

振動特性を用いた旧式土留め擁壁の健全度診断

中島 進* 江原 季映** 阿部 慶太*

Evaluation of Soundness of Old Retaining Walls by Using the Vibration Characteristics

Susumu NAKAJIMA Toshiaki EHARA Keita ABE

Evaluation methodology of soundness of old railway retaining wall is discussed in this report. It was found out from the percussion tests that the vibration characteristic of the deformed retaining wall was different from that of the sound retaining wall: large Fourier's amplitude of the spectrum was exhibited especially in low frequency range. Two indices, Spectrum area (SA) and Spectrum score (SS), are proposed to evaluate the vibration characteristics of the deformed retaining wall. Relevant analyses of the formerly conducted percussion tests results and prototype scale model test results by using the proposed indices revealed that the proposed indices could work well to distinguish the deformed retaining wall from the sound ones.

キーワード：土留め擁壁，健全度診断，維持管理，衝撃振動試験

1. はじめに

鉄道沿線に土留め擁壁は全国に20万か所以上存在しており，これらの維持管理を効率的に行うことは重要である。土留め擁壁には多様な構造形式が存在するが，実態調査¹⁾の結果，図1に示す様な石積み壁，もたれ壁などの旧国鉄時代の標準図に準拠して構築された構造が延長距離の75%以上を占めることが確認されている。本報告では，これらの旧式土留め擁壁の健全度診断に対する衝撃振動試験の適用性の検証結果を報告する¹⁾。

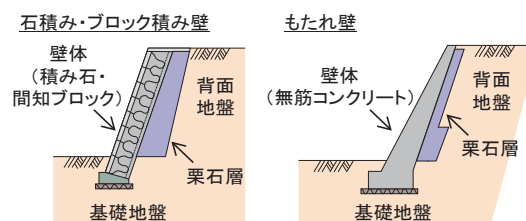


図1 石積み・ブロック積み壁およびもたれ壁

2. 土留め擁壁の健全度診断

本報告で対象とする旧式土留め擁壁の維持管理に関する基本的な考え方は，「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）基礎構造物・抗土圧構造物」²⁾（以下，維持管理標準）に記載されている。

維持管理標準では，個別検査は全般検査及び随時検査において，健全度Aと判定された構造物および必要と判断された構造物に対して実施される検査であり，詳細な調査に基づき精度の高い健全度の判定を行うことを目的としている。しかし，土留め擁壁の個別検査は対象構造物に対する入念な目視で実施されており，診断結果が検査者の主観に依存する上に，定量的な指標を用いて健全度診断を行うことが困難なのが現状である。

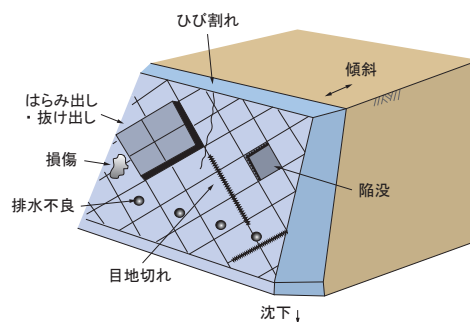


図2 石積み・ブロック積み壁に生じる変状の例¹⁾

図2に石積み壁を例として，土留め擁壁に生じる変状の代表例を示す。土留め擁壁に生じる変状は，壁体材料や付帯構造物の劣化・欠陥に起因する場合と，構造物の安定性に影響を及ぼす外的条件に起因する場合に大別できる。一般的には構造物の安定性が損なわれることによる変状が重要な問題となり易いために，構造物の安定性に関わる変状の検知手法としての衝撃振動試験の適用性を検証した。

