

RRR工法 技術講習会

トレードピア淀屋橋ビル(TKPガーデンシティ大阪淀屋橋) 19A

2024年(令和6年)11月22日(金)13:05~14:35

# GRS構造物

-擁壁から橋台への発展-

東京大学名誉教授, 東京理科大学名誉教授

龍岡文夫

# GRS構造物 - 擁壁から橋台へ -

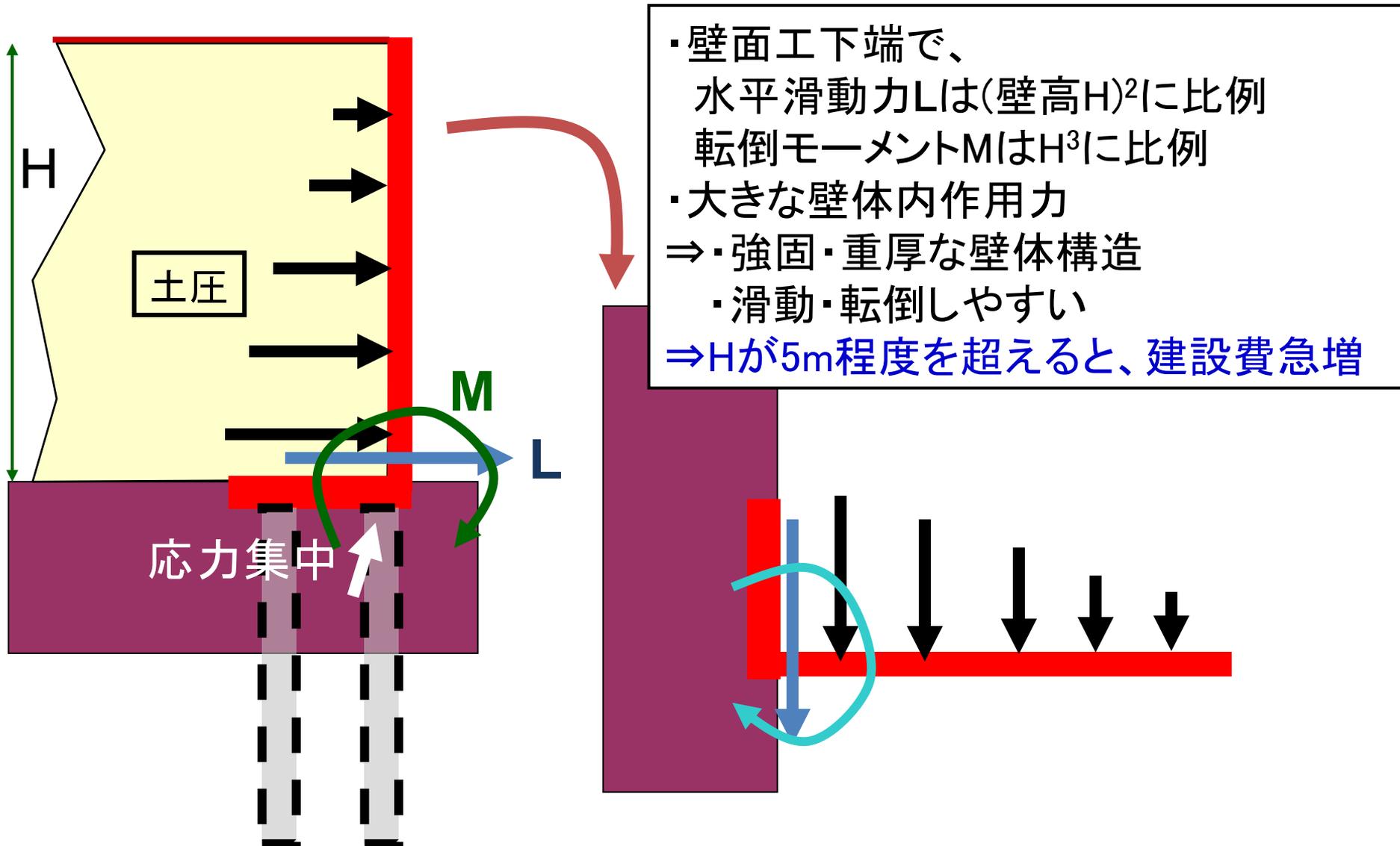
GRS: Geosynthetic-Reinforced Soil (ジオシンセティックス補強土)

- 1) 従来形式の擁壁は**片持ち梁**！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) **剛な一体壁面工**を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・**盛土建設後に壁面工を建設**する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による**強化復旧**：  
**地震・洪水・豪雨・津波**
- 5) GRS擁壁から**GRS橋台・GRS一体橋梁**への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# GRS構造物 - 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

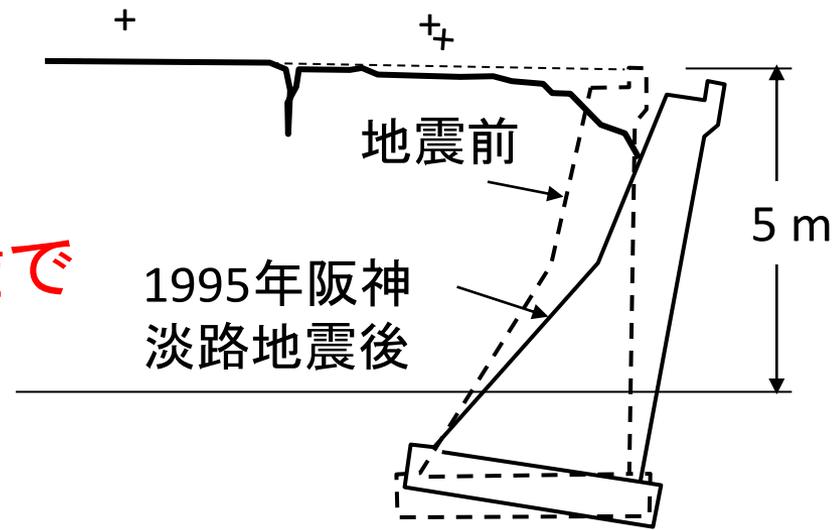
# 従来形式の擁壁は片持ち梁 (cantilever) 構造物



- ・壁面工下端で、  
水平滑動力 $L$ は(壁高 $H$ )<sup>2</sup>に比例  
転倒モーメント $M$ は $H^3$ に比例
- ・大きな壁体内作用力  
⇒・強固・重厚な壁体構造  
・滑動・転倒しやすい  
⇒ $H$ が5m程度を超えると、建設費急増

通常は、**杭基礎**が必要 ⇒ 高建設コスト

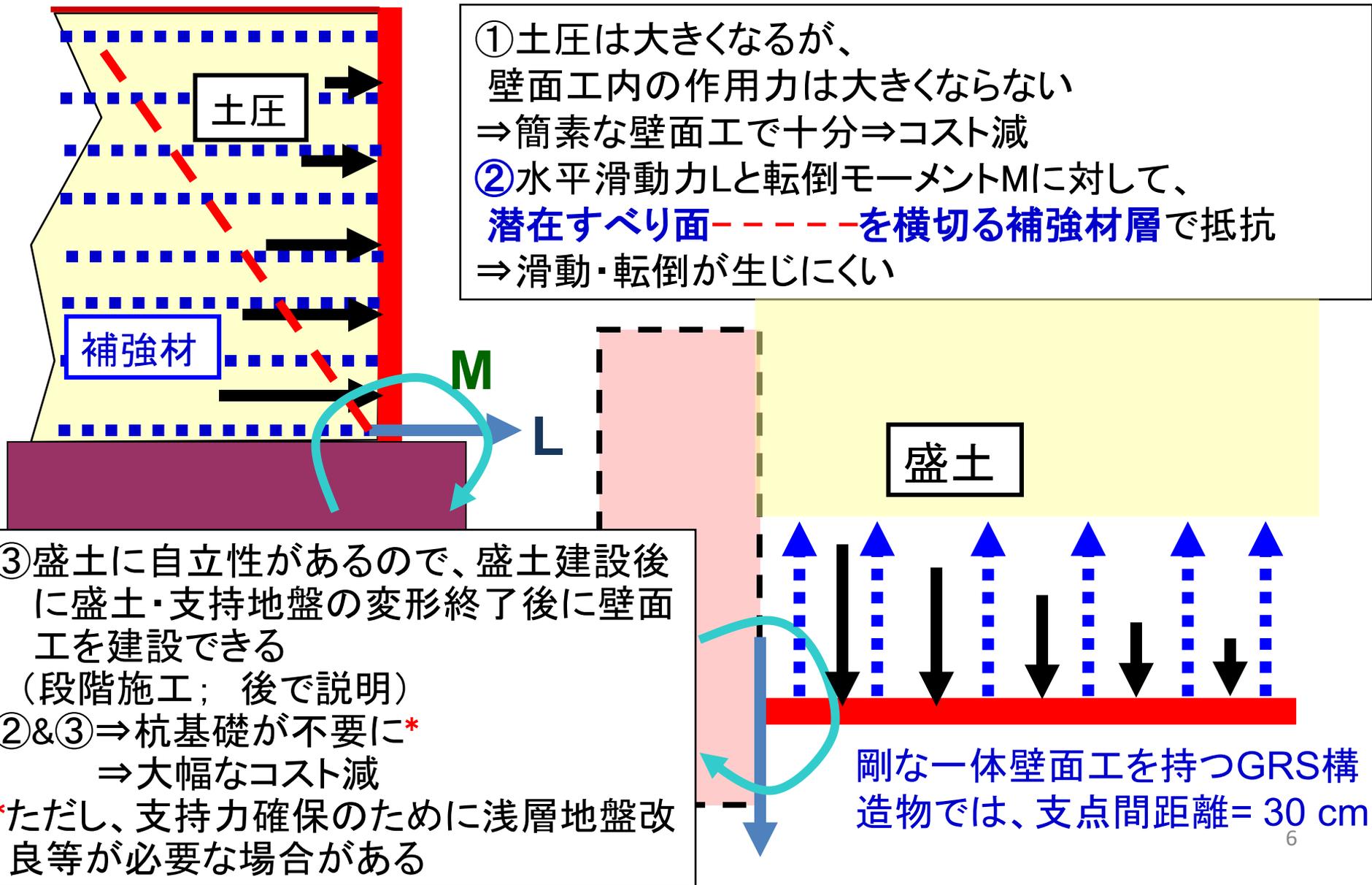
# 1995年阪神淡路地震 多数の重力式やL型擁壁で 壁体破壊, 転倒



阪神電鉄  
石屋川駅付近  
重力式擁壁



GRS擁壁の安定には**剛な一体壁面工が必要!** しかし、この壁面工は、  
支点間距離が小さく支点多数の連続梁であり、非片持ち梁構造

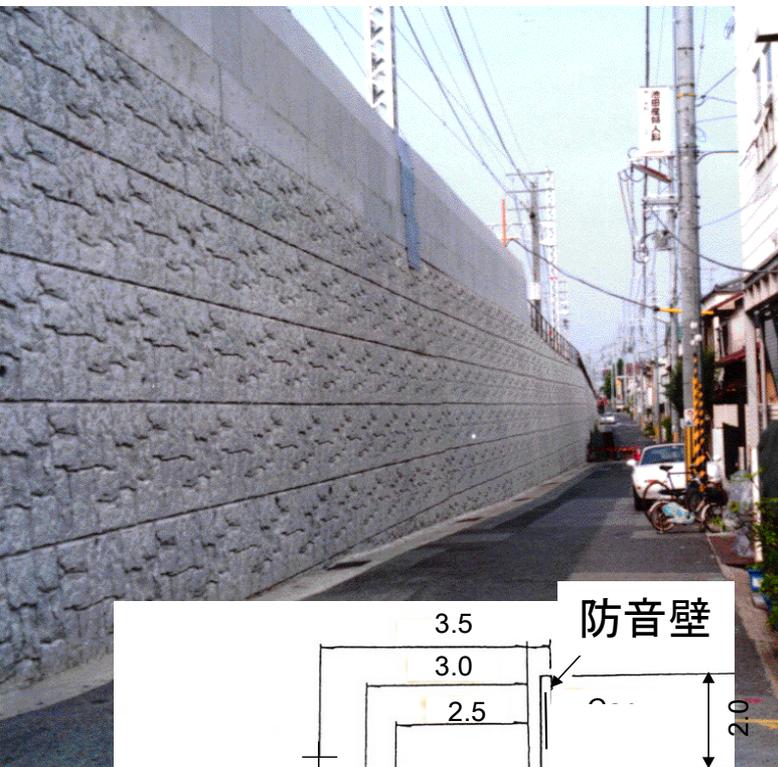


1992年7月(建設直後)

JR神戸線, 東灘区

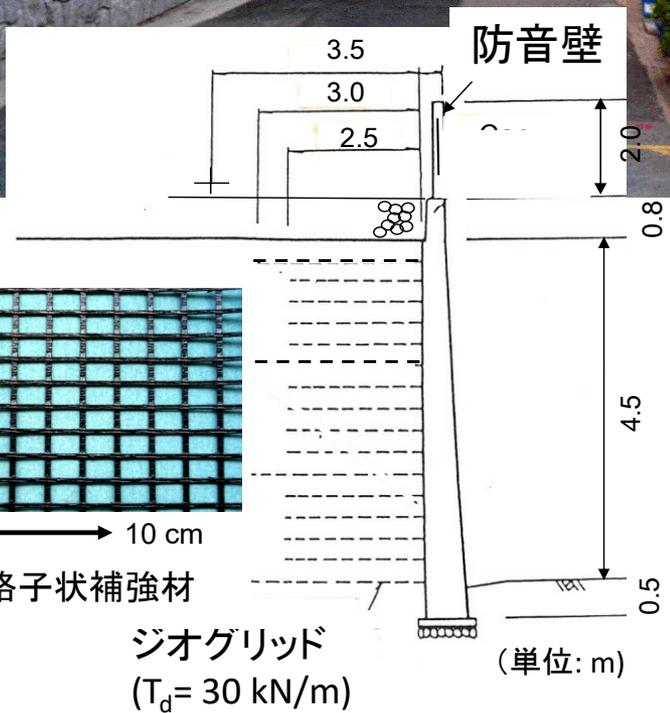
剛な一体壁面工を持つGRS擁壁

- ・GRS: Geosynthetic-Reinforced Soil  
ジオシンセティック補強土

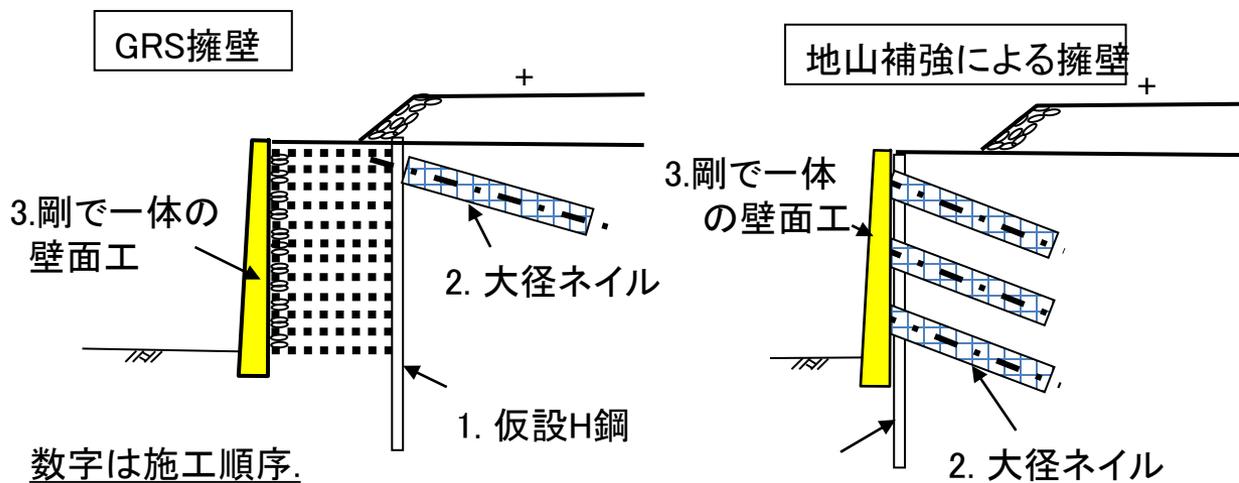
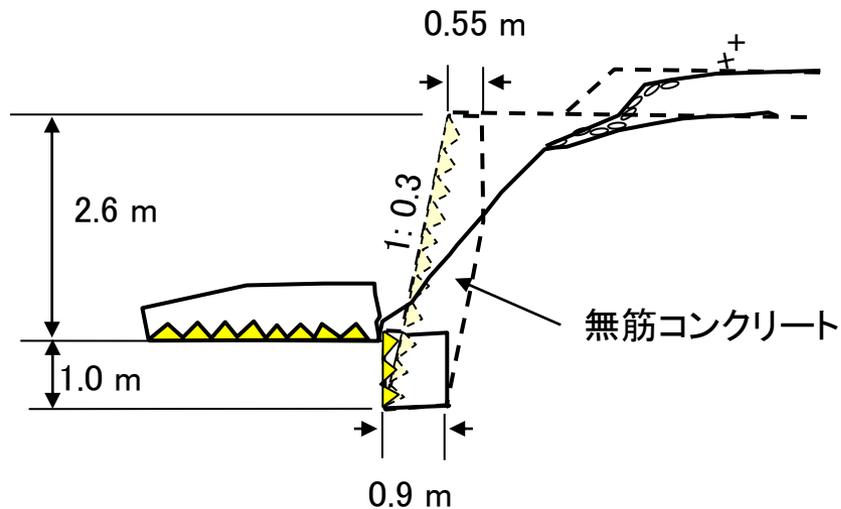


1995年1月24日(地震1週間後)

非常に高い耐震性!



# 1995年阪神淡路大震災で崩壊した凭れ式擁壁の崩壊と強化復旧 JR神戸線 摂津本山駅・住吉駅間の盛土山側のり面

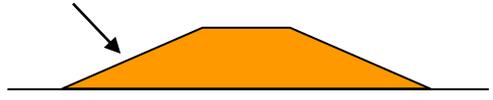


# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) **剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例**
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

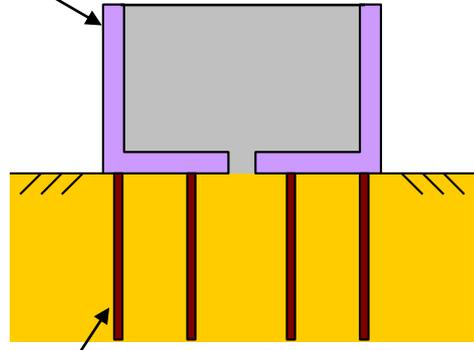
# 道路・鉄道における高架構造物の変遷

緩勾配法面の盛土



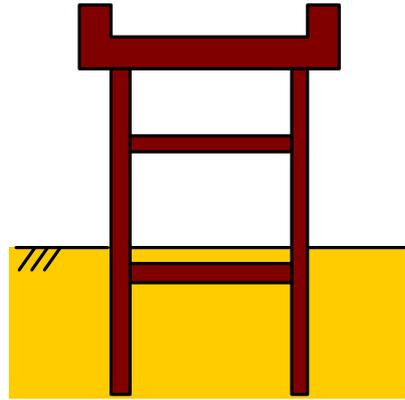
- ・占有面積が大きい。
  - ・豪雨・地震に対して不安定
  - ・長期残留変形が大きい（特に、支持地盤が軟弱な場合）
- ⇒維持管理コストが高い

鉄筋コンクリートのL型擁壁



杭

RC高架構造物

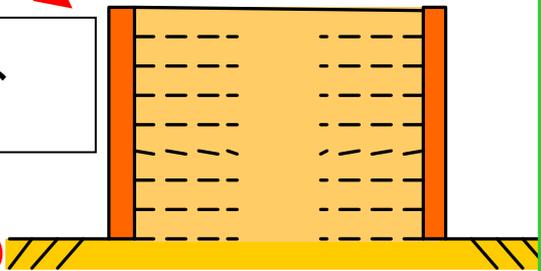


可能で適切な場合

鉄道では、  
新設擁壁として  
従来形式片持ち梁擁壁と  
他形式の補強土擁壁  
は建設しなくなった

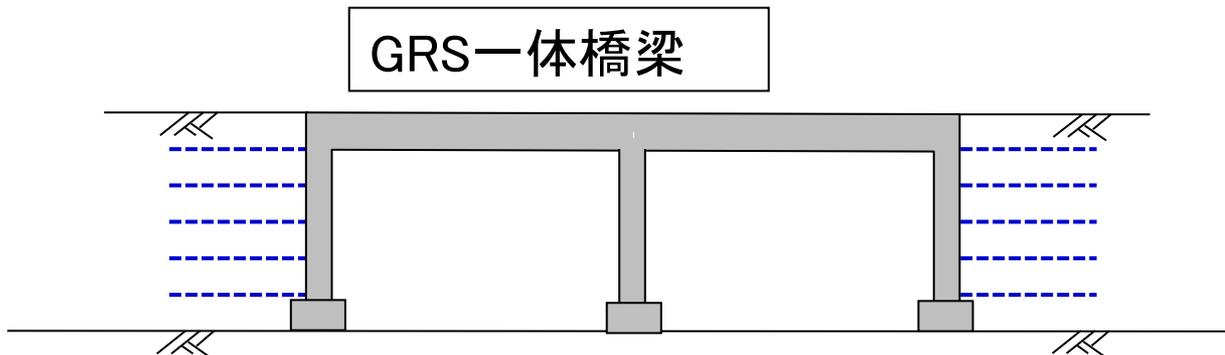
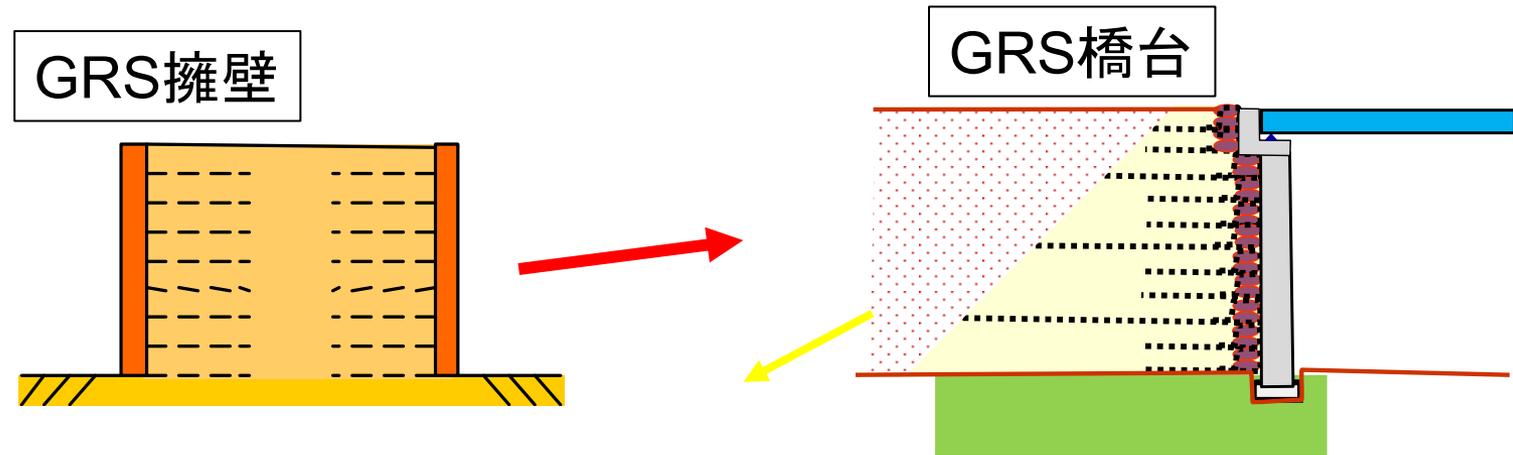
剛な一体壁面工を持つGRS擁壁、  
GRS橋台等

- ・十分な剛性と安定性  
(高い耐災性、低い維持管理費)
  - ・土構造物は基本的に低コスト (杭は基本的に不要)  
(RC高架の約1/2)
- ⇒高い性能と高い費用便益費  
新幹線等の建設で活用！



# 最近の剛な一体壁面工を持つGRS構造物の特徴

- ・GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁、GRSトンネル坑門工、GRS Box culvert等へと発展
- ・新幹線等の鉄道の重要永久構造物として、従来形式の盛土、擁壁、橋台、単純桁橋梁等に替わり、広く活用（道路にも活用できる）



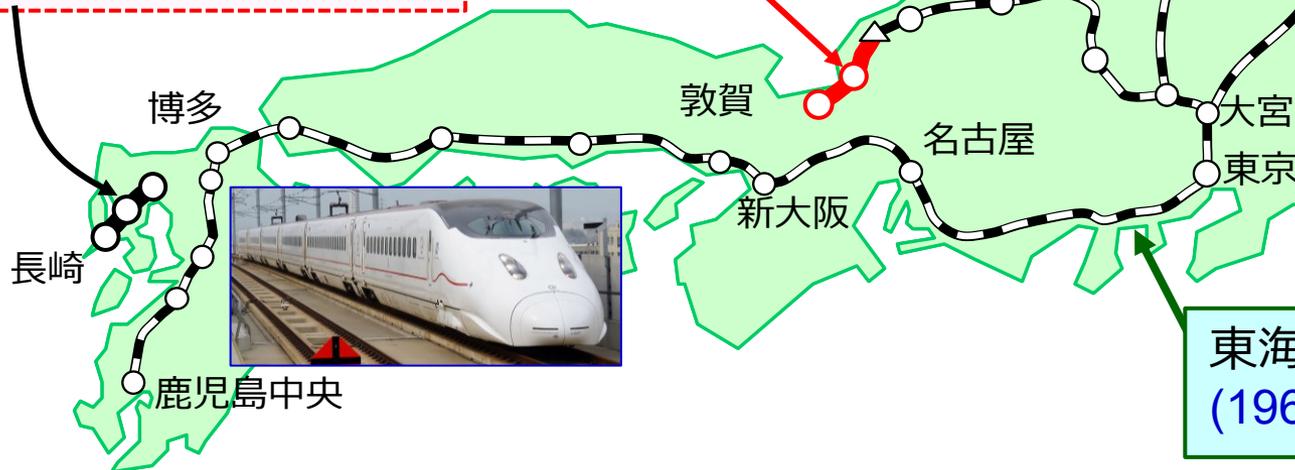
# 新幹線ネットワーク, 2022年

	供用中	2,830.5 km (2000年以降, 995.4 km)
 建設中	北海道(新函館北斗・札幌間)	211.5km
	北陸(金沢・敦賀間)	125.2km



九州  
(西九州ルート)  
2022年9月23日開業

北陸(2024年  
3月16日開業)



東海道  
(1964年10月開業)

# 北海道新幹線では、剛な一体壁面工を持つGRS構造物を 広範囲に採用

木古内～新函館間  
万太郎路盤

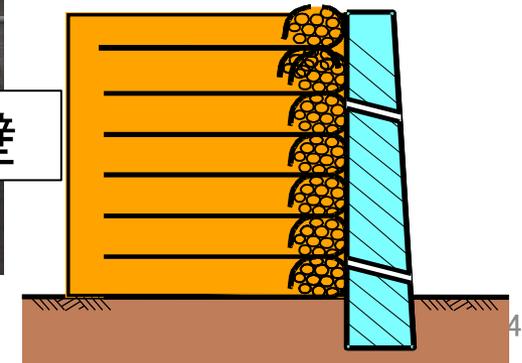
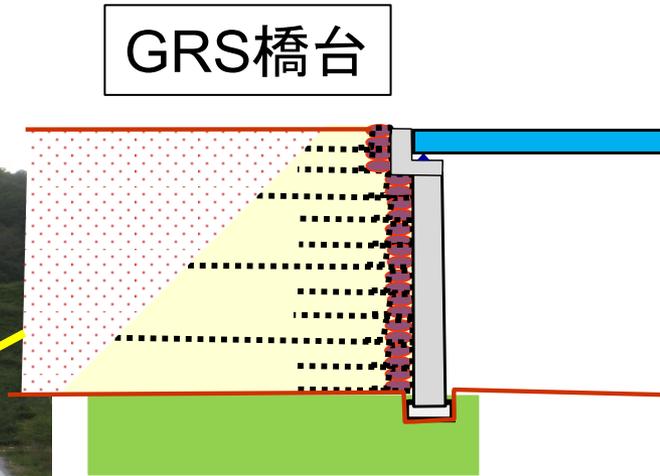
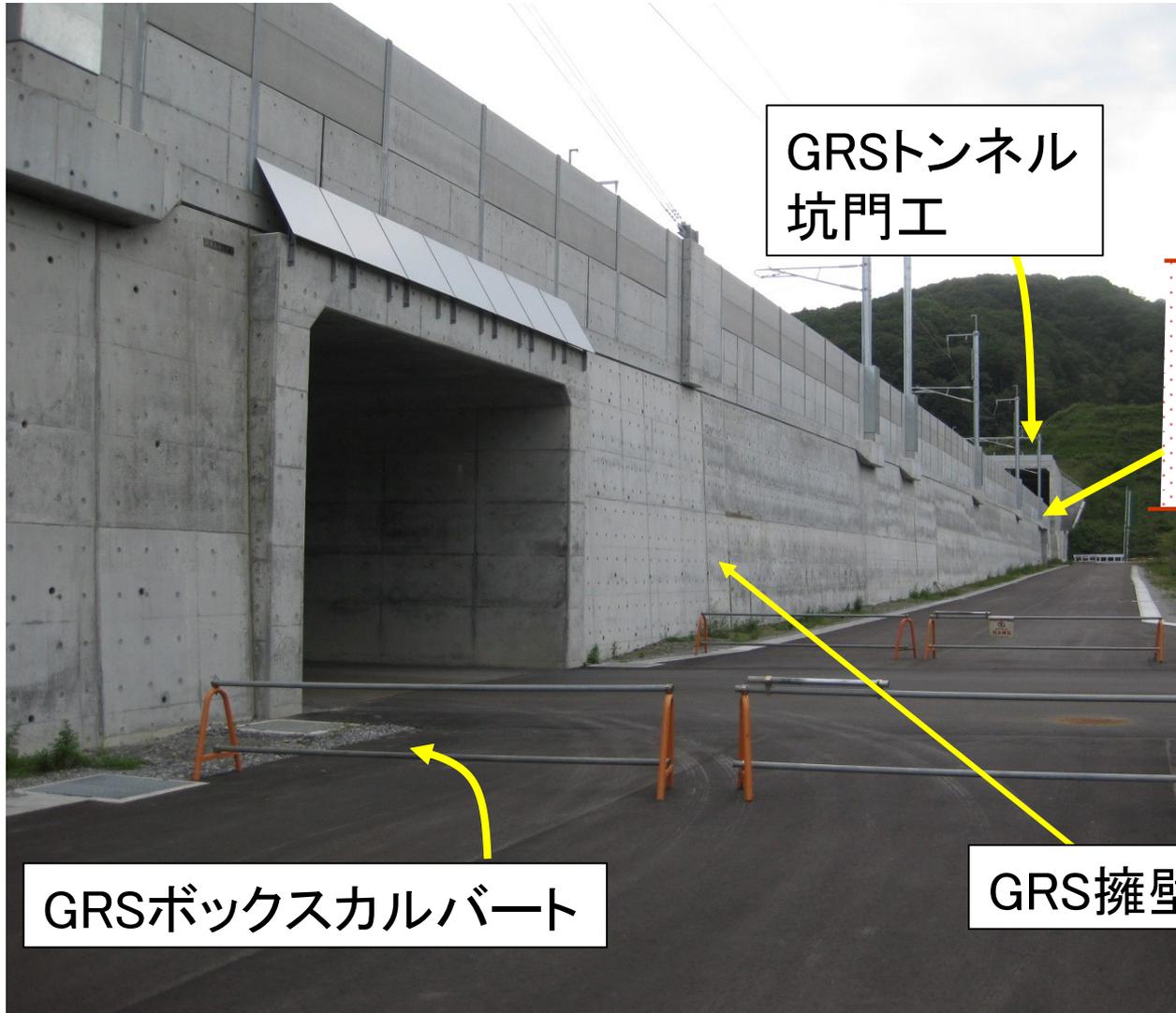
記号	GRS構造物	施工延長 または 箇所数	最大高さ (m)
R	GRS擁壁	3,528 m	11.0
A	GRS橋台	33	13.4
I	GRS一体橋梁(世界で初)	1	6.1
B	GRS一体ボックスカルバート	3	8.4
T	GRSトンネル坑門工	11	12.5

これらは、全て従来形式の盛土、  
擁壁、橋台等に替わって建設された

鉄道運輸機構提供

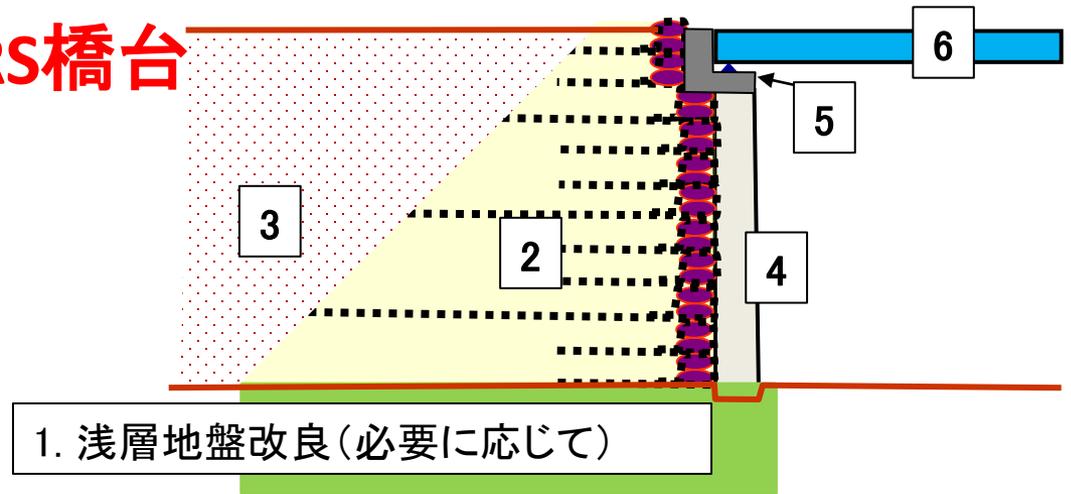


# 北海道新幹線では、剛な一体壁面工を持つGRS構造物を広範囲に採用



# GRS擁壁から発展したGRS橋台

北海道新幹線、万太郎路盤  
高さ13.4 m  
(数字は施工順序)

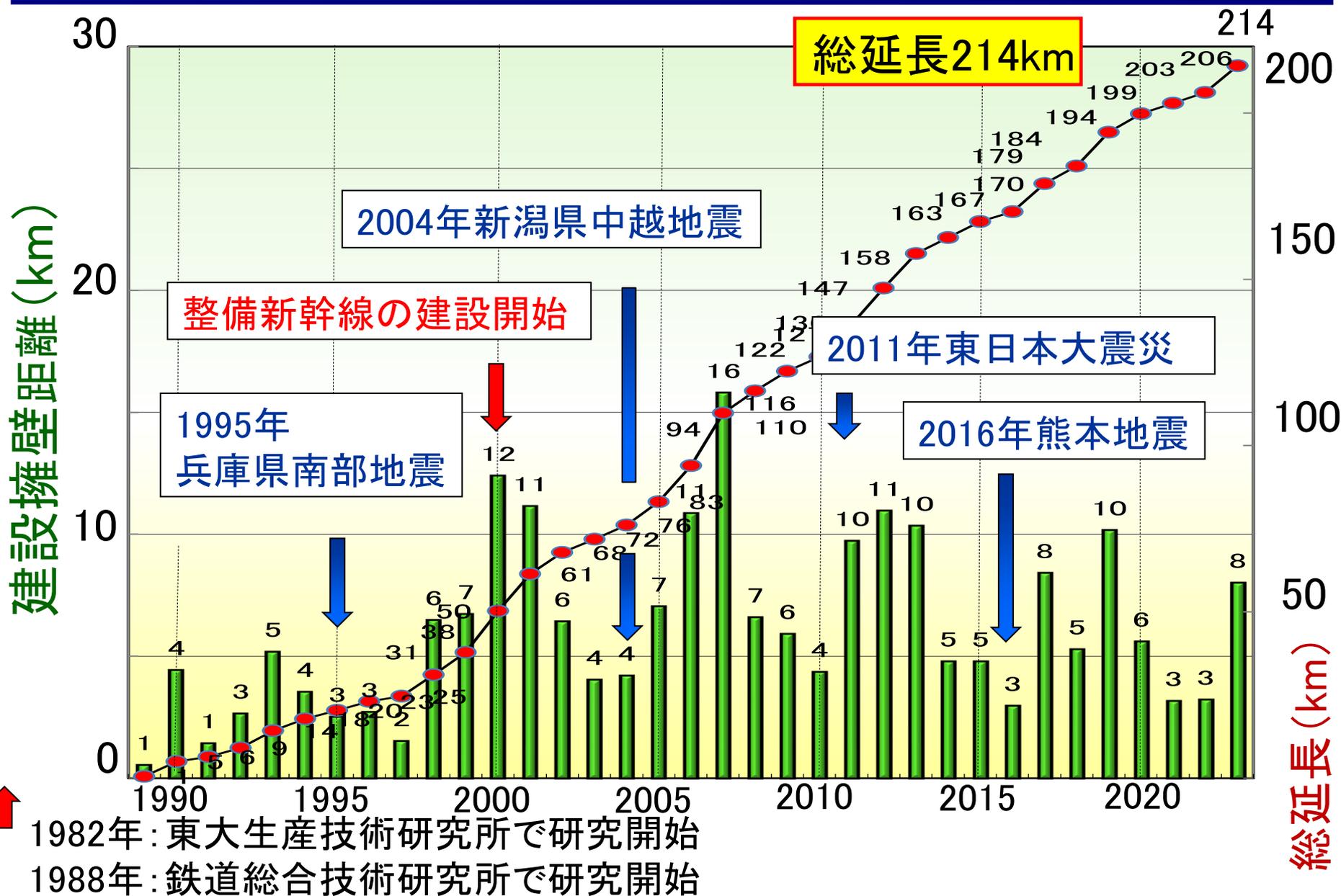


1. 浅層地盤改良 (必要に応じて)



現在まで、185あまりのGRS橋台(耐震性橋台)が建設

# 剛な一体壁面工を持つGRS構造物(擁壁、橋台等)の施工実績



# 2024年4月までに建設された剛な一体壁面工を持つGRS構造物 (擁壁、橋台等)

総延長: 214 km以上

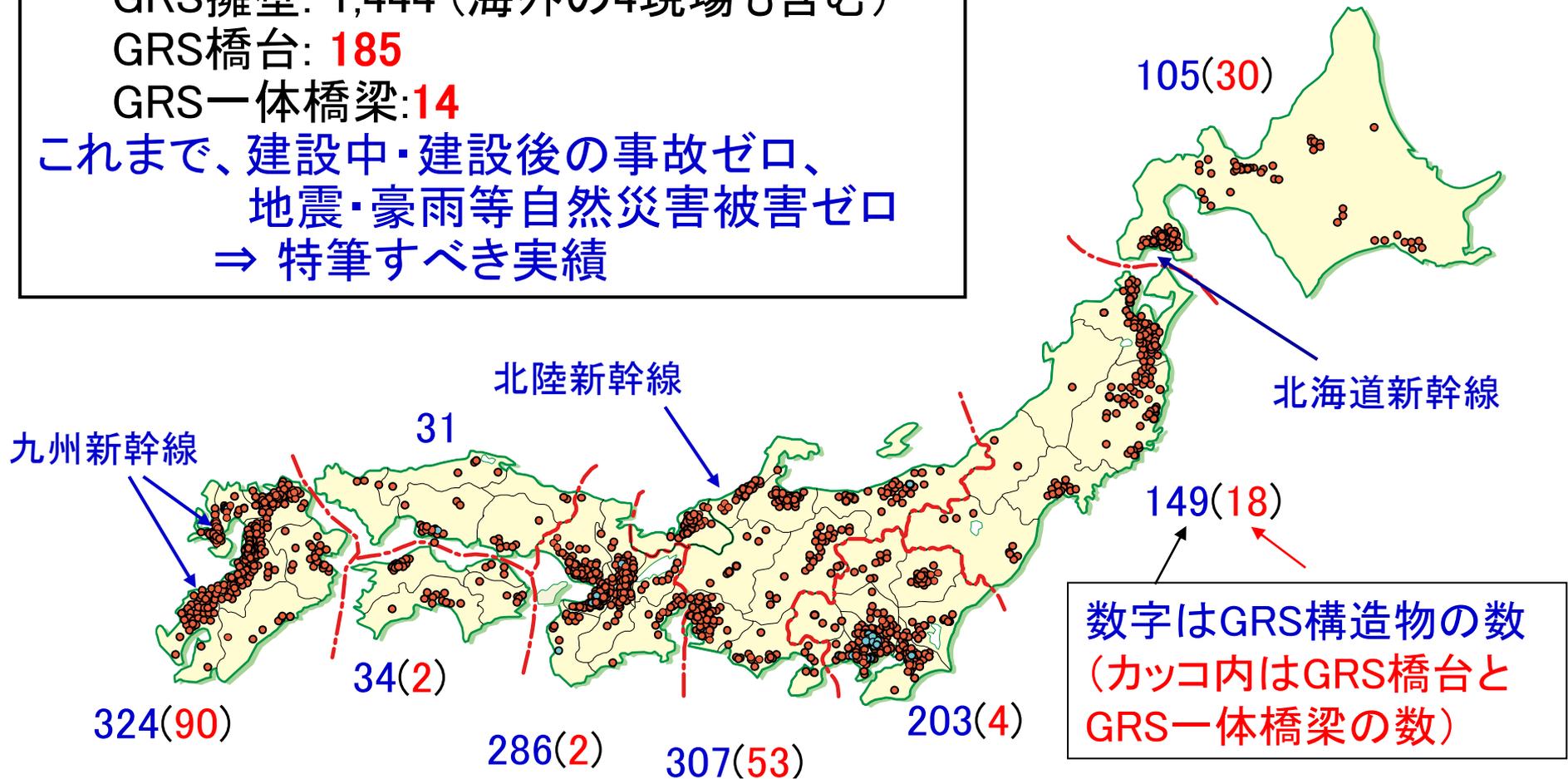
総現場数:

GRS擁壁: 1,444 (海外の4現場も含む)

GRS橋台: **185**

GRS一体橋梁: **14**

これまで、建設中・建設後の事故ゼロ、  
地震・豪雨等自然災害被害ゼロ  
⇒ 特筆すべき実績



# まとめ

- ・我が国の鉄道の新設擁壁は、基本的に従来のL型・重力式等の片持ち梁形式から剛で一体のRC壁面工を持つジオシンセティック補強土(GRS)擁壁に切り替わった。道路でも活用されている。
- ・最近では、多数のGRS橋台が建設され、GRS一体橋梁も建設された。
- ・安定性の要求が極めて高く、許容変形が非常に小さい新幹線の擁壁・橋台等も、このようなGRS構造物が標準構造物になった。

その背景に、剛な一体壁面工を持つGRS構造物の三大特長がある。

即ち、従来形式の擁壁、橋台、橋梁と比較して、

1. 杭基礎の省略、電柱・防音壁等付帯設備の設置、腹付け擁壁工等での高い施工性、短い工期等による直接建設費の大幅な削減
2. 橋台裏の盛土沈下・段差の解消等による維持管理費の大幅な削減。
3. 地震・豪雨・洪水等自然災害に対する高い耐力

⇒「1～3を総合した性能Performance」のLife Cycle Costに対する比は確実に向上

これらは、実績で証明されてきた。

# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

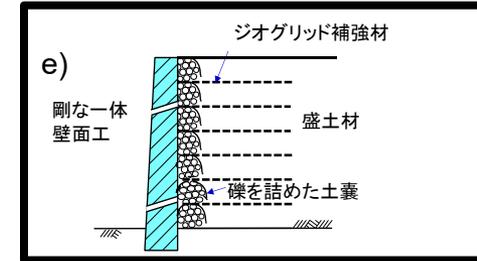
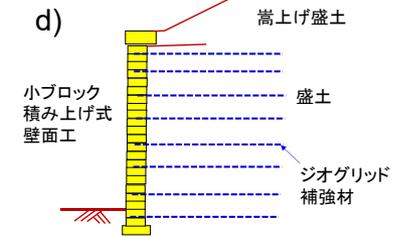
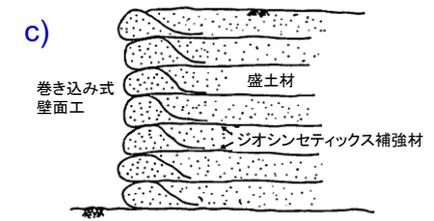
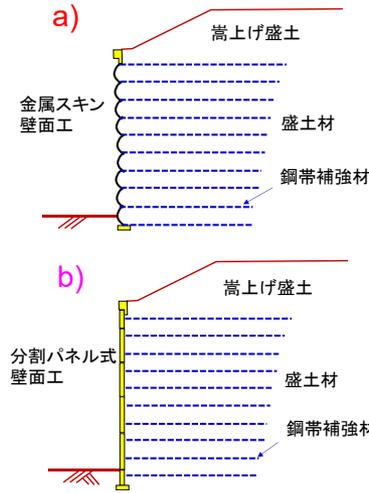
- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) **剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴**
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# 補強土擁壁の構成要素

- ・ 裏込め盛土(様々な土質と締固め状態)
- ・ 補強材(様々な素材・剛性・形状)
- ・ 壁面工(様々な剛性・構造)  
(+ 排水工)

これらの組み合わせ  
⇒ 多様な形式・構造の補強土擁壁

- ・ 多様な機能・性能
- ・ 多様なLife Cycle Cost
- ・ 多様なC/P比



剛な一体壁面工を持つGRS構造物の開発過程で直面した二つの難題:

1. (当時\*の通説) 補強土擁壁は壁面土圧が低い方が安定であり、

\* 1980年代 剛性・一体性がある壁面工は不要！ 補強土擁壁は土圧軽減工法！  
(実際は) 壁面工背後の盛土の安定には高い壁面土圧が必要であり、  
壁面工には剛性・一体性が必須 ⇒ 以下で説明

2. (当時\*の通説) 補強材には剛性・強度が高い金属製が最適！

ジオシンセティックス補強材は、剛性が低すぎ、クリープで長期的に劣化！

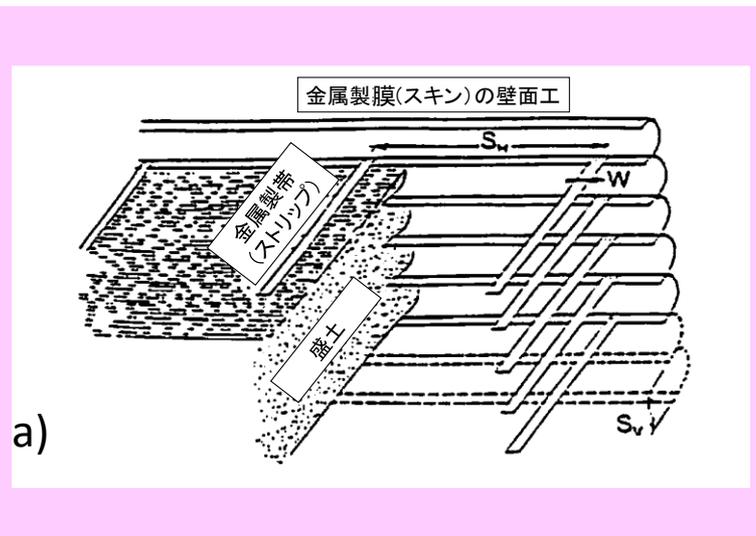
(実際は) ジオシンセティックス補強材は、剛性・強度は相対的に低いですが、面状で密な配置によって十二分機能し、クリープは劣化現象ではない ⇒ 次節

# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

壁面工の剛性 補強材 の形状、材質	柔（大きな土圧は発揮で きない）	剛（大きな土圧が発揮）
帯状、 金属製		
面状（膜状あるいは グリッド状）、 石油高分子材料		

# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

壁面工の剛性 補強材 の形状、材質	柔(大きな土圧は発揮できない)	剛(大きな土圧が発揮)
帯状、 金属製	金属膜(skin)の壁面工、 初期テールアルメ擁壁 (図a)	
面状(膜状あるいは グリッド状)、 石油高分子材料		



# 壁面工が柔軟か、あるいは剛な壁面工に補強材が連結してないために、壁面工に土圧が発生しない場合

壁面での土圧は、ゼロか非常に低い

⇒

①主働域内の水平拘束圧は、非常に低い

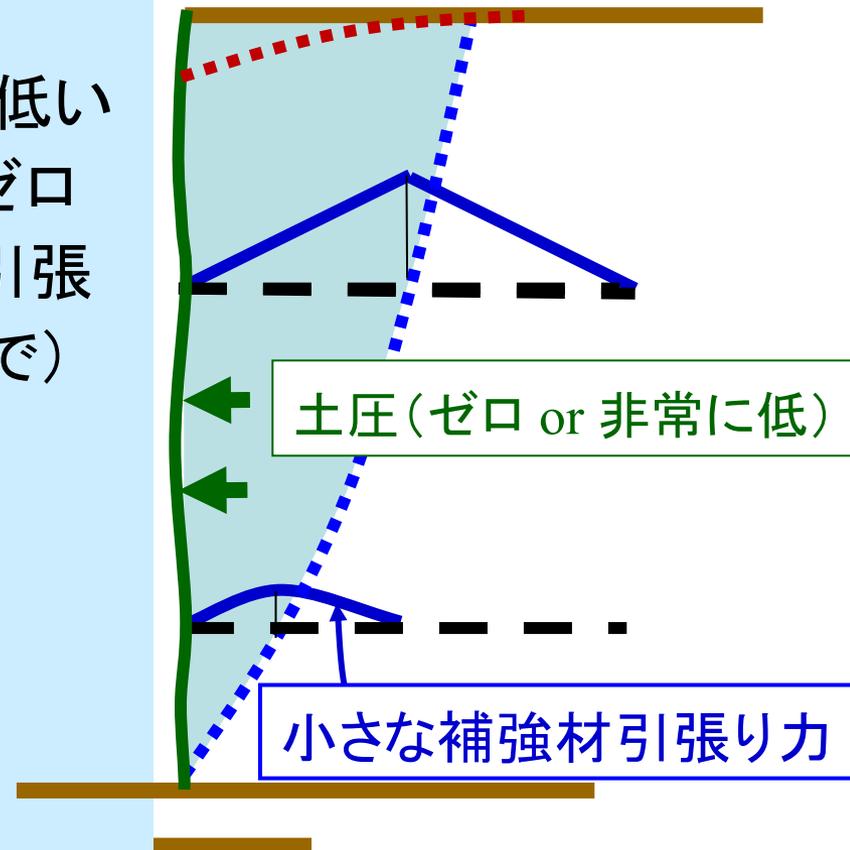
②補強材/壁面工連結部の張力は、ゼロか非常に低い ⇒ 補強材に十分な引張り力が発揮されない(特に盛土下部で)

⇒主働域の盛土の剛性・強度は低い

⇒盛土の変形が大きい

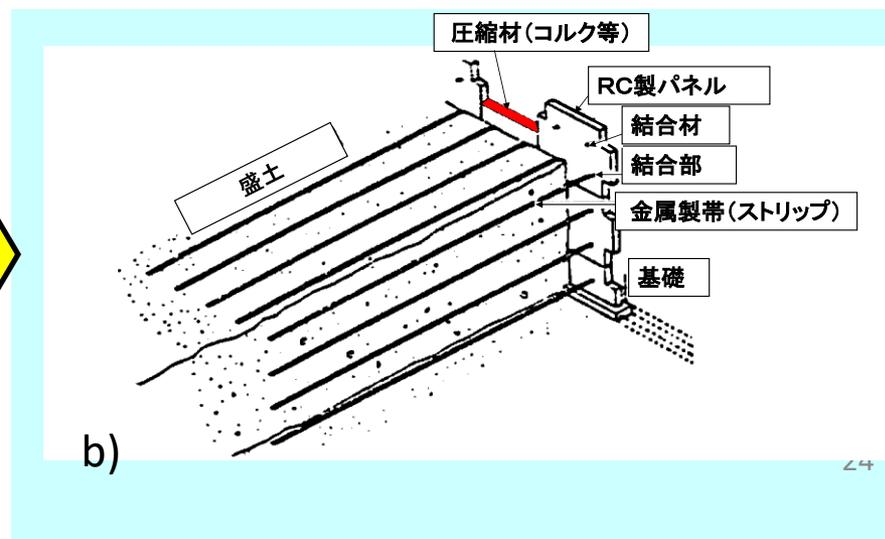
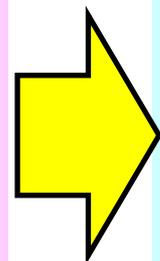
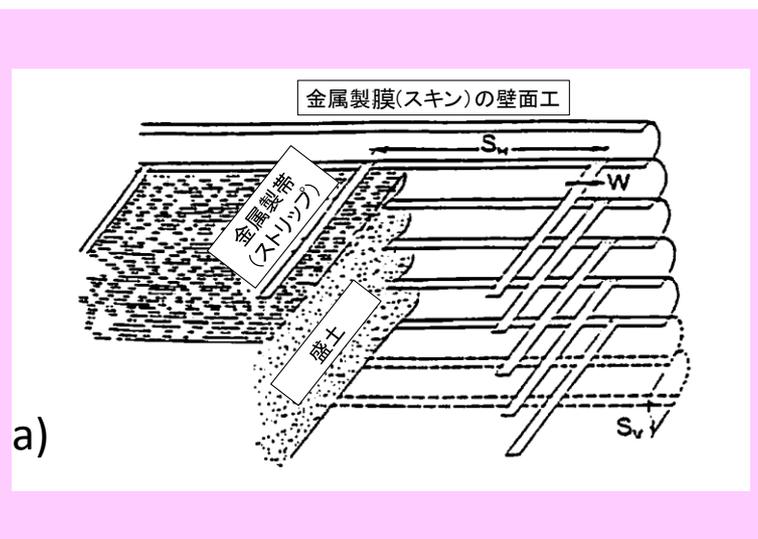
(特に壁面背面の近くの主働領域)

好ましくない不安定な状態



# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

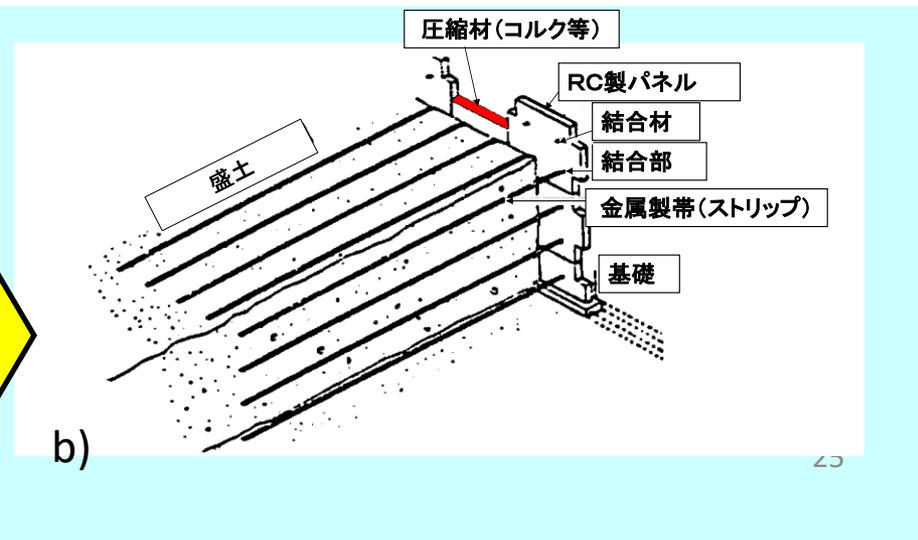
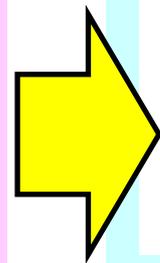
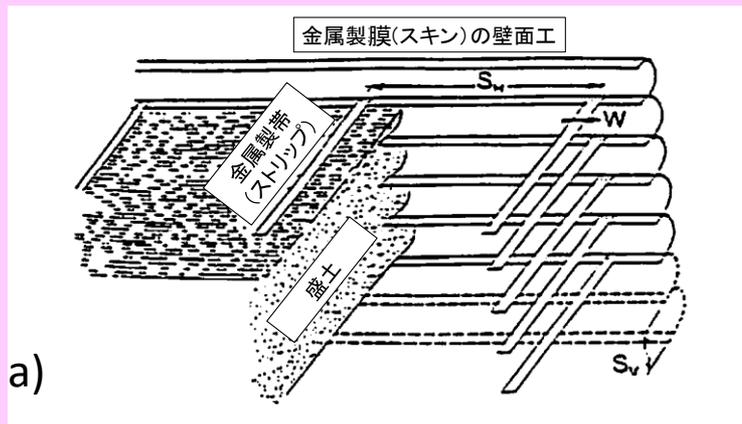
壁面工の剛性 補強材の形状、材質	柔(大きな土圧は発揮できない)	剛(大きな土圧が発揮)
帯状、金属製	金属膜(skin)の壁面工、初期テールアルメ擁壁(図a)	分割RCパネルの壁面工、現在の標準的テールアルメ擁壁(図b)
面状(膜状あるいはグリッド状)、石油高分子材料		



**初期のテールアルメ擁壁**での実際の最大の問題は、壁面工の剛性不足による壁面の過大な変形⇒補強土擁壁の過大な変形

⇒RC分割パネル式の壁面工に変更。しかし、「この変更は施工性と美観の向上のため」と説明され、「壁面の変形の抑制のため」とは説明されず。  
⇒「補強土擁壁は、剛性・一体性がある壁面工が大きな壁面土圧を維持することで安定化する」というメカニズムの理解には進展しなかった

■ 1980年代、GRS擁壁でも、上記のメカニズムの重要性は看過されていた



この壁面工では、壁面に一定程度大きな土圧が作用!

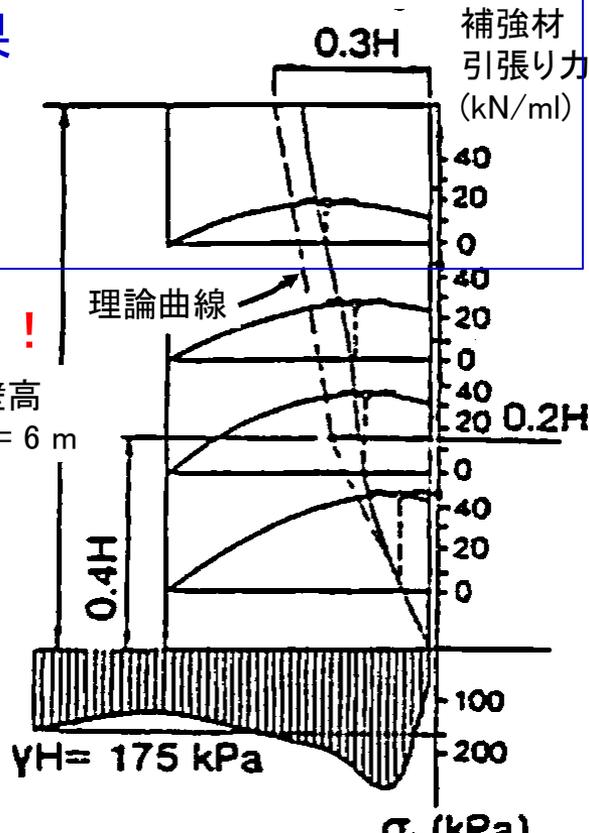
# 現在の「壁面工がRC分割パネルである標準的テールアルメ擁壁」での壁面土圧の説明と実際

Vidallによる工法説明: ①壁面工は土のこぼれだしを防ぐ程度の構造で十分であり、大きな土圧は作用しない (この説明は、その後伝承されてきた)

一方、Schlosser, F. (1990): Mechanically stabilized earth retaining structures in Europe, *Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publications No.25, ASCE* (Lambe and Hansen eds.), pp.347-378.

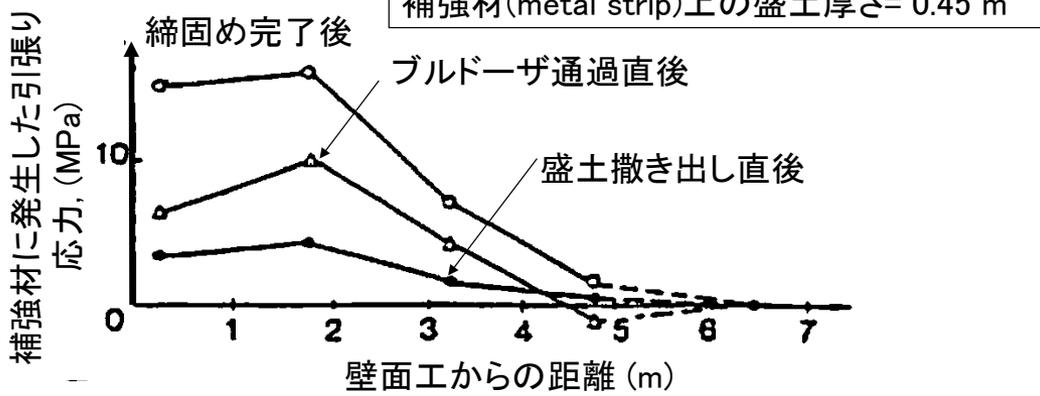
②パネル式RC壁面工には大きな土圧が作用し、その結果盛土の変形は抑制され擁壁は安定化することを実証  
 ⇒金属膜の壁面工からRCパネル壁面工への変更は合理的であることを証明!

高さ6mの実物大試験擁壁



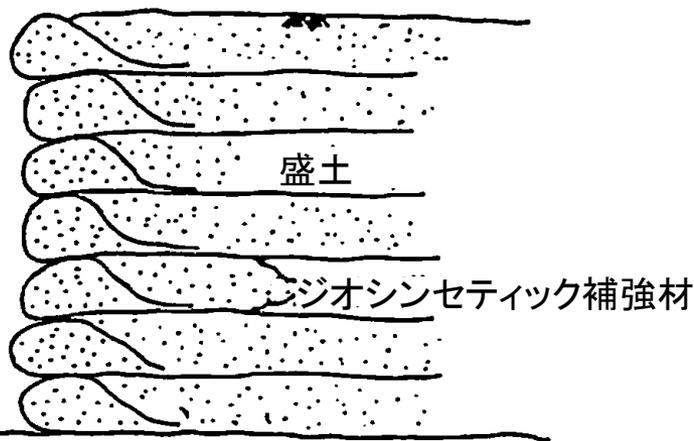
①と②は矛盾⇒技術者の中で、工法の原理に関して混乱!

実大擁壁での盛土建設時



# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

壁面工の剛性 補強材の形状、材質	柔(大きな土圧は発揮できない)	剛(大きな土圧が発揮)
帯状、金属製	金属膜(skin)の壁面工、初期テールアルメ擁壁	分割RCパネルの壁面工、現在の標準的テールアルメ擁壁
面状(膜状あるいはグリッド状)、石油高分子材料	巻き込み式壁面のジオシンセティック補強土擁壁(図c)	



東京大学での研究開始時(1980年年代初頭)、

- ・関東ロームのような問題が多い盛土材でも排水性のある補強材を用いれば自立的擁壁を建設できるのではないか？
- ・RC壁面工を用いなくても擁壁構造物を建設できるのではないか？

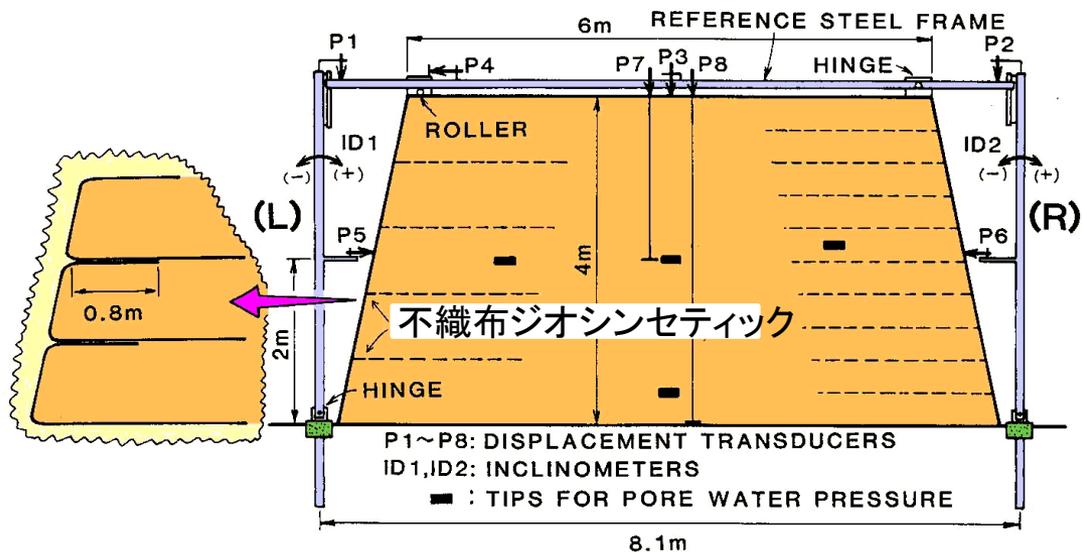
と想定して……

# 東京大学生産技術研究所千葉実験所での試験盛土No.1

- 1982年建設
- 関東ローム盛土



- ・不織布(spun-bonded 100 % polypropylene)を配置:  
排水と引張り補強(補強材としては使用例は無いが)
- ・壁面は巻き込み式(土嚢無)

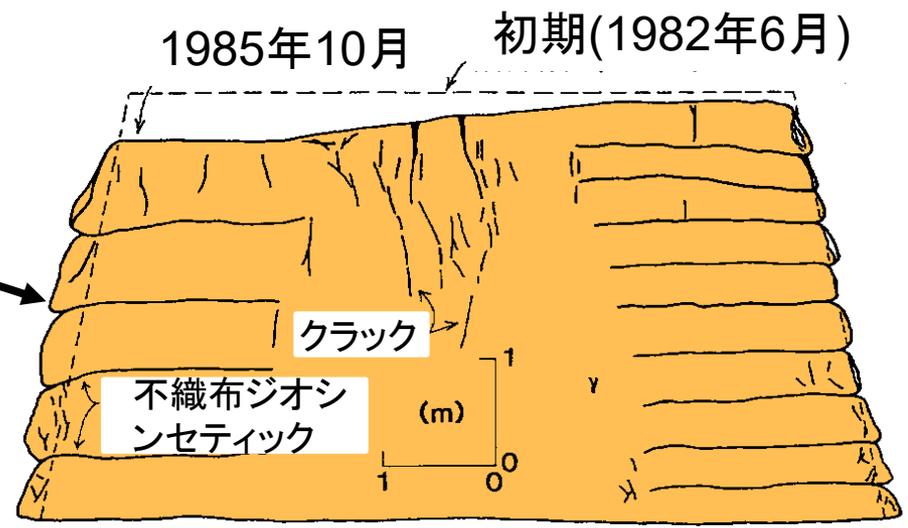


壁面は不織布ジオの巻き込み式(土嚢無)

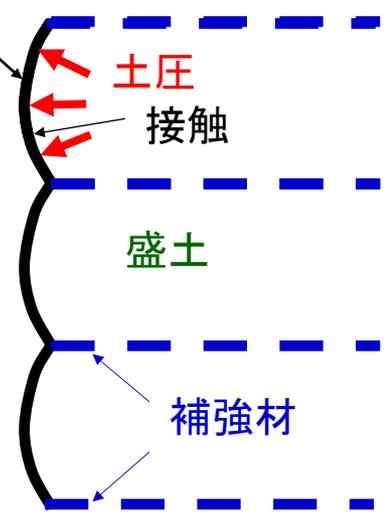
⇒降雨で盛土が湿潤化してサクシオンが減少・消滅して弱化して変形しても有効に拘束できない、また、紫外線に劣化、美観も良くない..

⇒永久重要構造物には不適と認識(高い授業料であった)

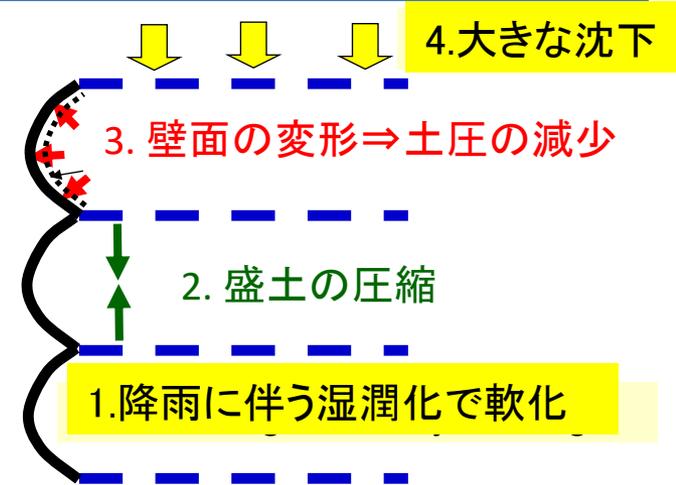
解決策は？



巻き込み式壁面

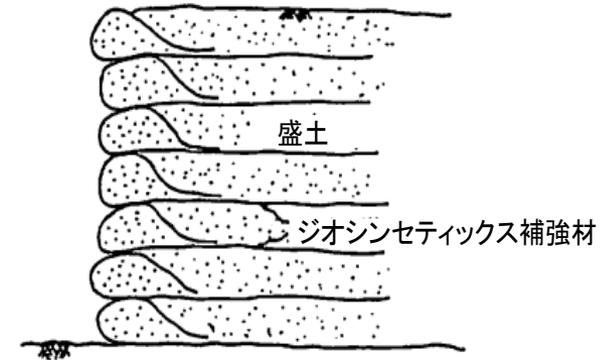


連鎖現象: 1→2→3→2→3  
→2→3 ..... ⇒4. 大変形



# 初期のジオシンセティック補強土(GRS)擁壁の課題とその解決 1/3

- ・壁面が巻き込み式GRS擁壁は、  
低建設費の仮設構造物としては、一定の実用性
- ・一方、仮設では、盛土の締固めと排水工が  
不十分な場合が多い



実際に、

- ①壁面での変形大⇒擁壁全体の変形大
- ②壁面の火災・機械的外力・紫外線に対する耐久性が低い  
⇒永久重要構造物としては不適と認識された！

①に対する従来の説明:

これは、ジオシンセティック補強材は、金属製補強材と比較すると剛性が低く、かつクリープしやすいため、である。

⇒しかし、上記は俗説であり、この現象が問題となった事例は知らない！

実際は、

- (1)盛土は引張強度・剛性はゼロであるので、一定の引張剛性があるジオシンセティック補強材を面状で密に配置すれば、盛土の引張ひずみを抑制できる。
- (2)ジオシンセティック補強材には、クリープによる長期強度低下はない(次節)

① + ②に対する方策: 壁面工の剛性・一体性を高める ⇒ 各種の試みと提案

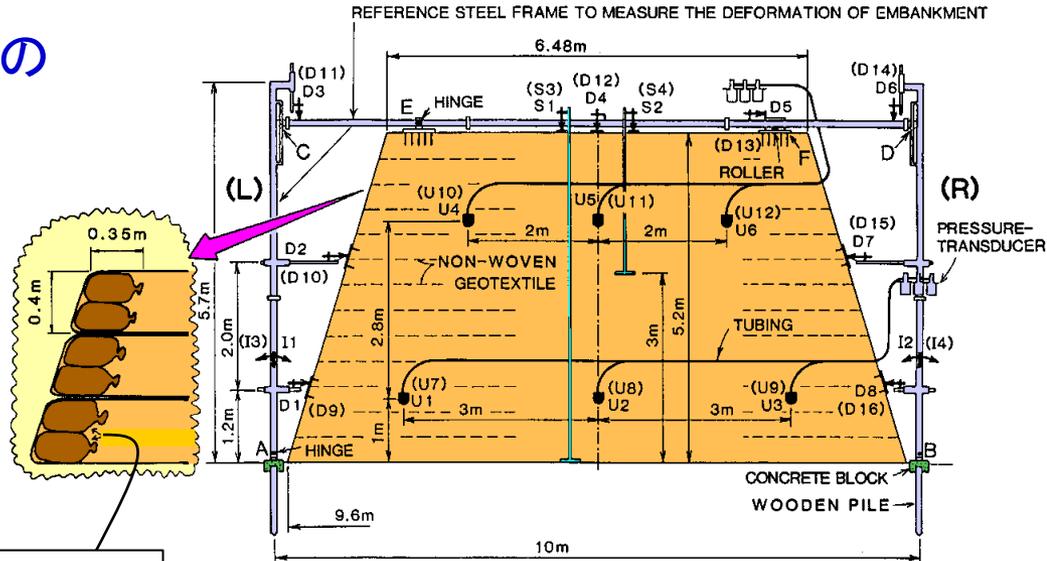
# 東大生研千葉実験所での盛土No. 2

- 1984年建設
- 関東ローム盛土(No.1盛土と同じ)
- 壁面背後に、各土層に2段の土嚢を置き補強材で巻き込んで、
- ①壁面近くでの締固めを容易にして、
- ②壁体の安定化



⇒現在のRRR-GRS擁壁の仮壁面工の原型

- 千葉No. 1よりも若干大きな規模



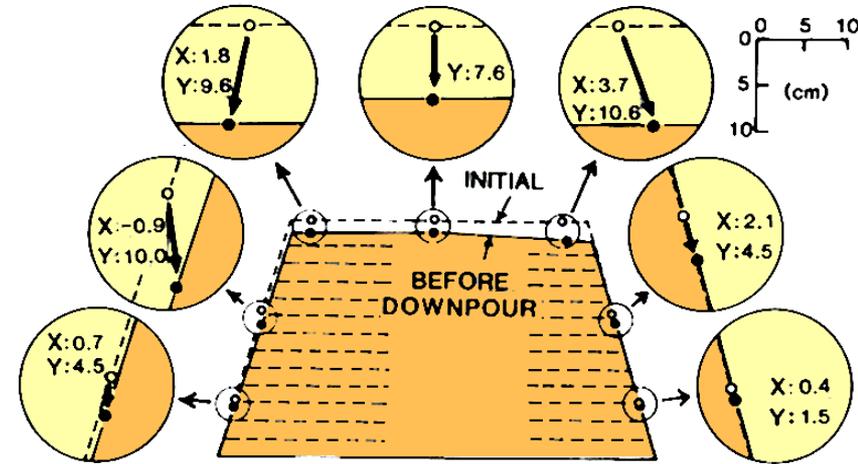
盛土材の関東ロームを詰めた  
不織布製の土嚢

CROSS-SECTION 1  
 D1~D8 : DISPLACEMENT TRANSDUCERS  
 S1~S2 : DISPLACEMENT TRANSDUCERS FOR SETTLEMENT  
 U1~U6 : TIPS FOR PORE WATER PRESSURE  
 I1~I2 : INCLINOMETERS

a)1984年3月 - 1985年10月の変

土嚢を用いたことによって:

- 壁面近くの締固めが容易になった
  - 壁面背後の盛土が安定化
- ⇒盛土の長期変形は非常小さくなった  
特に、孕み出し変形は非常に小さくなった



さらに、

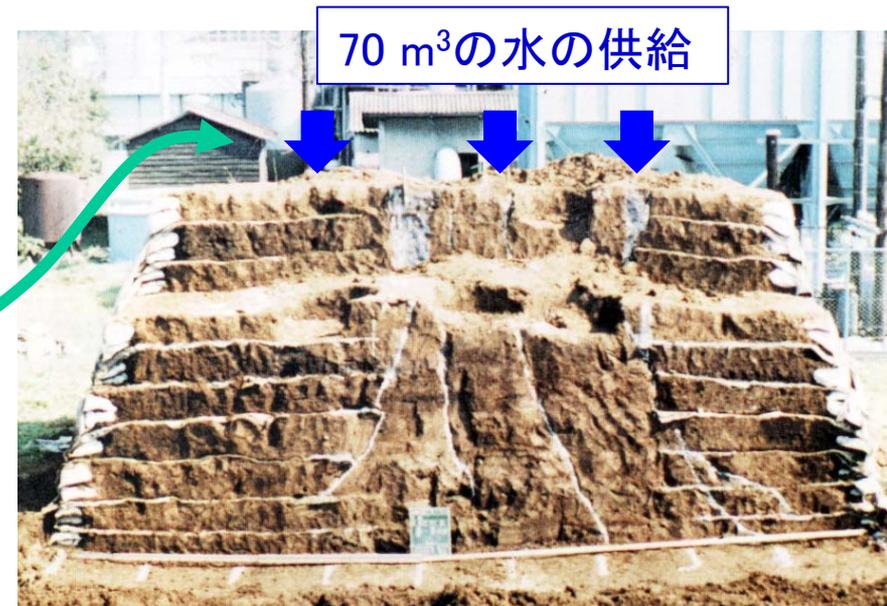
人工降雨試験(天端から、70 m<sup>3</sup> の水を供給)

b) 掘削によって露呈した断面, 1986

⇒両壁面ともに、安定を保った

(補強材が非常に短い右側壁面は  
若干転倒変位したが)

最上部3段の土層を  
撤去している。



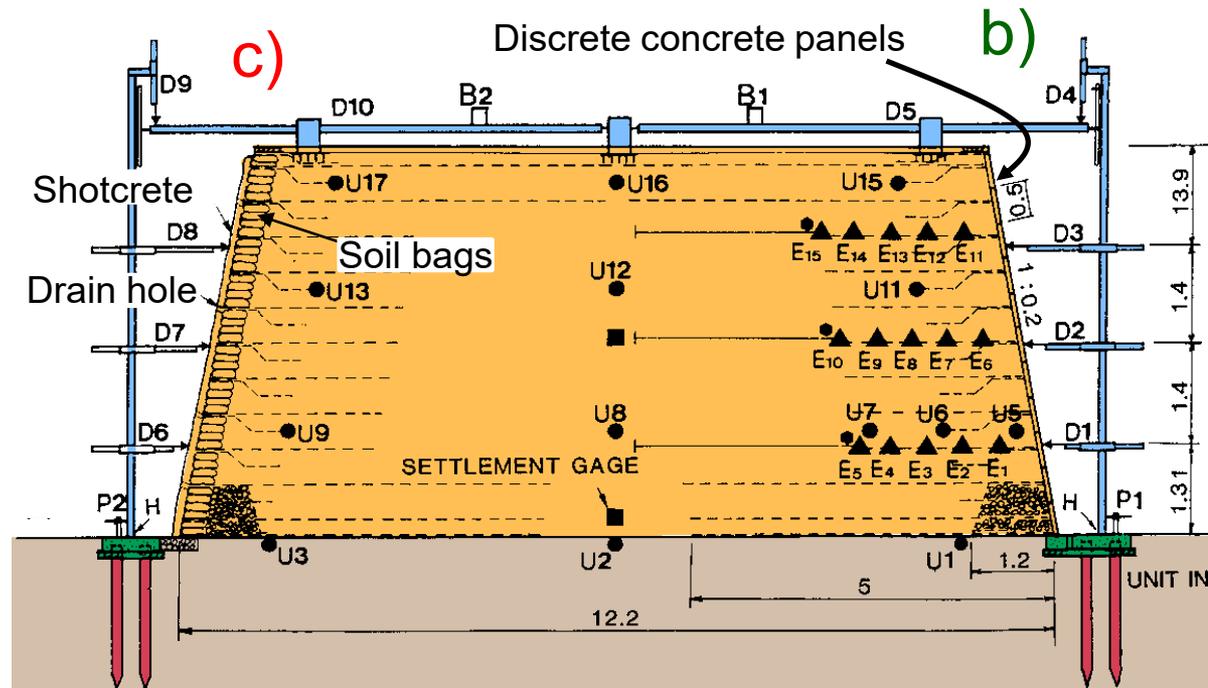
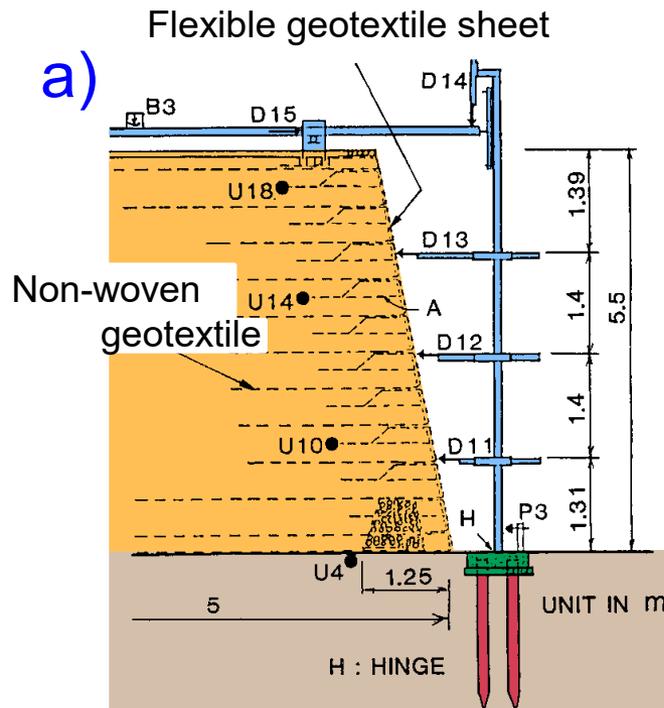
# 東大生研 千葉実験所での盛土 No. 3

- 1986年建設、関東ロームNo.1盛土、No.2盛土と同じ
- 壁面工の剛性の効果を確認するために、三形式の壁面工

a) 補強材巻き込み式(土嚢無): 非常に大きな変形

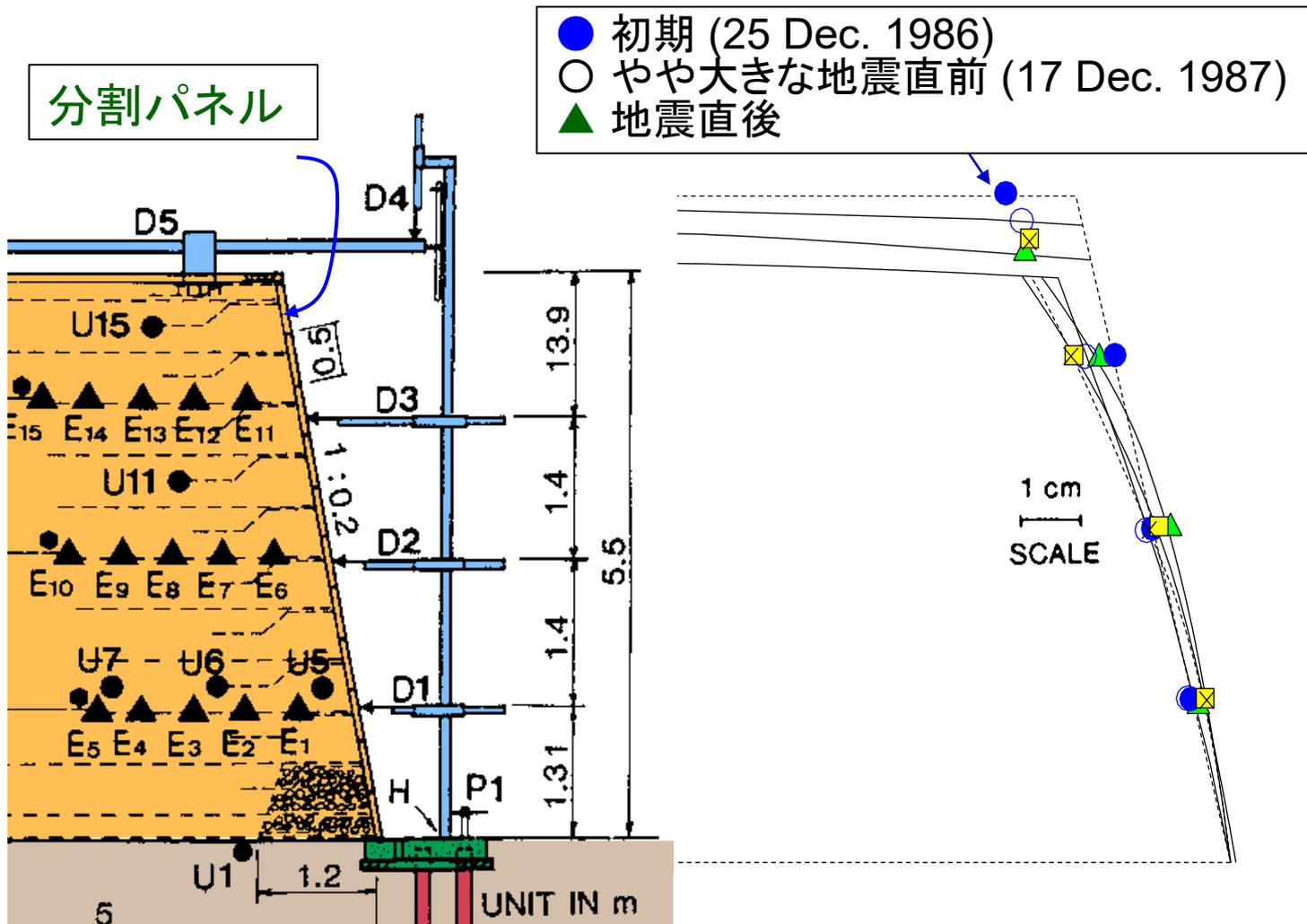
b) 分割パネル式(土嚢無)

c) 土嚢を補強材で巻き込み、厚さ8cmの吹付コンクリート(RRR GRS擁壁の原型)



## b) 分割パネル式壁面工(土嚢無):

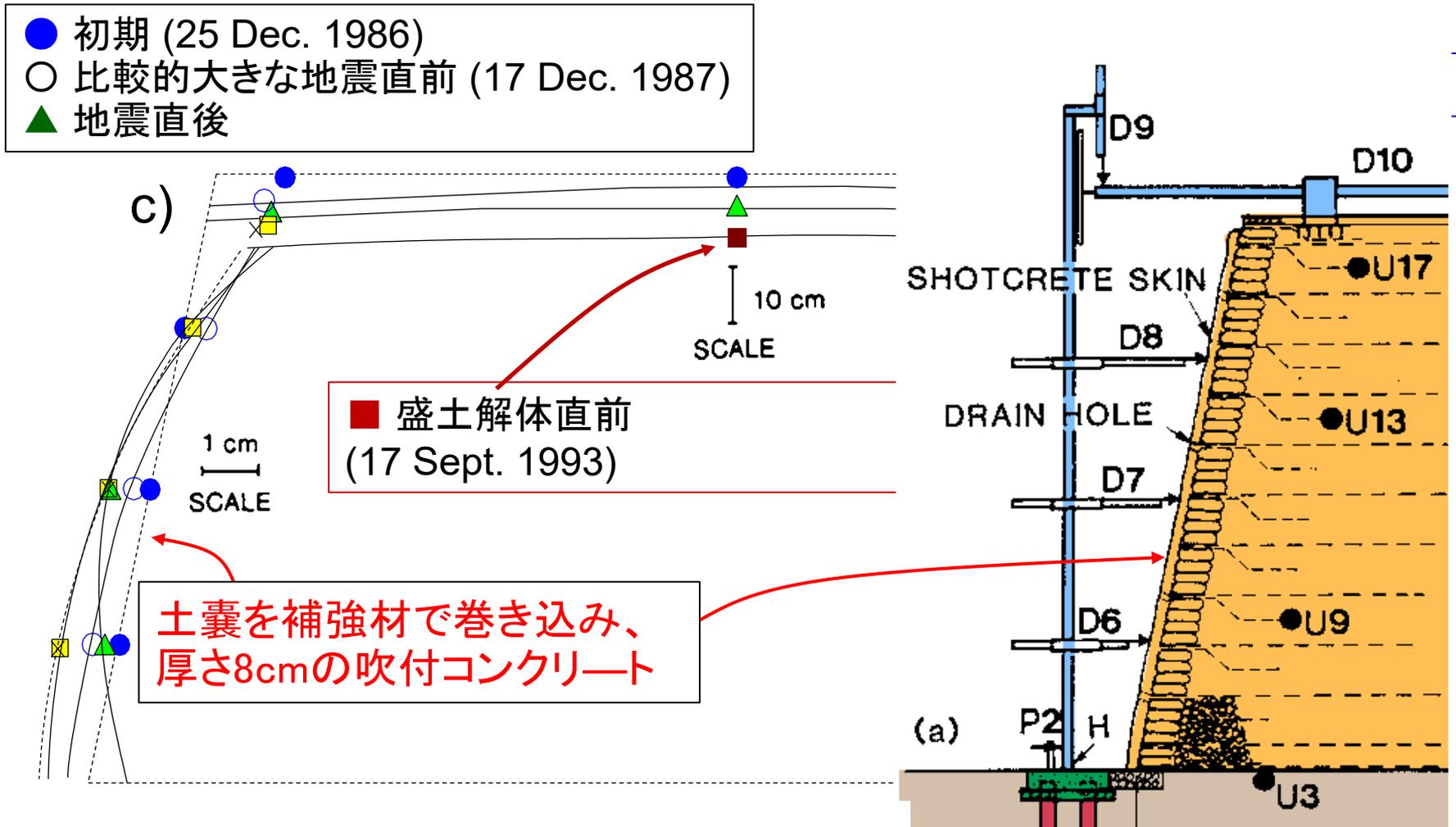
- a) 補強材巻き込み式(土嚢無)よりも、変形は相当小さい、  
しかし、許容変形が小さい重要永久構造物としては、依然として変形が大きい
- また、施工性が悪い(パネル背後の盛土の締固めとパネルの設置が難しい)



c) 土嚢を補強材で巻き込み、厚さ8cmの吹付コンクリートからなる壁面工

b) 分割パネル壁面工よりも変形は小さい

しかし、許容変形が小さい重要永久構造物としては、依然変形が大きい  
また外観が悪い



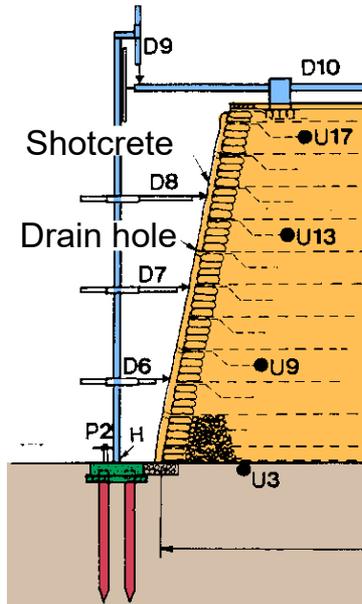
c) 土嚢を補強材で巻き込み、厚さ8cmの吹付コンクリートからなる壁面工

b) 分割パネル壁面工よりも変形は小さい

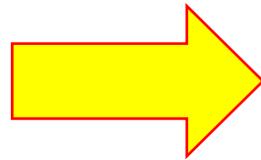
しかし、許容変形が小さい重要永久構造物としては、変形が大きい  
また外観が悪い

これらの問題を、剛な一体壁面工を段階施工  
することで解決

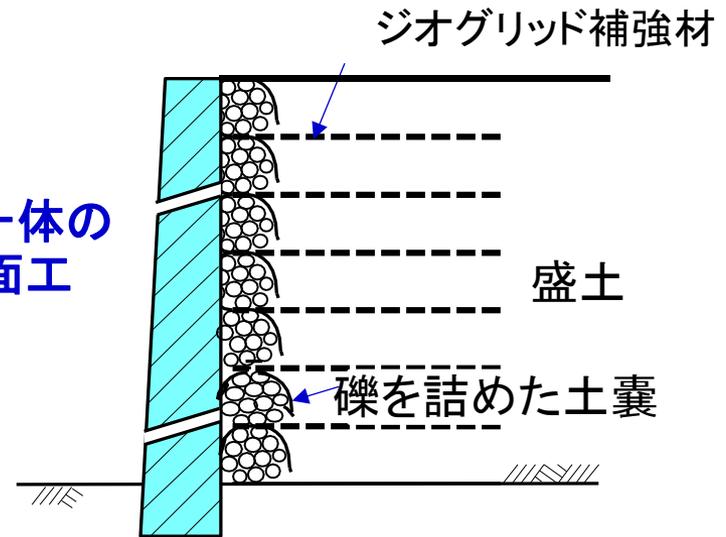
⇒ RRR GRS擁壁



改善



剛で一体の  
RC壁面工



これらを確認するために、鉄道総合技術研究所で試験盛土

# 鉄道総合技術研究所での試験盛土(建設1987年 - 1988年)

JR No. 2 (関東ローム),  
高さ5 m

JR No.1 (稲城砂),高さ 5 m  
ジオグリッド (破断強度= 27.4 kN/m)

剛な一体壁面工建設前

完成した剛な一体壁面工

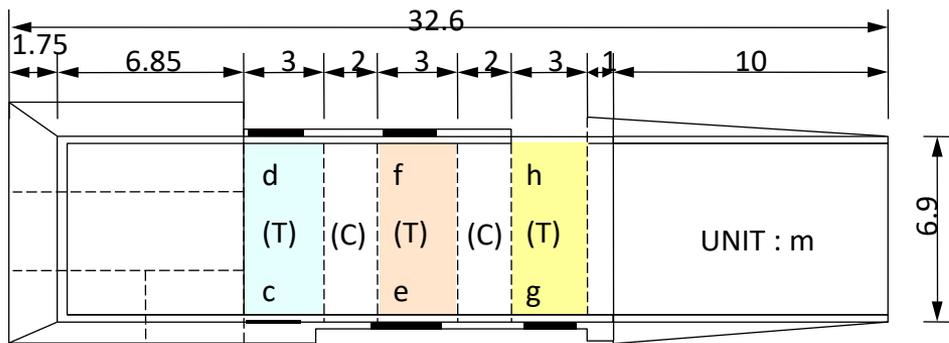


# JR No.1 (稲城砂)

## 2年間の長期挙動

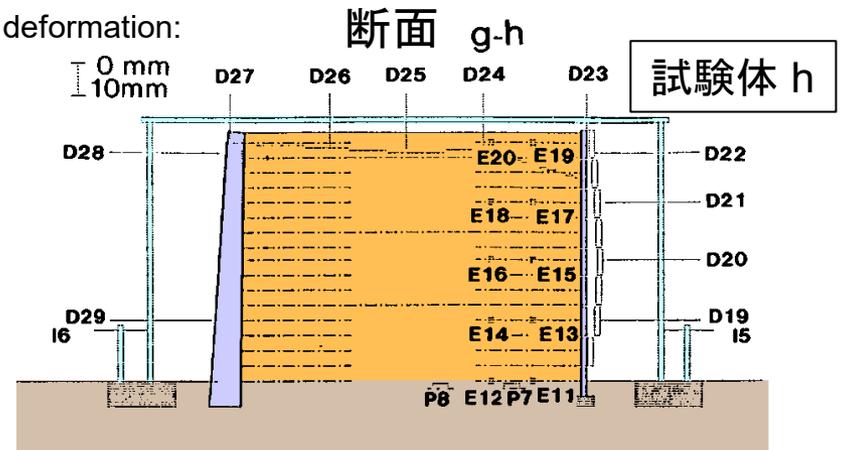
全ての壁面で、補強材で巻き込んだ土嚢を配置:

- 試験体 h: 分割壁面工 ⇒ 比較的大きな変形
- 他の試験体: 剛な一体壁面工 ⇒ 全て非常小さい変形



(T)試験領域; (C)非試験領域

Scale of deformation:

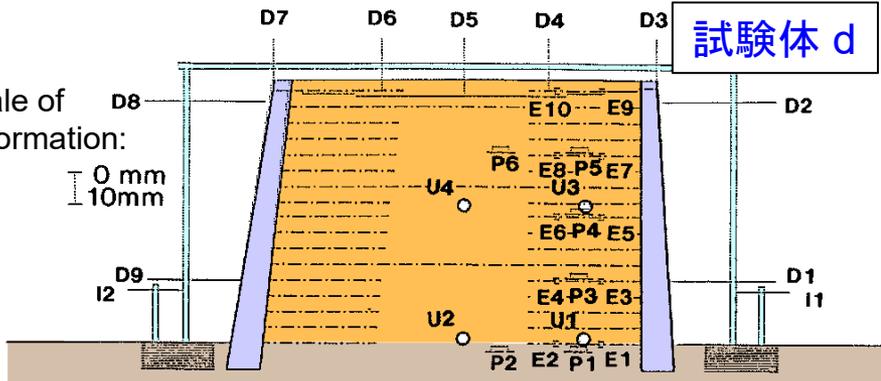


断面 c-d

試験体 d

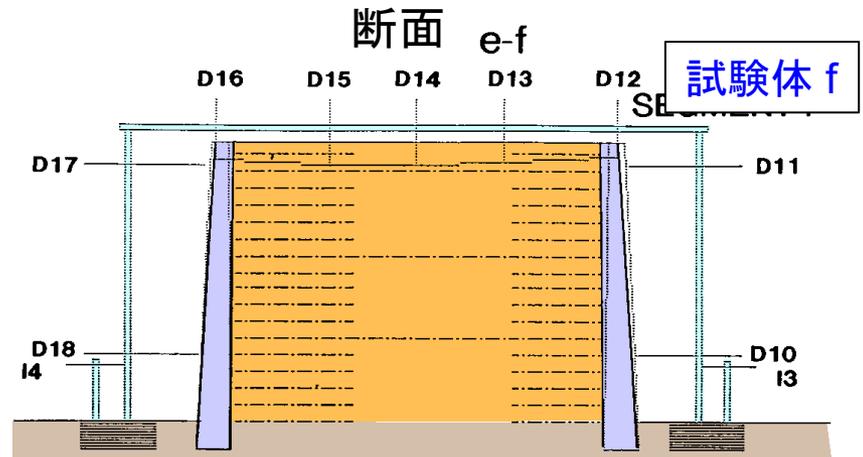
Scale of deformation:

0 mm  
10 mm



断面 e-f

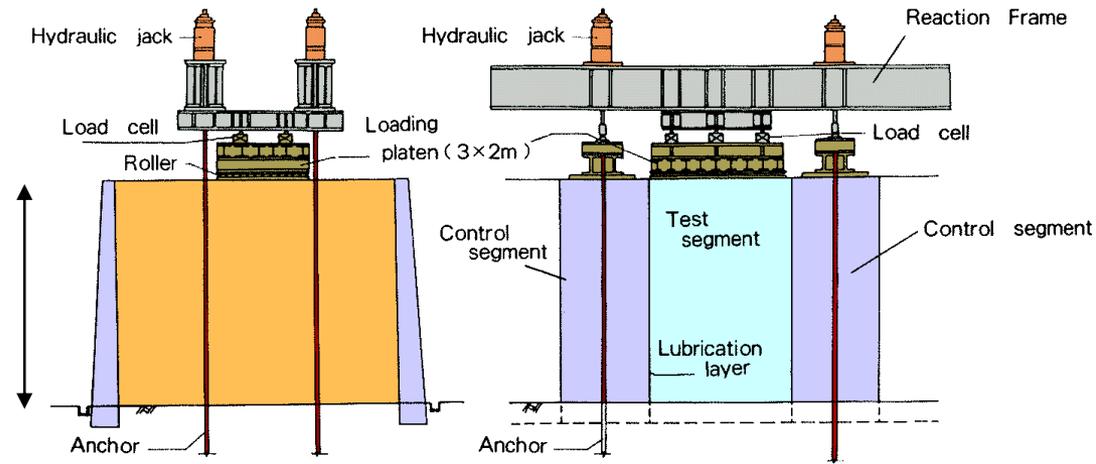
試験体 f



# JR No.1 (稲城砂)

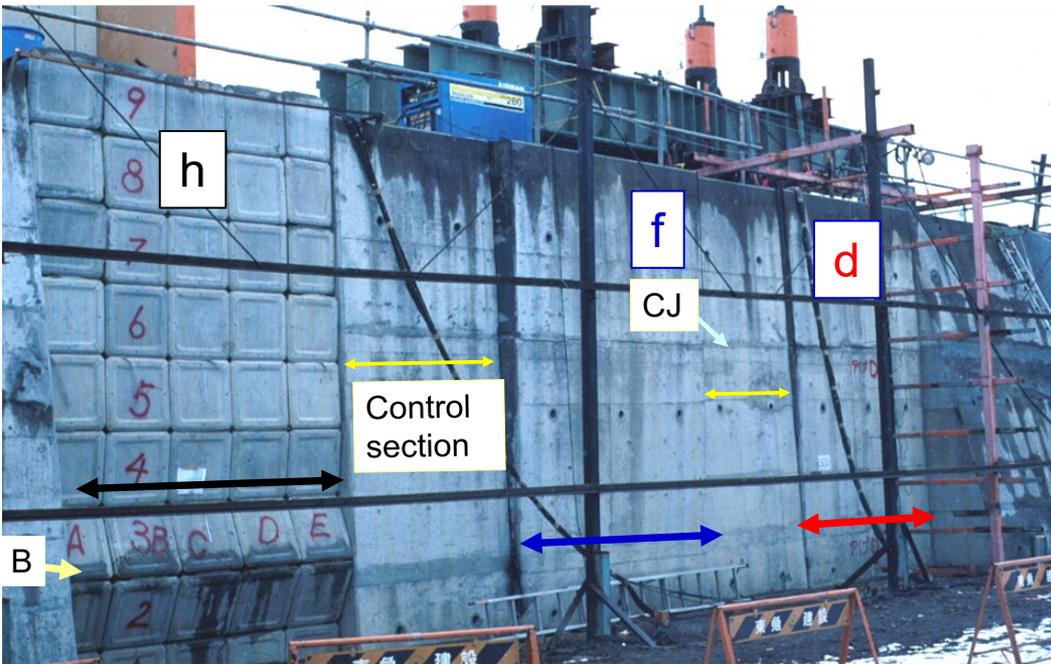
## 天端での鉛直載荷試験

壁高 = 5 m



断面

前側から



試験体 h, f & d

h: 補強材長  $L = 2\text{m}$   
分割パネル壁面工  
B: 座屈

f: 補強材長  $L = 1.5\text{m}$   
一体壁面工 (無筋)

d: 補強材長  $L = 2\text{m}$   
一体壁面工 (無筋)  
CJ: 打ち継ぎ目

# 試験体hの断面(掘削によって露出)

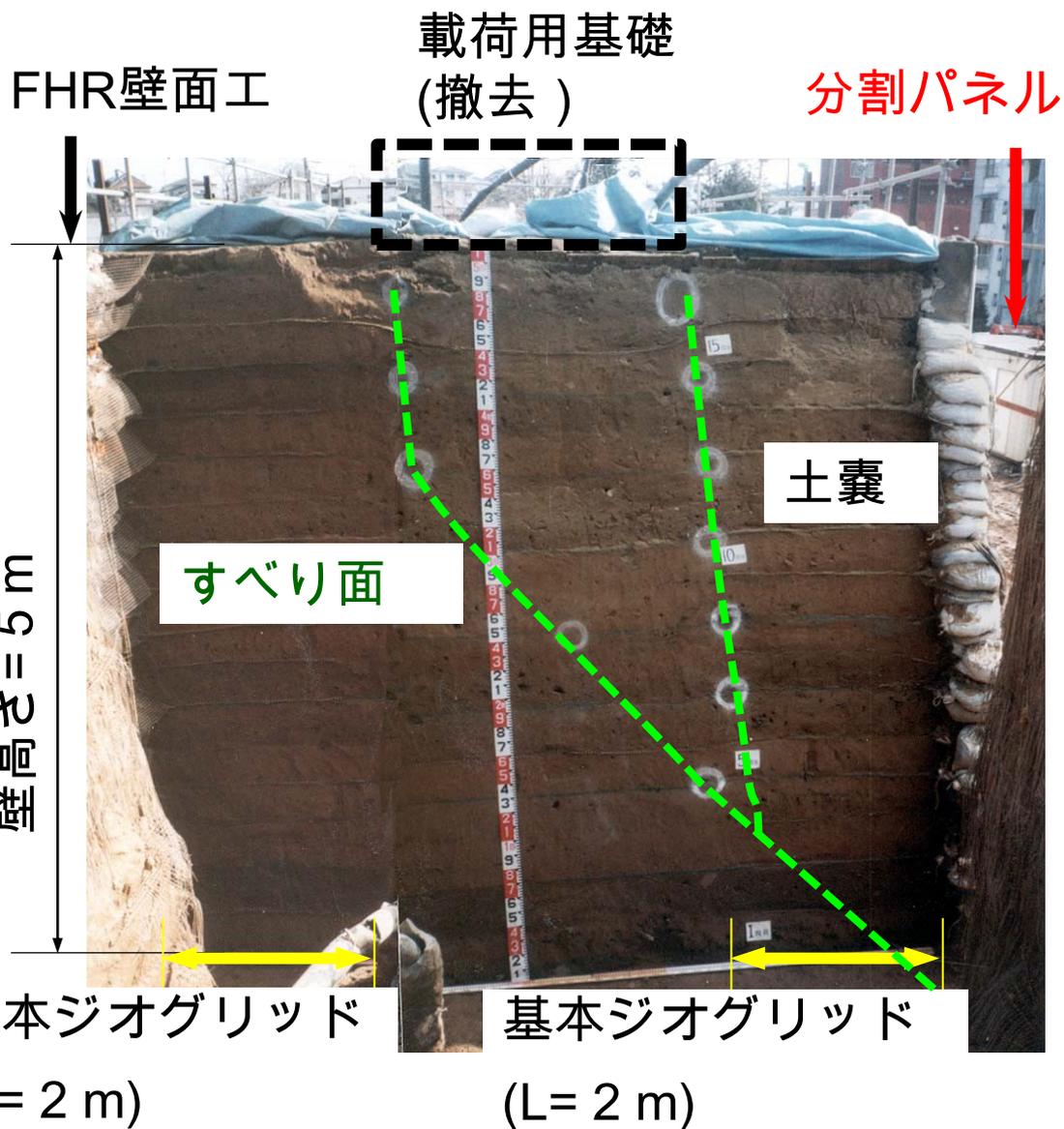
壁高 = 5 m

試験体 h



変位に対する寸法 10 cm

盛土断面はサクションで安定

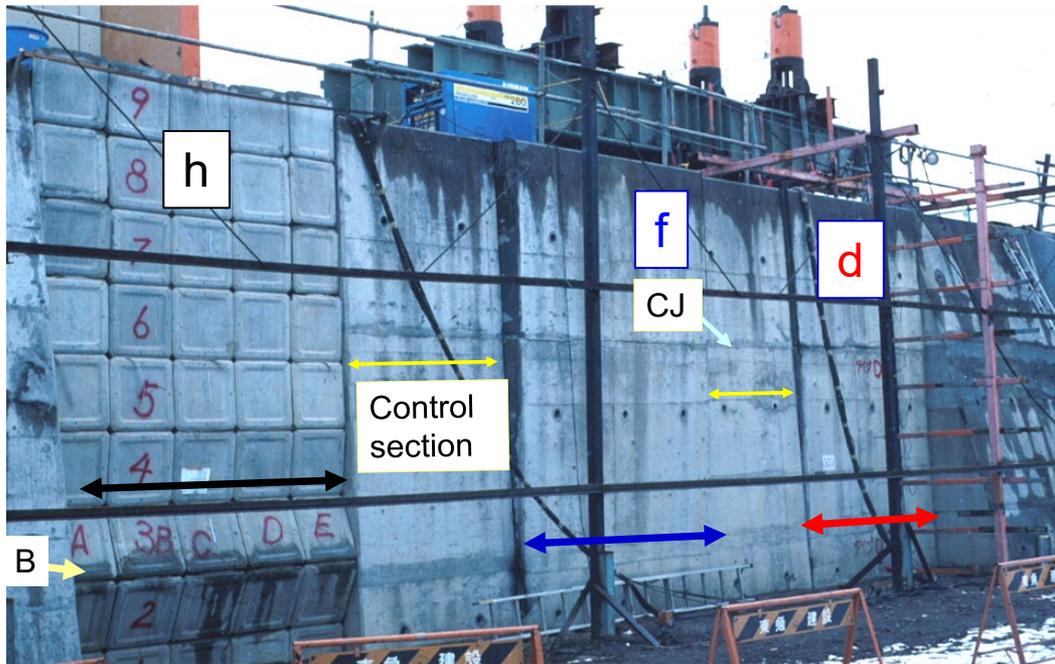


# 試験体h (分割パネル & ジオグリッド長 $L=2\text{ m}$ )

- 壁面工は座屈、最も変形が大きい

# 試験体f (一体壁面工 & $L=1.5\text{ m}$ );

- h よりも安定 (ジオグリッドは短い)

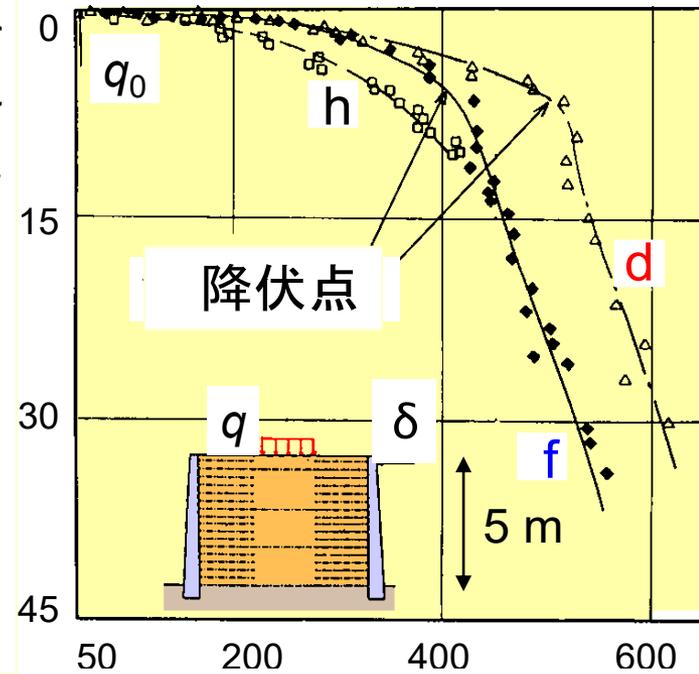


**h:** 補強材長  $L=2\text{ m}$   
分割パネル壁面工  
B: 座屈

**f:** 補強材長  $L=1.5\text{ m}$   
一体壁面工 (無筋)

**d:** 補強材長  $L=2\text{ m}$   
一体壁面工 (無筋)  
CJ: 打ち継ぎ目

壁面工上端水平変位,  $\delta$  (cm)



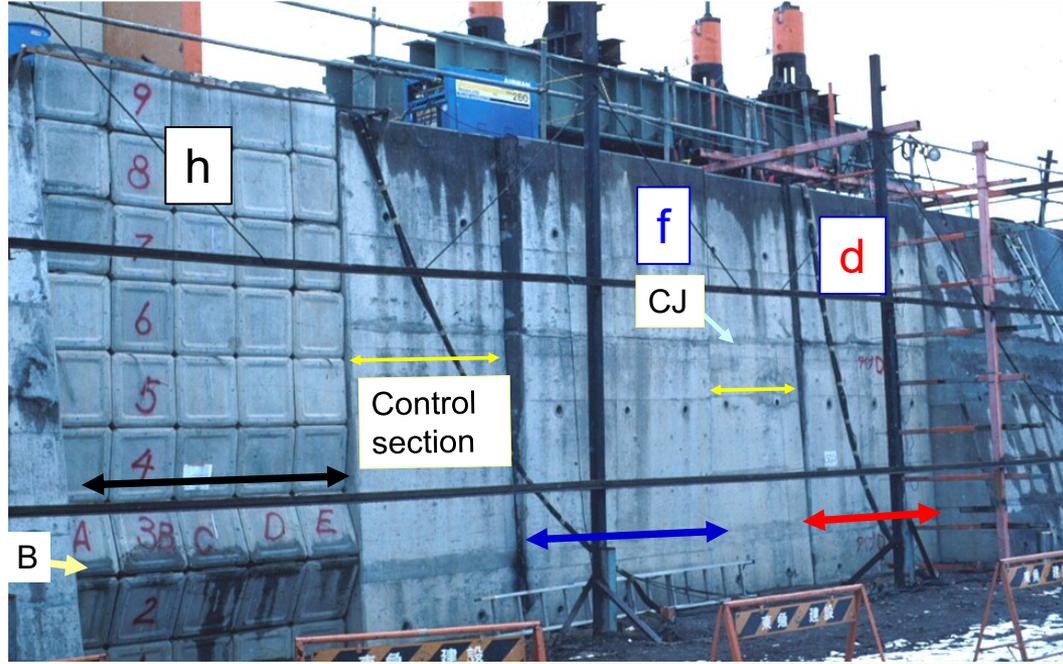
フーティング平均圧,  $q$  (kPa)

試験体 d (一体壁面工 & ジオグリッド長L= 2 m):

- fよりも安定(ジオグリッドが長いため)
- hよりも安定(壁面工の剛性が高いため).

