

津波を受けるGRS一体橋梁の模型実験

川邊翔平¹・大林沙紀²・山口晋平³・菊池喜昭⁴・二瓶泰雄⁵・龍岡文夫⁴

2011年東北地方太平洋沖地震による甚大な被害の大半は、巨大津波によるものであった。これに対する防災策として、沿岸防潮堤だけではなく鉄道や道路の盛土から構成された多重防御施設の導入などの複合的な減災対策の実施が提案されている。本研究では、道路・鉄道盛土に導入される可能性のあるGeosynthetic-Reinforced Soil (GRS) 一体橋梁の耐津波性能を室内小型模型実験で検討した。開水路内に模型を作製し、段波によって津波を再現した。GRS一体橋梁の押波に対する桁、橋台の安定性を確認できた。

キーワード：GRS一体橋梁，津波，越流

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震による甚大な被害の大半は、巨大津波によるものであった。これに対し、中央防災会議において、津波の規模を2つに分け、比較的頻繁に発生する津波に対しては海岸施設によって防災し、影響が甚大な最大クラスの津波に対しては、総合的な津波対策を確立するとしている。この最大クラスの津波に対する防災策として、ハード、ソフトを総動員する多重防御を津波防災、減災対策の基本としている¹⁾。この多重防御の考え方において、鉄道や道路盛土は、津波が防潮堤を越流した場合の第2、3線堤として位置付けることができる。同時に、道路、および鉄道は主要ライフラインの一つであり、津波を受けても機能を失わないか、軽微な損傷にとどめ、補修によって速やかに機能回復できることが重要である。本研究では、この多重防御施設・主要ライフラインの一部として、取付け盛土を、橋台に連結したジオテキスタイルで補強したうえで、橋桁と橋台を構造的に一体化した Geosynthetic-Reinforced Soil 一体橋梁（以下、GRS-IB）の津波に対する安定性を室内小型模型実験で検討した。

2. 津波模型実験

(1) 実験水路の概要²⁾

東京理科大学水理学研究室が所有している内寸法で長さ36m×高さ1.2m×幅1mの開水路を実験に用いた（図-1）。海側の路床勾配は1/20であり、模型から4.5m沖に段波作製のための堰を設置してある。模型は開水路内の水平な木製板の上に作製した。このため、法尻の支持地盤の洗掘と堤体底面直下の支持地盤内からの浸透は生じない実験となっている。また、模型と水路側面との境界はスポンジテープおよびグリースを塗布して止水した。人工津波は、発生時の水位差 Δh が20cmと30cmの2種類の段波で再現した。最初の段波で模型が残存した場合は、さらに2番目の段波を当てた。本稿において、単に「水位差」と記述されているときは段波発生時の堰前後での水位差を意味する。本研究では、第2、3線堤としての道路、鉄道盛土に建設された橋梁を想定している。このため、陸域に遡上してきた津波を模擬するため、段波は模型に到達する前に碎波して遡上波が模型に衝突するようにした。この水路では越流水は模型後方において排水されるようになっており、水路下流からの反射波は無い。しかし、堰解放時に発生する上流へ向かう波が水路上流端に

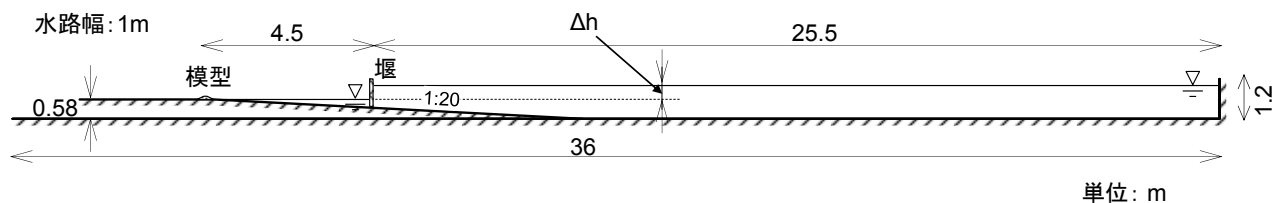


図-1 水路概要

¹正会員，東京理科大学理工学部土木工学科，助教（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

²非会員，東京理科大学大学院理工学研究科土木工学専攻，修士課程（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

³学生会員，東京理科大学大学院理工学研究科土木工学専攻，修士課程（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