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室（現 株式会社フジタ）

表1 石積み・ブロック積み壁に関する試験ケースのまとめ¹⁾

現場	試験ケース	変状内容	変状種別	盛土切土	高さ(m)	備考	現場	試験ケース	変状内容	変状種別	盛土切土	高さ(m)	備考	現場	試験ケース	変状内容	変状種別	盛土切土	高さ(m)	備考
(1)	A1	目地切れ	劣化	盛土	5.4		(6)	A24	洗掘後、根固め工復旧	-	盛土	2.8		(14)	A55		-	盛土	2.3	
	A2		-	盛土	6.4			A25	崩壊後、再構築	-	盛土	2.6			(15)	A56		-	盛土	3.6
	A3	目地切れ(大)	安定	盛土	2.4			A26	崩壊後、再構築	-	盛土	2.0		A57			-	盛土	3.9	
(2)	A4		-	盛土	4.2		A27	崩壊後、再構築	-	盛土	1.6		(16)	A58		-	盛土	3.7		
	A5		-	盛土	4.1		(1)	A28	目地切れ	劣化	盛土	5.3		A1目地補修後	A59		-	盛土	4.6	
	A6		-	盛土	4.1		(8)	A29	目地切れ	劣化	盛土	5.4	A1目地補修後	A60		-	切土	3.3		
	A7		-	盛土	4.1		A31	目地切れ	安定	盛土	1.7		A61		-	切土	3.4			
(3)	A8	はらみ出し目地切れ	安定	切土	4.0		A32	洗掘	安定	切土	5.4		(17)	A62		-	切土	3.3		
	A9	はらみ出し目地切れ	安定	切土	4.0		A33	洗掘	安定	切土	4.7			(18)	A63		-	切土	4.5	
	A10	はらみ出し目地切れ	安定	切土	4.0		A34		-	切土	4.1		(19)		A64	目地切れ背面道路脇	安定	切土	1.7	
A11	はらみ出し目地切れ	安定	切土	4.0		A39		-	切土	2.3		A65		目地切れ	安定	切土	1.9			
A12	はらみ出し目地切れ(大)ひび割れ	安定	盛土	5.7		A40		-	切土	2.9		A66		目地切れ	安定	切土	2.2			
(4)	A13		-	盛土	5.4		(11)	A41	目地切れ	劣化	切土	4.0			A67	目地切れ	安定	切土	2.7	
	A14		-	盛土	2.6		A42		-	切土	3.9		A68		-	切土	3.5			
	A15		-	盛土	3.0		A43	目地切れ	劣化	切土	3.9		A69		-	切土	2.3			
	A16		-	盛土	3.4		A44	目地切れ段差	安定	切土	4.1		(20)	A70	目地切れ	劣化	切土	4.3		
	A17		-	盛土	3.3		A45	はらみ出し	安定	切土	3.5			(21)	A71	目地切れはらみ出し	安定	切土	2.8	
A18		-	盛土	3.3		A46	はらみ出し	安定	切土	3.0		A72	目地切れ圧さ		安定	切土	2.8			
A19		-	盛土	3.3		(6)	A50		-	切土	4.7	A33近傍再構築箇所	A73		はらみ出し	安定	切土	2.8		
A20		-	盛土	3.3		A51		-	切土	4.7		A74	はらみ出し		安定	切土	2.8			
A21		-	盛土	3.3		(13)	A52		-	盛土	2.5		A75		はらみ出し	安定	切土	2.9		
(6)	A22		-	盛土	2.9		A53		-	盛土	2.5									
	A23	洗掘後、根固め工復旧	-	盛土	2.9		(14)	A54		-	盛土	1.8								



図3 土留め擁壁における衝撃振動試験¹⁾



図4 ケース A1, A3 および A29 実施個所の状況¹⁾

3. 衝撃振動試験

衝撃振動試験³⁾は、橋梁下部構造物の健全度診断に活用されている試験法である。対象が橋梁構造物の場合、構造物の天端を重錘（一般的には30kg）で打撃し、自由振動を励起した上で構造物の応答をセンサで計測し、周波数解析を行って得られる固有振動数の値で構造物の健全度を診断する。

筆者らは土留め擁壁への適用に当たり、図3に示すように、土留め擁壁の衝撃振動試験を実施してきた。以下では、まず石積み・ブロック積み壁の安定に関わる変状の検知と対策工による安定性の向上効果に着目した分析結果について述べる。

4. 石積み壁・ブロック積み壁の衝撃振動試験

石積み壁および類似構造物であるブロック積み壁に関する衝撃振動試験の実施ケースを表1にまとめる。

変状の種類としては、目地切れ（例：ケースA1, A3, A12）、はらみ出しを伴う目地切れ（例：ケースA8, A9, A10, A11）などである。この他、洗掘被害