しかし、壁面工は無筋コンクリートであったため、打ち継ぎ目(CJ)が破損して変形が増大

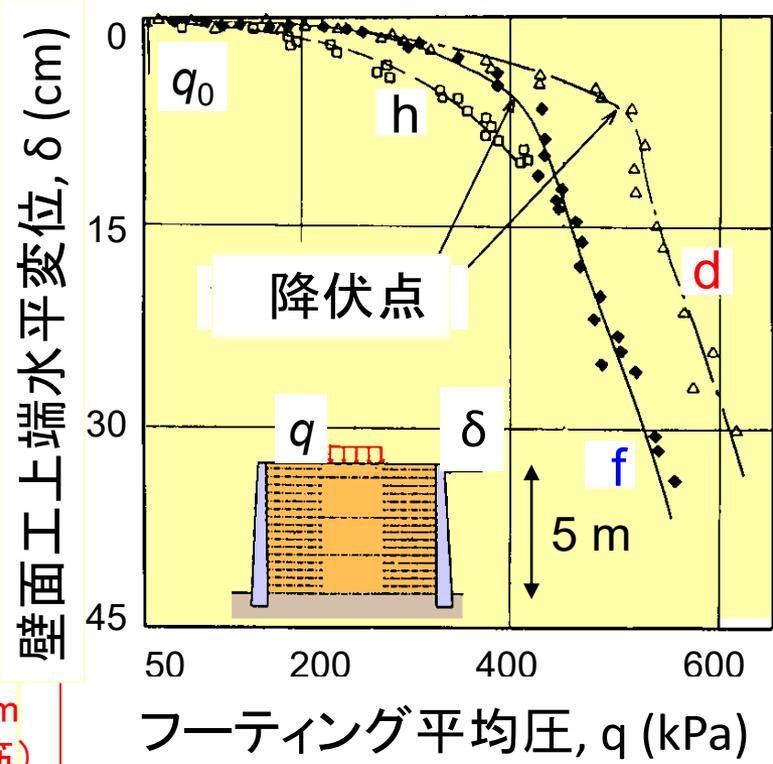
⇒ その後建設されたFHR壁面工は、全て少量の鉄筋で補強



h: 補強材長L= 2m  
分割パネル壁面工  
B: 座屈

f: 補強材長L= 1.5m  
一体壁面工(無筋)

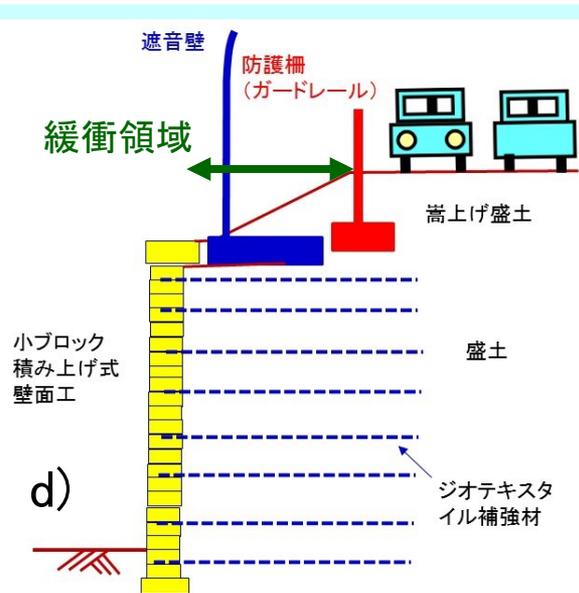
d: 補強材長L= 2m  
一体壁面工(無筋)  
CJ: 打ち継ぎ目



フーティング平均圧, q (kPa)

# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

壁面工の剛性 補強材の形状、材質	柔(大きな土圧は発揮できない)	剛(大きな土圧が発揮)
帯状、金属製	金属膜(skin)の壁面工、初期テールアルメ擁壁	分割RCパネルの壁面工、現在の標準的テールアルメ擁壁
面状(膜状あるいはグリッド状)、石油高分子材料	巻き込み式壁面のジオシンセティック補強土擁壁(図c)	分割RCパネル・ブロック式壁面工(図d)



## ジオグリッド補強材 + ブロック式壁面工:

- ・壁面工には一定の剛性があるのでGRS擁壁は安定化し、施工性も良い ⇒ 欧米で宅造盛土・道路等で普及
- ・しかし、壁面工の剛性・一体性は高くない ⇒ 壁面工のすぐ裏の盛土は安定性・剛性が不足して、道路・鉄道等の敷設は不可(緩衝領域が必要) ⇒ 壁面工を上部構造物の基礎構造物として利用は不可
- ・壁面工は盛土と同時に建設するので、建設中・建設後に盛土と支持地盤で沈下が生じると、壁面工と補強材の連結部と壁面工は損傷、完成壁面の形状の制御は困難!

これらは、剛一体壁面工を盛土建設後に施工することで解決

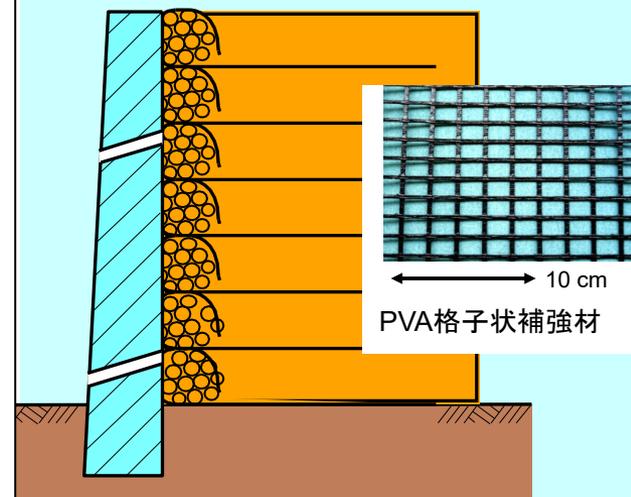
# 補強材と壁面工の特徴による補強土擁壁の分類、その変遷

壁面工の剛性 補強材の形状、材質	柔(大きな土圧は発揮できない)	剛(大きな土圧が発揮)
帯状、金属製	金属膜(skin)の壁面工、初期テールアルメ擁壁	RCパネルの壁面工、現在の標準的テールアルメ擁壁
面状(膜状あるいは)	巻き込み式壁面のジオン	剛な一体壁面工を持つジオンセティック補強土壁、剛一体壁面工GRS擁壁(図e)

**1-3: 全ての形式のGRS擁壁に共通した条件**  
**4 & 5: 剛一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴**

- ・GRS擁壁は、以下の条件を満足することによって、変形が小さく安定性が高い永久重要構造物として成立！
- 1. 引き抜けない格子状補強材を密(鉛直間隔30cm)で適切な長さで配置
- 2. 盛土の十分な締固め
- 3. 十分な排水設備
- 4. 剛性が高い一体の壁面工の背面に補強材を連結  
→ 様々な効果と効用 (次に説明)
- 5. 盛土建設による支持地盤と盛土の変形が終了後、壁面工を補強材と連結して建設(次章で説明)

e) 剛一体壁面工GRS擁壁

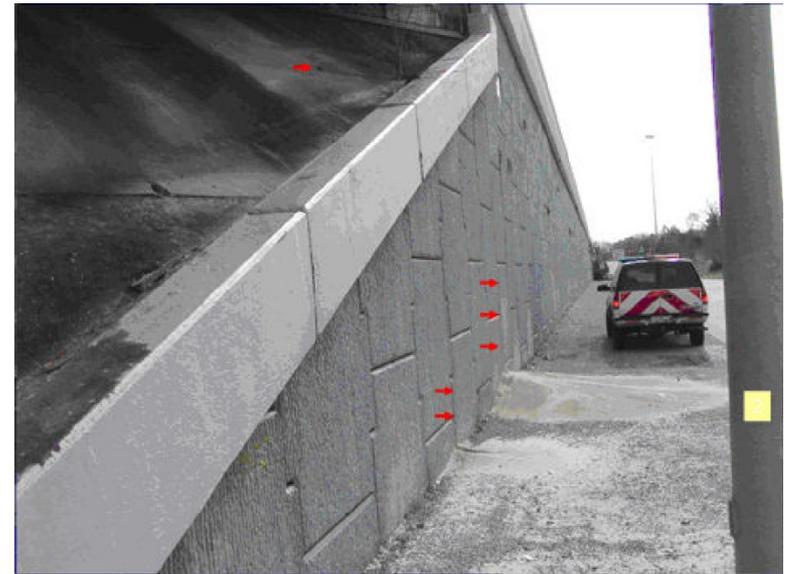


# 剛で一体な壁面工の効用-1

壁面工は一体なので、  
盛土材は流出しない



分割パネル式壁面工では、乾燥あるいは飽和した細砂盛土材が流出する虞



Transportation research board of the national academics  
(2012): Assessing the long-term performance of  
mechanically stabilized earth walls, NCHRP Synthesis

Texas Department of Transportation:  
<http://www.txdot.gov/business/resources/specifications/retaining-wall.html>

## 剛で一体な壁面工の効用-2

剛で一体の壁面工に補強材が連結

⇒壁面工背面に大きな土圧が作用しうる

壁面工上端や壁面工直近の盛土に集中荷重が作用しても、変形は小さく、擁壁は安定

- ・壁面工の間近に鉄道・道路を敷設できる
- ・壁面工は、防音壁・電柱の基礎や橋台として活用できる

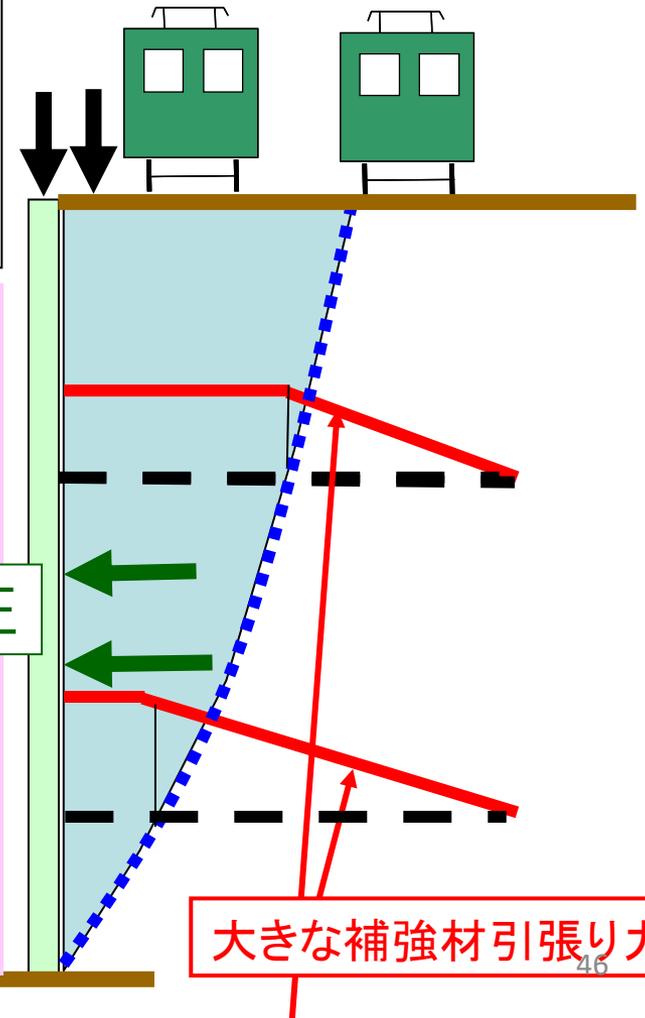
壁面に大きな土圧が作用しうる⇒

- ①主働域の拘束圧を、高い値に維持できる
- ②盛土下部でも補強材に十分大きな引張り力が発揮しうる

⇒主働域盛土の剛性・強度は、高い値に維持

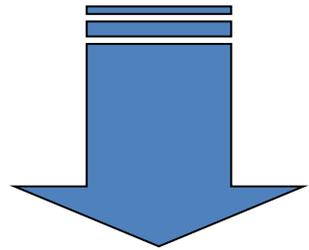
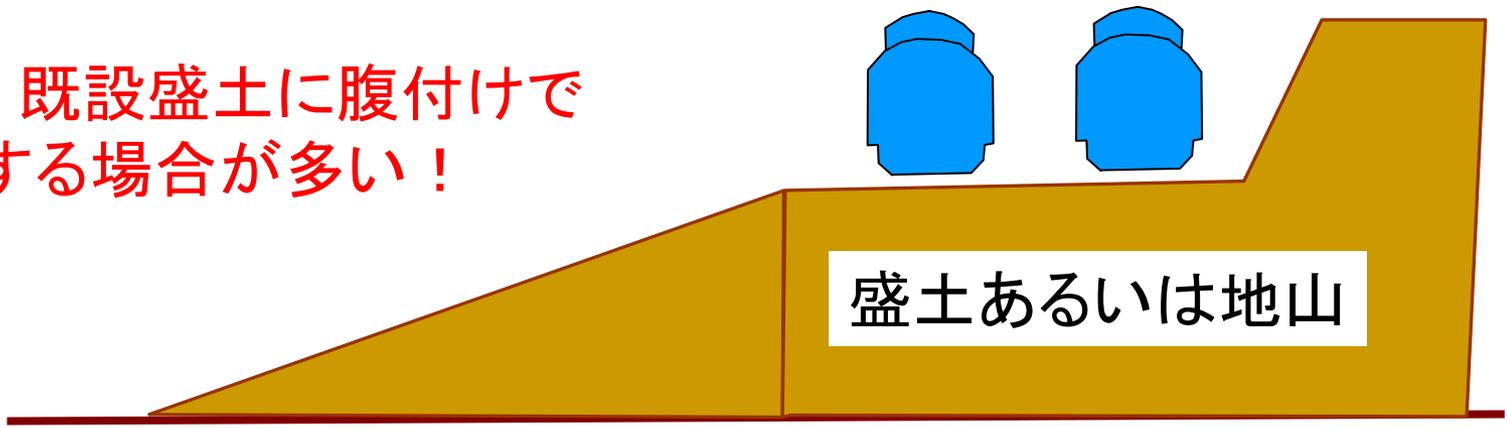
⇒補強土擁壁の変形を抑制

安定で好ましい状態

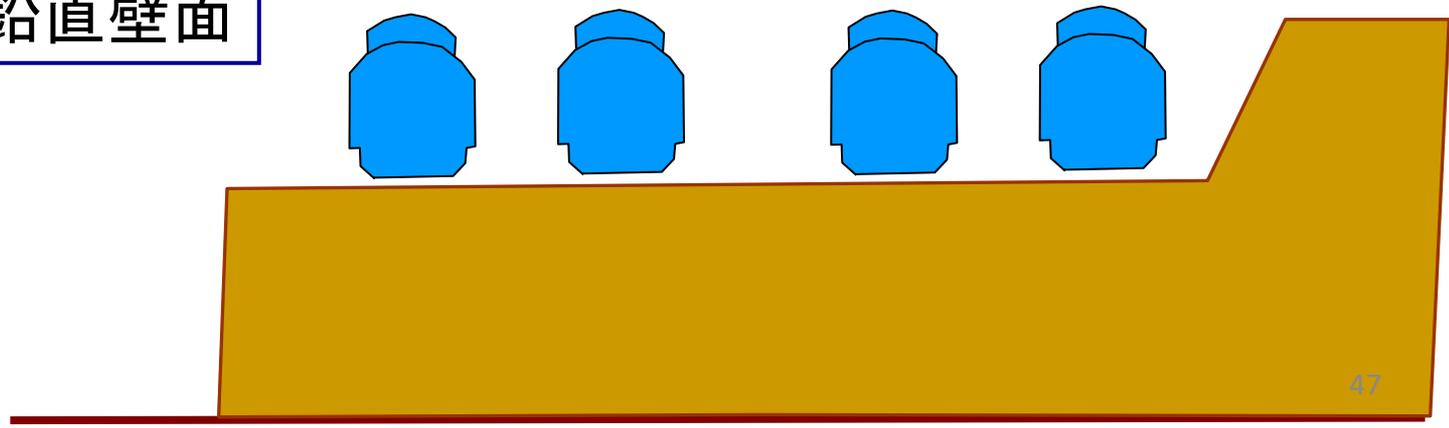


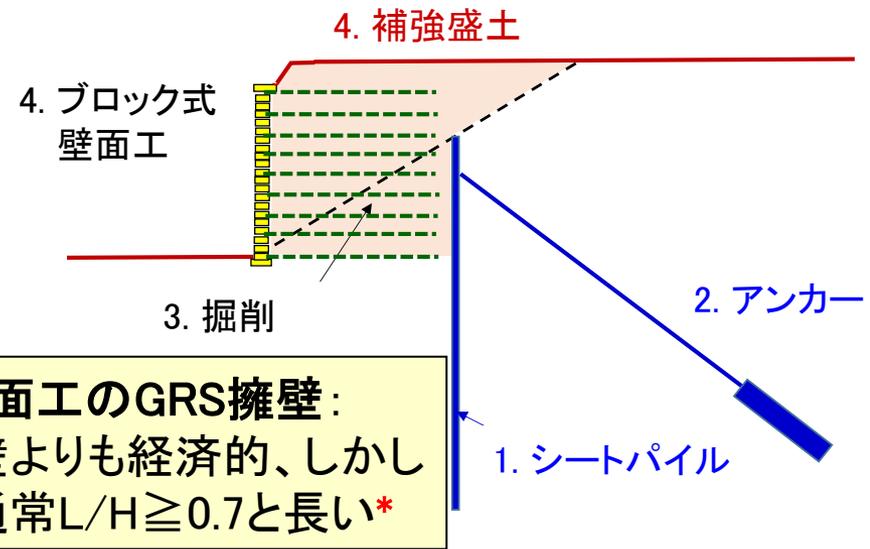
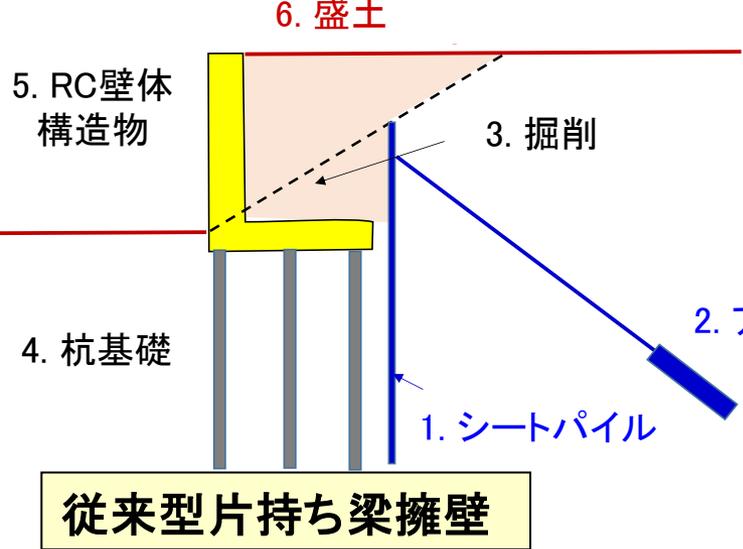
# 剛で一体的な壁面工の効用-3

我が国では、既設盛土に腹付けで擁壁を建設するケースが多い！



空間の創出  
安定な鉛直壁面



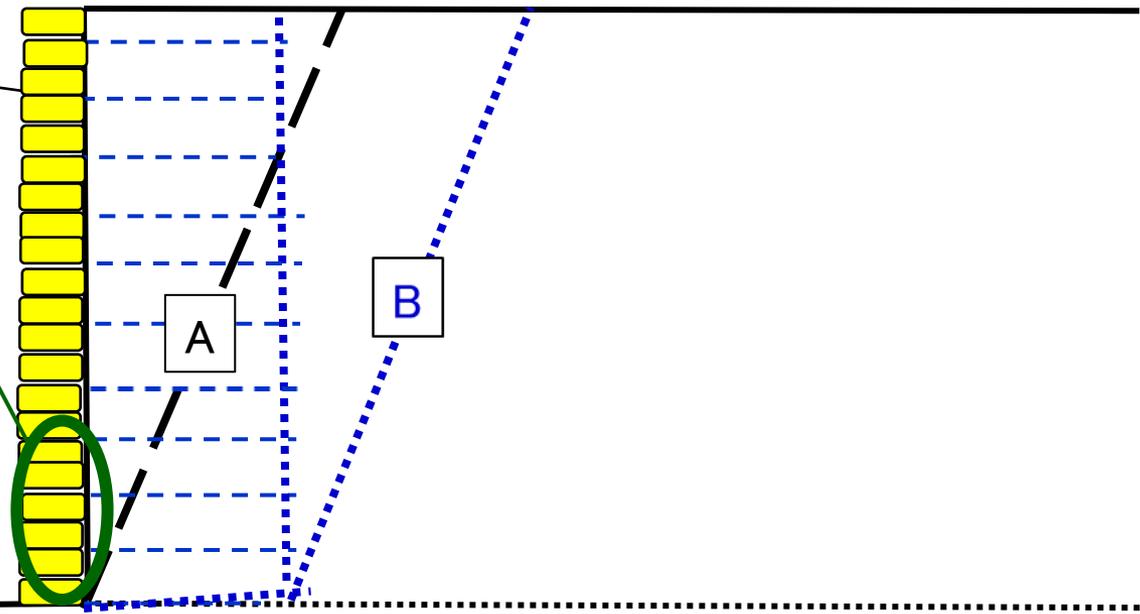


**ブロック式壁面工のGRS擁壁：**  
 従来型擁壁よりも経済的、しかし補強材は通常 $L/H \geq 0.7$ と長い\*

\*壁面工の剛性が不十分なために補強領域の一体性が低いため(次頁で説明)

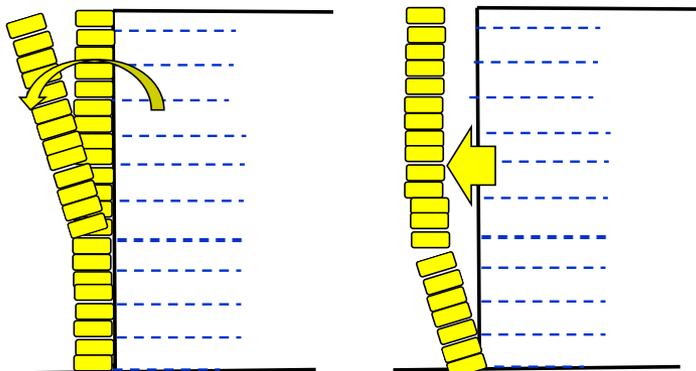
# ブロック式壁面工

地震時に転倒モードのために応力が集中⇒壁面工が抵抗できない虞⇒擁壁が転倒する虞

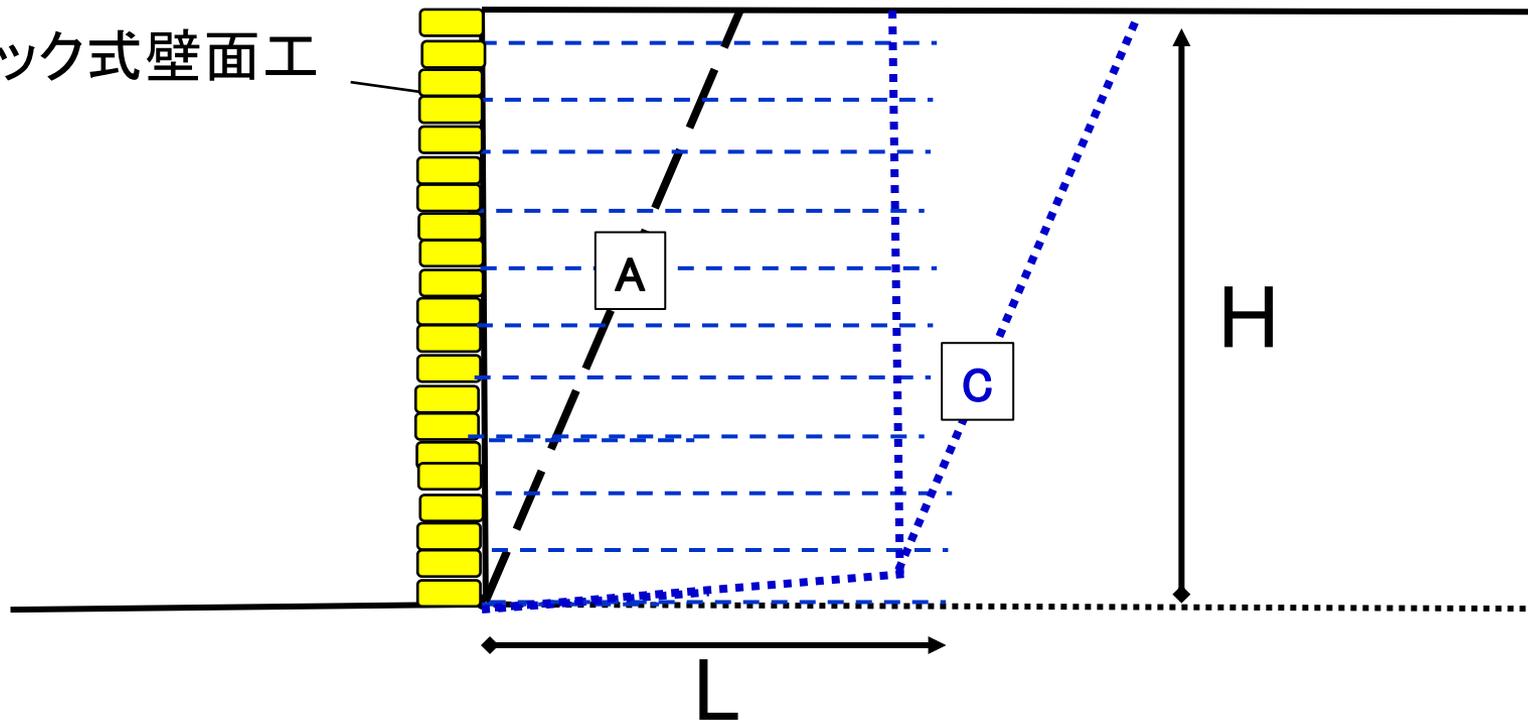


補強材が短いと、無補強盛土での主働すべり面Aを十分に横断せず、補強盛土でのすべり面Bは浅くなり、補強領域は滑動・転倒しやすくなる

壁面工の剛性が不足しているため、補強領域の一体性は低くなり、下図のように、補強領域内にすべりが生じて不安定化する虞もある



ブロック式壁面工

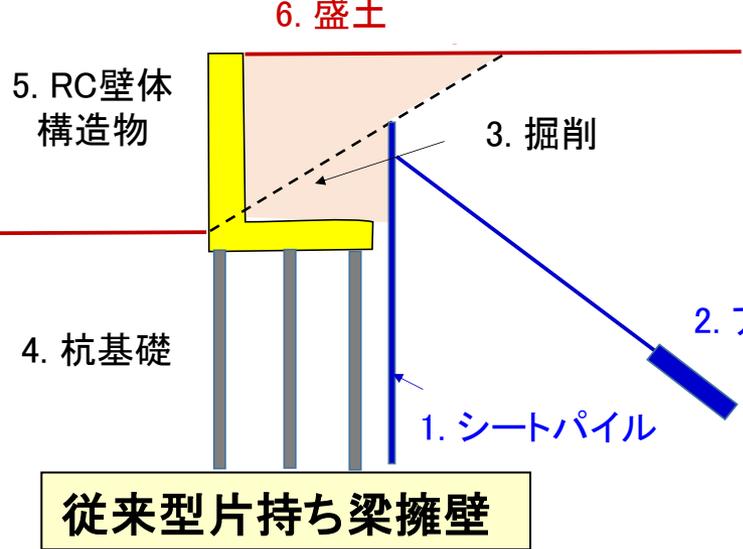


通常、補強材層を $L/H \geq 0.7$ と長くして、

①補強材層が潜在的な主働すべり面Aを十分に横断するようにし、

②補強盛土でのすべり面をCのように深くすることによって、

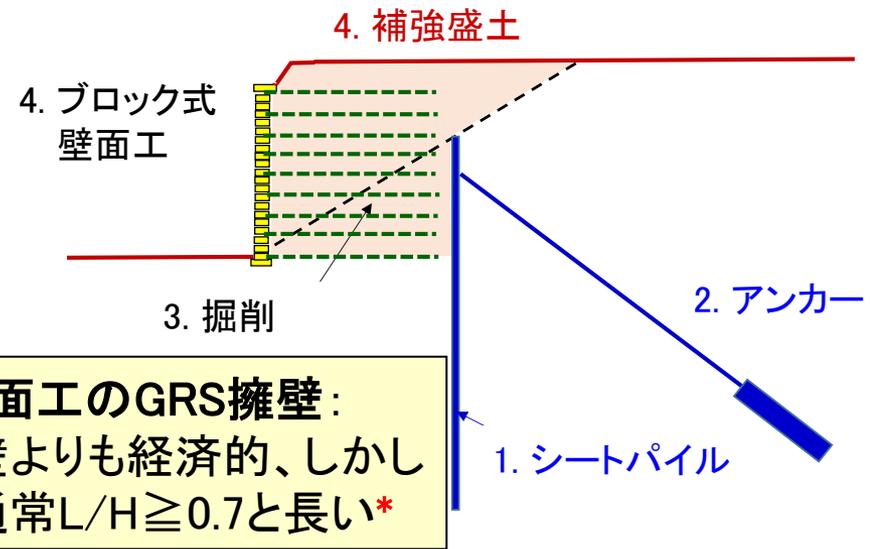
一体性を増した補強領域の滑動と転倒に対する安定性を確保している



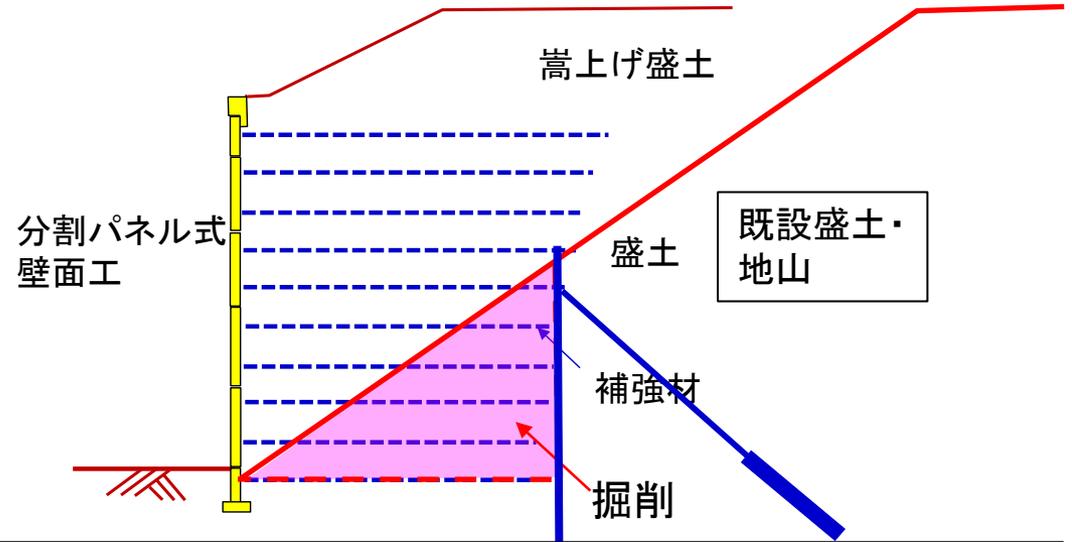
従来型片持ち梁擁壁

**ブロック式壁面工のGRS擁壁：**  
従来型擁壁よりも経済的、しかし補強材は通常 $L/H \geq 0.7$ と長い\*

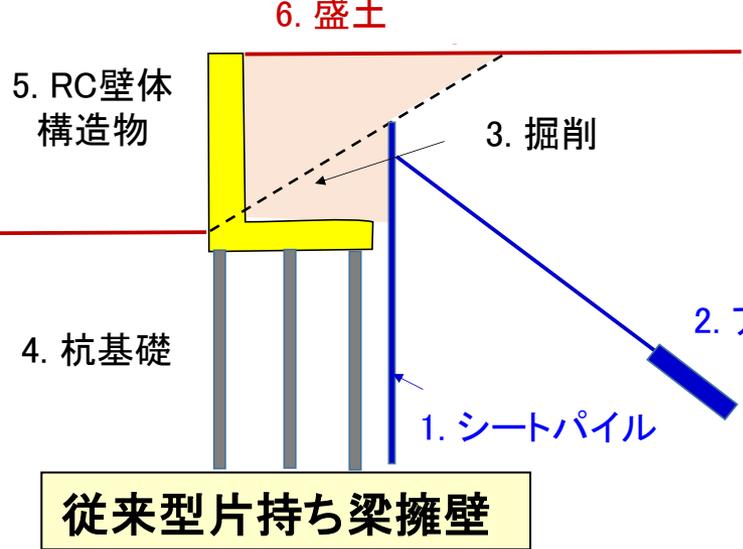
\*壁面工の剛性が不十分なために補強領域の一体性が低い



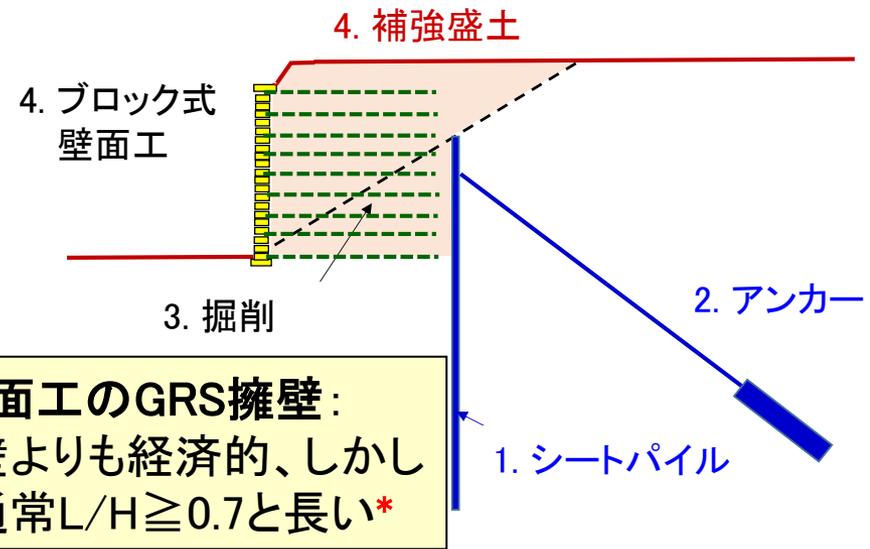
何れの工法も、既設盛土・地山の大規模な掘削、大掛かりな仮設構造物が必要となり、工事面積も広くなる  
⇒工期が長くなり経済性で問題



引き抜けやすい帯状金属製補強材と一体性が低い分割パネル式壁面工の補強土擁壁  
⇒引き抜けを防ぐため、補強材をかなり長くする必要



従来型片持ち梁擁壁

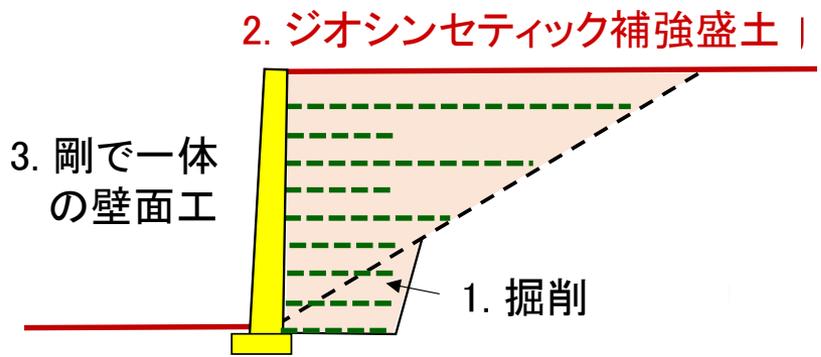


ブロック式壁面工のGRS擁壁：  
従来型擁壁よりも経済的、しかし補強材は通常 $L/H \geq 0.7$ と長い\*

\*壁面工の剛性が不十分なために補強領域の一体性が低いため(次頁で説明)

上記の工法に対して、

剛な一体壁面工を有するGRS擁壁  
・盛土下部での補強材を短くできる(メカニズムは次頁以降で説明)



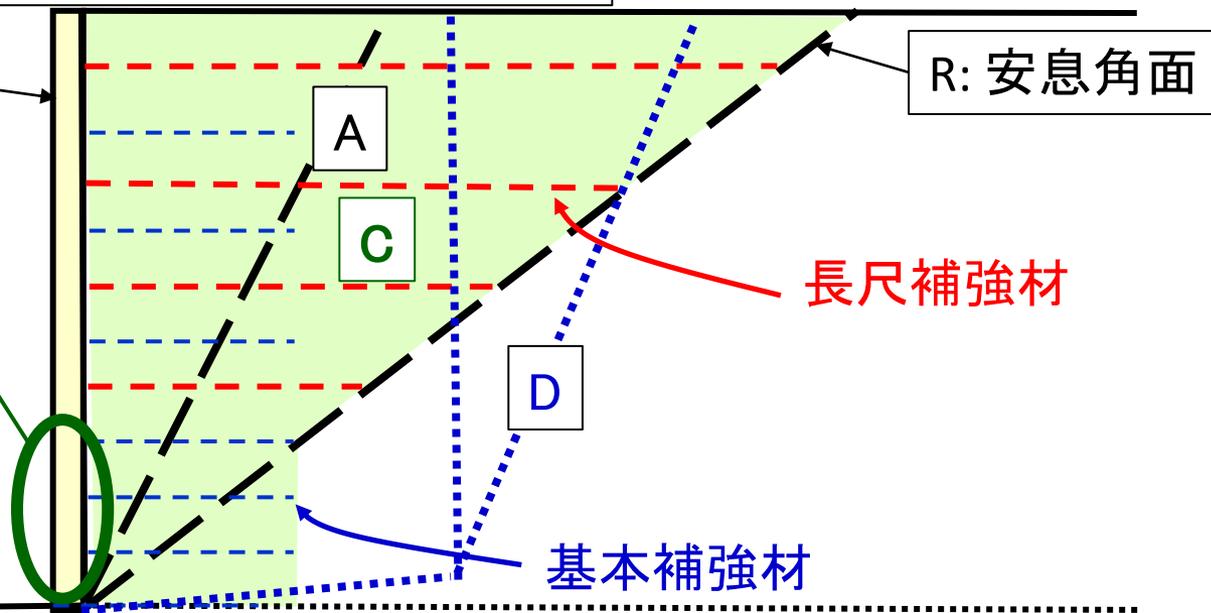
既設盛土の掘削量が縮小し、仮設構造物も不要となる  
⇒ 工期が短縮され、工事面積が限定され、非常に経済的になる。

# 剛一体壁面工を持つGRS擁壁の場合は...

剛で一体の壁面工

R: 安息角面

地震時に転倒モードのためにこの場所に応力が集中しても、剛な一体壁面工は抵抗できる  
⇒ つま先立ちが出来て転倒しにくくなる



長尺補強材

基本補強材

短い基本補強材層は、盛土上部では潜在主働すべり面Aを十分に横断できない。そこで、

1) 安息角面Rまで長尺補強材層を配置

⇒ 補強領域はCのように拡大し、すべり面はDのように深くなる

2) 剛で一体の壁面工を全補強材層と連結すれば、

局所破壊が抑制されて、「壁面工プラス補強領域C」は一体化

⇒ 盛土上部で長尺補強材に発揮される大きな引き止め力は、補強領域下部に伝達

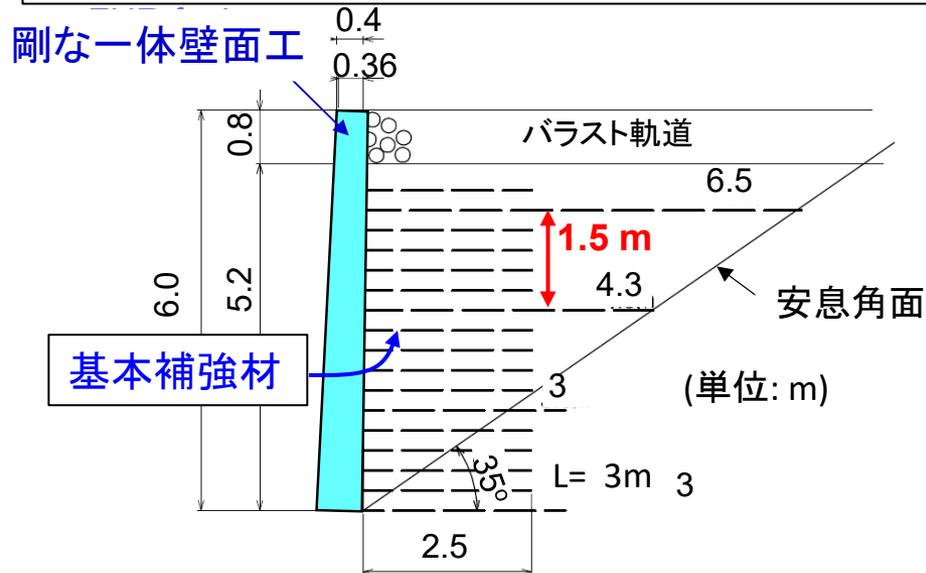
⇒ 一体となった「壁面工プラス拡大した補強領域C」は、転倒・滑動しにくくなる。

また、せん断変形も抑制される

⇒ 盛土底部の補強材が短くても、強い地震荷重に対しても安定(模型実験、安定解析で確認)

# 現在の設計法

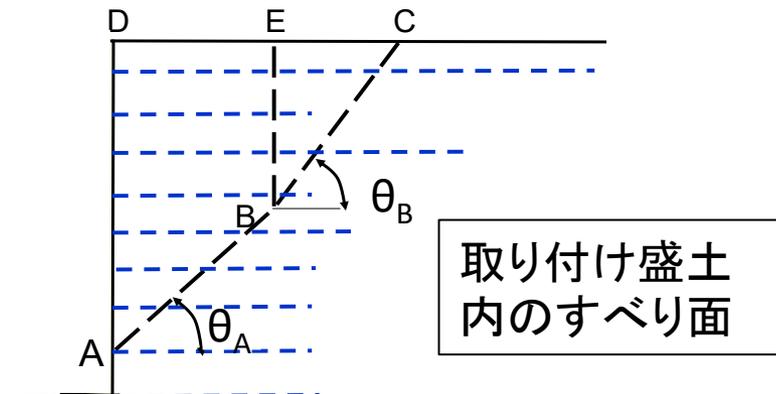
(鉄道構造物等設計標準・同解説)



基本補強材の最小長さは、1), 2), 3)の最大値:

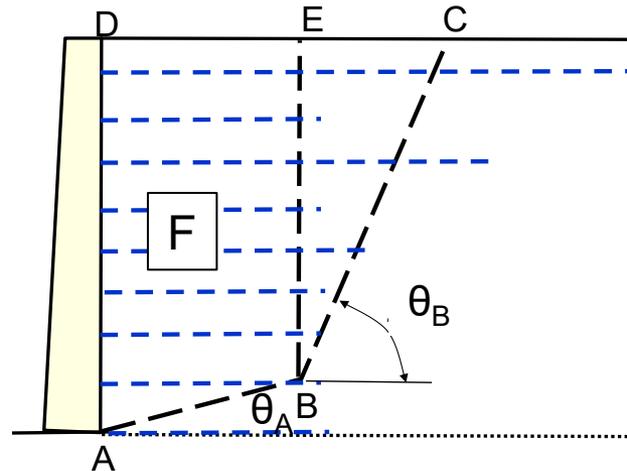
- 1) 1.5 m
- 2) 壁高の35 %
- 3) 安定解析による必要長: レベル2設計地震動に対して“二重楔すべり面を想定して Newmark法で計算した滑動と転倒による残留変形”及び“別途計算したせん断変形”の合計が許容値以下になる長さ

# Two-wedge安定解析(一般の場合)



試行すべり面の点AとB、角度 $\theta_A$ と $\theta_B$ を変化させて、滑動と転倒の夫々に対して最小の安全率を与える臨界すべり面を探索

剛な一体壁面工を用いることにより...



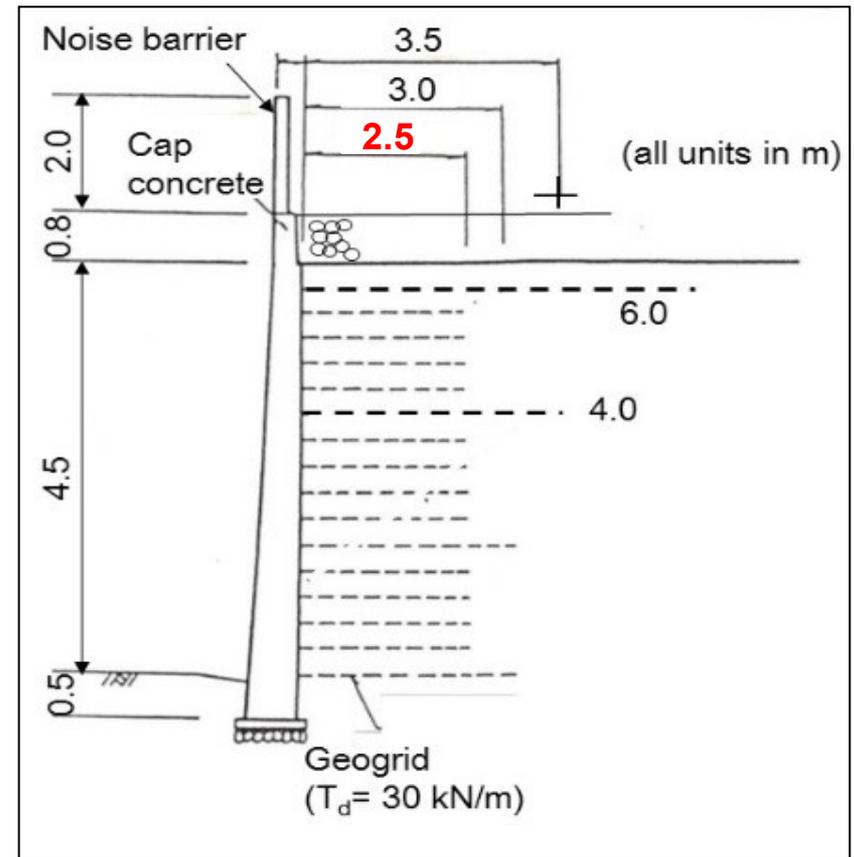
「壁面工と補強領域F」は一体として挙動し、点Aは必ず壁面工下端に位置する  
⇒安定性が向上

## L2設計地震動に対して耐震設計した例:

基本補強材の最小必要長Lは、

次の三つの値の**最大値= 2.5 m**:

- 1) 1.5 m
- 2) 壁高さHの0.35 (35%) =  $5.3 \times 0.35 = 1.86$  m
- 3) 5層毎1層に長尺補強材を用いる条件で、地震時安定解析によって決定した同長の基本補強材の長さL = **2.5 m**



$$\Rightarrow L/H = 2.5\text{m}/5.3\text{m} = 0.47$$

・ 0.7よりもかなり小さい

Lは、5m程度以上高い擁壁では、通常3)によって決定される

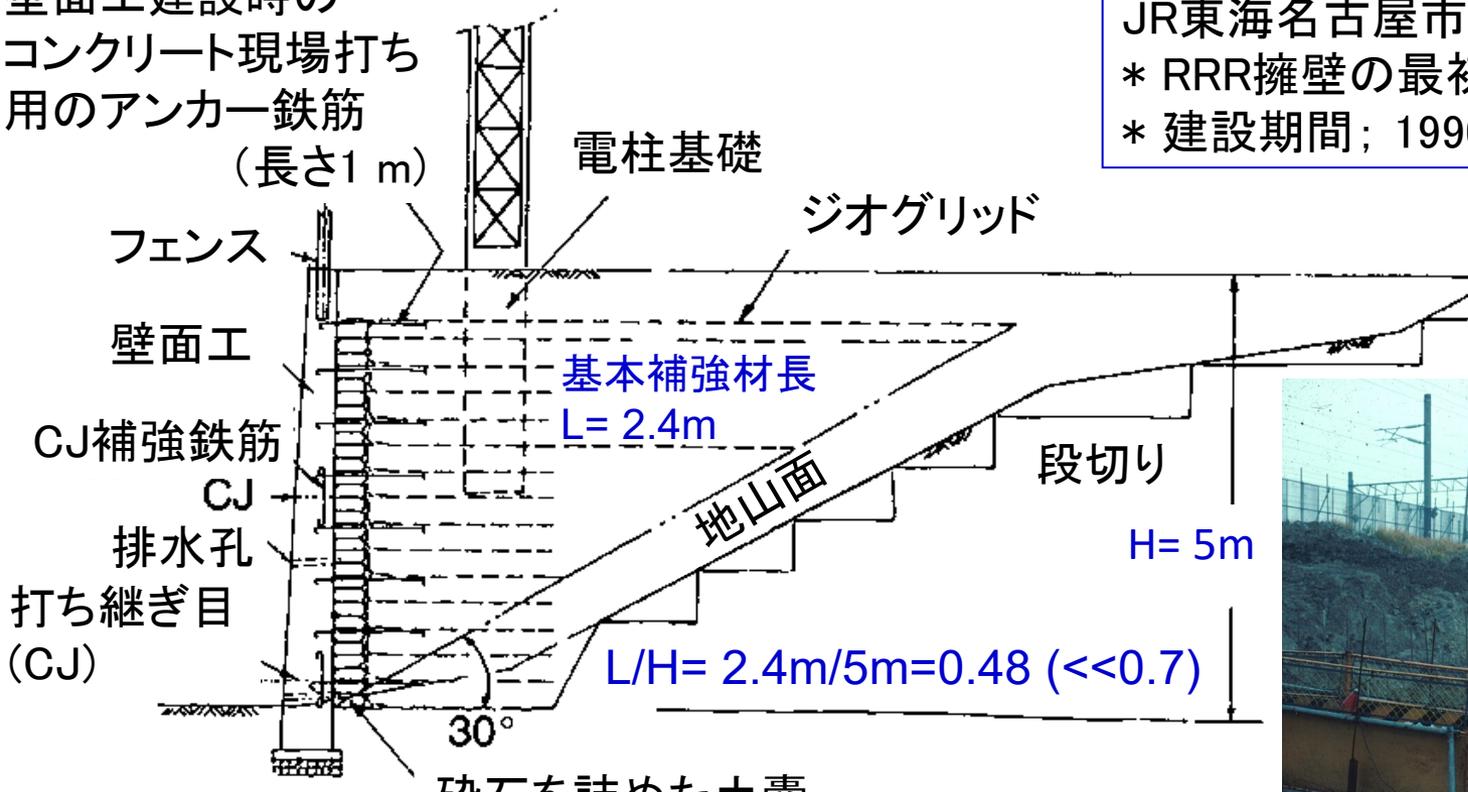
# 剛で一体な壁面工の効用-3(つづき)

## ■ 厳しい設計条件

- ・レベルII設計地震動に対して安定
- ・工事中・工事後の許容変形が小さい既設盛土に腹付け
- ・アンカーで安定化した矢板等を用いなくて、工事費の抑制・削減

RRR工法では、剛な一体壁面工を活用することにより盛土下部で補強材を短くすることができることから、設計条件①、②、③を満足できる

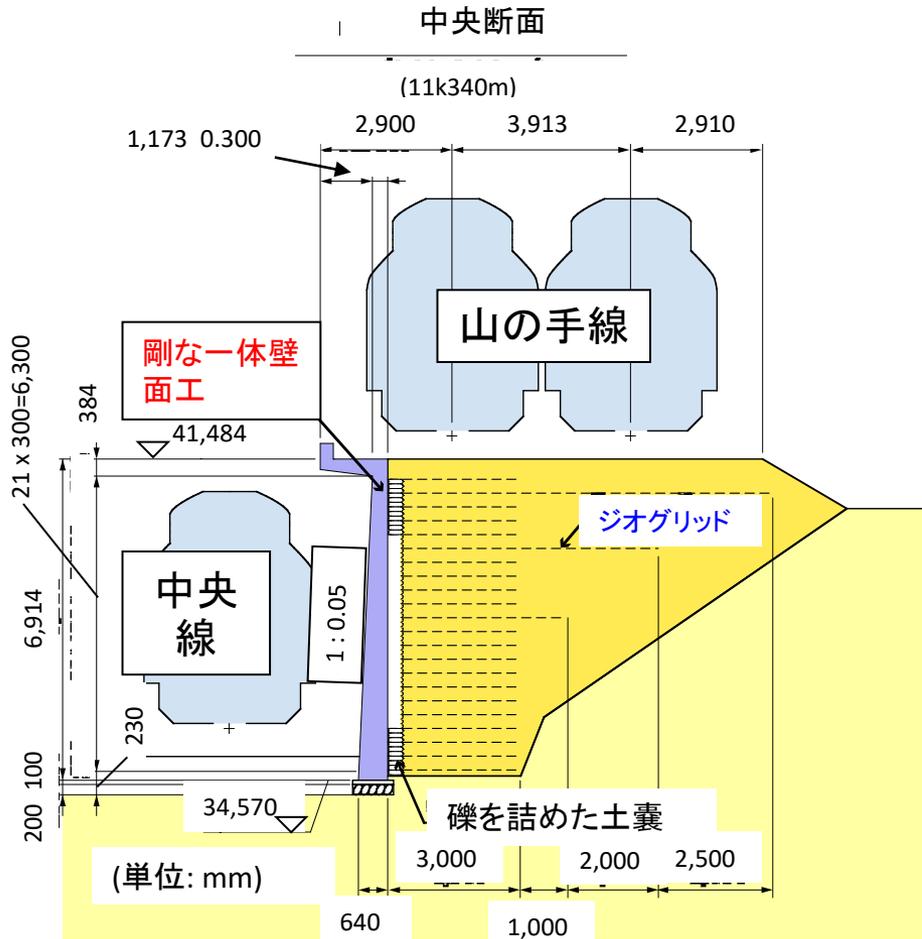
壁面工建設時の  
コンクリート現場打ち  
用のアンカー鉄筋  
(長さ1 m)



JR東海名古屋市枇杷島  
\* RRR擁壁の最初の大規模工事  
\* 建設期間; 1990 ~ 1991年



# GRS擁壁の最も重要な工事例の一つ(1995年～2000年, 新宿)



見かけは、普通のRC擁壁  
-しかし、全く新しい形式の擁壁

- $L/H = 3\text{m}/6.9\text{m} = 0.43 (<< 0.7)$   
⇒ 既設盛土の掘削量は大幅に縮減  
矢板等による仮土留め工は不要
- 従来形式の擁壁ならば10m以上長い杭が必要⇒GRS擁壁では杭を用いない

# 剛で一体な壁面工の効用-4

壁面工が分割パネルのテールアルメ擁壁：一部での破壊が全体破壊となった事例

青森県南郷村付近

2001年8月崩壊



- ①「分割パネル式・ブロック式等の壁面工を用いた補強土擁壁」では、局所的弱部が存在して局所的破壊が生じると、全体破壊へ連鎖する可能性がある。
- ②一方、剛な一体壁面工を持つGRS擁壁では、局所破壊が生じにくく、仮に生じても全体破壊に連鎖しにくい。

⇒現在の設計では①と②の差は考慮されておらず、剛な一体壁面工を持つGRS擁壁では、②の特長は隠れた余裕(冗長性)となっている。

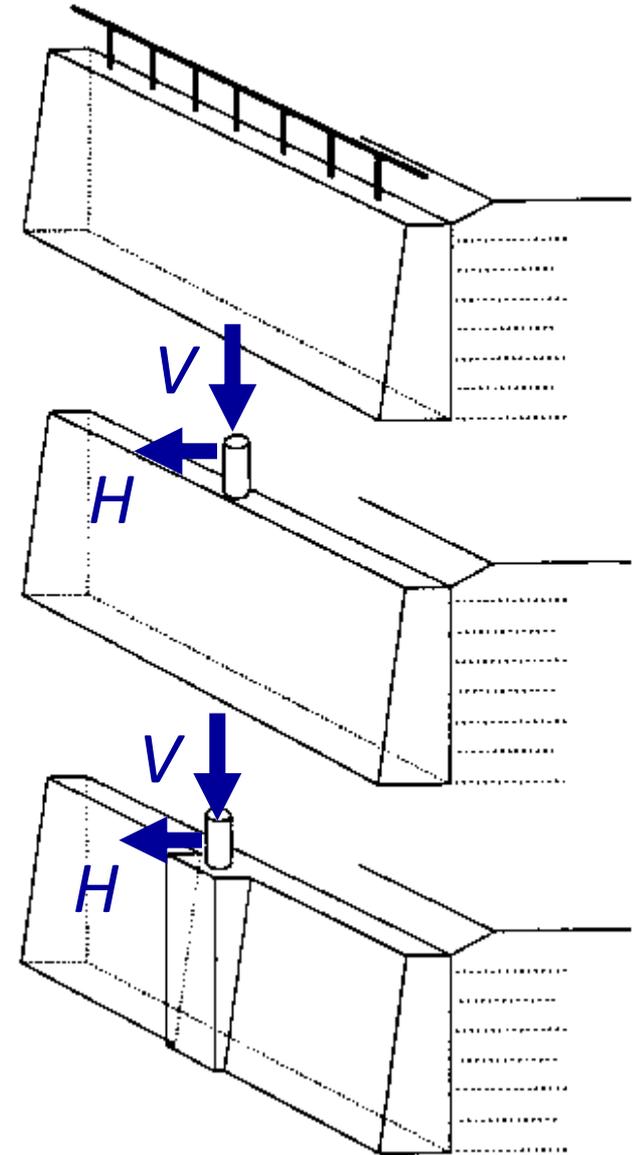


June, 2010, Mexico,  
ハリケーンによる洪水で擁壁支持地盤が洗堀  
(by the courtesy of Dov Leshchinsky)

# 剛で一体化壁面工の効用-5

## 三次元効果による上部構造荷重の支持！

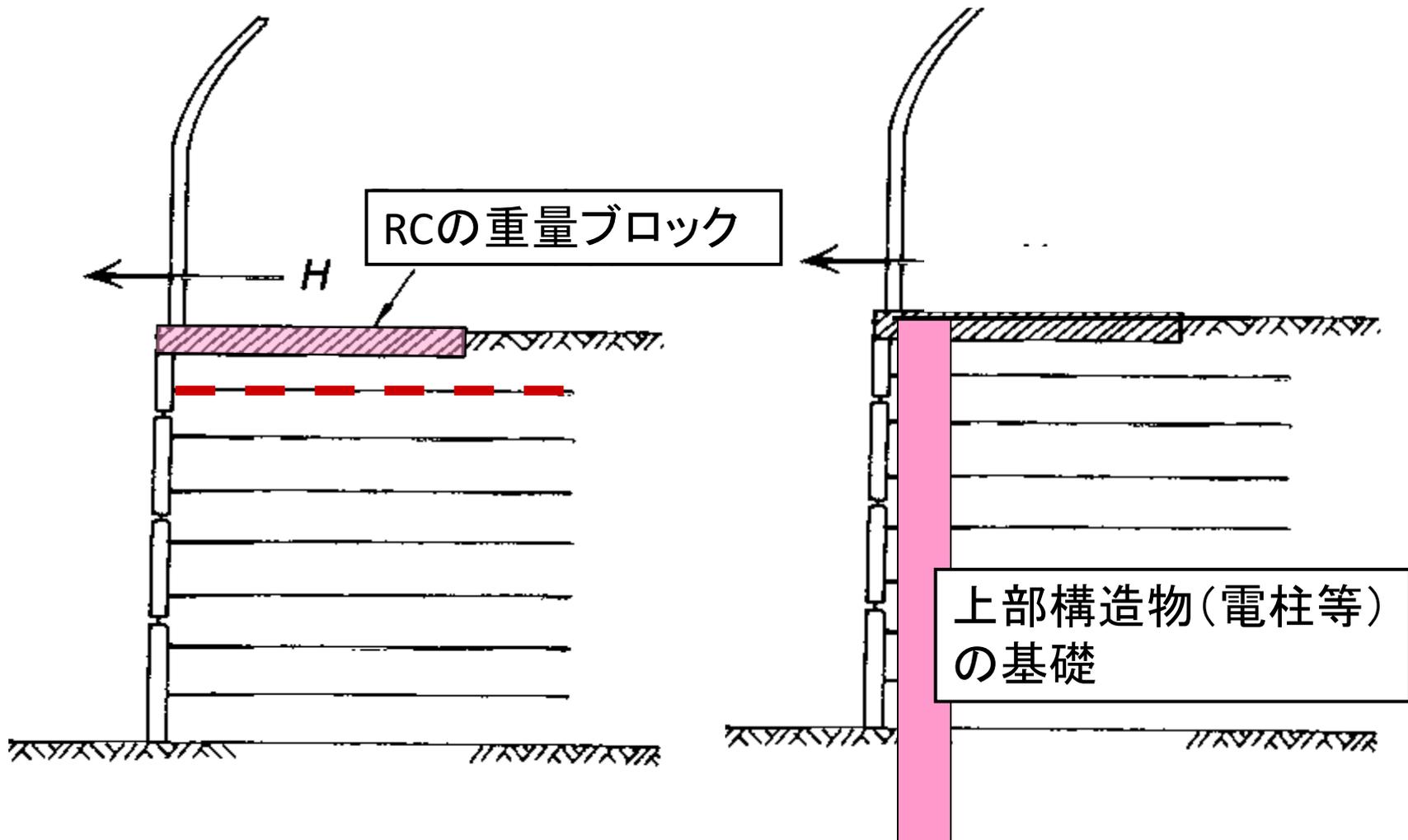
- 鉛直打継ぎ目（水平距離20m）の間の区間：  
補強盛土全体と壁面工は、一体として集中荷重 $H$ ,  $V$ に抵抗
- 剛な一体壁面工は、電柱・防音壁等の上部構造物の安定した基礎構造物として機能



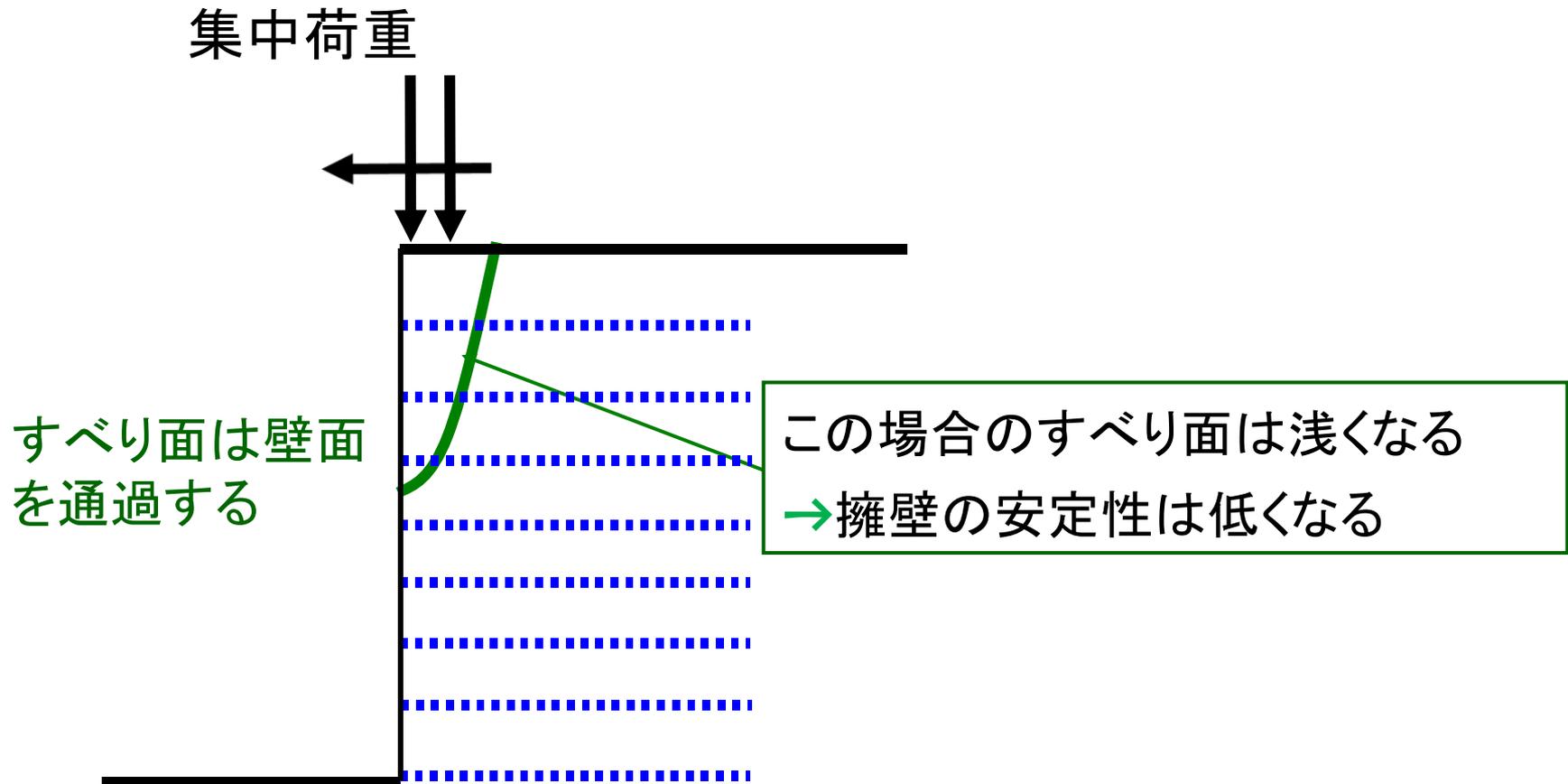
一方、分割パネル式壁面工やブロック式壁面工では……

壁面工上端の集中荷重に、「**最上部のパネル(あるいはブロック)とそれに連結した補強材層**」だけが抵抗

しかも、最上層の補強材層は上載圧が低いいため引き抜けやすい  
⇒別途、基礎構造物が必要



壁面工に全体的剛性と一体性が無い場合は、  
天端での壁面近くの集中荷重に対する抵抗力は小さい



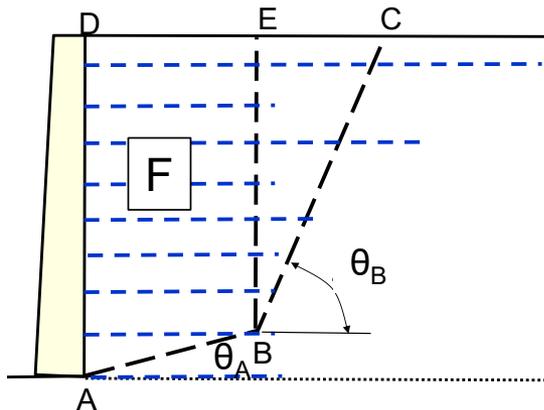
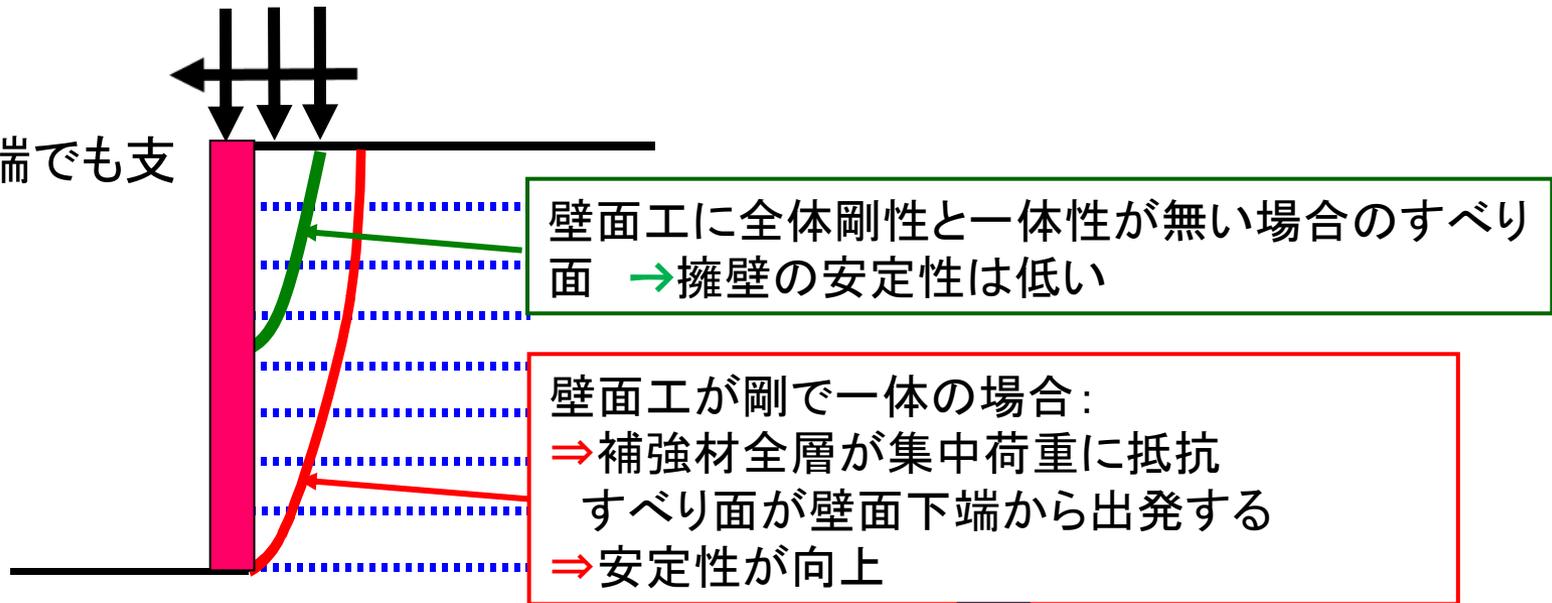
剛で一体な壁面工によって、壁面工上端での集中荷重に対する抵抗力は大幅に増加

a) 壁面工を基礎構造物としての活用

b) 橋台としての利用 ⇒ GRS橋台 ⇒ GRS一体橋梁

集中荷重:

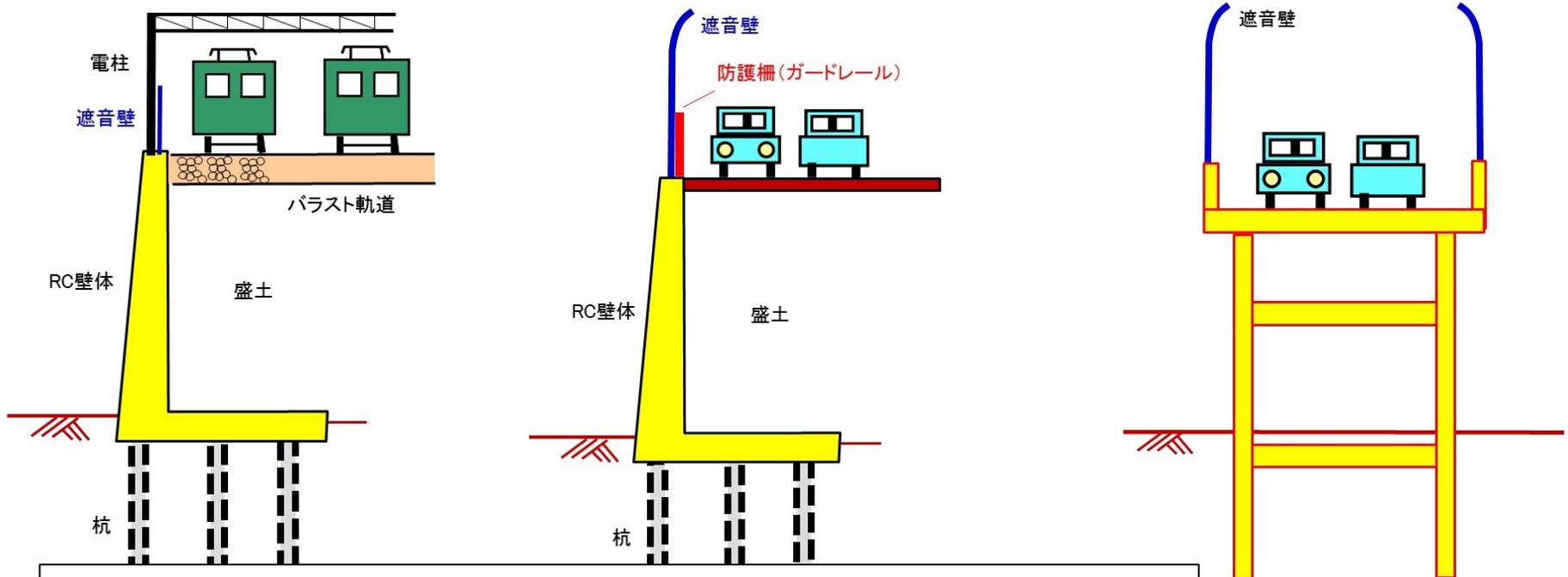
壁面工上端でも支持できる



補強材と連結された剛一体壁面工を持つGRS構造物の適用範囲を広げるために、設計では、このメカニズムを考慮して、「剛な一体壁面工と前楔F」を一体としてレベル2設計地震動に対する安定性を2重楔法で解析し、高い耐震性を定量的に確認

# そもそも、従来形式の擁壁には短所①,②と長所③,④がある

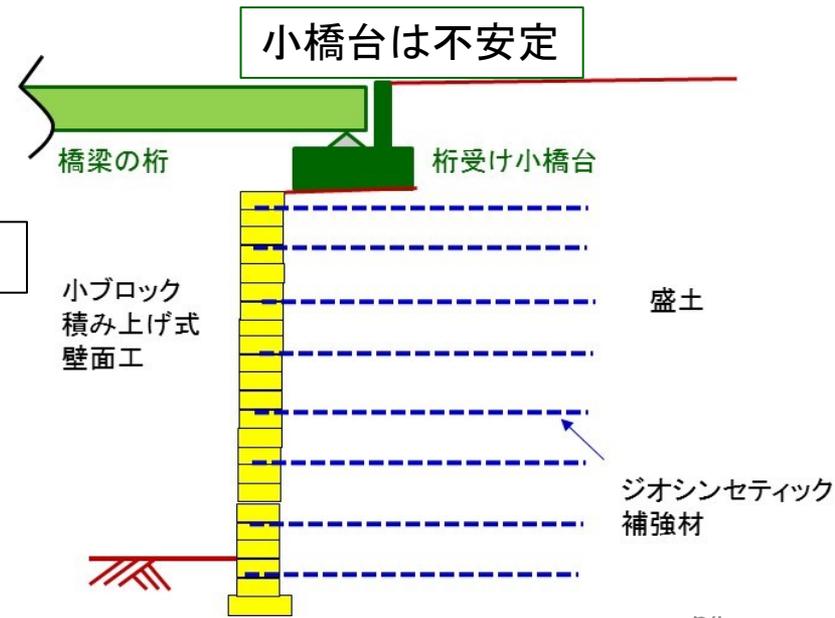
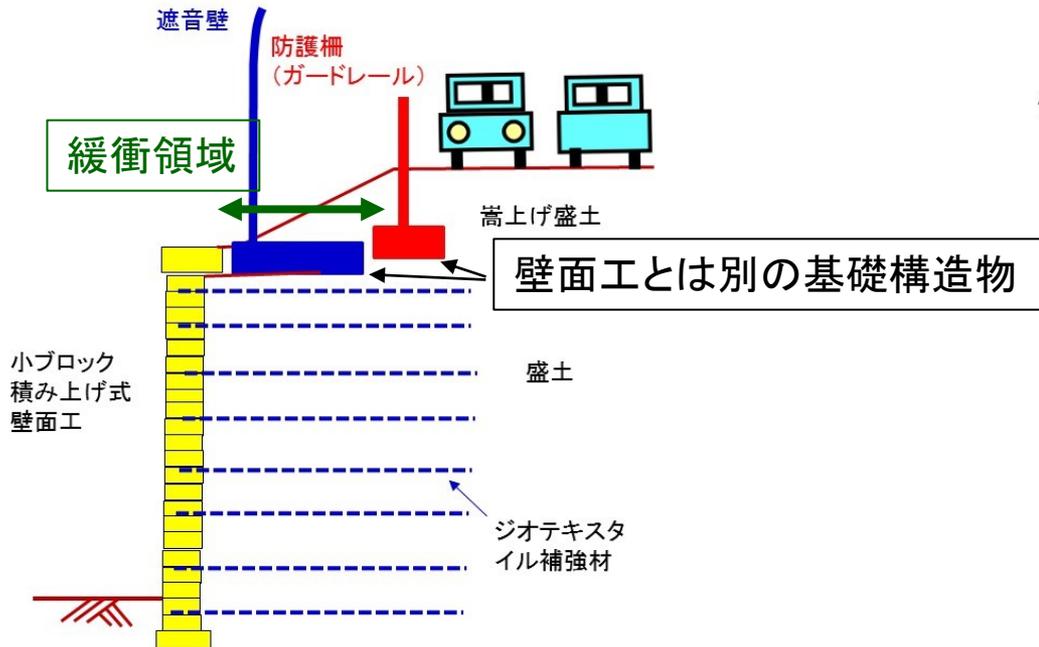
	基本構造	壁体	杭基礎	盛土施工	盛土天端の使用形態と敷地面積	壁面工を防護工・遮音工等の基礎や橋台として利用
従来形式 L型擁壁	盛土は無補強、壁面工は片持ち梁	堅牢な一体RC	①通常必要	②壁体建設後に施工	③壁面真実まで盛土天端使用可→敷地面積は限定	④利用可
RC高架			①通常必要		③敷地面積は限定	④利用可



各種補強土RWは、従来形式の擁壁の短所①&②を改善、では長所③&④は維持されているのか？

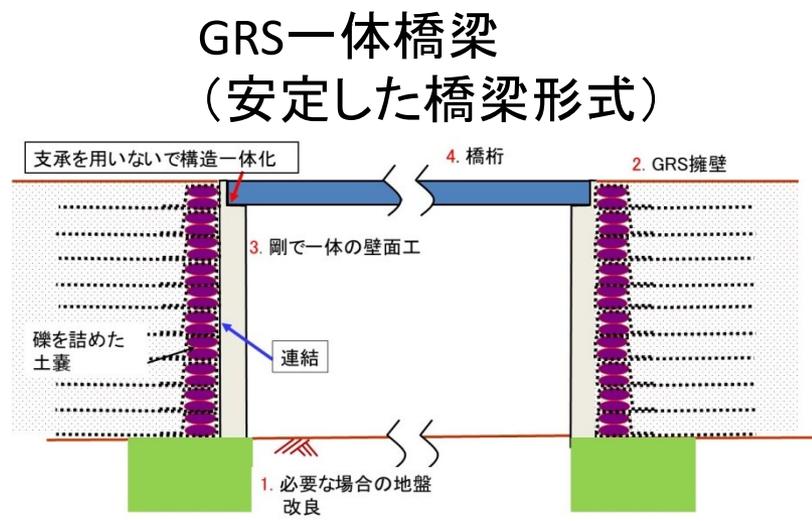
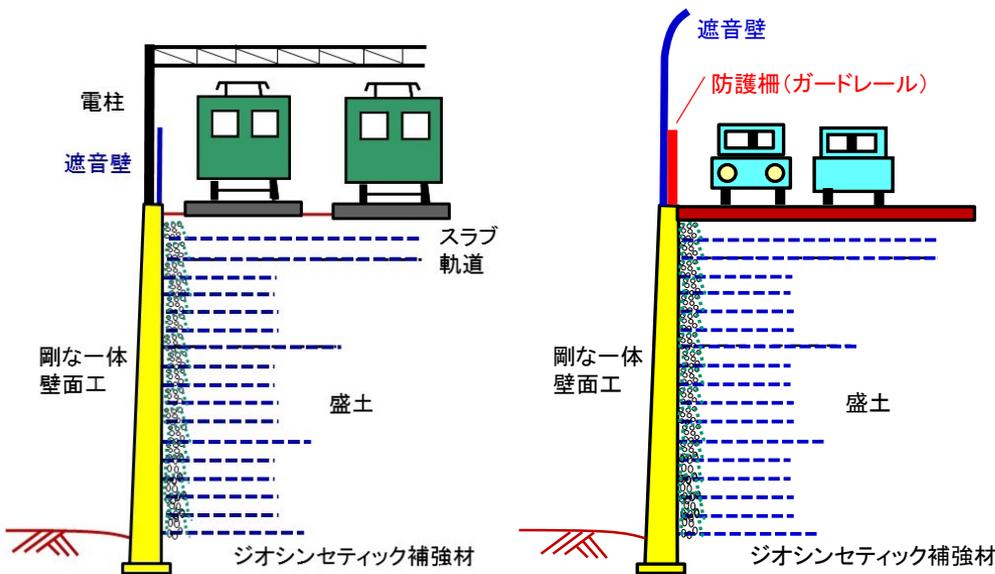
	基本構造	壁体	杭基礎	盛土施工	盛土天端の使用形態と敷地面積	壁面工を防護工・遮音工等の基礎や橋台として利用
従来形式L型擁壁	盛土は無補強、壁面工は片持ち梁	堅牢な一体RC	①通常必要	②壁体建設後に施工	③壁面真際の盛土天端使用可→敷地面積は限定	④利用可
剛性と一体性が低い壁面工を持つ補強土擁壁	盛土補強、片持ち梁構造ではない	一体性が無い	①通常不要(改善)	②壁体建設と同時に施工	③壁面真際は使用不可→敷地面積拡大(長所喪失)	③利用不可 → 別途、杭基礎などが必要(長所喪失)

従来形式L型擁壁の短所①を改善、短所②は一部残存  
 長所③&④は喪失

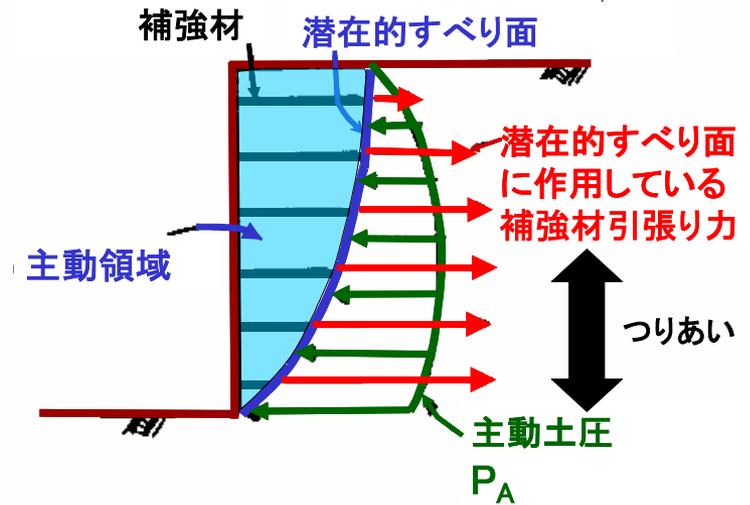


	基本構造	壁体	杭基礎	盛土施工	盛土天端の使用形態と敷地面積	壁面工を防護工・遮音工等の基礎や橋台として利用
従来形式L型擁壁	盛土は無補強、壁面工は片持ち梁	堅牢なRC構造	①通常必要	②壁体建設後に盛土施工	③壁面真実まで盛土天端使用可→敷地面積は限定	④利用可
剛な一体壁面工を持つGRS擁壁	盛土は補強、壁面工は支点間距離が短い連続梁	簡易なRC構造	①通常不要(改善)	②壁体建設前に施工(改善)	③壁面真実まで使用可→敷地面積は限定(長所保全)	④利用可(長所保全)

従来形式L型擁壁の短所①&②を改善、長所③&④を保全



# まとめ



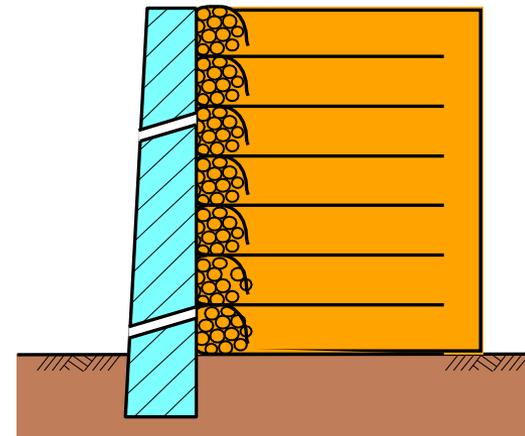
## 壁面工の役割: かつての説明(土圧悪玉論)

- 1) 補強土壁工法は「土圧軽減工法」と定義
- 2) 壁面工は、盛土のこぼれ出しを防ぐ程度のもので十分
- 3) 壁面工には、支持地盤の変形に対応できるように、変形性能が必要

これらの説明は、正しくない。

# 剛な一体壁面工を段階施工するジオシンセティック補強土擁壁

## 壁面工の役割： 適切な説明(土圧善玉論)



- 1) 補強土壁工法は、壁面土圧が軽減しないようにすることによって、大きな補強材引張り力を発揮させ盛土に作用する拘束圧を高い値に維持し、盛土を安定化する工法
- 2) 壁面工は盛土のこぼれ出しを防ぐ程度のものではなく、擁壁の安定にとって必須の構造体。また、各種上部構造物の基礎になる。
- 3) 壁面工には、①建設中は盛土と支持地盤の変形に対応できる変形性能が必要。②しかし、完成後は高い剛性と一体性が必要。

⇒ 1), 2) & 3)②を擁壁の安定計算で考慮することが必須

⇒ 3)での①と②の間の矛盾は、段階施工で解決(後ほど説明)

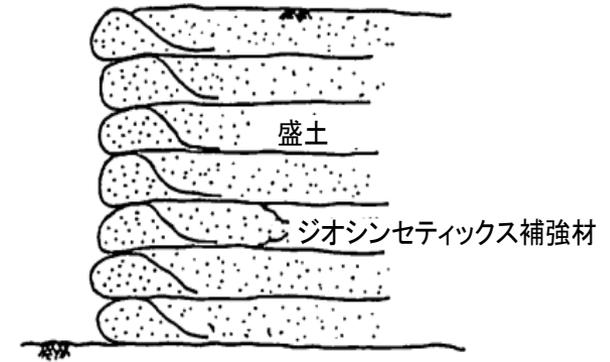
# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) **剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴**
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・**クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない**
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# 初期のジオシンセティック補強土(GRS)擁壁の課題とその解決 3/3

- ・壁面が巻き込み式GRS擁壁は、  
低建設費の仮設構造物としては、一定の実用性
  - ・一方、仮設では、盛土の締固めと排水工が不十分な傾向
- 実際に、

- ①壁面での変形大⇒擁壁全体の変形大
- ②壁面の火災・機械的外力・紫外線に対する耐久性が低い  
⇒永久重要構造物としては不適と認識された！



①に対しての、従来の、特に1980年代での説明：

a) ジオシンセティック補強材は金属製補強材よりも剛性が低いため、補強盛土の変形が大きくなる ⇒ これは誤認！ 実際は建設中の多少の変形は問題にならない(特にRRR工法では)。建設後の過大な残留変形が問題。残留変形は、盛土締固め不良、排水設備不備で大きくなる。ジオシンセティック補強材を用いても、良い締固め、排水設備整備。剛な一体壁面工によって、残留変形は問題にならなくなる。

b)ジオシンセティックス補強材はクリープしやすく、クリープ変形によって長期的に劣化する\*と誤認⇒設計引張り破断強度を求める際に、実測引張り破断強度に非常大きな(過大な)クリープ低減係数を適用

この誤った説明\*はかなり浸透 ⇒しかし、これは根本的に誤り(次頁以降で説明)

a)とb)のような誤った説明・対応\*によって、「ジオシンセティックスは補強材として信頼できない」と、広く誤解を招いた。

応力,  $\sigma$

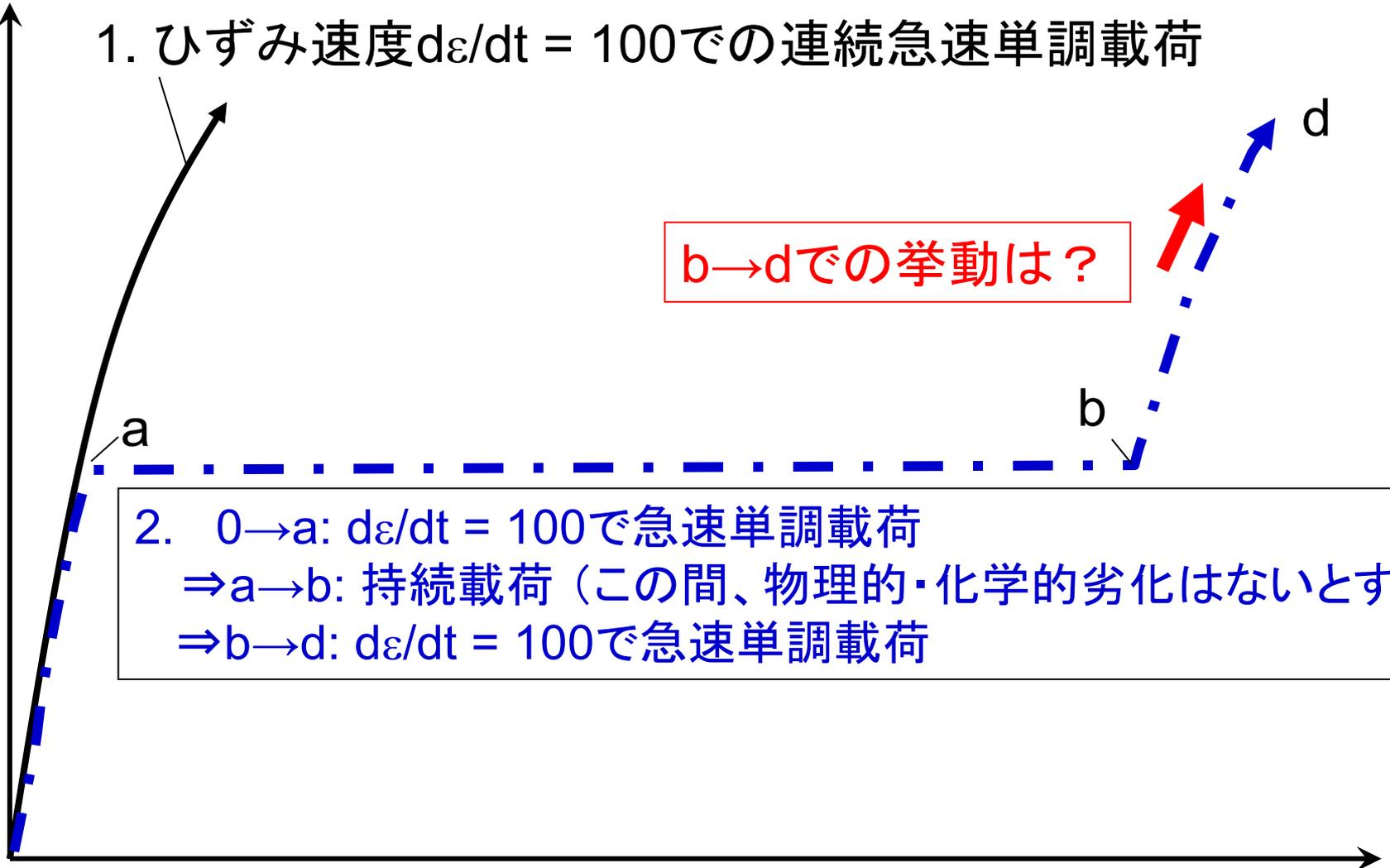
1. ひずみ速度  $d\varepsilon/dt = 100$  での連続急速単調載荷

b→dでの挙動は？

2. 0→a:  $d\varepsilon/dt = 100$  で急速単調載荷  
⇒ a→b: 持続載荷 (この間、物理的・化学的劣化はないとする)  
⇒ b→d:  $d\varepsilon/dt = 100$  で急速単調載荷

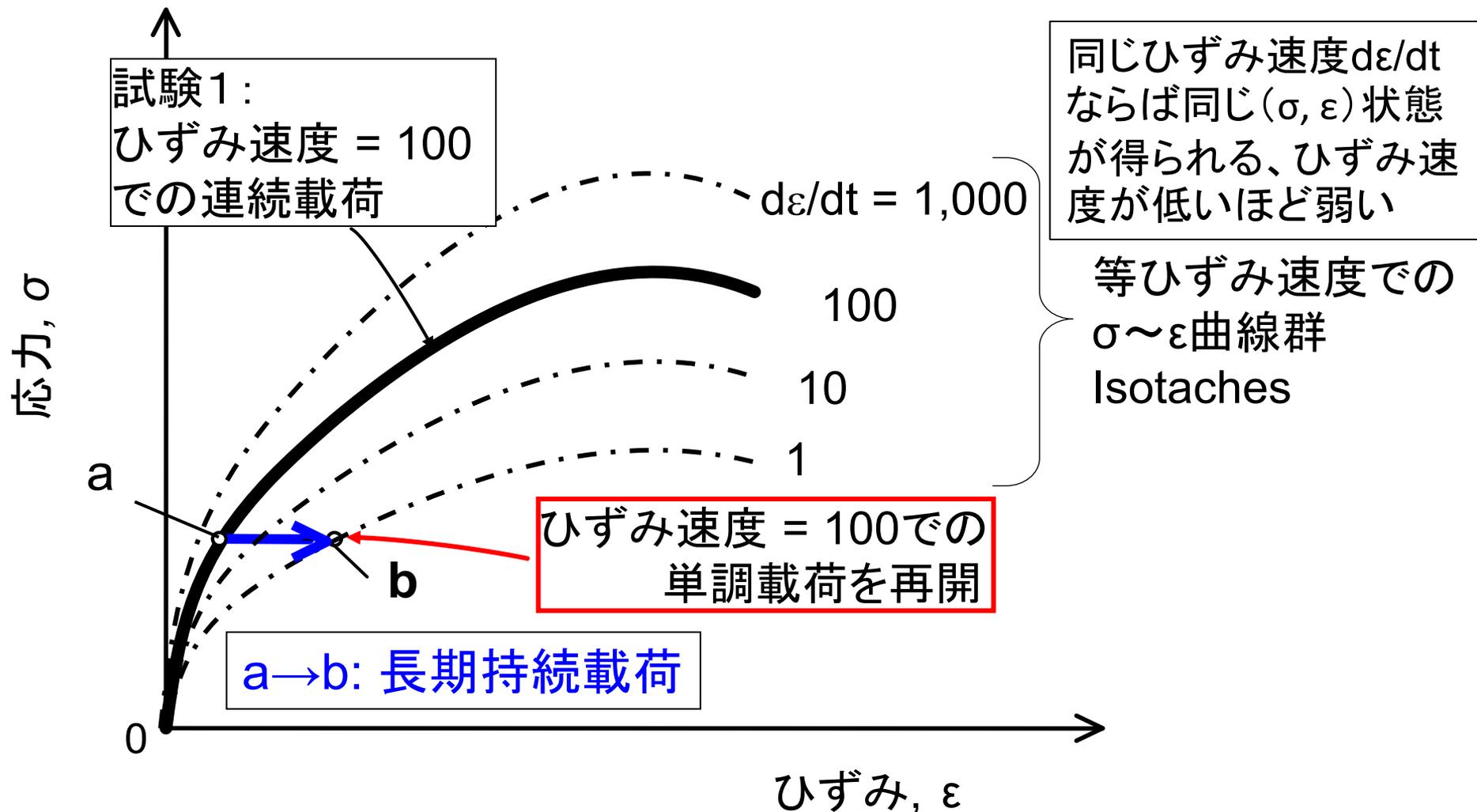
0

経過時間,  $t$



ジオテキスタイル補強材では、クリープは劣化現象ではない

持続载荷  $a \rightarrow b$  後に、ひずみ速度 100 での単調载荷を再開した時の実際の挙動は？

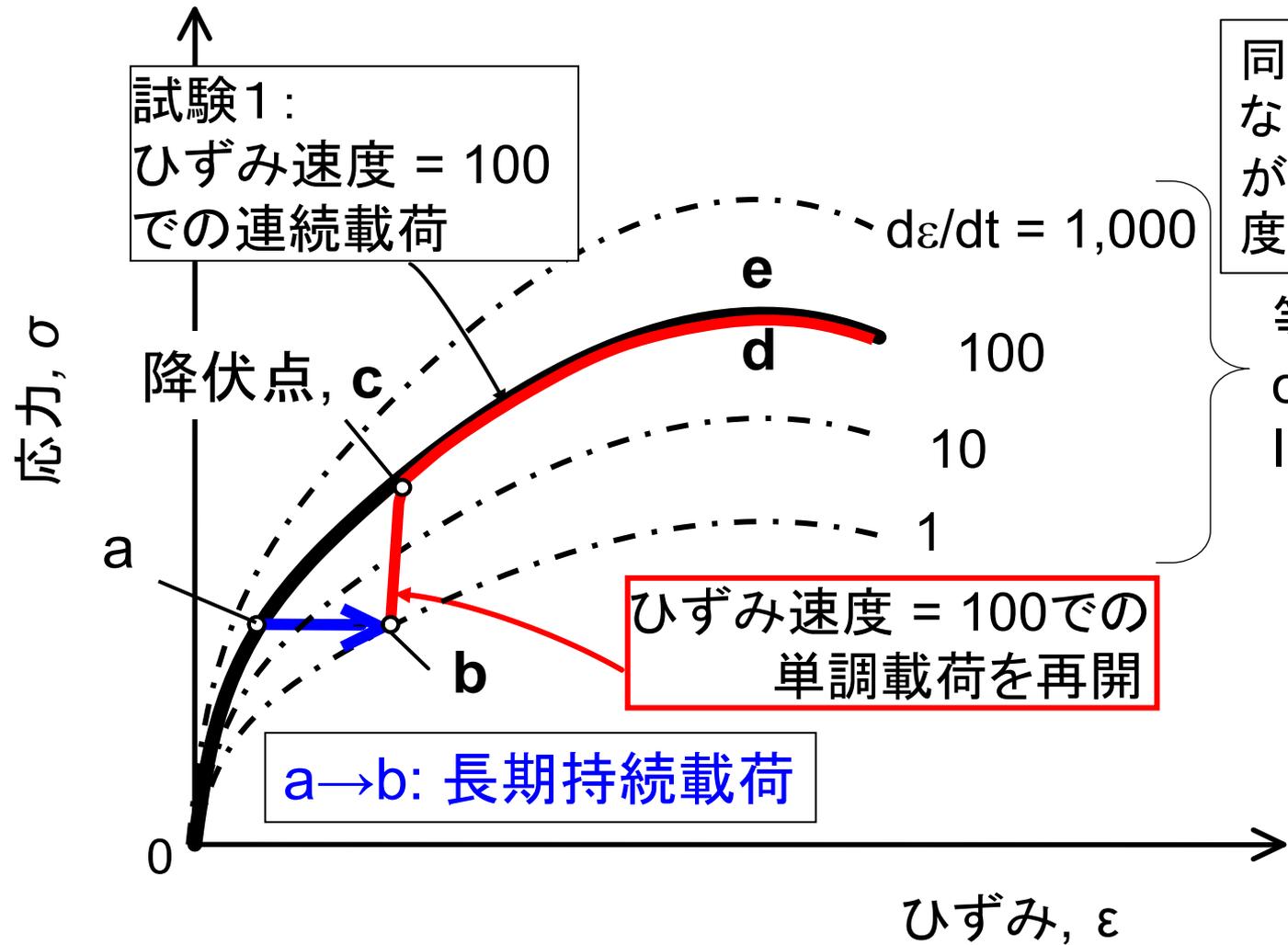


持続载荷後の挙動は、 $b \rightarrow c \rightarrow e=d$

土と同様に、 $\sigma \sim \varepsilon$ 挙動はひずみ速度に支配される

クリープ载荷後も、同じひずみ速度での元々のピーク強度は維持

⇒クリープは劣化現象ではない



試験1:  
ひずみ速度 = 100  
での連続载荷

同じひずみ速度  $d\varepsilon/dt$   
ならば同じ  $(\sigma, \varepsilon)$  状態  
が得られる、ひずみ速度  
が低いほど弱い

等ひずみ速度での  
 $\sigma \sim \varepsilon$  曲線群  
Isotaches

ひずみ速度 = 100での  
単調载荷を再開

a→b: 長期持続载荷

降伏点, c

e

d

100

10

1

a

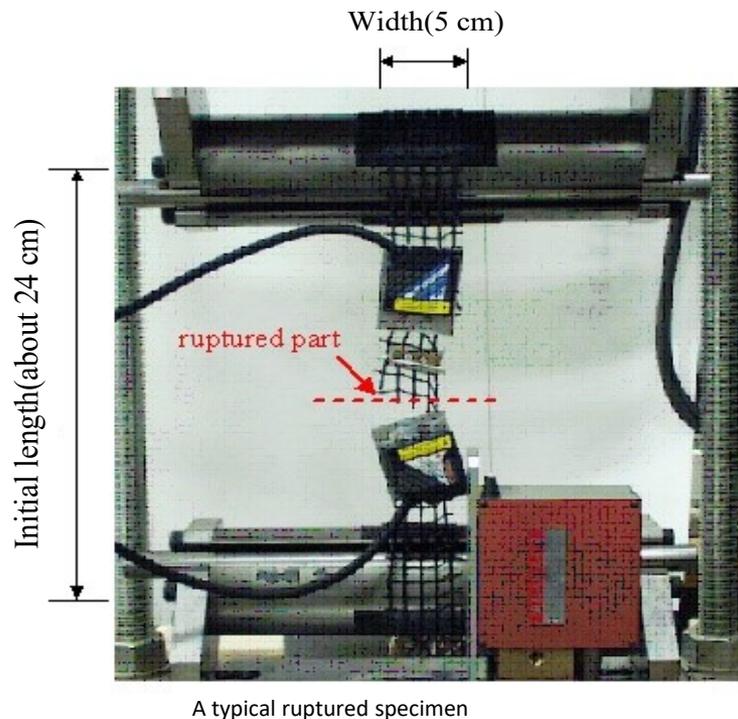
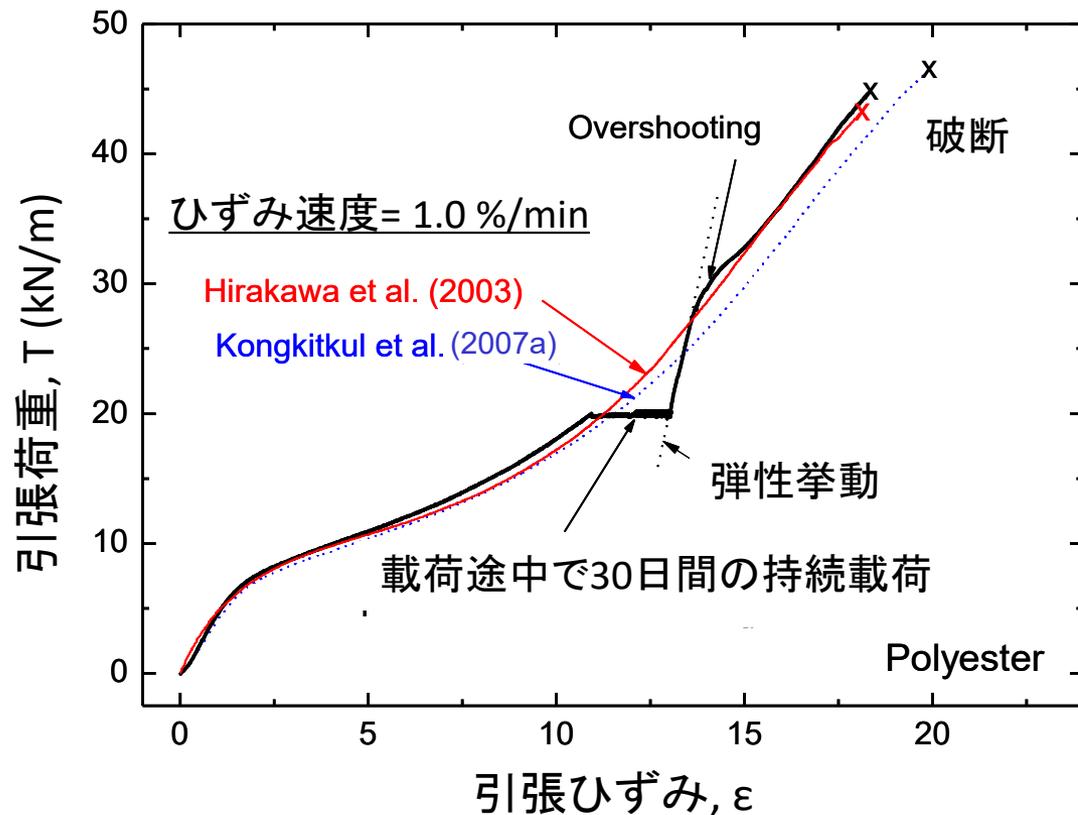
b

0

ひずみ,  $\varepsilon$

ジオグリッド補強材でも、持続载荷後に単調载荷を再開すると、

- ・初期剛性は高くなっており、
- ・同じひずみ速度でのピーク強度は維持されている

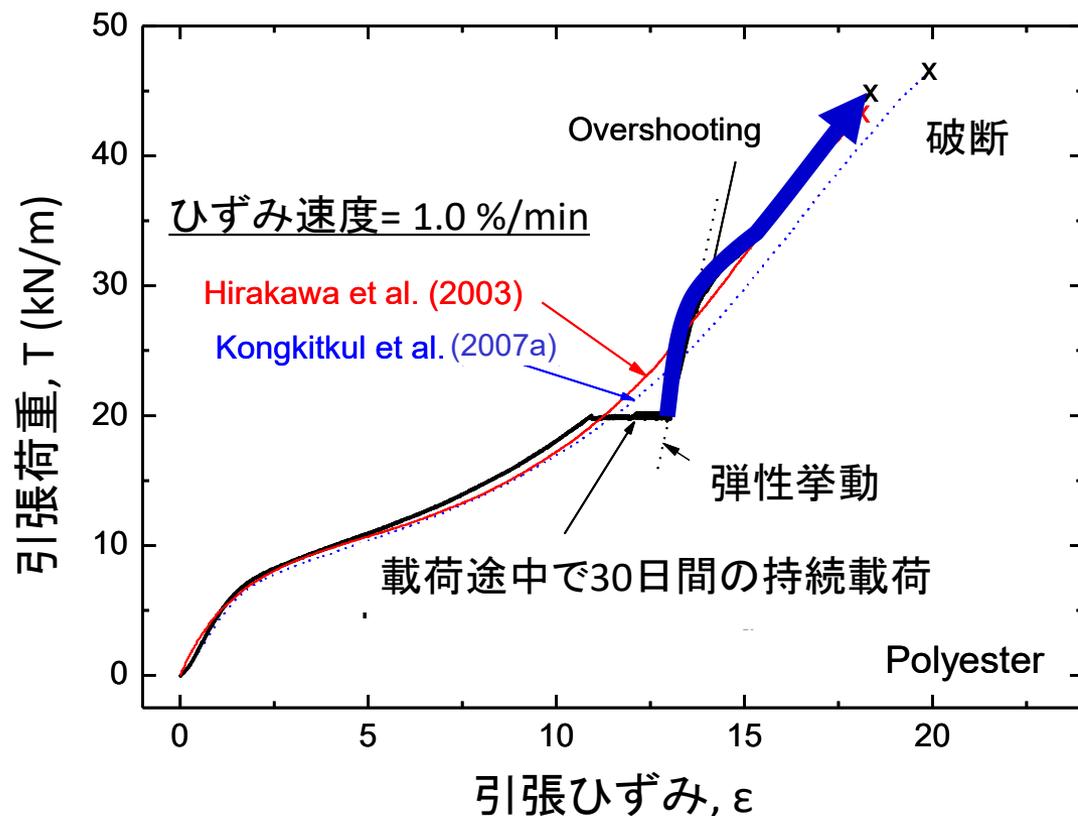


引張り破断試験

Hirakawa et al. (2003) & Kongkitkul et al. (2004, 2007)  
*Geosynthetics International, S&F*

ジオグリッド補強材でも、持続载荷後に単調载荷を再開すると、

- ・初期剛性は高くなっており、
- ・同じひずみ速度でのピーク強度は維持されている



クリープは劣化現象ではない、従って.....

