

암버력-토사 성토 노반의 다짐 관리 방안

A Methodology for Compaction Control of Crushed-Rock-Soil-Fills

박철수¹⁾, Chul-Soo Park, 홍영표²⁾, Young-Pyo Hong, 조성호³⁾, Sung-Ho Joh, 목영진⁴⁾, Young-Jin Mok

¹⁾ 경희대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Kyunghee University

²⁾ 경희대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Kyunghee University

³⁾ 중앙대학교 건설대학 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Collage of Construction Eng., Chung-Ang University

⁴⁾ 경희대학교 토목건축대학 교수, Professor, Collage of Architecture and Civil Engineering, Kyunghee University

SYNOPSIS : More strict construction control of railway roadbeds is demanded in high speed railway system because of heavier repeated dynamic loading than conventional railways. The aim of this study is to propose a compaction control methodology of crushed-rock-soil-fills including as large particles as 200~300mm in diameter, which are easily encountered in high speed railway roadbed. Field density evaluation and in turn compaction control of such crushed-rock-soil-fills are almost impossible by conventional methods such as in-situ density measurements or plate loading tests. The proposed method consists of shear wave measurements of compaction specimens in laboratory and in-situ measurements of fills. In other words, compaction control can be carried out by comparing laboratory and field shear wave velocities using as a compaction control parameter. The proposed method was implemented at a soil site in the beginning and will be expanded to crushed-rock-soil-fills in future. One interesting result is that similar relationship of shear wave velocity and water content was obtained as that of density and water content with the maximum value at the optimum moisture content.

Key words : Crushed-rock-soil-fills, Compaction control, Seismic tests, Shear wave velocity, Water content

1. 서 론

근래에 들어 인적·물적 수송량의 증가로 철도 수송시스템의 수요가 급증하고 있는 실정이다. 따라서 고속철도와 같이 대형화·고속화된 열차의 반복하중, 노반재료에 따른 거동 특성 등 현장 조건에 부합한 철도노반의 설계는 열차운행상의 안정성과 더불어 경제적인 시공을 위하여 반드시 선행되어야 한다. 열차의 반복하중과 노반재료 등을 고려한 철도노반의 설계는 현장 탄성파시험과 공진주시험으로 부터 결정된 동적 물성치를 이용하여 합리적으로 수행될 수 있다. 철도노반 현장에서 수행된 다양한 기법의 현장 탄성파시험은 지반의 동적 거동을 평가하기 위해 필요한 미소변형률 영역의 동적 물성치(전단파속도 또는 강성)를 측정하는 시험법이다(Stokoe and Woods, 1972; Stokoe and Abdel-razzak, 1975; Hoar and Stokoe, 1978; 목영진, 1994; Joh, 1996).

본 연구는 철도노반의 동적 물성치 평가방법을 정립하고 활용하기 위한 기초연구로써 탄성파시험을

이용하여 철도노반재료의 다짐 성능을 평가하는데 목적이 있다. 철도 노반의 다짐 상태를 평가하기 위해 전단파속도(shear wave velocity)를 지표로 활용하고자 노력하였다. 특히 암버릭을 노반의 성토제로 사용할 경우 현장의 밀도 추정이 어려워 성토노반의 다짐 관리가 용이하지 못하고, 변형계수 추정을 위한 평판재하시험도 적용하기 어렵다. 그림 1은 변형계수 추정에 어려움을 보여주는 극단적인 예이다. 실제 고속철도의 노반 성토제는 허용할 수 있는 최대 입경 200mm~300mm까지 사용되며 재하판이 놓인 위치의 골재 배열에 따라 타당하지 못한 결과를 나타낼 가능성이 크다. 따라서 본 연구에서는 현장에서 측정한 탄성과 속도와 실내에서 다짐 성형한 공시체의 전단파속도 계측을 통하여 현장의 밀도를 추정하고 성토 노반의 다짐 상태를 관리하는 방안을 제안하고자 한다.

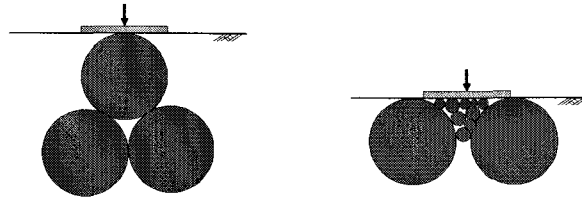


그림 1. 암버릭-토사 성토노반의 평판재하시험

2. 현장 탄성파시험

2.1 암버릭-토사 성토 노반

암버릭-토사 성토 노반의 다짐 관리 방안을 제안하기 위해 시공 중인 고속철도 현장에서 탄성파시험을 수행하였다. 경산에 위치한 고속철도 현장은 시험 당시 강화노반 전 단계인 상부노반까지 시공이 진행된 상태였으며, 토공 1구간과 토공 3구간 두 위치에서 성토 깊이별 전단파속도를 측정하였다. 토공 1구간의 전단파속도 측정에는 시추공 탄성파시험(bore hole seismic tests)인 크로스홀시험, 다운홀시험과 표면파(surface wave)를 이용한 SASW(spectral analysis of surface waves)기법이 적용되었으며, 토공 3구간에서는 현장의 여건상 SASW기법만 수행하였다.

그림 2는 토공 1구간의 횡단면도이다. 상부노반의 두께는 3m이고 원지반 위의 하부노반은 6.5m이다. 상부노반과 하부노반의 성토재료는 철토구간의 암버릭을 사용하였다. 상부노반의 최대 허용입경 200mm이며 30cm의 층 두께로 다졌다. 하부노반은 최대 허용입경이 300mm이며 50cm의 층 두께로 다졌다. 그림 3과 4는 암버릭-토사 성토 재료의 입도분포곡선과 실제 전경을 보여준다.

