

1 검토 배경

성토부 교대의 지속적 수평변위 발생으로 신축이음, 교대구체, 받침 손상 등 구조물 안전성을 저해함에 따라 수평변위 영향 인자 검토를 통하여 수평변위 최소화 방안을 강구하고자 함.

교대 수평변위 발생 시 손상 유형



- 중부선 판암철교 : 고정단 받침 앵커볼트 파단, 파라펫 파손 등
- 청원상주선 금산교 : 바닥판 유간부족, 파라펫 균열 등
- 익산포항선 포항C1,2교 : 교대 및 교각변위(최대 410mm), 신축이음협착 등

※ 쌓기부 교대변위 저감방안 수립 감사지적(감사실, 2011. 7)

2 추진경위 및 관련기준

① 추진경위

□ 교대 수평변위 발생교량 관리방안 (구조물처-2416, 2012.11)

- 일반 성토구간 교대설계 시 성토체 변형의 영향 반영
- 고성토 구간 교대설치 지양 및 성토부 안정화 공법 적극 적용
- 3D 레이저 스캔을 활용한 교대 및 주변 성토부 초기치 확보 (15m 이상 고성토 구간, 앞성토 없는 직벽형 교대)

□ 쌓기부 교대변위 저감방안 수립 감사지적 (감사실, 2011.7)

- 말뚝변위 허용(15mm)으로 교대높이가 높을수록 신축이음부에서 수평변위 증가하여 신축이음, 교대구체, 받침 파손 발생하므로 대책 요구

□ 교대 수평변위 원인과 대책방안 연구 (도로교통연구원, 2013)

- 교대 수평변위는 앞성토 폭 및 높이, 말뚝길이 등과는 상관관계 미미
- 성토·교대높이가 증가할수록 수평변위 발생빈도 및 발생량 많음
- 성토체의 Creep, 시공 및 품질관리 영향으로 수평변위 발생

성토체 Creep

토사 또는 자갈로 된 성토체가 장기간의 관측 이외에는 감지할 수 없을 만큼 느린 속도로 하향 이동하는 현상으로써 흙 입자의 재배열에 의하여 발생함

② 관련기준

□ 말뚝의 허용 수평변위량

구분		말뚝 허용 수평변위량	비고
국내	도로교 설계기준(2012)	- 38mm 이내 (AASHTO 기준 준용)	2008년 기준 : 15mm
	구조물기초 설계기준(2009)	- 15mm 이내	
	도로설계요령(2009)	- 말뚝지름의 1%, 15mm 중 큰 값	
국외	AASHTO (2002, 2012)	- 38mm 이내	
	Canadian Foundation Engineering Manual (2006)	- 말뚝지름의 1% 이내	

□ 교대의 기하형상 기준

- 일본 도로설계요령 (국토교통성) : 교대 수평변위 예방을 위하여 최대 성토높이를 30m, 최대 교대높이를 7m로 제한
- 도로설계요령 : 교대 성토체 자중압밀을 위한 Preloading 시행
- 교대 수평변위 원인과 대책방안 연구 (도로교통연구원)
성토높이 및 교대높이가 큰 경우가 수평변위의 발생 가능성이 높고, 특히 교대높이가 7m 이상에서 수평변위 발생빈도가 높음

교대의 기하형상

교대의 성토높이(원지반~노면까지 높이), 교대높이(교대저면~노면까지 높이) 등 교대 설계 시 고려해야할 형상을 의미

□ 지반변형계수(E_0) 적용기준

○ 미 해군시설 설계 매뉴얼 (NAVal FACility Design Manual)

흙의 종류	E_0 (Kpa)	비 고
실트, 모래질 실트	$400 \times N$ 값	
가는~중간모래	$700 \times N$ 값	
굵은 모래	$1,000 \times N$ 값	
모래질 자갈, 자갈	$1,200 \times N$ 값	

○ 도로교 설계기준(2008) : $2,800 \times N$ 값 적용

지반변형계수(E_0)

지반에 단위면적당 하중이 작용했을 때 일정 길이에서 발생하는 변위의 관계곡선에 나타나는 기울기로써 지반이 단단하면 변형계수는 증가함

구조물공

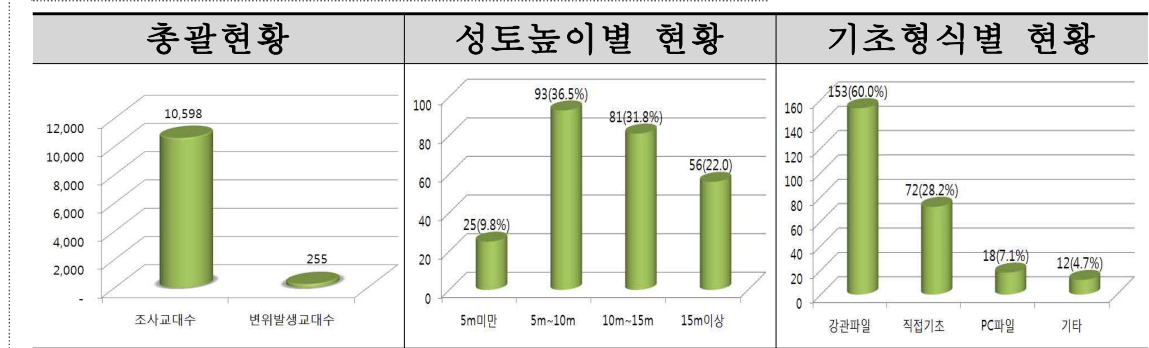
3 실태분석

① 교대 수평변위 발생 실태

□ 구조물처 조사결과 (공용중 교량, 2012)

- 성토부 교대 수평변위로 인하여 신축이음 또는 바닥판 유간 협착 등의 손상이 발생한 경우는 2.4%(라멘교 제외)로 조사됨
- 성토고가 높을수록 직접기초와 비교 시 말뚝기초의 수평변위발생 빈도가 높게 나타남