長期持続載荷後の降雨・地震による増加荷重に対して、

- ・変形しにくい状態
- ・最終強度は低下していない

# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

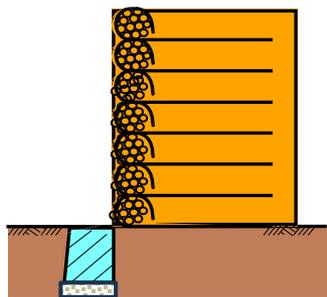
- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) **剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴**
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・**盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用**
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# 剛な一体壁面工を有するジオシンセティック補強土擁壁

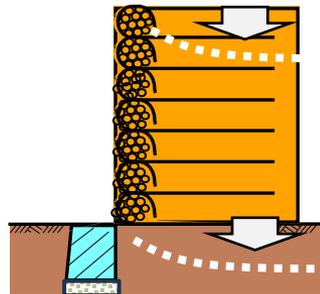
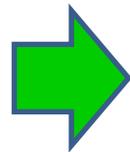
## 壁面工の役割の適切な説明(土圧善玉論):

- 1) 補強土壁工法は、壁面土圧を軽減しないことによって、大きな補強材引張り力を発揮させ盛土に作用する拘束圧を高い値に維持し、盛土を安定化する工法。
- 2) 壁面工は盛土のこぼれ出しを防ぐ程度のものではなく、擁壁の安定にとって必須の構造体。また、各種構造物の基礎にもなる。
- 3) 壁面工には、①建設中は盛土と支持地盤の変形に対応できる変形性能が必要。しかし、②完成後は高い剛性と一体性が必要。

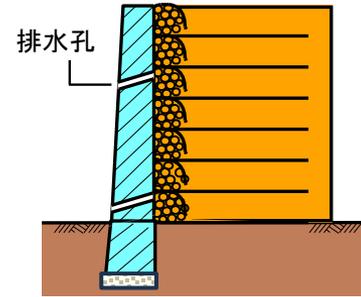
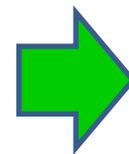
⇒3)における①と②の矛盾は、段階施工で解決



一定の変形性・安定性がある土嚢等の仮壁面工で盛土建設



盛土と支持地盤の変形



剛な一体壁面工を補強材層と連結して建設

# JR東海名古屋市枇杷島 新幹線ヤード

- 既設盛土に腹付け擁壁
- 平均壁高= 5m; 総延長= 930 m

工事開始前



補強盛土完成、  
壁面工建設前



完成



# JR東海名古屋市枇杷島

\* RRR擁壁の最初の大規模工事

• 建設期間; 1990 ~ 1991年

斜面のり先を若干掘削後、  
壁面工基礎を設置した段階



壁面工建設時の  
コンクリート現場打ち  
用のアンカー鉄筋  
(長さ1 m)

電柱基礎

ジオグリッド

フェンス

壁面工

CJ補強鉄筋

CJ

排水孔

打ち継ぎ目

(CJ)

地山面

段切り

砕石を詰めた土嚢

30°

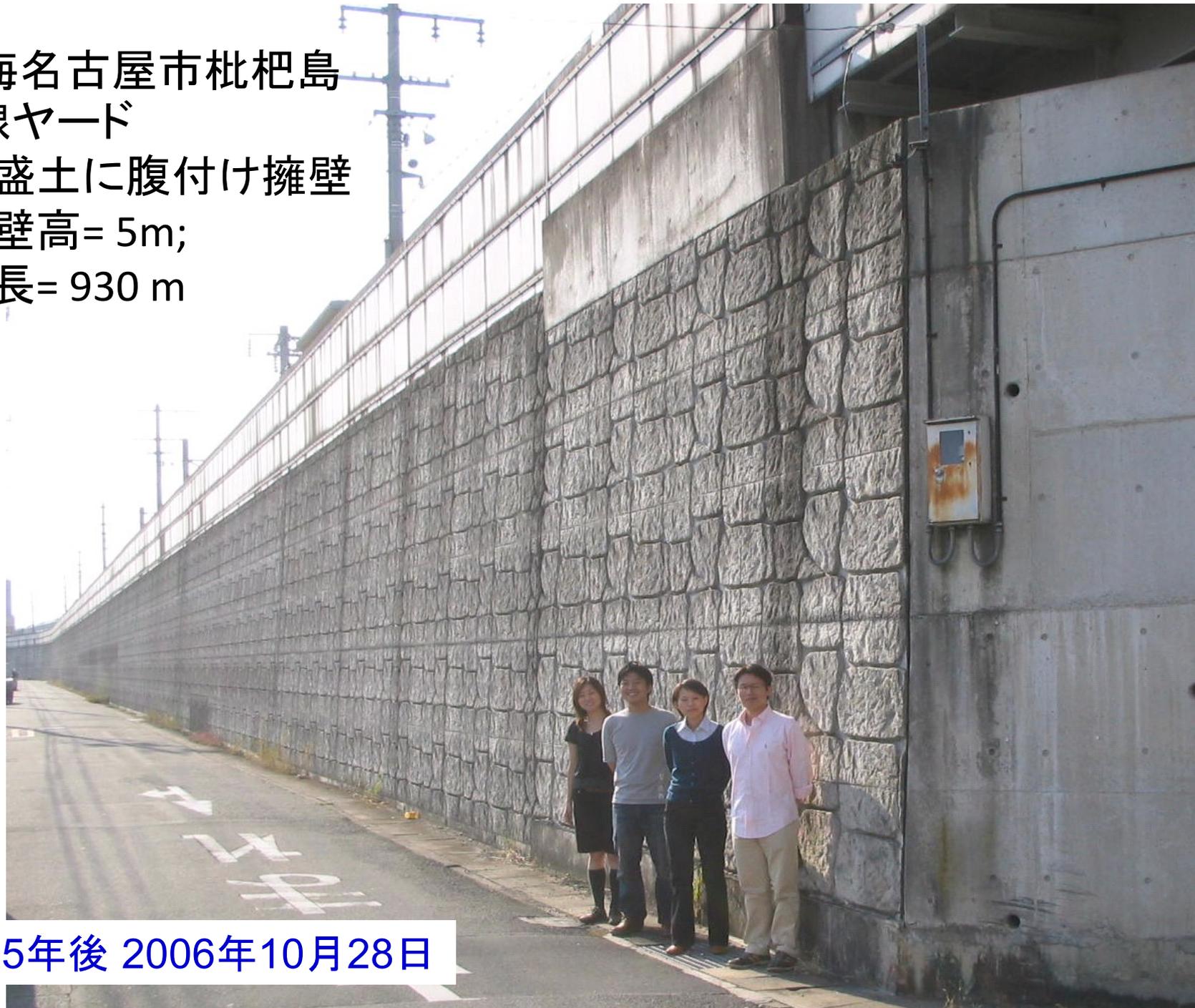
軌道

既設盛土のり面に腹付け擁壁:

既設盛土の工事中・工事後の許容変  
形量は小さい

# JR東海名古屋市枇杷島 新幹線ヤード

- 既設盛土に腹付け擁壁
- 平均壁高= 5m;
- 総延長= 930 m



建設15年後 2006年10月28日

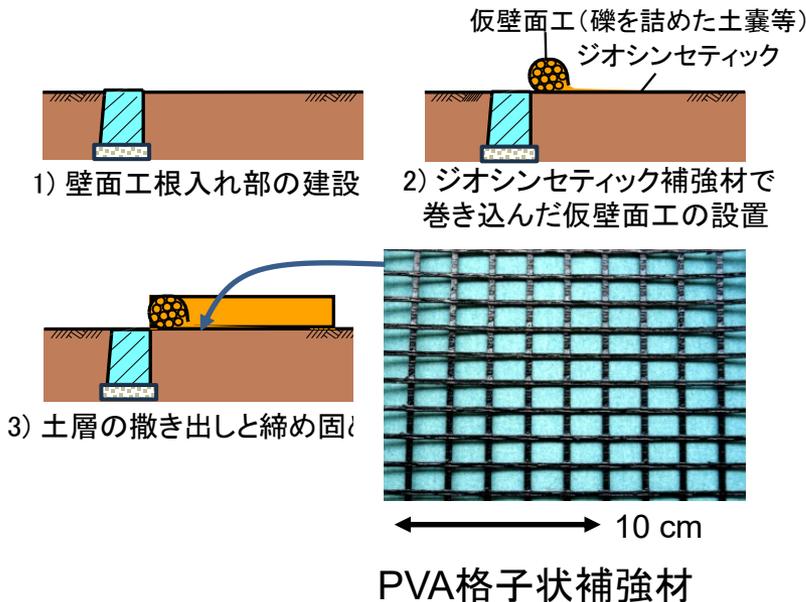
# 盛土建設後に壁面工を建設する段階施工- 1

1) 壁面工根入れ部の設置

2) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)、あるいはL型溶接金網を仮壁面工として壁面に置き、ジオシンセティック補強材で包み、撒き出した土層を締め固め、締め固めた盛土面に補強材を配置して、次の段階に移る。

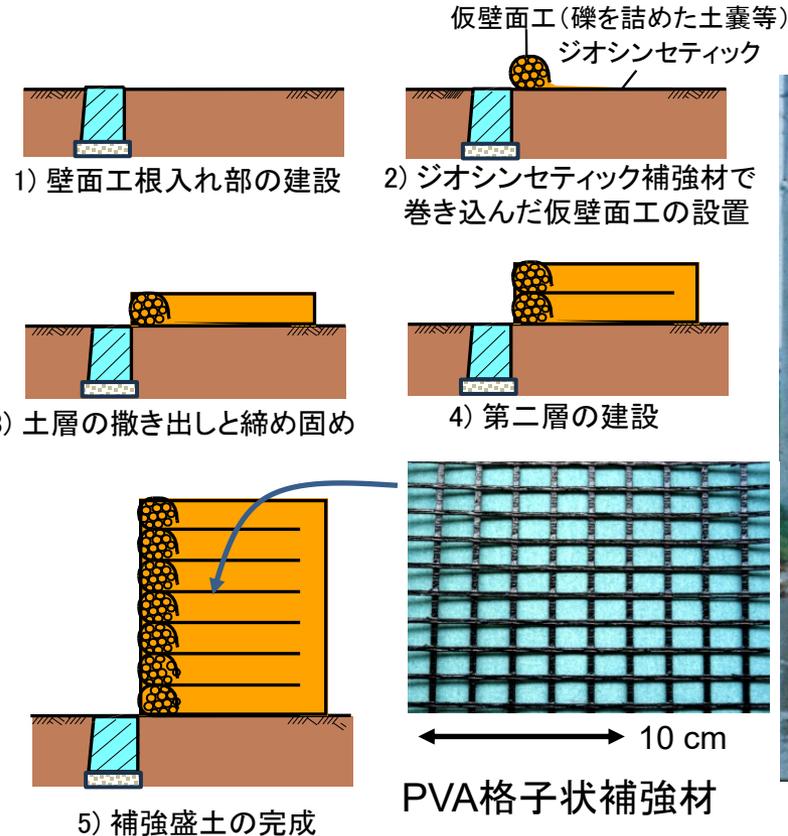
注) 仮壁面工は、変形性が必須であるが、①盛土締め固め時に安定であり、②盛土が最終高さになった時の土圧に抵抗できる必要がある

・変形性と安定性の矛盾は、土嚢は問題なく解決。しかし、溶接金網を用いる場合、低コストでも安定性不足な物は使用してはならない



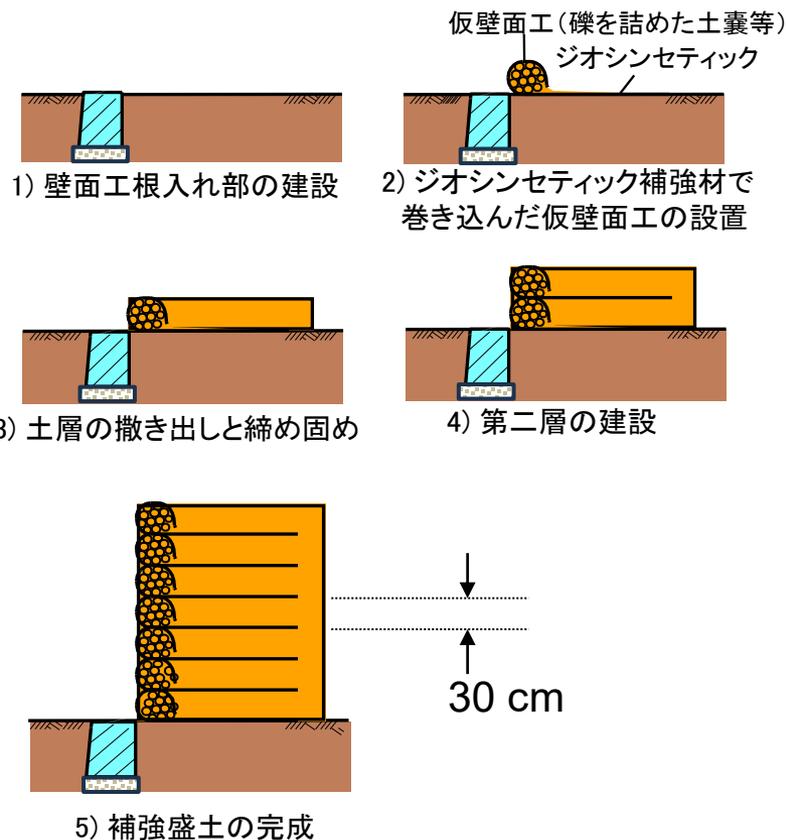
# 盛土建設後に壁面工を建設する段階施工- 2

2) - 5) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)、あるいはL型溶接金網を仮壁面工として壁面に置き、補強材のジオシンセティック補強材で包み、撒き出した土層を締固め、締固めた盛土面に補強材を配置して、次の段階に移る。これを繰り返して、ジオシンセティック補強盛土を完成。



# 盛土建設後に壁面工を建設する段階施工- 3

2) - 5) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)、あるいはL型溶接金網を仮壁面工として壁面に置き、補強材のジオシンセティック補強材で包み、撒き出した土層を締固め、締固めた盛土面に補強材を配置して、次の段階に移る。これを繰り返して、ジオシンセティック補強盛土を完成。



補強材層鉛直間隔= 30 cm

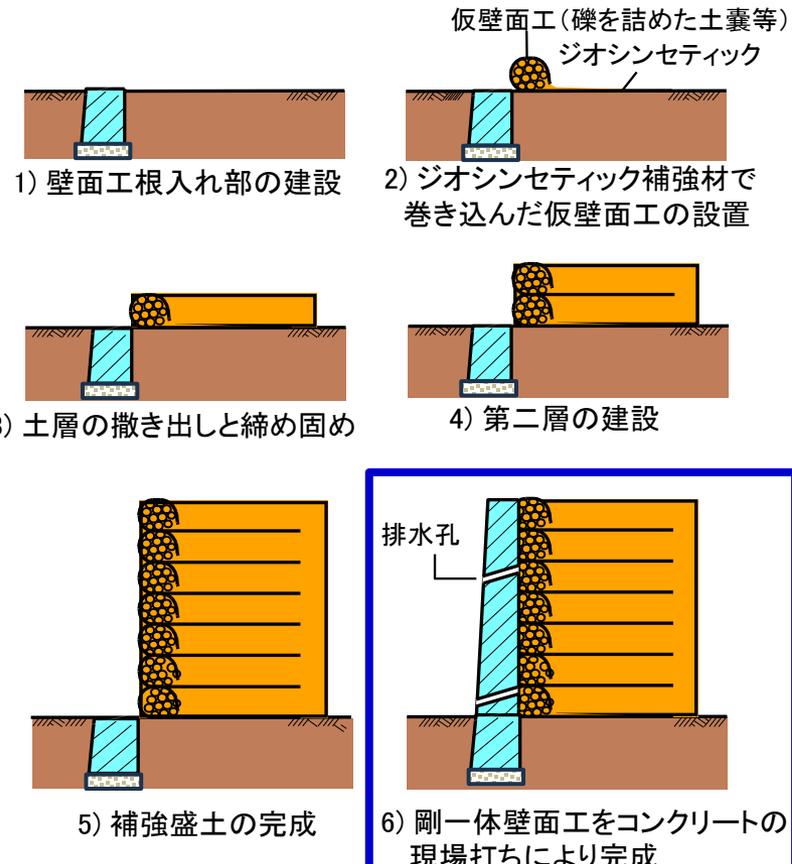
- ・補強材(geogrid)は相対的に低剛性で弱い。しかし、鉛直間隔小⇒ ①盛土との接触面積増加⇒効果的に土を補強。②仮壁面工は安定化しやすいので、低コストで済む。
  - ・盛土の締固めを、層厚 15 cm × 2層= 30cm とすることで、高い締固め度を実現できる。
- 鉛直間隔が30cmよりも大きくした場合、安定的にGRS擁壁を建設するためには、①鉛直間隔大⇒土との接触面積減少⇒補強効果低下を補うために高強度・高剛性の補強材が必要。②高強度の仮壁面工が必要
- ①&②⇒高コスト。

# 盛土建設後に壁面工を建設する段階施工- 4

2)-5) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)、あるいはL型溶接金網を仮壁面工として壁面に置き、補強材のジオシンセティック補強材で包み、撒き出した土層を締め固め、締め固めた盛土面に補強材を配置して、次の段階に移る。

これを繰り返して、ジオシンセティック補強盛土を完成。

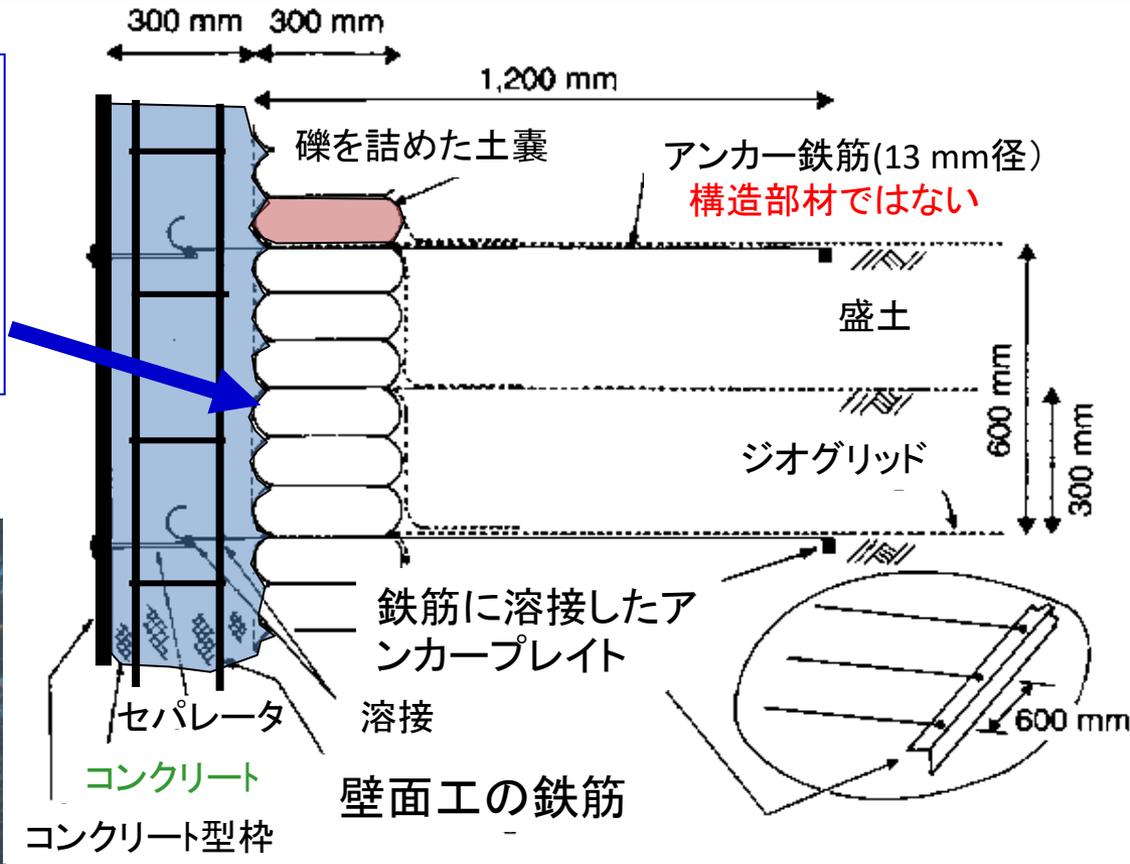
6) 盛土と地盤の変形が収束してから、薄いRC壁面工を全補強材層と連結して補強盛土と一体になるようにして、現場打ちで建設。



# 剛な一体壁面工の建設

内型枠無しでコンクリートを現場打ち

⇒コンクリートは土嚢内の礫に侵入して、壁面工とジオシンセティック補強材層と一体化



壁面工用の鉄筋

外側コンクリート型枠固定用のアンカー鉄筋の頭部

- ・壁面外側のコンクリート型枠は、盛土内部でアンカーした鉄筋で固定、従って盛土外側からの支保工は不要！
- ・アンカー鉄筋は、永久構造部材ではなく、擁壁の安定解析では考慮しない

# 現場実験と室内実験による補強材/壁面工の定着強度の評価

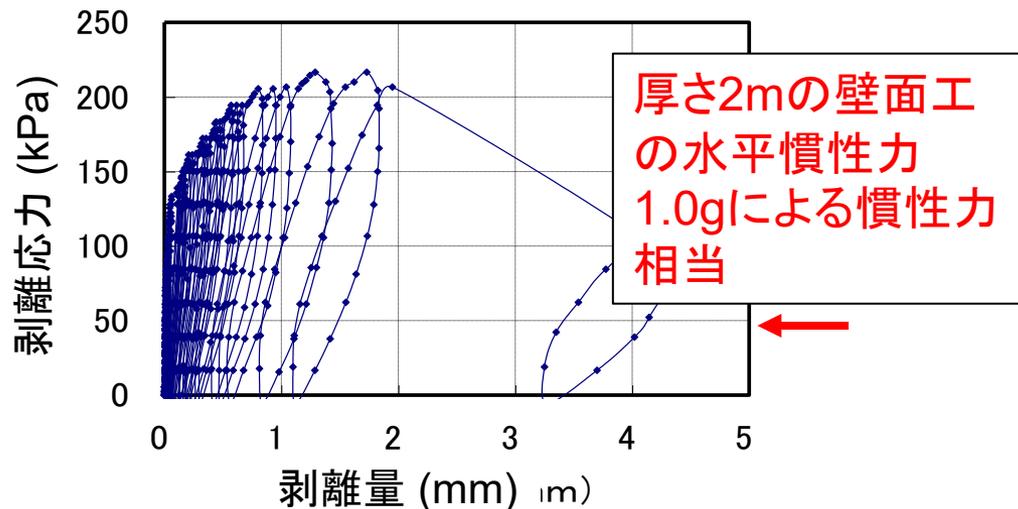
吊り上げ



室内剥離試験後の試験片(二軸PVAグリッド)

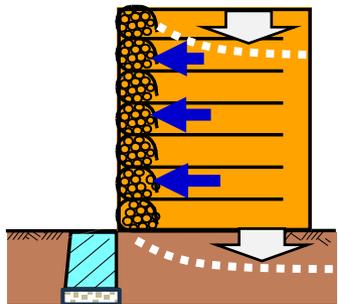
実大擁壁から切り出した試験片の吊り上げ: 重力加速度による定着強度の評価  
⇒剥離せず

典型的実験結果

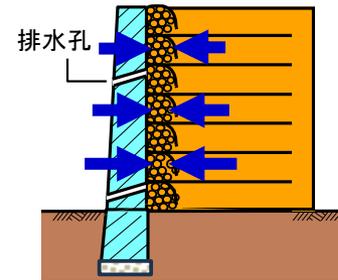


厚さ30cm程度の壁面工では、  
強震時でも剥離しない

# 盛土先施工 / 剛一体壁面工後施工の利点 - 1



5) 補強盛土の完成



6) 剛一体壁面工をコンクリートの現場打ちにより完成

段階5)で、

①盛土重量による盛土と支持地盤の沈下・変形と

②壁面土圧による仮壁面工の変形

は終了して、

③盛土による土圧に対して安定した状態となっている

(ただし、段階5)において、補強盛土はレベル1程度の地震動に対して安定である必要がある)

段階6)では、

1)上記①、②は生じないので、剛な一体壁面工には内部構造の損傷と変位による不安定化は生じない

2)壁面土圧は、仮壁面工から剛な一体壁面工に付け替わり内力となるので、補強土擁壁全体を不安定化させる外力とはならない

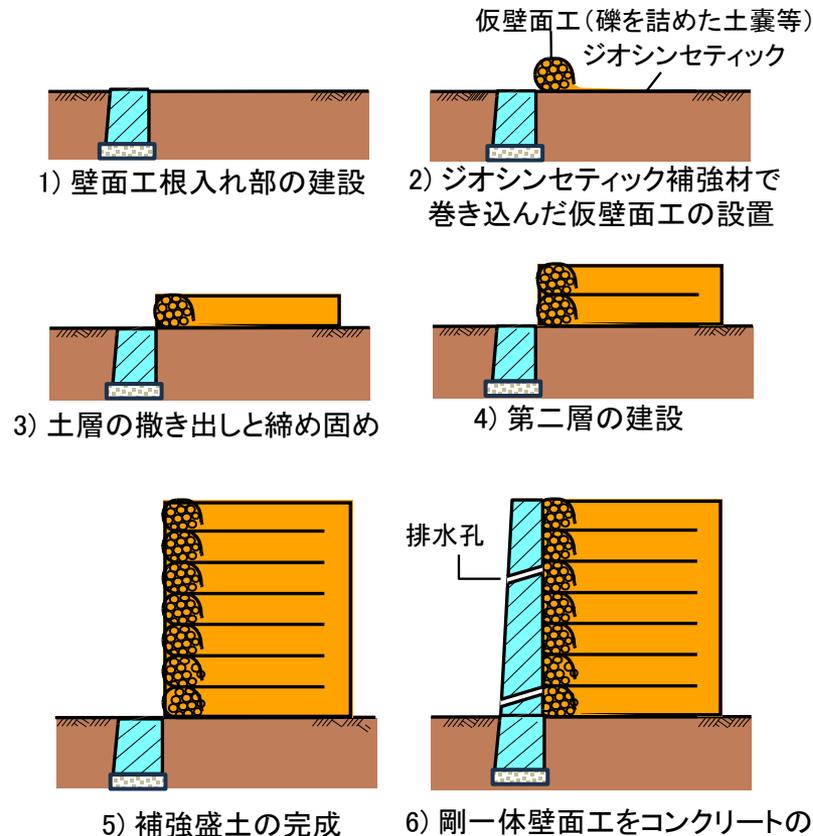
3)壁面工は、片持ち梁ではなく多支点支持の連続梁となり土圧に抵抗する

上記1), 2), 3)による構造工学的利点:

1. 従来形式の擁壁では必要となる壁面工の支持杭は、基本的に不要となる
2. 供用時における交通荷重、地震荷重等に対するa), b)の設計において非常に有利になる(特にGRS橋台・一体橋梁の設計で):
  - a) 壁面工内部と壁面工と補強材との連結部の損傷の回避
  - b) 一体化した剛な一体壁面工と補強盛土体の安定性

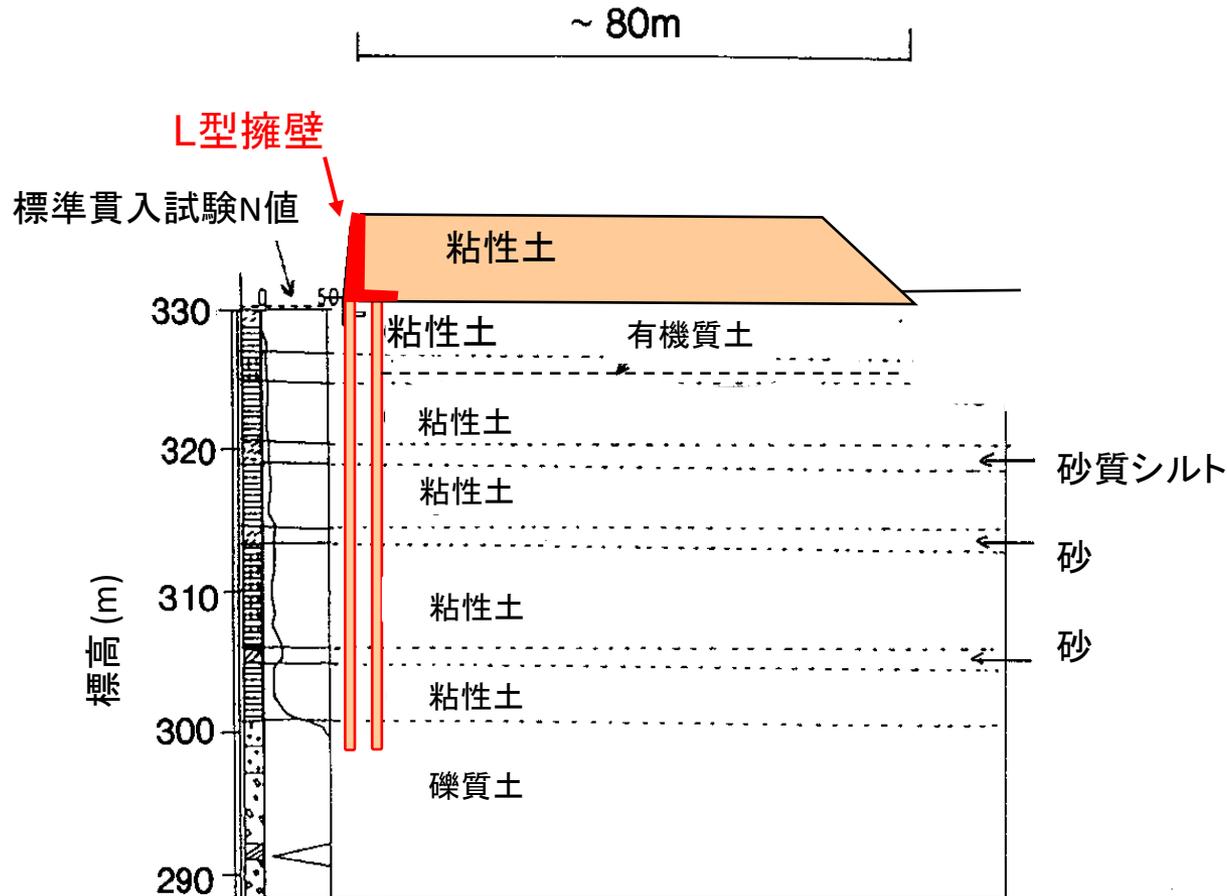
# 盛土先施工 / 剛一体壁面工後施工の利点 - 2

- 壁面工と盛土の間に相対沈下が生じないので、壁面工と補強材の連結部が損傷しない。
- 従って、非常に圧縮性が高い軟弱地盤上でも、支持力不足による地盤を破壊を防げば、また圧縮性が高い盛土材を用いても、GRS擁壁を建設できる。



北陸新幹線長野車両基地建設期間：1993～1996年  
建設時平均壁高=3m；完成平均壁高=2m；総擁壁長=約2km

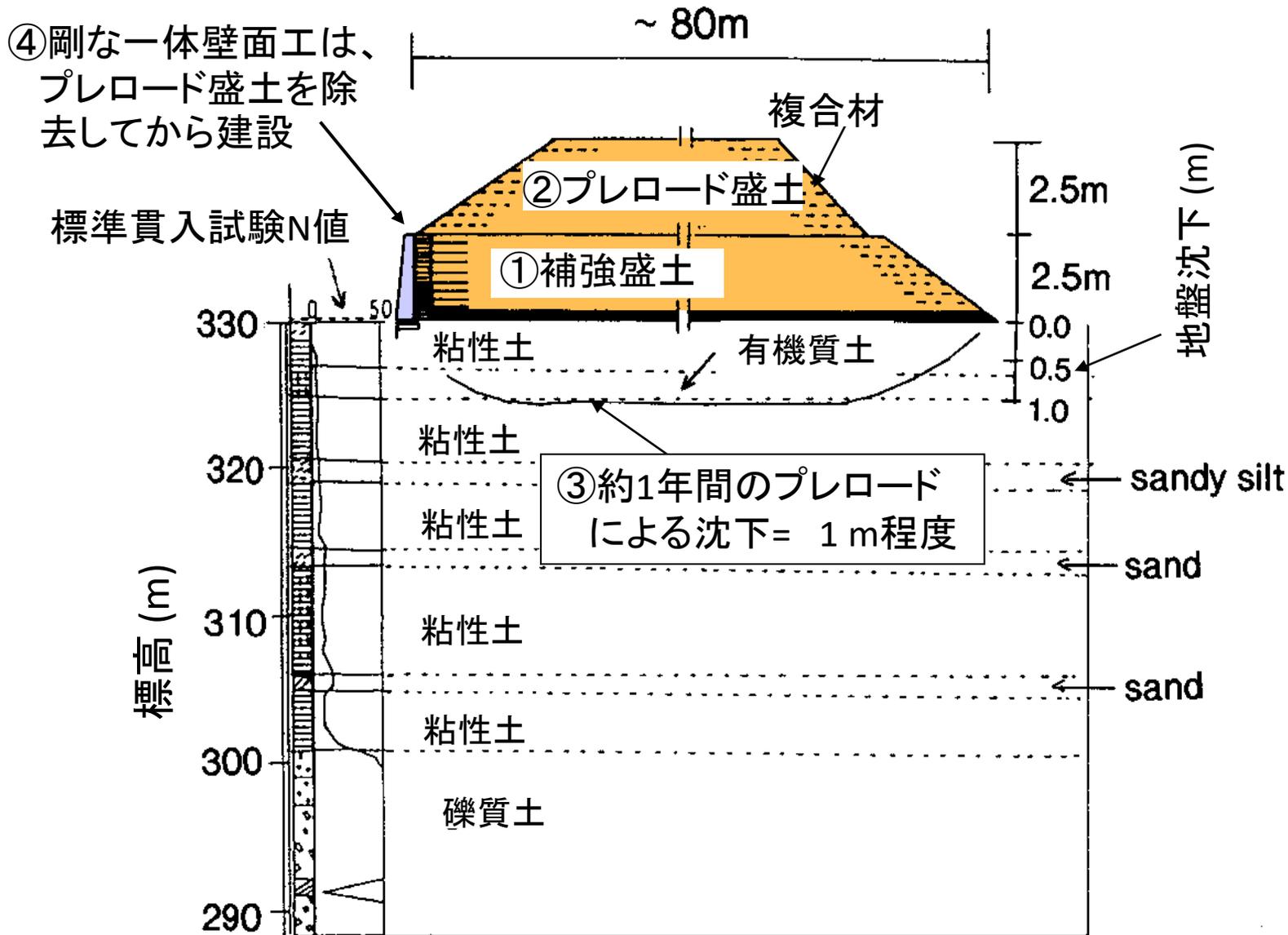
仮に、L型擁壁を採用すると……



# 北陸新幹線長野車両基地建設期間：1993～1996年

建設時平均壁高= 3 m; 完成平均壁高= 2 m; 総擁壁長= 約 2 km

解決策



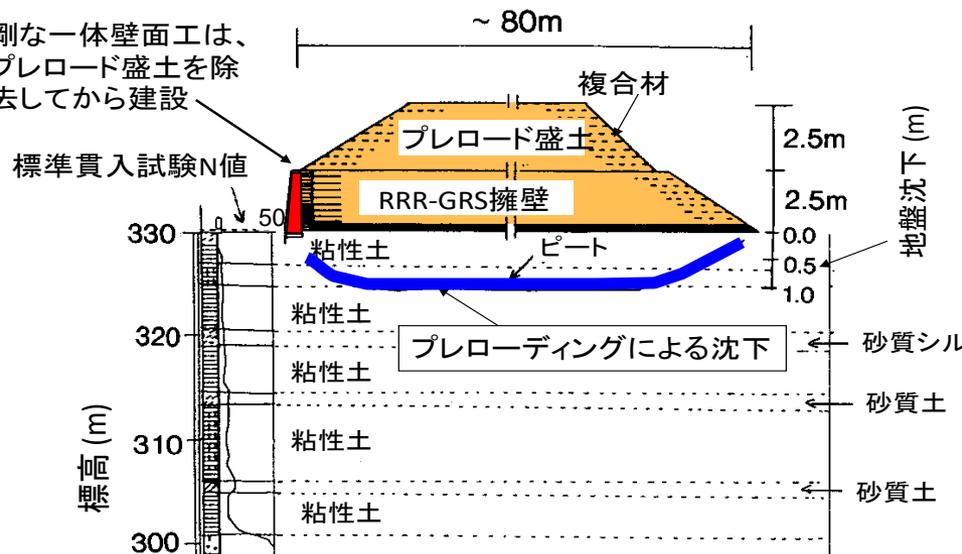
● プレロード盛土建設による地盤沈下は1m程度

盛土高さ: 初期(3 m)

⇒ 地盤沈下後(2 m)

● 壁面はかなり不規則に変形・変位、しかし剛一体壁面工はプレロード盛土除去後に施工したので、これによる問題は生じていない

剛な一体壁面工は、プレロード盛土を除去してから建設



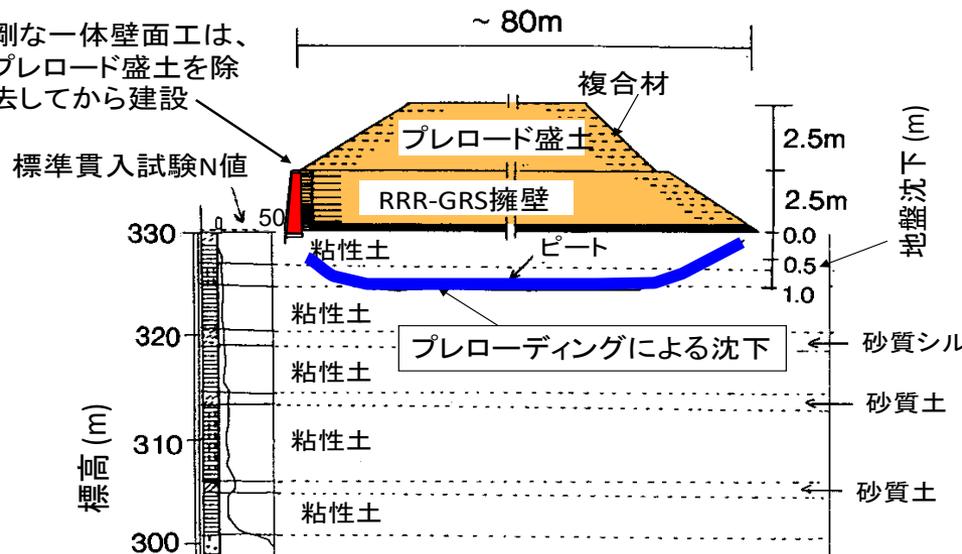
● プレロード盛土建設による地盤沈下は1m程度

盛土高さ: 初期(3 m)

⇒ 地盤沈下後(2 m)

● 壁面はかなり不規則に変形・変位、しかし剛一体壁面工はプレロード盛土除去後に施工したので、これによる問題は生じていない

剛な一体壁面工は、プレロード盛土を除去してから建設



建設18年後、  
2014年7月6日  
20年後の再訪

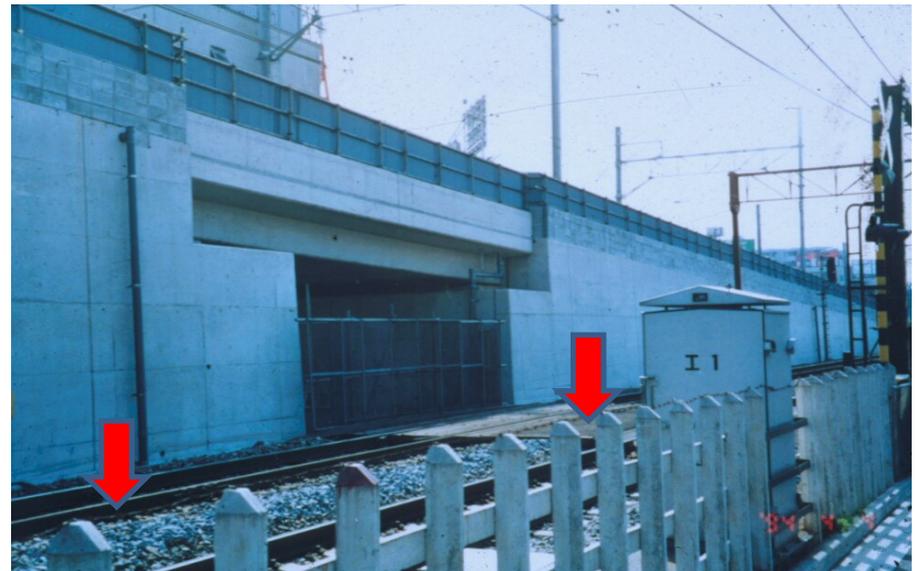
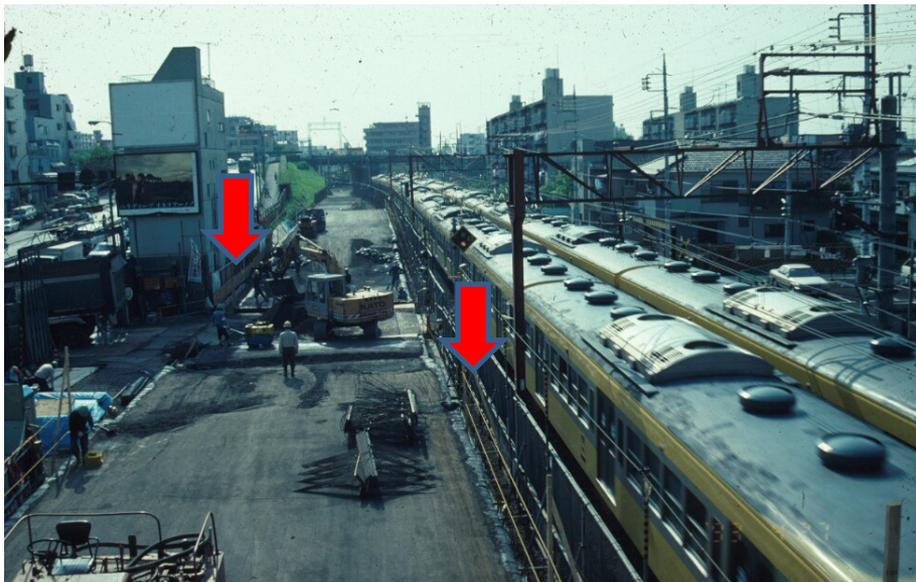


# 盛土先施工 / 剛一体壁面工 後施工の利点 - 3, 4

■ 壁面背後間際の盛土を重機で十分に締固められる。  
⇒ 壁面工背後に緩い盛土の弱部が形成されない



■ 盛土体の内部からコンクリート外型枠を支保  
⇒ 壁面の前で広い空間を占拠しないで施工が出来る(↓の箇所)



# 京王線平山城址駅近傍 電車速度を上げるための 線路直線化工事

従来形式のL型RC擁壁：  
→大掛かりなコンクリート外型  
枠・内型枠とそれらの支保工  
が必要

剛な一体壁面工の建設に、  
・コンクリート内型枠とその支保工  
は不要  
・外型枠は盛土内部から支保(擁壁  
の前の支保工は不要)

従来形式L型RC擁壁



ジオシンセティック  
ク補強土擁壁



剛な一体壁面工  
の建設中

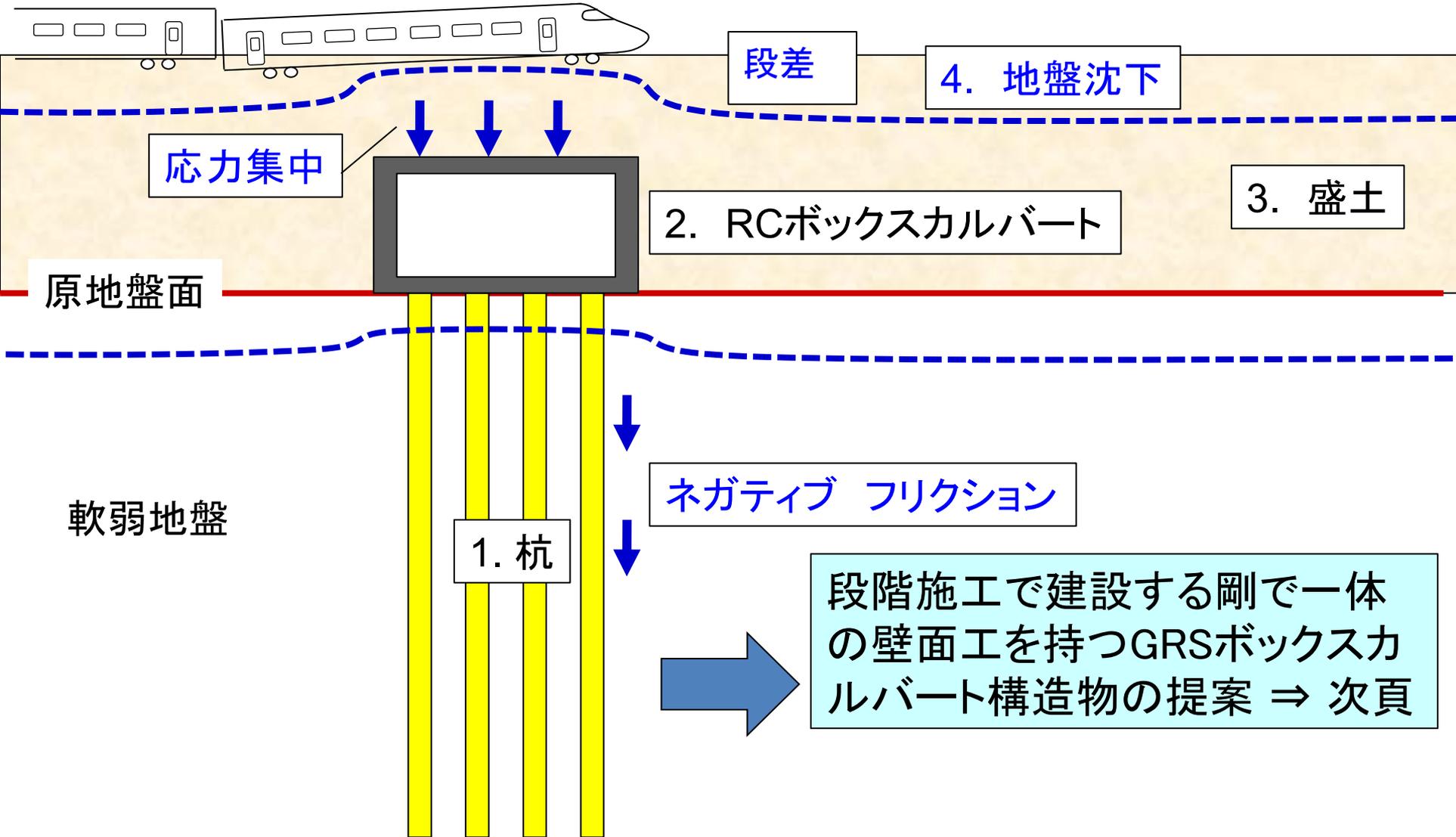
# 盛土先施工 / 剛一体壁面工後施工の利点 - 6

- 壁面の位置・形状の正確な仕上げ、化粧が容易



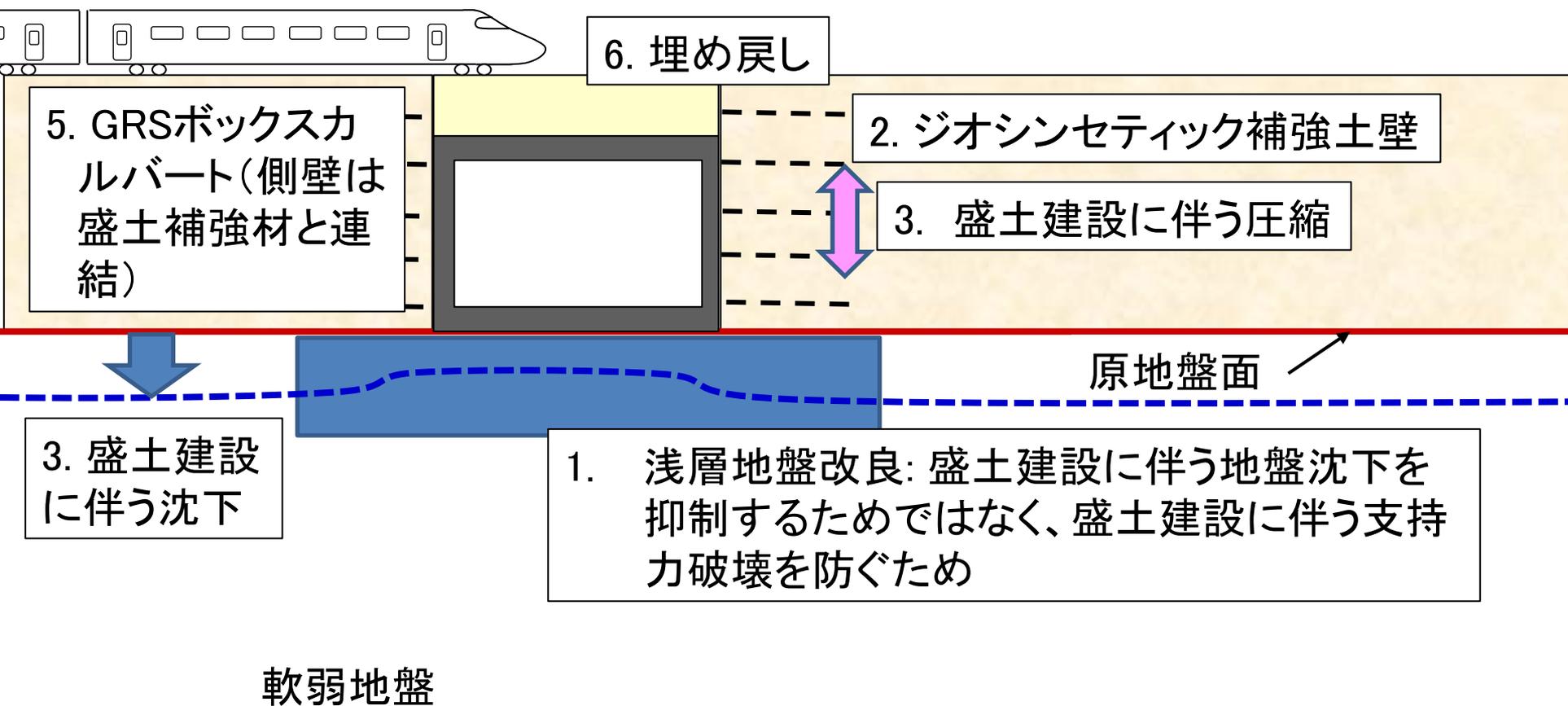
# 盛土先施工 / 剛一体壁面工後施工の利点 - 7

軟弱地盤上の道路・鉄道盛土でのRC box culvertの建設:  
従来工法では諸問題が生じる



# 軟弱地盤上の道路・鉄道盛土でのGRSボックスカルバートの建設 ⇒ 段階施工による諸問題の解決

4. 盛土建設に伴う地盤沈下と盛土変形が十分に生じたことを確認。必要によってプレロード盛土を行う。



# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

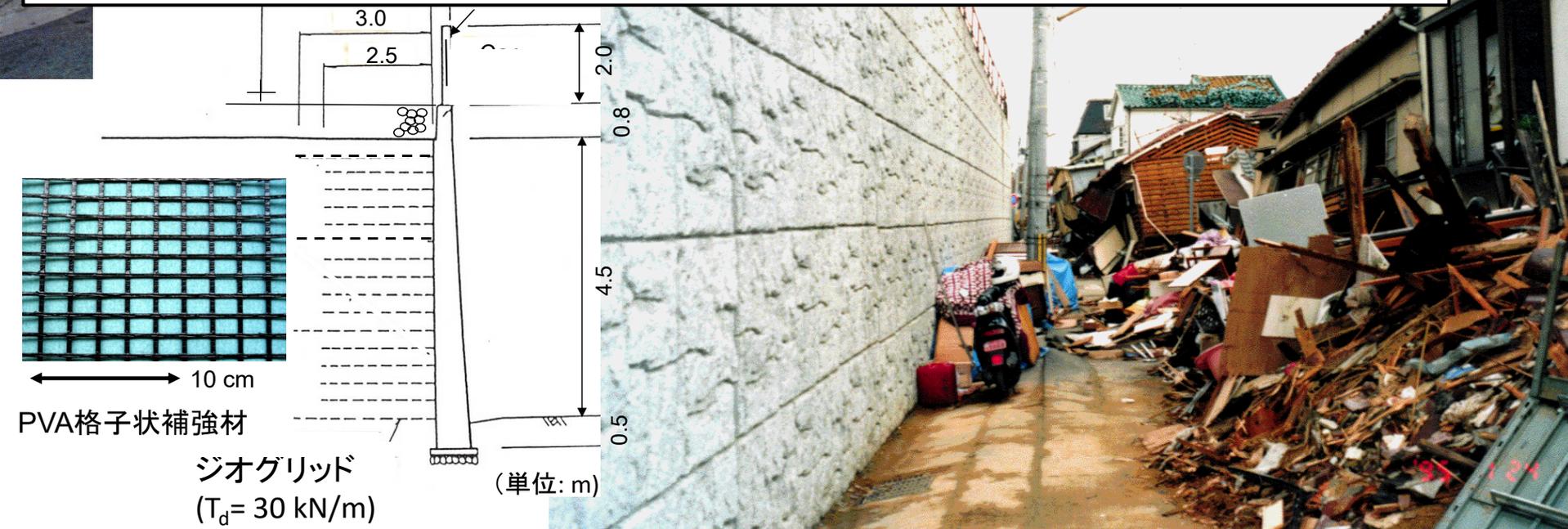
- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低建設費、高維持管理性・耐震性/耐津波性
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

1992年7月建設直後

# JR神戸線たなた ジオシンセティック補強土 (GRS)擁壁

1995年1月, 兵庫県  
南部地震の1週間後

たなたGRS擁壁では、長尺補強材が配置されず補強材全層がかなり短かった。これは、既設鉄道の運行を停止できず、その下の盛土内に補強材を配置できなかつたための例外的配置  
⇒ このGRS擁壁のこの地震での挙動は、重要な技術的課題を提起



1992年7月建設直後

# JR神戸線たなた ジオシンセティック補強土 (GRS)擁壁

このやや大きな変形・変位は、補強材全層が短すぎたため

$$L/H = 2\text{m} / (\text{平均高さ} 5\text{m}) = 40\%$$

(下図の断面では  $H = 4.5\text{ m}$ )

⇒ 技術的課題No.1 :

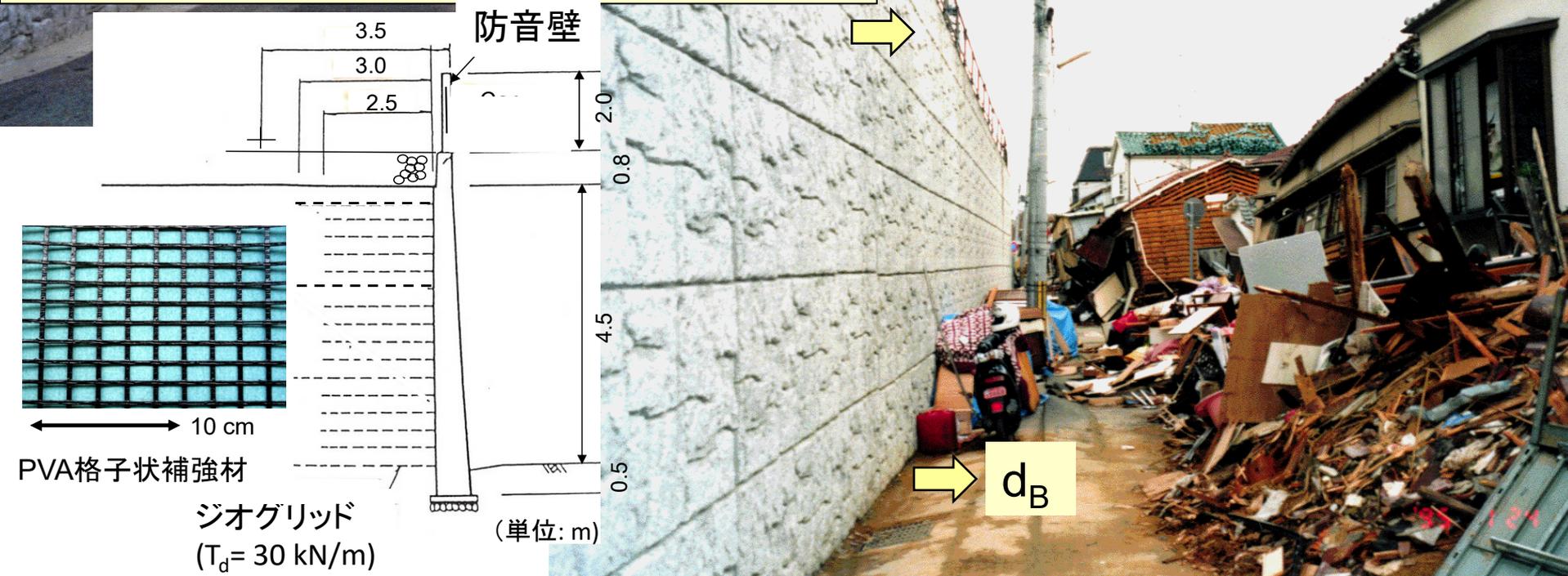
擁壁が十分安定でかつ経済的である適切な補強材の配置方法は？

高い耐震性、しかし、無視できない変形・変位 :

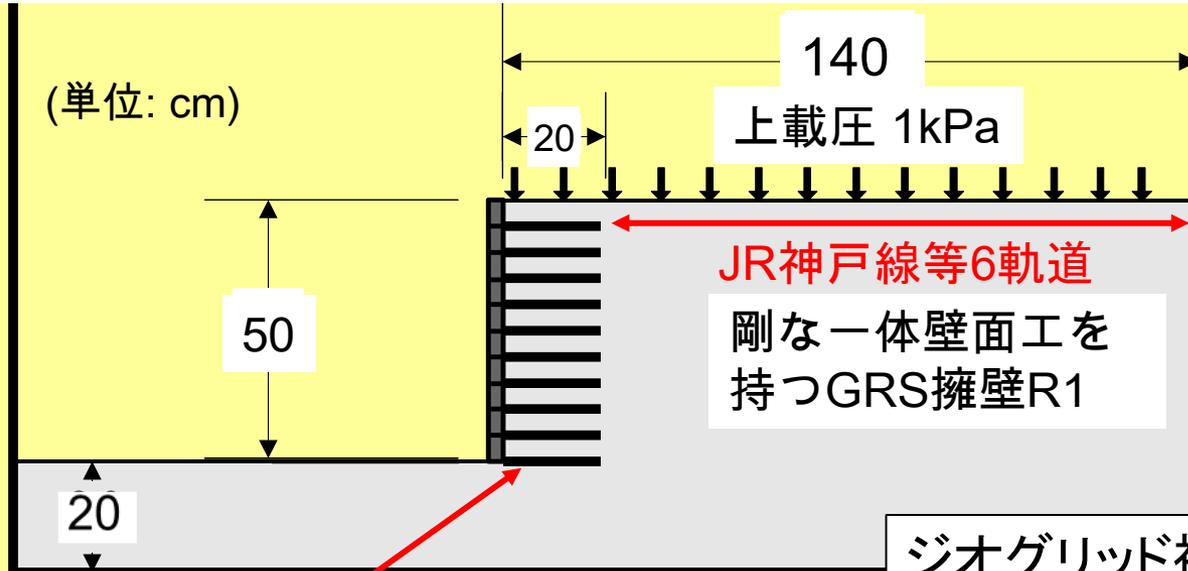
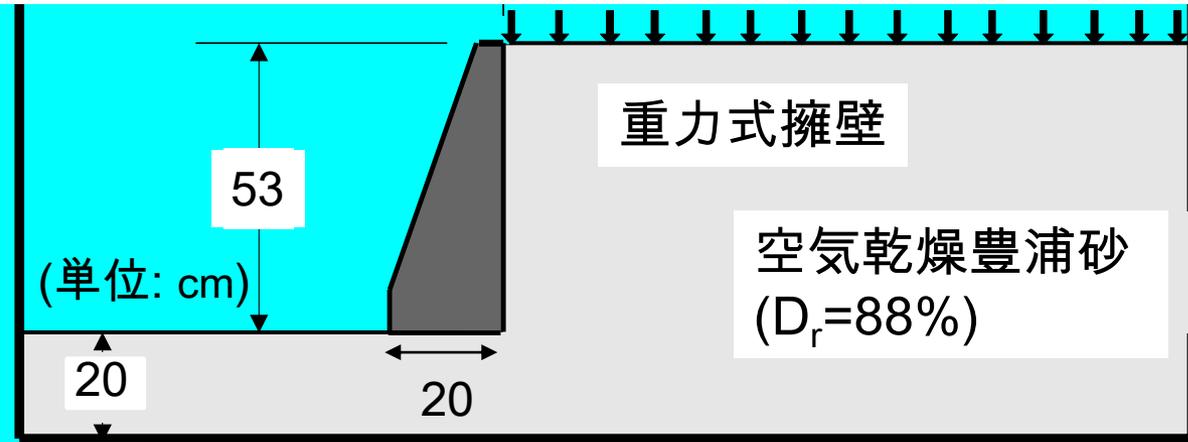
せん断変形  $\approx 2.7\%$

底部水平滑動  $d_B/H \approx 2\%$

⇒ 許容限界を若干超えた！



# 片持ち梁形式擁壁とGRS擁壁の振動台実験 (Koseki et al., 2008)

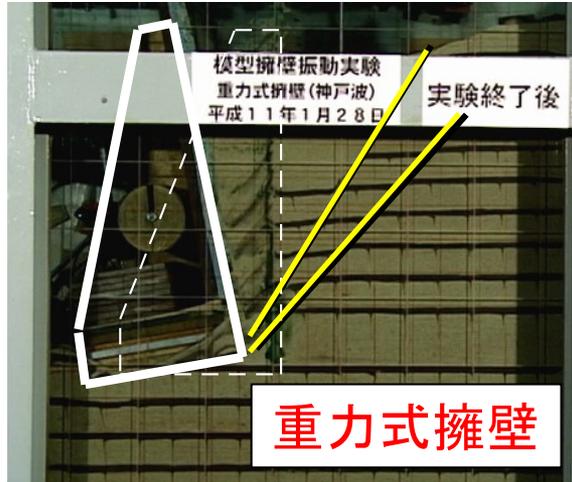


倒壊せず、しかし、許容値をやや超えた変形・変位



ジオグリッド補強材: 全層L/H= 0.4と短い、  
運行停止できない鉄道軌道の下には敷設  
できなかつたための例外的な処置  
旧指針による耐震設計(水平震度  $k_h = 0.2$ 、  
許容安全率  $F_s = 1.5$  は満足)

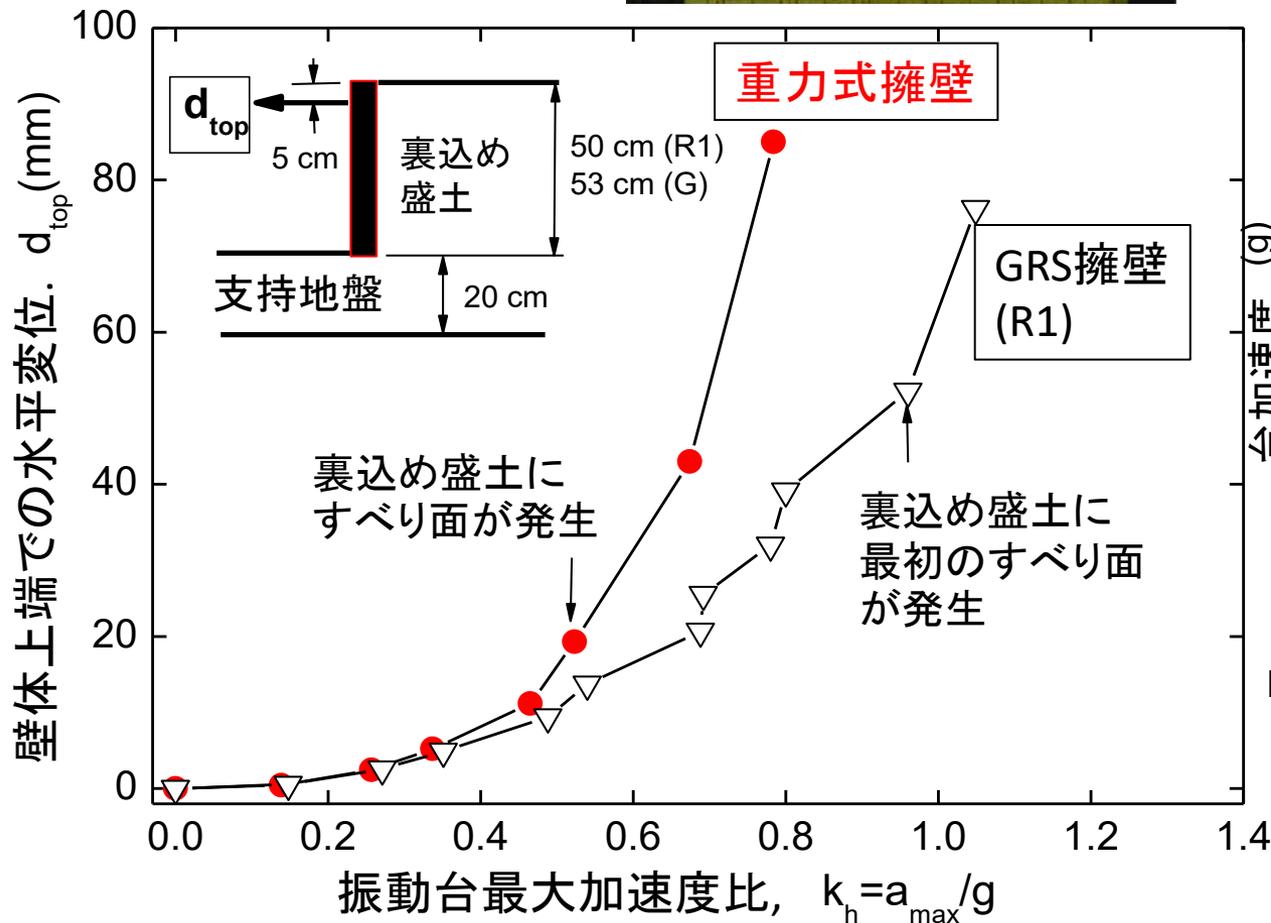
模型補強材 (厚さ0.2mm  
のリン青銅の格子10層)



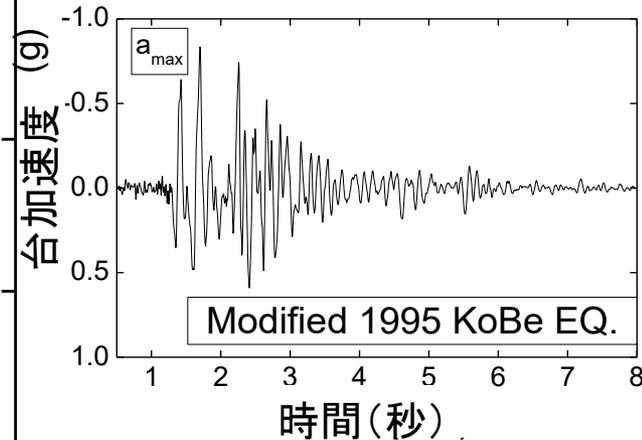
### 剛一体壁面工GRS擁壁 (R1):

- ・重力式よりも安定(より延性的な挙動)
- ・しかし、かなりのせん断変形

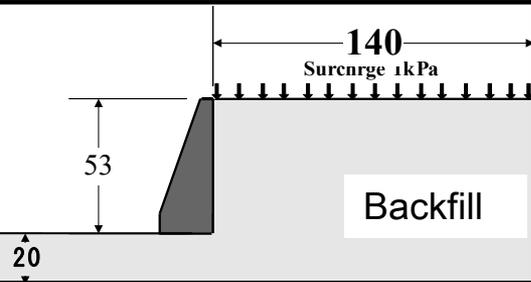
これらの模型擁壁の挙動の関係は、実擁壁での傾向と類似



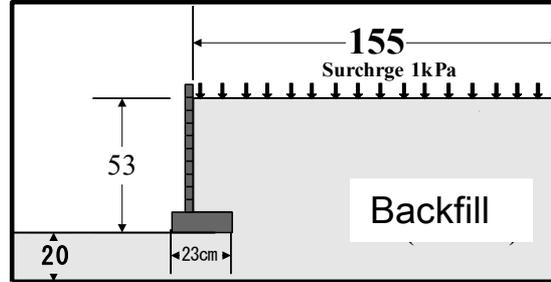
模型実験では、 $\alpha_{max}$ を段階的に増加



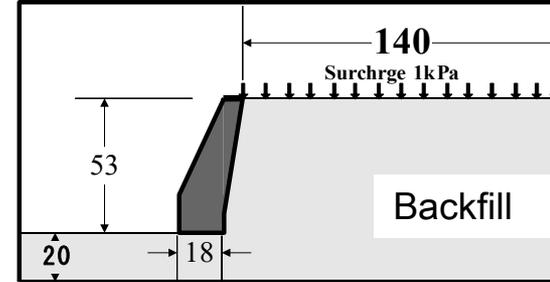
Koseki, J., Tateyama, M., Watanabe, K and Nakajima, S. 2008. Stability of earth structures against high seismic loads, Keynote Lecture, Proc. 13<sup>th</sup> ARC on SMGE, Kolkata, Vol. 2, pp.222-241.



G: 重力式擁壁

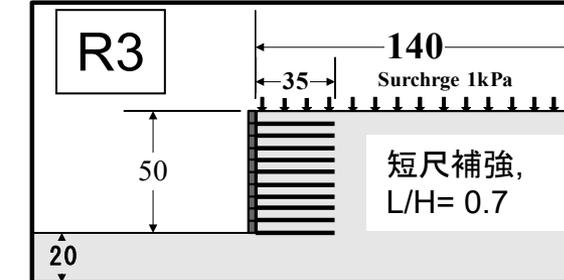
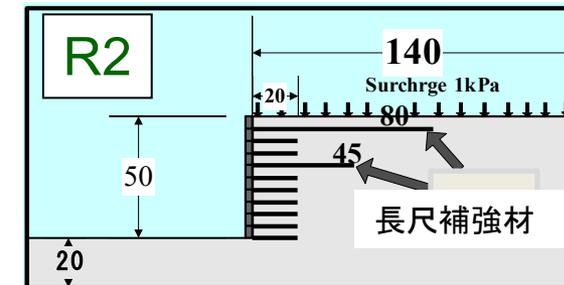
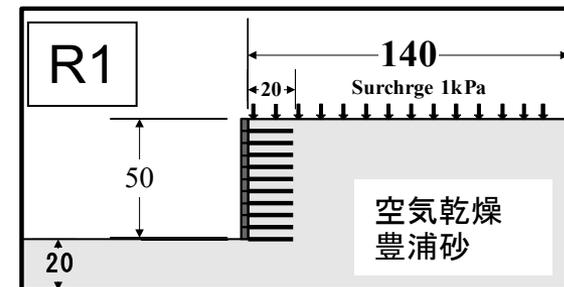
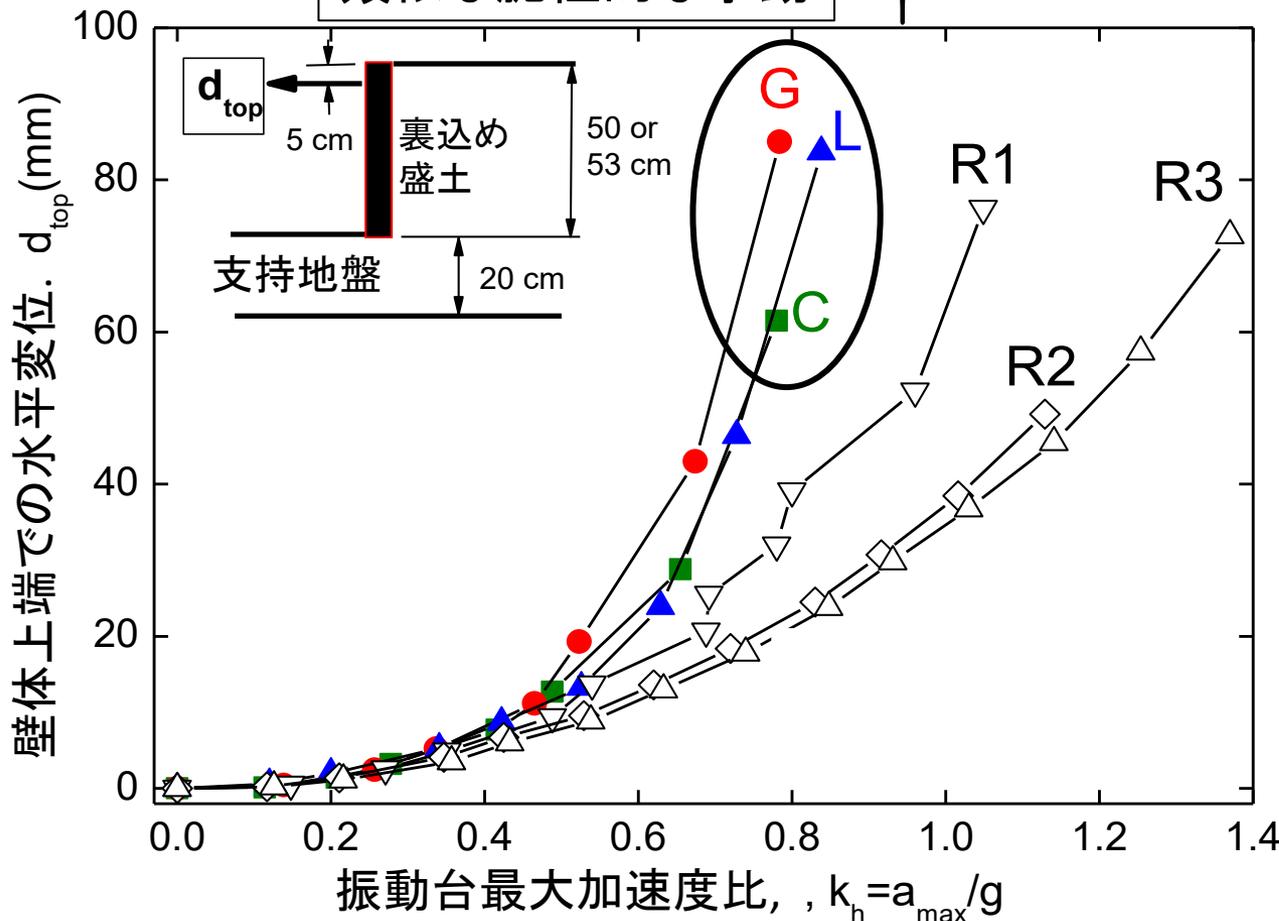


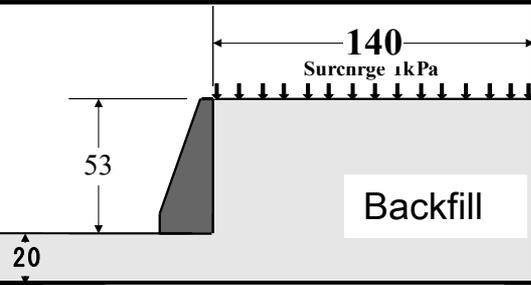
C: 片持梁擁壁(逆T)



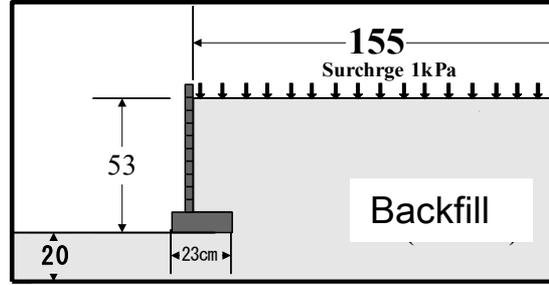
L: 片持梁擁壁(もたれ式)

類似な脆性的な挙動

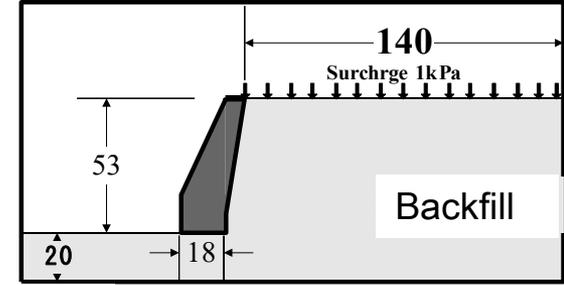




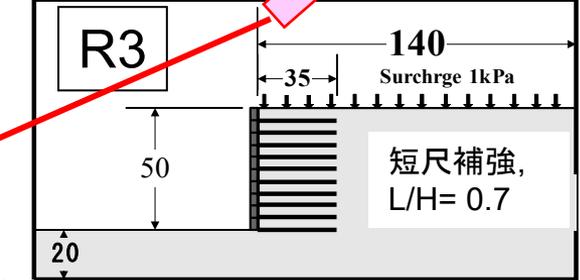
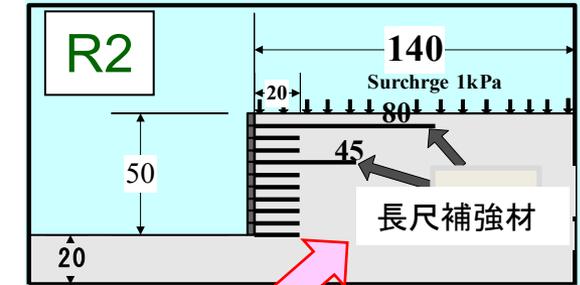
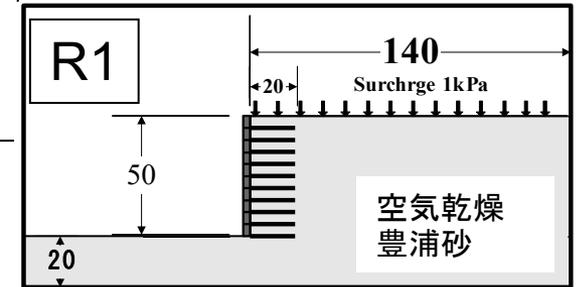
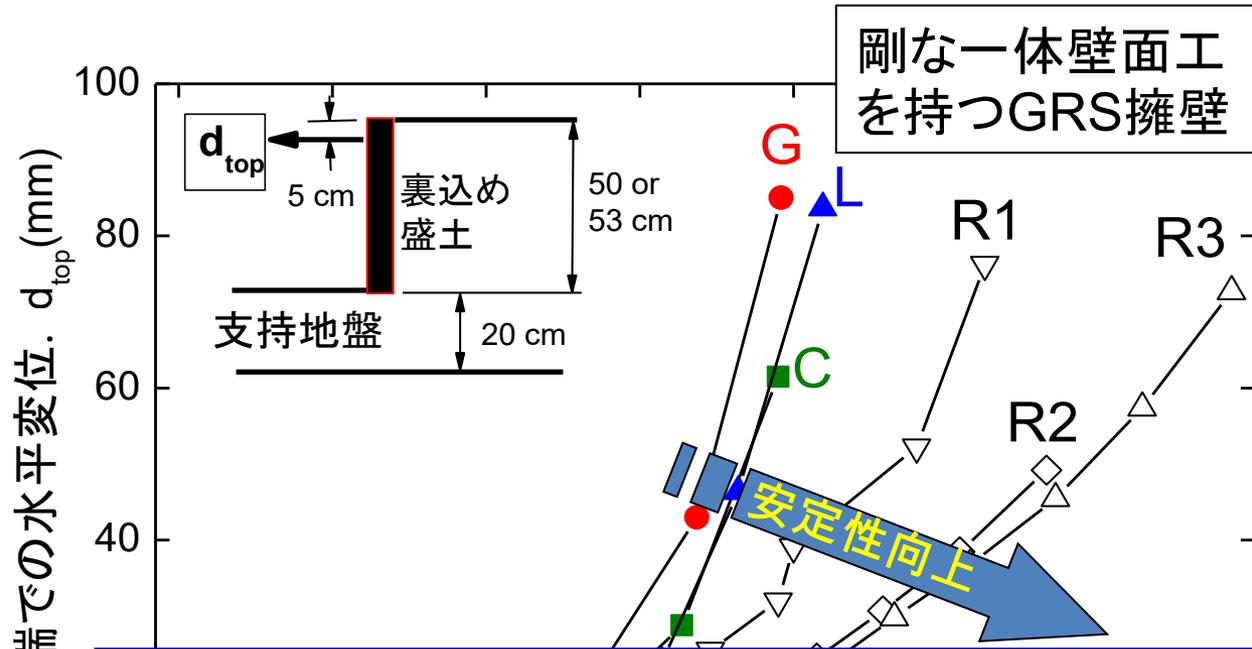
G: 重力式擁壁



C: 片持梁擁壁 (逆T)



L: 片持梁擁壁 (もたれ式)



R2: ①R1よりも安定、②R3と類似な安定性、③R3よりも補強材量が少ない、④腹付け擁壁の場合、R3よりも既設斜面の掘削が縮減  
 ⇒ 現在の基本的な補強材配置はR2

振動台最大加速度比,  $k_h = a_{max}/g$

剛な一体壁面工と補強領域が一体となって挙動 ⇒ 安定性の向上

# もう一つの基本的な技術課題: 耐震設計の合理化

JR神戸線たなた  
ジオシンセティック補強土  
(GRS)擁壁

このGRS擁壁は、旧耐震設計法で設計: 設計水平震度( $k_h$ )<sub>d</sub> = 0.2 (Level 1), 安全率1.5。しかし、Level 2地震動  $k_h = \alpha_{max}/g > 0.8$  でも崩壊しなかった  
⇒ この想定外の高性能は、この原設計における各種の余裕によるもの

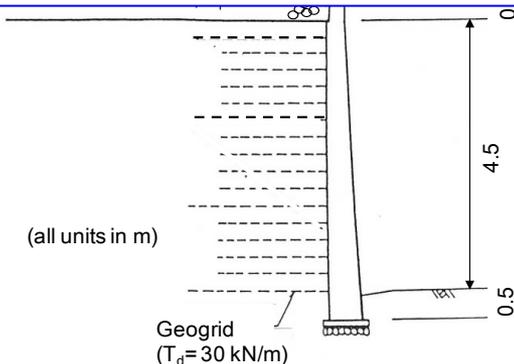
原設計での各種の余裕(→安定性の過小評価):

1) “**明示された余裕**”: 計算された安全率を $F_s$ とすると、  
“ $F_s - 1.0$ ”  $\geq 1.5 - 1.0 = 0.5$  ⇒ 施工が適切なほど、より有効に機能

2) “**明示されていない余裕**”: **冗長性(Redundancy)**

2a) 見掛けの粘着力 $c$ の無視 ⇒ 盛土が不飽和ならば、一定の $c$ は有効

2b) 浅い根入れ効果の無視 ⇒ 通常は、一定程度の根入れ効果は有効



1992年7月建設直後

## JR神戸線たなた ジオシンセティック補強土 (GRS)擁壁

このGRS擁壁は、旧耐震設計法で設計(設計水平震度 $(k_h)_d = 0.2$  (Level 1), 安全率1.5)。しかし、Level 2地震動  $k_h = \alpha_{max}/g > 0.8$  でも崩壊しなかった  
⇒ この想定外の挙動は、この原設計における各種の余裕によるもの

原設計での各種の余裕(→安定性の過小評価):

- 1) “**明示された余裕**”: 計算された安全率を $F_s$ とすると、  
“ $F_s - 1.0$ ”  $\geq 1.5 - 1.0 = 0.5$  ⇒ 施工が適切なほど、より有効に機能
- 2) “**設計での明示されていない余裕**”: **冗長性(Redundancy)**
  - 2a) 見掛けの粘着力 $c$ の無視 ⇒ 盛土が不飽和ならば、一定の $c$ は有効
  - 2b) 浅い根入れ効果の無視 ⇒ 通常は、一定程度の根入れ効果は有効
  - 2c)  $\phi$ の過小評価 ( $\phi_{design} = 35^\circ$ ) ⇒ 締固めが良ければ、実際の $\phi_{peak}$  (ピーク強度)を過小評価
  - 2d)  $F_s = 1.0$  で崩壊と判定 ⇒ 実際は、「動的変位による慣性抵抗を考慮しない通常の極限釣り合い法で計算した $F_s$ 」が 1.0 以下になっても、直ちに崩壊する訳ではなく、残留変形が一定の値以下ならば許容できる

1992年7月建設直後

## JR神戸線たなた GRS擁壁



原設計での各種の余裕(→安定性の過小評価):

1) “明示された余裕”: 計算された安全率を $F_s$ とすると、

$$“F_s - 1.0” \geq 1.5 - 1.0 = 0.5$$

2) ”設計で明示されていない余裕”: 冗長性

2a) 見掛けの粘着力の無視 ( $c=0$ );

2b) 浅い根入れ効果の無視;

2c) 設計での $\phi$ の過小評価 ( $\phi_{\text{design}} = 35^\circ$ )

2d)  $F_s = 1.0$ で崩壊、 $F_s < 1.5$ を許容しない

「レベル2設計地震動を考慮する耐震設計」でも、これらの冗長性は長期に亘っては信頼できないとして活用せず、依然”隠された余裕“としておく方針

⇒耐震設計の合理化の方針:

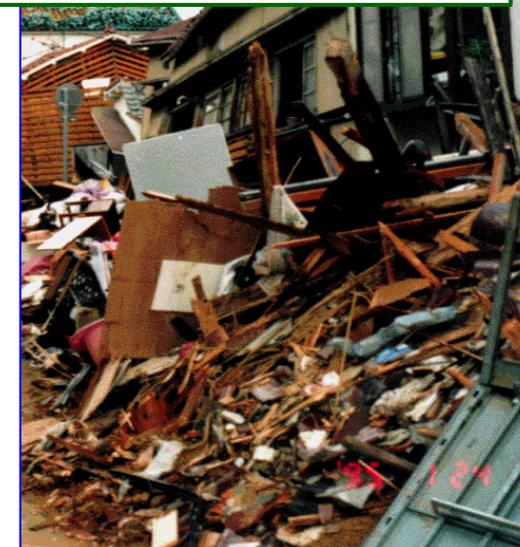
① 実際的なレベル2設計地震動を考慮

② 上記の赤字の部分の余裕を活用

実際の現象により良く対応した耐震設計法にする!

ただし、各種の不確定的な冗長性は残す。

1995年1月, 兵庫県  
南部地震の1週間後



原設計での各種の余裕(→安定性の過小評価):

1) “明示された余裕”: 計算された安全率を $F_s$ とすると、

$$“F_s - 1.0” \geq 1.5 - 1.0 = 0.5$$

2) ”設計で明示されていない余裕”: 冗長性

2a) 見掛けの粘着力の無視 ( $c=0$ );

2b) 浅い根入れ効果の無視;

2c) 設計での $\phi$ の過小評価 ( $\phi_{\text{design}} = 35^\circ$ )

2d)  $F_s = 1.0$ で崩壊、 $F_s < 1.5$ を許容しない

現在の鉄道構造物の「実際的なレベル2設計地震動を考慮する耐震設計」では、これらの余裕は施工が適切ならば信頼できるとして、顕在化させ活用。

即ち:

2c) ⇒ 従来の $\phi_{\text{design}}$ は「締固めの効果を反映していない残留強度 $\phi_{\text{res}}$ 」と見なし、良い締固めを保証できる場合は $\phi_{\text{peak}}$ と $\phi_{\text{res}}$ を用いる(ただし、粒径ゼロですべり変位ゼロで $\phi_{\text{peak}}$ から $\phi_{\text{res}}$ に瞬時低下と仮定→粒径が大きいほど大きくなる冗長性となっている)

1) & 2d) ⇒ Newmark法で算定した残留変形量に基づいて耐震性を評価:

1) ⇒ 「動的変形による慣性抵抗を考慮しない通常の方法で計算した $F_s$ 」が1.0 - 1.5の間であれば、すべりによる残留変形が生じないとして許容

2d) ⇒ 「 $F_s$ の計算値」 $\leq 1.0$ の状態でも、残留変形が許容値以下ならば許容

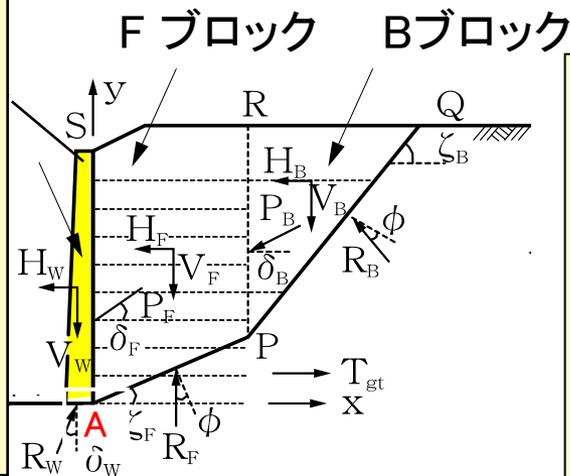
# レベル2設計地震動に対するGRS擁壁の残留変形解析

鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物:146-147頁、付属資料13

堀井克己・館山 勝・古関 潤一・龍岡 文夫 (1998): 剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析、ジオシンセティックス論文集No.13, 12月, 国際ジオシンセティックス学会日本支部

補強材と連結された剛一体壁面工とFブロックは一体として挙動するとする⇒

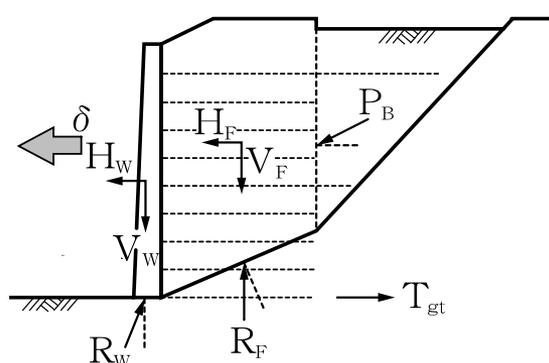
- ①すべり面は点Aから出発
- ②壁面工背面での土圧を算定して、それに対して補強材引張り破断強度は十分に大きいかを確認



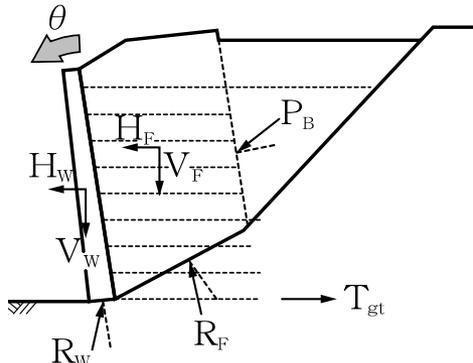
a)滑動とb)転倒に関して

- ①臨界すべり面の位置は $\phi_{peak}$ を用いて探索し、
- ②そのすべり面に沿って $\phi_{residual}$ が発揮されるとして力の釣合に基づきNewmark法により残留変位を計算

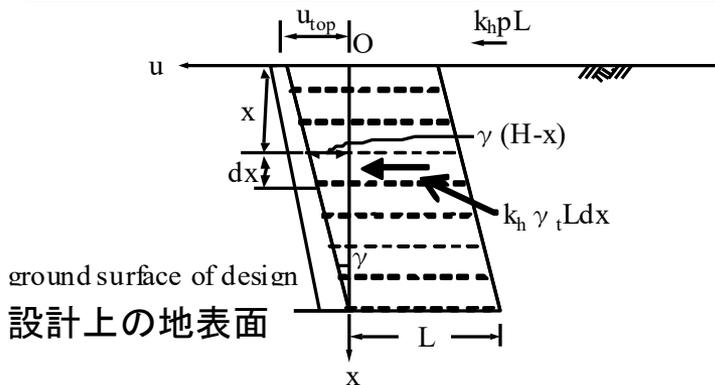
## 二重楔法 (Two-Wedge法) による力の釣合解析



a)滑動モード



b)転倒モード

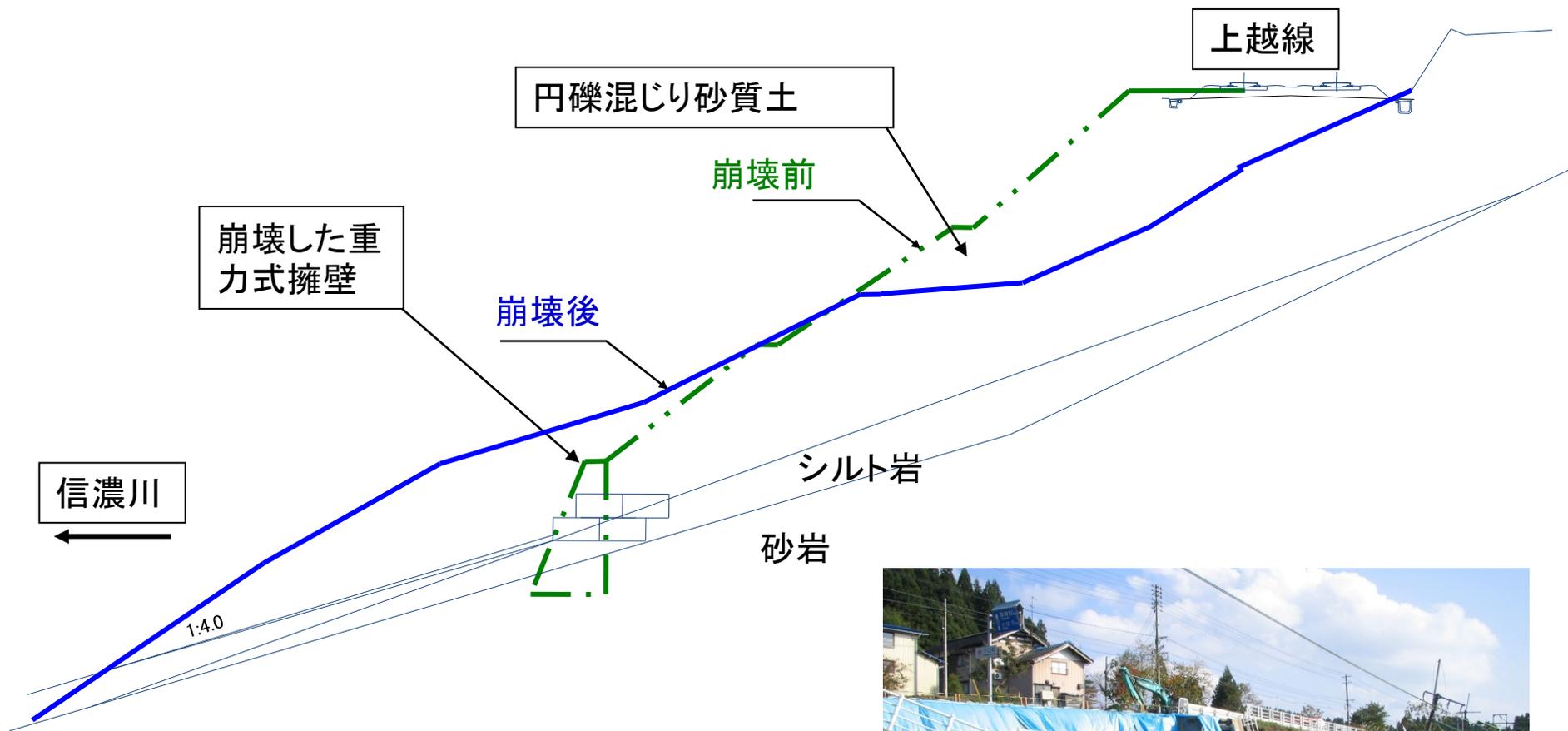


c)せん断変形モード

計算法は、模型実験結果と実例で検定。

合計残留変形は、夫々のモードでの残留変形を別個に計算して合計(安全側の近似)。三つのモードは連成して生じるので、本来は連成効果を考慮する必要、しかしその方法は未確立。

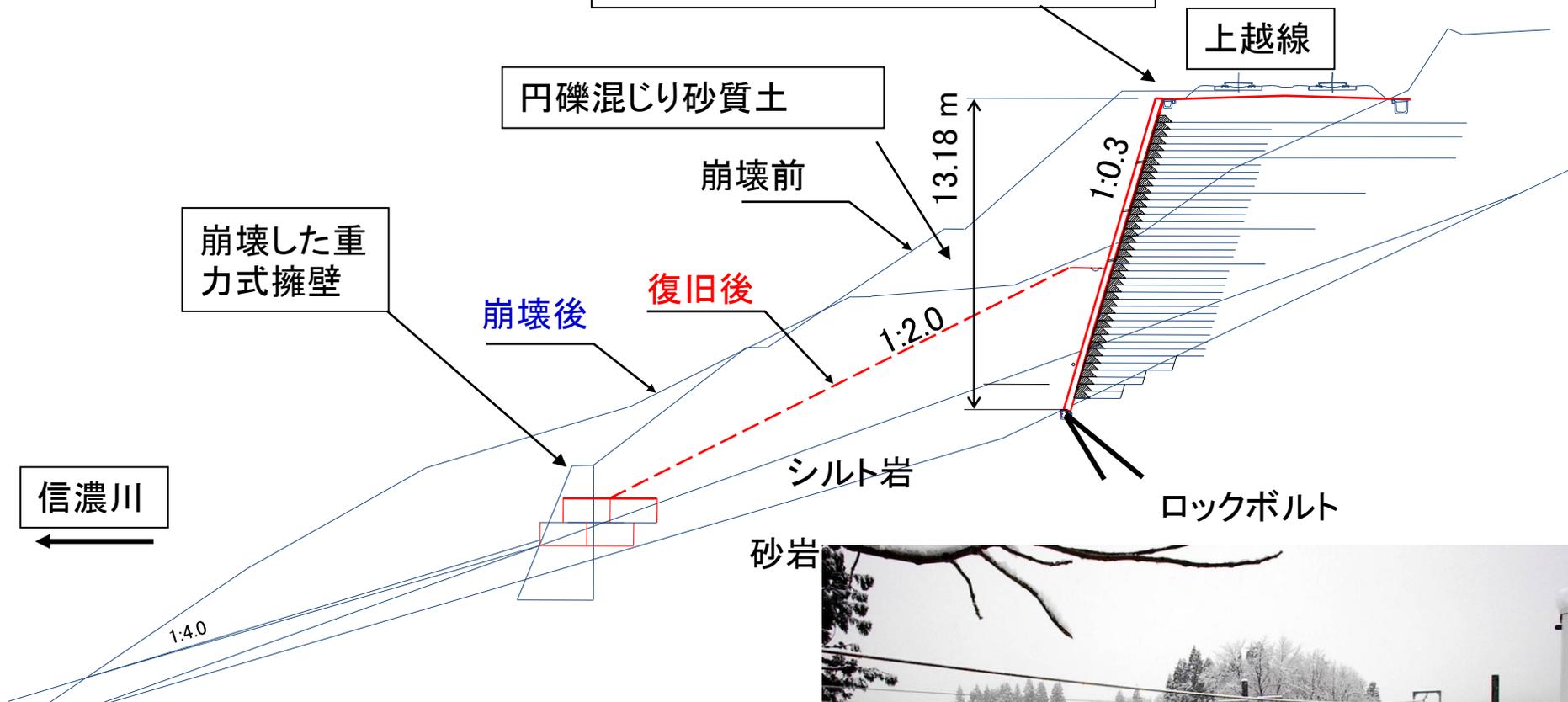
# 2004年新潟中越地震、JR東日本上越線



JR東日本上越線221k00m付近の崩壊(数か所)



強化復旧後の剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴



崩壊した重力式擁壁

崩壊後

復旧後

崩壊前

円礫混じり砂質土

13.18 m

1:0.3

1:2.0

シルト岩

ロックボルト

砂岩

信濃川

1:4.0

レベル2設計地震動を考慮した  
新しい耐震設計による強化復旧:  
従来工法による原状復旧よりも、

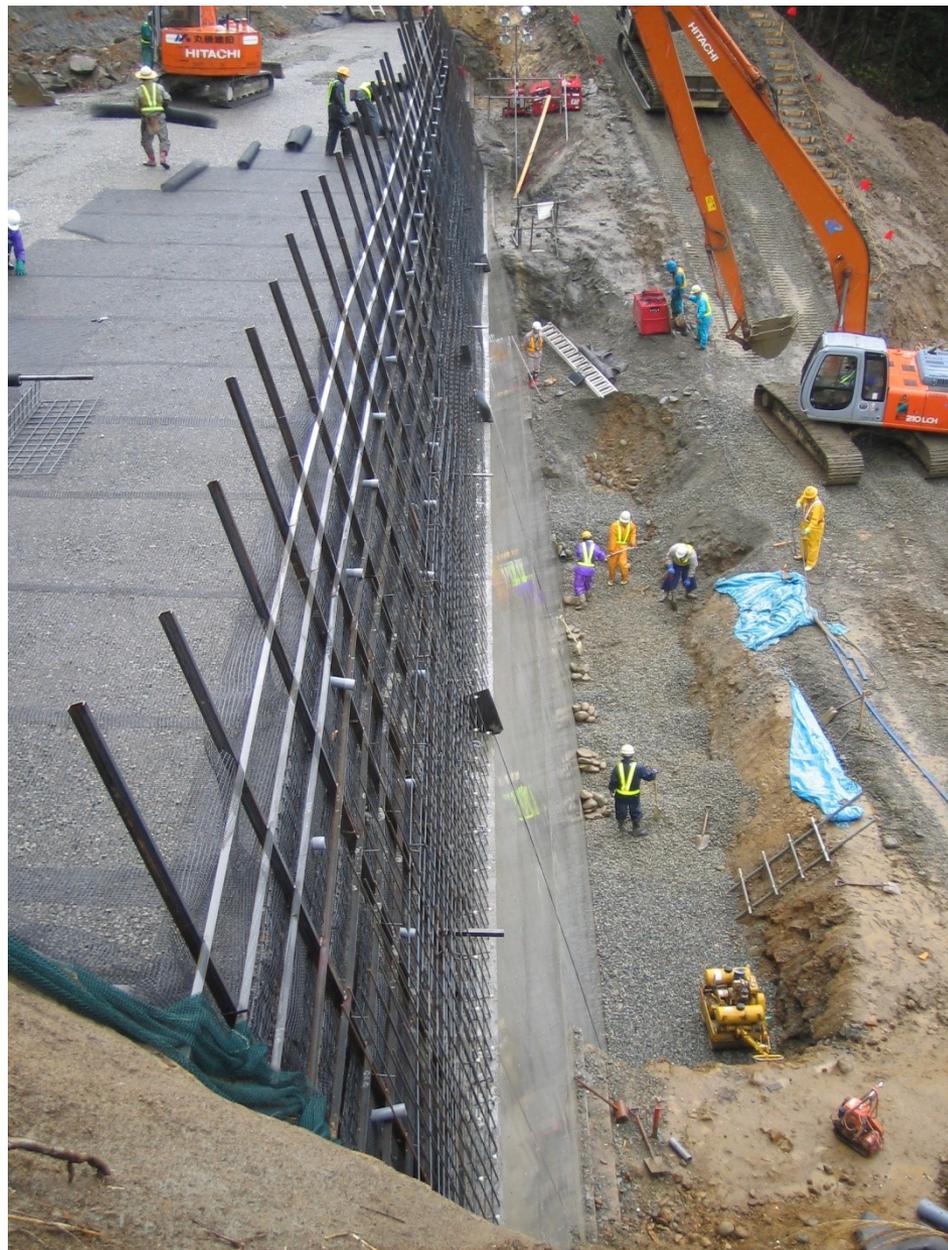
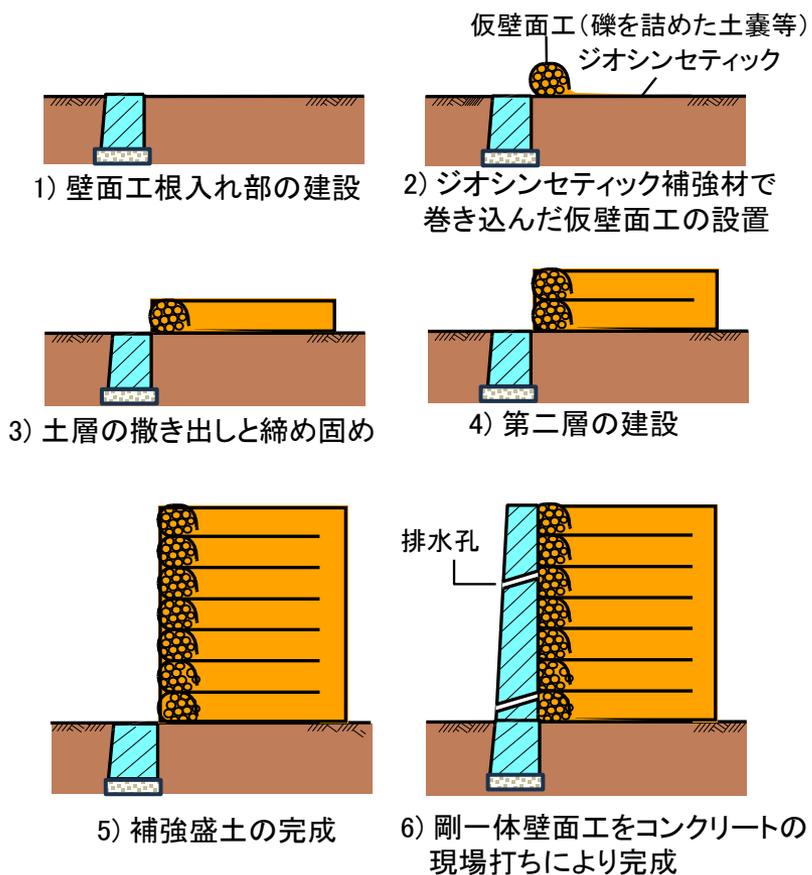
- ・より安定
- ・より短い工期
- ・より経済的



地震後初の列車

# 上越線盛土崩壊現場

## 剛で一体の壁面工を段階施工するジオシンセティック補強土盛土擁壁での強化復旧

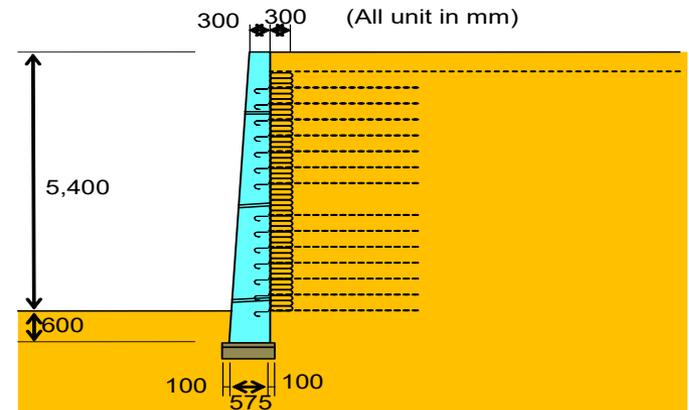
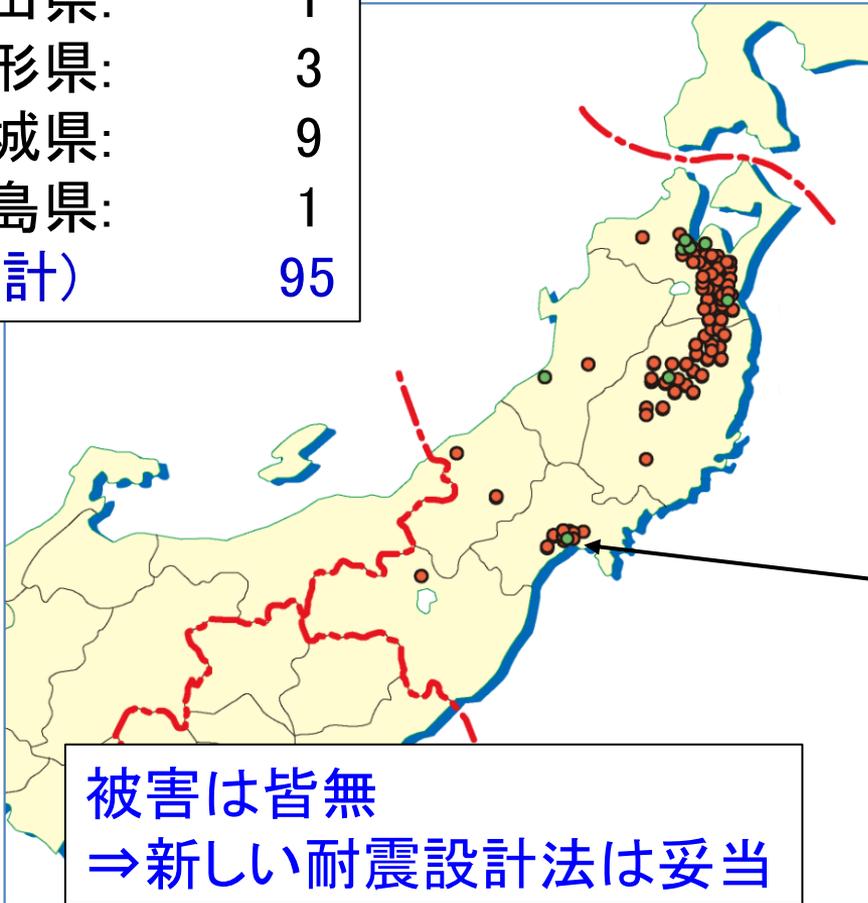