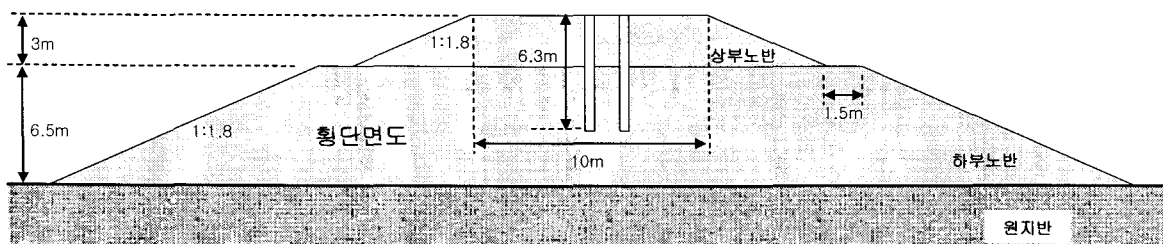


그림 2. 암버릭-토사 성토노반 횡단면도[토공 1구간]

토공 1구간에서 수행한 크로스홀시험과 다운홀시험의 성토 깊이별 전단파신호는 그림 5와 같다. 크로스홀시험에 사용된 발진자는 수직방향(SV-wave) 성분을 발생시키는 기계식 발진자(Mok source)를 사용하였다(Mok, 1987). 그림 6은 토공 1구간과 3구간의 성토 깊이별 전단파속도이다. 크로스홀시험, 다운홀시험, SASW기법을 적용한 토공 1구간의 상부노반과 하부노반은 전단파속도가 400~500m/sec 범위로 측정되었으며, SASW기법만 수행한 토공 3구간은 상부·하부 노반에서 전단파속도가 대략

300~400m/sec 범위로 측정되었다. 두 위치 모두 성토 깊이에 따른 변화가 크지 않았다. 동일한 성토 재료를 동일한 에너지로 다졌기 때문에 거의 일정한 속도가 나온 것이며, 다소 증가하는 이유는 상재하중에 의한 구속응력 때문으로 판단된다.

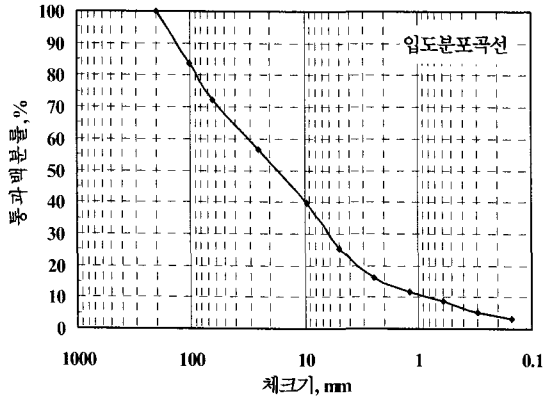


그림 3. 고속철도 상부노반 재료의 입도분포곡선

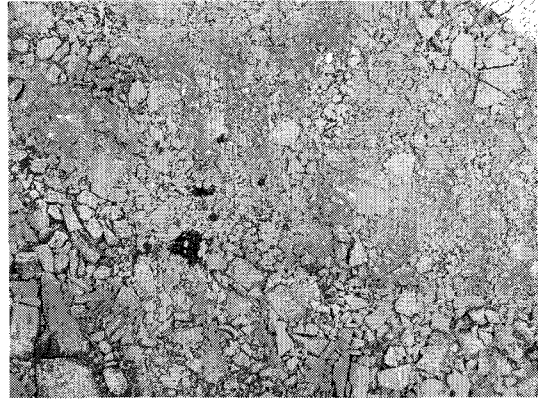
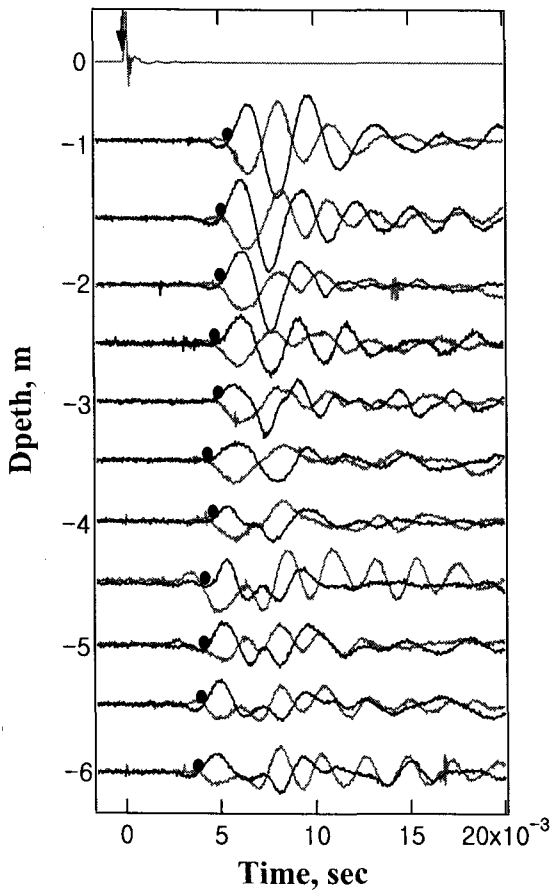
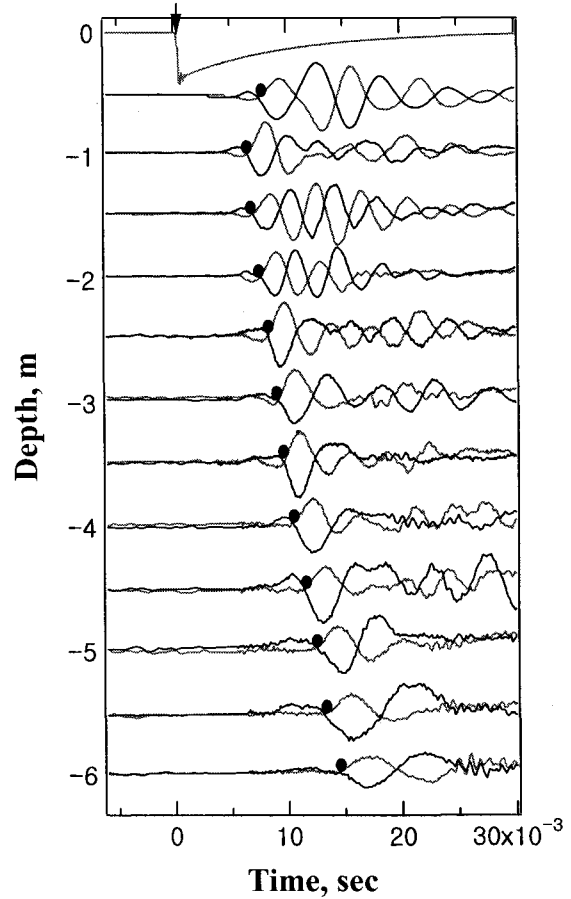


