

일체식 교대의 장기토압 거동

Long-term Behavior of Earth Pressure on Integral Abutments

남 문 석¹ Nam, Moon S.

박 영 호² Park, Young-Ho

Abstract

The usage of Integral abutment bridges has been increased worldwide because of reducing bridge maintenance costs and resisting seismic loads. Although these attributes make the integral abutment bridge an increasingly popular choice, backfill-abutment interaction issues remain unresolved. Hence, the earth pressure behavior of an integral abutment bridge having 90 m long PSC beam bridge for the first time in Korea was analyzed by conducting long term monitoring in this study. Based on this study, the results were as follows; the ratio of maximum passive movement to the abutment height (H) of 0.0027 and the maximum passive earth pressure coefficient of 4.8 were developed at $0.82H$ from the bottom of the abutment during summer season. During winter season, the ratio of maximum active movement to H of 0.0011 and the maximum active earth pressure coefficient of 0.7 were developed at the same location as in summer season. The new earth pressure distributions having a trapezoid type were proposed based on this study.

요 지

교량의 건설과 유지 비용을 줄이고 내진에도 강한 일체식 교대 교량은 전세계 뿐만 아니라 우리나라에서도 그 사용량이 증가하고 있다. 하지만 일체식 교대와 뒷채움 지반의 상호작용인 토압거동에 대한 연구는 미진한 상태이다. 따라서 본 연구에서는 PSC빔 거더를 이용한 90m 3경간 연속교 형식인 일체식 교대교량을 국내 처음으로 시험시공하여 공용중에 있는 교량에 대하여 계절적인 온도변화에 따라 발생하는 교대배면 토압을 장기계측하였다. 그 결과에 의하면, 일체식 교대높이(H)에 대한 최대 평균 신장량의 비는 0.0024으로 여름철에, 그리고 일체식 교대높이에 대한 최대 평균 수축량의 비는 0.0011으로 겨울철에 발생하였다. 실측한 최대 수동토압계수와 주동토압계수의 크기는 각각 4.8과 0.7이었고, 그 위치와 형상은 교대저면으로부터 $0.82H$ 에서 작용하는 제형의 분포를 보였다. 마지막으로 본 교대의 수동과 주동 토압분포의 작도법을 제안하였다.

Keywords : Active earth pressure, Integral abutment, Long term monitoring, Passive earth pressure

1. 서 론

일반적인 조인트 교량(joint bridge)은 그림 1(a)와 같이 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 상부구조

물의 신축량을 교량의 교대에 전이시키지 않고, 지간 내에서 해소할 수 있도록 기계적 요소인 신축이음장치(expansion joint)를 지간과 지간 사이에 그리고 지간과 교대 사이에 설치한다. 그러나 신축이음장치는 주행차

1 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 책임연구원 (Member, Senior Researcher, Highway & Transportation Technology Institute, Korea Expressway Corporation, msnam@ex.co.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 수석연구원 (Member, Principal Researcher, Highway & Transportation Technology Institute, Korea Expressway Corporation)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 10월 31일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

량의 지속적인 하중에 의해 파손이 되고, 이로 인해 덜컹거리며, 주행감 저하, 소음발생 등의 문제를 유발한다. 또한 신축이음장치 틈 사이로 스며든 제설재와 우수가 교좌장치(bearing)의 성능저하와 교대오염을 일으킨다. 이에 대한 방지책으로 신축이음장치와 교좌장치의 보수 및 교체를 들 수 있다. 하지만 이러한 작업들은 조인트 교량의 유지관리비용에 큰 비중을 차지할 뿐만 아니라 교통차단에 의한 차량지체와 이로 인한 물류비용 증가를 유발하게 된다.

앞서 언급한 문제점을 해결하기 위하여, 상부구조물에 신축이음장치를 설치하지 않는 교량형식을 무조인트 교량(jointless bridge)이라 한다. 이 교량을 교대 관점으로 표현하면, 그림 1(b)와 같이 상부슬래브에 신축이음장치를 두지 않고, 거더의 단부를 폭 1.0m, 높이 4.0m의 난쟁이 교대(stub abutment)에 매입시킨 구조형식을 일체식 교대 교량(IAB, integral abutment bridge)이라 한다. 이 교량의 교대에는 상부거더와 접속슬래브와 말뚝이 완전 일체화되어 있다.

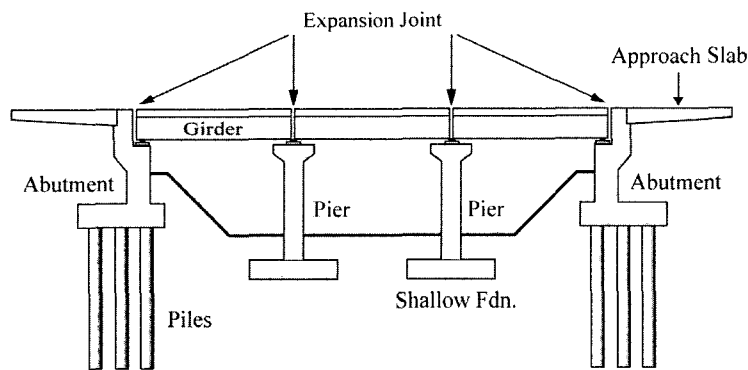
계절적인 온도변화와 일교차에 의해 발생하는 일체식

교대 교량의 신축량은 저항요소 즉, 교대말뚝의 형상과 배열, 교대형상, 말뚝주변의 지반, 뒤채움재료의 형상과 다짐 정도, 그리고 접속슬래브 저면과 보조재료의 마찰력에 의해 감소한다. 이 저항요소를 최소화하는 개념은 일체식 교대 교량의 수평거동을 이해하는데 매우 중요하다. 이 저항요소를 극복하고 남은 신축량은 그림 1(b)와 같이, 신축 조절장치(CCJ, cycle control joint)에 흡수 또는 해소된다.

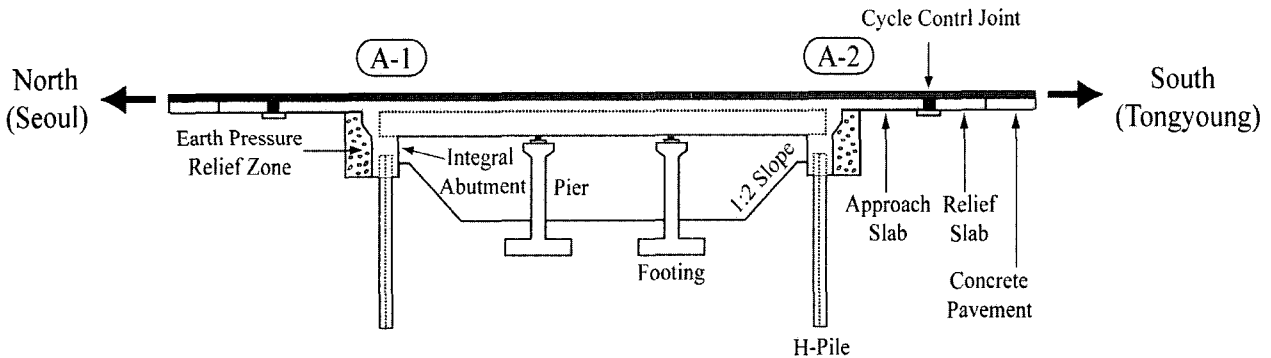
본 연구에서는 PSC빔 거더를 이용한 90m 3경간 연속교 형식인 일체식 교대교량을 국내처음으로 시험시공하여 공용중에 있다. 이 교량의 시공과정과 공용중에 계절적인 온도변화에 의해 발생하는 상부구조물의 신축량과 교대배면의 토압크기를 측정하여 거동을 분석하였다.