近接箇所

# 2011年東日本大震災では、レベル2設計地震動を考慮して耐震設計してあった剛で一体の壁面工を持つGRS擁壁の被害例はゼロ

青森県:	58
岩手県:	23
秋田県:	1
山形県:	3
宮城県:	9
福島県:	1
(合計)	95



仙台市、名取側に近接  
1994年完成  
擁壁長= 400 m

# 2016年4月の熊本地震の被害地域 を含む九州地区

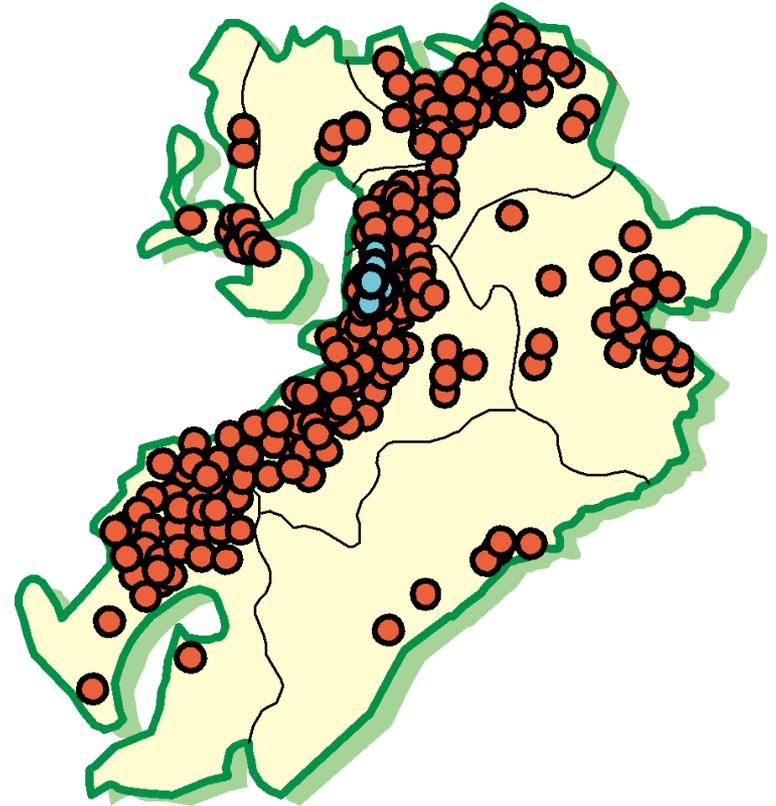
多数の剛な一体壁面工GRS構造物:  
レベル2設計地震動で耐震設計

⇒被害は皆無

これらの事例は、現在の耐震  
設計法は合理的であることを  
示している

RRR-GRS 擁壁：250 ヶ所

RRR-GRS 橋台・一体化橋梁：4 ヶ所



2016年4月熊本地震発生時における九  
州地区のRRR -GRS構造物の施工箇所

# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

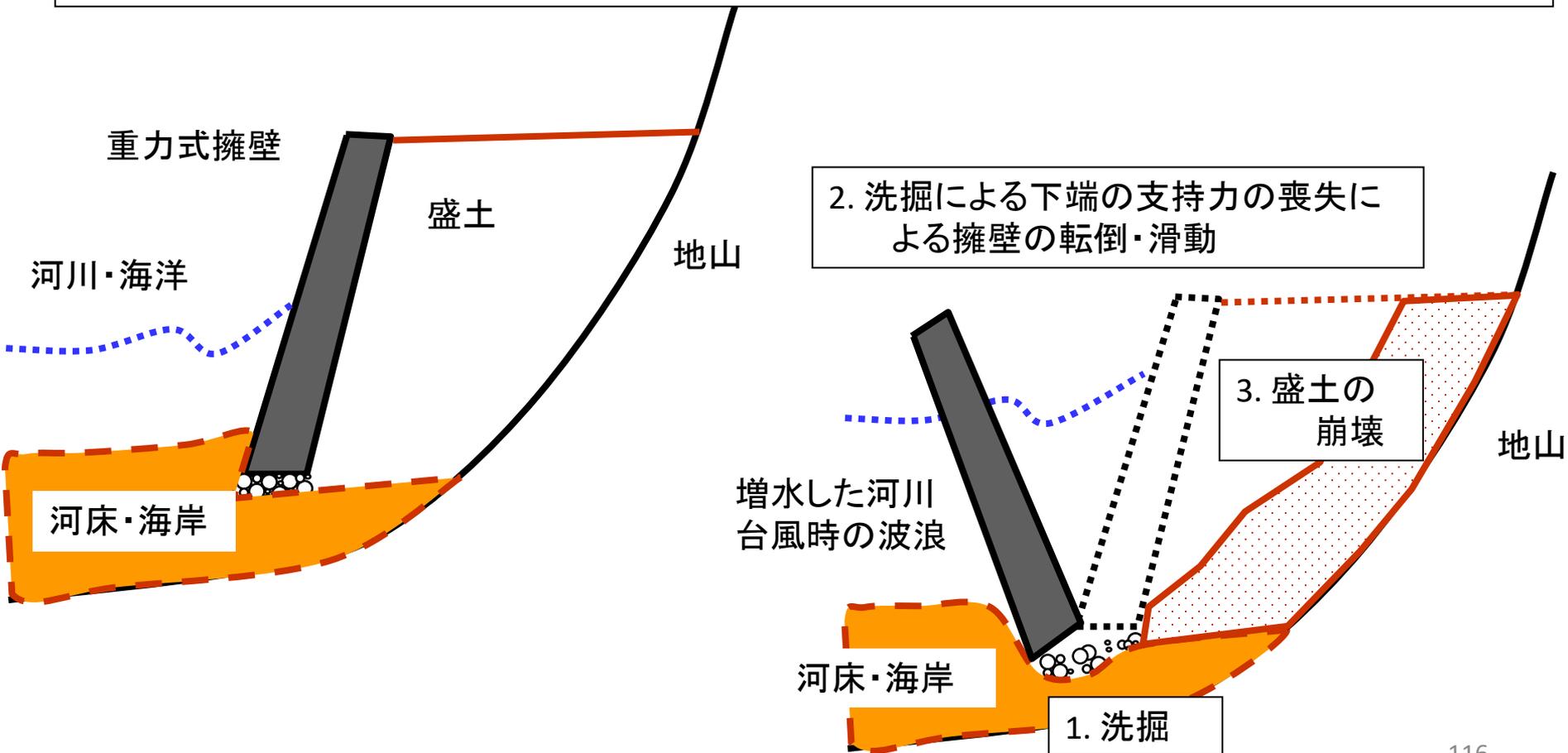
- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# 河川・海岸の護岸擁壁

壁体の支持地盤の**洗掘**⇒擁壁が転倒・滑動

⇒盛土は容易に侵食・崩壊

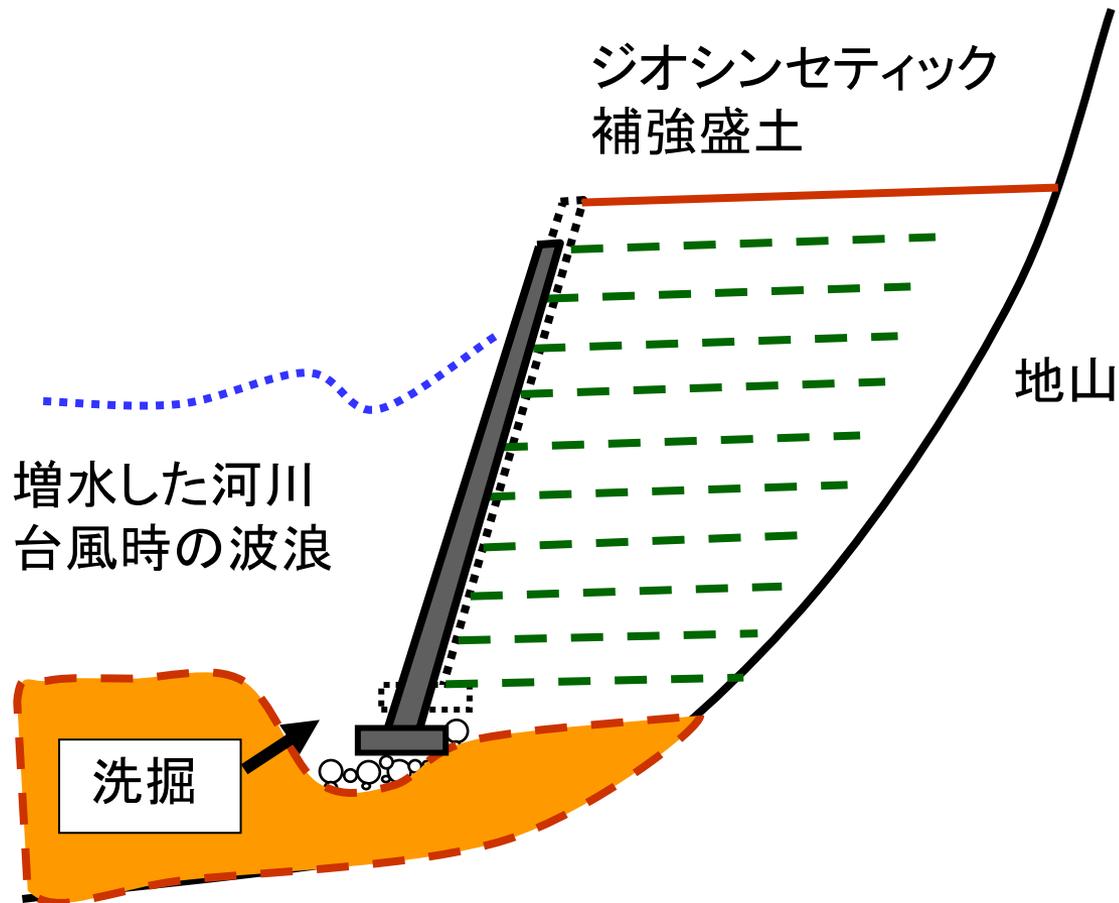
⇒道路・鉄道等の機能が完全に喪失



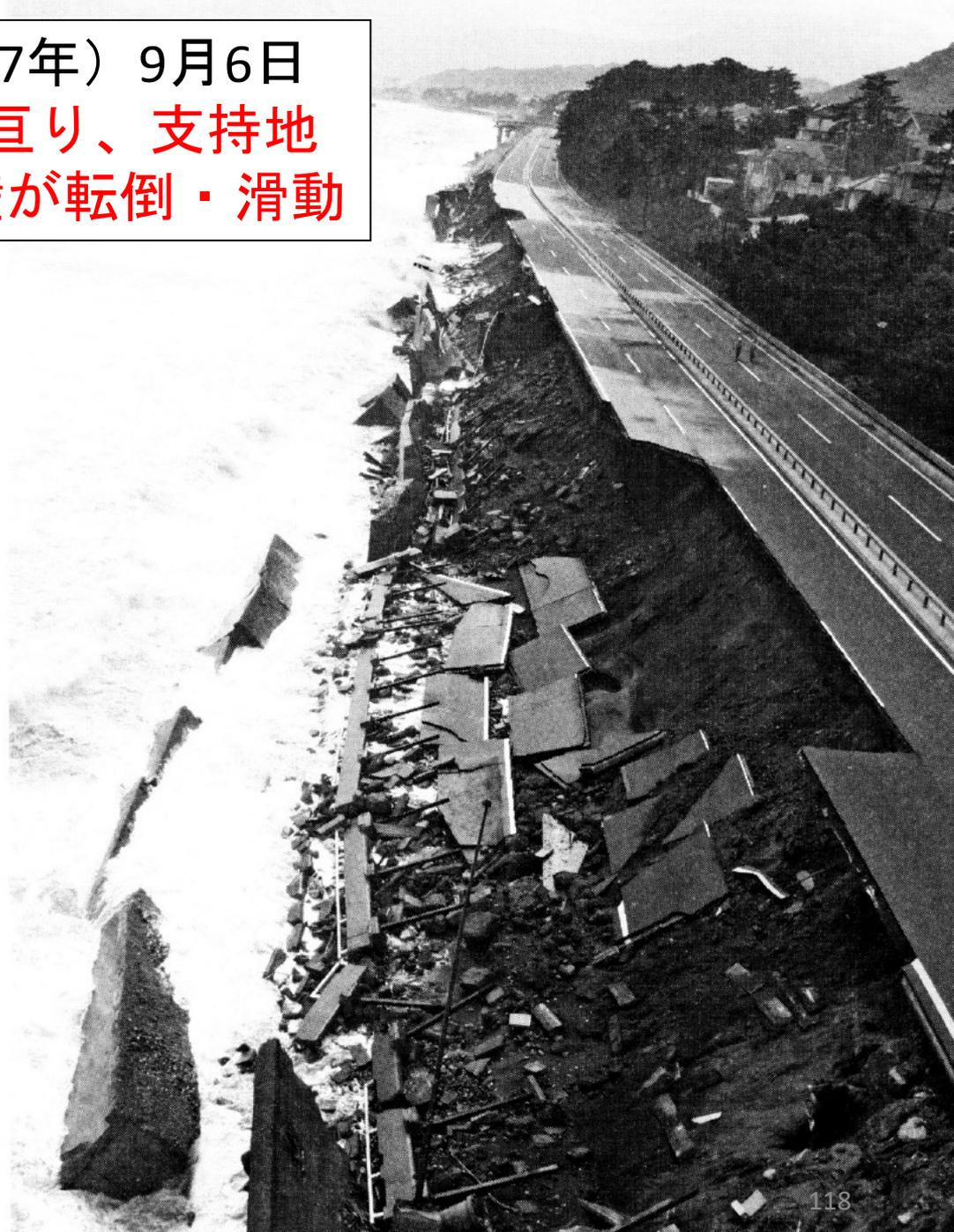
# 剛な一体壁面工を有するジオシンセティック補強土擁壁

壁面工の支持地盤が**洗掘**されても、壁面工と補強盛土は一体性を維持し転倒・滑動しにくく、背後盛土は崩壊しにくい(模型実験で確認)

⇒ 道路・鉄道等の応急機能は維持



西湘バイパス、平成19年(2007年) 9月6日  
～7日、台風9号で、1.5kmに亘り、支持地  
盤の洗掘によって重力式擁壁が転倒・滑動



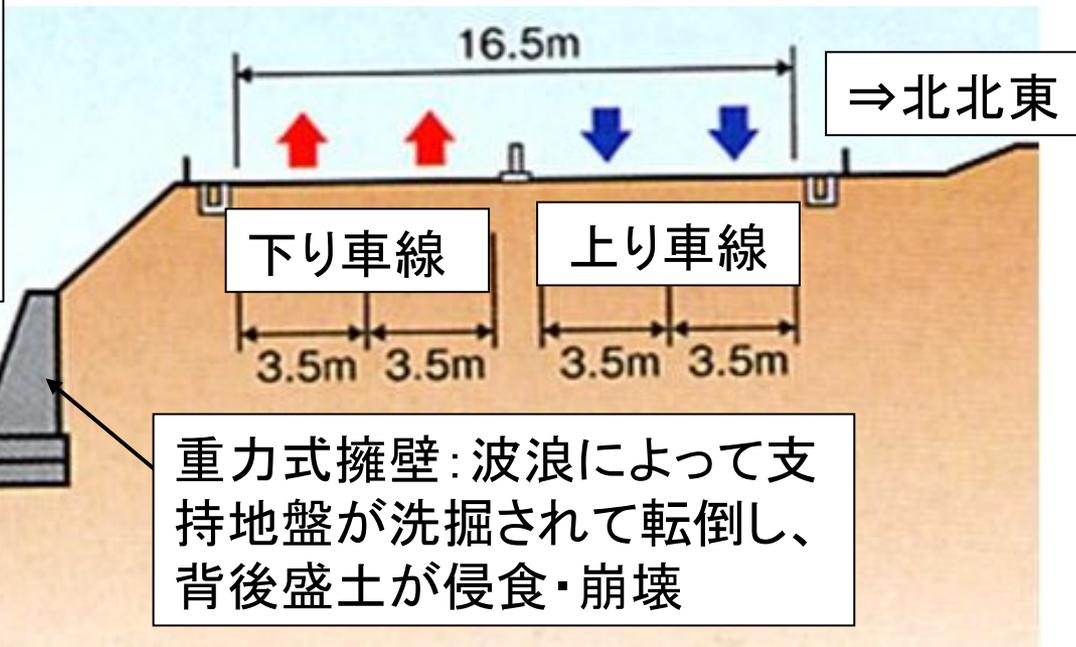
横浜国道事務所Webサイトから

この海岸擁壁の前浜は、道路建設後の60年間に100mほど消失。そのため、年2回程度越波を伴う波浪が擁壁を攻撃するようになった

太平洋

被災前

重力式擁壁：波浪によって支持地盤が洗掘されて転倒し、背後盛土が侵食・崩壊

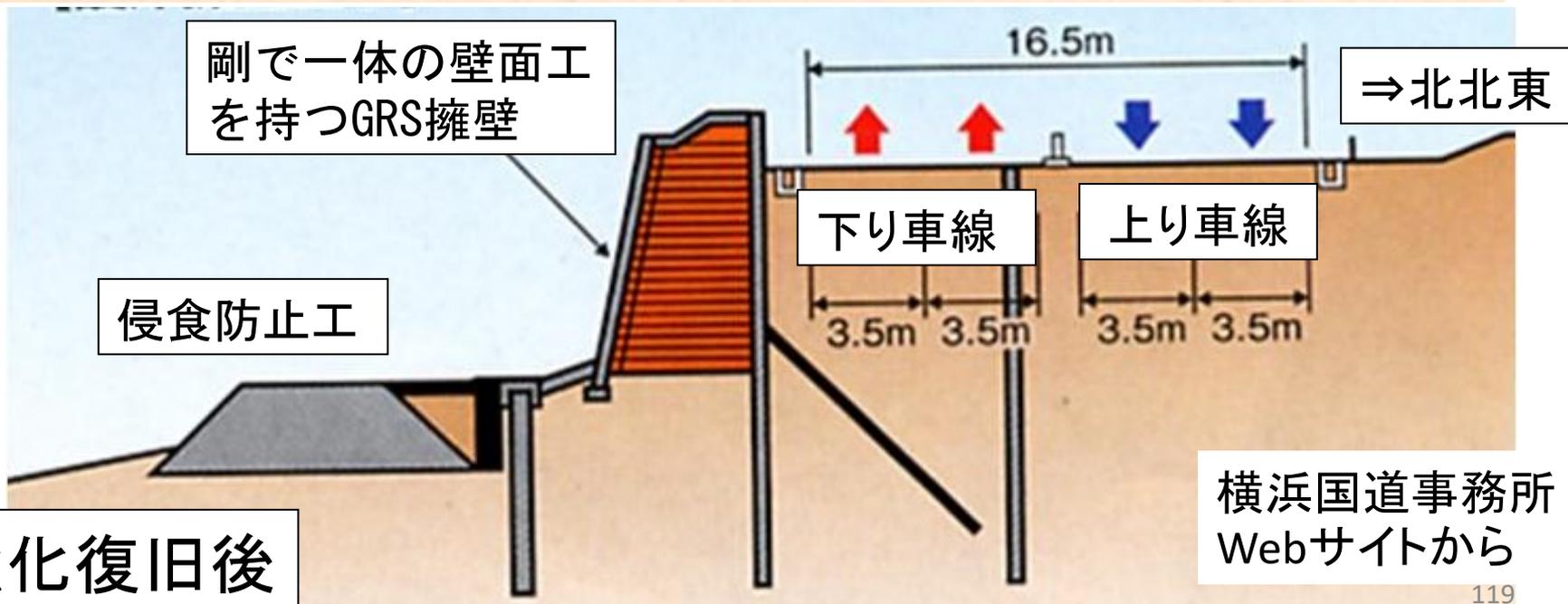


剛で一体の壁面工を持つGRS擁壁

侵食防止工

強化復旧後

横浜国道事務所  
Webサイトから





太平洋

壁面工の建設中

完成

剛で一体の壁面工打設前

2010年3月10日龍岡撮影

日本で初めての、外洋からの波浪を受ける条件での  
剛で一体の壁面工を持つジオシンセティック補強土擁壁  
⇒その後近接現場でも適用

# 建設の13年後



2023年10月26日龍岡撮影

平均2回ほど、越波を伴う波浪が擁壁を攻撃

# 2011年7月新潟県・福島県豪雨 飯山線入間川橋梁、洪水による橋台裏翼壁の基礎地盤の洗堀 ⇒ 橋台取付け盛土の流失

JR東日本による



- ・崩壊規模： 延長約6m 高さ約3.8m
- ・崩壊原因： 増水した川の流れによって支持地盤が洗堀されて石翼積壁が流失し、盛土が崩壊

2011年7月新潟県・福島県豪雨 飯山線入間川橋梁、洪水による橋台裏翼壁の基礎地盤の洗堀 ⇒ 橋台取付け盛土の流失

JR東日本による



# 入間川橋梁 橋台背面取付盛土の強化復旧

JR東日本による

## ■復旧のポイント

- 石積翼壁の代替として、**剛一体壁面工**  
**GRS擁壁**
- 工期約10日(昼夜施工)で列車運行再開
- **壁面工は列車運行再開後に施工**



取り付け盛土復旧 (土市方より)

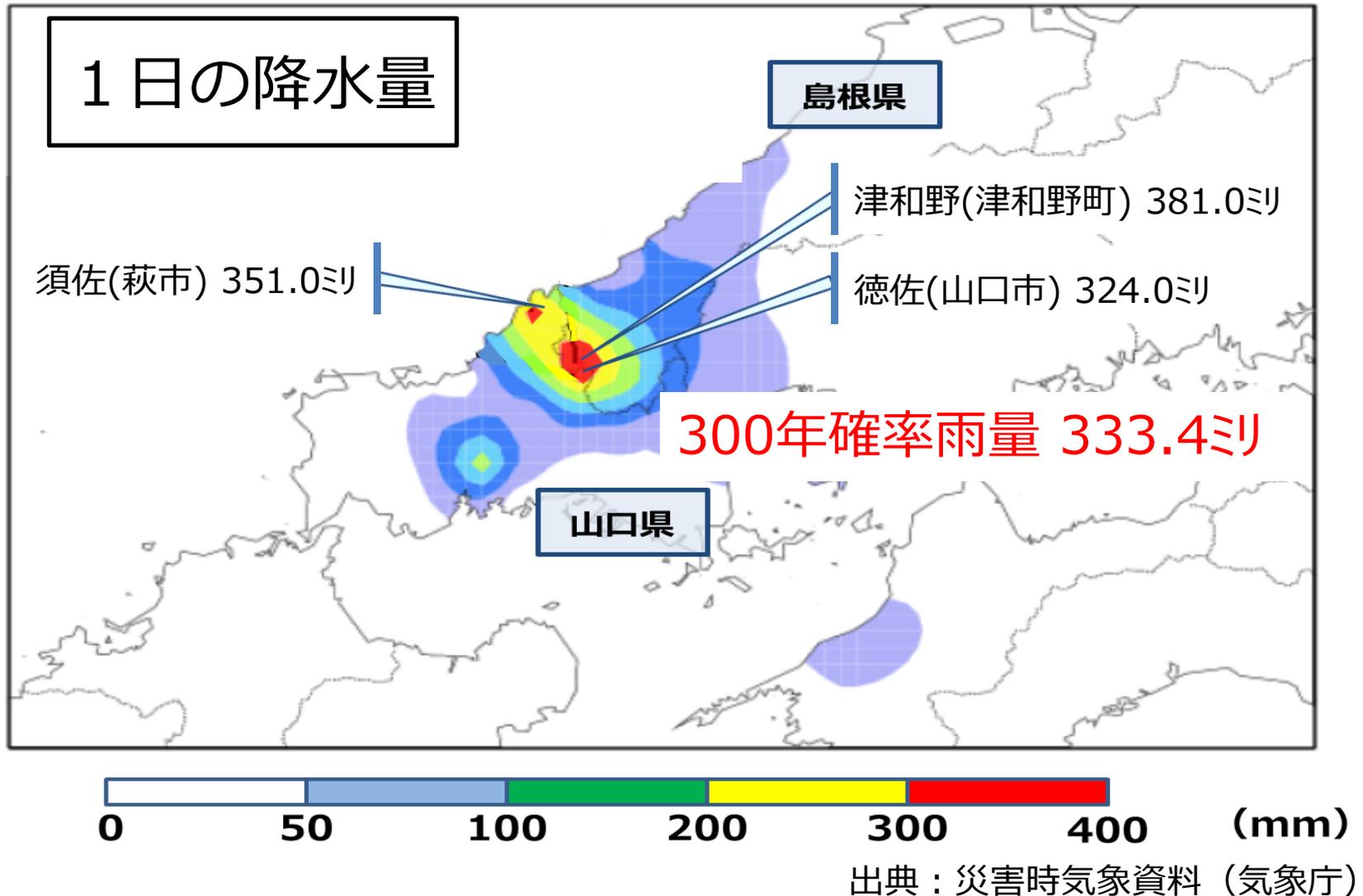


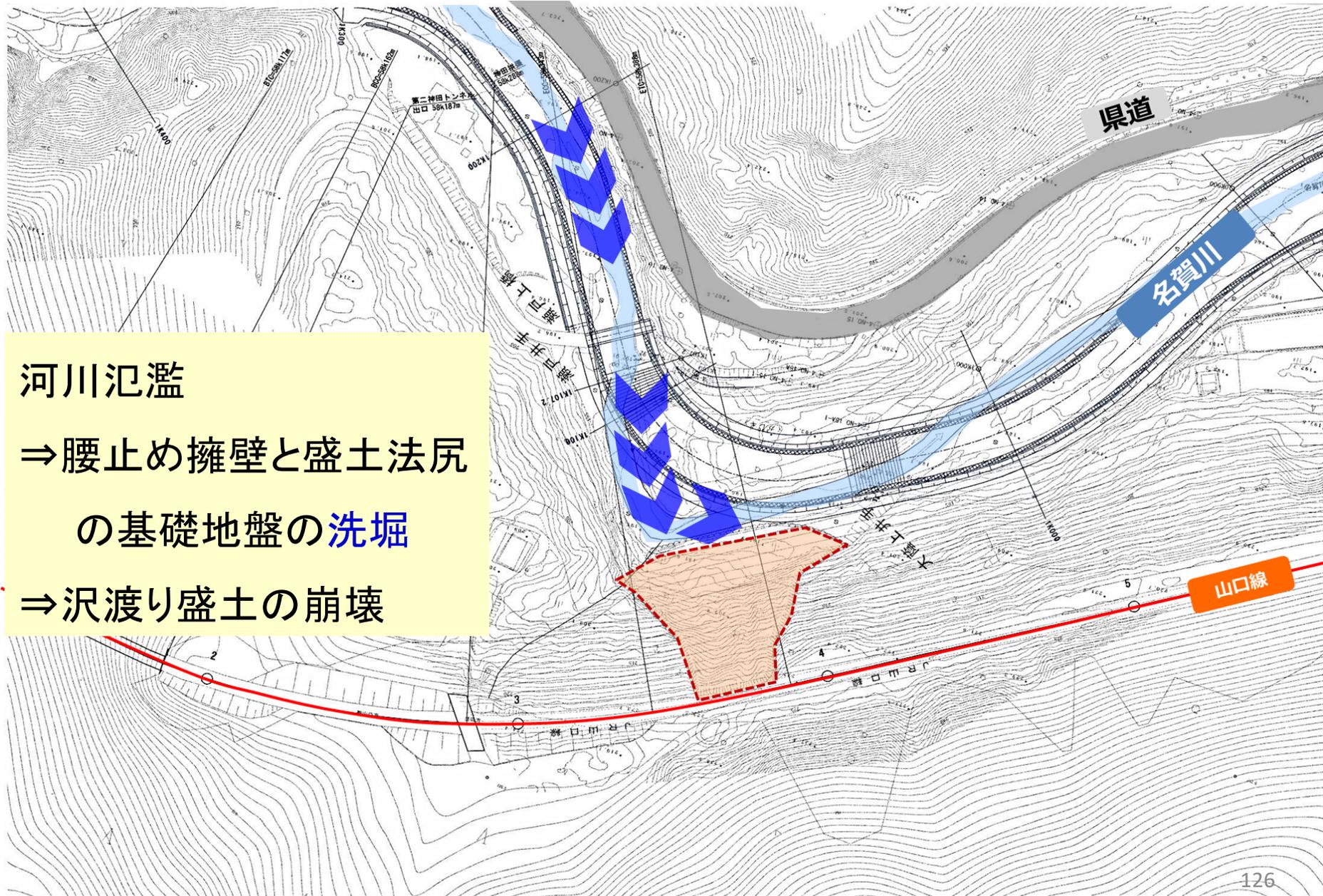
RC壁面工の施工後 (線路右側より)



軌道復旧 (土市方より)

# 2013年 7月28日山口線・山陰線の豪雨災害と強化復旧





# 被害事例：58k400m付近

西日本旅客鉄道(株)



# 剛な一体壁面工の打設前のGRS擁壁と盛土(2014年)

JR山口線

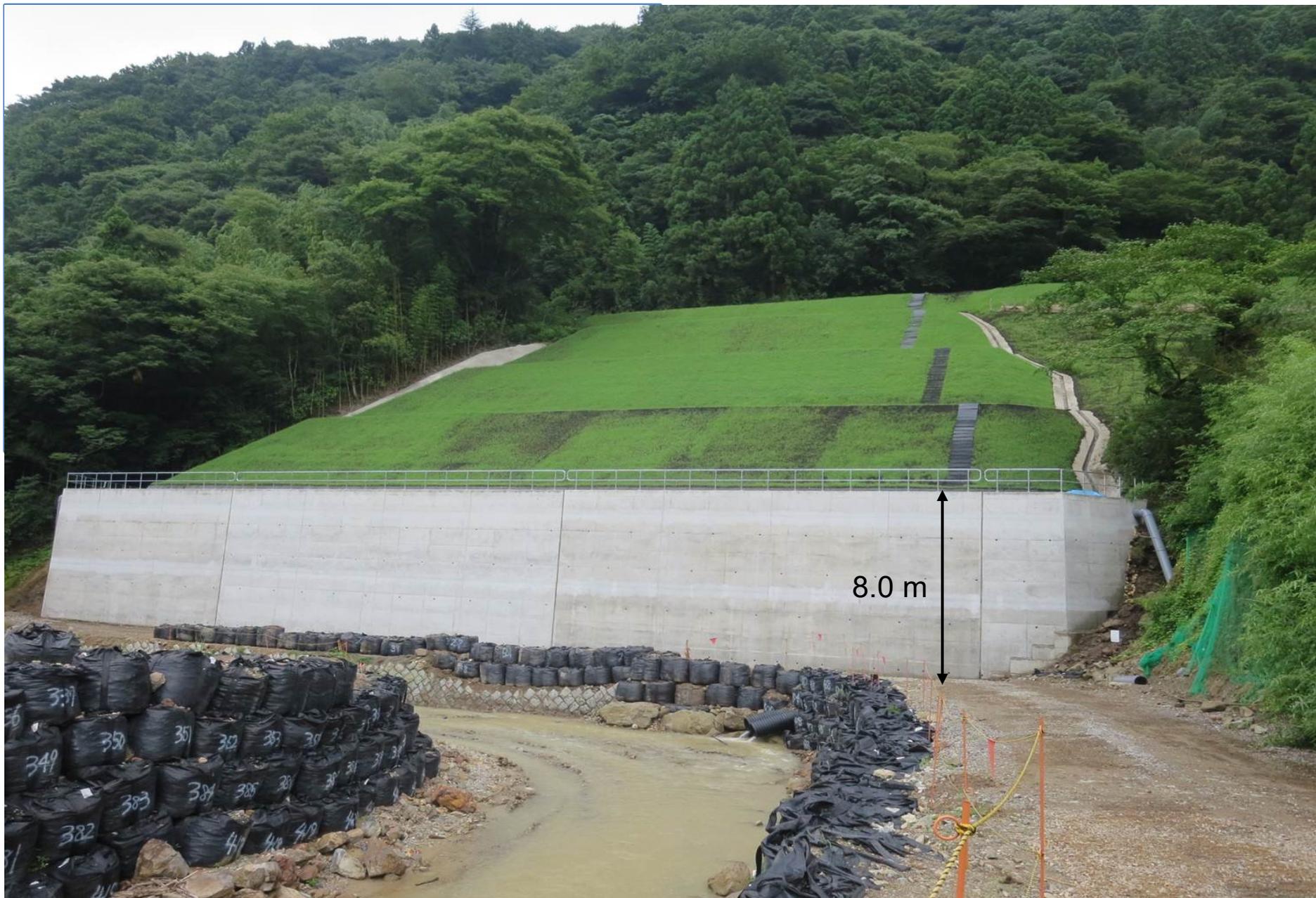
JR山口線:

被災後1年1か月で運転再開

名賀川

# 復旧事例：58k400m付近(2014年)

西日本旅客鉄道(株)



# 被害事例：白井トンネル出口付近（復旧後）

JR山口線

GRS擁壁

山口線の強化復旧箇所は、  
2018年7月豪雨で無被害



# JR山口線：白井トンネル出口付近（復旧後）



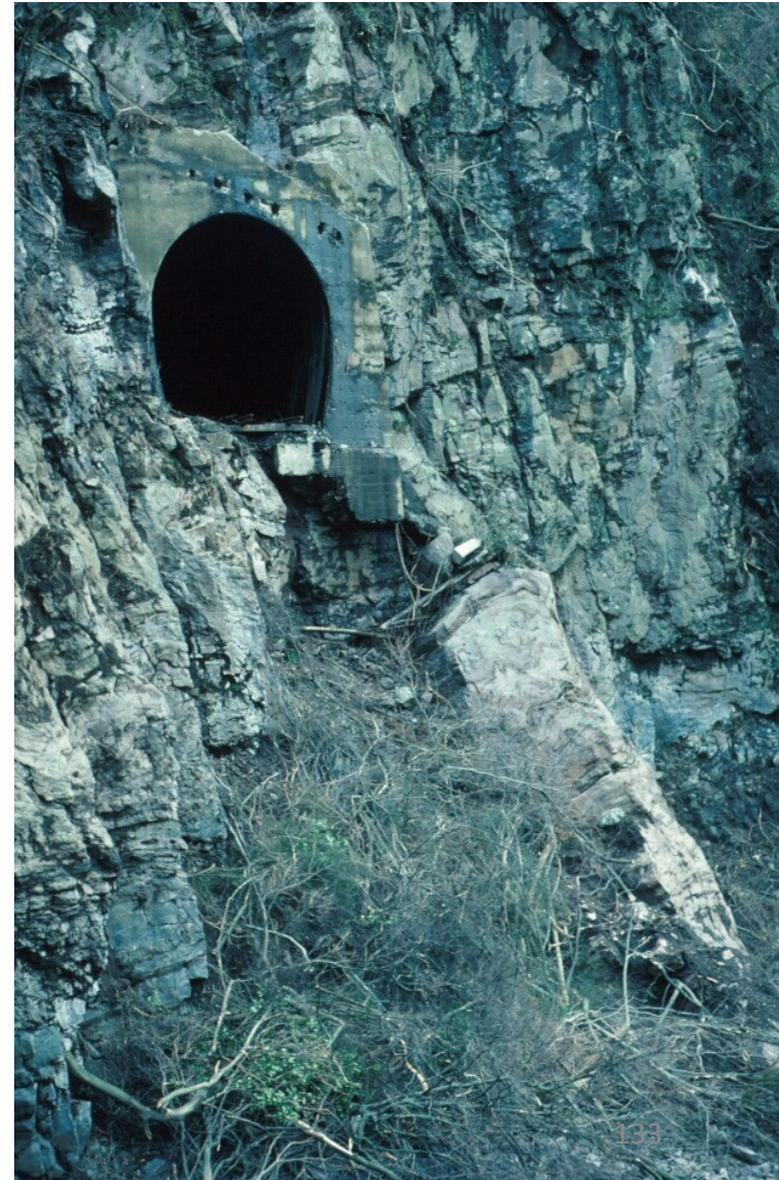
阿蘇:

↓: 洪水による豊肥線の盛土の越流浸食による流出



# 1990年水害による盛土の崩壊と復旧(JR九州)

- 流木による横断排水管渠の閉塞
- ⇒自然ダムの形成
- ⇒越流
- ⇒盛土の急速な侵食・崩壊



- 完全に崩壊した盛土： 6箇所
- ジオシンセティック補強盛土で強化復旧(1991年)

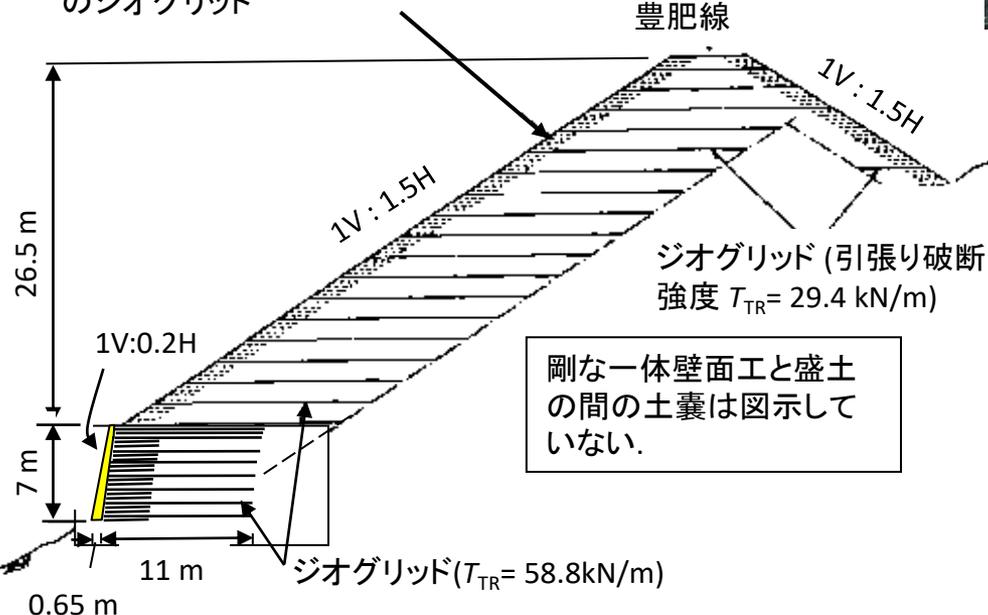
## GRS擁壁の建設の理由

- ・ 盛土の急勾配化と擁壁による  
土工量の減少
- ・ 盛土斜面の安定化
- ・ 大口径排水パイプの設置が容易



締固め管理用の低剛性のジオグリッド

豊肥線

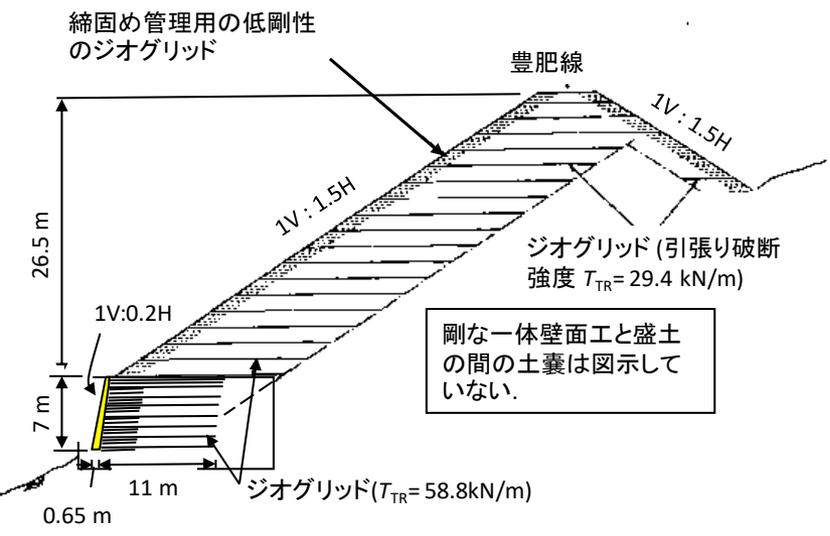


# 1990年水害による盛土の崩壊と1991年強化復旧(JR九州)

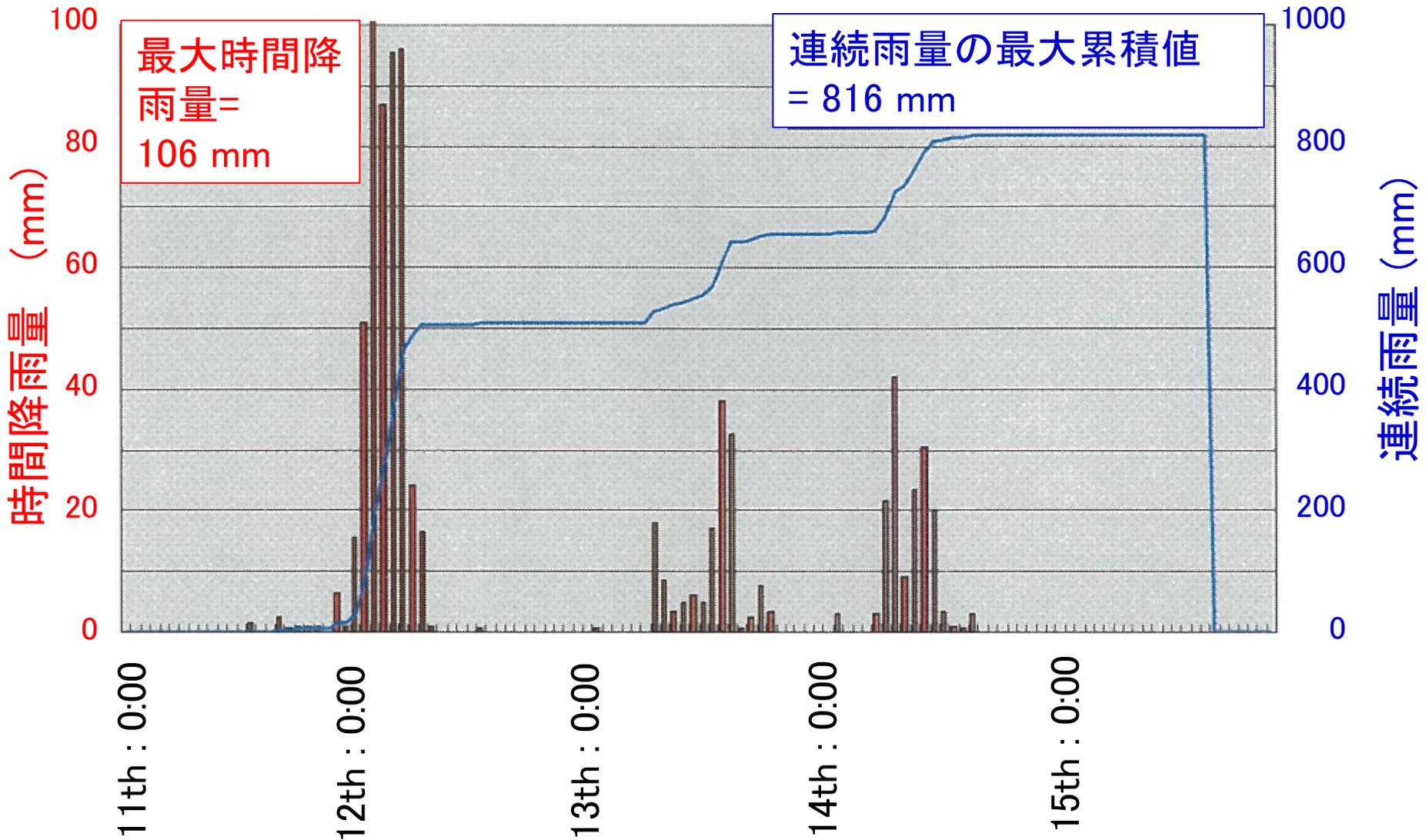


1992年 JR九州提供

1994: 龍岡撮影



# 2012年7月北九州豪雨(1990年豪雨を超えた雨量)



1990年

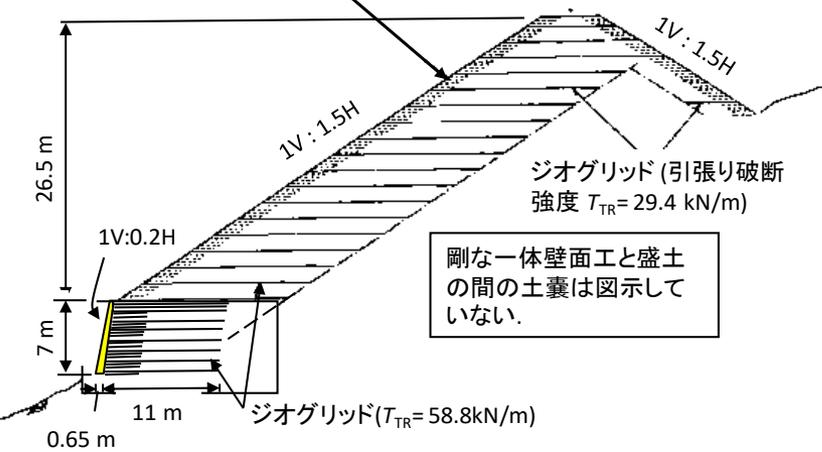


1994年



締め管理用の低剛性のジオグリッド

豊肥線



# 2012年7月北九州豪雨、豊肥線の再度の災害(より激しい越流)



1990年水害では残存し、1991年に復旧しなかった部分 ⇒ 越流で大きく侵食



(JR九州による)

# 2012年7月北九州豪雨、豊肥線の再度の災害(より激しい越流)



1991年に補強土工法で強化復旧した部分⇒損傷したが生き残った



(JR九州による)

2012年

1990年水害では残存し、1991  
年に復旧しなかった部分  
⇒越流で大きく侵食

1990年水害で侵食され消滅し、  
1991年に補強土工法で強化復旧  
した部分⇒損傷したが生き残った



龍岡撮影

2012年11月26日龍岡撮影、侵食部は復旧工事のため掘削されている

# 三陸鉄道北リアス線島越駅周辺： ・津波で崩壊したRC高架橋

太平洋からの津波



2011年3月30日

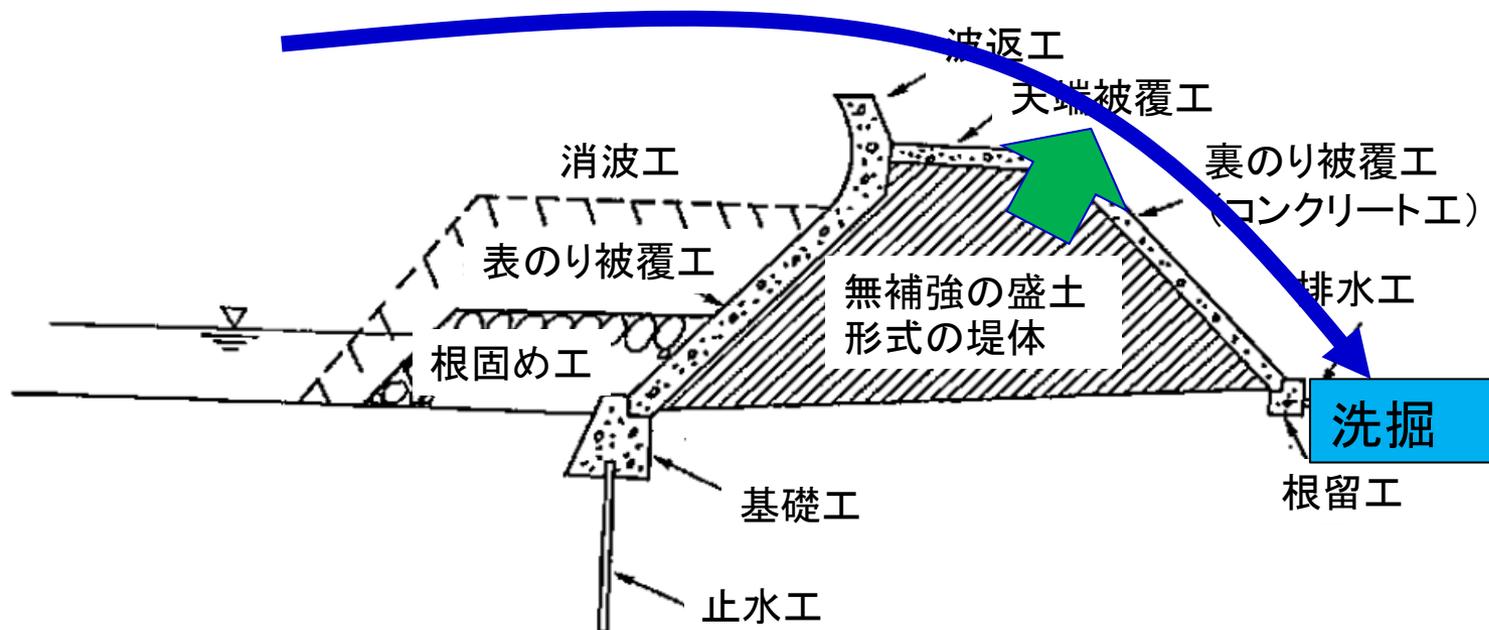
# 2011年東日本大震災

## 巨大津波の越流による盛土形式の防潮堤の崩壊・消滅:

①越流した津波が下流側のり先基礎地盤を洗掘

②越流津波が下流側のり面を急速流下→強烈な揚力

①&②⇒下流側のり面の盛土に非固定の被覆工の滑り出し等不安定化  
⇒露出した盛土裏の急速な侵食 ⇒ 盛土全断面の喪失



防潮堤の概念図(海岸保全施設技術研究会編:海岸保全施設の技術上の基準・同解説  
(平成16年6月)からの図に加筆

# 巨大津波の越流による盛土形式の防潮堤の機能喪失

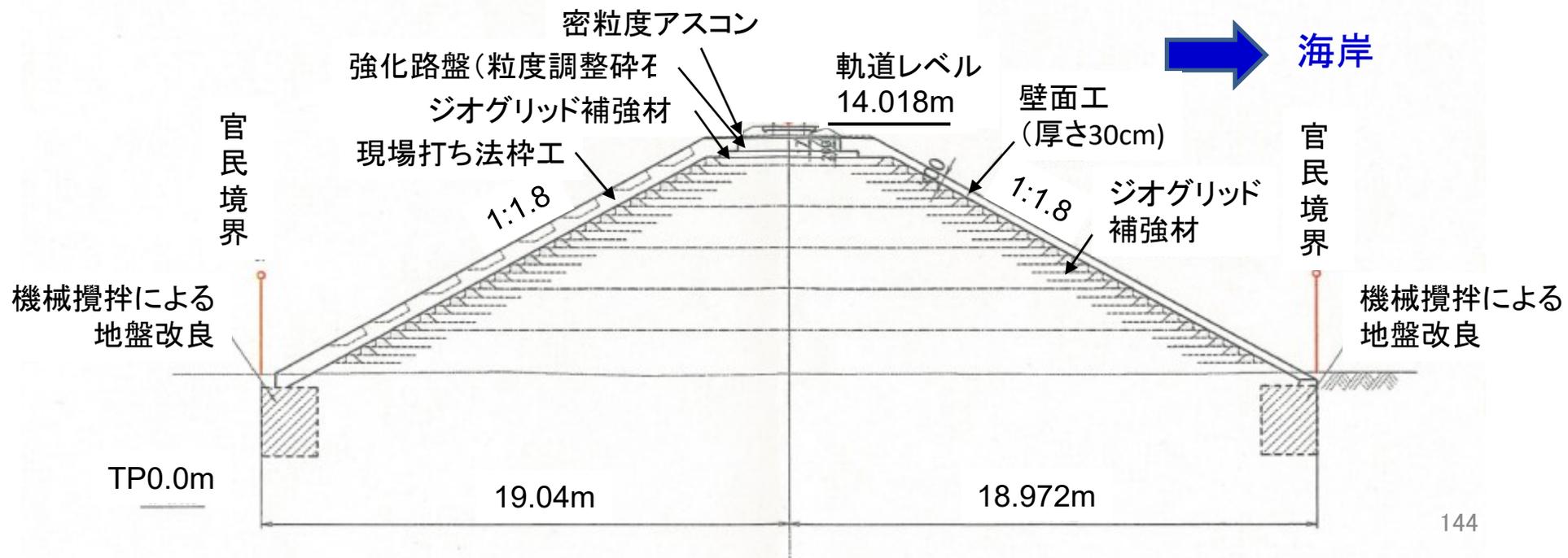
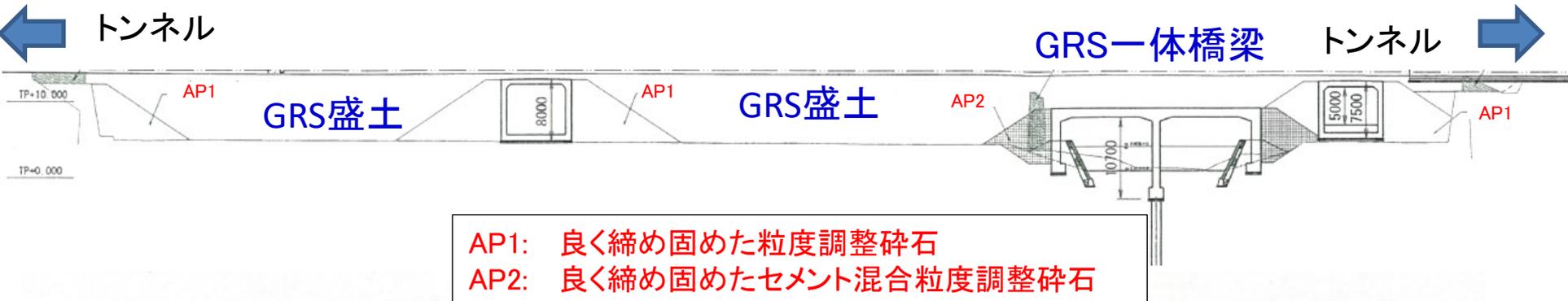
⇒ レベルII津波(越流津波)に対しても粘り強い挙動が必要



田野畑村 明戸(弁天崎西側)(東大古関潤一教授による)

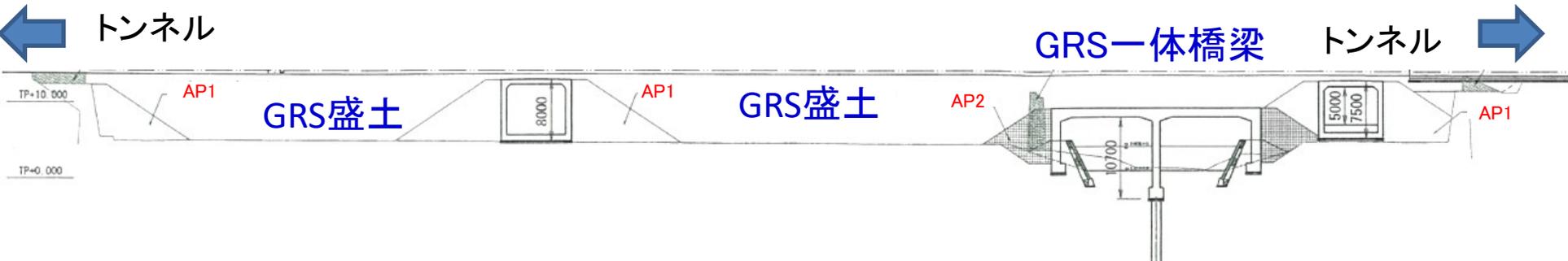
# 三陸鉄道北リアス線島越駅周辺:

- ・住民の要望によって、RC高架橋を防潮堤としての補強盛土に変更(被覆工はgeogridを介して盛土に固定)
- ・GRS一体橋梁も建設



### 三陸鉄道北リアス線島越駅周辺:

- ・住民の要望によって、RC高架橋を防潮堤としての補強盛土に変更(被覆工はgeogridを介して盛土に固定)
- ・GRS一体橋梁も建設



龍岡撮影

⇒陸側

2015年5月20日

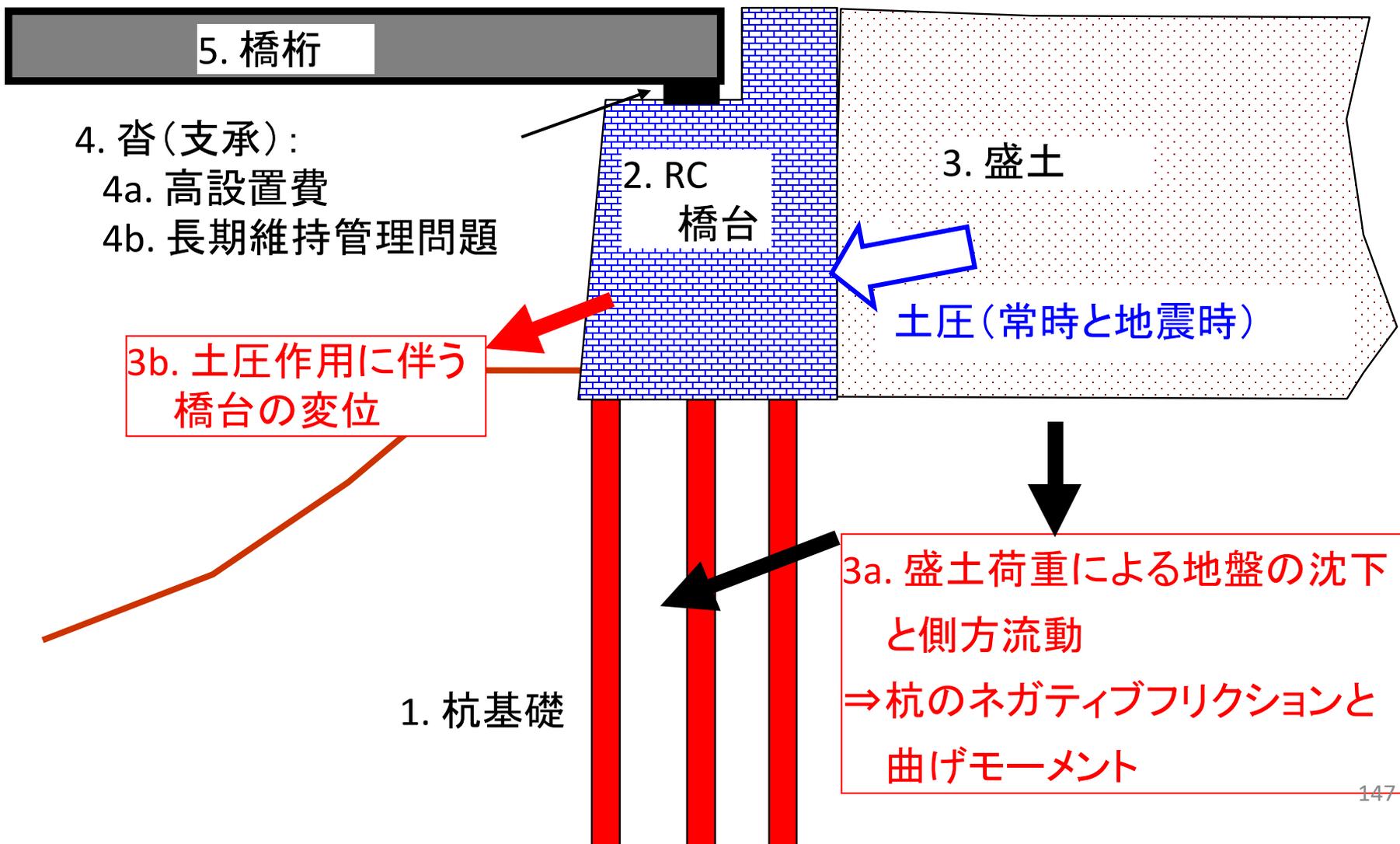


のり面工建設中

# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) **GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展**
  - a) **従来形式の橋台・橋梁の諸問題**
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# 従来形式の橋台・橋梁における諸問題(数字は施工順序)



# 従来形式の橋台・橋梁における諸問題(数字は施工順序)

6. 供用中: 6a. 長期に自重・交通荷重で沈下  
6b. 地震時に変形、沈下

5. 橋桁

4. 沓(支承):  
4a. 高設置コスト  
4b. 長期維持管理問題  
4c. 耐震上の弱点

2. RC  
橋台

3. 盛土

土圧(常時と地震時)

3b. 土圧作用に伴う  
橋台の変位

支持地盤

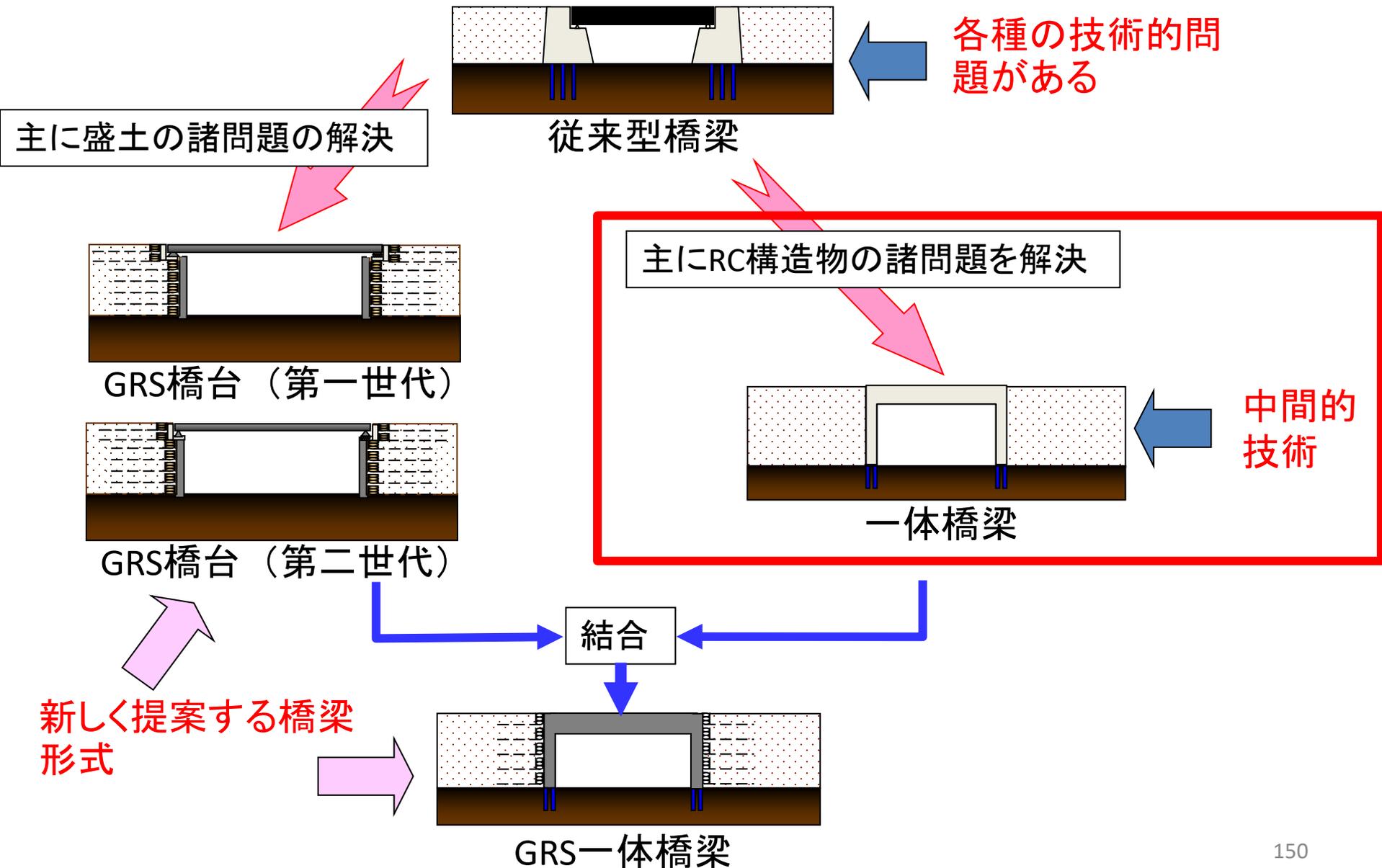
3a. 盛土荷重による地盤の沈下  
と側方流動  
⇒杭のネガティブフリクションと  
曲げモーメント

1. 杭基礎

# 剛な一体壁面工を持つ補強盛土構造物Geosynthetic-Reinforced soil (GRS) structure の根源・特徴

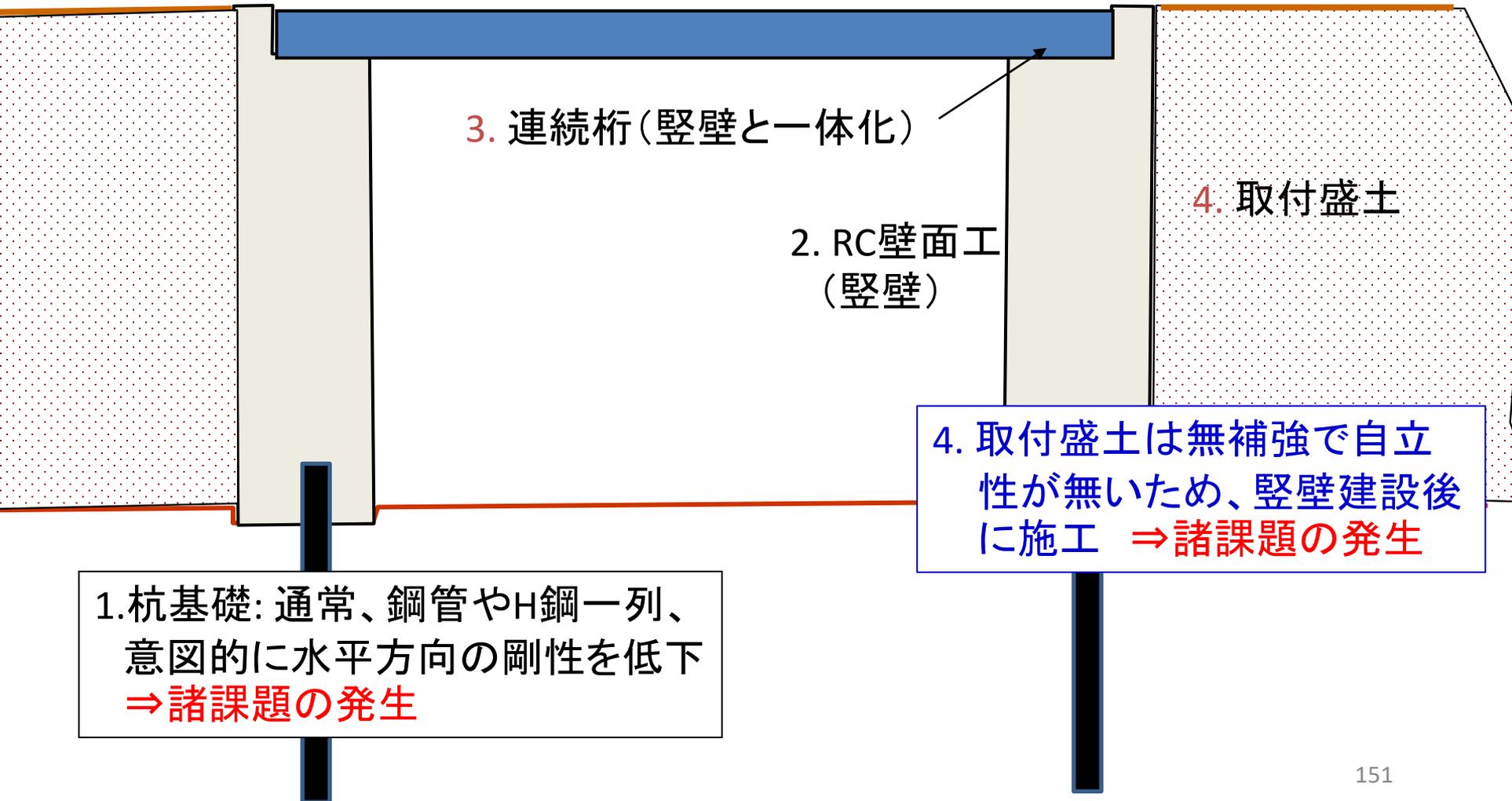
- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

# GRS擁壁を活用したGRS橋台とGRS一体橋梁の開発経緯



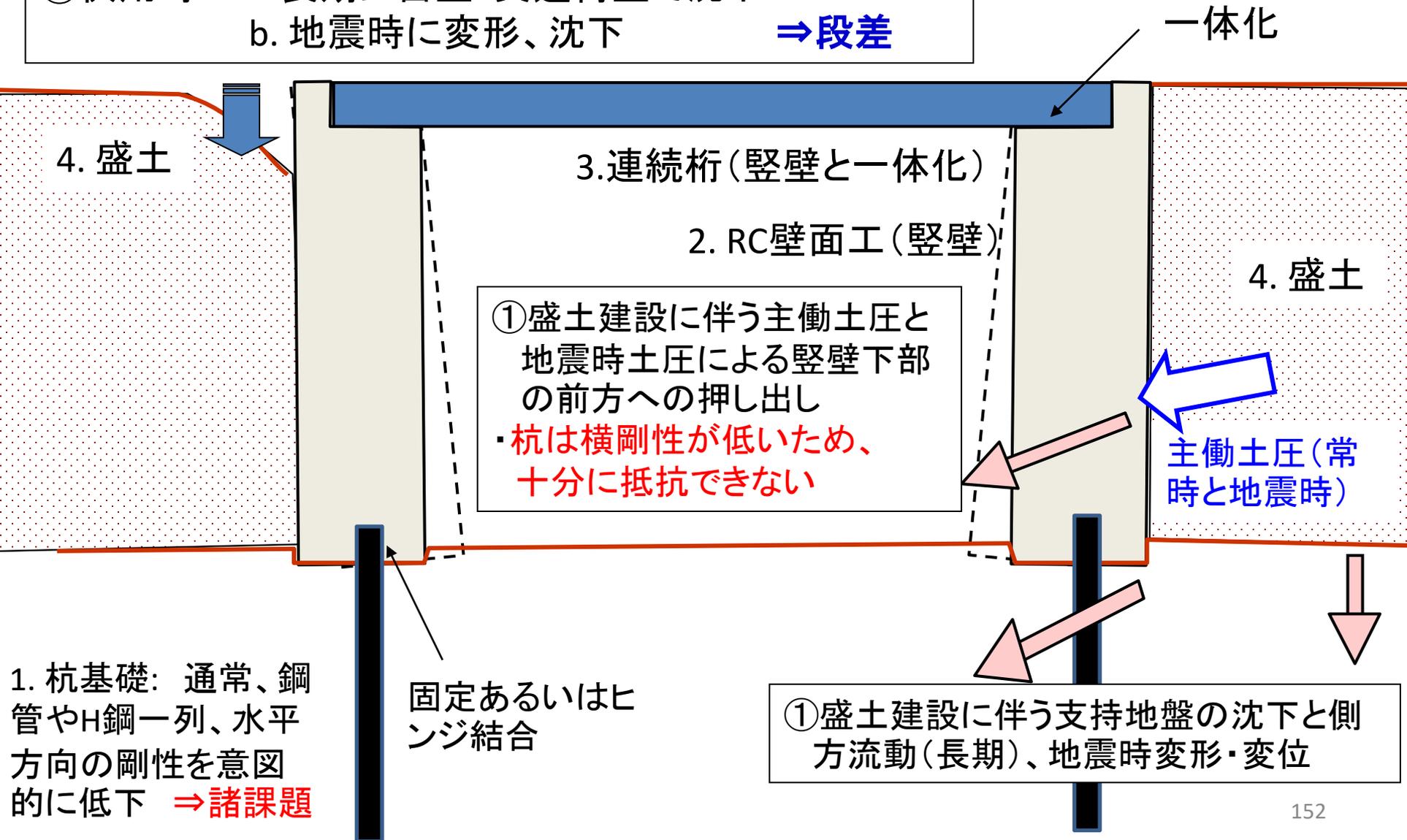
# 橋桁と橋台を一体化した橋梁(Integral bridge)

a) 沓(支承)の省略とb)連続桁による建設費と維持管理費の軽減  
→米国と英国等で盛んに建設、しかし、日本では限定的(理由は次頁以降)



# 一体橋梁での「未解決の古くからの諸課題①、②」

- ②供用時: a. 長期に自重・交通荷重で沈下  
b. 地震時に変形、沈下 ⇒ 段差



# 一体橋梁での新しい課題③, ④

④気温の季節変動による橋桁の熱伸縮・膨張に伴う  
壁面工上端の繰返し水平変位  
・杭は横剛性が低いため、十分に抵抗できない

盛土の主働崩壊  
に伴う沈下\*

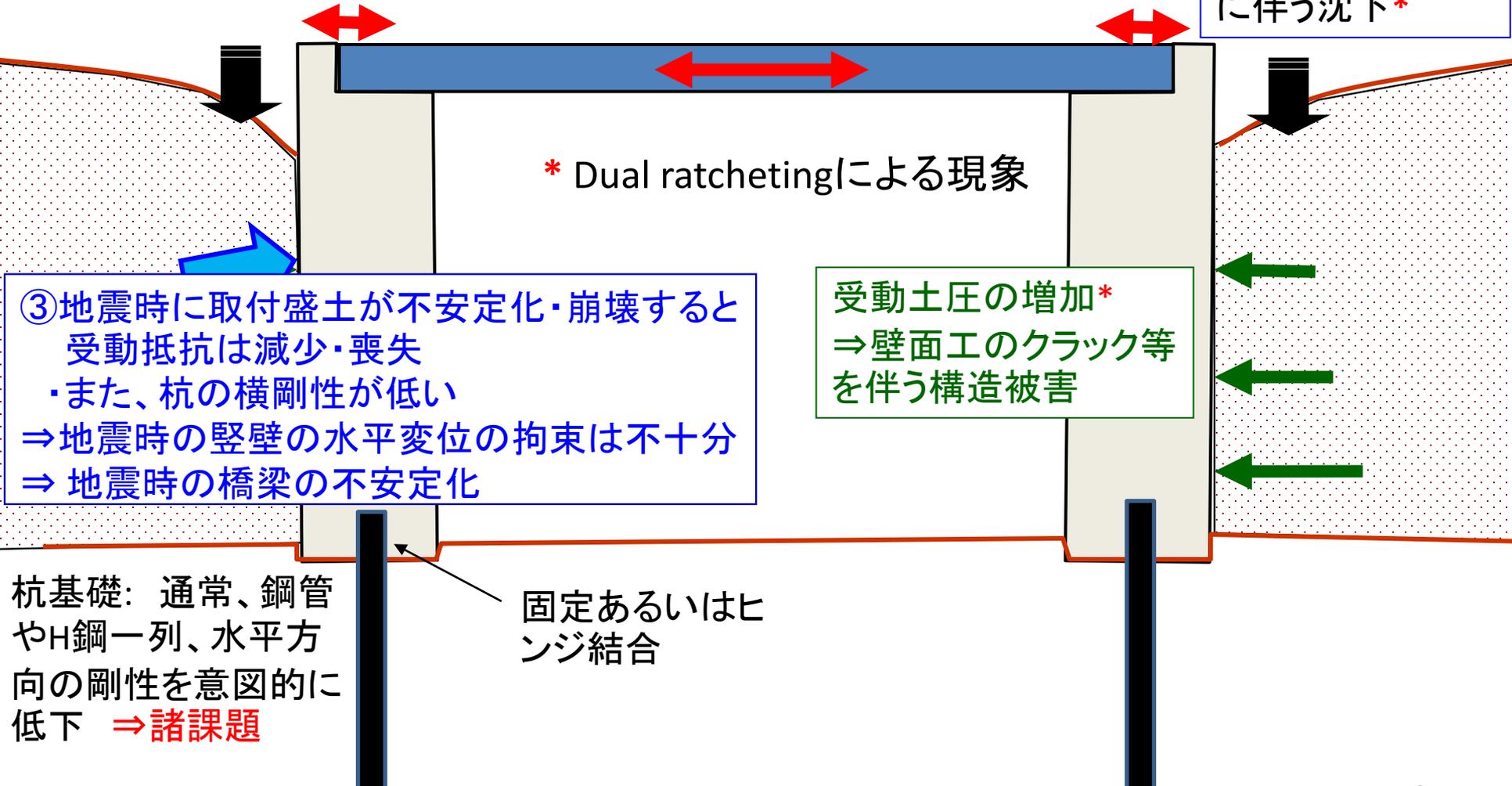
\* Dual ratchetingによる現象

受動土圧の増加\*  
⇒壁面工のクラック等  
を伴う構造被害

③地震時に取付盛土が不安定化・崩壊すると  
受動抵抗は減少・喪失  
・また、杭の横剛性が低い  
⇒地震時の縦壁の水平変位の拘束は不十分  
⇒地震時の橋梁の不安定化

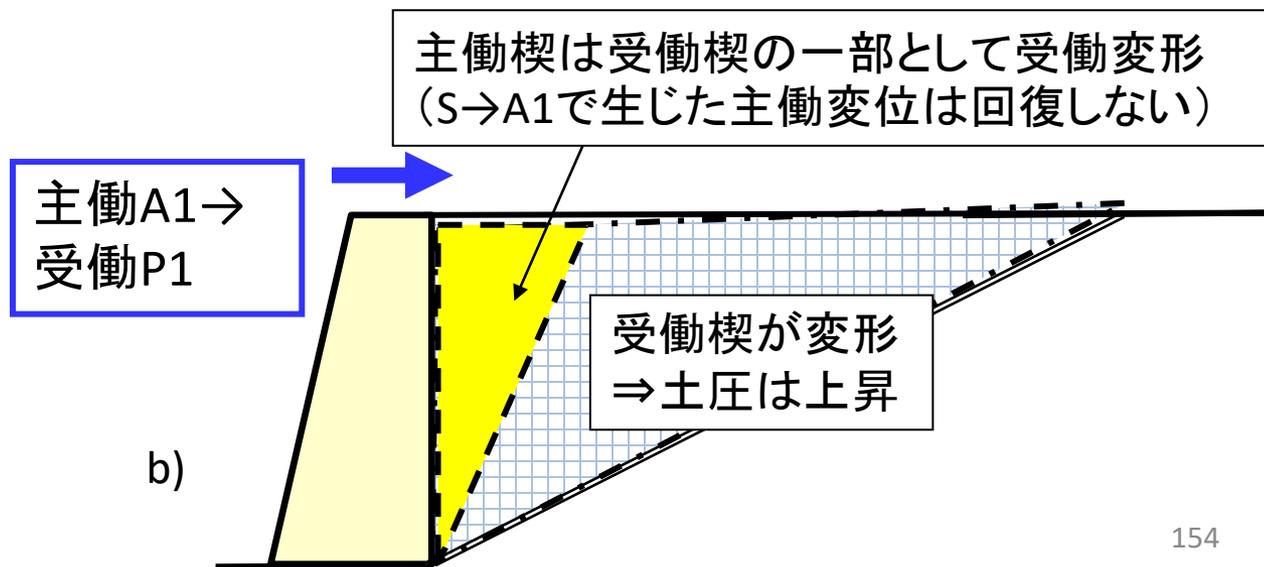
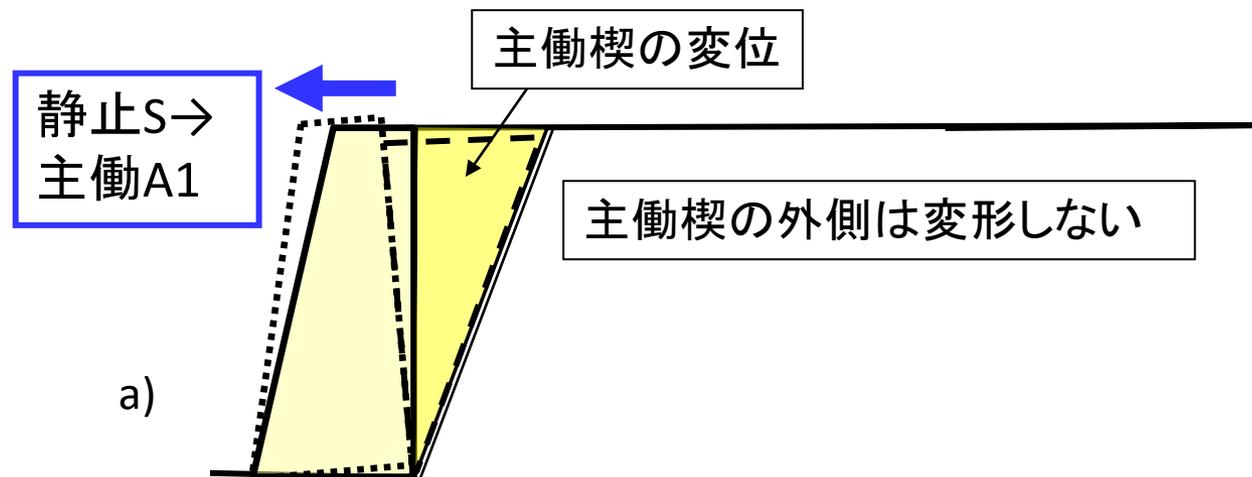
固定あるいはヒンジ結合

杭基礎: 通常、鋼管  
やH鋼一列、水平方  
向の剛性を意図的に  
低下 ⇒諸課題



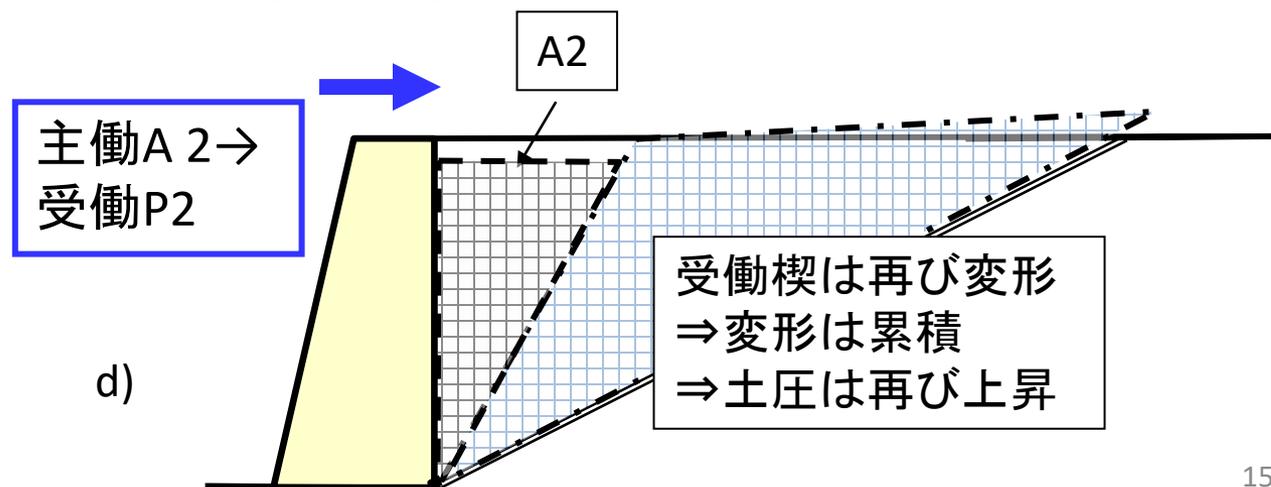
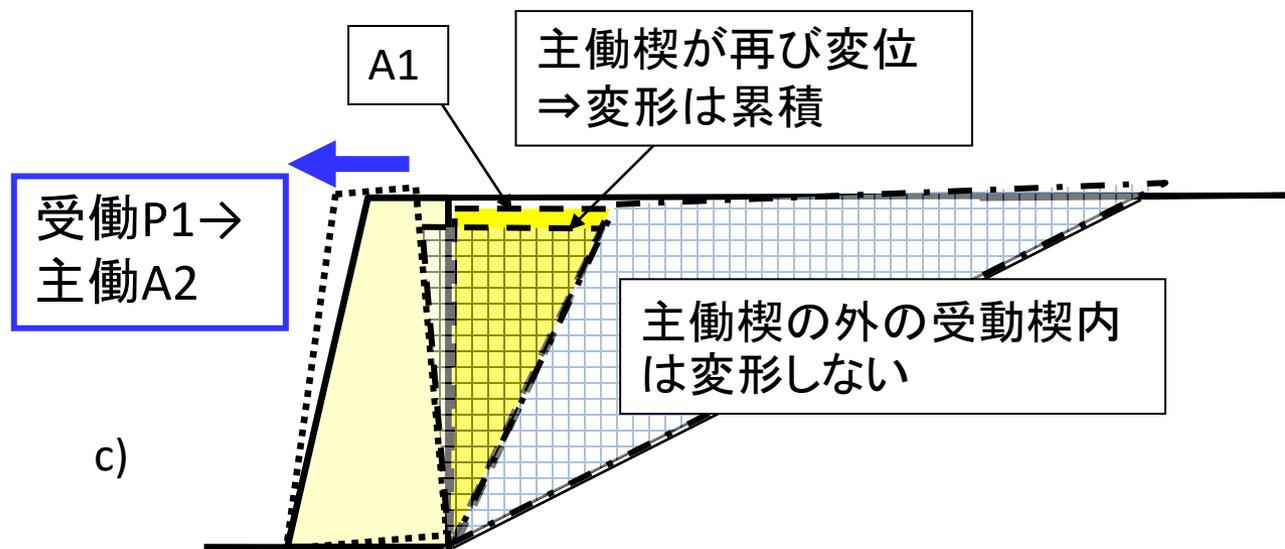
# 壁面工（豎壁）の小振幅の繰返し水平載荷⇒Dual ratcheting

主働土圧メカニズムと受働土圧メカニズムが交互に独立に生じる  
→盛土は沈下し続け、土圧は上昇し続ける

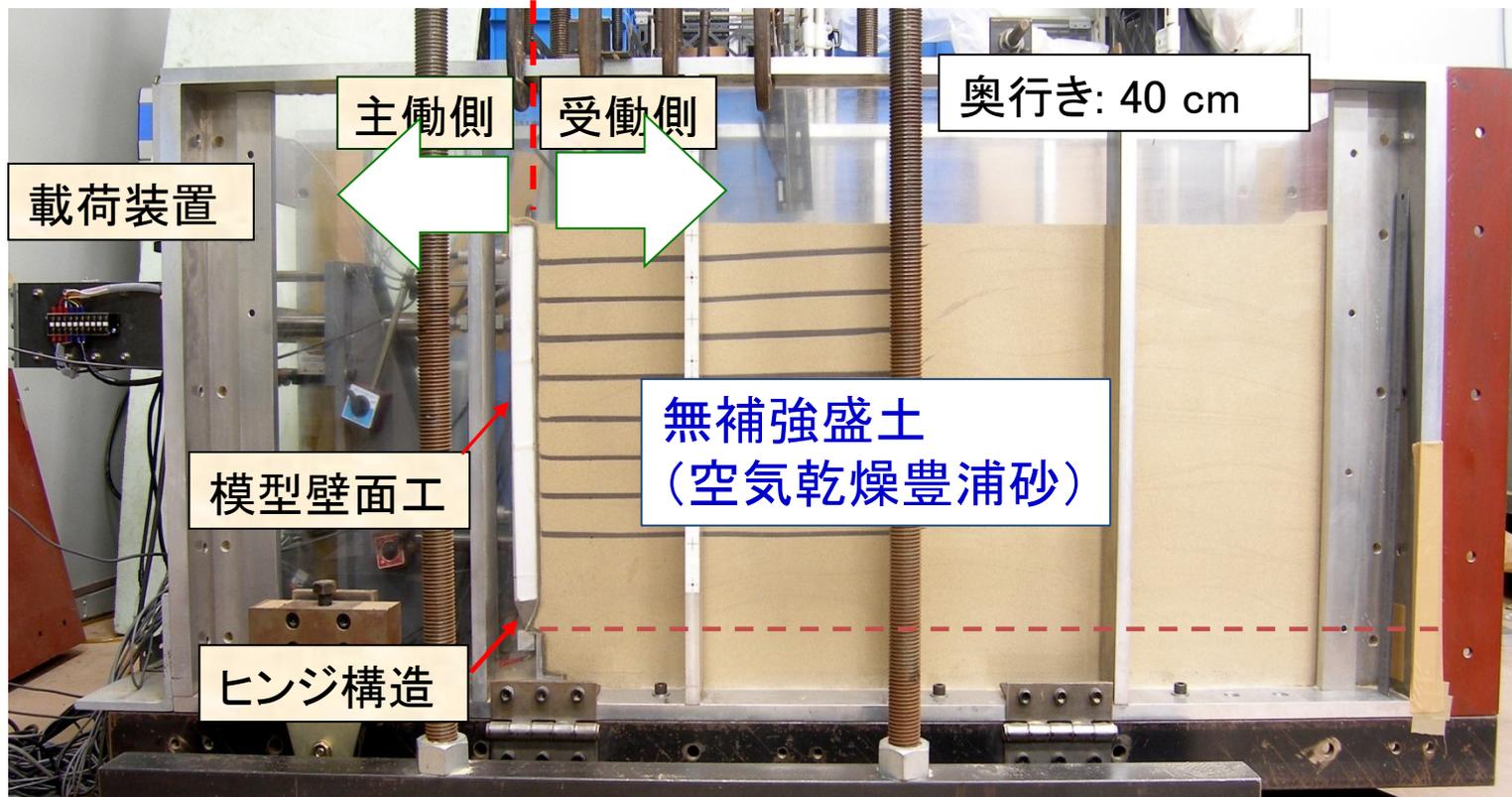


# 壁面工(豎壁)の小振幅の繰返し水平載荷⇒Dual ratcheting

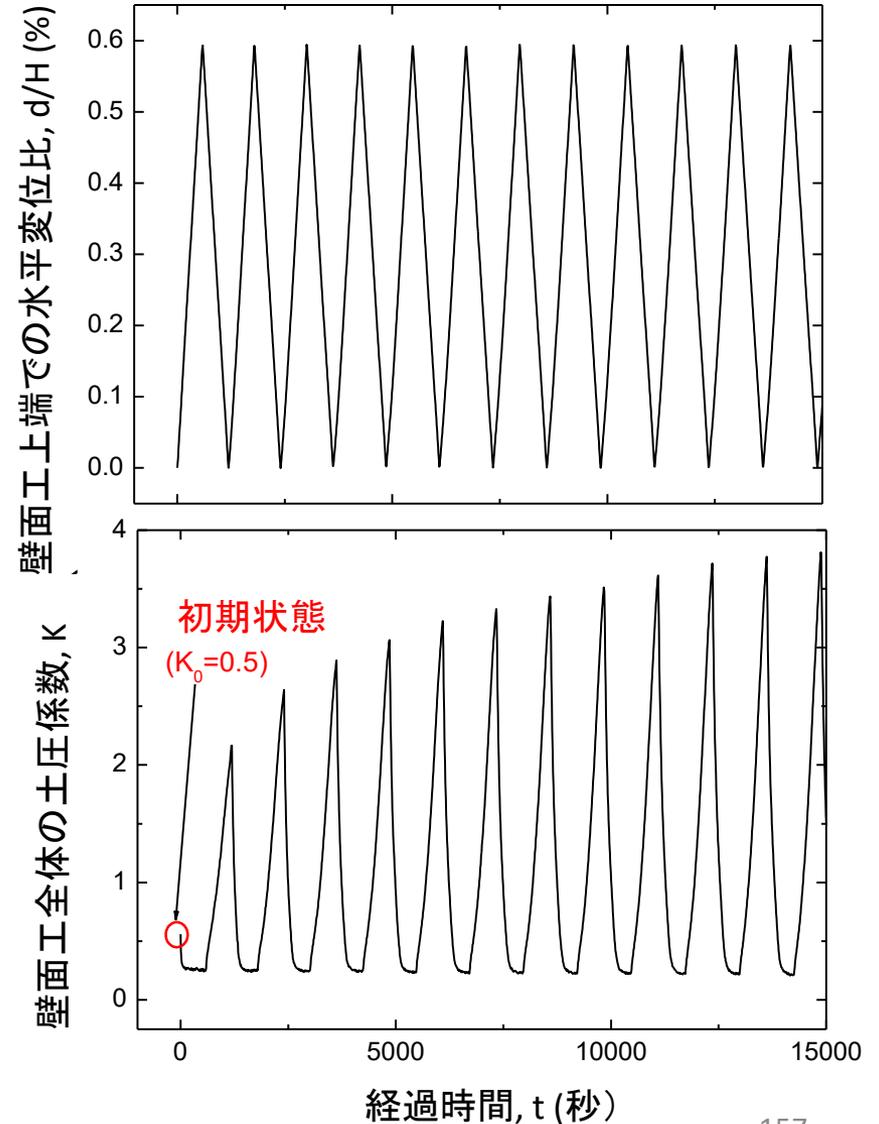
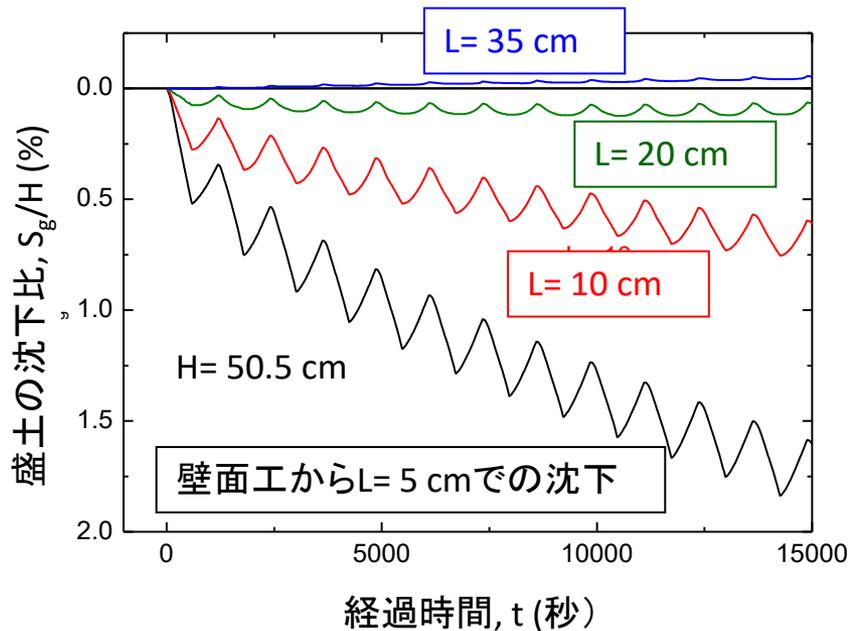
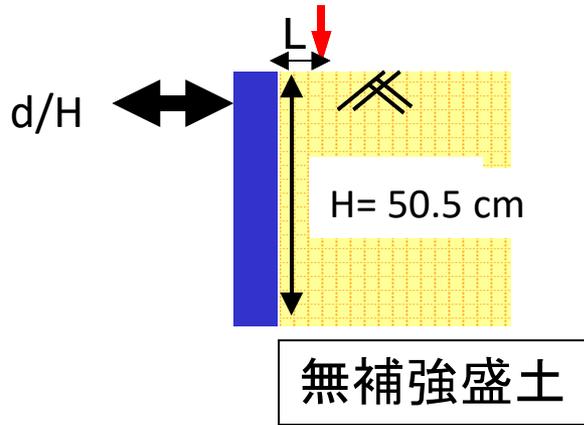
主働土圧メカニズムと受働土圧メカニズムが交互に独立に生じる  
→盛土は沈下し続け、土圧は上昇し続ける



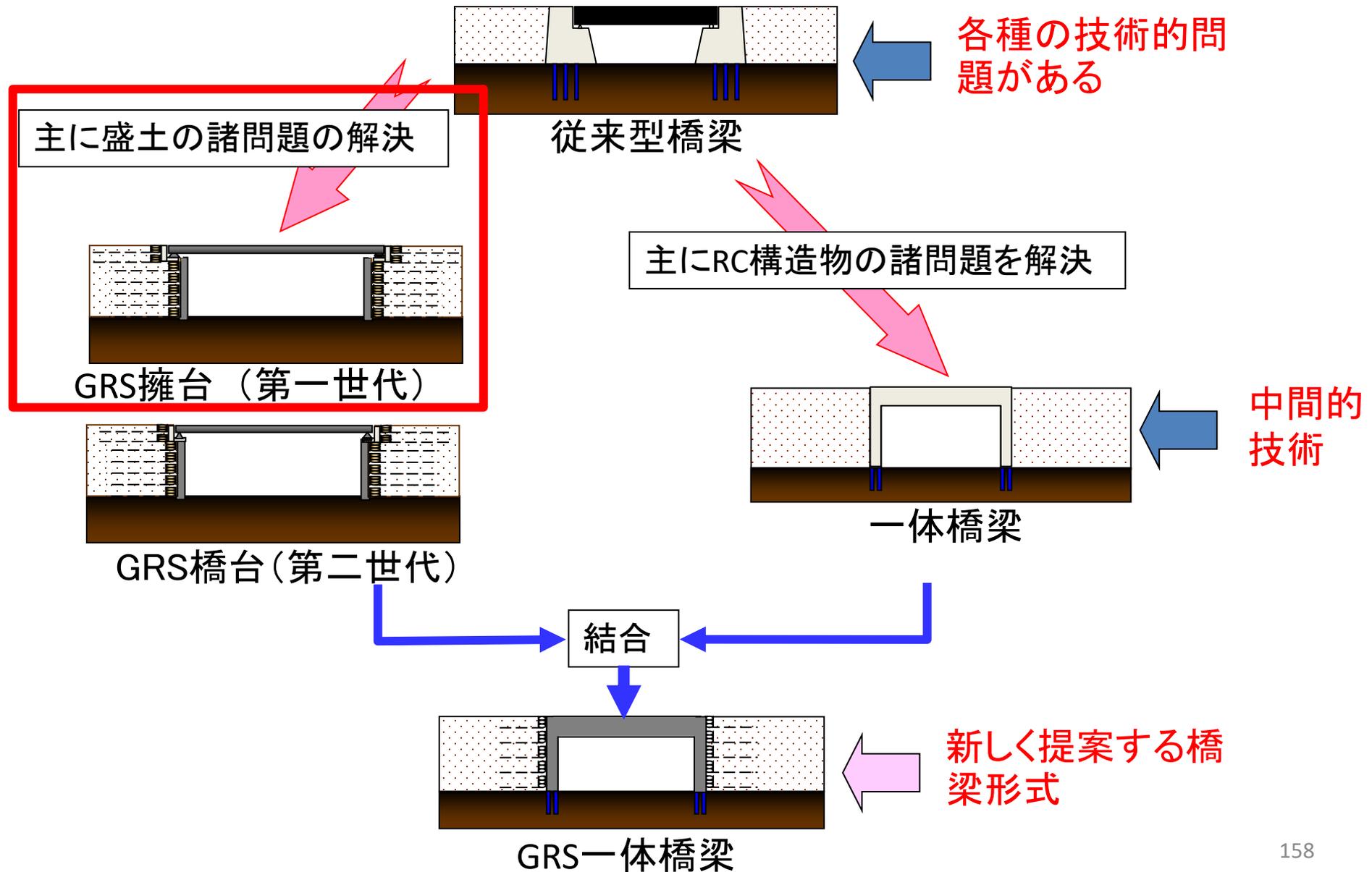
# 壁面工の繰返し水平載荷模型実験



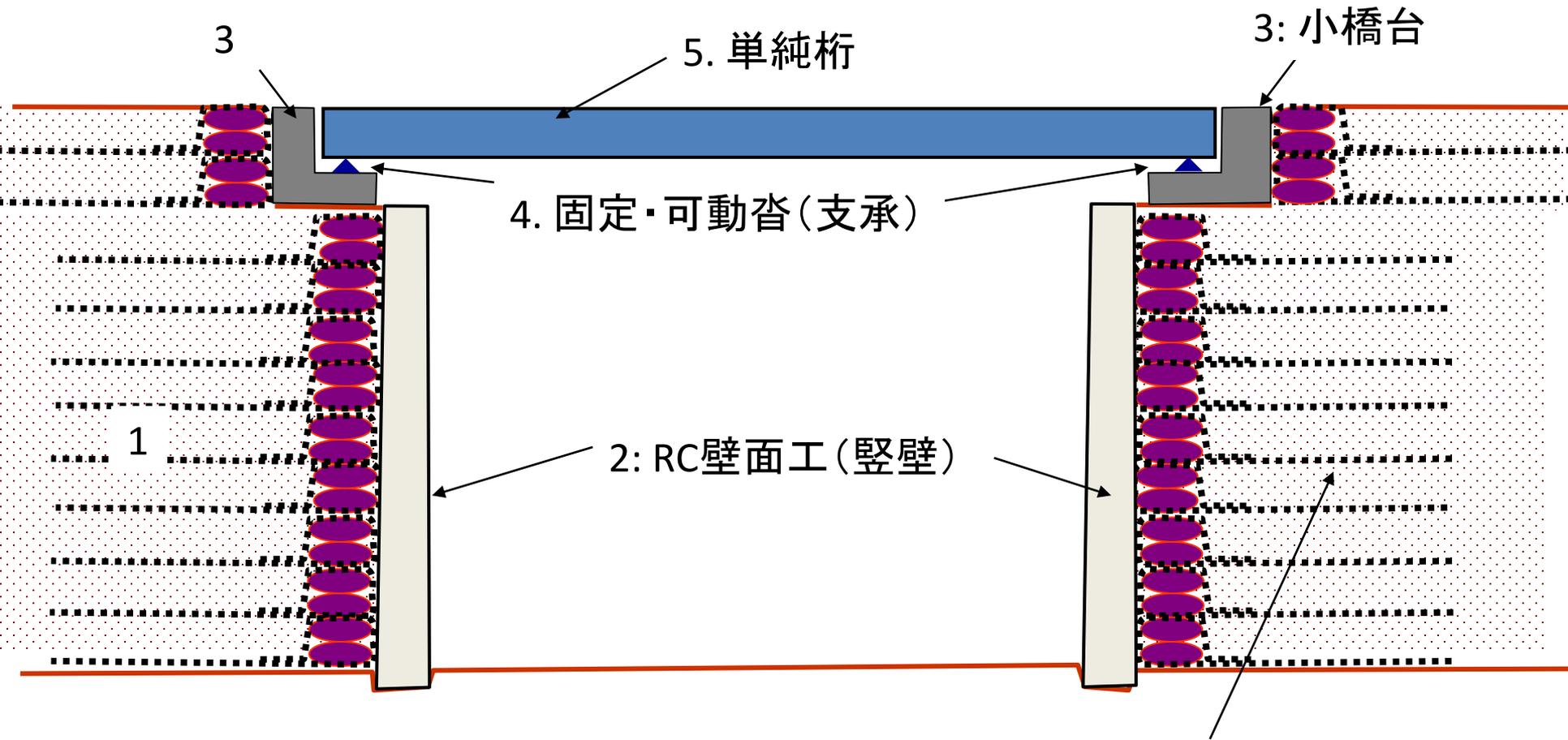
# 無補強盛土で壁面工下端がヒンジ支持の場合の実験例



# GRS擁壁を活用したGRS橋台とGRS一体橋梁の開発経緯



# 段階施工で建設した剛な一体壁面工を持つGRS擁壁を 発展させたGRS橋台（第一世代）（数字は施工順序）

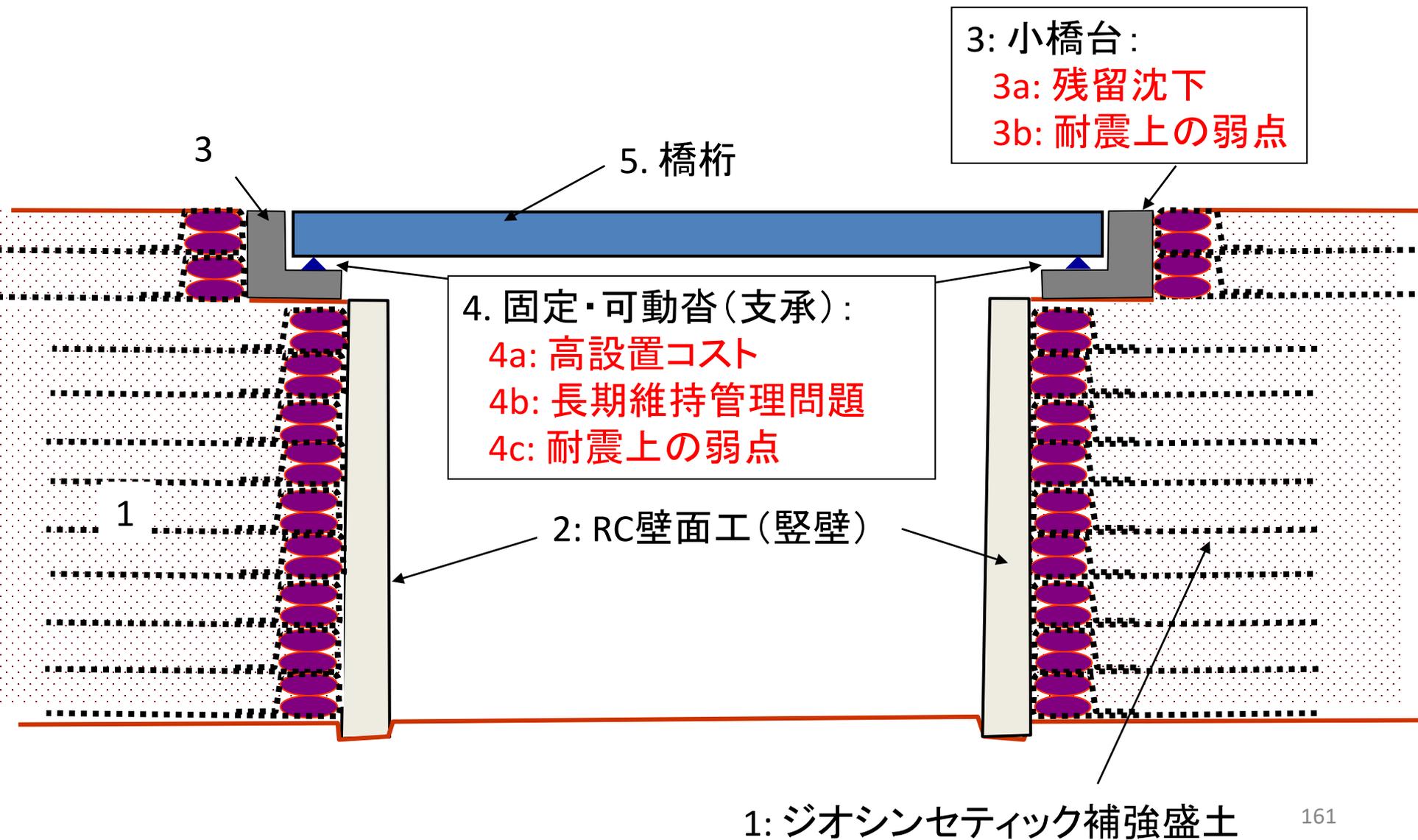


1: ジオシンセティック補強盛土

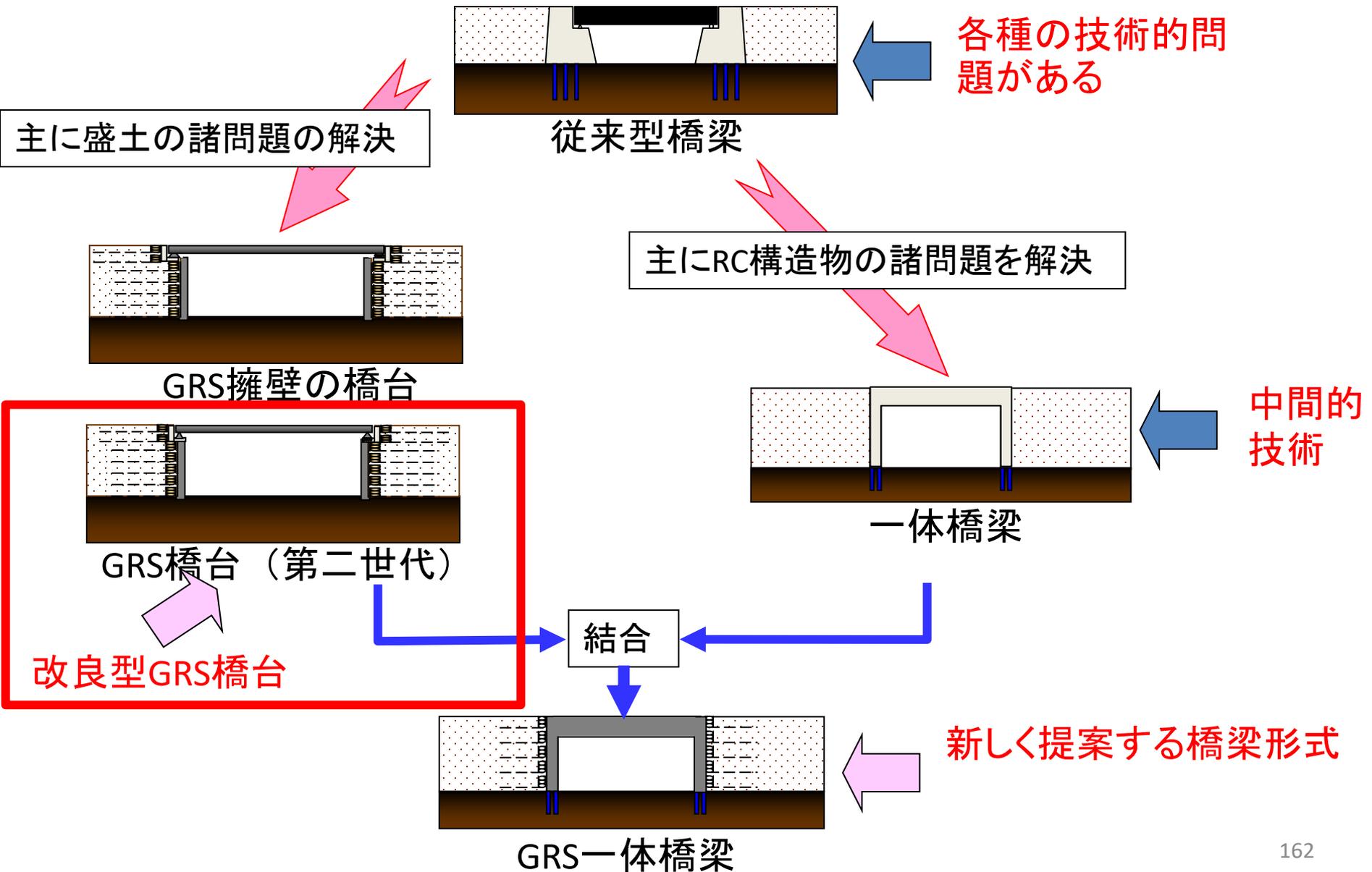
# 西武池袋線、桜台



# 段階施工で建設した剛な一体壁面工を持つGRS擁壁を 発展させたGRS橋台（第一世代）の諸問題

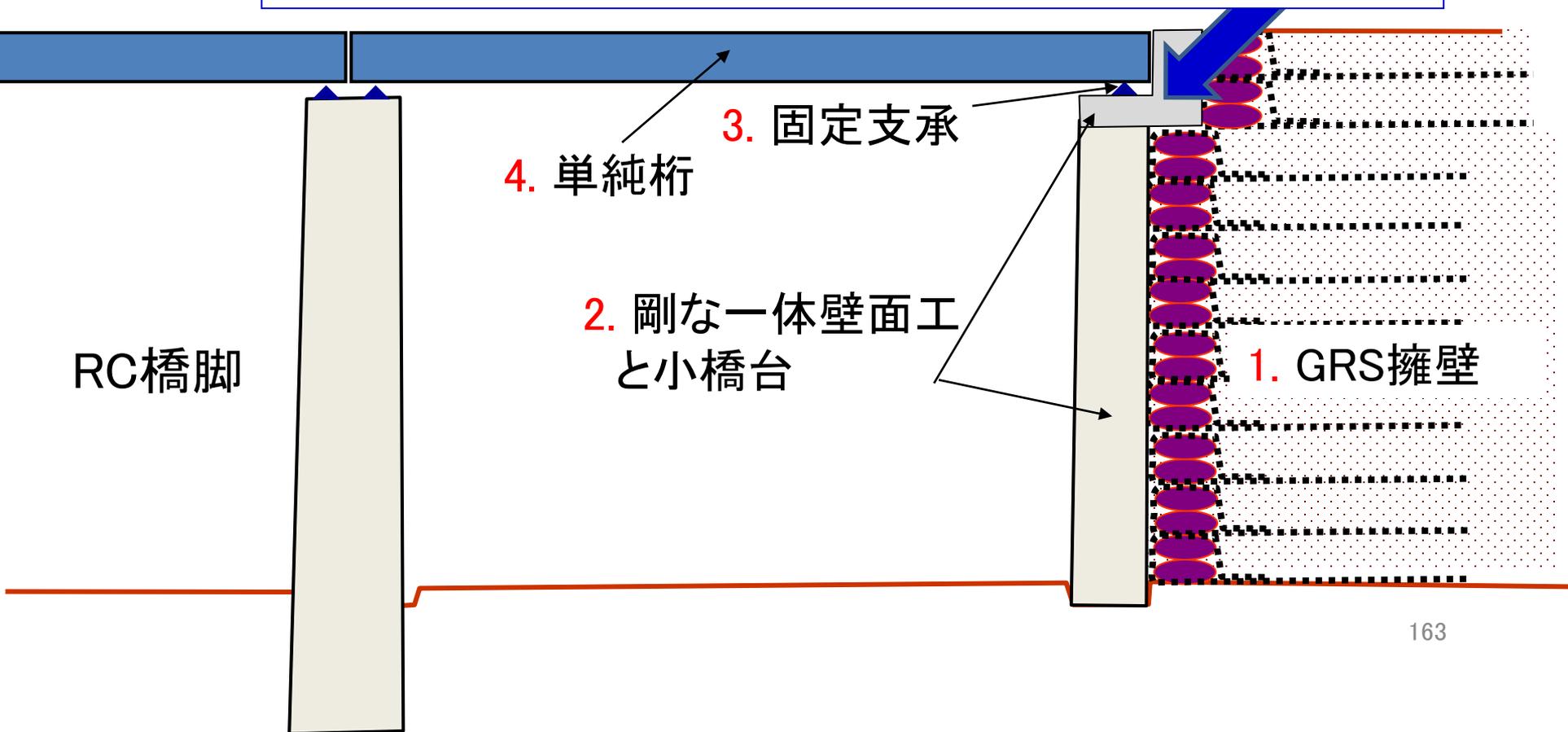


# GRS擁壁を活用したGRS橋台とGRS一体橋梁の開発経緯



# 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁から発展した 改良型GRS橋台(第二世代)

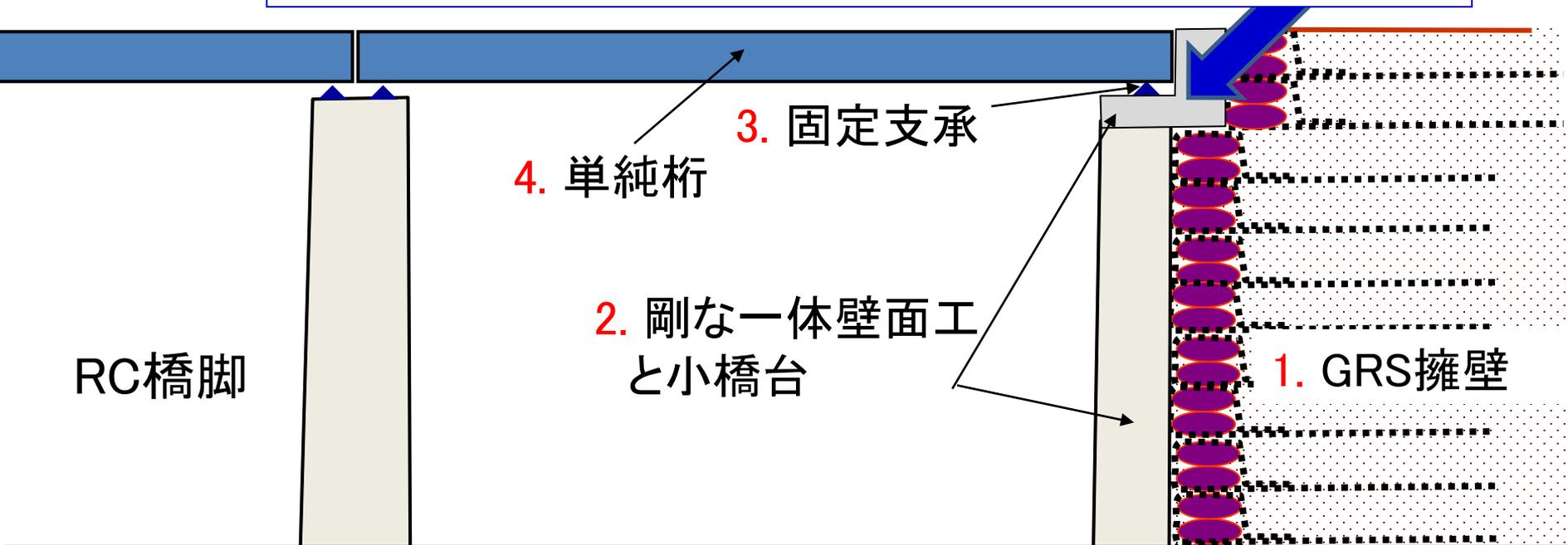
小橋台は、剛な一体壁面工との一体化によって安定



163

# 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁から発展した 改良型GRS橋台(第二世代)

小橋台は、剛な一体壁面工との一体化によって安定



従来形式の橋台よりも、①耐震性が高く、②建設コストも低く、③壁体裏の盛土の残留沈下はほぼゼロ⇒長期維持管理費が大幅に削減

また、従来形式と同様に静定構造物なので、

a) 支持地盤の残留変形は、限定的ならば許容できる(強固でない支持地盤でも、表層地盤改良/プレロード工法等によって対応可能)

b) 桁設計は従来通りの静定構造物としての単純桁の設計となり、容易

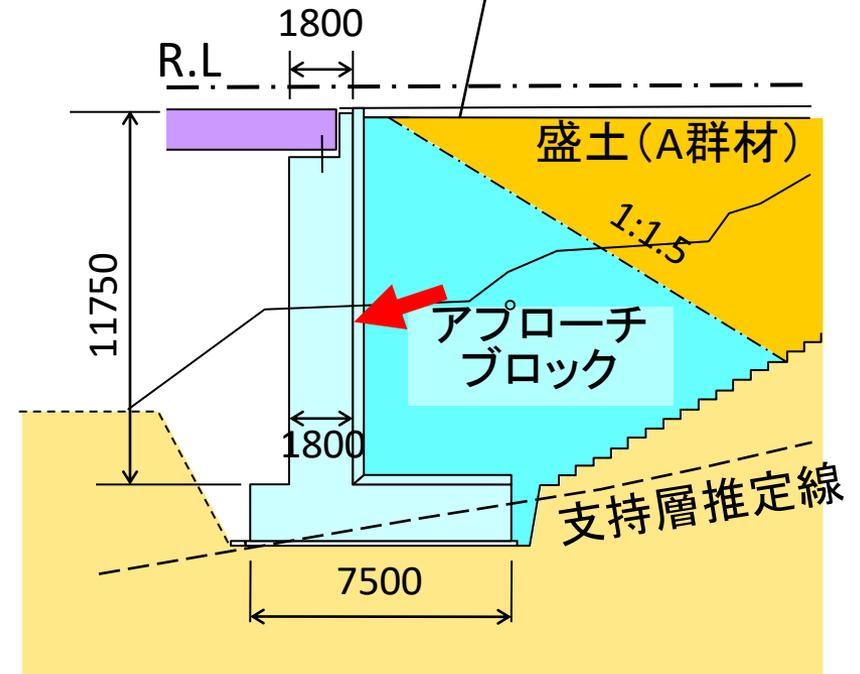
# 実現場での適用(2003, 九州新幹線鹿児島ルート)



