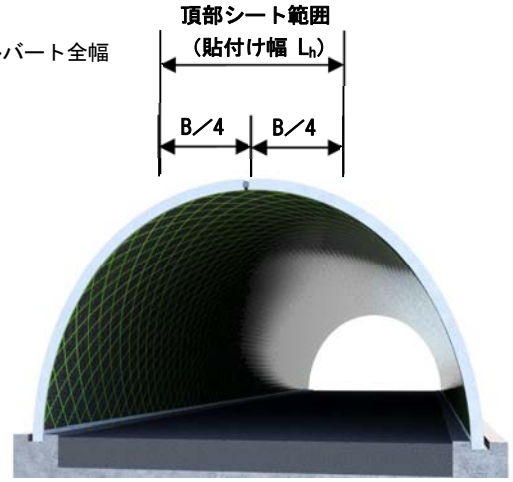


図-7.3.21　鉛直軸まわり回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

(2) 縦断方向倒れ込み変形に対する設計

1) 縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）

縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する縦断方向に作用するモーメントを，部材幅で除することで，部材間に作用するせん断力を算定し，その作用せん断力が繊維シートの設計引張力から算定される引張抵抗力以下となるよう，シート諸元を設定する．

縦断方向に作用するモーメントは，プレキャストアーチカルバートのアーチ部材の高さHに対し，3/4・Hの高さに，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする．また，繊維シートによる引張抵抗力としては，目地部のせん断ずれ方向の引張抵抗力に加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力を考慮する．

$$S = Mi／D \leqq Tr' \quad \text{式 (7.3-13)}$$

$$Mi = P\times 3/4\times H - N\times D/2 \quad \text{式 (7.3-14)}$$

$$Tr' = Tr_1' + Tr_2' \quad \text{式 (7.3-15)}$$

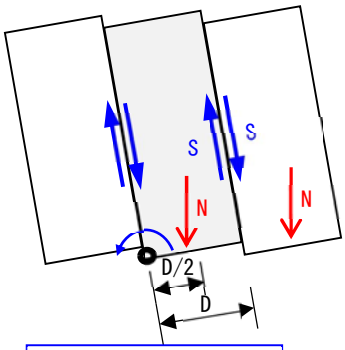
$$Tr_1' = (Tr\times\cos 45^\circ)\times(Lv\times\cos 45^\circ) \quad \text{式 (7.3-16)}$$

$$Tr_2' = (Tr\times\cos 45^\circ)\times(D\times\cos 45^\circ)\times(H-b)／D \quad \text{式 (7.3-17)}$$

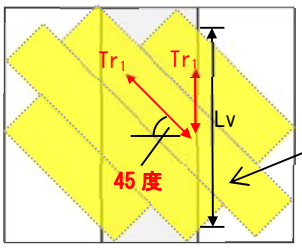
$$P = \tau\times D\times U \quad \text{式 (7.3-18)}$$

ここに，
- Mi ：転倒モーメント ［kN･m］
- P ：縦断方向荷重 ［kN］
- H ：躯体高 ［m］
- N ：アーチ部材下端部鉛直力 ［kN］
- D ：部材幅(部材奥行き) ［m］
- Tr'：シートのせん断ずれ方向の引張抵抗力 ［kN］
- Tr_1'：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力 ［kN］
- Tr_2'：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられるシートのせん断ずれ方向の引張抵抗力 ［kN］
- Tr ：シートの設計引張力 ［kN/m］
- Lv ：シート貼り付け幅（=3/4・H） ［m］
- τ ：地震時縦断方向周面せん断応力 ［kN/m^2］
- U ：躯体の外側周長 ［m］
- b ：アーチ部材厚 ［m］

【2-1】縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）



作用せん断力
S ＝ Mi ／D



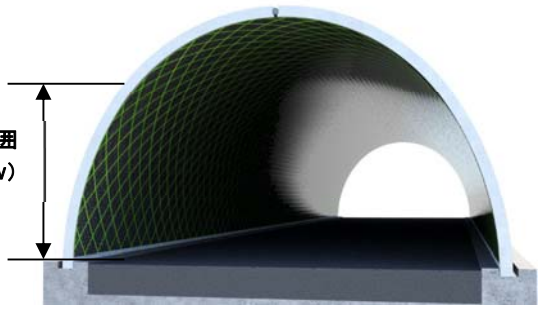
シート系補強材
（厚み t）

※上図は一方向に補強シートを貼り付けたイメージを示すが、地震時では、正負交番載荷の影響を考慮し、クロス方向（二方向）に貼り付ける.

■せん断力に対する設計
せん断力 S ≦ Ta'
となるシート諸元を決定する

※S ＝Mi／D
Mi ：転倒モーメント
(=P×3/4×H−N×D/2)
P ：縦断方向荷重（=τ×D×U）
H ：躯体高
N ：アーチ部材下端部鉛直力
D ：部材幅（部材奥行き）
τ ：地震時縦断方向周面せん断応力
U ：躯体の外側周長

※Tr' ＝ Tr1' ＋Tr2'
Tr1' ＝（Tr×cos45°）×（Lv×cos45°）
Tr2' ＝（Tr×cos45°）×（D×cos45°）
×（H−b）／D
Tr' ：シートのせん断ずれ方向設計引張力
Tr1' ：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力
Tr2' ：ｸﾗｳﾝﾋﾝｼﾞを跨いで貼り付けられる
シートのせん断ずれ方向の引張抵抗力
Tr ：シートの設計引張力
Lv ：シート貼り付け幅（=3/4・H）
b ：アーチ部材厚



脚部シート範囲
（貼付け幅 Lv）
3／4・H

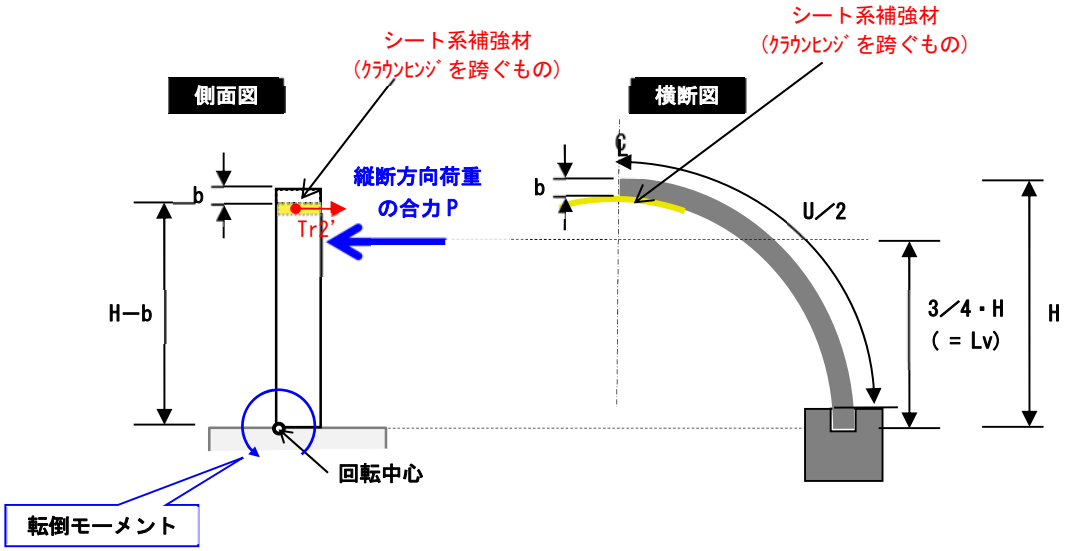


図-7.3.22　縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）

2) 縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントが，縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により縦断方向に作用するモーメント以下となるよう，繊維シート諸元を設定する．

縦断方向に作用するモーメントは，プレキャストアーチカルバートのアーチ部材の高さHに対し，3/4・Hの高さに，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする．また，繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントとしては，隣り合う部材間のシートによる抵抗モーメントに加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートの引張抵抗力による抵抗モーメントを考慮する．

$$Mi = P\times 3/4\times H - N\times D/2 \leqq Mr \quad \text{式 (7.3-19)}$$

$$Mr = Mr_1 + Mr_2 \quad \text{式 (7.3-20)}$$

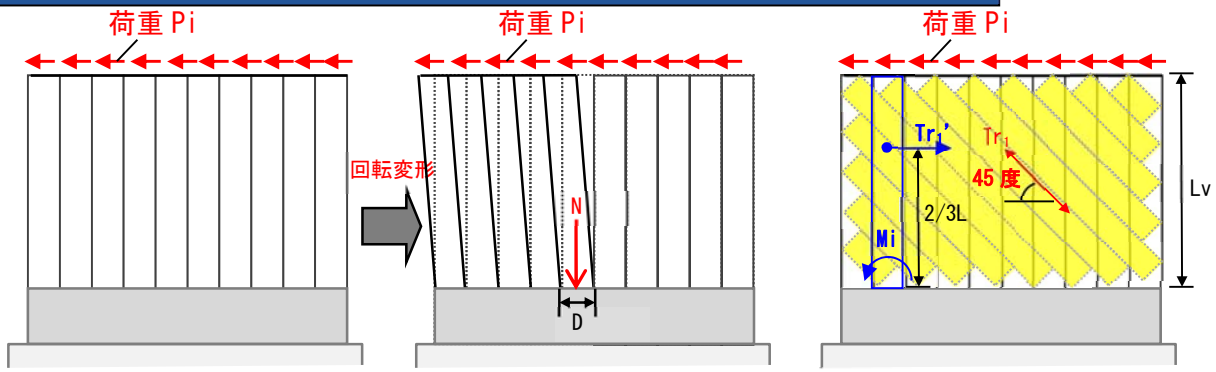
$$Mr_1 = 1/2\times(Tr\times\cos 45^\circ)\times(Lv\times\cos 45^\circ)\times(2/3\times Lv) \quad \text{式 (7.3-21)}$$

$$Mr_2 = (Tr\times\cos 45^\circ)\times(D\times\cos 45^\circ)\times(H-b) \quad \text{式 (7.3-22)}$$

$$P = \tau\times D\times U/2 \quad \text{式 (7.3-23)}$$

ここに，
- Mi ：転倒モーメント ［kN･m］
- P ：縦断方向荷重 ［kN］
- H ：躯体高 ［m］
- N ：アーチ部材下端部鉛直力 ［kN］
- D ：部材幅(部材奥行き) ［m］
- Mr ：抵抗モーメント ［kN･m］
- Mr_1 ：隣り合う部材間の引張抵抗力による抵抗モーメント ［kN･m］
- Mr_2 ：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられるシートによる抵抗モーメント ［kN･m］
- Tr ：シートの設計引張力 ［kN/m］
- Lv ：シート貼り付け幅 (=3/4・H) ［m］
- τ ：地震時縦断方向周面せん断応力 ［kN/m^2］
- U ：躯体の外側周長 ［m］
- b ：アーチの部材厚 ［m］

【2-2】縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

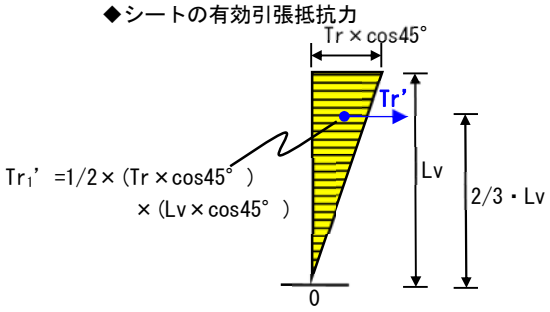


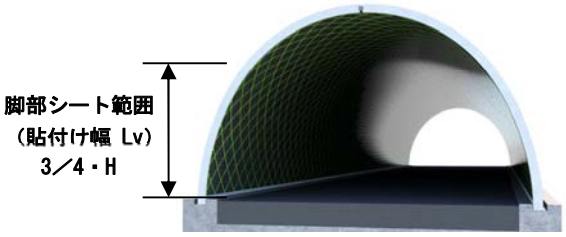
■曲げモーメントに対する設計
曲げモーメント Mi ≦ Mr　　となるシート
諸元を決定する

※Mi＝P×3／4×H−N×D/2
P　：縦断方向荷重（＝τ×D×U／2）
H　：躯体高
N　：アーチ部材下端部鉛直力
D　：部材幅（部材奥行き）
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力
U　：躯体の外側周長

※Mr　＝ Mr1 ＋ Mr2
Mr_1 ＝ Tr_1' × (2/3×Lv)
＝ 1／2×(Tr×cos45°)×(Lv×cos45°)
×(2/3×Lv)
Mr_2 ＝ Tr_2' × (H−b)
＝(Tr×cos45°)×(D×cos45°)×(H−b)
Mr　：抵抗モーメント
Mr_1 ：隣り合う部材間の引張抵抗力による抵抗モーメント
Mr_2 ：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられる
シートによる抵抗モーメント
Tr　：シートの設計引張力
Lv　：シート貼り付け幅（=3/4・H）
b　：アーチの部材厚

◆シートの有効引張抵抗力





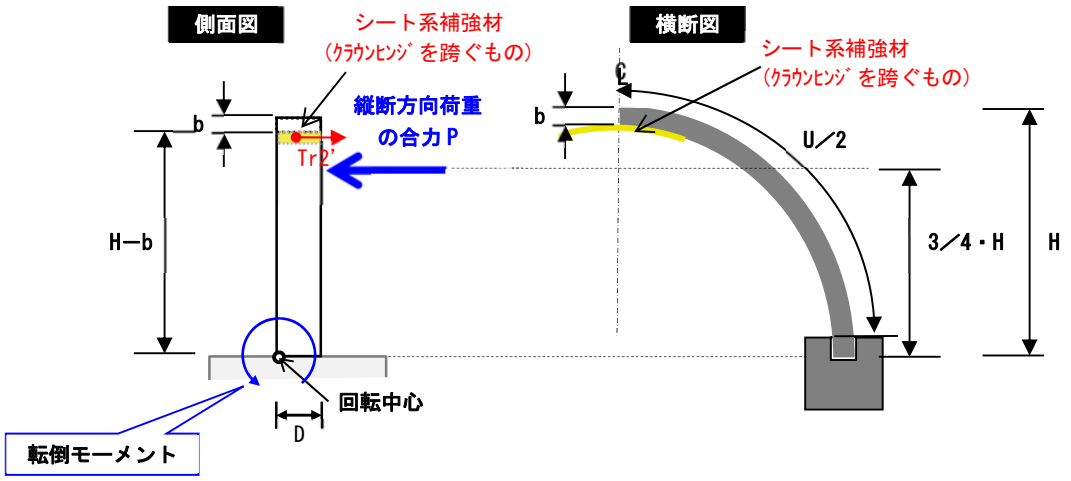


図-7.3.23　縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

(3)　並進開きに対する設計

シートの許容引張力から算定される引張抵抗力が，連結された躯体に作用する縦断方向荷重（縦断方向せん断力）以下となるよう，繊維補強シート諸元を設定する．

連結された躯体に作用する縦断方向荷重は，躯体高さの 1.0 倍程度を連結したものとして算定するものとする．また，繊維補強シートの引張抵抗力は，斜め方向に貼り付けていることによる角度補正を行った上で算定するものとする．

$$P^* = \tau \times D^* \times U \leqq T^* \quad \cdots\cdots \text{式 (7.3-24)}$$

$$T^* = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (U' \times \cos 45^\circ) \quad \cdots\cdots \text{式 (7.3-25)}$$

ここに，　P^*　：並進開きに対する縦断方向荷重　［kN］

T^*　：並進開きに対する引張抵抗力　［kN］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

D^*　：連結した部材奥行（≧1.0×H ； 単独部材幅の倍数とする）　［m］

H　：躯体高　［m］

U　：躯体の外側周長　［m］

Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］

U'　：シート貼り付け長（内空周長）　［m］

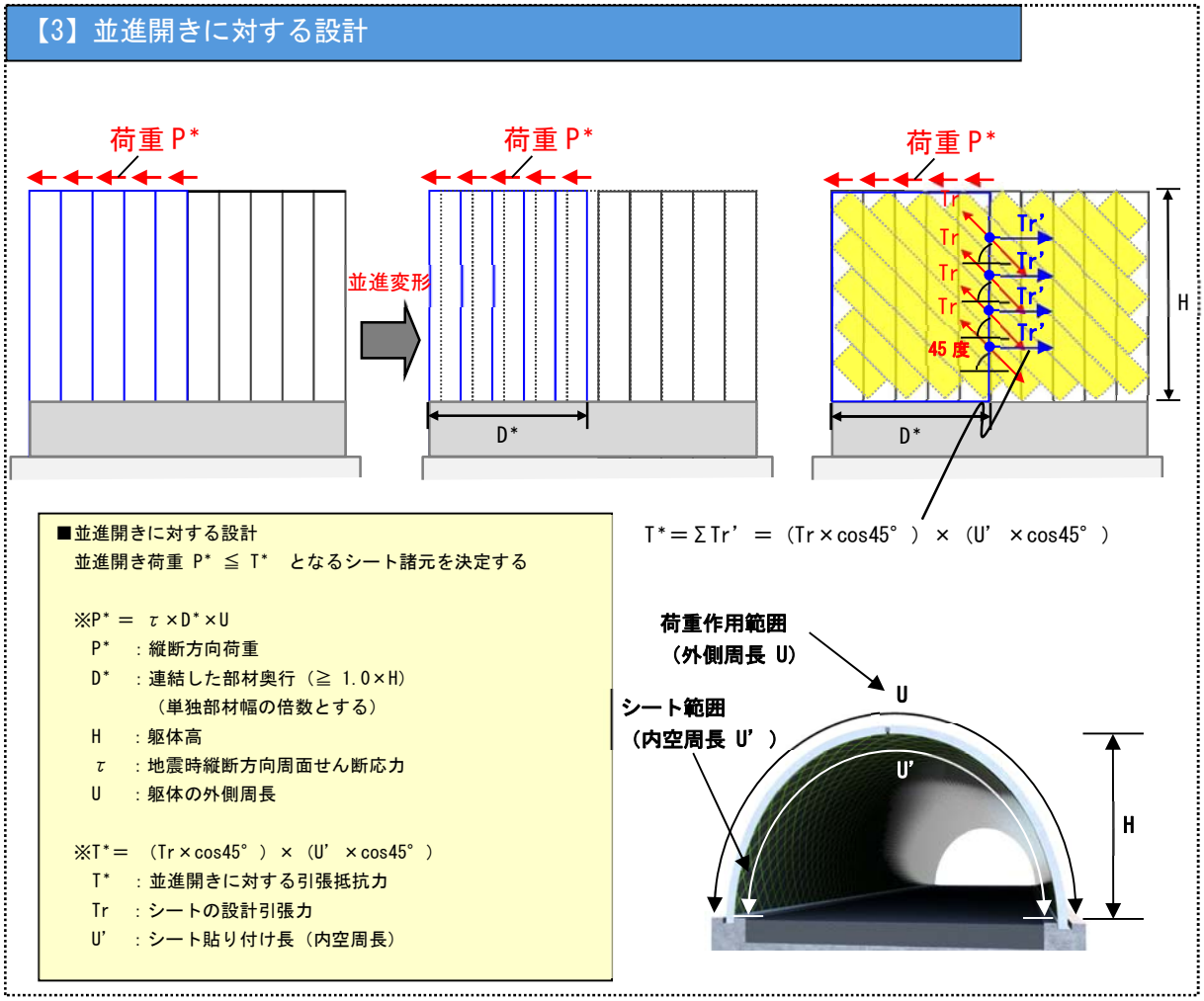


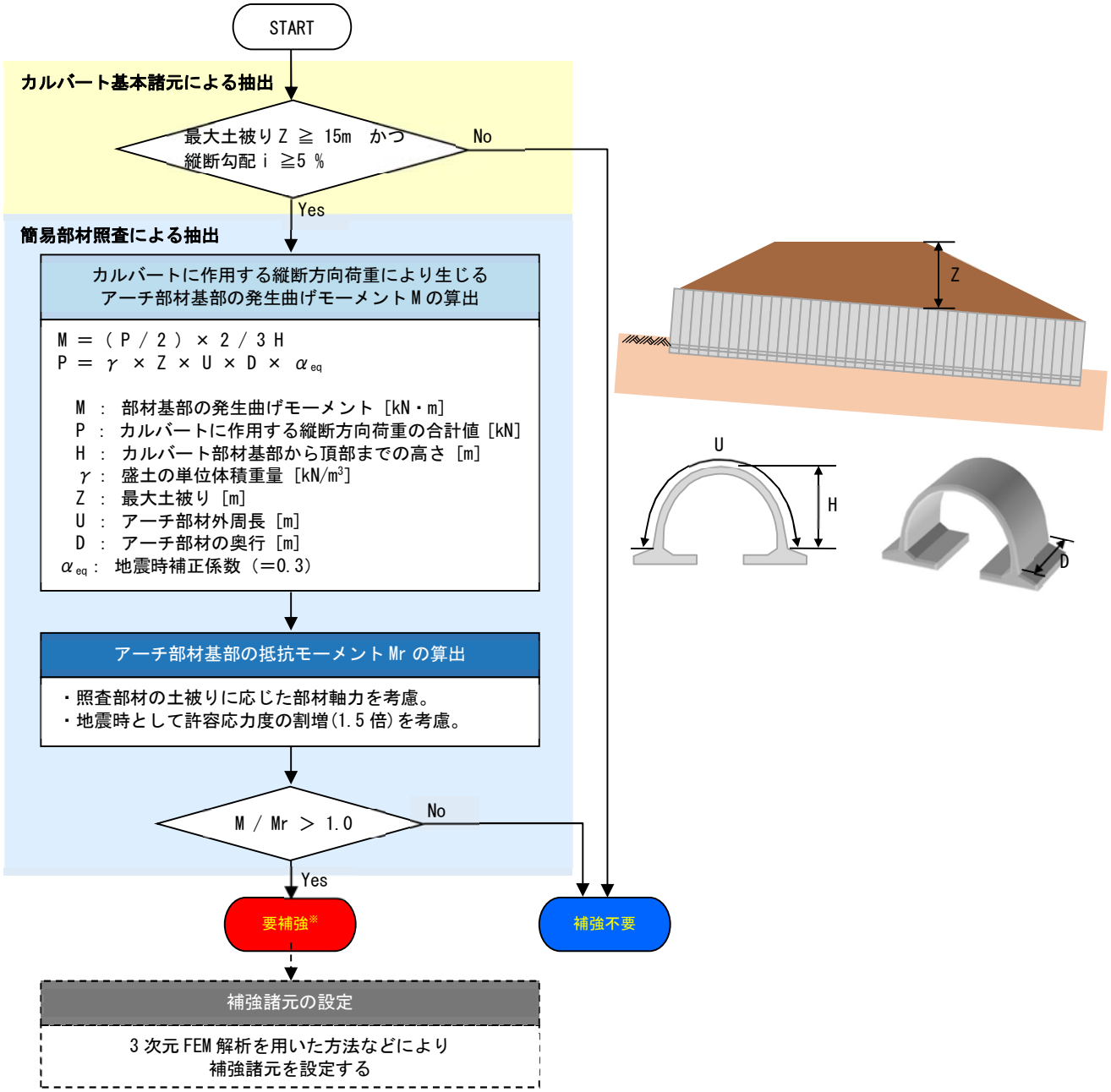
図-7.3.24　並進開きに対する設計

7.4. 2 ヒンジアーチの補強設計法の提案

2 ヒンジアーチは，現存する多くの既設 2 ヒンジアーチには，せん断補強筋が配置されていると考えられ，本報告書 6.1 の正負交番載荷実験の結果から，せん断補強筋の配置によって，縦断方向荷重により損傷を受けた場合でも影響が変形能に与える影響は小さいことが分かっている．そのため，補強が必要な既設 2 ヒンジアーチを抽出する必要がある．

7.4.1. 照査フロー

図-7.4.1 に示す補強照査フローにより，既設 2 ヒンジアーチの補強の要否を決定することができる．



※M/Mr＞1.0 となる箇所を要補強箇所として選定し、M/Mr がより大きいもの程対策優先度が高いと判断してよい。
※要補強と判定された箇所については、個別に部材の発生曲げモーメントが抵抗曲げモーメント以下となるような補強諸元を設定する。補強諸元の設定においては、本報告書 6 章を参考にできる。

図-7.4.1　2 ヒンジアーチの補強照査フロー

参考文献

1) （一財）地域地盤環境研究所，モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，平成 29 年 10 月

2) 社団法人土木学会:コンクリートライブラリ 101　連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，平成 12 年 7 月

8. まとめ

2 章では，ヒンジ式プレキャストアーチカルバートがカルバート工指針において，本体断面にヒンジがあること，断面形状が大きいこと等から，従来型以外のカルバートに分類されることを示した．従来型以外のカルバートにおいては，カルバート工指針に示される設計法・施工法及び構造細目に従い，カルバートの安定性や部材の安全性の照査を行うことで，常時の作用及びレベル 1 地震動に性能 1 を，レベル 2 地震動に対して性能 2 を確保するとみなせる，いわゆる慣用設計法が適用できないものとされている．

3 章では，プレキャストアーチカルバートの損傷要因である縦断方向荷重について数値解析および現場計測により検討を行った．縦断方向荷重は補正係数 α （＝軸方向せん断応力／部材垂直応力）が設定できれば簡易的に算出が可能で，現場計測結果から補正係数 α =0.2～0.3 程度となることが分かった．また，縦断方向荷重の作用位置は鉛直方向の作用位置が躯体高さの 3/4 倍の位置，水平方向の作用位置が躯体幅の 1/4 位置となることが分かった．

4 章では，プレキャストアーチカルバートにおいて想定される適用可能な対策工を抽出・選定するとともに，3 ヒンジアーチの実損傷事例を対象として，無対策時および対策時の解析を 3 次元 FEM を用いて実施し，対策効果の確認を行った．脚部ビーム補強，目地充填補強，シート補強について検討を行い，補強対策工法はシート補強を基本とすることとした．数値解析の結果から，部材同士のせん断ずれ挙動を抑制し，かつ，部材同士が離れるような挙動も抑制することが求められることから，シート補強は目地に対して斜め 45 度方向に貼り付けることが有効であることが分かった．また，脚部のみを補強した場合に比べ，脚部と頂部を補強した方が倒れ込み変形量，クラウンヒンジ部の発生応力度が抑制された．また，2 面せん断実験の結果から，シート補強を目地部に対して 45° 方向に貼り付けた場合でも剥離破壊エネルギー（G_f=0.5N/mm）によりシートの付着強度を算出できることが分かった．

5 章では，3 ヒンジアーチの補強対策工法の選定のため，1/5 モデルの模型を用いた静的載荷実験（要素実験）と 1/50 モデルの模型を用いた動的遠心力載荷模型実験を行い，それらの結果から，シート補強は脚部と頂部に斜め 45 度方向に貼り付け，また，頂部はクラウンヒンジ部を跨いで貼り付けることが効果的であることが分かった．動的遠心力載荷模型実験とその再現解析の結果から，縦断方向荷重は補正係数 α_{eq}=0.3 とすることで，安全側に検討を行うことが可能である．

6 章では，2 ヒンジアーチの補強対策工法の選定のため，縦断方向荷重による損傷を受けた部材の横断方向の正負交番載荷実験を実施した．その結果，側壁基部に配置されたせん断補強筋により，終局時の変形能に大きな差は見られなかった．また，耐震補強の優先度を検討するため，既設 2 ヒンジアーチのスクリーニング手法を検討した．土かぶり 15m 以上，かつ，縦断勾配 5%以上の 2 ヒンジアーチに着目し，アーチ部材に発生する曲げモーメント（M）と部材の持つ抵抗曲げモーメント（Mr）とを比較することで，スクリーニング

を行うことが可能である．また，補強工法の数値解析では，目地充填工法とシート補強の併用工法が有効であることが分かった．

7 章では，これまでに実施した実験結果や解析結果を踏まえ，3 ヒンジアーチと 2 ヒンジアーチに対する耐震補強設計法（案）を提案した．また，縦断方向荷重については，カルバートの最大土かぶりに対し，補正係数α_{eq}＝0.3 を乗じることで，簡易的に算出することが可能である．

本共同研究報告書は共同研究報告書（その 1）で解明された縦断方向荷重によるプレキャストアーチカルバートの損傷メカニズムから，2 ヒンジアーチ，3 ヒンジアーチ，それぞれに対して適切な補強対策工法および補強対策設計法について検討を行った．また，補強対策設計法については，設計者がより簡易に既設プレキャストアーチカルバートの補強対策が行えるよう，参考資料としてプレキャストアーチカルバート耐震補強対策マニュアル（案）を作成した．