により根固め工で補強した箇所（例：A23, A24）や、洗掘被害を受けた結果、再構築した箇所（例：A25～A27）等もある。現地試験では、全ケースにおいて土留め壁天端より20から50cm程度下部を30kg重錘で打撃し、応答速度の時刻歴を計測した。

ケースA1とケースA29は同一の試験箇所であるが、同サイトでは、ケースA1の衝撃振動試験実施後に、目地補修が実施されており、ケースA29は目地補修実施後の試験ケースである。ケースA3も目地切れが発生していた現場であり、盛土のかさ上げに伴い石積み壁を60cm程度増し積みした箇所である。目地切れは増し積み個所と既存箇所との境界部に発生していた。ケースA1とケースA29の目地補修前後の石積み壁の状況およびケースA3の現場状況を図4に示す。

ケースA8～A11の石積み壁は、下方に河川が流れる斜面の上部に構築された石積み壁で、図5に示すように、土圧・水圧などの作用によると推測される目地切れ・はらみ出しが壁面の中腹から上部にかけて生じていた現場である。また、同現場に隣接して、石積み壁が崩壊し、



図5 ケース A11 実施個所の状況¹⁾

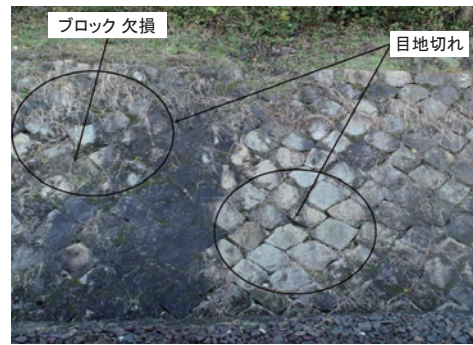


図9 ケース A41 実施個所の状況¹⁾



図6 ケース A17 実施個所の状況¹⁾



図10 ケース A44 実施個所の状況¹⁾



図7 ケース A12 実施個所の状況¹⁾



図8 ケース A23, A24 実施個所の状況¹⁾

土のうを積んで応急処置を施している箇所も確認された。
 ケース A11 については、後に不健全な石積み壁の代表例として衝撃振動試験結果を示す。ケース A17 の現場状況を図 6 に示す。なお、健全箇所であるケース A17 と、不健全なケース A11 の衝撃試験結果については、後で詳しく比較する。
 ケース A12 における目地切れの発生状況を図 7 に示す。同現場も下方に河川が流れる位置に構築されたブロック積み壁で、下部から中部付近に縦方向の大きな目地切れが発生していた。

また、ケース A23, A24 の現場は、山岳部における排水経路沿いに構築された石積み壁であり、豪雨時に石積み壁の基礎が洗掘を受けた箇所、被害後に石積み壁前面に防護コンクリートが打設された。これに対して、ケース A22 の現場は、ケース A23, A24 の現場よりも 20m 程度上流側に位置しており、目視によると洗掘による変状が無かったため、試験時にも無対策のまま供用されていた。図 8 に洗掘の作用を受けた直後と防護コンクリート打設後の石積み壁の状況を示す。

ケース A31 ~ A33 は、河川沿いに構築された石積み壁であり、豪雨の影響で基礎が洗掘されたために、背面地盤を巻き込むようなすべり破壊状の変状が生じた箇所である。

ケース A41 ~ A43 は山岳部において切り取りのり面に構築された石積み壁であるが、ケース A41, ケース A43 では劣化によると推測される目地切れ、ブロック欠損が生じていた。特に、ケース A41 では、石積み壁基礎付近の排水設備より背面地盤から吸い出されたと推測される細粒分が確認されており、背面の地山が何らかの要因で不安定化していた可能性も考えられる。図 9 にケース A41 の状況を示す。近傍のケース A42 については、目視では特に変状を確認できなかった。

ケース A44 もケース A41 と同様に切り取りのり面に構築された石積み壁であるが、壁面に目地切れを伴うはらみ出し、段差が確認された。ケース A44 における目地切れ・段差の発生状況を図 10 に示す。