# 従来橋台との比較(九州新幹線)

仮に、従来型橋台を設計すれば、

良く締固めた粒度調整砕石



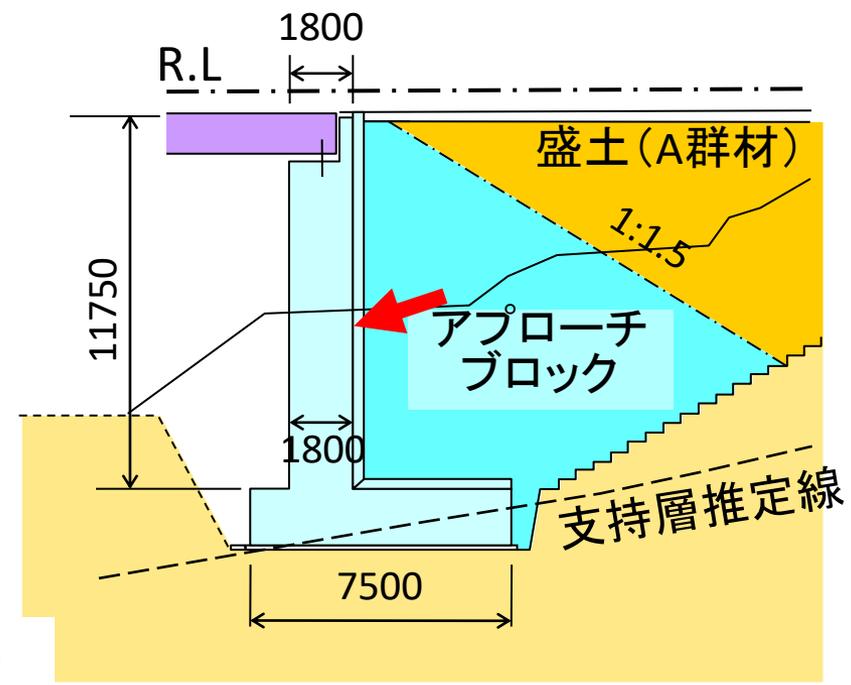
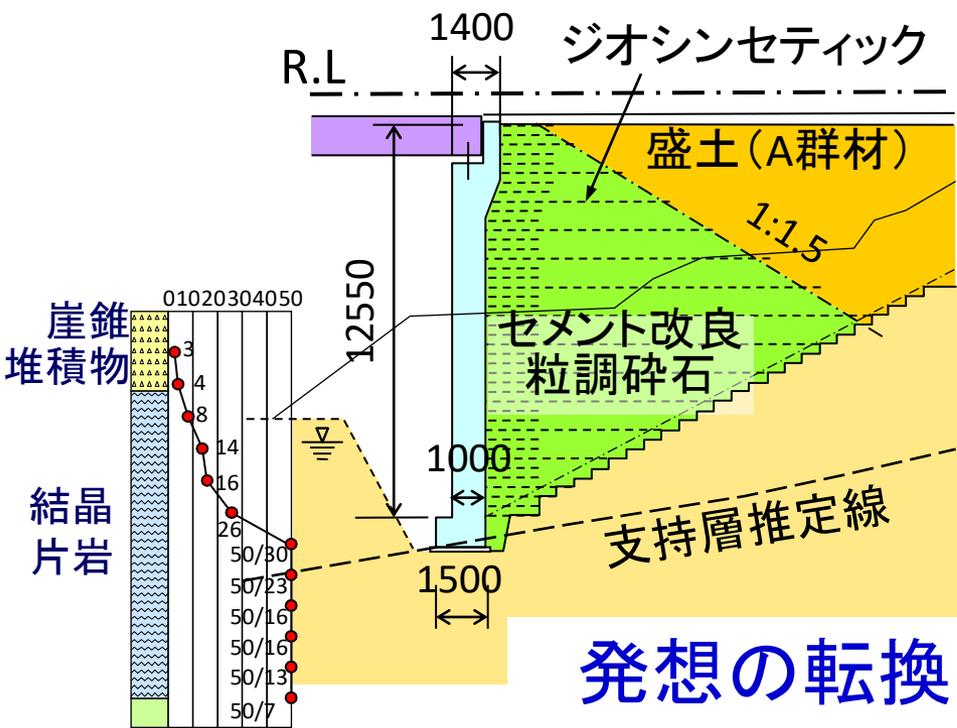
逆T式橋台(従来形式)

RC擁壁は、盛土を支える  
抗土圧構造物。

地震時に主働動土圧が作用する。

# 従来橋台との比較(九州新幹線)

- 従来型橋台に比べて断面がスリム, 大幅に工事費節減、  
しかも、安定性は大幅に向上、維持管理費は大幅に低減



## GRS橋台(新形式)

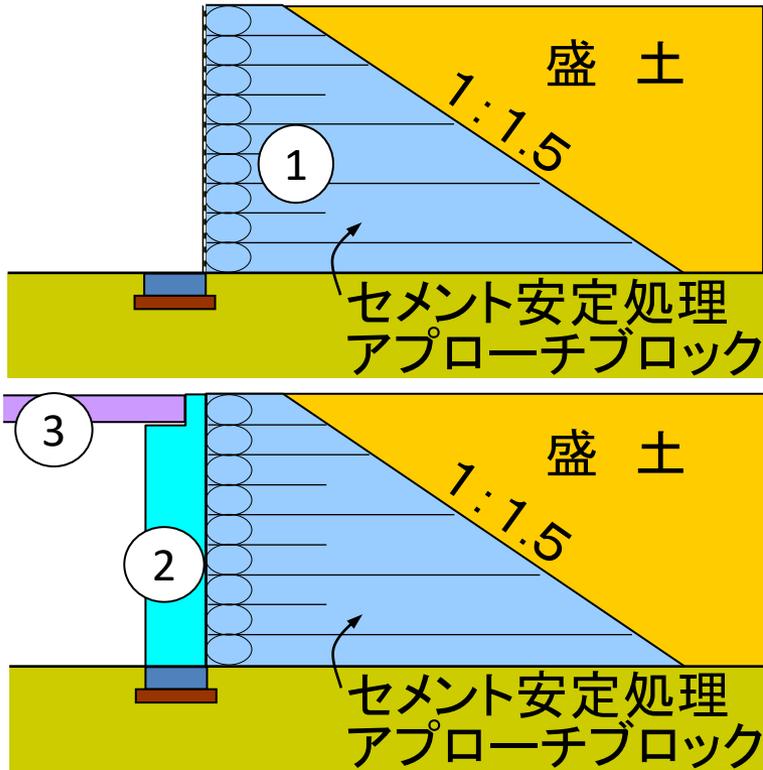
RC構造物は盛土を支えるが  
盛土もRC構造物を支える。  
地震時に主働動土圧は作用しない、  
受働動土圧が作用する。

## 逆T式橋台(従来形式)

RC擁壁は、盛土を支える  
抗土圧構造物。  
地震時に主働動土圧が作用する。

# 施工(九州新幹線)

## 段階施工



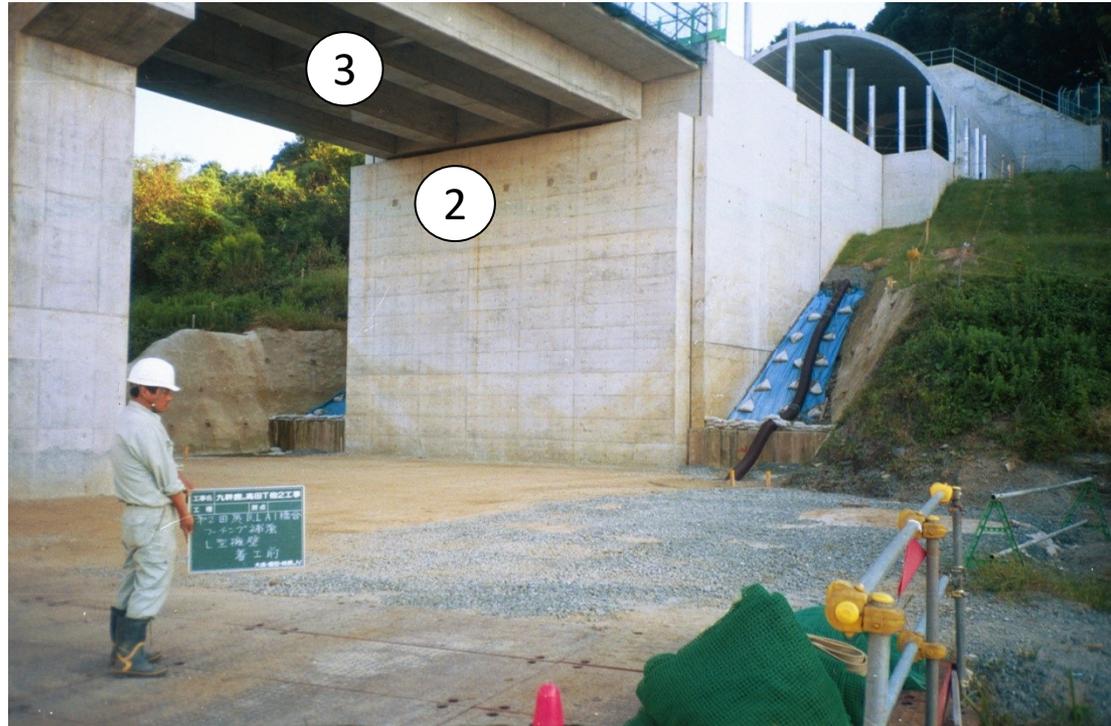
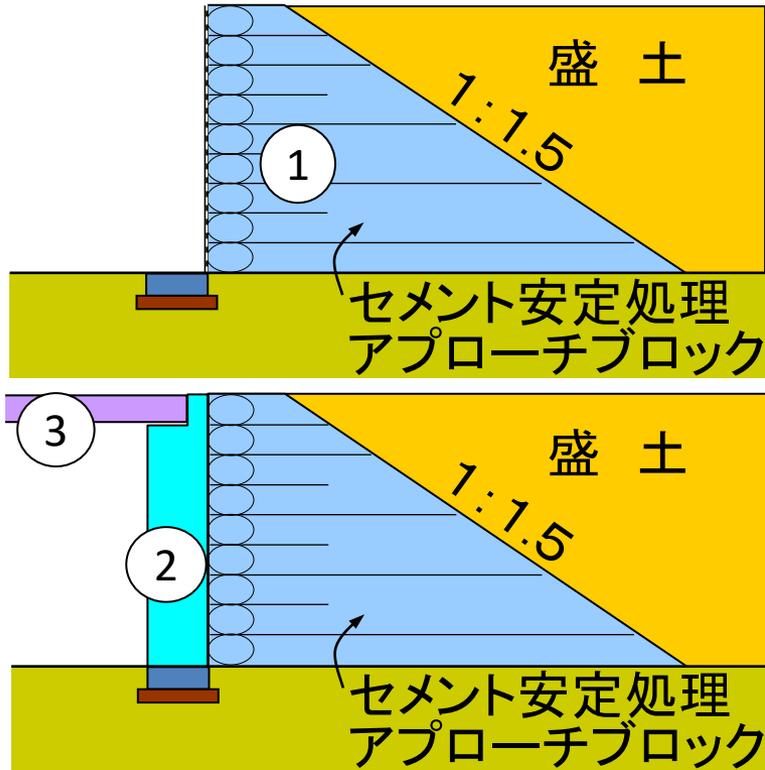
## 特徴

- 補強盛土建設後に壁面工を建設するため、支持地盤・盛土の沈下等によって生じる壁面工の変位と壁面工/盛土の相対沈下問題は回避



# 施工(九州新幹線)

## 段階施工



## 特徴

- 補強盛土建設後に壁面工を建設するため、支持地盤・盛土の沈下等によって生じる壁面工の変位と壁面工/盛土の相対沈下問題は回避

# 載荷試験, 2003年2月27日

連結

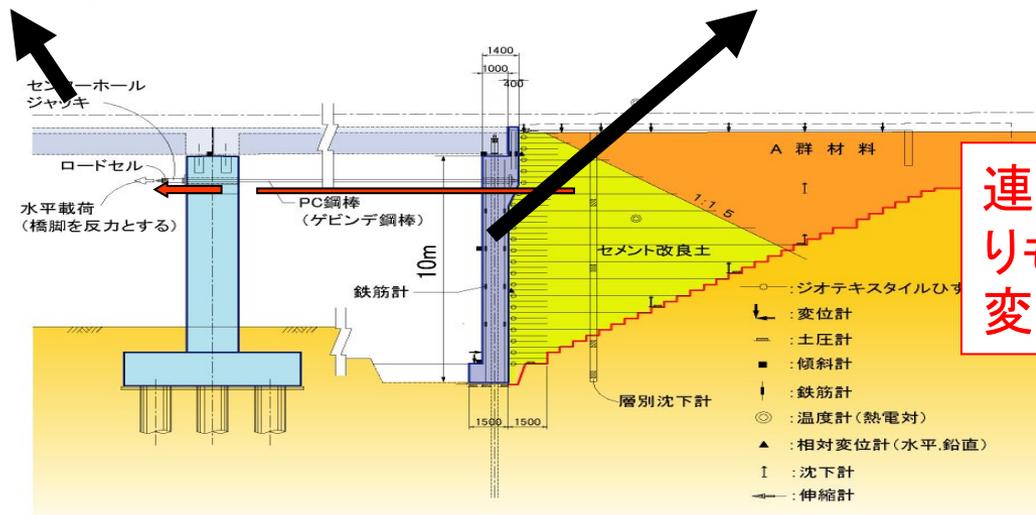
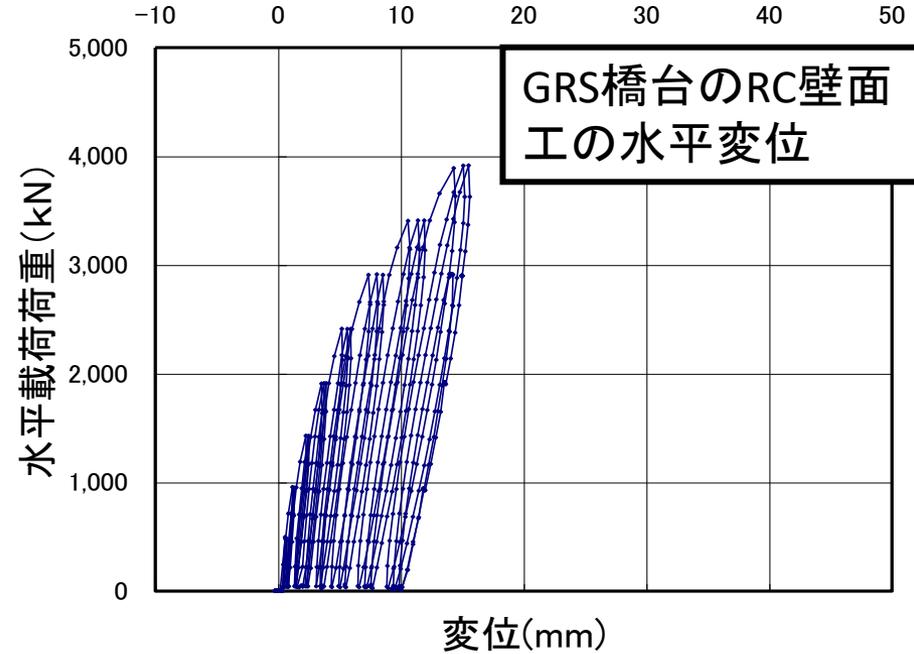
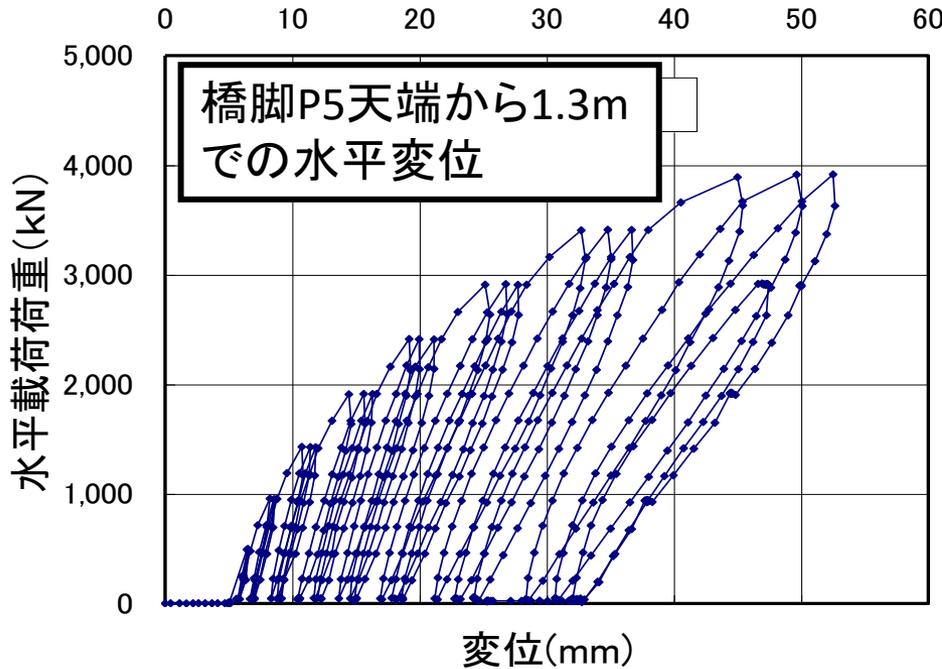
＜九州新幹線, 大牟田付近, 高田地区＞



GRS橋台は、抗土圧構造物ではなく、盛土が壁面工を支えている  
⇒地震時に、主働動土圧は作用しないが、桁・壁面工の水平慣性力によって壁面工は盛土から分離する虞がある。

→引張試験による主働状態における壁面工と盛土の一体性の確認

# 現場載荷試験(2003年2月)



連結した二つの橋脚よりも橋台の方が、水平変位は遥かに小さい

# 剛な一体壁面工を持つGRS橋台(第二世代)

九州新幹線鹿児島ルート高田  
(最初の施工例)



北海道新幹線  
木古内～新函館間(万太郎)

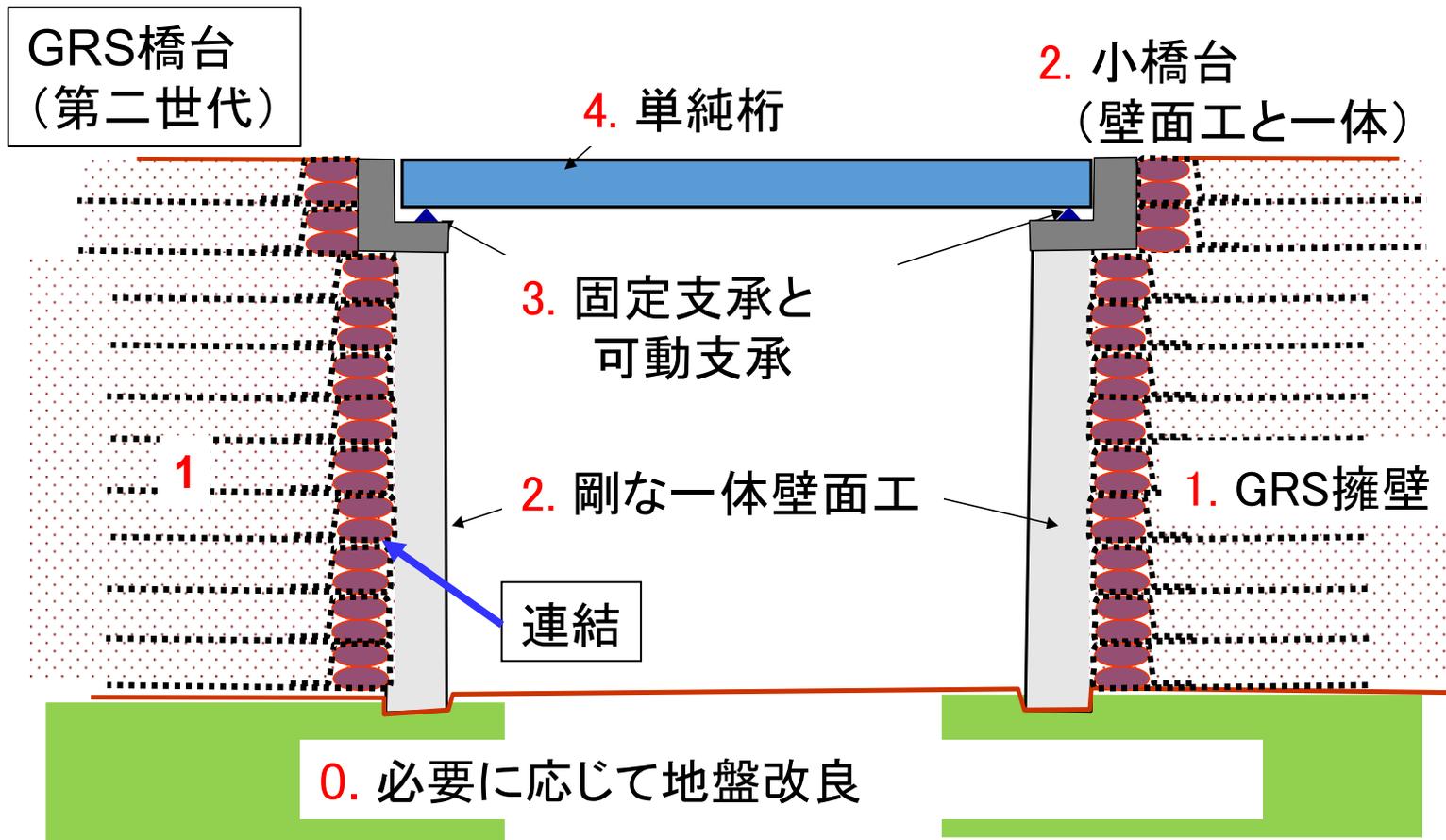


2022年までに、185あまり建設  
その内:

- ・33: 北海道新幹線、12(本州方) + 21(北海道方)
- ・79: 九州新幹線、1(高田) + 78(西九州ルート)
- ・49: 北陸新幹線、28(長野・金沢間) + 21(金沢・敦賀間)

# 一対の剛一体壁面工を持つGRS橋台(第二世代)で支承を介して単純桁を支持した橋梁

従来の単純桁橋梁よりも、耐震性が高く、低建設コストで、長期維持管理コストが低減 ⇒ 多くの適用例



九州新幹線西九州ルート、第一本明トンネル出口  
一対のGRS橋台に支持された単純桁, 2022年10月28日龍岡撮影



GRS橋台

GRS橋台



# 一対の剛一体壁面工を持つGRS橋台(第二世代)で支承を介して単純桁を支持した橋梁

従来の単純桁橋梁よりも、耐震性が高く、低建設コストで、長期維持管理コストが低減 ⇒ 幾つか適用例

しかし、支承の設置・維持管理費、可動支承部の桁の耐震性が課題  
⇒ これらの問題を解消できるGRS一体橋梁の開発

GRS橋台  
(第二世代)

2. 小橋台(壁面工と一体)

4. 単純桁

3. 固定支承と可動支承

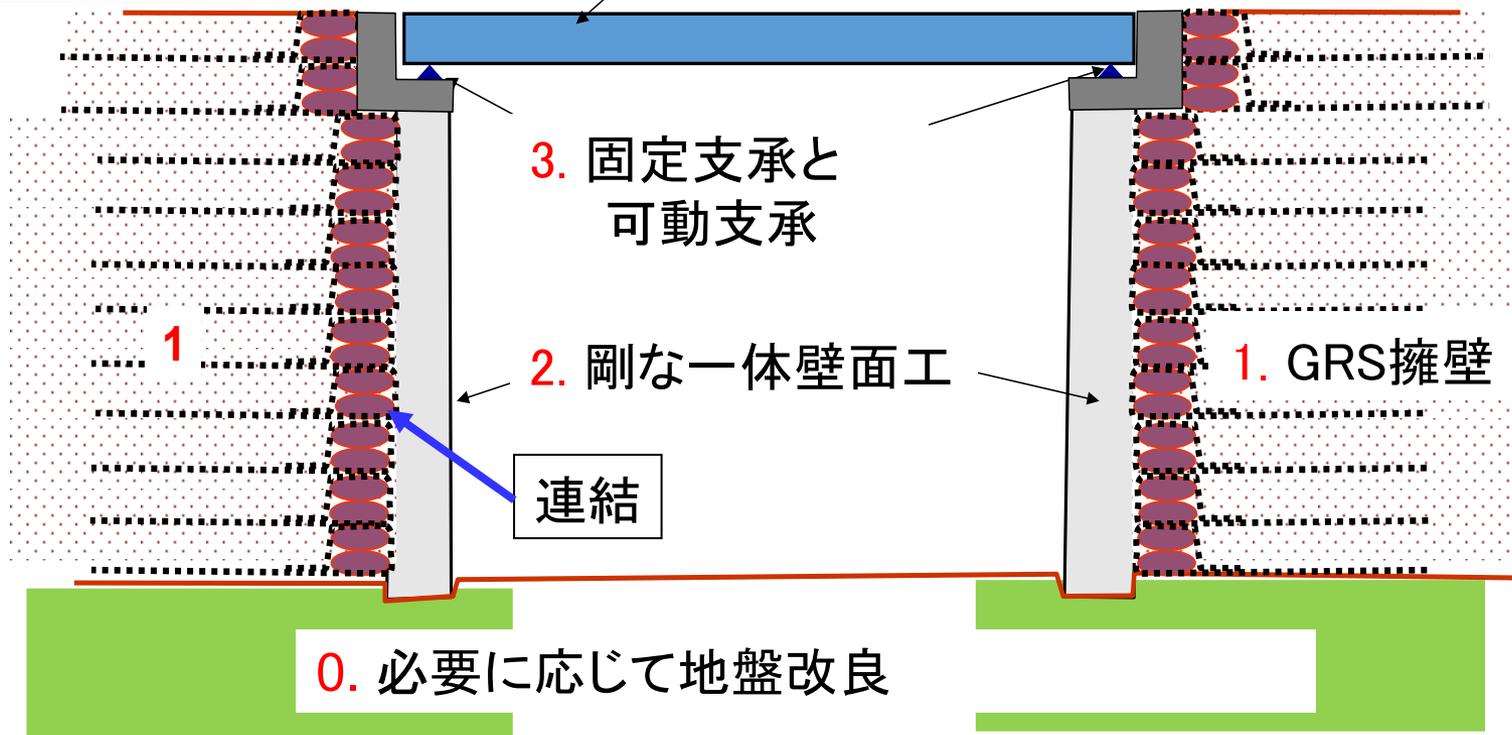
1

2. 剛な一体壁面工

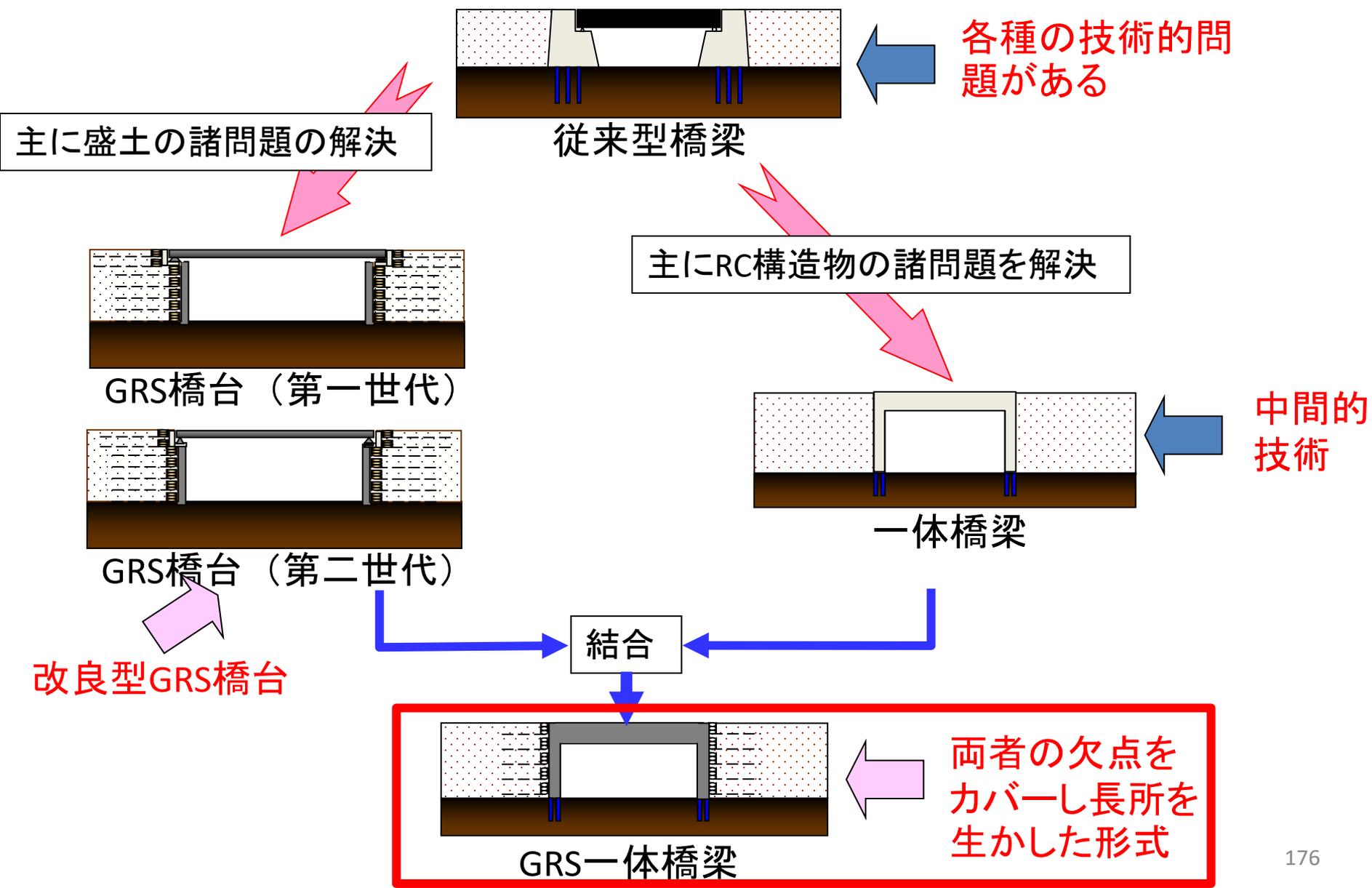
1. GRS擁壁

連結

0. 必要に応じて地盤改良

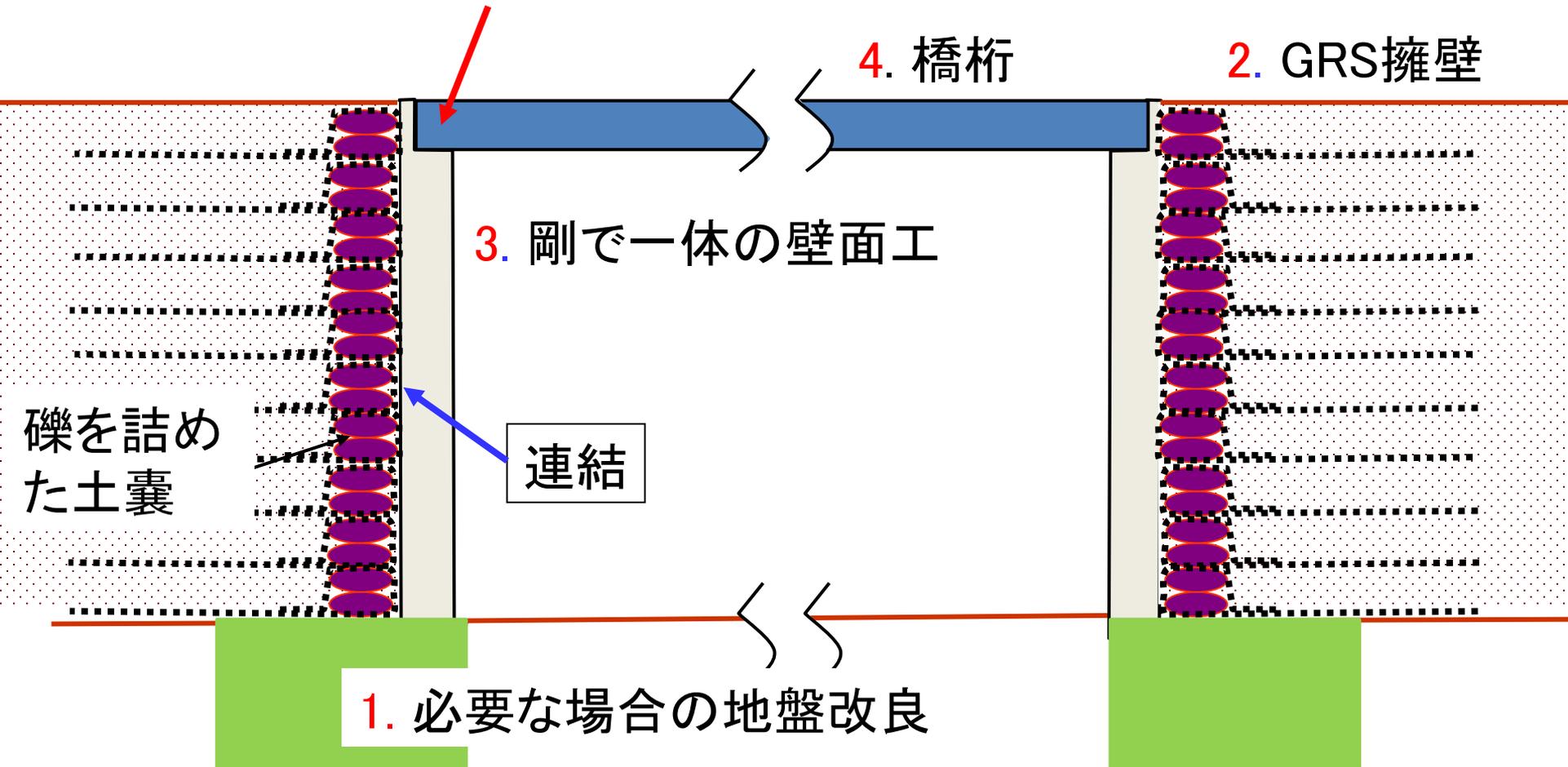


# GRS擁壁を活用したGRS橋台とGRS一体橋梁の開発経緯



# GRS一体橋梁（数字は施工順序）

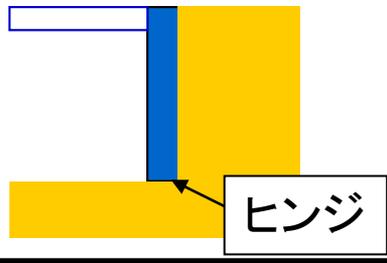
5. 支承無で構造一体化 ⇒ 桁の温度収縮・膨張によって壁面工に繰返し水平変位 ⇒ その悪影響は、GRS一体橋梁では解決される（以下説明）



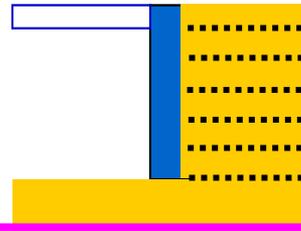
# 小型模型実験によるGRS一体橋梁の性能の検討

1. 壁面工の水平繰り返し載荷実験
2. 振動台実験

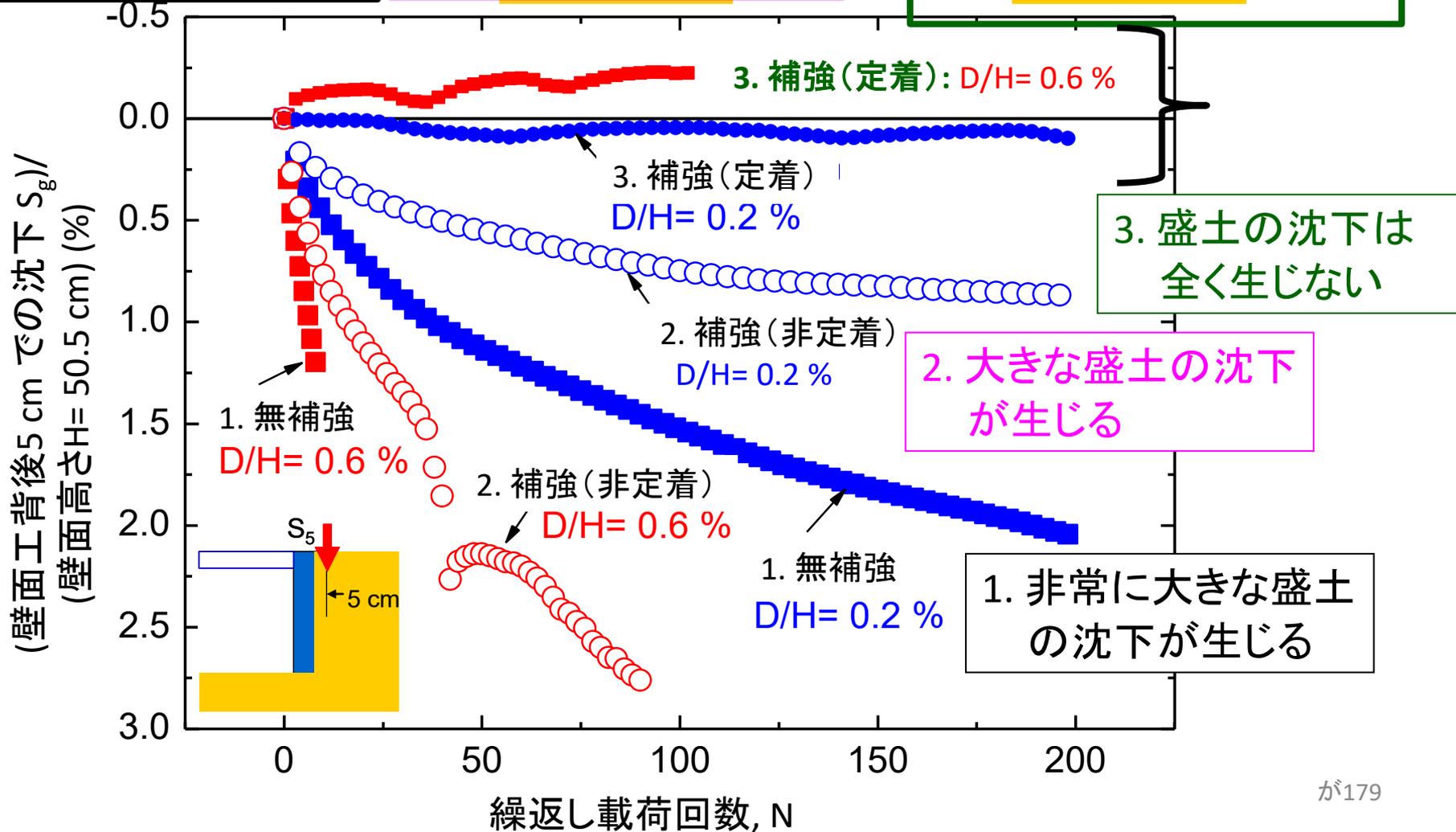
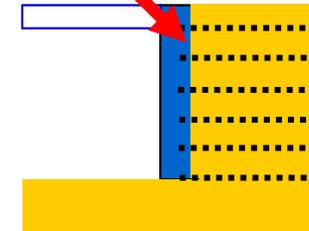
1. 無補強盛土



2. 補強盛土(補強材は壁面工背面に**非定着**)



3. 補強盛土(補強材は壁面工背面に**定着**)



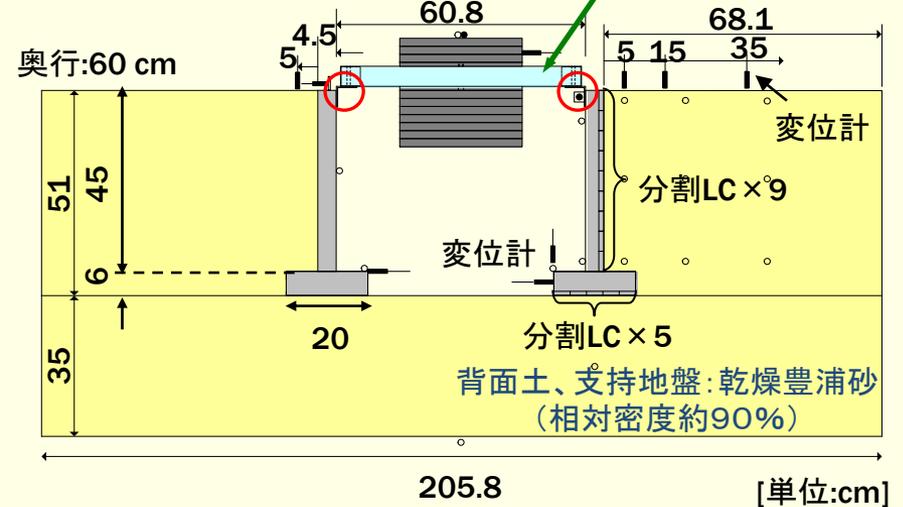
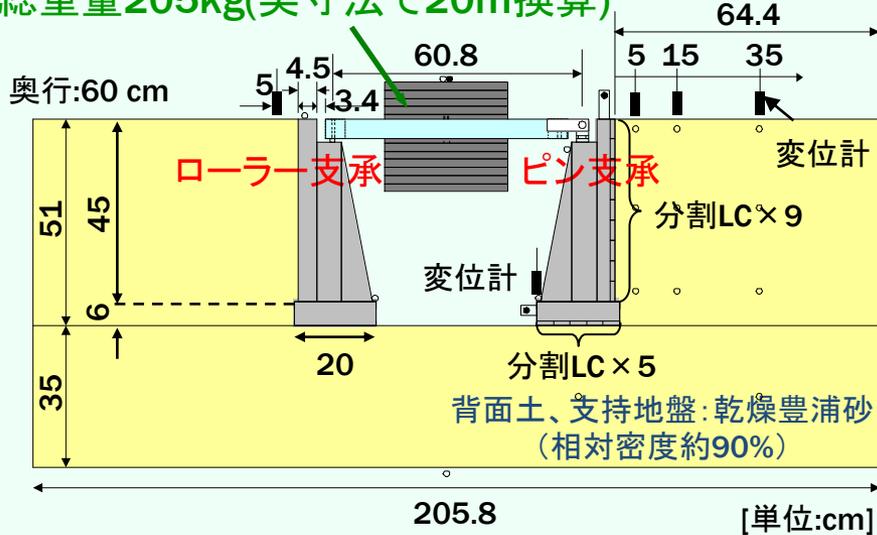
# 振動台実験①

## 重力式橋台橋梁

## 一体橋梁

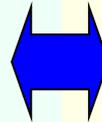
総重量205kg(実寸法で20m換算)

総重量205kg(実寸法で20m換算)



○ 支承部

ローラー支承とピン支承



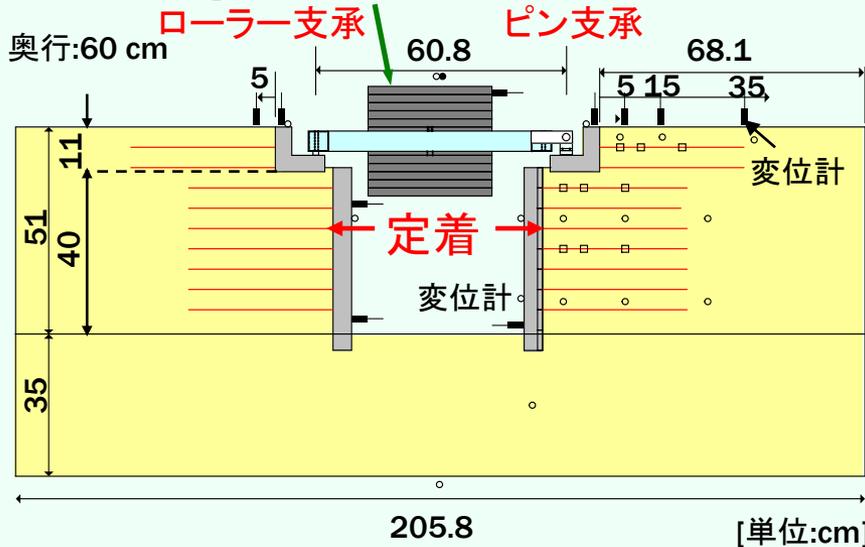
厚さ3 mmのL型金具

模型実験 : 縮尺比 $\lambda=1/10$   
重力場

# 振動台実験②

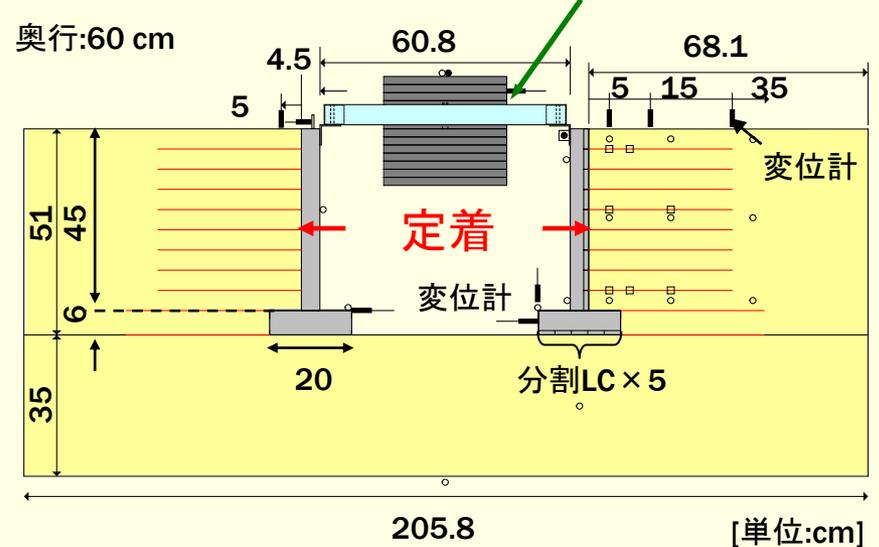
## 小橋台を持つGRS擁壁橋梁

総重量205kg(実寸法で20m換算)



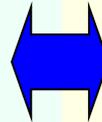
## GRS一体橋梁

総重量205kg(実寸法で20m換算)



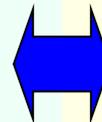
○ 支承部

ローラー支承とピン支承



○ 補強材

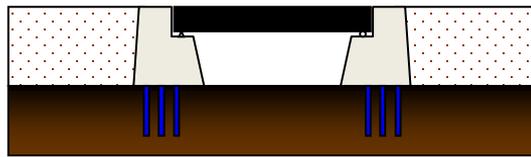
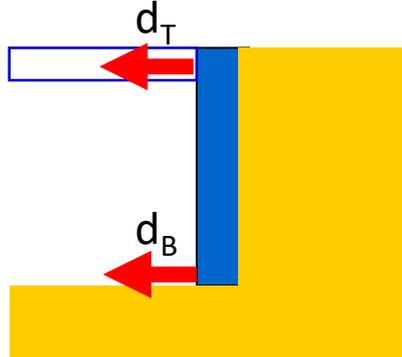
小橋台部に2層、擁壁部に7層の合計9層



厚さ3 mmのL型金具

基礎部に2層、擁壁部に8層の合計10層

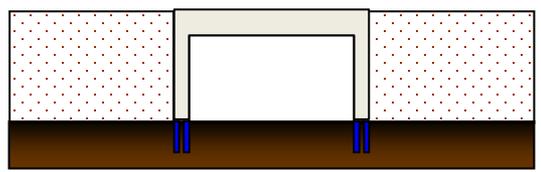
# 残留水平変位



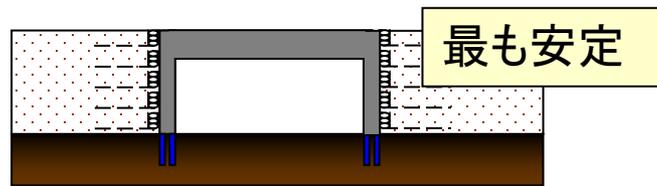
重力式橋台橋梁



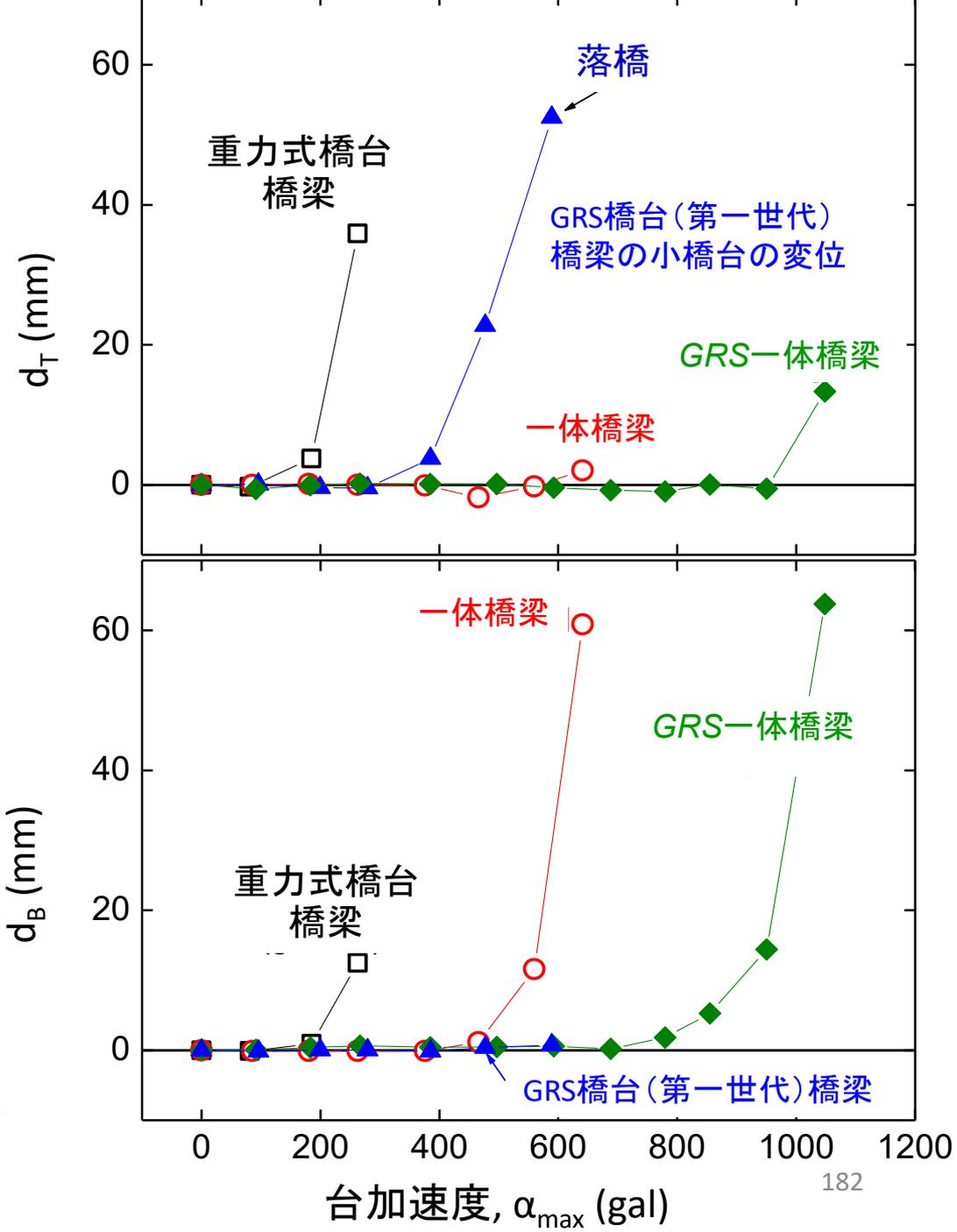
GRS橋台(第一世代)橋梁



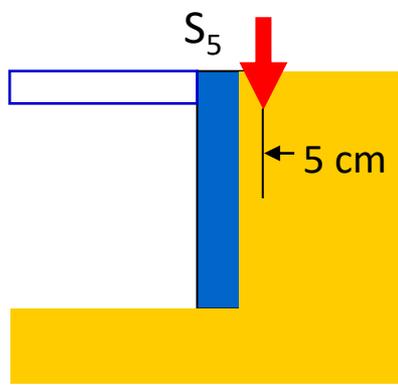
一体橋梁



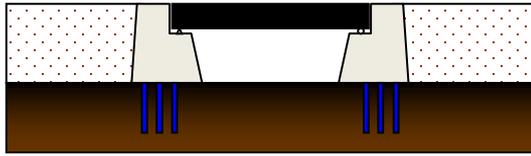
GRS一体橋梁



# 盛土の 残留沈下



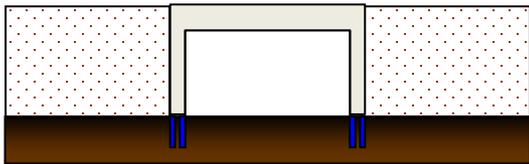
GRS一体橋梁では、盛土残留沈下はゼロ  
⇒鉄道・道路の橋台として、重要な特長



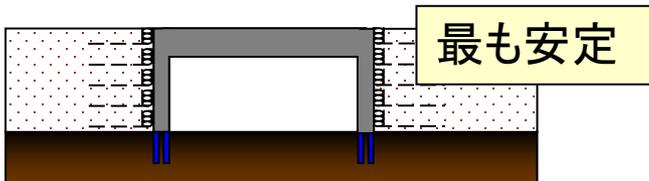
重力式橋台橋梁



GRS橋台(第一世代)橋梁

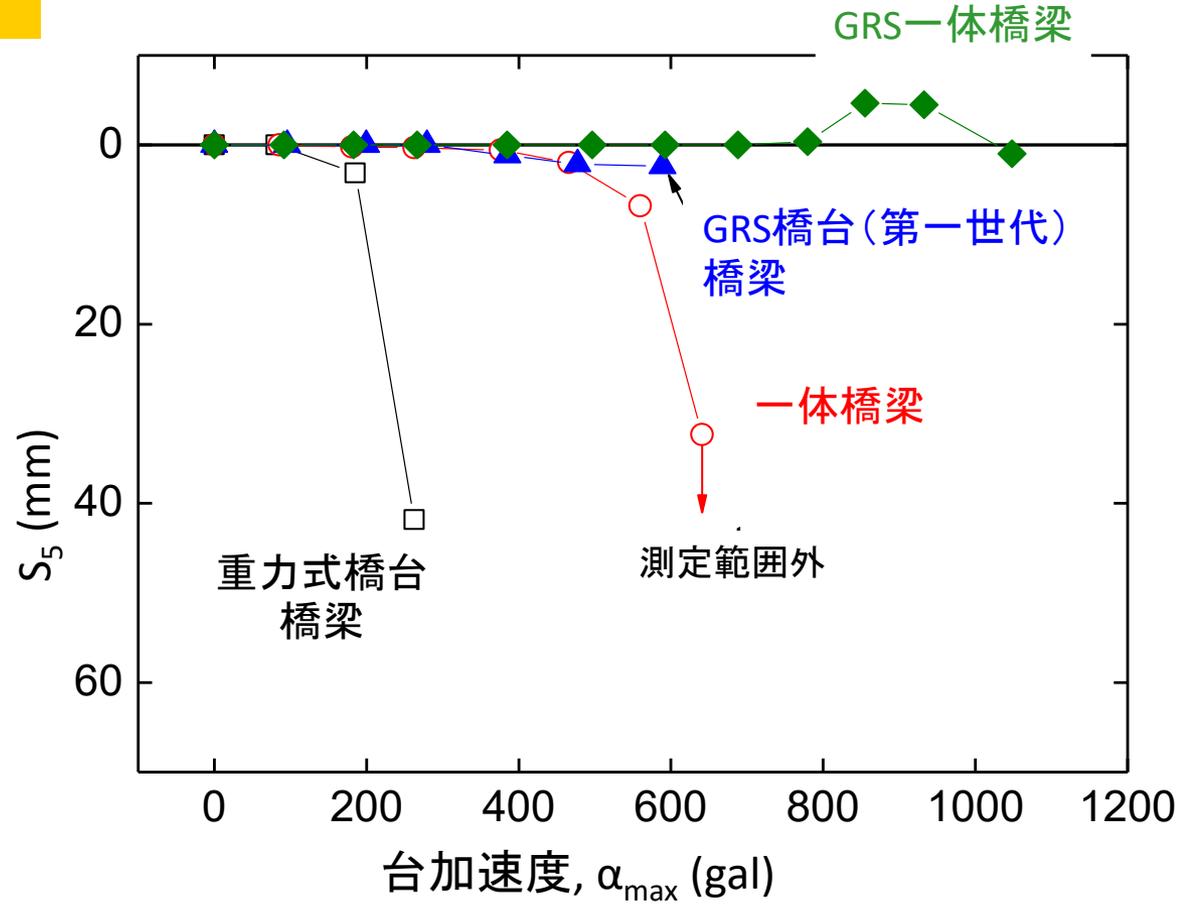


一体橋梁



最も安定

GRS一体橋梁



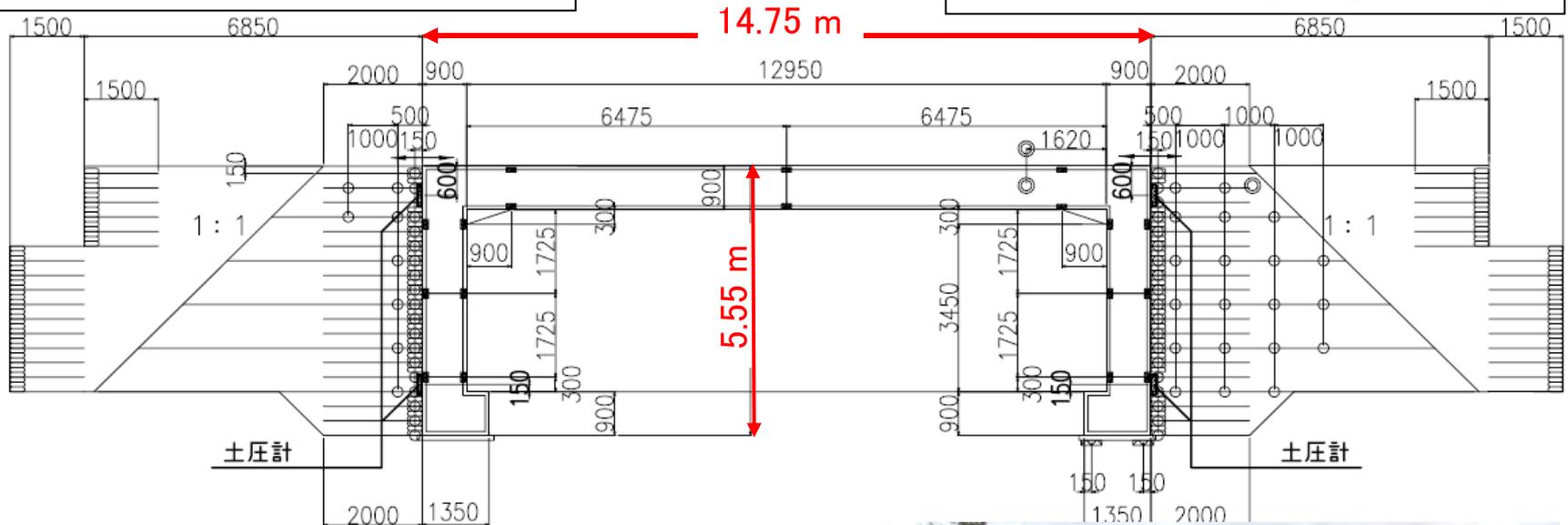
# RRR-GRS一体橋梁実物大模型 (Koda et al., 2013)

## 鉄道総合技術研究所に2009年2月完成

アプローチブロック:  
セメント改良粒度調整碎石  
(新幹線等鉄道で採用)

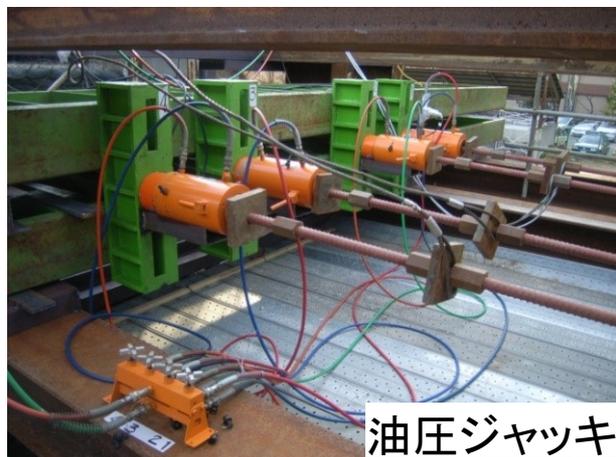
両者の挙動に  
差がない

アプローチブロック:  
粒度調整碎石(道路では、  
この形式で十分と思われる)



# 実大模型の載荷試験(2012年1月) (Koda et al., 2013)

- 1) 気温の季節変動による桁の繰返し変形を再現した水平繰返し載荷
- 2) 固有振動特性を測定した起振実験
- 3) レベル2設計地震動荷重を模した大荷重での水平繰返し載荷



- 凡 例
- 営業路線
  - 整備計画路線 (建設中)
  - 整備計画路線 (申請中)

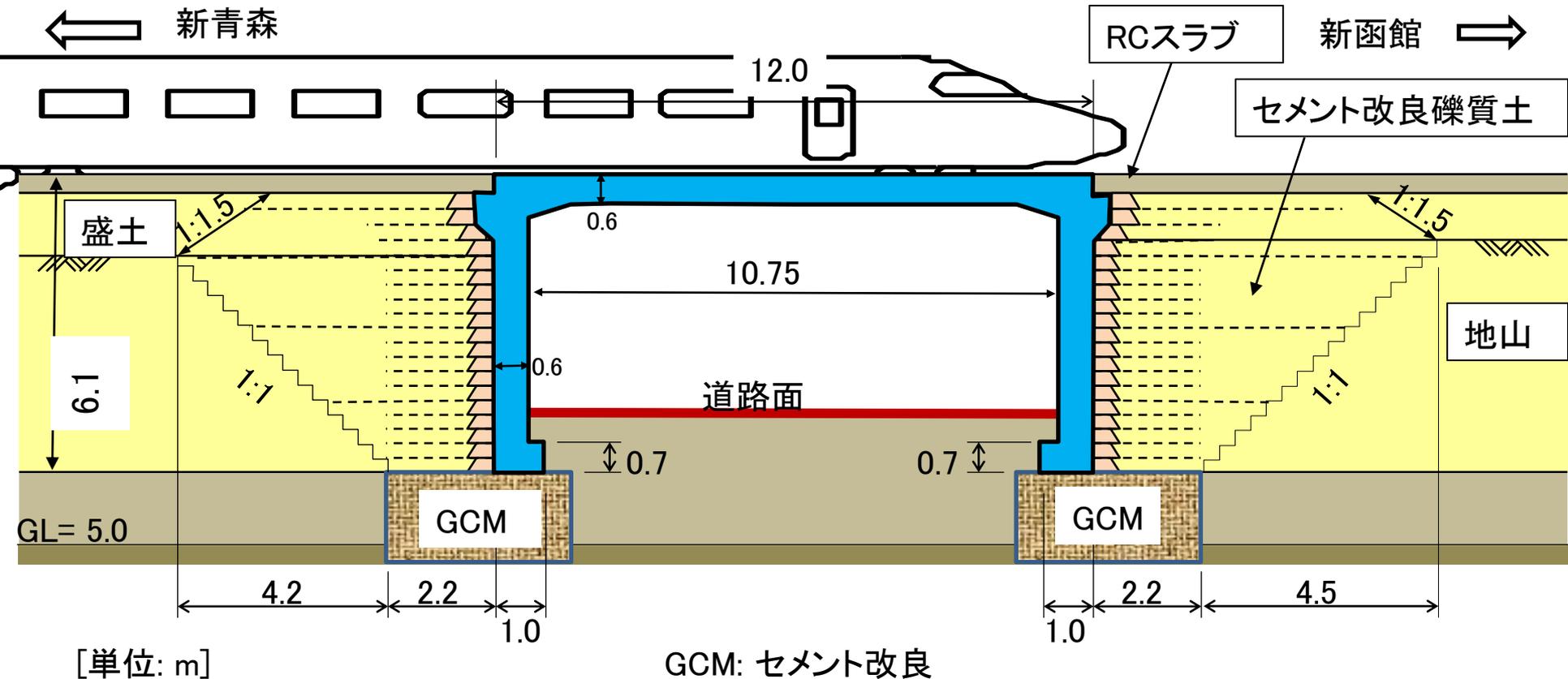


北海道新幹線、木古内  
GRS一体橋梁  
2011～2012建設



# 新幹線新青森～新函館間木古内、GRS一体橋梁(幅11.7 m):

■ 桁は比較的短いが、長い歴史の第一歩



建設費： 従来形式の橋台・橋梁の1/2程度

# 新幹線新青森～新函館間木古内、GRS一体橋梁(幅11.7 m): ■桁は比較的短いが、長い歴史の第一歩



(2011年10月14日、龍岡撮影)



(2012年7月31日、龍岡撮影)

# 2011年東日本大震災

巨大津波により膨大な数・規模で橋梁・盛土形式の防潮堤が崩壊：

340を超える橋梁で、津波で桁あるいは取付け盛土、あるいは両方が流失



上流側か見たJR東日本気仙沼線本吉駅陸前小泉駅間の津谷川橋梁（橋げた流失、橋脚損壊：津波は高架橋の桁を越流：龍岡撮影）

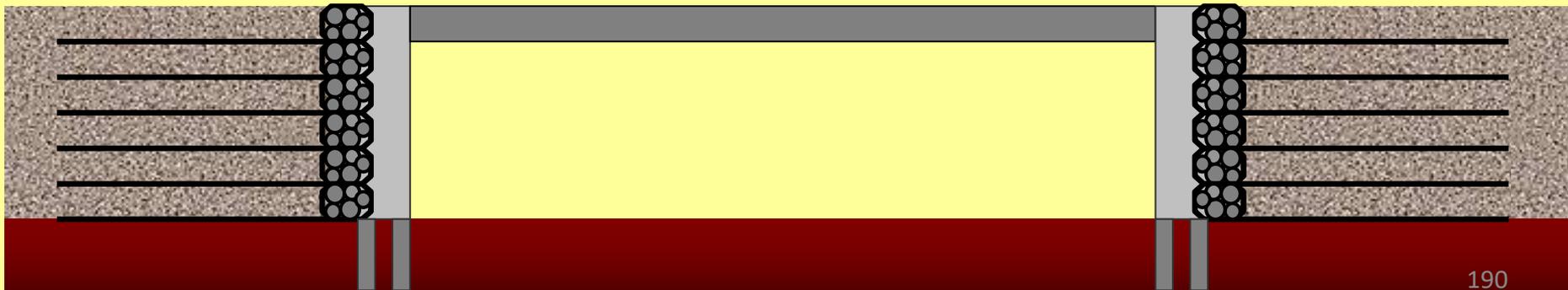
沓（支承）と取り付け盛土は、耐震上の弱点であるばかりでなく、津波に対しても弱点 → GRS一体橋梁の提案

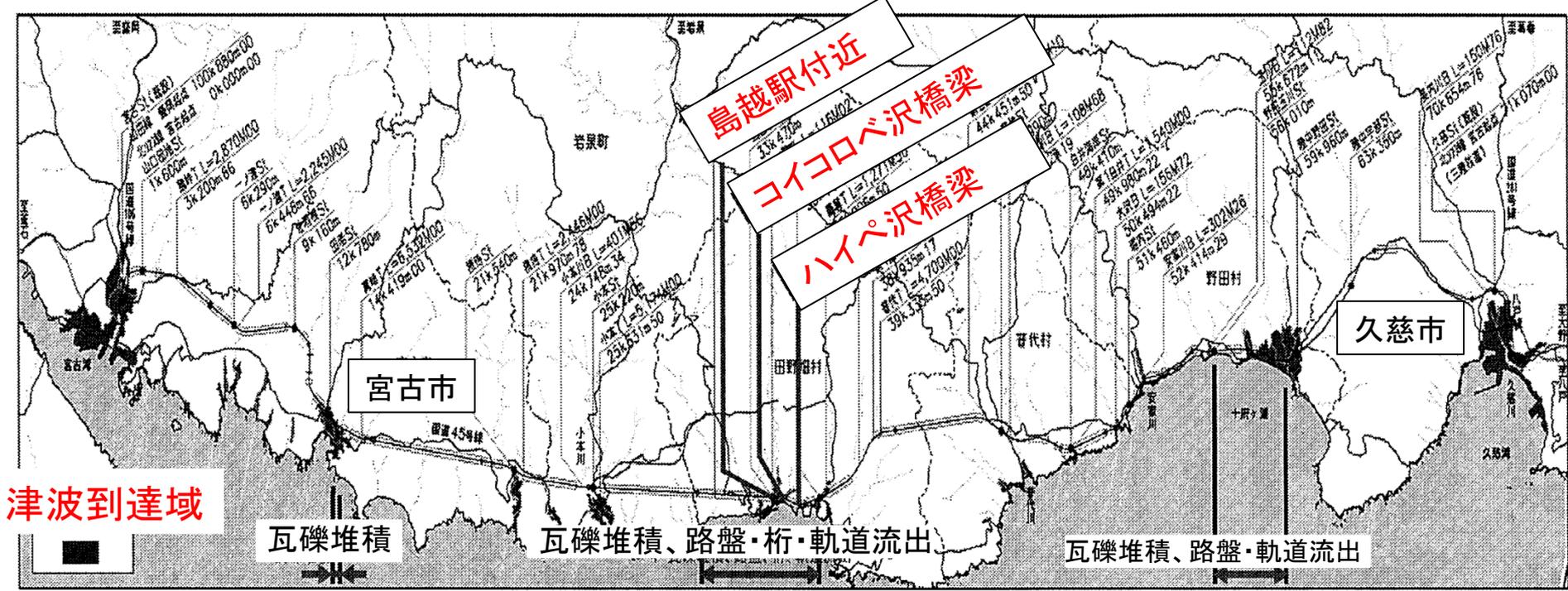


龍岡撮影

ジオシンセティック補強盛土

桁・壁面工・盛土： 一体構造





三陸鉄道 北リアス線 被災内容 (土木学会誌2012年5月号に加筆)

三陸鉄道北リアス線:  
この震災より40年前、津波を  
考慮して建設

- ・それでも、軌道はこの三か所  
は最も低く、海岸に最も近く、  
防潮堤は無かった
- ・最も激しい津波被害

三陸鉄道岩手県  
島越一田野畑間ハイペ沢橋梁



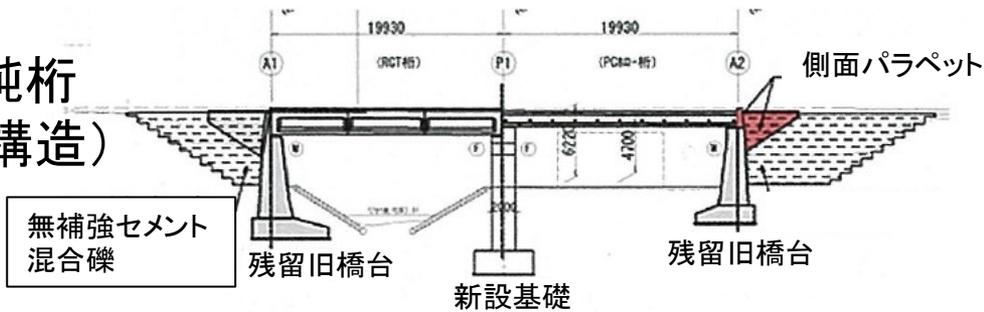
# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間コイコロベ沢橋梁 補強土一体橋梁での復旧(2012～2014年度建設)



# コイコロベ橋梁の三つの復旧案

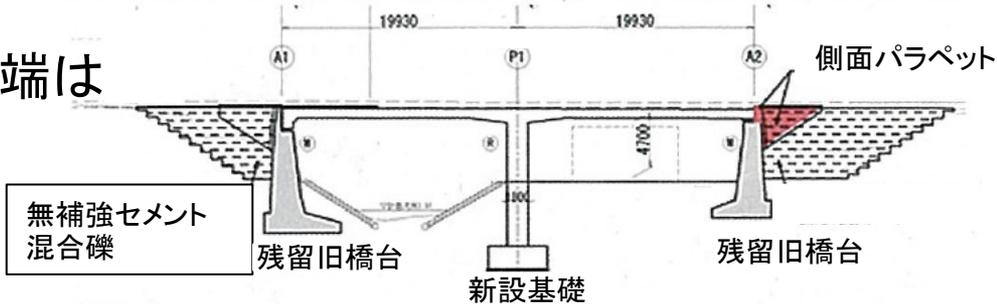
**建設コスト**    **維持管理コスト**    **耐震性**    **耐津波性**

2スパン単純桁  
(被災前の構造)



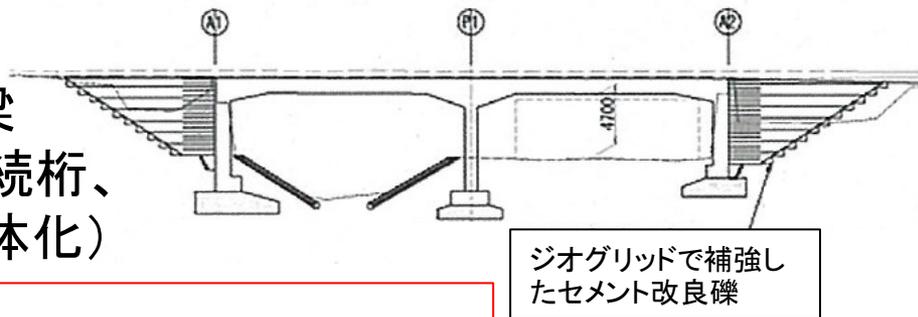
高    高    低    低

連続桁(両端は  
支承支持)



高    高    中間    低

GRS一体橋梁  
(支承無の連続桁、  
両縦壁と一体化)



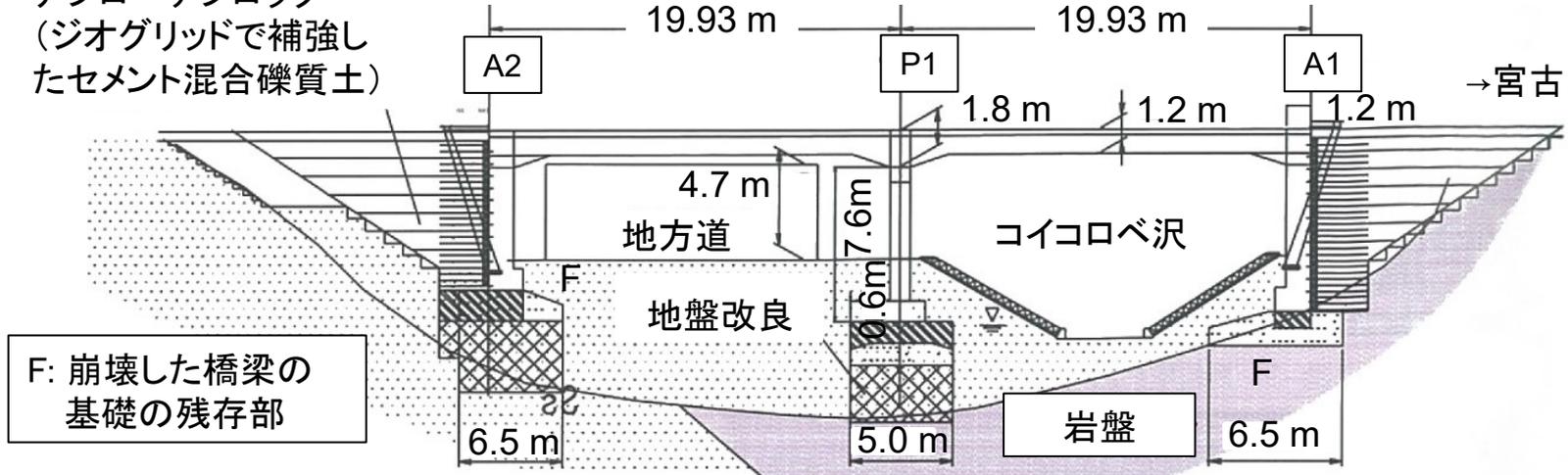
低    低    高    高

採用:

最も性能が高く、C/Pが良い

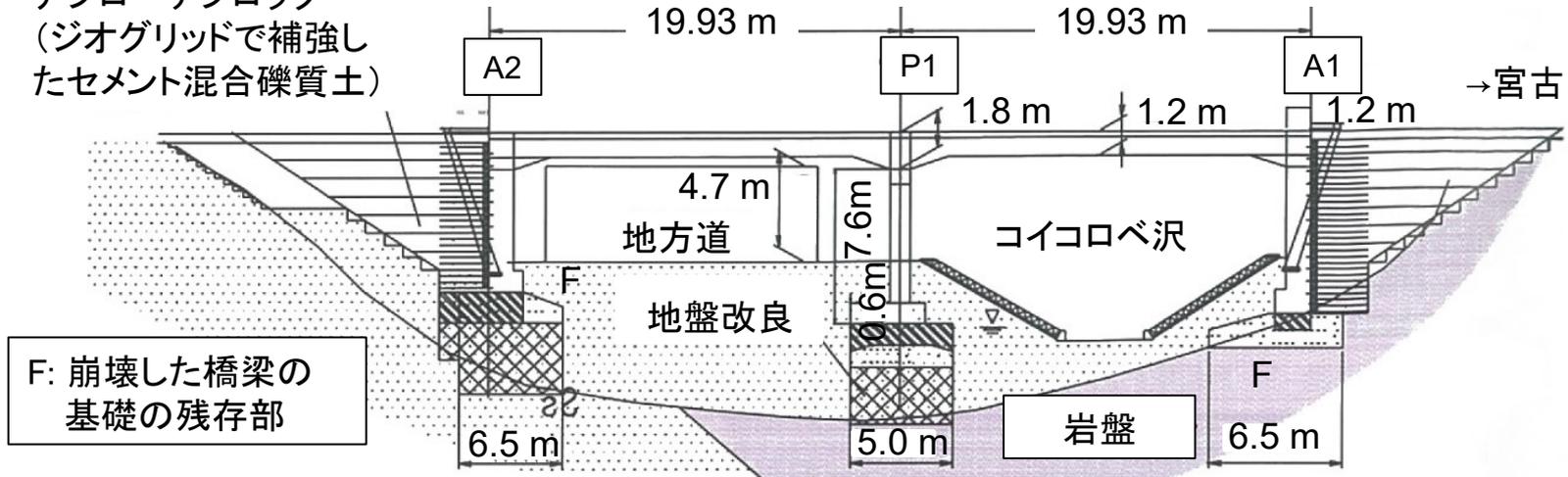
# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間コイコロベ沢桥梁 補強土一体桥梁での復旧(2012～2014年度建設)

アプローチブロック  
(ジオグリッドで補強し  
たセメント混合礫質土)



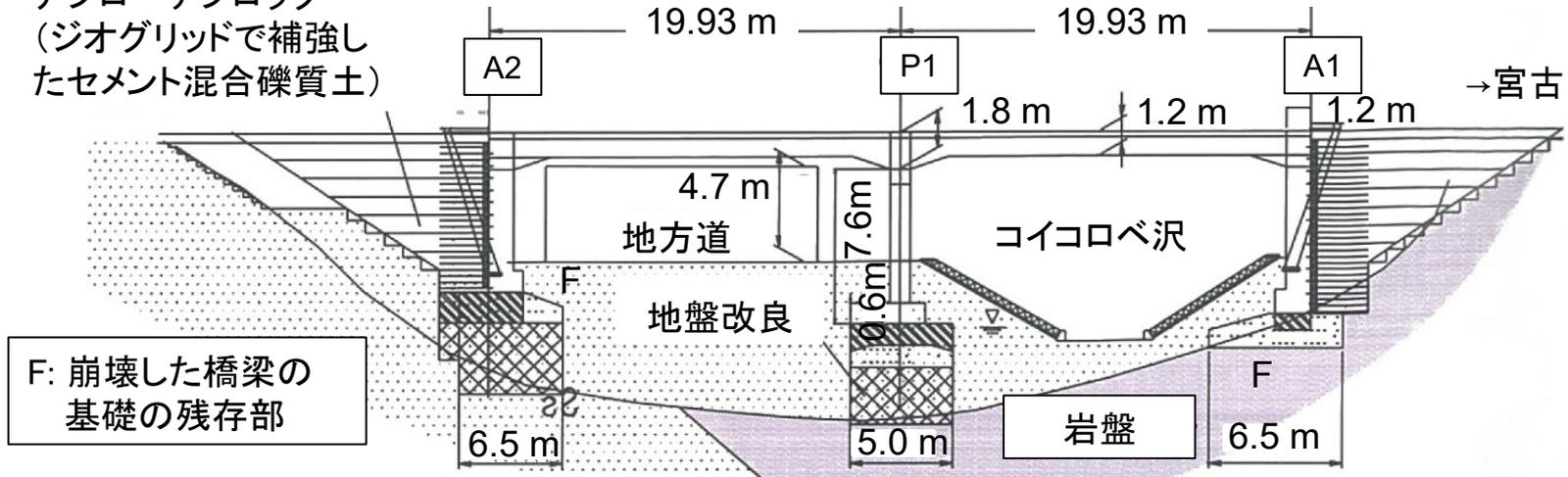
# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間コイコロベ沢桥梁 補強土一体桥梁での復旧(2012～2014年度建設)

アプローチブロック  
(ジオグリッドで補強し  
たセメント混合礫質土)



# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間コイコロベ沢桥梁 補強土一体桥梁での復旧(2012～2014年度建設)

アプローチブロック  
(ジオグリッドで補強し  
たセメント混合礫質土)

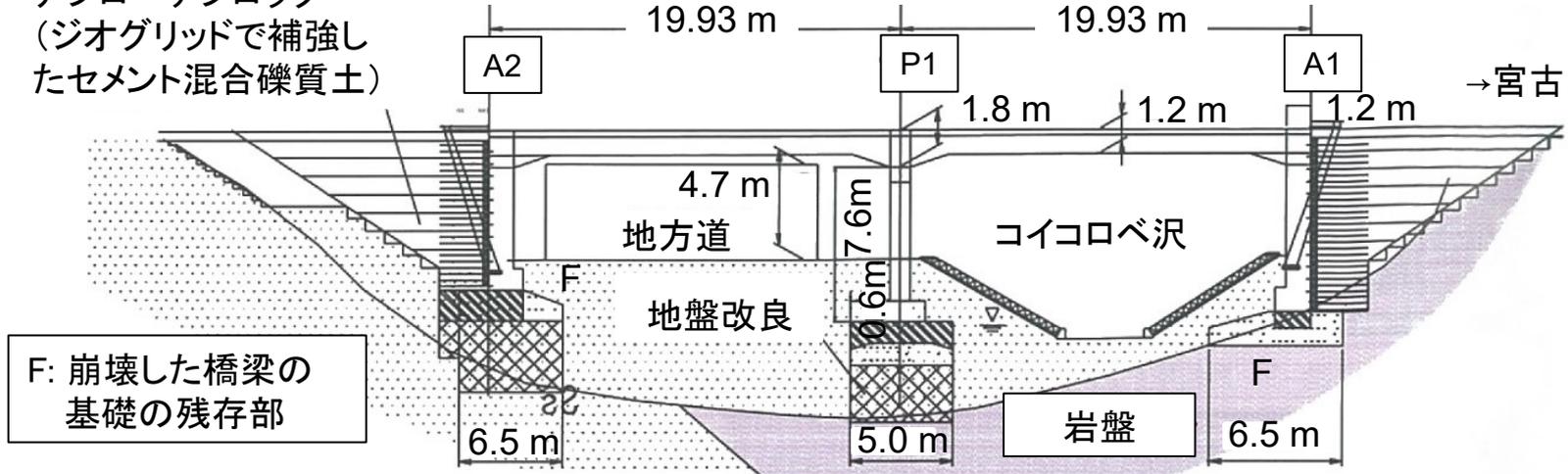


龍岡撮影

2013年11月3日 196

# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間コイコロベ沢桥梁 補強土一体桥梁での復旧(2012～2014年度建設)

アプローチブロック  
(ジオグリッドで補強し  
たセメント混合礫質土)



2014年4月6日

三陸鉄道

地方道

ハイペ沢

2011年3月30日

太平洋



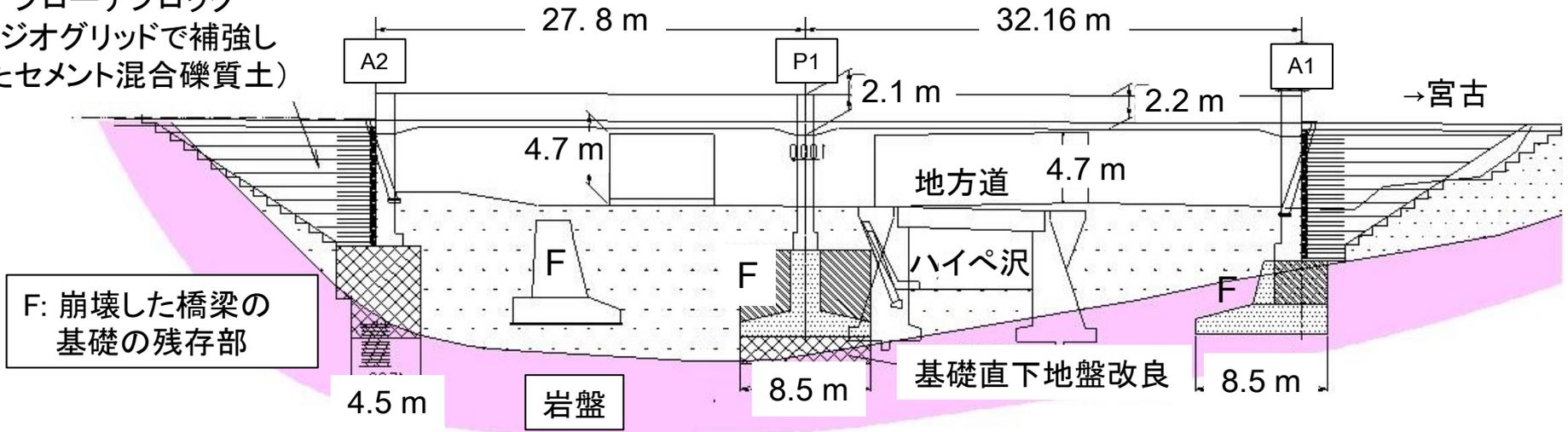
2014年5月19日



龍岡撮影

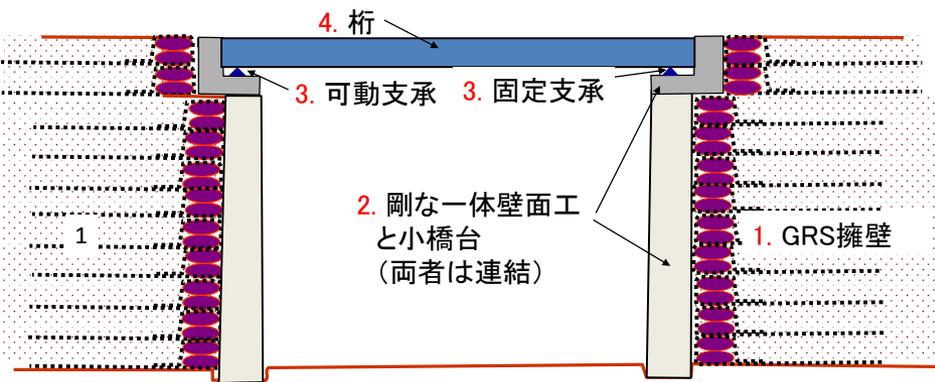
# 三陸鉄道岩手県島越一田野畑間ハイペ沢橋梁 補強土一体橋梁での復旧(2012～2014年度建設)

アプローチブロック  
(ジオグリッドで補強し  
たセメント混合礫質土)



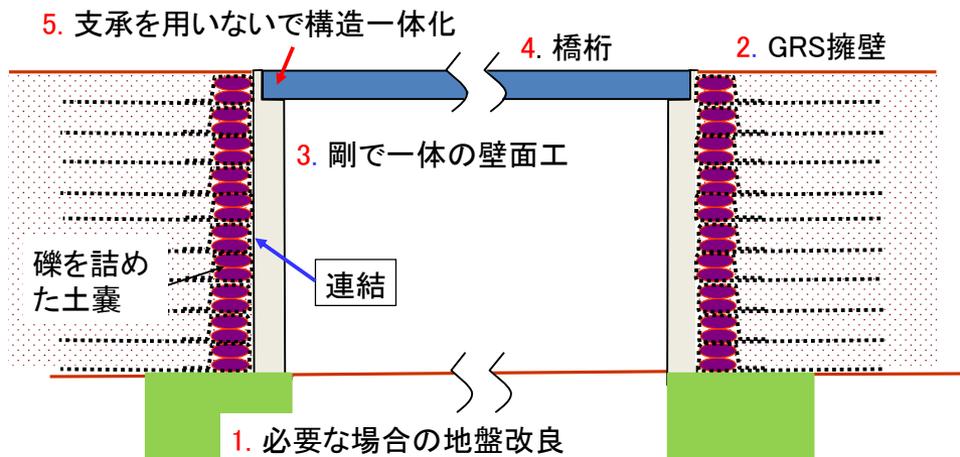
# GRS橋台＋単純桁 or GRS一体橋梁？

① 一对のGRS橋台で単純桁を支持した橋梁 (数字は施工順序)



169

② GRS一体橋梁 (数字は施工順序)



**静定構造物** ⇒ 壁面工の長期・地震時の沈下等の変位は一定程度許容 ⇒ 通常の単純桁橋梁と同等の設計・施工

**不静定構造物** ⇒ 桁・壁面工連結後の壁面工の長期・地震時の沈下等の変位の許容値は限定的 ⇒ 設計・施工がやや高度

● 支持地盤が岩盤、良く締まった礫質土層の場合には、②が適切

● ②の採用には支持地盤の残留変形対策が必要な場合は：

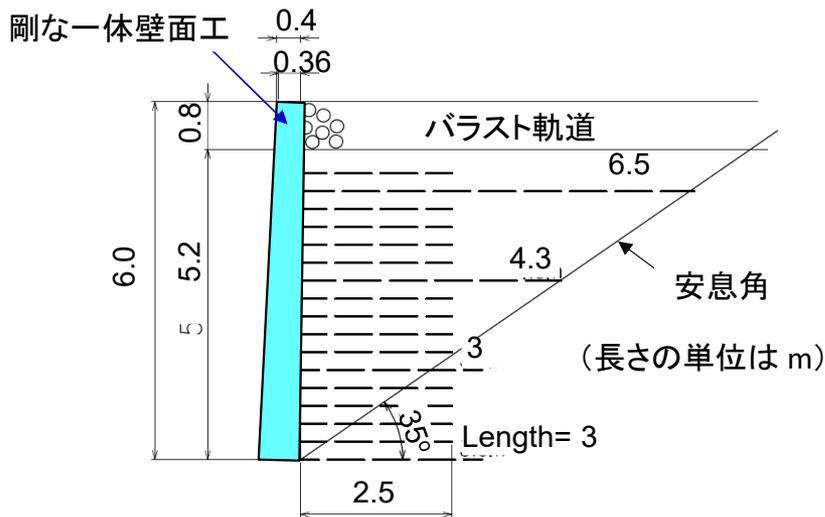
a) 地盤改良 and/or b) 桁・壁面工連結前に取り付け盛土のプレロード載荷

⇒ これらの対策でも対処できない場合は、①が適切

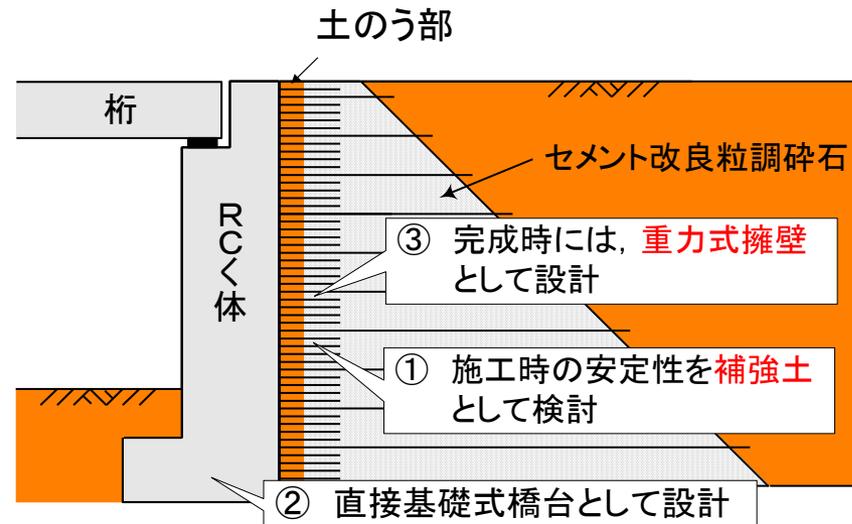
● 海外での建設等で、設計・施工を単純化したい場合も、①が適切

# GRS擁壁とGRS橋台/GRS一体橋梁で、補強材の基本配置形態が異なる理由

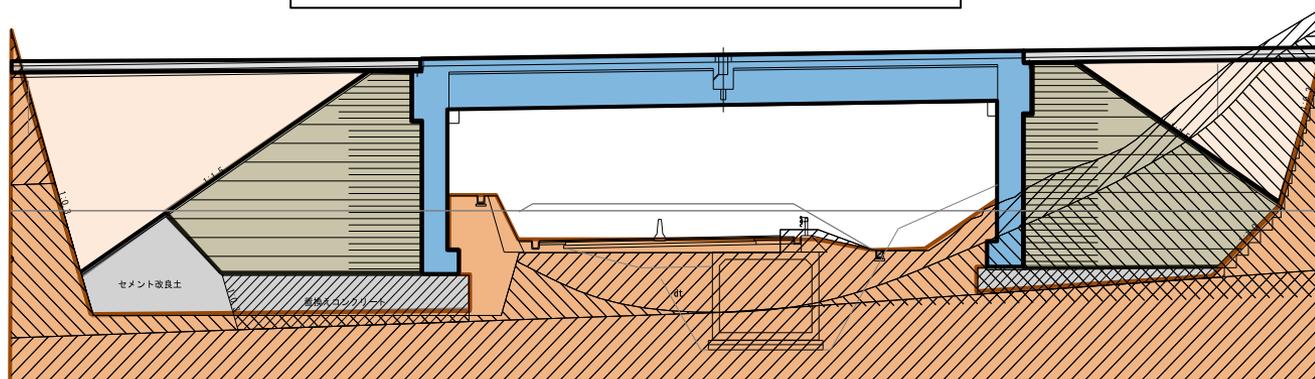
## GRS擁壁: 上部ほど長い



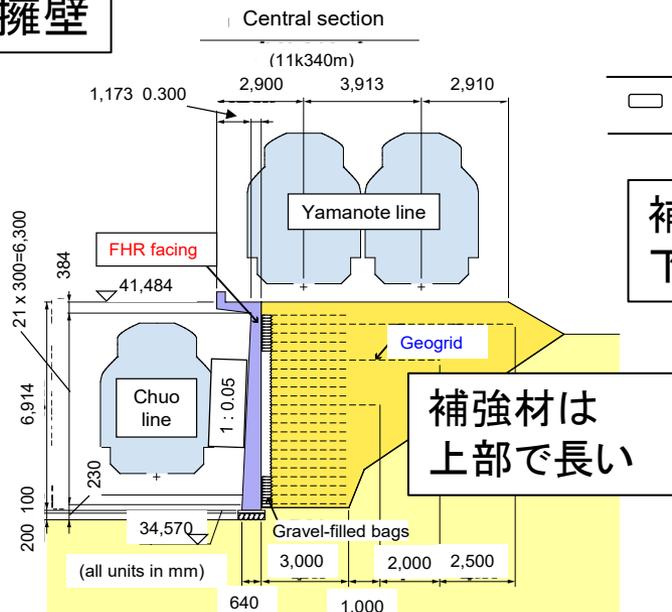
## GRS橋台: 下部ほど長い



## GRS一体橋梁: 下部ほど長い

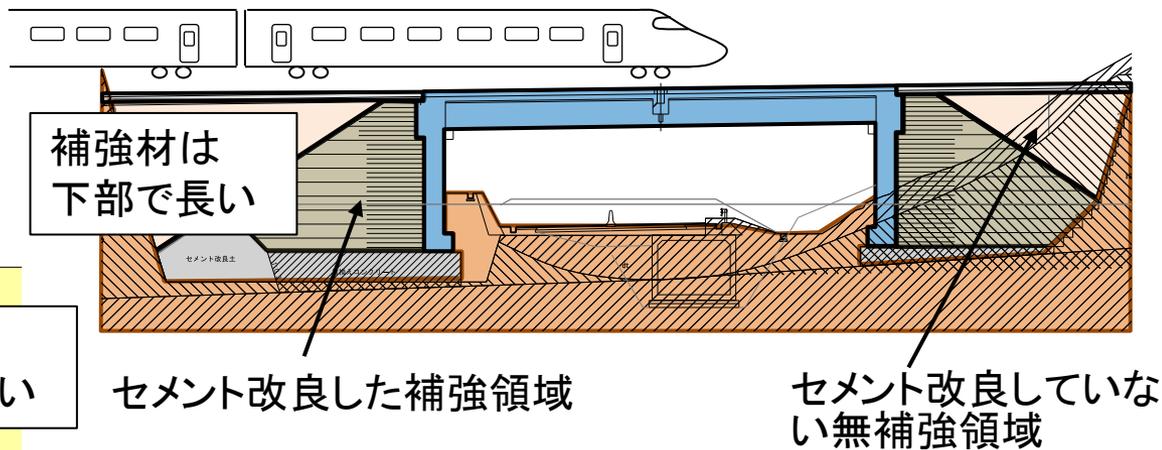


# GRS擁壁



- 既設斜面に建設する場合に、掘削を縮減するため。基本補強材層は短い、長尺補強材と剛な一体壁面工によって、高い安定性を確保。
- 鉄道軌道・道路面の直下の路盤部は、長尺補強材で安定化。
- 短い基本補強材を密に配置した領域とその背後の領域の間で若干の剛性・残留沈下に不連続性が生じる。しかし、鉄道・道路は壁面に平行なので、その影響は無視できる。

# GRS橋台、およびGRS一体橋梁(下図)



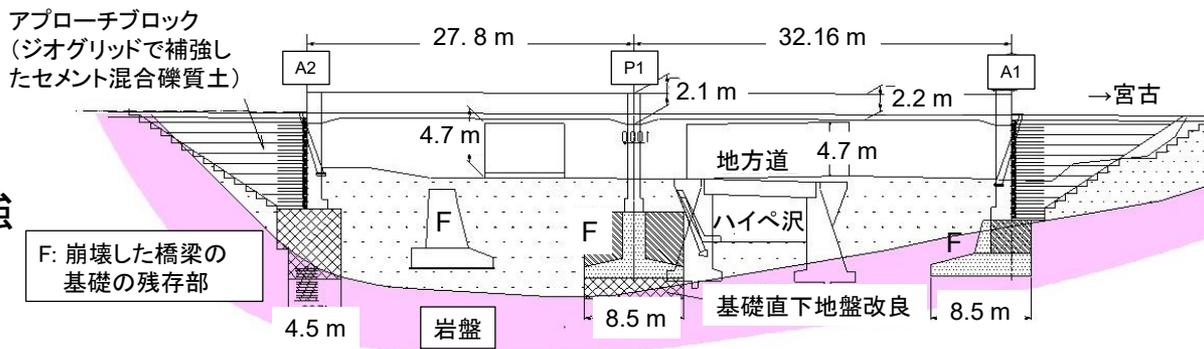
- ① 強震時に桁の大きな水平慣性力が壁面工上端に作用 ⇒ 壁面工下端を中心にした主働・受動転倒モーメントに対する安定性を確保するために補強領域の重心を低くするため。
- ② 脆性的なセメント改良盛土は、変形性がある無補強盛土の上に建設すると、クラックが生じやすくなるため。
- ③ 鉄道・道路の運行は壁面に直交。また、セメント改良盛土と無補強盛土の間には剛性と残留変形量に大差。これらのため、壁面直交方向で両者の厚さを連続的に変化させて剛性の急変と無補強盛土の残留沈下による段差が生じないようにするため。

# 実際のGRS橋台とGRS一体橋梁の補強領域の形状は、支持地盤などの諸条件によって基本形から様々に変化

## 三陸鉄道、ハイペ沢橋梁:

支持地盤は岩盤あるいは良好な土質地盤の急勾配斜面

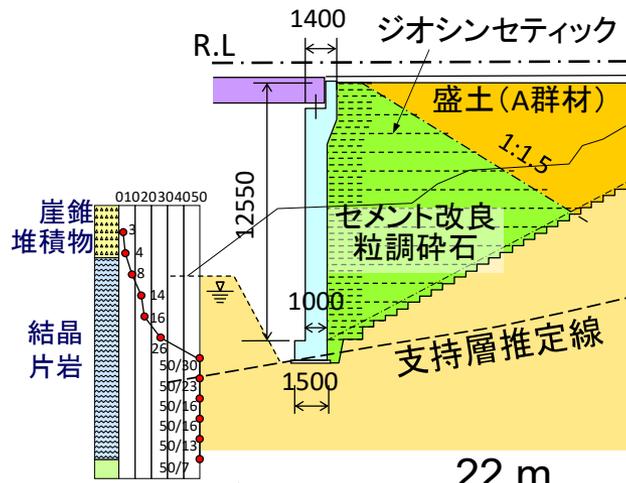
⇒段差が生じないように、無補強盛土を無くしセメント改良補強盛土を逆三角形にして一定の体積を確保 ⇒ 安定化にも寄与