그림 4. 암버릭-토사 성토노반

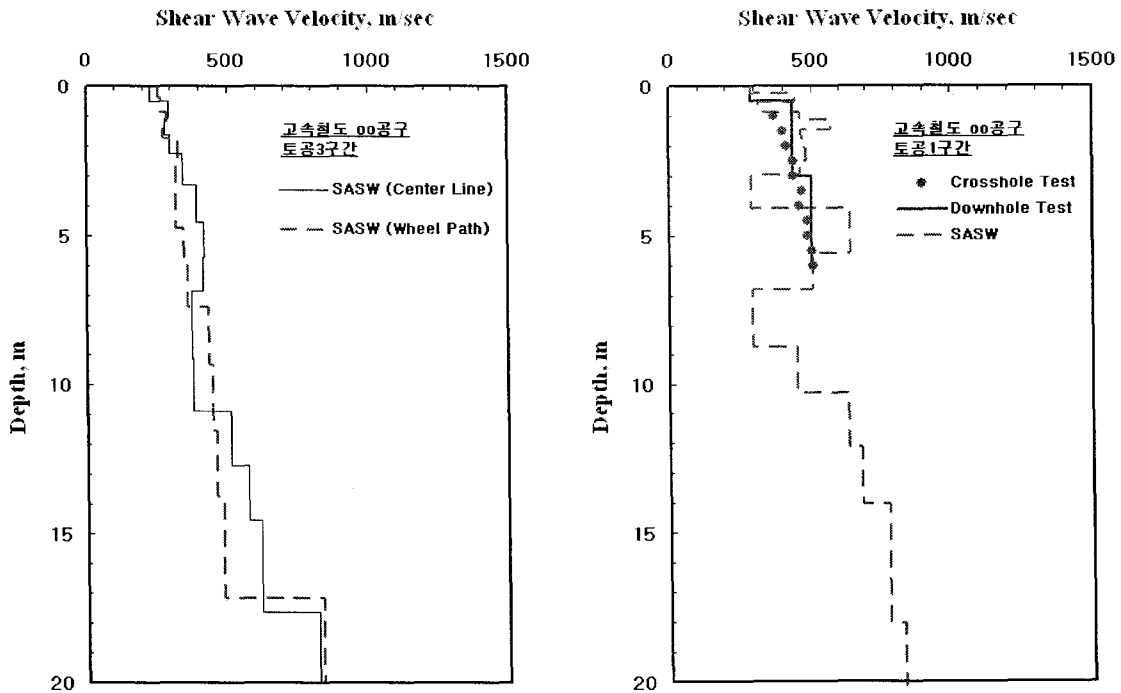


(a) 크로스홀



(b) 다운홀

그림 5. 암버릭-토사 성토노반의 깊이별 전단파신호 [토공 1구간]



