

2001년도 최종보고서

계측에 의한 무조인트교량 장기거동 해석 (II)

The Long-term Behavior of an Integral Abutment Bridge by
Field Instrumentations

한 국 도 로 공 사

도 로 연 구 소

연구진

■ 한국도로공사 도로연구소

연구책임 : 박영호(지반연구그룹 수석연구원)

연구원 : 김성환(지반연구그룹 부 처 장)

정경자(지반연구그룹 연구원)

실무연구원 : 박봉천(도로처 과장)

목 차

목 차	i
표 목 차	vii
그림목차	ix
사진목차	xv
요 약 문	xvi
ABSTRACT	xvii
 제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구범위 및 연구방법	2
 제 2 장 PSC Beam 무조인트교량의 설계	4
2.1 일반적인 무조인트교량 설계법	4
2.2 국내 PSC beam 무조인트 교량 설계	5
2.2.1 온도변위와 토압의 상호 작용	5
2.2.2 설계하중 조합 (Design Load Combination)	8
2.2.2.1 시공1단계	8
2.2.2.2 시공 2단계	9
2.2.2.3 시공단계별 적용하중 조합	9
2.3 무조인트교량 설계를 위한 요구사항	12
2.4 무조인트교량의 내진 설계 특성	12
2.4.1 내진설계 개요	12
2.4.2 내진설계를 위한 모델링	14
2.4.2.1 일반사항	14
2.4.2.2 상부구조	15
2.4.2.3 교대 말뚝기초 강성	15
2.5 일반교량과 무조인트교량의 지진해석 비교	17
2.5.1 일반 PSC beam 교량의 모델링 및 제원	17
2.5.1.1 상부 합성단면 특성	17
2.5.1.2 하부구조	19
2.5.1.3 교량 자중	20
2.5.2 일반 PSC Beam 교량의 지진해석	20
2.5.2.1 단일모드스펙트럼 해석법에 의한 지진해석	20
2.5.2.2 다중모드스펙트럼 해석	24
2.5.3 PSC Beam 무조인트교량의 지진해석	27
2.5.3.1 단일모드스펙트럼 해석법에 의한 지진해석	27
2.5.3.2 다중모드스펙트럼 해석	32
2.5.3.3 교대배면의 토압을 고려한 경우	33

2.6 PSC Beam 무조인트교량의 내진해석 결과	33
------------------------------------	----

제 3 장 말뚝의 횡방향 프로그램 개발36

3.1 프로그램 개요	36
3.1.1 개발 목적	36
3.1.2 개발 목적	36
3.1.3 개발 범위	37
3.2 프로그램 구성	37
3.2.1 프로그램 구동 시스템 사양	37
3.2.2 입력 프로세서	38
3.3 계산 프로세서	39
3.3.1 GUI(Graphic User Interface) 형식	39
3.3.2 계산옵션	39
3.3.3 계산과정 Viewer	39
3.3.4 계산 요약	40
3.4 프로그램 순서도	41
3.5 결과 프로세서	42
3.5.1 GUI(Graphic User Interface) 형식	42
3.5.2 각 그래프별 Data 및 결과 Viewer	42
3.6 작업상황 프로세서	43
3.6.1 CUI(Check User Interface) 형식	43
3.6.2 실시간 입력상황/ 계산상황/ 결과상황 인지	44
3.7 보고서 프로세서	44
3.8 도움말 프로세서	45
3.8.1 GUI(Graphic User Interface) 형식	45
3.9 인쇄 프로세서	46
3.10 메인 프로세서	47
3.10.1 MDI(Mutiple Document Interface) & GUI(Graphic User Interface) 형식	47
3.10.2 MUI(Menu User Interface) & SKUI(Short-Key User Interface)	47
3.10.3 IUI(Icon User Interface) 형식의 도구바	48
3.10.4 TUI(Text User Interface) 형식의 스테튜스바	48

제 4 장 H 말뚝의 축방향 지지거동49

4.1 개 요	49
4.2 지반조건과 말뚝항타	49
4.3 항타로 인한 잔류하중	51
4.3.1 잔류하중	51
4.3.2 측정방법	51
4.4 현장재하시험	52
4.4.1 고강도 H 말뚝의 허용하중	52
4.4.2 계측기 부착	52

4.4.3 말뚝타입과 말뚝재하시험 방법	54
4.5 현장재하시험 결과	54
4.5.1 동재하시험	54
4.5.2 연직압축 정재하시험	55
4.5.2.1 말뚝머리 하중-침하량 곡선	55
4.5.2.2 잔류하중을 고려한 하중전이 거동	56
4.5.2.3 선단과 주변마찰력 거동	57

제 5 장 H 말뚝의 횡방향 지지거동59

5.1 서 론	59
5.2 지반조건	59
5.3 이론적 해석모델	59
5.3.1 p-y 곡선 해석	59
5.3.1.1 Reese 모델	61
5.3.1.2 Murchison and O'Neill 모델	62
5.3.1.3 Matlock의 모델	62
5.3.1.4 Layer 효과를 고려한 p-y 곡선	62
5.3.1.5 유한차분해석	64
5.3.2 $Q_g - y_g$ 해석	67
5.3.3 선형탄성해석	69
5.3.3.1 Chang 방법	69
5.3.3.2 Winkler 탄성 스프링 모델	70
5.4 수평지반반력계수(k)의 산정	70
5.4.1 Meyer and Reese	70
5.4.2 Terzaghi	71
5.4.3 Vesic'-Francis	71
5.4.4 Bowles	72
5.4.5 Gabr & Borden	73
5.5 지반 물성값 산정	74
5.5.1 표준관입시험(SPT)에 의한 값 산정	74
5.5.2 dilatometer시험(DMT)에 의한 값 산정	75
5.5.3 전자식 콘관입시험(CPT)에 의한 값 산정	75
5.6 H 말뚝의 제원과 함몰부 보강	77
5.6.1 고강도 H 말뚝의 인장응력	77
5.6.2 함몰부 보강	77
5.7 말뚝머리 한지조건	78
5.7.1 H 말뚝 수평재하시험	78
5.7.2 수평재하시험 결과	78
5.7.2.1 말뚝머리 수평하중-변위 곡선	78
5.7.2.2 말뚝본체의 휨응력	79
5.7.3 수치해석결과와 실측값의 비교 및 고찰	81
5.7.3.1 말뚝머리 수평하중-변위 거동	81

5.7.3.2	힘모멘트 거동	85
5.8	H 말뚝의 장기거동	87
5.8.1	주요 계측항목	87
5.8.2	하부 계측기 설치 현황	87
5.8.2.1	경사각 설치	87
5.8.2.2	스트레인 게이지 설치	88
5.8.3	자동경사계 계측 결과	88
5.8.4	수치해석 결과 고찰	91
5.8.4.1	개요	91
5.8.4.2	말뚝머리 수평하중 - 수평변위 거동 예측	91
5.8.4.3	말뚝머리 수평하중 - 말뚝본체의 휨응력 거동	93
5.8.4.4	수평하중-힘모멘트 거동	95
5.8.5	실측 축방향 응력	97
5.8.5.1	개요	97
5.8.5.2	교대 A2 - 21번 말뚝	97
5.8.5.3	교대 A1 - 16번 말뚝	106
5.9	상부구조물의 수치해석에 관한 스프링 정수	114
5.9.1	일체식 교량 모델링 방법	114
5.9.2	말뚝 축방향 스프링 정수, K_V	115
5.9.2.1	개요	115
5.9.2.2	기존의 재하시험을 통한 추정식	116
5.9.2.3	연직재하시험에 의한 산정	116
5.9.3	수평방향 스프링 정수, K_H	117
5.9.3.1	H 말뚝 축직각 방향 스프링 정수, K_H	117
5.9.3.2	교대 배면의 수평방향 스프링 정수, K_H	118
5.10	상부구조물의 온도변화	118

제 6 장 교량의 수평이동에 따른 교대배면의 지지거동120

6.1	성토체 다짐관리	120
6.1.1	개요	120
6.1.2	흙의 다짐관리기법	120
6.1.2.1	현장밀도에 의한 방법	120
6.1.2.2	RI(Radio Isotope)에 의한 방법	120
6.1.2.3	평판재하시험에 의한 방법	121
6.1.2.4	기타 방법	122
6.1.3	성토부의 다짐관리	122
6.1.3.1	말뚝기초부의 다짐조건 및 성토재료	122
6.1.3.2	교대 배면 성토부의 다짐조건 및 성토재료	124
6.1.3.3	교대 배면의 배수층 재료	126
6.1.3.4	받침슬래브의 지지력	127
6.2	교대 배면 뒷채움 지반조건	134
6.2.1	개요	134

6.2.2 교대 배면의 배수층 재료	134
6.2.3 교대 배면의 성토부 다짐조건과 재료	134
6.3 이론적인 토압분포 및 거동	135
6.3.1 랭킨의 토압	135
6.3.2 사일로 토압분포	137
6.3.3 벽체의 변위형태와 토압분포	140
6.4 장기거동 예측기 부착	141
6.4.1 조인트미터	141
6.4.2 토압계	144
6.5 수평이동에 따른 교대배면 토압 거동	145
6.5.1 상부구조물의 수평변위 거동	145
6.5.2 교대배면 토압거동	146
6.5.2.1 교대배면에 작용하는 토압분포	146
6.5.2.2 교대 뒷채움의 시공과정을 고려한 토압분포	147
6.6 주동 및 수동 토압분포 제안	150
6.6.1 수동토압 분포 제안	150
6.6.2 수동토압 식 제안	152
6.6.3 수동지반반력 제안	153

제 7 장 차량 재하 시험에 의한 무조인트 교량의 거동 분석155

7.1 거동해석의 목적 및 개요	155
7.2 구조 해석 모델	155
7.2.1 Grillage Model	155
7.2.2 Frame-Shell Model	156
7.3 재료 물성치(Material Property) 계산	157
7.3.1 스프링 상수(K_h)값의 계산	157
7.3.2 콘크리트 강도와 탄성계수	158
7.4 차량 재하시험	158
7.4.1. 차량 재하시험시 주요 계측 항목	158
7.4.2. 시험 경간 선정	159
7.4.3 계측 센서 부착위치	159
7.4.4 재하 차량하중 및 하중 경우	160
7.5 재하시험 결과 분석	166
7.5.1 정적 재하시험 결과분석	166
7.5.2 동적 재하시험 결과분석	170
7.6 차량하중에 의한 교대부의 거동분석	172
7.7 온도변화에 의한 교량의 거동분석	173

제 8 장 계측에 의한 무조인트 교량 거동 분석178

8.1 상부구조 계측 목적 및 현황	178
8.1.1 주요 계측 항목	178

8.1.2 콘크리트 건조수축과 크리이프의 영향	178
8.1.3 교대 상부 부모멘트	180
8.1.4 온도 신축 변위 및 접속 슬래브의 이동량	180
8.1.5 상부 슬래브의 둔각 및 예각부 거동	181
8.1.6 교량 유지관리용 초기자료(성능평가 기초자료)	182
8.2 상부구조 계측기 설치 현황	182
8.2.1 상부계측 설계	182
8.2.2 교대부 계측기 매설	183
8.2.3 상부슬래브 계측기 매설	184
8.3 매설형 변형률계 계측 결과	185
8.3.1 센서별 계측결과	185
8.3.2 실측값과 계산값의 비교	190
8.4 온도변화에 따른 접속 슬래브의 이동량 비교	194
8.5 상부 슬래브의 둔각부 및 예각부 거동	197
8.5.1 개요	197
8.5.2 장기거동 결과	198
 제 9 장 결 론	 202
 참 고 문 헌	 208
 부 록	 212

표 목 차

표 2.1	각 시공 단계별 적용 하중	10
표 2.2	최대 휨 및 전단응답에 대한 하중조합	11
표 2.3	교축방향지진에 의한 탄성지진력(일반 PSC beam교량)	22
표 2.4	단위등분포 횡하중에 의한 횡변위량 (일반 PSC beam교량)	22
표 2.5	교축직각방향 지진하중(일반 PSC beam교량)	23
표 2.6	교축직각방향지진에 의한 탄성지진력(일반 PSC beam교량)	24
표 2.7	일반 PSC Beam 교량의 지진해석에 의한 탄성지진력	26
표 2.8	수평방향 스프링 계수	28
표 2.9	단위등분포 횡하중에 의한 횡변위량 (무조인트 교량)	30
표 2.10	교축직각방향 지진하중(무조인트 교량)	31
표 2.11	교축직각방향지진에 의한 탄성지진력(무조인트 교량)	31
표 2.12	지진해석에 의한 탄성지진력(무조인트 교량)	33
표 2.13	지진해석에 의한 탄성지진력(교대배면 토압을 고려한 무조인트 교량)	33
표 2.14	일반 PSC beam 교량 VS 교대배면 토압을 무시한 무조인트 교량	34
표 2.15	교대배면 토압무시한 경우와 교대배면토압의 영향을 고려한 무조인트교량의 지진력	34
표 3.1	말뚝의 수평거동 해석 모델	37
표 3.2	구조계산 순서도	41
표 4.1	고강도 H말뚝의 규격 및 허용하중	52
표 4.2	말뚝재하시험 방법	54
표 5.1	수치해석방법	69
표 5.2	각 지반조사 방법에서 구한 값	73
표 5.3	C_N 값에 대한 경험적인 관계식	75
표 5.4	수치해석에 사용한 말뚝 제원과 지반 물성값	81
표 5.5	수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 수평변위 비교	93
표 5.6	수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨응력 비교	95
표 5.7	수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨모멘트 값	97
표 5.8	수평방향 지반반력 정수	118
표 6.1	다짐관리기준의 예(한국도로공사 전문시방서, 1997)	121
표 6.2	성토에 사용된 재료의 물성치	125
표 6.3	교대 배면 배수층재료의 입도분포	126
표 6.4	지반보강용 지오그리드(geogrid)의 물성과 제원	127
표 6.5	최적 보강패턴과 본 시험시공의 보강패턴	131
표 6.6	지오그리드의 설치 유무에 따른 지반 강성 비교	133
표 6.7	사일로 토압 계산에 적용한 물성치	139
표 6.8	한계상태의 벽체 변위($\Delta x/h$)(이상덕, 1998)	140
표 7.1	콘크리트 강도와 탄성계수	158
표 7.2	재하 차량의 축중량	160

표 7.3 동적재하시험시 차량의 주행속도 및 방향	161
표 7.4 측정 고유 진동수와 계산 고유 진동수 비교	172
표 8.1 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 교량의 수축 변위량	195
표 8.2 교대에 부착된 경사계에 의한 교대 상단의 변위량	199

그 림 목 차

그림 2.1	PSC beam을 이용한 무조인트 교량	4
그림 2.2	상부 구조 설계 모델	4
그림 2.3	교대부 composite 거동을 고려한 모델	5
그림 2.4	선형 토압계수 관계	6
그림 2.5	토압계수의 변화	6
그림 2.6	교대의 지반-구조물 상호작용	7
그림 2.7	시공 2단계 뼈대구조 모델	9
그림 2.8	응답위치	11
그림 2.9	교량의 내진해석 방안	13
그림 2.10	예제 해석교량	14
그림 2.11	무조인트 교량의 3차원 해석 모델	16
그림 2.12	천공말뚝(drilled shaft) 모델링 방법	16
그림 2.13	일반 PSC beam 교량의 해석 모델	18
그림 2.14	단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위(일반 PSC beam 교량)	21
그림 2.15	단위등분포 횡방향하중에 의한 변위량(일반 PSC beam 교량)	22
그림 2.16	교각 P1의 질량을 계산하기 위한 구조해석모델	25
그림 2.17	교각 P2의 질량을 계산하기 위한 구조해석모델	26
그림 2.18	상대밀도에 따른 지반반력계수의 변화	27
그림 2.19	단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위(무조인트 교량)	29
그림 2.20	단위등분포 횡방향 하중(무조인트 교량)	30
그림 2.21	교대부 질량을 계산하기 위한 구조해석 모델	32
그림 3.1	GUI format 입력창	38
그림 3.2	입력항목의 DB	38
그림 3.3	GUI format 계산창	39
그림 3.4	계산과정 Viewer	40
그림 3.5	계산요약	40
그림 3.6	GUI format 그래프	42
그림 3.7	CUI format 작업상황창	43
그림 3.8	GUI format 보고서창	44
그림 3.9	GUI format 도움말 창	45
그림 3.10	GUI format 인쇄창	46
그림 3.11	해석보고서의 다른 문서로 저장 다이얼로그 박스	46
그림 3.12	MDI & GUI 메인창	47
그림 3.13	MUI & SKUI format 메뉴바	47
그림 3.14	IUI format 도구바	48
그림 3.15	TUI format 스테튜스바	48
그림 4.1	평촌1교 교대 말뚝기초의 배치도	50
그림 4.2	채운 모래의 휴대용 콘지수	50

그림 4.3 잔류응력 효과를 고려한 진하중과 재래식 재하시험에서	51
그림 4.4 고강도 H 말뚝의 인장시험 결과	53
그림 4.5 말뚝에 설치된 변형률게이지 위치도	53
그림 4.6 시간경과에 따른 허용지지력 변화	55
그림 4.7 말뚝머리 하중-침하량 관계곡선	55
그림 4.8 잔류하중을 고려한 하중전이 거동(16번말뚝)	56
그림 4.9 잔류하중을 고려한 하중전이 거동(시험말뚝)	57
그림 4.10 잔류하중을 고려한 주면과 선단지지력 거동 곡선	58
그림 5.1 지반과 말뚝과의 관계	60
그림 5.2 임의의 i 절점에 대한 산정	60
그림 5.3 p - y 곡선에 의한 수치해석 흐름도	61
그림 5.4 $Q_g - y_g$ 해석 흐름도	61
그림 5.5 2개의 서로 다른 지층조건에서 등가깊이의 산정	63
그림 5.6 수평하중재하 말뚝에 대한 유한차분해석	64
그림 5.7 D_r 와 ϕ 에 따른 k 값(Meyer and Reese, 1979)	71
그림 5.8 깊이에 대한 k 값의 분포도	74
그림 5.9 q_c 와 K_o 값을 이용한 ϕ 값 산정(Marchetti, 1985)	76
그림 5.10 σ' 와 q_c 를 이용한 ϕ 값 산정(Robertson & Campanella, 1983)	76
그림 5.11 채운 모래의 휴대용 콘지수	77
그림 5.12 수평재하시험 종료시, 지표면 파괴양상(시험말뚝)	78
그림 5.13 수평재하시험에서 구한 수평하중-변위 거동	79
그림 5.14 H 말뚝의 축방향으로 발생한 휨응력 분포	80
그림 5.15 k 값에 따른 수평하중-변위 거동 비교(시험말뚝)	82
그림 5.16 p - y 모델들의 극한지반반력 분포	82
그림 5.17 선형과 비선형 모델에 대한 수평하중-변위 거동 비교(시험말뚝)	83
그림 5.18 두개의 지층으로 고려한 지반 물성값	83
그림 5.19 층(layer) 효과를 고려한 수평하중-변위 곡선	84
그림 5.20 실측과 수치해석한 휨모멘트 거동 비교(시험말뚝)	85
그림 5.21 실측과 수치해석한 휨모멘트 거동 비교(15번말뚝)	86
그림 5.22 경사계 센서의 위치	88
그림 5.23 스트레인 게이지 부착 위치도	89
그림 5.24 교대 A1 14번 말뚝 경사각의 거동	90
그림 5.25 교대 A2 23번 말뚝 경사각의 거동	91
그림 5.26 p - y 해석별 말뚝길이에 따른 수평하중과 수평변위 거동	92
그림 5.27 p - y 해석별 말뚝머리 수평하중과 최대 수평변위 거동	92
그림 5.28 말뚝머리 수평하중-말뚝본체 휨응력 거동	93
그림 5.29 말뚝머리 수평하중-말뚝의 최대 휨응력 거동	94
그림 5.30 말뚝머리 수평하중-말뚝본체의 휨모멘트 거동	96
그림 5.31 상부구조물 신축량에 따른 H 말뚝의 최대 휨모멘트 거동	96
그림 5.32 1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 21번 말뚝	98
그림 5.33 상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A2의 21번 말뚝	99

그림 5.34	2001년도 상부슬래브의 신축량에 따른 말뚝응력 거동 - 교대 A2 전면	100
그림 5.35	교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가	101
그림 5.36	상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2	101
그림 5.37	상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 전면	102
그림 5.38	1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A2 배면	103
그림 5.39	상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A2 배면	104
그림 5.40	상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 배면	104
그림 5.41	교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 배면	105
그림 5.42	상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2	106
그림 5.43	1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A1 전면	107
그림 5.44	상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A1 전면	108
그림 5.45	교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면	109
그림 5.46	상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면	109
그림 5.47	상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면	110
그림 5.48	1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A1 배면	111
그림 5.49	상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A1 배면	112
그림 5.50	교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가	112
그림 5.51	상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면	113
그림 5.52	상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 배면	114
그림 5.53	상부구조물 모델링 - 방법 1	115
그림 5.54	상부구조물 모델링 - 방법 2	115
그림 5.55	상부구조물 모델링 - 방법 3	115
그림 5.56	연직방향 스프링 정수 결정 방법(16번과 시험 말뚝)	116
그림 5.57	비선형 말뚝해석으로 구한 K_H 값	117
그림 5.58	대기온도와 상판평균온도와의 관계	118
그림 6.1	평촌1교 교대 A1 - 전석제거 터파기 및 성토 모식도	123
그림 6.2	평촌1교 교대 A2 - 전석제거 터파기 및 성토 모식도	123
그림 6.3	평촌1교 뒤채움부 다짐 현황	124
그림 6.4	평촌1교 접속슬래브 평면 모식도	124
그림 6.5	사용된 노상 재료의 입도분포	125
그림 6.6	뒤채움 및 노상층의 다짐시공 모식도	126
그림 6.7	무조인트 교량의 교대 배수재료에 대한 입도분포곡선	127
그림 6.8	교대부 성토 및 받침슬래브 보강 모식도	128
그림 6.9	지오그리드의 인장강도-변형을 특성	128
그림 6.10	보강재로 보강한 기초지반의 모식도	129
그림 6.11	지오그리드의 설치 단면도	131
그림 6.12	지오그리드의 설치 평면도	132
그림 6.13	받침슬래브 아래의 지반보강효과 비교	133
그림 6.14	간편화된 수동토압분포	136
그림 6.15	단경간과 다경간 연속 일체식교량에 대한 Shrinkage와 Creep 효과	137
그림 6.16	사일로 토압	138
그림 6.17	고전적인 토압과 사일로 토압 비교	140

그림 6.18	벽체의 변위와 주동토압의 분포(Terzaghi & Ohde)(이상덕, 1998)	141
그림 6.19	벽체의 변위에 따른 토압계수, K의 변화(이상덕, 1998)	141
그림 6.20	조인트 미터의 설치 위치	142
그림 6.21	조인트 미터와 사각 30도인 난쟁이 교대 배면에 토압계를 설치한 평면도	143
그림 6.22	토압계의 제원	144
그림 6.23	토압계의 모서리 영향을 제거한 토압계 단면도	144
그림 6.24	난쟁이 교대 토압계 부착 위치도	145
그림 6.25	각 조인트 미터에 발생된 변위 거동	146
그림 6.26	상부슬래브의 최대변형 거동	146
그림 6.27	교대 A1의 토압분포	147
그림 6.28	교대 A2의 토압분포	148
그림 6.29	신축량에 따른 교대배면 뒷채움 토압분포 거동 - 교대 A1	149
그림 6.30	신축량에 따른 교대배면 뒷채움 토압분포 거동 - 교대 A2	150
그림 6.31	교대 배면의 최대수동토압	151
그림 6.32	조인트미터의 평균 변위	153
그림 6.33	교대 A1 - 배면의 수동토압	154
그림 6.34	교대 A2 - 교대배면의 수동토압	154
그림 7.1	격자 모델	155
그림 7.2	Frame-shell model	156
그림 7.3	교량 전체계 모델	156
그림 7.4	지반계수	157
그림 7.5	시험대상 경간	159
그림 7.6	계측기 부착 단면	159
그림 7.7	중앙 경간 계측기 부착 위치(A-A 단면)	159
그림 7.8	중앙 경간 계측기 부착 위치(B-B 단면)	160
그림 7.9	재하 차량의 제원(단위: m)	160
그림 7.10	하중 경우 1	162
그림 7.11	하중 경우 2	163
그림 7.12	하중 경우 3	164
그림 7.13	하중 경우 4	165
그림 7.14	Load Case 1	166
그림 7.15	Load Case 2	166
그림 7.16	Load Case 3	167
그림 7.17	Load Case 4	167
그림 7.18	처짐 비교(하중경우1)	167
그림 7.19	처짐 비교(하중경우2)	168
그림 7.20	처짐에 대하여 측정값과 계산값의 비교	168
그림 7.21	응력 비교(하중경우1)	169
그림 7.22	응력 비교(하중경우2)	169
그림 7.23	응력 비교(하중경우3)	169
그림 7.24	응력 비교(하중경우4)	170
그림 7.25	응력에 대하여 측정값과 계산값의 비교	170

그림 7.26 중앙경간 측정 고유진동수($f=8.984\text{Hz}$)	171
그림 7.27 측경간 측정 고유진동수($f=7.324\text{Hz}$)	171
그림 7.28 중앙경간 계산 고유진동수($f=9.96\text{Hz}$)	171
그림 7.29 측경간 계산 고유진동수($f=7.19\text{Hz}$)	172
그림 7.30 말뚝 축력	173
그림 7.31 말뚝 두부 변위	173
그림 7.32 $+15^{\circ}\text{C}$ 온도하중의 적용시 교량의 신장 거동	174
그림 7.33 -15°C 온도하중의 적용시 교량의 수축 거동	174
그림 7.34 교량의 신장과 수축시 말뚝의 축력 비교	175
그림 7.35 교량의 신장과 수축시 말뚝두부의 변위 비교	175
그림 7.36 교량이 수축시(-15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 모멘트	176
그림 7.37 교량이 신장시($+15^{\circ}\text{C}$) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 모멘트	176
그림 7.38 교량이 수축시(-15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 응력	176
그림 7.39 교량이 신장시($+15^{\circ}\text{C}$) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 응력	177
그림 8.1 단경간, 다경간 일체식 교대교량의 건조수축과 크리이프의 영향	179
그림 8.2 2경간 연속교의 건조수축과 크리이프관계	179
그림 8.3 사교의 회전거동	181
그림 8.4 교대 매설용 콘크리트 게이지 부착도(하행선 A2)	184
그림 8.5 상부슬래브 콘크리트 매설용 계측기 위치도	185
그림 8.6 매설형 변형률계의 설치위치 (두동교 하행선)	186
그림 8.7 gage 116(슬래브 매입)	186
그림 8.8 gage 118(슬래브 매입)	186
그림 8.9 gage 121(슬래브 매입)	187
그림 8.10 gage 122(슬래브 매입)	187
그림 8.11 gage 124(슬래브 매입)	187
그림 8.12 gage 125(슬래브 매입)	188
그림 8.13 gage 126(주형부착 변형율)	188
그림 8.14 gage 127(주형부착 변형율)	188
그림 8.15 gage 128(주형부착 변형율)	189
그림 8.16 gage 129(주형부착 변형율)	189
그림 8.17 gage 130(주형부착 변형율)	189
그림 8.18 gage 131(주형부착 변형율)	190
그림 8.19 교량 수축시 변형도(-5°C)	190
그림 8.20 교량 신장시 변형도($+35^{\circ}\text{C}$)	191
그림 8.21 gage 126의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	191
그림 8.22 gage 127의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	192
그림 8.23 gage 128의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	192
그림 8.24 gage 129의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	192
그림 8.25 gage 130의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	193
그림 8.26 gage 131의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)	193
그림 8.27 gage 122의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)	193
그림 8.28 gage 124의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)	194

그림 8.29 gage 125의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)	194
그림 8.30 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 교량의 수축 변형도	195
그림 8.31 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 슬래브의 수축 변형도	195
그림 8.32 Pile 16의 말뚝깊이에 따른 교축방향 수평변위	196
그림 8.33 Pile 21의 말뚝깊이에 따른 교축방향 수평변위	196
그림 8.34 Pile 16(A2)의 말뚝깊이에 따른 응력	196
그림 8.35 Pile 21(A1)의 말뚝깊이에 따른 응력	197
그림 8.36 사교의 회전거동	198
그림 8.37 교대 경사계의 방향 기준	198
그림 8.38 교축방향과 교축직각방향의 변위량에 따른 교량 전체 거동	201
그림 8.34 교량수축시	201

사 진 목 차

사진 6.1 다짐에 사용된 장비	126
사진 6.2 배수층, 무진동 다짐구간 시공 광경(A1)	126
사진 6.3 받침슬래브아래에 지오그리드 설치 장면	132
사진 6.4 교대 뒤채움재(배수재)로 사용된 골재의 모습	135
사진 6.5 조인트미터의 제원	143
사진 6.6 접속슬래브와 완충슬래브 사이의 조인트미터 설치 장면	143
사진 6.7 토압계가 부착된 교대 벽체의 모습(교대 1)	144

요 약 문

국내 최초로 시공 중인 일체식 교량(무조인트 교량)의 온도변화에 따른 신축거동 등 전반적인 성능 평가와 현장 적용성을 확인하기 위해 말뚝, 교대 및 교대배면, 상부슬래브에 계측기를 매설하여 장기 계측을 수행하였다. 상부구조의 시공을 고려한 2, 3차원 구조해석을 실시하여 교량의 거동을 예측하고 계측결과와 비교 검토하였다. 그 결과는 다음과 같다.

상부구조물의 신장량에 따른 교대 배면의 최대수동토압 크기는 고전적인 토압크기의 약 1/6배 정도 였고, 토압분포는 고전적인 삼각형 토압분포가 아니라 거의 직사각형 분포를 보였다. 이는 교대 배면의 형상에 따른 것으로 판단된다. 그리고 상부구조물의 신축량에 따른 교대 배면토의 횡방향 지반반력정수를 제시하였다.

교대부의 H 말뚝 수평재하시험 결과를 향타시 함몰부의 지반조건을 고려한 선형 및 비선형 수치해석결과와 비교 검토하였다. 여러 가지 방법으로 수평지반반력계수, k 값을 산정하여 이를 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델에 적용한 결과, 계측결과와 유사한 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선을 얻었다. 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선에서, 함몰부의 영향을 고려하여 두개의 지층으로 구분하여 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델로 해석한 말뚝머리 수평하중-변위 거동이 다른 모델에서 구한 것보다 실측값에 더 유사한 거동을 보였다. 수평하중 9ton까지의 결과에서는, Bowles의 선형해석이 비선형 해석보다 실측값에 접근하였다.

말뚝의 장기 횡방향 경사각과 비선형 수치해석이 가장 잘 맞는 말뚝머리하중에 따른 말뚝머리 수평 변위, 말뚝의 최대 휨응력과 최대 휨모멘트 거동은 탄성거동을 보였다. 그리고 비선형 말뚝해석으로 구한 최대 수평력의 크기는 8~12.4tonf 이었다. 또한 비선형 해석과 신축조절장치에서 구한 말뚝머리 최대변위량은 각각 9~10.1mm와 8.8~10.9mm로 잘 일치하였다. 성토지반에 타입된 H 말뚝의 연직방향과 횡방향에 대한 지반반력정수를 비선형 수치해석으로 제시하였다.

무조인트 교량의 성능 평가를 위한 교량 거동 분석의 기본 자료를 제공하기 위하여 교량의 정적 재하 시험 및 동적 재하 시험을 실시하였고, 범용 구조해석 프로그램인 STRAND7을 사용하여 3차원 구조해석 모델인 Frame-shell model을 개발하여 그 타당성을 검토하였다. 이처럼 斜角이 60°인 무조인트 교량에서는 일반 사교에서처럼 지점반력인 말뚝 축력뿐만 아니라, 말뚝 두부의 변위량도 예각 부보다 둔각부에서 크게 나타난다.

변형율의 검토는 일자별 시공현황을 검토하여 공정이 마무리가 되고, 변형율계의 값이 안정적으로 측정되는 시기를 기준으로 하였고 교량의 신장과 수축을 검토하기 위해서 교축 방향의 변형율계를 분석 검토 하였다. P.S.C.빔 주형 하면에 부착한 변형율계 중 중앙경간과 측경간의 중간 주형에 부착된 변형율계의 값은 온도변화와 밀접한 상관 관계를 보이며 또한 온도해석에 의한 계산변형율과 아주 잘 일치함을 보인다. 측정값 및 접속 슬래브 끝단의 변위는 접속 슬래브와 완충 슬래브의 유격을 Joint Meter를 이용하여 변위량을 측정하였다. 대기온도의 변화로 온도하강에 의한 교량의 수축 거동은 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의해 교대부의 변위는 약 10mm가 측정되었고 무조인트 교량이 잘 거동하고 있음을 직접적으로 확인할 수 있었다.

마지막으로 평촌1교의 시험시공을 통해 무조인트 교량의 설계와 시공 지침을 마련하였다.

ABSTRACT

Overall performance of bridge such as the long term behaviors of H pile, slab and abutment will be evaluated especially. For this evaluation, several types of gages are installed such as strain gages, earth pressuremeter, tiltmeter, inclinometer, and jointmeter on the main structural components. Furthermore, 2D and 3D numerical analysis are performed with various conditions.

As results, maximum passive earth pressure behind integral bridge abutments centerline with lateral movement of superstructure is about $1/6$ of classic Rankine's earth pressure. And its distribution is not triangular but rectangular shape due to shape behind integral bridge abutments. Also modulus of horizontal subgrade reaction, K_H of soils behind integral bridge abutments is presented with lateral movement of superstructure.

Long term behavior of inclinometer installed at piles is in accord with behavior of nonlinear p-y curves. Maximum lateral displacement at pile head, maximum stress and maximum bending moment of pile are shown elastic behavior. And maximum lateral load is 8~12.4tonf per pile according to the curves. Also maximum lateral displacement obtained from the numerical analysis is 9~10.1mm and is consistent with 8.8~10.9mm which is the displacement of jointment installed at the cyclic control joint.

Modulus of vertical and horizontal subgrade reaction, K_v and K_H are presented using the nonlinear p-y curves of driven H piles in embankment.

Static and Dynamic Load Test was performed to offer the fundamental data of the integral behavior analysis for the evaluation of the integral bridge. Frame-shell model was developed as the 3D structural analysis model to be verified by comparison with the load test. The integral bridge with skew angle of 60° represents the higher in obtuse part than in acute part for the pile axial forces and the larger in obtuse part than in acute part for the pile head displacements.

A datum point for the strain is set up at the time of the stable data acquisition by examining the construction sequences, and the expansion and contraction of integral bridge is investigated depending on the strain gages in the longitudinal direction. The values of strain gages attached on the P.S.C. beam bottom face of the center and side span show good correlations with the temperature changes, and good agreements with the strains calculated in Frame-shell model.

The displacement of the upper part of the abutment connecting the approach slab is measured by using the Joint meter, which measures the displacement of 10mm by the temperature decrease $\Delta 30^\circ\text{C}$. It confirms the favorable behavior of the integral bridge.

Finally, design and constructure guide line are made as test results of full integral bridge abutment such as Pyongchon 1 bridge.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

교량의 유지관리 측면에서 일반적으로 가장 문제가 되고 있는 부분은 상판 신축 이음부의 파손이다. 이 부분은 교량의 구조역학적인 측면에서 꼭 필요한 구성요소로서 일단 손상이 발생하면 대부분 직 하면에 위치한 교좌장치 작동을 방해하여 전체 교량 구조계에 악영향을 미치게 된다. 또한 신축이음 부를 통하여 제설제와 같은 이물질이 유입되어 부식을 초래함으로써 교량의 수명을 단축시킨다. 일단 신축이음부가 손상되면 주행중인 차량의 충격하중을 증가시켜 신축이음부의 파손이 가속화되고 결국 이의 보수를 위하여 차량의 통행을 제한해야 한다.

신축이음장치 자체를 개량하기 위한 여러 가지 시도가 있었으며, 구조물의 강도 및 규격을 변경하여 신축이음장치의 수명을 연장시키기 위해 노력하고 있으나, 노력에 비해 좋은 결실을 얻지 못하고 있는 실정이다. 가장 바람직한 것은 신축 이음부가 존재하지 않는 교량을 건설하는 것이다. 장대교량의 경우에는 어려움이 있으나 국도 또는 고속도로에 존재하는 중·소형 교량(교량길이 120m 이하)의 경우에는 신축 이음부를 제거하는 것이 기술적으로 가능하며, 이미 미국, 캐나다 등 외국에서는 신축 이음부를 두지 않는 무조인트 또는 일체식 교량(integral abutment bridge)의 시공사례가 많다. 무조인트 교량은 교량 상판의 조인트 즉, 신축 이음부를 제거하여 상판을 교대와 일체화시켜 상부구조물의 온도변화에 의한 발생하는 신축 변화량을 교대부의 말뚝과 배면지반이 흡수하도록 설계한 것이다. 그러나 무조인트 교량은 경험에 의해서 그 실용성이 인정되어 발전해온 공법으로 미국의 경우, 교량 거동에 대한 구체적인 연구는 80년대 들어 본격적으로 시작되었으나 연구실적은 미비한 편이다. 또한 시공실적 위주의 경험적인 공법으로 발전해 온 결과, 교량의 종류와 기후조건에 따라 각 주별로 무조인트 교량의 적용기준을 달리하고 있다. 최근들어 AASHTO(American Association of State Highway & Transportation Officials)에서 미국 각 주의 무조인트 교량 적용 결과를 바탕으로 강교와 콘크리트 교량에 따른 적용기준을 제시하고 있으나, 여전히 적용기준을 초과하는 더 긴 연장의 무조인트 교량의 건설이 추진되고 있다.

이에 도로연구소에서는 무조인트교량의 국내 도입을 위하여 1997년부터 1999년까지 3개년 동안에 동아건설산업(주)기술연구소가 협동으로 “무조인트교량 실용화 연구”를 수행하였으며, 대전-통영간 고속도로 건설현장에 무조인트교량을 시험시공하였다. 토공 및 말뚝이 포함된 하부구조는 도로연구소 지반연구실에서, 상부구조는 동아기술연구소 구조팀에서 각각 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 국내에서 처음으로 시공된 무조인트교량(Integral Abutment Bridge)인 평촌1교의 계절별 장기거동을 계측하여 무조인트교량의 성능을 평가하고, 상부구조물의 시공단계에 따른 말뚝과 교대배면토압의 거동을 파악하고자 한다. 이 결과로부터 국내 환경에 적합한 무조인트 교량의 설계 및 시공 기준을 마련하여 국내에서 무조인트 교량을 실용화하고자 한다. 아울러 무조인트 교량의 기초로 사용된 H 말뚝의 지지거동을 분석함으로써 H 말뚝의 조인트교량 기초로의 활용성을 알아보고자 한다.

또한 무조인트교량의 상부구조 시공이 완료되어 본 보고서에 동아기술연구소에서 작성한 상부구조 연구 내용을 수록하였다.

1.2 연구범위 및 연구방법

국내에서는 일반적으로 교량의 설계는 교량의 기초를 포함하여 구조 전문가들이 수행하고 있는 것이 현실이다. 그러나 무조인트 교량은 특성상 말뚝기초와 교대 배면지반의 역할이 크고, 교대 설치를 위한 교대부 성토가 상당히 중요하므로 일반 교량 구조물에 비하여 지반공학적 기술의 비중이 상대적으로 높다. 뿐만 아니라 온도변화에 따른 교량의 신축조절이 신축 이음장치 뿐만 아니라 교대부에 일렬로 설치된 H 말뚝의 수평거동에 의해서 이루어지기 때문에 타 형식의 교량에 비해서 지반조건 및 말뚝의 특성이 매우 중요하다.

이에 본 연구에서는 한국도로공사 도로연구소 지반연구실과 동아건설산업(주) 기술연구소 구조팀이 1999년까지 3개년의 협동연구를 통하여 국내에 처음으로 도입한 무조인트교량인 평촌1교의 장기거동을 파악하고자 한다. 무조인트교량의 거동은 교량의 사각(skew), H 말뚝, 교대 배면의 뒷채움 재료 및 뒷채움 재료의 다짐 등에 따라서 달라질 수 있다. 이러한 특성에 따른 평촌1교의 거동 특성을 파악하기 위하여 시공중에 말뚝, 교대 및 교대배면, 상부슬래브에 계측기를 매설하였으며, 지속적으로 교량의 거동을 모니터링하고 있다.

두동교의 시공을 통하여 밝혀진 바와 같이 무조인트교량은 타 교량 공법에 비해서 직접공사비가 월등히 절감될 뿐만 아니라 시공성이 뛰어나 고속도로 현장뿐만 아니라 국도 현장에서의 확대보급이 예상된다. 그러나 공법의 특성상 국내 도로교의 시공조건에 따른 한계가 있으므로 국내조건에 부합하는 무조인트 교량의 설계 및 시공지침을 작성하였으며, 시험시공 교량에 대한 지속적인 거동 계측을 통하여 이를 보완하였다. 이를 통하여 경제성 및 시공성이 탁월한 공법의 체계를 확립하여 활용도를 높일 수 있을 것으로 기대된다.

본 연구의 최종 목표는 무조인트교량의 거동을 계측함으로써 무조인트교량의 기술적 완성도를 높이고, 국내 최초 도입공법의 안정성을 평가하여 본 공법의 적용성을 향상시키는 것이다. 연도별 연구 수행내용은 크게 다음과 같다.

1차년도 (2000년)

- 시공 무조인트교량의 3차원적인 거동 수치 해석
- 설계와 시공시 발생한 무조인트교량 공법의 변경사항에 대한 기술적 검토
- 무조인트교량의 거동 계측
- 무조인트교량의 말뚝의 수평거동 해석기준 마련

2차년도 (2001년)

- 무조인트교량의 거동 계측 평가 및 수치해석 결과와 비교·검토
- 무조인트교량의 국내 적용성 및 안정성 평가
- 무조인트교량의 설계 및 시공지침 마련

본 연구기간 동안에 무조인트교량의 장기거동 파악을 위하여 추가적으로 수행되어야 하는 계측항목을 검토하여 추가 설치를 실시할 계획이다. 당해 년도에는 무조인트교량의 3차원적인 거동해석을 위한 수치해석을 실시하였으며, 무조인트교량의 국내 최초 시공을 통하여 획득된 여러 기술적인 요인을 검토하여 기 수립된 무조인트교량의 설계 및 시공기준을 수정·보완하였다. 또한 무조인트교량의

설계시 가장 중요한 요소인 무조인트교량의 말뚝 설계와 관련하여 수평거동 해석에 대한 연구를 통하여 그 기준을 마련하였다. 무조인트교량의 시공시 교량의 여러 부대시설을 무조인트교량의 거동을 원활히 할 수 있도록 기존의 부대시설에 대한 검토를 수행하였다.

제 2 장 PSC Beam 무조인트교량의 설계

2.1 일반적인 무조인트교량 설계법

무조인트 교량은 몇 가지 사용제한 조건을 만족하는 경우 일반교량과 특별한 차별 없이 사용되고 있는 북미지역에서 조차 정형화된 설계방안은 존재하지 않는 것으로 조사된다. 즉 교량을 사용하는 각주의 도로국 (Department of Transportation)은 지역특성을 고려하여 설계시 필수 고려사항 및 이와 같은 항목에 대한 공학적 검토를 요구하는 수준을 제안한다. 이는 무수한 사용실적을 통한 교량 형식의 신뢰성이 인정되어 무조인트 교량형식이 국내와 같이 특별한 교량으로 취급되지 않고 일종의 표준 교량으로 취급되어 특별한 구조계산 절차 없이 사용되고 있기 때문이다. 문헌조사에 의하면 그림 2.1과 같은 PSC beam을 이용한 무조인트 교량의 설계방법은 크게 두 종류이다.

첫 번째 설계 방법은 그림 2.2와 같이 최종 완성단계에 대한 해석을 실시하여 설계를 실시하는 방안으로 실제 구조물에서의 교대와 말뚝의 일체성을 무시하고 일반 연속보에 대한 합성 바닥판 설계 모델링을 사용한다. 바닥판 설계하중으로는 일반 교량과 동일하게 슬래브자중, PSC beam 자중 그리고 추가 고정하중을 포함한 고정하중과 활하중을 사용한다.

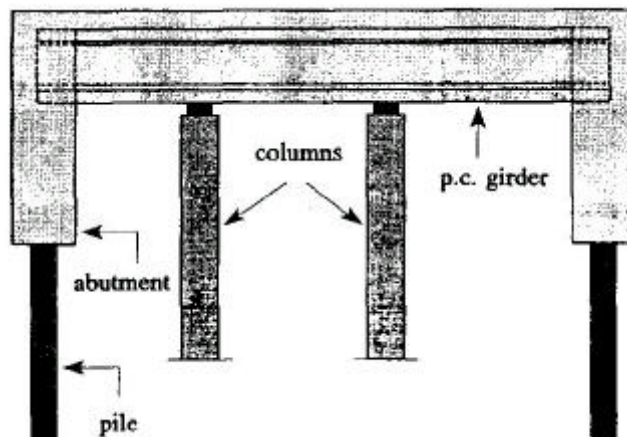


그림 2.1 PSC beam을 이용한 무조인트 교량

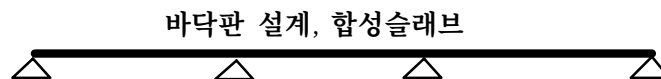


그림 2.2 상부 구조 설계 모델

두번째 설계 방법은 상부 슬래브, PSC beam 그리고 교대의 일체성을 고려하여 이들의 합성작용을 반영한 그림 2.3과 같은 해석 방안이다.

일반적으로 무조인트 교량은 교각 베어링 지점은 양측 교대부가 토공에 의하여 지지되어 있으므로 교각과 바닥판은 일체거동 대신 이동지점(베어링)을 주로 사용한다. 이러한 모델을 사용하는 경우 바닥판과 교대의 연결부 설계시에는 고정하중(슬래브 및 PSC beam 자중), 추가 고정하중, 활하중, 토압 및 온도 변화의 영향 등을 고려하지만 온도 변화에 따른 변위와 토압과의 상호관계는 무시하고 있다. 또한 이러한 모델링은 교각, 교대, 날개벽 그리고 파일에 영향을 주는 교축 직각방향 하중의 3차원 효과를 반영하지 않고 있다. 적용 토압은 일반적으로 안전측 설계를 위해 최대 수동토압 조건으로 가정하여 작용시키고, 토압에 의해 발생한 바닥판의 축력은 그 영향이 적을 것으로 가정하여 고려하지 않으며, 또한 일체식 교량의 연속성(Integral continuity)으로 인해 지진하중에 대해서는 크게 중요하지 않게 생각하고 설계를 수행한다. 결국 일반 연속 교량과 동일한 설계법을 사용하여 대부분의 교량을 설계 시공하고 있으며 이는 교량 형식의 조건을 고려하는 경우 크게 문제되지 않고 있으며, 실제 적용을 통하여 기존 설계법의 안전성을 인정받고 있다.

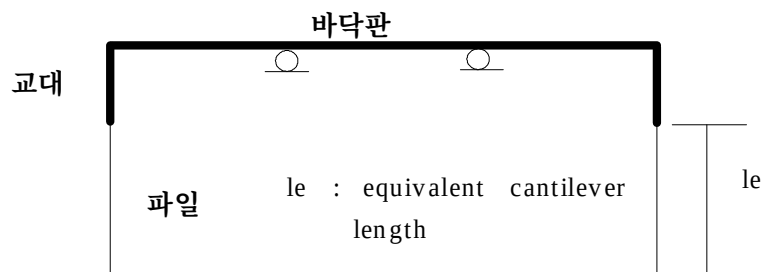


그림 2.3 교대부 composite 거동을 고려한 모델

2.2 국내 PSC beam 무조인트 교량 설계

2.2.1 온도변위와 토압의 상호 작용

이 절에서 제안되는 설계안은 기존 설계방법에서 그 영향이 미미하다고 판단되어 고려하지 않은 온도변화에 따른 교대 변위로 발생하는 토압의 상호작용을 고려 할 수 있는 방안을 제시하였다. 무조인트 교량은 공용 중 온도변화에 따라 변위를 유발하며 변위는 교대배면에 작용하는 토압과 함수관계를 가지게 된다. 변위가 존재하는 벽체에 발생하는 토압계수는 토질조건(다짐조건)에 따라 그림 2.5와 같이 다양한 비선형 곡선의 형상으로 표현된다. 무조인트 교량 설계시 실용적 적용을 위한 가정으로 발생 가능한 토압은 온도변위 발생에 따라 정지토압 상태에서 완전 수동토압이 발현 가능하다고 가정 할 경우 그림 2.4와 같이 토압은 선형 변화한다고 할 수 있으며 이 관계는 식(2.1)과 같이 간단한 함수 식으로 나타낼 수 있다.

$$K = K_o + \phi d \leq K_p \quad (2.1)$$

여기서 ϕ 는 그림 2.4의 토압변화를 나타낸 선의 기울기를 의미한다

식 (2.1)과 같은 토압식을 적용하여 무조인트 교량의 온도 상승 조건하에서 상부구조 거동을 발생토압과

연관하여 이상화하면 그림 2.6과 같은 두 가지 조건에 대한 상부구조 변위와 토압과의 관계 상황을 유추할 수 있다. 이 같은 가정을 하기 위하여 상부구조 온도 변위에 대한 교각, 교대 그리고 파일의 저항을 무시하였다. 첫번째 그림은 대칭성을 고려하여 전체 교량의 길이(L_d)의 반에 해당하는 model을 보여주고 있으며 이 교량은 유효폭 ω_e , 즉 등간격 PSC beam에 대한 값을 유도하였다.

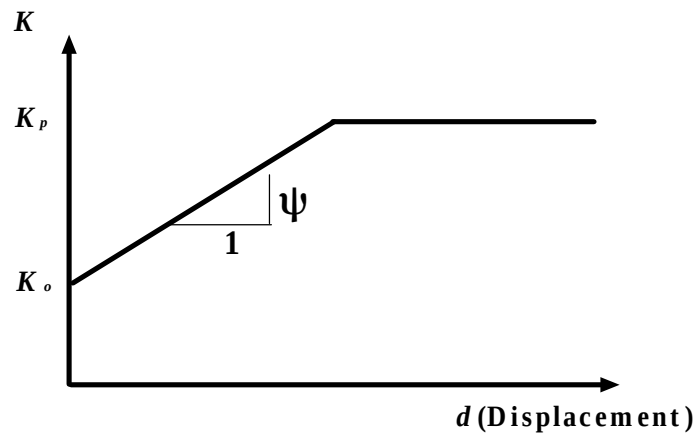


그림 2.4 선형 토압계수 관계

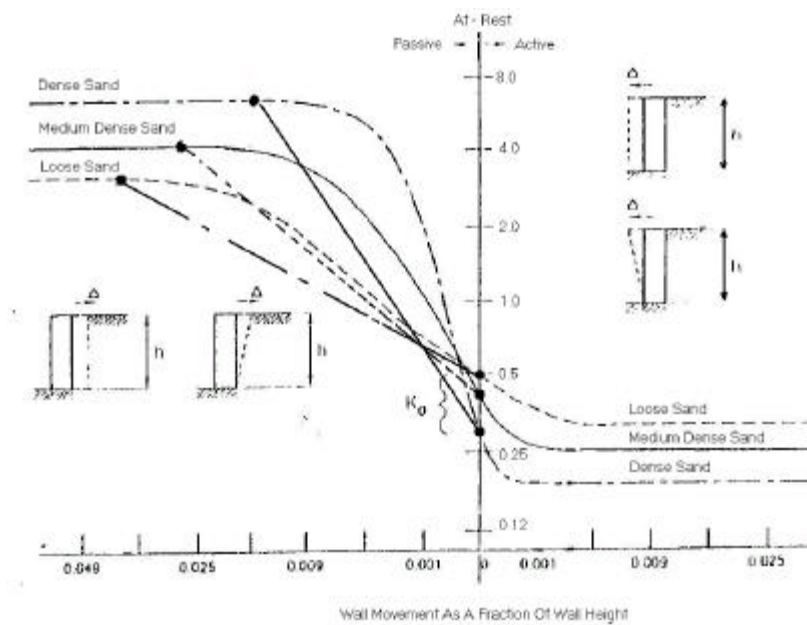


그림 2.5 토압계수의 변화

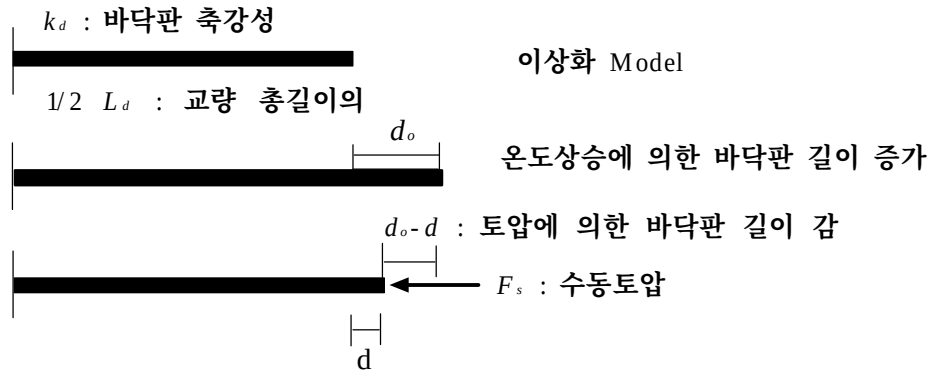


그림 2.6 교대의 지반-구조물 상호작용

교량 바닥판의 축강성은 식(2.2)와 같이 표현된다.

$$k_d = \frac{2E_g (A_g + nA_s)}{L_d} \quad (2.2)$$

여기서, E_g : 거더(PSC beam)의 탄성계수, A_g : 거더의 단면적, n : 슬래브와 거더의 강성비

양측 교대의 조건이 동일하고 상부구조 변위에 대한 파일의 저항을 무시하면 교대벽면에 작용하는 일반적인 삼각형 형상의 토압(F_s)은 식 (2.3)과 같이 정량화 할 수 있다.

$$F_s = \frac{1}{2} h^2 \omega_e \gamma_s K \quad (2.3)$$

여기서 ω_e : 유효폭(거더간격), h : 교대높이, γ_s : 뒷채움재의 단위중량

식(2.3)에 식(2.1)을 대입하면, 토압은 식(2.4)로 정리되고

$$F_s = \frac{1}{2} h^2 \omega_e \gamma_s (K_o + \phi d) \quad (2.4)$$

그림 2.6에 발생하는 축력은

$$F_d = \frac{2E_g (A_g + nA_s)}{L_d} (d_o - d) \quad (2.5)$$

$$\text{여기서, } d_o = \frac{1}{2} \alpha \Delta T L_d \quad \alpha : \text{온도팽창계수} \quad (2.6)$$

교량 바닥판에 작용하고 있는 힘들의 평형조건을 고려하면 ($F_s = F_d$) 온도 변화에 따른 변위는 교대에 작용하는 토압과의 관계식으로 표현이 가능하며 그 결과는 식(2.7)과 같이 표현된다.

$$d = \frac{2\alpha\Delta TE_g(A_g + nA_s) - h^2\omega_e\gamma_s K_o}{\frac{4E_g(A_g + nA_s)}{L_d} + h^2\omega_e\gamma_s\Phi} \quad (2.7)$$

발생되는 변위 값을 식(2.1)에 대입하면 뒷채움에 발생하는 토압은 식(2.8)과 같이 정리되고,

$$K = \frac{2K_o + \alpha\Delta TL_d\phi}{2 + \frac{L_d h^2 \omega_e \gamma_s \phi}{2E_g(A_g + nA_s)}} \leq K_p \quad (2.8)$$

온도변위에 따른 뒷채움부의 토압은 항상 식(2.8)로 계산이 가능하다. 또한 이 식은 항상 수동 토압계수보다 작은 토압 계수를 가지므로 교대와 교각설계시 경제적인 설계가 가능하다.

2.2.2 설계하중 조합 (Design Load Combination)

일반적인 설계 방법에서 기술한 바와 같이 기존 설계 방법은 무조인트 교량의 최종 완공 상태에 대한 설계를 실시하는 것이 현재까지의 경향이였다. 그러나 이미 두동교 설계시 수행한 바와 같이 무조인트 교량은 시공단계를 고려하여 설계를 실시함이 합리적이다. 그러므로 본 절에서는 설계를 수행함에 있어 시공과정을 두 단계로 나누어 각 시공 단계에 해당되는 설계 하중조합을 제시하였다.

2.2.2.1 시공1단계

두동교의 설계·시공과정에서 이미 수행한 바와 같이 상부구조의 콘크리트 타설 방법이 기존 PSC beam 교량과는 다르게 수행되었다. 기존 PSC beam을 이용한 일반조인트 교량은 상부 슬래브 콘크리트를 타설하기 전에 교각에서 가로격벽을 타설하여 설치된 PSC beam을 연결한 후 슬래브 콘크리트를 타설하는 방법이 일반적으로 사용되고 있다. 무조인트교량은 교량 거동 특성상 바닥판 콘크리트 타설 고정하중에 의한 회전 변위가 교대와 말뚝으로 전달되는 것을 방지하기 위하여 상부슬래브 콘크리트 타설과 동시에 교각 가로격벽이 시공되어야 한다. 이는 상부슬래브 콘크리트 타설시에는 콘크리트가 아직 경화되지 않아 교량 바닥판과 구조물사이의 결합이 이루어지지 않은 상태로, 이때까지의 고정하중에 대하여는 각 경간이 단순 지지된 보로 해석을 수행한다.

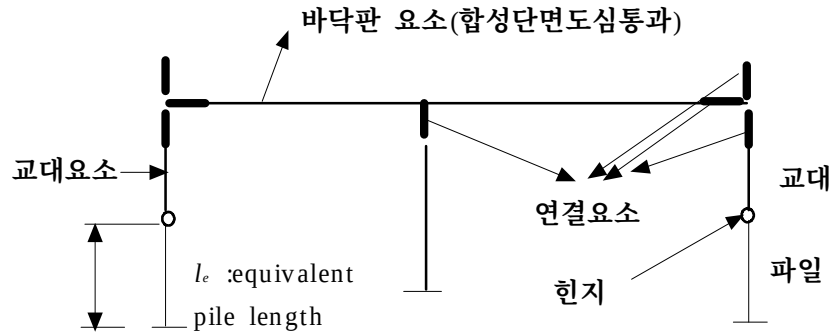


그림 2.7 시공 2단계 뺨대구조 모델

2.2.2.2 시공 2단계

2단계는 상부 슬래브가 완공되어 교량이 사용 중인 상태이며, 교대에 작용하는 토압은 온도하중과 연계되어 고려하여야 한다. 즉, 온도변화가 없을 시에는 정지토압, 온도가 하강할 시에는 주동토압, 그리고 온도의 상승시에는 수동토압의 영향에 대한 고려가 필요하다. 교대의 강성은 파일의 강성에 비해 현저하게 크므로 교대와 파일은 연결부는 한지로 모델링 하도록 한다. 이때 파일의 길이는 $l_e = l_u + 4^4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{K_h}}$ 으로 등가길이 이상의 깊이에서는 변위를 무시할 수 있다.

2.2.2.3 시공단계별 적용하중 조합

위에서 설명한 바와 같이 각 시공단계별 적용 하중은 표 2.1과 같다. 각 하중에 대하여 2개의 모델을 이용하여 설계를 실시하여 각 하중에 대해 충분한 안전을 확보하도록 한다.

활하중의 영향을 충분히 고려하기 위하여 각 하중에 대한 조합과 활하중에 대한 영향선을 각 구조물에 load case 별로 해석한 결과를 이용하여 단경간, 2경간 그리고 3경간 무조인트 교량 주요 지점에서 최대응답을 발생시킬 수 있는 하중조합을 그림 2.8과 표 2.2에 나타내었다. 표 2.2에서 M 은 모멘트를 의미하며 V 는 전단력을 의미한다. 이를 이용하면 각 주요부재의 설계 모멘트와 전단력을 2차원 상태에서 간략히 획득할 수 있다. 그림 2.8은 활하중 작용시 각각의 응답위치를 나타낸다.

표 2.1 각 시공 단계별 적용 하중

시공단계 # 구조물 형상		작용하중	
		Load ID	구분
1단계	Simply supported beams (단순 보해석)	1	PSC girder 고정하중
		2	Pre-tensioning
		3	상부슬래브 고정하중 가로격벽, 교대 고정하중
2단계	Composite structure (합성거더)	4	추가 고정하중(연석, 난간등)
		5	아스팔트
		6	Prestress losses
		7	활하중과 보행자 하중
		8	온도팽창
		9	온도수축
		10	수동토압
		11	정지토압
		12	주동토압
		13	지진하중 Seismic loads

표 2.2는 그림 2.8의 각 응답 위치에서 최대 휨 및 전단응답을 유발 할 수 있는 하중조합을 의미한다.

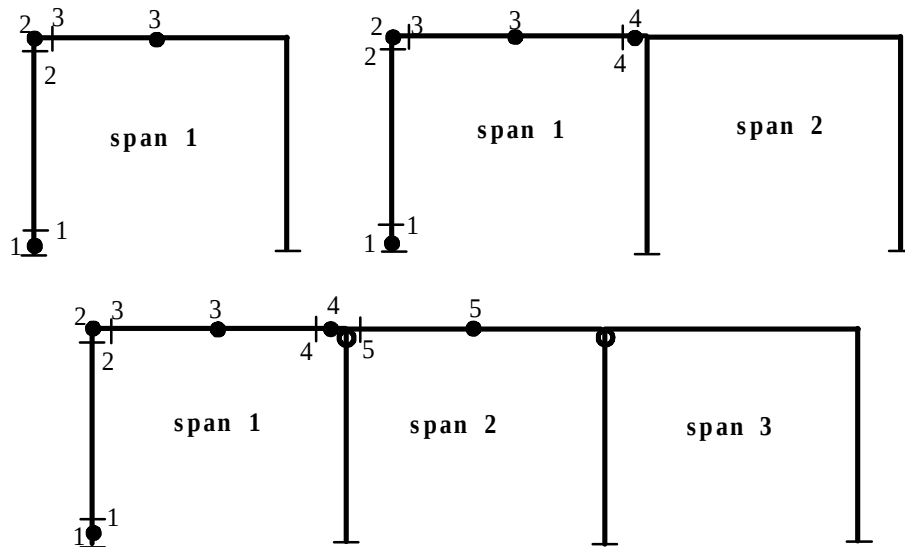


그림 2.8 응답위치

표 2.2 최대 휨 및 전단응답에 대한 하중조합

Response location	고정하중	활하중 Span #			온도			토압		
		1	2	3	Pos.	Zero	Neg.	Pas.	At Rest	Act
1	M V		M V		M V			M V		
						M V			M V	
							M V			M V
2	M V	M V		M V	M V			M V		
3	M V	M V		M V	V		M	V		
4	M V	M V	M V		M			M		
						M			M	
							M V			M V
5	M V	V	M V		M		V	M		V

2.3 무조인트교량 설계를 위한 요구사항

이상과 같이 일반적인 설계법에서 고려하지 못한 부분에 대한 개선방안을 제시하였으나 제시된 설계방안은 많은 적용과 다양한 분석을 통하여 그 방법에 대한 검증이 필요한 동시에 아래 항목에 대한 해결방안 마련을 위한 추가 연구가 필요하다.

① 바닥판설계

기존 방법은 바닥판설계시 교대와 바닥판의 연속성을 무시하여 무조인트 교량으로 인한 경간 모멘트를 줄일 수 있는 효과를 반영할 수 있는 방법이 없으며, 설계 반영시 이로 인한 교량 안전율의 증가에 대한 정량적인 연구가 필요하다.

② 교각설계

기존 설계 방법은 상부구조로부터 전해 내려오는 수직하중과 3차원 model 사용을 통하여 교각에 작용한 횡하중에 대한 고려가 필요하다. 즉 양단의 교대에 작용하는 토압이 균형일 때만 적용이 가능하므로 작용토압이 비대칭인 경우에 대한 해석 방안이 필요하다. 즉, 단순화된 3차원 model 개발의 필요성이 존재한다.

③ 상부구조의 온도 팽창으로 발생하는 토압에 의한 프리스트레스트 콘크리트 긴장력 손실을 추정 반영할 수 있는 설계 방안이 필요하다.

④ 바닥판-교대 설계

기존의 설계 방법은 수동 토압계수(K_p)를 적용하였으나 제안 방법은 경제적 설계를 위한 지반-구조물 상호작용을 반영한 토압계수 사용을 제안했다. 그러나 이를 위해서는 국내 지반조건을 고려한 Parameter 값의 도출 방안이 필요하다.

⑤ 지진하중에 대한 별도의 modeling 방안에 대한 연구가 필요하다. 다음 장에서 기본적인 이론 및 개략적인 지진거동에 대한 소개를 실시 할 것이나 심층적인 해석 방안에 대한 연구가 필요하다.

2.4 무조인트교량의 내진 설계 특성

2.4.1 내진설계 개요

무조인트 교량의 가장 큰 장점 중의 하나는 지진에 내구성을 가진 구조라는 것이다. 무조인트교량의 내진성은 그 우수성을 오래전부터 인정받아 미국 California주 도로국(Caltran)을 포함하여 지진의 발생이 빈번한 다수의 주도로국(DOT)에서는 무조인트 교량을 널리 사용되고 있다. 내진설계라 함은 국내 도로교 표준시방서에 명시된 바와 같이 지진이 발생하는 경우 예상되는 피해를 최소화하고 교량의 기본 기능을 유지할 수 있도록 구조물을 설계하는 것이다. 국내의 경우 최근에는 그 적용기준이 더욱 강화되고 있는 실정이며, 고속도로 교량의 경우에는 그 특성상 내진설계는 필수 불가결한 것으로 인식되고 있다.

국내 내진설계의 규정은 많은 부분에 있어 미국 AASHTO의 내진설계를 준용하고 있다. 구조물의 내진설계 과정은 크게 설계 지진력의 결정, 개념설계, 해석모델 작성과 지진해석, 상세설계 및 설계검토의 절차로 구성된다. 이런 설계과정에 있어서 가장 기본적인 요소는 구조물의 특성에 따른 거동을 가장 잘 모사할

수 있는 해석 모델의 수립이라 할 수 있다. 일반 구조물의 내진설계를 위한 수치해석 모델과 이에 따른 해석방법은 다음 그림 2.9와 같이 요약할 수 있으며, 일반 교량 구조물 설계시 큰 어려움 없이 적용되고 있는 실정이다. 그러나 최근 내진 상세 설계 부분에 있어 국내 적용기준과 현장 시공과정에 상충되는 부분이 다수 발생하여 이에 대한 개선방안에 대한 연구가 매우 활발히 진행되고 있다. 합리적인 내진설계 기준을 작성하기 위한 기본연구와 내진성능이 우수한 재료 및 여러 종류의 구조물에 대한 개발과 및 관련된 수준 높은 연구 또한 꾸준히 수행되고 있어 내진 분야에 대한 관계자들의 많은 관심을 보여주고 있다.

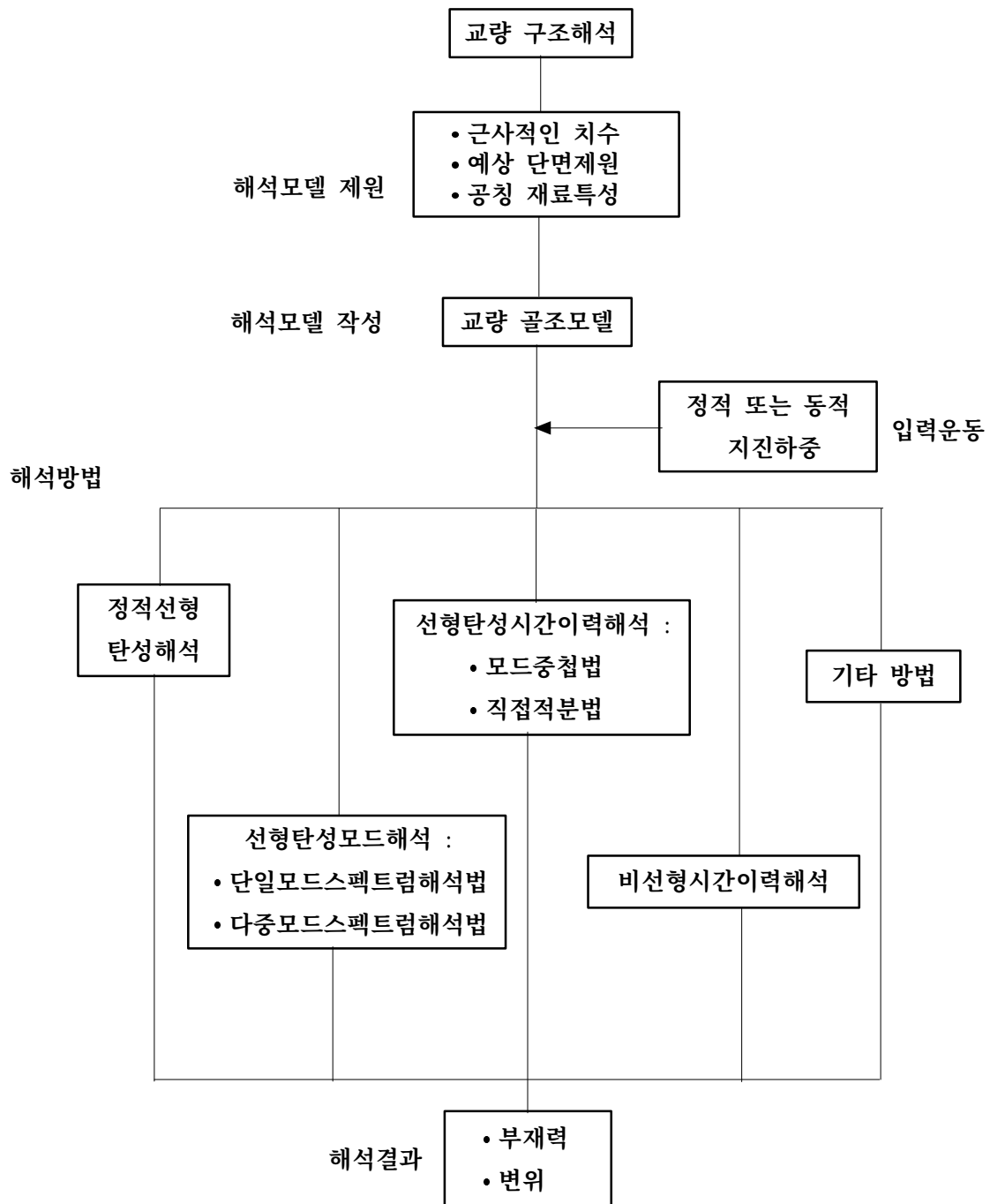


그림 2.9 교량의 내진해석 방안

무조인트 교량의 내진설계 기준은 이미 '96 개정 도로교 표준시방 6.3.4 규정에 일체식 교대라는 명칭하에 설계 개념이 반영되어 있으나 기본방안에 대한 개략적 소개만을 수록하고 있다. 시방규정은 지진 하중 작용시 상부구조와 교대가 일체가 됨에 따라 파일과 교대 그리고 교대 뒷채움 흙과의 상호작용을 고려하여 교량을 설계토록 하고 있다. 또한 '96 개정 도로교 표준시방 6.2.4 규정에 지진 위험지역에서는 작용하중에 대한 재료의 인성이 요구되므로 H 형강 말뚝의 우수성에 대하여 명기하고 있다. 그럼에도 불구하고 국내의 경우 H형강 말뚝을 교량구조물의 기초로 적용하는 것은 본 연구과제가 국내에서는 최초인 것으로 판단된다. 무조인트 교량의 적극적인 사용을 위해서는 일반 하중조건과 지진하중 작용시, 구조물과 지반사이에 상호작용 (Interaction)을 고려하여 안전 설계를 실시 할 수 있는 합리적인 설계 방안에 대한 많은 연구가 필요 할 것으로 판단된다. 추가로 지진하중 작용시 구조물의 거동을 밝히기 위한 다양한 시험방법의 고안과 시험 결과 분석을 통하여 지진 설계시 사용될 수 있는 간략 해석 모델의 개발과 각종 구조거동 규명하기 위한 물리적 성질을 나타내는 상호 함수관계의 규명 등이 요구된다.

2.4.2 내진설계를 위한 모델링

2.4.2.1 일반사항

무조인트 교량의 내진 해석을 위하여 구조물의 일체성과 교대, 파일 그리고 흙의 상호작용 효과를 고려한 해석 모델을 제시하였다. 해석 방법은 탄성해석에 기초하였으나 어떠한 방법을 적용하여도 실제 지진거동과 다소간의 차이가 있는 것으로 판단된다. 이는 지진하중 작용시 교대 뒷채움 벽체에 발생하는 Damping 효과를 산정하여 해석모델에 반영하기가 현실적으로 매우 어렵기 때문이다. PSC beam을 이용한 무조인트 교량의 지진거동 특성을 파악하기 위하여 교량 연장길이 90m의 3경간 교량을 선정하여 지진해석 모델링 작업을 실시하였으며 교량 제원은 그림 2.10에 표시한 바와 같이, 양측 난쟁이 교대의 높이는 4m, 교각 높이는 각각 16m, 18m로 설정하였다. 적용된 제원은 무조인트 교량 실용화 시험시공 대상교량인 두동교의 교량제원과 거의 동일하나 사각이 존재하지 않는 직교를 해석 교량으로 선택하였다.

그림 2.10의 교량을 구조해석 범용 프로그램인 SAP 2000을 사용하여 지진해석을 하기 위한 수치 모델은 그림 2.11과 같다. 상부 바닥판과 PSC beam으로 이루어지는 상부구조는 5개의 PSC beam의 단면특성을 이상화하여 1개의 뼈대요소(frame element)로 모델링 하였다. 파일 변위에 따른 지반거동을 고려한 모델링은

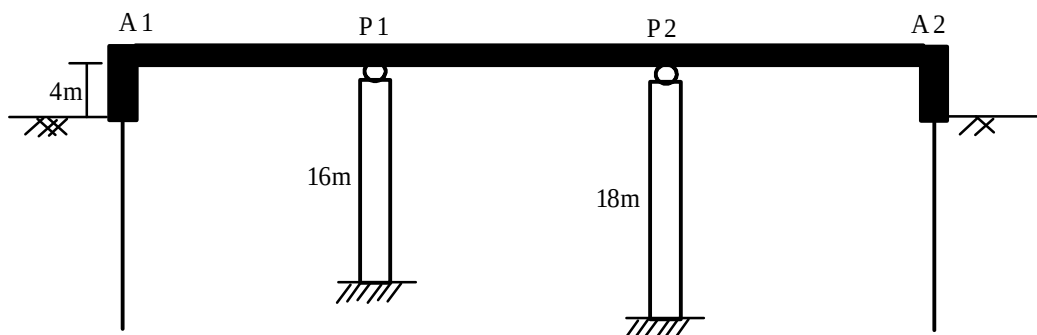


그림 2.10 예제 해석교량

6장에서 설명하기로 한다. 또한 일반적으로 무조인트 교량의 교각은 상부구조와 일체로 시공되는 경우와 이동받침 베어링을 사용하여 분리되는 두 경우가 존재하나 실용화 시공중에 있는 두동교의 경우 이동받침을 사용하여 실시설계를 수행한 바, 상부구조와 교각은 베어링에 의하여 분리된 경우에 대하여 해석을 적용하였다. 추가로 교대 뒷채움이 있는 경우와 없는 경우에 대하여 교량 구조물의 거동특성 및 지진력의 변화 등에 대하여 해석을 실시하여 그 영향을 비교 분석하고자 한다.

해석 교량의 제원 및 지진해석에 사용된 각종 특성값은 아래와 같다.

- 교량형식 : 3경간 PSC beam 연속 Integral bridge
- 교 장 : 3@80 = 90 m
- 교 폭 : 12.145 m
- 교각 형식 : II 형 R. C. 교각
- 내진등급 : 국내 도로교 시방규정 적용 - 내진 1등급교, 지진구역 : II(S=1.2)
- 설계강도 :

1) 콘크리트

$$f_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Slab)}$$

$$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (P.S.C Beam)}$$

2) 철근 (SD30)

$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

3) Strand - SWPC 7B $\Phi=12.7$ mm, 인장강도 : $\sigma_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

▪ 탄성계수

$$E_c(\text{slab}) = 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad E_c(\text{beam}) = 3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{탄성계수비 } (n) = \frac{3.0 \times 10^6}{2.5 \times 10^6} = 1.2$$

- 교각기초 : 직접기초
- 교대기초 : H 형 일렬 말뚝기초

2.4.2.2 상부구조

상부구조는 바닥판과 5개의 PSC beam의 단면 및 재료특성을 반영하였으며 평행축 정리등을 적용하여 이상화된 1개의 뼈대 요소(Frame Element)를 사용하여 이상화 된 모델링을 실시하였다. 도로교시방규정은 강성과 관성효과를 충분히 반영하기 위하여 1/4 지점마다 절점을 배치토록 제시하고 있으나 해석 결과에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단되어 경간은 1/3 지점마다 절점을 가지는 3개의 뼈대요소로 구성하였다. 그림 2.11에 나타나 있는 상부 뼈대구조는 PSC beam과 바닥판의 합성단면의 도심을 통과하도록 배치하였다.

2.4.2.3 교대 말뚝기초 강성

앞 절의 상부구조 기본 모델링 방법은 일반 PSC beam교량의 지진 해석 모델 작성방안과 큰 차이점이 없다. 본 형식 교량의 핵심적인 구조 거동특성은 상부구조와 일체로 시공되는 교대와 교대를 지지하는 일렬 H 말뚝의 유연거동에 있다. 탄성해석을 이용하여 이 같은 구조거동 특성을 반영하기 위한 말뚝기초의

강성을 산정하는 방안으로써 미 연방도로국(FHWA)에서 제시한 천공말뚝과 지반 거동의 상호관계를 고려할 수 있는 제안식을 이용하였다. 그림 2.12에서 예시된 3가지 모델링 방법이 일반적으로 사용되고 있으며 각 방법은 적용 Case 별로 장·단점을 가진다.

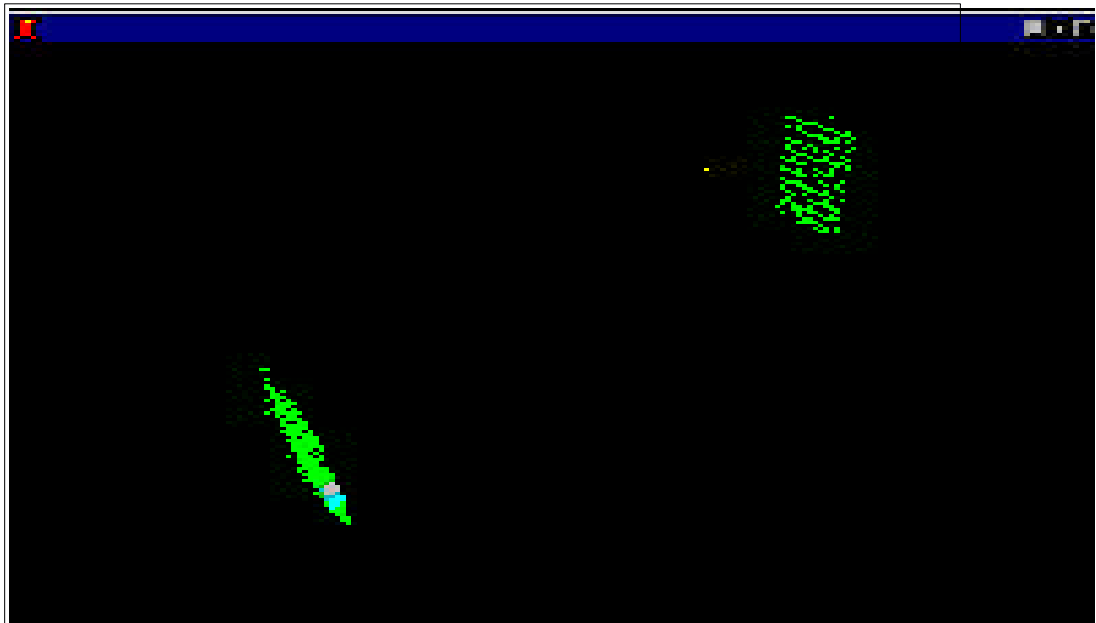


그림 2.11 무조인트 교량의 3차원 해석 모델

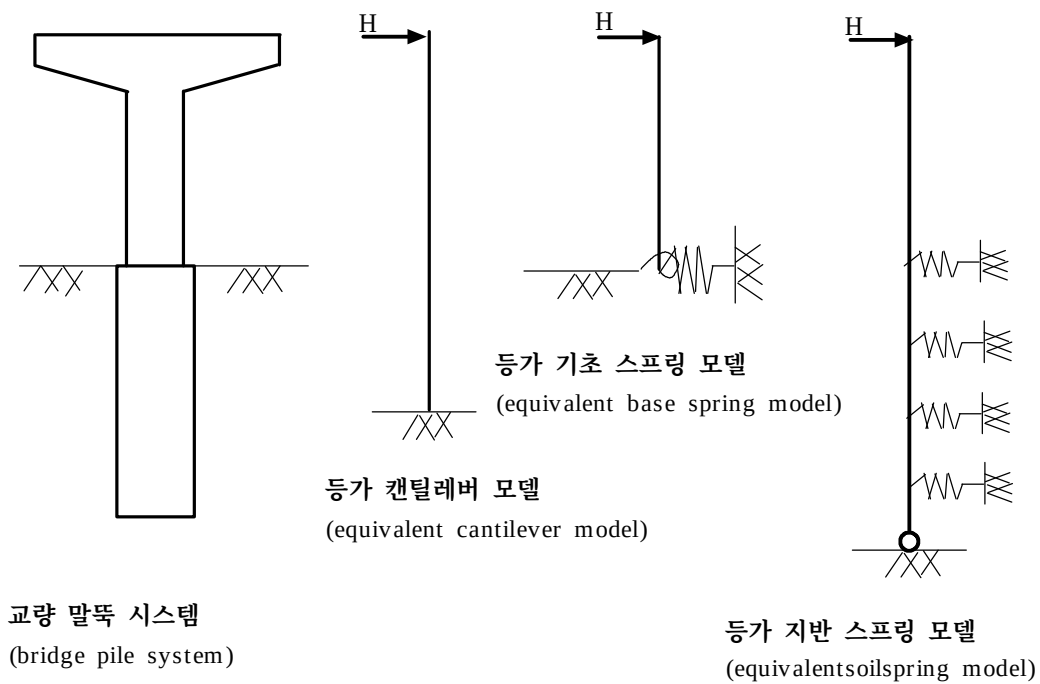


그림 2.12 천공말뚝(drilled shaft) 모델링 방법

무조인트 교량에 사용되는 파일은 천공말뚝이 아닌 H 형강 타입말뚝이지만 여기서는 H 형강 타입말뚝을 등가의 천공말뚝이라고 가정하여 말뚝변위와 지반의 상호관계를 지반 스프링을 사용하여 이상화하였다. 추후 이와 같은 H 말뚝의 등가 지반 스프링 모델에서의 스프링 상수 값을 좀 더 합리적으로 산정 할 수 있는 연구가 필요하다고 판단된다. 스프링 상수는 Terzagi(1955)의 연구에 기초를 두고 NAVFAC DM 7.02(1986)방법에 의한 다음 식을 사용하여 산정할 수 있다.

$$K_h = \frac{f \cdot z}{D} \quad (2.9)$$

여기서, K_h : 수평지반 반력계수

D : 말뚝지름

f : 그림 2.18에 따른 계수값

z : 지표면으로 부터의 깊이

따라서, 구하고자하는 스프링 상수 값은 식(2.10)로 구할 수 있다.

$$K_z = K_h \cdot D \cdot H_{trib} \quad (2.10)$$

여기서, K_z : 깊이 z 에서의 스프링 상수

K_h : 수평지반 반력계수

H_{trib} : 스프링 한 개가 영향을 미치는 지반 높이

2.5 일반교량과 무조인트교량의 지진해석 비교

이 절에서는 동일 조건에 있는 일반 PSC beam교량과 무조인트 교량의 지진해석 결과를 비교하였다. 그러나 교량구조 특성상 경계조건은 동일할 수가 없으므로 일반 PSC beam교량 해석에 사용된 경계조건은 그림 2.10에서 교각 2에 종방향 고정단을 배치하고 양측 교대와 교각 1의 지점부는 이동지점으로 설정하였다. 이는 가장 일반적인 3경간 PSC beam 교량의 경계조건이다.

2.5.1 일반 PSC beam교량의 모델링 및 제원

일반 PSC beam 교량의 수치해석 모델을 그림 2.13에 나타내었다.

2.5.1.1 상부 합성단면 특성

상부구조를 1개의 등가보를 사용하여 해석모델 작성하였으며 단면특성을 PSC Beam 환산단면을 사용하여 계산을 실시하였다.

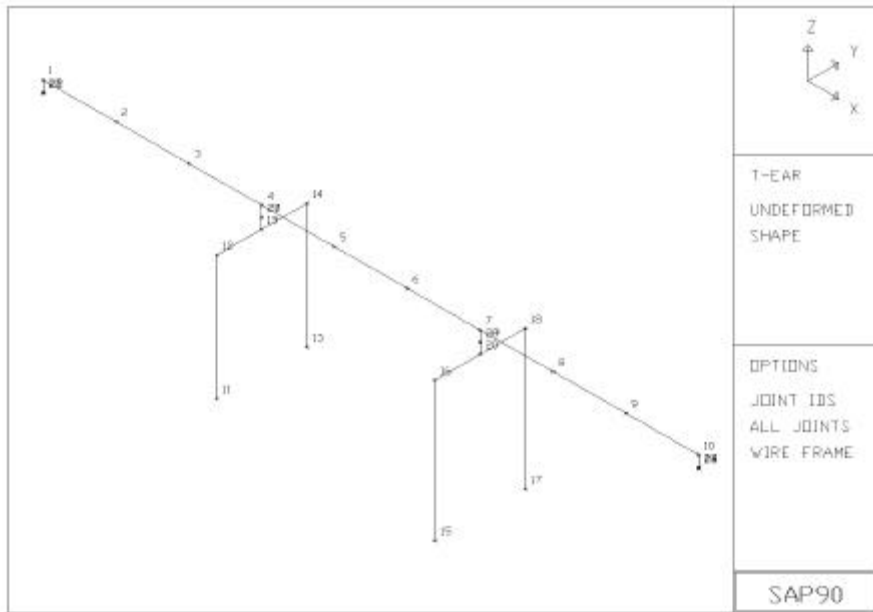
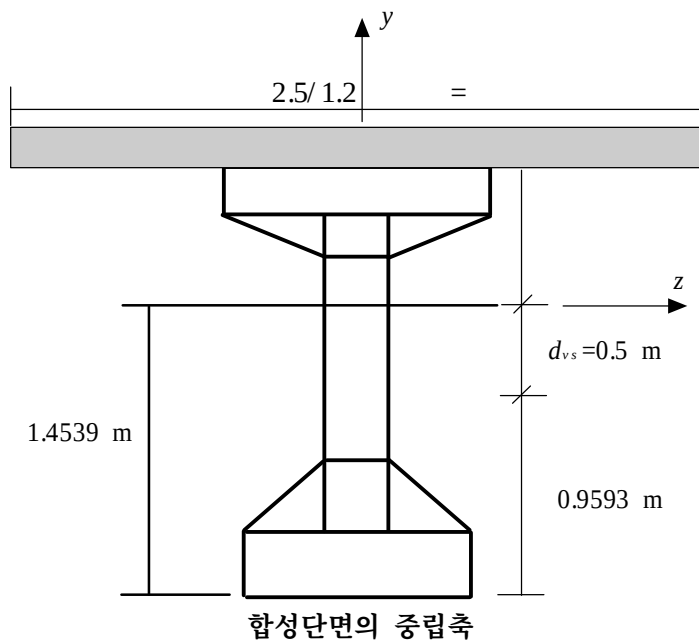


그림 2.13 일반 PSC beam교량의 해석 모델

※ 교축방향 - Pier 2에 고정단, 교대(A1, A2) 및 Pier 1 모두 이동지점
 교축직각방향 - 교대는 고정단
 교각 높이 - Pier 1=16m, Pier 2=18m.

1) 합성단면의 도심축



단 면	$A_b, (cm^2)$	P.C. 단면 도심으로 부터의 거리 $d (cm)$	$A_b d, (cm^3)$
R.C. Slab	5200	116.6	606320
P.C. Beam	6714	0.0	0.0
합 계	11914		606320

$$- d_{vs} = \frac{\sum A_b d}{A_b} = \frac{606320}{11914} = 50.9 \text{ cm}$$

2) 합성단면의 단면2차 모멘트

- 합성단면의 단면2차 모멘트는 평행축 정리를 사용하여 구한다.

단 면	$A_b(cm^2)$	$I_{yo}(cm^4)$	y(합성단면 도심으로부터 각단면 도심까지의 거리, cm)	$y^2(cm^2)$	$A_b*y^2(cm^4)$	$I_{zo}(cm^4)$
R.C. Slab	5200	18747733	65.7	4316.5	22445800	270833
P.C. Beam	6714	1437340	-50.9	2590.8	17394631	33092689
합 계	11914	20185073			39840431	33363522

$$I_y = \sum I_{yo} = 20185073 \text{ cm}^4 = 0.2019 \text{ m}^4$$

$$I_z = \sum (I_{zo} + A_b y^2) = 33363522 + 39840431 = 73203953 \text{ cm}^4 = 0.732 \text{ m}^4$$

- 상부구조 전단면에 대한 단면특성

$$A_b = 5 \times 11914 = 59570 \text{ cm}^2 = 5.818 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} I_z &= I_y + 2 (I_{yo} + A_b y^2) \\ &= 0.2019 + 2 \times \{ (0.2019 + 1.1914 \times 2.5^2) + (0.2019 + 1.1914 \times 5^2) \} \\ &= 75.472 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$I_y = 5 \times 73203953 = 366039765 \text{ cm}^4 = 3.66 \text{ m}^4$$

2.5.1.2 하부구조

1) 원형기둥

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 250^2}{4} = 49087 \text{ cm}^2 = 4.91 \text{ m}^2$$

$$I_z = I_y = \frac{\pi D^4}{64} = 191747598.5 \text{ cm}^4 = 1.9175 \text{ m}^4$$

$$J = \frac{\pi r^4}{2} = 383495197 \text{ cm}^4 = 3.83 \text{ m}^4$$

2) 교각캡빔

$$A_c = 250 \times 250 = 62500 \text{ cm}^2 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$I_z = I_y = \frac{250 \times 250^3}{12} = 325520833.3 \text{ cm}^4 = 3.26 \text{ m}^4$$

$$J = \beta h b^3 = 0.141 \times 250 \times 250^3 = 550781250 \text{ cm}^4 = 5.51 \text{ m}^4$$

$$\text{여기서, } \beta = \frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{h} \left(1 - \frac{b^4}{12 h^4} \right) = 0.141$$

2.5.1.3 교량 자중

1) 상부구조

슬 레 브	$0.25 \times 2.5 \times 12.145$	= 7.59 t/ m
포 장	$0.08 \times 13.4 \times 2.3$	= 2.4656 t/ m
PSC Beam	$0.6714 \times 2.5 \times 5$	= 8.3925 t/ m
방 호 벽	$0.42 \times 1 \times 2.5$	= 1.05 t/ m
중앙분리대		= 0.65 t/ m
합 계		20.15 t/ m

$$20.15 \times 90 = 1813.5 \text{ t}$$

2) 중간격벽

중앙부	$1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times 60(\text{EA})$	= 147.4 t
단 부	$1.78 \times 1.84 \times 1.3 \times 2.5 \times 8(\text{EA})$	= 85.2 t
합 계		= 232.6 t

3) 하부구조

교각 캡빔(1EA)	$9.2 \times 2.5 \times 2.5 \times 2.5$	= 143.75 t
기 등 - Pier 1	$\pi \times 2.5^2 / 4 \times 16 \times 2.5 \times 1 / 2 \times 2$	= 196.30 t
기 등 - Pier 2	$\pi \times 2.5^2 / 4 \times 18 \times 2.5 \times 1 / 2 \times 2$	= 220.9 t

2.5.2 일반 PSC Beam교량의 지진해석

2.5.2.1 단일모드스펙트럼 해석법에 의한 지진해석

1) 교축방향지진 (Pier 2에 고정단)

① 교축방향 단위하중 :

$$\begin{aligned} \omega(x) &= (\text{상부구조} + \text{중간격벽} + \text{캡빔} + \text{교각기둥(pier2)}) / \text{교장} \\ &= (1813.5 + 232.6 + 143.75 + 220.9) / 90 = 26.8 \text{ t/m} \end{aligned}$$

② 단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위

$$V_s = 0.03 \text{ m}$$

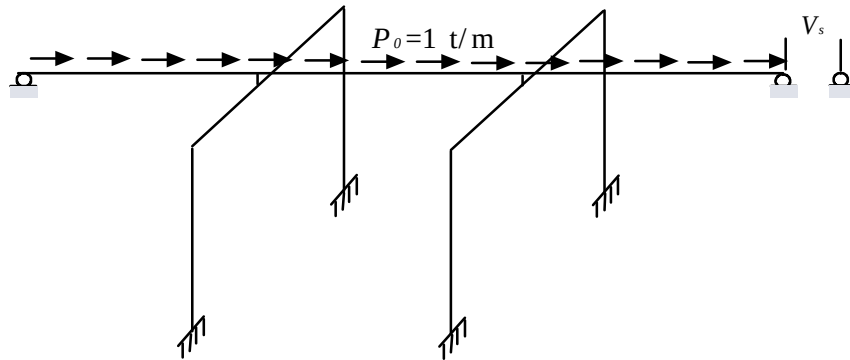


그림 2.14 단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위(일반 PSC beam교량)

③ 고유주기를 계산하기 위한 계수 α , β , γ

$$\alpha = \int_0^L V_s(x) dx = 0.03 \times 90 = 2.7$$

$$\begin{aligned} \beta &= \int_0^L \omega(x) V_s(x) dx \\ &= 26.8 \times 2.7 = 72.36 \end{aligned}$$

$$\gamma = \int_0^L \omega(x) \{V_s(x)\}^2 dx = 26.8 \times 0.03^2 \times 90 = 2.17$$

④ 주기 : $T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{2.17}{1 \times 9.8 \times 2.7}} = 1.8 \text{ sec}$

⑤ 탄성지진응답계수

$$A = 0.154 (\text{가속도 계수})$$

$$S = 1.2 (\text{지반종류 II})$$

$$C_s = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{1.8^{2/3}} = 0.15$$

⑥ 교축방향 등가정적 지진하중

$$P_e = \frac{\beta C_s \omega(x) V_s(x)}{\gamma} = \frac{72.36 \times 0.15 \times 26.8 \times 0.03}{2.17} = 4.02 \text{ t/m}$$

⑦ 교대지점부의 변위

$$\Delta x = 0.12 \text{ m}$$

위의 계산결과를 정리하면 표 2.3과 같다.

표 2.3 교축방향지진에 의한 탄성지진력(일반 PSC beam교량)

부재력 요소	F_x , 교축방향 전단력(t)	M_y , 교축방향 휨모멘트(t-m)	F_y , 교축직각방향 전단력(t)	M_y , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)	F_{Zy} , 축하중(t)	비고
교대(A ₁)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
교각(P ₁)*	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	롤러
교각(P ₂)	180.9	3744.6	0.0	0.0	0.0	힌지
교대(A ₂)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

* 기둥한개당 단면력

2) 교축직각방향 지진

① 단위등분포하중에 의한 횡방향 변위량

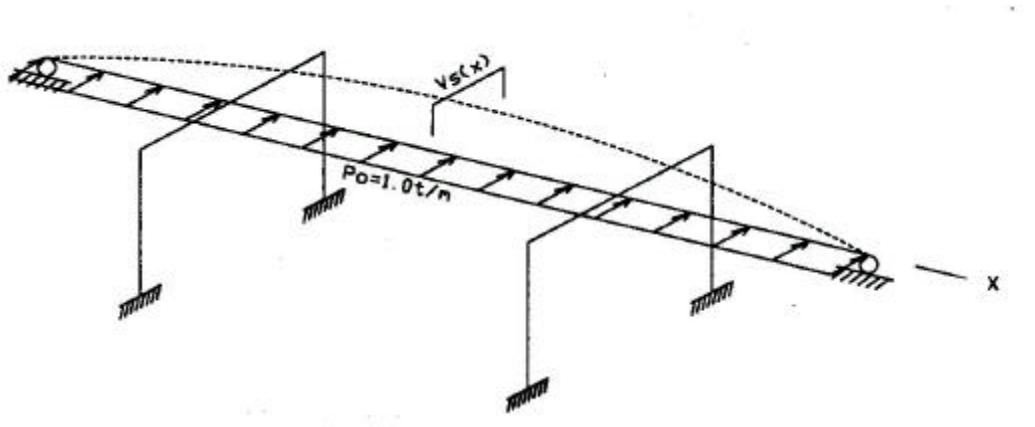


그림 2.15 단위등분포 하중하중에 의한 변위량(일반 PSC beam교량)

표 2.4 단위등분포 하중하중에 의한 횡변위량 (일반 PSC beam교량)

x 좌표	변 위 $V_s(x)$, (*10 ⁻⁶)	x 좌표	변 위 $V_s(x)$, (*10 ⁻⁶)
0.0	0.0	50.0	1538
10.0	540.9	60.0	1371
20.0	998.1	70.0	1042
30.0	1329	80.0	567.5
40.0	1522	90.0	0.0

② 횡방향 단위하중

$$\begin{aligned}\omega(x) &= (\text{상부구조} + \text{중간격벽} + \text{캡빔 2개} + \text{기둥}(\text{pier 1} + \text{pier 2}))/\text{교장} \\ &= (1813.5 + 232.6 + 143.75 \times 2 + 196.3 + 220.9)/90 \\ &= 30.56 \text{ t/m}\end{aligned}$$

③ 고유주기를 계산하기 위한 계수 α , β , γ

$$\begin{aligned}\alpha &= \int_0^L V_s(x) dx \\ &= \left[\left\{ \left(\frac{540.9}{2} \right) + \left(\frac{540.9 + 998.1}{2} \right) + \left(\frac{998.1 + 1329}{2} \right) + \left(\frac{1329 + 1522}{2} \right) \right. \right. \\ &\quad + \left(\frac{1522 + 1538}{2} \right) + \left(\frac{1538 + 1371}{2} \right) + \left(\frac{1371 + 1042}{2} \right) \\ &\quad \left. \left. + \left(\frac{1042 + 567.5}{2} \right) + \left(\frac{567.5}{2} \right) \right\} \times 10^{-6} \right] \times 10 = 0.089\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \int_0^L \omega(x) V_s(x) dx \\ &= 30.56 \times 0.089 = 2.72\end{aligned}$$

$$\gamma = \int_0^L \omega(x) \{V_s(x)\}^2 dx = 1.1 \times 10^{-4} \times 30.56 = 3.36 \times 10^{-3}$$

④ 교축직각방향 주기

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{3.36 \times 10^{-3}}{1 \times 9.8 \times 0.089}} = 0.39 \text{ sec}$$

⑤ 탄성지진응답계수

$$C_s = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.39^{2/3}} = 0.415 > 2.5 \times A$$

따라서, $C_s = 2.5 \times 0.154 = 0.385$

⑥ 등가정적 지진하중

$$P_e = \frac{\beta C_s \omega(x) V_s(x)}{\gamma} = \frac{2.72 \times 0.385 \times 30.56}{3.36 \times 10^{-3}} V_s(x) = 9524.5 V_s(x)$$

표 2.5 교축직각방향 지진하중(일반 PSC beam교량)

x 좌표	지진하중 $P_e(x)$, (t/m)	x 좌표	지진하중 $P_e(x)$, (t/m)
0.0	0.0	50.0	14.6
10.0	5.15	60.0	13.06
20.0	9.51	70.0	9.9
30.0	12.66	80.0	5.4
40.0	14.5	90.0	0.0

⑦ 탄성지진 단면력

표 2.6 교축직각방향지진에 의한 탄성지진력(일반 PSC beam교량)

부재력 요소	F_x , 교축방향 전단력(t)	M_y , 교축방향 휨모멘트(t-m)	F_y , 교축직각방향 전단력(t)	M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)	F_z , 축하중(t)	비고
교대(A ₁)	0.0	0.0	180.5	0.0	0.0	
교각(P ₁) [*]	0.0	0.0	130.3	1207.6	±396.7	롤라
교각(P ₂) [*]	0.0	0.0	98.0	1010.6	±328.7	한지
교대(A ₂)	0.0	0.0	210.5	0.0	0.0	

* 기둥한개당 단면력

2.5.2.2 다중모드스펙트럼 해석

- 질량산정 (Mass Calculation)

1) 합성단면(상부구조)

① 끝단(절점 ①, ⑩)

$$(20.15 \times 5 \text{ m} + 1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times 4EA \times \frac{1}{2}) / 9.8$$

$$= 10.8 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$$

② 중간(절점 ②, ③, ⑤, ⑥, ⑧, ⑨)

$$(20.15 \times 10 \text{ m} + 1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times (4EA + 4 \times \frac{1}{2} + 4 \times \frac{1}{2})) / 9.8$$

$$= 22.6 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$$

③ 교각부(절점 ④, ⑦)

$$\{ 20.15 \times 10 \text{ m} + 1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times (4 \times \frac{1}{2} + 4 \times \frac{1}{2}) +$$

$$1.78 \times 1.84 \times 1.3 \times 2.5 \times 4EA \} / 9.8 = 26.9 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$$

2) Pier 1

- 절점 11, 13 : $4.19 (A) \times 2.5 \times 2.7 (H) / 9.8 = 3.382 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$
- 절점 12, 14 : $1.6 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$
- 절점 31, 34 : $4.19 (A) \times 2.5 \times 5.35 (H) / 9.8 = 6.7 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$
- 절점 32, 35 : $4.19 (A) \times 2.5 \times 5.3 (H) / 9.8 = 6.64 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$
- 절점 33, 36 : $4.19 (A) \times 2.5 \times 2.65 (H) / 9.8 = 3.32 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$
- 절점 19 : $2.36 \text{ t- sec}^2 / \text{m}$

3) Pier 2

- 절점 15, 17 : $4.19(A) \times 2.5 \times 3.0(H) / 9.8 = 3.757 t - sec^2/m$
- 절점 16, 18 : $1.6 t - sec^2/m$
- 절점 37, 40 : $4.19(A) \times 2.5 \times 6.0(H) / 9.8 = 7.515 t - sec^2/m$
- 절점 38, 41 : $4.19(A) \times 2.5 \times 3.0(H) / 9.8 = 3.757 t - sec^2/m$
- 절점 39, 42 : $4.19(A) \times 2.5 \times 3.0(H) / 9.8 = 7.515 t - sec^2/m$
- 절점 20 : $2.36 t - sec^2/m$

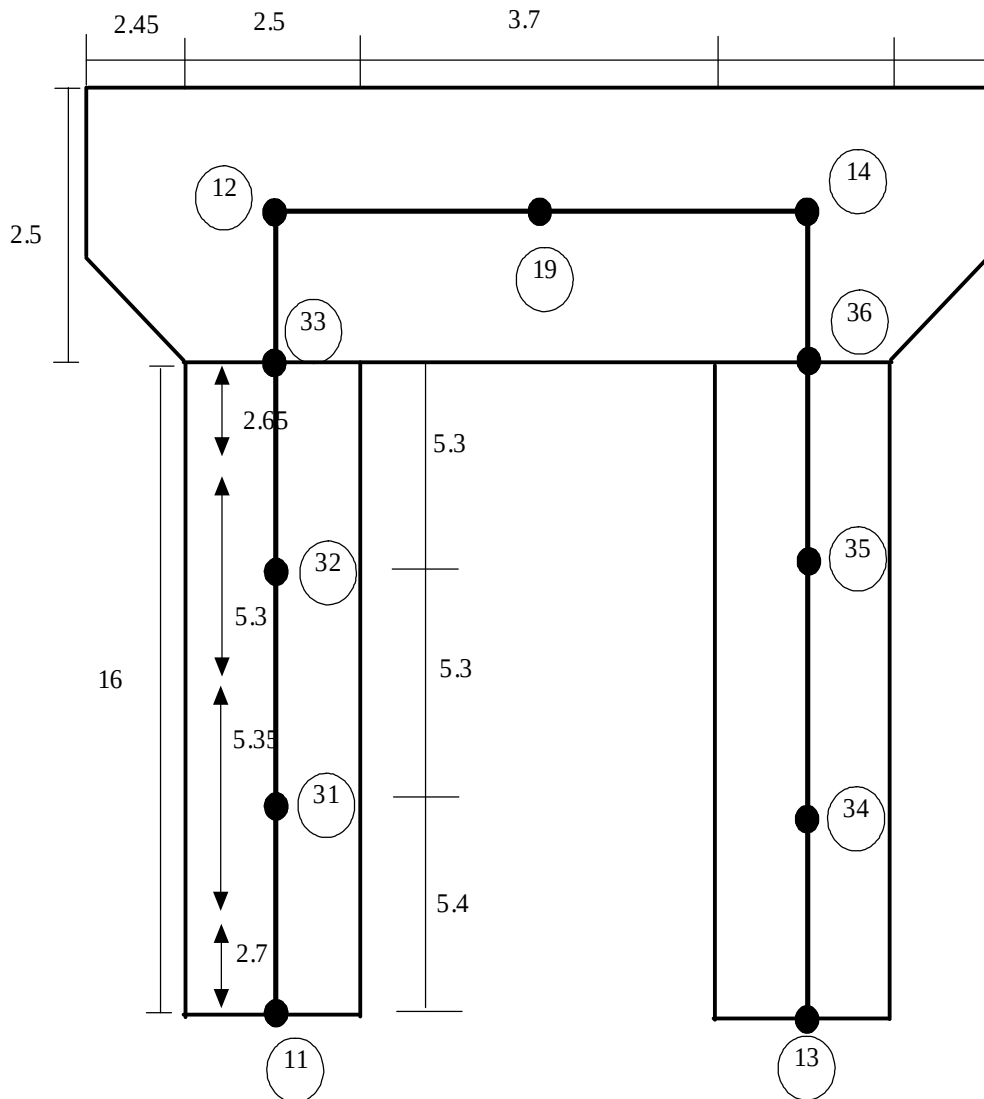


그림 2.16 교각 P1의 질량을 계산하기 위한 구조해석모델

4) 단일모드, 다중모드스펙트럼해석에 의한 지진력 비교

표 2.7 일반 PSC Beam 교량의 지진해석에 의한 탄성지진력

부재력 요소	F_x , 교축방향 전단력(t)		M_y , 교축방향 휨모멘트(t-m)		F_y , 교축직각방향 전단력(t)		M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)		F_z , 축하중(t)		비고
	단일	다중	단일	다중	단일	다중	단일	다중	단일	다중	
교대(A ₁)	0.0		0.0		180.5	167.9	0.0		0.0		
교각(P ₁) [*]	0.0		0.0		130.3	143.9	1207.6	1271.2	±396.7	370.3	롤러
교각(P ₂) [*]	180.9	182.3	3744.6	3659.1	98.0	114.3	1010.6	1094.5	±328.7	296.2	힌지
교대(A ₂)	0.0		0.0		210.5	200.5	0.0		0.0		

* 기둥한개당 단면력

표 2.7에 나타난 바와 같이 구조물의 기하학적 특성으로 인한 사교, 곡선교 또는 복잡한 구조물이 아닌 경우를 제외하고 일반적으로 다중 모드스펙트럼 해석시 몇 개의 저차 진동모드가 구조물의 동적거동을 지배한다는 것을 잘 나타내고 있으므로 단일모드스펙트럼 해석과 다중모드스펙트럼 해석이 대동 소이한 결과를 보여주고 있음을 알 수 있다.

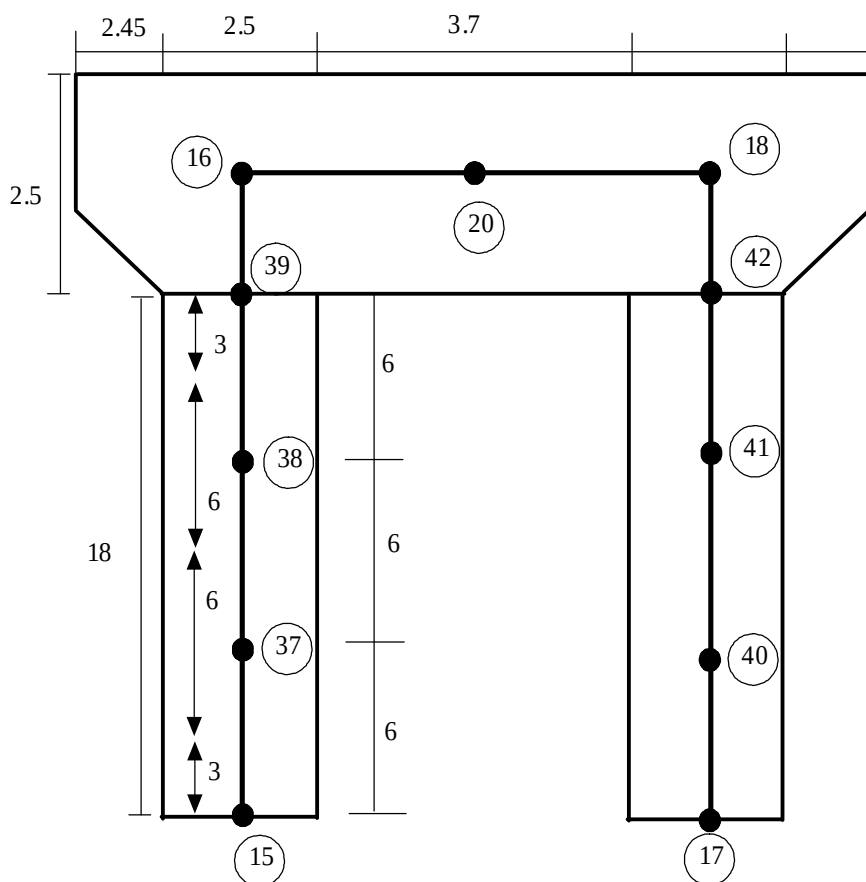


그림 2.17 교각 P2의 질량을 계산하기 위한 구조해석모델

2.5.3 PSC Beam 무조인트교량의 지진해석

2.5.3.1 단일모드스펙트럼 해석법에 의한 지진해석

1) 교대 파일에 대한 스프링상수 계산

- ① 미 NAVFAC DM 7.02 방법을 사용하여 스프링 상수를 구한다.