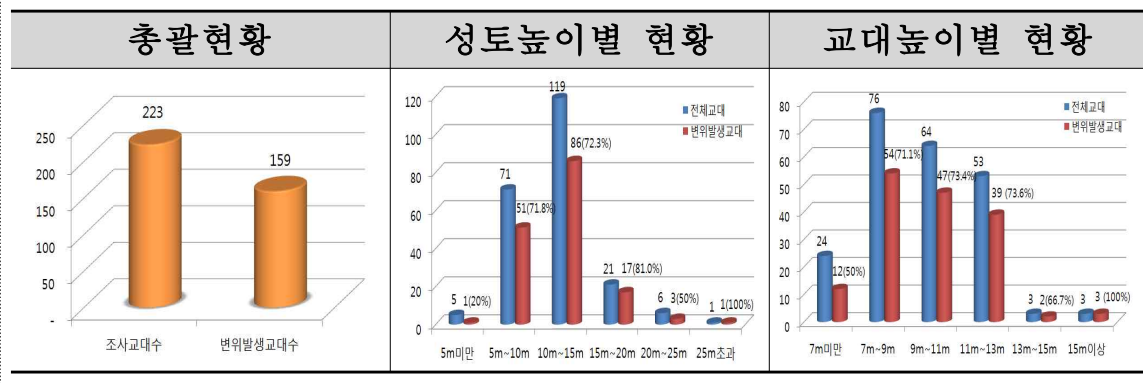
성토부 교대 변위발생으로 인한 손상발생 현황



□ 도로교통연구원 조사결과 (공용중 교량, 2013)

- 성토부 교대 수평변위가 발생되어 손상요인이 내재된 경우가 71.3%로 매우 높게 나타남
- 성토높이 및 교대높이(7m 이상)가 높을수록 수평변위 발생빈도가 높게 나타나는 경향을 보임

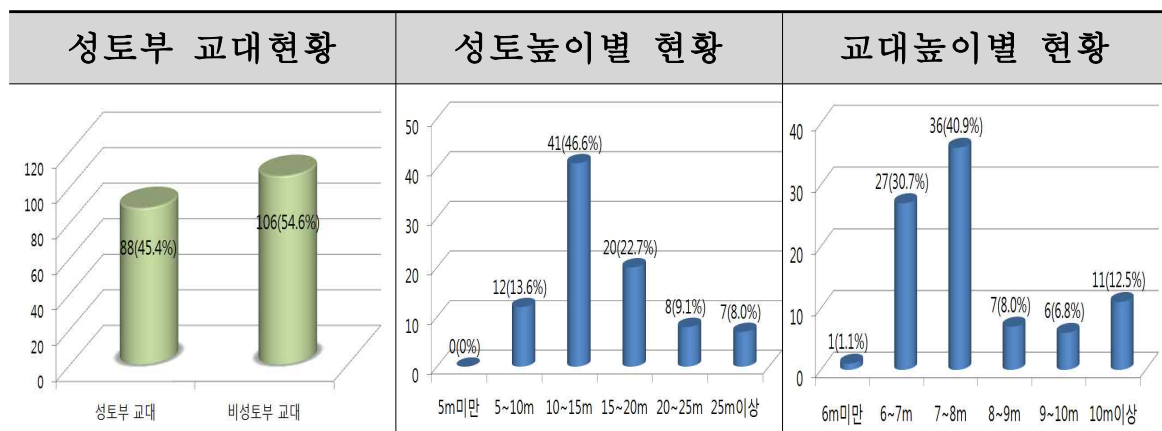
성토부 교대 변위발생으로 인한 손상내재 현황



② 설계실태 (함양~창녕구간)

□ 성토부 교대 설계현황

- 성토부 교대가 전체 45.5%를 차지, 성토높이는 10m 이상이 86.4%, 교대높이는 7m 이상이 68.2%를 차지
- 성토높이는 10~15m(46.6%)가 가장 많으며, 교대높이는 7~8m(40.9%)가 가장 많이 설계됨



□ 성토부 교대 수평변위 관련 설계 적용현황

구 분	설 계 적 용 현 황													
교대 기하형상	- 교량연장, 하부조건 등에 맞춰 성토 및 교대높이 설계													
수 평 변 위 량	- 말뚝 허용변위량 15mm 이내 ※ 성토체 시간 의존적 거동(Creep) 미 반영													
지반변형계수 (E ₀)	<table><tr><th colspan="2">구 분</th><th>N치</th><th>지반변형계수(E₀)</th></tr><tr><td rowspan="2">범위</td><td>최소</td><td>10</td><td>700×N값</td></tr><tr><td>최대</td><td>15</td><td>1,200×N값</td></tr></table>			구 분		N치	지반변형계수(E ₀)	범위	최소	10	700×N값	최대	15	1,200×N값
구 분		N치	지반변형계수(E ₀)											
범위	최소	10	700×N값											
	최대	15	1,200×N값											
설계내역 반영	- 교대하부까지 성토→말뚝→교대→뒤채움 ※ 프리로딩 미 반영 - 매입말뚝 주변고정액 반영 - 수직 동재하시험, Restrike 시험 반영 ※ 수평재하시험, 계측비용 미 반영													

4 문제점

□ 성토부 교대의 수평변위를 감안한 설계 검토 미흡

- 성토높이, 교대높이가 증가함에 따라 교대 수평변위가 증가하나 교량연장, 하부조건 등에 맞춰 성토높이 및 교대높이 설계

※ 함양~창녕구간 성토높이 20m 이상 교대 : 15개소(17%)
교대높이 7m 이상 교대 : 60개소(58.7%)

□ 교대 성토체의 시간의존적 거동(Creep) 발생

- 공용 중 교량 조사결과 (탄성해석)18mm → (실제)100mm 발생
- 탄성해석 변위량 외에 성토체의 Creep 등에 의해 추가로 변위가 발생함

※ 콘크리트에서도 크리프 계수(크리프변형/탄성변형)를 2.0 적용

- 국내 성토체에 맞는 지반변형계수(E_0) 산정방법 부재
 - 지반변형계수(E_0)가 변위량 산정 시 큰 영향을 미침
 - 동일노선의 유사한 흙임에도 설계자별로 미 해군시설 설계 때 뉴얼에 의거 지반변형계수를 $700 \times N_{값} \sim 1,200 \times N_{값}$ 으로 다양하게 적용
- 교대 수평변위 최소화를 위한 시공 및 품질관리방안 설계 미고려
 - 매입말뚝 주면고정액의 일수현상으로 말뚝상부에 공동발생
 - 교대 성토체 다짐에 관한 수평저항능력 검증단계 부재
 - 시공 중 교대 수평변위 모니터링 및 초기치 확보 미흡