6 章で検討したように，2 ヒンジアーチは常時であれば縦断勾配が大きいもので損傷が発生している傾向があるため、地震時についても縦断勾配に応じて縦断方向荷重が大きくなる可能性が推測される．よって，今後は縦断勾配に着目した検討を実施し、縦断勾配の違いを加味した縦断方向荷重の設定方法を検討する必要があると考える．また，本共同研究報告書で示したシート補強によって補強工事を行った場合でも，プレキャストアーチカルバートの目地からの漏水等により，繊維シート接着部が劣化する等の懸念があることから，国土交通省の省令・告示に則った，近接目視による定期点検の実施のみならず，日常点検を確実に実施する等の留意が必要である．

参考資料

プレキャストアーチカルバート
耐震補強対策マニュアル（案）

令和2年3月

目　次

1章 総則 1
1-1　適用範囲 1
1-2　プレキャストアーチカルバートの種類 2
1-3　プレキャストアーチカルバートの被害 5
2章 補強対策の基本事項 11
2-1　補強対策の基本 11
2-2　補強対策設計の流れ 12
2-3　補強対策設計の基本的な考え方 13
3章 補強対策工の設計 16
3-1　補強対策工の設計方針 16
3-2　補強対策工の種類と選定 17
3-3　想定する作用と設計荷重 26
3-4　使用材料及び設計引張力 28
3-5　照査の基本的な考え方 30
3-6　設計・照査方法 32
3-7　構造細目 46
4章 補強対策工の施工 48
4-1　施工一般 48
4-2　施工計画 48
4-3　材料の取り扱い 49
4-4　下地処理工 50
4-5　繊維補強シート接着工 50
4-6　仕上げ工 51
4-7　検査 52
5章 維持管理 55
5-1　一般 55
5-2　点検・調査 55
5-3　補修 55

1章 総則

1-1 適用範囲

本マニュアルは，盛土内に設置されたプレキャストアーチカルバートの，地震時のカルバート縦断方向の変形に伴う変状に対する補強対策に適用する。

(1) マニュアルの適用

本マニュアルは，盛土内に設置された既設のプレキャストアーチカルバートの，地震時のカルバート縦断方向の変形に伴う変状に対する補強工法及びその設計法などについて示したものである。

ここでいう，カルバート縦断方向の変形に伴う変状とは，盛土内に設置されたプレキャストアーチカルバートが，その縦断方向（長手方向）に倒れ込むような変形をすることが原因となった変状のことであり，東日本大震災などで多く報告されたものである。

なお，プレキャストアーチカルバートには，以下に示すような種類があるが，適用事例が多い3ヒンジ構造の①『3ヒンジアーチ』，2ヒンジ構造の②『2ヒンジアーチ』を，主に想定している。これらのプレキャストアーチカルバートについては，その構造特性，補強方法の原理等を十分考慮した上で適用すること。

[主なプレキャストアーチカルバートの種類]

①『3ヒンジアーチ』（3ヒンジ構造）

②『2ヒンジアーチ』（2ヒンジ構造）

1-2 プレキャストアーチカルバートの種類

プレキャストアーチカルバートは，分割された円弧上のプレキャストコンクリート製品を現場で組立て，アーチカルバートを構築する工法であり，接合部などに構造的な違いがある様々な種類のものが存在する。プレキャストアーチカルバートの主なものについて，その概要を以降に示す。

(1) 『3ヒンジアーチ』（3ヒンジ構造）

カルバート横断方向で2分割された円弧状のプレキャストコンクリート製品を現場で組立て，アーチカルバートを構築する工法。製品の接合部をヒンジ構造（3ヒンジ構造）とすることで，施工時の曲げモーメントを低減した工法。

『3ヒンジアーチ』工法では，アーチ部材の接合は剛接合ではなくヒンジ構造であり，頂部（クラウンヒンジ部），脚部（脚部ヒンジ部）に3箇所のヒンジ構造を有するのが大きな構造上の特徴である。また，『3ヒンジアーチ』工法の構造部材は，アーチを形成する円弧状プレキャスト部材である「アーチ部材」と，現場打ちコンクリートで施工される「基礎部」の2種類となっている。

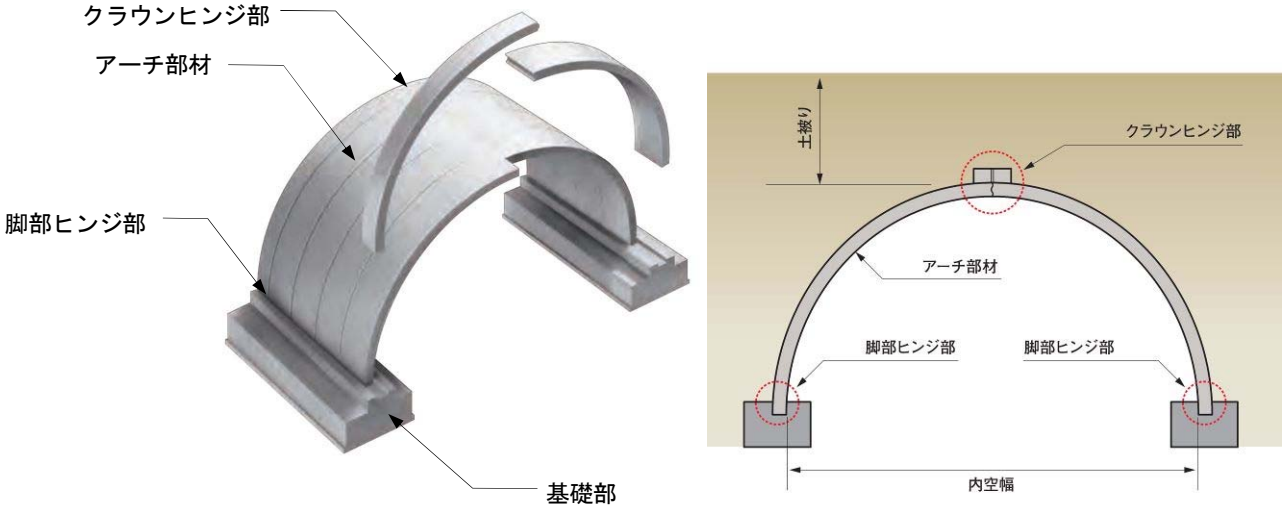
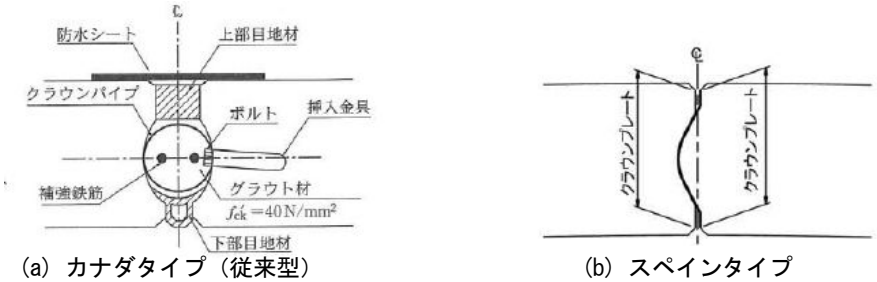


図-1.1 『3ヒンジアーチ』（3ヒンジ構造）工法 ［参考文献1より転載］

クラウンヒンジ部の構造は，元々，縦断方向に鉄筋で補強したモルタル円柱に，アーチ部材を突き合わせた形状を有するもの（カナダタイプ）が採用されてきていたが，ヒンジ部を現場打グラウトで形成するため，施工上における品質のバラツキ等が部材の変状につながる場合があった。このため，アーチ部材を直に接触させてヒンジを形成する方法（スペインタイプ）が採用されるようになってきている。



(a) カナダタイプ（従来型）　　(b) スペインタイプ

図-1.2 クラウンヒンジ構造のタイプ

『3ヒンジアーチ』工法の「基礎部」には，帯状基礎，重力式基礎，逆T式基礎，インバート基礎，くい基礎など，様々なタイプの基礎が用いられるが，いずれのタイプも，クラウンヒンジ部，脚部ヒンジ部に3ヒンジを有する構造となる。

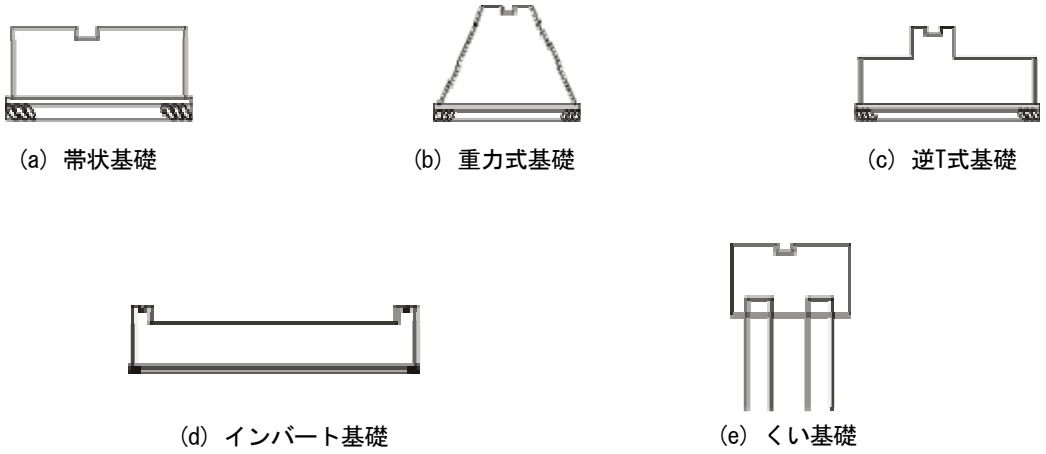


図-1.3　『3ヒンジアーチ』工法の「基礎部」のタイプ

また，クラウンヒンジ部等に不具合が生じたことを受け，頂冠部に頂部ビームを設け，脚部には，3ヒンジアーチのスパン，ライズ，土被りや縦断勾配などに応じて脚部ビームを設けるようになってきている。

頂部ビームは，施工時における個々のアーチ部材の安定を目的としたものである。脚部ビームは，縦長で内側に大きく湾曲したアーチ部材が，周辺の盛土や3ヒンジアーチそのものの縦断勾配の影響による転倒を抑制するものである。このため，3ヒンジアーチの断面形状や縦断勾配，上載盛土の大きさやその形状に応じて脚部ビームを設けることとなってきている。

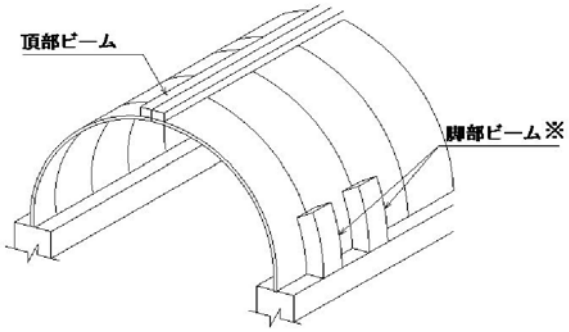


図-1.4　『3ヒンジアーチ』工法の頂部ビーム及び脚部ビーム［参考文献2より転載］

(2) 『2ヒンジアーチ』（2ヒンジ構造）

カルバート横断方向で3分割された円弧状のプレキャストコンクリート製品を現場で組立て，アーチカルバートを構築する工法。製品の継手部をヒンジ構造（2ヒンジ構造）とすることで，構造的な合理性を持つ構造とした工法。

『2ヒンジアーチ』工法では，頂板部材と側壁部材の接合は剛接合ではなくヒンジ構造であり，アーチ左右肩部に2箇所のヒンジ構造を有するのが大きな構造上の特徴である。

『2ヒンジアーチ』工法の構造部材は，上部の円弧状プレキャスト部材である「ボールト」と，プレキャスト側壁部材である左右一対の「サイドウォール」，および現場打ちコンクリートで施工される底版の「インバート」の3種類となっている。

『2ヒンジアーチ』工法の構造タイプは，これら，「ボールト」，「サイドウォール」，「インバート」の構造部材の組み合わせにより，2つのタイプに分けられる。１つのタイプは，「フーチングタイプ」といい，ボールトと，左右一対のサイドウォールで構成される。もう１つのタイプは，「インバートタイプ」といい，ボールトと，左右一対のサイドウォールに加えて，底板であるインバートより構成される。いずれのタイプも，アーチ左右肩部に２ヒンジを有する構造となる。

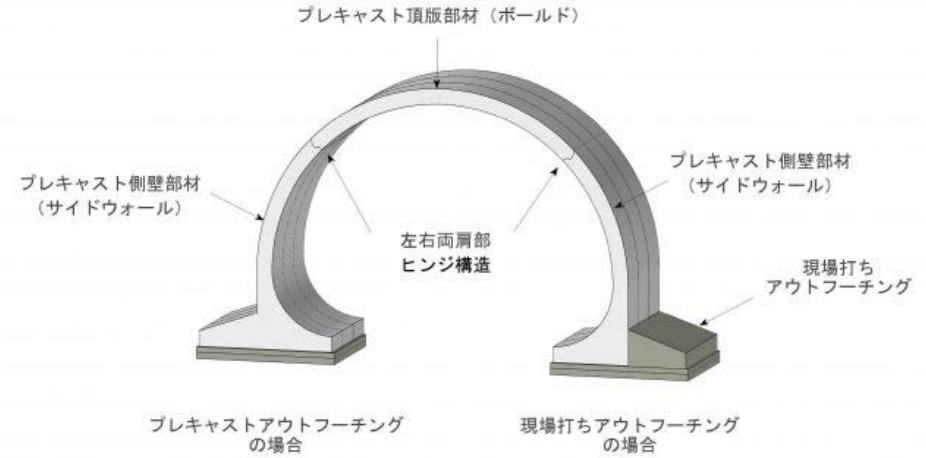


図-1.5　『2ヒンジアーチ』（2ヒンジ構造）工法／フーチングタイプ［参考文献3より転載］

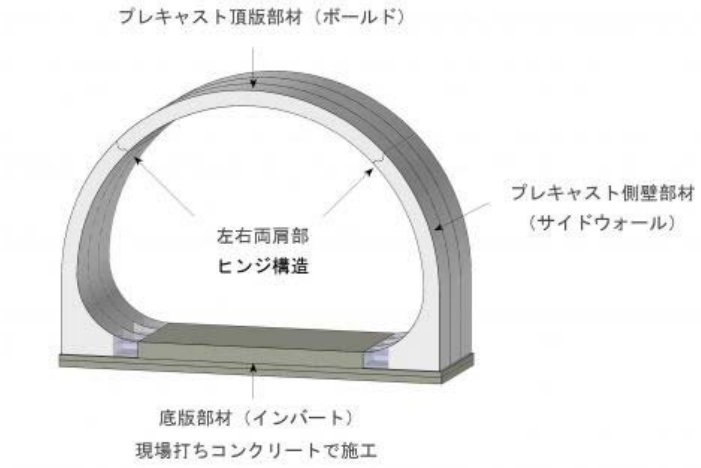


図-1.6　『2ヒンジアーチ』（2ヒンジ構造）工法／インバートタイプ［参考文献3より転載］

1-3 プレキャストアーチカルバートの被害

1-3-1 3ヒンジアーチの主要な被害と原因

『3ヒンジアーチ』工法では，主に，クラウンヒンジ部の角欠け損傷，アーチ部材の曲げクラック等の被害が生じている事例が多くみられ，いずれの被害も，カルバート縦断方向への部材の倒れ込み変形により引き起こされたものであると考えられている。

(1) クラウンヒンジ部の角欠け損傷

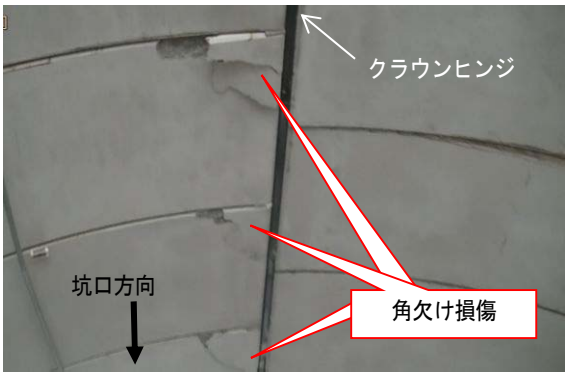
『3ヒンジアーチ』では，クラウンヒンジ部のアーチ部材の角が欠けるような損傷が生じることがあり，同工法では，地震後等において，多数の事例で報告されている。このアーチ部材の角欠け損傷は，アーチカルバートの坑口から反対側の角が欠けているものが多く見られていることが特徴である。



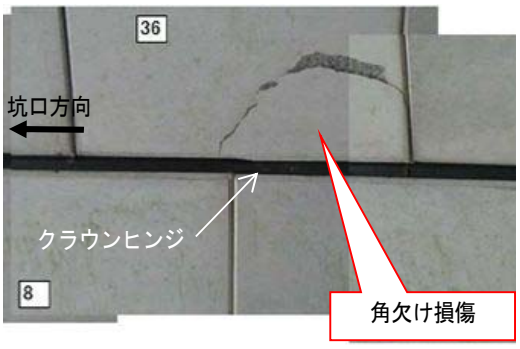
(a) 変状した『3ヒンジアーチ』



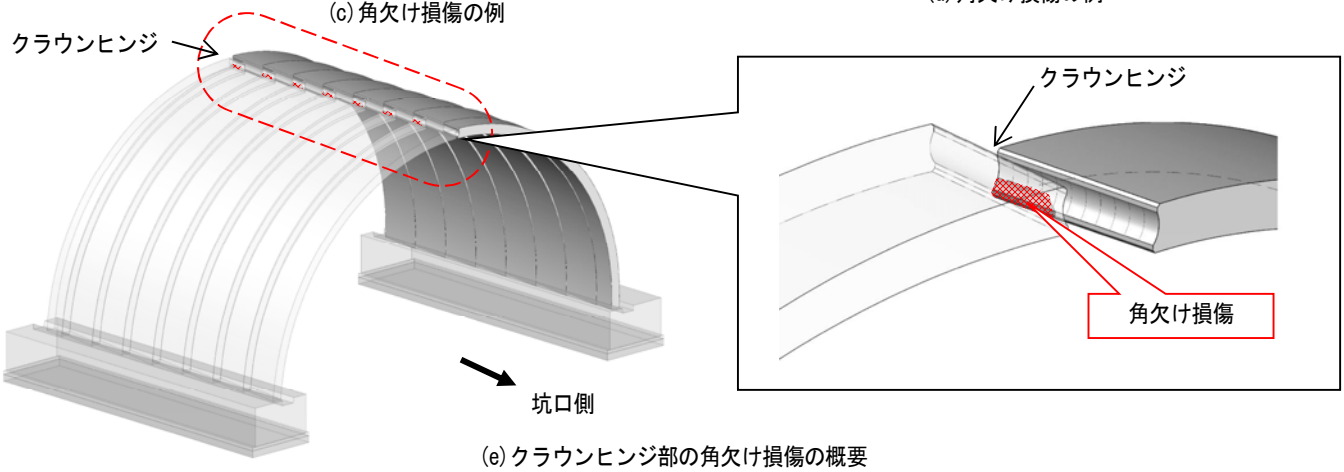
(b) 変状した『3ヒンジアーチ』の坑口部



(c) 角欠け損傷の例



(d) 角欠け損傷の例



(e) クラウンヒンジ部の角欠け損傷の概要

図-1.7 『3ヒンジアーチ』工法の主要な被害(1)：クラウンヒンジ部の角欠け損傷

クラウンヒンジ部の角欠け損傷が生じている箇所では，坑口に向かってアーチカルバートが倒れる変形を生じているものが多く見られ，この倒れが生じた場合，単純な倒れ込みの変形と脚部を中心とした回転変形との両方が生じることとなる。このとき，部材が千鳥配置で組み合わさっていること，倒れ込み変形と回転変形とが生じることにより，アーチ部材の角が衝突しながらずれを生じようとするため，角欠けが生じるものと考えられる。

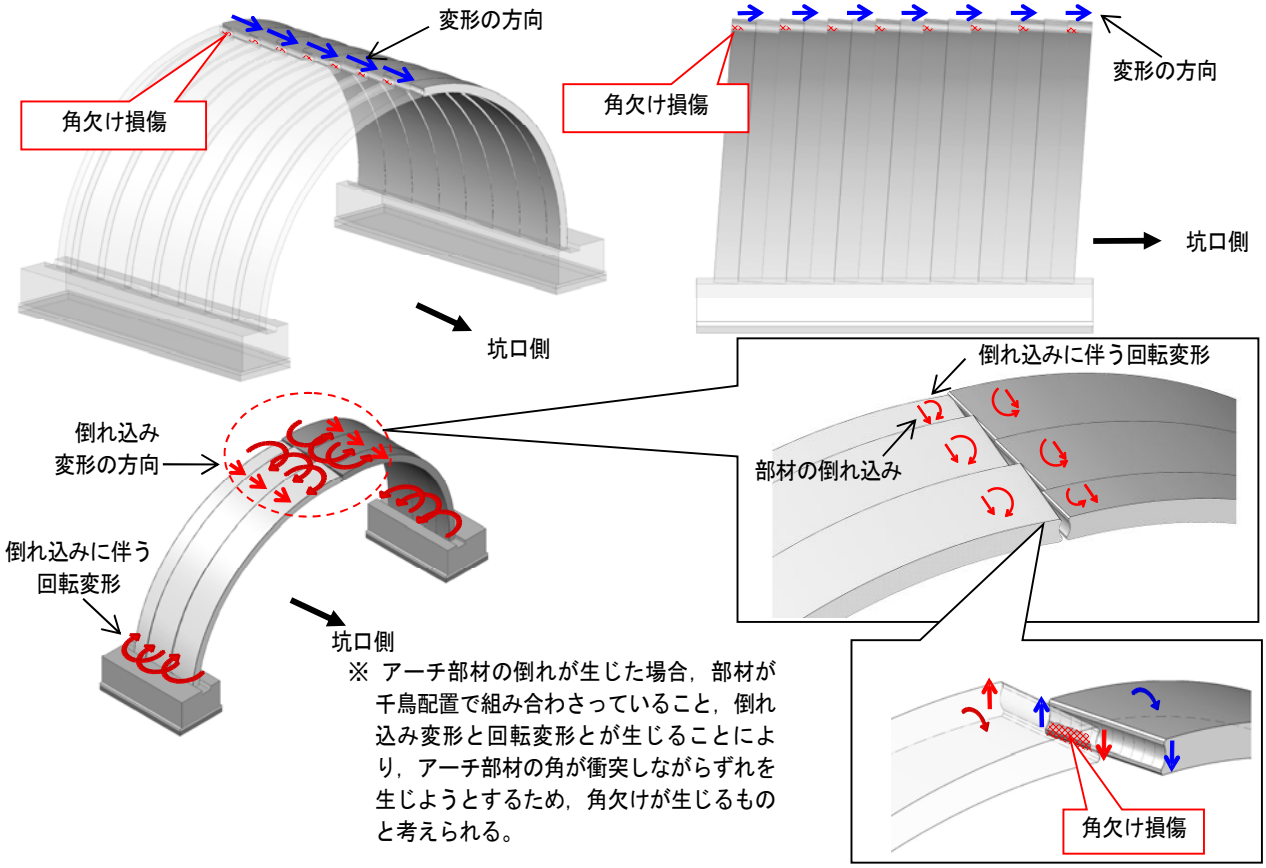


図-1.8　クラウンヒンジ部の角欠け損傷の発生原因

アーチ部材の倒れ込み変形に伴うクラウンヒンジ部の角欠け損傷については，3次元FEM解析を用いた検証解析でも，その発生の可能性が確認されている。

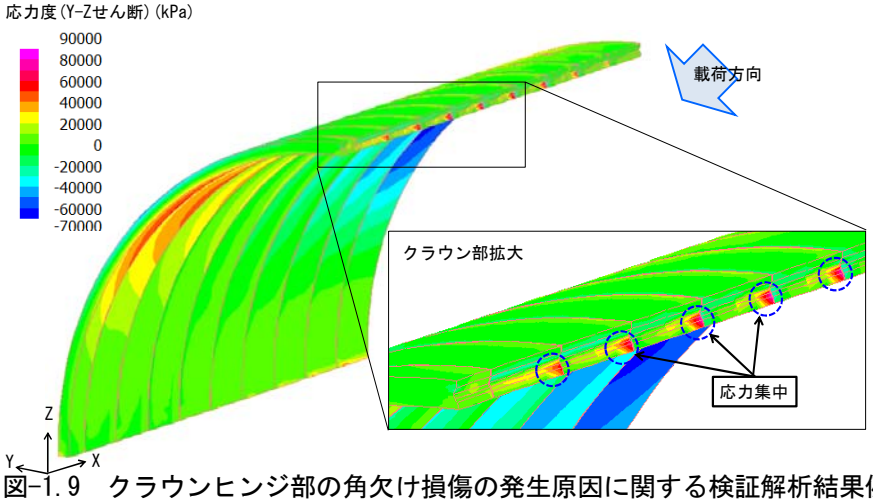


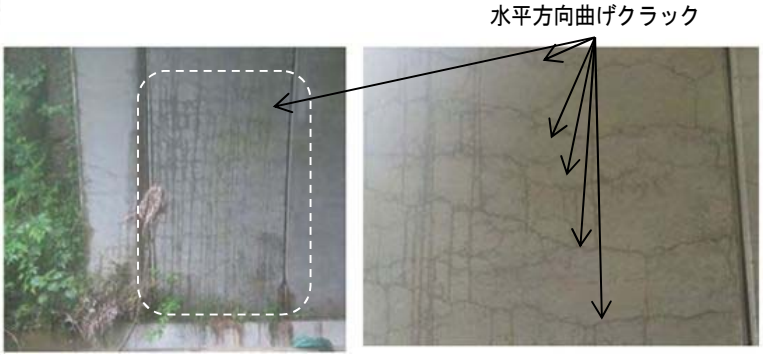
図-1.9　クラウンヒンジ部の角欠け損傷の発生原因に関する検証解析結果例

(2) アーチ部材の曲げクラック損傷

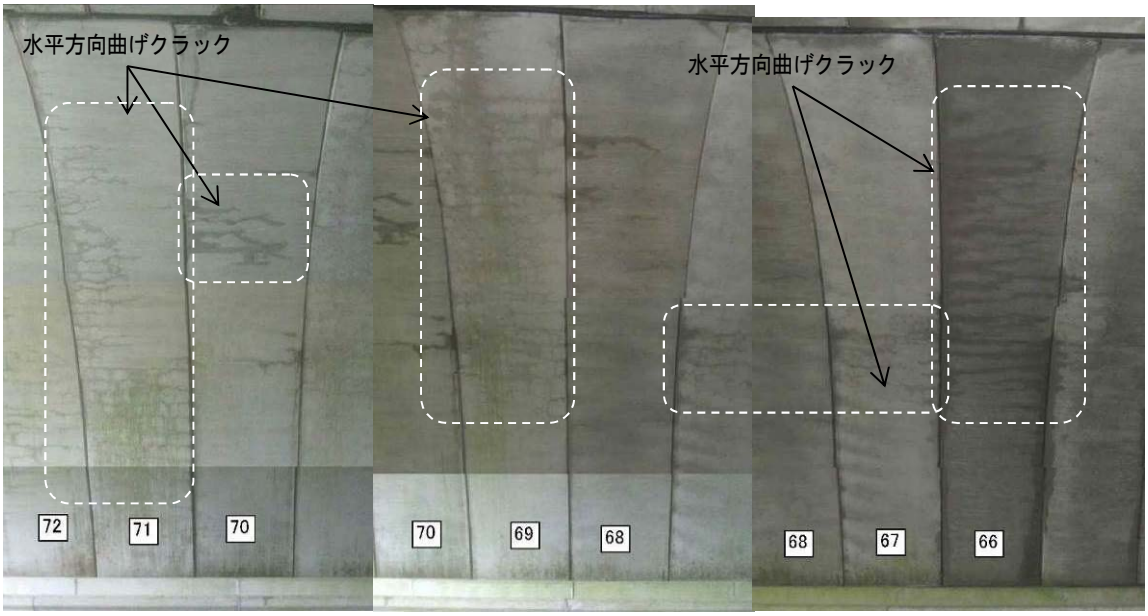
『3ヒンジアーチ』では，アーチ部材内側に，水平方向クラックが生じることがあり，同工法では，地震後等において，多数の事例で報告されている。このクラック損傷は，アーチ部材の内側に生じる水平方向クラックであることから，アーチカルバート断面方向の曲げ引張に伴うクラックと考えられる。