2. 일체식 교량교대의 설계토압식

Thomson과 Lutenegger(1998), Sherif 등(1982), Rowe(1954), 그리고 Terzaghi(1936)에 의하면, 계절적인 온도변화에 의해 발생하는 일체식 교대 교량의 수평변위는 토압의 분포와 크기에 의존한다고 하였다. 그러나 현재



(a) 신축이음이 존재하는 조인트 교량



(b) 일체식 교대 교량

그림 1. 조인트 교량과 일체식 교대 교량과의 단면 비교

대다수 설계자들은 다음 식과 같이, 사용하기 편리한 Rankine 또는 Coulomb의 고전적인 토압식을 사용하여 교대배면토압을 산정한다.

$$p_p = \gamma H K_p = \gamma H \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

$$p_a = \gamma H K_a = \gamma H \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

여기서, p_p 는 최대수동토압, p_a 는 최대주동토압, γ 는 흙의 단위중량, H 는 교대 높이, 그리고 ϕ 는 흙의 내부마찰각이고, 교대형식은 지표면에 수평인 연직벽체에 뒷채움이 사질토인 경우이다.

그러나 England 등(2000)과 Arsoy(2000)에 의하면, 식 (1) 과 식 (2)로 산정한 토압은 실제로 작용하는 토압보다 과대하게 산정되는 경향이 있다고 하였다. 그리고 Chen(1997) 과 Burke(1993)는 대부분의 일체식 교대 교량에 대하여 최대 수동토압의 2/3를 사용하도록 추천하였다.

Duncan and Mokwa(2001)은 대수나선(logarithmic spiral) 토압식(Terzaghi 등, 1996)을 바탕으로 엑셀 프로그램을 이용한 간편 토압산정법인 PYCAP(Pile cap p-y curves)을 제안하였고, 이를 이용하여 일체식 교대의 토압을 산정하였다. 여기서 대수나선 토압식은 일반적인 Rankine 이나 Coulomb 수동토압보다는 덜 알려져 있다. 이 토압은 그림 2와 같이, 곡선형태의 파괴면을 사용하였고, 벽마찰각(δ)은 내부마찰각(ϕ)의 40% 보다 큰 값을 가지는 조건하에서 Coulomb 수동토압보다 정확한 수동토압을 산출하였다(Duncan and Mokwa, 2001). 이는 대수나선 토압식에서 벽면마찰의 존재로 인하여 파괴면이 곡선형태로 나타내어 실제 파괴면을 유사하게 묘사한 반면

에, Coulomb 토압식에서는 파괴면을 평면으로 가정하였기 때문이다.

PYCAP에 의한 최대 수동토압(p_p)를 다음과 같다.

$$p_p = E_p M b \quad (3)$$

여기서, M 은 Ovesen-Brinch Hansen의 3-D 교정계수 값으로서 2.0 이하의 값을 가지고, b 는 교대의 폭이다. 그리고 E_p 는 교대배면에 단위길이 당 작용하는 수동토압이고 그 값은 다음과 같다.

$$E_p = (p_{p\phi} + p_{pq} + p_{pc}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p\phi} + q H K_{pq} + 2c H K_{pc} \quad (4)$$

여기서, $K_{p\phi}$, K_{pq} , K_{pc} 는 대수나선 토압계수이다.

일체식 교대에 작용하는 토압 산정법은 주로 수동토압에 대해서만 제시하고 있는데, 이는 수동토압이 상부 구조물에 대하여 추가의 횡방향 압축력으로 작용하므로, 설계시 이에 대한 고려를 필요로 하기 때문이다. 이에 반해, 일체식 교대의 주동거동은 상부구조물에 큰 영향을 미치지 않기 때문에 일체식 교대에서의 주동토압에 대한 산정법은 거의 전무한 실정이다.

3. 시험교량

3.1 시험교량의 형식과 위치

시험교량의 형식은 그림 1(b)와 그림 3과 같이, 90m의 3경간 연속 일체식 교대 교량이며, 교축방향과 교대방향이 60도를 이루고 있다. 이 교량의 곡률반경, $R=2.0\text{km}$ 이며, 종단구배는 교대 A1이 교대 A2보다 높은 2.852%를