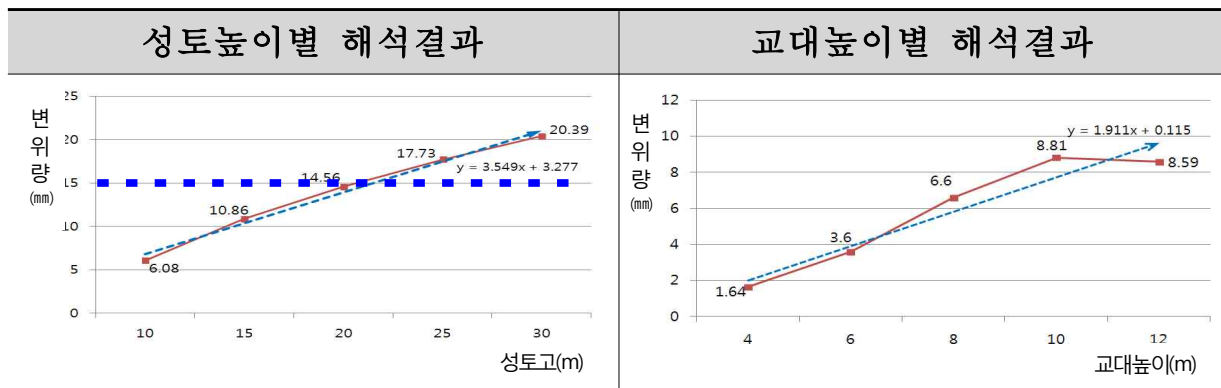
5 성토부 교대 수평변위 영향인자 검토

교대 수평변위 영향인자

- ① 교대 기하형상(성토높이, 교대높이) ② 성토체 시간의존적 거동(Creep)
- ③ 지반변형계수(E_0) ④ 시공 및 품질관리

1 교대 기하형상

- 성토높이, 교대높이별 수평변위 발생량 검토 (수치해석)



□ 검토결과

- 공용교량 조사 및 수치해석 결과 성토높이, 교대높이 증가에 따라 수평변위 발생빈도 및 발생량 증가
- 특히, 성토높이 약 22m 이상에서 허용 수평변위량 15mm를 초과하며, 교대높이 7m 이상에서 변위량 급증

② 성토체의 시간의존적 거동(Creep)

□ 탄성해석 변위량과 Creep 변위량 검토(도교원 연구보고서, 2013)

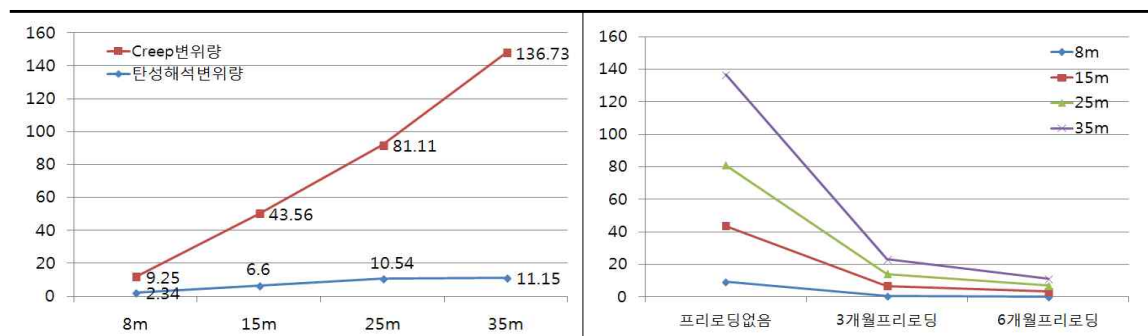
성토고	탄성해석 변위량(mm) (①)	Creep 변위량 (수치해석, ABAQUS)					
		프리로딩 없음*		3개월 프리로딩**		6개월 프리로딩**	
		변위량(mm) (②)	비 (②/①)	변위량(mm) (③)	비 (③/①)	변위량(mm) (④)	비 (④/①)
8m	2.34	9.25	3.95	0.33	0.14	0.14	0.059
15m	6.60	43.56	6.60	6.39	0.97	3.10	0.47
25m	10.54	81.11	7.69	14.13	1.34	6.88	0.65
35m	11.15	136.73	12.26	23.27	2.09	11.12	1.00

* 교대하부까지 성토→말뚝→교대→뒤채움 시공

**노체까지 성토→프리로딩(3 or 6개월)→터파기→말뚝→교대→뒤채움 시공

□ 검토결과

- 성토높이별로 해석 변위량과 프리로딩이 없을 경우의 Creep 변위량이 4~12배 차이 발생
- 성토 후 프리로딩 여부 및 기간에 따라 Creep 변위량이 큰 변화를 보이며, 특히 3개월 프리로딩 시 급격히 감소

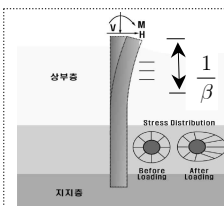


③ 지반변형계수(E_0)

□ 지반변형계수(E_0)가 말뚝설계에 미치는 영향 검토

○ 지반변형계수(E_0)와 휨모멘트, 수평변위량과의 관계

지반변형계수(E_0)	수평지반반력계수(kh)	말뚝특성치(β)	말뚝특성장* ($1/\beta$)	휨모멘트(말뚝 수)	수평변위량
700N~1,200N	$\frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$	$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	특성치의 역수		
小	小	小	大	大	大
大	大	大	小	小	小



* 말뚝 특성장(m)

수평지반력에 관여하는 지반의 깊이로써 특성장이 커지면 휨모멘트 및 수평변위량이 크게 산출되며, 작아지면 휨모멘트 및 수평변위량이 과소하게 산출됨

○ 지반변형계수(E_0) 변화에 따른 말뚝 수 및 변위량 산정

구 분	700×N값	1,000×N값	1,200×N값
말 뚝 배 열	1열 8본	1열 7본	1열 7본
	2열 7본	2열 7본	2열 7본
	3열 7본	3열 7본	3열 6본
	총 22 본	총 21 본	총 20 본
지반변형계수(E_0)	10,500kN/m ²	15,000kN/m ²	18,000kN/m ²
수평 변위량(mm)	12.911	10.069	9.091