⁴正会員，東京理科大学理工学部土木工学科，教授（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

⁵非会員，東京理科大学理工学部土木工学科，准教授（〒278-8510 千葉県野田市山崎2641）

て反射するため、堰解放後約12秒で再度堰を閉じて、反射波の模型への到達を防いだ。

(2) 橋梁模型概要^{3), 4)}

橋梁と取付け盛土の模型の高さは 100 mm であり、縮尺比 1/50 を想定すると実物換算では高さ 5 m となる (図-2a, b, e)。本研究で用いた 2 種類の橋梁：a) CASE01 (従来型橋梁) と b) CASE02 (GRS-IB) の概略図を図-2 に示す。以降、特に記さない限り、図面右側、または上側を海側、図面左側、または下側が陸側である。堤体は豊浦砂を標準プロクターでの最適含水比 (15.2%) で締固め度 90% (乾燥密度 1.4 g/cm^3 , 相対密度 21%) になるように締め固めて作製した。本研究においては、橋梁部およびその取付け盛土の被覆の安定性に注目している。堤体材料およびその締固め密度は、非常に浸透しやすく、また、容易に流失する条件となっている。被覆工が失われた場合の浸食速度は非常に大きい。盛土の法面と天端の被覆工パネル、橋台 (壁面工) はいずれも厚さ 5 mm のジュラルミン製板である。CASE01 の取付け盛土は法面勾配が 2 割で無補強とした (図-2a)。CASE02 の取付け盛土は法面勾配を 5 分とし、面状補強材 (基線：ポリエステル, 樹脂：ポリ塩化ビニル, 目開き 3 mm, 線径 0.5 mm) を敷設し、被覆パネルにボルトおよびステンレス板で固定した (図-2b)。また、本研究では翼壁部がない構造とした。なお、実際の GRS-IB では、盛土内に橋台背面に連結した補強材を橋軸方向に敷設しているが、本研究では模型の空間的制約から盛土の両法面の被覆工背面に連結した補強材で橋軸直交方向に敷設した。橋台と補強盛土の一体性を確保するため、橋台下端に盛土側に長さ 40 mm の後ろフーチングを設け、L 型擁壁の形状にして盛土荷重で橋台を安定化して転倒を防いだ。従来型橋梁模型の場合でも同様な橋台模型を使用した。図-2f に図-2e の橋台裏の橋軸方向縦断面の拡大図を示した。

また、堤体内部には間隙水圧計 (図-2a, b 中記号 PW1-5) と圧力計 (全土被り圧, 図-2a, b 中記号 OP1-5) を設置した。なお、堤体内部に設置したセンサー (PW, OP) は CASE01 と CASE02 で土被りがほぼ等くなるように埋設した。堤体被覆パネル表面には波圧計測用の圧力計 (図-2a, b 中記号 WP1-7) を設置した。図-2c, 2d, 2e にも波圧計測用圧力計の設置位置を示してある。

図-3 には橋桁模型の概要を示した。桁タイプ A (図-3a) の床版は、10 mm × 10 mm のアルミニウム製の中空角パイプ ($t=1 \text{ mm}$) の側面同士を結合し、3 段になるように作製した。床版の両側の上側に主桁模型としてアルミニウム製の L 型チャンネル (20 mm × 20 mm, $t=2 \text{ mm}$) を設置した。桁タイプ A の質量は 523 g である。桁タイプ B は上路橋を模している。桁タイプ A から主桁模型を除いたものであり、質量は 446 g である。桁タイプ C は下路橋の模型である。桁タイプ A, B に用いたものと同様のアルミニウム製中空パイプを 1 段のみ用い、主桁模型を設置した。橋桁質量は 249 g である。桁タイプ D