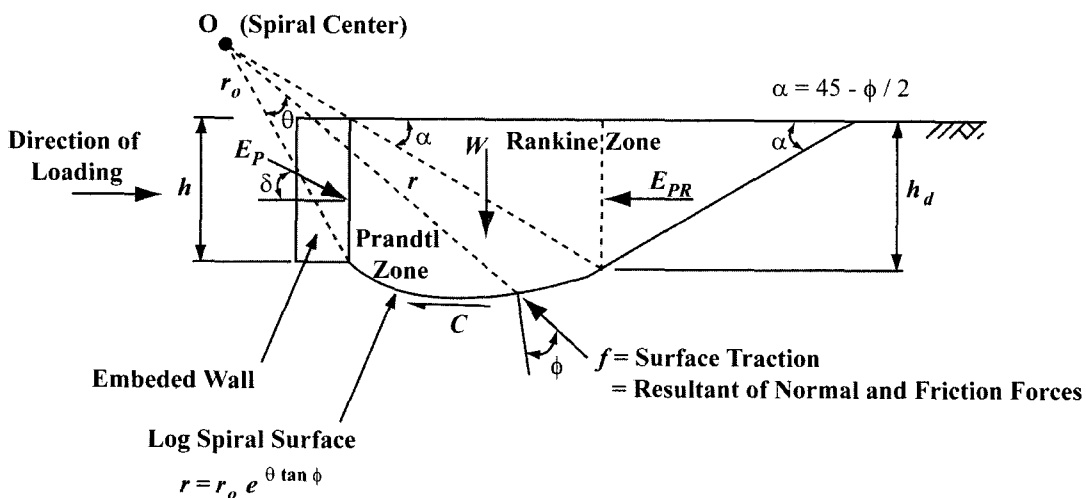


그림 2. 대수나선의 파괴거동

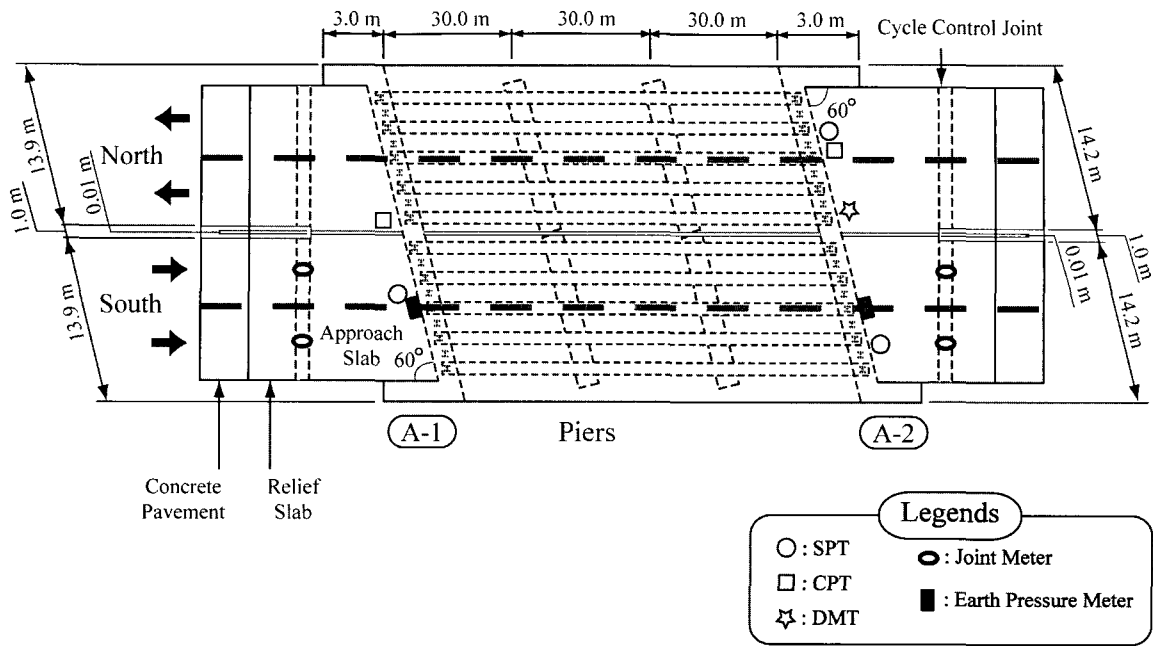


그림 3. 시험교량의 평면도

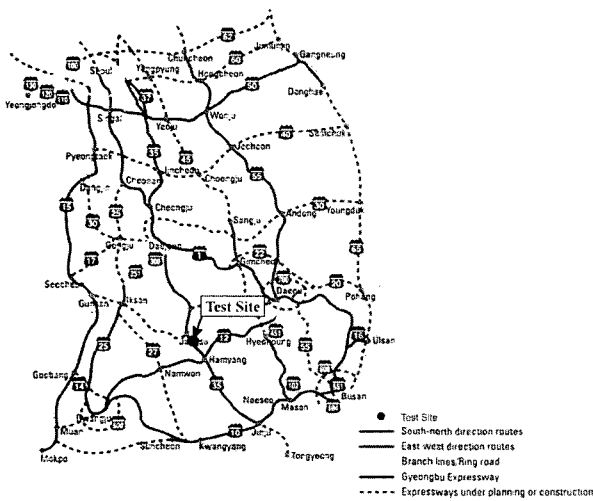


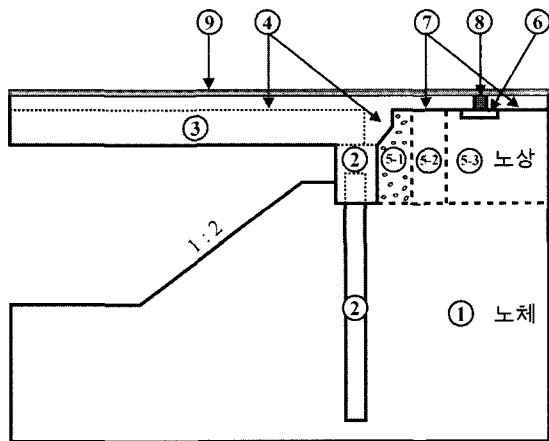
그림 4. 시험교량의 위치

가지고 있다. 그리고 시험교량의 위치는 그림 4와 같이, 대전-동영 고속도로(35번 고속도로)의 경상남도 함양군 지곡면이며, 교량명은 평촌1교이다.

3.2 시험교량의 시공 순서와 일정

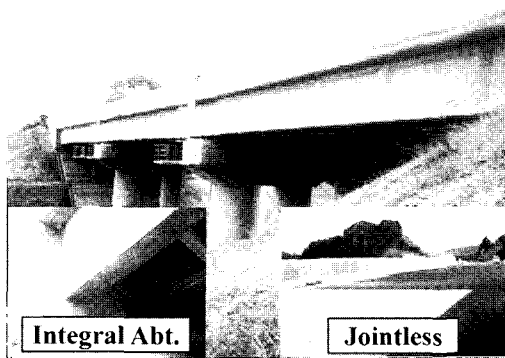
시험시공 교량의 시공 일정과 순서는 그림 5와 같다. ① 1999년 3월에 교대성토를 실시하였다. 교대 기초저면까지의 성토높이는 14.0~17.5m이었다. ② 1999년 8월에서 10월까지의 성토지반에 H말뚝을 타입 후, 폭 1.0m와 높이 1.5m인 1차 교대를 타설 및 양생시켰다. 여

기서, H말뚝은 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 상부구조물의 신축량에 원활히 반응하기 위하여, H말뚝의 약축방향을 교축방향과 일치시켜 교대 길이방향으로 1열로 타입하였다. 이 말뚝의 제원은 H300×305×15×15이며, 공칭허용응력과 공칭항복응력은 각각 $f_a=186.3\text{MPa}$ 과 $f_y=324.6\text{MPa}$ 이었다. ③ 1999년 11월에는 양생된 1차 교대에 PSC 빔을 거치하였다. ④ PSC 빔 거치 후에, 그 해 겨울을 방치하고 2000년 7월에서 10월까지 교대 뒷채움을 하지 않은 상태에서 상부슬래브를 콘크리트 타설하여 상부거더와 1차 교대를 완전히 일체화하였다. 그리고 상부구조물의 수축거동시, 교대말뚝의 위치 이동을 막기 위하여 교대 저면에 높이와 가로의 비가 1:2의 기울기로 압성토를 하였다. ⑤ 2001년 2월에 교대배면 뒷채움 재료의 시공은 한 방향의 교대로 편도압이 발생하지 않도록 양 교대배면에서 동시에 동일한 조건과 높이로 다짐을 하였다. 이때 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 난쟁이 교대 배면의 토압을 최소화하기 위하여, 그림 5와 같이 교대 배면에 폭 1.0m를 무다짐 쇄석을 채웠다. 그리고 성토지반의 진동다짐 에너지에 의해 무다짐 쇄석의 다짐을 방지하기 위하여 폭 1.0m를 무진동 다짐을 실시하였다. 그리고 그 이후의 성토지반은 일반적인 성토다짐인 진동다짐을 실시하였다. 2001년 3월에 교량의 가도를 차단하고 접속슬래브를 설치하지 않은 상태에서 시험교량 위로 작업차량이 주행하였다. ⑥ 2001년 7월에 받침슬래브를 설치하고, ⑦ 2001

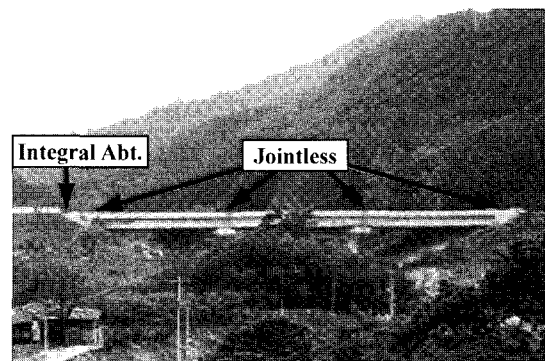


- 시공 순서
- ① 교대성토-노체부 (1999.03)
 - ② 교대말뚝 설치 및 1차 교대 설치 (1999.08~10)
 - ③ 빔 거치 (1999.11)
 - ④ 슬래브 및 2차 교대 설치 (2000.07~10)
 - ⑤ 교대 배면 성토-노상부 (2001.02.01~2001.02.26)
 - ⑥ 받침 슬래브 설치 (2001.07)
 - ⑦ 접속 및 완충 슬래브 설치 (2001.07~08)
 - ⑧ Cycle Control Joint 설치 (2001.09)
 - ⑨ 콘크리트 포장 (2001.12)

그림 5. 시험교량의 시공 순서와 일정



(a) 준공시(2001.12)



(b) 최근(2006.5)

그림 6. 시험교량의 전경

년 7월부터 2001년 8월까지 접속슬래브와 완충슬래브를 설치하였다. ⑧ 2001년 9월 2일에 신축조절장치(cycle control joint)를 설치하고 ⑨ 2001년 12월에 포장하여 준공하였다. 이 장치는 본 교량의 구조물 밖에 설치된 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 25cm 간격을 두어 아스팔트 콘크리트로 채웠다. ⑩ 2002년 1월부터 11월까지 11개월간 교량 공용 중에 계측을 실시하였다. 이와 같은 일련의 시공과정을 통하여 만들어진 시험교량의 준공(2001년 12월)과 최근(2006년 5월)의 전경은 그림 6과 같다.

4. 지반조건

4.1 성토지반

4.1.1 노체지반

시험교량의 교대에 말뚝을 설치하기 위하여 원지반을 육안검사 및 시추조사 한 결과, 교대 A1과 교대 A2의 원지반은 전석이 많이 포함된 화강풍화토 지반이었다. 이 지반을 관통하여 양질의 지지층까지 H말뚝을 타

입하는데 문제가 발생할 수 있어 화강암 입자가 고결화된 풍화암까지 터파기를 실시하여 다짐장비로 면을 고른 다음, 충파기를 하면서 노상다짐 규정으로 기초저면까지 다짐을 실시하였다(한국도로공사, 2004).