: 다짐도 95%는 그림 2.18에서 조밀한 것으로 보고 상대밀도(relative density)를 80%로 가정하였다.

$$n_h(f) = 45 \text{ pci} = 45 \text{ lb/in}^3 = 1245.6 \text{ t/m}^3$$

$$D = 0.3 \text{ m (교축방향)}$$

$$D = 0.305 \text{ m (교축직각방향)}$$

교축방향 및 교축직각방향의 D는 0.3m로 동일한 것으로 가정

$$z = 2 \text{ m}$$

$$K_h = \frac{f \cdot z}{D} = \frac{1245.6 \times 2}{0.3} = 8304 \text{ t/m}^3$$

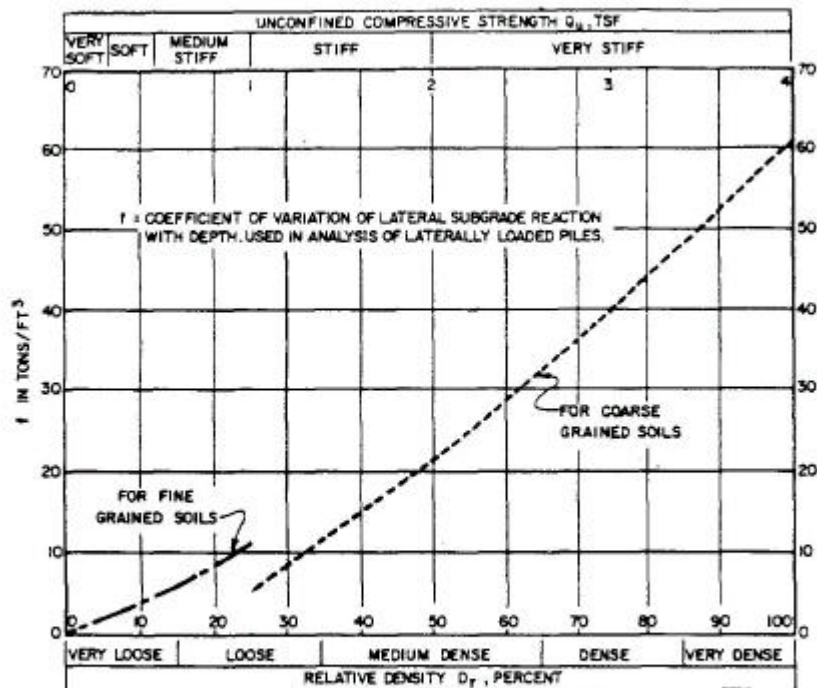


그림 2.18 상대밀도에 따른 지반반력계수의 변화

$$H_{trib} = 3 \text{ m}$$

$$K = K_n \times D \times H_{trib} = 8304 \times 0.3 \times 3 = 7473.6 \text{ t/m}$$

$$: z=4 \text{ m}$$

$$K_h = \frac{n_h z}{D} = \frac{1245.6 \times 4}{0.3} = 16608.0 \text{ t/m}^3$$

$$H_{trib} = 2 \text{ m}$$

$$K = K_n \times D \times H_{trib} = 16608.0 \times 0.3 \times 2 = 9964.8 \text{ t/m}$$

표 2.8 수평방향 스프링 계수

z (m)	지반반력 계수 (t/m ³)	스프링 상수 (t/m)
2	8304.0	7473.6
4	16608.0	9964.8
6	24912.0	14947.2
8	33216.0	19929.6
10	41520.0	24912.0
12	49824.0	29894.4
14	58128.0	34876.8
16	66432.0	39859.2
18	74736.0	44841.6
20	83040.0	49824.0
22	91344.0	54806.4

2) 교축방향지진

① 교축방향 단위하중 :

$$\begin{aligned} \omega(x) &= (\text{상부구조} + \text{중간격벽} + \text{교대} 2(EA)) / \text{교장} \\ &= (1813.5 + 232.6 + 120.0 \times 2) / 90 = 25.4 \text{ t/m} \end{aligned}$$

② 단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위

$$V_s = 0.0017 \text{ m}$$

③ 고유주기를 계산하기 위한 계수 α , β , γ

$$\alpha = \int_0^L V_s(x) dx = 0.0017 \times 90 = 0.153 \text{ m}$$

$$\beta = \int_0^L \omega(x) V_s(x) dx = 25.4 \times 0.153 = 3.89$$

$$\gamma = \int_0^L \omega(x) \{V_s(x)\}^2 dx = 25.4 \times 0.0017^2 \times 90 = 0.0066$$

④ 주기 : $T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.00585}{1 \times 9.8 \times 0.144}} = 0.42 \text{ sec}$

⑤ 탄성지진응답계수

$$A = 0.154 (\text{가속도 계수})$$

$$S = 1.2 (\text{지반종류 II})$$

$$C_s = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.42^{2/3}} = 0.4 > 2.5 \times A$$

따라서, $C_s = 2.5 \times 0.154 = 0.385$

⑥ 교축방향 등가정적 지진하중

$$P_e = \frac{\beta C_s \omega(x) V_s(x)}{\gamma} = \frac{3.6576 \times 0.385 \times 25.4 \times 0.0016}{0.00585} = 9.798 \text{ t/m}$$

⑦ 교대지점부의 변위

$$\Delta x = 0.016 \text{ m}$$

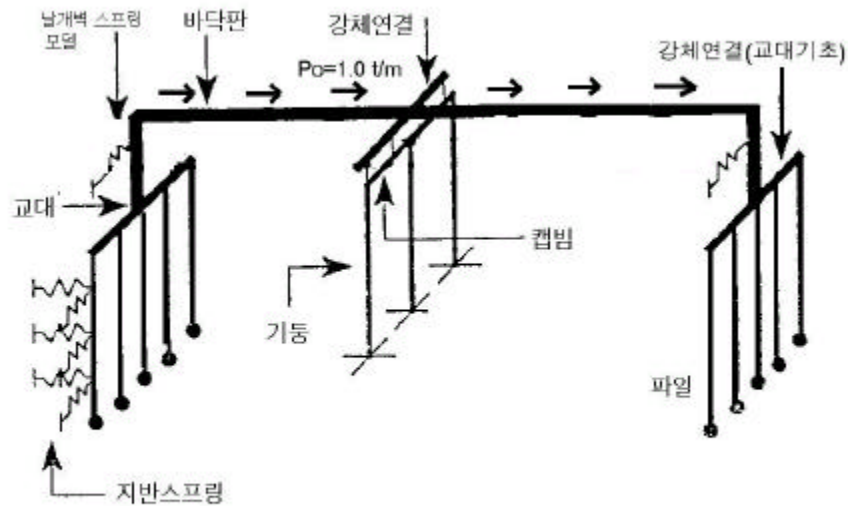


그림 2.19 단위등분포 종방향 하중에 대한 종방향 변위(무조인트 교량)

3) 교축직각방향 지진

① 단위등분포하중에 의한 횡방향 변위량

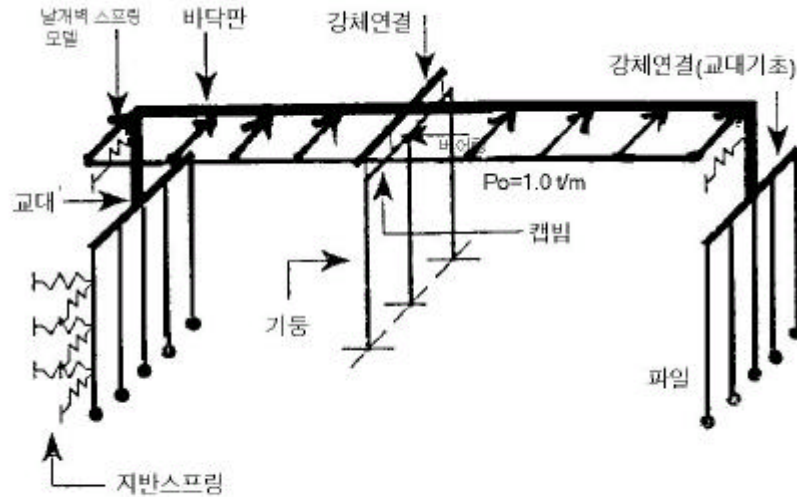


그림 2.20 단위등분포 횡방향 하중(무조인트 교량)

표 2.9 단위등분포 횡하중에 의한 횡변위량 (무조인트 교량)

x 좌표	변 위	$V_s(x)$, ($\times 10^{-6}$, m)	x 좌표	변 위	$V_s(x)$, ($\times 10^{-6}$, m)
0.0		514	50.0		1548
10.0		877	60.0		1448
20.0		1178	70.0		1244
30.0		1393	80.0		939
40.0		1527	90.0		562

② 횡방향 단위하중

$$\begin{aligned}
 \omega(x) &= (\text{상부구조} + \text{중간격벽} + \text{캡빔 2개} + \text{기둥}(\text{pier1} + \text{pier2} + \text{교대}2ea)) / \text{교장} \\
 &= (1813.5 + 232.6 + 143.75 \times 2 + 196.3 + 220.9 + 120 \times 2) / 90 \\
 &= 33.23 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

③ 고유주기를 계산하기 위한 계수 α , β , γ

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \int_0^L V_s(x) dx \\
 &= [\left\{ \left(\frac{514 + 877}{2} \right) + \left(\frac{877 + 1178}{2} \right) + \left(\frac{1178 + 1393}{2} \right) + \left(\frac{1393 + 1527}{2} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \left(\frac{1527 + 1548}{2} \right) + \left(\frac{1548 + 1448}{2} \right) + \left(\frac{1448 + 1244}{2} \right) \right]
 \end{aligned}$$

$$+ \left(\frac{1244 + 939}{2} \right) + \left(\frac{939 + 562}{2} \right) \} \times 10^{-6} \times 10 = 0.107$$

$$\beta = \int_0^L \omega(x) V_s(x) dx$$

$$= 33.23 \times 0.107 = 3.56$$

$$\gamma = \int_0^L \omega(x) \{V_s(x)\}^2 dx = 1.36 \times 10^{-4} \times 33.23 = 4.53 \times 10^{-3}$$

④ 교축직각방향 주기

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.53 \times 10^{-3}}{1 \times 9.8 \times 0.107}} = 0.403 \text{ sec}$$

⑤ 탄성지진응답계수

$$C_s = \frac{1.2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.154 \times 1.2}{0.403^{2/3}} = 0.41 > 2.5 \times A$$

따라서, $C_s = 2.5 \times 0.154 = 0.385$

⑥ 등가정적 지진하중

$$P_e = \frac{\beta C_s \omega(x) V_s(x)}{\gamma} = \frac{3.56 \times 0.385 \times 33.23}{4.53 \times 10^{-3}} V_s(x) = 10054.1 V_s(x)$$

표 2.10 교축직각방향 지진하중(무조인트 교량)

x 좌표	지진하중 $P_e(x)$, (t/ m)	x 좌표	지진하중 $P_e(x)$, (t/ m)
0.0	5.17	50.0	15.6
10.0	8.82	60.0	14.6
20.0	11.84	70.0	12.5
30.0	14.0	80.0	9.44
40.0	15.4	90.0	5.65

⑦ 탄성지진 단면력

표 2.11 교축직각방향지진에 의한 탄성지진력(무조인트 교량)

부재력 요소	F_x , 교축방향 전단력(t)	M_y , 교축방향 휨모멘트(t-m)	F_y , 교축직각방향 전단력(t)	M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)	F_z , 축하중(t)	비고
교대(A ₁)	0.0	0.0	spring force=joint 107, 207,···의 합 =14.2*9ea=127.8	0.0	0.0	
교각(P ₁) [*]	0.0	0.0	159.3	1462.7	±292.9	
교각(P ₂) [*]	0.0	0.0	121.8	1243.0	±236.6	
교대(A ₂)	0.0	0.0	16.7*9=150.3	0.0	0.0	

* 기둥한개당 단면력

2.5.3.2 다중모드스펙트럼 해석

- Mass Calculation

1) 합성단면

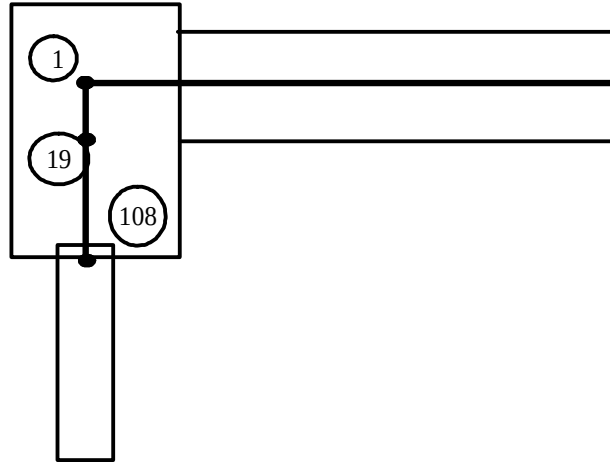


그림 2.21 교대부 질량을 계산하기 위한 구조해석 모델

① 끝단(절점 ①, ⑩)

$$(20.15 \times 5m + 1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times 4EA \times \frac{1}{2} + 12 \times 1 \times 2(H) \times 2.5) / 9.8$$

$$= 16.9 \text{ t- sec}^2 / m$$

② 교대(절점 ⑱, ⑳)

$$(12 \times 1 \times 1 \times 2.5) / 9.8 = 3.06 \text{ t- sec}^2 / m$$

③ 교대와 파일의 접속부 및 파일의 질량

$$(\frac{12 \times 1 \times 1 \times 2.5}{9(EA)} + 0.106 \times 2m) / 9.8 = 0.362 \text{ t- sec}^2 / m$$

④ 교각부(절점 ④, ⑦)

$$\left\{ 20.15 \times 10m + 1.78 \times 1.84 \times 0.3 \times 2.5 \times (4 \times \frac{1}{2} + 4 \times \frac{1}{2}) + \right.$$

$$\left. 1.78 \times 1.84 \times 1.3 \times 2.5 \times 4EA \right\} / 9.8 = 26.9 \text{ t- sec}^2 / m$$

2) Pier 1 과 Pier 2의 질량은 앞 절에서 소개한 일반 PSC beam 교량과 동일하다.

3) 단일모드, 다중모드스펙트럼해석에 의한 지진력 비교

표 2.12 지진해석에 의한 탄성지진력(무조인트 교량)

부재력 요소	F_y , 교축직각방향 전단력(t)		M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)		F_z , 축하중(t)		주기 (sec)		상부변위량 (m)	
해석방법	단일	다중	단일	다중	단일	다중	단일	다중	단일	다중
교대(A ₁)	127.8	112.5					0.40	0.43		
교각(P ₁)*	159.3	151.7	1462.7	1328.4	±292.9	±243.5	(교축)	(교축)		
교각(P ₂)*	121.8	123.1	1243.0	1168.3	±236.6	±193.8	0.41 (교축)	0.38 (교축)	0.016	0.018
교대(A ₂)	150.3	137.7					직각)	직각)		

* 기둥한개당 단면력

해석 결과를 정리한 표 2.12 은 단일모드스펙트럼 해석법과 다중모드스펙트럼 해석법에 의한 지진해석 값들이 차이가 없는 것으로 보아 산출된 결과는 신뢰 할 수 있는 수준의 결과로 판단된다.

2.5.3.3 교대배면의 토압을 고려한 경우

교대 배면의 뒷채움 재료가 고른 입도 분포를 갖고 있으며 다짐이 충실하게 시공된 경우 교대배면의 스프링 상수값은 다음과 같이 산정 할 수 있다. Caltrans(1989)은 교대배면의 뒷채움이 잘 다져진 경우 교대높이 8 feet에 대하여 200 kip/ in/ ft의 값을 제안하고 있다. 이와 같은 제안에 기초하여 교대배면의 스프링 상수값을 산정하여 지진해석을 수행한 결과는 다음과 같다.

표 2.13 지진해석에 의한 탄성지진력(교대배면 토압을 고려한 무조인트 교량)

부재력 요소	F_y , 교축직각방향 전단력(t)	M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)	F_z , 축하중(t)	주기 (sec)
해석방법	다중	다중	다중	다중
교대(A ₁)				1st mode 0.29
교각(P ₁)*	94.3	799.8	±137.4	
교각(P ₂)*	78.7	710.5	±106.3	2nd mode 0.26
교대(A ₂)				

2.6 PSC Beam 무조인트교량의 내진해석 결과

일반 PSC beam교량과 무조인트 PSC 교량의 내진 해석 결과를 비교하면 표 2.14와 같다. 일반 PSC Beam 교량보다 무조인트 교량에서 교각에 작용하는 지진력이 크게 계산되는 것은 일반 PSC Beam 교량은 교대 지점을 교축 직각방향에 대하여 구속시킴으로써 무한강성을 가지게 되어 교대에 많은 힘이 전달되지만

무조인트 교량은 교대가 상대적으로 유연하므로 힘의 전달이 교각으로 분산된 것으로 판단된다. 그러나 교각에 작용하는 지진력은 일반 PSC Beam교량과 약 10%의 차이를 가지나 모두 내진력을 갖추었다고 판단된다. 교량 시스템의 주기를 살펴보면 무조인트 교량의 경우 일반 PSC beam교량보다 상당히 단주기로 유도되므로 지진력의 상승을 초래할 수 있으나 설계시 사용되는 지진력 조합에 의한 결과 값은 동일수준의 지진력이 발생되므로 일반 교량의 내진 성능과 대비시 충분한 내진능력을 보유하고 있다. 또한 변위량을 살펴보면 무조인트 교량은 탁월한 변위 제어능력을 발휘함을 알 수 있다. 무조인트 교량에서 교축방향의 변위는 모두 지반에 의하여 구속되므로 교대 성토다짐 시공에 상당한 주의를 요한다고 판단된다.

표 2.15는 뒷채움이 있는 무조인트 교량과 뒷채움이 없는 무조인트 교량의 지진해석 결과를 보여주고 있다.

표 2.14 일반 PSC beam 교량 VS 교대배면 토압을 무시한 무조인트 교량

부재력 요소	F_y , 교축직각방향 전단력(t)		M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)		F_z , 축하중(t)		주 기(sec)		변 위(m), 교축방향	
	일반 PSC	무조인트	일반 PSC	무조인트	일반 PSC	무조인트	일반 PSC	무조인트	일반 PSC	무조인트
교대(A1)	167.9	112.5					1.8 (교축)	0.43 (교축)	0.12	0.018
교각(P1)	143.9	151.7	1271.2	1328.4	±370.3	±243.5				
교각(P2)	114.3	123.1	1094.5	1168.3	±296.2	±193.8				
교대(A2)	200.5	137.7					0.48 (교축 직각)	0.38 (교축직각)		

표 2.15 교대배면 토압무시한 경우와 교대배면토압의 영향을 고려한 무조인트교량의 지진력

부재력 요소	F_y , 교축직각방향 전단력(t)		M_x , 교축직각방향 휨모멘트(t-m)		F_z , 축하중(t)		주 기(sec)	
	A	B	A	B	A	B	A	B
교대(A1)							0.29 (1st mode 교축직각)	0.43 (교축)
교각(P1)	94.3	151.7	799.8	1328.4	±137.4	±243.5		
교각(P2)	78.7	123.1	710.5	1168.3	±106.3	±193.8	0.26 (2nd mode 교축방향)	0.38 (교축 직각)
교대(A2)								

A : 교대배면 토압 영향 고려 B : 교대배면 토압 영향을 무시

교대 배면토압에 의하여 발생하는 뒷채움의 강성을 고려한 무조인트 교량의 첫 번째 진동모드는 교축직각 방향으로 나타나고 있다. 이는 Caltrans이 제안한 식에 의해 계산된 교대 뒷채움 흙의 스프링 강성이 상당히 크게 산정된 영향으로 인한 결과로 판단된다. 따라서 교축방향으로 큰 구속력이 발휘되어 많은 힘들이 교대 파일부에 전달되리라 추측되어 내진 거동시 파일부의 응력검토 및 파일 매입부에 대한 별도 검토가 필요하다고 판단된다. 지진해석 결과에 직접적인 영향을 미치는 스프링 상수 값은 많은 모호성을 지니고 있고 이는 지진해석에 큰 영향을 미치므로 추후에는 많은 실험 데이터와 합리적이고 정확한 스프링 상수값을 얻기 위해서 수치해석을 통한 Parametric 연구를 실시하여 각 경우에 대한 거동 규명이 필요하다.

무조인트 교량의 내진 성능을 다음과 같이 요약할 수 있다.

- ① 무조인트 교량은 교량 상부구조와 연결된 교대 및 인접 지반이 지진하중에 대하여 일체로 거동하기 때문에 일반교량에서 심각한 문제가 되는 낙교에 대한 저항능력은 탁월하다고 판단된다.
- ② 교대 뒷채움 시공방안은 내진 거동특성의 변화를 유발시킬 수 있으므로 시공방안에 따른 지진해석을 통한 내진 설계가 필요하다.
- ③ 교량주기 산정시 교대 뒷채움 강성 고려여부를 불문하고 질량 참여율이 매우 낮게 나타나는 현상을 보이고 있다. 이는 전체 모델링에 산정된 스프링 계수 값이 크고 구조 System의 에너지 분산이 큰 영향으로 판단된다.
- ④ 교량 해석 모델에 사용된 각종 지반 거동 관련 정수 값에 대한 합리적인 적용을 위하여 수치모델을 이용한 다양한 해석과 결과 분석이 추후 필요하다.

제 3 장 말뚝의 횡방향 프로그램 개발

3.1 프로그램 개요

3.1.1 개발 목적

국내에서 처음으로 시공된 무조인트교량은 신축이음장치를 제거하고 교량 상부구조를 교대에 직접 매입하는 공법의 특성상 시공이 간편하고, 직접공사비의 절감 및 신축이음장치의 개.보수로 인한 유지관리 비용과 교통지체현상을 감소시킴으로써 간접비용 절감효과가 뛰어나다.

이러한 무조인트교량 공법의 확대보급을 위해서는 시험 시공된 교량의 장기거동 계측을 통한 지속적인 성능평가가 필요하며, 일반 조인트가 존재하는 교량과 달리 교대 말뚝의 횡방향 변위를 허용하는 무조인트교량 공법에 있어 말뚝 설계법을 정립하는 것이야말로 본 공법의 실용화에 있어 중요한 요소이다.

무조인트교량의 말뚝 설계법은 말뚝의 수평방향 거동해석을 포함하여야 하며 이를 위해서는 수치해석적인 방법을 사용하여야 한다.

이에 따라 국내 무조인트교량의 말뚝기초 설계를 위한 말뚝의 수평거동을 해석할 수 있는 모델을 개발하고 설계 기술자를 위하여 해석모델을 프로그램화하는데 본 과업의 목적이 있다.

3.1.2 개발 목적

무조인트교량은 상부 주형과 일체로 시공된 교대와 말뚝의 거동을 허용하는 구조물이므로 교대 및 교대말뚝도 교량의 거동 조절이 용이할 수 있도록 설계된다. 교대배면에 걸리는 수동토압을 감소시키기 위하여 교대의 높이를 최소화하여 교대단면을 축소시키며, 교대에 설치된 말뚝은 횡방향의 거동을 허용하기 위하여 교대에 일렬로 설치된다. 교대부에서 교량의 상부주형과 교대말뚝 그리고 접속슬라브가 일체화됨으로써 교량의 온도변화 등에 의해서 발행하는 응력과 변위는 3차원 교량 전체 구조계에 영향을 미친다. 교대말뚝과 접속슬라브는 무조인트교량에 발생한 응력과 변위를 해소시키기 위한 거동을 하며, 이 때 말뚝은 지반과 밀접한 상호작용을 할 것이다.

따라서 무조인트교량의 말뚝설계를 위하여서는 지반 특성별로 말뚝의 수평거동을 각각 해석할 수 있어야 한다. 특히 무조인트교량의 교대말뚝 시공중에 발생한 지반의 특성이 반영되어야 하며 이를 위하여 기존에 제안되었던 다양한 해석이론의 장점을 활용한 해석모델의 개발이 요구된다. 현재 시공된 평촌1교는 사질토지반에 말뚝기초를 타입한 형식으로 이 교량의 거동에 따라 발생하는 말뚝의 변위 및 응력에 대한 계측이 이루어지고 있으므로 수평거동 해석모델에 의한 결과와 비교 및 검토할 수 있다. 또한 국내에서의 무조인트교량 확대 및 보급을 위하여 요구되는 교대말뚝의 설계시 활용될 수 있도록 프로그램화하고자 한다. 이는 고속도로 구조물(교량, 암거, 옹벽 등)의 말뚝기초 수평거동의 자료와 이론으로부터 지역별, 지질별 말뚝 수평거동을 파악할 수 있도록 하는 전산 Solver를 구축하는 출발점이 될 것이다.

3.1.3 개발 범위

- (1) 표 3.1에서 제시한 3가지 해석모델(p - y 해석, Q_g - Y_g 해석, 선형해석)의 구축
- (2) p - y 해석은 표 3.1에서 제시한 3가지 해석모델(Reese, Murchison & O'Neill, Matlock) 포함
- (3) 무조인트 교량 교대말뚝의 수평거동 해석모델 프로그램화
 - 극한지반반력 및 지반반력계수의 정의된 값 또는 사용자 정의 값 사용
 - 말뚝머리 수직하중 고려
 - 말뚝머리 조건
 - Free head condition : 말뚝머리에 수평하중 및 모멘트 하중 적용
 - Fixed head condition : 말뚝머리에 수평하중 적용

표 3.1 말뚝의 수평거동 해석 모델

해석방법		해석모델	적용 k 값 또는 y_c 값	비고
비선형 해석	p-y 해석	Reese 등(1974)	Mayer & Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
		Murchison & O'Neill(1984)	Mayer & Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
			Terzaghi(1955)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
			Vesic(1961)	DMT 결과에 의한 k 값 산정
			Bowles(1997)	지지력공식에 의한 k 값 산정
			Gabr & Borden(1988)	DMT/ CPT 결과에 의한 k 값 산정
		Matlock(1970)	Robertson 등(1989)	DMT 결과에 의한 y_c 의 산정
	Q_g - Y_g 해석	Prakash & Kumar(1996)	Mwindo(1992)	전단 변형률에 의한 해석
선형해석		Winkler 탄성 스프링 모델	Bowles(1997)	지지력 공식에 의한 k 값 산정

3.2 프로그램 구성

3.2.1 프로그램 구동 시스템 사양

- 모 니 터 : 17인치 칼라 (17인치 이상 칼라 권장)
- 하드디스크 : 50 MB (여유공간) (100 MB 이상 권장)
- 하드디스크 : 40 MB (스왑공간) (100 MB 이상 권장)
- C P U : Intel 펜티엄 II 프로세서 (Intel 펜티엄 III 이상 권장)
- R A M : 32MB (64 MB 이상 권장)
- CD-ROM : 2배속 (12배속 이상 권장)
- 해 상 도 : 1024 x 768 VGA (1024 x 768 256 칼라 이상 권장)
- 운영 체제 : MS-Window98, MS-Window2000, MS-Window NT (MS-Window2000 권장)

- 입력 장치 : 마우스 또는 키보드
- 출력 장치 : 프린터 또는 플로터 (칼라 권장)

3.2.2 입력 프로세서

(1) GUI(Graphic User Interface) 형식

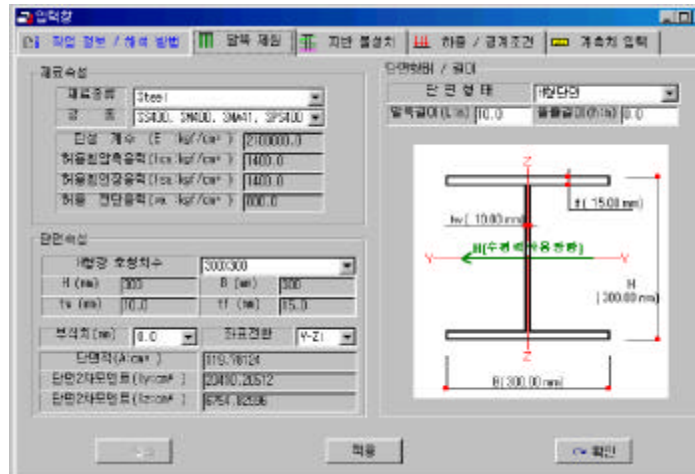


그림 3.1 GUI format 입력창

단면형태 선택 또는 H 형강 호칭치수 선택시 우측의 그림을 통해 입력된 제원을 알 수 있듯이 각 입력항목 마다 사용자와의 그래픽 인터페이스가 구현된다.

(2) 입력 DB(Data Base) 구축 및 입력오류 사전방지

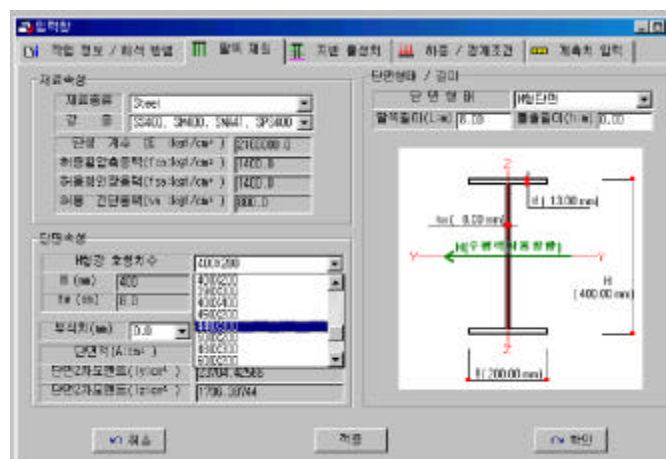


그림 3.2 입력항목의 DB

또한 키보드 텍스트 입력항목은 문자입력항목과 숫자입력항목을 구분하여 숫자입력항목에 대해서는 부적합한 문자키가 입력되는 오류를 사전에 방지하였다.

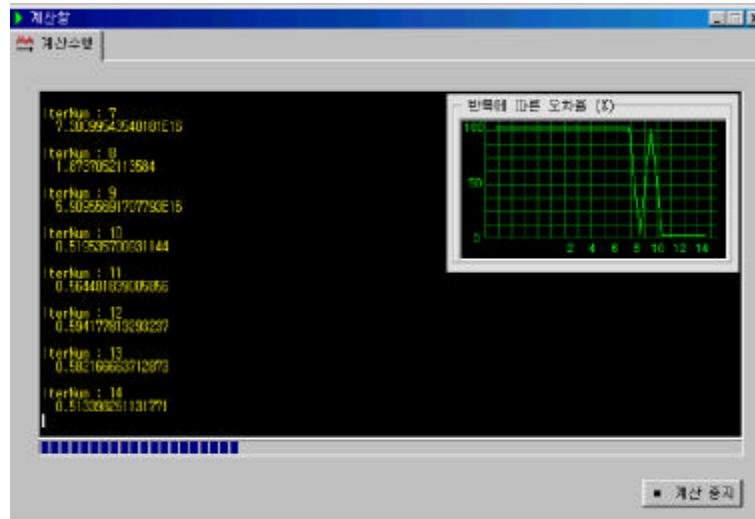


그림 3.4 계산과정 Viewer

3.3.4 계산 요약

계산창

계산수행

계산요약

구분	도출값 상기 기준 Unit	이전 단계 값	n-y 계산			
			Rouse (1974)	# / D (1984)	Min/loc (1980)	De-28 Unit (1980)
* y, loc(-) 최대 변위 (mm)	73.8	111.1	21.4	100.2	52.9	33.5
* x, loc(-) 최대 변위 (mm)	-5.8	-10.1	-2.3	-2.4	-6.3	-1.2
* y, loc(-) 최대 회전각 (°)	0.8	0.2	0.8	0.1	0.0	0.0
* x, loc(-) 최대 회전각 (°)	-2.3	-3.1	-5.5	-3.4	-2.3	-1.5
* y, loc(-) 최대 전단력 (kN)	20.000	22.715	24.029	22.952	29.321	20.000
* x, loc(-) 최대 전단력 (kN)	-5.432	-6.108	-28.252	-18.714	-27.752	-11.055
* y, loc(-) 최대 모멘트 (kNm)	17.366	21.967	47.912	34.572	28.328	18.331
* x, loc(-) 최대 모멘트 (kNm)	-0.759	-0.157	-3.156	-2.200	-1.405	-0.760
* y, loc(-) 최대 변위 (mm)	1.079	1.045	31.408	14.668	31.333	0.776
* x, loc(-) 최대 변위 (mm)	-21.340	-21.422	-36.156	-28.594	-34.302	-20.323
* y, loc(-) 최대 압축응력 (kgf/cm ²)	6792.443	5235.528	11059.004	6054.494	6792.443	6792.443
* x, loc(-) 최대 인장응력 (kgf/cm ²)	-5917.588	-4430.672	-10222.143	-7253.636	-5917.588	-5917.588

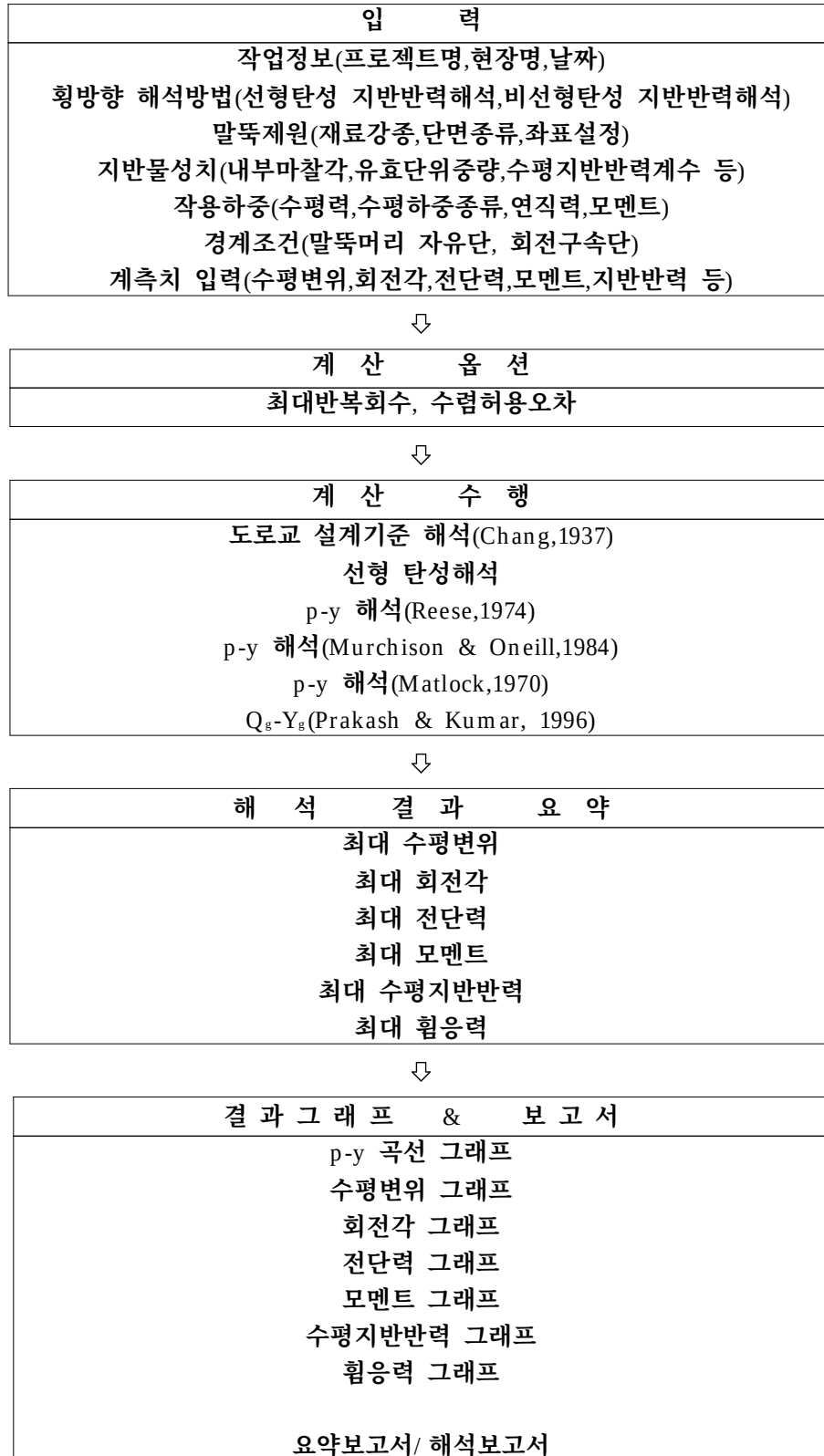
결과 그래프 보기

그림 3.5 계산요약

계산창의 마지막 단계는 해석된 계산값(수평변위, 회전각, 전단력, 모멘트, 응력)의 절대 최대값을 보여주는 창으로 구성된다.

3.4 프로그램 순서도

표 3.2 구조계산 순서도



3.5 결과 프로세서

3.5.1 GUI(Graphic User Interface) 형식

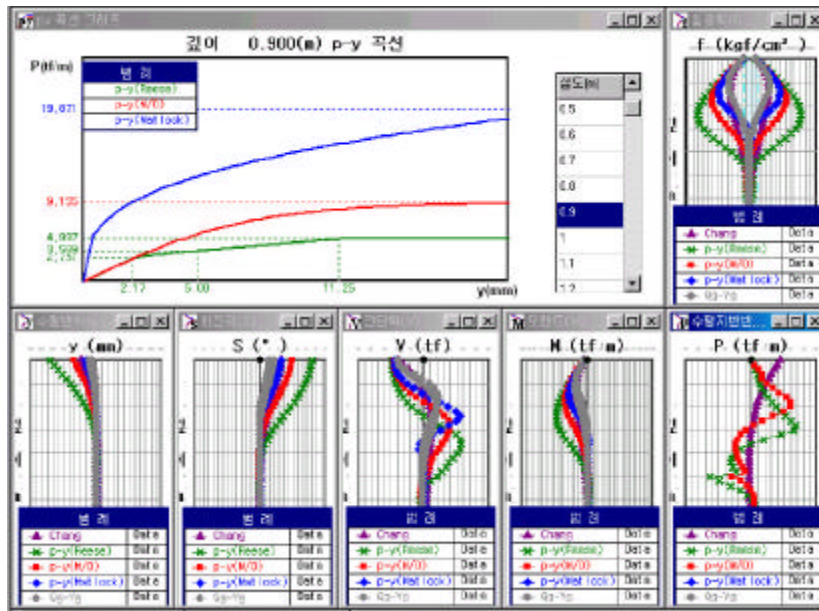


그림 3.6 GUI format 그래프

결과 항목은 결과 그래프와 보고서로 구성되어 있고 결과 그래프에서는 p - y 곡선 그래프, 수평변위 (y) 그래프, 회전각(S) 그래프, 전단력(V) 그래프, 모멘트(M) 그래프, 수평지반반력(p) 그래프, 휨응력 (f) 그래프를 볼 수 있어 사용자와의 그래프 인터페이스가 구현된다.

3.5.2 각 그래프별 Data 및 결과 Viewer

항목별 그래프와 결과값을 볼 수 있으며 내용은 다음과 같다.

• p - y 곡선 그래프

선택된 Reese p - y 해석(Reese), p - y 해석(Murchison & Oneill), p - y 해석(Matlock)에 대한 p - y 곡선 그래프로 입력된 깊이와 절점에 해당하는 깊이별 p (tonf/m), y (mm)의 곡선의 그래프와 Data를 볼 수 있다.

• 수평변위(y) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 수평변위 y (mm)를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 수평변위 y (mm)값을 표를 통해 볼 수 있다.

• 회전각(S) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 회전각 S (°)를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해

석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 회전각 $S(^{\circ})$ 값을 표를 통해 볼 수 있다.

- 전단력(V) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 전단력 $V(tf)$ 를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 전단력 $V(tf)$ 값을 표를 통해 볼 수 있다.

- 모멘트(M) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 모멘트 $M(tonf.m)$ 를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 모멘트 $M(tonf.m)$ 값을 표를 통해 볼 수 있다.

- 지반반력(p) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 지반반력 $p(tonf/m)$ 를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 지반반력 $p(tonf/m)$ 값을 표를 통해 볼 수 있다.

- 휨응력(f) 그래프

선택된 해석방법에 대한 계산 결과값으로 휨응력 $f(kgf/cm^2)$ 를 차트 그래프로 표현하며 범례에서 각 해석방법의 그래프의 View를 선택할 수 있다. 범례의 Data에서 절점에 따른 깊이별 휨응력 $f(kgf/cm^2)$ 값을 표를 통해 볼 수 있다.

3.6 작업상황 프로세서

3.6.1 CUI(Check User Interface) 형식



그림 3.7 CUI format 작업상황창

작업상황창을 통해서 입력수행 과정, 계산가능여부 및 결과 그래프의 제어 또는 상황 등을 파악할 수 있으므로 입력, 계산과 결과 단계별 검토가 가능하고 작업상황창 하단의 한국도로공사와 씨씨지(주)의 배너는 한국도로공사나 씨씨지(주) 홈페이지로 바로 이동할 수 있어 사용자의 편의를 돕는 사용자 검토 인터페이스를 구현한다.

3.6.2 실시간 입력상황/계산상황/결과상황 인지

그림 3.7의 좌측화면은 지금 현재 입력상황이 입력은 가능하나 아직 입력이 완료되지 않아 계산과 정으로는 넘어가지 못함을 보여준다. 입력이 완료되는 시점에서 계산과정의 Check가 켜지고 다음 과정인 계산 과정으로 넘어갈 수 있음을 시각적으로 보여준다.

중앙화면은 모든 입력이 완료되어 계산이 가능한 상태임을 나타내고 있으며 이때 계산을 클릭하면 계산화면이 화면이 나타나고 계산을 수행할 수 있다.

우측화면은 계산이 완료되고 결과그래프와 보고서, 인쇄 등의 모든 기능을 수행할 수 있는 상태를 나타내며 보고자 하는 항목이나 세부항목에 포커스를 준다.

결과그래프 항목에서는 원하는 그래프를 더블 클릭해 해당 그래프를 전체화면으로 확인할 수 있다.

3.7 보고서 프로세서

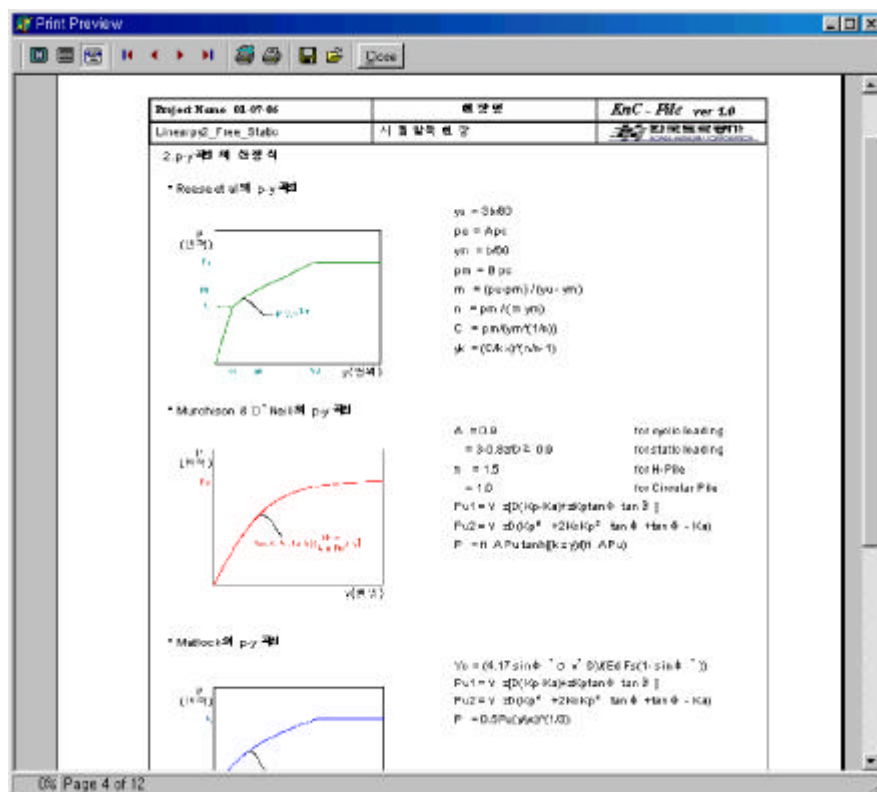


그림 3.8 GUI format 보고서창

보고서를 인쇄하기 전에 보고서창을 통해 인쇄물을 미리 볼 수 있다. 이는 인쇄물과 동일한 형태의 보고서를 모니터상에서 검토하게 되므로 사용자와 그래픽 인터페이스를 구현한다.

보고서창은 2가지 항목으로 구성이 되는데 요약보고서, 해석보고서 항목이 있으며 각 항목별로 보고서창에서 인쇄 시킬 수 있다.

각 보고서 화면은 인쇄되는 각 보고서와 동일하며 버튼을 이용하여 페이지다운과 업, 내용 확대/축소 및 인쇄를 수행할 수 있다.

3.8 도움말 프로세서

3.8.1 GUI(Graphic User Interface) 형식

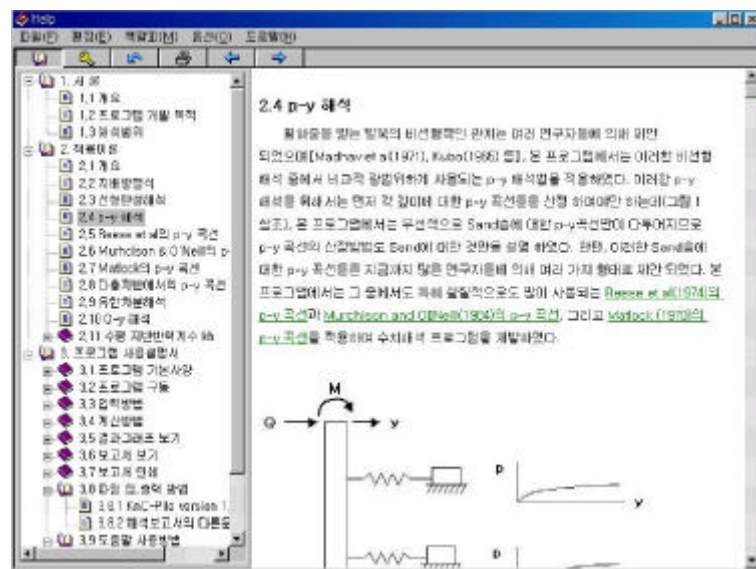


그림 3.9 GUI format 도움말 창

도움말 창은 KHC-Pile의 소개, 적용이론 및 사용설명서 등 KHC-Pile 자료가 수록되어 있으며 인쇄, 내용 복사, 책갈피, 글꼴선정 등의 기능이 포함되어 있어 KHC-Pile의 전자 매뉴얼을 구현한다. 또한, 도움말은 메인 프로세서의 영향을 받지않는 SDI(Single Document Interface)형태의 프로세서로서 메인상에서 호출을 할 수도 있고 메인을 거치지 않고 독립적으로 호출을 할 수 있다.

3.9 인쇄 프로세서

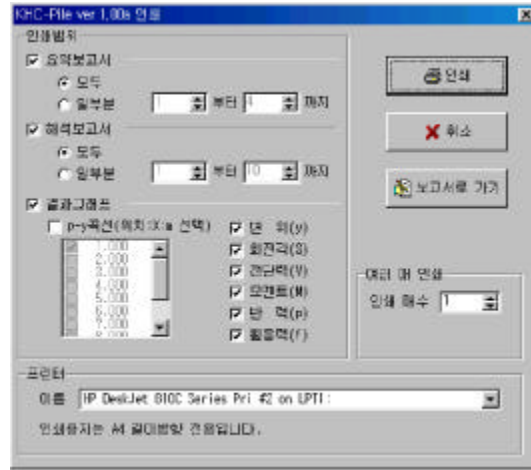


그림 3.10 GUI format 인쇄창

인쇄창은 5가지 항목으로 구성이 되는데 요약 보고서 인쇄, 해석 보고서 인쇄, 결과 그래프 인쇄 및 인쇄매수 등의 항목이 있으며 인쇄 각 항목별로 부분인쇄와 전체인쇄를 수행할 수 있다.

인쇄된 양식은 보고서창의 내용과 동일하며 보고서는 A4 종방향으로 디폴트 프린터를 기본값으로 한다.

보고서창의 해석보고서는 각종 문서파일로 만들 수 있는데 그 가능한 파일은 엑셀문서(*.xls), 웹문서(*.html,*.htm), 텍스트문서(*.txt), 아크로벳문서(*.pdf) 이다.

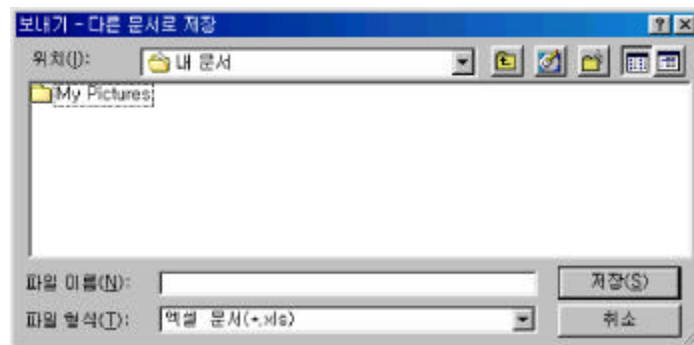


그림 3.11 해석보고서의 다른 문서로 저장 다이얼로그 박스

3.10 메인 프로세서

3.10.1 MDI(Mutple Document Interface) & GUI(Graphic User Interface) 형식

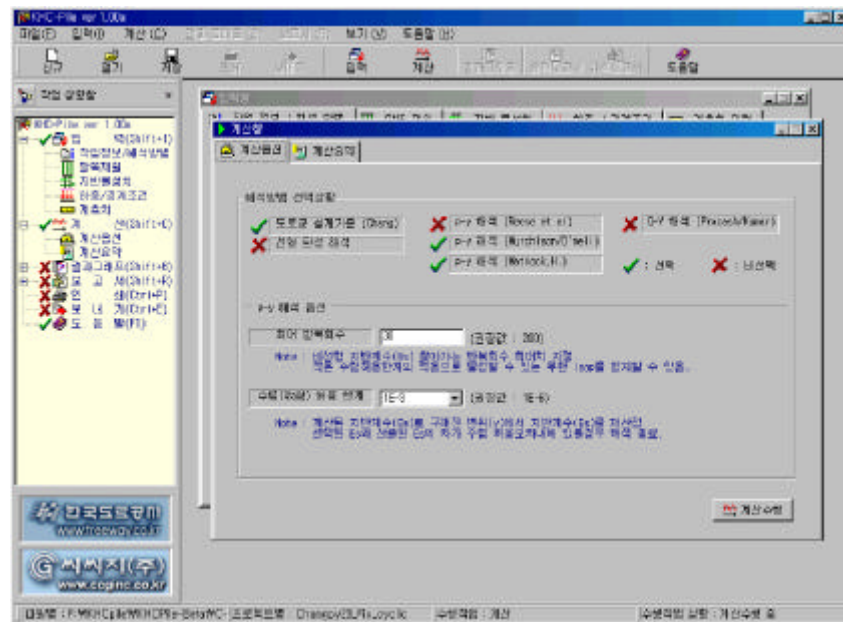


그림 3.12 MDI & GUI 메인창

메인창은 각종 프로세서 즉 입력, 계산, 보고서, 도움말, 인쇄, 파일입.출력 프로세서를 통합하고 있으며 그 구성은 메인창에 종속된 MDI(Mutple Document Interface)형태이며 GUI(Graphic User Interface)를 구현한다.

3.10.2 MUI(Menu User Interface) & SKUI(Short-Key User Interface) 형식의 메뉴바



그림 3.13 MUI & SKUI format 메뉴바

메뉴바는 프로그램의 구동에 필요한 메뉴를 제공하며 메뉴의 클릭 또는 단축키의 키보드 프레스를 통해 각종 프로세서를 구동시킬 수 있다.

3.10.3 IUI(Icon User Interface) 형식의 도구바



그림 3.14 IUI format 도구바

도구바는 프로그램의 구동에 필요한 아이콘을 제공하며 아이콘의 클릭을 통해 각종 프로세서를 구동시킬 수 있다.

3.10.4 TUI(Text User Interface) 형식의 스테튜스바



그림 3.15 TUI format 스테튜스바

메인창에서 작업이 진행이 될 때마다 스테튜스바에서 작업이 진행된 상황들을 Text format 형태로 알 수 있으며 그 구성은 다음과 같다.

- 현재 프로젝트의 파일위치 및 파일명
- 현재 프로젝트 명
- 현재 수행작업
- 현재 수행작업의 상황

제 4 장 H 말뚝의 축방향 지지거동

4.1 개 요

평촌1교는 교대부의 신축이음장치를 제거하고 상부주형을 교대에 일체화시킨 일체식 교량이다. 이 교량의 상부구조물에서 발생하는 신축량은 교대와 말뚝이 흡수하고 일부는 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 설치된 신축조절장치(cyclic control joint)에서 흡수한다. 이를 위해, 교대는 난쟁이 교대(폭과 높이는 각각 1m와 4m)로, 교대 배면에는 역물림효과가 발생하지 않도록 균일한 입도분포를 가진 둥근 자갈로, 그리고 말뚝기초는 다른 강재말뚝보다 유연성이 뛰어난 H 말뚝을 교축방향과 평행하게 강축으로 설치한다.

교대 말뚝기초가 설치될 원지반은 호박돌이 널리 산재해 있어, 풍화암이 노출될 때까지 터파기를 한후에 성토재료(SM)로 15~16m 높이까지 다짐을 실시하여 교대지반을 조성하였다. 이 성토지반에 타입된 H 말뚝기초의 연직방향에 대한 지지거동을 알아보기 위하여, 말뚝에 변형률게이지를 부착하고 향타시 계측기 손상여부를 조사하면서 관입깊이별 동재하시험(End Of Initial Driving, EOID)을 수행하였다. 아울러 동일한 말뚝에 대하여 동재하시험(End Of Driving, EOD)과 정재하시험을 실시하여 시간경과에 따른 지지력 변화와 잔류하중을 고려한 하중전이거동을 살펴보았다.

4.2 지반조건과 말뚝향타

일체식 교량이 설치된 평촌1교 말뚝기초의 배치도와 재하시험 위치는 그림 4.1에 나타나 있다. 제 6장에서 나타나 있듯이, 원지반까지 굴착 후 양질의 토사를 이용하여 노상 다짐 규정으로 다짐을 실시하여 교대부 지반을 형성하였다.

말뚝이 설치될 구간내에서 7개의 풍화암 시편에 대하여 Brook 등(1977)의 방법으로 실시한 점하중 시험 결과, 점하중지수, $I_s(50)$ 와 일축압축강도, q_u 는 각각 $0.18 \sim 3.53 \text{ kg/cm}^2$ 와 $4.2 \sim 84 \text{ kg/cm}^2$ 이었으며, 암종은 화강암질의 풍화암이었다(김용필 등, 1997). 굴절법에 의한 탄성과탐사 결과, 교대 A1과 A2 지반의 풍화암층의 탄성과속도는 각각 $1180 \sim 1400 \text{ m/sec}$ 와 $1140 \sim 1220 \text{ m/sec}$ 이었으며, 연암과 보통암은 1400 m/sec 이상이었다. 성토 완료 후에 성토지반의 상태를 알아보기 위하여 SPT, CPT, DMT를 수행한 바 있으며 양호한 다짐상태(상대다짐도 95% 이상)를 보였으며 풍화암층에 대한 표준관입시험 값은 $N=50/20 \sim 50/3$ 이었다.

말뚝의 향타는 시공절차서에 명시된 바와 같이 교대부 성토가 모두 완료된 상태에서 실시하였다. 말뚝의 향타로 인한 주변 지반의 교란을 방지하기 위해 교대 A1의 경우는 성토 높이를 70cm 정도 높게하여 말뚝 향타 후 이를 제거하는 방법을 적용하였고, 교대 A2의 경우는 확대기초 저면까지 성토한 후 향타하는 방법을 적용하였다. 시공된 말뚝의 시공오차는 교축방향 약 10cm, 교축직각방향 20cm 정도이다. 성토지반에 H말뚝을 향타할 때, 강축방향으로 H말뚝이 흔들리면서 웹과 플랜지 사이의 흙이 진동다짐되면서 함몰되었는데 그 깊이는 4.5~4.9m 정도이었다. 일체식 교량의 상부구조물 온도변화에 의해 발생하는 수평변위에 따라 교대 말뚝이 자유롭게 움직이게 하기 위해서는 함몰부분에 무다짐으로 모래를 채웠다. 이 모래지반의 강도를 알아보기 위하여 미육군공병단에서 개발한 휴대

용 콘관입시험을 실시한 결과는 그림 4.2에 나타나 있다(박영호, 1996). 콘지수의 거동은 깊이가 증가함에 따라 콘지수가 증가하다가 깊이 10cm부터는 감소하는 경향을 보이는데 이는 함몰부분에 고인 우수의 영향으로 판단된다.

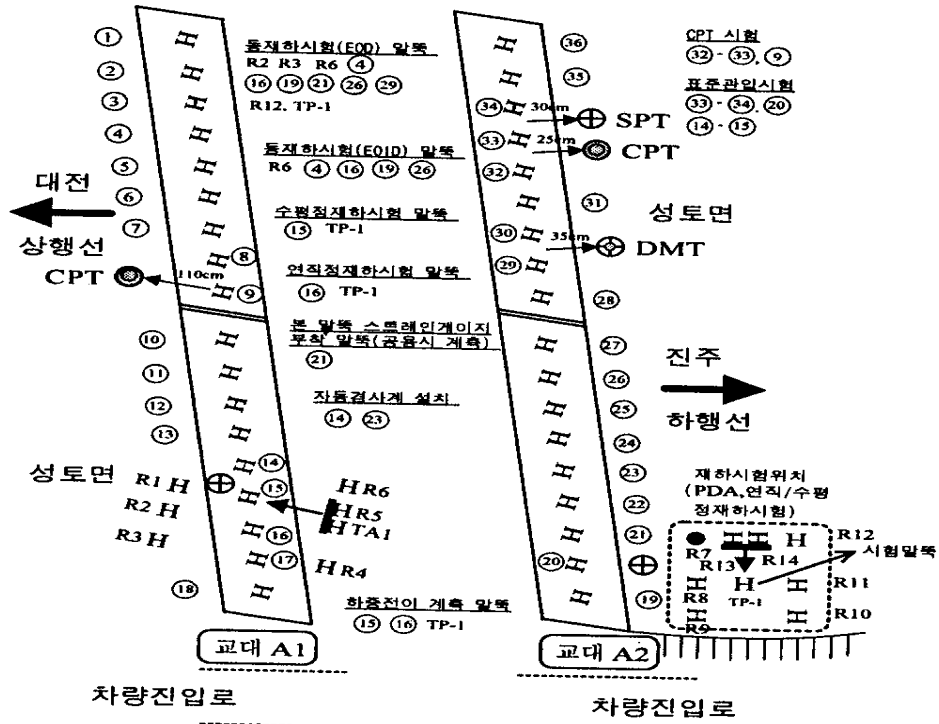


그림 4.1 평촌1교 교대 말뚝기초의 배치도

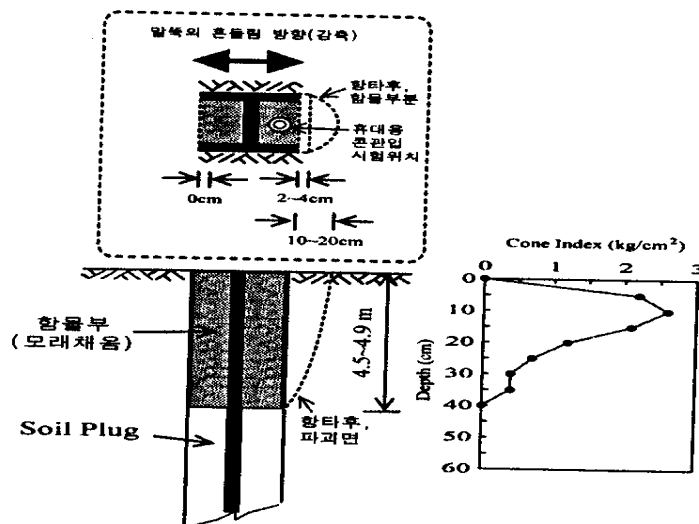


그림 4.2 채운 모래의 휴대용 콘지수

4.3 항타로 인한 잔류하중

4.3.1 잔류하중

항타로 인하여 말뚝에 남아 있는 잔류하중에 대한 연구는 비교적 최근에 시작되었다. 잔류하중의 발생은 말뚝 타입시, 재하-제하 거동에 좌우된다. 항타로 인하여 말뚝이 아랫방향으로 움직이는 동안, 말뚝관입을 저항하기 위하여 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력은 윗방향으로 작용한다. 재항타를 위해 램이 올라가면 흙의 리바운드와 말뚝 재료의 탄성적인 성질에 의해 주면마찰력의 방향이 역전될 것이다. 이러한 이유로 압축응력은 말뚝에 남아있게 되고, 남아 있는 응력을 일반적으로 잔류응력(residual stress)이라 한다(Kyfor et al., 1992).

잔류응력 효과를 고려한 진하중(true load)과 재래식 재하시험에서 측정한 하중 사이의 차이를 그림 4.3에 나타나 있다. 이 그림에서 알 수 있듯이, 말뚝에 발생된 축하중의 정확한 분포를 알아내기 위해서는 일련의 말뚝 설치과정에서 발생된 잔류하중의 크기를 정재하시험시 측정된 말뚝축하중 분포에 가산해 주어야 한다(Ahmad, 1987; Briaud and Tucker, 1984; Briaud et al., 1990; 최용규, 1998).

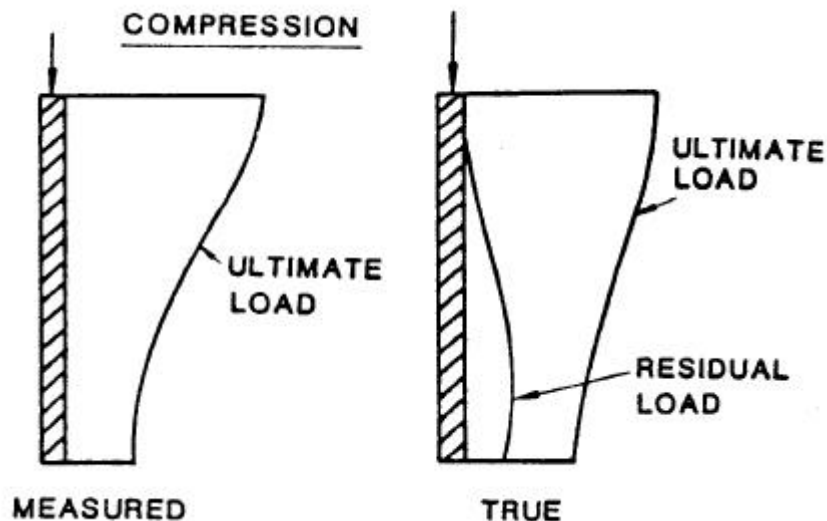


그림 4.3 잔류응력 효과를 고려한 진하중과 재래식 재하시험에서 측정한 하중의 차이 (Briaud and Tucker, 1984)

4.3.2 측정방법

정재하시험으로 잔류하중을 실측하는 방법은 다음과 같이 크게 4가지 기법이 있는데, 신뢰할만한 방법은 1)과 2)이다. 본 연구에서는 방법 1)을 사용하여 잔류하중을 직접 계측하였다.

1) 말뚝에 계측기를 부착하고 항타전에 계측기를 초기화시켜 잔류응력을 직접 측정하는 방법이다 (Gregersen et al., 1973). 이 방법에 사용되는 계측기는 변형률게이지 형태이고, 말뚝선단부의 잔류압

력을 측정하기 위해서 말뚝선단부에 로드셀을 설치할 수도 있다(Gurtowski and Wu, 1984).

2) 말뚝을 향타한 후에 계측기를 초기화시킨다. 그 다음 지반 파괴상태까지 압축 정재하시험을 실시한 후에 제하한다. 그때 계측을 한 후에 다시 초기화시킨다. 마지막으로 지반 파괴상태까지 인장시험을 실시한 후에 제하한다. 향타로 인한 잔류하중은 인장시험시 제하상태의 잔류하중과 압축시험시 제하상태의 잔류하중 차이이다(Hunter and Davisson, 1969).

3) 인장시험시 제하상태의 잔류하중과 압축시험시 제하상태의 잔류하중을 얻지 못했을 때 향타로 인한 잔류하중을 구하는 방법이다. 인장시험에서 측정한 말뚝선단부 하중을 향타로 인한 말뚝선단부의 하중으로 가정한다. 따라서 향타로 인한 잔류하중은 말뚝머리에서는 0이고 말뚝선단에서는 가정한 잔류선단하중까지 선형으로 거동한다고 가정한다(Briaud and Tucker, 1984).

4) 말뚝머리와 선단부의 변위만 측정하였을 때 향타로 인한 잔류하중을 결정하는 개략적인 방법으로서 압축시험과 인장시험이 필요하다(Ahmad, 1987).

4.4 현장제하시험

4.4.1 고강도 H 말뚝의 허용하중

본 연구에서 사용한 고강도 H 말뚝은 공칭항복응력, $\sigma_y = 3,310 \text{ kg/cm}^2$ 으로 그 제원은 H 300 × 305 × 15 × 15이다(표 4.1 참조). 사용할 말뚝의 인장시험에서 구한 항복응력은 $\sigma_y = 3,960 \text{ kg/cm}^2$ 이었다.

표 4.1 고강도 H말뚝의 규격 및 허용하중

공칭 치수	표준단면치수					단 면 적	단위 길이 당 중량	재료의 허용하중 (부식공제 2mm)		저 감 율 (%)	허용 하중 (ton)
	H	B	t_1	t_2	r			단면적	허용하중(ton)		
	mm	mm	mm	mm	mm			cm^2	SHK 490M		
300*300	300	305	15	15	18	134.8	106	99.1	188.4	5	179

실험에서 구한 항복응력은 고강도 H 말뚝의 공칭항복응력보다 크므로 허용기준을 만족하였다고 할 수 있다. 부식두께 2mm를 공제한 단면적을 곱하여 구한 재료의 허용하중, $F_{all} = 188.4 \text{ ton}$ 이었다.

본 현장의 성토지반이 깊어서(15~18m) 1회의 말뚝이음을 실시하였다. 말뚝이음에 의한 저감(타입인 경우 1회 5%)과 장경비에 의한 저감을 고려하여 구한 최종적인 말뚝재료의 허용하중은 $F_{all} = 179 \text{ ton}$ 이었다. 고강도 H 말뚝(SWS 490)의 허용향타응력은 항복응력의 90%인 $2,970 \text{ kg/cm}^2$ 이다(한국도로공사, 2000).

4.4.2 계측기 부착

H 말뚝에 발생하는 축방향 지지거동을 알아보기 위하여, H 말뚝 선단과 머리부분에는 촘촘하게,

말뚝몸체에는 등간격으로, H말뚝의 웹과 플랜지 양면에는 말뚝 축방향으로 변형률게이지를 부착하였다.

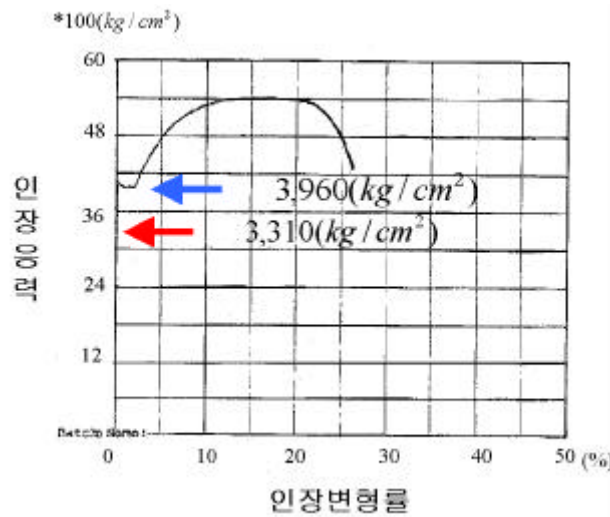
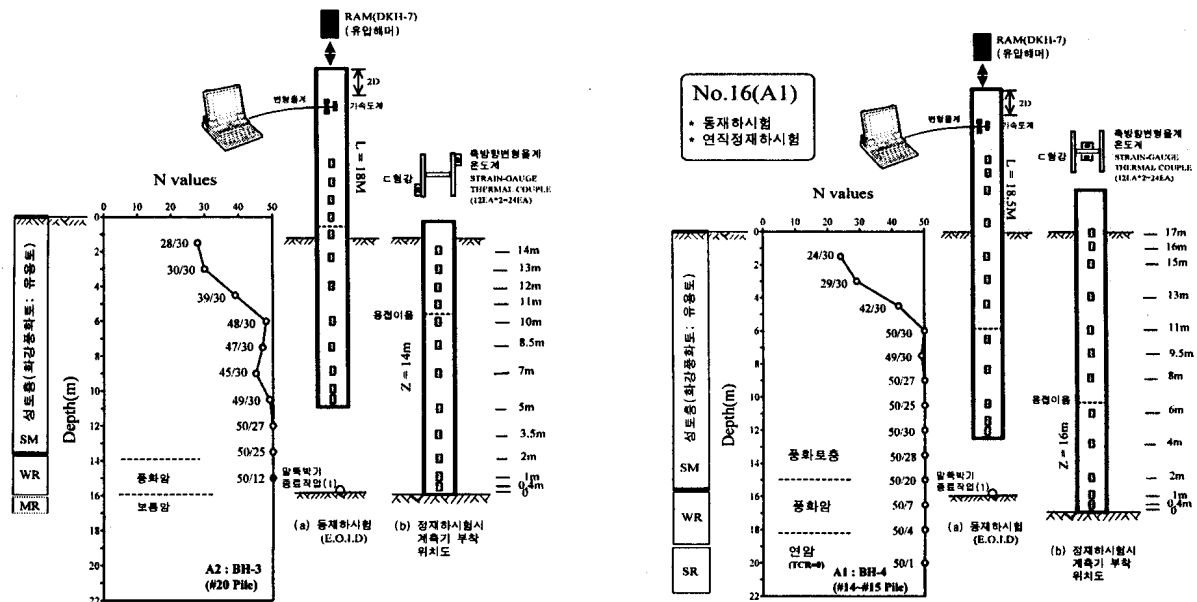


그림 4.4 고강도 H 말뚝의 인장시험 결과

말뚝에 걸리는 온도변화를 알아보기 위하여 Dummy Gauge 대신에 Thermocouple을 사용하였다. 항타시 부착된 변형률게이지를 말뚝주변 흙으로부터 보호하기 위하여 'C'형강을 말뚝에 용접하였다 (최용규 등, 1998; 박영호, 2000). 각 말뚝에 설치한 계측기 위치와 확인보링한 주상도는 그림 4.5에 나타나 있다. 이 그림에서 시험말뚝의 선단위치는 보통암 바로위에, 16번말뚝은 풍화암에 타입되어 있다.



(a) 시험말뚝(교대 A2)

(b) 16번말뚝(교대 A1)

그림 4.5 말뚝에 설치된 변형률게이지 위치도

4.4.3 말뚝타입과 말뚝재하시험 방법

변형률게이지의 망실여부를 확인과 동시에 말뚝에 과다한 압축항타응력이 발생하지 않도록 항타높이를 조절하면서 관입깊이별 동재하시험을 실시하였다(한국도로공사, 2000). 또한 재항타시, 동재하시험을 수행하여 시간경과에 따른 말뚝 지지력 증감효과(set-up or relaxation effect)에 대해 파악하였다. 항타후 며칠 후에 정재하시험을 수행하여 잔류하중을 고려한 하중전이거동을 계측하였다.

정재하시험은 말뚝재료의 항복하중까지 재하한다는 목표하에서 수행하였다. 이때 말뚝재료의 응력상태는 말뚝에 부착된 변형률게이지로 파악하였다. 표준압축시험방법인 ASTM D 1143-81 시험방법을 사용하였다. 말뚝재하시험 방법과 사용한 항타장비의 제원 및 동재하시험에서 구한 해머효율은 표 4.2에 나타나 있다.

표 4.2 말뚝재하시험 방법

H-말뚝		항타장비제원 (DKH)				최종 관입 깊이 (m)	말뚝 시공 방법	동재하시험		정재하시험		하중 전이
		해머 종류	낙하 높이, h (cm)	해머 중량, W_r (ton)	평균 해머 효율, e_h (%)			초기 항타	재항타	방법	항타후, 정재하시험 까지의 경과일	
교대 A2	시험 말뚝	유압해머	80	7	-	13.9	직타	E.O.I.D	-	ASTM D 1143-81	9일	실시
교대 A1	본말뚝 (#16)	유압해머	60~ 100	7	64	17.8	직타	E.O.I.D	초기항타후, 14일 경과후	ASTM D 1143-81	21일	실시

4.5 현장재하시험 결과

4.5.1 동재하시험

말뚝선단 위치가 풍화암에 타입된 16번 말뚝의 시간경과에 따른 허용지지력 변화를 파악하기 위하여 재항타를 실시한 결과는 그림 4.6에 나타나 있다. 여기서 허용지지력은 CAPWAP 해석시 최대하중에 안전율, $FS=2.5$ 를 적용하여 구하였다(US army corps of engineers, 1991). 그 결과, 항타후 14일 경과후의 허용지지력은 83.7ton에서 92.7ton으로 10.8% 증가하였다.

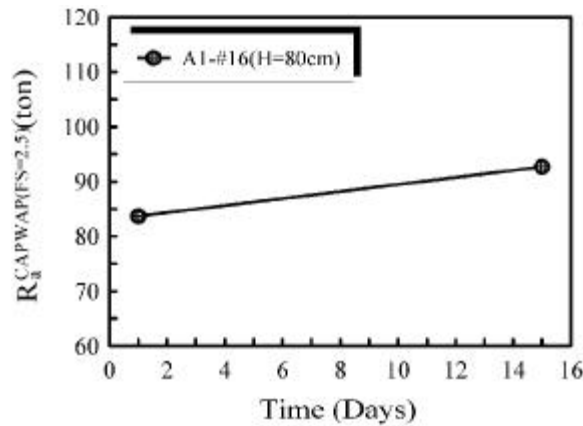
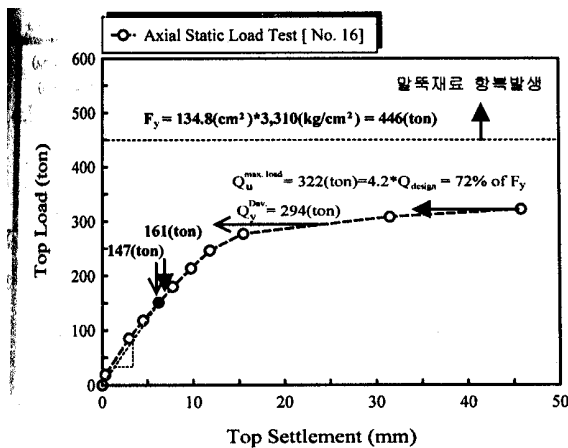


그림 4.6 시간경과에 따른 허용지지력 변화

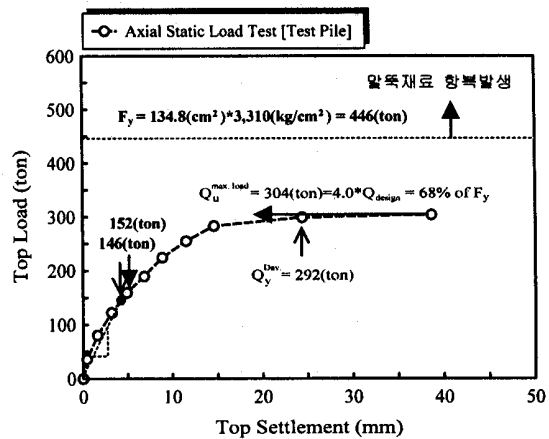
4.5.2 연직압축 정재하시험

4.5.2.1 말뚝머리 하중-침하량 곡선

말뚝재질의 항복력($F_y = A \times \sigma_y = 134.8\text{cm}^2 \times 3,310\text{kg/cm}^2 = 446\text{ton}$)까지 말뚝머리하중을 재하한다는 목표 아래, 정재하시험을 실시하여 구한 말뚝머리 하중-침하량 관계 곡선은 그림 4.7과 같다. 여기서 말뚝머리 최대하중은 $Q_{\text{design}} = 76\text{ton}$ 이다.



(a) 16번말뚝(교대 A1)



(b) 시험말뚝(교대 A2)

그림 4.7 말뚝머리 하중-침하량 관계곡선

그 결과, 말뚝재료 항복력의 68~72%, 설계하중의 4~4.2배에서 지반이 파괴되는 양상을 보였다. 이때 변형률계이기로 응력상태를 조사한 결과, 말뚝재료에서 전혀 소성변형이 발생하지 않았다. Vesic' 방법으로 구한 시험말뚝과 16번말뚝의 극한지지력은 각각 304 및 322ton이며, 지반조사를 충분히 실시하였으므로 안전율 '2'를 적용하여 구한 허용지지력은 152 및 161ton이었다. 또한 두 말뚝에

Davisson 방법으로 구한 허용지지력은 146ton과 147ton이었다.

말뚝의 초기 강성거동(piles' initial stiffness response)은 Davisson 방법으로 구한 허용지지력에 이 지지력에 해당하는 침하량으로 나눈 기울기를 말하며(Briaud et al., 1990), 16번말뚝의 초기강성은 147ton/ 6mm=24.5ton/ mm 이고, 시험말뚝은 146ton/ 4.2mm=34.8ton/ mm 이었다. 16번말뚝보다 시험말뚝의 초기강성이 크게 나타났는데 이는 16번말뚝의 선단위치가 풍화암에 타입된 반면에 시험말뚝의 선단위치는 보통암에 타입되었기 때문으로 판단된다.

4.5.2.2 잔류하중을 고려한 하중전이 거동

16번말뚝에 대하여 잔류하중을 고려한 축방향 지지거동은 그림 4.8에 나타나 있다. 굵은 실선은 H 말뚝을 지반속에 향타한 직후와 21일 경과후에 말뚝에 남아 있는 잔류하중 분포이다. 향타후 21일 경과하는 사이에 말뚝상부에 50ton 가량의 인장력이 발생하는 이유는 향타시 말뚝의 편타에 의한 영향으로 판단된다. 극한상태에서 잔류하중을 고려한 축방향 하중분담력은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 154.3ton과 167.9ton이었으며, 분담비율은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 48%와 52%로 비슷하였다.

시험말뚝에 대하여 잔류하중을 고려한 축방향 지지거동은 그림 4.9에 나타나 있다. 굵은 실선은 H 말뚝을 지반속에 향타한 직후와 9일 경과후에 말뚝에 남아 있는 잔류하중 분포이다.

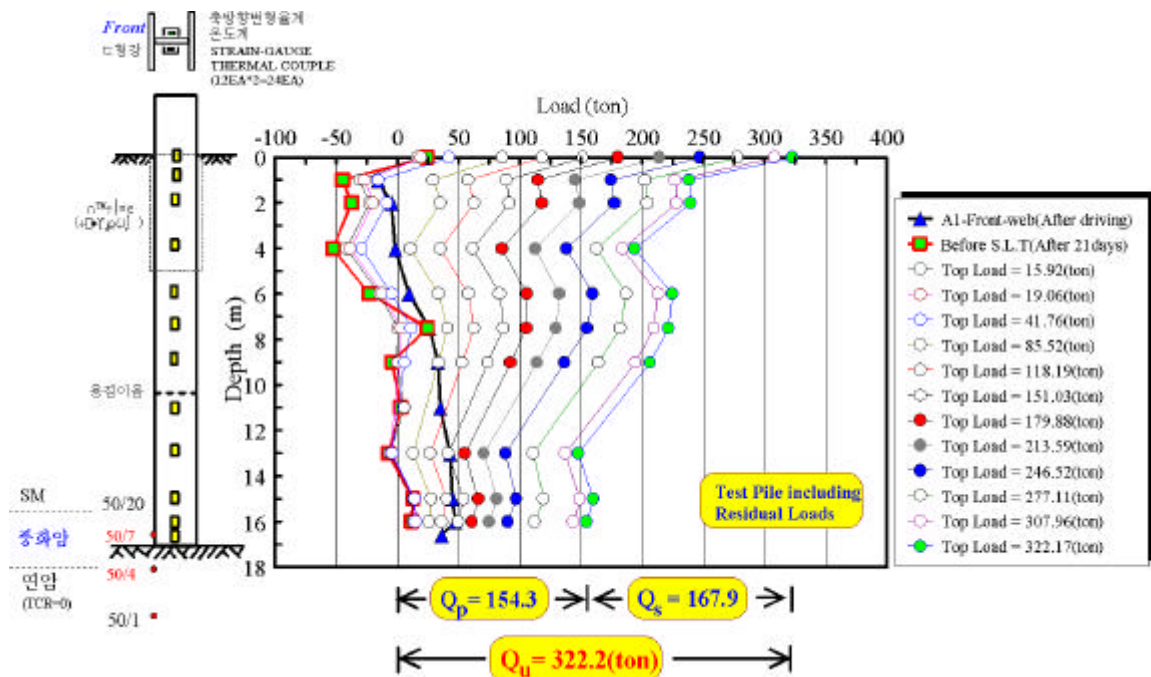


그림 4.8 잔류하중을 고려한 하중전이 거동(16번말뚝)

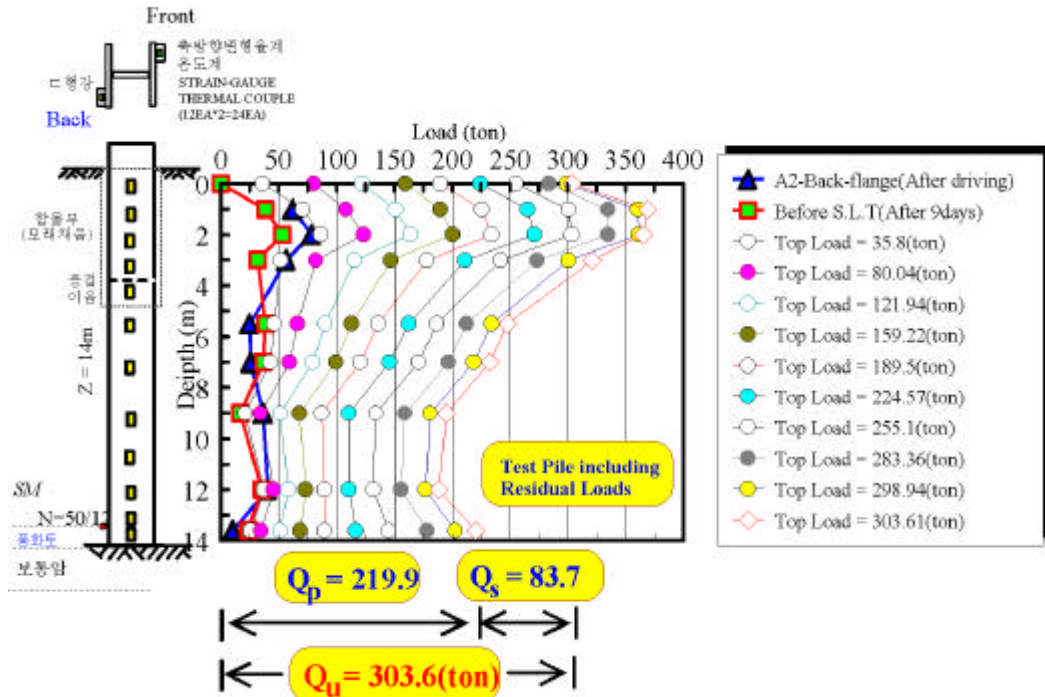


그림 4.9 잔류하중을 고려한 하중전이 거동(시험말뚝)

극한상태에서 잔류하중을 고려한 축방향 하중분담력은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 219.9ton과 83.7ton이었으며, 분담비율은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 72%와 28%로 선단지지력이 크게 부담하였다.

시험말뚝이 16번말뚝보다 선단지지력이 크게 부담하는 이유는 16번말뚝의 선단위치가 풍화암에 타입된 반면에 시험말뚝은 보통암에 타입되었기 때문이다.

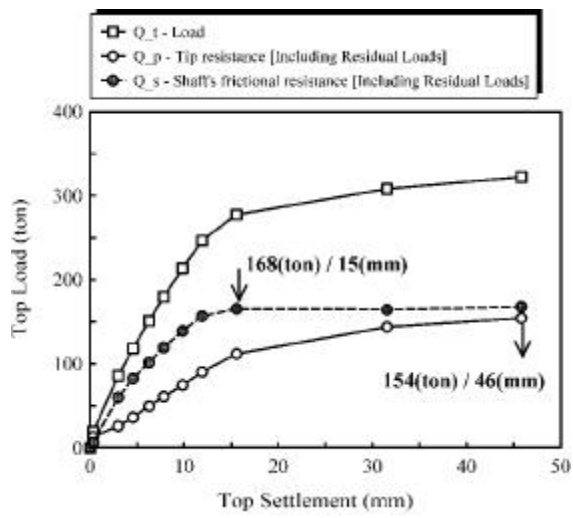
4.5.2.3 선단과 주변마찰력 거동

주변마찰력이 완전히 발휘하기 위한 말뚝과 흙과의 상대변위는 흙과 말뚝의 종류나 말뚝의 크기와 길이에 관계없이 10mm를 초과하지 않는다. 이와는 대조적으로, 타입말뚝인 경우 선단지지력이 발휘하는데 필요한 상대변위량은 $8(\%) \times (\text{말뚝직경})$ 정도로 비교적 크다(Das, 1995 ; 한국지반공학회, 1993).

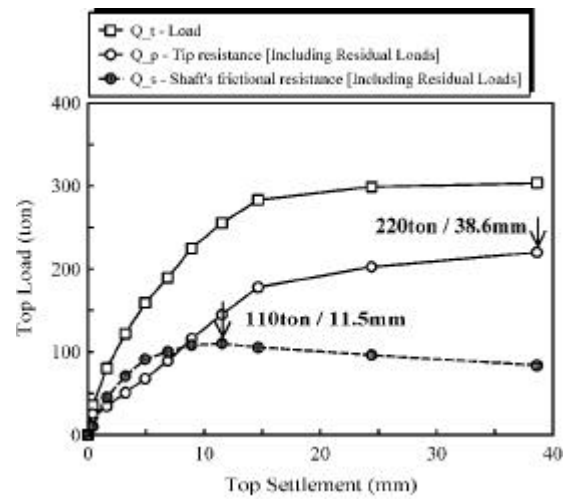
16번말뚝과 시험말뚝에 대하여 잔류하중을 고려한 축방향 지지거동을 선단과 주변마찰력으로 분리하면 그림 4.10과 같다. 성토지반을 관통하여 풍화암에 타입된 16번말뚝에 대하여, 잔류하중을 고려한 주변마찰력은 168ton에서 극한 및 잔류상태에 도달하였고, 이때의 침하량, $s=15\text{mm}$ 이었다. 그리고 선단지지력은 154ton에서 극한상태에 도달하였고, 침하량은 말뚝직경의 15.3%($s=46\text{mm} / D=300\text{mm}$)이었다.

성토지반을 관통하여 보통암에 타입된 시험말뚝에 대하여, 잔류하중을 고려한 주변마찰력은 110ton에서 극한 및 잔류상태에 도달하였고, 이 때의 침하량은 $s=11.5\text{mm}$ 이었다. 선단지지력은 220ton에서 극한상태에 도달하였고, 침하량은 말뚝직경의 12.9%($s=38.6\text{mm} / D=300\text{mm}$)이었다.

상기 결과에 의하면, 주변마찰력과 선단지지력이 발생하기 위한 상대변위는 기존 문헌 값 보다 큰 11.5~15mm와 말뚝직경의 12.9~15.3%에서 각각 발휘되었는데, 이는 말뚝선단 지반조건의 영향으로 판단된다.



(a) 16번말뚝(교대 A1)



(b) 시험말뚝(교대 A2)

그림 4.10 잔류하중을 고려한 주변과 선단지지력 거동 곡선

제 5 장 H 말뚝의 횡방향 지지거동

5.1 서 론

본 교량의 교대는 난쟁이 교대로서 상부구조물 및 접속슬래브와 H 말뚝이 일체화되어 있으며, 상부구조물의 신축량에 따라 말뚝은 수평이동을 하게 된다. 상부구조물의 원활한 수평이동을 말뚝이 허용하기 위하여 고강도 H 말뚝을 약축방향으로 교축방향과 일치되게 1열로 타입하였다.

본 말뚝이 설치된 지반은 약 14 ~ 17.5m의 성토된 지반이며 H 말뚝의 이방성 때문에 이 말뚝을 지반에 타입하면 약축인 웹(web)방향으로 흔들리게 되고, 웹과 플랜지(flange)사이의 폐색된 흙은 진동 다짐되면서 말뚝머리 부분에 함몰부가 생긴다. 이 함몰부는 지반조건에 따라 그 깊이가 달라지게 되며 본 연구에서는 느슨한 모래로 함몰부를 충전하였다.

이 지반에 타입된 말뚝머리 자유단 조건에 대한 고강도 H 말뚝의 수평거동을 알아보기 위하여, 말뚝 축방향으로 변형률게이지를 부착하고, H 말뚝의 약축방향으로 수평재하시험을 실시하였다. 그리고 이 말뚝의 장기거동 즉, 말뚝머리 회전구속 조건을 파악하기 위하여, 말뚝 축방향으로 웹과 플랜지 부분에 변형률게이지와 경사계를 부착하였다.

또한 본 연구에 나타난 수치해석은 3장에서 언급한 KHC-Pile 프로그램을 이용하여 선형 및 비선형 해석을 실시하였다. 비선형 해석에서는 3가지 p - y 모델(Reese et al, 1974; Murchison & O'Neill, 1984; Matlock, 1970)에 의한 유한차분해석(finite difference analysis)과 전단변형률에 의한 Q - y 해석을 실시하였으며, 선형해석에서는 Bowles의 지반반력계수를 이용한 유한요소해석(finite element analysis)을 실시하였다. 또한, 비선형 해석중, 가장 광범위하게 사용되는 p - y 해석법에서는 다양한 방법에 의해 산정된 수평지반반력계수, k (the coefficient of horizontal subgrade reaction, FL^{-3})값을 적용하였다. 다층지반(layered soils)에서의 해석을 위해 층(layer)효과(Georgiadis, 1983)를 고려하여 수치해석을 실시하였다. 여기서, 수평지반반력계수, k 는 표준관입시험(SPT), 전자식 콘관입시험(CPT), 딜라토미터시험(DMT)으로 구한 지반조사 결과를 이용하여 산정하였다.

그리고 각각의 수치해석방법에 의해 산정된 말뚝머리 수평하중-변위와 말뚝 축방향으로 발휘되는 휨모멘트 거동을 실측에서 구한 값들과 서로 비교함으로써 각 해석방법들의 적용성을 검토하고, H 말뚝의 장기거동 양상을 파악하였다.

5.2 지반조건

횡방향 말뚝재하시험을 실시한 지반조건은 4.2절과 같다.

5.3 이론적 해석모델

5.3.1 p - y 곡선 해석

횡하중을 받는 말뚝의 해석은 일반적으로 지반반력법과 탄성해석법이 있으며, 본 연구에서는 그림 5.1와 같이 지반을 각각의 독립적인 스프링요소로 대체하여 해석하는 Winkler 지반모델에 기초한 지

반반력법을 이용하여 수치해석을 실시하였다.

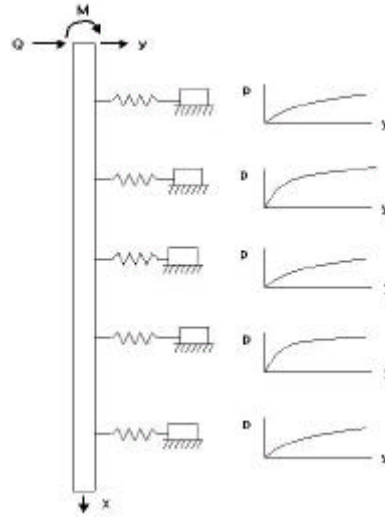


그림 5.1 지반과 말뚝과의 관계

p - y 모델에 의한 수치해석은 기본적으로 유한차분법에 의해 각 절점의 횡방향 변위를 구하게 되고, 최종적으로 수렴된 변위를 이용하여 각 절점의 휨모멘트와 반력을 구하게 된다. 한편, 탄성지반위의 보에 대한 기본적인 미분방정식은 식(5.1)과 같고, 그림 5.2와 같이 p - y 곡선상의 초기접선, $E_{s(j)}$ 으로부터 식(5.1)을 이용하여 초기변위, $y_{(j)}$ 를 구한 후, 이 변위에 의해 다시 할선계수, $E_{s(j+1)}$ 를 구하게 되며, 이 할선계수로부터 $y_{(j+1)}$ 를 재산정한다. 이렇게 계산된 $y_{(n)}$ 값은 $y_{(n)} - y_{(n-1)}$ 이 허용범위를 만족할 때까지 반복 계산하여 최종적인 수평변위를 구하게 된다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p \quad (5.1)$$

여기서, $p = -E_s y$ 이며, E_s 는 지반계수이다.

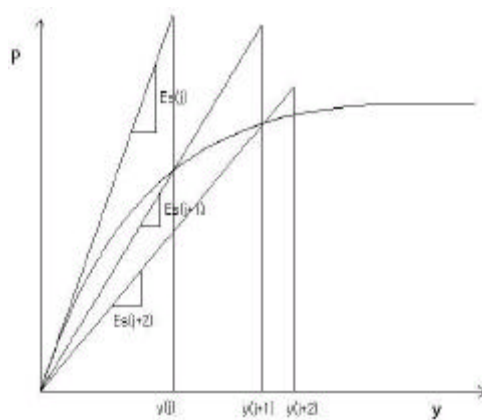


그림 5.2 임의의 i 절점에 대한 $y_{(i,j+1)}$ 의 산정

전체적인 수치해석 흐름도는 그림 5.3과 같다.

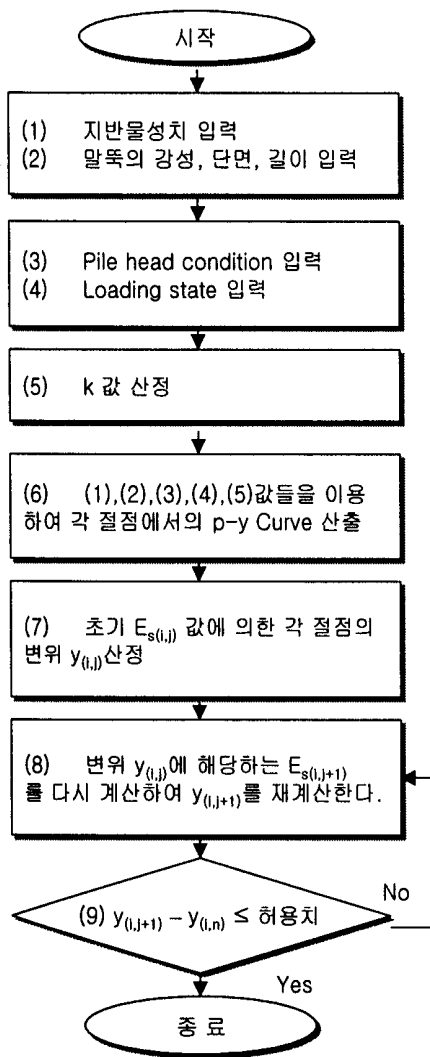


그림 5.3 p-y 곡선에 의한 수치해석 흐름도

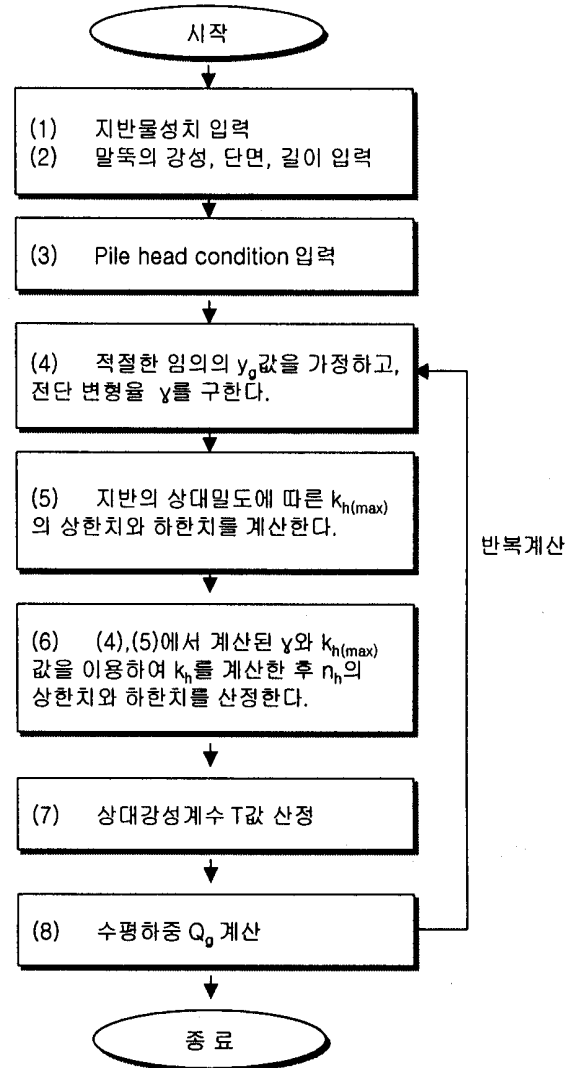


그림 5.4 Q_s - y_g 해석 흐름도

5.3.1.1 Reese 모델

Reese(1974)는 사질토 지반에 대한 p-y 곡선을 전체적으로 하나의 포물선과 두 개의 직선으로 나타내었으며 특히, 초기 직선부분은 k값에 의한 함수로 나타내었다. 그리고 극한지반반력 값은 식(5.2)와 식(5.3)을 이용하여 식(5.4)에 의해서 산정된다.

$$P_{ct} = \gamma x \left[\frac{k_o \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) + k_o x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - k_a b \right] \quad (5.2)$$

$$P_{cd} = k_a b \gamma x (\tan^8 \beta - 1) + k_o b \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta \quad (5.3)$$

여기서, $\alpha = \phi/2$, $\beta = 45 + \phi/2$, $k_o = 0.4$, 그리고 $k_a = \tan^3(45 - \phi/2)$ 이다.

$$P_u = A \cdot P_c \quad (5.4)$$

여기서, A 는 하중재하방식에 따른 보정계수이며, P_c 는 지반 깊이에 따라서 식(5.2)과 식(5.3)에서 계산된다.

5.3.1.2 Murchison and O'Neill 모델

Murchison & O'Neill(1984)은 Parker(1970)가 제안한 작은 직경의 강관말뚝에 대한 p - y 곡선 관계식을 수정하여 식(5.5)와 같은 관계식을 제안하였다. 이들은 p - y 곡선을 Reese의 모델과는 달리 단 하나의 쌍곡선 함수로서 보다 단순한 형태로 나타내었다.

$$P = \eta A P_u \tanh \left[\left(\frac{k z}{A \eta P_u} \right)^y \right] \quad (5.5)$$

여기서, k 는 수평 지반반력계수이며, A 와 η 는 각각 하중보정계수와 말뚝형상계수이다. 그리고 단위 길이당 극한지반반력, P_u 는 식(5.6)과 식(5.7)에서 구한 값 중 작은 값을 사용한다.

$$P_u = \gamma z [D(K_p - K_a) + z K_p \tan \phi \tan \beta] \quad (5.6)$$

$$P_u = \gamma D z (K_p^3 + 2K_o K_p^2 \tan \phi + \tan \phi - K_a) \quad (5.7)$$

여기서, K_a 와 K_p 는 각각 Rankine의 주동과 수동토압계수이며, K_o 는 정지토압계수이다.

5.3.1.3 Matlock의 모델

Matlock(1970)은 점토지반에 대하여 다음과 같은 3차 포물선 형태의 p - y 관계식을 제안하였다.

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (5.8)$$

여기서, y_c 는 극한수평변위 값으로 임의의 깊이에서 $P = 0.5 P_u$ 일 때의 y 값을 나타낸다.

한편, Robertson 등(1989)은 Matlock의 p - y 모델과 dilatometer 시험의 결과값을 이용하여 사질토 지반에서의 p - y 곡선을 산정하는 방법을 제안하였다. 즉, p - y 모델은 Matlock의 모델을 사용하고 극한수평변위, y_c 는 식(5.9)와 같이 dilatometer 시험의 결과값을 이용하게 된다. 또한, 극한지반반력, P_u 는 Murchison & O'Neill(1984)이 제안한 값을 사용한다.

$$y_c = \frac{4.17 \sin \phi' \cdot \sigma_v'}{E_D \cdot F \cdot (1 - \sin \phi')} \times D \quad (5.9)$$

여기서, ϕ' 는 dilatometer 시험결과를 이용하여 구한 내부마찰각이며, σ_v' 는 임의의 깊이에서 유효수직응력, D 는 말뚝직경, E_d 는 dilatometer 계수, 그리고 F 는 강성 보정계수이다.

5.3.1.4 Layer 효과를 고려한 p - y 곡선

앞에서 설명한 p - y 곡선의 산정법은 일반적으로 균질한 지반에 적용되는 방법들이다. 그런데 Georgiadis(1983)는 서로 다른 지층조건에 대하여 p - y 곡선을 산정하는 방법을 제안하였고, 기본적으로 Matlock과 Reese 등이 제안한 극한지반반력을 이용하여 등가깊이(equivalent depth)를 결정함으로

써 Layer 효과를 고려하였다. 여기서는 Georgiadis가 제안한 방법을 Reese의 p - y 모델과 Murchison & O'Neill의 p - y 모델에 적용함으로써 Layer 효과를 고려한 p - y 곡선을 산출하여 수치해석을 실시하였다.

그림 5.5는 사질토 지반에 대한 2개의 토층으로 이루어진 지반을 예시한 것이다.

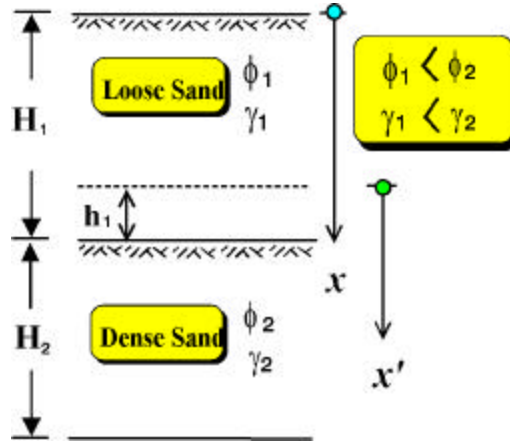


그림 5.5 2개의 서로 다른 지층조건에서 등가깊이의 산정

상부토층에 대한 극한지반반력의 합은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_1 = \int_0^{H_1} P_u dH \quad (5.10)$$

여기서, P_u 는 느슨한 모래지반인 상부토층에 대한 극한지반반력을 나타내며, F_1 은 그 지반에서 지층 두께를 고려한 극한지반반력의 합이다.

본 수치해석에서의 P_u 은 Reese와 Murchison & O'Neill 등이 제안한 값을 사용하였다. 그리고 하부토층에 대한 상부토층의 등가깊이, h_1 를 구하기 위해 하부토층의 물성치를 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_1 = \int_0^{h_1} P_u dH \quad (5.11)$$

여기서, P_u 는 하부토층의 물성값을 이용한 극한지반반력을 나타내며, 식(5.11)은 등가깊이의 함수 즉, $F_1' = f(h_1)$ 으로 표현할 수 있다.

따라서 식(5.10)와 식(5.11)로부터 등가깊이, h_1 를 구할 수 있고, 각 깊이별로 p - y 곡선은 그림 5.5와 같이, 상부토층에 대한 p - y 곡선은 깊이, $x = H_1$ 까지 구하고, 하부토층에서는 등가깊이, h_1 를 고려하여 $x' = h_1 + H_2$ 까지 p - y 곡선을 구한다.

그림 5.5는 상부토층이 하부토층보다 지반물성치가 더 작은 값을 가지는 경우이며, 이때의 등가깊이, h_1 는 상부토층보다 더 작은 깊이로 계산될 것이다. 그러나 이와 반대로 상부토층이 하부토층보다 지반강성이 더 크다면, 등가깊이, h_1 는 상부토층보다 더 큰 깊이로 계산될 것이다.

5.3.1.5 유한차분해석

앞에서 언급한 바와 같이, 수식적 정해법은 말뚝의 축방향 하중에 의한 좌굴(buckling)영향과 말뚝에 작용하는 분포하중과 말뚝단면의 휨강성이 다른 경우에는 고려하기 어렵다. 무엇보다도 수식적 정해법의 가장 큰 단점은 실제 지반조건과 유사한 비선형적인 변화를 고려하기 어렵다는 것이다.

탄성지반 위에 놓인 보에 관한 Hetenyi(1946)의 이론을 이용하여 횡하중 말뚝에 대한 기본 미분 방정식을 확장하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q_x \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (5.12)$$

여기서, p : 단위길이당 지반반력, $p = -E_s y$, EI : 말뚝의 휨강성(flexural rigidity), Q_x : 말뚝에 작용하는 축방향력, x : 깊이

식(5.12)의 지배방정식을 유한차분 형태로 표현하고 말뚝과 지반과의 상호관계로부터 얻어진 $p-y$ 곡선을 이용하면 반복적인 계산으로부터 지반의 비선형적인 변화를 보다 쉽게 고려할 수 있을 것이다.

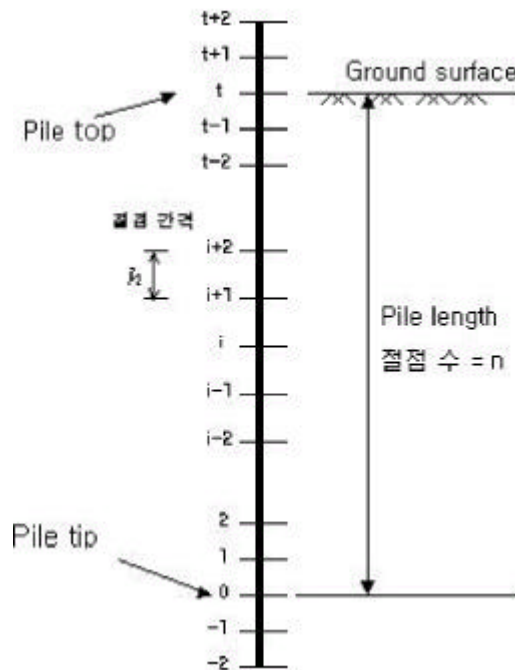


그림 5.6 수평하중재하 말뚝에 대한 유한차분해석

그림 5.6은 지반에 근입된 말뚝을 임의의 절점간격(h)으로 나누어서 나타낸 것이다. 그림과 같이, 말뚝길이에 대한 총 절점수가 n 개라면 전체 해석을 위한 방정식의 수는 $n+4$ 개이다. 여기서 n 개의 방정식은 지배방정식 식(5.12)으로부터 산정되며, 나머지 4개의 방정식은 말뚝의 경계조건으로부터 산정할 수 있다. 이에 대한 자세한 사항은 아래에 설명하였다.

먼저, 지배방정식인 식(5.12)의 각 항을 유한차분식으로 나타내면 다음과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = [y_{i-2}EI_{i-1} + y_{i-1}(-2EI_i - 2EI_{i-1}) + y_i(4EI_i + EI_{i-1} + EI_{i+1}) + y_{i+1}(-2EI_i - 2EI_{i+1}) + y_{i+2}EI_{i+1}]/h^4 \quad (5.13)$$

여기서, EI_i 는 임의의 절점에서 말뚝의 휨강성(flexural rigidity)을 나타낸다.

$$Q_x \frac{d^2 y}{dx^2} = Q_x (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})/h^2 \quad (5.14)$$

위 식(5.13)와 식(5.14)을 식(5.12)에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$y_{i-2}EI_{i-1} + y_{i-1}(-2EI_{i-1} - 2EI_i + Q_x h^2) + y_i(EI_{i-1} + 4EI_i + EI_{i+1} - 2Q_x h^2 + E_{x,i} h^4) + y_{i+1}(-2EI_i - 2EI_{i+1} + Q_x h^2) + y_{i+2}EI_{i+1} = 0 \quad (5.15)$$

따라서 식(5.15)를 이용하여 말뚝선단부터 말뚝머리까지의 n 개의 방정식을 구하게 된다. 한편, 나머지 4개의 가상의 점들(fictitious points)에 대한 방정식은 다음과 같이 말뚝경계조건으로부터 구하게 된다.

(1) 말뚝선단에서의 경계조건

말뚝머리에서 외력이 작용할 때 말뚝의 길이가 충분히 길어서 극단적으로 짧은 말뚝과 같은 강체 거동을 보이지 않는다면 일반적으로 말뚝선단에서의 모멘트와 전단력은 0이 된다. 이에 대한 관계식은 다음과 같다.

① 휨모멘트 $M = 0$

$$M_0 = EI_0 \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_0 = EI_0 \frac{(y_{-1} - 2y_0 + y_1)_0}{h^2} = 0$$

또는, $y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0$ (5.16)

② 전단력, $V = 0$

$$V_0 = EI_0 \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_0 + Q_x \left(\frac{dy}{dx} \right)_0 = \frac{EI}{2h^3} (y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_{+1} - y_{i+2})_0 + Q_x \left(\frac{y_{-1} - y_{+1}}{2h} \right)_0 = 0$$

또는, $y_{-2} - 2 - \frac{Q_x h^2}{EI_0} y_{-1} + 2 - \frac{Q_x h^2}{EI_0} y_1 - y_2 = 0$ (5.17)

(2) 말뚝머리에서의 경계조건

말뚝머리에서의 경계조건(Pile head condition)은 크게 두 가지로 구분할 수 있다. 즉, 자유단 조건(free head condition)과 회전구속 조건(fixed head condition or rotation restraint)인 경우에 대해서 각각 다음과 같은 관계식을 얻을 수 있다.

① 자유단 조건 (Free head condition)

말뚝머리에서 외력 H_t 와 M_t 가 작용한다면 다음과 같은 관계식을 얻을 수 있다.

$$\bullet EI_t \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_t + Q_x \left(\frac{dy}{dx} \right)_t = H_t \text{ 인 경우,}$$

$$y_{t-2} - 2 - \frac{Q_x h^2}{EI} y_{t-1} + 2 - \frac{Q_x h^2}{EI} y_{t+1} - y_{t+2} = \frac{2h^3 H_t}{EI} \quad (5.18)$$

$$\bullet EI_t \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_t = M_t \text{ 인 경우,}$$

$$y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1} = \frac{M_t h^2}{EI} \quad (5.19)$$

② 회전구속 조건(Fixed head condition or rotation restraint)

말뚝머리에서의 회전각(S_t)이 기지값이고, 외력인 수평하중, H_t 가 작용한다면 다음과 같은 관계식을 얻는다.

$$S_t = \left(\frac{dy}{dx} \right)_t = \frac{y_{t-1} - y_{t+1}}{2h} \text{ 이고, 다음과 같이 나타낼 수 있다.}$$

$$y_{t-1} - y_{t+1} = 2h S_t \quad (5.20)$$

특히, $S_t = 0$ 인 경우, 완전회전구속(fully restraint head condition)을 나타낸다.

$$\bullet EI_t \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_t + Q_x \left(\frac{dy}{dx} \right)_t = H_t \text{ 인 경우,}$$

$$y_{t-2} - 2 - \frac{Q_x h^2}{EI} y_{t-1} + 2 - \frac{Q_x h^2}{EI} y_{t+1} - y_{t+2} = \frac{2h^3 H_t}{EI} \quad (5.21)$$

따라서 식(5.15)와 말뚝머리조건에 따른 식(5.16)~식(5.21)를 이용하여 총 $n+4$ 개의 방정식이 산출되며, 다음과 같은 Matrix 형식으로 나타낼 수 있다.

$$[K] \cdot [Y] = [P] \quad (5.22)$$

여기서, $[K]$ 는 말뚝과 지반조건에 따른 강성 Matrix를 나타내며, $[Y]$ 는 말뚝과 지반의 상호관계에 의한 횡방향 변위를 나타내는 Matrix이다. 그리고, $[P]$ 는 하중(외력)조건을 나타내는 Matrix이다. 즉, 식(5.22)로부터 각 절점의 횡방향 변위가 산출되며, 이에 따른 각 절점의 회전각(S_i), 휨모멘트(M_i), 전단력(V_i), 지반반력(p_i)은 다음과 같은 차분식으로 구해진다.

$$\bullet \text{회전각(Slope)} : S_t = \frac{-y_{t+1} + y_{t-1}}{2h} \quad (5.23)$$

$$\bullet \text{휨모멘트(Moment)} : M_t = \frac{EI}{h^2} (y_{t+1} - 2y_t + y_{t-1}) \quad (5.24)$$

$$\bullet \text{전단력(Shear)} : V_t = \frac{EI}{2h^3} (-y_{t+2} + 2y_{t+1} - 2y_{t-1} + y_{t-2}) \quad (5.25)$$

$$\bullet \text{지반반력(Soil reaction)} : p_t = \frac{EI}{h^4} (y_{t+2} - 4y_{t+1} + 6y_t - 4y_{t-1} + y_{t-2}) \quad (5.26)$$

$$\text{또는 } p_i = -E_{si} y_i \quad (5.27)$$

앞에서 언급한 바와 같이, 지반의 비선형적인 특성을 고려하기 위해서는 반복계산이 요구된다. 즉, 그림 5.2와 같이 p - y 곡선상의 초기접선, $E_{s(i,j)}$ 으로부터 식(5.22)를 이용하여 초기 수평변위, $y_{(i,j)}$ 를 산정한다. 여기서 i 는 임의의 각 절점 깊이에서의 절점번호를 나타내며, j 는 해석상의 수렴을 위한 반복횟수를 나타낸다. 그 다음 단계는 그림 5.2와 같이, 계산된 초기 수평변위, $y_{(i,1)}$ 로부터 $y_{(i,2)}$ 를 재계산하는 것이다. 즉, 계산된 초기 수평변위, $y_{(i,j)}$ 로부터 $E_{s(i,j+1)}$ 값이 산출되고, 이 $E_{s(i,j+1)}$ 값으로부터 다시 식(5.21)을 이용하여 $y_{(i,j+1)}$ 를 재계산한다. 이러한 계산방법은 $y_{(i,n)} - y_{(i,j)}$ 가 허용치를 만족할 때까지 반복계산하며, 만일 허용치를 만족한다면, 그때의 $y_{(i,n)}$ 를 임의의 절점, i 에서의 최종적인 수평변위로 결정된다. 단, 여기서 n 은 허용치를 만족하는 최종 반복횟수를 나타낸다. 이에 대한 전체적인 계산 흐름도는 그림 5.3에 나타나 있다.

5.3.2 $Q_g - y_g$ 해석

Mwindo(1992)는 서로 다른 상대밀도의 지반에 근입된 총 22개의 말뚝에 대한 수평재하시험의 결과로부터 지반의 전단변형률과 지반반력과의 상관관계를 제시하였다. 이들의 관계를 토대로 Prakash & Kumar(1996)는 사질토 지반에서 횡하중을 받는 말뚝에 대하여 말뚝머리부의 수평하중, Q_g 과 수평변위, y_g 곡선을 산정하는 방법을 제안하였다. 이 방법은 Q_g - y_g 곡선이 $k_{h(max)}$ 의 범위에 따라서 상한치(upper bound)와 하한치(lower bound)로 구분된다는 특징이 있다.

그리고 이들은 수평지반반력계수, k_h 와 전단변형률, γ 의 관계를 다음과 같이 제안하였다.

$$k_h / k_{h(max)} = 0.052 \gamma^{-0.48} \quad (5.28)$$

여기서, k_h 의 차원은 $[FL^{-2}]$ 이며, $k_{h(max)}$ 는 최대 수평지반반력계수를 나타낸다. 또한 말뚝머리부의 수평변위에 따른 전단변형률은 다음과 같다.

$$\gamma = 0.6 \frac{y_g}{B} \quad (5.29)$$

여기서, y_g 는 지표면에서의 횡방향 변위를 나타내며, B 는 말뚝의 폭 또는 직경을 나타낸다. 그리고 $k_{h(max)}$ 값의 범위는 Prakash & Kumar가 제안한 값을 사용하며, 수평지반반력정수, n_h 는 다음 식으로 구한다.

$$k_h = n_h \cdot l \quad (5.30)$$

여기서, l 은 표준깊이로서 1m(3.28ft)의 고정된 값을 갖는다.

식(5.30)에서 구한 n_h 값으로부터 상대강성계수, T (relative stiffness factor)를 다음과 같이 계산한다.

$$T = (E_p I_p / n_h)^{1/5} \quad (5.31)$$

여기서 L 은 말뚝의 실제길이이고, L/T 값이 5보다 크면 일반적으로 길이가 긴 말뚝(long pile)으로 고려한다.

식(5.31)을 이용하여 말뚝머리조건에 따른 말뚝머리의 수평하중, Q_g 는 다음 식으로 계산한다.

$$\text{말뚝머리 자유단인 경우 : } y_g = A_y \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad (5.32)$$

$$\text{말뚝머리 고정단인 경우 : } y_g = (A_y - 0.93 B_y) \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} \quad (5.33)$$

여기서, Q_g 와 M_g 는 각각 말뚝머리에서의 수평력과 모멘트를 나타내며, A_y 와 B_y 는 말뚝에 작용하는 수평력과 모멘트에 의한 변위계수이다(Matlock & Reese, 1960).

따라서, y_g 에 따른 Q_g 는 식(5.32)와 식(5.33)으로부터 계산되며, 원만한 Q_g - y_g 곡선을 얻을 때까지 반복계산 된다. 한편, 지반의 상대밀도에 따른 $n_{h(max)}$ 의 상한치와 하한치를 깊이별로 일정하게 적용한다면 모든 깊이에 대하여 수평변위, y_x , 회전각, 회전각 S_x , 휨모멘트 M_x , 전단력 V_x , 지반반력 p_x 는 다음과 같이 확장하여 나타낼 수 있다.

• 자유단(Free head piles)

$$y_x = A_y \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad (5.34)$$

$$S_x = A_s \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_s \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad (5.35)$$

$$M_x = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (5.36)$$

$$V_x = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (5.37)$$

$$p_x = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T} \quad (5.38)$$

• 완전회전구속(Fully restrained head piles)

$$y_x = (A_y - 0.93 B_y) \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} \quad (5.39)$$

$$S_x = (A_s - 0.93 B_s) \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} \quad (5.40)$$

$$M_x = (A_m - 0.93 B_m) Q_g T \quad (5.41)$$

$$V_x = (A_v - 0.93 B_v) Q_g \quad (5.42)$$

$$p_x = (A_p - 0.93 B_p) \frac{Q_g}{T} \quad (5.43)$$

여기서 상대강성계수, T 는 식(5.31)과 같고, 각 계수 A_y , A_s , A_m , A_v , A_p , B_y , B_s , B_m , B_v , B_p 는 깊이별로 구해진다(Matlock and Reese, 1961, 1962).

전체적인 수치해석 흐름도는 그림 5.4에 나타내었고, 해석방법은 표 5.1과 같다.

표 5.1 수치해석방법

해석방법		해석모델	적용된 k 또는 y_c	비고
비선형 해석	$p - y$ 해석	Reese 등(1974)	Meyer and Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
		Murchison & O'Neill(1984)	Meyer and Reese(1979)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
			Terzaghi(1955)	SPT 결과에 의한 k 값 산정
			Vesic(1961)	DMT 결과에 의한 k 값 산정
			Bowles(1997)	지지력 공식에 의한 k 값 산정
			Gabr & Borden(1988)	DMT & CPT 결과에 의한 k 값 산정
		Matlock(1970)	Robertson 등(1989)	DMT 결과에 의한 y_c 값 산정
선형해석	$Q_g - y_g$ 해석	Prakash & Kumar(1996)	Mwindo(1992)	전단 변형률에 의한 해석
		수식적 정해법	Chang	지지력 공식에 의한 k 값 산정
		Winkler 탄성스프링 모델	Bowles(1997)	

5.3.3 선형 탄성 해석

5.3.3.1 Chang 방법

(1) 수식적 정해법(Closed form solution)

이 방법은 도로교표준시방서(Chang 방법)에 제시된 방법으로서 앞에서 언급한 바와 같이 E_s 값이 지층깊이에 따라 일정하다고 가정한다면 지배방정식에 대한 수식적 정해를 다음과 같이 구할 수 있다. 말뚝에 작용하는 축방향력을 고려하지 않는다면 식(5.1)과 같이 된다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p \quad (5.1)$$

$$\text{또는 } \frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0 \quad (5.44)$$

$$\text{여기서, } \beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (5.45)$$

또한, $p = -E_s y$ 이며, E_s 는 지반계수 $= 4EI/\beta^4 = k_h \cdot B$ 이며, 여기서 k_h 는 수평지반반력계수(F/L^3)이고, B는 말뚝 폭(직경)을 나타낸다.

그리고 지반계수 E_s (soil modulus)와 말뚝의 휨강성이 말뚝깊이에 대해서 일정하다고 가정한다면 식(5.44)에서 횡방향 변위, y 의 수식적 정해는 식(5.46)과 같이 얻을 수 있다.

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (5.46)$$

또한, 식(5.46)에서 깊이 x 가 무한히 증가하게 된다면, 횡방향 변위 y 는 0에 근접하게 될 것이다. 즉, 충분히 긴 말뚝($\beta \cdot L \geq 4$, Timoshenko, 1941)에 대해서는 식(5.46)의 계수 A , B 는 0이 되어 다음과 같이 보다 간편한 형태로 나타낼 수 있다.

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (5.47)$$

이 식의 미분식은 다음과 같다.

$$S = \frac{dy}{dx} = e^{-\beta x} [-C \cos \beta x - C \sin \beta x + D \cos \beta x - D \sin \beta x] \quad (5.48)$$

$$M = \frac{d^2 y}{dx^2} = 2\beta^2 e^{-\beta x} [C \sin \beta x - D \cos \beta x] \quad (5.49)$$

$$V = \frac{d^3 y}{dx^3} = 2\beta^3 e^{-\beta x} [-C \sin \beta x + D \cos \beta x + C \cos \beta x + D \sin \beta x] \quad (5.50)$$

위 식에서 계수 C , D 는 말뚝머리에서의 경계조건에 따라 구해지고, 각 횡방향 변위 y 와 회전각 S , 휨모멘트 M , 전단력 V 는 식(5.47)~식(5.50)로부터 구할 수 있다. 그러나 짧은 말뚝($\beta \cdot L \leq 4$)인 경우, 식(5.46)의 각 미분식에 대하여 각각의 말뚝머리에서의 경계조건 이외에도 말뚝선단에 대한 경계조건을 추가하여 계수 A , B , C , D 를 구할 수 있다.

(2) 유한차분해석

지반반력, E_s 값이 지층깊이에 따라 다르게 변하는 값이라면, 위에서 제시된 수식적 정해법으로는 그 해를 구하기가 어렵다. 이런 경우에는 수치해석 방법이 보다 더 효과적으로 이용될 수 있다. 여기서는 식(5.12)의 지배방정식에 대한 유한차분법을 이용하여 수치해석방법을 이용하였으며, 이에 대한 자세한 사항은 전절의 p - y 해석에서 언급되어 있다.

5.3.3.2 Winkler 탄성 스프링 모델

Bowles는 탄성지반 위의 보 해석에 적용되는 Winkler 탄성스프링 모델에 기초하여, 횡하중을 받는 말뚝에 대한 유한요소해석법을 제안하였는데, 특히 그는 탄성보 해석에서의 지반반력계수 값을 이용하여 횡하중을 받는 말뚝 해석에 대해 말뚝의 크기와 형상을 고려하는 수평지반반력계수 값을 수정, 제안하였다. 따라서 본 연구에서는 Bowles가 제안한 유한요소해석법을 이용하여 탄성해석을 실시하였으며, 여기서 사용된 수평지반반력계수는 5.4.4절에 나타나 있다.

5.4 수평지반반력계수 (k)의 산정

5.4.1 Meyer and Reese

Meyer & Reese(1979)는 상대밀도, D_r 과 내부마찰각, ϕ 값에 따라 k 값을 산정하는 방법을 그림 5.7과 같이 제안하였으며, ϕ 값은 식(5.62)를 이용하여 산정하게 되고, 이 ϕ 값에 따른 k 값은 그림 5.7을

이용하여 구하였다.