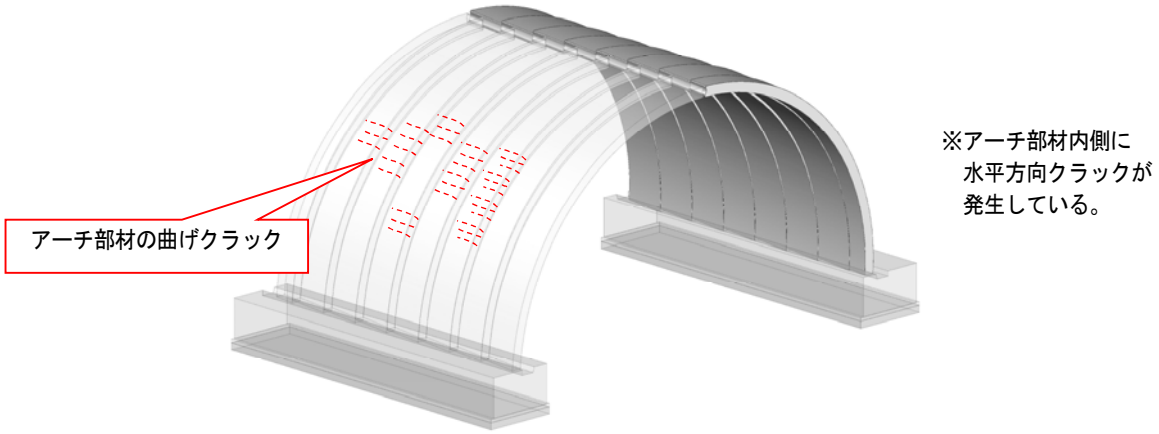
(a) 変状した『3ヒンジアーチ』



(b) アーチ部材の曲げクラックの例



(c) アーチ部材の曲げクラックの例



(d) アーチ部材の曲げクラックの概要

図-1.10　『3ヒンジアーチ』工法の主要な被害(2)：アーチ部材の曲げクラック損傷

アーチ部材の曲げクラック損傷が生じている箇所は，クラウンヒンジ部の角欠け損傷も生じており，角欠け損傷と同じく，坑口に向かってアーチカルバートが倒れる変形を生じているものが多く見られる。この倒れが生じた場合，単純な倒れ込みの変形と脚部を中心とした回転変形との両方が生じることとなり，特に，回転変形が生じることにより，アーチ部材が土圧を受けることにより発生している軸力の分布が変化し，軸力が減少する箇所が生じる箇所では，部材の曲げ引張が生じやすくなり，引張クラックが発生したものと考えられる。

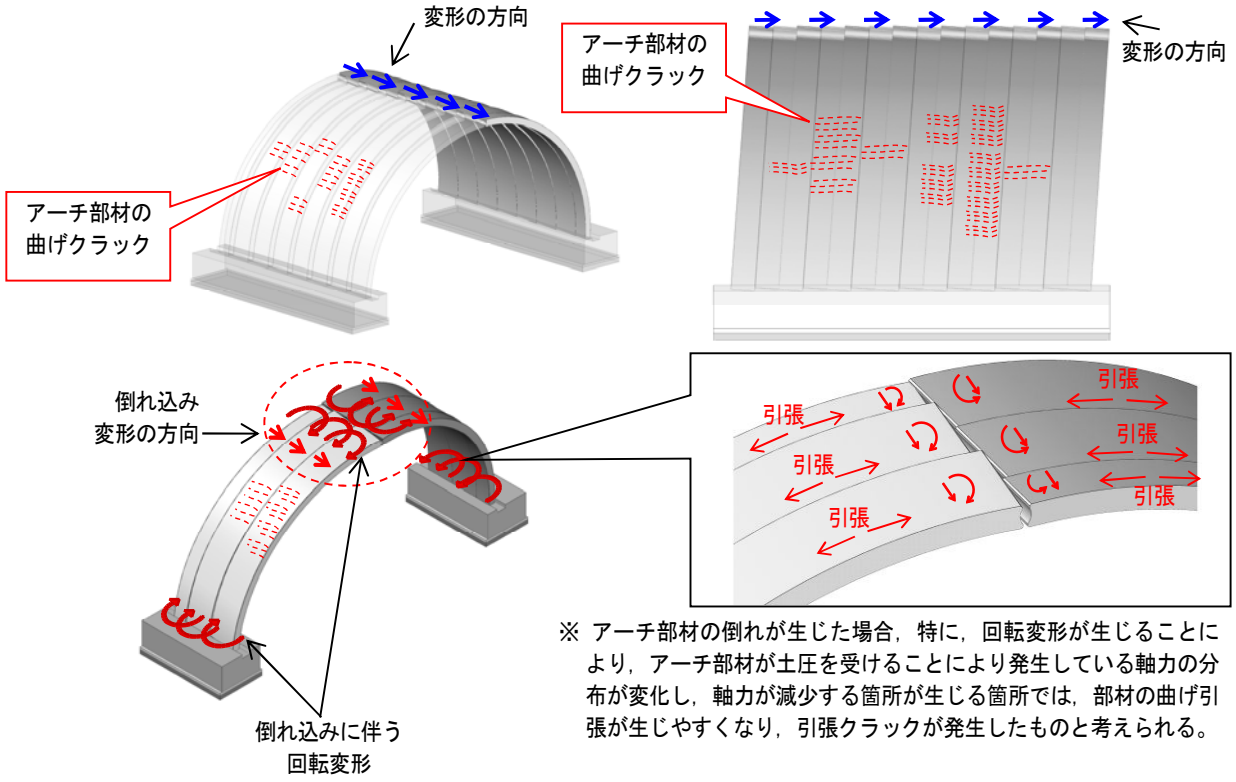


図-1.11　アーチ部材の曲げクラック損傷の発生原因

アーチ部材の倒れ込み変形に伴う，横断面内曲げクラック損傷の発生に関して，3次元FEM解析を用いた検証解析でも，その発生の可能性が確認されている。

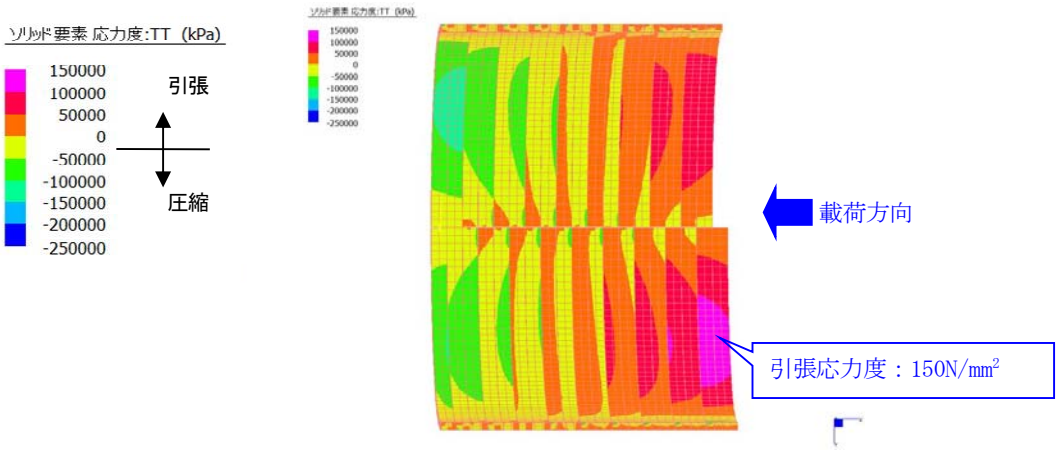


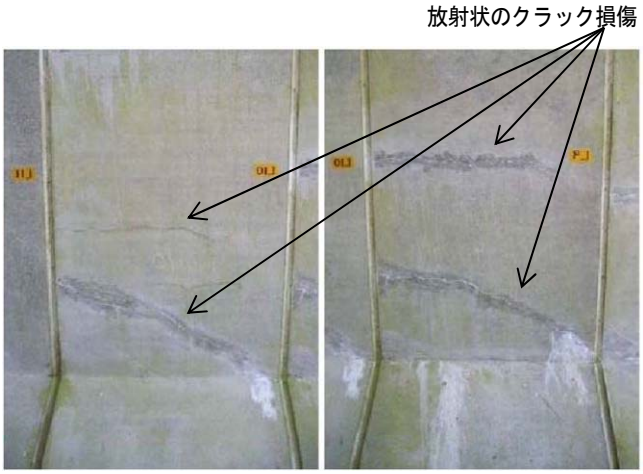
図-1.12　アーチ部材の曲げクラック損傷の発生原因に関する検証解析結果例

1-3-2　2ヒンジアーチの主な被害と原因

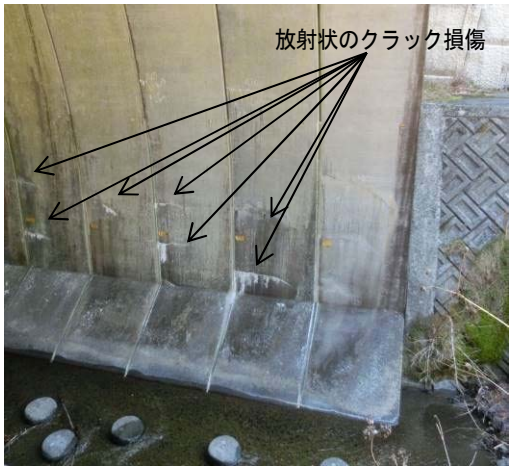
『2ヒンジアーチ』のサイドウォール基部に斜めクラックが発生することがあり，同工法では，多くの事例が報告されている。このクラック損傷は，地震後等に多く報告されており，『2ヒンジアーチ』の坑口から部材の反対側に放射状に発生していることが特徴である。



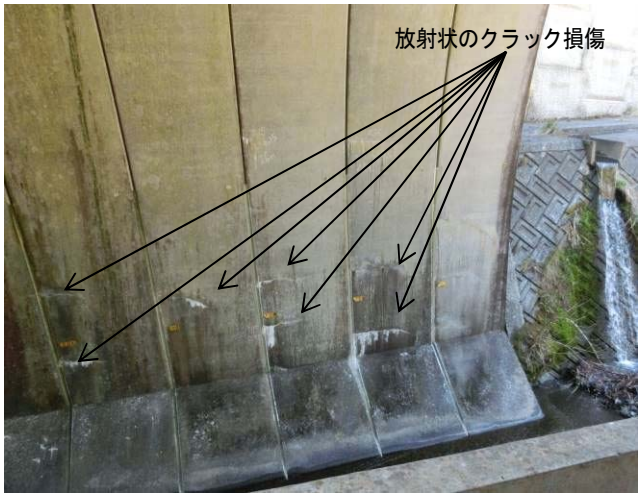
(a)変状した『2ヒンジアーチ』



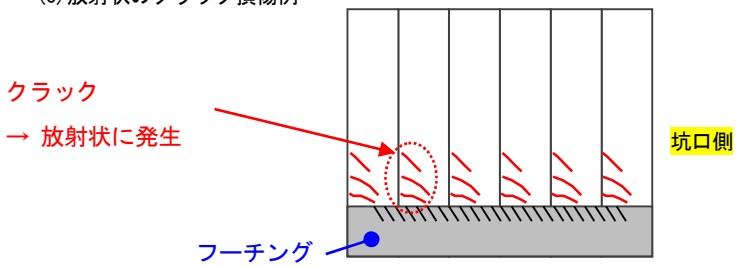
(b)放射状のクラック損傷例



(c)放射状のクラック損傷例



(d)放射状のクラック損傷例



(e)サイドウォール基部の放射状クラック損傷の概要

図-1.13　『2ヒンジアーチ』工法の主要な被害：サイドウォール基部の放射状斜めクラック損傷

『2ヒンジアーチ』のサイドウォールの斜めクラック損傷が生じている事例では，坑口に向かってアーチカルバートが倒れる変形を生じているものが多く見られる。この倒れが生じた場合，サイドウォール基部には，縦断方向に倒れようとする方向の曲げモーメントが作用することとなるが，その曲げモーメントに対して有効な方向には，引張鉄筋が配置されておらず，これによりクラックが発生したものと考えられる。

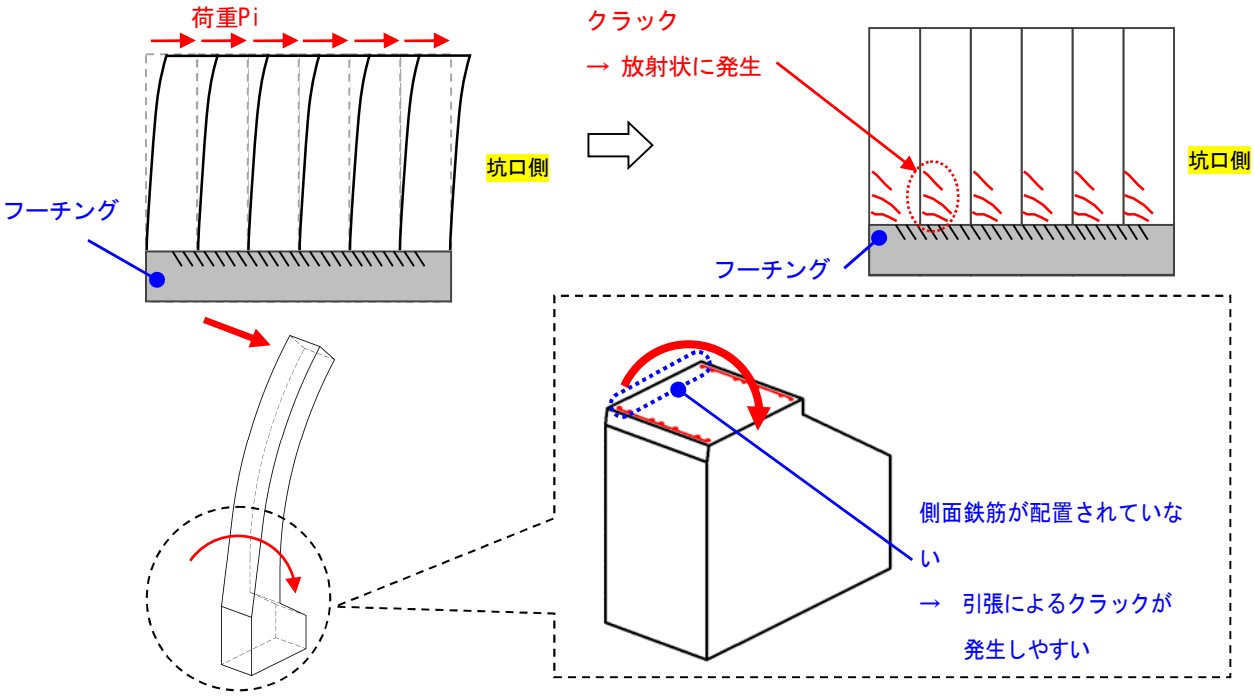
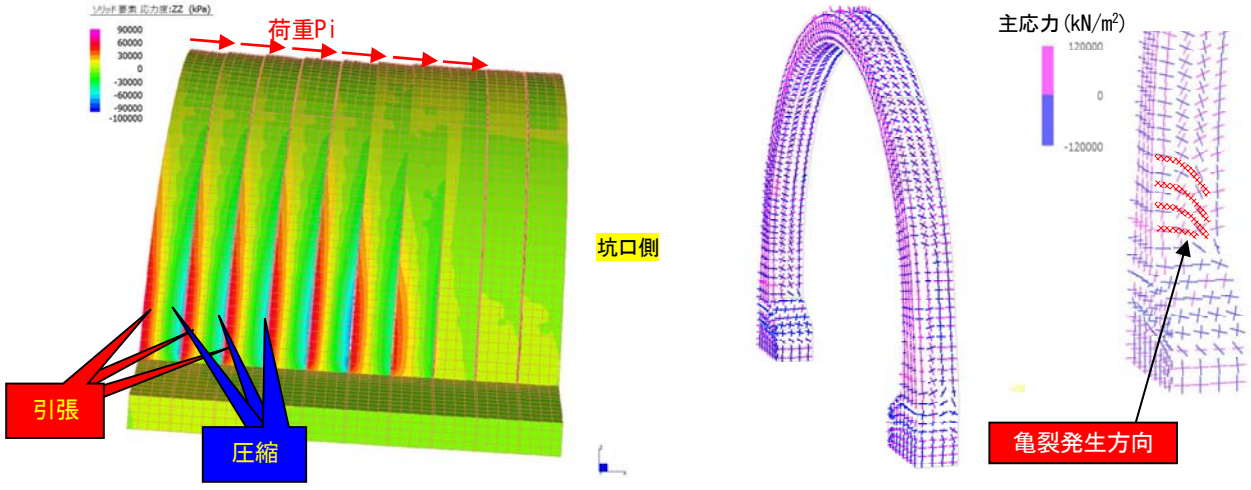


図-1.14　サイドウォール部材の縦断方向曲げクラック損傷の発生原因

サイドウォール部材の倒れ込み変形に伴う斜め扇状クラック損傷の発生に関して，3次元FEM解析を用いた検証解析でも，その発生の可能性が確認されている。



(a) 鉛直方向応力コンター　　(b) 主応力矢線図

図-1.15　サイドウォール部材の縦断方向曲げクラック損傷の発生原因に関する検証解析結果例

2章 補強対策の基本事項

2-1 補強対策の基本

プレキャストアーチカルバートの耐震補強にあたっては，使用目的との適合性及び構造物の安全性について，想定する作用に対して要求性能を満足するように行う。

プレキャストアーチカルバートは，土工構造物の一部として構築され，盛土と一体なって上部道路並びにカルバート内道路の安全かつ円滑な交通を確保することや，構造物自体の安全性が求められる。設計では想定する作用に対して要求性能を設定し，要求性能が満足するかを照査して必要に応じて対策を講じることとなる。

プレキャストアーチカルバートは，これまでの地震被害ではカルバート縦断方向（軸方向）への変形により，大きな損傷が生じている。このような損傷が生じないように既設のカルバートには縦断方向の検討が必要となり，その補強対策にあたっては，地震時のカルバート縦断方向の作用に対して，地震時の要求性能が満足するかを照査し，必要に応じて対策工を講じる。

2-2 補強対策設計の流れ

補強対策設計は，資料を収集整理し，設計条件の設定を行った上で，対策実施の必要性を判断し実施する。設計した結果は，設計資料の記録として取りまとめ保存する。

補強対策設計は，**図-2.1** に示す手順の通り，資料を収集整理し，設計条件の設定を行った上で，対策実施の必要性を判断し実施する。また，設計した結果は，設計資料の記録として取りまとめ保存する。

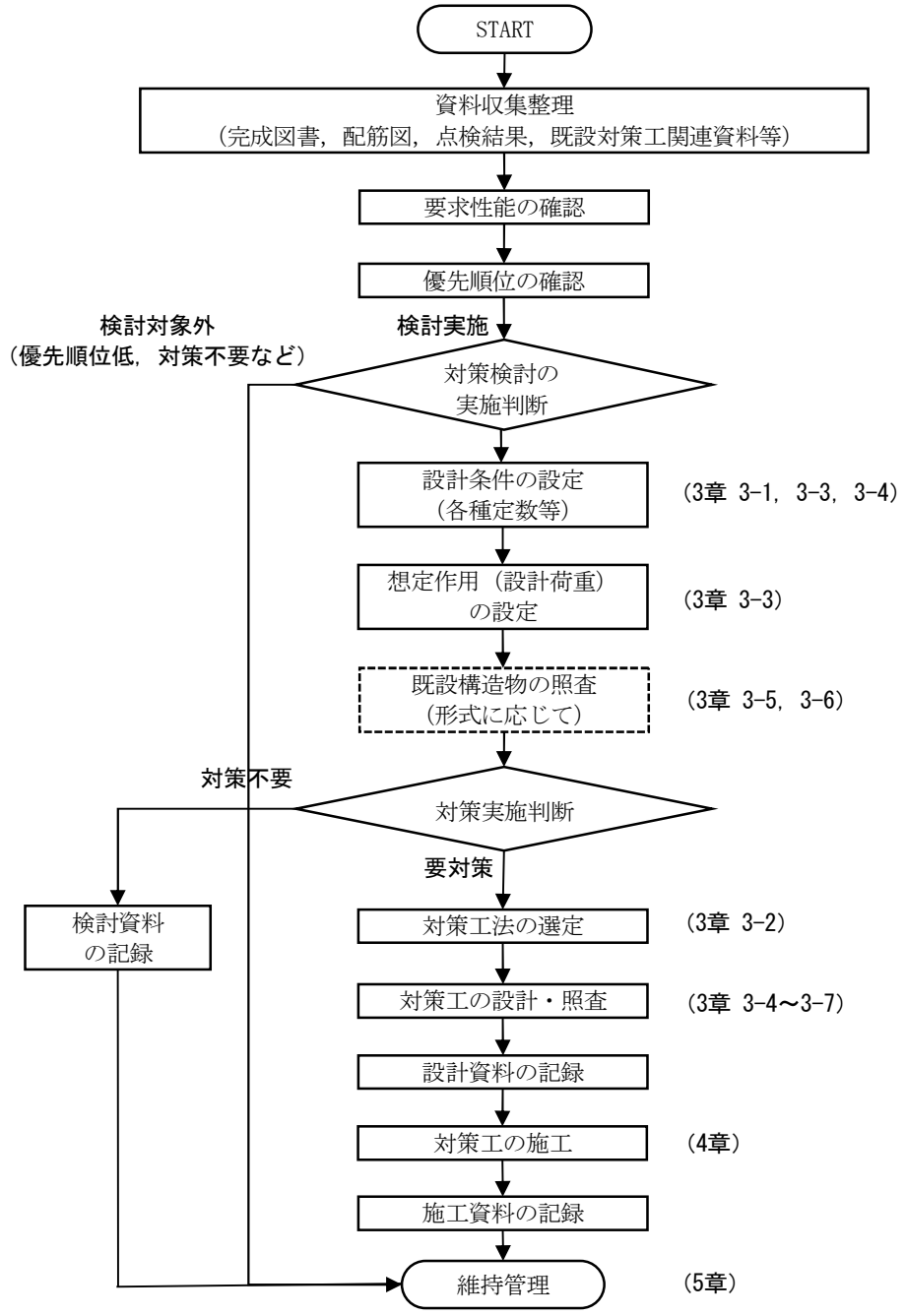


図-2.1　補強対策設計の流れ

2-3 補強対策設計の基本的な考え方

(1) プレキャストアーチカルバートの耐震補強対策は，カルバート縦断方向への変形を抑制する対策を施すことを基本とする。
(2) プレキャストアーチカルバートの種類により想定される変形モードが異なるため，その構造特性から想定される変形モードに対応した設計法を用いるものとする。
(3) 耐震補強対策は，カルバート脚部や頂部を補強する繊維補強シートやコンクリート脚部連結工を用い，変形を抑制する方法とする。

(1) プレキャストアーチカルバートの被害（損傷）は，カルバート縦断方向への変形（倒れ込み変形，回転変形）の影響によるものであることから，カルバート縦断方向への変状を抑制する対策を施すことを基本とする。
(2) これまでの損傷事例を確認すると，『3ヒンジアーチ』と『2ヒンジアーチ』では，損傷の生じ方に違いがみられ，これは，それぞれの構造特性に起因したカルバート縦断方向への変形モードの違いに原因があると考えられる。具体的には，『3ヒンジアーチ』は，アーチ部材の基部がヒンジ結合，つまり，部材が固定されていない状態となっており，縦断方向に荷重が作用すると，部材自体が転倒や回転を引き起こすモードで変形する。

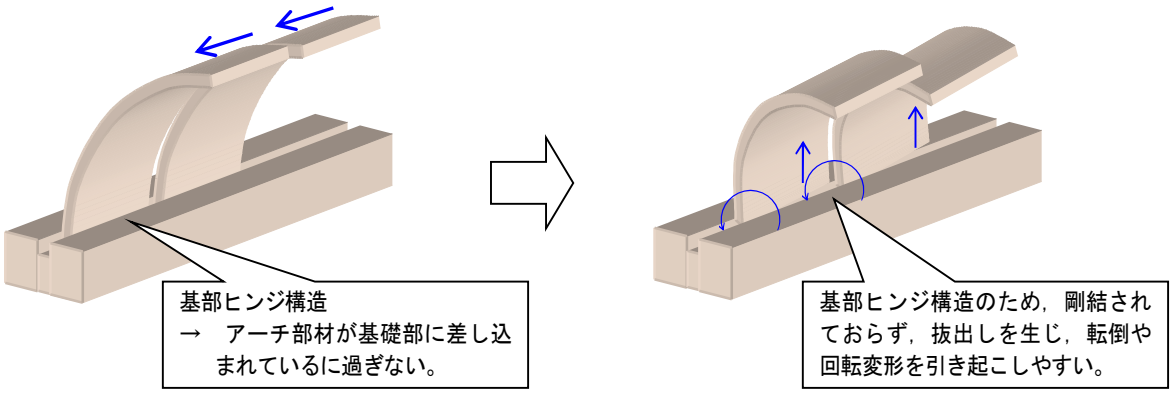


図-2.2 『3ヒンジアーチ』に想定される変状モードの特徴

一方，『2ヒンジアーチ』は，サイドウォール部材の基部がフーチングまたはインバートにより結合されているため，部材自体の転倒は生じず，部材基部の曲げ変形が生じることとなる。このように，『3ヒンジアーチ』と『2ヒンジアーチ』では，想定される変状モードが異なるため，それぞれのモードに応じた対策設計を実施する必要がある。

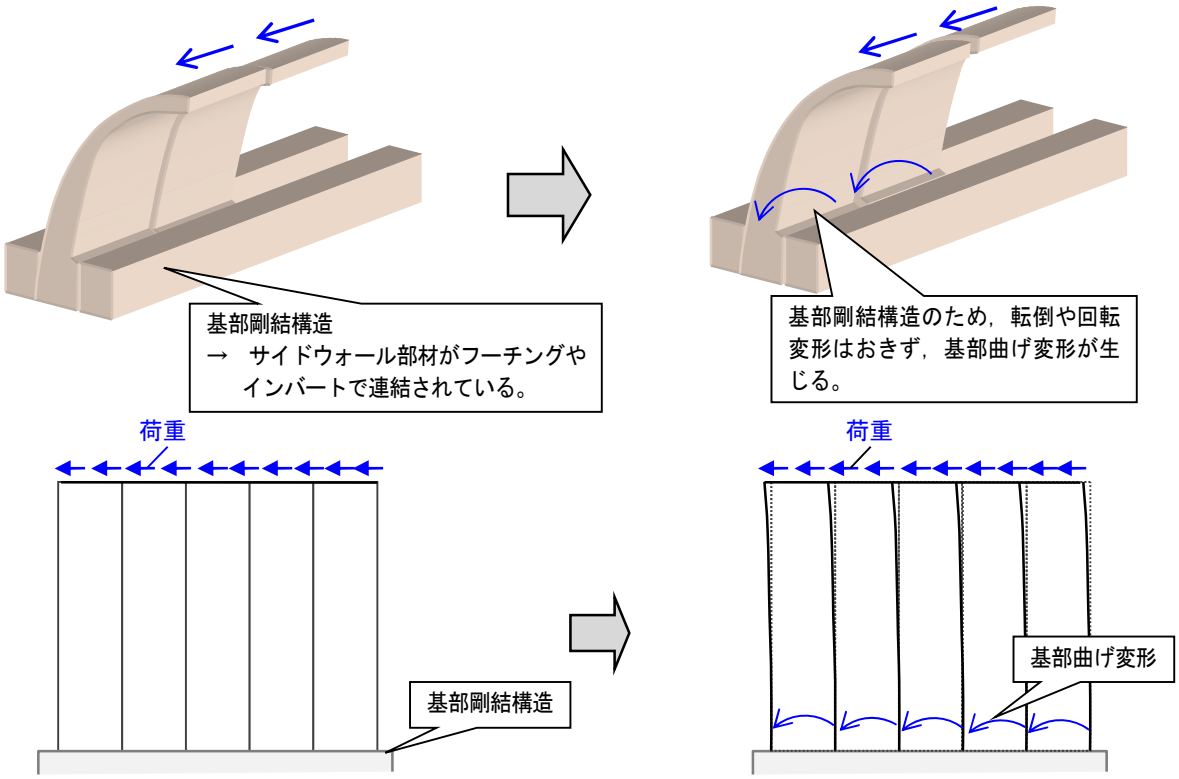


図-2.3　『2ヒンジアーチ』に想定される変状モードの特徴

(3) 具体的な補強対策方法，設計方法は，**3章** に示すが，基本的には，繊維補強シートを用いた方法により，カルバート縦断方向への変形を抑制する方法とする。このとき，既設部材は，クラック等の変状を生じている場合が多いことから，盛土から作用する荷重による倒れ込もうとする力やズレようとする力に対しては，既設部材と協働して対策するのではなく，安全側に，繊維補強シートがその力を分担することで対策することを基本とする。