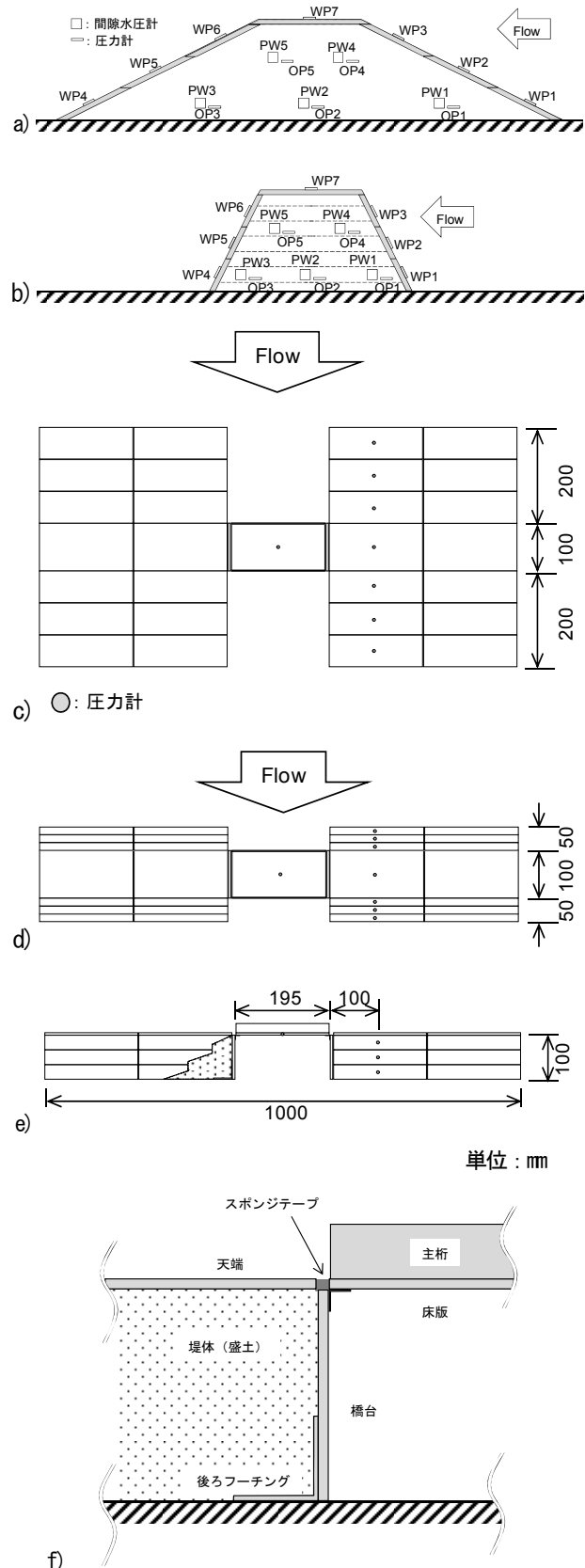
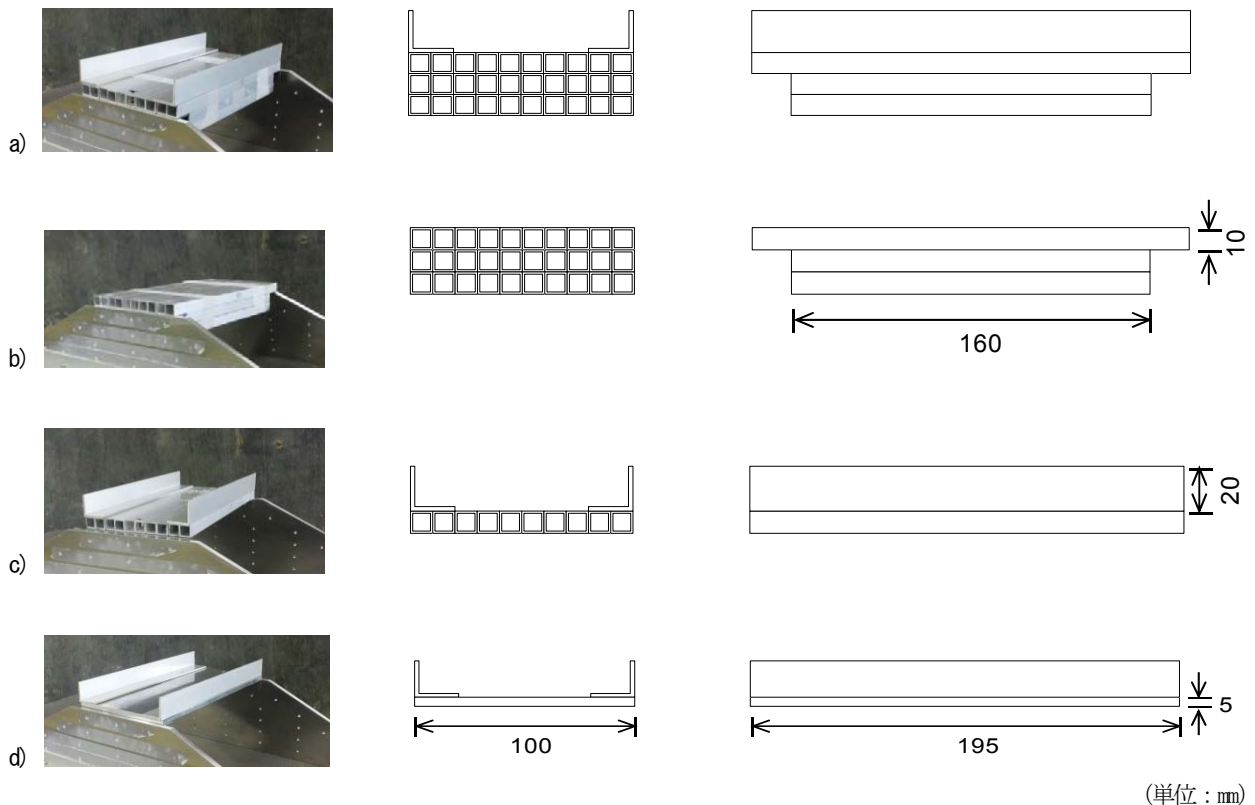


図-2 模型全体概略図：a) CASE01 (従来型) 取付け盛土断面図, b) CASE02 (GRS-IB) 取付け盛土断面図, c) CASE01 上面図, d) CASE02 上面図, e) 正面図 (CASE01, CASE02 共通), f) 橋軸方向縦断面拡大図 (橋台付近)



(単位：mm)

図-3 橋桁模型概略図： 左；橋桁写真，中；断面図，右；正面図

a) タイプ A(アルミ角パイプ 3 段+主桁), b) タイプ B(アルミ角パイプ 3 段のみ), c) タイプ C(アルミ角パイプ 1 段+主桁), d) タイプ D(ジュラルミン桁+主桁)

はタイプ C におけるアルミニウム製中空パイプの代わりに、ジュラルミン製板 ($t = 5 \text{ mm}$) を床版として用いた。橋桁質量は 349 g である。CASE02 では桁を壁面工上端に、片側 3 個のボルトで固定した。CASE01 では桁模型は壁面工に固定されていない。また、天端被覆工パネルと桁の間、被覆工パネル間は、スポンジテープとグリースにより止水した (図-2f)。