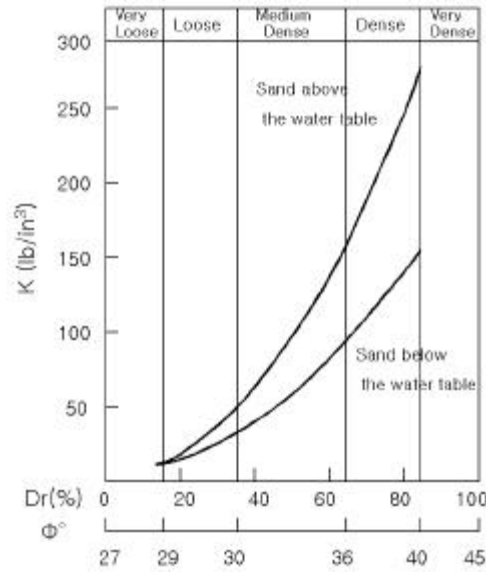


그림 5.7 D_r 와 ϕ 에 따른 k 값(Meyer and Reese, 1979)

5.4.2 Terzaghi

Terzaghi(1955)는 사질토 지반의 수평지반반력정수, n_h 는 주로 상재하중과 상대밀도에 의해 영향을 받는다고 가정함으로써 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma'}{1.35} \quad (\text{ton/ft}^3) \quad (5.51)$$

여기서 A : 상대밀도에 관련된 계수, γ' : 흙의 유효단위중량, n_h : 수평지반반력정수

수평지반반력계수, k 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$k = n_h \frac{z}{B} \quad (5.52)$$

5.4.3 Vesic'-Francis

Biot(1937)는 수직하중을 받는 무한 탄성기초에 관한 연구에서 탄성보에 대한 지반반력계수, k_s 값을 제안하였으며, 그 후 Vesic'(1961)은 지반반력계수를 다음과 같이 수정 제안하였다.

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \quad (5.53)$$

여기서, μ_s = 프아송 비

B = 보의 단면 폭 또는 말뚝의 폭

E, I = 보, 또는 말뚝의 탄성계수 및 단면 2차모멘트

E_s = 지반의 탄성계수

한편, Francis(1964)는 수직하중을 받는 탄성보와는 달리 횡하중 말뚝에 대한 k 값을 Vesic'의 k_s 값에 근거하여 다음과 같이 수정 제안하였다.

$$k \cdot B = 1.30 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \quad (5.54)$$

따라서 본 연구에서 식(5.54)의 지반탄성계수, E_s 는 딜라토미터시험(DMT)에 의한 결과 값을 이용하여 산정하였는데, 일반적으로 다음과 같은 관계식이 이용된다.

$$E_s = F \cdot E_d \quad (5.55)$$

여기서, E_d 는 딜라토미터 계수이고, F 는 지반의 특성과 강도 범위에 따른 상관계수이다.

5.4.4 Bowles

Bowles(1997)는 탄성지반 위의 보 해석에 적용되는 *Winkler* 탄성스프링 모델에 기초하여, 횡하중을 받는 말뚝에 대한 유한요소해석법을 설명하였으며, 특히 그는 탄성보 해석에서의 지반반력계수 값을 이용하여 횡하중을 받는 말뚝 해석에 대해 말뚝의 크기와 형상을 고려하는 수평지반반력계수 값을 식(5.57)과 같이 수정, 제안하였다. 따라서 본 연구에서는 Bowles가 제안한 k 값 및 유한요소해석법을 이용하여 선형해석을 실시하였으며, 여기서 구한 말뚝머리 수평하중 변위와 휨모멘트 거동은 p - y 해석에 의한 결과값 및 실측값과 서로 비교하였다.

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (5.56)$$

위 식에서 A_s 와 B_s 는 다음과 같다.

$$A_s = F_{w1} C_m C(cN_c + 0.5 \gamma B_p N_\gamma) \quad (5.57)$$

$$B_s = F_{w2} C_m C(\gamma B N_\gamma) \quad (5.58)$$

여기서, F_{w1} 과 F_{w2} 은 각각 말뚝 형상계수이고, C_m 은 말뚝 주면의 전단 저항을 고려하는 계수이며, C 값은 지지력 상수이다. 또한 N_c 와 N_γ 은 각각 지지력 계수를 나타낸다.

식(5.56)에서 지수, $n=1$ 의 값은 깊이에 따라 너무 과대한 k_s 값이 산정되는 경향이 있어 보통 0.4~0.6의 값이 추천하고 있다. 따라서 본 연구에서는 $n=0.5$ 를 사용하였다.

5.4.5 Gabr & Borden

Gabr & Borden(1988)은 dilatometer 시험에서 수평지반반력계수, k_{ho} 를 산정하는 방법을 다음과 같이 제안하였다.

$$k_{ho} = \frac{p_0 - \sigma_h}{h} \quad (5.59)$$

여기서, p_0 : 수정된 dilatometer 눈금 A , σ_h : 현장 횡방향 정지토압= $K_o \gamma z$, h : dilatometer 판(blade)두께의 1/2이고 만일, p_0 와 σ_h 가 psi 단위이면 $h=0.27in.$ 이고, kPa 단위이면 $h=0.0068m$ 이다. 여기서, K_o 는 정지토압계수로서 Baldi 등(1986)은 Calibration Chamber Test의 정적해석으로부터 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$K_o = 0.376 + 0.095 K_D - 0.00461 \frac{q_c}{\sigma_z} \quad (5.60)$$

여기서, K_D : dilatometer 횡방향 응력지수, q_c : 콘 선단저항력, σ_z : 현장 유효 상재하중

시험말뚝이 타입된 성토지반에서는 표준관입시험, 전자식 콘관입시험, dilatometer시험 결과를 이용하여 내부마찰각, ϕ 값을 산정하였고, 15번 말뚝에서는 표준관입시험 결과를 이용하여 ϕ 값을 산정하였다. 그리고 흙의 단위중량은 현장밀도시험으로 구하였으며 각각의 시험결과들은 표 5.2에 나타내었다. 또한, 각 지반조사 결과로부터 산정된 k 값들은 그림 5.8에 나타나 있다.

표 5.2 각 지반조사 방법에서 구한 ϕ 값

구분	심도 (m)	단위 중량 (tf/ m ³)	D _r	D M T 계수 E _s (tf/ m ²)	수평응력 지수, K _a	현장시험 종류	ϕ (도)	k_h (tf/ m ³)		비고
								적용식	값	
1층 (모래)	4.7	1.8	느슨	200 가정 (범위 200~ 350)	1.0 가정 (1~1.5)	SPT 가정	28	N=10 가정 (Meyer & Reese, 1979)	1,708	고정값
2층 (성토 지반)	17	2.0	조밀	3,292.5 (범위 2,000~ 2,500)	3.88 (5~10)	SPT	38	N=50 (Meyer & Reese, 1979)	4,994.6	측정값
						CPT	34.2	$q_c =$ 770.4(t/ m ²) (도로교 설계기준 공식 사용)	4,243.6 (ϕ 와 무관)	측정값
						DMT	36	K _o , K _a , q _c (Gabr & Borden, 1988)	3,591.6 (ϕ 와 무관)	측정값
						DMT-CPT	33			
						평균	35.3	-	4276.6	평균값

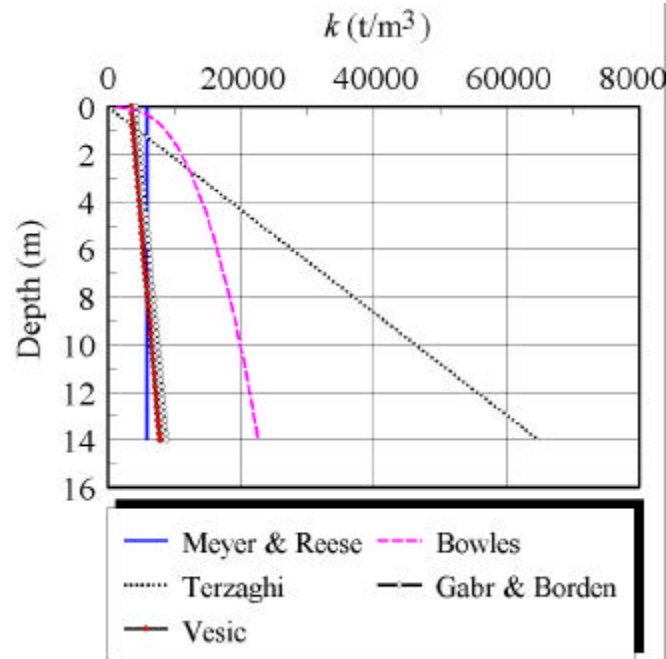


그림 5.8 깊이에 대한 k 값의 분포도

5.5 지반 물성값 산정

수치해석에 있어서 정확한 지반 물성값의 산정은 정도 높은 해석결과를 얻을 수 있다. 본 현장의 대상 지반은 사질토 지반으로써 내부마찰각, ϕ 는 전체적인 수치해석에서 상당히 중요한 부분을 차지한다(Meyer and Reese, 1979). 따라서 본 연구에서는 표준관입시험, SPT 와 딜라토미터시험, DMT , 전자식 콘관입시험, CPT 등을 이용하여 내부마찰각, ϕ 와 수평지반반력계수, k 값을 산정하였다.

5.5.1 표준관입시험 (SPT)에 의한 ϕ 값 산정

일반적으로 SPT 의 N 값을 이용하여 수평지반반력계수, k 값을 산정하는 경우에는 실측 N 값을 상재하중의 영향을 고려하여 수정하여야 한다. 따라서 본 연구에서는 실측 N 값을 다음과 같은 방법으로 수정하여, ϕ 값을 산정하였다.

$$N' = C_N * N_f \quad (5.61)$$

여기서, N_f : 현장에서 실측한 N 값

C_N : 현장의 상재하중을 고려한 보정계수

N' : 수정 N 값

식(5.61)에서 C_N 값은 표 5.3에서 제안된 방법들을 이용하여 구하게 되며, 본 연구에서는 산정된 4개의 C_N 값들에 대해 평균한 값을 사용하였다. 한편, Wolff(1989)는 이 수정 N 값을 이용하여 ϕ 값을 산정하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\phi(\text{deg.}) = 27.1 + 0.3 N' - 0.00054 N'^2 \quad (5.62)$$

표 5.3 C_N 값에 대한 경험적인 관계식

Source	C_N
Liao & Whitman(1986)	$\sqrt{1/\sigma'}$
Skempton(1986)	$2/(1 + \sigma')$
Seed, Arango, and Chan(1979)	$1 - 1.25 \log(\sigma'/\sigma'_1)$
Peck, Hanson, and Thornburn(1974)	$\sigma' \geq 0.25(\text{ton}/\text{ft}^2)$ 인 경우 : $0.77 \log(20/\sigma')$

단, 여기서 σ' 는 ton/ft^2 이다.

5.5.2 딜라토미터시험(DMT)에 의한 ϕ 값 산정

일반적으로 딜라토미터시험에 의한 ϕ 값 산정은 크게 2가지 방법이 사용된다(Marchetti, 1997). 첫 번째 방법은 딜라토미터시험에서 구한 횡방향응력지수, K_D (dilatometer lateral stress index)와 전자식 콘관입시험의 콘선단저항력 q_c , 그리고 딜라토미터시험 결과와 콘관입시험 결과를 이용한 정지토압 계수, κ_o 값(Baldi 외, 1986)을 사용하여 ϕ 값을 계산하는 것이다(그림 5.9 참조).

두 번째 방법은 Campanella & Robertson(1991)에 의해 제안된 방법으로서 $q_c/\sigma'_{vo} = 33K_D$ 의 관계식과 임의의 κ_o 값을 가정하여 내부마찰각, ϕ 를 다음과 같이 K_D 값을 이용하여 구하게 된다(Marchetti, 1996).

$$\phi(\text{deg.}) = 28 + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D \quad (5.63)$$

위에서 언급한 두 가지 방법 중, 첫 번째 방법은 일반적으로 딜라토미터시험과 콘관입시험 값이 요구되며, 두 번째 방법보다 대체로 더 정확한 값이 산정된다. 그러나 근사적인 값의 추정에 대해서는 두 번째 방법이 보다 더 효율적으로 사용될 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 내부마찰각, ϕ 의 보다 더 정확한 산정을 위하여 첫 번째 방법으로 내부마찰각을 산정하였다.

5.5.3 전자식 콘관입시험(CPT)에 의한 ϕ 값 산정

Robertson & Campanella(1983)는 사질토 지반에서 콘관입시험 결과를 이용하여 유효수직응력, σ' 에 대한 콘선단저항력, q_c 과 내부마찰각, ϕ 와의 관계를 그림 5.10과 같이 제안하였으며, Kulhawy & Mayne(1990)는 이들의 관계를 다음과 같이 수식화하여 제안하였다.

$$\phi = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'} \right) \right] \quad (5.64)$$

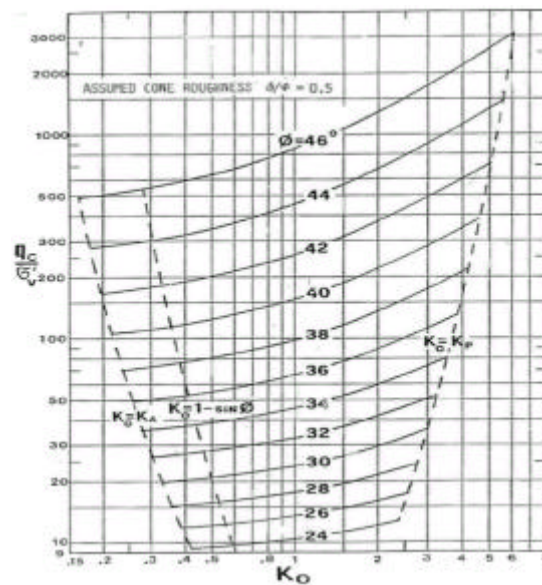


그림 5.9 q_c 와 K_o 값을 이용한 ϕ 값 산정(Marchetti, 1985)

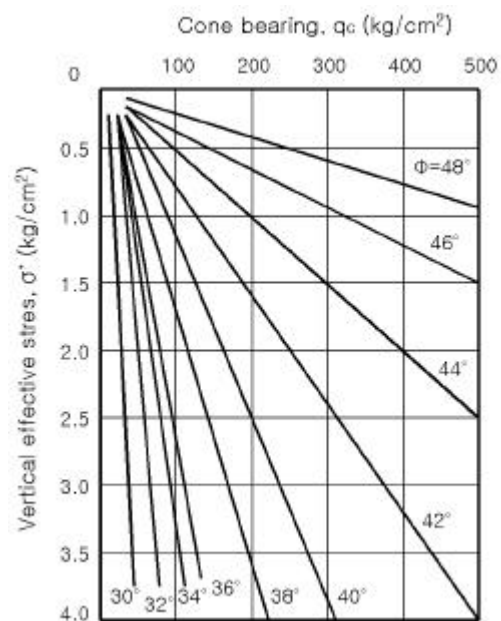


그림 5.10 σ' 와 q_c 를 이용한 ϕ 값 산정(Robertson & Campanella, 1983)

5.6 H 말뚝의 제원과 합몰부 보강

5.6.1 고강도 H 말뚝의 인장응력

사용한 고강도 H말뚝의 제원은 $H300 \times 305 \times 15 \times 15$ 이며, 설계시 사용하는 기준 항복응력은 $\sigma_y = 3,310 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 그리고 사용할 말뚝의 인장시험에서 구한 시험 항복응력은 $\sigma_y = 3,960 \text{ kg/cm}^2$ 이었다(4.4.1절 참조).

5.6.2 합몰부 보강

H 말뚝을 항타할 때, 약축방향으로 H 말뚝이 흔들리면서 웹과 플랜지 사이에 폐색된 흙이 진동 다짐되어 합몰되는데, 본 현장인 성토지반에서의 합몰깊이는 4.5 ~ 4.9m이었다. 그리고 일체식 교대 말뚝이 자유롭게 수평이동을 하기 위하여, 합몰부에 무다짐으로 모래를 채웠다.

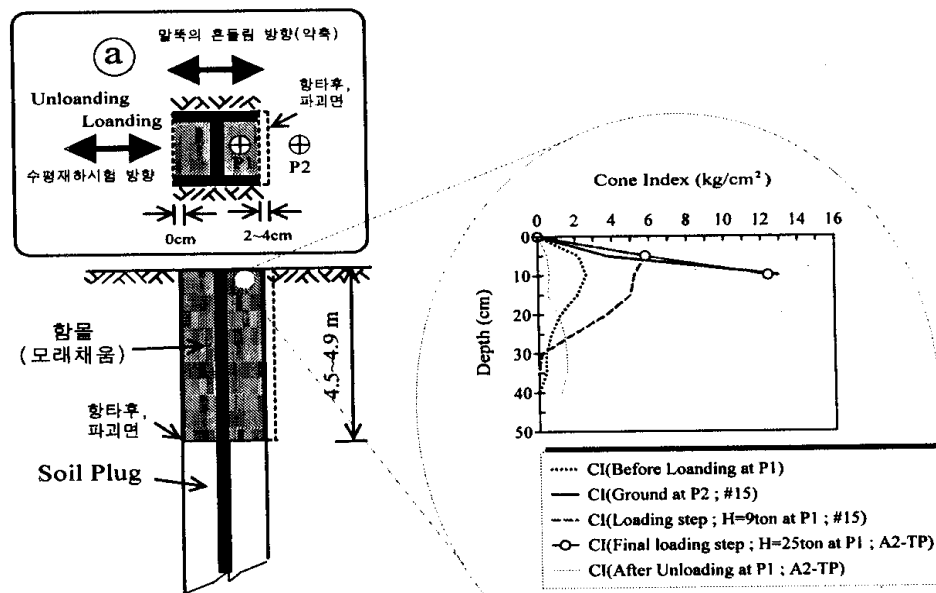


그림 5.11 채운 모래의 휴대용 콘지수

이 모래의 단위중량, $\gamma_t = 1.55 \sim 1.65 \text{ t/m}^3$ 이고, 직접전단시험으로 구한 내부마찰각, $\phi = 28 \sim 29.5^\circ$ 이며, 상대밀도, $D_r = 35\%$ 이었다. 그리고 합몰부에 채워진 모래의 강도를 알아보기 위하여, 미육군공병단(WES)에서 개발한 휴대용 콘관입시험(portable standard cone penetrometer)을 실시한 결과를 그림 5.11에 나타나 있다(박영호, 1996).

그림 5.11에 의하면, 수평하중이 증가함에 따라 관입깊이별 채운모래의 콘지수가 증가하는 양상을 보이다가 최종 수평하중단계인 25ton에서는 성토지반의 콘지수보다 크게 발생하였다. 이는 수평하중 증가에 따른 채운모래의 밀도증가 거동을 나타내며, 지표면 파괴양상은 그림 5.12와 같다.

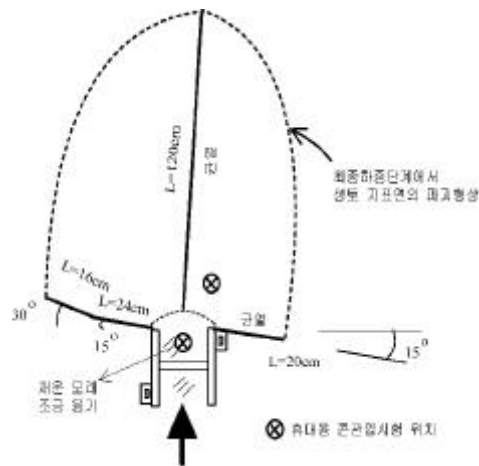


그림 5.12 수평재하시험 종료시, 지표면 파괴양상(시험말뚝)

5.7 말뚝머리 힌지조건

5.7.1 H 말뚝 수평재하시험

H 말뚝에 발생하는 횡방향 지지거동을 알아보기 위하여, H 말뚝 선단과 머리부분에는 촘촘하게, 말뚝몸체에는 등간격으로, 그리고 H 말뚝의 웹보다는 플랜지가 약하므로 플랜지 양면에 말뚝 축방향으로 변형률게이지를 부착하였다. 말뚝에 걸리는 온도변화를 알아보기 위하여 Dummy Gauge 대신에 Thermocouple을 사용하였다. 항타시 부착된 변형률게이지를 말뚝주변 흙으로부터 보호하기 위하여 'ㄷ'형강을 말뚝에 용접하였다.

수평방향 정재하시험은 ASTM D3966에 제시된 일방향 재하시험법이며, 시험말뚝은 지표면에서 40cm 위에 그리고 15번말뚝은 지표면에서 재하하였다(그림 5.14 참조).

5.7.2 수평재하시험 결과

5.7.2.1 말뚝머리 수평하중-변위 곡선

시험말뚝에 대해서는 말뚝재료가 항복상태 또는 지반의 극한상태가 될 때까지 말뚝머리 수평하중을 재하한다는 목표 아래 3단계로 나누어 재하 및 제하 시험하였으며, 여기서 얻은 수평하중-변위 관계 곡선은 그림 5.13과 같다.

그림 5.13(a)에서 수평하중 17ton까지는 지반저항력이 거의 선형적인 하중-변위 거동을 보이고 있다. 그림 5.11에 의하면, 수평하중 17ton까지 하중이 증가함에 따라 H 말뚝의 플랜지가 성토지반을 펀칭전단(punching shear)시키고, 이로 인해 발생하는 플랜지와 웹사이의 함몰부에 채운 모래지반의 밀도가 지표면에서부터 지중으로 점차 증가하는 경향을 보이고 있다. 따라서 이 하중크기까지의 횡방

항 말뚝거동은 채운 모래의 영향이 지배할 것으로 판단된다. 그리고 이 하중크기 이후부터는 수평하중이 증가함에 따라 채운 모래가 점점 조밀해지면서 콘지수가 원지반의 휴대용 콘지수와 동일하게 되어, 성토재와 같은 비선형 거동을 하게 될 것이다. 이때의 말뚝거동은 성토재의 물성값에 영향을 받을 것으로 판단된다.

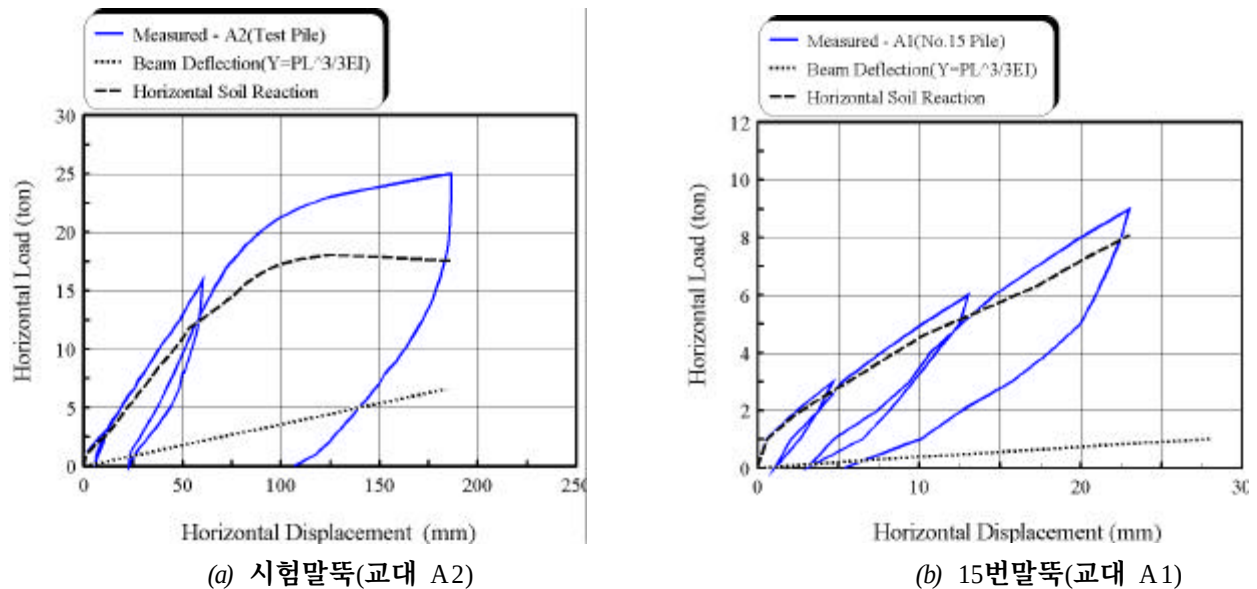


그림 5.13 수평재하시험에서 구한 수평하중-변위 거동

시험말뚝의 최종재하상태에서 제하후의 잔류침하량은 10.69cm로 상당히 크게 발생하였는데, 이는 수평재하로 인해 말뚝과 원지반 사이에 생긴 틈 사이로 채운 모래가 흘러 들어가서, 제하시 원래의 상태로 되돌아 올려는 말뚝을 저항하기 때문이다. 시험말뚝에서 틈 사이로 흘러들어간 모래의 양은 수평재하시험하기 전에 함몰부에 채운 모래의 양 만큼이었다. 15번말뚝은 일체식 교량의 본 말뚝으로써 수평하중, $H=9\text{ton}$ 까지 재하 및 제하였을 때의 잔류침하량은 5.4mm이었다.

5.7.2.2 말뚝본체의 휨응력

그림 5.14는 수평하중 증가에 따른 말뚝본체에서 발생한 휨응력 상태를 나타낸 것이다. 그림 5.14(a)에 의하면, 지반이 극한상태에 도달할 때까지 말뚝재료의 휨응력은 인장시험에서 구한 항복휨응력, $\sigma_y=3,960\text{kg/cm}^2$ 이내에 존재하였다. 하지만 설계시에는 기준 항복휨응력, $\sigma_y=3,310\text{kg/cm}^2$ 으로 말뚝의 휨응력을 조사하면, 수평하중 19ton에서 H말뚝 플랜지의 재료가 항복응력상태에 도달하였다. 따라서 말뚝재질의 항복수평하중, $F_y=19\text{ton}$ 이고, 안전율 2를 적용하면 말뚝재료의 허용수평하중, F_a 은 약 9ton이었다. 이 하중에 해당하는 15번말뚝과 시험말뚝의 수평변위량은 각각 23mm, 35mm이었다(그림 5.14 참조). 그리고 수평하중 증가에 따른 H 말뚝의 휨응력 분포는 지표면에서 약 5m 깊이까지 발생하였으며, 최대휨응력은 지표면에서 1.5~2m 깊이에서 발생하였다.

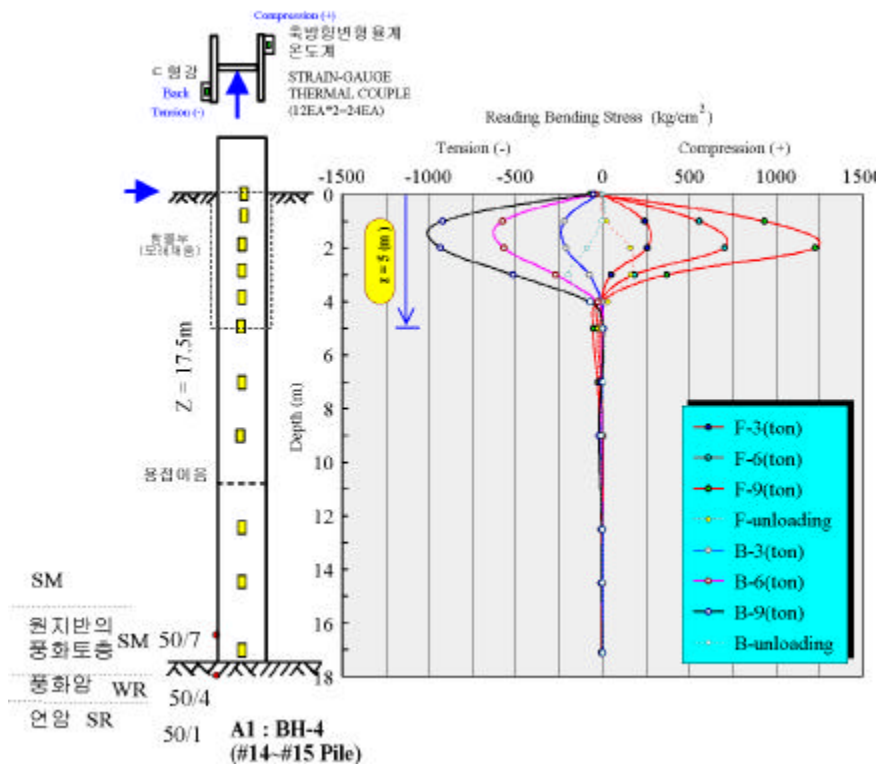
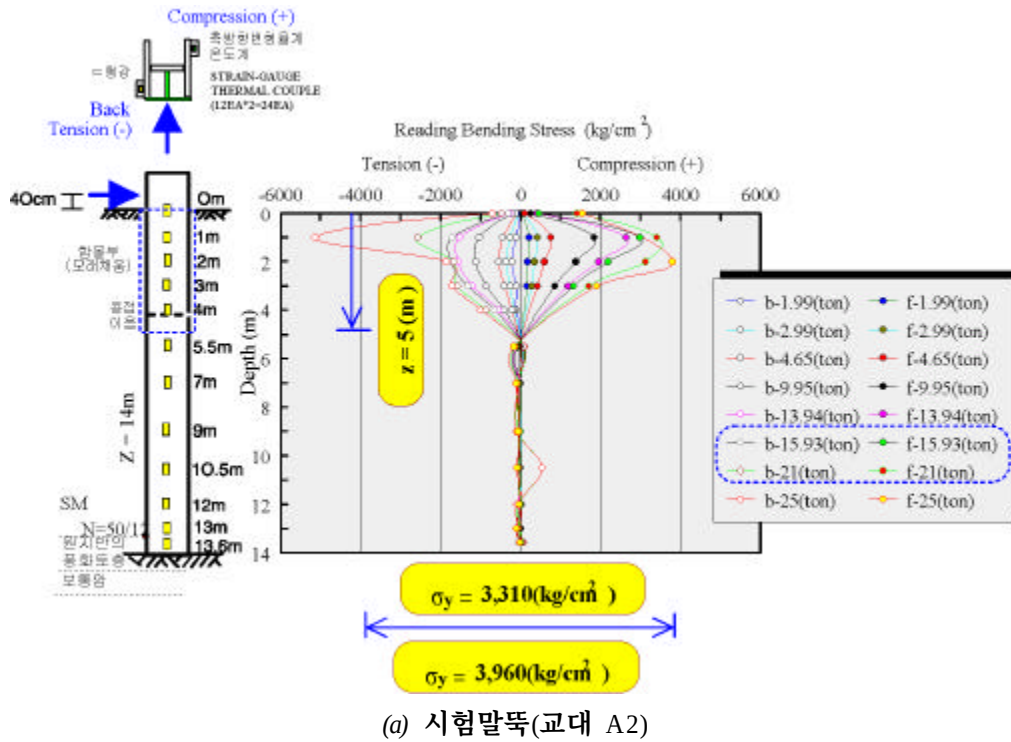


그림 5.14 H 말뚝의 축방향으로 발생한 휨응력 분포

식(5.65)은 일반적인 보에 대한 처짐량을 계산하는 식이다. 이 식을 이용한 수평변위량은 그림 5.13에서 짧은 점선으로 표시하였으며, 이 값과 실측값과의 관계에서 지반이 횡방향으로 받는 지반저항력은 긴 점선으로 나타내었다.

$$y = \frac{P L^3}{3 E I} \quad (5.65)$$

여기서, 작용력은 P 이고, 횡하중에 의해 영향을 받는 말뚝의 길이 L 은 5m로 가정하였다.

5.7.3 수치해석결과와 실측값의 비교 및 고찰

5.7.3.1 말뚝머리 수평하중-변위 거동

그림 5.15는 시험말뚝의 향타로 플랜지와 웹 사이에 생긴 함몰부의 영향을 고려하지 않고, 표 5.4와 같이 지반 전체를 하나의 성토층으로 간주하여 약축방향으로 재하하였을 때의 수치해석 거동과 실측값을 비교한 것이다. 여기서 수치해석은 여러 가지 방법으로 산정한 k 값을 Murchison & O'Neill의 p - y 모델에 적용하여 유한차분해석을 실시하였으며 또한, Bowles가 제안한 k 값을 이용하여 선형탄성 해석을 실시하였다. 본 수치해석에 사용한 말뚝 제원과 지반 물성값은 표 5.4에 나타나 있으며, 각 방법에 의해 산정된 k 값들은 그림 5.8에 나타나 있다.

표 5.4 수치해석에 사용한 말뚝 제원과 지반 물성값

지반 물성값			H 말뚝 치수 및 단면			
말뚝 번호	평균 내부마찰각 ϕ (°)	흙의 단위중량 γ (t/m ³)	휨강성 EI (t-m ²)	말뚝 폭 B (m)	관입길이 L (m)	비고
A2-시험말뚝	33	2.0	1491	0.302	14.0	약축방향 재하

그림 5.15에서 알 수 있듯이, 선형탄성해석과 달리 여러 가지 k 값에 대한 비선형 모델의 해석 결과는 전체적으로 비슷한 경향을 나타내고 있다. 그러나 실측값에 비해 수치해석 결과들은 동일한 하중에 대하여 전체적으로 작은 변위가 산정되었는데, 이는 H 말뚝의 타입에 의해 발생된 상부 함몰부의 영향인 것으로 판단된다(그림 5.11 참고).

그림 5.16은 각 p - y 모델들의 극한지반반력, p_u 값을 깊이별로 나타낸 것이며, 그림 5.17은 상기 지반조건과 동일하게 모사한 후, 각 p - y 모델들에 의한 수치해석 결과들을 실측값과 비교한 것이다(표 5.1 참고).

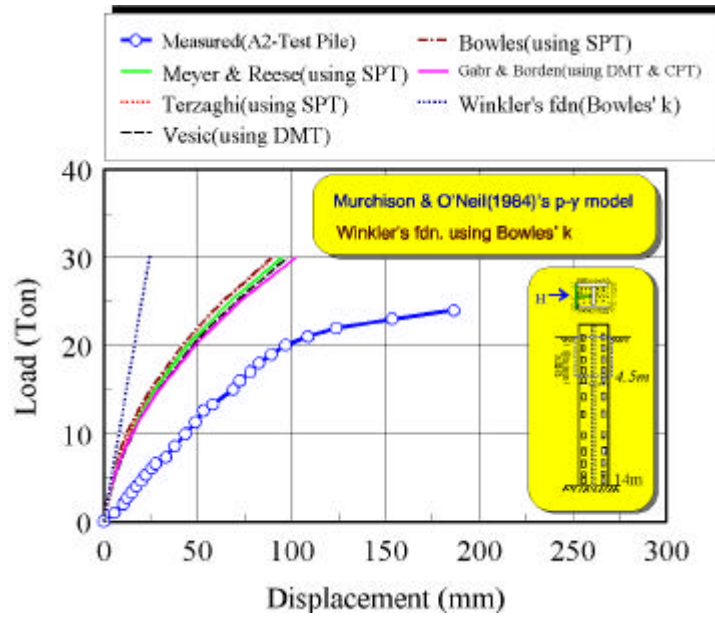


그림 5.15 k 값에 따른 수평하중-변위 거동 비교(시험말뚝)

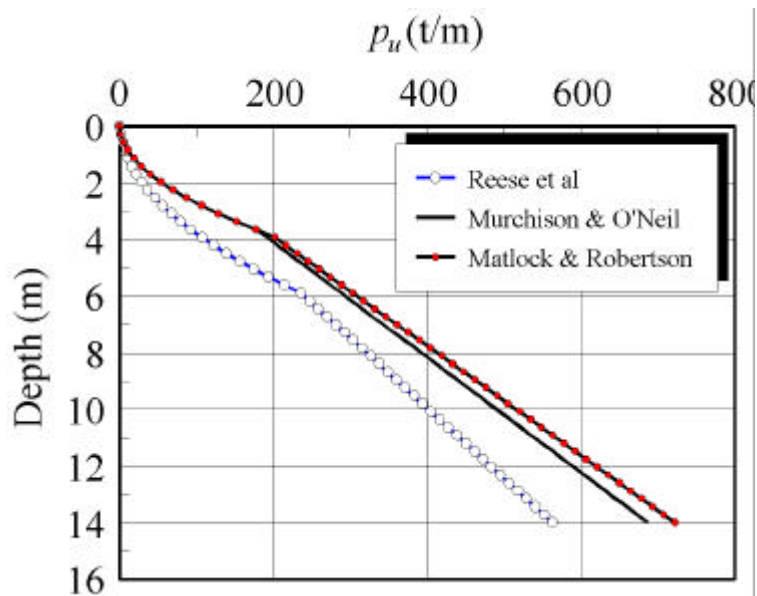


그림 5.16 p - y 모델들의 극한지반반력 분포

그림 5.17에 의하면, Murchison & O'Neill의 p - y 모델과 Matlock의 p - y 모델이 Prakash & Kumar의 상한값과 하한값의 범위에 있음을 알 수 있다. Reese의 p - y 모델은 다른 모델에 비해 큰 변위가 계산되었는데, 이는 그림 5.16에 나타난 바와 같이 Reese의 극한지반반력값이 다른 모델에 비해 비교적 작게 산정되기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 수치해석 결과는 실측값보다 동일한 하중에 대해 작은 변위가 산정되었다. 이는 초기의 낮은 수평하중하에서는 공동부의 채운 모래에 의하여 수평거동을 나타내고 있으나, 큰 수평하중하에서는 공동부의 조밀화가 진행되고 이에 따른 수평거동이 성토지반의 저항에 의존하기 때문으로 판단된다.

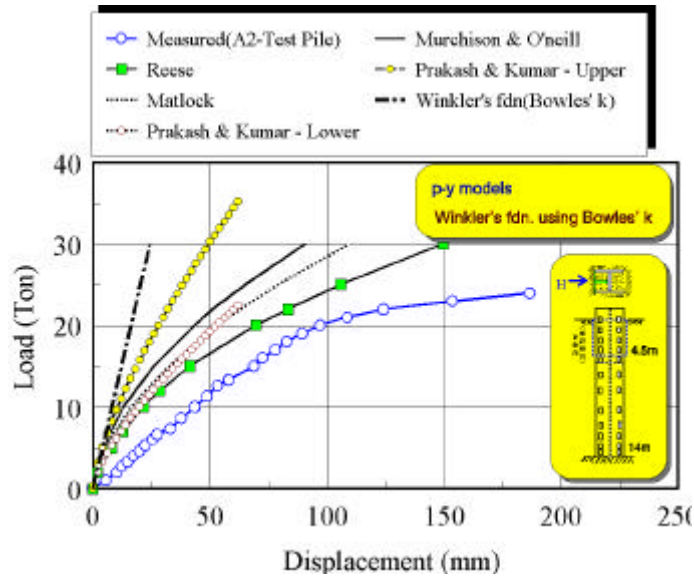
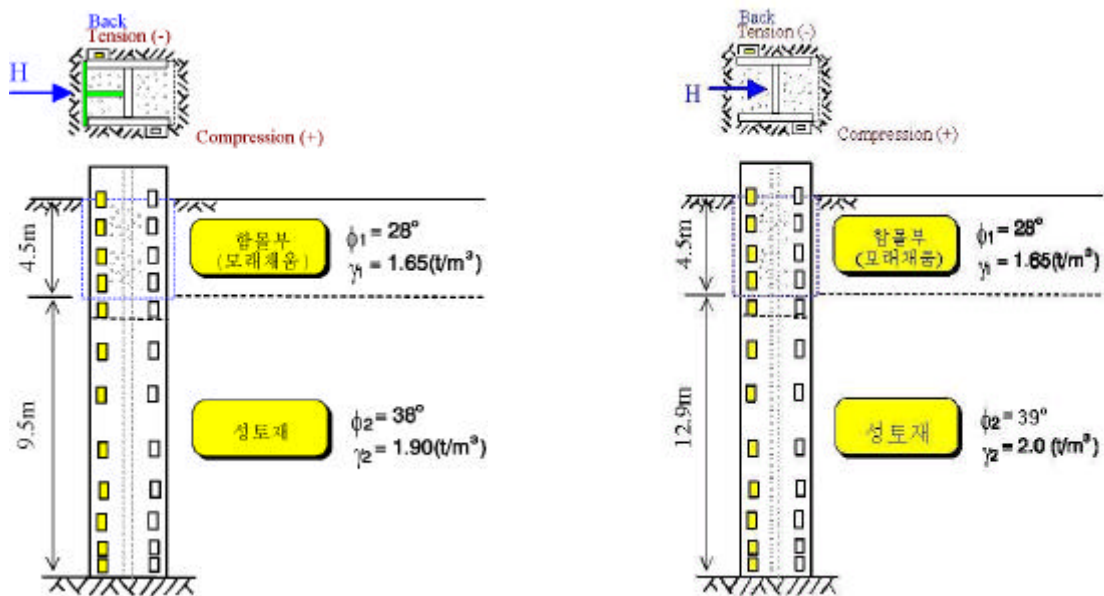


그림 5.17 선형과 비선형 모델에 대한 수평하중-변위 거동 비교(시험말뚝)

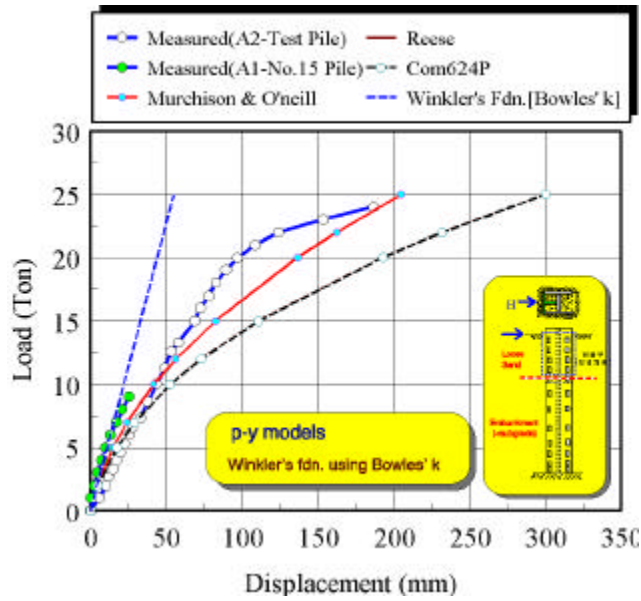
따라서 본 연구에서는 함몰부의 영향을 고려하여 전체 지반을 그림 5.18과 같이, 두 개의 토층으로 구분하여 수치해석을 실시하였다. 이때 Murchison & O'Neill의 p - y 모델과 Reese의 p - y 모델에 각각 다층 효과를 고려하여 수치해석을 실시하였으며, 이를 미 FHWA의 횡하중 해석 프로그램인 Com624p의 해석 결과와 함몰부의 물성값을 전체지반에 적용한 Bowles의 선형해석 결과와 실측값과 비교하였다. 그 결과들을 그림 5.19에 나타내었다.



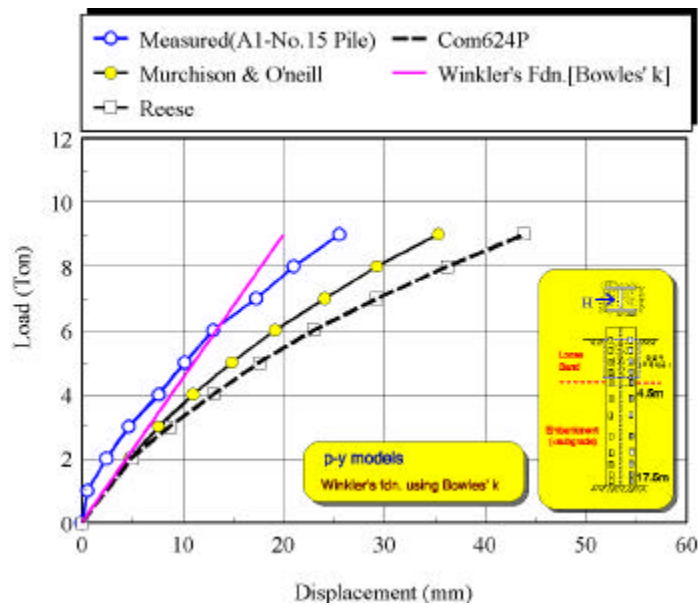
(a) 시험말뚝(교대 A2)

(b) 15번 말뚝(교대 A1)

그림 5.18 두개의 지층으로 고려한 지반 물성값



(a) 시험말뚝



(b) 15번말뚝

그림 5.19 층(layer) 효과를 고려한 수평하중-변위 곡선

그림 5.19(a)에서 시험말뚝과 15번말뚝의 실측된 수평변위 값을 비교하였을 때, 15번말뚝의 수평변위는 동일한 하중크기에서 시험말뚝보다 작게 측정되었다. 이는 15번말뚝이 타입된 지반의 물성값이 시험말뚝에 타입된 지반보다 다소 큰 값이 측정되었기 때문인 것으로 판단된다(표 5.3 참조).

Com624p의 해석 결과와 Reese의 $p-y$ 모델에 의한 해석 결과가 일치된 거동을 나타내었는데, 이는 Com624p 프로그램이 본 해석과 같은 Reese의 $p-y$ 모델을 적용하고 있기 때문이다. 그리고, 동일한 하중크기에 대하여 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델에 의한 수평변위는 Reese의 $p-y$ 모델과 Com624p

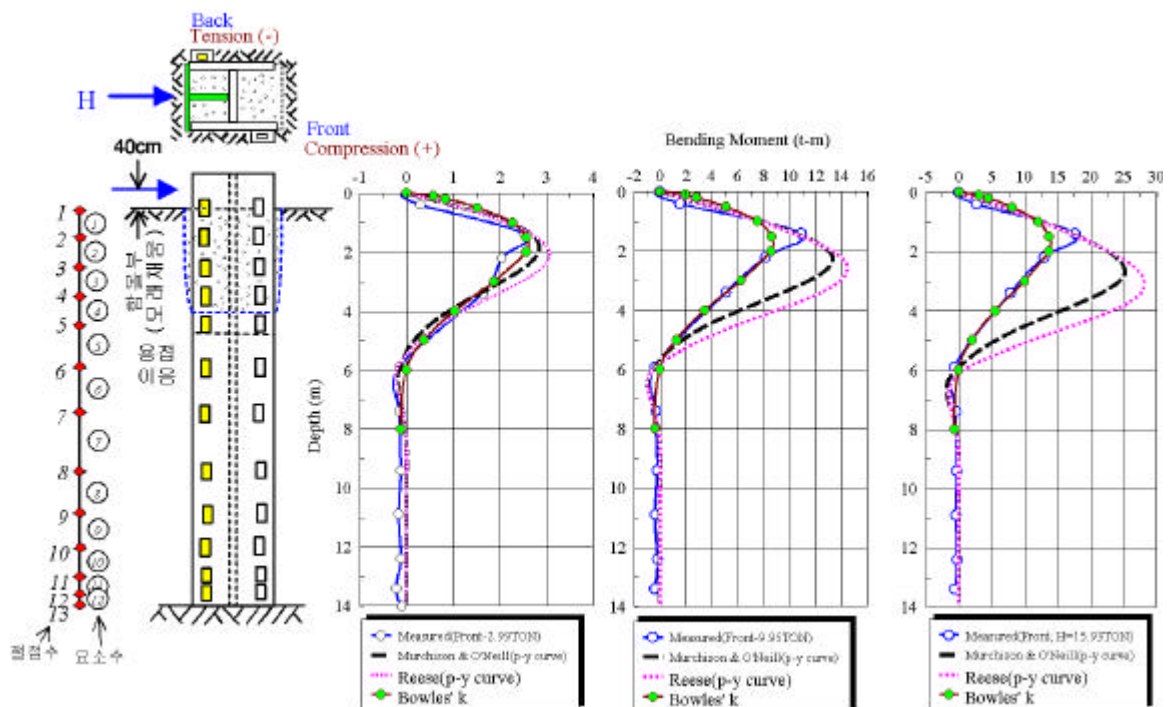
의 해석 결과보다 작게 산정되었다. 이는 Murchison & O'Neill의 p - y 모델에서 제안된 극한지반반력 값이 Reese가 제안한 극한지반반력값보다 다소 크게 산정되기 때문인 것으로 판단된다.

초기 수평하중-변위 거동에서 실측값은 Reese의 p - y 모델, Murchison & O'Neill의 p - y 모델 그리고 함몰부의 물성값만으로 전체지반을 모사한 Bowles의 선형해석에서 구한 거동과 유사한 결과를 나타내었다. 하지만 비선형 모델을 이용한 수치해석 결과는 수평하중이 증가함에 따라 실측값보다 큰 변위가 산정되었는데, 이는 수평하중의 증가에 따른 느슨한 모래의 밀도증가를 수치해석에서 적절하게 보정할 수 없기 때문인 것으로 판단된다.

그러나 지반의 극한하중상태까지의 수평하중-변위 관계거동에서, 함몰부의 영향을 무시하고 성토지반을 하나의 지층으로 해석한 것보다는 함몰부의 영향을 고려하여 두개의 지층으로 나누어서 Murchison & O'Neill의 p - y 모델로 해석한 말뚝머리 수평하중-변위 곡선이 다른 모델보다 실측값에 더 유사한 거동을 보였다.

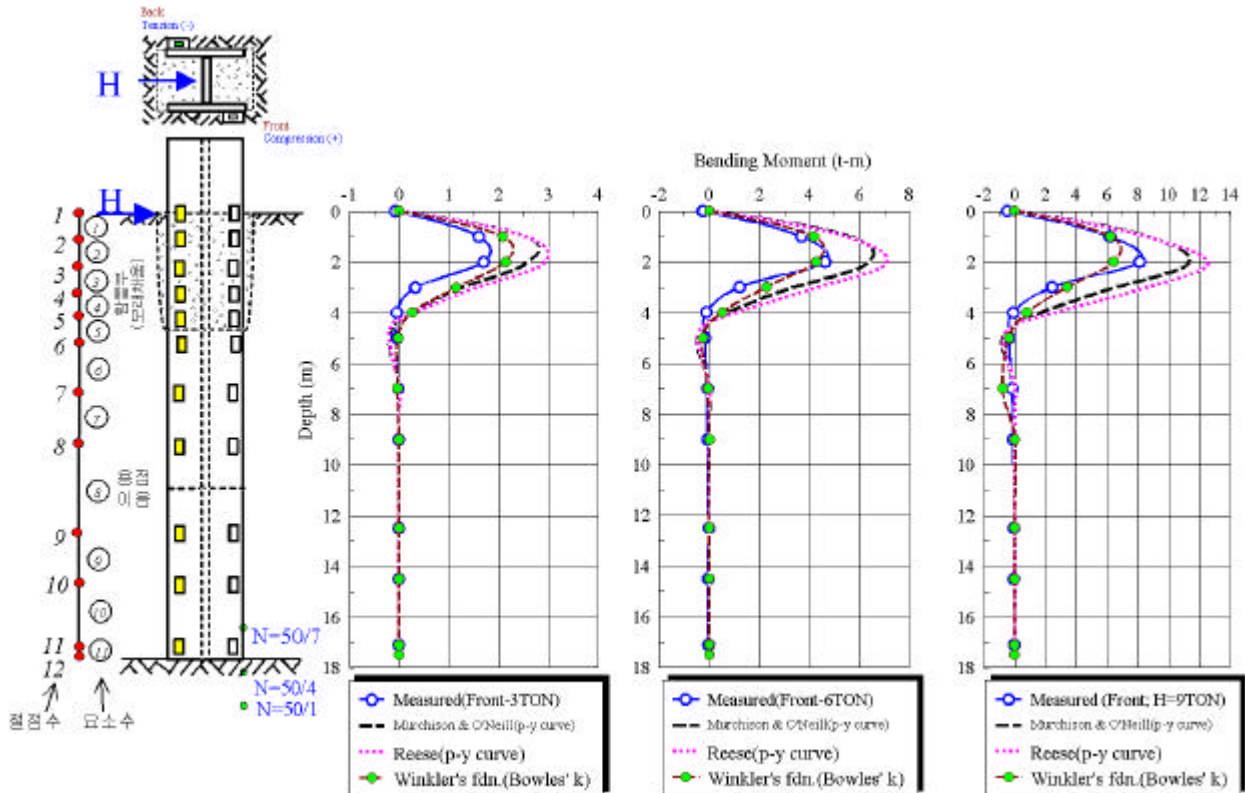
5.7.3.2 휨모멘트 거동

그림 5.14의 시험말뚝과 15번말뚝의 축방향에서 발생한 휨응력을 휨모멘트로 계산한 실측값과 수치해석 즉, Reese와 Murchison & O'Neill의 p - y 모델에 의한 휨모멘트 거동과 Bowles의 지반반력계수를 이용하여 선형탄성해석으로 구한 휨모멘트 거동을 그림 5.20과 그림 5.21에 나타나 있다.



(a) 유한요소 수치해석 모델링 (b) $P = 3\text{ton}$ (c) $P = 10\text{ton}$ (d) $P = 16\text{ton}$

그림 5.20 실측과 수치해석한 휨모멘트 거동 비교(시험말뚝)



(a) 유한요소 수치해석 모델링 (b) $P = 3\text{ton}$ (c) $P = 6\text{ton}$ (d) $P = 9\text{ton}$
 그림 5.21 실측과 수치해석한 휨모멘트 거동 비교(15번말뚝)

그림 5.20과 5.21에 의하면, 비슷한 하중크기에서 15번말뚝보다 시험말뚝의 휨모멘트가 더 크게 산정되었는데, 이는 수평재하시험 도중에 편심하중이 작용하여 시험말뚝에 비틀림이 작용하였기 때문인 것으로 판단된다(그림 5.11 참조). 그리고 수평하중이 증가함에 따라 비선형 모델을 이용하여 수치해석한 휨모멘트는 실측한 값보다 더 크게 산정되었는데, 이는 그림 5.19의 수평 하중-변위 관계에 나타난 바와 같이 수평하중이 증가함에 따라 수치해석에 의한 수평변위가 실측한 값보다 더 크게 산정되었기 때문이다. 또한 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델에 의한 휨모멘트 거동이 Reese의 $p-y$ 모델에 의한 휨모멘트 거동보다 더 작게 산정되었는데, 이는 앞에서 언급한 바와 같이 극한지반반력값의 차이에 의한 영향인 것으로 판단된다.

15번말뚝에서 함몰부의 물성값을 전체 지반에 적용하여 Bowles의 선형해석으로 구한 휨모멘트 거동은 Murchison & O'Neill과 Reese의 $p-y$ 해석으로 구한 휨모멘트 거동보다 실측값에 더 근접하였다. 이는 수평하중이 작용하는 말뚝 거동은 주로 상부토층에 있는 함몰부의 충전재료에 큰 영향을 받기 때문으로 판단된다.

따라서 말뚝머리 수평하중-변위 및 휨모멘트 거동에서 수평하중 9ton까지는 함몰부 영향을 고려한 비선형 해석 결과보다 함몰부의 모래 물성값과 Bowles의 지반반력계수, k 를 이용한 선형해석 결과값이 실측값에 더 근접하였다.

5.8 H 말뚝의 장기거동

5.8.1 주요 계측항목

무조인트 교량이 조인트 교량과는 달리 교대 말뚝과 교대 벽체의 움직임을 허용한다는 점에서 매우 특별하다는 것은 이미 1999년도 “무조인트교량 실용화 연구” 연구보고서에서 밝힌 바와 같다. 국내에서 시험시공한 무조인트 교량은 연장 90m의 콘크리트 교량이고, 온도변화로 발생하는 교량의 실측 신축량은 교대당 최대 10.9cm로 구조계산에서 구한 교대당 0.9cm 보다 조금 큰 변위가 발생하였다. 이는 교량의 사각(skew)이 30°로 3.1.6절과 그림 3.3의 사교의 회전거동에서 나타난 바와 같이, 교량 자체의 회전에 의하여 말뚝에 발생하는 변위가 커지는데, 특히 예각부와 둔각부에서의 말뚝의 거동에 차이가 발생하기 때문이다. 이러한 무조인트 교량의 말뚝거동 특성을 파악하기 위한 계측항목은 다음과 같다.

⊙ Inclinator

- 상부주형의 온도변화에 따른 말뚝의 수평변위

⊙ Strainage

- 심도별 말뚝에 발생하는 응력 및 휨모멘트 변화량
- H 말뚝의 웹과 플랜지 응력 변화
- 둔각부와 예각부에 위치한 말뚝의 응력 및 휨모멘트

5.8.2 하부 계측기 설치 현황

5.8.2.1 경사각 설치

상부구조물의 신축량에 의해 발생하는 H 말뚝의 수평거동 측정하기 위하여, 2개의 말뚝에 자동경사계를 설치하였다. 말뚝 축방향으로 5개의 경사계 센서를 중계 파이프를 연결하여 깊이별 경사각을 읽어낼 수 있도록 하였다. 만약 매우 촘촘히 경사계를 설치하면 경사각으로 말뚝머리부의 수평변위를 산출할 수 있다. 그리고 그림 5.22의 센서 위치도에서 나타난 바와 같이, H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 “ㄴ”자 형강을 용접하여 말뚝을 향타한 다음, 센서를 삽입하고 벤토나이트와 시멘트의 혼합액을 주입하여 말뚝과 보호대 사이를 밀봉함으로써 말뚝과 일체화하였다. 여기서 사용한 경사계의 제품은 KB-10P이다.

자동경사계는 하행선 교대의 중심부인 교대 A1 14번과 교대 A2 23번 말뚝에 설치하였다(그림 4.1 참조). 자동경사계에 의한 변위는 평촌1교에 사각이 존재함으로써 발생하는 회전거동에 의한 영향을 받을 것이나 교대의 중심 말뚝에 설치됨으로써 회전에 의한 영향을 최소화하였다. 설치 위치와 심도는 그림 5.22와 같다.

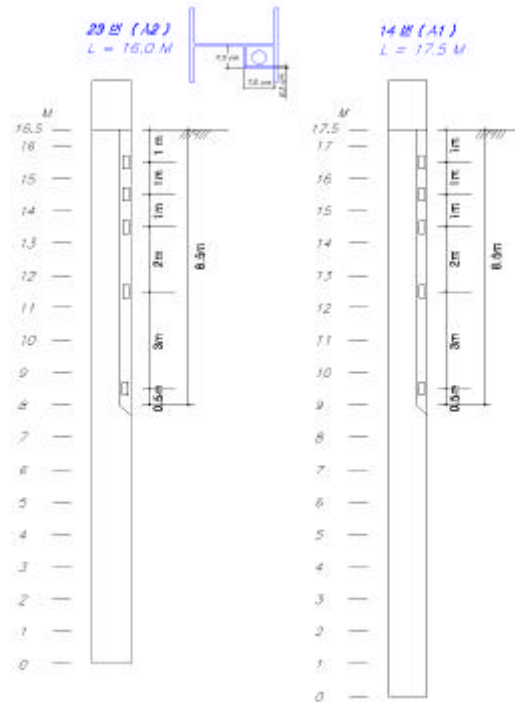


그림 5.22 경사계 센서의 위치

5.8.2.2 스트레인 게이지 설치

상부구조물의 수평이동에 따른 H 말뚝의 응력분포를 알아보기 위하여, 변형률계(스트레인 게이지)를 그림 5.23과 같이, 둔각부인 하행선 교대 A1의 16번 말뚝과 예각부인 교대 A2 21번 말뚝에 설치하였다.

5.8.3 자동경사계 계측 결과

자동경사계에 의한 14번과 23번 말뚝의 계측결과는 각각 그림 5.24와 그림 5.25와 같다. 여기서 2000년 9월 28일 1차 교대와 2차 교대 및 상부슬래브 콘크리트 타설을 실시하였고, 계측은 타설전에 실시하였다. 그러나 접속슬래브는 설치하지 전이다. 그 후, 상부슬래브의 콘크리트 건조수축에 의한 경사각의 변화를 알아보기 위하여, 9일 동안은 2~4일 간격으로 그리고 그 이후는 15일 간격으로 지속적으로 경사각을 읽었다. 상부슬래브의 수축에 의한 경사각 변화는 그림 5.24(a)와 그림 5.25(a)에 나타나 있다. 여기서 2001년 2월달에 교대 뒷채움을 실시하였다.

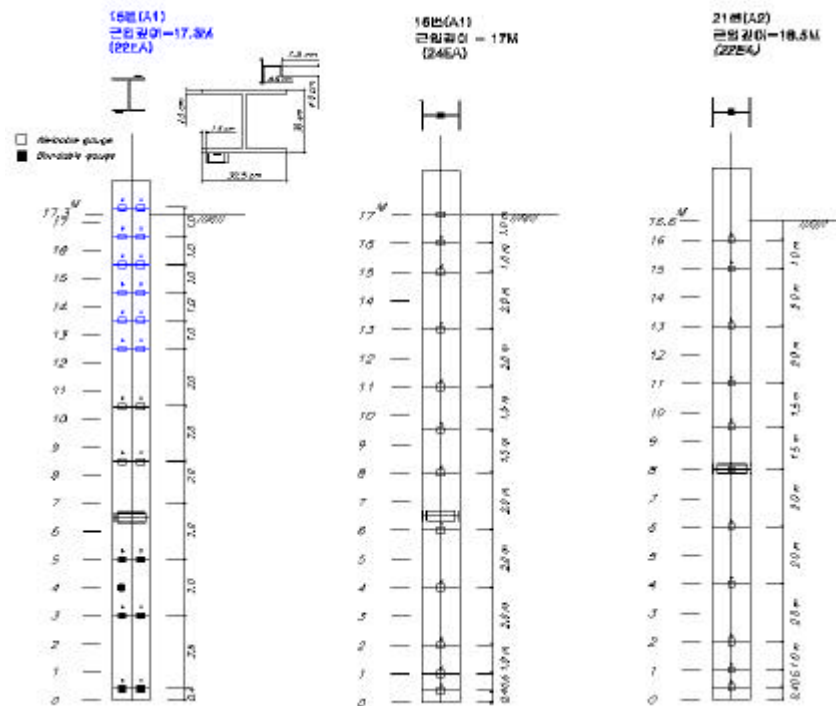
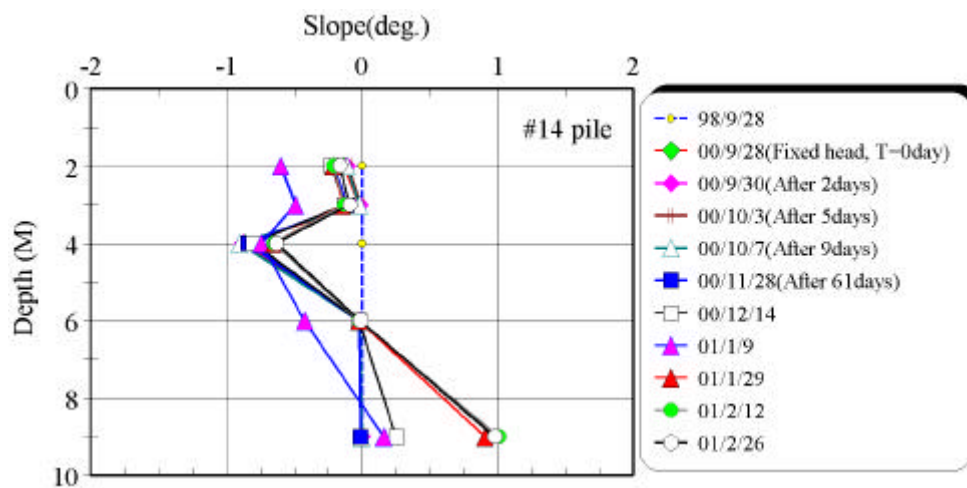
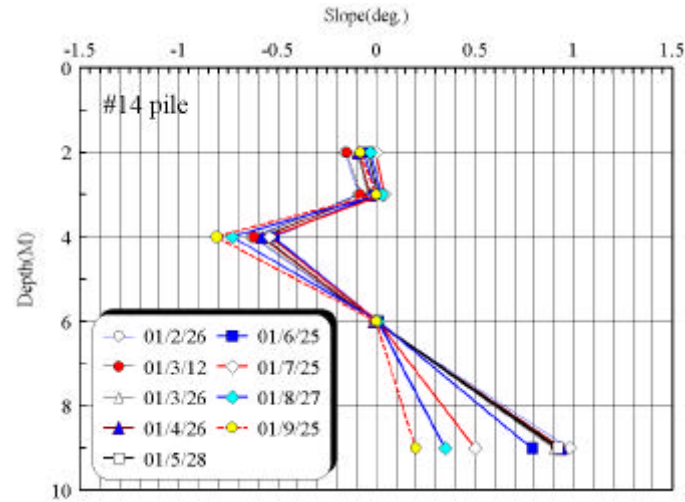


그림 5.23 스트레인 게이지 부착 위치도



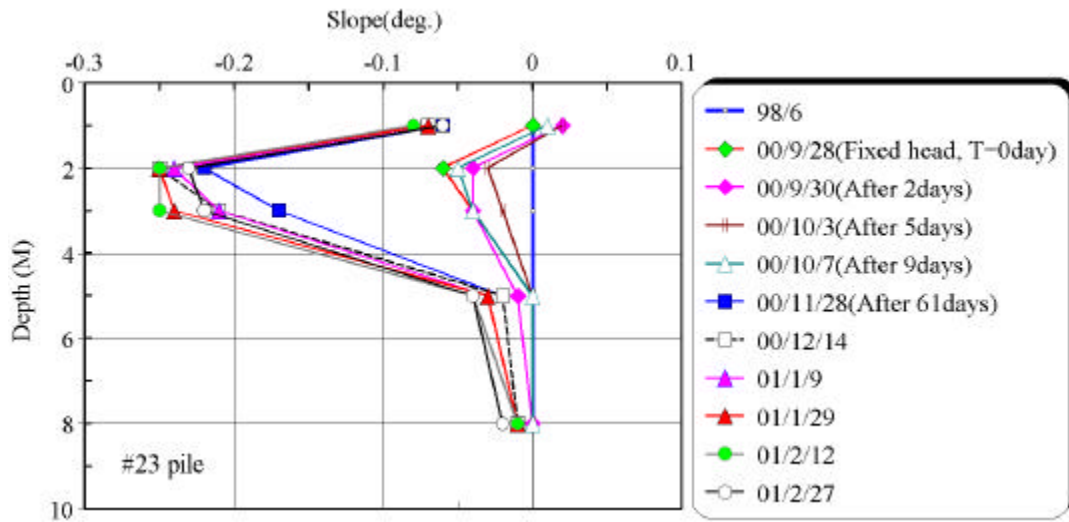
(a) 2차 교대 콘크리트 타설후 - 교대 A2(접속슬래브 미설치, 수축거동)



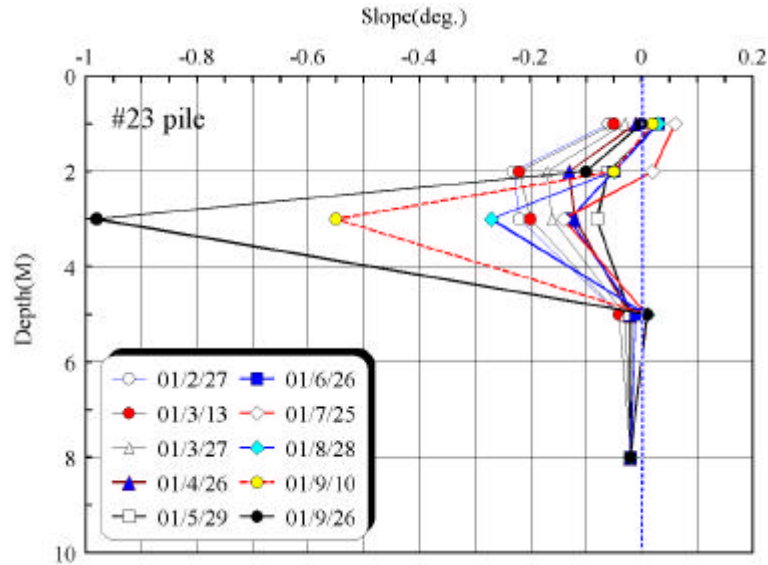
(b) 2차 교대 콘크리트 타설후 - 교대 A2(접속슬래브 미설치와 설치, 신장거동)

그림 5.24 교대 A1 14번 말뚝 경사각의 거동

그리고 교대 뒷채움이 완료되고 접속슬래브가 설치되지 않은 상태에서 상부슬래브의 신장에 따른 말뚝 경사각의 변화(2001/ 3~2001/ 7)와 접속슬래브가 설치된 상태에서의 말뚝 경사각의 변화(2001/ 8 이후)를 나타낸 것이 그림 그림 5.24(b)와 그림 5.25(b)에 나타나 있다. 여기서 하행선 접속슬래브 타설은 2001/ 8/ 9~2001/ 8/ 11 사이에 이루어졌다.



(a) 2차 교대 콘크리트 타설후 - 교대 A2(접속슬래브 미설치, 수축거동)



(b) 2차 교대 콘크리트 타설후 - 교대 A2(접속슬래브 미설치와 설치, 신장거동)
그림 5.25 교대 A2 23번 말뚝 경사각의 거동

교대 A1의 14번 말뚝과 교대 A2의 23번 말뚝의 경사각 거동을 비교하면, 14번 말뚝의 거동이 전반적으로 큰 차이점을 보이고 있는데, 이는 경사계 설치에 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 23번 말뚝의 경사각만으로 수치해석 실시하였다.

5.8.4 수치해석 결과 고찰

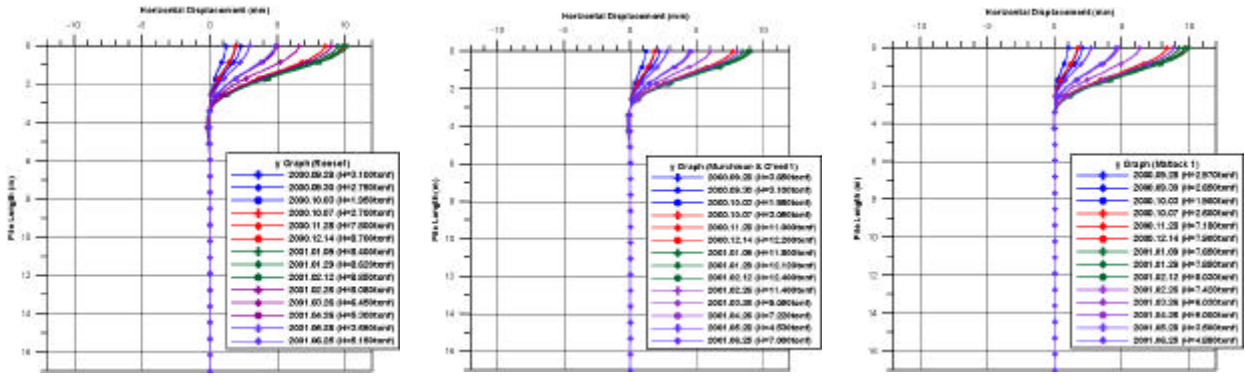
5.8.4.1 개요

그림 5.25의 실측한 경사각을 정해로 가정하고, 표 5.2와 같이, 평촌1교의 H 말뚝이 타입된 성토지반에 대해 표준관입시험, 전자식 콘관입시험, 딜라토미터시험으로 구한 4가지 내부마찰각과 타입시 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 생긴 지표면 함몰부에 채운 모래의 내부마찰각을 이용하여, 토층을 2개로 나누고, 3가지 비선형 해석 방법(Reese, Murchison and O'Neil, Matlock의 $p-y$ 해석)을 실시하였다.

그 결과를, 말뚝머리 수평하중-말뚝본체의 수평변위 거동, 말뚝머리 수평하중-말뚝본체의 휨응력 거동, 말뚝머리 수평하중-말뚝본체의 휨모멘트 거동을 나타내었다. 그리고 여기서 구한 값과 실측값과 서로 비교하였다.

5.8.4.2 말뚝머리 수평하중 - 수평변위 거동 예측

$p-y$ 해석별로 수평하중을 증가시키면서 구한 경사각이 실측한 경사각과 잘 일치할 때의 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 수평변위 거동을 나타낸 것이 그림 5.26과 같다.



(a) Reese

(b) Murchison and O'Neil

(c) Matlock

그림 5.26 $p-y$ 해석별 말뚝길이에 따른 수평하중과 수평변위 거동

그림 5.26에서 구한 $p-y$ 해석별 말뚝 축방향 길이에 따른 수평하중과 수평변위 거동에서 말뚝머리 수평하중에 따른 최대 말뚝변위를 그림 5.27에 나타나 있다.

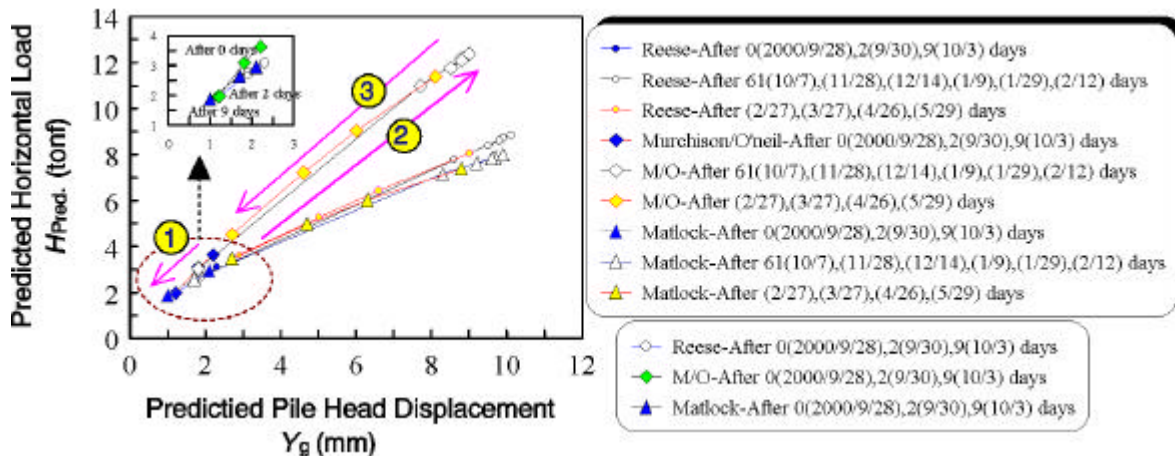


그림 5.27 $p-y$ 해석별 말뚝머리 수평하중과 최대 수평변위 거동

그림 5.27에 의하면, 3개의 비선형 모델에서 구한 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리 수평하중과 말뚝머리부의 최대 수평변위 거동은 거의 선형적으로 동일하다. 여기서는 대표적으로 Reese의 비선형 모델에 대한 거동만 언급하면 다음과 같다.

그림 5.27에 의하면, 상부슬래브의 콘크리트 타설하기 전과 타설 후 2일과 9일 경과후의 콘크리트의 수축에 따른 수평하중과 최대수평변위 거동은 각각 3.1, 2.75, 1.95(tonf)과 2.3, 1.9, 1.2mm로 선형적인 거동을 보였다(①, 2000/ 9/ 28~2000/ 10/ 3). 여기서 콘크리트 타설 후 2일 경과시, 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의해 수평하중이 0.35tonf(=3.1-2.75tonf)이, 9일 경과후는 1.15tonf (=3.1-1.95tonf)이 감소하였다. 가을에서 겨울 동안, 상부구조물의 수축에 의한 수평하중은 2.7~8.85(tonf)으로, 최대수평변위는 1.9~10.1mm로 선형적인 증가 양상을 보였다(②, 2000/ 10/ 7~ 2001/ 2/ 12). 겨울에서 봄에서 접어들면서 상부구조물의 신장에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대수평변위는 각각 8.08~3.65(tonf), 9~2.9mm이며 이의 거동은 거의 선형적으로 감소하는 양상을 보였다(③, 2001/ 2/ 27~2001/ 5/ 29).

따라서 비선형 모델별로, 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대 수평변위는 표 5.5와 같다. 그리고 2001년 2월 12일이 최대 수축값을 보였다.

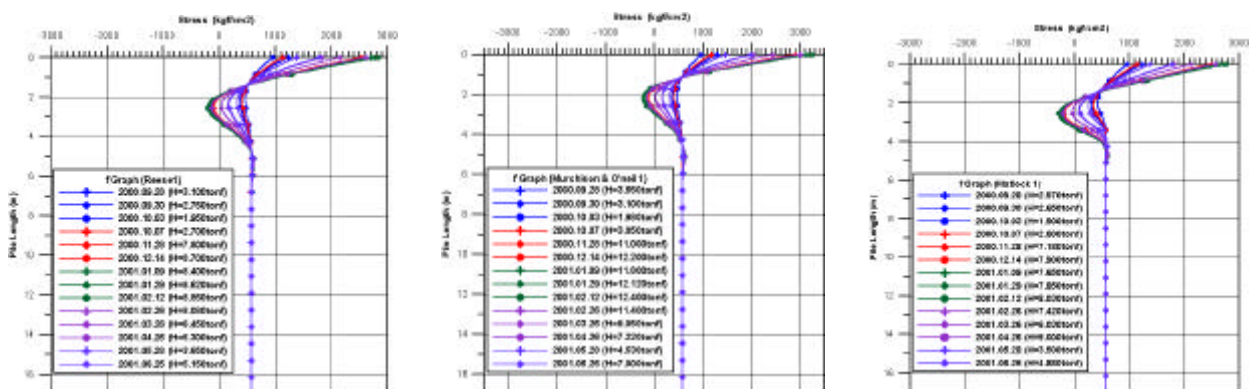
표 5.5 수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 수평변위 비교

p - y 해석	예측한 최대 수평하중 $H_{pred.}$ (tonf)	수평변위/ 교대, Y_g (mm)		
		예측한 최대 수평변위 Y_g (mm)	구조계산상 수평변위량 Y_g (mm)	허용 수평변위량 Y_g (mm)
Reese	8.85	10.1	9.0	-
Murchison and O'Neil	12.4	9.0		
Matlock	8.03	9.9		

비선형 수치해석에서 구한 최대수평하중, $H_{pred.} = 8.03 \sim 12.4$ (tonf)이었고, 예측한 말뚝머리부의 최대 수평변위는 수치해석 별로 차이가 있지만 교대당 9~10.1mm를 보였다. 3가지 비선형 모델중에서 가장 큰 수평하중은 Murchison and O'Neil의 p - y 모델에서, 가장 큰 수평변위는 Reese의 모델에서 발생하였다. 이는 다른 비선형 모델보다 Reese의 p - y 모델의 극한지반반력이 가장 작기 때문으로 판단된다(그림 5.16 참조). 그리고 공용중인 평촌1교 즉, 교대에 접속슬래브가 매입된 경우에 조인트미터로 실측한 최대 수평변위는 8.8~10.9mm이었다(그림 6.25 참조).

5.8.4.3 말뚝머리 수평하중 - 말뚝본체의 휨응력 거동

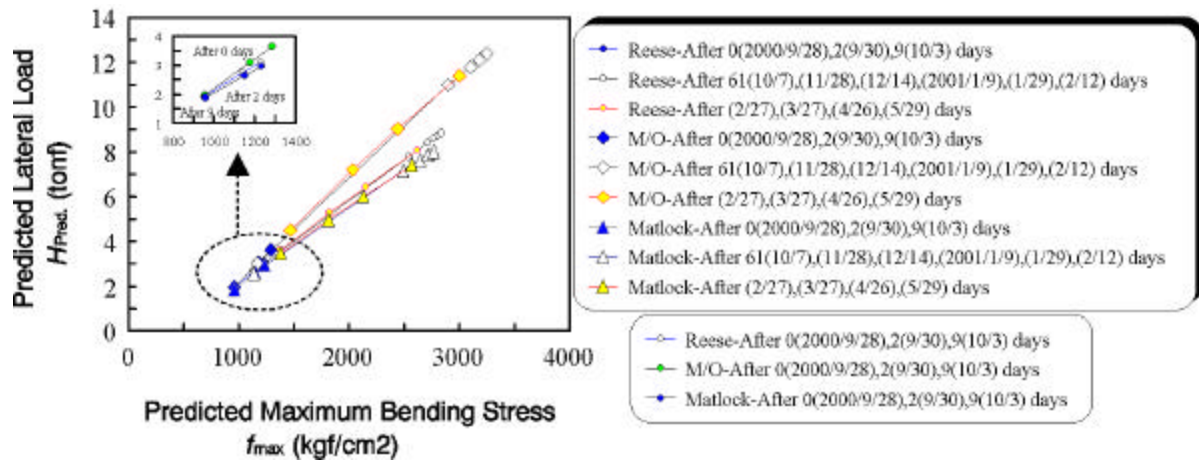
p - y 해석별로 수평하중을 증가시키면서 구한 경사각이 실측한 경사각과 잘 일치할 때의 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 휨응력 거동을 나타낸 것이 그림 5.28과 같다.



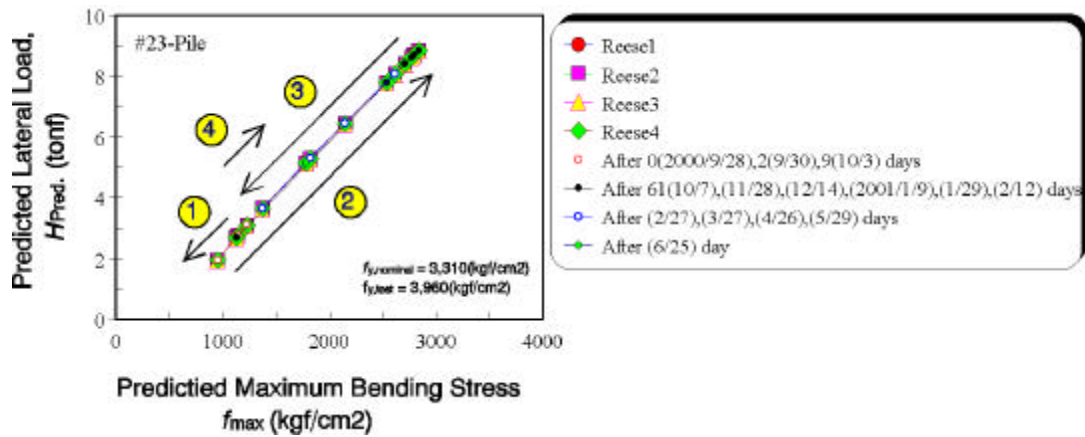
(a) Reese의 p - y 해석 (b) Murchison and O'Neil의 p - y 해석 (c) Matlock의 p - y 해석

그림 5.28 말뚝머리 수평하중-말뚝본체 휨응력 거동

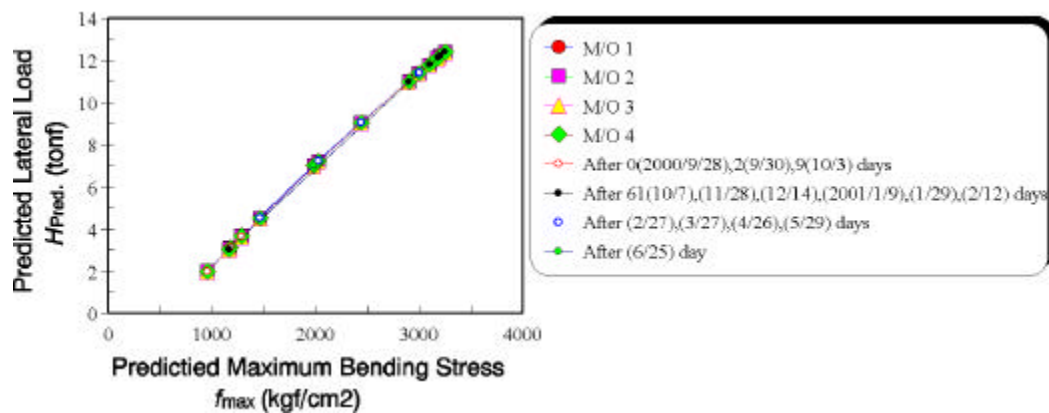
그림 5.28에서 수평하중에 대한 최대 휨응력을 비선형 해석별로 나타내면 그림 5.29와 같다.



(a) 비선형 거동 비교



(a) Reese의 $p-y$ 해석



(c) Murchison and O'Neil의 $p-y$ 해석

그림 5.29 말뚝머리 수평하중-말뚝의 최대 휨응력 거동

그림 5.29(a)에 의하면, 3개의 비선형 모델에서 구한 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 최대 휨응력 거동은 거의 선형적으로 동일하다. 여기서는 대표적으로 Reese의 비선형 모델에 대한 거동만 언급하면 다음과 같다.

그림 5.29(c)에 의하면, 상부슬래브의 콘크리트 타설하기 전과 타설시, 타설후 2일과 9일 경과후의 콘크리트의 수축에 따른 수평하중과 최대 휨응력 거동은 각각 3.1, 2.75, 1.95(tonf)과 1229~953(kgf/cm²)값으로 선형적인 거동을 보였다(①, 2000/ 9/ 28~2000/ 10/ 3). 여기서 콘크리트 타설후 2일 경과시, 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의해 수평하중이 0.35tonf(=3.1-2.75tonf)이, 9일 경과후는 1.15tonf(=3.1-1.95tonf) 이 감소하였다. 가을에서 겨울 동안, 상부구조물의 수축에 의한 수평하중은 2.7~8.85(tonf)으로, 최대 휨응력은 1,228~2,836(kgf/cm²)으로 선형적인 증가 양상을 보였다(②, 2000/ 10/ 7~2001/ 2/ 12). 겨울에서 봄에서 접어들면서 상부구조물의 신장에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨응력은 각각 8.08~3.65(tonf), 2,614~1,372(kgf/cm²)이며, 이의 거동은 선형적으로 감소하는 양상을 보였다(③, 2001/ 2/ 27~2001/ 5/ 29). 여름 초의 수평하중과 최대 휨응력은 각각 5.15(tonf), 1779(kgf/cm²)으로 다시 선형적으로 증가하는 양상을 보였다(④, 2001/ 6/ 25).

따라서 비선형 모델별로, 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨응력은 표 5.6과 같다. 그리고 2001년 2월 12일이 최대 수축값을 보였다.

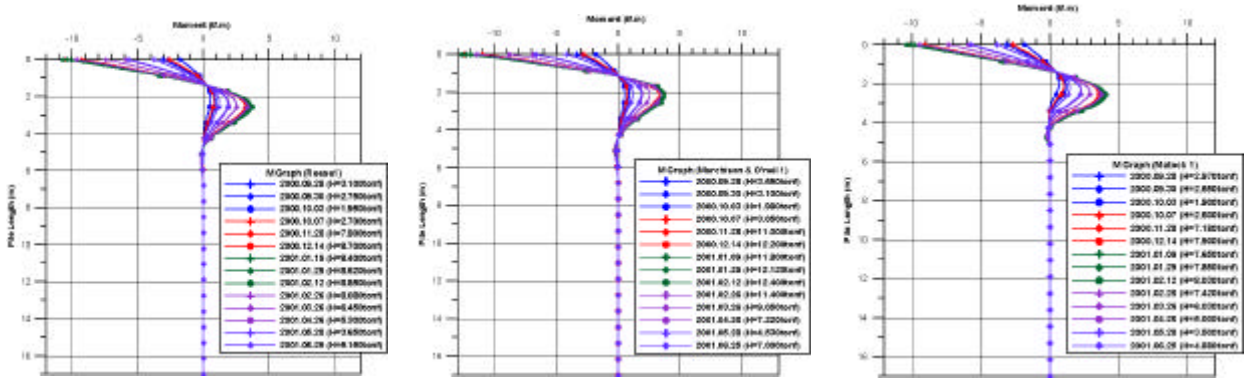
표 5.6 수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨응력 비교

p - y 해석	예측한 최대 수평하중 $H_{pred.}$ (tonf)	휨응력, f_{max} (kgf/cm ²)		
		예측한 말뚝 플랜지 부분의 최대 휨응력 f_{max} (kgf/cm ²)	허용 휨응력 f_{sa} (kgf/cm ²)	항복 휨응력 f_y (kgf/cm ²)
Reese	8.85	2,836	1,900	3,600
Murchison and O'Neil	12.4	3,247		
Matlock	8.03	2,766		

비선형 수치해석에서 구한 최대수평하중, $H_{pred.} = 8.03 \sim 12.4$ (tonf)이었고, 예측한 말뚝 플랜지부분의 최대 휨응력(2,766~3,247kgf/cm²)은 허용 휨응력(1,900kgf/cm²)을 모두 초과하였다. 하지만 이 값들은 모두 항복 휨응력(3,360kgf/cm²) 즉, 비례한도 내에 존재하므로 구조적으로 문제없었다. 그리고 3가지 비선형 모델중에서 Murchison and O'Neil의 p - y 모델이 가장 큰 수평력과 휨응력이 발생하였다.

5.8.4.4 수평하중-휨모멘트 거동

p - y 해석별로 수평하중을 증가시키면서 구한 경사각이 실측한 경사각과 잘 일치할 때의 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 휨모멘트 거동을 나타낸 것이 그림 5.30과 같다.



(a) Reese의 p - y 해석 (b) Murchison and O'Neil의 p - y 해석 (c) Matlock의 p - y 해석
그림 5.30 말뚝머리 수평하중-말뚝본체의 휨모멘트 거동

그림 5.30에서 수평하중에 대한 최대 휨모멘트를 비선형 해석별로 나타내면 그림 5.31과 같다.

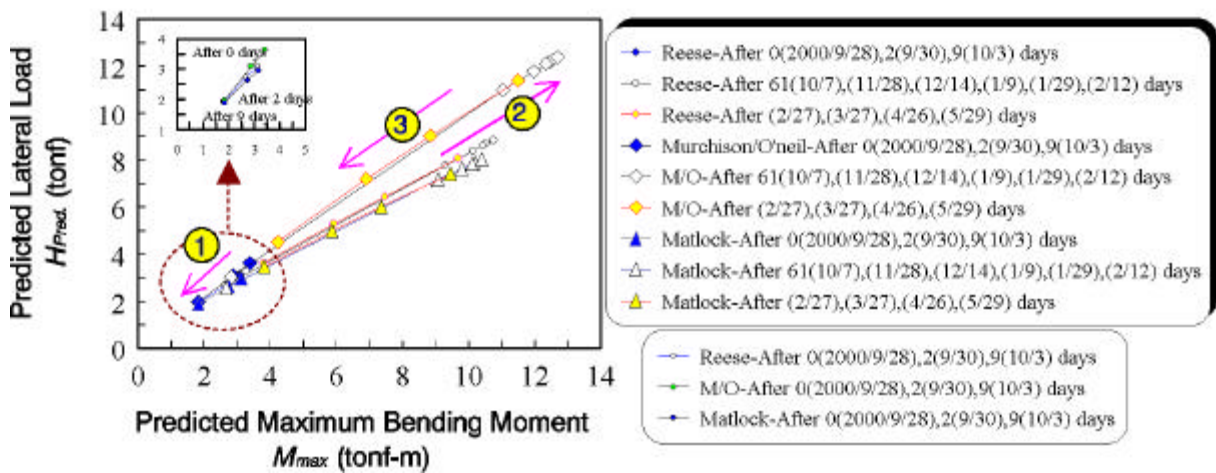


그림 5.31 상부구조물 신축량에 따른 H 말뚝의 최대 휨모멘트 거동

그림 5.31에 의하면, 3개의 비선형 모델에서 구한 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 최대 휨모멘트 거동은 거의 선형적으로 동일하다. 여기서는 대표적으로 Reese의 비선형 모델에 대한 거동만 언급하면 다음과 같다.

그림 5.31에 의하면, 상부슬래브의 콘크리트 타설하기 전과 타설후 2일과 9일 경과후의 콘크리트의 수축에 따른 수평하중과 최대 휨모멘트 거동은 각각 3.1, 2.75, 1.95(tonf)과 3.12, 2.7, 1.81(tonf-m)로 선형적인 거동을 보였다(①, 2000/ 9/ 28~2000/ 10/ 3). 여기서 콘크리트 타설후 2일 경과시, 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의해 수평하중이 0.35tonf(=3.1-2.75tonf)이, 9일 경과후는 1.15tonf(=3.1-1.95tonf)이 감소하였다. 가을에서 겨울 동안, 상부구조물의 수축에 의한 수평하중은 2.7~8.85(tonf)으로, 최대 휨모멘트는 2.6~10.7(tonf-m)로 선형적인 증가 양상을 보였다(②, 2000/ 10/ 7~2001/ 2/ 12). 겨울에서 봄에서 접어들면서 상부구조물의 신장에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨모멘트는 각각

8.08~3.65(tonf), 9.7~3.8(tonf-m)이며, 이의 거동은 선형적으로 감소하는 양상을 보였다(③, 2001/ 2/ 27~2001/ 5/ 29).

따라서 비선형 모델별로, 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨모멘트는 표 5.7과 같다. 그리고 2001년 2월 12일이 최대 수축값을 보였다.

표 5.7 수치해석으로 구한 말뚝머리부의 수평하중과 최대 휨모멘트 값

$p-y$ 해석	예측한 최대 수평하중 $H_{pred.}$ (tonf)	예측한 말뚝본체의 최대 휨모멘트 M_{max} (tonf-m)
Reese	8.85	10.73
Murchison and O'Neil	12.4	12.67
Matlock	8.03	10.39

비선형 수치해석에서 구한 최대수평하중, $H_{pred.} = 8.03 \sim 12.4$ (tonf)이었고, 예측한 말뚝본체의 최대 휨모멘트는 $10.39 \sim 12.67$ (tonf-m)이었다. 그리고 이 값은 일반적으로 설계시 상시조건에 적용하는 조인트 교량의 말뚝머리 휨모멘트 값(3~4tonf/ 본당)보다 약 3~4배 가량 큰 값이었다. 이는 확대기초에 설치되는 말뚝 열수에 관련이 있는 것 같다. 그리고 3가지 비선형 모델중에서 Murchison and O'Neil의 $p-y$ 모델이 가장 큰 수평력과 휨모멘트가 발생하였다.

5.8.5 실측 축방향 응력

5.8.5.1 개요

성토지반에 타입된 H 말뚝의 응력거동부터 상부구조물 시공까지 말뚝의 응력변화를 알아보기 위하여, 교대 A1의 15번과 16번 말뚝과 교대 A2의 21번 말뚝에 축방향으로 변형율게이지를 부착하였다(5.8.2.2절 참조).

여기서 A1의 15번 말뚝은 교대를 타설하기 전에 수평재하시험을 실시하여 지표면 근처의 함몰부 모래의 영향에 의해 잔류 수평변형(약 5mm)이 발생하였다(그림 5.13(b) 참조). 그리고 교대 A1의 16번 말뚝도 교대를 타설하기 전에 연직방향 하중전이 정재하시험을 실시하였다. 그러나 교대 A2의 21번 말뚝은 교대 타설전에 연직이나 수평 정재하시험을 하지 않은 유일한 말뚝이다.

5.8.5.2 교대 A2 - 21번 말뚝

● 교대 전면

성토지반에 H 말뚝타입부터 1차 교대 위에 PSC Beam 설치하고 난후의 말뚝응력 변화를 나타낸 것이 그림 5.32와 같다. 이 말뚝은 1999년 8월 21일에 타입되었고, 말뚝의 연직방향 지지력을 알아보기 위하여 동재하시험(EOD)을 실시하였다(도로연구소, 1999). 그 결과, 최종관입량, $s = 0.4\text{mm}$ 과 리

바운드량, $c = 17.9\text{mm}$ 이고, 말뚝길이는 16.6m 로 보통암에 약 50cm 근입되었다.

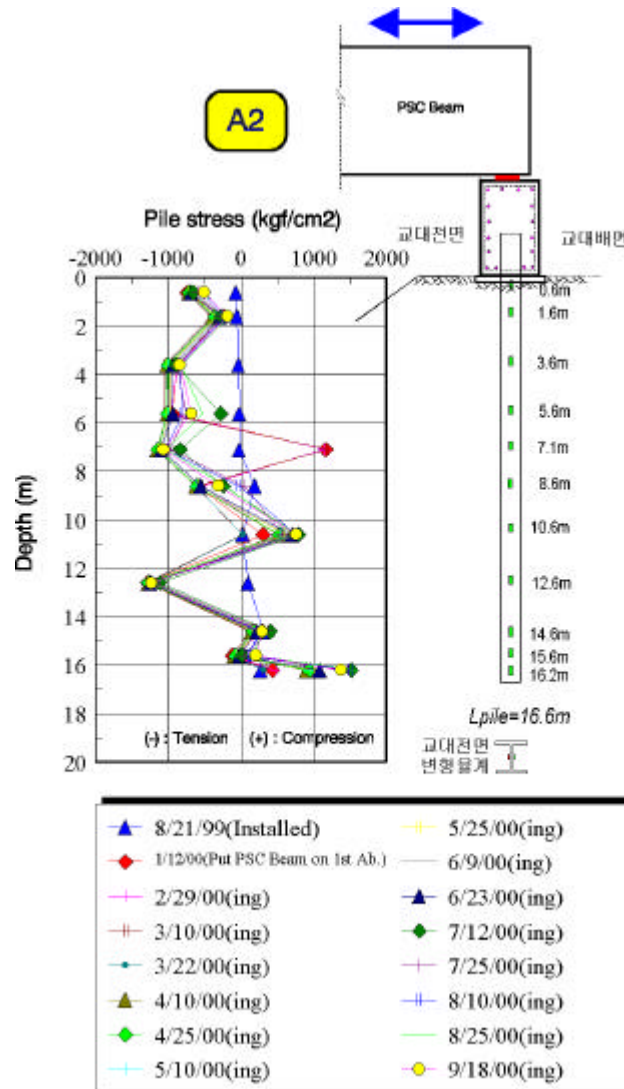


그림 5.32 1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 21번 말뚝

말뚝 타입직후, 말뚝의 잔류응력은 파란 삼각형 모양이고(8/ 21/ 99), 이때 기초저면에서 약 5m 까지 말뚝내에 남아 있는 잔류응력은 인장응력을 받고 있다. 이는 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부에 모래 채움을 하였기 때문으로 판단된다. 즉, 채움한 모래가 H 말뚝의 횡방향 변형을 억제하지 못했기 때문에 인장변형이 발생한 것으로 판단된다.

2000년 1월 12일, PSC Beam 을 1차 교대위에 설치하고 난후, 말뚝에 발생하는 응력은 지표면에서 아래로 6m 까지 인장응력이 발생하고, 그 아래는 압축응력과 인장응력이 번갈아 발생하였다. 그리고 PSC Beam 의 신장에 따라 PSC Beam 의 자중에 의해 말뚝을 교대배면쪽으로 밀게 되고, 이로 인해 말뚝의 인장응력이 압축방향으로 조금 변하였다.

1차 교대에 2차 교대와 상부슬래브를 콘크리트로 연결한 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의

해 발생하는 말뚝응력 변화는 그림 5.33에 나타나 있다.

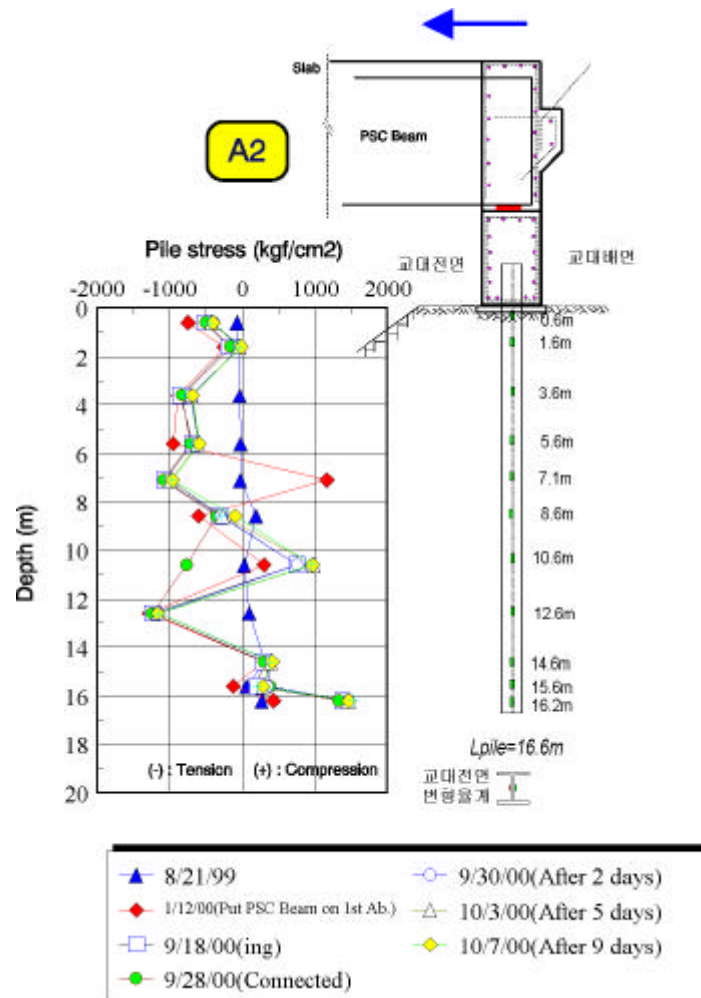


그림 5.33 상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A2의 21번 말뚝

2000년 9월 28일, 상부슬래브와 교대를 서로 연결시키고 2, 5, 9일 경과 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 교대 전면쪽으로 교대 A1과 A2가 수축하며, 이때 말뚝의 압축부분은 응력이 증가하고, 인장부분은 감소하였다. 이러한 경향은 교대가 약간 교대 배면쪽으로 기울어져 있는 경우에서 건조수축에 의해 교대 전면쪽으로 이동할 때 발생할 수 있을 것이다.

2001년도 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝의 응력거동은 그림 5.34와 같다. 여기서 계절별로 분리하면 다음과 같다. 주요 공정에 따른 말뚝의 응력변화를 나타낸 것이 그림 3.35와 같다. 그리고 접속슬래브는 설치하지 않았지만, 상부거더와 교대가 일체화된 상태에서 상부구조물이 수축함에 따라 말뚝은 압축응력을 받고, 교대 뒷채움이 완료된 상태에서는 교대 뒷채움재료에 의해 말뚝은 더욱 압축응력을 받았다.

접속슬래브는 설치되지 않았지만, 상부거더와 교대가 일체화된 상태에서 상부구조물이 수축(9/28/00~2/12/01)함에 따라 말뚝 축방향의 응력은 일정한 압축응력 분포를 보였다(그림 5.35 참조).

특히, 2001년 2월 26일, 교대 뒷채움을 완료하고 27일 계측한 결과, 교대 뒷채움 하중과 상부구조물의 수축량에 의해 함몰부와 성토지반에서 말뚝의 압축응력은 각각 80.7~121.2(kgf/cm²)와 126.2~436.8(kgf/cm²) 만큼 증가하였다.

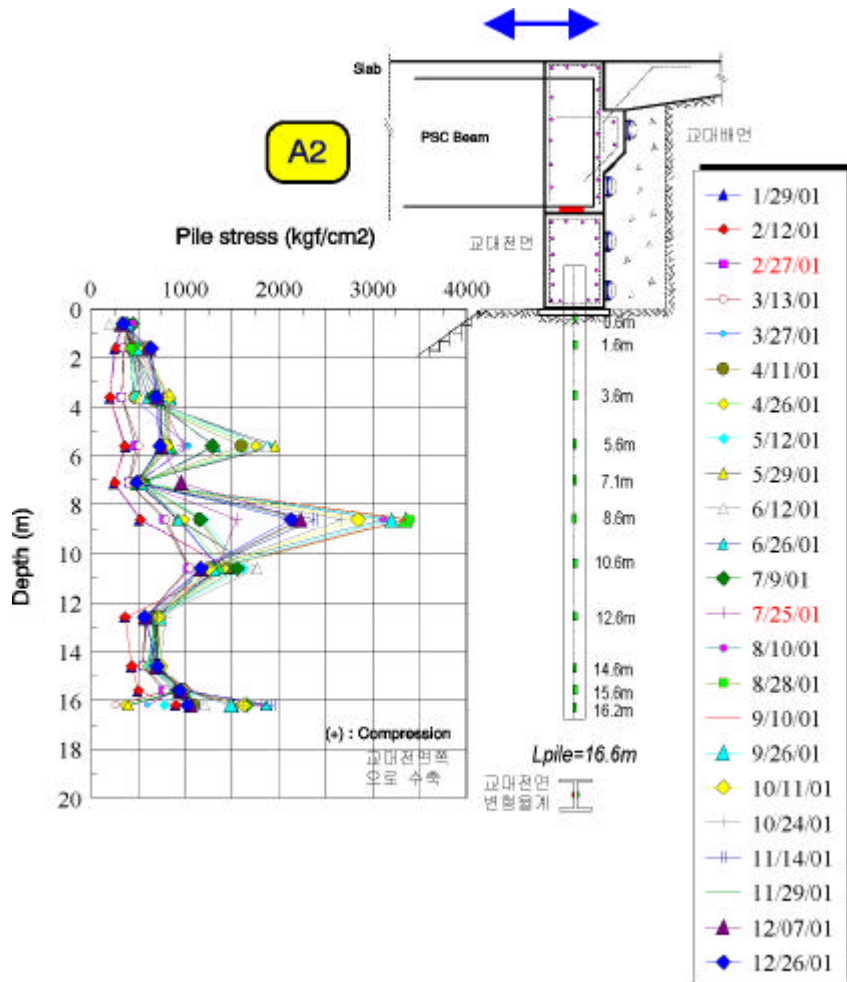


그림 5.34 2001년도 상부슬래브의 신축량에 따른 말뚝응력 거동 - 교대 A2 전면

상부구조물이 신장(3~5/ 2001)함에 따라 말뚝의 압축응력은 조금씩 증가하는 경향을 보이고, 6/ 2001는 압축응력이 점진적으로 감소하는 경향을 보였다. 말뚝 전체의 최대응력 크기는 10/ 24/ 2001년에 1,943(kgf/cm²)으로 허용 휨인장 또는 휨압축응력, $f_{sa}=1,900(kgf/cm^2)$ 보다 조금 크게 나타났다. 하지만 항복응력보다 매우 낮은 값이기 때문에 구조적으로 문제없다.

말뚝용접시 용접열에 의해 말뚝모재가 변형을 하기 때문에 용접을 모재와 같이 이음을 하여야 한다. 이 이음부의 응력거동을 알아보기 위해 이음부 근처에 스트레인게이지를 부착하여 계측한 결과, 말뚝의 최대응력(8/ 28/ 2001)은 3,396kgf/cm²으로 항복응력보다 크게 나타났다.

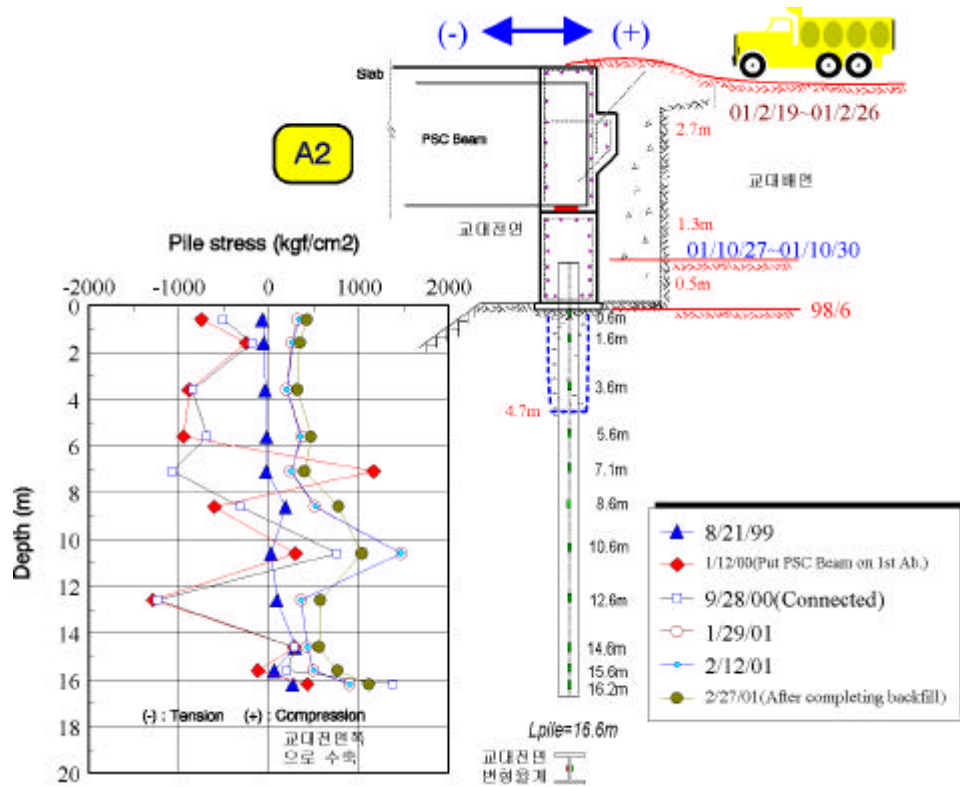


그림 5.35 교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가

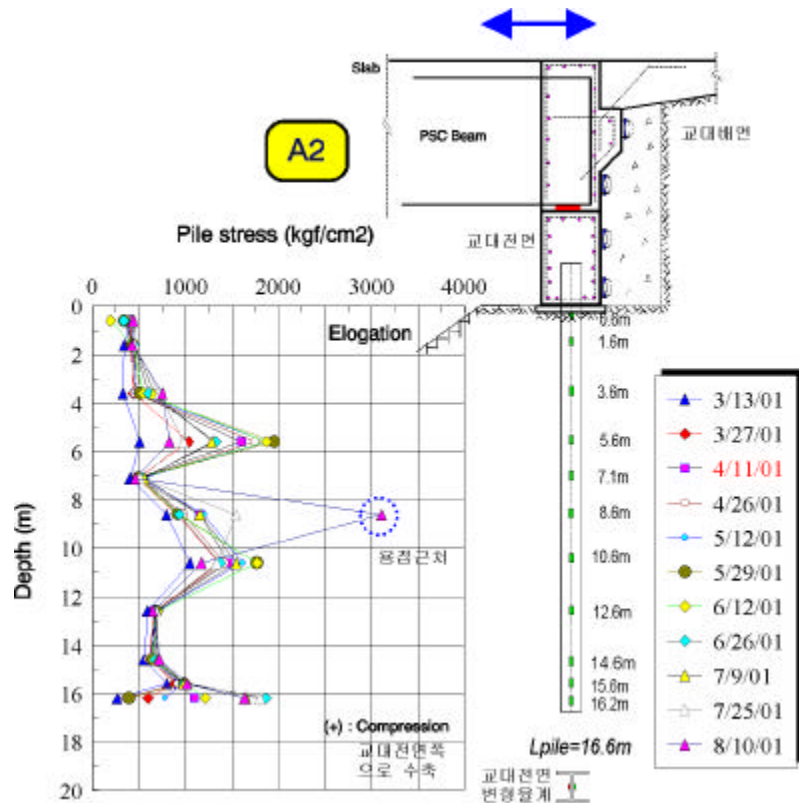


그림 5.36 상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2

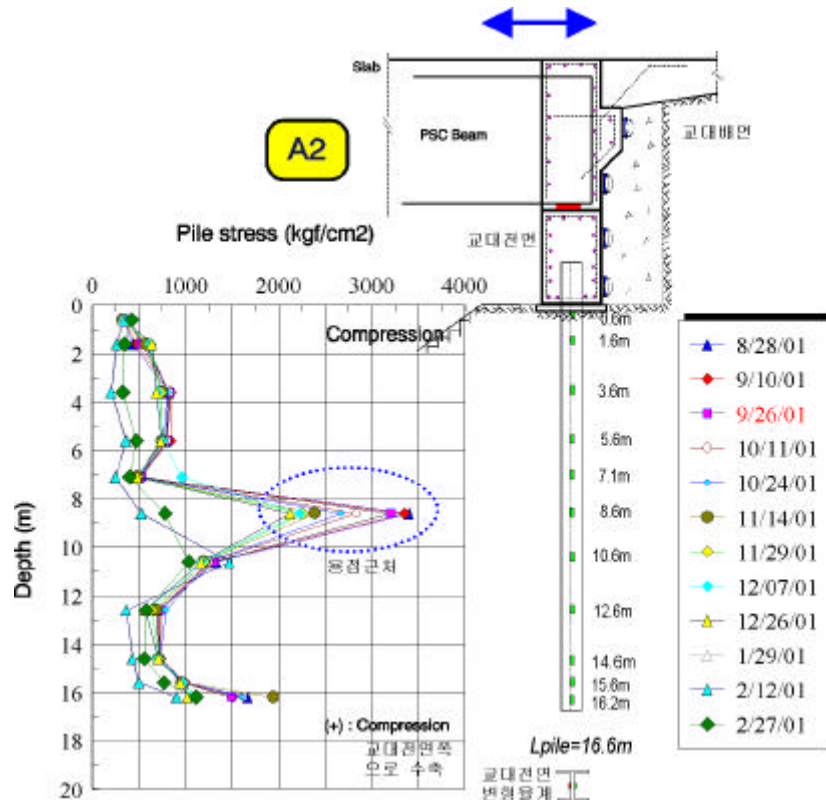


그림 5.37 상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 전면

● 교대 배면

성토지반에 H 말뚝타입부터 1차 교대 위에 PSC Beam 설치하고 난후의 말뚝응력 변화를 나타낸 것이 그림 5.38과 같다.

말뚝 타입직후, 말뚝의 잔류응력은 파란 삼각형 모양이고(8/ 21/ 99), 기초저면에서 약 8m까지 말뚝내에 인장응력을 받고 있다. 이는 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부에 모래 채움을 하여기 때문이다. 즉, 채움한 모래가 H 말뚝을 횡방향하기 못하기 때문이다.

2000년 1월 12일, PSC Beam을 1차 교대위에 설치하고 난후에 말뚝에 발생하는 응력은 압축과 인장 응력이 번갈아 발생하였다. 그리고 PSC Beam의 신장에 따라 PSC Beam의 자중에 의해 말뚝을 교대 배면쪽으로 밀게 되고, 이로 인해 말뚝의 배면쪽에 부착된 변형율게이지는 압축응력이 조금씩 증가고 있다.

1차 교대에 2차 교대와 상부슬래브를 콘크리트로 연결한 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 발생하는 말뚝응력 변화는 그림 5.39에 나타나 있다.

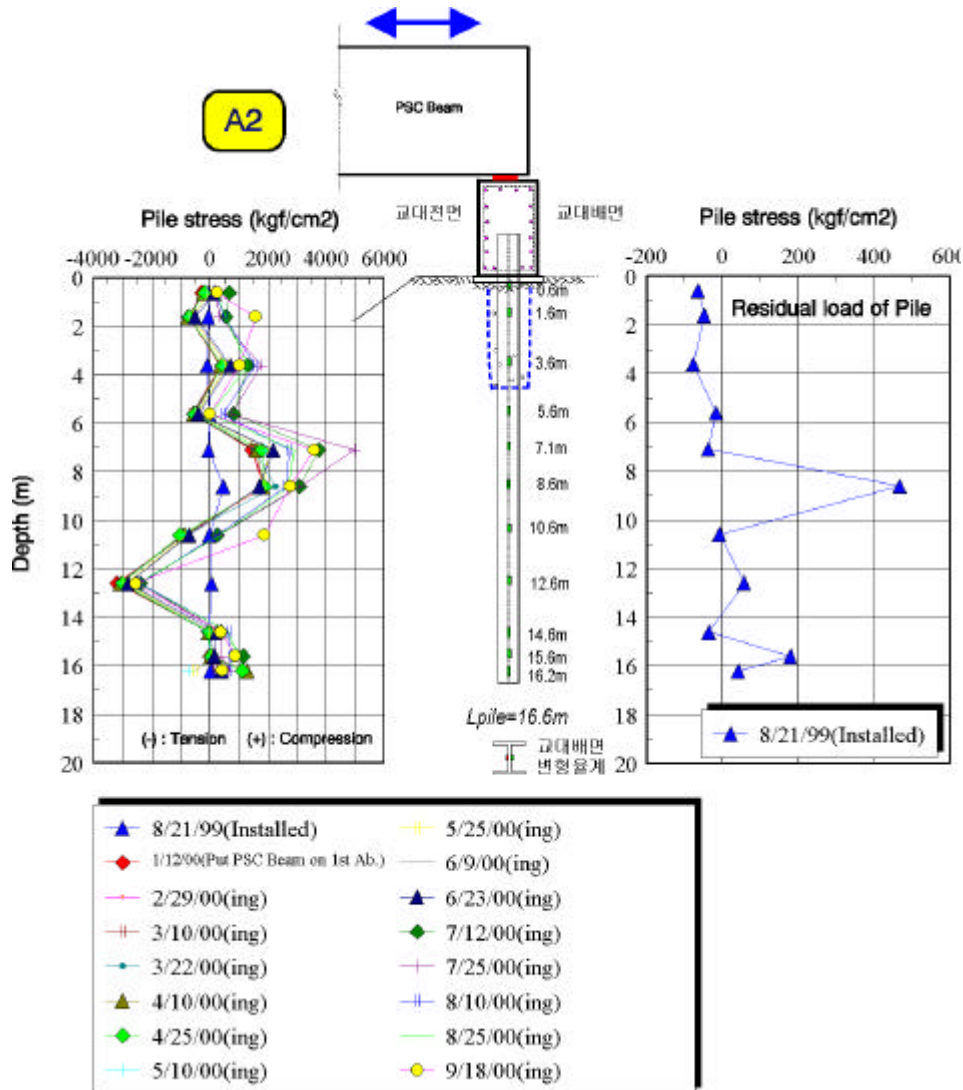


그림 5.38 1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A2 배면

2000년 9월 28일, 상부구조물과 교대를 서로 일체화시킨 후, 2, 5, 9일 경과후에 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 교대 전면쪽으로 교대 A1과 A2가 수축하며, 이때 말뚝의 압축과 인장응력은 증가하는 경향을 보였다.