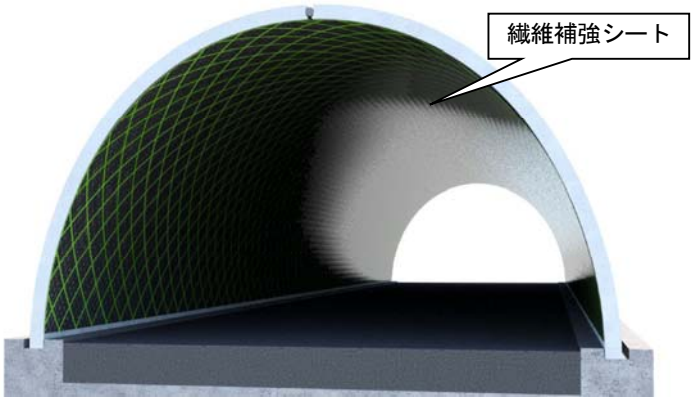


図-2.4　繊維補強シートを用いた補強対策の例

なお，鉄筋コンクリートによる『脚部連結工』による補強も考えられる。脚部連結工は鉄筋コンクリート構造で，対策後もメンテナンス性に優れ，対策コストも優位である。しかしながら，既設プレキャスト部材とあと施工アンカー等により定着させる必要があり，比較的部材の薄い3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）の場合，アンカー本数（参考箇所数）が多くなり過ぎてしまうこと，必要アンカー長が長くなり過ぎ，定着長を確保できない可能性が高いことが判明したため，基本的には，主たる対策案からは外している。

ただし，2ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）の場合，比較的部材が厚いため，アンカーの定着を確保でき，現実的なアンカー本数で定着を確保できる可能性もあること，3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）の場合でも，土被りが小さく作用荷重が小さい場合には，アンカー本数も少なく，アンカー長も短くなる場合も想定されることから，鉄筋コンクリートによる『脚部連結工』を用いてもよい。

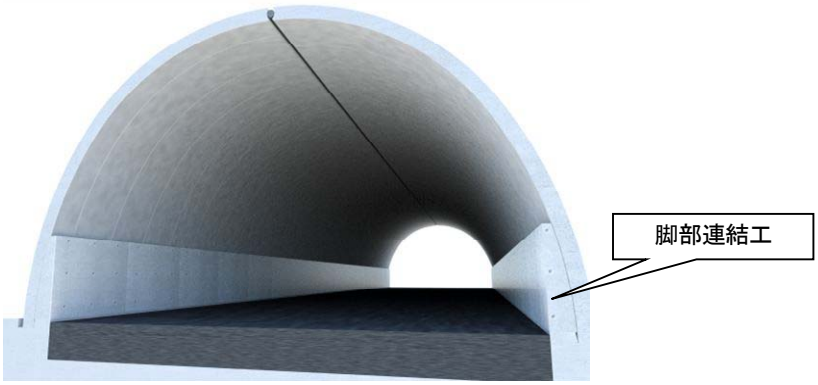


図-2.5　『脚部連結工』を用いた補強対策の例

3章 補強対策工の設計

3-1 補強対策工の設計方針

(1) プレキャストアーチカルバートの被害（損傷）は，カルバート縦断方向への変形（倒れ込み変形，回転変形）の影響によるものである。このため，カルバート縦断方向への変状を抑制する対策を施すことを基本とする。

(2) 縦断方向への変形を抑制するためには，カルバート各部材が連結された塊として挙動することが重要であり，その連結が行える対策工を適用し，これに対する設計を行う。

(1) 耐震補強設計の基本方針

本章は，プレキャストアーチカルバートの耐震補強設計に適用する。プレキャストアーチカルバートの被害（損傷）は，カルバート縦断方向への変形（倒れ込み変形，回転変形）の影響によるものであることから，カルバート縦断方向への変状を抑制する対策を施すことを基本とする。

(2) 耐震補強設計の設計方法

プレキャストアーチカルバートの耐震補強は，カルバート各部材が縦断方向に変形しづらくなり，連結された塊として挙動するような対策を施すことを基本とする。このため，カルバート縦断方向に確実に連結できるよう，対策を設計する。

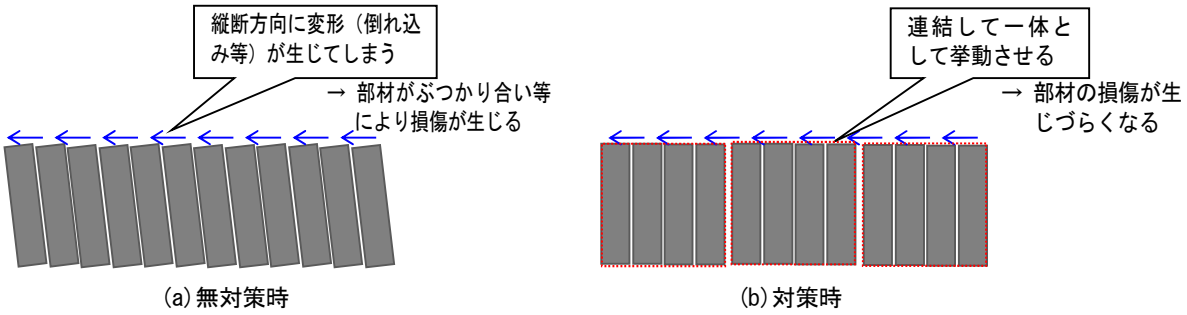


図-3.1　耐震補強対策の基本

連結する規模は，カルバート高さに対して，1.0倍程度を基本とし，その連結延長に応じた作用荷重を想定するものとする。なお，既存のカルバート縦断方向の連結部材（PC鋼棒等）は，試算によれば，カルバート縦断方向の変形抑制に対し，あまり効果が見込めないことから，安全側にその効果は期待しないものとし，対策工を設計することを基本とする。

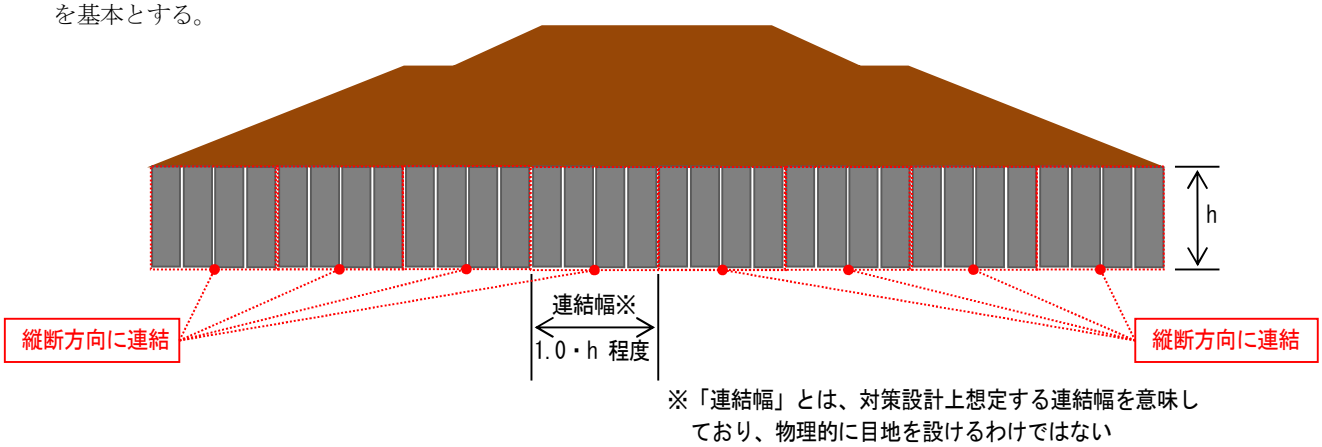


図-3.2　耐震補強設計における設計区間区分の概要

3-2 補強対策工の種類と選定

(1) プレキャストアーチカルバートの耐震補強対策工としては，繊維補強シートによる補強を想定する。
(2) 繊維補強シートによる対策は，変形抑制を行うことを目的とし実施する。
(3) 繊維補強シートによる対策において，アーチ部材基部が地中部にある場合は，脚部保護コンクリート工の設置を基本とし，繊維補強シートの設計にあたっては，この荷重分担効果を見込んでもよい。

(1) 耐震補強対策工の種類と選定

耐震補強対策工としては，①繊維補強シートによる補強，②鉄筋コンクリートによる『脚部連結工』による補強，が想定される。しかしながら，②鉄筋コンクリートによる『脚部連結工』による補強の場合，既設プレキャスト部材とあと施工アンカー等により定着させる必要があるが，このアンカー本数が多くなり過ぎ，削孔箇所数が増え過ぎること，また，必要アンカー長が長くなり過ぎ，定着長を確保できない可能性が高いことから，主たる対策案からは外すことを基本としている。

このため，耐震補強対策工としては，繊維補強シートによる補強が対策工として想定され，本マニュアルにおいては，炭素繊維シートを用いることを基本とする。

なお，既にプレキャストアーチカルバート部材間の目地等から漏水がみられる場合は，繊維補強シートや脚部連結工の補強対策を実施する前に，目地間を止水シール材による漏水防止や，水が補強シート内やコンクリート背面に滞水しないように下端に導水孔を設置すること等の対策を講じるものとする。

(2) 繊維補強シートによる対策の基本

繊維補強シートによる対策は，変形抑制を行うことを目的とし，実施することとし，部材間のズレや倒れ込み，回転などを抑制できる箇所にシートを貼り付けることを基本とする。

以上のような効果を考慮する場合，繊維補強シートに期待できる効果と貼付け範囲は，**図-3.3** ，図-3.4に示すような範囲を基本とし，プレキャストアーチカルバートの構造特性・変形特性を考慮した上で、貼付け範囲を設定する必要がある。なお、3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）については、これまで行われた実験において、内空全周にわたりシートを貼り付ける形での補強が最も効果的であることが確認されていることから，繊維補強シートは内空全周にわたり貼り付けることを基本とする。また，2ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）については，シート補強だけでなく，目地充填工も併用することが効果的であることが確認されている。

また，実際に補強工事を行う際には，地震時の正負交番作用を考慮し，90度回転させた方向にも同様のシートを設置する必要がある。

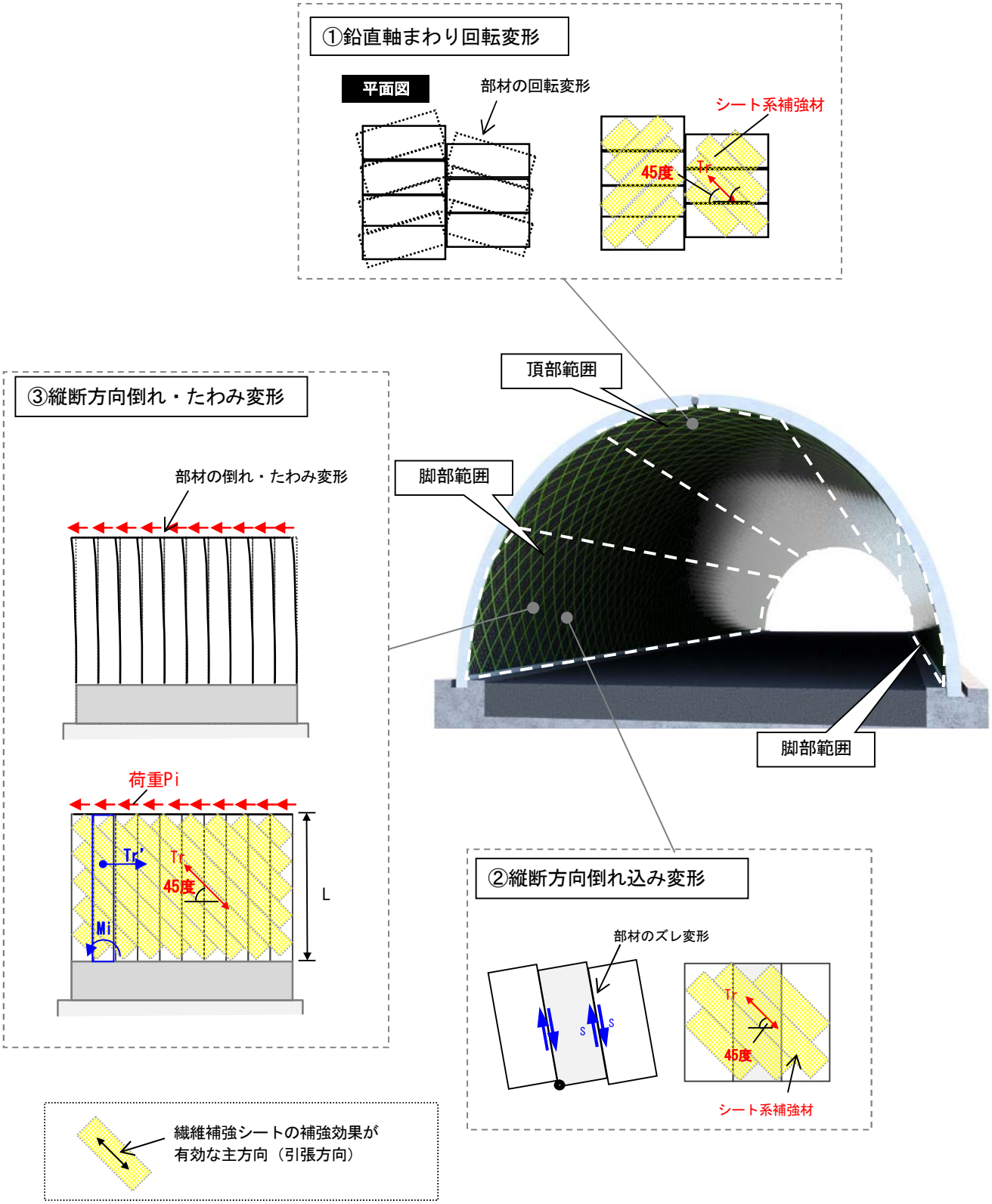


図-3.3　繊維補強シートの貼り付け箇所と期待する効果（1）

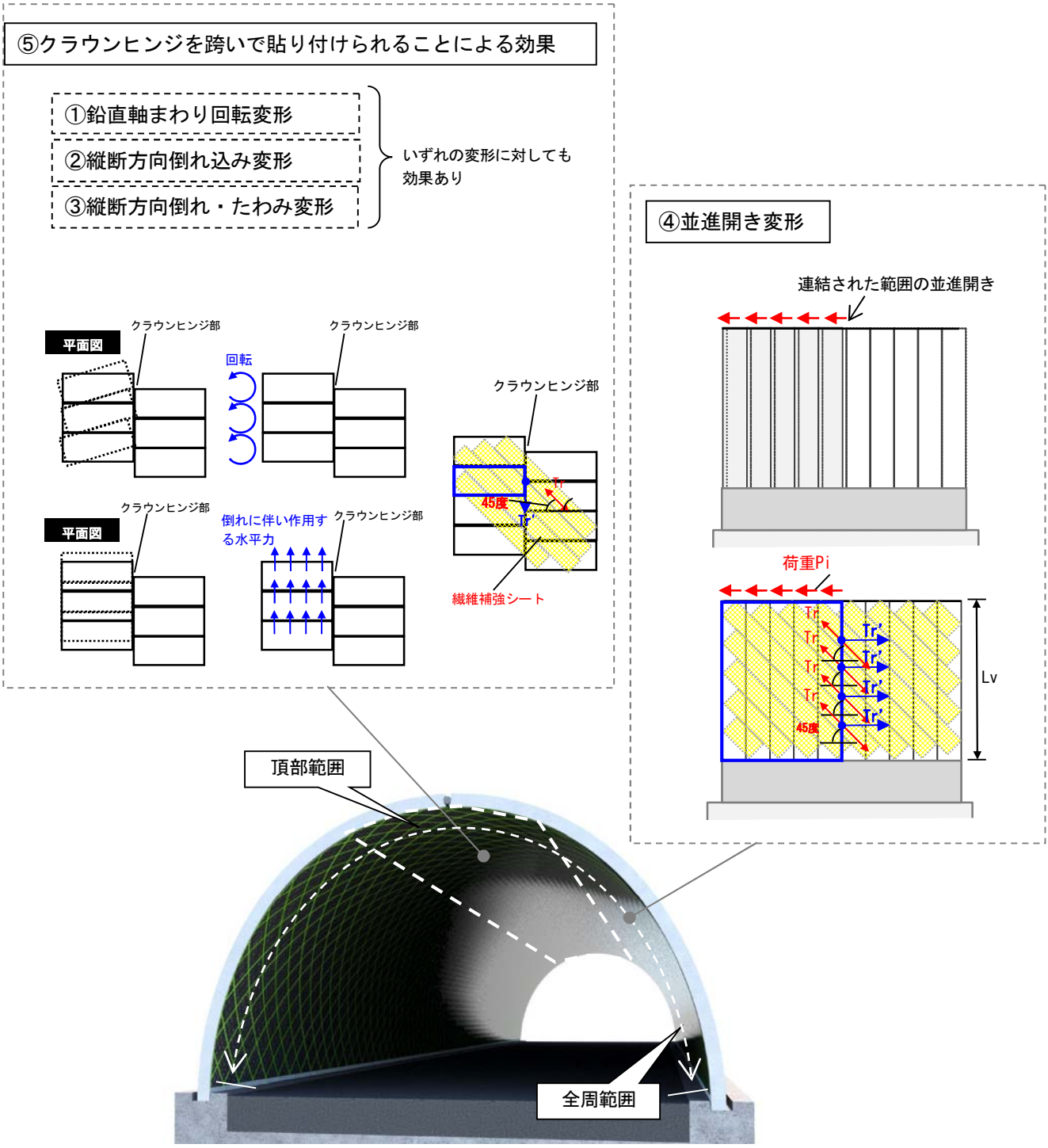


図-3.4　繊維補強シートの貼り付け箇所と期待する効果（2）

①鉛直軸まわり回転変形

部材の回転変形を抑制する場合について見た場合，平面的に見れば，その回転変形が部材間のせん断ずれとなる。このため，そのせん断ズレが生じようとしたとき，繊維補強シートの引張力により，そのずれを抑制できる方向に，シートを貼り付けることが必要となる。変形と対策の概念図を図-3.5 に示す。回転変形を抑制するためのシート貼り付け方法を図-3.6 に示す。

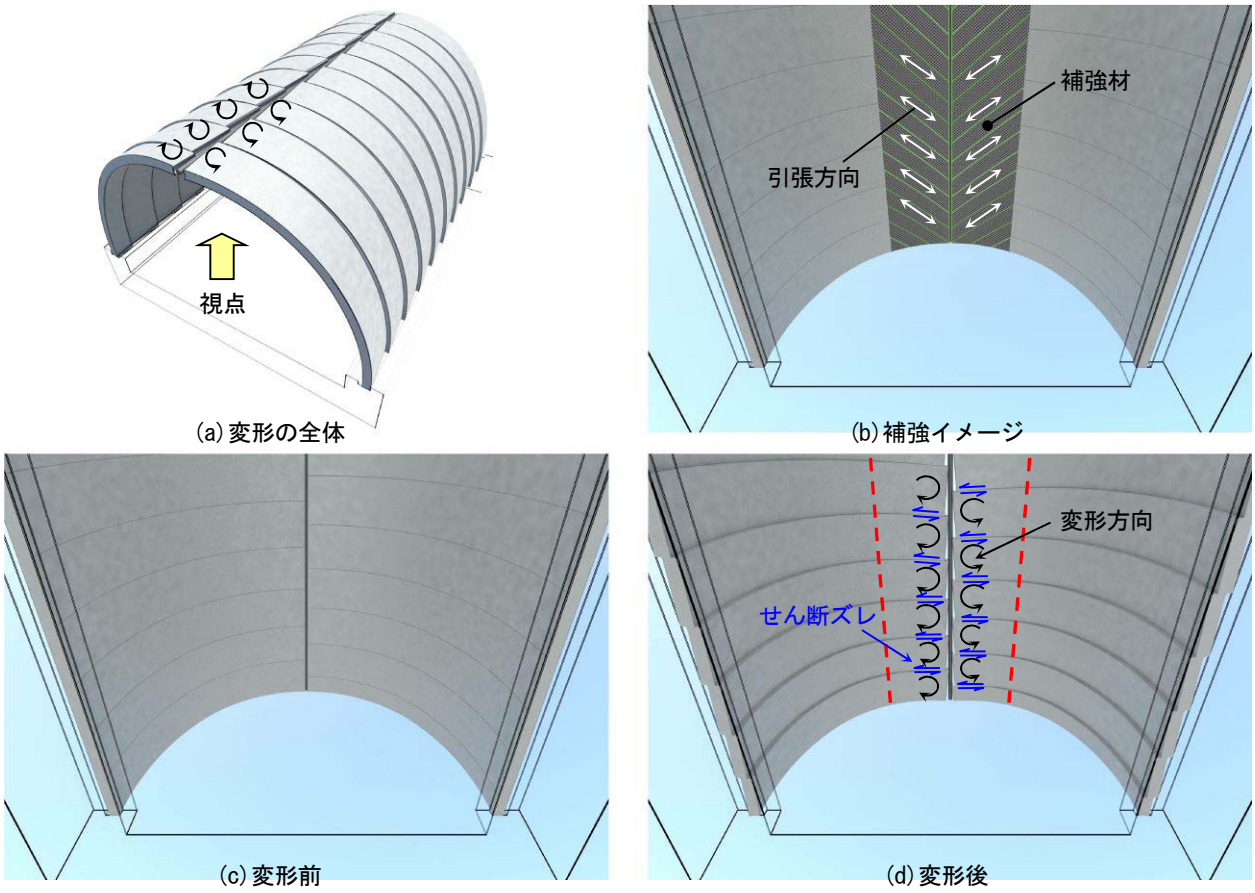


図-3.5　鉛直軸周りの回転変形の概念図

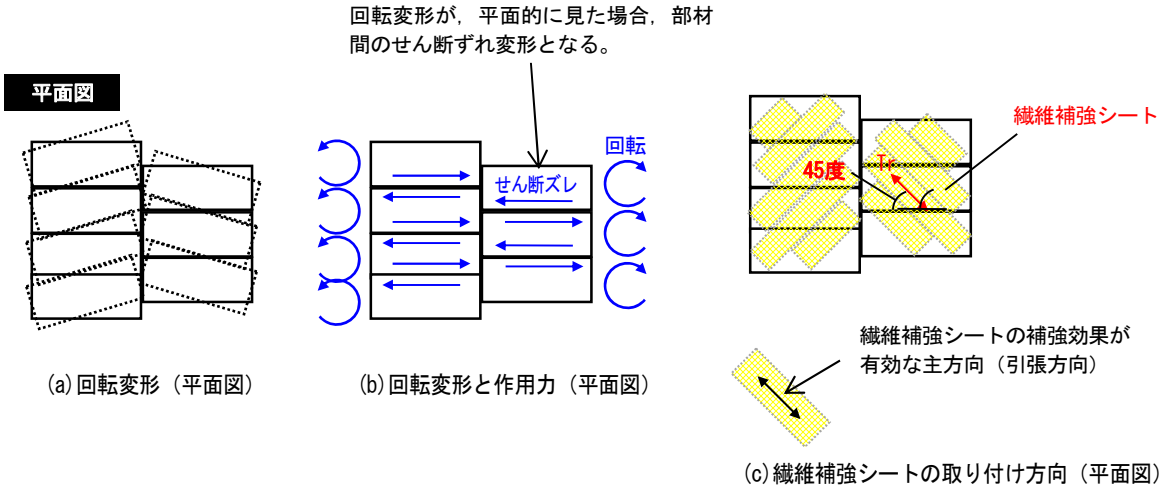


図-3.6　部材の回転変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

②縦断方向倒れ込み変形（せん断ずれ挙動）

繊維補強シートは，その補強効果が期待できる主方向（引張方向）が存在するため，変形の方向に対し補強効果が有効となる方向に貼り付けることを基本とする。部材間がずれようとする場合には，ずれ力をシートの引張力で抑制できる方向に貼り付けることが必要となる。変形と対策の概念図を図-3.7 に示す。縦断方向倒れ込み変形を抑制するためのシート貼り付け方法を図-3.8 に示す。

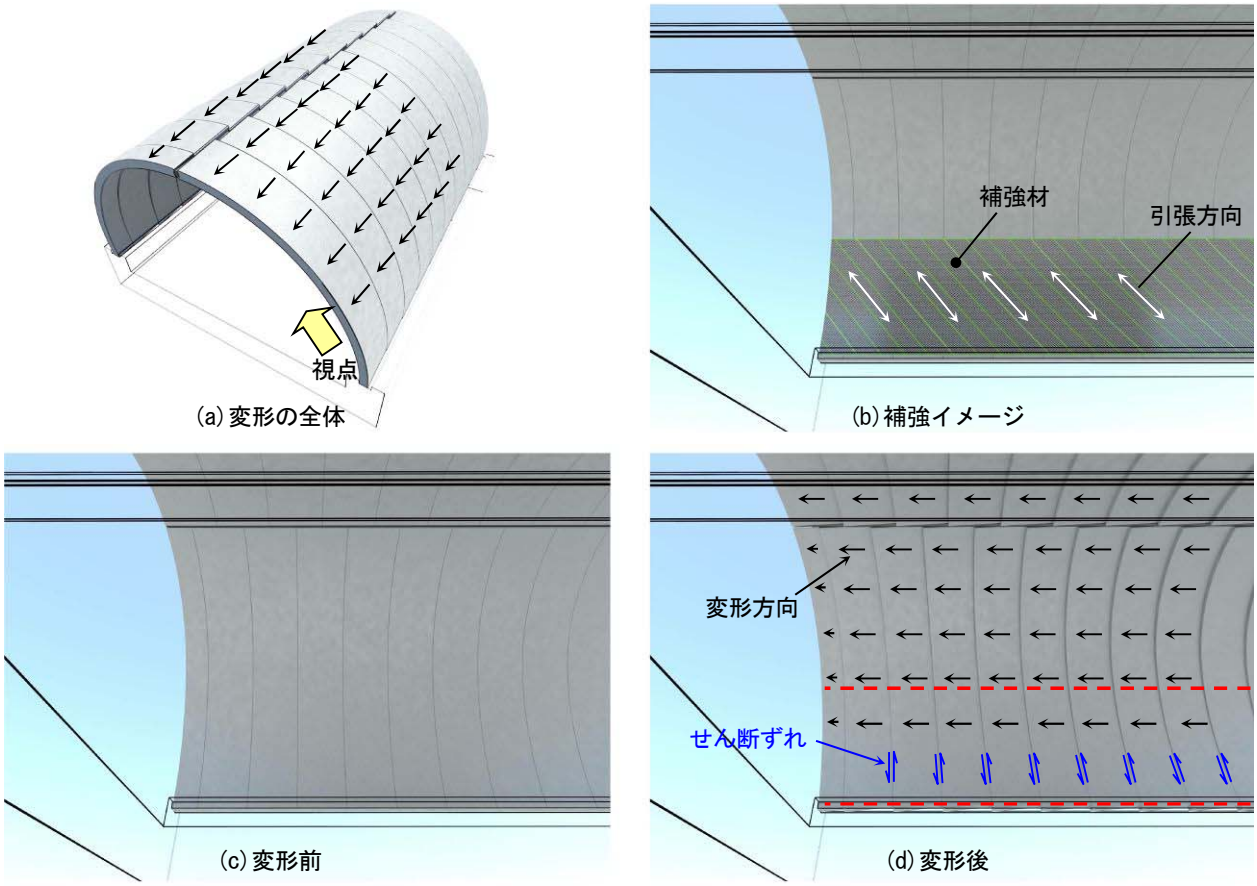


図-3.7　縦断方向倒れ込み変形の概念図

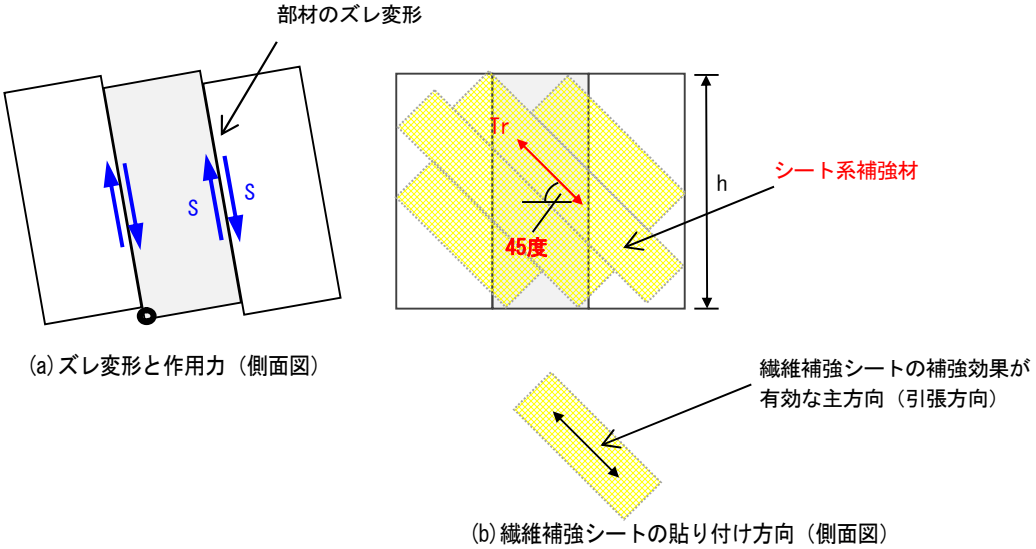


図-3.8　部材のずれ変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

③縦断方向たわみ変形（縦断方向倒れ込み変形の曲げ挙動）

2ヒンジアーチ工法のたわみ変形や，3ヒンジアーチ工法の縦断方向倒れ込み変形の曲げ挙動を抑制する場合については，各部材がたわみ変形を生じようとした場合，繊維補強シートの引張力により，その変形を抑制できる方向に，シートを貼り付けることが必要となる。3ヒンジアーチ工法の変形と対策の概念図を図-3.9 に示す。縦断方向倒れ込み変形を抑制するためのシート貼り付け方法を図-3.10 に示す。