衝撃振動試験結果の一例として、健全箇所 A17 と不健全箇所の A11 の天端センサによる応答速度の振幅ス

特集：構造物技術

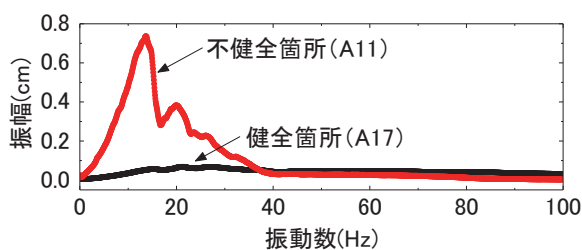


図 11 健全・不健全箇所への衝撃振動試験結果

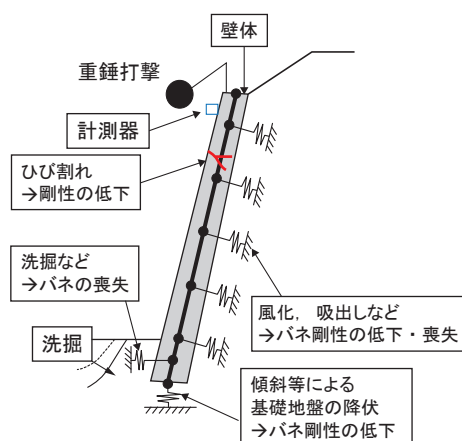


図 12 土留め擁壁の変状と振動特性変化の模式図¹⁾

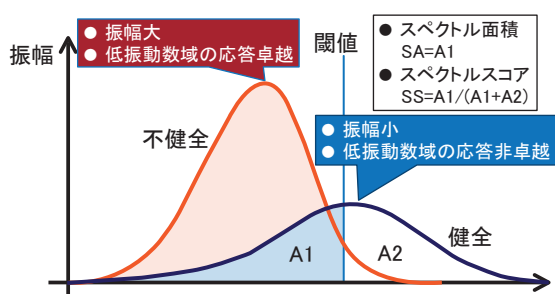


図 13 SA・SS の概念図¹⁾

ペクトルを図 11 に示す。健全な A17 と比較すると、不健全な A11 では全体的に振幅が大きいくと、低振動数側の振動が卓越していることが確認された。この傾向は他の健全・不健全箇所の比較でも同様であった。

ここで、土留め擁壁を図 12 に示した模式図のように、基礎地盤、擁壁前面の根入れ部、背面地盤の地盤ばねによって支持される梁要素として考えることで、土留め擁壁の変状に伴う振動特性の変化を、地盤や壁体の剛性低下した現象の結果として理解できる。基礎地盤や根入れ部、背面地盤のばね特性は、地盤の剛性に依存し、例えば風化や洗掘、基礎の傾斜などにより地盤の剛性が低下あるいは喪失すると、入力に対する応答が健全だった状態と比べると増幅し、卓越する振動数帯域は低周波数側に移動する。また、壁体に生じたひび割れなどについては、壁体の剛性に影響を及ぼす程度まで変状が進展した場合には、振動特性への影響が生じるものと考えられる。

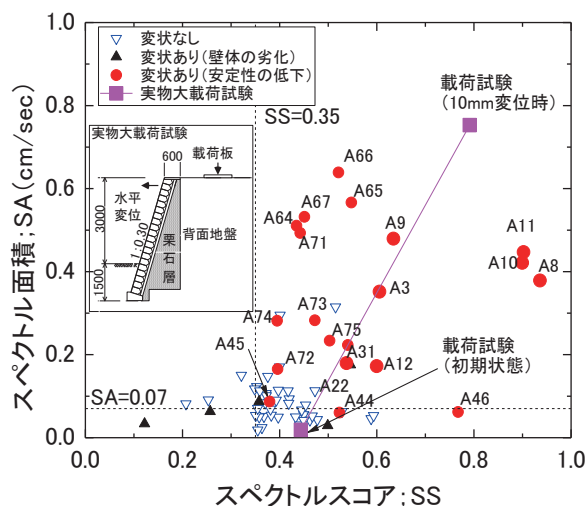


図 14 SA・SS による分析結果（文献 1）に加筆

極端な例として、壁体が完全に縁切れしているような状態においては、下部の拘束がない状態で縁切れ箇所より上部だけが打撃に対して応答する形となり、極端に応答が大きくなることが想定される。