접속슬래브는 설치되지 않았지만, 상부거더와 교대가 일체화된 상태에서 상부구조물이 수축(9/ 28/ 00~2/ 12/ 01)함에 따라 말뚝 축방향의 응력은 지그재그 응력 분포를 보였다(그림 5.41 참조). 특히, 2001년 2월 26일, 교대 뒷채움을 완료하고 27일 계측한 결과, 교대 뒷채움 하중과 상부구조물의 수축량에 의해 함몰부와 성토지반에서 말뚝의 압축응력은 각각 $19 \sim 110.7(kgf/cm^2)$ 과 $206 \sim 710(kgf/cm^2)$ 만큼 증가하였다.

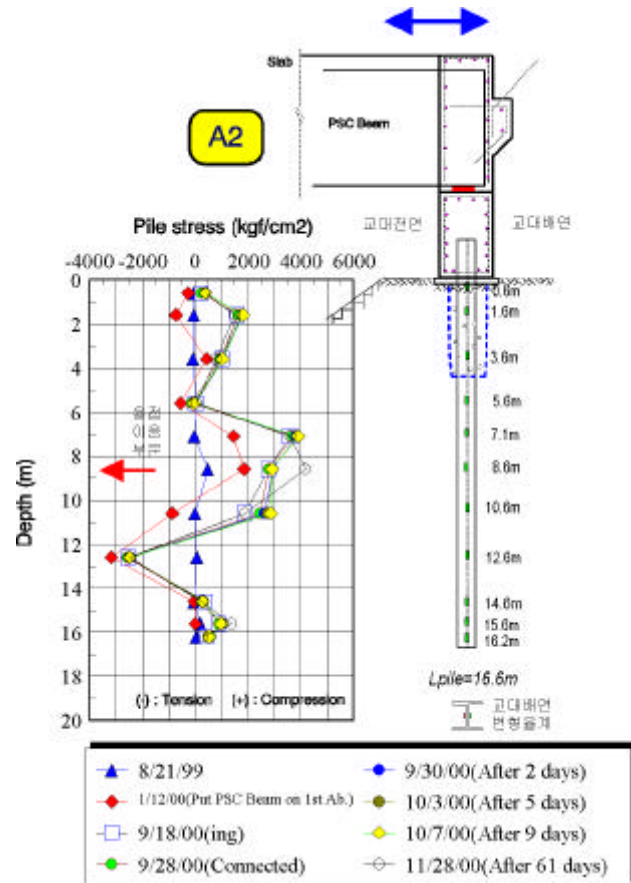


그림 5.39 상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A2 배면

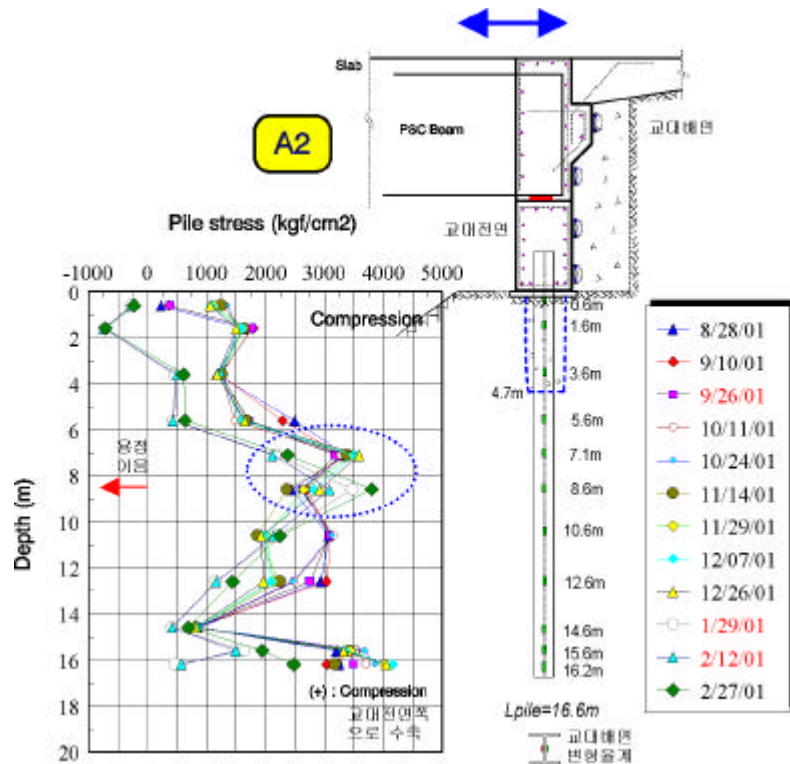


그림 5.40 상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 배면

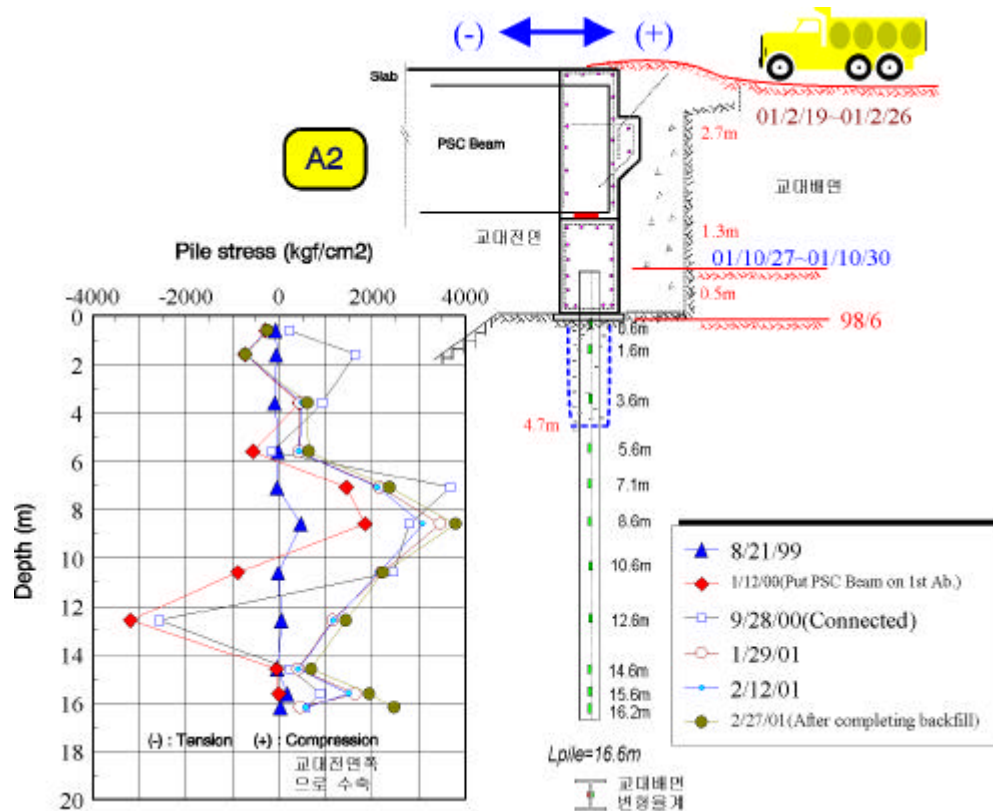


그림 5.41 교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가 - 교대 A2 배면

그림 5.42에 나타난 바와 같이, 상부구조물의 신장(즉, 3월부터 8월달까지)함에 따라 말뚝은 교대 배면쪽으로 움직이게 되고 이에 따라 말뚝은 점진적으로 압축응력이 증가하는 경향을 보였다. 말뚝 전체의 최대응력 크기는 7/9/2001년에 3,548(kgf/cm²)으로 허용 휨인장 또는 휨압축응력, $f_{sa}=1,900(\text{kgf/cm}^2)$ 보다 조금 크게 나타났다. 하지만 항복응력보다 매우 낮기 때문에 구조적으로 문제없다.

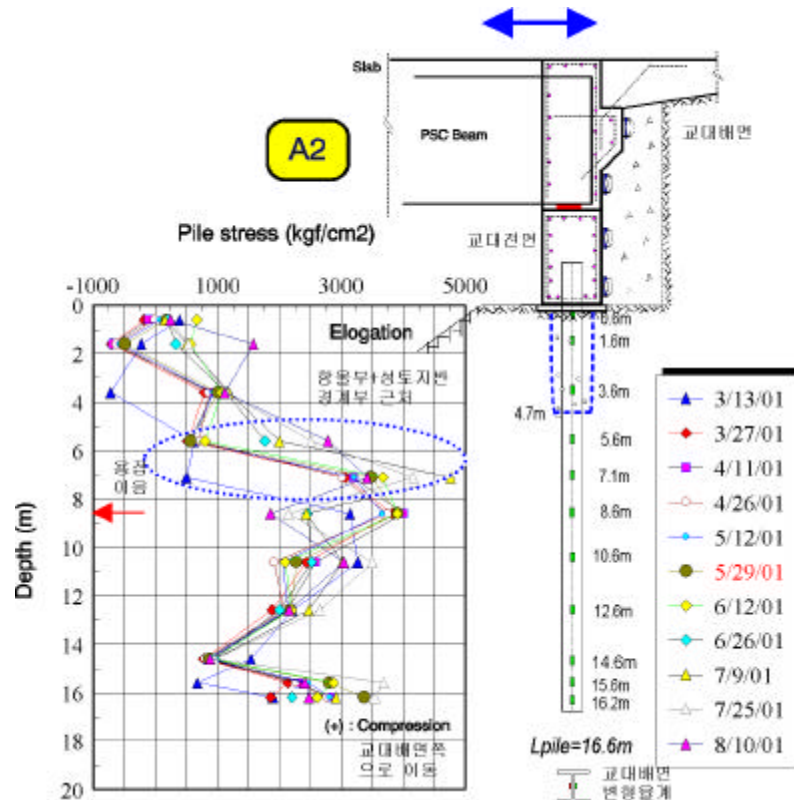


그림 5.42 상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A2

5.8.5.3 교대 A1 - 16번 말뚝

● 교대 전면

성토지반에 H 말뚝타입부터 1차 교대 위에 PSC Beam 설치하고 난후의 말뚝응력 변화를 나타낸 것이 그림 5.43과 같다. 이 말뚝은 1999년 8월 10일에 타입하였고, 말뚝의 연직방향 지지력을 알아보기 위하여 동재하시험(EOID)을 15일간 실시하였다(도로연구소, 1999). 그 결과, 최종관입량, $s = 3.7\text{mm}$ 이고, 램낙하높이는 100cm 이었다. 최종상태의 말뚝길이는 17.0m로 풍화암에 약 100cm 근입되어 있다.

1999년 8월 25일 16번말뚝을 타입하고 난후, 1999년 9월 16일 말뚝에 남아있는 잔류응력은 파란 삼각형 모양이다. 이때 기초저면에서 약 7.5m까지 말뚝내에 남아 있는 잔류응력은 인장응력을 받고 있다. 이는 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부에 모래 채움을 하였기 때문이다. 즉, 채운 모래가 H 말뚝을 횡방향하기 못하기 때문이다.

2000년 1월 12일, PSC Beam을 1차 교대위에 설치하고 난후, 말뚝에 발생하는 응력은 지표면 아래로 인장과 압축응력이 지그재그 양상을 보였다. 그리고 PSC Beam의 신장에 따라 PSC Beam의 자중에 의해 말뚝을 교대배면쪽으로 밀게 되고, 이로 인해 교대 전면쪽으로 말뚝에 부착된 스트레인게이지는 인장응력이 발생하여야 하는데 압축응력을 받고 있다.

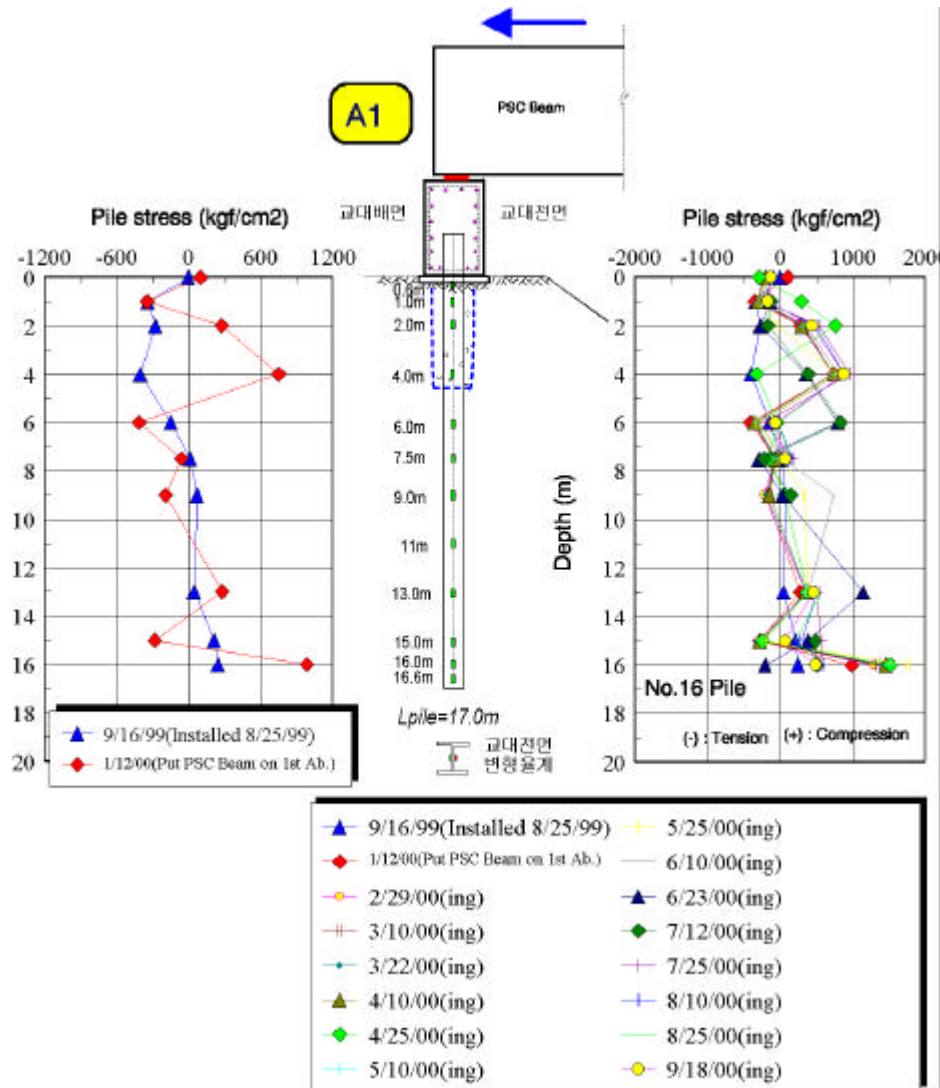


그림 5.43 1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A1 전면

1차 교대에 2차 교대와 상부슬래브를 콘크리트로 연결한 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 발생하는 말뚝응력 변화는 그림 5.44에 나타나 있다.

2000년 9월 28일, 상부슬래브와 교대와 서로 연결시킨 직후, 말뚝 모든 부분에서 압축응력을 받고 있다. 그후 2, 5, 9일 경과후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 교대 전면쪽으로 교대 A1과 A2가 수축하며, 이때 말뚝은 압축응력으로 발생하였다. 그리고 말뚝이음부분은 지표면에서 10.5m 이고, 이 부분 주위인 9m 위치의 스트레인게이지는 과응력이 발생하였다($7,361 \sim 9,358 \text{ kgf/cm}^2$).

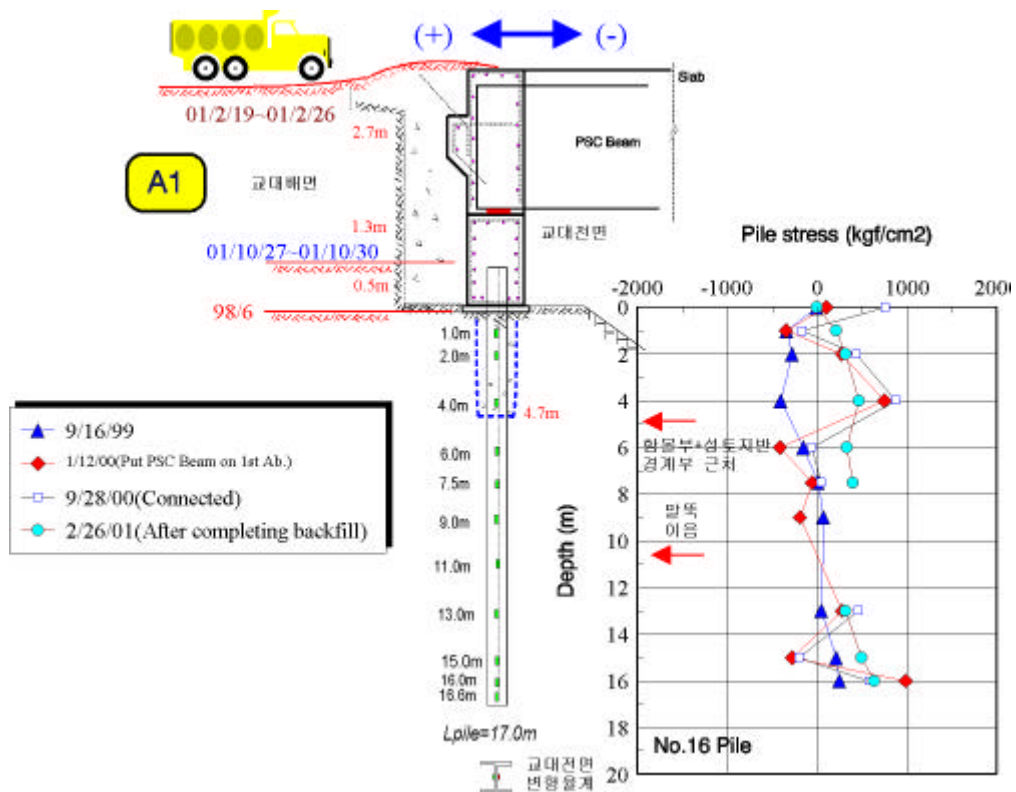


그림 5.45 교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면

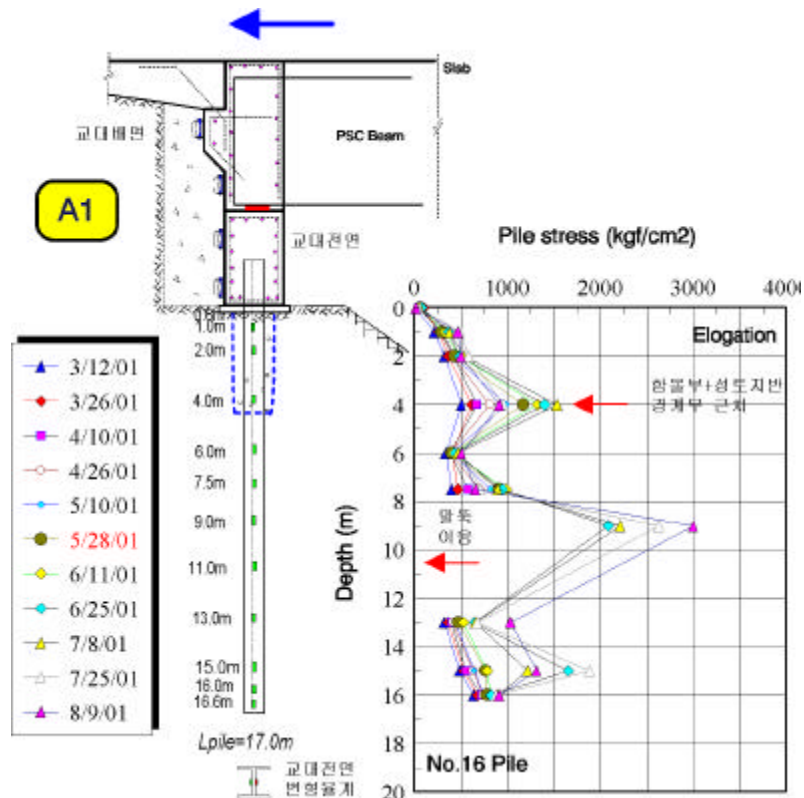


그림 5.46 상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면

2001년도 상부구조물의 수축량에 따른 말뚝의 응력거동은 그림 5.47과 같다. 그러나 8월부터 12월까지 뚜렷한 양상을 보이지 않고 단지 압축응력이 약간 증가하는 경향을 보이고 있다.

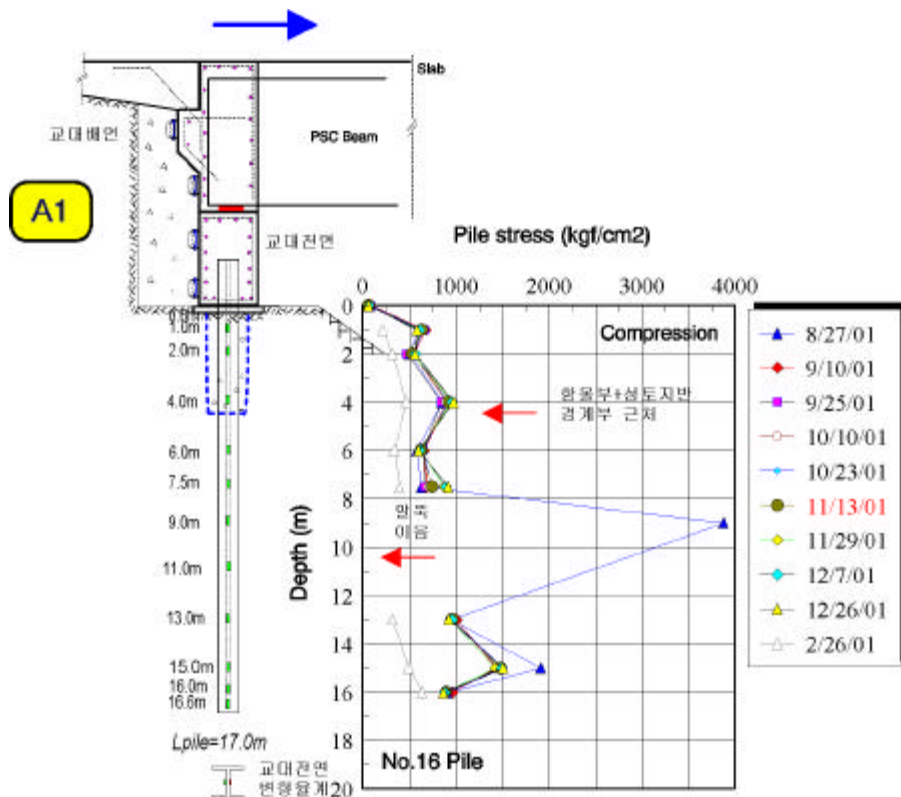


그림 5.47 상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면

● 교대 배면

성토지반에 H 말뚝타입부터 1차 교대 위에 PSC Beam 설치하고 난후의 말뚝응력 변화를 나타낸 것이 그림 5.48과 같다. 이 말뚝은 1999년 8월 10일에 타입하였고, 말뚝의 연직방향 지지력을 알아보기 위하여 동재하시험(EOID)을 15일간 실시하였다(1999.8.25, 도로연구소, 1999).

1999년 8월 25일 16번말뚝을 타입하고 난후, 1999년 9월 16일 말뚝에 남아있는 잔류응력은 파란 삼각형 모양이다. 이때 기초저면에서 약 5m까지 말뚝내에 남아 있는 잔류응력은 인장응력을 받고 있다. 이는 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부에 모래 채움을 하였기 때문이다. 즉, 채운 모래가 H 말뚝을 횡방향하기 못하기 때문이다.

2000년 1월 12일, PSC Beam을 1차 교대위에 설치하고 난후에 말뚝에 발생하는 응력은 지표면에서 아래로 인장과 압축응력이 지그재그 양상을 보였다. 그리고 PSC Beam의 신장에 따라 작은 수평력이 나마 PSC Beam의 자중에 의해 말뚝을 교대배면쪽으로 밀게 되고, 이로 인해 잔류응력에서 인장응력을 나타내고 있는 값은 절대값으로 감소하게 되고, 압축응력은 증가하는 양상을 나타내고 있다. 여기서 관심을 가질만한 것은 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부 저면과 이와 접해 있는 원지반에서 압축응력 변화가 크게 발생하였다.

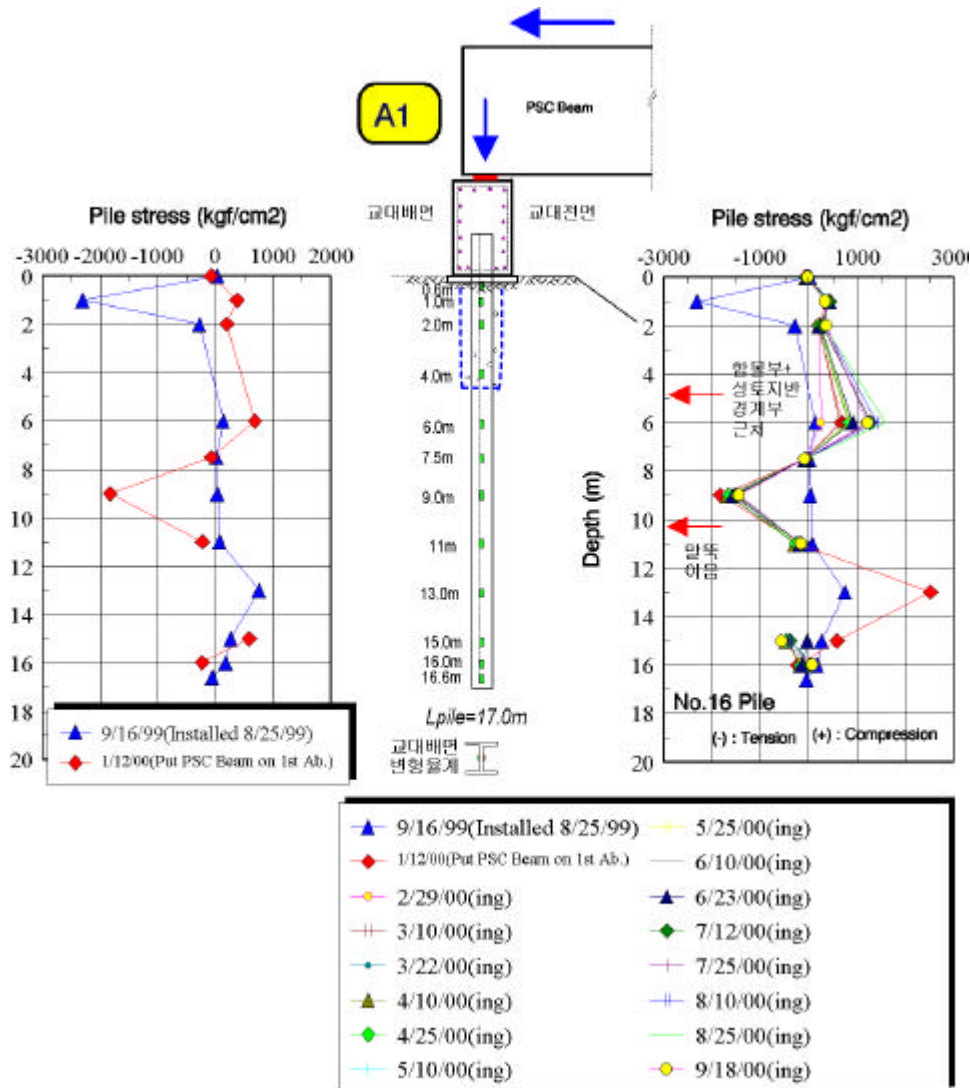


그림 5.48 1차 교대 위에 PSC Beam 설치까지의 말뚝응력 변화 - 교대 A1 배면

1차 교대에 2차 교대와 상부슬래브를 콘크리트로 연결한 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 발생하는 말뚝응력 변화는 그림 5.49에 나타나 있다.

PSC Beam을 1차 교대위에 설치부터 상부슬래브를 교대와 일체화시키기 전까지 말뚝의 응력변화는 거의 없고, 일체화시키고 난후 2, 5, 9일 경과 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 교대전면 쪽으로 교대 A1과 A2가 수축하며, 이때 말뚝의 응력은 인장응력을 나타내고 있는 값은 절대값으로 감소하게 되고, 압축응력은 증가하는 양상을 나타내고 있다. 그리고 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부 저면과 이와 접해 있는 원지반에서 압축응력 변화가 크게 발생하였다.

2001년 2월 26일, 교대 뒤편을 완료하고 계측한 결과, 교대 뒤편과 상부구조물의 수축량에 의해 말뚝의 압축응력이 깊이에 따라 증가하는 경향을 보였다(그림 5.50 참조).

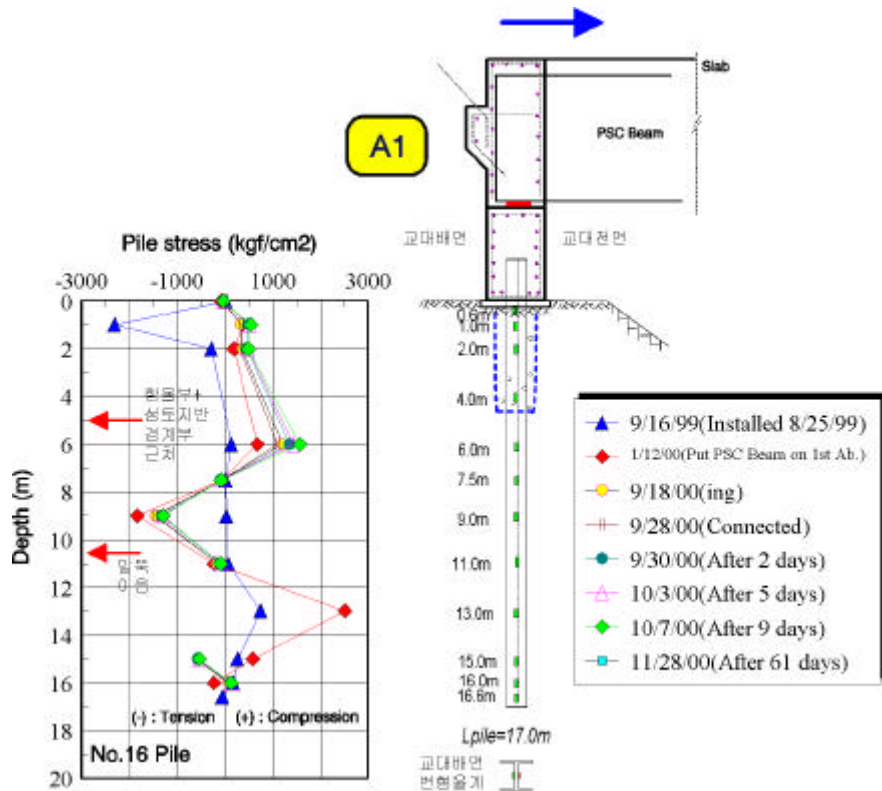


그림 5.49 상부슬래브와 교대 일체화 후, 말뚝응력 거동 - 교대 A1 배면

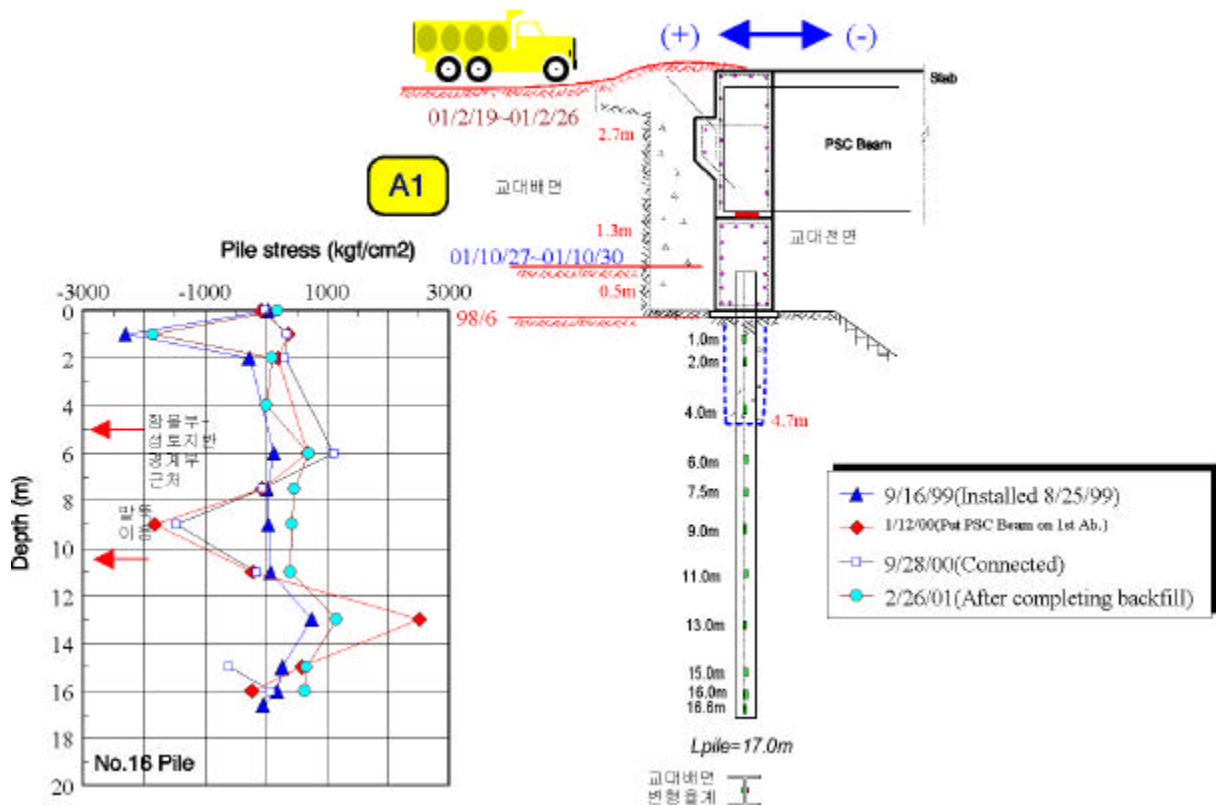


그림 5.50 교대 A2 뒷채움 완료 후, 말뚝의 응력증가

접속슬래브는 설치되지 않았지만, 상부거더와 교대가 일체화된 상태에서 상부구조물 수축량에 따라 즉, 가을에서 겨울까지 상부구조물이 수축하는 거동은 그림 5.51과 같다.

그림 5.51에 의하면, 8월부터 10월까지 인장응력 부분은 절대값으로 감소하고, 인장응력 부분은 증가하는 경향을 보이고 있다. 그리고 11월부터 2월까지 8월부터 10월까지의 말뚝응력거동과는 반대 거동을 보였다.

2001년도 상부구조물의 신장량에 따른 말뚝의 응력거동은 그림 5.52와 같다. 3월부터 8월까지 함몰부의 인장응력은 절대값으로 지속적으로 감소하는 그리고 함몰부 이하의 성토지반에서는 인장응력은 점진적으로 증가하는 경향을 보이고 있다.

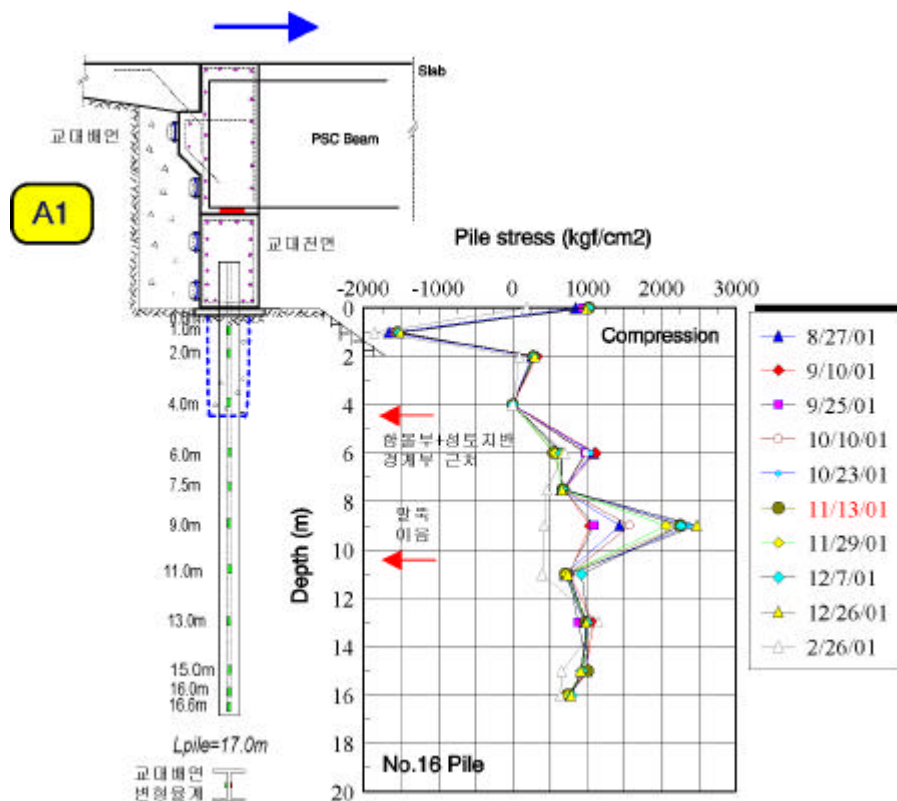


그림 5.51 상부구조물 수축량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 전면

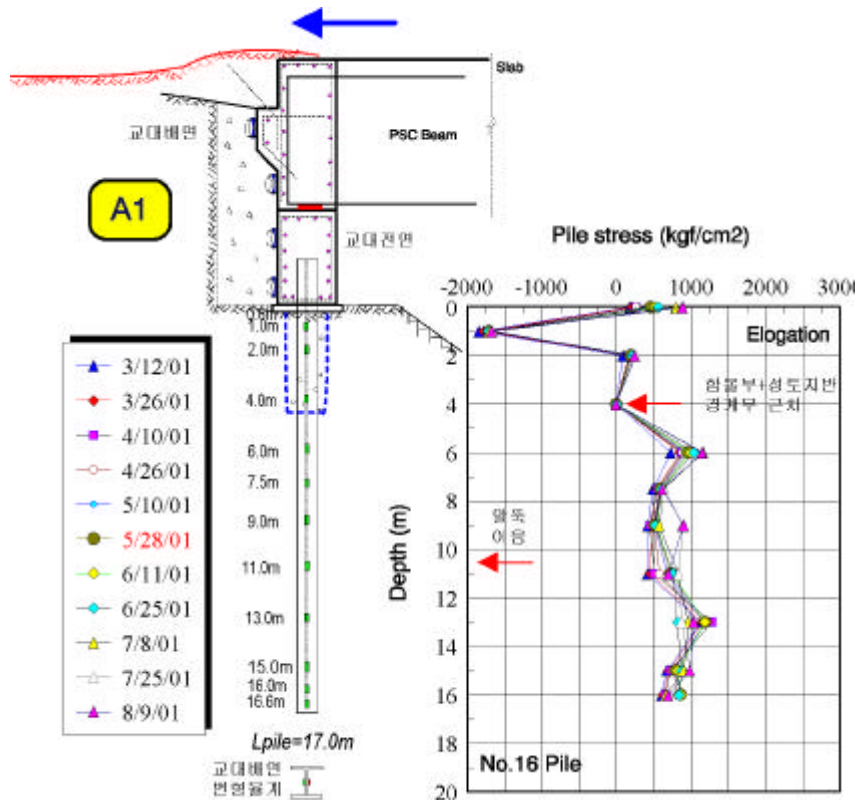


그림 5.52 상부구조물 신장량에 따른 말뚝의 응력증가 - 교대 A1 배면

5.9 상부구조물의 수치해석에 관한 스프링 정수

5.9.1 일체식 교량 모델링 방법

일체식 교량을 모델링하는 기법은 3가지 방법이 있다. 첫번째로, 상부구조물이 회전하지 않으면서 수평이동하고 교대 배면토압을 무시하는 방법이다. 이러한 경우에는 그림 5.53과 같이 단순보(simple beam)로 구조물 전체를 모델링할 수 있다. 그리고 두번째로, 그림 5.54와 같이 상부구조물이 회전하지 않으면서 수평이동과 교대 배면토압을 고려하는 방법이다. 마지막으로, 상부구조물이 회전, 수평이동, 교대 배면토압을 모두 고려하는 방법이다. 이는 그림 5.55와 같이 실제 구조물을 라멘 구조물과 같이 모델링할 수 있다.

이때 모델링 해석에 필요한 설계 정수는 H 말뚝의 축방향과 축직각방향에 대한 스프링 정수 (Modulus of vertical and horizontal subgrade reaction, K_v & K_h , F/L)이다.

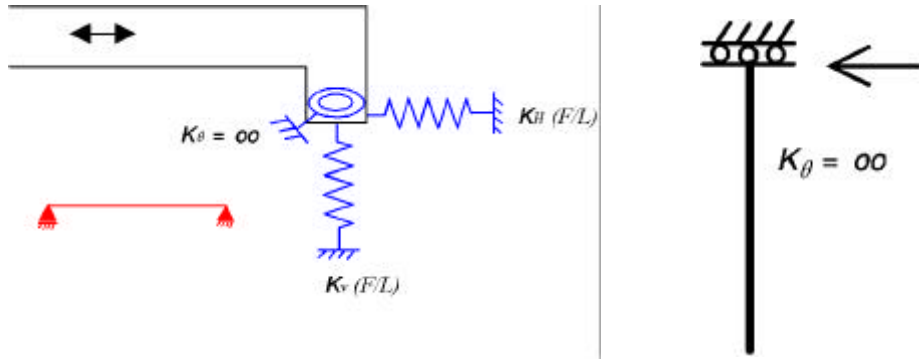


그림 5.53 상부구조물 모델링 - 방법 1

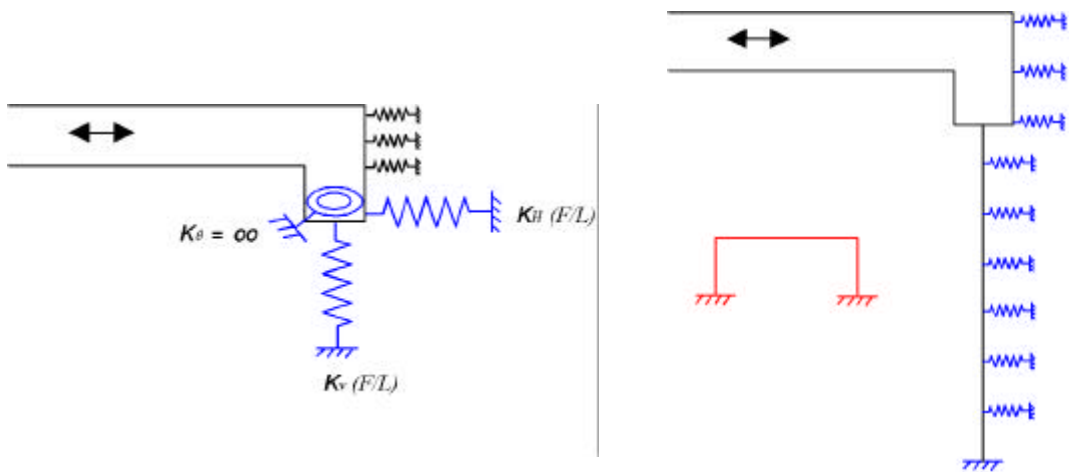


그림 5.54 상부구조물 모델링 - 방법 2

그림 5.55 상부구조물 모델링 - 방법 3

5.9.2 말뚝 축방향 스프링 정수, K_v

5.9.2.1 개요

말뚝 축방향 스프링 정수(Modulus of vertical subgrade reaction), K_v 는 말뚝머리에서 말뚝 축방향으로 단위변위량을 발생시키는 축방향력으로 정의된다. 이 값은 말뚝 반력 또는 말뚝머리 하중을 산정하는데 사용되며, 말뚝기초의 탄성침하량을 추정하는 데도 이용된다. K_v 를 말뚝머리 반력을 산정하는데 이용하는 경우, 말뚝기초의 형상 치수에 따라서는 K_v 값이 말뚝머리 휨모멘트, 축방향 인반력에 영향을 미친다. 특히, 말뚝 중심 간격이 좁고, 말뚝 열수가 적은 기초와 같이 확대기초가 회전하기 쉬운 경우에는 K_v 를 어떻게 취하느냐에 따라 말뚝머리 휨모멘트 등이 크게 변화한다. 이러한 경우의 말뚝기초에서는 K_v 의 특성을 잘 이해한 후, 알맞은 K_v 값을 채택하도록 하여야 한다.

K_v 는 말뚝의 연직재하시험에서 구한 말뚝머리 하중-말뚝머리 침하량 곡선으로부터 구하는 것이 바람직하지만, 일반적으로 기초의 설계에서는 지지력과 마찰가치로 추정식을 통해 구하는 것이 좋다.

5.9.2.2 기존의 재하시험을 통한 추정식

다수의 재하시험에서 실측한 K_v 로부터 식(5.66)의 a 를 역산하고, 말뚝종류 및 시공법별로 근입비 (l/D)와의 관계에 착안한 것으로 식(5.68)에 그 추정식이 나와 있다.

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{l} \quad (5.66)$$

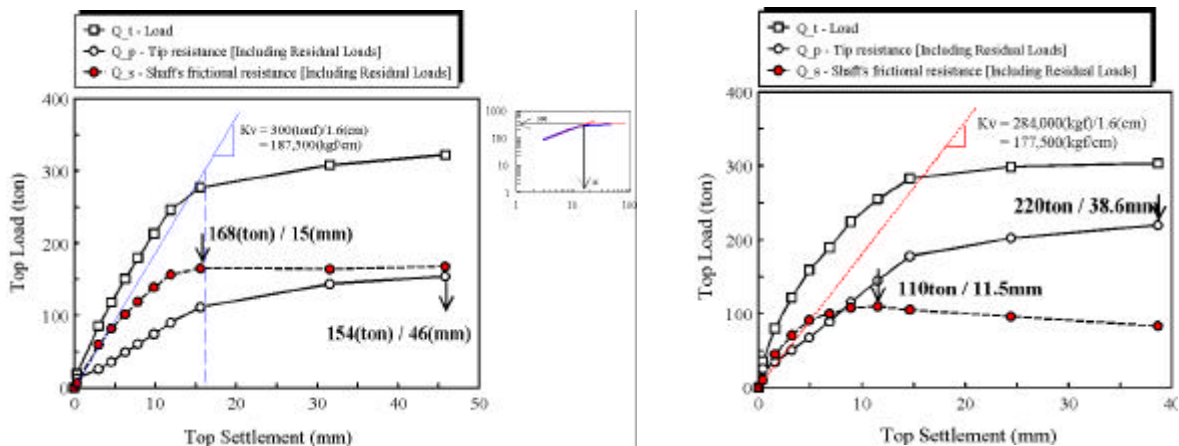
여기서 A_p : 말뚝의 순단면적(cm^2), E_p : 말뚝의 탄성계수(kgf/cm^2), l : 말뚝의 길이(cm), D : 말뚝의 지름, a : 식(5.67)로부터 산정한다.

- 타입 강관말뚝 : $a = 0.014(l/D) + 0.78$
- 타입 PC, PHC 말뚝 : $a = 0.013(l/D) + 0.61$
- 현장타설말뚝 : $a = 0.031(l/D) - 0.15$
- 내부굴착 강관말뚝 : $a = 0.009(l/D) + 0.39$
- 내부굴착 PC, PHC 말뚝 : $a = 0.011(l/D) + 0.36$ (5.67)

상기에 언급된 추정식에서는 본 교량에 사용한 H 말뚝에 대한 식은 없다. 따라서 K_v 는 말뚝의 연직 재하시험을 통해 산정하는 것이 바람직하다.

5.9.2.3 연직재하시험에 의한 산정

연직재하시험에 의한 말뚝머리하중, P - 말뚝머리 침하량, S 곡선으로부터 $\log P$ - $\log S$ 곡선법 등을 이용하여 판정되는 항복시 할선 기울기를 실측 K_v 로 하였다(도로교표준시방서, 1996). 따라서 그림 5.56과 같이, 연직방향 재하시험을 통해 16번 말뚝과 시험말뚝에서 산정한 K_v 는 각각 187,500(kgf/cm), 177,500(kgf/cm)이었다(그림 3.10 참조).



(a) 16번 말뚝(교대 A1)

(b) 시험말뚝(교대 A2)

그림 5.56 연직방향 스프링 정수 결정 방법(16번과 시험 말뚝)

5.9.3 수평방향 스프링 정수, K_H

5.9.3.1 H 말뚝 축직각 방향 스프링 정수, K_H

말뚝 1개의 축직각 방향 스프링 정수(Modulus of horizontal subgrade reaction), K_H 는 수평방향 지반반력계수를 이용하여 탄성지반 위의 보이론을 기초로 산출하는 것으로 한다(도로교표준시방서, 1996). 수평재하시험에서 K_H 를 산정할 경우, 말뚝머리 고정상태에서 말뚝머리 하중-말뚝머리 수평변위량 관계로부터 산정할 수 있다. 하지만 본 연구에서는 이러한 조건에서 실험한 결과가 없기 때문에 Reese와 Murchison-O'Neil의 비선형 수치해석으로 K_H 를 산정하였다.

본 수치해석에 사용한 지반물성치는 표 5.2와 같고, 지반조사 방법에 따라 내부마찰각은 다르지만 가장 작은 내부마찰각, $\phi = 33^\circ$ 를 사용하였다. 부연 설명하면, 표 5.2에 제시된 어떠한 내부마찰각을 사용하여도 동일한 결과를 산출되었다. 그외의 하중 및 경계조건은 다음과 같다.

- 연직력 = 77(tonf)
- 말뚝머리 경계조건 = 회전구속단
- 수평하중 조건 = 정적하중

상기의 조건을 이용하여 H 말뚝에 수평력을 점진적으로 증가시키면서, 2개의 비선형 모델로 해석한 말뚝머리 하중과 말뚝머리 수평변위 관계는 그림 5.57과 같다.

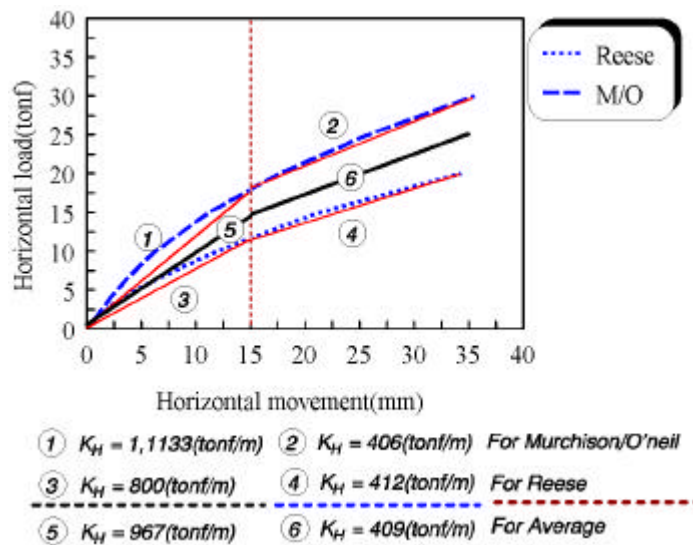


그림 5.57 비선형 말뚝 해석으로 구한 K_H 값

비선형 모델에서 사용하는 극한지반반력과 말뚝형상 등에 의해 그림 5.57과 같이 달리 나타난다. 여기서 일체식 교량에 대해서는 기준 변위가 없기 때문에 곡선의 변곡점과 조인트 교량의 기준 변위값인 1.5cm를 고려하여 구한 수평지반반력정수는 그림 5.57과 표 5.8과 같다. 여기서 기준변위량인 1.5cm를 기준으로 평균값을 전체 구조물 해석에 적용하면 K_H 는 표 5.8과 같다. 즉, 상부구조물의 수평변위량이 기준변위 이내이면 $K_H=967(\text{tonf/m})$ 을 적용하고, 그 기준량 이상이면 $K_H=409(\text{tonf/m})$ 을

적용한다.

표 5.8 수평방향 지반반력 정수

구분	기준 수평변위량, $\delta_a = 1.5\text{cm}$		비고
	$\delta_h^{\text{계산}} \leq \delta_a$	$\delta_h^{\text{계산}} > \delta_a$	
수평방향 지반반력 정수, K_H (tonf/ m)	$K_H=967(\text{tonf/ m})$	$K_H=409(\text{tonf/ m})$	수치해석 이용
연직방향 지반반력 정수, K_V (tonf/ m)	$K_V=17,750\sim 18,750(\text{tonf/ m})$		평촌1교, 연직방향 하중전이시험 값

5.9.3.2 교대 배면의 수평방향 스프링 정수, K_H

교대 배면에 대한 수평방향 스프링 정수는 5.6절에 언급되어 있다.

5.10 상부구조물의 온도변화

상판에서 발생하는 온도와 대기온도와의 거동을 일별과 계절별로 알아보기 위하여, 상부슬래브 콘크리트 속에 매입된 계측기의 온도를 평균한 값과 대기온도와의 관계를 작도한 것이 그림 5.58과 같다. 이 그림에서 좌하단에서 우상단으로 1월 30일, 4월 26일, 9월 26일, 7월 27일자의 온도변화 거동을 나타내고 있다.

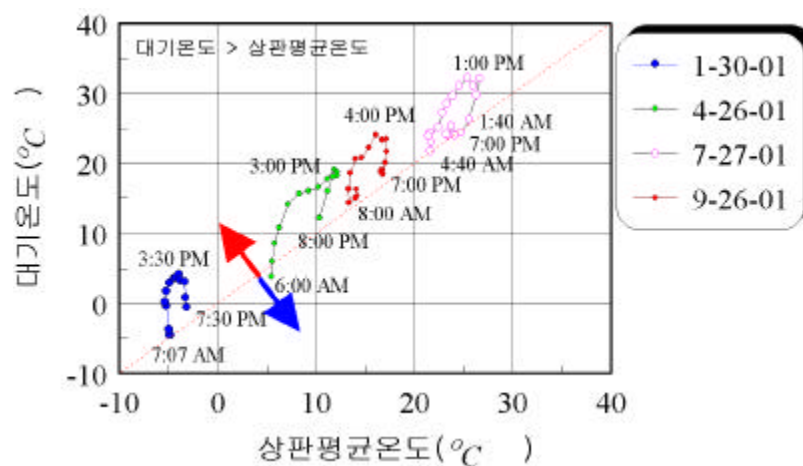


그림 5.58 대기온도와 상판평균온도와의 관계

상기 그림에 의하면, 대기온도와 상판평균온도와 같은 경우에는 45°의 기울기를 가질 것이다. 계절

마다 동일하게 아침 7시경에 대기온도와 상판평균온도가 일치하고, 대기온도가 증가함에 따라 상판평균온도도 증가하는 양상을 보이다가 최고점에 이른다. 최고 대기온도점에 이르는 시간대도 여름에서 겨울로 갈수록 늦어진다. 또한 겨울에서 여름(1월 30일⇨4월 26일⇨9월 26일⇨7월 27일자)으로 갈수록 상판평균온도와 대기온도와의 기울기는 점차적으로 감소하는 경향을 보이고 있다. 그리고 상판평균온도와 대기온도가 최대점에 이르는 시간대는 계절별로 약간의 차이가 있지만 실측결과, 오후 1:00~4:00 사이였다.

제 6 장 교량의 수평이동에 따른 교대배면의 지지거동

6.1 성토체 다짐관리

6.1.1 개 요

일반교량의 접속슬래브 구조해석시, 뒷채움부에서는 어느 정도의 침하 발생을 예상하여 접속슬래브 연장의 60~70%를 길이로 하는 단순보(simple beam) 또는 판(plate) 해석을 실시하고 있다. 그러나 일체식 교량에서는 거더(girder)는 물론 교대와 접속슬래브가 힌지철근으로 일체화되어 있어, 접속과 받침슬래브를 지지하는 보조기층과 노상층의 다짐이 불량할 경우 구조물에 유해한 침하 또는 부등침하 등이 발생할 우려가 있다. 따라서, 거더와 일체화된 교대의 수평변위를 교대배면의 투수층(폭 1m)에서 원활히 흡수하고, 교대 뒷채움부(보조기층과 노상층)에서 발생하기 쉬운 부등침하를 최소화하면서 상부하중을 충분히 지지하기 위해서는 접속슬래브 아래의 보조기층과 노상부의 철저한 다짐관리가 요구된다.

성토체의 다짐관리 기준은 “고속도로 전문시방서” 및 다짐 관련 시방에 의거하여 하였다. 다만, 보다 확실하고 충분한 다짐관리를 위해 현장들밀도시험(Field Density Test)을 통한 상대다짐도 확인, 콘관입시험(Cone Penetration Test), 평판재하시험(PLT, PBT; Plate Loading Test or Plate Bearing Test) 등의 관리시험을 실시하였으며 들밀도시험에는 시험의 신속성과 일관성 유지를 위해 RI(Radio Isotope)장비를 이용하였다.

6.1.2 흙의 다짐관리기법

현장에서 적용되는 다짐관리기법에는 여러 가지가 있으나 가장 일반적으로 사용되는 방법은 현장 들밀도시험, RI시험 등이 있으며 그 외에 평판재하시험에 의한 지반반력계수, 휴대용 콘관입시험기에 의한 콘지수 등에 의한 방법이 있다. 본 연구에서는 주로 RI시험, 평판재하시험 등을 이용하였다. 현재 국내에서 적용되고 있는 다짐관리기법과 기준을 요약하면 표 6.1과 같다.

6.1.2.1 현장밀도에 의한 방법

가장 일반적인 현장밀도 시험방법으로 모래치환법이 가장 널리 사용되며 KS F2311에 규정되어 있다. 이 방법은 시험의 절차와 원리가 간단하나 함수비 등의 측정에 많은 시간이 소요될 뿐만 아니라 시험 및 개인오차가 포함될 가능성이 많은 단점이 있다.

6.1.2.2 RI (Radio Isotope)에 의한 방법

모래치환법에 의한 현장 들밀도시험은 인력과 시간이 과다하게 소요되며, 시험방법의 오차와 시험자 간의 편차가 발생하는 등의 문제점이 있다. 이에 대한 대안으로 미국, 일본 등지에서 1950~60년대부터 방사성 동위원소(Radio Isotope, 이하 RI)를 이용하여 밀도, 함수비 등을 측정하여 도로, 댐, 공항 등의 시공관리에 활용하고 있으며 국내에서도 성토다짐 시공관리 등에 사용된 바 있다. 특히 RI

장비를 이용한 다짐관리는 현장 들밀도시험법에 비해 시험속도를 현저하게 단축시킬 수 있고 시험 및 개인오차를 최소화할 수 있는 장점이 있다.

표 6.1 다짐관리기준의 예(한국도로공사 전문시방서, 1997)

구 분			노 체	노 상	뒤채움	보조기층	
			암성토				일반성토
1층 다짐 완료 두께(cm)			60	30	20	20	20
다짐도(%)			-	90 이상	95 이상	95 이상	95%
다짐방법			-	A, B	C, D, E	E	E
평판재하	아스팔트포장	침하량(cm)	0.125	0.25	0.25	0.25	0.25
		지지력 계수 ($k_{30} = \text{kg/ cm}^3$)	20	15	20	30	30
	시멘트 포장	침하량(cm)	0.125	0.125	0.125	0.25	0.125
		지지력 계수 ($k_{30} = \text{kg/ cm}^3$)	20	10	15	30	20
* 암성토는 포장형식에 관계없이 유의 침하량 0.125cm에서 지지력계수 20kg/ cm ³ 이상 확보							
* 뒤채움은 포장형식에 관계없이 유의 침하량 0.25cm에서 지지력계수 30kg/ cm ³ 이상 확보							

RI장비에 의한 다짐밀도의 측정은 방사선원으로부터 방출된 감마선(gamma ray)과 대상 물질(흙)과의 상호작용(산란, 흡수, 투과 등)을 이용한 것으로, 흙의 밀도가 높아지면 이것을 통과한 감마선의 수는 지수 함수(exponential function)적으로 감소하는 특성을 이용하는 것이다. 또, 함수비의 측정은 방사선원으로부터 방출된 속중성자가 흙 속을 투과하면서 토체에 포함된 물의 수소원자와 충돌하여 그 에너지를 잃고 열중성자로 감속되는 원리를 이용하는 것으로, 수분함량과 비례하여 토체 내에서 감속된 열중성자를 흡수체를 통해 제거하고 일정 수준 이상의 에너지를 가지는 속중성자는 감속재를 이용하여 열중성자로 감속시킨 후 이 감속된 열중성자의 수를 산출하여 수분함량을 측정하는 방법이다. 일반적으로 밀도와 함수비는 동시에 측정되며 다짐도는 실내 다짐시험의 최대건조밀도를 이용하여 구한다. 최근에는 국내에서 저준위 RI장비 개발 등이 이루어지고 있어 활용성이 더욱 증대될 것으로 보인다.

6.1.2.3 평판재하시험에 의한 방법

평판재하시험은 도로에서 포장체를 지지하는 노상층을 평가하는 방법 또는 기초의 지내력 평가 방법으로 널리 사용되는 시험이다. 현재 국내외 규정에서는 도로(KS F 2310)와 기초지반(KS F 2444)에서의 평판재하시험을 구분하여 설명하고 있으며 그 결과의 활용도 다소 상이하다고 할 수 있다. 여기서는 도로에서의 평판재하시험에 대해서만 언급하고 필요에 따라 기초에서 평판재하시험의 해석법을 소개하도록 한다. 평판재하시험의 장치와 시험개요는 다음과 같다.

다짐관리에 평판재하시험의 이용은 이미 오래전부터 적용되어 왔고 특히, 들밀도시험이 곤란한 토질이나 시험조건에 널리 이용되어 왔으며 ‘한국도로공사 전문시방서 - 토목편’에서도 노체(암성토, 일반성토), 노상, 구조물 뒤채움, 보조기층 등에 각각의 규정을 두고 있다. 평판재하시험을 이용하여 다짐관리를 하는 경우 지반반력계수, k_{30} 를 기준으로 한다. 지반반력계수는 하중강도(kgf/cm²)-침하량(cm) 곡선으로부터 유의 침하량에서의 하중강도를 침하량을 나눈 값으로 이때 유의 침하량은 포장의

한계 침하량에 의해 결정되어지며, 명확하지는 않으나 경험적으로 시멘트포장에서는 $0.125cm$, 아스팔트 포장에서는 $0.25cm$ 를 널리 사용하고 있다. 우리나라의 경우에도 같은 기준을 적용하고 있다. 그러나 유의 침하량에 의거하지 않고 하중강도-침하량 곡선의 접선구배로 구하는 방법으로는 RRL(Road Research Laboratory)법으로 도로분야에 널리 사용되는 방법이며 하중강도-침하 곡선이 초기에 직선 부분이 나타나면 그 기울기를 지지력계수(또는 지반반력계수)로 하고 그렇지 않을 경우에는 침하량 $1.25mm$ 에 상응하는 하중강도를 침하량($1.25mm$)로 나눈 값을 지지력 계수로 한다. 다만, 도로에서의 평판재하시험과 지지력계수는 포장체의 관점에서 포장체를 지지할 수 있는 노상의 조건을 규정하는 것이고, 기초에서는 기초의 안정성 등에 적용되는 것으로 서로 성격이 완전히 다르다. 그러나 현재 국내에서는 도로의 평판재하시험 기준을 기초의 안정성 검토에 적용하고 있는데 이들의 적용 기준을 명확히 파악하여 적용하는 것이 좋다.

6.1.2.4 기타 방법

(가) 콘지수에 의한 방법

널리 사용되는 방법은 아니지만 미국, 한국 등지에서 그 적용 가능성을 평가한 예가 있다. 콘시험은 그 메카니즘상 다짐도를 직접적으로 평가할 수 있는 방법은 아니나 다짐두께에 해당하는 심도 전체의 상대적인 강성(도)를 연속적으로 확인할 수 있는 장점이다. 특히 콘 관입시험은 이미 널리 사용되고 있는 조반조사법으로 다짐 두께에 해당하는 심도에 대해서만 시험을 실시하기 때문에 휴대용 시험기가 유용할 것으로 판단되며 시험이 간편하며 실시간으로 다짐도를 평가할 수 있다. 다만, 사용된 재료가 토사가 아닌 경우나 반력이 문제가 되는 경우에는 별도의 장치를 고안하는 등의 작업이 필요하며 다짐 지반에서 콘지수의 의미와 기존 방법에 의한 다짐도 검사법과의 상관관계를 밝히는 등의 노력이 요구된다.

(나) 침하량 측정에 의한 방법

다짐회수와 표면침하량과의 관계 또는 밀도증가량과 침하량과의 관계를 알 수 있어 현장다짐관리 에 적용할 수 있다. 어떤 재료의 밀도는 그 재료의 중량과 체적을 알면 구할 수 있다. 다짐시 그 재료의 질(중)량은 일정하지만 체적이 변한다는 점에 착안하면 다짐시 발생하는 침하로부터 밀도증가 및 다짐효과를 확인할 수 있다. N 회 다짐후의 밀도 증가율은 다음식으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \Gamma_n &= (\rho_n - \rho_0) / \rho_0 = (\rho_n / \rho_0) - 1 \\ &\approx \varepsilon_n \end{aligned} \quad (6.1)$$

6.1.3 성토부의 다짐관리

6.1.3.1 말뚝기초부의 다짐조건 및 성토재료

그림 6.1~6.2에 나타나 있듯이, 교대 A1과 A2의 원지반 흙은 전석이 많이 포함된 화강풍화토 지반이다. 이 지반을 관통하여 양질의 지지층까지 H 말뚝을 타입하는데 어려움이 예상되어 화강암의 입자가 아주 고결화된 풍화토까지 터파기하여 다짐장비로 면을 고른 다음, 터파기 측면 지반은 층파기를 하면서, 30cm 성토 두께로 최종 지반면까지 노체다짐기준으로 다짐을 실시하였다.

성토 완료후에 성토지반과 양질의 지지층의 다짐상태와 지층구조를 알아보기 위하여, 시추조사 및 현장시험을 실시하였다.

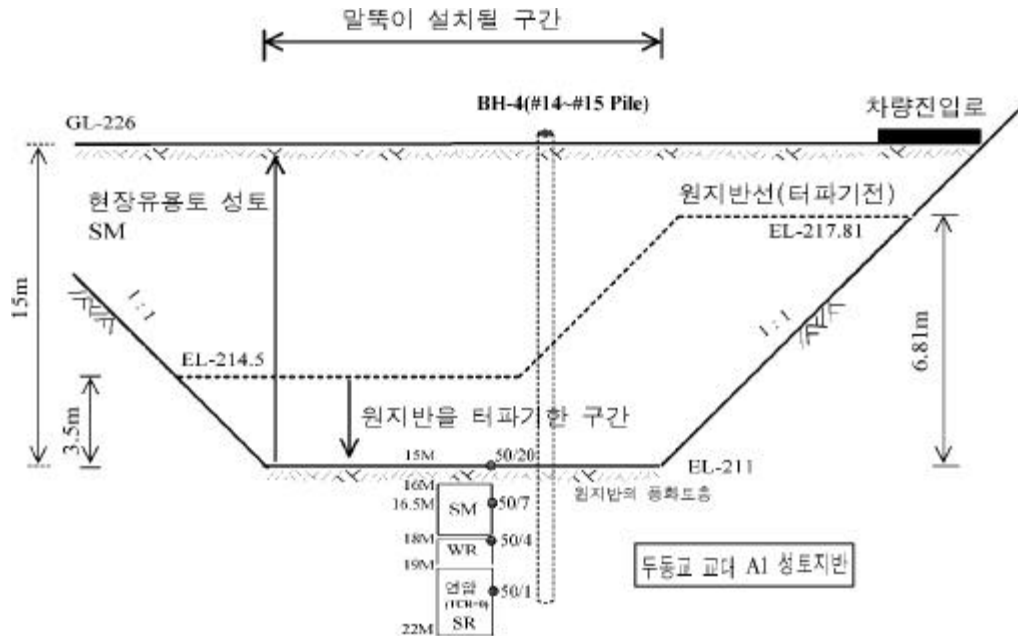


그림 6.1 평촌1교 교대 A1 - 전석제거 터파기 및 성토 모식도

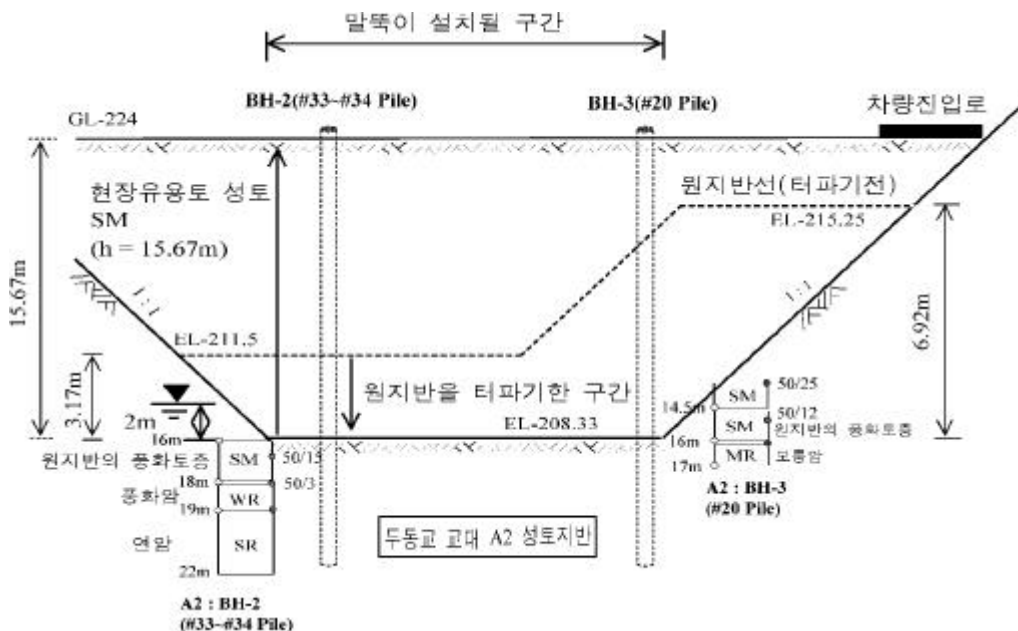


그림 6.2 평촌1교 교대 A2 - 전석제거 터파기 및 성토 모식도

일체식 교량에서 성토다짐 작업은 일반 교량의 성토다짐 작업시 보다 철저한 시공 및 완벽한 품질

관리를 실시하여야 한다. 따라서 성토구간의 다짐은 사전에 시험성토를 실시하여 알맞는 다짐장비, 다짐방법, 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 하며 다짐이 완료된 후에는 고속도로전문시방서에 의한 다짐도 측정을 실시하여 합격한 후 다음 층의 성토작업을 실시한다.

본 현장에서는 일체식 교량을 지탱하는 말뚝의 횡방향 구속이 중요하기 때문에 노체의 상대 다짐도를 90%에서 95%로 증가시켰다. 노체에 대한 다짐 시험결과, 상대 다짐도는 $D=95.2\sim98.6\%$ 이었고, 지지력계수 $k_{30}=16.4\sim20.4 \text{ kg/cm}^3$ 이상을 확보하였다. 최대건조밀도 $\gamma_{d(\max)}=1.92\sim1.94 \text{ g/cm}^3$, 습윤밀도 $\gamma_t=1.91\sim2.09 \text{ g/cm}^3$, 건조밀도 $\gamma_d=1.83\sim1.91 \text{ g/cm}^3$, 최적함수비 $OMC=10.9\sim13(\%)$, 현장 함수비 $\omega=9.1\sim11.3(\%)$ 이었다.

6.1.3.2 교대 배면 성토부의 다짐조건 및 성토재료

2000년 10월 평촌1교 교대 A1의 성토현황은 교대기초 바닥면, 교대 A2는 기초 바닥면에서 약 0.2~0.3m 정도 성토가 진행된 상태이다. 약 3주일에 걸쳐 A1, A2 각각 2층 및 3층을 성토하여 동일한 성토고를 맞추었다. 이 당시 약 1.6~1.7m 정도의 노체성토고가 남아 있는 상태이다.

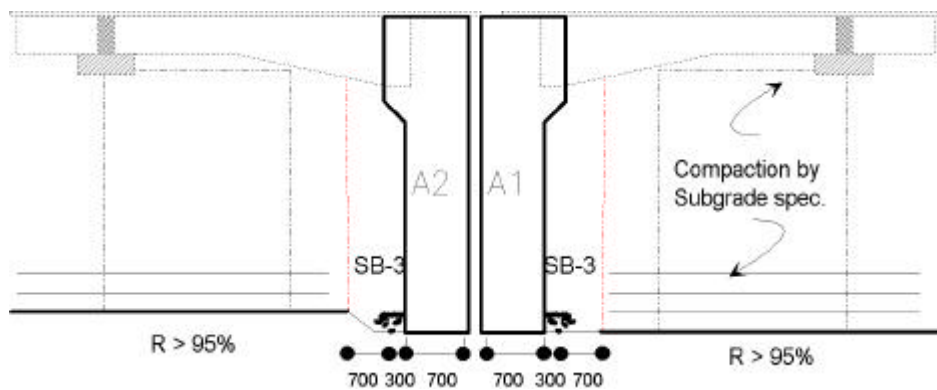


그림 6.3 평촌1교 뒤편성토부 다짐 현황

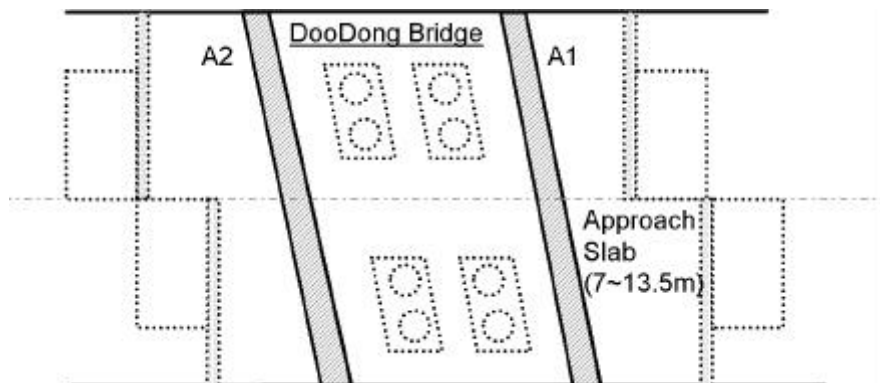


그림 6.4 평촌1교 접속슬래브 평면 모식도

현 성토고는 노체성토에 해당되나 교대와 접속슬래브 사이의 구간은 노상성토에 준하는 다짐관리를 시행하였다. 기 완성된 노상면에 대해 RI장비를 이용하여 측정된 건조밀도와 함수비, 그리고 상대 다짐도는 각각 평균 1.82g/cm^3 , 11%, 95~98%이었고, k_{30} 은 $15 \sim 16\text{ kg/cm}^3$ 정도였다. 또 다짐횟수는 성토재료에 따라 차이가 있었으나 대체로 왕복 4~8회 정도였다. 본 교량은 사각이 30도로서 접속슬래브의 단변과 장변의 길이가 약 7~13.5m에 이른다.

평촌1교 뒷채움 및 노상층 성토에 사용된 재료의 물성치는 표 6.2와 같고, 그림 6.5는 노체 및 노상 재료의 입도를 나타낸 것이다.

표 6.2 성토에 사용된 재료의 물성치

구 분	Wn(%)	Gs	Wt(%)	Wp(%)	IP	#200 passing(%)	수정 CBR	Compaction properties		비고
								$\gamma_{d\max}$ (g/cm ³)	OMC(%)	
노체	11.6	2.68	-	NP	-	16.4	-	1.926	11.3	A 다짐
노상	11.9	2.65	-	NP	-	8.6	17.9	1.930	10.4	D 다짐

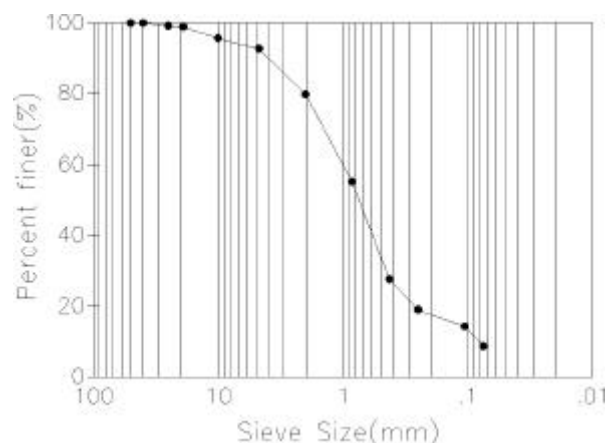


그림 6.5 사용된 노상 재료의 입도분포

노상 다짐에 사용된 장비는 11t 진동롤러(독일 BOMAG사 모델명 : BW213D)이며 30~36Hz범위의 진동이 가능하나 다짐시에는 고주파수 저진폭 상태인 36Hz(2100rpm)을 적용하였고 다짐방향은 교축(직각)방향, 장비진행속도는 2~4km/h 정도였다.

무조인트 교량에서는 기존의 역T형 옹벽 대신 난쟁이 교대를 사용하기 때문에 별도의 뒷채움부를 두지 않는다. 본 시험시공에서는 뒷채움부는 교대 배면에 약 1m 정도의 배수층을 두고, 그 배면에 약 1m 정도의 무진동 다짐 구간(또는 완충구간)을 두는 것으로 되어 있다. 특히 배수층은 상부구조물의 온도 팽창과 수축 등에 의해 교대의 수평이동시 입자간의 상호 역물림작용(interlocking)이 이를 저해하지 않도록 점착력이 없고 내부마찰각이 작으며 입자가 비교적 둥근 재료(일명 SB-3)를 이용하여 느슨하게 채움하는 것으로 하였고 완충지역은 무진동 다짐을, 날개벽 아래에서는 1톤 컴팩터로 다짐을 실시하였다. 하지만 날개벽 아래에서는 다짐이 제대로 이루어지지 않기 때문에 본 현장에서는 지오그리드를 각 층별로 설치하였다(표 6.4 참조).



사진 6.1 다짐에 사용된 장비
(독일 BOMAG사 모델명 : BW213D)



사진 6.2 배수층, 무진동 다짐구간 시공 광경(A1)

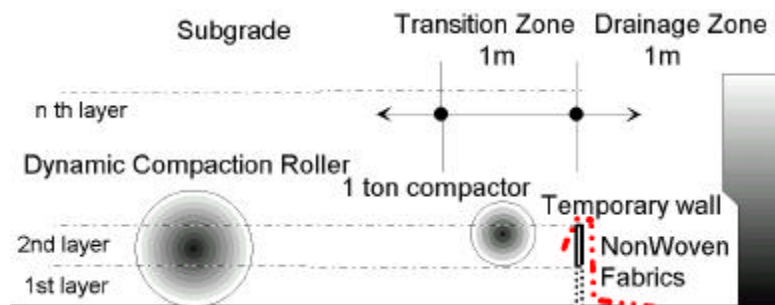


그림 6.6 뒤채움 및 노상층의 다짐시공 모식도

완충구간과 배수층 사이에는 부직포를 설치하여 노상층으로부터 세립분의 유입을 막고(분리 및 차단 기능) 원활한 배수(필터기능)를 도모하였다. 교대 배면 벽체에서 발생하는 토압을 측정하기 위해 일련의 계측계획에 의해 토압계를 매설하고 이를 계측하였다. 계측계획과 그 결과는 다음 절에서 언급하기로 한다. 그림 6.6는 진동롤러 다짐구간과 완충구간, 배수층 시공 모식도를 나타낸 것이다.

6.1.3.3 교대 배면의 배수층 재료

도로설계요령(한국도로공사)에 의하면 구조물 뒷채움부는 대형 다짐기계로 세밀하게 다지는 것을 원칙으로 하며 구조물 뒷채움부에 사용하는 재료는 SB-1 규격 이상으로 시공 중, 시공 후의 배수대책을 충분히 한다고 되어 있다. 또한 일반 구조물 뒷채움의 다짐도는 상대다짐도, $D_r=95\%$ (KSF 2312;A-2, B-2, C-2, D-2) 이상이어야 하며, 시공 함수비는 다짐시험방법에 의한 최적함수비 부근과 다짐곡선의 90% 밀도에 대응하는 습윤축 함수비로 한다고 되어 있다.

본 교량에 사용할 뒷채움재는 표 6.3에 나타난 것처럼 SB-2에 비해서 규격이 크고 그림 6.7에 나타난 것처럼 입도가 불량하다. 다짐은 무다짐상태로 설치하는데 이는 교대의 수평거동시 수동토압의 발생을 최소화하고, 배수를 원활히 하기 위함이다.

표 6.3 교대 배면 배수층재료의 입도분포

입도 번호	통과중량백분율 (%)									
	80mm (4")	50mm (3")	40mm (3/ 2")	19mm (3/ 4")	9.5mm	4.75mm (No.4)	2.36mm (No.8)	2mm (No.10)	0.425mm (No.40)	0.075mm (No.200)
SB-1	100	-	70-100	50-90	-	30-65	-	20-55	5-25	2-10
SB-2	-	100	80-100	55-100	-	30-70	-	20-55	5-30	2-10
무조인트 교량 뒷채움재		100			30		10			

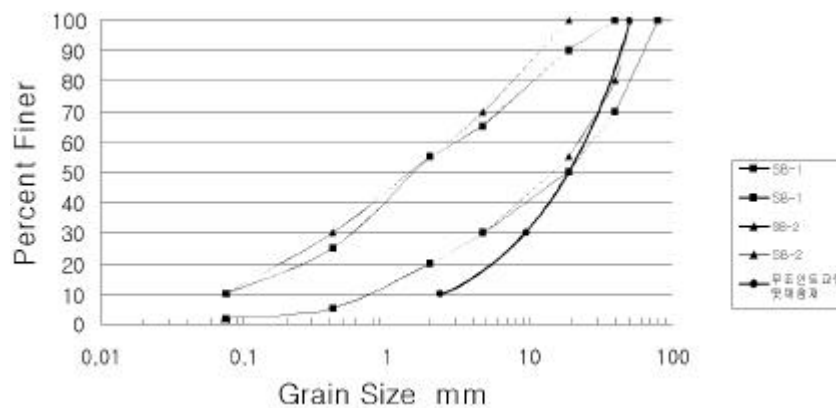


그림 6.7 무조인트 교량의 교대 배수재료에 대한 입도분포곡선

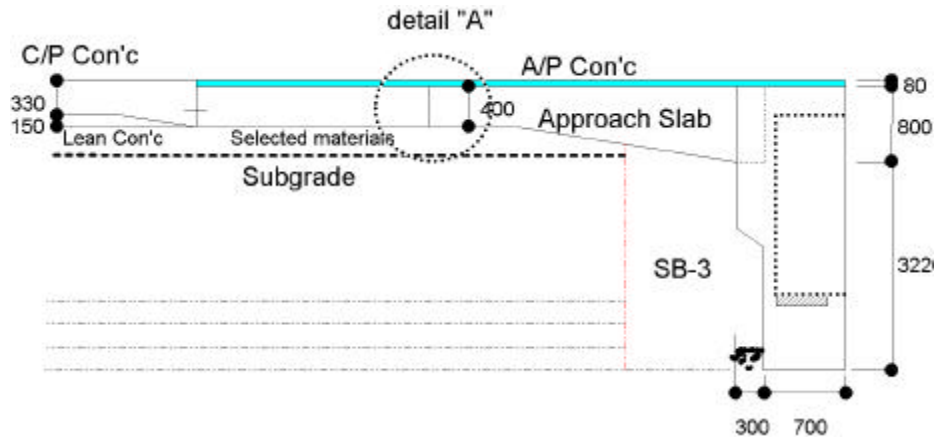
6.1.3.4 받침슬래브의 지지력

(1) 지오그리드 설치

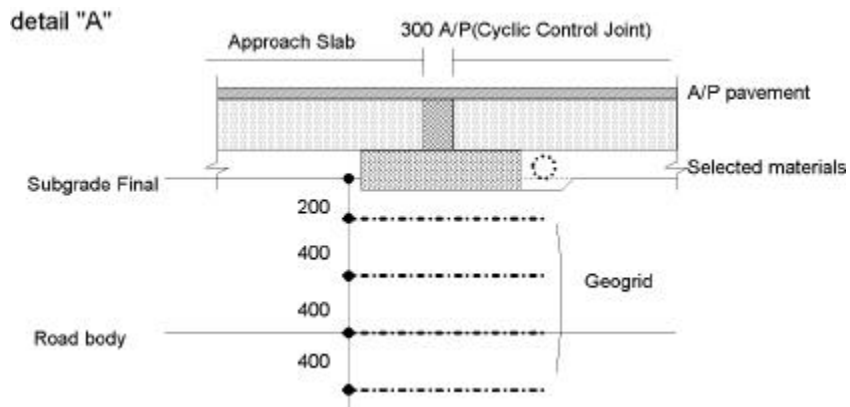
교대부의 상세도는 그림 6.8과 같고 접속슬래브와 완충슬래브의 접속구간에 설치되는 받침 슬래브 부의 침하억제를 위해 상행선 받침슬래브 아래에 지오그리드(geogrid)를 40cm 연직 간격으로 4층을 설치하여 보강하고 이를 설치하지 않은 하행선과 비교하였다. 표 6.4와 그림 6.9은 본 현장에 적용한 지오그리드의 제원과 물성을 요약한 것이다.

표 6.4 지반보강용 지오그리드(geogrid)의 물성과 제원

Materials	Tensile strength (MD/ CD), t/ m	Aperture size mm	Elongation at rupture %	LTDS t/ m	Remarks
PET PVC	8 / 8	20×20	15	4.3	Woven



(a) 교대부 상세도



(b) 지오그리드 보강부 상세도

그림 6.8 교대부 성토 및 받침슬래브 보강 모식도

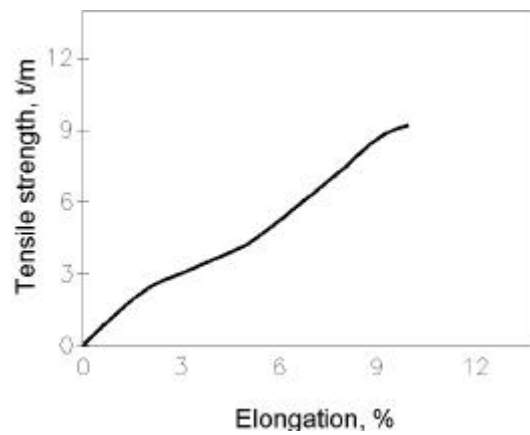


그림 6.9 지오그리드의 인장강도-변형을 특성

(2) 지오그리드의 보강효과

일반적으로 지오그리드의 보강효과는 보강재의 강성이 클수록, 포설간격이 좁을수록, 포설 폭이 넓을수록 크다고 알려져 있다. 그리드의 보강효과는 침하의 감소와 (극한)지지력의 증가로 나타난다. 그림 6.10과 같이, 폭 B 의 기초하부에 최초 간격 u 와 그 하부의 수직간격 h 로 N 층의 그리드로 기초지반을 보강한 경우, 극한지지력, $q_{u(R)}$ 은 다음과 같은 함수로 표현될 수 있다.

$$q_{u(R)} = f \left(\frac{u}{B}, \frac{h}{B}, \frac{d}{B}, \frac{b}{B}, \dots \right) \quad (6.2)$$

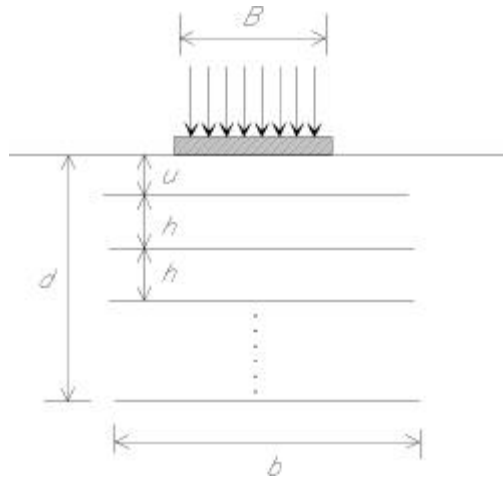


그림 6.10 보강재로 보강한 기초지반의 모식도

뒷채움재료를 포설할 때는 편토압이 작용하지 않도록 구조물의 양면이 동시에 같은 높이가 되도록 하여야 한다. 특히 무조인트 교량의 경우는 양측 교대의 상면에 주형을 거치해야 하므로 구조물 뒷채움시 변위가 발생하지 않도록 뒷채움재료를 양측 교대에서 동시에 포설하는 것이 중요하다.

보강재에 의한 보강효과는 보강재의 폭, 보강 범위, 최상단 이격거리, 보강재 설치 간격, 흙의 밀도 등 다양한 인자에 의해 결정되며, 보강재에 의한 보강효과는 무보강시의 (극한)지지력과 보강시의 (극한)지지력의 비로서 무차원항의 지지력비(bearing capacity ratio, BCR)로 표시한다(Binquet & Lee, 1975).

$$BCR = q_{u(R)} / q_u \quad (6.3)$$

여기서, $q_{u(R)}$: 보강시의 극한지지력, q_u : 무보강시의 극한지지력이다.

보강재를 이용한 기초지반의 보강효과에 대한 연구는 주로 보강효과의 크기와 기초의 폭과 보강재의 부설폭, 보강심도, 설치간격 등과의 상관관계와 이들의 한계치 등을 밝히기 위한 것으로 다양한 실험조건과 서로 다른 보강재와 기초형식 및 지반조건에 대해 이루어져 왔다.

Binquet 등(1975)은 띠보강재를 사용하여 줄기초의 지지력에 대한 연구를 통해, 최대의 보강효과를 얻기 위해서는 u/B 가 최소한 0.67 0.75이하야 하며 0.75이상이면 보강재는 기초하부의 반강성면(semi-rigid surface)으로 거동하게 되어 최상단 보강재와 기초하부 사이에서 파괴면이 형성하게 되어 보강효과가 미미하다고 하였다. 지지력의 증가효과를 얻기 위해서는 약 4층 이상의 보강재가 필요하

며 6~8층까지는 BCR이 지속적으로 증가한다고 했으며, 보강시의 극한지지력은 무보강시의 극한지지력보다 약 2~4배 정도 증가한다고 하였다.

Fragaszy(1984)는 일련의 실험을 통해 주어진 조건에서 침하량 0.1B에서의 지지력은 흙의 밀도에 무관하며 0.04B의 침하량에서 구한 지지력은 밀도가 증가할수록 다소 증가한다고 하였으며 보강재의 길이는 기초폭의 3~8배까지 증가시킬 때 BCR은 급격하게 증가하나 그 이상에서는 더 이상의 증가가 없다고 하였다.

Ochiai(1990)등은 보강재를 지오그리드를 이용하여 1층만 보강할 경우, 최적 부설깊이는 약 1B, 보강재의 폭은 5B라고 하였고, Huang & Tatsuoka(1990)는 모래지반을 대상으로 한 일련의 모델실험을 통해 기초폭과 비슷한 ($b/B = 1$) 길이의 보강재를 부설한 경우에도 지지력은 크게 증가한다고 하였다.

Omar 등(1993)은 지오그리드 보강재를 이용한 일련의 실험을 통해, 동일한 조건에서 일정한 층수 이상(약 4~5층 이상)의 보강에서는 더 이상의 BCR증가가 발생하지 않고 한계 보강범위, d_{cr}/B 와 한계 보강재의 길이비, b_{cr}/B 를 각각 다음 식으로 제시하였다.

$$\frac{d_{cr}}{B} = 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad \left(0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 \right) \quad (6.4)$$

$$\frac{d_{cr}}{B} = 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L} \right) \quad \left(0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1 \right) \quad (6.5)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.51} \quad (6.6)$$

신은철 등(1994)은 지오그리드로 보강된 점토지반에서 정방형 기초에 대해 d_{cr}/B , b_{cr}/B 및 u/B 를 각각 1.33, 4, 0.7~0.8으로 Omar 등의 연구결과와 유사한 결과를 밝힌 바 있으며 보강시의 극한지지력은 무보강시보다 약 2.5배 정도 증가한다고 했다.

주재우 등(1995)은 모래지반을 대상으로 지오네트(geonet)를 보강재로 사용한 일련의 실험을 통해 1층 보강의 경우에는 무보강에 비해 BCR이 1.1~1.9 정도의 보강효과가 있었고 최적 보강재 폭은 6B 이상, 최적 부설깊이, u 는 약 0.7B였으며 1.5B까지 증가하면 보강효과는 미미하였다. 또 무보강시의 극한지지력을 기준으로 볼때, 보강시 5~30%의 침하억제 효과가 있었다. 다층 보강에서는 u/B , h/B 를 각각 0.25로 고정한 경우 4층 보강에서 가장 보강효과가 크게 나타났으며 BCR은 3.65의 값을 보였고, 최소 1B의 길이의 보강재를 3~4층 부설하는 경우 그 부설깊이에 해당하는 깊이만큼 기초를 근입시킨 무보강시의 지지력보다 크게 나타났다고 하였다.

이상과 같이 각 연구자들의 연구결과는 채택한 조건과 보강재 등에 따라 다소간의 이견이 있으나 보강재를 이용한 기초지반 지지력 향상에 있어 대체로 보강재의 부설 층수와 폭이 늘어나면 BCR은 증가하나 그 한계치가 있으며 그외에도 기초와 최상단 보강재와의 거리와 하부 보강재의 간격이 BCR에 영향을 주는 것으로 나타났다. 각각의 연구결과와 본 시험시공의 보강패턴을 정리 요약하면 다음과 같다.

본 시험시공에서는 지지력의 향상보다는 침하억제에 그 주된 목적이 있다. 지금까지 살펴본 연구결과에서도 보강재에 의한 지지력의 향상과 함께 침하억제 효과를 확인할 수 있다. 다만, 이를 정량적으로 평가하기 위해서 시공시 현장시험을 실시할 예정이다.

(3) 받침슬래브 아래의 지오그리드 설치 유무에 대한 지지력 비교

공용중인 조인트 교량에 접속슬래브가 간혹 침하하여, 접속슬래브 아래부분을 그라우팅 처리하는

경우가 있다. 일체식 교량에 사용하는 받침슬래브 아래의 지반보강 문제를 알아보기 위하여, 받침슬래브 아래 위치의 노상면에, 그리고 노상면 바로 위에 지오그리드를 한장을 설치하고 보조기층재료를 10cm 포설 및 다짐한 후에 각각 평판재하시험을 실시하여 지지력계수, k_{30} 를 구하였다. 이 지지력계수를 통해 받침슬래브 지반의 보강효과를 검토하였다(그림 6.11~6.12, 사진 6.3 참조).

표 6.5 최적 보강패턴과 본 시험시공의 보강패턴

구 분	보강재	u/B	d/B	b/B	N	비 고
본 시험시공	Geogrid	<u>0.13</u>	<u>0.93</u>	<u>1.3</u>	<u>4</u>	Sand (SM)
Binquet et al.	Strip	0.67 0.75	-	-	4이상 6 8	"
Fragaszy	Strip	-	-	3 8	-	"
Ochiai et al.	Geogrid	1	-	5	-	"
Omar et al.	Geogrid	-	식(1.3)이하	식(1.5)이상	4 5	"
신은철 등	Geogrid	0.7 0.8	1.33	4	-	Clay
주재우 등	Geonet	0.7	-	6 이상	-	1층보강
		-	-	-	4	다층보강

Note) 본 시험시공은 접속슬래브와 완충슬래브의 경계부인 'Cyclic Control Joint'를 보조적으로 지지하도록 되어 있으므로 정확히 띠기초 등으로 보기에는 어려우나 띠기초에 준하는 것으로 가정함.

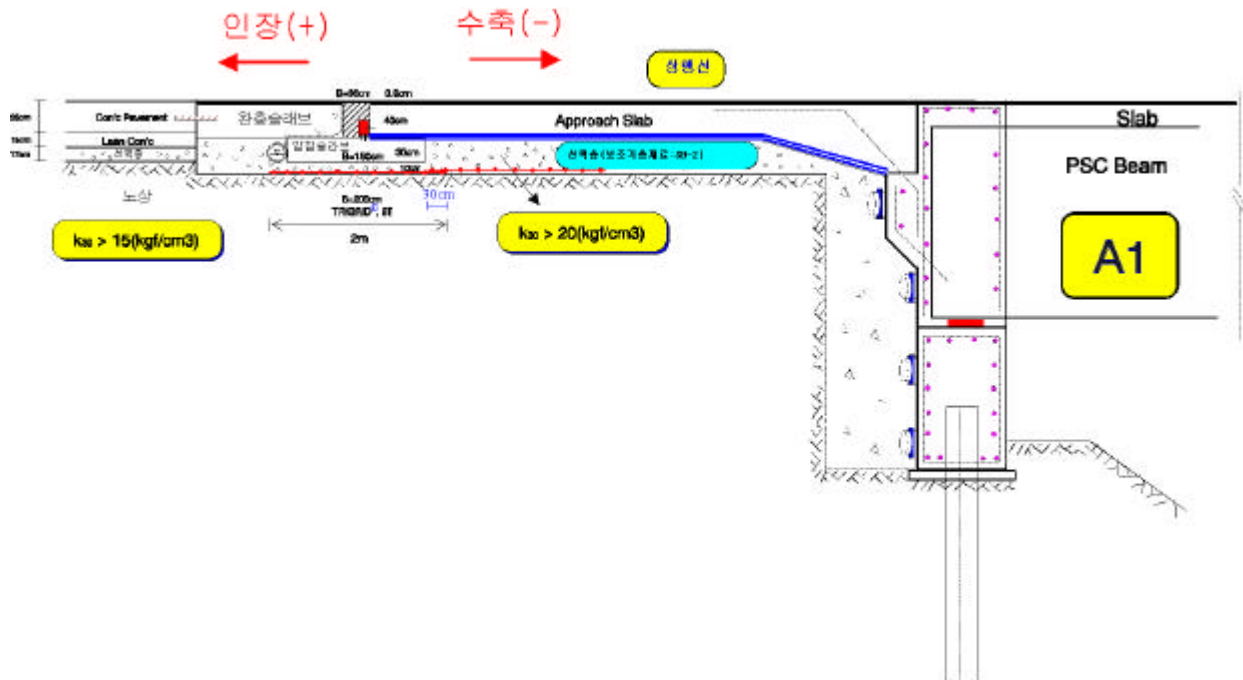


그림 6.11 지오그리드의 설치 단면도

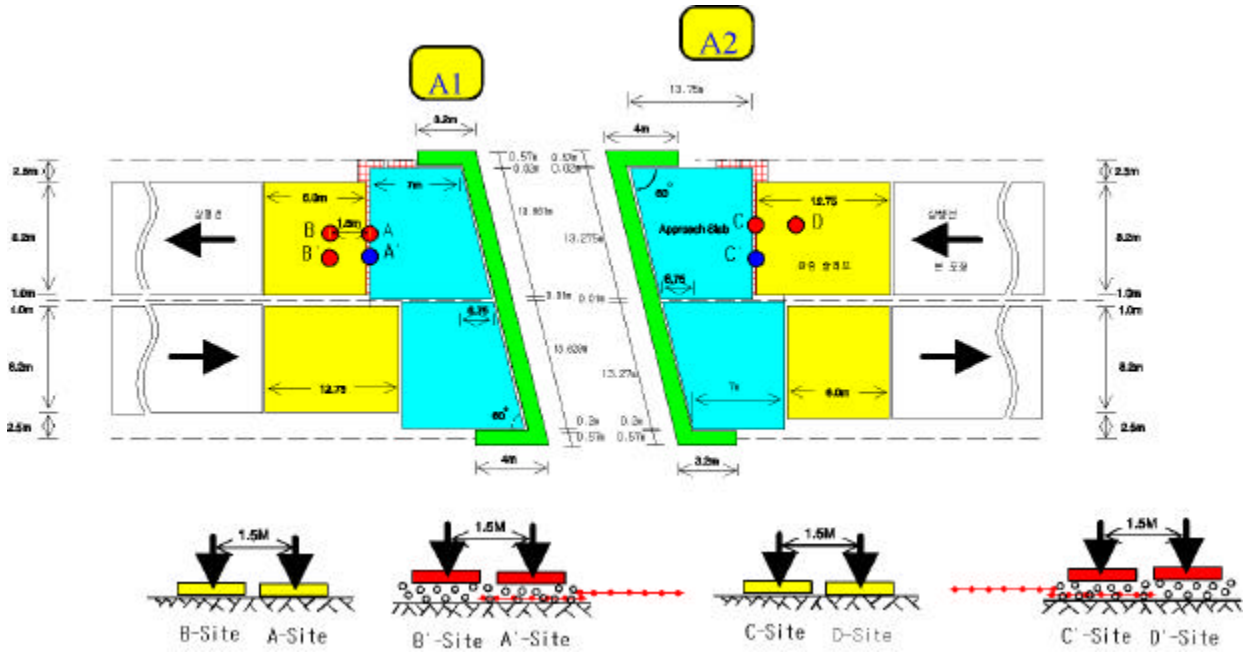


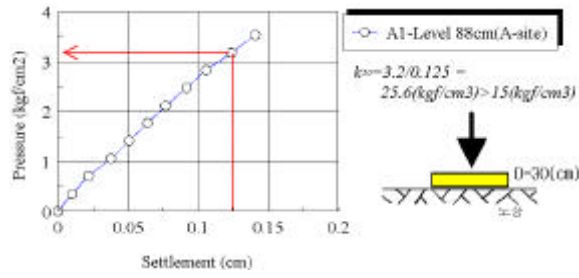
그림 6.12 지오그리드의 설치 평면도



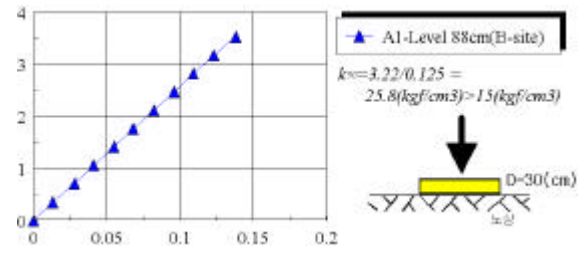
사진 6.3 받침슬래브아래에 지오그리드 설치 장면

평판재하시험 결과는 그림 6.13과 표 6.6에 나타나 있다. 교대 A1에서 성토면에 대한 지지력계수 ($k_{30}=25.6\sim25.8\text{kgf/cm}^3$)는 지오그리드를 설치하지 않은 상태에서 10cm 보조기층 재료만 포설 및 다짐 한 후의 지지력 계수($k_{30}=21.3\text{kgf/cm}^3$)와 성토면 위에 지오그리드를 보강한 후에 10cm 보조기층 재료를 포설 및 다짐 후의 지지력 계수($k_{30}=19.3\text{kgf/cm}^3$) 보다 더 크게 나타났다.

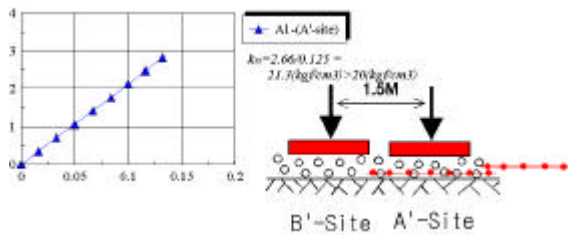
그리고 교대 A2에서의 성토면에 대한 지지력계수($k_{30}=23.4\text{kgf/cm}^3$)는 성토면에 지오그리드를 보강하지 않고 10cm 보조기층재료를 포설 및 다짐 후의 지지력 계수($k_{30}=24\text{kgf/cm}^3$) 보다 조금 낮게 나타났다.



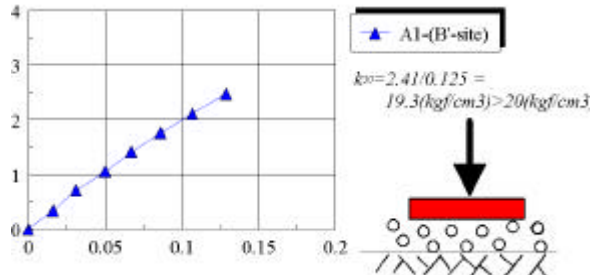
(a) A-위치



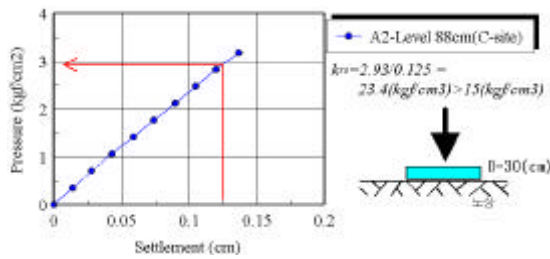
(b) B-위치



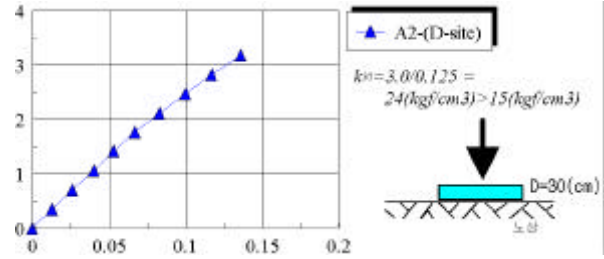
(c) A'-위치



(d) B'-위치



(e) C-위치



(f) D-위치

그림 6.13 받침슬래브 아래의 지반보강효과 비교

표 6.6 지오그리드의 설치 유무에 따른 지반 강성 비교

위치(교대 A1)			위치(교대 A2)			평균 k_{30} (kgf/ cm ³)
성토면	A	k_{30} (kgf/ cm ³)	성토면	C	k_{30} (kgf/ cm ³)	
	B	25.6		D	-	24.9
성토면에 지오그리드 설치 상태	A' (지오그리드 무보강+ 10cm 보조기층재료)	21.3	성토면에 지오그리드 설치 상태	D' (지오그리드 무보강+ 10cm 보조기층재료)	24	22.7
	B' (지오그리드 보강+10cm 보조기층재료)	19.3		C' (지오그리드 보강+10cm 보조기층재료)	-	19.3

성토면에서의 평균 지지력계수($k_{30}=24.9\text{kgf/cm}^3$)는 성토면에 지오그리드의 설치를 하지 않은 상태와 설치한 상태에서 10cm 보조기층을 포설 및 다짐한 상태의 평균 지지력계수, k_{30} 보다 각각 8%, 22.5% 크게 나타났다. 그리고 성토면에 지오그리드의 설치를 하지 않은 상태에서 10cm 보조기층을 포설 및 다짐한 상태의 지지력계수는 설치한 상태 보다 15% 크게 나타났다. 이는 지지력계수를 구하는데 기준 침하량인 유의 침하량(0.125cm)의 크기가 매우 작은 값이기 때문에, 성토지반에 설치된 지오그리드의 영향이 나타나지 않고 단지, 지오그리드 위에 포설된 10cm 보조기층재료의 다짐상태에 영향을 받는 것으로 판단된다.

6.2 교대 배면 뒷채움 지반조건

6.2.1 개요

무조인트 교량에서는 기존의 역T형 옹벽 대신 난쟁이 교대를 사용하기 때문에 별도의 뒤채움부를 두지 않는다. 본 시험시공에서는 뒷채움부는 교대 배면에 약 1m 정도의 배수층을 두고 그 배면에 약 1m 정도의 무진동 다짐구간(또는 완충구간)을 둔다. 특히, 배수층은 상부구조물의 온도 팽창/수축 등에 의한 교대의 수평이동시 입자간의 상호 역물림작용(interlocking)이 이를 저해하지 않도록 점착력이 없고 내부마찰각이 작으며 입자가 비교적 둥근 재료(일명 SB-3)를 이용하여 느슨하게 채움하고, 완충지역은 무진동 다짐을, 날개벽 아래는 1톤 컴팩터로 다짐을 실시한다.

완충구간과 배수층 사이에는 부직포를 설치하여 노상층으로부터 세립분의 유입을 막고(분리 및 차단 기능) 원활한 배수(필터기능)를 도모한다. 교대의 수평이동에 따라 발생하는 토압을 측정하기 위하여 토압계를 교대배면에 매설하고, 교대의 수평이동량을 측정하기 위하여 신축조절장치(cyclic control joint)부에 조인트미터를 설치하였다. 계측계획과 그 결과에 대해서는 다음 절에서 언급하기로 한다. 진동롤러 다짐구간과 완충구간, 배수층 시공 모식도는 그림 6.3, 그림 6.6, 사진 6.2와 같다.

6.2.2 교대 배면의 배수층 재료

도로설계요령(한국도로공사)에 의하면 구조물 뒷채움부는 대형 다짐기계로 세밀하게 다지는 것을 원칙으로 하며 구조물 뒷채움부에 사용하는 재료는 SB-1 규격 이상으로 시공 중, 시공 후의 배수대책을 충분히 한다고 되어 있다. 또한 일반 구조물 뒷채움의 다짐도는 상대다짐도, $D_r=95\%$ (KSF 2312; A-2, B-2, C-2, D-2) 이상이어야 하며, 시공 함수비는 다짐시험방법에 의한 최적함수비 부근과 다짐곡선의 90% 밀도에 대응하는 습윤축 함수비로 한다고 되어 있다.

본 교량에 사용된 배수층재료는 표 6.3에 나타난 것처럼 SB-2에 비해서 규격이 크고 그림 6.7에 나타난 것처럼 입도가 불량하다. 다짐은 무다짐상태로 설치하는데 이는 교대의 수평거동시 수동토압의 발생을 최소화하고, 배수를 원활히 하기 위함이다(사진 6.4 참조).

6.2.3 교대 배면의 성토부 다짐조건과 재료

난쟁이 교대배면의 성토고는 노체성토에 해당되나 교대와 접속슬래브 사이의 구간은 노상성토로

다짐관리를 시행하였다. 노상면에 대해 RI 장비를 이용하여 측정한 건조밀도와 함수비, 그리고 상대다짐도는 각각 평균 1.82g/cm^3 , 11%, 95~98%이었고, k_{30} 은 $15\sim16\text{kg/cm}^3$ 정도였다. 또 다짐횟수는 성토재료에 따라 차이가 있었으나 대체로 왕복 4~8회 정도였다. 본 교량은 사각이 30도로서 접속슬래브의 단변과 장변의 길이가 약 7~13.5m에 이른다.



사진 6.4 교대 뒤펅재(배수재)로 사용된 골재의 모습

평촌1교 노상층 성토에 사용된 재료의 물성치는 표 6.2와 같고, 그림 6.5는 노체 및 노상재료의 입도를 나타낸 것이다.

노상다짐에 사용된 장비는 11t 진동롤러(독일 BOMAG사 모델명 : BW213D)이며 30~36Hz범위의 진동이 가능하나 다짐시에는 고주파수 저진폭 상태인 36Hz(2100rpm)를 적용하였고 다짐방향은 교축(직각)방향, 장비진행속도는 2~4km/h 정도였다.

6.3 이론적인 토압분포 및 거동

6.3.1 랭킨의 토압

일체식 교량의 교대배면 수동토압에 대한 장기거동은 아직까지 연구실적이 없다. 결과적으로, 설계하는 동안에 수동토압에 대한 효과를 고려하기 위하여 이상화된 공식과 간편화된 가정을 사용한다.

교량이 신장(bridge elongation)할 때, 뒤펅재 재료의 압축(backfill compression)에 의해 교대 뒤펅재 높, H 에서 발생하는 극한 또는 최대 수동토압, P_{pu} 는 다음과 같이 이상화할 수 있다.

$$P_{pu} = \gamma H \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.7)$$

여기서 P_{pu} : 극한 또는 최대 수동토압(psf),

γ : 흙의 단위중량(pcf)

H : 접속슬래브 아래의 깊이(ft),

ϕ : 내부마찰각(degrees)

c : 흙의 점착력(psf)

이 관계식은 일체식 교량의 교대와 뒷채움 설계지침으로 사용된다. 둥근 자갈을 뒷채움재료 (granular backfill)로 사용하도록 규정하는 것은 뒷채움재료의 내부마찰각을 최소화하고 점착력을 배제키기 위한 것이고, 교대 높이, H 는 구조적으로 문제가 없을 만큼 작게 만들고, 접속슬래브는 뒷채움재료 즉, 배수층의 다짐을 최소화시키면서 배수층에 활하중을 재하하지 않도록 하기 위해 사용된다. 교대 배면의 수동토압은 압력을 받는 면적에 좌우되기 때문에, 상부구조물 가까운 위치까지 성토 소단(embankment benches)을 설치하고, 교대 전면의 앞성토 기울기를 2:1로, 성토 소단을 얇게 파서 난쟁이 교대를 매입시키므로써 가장 작은 크기로 교대 크기를 줄였다.

게다가, 수동토압의 크기는 흙의 압축정도에 좌우되고, 최대수동토압은 교대 깊이의 약 5%의 흙압축이 발생할 때 생긴다(Wu, 1982; DM-7, 1982). 이 이론에 의하면, 평촌1교의 교대 배수층 재료가 최대 수동토압상태에 도달하기 위해서는 수평변위, $\Delta L = 16.82\text{cm} (=0.05 \times 3.364\text{m})$ 가 되어야 한다. 따라서 수동토압 효과는 보통 단경간, 2경간, 3경간 교량에서는 보통 무시한다. 흔히 많이 사용하는 일체식 교량 길이 즉, 강교에서는 90m, 콘크리트 교량 120m 길이에서는 설계시에 최대수동토압의 2/3 크기를 고려한다.

상부구조물 신장으로 인한 일체식 교대에 발생하는 수동토압과 교대 배수층 재료의 압축은 그림 6.14에 나타나 있다. 수평이동으로 말뚝의 휨저항을 감소시키기 위해, H 말뚝은 약축방향으로 설치하고, 모가 나지 않은 둥근자갈(pea gravel)이나 입도분포가 좋은 모래(fine sand)로 프리보링된 구멍에 채워 넣는다. 이러한 경우에, 총 수동토압은 다음과 같이 이상화할 수 있다.

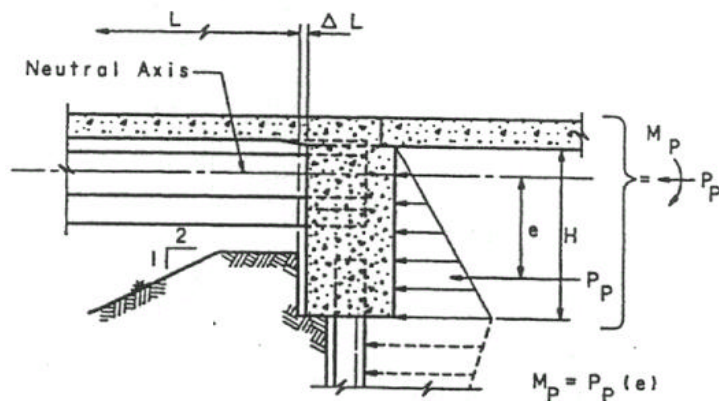


그림 6.14 간편화된 수동토압분포

$$P_p = \left(\frac{1}{3} \text{ or } \frac{2}{3} \text{ or } 1 \right) \Sigma \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{H^2}{2} \quad (6.8)$$

교대 깊이, H 는 상부구조물의 형변위에 의해 말뚝에 작용하는 수동토압과 말뚝의 저항력을 고려하기 위하여 실제 깊이보다 약간 크게 고려할 수 있다. 이 총 수동토압은 상부구조물의 중립축 성분에 대해 편심으로 작용하여, 상부구조물에 축력과 휨모멘트를 유발시킨다. 그림 6.15(b)는 수동토압에 의해 야기되는 휨모멘트는 단경간에서 사하중과 활하중 휨모멘트를 저감(사용하중 능력은 증가)시키는 것을 나타내고 있다. 여기서는 연속지간의 교대의 부모멘트는 제외한다. 그리고 2 또는 3경간 교량의 교대에서 부모멘트는 줄어들고, 3경간에서는 중심지간 정모멘트는 약간 증가한다. 4경간 이상의 교량에서는 수동토압에 의해 발생하는 연속 휨모멘트는 비슷하다(Burke, 1993).

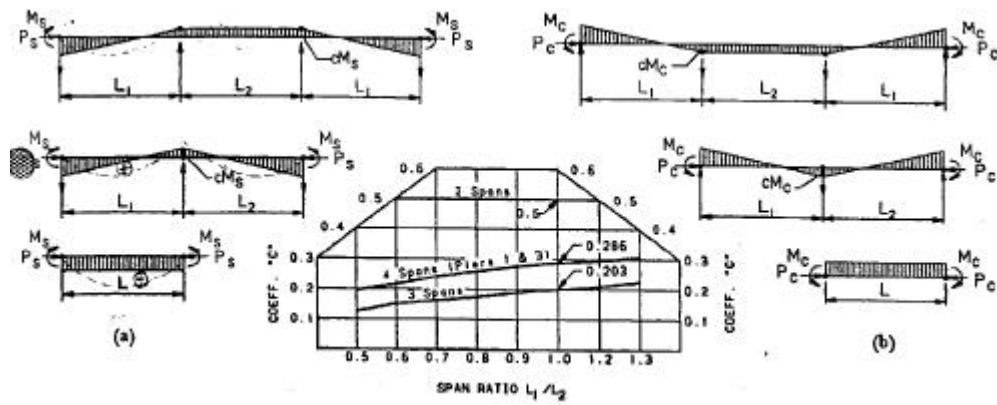


그림 6.15 단경간과 다경간 연속 일체식교량에 대한 Shrinkage와 Creep 효과
 (a) 합성콘크리트교에 대한 여러형태의 Shrinkage(포장의 완충조인트압력효과와 비슷함)
 (b) 합성 프리스트레스 콘크리트교에 대한 Creep 효과(수동압력효과와 비슷함)

6.3.2 사일로 토압분포

그림 6.16(a)과 같이, 벽체 바로 뒤에 일정한 간격을 두고 강성벽체가 있으면 완전한 주동 흠뻐기의 형성이 불가능하며, 양 벽체의 마찰에 의하여 토압이 감소한다. 따라서 어느 깊이를 넘으면 아치 작용으로 자중에 의한 응력이 사일로 측면에 전해져서 연직 및 수평토압이 거의 증가하지 않는데 이를 **사일로 작용(silo action)**이라고 한다. 이러한 경우의 토압을 사일로 토압이라고 하며 그 크기는 다음과 같다.