3. 実験結果

表-1に本研究で実施した実験シリーズを示す。表中の水位差は段波発生時の水位差を表す。CASE01では、桁を架け替えながら水位差20 cmで統一した。表-1中では同一CASEにおいて、上段から下段に向かって実験の順序を示している。つまり、CASE01においては、タイプAの桁に対し水位差20 cmの段波を当て、越流終了後、水が引くのを待ち、そのまま第2波 (水位差20 cm) を当てた。再度越流後の水が引くのを待ち、桁をタイプBに架け替えて第3波 (水位差20 cm) を当てた。CASE02では桁をタイプCで統一し、水位差20 cmの段波を3度当てた後、水位差30 cmの波を当て、実験を終了した。以降本論文では表-1中に示した略号を用いて実験ケース、および条件を表す。略号について例えば、「CASE01-3B20」は、CASE01の第3波目、桁タイプB、段波水位差20 cmで

表-1 実験ケース

盛土タイプ	桁タイプ	水位差	略号
CASE01 (従来型)	A	20	CASE01-1A20
	A		CASE01-2A20
	B		CASE01-3B20
	C		CASE01-4C20
CASE02 (GRS-IB)	D	20	CASE01-5D20
	C		CASE02-1C20
			CASE02-2C20
			CASE02-3C20
			30

実験を行ったことを表す。

写真-1にCASE01, CASE02のそれぞれにおいて、水位差20 cmの段波が模型に達した後10秒後の様子を示す。また、水路ガラス面に10 mm × 10 mmのグリッドを貼り付け、実験中に越流水深等を観察した。本稿に掲載した写真では、実際に使用したグリッドの判別が困難なため、50 mm間隔のグリッドを追記してある。堤体天端中央での越流水深は、水位差20 cmの場合は約6 cm、水位差30 cmの場合は約13 cmであった。また、本研究では海側の初期水位を法尻とほぼ等しくしており、水位差20 cmの場合の津波高は約18 cmであった。本研究では模型縮尺を1/50としており、実大で5 mの盛土に対し10 m弱の、水位差30 cmの段波では、15 m弱の津波が襲来したことになる。

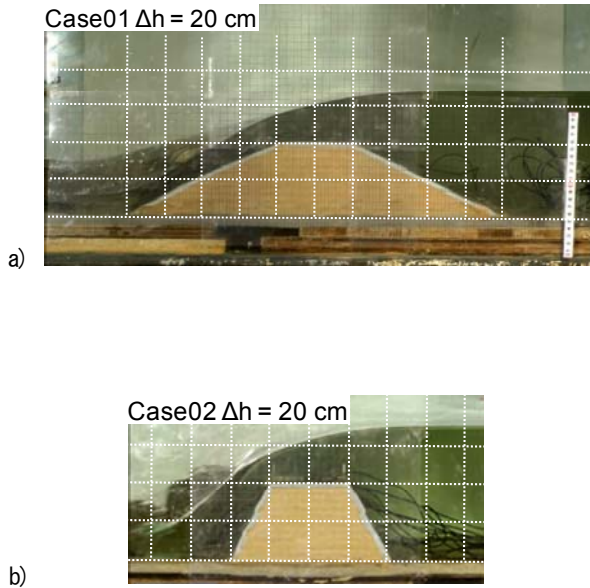


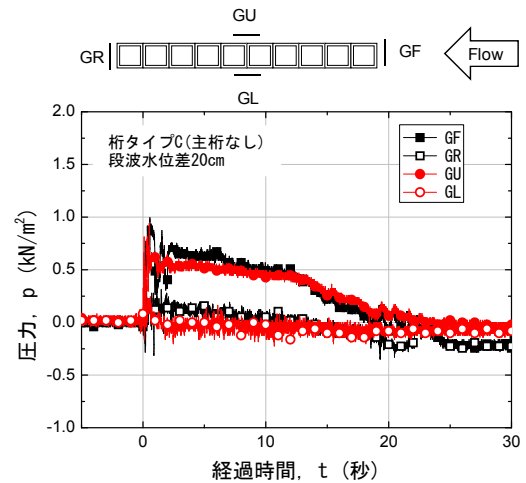
写真-1 段波衝突 10 秒後の越流の様子 : a) CASE01, b) CASE02

(1) ビデオ映像の解析

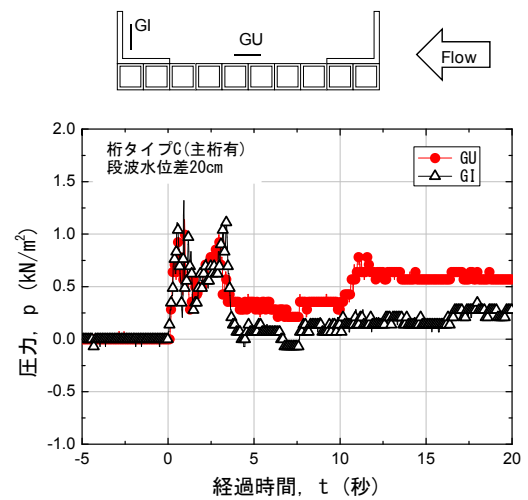
まず、CASE01（従来型）、CASE02（GRS-IB）ともに、実験前後において、堤体の大きな変状は確認されなかった。CASE01では、堤体は無補強であったが被覆工を隙間がないように整然と配置したため変状が生ぜず盛土は浸食されず安定性を保った。またCASE02では、法面が急勾配であるが盛土は補強材と被覆工によって安定化され、被覆工は補強材に連結されて安定していたため、堤体全体として安定を保った。写真-1は、第1波目（水位差20 cm）の段波衝突10秒後の堤体横断面である。水路横断方向に195 mmの開口部（橋梁部）があるにもかかわらず、越流水深は別に実施した開口部のない場合と同等の6 cm程度であった。段波発生のための堰解放後12秒で再度堰を閉じると、開口部から陸側への流入量が大きいいため、越流水深は急速に減少した。また、CASE01、CASE02のいずれにおいても、第1波目越流直後から堤体内への浸透が目視で確認できた。