(a) 토공 1구간 (b) 토공 3구간
 그림 6. 암버릭-토사 성토노반의 전단파속도 주상도

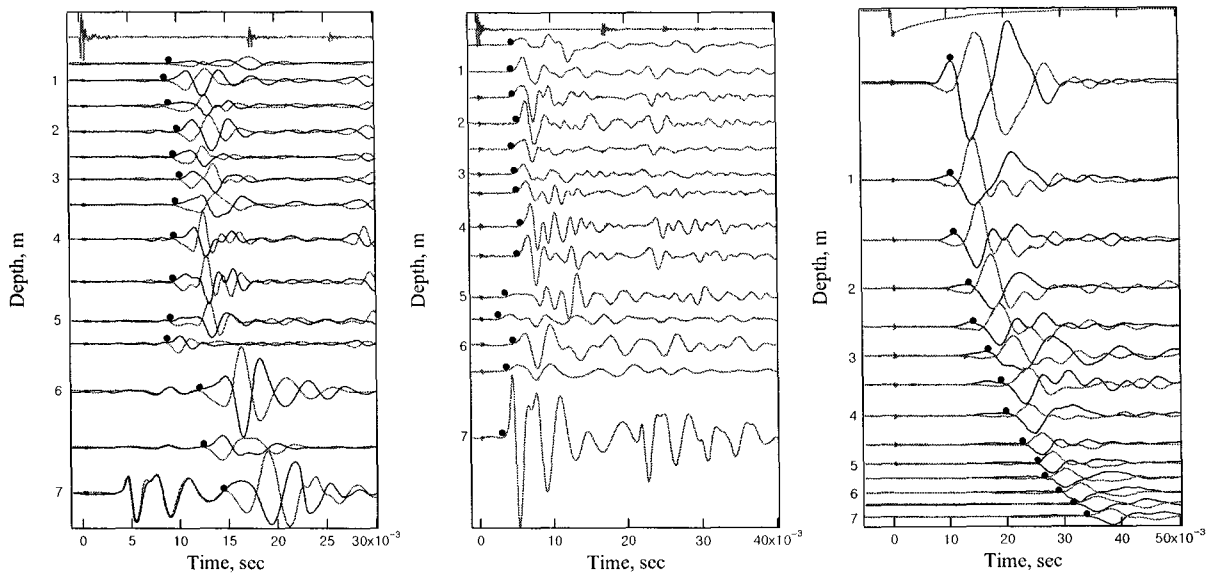
2.2 토사 성토 노반

암버릭을 성토재료로 사용한 철도노반의 밀도 추정 및 다짐관리 방법을 제안하기에 앞서 본 연구에서는 예비 단계로 토사를 성토재료로 사용한 일반철도의 성토노반에 대하여 현장 탄성파시험을 수행하였다. 3장에서 다시 언급하겠지만 암버릭-토사 성토재료의 다짐 공시체에 대한 실내 전단파계측 보다 절차 및 방법이 다소 간단한 토사 성토재료의 전단파계측을 선행하여, 제안하고자 하는 밀도 추정 및 다짐관리 방법의 타당성을 검증하기 위함이다.

시험 위치는 총 5개로 각 위치별로 인홀탄성파시험, 다운홀시험, SASW를 수행하였다. 일반철도 성토 노반에서 이루어진 모든 시추공 탄성파시험은 케이싱을 하지 않고 나공(uncased bore hole)에서 이루어졌다. 시험 위치 5개는 각각 원지반 절토부지 1곳(Site-1), 철도노반 성토부지 2곳(Site-2, Site-3), 정거장 성토부지 2곳(Site-4, Site-5)으로 구분된다. Site-2와 Site-3는 성토 높이가 원지반으로부터 4~5m 정도 되며, Site-4와 Site-5는 2~3m 정도 된다. 측정결과를 비교·검증하기 위하여 Site-2에서는 크로스홀시험을 추가 실시하여 P파와 S파를 모두 측정하였고 포아송비를 결정하였다. 크로스홀시험과 인홀탄성파시험에 사용된 발전자는 이미 기존 연구결과로부터 검증된 서보-모터 트리거 발전자를 제작하여 사용하였다(Mok et. al., 2003). 고속철도 구간에서 사용한 기계식 발전자와 달리 새로 제작된 발전자는 크로스홀시험에서 발생시키는 전단파의 성분이 수평방향(SH-wave)이다.

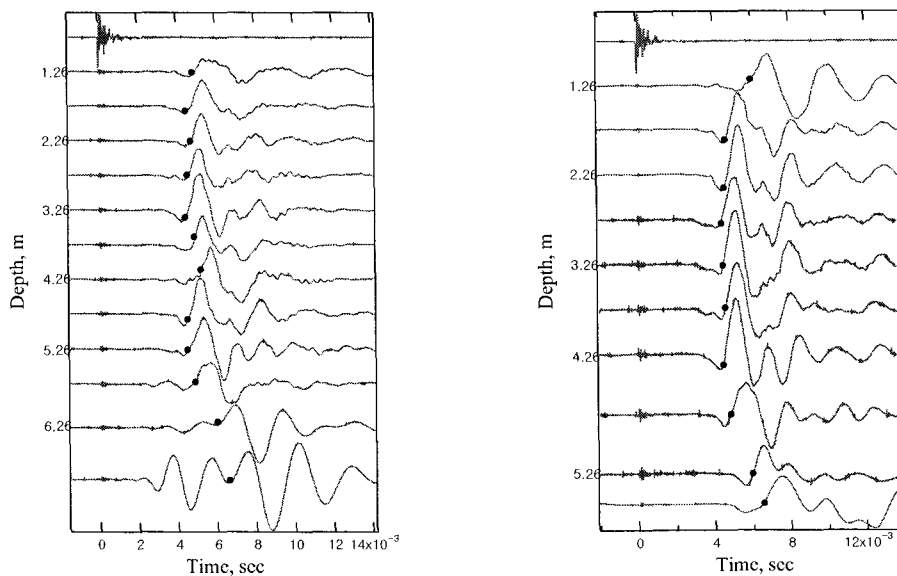
현장 탄성파시험 결과 각각의 시험에 대한 대표적인 탄성파 신호를 그림 7과 8에 나타내었다. 그림 7은 Site-2에서 수행한 크로스홀시험과 다운홀시험의 탄성파 신호이다. 그림 7(a)는 SH파의 극성(polarity)을 이용하여 전단파신호의 도달시점을 결정한 대표적인 경우이다. 그림 7(b)는 Site-2의 성토 깊이별 P파 신호이며, 그림 7(c)는 다운홀시험의 극성을 이용한 전단파신호의 도달시점이다. 그림 8은 Site-2와 3에서 인홀탄성파시험으로부터 측정된 전단파신호이다. 본 연구에서 수행된 인홀탄성파 시험은 하나의 시추공에 발전자와 감지기를 수직 방향으로 함께 삽입하여 측정 깊이에 상관없이 일정한 간격으로 전단파신호를 측정하는 시험법이며 전단파(SV-wave)의 진행 방향(wave propagation)은 수직 상향이었다.

그림 9(a)는 Site-2의 깊이별 전단파속도 주상도이다. 크로스홀시험으로 측정된 압축파(P-wave)와 전단파속도로부터 포아송비(ν)를 결정하였으며, 깊이 5m 이상에서 포아송비가 0.5에 가까워 원지반 근처에서 거의 포화되어있음을 알 수 있었다. 성토 노반의 전단파속도는 200~300m/sec 범위에 분포하였다. 그림 9(b)는 Site-4의 깊이별 전단파속도 주상도이다. 그림 9의 Site-2와 Site-4의 지표면 부근 전단파속도는 시추공 탄성파시험에 비해 표면파를 이용한 SASW기법의 전단파속도가 다소 작게 평가되었다. 나머지 위치에서도 비슷한 경향이었으며, 이는 시험이 수행된 현장의 기후조건에 영향을 판단된다. SASW기법은 비가 내린 직후 수행되었으며, 수 일이 지난 후 영하의 날씨에서 시추공 탄성파시험을 수행하였기 때문이다. 따라서 시험이 수행된 철도노반 성토 재료의 전단파속도가 함수비에 민감하게 좌우된다는 사실을 예상할 수 있다.