そこで、図 13 に示す様に振幅の大小を示す指標としてスペクトル面積 SA を、低振動数帯域の応答の卓越度を示す指標として、スペクトルスコア SS を提案した。スペクトル面積 SA は応答速度の振幅スペクトルを積分して得られる値であり、積分対象の振動数は 3 ～ 40Hz に設定した。これに対して、スペクトルスコア SS は前述の SA を 3 ～ 100Hz の範囲のスペクトル面積で正規化することによって得られる値である。

これらの指標により表 1 に示す全試験ケースの分析を行った結果を図 14 に示す。変状の有無については、特に安定に関わる変状を検知することが重要との観点から、安定に関わる変状と劣化に関わる変状、変状なしに区分した。変状の区分については、表 1 にまとめている。

安定に関わる変状が生じていたケースの SA および SS の値が大きい傾向が明瞭である。目地切れを伴うはらみ出しが生じており、近傍に崩壊箇所も確認された A8 ～ A11 は特に SA および SS の値が大きくなっている。また、ケース A64 ～ A67, A72 ～ A75 は、背面地盤が切土の場合であるが、安定に関わる変状が目視で容易に確認できる程度にまで進行していたケースである。健全な石積み壁や壁体の劣化による軽微な変状が生じている石積み壁の結果と、これらのケースの結果を比較すると、SA および SS の値が大きい傾向が明らかである。

また、同図には高さ 3.0m の実物大ブロック積み壁に対する載荷試験結果も併せて示している。実物大載荷試験では、背面盛土天端を油圧ジャッキにより鉛直方向に載荷し、ブロック積み壁に強制変位を与え、変位量が増大する過程で衝撃振動試験を実施した。同図には、初期状態と変位 10mm の時点における結果を示しているが、

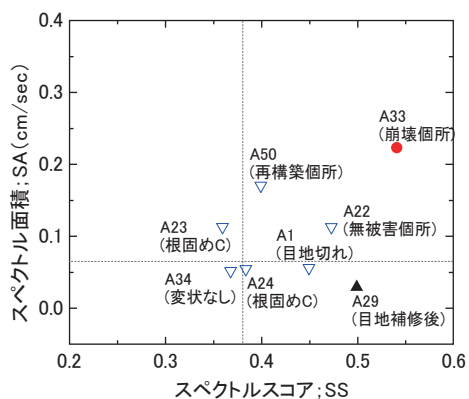


図 15 再構築・補強効果が SA・SS に及ぼす影響¹⁾

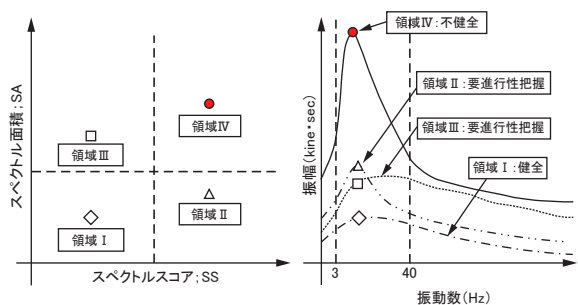


図 16 SA・SS を用いた健全度診断法の概念図¹⁾

変状の進展に伴い SA, SS とも増大する傾向が、現地試験結果と同様に確認できる。

図 14 から被害箇所の再構築事例や補強工を行った試験結果を抽出した結果を図 15 に示す。小規模な目地切れ発生箇所の A1 と、目地補修を行った後の A29 とを比較すると、補修後の A29 は、SA 値は若干減少、SS 値が若干増大している。SA 値の減少は重錘の打撃力のばらつき可能性がある。一方で、SS 値の微増については、目地補修では向上しない安定に関わる変状の進行の可能性もある。このような場合には、SA 値、SS 値の推移を評価することが重要である。