CASE01では、津波到達後約0.5秒で桁が動き出した。堤体に顕著な損傷がない場合には、別のタイプの桁に架け替えて、再度実験を実施した（表-1）。L型チャンネルが無いCASE01-3B20では、桁は滑動したが、両側の天端に引っ掛かり流失しなかった。一方、主桁を模したL型チャンネルがある桁タイプA、C、Dの場合では、桁が浮きあがり、流失した。

桁の前面、背面、上面、下面の中央、陸側主桁の内側に圧力計（それぞれ図-6中の記号GF、GR、GU、GL、GI）を設置し、津波（段波）衝突時から越流終了まで桁周辺の圧力の変化を記録した。図-4に、堤体、橋台は従来型とし、桁タイプCで主桁がある場合（図-4a）と無



a)



b)

図-4 桁周辺の圧力: a) 主桁無, b) 主桁有

い場合（図-4b）の段波水位差20 cm（桁中央での越流水深は約6 cm）の計測結果の例を示す。横軸は津波が模型に到達してからの経過時間である。図-4aでGF（桁前面）、GU（桁上面）の値を見ると、津波到達時に衝撃圧が作用し、一時的に静水圧よりも大きな圧力値を示しているが、越流中は静水圧と同程度か少し小さい程度であった。GR（桁背面）とGL（桁下面）の圧力は越流によって増加しなかった。つまり、主桁がない場合、桁上面圧力と桁下面圧力の差は基本的に正であり桁に揚力が作用しないため、滑動だけが生じたと考えられる。

図-4bには桁にL型チャンネルを設置した場合の、津波到達時からのGUとGIの波圧の経時変化を示す。図-4bより、陸側主桁の内側に作用する波圧も、静水圧程度であることがわかる。一方、桁背面に波圧はほとんど作用しないため、桁は橋軸に対して回転したと考えられる。動画では、桁の流失時点では波しぶきと巻き込まれた空気によって不鮮明であったため、詳細な挙動は不明である。

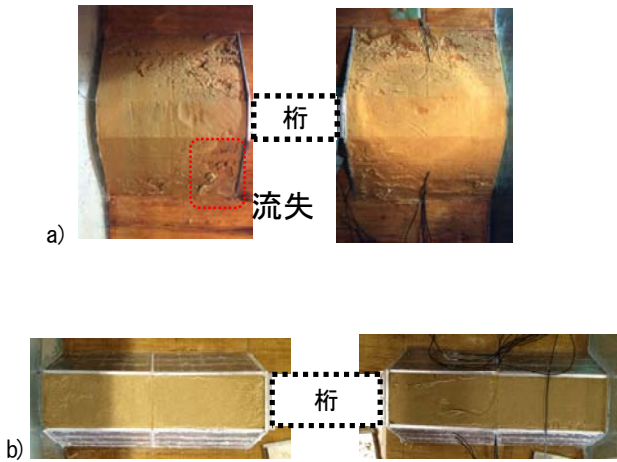


写真-2 解体時の堤体の浸食状況（上方から撮影）：a) CASE01, b) CASE02

しかし、流失直後の桁が流されていく様子から推察すると、桁は海側から浮き上がるように回転し、流失したと思われる。

また、今回の従来型橋梁模型の取付け盛土は安定を保った。しかし、堤体が補強されていないため地震動等により堤体が沈下し、被覆との間に隙間が生じやすく、隙間が生じた場合には、被覆、堤体材料が流失しやすくなり、後ろフーチングがついていても橋台は不安定になる可能性が高い。

CASE02では、実際のGRS-IBを模して桁が薄い下路橋のタイプCだけの実験を実施したが、CASE02-3C20まで桁、堤体材料の流失、堤体の変状は全く確認されなかった。よって、段波水位差を30 cmとして津波波力を大きくした実験（CASE02-4C30）を行ったが、やはり模型に変状は見られなかった。桁が残存することにより、桁、橋台に作用する波力が結果的に大きくなり橋台、および堤体に変状する可能性があったが、本研究の範囲ではその現象は見られなかった。本研究では後ろフーチングがあり、かつ、堤体材料の流失が無かったことにより、橋台の安定性が大きかったと考えられる。実際のGRS-IBの場合は、橋台と背面盛土が補強材により結合されているため橋台の安定性は大きく、従来形式の橋梁より崩壊に至る可能性は低いと考えられる。

また、いずれの実験でも、堤体内への浸水が確認された。実験終了後の被覆解体後の様子を写真-2に示す。写真の上側が海側で波の進入側である。CASE02では法面被覆工は補強材によって堤体と一体となっているため、天端被覆工のみを取り外した時の写真である。