(a) 크로스홀: SH-wave (b) 크로스홀: P-wave (c) 다운홀: SH-wave

그림 7. 토사 성토노반의 깊이별 탄성파신호[Site-2]



(a) Site-2

(b) Site-3

그림 8. 인홀시험을 이용한 토사 성토노반의 대표적인 전단파신호

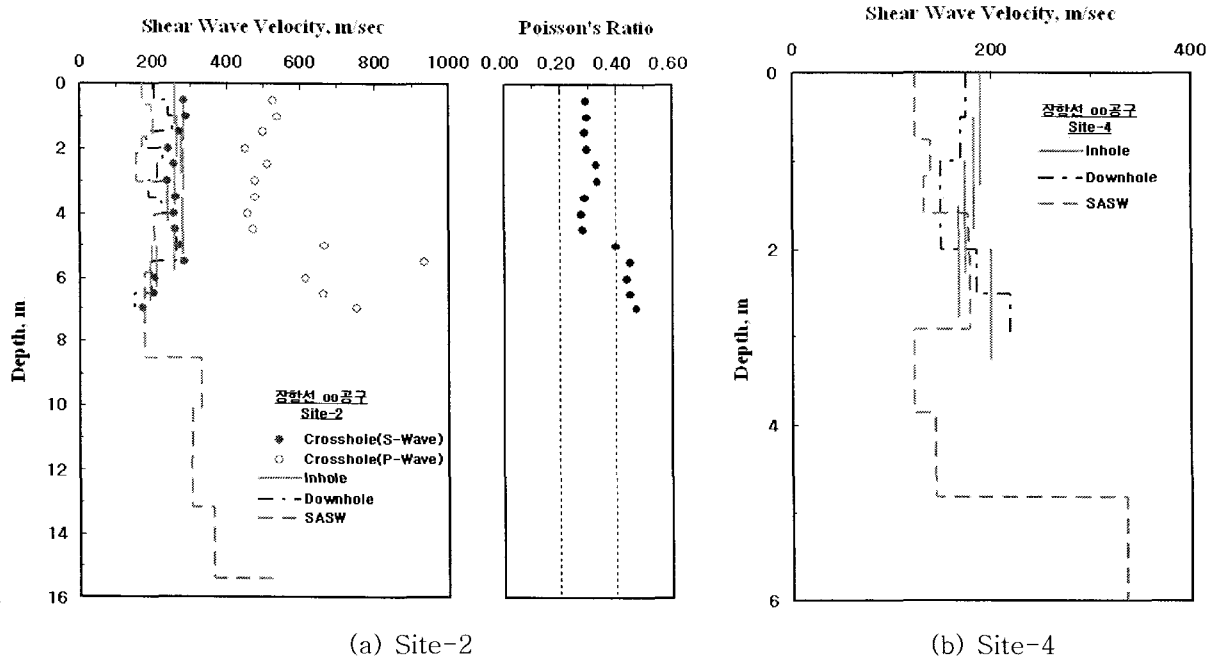


그림 9. 토사 성토노반의 전단파속도 주상도와 포아송비

3. 실내 전단파계측

3.1 다짐시험

다짐은 토체 간극의 공기를 배출시키고 건조단위중량(밀도)을 증가시켜 최종적으로 다짐 성토 지반의 공학적 성질을 개선하기 위함이다. 현장의 다짐 관리는 실내에서 다짐시험으로부터 구한 최대 건조단위중량과 현장의 들밀도시험 등으로부터 구한 현장 건조단위중량을 비교하여 상대다짐도(relative compaction)를 평가하게 된다. 그러나 본 연구에서 관심을 갖는 암버릭을 사용한 고속철도 노반의 경우 최대입경이 200~300mm까지 되므로 현장의 밀도 추정 및 다짐관리가 쉽지 않다. 따라서 합리적인 다짐 관리지표를 만들기 위해 전단파속도를 활용하고자 하는 것이다. 본 연구에서는 암버릭-토사 노반재료에 대한 연구에 앞서 예비연구 단계로 일반철도의 토사노반에 대한 다짐을 평가해본다.

일반철도 노반에서 현장 탄성파시험을 수행하며 실내시험에 필요한 시료를 채취해왔다. 그림 12는 수정 C다짐 방법(KS F 2312)으로 구한 다짐곡선이다. 최대 건조단위중량(γ_{dmax})은 19.14kN/m^3 이었고 최적함수비(OMC)는 10.17%였다.

3.2 벤더 엘리먼트를 이용한 전단파계측

다짐 공시체에 대한 전단파계측은 압전소자의 일종인 벤더 엘리먼트를 이용하였다. 실내 모사를 통해 다양한 강성의 토목재료에 대한 성능의 검증은 마쳤다(정재우 등, 2005). 다짐시험과 동시에 다짐 몰드에서 추출한 공시체의 양단에 그림 10과 같이 전단파를 발생시키고 발생된 전단파를 감지할 수 있도록 방향을 잘 맞추어 벤더 엘리먼트를 부착한다. 전단파계측에 사용한 벤더 엘리먼트는 가로/세로 10mm의 정사각형 모양이며 연구실에서 직접 제작한 것이다. 하나의 다짐 공시체에 전압과 주파수를 바꿔가며 많은 전단파신호를 측정하였으며, 그림 11(a)에서 보는 바와 같이 벤더 엘리먼트에 가하는 가진 주파수의 영향이 거의 없이 일정한 전단파 도달 시간을 보여주었다. 그림 11(a)는 함수비가 12.07%이고 건조단위중량이 19.31kN/m^3 인 다짐 공시체에서 측정한 결과이다. 다른 모든 공시체도 이

와 동일하게 측정하여 발전자용 벤더 엘리먼트에 가한 전압과 주파수에 상관없이 전단파 도달시간에 일 정함을 확인하였고, 그 중 판독하기 좋은 신호를 선별하여 그림 11(b)에 나타내었다. 벤더 엘리먼트를 이용하여 계측된 함수비에 따른 전단파신호는 그림 11(b)와 같다.