그림 6.16(b)와 같이, dh 의 두께를 가지는 층의 윗면에서 작용하는 연직응력은,

$$q = \frac{b \gamma}{2 \mu k} \left(1 - e^{-\frac{2 \mu k}{b} h} \right) \quad (6.9)$$

여기서, b : 사이로 폭

γ : 대상 재료의 단위중량

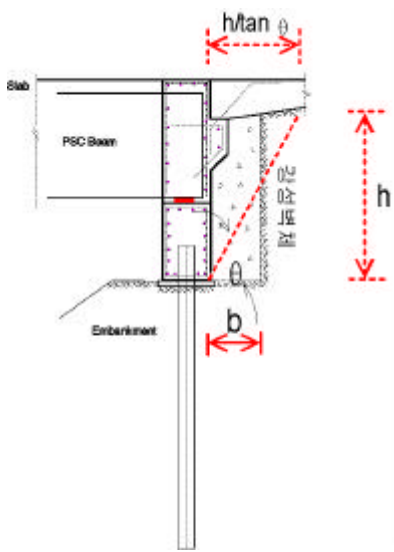
μ : 벽면의 마찰계수 = $\tan \delta_f$

δ_f : 벽마찰각

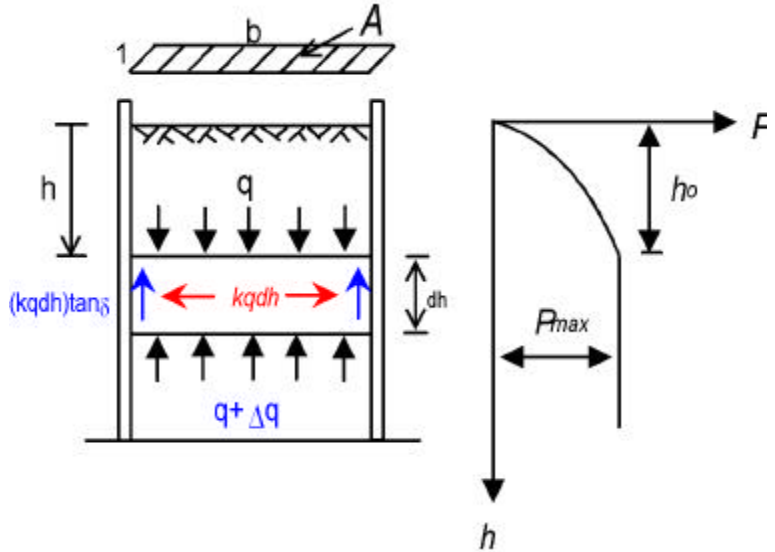
k : 사일로 수평토압계수 = 벽면에 대한 토압계수

사일로 수평토압계수는 휨성벽체에서는 수평주동토압계수와 같고, 강성벽체에서는 수평정지토압계수와 같다고 본다(이상덕, 1996). 여기서는 배수층을 무다짐 처리되었기 때문에 정지토압계수를 사용한다.

h : 고려하는 깊이



(a) 두 강성벽체사이의 주동 파괴면



(b) 미소요소에 작용하는 사일로 토압

그림 6.16 사일로 토압

또한 벽체에 작용하는 수평방향 압력은 식(6.9)에 토압계수를 곱하면 다음과 같다.

$$p = k q = \frac{b \gamma}{2 \mu} \left(1 - e^{-\frac{2 \mu k}{b} h} \right) \quad (6.10)$$

그리고 지반의 자중과 벽마찰력이 같을 때, 깊이 h_o 를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$h_o = \frac{b}{2 k \tan \delta} \quad (6.11)$$

토압은 h_o 에서 최대수평토압이 되고, $h > h_o$ 에서는 그 크기가 일정하다.

$$p_{\max} = \gamma h_o k = \frac{\gamma b}{2 \tan \delta} \quad (6.12)$$

또한 Petersen & Schmidit(1974)에 의하면 폭이 0.5~1.0m이면, 깊이 15m 까지 다짐에 의한 토압은 40 kN/m^2 를 초과하지 않는다(이상덕, 1996).

따라서 교대 배면의 배수층에 대한 조건을 표 6.7과 같이 가정한다. 상기 식과 값을 이용하여 구한 고전전인 수동토압과 사일로 토압은 다음과 같다.

○ 고전적인 수동토압

$$p_p = \gamma H \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = (1.8) (3.364) \tan^2 \left(45 + \frac{30^\circ}{2} \right) = 18.16 (\text{tonf/m}^2) \quad (6.13 \text{ a})$$

설계시, 일체식 교량에서 사용하는 총 수동토압은 3가지이다.

$$P_p = \frac{1}{2} p_p H = \frac{1}{2} (18.16) (3.364) = 30.55(tonf) \quad (6.13 \text{ b})$$

$$P_p = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} p_p H \right) = \frac{2}{3} (30.55) = 20.37(tonf) \quad (6.13 \text{ c})$$

$$P_p = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} p_p H \right) = \frac{1}{3} (30.55) = 10.18(tonf) \quad (6.13 \text{ d})$$

표 6.7 사일로 토압 계산에 적용한 물성치

구분	사이로 폭, b	대상 재료의 단위중량, γ	내부마찰각, ϕ	벽마찰각, δ_f	벽면의 마찰계수, $\mu = \tan \delta_f$	사일로 수평토압계수, k	고려한 깊이, h
기준	1(m)	자연지반의 모래 및 모래자갈 조건	30° 가정	$\delta_f = 2/3 \phi$ $\delta_f = \phi$	$\mu = \tan \delta_f$	1-sin ϕ	난쟁이 높이
참고문헌	-	도로교표준시방서, 1996, p.52	도로교표준시방서, 1996, p.52	이상덕, 기초공학, 1996, p.351	-	-	-
적용	1(m)	1.8(tonf/ m ³)	30°	10°	0.18	0.5	3.364(m)

○ 사일로 토압

1) $\delta_p = \frac{2}{3} \phi$ 일 때

- 배수층의 자중(SB-3)과 벽마찰력이 같을 때, 깊이 h_o

$$h_o = \frac{b}{2k \tan \delta} = \frac{1}{2(0.5) \left(\tan \frac{2}{3} \phi \right)} = \frac{1}{\tan 20^\circ} = 2.75m \quad (6.14 \text{ a})$$

- 최대수평토압

$$p_{\max} = \frac{\gamma b}{2 \tan \delta} = \frac{1.8 \times 1}{2 \tan 20^\circ} = 2.47(t/m^2) \quad (6.14 \text{ b})$$

- 총 수평토압

$$P_p = \frac{1}{2} \times 2.47 \times 2.75 + 2.47 \times 0.614 = 3.4 + 1.52 = 4.92(tonf) \quad (6.14 \text{ c})$$

2) $\delta_p = \phi$ 일 때

- 배수층의 자중(SB-3)과 벽마찰력이 같을 때, 깊이 h_o

$$h_o = \frac{b}{2k \tan \delta} = \frac{1}{2(0.5) (\tan \phi)} = \frac{1}{\tan 30^\circ} = 1.73m \quad (6.14 \text{ d})$$

- 최대수평토압

$$p_{\max} = \frac{\gamma b}{2 \tan \delta} = \frac{1.8 \times 1}{2 \tan 30^\circ} = 1.56(t/m^2) \quad (6.14 \text{ e})$$

- 총 수평토압

$$P_p = \frac{1}{2} \times 1.56 \times 1.73 + 1.56 \times 1.634 = 1.35 + 2.55 = 3.9(\text{tonf}) \quad (6.14 \text{ f})$$

상기 결과를 도식화 하면 그림 6.17과 같다.

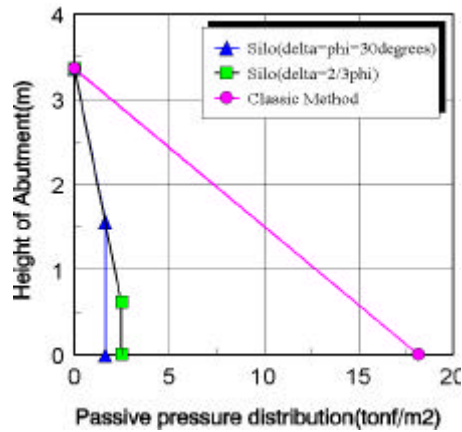


그림 6.17 고전적인 토압과 사일로 토압 비교

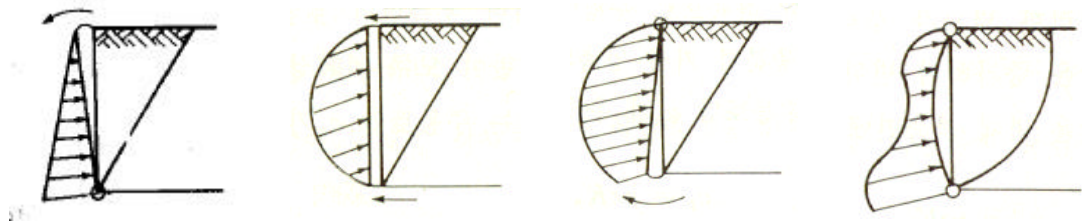
6.3.3 벽체의 변위형태와 토압분포

지반이 주동 및 수동의 한계평형상태(limit equilibrium state)가 되려면, 표 6.8과 같이, 일정한 크기의 벽체변위가 일어나야 하며, 이때 토압의 분포와 크기는 벽체의 변위형태(수평이동, 하단중심 상단의 회전, 상단중심 하단의 회전 등)와 변위크기에 따라 다르다(그림 6.18 참조). 한계수동상태(수동 토압)에 이르는 벽체변위는 한계주동상태(주동토압)에 이르는 벽체변위보다 더 크다(그림 6.19 참조). 사질토에서 벽체가 그림 6.18(a)와 같이, 하단중심으로 상단회전할 때에는 대개 표 6.8과 같은 크기의 벽체변위에서 한계상태가 된다.

표 6.8 한계상태의 벽체 변위($\Delta x/h$)(이상덕, 1998)

지반상태	주동토압	수동토압
느슨한 모래	0.004~0.005h	0.07
중간 모래	0.002~0.004	-
조밀한 모래	0.001	0.02

단, Δx : 수평이동, h : 벽체높이



(a) 하단중심 상단회전 (b) 수평이동 (c) 상단중심 하단회전 (d) 중앙부 변위
그림 6.18 벽체의 변위와 주동토압의 분포(Terzaghi & Ohde)(이상덕, 1998)

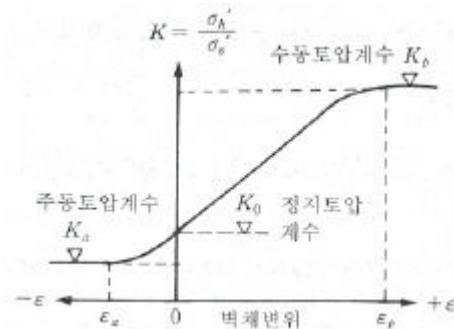


그림 6.19 벽체의 변위에 따른 토압계수, K의 변화(이상덕, 1998)

주동 및 수동토압은 구조물에 직접 작용하므로 구조물의 안정성을 검토할 때에는 작용력으로 고려해야 한다. 그리고 그 크기는 활동을 일으키는 파괴체에 평형식을 적용하여 구하며, 이때의 주동 및 수동토압은 활동에 대한 저항력이 된다.

뒷개토압은 $\sigma_v' = \gamma z$ 가 되므로 토압분포는 깊이에 따라 선형비례하여 삼각형분포가 된다. 고전 토압이론에서는 벽체가 저면을 중심으로 회전하며 토압은 삼각형 분포를 나타낸다. 그러나 변위형태가 다르면 즉, 벽체가 상부를 중심으로 회전하거나 수평이동하면 토압의 분포도 달라지면, 이러한 현상을 토압의 전이라고 한다(그림 6.18 참조).

6.4 장기거동 계측기 부착

6.4.1 조인트미터

조인트 교량의 상부구조물에서 발생하는 신축량은 상부구조물의 지점과 교대에 설치된 신축이음장치(expansion joint)가 순수하게 흡수한다. 하지만 무조인트 교량인 일체식 교량에서는 H 말뚝 주변지반의 강성과 난쟁이 교대배면의 수동토압 및 주동토압, 접속슬래브와 보조기층 재료와의 마찰력에 의해 소진되고 남은 변위만이 신축조절장치(cyclic control joint:CCJ)에 변위가 전달된다(그림 6.20 참조).

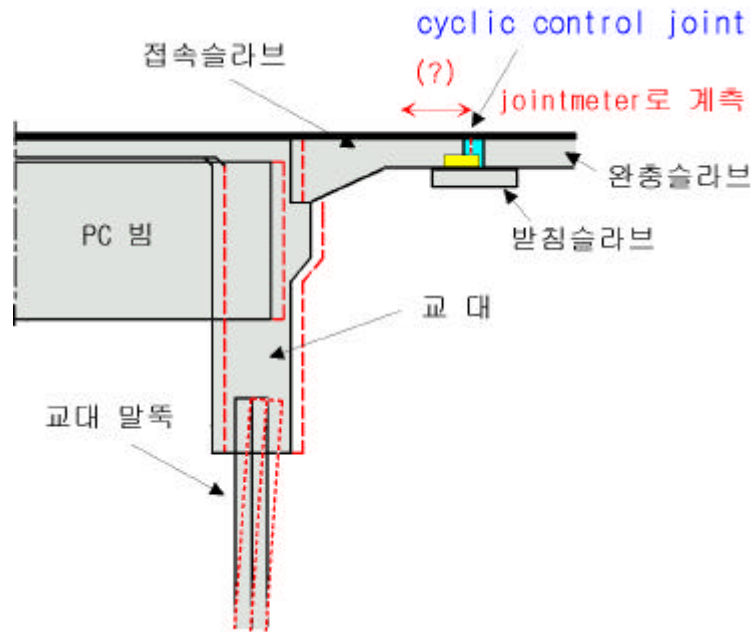
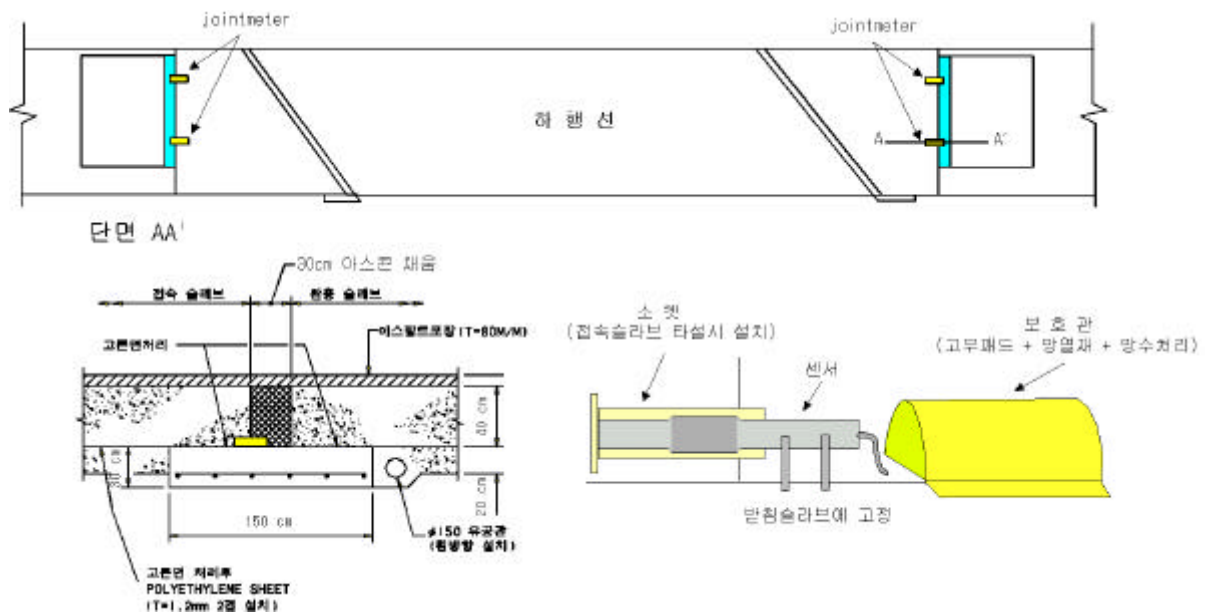
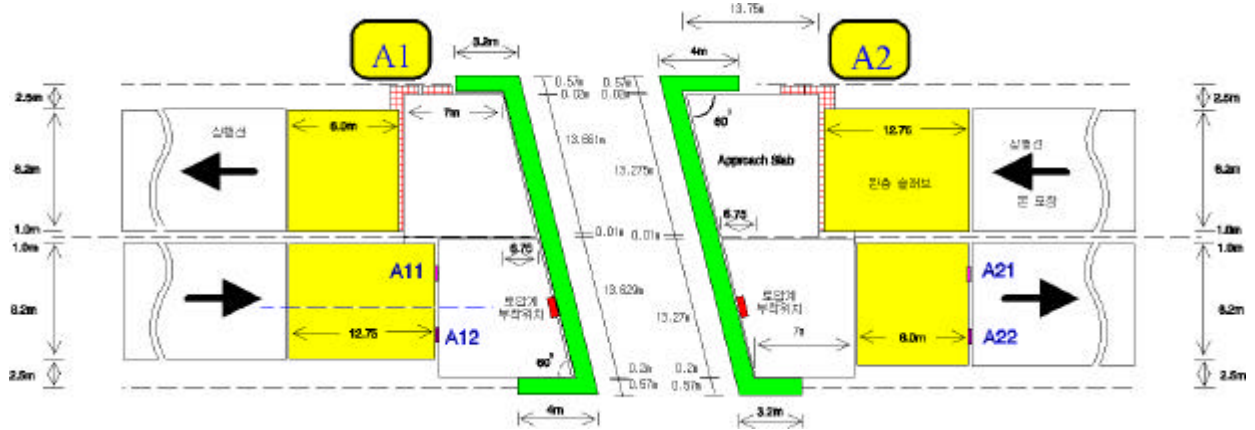


그림 6.20 조인트 미터의 설치 위치

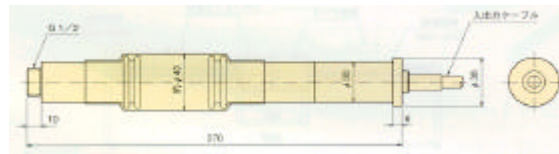
이 변위량을 측정하기 위하여, 매입형 Jointmeter(KJ-10A)를 1차선, 2차선 교대 A1, A2에 각각 1개씩 총 4개를 부착하였다(그림 6.11, 그림 6.20~6.21, 사진 6.5~6.6 참조). 여기서 A11(12)는 하행선 A1 교대측 1(또는 2)차선 중앙부 매설 위치이고, A21(22)는 하행선 A2 교대측 1(또는 2)차선 중앙부 매설 위치이다.



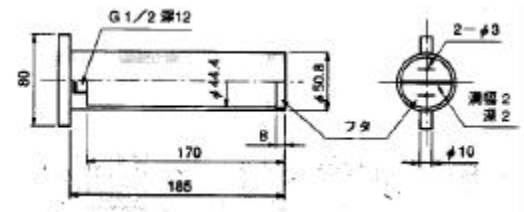
(a) 조인트 미터와 사각 30도인 난쟁이 교대 배면에 토압계를 설치한 단면도



(b) 조인트 미터와 사각 30도인 난쟁이 교대 배면에 토압계를 설치한 평면도
그림 6.21 조인트 미터와 사각 30도인 난쟁이 교대 배면에 토압계를 설치한 평면도



(a) 단면도



(b) 보호대

사진 6.5 조인트미터의 제원



사진 6.6 접속슬래브와 완충슬래브 사이의 조인트미터 설치 장면

6.4.2 토압계

토압의 최대크기는 동일한 크기의 날개벽 이동에 대해 날개벽의 방향에 영향을 받는다. 본 장에서는 상부구조물의 최대신축량에 따른 날개벽 90°인 난쟁이 교대의 장기 수동 및 주동토압 분포를 알아보기 위해서, 일본의 (주)동경측기연구소(TML)의 제품인 토압계(Soil pressure gauge:KDA-200KPA)을 난쟁이 교대 A1, A2에 각각 4개씩 부착하였다. 토압계의 제원은 그림 6.22와 같다.

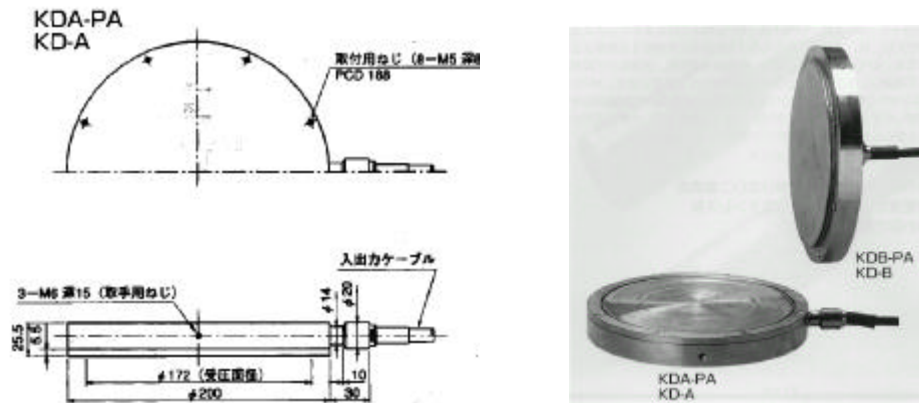


그림 6.22 토압계의 제원

토압계의 모서리 영향(edge effect) 때문에 토압계 직경의 2배 만큼을 콘크리트로 에워싸고 하행선 교대 배면 중앙에 부착하였다. 교대 A1에 부착된 토압계의 위치는 그림 6.23과 같이, 기초저면에서 토압계 중심까지의 거리가 0.525, 1.3, 2.07, 2.7m에 부착되어 있고, 교대 A2의 위치는 0.525, 1.333, 2.133, 2.74m에 부착되어 있다(그림 6.21, 그림 6.24, 사진 6.7 참조).

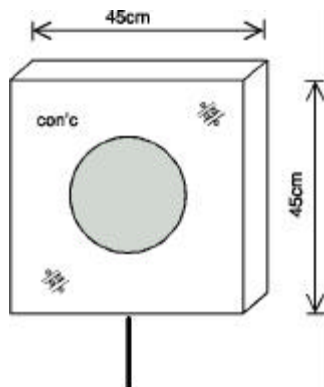
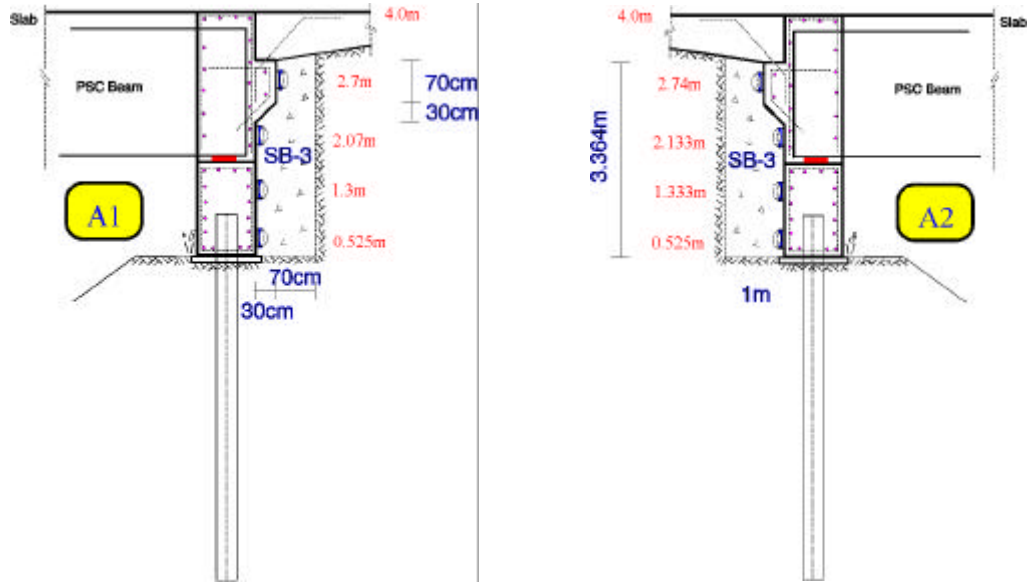


그림 6.23 토압계의 모서리 영향을 제거한 토압계 단면도



사진 6.7 토압계가 부착된 교대 벽체의 모습(교대 1)



(a) 교대 A1 토압계 부착 위치도

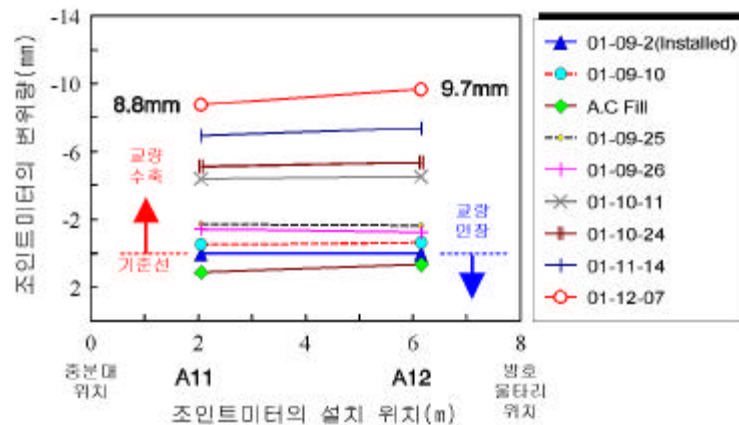
(b) 교대 A2 토압계 부착 위치도

그림 6.24 난쟁이 교대 토압계 부착 위치도

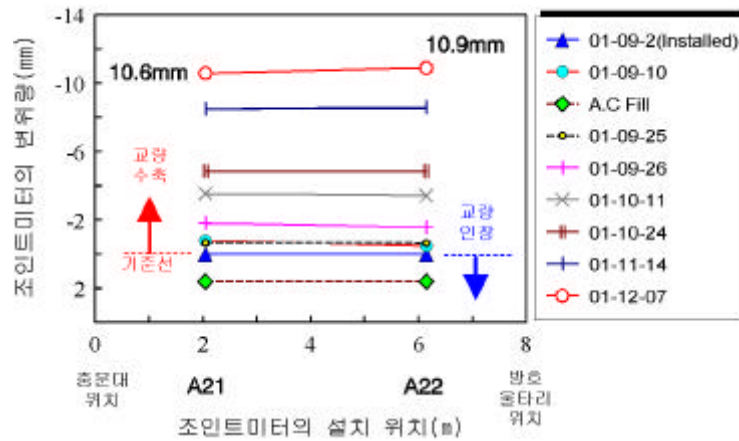
6.5 수평이동에 따른 교대배면 토압 거동

6.5.1 상부구조물의 수평변위 거동

2001년 9월 2일, 조인트미터를 신축조절장치(CCJ)부에 설치한 날로부터 당해연도 12월달까지 상부구조물의 수평이동량을 계측한 결과는 그림 6.25와 같다. 조인트미터를 설치하고 8일 경과후, 9월 10 일에는 9월 2일보다 날씨가 추워서 상부구조물이 수축하는 거동을 나타내었다. 이 장치 내에 아스팔트 콘크리트를 타설하였을 때에는 아스팔트 콘크리트의 열에 의해 일시적으로 인장하는 거동을 보였다. 계절이 가을에서 겨울로 접어들면서 상부구조물이 수축하게 거동을 보였고, 계측한 날의 최대 수축량은 교대 A1의 A11과 A12 지점에서는 각각 8.8, 9.7mm가 발생하였다. 그리고 교대 A2의 A21과 A22에서는 각각 10.6, 10.9mm가 발생하였다.



(a) 교대 A1



(b) 교대 A2

그림 6.25 각 조인트 미터에 발생된 변위 거동

조인트미터의 최대값을 평촌1교 교량의 평면도에 나타내면 그림 6.26과 같다. 이 그림에 의하면, 교대 A1, A2가 교축방향으로 균등하게 수축되는 것이 아니라, 약간 비균등하게 즉, 중분대쪽 보다는 방호울타리쪽이 더 많은 수축량을 보였다. 이는 평촌1교가 사각 30도에 곡률반경, R=2km 과 종단구배 2.852%을 지니고 있기 때문인 것으로 판단된다.

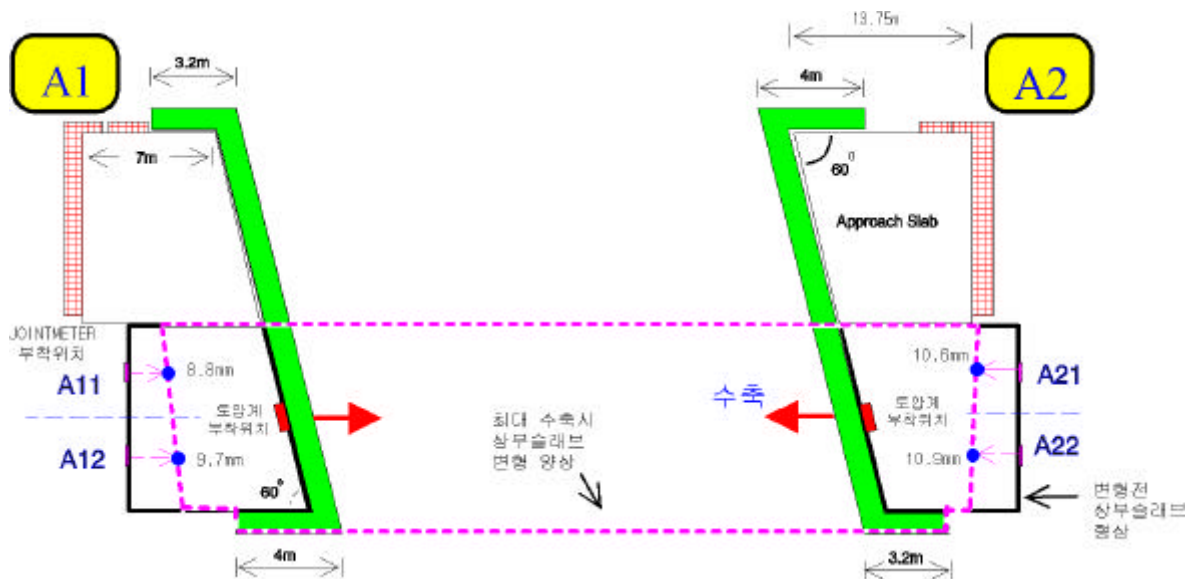


그림 6.26 상부슬래브의 최대변형 거동

6.5.2 교대배면 토압거동

6.5.2.1 교대배면에 작용하는 토압분포

교대 뒷채움(배수층과 성토층)재료의 성토과정을 고려하고, 상부구조물의 신축량에 따른 교대배면의 전체 토압분포는 그림 6.27과 6.28과 같다.

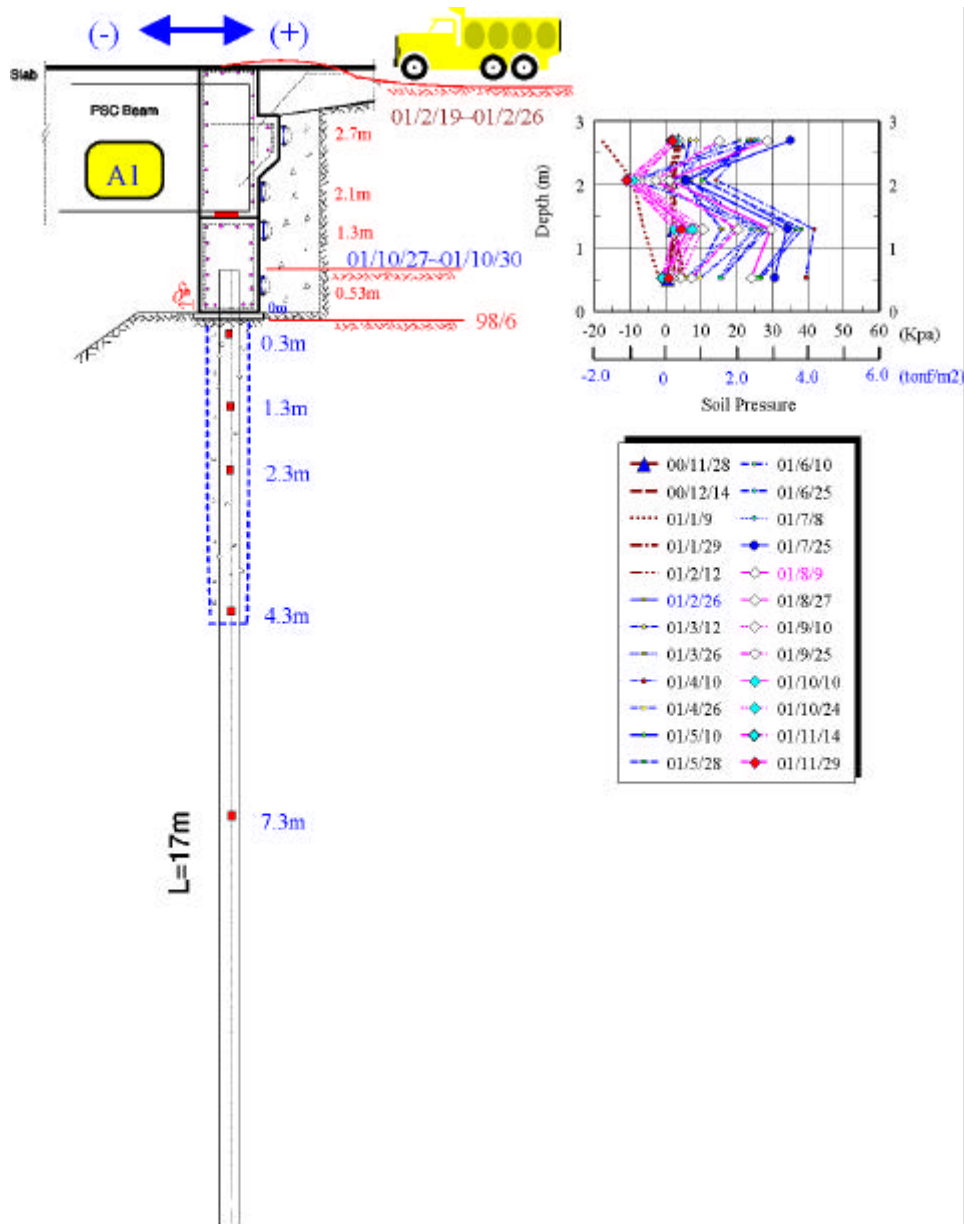


그림 6.27 교대 A1의 토압분포

6.5.2.2 교대 뒷채움의 시공과정을 고려한 토압분포

교대 뒷채움의 성토 과정을 고려한 토압분포와 접속슬래브의 설치 유무에 대한 상부구조물의 신축량에 따른 교대배면의 토압분포는 다음과 같다.

(1) 교대 A1의 토압분포

그림 6.29(a)는 접속슬래브 설치하기 전에 2001/ 2/ 12~2001/ 2/ 26까지 교대 A1 배면의 배수층 설치와 교대배면의 성토체 다짐시의 토압거동 나타낸 것이다. 그리고 2001/ 2/ 12 전까지 계측 결과에 의하면, 교대배면의 무성토 상태에서 토압계의 변화가 발생하였는데 이는 교량 측면에 있는 가도로 주행하는 작업차량의 진동에 의한 것으로 판단된다.

그림 6.29(b)는 접속슬래브를 설치하지 않은 상태에서 교대가 배면쪽으로 움직일 때의 거동을 나타내고 있다. 교대가 배면쪽을 움직이면 움직일수록 수동토압 크기는 점진적으로 증가하는 경향을 보였

다. 하지만 기초저면에서 최상단(2.7m)에 부착된 토압계의 토압크기가 다른 위치에 부착되어 있는 토압크기 보다 상대적으로 크게 나타났는데, 이는 교대 배면의 형상이 다른 면보다 30cm 튀어나와 있고, 배수층의 폭(70cm)이 다른 교대 배면의 폭(1.0m) 보다 작기 때문으로 판단된다.

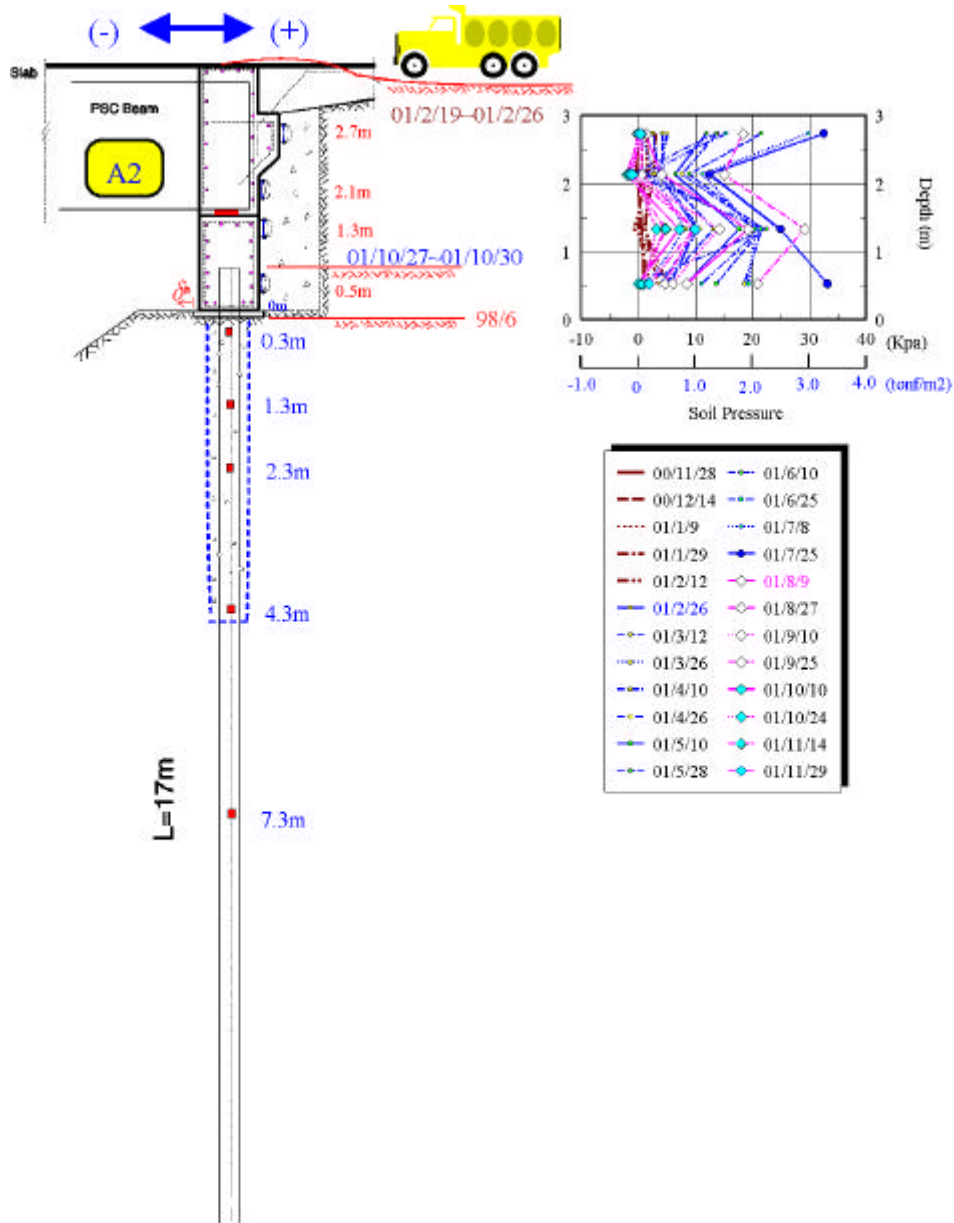


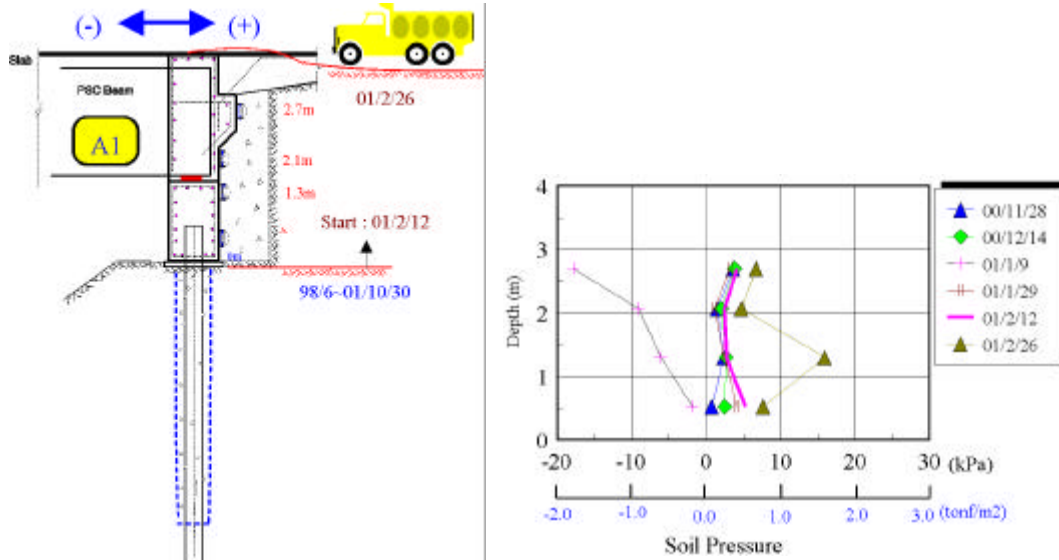
그림 6.28 교대 A2의 토압분포

그림 6.29(c)는 접속슬래브를 설치(2001/ 8/ 9~8/ 11:하행선 접속슬래브 콘크리트 타설)하고 난후에 교대 배면에서 발생하는 수동 및 주동 토압분포를 나타내고 있다. 접속슬래브를 설치하고 난후의 토압크기(01/ 8/ 9~01/ 8/ 27)는 설치하지 않았을 때의 토압크기 보다 작게 나타났는데, 이는 접속슬래브의 건조수축과 보조기층재료와의 저항력에 의해 토압이 감소한 것으로 판단된다. 그리고 대기온도의 저하로 토압은 점차적으로 감소하는 거동을 보였다.

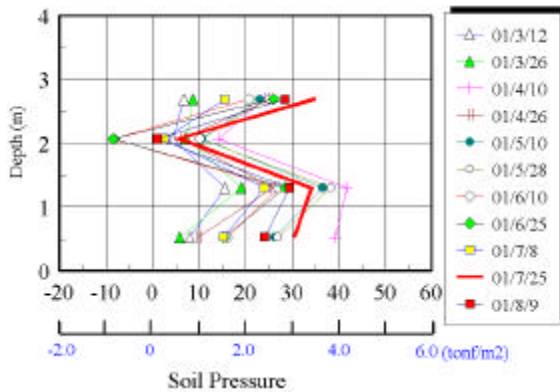
그리고 계측에 의한 최대 수동토압은 고전적인 랭킨토압의 삼각형과 사일로 토압분포를 보이지 않고 지그재그 분포를 보였다(그림 6.17 참조). 이는 전술한 바와 같이, 교대 배면의 단면형상에 의한

것으로 판단된다. 또한 최대수동토압이 작용하는 위치는 교대 저면에서 1.3m(0.38H)이었다.

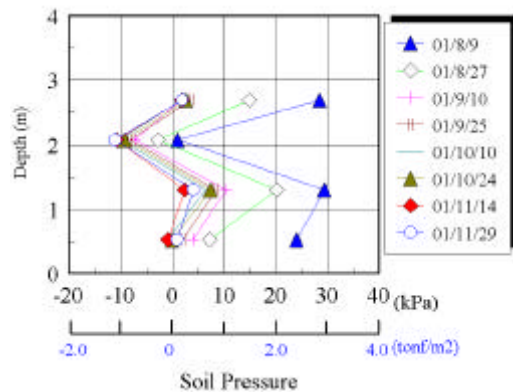
그리고 주동토압 분포는 기초저면에서 1.3m에 설치된 부분이 조금 크게 나타나고 그외는 거의 0에 가까운 값을 보였다. 또한 기초저면에서 2.1m 높이의 토압계는 다른 위치보다 작을 뿐만아니라 부의 토압이 계측되었다. 이는 SB-3 재료의 아칭작용에 의한 것으로 판단된다.



(a) 겨울철 : 접속슬래브 미설치



(b) 여름철 : 접속슬래브 미설치



(c) 여름철과 겨울철: 접속슬래브 설치

그림 6.29 신축량에 따른 교대배면 뒷채움 토압분포 거동 - 교대 A1

(2) 교대 A2의 토압분포

그림 6.30(a)는 동일한 대기온도에서 배수층 설치와 교대배면의 성토체 다짐을 하였기 때문에, 상부 구조물의 수축에 따른 토압거동 변화는 아닐 것으로 판단된다. 그리고 1단계 성토높이(0~60cm)를 다짐한 후, 토압은 췌석에 묻힌 첫번째 토압계에서만 실측되었다. 하지만 다짐을 하지 않고 3개월 동안 방치된 3개의 상부 토압계 토압크기는 약간 증가한 거동을 보였다. 이는 토압계를 계측할 때 교량주위로 작업차량의 주행에 따른 진동영향으로 판단된다.

그림 6.30(b)는 접속슬래브가 설치되지 않은 상태에서 교대가 배면쪽으로 움직일 때의 거동을 나타내고 있다. 교대가 배면쪽을 움직이면 움직일수록 수동토압 크기는 증가하는 경향을 보였다. 그리고

Figure 10: Comparison of soil pressure distribution. The figure includes a cross-section of a tunnel and three graphs showing soil pressure distribution for different stages of construction.

The cross-section shows a tunnel with a diameter of 6.0m, a depth of 4.3m, and a distance of 0.3m from the tunnel wall to the soil surface. The three graphs show soil pressure distribution for stages 1-2, 3, and 4.

The graphs show soil pressure (kPa) on the x-axis and distance (m) on the y-axis. The graphs show soil pressure distribution for stages 1-2, 3, and 4.

Legend for Figure 10:

- 1-2-Step: 01/11/03, 01/10/29, 01/12/14, 01/20/12, 01/11/05, 01/20/26
- 3-Step: 01/30/25, 01/05/28, 01/05/31, 01/05/25, 01/05/26, 01/05/25
- 4-Step: 01/05/25, 01/05/28, 01/05/31, 01/05/25, 01/05/26, 01/05/25

Figure 10 also includes a table showing the soil pressure distribution for different stages of construction.

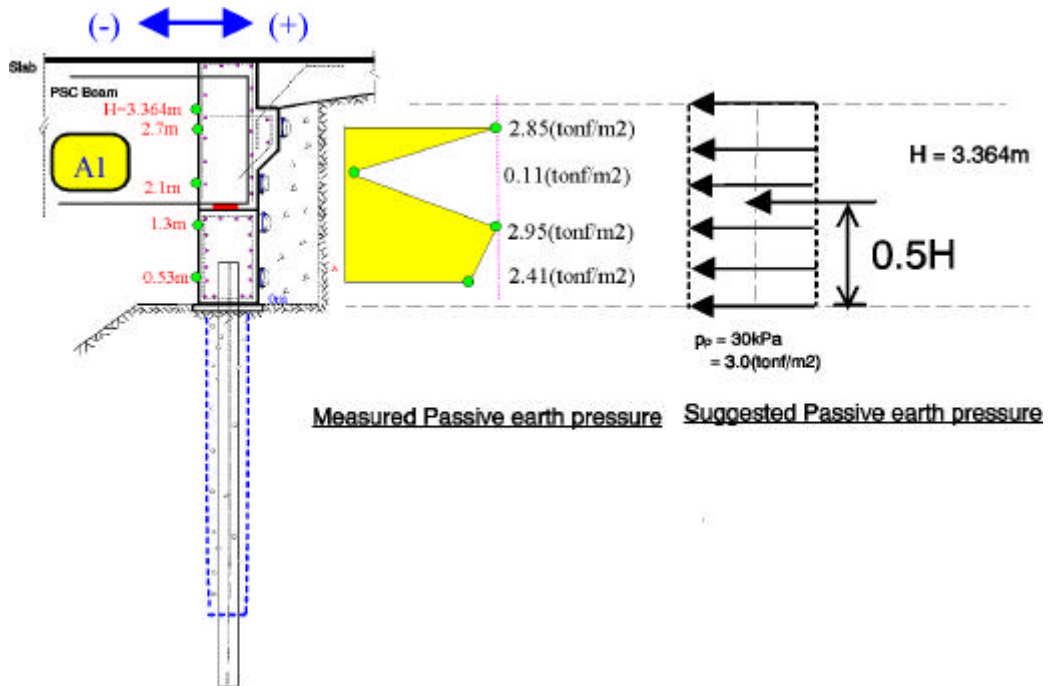
Stage	Soil Pressure (kPa)	Distance (m)
1-2-Step	0.5	0.3
1-2-Step	1.0	0.3
1-2-Step	1.5	0.3
1-2-Step	2.0	0.3
1-2-Step	2.5	0.3
1-2-Step	3.0	0.3
1-2-Step	3.5	0.3
1-2-Step	4.0	0.3
1-2-Step	4.5	0.3
1-2-Step	5.0	0.3
1-2-Step	5.5	0.3
1-2-Step	6.0	0.3
1-2-Step	6.5	0.3
1-2-Step	7.0	0.3
1-2-Step	7.5	0.3
1-2-Step	8.0	0.3
1-2-Step	8.5	0.3
1-2-Step	9.0	0.3
1-2-Step	9.5	0.3
1-2-Step	10.0	0.3
1-2-Step	10.5	0.3
1-2-Step	11.0	0.3
1-2-Step	11.5	0.3
1-2-Step	12.0	0.3
1-2-Step	12.5	0.3
1-2-Step	13.0	0.3
1-2-Step	13.5	0.3
1-2-Step	14.0	0.3
1-2-Step	14.5	0.3
1-2-Step	15.0	0.3
1-2-Step	15.5	0.3
1-2-Step	16.0	0.3
1-2-Step	16.5	0.3
1-2-Step	17.0	0.3
1-2-Step	17.5	0.3
1-2-Step	18.0	0.3
1-2-Step	18.5	0.3
1-2-Step	19.0	0.3
1-2-Step	19.5	0.3
1-2-Step	20.0	0.3
1-2-Step	20.5	0.3
1-2-Step	21.0	0.3
1-2-Step	21.5	0.3
1-2-Step	22.0	0.3
1-2-Step	22.5	0.3
1-2-Step	23.0	0.3
1-2-Step	23.5	0.3
1-2-Step	24.0	0.3
1-2-Step	24.5	0.3
1-2-Step	25.0	0.3
1-2-Step	25.5	0.3
1-2-Step	26.0	0.3
1-2-Step	26.5	0.3
1-2-Step	27.0	0.3
1-2-Step	27.5	0.3
1-2-Step	28.0	0.3
1-2-Step	28.5	0.3
1-2-Step	29.0	0.3
1-2-Step	29.5	0.3
1-2-Step	30.0	0.3
1-2-Step	30.5	0.3
1-2-Step	31.0	0.3
1-2-Step	31.5	0.3
1-2-Step	32.0	0.3
1-2-Step	32.5	0.3
1-2-Step	33.0	0.3
1-2-Step	33.5	0.3
1-2-Step	34.0	0.3
1-2-Step	34.5	0.3
1-2-Step	35.0	0.3
1-2-Step	35.5	0.3
1-2-Step	36.0	0.3
1-2-Step	36.5	0.3
1-2-Step	37.0	0.3
1-2-Step	37.5	0.3
1-2-Step	38.0	0.3
1-2-Step	38.5	0.3
1-2-Step	39.0	0.3
1-2-Step	39.5	0.3
1-2-Step	40.0	0.3
1-2-Step	40.5	0.3
1-2-Step	41.0	0.3
1-2-Step	41.5	0.3
1-2-Step	42.0	0.3
1-2-Step	42.5	0.3
1-2-Step	43.0	0.3
1-2-Step	43.5	0.3
1-2-Step	44.0	0.3
1-2-Step	44.5	0.3
1-2-Step	45.0	0.3
1-2-Step	45.5	0.3
1-2-Step	46.0	0.3
1-2-Step	46.5	0.3
1-2-Step	47.0	0.3
1-2-Step		

그림 6.30(c)는 접속슬래브를 설치하고 난후에 교대 배면에서 발생하는 수동 및 주동 토압분포를 나타내고 있다. 접속슬래브를 설치하고 난후의 토압 크기(01/ 8/ 9~01/ 8/ 27)는 설치하지 않았을 때의 토압크기 보다 작게 나타났는데, 이는 접속슬래브의 건조수축에 따른 저항력에 의해 토압이 감소한 것으로 판단된다. 그리고 접속슬래브가 상부구조물의 신장량에 거동할 때는 다시 수동토압이 증가하는 거동을 보였다. 최대 수동토압은 고전적인 랭킨토압의 삼각형과 사일로 토압분포를 보이지 않고 지그재그 분포를 보였다. 이는 전술한 바와 같이, 교대 배면의 단면형상에 의한 것으로 판단된다.

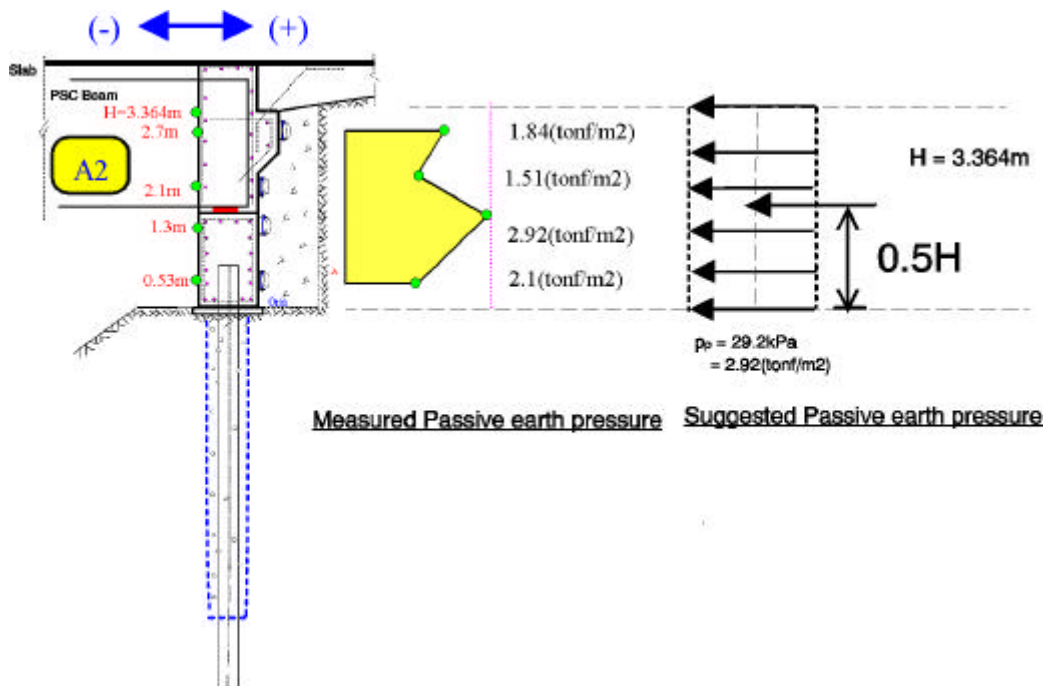
그리고 주동토압 분포는 기초저면에서 1.3m에 설치된 부분이 조금 크게 나타나고 그외는 거의 0에 가까운 값을 보였다. 이는 상부구조물이 수축되면서 SB-3 재료의 입자재배열에 의한 토압크기인 것으로 판단된다. 이 크기는 작아서 무시해도 좋을 것 같다.

6.6.1 수동토압 분포 제안

- 150 -



(a) 교대 A1 - 최대수동토압



(b) 교대 A2 - 최대수동토압

그림 6.31 교대 배면의 최대수동토압

교대 배면 배수층의 실측 토압분포는 지그재그의 토압분포를 보이고, 최대수동토압 위치는 기초저면에서 1.3m 즉, $0.38H$ 위치에 실측되었다. 이를 설계에 즉, 보수적으로 사용하기 위하여, 실측한 수동토압중에서 최대값을 기준으로 균등한 직사각형 분포형식으로 개략화하고, 최대수동토압 위치를 기초저면에서 $0.5H$ 위치에 작용하는 것으로 하였다. 동일한 총 수동토압이라고 가정하고 도심관점에서

보면, 새로 제안한 도심에서 작용하는 총 수동토압은 고전적인 방법의 총 수동토압(합력도심은 $1/3H$) 보다 상부구조물에 작용하는 힘은 작게, 하부기초에 작용하는 힘은 크게 작용한다. 하지만 실측한 최대수동토압 크기는 29.2~30kPa로 일반 성토재료의 수평토압 크기보다 약 1/10 정도의 크기이다.

그림 6.29(c)와 6.30(c)에서 구한 계측 결과에 의하면, 최대주동토압은 매우 작기 때문에 설계시에 이를 무시하는 것이 좋을 것 같다.

그리고 그림 6.31의 교대 A1, A2 배면에서 발생하는 수동 및 주동토압 크기 차이가 발생하는 것은 본 교량이 사각과 곡률반경을 지니고 있기 때문이다.

6.6.2 수동토압 식 제안

○ 고전적인 토압식과 비교

장기 계측에 의한 최대수동토압의 크기는 $p_p = 2.92 \sim 3.0(\text{tonf/m}^2)$ 이다. 고전적인 최대수동토압, $p_p^R = 18.16(\text{tonf/m}^2)$ 에 알맞는 제안 최대수동토압은 다음과 같다(식 6.13 a 참조). 단, 여기서는 배수층의 내부마찰각, $\phi = 30^\circ$ 로 가정한다.

$$F = \frac{18.16(\text{tonf/m}^2)}{3(\text{tonf/m}^2)} = 6.0 \quad (6.15 \text{ a})$$

$$p_p^{\text{suggested}} = \frac{p_p^R}{F} = \frac{\gamma H \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{F} = \frac{18.16(\text{tonf/m}^2)}{6} = 3.0(\text{tonf/m}^2) \quad (6.15 \text{ b})$$

총 수동토압 식은 다음과 같다.

$$P_p = p_p^{\text{suggested}} H = 3 \times 3.364(\text{m}) = 10.1(\text{tonf}) \quad (6.15 \text{ c})$$

여기서 제안한 총 수동토압은 고전적인 방법에서 식(6.13 d)와 매우 유사한 결과를 얻었다.

○ 사일로 토압식과 비교

벽면마찰각을 $\delta_p = \frac{2}{3}\phi$, $\delta_p = \phi$ 로 가정하여 구한 사일로 토압, p_p 과 총 토압, P_p 은 각각 2.47, 1.56(tonf/m^2)과 4.92, 3.9(tonf)이다. 벽면마찰각을 $\delta_p = \frac{2}{3}\phi$ 로 가정하여 구한 사일로 토압, $p_p = 2.47(\text{tonf/m}^2)$ 과 실제로 계측한 토압, $p_p = 2.92 \sim 3.0(\text{tonf/m}^2)$ 와는 비슷한 크기이지만, 총 토압은 사일로 토압력보다 실측한 값이 크게 나타났다.

실제로 계측한 토압, $p_p = 2.92 \sim 3.0(\text{tonf/m}^2)$ 는 벽면마찰각을 $\delta_p = \frac{2}{3}\phi$ 로 가정하여 구한 사일로 토압, $p_p = 2.47(\text{tonf/m}^2)$ 보다 약간 크게 나타났고, 고전적인 토압크기 보다는 1/6배 작게 나타났다. 따라서 설계시, 교대 배면토압의 형태와 작용점과 크기는 각각 균등한 직사각형 분포형식, 기초저면에서 0.5H, 고전적인 토압크기, p_p 에 1/6배를 적용할 것을 제안한다. 그리고 최대주동토압은 매우 작기 때문에 이를 무시하는 것이 좋을 것 같다.

6.6.3 수동지반반력 제안

접속슬래브와 완충슬래브 사이에 설치되어 있는 교대 A1의 2개의 조인트미터 중앙지점은 교대 A1의 교대배면 중앙에 부착된 토압계와 교축방향으로 일치한다. 교대 A2도 마찬가지다. 따라서 교축방향의 수평이동량을 알아보기 위하여 각 교대에서 구한 조인트미터의 변위량을 평균하여 나타낸 것이 그림 6.32와 같다.

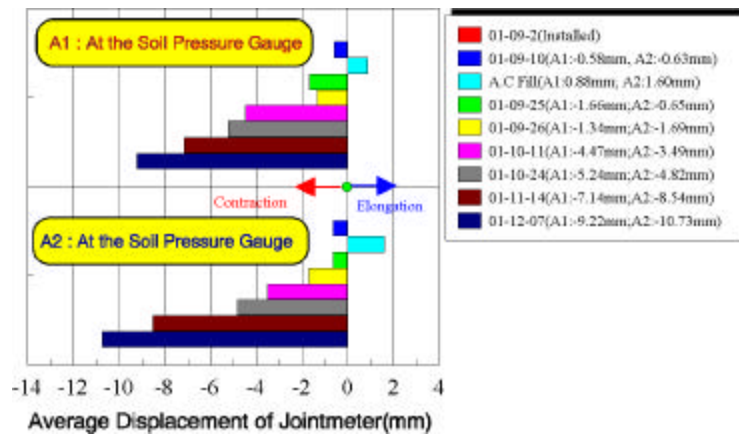


그림 6.32 조인트미터의 평균 변위

그리고 구조물 전체를 비선형 해석할 경우에는 교대 배면의 수동토압을 교축방향의 수평이동량으로 표현하여야 한다. 이 수동토압을 여기서는 “수동지반반력”이라고 한다. 이 반력을 알아보기 위하여, 조인트미터 평균 변위를 기준으로 교대 배면의 각 지점의 토압크기를 회귀분석하여 식으로 표현하면 그림 6.33(a), 6.34(a)와 같다. 이 식을 수평변위별로 나타낸 것이 그림 6.33(b), 그림 6.34(b)와 같다. 여기서 변위량은 회귀분석식에 meter 단위로 절대값을 입력시킨다.

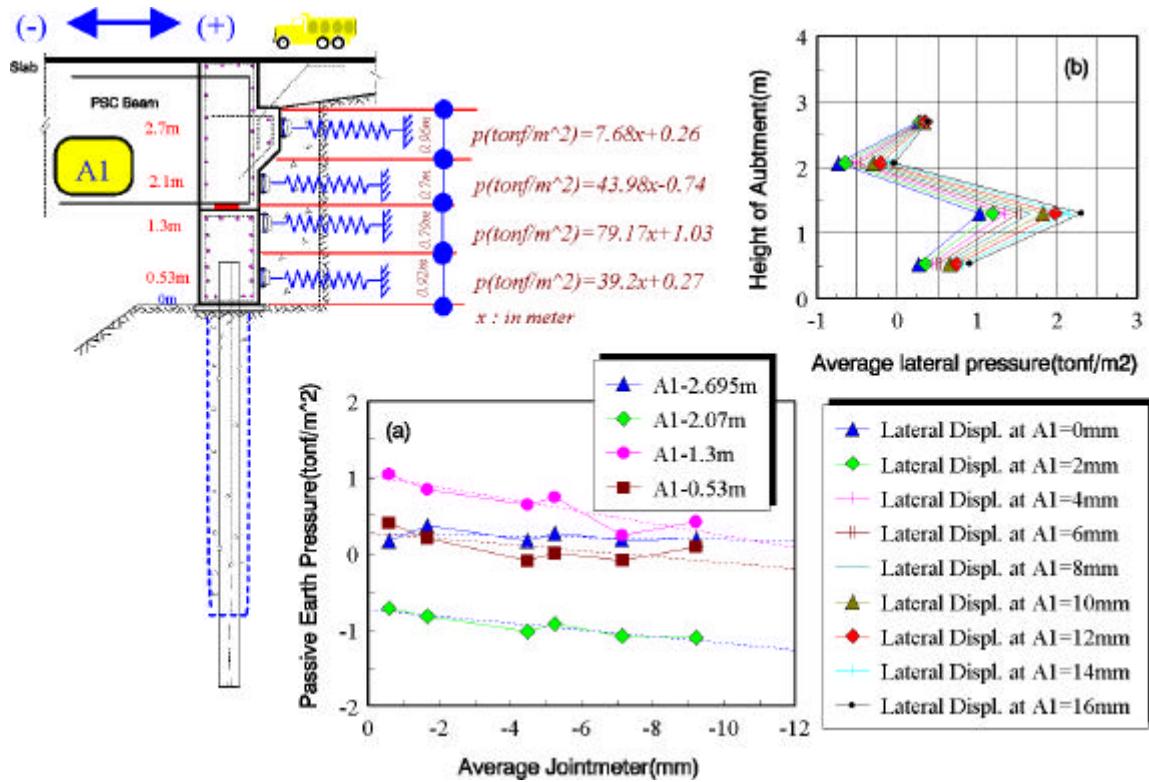


그림 6.33 교대 A1 - 배면의 수동토압

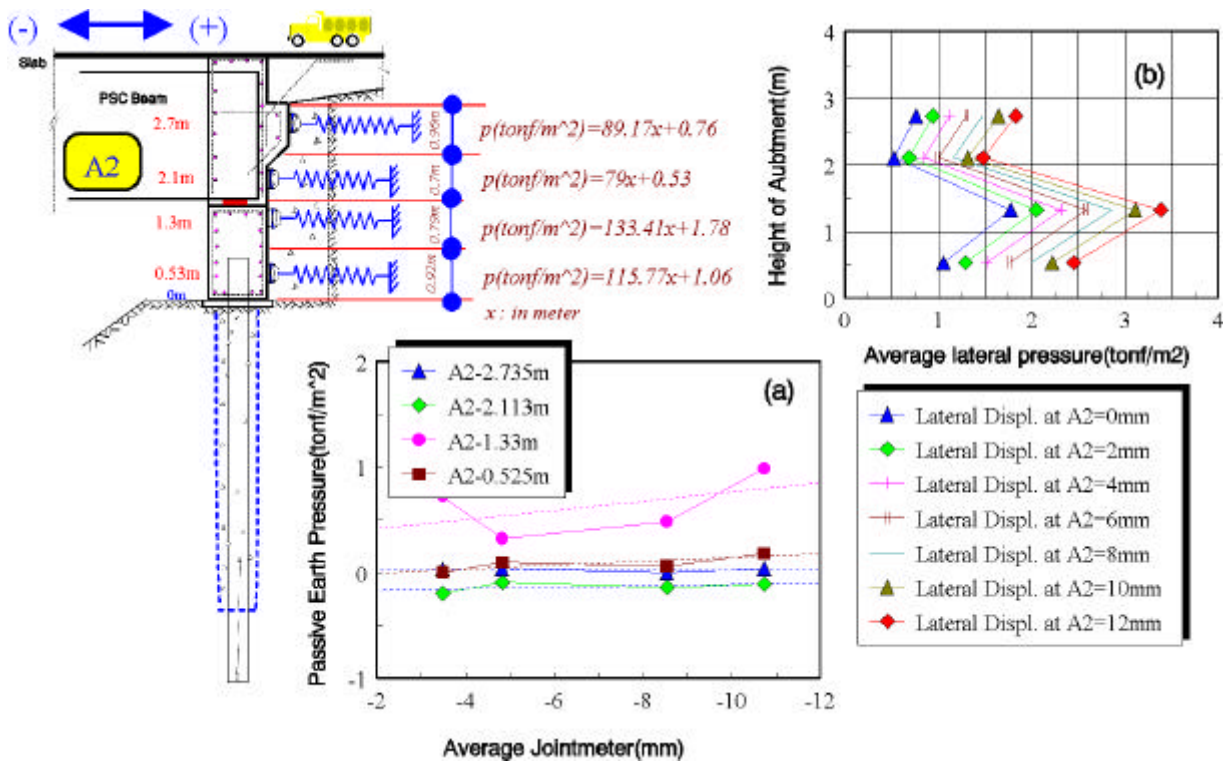


그림 6.34 교대 A2 - 교대배면의 수동토압

제 7 장 차량 재하 시험에 의한 무조인트 교량의 거동 분석

7.1 거동해석의 목적 및 개요

교량 구조물은 사하중 및 활하중의 영향뿐만 아니라 바람이나, 지진 또는 대기온도의 변화에 따른 추가적인 온도하중이 존재하게 된다. 일반 조인트교량은 대기의 변화에 따라 교량 구조물의 신축 팽창을 베어링에서 흡수, 처리하도록 설계되어 있다. 그러나 무조인트교량은 상부구조가 교대 벽체와 일체로 시공됨으로써 온도하중으로 인한 구조거동이 분명히 일반 조인트교량과는 상이할 것이며 바닥판 및 PSC Beam의 신장이 교대 벽체 뿐만 아니라 말뚝의 하부구조까지 전달되므로 3차원 구조해석을 통하여 무조인트교량의 정확한 구조거동을 파악하고 추후 무조인트교량의 설계시 또는 유지관리를 실시함에 있어 보다 정확한 기준을 설정하기 위하여 차량재하시험을 통해 무조인트 교량의 거동을 분석하였다. 그리고 무조인트 교량의 설계시 예측한 이론적 거동과 준공 후 교량의 실제 거동과의 비교 분석, 무조인트 교량의 구조 해석 모델 개발, 및 향후 무조인트 교량의 성능 평가를 위한 교량 거동 분석의 기본 자료를 제공하기 위하여 교량의 정적 재하 시험 및 동적 재하 시험을 실시하였고, 범용 구조해석 프로그램인 STRAND7을 사용하여 3차원 구조해석을 실시하였다.

7.2 구조 해석 모델

7.2.1 Grillage Model

기존의 격자모델은 보요소(Beam Element)를 이용하여 주형의 유효폭을 고려한 종방향 부재와 바닥판을 횡방향 부재로 모델링하였다(그림 7.1). 이런 격자모델에서는 교량의 구조해석을 단순하고 편

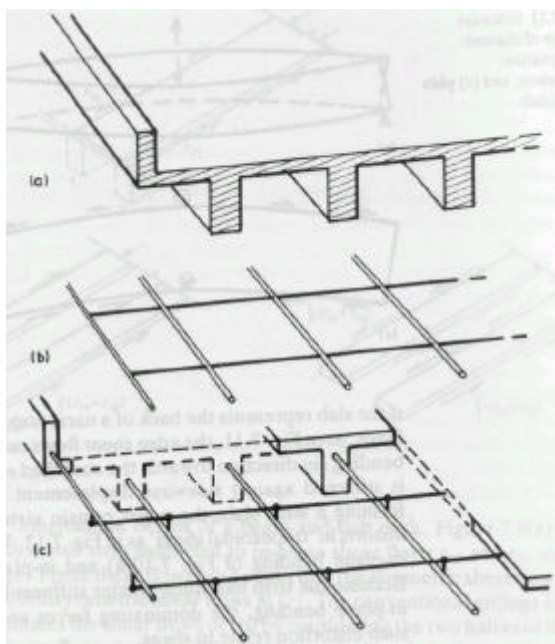


그림 7.1 격자 모델

리하게 모델링할 수 있으나, 하중재하 상태에 따라 실제와 같은 플랜지의 압축응력 분포에 따른 유효 폭을 고려가 어렵고, 횡방향 하중 분배가 횡방향 부재의 분할과 관계가 있으므로, 교량의 상세한 구조적 거동을 나타낼 수가 없다.

7.2.2 Frame-Shell Model

실증 시공한 무조인트 교량은 사각이 60° 인 斜橋(Skew Bridge)로 예각부와 둔각부의 응력 변화를 검토하여야 하며, 온도변화에 의한 교량 상부 구조의 신장과 수축 거동 및 이에 따른 말뚝의 거동을 가장 잘 나타낼 수 있는 상세 구조해석 모델이 필요하다.

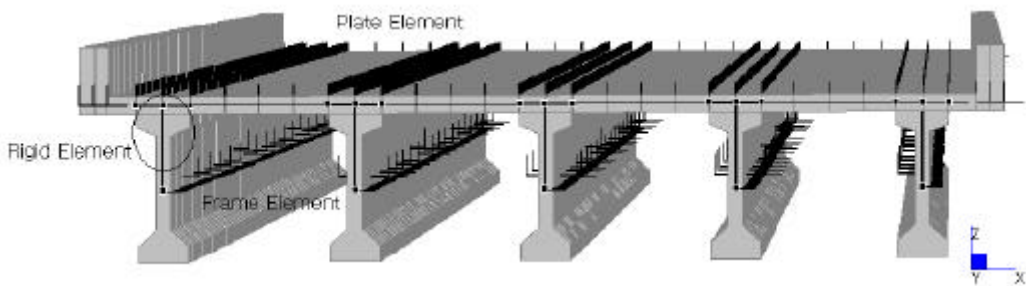


그림 7.2 Frame-shell model

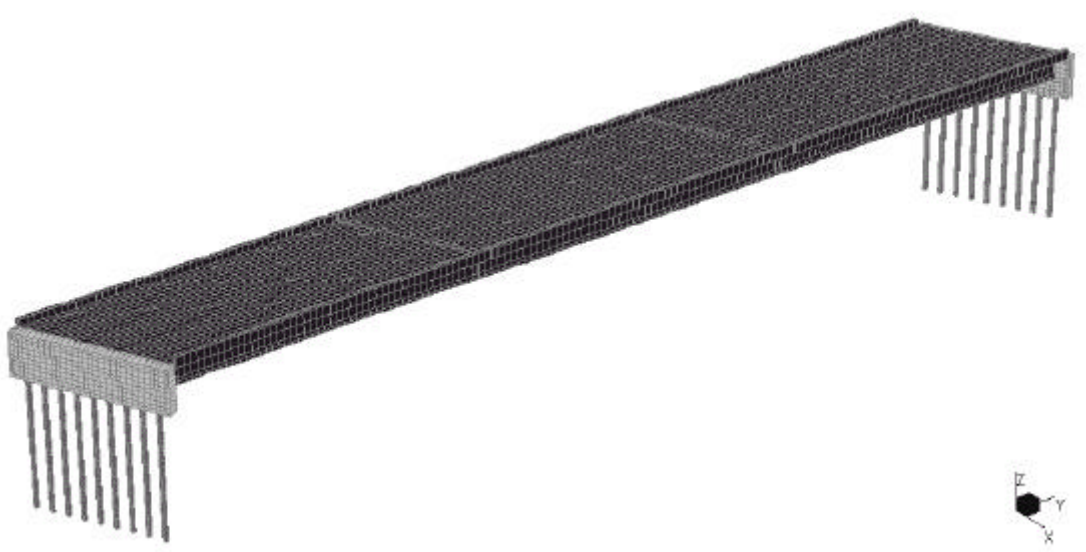


그림 7.3 교량 전체계 모델

Frame-shell model은 주형을 beam요소로, 바닥판을 plate 요소로 모델링하며, 종방향 구조 부재인 주형의 도심과 횡방향 구조부재인 바닥판의 도심을 rigid element로 연결하여 종방향 전단력에 의해 발생한 압축력을 바닥판으로 전달한다. Frame-shell model은 전단 뒤틀림(shear distortion)으로 인하여 하중 재하면으로부터 멀어질수록 플랜지 압축력이 감소하는 '전단 지연(Shear lag)'을 모델링할 수 있다. 이에 따라 하중재하상태에 따른 플랜지 압축력의 분포가 사실대로 반영되어지며, 플랜지의 유효폭을 고려하지 않아도 된다. 바닥판을 판요소로 모델링하므로 격자 모델에서처럼 횡방향 부재의 분할을 고려하지 않아도 된다. 중분대와 방호벽의 기하학적 도심은 바닥판보다 약간 높게 위치하는 데

이를 실제와 일치시켜 모델링이 가능하다. 따라서 Frame-shell model은 교량의 횡방향 하중 분배를 실제와 근접하게 계산 가능하다. 그림 7.2은 Frame-shell model 상세를 나타내었고, 그림 7.3는 교량 전체계 모델이다.

7.3 재료 물성치(Material Property) 계산

7.3.1 스프링 상수(K_h)값의 계산

무조인트교량의 구조 해석시 성토부 지반에 관입된 말뚝의 정확한 구조해석을 위하여 지반을 등가의 스프링 상수값을 사용하여 계산하였다. 벽체 및 말뚝에 기온 상승으로 인하여 발생하는 수동토압의 영향을 고려하기 위하여 지반을 스프링 상수로 치환하여 적용하였다. 스프링 상수로 치환된 해석 모델은 그림 7.4와 같다.

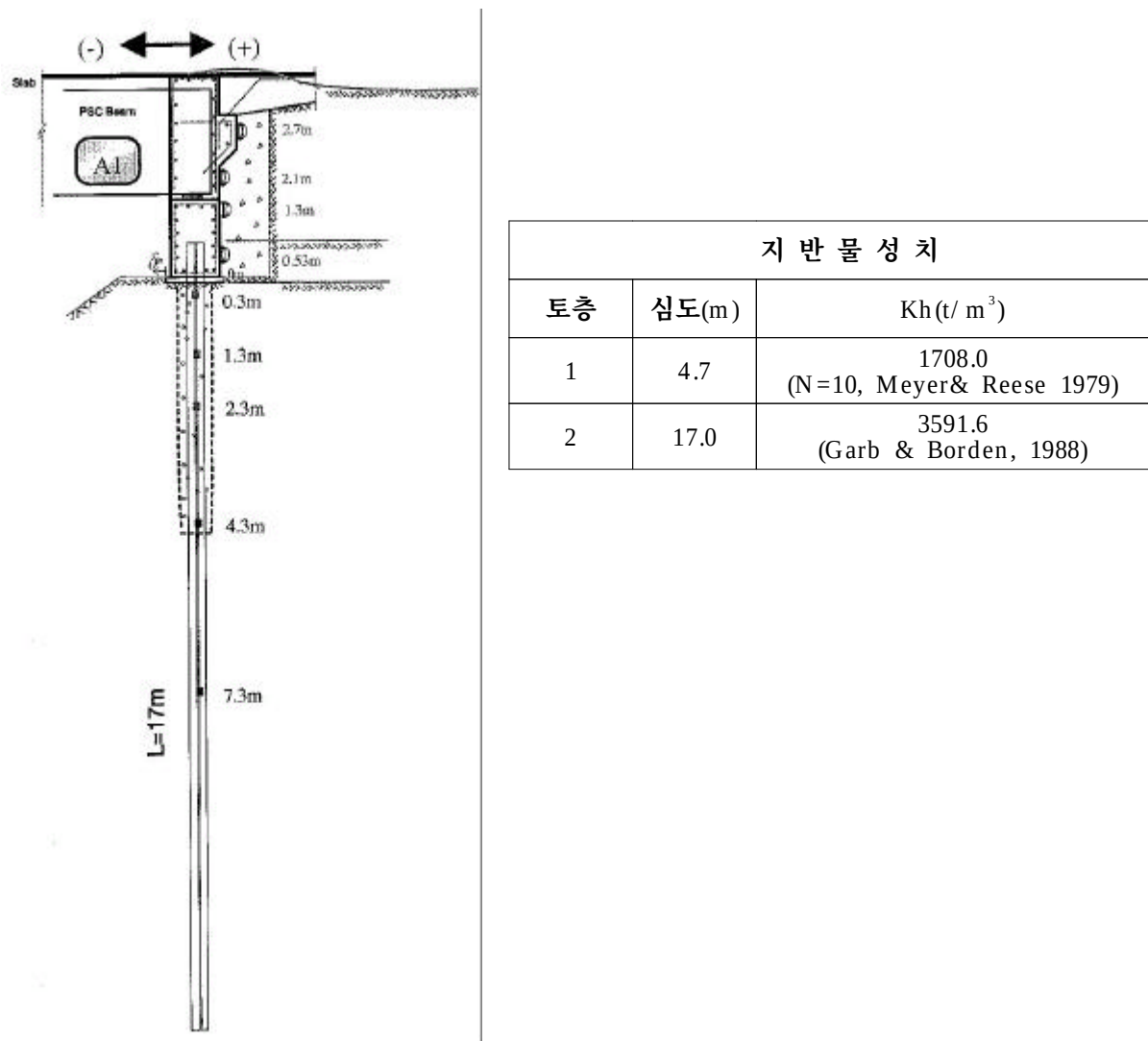


그림 7.4 지반 계수

7.3.2 콘크리트 강도와 탄성계수

콘크리트 강도는 현장시험실에서 실험한 결과는 표7.1과 같으며, 탄성계수는 CEB-FIP MC90에서 사용하였으며, 이 식은 콘크리트의 강도가 80MPa까지 적용가능하다. 반면에 ACI 탄성계수식은 콘크리트의 강도가 41MPa까지 적용가능하다. 그러므로 본 보고서에서는 콘크리트의 탄성계수를 CEB-FIP MC90식을 사용하였다.

ACI Building Code 318

$$E_c = w_c^{1.5} \times 33 f_c'^{1/2}$$

여기서 E_c = 탄성계수[psi]

$w_c^{1.5}$ = 단위중량[lb/ft³]

f_c' = 28일 압축강도

CEB-FIP MC90

$$E_c = 2.15 \times 10^4 (f_{cm} / 10)^{1/3}$$

여기서 E_c = 콘크리트의 28일 탄성계수[MPa]

f_{cm} = 28일 평균압축강도[MPa]

표 7.1 콘크리트 강도와 탄성계수

부재	$f_{ck,28}$ [kg/cm ²]	평균강도 [kg/cm ²]	탄성계수 [kg/cm ²]
P.S.C. 주형	460 467	463.5	363079.54
바닥판	324 317	322.0	321586.93
교대벽체	328 317	322.5	321756.67
코핑부	283 282	282.5	307929.99

7.4 차량 재하 시험

7.4.1. 차량 재하 시험시 주요 계측 항목

재하 차량 하중에 의한 변형률 및 처짐을 측정하여 교량주형 횡분배 하중 분배 등을 검토하고, 동적 거동을 파악하기 위하여 시험차량에 의한 주행시험으로 교량의 가속도를 측정하여 교량의 고유진동수를 분석하기 위하여 다음과 같은 계측 항목을 선정하였다.

- ⊙ 중앙경간 및 측경간 주형의 처짐 측정
- ⊙ 중앙경간 및 측경간 주형의 변형률 측정
- ⊙ 교량의 가속도 측정

7.4.2. 시험 경간 선정

무조인트 교량의 시험 경간은 하행선 2경간 및 3경간을 대상으로 하였다.

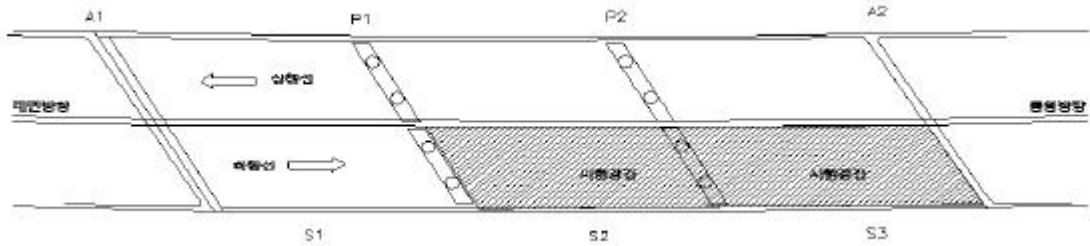


그림 7.5 시험 대상 경간

7.4.3 계측 센서 부착 위치

본 교량의 재하시험에 사용한 센서는 정적 및 동적 변형률측정을 위한 Strain Gauge, 처짐측정을 위한 LVDT, 그리고 가속도 측정을 위한 1축 가속도계로서 재하시험 측정 현황과 부착 위치도는 다음과 같다.

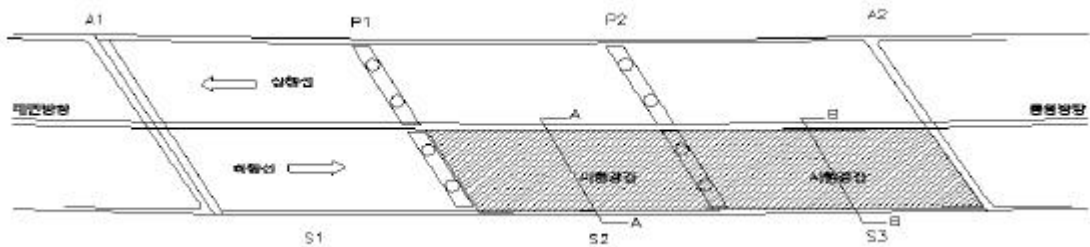


그림 7.6 계측기 부착 단면

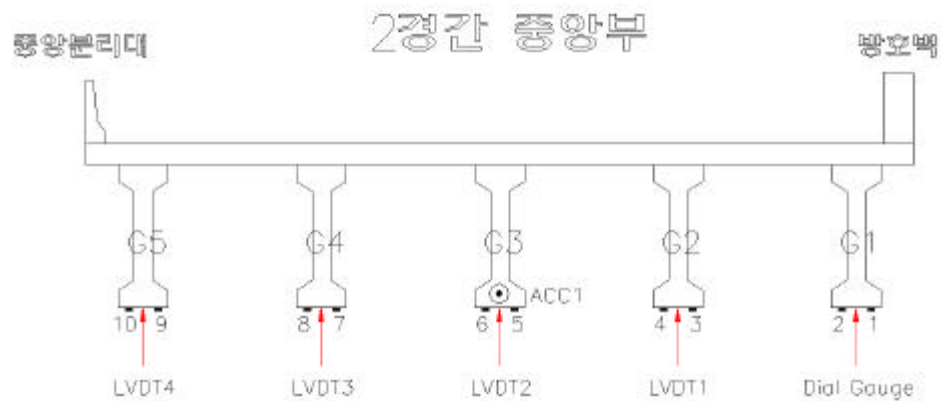


그림 7.7 중앙 경간 계측기 부착 위치(A-A 단면)

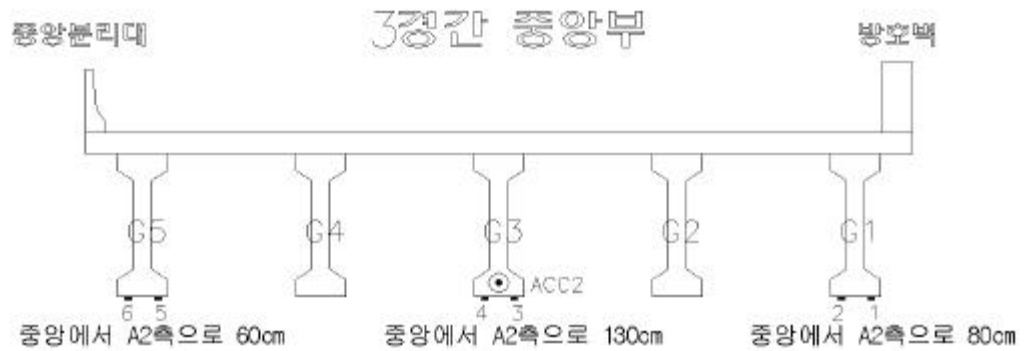


그림 7.8 중앙 경간 계측기 부착 위치(B-B 단면)

7.4.4 재하 차량 하중 및 하중 경우

정적 및 동적 재하시험에서 사용된 시험차량은 15 Ton인 덤프트럭 2대에 토사를 최대로 적재하여 총 중량이 약 30Ton이며, 여기에 사용된 시험차량의 제원 및 축중량은 그림 7.9 및 표 7.2과 같다. 그림 8.6 ~ 그림 8.9는 각 하중 경우별 재하 차량의 위치를 나타내었다.

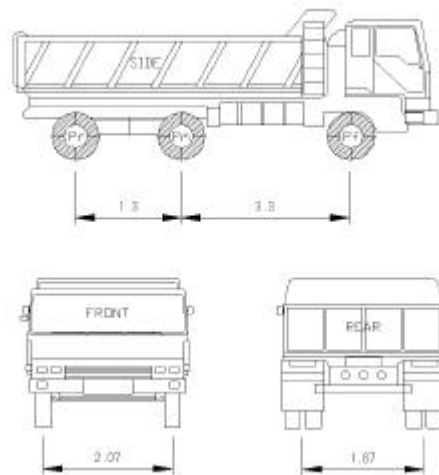


그림 7.9 재하 차량의 제원(단위: m)

표 7.2 재하 차량의 축중량

차량 제원	축 중 량(ton)			총중량
	1축	2축	3축	
A 차량	6.27	14.80	9.16	30.23
B 차량	6.18	12.91	10.00	29.09

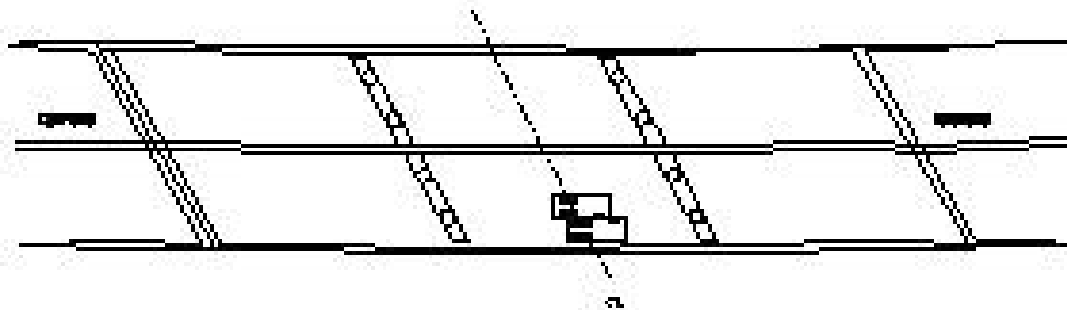
표 7.3 동적 재하 시험시 차량의 주행속도 및 방향

동적 재하속도 (km/hr)	주 행 방 향	비 고
5 km/hr	대전(A1) → 통영(A2)	※현장 여건상 최대속도는 70km/hr로 측정됨
10 km/hr	대전(A1) → 통영(A2)	
30 km/hr	대전(A1) → 통영(A2)	
50 km/hr	대전(A1) → 통영(A2)	
70 km/hr	대전(A1) → 통영(A2)	

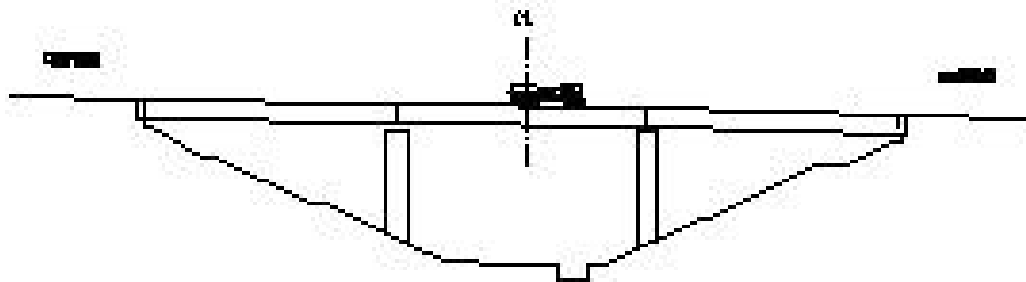
동적재하시험에서 사용된 시험하중은 정적재하시험시 이용된 덤프트럭을 사용하였으며, 주행위치 및 방법은 다음과 같다.

TYPE — 1

평면도



평단도



단면도

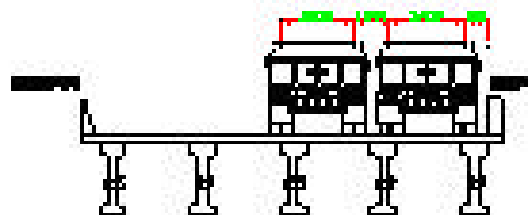
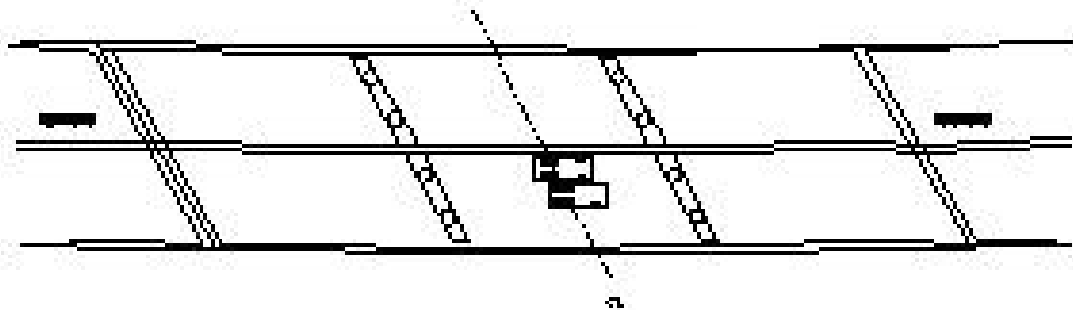


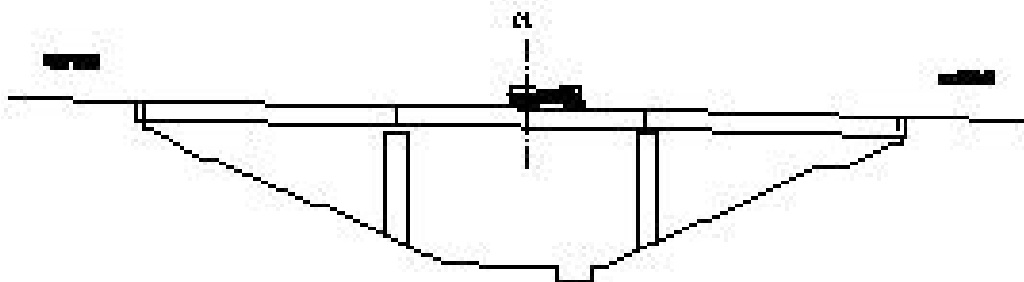
그림 7.10 하중 경우 1

TYPE - 2

평면도



단면도



단면도

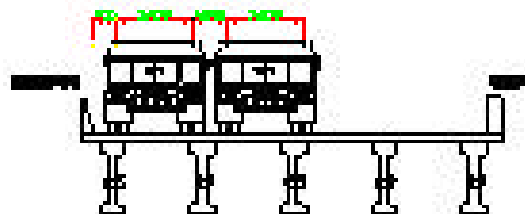
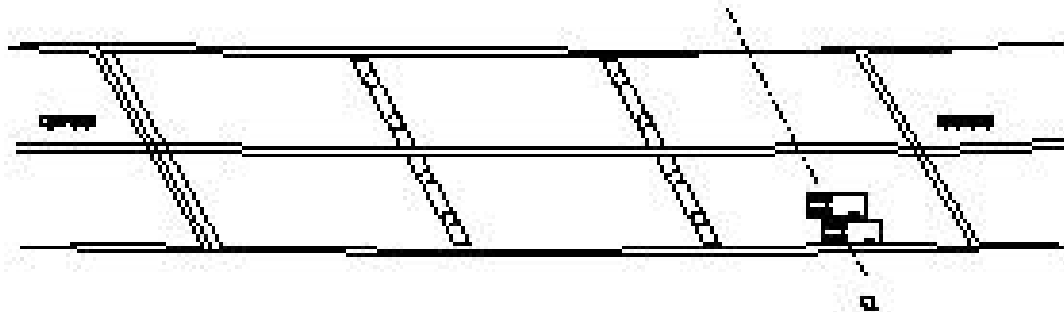


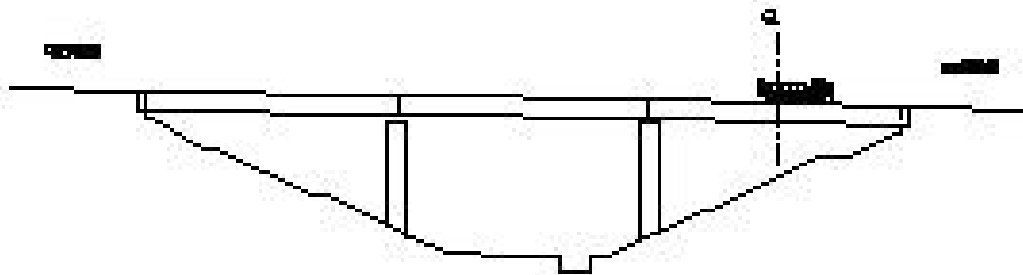
그림 7.11 하중 경우 2

TYPE - 3

평면도



단면도



단면도

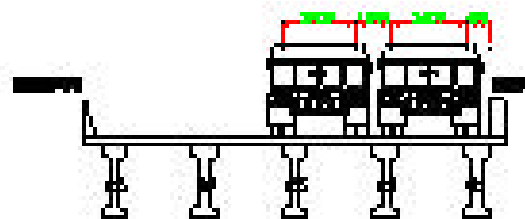


그림 7.12 하중 경우 3

TYPE - 4

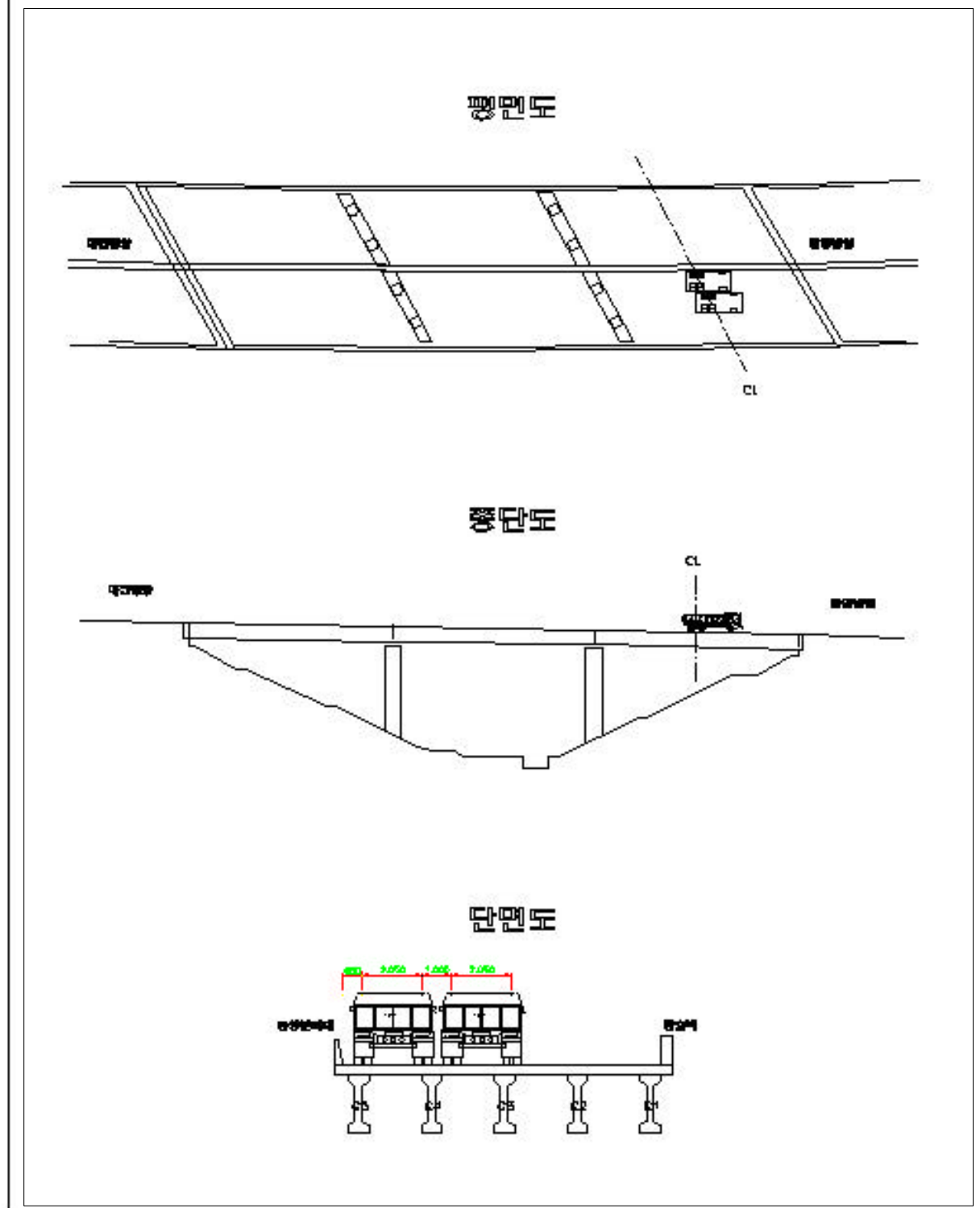


그림 7.13 하중 경우 4

7.5 재하 시험 결과 분석

7.5.1 정적 재하 시험 결과 분석

차량 재하 시험에 의하여 교량의 처짐 및 응력에 대하여 측정치와 계산치를 비교하는 것은 제안된 구조해석모델의 타당성을 검토하고, 교량의 거동을 분석한다.

그림 7.14 그림 7.17은 차량하중 재하에 의하여 말뚝을 포함한 교량의 변형도를 보여준다. 처짐은 중앙경간에서만 측정을 하여 하중경우1과 하중경우2 두가지 경우에만 실측값과 계산값을 비교하였고, 변형을 측정은 중앙경간과 측경간에서 실시하였으므로 하중경우1, 2, 3, 4,에 대하여 실측값과 계산값을 비교하였다.

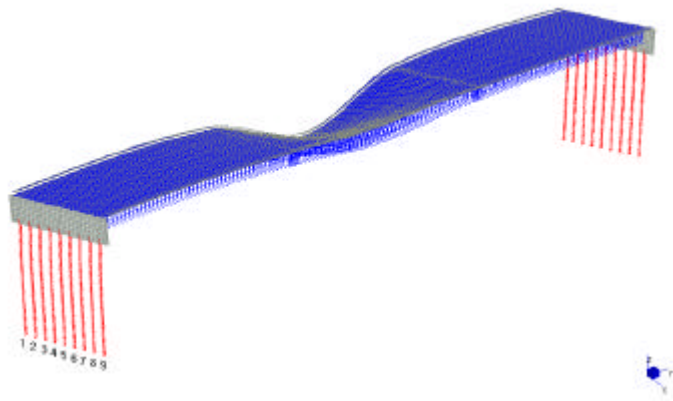


그림 7.14 Load Case 1

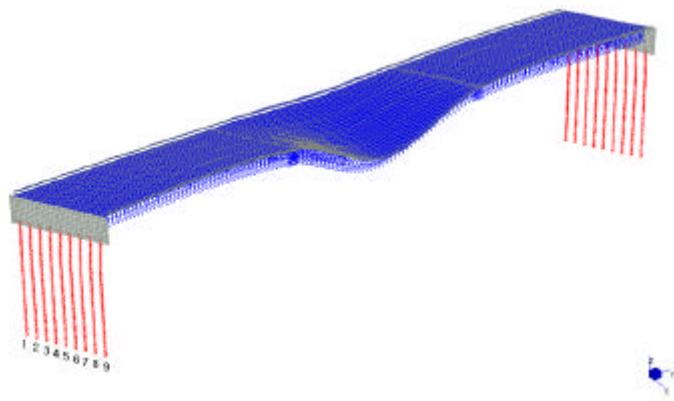


그림 7.15 Load Case 2

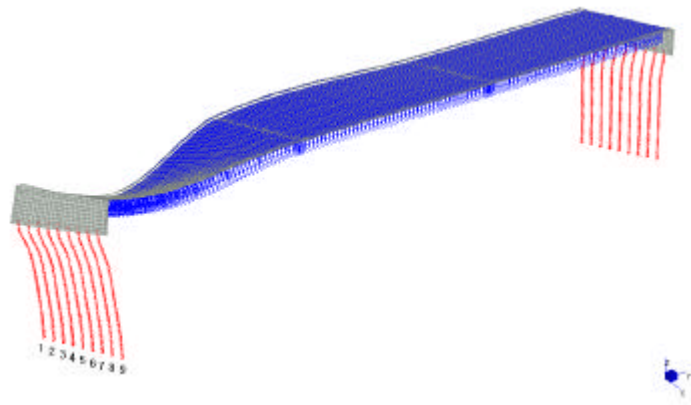


그림 7.16 Load Case 3

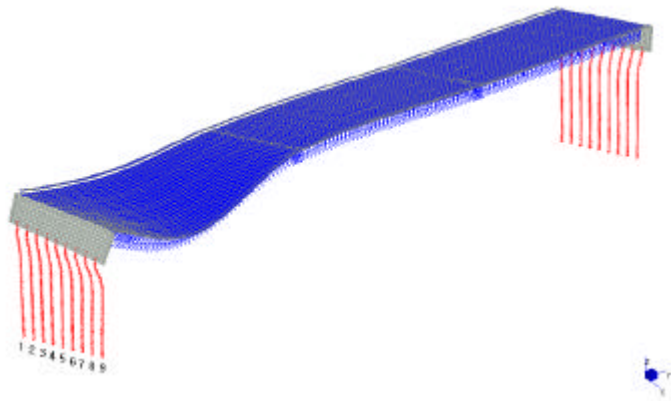


그림 7.17 Load Case 4

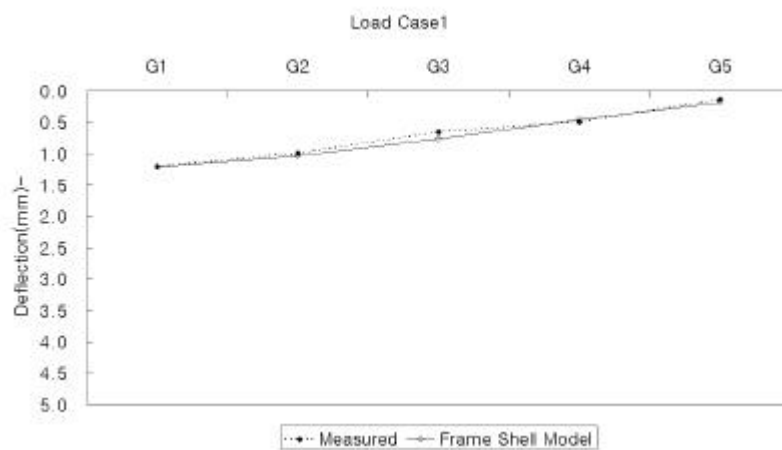


그림 7.18 처짐 비교(하중경우1)

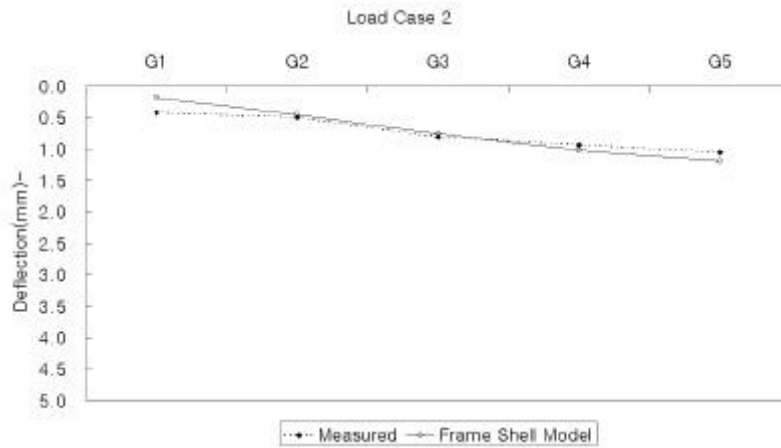


그림 7.19 처짐 비교(하중경우2)

먼저 처짐에 대하여 검토하면, 하중경우1은 그림 7.18에서 보는 바와 같이 계산값이 측정값에 잘 일치한다. 하중경우2는 차량의 재하위치가 G3, G4, G5에 걸쳐 위치하며, 그림 7.19에서 보는 것처럼 차량재하위치에서 측정값과 계산값이 잘 일치하지 않는다. 이는 차량재하위치인 하행선과 중앙분리대를 경계로 하여 설계 및 시공상으로 독립적으로 거동하도록 하였으나 중앙분리대에서의 마찰로 의하여, 하중경우2에서는 G4, G5의 측정값이 계산값보다 작게 나타났다. 그림 7.20는 처짐에 대하여 측정값과 계산값을 비교하여, 측정값이 커질수록 계산값과 잘 일치함을 보여준다.

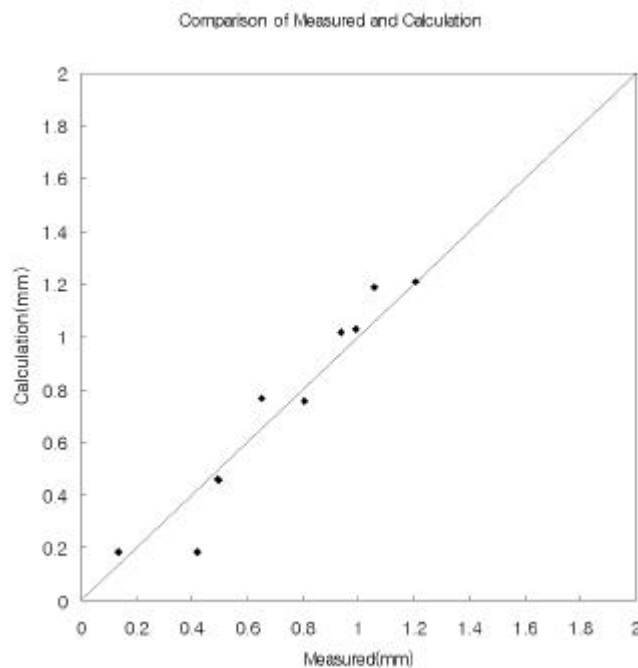


그림 7.20 처짐에 대하여 측정값과 계산값의 비교

변형율에 대해 검토하면, 측정된 변형율에 탄성계수를 곱하여 응력으로 환산하여 측정값과 계산값에 대하여 비교 검토하였다. 하중경우1은 그림 7.21에서 보는 바와 같이 계산값이 측정값에 잘 일치한다. 하중경우2는 처짐 비교에서처럼 중앙분리대에서의 마찰로 의하여, 차량재하위치 G3, G4, G5에

서 측정값과 계산값이 잘 일치하지 않는 다. 하중경우 3과 하중경우4는 변형을 측정점을 중앙경간 1점과 측경간 2점에서 측정하였으나 그 결과가 대체적으로 계산값과 일치함을 보여준다. 그림 7.25는 응력에 대하여 측정값과 계산값을 비교하여, 측정값이 커질수록 계산값과 잘 일치함을 보여준다.

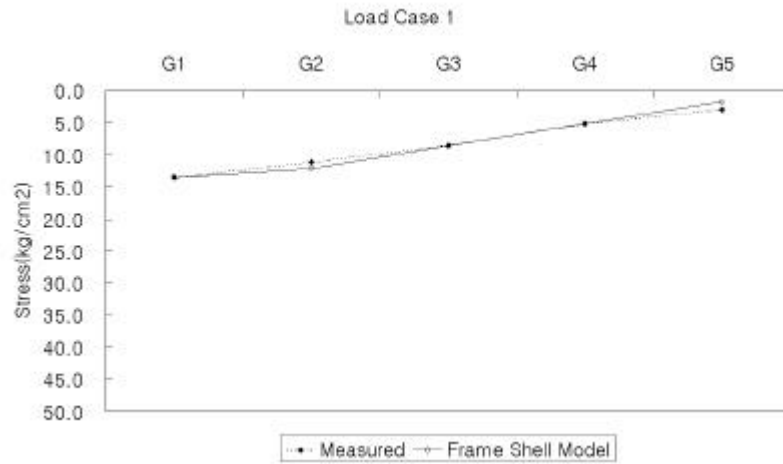


그림 7.21 응력 비교(하중경우1)

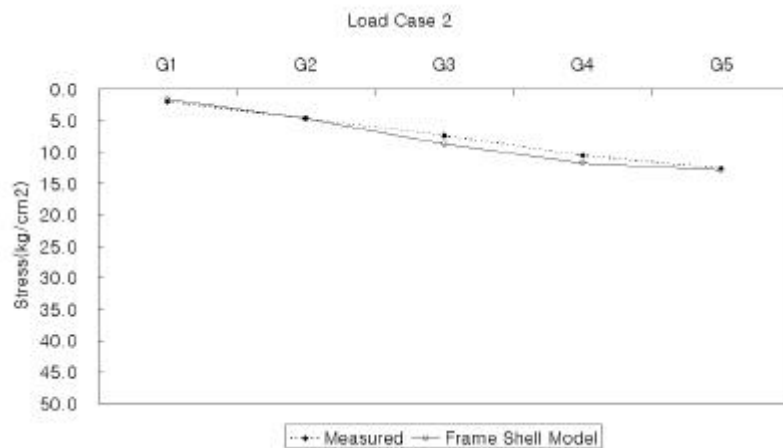


그림 7.22 응력 비교(하중경우2)

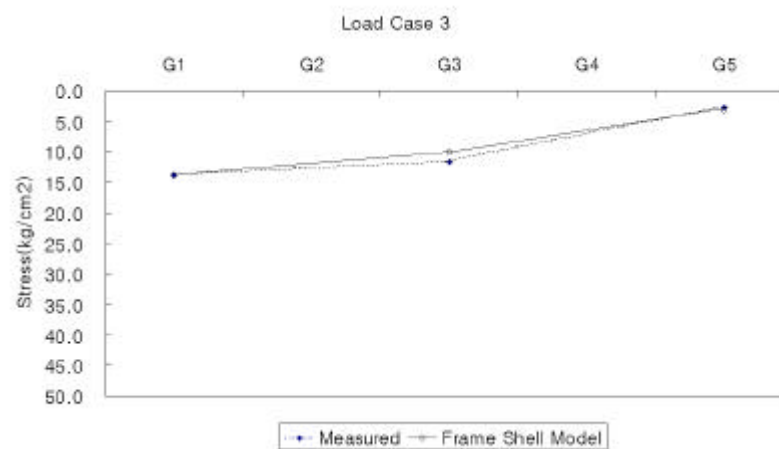


그림 7.23 응력 비교(하중경우3)

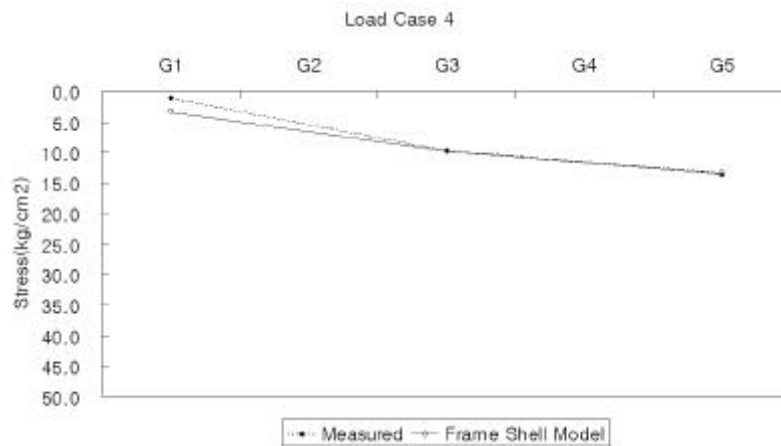


그림 7.24 응력 비교(하중경우4)

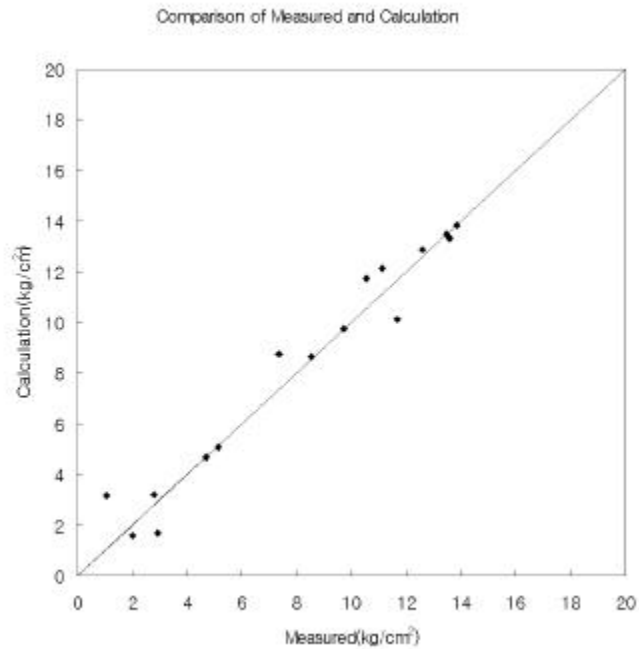


그림 7.25 응력에 대하여 측정값과 계산값의 비교

7.5.2 동적 재하 시험 결과 분석

주형 중앙에 1축 가속도계를 설치하여 가속도를 측정하여, 이를 FFT분석을 하여 교량의 고유진동수를 구하였다. 그림 7.25와 그림 7.26의 FFT분석결과에서 보여주듯 중앙경간에서는 8.984Hz이고, 측경간에서는 7.324Hz가 측정되었다. 그림 7.27과 그림 7.28에서 보듯이 구조해석에서 구한 고유진동수는 중앙경간에서는 9.96Hz이고 측경간에서는 7.19Hz로 계산되었다. 표 7.4에 측정 고유진동수와 계산 고유진동수를 비교하였다.