## 九州新幹線鹿児島ルート、高田:

支持地盤はやや緩勾配の岩盤斜面

⇒セメント改良補強領域は、下部を省略

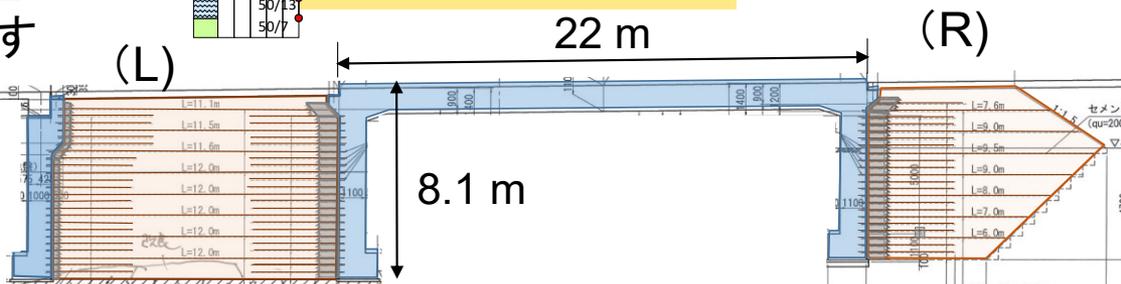


## 北陸新幹線、越前平林:

(R) 中間形態: 既設の補強盛土の掘削を小さくするためセメント改良補強盛土の下部を一部省略、安定性を確保するために補強領域の体積を増加

(L) GRS橋台とGRS一体橋梁に共通のセメント改良補強盛土

⇒短尺の基本補強材と連続した長尺補強材を用いて盛土断面全面を補強



何れの場合も、①段差が生じないように工夫し、②地震時安定性を安定解析で確認

# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の  
・剛な一体壁面工の効用の“発見”と  
・クリープは劣化に非ず、クリープでは  
・盛土建設後に壁面工を建設する効
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGR  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋  
a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題  
b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点  
費、高い耐災性(地震、洗堀、津
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物
- 7) まとめ

【土木・建築基礎工事と機材の専門誌】

## 基礎工

2023  
Vol.51, No.5  
THE FOUNDATION ENGINEERING &  
EQUIPMENT, Monthly

5

特集▶九州・北陸で新たに整備された新幹線の基礎・土構造物



GRS 一体橋梁

設計・施工監理：(独) 鉄道・運輸機構九州新幹線建設局 (画像提供)

 スリーアール工法協会

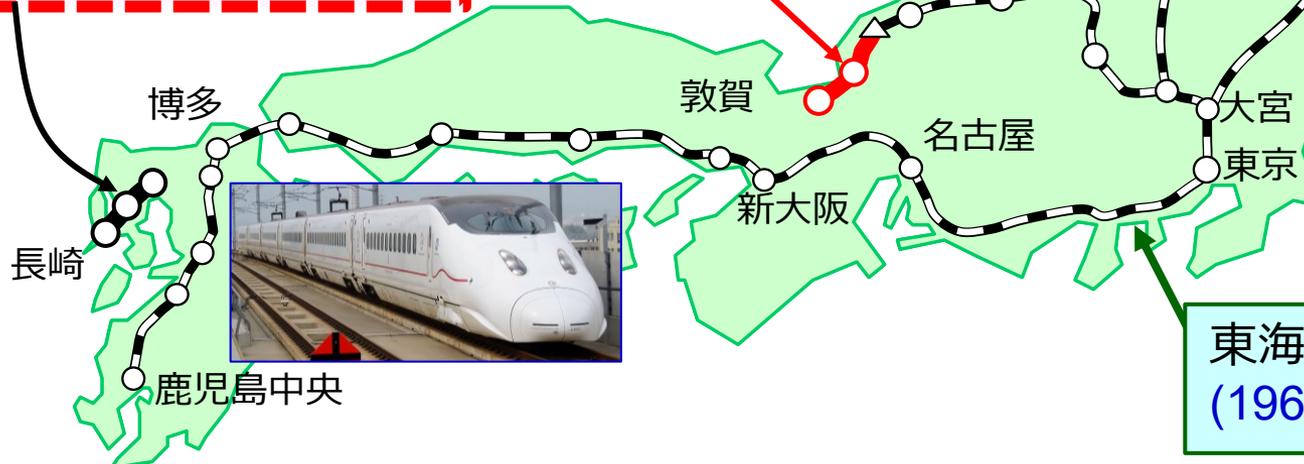
# 新幹線ネットワーク, 2022年

	供用中	2,830.5 km (2000年以降, 995.4 km)
 建設中	北海道(新函館北斗・札幌間)	211.5km
	北陸(金沢・敦賀間)	125.2km



九州  
(西九州ルート)  
2022年9月23日開業

北陸(2024年  
3月16日開業)



東海道  
(1964年10月開業)

# 西九州ルートでの剛一体壁面工を持つGRS構造物

## 様々なGRS (Geosynthetic-Reinforced Soil)構造物を採用

		佐賀県内	長崎県内	計
①	剛壁面を有する GRS擁壁 (盛土補強土壁)	1,000 m	4,100 m うち [ 1,700 m:車両基地 384 m:回送線 ]	5,100 m (盛土区間の96%)
②	GRS トンネル坑門	17 箇所	40 箇所	57 箇所 $\frac{55}{62} \div 92\%$
③	GRS橋台 (セメント改良 補強土橋台)	32 基	46 基	78 基 $78/88 \div 89\%$
④	GRS一体橋梁	2 箇所	5 箇所 うち [ 1 箇所:PC構造 1 箇所:回送線 ]	7 箇所

- ⇒
- ・車両基地において大規模なGRS擁壁を採用 鉄道運輸機構による
  - ・トンネル坑口部の約9割に GRSTンネル坑門を採用
  - ・88の橋台の内78がGRS橋台
  - ・GRS一体橋梁を本格採用, PC構造(長スパン化)に挑戦

# ① GRS擁壁(盛土補強土壁)

扇状地

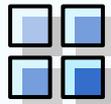
(玉石混じり砂礫層)

経ヶ岳

多良岳



大村市HPの資料に一部加筆



# GRS擁壁（盛土補強土壁）

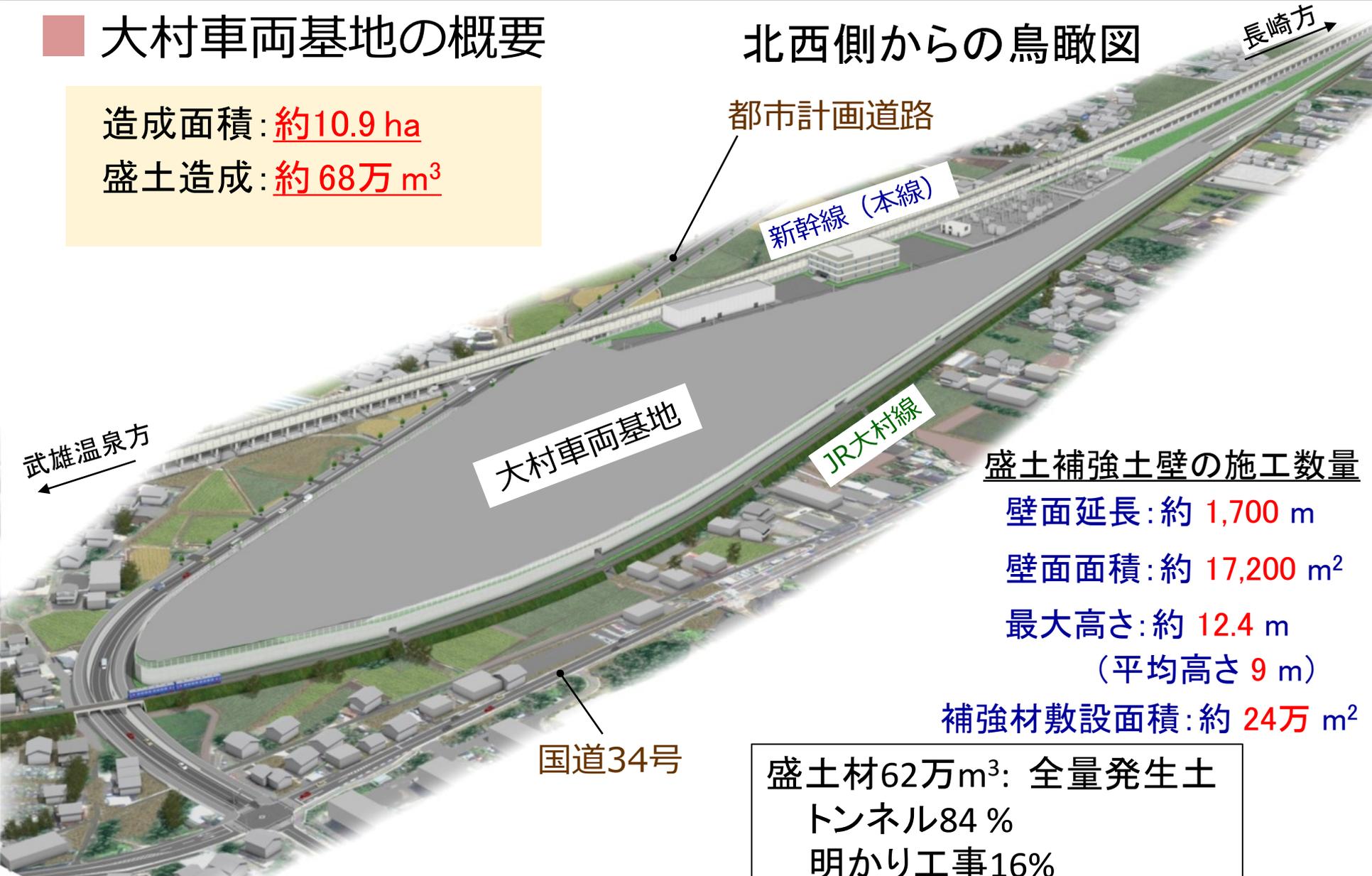
鉄道運輸機構による

## 大村車両基地の概要

造成面積：約10.9 ha

盛土造成：約68万 m<sup>3</sup>

## 北西側からの鳥瞰図



都市計画道路

新幹線 (本線)

大村車両基地

JR大村線

国道34号

## 盛土補強土壁の施工数量

壁面延長：約 1,700 m

壁面面積：約 17,200 m<sup>2</sup>

最大高さ：約 12.4 m

(平均高さ 9 m)

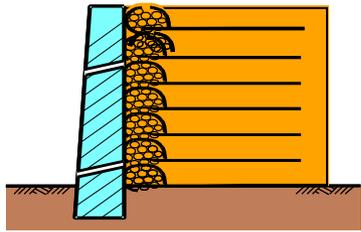
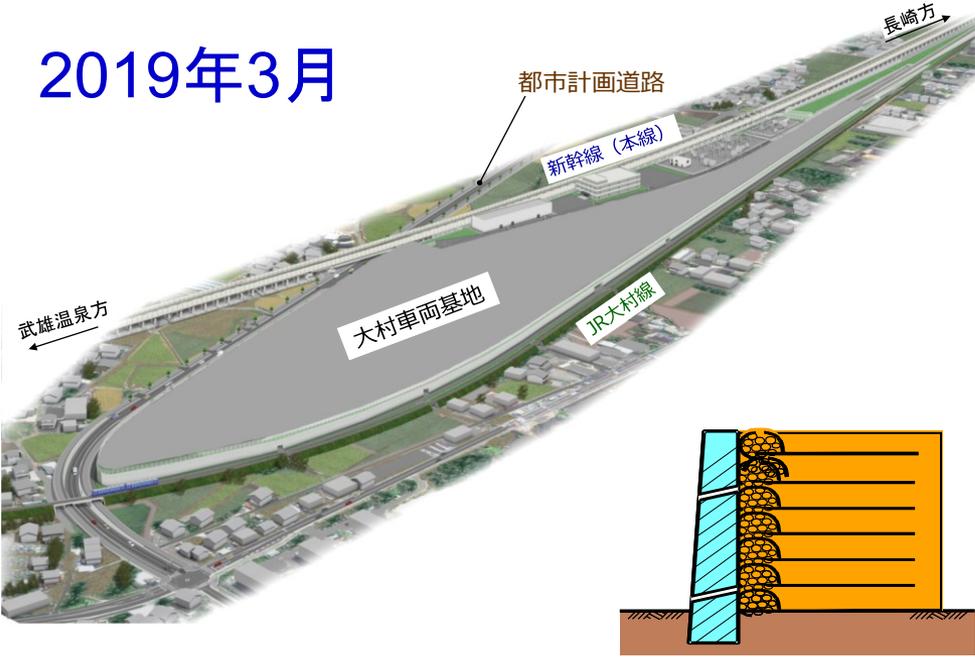
補強材敷設面積：約 24万 m<sup>2</sup>

盛土材62万m<sup>3</sup>：全量発生土

トンネル84%

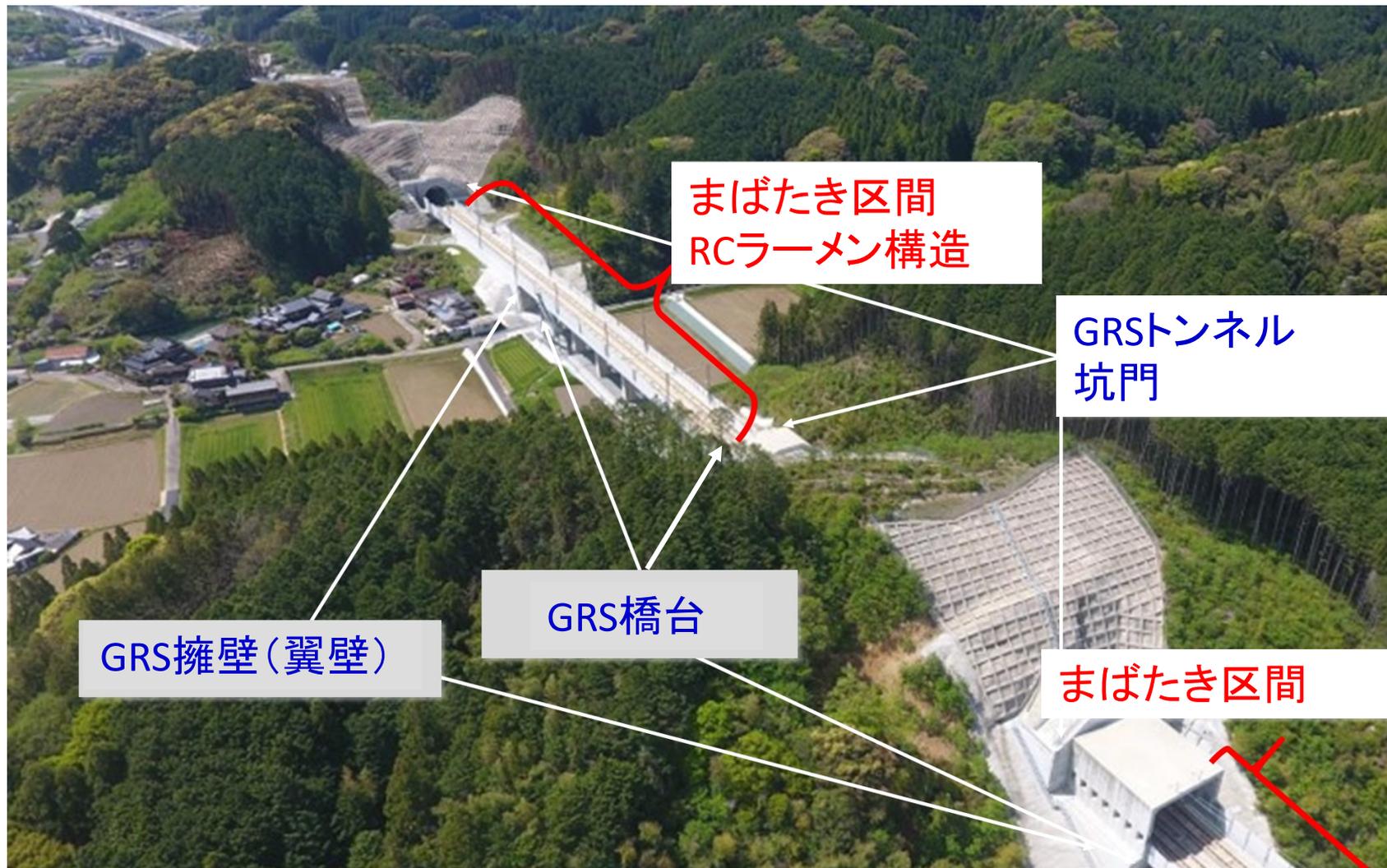
明かり工事16%

2019年3月



## ■まばたき区間が多い:

坑口、土工区間で剛一体壁面工を持つGRS構造物を積極的に採用



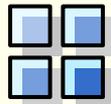
# トンネル坑口での剛一体壁面工を持つGRS橋台の建設



GRSトンネル坑門

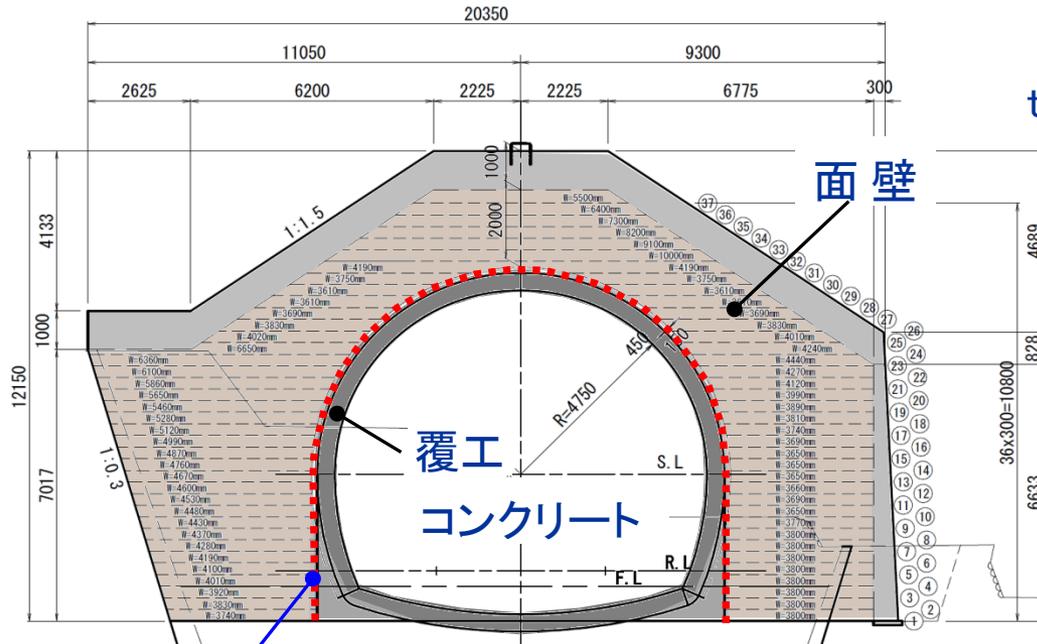


1. 地山斜面の段切り掘削
2. 取付け盛土の建設(プラント混合のセメント改良土を搬入)
3. 盛土の締固め:  $w$ =修正プロクターによる $w_{opt}$ 、 $\rho_d \geq 0.95(\rho_d)_{max}$ で管理
4. ジオグリッド補強材の配置
5. 取付け盛土(アプローチブロック)が完成
6. 取付け盛土の三面に剛な一体壁面工を建設

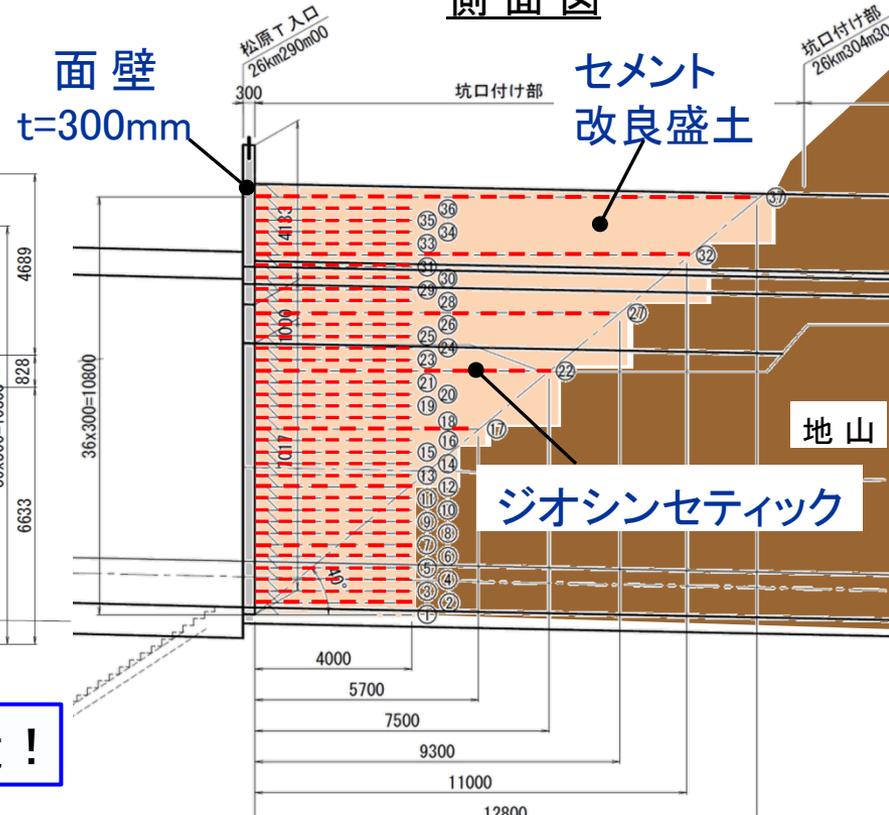


### 従来の「無補強の保護盛土プラス片持ち梁構造体の面壁」の代替

正面図



側面図



面壁とトンネル覆エコンクリートは 分離構造！

- ・斜面の崩落に対する列車の保護のためにトンネル周囲に耐震性が高い安定した構造体を構築する必要
- ・面壁とトンネル覆エコンクリートを分離して、面壁を最後に建設 ⇒ ①盛土の施工性向上、②トンネル覆エと連結した場合での連結部での地震時の応力集中による損傷を回避 ⇒ 施工性が良く、経済的で効果的な構造体

## GRSTンネル坑門の施工順序



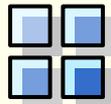
①セメント改良盛土の転圧状況



②ジオシンセティックの敷設状況



③盛土が進行中の状況



## ■ の施工順序



④トンネル上部の盛土状況



⑤盛土の完了状況

面壁とトンネル覆工コンクリートは  
構造的に分離



⑥坑門の完成状況

⇒ 新幹線の標準的な  
坑門形式として定着

三ノ瀬トンネル出口

2018年6月24日龍岡撮影



橋台の高さ12m

彼杵トンネル出口



橋台の高さ10.3m

# 九州新幹線、西九州ルート、2022年10月27日龍岡撮影

三ノ瀬トンネル出口



彼杵トンネル出口



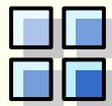


GRSトンネル坑門工



GRS橋台

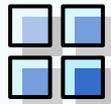




## ■ 西九州ルートにおける本格的な採用

駅 間	構造物名称	スパン	構造種別
武雄温泉・嬉野温泉間	第1百木 架道橋	12.00 m	RC床板
武雄温泉・嬉野温泉間	椿原 架道橋	10.00 m	RC床板
嬉野温泉・新大村間	第1鬼橋架道橋 (車両基地回送線)	10.10 m	RC床板
諫早・長崎間	げんしゅ 原種 架道橋	30.00 m	PCT桁 (4主桁)
諫早・長崎間	原種 橋梁	20.00 m	RC床板
諫早・長崎間	貝津 橋梁	15.00 m	RC床板
諫早・長崎間	第4船石 架道橋	15.00 m	RC床板

⇒ 北海道新幹線・三陸鉄道で有効性が確認されたGRS一体橋梁を積極的に採用： 本線：6箇所，車両基地回送線：1箇所

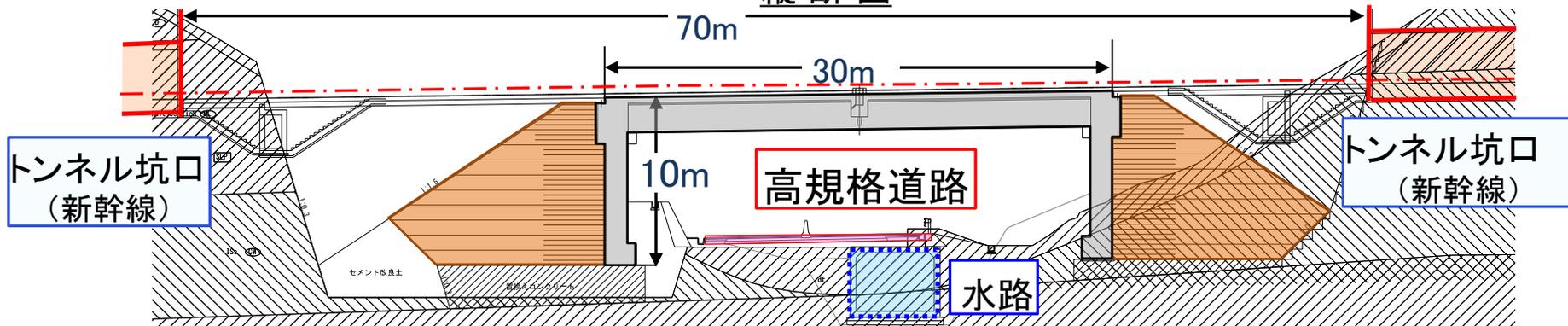


# 原種架道橋 GRS一体橋梁

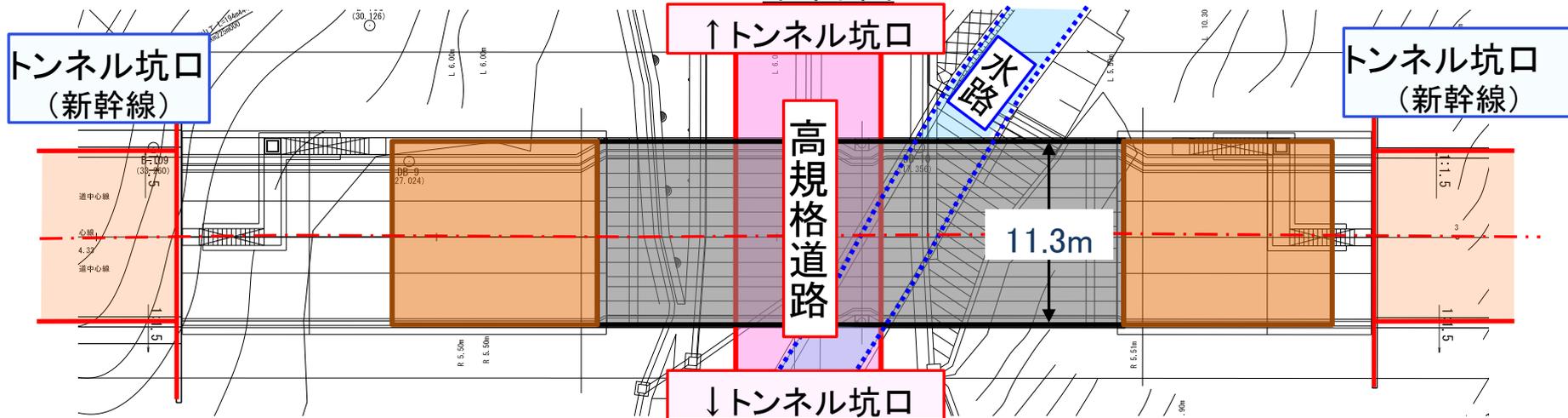
鉄道運輸機構による

## 4つのトンネルに挟まれた山間部

縦断図



平面図

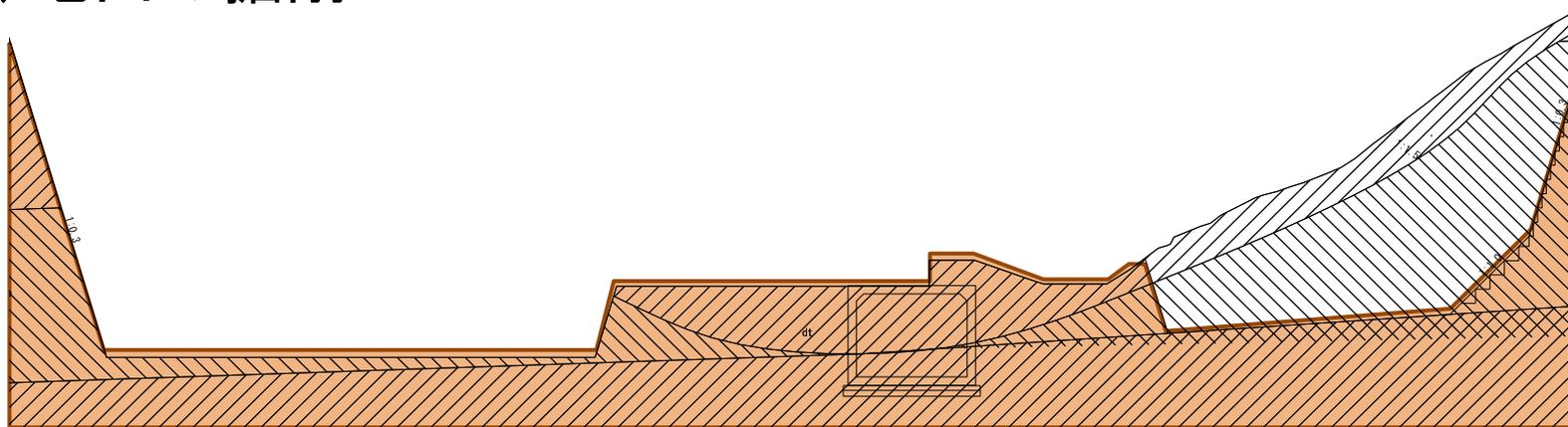


山間部の閉空間に位置し，管理用道路が確保できない(徒歩のみ可能)  
⇒ 維持管理が大幅に軽減するPC構造のGRS一体橋梁を採用

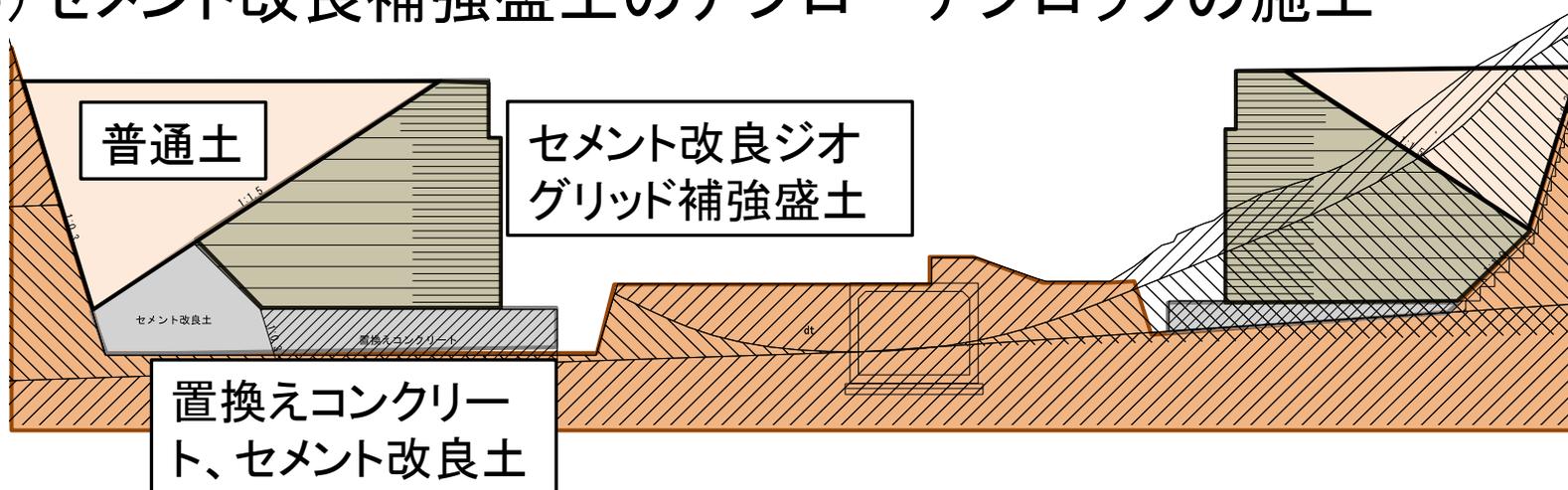


## 施工順序(その1)

(a) 地山の掘削



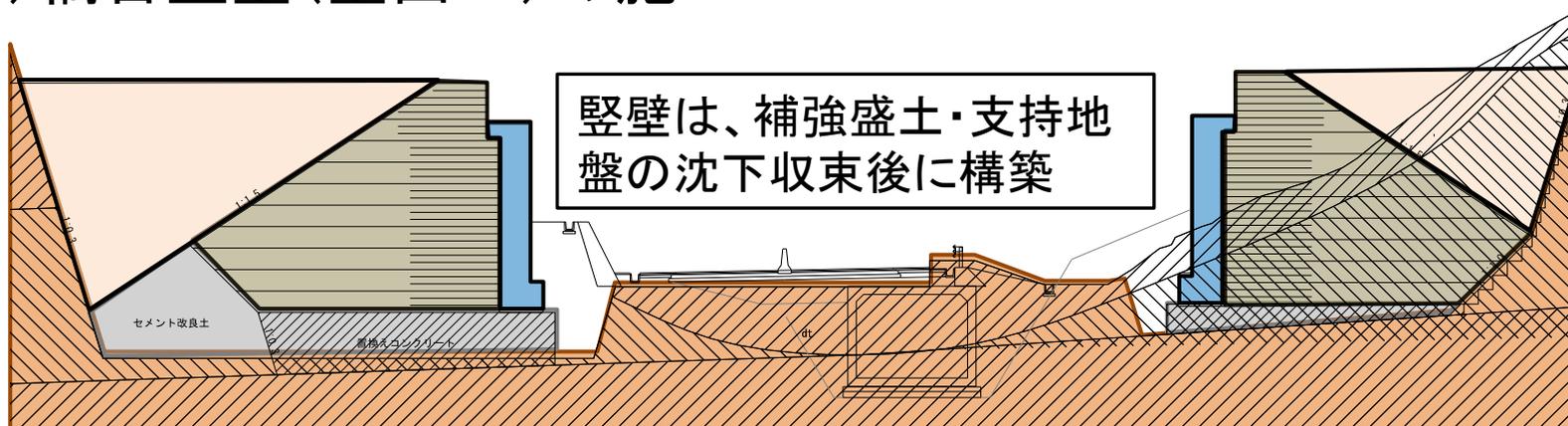
(b) セメント改良補強盛土のアプローチブロックの施工



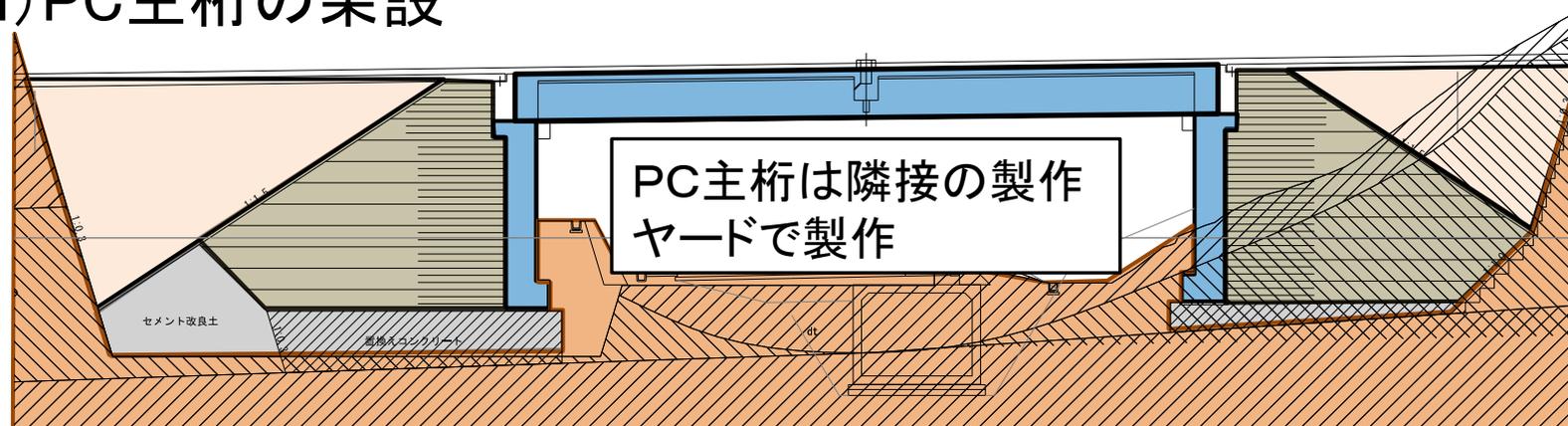


## 施工順序(その2)

### (c) 橋台豎壁(壁面工)の施工



### (d) PC主桁の架設



# 主桁(長さ30m)の架設

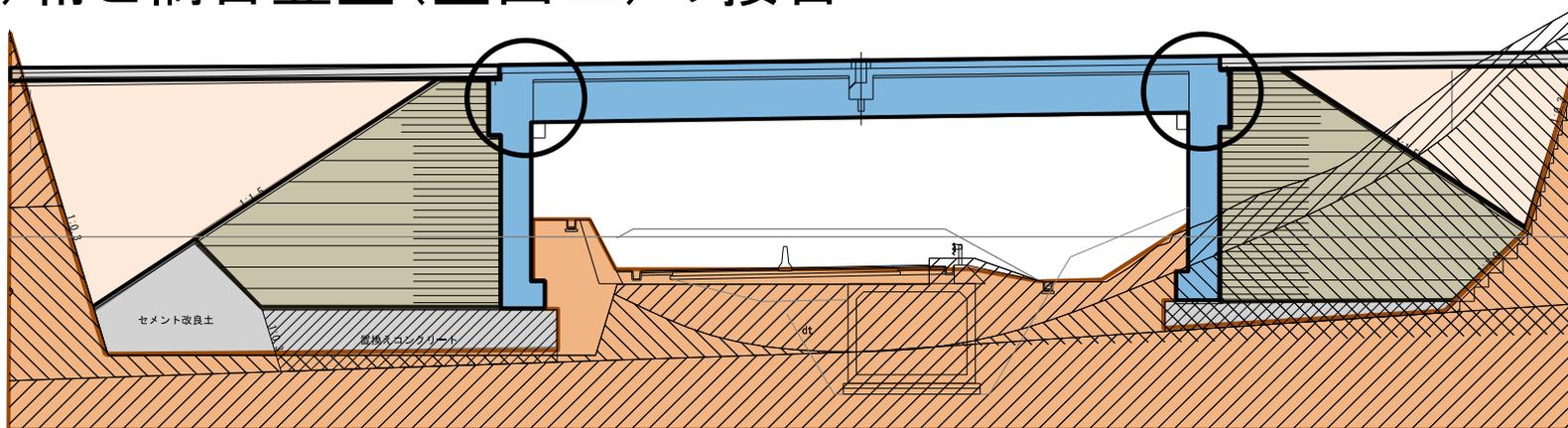


鉄道運輸機構による

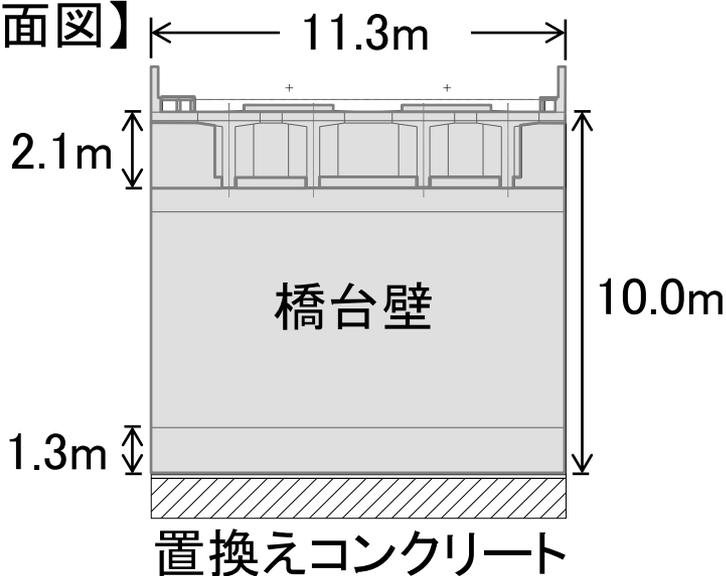


## 施工順序(その3)

(e) 桁と橋台豎壁(壁面工)の接合



【断面図】



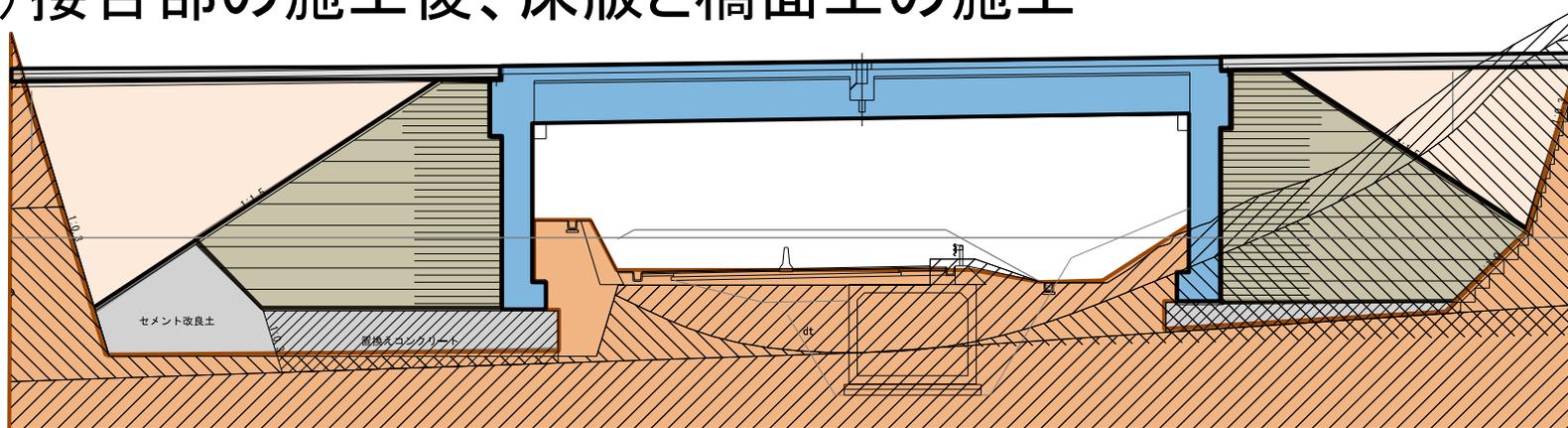
GRS一体橋梁にPC桁を用いることの課題

PC桁の端部を剛結することで、プレストレス二次力、クリープ、乾燥収縮、温度収縮が拘束され、不静定力が作用



## 施工順序(その4)

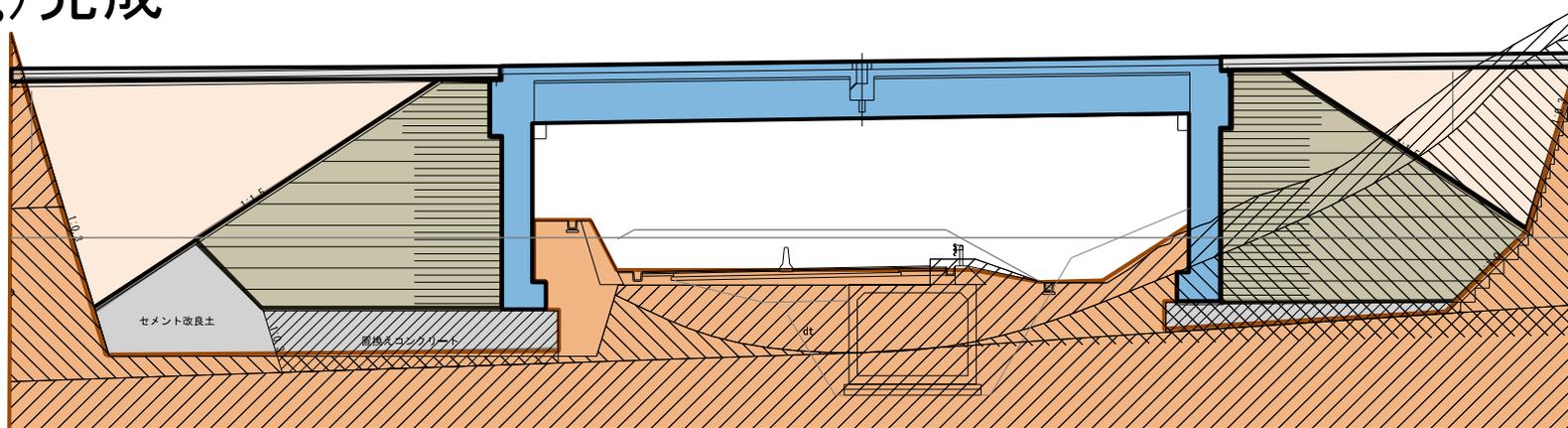
(f) 接合部の施工後、床版と橋面工の施工





## 施工順序(その5)

(g) 完成



2022年10月28日龍岡撮影

現場へは徒歩でしか行けない、管理用道路は確保できない

# 原種架道橋 GRS一体橋梁



# 原種架道橋 GRS一体橋梁

2022年8月  
鉄道運輸機構による

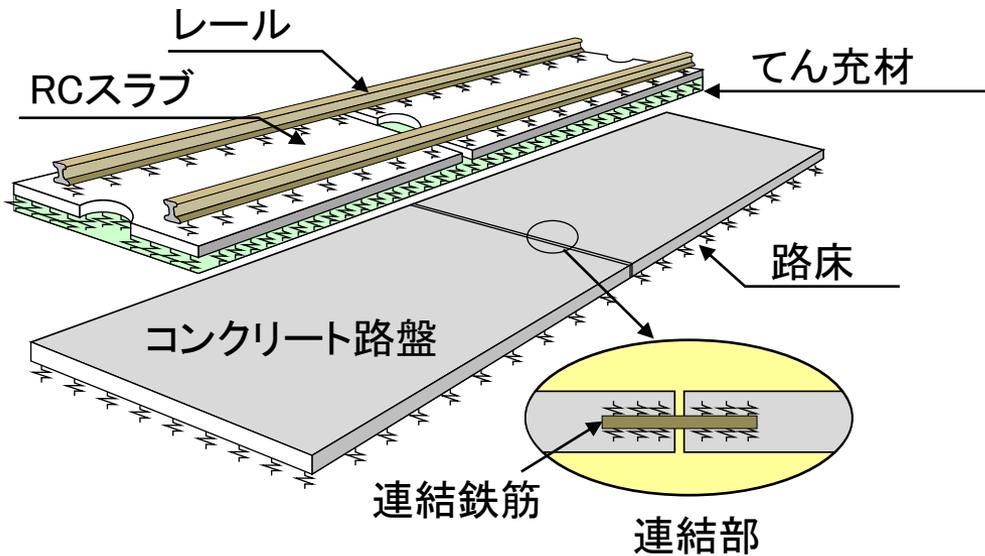
GRS一体橋梁

GRS擁壁(側壁)

連続RC  
スラブ軌道



# 連続RCスラブ軌道



- 建設費は比較的高い
- しかし、維持管理費は大幅に減少(約1/4)
- 許容残留沈下は非常に小さい
- 1970年代山陽新幹線(岡山～博多間、1975開業)からRC構造物にだけ使用
- 北陸新幹線(東京～長野間、1997年開業)から、剛一体壁面工を持つGRS構造物への適用を全面開始

# GRS一体橋の橋台部中央断面での残留変位

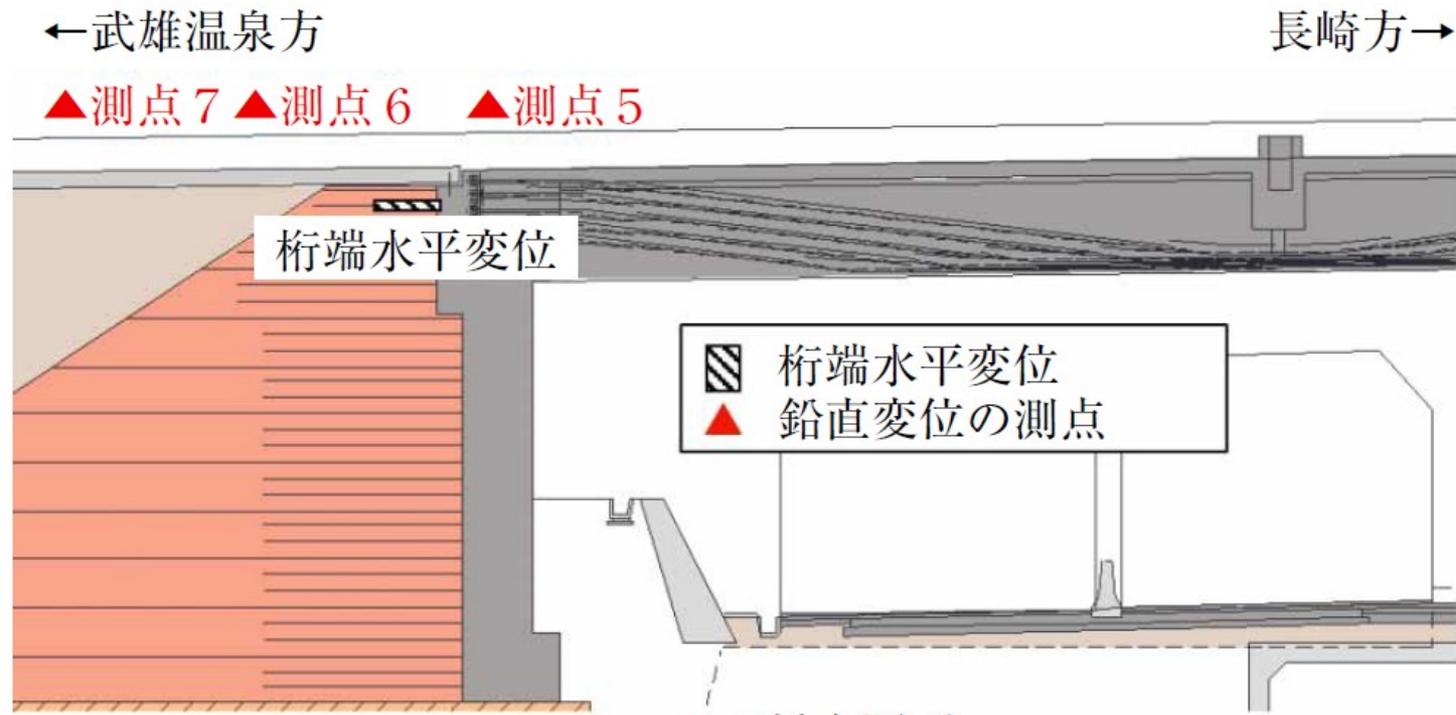
藤間陽介・阪田暁(2023): PC桁を用いた超スパンGRS一体橋梁の設計・施工、  
基礎工51, No.5, 5月号, 44-47頁

2018年11月9日～2022年2月1日: 測点5, 6, 7での沈下:

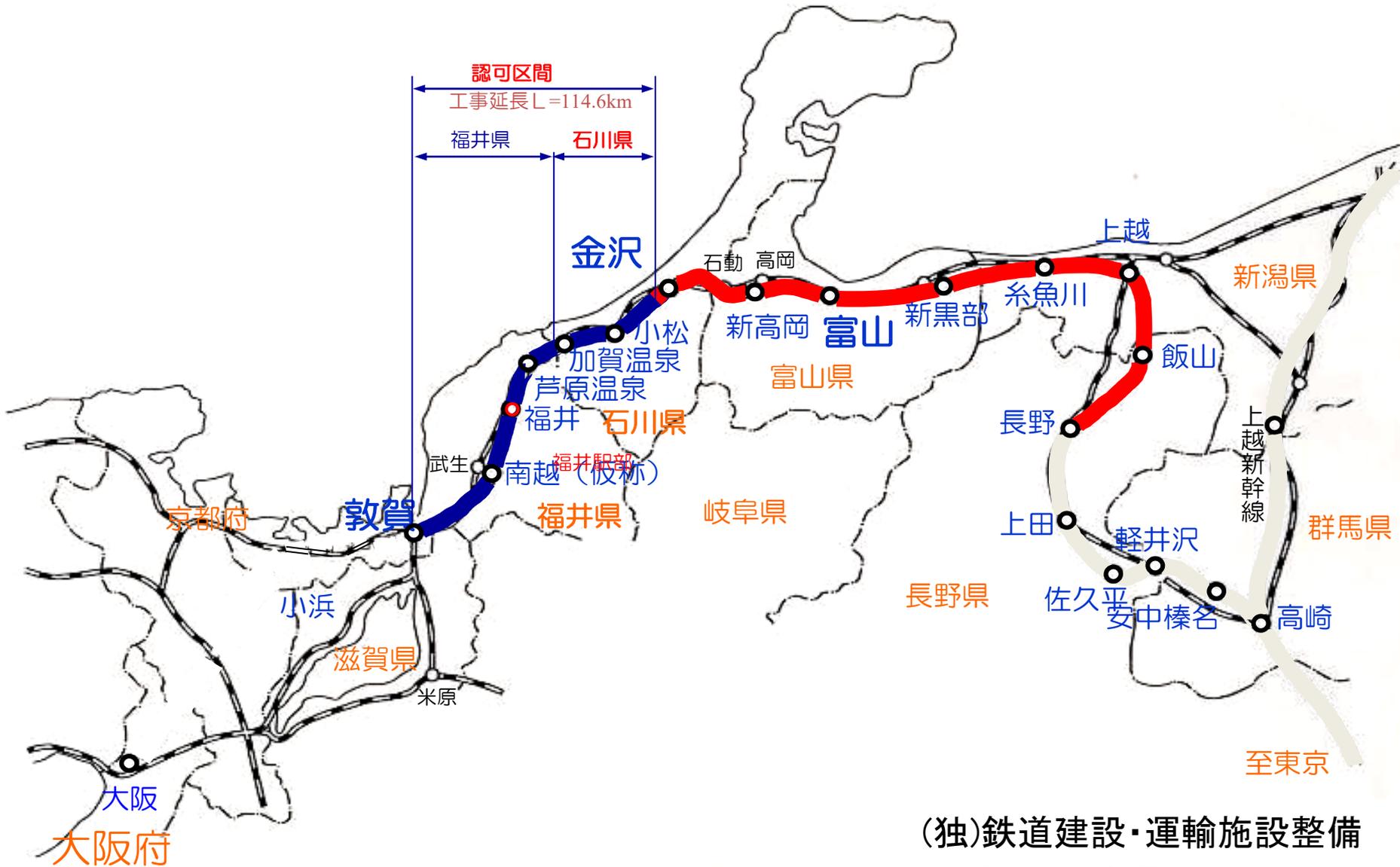
- 2mm～+2mm(沈下)の間でランダムに変化

開業後も、残留沈下問題は報告されていない

⇒橋台裏残留沈下⇒段差問題は生じていない



# 北陸新幹線金沢・敦賀間の概要



(独)鉄道建設・運輸施設整備  
支援機構 米澤豊司氏による

# 第1下新庄 GRS橋台

鉄道建設・運輸施設整備支援機構  
米澤豊司氏による





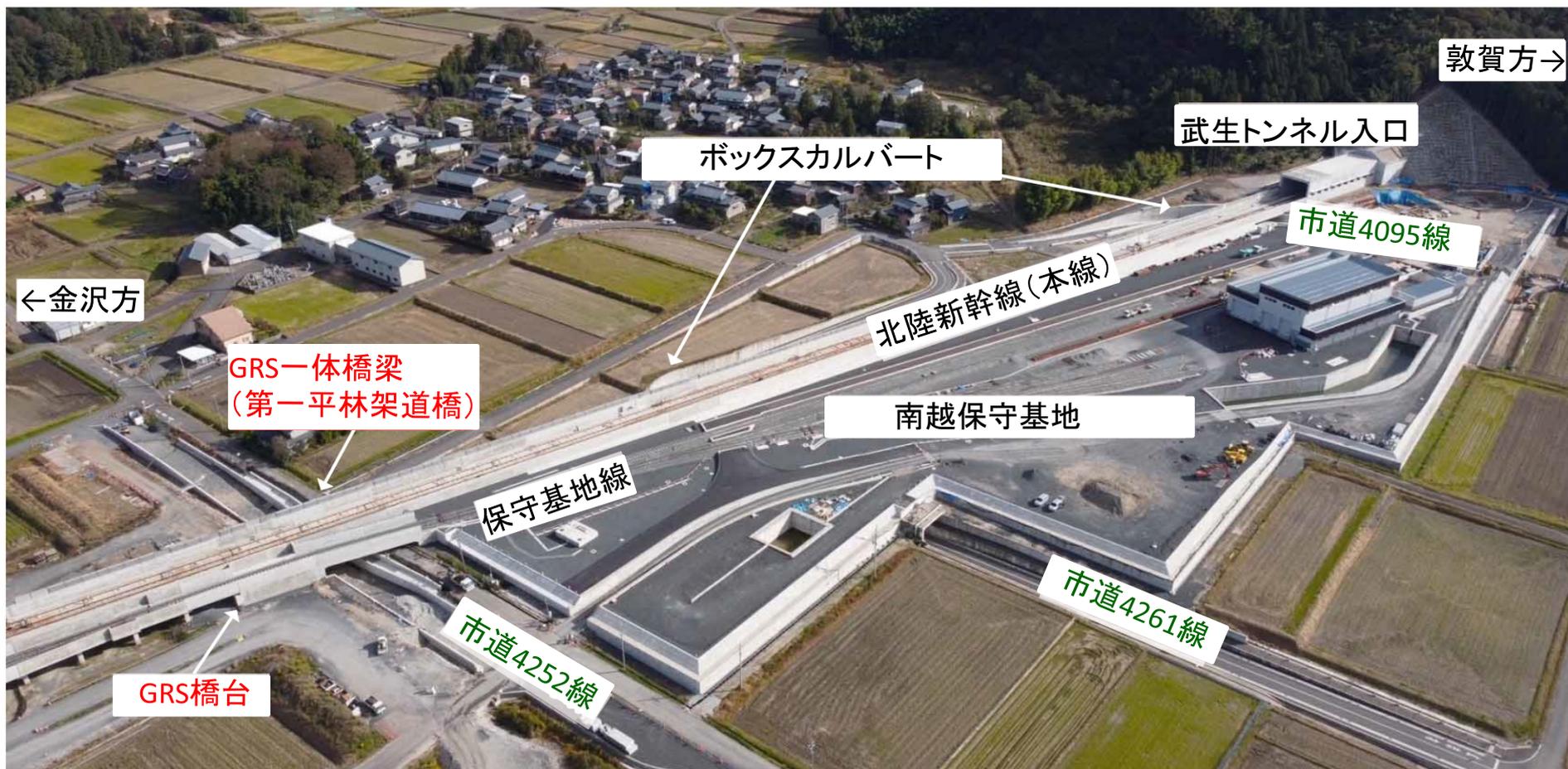
①

④

RRR-GRS橋台

# 北陸新幹線南越保守基地付近の GRS橋台とGRS一体橋梁

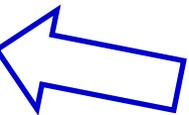
高野祐輔・長洲扶幹(2023): 島状アプローチブロックを有するGRS一体橋梁の設計・施工、  
基礎工Vol. 51, No.5, 5月号, 79頁



# 北陸新幹線南越保守基地付近のGRS橋台とGRS一体橋梁

高野祐輔・長洲扶幹(2023): 島状アプローチブロックを有するGRS一体橋梁の設計・施工、基礎工Vol. 51, No.5, 5月号, 79頁

南越保守基地



GRSボックスカルバート



GRS一体橋梁(保守基地線)

GRS擁壁

GRS一体橋梁(本線)

GRS橋台





# GRS構造物- 擁壁から橋台への発展 -

- 1) 従来形式の擁壁は片持ち梁！ 補強土擁壁は非片持ち梁！
- 2) 剛な一体壁面工を持つGRS構造物の最近の施工例
- 3) 剛な一体壁面工を持つGRS擁壁の特徴
  - ・剛な一体壁面工の効用の“発見”と活用
  - ・クリープは劣化に非ず、クリープでは強度は低下しない
  - ・盛土建設後に壁面工を建設する効用の“発見”と活用
- 4) 自然災害で崩壊した土構造物のGRS構造物による強化復旧：  
地震・洪水・豪雨・津波
- 5) GRS擁壁からGRS橋台・GRS一体橋梁への発展
  - a) 従来形式の橋台・橋梁の諸問題
  - b) GRS橋台とGRS一体橋梁の利点 - 低い建設費・維持管理費、  
高い耐災性(地震、洗堀、津波等)
- 6) 新幹線西九州ルート、金沢・敦賀間でのGRS構造物

## 7) まとめ

# まとめ-1/2

- ・我が国の鉄道の新設擁壁は、「従来のL型・重力式等の片持ち梁形式」から「剛一体壁面工を持つジオシンセティック補強土(GRS)擁壁」に切り替わった。このGRS擁壁は、道路等でも活用されている。
- ・近年は、多数のGRS橋台が建設され、GRS一体橋梁も建設された。
- ・安定性の要求が極めて高く許容変形が非常に小さい新幹線の擁壁、橋台、橋梁等も、これらのGRS構造物が標準構造物になった。

その背景に、剛な一体壁面工を持つGRS構造物の三大特長がある。

すなわち、従来形式の擁壁、橋台、橋梁と比較して、

**(1)壁面工は杭基礎が省略され、電柱・防音壁等付帯設備の基礎となり、斜面上の腹付け擁壁等の設計・施工が容易になる。総じて、工期が短く直接建設費が低い。**

**(2)地震・豪雨・洪水・津波等自然災害に対する耐力が高い。**

**(3)橋台裏の盛土沈下の解消等により維持管理費が大幅に削減する。⇒(1),**

**(2), (3)を総合して、ライフサイクルコストは確実に低下。**

これらは、実績で証明されてきた。

## まとめ-2/2

上記三大特長(1), (2), (3)の根源は、他形式の補強土構造物にはない以下の四つの基本技術である。

- ①補強材全層と連結した**剛な一体壁面工**により以下の性能を発揮：
  - ・高い壁面土圧に伴い大きな補強材引張力が発揮されることによって大きな盛土内拘束圧が発揮されて、構造物の常時・地震時の安定性が向上。
  - ・盛土下部の補強材層の短縮が可能になり、腹付け擁壁が容易になった。
  - ・壁面工による電柱・防音壁・橋桁等の外荷重の直接支持が容易になった。
- ②**剛な一体壁面工と補強材全層の連結に伴う構造一体化**(GRS一体橋梁では桁と壁面工の構造一体化も含めて)。その結果、不静定構造化して、地震荷重・外荷重や洗堀等に対する安定性が向上。
- ③上記①、②を考慮した上で、**実際的なレベルII設計地震動に対する耐震設計**の標準化。
- ④補強盛土建設に伴う地盤・盛土の沈下・変形の終了後、補強材と一体化した剛な一体壁面工を建設(**段階施工**)。その結果、壁面工は盛土建設時の盛土と支持地盤の沈下・変形と無縁になり、杭基礎が不要となり構造が簡素化された。GRS構造の完成後の残留沈下・変位も、大きく抑制。<sup>238</sup>

鉄道構造物のレジリエンス向上  
一常時、異常時対応と  
持続可能性の維持・向上のためのメンテナンス

鉄道総合技術研究所

神田 政幸



# 講演内容

---

1. 鉄道構造物の現状と課題、研究開発の方向性
2. 鉄道構造物の災害対応—現状
  - 検査・診断技術
  - 補強技術
  - 早期復旧技術
  - 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題
3. 鉄道構造物の災害対応—今後
  - 流出物、土砂流出や浸透による強度低下に対応した診断・補強技術の取組み
  - 甚大な被害規模に対応した早期復旧技術の取組み
  - 流域治水に対応した取組み
4. 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

# 社会的背景と鉄道インフラの維持管理

## 労働環境

■ 人口（特に生産年齢人口）減少時代

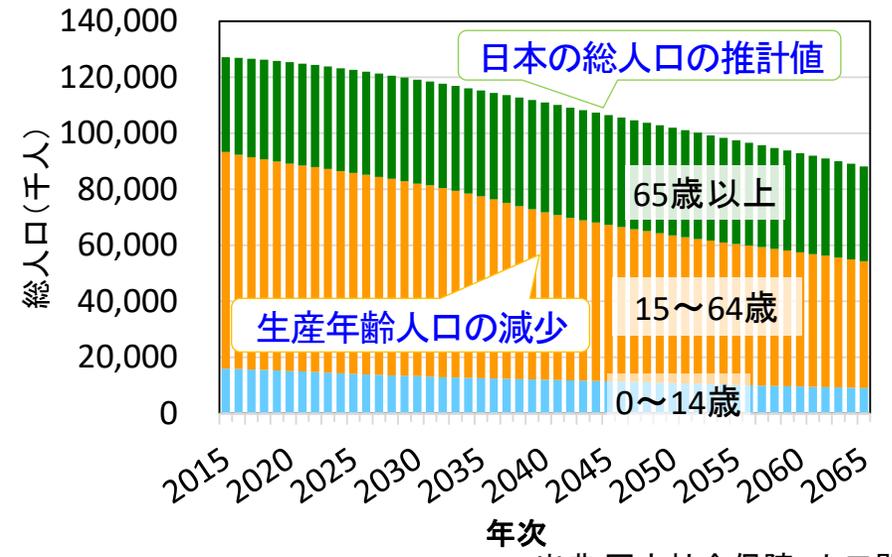
## 鉄道インフラ

■ 高度経済成長期の建造構造物が経年60年、今後も増加

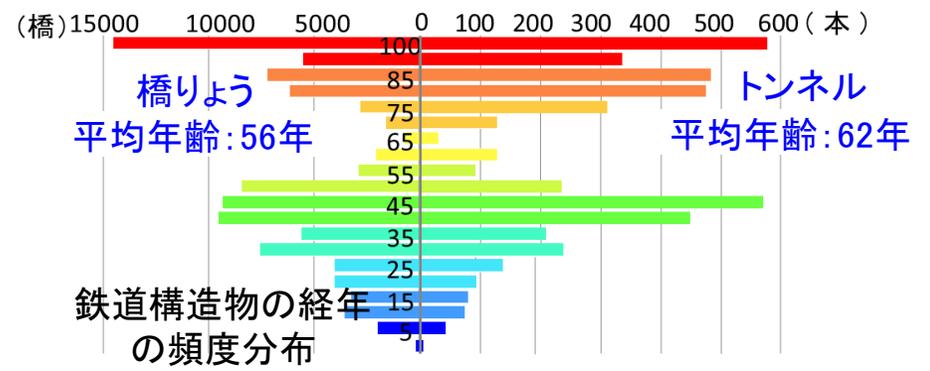
- 労働力不足。熟練技術者確保が困難
  - 労働環境改善、働き方改革
  - メンテナンスコスト増の懸念
- ⇒生産性向上 (i-Construction)

■ 新型コロナウイルス感染症が発生。運輸収入減。

コロナ禍により、鉄道経営の効率化の必要性が増し、さらにスピードアップ



出典:国立社会保障・人口問題研究所「日本の将来推計人口」



注)平均年齢は、建設年度が把握されている施設の平均

出典:国土交通省 総合政策局「インフラメンテナンス情報」を参考に作成

# 鉄道構造物の維持管理の課題

研究開発  
の方向性

短い

構成要素の寿命・耐用期間

長い

軌道



鉄道構造物



検査



省力化策 / 省人化策

診断



検査周期延伸 / 設備異常検知

老朽化対策

措置

補修・補強・取替



# 東日本大震災(2011.3.11)



# 熊本地震(2016.4.14 & 16)



# 大阪府北部の地震(2018.6.18)



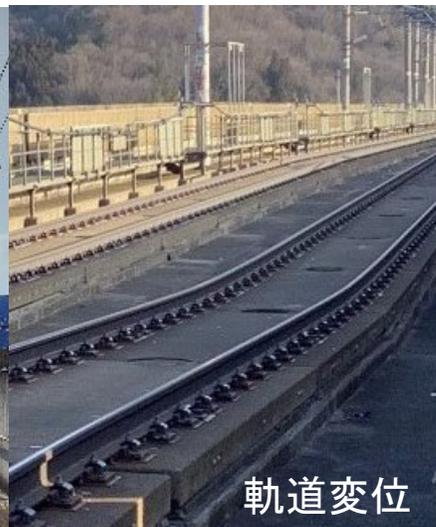
# 北海道胆振東部地震(2018.9.6)

日高線厚真川橋梁(桁ずれ, 軌道変位)



# 福島県沖地震(2022.3.16)

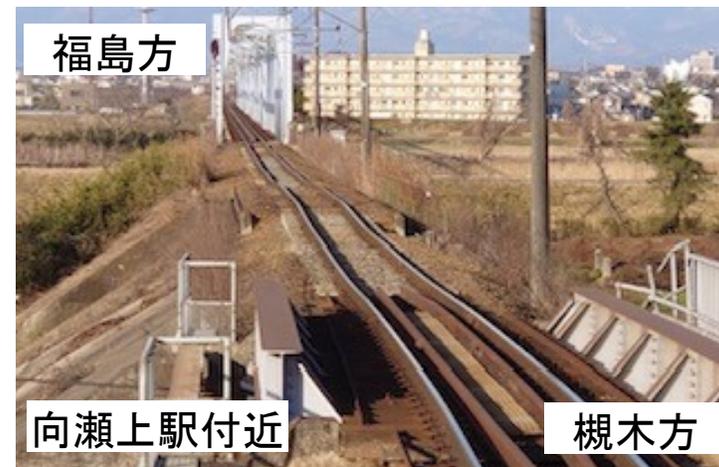
## 東北新幹線の被災状況



JR東日本プレス資料2022.3.21

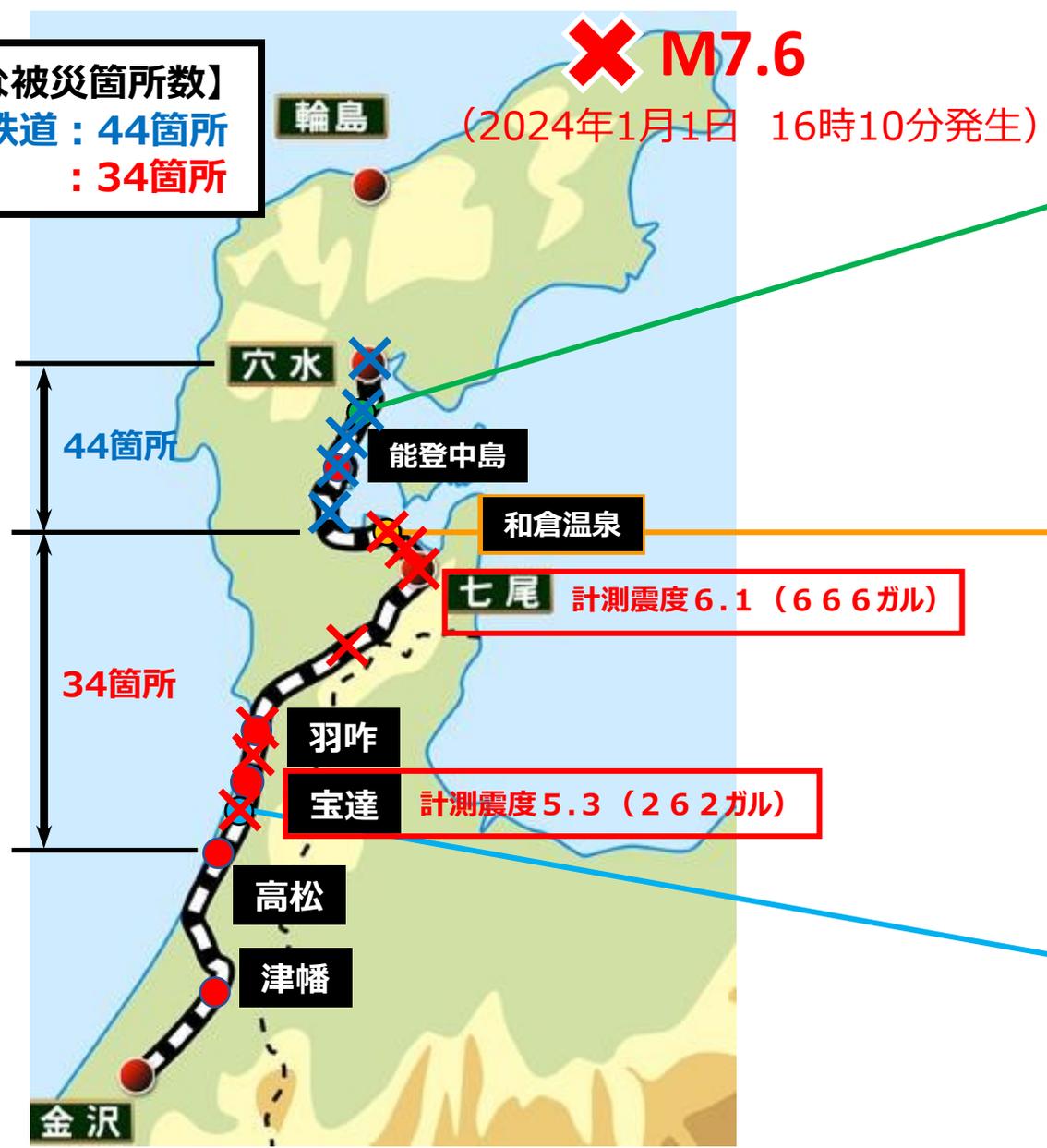
[https://www.jreast.co.jp/press/2021/20220321\\_ho01.pdf](https://www.jreast.co.jp/press/2021/20220321_ho01.pdf)

## 阿武隈急行線の被災状況



# JR西日本七尾線・のと鉄道の主な被災状況

【主な被災箇所数】  
 のと鉄道：44箇所  
 JR：34箇所



◎能登鹿島～穴水間（切土崩壊・盛土沈下）



◎和倉温泉駅（ホーム沈下・笠石転倒・点字ブロック沈下）



◎敷浪～南羽咋間（電柱傾斜・軌道変位・軌道沈下）



**令和6年能登半島地震による七尾線の被災及び復旧状況**

**【のと鉄道】**

- : JR西日本 七尾線
- : とと鉄道 七尾線

**【JR七尾線】**

・JR西日本 七尾線(高松駅～羽咋駅間)	(1月15日運転再開)
・JR西日本 七尾線(羽咋駅～七尾駅間)	(1月22日運転再開)
・JR西日本 七尾線(七尾駅～和倉温泉駅間)	(2月15日運転再開)
・のと鉄道 七尾線(和倉温泉駅～能登中島駅間)	(2月15日運転再開)
・のと鉄道 七尾線(能登中島駅～穴水駅間)	(4月6日運転再開)

**復旧前** / **復旧後** (Before/After Restoration)

**復旧工事実施** (Restoration Work Implementation)

**4/6 運転再開** (Resumption of service on 4/6)

**2/15 運転再開** (Resumption of service on 2/15)

**1/22 運転再開** (Resumption of service on 1/22)

**1/15 運転再開** (Resumption of service on 1/15)

**4/6 始発列車出発** (Start of service on 4/6)

**4/6 全線運転再開** (Full line service resumption on 4/6)

**2/15 特急列車出発** (Start of service on 2/15)

**ホーム沈下** (Platform subsidence)

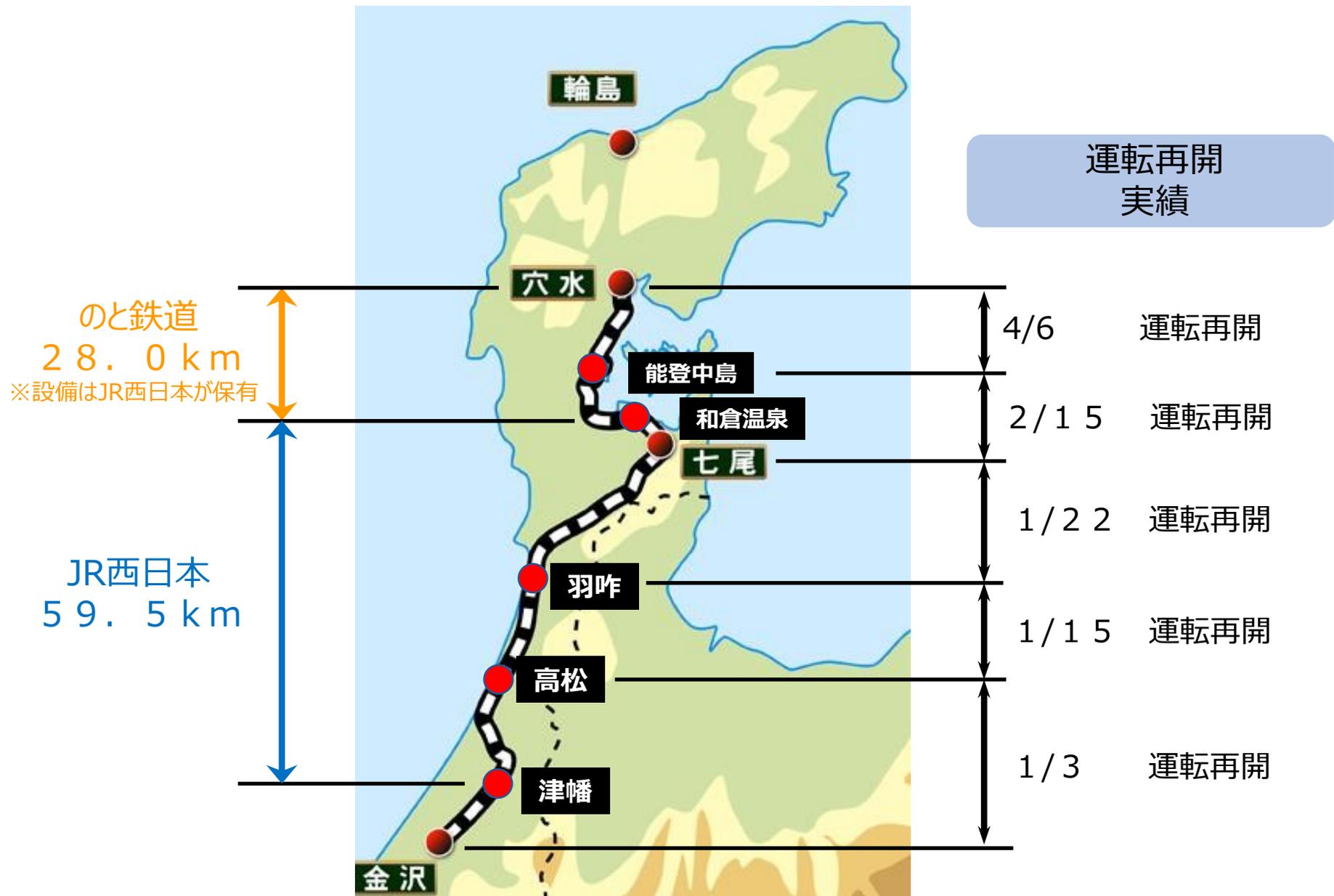
**ホーム補修** (Platform repair)

※B①～B③の写真は JR西日本提供

能登創造的復興タスクフォース会議 (第4回) 資料2024.9.12

[https://www.bousai.go.jp/updates/r60101notojishin/pdf/r60101notojishin\\_task\\_force04.pdf](https://www.bousai.go.jp/updates/r60101notojishin/pdf/r60101notojishin_task_force04.pdf)

- 軟弱地盤や液状化地盤⇒軌道変位の発生
- 旧式構造物(耐震設計がされてない、あるいは阪神大震災前基準で構築)



# 平成24年7月九州北部豪雨(2012年7.11~14)

研究開発  
の方向性



# 台風7、9、10、11号大雨(2016年8.16~8.31)



# 最近の豪雨災害



橋梁流出 (JR九州)



盛土流出 (JR西日本)



橋梁基礎損傷 (JR四国)

平成 29 年 7 月 九州北部豪雨 (2017.7.5~7.6)

平成 30 年 7 月 豪雨 (2018.6.28~7.8)



基礎損傷 (JR東日本)



橋梁基礎損傷 (上田電鉄)



斜面崩壊, 橋梁倒壊  
(箱根登山鉄道)



盛土流出 (阿武隈急行)

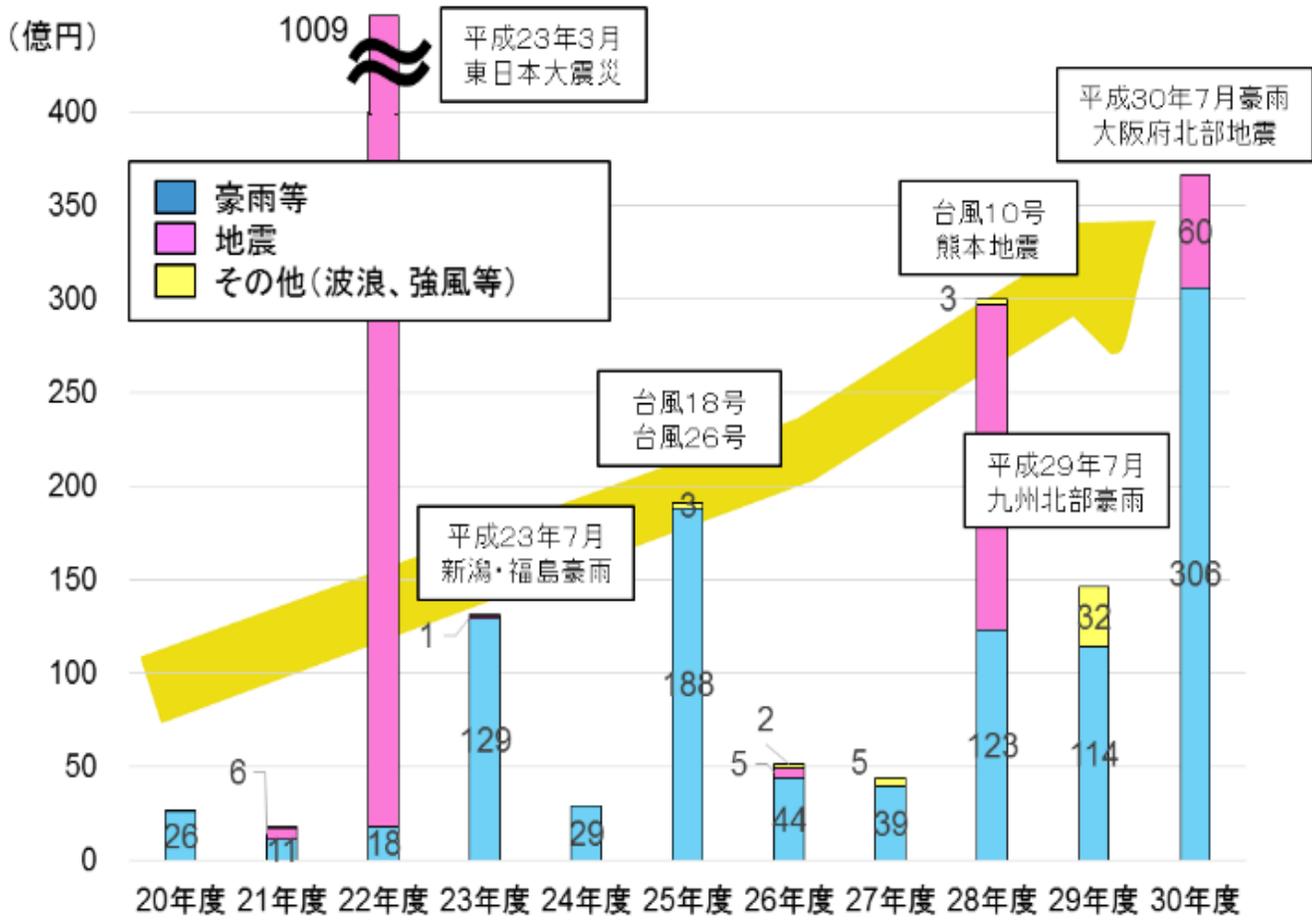
台風 19 号による大雨・暴風等 (2019.10.10~13)

➤ 2020年以降: 線状降水帯の豪雨により毎年鉄道構造物は被害をうける

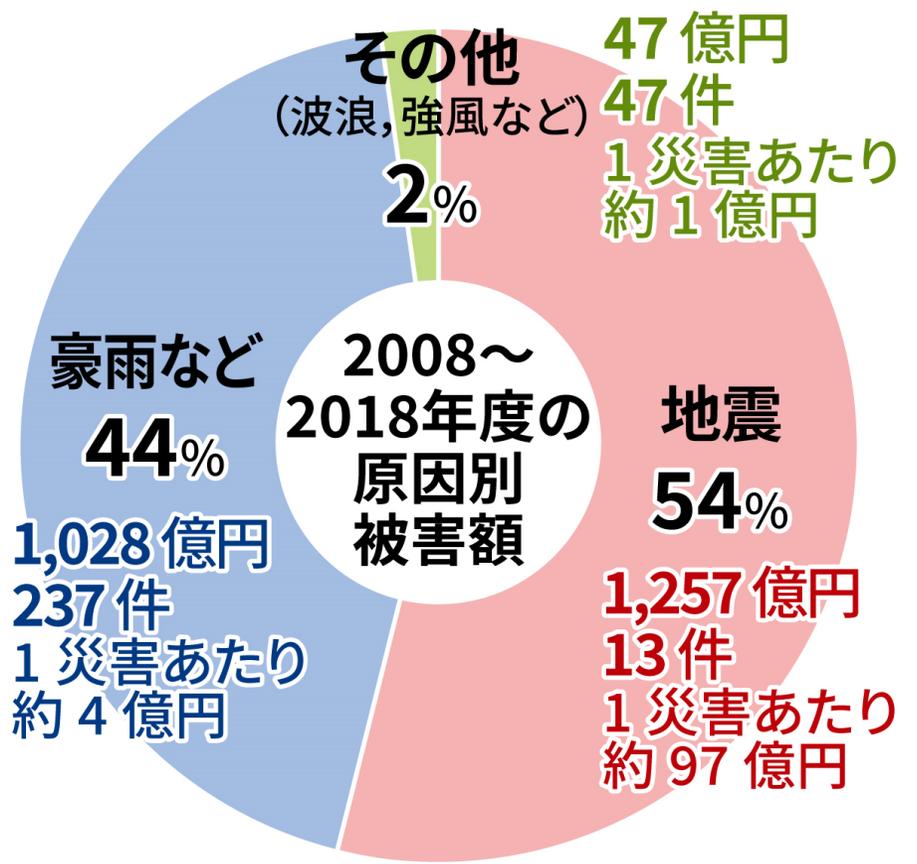


# 鉄道施設（構造物・軌道・・・）の被害額の推移

自然災害による鉄道施設の被害額の推移（過去10年間）



過去10年間の原因別被害額



注) 鉄道事業者から提出される災害報告書による。但し、現時点では被害額が確定していない只見線、豊肥線、日田彦山線は被害想定額を加算。  
注) 平成30年度は被害額は平成31年2月末までに提出された災害報告書による集計結果。

国土交通省：平成30年度政策レビュー結果（評価書）, 鉄道の防災・減災対策, 2019.3 <<https://www.mlit.go.jp/common/001281980.pdf>>

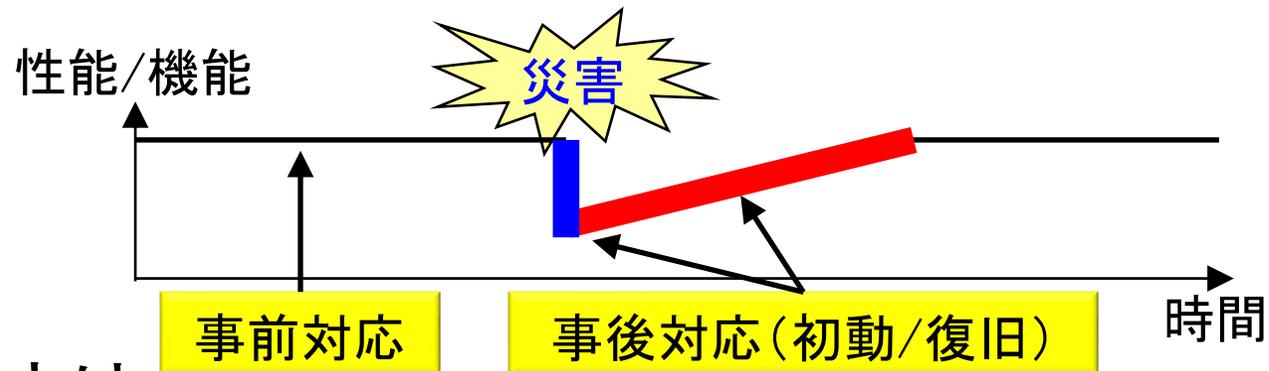


# 被害の特徴とレジリエンスの向上

特徴

- ▶ 巨大地震、余震：多数の地震動により損傷が進行。津波により、広域の沿岸部で被害が拡大。
- ▶ 局所的強雨、広域連続強雨：越流により建造物の損傷が進行、拡大。

## 被災前後の建造物の性能曲線



- ▶ レジリエンスとは、「壊滅的な状態の回避」と「全体系機能の早期回復」を可能にする性能。

- 鉄道のレジリエンスを高めるためには、事前対応(設計・施工、防災・減災技術)、事後対応(運行再開、早期復旧技術)が必要。

# 鉄道構造物のレジリエンス向上のための研究開発

常時  
(設計・施工/維持管理)

異常時  
(診断/補強/取替)

## 設計・施工

●性能設計・性能施工技術

適切な構造解析モデル・作用モデルにより、性能(安全性・使用性・復旧性)を確保する

## 維持管理

### 検査・診断/補修

●検査・診断技術

省力化/省人化、検査周期延伸/異常検知が求められる

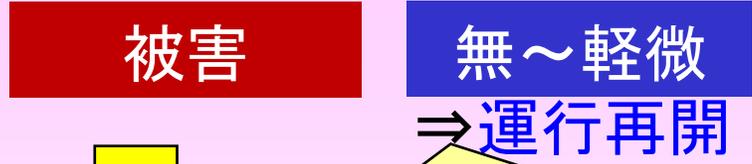
### 事前対応

●防災・減災技術

予め弱点箇所を選定し、粘り強い構造に変更する

## 被災後の対応

●早期運行の判断技術



無～軽微な被害を判断し、運行再開に繋げる

被災構造物の再供用の可否を判断し、補強し運行再開に繋げる

●早期復旧技術



# 講演内容

1. 鉄道構造物の現状と課題、研究開発の方向性
2. 鉄道構造物の災害対応—現状
  - 検査・診断技術
  - 補強技術
  - 早期復旧技術
  - 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題
3. 鉄道構造物の災害対応—今後
  - 流出物、土砂流出や浸透による強度低下に対応した診断・補強技術の取組み
  - 甚大な被害規模に対応した早期復旧技術の取組み
  - 流域治水に対応した取組み
4. 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

# 鉄道構造物のレジリエンス向上のための研究開発

常時

(設計・施工/維持管理)

異常時

(診断/補強/取替)

設計・施工

●性能設計・性能施工技術

維持管理

検査・診断/補修

●検査・診断技術

事前対応(補強)

●防災・減災技術

予め弱点箇所を選定し、粘り強い構造に変更する

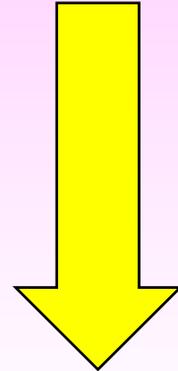
被災後の対応

●早期運行の判断技術

被害

無～軽微

⇒運行再開



無～軽微な被害を判断し、運行再開に繋げる

被災構造物の再供用の可否を判断し、補強し運行再開に繋げる

●早期復旧技術

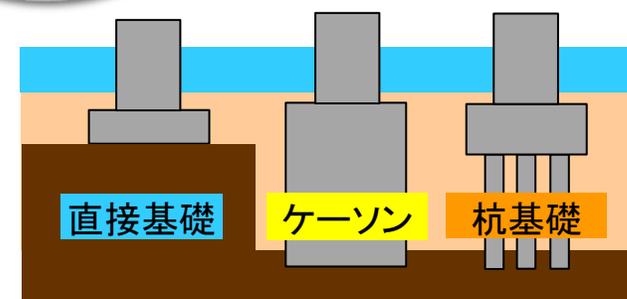
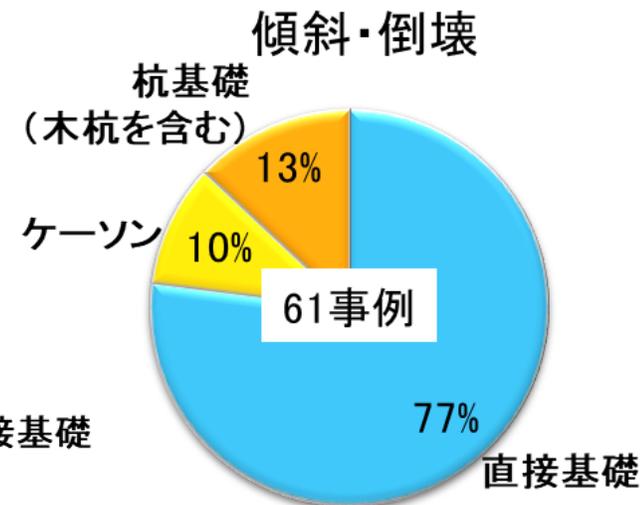
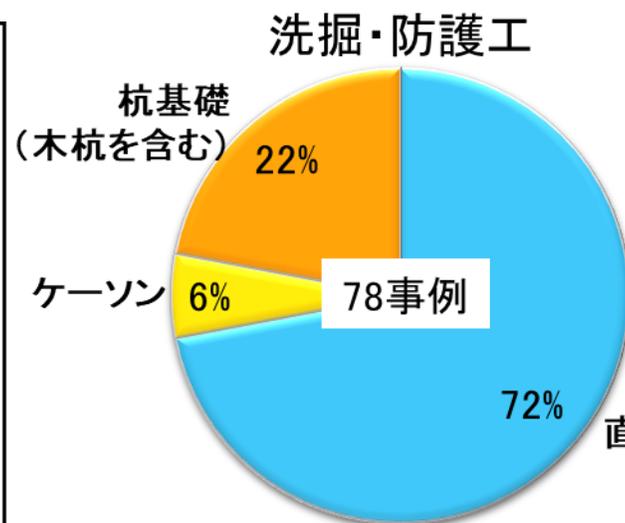
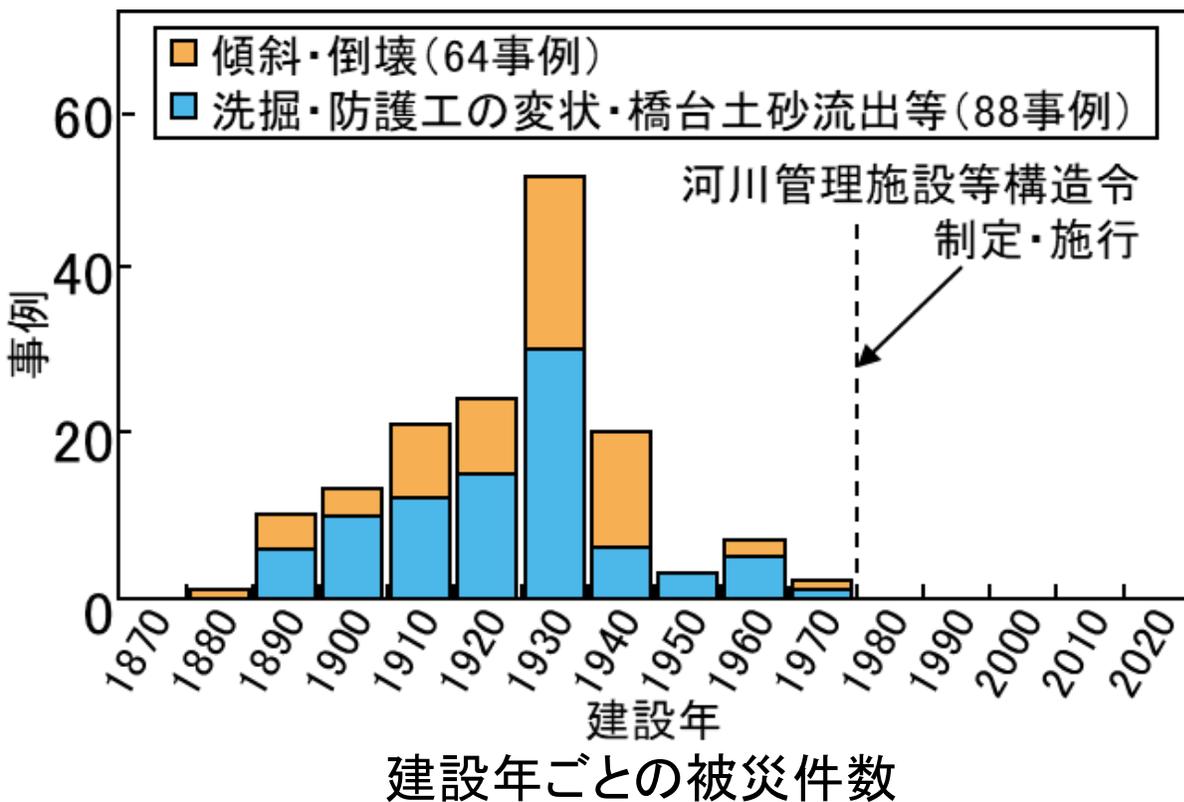
被害:大

～中被害

取替

再使用+補強⇒運行再開

# 河川橋梁の被害分析：弱点箇所への抽出

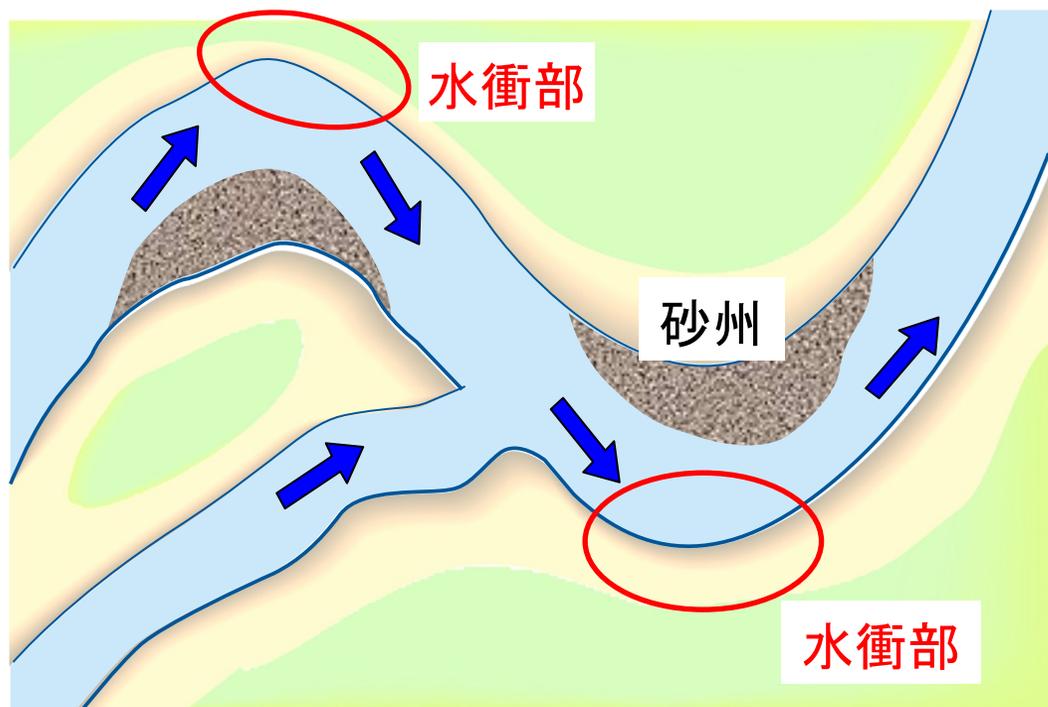


基礎種別ごとの洗掘被害の割合

## 河川橋梁の構造条件

- 河川管理施設等構造令(1976)制定以前の河川橋梁で被害が発生
- 浅い基礎である、直接基礎に被害が集中

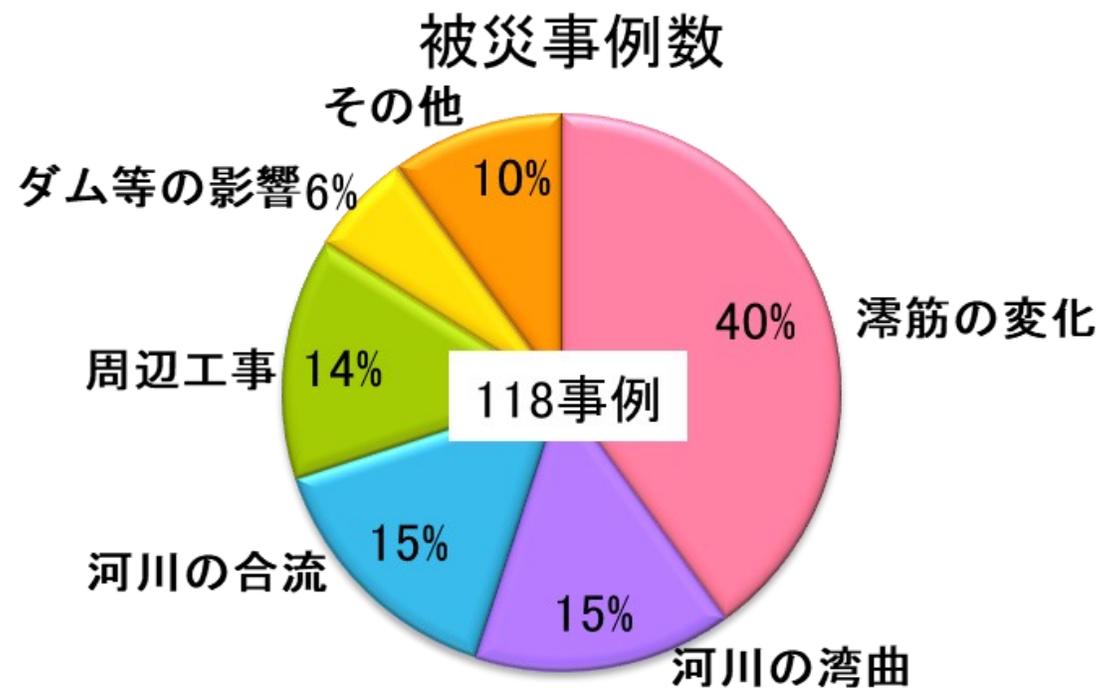
# 河川橋梁の被害分析：弱点箇所への抽出



河川の流れ

## 河川橋梁の河川環境条件

- 流れの強い川岸の部分（水衝部）が流速・流量によって変化し、滯筋に変化をもたらす
- 洗掘被害の要因として、滯筋の変化が4割

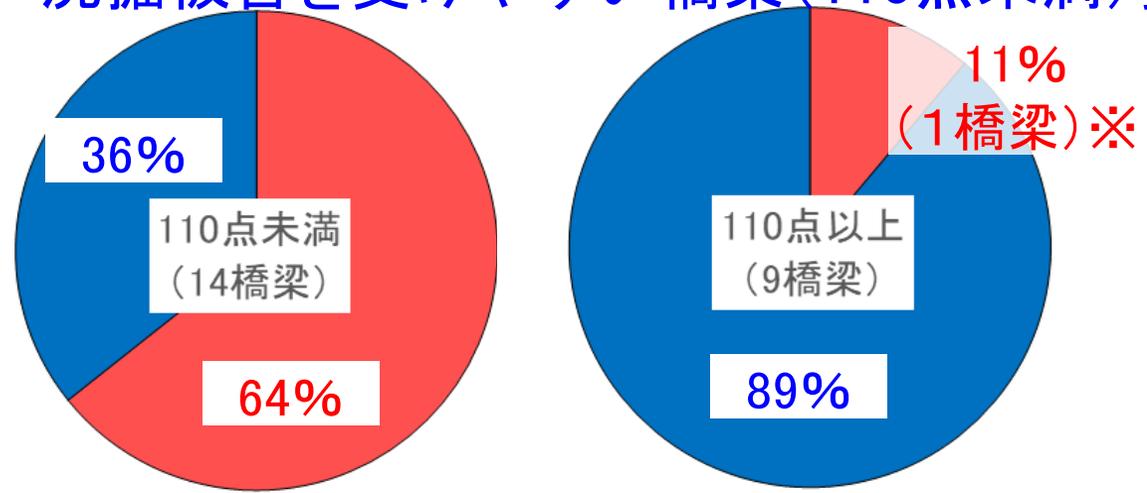


被災要因別の被災件数（橋脚数）

# 検査・診断技術：弱点箇所への抽出

## 洗掘採点表

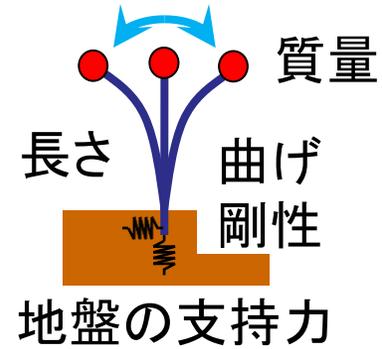
- 構造条件／防護条件（はかま工等）
  - 河川環境条件
- ⇒洗掘被害を受けやすい橋梁（110点未満）抽出



■ 被害 ■ 無被害  
洗掘被害リスクを有する橋梁の抽出  
(2019年以降、被害橋梁/無被害橋梁23橋梁)

※根入れが大きい橋梁であったが、河口部に位置する緩い堆積層のため流出した例

## 衝撃振動試験



橋梁下部工の固有振動数  
⇒健全度を判定

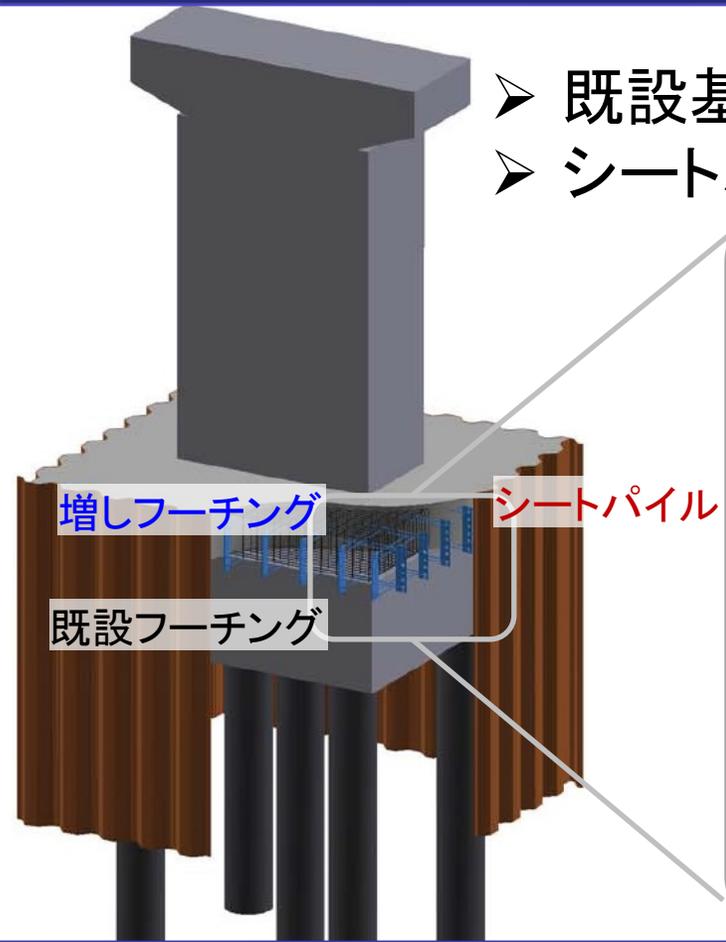
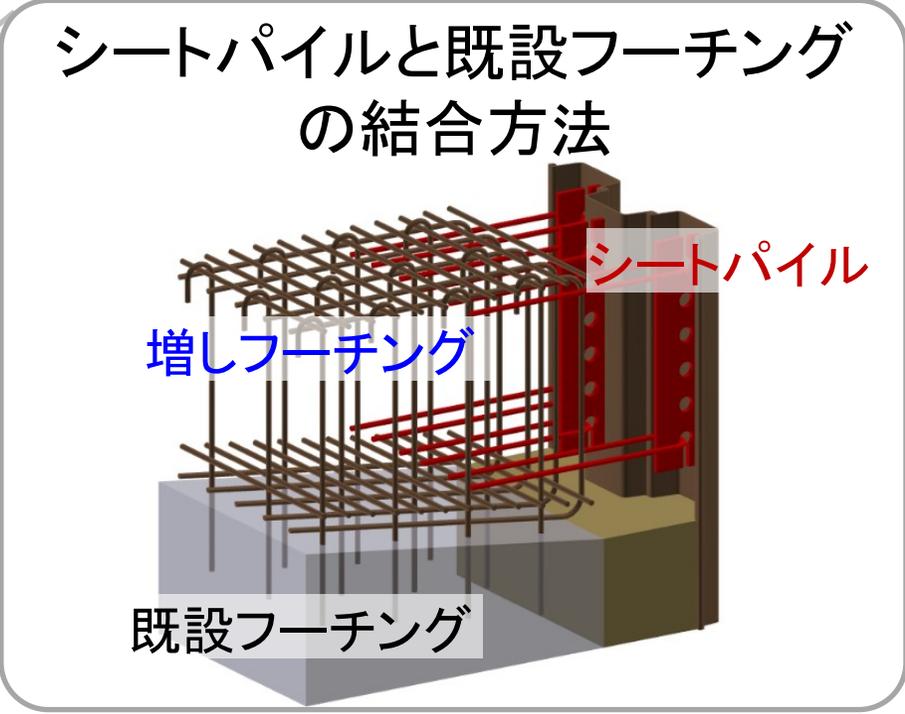
■ 多数の河川橋梁のうち、洗掘採点表や衝撃振動試験の結果から増水による被災リスクの高い橋梁を抽出