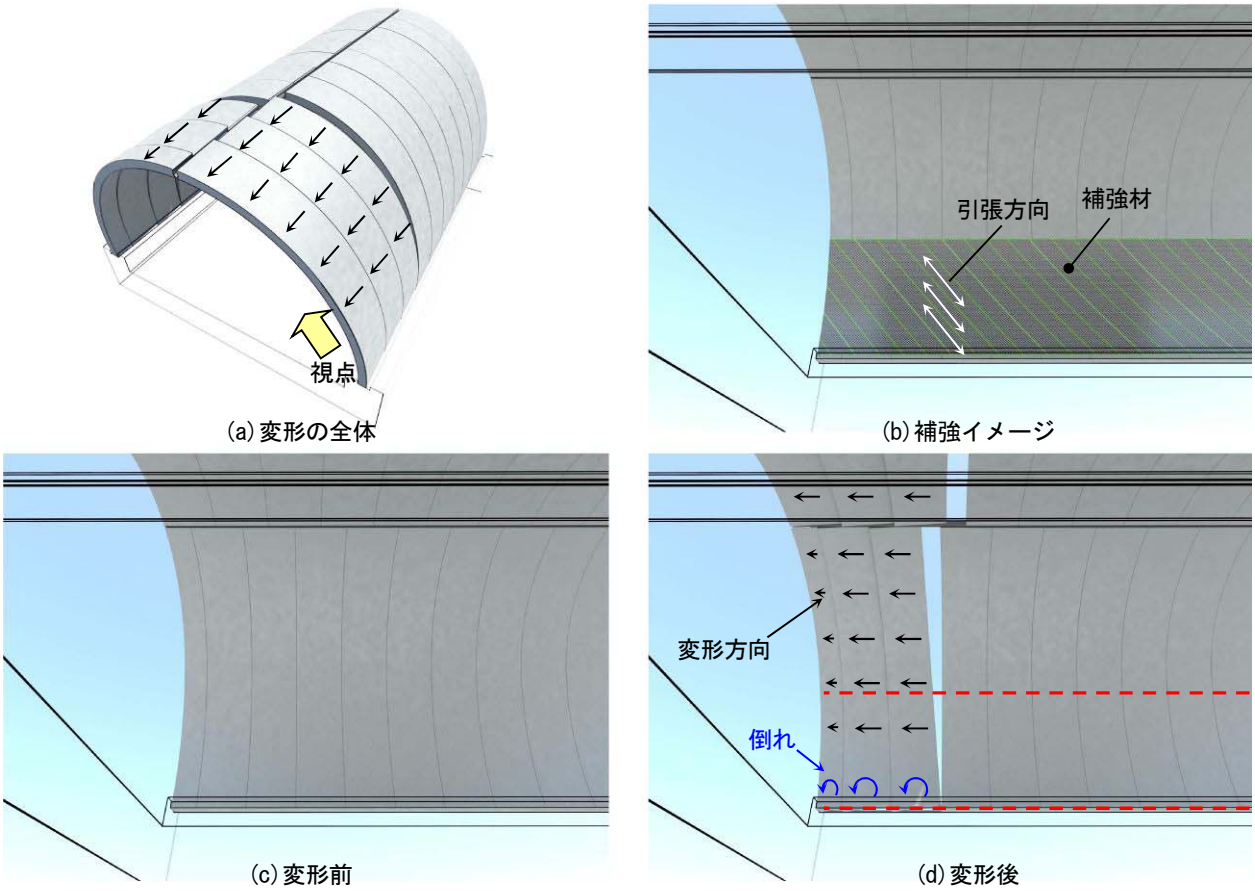


図-3.9　縦断方向たわみ変形の概念図

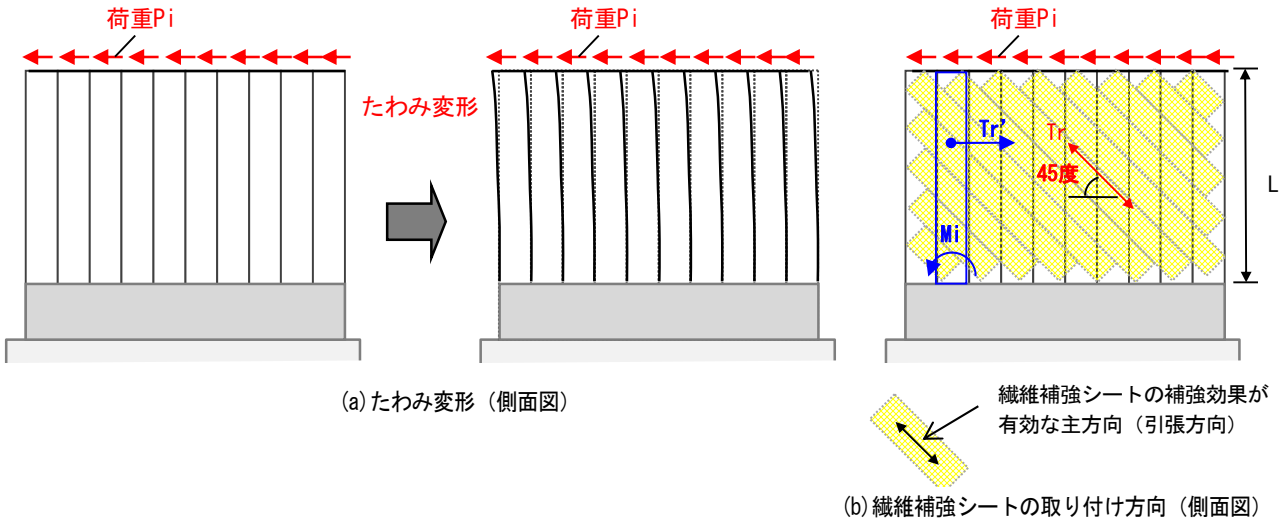
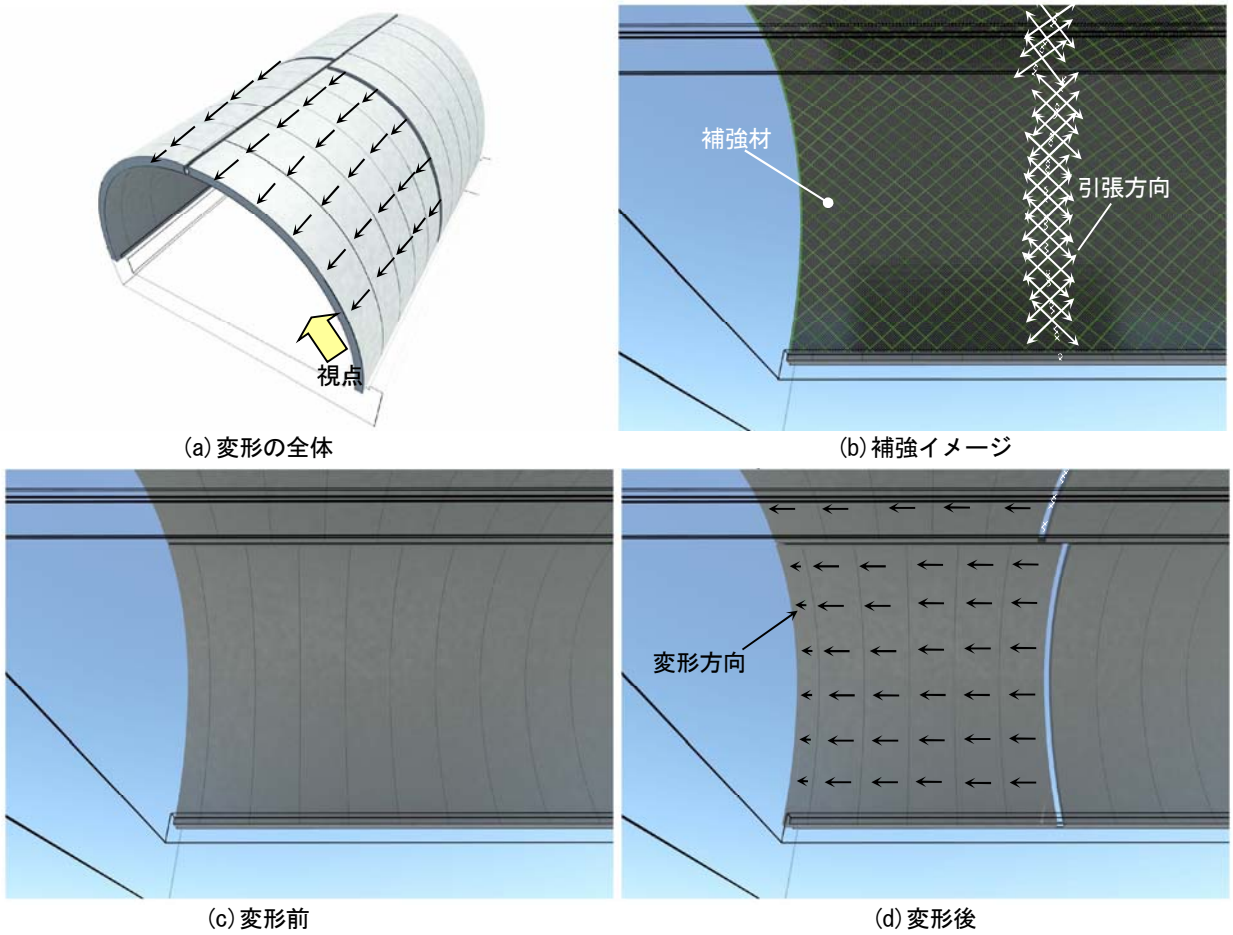


図-3.10　部材のたわみ変形を抑制する場合の繊維補強シートの貼り付け方向

④並進開き変形

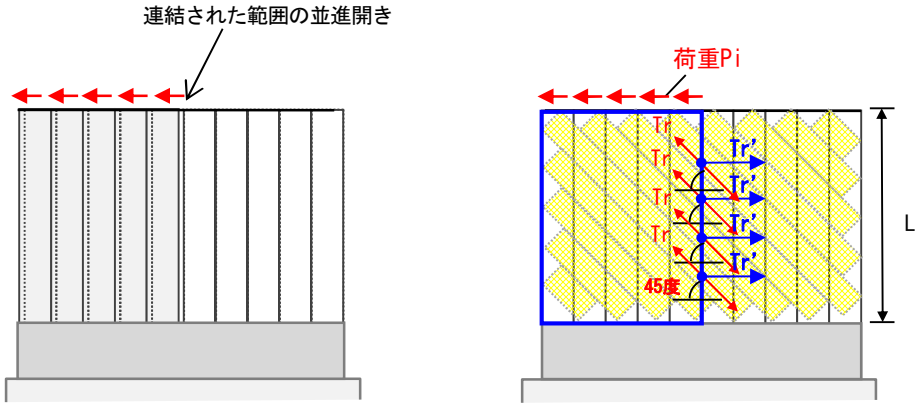
繊維補強シートを貼り付けた補強を行った場合、対策した結果として部材間が連結する形となり、並進モードが卓越することとなる。図-3.11にその並進開き変形及び対策の概念図を示すが，図-3.12に示す様に，この並進モードに対しても斜め方向に貼り付けたシートの補強効果が期待できる。



(a) 変形の全体　(b) 補強イメージ

(c) 変形前　(d) 変形後

図-3.11　並進開き変形の概念図



(a) 並進変形（側面図）　(b) 繊維補強シートの貼り付け方向（側面図）

図-3.12　内空全周を繊維補強シートで補強した場合に卓越する変形モードと繊維補強シートの補強効果

⑤クラウンヒンジ部を跨いで貼り付けられていることによる効果

3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）については，頂部のクラウンヒンジ部について，部材間を跨ぐ形で連続してシートを貼り付けることで，部材の回転変形・倒れ変形ともに抑制する効果が期待できることから，クラウンヒンジ部を跨いだ形で張り付けることが，高い対策効果を期待する上では重要である。

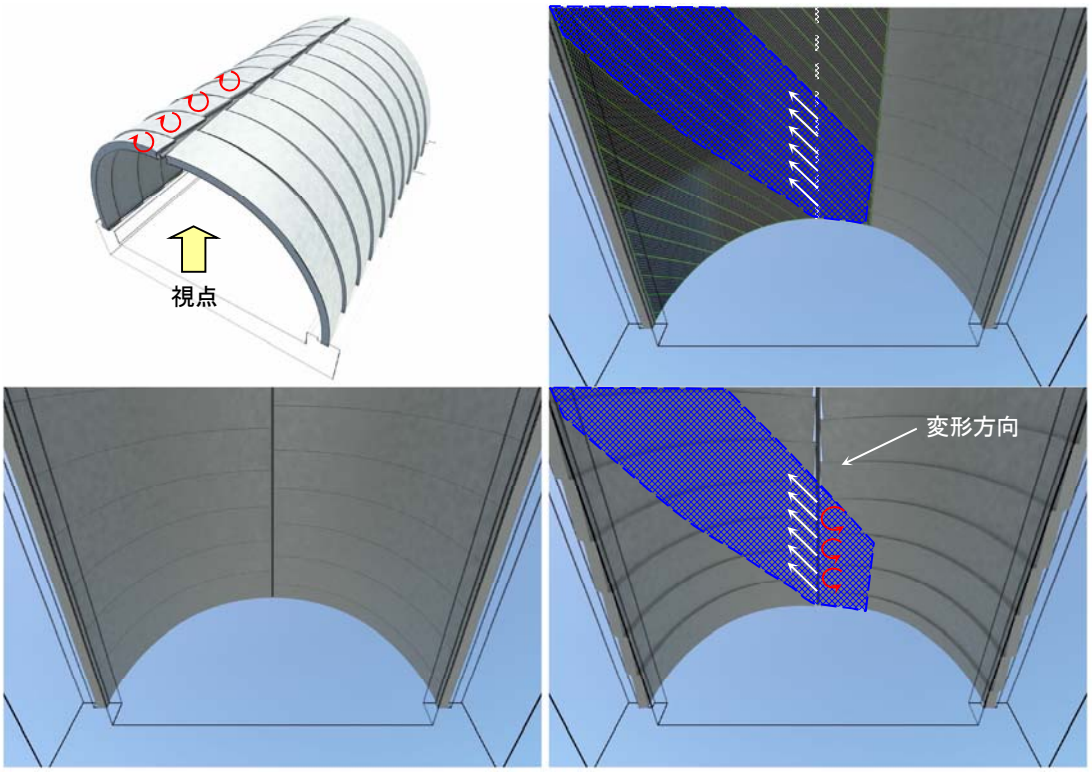


図-3.13　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(1)

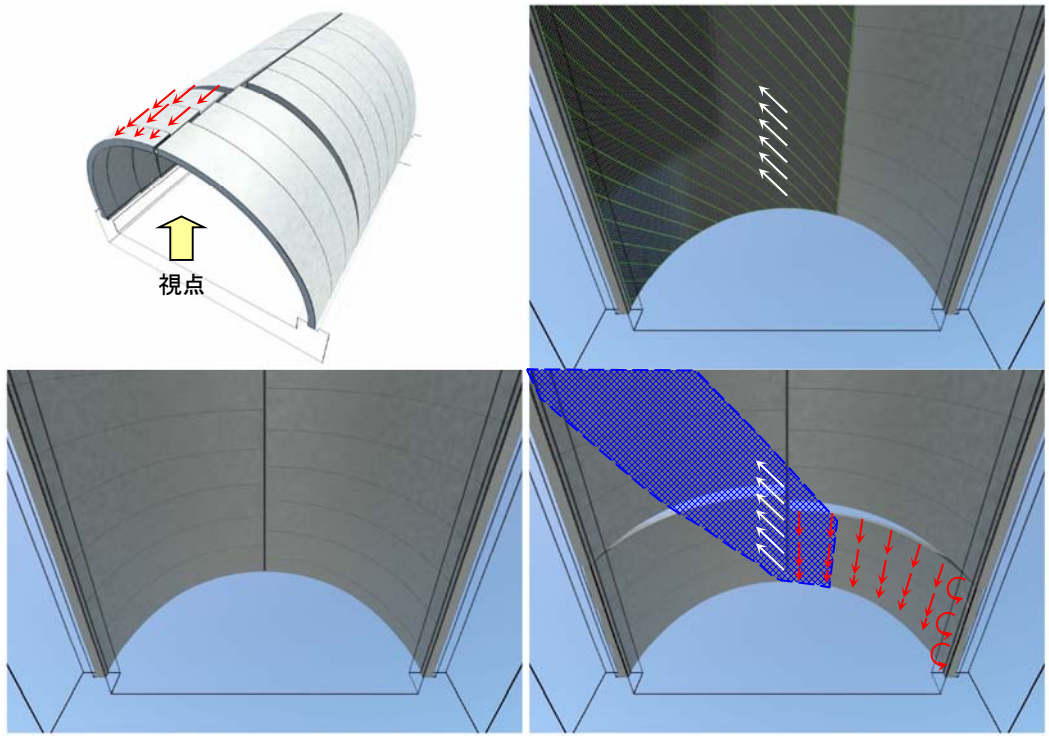


図-3.14　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(2)

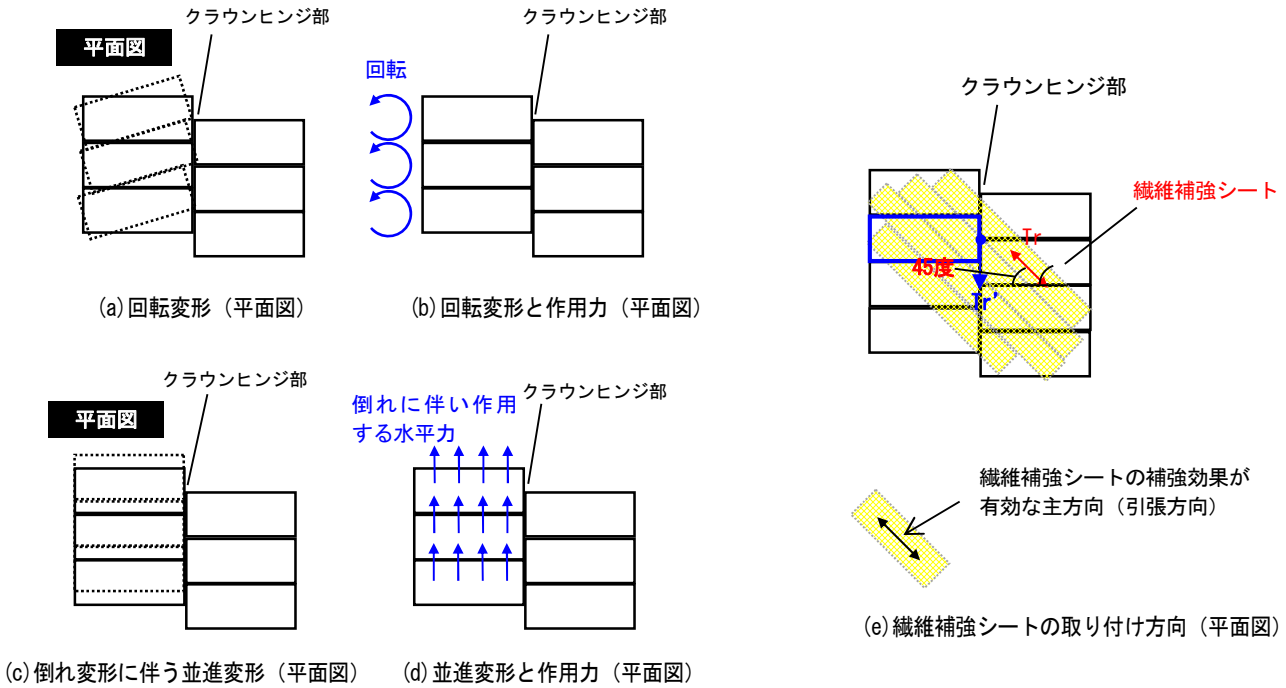


図-3.15　クラウンヒンジ部を跨いで繊維補強シートを貼り付ける場合の補強効果(3)

(3) 脚部保護コンクリート工の設置

繊維補強シートによる対策を実施する場合で，アーチ部材基部が地中部にある場合（アーチ部材の基礎から上に土被りがあり，アーチ部材基部の一部が地中部にある状態）では，脚部保護コンクリート工の設置を基本とする。この場合，繊維補強シートの設計にあたっては，この荷重分担効果を見込んでもよい。

3-3 想定する作用と設計荷重

(1) 耐震補強対策の設計において想定する作用は，常時の作用，地震時の作用及びその他を考慮する。また，想定する作用の方向は主に横断面の面外方向とする。

(2) 耐震補強対策の設計にあたっては，常時の土被り荷重，自重，載荷重，土圧等の横断面内方向荷重に加え，地震時荷重として，縦断方向に作用する周面せん断力を荷重として考慮するものとする。なお，地震時荷重としての縦断方向に作用する周面せん断力は，土被り圧に補正係数を掛け合せることで算定する。

(1) 想定する作用

①想定する作用

大型分割式アーチカルバートの補強対策において想定する作用は，常時の作用，地震時の作用やその他の作用がある。その他の作用としては，凍上，塩害，酸性土壌中での部材の腐食や劣化，施工時での損傷等により耐久性に影響する作用などがある。想定する作用は，設置箇所の諸条件や構造条件などによって適宜選定するが，耐震補強対策の設計においては，一般的に，常時の作用及び地震時の作用を考慮すればよい。

②面外方向の作用

常時の作用としては，自重，載荷重，土圧，水圧や浮力の作用等，常にカルバートに想定される作用を考慮することが基本であるが，当該補強設計の場合には，変状を生じさせる主な作用として想定される，面外方向の作用として，縦断方向の周面せん断力を，常時の作用として考慮する。

地震動の作用としては，慣性力，地盤変位，地震時土圧，周面せん断力等，地震時に想定される作用を考慮することが基本であるが，当該補強設計の場合には，変状を生じさせる主な作用として想定される，面外方向の作用として，縦断方向の周面せん断力を，地震時の作用として考慮する。

この地震時の作用は，レベル2地震時のみを想定する。ここでいうレベル2地震動とは，供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動をいう。さらに，レベル2地震動としては，プレート境界型の大規模な地震動を想定したタイプ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種類を考慮することとする。

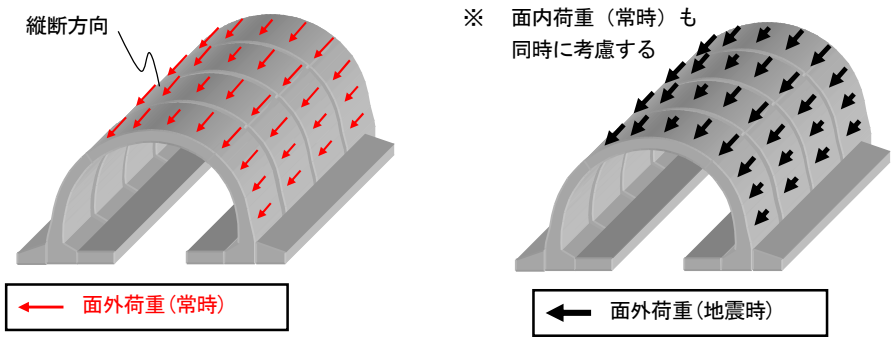


図-3.16 常時の作用及び地震時の作用

(2) 設計荷重と荷重の算定

常時の作用については，主に，土被り荷重，自重，載荷重，土圧等の横断面内方向荷重を考慮する。これに加え，地震時の作用として，縦断方向に作用する周面せん断力を荷重として考慮するものとする。

地震時に縦断方向に作用する周面せん断応力は，これまでの検討結果によれば，盛土土被り圧に比例した値となっていることが判明してきており，土被り圧に補正係数α_{eq}を掛け合せることで算定するものとする。このとき，補正係数α_{eq}は，下記とする。

地震時縦断方向周面せん断応力　$\tau = \alpha_{eq} \times \sigma'_v$ ..... （式3-3-1）

ここに，τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　[kN/m^2]

α_{eq}　：補正係数（α_{eq}＝0.3 とする）

σ'_v　：最大土被り圧（アーチカルバート頂部位置）　[kN/m^2]

ここで，補正係数α_{eq}は，地震時状態を想定した値である。また，この周面せん断応力は，土被り圧に比例した値ではあるが，盛土内の最大土被り部の土被り圧σ_v’に比例した値となっており，同一盛土内では，ほぼ一様の応力となっていることが判明してきている。このため，地震時縦断方向周面せん断応力の算定は，盛土内の最大土被り圧の位置で計算することを基本とする。

3-4 使用材料及び設計引張力

(1) 使用材料は，設計・施工並びに維持管理等，使用目的に応じて要求される強度，施工性，耐久性，環境適合性等の性能を満足するための品質を有し，その性状が明らかなものでなければならない。
(2) 耐震補強対策に用いる繊維補強シートの設計引張力は，シートの材料強度から決まる設計引張力と，シートの付着力のうち，小さい値を設計引張力とする。
(3) 盛土材料としては砂質土を想定することとし，単位体積重量γは，γ＝19kN/m³としてよい。

(1) 使用材料は，設計・施工並びに維持管理等，使用目的に応じて要求される強度，施工性，耐久性，環境適合性等の性能を満足するための品質を有し，その性状が明らかなものでなければならない。

(2) 耐震補強対策に用いる繊維補強シートには，炭素繊維シートを用いることを基本とする。その特性値は，表-3.1に示すとおりである。 炭素繊維シートには，繊維方向が1方向のもの，2方向のものが存在するが，現時点としては2方向のものは高強度のものが存在しないなど適用範囲が限定される可能性があること等の理由から1方向のものを用いることを基本とする。また，炭素繊維シートは一般に高強度型，中弾性型，高弾性型に分類されるが，表-3.1 に示す炭素繊維シートの諸元は高強度型のものであり，材料の特性，経済性等を勘案した上で，適切な材料を選定するものとする。