그림 12는 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 전단파속도이다. 건조측에서는 함수비가 증가할수록 전 단파속도가 점차로 증가하며 최대 370m/sec까지 전단파속도가 커졌다. 최적함수비를 지나 다짐 공시체 가 습윤층이 되면 전단파속도가 급격히 작아져 함수비 15% 이상에서는 전단파속도가 120m/sec까지 작 아진다. 이와 같은 결과는 현장 탄성파시험의 결과를 논리적으로 잘 뒷받침하고 있다. 현장에서 SASW기법을 이용하여 측정된 전단파속도는 크로스홀시험, 다운홀시험 그리고 인홀탄성파시험으로부터 측정된 전단파속도보다 작게 평가되었다. 비가 내린 후 성토노반의 함수비가 최적함수비 이상으로 증 가하여 다짐곡선의 습윤층에 해당하는 작은 크기의 전단파속도를 보인 것이다. 매우 흥미로운 사실은 전단파속도와 함수비의 관계가 건조단위중량과 함수비의 관계와 유사한 변화 양상을 보인다는 것이며, 건조단위중량이 최대가 되는 최적함수비 근처에서 전단파속도가 제일 컸다.

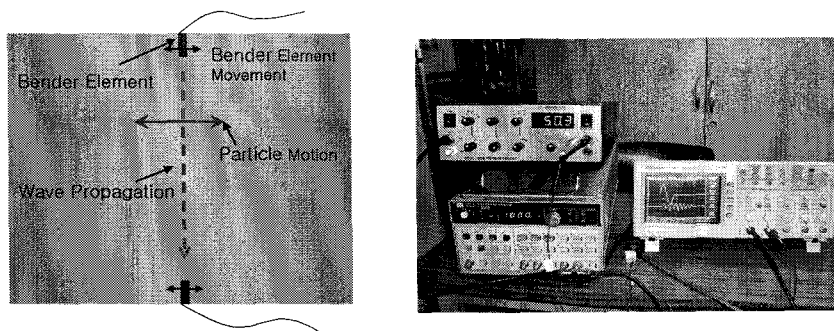


그림 10. 벤더 엘리먼트를 이용한 수정다짐 공시체의 전단파계측 전경

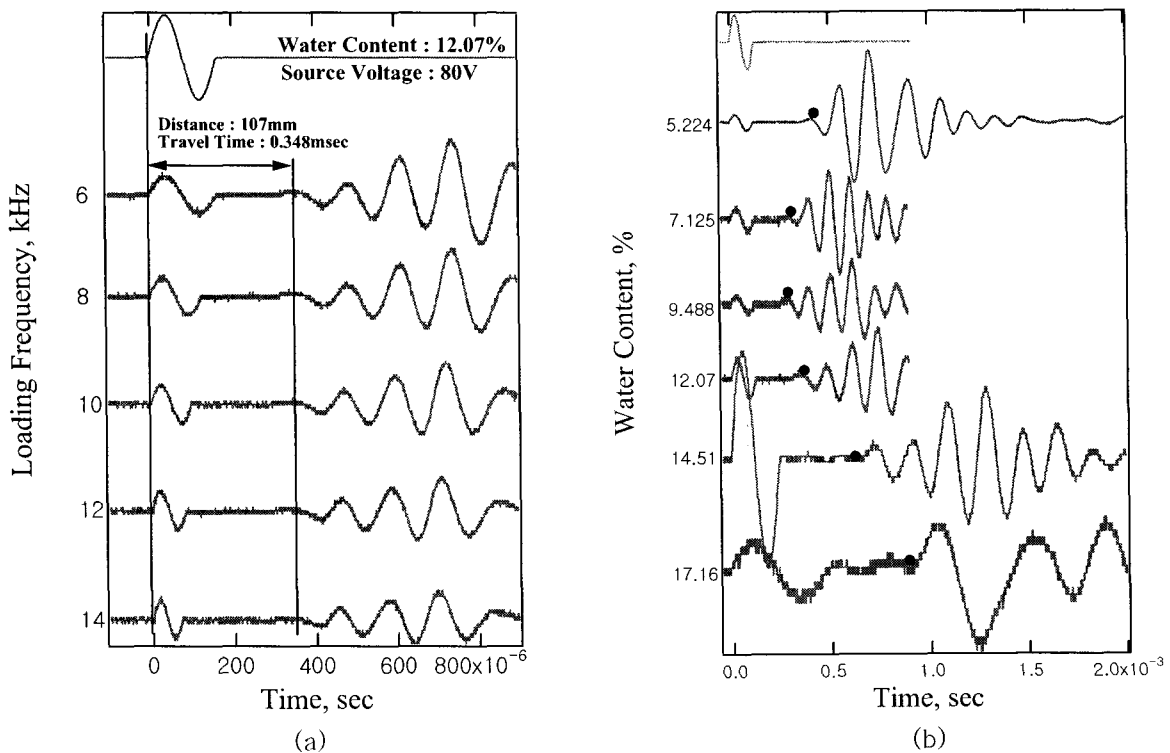


그림 11. 가진주파수에 따른 함수비 12.07%의 전단파신호(a)와 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 전단파 신호(b)