CASE01では、橋台背面に堤体材料の流失の跡が確認できた。これは、従来型では桁が流失すると橋台が変位・転倒しやすくなるため橋台と法面被覆との間に隙間ができやすくなり、流入水の影響で堤体材料が流失しやすくなるためだと考えられる。特に、前述のとおり、津波発生

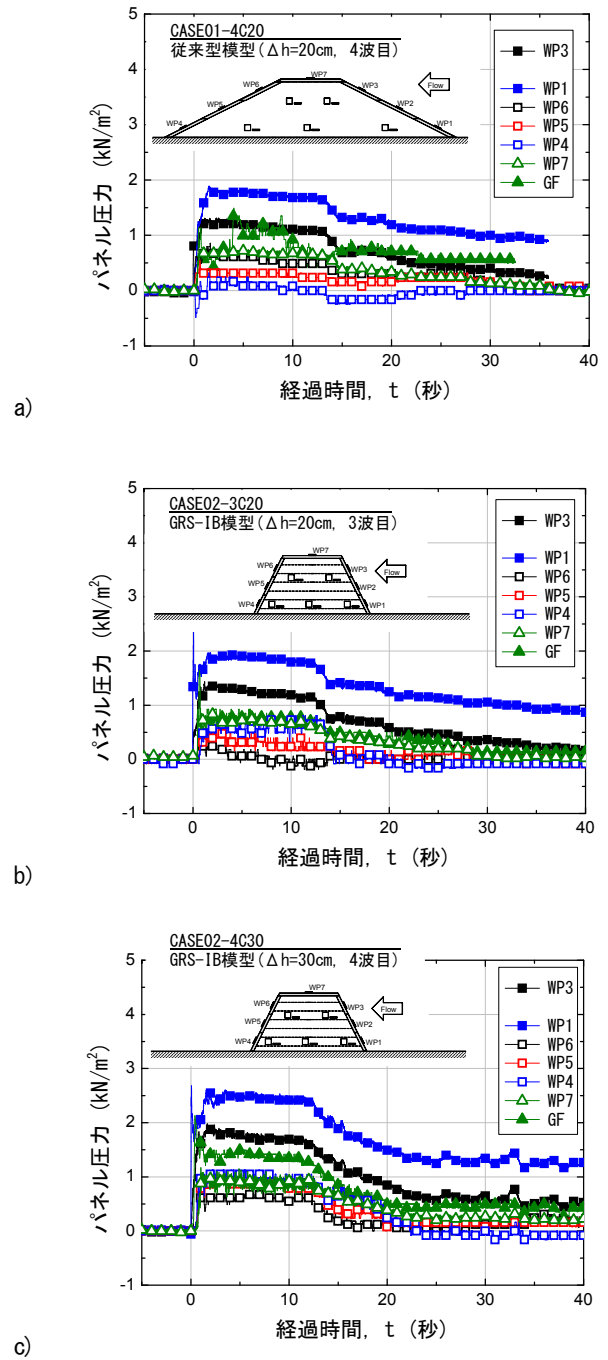


図-5 波圧の時刻歴（桁タイプ C）：a) CASE01（4波目，越流水深 6 cm），b) CASE02（3波目，越流水深 6 cm），c) CASE02（4波目，越流水深 13cm）

津波発生の際に地震動によって既に損傷がある場合、津波越流に対する、防潮堤および橋梁の安定性は著しく低下するおそれがある。堤体が無補強の場合には地震動に対する安定性が低くなるため、地震時に橋台背面や被覆間に隙間ができやすくなると考えられる。その場合、津波の作用による堤体材料流失の可能性が高く、橋台や法面被覆工は変状しやすくなり、最悪の場合は崩壊する

おそれがある。一方、CASE02の場合には、堤体材料の流失はほとんど見られなかった。これは、桁が橋台と一体となっているため、被覆工、橋台、桁はほとんど変位しなかったためと考えられる。さらに、橋台と被覆工の間はスポンジテープとグリースにより止水していたため、この部分から流入した場合でも流入水の流速はゼロに近く、掃流力が非常に小さいため、堤体材料の流失が防げたものと考えられる。

(2) 圧力計の結果

図-5は盛土被覆工パネルと主桁に作用した波圧の時刻歴である。被覆工の圧力計は、橋台から橋軸方向に100 mm離れた位置に、被覆工に平行に貼り付けた(図-2)。天端被覆工には鉛直上向きに貼り付けた。桁には、盛土天端面とほぼ同じ高さに貼り付けた。

図-5より、津波の到達によって、波圧が著しく増加した後、安定した越流水深が13秒程度継続し、その後徐々に水深が低下したことがわかる。これは、前述のように堰解放後12秒で堰を閉じているためである。CASE01-4C20(図-5a)では、波が到達して桁は流失した。また、法面勾配は2割なので衝撃波圧は作用せず、津波は法面を遡上して越流した。