그림 5와 같은 노체지반에 대한 실내·외 시험결과, 통일분류기호(ASTM D421~D422)는 SM이며, 비중(ASTM D421~D422)은 $G_s=2.683$, 상대다짐(ASTM D4253~D4254)은 $RC=95.2\sim98.6\%$, 평판재하시험(ASTM D1194)으로 구한 지지력계수는 $k_{30}=145.9\sim181.5\text{MN/m}^3$, 최대건조단위중량(ASTM D1557)은 $\gamma_{d(\max)}=17.1\sim17.3\text{kN/m}^3$, 현장건조단위중량(ASTM D1556)은 $\gamma_d=16.3\sim17.0\text{kN/m}^3$, 최적함수비(ASTM D1557)는 $OMC=10.9\sim13.0\%$, 그리고 현장함수비(AASHTO T217)는 $w=9.1\sim11.3\%$ 이었다.

성토완료 후에 지반의 상태를 알아보기 위하여, 3공의 표준관입시험(SPT, standard penetration test, KS F 2307-87), 2공의 전자식 콘관입시험(CPT, cone penetration test, ASTM 3441-94), 그리고 한 공의 딜라토미터시험(DMT, dilatoMeter test, ASTM D6635-01)을 그림 3에 도시된 위치에서 실시하였다. 그리고 각각의 시험법에

의하여 산정된 노체지반의 내부마찰각과 수평지반반력계수는 각각 35.3°와 38.1MN/m³로 산정되었다.

4.1.2 노상 지반

조인트 교량의 교대 뒷채움과 달리 일체식 교량의 난쟁이 교대 저면에서 접속슬래브 사이의 구간은 노상상태에 준하는 다짐관리를 시행하였다. 완성한 노상면에 대하여 방사성 동위원소를 사용한 RI(radioisotope) 장비로 측정된 건조밀도와 함수비, 그리고 상대다짐도는 각각 평균 16.2kN/m³, 11.0%, 95~98%이었고, 지지력계수는 $k_{30}=133.5\sim142.4\text{MN/m}^3$ 이었다. 또한 다짐횟수는 성토재료에 따라 차이가 있었으나 대체로 왕복 4~8회 이었다.

노상다짐에 사용된 장비는 11톤 진동롤러(독일 BOMAG 사 모델명: BW213D)이었으며, 30~36Hz 범위의 진동이 가능하나 다짐시에는 고주파수 저진폭 상태인 36Hz(2100rpm)을 적용하였다. 다짐방향은 교축직각방향으로 그리고 장비진행속도는 2~4km/h이었다.

4.2 교대배면 뒷채움

일체식 교대 교량은 기존의 역 T형 옹벽 대신 난쟁이 교대를 사용하기 때문에 별도의 뒷채움부를 두지 않는다. 시험교량의 교대 뒷채움부는 그림 7과 같이, 교대배면으로부터 폭 1.0m와 교대 저면에서 접속슬래브 저면까지의 높이 3.3m를 토압경감층으로 두었다. 이 층에 사용한 재료는 입자가 둥근 강 자갈이 가장 좋지만, 이 재료를 구하기 어려워 본 교량에서는 보조기층재료(SB-1)에서 세립분을 배제한 재료(SB-3)를 이용하여 백호우 삽으로 퍼 넣었다. 이 재료를 여기서는 SB-3라고 한다. 이 상태의 조건은 무다짐 쇄석구간이고, 단위중량은 15.3kN/m³로 느슨하게 채움 하였다. 이는 교대의 수평거동시 무다짐 쇄석 재료의 역물림효과(interlocking effect)를 최소화하면서, 입자의 이동을 용이하게 함으로서 수동토압의 발생을 최소화와 배수를 원활히 하기 위함이다.

그리고 그 배면에 1.0m의 무진동 다짐구간인 완충구간(transition zone)을 두었는데, 이는 성토지반의 진동다

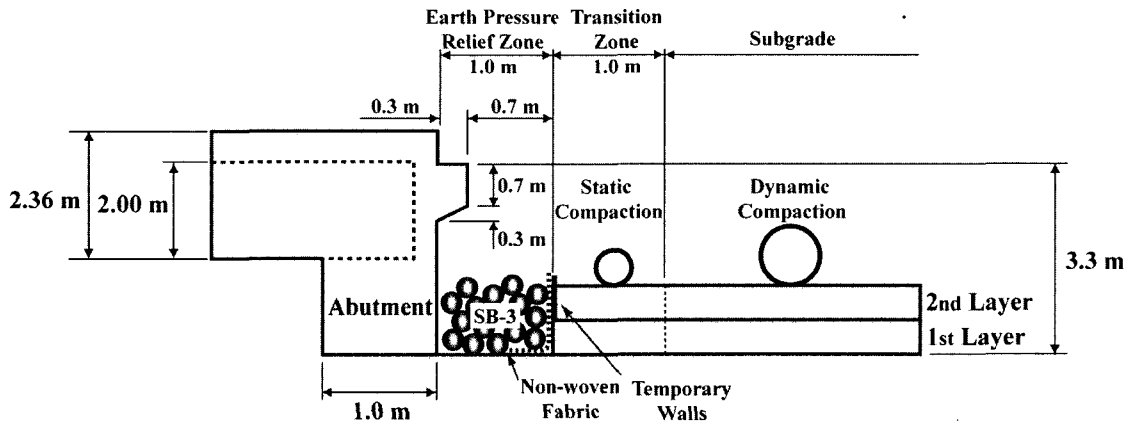
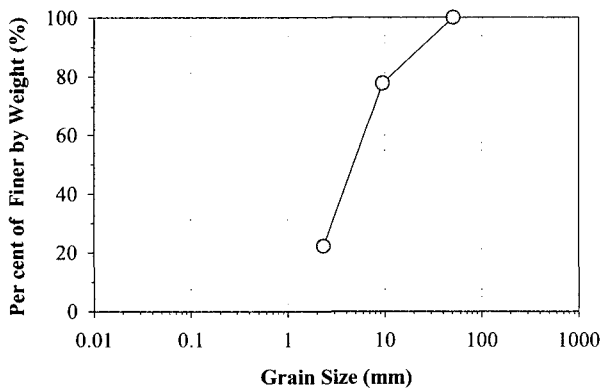
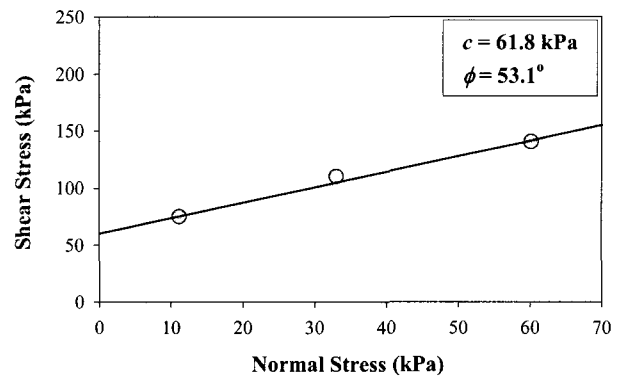


그림 7. 교대 뒷채움 및 노상층의 다짐시공 모식도



(a) 입도분포곡선



(b) 직접전단시험 결과

그림 8. SB-3의 재료 성질

짐 에너지에 의해 무다짐 쇄석이 다져지는 것을 방지하기 위함이다. 그리고 완충구간과 토압경감층 사이에는 부직포를 설치하여 노상재료와 무다짐 쇄석재료의 분리시켰다. 이는 전술한 바와 같이 무다짐 쇄석 재료의 역물림효과의 최소화와 원활한 배수를 도모하기 위함이다. 그리고 그 이후의 성토지반은 일반적인 성토다짐인 진동다짐을 실시하였다.