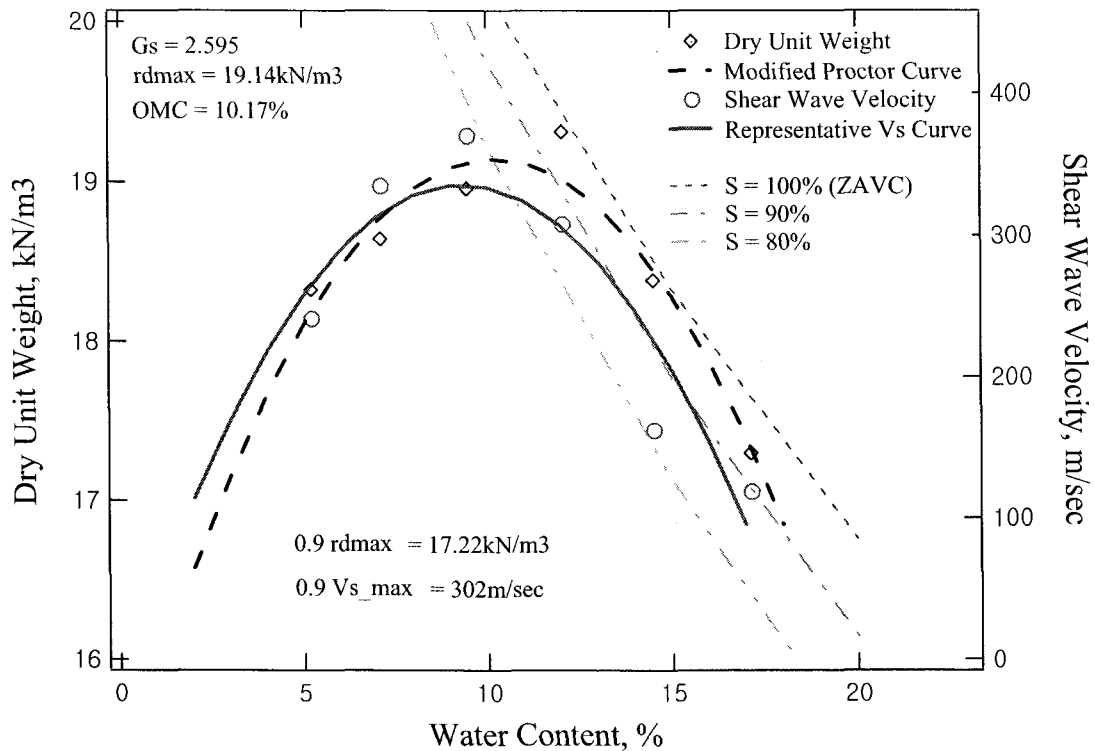


그림 12. 함수비에 따른 수정다짐 공시체의 건조단위중량 및 전단파속도

다짐몰드에서 추출한 공시체는 유효구속응력이 외부로부터 가해지지 않는 상태에서 벤더 엘리먼트를 이용하여 전단파속도를 계측하였다. 일반적으로 지반의 전단변형계수(shear modulus)는 응력이력, 입자배열구조, 간극비, 과압밀비, 소성지수 그리고 유효구속응력 등의 영향을 받는다(Hardin, 1978). 특히 대상 지반이 위치한 깊이에서 유효구속응력이 바뀌고, 전단파속도 또는 전단변형계수도 차이를 보이게 된다.

본 연구에서 벤더 엘리먼트를 이용한 전단파계측을 수행할 때 다짐 공시체의 외부에서 유효구속응력을 가하지 않았다. 그러나 다짐 때 다짐에너지에 의해 다짐몰드 내에서 발생한 구속응력이 몰드에서 추출된 뒤에도 잔류응력의 형태로 남아 있게 되었다. 현장에서 노반을 성토하며 층별 다짐을 할 때 충분히 다져진 층의 경우 나중에 다져진 층의 상재하중에 의한 구속응력 증가는 무시할 수 있을 만큼 영향이 작을 것으로 판단된다. 즉, 성토 깊이별로 현장에서 측정된 전단파속도는 외부로부터 가해지는 구속응력 없이 측정된 실내 전단파계측의 결과와 직접적인 비교가 가능할 것이다.

4. 철도노반의 다짐 관리 방안

본 연구에서 제안하고자 하는 현장의 밀도 추정 및 다짐 관리는 크게 두 가지에 의해 결정될 수 있다. 우선 현장에서 시추공 탄성파시험 또는 표면파를 이용한 SASW기법을 통해 성토 노반의 깊이별 전단파속도를 측정한다. 이때 다짐 층별 유효상재하중에 의한 구속응력의 영향은 무시하도록 한다. 그리고 실내에서 다짐시험을 수행하며 벤더 엘리먼트를 이용한 전단파계측을 병행한다. 대략 최적함수비에서의 전단파속도가 최대가 된다. 따라서 최대 전단파속도에 상대다짐도를 고려하여 목표로 하는 상대다짐도(ex. 90%)에 해당하는 전단파속도를 결정한다. 그림 13과 같이 결정된 전단파속도를 현장의 깊이별 전단파속도와 비교하여 다짐의 상태를 평가할 수 있다.

암버릭-토사로 이루어진 성토 노반 재료에 대한 다짐 관리는 토사만으로 이루어진 일반철도 성토 노반 재료에 관한 예비연구를 바탕으로 다음과 같이 지속적으로 연구를 수행할 예정이다. 최대입경이

200~300mm에 해당하는 암버릭-토사 성토 노반 재료의 다짐시험은 큰 입경의 골재는 걸러내고 세립분만을 가지고 함수비를 조절해간다. 함수비가 조절된 세립분은 앞에서 걸러졌던 큰 입경의 시료와 다시 혼합되어 다짐시험 및 실내 전단파계측에 사용되며, 최대 건조단위중량과 최적함수비 그리고 최대 전단파속도를 결정한다.