一方、CASE02-3C20、CASE02-4C30(図-5b, c)では、盛土壁面は5分勾配なので、海側壁面には津波到達時の衝撃波圧が作用した。主桁前面にも衝撃圧が作用しているが、その後越流中の波圧は安定しており、桁が津波に対して安定であったことを示している。なお、いずれの盛土形式でも海側法面に作用する波圧は静水圧よりもやや大きい程度であった。段波水位差 20 cm の場合、天端中央での越流水深は約6 cm であるので、静水圧を仮定した場合の作用圧力は天端中央で 0.6 kN/m^2 程度、海側法尻付近では 1.6 kN/m^2 程度である。なお、津波避難ビルに対しての津波波圧算定式では、堤防等による減勢の有無によって、静水圧の1.5~3.0倍として作用波圧を計算している。例えば本研究の対象が、海岸から500m以内で、2線堤として用いられる場合を想定すると、静水圧の2倍とされる。なお、前述のように設定される津波の高さは地域によって異なる。また、越流中の海側法面に作用する波圧は2割勾配盛土に作用する波圧と同程度であり、法面が急勾配であることによる波圧の増加は無かった。

陸側の盛土被覆工に作用する波圧を見ると、2割勾配の場合は法尻から法尻に向かって減少している。一方、5分勾配では逆に法尻から法尻に向かって増加している。また、データの乱れが大きかった。圧力計の結果と画像から、2割勾配の場合では、越流水は徐々に水深を浅くしながら流速が増加したことがわかった。トレーサーを用いて画像から求めた平均流速は、天端中央付近で $0.5 \sim 0.7 \text{ m/s}$ 、法尻通過直後では $1.25 \sim 2 \text{ m/s}$ であった。一方の5分勾配では、図-6に示すように、越波の流れが裏法尻から剥離し、水路床に落下した後、裏法面を駆け上がるような流れと水路床を這って陸側へ流れる流れとに分かれた。裏法面を駆け上がる流れと、これによって生じ

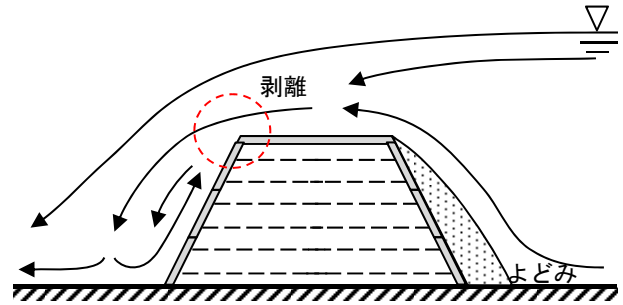
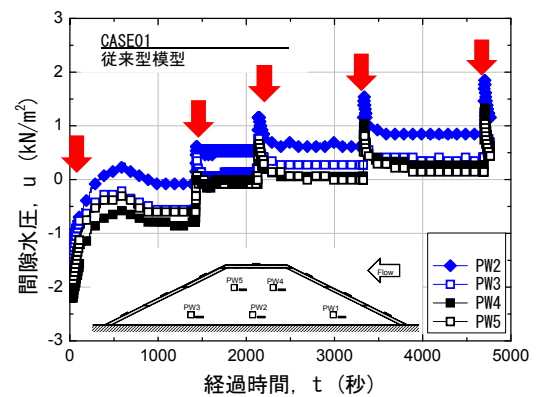
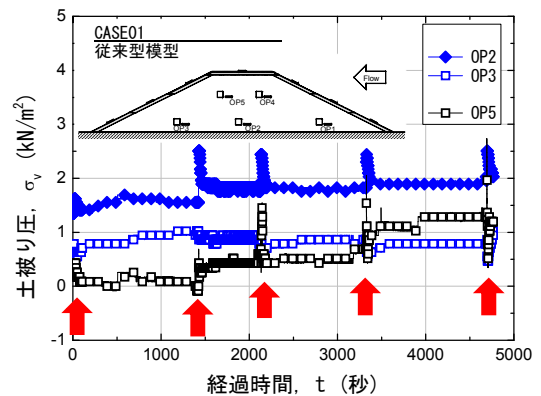


図-6 5分勾配の場合の越流水の流線の例



a)



b)

図-7 堤体内圧力の時刻歴 (CASE01) : a) 堤体内の間隙水圧の時刻歴, b) 堤体内の全土被り圧の時刻歴

た渦により、法尻の水圧は相対的に大きくなり、データに乱れが生じたものと考えられる。通常は、落下流のエネルギーを減衰させるために、裏法面はある程度寝かせて、剥離が起きないようにする対策が採られる。一方、裏法面の勾配を急にすることで、越流水を鉛直に近い状態で落下させることができるため、洗掘対策工の範囲を限定できる可能性がある。すなわち、用地面積が縮減で

き洗掘対策工を確保しやすくなる。また、表法面の勾配が急になることでよどみ領域が現れ、この領域では流速がほぼゼロとなる。したがって、図-6のような流線となり、堤体被覆工を漂流物から保護でき、流速が大きくなった時の表法尻の不安定性を回避できるという利点も考えられる。また、多重防御では海岸堤防の他にも減災効果のある用地を設ける場合がある。したがって、法面を急勾配にすることで用地面積が少なくすむことは、用地に限られた海岸・沿岸において特に重要な利点であると考えられる。