※ 검토조건 : 교대 H=8.0m, 기초 B=12.14m, L=4.9m, 말뚝:Φ=508,12T, L=12.1m

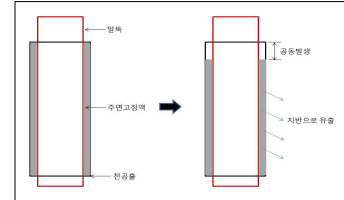
□ 검토결과

- 지반변형계수의 증감에 따라 말뚝에 작용하는 휨모멘트 및 수평변위량에 큰 영향을 미침
- 지반변형계수를 700×N값 적용 시 말뚝개소 수 및 수평변위량이 증가하고, 1,200×N값 적용 시는 모두 감소함

④ 시공 및 품질관리

□ 매입말뚝 주변고정액 검토

- 매입말뚝 시공 시 주변고정액의 일수현상으로 인한 말뚝상부 공동발생 등으로 수평저항능력 저하



- 고속도로공사 전문시방서(2012) 주변고정액 주입 기준

3.5 매입말뚝 시공

주변고정액의 주입량은 일수현상 등의 지반조건을 고려하여 감독원이 시험을 통하여 결정하여야 한다. 시험시공이 불가능한 경우에는 말뚝 주변공간의 2~3배 정도로 주입량을 산정하여 확대기초 저면까지 2~3회에 걸쳐 주입한다.

구조물공

□ 성토체 다짐이 수평변위에 미치는 영향 검토

- 성토체 다짐과 지반변형계수, 변형율과의 관계

다짐도	지반변형계수 (E_0 , kPa)	수평지반반력계수 (k_h , kN/m ³)	변형율 (%)
85%	75,000	82,350	0.5
73%	41,700 (감 44.4%)	51,850 (감 37.0%)	0.9 (증 80.0%)

※ 서울대학교(2014)와 meyer & resse(1979)의 연구결과

- 성토체 다짐미흡 시 지반변형계수의 저하로 수평 지반반력계수 감소 및 변형율 증가
- 삼축압축시험 결과 다짐도 12% 감소 시 성토체 변형율은 80% 증가함에 성토체 다짐관리 필요

□ 시공 중 교대변위 모니터링 검토

- 교대 시공단계별 체계적인 수평변위 데이터 관리 부족으로 시공 중 변위 발생 시 대처 미흡
- 구조물 초기치 확보 미흡으로 하자관리 곤란 등 유지관리 어려움

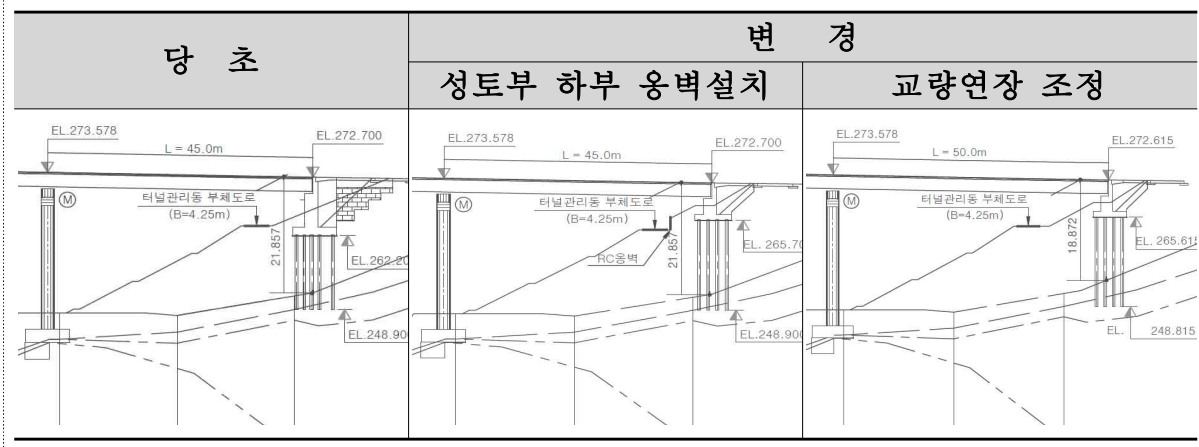
6 개선 방안

- ◆ 교대 기하형상 제한
- ◆ 성토체 시간의존적 거동(Creep) 반영
- ◆ 지반변형계수(E_0) 적용개선
- ◆ 시공 및 품질관리 설계 반영

1 교대 기하형상(성토높이, 교대높이) 제한

- 교대 기하형상을 수평변위 발생빈도 및 발생량을 고려하여 성토높이 20m 이하, 교대높이 7m 이하로 설계
- 부득이 성토높이 20m, 교대높이 7m를 초과할 경우 수치해석 등 정밀검토를 통하여 EPS블럭 등 교대 수평변위 대책 강구

성토높이, 교대높이 조정 예시



2 성토체의 시간의존적 거동(Creep) 반영

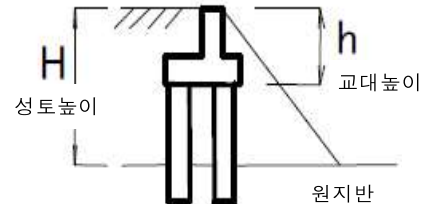
- 교대 성토체 Creep 변위량 설계적용
 - 교대 성토체 Creep 변위를 신축이음 규격, 바닥판 유간 및 받침용량 검토 시 여유량에 포함
- ※ Creep 변위량 설계 적용에 따른 말뚝의 내력 확인필요 (별첨참조)

- Creep 변위량 산정은 도교원 연구결과에 의거 성토높이에 따라 Creep 계수를 활용하여 산정

$$\text{Creep 변위량} = (\text{탄성해석 변위량}) \times \text{Creep 계수}^*$$

* 성토높이에 따른 Creep 계수 (탄성해석변위량 / 3개월 프리로딩시 Creep변위량)