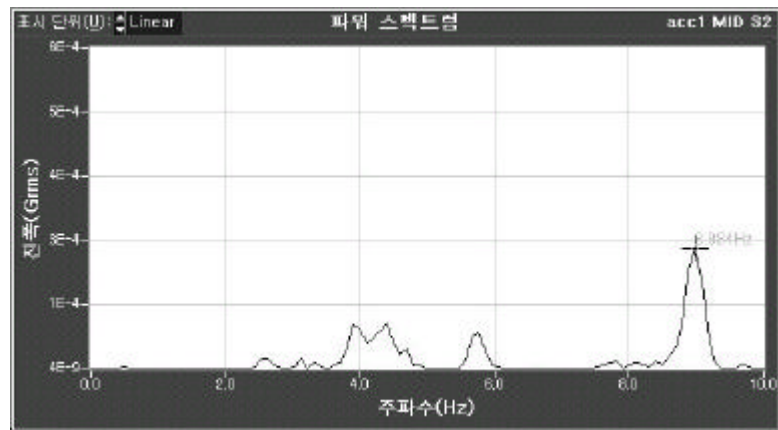


그림 7.26 중앙경간 측정 고유진동수($f=8.984\text{Hz}$)

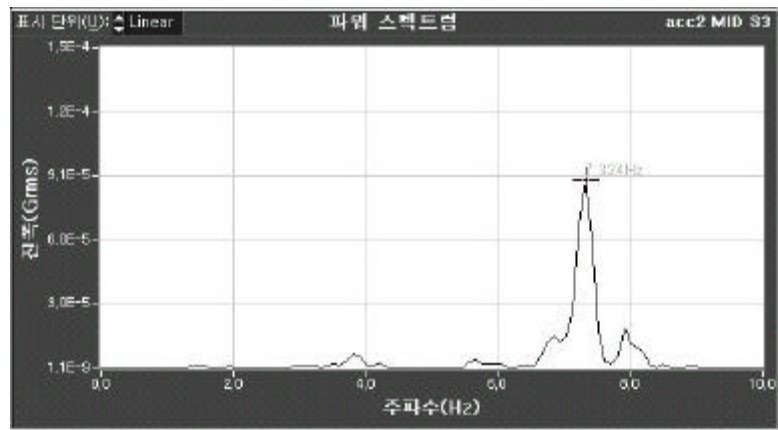


그림 7.27 측경간 측정 고유진동수($f=7.324\text{Hz}$)

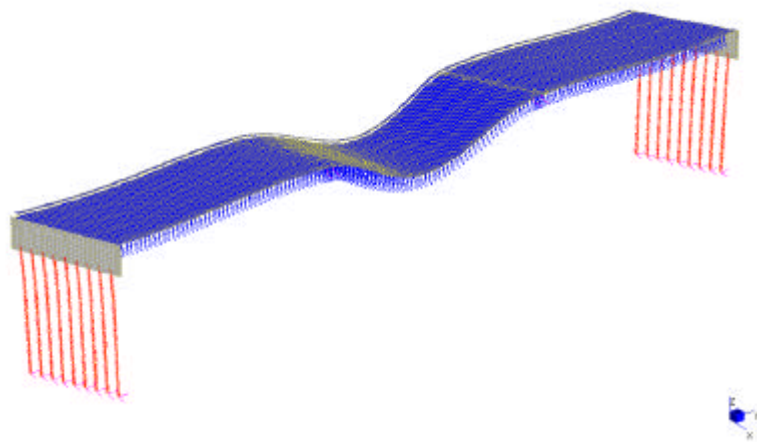


그림 7.28 중앙경간 계산 고유진동수($f=9.96\text{Hz}$)

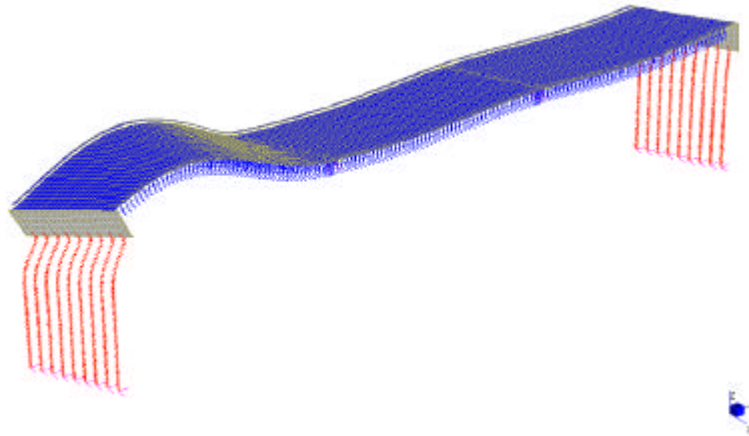


그림 7.29 측경간 계산 고유진동수($f=7.19\text{Hz}$)

표 7.4 측정 고유 진동수와 계산 고유 진동수 비교

	측정값	계산값	계산값/ 측정값
중앙경간	8.98Hz	9.96Hz	1.11
측경간	7.32Hz	7.19Hz	0.98

7.6 차량하중에 의한 교대부의 거동 분석

재하시험에 의해서 교량해석모델의 타당성을 검증하였으며, 차량하중에 의한 교대부의 거동을 분석한다. 일반적으로 교축방향을 기준으로 경사각이 70° 이상인 경우는 사각의 영향을 고려할 필요가 없으나, 사각이 60° 인 斜橋(Skew Bridge)로 예각부와 둔각부의 지점반력을 검토하여야 한다.

무조인트교량은 사각이 60° 인 斜橋(Skew Bridge)로 말뚝을 포함한 교대부가 상부구조와 일체로 거동하므로 예각부와 둔각부에서 지점반력보다는 말뚝의 축력 및 말뚝 두부의 변위를 검토한다.

차량하중이 예각부쪽에 재하되는 하중경우3일 때, 예각부쪽의 1번 말뚝의 축력은 압축력인 5.25ton이 작용하고, 둔각부쪽인 9번 말뚝은 인장력 0.54ton이 작용한다. 말뚝 두부의 변위량이 0.042mm이다. 그리고 차량하중이 둔각부쪽에 재하되는 하중경우4일 때, 둔각부쪽의 9번 말뚝의 축력은 압축력인 7.15ton이 작용하고, 예각부쪽인 1번 말뚝은 인장력 1.83ton이 작용한다. 말뚝 두부의 변위량은 0.14mm이다. 이처럼 斜角이 60° 인 무조인트 교량에서도 지점반력 뿐만 아니라, 말뚝 두부의 변위량도 예각부보다 둔각부에서 크게 나타난다.

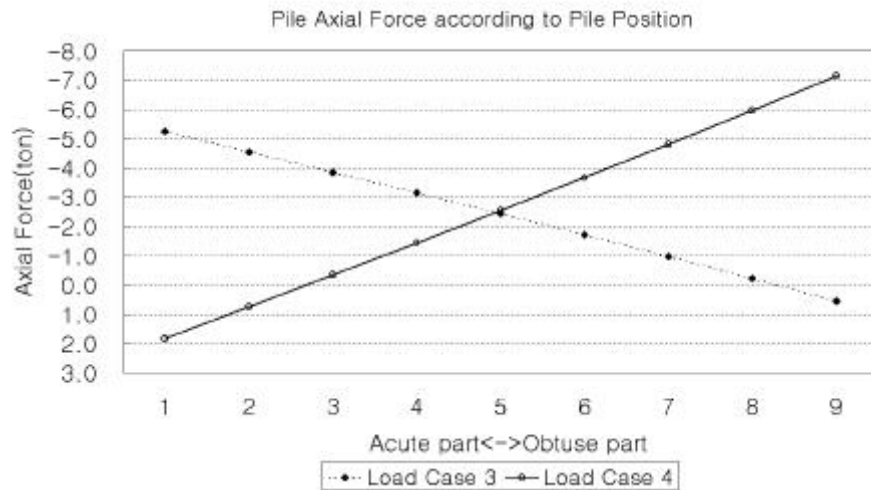


그림 7.30 말뚝 축력

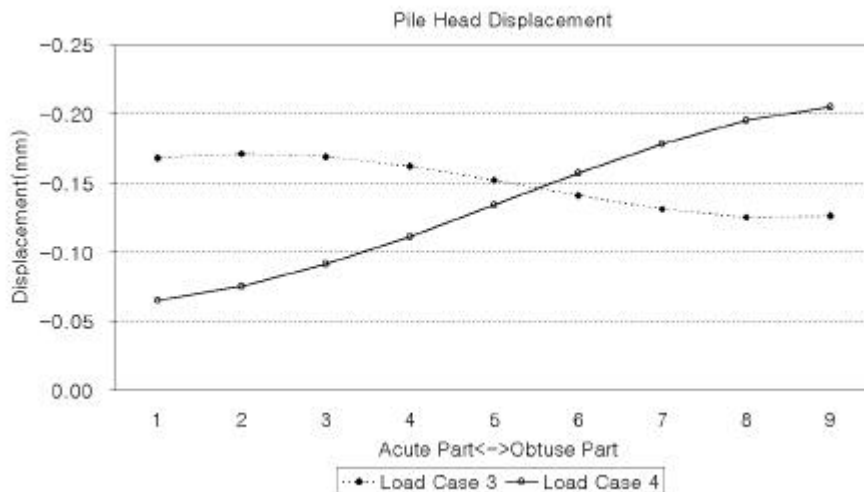


그림 7.31 말뚝 두부 변위

7.7 온도변화에 의한 교량의 거동분석

구조물이 완성된 후에도 사하중 및 활하중의 영향뿐만 아니라 바람이나, 지진 또는 대기온도의 변화에 따른 추가적인 하중이 존재하게 된다. 일반 조인트 교량은 대기온도의 변화에 따라 교량 구조물의 신장과 수축을 베어링에서 흡수, 처리하게 된다. 그러나 무조인트 교량은 상부구조가 교대 벽체와 일체로 시공됨으로써 온도하중으로 인한 구조거동이 분명히 일반 조인트교량과는 상이할 것이며, 바닥 및 PSC Beam의 신장이 교대 벽체 뿐만 아니라 말뚝의 하부구조까지 전달되므로 3차원 구조해석을 통하여 무조인트 교량의 정확한 구조거동을 파악하고, 추후 무조인트 교량의 설계시 또는 유지관리를 함에 있어 보다 정확한 기준을 설정하기 위하여 수치 해석을 수행되었다. 적용한 온도 하중은 도로교 표준 시방서에서 규정하고 있는 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 의 온도변화를 적용하였다. 그러나 일반 조인트 교량의 해석 방법과는 달리 무조인트 교량은 상부구조의 수축과 신장시 뒤편의 영향을 고려하여 신장시에는 지반이 스프링 작용을 하는 것으로 수축시에는 지반의 스프링 작용과 함께 6.6.3절에서 제시한

교대부에 수동토압이 작용하는 것으로 수행하였으며, 또한 상부 구조와 교대의 자중을 말뚝에 전달하고, 각기 신장시 $+15^{\circ}\text{C}$ 의 온도하중과 수축시 -15°C 의 온도하중을 적용하여 해석하였다. 본 절에서 타당성이 검증된 교량해석모델을 이용한 전산구조해석을 통하여 구조물의 신장과 수축시 말뚝이 부담하는 축력, 말뚝 두부의 변위, 말뚝의 응력 및 모멘트를 분석하였다.

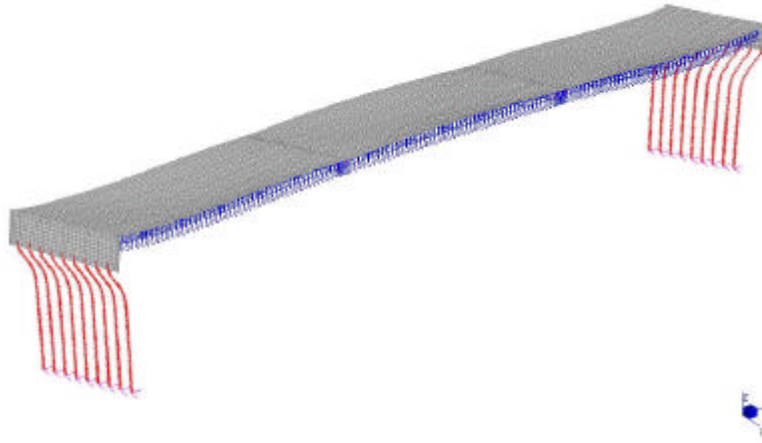


그림 7.32 $+15^{\circ}\text{C}$ 온도하중의 적용시 교량의 신장 거동

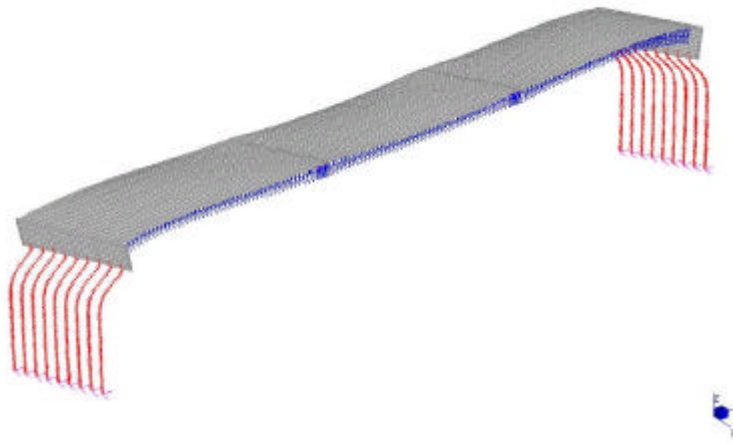


그림 7.33 -15°C 온도하중의 적용시 교량의 수축 거동

본 무조인트 교량은 사각이 60° 인 斜橋(Skew Bridge)로 온도변화에 따른 斜橋의 특징적인 거동인 지점부의 반력과 변위를 분석하여야 한다. 그러나 본 교량은 교대와 상부구조와 일체로 거동함으로 예각부와 둔각부에서 지점 반력과 지점 변위 보다는 말뚝의 축력 및 말뚝 두부의 변위를 검토한다.

먼저 말뚝의 축력을 검토하면 교량이 수축시(-15°C) 예각부인 Pile1의 축력은 16.08ton이고 둔각부인 Pile9의 축력은 17.25ton으로 둔각부의 말뚝에 축력이 1.17ton이 더 전달된다. 그리고 교량이 신장시($+15^{\circ}\text{C}$) 예각부인 Pile1의 축력은 4.89ton이고 둔각부인 Pile9의 축력은 8.72ton으로 둔각부에 부담되는 말뚝 축력이 3.83ton이 더 크다.

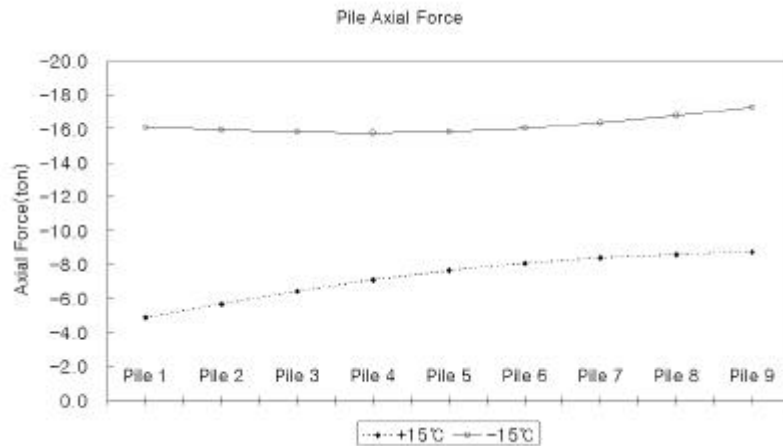


그림 7.34 교량의 신장과 수축시 말뚝의 축력 비교

말뚝두부의 변위를 검토하면 교량이 수축시(-15°C) 예각부인 Pile1의 변위는 -4.76mm이고 둔각부인 Pile9의 변위는 -5.01mm로 둔각부의 변위가 -0.25mm 더 크며, 교량이 신장시(+15°C) 예각부인 Pile1의 변위는 3.48mm이고 둔각부인 Pile9의 변위는 3.56mm로 둔각부의 변위는 0.08mm가 더 크다. 그리고 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 의 온도변화에 따라 말뚝 두부의 전체 변위량은 예각부에서 8.24mm이고 둔각부에서 8.57mm임을 보여준다.

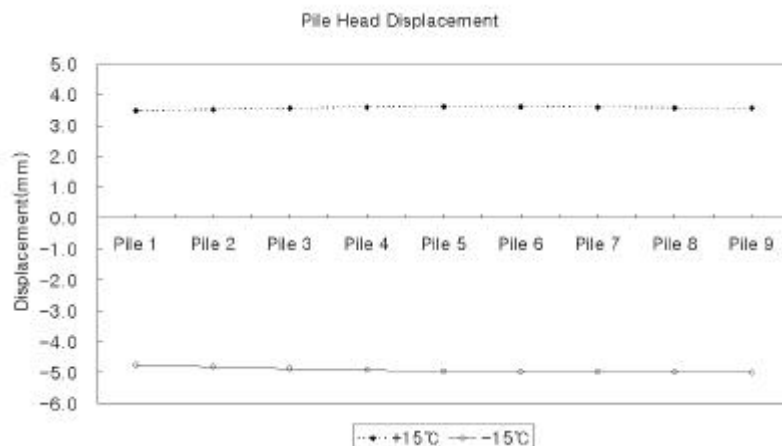


그림 7.35 교량의 신장과 수축시 말뚝두부의 변위 비교

온도변화에 따라 말뚝에 발생하는 모멘트는 교량이 수축시(-15°C) 말뚝깊이 대략 7m 지점에서부터 모멘트가 '0'이 되고, 3.0m 지점에서 최대 부모멘트가 둔각부에서 $0.903\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고 예각부에서 $0.867\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고, 말뚝두부와 교대의 연결부에서 최대 정모멘트가 둔각부에서 $3.414\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고 예각부에서 $3.279\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생함을 알 수 있다. 교량이 신장시(+15°C) 모멘트가 '0'이 되는 지점은 교량 수축인 경우와 같이 말뚝깊이 대략 7m 지점 정도이고, 3.0m 지점에서 최대 부모멘트가 둔각부에서 $-0.63\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고 예각부에서 $-0.615\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고, 말뚝두부와 교대의 연결부에서 최대 정모멘트가 둔각부에서 $+3.486\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하고 예각부에서 $+3.437\text{t}\cdot\text{m}$ 가 발생하였다.

응력의 검토에 있어서는 전술한 바와 같이 상부 구조와 교대의 자중을 말뚝에 전달하고, 각기 신장시 +15°C의 온도하중과 수축시 -15°C의 온도하중을 적용하여 해석하였으므로, 응력의 검토에 축력이 발생하였고 이는 그림 7.34와 그림 7.39에서 보는 것처럼 교량 신장시(+15°C) 말뚝의 축응력은 예각부보다 둔각부에서 $28.47\text{kg}/\text{cm}^2$ 으로 상대적으로 약간 높은 응력이 발생하였다. 최대 응력은 최대 부모

멘트 발생시 말뚝깊이 3.0m의 둔각부에서 70.58kg/cm^2 이고 예각부에서 95.77kg/cm^2 가 발생하였고, 말뚝두부와 교대의 연결부에서 최대 정모멘트에 의해 둔각부에서 812.88kg/cm^2 가 발생하고 예각부에서 773.81kg/cm^2 가 발생하였다.

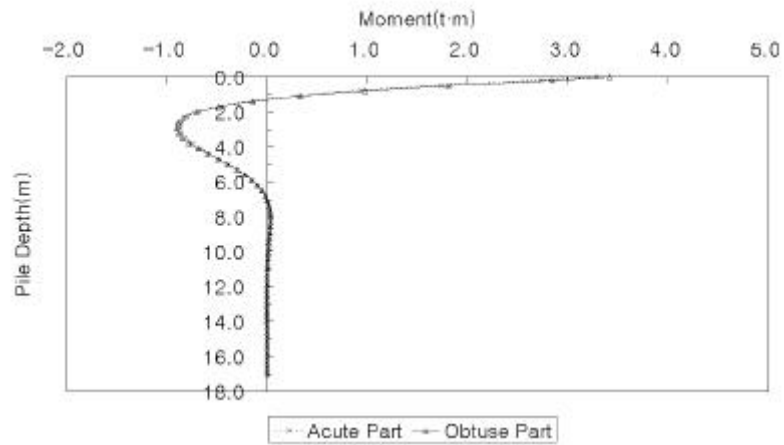


그림 7.36 교량이 수축시(-15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 모멘트

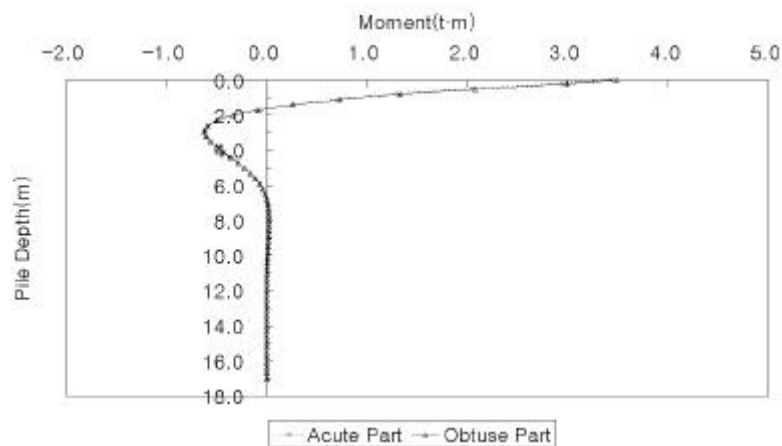


그림 7.37 교량이 신장시(+15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 모멘트

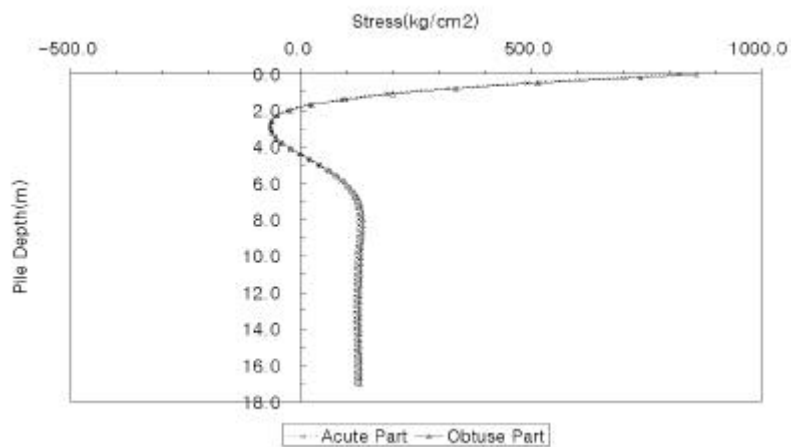


그림 7.38 교량이 수축시(-15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 응력

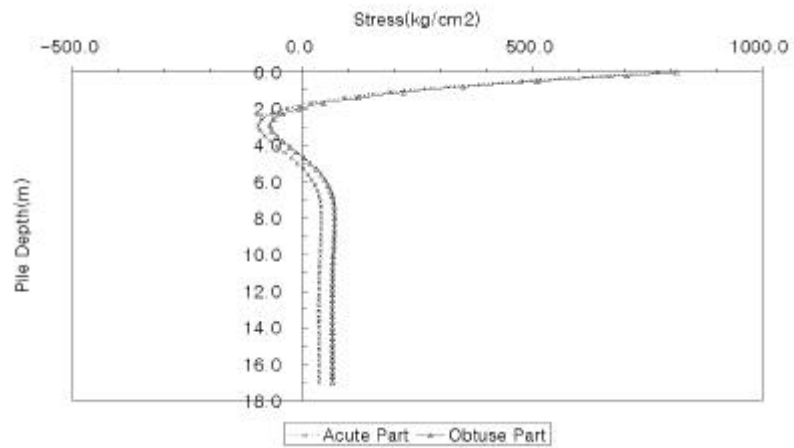


그림 7.39 교량이 신장시(+15°C) 말뚝깊이에 따른 말뚝의 응력

교량 수축시(-15°C) 말뚝의 축응력은 예각부에서 119kg/cm^2 이고 둔각부에서 128kg/cm^2 로 둔각부가 9kg/cm^2 으로 상대적으로 아주 약간 높은 응력이 발생하였다. 최대 부모멘트에 의해 말뚝깊이 3.0m 지점에서 둔각부에서 66.64kg/cm^2 이고 예각부에서 65.74kg/cm^2 가 발생하였고, 말뚝두부와 교대의 연결부에서 최대 부모멘트가 둔각부에서 860.54kg/cm^2 가 발생하고 예각부에서 823.06kg/cm^2 가 발생하였다.

제 8 장 계측에 의한 무조인트 교량 거동 분석

8.1 상부구조 계측 목적 및 현황

8.1.1 주요 계측 항목

상부구조의 거동 파악을 위한 계측 계획은 관련 문헌 자료와 교량 설계과정을 통하여 일반 조인트 교량과 많은 차이가 예상되는 무조인트 교량의 구조거동을 보다 합리적으로 규명할 수 있도록 수립하였으며 선정된 계측 항목은 아래와 같다(註: 일반적으로 상부구조라 함은 베어링을 경계로 그 상면과 하면으로 구분함이 일반적이나 본 장에서 상부구조라 지칭하는 부분은 주형이 거치 되는 면을 경계로 그 상부 구조물을 지칭한다).

- 교각 연속지점 상부 슬래브 응력 (크리이프 및 건조수축에 의한 2차응력 관련)
- 교대 지점부의 활하중 분배비율
- 교대 상부의 부모멘트 발생 여부
- 무조인트 교량의 실온도 변화 계측
- 외기 조건 변화에 따른 교대 회전변위 및 접속슬래브의 이동량
- 유지관리용 초기 데이터 수집 (장기성능 평가 기초자료)
- 교대 상부 슬래브 둔각과 예각부의 거동계측(변위 및 응력)

위와 같이 계획된 계측항목에 대한 자료를 획득함으로써 국내 기후 환경 조건하에서 무조인트 교량의 실제적 거동을 밝힐 수 있는 연구의 기초자료를 확보하고 추후 연관된 시공기술 개발·개선 및 각 부재요소의 상세 설계 규정 제시 등에 매우 유용한 자료로 활용 될 것이다. 계측 항목은 문헌조사 및 설계과정에서 그 거동이 일반교량과 상이한 부분에 대한 기본자료를 최우선적으로 확보하도록 하였다.

8.1.2 콘크리트 건조수축과 크리이프의 영향

교량구조물에 사용되는 신축 이음부에 발생하는 여러 종류의 문제점을 최소화하기 위한 방안으로 그 사용 수량을 최소화하는 교량 공법이 활발히 적용되고 있다. 특히 현재 사용되고 있는 PSC 주형을 이용한 다경간 교량(2내지 3경간)시공에서 PSC 주형이 위치하는 교각 위에서 가로격벽을 설치하고 상부 콘크리트 슬래브에 발생하는 부모멘트에 대한 철근을 배치하여 연속화하는 공법은 미국 등지에서 1960년대부터 널리 사용되고 있으며, 국내의 경우에도 매우 일반적으로 사용되고 있는 실정이다. 그러나 상부 콘크리트 슬래브와 PSC 주형이 일체화(합성)됨에 따라서 발생하는 상부슬래브의 건조수축의 영향과 주형에 작용하는 프리스트레싱에 의한 크리이프 작용은 시간경과 및 시공절차에 따라 교각 연속부에 구속력(restraint moment)을 유발하게 된다. 이것은 PSC 주형의 재령, 교각 연속화 지점 가로보 타설의 시점, 상부 슬래브 콘크리트 치기 방안, 외기 조건 및 콘크리트 재료특성 등과

같은 여러 영향인자와 매우 복잡한 관계를 가지고 있다. 이들 여러 영향인자간의 상호작용 관계를 규명하기 위한 많은 연구가 진행되었다. 미국의 무조인트 교량 활용실적을 참조하면 PSC 주형의 사용은 매우 보편화 되어있다. 그러나 관련 전문기술자 및 미국 각주의 무조인트 교량 설계지침에 의하면 대부분의 경우, 무조인트 교량의 적용 제한조건인 교량 연장길이 조건을 만족하는 한 건조수축과 크리이프의 영향은 주 설계하중(사하중 및 활하중; 충격포함)에 비하여 그 영향이 매우 적으므로 무조인트교량 설계시 특별히 고려하지 않고 설계 및 시공을 실시하는 것으로 조사되었다. 그림 8.1과 8.2은 단경간, 다경간 일체식 교대교량의 건조수축과 크리이프의 영향을 나타낸 것이다.

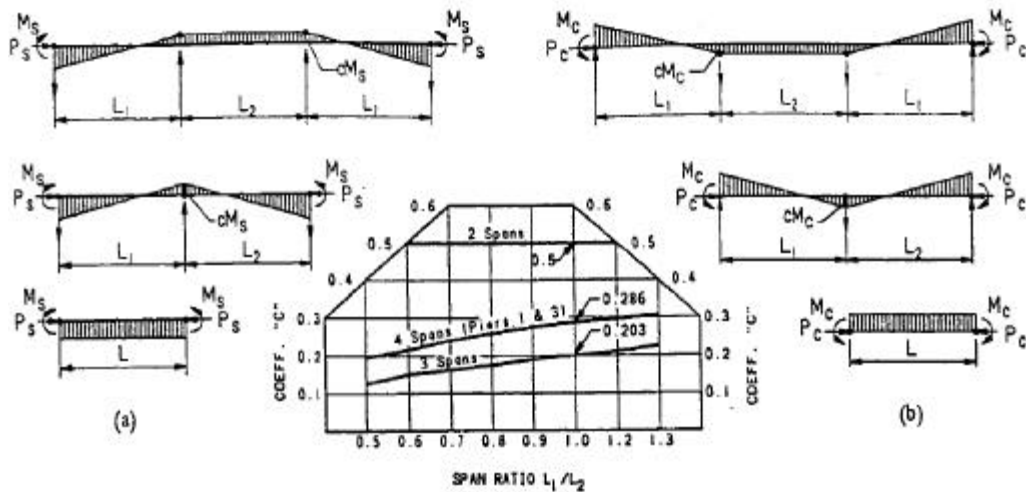


그림 8.1 단경간, 다경간 일체식 교대교량의 건조수축과 크리이프의 영향

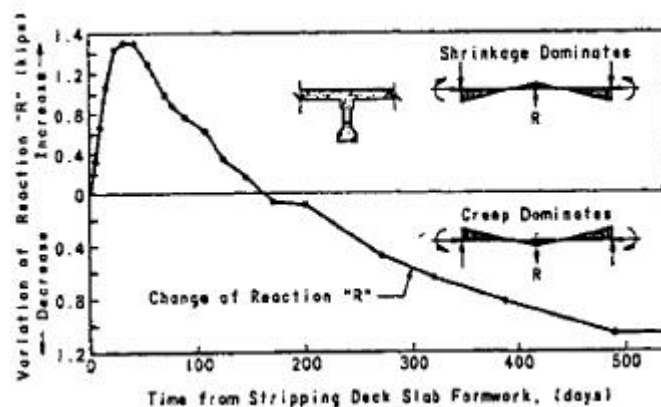


그림 8.2 2경간 연속교의 건조수축과 크리이프관계

그림 8.1은 1경간으로부터 3경간 연속교에서 건조수축과 크리이프의 영향을 독립적으로 나타내었으

며 그림 8.1에서 (a)는 건조수축의 영향, (b)는 크리이프의 영향을 도식화하였다. 이 그림이 암시하는 구조 특성을 관찰하면 상부 슬래브의 건조수축은 단경간 무조인트 교량 중앙부의 정모멘트를 증가시키고 교대 연결부에 큰 영향을 미치며, 경간수가 증가함에 따라 교각 지점부 부모멘트에 미치는 영향은 작아지는 동시에 중앙부의 모멘트 증감에 또한 그 영향이 작음을 알 수 있다. 또, 크리이프에 의한 영향은 건조수축이 구조체에 미치는 영향과 정반대로 나타나고 있음을 알 수 있다.

PCA(mattock)에 의한 실험결과인 그림 8.2는 건조수축과 크리이프의 영향이 교각반력에 미치는 영향을 명확히 나타내고 있다. 즉 상부 슬래브 콘크리트 치기 완료 후 시간이 경과함에 따라 크리이프 효과가 구조거동에 지배적임을 알 수 있다. 위 실험으로부터 시공조건을 조절할 경우 일반적으로 무조인트교량에서 상부 슬래브 콘크리트 치기 30일 후에 건조수축에 의한 발생구속 모멘트와 주하중과의 조합을 충분히 고려한다면 발생하는 건조수축 효과에 대하여 안전한 설계를 실시할 수 있다는 것을 알 수 있다. 그러나 실 구조물에서는 주형에 작용하는 지속적인 크리이프 효과는 건조수축 영향을 상쇄시키는 작용을 하며 주형에 작용하는 프리스트레스는 주형의 온도변위에 따라서 그 크기가 증감되는 복잡한 거동이 있음을 인식하여야 한다. 추후 설명하는 다른 2차응력과 상관계는 더욱 이들 영향인자의 상호관계를 명확히 인식하기 어렵게 한다. 이와 같은 복잡한 관계를 국내 시방 규정 및 시공관행을 고려하여 규명하기 위하여 현재 미국 TRB의 PSC 주형의 연속화 교량의 거동과 관련된 연구결과인 건조수축과 크리이프의 구속효과를 시간 경과에 따라 예측할 수 있는 전산프로그램(BRIDGERM)에 대하여 국내 시방규정을 반영하여 수정하는 프로그램 개발중이며, 이미 언급한 모든 영향 인자의 관계를 밝히기 위하여는 많은 시험이 필요한 바, 실용화 시험시공 교량의 특성을 이용하여 완공후 약 1년간의 활하중 재하가 없는 기간 중 교각 연속부와 교대부의 응력을 직접 측정하는 방안을 이용하여 일체식 교대에서의 건조수축 및 크리이프 효과를 분석하고자 한다.

8.1.3 교대 상부 부모멘트

무조인트교량의 구조거동을 마치 라아멘 구조물과 동일하게 취급하는 경우가 있으나 이는 무조인트 교량의 특성이 충분히 고려된 설계 및 시공과정을 명확히 이해하지 않은 상태에서 거동을 추측하기 때문이다. 라아멘 구조물은 교대부에 신축이음장치와 베어링이 사용되지 않는다는 개념으로는 무조인트 교량과 동일한 것으로 판단이 가능하다. 그러나 교대 변위를 허용하는 개념의 관점에서는 두 구조물의 거동은 완전히 다르며 이를 합리적으로 수용하기 위한 세부설계는 완연하게 다르다. 교대에서 주형, 상부슬래브, 접속슬래브가 일체의 형식을 취하고 있으므로 상부에 작용하는 하중은 교대 상면에 부모멘트를 유발 할 수 있으며 이를 적절히 분담 할 수 있는 철근배근이 필요하게 된다. 그러나 이와 같은 부모멘트의 크기는 실제 시공방법의 적용과정에서 부모멘트의 크기를 조절 할 수 있다. 그러므로 이러한 특성을 충분히 고려한 합리적인 설계가 필요하다. 추가로 교대부에 작용 가능한 부모멘트는 이미 언급한 건조수축 및 크리이프의 효과와도 매우 밀접한 관계를 가지고 있으므로 설계에서 사용된 철근량의 적정성을 실제 발생하는 작용응력의 크기를 통하여 검증하고자 한다.

8.1.4 온도 신축 변위 및 접속 슬래브의 이동량

일반 교량에서의 해당 구간의 온도신축 변위는 신축이음부에서 측정이 가능하며 측정치가 가지는 구조적 의미가 매우 확실하기 때문에 계측작업 및 분석에 별다른 어려움이 존재하지 않는다. 그러나 일반 조인트 교량과는 다르게 무조인트교량의 온도변위 이동량을 측정하기 위하여는 측정위치의 결

정이 우선적으로 필요하다. 즉 온도 변위량을 결정하는 교량길이를 양측 교대의 중앙점이라 하는 경우, 교량의 실제적인 변위를 조사하기 위하여 교대 중앙부에서의 변위량 계측이 필요한 동시에 교대와 일체로 연결시공된 접속슬래브 후면의 변위 계측이 추가로 필요하다. 즉 실제적인 온도변위 거동 파악을 위하여는 교대 전·후면과 교대와 일체로 연결된 접속슬래브 도로부 끝단의 변위량에 대한 계측 작업이 필요하다. 설계 개념상 교량 상부구조의 변위량(교대 수평 변위량)과 접속슬래브에서 측정되는 변위량은 동일하여야 하나 상부구조로부터 접속 슬래브를 통하여 전달되는 변위는 파일, 교대 후면 수동토압, 접속슬래브 하면의 마찰저항에 의한 에너지 분산효과(energy dissipation)로 인하여 변위량이 일치하지 않으리라 판단된다. 또한 두동교는 교량진행방향으로 2.652%의 종구배가 존재하므로 교량 전체 사하중의 기울기 방향의 분력이 변위량에 다소 영향을 미칠 것으로 예측되나 이에 대한 연구는 현재 진행된 적이 없는 것으로 조사되었으며 종구배는 무조인트 교량의 적용제한 조건에도 존재하지 않는 항목이다. 그러므로 교대부에서의 변위 측정은 경사계를 이용한 간접 측정을 실시하였으며, 접속슬래브의 끝단의 변위는 설계도에 명기된 바와 같이 접속슬래브와 완충슬래브의 유격을 조인트 메타(Joint Meter)를 이용하여 측정하였다.

8.1.5 상부 슬래브의 둔각 및 예각부 거동

무조인트 교량 적용제한 조건 중 사각에 대한 제한 규정이 존재한다. 시험시공 대상교량으로 선정된 두동교는 현재 30° 사각을 보유하도록 설계되어 있다. 설계 초기에는 사각에 대한 변경을 실시할 예정이었으나 현재 미국내의 각주의 일체식 교대 교량의 적용제한 조건에 대한 분석을 실시한 바, 사각 30° 이내에 대하여는 특별한 고려사항 없이 적용함이 일반적이며 또한 향후 사각이 미치는 명확한 영향 및 기존 교량과의 시공 및 유지관리의 경제성 분석을 실시 하고자 원설계 교량의 사각을 그대로 유지하여 설계를 실시하였다. 사각매우 큰 사교의 거동 특성은 그림 8.3에 표현된 바와 같이 무조인트 교량의 교대에 작용하는 토압의 작용력이 교축 방향과 일치하지 않으므로 회전력이 발생하게 된다. 이러한 변위는 예각부에서 증대되며 외기 온도가 증가함에 따라 발생한 예각부의 변위는 여러 가지 저항으로 원위치로 복귀하기 어렵게 되므로 교대와 같이 거동하는 접속슬래브 및 부속구조물(연석, dike, 중앙분리대 등)의 변형을 가져오게 되며 이는 교대 뒷채움부의 손실과 매우 밀접한 관계를 가지게 될 수 있다. 또한 말뚝 및 교대 벽체에도 예기치 않은 응력의 발생을 초래 할 가능성도 내포하고 있게 되므로 이와 같은 거동을 명확히 밝히기 위해서는 둔각과 예각부에 발생하는 변위에 대한 계측이 필요하다.

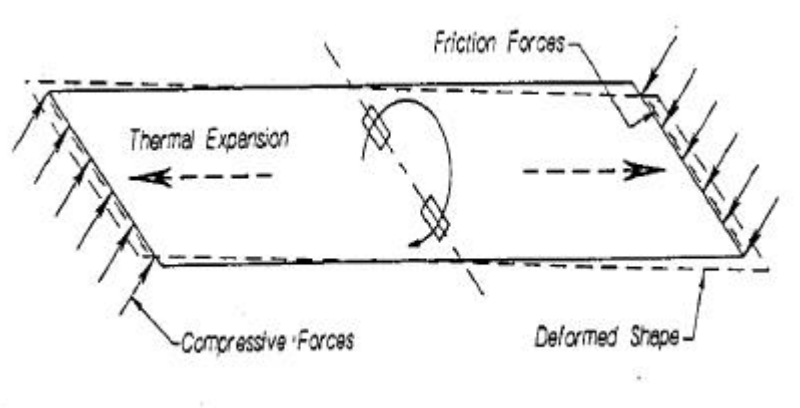


그림 8.3 사교의 회전거동

8.1.6 교량 유지관리용 초기자료 (성능평가 기초자료)

현재 계획된 실용화 시험시공 일정에 의하면 두동교 완공 후 활하중의 재하 없이 약 6개월간의 계측 작업을 실시 할 수 있는 기간이 있으므로 본 교량의 거동을 밝히는 기본자료를 습득 할 수 있는 충분한 기간이 있으며, 동시에 본 교량은 국내 최초로 개발되어 공용을 목적으로 하는 교량이므로 이에 관련된 유지관리 및 구조성능평가 작업이 매우 중요한 것으로 판단된다. 또한 일반 교량과 비교 시 향후 교량 사용중의 장점 및 단점을 명확히 구분하고자 완공 후 교량에 정·동재하 시험을 실시 하여 지속적인 성능 평가의 기본자료를 제공 할 수 있도록 하였다. 완공 후 즉시 초기 재하시험을 통한 초기 자료 확보를 통해 무조인트교량의 성능 평가에 관련된 기초자료를 제공 할 수 있을 것으로 판단된다.

8.2 상부구조 계측기 설치 현황

8.2.1 상부계측 설계

일반 조인트 교량과 다른 구조거동 특성을 합리적으로 규명하고자 선정된 계측 항목에 대한 기본 자료를 획득하기 위하여 콘크리트 매설용 변형률 게이지를 설치하였다. 두동교에 설치된 총 33개의 매설용 변형률계(KM-100B)는 내구성이 매우 뛰어나고, 무조인트교량 거동특성에 가장 중요한 요소인 온도 변위 해석을 위한 콘크리트 지점의 실온도를 정확하게 제공 할 수 있다는 강점을 가지고 있다.

매립형 콘크리트 변형률계의 설치시 고려된 사항은 다음과 같다.

- ① 시험시공 교량 2기(상행, 하행)는 기하학적으로 거의 동일조건의 교량이므로 보다 명확한 거동 해석을 위하여 하행선에 계측기를 집중 매설, 운영기로 한다.
- ② 또한, 기 설치된 하부구조 관련 각종 계측기가 하행선 교량에 존재하므로 상부와 하부구조로부터 얻어지는 계측 Data를 함께 활용하여 분석함으로써 구조거동 해석시 일관성 있는 결과 획득이 가능하다.
- ③ 하행선 교량은 양쪽 교대가 대칭성을 취하고 있으므로 A2(통영방향 교대)에 계측기를 중점적으로 배치하여 설치한다.
- ④ 두동교의 A2가 경사 하향이므로 종경사(2.852%)에 의한 중력성분의 영향을 고려할 수 있다.
- ⑤ A1, A2는 지반 및 성토 시공 조건에 차이가 있으나 이에 대한 영향은 무시한다.
- ⑥ 온도에 따른 변위 발생시 교량의 기하학적인 영향(Skew effect)으로 발생 가능한 교대 상부면 슬래브의 둔각과 예각부에서의 응력 변화를 알 수 있도록 계측기를 매설한다. 현재 도로교 시방에는 이를 고려한 사보강 규정이 존재하여 현 두동교는 이에 따른 사보강 철근이 배근되어 있으나 향후 동종 교량 설계시 현 시방에 규정된 철근 보강 방안에 대한 판단 자료 획득을 위한 것이기도 하다.
- ⑦ 무조인트 교량은 상부구조에 작용하는 하중을 하부로 전달하는 하중 전달 경로가 일반 교량과 대비시 유리한 조건을 가지고 있다. 즉 교좌장치를 이용하지 않고 상부 하중을 일체(monolithic)로 연결된 단일 부재로 하중을 전달하므로 특히 교대 횡방향 응력은 일반 교량과 비교시 상당히 유리할 것으로 판단되며 이를 확인하는 방안으로 향후 실증 재하 시험 및 전산해석 결과와

의 비교 고찰할 수 있다.

- ⑧ 교대 지점부가 일체화되어 발생하는 중앙지간부 정모멘트 및 교각 지점부의 부모멘트 감소량 파악을 고려하여 계측기를 배치한다.
- ⑨ 교대 벽체의 온도변위에 대한 주거동 파악 및 이에 따른 주철근 배근 방안을 확인하기 위하여 계측기를 설치한다.

중점 계측 단계는 1단계: 교대와 상부슬라브 일체화 과정, 2단계: 뒤택움 과정, 그리고 3단계: 구조물 완공 후 활하중 재하시점으로 나누었다. 1단계는 온도 기후 조건의 변화에 따른 순수 온도하중에 대한 결과를 획득하고, 2단계에 대하여는 온도 변위 하중에 대한 뒤택움과 상호작용을 분석하며, 3단계는 각종 재하 시험을 통하여 구조물 유지관리를 위한 기초자료를 습득을 목적으로 한다.

즉, 두동교 하행선 콘크리트 타설 시점을 기준으로 하여 뒤택움 작업 실시 전까지는 온도하강에 따른 변형률 Data를 분석하여 온도 변화의 영향을 파악하도록 한다. 현재까지 교대 배면의 뒤택움이 실시되지 않은 상태이므로 교량 수축시 작용응력 변화를 기록하여 향후 뒤택움 존재시와 비교하면 교량 수축시 작용 가능한 뒤택움 주동토폴의 영향을 유추 할 수 있을 것으로 보인다. 뒤택움 완료 후 교량 팽창시에는 교대 설계 및 거동특성에 주요인자인 수동 토폴과 구조거동의 특성을 말뚝거동을 포함하여 총괄적인 구조거동 메카니즘을 분석 할 수 있으리라 판단된다. 공사 중 시행되는 상부추가하중(아스팔트 포장 시공)에 대한 응력 계측을 통하여 전체적인 구조거동 파악에 매우 도움이 되는 자료도출이 가능하다고 판단된다. 상부 활하중 재하를 통하여 각종 하중의 분배 효과등을 파악하여 향후 무조인트 설계와 관련된 중요자료를 축적한다.

8.2.2 교대부 계측기 매설

하행선 교대벽체에 설치되는 매설형 게이지는 총 8개를 그림 8.4에 표시한 위치에 매설하였다. 교대 2단 벽체 철근 조립 후 배근된 철근을 이용하여 콘크리트 치기 시의 계측기의 위치변화 및 탈락을 방지하기 위해 위치 고정 작업에 각별히 주의하였으며, 추후 계측 작업의 결과 확인을 위하여 매우 중요한 계측기의 중심의 위치를 정밀하게 측정하였다. 교량 외측에 위치하는 PSC Beam 뒤에 위치하는 2개조는 예각부와 둔각부에서 PSC Beam의 온도변화에 따른 응력변화를 빔과 빔 사이에 존재하는 계측기 2개조는 교대 철근 배근에 따른 주철근의 역할을 파악 할 수 있는 자료를 획득하기 위하여 설치하였다. 부가적으로 교대 2단 벽체는 두께 1m, 높이 2m에 해당하는 매스콘크리트(mass concrete)이므로 콘크리트 치기 후 수화열의 변화를 관찰 할 수 있다.

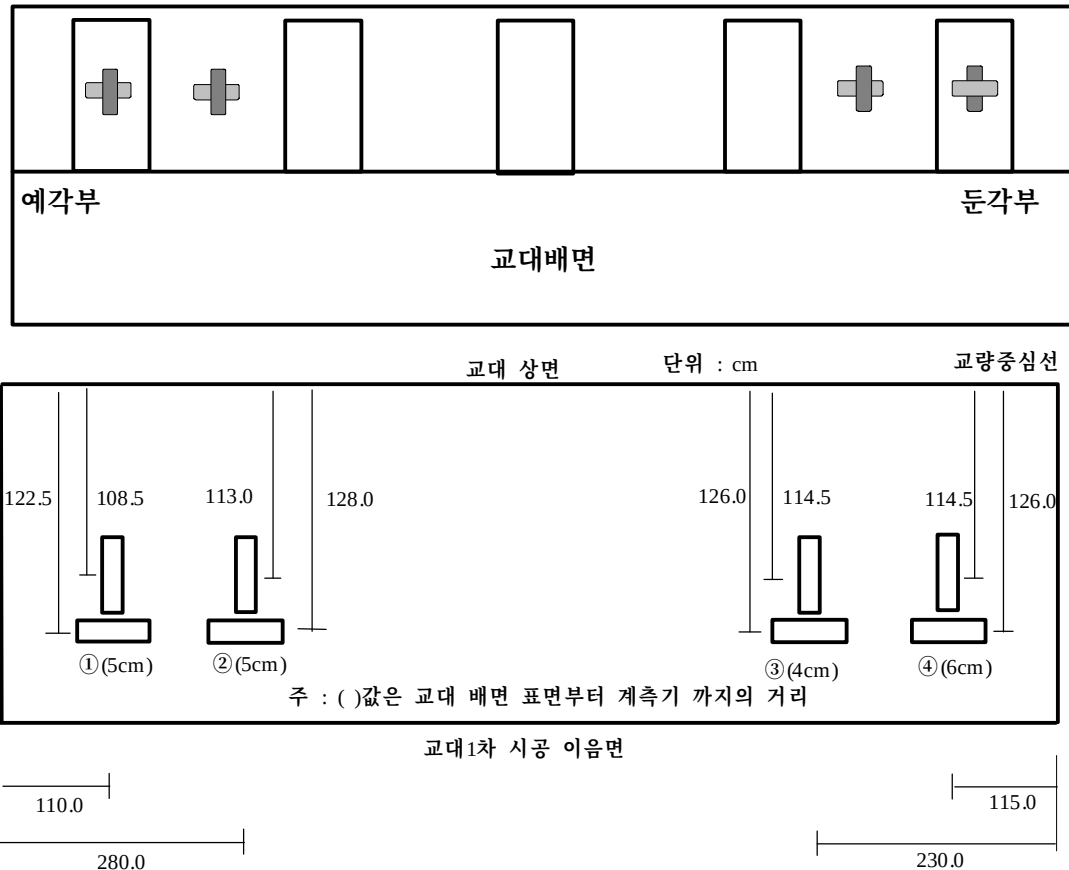
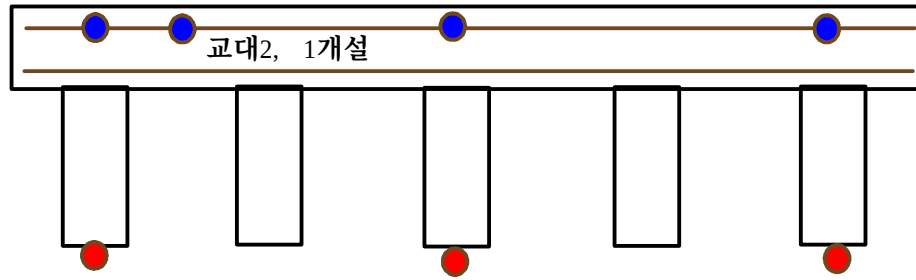


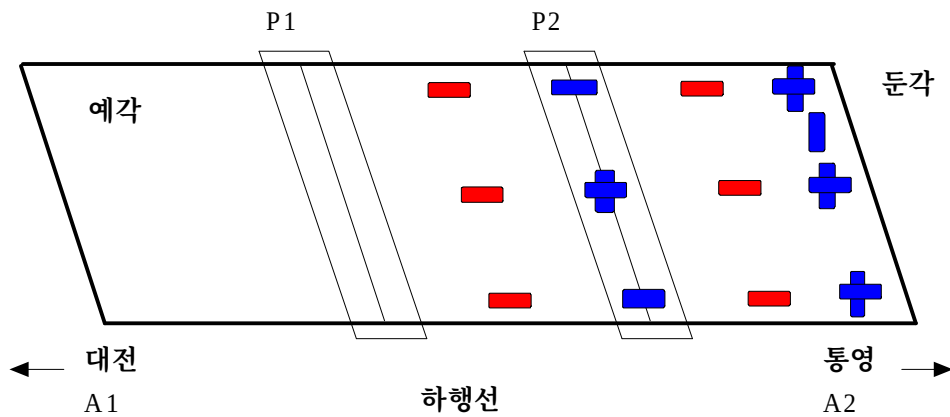
그림 8.4 교대 매설용 콘크리트 게이지 부착도(하행선 A2)

8.2.3 상부슬래브 계측기 매설

하행선 콘크리트 치기 전 부모멘트 측정을 위하여 상부 슬래브에 계측기 설치 작업을 완료하였으며, PSC Beam 하단부 정모멘트에 의한 응력 계측을 위한 6개는 바닥판 콘크리트 치기를 위하여 설치된 거푸집이 제거 된 후 적당한 시점에서 표면부착을 위한 보조기구를 사용하여 설치하기로 결정하였다. 교대 벽체에 설치된 계측기와 동일하게 콘크리트 치기 및 진동다짐 작업으로 인한 손상을 방지하기 위하여 콘크리트 치기 작업 중 작업 인부에 교육을 실시 한 후, 콘크리트 치기 작업을 실시하였으며 상부 바닥판 콘크리트 치기 완료 후 계측기의 손상 여부를 점검 한 결과 설치된 모든 계측기는 정상적으로 작동하고 있음을 확인하였다. 설치된 계측기의 위치는 그림8.5에 표기하였다.



(a) 매설형 콘크리트 변형률계 교량 바닥판과 빔 하면 설치 단면도



(b) 매설형 콘크리트 변형률계 위치 평면도

그림 8.5 상부슬래브 콘크리트 매설용 계측기 위치도

8.3 매설형 변형률계 계측 결과

8.3.1 센서별 계측결과

두동교는 PSC Beam과 교대의 일체화 과정과 교량 바닥판의 콘크리트 치기 과정이 동시에 이루어졌다. 현 시점에서 바닥판 타설을 위하여 빔 하부에 설치된 거푸집의 제거가 이루어지지 않아 현재까지 설치된 매설형 변형률계의 위치와 센서 번호는 그림 8.6과 같다. 하루 중 오후 4시를 전후하여 계측이 이루어졌다. 그림 8.7에서 그림 8.12는 각각 교대 상부슬래브, 교각 상부슬래브 주철근에 설치된 매설형 변형률계의 센서별 온도와 변형률값이다. 그림 8.13에서 그림 8.18은 주형하면에 부착한 변형률계의 센서별 온도와 변형률값이다. 12개월간의 온도변화에 따른 측정 변형율의 값이 너무 작아 측정값 자체만으로는 교량의 수축과 신장 거동을 분석하기 어려웠다. 다음절에는 검증된 구조해석모델을 이용하여 측정값을 계산값과 비교하여 분석하였다.

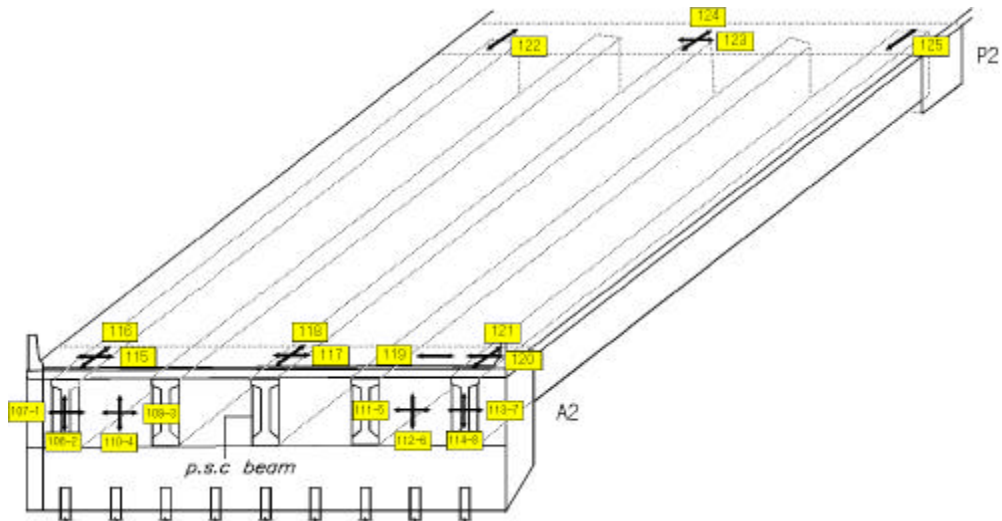


그림 8.6 매설형 변형률계의 설치위치 (두동교 하행선)

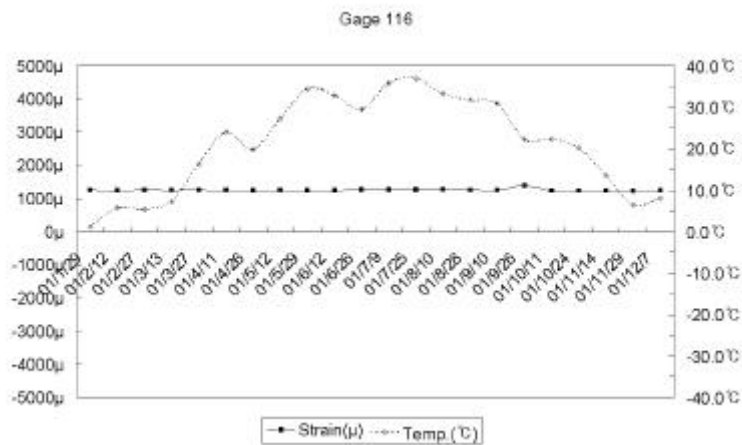


그림 8.7 gage 116(슬래브 매입)

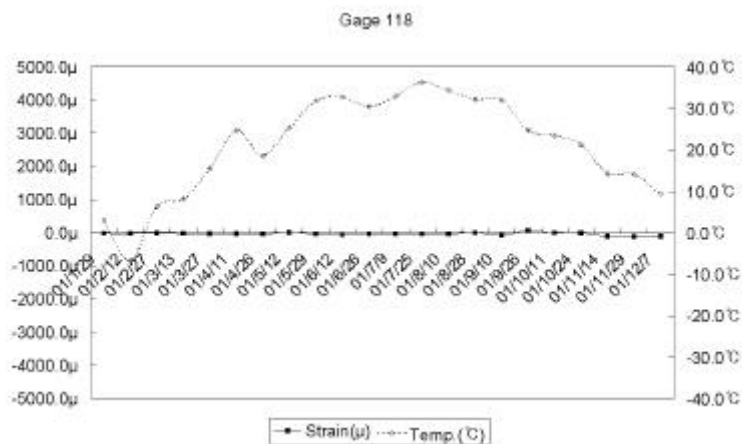


그림 8.8 gage 118(슬래브 매입)

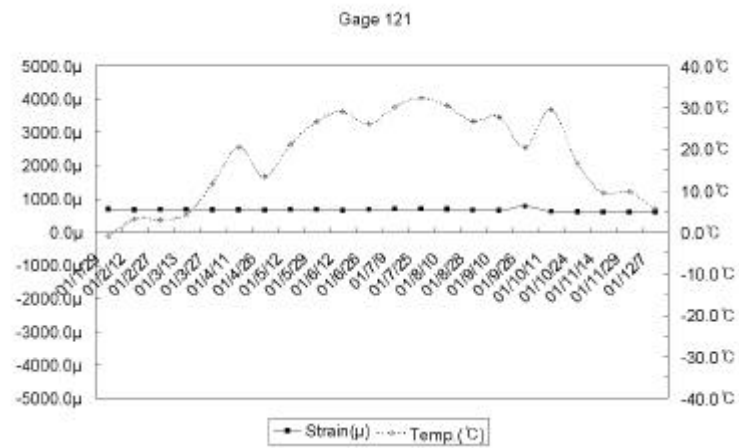


그림 8.9 gage 121(슬래브 매입)

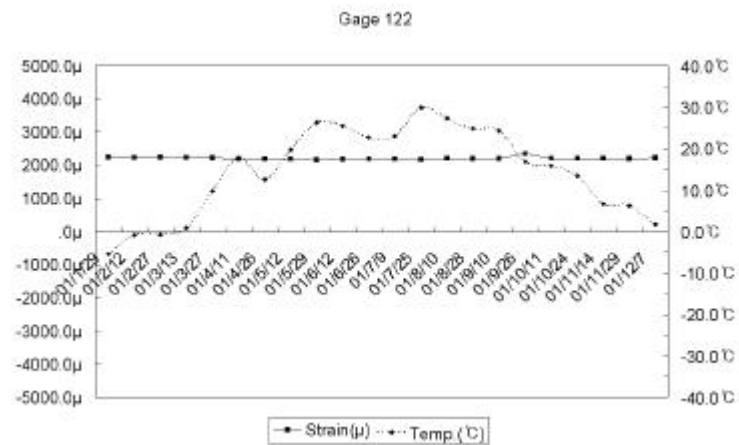


그림 8.10 gage 122(슬래브 매입)

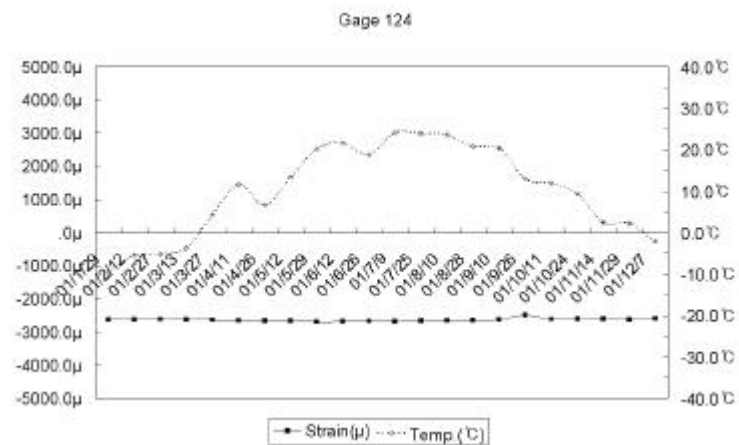


그림 8.11 gage 124(슬래브 매입)

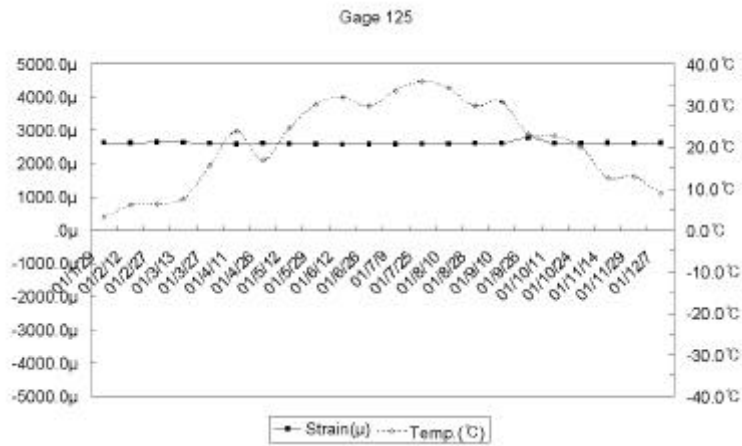


그림 8.12 gage 125(슬래브 매입)

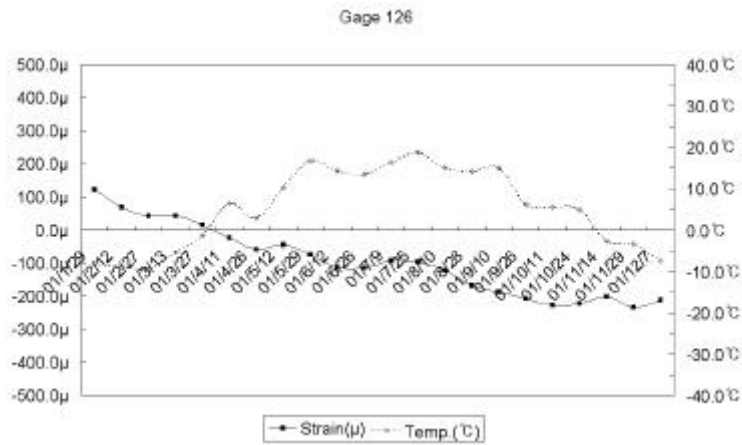


그림 8.13 gage 126(주형부착 변형율)

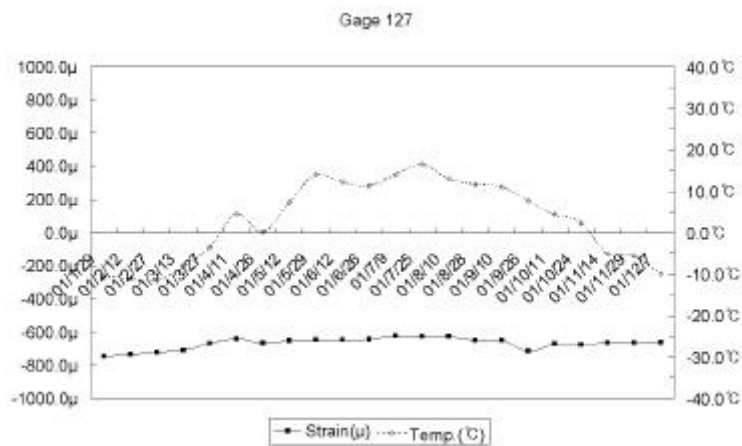


그림 8.14 gage 127(주형부착 변형율)

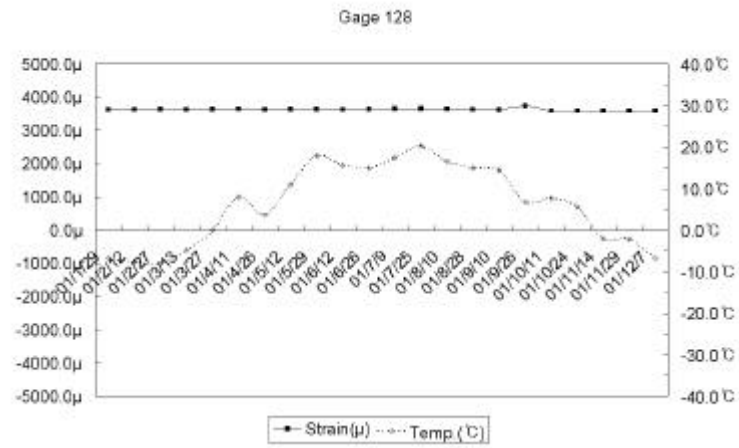


그림 8.15 gage 128(주형부착 변형율)

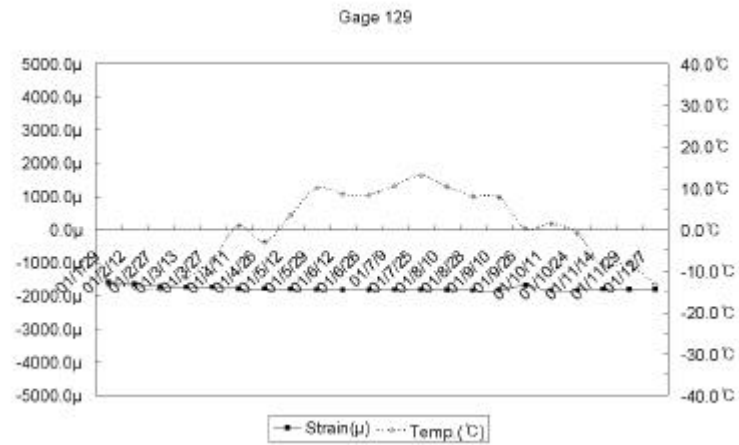


그림 8.16 gage 129(주형부착 변형율)

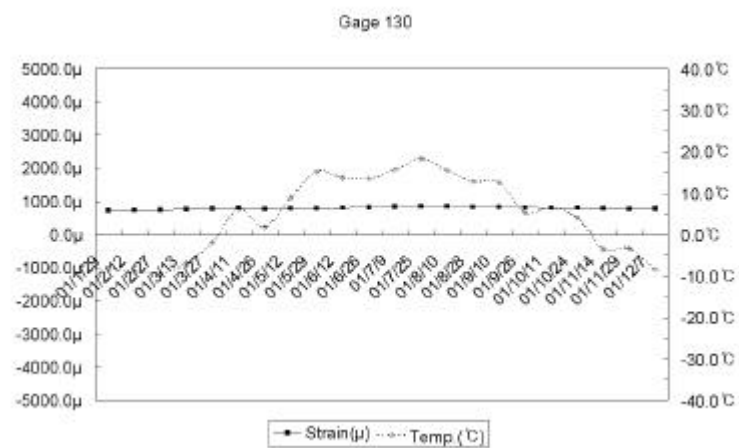


그림 8.17 gage 130(주형부착 변형율)

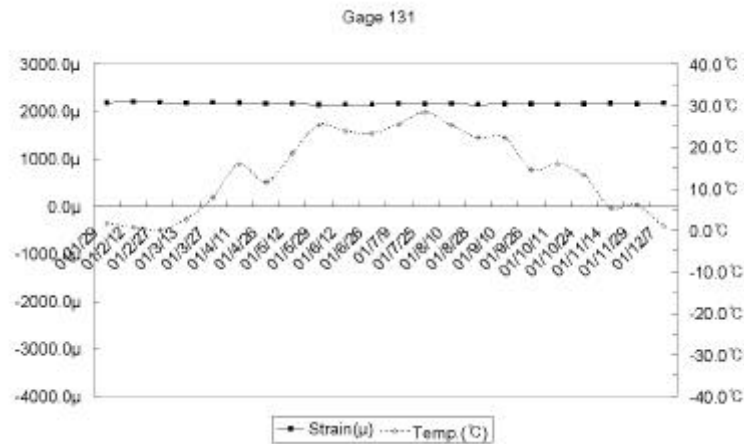


그림 8.18 gage 131(주형부착 변형율)

8.3.2 실측값과 계산값의 비교

교량의 신장과 수축에 거동을 검토하기 위한 계산결과와 실측결과를 비교 검토하기 위하여 먼저 온도변화 및 변형율의 기준점을 정하여야 한다. 따라서 상부슬래브의 타설이 끝난 뒤 콘크리트가 충분히 양생되었고 더 이상 콘크리트 양생에 따른 수화열이 발생하지 않는다고 확실히 되는 시기를 기준으로 하여야 하고, 또 교대배면에 성토가 끝난 시점으로 하여야 한다. 이에 일자별 시공현황을 검토하여 2001년 1월29일을 기준일로 하였다. 그리고 교량의 신장과 수축을 검토하기 위해서 교축방향의 변형율 검토하는 것이 타당하다. 구조해석을 하기 위하여 타당성이 검증된 Frame-shell model을 사용하여 말뚝의 지반상수는 6.6.3절에서 제시한 지반 스프링 계수를 적용하였고, 온도변화에 대한 교량의 거동을 충분히 검토하기 위하여 온도하중을 $-5^{\circ}\text{C} \sim +35^{\circ}\text{C}$ 까지 주어 계산 변형율과 측정변형율을 비교 검토하였다. 그림 8.19는 온도하중이 -5°C 일 때의 교량의 수축 변형도를 보이며, 그림 8.20은 온도하중이 $+35^{\circ}\text{C}$ 일 때의 교량의 신장 변형도를 보인다.

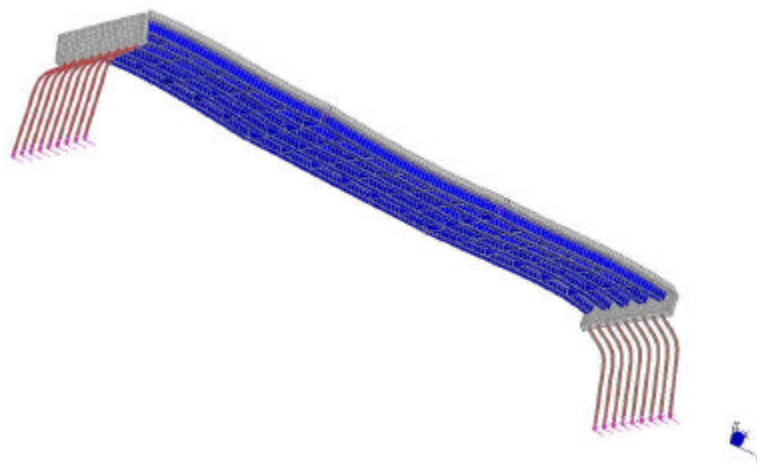


그림 8.19 교량 수축시 변형도(-5°C)

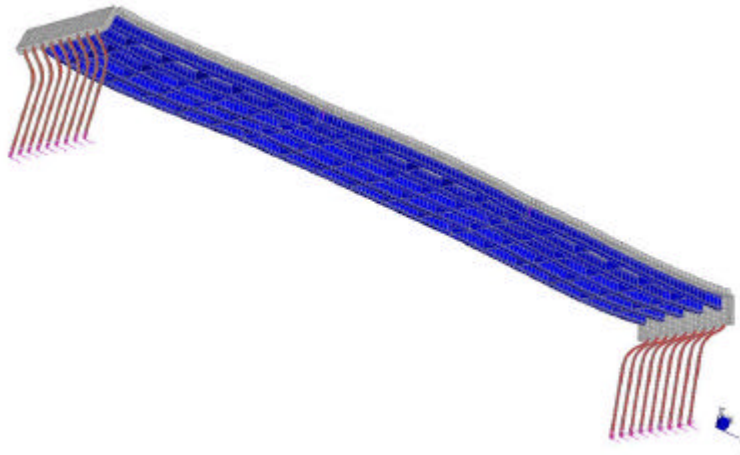


그림 8.20 교량 신장시 변형도(+35°C)

그림 8.21에서 그림 8.26은 주형하면에 부착한 변형율계의 측정값과 계산값의 비교이다. 중앙경간 및 측경간의 중간 주형에서 다시 말하면 gage127과 gage130에서 측정값이 계산값과 일치함을 보이나, 외측 주형에 부착된 변형율 게이지(gage126, gage128, gage129 및 gage130)에서는 측정값의 경향이 계산값과 어떠한 관계도 보여주지 않고, 온도변화와 측정값 사이에서 어떠한 상관관계도 파악할 수 없다. 그림 8.27에서 그림 8.29는 교각부위 상부 슬래브에 매입된 교축방향 변형율계의 측정값과 계산값을 비교하였다. 교대부에 슬래브에 매입된 교축방향 변형율계의 측정값은 P.S.C.주형이 교대와 만나는 모서리부의 응력 분포가 일정하지 않아 계산값과 비교하지 않았다. 그림 8.29(gage125)는 측정값이 계산값과 다소간 경향이 비슷한 부분이 있으나 일치한다고는 할 수는 없고, gage124, gage125와 gage125는 측정값이 온도의 승강에 따라 변화하는 경향은 유사한 구간은 있으나, 전체적으로 측정값과 계산값 그리고 전체적인 측정값의 변화와 온도 변화사이의 상관관계를 파악할 수 없다. 일일계측에서 일별 최저온도와 최고 온도를 측정한 충분한 계측자료를 확보하여야 한다.

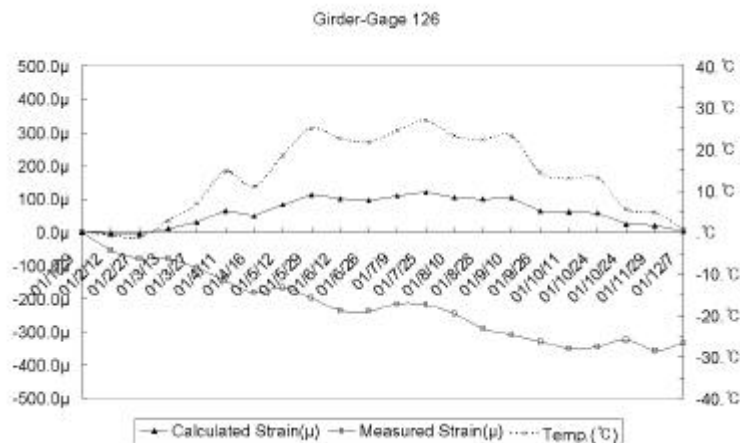


그림 8.21 gage 126의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

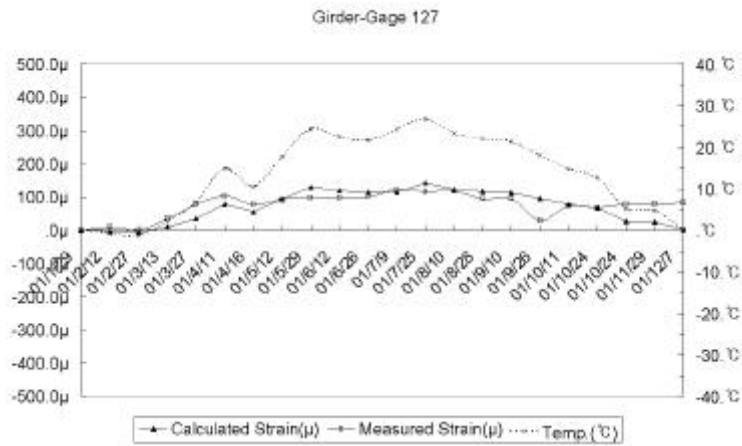


그림 8.22 gage 127의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

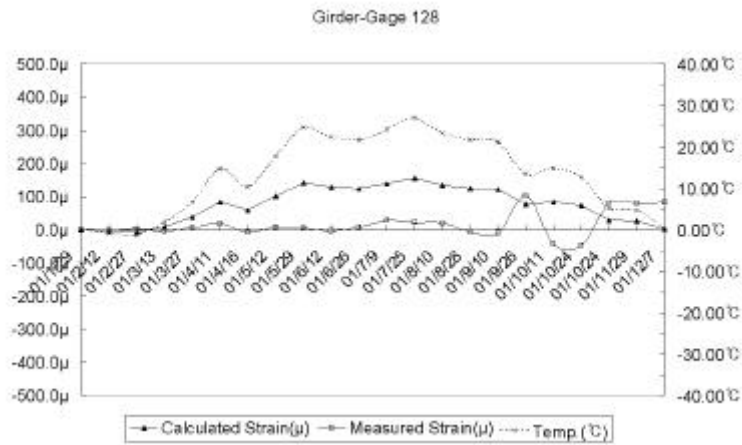


그림 8.23 gage 128의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

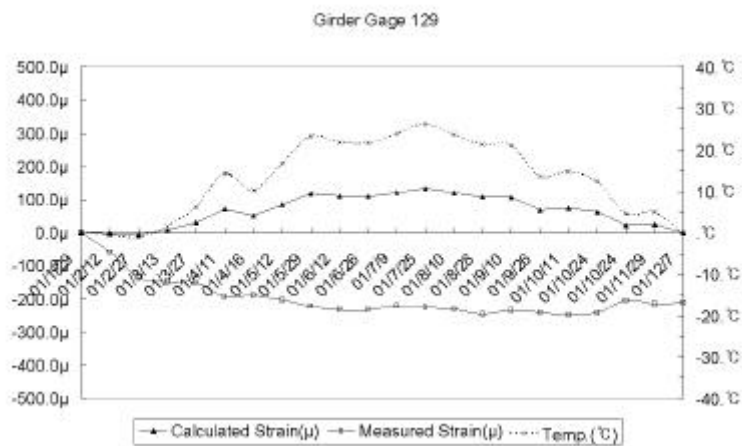


그림 8.24 gage 129의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

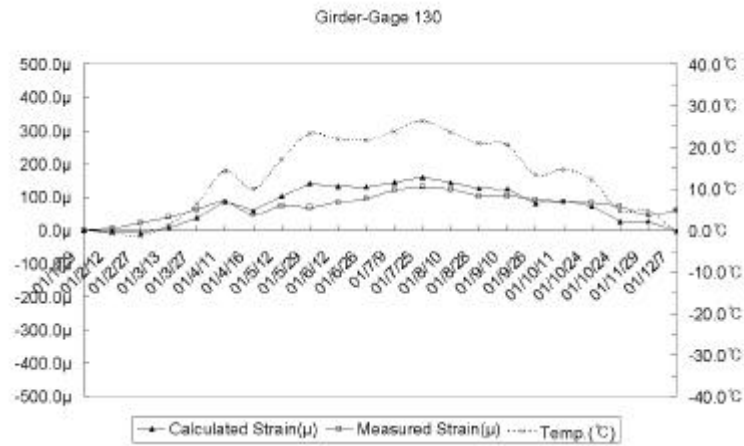


그림 8.25 gage 130의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

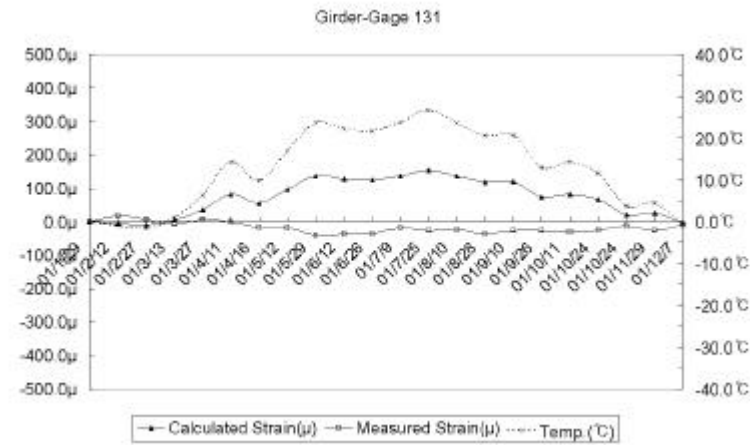


그림 8.26 gage 131의 측정값과 계산값의 비교(주형하면 부착)

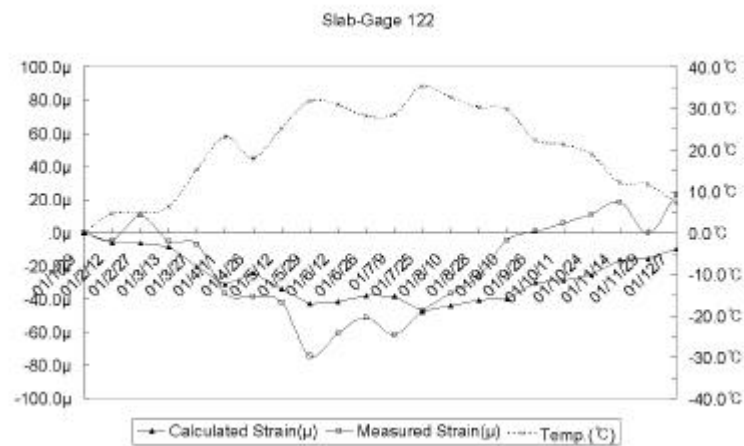


그림 8.27 gage 122의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)

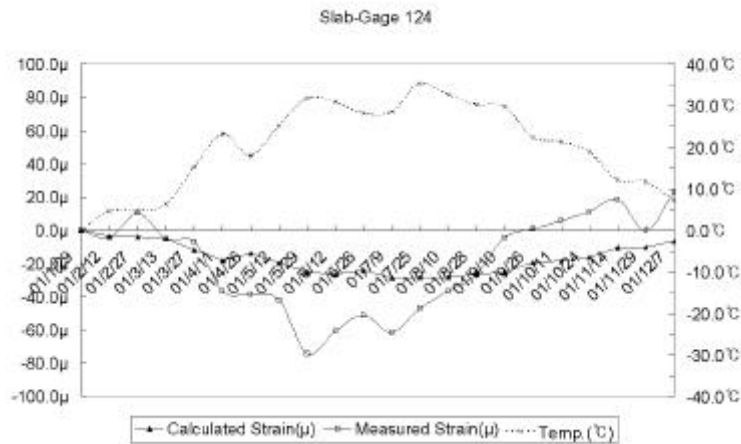


그림 8.28 gage 124의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)

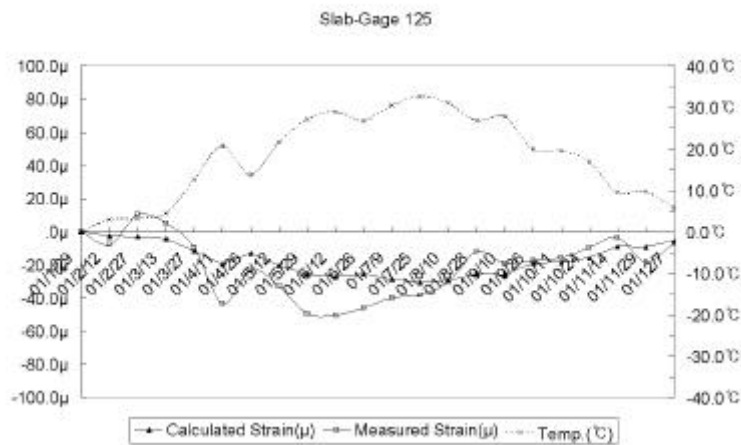


그림 8.29 gage 125의 측정값과 계산값의 비교(슬래브 매입)

8.4 온도변화에 따른 접속 슬래브의 이동량 비교

일반 조인트 교량과는 다르게 무조인트 교량은 온도변화에 따라 교량이 수축과 신장을 반복하므로, 이에 따른 변위량을 측정하여 교량의 거동을 분석할 수가 있다. Joint Meter는 접속슬래브와 완충슬래브사이에 설치되어 유격을 측정하여 교량의 변위를 측정한다. Joint Meter는 2001년 9월2일에 설치되어 12월7일까지 측정되었으며, 이때 대기온도의 변화는 427°C 로 기온이 하강하여 교량이 수축 거동을 한다. 구조해석모델에 -30°C 의 온도하중을 가하여 계산변위량과 측정변위량을 비교분석 하였고, 이에 따라 말뚝에 발생하는 응력을 검토하였다.

그림 8.30과 -30°C 의 온도하중에 의한 교량의 수축 변형도를 보이며 그림 8.31는 교량 수축에 의한 상부 슬래브의 거동을 보였으며, 본 무조인트 교량은 60° 의 사각을 가진 교량이라 교축직각방향을 기준으로 하면 예각부에서 둔각부로 회전하며 교대배면에 마찰력이 발생함을 추론할 수가 있다.

측정된 Joint Meter의 변위량은 그림 6.24와 그림 6.25의 수평변위 거동을 보면 교대 A2에서 10.6mm, 10.9mm 및 교대 A1에서 8.8mm, 9.7mm의 변위량의 측정되었다. 그림 8.32는 교대 A2의

Pile16의 말뚝두부변위가 10.01mm이며 그림 8.33은 교대 A1의 Pile 21의 말뚝 두부 변위는 9.74mm이다.

표 8.1 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 교량의 수축 변위량

위치	Joint Meter	계산값
교대 A1	9.7mm	9.74mm
교대 A2	10.9mm	10.01mm

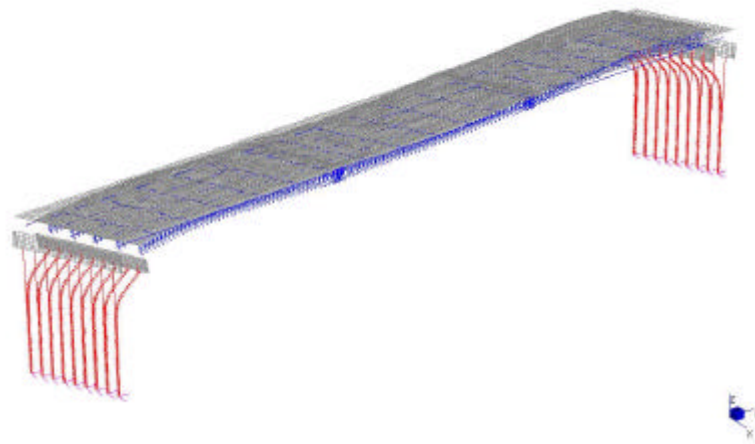


그림 8.30 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 교량의 수축 변형도

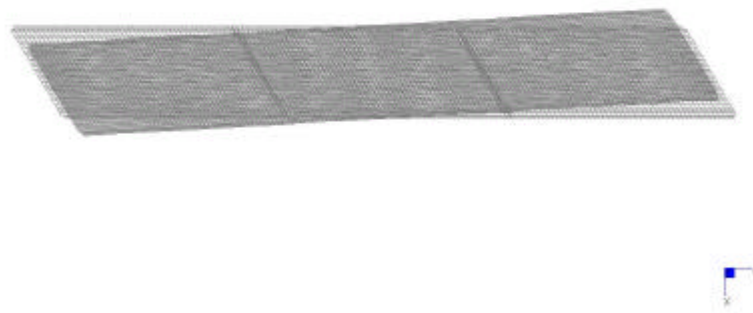


그림 8.31 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$ 로 온도하강에 의한 슬래브의 수축 변형도

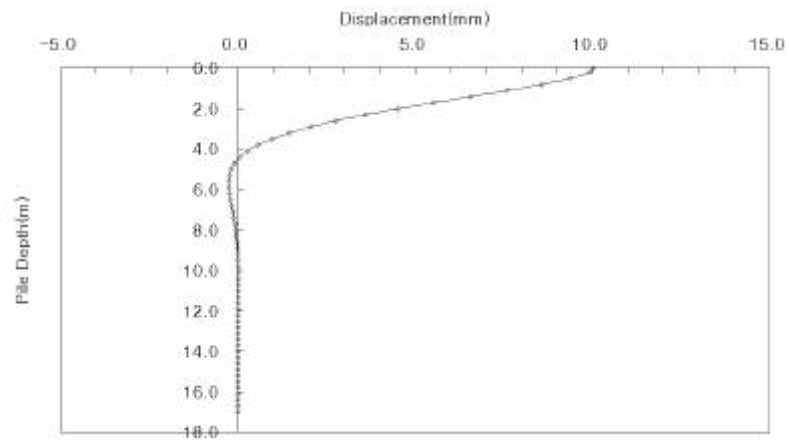


그림 8.32 Pile 16의 말뚝깊이에 따른 교축방향 수평변위

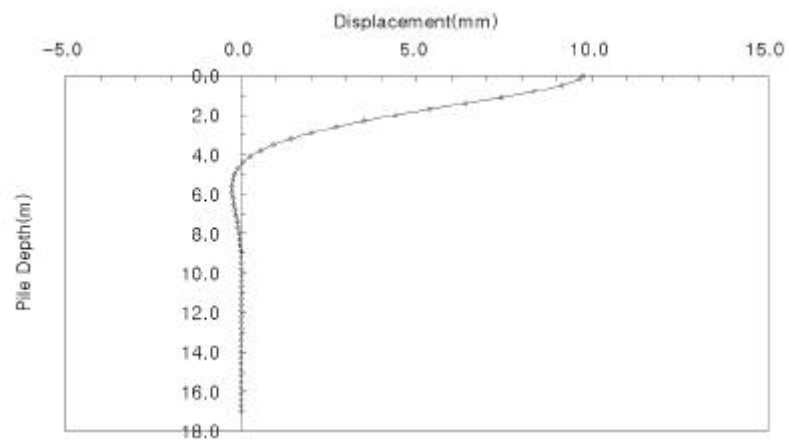


그림 8.33 Pile 21의 말뚝깊이에 따른 교축방향 수평변위

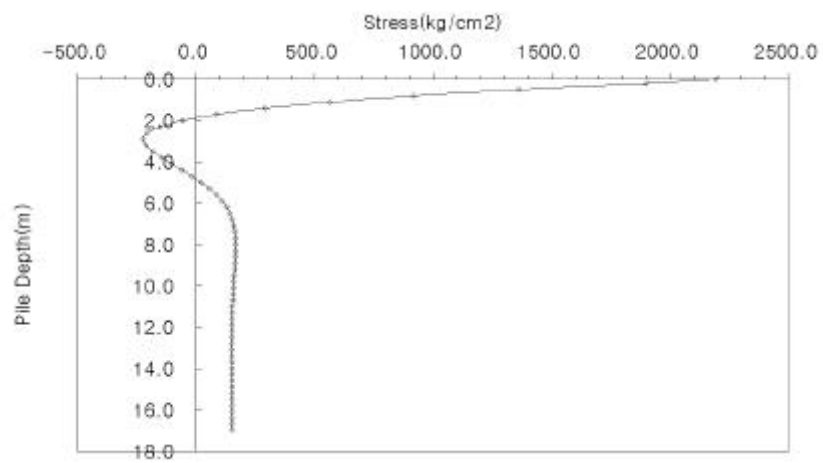


그림 8.34 Pile 16(A2)의 말뚝깊이에 따른 응력

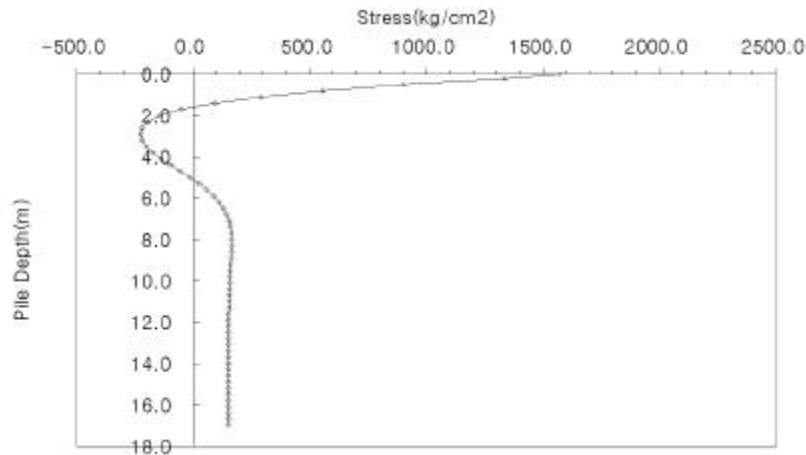


그림 8.35 Pile 21(A1)의 말뚝깊이에 따른 응력

온도변화에 따른 교량상부구조의 수축 거동으로 인하여 말뚝에 발생하는 응력을 그림 8.34와 그림 8.35에서 계산값으로 검토하였다. 말뚝 두부와 1차 교대의 연결부에서 Pile 16(A2)과 Pile 21(A1)의 응력이 아주 상이하게 다른 데, 이는 교대배면에 토압계를 부착하여 측정 분석한 수동 토압과 지반 스프링 계수가 A2과 A1에 다르게 작용하고 있기 때문이다. 말뚝 두부와 1차 교대의 연결부에서 Pile 16(A2)에서 2191kg/cm^2 이, Pile 21(A1)에서 1573kg/cm^2 의 응력이 계산되었다.

8.5 상부 슬래브의 둔각부 및 예각부 거동

8.5.1 개요

무조인트 교량 적용제한 조건 중 사각에 대한 제한 규정이 존재한다. 시험시공 대상 교량으로 선정된 평촌1교는 현재 30° 사각을 보유하도록 설계되어 있다. 설계 초기에는 사각에 대한 변경을 실시할 예정이었으나 현재 미국내의 각주의 일체식 교대 교량의 적용제한 조건에 대한 분석을 실시한 바, 사각 30° 이내에 대하여는 특별한 고려사항 없이 적용함이 일반적이며 또한 향후 사각이 미치는 명확한 영향 및 기존 교량과의 시공 및 유지관리의 경제성 분석을 실시하고자 원설계 교량의 사각을 그대로 유지하여 설계를 실시하였다. 사각이 매우 큰 사교의 거동 특성은 그림 3.3에 표현된 바와 같이 무조인트 교량의 교대에 작용하는 토압의 작용력이 교축 방향과 일치하지 않으므로 회전력이 발생하게 된다. 이러한 변위는 예각부에서 증가하고 대기 온도가 증가함에 따라 발생하는 예각부의 변위는 여러 가지 저항으로 원위치로 복귀하기 어렵게 되므로 교대와 같이 거동하는 접속슬래브 및 부속구조물(연석, dike, 중앙분리대 등)의 변형을 가져오게 되며 이는 교대 뒷채움부의 손실과 매우 밀접한 관계를 가지게 될 수 있다. 또한 말뚝 및 교대 벽체에도 예기치 않은 응력의 발생을 초래할 가능성도 내포하고 있게 되므로 이와 같은 거동을 명확히 밝히기 위해서는 둔각과 예각부에 발생하는 변위에 대한 계측이 필요하다.

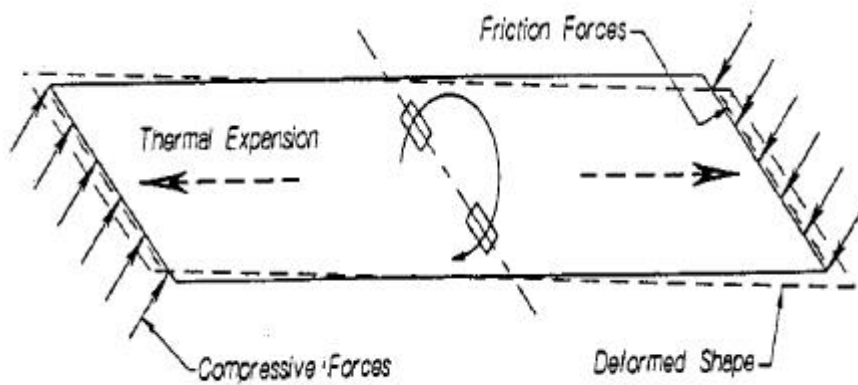


그림 8.36 사교의 회전거동

8.5.2 장기거동 결과

교대 측면에 부착된 경사계(KB-5E)에서 측정된 회전각을 교대 하단을 기준으로 교대 상단의 변위량으로 환산하면 표 3.1과, 방향기준은 그림 3.4와 같다. 이 값은 교대의 기울어짐과 비틀림에 의한 것으로 교대 병진거동에 의한 변위량과는 다르나 변위량의 증감 또는 변화 양상은 PSC 빔의 신축거동과는 밀접하게 관련이 있다.

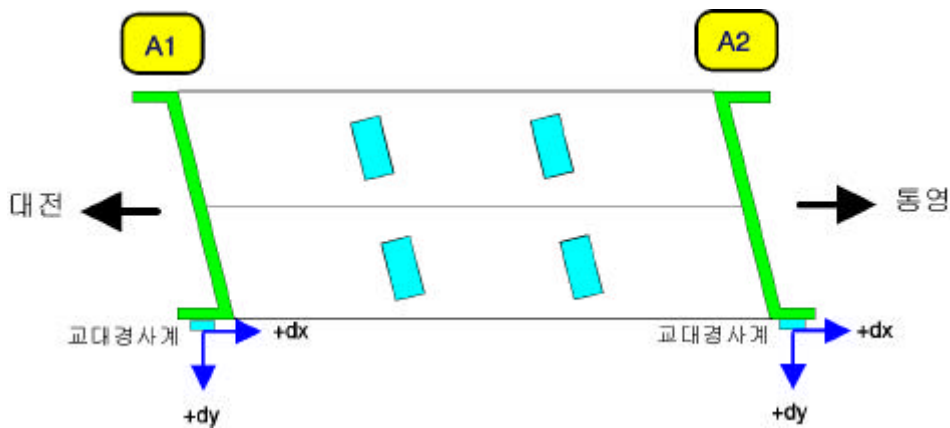


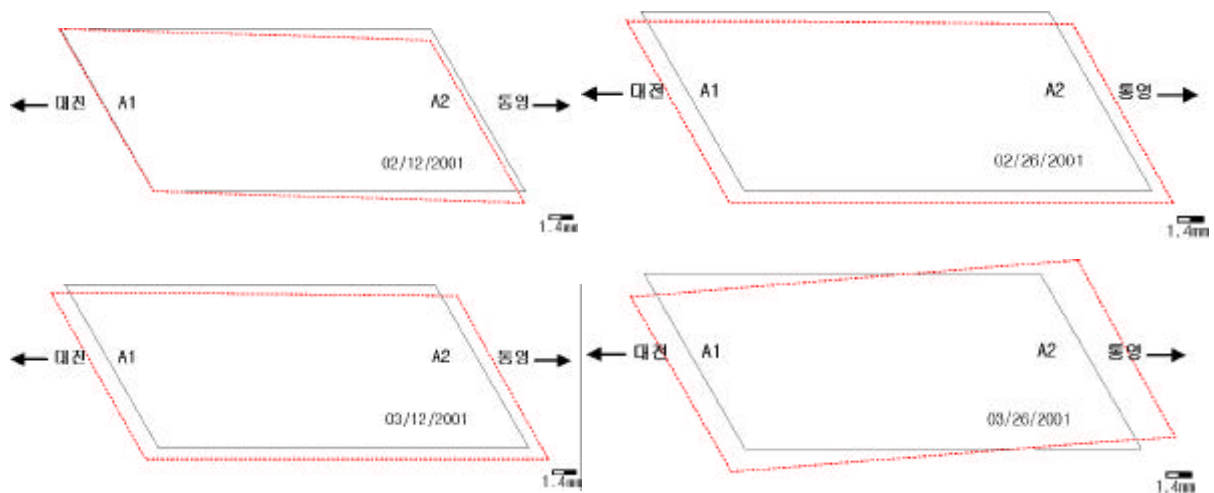
그림 8.37 교대 경사계의 방향 기준

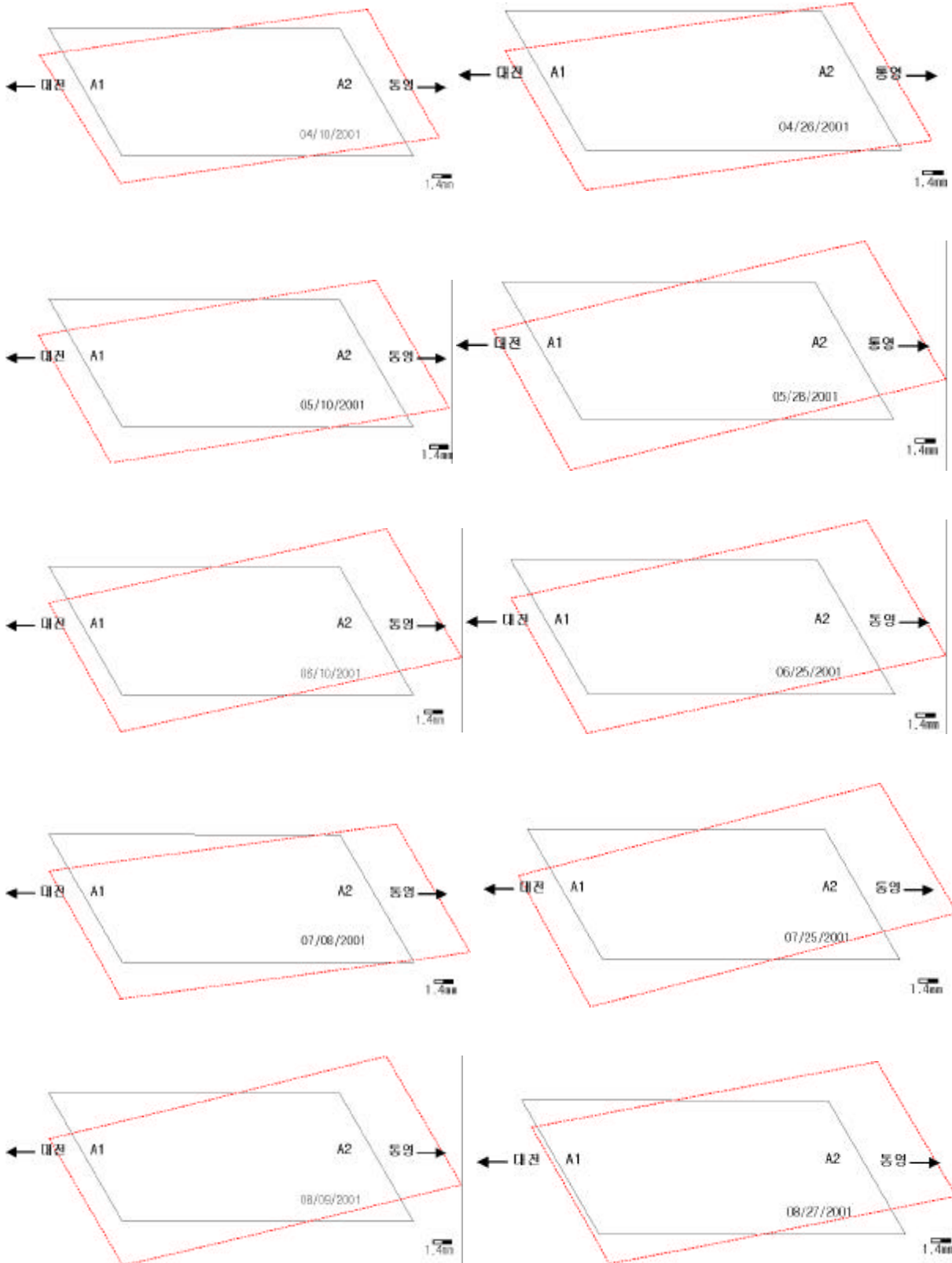
교축방향과 교축직각방향의 변위량에 따라 교량 전체의 거동을 나타내면 그림 3.5와 같다. 2001년 2월 26일 교대와 상부슬래브가 일체화시켰을 때, 상부슬래브의 회전거동은 거의 일정하다.

2001/ 2/ 26~2001/ 10/ 24까지 평촌1교의 상부슬래브는 반시계 방향으로 회전하게 되고, 10월 24일을 기점으로 회전방향이 바뀌고 있음을 볼 수 있다. 그리고 교대 A1과 A2의 신축량이 다른 것은 평촌1교의 곡률반경과 교축방향으로 2.652%의 종구배가 존재하기 때문이다. 최대로 신장된 시점은 7월25일이다.

표 8.2 교대에 부착된 경사계에 의한 교대 상단의 변위량

측정일자	A1 교대			A2 교대		
	교축방향 dx	교축직각방향 dy	변위량	교축방향 dx	교축직각방향 dy	변위량
01/2/12	-0.18	-0.19	0.26	0.00	0.38	0.38
01/2/26	-0.36	0.37	0.52	1.12	0.38	1.18
01/3/12	-0.72	0.74	1.03	1.50	0.38	1.54
01/3/26	-0.54	1.67	1.76	1.87	-0.76	2.02
01/4/10	0.00	2.41	2.41	2.25	-1.32	2.61
01/4/26	-0.18	2.60	2.61	1.87	-0.95	2.10
01/5/10	-0.36	2.97	2.99	2.99	-1.70	3.44
01/5/28	-0.36	3.53	3.55	3.74	-2.46	4.48
01/6/10	0.00	2.79	2.79	3.18	-2.65	4.14
01/6/25	-0.18	2.60	2.61	3.18	-2.84	4.26
01/7/8	0.00	2.79	2.79	4.12	-0.38	4.13
01/7/25	-0.36	3.53	3.55	4.12	-3.41	5.34
01/8/9	0.00	3.16	3.16	3.37	-2.84	4.40
01/8/27	0.54	2.23	2.29	3.18	-2.46	4.02
01/9/10	0.90	1.11	1.43	2.62	-2.27	3.47
01/9/25	0.72	0.93	1.18	2.06	-1.51	2.55
01/10/10	0.36	-0.19	0.41	2.06	-1.32	2.45
01/10/24	0.54	-0.37	0.66	2.06	-0.57	2.13
01/11/14	0.36	-1.30	1.35	2.06	0.95	2.27
01/11/29	0.36	-1.86	1.89	2.25	0.00	2.25





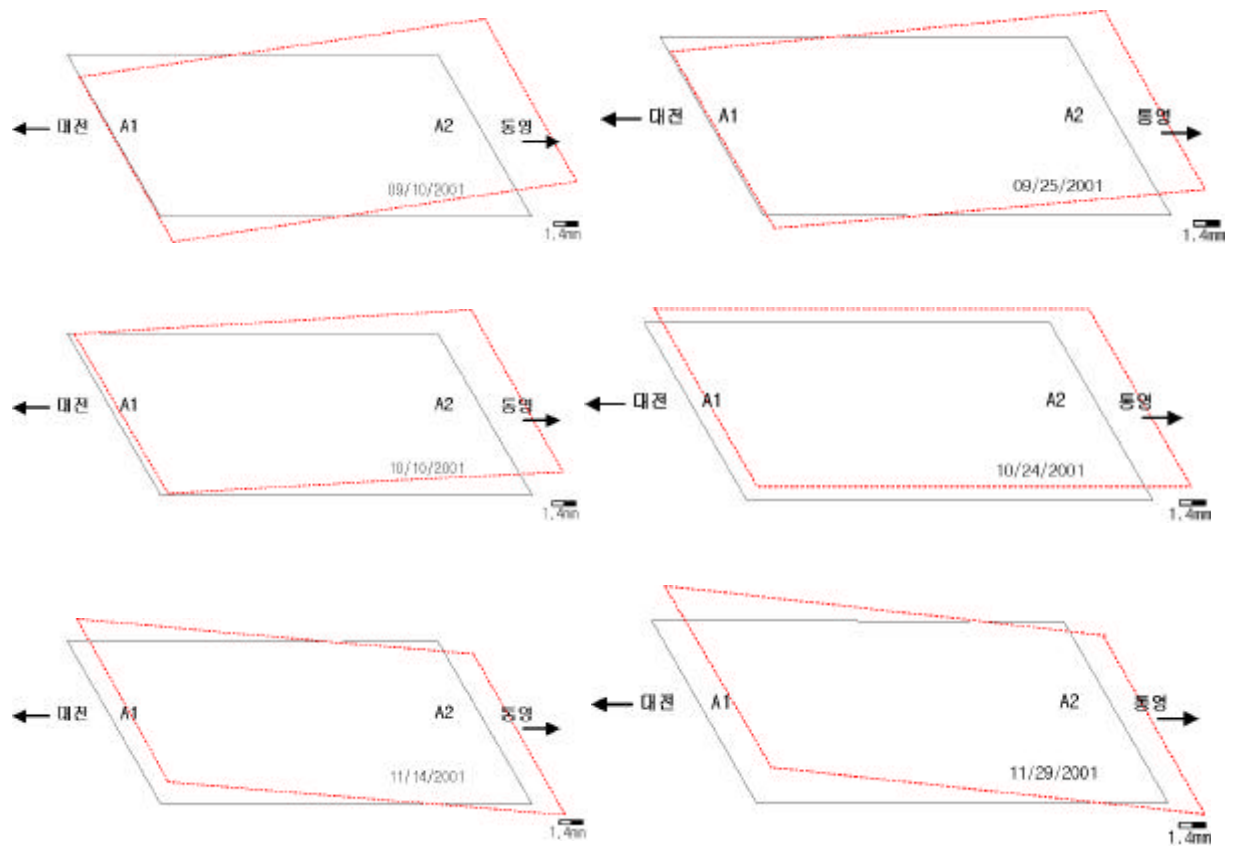


그림 8.38 교축방향과 교축직각방향의 변위량에 따른 교량 전체 거동



그림 8.34 교량수축시

제 9 장 결 론

제 3장. 말뚝의 횡방향 프로그램 개발

조인트 또는 무조인트 교량의 말뚝기초 설계를 위한 3가지 해석 모델(p - y 해석, Q_g - Y_g 해석, 선형해석) 프로그램을 개발하였다. 이중 p - y 해석은 Reese, Murchison & ONeill, Matlock 방법이고, Q_g - Y_g 해석은 Prakash & Kumar 방법, 선형해석은 Winkler 탄성스프링 모델을 이용하였다.

제 4장. H 말뚝의 축방향 지지거동

성토지반을 지나 풍화암과 보통암에 타입된 H 말뚝의 시간경과에 따른 지지력 변화와 잔류하중을 고려한 하중전이거동을 알아보기 위하여 동재하시험과 정재하시험을 실시한 결과는 다음과 같다.

- (1) 말뚝선단 위치가 풍화암에 타입된 H 말뚝의 시간경과에 따른 허용지지력 변화를 파악하기 위하여 항타후, 14일 경과후에 재항타를 실시한 결과, 허용지지력은 83.7ton에서 92.7ton으로 10.8% 증가하였다.
- (2) 정재하시험 결과에서 Vesic' 방법을 적용하여 구한 H 말뚝의 극한지지력은 304~332ton 이었다. 그리고 Davisson 방법으로 구한 허용지지력은 146~147ton이었으며, 말뚝의 초기강성은 24.5~34.8ton / mm 이었다.
- (3) 잔류하중을 고려한 하중전이 해석결과, 극한상태에서 시험말뚝과 16번말뚝의 하중분담비율은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 72%와 28%로 선단지지력이 크게, 그리고 48%와 52%로 비슷하게 발휘되었다. 시험말뚝이 16번말뚝 보다 선단지지력이 크게 분담하는 이유는 16번말뚝의 선단 위치가 풍화암에 타입된 반면에 시험말뚝은 보통암에 타입되었기 때문이다.
- (4) 성토지반을 관통하여 풍화암과 보통암에 타입된 시험말뚝과 16번말뚝에 대하여, 잔류하중을 고려한 주변마찰력은 110ton과 168ton에서 극한 및 잔류상태에 도달하였고, 이때의 침하량, s 은 11.5mm와 15mm 이었다. 그리고 선단지지력은 154ton과 220ton에서 극한상태에 도달하였고, 침하량은 말뚝직경의 12.9%와 15.3%이었다. 주변마찰력과 선단지지력의 상대변위는 각각 11.5~15mm와 말뚝직경의 12.9~15.3%에서 발휘되었는데 이는 말뚝선단 지반조건의 영향으로 판단된다.

제 5장. H 말뚝의 횡방향 지지거동

5.1 H 말뚝의 단기 횡방향 지지거동

사질토 지반에 H 말뚝 항타로 인하여 생긴 웹과 플랜지 사이의 함몰부에 느슨한 모래를 채우고, 변형률 게이지가 부착된 H 말뚝을 약축방향으로 수평재하시험을 실시하여, 말뚝의 횡방향 거동을 파

악하였다. 그리고 함몰부의 지반조건을 고려한 선형 및 비선형 수치해석결과를 실측값과 비교 검토한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 수평하중 17ton까지는 말뚝머리 수평하중-변위 곡선이 거의 선형거동을 보였는데, 이는 수평하중이 증가함에 따라 함몰부에 채운 모래가 조밀하게 다져지기 때문으로 판단된다.
- (2) 말뚝 축방향의 계측결과에 따르면, 수평하중 증가에 따른 H 말뚝의 휨응력분포는 지표면에서 약 5m 깊이까지 발생하였으며, 최대휨응력은 지표면에서 1.5~2m 깊이에서 발생하였다.
- (3) 여러 가지 지반조사 결과로부터 수평지반반력계수, k 값을 산정하였으며 이를 Murchison & O'Neill의 p - y 모델에 적용하여 수치해석한 결과, 유사한 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선을 얻었다.
- (4) 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선에서, 함몰부의 영향을 무시하고 성토지반을 하나의 지층으로 해석한 것보다는 함몰부의 영향을 고려하여 두개의 지층으로 나누어서 Murchison & O'Neill의 p - y 모델로 해석한 말뚝머리 수평하중-변위 거동이 다른 모델에서 구한 것보다 실측값에 더 유사한 거동을 보였다.
- (5) 수평하중 9ton까지, 함몰부 영향을 고려하여 비선형 해석으로 구한 수평하중-변위와 말뚝 축방향 휨모멘트 거동보다 함몰부의 모래 물성값과 Bowles의 지반반력계수, k 를 이용하여 선형해석으로 구한 것이 실측한 값에 더 근접하였다.

5.2 H 말뚝의 장기 횡방향 수치해석

실측한 경사각을 이용하여 Reese, Murchison and O'Neil, Matlock의 p - y 해석으로 구한 수평하중에 따른 수평변위, 휨응력, 휨모멘트 거동의 결과는 다음과 같다.

- (1) 실측한 경사각을 이용하여 Reese, Murchison and O'Neil, Matlock의 p - y 해석으로 구한 수평하중에 따른 말뚝머리 수평변위, 말뚝 휨응력, 말뚝 휨모멘트 거동은 모두 다 선형적인 거동을 보였고, 본당 최대수평하중, $H_{pred.} = 8.03 \sim 12.4(\text{tonf})$ 이었다.
- (2) 비선형 수치해석으로 구한 말뚝머리부의 최대수평변위는 본당 9~10.1mm으로 신축조절장치(cyclic control joint)에서 실측한 교량 축방향 이동량(8.8~10.9mm)과 잘 일치하였다. 그리고 3가지 비선형 모델중에서 Murchison and O'Neil의 p - y 모델이 가장 큰 수평력(12.4tonf)이, Reese의 p - y 모델이 가장 큰 말뚝머리 수평변위(10.1mm)가 발생하였다.
- (3) 비선형 모델로 예측한 말뚝 플랜지부분의 최대 휨응력($2,766 \sim 3,247 \text{kgf/cm}^2$)은 허용 휨응력($1,900 \text{kgf/cm}^2$)을 모두 초과하였다. 하지만 이 값들은 모두 항복 휨응력($3,360 \text{kgf/cm}^2$) 즉, 비례한도 내에 존재하므로 구조적으로 문제없었다. 그리고 3가지 비선형 모델중에서 Murchison and O'Neil의 p - y 모델이 가장 큰 수평력과 휨응력이 발생하였다.
- (4) 비선형 모델로 예측한 말뚝본체의 최대 휨모멘트는 $10.39 \sim 12.67(\text{tonf-m})$ 이었다. 이 값은 일반적으로 설계시 상시조건에 적용하는 조인트 교량의 말뚝머리 휨모멘트 값($3 \sim 4 \text{tonf}$ / 본당)보다 약 3~4배 가량 큰 값에 해당한다. 그리고 3가지 비선형 모델중에서 Murchison and O'Neil의 p - y 모델이 가장 큰 수평력과 휨모멘트가 발생하였다.

5.3 H 말뚝의 횡방향 장기 계측 거동

H 말뚝의 축방향으로 스트레인 게이지를 설치하여 상부구조물의 신축량에 따른 말뚝의 장기 응력 거동을 다음과 같이 얻었다.