図-7aには、CASE01における、第1波実験開始時から第5波越流終了までの堤体内部の間隙水圧の時刻歴を示す。CASE01では計5波の波を当てている(表-1)。図中の矢印は波が到達した時点を示しており、前述のとおり、津波到達後12秒で段波発生のための堰を閉じた。その後は開口部(すなわち橋梁部)から陸側に排水される。その後、次断波発生のために海側の堰背後に再度水を貯めている間も水圧は連続記録した。図中にセンサー設置位置を併せて示した。上段のセンサーは天端面から約35 mm、下段は約85 mm高さに埋設されている。また、センサーは橋台から橋軸方向に100 mm離れた位置の同一堤体断面上に設置されている。つまり、図-2に示した被覆工に設置されたセンサーと同一断面上で計測した。間隙水圧計はセンサーのフィルター表面に水が浮いている程度の状態をゼロとしており、この状態での水圧の計測値はほぼ大気圧と等しい。図-7a中の初期値において、負の値を示しているが、これは、不飽和状態の堤体材料にフィルターの水分を取られたためと考えられ、堤体内に作用しているサクションと同様と考えられる。ただし、正確なサクションの値を示している保証はない。また、堤体材料に水分を取られたためにセンサー内部に満たされていた水が多少抜けた可能性も否定できないため、間隙水圧計のデータは参考程度として扱う必要がある。第1波目では間隙水圧が徐々に上昇している。すなわち、徐々に飽和状態に近づいていると推察できる。また、津波到達と同時にすべてのセンサーがほぼ同時に反応しているように見えるが、詳細にみると、海側から順に反応していた。

図-7bにはCASE01における全土被り圧のデータを示した。図-7aと同様に図中の矢印の時点で津波が到達した。図-7中ではいくつかのデータが不足しているが、これは、記録ミスとセンサーの破損のためである。OP2(堤体下段中央)の土被り圧のデータを見ると、津波越波が落下した時の衝撃に対して反応した後は、越流水深、および越流前後にかかわらずほぼ一定である。特に、OP2およびOP5(上段陸側)では、津波到達によって急激に増加している。また、堤体が飽和するにしたがって、この津波到達時の土被り圧の増加量が大きくなる傾向が見られ

た。この傾向は、間隙水圧においても同様であった。また、土被り圧は実験後半になるに従い増加している。これは、堤体が次第に飽和状態に近くなったため考えられる。間隙水圧と土被り圧については、CASE02でも同様であった。

4. まとめ

本研究では、GRS一体橋梁の津波に対する安定性を小型模型実験によって検討した。以下に得られた知見をまとめる。

- 盛土を補強した上で桁と橋台を構造的に一体化したGRS一体橋梁では、橋桁の流失を防げた。桁が残存することで橋台に対する負荷が増大するが、本研究の範囲では橋台は安定であった。
- GRS一体橋梁では従来型に比べ堤体材料の流失が少なくなった。桁が残存することで橋台の変位が拘束され、橋台背後の盛土法面工との間の相対変位が小さい値に保たれたためと考えられる。
- 盛土の海側の5分勾配の法面には衝撃波圧が作用し、2割勾配の法面に作用する値よりも大きい。しかし、越流中の波圧は法面勾配による差も小さく、静水圧より少し大きい程度であった。つまり、海側法面の急勾配でも、越流中の作用波圧に関しては不利になることはない。
- 越流が開始すると、盛土は海側法面から徐々に浸水し、堤体全体がほぼ飽和状態となっていた。堤体内の間隙水圧と全土被り圧の挙動は、従来型、GRS一体橋梁とも同様であった。

参考文献

- 中央防災会議、東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告(平成23年9月28日)。
- 柳沢舞美、二瓶泰雄、山口晋平、川邊翔平、龍岡文夫：海岸砂丘と補強盛土技術を組み合わせた新形式防潮堤の提案、土木学会論文集B2(海岸工学)、Vol.68, No.2, pp.1886-1890, 2012。
- 小岩井聖了、大林沙紀、山口晋平、川邊翔平、龍岡文夫、菊池喜昭、二瓶泰雄：越流津波に対する防潮堤の補強技術の模型実験、第48回地盤工学研究発表会概要集(CD-ROM)、pp.2121-2122, 2013。
- 川邊翔平、小岩井聖了、大林沙紀、山口晋平、龍岡文夫、菊池喜昭、二瓶泰雄：GRS一体橋梁の耐津波性能に関する模型実験、第48回地盤工学研究発表会概要集(CD-ROM)、pp.2123-2124, 2013。

MODEL TEST ON GRS-INTEGRAL BRIDGE AFFECTED BY TUNAMI

Shohei KAWABE, Saki OHBAYASHI, Shimpei YAMAGUCHI, Yoshiaki KIKUCHI,
Yasuo NIHEI and Fumio TATSUOKA

Most of the extensive damage caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake was due to the huge tsunami. With more than 340 bridges, either the girder was lost or the approach fill was washed away or both. A series of small model tests were performed to evaluate the stability against tsunami of the conventional type bridge, for which the girder is placed on the top of the abutments via bearings with unreinforced backfill, and Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Integral Bridge, for which the girder is integrated to the facings and the backfill is reinforced with geogrid layers. It is shown that GRS IBs are much more stable against over-topping tsunami current.

KEYWORDS: GRS Integral Bridge, Tunami, Over-flow