성토높이	Creep 계수
10m 미만	0.5
10m이상 ~ 15m 미만	1.0
15m이상 ~ 25m 미만	1.5
25m 이상	2.0



- 확장공사 등 공정관리 상 3개월 이상 프리로딩이 곤란한 경우 교대 수평변위 원인과 대책방안 연구(도교원, 2013)를 참조하여 Creep 계수(탄성해석변위량/프리로딩 없는 경우 Creep 변위량) 변경 적용

구조물공

□ 성토부 교대 노체까지 성토 후 프리로딩

- 성토 후 3개월 프리로딩 시 평균 86.8%, 6개월 프리로딩 시 평균 93.4% Creep 변위량 감소
- 성토부 교대 시공방법 변경

노체까지 성토→프리로딩(3개월 이상)→터파기→말뚝→교대→뒤채움

최종 시공면	최종 시공면	최종 시공면
상부노체 및 앞성토 시공 하부노체 시공	상부노체 및 앞성토 시공 하부노체 시공	상부노체 교대저면까지 터파기 하부노체
노체까지 성토	프리로딩(3개월 이상)	터파기
최종 시공면 상부노체 하부노체 말뚝 및 교대시공	최종 시공면 상부노체 및 앞성토, 노상 포장 시공 하부노체 뒤채움 및 앞성토, 노상 포장 시공	최종 시공면 상부구조물 시공 뒤채움 및 앞성토, 노상 포장 시공
말뚝 및 교대시공	뒤채움, 포장시공	상부공 시공

③ 지반변형계수(E_0) 적용 개선

□ 지반변형계수(E_0) 700×N값 잠정 적용

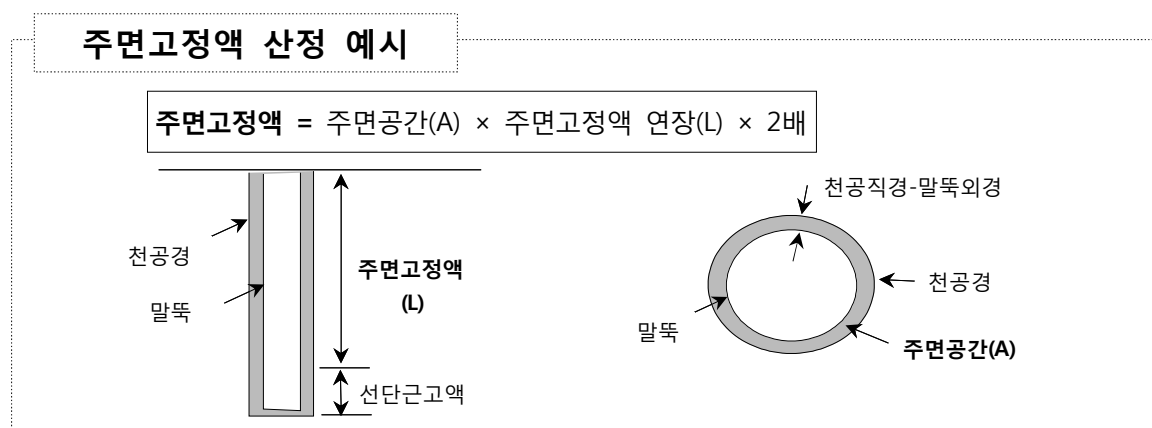
- 지반변형계수를 과대(1,200×N값)하게 적용 시 말뚝본수는 감소하나 수평변위량 과소 평가
- 따라서, 국내 성토체 특성에 맞는 지반변형계수 산정방법 개발 시까지 미 해군시설 설계 매뉴얼의 700×N값 잠정 적용

□ 국내 고속도로 교대 성토체 특성에 맞는 지반변형계수(E_0) 산정방법 연구 추진 (도로교통연구원 협조)

④ 시공 및 품질관리 설계 반영

□ 매입말뚝 주면고정액 일수현상 보완방안 설계 반영

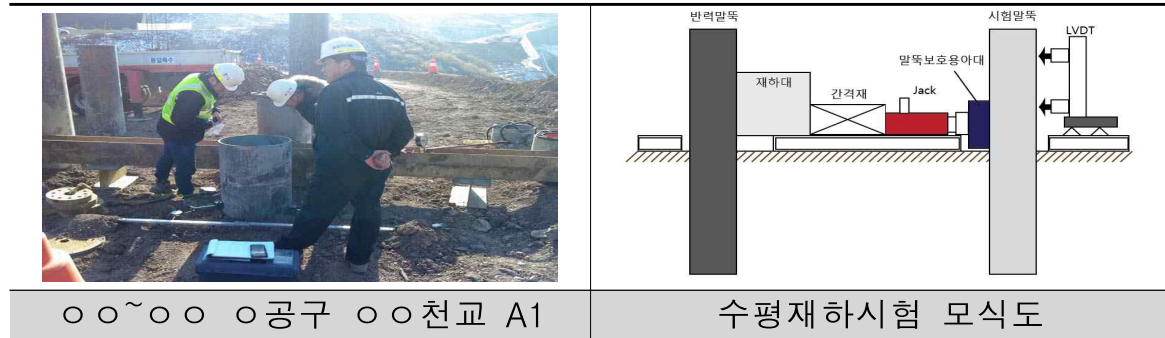
- 말뚝상부 공동 예방을 위하여 말뚝 주면공간의 2배 주면고정액 적용



□ 말뚝 수평재하시험 설계적용

- 성토부 말뚝의 수평저항능력 확인을 위하여 성토높이 20m 이상 교대 적용 (1회/교대)
- 교량별 말뚝 수평재하시험 자료는 건설공사 최종 준공도서에 포함하여 유지관리부서로 이관

○ 수평재하시험 사진 및 모식도



□ 시공 중 성토부 교대 수평변위 모니터링 반영

- 성토부 교대 수평변위 데이터의 체계적 관리를 위하여 모든 성토부 교대 적용 (광파기 활용 측량)
- 모니터링 모식도 및 시기



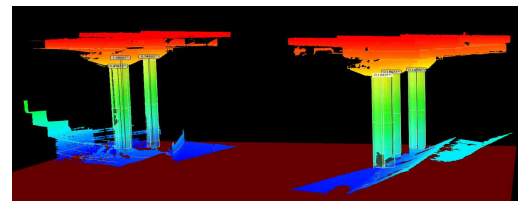
- 교량별 수평변위 모니터링 자료는 건설공사 최종 준공도서에 포함하여 유지관리부서로 이관