본 시험교량에 사용한 토압경감층인 SB-3 재료의 입도 분포곡선은 그림 8(a)와 같으며, 상대적으로 입자가 크고 입도가 불량하였다. 이 재료에 대하여 대형직접전단시험을 수행하였고, 그 결과는 그림 8(b)와 같이 내부마찰각과 겹보기 점착력은 각각 53.1°와 61.8kPa이었다. 시험에 사용된 장비는 영국의 Wykeham Farrance International사의 대형직접전단시험기로서 300mm의 정방형 크기이며 높이는 140mm의 크기를 갖고 있다.

5. 계측장치

5.1 토압계

일체식 교대 교량의 주동과 수동 토압거동을 분석하기 위하여, 일본 (주)동경측기연구소(TML)의 전기저항식 제품인 토압계(KDA-200KPA)을 그림 3과 그림 9와 같이 남측방향으로 양 교대배면의 중앙에서 종방향으로 각각 4개씩 부착하였다. 토압계의 제원은 폭 200mm, 두께 25.5mm, 중량 6kg, 사용온도범위 -20~60℃, 그리고 최대 토압측정영역은 200kPa이다. 그리고 토압계의 모서리 영향(edge effect) 때문에 토압계 지름의 2배 만큼을

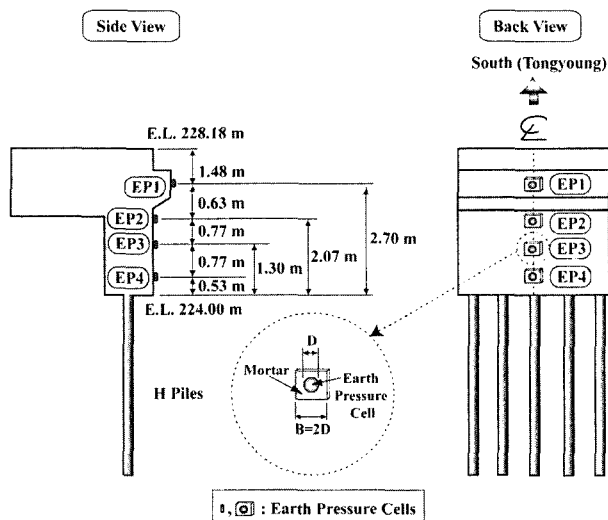


그림 9. 교대배면에 부착된 토압계

몰탈(mortal)로 둘러싸다. 토압계의 위치는 교대 저면에서 토압계 중심까지의 거리가 0.53m(EP4), 1.30m(EP3), 2.07m(EP2), 2.70m(EP1)이었다.

5.2 변위계

일체식 교대 교량은 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 상부구조물의 신축량을 구조물 내부가 아니라, 외부에서 해소하도록 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 신축조절장치를 설치한다(그림 10). 시험교량의 신축량을 측정하기 위하여, 신축조절장치에서 변위계(jointmeter)를 받침슬래브에 고정시키고, 접속슬래브에 매입하였다. 사용한 변위계는 일본 (주)동경측기연구소(TML)의 제품인 KJ-10A를 사용하였다.

변위계의 설치 위치는 그림 3과 같이, 남쪽방향의 교대 A1과 교대 A2에서 1차선과 2차선의 중앙에 각각 1개씩 총 4개를 설치하였다. 한쪽 교대에 매설된 2개의 변위계 사이의 중앙지점은 교대배면 중앙에 부착된 토압계와 일치한다. 따라서 한쪽 교대에 설치된 2개 변위계의 평균 변위값은 일체식 교대에 부착된 토압계의 수평이동량으로 볼 수 있다.

6. 계측 결과

6.1 시간에 따른 토압거동

2000.10.30~2002.11.25까지 2년 1개월 동안, 계절변화에 따른 시험교량의 토압거동은 그림 11과 같다. 이 그림에서 토압크기는 교대 A1과 교대 A2의 평균값을 취하였으며, 교대저면으로부터 2.07m에 위치한 EP2 토압계는 손상되어 고려되지 않았다.

그림 11에서, 2000.10.30에 교대배면 성토높이 0.0~

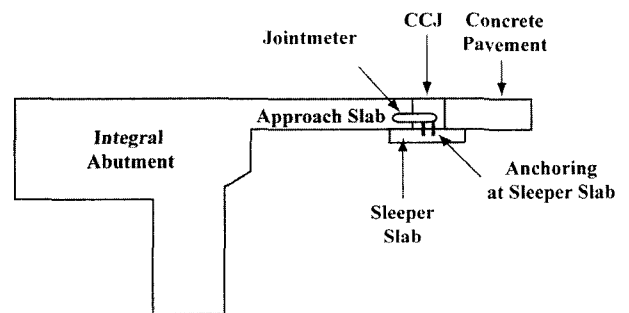


그림 10. 조인트미터의 설치 위치

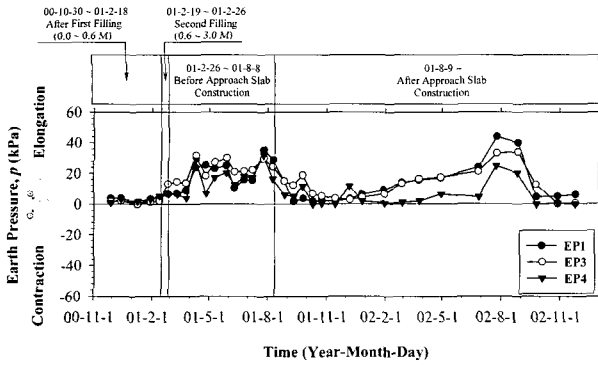


그림 11. 시간에 따른 일체식 교대 토압 거동

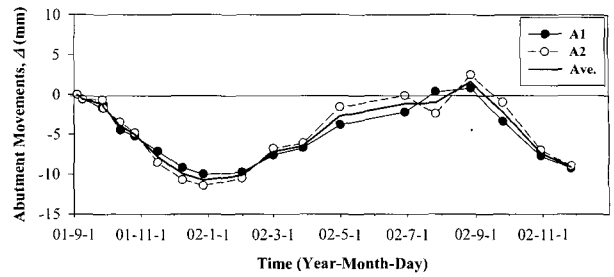
0.6m까지 다짐한 후, 동절기인 2001.2.18까지 방치해 두었다. 이때 교대배면 토압은 토압경감층인 SB-3에 묻힌 최하단 EP4의 토압계에서만 실측되어야 하는데, 성토하지 않는 토압계인 EP1과 EP3 토압에 변화가 측정되었다. 이는 교량 측면에 있는 가도로 주행하는 작업차량의 진동에 의한 것으로 판단되어 진다.

동절기가 끝나는 2001.2.19~2001.2.26에는 교대배면 잔여 성토높이를 처리하였다. 접속슬래브는 2001.8.9에 설치하였는데, 이 기간 사이인 2001.2.27~2001.8.8은 접속슬래브 없이 교량 위로 건설차량이 주행하였다. 이로 인하여 접속슬래브를 설치하지 않은 상태의 토압거동은 교량위로 차량의 주행전보다 크게 나타났다. 그러나 접속슬래브를 설치한 2001.8.9부터는 계측 종료일인 2002.11.25까지의 토압은 계절적인 대기온도에 의존하는 거동을 나타내었다.