# 補強技術：粘り強い構造に変更する

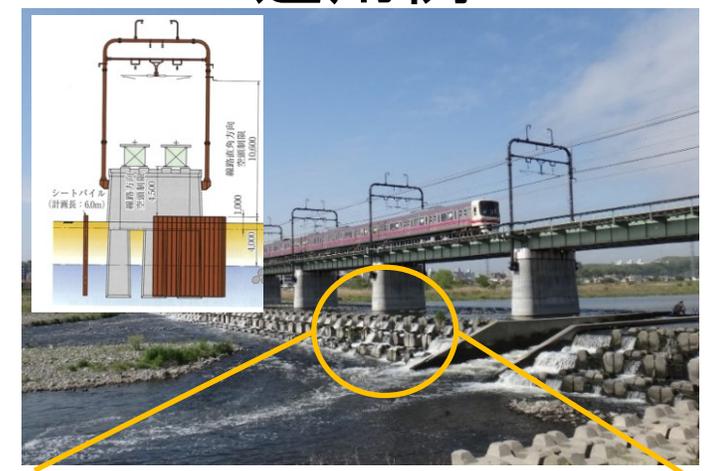
## シートパイル補強工法

※大林組、日本製鉄との共同研究成果

- 既設基礎をシートパイル(鋼矢板)で囲む
- シートパイルと既設フーチングを結合



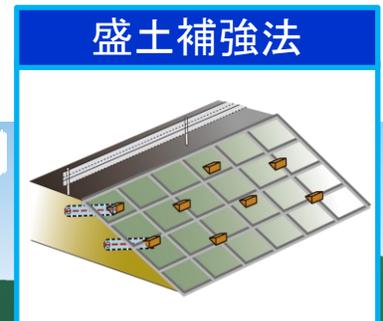
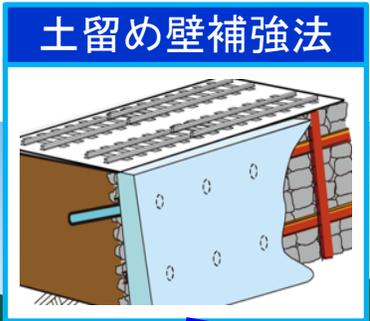
## 適用例



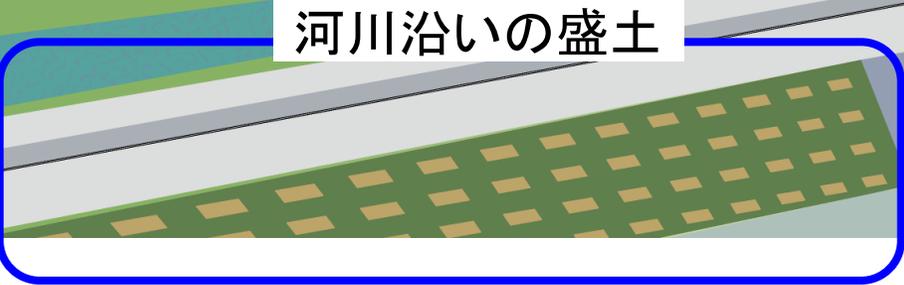
■ シートパイル補強工法を提供し、導入支援を図り、被災リスク低減に寄与



# 補強技術：降雨対策の例



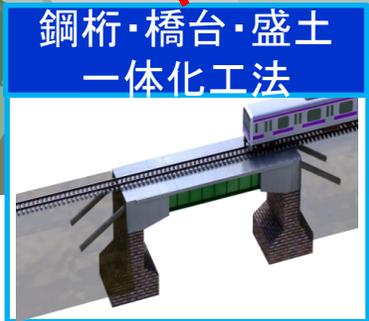
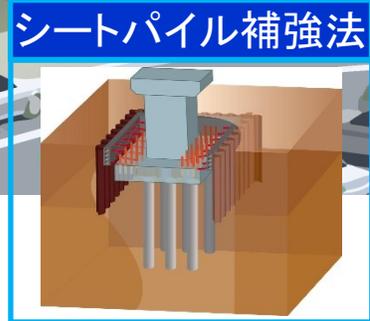
谷埋め盛土



河川

河川橋梁

河川



■ 河川橋梁、河川沿い盛土／谷埋め盛土に対して、各種の降雨対策を提供し、導入支援を図り、被災リスク低減に寄与

# 被災盛土の復旧方法(原状復旧)

## ＜原状復旧の例＞

① 被災



② 仮復旧



仮土留め施工  
大型土のう撤去



③ 本復旧  
盛土施工



運行再開(徐行)

徐行解除

- 仮復旧は早いものの、本復旧は被災前の盛土構造に戻すため(原状復旧) 仮土留め施工、土のう撤去と盛土再構築で、工期、コストが増
- 被災箇所は弱点箇所⇒原状復旧の場合、再被害の可能性は否定できない

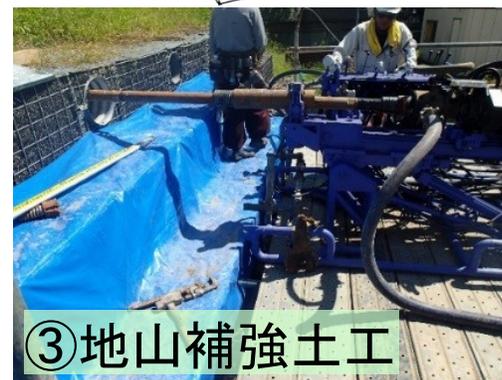
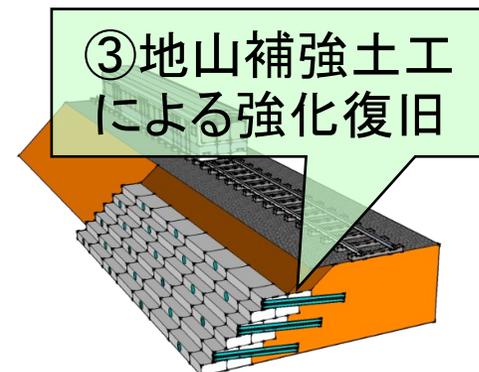
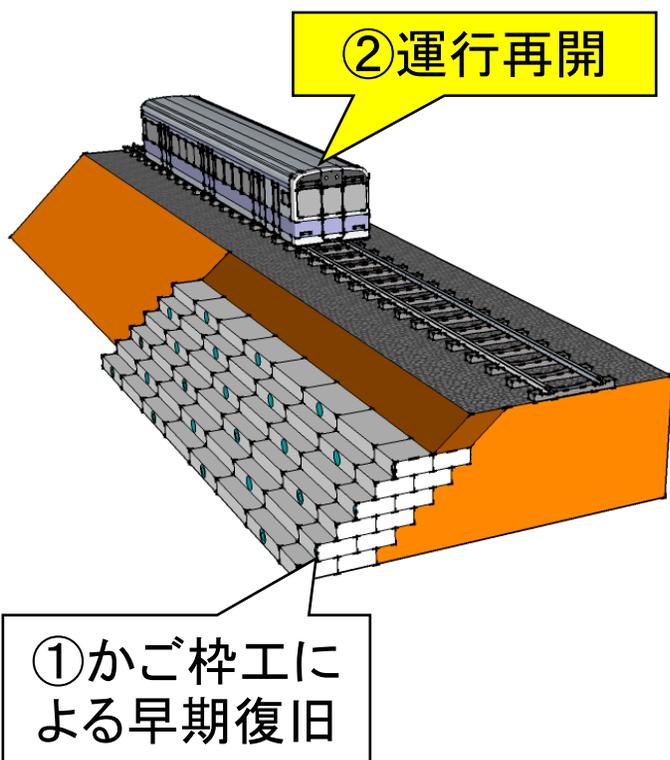
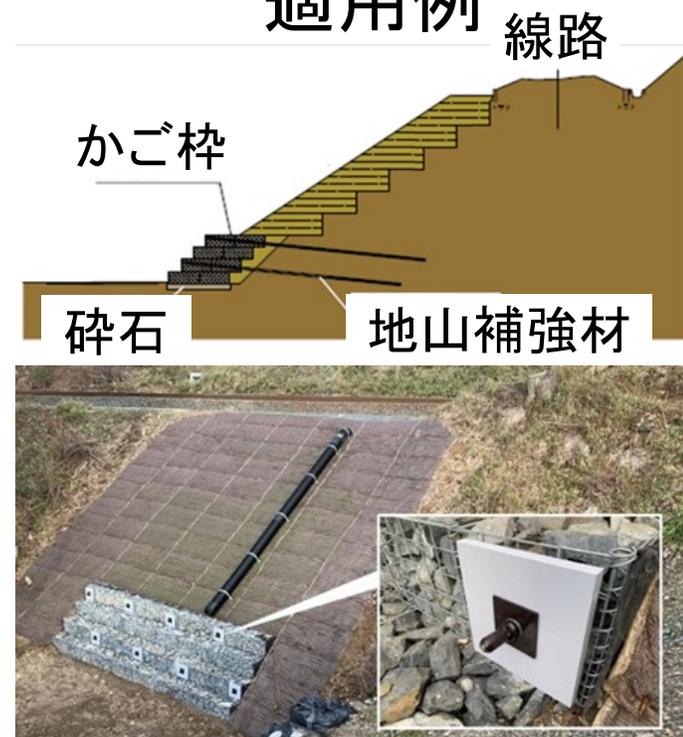
■ したがって、早期復旧、かつ強化復旧可能な工法が求められる

# 早期復旧技術：早期、かつ段階的強化

## かご枠工による早期・強化復旧法

※岡三リビック、小岩金網、  
ライト工業との共同研究成果

### 適用例



- かご枠＋砕石による耐降雨強化、かつ早期復旧を実現
- 必要により予め配置した補強用パイプに地山補強材を施工し、耐震強化

■ かご枠工による復旧法を提供し、導入支援を図り、早期復旧に寄与

# 講演内容

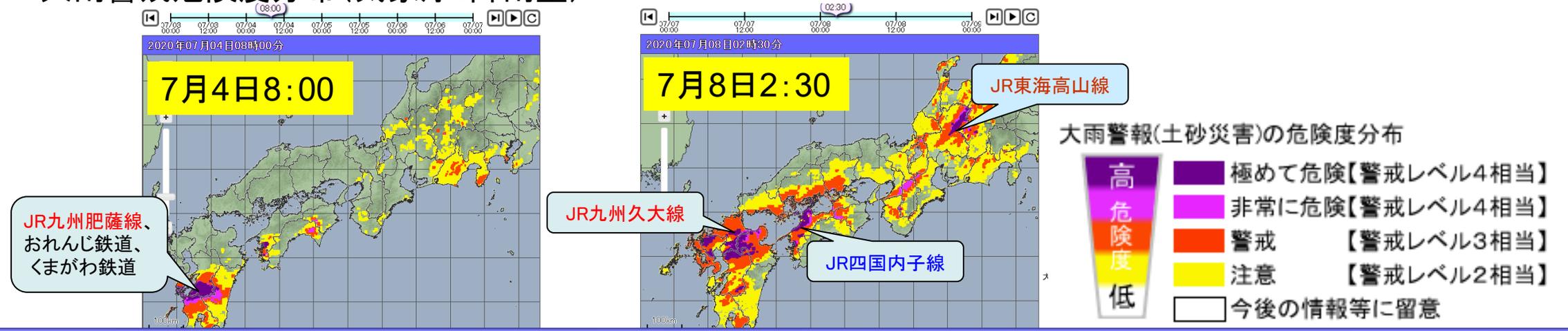
1. 鉄道構造物の現状と課題、研究開発の方向性
2. 鉄道構造物の災害対応—現状
  - 検査・診断技術
  - 補強技術
  - 早期復旧技術
  - 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題
3. 鉄道構造物の災害対応—今後
  - 流出物、土砂流出や浸透による強度低下に対応した診断・補強技術の取組み
  - 甚大な被害規模に対応した早期復旧技術の取組み
  - 流域治水に対応した取組み
4. 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

# 2020年以降の降雨災害

## 令和2年7月豪雨(線状降水帯の発生)

- 令和2年7月豪雨⇒7/3から7/31にかけて日本付近に停滞した前線の影響で豪雨が発生。
  - 7/3～8:九州南部～北部・愛媛・岐阜に豪雨域が移動
  - 総降水量:2000mm超(長野・高知)、九州南・北部・東海地方:24・48・72時間降水量観測史上1位を記録

大雨警戒危険度分布(気象庁:降雨量)



■ 線状降水帯:降雨が急激に変化(移動&停滞)、局所に集中豪雨が発生。



# 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題



河川橋梁



河川沿いの盛土



谷埋め盛土

被災前の検査・診断技術や補強技術

課題：構造物の高さを超える高出水

河川橋梁：流木等の流出物による外力の増加  
河川沿いの盛土/谷埋め盛土：土砂流出や浸透による強度低下

被害規模の拡大

復旧時の早期復旧技術

河川管理者との連携



# さらなるレジリエンス向上のための取組み

## 被災前

### ■ 検査・診断技術

### ■ 補強技術

流出物を考慮した河川橋梁／土砂流出や浸透による強度低下を考慮した河川沿いの盛土や谷埋め盛土の診断・補強技術

## 復旧時

### ■ 早期復旧技術

甚大な被害規模の河川橋梁／河川沿いの盛土や谷埋め盛土の早期復旧技術

### ■ 国が進める「流域治水」に対応した取組み

河川橋梁／河川沿いの盛土の増水による被災リスク低減のため、鉄道事業者への支援

# 流出物を考慮した診断技術・補強技術

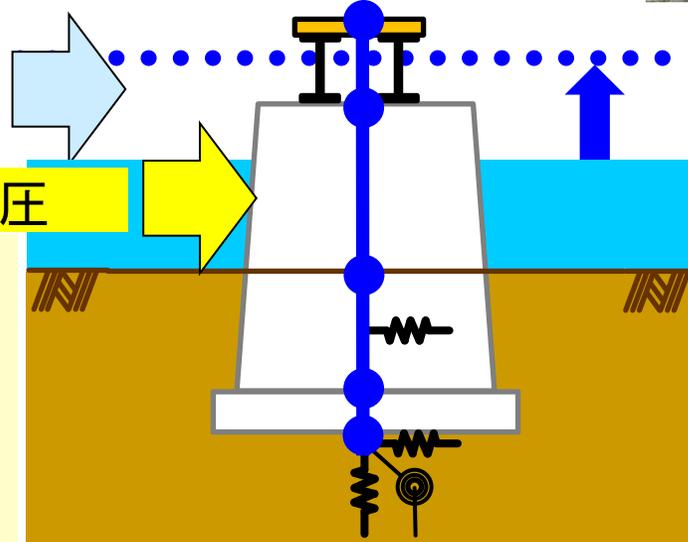
災害対応  
今後



流木等の  
流出物

増水による  
流水圧増加

流水圧



$$\text{流水圧} P(\text{kN}) = Kv^2A$$

K : 形状係数、橋脚形状による係数

v : 最大流速 (m/s)

A : 橋脚投影面積 (m<sup>2</sup>)

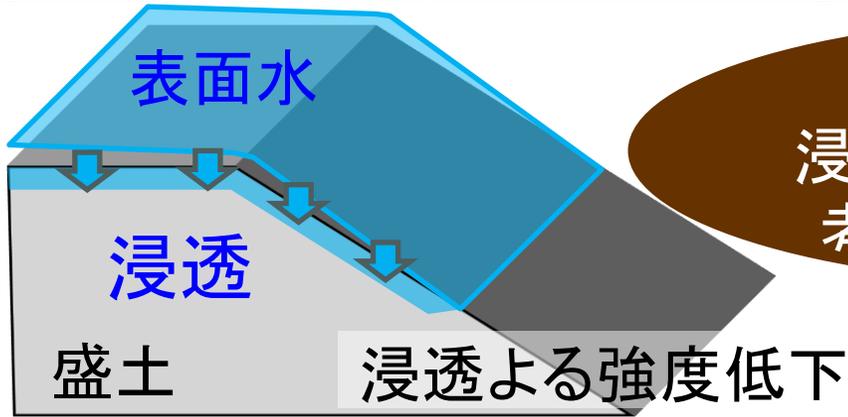
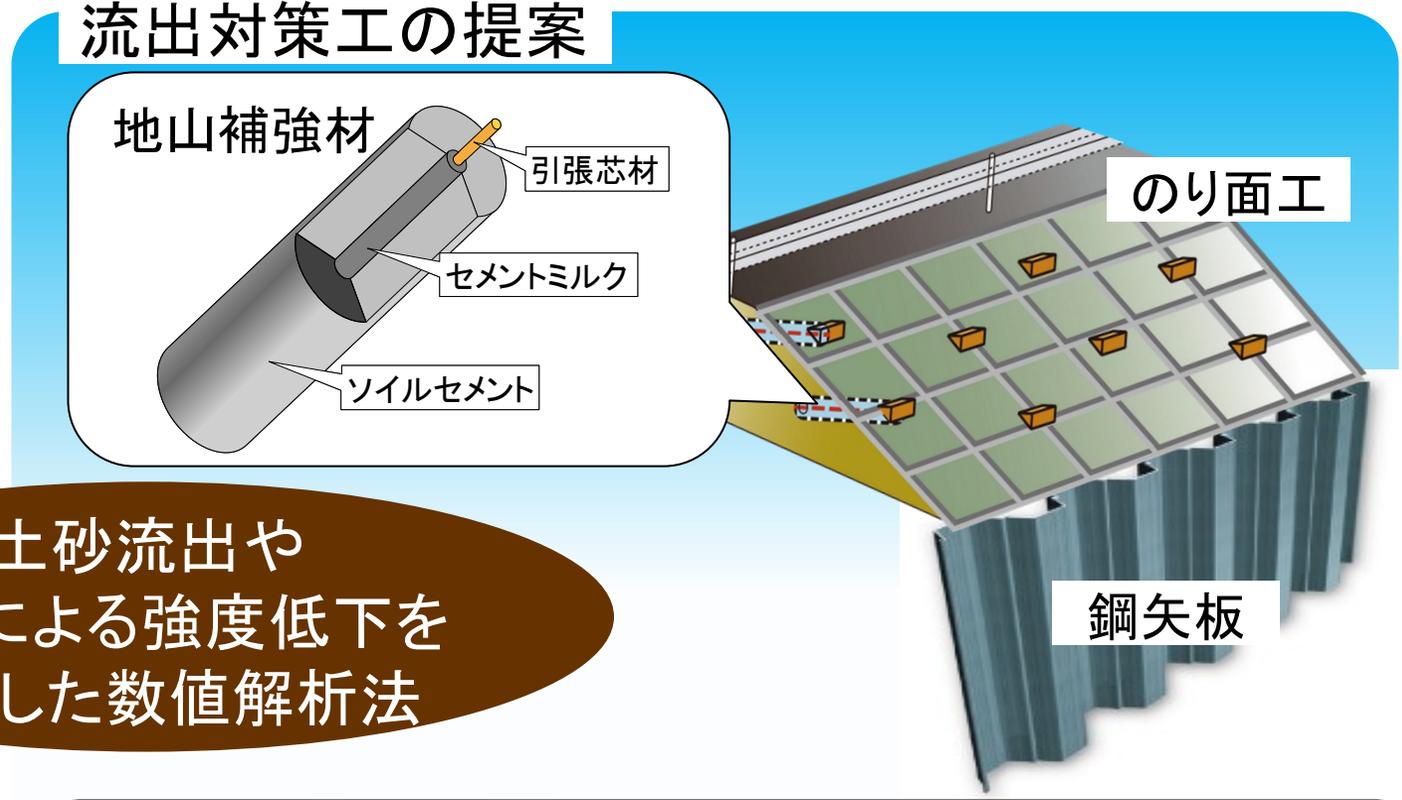
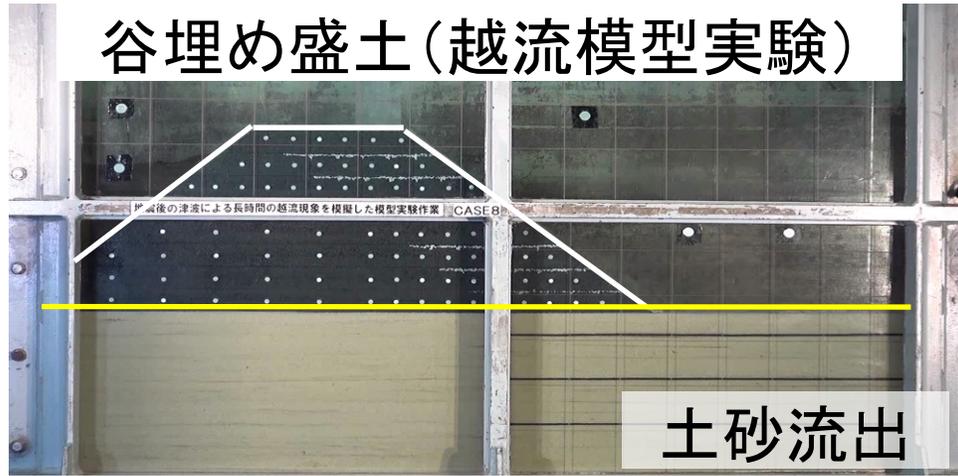
■ 流木等の流出物を考慮した河川橋梁の診断技術や補強技術の研究開発が必要

増水時の河川橋梁の診断 (安定計算)



# 土砂流出／浸透を考慮した診断技術・補強技術

災害対応  
今後



土砂流出や  
浸透による強度低下を  
考慮した数値解析法

対策工: のり面工・地山補強材、鋼矢板締め切り

■ 土砂流出や浸透による強度低下を考慮した数値解析法の確立と、これを活用した河川沿いや谷埋めの盛土の診断技術や補強技術の研究開発が必要



# 甚大な被害規模の河川橋梁の早期復旧

- 甚大な被害の場合、**定量的な診断ができない**ため再利用できなかった
  - **診断**: 鋼桁や橋脚等が**再利用可能か否か**、**適切な補強方法はなにか**



2019東日本台風  
トラス桁落橋、橋台流出  
(上田電鉄千曲川橋梁)



2022.8前線による大雨  
鋼桁落橋、橋脚傾斜沈下  
(JR東日本磐越西線濁川橋梁)



2022.8前線による大雨  
橋脚傾斜沈下  
(JR東日本五能線中村川橋梁)

- 橋台**再構築**
- トラス桁**再利用**(一部**取替**)

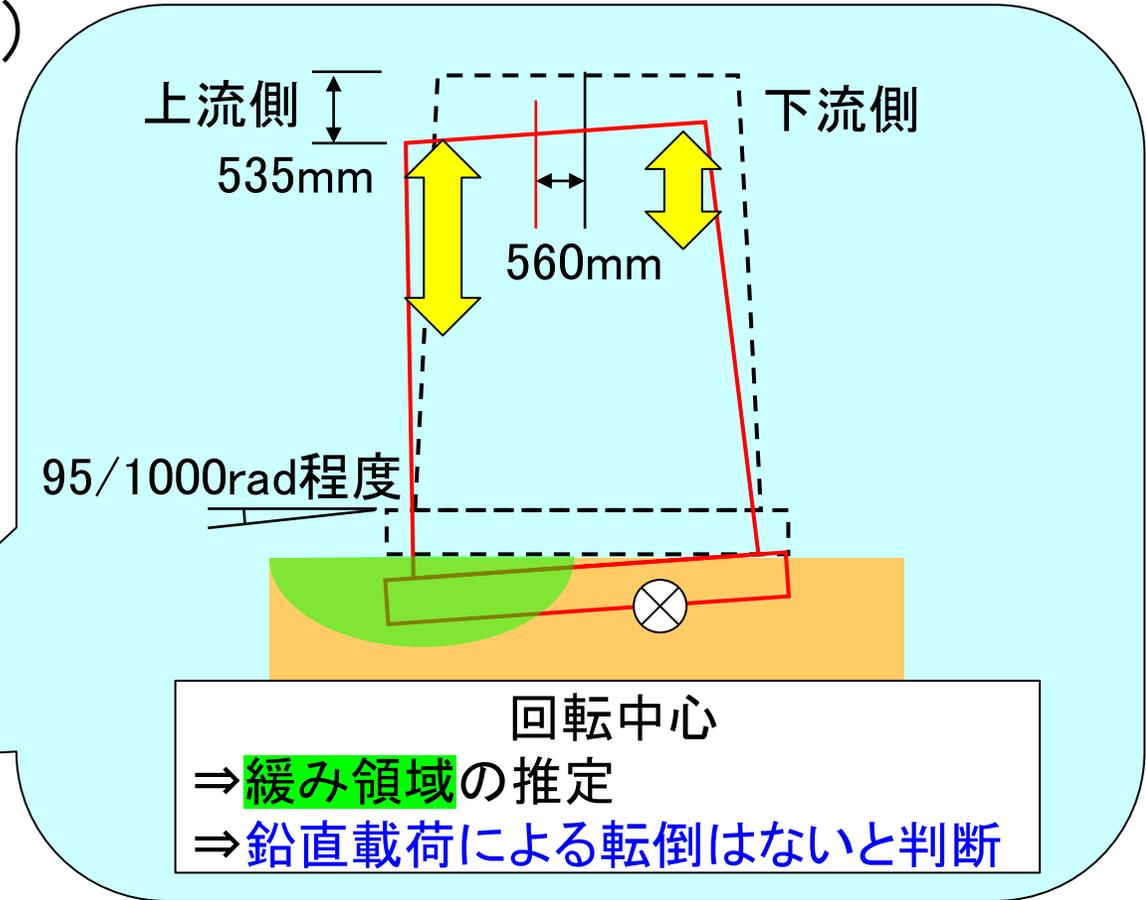
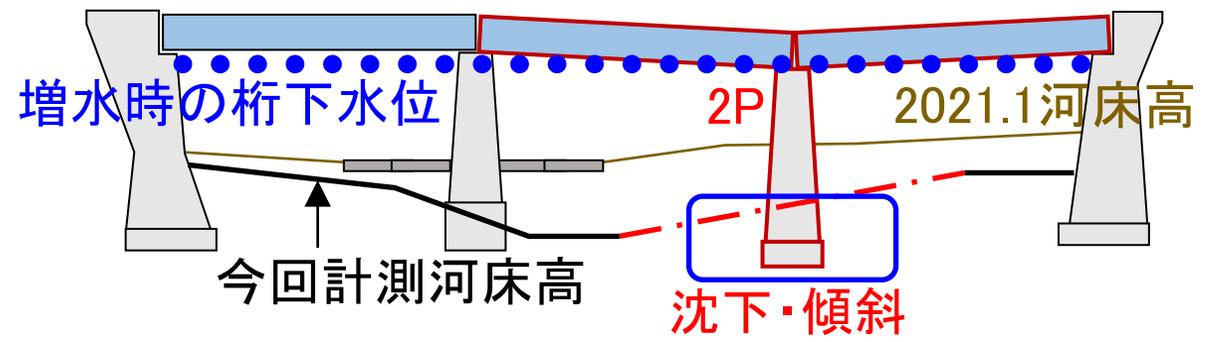
- 橋脚**再構築**
- 鋼桁**再利用**

- 橋台**再利用**
- 鋼桁**再利用**

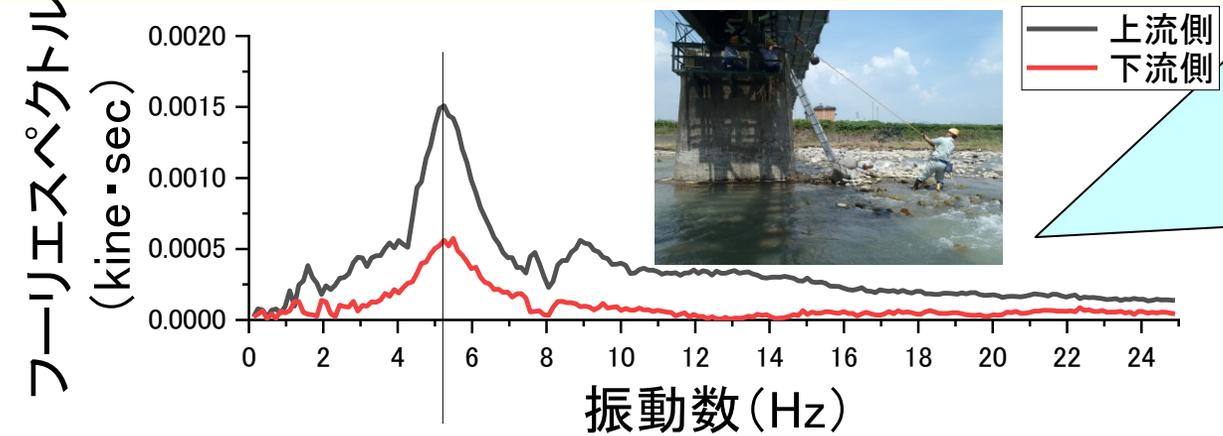
■ **甚大な被害規模**の河川橋梁／河川沿いの盛土や谷埋め盛土の**早期復旧**の**診断・復旧技術**の研究開発が必要

# 甚大な被害の被災橋梁を再利用し早期復旧

## ■ 被害規模の推定 (洗掘領域: 緩み領域)



## 衝撃振動試験結果 (上・下流の鉛直動)

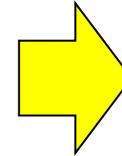


- 衝撃振動試験の鉛直振動により、回転中心から緩み領域を推定
- 水タンク等のプレロードによる締固めが可能と判断し、橋脚の再利用を決定



# 甚大な被害の被災橋梁を再利用し早期復旧

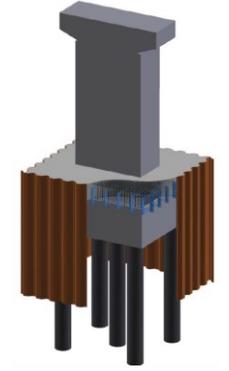
## ■ プレロードによる締固め方法と補強方法



徐行解除(基礎補強)



シートパイル  
補強工法



水タンク12tf(=営業車  
32%)による載荷試験  
⇒緩みの除去

保守用車17.5tf、40tf  
(=営業車46%、113%)  
による走行試験  
⇒走行安全性確認

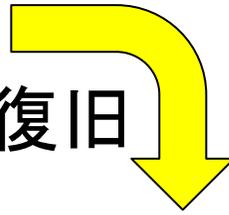
運転再開(徐行)

➤ 2022年8/9被災したが、診断の結果、鋼桁及び橋脚の再利用が可能と判断し、約4か月後の12/23に運行再開

# 流域治水への対応：鉄道事業者への支援

## ■ 流域治水：気候変動による降雨量の増加に対応

- 都市部の河川のみならず⇒全国の河川を対象、ステークホルダー協働
- ①河川改修等の整備を加速化
- ②被害対象を減じる、③被害軽減・早期復旧



## 河川改修等の整備事業



➤ (鉄道事業者視点の)河川改修事例集／工法選定表が未整備



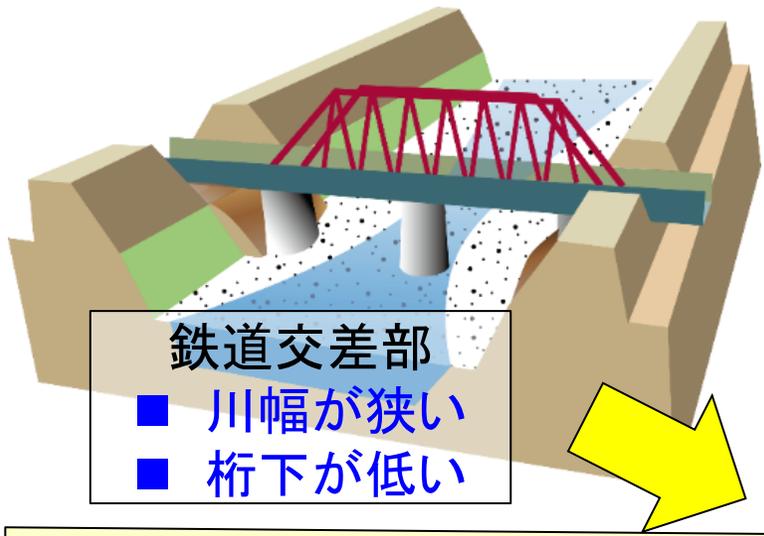
国交省「流域治水の基本的な考え方」

■ 鉄道事業者のための支援ツールとして、鉄道交差部の河川改修事例集／工法選定表を整備



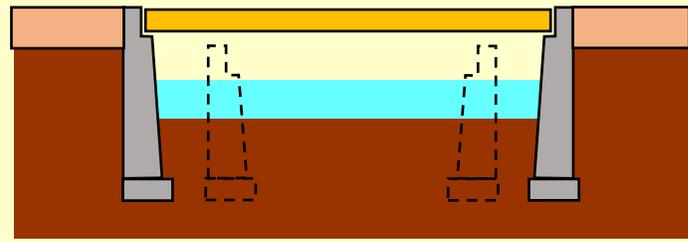
# 鉄道交差部の河川改修事業

➤ 増水による被災リスクが存在し、河川管理者・鉄道事業者が連携して河川改修事業を進捗させる



河川幅増 & 桁下空間増

仮線/別線方式による架替え



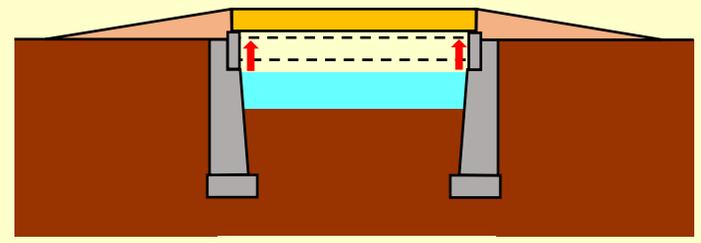
河川幅増

非開削工法による河川拡幅

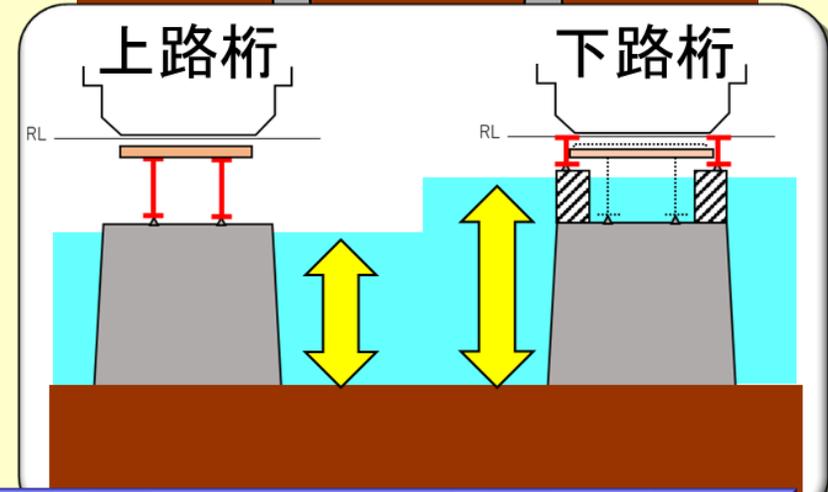
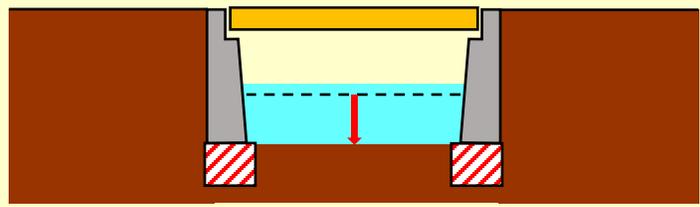


桁下空間増

沓座位置での桁扛上



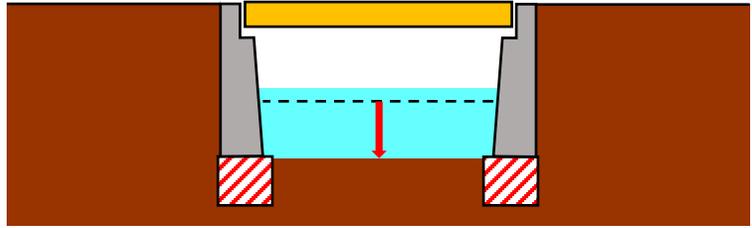
河床掘削し基礎補強



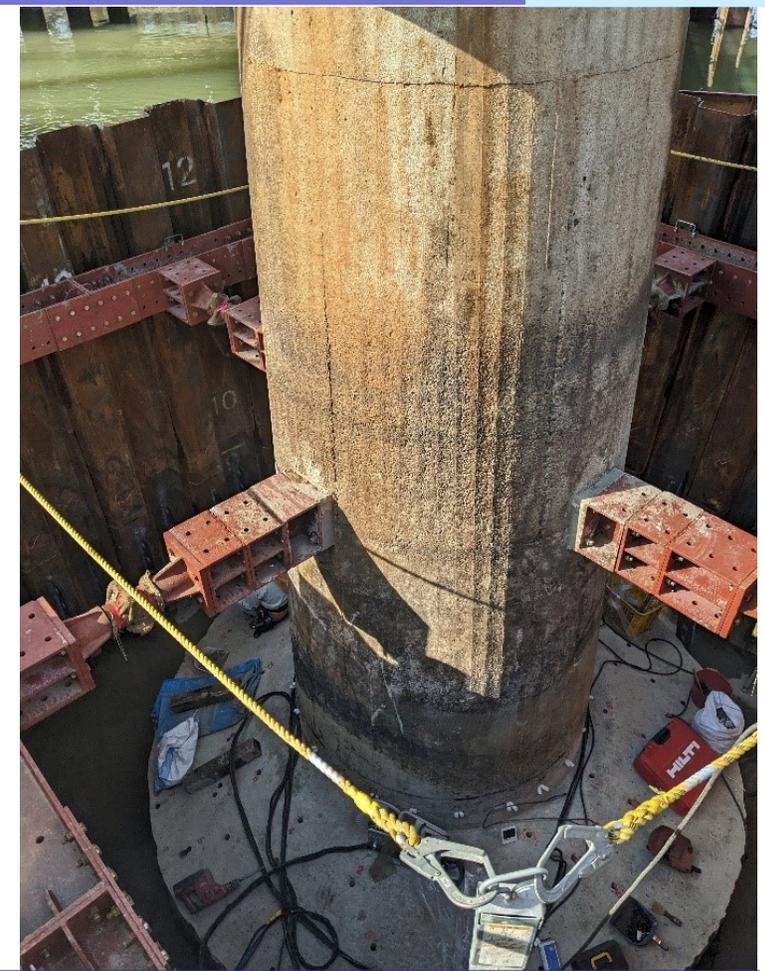
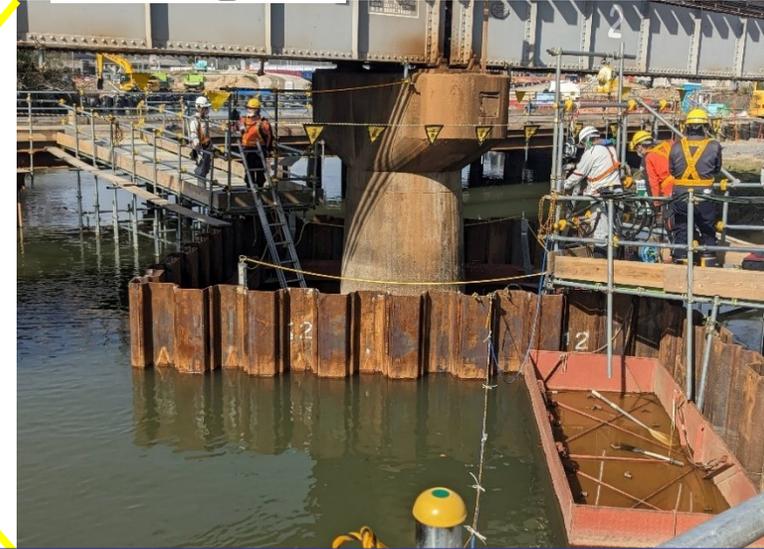
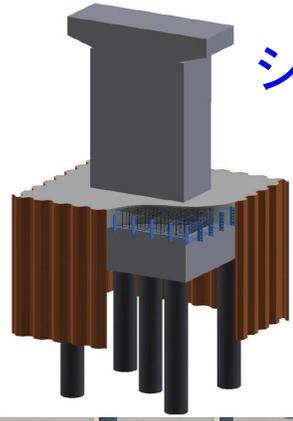
■ 鉄道交差部の河川改修工法選定表を整備するには、新しい河川空間確保の改修工法(桁扛上、河床掘削、桁種変更など)の研究開発が必要

# 鉄道交差部の河川改修：河床掘削と基礎補強

河床掘削し基礎補強



シートパイル補強工法



■ 鉄道交差部の河川改修事例集／工法選定表の整備により、鉄道事業者の選択の幅が広がることで、河川改修事業の進捗が促進

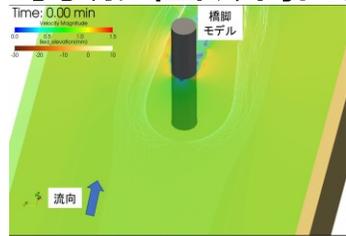
# さらなるレジリエンス向上のための取組み

災害対応  
今後

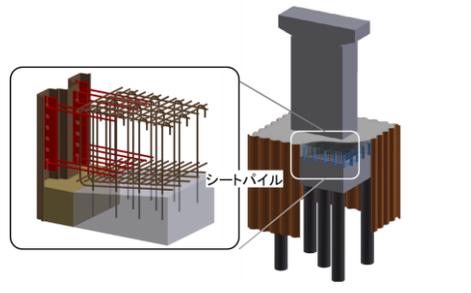
線状降水帯の発生、構造物の高さを超える高出水⇒被害規模の拡大

## 被災前

検査・診断技術  
⇒弱点箇所抽出



補強技術



## 復旧時

早期復旧技術  
⇒診断・補強



## 流域治水対応

河川改修事業  
⇒河川管理者との  
連携



➤ 被災前の対応

流出物を考慮した河川橋梁の診断・補強技術、土砂流出や浸透による強度低下を考慮した河川沿いや谷埋めの盛土の診断・補強技術

➤ 復旧時の対応

甚大な被害規模の河川橋梁、河川沿いや谷埋めの盛土の早期復旧のための診断・復旧技術

➤ 流域治水対応

鉄道交差部の河川改修事例集／工法選定表の整備のほか、新しい河川空間確保の改修工法

■ 鉄道インフラのさらなるレジリエンス向上策となるソリューションを提供していく

# 講演内容

1. 鉄道構造物の現状と課題、研究開発の方向性
2. 鉄道構造物の災害対応—現状
  - 検査・診断技術
  - 補強技術
  - 早期復旧技術
  - 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題
3. 鉄道構造物の災害対応—今後
  - 流出物、土砂流出や浸透による強度低下に対応した診断・補強技術の取組み
  - 甚大な被害規模に対応した早期復旧技術の取組み
  - 流域治水に対応した取組み
4. 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

# 鉄道構造物のレジリエンス向上のための研究開発

常時

(設計・施工/維持管理)

設計・施工

●性能設計・性能施工技術

維持管理

検査・診断/補修

●検査・診断技術

省力化/省人化、検査周期延伸/  
異常検知が求められる

事前対応

●防災・減災技術

異常時

(診断/補強/取替)

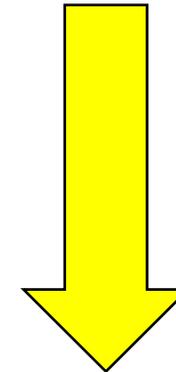
被災後の対応

●早期運行の判断技術

被害

無～軽微

⇒運行再開



●早期復旧技術

被害:大

～中被害

取替

再使用+補強⇒運行再開

# 軌道・構造物の検査・診断の研究の方向性

維持管理  
検査診断

省人化・  
省力化

検査

検査の自動化、高速化、  
かつ効率化

診断

診断の定量化、高精度、  
かつ簡易

検査周期  
の延伸

異常検知

軌道：TBMからCBMへの展開／検査周期の延伸

構造物：精緻な診断により個別検査対象を適正化

検査・診断のDXを進捗させる技術要素：デジタル技術

センシング

アナリティクス

シミュレーション

ポイント：画像計測、非接触計測(高頻度)  
機械学習等、シミュレーションによる診断

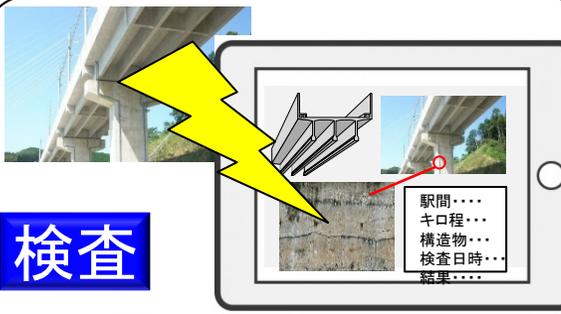
鉄道総研は、

- データアナリティクスとシミュレーション技術に長けた強みを生かした研究開発
- 診断技術や技術基準の知識・ノウハウを生かした研究開発

# 鉄道構造物の検査・診断の研究事例

維持管理  
検査診断

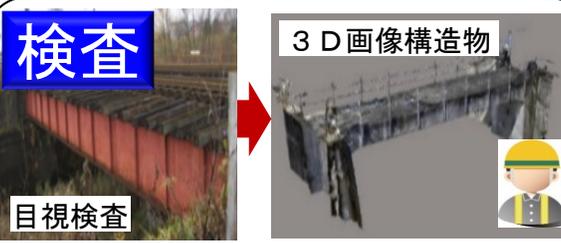
**検査**



電子野帳システム

駅間…  
キロ程…  
構造物…  
検査日時…  
結果…

**検査**

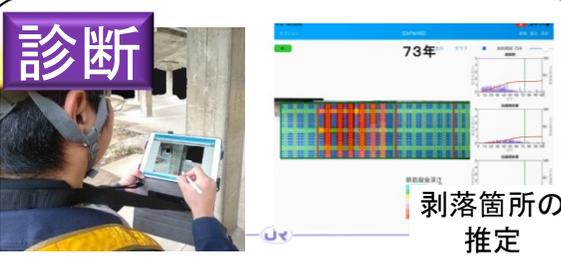


3D画像構造物

目視検査

構造物の目視検査支援システム

**診断**

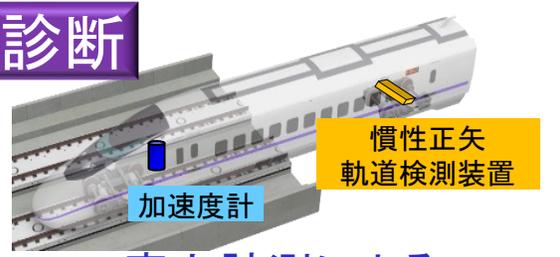


73年

剥落箇所の推定

コンクリート片剥落予測支援システム

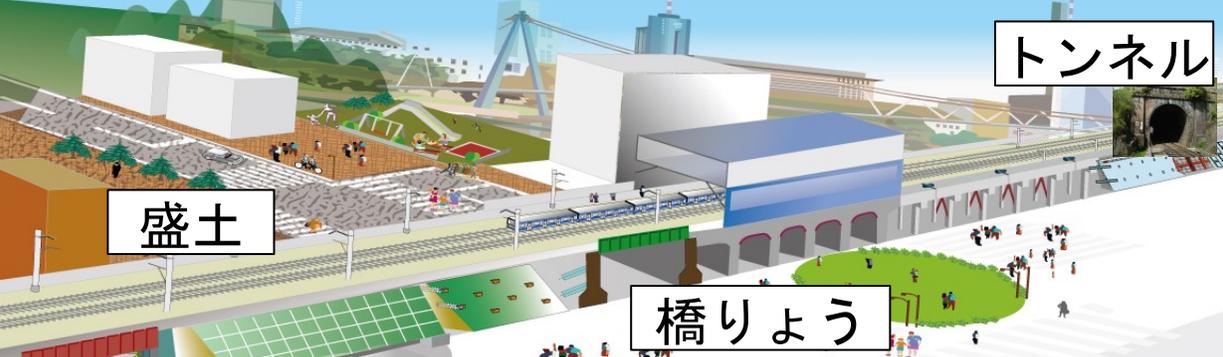
**診断**



慣性正矢  
軌道検測装置

加速度計

車上計測による  
共振橋りょうの抽出法



盛土

橋りょう

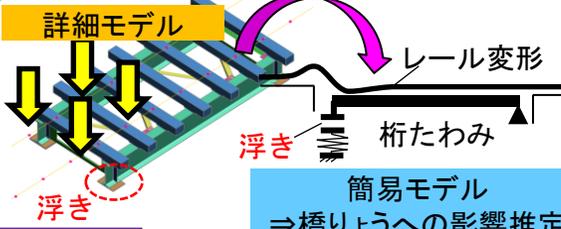
トンネル

**検査**



ビデオカメラによる長大橋りょうの振動計測システム

**診断**



詳細モデル

レール変形

浮き

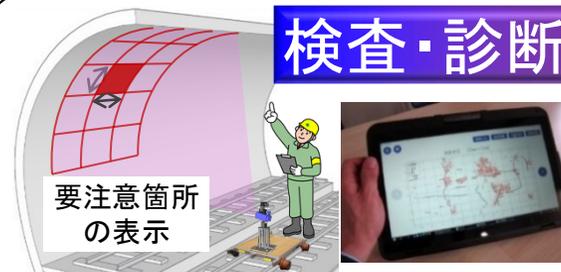
桁たわみ

簡易モデル  
⇒橋りょうへの影響推定

浮き

車上計測による  
たわみ/あおり計測法

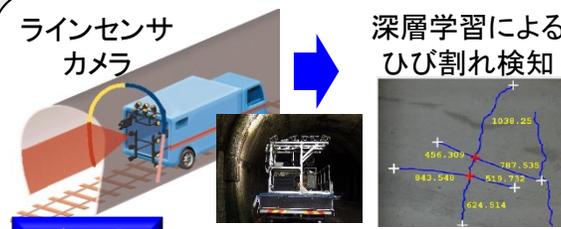
**検査・診断**



要注意箇所  
の表示

トンネル検査支援システム

**検査**



ラインセンサ  
カメラ

深層学習による  
ひび割れ検知

トンネル覆工  
のひび割れ検出システム

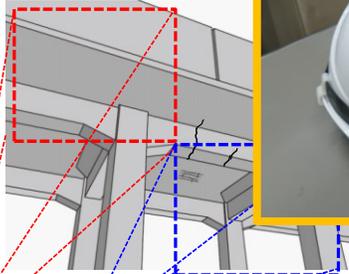


# 画像取得、3D画像作成、検査

## ①画像の自動取得

現地

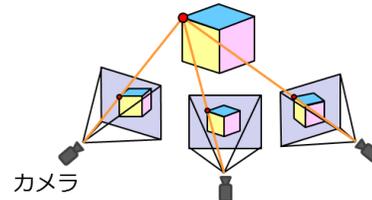
ウェアラブルカメラ



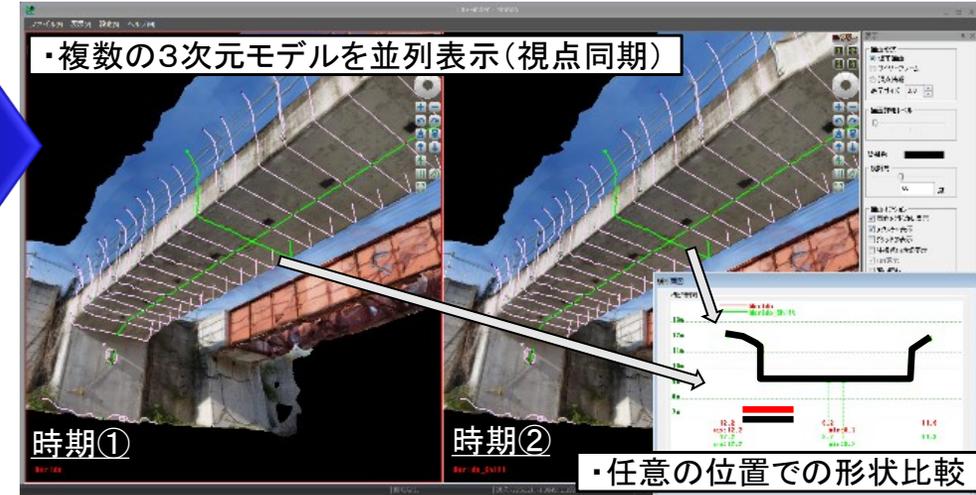
## ②SfM (Structure from Motion)

3次元モデル生成

内業

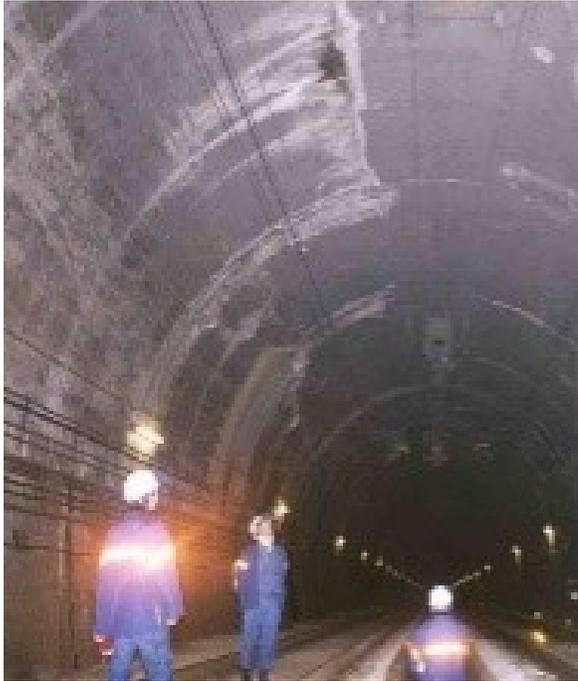


## ③3次元モデル閲覧プログラム(検査)



■ 目視検査支援システムにより検査精度向上、若手技術者の育成活用

# トンネル検査支援システム



## 現地での目視検査・診断

- 暗がりの中、遠方から目視検査・診断
- 対象構造物が大、ひび・損傷の位置特定が難  
⇒検査精度、時間、人を要する

# トンネル検査支援システム

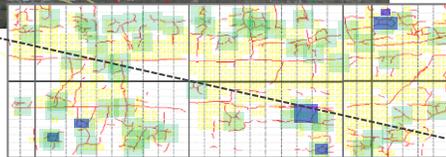
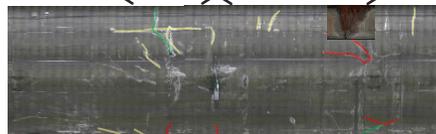
## 健全度自動判定システム

変状クラス分け(ディープラーニング)

ひび割れ剥落/漏水情報から

- 健全度 (目地間: 10m)
- 剥落等の要注意箇所 (1m角)

健全度B 健全度A



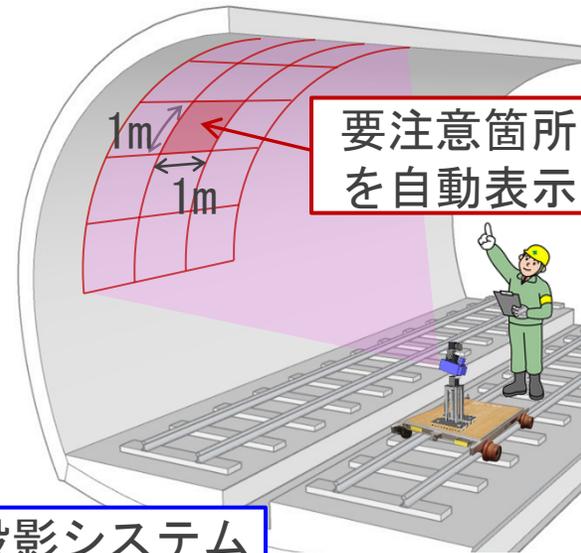
要注意箇所の表示



タブレットで動作

## 【全般検査】覆工投影システム

- 覆工投影システムにより、覆工表面に、**要注意箇所**を投影



覆工投影システム  
(レーザー)

画像撮影

個別検査 (打音検査)

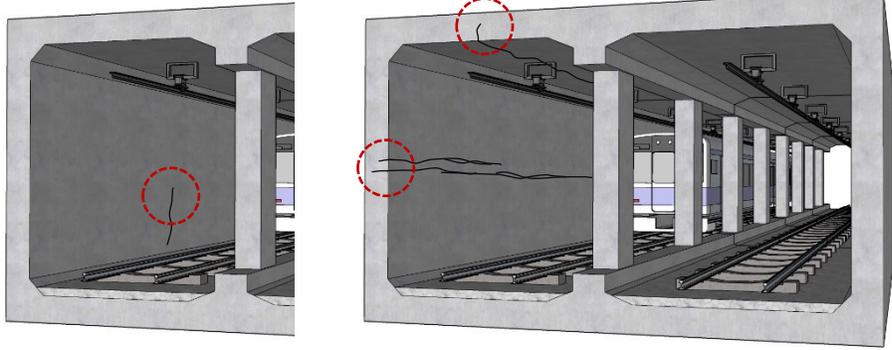
- 「健全度判定」「要注意箇所抽出」機能と「目視検査支援」機能
- 定量的診断(結果と位置)により個別検査対象削減⇒省力化・省人化

# 変状の抽出とクラス分け

程度：軽



程度：重



①施工時のひび割れ ②外力起源のひび割れ

程度：軽



程度：重



①漏水跡



②漏水(発生中)



③錆汁

# 健全度自動判定(目地間10m)と精度

## 健全度判定アルゴリズムの判定精度

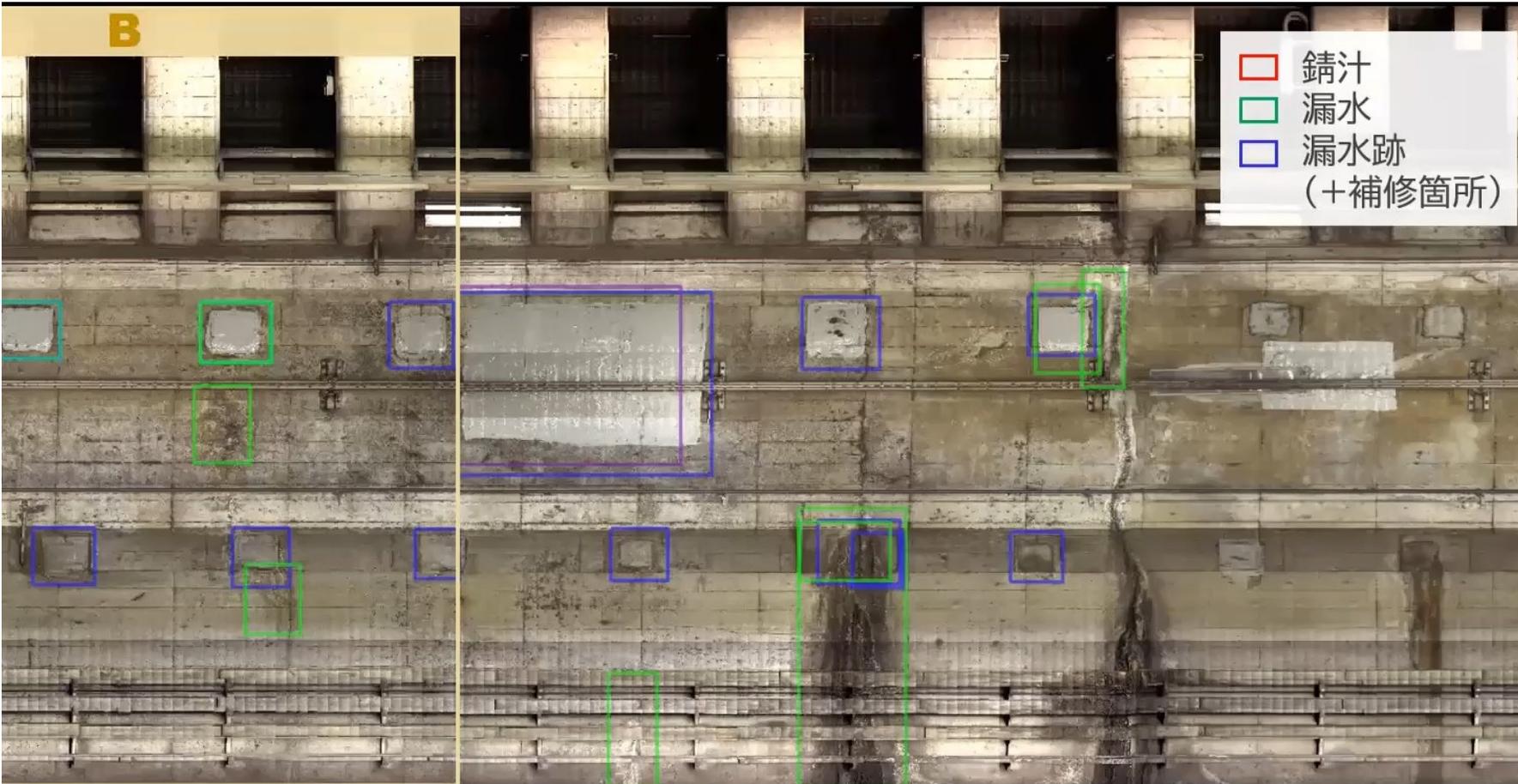
		正答			
		A	B	C	S
自動判定	A	5	2	0	0
	B	0	32	2	0
	C	0	5	36	0
	S	0	0	3	0

(内訳)

- 正しく判定：73事例
- 安全側判定：4事例
- 危険側判定：8事例

⇒90%の精度で  
実務上問題ない判定

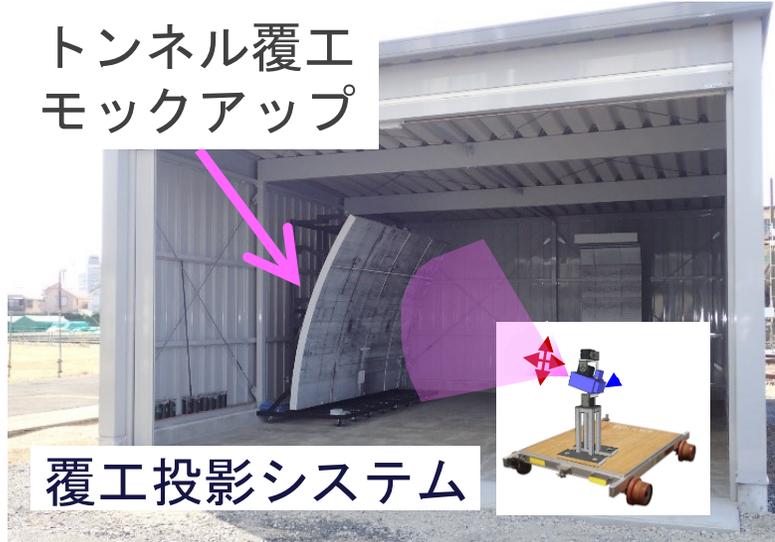
- 錆汁
- 漏水
- 漏水跡 (+補修箇所)



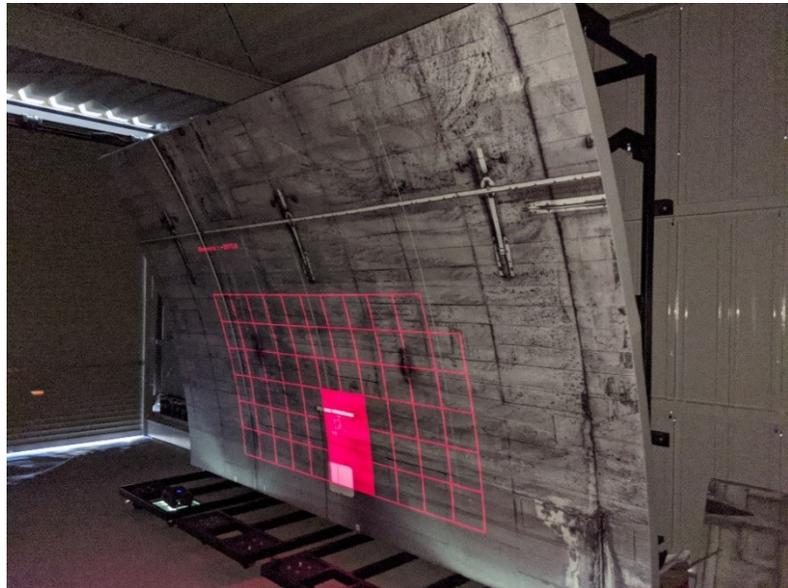
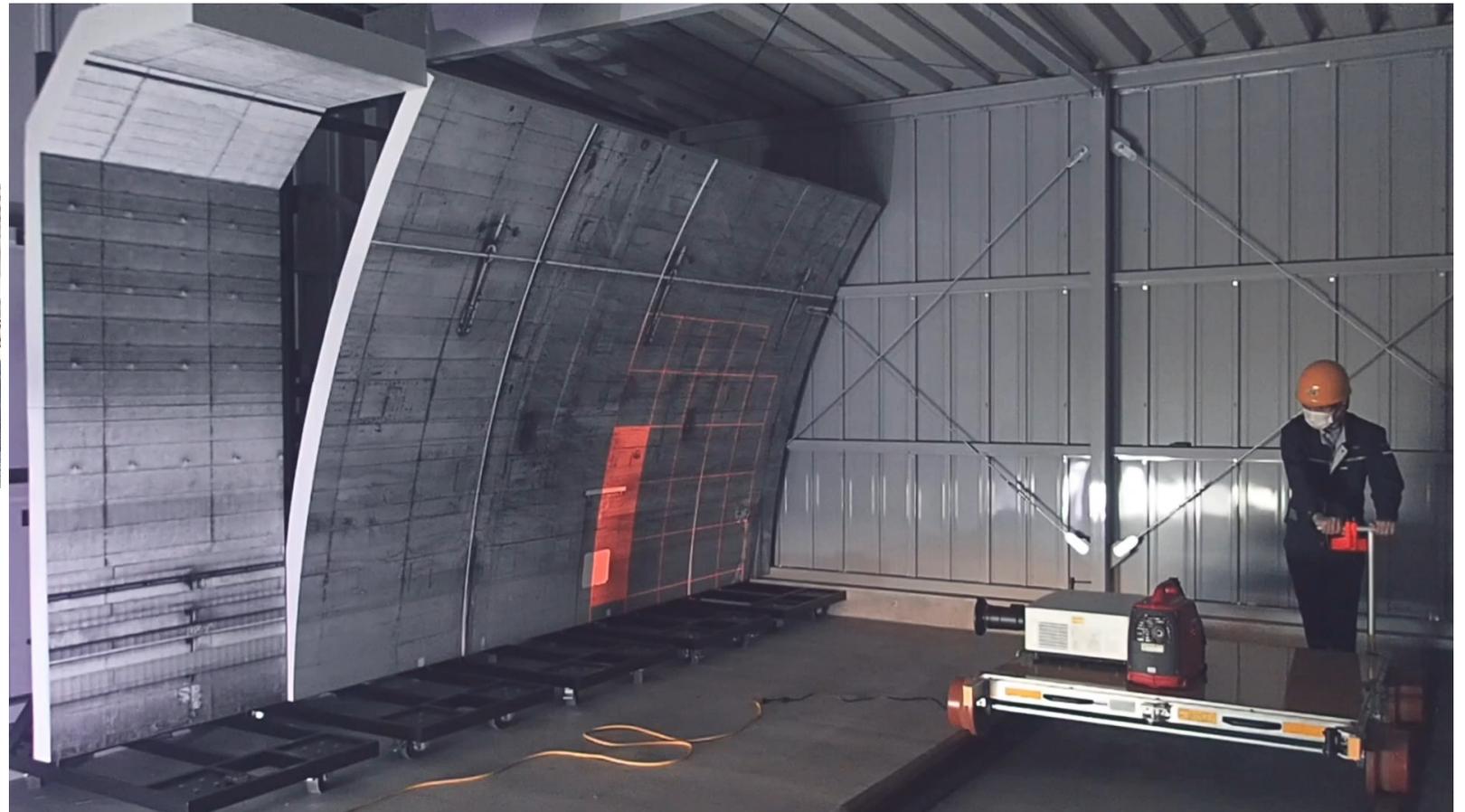
- ひび割れ情報・漏水等の変状情報による健全度判定アルゴリズム
- 教師用写真データの追加、検証中

# 要注意箇所への覆工投影システム

トンネル覆工  
モックアップ



覆工投影システム

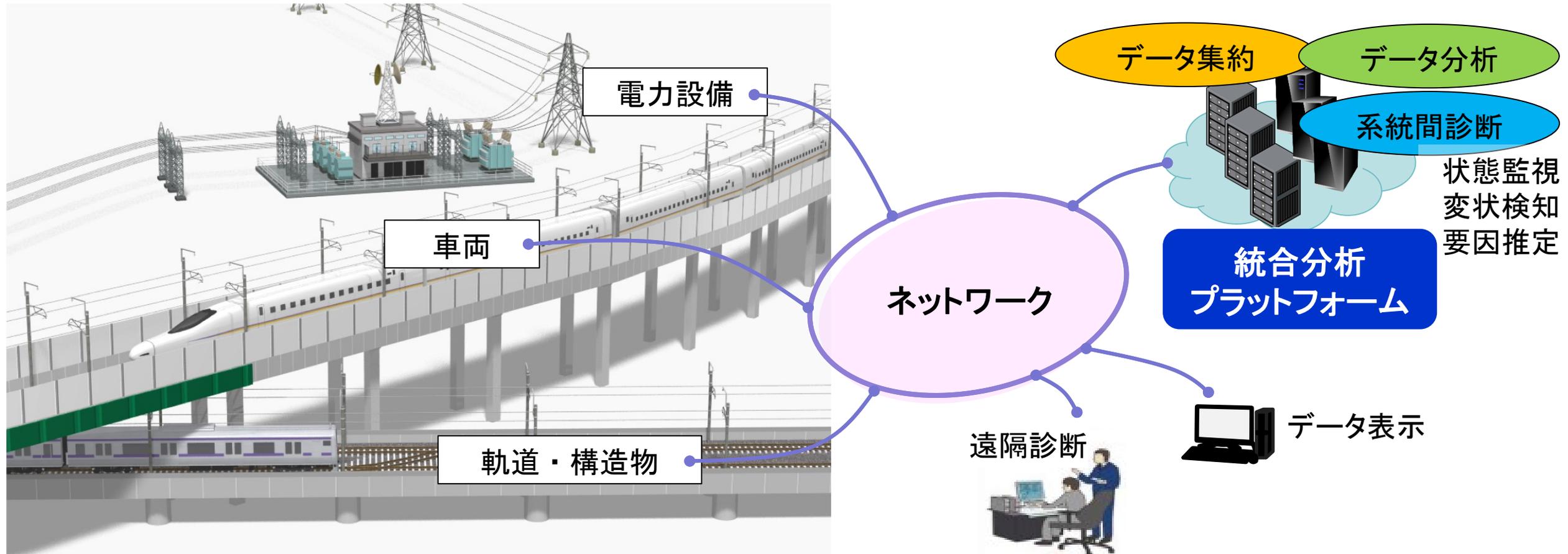


- 要注意箇所を現地トンネル覆工に投影
- 全般検査支援(結果と位置の特定)⇒検査速度アップ

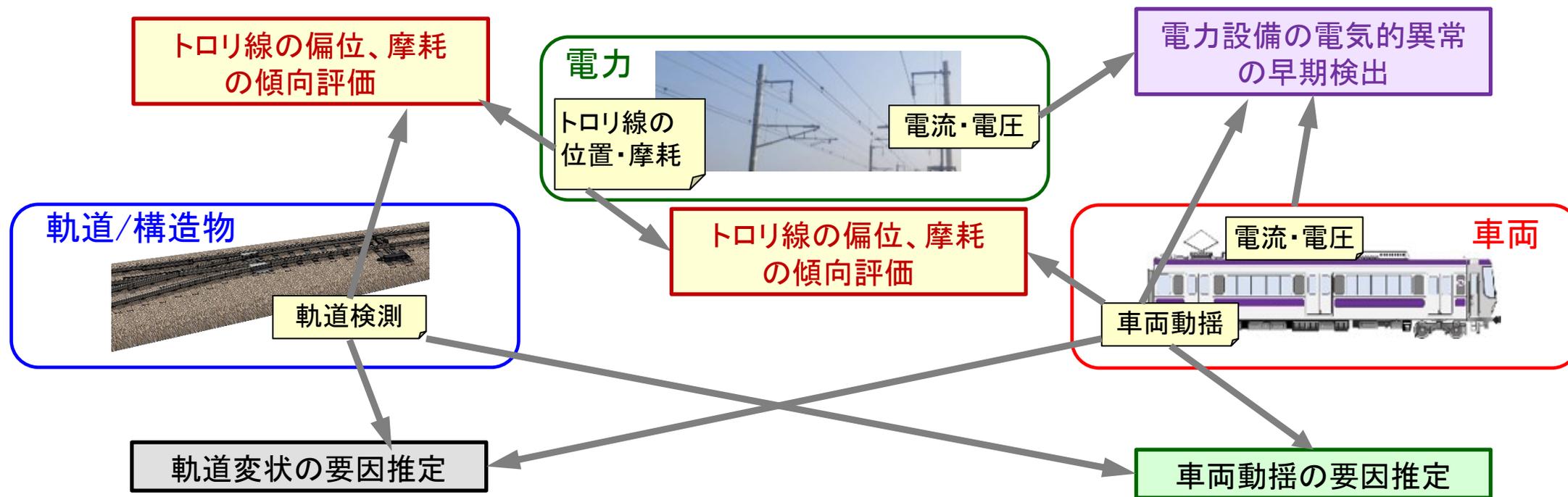
# 系統間連携による鉄道設備のメンテナンス

維持管理  
検査診断

- 従来、系統内の検査・診断をデジタル技術によって、省人化・省力化
- 統合分析プラットフォーム、ネットワークを介して、系統間連携による鉄道設備のメンテナンスのDXを実現⇒さらなる省人化・省力化を目指す



## ◆ 系統横断的なデータ分析

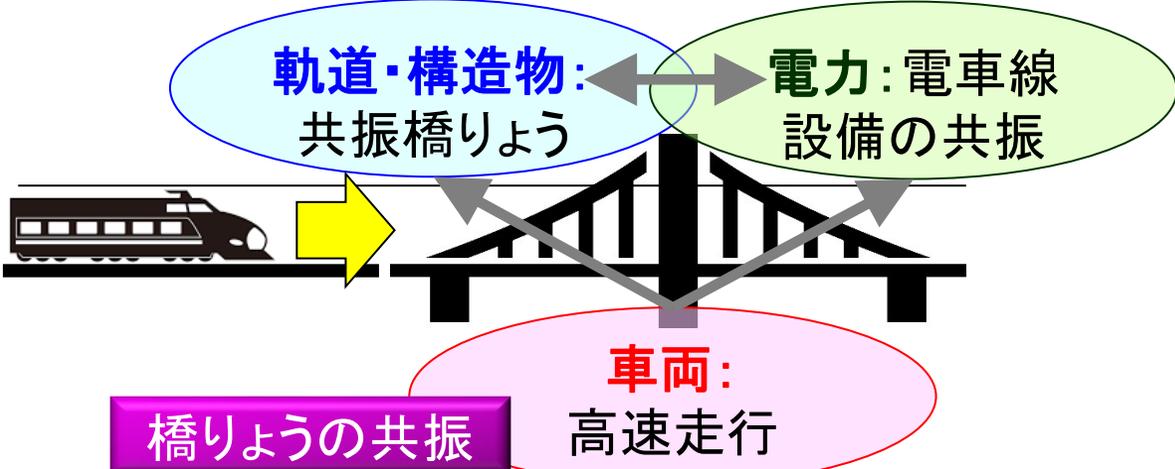


- 鉄道システムは**車両・軌道/構造物・電力**等からなる**巨大・複合システム**
- 設備変状・故障が他システムと相互に関係し、**要因は他システムの可能性も有する**
  - ⇒ **要因分析・推定、影響把握が容易**
  - ⇒ **効果的な対策を実現**

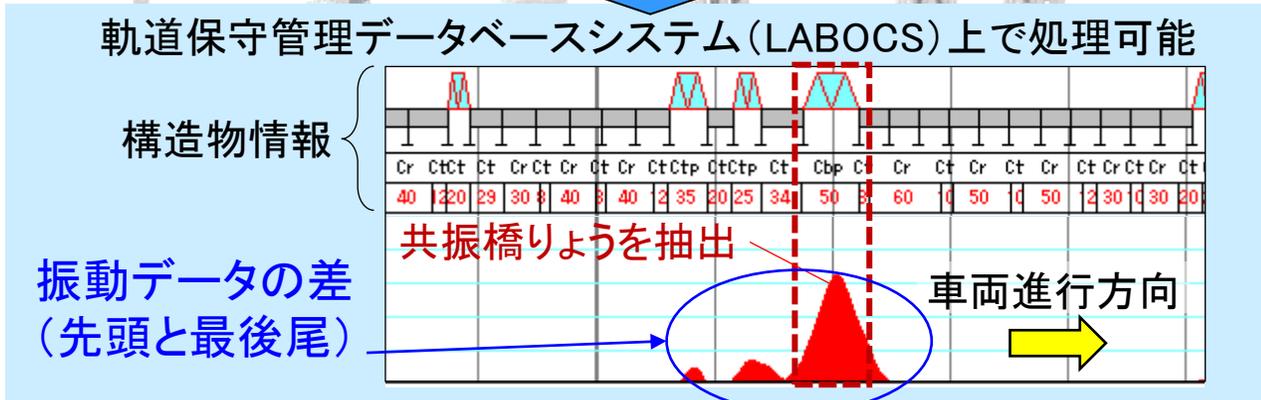
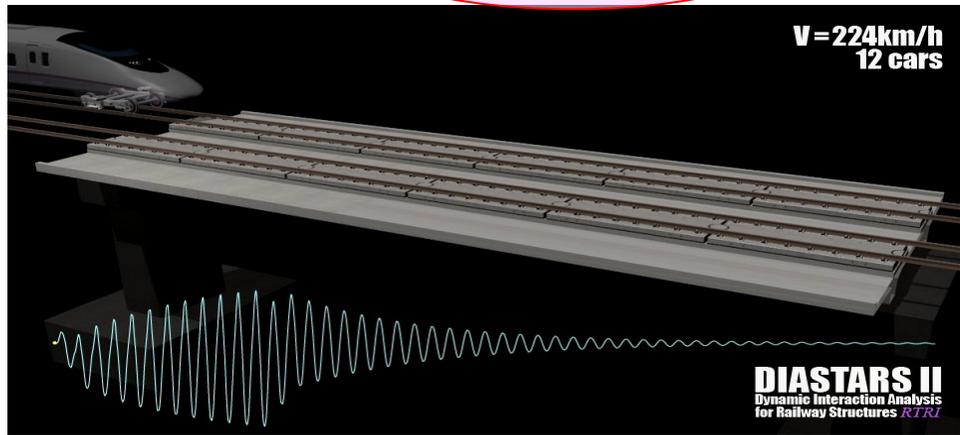
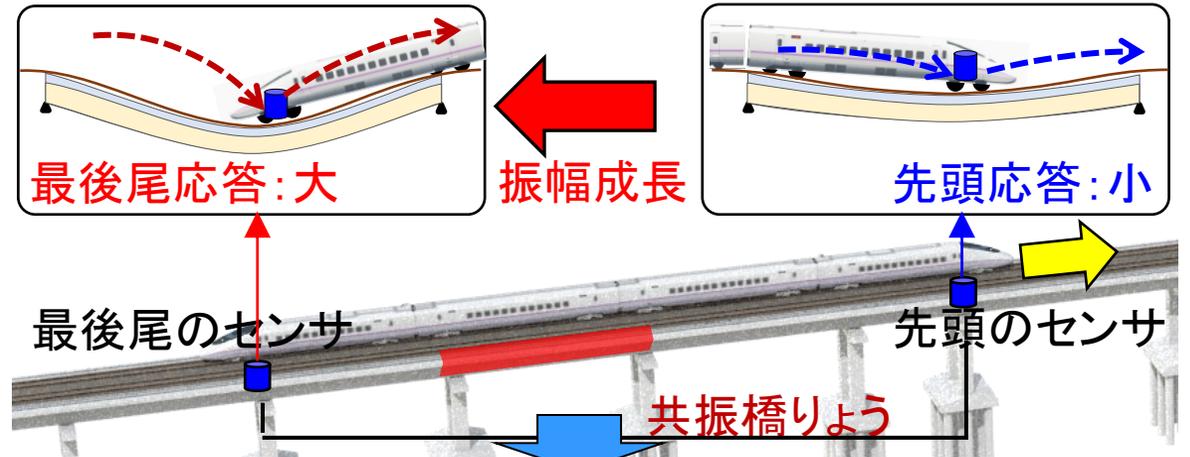
⇒ **統合分析プラットフォーム**

# 検測データによる共振橋りょうの抽出法

鉄道車両の高速走行時

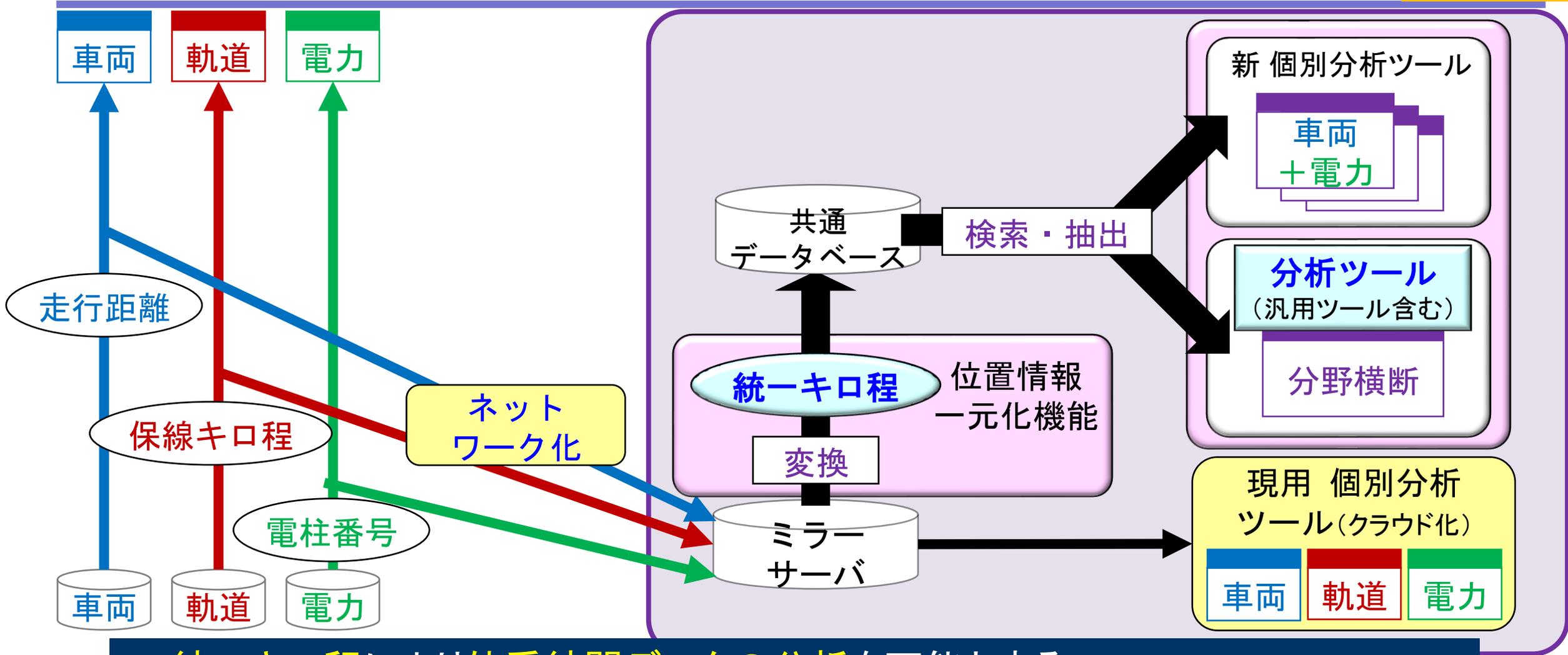


【開発手法】  
共振橋りょう: 先頭と最後尾車両の振動の差が増幅



- 地上からの動的計測⇒共振橋りょうの抽出法により検査・診断の省力化・省人化
- (相互に関係する変状・異常) 系統間のデータ連携⇒要因推定、対策が容易な例

# 統合分析プラットフォームの機能



- 統一キロ程により他システム間データの分析を可能とする
- 現システム内業務を乱さないミラーサーバによる分離機能とバックアップ機能

# 統一キロ程によるデータの一元管理

維持管理  
検査診断

車両

走行距離

〇〇駅から 176 m

系統共通  
・部外

地理座標

電柱からの距離

本34-1 から -10 m

電力

電力キロ程

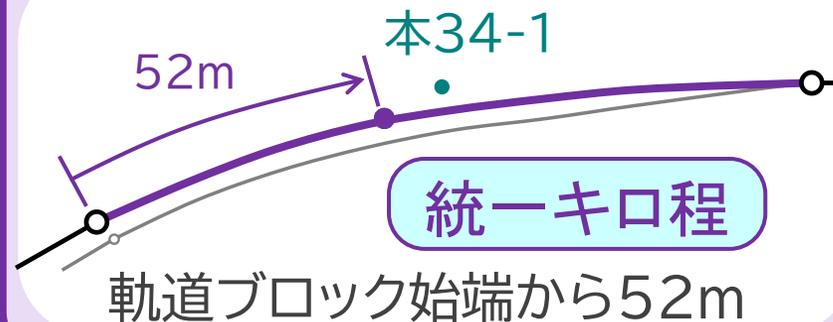
0k994m

保線

保線キロ程

0k998m

位置情報一元化サービス



軌道中心線

設備位置

系統共通で  
参照するもの  
のみを抽出

- 鉄道事業者所有のGIS位置情報
- 曲線台帳+航空写真
- 車上GPS計測データ

- 他系統の位置情報を統一キロ程を介して相互変換を実現

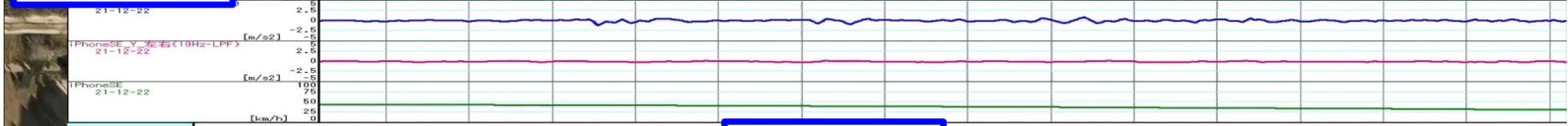
# 前方画像による設備等の概要情報

平面動画



軌道・構造物・電力設備の列車巡視  
の代替になりうる

列車動揺



前方動画+設備抽出



マップ



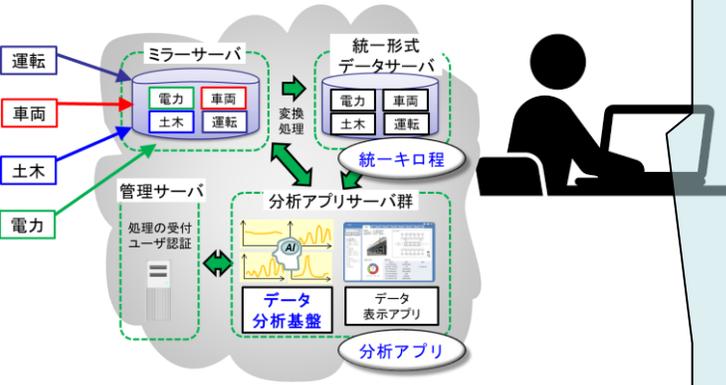
GNSS位置情報

列車位置

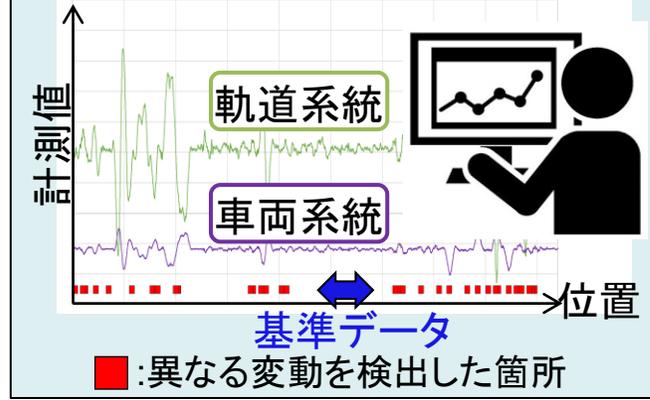
- 統合分析プラットフォームのフロント画面として活用
- 各種情報（前方・平面動画、列車動揺、設備情報、map）を**統合した**鉄道版ビューとして開発中

# デジタルメンテナンス：システム連携/車上計測

## 統合分析プラットフォーム



## システム間分析・シミュレーション・AI等のツール



## 車上計測データ

This block contains four panels related to on-board measurement data:
 

- 電車線設備** (Train Line Equipment): Shows overhead power lines and catenary systems.
- データ分析** (Data Analysis): A graph showing '加速度 [m/s<sup>2</sup>]' (Acceleration) vs '時間 [s]' (Time). It includes a '予測' (Prediction) bubble and compares '実測値' (Measured Value) and '推定値' (Estimated Value).
- シミュレーション** (Simulation): A 3D rendering of a train on tracks, labeled 'To Cars'.
- 軌道・構造物** (Track/Structure): A close-up view of train wheels on tracks.

 A '認知' (Cognition) bubble is placed over the bottom-left panel, and a '判断' (Judgment) bubble is placed over the bottom-right panel. The bottom-right panel also includes the text 'AI等による自動判定' (Automatic judgment by AI, etc.).

## 携帯端末目視検査/現地試験によるデータ

This block shows a vertical stack of mobile device screens representing various inspection and data management systems:
 

- 構造物用電子野帳** (Structural Electronic Field Book): Shows a photo of a bridge structure with a yellow lightning bolt icon and a list of data points: '駅間...', 'キロ程...', '構造物...', '検査日時...', '結果...'.
- 電子野帳システム** (Electronic Field Book System): Shows a person in a hard hat using a tablet.
- 構造物の目視検査支援システム** (Structural Visual Inspection Support System): Shows a person using a tablet to inspect a structure.
- トンネル検査支援システム** (Tunnel Inspection Support System): Shows a person using a tablet to inspect a tunnel.
- コンクリート片剥落予測支援システム** (Concrete Fragment Spalling Prediction Support System): Shows a person using a tablet to inspect a concrete structure.
- 軌道用電子野帳** (Track Electronic Field Book): Shows two people using tablets to inspect a track.

# 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

- 系統内の検査・診断をデジタル技術によって、省人化・省力化。
- 統合分析プラットフォームにより、異なる系統間の相互に関係する変状の検査・診断(現況診断、将来診断、主要因の推定)から、対策に繋がる。
- 他系統の技術者や研究者が、いつでも、簡単に、系統を超えた変状課題の解決⇒真の鉄道構造物のメンテナンスのDXに達する。
- 鉄道構造物のレジリエンス向上(常時/異常時の対応)
  - ✓ 設計・維持管理
  - ✓ (被災前の)事前対応(診断/補強)
  - ✓ (被災後の)事後対応(診断/補強)

# 講演内容

---

1. 鉄道構造物の現状と課題、研究開発の方向性
2. 鉄道構造物の災害対応—現状
  - 検査・診断技術
  - 補強技術
  - 早期復旧技術
  - 線状降水帯の発生に伴う災害に対する課題
3. 鉄道構造物の災害対応—今後
  - 流出物、土砂流出や浸透による強度低下に対応した診断・補強技術の取組み
  - 甚大な被害規模に対応した早期復旧技術の取組み
  - 流域治水に対応した取組み
4. 鉄道構造物の維持管理—検査・診断、デジタルメンテナンス

# 鉄道構造物のレジリエンス向上のための研究開発

常時

(設計・施工/維持管理)

異常時

(診断/補強/取替)

## 設計・施工

●性能設計・性能施工技術

適切な構造解析モデル・作用モデルにより、性能(安全性・使用性・復旧性)を確保する

## 維持管理

### 検査・診断/補修

●検査・診断技術

省力化/省人化、検査周期延伸/異常検知が求められる

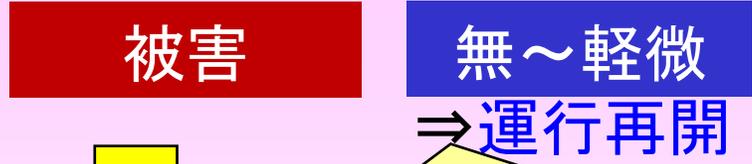
### 事前対応

●防災・減災技術

予め弱点箇所を選定し、粘り強い構造に変更する

## 被災後の対応

●早期運行の判断技術



無～軽微な被害を判断し、運行再開に繋げる

被災構造物の再供用の可否を判断し、補強し運行再開に繋げる

●早期復旧技術



鉄道構造物のレジリエンス向上  
一常時、異常時対応と  
持続可能性の維持・向上のためのメンテナンス

鉄道総合技術研究所

神田 政幸

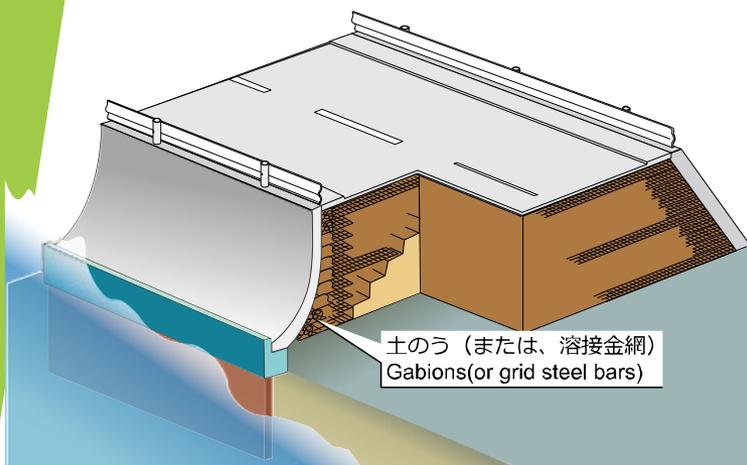


# RRR-D工法 (水際防災補強盛土工法) 設計計算例について

(株)複合技術研究所 地盤設計部  
山田 康裕

# RRR-D 工法 (D : Disaster)

RRR-D工法(水際防災補強盛土工法)は, 盛土を面状補強材で補強し, 補強材と連結した壁面工を構築した洪水・波浪・津波に対して粘り強く抵抗するRRR構造物である.



ジオテキスタイルの敷設状況



盛土転圧状況



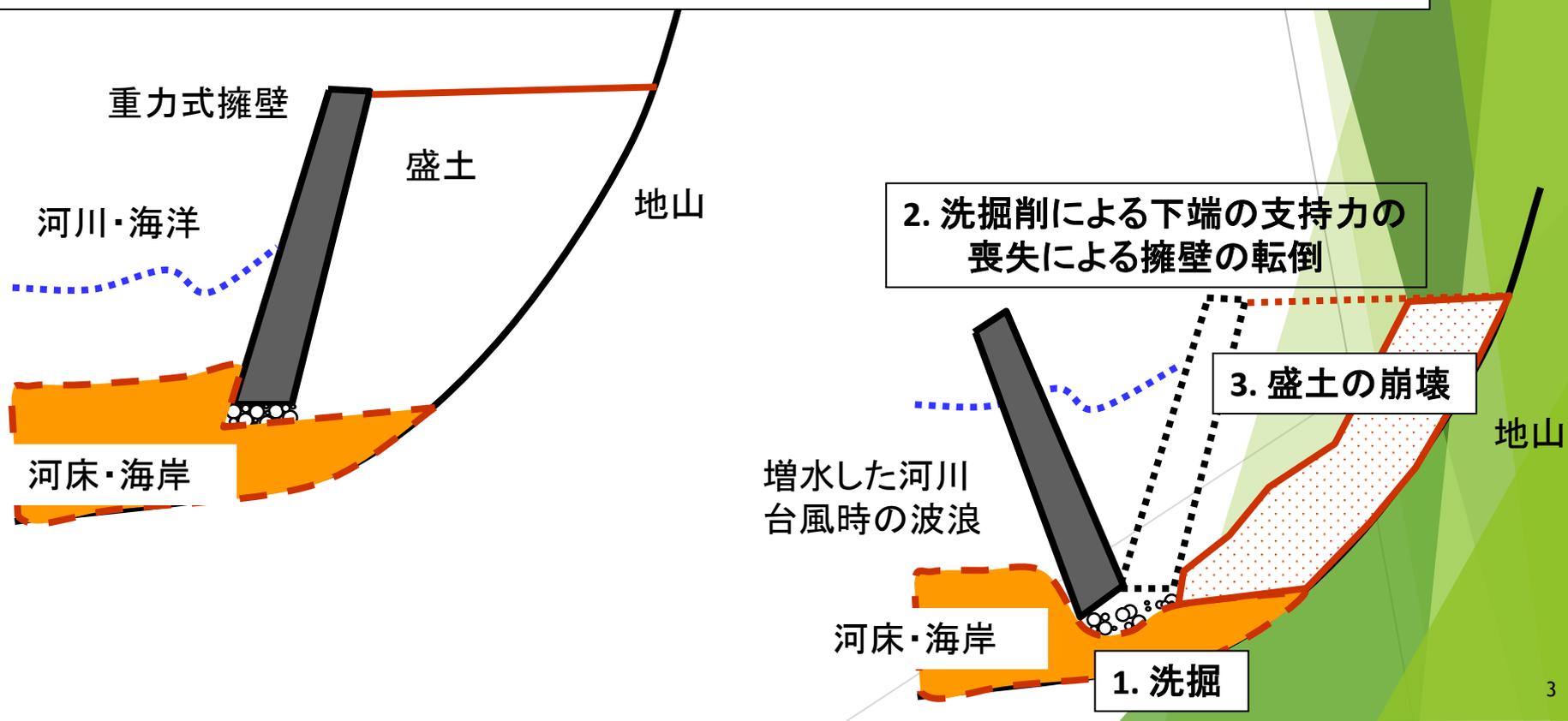
壁面工の建設前後



# RRR-D工法

## 河川と海岸の護岸擁壁

支持地盤の洗掘⇒擁壁が転倒⇒盛土は容易に侵食・崩壊  
⇒道路・鉄道等の機能喪失



# RRR-D工法の施工事例

西湘バイパス（平成19年台風9号）



写真-1 被災時の様子（出典：横浜国道事務所WEBサイト<sup>1)</sup>）

# RRR-D工法の施工事例



2010年3月10日東京理科大学龍岡文夫教授撮影

**日本で初めての、外洋に面していて波浪を受ける  
剛で一体の壁面工を持つジオシンセティック補強土擁壁  
(略称：GRS擁壁)**

**GRS : geosynthetic-reinforced soil structure**

# RRR-D工法の設計計算例

今年度、RRR-D工法（水際防災補強盛土工法）の設計計算例の発刊を予定。

RRR-D 工法  
(水際防災補強盛土工法)

設計計算例

2024年 月

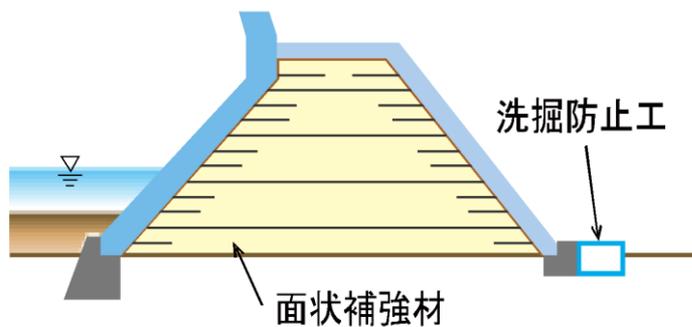
RRR工法協会

鉄道総合技術研究所 監修

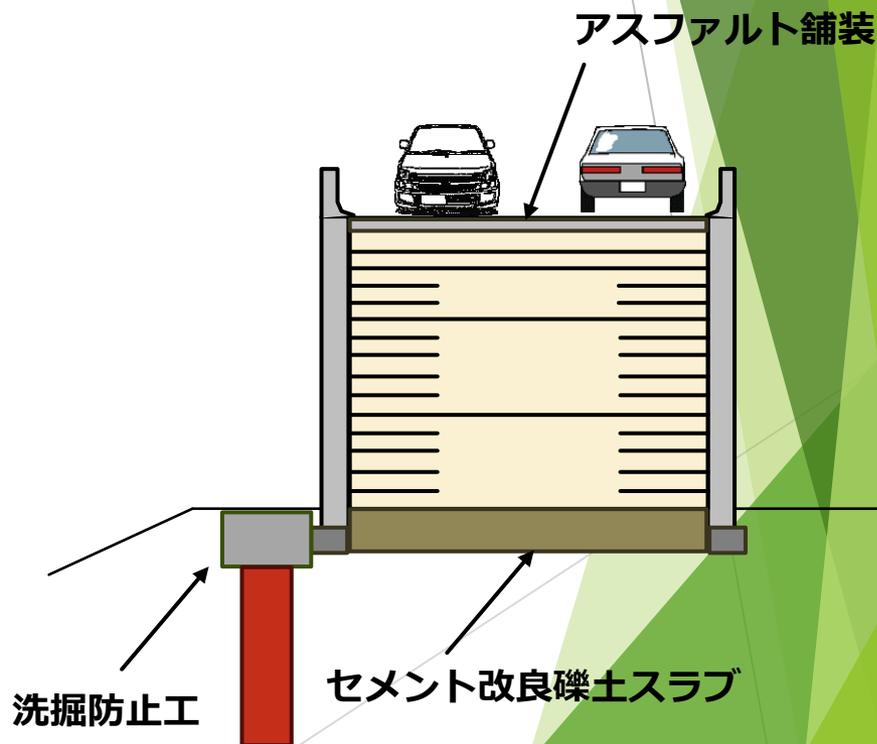
# RRR-D工法の用途

計算例では擁壁タイプを対象とする

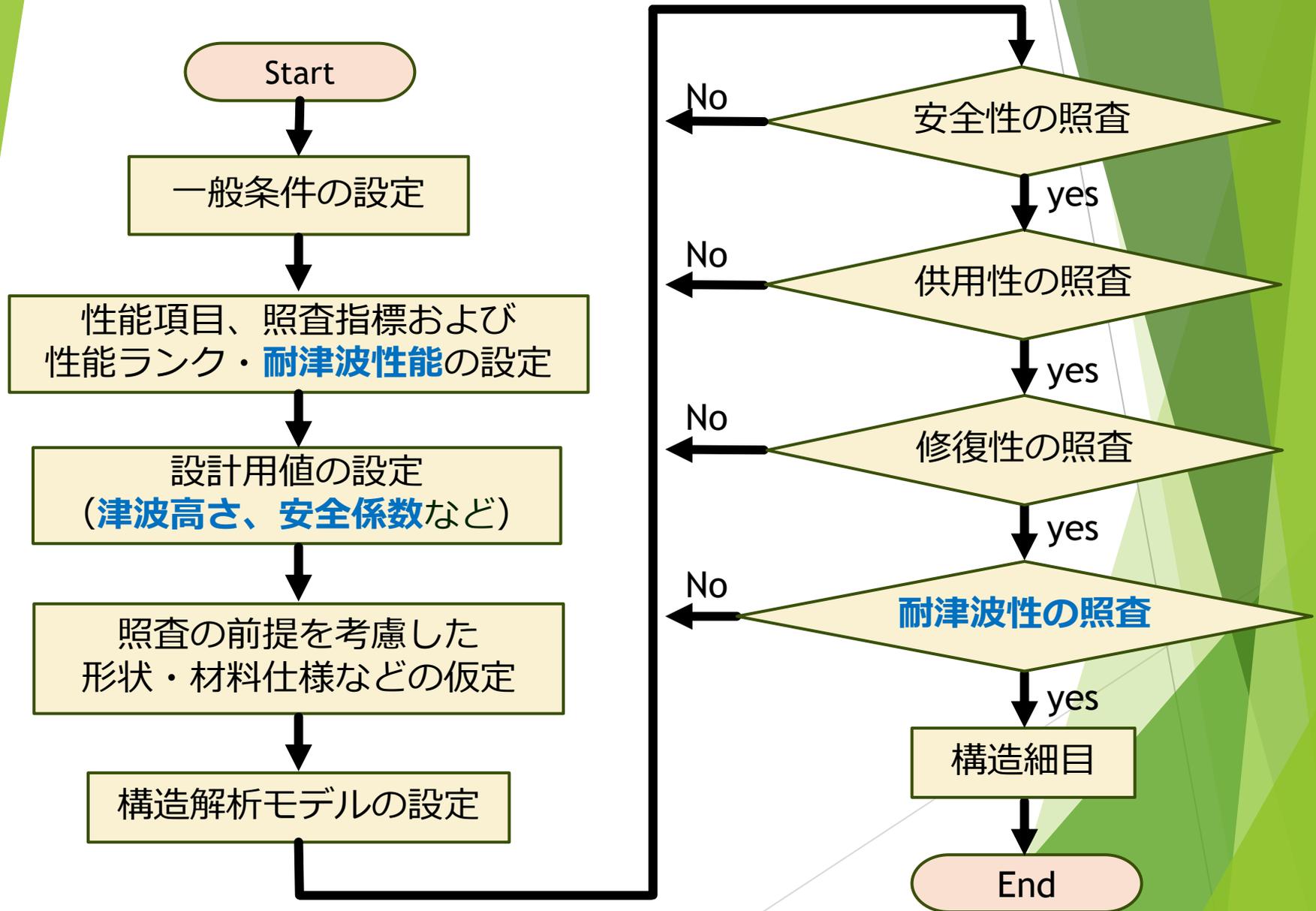
防潮堤タイプ



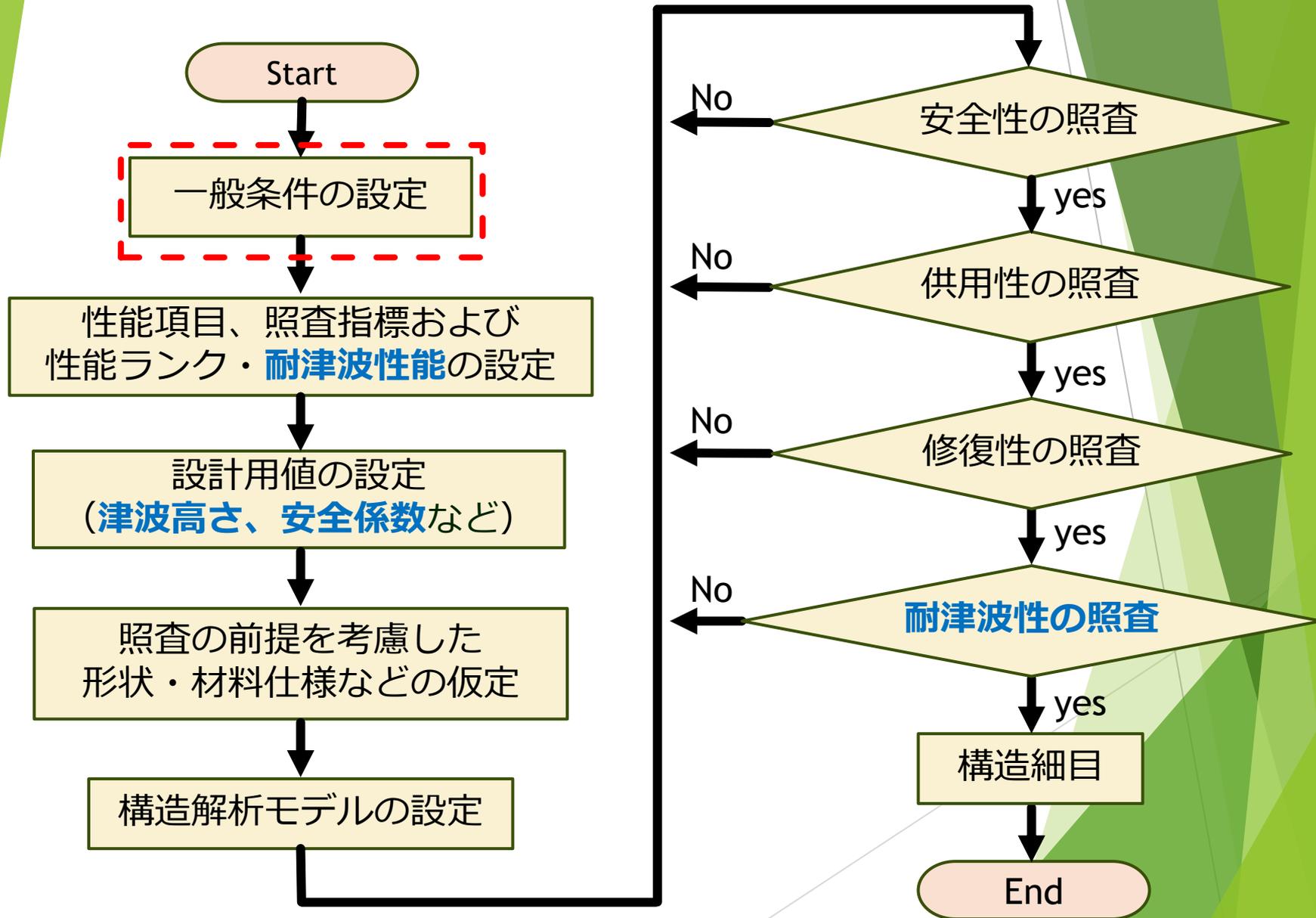
擁壁タイプ



# RRR-D工法の設計フロー



# RRR-D工法の設計フロー



# 一般条件の設定

## (1) 構造物の種類および形状

- ・ 構造物種類：RRR-GRS擁壁（盛土補強土擁壁）
- ・ 擁壁の高さ：8.0m（壁天端～前面地盤）
- ・ 根入れ深さ：0.40m
- ・ 盛土天端：完全被覆構造（アスファルト舗装およびコンクリート被覆）
- ・ 盛土底面：セメント改良礫土スラブ