洗掘の被害により基礎部に防護コンクリートを構築した A23, A24 と、洗掘の影響が目視では顕著でなく、対策されなかった A22 とを比較すると、同等あるいは対策後の A23, A24 の方が SA, SS の値が小さい。A23, A24 で基礎地盤が洗掘を受けた直後の SA 値、SS 値の計測結果はないものの、洗掘を受けた A23, A24 の SA 値、SS 値が、無被害の A22 と同程度であるのは、洗掘防護の基礎コンクリートが構築された補強の効果であったと推測できる。

ケース A22 は、目視では特に変状が確認されなかったものの、隣接箇所が洗掘を受け再構築した箇所であり、ケース A50 についても洗掘被害により再構築を行ったが、もとの構造では存在していた腰土留めがない状態で復旧された。これらの理由により、適切に補修・補強が行なわれた他のケースと比較すると、SA・SS 値が大きい結果になったと推測される。

補修・補強工の効果を評価することに加え、鉄道土木構造物の維持管理においては、変状の進行性を把握することが重要となる。ここで、SS 値が小さいが SA 値のみが大きいデータは、後述するもたれ壁も含めて存在せず、安定に関わる変状が進行する場合には、SA・SS 値が両方とも大きくなる傾向があると判断できる。

衝撃振動試験では検査者の打撃力により SA 値には誤差が生じる可能性があるものの、SS 値はその定義から入力の誤差を正規化できるため、特に進行性を把握する場合などに適している。一方で、石積み壁の安定性が高く健全であり、応答特性に顕著なピークが見られないような場合でも、比較的大きな SS 値が算出される場合もある。以上のことから、SA と SS の二つの指標を用いて、両者が増大している場合に変状の進行性があると評価をすることで、変状の進行性を正しく把握することが可能と考えられる。

図 14 を用いて石積み壁の健全度を評価することを考えると、目視で変状が確認できないが振動特性から判断すると不健全な場合と、目視で変状が生じているが振動特性からは健全と評価される場合の二通りが考えられる。ここで、前者については目視により確認できない背面地盤や基礎地盤の不安定化などにより安定性が低下している可能性もある。このため、振動特性を用いた健全度診断においては見逃しをできる限り少なくすることが重要である。

そこで、本研究では、事例分析の結果をもとに同図の領域を 4 つに分類し、健全度を診断する手法を提案する。図 16 に診断法の概念図を示す。ここで、領域 I については SA・SS の値が小さく、石積み壁の安定性には影響ないと考えられる領域である。

領域 II は、SA の値は大きくないものの、SS の値が大きい領域である。健全であるが壁高が比較的高い石積み壁など、壁体の振動が卓越しやすい場合などが、これに該当すると類推される。

領域 III は SS 値が大きくはないものの、全体的に応答が大きい状態に相当する。軟弱地盤上の擁壁や背面地盤で風化が生じている場合など、地盤の拘束が比較的緩い場合がこれに該当すると考えられる。

領域 III より低振動数側の応答が卓越し、SS 値も大きくなった場合が領域 IV である。石積み壁基礎が洗掘を受けた場合や、背面地盤が吸出しにより流出し壁体の拘束が喪失した場合など、石積み壁の安定性が損なわれている可能性がある状態がこれに対応すると考えられる。

領域 I は健全な領域、領域 II、領域 III については変状が発生している可能性がある領域、領域 IV については安定に関わる変状が生じている可能性が高い領域と位置付けられる。現時点では、現地試験の結果から目視により安定に関わる変状が確認された全てのケースを網羅するように、各領域の区分として、SA=0.07, SS=0.35 を閾