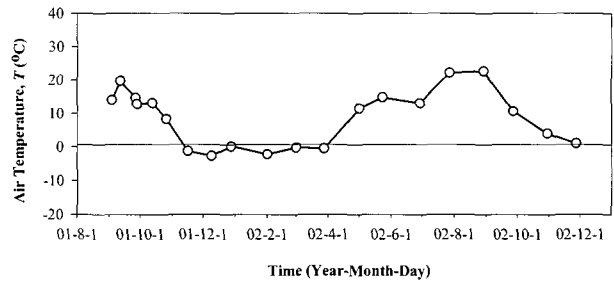
6.2 시간에 따른 상부구조물의 신축량과 대기온도

구조물의 신축량은 그림 12(a)와 같이, 측정 당일인 2001.9.2를 원점으로 변위계로 2002.11까지 장기계측하였다. 여기서 각 교대별 평균한 신축량은 각각 A1과 A2로 표시하였다. 시험교량의 대표적인 수평변위를 구하기 위하여, 계측한 날짜별로 A1과 A2를 평균하여 굵은 실선으로 나타내었다. 그리고 동일한 날짜에 A1과 A2의 신축량이 다른 것은 시험교량이 사각(skew)을 지니고 있기 때문이다. 이 그림에 의하면, 계절적인 온도변화에 따라서 수축과 증가를 반복하였다. 또한 그림 12(b)에서는 상부구조물의 신축량과 측정 당일의 일평균온도를 함께 도시하였다.

그림 12에 의하면, 대기온도의 상승과 하강에 따라 교량의 수평변위량이 증가 또는 감소하였는데, 이는 대



(a) 시험교량의 수평변위 거동



(b) 시험교량 현장의 일평균대기온도

그림 12. 계절에 따른 시험교량의 온도와 수평변위 거동

기온도의 변화가 일체식 교대 교량의 수평거동에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 여기서, 일평균온도를 적용한 이유는 본 연구에서의 주 계측 시간이 늦은 오전 또는 오후이었기 때문이다.

그리고 대기온도가 하강하여 상부구조물이 수축할 때, 즉 일체식 교대가 주동거동을 보일 때에 측정한 최대 평균 수축변위량은 10.7mm이었다. 이와 반대로, 대기온도가 상승하여 상부구조물이 신장하여 일체식 교대가 수동거동을 보일 때에 측정한 최대 평균 신장량은 1.6mm이었다.

6.3 정지토압

반무한 깊이에 얇은 강한 벽체가 모래에 매설되었다고 가정하고, 이때 벽체는 매우 얇아서 최초의 지중 응력상태에 전혀 영향을 미치지 않는 것으로 가정한다. 이때 벽체의 변위가 전혀 없어서 흙이 정지되어 있을 때의 최초의 응력상태를 정지상태(at-rest condition)라 한다. 이 벽체가 임의의 한 방향으로 수평이동하였을 때, 벽체의 양면에서는 수동과 주동토압이 각각 발생할 것이다 (김팔규 등, 1993).

이와 같이, 토압거동을 조사하기 위해서는 토압과 수평변위를 동시에 측정하여야 한다. 그러나 그림 11과 같이, 시험교량의 시공과정으로 인하여 토압이 교대 전단

면에 처음으로 작용하는 시점(2001.2.26, 교대 뒷채움의 종료 시점)과 초기변위의 측정시점(2001.9.2)의 차이가 약 6개월로 상이하였다. 따라서 정확한 정지토압을 표현하기 위하여, 이 토압을 교대 뒷채움의 종료시점으로 하느냐, 아니면 초기변위의 측정시점으로 하느냐를 결정하여야 하였다.

본 연구에서는 교대 뒷채움의 종료시점을 정지토압으로 가정하면, 교량의 수평변위 측정값이 없어서 토압 거동을 표현하기 어렵다. 그러므로, 매년 발생하는 온도 변화에 따른 교대배면 토압과 교대변위는 매년마다 일정한 거동을 보인다는 가정하에, 초기변위의 측정시점 이후(2001.9.2)에 존재하는 교대 뒷채움의 종료시점(2001.2.26)으로부터 1년이 경과한 시점(2002.2.26)을 정지토압 상태로 택하였다.

다시 표현하면, 뒷채움재료가 완성된 시점인 2001.2.26에서 가장 가까운 계측일인 2002.3.1을 교대 배면토압을 정지토압으로 가정하고, 이때의 수평변위를 정지토압상태인 '0'으로 가정하였다. 하지만 초기변위의 측정시점인 9월경에는 교량이 이미 최대신장을 하여 수축을 시작하는 시점이므로 엄밀한 정지토압 상태로 볼 수가 없다.

이를 기준으로 그림 12를 정지토압 관점으로 표현하면 그림 13과 같다. 이 그림에서 보여주듯이, 가을에서 겨울로 접어들면서 상부구조물은 수축하는 거동을 보였고, 봄에서 여름으로 접어들면서 상부구조물이 신장하는 거동을 보였다.

그림 11과 그림 13에서 도시된 교대변위와 토압과의 관계를 고려해 보면, 교대변위가 없는 상태를 정지토압(p_0)상태로 볼 수 있고, 이는 3월(봄)과 10월(가을)으로 볼 수 있다. 봄에서 여름으로 계절 변화시, 토압과 변위가 전체적으로 증가하는 양상을 보였는데, 이는 교대가 배면쪽으로 기울어지는 수동거동을 보였다. 이는 대기 온도 상승에 의한 상부구조물의 신장 때문이었다. 여름이 지나 가을로의 계절변화에서는 토압과 변위가 감소

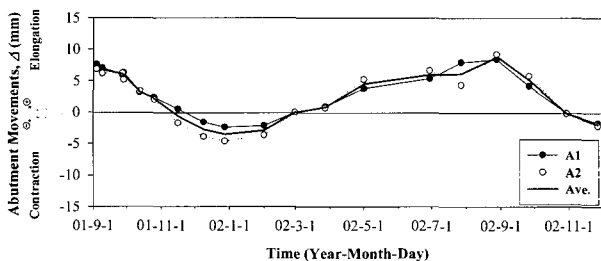
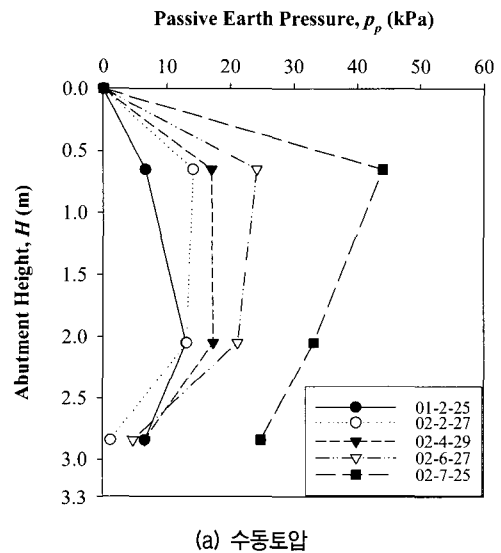


그림 13. 정지토압 관점으로 표현한 일체식 교량의 변위 거동

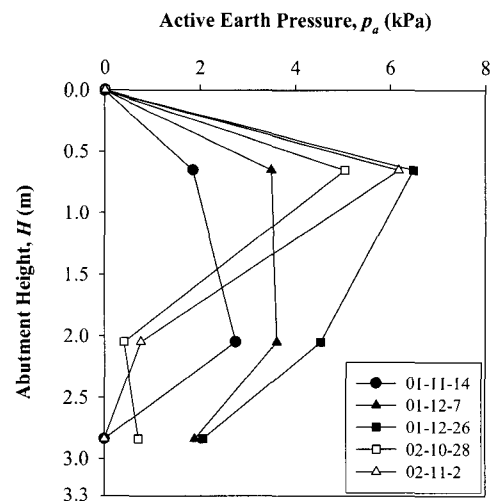
하여 정지토압 상태로 복귀하였다. 그리고 가을에서 겨울철의 일체식 교대는 교각쪽으로 이동하는 주동토압을 발생하였는데, 이는 대기온도 강하에 의한 상부구조물의 수축 때문이었다.