□ 교대 초기치 확보를 위한 3D 레이저 스캔 설계 적용

- 구조물 초기치 확보를 위하여 교대 수평변위 발생교량 관리방안 (구조물처-2416, 2012)에 의거 성토높이 15m이상 또는 직벽형 교대 말뚝기초 적용

3D 레이저 스캔

빛의 속도로 발산되는 레이저 파장에 부딪히는 물체에 대한 메아리 신호 (Echo Signals)를 실시간으로 디지털화시키는 기법으로 3차원 데이터 획득



- 교량별 3D 레이저 스캔자료는 건설공사 최종 준공도서에 포함하여 유지관리부서로 이관

7 적용방안

- ☐ 설계중인 노선 : 본 기준 적용 (함양~창녕구간은 보완설계 시 적용)
- ☐ 공사중인 노선 : 공사주관(시행)부서에서 적용여부 판단

- 별 첨 1. 교대 수평변위 관련 기준
2. 교대 수평변위 발생 조사 현황
 3. 함양~창녕구간 세부 설계현황
 4. 탄성해석 변위량 산정방법
 5. 성토부 교대 설계 흐름도
 6. Creep 변위량 적용시 공사비 현황
 7. 수평재하시험 결과보고서 예시
 8. 3D 레이저 스캔 개념 및 견적서

① 도로교 설계기준

□ (2008, 해설) 허용 수평변위량 : 말뚝지름의 1%

- D=1,500mm 이하 말뚝은 이제까지 실적을 고려 15mm 적용
- 편토압이 작용하는 경우 말뚝지름과 관계없이 15mm 적용
- p-y 해석(지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성 고려) 등 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝본체에 구조적 결함이 발생하지 않고 상부 구조물에 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용

□ (2012, 한계상태설계법) 허용 수평변위량 : 38mm 이하*

* AASHTO LRFD(2012) 규정 준용

교량의 공용성 조사결과 교대 수평변위가 1.5inch 보다 작으면 상부 구조의 중대한 손상없이 견딜수 있는 것으로 나타남

- 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량주행성, 과대변위 발생 시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정
- p-y 해석(지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성 고려) 등 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝본체에 구조적 결함이 발생하지 않고 상부 구조물에 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용

② 구조물 기초 설계기준 (2009)

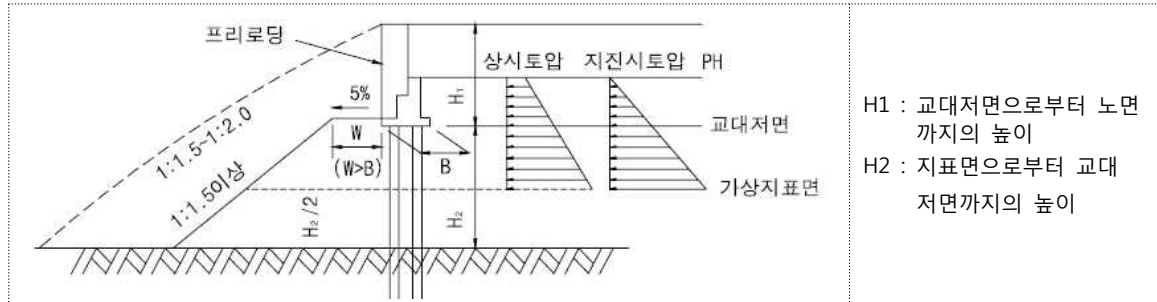
□ 허용수평변위량 : 국외의 경우 주로 38mm 이내, 국내의 경우 기초폭의 1% 이내로 규정

□ 각 기관별, 연구자별 수평변위에 대한 구체적인 크기 또는 규정이 모호하며 대부분 상부구조 및 말뚝부재의 안정성이 확보되는 변위까지로 규정

- 편토압이 작용하는 경우 말뚝지름과 관계없이 15mm 적용

③ 도로설계요령 (2009)

- 허용수평변위량 : 말뚝지름의 1% 또는 15mm 중 큰값 적용
 - D=1,500mm 이하 말뚝은 이제까지 실적을 고려 15mm 적용
- 흙쌓기면 위의 교대에 작용하는 토압계산



- 교대저면과 가상지표면 사이의 토압을 말뚝 폭의 3배(단, 확대기초 폭 이하)에 대하여 작용
- 교대앞면은 기초폭 이상의 여유 반영 및 돌출말뚝으로 계산

④ 해외기준

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Edition(2012)

Horizontal movement criteria should be established at the top of the foundation based on the tolerance of the structure to lateral movement, with consideration of the column length and stiffness.	elevation. Tolerance of the superstructure to lateral movement will depend on bridge seat or joint widths, bearing type(s), structure type, and load distribution effects.
11.5.2—Service Limit States Abutments, piers, and walls shall be investigated for excessive vertical and lateral displacement, and overall stability, at the service limit state. Tolerable vertical and lateral deformation criteria for retaining walls shall be developed based on the function and type of wall, anticipated service life, and consequences of unacceptable movements to the wall and any potentially affected nearby structures, i.e., both structural and aesthetic. Overall stability shall be evaluated using limit equilibrium methods of analysis. The provisions of Articles 10.6.2.2, 10.7.2.2, and 10.8.2.1 shall apply to the investigation of vertical wall movements. For anchored walls, deflections shall be estimated in accordance with the provisions of Article 11.9.3.1. For MSE walls, deflections shall be estimated in accordance with the provisions of Article 11.10.4.	C11.5.2 Vertical wall movements are primarily the result of soil settlement beneath the wall. For gravity and semigravity walls, lateral movement results from a combination of differential vertical settlement between the heel and the toe of the wall and the rotation necessary to develop active earth pressure conditions (see Article C3.11.1). Tolerable total and differential vertical deformations for a particular retaining wall are dependent on the ability of the wall to deflect without causing damage to the wall elements or adjacent structures, or without exhibiting unsightly deformations. Surveys of the performance of bridges indicate that horizontal abutment movements less than 1.5 in. can usually be tolerated by bridge superstructures without significant damage, as reported in Bozozuk (1978); Walkinshaw (1978); Moulton et al. (1985); and Wahls (1990). Earth pressures used in design of abutments should be selected consistent with the requirement that the abutment should not move more than 1.5 in. laterally.

□ AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition(2002)

4.4.7.2.4 Secondary Settlement Secondary settlement of footings on cohesive soil may be estimated using the following: $S_s = C_{ae} H_c \log(t_2/t_1) \quad (4.4.7.2.4-1)$ t_1 is the time when secondary settlement begins (typically at a time equivalent to 90-percent average degree of consolidation), and t_2 is an arbitrary time which could represent the service life of the structure. Values of C_{ae} may be estimated from the results of consolidation testing of	Tolerable movement criteria for horizontal foundations displacement shall be developed considering the potential effects of combined vertical and horizontal movement. Where combined horizontal and vertical displacements are possible, horizontal movements should be limited to 1 inch or less. Where vertical displacements are small, horizontal displacements should be limited to 1½ inch or less (Moulton, et al. 1985). If estimated or actual movements exceed these levels, special analysis and/or measures to limit movements should be considered.
---	--

□ Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition(2006)

18.4 Lateral Capacity of Piles in Soil Vertical piles resist lateral loads or moments by deflecting until the necessary reaction in the surrounding soil is mobilized. The behaviour of the foundation under such loading conditions depends essentially on the stiffness of the pile and the strength of the soil. The horizontal load capacity of vertical piles may be limited in three different ways: • the capacity of the soil may be exceeded, resulting in large horizontal movements of the piles and failure of the foundation; • the bending moments and/or shear may generate excessive bending or shear stresses in the pile material, resulting in structural failure of the piles; or • the deflections of the pile heads may be too large to be compatible with the superstructure. 18.5 Lateral Pile Deflections The response of a pile to lateral loads is highly nonlinear and methods that assume linear behaviour (e.g., theory of subgrade reaction and theory of elasticity) are appropriate only where maximum pile deflections are small (less than 1 % of the pile diameter), where the loading is static (no cycling) and where the pile material is linear (e.g., steel). In most practical applications, one or more of these conditions are not met and methods that can model the pile and soil non-linearity are called for.
--

□ 일본 도로설계요령(국토교통성)

第3章 下部工

3.1 一般

3.1.1 橋台、橋脚に働く荷重の組合せ

橋台・橋脚に働く荷重の組合せは、「道路橋示方書IV下部構造編」による。

3.1.2 橋台および橋脚形式の選定

下部の構造形式は、上部工の構造形式・荷重・地盤条件・施工性・経済性・維持管理・景観・環境との調和を考慮し、総合的に判断して選定しなければならない。なお、1基の下部構造には、異種の基礎形式を併用してはならない。

【解説】

(1) 橋台形式の選定

従来用いられることのあった重力式・半重力式橋台および控え壁式橋台は、近年あまり用いられないためここでは削除する。盛土上の小橋台(盛りこぼし橋台)は、杭基礎を設けるものとする。

一般的な橋台形式選定の目安を下記に示す。(表3.1.1参照)

- 1) 逆T式橋台: 躯体自重が小さく、土の重量で安定を保持するので経済的であり、背面裏込部の施工も容易である。これまで高さ12m程度までの一般的な地盤条件において採用されてきたが、15m程度までは経済的な設計となる場合がある。ただし、高さ12m以上の場合、盛りこぼし部の擁壁の設置を考慮して箱式橋台との経済比較を行う必要がある。
- 2) 箱式橋台: 橋台高さが高い(15m程度以上)場合に採用される。基礎地盤条件が悪く、杭基礎とする場合に箱式橋台中空とすることにより地震時慣性力が小さくなることから、杭基礎の設計が楽になり、経済的な形式となる場合がある。直接基礎の場合は、逆に滑動で不利になるので中空部に土を入れることが多い。ただし、高さ12m~15mの間は土留め擁壁を含んだ逆T式橋台との経済比較を行う必要がある。
- 3) ラーメン式橋台: 橋台位置に交差道路(水防道路)等のある場合で、橋台をラーメン式橋台にして橋台内に交差道路等を通すことが有利な場合に採用する。通常は一方向ラーメン橋台とするが、斜角のある場合でボックスが長くなるときはあかりとりのためや、歩道、車道の分離のため前壁に開口部を設けて二方向ラーメン橋台とすることがある。
- 4) 盛りこぼし橋台: 山岳地域で盛土高の高い区間に橋台を置く場合、橋台は非常に大規模なものになるので、杭基礎で支持された小橋台を設けた方が経済的となる場合がある。しかし、この形式は盛土の物性値により影響を強く受け、フーチング下面より下方の盛土部分において基礎構造に作用する土圧についても未解明な点があるので、この形式を採用する場合には、盛土材料の物性、盛土の施工管理等に十分な検討を行わなければならない。また基礎構造は杭基礎として現地盤中の支持層で確実に支持させるものとし、本要領3.1.8の規定の他、地形、地盤条件を考慮して十分安全性を検討する必要がある。

表3.1.1 橋台形式選定の目安

橋台形式	高 さ (m)			備 考
	10	20	30	
逆 T 式	6 	12 15 		
ラ ー メ ン		15 		
箱 式		12 15 20 		
盛 こ ぼ し	h H 	5 7 		

(2) 橋脚形式の選定

壁式橋脚と柱式橋脚との区別は形状により幅厚比が3:1以上を壁式橋脚と呼ぶことにする。ラーメン式橋脚は、橋脚高が高くなると水平部材の数により、一層、二層の別がある。

橋脚の形式については、道路及び河川等から付帯条件による外的要素から制約を受けることもある。

また、形式の選定にあたっては景観の面からも検討し、立地条件、区間等によって統一する等の配慮も必要である。

インターチェンジやジャンクション等において、その線形の制約により曲線橋を採用する場合は、橋梁に主たる影響を及ぼす地震動の方向を定めることが困難であり、橋脚の主方向を定めることができない。このような場合には、全方向に同じ剛性を期待できるよう、円形や多角形の平面形状を有する橋脚を計画するのがよい。