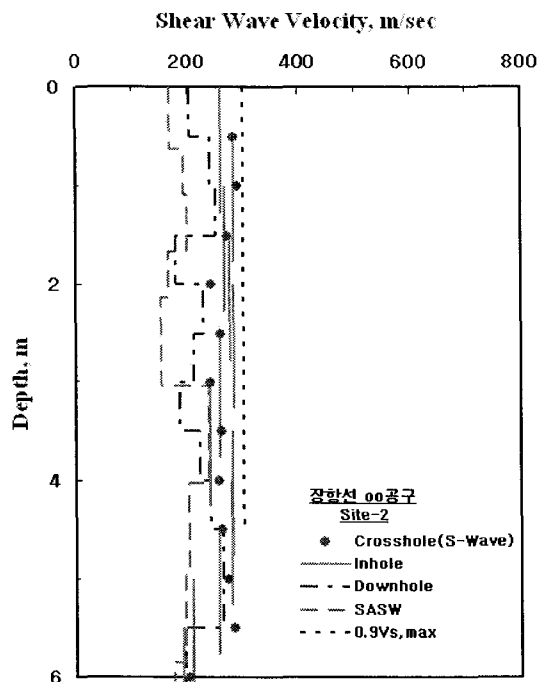


그림 13. 최대 전단파속도의 90%에 해당하는 속도와 현장의 전단파속도 비교

5. 결론

고속철도 성토 노반으로 쉽게 접하게 되는 암버릭-토사 재료는 허용 최대 입경이 200~300mm이며, 현장 들밀도 시험 및 평판재하시험과 같은 일반적인 방법으로는 현장의 밀도 추정 및 다짐 관리가 거의 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 암버릭-토사 성토 노반 재료의 밀도 추정 및 합리적인 다짐 관리를 위한 지표로 전단파속도를 활용할 것을 제안하였다. 현장 탄성파시험은 상부노반까지 성토된 고속철도 현장과 일반철도 현장에서 수행되었으며, 철도 노반의 성토 깊이별 전단파속도 주상도를 획득하였다. 다짐 관리를 위한 선행 연구 단계로 일반철도 현장에서 채취한 토사 노반 재료에 대해 함수비를 변화시켜 가며 다짐시험을 수행하였고 동시에 벤더 엘리먼트를 이용하여 함수비에 따른 전단파속도를 계측하였다. 본 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 현장 탄성파시험을 통하여 고속철도 구간의 암버릭-토사 성토 노반과 일반철도 구간의 토사 성토 노반의 깊이별 전단파속도 주상도를 획득하였으며, 실내에서 다짐시험을 수행하면서 다짐 공시체에 벤더 엘리먼트를 부착하여 함수비에 따른 전단파속도를 계측하였다.
- (2) 현장 탄성파시험으로부터 측정된 성토 노반 재료의 전단파속도가 강우에 의한 함수비 변화에 따라 민감하게 변화함을 확인하였으며, 다짐 공시체에 대한 실내 전단파계측을 통하여 현장시험 결과의 타당성을 입증하였다. 또한 전단파속도와 함수비의 관계가 건조단위중량과 함수비의 관계와 유사한 변화 양상을 보였으며, 건조단위중량이 최대가 되는 최적함수비 근처에서 전단파속도가 제일 컸다.
- (3) 일반 토사 노반에 대한 선행 연구로부터 전단파속도를 활용하여 암버릭-토사 성토 노반의 밀도 추정 및 합리적인 다짐 관리가 가능함을 확인하였다.

감사의 글

이 논문은 한국건설교통기술평가원이 주관하는 건설기술기반구축사업(05제안-08)의 위탁과제 “철도 노반동적물성치 산정에 관한 연구”의 지원과 한국학술진흥재단 연구과제(R05-2004-000-10394-0) “지반의 강성도 계측을 위한 인홀시험법 개발”의 지원을 받아 수행된 연구 성과이며 이에 감사를 드립니다. 아울러 현장의 시험이 가능하도록 현장섭외에 많은 도움을 주신 한국철도기술연구원의 최찬용 과장님께 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김용필(2002), *지반공학 시험-이론과 실무-*, 세진사.
2. 목영진(1994), “역산이론을 이용한 다운홀시험 결과의 해석,” *한국지반공학회 논문집*, 제10권, 제4호, pp.29-37.
3. 정재우, 장인성, 목영진(2005), “현장 토목 계측을 위한 벤더 엘리먼트의 적용성 연구,” *한국지반공학회 논문집*, 제21권, 5호, pp.215-223.
4. Hardin, B. O.(1978), "The nature of Stress-Strain Behavior of Soils," *Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol.1, ASCE, Pasadena, June, pp.3-90.
5. Hoar,R.J., Stokoe, K.H., II(1978), "Generation and Measurement of Shear Wave in situ," *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, ASTM, pp,3-29.
6. Joh, S.H.(1996), *Advanced in Interpretation and Analysis Techniques for Spectral Analysis of Surface Waves Measurements*, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.
7. Mok, Y.J. (1987), *Analytical and Experimental Studies of Borehole Seismic Methods*, Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin.
8. Mok, Y.J., Kim, J,H., and Kang, B,S.(2003), "A Pilot Study of In-Hole Seismic Method", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.19, No.3, June, 2003, pp.23-31.
9. Richart, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr. and Wood, R. D.(1970), *Vibration of Soils and Foundations*, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc.
10. Santamarina, J.C., Klein, K.A., and Fam, M.A.(2001), *Soils and waves*, Chichester, New York, J. Wiley Sons.
11. Stokoe, K.H., II, and Woods, R.D. (1972), "In-Situ Wave Velocity by Cross-Hole Method," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol.98, No.SM5, pp.356-359.
12. Stokoe, K. H. II, Abdel-razzak, K. H.(1975), "Shear Moduli of Two Compacted Fills", *Proceedings of Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE*, Vol.I, Raleigh, NC, pp.442-449.