- (1) 말뚝 타입직후, 말뚝에 남아있는 잔류응력은 기초저면에서 약 5~8m까지 인장응력이 발생하였다. 이는 H 말뚝의 항타로 지표면 부근에서 생긴 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부에 채움한 모래가 H 말뚝의 횡방향변형을 억제하지 못했기 때문으로 판단된다.
- (2) PSC Beam을 1차 교대위에 설치부터 상부슬래브를 교대와 일체화시키기 전까지 말뚝의 응력변화는 거의 없었다. 그리고 PSC Beam을 1차 교대위에 설치하고 난후, H 말뚝에 발생하는 응력은 지표면 아래로 6m 까지 인장응력이 발생하고, 그 아래로 압축응력과 인장응력이 번갈아 발생하거나, 아니면 함몰부를 포함해서 압축응력과 인장응력이 번갈아 발생하였다. 그리고 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부 저면과 이와 접해 있는 원지반에서 압축응력 변화가 크게 발생하였다.
- (3) 상부슬래브와 교대를 서로 연결시킨 후, 2, 5, 9일 경과 후, 상부슬래브 콘크리트의 건조수축에 의해 교대 전면쪽으로 교대 A1과 A2가 수축하며, 이때 말뚝의 압축응력은 증가하고, 인장응력은 감소하였다. 그리고 지표면 부근에서 H 말뚝의 웹과 플랜지 사이에 발생한 함몰부 저면과 이와 접해 있는 원지반에서 압축응력 변화가 크게 발생하였다.
- (4) 2001년 2월 26일에 교대 뒷채움을 완료하고 2월 27일 계측한 결과, 교대 뒷채움 하중과 상부구조물의 수축량에 의해 함몰부와 성토지반에서 말뚝의 압축응력은 각각 $19 \sim 121.2(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 과 $126.2 \sim 710(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 만큼 증가하였다.
- (5) 접속슬래브는 설치되지 않았지만, 상부거더와 교대가 일체화된 상태에서 상부구조물이 수축(9/ 28/ 00~2/ 12/ 01)함에 따라 말뚝 축방향의 응력은 일정한 압축응력 또는 지그재그 분포를 보였다.
- (6) 상부구조물이 신장(3~5/ 2001)함에 따라 말뚝의 압축응력은 조금씩 증가하는 경향을 보였다. 말뚝 전체의 최대응력 크기는 $3,548(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 으로 허용 휨인장 또는 휨압축응력, $f_{sa}=1,900(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 보다 조금 크게 나타났다. 하지만 항복응력보다 매우 낮은 값이기 때문에 구조적으로 문제없다.

5.4 H 말뚝의 축방향과 축직각방향 스프링 정수

일체식 교량 전체를 모델링할 때 필요한 H 말뚝의 축방향, K_v 와 축직각 방향의 스프링 정수, K_H 는 다음과 같은 결과를 얻었다.

- (1) H 말뚝의 연직재하시험을 통해 산정한 H 말뚝의 축방향 스프링 정수, K_v 는 $17,750 \sim 18,750(\text{tonf}/\text{m})$ 이었고, Reese와 Murchison-O'Neil의 비선형 수치해석으로 산정한 H 말뚝의 평균 축직각방향 스프링 정수, K_H 는 기준 수평변위 1.5cm 이내일 때는 $967(\text{tonf}/\text{m})$ 이고, 기준변위 이상일 때는 $409(\text{tonf}/\text{m})$ 이었다.

5.5 상부슬래브와 대기온도 거동

- (1) 계절마다 대기온도와 상판평균온도와의 관계를 알아보기 위하여 실측한 결과, 계절에 관계없이 아침 7시경에 대기온도와 상판평균온도가 일치하였다. 그리고 대기온도가 증가함에 따라 상판평균온도도 증가하는 양상을 보이다가 최고점에 이른다. 최고점에 이르는 시간대도 여름에서 겨울로 갈수록 늦어진다. 또한 계절별로 대기온도가 증가할수록 최고 대기온도점에 이르는 상판평균온도와 대기온도와의 기울기는 점차적으로 감소하는 경향을 보이고 있다.

제 6장. 교량의 수평이동에 따른 교대배면의 장기거동

토압의 크기는 작용면적과 날개벽의 방향, 수평이동량 등에 대해서 영향을 받는다. 여기서는 상부구조물의 신축량에 따른 날개벽 90°인 난쟁이 교대의 장기 수동 및 주동토압 분포를 알아보기 위해서, 토압계는 하행선 양 교대 배면 중앙에 각각 4개를, 신축조절장치는 하행선 완충과 접속 슬래브 사이에 조인트미터를 각각 2개씩 설치하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- (1) 받침슬래브 아래의 지반상태에 따른 보강효과를 알아보기 위하여, 성토면에서 그리고, 이 성토면에 지오토크의 설치 유무상태에서 10cm 보조기층재료를 포설 및 다짐한 후에 평판재하시험 결과, 성토면에서의 평균 지지력계수($k_{30}=24.9\text{kgf/cm}^3$)는 성토면에 지오토크의 설치를 하지 않은 상태와 설치한 상태에서 10cm 보조기층을 포설 및 다짐한 상태의 지지력계수 보다 각각 8%, 22.5% 크게 나타났다. 그리고 성토면에 지오토크의 설치를 하지 않은 상태에서 10cm 보조기층을 포설 및 다짐한 상태의 지지력계수는 설치한 상태 보다 15% 크게 나타났다. 이는 지지력계수를 구하는데 기준 침하량인 유의 침하량(0.125cm)의 크기가 매우 작은 값이기 때문에, 성토지반에 설치된 지오토크의 영향이 나타나지 않고 단지, 지오토크 위에 포설된 10cm 보조기층재료의 다짐상태에 영향을 받는 것으로 판단된다.
- (2) 본 교량의 수평이동량은 교대 A1, A2에서 균등하게 수축되는 것이 아니라, 약간 비대칭으로 즉, 중분대쪽(8.8~10.6mm) 보다는 방호울타리쪽(9.7~10.9mm)이 더 많은 수축량을 보였다. 이는 평균1교가 사각 30도에 곡률반경, $R=2\text{km}$ 과 종단구배 2.852%을 지니고 있기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 교대 A1 보다 낮은 위치에 있는 교대 A2의 방호울타리쪽에서 10.9mm의 최대 수축 변위량이 발생하였다.
- (3) 장기 계측에 의하면, 교대 배면의 수동토압은 지그재그형의 토압분포를 보이고, 최대수동토압 위치는 기초저면에서 1.3m(0.38H) 위치에 실측되었다. 이를 고전적인 토압과 사일로 토압과 비교하면, 실측한 토압분포는 고전적인 토압과 사일로 토압과는 상이한데 이는 교대배면의 형상에 의한 것으로 판단된다.
- (4) 장기거동에 의한 주동토압 분포는 기초저면에서 1.3m에 설치된 부분이 조금 크게 나타나고 그 외는 거의 0에 가까운 값을 보였다. 이는 상부구조물이 수축되면서 SB-3 재료의 입자재배열에 의한 토압크기인 것으로 판단된다. 이 크기는 작아서 무시해도 좋을 것 같다.
- (5) 실측한 최대수동토압, $p_p = 2.92\sim 3.0(\text{tonf/m}^2)$ 는 벽면마찰각을 $\delta_p = \frac{2}{3}\phi$ 로 가정하여 구한 사일로 토압, $p_p = 2.47(\text{tonf/m}^2)$ 보다 약간 크게 나타났고, 고전적인 수동토압 크기 보다 1/6배 작게 나타났다. 따라서 설계시, 교대 배면토압의 형태와 작용점과 크기는 각각 균등한 직사각형

분포형식, 기초저면에서 $0.5H$, 고전적인 토압크기, p_p 에 1/6배를 적용할 것을 제안한다. 그리고 최대주동토압은 매우 작기 때문에 이를 무시하는 것이 좋을 것 같다.

- (6) 구조물 전체를 비선형 해석할 때 필요한 교축방향의 수평이동량에 따른 교대 배면의 수동토압인 수동지반반력 식을 제안하였다.

제 7장. 차량 재하 시험에 의한 무조인트 교량 거동 분석

무조인트 교량의 성능 평가를 위한 교량 거동 분석의 기본 자료를 제공하기 위하여 교량의 정적 재하 시험 및 동적 재하 시험을 실시하였고, 범용 구조해석 프로그램인 STRAND7을 사용하여 3차원 구조해석 모델인 Frame-shell model을 개발하여 그 타당성을 검토하였다.

- (1) 차량하중이 예각부쪽에 재하될 때, 예각부쪽의 말뚝의 축력은 압축력인 5.25ton이 작용하고, 둔각부쪽인 말뚝은 인장력 0.54ton이 작용한다. 말뚝 두부의 변위량이 0.042mm이다. 그리고 차량하중이 둔각부쪽에 재하될 때, 둔각부쪽 말뚝의 축력은 압축력인 7.15ton이 작용하고, 예각부쪽인 1번 말뚝은 인장력 1.83ton이 작용한다. 말뚝 두부의 변위량은 0.14mm이다. 이처럼 斜角이 60° 인 무조인트 교량에서도 일반 사교에서처럼 지점반력인 말뚝 축력뿐만 아니라, 말뚝 두부의 변위량도 예각부보다 둔각부에서 크게 나타난다.
- (2) 본 무조인트 교량은 사각이 60° 인 斜橋(Skew Bridge)로 온도변화에 따른 斜橋의 특징적인 거동인 지점부의 반력과 변위를 분석하여야 한다. 먼저 말뚝의 축력을 검토하면 교량의 수축시 (-15°C) 예각부보다 둔각부에 말뚝의 축력이 7.3% 더 전달된다. 그리고 교량이 신장시($+15^\circ\text{C}$) 예각부보다 둔각부에 전달되는 말뚝의 축력이 44% 더 크다. 말뚝두부의 변위를 검토하면 교량이 수축과 신장시에도 예각부보다 둔각부에서 변위량이 더 크다.

제 8장. 계측에 의한 무조인트 교량 거동 분석

교량 주형 하면에 부착한 변형율계와 교각부 및 교대부의 슬래브에 매입한 변형율계의 측정값 및 접속 슬래브 끝단의 변위는 접속 슬래브와 완충 슬래브의 유격을 Joint Meter를 이용하여 측정한 변위량을 구조해석결과와 비교하여 측정값의 타당성을 검토하였다.

- (1) 변형율의 검토는 일자별 시공현황을 검토하여 공정이 마무리가 되고, 변형율계의 값이 안정적으로 측정되는 시기를 기준으로 하였고 교량의 신장과 수축을 검토하기 위해서 교축 방향의 변형율계를 분석 검토 하였다. P.S.C.빔 주형 하면에 부착한 변형율계 중 중앙경간과 측경간의 중간 주형에 부착된 변형율계의 값은 온도변화와 밀접한 상관 관계를 보이며 또한 온도해석에 의한 계산변형율과 아주 잘 일치함을 보인다.
- (2) 일반 조인트 교량과는 다르게 무조인트 교량은 온도변화에 따라 교량이 수축과 신장을 반복하므로, 이에 따른 변위량을 측정하여 교량의 거동을 분석할 수가 있다. 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 Joint Meter를 설치되어 변위량을 측정하여 교량의 변위를 측정하였다. 대기온도의 변화로 온도하강에 의한 교량의 수축 거동은 $\Delta 30^\circ\text{C}$ 로 온도하강에 의해 교대부의 변위는 약10mm가 측정되었고 무조인트 교량이 잘 거동하고 있음을 직접적으로 확인할 수 있었다.
- (3) 사각이 매우 큰 사교의 거동 특성으로 무조인트 교량의 교대에 작용하는 토압의 작용력이 교축

방향과 일치하지 않으므로 회전력이 발생하게 된다. 이러한 변위는 대기 온도가 증가함에 따라 예각부쪽으로 증가하고, 대기 온도가 하강함에 따라 둔각부쪽으로 회전이동하게 된다. 이와 같은 거동을 명확히 밝히기 위해서는 둔각부와 예각부에 발생하는 변위에 대한 계측을 실시하여 검토하였다.

부록. 무조인트 교량의 설계 및 시공관리 지침

무조인트 교량의 시험시공을 통해 우리나라 실정에 맞는 일체식 교량의 설계 및 시공관리 지침을 작성하였다.

참 고 문 헌

1. 김용필, 정경완, 송용선, “지반공학시험법 및 응용”, 세진사, pp.487~495, 1997
2. 김상규, “토질역학 - 이론과 응용”, 청문각, pp. 197 219, 1997
3. 도로교표준시방서, 대한토목학회, p.697~699, 1996
4. 대한주택공사, “고강도 H형강 말뚝의 지지력 특성에 관한 연구”, 1998
5. 박영호, “지반-궤도차량의 상호작용에 관한 연구”, 박사학위 논문, 서울대학교, 1996
6. 박영호, “기성말뚝의 지지거동, 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, 제16권, 제1호, pp.107~116, 2000
7. 박영호, 정경자, 김성환, “일체식 교량에 사용된 H 말뚝의 축방향 지지거동”, 대한토목학회논문집, 대한토목학회지, 제20권, 제3-C호, pp.281-290, 2000
8. 신은철 외 1인, “Geogrid로 보강된 점토지반에 축조된 대상기초의 반복하중하에서의 침하거동”, 한국지반공학회지 Vol.11 No.3, PP27 35, 1995
9. 이상덕, “기초공학”, 엔지니어즈, pp.382~383, 1996.
10. 이상덕, “토질역학”, 새론, pp.344~346, 1998.
11. 주재우 외 3인, “지오네트로 보강된 사질토 지반의 지지력에 관한 실험적 연구”, 토목섬유 학술발표회 논문집, pp.47 63, 1995
12. 최용규, 정성기, 권오균, “개단강관말뚝의 하중전이실험에 관한 연구”, 대한토목학회논문집, 대한토목학회지, 제18권 제4호, pp.241~250, 1998
13. 한국도로공사, “고속도로전문시방서”, pp.4-20~4-23, 1998
14. 한국도로공사, “도로설계요령 - 포장편”
15. 한국도로공사, “도로설계요령”, Vol.1, 2
16. 한국도로공사, “지중구조물 뒷채움재료 선정기준 수립(I)”, 도로연구소, 경기도, 1999
17. 한국지반공학회, “지반공학시리즈 - 지반조사결과와의 해석 및 이용”, 구미서관, pp.273 299, 1994
18. 한국지반공학회, “깊은기초”, 구미서관, pp.99~120, 1993
19. 대한토목학회, “도로교 표준시방서 - 설계/ 시공 및 유지관리편”, pp.65 67, 1996
20. Ahmad A.D., “Pile Capacity Predictions using Static and Dynamic Load Testing”, FHWA - JHRP-87-1, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1987
21. AISI, “Integral Abutment for Steel Bridges Vol. II, Chap.5” Highway Structures Design HandBook, 1996.
22. Alan A. S. & Anant R. K., “Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges”, TRR 1371, pp 17-25.
23. Baldi, G., Bellotti, R., Rhienna, V., Jamielkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E., “Flat Dilatometer Test in Calibration Chambers”, *Proc. of In Situ'86 ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Tests and Geotechnical Engineering*, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, pp.431-446., 1986
24. Binquet. J et al., “Beraring Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE.*, Vol.101, pp1257 1276, 1975
25. Bowles, J.E., “Analysis and Computer Methods in Foundation Engineering”, McGraw-Hil, New York, chap. 4, 5, 6, 9, 1974

26. Bowles, J.E., "Foundation Analysis and Design", 5th Ed., McGraw-Hill Book Company, Chap. 2, 3, 4, 9, 11, 1997
27. Briaud, J.L., and Tucker, L.M., "Residual Stresses in Piles and the Wave Equation", *Proc.*, Symposium on the Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, October, pp.119~137, 1984
28. Briaud, J., Coyle, H.M. and Tucker, L.M., "Axial Response of three vibratory-and Three Impact-Driven H piles in sand", TRR 1277, pp.136~147, 1990
29. Burke, Martin P., "Bridge Approach Pavements, Integral Bridges, and Cycle-Control Joints", TRR 1133, pp 54-65.
30. Burke, Martin P., "Bridge Approach Pavements, Integral Bridges and Cycle Control Joints", TRB's 66th Annual Meeting, pp 1-37, 1987.
31. Burke, M. P., Jr., "Bridge Deck Joint", NCHRP Synthesis of Highway Practice 141, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1989.
32. Burke, M.P., Jr., "Integral Bridge: Attributes and Limitations", TRR 1393, 1993.
33. Burke, M. P., Jr., "Semi-integral Bridge: Movements and forces", TRB's 73rd Annual meeting, Jan., 1994.
34. Charles W. Roeder and Shashi Moorthy, "Thermal Movements in Bridges", TRR 1290, pp 135-151.
35. Das, B.M., "Principles of foundation engineering", PWS Publishing Company, pp.484~516, 1995
36. Foundation and Earth Structures, "Design Manual 7.2, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, May, 1982, p.7.2-60.
37. Frigaszy. R. J., "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Sand Subgrades", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE., Vol.110, pp1500 1507, 1984
38. Gabr, M.A. and Borden, R.H., "Analysis of Load Deflection Response of Laterally Loaded Piers Using DMT", *Proceedings of the 1st International Conference on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, Florida, Vol. 1, pp.513-520, 1988
39. Georgiadis, M., "Development of p-y Curves for Layered Soils", *Proceedings*, Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, April, pp.536-545, 1983
40. Gregersen, O.S., Aas, G. and DiBiaggio, E., "Load Tests on Friction Piles in Loose Sand", *Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Vol. 2.1, Moscow, pp.19-27, 1973
41. Griemann, L.F., Wolde-Tinsae, A.M., "Design Model for Piles in Jointless Bridge," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 114, No 6, June, 1988.
42. Gurtowski, T.M. and Wu, M.J., "Compression Load Tests on Concrete Piles In Alluvium", *symp. on the Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE, October, pp.138-153, 1984
43. Hota GangaRao, Hemanth Thippeswarthy, Barry Dickson, Jason Franco, "Survey and Design of Integral Abutment Bridges", Workshop on integral Abutment Bridges, pp 11 13 November, 1988.
44. Hunter, A.H. and Davisson, M.T., "Measurements of Pile Load Transfer, Performance of Deep Foundations", ASTM, STP444, pp.106-117, 1969
45. IDOT, Design of Integral Bridges, FHWA Partnering Review, 1994.
46. James, L. and Jorgenson, "Behavior of Abutment Piles in an Integral Abutment in Response to Bridge Movements", TRR 903, pp 72-79.
47. Kyfor, Z.G., Schnore, A.R, Carlo, T.A. and Baily, P.F., "Static Testing of Deep Foundations",

- FHWA-SA-91-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1992
48. Maher T. Omar, Braja M. Das, Shing-Chung Yen, Vijay K. Puri, Echol E. Cool, "Ultimate Bearing Capacity of Rectangular Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16(2), pp246-252, 1993
 49. Marchetti S., "The Flat Dilatometer : Design Application", Third *Geotechnical Conference* Cairo University, Geotechnical Engineering Division Faculty of Engineering Cairo University, January, 1997
 50. Martin P. Burke, Jr., "The Design of Integral Concrete Bridges", A Practitioner's Approach, June 1993. pp.37~42.
 51. Matlock, H., "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Proceeding Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper OTC 1204, 1970
 52. Matlock, H. and Reese, L.C., "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the ASCE*, Vol. 86, SM5, 1960
 53. Meyer, B.J. and Reese, L.C., "Analysis of Single Piles Under Lateral Loading", Research Report No.244-1, Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin, Texas., 1979
 54. Mounir, R. Kamel, Joseph, V. Benak, Maher, K. Teadros and Mostafa Jamshidi, "Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridge," *PCI Journal*, March-April, 1996.
 55. Murchison, J.M. and O'Neill, M.W., "Evaluation of p-y Relationships in Cohesionless Soils", *Proceedings of ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations.*, 1984
 56. Mwindo, J.M., "Strain dependent soil modulus of horizontal subgrade reaction", MS thesis, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo., 1992
 57. NAVAFC, Design Manual 7.1
 58. Ohio Department of Transportation, Bridge Design Manual, 1996.
 59. Prakash, S. and Kumar, S., "Nonlinear Lateral Pile Deflection Prediction in Sands", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 2, February, 1996
 60. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D., "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", *Proceedings Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper No. OTC 2080, pp.473-483, 1974
 61. Reese, L.C., "Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load", Federal Highway Administration, Report No. FHWA-IP-84-11., 1984
 62. Robertson, P.K., Davies, M.P. and Campanella, R.G., "Design of Laterally Loaded Piles Using the Flat Dilatometer", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 12, No. 1, pp.30-38, 1989
 63. Soltani, A. A., and Kukreti, "Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges," *Transportation Research Record* 1371, TRB, National Research Council, pp.19-20, 1992.
 64. Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction", *Geotechnique*, Vol. 5, No. 4, pp.297-326, 1955
 65. Tien Hsing Wu, *Soil Mechanics*, I.H. Wu, Worthington, Ohio, 1982, pp.276~280.
 66. US Army Corps of Engineers, "Design of Pile Foundations Settlement Analysis", *Engineer Manual*, EM 1110-2-2906, pp.421~4-3, 1991
 67. Wolff, T. F., "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions in Predicted and Observed Axial behavior of Piles", *Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, Ill., June 1989, ASCE Geotechnical Special Publication

No.23, 96-106, 1989

68. Yoder, E. J., M. W. Witczak, "Principles of Pavement Design", 2nd ed. JOHN WILEY & SONS, INC., 1975
69. 土質工學會, "組立材料の 現場締固", 日本, pp. 230 246, 1990
70. 達下文一, "連載講座 - 道路の 舗装", 土木技術 Vol.39 No.3, 日本, pp. 91 98, 1984
71. 久野悟郎, "締固施工管理 雑感" 土と基礎 Vol.34 No.5, pp. 1 2, 1986
72. 蔬井弘草, "締固管理 手法と 現地締固試験" 土の基礎 Vol.34 No.5, pp. 3 9, 1986

부록 1. 평촌1교 시공현황

1.1 대상교량 선정 배경

무조인트 교량 실용화 시험시공 대상 교량으로 선정된 평촌1교(구,두동교)는 대전-통영간 고속도로 산내분기점 99km 지점에 위치하고 있다. 평촌1교는 당초 강관말뚝기초의 벽체식 교대 상부에 베어링과 신축이음 장치를 이용하는 3경간 PC Beam 교량으로 설계되었으나 공사비 절감 및 유지관리 측면에서 탁월한 새로운 교량 공법인 무조인트 교량(또는 일체식 교대 교량; Integral abutment bridge)으로 변경하여 시공을 완료하였으며, 현재 장기계측을 실시하고 있다. 교대기초는 강재 고강도 H 형강 말뚝을 사용하여 지지력을 확보하도록 하였으며 교각은 직접기초 형식으로 풍화암 상단에 설치하였다. 평촌1교는 기본설계 과정에서부터 지반조건, 교량형식, 연장, 설계조건 및 기초형식 등의 각종 제한 사항들이 일체식 교량의 적용 제한 조건을 만족하고 있다.

1.2 무조인트교량 평촌1교 시공 절차

평촌1교의 전반적인 시공절차는 그림 A.1의 공사 흐름도와 같으며 각 공정별로 간략히 설명하면 다음과 같다.

- ① 교각기초를 설치한 다음 교각기둥을 2단까지 시공한다. 이 공정은 일반교량과 동일하다.
- ② 교대 앞성토를 설계면까지 실시한다. 이 과정은 무조인트교량의 시공 특징 중 하나이다.
- ③ 교대부 성토 후 교대 기초말뚝을 향타하기 전까지 대기 기간을 둔다. 이는 성토지반의 안정성을 위하여 교대 성토 사면의 변위 발생 여부를 확인하는 기간이며 일반적으로 최소 30일을 둔다.
- ④ 교대성토가 안정된 후, 교대말뚝을 향타 시공한다. 이 때, 교대 성토 사면의 설계면이 교대 전면 높이 약 1.2m 까지므로 교대가 설치되는 부분은 교대저면까지 굴착한 후 말뚝향타를 실시한다. 그러나 평촌1교에서는 시공성을 위하여 교대저면까지만 앞성토를 먼저 실시하고 교대 전면의 소단부 앞성토는 나중에 실시하였다.
- ⑤ 교각 시공을 계속하고 교대 벽체의 경우에는 하부 교대벽체(1차 시공이음, PSC Beam의 가설면까지)까지 시공한다. 이 때 교대 배면의 배수 유도를 위한 유공관의 날개벽 관통을 위한 강관이 설치되어야 한다.
- ⑥ PSC Beam 거치를 위한 소요강도가 확보되면 PSC Beam 거치용 교대베어링 패드를 빔이 거치될 지점에 설치하고 동시에 교각베어링을 설치한다.
- ⑦ PSC Beam을 거치한다.
- ⑧ 무조인트교량에서 상부 바닥판 콘크리트 타설은 설계도면에 명시된 순서에 따라 실시하며 중간 가로보를 우선 시공한 후, 각 지간내의 중앙 바닥판 콘크리트를 타설하고 교대 상부 벽체와 교각 가로보를 시공한 후 나머지 바닥판 콘크리트 순으로 시공을 실시한다.
- ⑨ 교대벽체 및 상부 바닥판의 콘크리트 소요강도가 확보된 후 양쪽 교대 배면의 뒷채움 작업을

동시에 실시한다. 이 때, 교대 배면에서 1m까지는 SB-3를 무다짐으로 포설하고 SB-3와 토사와의 혼입 방지 및 원활한 배수를 위하여 부직포를 설치한다. 진동다짐은 교대배면에서 2m 이격된 지점까지 실시한다. 뒷채움 전 배수를 위한 유공관을 먼저 설치해야 한다.

- ⑩ Cyclic Control Joint 설치를 위한 받침슬래브(sleeper slab)를 접속 슬래브와 완충 슬래브 하단에 설치한다.
- ⑪ 받침 슬래브 설치가 완료된 후 접속 슬래브 및 완충 슬래브, 아스팔트 포장, 기타 공사(난간, 배수구 등)를 시공한다.

무조인트교량의 거동은 일반 조인트 교량과 매우 다른 특성을 가지고 있으므로 구조거동을 충분히 반영한 설계가 실시되어야 하며 시공에도 특별히 유념해야 되는 사항들이 있다.

1.3 주요공정 요약

1.3.1 성 토

성토부의 하중으로 발생할 수 있는 교대 성토부의 이동과 시간경과에 따른 추가 침하 현상이 발생하는 경우, 횡변위에 매우 취약한 일렬 배치의 교대 말뚝 기초의 변위 가능성을 최소화하기 위하여 교대부 성토작업은 말뚝향타 공정 이전에 완료하도록 한다. 평촌1교의 경우, 말뚝향타 작업전에 교량시점에서 약 50m 전방에서 교량중점에서 약 50m 후방 내에 시공되는 양측 교대의 성토부는 교대 기초 저면에서 1m 상단 높이까지 성토작업을 완료하도록 하였다. 원칙적으로 최대 성토하중을 사전에 재하하기 위하여 계획된 노체 상면까지 성토를 실시하는 것이 바람직하나, 연결 도로부와의 성토 공정 및 말뚝향타 작업의 시공성을 확보하기 위하여 교대 기초저면까지로 결정하였다. 또, 말뚝향타작업으로 인하여 향타 지반면부터 1m 하부까지는 지반이 교란되는 점을 감안하여 교대 성토시 기초저면 1m 상단까지 성토를 완료한 후 말뚝을 향타하고 상부 1m의 교란된 지반을 제거하여 불교란 기초저면을 확보하도록 하기 위함이다.

교대 벽체와 교대말뚝 설치를 위한 작업은 명시된 교대부 성토 작업이 완료되기 전까지 실시하지 않도록 한다. 또한 교대부 성토 작업을 완료하고 교대 말뚝향타 전까지 성토부의 변위발생 유무를 확인하기 위하여 최소 30일간의 대기기간(waiting period)을 갖도록 한다. 대기기간이 필요한 이유는 성토구간의 지반이 충분히 안정이 된 후 말뚝을 향타하는 것이 말뚝의 지지력을 최대한 보장할 수 있을 뿐만 아니라 성토부의 불안정한 원인으로 말뚝에 발생 가능한 수평변위를 사전에 방지할 수 있기 때문이다. 대기기간 중 성토부의 이상 유무에 대한 확인 방안으로 교대, 교각 및 성토부에 기준점을 설정하여 측량 관측 작업을 실시하여 확인하도록 하였다.

성토구간의 다짐과 관련하여 사전에 시험성토를 실시하여 알맞는 다짐장비, 다짐방법, 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 한국도로공사의 시방서 규정에 준하도록 하였다.

1.3.2 교대 말뚝기초

H말뚝은 강도가 크며, 취급이 용이하여 가시설물 등의 토목 및 건축 분야에 널리 사용되고 있다. 그러나 H말뚝이 교량의 영구기초 자재로 사용된 예는 국내에서 아직까지는 그리 흔치 않은 일이다.

평촌1교에서는 원설계 교량기초로 사용되었던 강관말뚝 대신에 온도신축 변위 발생시 파일의 유연성을 확보하기 위하여 H말뚝을 말뚝기초로 사용하였다. 또한 사용되는 H말뚝의 품질은 KS F 4603(H형강 말뚝) 규정에 따르는 품질을 확보하도록 하였다.

일반적으로 한국산업규격에서 분류하고 있는 H말뚝(steel H pile)의 종류는 화학성분에 따라 3가지로 나누고 있다. 즉, SHK400, SHK400M, SHK490M 3가지로 구분되고 있으며 이것은 모두 각각 다른 기계적 성질을 나타내고 있다. 이중 평촌1교에서 사용되는 말뚝은 원설계 교량에서 사용된 강관말뚝($\phi 508$)을 대신에 $300 \times 305 \times 15 \times 15$ 의 SHK490M H말뚝을 사용하였다. H말뚝과 압연 H형강의 치수는 한국산업규격에서 그 치수를 다르게 나타내고 있다. 예를 들어, 같은 300×305 의 치수라도 H말뚝은 r 이 13mm이고 단면적(A)이 133.4cm^2 인 반면에 압연 H형강의 r 은 18mm이고 단면적이 134.8cm^2 이다. 그러나 강의 화학성분 및 기계적 성질이 KS F 4603(H형강 말뚝)의 SHK490M과 KSD 3515(용접 구조용 압연 강재)의 SM490A(기존의 SWS490A)와 매우 유사하므로 평촌1교에서 사용하는 H말뚝은 SM490A를 만족하는 H말뚝을 사용해도 무방하다.

표 A.1 및 A.2에는 H말뚝의 화학성분 기계적 성질 및 압연 H형강의 종류 및 인장강도에 관한 내용을 나타내었다. 표 A.3은 평촌1교 교대 기초말뚝으로 사용할 H형강 말뚝의 시험성적을 한국산업규격인 SHK490M과 SM490A와 비교하여 나타내었다.

평촌1교의 H형강 말뚝은 교량 종방향에 대하여 약축으로 설계되어 온도변화에 따른 변위를 쉽게 허용할 수 있게 하였으며 말뚝 향타를 위하여 사용하는 햄머는 시향타 작업을 실시하여 최적의 에너지 효율을 가진 것을 사용하였다.

말뚝의 향타관리기준을 마련하기 위하여 교대 A1과 A2에 각각 시향타(EOID)를 실시하고, 지지력을 파악하기 위한 정재하시험과 동재하시험(EOD)을 동시에 수행하였다. 그림 3.1(연구보고서)과 그림 A.2에는 말뚝배치도와 말뚝기초 재하시험도를 나타내었다.

표 A.1 H형강 말뚝의 화학성분 및 기계적 성질

강재 종류 (KS 규격)	화학성분(%)					인장강도 N/mm^2	항복점 N/mm^2
	C	Si	Mn	P	S		
SHK400	-	-	-	0.05이하	0.05이하	400 ~ 510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK400M	0.23이하	-	$2.5 \times \text{C}$ 이상	0.04이하	0.04이하	400 ~ 510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK490M	0.2이하	0.55이하	1.5이하	0.04이하	0.04이하	490 ~ 610	두께 16mm 이하 : 325이상 두께 16mm 초과 : 315이상

표 A.2 압연 H형강에 따른 강재 종류 및 인장강도

강재 종류 (KS 규격)	인장강도 범위 N / mm ² (kgf / mm ²)	종래의 단위	비 고
SS330	330 430(34 44)	SS34	일반구조용
SS400	400 510(41 52)	SS41	일반구조용
SS490	490 610(50 62)	SS50	일반구조용
SS540	540이상(55이상)	SS55	일반구조용
SM400A(B,C)	400 510	SW S400A(B,C)	용접구조용
SM490A(B,C)	490 610	SW S490A(B,C)	용접구조용
SM490YA(YB)	490 610	SW S490YA(YB)	용접구조용
SM520B(C)	520 640	SW S520B(C)	용접구조용
SM570	570 720	SWS570	용접구조용

표 A.3 시험성과 대비표

H말뚝 (300×305×15×15)	시험종목	기 준		시험결과	판 정
		SHK490M	SM490A		
화학적 성질	C	0.2 이하	0.2 이하	0.19	모두 합격
	Si	0.55 이하	0.55 이하	0.21	모두 합격
	Mn	1.5 이하	1.6 이하	0.80	모두 합격
	P	0.04 이하	0.035 이하	0.025	모두 합격
	S	0.04 이하	0.035 이하	0.023	모두 합격
기계적 성질	인장강도 N / mm ²	490 610	490 610	519	모두 합격
	항복점 N / mm ²	325 이상	325 이상	392	모두 합격
	연신률(%)	17 이상	17 이상	32.6	모두 합격

말뚝항타 작업 중, 말뚝선단부와 본체에 발생할 수 있는 손상 가능성을 최소화하고 관입성을 증대시키기 위하여 말뚝이음 및 선단보강에 대하여 다음 절에서 언급하고자 한다.

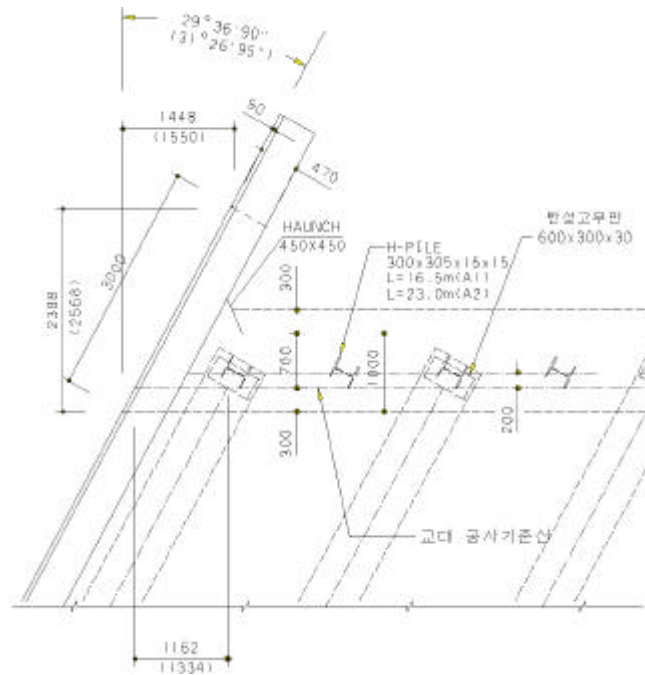


그림 A.2 평촌1교의 H-말뚝 배치

1.3.3 H말뚝 이음

1.3.3.1 말뚝본체 이음

강재용접에는 아크용접이음과 CO_2 용접이음이 있다. 현장용접이음에서는 그림 A.3과 사진 A.1과 같이 반자동 아크용접이 용접성이 좋아 주로 많이 사용된다.

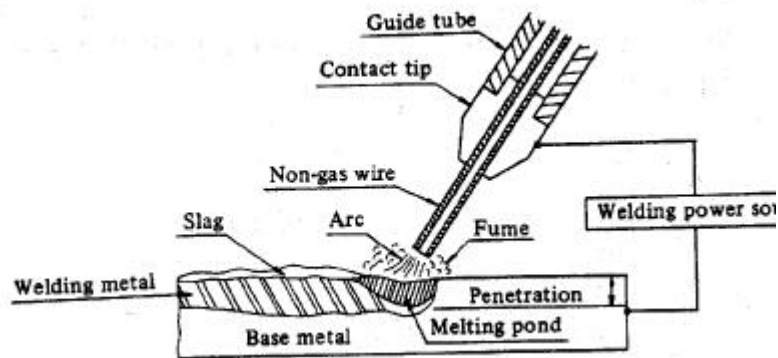


그림 A.3 아크 용접

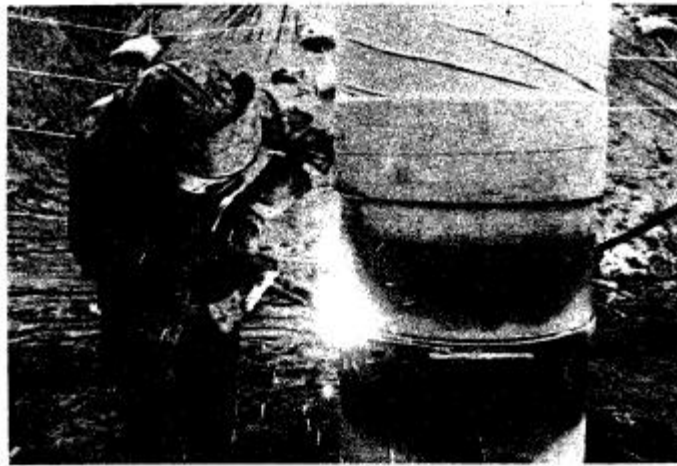


사진 A.1 반자동 용접

용접에 의한 연결시 용접부는 모재와 거의 같은 강도를 갖는다. 어떤 재질의 말뚝도 용접부의 신뢰성에 있어서는 강말뚝을 능가할 수 없다. CO_2 용접은 아크용접보다 충격강도가 크며 용접외관이 좋지 않으므로 숙련공이 필요하다. 또한 현장에서 CO_2 용접을 할 때 바람에 주의하여야 한다.

H말뚝 이음에는 볼트로 연결하는 '볼트이음'과 '용접이음'이 있다. 용접이음에는 말뚝본체를 서로 맞대어서 용접하는 '맞대기 용접방법'과 철판을 사용한 붙임 용접방법이 있다. 본 현장에서 사용한 용접방법은 '맞대기 홈용접방법'으로 덧대기 보강판으로 용접부위를 보강하여 실시하였으며 용접 작업시 용접물 안으로 슬러지가 들어가지 않도록 최대한 주의하여 용접을 실시하였다. 맞대기 홈용접방법의 현장용접장면과 표준도는 각각 사진 A.2와 그림 A.4와 같다.

말뚝이음은 전단면 용입홈용접(full penetration butt weld)으로 연결한다. 또한 말뚝 용접이음의 수는 가능한 최소로 하며 이음수에 따른 말뚝재료의 강도저하를 고려하여야 한다. 말뚝이음 용접작업은 작업자의 신장을 고려하여 너무 낮거나 높은 곳에서 용접을 할 경우 용접의 품질이 떨어지기 때문에 지상면에서 최소 1.5m 위에서 실시하도록 하며 특히 용접이음시 사용되는 말뚝의 길이는 최소 3m 이상이 되도록 한다.

아크용접이음은 CO_2 용접보다 충격강도가 낮지만 비파괴검사인 초음파 탐상법(UT; ultrasonic test)이나 방사선 투과시험(RT; radiographic test)을 합격하려면 숙련공이 용접을 하여야 하나, 다른 방법에 비하여 일반적으로 가격이 저렴하다.



사진 A.2 H형강 말뚝의 맞대기 용접이음

본 현장의 말뚝이음은 아크용접으로 말뚝이음을 하고 UT로 품질검사를 실시하였다. 용접부의 이음 검사는 UT 검사와 육안검사를 병행하여 실시하도록 하였다. 용접 이음부가 UT검사에 합격된 경우에도 50회 향타를 실시한 후 향타를 중지하여 말뚝 용접이음부에 대한 육안검사를 실시하였다. 단, 50회 향타 이전에 용접 이음부가 지반에 매입되는 경우에는 이음부가 지반으로 매입되기 직전, 향타를 중지하고 이음부를 검사하였다.

1.3.3.2 선단보강

말뚝 선단보강은 고강도 H말뚝을 단단한 층에 관입시켜 높은 선단지지력을 얻고자 할 때 사용하는 방법이다. 고강도 H말뚝은 관입저항력이 작아 선단부와 주변부의 다짐량이 작기 때문에 느슨한 사질토지반에서는 선단지지 말뚝으로 설계하여야 한다. 그리고 느슨한 사질토층 아래에 바로 암반이 분포하는 경우 또는 지지층이 얇아 암반층까지 관입시켜야 할 경우에는 말뚝선단보강이 필요하다. 또한 연약 점성토지반 바로 아래에 암반이 분포할 때도 선단지지력 증대 및 선단부 고정을 위한 말뚝 선단보강이 필요하다.

그림 A.5와 A.6은 고강도 H말뚝의 선단부에 여러 가지 모양의 플레이트를 용접하여 관입저항력이 말뚝의 전단면에 분포하도록 한 것이다(Tomlinson, 1994).

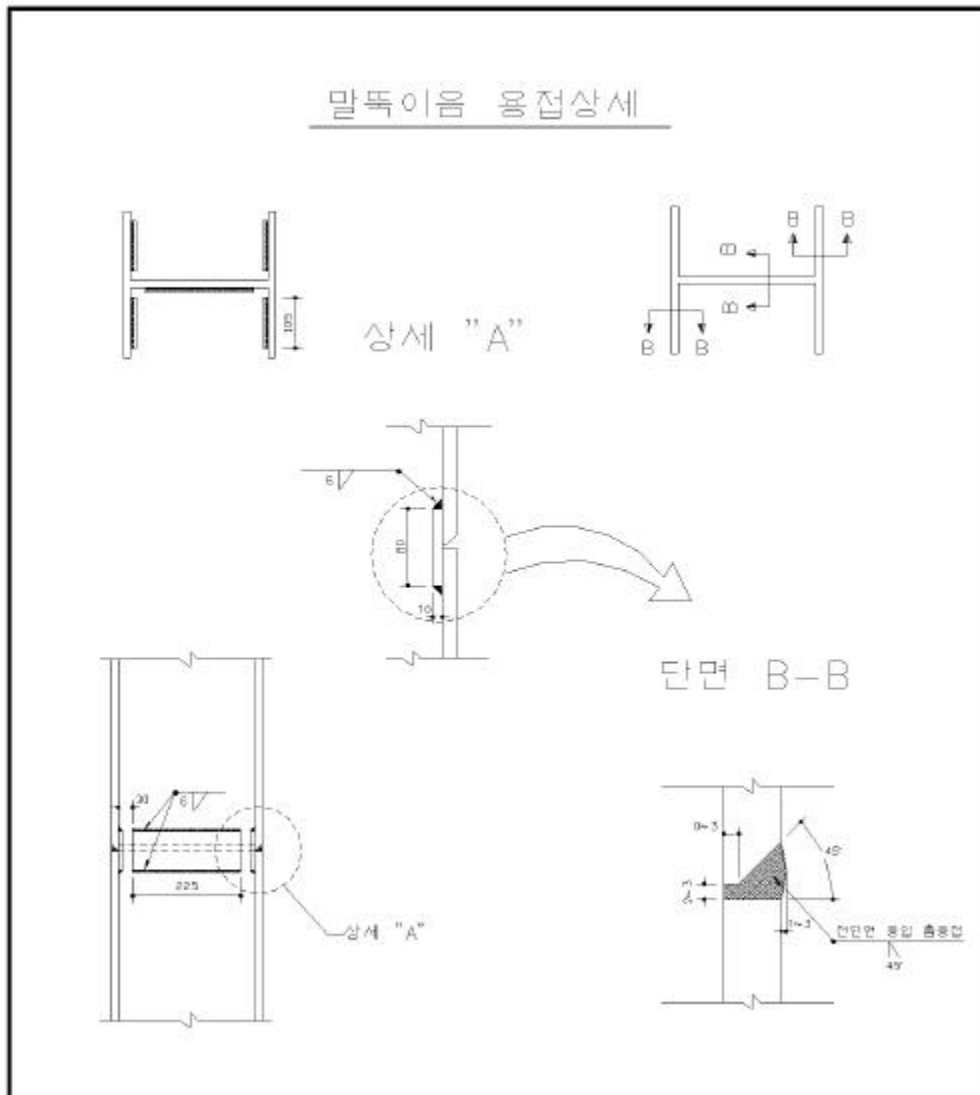


그림 A.4 H형강 말뚝이음 상세도

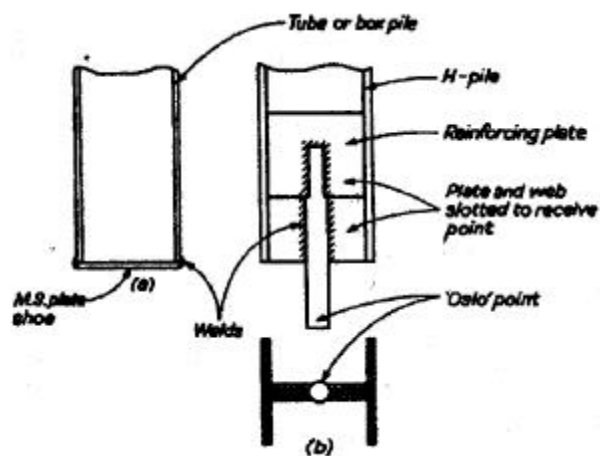


그림 A.5 H말뚝의 슈형태

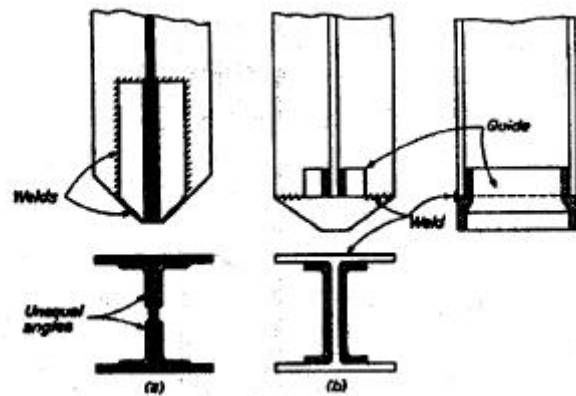


그림 A.6 H말뚝의 선단보강

말뚝의 선단부에는 항타시 발생 가능한 말뚝 선단부의 변형을 최소화하고 항타 관입력을 증진시키기 위하여 선단보강을 실시하였다. 선단보강은 L형강과 보강판을 덧대어 용접하였다. 그리고 그림 A.7과 사진 A.3은 본 구조물에 사용한 H말뚝의 선단부 보강을 나타낸 것이다.

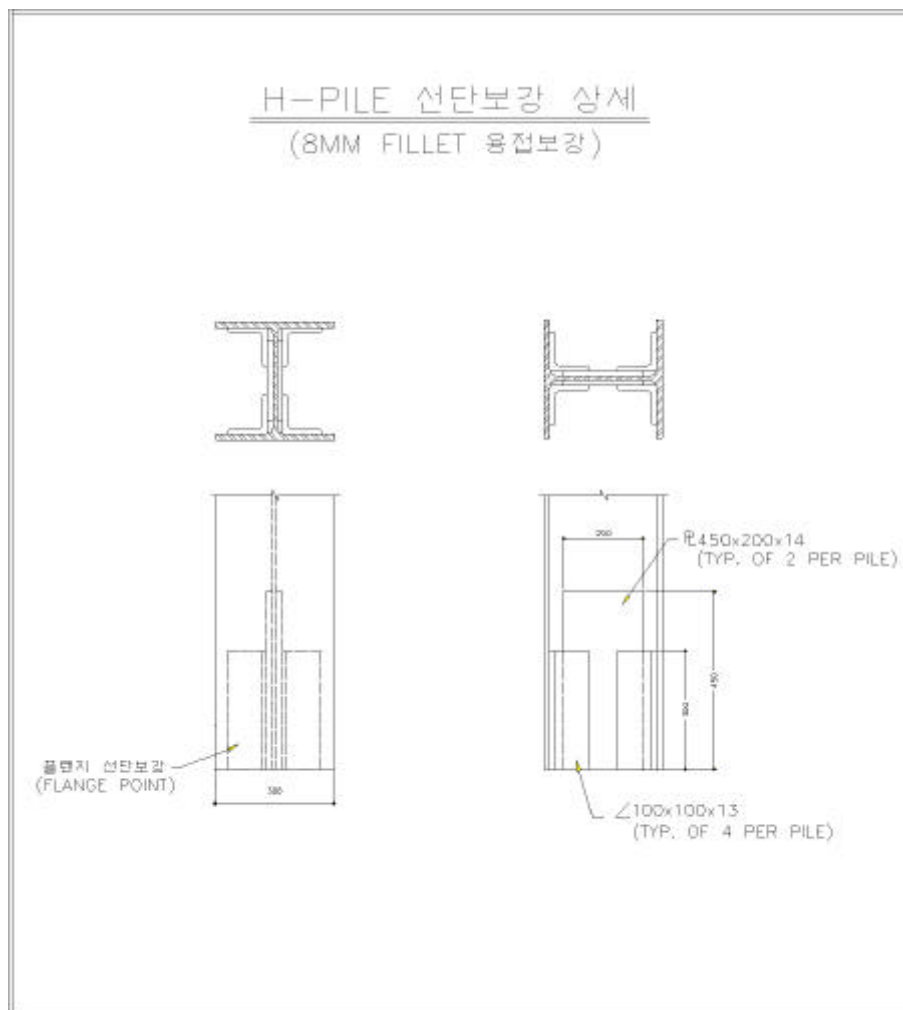


그림 A.7 H말뚝 선단부의 덧대기 보강 상세도



사진 A.3 H말뚝의 선단보강

1.3.4 교대형식 (Stub Type : 난쟁이 교대)

벽체식 교대(wall type abutment)를 주로 사용하는 일반 조인트 교량과 달리 일체식 교대 교량은 난쟁이 교대형식을 사용한다. 이는 교대 구체의 사하중의 감소, 상부구조 팽창시 교대배면의 수동토압 감소를 가져오므로 온도신축 작용을 효과적으로 처리하기 위한 방법이다. 평촌1교의 원설계는 높이가 8.5m에 이르는 매우 큰 단면의 역 T형 벽체 교대로 설계되어 있으나, 이를 단부 격벽(end diaphragm)의 개념을 가진 난쟁이 교대를 적용하여 무조인트 교량으로 설계하였다. 또한 구조 거동상 수동토압에 대한 설계와 단부 격벽의 일체 거동을 보장할 수 있는 철근과 교대 상부의 부모멘트를 대비하여 교대배면의 철근을 연장하여 배치하는 개념을 적용하였다. 이것은 교대 설계시 주동토압 효과만을 고려하는 역 T형 교대와 상이한 것이다. 따라서 뒤채움재는 수동토압의 영향을 최소로 하기 위하여 점착력이 작고 내부마찰각이 작은 쇄석 골재를 사용하게 된다. 이는 뒤채움부에 우수가 침투하여 토압에 영향을 미칠 경우, 교대가 접속 슬래브 방향으로 이동하고자 할 때 이에 저항하는 역할을 하게 된다. 이 영향을 최소화하기 위하여 자연배수가 용이한 골재를 사용하고 교대 배면 하단에는 직경 200mm의 유공관을 설치하여 침투수를 원활히 배출할 수 있게 하였다.

교대는 하부교대벽체와 상부교대벽체로 나누어 콘크리트를 타설한다. 하부교대 벽체는 H말뚝을 매입하여 추후 주형을 거치할 수 있도록 만들어지는 교대벽체 부분을 지칭하며 또한 상부 교대벽체는 주형을 거치한 후 교대와 주형이 일체화되는 교대부분을 지칭한다. 그림 A.8과 같이, H말뚝 시공 후에 하부교대벽체를 타설하고 그 상면에 탄성고무판을 놓고 PSC Beam을 거치한다. 상부교대벽체를 타설하여 일체화된 교대를 시공한다.

그림 A.9는 설계변경 전의 평촌1교(조인트 교량)의 교대와 설계변경 후의 평촌1교(일체식 교대 교량)의 교대를 비교할 수 있도록 실측적과 비슷하게 나타낸 도면이다. 일체식 교대 형식으로 변경된 평촌1교의 교대 제원이 크게 축소된 것을 알 수 있다.

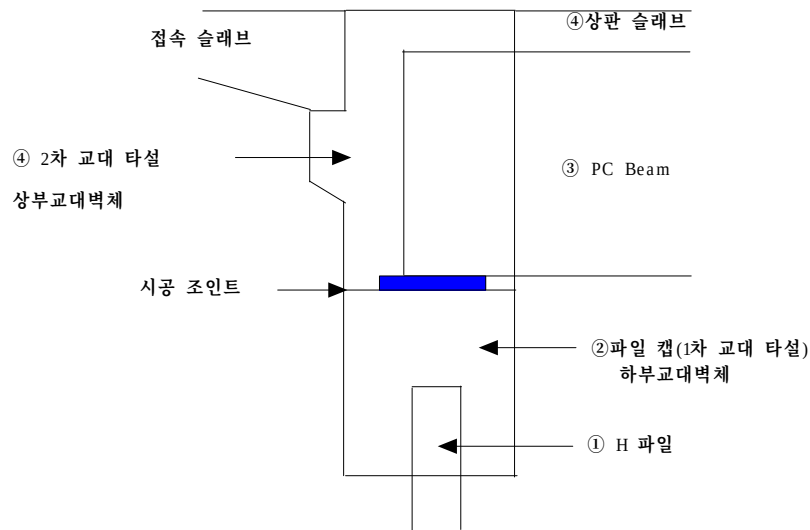
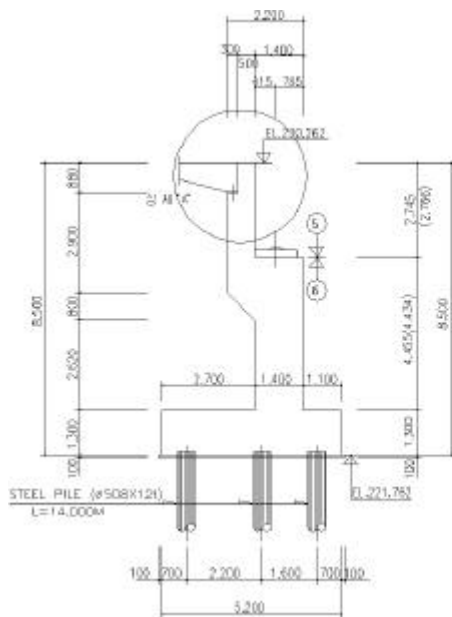
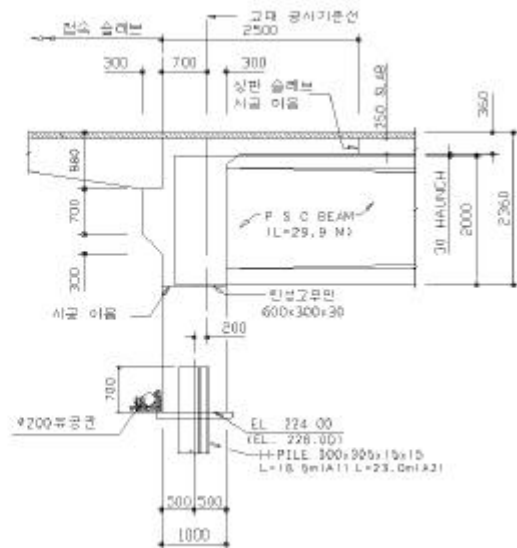


그림 A.8 교대기초의 모식도 및 시공순서



(a) 일반조인트교량으로의 교대단면



(b) 무조인트교량으로의 교대단면

그림 A.9 평촌1교의 설계변경 전·후의 교대단면 비교

1.3.5 PSC Beam

PSC Beam은 온도신축 변위에 대한 교대와 접속슬래브의 저항으로 상부구조에 종방향으로 저항력을 발생한다. 따라서 이러한 힘은 PSC Beam 부재에 압축력을 유발하게 되므로 이를 수용하기 위하여 PSC Beam 부재의 연결부에 보강철근을 배근하여 일체성을 확보하였다. 배근을 위한 추가 철근은 PSC Beam 제작시 이를 사전에 배근하여 제작한 후, 이를 절곡하여 PSC Beam을 거치한 후 연결부를 콘크리트로 타설한다.

1.3.6 상부 슬래브

평촌1교의 슬래브 시공은 기존 교량과 별다른 차이점을 나타내고 있지는 않으나 상부의 균열 및 교대의 허용변위를 고려하여 시공하여야 한다. 따라서 각 지간내의 가로보 콘크리트를 타설한 후, 각 지간내 상판 슬래브를 타설한다. 다음 교각부의 가로보와 상판슬래브를 타설하고 교대부 가로보와 상판 슬래브를 주형과 일체로 타설한다.

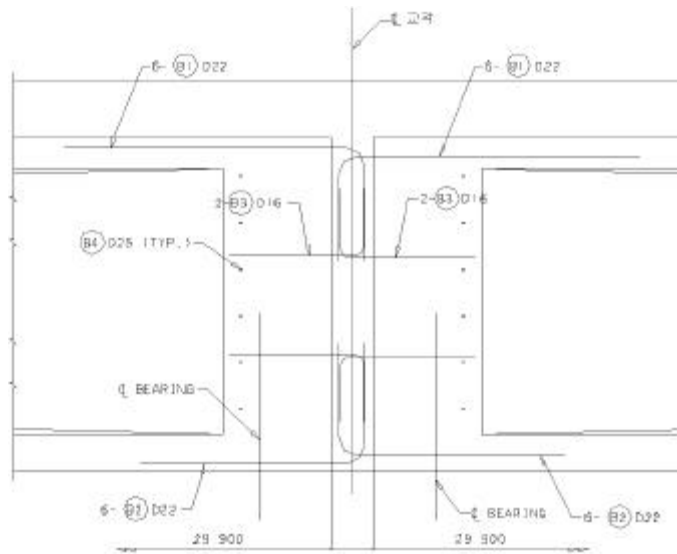


그림 A.10 PSC Beam의 연결부 추가철근

1.3.7 Cyclic Control Joint

일체식 교량은 상부구조의 신축 이동량에 대한 변위를 교대와 일체로 시공된 접속슬래브 후면이 위치하는 도로부에서 처리하여야 하므로 접속슬래브의 끝단에는 계절적인 기후변화로 유발되는 변위에 대한 일종의 조인트가 필요하게 된다. 이러한 온도신축에 따른 교량의 변위를 허용하기 위하여 접속슬래브와 이동성이 없는 도로부(non-moving roadway)를 분리하여 상호간의 독립적인 거동을 확보하기 위하여 접속슬래브와 완충슬래브 사이, 도로 및 연석 사이에 채움재를 충전하여 온도신축이동을 처리하도록 하는 장치가 필요하게 되는데 이것을 바로 Cyclic Control Joint라고 한다.

1.4 시공 현황

1.4.1 공사 개요

이 절에서는 평촌1교가 시공되는 과정을 시공 공정에 따라 1998년 8월부터 시작된 교각기초 터파기부터 2000년 10월에 실시한 교대 뒷채움 다짐까지 일체식 교량의 시공 공정을 간략한 설명과 부록 사진을 첨부하여 소개하고자 한다. 대전-통영간 고속도로 13공구의 당초 준공 예정은 금년(2000년) 12월이었으나 IMF 사태 등 국내 경기의 악화로 인하여 공기가 6개월 연장되어 준공일이 2001년 6월로 지연되었다. 따라서 평촌1교의 전체적인 공정 또한 지연되어 1999년 12월에 준공 예정이었던 평촌1교의 준공은 2000년 중반기가 될 것으로 판단된다.

현재까지 평촌1교의 시공은 아래의 표 A.4에서와 같이 공정계획에 따라 순조롭게 진행되어 하부상부슬래브 타설 및 까지 시공을 완료하였으며 교대 뒷채움 및 접속슬래브의 추가 공정은 내년 초 시작되어 중반기에 종료 예정이다.

1.4.2 시공 전

평촌1교는 경상남도 함양군 지곡면 평촌리 상개평 마을에 위치하고 있으며 13공구 STA.3+500.3~STA.3+589.7 구간의 3경간 연속 PSC Beam교로 시공되고 있다. 평촌1교 공사의 착공전 상개평마을에서 두동마을을 잇는 폭 3m 정도의 비포장도로가 있었으며 주위 계곡으로부터 흐르는 하천을 통과하는 길이 약 6m, 폭 2m 정도의 철근콘크리트 라멘형식의 구(舊)평촌1교가 있었다. 지반은 주로 풍화잔류층, 풍화암, 연암으로 구성되어 있다.

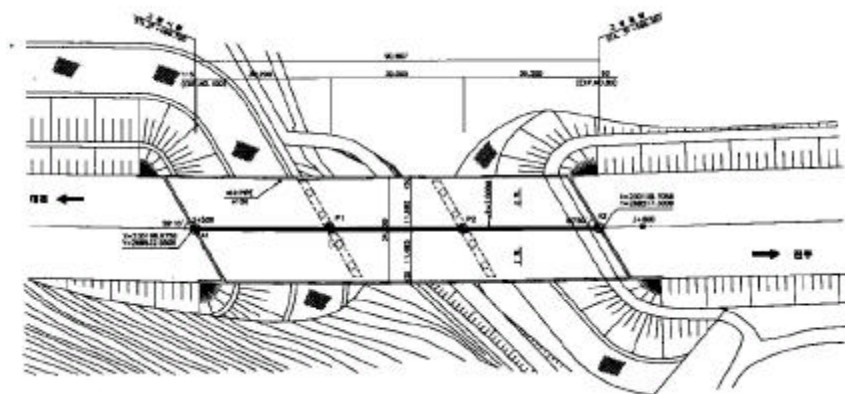


그림 A.11 평촌1교 평면도

사진 A.4는 평촌1교 시공 전 전경으로 멀리 보이는 흰색 깃발은 교각 2(통영방향)의 중심선이 위치할 곳을 나타내고 있으며 앞쪽의 흰색 깃발은 교각 1번(대전방향)의 중심선이 위치할 곳을 나타내고 있다.



사진 A.4 평촌1교 시공 전 모습

1.4.3 교각 기초

1.4.3.1 교각 2 기초

교각 2의 기초형식은 직접기초이며 교각이 위치하는 지점에서 지반을 굴착하여 충분한 지지력을 확보한 풍화암층을 확인한 후, 기초 저면의 평탄성 확보를 위하여 버림 콘크리트(Lean 콘크리트, $\sigma_{ck} = 150\text{kg/cm}^2$)를 타설하고 그 위에 교각기초 및 기둥을 시공하였다.

교각 2의 터파기 작업을 설계도면 및 지질보고서에 나타낸 바와 같이 원지반 아래로 약 7.2m까지 굴착하였다. 평탄성 확보를 위하여 파워 쇼벨로 지반면 고르기를 실시하여 매우 양호한 평탄성을 확보하였으며 지반의 지지력을 확인하기 위하여 평판재하시험을 수행하였으며 매우 양호한 지지력이 확인되었다. 지반면을 모두 처리한 후, 평탄한 지반 상부로 약 10cm 두께로 Lean 콘크리트를 타설하고 교각 공사 기준점을 설치하여 교각 기초철근 배근작업을 수행하였으며 기초 콘크리트를 타설하였다. 사진 A.5는 교각 2가 위치할 곳의 터파기 공사를 진행하고 있는 모습과 Lean 콘크리트 타설을 완료한 모습을 나타내고 있다.

1.4.3.2 교각 1 기초

교각 1번의 기초형식도 교각 2와 동일한 직접기초 형식을 취하고 있다. 따라서 교각 2에서 수행되었던 동일한 공정으로 공사가 수행되었다. 터파기의 깊이는 당초 설계도면 상 원지반 아래로 4.5m 정도를 굴착하여 풍화암층에 교각기초를 안치하도록 되어 있었으나 실제 터파기 공사 수행과정에서 당초 설계 지반면보다 0.386m 추가로 굴착한 지반에서 안정된 풍화암이 발견되었으며 상행선과 하행선의 암층면이 다소 불균형하게 확인되었다. 굴착 후 지반의 지지력을 확인하기 위하여 교각 2와 동

일한 평판재하 실험을 실시하였으며 만족할 만한 지지력이 확인되었다.

그러나 교각 1의 기초 지반면은 교각 2에서 시공된 지반면과 비교할 때 설계상의 굴착면보다 약 0.386m를 추가 굴착했으므로 지반의 지지력에는 문제가 발생하지 않았으나 교각기초 작업을 위한 평탄성 확보 및 추가로 굴착된 지반의 높이를 보정하기 위하여 38.6cm로 교각기초 지반 위에 매스 콘크리트($\sigma_{ck}=210\text{kg/cm}^2$)를 타설하였다.



사진 A.5 교각 2의 기초 터파기를 수행하고 있는 모습

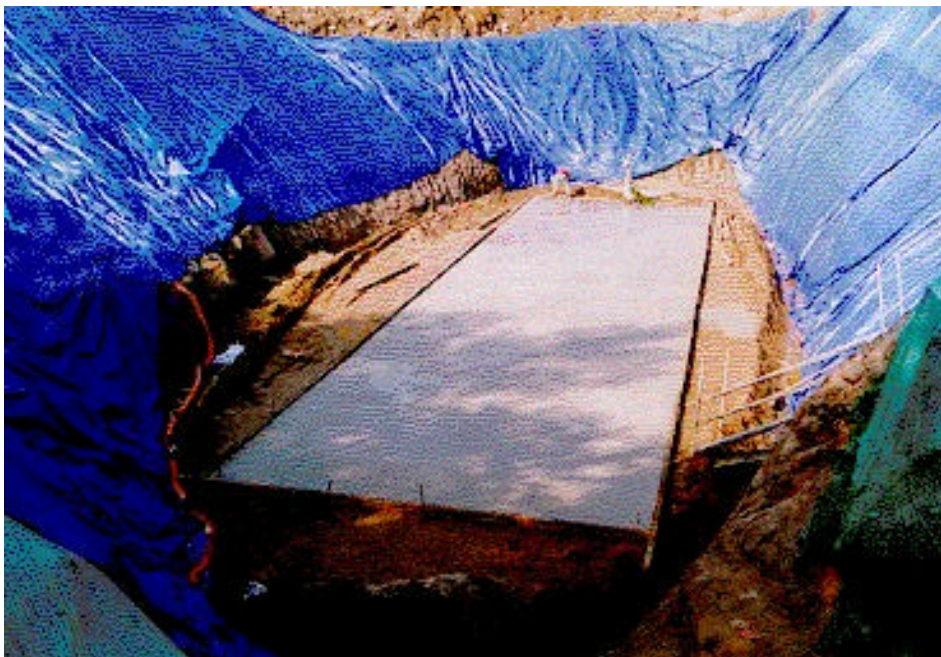


사진 A.6 교각 2의 Lean 콘크리트 타설을 완료한 모습

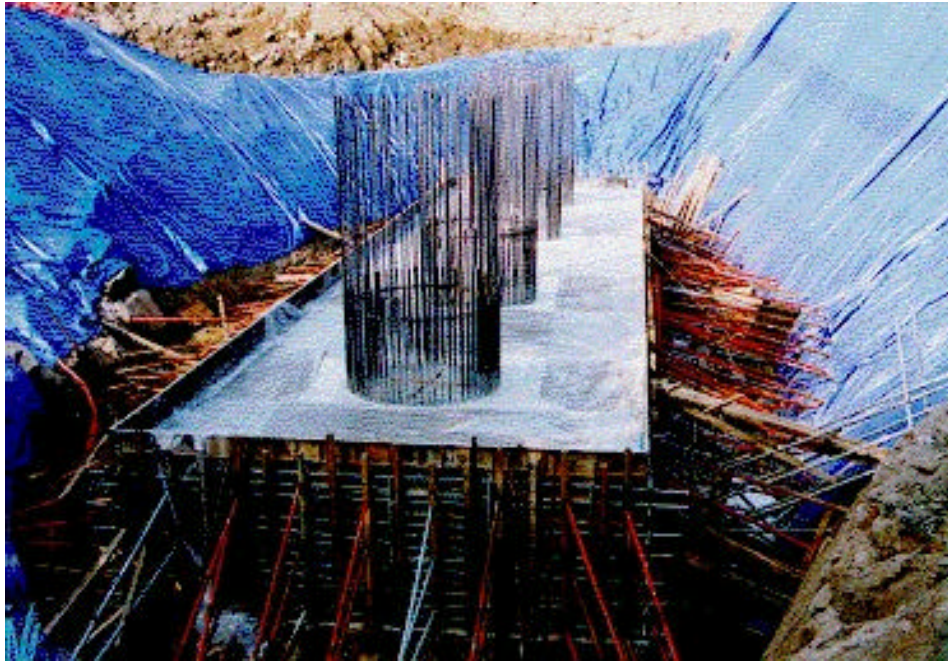


사진 A.7 교각 2의 기초 콘크리트를 양생하고 있는 모습



사진 A.8 교각 2의 기둥 하단부 콘크리트 타설이 진행되고 있는 모습

사진 A.9는 교각 1의 터파기 공사가 진행중에 있는 모습과 매스 콘크리트로 타설한 교각기초 콘크리트의 모습이다.



사진 A.9 교각 1의 터파기 공사가 진행중에 있는 모습

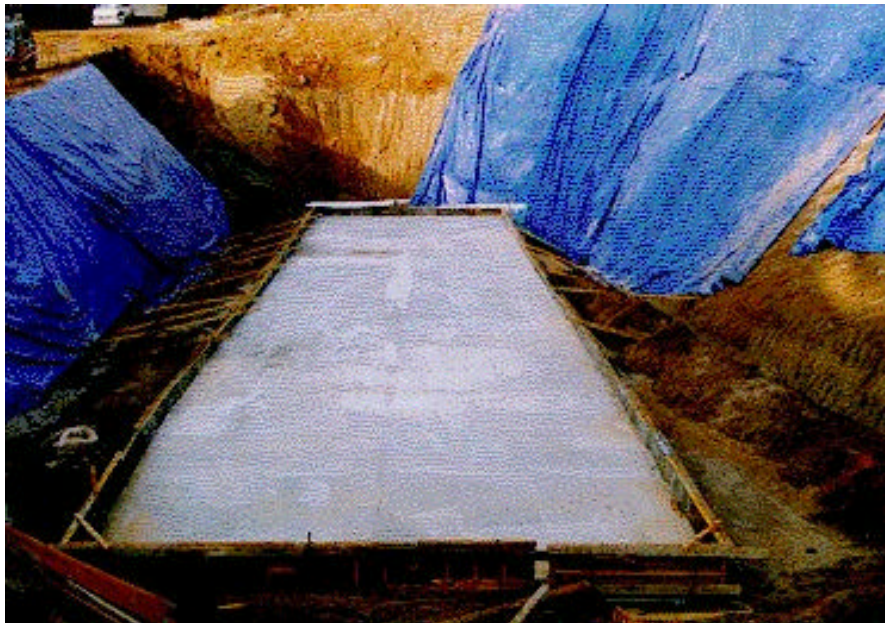


사진 A.10 교각 1 기초부 매스 콘크리트 타설 완료 전경



사진 A.11 교각 1의 기초 콘크리트의 철근 배근이 완료된 모습



사진 A.12 교각 1, 2의 기초부 시공 전경(교각 1에서 바라본 모습)

1.4.4 교대 성토

교대의 성토 작업은 사진 A.13과 같이 교각기초의 되메우기 작업을 실시 후 기둥 하단부 공사와 동시에 실시하였다. 성토시 사용된 재료는 한국도로공사 시방 규정에 준하는 재료로서 추후 교대 H

형강 말뚝의 원활한 시공을 위하여 잡석을 모두 제거한 양질의 토사를 사용하였으며 다짐시 각 층당 매회 다짐시험을 수행하였다.



사진 A.13 교대 1의 성토작업 진행(1)



사진 A.14 교대 1의 성토작업 진행(2)



사진 A.15 교대 2의 성토작업 진행(1)



사진 A.16 교대 2의 성토작업 진행(2)

교대부의 성토작업은 앞서 언급한 바와 같이 교각기초 및 기둥 하단부의 공사가 완료된 후 실시하였으므로 성토다짐 하중에 의한 교각의 이동이 염려되었다. 이에 평촌1교의 시공지침서에 명시된 바와 같이 성토공정 진행과정 및 성토작업 완료 후 1개월 동안 교각의 이동성 여부를 확인하기 위하여 교각 측벽에 반사경을 부착하여 측량을 실시하였다. 측량 실시 결과, 성토공정에 인하여 교각에 어떠한 영향도 발생하지 않았음이 확인되었다.

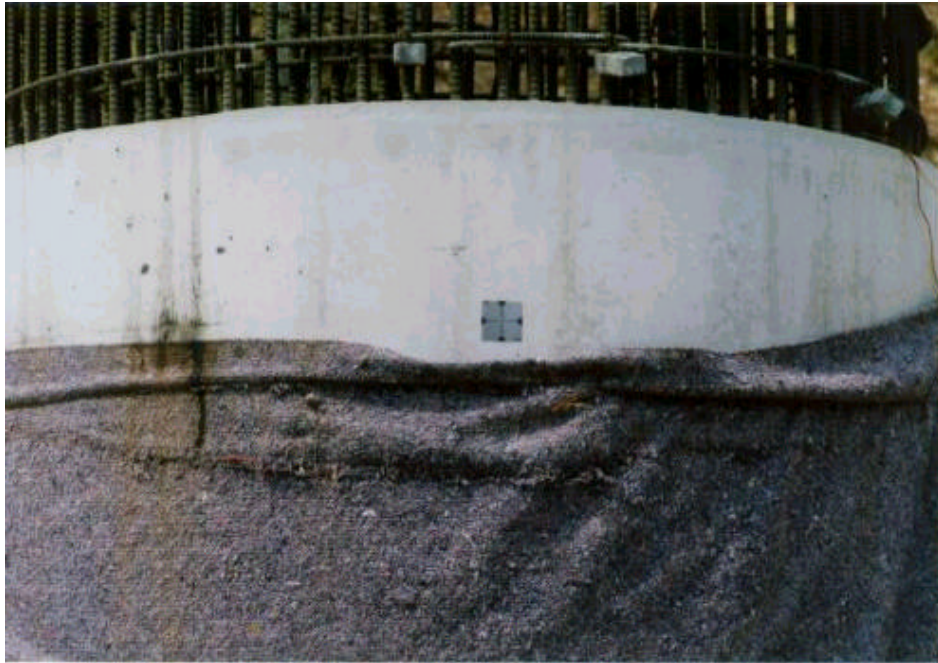


사진 A.17 교각의 이동 유무 확인을 위하여 반사경을 교각 측벽에 부착한 모습

표 A.17 뚝교 교각 변위량 측정표
두동교 교각 변위량 측정표

구분 일 자	P1				P2				비 고
	상행선		하행선		상행선		하행선		
	L	dL	L	dL	L	dL	L	dL	
99.03.18	74.801	0.000	77.538	0.000					위치도(1)
04.03	74.801	0.000	77.538	0.000					
04.16	74.800	-0.001	77.535	-0.001	41.179	0.000	38.722	0.000	
04.21	74.800	-0.001	77.538	0.000	41.179	0.000	38.722	0.000	
04.28	74.801	0.000	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.05	74.800	-0.001	77.535	-0.001	41.179	0.000	38.721	-0.001	
05.12	74.800	-0.001	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.19	74.801	0.000	77.538	0.000	41.178	-0.001	38.720	-0.002	
05.25	74.800	-0.001	77.535	-0.001	41.178	-0.001	38.721	-0.001	
05.31	74.800	-0.002	77.534	-0.002	41.177	-0.002	38.720	-0.002	
- 측정 위치 및 기준점 변경 -									
06.01	77.612	0.000	79.325	0.000	44.875	0.000	42.235	0.000	위치도(2)
06.03	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	0.000	42.235	0.000	
06.05	77.612	0.000	79.325	0.000	44.875	0.000	42.235	-0.001	
06.07	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.09	77.613	0.001	79.325	0.000	44.877	0.001	42.235	0.000	
06.11	77.611	-0.001	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.14	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	0.000	42.235	-0.001	
06.18	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	0.000	42.235	0.000	
06.20	77.611	-0.001	79.325	0.000	44.875	0.000	42.235	0.000	
06.22	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	0.000	
06.24	77.611	-0.001	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.26	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
06.29	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.02	77.612	0.000	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	0.000	
07.05	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.08	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.11	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
07.14	77.610	-0.002	79.324	-0.002	44.875	-0.001	42.234	-0.002	
07.17	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
99.07.20	77.610	-0.002	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	
99.07.23	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.874	-0.002	42.234	-0.002	
99.07.25	77.611	-0.001	79.325	-0.001	44.875	-0.001	42.235	-0.001	

두동교 교각 변위량 측정 위치도 (1)

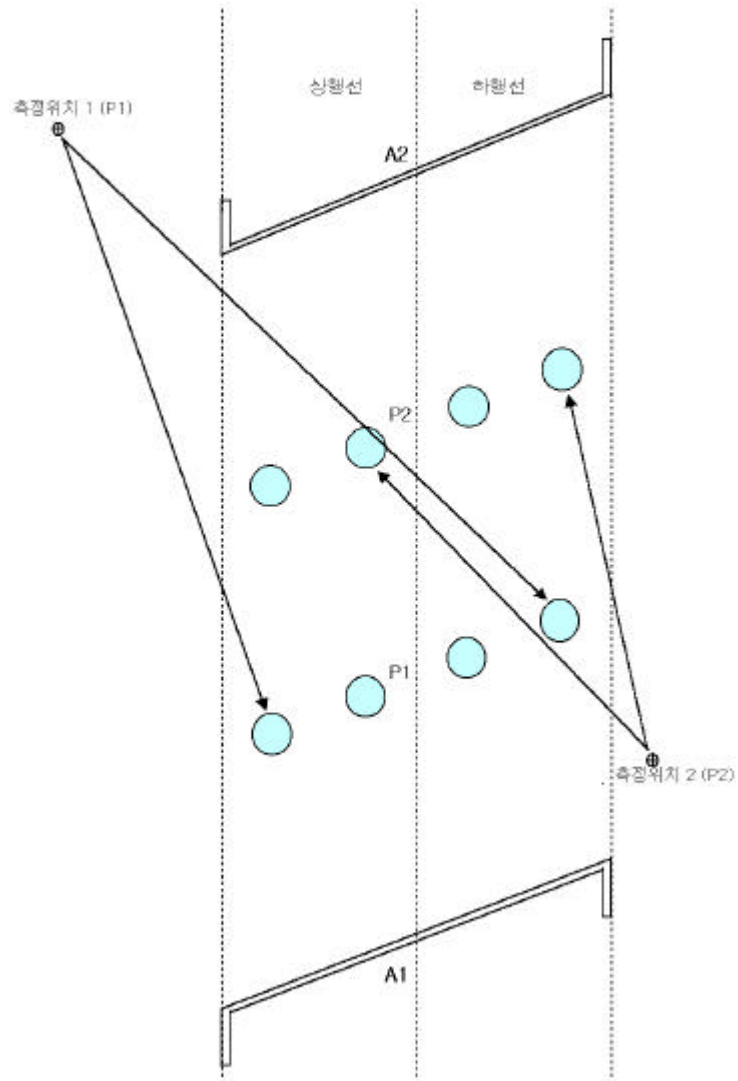


그림 A.12 평촌1교 교각 변위량 측정 위치도(1)

두 동교 교각 변위량 측정 위치도(2)

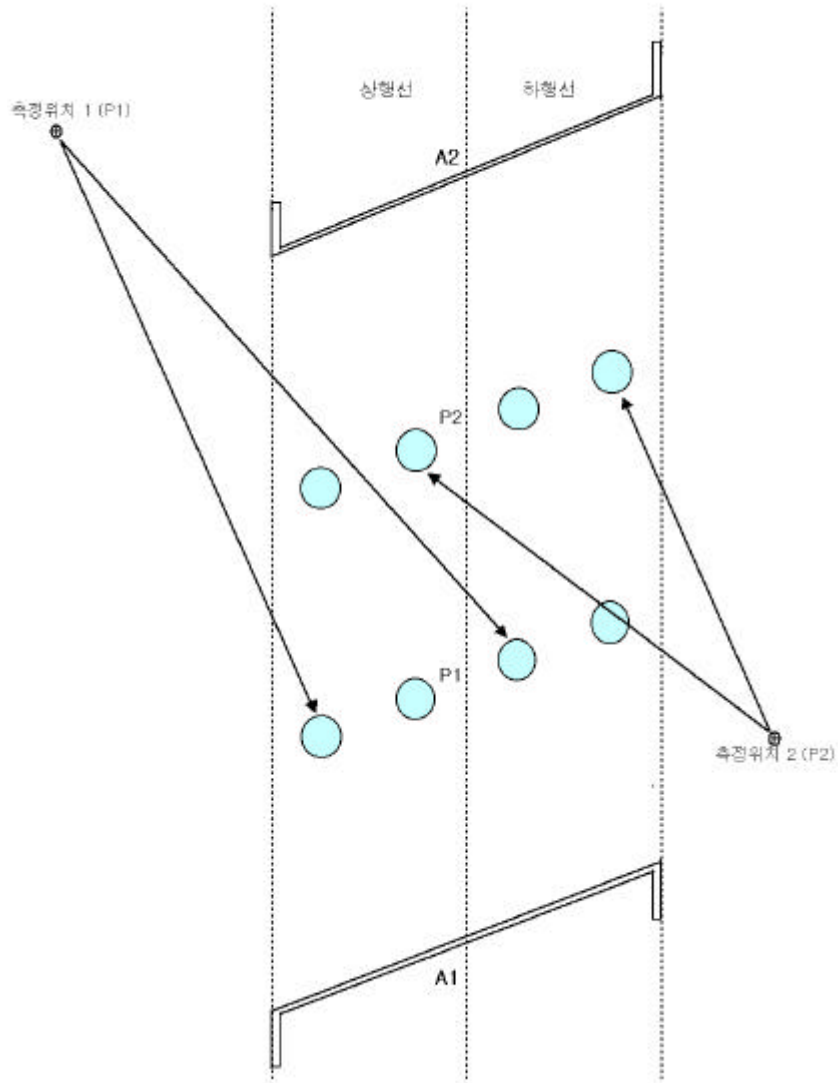


그림 A.13 평촌1교 교각 변위량 측정 위치도(2)

1.4.5 교각 기둥 및 코핑부 시공

평촌1교 교각 기둥 및 코핑부의 시공은 일반 교량과 비교시 특별한 공정이 없으며 기존 시공 방법을 그대로 이용하여 시공하였다. 그러나 교각 코핑에 거치되는 PSC Beam Pedestal 콘크리트 및 전단 블록(shear key) 시공 등 일반 시공법과 다소 상이한 부분이 있다.

일반적으로 베어링 기초 콘크리트의 시공법은 교각 코핑 타설후 베어링 하부 플레이트를 설치하기 위하여 콘크리트 타설면 높이를 대략 시공하여 베어링 하부 플레이트를 설치한 후 무수축 몰탈을 사용하여 고정 시공하는 방법을 사용하였다. 그러나 평촌1교에서는 PSC Beam 거치시 하부 플레이트를 사용하지 않고 콘크리트 상면에 바로 탄성받침을 설치한다. 따라서 베어링 하부 플레이트를 설치하기 위한 번거로운 공정이 생략되었다. 그러나 앞서 기술한 바와 같이 베어링 기초 콘크리트의 타설면이

바로 PSC 빔을 거치시키기 위한 탄성고무판 설치의 기준이 되므로 콘크리트 타설시 콘크리트 수축을 고려하여 정확한 높이를 확보하여 시공하여야 한다.



사진 A.18 교각 기둥의 콘크리트 양생 모습



사진 A.19 교각 1의 코핑부 콘크리트 양생 중인 모습



사진 A.20 교각 1의 코핑부 콘크리트 양생 완료 모습



사진 A.21 시공 완료된 교각 코핑부의 확대 모습

일체식 교대 교량은 주형이 교대로 일체로 시공되는 점을 이용하여 교각 지점에 간단한 콘크리트 전단 블록을 설치하여 횡방향 변위를 제어하고 지진시, PSC Beam의 탈락을 방지하는 두 가지 역할을 수행하도록 하였다. 콘크리트 전단블록은 사진 A.21와 같이 교량 중앙부(중앙분리대 부분)부근에 상, 하행선 각각 2개소에 설치하기 위하여 사전에 철근을 배근하여 시공하였다.

1.4.6 말뚝항타 및 재하시험

교량은 상부구조(상판 및 주형)와 하부구조(교대)가 일체로 연결되어 있는 교량을 의미한다. 따라서 온도에 의한 신축변위를 신축이음장치와 베어링을 대신하여 하부구조가 유연하게 변위를 허용하므로 무조인트 교량의 거동이 성립하게 된다. 이러한 변위를 허용하기 위하여 평촌1교의 교대 말뚝은 H말뚝 일렬로 시공하였다. 이는 말뚝의 유연성을 최대한 이용하기 위함이며 이러한 이유로 H말뚝을 일렬 약축으로 항타하였다.

말뚝 거동의 계측을 위하여 말뚝 복부 및 플랜지에 계측기를 매설하였다. 말뚝에 부착되어 매설된 계측기의 종류로는 변형율 게이지(weldable strain gauge 및 bondable strain gauge), 경사계가 있으며 변형율 게이지 부착의 시공 모습은 아래의 사진 A.22과 같다.

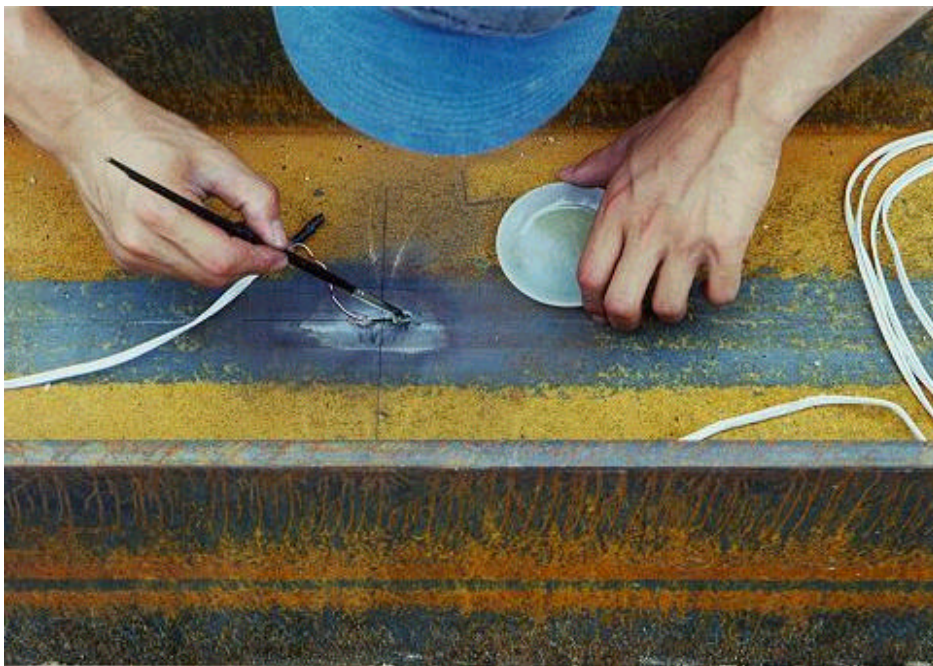


사진 A.22 변형율 게이지 부착 모습

말뚝 항타시 게이지에 전해지는 충격으로부터 게이지를 보호하기 위하여 게이지의 연결선은 2개의 너트를 말뚝에 용접하여 그 사이를 통과시켜 시공하였다.

말뚝 항타시 모든 말뚝의 이음에 대하여 비파괴 검사(초음파 탐상법)를 수행하였다. 비파괴 검사 결과를 통과한 말뚝에 한하여 항타 작업을 수행했음을 물론이고 말뚝 용접부위가 지면에 항타되기 전 지상에서 1m 상부 높이에서 모든 말뚝의 용접 상태를 육안으로 확인하여 이상이 없는 것을 확인한 후 항타 작업을 계속 실시하였다.



사진 A.23 변형율 게이지 부착

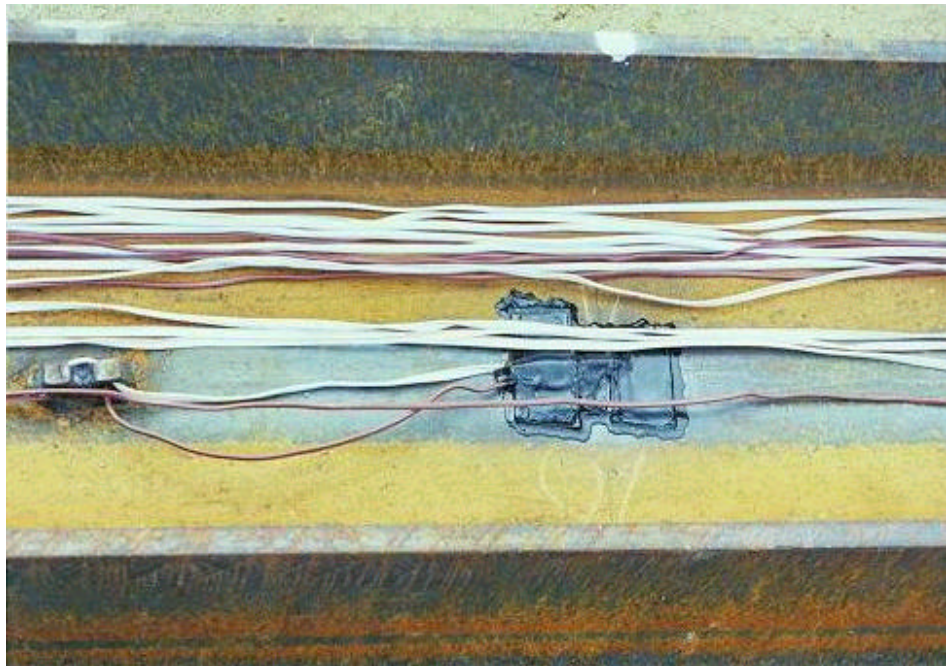


사진 A.24 게이지 부착

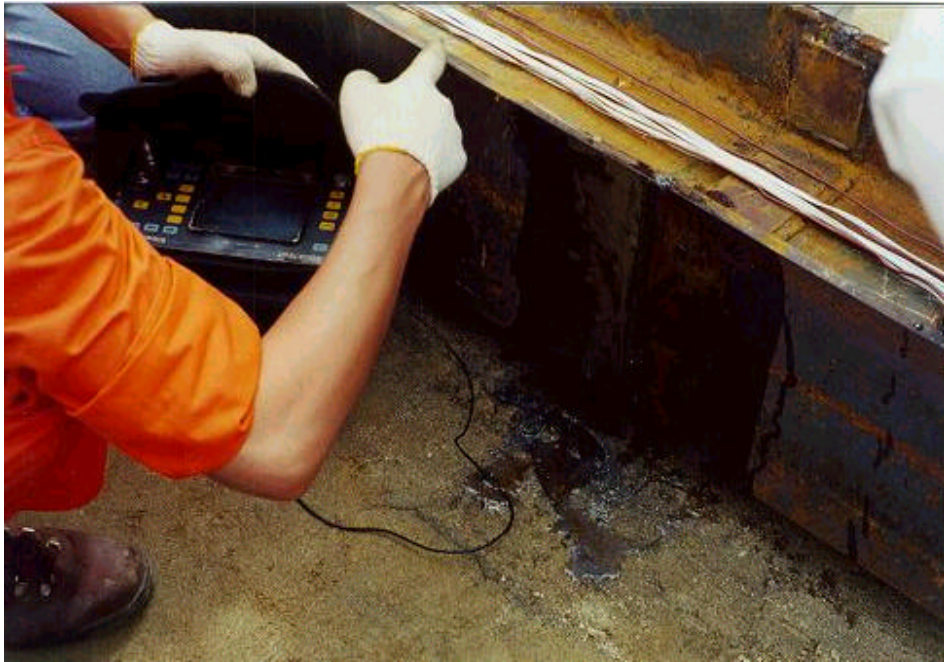


사진 A.25 말뚝 용접부의 비파괴 검사

말뚝항타시 말뚝의 지지력의 확인을 위하여 동재하시험을 수행하였다. 동재하시험에 관한 내용은 본 보고서 3장에 자세히 언급하였다.



사진 A.26 동재하시험을 위한 계측기 부착 모습

말뚝 항타 후 H말뚝의 주변 폐색효과에 따라 지표면에서 일정한 깊이 만큼 말뚝 주변에 함몰이 발생하였다. 발생한 함몰부분은 미국 시공 자문결과에 따라 마른 모래 채움과 적절한 손다짐을 실시

하였다(사진 A.27 참조).

말뚝의 항타는 시공절차서에 명시된 바와 같이 교대부 성토가 모두 완료된 시점에서 충분한 침하가 진행된 후 항타를 시작하는 것이 바람직하므로 교대 성토부의 공정이 모두 완료된 후 항타 작업을 실시하였다. 말뚝 항타 및 말뚝 항타에 관한 모든 시공절차에 관한 시공절차는 미국 B&N 사의 시공사문단 기술자들의 기술자문을 통하여 충분한 안전성을 검증한 후 수행되었다.



사진 A.27 말뚝 항타 후 말뚝주변에 발생한 함몰(모래 채움 전)



사진 A.28 교대 1의 말뚝 항타 전경

H말뚝을 향타 위치에 한치의 오차도 없이 정확하게 향타하기란 매우 어려운 작업이다. 따라서 H말뚝 향타시 어느 정도의 향타 위치에 대한 오차를 허용하고 있다. 그러나 말뚝의 향타시 발생하는 변위는 철근의 간격 유지, PSC Beam 거치를 위한 정확한 철근 배근, 철근의 피복 두께 확보 등의 문제가 발생할 수 있기 때문에 가능한 한 정확한 위치에 향타가 될 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 시공기술 자문단에 의해 제시된 허용오차는 확대기초 주철근이 설치될 수 있는 만큼이며 그 크기는 교축방향으로 약 10cm, 교축직각방향으로 20cm이다. 평촌1교의 모든 말뚝은 거의 정확한 위치에 향타되었다.

무조인트 교량의 교대 말뚝향타는 말뚝의 향타로 인한 주변 지반의 교란을 방지하기 위하여 교대의 성토 높이를 70cm 정도 높게 성토를 하여 말뚝을 향타한 후 70cm 성토를 제거하는 방법과 확대기초 저면까지 성토한 후 말뚝을 향타할 수 있다. 평촌1교에서는 두 가지 방법 모두 적용하여 시공하였다. 따라서 교대 1에서는 성토면을 70cm 높게 하여 말뚝을 향타 후 성토면을 제거하였으며 교대 2는 바로 성토면에서 말뚝을 향타하였다.



사진 A.29 말뚝향타가 종료된 교대 말뚝(교대 1)의 모습

말뚝의 향타가 완료된 후 말뚝의 정재하시험을 수행하였다. 정재하시험은 연직정재하와 수평정재하 시험으로 교대 1 및 교대 2에서 각각 수행하였다. 자세한 내용은 3~4장에 수록하였다.



사진 A.30 말뚝의 수평정재하시험(교대 2)



사진 A.31 말뚝의 연직정재하시험(교대 2)

1.4.7 모래보강 및 휴대용 콘지수

가. 모래 보강

고강도 H형강 말뚝은 형상의 이방성 때문에 강축인 플랜지 방향으로서는 수평력에 효과적으로 저항

하나 약축인 웹방향으로는 상대적으로 수평저항력이 작다. 매립토층이나 사질토층에서 고강도 H형강 말뚝을 향타하면 약축방향으로 말뚝이 흔들리면서 플랜지와 웹사이의 흙을 진동 다짐시킨다. 그 사이의 흙은 지표면 아래방향으로 함몰되면서 공동부분이 생기게 된다. 그림 A.14는 H말뚝의 향타시 발생한 함몰부의 공동 양상을 도시한 것이다.

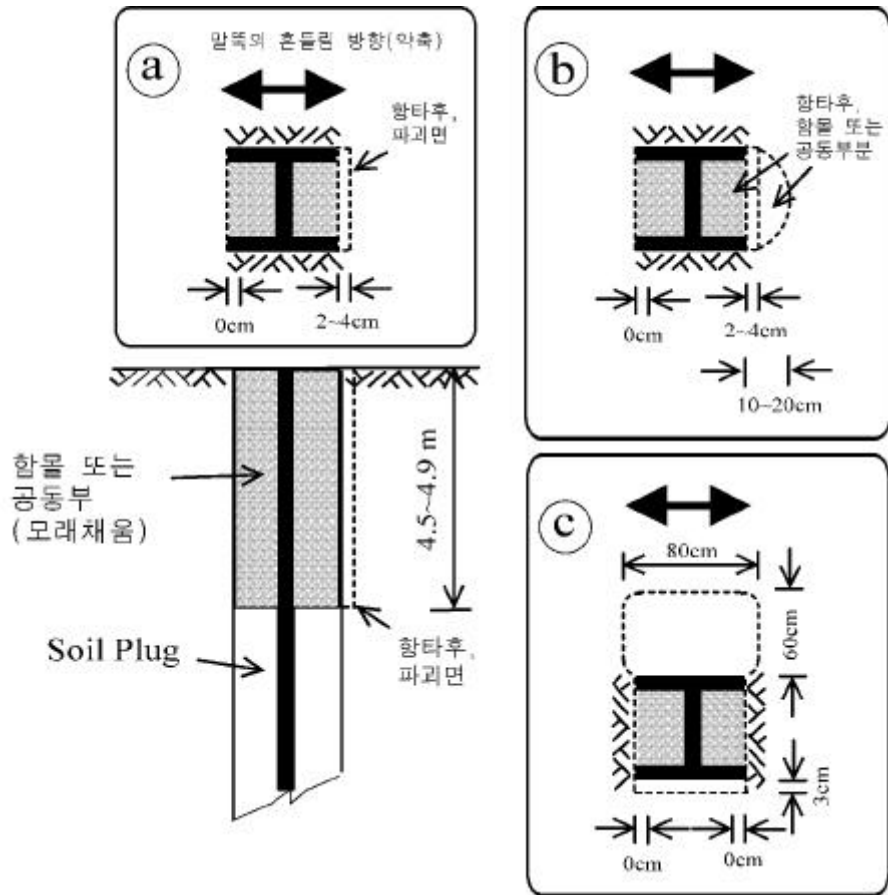


그림 A.14 향타후 H형강 말뚝의 흔들림에 의한 지반파괴 및 함몰양상

지반의 상태에 따라서 함몰되는 깊이는 다르며, 약 16m를 성토한 평촌1교 교대지반에서 발생한 함몰깊이와 지표면 파괴양상들은 그림 A.14에 나타내었다.

기존의 연구에 의하면, 공동 및 함몰 깊이는 지반의 밀도에 따라 달라지지만 일반 매립토지반에서는 1.2~1.7m 정도이다(박, 1998). 그러나 본 현장에서는 지지층에서 16m을 양질의 화강풍화토를 성토한 지반이므로 기존 연구보다 깊은 함몰 및 공동부분이 생겼는데 그 깊이는 4.5~4.9m 정도이었다.

말뚝 향타시, 편타가 거의 없는 경우에는 약축의 한방향으로 2~4cm 정도 지반을 파괴 및 함몰을 시키고(그림 A.25(a) 참조), 편타가 큰 경우에는 약축방향으로 최대 20cm 정도까지(그림 A.25(b) 참조) 그리고 강축방향으로 지표면을 파괴시키는 경우도 있었다(그림 A.25(c) 참조). 이는 H형강 말뚝을 한번 용접하여 20m의 말뚝길이를 만들어서 향타를 하였기 때문에 말뚝이 10~15m 정도 관입될 때까지 약축으로 많이 흔들리기 때문이었다. 또한 지지층에 관입된 H형강 말뚝을 계속 향타하면 말뚝이 시계 또는 반시계방향으로 회전하여 말뚝재료가 비틀리는 경우도 발생하지만 본 현장에서는 비틀림이 발생하기 전에 향타를 종료하였다(그림 A.25(c) 참조).

그림 A.15와 같이 말뚝에 가해진 수평력의 전이는 일반적으로 교대 저면에서 아래방향으로 5m 정

도까지 전달되므로 수평력에 의한 지반저항력을 증대시키려면 지표면에 발생한 공동부에 콘크리트로 충전하는 것이 효과적이다.

그러나 본 현장에서 H형강 말뚝 향타시, 약축방향으로 H말뚝이 흔들리면서 그림 A.14와 같이 3가지 종류의 파괴면 및 함몰 양상이 생겼으며, 무조인트 교량은 온도와 수평력에 의해 고강도 H형강 말뚝기초가 자유롭게 움직여야 하므로, 지표면의 공동부분을 콘크리트로 충전하지 않고 모래나 모서리가 둥근 강자갈을 채운다. 평촌1교 현장의 함몰부분은 모래로 채웠다.

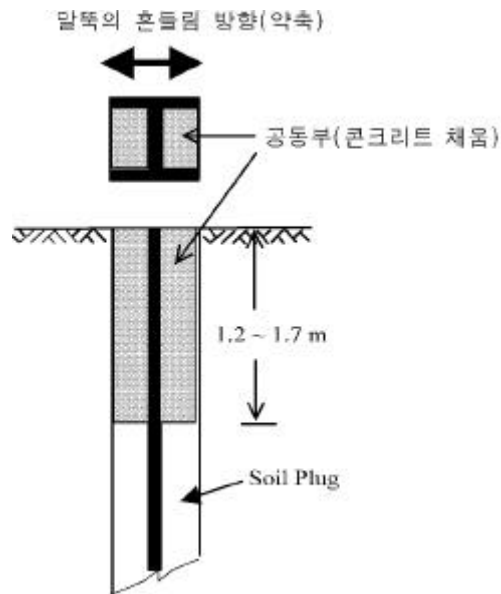


그림 A.15 콘크리트 채움



사진 A.32 비에 의해 공동부분 주위가 함몰된 장면



사진 A.33 공동부에 채운 모래에 휴대용 콘관입시험하는 장면



사진 A.34 수평재하시험의 최종단계하중에서 휴대용 콘관입시험하는 장면

1.4.7 교대

평촌1교의 교대는 시공순서에 의해 두개의 부분으로 나뉜다. 첫번째는 PSC Beam을 거치하는 1차 교대 벽체(concrete pile cap)이며 두번째는 PSC Beam 거치 후 교대와 슬래브 및 PSC Beam을 일체

로 타설하는 2차 교대 벽체로 구분할 수 있다. 사진 A.32는 1차 교대 벽체의 철근배근 및 콘크리트 타설 모습을 나타내었다.



사진 A.35 교대 1의 철근배근 모습

2차 교대 벽체의 콘크리트 강도가 $270\text{kg}/\text{cm}^2$ 임을 고려하여 콘크리트 파일 캡의 콘크리트 강도도 이와 동일한 $270\text{kg}/\text{cm}^2$ 로 타설하였으며 교대벽체 뒷면에는 뒤편배수의 원활한 배수를 위하여 강관을 교대 날개벽에 설치하였다(사진 A.33 참조).



사진 A.36 완성된 교대 1의 모습(상행선)



사진 A.37 완성된 교대 1의 모습(상행선)



사진 A.38 완성된 교대 2의 모습(상행선)

평촌1교의 상행선 교대와 하행선 교대를 분리하기 위하여 사용되는 교대 분리용 끼움재로 네오플렌 스폰지를 사용하였다. 일반 교량에서는 교대 분리재로 스티로폴을 사용하여 왔으나 무조인트 교대는 온도에 따른 교대의 변위가 발생하게 되므로 이를 고려하여 스티로폴보다 내구성이 우수한 네

오픈렌 스폰지를 사용하여 시공하였다(사진 A.36 참조).



사진 A.39 교대 분리막으로 네오피렌 스폰지를 사용하여 시공한 모습

1.4.8 P.S.C. Beam

평촌1교의 PSC Beam 제작은 단부 및 측면 연결철근을 제외하고는 모든 공정이 일반 PSC Beam 제작과 동일하다. 단부 철근은 PSC Beam 거치 후 교대 및 교각부에서 일체성 확보를 위하여 배근하였으며 측면에 연결철근은 교대 철근과 일체성 확보를 위하여 제작되었다.

PSC Beam 콘크리트의 강도는 $400\text{kg}/\text{cm}^2$ 으로 PSC Beam 콘크리트 펌프카 이용시 압력으로 인한 거푸집의 변형을 최소화하기 위하여 백호우(back hoe)를 이용하여 콘크리트를 타설하였다. 양생방법은 일반 PSC Beam 양생 방법과 동일하게 콘크리트를 타설한 후 2~3시간 경화 후 상대습도 100%, 증기양생의 최고온도는 $60\sim 70^\circ\text{C}$ 가 될 때까지 시간당 20°C 를 넘지 않도록 한국도로공사 시방규정에 준하는 증기 양생을 실시하였다.

단부의 추가 철근은 상부 및 하부에 각각 6개씩 D22철근을 사용하여 배근하였다. 단부 중앙에는 4개의 D16을 배근하였다. 철근의 배근에 있어서 추가 철근인 만큼 단부 거푸집의 추가 천공작업이 필요하였다. 상, 하부 모두에서 2번째와 5번째 연결철근이 사진 A.40과 같이 거푸집의 형상이 변화는 곳에 위치하게 되므로 추후 시공시 이를 감안하여 거푸집 탈형을 용이하게 하는 방안이 필요하다. 그러나 결론적으로 PSC Beam 단부의 추가철근은 구조철근이 아니라 단순한 연결철근(추가배근)이며 또한 교대와 함께 일체로 시공되므로 특별한 문제는 발생되지 않았다.



그림 A.16 PSC Beam의 철근배근 모습



사진 A.40 콘크리트 타설 직전의 PSC Beam의 모습



사진 A.41 백호우를 이용한 PSC Beam의 콘크리트 타설 모습



사진 A.42 PSC Beam 단부의 상부 연결철근



사진 A.43 PSC Beam 단부의 하부 연결철근(콘크리트 타설 전)



사진 A.44 PSC Beam 단부의 하부 연결철근(콘크리트 타설 후)



사진 A.45 완성된 PSC Beam 모습

1.4.9 PSC Beam 거치 및 상부슬래브 타설

PSC Beam 제작 완료 후 30기의 PSC Beam을 각 교대 및 교각에 거치하였다. 거치 순서는 상행선 외측 거터부터 내측으로 또한 교대 2에서 교대 1의 순으로 거치하였다. PSC Beam 이동을 위하여 50t급 2대의 크레인이 사용되었으며 교대 및 교각에 거치하기 위하여 100t Hydro 크레인 1대와 200t Hydro 크레인이 사용되었다.



사진 A.46 교각위 PSC Beam이 거치된 탄성고무베어링의 모습



사진 A.47 PSC Beam 거치 후 A2 상행선 측면에서 바라본 모습



사진 A.48 PSC Beam 거치 후 교대 배면에서 바라본 모습



사진 A.49 PSC Beam의 거치가 완성된 평촌1교의 전경

1.4.10 중간격벽의 철근배근 및 콘크리트 타설

가. 중간격벽의 철근배근

중간격벽의 시공을 위하여 철근배근을 아래의 그림과 같이 배근하여 시공하였다. 시공과정에서 PSC Beam 단부 하단의 연결철근 용접이 설계시 고려했던 용접방법으로 용접을 시공하려 하였으나 단부 하단에서의 용접시공이 불가능한 상황이 발생하였다. 이로 인하여 설계 및 시공사문회사인 미국의 B&N사의 기술자문을 의뢰하여 하단부의 연결철근의 보다 확실한 연결을 위하여 중간격벽 횡철근을 상호 연결하는 추가철근(Hooked Bar)을 배근하였다. 시공과정에서 이러한 연결철근의 이음이 설계도면에 따라 시공할 수 없었던 상황이 발생하여 추후 무조인트교량의 연결철근 설계시에는 철근의 배근위치를 재조정하거나 커플러를 사용하는 방법을 사용하는 것이 바람직한 것으로 판단되었다.



사진 A.50 PSC Beam 단부에서의 중간격벽 철근배근 및 빔단부 연결철근의 모습

다음은 미국 B&N의 연결철근 보강방안에 대한 자문결과 결정된 사항을 열거한 것이다.

1. PSC Beam 단부 상부에 존재하는 6가닥의 연결철근과 마주보고 있는 6가닥의 연결철근을 용접하여 연결하여야 한다. 연결방법은 약 15cm D22철근을 현재 연결된 철근 위에 위치하여 최대한 일체성을 확보하기 위하여 철근이 닿는 부분에 줄용접(점(spot)용접은 안됨)이 가능한 부분에 대하여 용접을 실시하도록 한다. 자세한 사항은 그림 A.17을 참조한다.
2. 빔의 측면(횡방향)에 존재하는 단부격벽 연결철근에 추가적으로 갈고리 형상의 추가 철근(D22)을 배근하여 마주하고 있는 빔을 연결하여야 한다. (좌, 우 모두 12개소) 자세한 사항은 그림 A.18을 참조한다.

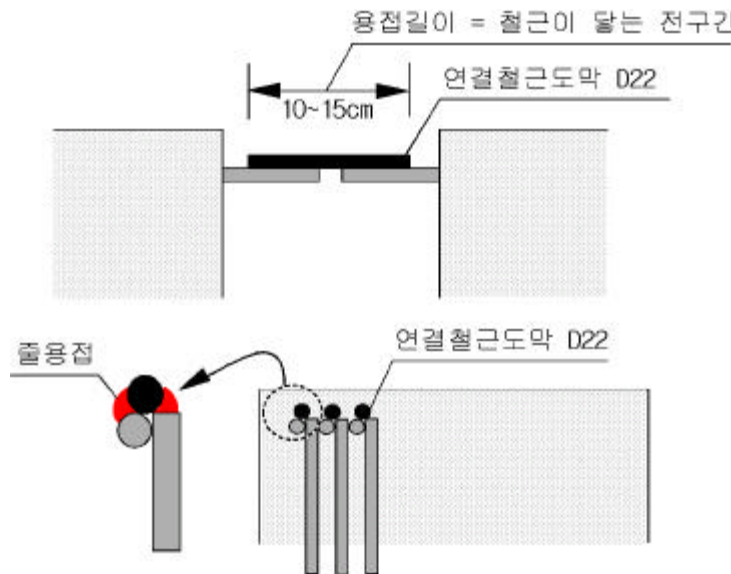


그림 A. 17 PSC빔 단부 연결 철근 용접 모식도

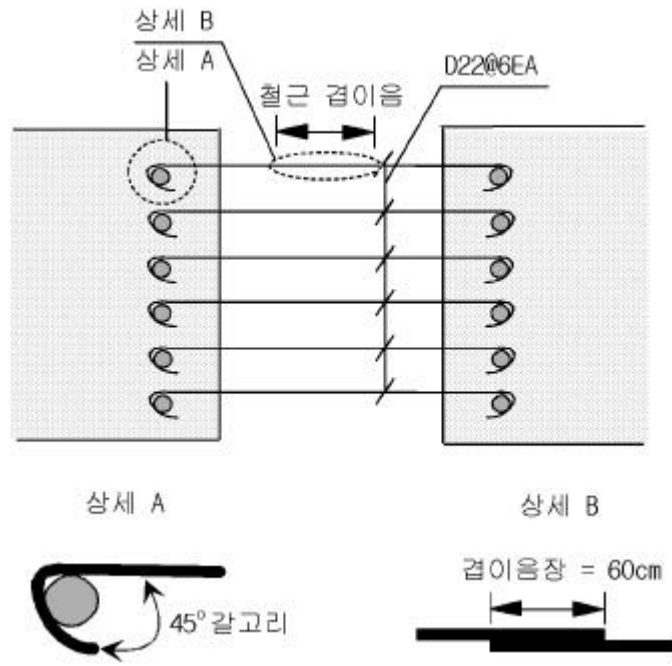


그림 A. 18 PSC빔 단부 보강 철근 설치 모식도

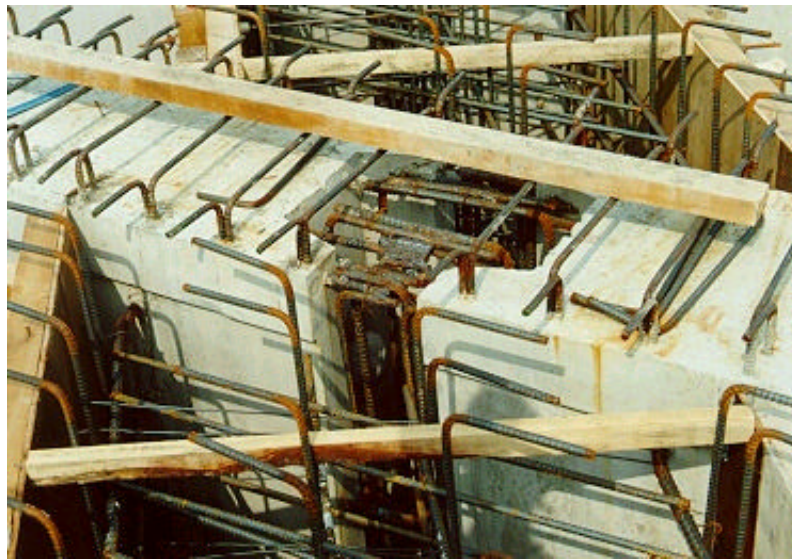


사진 A.51 하부 연결철근 이음보강을 위하여 사용된 추가철근(hooked bar)의 모습

나. 중간격벽의 콘크리트 타설

PSC Beam 중간격벽의 타설은 기존의 일반 조인트교량에서 사용하는 방법과 동일한 방법으로 진행하였다. 그러나 현재 국내 현장에서 관행적으로 중간격벽과 단부격벽(또는 교각 상부 단부격벽)을 동시에 또는 한번에 타설하고 있는 방법을 사용하지 않고 무조인트교량은 중간격벽을 우선 타설하고 단부의 격벽은 중간격벽의 양생이 끝난 후, 상판 콘크리트 타설시 정모멘트부 상판 타설이 끝난 다음에 단부격벽과 부모멘트부의 상판 순서로 콘크리트를 타설하도록 권장하고 있다. 이와 같은 타설 순서를 제외하고 타설방법에 대하여는 기존의 타설 방법을 그대로 사용하여 시공하였다.



사진 A.52 타설중인 중간격벽 콘크리트 모습



사진 A.53 거푸집 탈형후의 중간격벽이 완성된 평촌1교의 전경

1.4.11 바닥판의 시공

가. 바닥판의 철근배근

무조인트교량의 바닥판의 철근 배근 또한 기존의 일반 조인트교량의 바닥판의 철근 배근과 거의 일치하므로 특별히 추가된 방법은 존재하지 않았다. 그러나 교대 단부의 철근 배근이 일반 조인트 교량과는 달리 바닥판 단부와 교대가 연결되므로 처음 시공시 배근 작업자의 철저한 감독과 품질관리가 요구된다.



사진 A.54 철근배근전의 바닥판의 모습



사진 A.55 철근 배근후의 바닥판의 모습



사진 A.56 교대 벽체의 철근 배근 모습(접속슬래브 헌치 철근)



사진 A.57 교대 벽체의 철근 배근 모습(접속슬래브 힙지 철근)



사진 A.58 교대 날개벽 거푸집 모습

나. 콘크리트 타설 및 양생

무조인트 교량에서는 상부 바닥판 콘크리트 타설 순서는 구조물에 작용하는 내력을 최소화하기 위하여 시공순서를 반드시 준수하여 시공하도록 최선의 노력을 다해야 한다. 연속보 형식 교량의 콘크리트 타설시 일반적으로 규정되어 있는 정모멘트 구간 타설 후 부모멘트 구간을 타설하도록 권장하고 있다. 이것은 사하중으로 발생하는 교대 단부의 부모멘트를 해소하기 위해서이다. 당초 무조인트 교량은 시공지침서에서 명시된 바와 같이 정, 부 모멘트부 바닥판의 콘크리트를 분리하여 타설하는 방안을 사용코자 하였으나 콘크리트 타설 시기가 기온이 많이 상승하는 여름철에 시공하는 점과 Deck Finisher의 일방향 진행성 문제, 인력 타설의 품질문제 등이 대두되어 미국 B&N사의 시공기술자를 초빙, 이에 관한 자문을 실시하여 다음의 표와 같이 바닥판 콘크리트 타설 순서를 변경, 승인하여 시공하였다.