6.4 토압분포

시험교량의 교대배면에 작용하는 토압분포는 교대높이에 따라 그림 14와 같이 도시하였다. 이 그림에 의하면, 수동토압과 주동토압의 분포형상은 고전적인 삼각형의 토압분포를 보이지 않고 제형의 분포를 보였다. 그리고 최대수동토압(2002.7.25)과 최대주동토압(2001.12.26)의 발생위치는 동일한 위치에서 $0.82H(2.7m)$ 이었다. 여기서 H 는 교대배면 높이(3.3m)이다. 그리고 이들의 토압



(a) 수동토압



(b) 주동토압

그림 14. 일체식 교대의 토압분포

크기와 교대변위(Δ)는 각각 44kPa와 +8.8mm, 6.5kPa와 -3.5mm로 나타났고, 최대수동토압은 최대주동토압보다 약 6.8배 크게 나타났다. 여기서 정(+)의 부호는 시험교량의 신장거동을, 부(-)의 부호는 수축거동을 의미한다.

이는 그림 7과 같이, 교대의 교좌장치가 없는 일체식 교대의 상부에 위치한 상부거더의 수평변위가 교대 하부보다 상대적으로 크게 발생하였기 때문으로 판단된다. 또한 미소하나마 교대배면 상부에 브라켓과 교대배면 상하부의 토압경감층의 폭 차이도 영향이 있을 것으로 판단된다.

위에서 제시된 각각의 수동과 주동변위를 교대높이에 대한 상대변위(Δ/H)로 표현하면 각각 +0.0024과 -0.0011으로 표현된다. 그리고 최대수동토압과 최대주동토압인 44kPa과 6.5kPa을 아래의 식 (5)를 사용하여 최대수동토압계수와 최대주동토압계수로 각각 나타내면 4.8과 0.7이었다. 이러한 토압계의 위치별 토압계수와 상대변위에 대한 관계를 도시하면 그림 15와 같다.

$$K_i = \frac{p_{EPi}}{\gamma z_i} \quad (5)$$

여기서 γ 는 SB-3의 단위중량인 15.3kN/m³이고, z_i 는 교대상단으로부터 각 토압작용점까지의 거리이다.

그림 15에 각 지점별 수동토압의 회귀분석 결과에 의하면, 초기에는 상대변위가 토압계수보다 상대적으로 크게 증가하는 양상을 보이다가, 상대변위가 0.0015~0.002부터는 토압계수가 상대변위에 비해 급격하게 증가하였다. 이러한 수동측 토압계수와 변위의 관계에 의하면, 수동측 토압은 아직 소성상태의 수동토압까지 도달하지 않은 것으로 나타난다. 그리고 본 일체식 교대

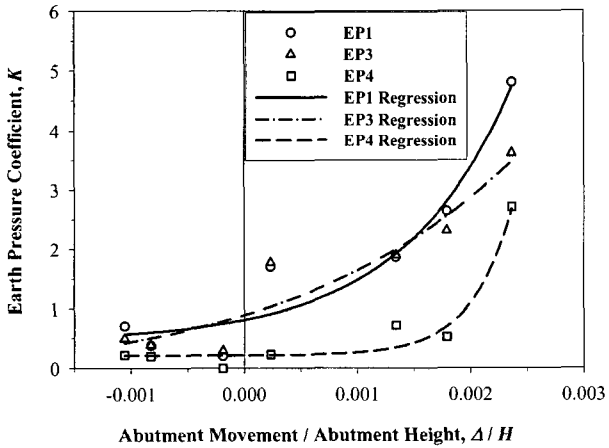


그림 15. 토압계수와 상대변위 관계

교량에서 발생한 교대의 최대 수동측 변위량(8.8mm)으로는 소성상태의 수동토압까지는 도달시키지 못하였다.

한편, 그림 15에 각 지점별 주동토압의 회귀분석 결과에 의하면, EP4의 경우는 소성상태의 거동을 나타낸다. 반면에 EP1과 EP3에서의 주동측 토압은 소성상태까지 도달하지는 않았지만 이에 근접한 거동을 보여주고 있다. 그러므로, 본 일체식 교대 교량에서 발생한 전체적인 주동토압의 거동은 완전한 소성상태를 보여주지 않지만, 소성상태에 가까운 거동을 하는 것으로 판단된다.

7. 토압분포 제안

7.1 설계토압식과 비교

장기계측에서 구한 최대수동토압 분포와 앞서 서술한 일체식 교대의 설계수동토압식과 비교한 결과는 그림 16에 나타내었다. 이 그림에 사용한 물성치는 교대배면의 토압경감층 재료로 쓰인 SB-3을 대형직접전단시험으로 얻은 내부마찰각, $\phi=53.1^\circ$ 를 사용하였다. 그리고 일체식 교대의 주동토압은 여기에서는 고려하지 않았다.

상기 그림에 의하면, 설계토압식에서 구한 토압크기는 깊이가 깊어짐에 따라 증가하였다. 하지만 실측한 토압크기는 교대배면의 상부에서 최대점이 보이다가 깊이가 깊어짐에 따라 감소하는 경향을 나타내고 있다. 이러한 토압 분포와 형상 차이는 전술한 바와 같이, 교대

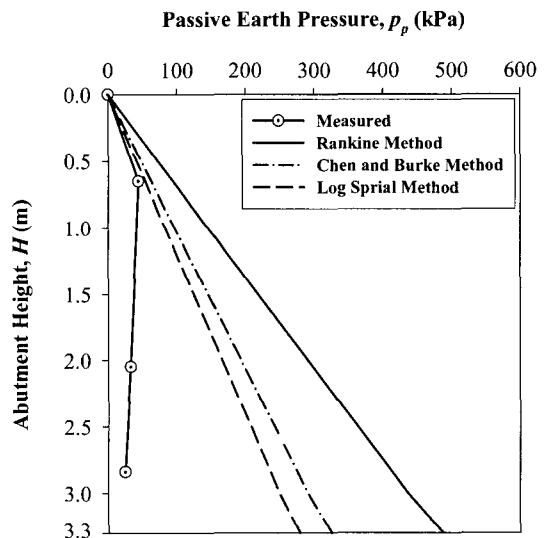


그림 16. 기존 수동토압식과 실측한 토압분포와의 비교

배면의 단면형상과 난쟁이 교대의 수평이동 양상에 의한 것으로 판단된다.

7.2 수동토압 분포 제안

시험교량의 장기계측으로 얻은 상부 돌출형 일체식 교량 교대의 수동토압 분포와 크기는 그림 17과 같다. 이 그림에 적합한 토압식을 알아보기 위하여, 식(1)의 Rankine 수동토압식을 이용하여 그림 17(b)와 같은 도해적 방법을 제시하였다.

(단계 1) 교대배면 상단을 기준으로 교대높이, $0.19H$ (점 ①)에 작용하는 수동토압 크기는 식 (1)의 수동토압계수, K_p 에 0.47 의 감쇄계수를 적용시킨 값이고, 그 식은 아래와 같다.

$$p_p(\text{Point1}) = \gamma (0.19H) (0.47 K_p) = \gamma (0.19H) \left[0.47 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (6)$$

여기서, H 는 교대배면 높이이고, ϕ 는 대형직접전단시험

으로 구한 교대배면의 토압경감층 재료(SB-3)의 내부마찰각이다.

(단계 2) 교대배면 높이, $0.85H$ (점 ②)에 작용하는 수동토압 크기는 식 (1)의 수동토압계수, K_p 에 0.06 의 감쇄계수를 적용시킨 값이고, 그 식은 아래와 같다.

$$p_p(\text{Point2}) = \gamma (0.85H) (0.06 K_p) = \gamma (0.85H) \left[0.06 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (7)$$

(단계 3) 점 ①과 점 ①를, 점 ①과 점 ②를 각각 연결하고, 점 ②에서 교대저면까지는 점 ①과 점 ②를 연결한 직선을 뒤로 연장해서 교대저면과 교차하는 점 ③을 구한다.

그림 17(b)와 같이, 도해적 방법으로 제안된 주동토압 분포는 실측값과 아주 비슷하였다.