## (2) 道路条件

- ・ 道路規格：第1種（高速自動車国道）
- ・ 車線本数：2車線

## (3) 環境条件

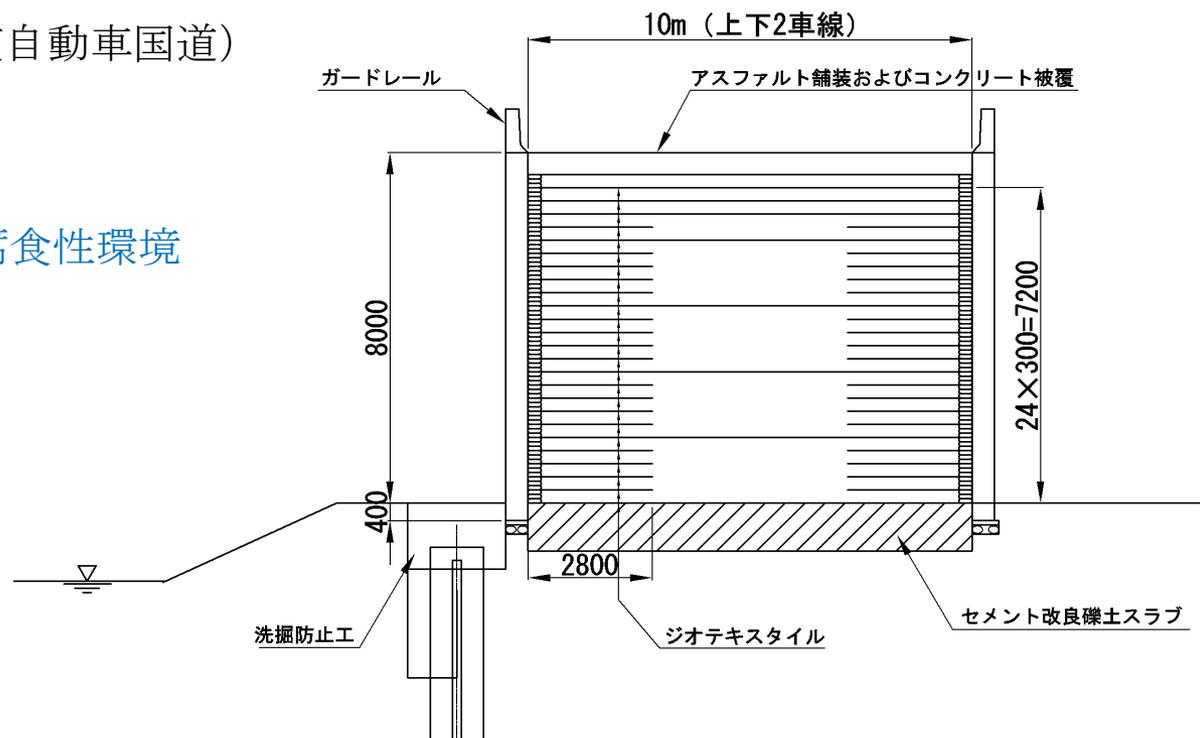
- ・ 構造物の環境条件：塩害腐食性環境

## (4) 設計耐用期間

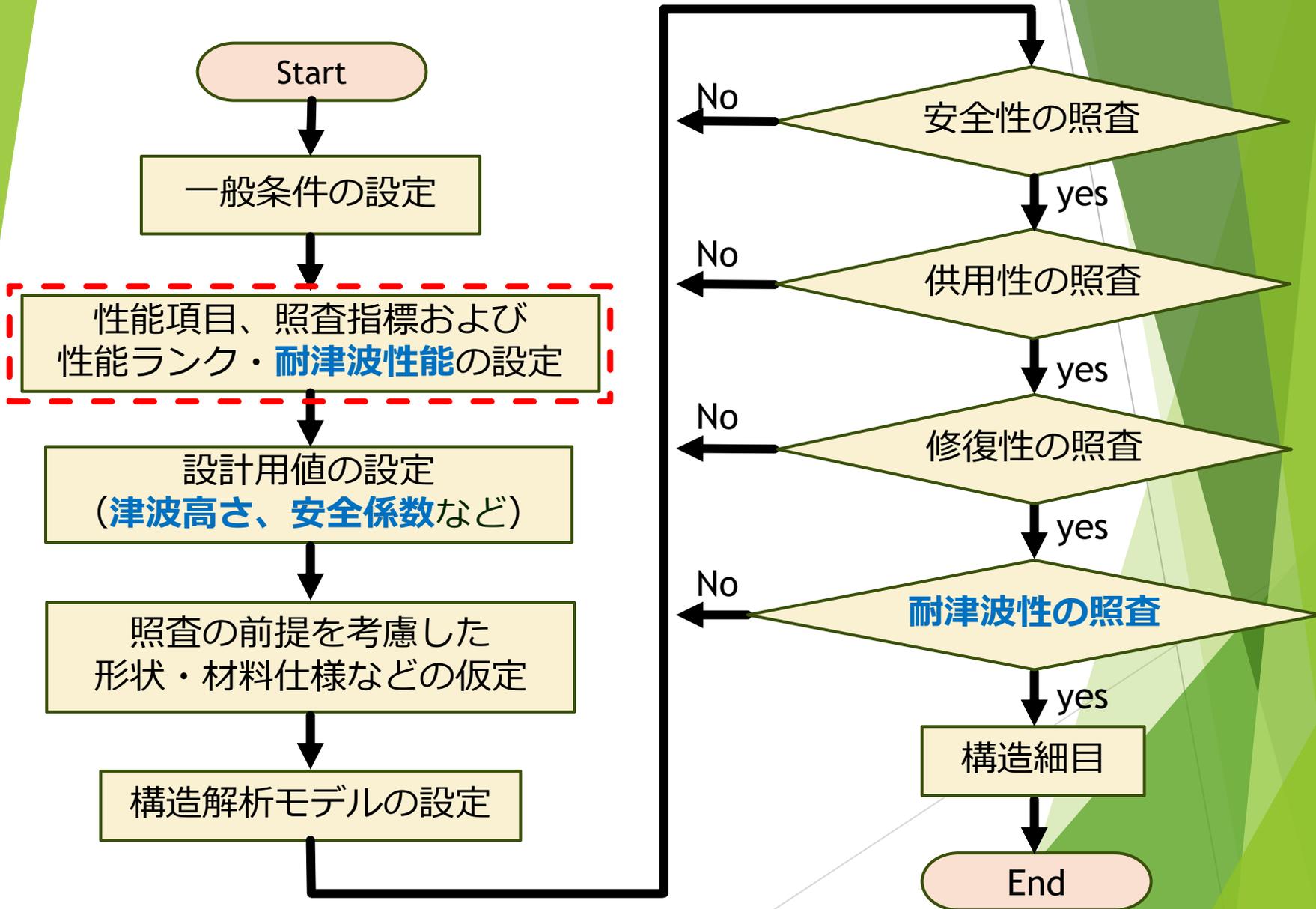
100年

## (5) 支持地盤

砂質土 N値20相当



# RRR-D工法の設計フロー



# 性能項目、照査指標および性能ランク・耐津波性能の設定

## (1) 性能ランク

計算例では性能ランクⅠ

	性能ランクⅠ	性能ランクⅡ	性能ランクⅢ
要求性能の水準	常時においては極めて小さな変形であり、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても過大な変形が生じない性能を有する擁壁。	常時においては通常の保守で対応できる程度の変形は生じるが、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても壊滅的な破壊には至らない性能を有する擁壁	常時においての変形は許容するが、L1地震動や年に数度程度の降雨に対して破壊しない程度の性能を有する擁壁
適用の例	例えば、道路ネットワークとして幹線道路として機能する役割を果たす道路、あるいは緊急輸送路等の極めて重要な道路土構造物に付帯した擁壁	例えば、周辺に迂回路の少ない場合等重要度の高い道路土構造物に付帯した擁壁	例えば、一般的な道路土構造物に付帯した擁壁

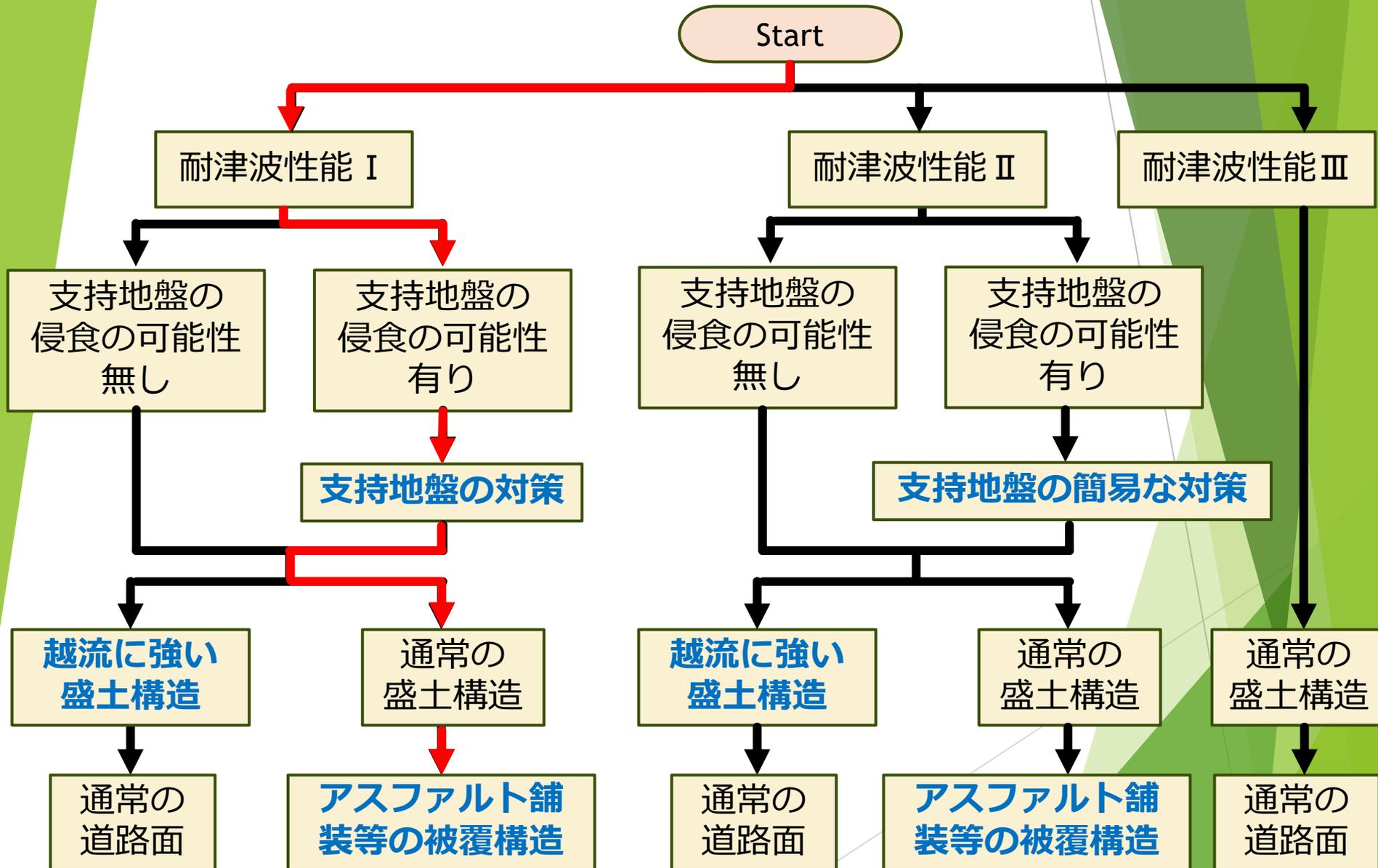
# 性能項目、照査指標および 性能ランク・耐津波性能の設定

## (2) 耐津波性能

計算例では耐津波性能Ⅰ

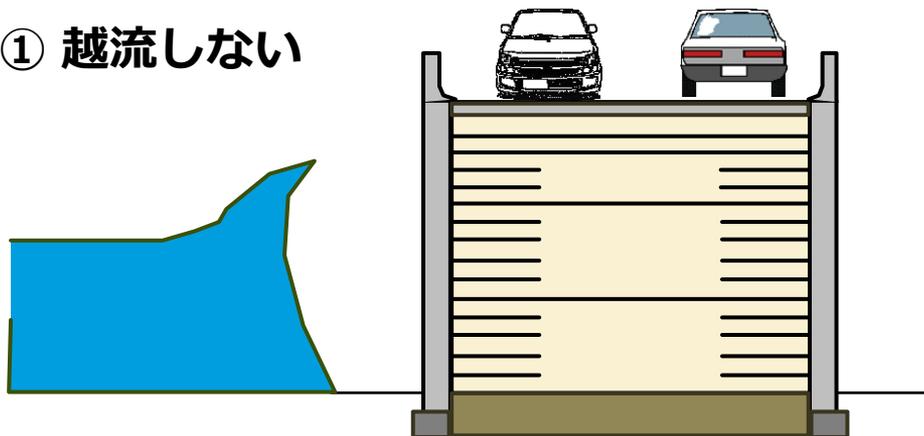
	耐津波性能Ⅰ	耐津波性能Ⅱ	耐津波性能Ⅲ
要求性能 の水準	L1津波対しても過大な変形が生じない性能を有する擁壁。	L1津波に対しても壊滅的な破壊には至らない性能を有する擁壁	津波による変形に対して性能を規定しない擁壁
適用の例	例えば、L1津波による直接的な堤体の侵食、支持地盤侵食に伴う間接的な影響（堤体の不安定化等）を許容しない擁壁	例えば、L1津波による直接的な堤体の侵食は許容しないが、支持地盤侵食に伴う間接的な影響（堤体の不安定化等）を許容する擁壁	例えば、津波の到達地域外に構築される土構造物

# RRR-D工法の構造の選定フロー

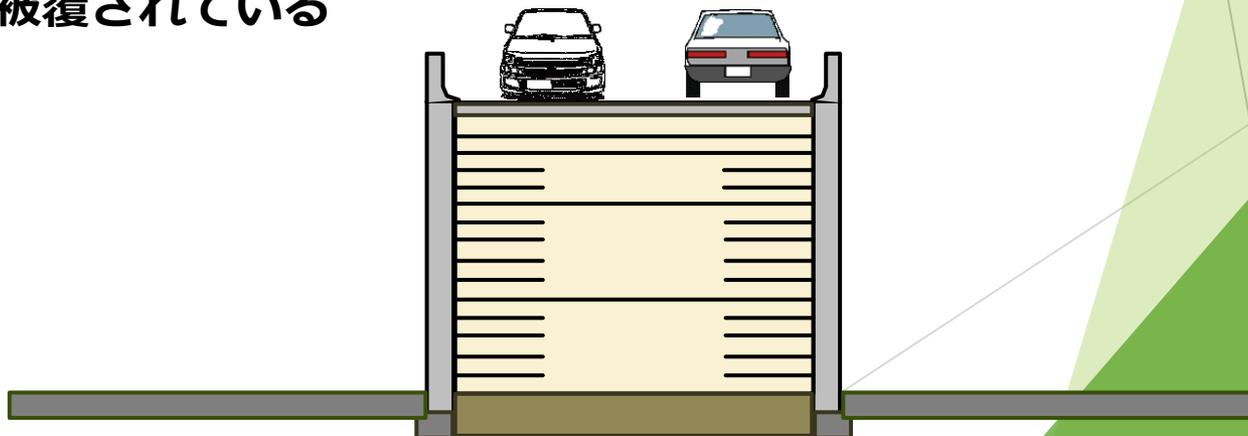


# 支持地盤の侵食の可能性、無しの例

① 越流しない



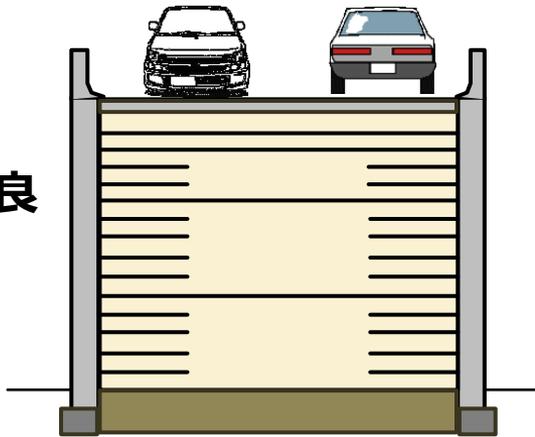
② 擁壁前面がコンクリート等で被覆されている



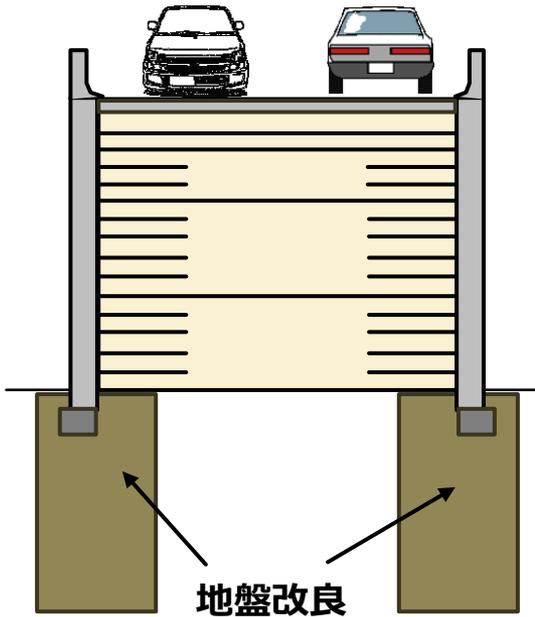
# 耐津波性能 I、支持地盤対策の例

既設構造物にも実施できる対策

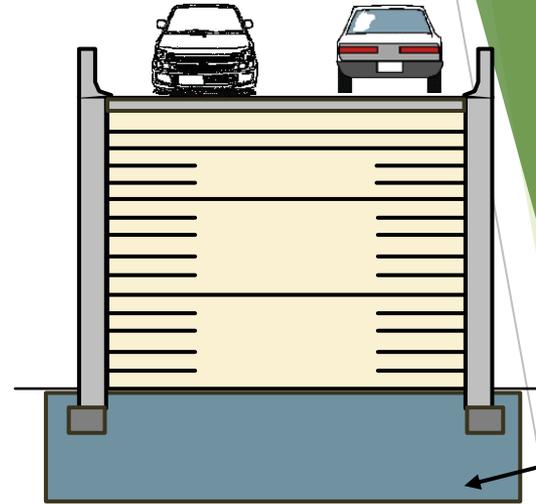
セメント改良  
礫土スラブ



地盤改良

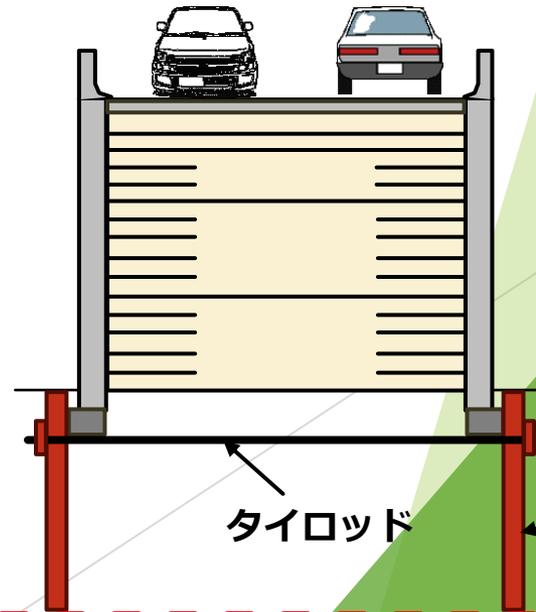


薬液注入



薬液注入

鋼矢板  
締切工

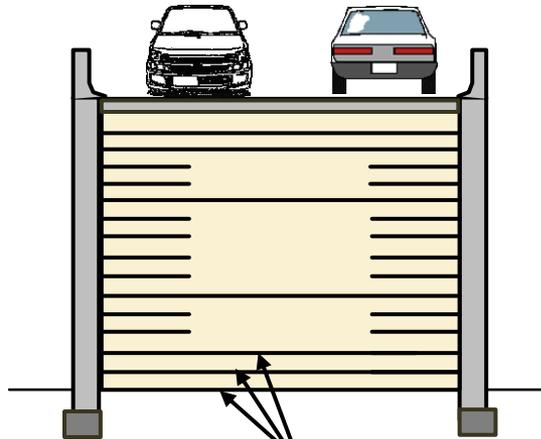
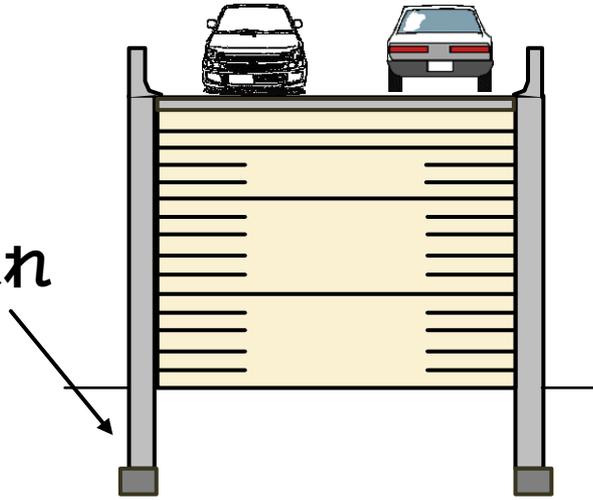


タイロッド

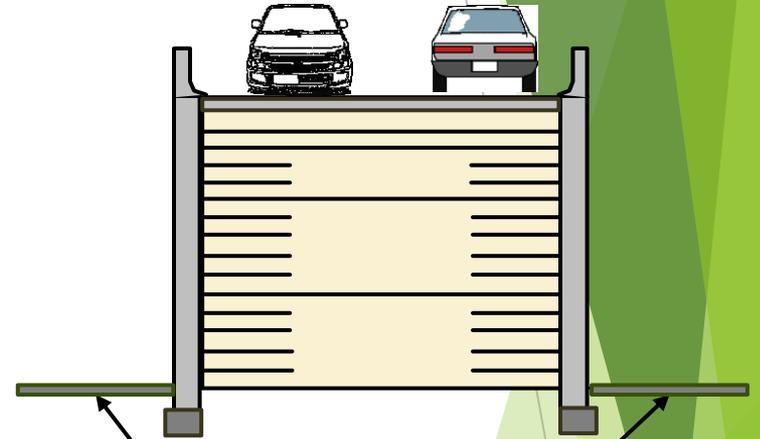
鋼矢板

# 耐津波性能II、支持地盤の簡易な対策の例

深い根入れ

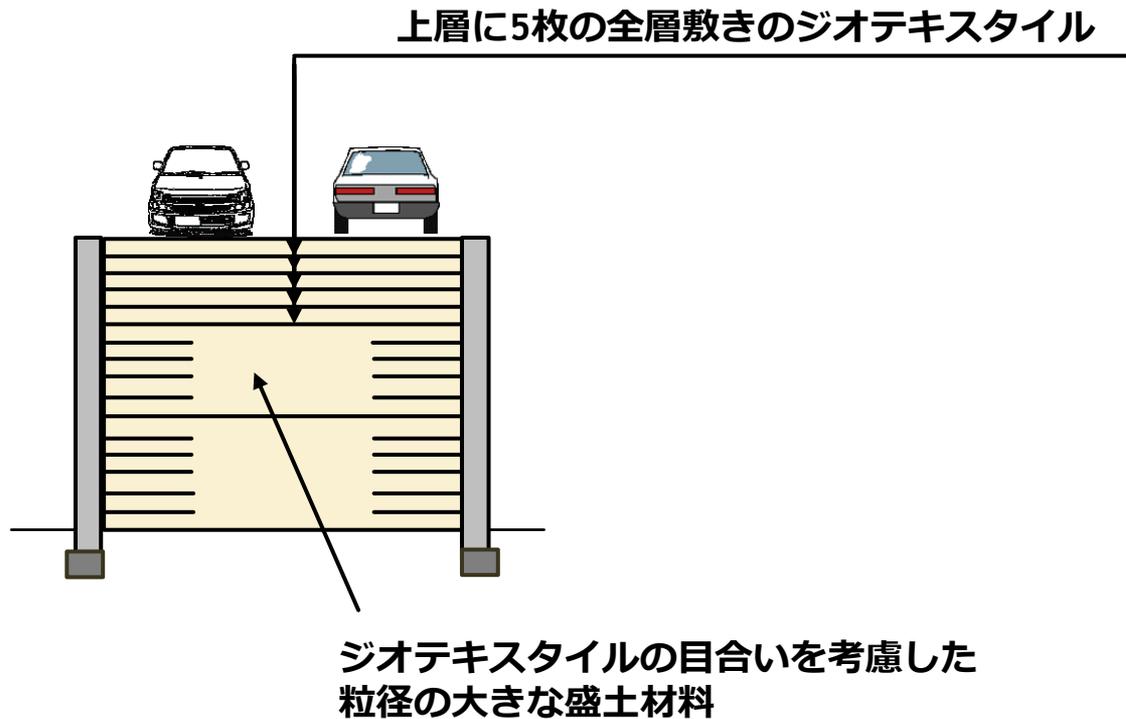


長尺の補強材+不織布



擁壁前面の地盤面を被覆

# 越流に強い盛土構造



鉄道総研で実施した越流実験<sup>1)</sup>より、補強材の目合いを通過する盛土材料の粒径割合が60%以下の材料を用いることで、盛土の侵食（吸出し）を抑制できることが確認されている。

## 【参考文献】

- 1) 藤井公博，渡辺健治，松浦光佑，工藤敦弘，野中隆博，中島進：大地震および津波越流に粘り強く抵抗する盛土構造の開発，鉄道工学シンポジウム論文集，JSCE 第19号，2015.7

# 性能項目、照査指標および 性能ランク・耐津波性能の設定

## (3) 照査指標

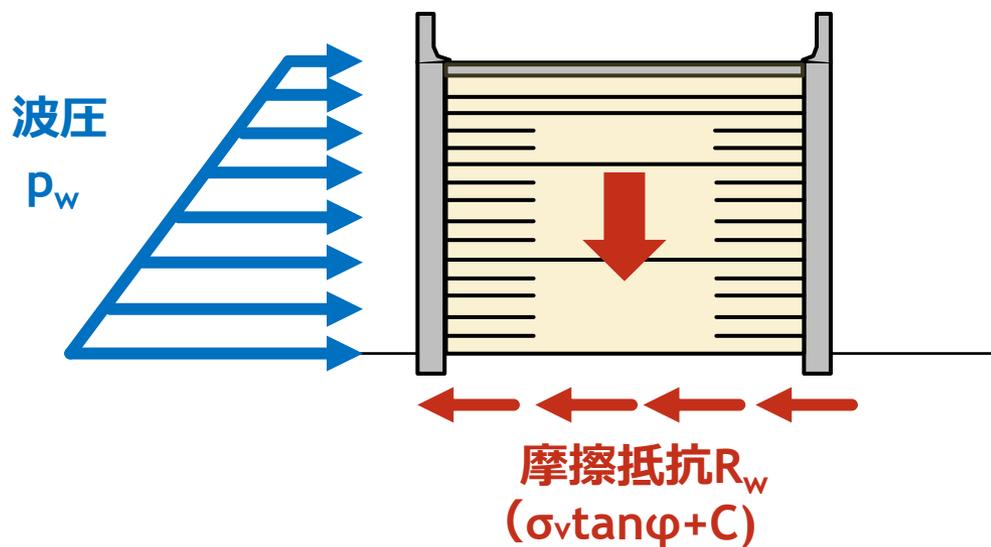
計算例では  
すべて実施

要求性能	性能項目		照査指標	主たる作用	性能ランク		
					I	II	III
耐津波性	盛土体の安定		力	常時作用 +津波作用 (L1津波時)	◎	◎	—
	壁体の損傷		曲げモーメント せん断力		◎	◎	—
	補強材の損傷	引抜け 破断	引抜け抵抗力 設計引張力		◎	◎	—
	支持地盤の侵食に伴う盛土体の安定		力・モーメント		◎	△	—

◎：必ず実施， ○：基本的に実施， △：必要に応じて実施， —：一般的には不要

## (4-1) 耐津波性－盛土体の安定

盛土体の安定に対する照査は、波圧を「RRR-GRS擁壁」に作用する外力とし、盛土重量および擁壁重量による盛土底面と支持地盤との間の摩擦抵抗に対して「RRR-GRS擁壁」の滑動安定に対する照査を行う。



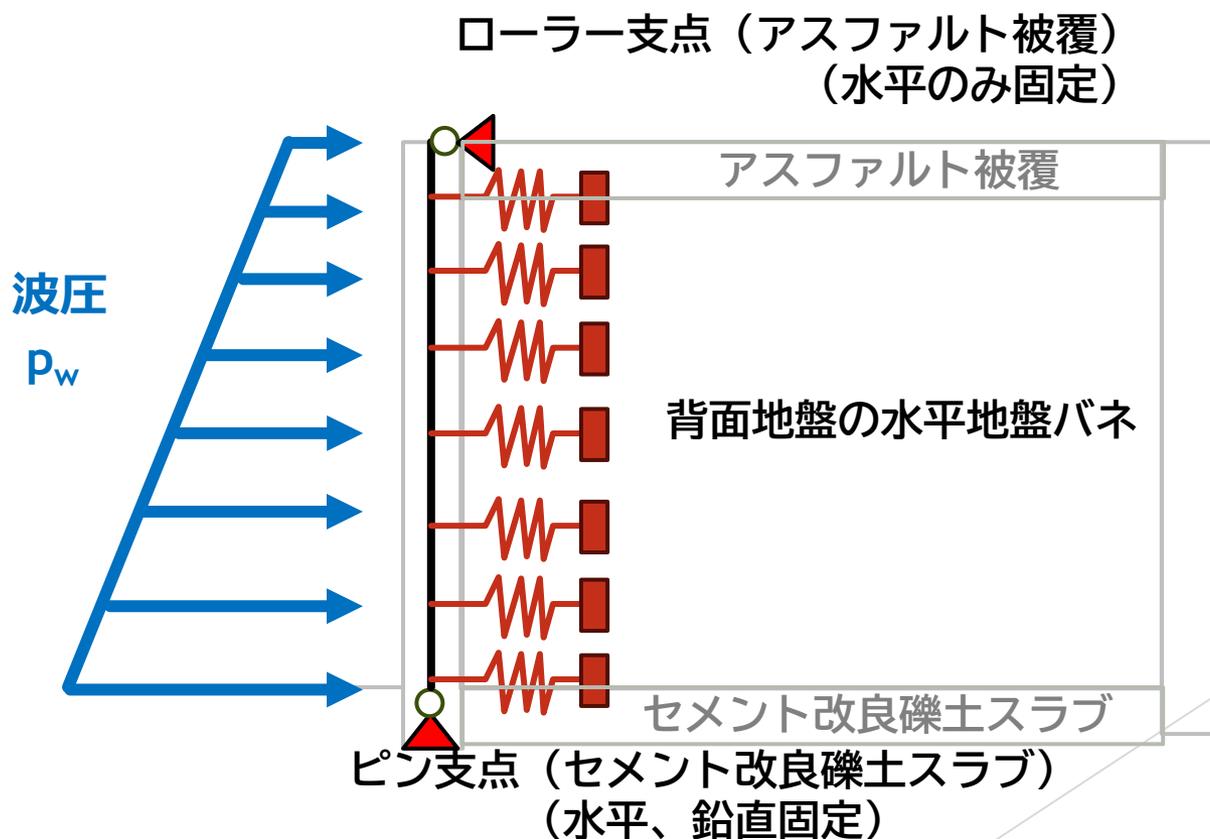
照査式

$$\Gamma_i \cdot P_w / R_w < 1.0$$

$$(\Gamma_i = 1.0)$$

## (4-2) 耐津波性－壁体の損傷

壁体に対して波圧を外力として作用させることで、発生断面力を算定して、コンクリート標準に準拠して壁体の照査を行う。

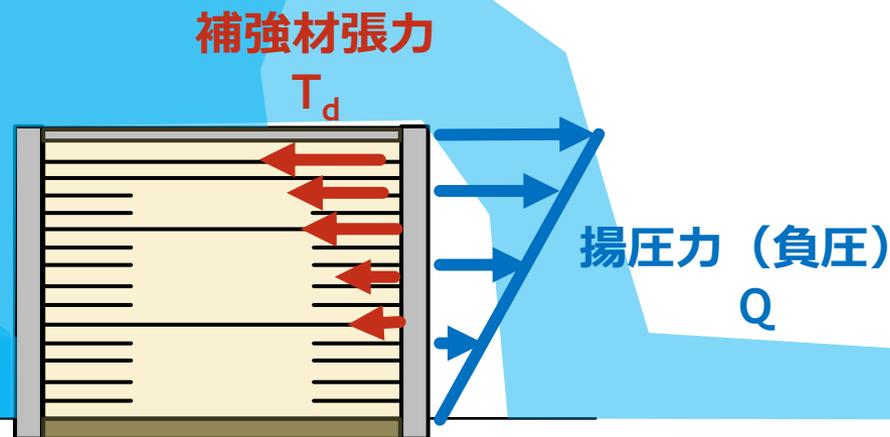


※支点条件は、構造の状態により変わります。

### (4-3) 耐津波性－補強材の損傷（引抜け・破断）

津波が盛土を越流する際に、陸側の盛土のり面肩部に揚圧力（負圧）が作用することがこれまでの実験等から確認されている。

補強材の損傷に対する照査は、擁壁上部に作用する揚圧力を外力とし、擁壁上部の補強材の引抜け・破断について照査を行う。



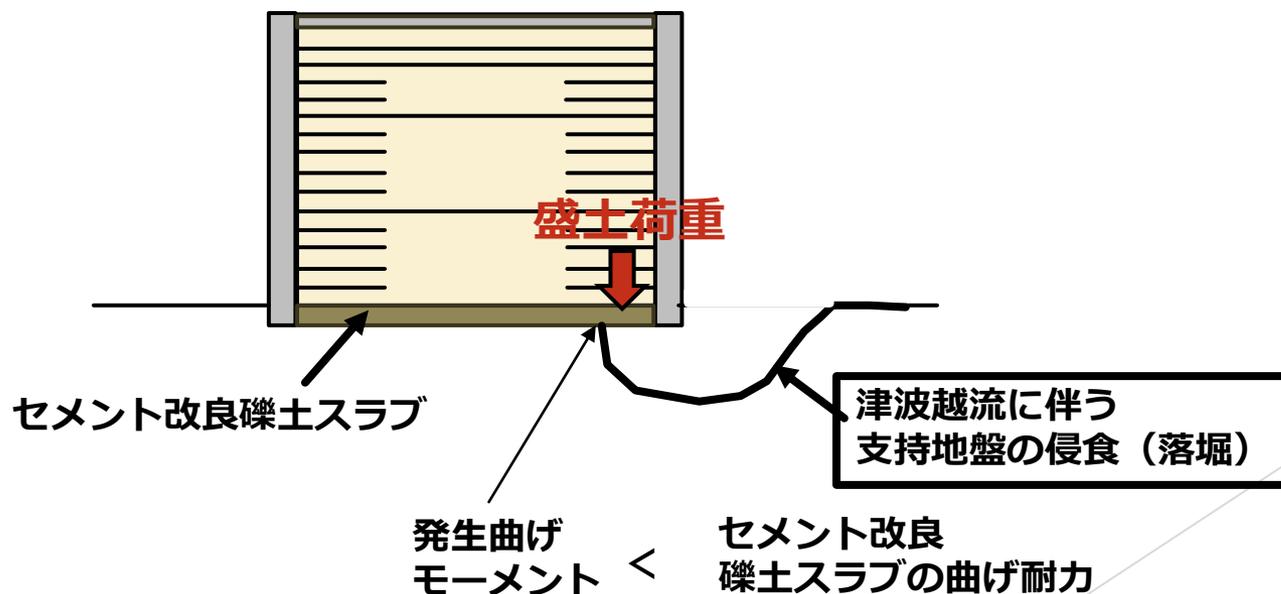
揚圧力の最大値 = 大気圧 (100kN/m<sup>2</sup>)

#### (4-4) 支持地盤の侵食による盛土体の安定

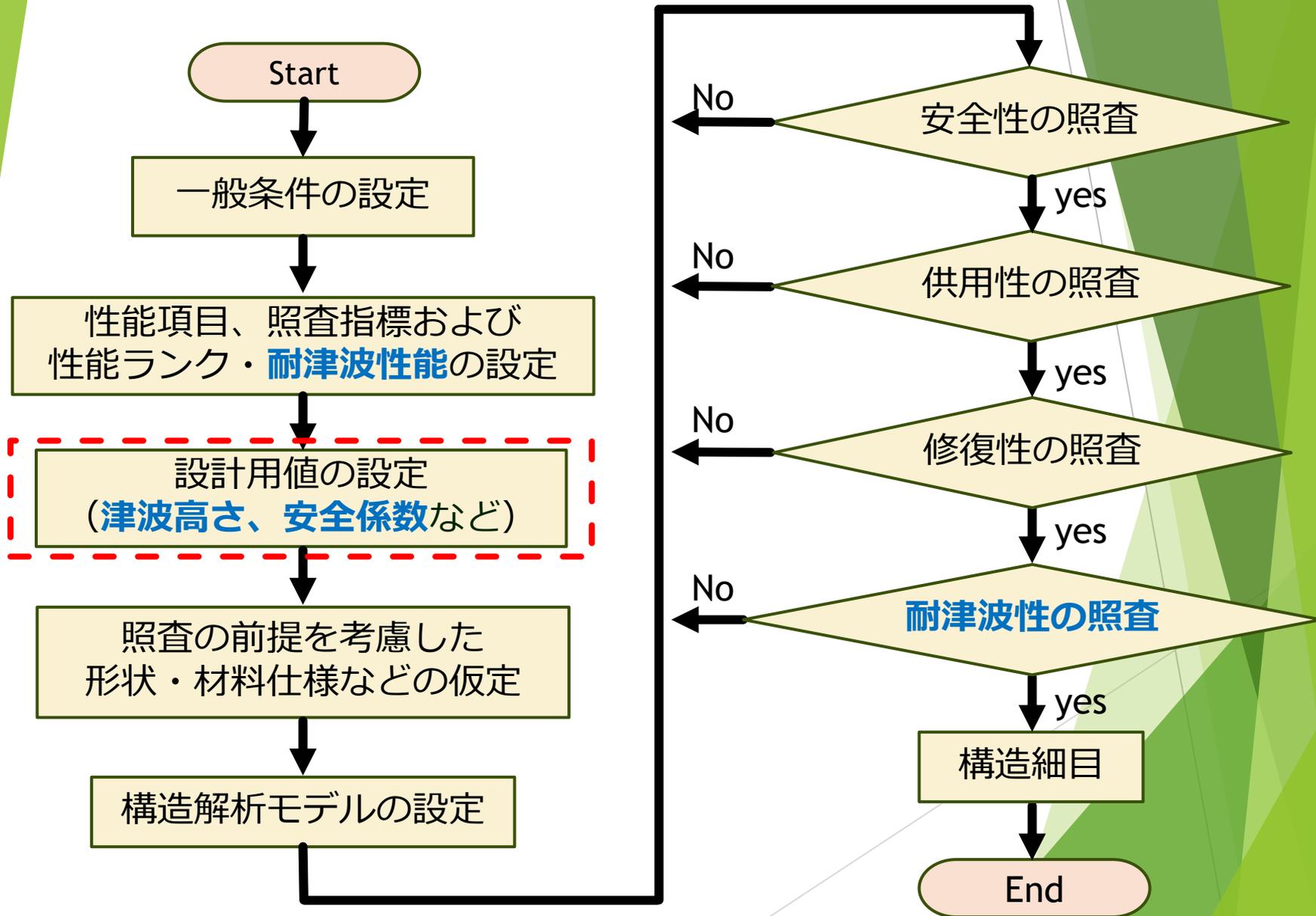
津波越流によりセメント改良礫土スラブの支持地盤が侵食される影響で盛土体が不安定化する可能性がある。

セメント改良礫土スラブを盛土底面に配置している場合には、の支持地盤が侵食されても、スラブが破壊されなければ不安定化しない。

本設計例では、スラブが片持ちとなることで発生する曲げモーメントに対してセメント改良礫土スラブの破壊に対する照査を行う。



# RRR-D工法の設計フロー



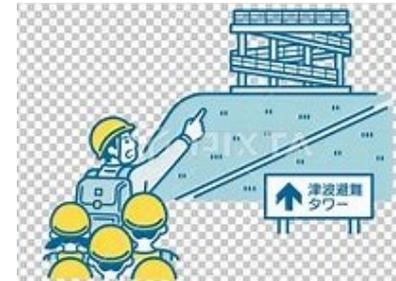
# 設計用値の設定 (津波高さ・波力)

津波高さ、波力については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年5月 日本港湾協会」【**港湾基準**】に従って算定する。

(1) 「最大クラスの津波 (L2津波)」と「発生頻度の高い津波 (L1津波)」

「最大クラスの津波 (L2津波)」

発生頻度は極めて低いものの発生すれば甚大な被害をもたらす津波  
→**住民避難**や総合的**防災対策**を構築するために想定する津波



「発生頻度の高い津波 (L1津波)」

最大クラスの津波に比べ**津波高は低い**ものの**発生頻度が高く**、大きな被害をもたらす津波

→**防波堤などの建設**を行う上で想定する津波



# 設計用値の設定（津波高さ・波力）

(2) 「設計津波」と「設計津波を超える規模の強さを有する津波」

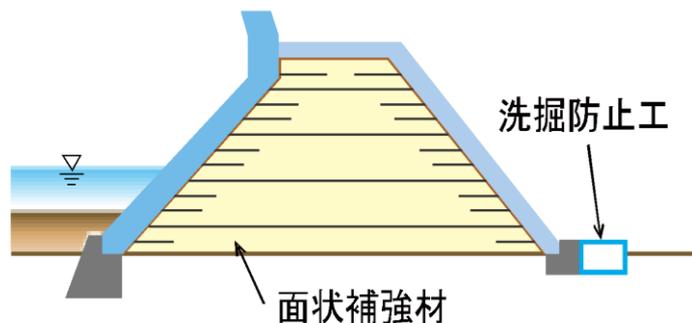
擁壁タイプ  
計算例

「設計津波」：設計に用いる津波  
→重要施設を除き、「発生頻度の高い津波」を用いる。

「設計津波を超える規模の強さを有する津波」

防波堤や堤防や護岸等の偶発対応施設において、構造上の工夫を施すことで可能な限り、粘り強く施設の安定性を保ち、減災効果の発揮や早期復興を考えて被災直後から港内の静穏度を確保することを旨とする津波→「最大クラスの津波」が該当する。

防潮堤タイプ



偶発対応施設に分類される。  
「設計津波を超える  
規模の強さを有する津波」

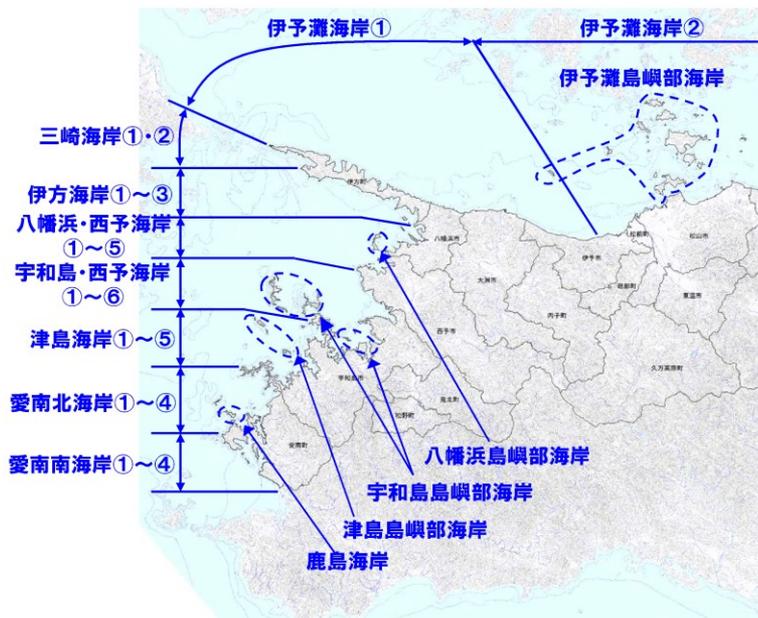
も考慮する必要がある。

# 設計用値の設定 (津波高さ・波力)

## (3) 「設計津波」の水位設定

設計津波の水位の設定は、「設計津波の水位の設定方法等について 農林水産省, 国土交通省, 2011.7.8」を踏まえ, 痕跡高や歴史記録・文献等の歴史資料調査で判明した過去の津波の実績と, 必要に応じて行うシミュレーションに基づくデータを用いて, 一定頻度(数十年から百数十年に一度程度)で発生する津波を設定する方法などがある. なお, 農林水産省及び国土交通省は「設計津波の水位の設定方法等」を, 海岸管理局に通知し各自治体で堤防等の設計に用いることができるように整備を進めている.

### 愛知県の例

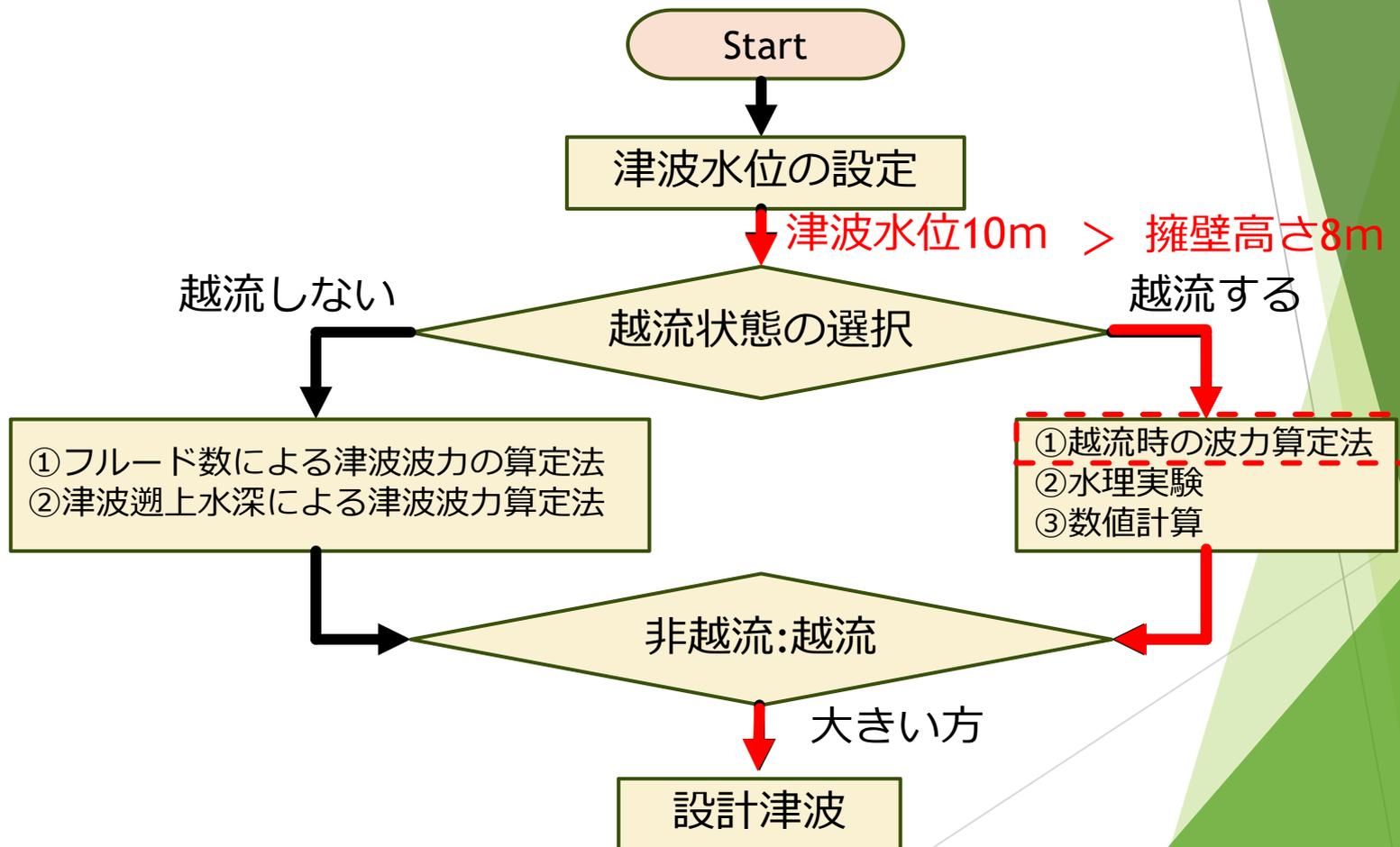


地域海岸名 ※1	設計津波	
	対象地震	設計津波水位 ※2
愛南南海岸①～④	2003年中央防災会議想定地震(2連動)	3.3 ~ 5.4
愛南北海岸①～④ 鹿島海岸	1854年 安政地震(2013年内閣府モデル) 2003年中央防災会議想定地震(3連動)	2.7 ~ 5.3
津島海岸①～⑤ 津島海岸島興部	1854年 安政地震(2013年内閣府モデル) 2003年中央防災会議想定地震(2連動) 2003年中央防災会議想定地震(3連動)	2.4 ~ 3.4
宇和島・西予海岸①～⑥ 宇和島島興部海岸	1854年 安政地震(2013年内閣府モデル) 2003年中央防災会議想定地震(2連動)	2.8 ~ 3.5
八幡浜・西予海岸①～⑤ 八幡浜島興部海岸	2003年中央防災会議想定地震(2連動) 2003年中央防災会議想定地震(3連動)	2.7 ~ 4.3
伊方海岸①～③	2003年中央防災会議想定地震(2連動)	2.9 ~ 4.2

# 設計用値の設定 (津波高さ・波力)

## (4) 津波波力の算定

津波波力については, 【港湾基準】に従って算定する.



# 設計用値の設定 (津波高さ・波力)

## (4) 津波波力の算定

- ・津波形状 : 非碎波
- ・津波高さ : 10.0m (越流水深 2.0m)
- ・設計で考慮する波力

(擁壁高さを超える津波のため、越流を想定した以下の波力を考慮する.)

$$p_1 = \rho g \eta \times \alpha_1, \quad p_2 = \frac{p_1(\eta - H_G)}{\eta}$$

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)H_G$$

ここに、 $p_1$  : 擁壁下端の波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$  : 擁壁上端の波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 海水の単位体積質量 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

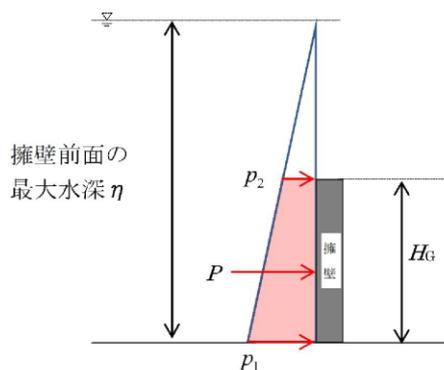
※本設計計算例では、 $\rho g = 10\text{kN/m}^3$ とする。

$\eta$  : 津波高さ(=10m)

$\alpha_1$  : 波圧に関する係数 (=  $-0.17 H_G / \eta + 1.27$ )

$H_G$  : 擁壁高さ(m)

$P$  : 擁壁に作用する波力 (kN/m)



a) 波圧に関する係数  $\alpha_1$  の算出

擁壁前面の津波高さ  $\eta$  に対する擁壁高さ  $H_G$  の割合  $H_G / \eta$  は 0.8 であり、 $0.4 < H_G / \eta < 1.0$  に該当するため、下式により波圧に関する係数  $\alpha_1$  を算定する。

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= -0.17 H_G / \eta + 1.27 \\ &= -0.17 \times 8.0 / 10.0 + 1.27 \\ &= 1.134 \end{aligned}$$

b) 波圧および波力の算定

・擁壁下端の波圧

$$\begin{aligned} p_1 &= \rho g \eta \times \alpha_1 \\ &= 10 \times 10.0 \times 1.134 = 113.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・擁壁上端の波圧

$$\begin{aligned} p_2 &= p_1 (\eta - H_G) / \eta \\ &= 113.4 \times (10.0 - 8.0) / 10.0 = 22.7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・擁壁に作用する波力

$$\begin{aligned} P &= 1/2 (p_1 + p_2) \cdot H_G \\ &= 1/2 (113.4 + 22.7) \times 8.0 = 544.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

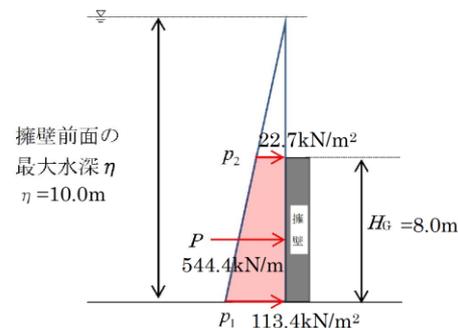


図 5.2-4 本設計計算例における波圧分布 (越流時)

# 設計用値の設定（安全係数など）

【港湾基準】では、状態が下記の三種類に分類されている。

永続状態：自重、水圧、土圧、地盤反力、載荷重等の永続的な作用が発生している状態

変動状態：L1地震動、変動波浪、波浪の繰り返し作用等の変動的な作用が発生している状態

偶発状態：L2地震動、設計津波、偶発波浪等の偶発的な作用が発生している状態



設計津波（L1津波）は、L2地震動と同じ枠組みの偶発状態に考慮する作用のため、L2地震動と同じ安全係数を適用する。

# 設計用値の設定 (安全係数など)

			安全性			供用 (使用) 性		修復性 (復旧性)	耐津波性
			常時 作用	変動 作用	車両衝突時 L1 地震時	常時 作用	変動 作用	L2 地震時	L1 津波時
作用係数 $\gamma_f$			1.0	1.0~1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	
構造解析係数 $\gamma_a$			1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
構造体に関する係数	材料係数 $\gamma_m$	RC 部材	コンクリート $\gamma_c$		1.3	1.3	1.3	1.0	1.0
			鋼材 $\gamma_s$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	補強部材	ジオテキスタイル材料係数 $f_{eg}^{*1}$		0.6	0.7	0.8	0.6	0.7	0.8
	部材係数 $\gamma_b$		1.1 (1.3) <sup>*2</sup>		1.0 (1.3) <sup>*2</sup> (1.1) <sup>*3</sup>	1.0		1.0 (1.3) <sup>*2</sup> (1.1) <sup>*3</sup>	1.0 (1.3) <sup>*2</sup> (1.1) <sup>*3</sup>
	ジオテキスタイル材料修正係数 $\rho_m$		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	1.0	1.0
構造物係数 $\gamma_i$		安定照査		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
		RC 部材照査		1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	
地盤に関する係数	地盤調査係数 $\gamma_g$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	地盤抵抗係数 $f_v^{*4}$		0.33	0.5 0.67	0.83	0.33	0.5 0.67	1.0	1.0
	壁体底面と地盤との摩擦抵抗係数 $f_{rbs}$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	円弧すべり抵抗係数 $f_{rs}$		0.83	0.71	0.83	—	—	—	—
	内的安定抵抗係数 $f_{ri}$		0.5	0.67	0.8	—	—	1.0	—
補強材の引抜けに関する抵抗係数 $f_{rg}$		0.5	0.67	0.8	—	—	1.0	1.0	

→ L2地震動と同じ安全係数を用いる。

# 設計用値の設定（安全係数など）

## ジオテキスタイルの設計用値

限界状態の種類	安全性			供用性 (使用性)		修復性 (復旧性)	耐津波性
	常時作用	変動作用	車両衝突時 L1 地震時	常時作用	変動作用	L2 地震時	L1 津波時
引張強度の規格値 $T_k$	51.0 kN/m						
材料修正係数 $\rho_m$	0.8			0.8		1.0	1.0
引張強度の特性値 $T_a$	41 kN/m			41 kN/m		51 kN/m	51 kN/m
材料係数 $f_{eg}$	0.5	0.85	0.85	0.5	0.85	0.85	0.85
設計引張強度(kN/m)	20	35	35	20	35	43	43
壁面応力計算用のバネ係数 $K_s$ (kN/m)	480						

→ L2地震動と同じ設計用値を用いる。

# 設計用値の設定（安全係数など）

## ジオテキスタイルの設計用値

【材料マニュアル 4.1 ジオテキスタイル材料特性に基づく留意事項】に下記の記載があるため、**二軸同一強度の面状補強材**を用いる。

### 4.1 ジオテキスタイルの材料特性に基づく留意事項

#### 4.1.1 *RRR-A*（補強土橋台橋梁）工法

本工法を開発した（公財）鉄道総合技術研究所より、「*RRR-A* 工法（補強土橋台・橋梁工法）」の内、新設の橋台・橋梁を建設する補強土耐震性橋台ならびに補強盛土一体橋梁（通称：*GRS* 一体橋梁）に使用する面状補強材（ジオテキスタイル）については、実物大試験・動態計測・試験施工等により性能を確認した「二軸同一強度」の面状補強材を使用することと規定されている。<sup>1) 2)</sup>

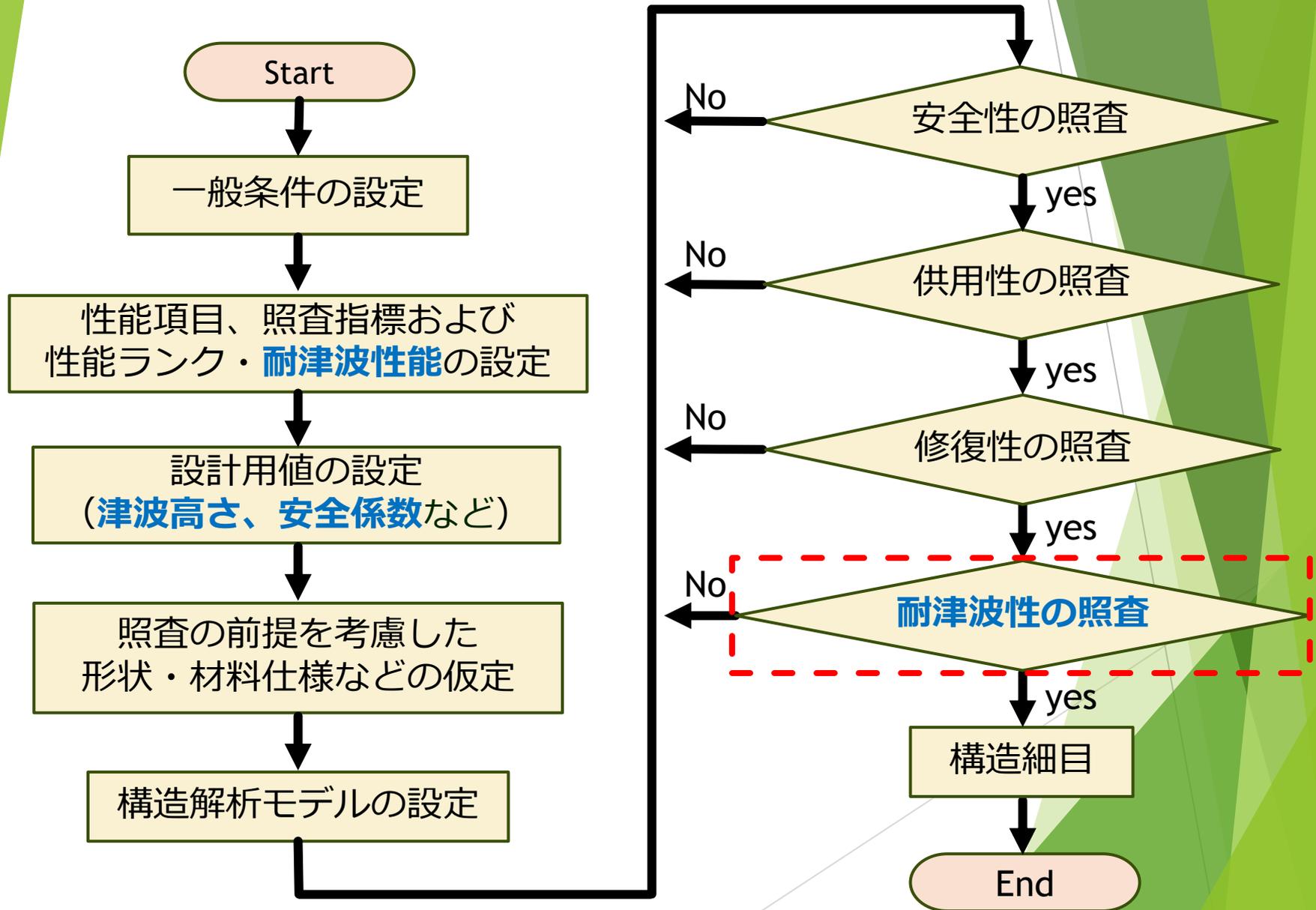
また、関連工法の「補強土ボックスカルバート工法」および *RRR-D*（水際防災補強盛土）工法の補強土併用一体堤防に用いるジオテキスタイルも同様の扱いをするものとする。

なお、二軸同一強度の面状補強材とは、直交する主軸方向および従軸方向の単位幅 1 m 当たりの引張強度が同一であり、（公財）鉄道総合技術研究所において材料試験を実施し認定された補強材を指す。



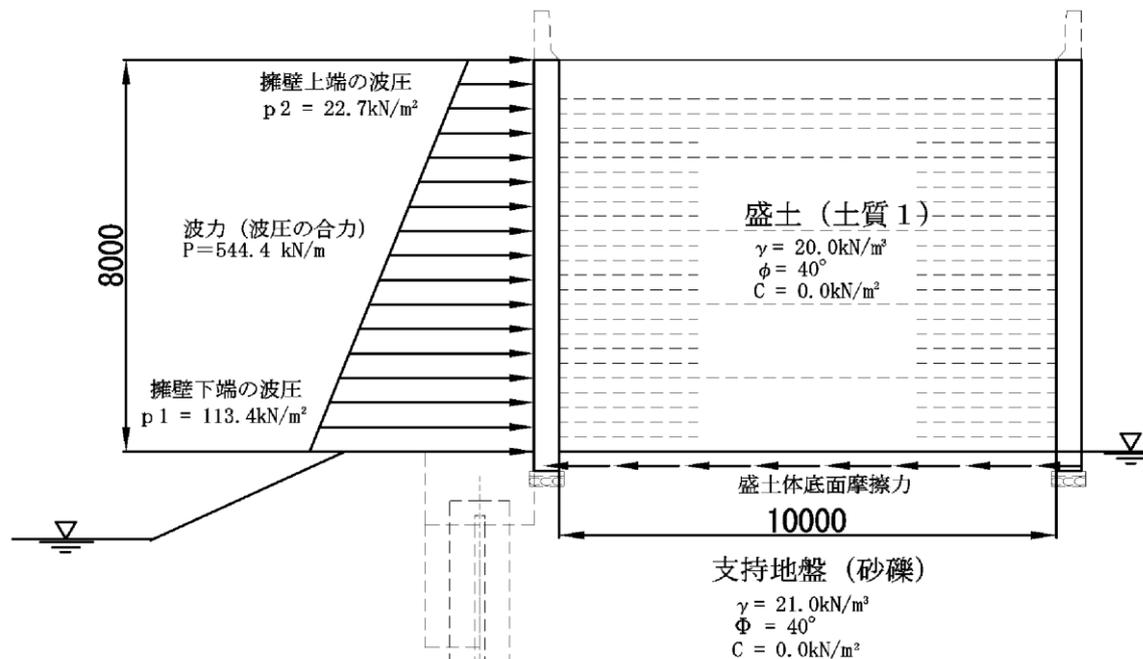
津波は必ずしも壁に対して直交する方向から作用するとは限らないことから**二軸同一強度**の面状補強材が**必要**と考えている。

# RRR-D工法の設計フロー



# 耐津波性能の照査（盛土体の安定）

要求性能	性能項目	照査指標	作用の種類										備考 作用ケース名		
			常時作用			変動作用		偶発作用							
			壁体荷重	盛土荷重	永久作用としての土圧	車両荷重	変動作用による土圧	地震作用 (L1地震動)		地震作用 (L2地震動)		津波作用 (L2津波)			
								地震時土圧	地震時慣性力	地震時土圧	地震時慣性力	波力 (波圧)		揚圧力	
$D_1$	$D_1$	$E_D$	$L$	$E_L$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	-	-					
耐津波性	盛土体の安定	底面摩擦係数	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-	⑦L1津波時



# 耐津波性能の照査（盛土体の安定）

- ・設計応答値（波力）

$$P_w = 544.4 \text{ kN/m}$$

ここに、 $P_w$ ：波力（波圧の合力）

（「5.2 作用の計算」より、 $P_w = 544.4 \text{ kN/m}$ ）

- ・設計限界値（盛土体底面の摩擦力）

$$R_w = W \cdot \tan \phi + C \cdot L$$

$$= (\gamma \times L \times H) \cdot \tan \phi + C \cdot L ※$$

ここに、 $R_w$ ：盛土体底面摩擦力(kN/m)

$W$ ：盛土体の重量(kN/m)

$\gamma$ ：盛土体の単位体積重量(=20.0 kN/m<sup>3</sup>)

$L$ ：盛土体底面幅 (=10.0 m)

$H$ ：盛土体高さ (=8.0 m)

$\phi$ ：盛土体底面の内部摩擦角 (=40°)

$C$ ：盛土体底面の粘着力 (=0.0 kN/m<sup>2</sup>)

※盛土体底面の摩擦力は、盛土の物性値を用いた摩擦力と支持地盤の物性値を用いた摩擦力の小さい方とする。

$$R_w = (\gamma \times L \times H) \cdot \tan \phi + C \cdot L$$

$$= (20.0 \times 10.0 \times 8.0) \cdot \tan 40^\circ + 0.0 \times 10.0$$

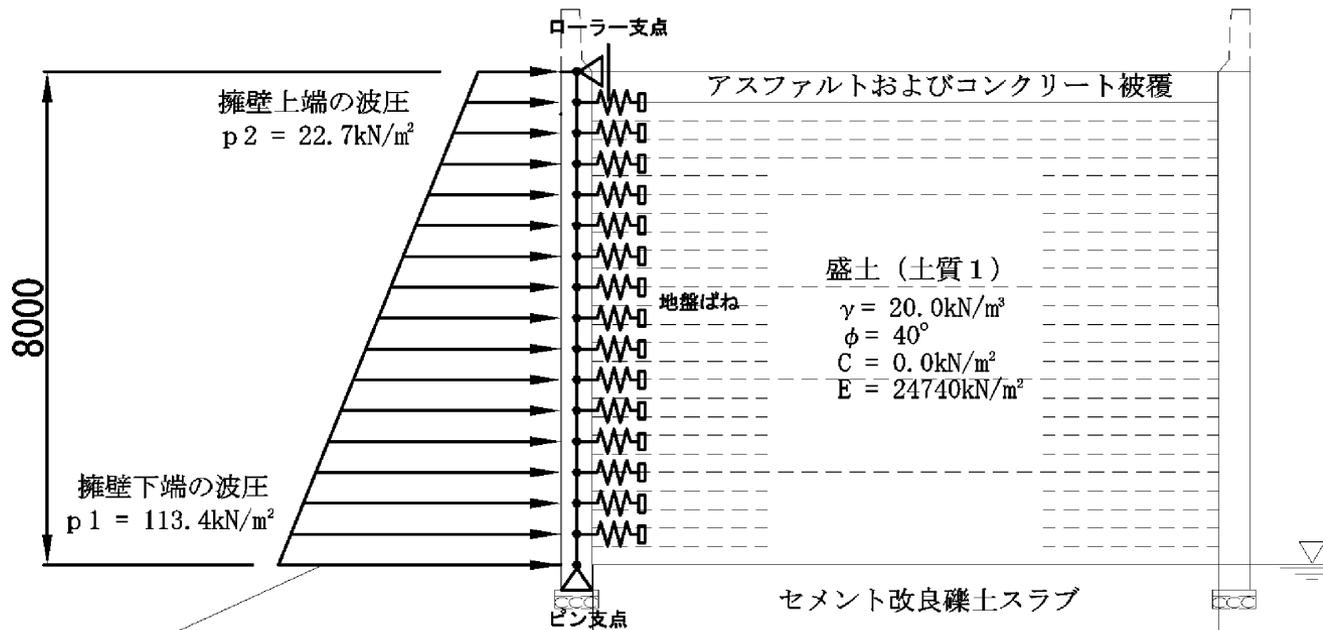
$$= 1342.5 \text{ kN/m}$$

表 12.1-2 津波波力による盛土体の安定に対する照査結果

照査項目	作用ケース	設計応答値 $P_w$ (kN/m)	設計応答値 $R_w$ (kN/m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i \cdot P_w / R_w$	判定
津波波力 に対する 盛土体の安定	⑦ L1津波時	544.4	1342.5	1.0	0.406 < 1.0	OK

# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

要求性能	性能項目	照査指標	作用の種類										備考 作用ケース名		
			常時作用			変動作用		偶発作用							
			壁体荷重	盛土荷重	永久作用としての土圧	車両荷重	変動作用による土圧	地震作用 (L1地震動)		地震作用 (L2地震動)		津波作用 (L2津波)			
								地震時土圧	地震時慣性力	地震時土圧	地震時慣性力	波力 (波圧)		揚圧力	
$D_1$	$D_1$	$E_D$	$L$	$E_L$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	-	-					
耐津波性	壁体の損傷	曲げモーメントせん断力	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-	⑦L1津波時



# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

## （2）応答値の算定計算モデルについて

応答値の算定は、図 12.2-1 に示す計算モデルで行う。なお、水平地盤ばねは、下記のとおり【道路橋示方書 下部構造編 11.5】に従い設定した。

### 1) 水平地盤ばね

計算モデルは単位奥行き m あたりのモデルとして、水平地盤ばねは、分布ばね（要素ばね）とするため、「7.2 壁体および補強材のモデル化および性能照査手法」に示した水平地盤反力係数を用いて下記のとおり設定する。

$$\begin{aligned} K_H &= k_H \cdot L \\ &= 6488 \times 1.0 = 6488 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、 $K_H$ ：擁壁背面の水平地盤ばね（kN/m<sup>2</sup>）

$L$ ：単位長さ(=1m)

$k_H$ ：擁壁背面の地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）「7.2 より」

設計水平地盤反力係数は、【道路橋示方書 下部構造編 11.5】に示される下記の式を用いて算定する。

地震時以外（L1 津波時含む）

$$k_H = \alpha_k \cdot k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 1.0 \times 82467 \times \left( \frac{8.9}{0.3} \right)^{-3/4} = 6488 \text{ kN/m}^3$$

$k_{H0}$ ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験値の値に相当する水平地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)、変形係数から推定する場合は、下式より求める。

$$\text{地震時以外} \quad k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 24740 = 82467 \text{ kN/m}^3$$

# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

## 2) 水平地盤ばねの上限値

擁壁背面の水平地盤ばねの上限値は、【道路橋示方書 下部構造編 11.5.2】に従い【道路橋示方書 共通編 2.2.6】に示される下記の受働土圧を設定する。

水平地盤の上限値（受働土圧）

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot x + K_p \cdot q$$

ここに、 $P_p$ ：受働土圧力度（kN/m）

$K_p$ ：受働土圧係数

$\gamma$ ：盛土の単位体積重量（=20.0kN/m<sup>3</sup>）

$x$ ：土圧作用位置の深さ(m)

$q$ ：地表面上載荷重(=0.0kN/m<sup>2</sup>)

表 12.2-2 土圧作用面の壁面摩擦角【道路橋示方書 下部構造編 表-解 2.2.5】

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 $\delta$	
			永続作用支配状況 変動作用支配状況 (右以外)	変動作用支配状況 偶発作用支配状況 (地震時土圧を算出する場合)
重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆T式橋台 控え壁式橋台	安定計算	土と土	$\phi$	$\phi/2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

水平地盤ばねの上限値（擁壁上端部）

$$\begin{aligned} P_{p1} &= K_p \cdot \gamma \cdot x + K_p \cdot q \\ &= 2.910 \times 20.0 \times 0.0 + 2.910 \times 0.0 \\ &= 0.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

水平地盤ばねの上限値（擁壁下端部）

$$\begin{aligned} P_{p2} &= K_p \cdot \gamma \cdot x + K_p \cdot q \\ &= 2.910 \times 20.0 \times 8.0 + 2.910 \times 0.0 \\ &= 465.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \\ &= \frac{\cos^2(40 + 0)}{\cos^2 0 \cos(0 + 13.33) \left\{ 1 - \frac{\sin(40 - 13.33) \sin(40 + 0)}{\cos(0 + 13.33) \cos(0 - 0)} \right\}^2} \\ &= 2.910 \end{aligned}$$

なお、 $\phi + \alpha < 0$  の場合には  $\sin(\phi + \alpha) = 0$  とする。

ここに、 $\phi$ ：土の内部摩擦角（=40°）

$\alpha$ ：地表面と水平面のなす角（=0°）

$\theta$ ：壁背面と鉛直面のなす角（=0°）

$\delta$ ：壁背面と土との間の壁面摩擦角

（表 12.2-2 より、 $\delta = \phi/3 = 40/3 = 13.33^\circ$ ）

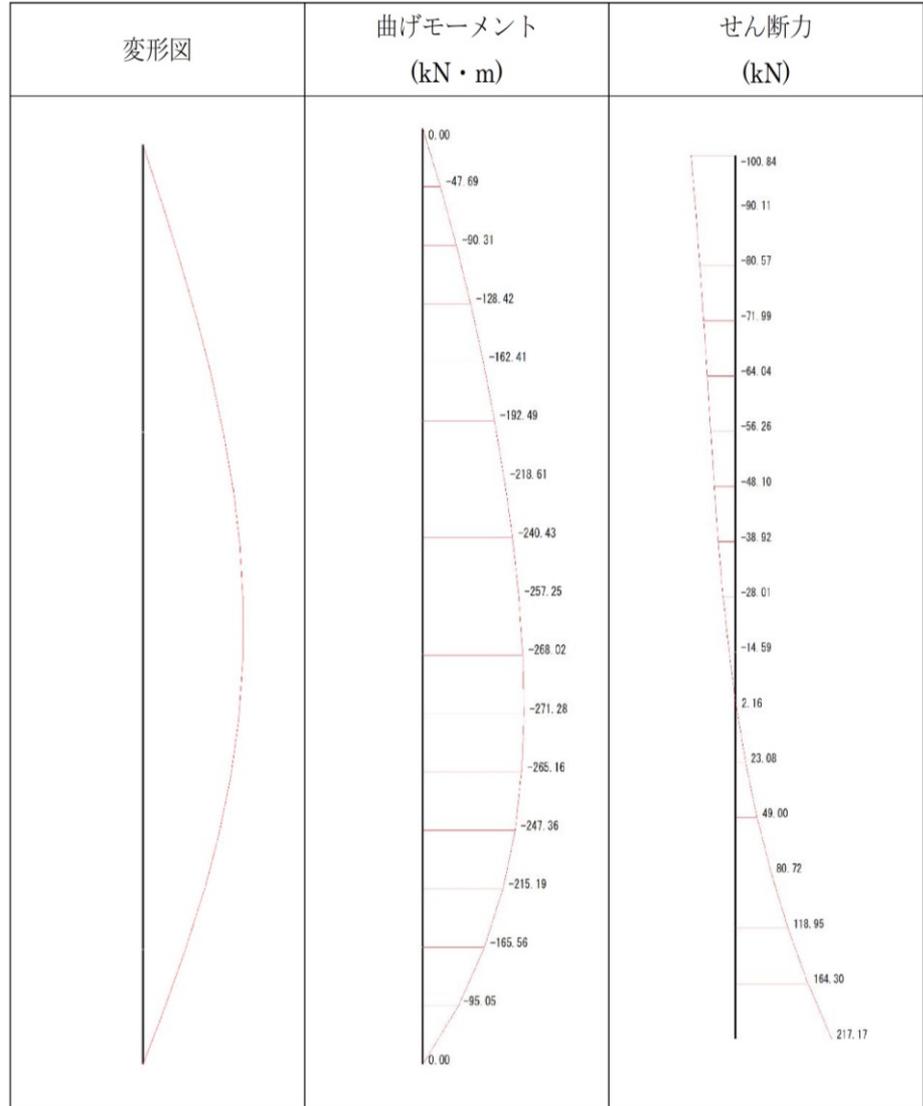
# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

## （3）応答値の算定結果

図 12.2-1 に示す梁バネ解析を行った結果、表 12.2-3、図 12.2-2 に示す断面力（応答値）となった。

表 12.2-3 壁体に作用する応答値（奥行き m あたり）

項目			⑦ L2津波時
曲げ モーメント	前面側	$M_{\max}$ (kN・m)	0.00
	背面側	$M_{\max}$ (kN・m)	271.28
せん断力		$Q_{\max}$ (kN)	217.17
検討壁幅		$B$ (m)	0.500



→ 上部（被覆コンクリート）と下部（セメント改良礫土）の支点があるため、背面側の曲げが卓越する。

※構造の状態により断面力の発生の仕方は大きく変わる。

図 12.2-2 壁体に作用する応答値

# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

表 8.3-3 配筋仕様

		鉄筋間隔 (mm)	縁からの距離 (mm)	鉄筋径 (mm)	鉄筋本数 (本)	備考
軸方向鉄筋 (エポキシ樹脂塗装鉄筋)	背面側	200	103.5	25	5	1.0m あたり
	前面側	200	94.0	16	5	
配力筋 (エポキシ樹脂塗装鉄筋)		200	—	16	—	
せん断補強筋 (エポキシ樹脂塗装鉄筋)		200	—	16	—	1.0m あたり 1組

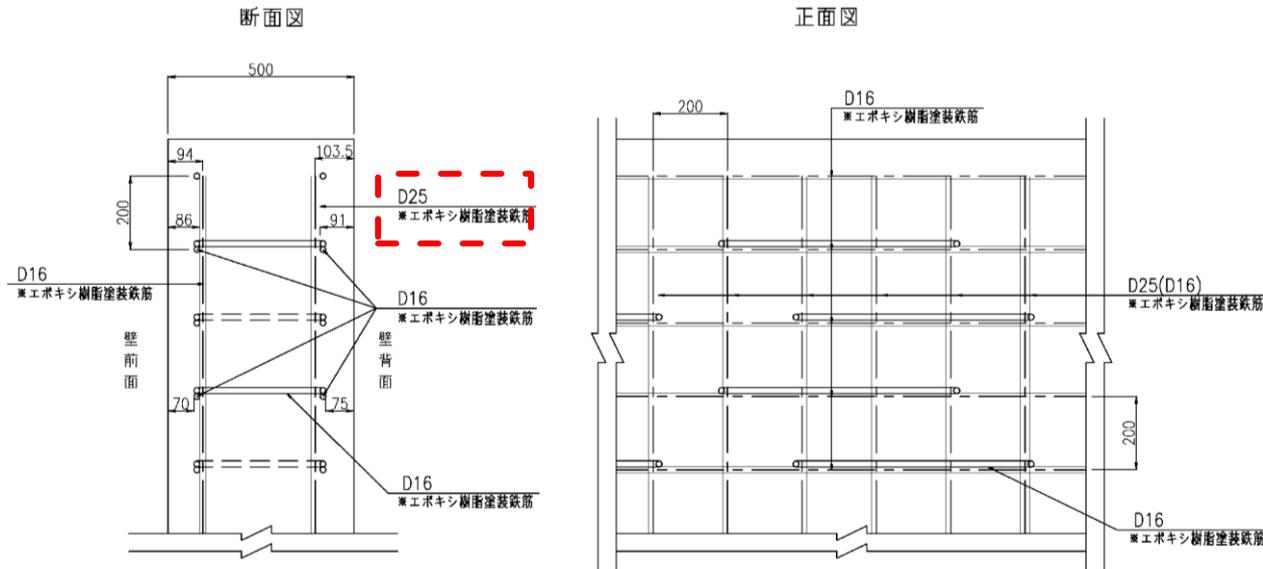


図 8.3-1 配筋仕様

→ 耐津波性の照査により、  
壁背面側の鉄筋がD25になっている。

# 耐津波性能の照査（壁体の損傷）

## （3）照査結果

表 8.3-3 および図 8.3-1 に示した壁体厚および配筋仕様による断面照査の結果を表 12.2-4～表 12.2-5 に示す。

表 12.2-4 曲げ耐力の照査結果

作用ケース		⑦ L1津波時	
		前面引張	背面引張
$H(\text{mm})$		500	500
$B(\text{mm})$		1000	1000
軸方向 鉄筋	圧縮側	D25-5	D16-5
	引張側	D16-5	D25-5
$N'_d(\text{kN})$		0.00	0.00
$N'_{\text{oud}}(\text{kN})$		6928.81	6928.81
$\gamma_i \cdot N'_d / N'_{\text{oud}}$		0.000	0.000
照査結果		OK	OK
$M_d(\text{kN} \cdot \text{m})$		0.00	271.28
$M_{y_d}(\text{kN} \cdot \text{m})$		129.44	302.65
$\gamma_i$		1.0	1.0
$\gamma_i \cdot M_d / M_{y_d}$		0.00	0.90
照査結果		OK	OK

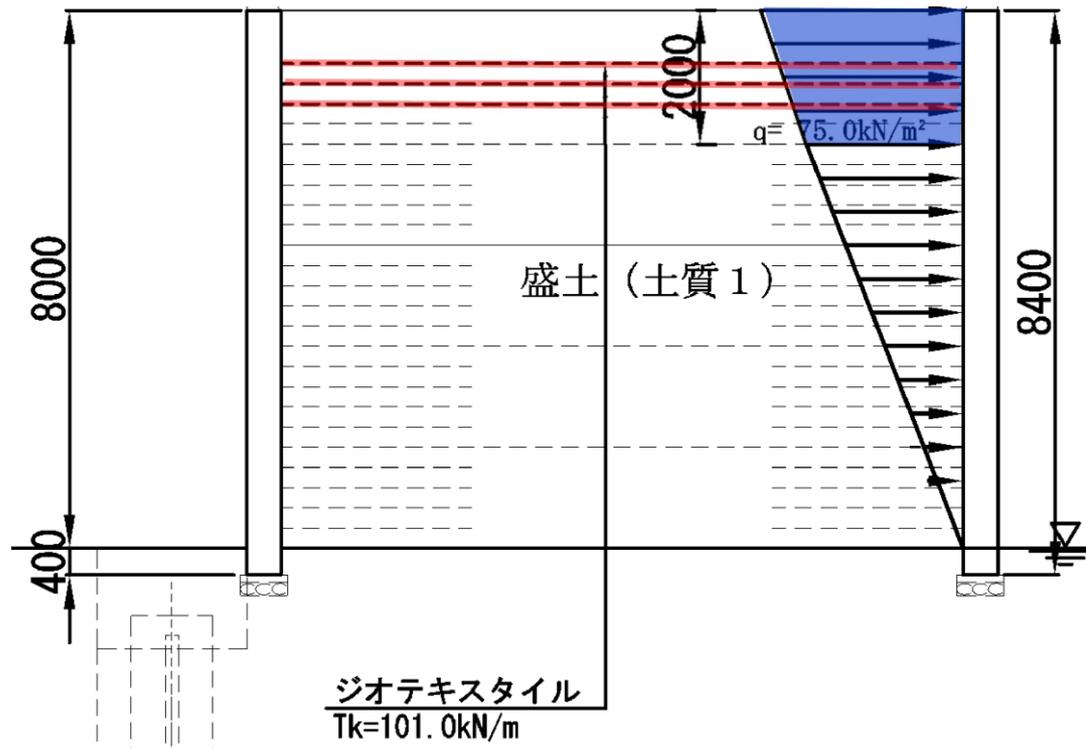
表 12.2-5 せん断耐力の照査結果

作用ケース		⑦ L1津波時	
		前面引張	背面引張
$H(\text{mm})$		500	500
$B(\text{mm})$		1000	1000
軸方向 鉄筋	圧縮側	D25-5	D16-5
	引張側	D16-5	D25-5
せん断補強筋		D16-1組@200	D16-1組@200
$V_d(\text{kN} \cdot \text{m})$		217.17	217.17
$V_{y_d}(\text{kN} \cdot \text{m})$		349.24	389.75
$\gamma_i$		1.0	1.0
$\gamma_i \cdot V_d / V_{y_d}$		0.62	0.56
照査結果		OK	OK
$V_{wcd}(\text{kN} \cdot \text{m})$		1677.36	1638.11
$\gamma_i \cdot V_d / V_{wcd}$		0.13	0.13
照査結果		OK	OK

→ 背面曲げ引張の照査が照査値0.90で決定ケース

# 耐津波性能の照査（補強材の損傷）

要求性能	性能項目		照査指標	作用の種類										備考 作用ケース名		
				常時作用			変動作用		偶発作用							
				壁体荷重	盛土荷重	永久作用としての土圧	車両荷重	変動作用による土圧	地震作用 (L1地震動)		地震作用 (L2地震動)		津波作用 (L2津波)			
									地震時土圧	地震時慣性力	地震時土圧	地震時慣性力	波力 (波圧)		揚圧力	
$D_1$	$D_1$	$E_D$	$L$	$E_L$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	-	-						
耐津波性	補強材	引抜け・破断	引抜け抵抗力 設計引張力	-	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0	⑦L1津波時



# 耐津波性能の照査（補強材の損傷）

・設計応答値（設計引張力）

$$\text{揚圧力度（上端） } q_1 = 100.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{揚圧力度（下端） } q_2 &= q_1 / H \cdot (H - h) \\ &= 100.0 / 8.0 \times (8.0 - 2.0) = 75.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

揚圧力（揚圧力度の合力）

$$\begin{aligned} Q &= (q_1 + q_2) / 2 \times h \\ &= (100.0 + 75.0) / 2 \times 2.0 = 175.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

設計引張力

$$\begin{aligned} T_d &= Q / n \\ &= 175.0 / 3 = 58.3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、 $q_1$ ：擁壁上端の揚圧力度（揚圧力の最大値として大気圧を考慮）

$q_2$ ：本照査で考慮する揚圧力度範囲下端の揚圧力度（ $\text{kN/m}^2$ ）

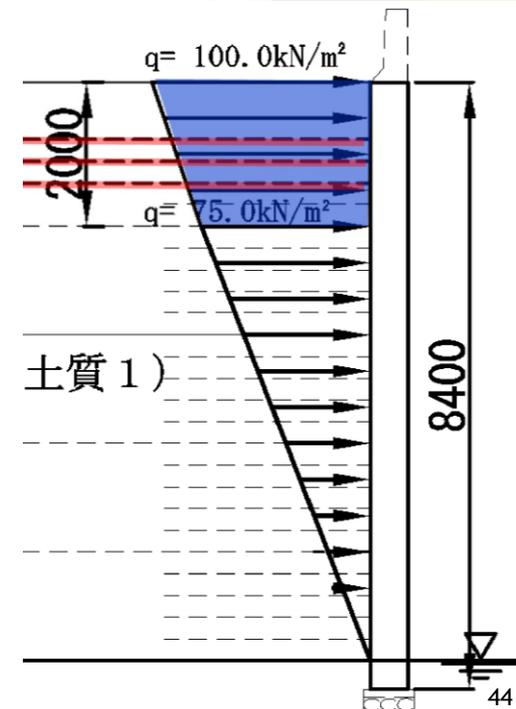
$h$ ：本照査で考慮する揚圧力度の高さ（ $=2.0 \text{ m}$ ）

$H$ ：壁高（擁壁上端～前面地盤面）（ $=8.0 \text{ m}$ ）

$Q$ ：揚圧力（揚圧力度の合力）（ $\text{kN/m}$ ）

$T_d$ ：擁壁上部の補強材の設計引張力（ $\text{kN/m}$ ）

$n$ ：擁壁上部の補強材枚数（ $=3 \text{ 枚}$ ）



# 耐津波性能の照査（補強材の損傷）

- ・設計限界値（設計引張強度）

$$T = 86.0 \text{ kN/m}$$

ここに、 $T$ :  $T_k=101\text{kN/m}$ の補強材の設計引張強度

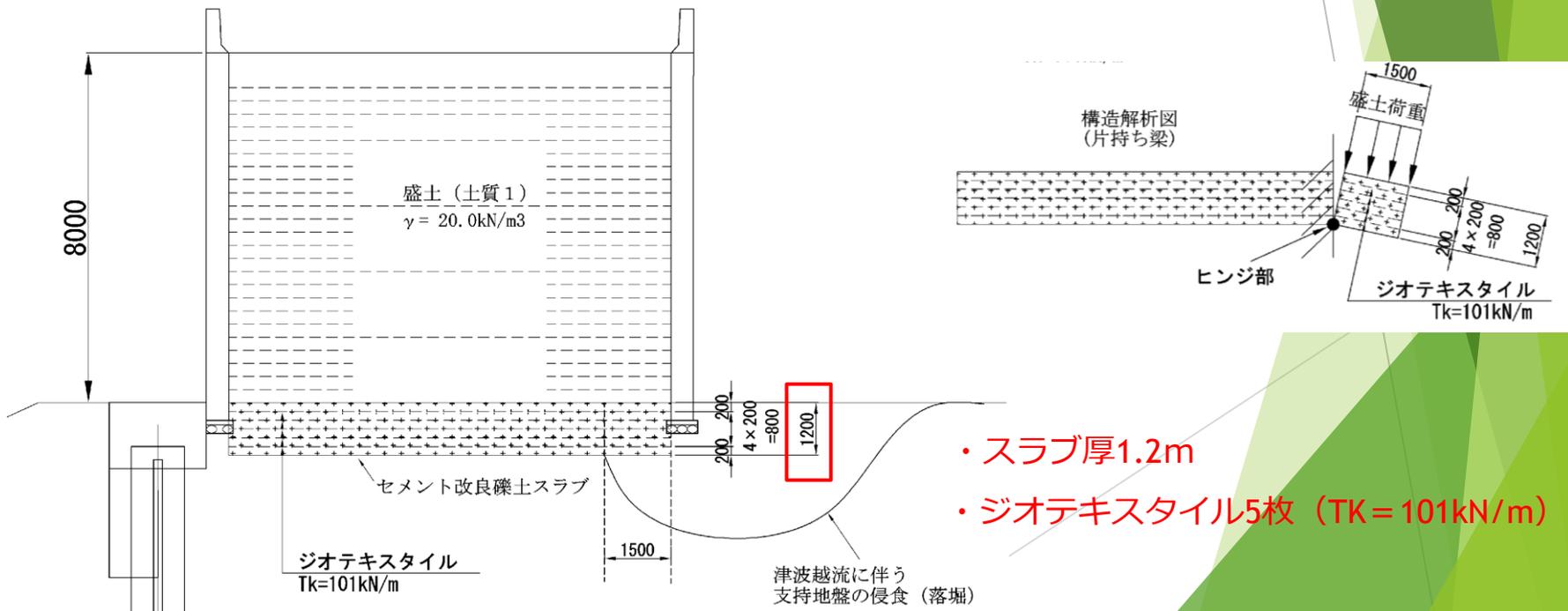
（表 4.2-2 より、津波発生時： $T=86.0 \text{ kN/m}$ ）

表 12.3-2 津波越流時における補強材の損傷に対する照査結果

照査項目	作用ケース	設計応答値 $T_d$ (kN/m)	設計応答値 $T$ (kN/m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i \cdot T_d/T$	判定
補強材の損傷	⑦ L1津波時	58.3	86.0	1.0	0.678 < 1.0	OK

# 耐津波性能の照査（支持地盤の侵食）

要求性能	性能項目	照査指標	作用の種類										備考 作用ケース名		
			常時作用			変動作用		偶発作用							
			壁体荷重	盛土荷重	永久作用としての土圧	車両荷重	変動作用による土圧	地震作用 (L1地震動)		地震作用 (L2地震動)		津波作用 (L2津波)			
								地震時土圧	地震時慣性力	地震時土圧	地震時慣性力	波力 (波圧)		揚圧力	
$D_1$	$D_1$	$E_D$	$L$	$E_L$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	$E_{QE}$	$E_{QT}$	-	-					
耐津波性	支持地盤の侵食に伴う盛土体の安定	セメント改良礫土スラブの耐力	-	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⑦L1津波時



- ・ スラブ厚1.2m
- ・ ジオテキスタイル5枚 (TK = 101kN/m)

# 耐津波性能の照査（支持地盤の侵食）

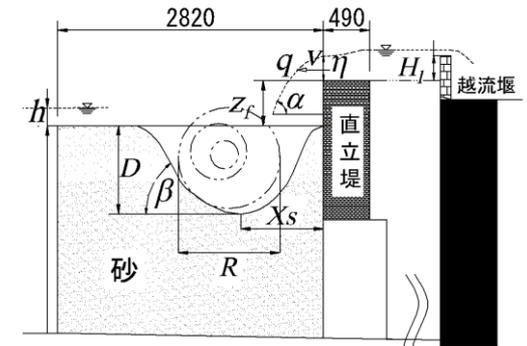
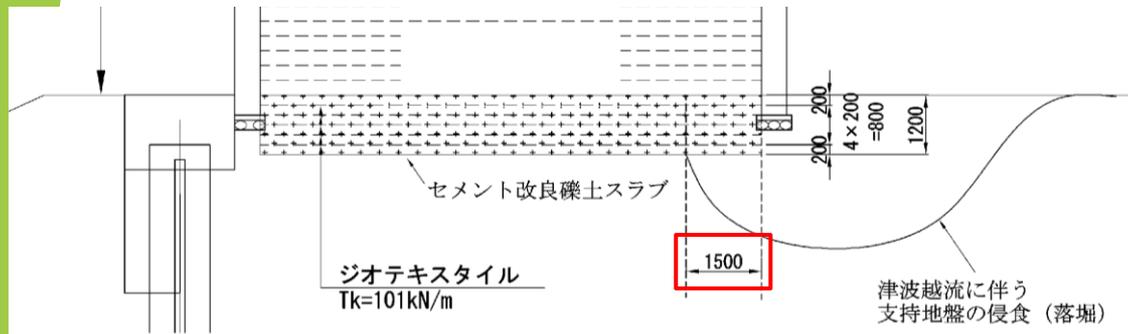


図-1 実験断面図(小規模)(単位: mm)

## 侵食の設定根拠

過去の越流による洗堀実験<sup>2)</sup>によると、壁高の15%程度の越流水深に対して壁体からの洗堀位置は壁高の1.2倍程度と壁体から離れており、洗堀実験の砂地盤に比べて実地盤は、道路や宅地（家屋、樹木）などの侵食されにくい地盤等で構成されることが多いことから、補強土擁壁下部の支持地盤まで浸食が進行しにくいと考えられる。しかし、本設計計算例では、直下の支持地盤まで侵食されると仮定して、片持ち梁の長さを壁高の20%程度の1.5mとした。

- 2) 有川太郎他：越流による直立型堤防背後の洗堀量に関する研究，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70，No.2，2014

# 耐津波性能の照査（支持地盤の侵食）

## 1) 応答値の算定

セメント改良礫土スラブに作用する設計曲げモーメント  $M_d$  を次式により算出する。なお、検討幅は奥行き 1.0m としている。

$$P = (\gamma_t \times H + q) \times L$$

$$M_d = P \times \frac{L}{2}$$

ここに、 $P$ ：セメント改良礫土スラブに作用する荷重の合力(kN)

$M_d$ ：セメント改良礫土スラブに作用する設計曲げモーメント(kN・m)

$\gamma_t$ ：盛土の単位体積重量 (= 20.0 kN / m<sup>3</sup>)

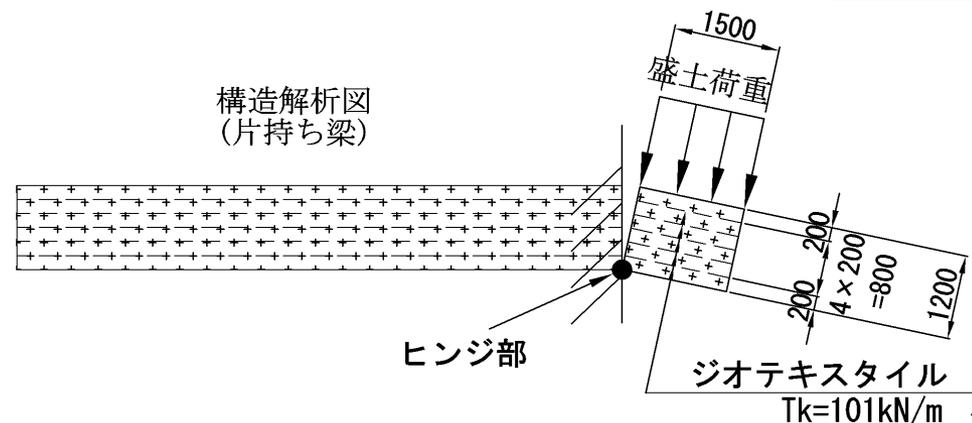
$H$ ：セメント改良礫土スラブが受け持つ盛土高さ (= 8.0m)

$q$ ：セメント改良礫土スラブが受け持つ上載荷重 (= 0.0 kN/m)

$L$ ：セメント改良礫土スラブを片持ち梁として考慮する長さ (= 1.5m)

$$P = (20.0 \times 8.0 + 0.0) \times 1.5 = 240.0 \text{ kN}$$

$$M_d = 240.0 \times \frac{1.5}{2} = 180.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



# 耐津波性能の照査（支持地盤の侵食）

## 2) 限界値の算定

鉄道総研で実施した過去の曲げ試験から部材最外縁をヒンジとするモデルにより断面耐力を安全側に評価できることを確認している。このことから、セメント改良礫土スラブの曲げ耐力 ( $M_G$ ) の算定は、図 12.4-2 に示すモデルおよび下式により算定する。

セメント改良礫土スラブの曲げ耐力 (kN・m)

$$M_G = \sum_{i=1}^n (T_d \times L_i)$$

ここに、 $M_G$  : セメント改良礫土スラブの曲げ耐力 (kN・m)

$T_d$  : ジオテキスタイルの設計用値 (= 86.0 kN/m)

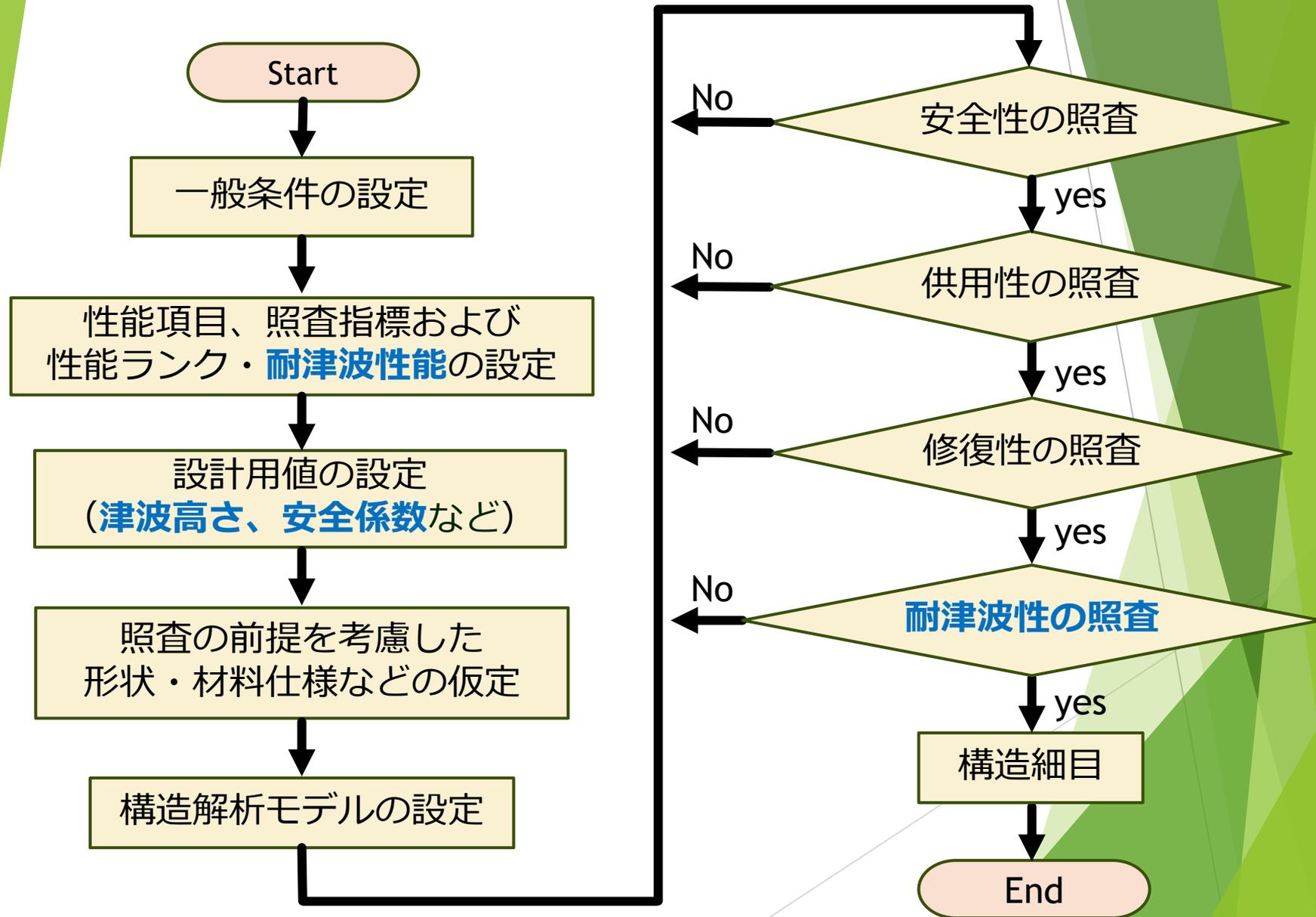
$L_i$  : ヒンジ部位置から  $n$  層目までのジオテキスタイルの距離 (m)

$$\begin{aligned} M_G &= T_d \times 0.2 + T_d \times 0.4 + T_d \times 0.6 + T_d \times 0.8 + T_d \times 1.0 \\ &= 86.0 \times (0.2 + 0.4 + 0.6 + 0.8 + 1.0) \\ &= 86.0 \times 3.0 \\ &= 258.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

表 12.4-2 支持地盤の侵食に伴うセメント改良礫土スラブの照査結果

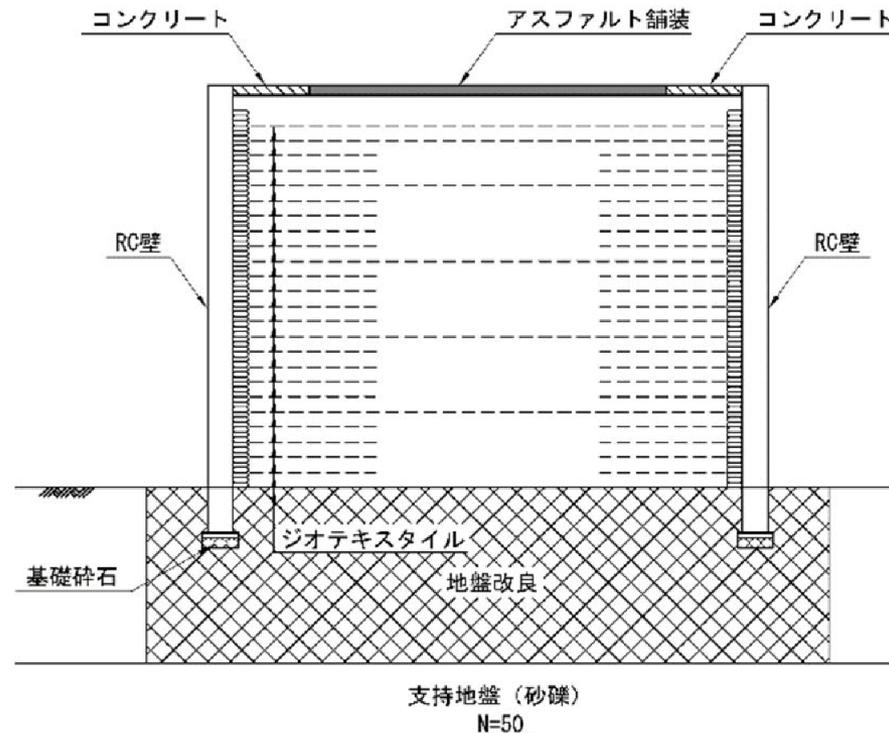
照査項目	作用ケース	設計応答値 $P_w$ (kN/m)	設計応答値 $R_w$ (kN/m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i \cdot P_w / R_w$	判定
支持地盤の侵食 に伴う盛土体 の安定	⑦ L1津波時	180.0	258.0	1.0	0.698 < 1.0	OK

# RRR-D工法の設計フロー



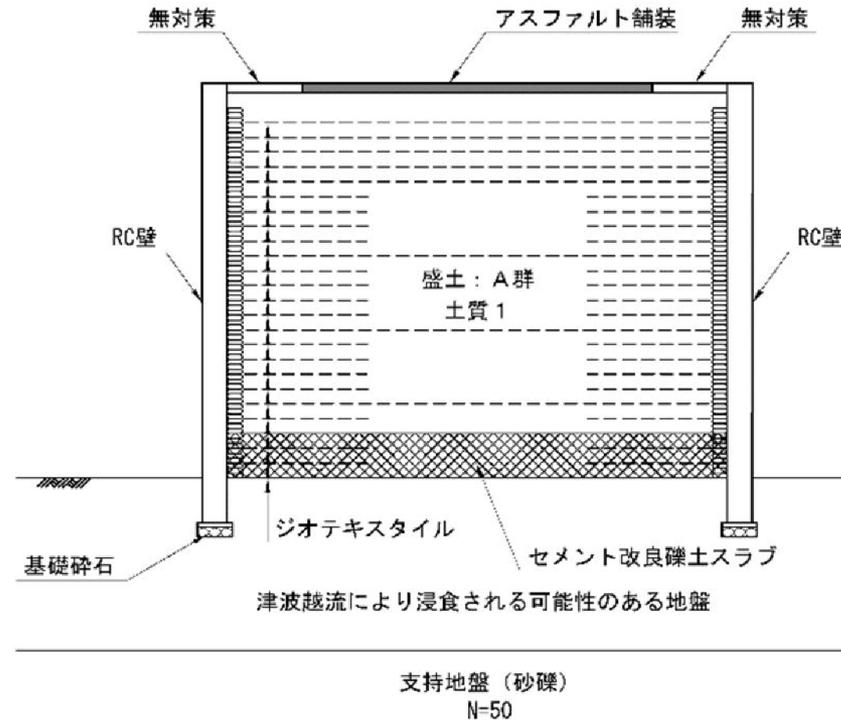
# 津波外力を考慮した構造例（付属資料）

盛土構造例①	盛土構造	通常の補強盛土
性能ランク I 耐津波性能 I		
	支持地盤対策	地盤改良
	盛土天端	アスファルト舗装, コンクリート被覆



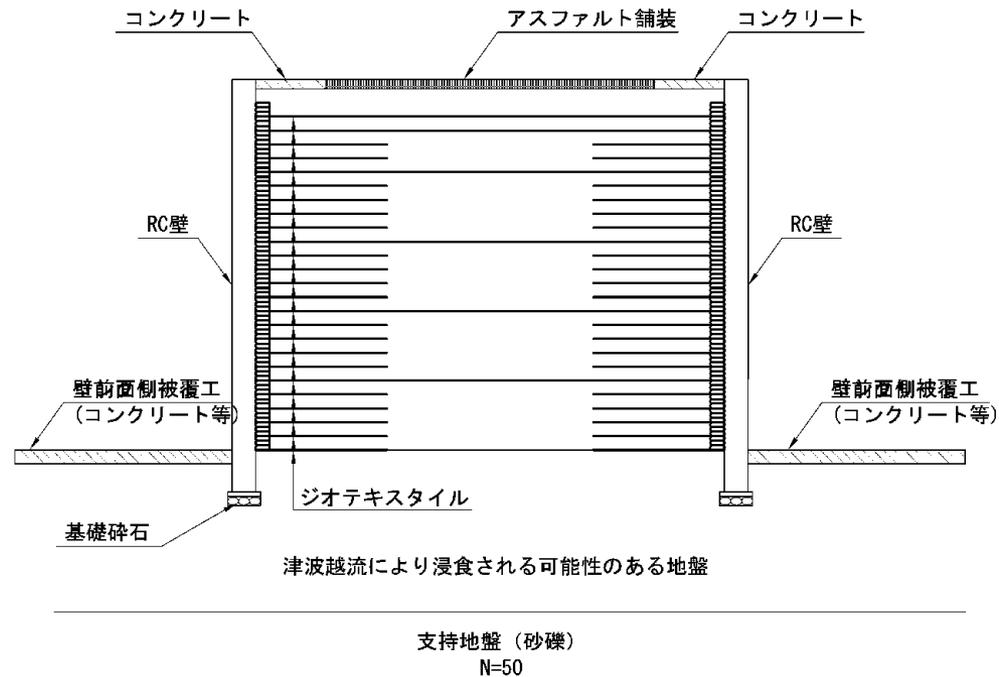
# 津波外力を考慮した構造例（付属資料）

盛土構造例② 性能ランク I 耐津波性能 I	盛土構造	ジオテキスタイル補強盛土（上段5層のジオテキスタイル全層敷き+ジオテキスタイルの目合いと盛土材の粒径の比を考慮した盛土材）
	支持地盤対策	盛土最下層にセメント改良礫土スラブを適用
	盛土天端	アスファルト舗装



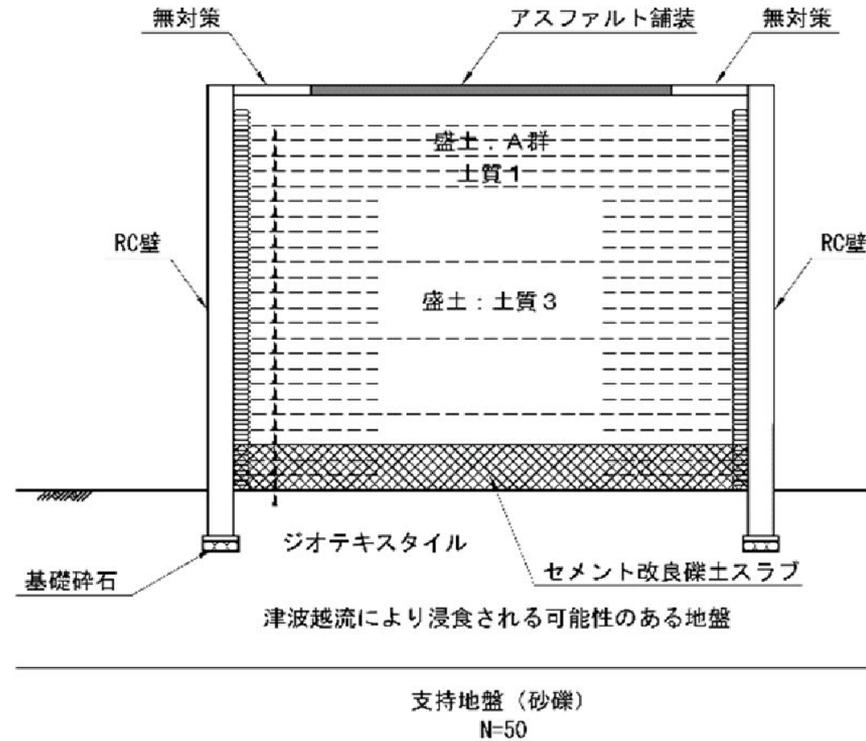
# 津波外力を考慮した構造例（付属資料）

盛土構造例③	盛土構造	通常の補強盛土
性能ランクⅡ 耐津波性能Ⅱ	支持地盤対策	壁前面側被覆工
	盛土天端	アスファルト舗装, コンクリート被覆



# 津波外力を考慮した構造例（付属資料）

盛土構造例④	盛土構造	ジオテキスタイル補強盛土（上段5層のジオテキスタイル全層敷き+ジオテキスタイルの目合いと盛土材の粒径の比を考慮した盛土材：全層敷き施設範囲のみ）
性能ランク I 耐津波性能 I		
	支持地盤対策	盛土最下層にセメント改良礫土スラブを適用
	盛土天端	アスファルト舗装



ご清聴ありがとうございました。