表-3.1　繊維補強シートの特性値

材料特性	単位	炭素繊維シート[1)]	備 考
引張強度	N/mm^2	3400	
引張弾性率	N/mm^2	2.45×10^5	
破断伸度	%	1.4	

注1）高強度型のものの特性値を示す。

プレキャストアーチカルバートの耐震補強設計に用いられる炭素繊維シートは，基本的に部材間がズレようとする力や開こうとする力に抵抗することを目的としたものであり，これらに抵抗するように，斜め45度方向に貼り付けることを基本としている。

また，橋脚の耐震補強で用いられる場合などとは異なり，ズレや開きが生じる箇所が明確であるなどの特徴があることから，アーチ部材を高強度型の炭素繊維シートで補強した状態を模擬した付着力に関する実験を行い，発揮される付着力の大きさを評価した。その結果，高強度型の炭素繊維シートの材料強度から決まる引張力よりも，シートの付着から決まる引張力のほうが小さくなり，土木学会の指針[4)]などに示される（式3-4-1）により評価できることが確認された。 このため，（式3-4-1）により算定される付着力を設計引張力とすることとした。

$$\text{シートの付着力}\quad Tr = \sqrt{(2 \cdot G_f \cdot t \cdot E)} \quad \cdots\cdots\cdots\

なお，高強度型以外の炭素繊維シートを用いる場合には，材料特性値を基に（式3-4-1）によりシートの付着力を算定した上で，材料強度から決まる引張力と対比し，設計引張力を求める必要がある。また，炭素繊維シート以外の材料を用いる場合についても，適切な方法でシートの付着力を求めた上で，材料強度から決まる引張力と対比し，設計引張力を求める必要がある。

(3) 盛土材料としては砂質土を想定することとし，単位体積重量γは，$\gamma = 19 kN/m^3$としてよい。なお，砂質土以外の盛土材料の場合や土質試験結果がある場合は，別途設定してよい。

3-5 照査の基本的な考え方

(1) 照査は，プレキャストアーチカルバートの種類，想定する作用，限界状態に応じて適切な方法で行う。
(2) 耐震補強設計においては，想定する荷重により，カルバート縦断方向変形する各状態を想定した上で，その変形を抑制できることを照査する。
(3) 各荷重に対し，耐震補強対策として設ける補強材料が，設計引張力以下となることを照査すれば，変形抑制効果が担保できているものとみなす。

(1) 照査の方法

カルバートの照査では，照査手法とカルバートを構成する要素の限界状態に応じて，応力度，断面力等の照査指標，並びにその許容値を適切に設定し，想定する作用に対して照査指標が許容値以下となることを照査する。

照査に際しては，カルバートの種類，想定する作用及び限界状態，必要となる地盤調査，必要とされる精度等を考慮して，適切な照査方法を選定する必要がある。 照査にあたっては，基本的には，A 個別の部材の挙動に対する設計として，各部材間の，①相対回転（鉛直軸回り回転），②相対ずれ（せん断ずれ），③相対傾斜（回転倒れ込み）に対する設計を行った上で，B 連結した部材の挙動に対する設計として，④相対開き（並進開き），に対し，これらを抑制していることを照査し，設計する。

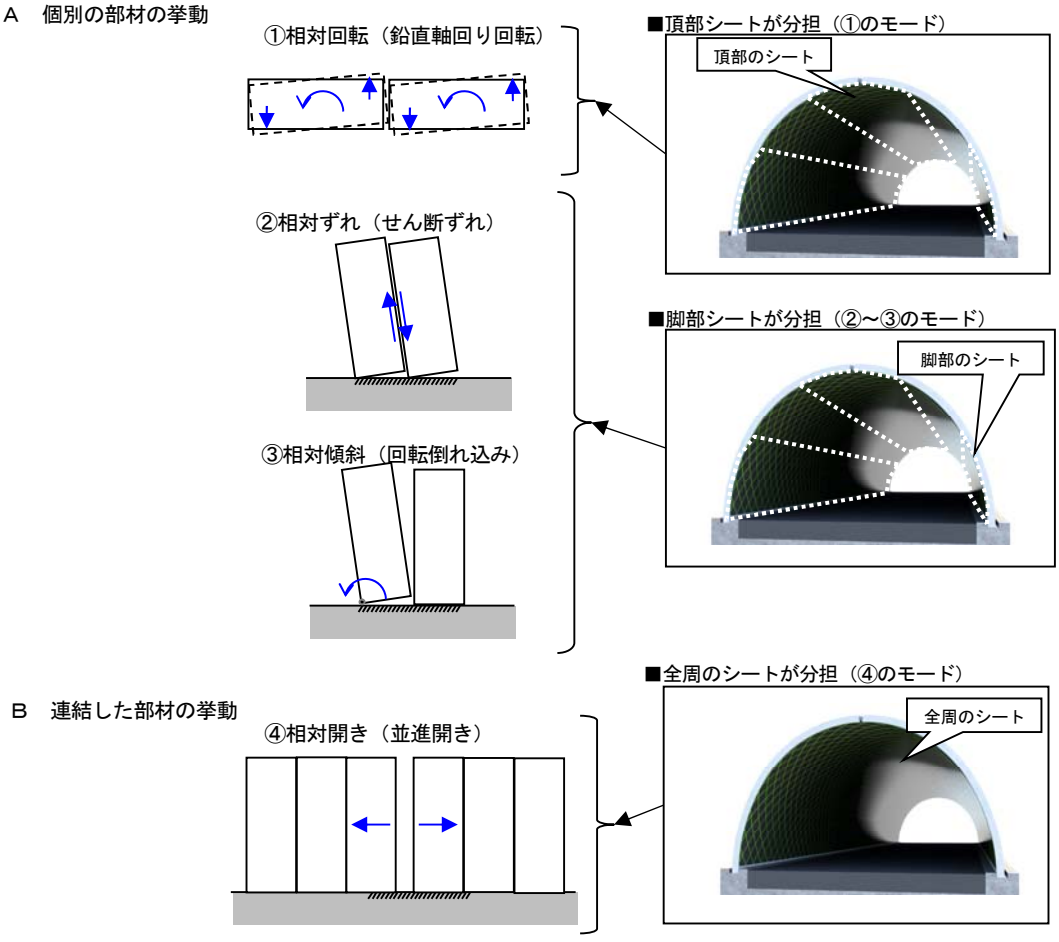


図-3.17 照査において想定する縦断方向の部材の変形状態

(2) 変形の抑制

プレキャストアーチカルバートの損傷は，その縦断方向への変形によるものであるため，耐震補強設計においては，想定する荷重により，カルバート縦断方向変形する各状態を想定した上で，その変形を抑制できることを照査する。

(3) 照査内容

変形抑制効果を直接的に照査するには，部材の3次元挙動をシミュレートする必要があり，耐震補強設計としてこれを実施することは，現実的ではない。このため，想定される各状態に対し，耐震補強対策として設ける補強材料に作用する引張力が，設計引張力以下となることを照査すれば，変形抑制効果が担保できているものとみなすものとした。想定する各状態は，**表-3.2** とする。

表-3.2　想定する各状態と設計照査内容

構造種別	想定する状態		設計照査内容	備考
3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）	A 個別の部材の挙動	①相対回転（鉛直軸回り回転）	【1】鉛直軸回り回転変形に対する照査・設計	
		②相対ずれ（せん断ずれ）	【2】縦断方向倒れ込み変形に対する照査・設計	
		③相対傾斜（回転倒れ込み）		
	B 連結した部材の挙動	④相対開き（並進開き）	【3】並進開きに対する照査・設計	
2ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）	A 個別の部材の挙動	①相対回転（鉛直軸回り回転）	---	※1
		②相対ずれ（せん断ずれ）	---	※1
		③相対傾斜（回転倒れ込み）	【1】必要補強範囲の設定 【2】縦断方向たわみ変形に対する設計・照査	
	B 連結した部材の挙動	④相対開き（並進開き）	---	※1

※1　2ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）は，基本的にフーチングもしくはインバートにより，サイドウォール基部の縦断方向の連結が図られているため，①相対ずれ，④相対回転 のモードが生じづらい。このため，対策設計においては，照査を省略している。

3-6 設計・照査方法

(1) 耐震補強対策設計は，プレキャストアーチカルバートの構造特性を考慮した上で，必要な項目に対する設計を行うものとする。
(2) 耐震補強対策設計は，作用荷重を想定し，対象とするプレキャストアーチカルバートの構造特性，想定される変状に合った設計を行うものとする。
(3) 3ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）については，アーチ部材の鉛直軸まわり回転変形に対する設計，アーチ部材の縦断方向倒れ込み変形に対する設計を行った上で，並進開きに対する設計を行うものする。
(4) 2ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）については，必要補強範囲の設定を行った上で，アーチ部材の縦断方向たわみ変形に対する設計を行うものとする。

(3) ３ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）の設計・照査方法

1) 耐震補強設計の手順

具体的な設計手順と設計項目の概要を図-3.18に示す。

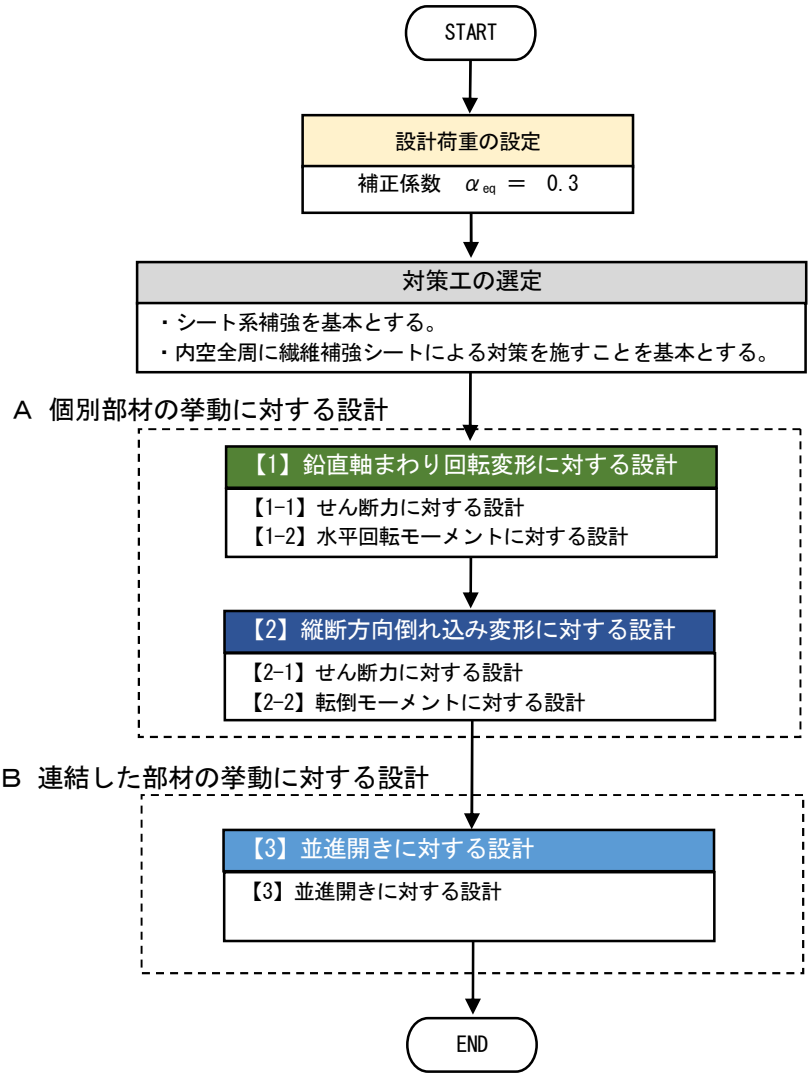


図-3.18　３ヒンジ構造（3ヒンジアーチ）耐震補強対策設計手順

2）鉛直軸回り回転変形に対する設計

i）鉛直軸回り回転変形に対する設計（せん断力に対する設計）

縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する鉛直軸回りに作用するモーメントを，部材幅で除することで，部材間に作用するせん断力を算定し，その作用せん断力が繊維シートの設計引張力より算定される引張抵抗力以下となるよう，シート諸元を設定する。

鉛直軸回り作用モーメントは，プレキャストアーチカルバート全幅Bに対しB/4の位置に，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする。また，繊維シートによる引張抵抗力としては，せん断ずれ方向の引張抵抗力に加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力を考慮する。

$$S = Mi / D \leqq Tr' \quad \text{（式3-6-1）}$$

$$Mi = P \times B / 4 \quad \text{（式3-6-2）}$$

$$Tr' = Tr_1' + Tr_2' \quad \text{（式3-6-3）}$$

$$Tr_1' = Tr \times (L_h \times \cos 45^\circ) \times \cos 45^\circ \quad \text{（式3-6-4）}$$

$$Tr_2' = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (D \times \cos 45^\circ) \times (B / 2) / D \quad \text{（式3-6-5）}$$

$$P = \tau \times D \times U / 2 \quad \text{（式3-6-6）}$$

ここに，　S　：せん断力　［kN］

Mi　：鉛直軸まわり回転モーメント　［kN･m］

P　：縦断方向荷重　［kN］

B　：部材基部位置での躯体幅　［m］

D　：部材幅(部材奥行き)　［m］

Tr’：シートのせん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］

Tr_1'：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］

Tr_2'：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力　［kN］

Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］

L_h　：シート貼り付け幅（=B/4）　［m］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

U　：躯体の外側周長　［m］

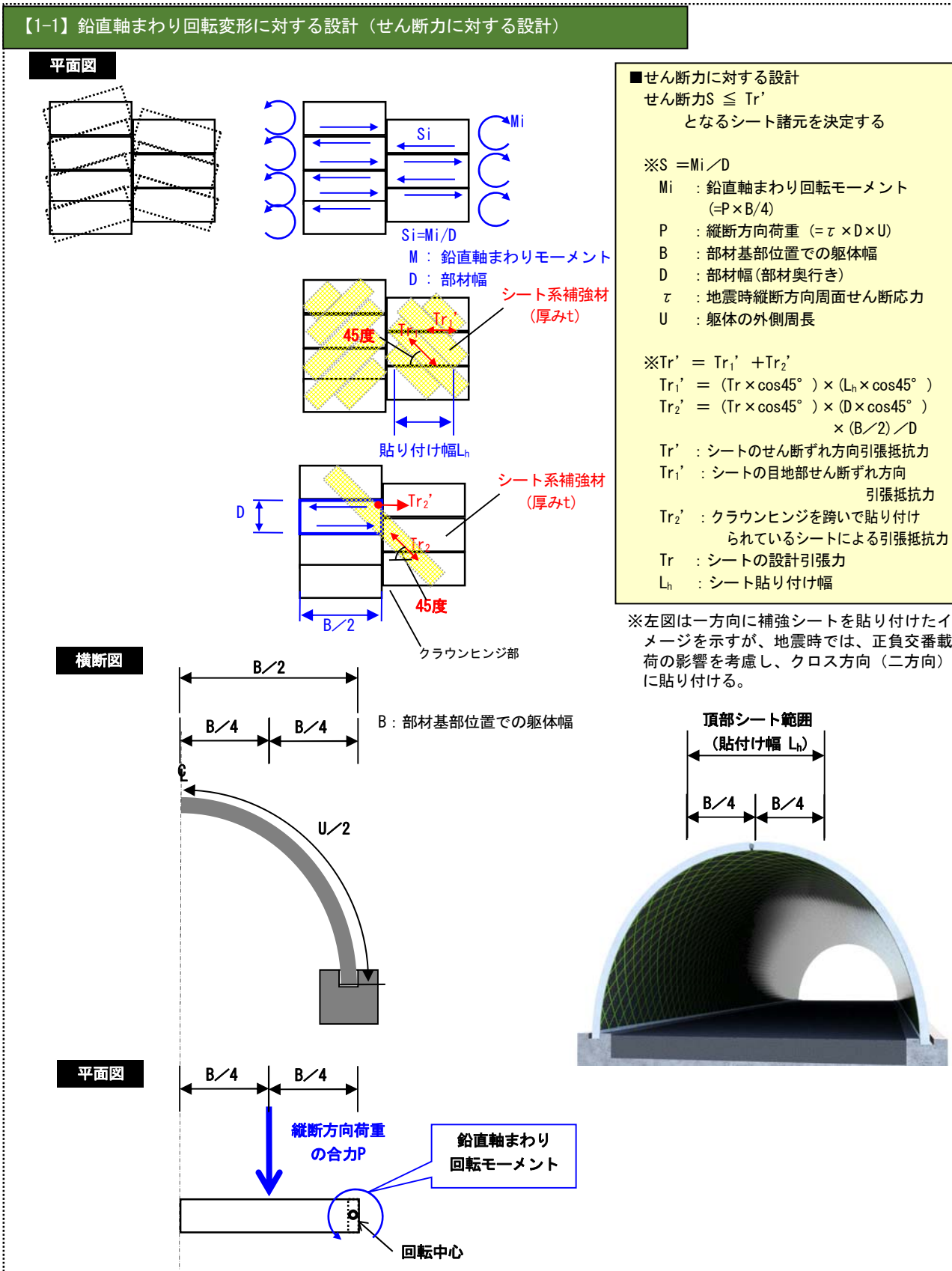


図-3.19　鉛直軸まわり回転変形に対する設計（せん断力に対する設計）

ⅱ）鉛直軸回り回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントが，縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する鉛直軸回りに作用するモーメント以下となるよう，繊維シート諸元を設定する。なお，繊維シートを貼り付けた場合のシートのひずみ分布は，貼り付け端のひずみが不明確なため，貼り付け端をゼロとした線形分布と仮定している。

鉛直軸回り作用モーメントは，プレキャストアーチカルバート全幅Bに対しB/4の位置に，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする。また，繊維シートによる抵抗モーメントとしては，隣り合う部材間のシートの引張抵抗力による抵抗モーメントに加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートの引張抵抗力による抵抗モーメントを考慮する。

$$Mi = P \times B / 4 \leqq Mr \quad \text{（式3-6-7）}$$

$$Mr = Mr_1 + Mr_2 \quad \text{（式3-6-8）}$$

$$Mr_1 = 1/2 \times (Tr \times \cos 45^\circ) \times (L_h \times \cos 45^\circ) \times (B/2 - L_h/3) \quad \text{（式3-6-9）}$$

$$Mr_2 = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (D \times \cos 45^\circ) \times (B/2) \quad \text{（式3-6-10）}$$

$$P = \tau \times D \times U \quad \text{（式3-6-11）}$$

ここに，　Mi　：鉛直軸まわり曲げモーメント　［kN･m］

P　：縦断方向荷重　［kN］

B　：部材基部位置での躯体幅　［m］

Mr　：抵抗モーメント　［kN･m］

Mr_1　：シートの引張抵抗力による抵抗モーメント　［kN･m］

Mr_2　：ｸﾗｳﾝﾋﾝｼﾞを跨いで貼り付けられるシートの引張抵抗力による抵抗モーメント　［kN･m］

D　：部材幅(部材奥行き)　［m］

Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］

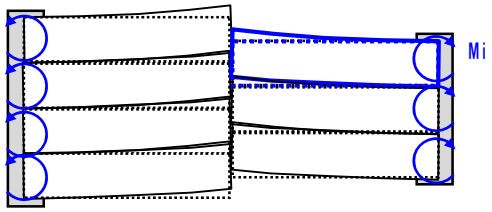
L_h　：シート貼り付け幅（=B／4）　［m］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

U　：躯体の外側周長　［m］

【1-2】鉛直軸まわり回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

平面図

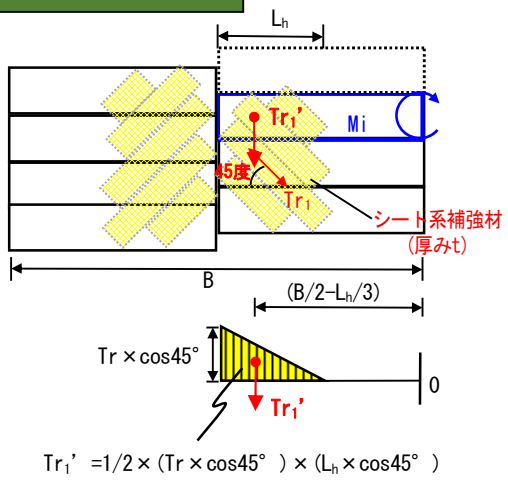


■曲げモーメントに対する設計
曲げモーメントMi ≦ Mr　　となるシート諸元を決定する

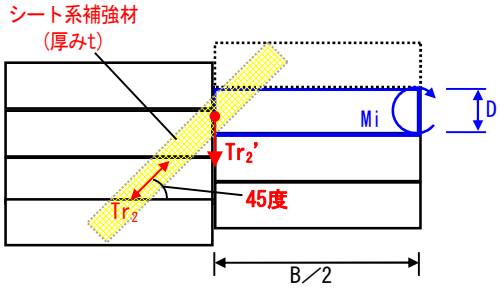
※Mi ＝ P×B／4
P　：縦断方向荷重（$=\tau \times D \times U$）
B　：部材基部位置での躯体幅
D　：部材幅（部材奥行き）
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力
U　：躯体の外側周長

※Mr ＝ Mr1 ＋ Mr2
Mr1 ＝ $Tr_1' \times (B/2-L_h/3)$
＝ $1/2 \times (Tr \times \cos 45^\circ) \times (L_h \times \cos 45^\circ) \times (B/2-L_h/3)$
Mr2 ＝ $Tr_2' \times (B/2)$
＝ $(Tr \times \cos 45^\circ) \times (D \times \cos 45^\circ) \times (B/2)$

Mr　：抵抗モーメント
Mr1　：シートの引張抵抗力（Tr_1）による抵抗モーメント
Mr2　：ｸﾗｳﾝﾄﾋﾝｼﾞを跨いで貼り付けられる
シートの引張抵抗力（Tr_2）による抵抗モーメント
Tr　：シートの設計引張力
L_h　：シート貼り付け幅

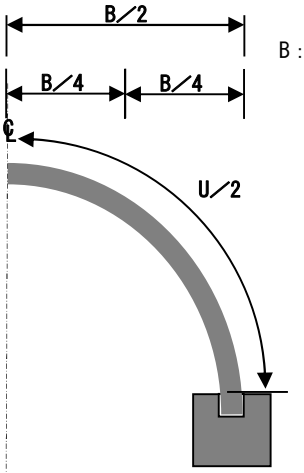


$Tr_1' = 1/2 \times (Tr \times \cos 45^\circ) \times (L_h \times \cos 45^\circ)$

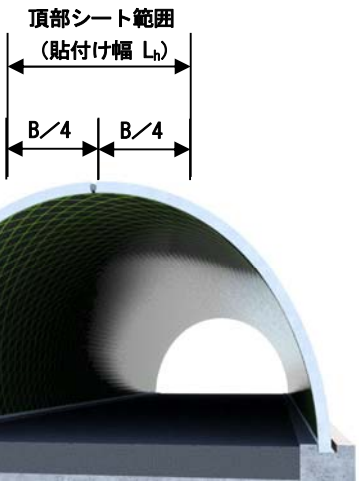


※上図は一方向に補強シートを貼り付けたイメージを示すが、地震時では、正負交番載荷の影響を考慮し、クロス方向（二方向）に貼り付ける。

横断図



B：アーチカルバート全幅



平面図

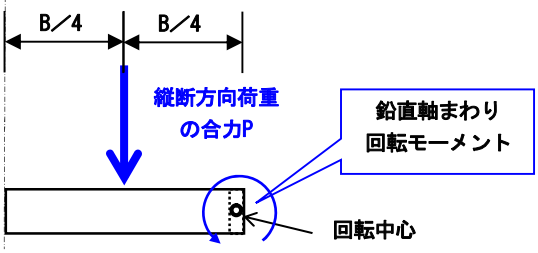


図-3.20　鉛直軸まわり回転変形に対する設計（水平回転モーメントに対する設計）

3）縦断方向倒れ込み変形に対する設計

ｉ）縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）

縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により発生する縦断方向に作用するモーメントを，部材幅で除することで，部材間に作用するせん断力を算定し，その作用せん断力が繊維シートの設計引張力から算定される引張抵抗力以下となるよう，シート諸元を設定する。

縦断方向に作用するモーメントは，プレキャストアーチカルバートのアーチ部材の高さHに対し，3/4・Hの高さに，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする。また，繊維シートによる引張抵抗力としては，目地部のせん断ずれ方向の引張抵抗力に加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートによる引張抵抗力を考慮する。

$S = Mi / D \leqq Tr'$ ..... （式3-6-12）

$Mi = P \times 3/4 \times H - N \times D/2$ ..... （式3-6-13）

$Tr' = Tr_1' + Tr_2'$ ..... （式3-6-14）

$Tr_1' = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (Lv \times \cos 45^\circ)$ ..... （式3-6-15）

$Tr_2' = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (D \times \cos 45^\circ) \times (H - b) / D$ ..... （式3-6-16）

$P = \tau \times D \times U$ ..... （式3-6-17）

ここに，　S　：せん断力　［kN］

Mi　：転倒モーメント　［kN･m］

P　：縦断方向荷重　［kN］

H　：躯体高　［m］

N　：アーチ部材下端部鉛直力　［kN］

D　：部材幅(部材奥行き)　［m］

Tr’：シートのせん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］

Tr_1'：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］

Tr_2'：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられるシートのせん断ずれ方向の引張抵抗力　［kN］

Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］

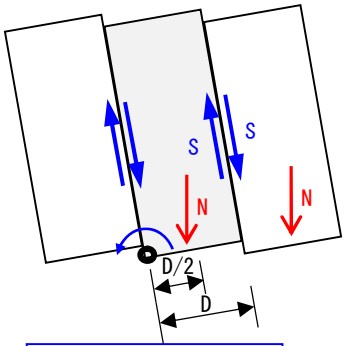
Lv　：シート貼り付け幅（=3/4・H）　［m］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

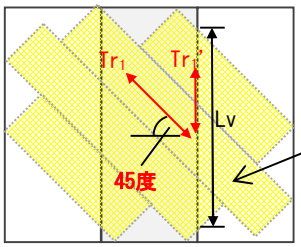
U　：躯体の外側周長　［m］

b　：アーチ部材厚　［m］

【2-1】縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）



作用せん断力
S ＝ Mi ／D



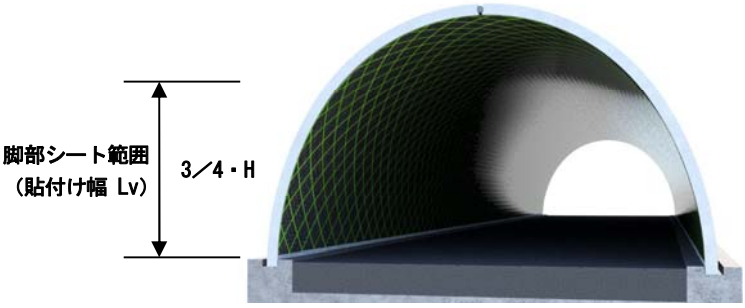
シート系補強材
（厚みt）

※上図は一方向に補強シートを貼り付けたイメージを示すが、地震時では、正負交番載荷の影響を考慮し、クロス方向（二方向）に貼り付ける。

■せん断力に対する設計
せん断力S ≦ Ta'
となるシート諸元を決定する

※S ＝Mi／D
Mi ：転倒モーメント
(=P×3/4×H−N×D/2)
P ：縦断方向荷重 (=τ×D×U)
H ：躯体高
N ：アーチ部材下端部鉛直力
D ：部材幅(部材奥行き)
τ ：地震時縦断方向周面せん断応力
U ：躯体の外側周長

※Tr' ＝ Tr_1' ＋Tr_2'
Tr_1' ＝ (Tr×cos45°)×(Lv×cos45°)
Tr_2' ＝ (Tr×cos45°)×(D×cos45°)
×(H−b)／D
Tr' ：シートのせん断ずれ方向設計引張力
Tr_1' ：シートの目地部せん断ずれ方向の引張抵抗力
Tr_2' ：ｸﾗｳﾝﾄﾞﾋﾝｼﾞを跨いで貼り付けられるシートのせん断ずれ方向の引張抵抗力
Tr ：シートの設計引張力
Lv ：シート貼り付け幅 (=3/4・H)
b ：アーチ部材厚