7.3 주동토압 분포 제안

시험교량의 장기계측으로 얻은 상부 돌출형 일체식 교량 교대의 주동토압 분포와 크기는 그림 18과 같다. 이 그림과 일치하는 도해적 방법은 다음과 같이 제안한다. 이 방법은 전술한 도해적 방법과 매우 유사하다.

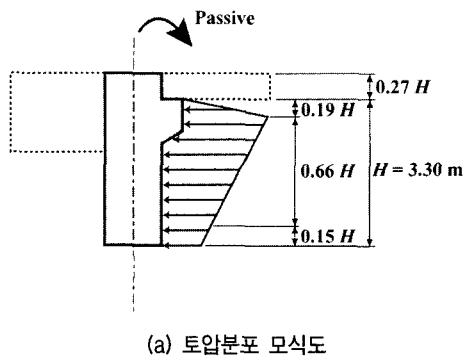
(단계 1) 교대배면 상단을 기준으로 교대높이, $0.19H$ (점 ①)에 작용하는 주동토압은 식 (2)의 주동토압계수, K_a 에 5.53 의 계수를 적용시킨 값이고, 그 식은 아래와 같다.

$$p_a(\text{Point1}) = \gamma (0.19H) (5.53 K_p) = \gamma (0.19H) \left[5.53 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (8)$$

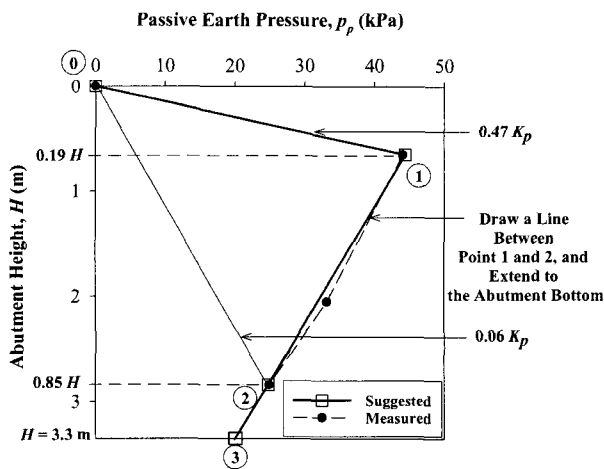
(단계 2) 교대배면 높이, $0.85H$ (점 ②)에 작용하는 주동토압 크기는 식 (2)의 수동토압계수, K_a 에 0.5 의 감쇄계수를 적용시킨 값이고, 그 식은 아래와 같다.

$$p_a(\text{Point2}) = \gamma (0.85H) (0.50 K_a) = \gamma (0.85H) \left[0.50 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (9)$$

(단계 3) 점 ①과 점 ①를, 점 ①과 점 ②를 각각 연결하고, 점 ②에서 교대저면까지는 점 ①과 점 ②를 연결한 직선을 뒤로 연장해서 교대저면과 교차하는 점 ③을 구한다.

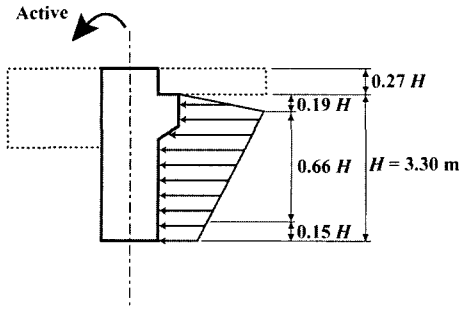


(a) 토압분포 모식도

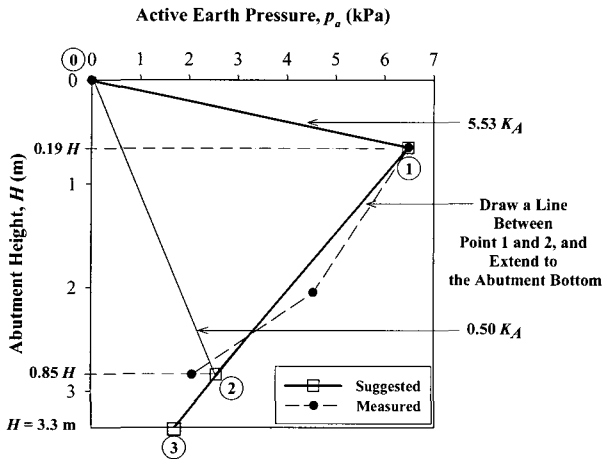


(b) 토압분포 상세도

그림 17. 일체식 교대의 수동토압분포



(a) 토압분포 모식도



(b) 토압분포 상세도

그림 18. 일체식 교대의 주동토압분포

그림 18(b)과 같이, 제안한 도해적 방법으로 구한 주동토압 분포는 실측치와 아주 비슷하였다.

8. 결론

계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 일체식 교대 교량의 토압거동을 알아보기 위하여 장기계측을 한 결과는 다음과 같다.

- (1) 일체식 교대 교량에서 교대높이에 대한 최대 평균 신장량의 비는 0.0024로 여름철에 발생하였으며, 교대높이에 대한 최대 평균 수축량은 0.0011로 겨울철에 발생하였다. 그리고 교대높이에 대한 총 신축량은 0.0038이었다.
- (2) 실측한 최대수동토압계수는 4.8으로서 교대배면 저면으로부터 0.82H에서 작용하였다. 그리고 최대주

- 동토압계수는 0.7으로서 최대수동토압과 동일한 지점인 0.82H위치에서 작용하였고, 최대수동토압계수는 최대주동토압계수보다 약 6.8배 크게 나타났다.
- (3) 시험교량의 교대 토압분포는 교대 상부에 토압이 최대로 작용하는 제형이었다. 이 분포는 기존 설계 토압식과는 상이한데, 이는 교대배면의 단면형상과 난쟁이 교대의 수평이동 양상에 의한 것으로 판단된다.
 - (4) 상부 돌출형 일체식 교량 교대의 수동토압과 주동토압의 분포를 도해적 방법으로 제안하였다.

참고 문헌

1. Arsoy, S. (2000), *Experimental and analytical investigations of piles and abutments of integral bridges*, PhD Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University.
2. Burke Jr., M.P. (1993), "The design of integral concrete bridges", *Concrete International*, Vol.15, June, pp.37-42.
3. Chen, Y. (1997), "Important considerations, guidelines, and practical details of integral bridges", *Journal of Engineering Technology*, Vol.14, Spring 1997, pp.16-19.
4. Duncan, J.M. and Mokwa, R.L. (2001), "Passive earth pressures: theories and tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.127(3), pp.248-257.
5. England, G.L., Tsang, C.M., and Bush, D. (2000), *Integral Bridge - a fundamental approach to the time-temperature dependence problem*, Thomas Telford, UK. ISBN 0-7277-2845-8.
6. Rowe, P.W. (1954), "A stress-strain theory for cohesionless soil with applications to earth pressure at rest and moving walls", *Geotechnique*, The institution of Civil Engineers, London, Vol.4, No.2, pp.70-88.
7. Sherif, M.A., Ishibashi, I., and Lee, C.D. (1982), "Earth pressures against rigid retaining walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.5, May, pp.679-695.
8. Terzaghi, K. (1938), "A fundamental fallacy in earth pressure calculations", *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, Boston Society of Civil Engineers, Vol.23, No.2, pp.71-88.
9. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice*, 3rd ed. John Wiley and Sons, New York.
10. Thomson, Jr.T.A. and Lutenegeger, A.J. (1998), "Passive Earth Pressure Tests on Integral Bridge Abutment", *Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp.733-739.
11. 김팔규, 김영수, 김용진, 김용필, 김형주, 박종관, 박종현, 석중수, 송용신, 임문수, 이승, 이충래, 임충모, 정성관, 정진섭, 조재윤, 채영수 (1993), *최신토질역학상론*, 동아출판사.
12. 한국도로공사 (2004), *고속도로전문시방서*, 한국도로공사.

(접수일자 2006. 8. 30, 심사완료일 2007. 3. 2)