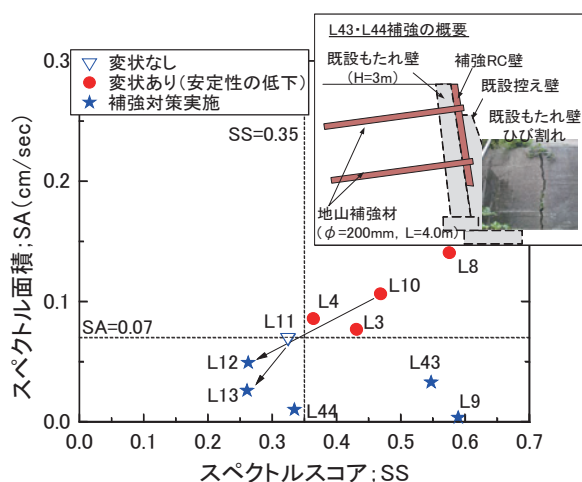


図17 補強がSA・SSに及ぼす影響（もたれ壁）
（文献1）に加筆



図18 ケースL12の状況

値とした場合の領域を図14に示している。図14では、目視により特段の変状が確認されないケースについても、不健全な領域IVに分類されている場合がある。これらのケースは、(1) 目視で確認できないものの、変状が生じている場合、(2) 健全であるものの、不健全と判断している場合の二通りに分類できる。前者は目視による見逃しを衝撃振動試験で抽出していることに、後者は衝撃振動試験における診断の閾値の設定を経験的に行っているために、安全側の診断を行っていることに相当する。前述の通り現時点では、「見逃し」を最小にするという観点で、目視で変状が確認された擁壁全てを網羅するように閾値が設定されている。本来はSAおよびSSの閾値は高さや変状の形態に応じて変化すべきものと考えられるが、現状ではこれらを区別して個別に閾値を設定するほどに十分な数量の試験結果が得られていない。

そこで、目視による変状が確認されないものの領域IVに分類された擁壁では、一定期間後に変状の進行性を把握するために再度衝撃振動試験を実施し、振動特性の変化を確認することが有効と考えられる。実物大載荷実験¹⁾から明らかかなように、変状の進展と振動特性の変化には明瞭な相関があるため、一度目の診断では経験的に設定した閾値を用いて安全側に判断し、その後、進行性の把握を目的として衝撃振動試験を実施し、再度診断を行うことで、診断の精度を向上させることが可能である。

5. もたれ壁への適用

同様の検討をもたれ壁に対しても実施している。本報では、特に変状箇所に対策工を実施したケースに着目して試験結果を分析する。安定性の低下により生じた変状に対して補強を行ったケースを対象としてSAとSSの関係を整理した結果を図17に示す。図18に示す様に、ひび割れや打ち継ぎ目による段差が確認されたL10に対して、グラウンドアンカーによる補強を行ったL12では、SAおよびSS値が顕著に減少した。L11はL10に近接した箇所に変状は確認できなかったが、L13は予防保全としてL11に対してアンカー補強を行った後の結果である。L13のSAおよびSS値は変状によりアンカー補強を行ったL12とほぼ同等であった。L9は変状個所のL10に隣接した箇所、試験時に既にグラウンドアンカーによる補強が行なわれていた箇所である。

また、L43、L44はひび割れが生じたもたれ壁に対して、RC壁体を増し打ちした上で地山補強材を打設した箇所である。補強前の状態は把握できていないが、SA値は他の補強されたケースと同様に、安定に関わる変状が生じていたケースや補強工が実施されていないケースよりも大幅に小さかった。また、石積み・ブロック積み壁と同様に、変状箇所では健全箇所と比較してSA・SSが大きい傾向が確認されている。

以上より、石積み・ブロック積み壁と同様にもたれ壁の健全度と補強工の効果が、衝撃振動試験から得られる振動特性を指標として評価可能なことを確認できた。

6. まとめと今後の展開

本稿では、旧式土留め擁壁の安定に関わる変状とその進行性を把握するための検査法として、橋梁下部構造物の健全度診断に活用される衝撃振動試験の適用性を検証し、SAとSSを指標とした健全度診断法を提案した。既設構造物および載荷試験による検証の結果、提案した指標により安定に関わる変状の検知およびその進行と、補強工の効果を評価できることを示した。今後も鉄道事業者の皆様のご協力を頂きながら、データの蓄積に務め、診断法の高度化に努めたい。

文献

- 1) 中島進, 篠田昌弘, 阿部慶太: 振動特性を利用した既設石積み・もたれ壁の健全度診断に関する研究, 土木学会論文集C, Vol.71, No.4, pp.254-271, 2015
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物維持管理標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 2007
- 3) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol. 3, No. 8, pp. 41-49, 1989