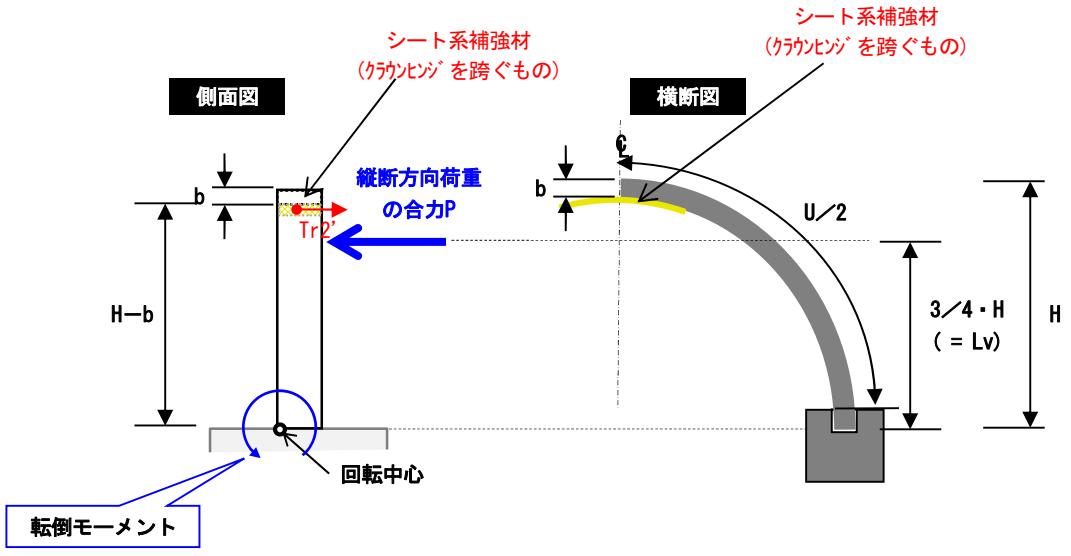


図-3.21　縦断方向倒れ込み変形に対する設計（せん断力に対する設計）

ⅱ）縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントが，縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により縦断方向に作用するモーメント以下となるよう，繊維シート諸元を設定する。

縦断方向に作用するモーメントは，プレキャストアーチカルバートのアーチ部材の高さHに対し，3/4・Hの高さに，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする。また，繊維シートの設計引張力から算定される抵抗モーメントとしては，隣り合う部材間のシートによる抵抗モーメントに加え，クラウンヒンジを跨いで貼り付けられているシートの引張抵抗力による抵抗モーメントを考慮する。

$$Mi = P\times 3/4\times H - N\times D/2 \leqq Mr \quad \text{（式3-6-18）}$$

$$Mr = Mr_1 + Mr_2 \quad \text{（式3-6-19）}$$

$$Mr_1 = 1/2\times(Tr\times\cos 45^\circ)\times(Lv\times\cos 45^\circ)\times(2/3\times Lv) \quad \text{（式3-6-20）}$$

$$Mr_2 = (Tr\times\cos 45^\circ)\times(D\times\cos 45^\circ)\times(H-b) \quad \text{（式3-6-21）}$$

$$P = \tau\times D\times U/2 \quad \text{（式3-6-22）}$$

ここに，　Mi　：転倒モーメント　［kN･m］

P　：縦断方向荷重　［kN］

H　：躯体高　［m］

N　：アーチ部材下端部鉛直力　［kN］

D　：部材幅(部材奥行き)　［m］

Mr　：抵抗モーメント　［kN･m］

Mr_1　：隣り合う部材間の引張抵抗力による抵抗モーメント　［kN･m］

Mr_2　：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられるシートによる抵抗モーメント　［kN･m］

Tr　：シートの設計引張力　［kN/m］

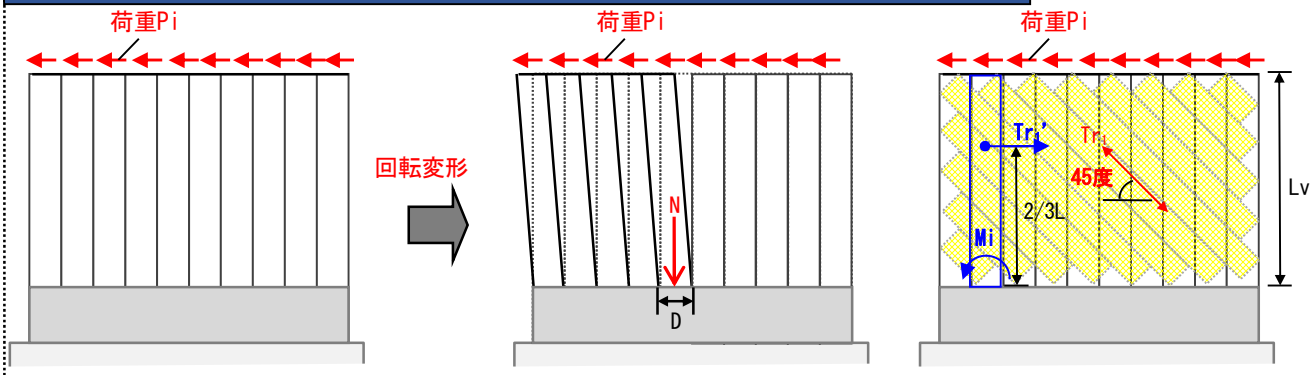
Lv　：シート貼り付け幅（=3/4・H）　［m］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

U　：躯体の外側周長　［m］

b　：アーチの部材厚　［m］

【2-2】縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

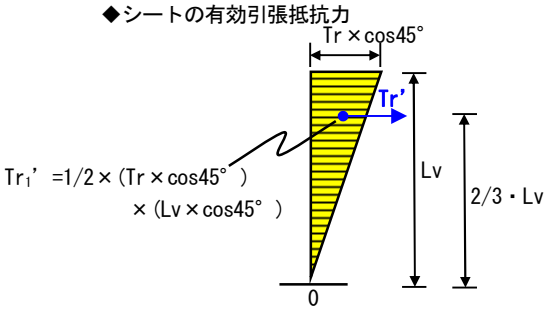


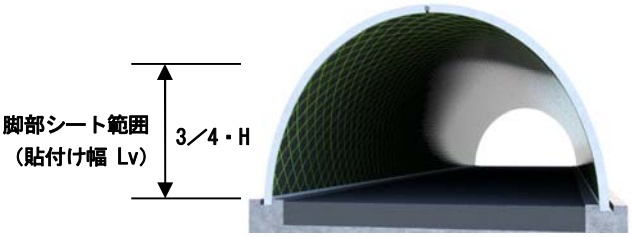
■曲げモーメントに対する設計
曲げモーメントMi ≦ Mr　　となるシート
諸元を決定する

※Mi＝P×3／4×H−N×D/2
P　：縦断方向荷重（=τ×D×U／2）
H　：躯体高
N　：アーチ部材下端部鉛直力
D　：部材幅(部材奥行き)
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力
U　：躯体の外側周長

※Mr　＝ Mr1 ＋ Mr2
Mr_1 ＝ Tr_1' × (2/3×Lv)
＝ 1／2×(Tr×cos45°)×(Lv×cos45°)
×(2/3×Lv)
Mr_2 ＝ Tr_2' × (H−b)
＝(Tr×cos45°)×(D×cos45°)×(H−b)
Mr　：抵抗モーメント
Mr_1 ：隣り合う部材間の引張抵抗力による抵抗モーメント
Mr_2 ：クラウンヒンジを跨いで貼り付けられる
シートによる抵抗モーメント
Tr　：シートの設計引張力
Lv　：シート貼り付け幅（=3/4・H）
b　：アーチの部材厚

◆シートの有効引張抵抗力





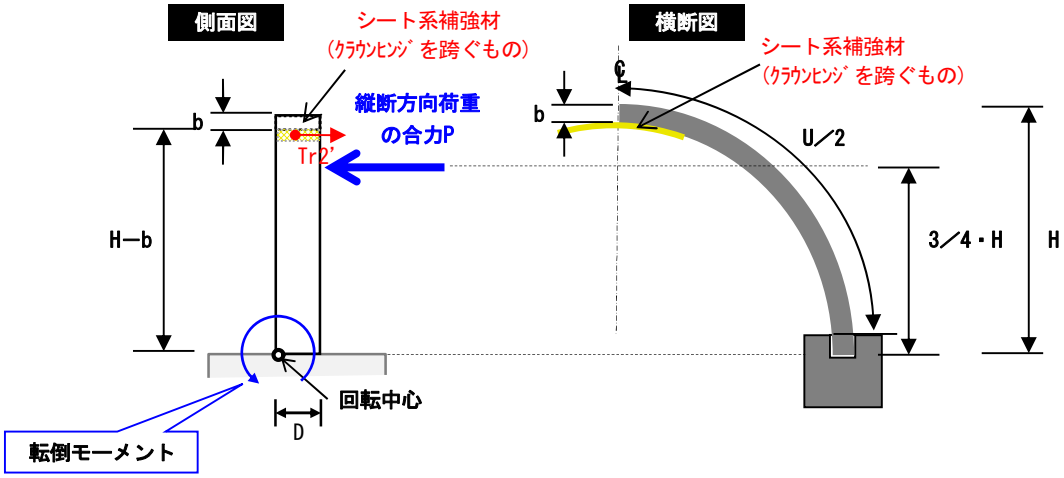


図-3.22　縦断方向倒れ込み変形に対する設計（転倒モーメントに対する設計）

4）並進開きに対する設計

シートの許容引張力から算定される引張抵抗力が，連結された躯体に作用する縦断方向荷重（縦断方向せん断力）以下となるよう，繊維補強シート諸元を設定する。

連結された躯体に作用する縦断方向荷重は，躯体高さの1.0倍程度を連結したものとして算定するものとする。また，繊維補強シートの引張抵抗力は，斜め方向に貼り付けていることによる角度補正を行った上で算定するものとする。

$$P^* = \tau \times D^* \times U \leqq T^* \quad \text{（式3-6-23）}$$

$$T^* = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (U' \times \cos 45^\circ) \quad \text{（式3-6-24）}$$

ここに，
- P^* ：並進開きに対する縦断方向荷重 ［kN］
- T^* ：並進開きに対する引張抵抗力 ［kN］
- τ ：地震時縦断方向周面せん断応力 ［kN/m^2］
- D^* ：連結した部材奥行（≧1.0×H ； 単独部材幅の倍数とする） ［m］
- H ：躯体高 ［m］
- U ：躯体の外側周長 ［m］
- Tr ：シートの設計引張力 ［kN/m］
- U’ ：シート貼り付け長（内空周長） ［m］

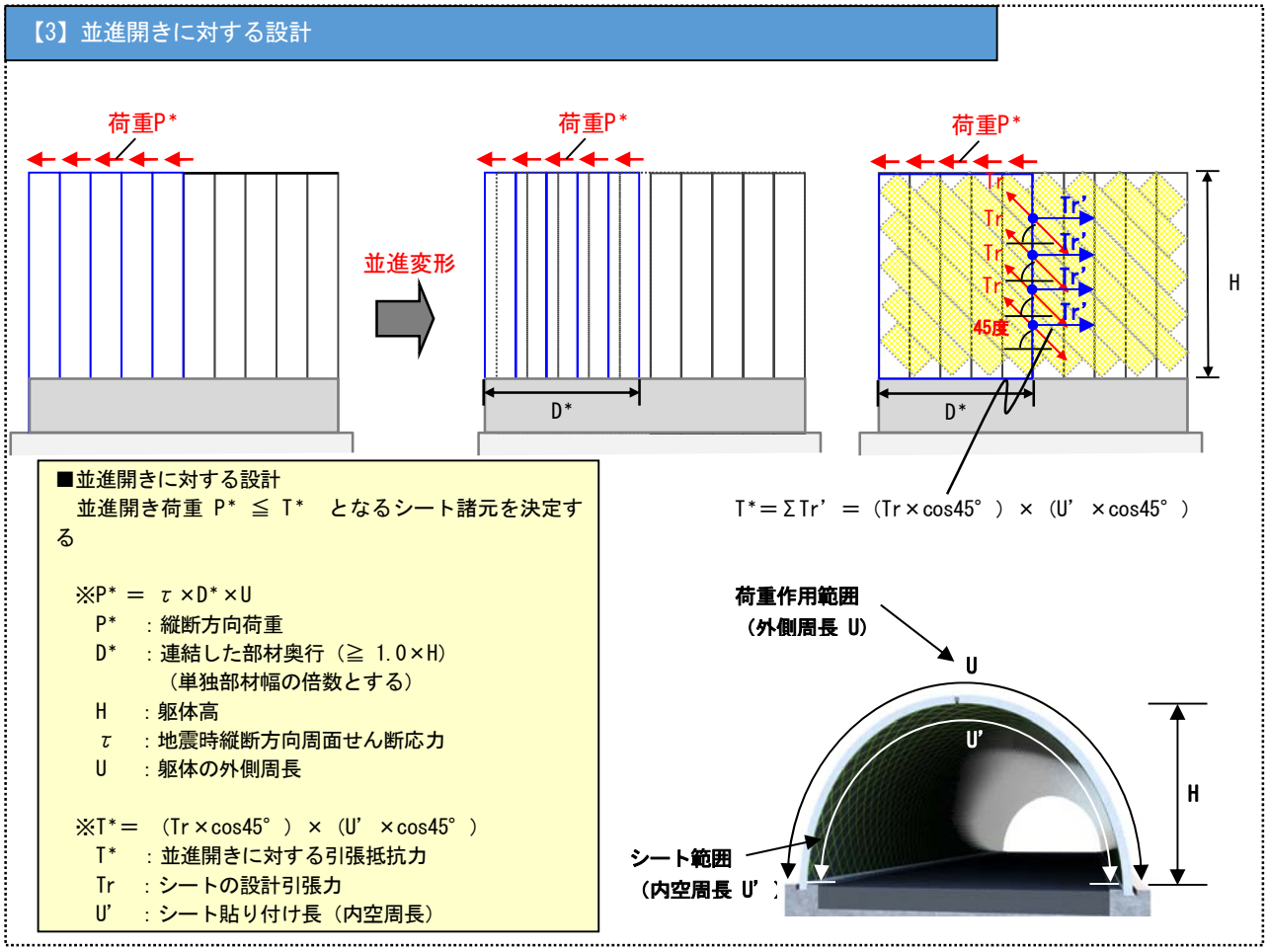
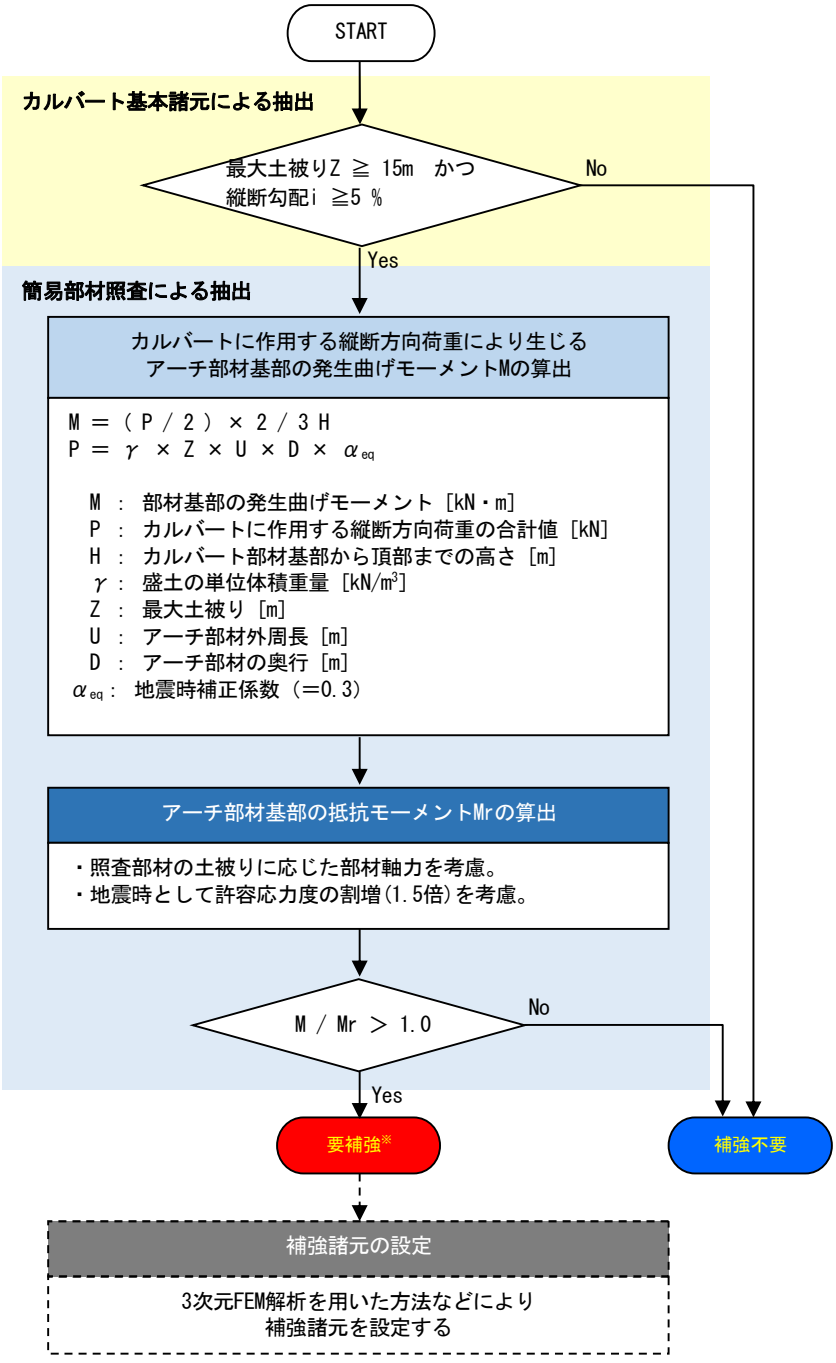


図-3.23　並進開きに対する設計

(4) ２ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）の設計・照査方法

1) 耐震補強設計の手順

具体的な設計手順と設計項目の概要を図-3.24に示す。



※M/Mr＞1.0となる箇所を要補強箇所として選定し、M/Mrがより大きいもの程対策優先度が高いと判断してよい。
※要補強と判定された箇所については、個別に部材の発生曲げモーメントが抵抗曲げモーメント以下となるような補強諸元を設定する。補強諸元の設定においては、共同研究報告書第518号[7] を参考にできる。

図-3.24　２ヒンジ構造（2ヒンジアーチ）耐震補強対策設計手順

2) 必要補強範囲の設定

プレキャストアーチカルバートに作用する縦断方向荷重（縦断方向せん断力）に対して，部材の曲げ照査を実施し，必要補強範囲を決める。具体的には，必要補強範囲は，降伏モーメントMyと発生曲げモーメントM を，高さ方向に準じ算定し，My ≧ M となる高さXiまでの範囲とする。この必要補強範囲に対して，脚部シート補強対策を施すものとする。なお，ここでいう，降伏モーメントMyとは，軸力を考慮しない状態で引張側の鉄筋が降伏する状態に至る曲げモーメントのことを示す。

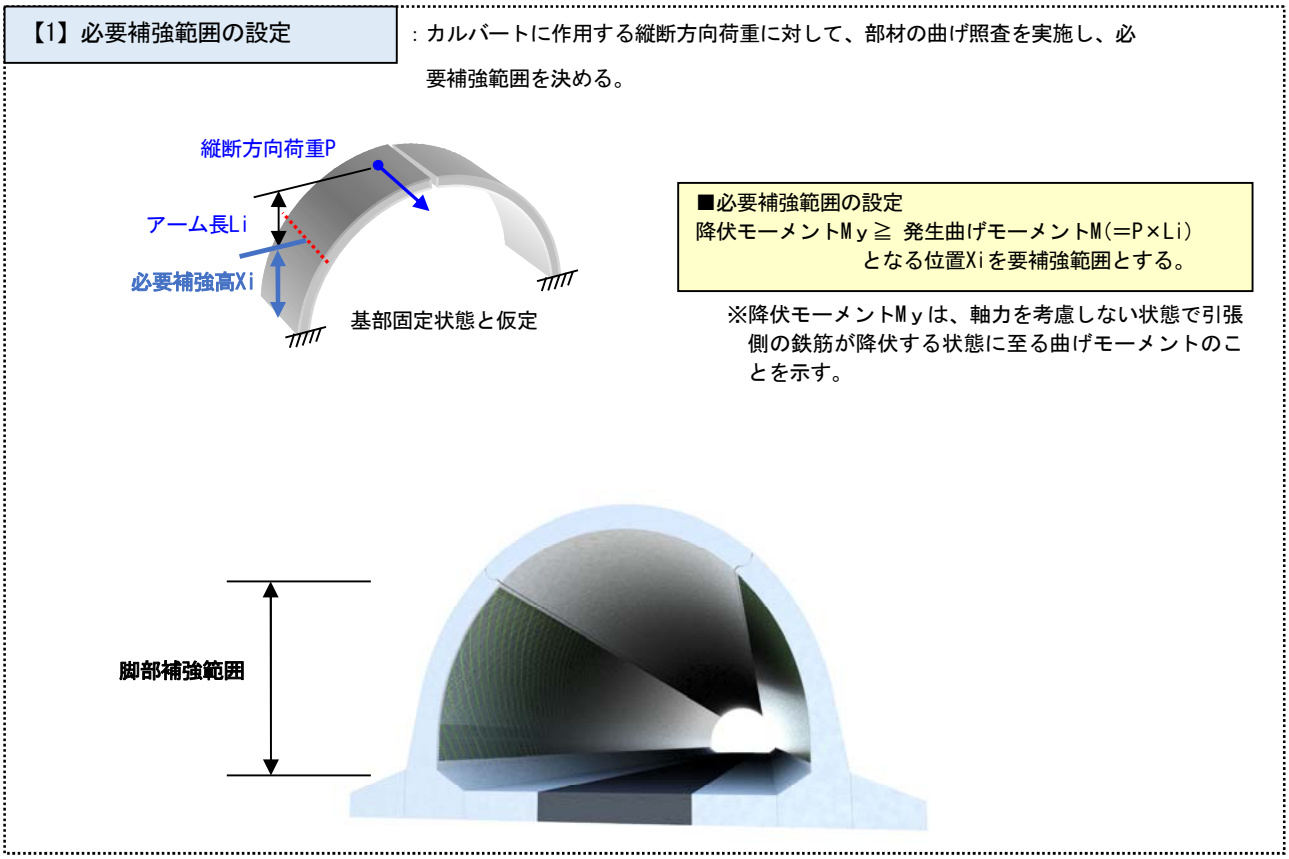


図 3-25　必要補強範囲の設定

3）縦断方向たわみ変形に対する設計

シートの許容引張力から算定される抵抗モーメントが，縦断方向荷重（縦断方向せん断力）により縦断方向に作用するモーメント以下となるよう，繊維シート諸元を設定する。

縦断方向に作用するモーメントは，プレキャストアーチカルバートのアーチ部材の高さHに対し，3/4・H の高さに，縦断方向荷重の合力が作用するものとし，アーチ部材基部位置を回転中心として算定するものとする。

$$Mi = P \times 3/4 \times H \leqq Mr \quad \text{（式3-6-25）}$$

$$Mr = (Tr \times \cos 45^\circ) \times (Lv \times \cos 45^\circ) / 2 \times (2/3 \times Lv) \quad \text{（式3-6-26）}$$

$$P = \tau \times D \times U / 2 \quad \text{（式3-6-27）}$$

ここに，　Mi　：転倒モーメント　［kN･m］

P　：縦断方向荷重　［kN］

H　：躯体高　［m］

Mr　：抵抗モーメント　［kN･m］

Tr　：シートの許容引張力　［kN/m］

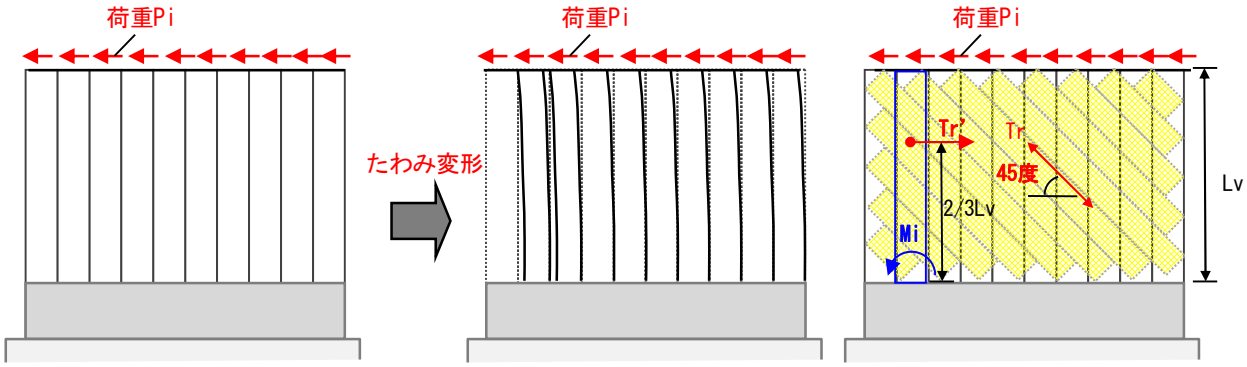
Lv　：シート貼り付け幅（=3/4・H）　［m］

τ　：地震時縦断方向周面せん断応力　［kN/m^2］

U　：躯体の外側周長　［m］

D　：部材幅(部材奥行き)　［m］

【2】縦断方向たわみ変形に対する設計

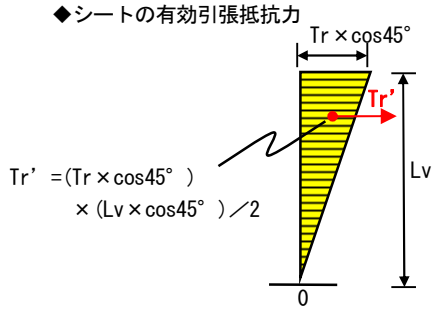


■曲げモーメントに対する設計
曲げモーメントMi ≦ Mr
となるシート諸元を決定する

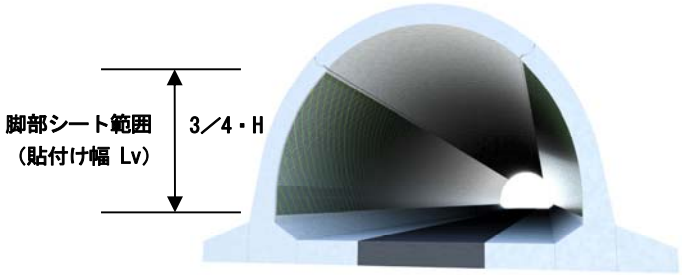
※Mi＝P×3／4×H
P　：縦断方向荷重（＝τ×D×U）
H　：躯体高
τ　：地震時縦断方向周面せん断応力
U　：躯体の外側周長

※Mr ＝ Tr' ×(2/3×Lv)
＝ (Tr×cos45°)×(Lv×cos45°)／2
×(2/3×Lv)
Tr：シートの設計引張力
Lv　：シート貼り付け幅

◆シートの有効引張抵抗力



Tr'＝(Tr×cos45°)
×(Lv×cos45°)／2



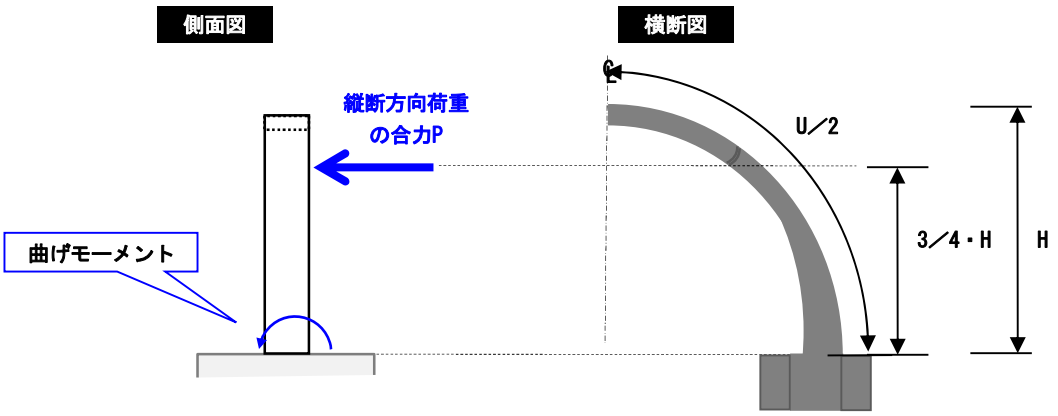


図-3.26　縦断方向たわみ変形に対する設計

3-7 構造細目

(1) 繊維補強シートの最大積層数は，補強効果等を考慮し決定するものとする。
(2) 繊維補強シートの内，炭素繊維シートを継ぎ合わせる場合には，20cm以上重ね合わせるものとする。
(3) 繊維補強シートを接着するコンクリート面は，部材の損傷状況に応じた下地処理方法を適用するものとし。下地処理面は平坦に仕上げるものとする。
(4) 繊維補強シートとして炭素繊維シートを用いた場合，コンクリートとの付着を確保するための付着長として，40cm以上を確保するものとする。
(5) 繊維補強シートの貼付け範囲が，3ヒンジ構造の頂部ヒンジや2ヒンジ構造の左右両肩部のヒンジに達する場合は，ヒンジ部を跨ぐようにシートを貼り付けるものとする。
(6) 繊維補強シートによる対策において，アーチ部材基部が地中部にある場合は，脚部保護コンクリート工を設置することを基本とする。この場合，内空部に対策する繊維補強シートは，脚部保護コンクリート工の分担力を見込んでもよい。