また、交差条件等から、橋脚の方向性は制約を受ける場合が多いが、耐震性および景観に対する配慮からは、できるだけ同一方向とするのがよい。さらに、交差・隣接する道路等、視点が連続的に移動する可能性の高い箇所に計画する橋脚等については、限られた方向からだけでなく、あらゆる視点からの景観的配慮が重要である。

地形条件による選定の目安を以下に示す。(表3.1.2参照)

- 1) 河川部……壁式橋脚(小判形、特例として円柱式)
- 2) 平地部……柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚
- 3) 山間部……柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚(一層、二層)
- 4) 都市部……柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚
- 5) インターチェンジ部……柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚

山岳地帯の道路では、橋脚高が50m以上となる場合が増えており、上部構造と合わせた橋梁全体として形式、構造を検討するとともに、施工性も検討する必要がある。

⑤ 고속도로공사 전문시방서 (2012)

□ 매입말뚝 주변고정액 관련 기준 (6-2 기초공)

- 말뚝을 박은 후 생기는 말뚝 주변 공간은 말뚝의 수평저항력과 주변마찰력을 확보하기 위하여 표준일축압축강도 490Kpa 이상인 물-시멘트비(W/C)의 주변고정액으로 확대기초 저면(설계지반면)까지 충전하여야 한다.
- 주변고정액의 주입량은 일수현상 등의 지반조건을 고려하여 감독원이 시험을 통하여 결정하여야 한다. 시험시공이 불가능한 경우에는 말뚝 주변공간의 2~3배 정도로 주입량을 산정하여 확대기초 저면까지 2~3회에 걸쳐 주입한다.

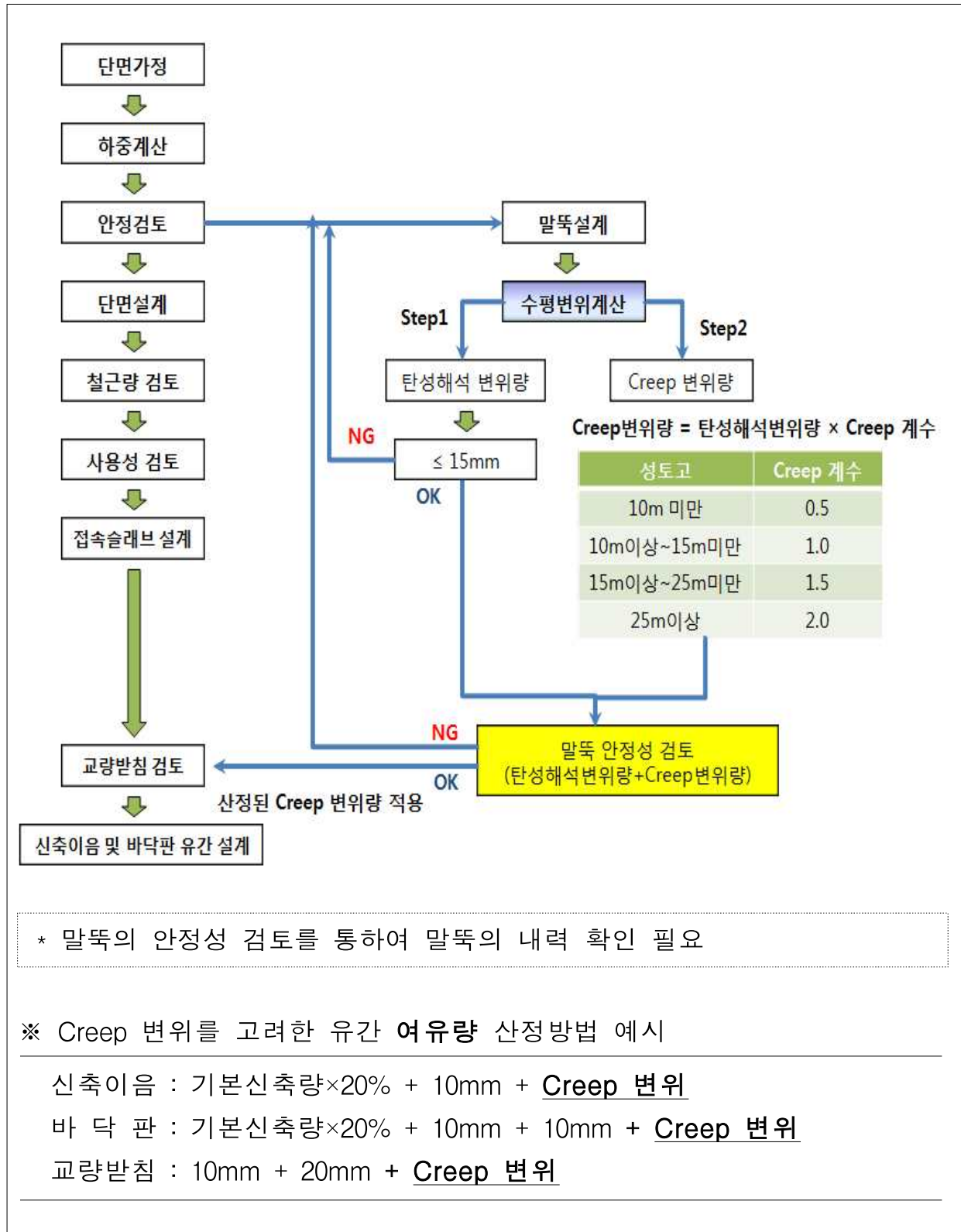
※ 세부사항은 SIP공법의 시공 및 설계 지침(도로교통연구원, 2006) 참조

□ 수평재하시험 관련 기준 (6-2 기초공)

- 수평재하 시험방법은 ASTM D 3966-90에 의거 시행하는 것을 기준으로 하며, 현장여건에 맞춰 방법을 선택하되 시험회수는 감독원의 지시에 따른다. 단, 수평재하시험의 결과는 설계조건과 맞게 해석한 후 결과물을 제출하여야 한다.

별첨 5

성토부 교대 설계 흐름도



구조물공