(1) 繊維シートの積層数と補強効果の関係については，各種の研究が行われているのが現状である。したがって，最大積層数は，適切な試験方法により補強効果を確認の上，適宜決定するものとする。また，積層数の決定においては，施工性，経済性も考慮する必要がある。
(2) 繊維補強シートの内，炭素繊維シートを継ぎ合わせる場合の重ね合わせ量について規定したものである。シート同士は，20cm～25cm程度重ねれば，シートの引張力を伝達することが出来る。なお，多層にシートを貼り付ける場合には，各層同士を重ねることにより，各層ごとのシートの引張力を伝達することが出来る。
(3) 既設部材と一体化して繊維シートの高弾性・高強度等の物性を機能させるためには，良好な付着・接着性が確保されていなければならない。樹脂系の接着剤には，接着性の良いエポキシ樹脂が使用されているが，接着力が強固でもコンクリート母材が弱い場合には母材剥離となる。

　したがって，コンクリートの損傷状況を十分把握し，損傷状況に応じた下地処理を行い，所定の付着力が確保できるようにする。また，下地処理面に凹凸があると，繊維シートを平滑に貼付けることができず，空洞が生じ満足な補強効果が得られないので，凹凸の程度に応じた前処理や不陸調整を行う必要がある。
(4) 炭素繊維シートとコンクリートとの付着を確保するための付着長として40cm以上を確保すればよい。なお，アーチカルバート内空に連続してシートを貼り付ける場合であれば，一般に，部材幅が40cmを大きく上回るため，十分に付着長を確保できる。
(5) 繊維補強シートの貼付け範囲は，3ヒンジ構造の頂部ヒンジ構造を跨ぐように頂部シートを貼り付ける。また，2ヒンジ構造の左右両肩部のヒンジに達する場合は，ヒンジ部を跨ぐようにシートを貼り付ける。既設プレキャストアーチカルバートは，施工中とは異なり，施工中の土被りの変化によるヒンジ部の稼動はなく，ヒンジ部の変位も生じない安定した状態にある。また，カルバート断面方向（横断方向）でヒンジの機能を考慮した場合にも，シート貼り付けにより機能を阻害することはない。一方，シートの定着長の確保やはく落片の落下防止では，ヒンジ付近のシート貼り付けが望ましいため，ヒンジ部を跨いでシートを貼り付けるものとした。
(6) 繊維補強シートはプレキャストアーチカルバートの基部から設置することを基本とするが，アーチ部材基部が地中部に位置する（土被りがある）場合には，繊維補強シートが直接地盤と接触することとなる。繊維補強シートはアーチ部材の基部付近に定着帯を設けることになるため，繊維補強シートの補強効果を発揮させるためには，この部分のシートの健全性を保っておくことが重要である。繊維補強シートが直接地盤に接触する状態では，予期せぬ劣

化を招く可能性があり，また劣化の状況も目視では確認できないこととなるため，アーチ部材基部が地中に位置するような場合には，脚部保護コンクリート工を設置することを基本とし，繊維補強シートは，脚部保護コンクリート工の頂部付近で定着帯を設けることとする。

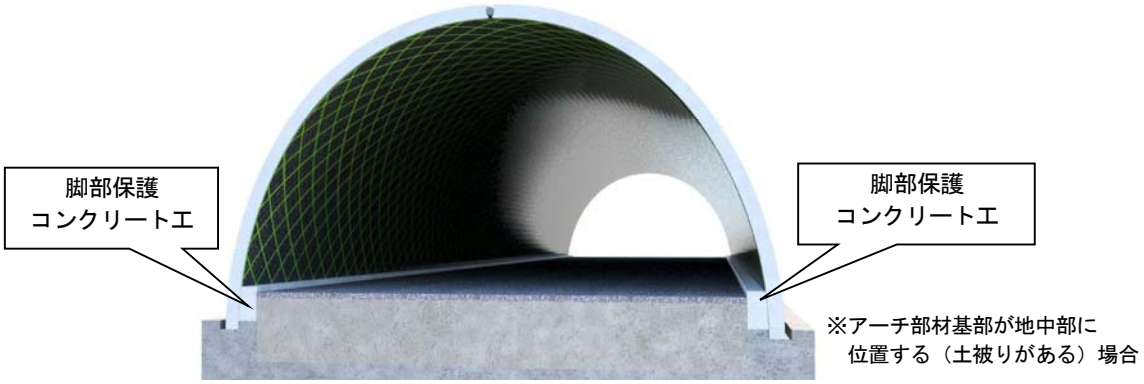
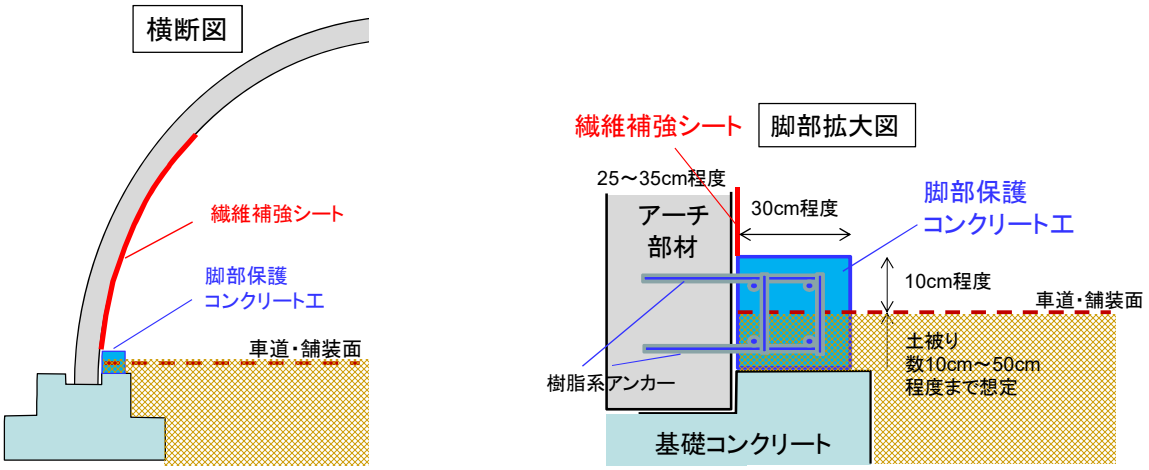


図-3.27　脚部保護コンクリートの設置例



(a)　横断図　　(b)　脚部拡大図

図-3.28　脚部保護コンクリートの構造例

4章 補強対策工の施工

4-1 施工一般

(1) 繊維補強シートによる補強対策工の施工は，本章の各条項及び構造物施工管理要領[5]に従って行うことを原則とする。また，脚部連結工による補強対策の施工は，本章の各条項及び構造物施工管理要領及びコンクリート施工管理要領[6]に従って行うことを原則とする。

(2) 繊維補強シートによる補強対策工の施工は，それらに関する十分な知識を有する技術者によって行われることを原則とする。

(1) 繊維補強シートによる補強対策工の施工は，本章の各条項，本マニュアルの該当事項，本マニュアルに記載のない場合は，「構造物施工管理要領」の該当箇所に従って行う。「構造物施工管理要領」は「3-8-6 炭素繊維巻立て工法」を参照する。また，脚部連結工による補強対策を行う場合は，施工は本章の各条項及び構造物施工管理要領及びコンクリート施工管理要領の該当箇所に従って行う。

(2) 繊維補強シートによる補強対策工は，繊維補強シートを含浸接着樹脂を用いてコンクリート表面に接着または密着させることにより，補強材と既設コンクリート構造物が一体化して所要の補強性能を発揮するものである。したがって，これらの状態を満足するように，適切な工法，材料の選定，施工および施工管理を行い，さらに，補強後の所要の性能を維持するために，適切な方法により維持管理を行う必要がある。

ここでは，設計された補修補強性能を満足するために必要な施工上の留意点について記述している。繊維補強シートによる補強は，現場で繊維補強シートに含浸接着樹脂を含浸硬化させて補修補強性能を確保する工法である。このため，現場特有の作業環境条件のもとで，現場の状況に応じた判断が必要となり，施工を担当する工事管理者および作業員の技量に比較的大きな影響を受けることから，一部で技量等に関する資格制度を設けている。このようなことから，本工法を実施する場合，管理者および作業員の選定に際しては，資格の有無，経験年数などを考慮することが重要である。

4-2 施工計画

(1) 繊維補強シートを用いた補強の施工は，補強対策設計に基づき，施工条件及び環境条件を考慮して，工事の要件を満足するように策定した施工計画に従って行わなければならない。

(2) 施工計画は，施工手順，工程及び品質管理方法を示したものでなければならない。

(1) 施工計画の良否は施工確実性と施工安全性に大きく影響する。このため，設計上の要求性能を確保するために必要な事前調査を行い，その結果を踏まえて施工計画を立案する必要がある。

施工計画においては，確実な施工を行うため，以下のことなどに配慮する必要がある。

①作業可能時間帯を考慮した無理のない工程計画とすること

②十分な作業空間が確保されること

③品質の確実な材料を必要数量入手できること

④必要な能力と十分な経験を有する施工者を従事させること

また，安全に施工するため，以下のことなどに配慮する必要がある。

①施工者の安全確保のための方策を示すこと

②第三者の安全確保のための方策を示すこと

③共用施設の破損防止策を示すこと

④万一事故が発生した場合，速やかに対処できる体制を確立しておくこと

⑤廃棄物の処理方法を示すこと

(2) 補強に用いる繊維補強シートには，種類があるが，設計上の要求性能によってそれぞれ最適なものが選択され，特性を活かした施工手順を定める必要がある。

繊維補強シートによる補強の施工手順は，以下を標準とする。

①使用材料の搬入および保管

②準備工

③下地処理工

④プライマー塗布工

⑤繊維シート接着工

⑥仕上げ工

⑦既存設備復旧工

また，施工現場の作業環境や作業時間などの制約を考慮して，施工項目に対応した工程と設計上の要求性能を確保するための品質管理方法を明示する必要がある。

4-3 材料の取り扱い

材料の運搬，保管，調合・加工および使用等の取扱いは，材料の変質および安全性に関する取扱い上の注意事項を事前に確認し，それを遵守して行わなければならない。

繊維補強シートによる補強で使用する材料は，繊維補強シートの力学特性のみならず含浸接着樹脂など，材料全体の品質が確かめられたものを用いる。また，完成時には，これらの材料の組み合わさった複合体としての性能が重要であり，複合体としての試験により強度や劣化特性などの性質が確認されたものを使用する必要がある。

使用材料は，その品質が補強効果に影響を及ぼすことから，材料の搬入時に品質を確認する必要がある。一般に，使用材料は，製造者の品質規格に基づいて製造されており，製造者から提出される試験成績表によりその品質を確認することができる。

運搬，保管中や，調合・加工，使用に際して補強材や接着剤などの材料が劣化すると，十分な強度・接着性が確保できないなど，所要の補修補強性能を得ることができない。このため，使用する材料は，運搬や保管中に補修補強性能に影響を及ぼす劣化が進行しないように，各材料の特性に応じて運搬，保管する。繊維補強シートは，含浸接着樹脂を含浸・硬化させる前には傷つきやすく，また連続繊維の種類によっては紫外線や水分により劣化するものもあるので，その取扱いには十分な注意が必要である。

接着に使用する樹脂材料の劣化は，一般に直射日光が当たらない冷暗所に保管する等の処置が必要である。

一方，安全上の観点では，希釈溶剤を含む樹脂は，発生ガスがある濃度以上になると人体に有害である。したがって，容器の密閉を確実に行い，直射日光を避け冷暗所に保管しなければならない。また，引火しやすいので火気に注意する必要があり，保管数量については，消防法(第4類第一石油類:指定数量200または400リットル)の規定数量を遵守するものとする。なお，使用材料の取扱いに関する材料劣化や安全上の配慮は，各材料の製造者が作成する取扱い説明書によるものとする。

4-4 下地処理工

(1) コンクリート表面の著しい劣化，ひび割れ等は，適切に補修しなければならない。
(2) コンクリート表面の脆弱部および突起や段差・ズレなどの不陸は，はつり，または研磨等により除去し，平坦にしなければならない。

(1) 繊維補強シートが要求性能を満たすためには，繊維補強シートをコンクリート表面に正しく接着または密着させることが必要である。このため，適切な方法を用いてコンクリート表面の下地処理を行うものとする。下地処理には，ケレン，断面修復，不陸修正などの作業があり，対象構造物の補修補強目的に応じて，コンクリート表面を所要の状態に確保する必要がある。

既設のコンクリート面にジャンカ，豆板などの施工不良，著しい劣化やひび割れ等がある場合には，繊維補強シートには問題がなくても，既設コンクリートの欠陥によって所要の性能を満足できなくなり，補強効果が小さくなる。したがって，繊維補強シートを貼り付ける前に，適切な方法を用いて，既設コンクリート面を補修するものとする。

繊維補強シートと既設コンクリート面の接着または密着を確保するために，コンクリート面の劣化層・油脂分を取り除き，繊維補強シートの接着・密着に障害となる不陸や突起は，はつり落とすか不陸修正材を用いて平坦にする必要がある。

(2) コンクリート表面の鋭角な突起や段差・ズレ等は，応力集中によって繊維補強シートの強度低下の要因となる可能性が大きい。したがって，突起や段差・ズレは，削り取るかパテやモルタルなどによって平坦になるようにする必要がある。ただし，繊維補強シートの種類によって，強度低下の度合いは異なるため，使用する繊維補強シートに応じた処置を施すものとする。

4-5 繊維補強シート接着工

繊維補強シートの接着・密着施工は，所要の補強性能を発揮できるように実施しなければならない。確実な施工を達成するためには，施工の各段階で下記の事項に注意しなければならない。

(1) 施工環境条件が適切であること
(2) 下地処理が適切になされていること
(3) プライマーの混合と塗布が適切になされていること
(4) 不陸修正材の混合と塗布が適切になされていること
(5) シートが所定の位置，方向，積層数で貼り付けられていること
(6) シートがコンクリート面に確実に接着または密着していること
(7) 含浸接着樹脂が適切に混合，塗布され，かつ確実に含浸していること
(8) 含浸接着樹脂の養生を確実に行うこと

(1) 施工環境

プライマー，不陸修正材，含浸接着樹脂などには，一般に，エポキシ樹脂が用いられており，その粘度，可使時間，硬化時間などは，現場の雰囲気温度，コンクリート表面温度の影響を受けることから施工時の気温に合わせて夏用，冬用，春秋用のタイプがあり，施工条件によって選択する必要がある。エポキシ樹脂の場合，施工に適した環境条件

は，温度5℃以上，湿度85%以下が適用温度である。

現場の雰囲気温度やコンクリート表面温度が低い場合(5℃未満)には，施工現場の保温を行うか低温用プライマーおよび樹脂等を用いる。また，既設コンクリート表面が十分に乾燥していることを確認するとともに，電気抵抗式水分計などを用いて既設コンクリートの水分量を測定し，使用する材料の許容値以下であることを確認する。なお，コンクリート表面が乾燥した状態でない場合は，湿潤面専用プライマーの使用などを検討する必要がある。

(2) 下地処理

下地処理面は，補強の目的に応じた平坦性が確認されていなければならない。

(3) プライマーの混合と塗布

プライマーや不陸修正材は，所定の配合で正しく混合・撹絆する。一度に混合する量は，可使時間内に使いきることができる量とする。一般にエポキシ樹脂などの可使時間は，混合量や温度によって変動するので，雰囲気温度，コンクリート表面温度には十分留意する。

(4) 不陸修正材の混合と塗布

塗布されたプライマー，不陸修正材が指触硬化まで進み，埃や水分の付着がないことを目視，指触で確認する。プライマー，不陸修正材の硬化が進みすぎて表面の接着性に問題がある場合は，接着性を良くするため，サンドペーパーなどで目荒らしを行う。また，プライマーおよび不陸修正材は硬化不良を防止するため，乾燥面に施工する必要がある。初期硬化するまでに結露などの水分が付着して白化が生じた場合には，当該部分を溶剤で拭き取るかサンドペーパーで除去する。

(5) シートの貼り付け

設計に基づき，実構造物に適合した割付け図を作成する。また割付け図には，貼付け基準位置，継手位置，積層数を明示し，貼付け作業を適切に行うことができるようにする。プライマー，不陸修正材の塗布完了後，割付け図に基づき墨だしを行い，墨だし位置に沿って繊維補強シートを正確に貼り付けるものとする。

(6) シートの密着

繊維補強シートとコンクリート表面の付着力により応力を伝達する場合には，確実な付着強度が得られるように施工する。

(7) 含浸接着樹脂の塗布

繊維補強シートは，含浸接着樹脂を繊維間に含浸させて硬化させることにより各々の繊維が一体化され，シート全体で均一に外力を受け，所要の強度を発揮する。そのためには，含浸接着樹脂をシートに十分含浸させることが必要である。特に，重ね継手部は，繊維間・シート間に含浸接着樹脂が十分含浸され，一体となるように施工する必要がある。繊維補強シート貼付け後の浮き，膨れ，はがれ，たるみ，しわなどの不良箇所やエポキシ樹脂の含浸状態を目視あるいは打診により確認し，必要に応じて補修を行うものとする。

(8) 含浸接着樹脂の養生

繊維補強シートがだれ落ちたりしないよう，含浸接着樹脂の施工後，適切な養生期間を置いて次のシートを施工するのが望ましい。また，含浸接着樹脂が初期硬化するまでは，雨水や埃の付着を防止するとともに，気候の急変の影響を受けないよう，必要に応じてビニルシートで覆うなどの措置を施す。

4-6 仕上げ工

補修補強を行った表面は，耐候性，耐火性，耐衝撃性，美観等の要求性能を満たすよう，適切に仕上げなければならない。

仕上げに要求される性能には，以下のようなものがある。

(1) 直射日光に対する抵抗性

(2) 耐衝撃性

(3) 耐火性(あるいは不燃性)

(4) 美観

(5) 照明効果

(6) 粗度

仕上げ工には，耐久性，美観などを考慮した塗装工，表面保護工，不燃被覆工，耐火被覆工がある。含浸接着樹脂で硬化した繊維は，屋外暴露試験や促進暴露試験により耐久性に優れていることが確認されているが，繊維の種類によっては，使用条件により耐久性が低下するものがある。そのような場合には，十分に繊維の特性を考慮して仕上げを計画する必要がある。含浸接着樹脂表面は，紫外線，オゾンにより劣化して白化し，美観を損ないやすい。したがって，直射日光があたる環境で美観や照明効果が要求される場合には，保護塗装などの仕上げを行う必要がある。

4-7 検査

4-7-1 一般

(1) 補強されたカルバートが所要の性能を有することを確認できるように，工事の各段階で必要な検査を行わなければならない。

(2) 工事の各段階で必要な検査は，一般に，シート，プライマー，不陸修正材，含浸接着樹脂等の受入れ検査，それら材料の保管状態の検査，下地処理の検査，完成後の繊維補強シートの貼付け状態の検査とする。

(3) 検査の結果，合格と判定されない場合は，適切な処置を講じなければならない。

繊維補強シートを用いる場合でも，品質管理，品質保証および検査の重要性は，従来の材料を用いる場合と同様である。このため，工事の各段階で必要な検査を行わなければならない。繊維補強シートによる補強は，含浸接着樹脂を用いて繊維補強シートをコンクリート表面で硬化させることにより，繊維補強シートと既設アーチカルバートが一体化して，所要の補強性能を発揮するものであり，完成後は長期間にわたり補強性能の低下が少ないことが要求される。したがって，用いる材料は，これらの材料の組み合わさった複合体としての性能が重要であり，複合体としての試験により，物性や劣化特性などの性質が確認され，品質保証がなされたものを使用するものとする。

4-7-2 材料の受入れ検査

(1) 繊維補強シート，プライマー，不陸修正材，含浸接着樹脂等の材料は，それらが所要の品質のものであるかどうかを，受入れ時に検査しなければならない。

(2) 検査の結果，その品質が適当でないと判定された場合には，材料の変更などの処置をとらなければならない。

補強に使用する材料は，それぞれの材料が所要の品質を有することを確認するために，材料の受入れ時および施工に入る前にあらかじめ検査する必要がある。使用材料の検査は，製造者の発行する品質保証書または試験成績書等により行う。しかし，運搬中の不具合，現場における長期間の保存，工事中の不具合などによって有意な損傷を受けたと考えられるものについては，外観上問題がなくとも，試験によって品質を確認してから使用するのがよい。

4-7-3 材料の保管状態の検査

(1) 材料の保管は,それが適切な状態でなされていることを検査しなければならない。
(2) 検査の結果,保管状態が適切でないと判断された場合には，保管方法の改善を行わなければならない。

使用材料は，その品質を損なわないように，一般には，直射日光，火気，湿気，雨水等を避け，通風の良い室内で温度条件，湿度条件を確保して保管する必要がある。また，保管に際しては，関連する法令を遵守するものとする。

4-7-4 下地処理,プライマー塗布および不陸修正の検査

(1) 下地処理等は，断面補修完了状態，表面の平坦状況，プライマーの塗布状態，および不陸修正状態を検査しなければならない。
(2) 検査の結果，下地処理等の状態が適切でないと判定された場合には，それらの状態の改善を行わなければならない。

下地の検査にあたっては，対象コンクリート構造物の補修補強の目的および現地の施工条件に適したものであることを確認するものとする。検査項目は，下地補修完了状況，表面の平坦度，隅角部の処理状況などがある。

4-7-5 施工中および施工後の繊維補強シートの検査

(1) 施工中および施工後の繊維補強シートは，貼付け位置，浮き，はがれ，たるみ，しわなどの状態，継手長さ，積層数および含浸接着樹脂塗布量などを検査しなければならない。
(2) 接着された繊維補強シートは，必要に応じて，施工中および施工後に接着強度試験を行って，コンクリートとの接着性能を検査しなければならない。
(3) 検査の結果，繊維補強シートの接着状態が適切でないと判定された場合には，それらの状態の改善を行わなければならない。

施工中および施工後の繊維補強シートの性能は，接着強度試験で確認することができる。

一方，施工中の繊維補強シートの引張強度性能は，類似の施工環境条件下で得られている既往の試験データで確認することを基本とするが，施工規模が大きい場合，施工条件が厳しい場合には，現場において作製した試験片により確認試験を行うのが望ましい。試験は，現場での作業と同一の材料を使用して，現場のコンクリート躯体で行うことを原則とするが，現場のコンクリート躯体での試験が困難な場合には，コンクリートの物性が明らかな平板を用いて試験を行ってもよい。

4-7-6 各種試験

一般的に必要な試験項目として，下記を実施する。

(1) 基準試験

基準試験は，耐震対策が所定の性能を満足することを確認するために施工前に行う試験であるが，製品開発時に行う性能証明書を照査することにより原則省略できる。

(2) 定期管理試験

定期管理試験は，工事期間中において耐震対策が所定の性能を満足することを確認するために，定期的に行う試験である。

(3) 日常管理試験

日常管理試験は，耐震対策の材料，強度等が所定の仕様を満足しているか，また変動はどの程度あるかを確認するとともに，各施工段階の品質管理を行うために工事期間中行う試験である。

(1) 基準試験

基準試験は，従来，工事着手前に使用材料が仕様を満足するか確認するために実施されるものであったが，製品開発時に性能証明書を作成することから，これを照査することによって，基準試験を省略できることとした。一方，各箇所の施工条件は様々であり，性能証明書で保証する施工条件にあてはまらない場合が生じる可能性がある。このような場合には，各箇所の施工条件を考慮した性能確認を別途行う必要があるので注意が必要である。

(2) 定期管理試験

定期管理試験は，基準試験で確認された性能が現揚毎に異なる施工環境下においても発揮されることを確認するものである。試験項目は，各耐震対策ごとに定められることから，性能証明書に基づき必要な試験を実施することとなる。ここで，連続繊維シートを用いた場合の試験頻度については，一般にフレッシュコンクリートのスランプや空気量などの品質基準が同一であると考えられるため，施工性を確認することを主に，対策を行う代表部位に対して行うこととし，補強対策工事の１工事ごとを標準とした。

(3) 日常管理試験

日常管理試験は，基準試験で確認された性能が発揮できるよう使用材料や施工条件が性能証明書の内容と一致するかを確認するものである。試験項目は，選定した対策ごとに定められることから，性能証明書に基づき必要な試験を実施することとなる。

5章 維持管理

5-1 一般

繊維補強シートを接着して補強したプレキャストアーチカルバートは，定期的に点検を行い，変状が発見された場合には適切な対策を施さなければならない。

繊維補強シートを接着して補強したプレキャストアーチカルバートは，その補強効果を所要の期間にわたって維持させるため，定期的に行う点検によって変状の有無を確認し，変状が発見された場合にはその状況を確認の上，適切な補修対策を施さなければならない。

5-2 点検・調査

(1) 定期点検は，繊維補強シート及び繊維補強シート周辺のコンクリート部材について変状の有無を確認するために行う。
(2) 定期点検により，変状が認められた場合には，詳細調査を行い，損傷の程度や範囲を定量的に把握する。

(1) 繊維補強シートを接着したコンクリート部材の点検は，近接目視による目視観察を主体とする。点検では，繊維補強シートの浮き，ふくれ，剥離，端部のめくれ等の有無，また，仕上げが施されている場合には，その劣化状況を観察する。また，繊維補強シート周辺でのコンクリート表面における変状の有無も確認する。
(2) 詳細調査は，近接目視点検で繊維補強シート及び周辺のコンクリート表面に何らかの変状が発見された場合に行うものとする。詳細調査では，繊維補強シートのたたき点検や赤外線等の非破壊検査装置によって変状の程度及び範囲の確認を行い，対策を検討する。

5-3 補修

詳細調査により，繊維補強シートに有害な変状が認められた部分は補修対策を施さなければならない。

詳細調査の結果，繊維補強シートの浮き，ふくれ，剥離，端部のめくれ等が発見された場合は，補強効果を維持させる目的で，補修対策を施す必要がある。浮きや部分的な剥離に対する補修方法としては，その規模が小さい場合には樹脂を注入処理する方法，大きい場合にはその部分の繊維補強シートを撤去して新たに繊維補強シートを接着する方法があり，変状の状況に応じて適切な方法を選択する。

参考文献

1) プレキャスト・アーチカルバート工法　テクスパン工法　カタログ：ヒロセ補強土株式会社
2) （財）先端建設技術センター「テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会」：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），2012.9
3) ジオスター株式会社ホームページ（最終閲覧日 2020 年 3 月 25 日）
URL: https://www.geostr.co.jp/product/?pca=2&ca=4&id=1500001154-567531
4) 土木学会：コンクリートライブラリー101　連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.7
5) 東・中・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，平成 29 年 7 月
6) 東・中・西日本高速道路株式会社：コンクリート施工管理要領，平成 29 年 7 月
7) 国立研究開発法人土木研究所・株式会社高速道路総合技術研究所・国立学校法人京都大学工学研究科：プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究報告書(その２),令和 2 年 3 月

共同研究報告書

Cooperative Research Report of PWRI

No.518 March 2020

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

転載・複写の問い合わせは

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 電話029－879－6754