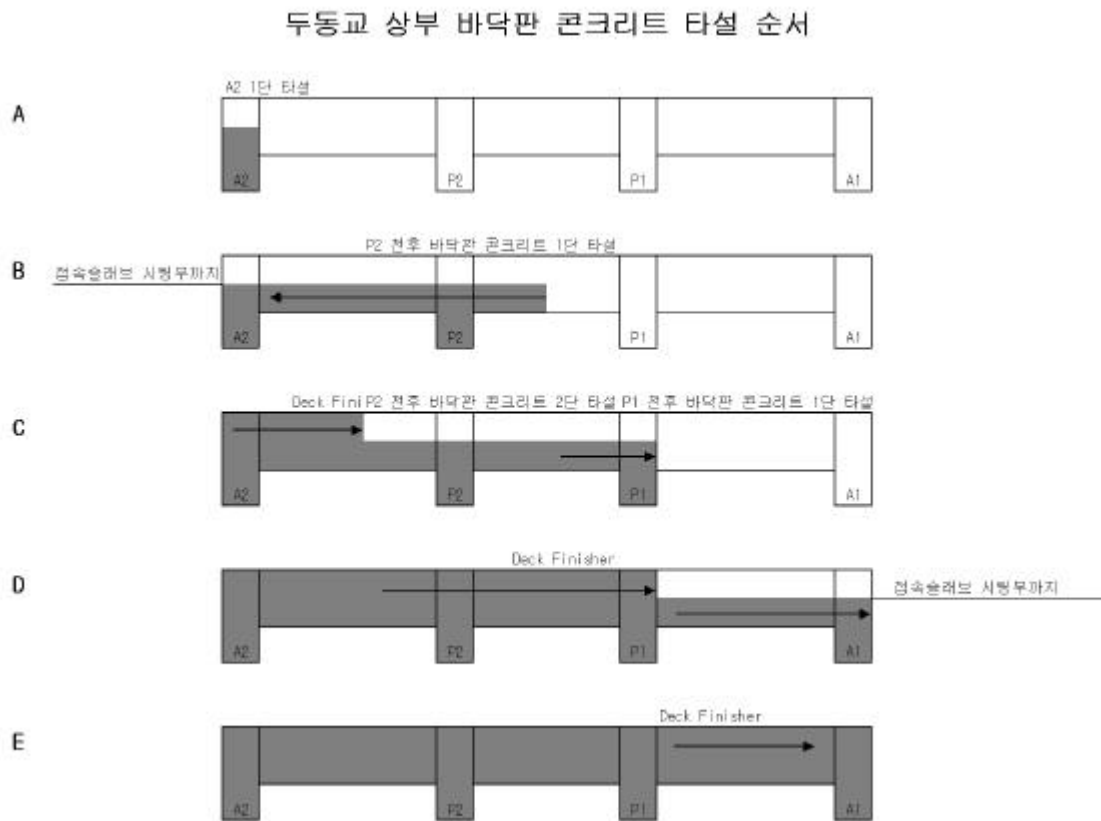


그림 A.19 평촌1교 상부 바닥판 콘크리트 타설 순서

두동교 상부 바닥판 타설 시간표

3:00 AM	레이콘 작업 준비 및 바닥판 콘크리트 타설 준비작업			
4:00 AM		Pump 1 - P1 전후 바닥판 콘크리트 1단 타설(12cm)		
5:00 AM				
6:00 AM		Pump 1 - P1전후 바닥판 콘크리트 2단 타설 (Deck Finisher)		
7:00 AM			Pump 2 - P2 전후 바닥판 콘크리트 1단 타설(12cm)	
8:00 AM	Pump 1 - A1 타설			
9:00 AM	인력미감직업		Pump 1 - P1전후 바닥판 콘크리트 2단 타설 (Deck Finisher)	
10:00 AM				
11:00 AM				Pump 1 - A1 타설
12:00 PM				인력미감직업
1:00 PM	막상 준비작업			
2:00 PM				

그림 A.20 평촌1교 상부 바닥판 콘크리트 타설 시간표



사진 A.59 평촌1교 상부 바닥판 콘크리트 타설 모습(하행선)



사진 A.60 평촌1교 상부 바닥판 콘크리트 타설 모습



사진 A.61 평촌1교 A2 콘크리트 타설 모습(하행선, 접속슬래브 시팅부까지)



사진 A.62 마지막 단계로 바닥판 및 교대 벽체를 일체로 타설하는 모습(하행선, A1)



사진 A.63 타설 완료된 바닥판을 약 2~3시간 경화 후 비닐을 덮어 양생을 준비하는 모습



사진 A.64 타설 완료된 바닥판에 양생포로 덮는 모습



사진 A.65 타설 완료된 바닥판에 양생포로 덮고 양생관리(살수)하는 모습

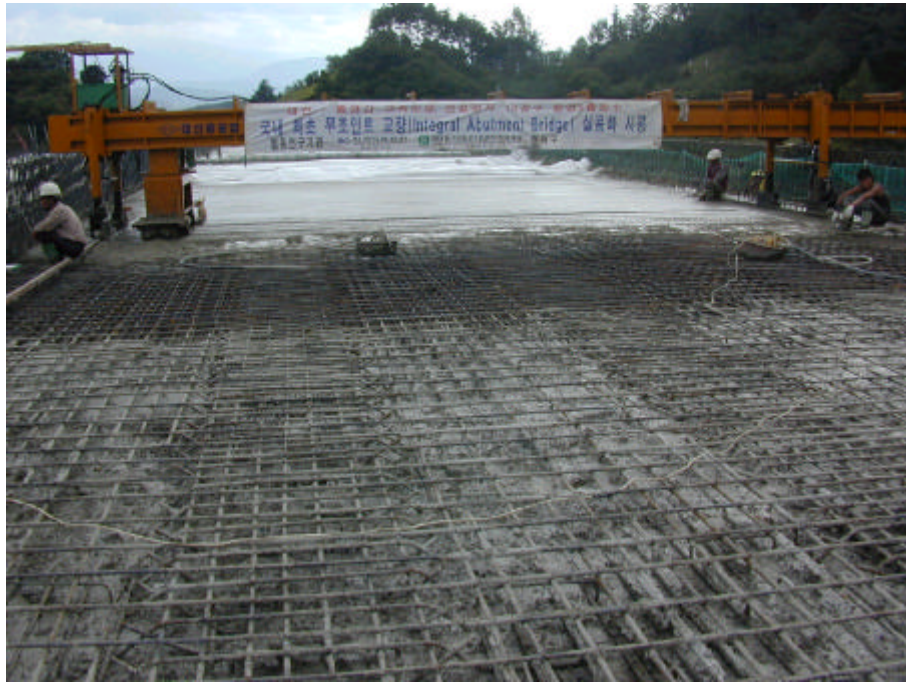


사진 A.66 타설계획에 따른 바닥판 콘크리트의 타설 모습



사진 A.67 상부 바닥판 콘크리트가 모두 타설 완료된 평촌1교 전경

다. 바닥판의 계측기 설치

완공 후 활하중에 의한 부모멘트의 크기와 기온의 차이로 인하여 발생할 수 있는 응력의 상호관계를 규명하기 위하여 바닥판 및 교대벽체에 콘크리트 매설용 계측기를 설치하였다. 계측기 매설은 시공성과 용이성, 작업성 등을 고려하여 교대 A2, 하행선에 모든 계측기를 매설, 운영하였다.

계측기의 설치 위치는, 먼저 사교의 영향으로 발생 가능한 교대 인접부에서의 둔각부와 예각부의 상부 슬래브의 응력과 교대부 횡방향 응력, 중앙지간부 정모멘트에 의한 응력, 교각 지점부 부멘트 크기, 교대 벽체 주철근 역할 파악 등을 주목적으로 선정하였다.

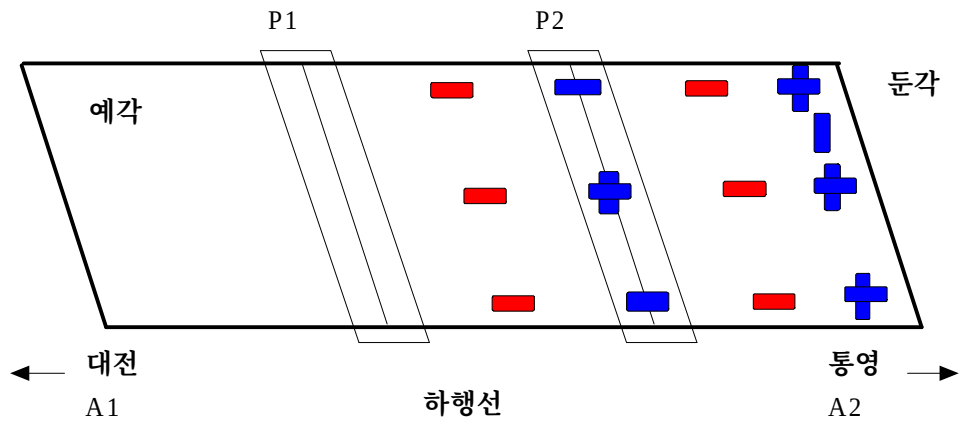


그림 A.21 매립형 계측기 위치도

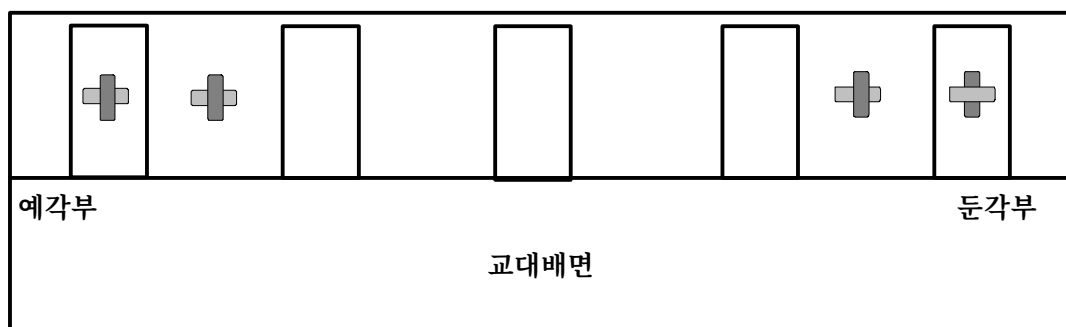


그림 A.22 교대부 계측기 매설위치

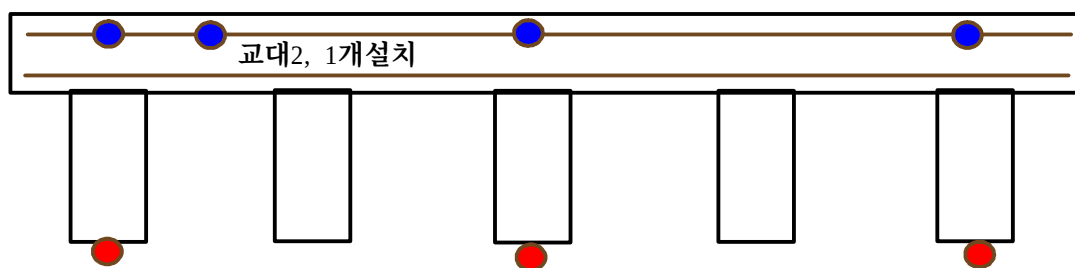


그림 A.23 상부구조 계측기 매설 위치(부모멘트, 정모멘트)

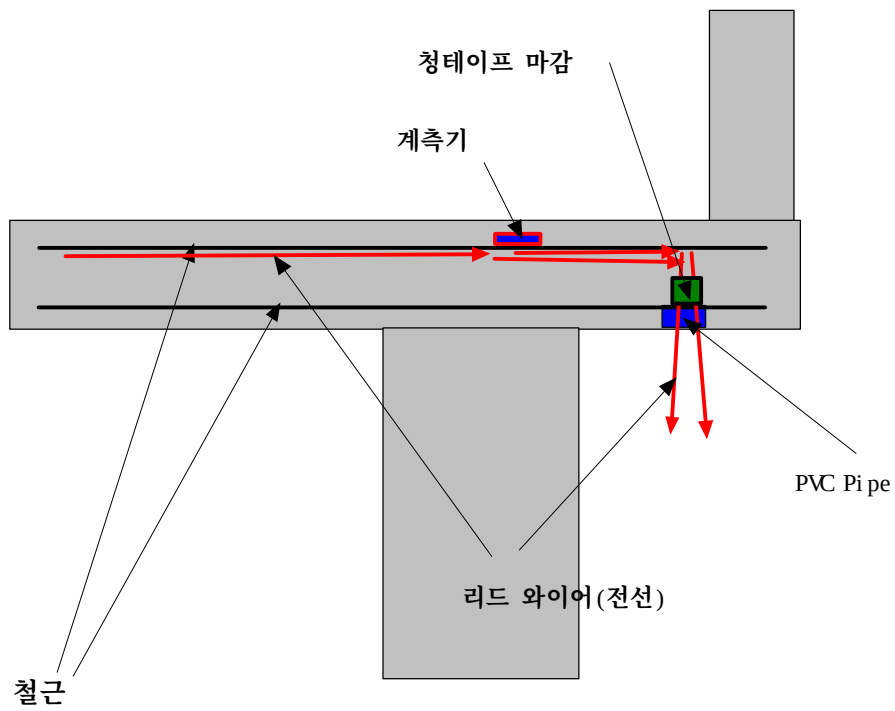
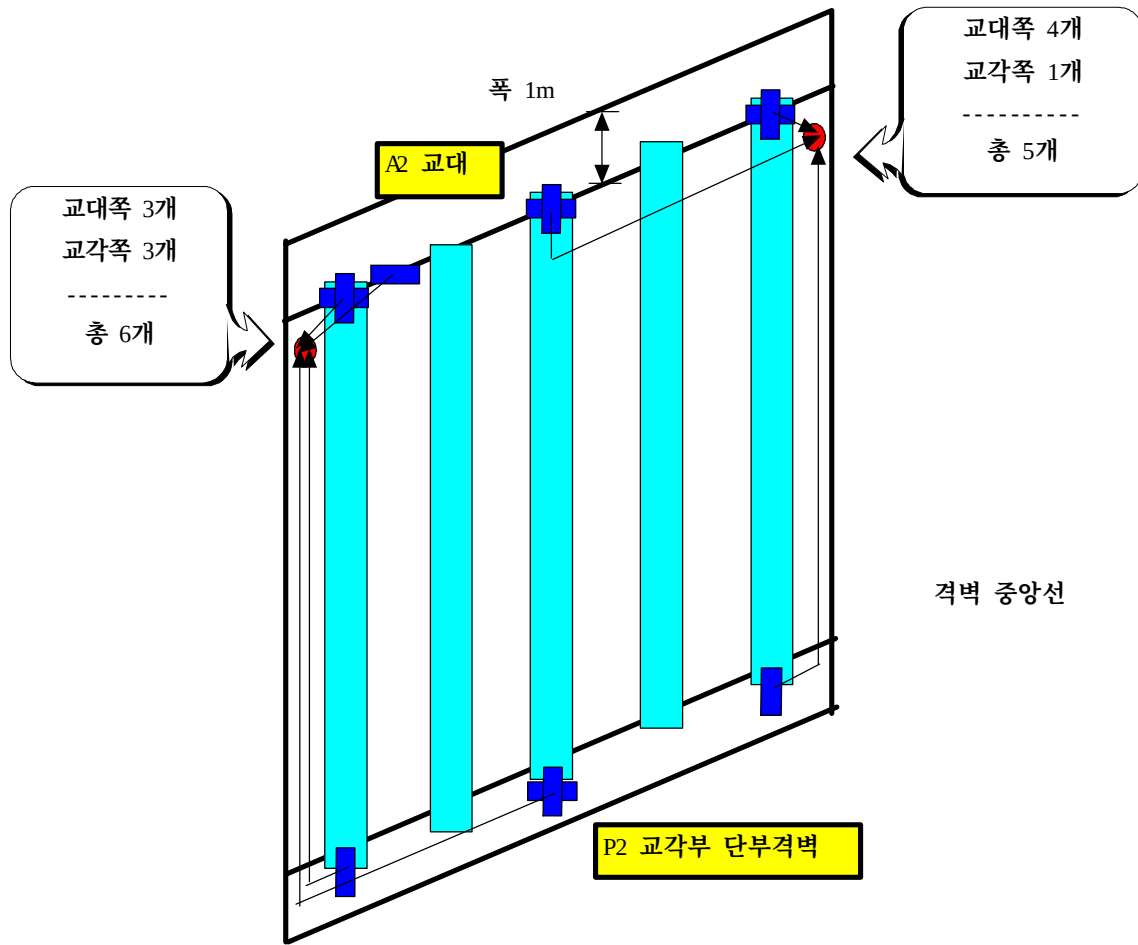


그림 A.24 계측기 매설수량과 방법

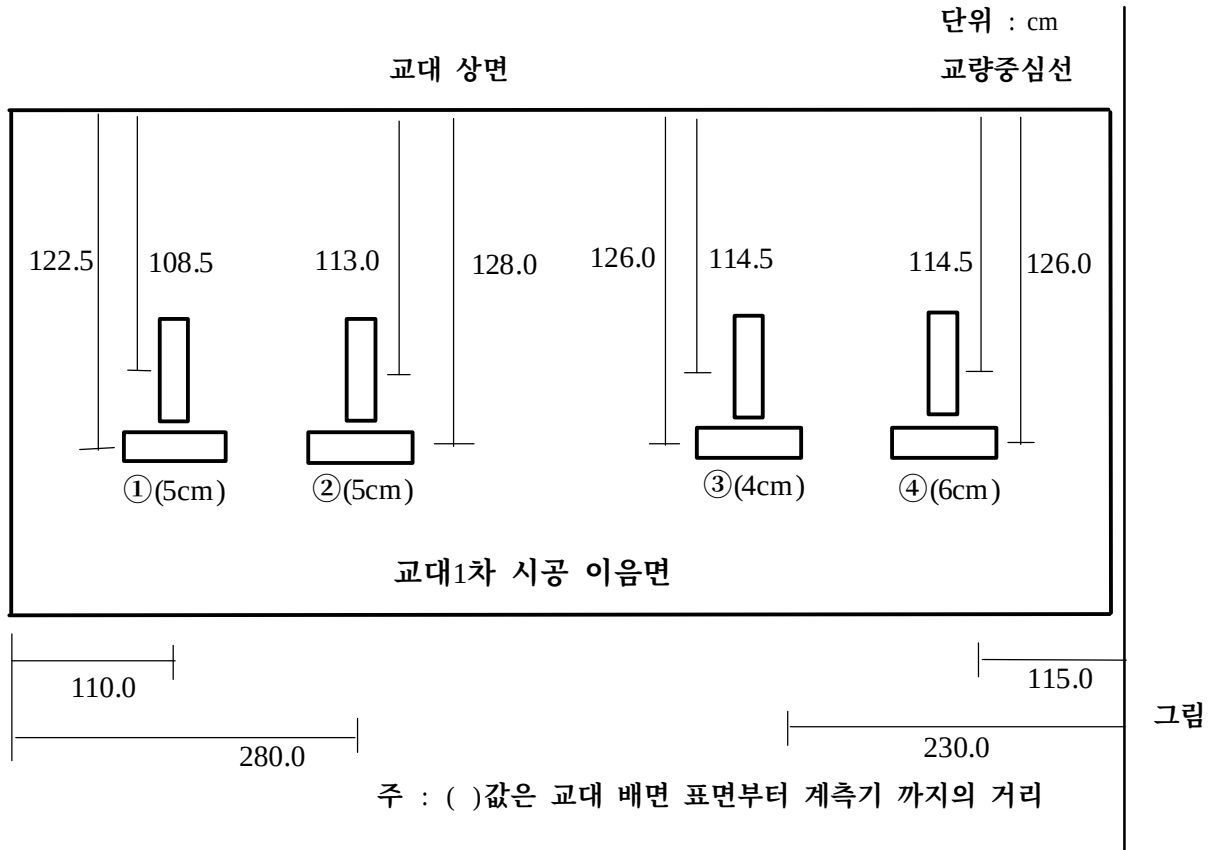


그림 A.25 교대 배면에 설치된 계측기 위치(교대 A2 하행선)

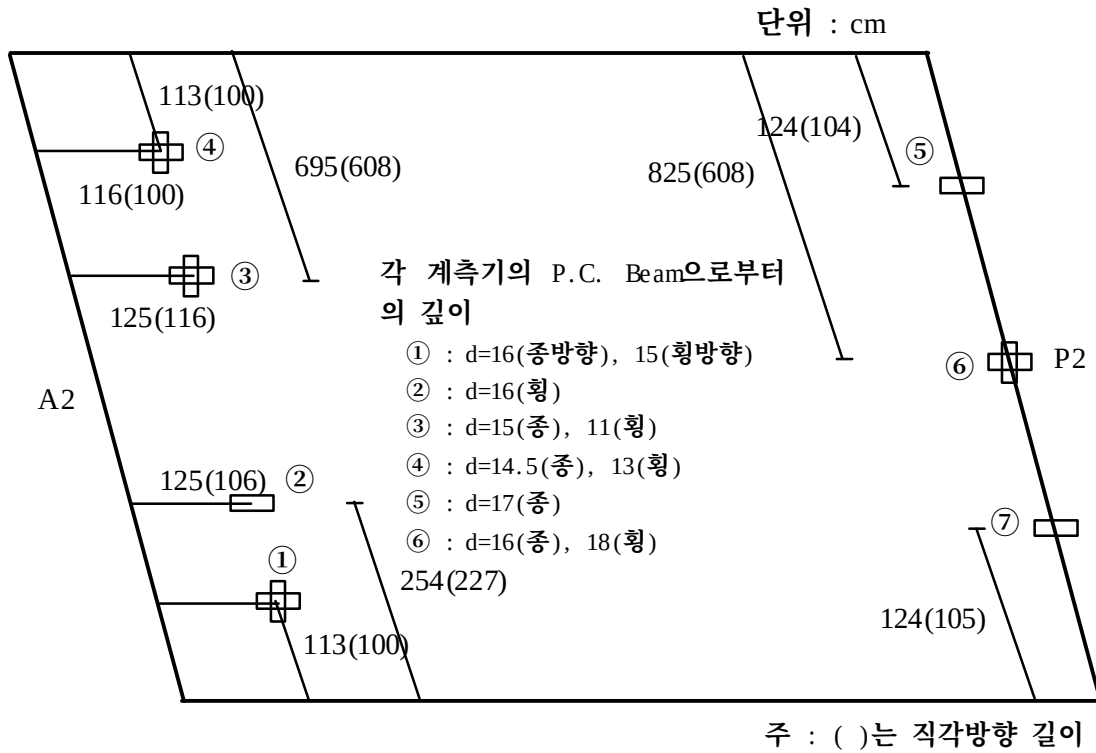


그림 A.26 교량 상판에 설치된 계측기 위치(하행선)



사진 A.68 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 상부 바닥판 철근의 모습



사진 A.69 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 상부 바닥판 철근의 모습

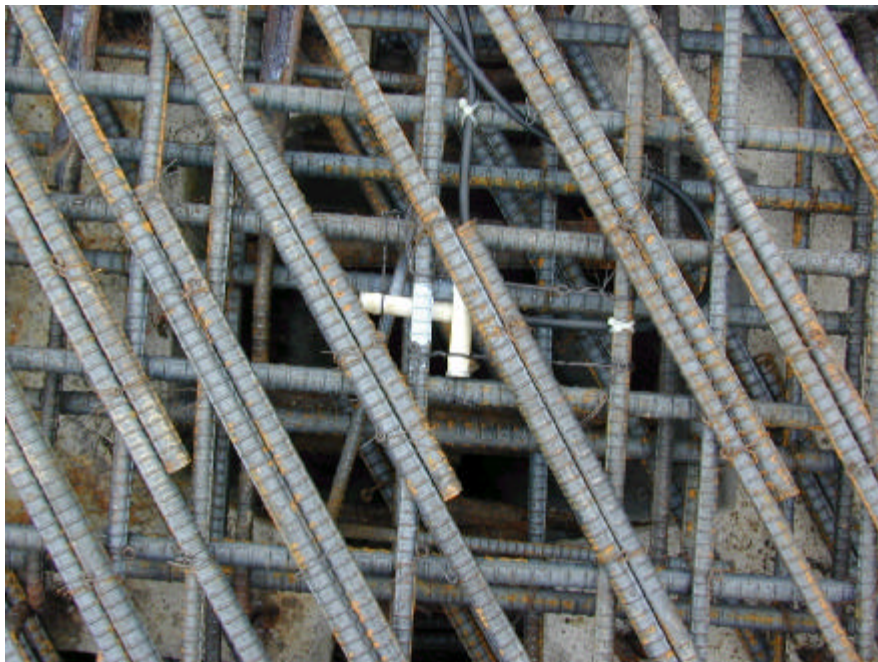


사진 A.70 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 상부 바닥판 철근의 모습



사진 A.71 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 상부 바닥판 철근의 모습



사진 A.72 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 교대벽체 철근배근 모습(빔과 빔 사이)



사진 A.73 매설형 콘크리트 게이지가 설치된 교대벽체 철근배근 모습(빔 바로 배면)

1.4.12 교대 2차 벽체와 시공

교대 벽체의 시공(콘크리트 타설)에 있어서 PSC Beam 시팅부와 교대 2차 벽체의 타설시 발생되었던 문제는 처음 콘크리트를 교대부에 타설하기 전 모르타르를 사용하여 공극의 발생을 최소화하고 이 부분의 강도를 확보하도록 조치하여 시공하였다. 양생 완료 후 거푸집 탈형 결과, 시공조인트부에서 일부분의 공극이 발생한 부위가 없지는 않았으나 품질이나 강도는 우수한 것으로 판단되었다. 본

시공 경험을 바탕으로 추후 무조인트교량의 이러한 1차와 2차 교대 벽체 타설간의 방법에는 아래의 설계 및 시공법을 추천한다.

1. 설계시 PSC Beam 거치를 위하여 발생하게 되는 1차 및 2차 교대 벽체의 시공조인트부에 시공시 모르타르의 용이한 주입과 콘크리트 강도 및 수밀성 등의 품질을 확보하기 위하여 PSC Beam이 거치되는 1차 교대벽체 시팅부에 단차를 주어야 하는 경우에는 아래의 그림에서와 같이 콘크리트 블록으로 단차를 주어 설계하도록 한다.

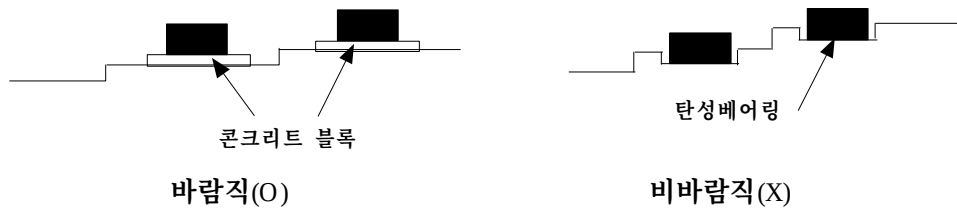


그림 A.27 1차 교대 단차면 설계 방법

2. 콘크리트 타설 시공시 너무 많은 양의 모르타르 주입은 시공 조인트부에 강도를 저하할 수 있으므로 가능한 한 높이 3cm 정도의 모르타르 양을 계산하여 주입하고 너무 많은 진동기 사용도 피해야 재료분리 현상이 발생하지 않는다.
3. 시공조인트가 발생되는 1차 교대 및 2차 교대의 접합면은 교대배면에 방수시트를 시공하여 뒷채움부에서 교대 전면으로 발생할 수 있는 누수현상을 방지하도록 한다.

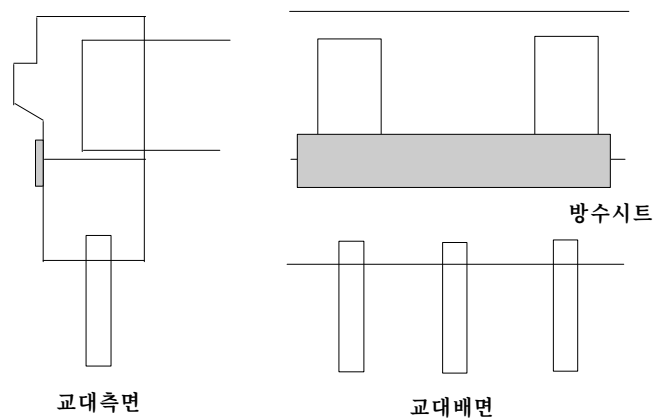


그림 A.28 교대배면 방수시트 부착도



사진 A.74 교대배면 방수시트 시공모습

1.4.10 교대부 및 뒤택움부 성토

본 시험시공에서 교대부와 뒤택움부의 성토는 구조물의 횡방향 거동과 관련하여 매우 중요한 공정이다. 교대부의 성토는 이미 언급한 대로 원지반을 굴착하여 재다짐을 실시하였으며 이때 상대다짐도 95%이상을 확보하였다. 금년, 뒤택움부의 일부에서 성토를 시행하였으며 RI 등으로 구한 상대다짐도는 95%이상, k_{30} 은 15 ~ 16kg/cm³이었다.



사진 A.75 배수층, 무진동 다짐구간 시공 광경



사진 A.76 교대 뒤채움재(배수재)로 사용된 골재의 모습



사진 A.77 다짐에 사용된 진동롤러



사진 A.78 진동로울러를 사용하여 뒤채움 다짐을 실시하고 있는 모습



사진 A.79 PBT 광경



사진 A.80 RI 장면



사진 A.81 토압계가 부착된 교대 벽체의 모습(교대 2)



사진 A.82 토압계가 부착된 교대 벽체의 모습(교대 1)

1.4.11 신축조절장치 설치

신축조절장치(Cyclic Control Joint)는 받침슬래브(sleeper slab)를 설치 한 후 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 설치한다. 받침슬래브는 교량과 일체화된 접속슬래브의 교량의 신축에 따른 거동을 용이하도록 한다. 접속슬래브의 한쪽은 교대배면에 배근되어 현치부에 나와 있는 현치철근을 통하여 교량과 완전히 일체화되며 다른 한 쪽은 받침슬래브 위에 올려진다. 완충슬래브는 기존의 교량과 동일하게 설치되며 교량쪽이 받침슬래브 상면에 놓이는 것이 조인트 교량과 다르다. 받침슬래브 위에 놓이는 접속슬래브와 완충슬래브는 30cm의 간격을 두게 되고, 이 부분은 탄성거동이 용이한 아스콘이 채워진다. 이 부분의 단면은 그림 A.29에서 보여지는 바와 같다.

그러나 평촌1교에서는 교대부 현치철근이 현치부로 나와 앓는 부분이 절곡되지 않은 채 배근되었는데, 이는 교대 콘크리트 타설시 연결철근 배근을 용이하게 하고자 현치부로 나오는 부분을 절곡하지 않았다. 추후 접속슬래브 철근 배근시 절곡이 가능하리라 판단했었으나 사후 절곡은 불가능하였다. 또한 접속슬래브의 연결철근 길이는 최소 185cm(현재 교대 접속슬래브 시팅부 시점부터 끝까지)가 확보되어야 하나 짧은 것으로 나타났다(사진 A.83 참조). 접속슬래브 연결철근의 최소길이는 연결철근이 절곡되어 접속슬래브 철근과 함께 배근되는 것을 고려하여 계산되었다. 즉, 상부 5cm의 피복두께와 절곡 후 접속슬래브로 75cm의 상부배근이 되는 것을 고려하여 결정된 치수이다. 그리하여 기술자문을 거쳐 현장에서는 절곡된 도막철근을 기존의 철근에 용접이음을 실시하였다. 같은 치수의 철근을 양면 줄용접으로 연결하였으며, 기존철근과 추가절곡 철근의 연결장은 최소 20cm, 용접장은 최소 15cm를 확보하도록 하였다. 교대와 접속슬래브가 시공되는 시공 조인트부의 면처리는 표면의 부

작을 위하여 치핑 작업을 하였다.

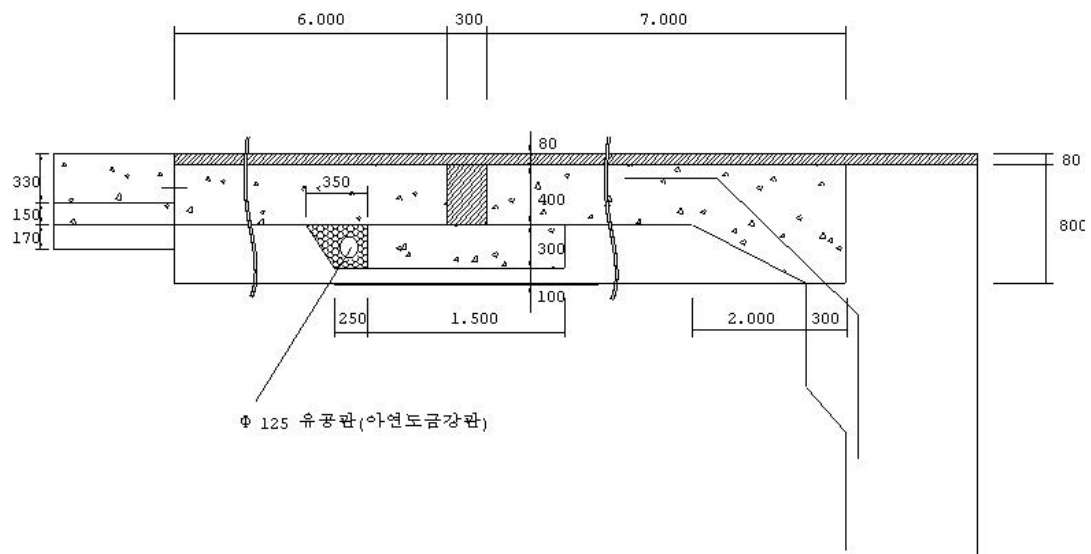


그림 A.29 접속슬래브 및 포장층 단면도



사진 A.83 접속슬래브 연결철근(교대부 힌지 철근) 모습



사진 A.84 한지철근 보강 후 철근배근이 완료된 접속슬래브 모습

무조인트 교량의 접속슬래브는 기존의 조인트 교량의 그것과 다음과 같은 구조적 차이점이 있다.

- 무조인트 교량의 접속슬래브는 교대 그리고 말뚝과 완전 일체의 구조물로 설계되었다. 따라서 온도신축으로 인한 교대의 거동시 접속슬래브는 교대와 함께 거동함에 따라서 접속슬래브 또한 변위를 가진다.

- 기존의 조인트 교량의 일반적인 접속슬래브에는 받침슬래브가 존재하지 않으나 무조인트 교량의 접속슬래브 하부에는 받침슬래브가 존재한다.

이에 접속슬래브의 거동을 원활하게 하기 위하여, 접속슬래브 하면에 폴리에틸렌 막을 2겹으로 설치하였다. 기존의 교량에서 접속슬래브 하면에 콘크리트 타설을 위하여 폴리에틸렌 막을 1겹 설치하는 것과 달리 마찰저항을 줄이기 위하여 2겹을 설치하였다(사진 A.85 참조). 비닐막 설치시 접속슬래브의 전면적을 한번에 설치할 수 없다면 비닐막 폭의 길이가 긴쪽이 교량방향이 되도록 설치하고 충분히 다음 장과 겹쳐지도록 여유를 가지고 설치하도록 한다. 비닐막의 연결이 필요시에는 일반적으로 사용하고 있는 투명(또는 불투명)재질의 셀로판 테이프를 사용하여 접착한다. 여기서 접속슬래브면과 접하는 비닐막의 연결은 완벽히 테이프로 접착시켜 접속슬래브 타설시 시멘트 모르타르가 비닐막 사이로 흘러 들어가지 않도록 하여야 한다.

접속슬래브의 초기 타설시점은 오전에 시작하여 점차로 기온이 올라가는 시간에 타설하는 것이 바람직하다. 이는 접속슬래브 타설이 완료된 후 기온이 상승하여 교량이 팽창하도록 하여(교대 배면쪽으로 밀림) 시공조인트부에 압축력이 발생하여 균열을 최소화할 수 있기 때문이다. 접속슬래브의 타설은 반드시 양쪽에서 동시에 타설하지 않아도 무방하다. 그러나 접속슬래브 상부에 발생할 수 있는 균열을 최소화하기 위하여 콘크리트는 완충슬래브 쪽에서 교대쪽으로 치기 시작하여야 한다. 교대부 쪽의 접속슬래브 두께는 80cm 이고 완충슬래브 쪽의 접속슬래브 두께는 40cm 이므로 접속슬래브는 교량 바닥판 콘크리트 타설방법과 동일하게 2층으로 나누어 타설하였다. 이때 먼저 타설한 콘크리트가

굳기 전에 2층 콘크리트 타설을 시작하여 콜드 조인트가 발생하지 않도록 주의하였다. 접속슬라브와 완충슬라브의 거푸집이 하중을 견디지 못하여 신축조절장치부의 간격 유지가 힘들었다.



사진 A.85 현지철근 보강 후 철근배근이 완료된 접속슬라브 모습



사진 A.86 현지철근 보강 후, 철근배근이 완료된 접속슬라브 모습

기존의 일반 조인트 교량에서는 받침슬라브를 시공하지 않으나 무조인트 교량에서는 교대와 일체로 시공된 접속슬라브의 온도신축에 대한 이동을 원활히 하고 아울러 접속슬라브의 처짐을 방지하기 위하여 받침슬라브를 설치한다. 받침슬라브의 제원은 도면에 명시되어 있는바와 같이 길이 820cm, 폭 150cm, 높이 30cm의 콘크리트 블록이며 하부에는 25cm 간격으로 D19철근을 배근하도록 하였다. 받침슬라브 측면에는 맹암거 형식으로 온도신축으로 인하여 신축조절장치부로 유입될 수 있는 침출

수를 원활히 배수할 수 있도록 유공관을 배입하여 설계하였다. 그러나 기 시공된 방음벽을 천공해야 하는 문제점과 아연도금 강관으로 제작된 유공관이 국내에는 생산되지 않는 문제가 발생하여 자문 및 기술검토를 통하여 선택층에서 원활하게 배수가 가능할 것으로 판단되어 생략하였다.

무조인트 교량은 일반 조인트 교량과는 상이하게 온도신축에 의하여 교대가 움직이는 구조물이다. 따라서 교대와 접속슬래브가 일체로 시공된 평촌1교의 경우, 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 변위를 허용하는 조인트를 설치하게 된다. 그러나 이 조인트는 특별한 기계적인 조인트를 사용하지 않고 단순히 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 간격을 두고 그 간격을 일반 포장에 사용하는 아스콘으로 채워 시공하는 조인트인 것이다. 아스콘의 다짐은 각목, 백호 및 소형진동롤러를 사용하였다(사진 A.87, 88, 89 참조). 신축조절장치부의 시공은 완충 또는 접속슬래브 포장 이전에 실시하였다.



사진 A.87 만재트럭을 이용한 신축조절장치부의 아스콘 다짐



사진 A.87 백호우를 이용한 신축조절장치부의 아스콘 다짐

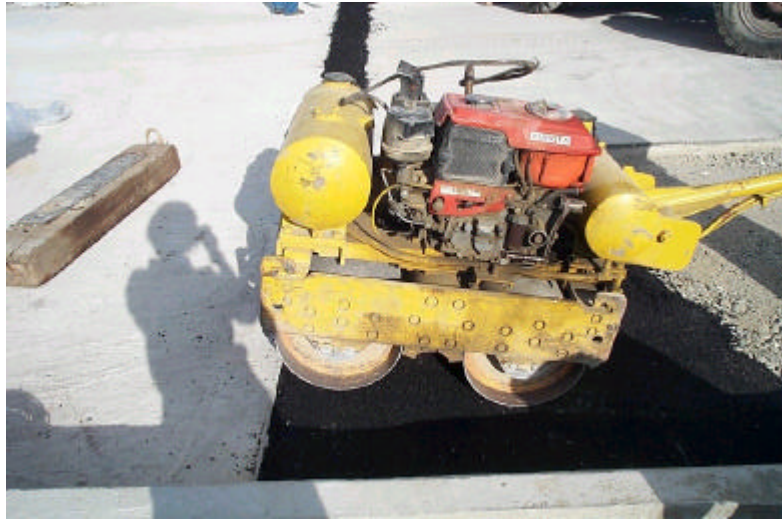


사진 A.88 소형 진동롤러를 이용한 신축조절장치부의 측면(즉, 가도) 다짐

1.4.12 포장 및 완공

무조인트 교량은 교량에서부터 접속슬래브 및 완충슬래브까지 한번에 포장을 실시하면 끝난다. 일반 조인트 교량의 신축이음장치 설치를 위하여 포장 후 다시 조인트 부분을 파내야 하는 불편한 공정이 있는 것에 비하면 매우 시공성이 좋을 수 있다. 사진 A.89는 신축조절장치부의 포장 전경이다.



사진 A.89 신축조절장치부의 포장전경

무조인트교량의 거동시 도로부와 연결된 연석이 파손될 우려가 있으므로 교량과 연결되는 구조물은 모두 거동을 고려하여 설계되어야 한다. 사진 A.90은 평촌 1교에서 스티로폼을 적용한 것을 보여

주고 있다.



사진 A.90 변위조절을 위한 교량부와 연석 경계 스티로폼 삽입

사진 A.91은 포장이 완료된 평촌1교의 전경으로 신축이음장치가 없이 매끄럽게 연결된 교량의 모습을 볼 수 있다.



사진 A.91 완공된 무조인트교량 평촌1교 포장 전경

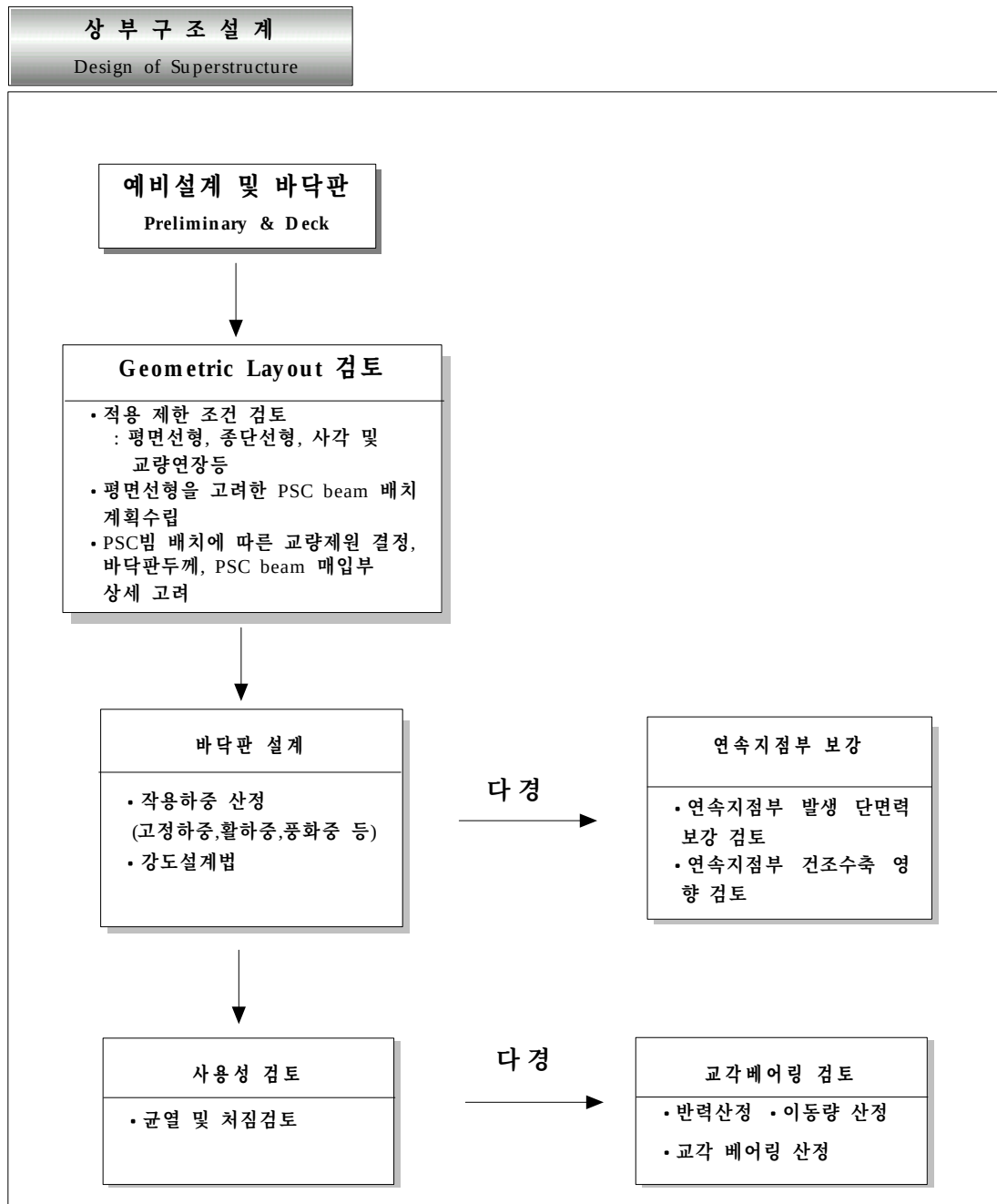
1.5 평촌1교 일자별 시공현황

- ▶ 1998. 9 - 10 교각터파기 및 교각기초 설치
- ▶ 1999. 3 교대 성토
- ▶ 1999. 8 - 9 교대 말뚝 설치
- ▶ 1999. 11 빔 거치
- ▶ 2000. 3 교대 배면 성토부 유공관 깊이까지 걷어냄.
- ▶ 2000. 4. 25 빔 하부 안전발판 설치 중
- ▶ 2000. 6. 23 상행선 가로격벽 콘크리트 타설 완료, 하행선 작업 중
- ▶ 2000. 7. 12 하행선 가로격벽 콘크리트 타설 완료
- ▶ 2000. 7. 25 상부슬라브 거푸집 설치 중
- ▶ 2000. 8. 10 상행선 상부슬라브 철근 배근 중
- ▶ 2000. 8. 25 상행선 상부슬라브 철근 배근 중
- ▶ 2000. 8. 28 - 30 상행선 슬라브 콘크리트 타설 (일체)
- ▶ 2000. 9. 18 하행선 상부슬라브 철근 배근 중
- ▶ 2000. 9.28 하행선 상부슬라브 철근배근 완료, KM-100B 설치
- ▶ 2000. 9.28 - 30 하행선 슬라브 콘크리트 타설 (일체)
- ▶ 2000. 10. 3 하행선 상부슬라브 콘크리트 타설 완료 후 72시간 경과
- ▶ 2000. 10. 7 하행선 상부슬라브 콘크리트 타설 완료 후 168시간 경과
- ▶ 2000. 11. 28 교대배면 약 50 60cm 성토 (아래서 두 번째 토압계 가운데 지점까지)
- ▶ 2001. 1. 9 비와 눈이 연일 내려 교량 상판에 상당량 수분 함유
- ▶ 2001. 2. 11 교대배면 성토 준비 작업으로 성토 일부 걷어낸 후 다짐
A1 교대 날개부에 추가 성토
- ▶ 2001. 2.12 - 2.20 교대 배면 성토 및 노상다짐
- ▶ 2001. 2.26 배수로 공사중 (A2 진입로 두절)
상행선 1개차선 개통 현장작업차량 및 중장비차량 소통
교대 날개부 추가 성토
- ▶ 2001. 3. 12 교대 양날개부 배수로 작업, 양쪽 교대 앞성토 추가 성토작업
- ▶ 2001. 3. 26 날개벽 콘크리트 타설
하행선 통행할 수 있도록 일부 성토
- ▶ 2001. 4. 10 추가성토 및 통신관로 매설, 교각 점검로 설치
- ▶ 2001. 4. 26 교량 하부쪽 진입로 차단, 도로부 린콘크리트 타설
- ▶ 2001. 5. 10 린콘크리트 추가 포장

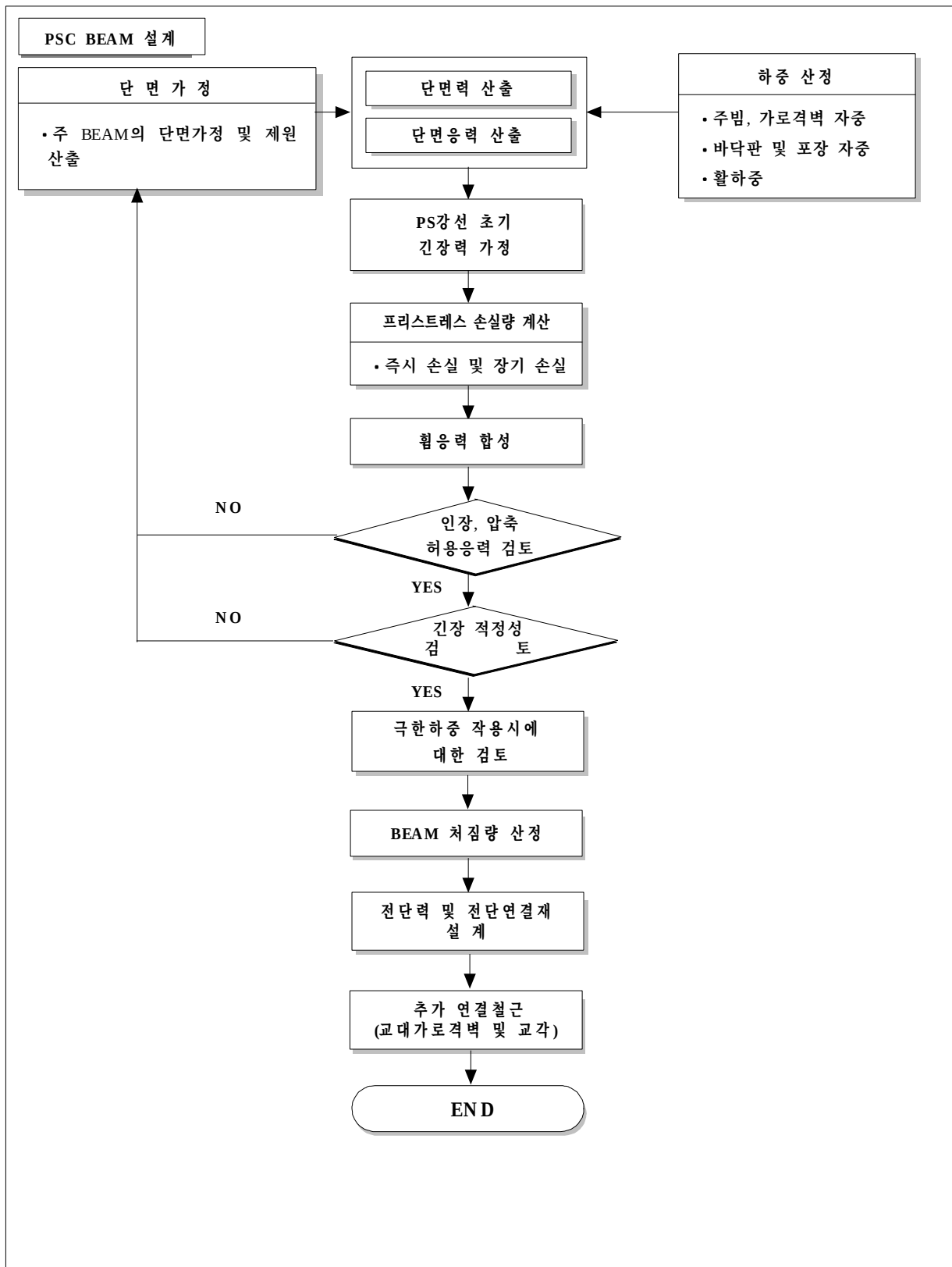
- ▶ 2001. 5. 28 도로부 콘크리트 포장을 위한 철근 조립 중
- ▶ 2001. 6. 11 하행선 도로부 콘크리트 포장
- ▶ 2001. 6. 25 콘크리트 포장 양생으로 교량 차량 진입 불가
A2 배수로 보수
- ▶ 2001. 7. 25 A1, A2 교대 배면 뒷채움 완료
중앙분리대 콘크리트 타설 완료
- ▶ 2001. 7.26 - 7.28 상행선 접속슬라브 설치
- ▶ 2001. 8. 9 A2 앞성토 법면 작업
- ▶ 2001. 8. 9 - 8. 11 하행선 접속슬라브 타설
- ▶ 2001. 8. 27 A1 법면 보호블럭 설치를 위한 린 콘크리트 덧씌움 완료
A2 법면 양측 배수로 작업
상판 방수처리를 위한 준비작업
- ▶ 2001. 9. 1 - 9. 2 하행선 cyclic control joint 채움
- ▶ 2001. 9. 10 A1 법면 보호공 작업중
교량 상판 하행선 포장 완료
교량 가드레일 설치 중
- ▶ 2001. 9. 25 A1 법면 벽돌 작업 완료
A2 가드레일 작업
- ▶ 2001. 9. 26 - 9. 27 상부구조 재하시험
- ▶ 2001. 10. 10 A1 중앙분리대 끝단 콘크리트 다설 중 A2 계측
- ▶ 2001. 10. 23 중앙분리대 콘크리트 타설 완료
가드레일 설치 완료

부록 2. PSC Beam을 적용한 무조인트 (Integral Abutment) 교량 설계 지침안

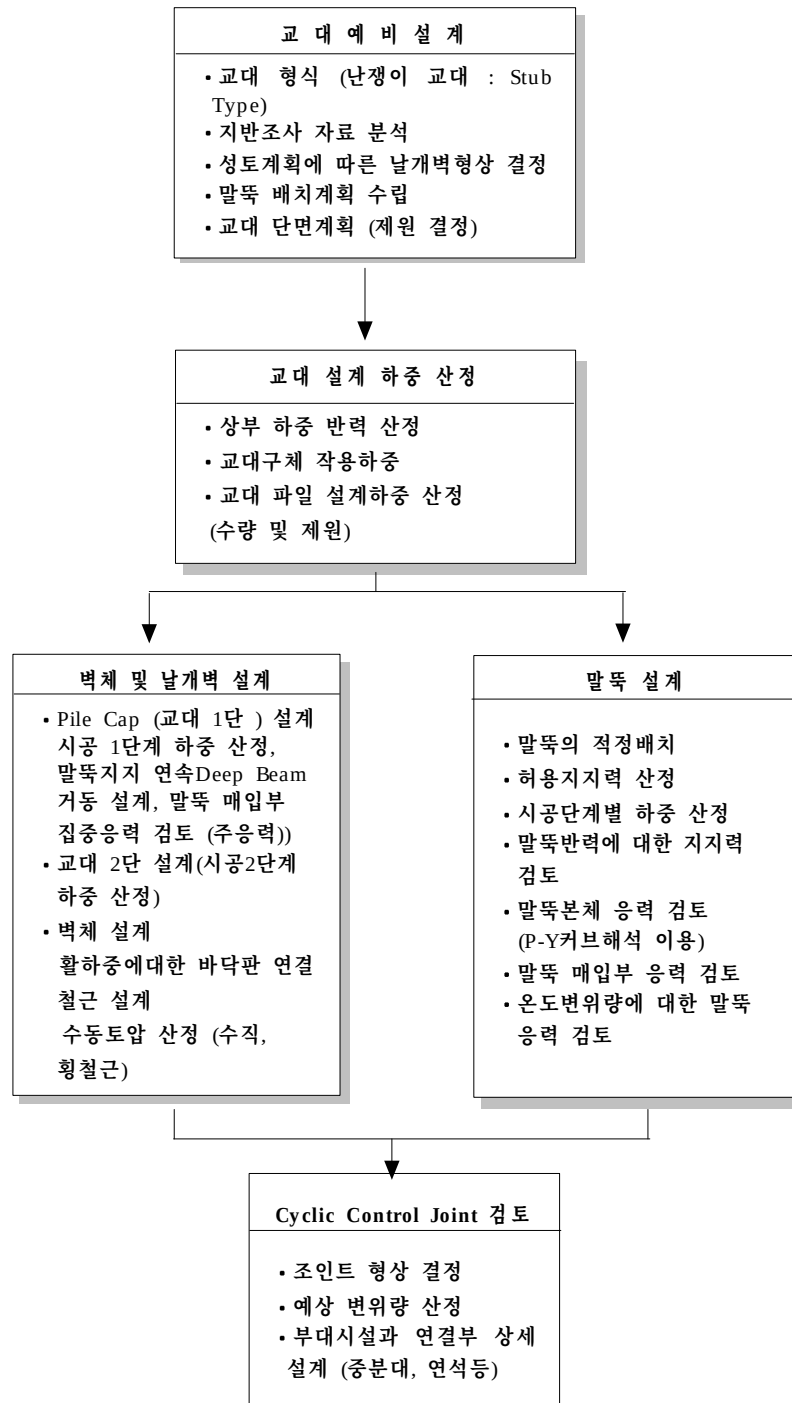
2.1 설계 흐름도



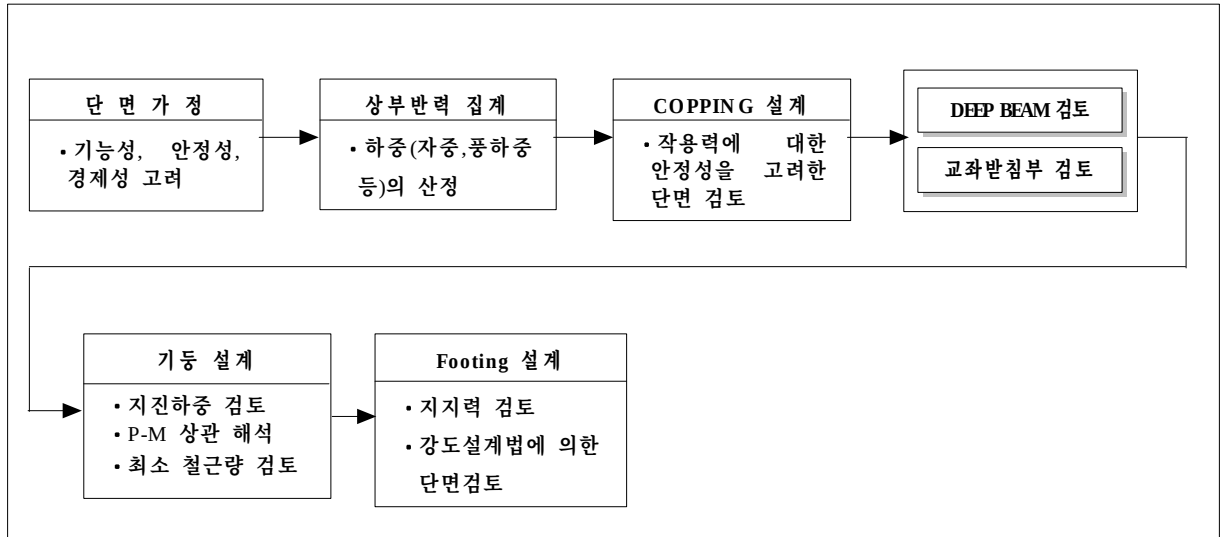
PSC Beam 설 계



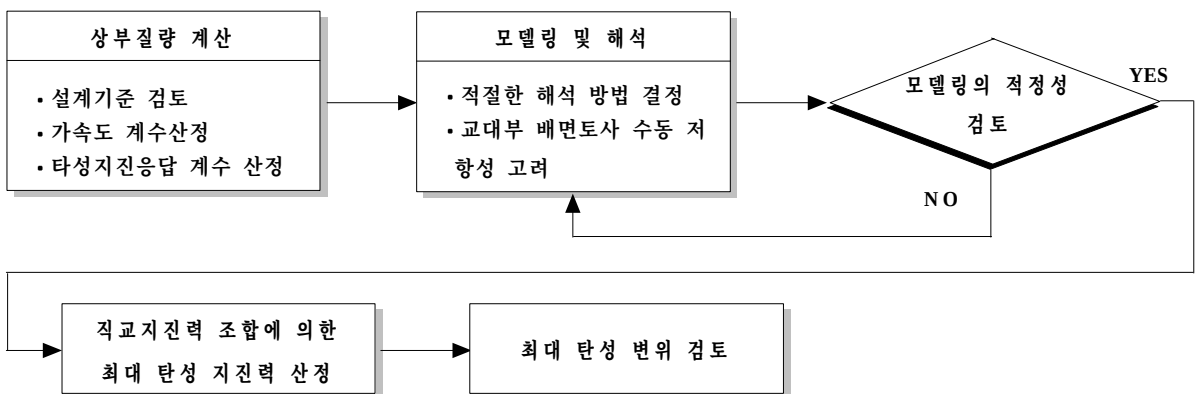
교대 설계 Design of Integral Stub



교각 설계



내진 설계



2.2 설계 방법 및 특성

2.1 일반 사항(General Comments)

무조인트 교량이라 함은 종래 교량 상부구조의 온도신축 변위를 처리하기 위하여 설치되는 신축이음장치(Expansion Joint)를 사용하지 않은 교량형식(Jointless Bridge)을 지칭하나, 본 설계 지침서(안)에서는 “상부구조가 교대와 일체로 연결 시공되고, 교대가 성토부와 유연성이 뛰어난 일렬의 H 말뚝으로 지지되는 슬래브 또는 거더 형식의 교량”으로 한정하여 정의하기로 한다. 실제적으로 이같은 교량형식은 일체식 교대(Integral Abutment) 교량이며 다양한 형식의 무조인트 교량(Jointless Bridge) 중 특정형식의 교량을 지칭함이나 일반적으로 일체식 교대 교량은 무조인트 교량 중 가장 대표적인 교량 형식이라도 통용되므로 본 지침서에서는 일체식 교대 교량을 무조인트 교량으로 정의하여 사용하였다.

무조인트 교량의 주된 사용 목적은 공용 교량의 유지관리 업무 수행 시, 많은 주의를 요하는 신축이음장치와 교대 베어링에 발생하는 다양한 문제를 근원적으로 해결하는 동시에 교량 초기 건설비용 절감과 공기단축을 통한 경제성을 획득하기 위함이다. 특히 미국에서는 약 50여년전부터 각 주 도로국(DOT)을 중심으로 교량기술을 매우 활발하게 적용하여 사용하고 있으며 몇 개 주에서는 특별한 제약조건을 규정하여 조건을 만족하는 경우, 본 공법을 교량건설 계획 수립시 최우선적으로 고려하도록 하고 있다. 이러한 사실은 무조인트교량의 안전성, 경제성 및 사용성을 인정하고 있음을 의미한다.

국내의 경우, 교대 및 교대말뚝의 수평거동을 허용하는 본 공법에 대한 기술검증 및 활용이 없었다. 한국도로공사 도로연구소와 동아건설산업(주) 기술연구원이 공동으로 1997년부터 실용화 연구를 시작하여 2001년 3경간 PSC Beam 무조인트교량을 완공하였다. 이를 통하여 설계 및 시공 기술을 확보하고, 본 공법의 활용, 보급을 위한 기술 지침서 초안을 작성하여 이에 대한 검토 작업을 시행하고자 한다.

2.2 예비 설계 (Preliminary Design)

무조인트 교량은 교대 구조형식이 일반 교량과 다르므로 교량 설계시 거동특성을 충분히 고려한 설계가 필요하다. 즉 조인트 교량처럼 상부구조물에 발생하는 온도신축 변위를 신축이음장치를 사용하여 분리 처리하지 않고, 상부구조와 연결된 교대를 지지하는 H 말뚝과 교대 뒷채움재료가 저항하고 남은 신축량을 접속슬래브 후방에 Cyclic Control Joint라 불리는 단순 형식의 신축조절장치 또는 채움조인트를 설치하여 온도 변위를 도로 포장부에서 처리하는 개념을 충분히 반영 할 수 있는 구조물 설계가 요구된다. 구조거동을 고려한 설계개념 자체가 조인트 교량과 달리 매우 복잡한 것으로 생각될 수 있으나 실제적으로 교대부와 관련 연결부 설계가 매우 핵심을 이루고 있으며 그 외 부분의 설계과정은 조인트 교량과 별다른 차이점을 가지고 있지 않다. 구조물의 상세 설계 내용에 대한 각종 규정은 기술이 인정되어 활발히 상용화되고 있는 미국에서조차 정량적인 수식을 이용한 결과를 시방규정에 반영하지 못한 부분도 있으나 대체적으로 각 도로국은 경험 및 기후 환경조건을 반영하여 지침을 작성하여 설계에 반영하고 있다.

교량 계획 시, 다음에 해당하는 사항에 대하여 예비설계 단계에서 충분한 사전 검토를 실시하여 무

조인트 교량의 적용 가능성에 대한 판단하도록 한다. 무조인트 교량 설계시 아래에 규정된 이외의 사항은 도로교 표준시방 규정과 한국도로공사 설계기준에 따른다.

1) 적용제한 조건 검토 (Limitations)

- ① 교량 총 연장길이(Total Length) : 상부구조에서 발생하는 온도 변위량이 과다 할 경우 교대, 말뚝, 말뚝머리보강부분 등에 과다한 변위 및 응력 발생이 가능하므로 교량 총 연장길이에 대하여 다음과 같이 적용제한 조건을 규정한다.
 - 콘크리트 교량(PC 구조물 포함) : 120m
 - 강교량 : 90m
- ② 교량 사각(Skew) : 교량사각(교축직각방향과 교대가 이루는 각)이 큰 경우에는 양측 교대 배면에 작용하는 토압력의 분력 영향으로 상부슬래브가 회전 변위할 가능성이 존재하며, 동시에 교대 배면에 발생하는 토압력은 말뚝에 조합응력으로 작용하므로 사각은 30°를 초과하지 않도록 한다.
- ③ 평면 곡률(Curvature) : 교량 선형조건 상 곡률이 크게 존재하는 경우 상부구조에 발생하는 실제적 온도변위의 방향을 정확하게 밝히기가 어렵고 이로 인하여 양측 교대 조건에 큰 차이가 발생 가능하므로 곡률반경 2000m(평촌1교 기준)이 안되는 교량에서의 적용은 불가하다.
- ④ 종단선형(Profile Grade) : 무조인트 교량은 거동 특성상 양측 교대조건이 가능한 동일한 조건으로 계획하는 것이 바람직하므로 교량 종경사는 3%를 초과하지 않도록 한다.
- ⑤ 말뚝 : 무조인트 교량은 교대를 지지하는 H 말뚝의 유연성을 사용하므로 교대 형식은 말뚝기초를 사용하여야만 하고, 말뚝은 지반속에 최소 6m 이상 근입되어 선단 지지되어야 한다.
- ⑥ 지반조건 : 무조인트 교량은 연약지반 및 기초 침하가 우려되는 지역에서는 사용 할 수 없다.
- ⑦ 부력 : 홍수위가 높아 상부구조의 침수가 우려되는 지역에서는 사용이 불가하다. 이는 무조인트 교량 특성상 침수시 부력이 발생하여 구조물에 치명적인 손상을 유발할 수 있기 때문이다.

2) 교량배치계획 검토 (Geometric Layout)

- ① PSC Beam 배치 계획 수립시 상부구조의 하중을 하부구조로 고르게 전달할 수 있도록 구조물 계획을 수립한다.
- ② 교대 1단 PSC Beam 배치시 교대면과 접촉하는 PSC Beam 하면의 중심점과 교대를 지지하는 H 말뚝의 중심점이 가능하면 최대한 일치하도록 한다.
- ③ ②항과 같이 배치된 H 말뚝 사이에 설치하는 말뚝 간격은 말뚝최소중심간격인 2.5D 이상(D:말뚝직경)으로 배치하도록 한다.
- ④ 일체형 증분대를 사용하는 교량에서는 외측 슬래브의 지간증대로 기준 Beam 간격이 변화되므로 이의 영향을 고려한 교량 계획을 수립한다.
- ⑤ Beam 배치작업은 추후 교대 철근배근 작업을 고려하여 배치하도록 하며 특히, 곡률반경이 존재하는 교량인 경우 철근 겹이음 위치 및 연장길기와 각 사용 철근의 피복두께가 시방규정을 만족할 수 있도록 한다.

2.3 설계하중 조합 (Load Combinations)

- ① 무조인트 교량 설계시 사용되는 하중 조합은 도로교 표준시방 내용에 의거한다.
- ② 상부구조에 발생하는 온도신축 변위량을 산정하기 위한 교량 재료에 따른 온도팽창계수와 최

대온도변화 폭은 도로교 표준 시방에 규정된 내용을 적용한다.

- ③ 말뚝 설계를 위한 작용하중을 산정시 활하중은 충격계수의 영향을 포함한다. 단 충격계수 산정 시 사용되는 시간길이는 교량 측정간의 길이를 사용하도록 한다.

2.4 일반 설계 특성 (General Design Characteristics)

1) 성토 사면

- ① 교대 법면 성토부 설계기준은 한국도로공사 설계 제 규정에 따른다.
- ② 교대 전면으로는 폭 1m 소단을 배치하며 PSC Beam과 소단의 형하 간격은 최소 70cm 이상을 확보하도록 한다.

2) 교대 1단(Pile Cap)

- ① 교대 1단은 무조인트 교량의 시공단계(Construction Stage)에 따른 콘크리트 구체이며 설치 목적은 제작 완성된 PSC beam이 시공 중 거치되는 역할을 하며, 향후 교대 벽체를 이루는 부분으로 상부로부터 전달되는 모든 하중에 대하여 충분한 저항력을 가지도록 설계하도록 한다.
- ② H 말뚝 머리부분이 콘크리트 구체에 매입되는 최소 깊이는 1.0D 이상으로 한다. 교대 1단과 말뚝머리 결합부는 시공 중 또는 향후 공용 중에 집중 응력이 발생하므로 이에 대한 말뚝머리 보강 구조검토를 실시하여야 하며, 응력집중을 해소하기 위한 배력철근을 설치한다.
- ③ PSC beam이 거치되는 교대 1단 상면의 접촉면은 PSC beam의 camber를 고려하여 적정 기울기를 가진 고른면(Smooth Surface) 처리와 그 외의 면은 거친 면 처리를 도면에 상세히 표기한다. 이때 PSC Beam 하면에 설치되는 비보강 패드 설치면 Elevation을 별도 표를 이용하여 제시하도록 한다. 교대 1단 상면에 빔 거치를 위한 pedestal block을 설치하는 방안을 사용하여도 무방하나 정확한 Elevation을 제시하도록 한다.
- ④ PSC Beam이 거치되는 면에는 적당한 두께의 비보강 고무판(Elastomeric Pad)을 사용하여 Beam 배치시 교대 1단과의 접촉으로 인한 파손을 방지하고 상부 하중을 고르게 전달하도록 한다.
- ⑤ Capping 부의 철근량은 추후 교대 벽체가 온도변위로 발생하는 토압에 대하여 충분한 저항력을 발휘하도록 횡, 수직방향 철근을 배근하며 동시에 균열제어를 충분히 할 수 있어야 한다.

3) 교대 2단(교대 벽체)

- ① PSC Beam 제작시 단부에 매입 설치된 가로보 연결철근은 교대 벽체를 구성하는 철근과 용접 연결 실시하도록 하며 교량 배치 계획(곡률 및 선형 등)에 따라 정확하게 연결이 가능하도록 위치를 표기한다.
- ② 교대 배면과 상부 바닥판을 연결하는 연결철근(Composite Action Rebar)은 추후 활하중에 대하여 합성작용 역할을 수행하므로 작용 활하중으로 발생하는 부모멘트에 대하여 설계를 실시한다.
- ③ 교대 벽체는 상부구조물 신축량에 의해 발생할 수 있는 교대 뒷채움 토압에 대하여 충분히 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.
- ④ 접속슬래브 받침부와 측면부는 접속슬래브와 교량이 일체화될 수 있도록 거친면 처리를 실시한다.
- ⑤ 접속슬래브와 연결되는 힌지철근 (Approach tie bar)을 배근하여 추후 공용 중 발생 가능한 교

H-PILE 선단보강 상세
(8MM FILLET 용접보강)

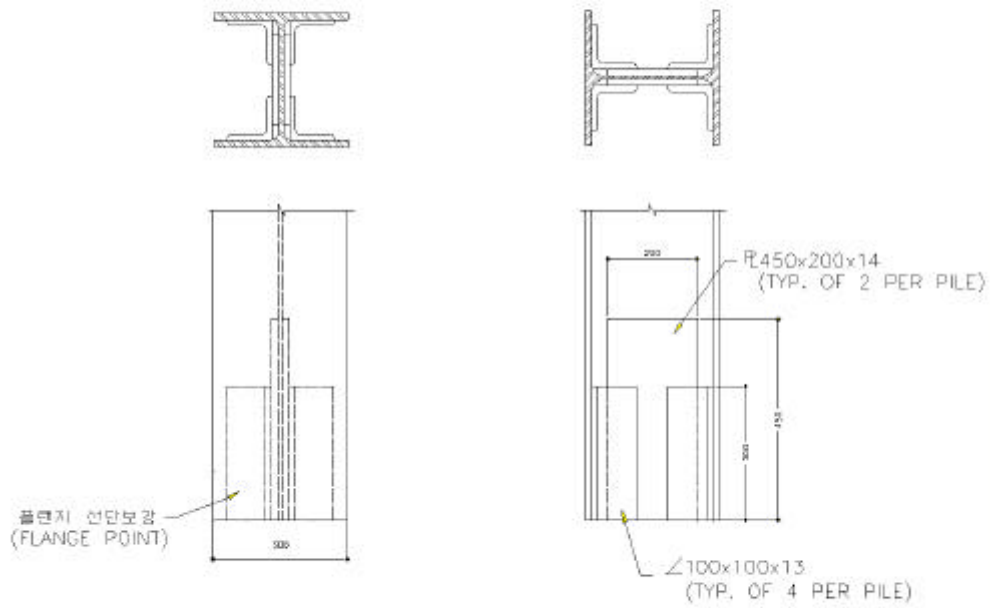


그림 A3.11 H형강 말뚝 선단부의 덧대기 보강 상세도

대 뒷채움부 침하로 인한 접속슬래브 연결부 손상을 최소화하도록 한다.

⑥ 그 외의 설계규정은 한국도로공사 설계 표준도면 규정을 준수토록 한다.

4) PSC 빔

① PSC beam은 한국도로공사 표준도면에 규정된 재원을 사용한다.

② 다경간 무조인트 교량의 경우 교대와 연결 매입되는 PSC beam의 단부에는 도로공사 표준도면에 기재되어 있는 베어링 설치를 위한 매입 Upper plate를 설치하지 않고 제작한다. 교대에서는 비보강 탄성패드를 임시 거치용으로 사용하기 때문이다.

③ PSC beam 단부에는 교대와 일체화, 교각에서는 거더간의 일체성 확보를 목적으로 하는 연결 철근을 PSC beam 제작시 미리 매입 배치하여 추후 용접연결을 실시토록 한다.

5) 가로격벽 설계

PSC Girder의 가로격벽 및 교각 연속부에 배치되는 가로 격벽의 설계는 한국도로공사 표준도면 내용을 준수한다.

6) Bearing 및 전단 블록배치

① 다경간 교량의 경우 교각에 사용되는 베어링으로는 양방향 이동베어링을 사용하도록 한다. 횡방향(교축직각방향) 고정 베어링 설치가 필요한 경우 지진력에 충분한 저항을 할 수 있도록 배치하여도 무방하나 교각 내진 전단블록(Seismic shear key)을 설치하여 내진과 횡변위에 대한 저항을 동시에 수행하도록 하는 방안에 대한 검토를 실시하여 구조물에 유리한 안을 채택하도록 한다.

② 교각 베어링 설치면은 하부 plate를 무수축 모터를 이용하여 설치하여 Elevation을 조정하는 방법과 하부 plate를 설치하지 않고 탄성받침을 교각 콘크리트 타설 최종면에 직접 설치 후 PSC Girder를 위에 거치 하는 방안을 사용할 수 있다.

7) 부속 구조물 (연석 및 접속슬래브, Cyclic Control Joint)

① 접속슬래브는 외기 온도 변화에 따라 반복적인 수축, 팽창을 하게되므로 접속슬래브와 거동을 같이하는 연석 및 중앙분리대에도 변위를 적절히 처리할 수 있도록 설계한다.

② 접속슬래브 끝단에 설치되는 Cyclic Control Joint는 교량에서 발생하는 변위를 흡수할 수 있도록 설계하며, 시공 및 경제성을 고려하여 선정하며 필요시 교량 종, 횡구배를 고려한 배수처리 계획을 수립한다.

③ 접속슬래브가 거치 되는 지점에는 향후 공용 중 침하를 방지하기 위하여 충분한 강성을 지닌 받침 슬래브를 배치하도록 한다.

④ Cyclic Control Joint는 공용 중 발생하는 온도 변위를 충분히 처리 할 수 있는 여유능력(유간)을 가지도록 한다.

8) 날개벽 설계

① 날개벽의 형상은 U형(Turn back)을 사용하도록 한다.

② 날개벽 형상은 교량 선형조건과 상부구조물 신장량에 따라 발생하는 교대 배면 수동토압을 최소화할 수 있도록 설계한다.

③ 날개벽 설계시 작용하는 수동토압, P_p 은 직사각형 토압 분포식을 적용한다. 즉,

총 수동토압력 : $P_p = p_p \cdot H$

$$\text{수동토압} : p_p = \frac{p_p^{Rankine}}{6} = \frac{\gamma H \tan^2\left(\frac{45 + \phi}{2}\right)}{6}$$

여기서 ϕ : SB-3의 내부마찰각

H : 교대저면에서 접속슬래브가 교대에 거치되는 위치까지의 높이

γ : SB-3의 단위중량

- ④ 날개벽의 제원은 가능한 최소화 하도록 한다.

2.5 말뚝 설계 및 시공관리 방안

- ① 말뚝의 횡방향 단면검토는 비선형 $p-y$ 거동해석으로 말뚝의 횡방향변위와 응력 등을 검토한다.
- ② 항타관리기준은 한국도로공사 고속도로 전문시방서 기준에 준하되, 동재하시험 본수를 상하행 선을 포함해서 교대 당 2본씩 실시한다. 그리고 가능하면 연직방향 하중전이시험을 실시하여 주면과 선단지지 거동을 파악하는 것이 좋다.
- ③ 말뚝이음부는 말뚝머리부분에서 아랫방향으로 7m 이내에, 말뚝선단부분에서 말뚝머리방향으로 5m 이내에 설치해서는 안된다. 그리고 말뚝이음을 실시하는 모든 말뚝에 대해 UT(초음파 탐상법)시험을 실시하여야 한다.
- ④ 말뚝항타시, 지표면 부근에서 웹과 플랜지에 발생하는 함몰부에 모래를 무다짐으로 채운다.

2.6 구조 Model (대폭 보강 필요) :2차원 Model 반영여부

- ① 상부 바닥판 설계에 적용되는 설계방안은 일반 PSC beam을 이용한 교량 설계 방법을 적용한다. 즉, 교량 고정하중에 대한 상부 바닥판 설계는 단순보 개념을 적용하여 구조해석을 실시하며 이에 대한 설계를 실시한다.
- ② 상부 바닥판과 교대 연결 지점부에 발생하는 부모멘트는 완성구조물에 대한 활하중 재하를 통하여 산정하도록 한다.
- ③ 교대 Cap(교대 1단)에 발생하는 응력을 검토하기 위한 모델은 평면응력 해석을 통하여 발생하는 응력에 대하여 안전도를 확인하도록 한다.
- ④ 교량 구조물의 온도 변위 산정을 위한 구조해석 모델은 2차원 Frame 해석을 실시하여도 무방하나 사각이 큰 교량 (25. 이상)의 경우는 3차원 model을 이용하여 사각의 영향을 충분히 고려한 구조해석을 실시하도록 한다. 단 말뚝과 교대 연결부의 경계 조건은 말뚝머리 고정으로 한다.

2.7 내진 설계 (Seismic Design)

- ① 다른 종류의 교량에서와 동일하게 내진 해석의 주목적은 구조물의 하중-변위 관계 (Force - Displacement)를 정확하게 파악하여 이를 반영한 설계를 실시하기 위함이다.

- ② 무조인트 교량은 기본적으로 다중모드 해석을 실시하도록 한다. 3차원 뼈대구조 모델링은 도로교 표준 시방내용에 따라 실시하며 상부구조와 교각 및 교대 연결부의 경계 조건은 설계 내용에 따라 설정한다. 특히 교대부는 지진하중에 대하여 중, 횡변위가 가능하도록 경계조건을 주어 작용력이 적절히 분산되도록 하여 최대한 실거동을 반영하도록 한다.
- ③ 지진력 작용시 벽체 후면에 작용하는 수동토압은 적절한 압축 스프링 강성으로 모사한다. 이는 스프링 강성이 크게 산정되는 경우 지진하중 작용시 교대가 작용하중에 대하여 Over-stiffening 한 경우 교각으로 분산되는 지진력이 작게 산정되어 교각 설계가 보수적이지 못할 수 있기 때문이다.
- ④ ③항에서 지적된 바와 같이 지진력에 의하여 발생하는 수동토압의 영향을 고려하기 위하여 필요한 스프링 강성의 산정은 내진해석 결과에 큰 영향을 미치게 되므로 교량에 작용하는 지진력에 따른 발생 변위의 관계를 고려한 해석이 필요하다. 즉, 지진력 작용시 허용 변위를 결정하여 산정 수동토압 스프링의 크기를 가감하여 내진 해석 결과를 주의 깊게 설계에 사용토록 한다.
- ⑤ ④항의 설정 변위를 초과하지 않는 탄성 지진력에 대한 교량 구조물의 연결부 및 교각 내진 설계를 실시한다. 이 방법을 사용함으로써 교각부에 대한 보수적인 내진 설계를 실시할 수 있다.
- ⑥ 내진해석에 따라서 횡방향 하중에 대한 대책이 필요한 경우, 교각부에 내진 전단 블록 (Seismic Shear Key)을 설치할 수도 있다.

2.8 상세 설계(Detailed Design)시 고려사항

1) 말뚝 설계 및 작용하중

- ① 말뚝에 작용하는 하중은 도로교 표준 시방규정에 따라 산정하나 교대구조형식을 고려하여 활하중의 영향이 상부구조, 교대와 일체를 이루고 있는 말뚝에 하중 분산효과 없이 직접 영향을 미칠 수 있으므로 단순교의 경우 지간장, 다경간 교량의 경우는 측경간 길이를 적용한 활하중 충격계수를 산정하여 하중 산정시 사용하도록 한다.
- ② 말뚝 횡방향 하중에 대한 설계는 도로교 표준시방에 규정된 최대 외기 온도변화에 의하여 발생하는 상부구조의 온도 변위값이 말뚝머리에 수평변위로 작용하는 경우 이때 발생하는 말뚝 최대 응력에 대한 검토를 실시한다.
- ③ 무조인트 교량의 교대지지 말뚝은 압연 H 형강 말뚝만을 사용하도록 하며, 안전성을 고려하여 말뚝 연직 지지력 산정시 선단 지지력만을 고려하여 계산하며, 이때 선단지지 단면은 H형 단면에 대한 폐색단면을 사용한다(구조물 기초 설계 기준에 의거).
- ④ H형 말뚝은 가능한 고강도 강을 사용하여 경제성과 안전성을 확보하도록 한다.
- ⑤ 교대 말뚝 배치는 상부구조 온도신축 이동 방향에 대하여 H 말뚝의 약축을 직각으로 배치하며, 군말뚝 효과가 발생하지 않도록 말뚝간의 간격을 최소 2.5D(D:말뚝직경) 이상을 확보한다.
- ⑥ 지반조사 결과에 따라 교대 말뚝은 최소 6m 이상 지반속에 근입되어 선단지지 되는 조건을 반드시 만족하여야 한다.
- ⑦ 말뚝이음과 말뚝선단보강과 관련된 상세도면이 설계도면에 별도 표기되어야 한다.
- ⑧ 그 외 규정되지 않은 조건은 도로교 표준시방 내용에 의거한다.

2) 말뚝 머리 매입 상세

- ① H 말뚝머리는 교대 Cap 콘크리트에 최소 1D 이상 매입되어야 하며, 말뚝머리 변위에 따라 콘크리트 Cap 내부에 발생 가능한 최대응력에 대한 검토가 필요하다.
- ② 교대 Cap 말뚝 매입부에 작용력에 의한 집중 응력의 영향을 최소화하기 위하여 말뚝 주변에 응력 분산 목적을 위한 철근을 적절히 배치한다.

3) 말뚝머리 Cap (교대1단)

- ① 교대 Cap은 수동토압의 최소화를 위하여 단면 제원은 가능한 최대 높이 2m, 폭은 1m를 초과하지 않도록 단면 계획을 수립한다.
- ② 교대 Cap은 상부구조에 작용되는 하중을 말뚝으로 전달하기 위한 콘크리트 구체로써 상면에 거치되는 PSC beam과 추후 바닥판 콘크리트 및 상부 부속구조물의 고정하중에 대하여 충분한 저항을 할 수 있도록 주철근을 배치하도록 한다. 구체 단면 해석은 깊은보(Deep Beam) 설계를 하여 구체 상 하단에 주철근을 배근한다. 주철근은 가능한 교대 Cap 폭 1m 내에 등간격 배치를 위하여 철근 지름이 큰(D29) 철근 사용이 바람직하다. 이는 또한 구체 중앙에 위치하는 H형 말뚝과의 배근 작업시의 간섭문제 해결 및 철근 피복두께를 확보 할 수 있기 때문이다.
- ③ 건조수축 및 수화열 균열제어를 목적으로 하는 충분한 양의 배력철근을 배치토록 하며 콘크리트 구체내부 말뚝 머리부에 발생 가능한 집중 응력의 크기를 파악하기 위한 2차원 평면응력 해석 실시를 권장한다.
- ④ 교대 Cap 콘크리트 구체에 수직 배근 철근은 향후 교대 벽체(2단)와 일체(Monolithic) 시공을 보장하기 위한 충분한 겹이음 길이를 확보하여 노출시킨다.

4) 교대벽체 (교대 2단)

- ① 교대 벽체 후면에서 상부 바닥판과 연결되는 철근은 상부구조에 작용하는 활하중으로 발생되는 부모멘트에 저항하도록 설계한다. 이때 상부 바닥판으로 연장되는 길이는 시방규정에 따라 충분한 부착강도를 발휘 할 수 있도록 한다.
- ② 벽체 상단에는 교대 Cap에 배근된 주철근의 양과 동일한 철근을 배근한다.
- ③ PSC Beam 후면에 배근되는 수직 및 수평철근은 시방규정을 만족하는 충분한 피복두께를 확보하여야 하며 특히 사각이 존재하는 경우 이를 고려한 PSC beam 배치를 실시한다.
- ④ 교대 벽체에 배근되는 철근은 최대 수동 토압 작용시 PSC beam을 지점으로 하는 연속보의 개념을 적용하여 철근량을 산정한다.
- ⑤ 접속슬래브가 위치하는 받침 브라켓에는 접속슬래브와 교대를 일체화하는 연결철근을 매입 배근하며 접속슬래브에 장기적인 침하가 발생할 경우 이로 인한 교대 연결부의 파손을 최소화하기 위하여 힌지 역할을 수행할 수 있는 형상의 힌지 철근을 배근하도록 한다.

5) PSC Beam

- ① 무조인트 교량에 사용되는 PSC beam은 한국도로공사 표준도에 따라 제작한다. 단, PSC beam과 교대 연결 매입부에서 완벽한 일체성을 보장하기 위하여 PSC Beam 단부 측면에 가로격벽 연결철근을 추가한다. 가로격벽 연결철근은 교대 철근과 도로공사의 용접 연결 방법을 사용하며 이때 빔 배치계획에 따라 충분한 피복두께를 확보 할 수 있도록 배근 위치를 결정한다.
- ② ①항에 추가하여 PSC Beam 양 단부에 추가철근을 배치하여 구조물 연결부 일체성 확보에 도움이 되도록 한다. 다경간 교량의 경우 교각에서는 마주보는 PSC Beam 단부에 추가철근을 배치하여 설계하여 교량 상부구조가 온도 수축시 교각연결부에 발생 가능한 인장력을 바닥판과 동시에 분담하는 역할을 수행하도록 한다.

- ③ ②항과 같이 연결추가 철근의 배치가 어려운 경우, 교각 지점부 기존 가로 격벽 철근을 이용하여 일체성을 확보하는 방안을 사용하도록 한다.

6) 신축조절장치(Cyclic Control Joint)

- ① 교량과 일체 연결된 접속슬래브 후면과 콘크리트 포장도로에서 이에 접속되는 완충슬래브 사이에는 교량 상부구조와 일체로 되어있는 접속슬래브로 전달되는 온도신축 변위를 처리하기 위한 일종의 신축조절장치(Cyclic Control Joint)를 설치한다. 설치되는 Cyclic Control Joint는 설치가 간편하고 유지관리가 용이한 형태를 사용하는 동시에 전달되는 온도신축 이동량을 충분히 처리할 수 있어야 한다.
- ② Cyclic Control Joint는 도로 성토부에 위치하므로 신축 이음장치의 지점침하 및 이로 인한 접속슬래브의 침하로 인한 파손을 방지하기 위하여 Cyclic Control Joint가 위치하는 부분의 강성을 증대시키기 위하여 콘크리트 받침 슬래브를 설치한다. 또한 사용되는 Cyclic Control Joint에 누수 가능성이 존재하는 경우 이를 고려한 배수 장치 계획을 설치한다
- ③ Cyclic Control Joint의 형식으로는 단순 채움조인트(Plug Joint)의 사용이 시공성과 경제성이 우수하나 접속슬래브의 변위를 처리할 수 있는 모든 형식의 사용이 가능하다.

7) 접속슬래브 (Approach Slab)

- ① 접속슬래브의 제원과 각종 관련 규정은 한국도로공사 표준도면 내용을 따른다.
- ② 한국도로공사 표준도면 내용 중 접속슬래브와 교량 상부구조 연결부분은 이미 언급한바와 같이 적절한 힌지 철근(Approach Tie Bar)을 사용하여 일체성을 확보하도록 한다.
- ③ 접속슬래브 콘크리트 타설시 주의 사항은 설계도면에 반드시 명시하도록 한다.
- ④ 접속슬래브 하면에는 반드시 PE막(Polyethylene Sheet)을 2겹 배치하여 접속슬래브로 전달되는 신축이동이 원활하게 되도록 한 후 콘크리트가 타설 되도록 명시한다.

부록 3. 무조인트 교량의 시공 및 유지관리 지침

3.1 무조인트 교량의 개념

3.1.1 무조인트 교량의 정의

무조인트 교량이란 교량 전체에 신축이음장치(expansion joint)를 두지 않고 상부구조를 교대에 매입시켜 일체구조 형식의 교량을 말한다(그림 A3.1 참조). 이 형식의 교량은 두가지 이름으로 불리어진다. 조인트가 존재하지 않는 교량이므로 무조인트 교량(jointless bridge)이라고 불리거나, 상부구조와 말뚝의 교대가 일체로 구성되어 있으므로 일체식 교량(integral abutment bridge)이라고도 불린다.

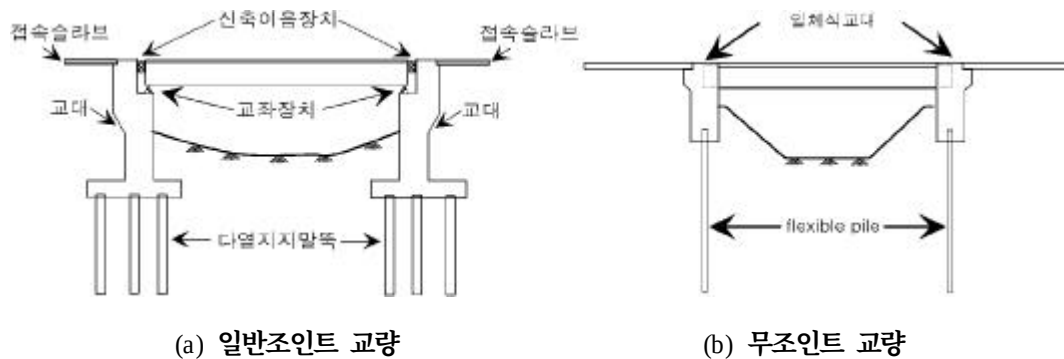


그림 A3.1 일반조인트 교량과 무조인트 교량의 비교

3.1.2 무조인트교량의 특징

무조인트 교량은 상부구조와 교대가 일체식으로 연결되어 상부구조의 온도변화에 의한 신축을 일렬로 시공된 말뚝이 유연한 거동을 함으로써 조절하는 교량이다. 교각은 말뚝기초 또는 직접기초의 형식을 취하며 상부구조가 이동베어링으로 교각과 분리된 단순 또는 연속교량 형식을 취한다. 이런 구조적인 특징으로 말미암아 무조인트교량은 교대지점에 신축이음장치가 존재하고 고정지점 혹은 이동지점을 사용한 단순 또는 연속교량의 형식을 취하는 일반 조인트 교량에 비해서 몇 가지의 장·단점을 가진다.

3.1.2.1 설계의 단순성

연속교 형식을 취하는 일체식 교대 교량의 교대가 일렬 말뚝으로 지지되어 있으며 교각 지점부에서 상부구조가 이동 베어링으로 분리되어 있는 경우, 설계 및 구조해석시 이러한 구조형식은 경우에 따라 1개의 수평부재와 2개 또는 그 이상의 수직부재를 갖는 뼈대 구조물(frame structure)로 생각할 수 있다. 구조계산 수행시 이러한 뼈대 구조물의 강성계수를 이용하여 분배계수(distribution factor)를

계산하며, 수직부재는 수평부재에 비하여 매우 유연하여 수평부재는 지지점을 가진 보로 가정할 수 있을 것이다. 결과적으로 교대와 상부구조의 연결부 설계를 제외하고는 일체식 교대 교량의 뼈대구조물 효과(frame action)는 상부구조에 작용하는 수직하중에 대한 구조거동을 고려시, 그 영향을 무시하여도 될 만큼 작다고 볼 수 있다.

또한 무조인트 교량의 설계 시에는 교대와 교각의 횡, 종방향 하중 저항에 관련한 설계를 일반적으로 실시할 필요가 없다. 이는 강성이 매우 큰 상부구조가 교대와 직접 연결되어 있으며 교대는 다시 제방에 의하여 구속되므로 작용하중은 제방으로 전달되어 처리된다. 교대와 상부구조를 연결함으로써 발생 가능한 2차응력 효과(secondary effect: 건조수축, 크리이프, 수동토압 등)를 충분히 고려하여 설계를 실시하며 교대 날개벽은 수동토압에 저항할 수 있도록 보강설계가 필요하다. 교각 설계에 있어서는 대부분 발생하는 상부구조의 수평하중을 교대가 부담함으로써 교각 위에서 작용하는 수직력(사하중 및 활하중)과 교각에 직접 작용하는 수평력(하천 유속으로 인한 하중, 또는 교각 매입으로 인한 토압 등)만을 고려하면 된다. 그러나 이러한 하중의 영향은 매우 작으므로 실제로는 일체식교대 교량의 교각 설계시에는 수직력만을 고려한 설계가 실시된다.

3.1.2.2 상부구조 신축이음 장치 불필요

무조인트 교량의 가장 중요한 특성 중에 하나가 바로 상부구조의 온도신축을 위한 조인트가 존재하지 않는다는 점이다. 본 특성을 충분히 이해하기 위하여 교량의 이동 조인트의 문제점에 대하여 간단히 언급하면, 상판 조인트는 슬라브의 오염물질을 통과시키는 역할을 하고 광범위하게 상판 신축이음부의 하면에 부식 및 노후화를 촉진시킨다.

또한 상판의 신축이음부는 신축으로 발생하는 압력에 매우 취약하다. 신축이음부와 연결 시공된 슬라브 부위는 온도 상승에 따라서 팽창을 하게 되며 이러한 신장은 조인트의 유격을 감소시켜 일단 유격이 감소하게 되면 계속하여 증대되어 작용하는 압력은 교대배면과 교좌위치에 균열을 발생시킨다. 그러므로 교량에 이러한 신축이음부를 제거할 수 있는 대책이 마련된다면 이로 인해 소요되는 인적, 물적 자원을 절약할 수 있으므로 유지관리에 있어서 많은 이점을 확보할 수 있을 것이다.

또한 조인트의 제거는 부가적으로 차량 주행시 사용자에게 보다 안락한 승차감을 느낄 수 있을 뿐만 아니라 구조물에 발생하는 충격하중이 감소되므로 여러 측면에서 이점을 얻을 수 있다.

3.1.2.3 종방향 하중 저항력

일체식으로 건설되는 교량에서 온도변화에 의한 포장부의 종방향 하중 또는 압력은 교량상부구조와 상대적으로 단면적 차이가 많은 접속 슬라브를 통하여 전달되기 때문에 접속슬라브에서 높은 응력을 유발하여 국부적 파쇄 및 좌굴이 발생할 수 있다. 일체식 교대 교량은 종방향 하중에 대하여 충분한 저항능력을 갖추고 있으며 접속 슬라브와 포장과의 경계면에 간단한 응력해소 조인트(pressure relief joint)를 설치함으로써 이 같은 문제를 감소시킬 수 있다.

3.1.2.4 시공기간의 단축

다음과 같은 시공 요인으로 인하여 일반 조인트 교량과 비교시 공기단축면에 상당한 우수성을 갖는다.

- 제방설치 : 구조물의 설치 전 제방작업을 실시하므로 일반조인트 교량보다 많은 작업이 단순화되어 기능을 요하는 작업이 많이 생략된다. 따라서 간단히 대형 토공장비와 다짐기를 사용하여

제방을 축조할 수 있으므로 작업인력의 필요성이 많이 줄게 된다.

- **물막이공 최소화** : 일반적으로 무조인트 교량의 경우 교대의 위치는 사용되는 구조형식 때문에 옹벽식 교대 교량보다 제방의 상단에 위치하게된다. 따라서 교대 굴착 및 말뚝관입 작업이 제방의 최상단부에서 실시될 수 있으므로 물막이 및 배수작업이 없이도 공사가 가능하다. 또한 기초 시공시에도 기존의 일반 조인트교량의 교대 크기보다 현저히 줄기 때문에 교대의 자중이 감소되어 소요말뚝의 지지력이 감소한다. 따라서 교대를 지지하는 말뚝의 갯수가 줄어들고 이에 필요한 절대공기를 고려시 단기간에 공사가 진행될 수 있다. 추가로 말뚝 캡핑(capping)부 및 상부구조 공사는 하천 수위와 관련 없이 공사를 빠르게 수행할 수 있다.
- **굴착의 최소화** : 일반적으로 교대를 시공하기 위하여 굴착하여야 하는 깊이는 약 60 ~ 90cm를 초과할 필요가 없다. 이는 현재 일반적으로 교대의 시공방법인 교대가 세워질 부분의 토사를 모두 굴착 후 말뚝 및 교대구조물 공사를 실시하고 노면까지의 뒷채움 작업을 하는 것이 아니라, 우선 교대 제방부 성토를 실시하여 다짐을 한 후 기초와 교대부를 시공할 수 있다. 이러한 시공 순서는 기존의 방법에 비하여 토공작업에 걸리는 공기를 월등히 줄일 수 있으므로 유리하다.
- **수직말뚝** : 미국의 무조인트 교량의 시공실적을 조사하여 보면, 일반적으로 교대 말뚝은 일정한 간격으로 일렬 시공한다. 이는 온도 팽창 및 수축으로 발생하는 상부구조의 종방향 변위를 교대 말뚝이 쉽게 받아 줄 수 있도록 하는 개념인 것이다. 다시말해 교량의 종방향 변위를 말뚝의 유연성을 이용하여 허용하는 개념인 것이다. 따라서 교대부 말뚝은 여러 종류의 말뚝 중 유연성을 최대로 보장할 수 있는 H 말뚝을 주로 사용하고 있으며 교량 종방향을 기준으로 약축으로 시공을 실시하기도 한다. 상대적으로 일반 교량의 교대 말뚝은 다열 또는 경사 말뚝으로 시공되는 경우가 많다. 장시간 무조인트 교량인 경우에는 교대뿐만 아니라 교각의 유연성도 이용하는 경우도 있으나 이러한 방법은 아직 널리 사용하고 있지 않으며 현재 일반적으로 중·소형 교량에 무조인트 교량을 적용할 경우 교각의 기초형식은 일반교량과 동일하게 사용하면 된다.
- **거푸집 형상의 단순화** : 무조인트 교량의 교대 Capping은 주로 사각형 형상을 가지며 제원 또한 기존 옹벽식 교대보다 현저히 줄어들기 때문에 부대적으로 거푸집공사 및 노동인력을 절감할 수 있으므로 경제적으로 많은 이점을 가져온다.
- **적은 시공조인트** : 무조인트 교량은 이미 설명한 바와 같이 교대부의 제원 감소로 인하여 적은 횟수의 콘크리트 타설과 이에 따른 양생기간을 요하므로 옹벽식 벽체교대보다 시공 조인트의 수가 적게 된다. 대부분의 무조인트 교량의 교대부는 4회 정도의 타설 기간을 요하며, 말뚝 Cap, 연결부 연속처리, 상판, 접속 슬래브 공사의 경우 각 1회의 콘크리트 타설을 필요로 하게 된다. 단시간 무조인트 교량의 경우는 콘크리트 타설에는 2회 정도의 콘크리트 타설 기일을 요하며 둘째날의 타설의 경우는 독립적인 접속 슬래브의 타설을 할 수 있다. 일반 교량의 경우와 비교시 콘크리트 타설은 4~5회를 필요로 하며 이후의 양생기간을 비교할 경우 매우 공사기일의 차이를 보여준다.
- **부재 요소의 최소화** : 앞서 기술한 바와 같이 무조인트 교량은 고정, 이동베어링과 상판 조인트의 부속물이 필요 없으며 따라서 부속물의 설치까지 걸리는 기간을 생략할 수 있다.

- 허용 시공오차 : 조인트 교량의 정밀 시공을 요구하는 부분이 무조인트 교량에서는 필요 없게 된다. 예를 들면 교좌장치 설치를 위한 높이, 경사, 교좌위치의 확보등은 일반 조인트교량과 같이 더 이상 중요한 사항이 아니다.
- 기존 구조물의 제거작업 최소화 : 기존의 옹벽식 교대 교량을 연속 무조인트 교량으로 대체하는 경우, 새로운 교량은 기존교량을 완전히 철거하지 않고 시공이 가능하다. 무조인트 교량 시공시 하상의 교대를 철거하지 않고도 공사가 가능하므로 철거작업을 위하여 기존에 실시했던 물막이 공사 등의 부수적인 작업들이 생략된다.
- 단순한 교좌 위치 : 교좌장치의 시공은 상당수준의 인력과 기술 및 정밀성을 요하는 공사로 할 수 있다. 실제로 탄성고무받침(elastomeric) 베어링을 설치하는 P.S.C Beam의 하면은 교량의 횡방향 기울기 및 종방향 기울기, 프리스트레싱에 의한 캠버(camber) 및 크라운(crown)을 맞추기 위하여 보의 하면, 베어링의 밑면, 교좌위치 등에 대하여 기하학적인 불규칙성을 만족하기 위한 보정작업이 필요하다. 그러나 이러한 모든 작업을 수행 한 후에도 시공조건을 만족시키지 못하여 끼움재 등을 이용하여 문제를 해결하는 경우가 빈번히 발생하고 있다. 그러나 무조인트 교량은 교대부의 경우 특별한 교좌의 위치가 필요하지 않으므로 위와 같은 작업이 불필요하게 된다. 단지 상부구조(예를들어 보, 주형, 상판슬래브 등)와 교대를 콘크리트로 일체화하기 위하여 타설 전에 고정시킬 수 있는 장치(일반적으로 볼트를 사용함)가 필요하다.

3.1.2.5 스패ن(Span) 비율의 넓은 선택 범위

단부지간과 중앙지간의 비율(L_e/L_c)은 대부분의 연속교량 형식은 0.75~0.8 정도에서 합리적이고 안정적인 설계 및 시공을 실시 할 수 있다. 이 값은 일반적으로 많이 사용되는 비율이며 때때로 교량 시공 조건상 더욱 작은 값의 사용이 요구된다. 예로서 0.6의 비율이 필요한 조인트 교량의 경우는 상판 콘크리트 타설시의 보의 들림을 방지하기 위한 조치가 필요하다. 이와 같은 절차는 때때로 매우 어렵고 복잡하며 추가적으로 상당한 비용이 발생하는 경우가 있다. 반면에 무조인트 교량은 상부구조가 교대와 일체로 시공되므로써 상승력에 대하여 구조물의 자중이 상승력에 대하여 저항을 함으로써 지간비율을 0.5까지 기본적인 설계개념의 변화없이 적용 가능하다. 예로써, 도로가 협소한 곳에 오버브리지(overbridge)를 시공할 때 도로 중앙부에 교각을 세울 수 없는 경우에 대하여 적용할 수 있는 이점을 가지고 있다.

3.1.2.6 내진성

무조인트 교량의 양쪽 교대는 상부구조와 함께 고정되어 있어 지반과 동시에 거동함에 따라 상대변위가 적어 지진하중에 대하여 기존 조인트 교량보다 유리하다. 그리하여 지진 활동이 매우 활발한 지역에서 타교량 형식보다 적용성이 뛰어나 미연방도로국(FHWA) 또한 그 활용을 적극적으로 권장하고 있다. 교대 배면토와의 상호작용은 기초를 통하여 전달되는 상부구조의 종방향 지진거동을 감소시키는 역할을 하는데, 60m 이하의 교량에 대한 실험 결과 상부구조의 종방향 모드에 대하여 15% 정도의 감쇄작용을 함이 밝혀졌다. 또한 일반 조인트 교량과의 지진거동을 비교하면 가장 위험한 상황인 낙교에 대한 여유성이 매우 크며 이는 실제 미국 캘리포니아 주의 지진 피해 조사에 의하여 밝혀진 바 있다.

3.1.2.7 교대 지점부 활하중 분배에 유리

상부구조에 작용하는 활하중이 베어링을 통하여 하부구조로 전달되는 기존의 조인트 교량의 하중 전달체계와는 달리 상부구조(보)와 교대가 일체식으로 시공된 무조인트 교량이 상부로부터 전달되는 활하중을 보다 넓고 고르게 분포함으로써 공용중 발생하는 응력을 효과적으로 감소시킬 수 있다.

3.1.2.8 교대말뚝의 높은 응력 발생

무조인트 교량을 구성하고 있는 부재 요소들은 일반 조인트교량과 같이 주하중(사, 활, 충격하중)에 의하여 발생하는 응력과 이차하중(건조수축, 크리이프, 온도변화 등)에 의하여 발생하는 응력을 동시에 부담하여야 한다. 그러나 교대부의 수직말뚝은 온도변화에 의한 상부구조의 신축으로 발생하는 변위에 대하여 저항함으로써 조인트 교량과 비교시 상대적으로 보다 높은 휨 응력이 발생한다. 이러한 휨 응력은 무조인트교량의 연장이 길어짐에 따라 증가하여 말뚝 재료의 항복응력점에 도달하는 경우도 보고되고 있다. 따라서 이 같은 응력이 발생하게 되면 수직말뚝에는 교량 상부구조의 신축으로 발생하는 휨응력에 의한 소성 힌지가 말뚝부에 발생할 가능성이 존재한다. 이 같은 특성 때문에 무조인트 교량의 교대부 말뚝은 특별한 시공제한 조건이 따르게 된다. 즉, 충분한 축하중 능력을 보유함과 동시에 국부적인 변형으로 발생하는 말뚝의 휨응력 또한 처리할 수 있는 말뚝기초 형식이어야 한다. 그러므로 90m 이상의 무조인트 교량에서는 이런 조건을 고려시, H 말뚝이 가장 합리적 선택이라 할 수 있다.

3.1.2.8 부력에 대한 취약성

무조인트 교량은 조인트가 존재하지 않으므로 교량이 침수가 되는 경우 부력이 발생 할 수 있다. 다시말해 하천교량의 경우 홍수로 인해 물이 불어나 통수단면을 초과 할 경우, 기존의 조인트교량은 신축이음부와 같은 연결부위로 수위상승에 의한 공기가 배출 될 수 있으나 무조인트 교량은 이러한 연결부위가 존재하지 않으므로 교량 상부구조가 부력에 의해 상승력을 받을 수 있다는 것이다. 이러한 부력에 의한 영향은 특히, I 거더 형식과 Box 형식의 경우 가능성이 매우 높다. 부력의 발생시 교대와 격벽은 이에 저항하는 역할을 하게 되겠지만 하천범람의 위험이 존재하는 교량에 무조인트 교량을 적용하기 위하여는 I형 거더 교량의 경우 각 주형사이에 공기가 배출 될 수 있도록 주형에 공기 배출구를 마련하는 등 부력저항에 대한 안전율을 충분히 고려한 후 이에 합당한 설계가 필요하다.

3.1.2.9 접속슬래브의 필요

무조인트 교량은 교량폭 전체에 대하여 접속 슬라브가 필요하게 된다. 이와 같은 접속 슬라브는 교대 뒷채움재의 침하시 도로면이 함께 침하되는 현상을 방지하게 되므로 교대배면의 수동토압 효과를 감소시킨다. 만일 접속슬래브가 충분한 길이를 가진다면 교대배면의 상재하중을 넓게 분포시킴으로서 활하중에 의한 영향을 감소시킨다.

3.1.2.10 응력해소 조인트의 필요

앞서 기술한 접속슬라브와 도로 포장사이에 온도에 의한 신축작용(pressure relief joint) 및 접속슬래브가 변위를 가질때(교대 배면쪽으로 밀릴 때) 완충작용을 할 수 있는 신축장치(cyclic joint)가 필

요하게 된다.

교대로부터 전달되어 온 수평응력을 해소하기 위하여 그림 A3.2의 예와 같이 다양한 형태로 접속부를 설계하고 있다.

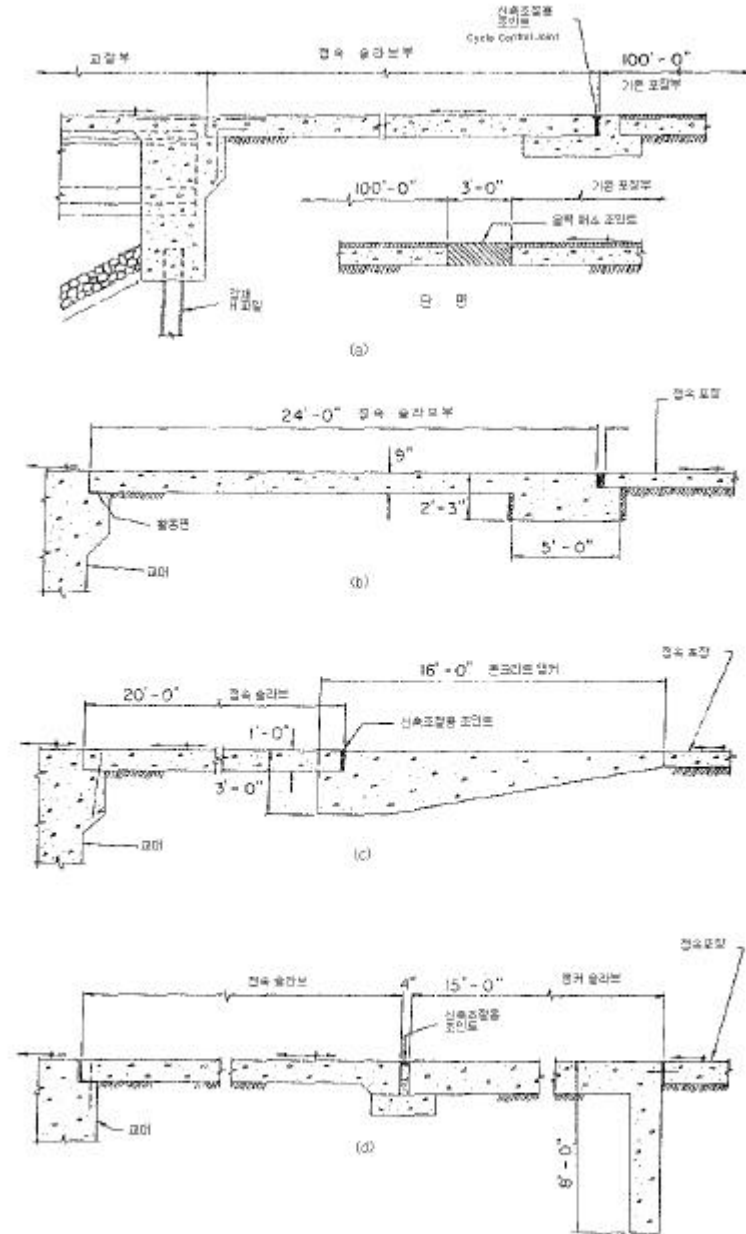


그림 A3.2 접속부의 다양한 형태

* 그림 A3.2의 (a)는 무조인트교량 접속부의 가장 전형적인 형태이다. 접속슬래브는 교대에 연결되어 있고 포장체의 압력에 의한 영향으로부터 교량과 신축조절용 조인트(cycle control joint)를 보호하기 위하여 포장부에 3-ft 폭의 응력해소 조인트(pressure relief joint)가 사용되었다. 이 신축조절용 조인트는 다양한 형태의 슬리퍼 슬라브(sleeper slab-접속슬라브 하부에 놓인 슬라브)를 가지고 있으나, 표

면에는 신축성 채움재(filler)로 채워져 있다. 교량이 수축하면 이 조인트에 공간이 생겨서 물과 파편들이 침투하게 되고 교량이 신장하면 이 파편들과 조인트 채움재는 압축된다. 이러한 과정을 도식적으로 나타내면 그림 A3.3과 같다.

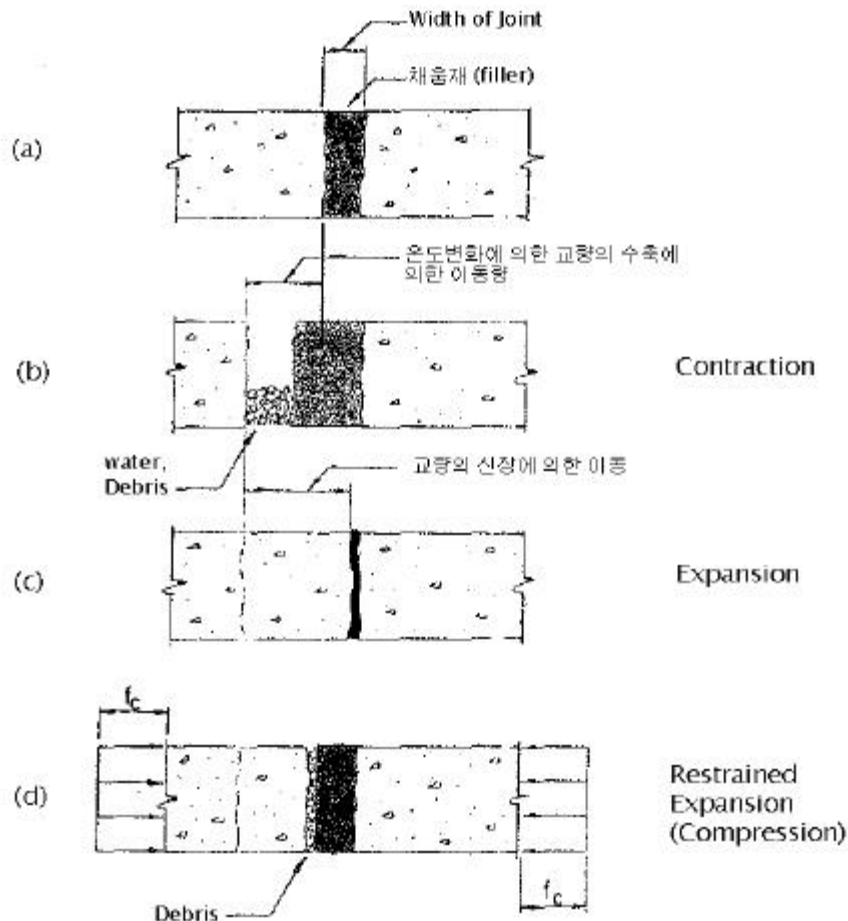


그림 A3.3 신축조절용 조인트(Cycle-Control Joint)의 주기적 활동

이러한 과정이 반복되면 충분한 응력이 발생하여 슬리퍼 슬래브와 100-ft의 포장체를 응력해소조인트로 이동시킨다. 이렇게 이동이 발생하면 신축조절용 조인트의 간격은 넓어지고 채움재는 느슨해져 주행차량에 의해 제거된다. 일단 채움재가 빠지고 나면 이 부분의 파손은 급격히 진행된다. 그러나 이러한 일련의 과정은 비교적 오랜 기간에 걸쳐서 발생하고, 응력해소 조인트가 포장부의 신장과 무조인트 교량의 신축에 의한 파괴응력을 해소할 수 있도록 한다. 이런 설계에서 가장 중요한 것은 신축조절용 조인트의 신축에 따라서 채움재와 슬래브 사이에 물과 파편이 침투할 공간이 생기지 않을 만큼 신축성이 뛰어난 채움재를 개발하는 것이다.

그림 A3.3(b)의 형태는 몇 가지 결점을 가지고 있다. 접속슬래브가 교량에 강결되어 있지 않아 수축기간에는 교량과 접속슬래브의 연결부에 파편이 채워지고 신장기간에는 파편에 의해서 접속슬래브가 포장부쪽으로 밀리게 된다. 이와 동시에 접속포장부와 접속슬래브 사이의 조인트에 설치된 4인치 폭의 폴리우레탄 채움재는 4년 정도의 기간이면 포장부의 신장에 의해서 수축하게 된다. 이렇게 접속포장부와 접속슬래브 사이의 조인트에 응력이 집중하게 되면 조인트는 파괴되고 포장체는 솟아 오르

게 된다.

그림 A3.3(c)의 경우는 접속포장부의 신장을 억제하고 신축조절용 조인트를 보호하기 위하여 콘크리트 앵커가 설치되어 있다. 신축조절용 조인트는 1인치 폭의 채움재를 넣고 그 표면에 봉합용 액체를 쏟아 응고시킨 것이다. 그러나 콘크리트 앵커가 포장부의 신장에 충분히 저항하지 못함으로 인하여 조인트부의 수축에 의한 파괴가 비교적 빨리 발생한다.

그림 A3.3(d)의 경우는 접속포장부의 신장에 의해서 유발된 응력을 앵커 슬라브가 충분히 저지할 수 있을 것으로 보인다. 접속슬래브는 교대에 앵커로 고정되어 있고 신축조절용 조인트는 4인치 폭으로 4인치 채움재(filler)로 채워져 있다. 그러므로 교량이 수축하게 되면 틈이 생겨서 물과 파편이 끼어 들고, 교량의 신장기간에는 파편들이 압축되면서 응력이 발생한다. 온도변화에 의한 교량의 수축과 신장이 반복되면 압축된 파편들에 의해서 유발된 응력이 증가하여 접속 슬라브에 횡방향의 크랙과 약간의 융기가 발생할 수도 있다. 그러나 그림 A3.3(a)의 경우와 마찬가지로 조인트부의 채움재가 충분히 신축성을 가질 수 있다면 적절한 접속부가 될 것으로 보인다.

3.1.3 무조인트 교량의 적용범위

무조인트 교량은 하부구조(교대, 교각)가 상부구조에 일체로 연결되어 있는 단경간 또는 다경간 교량을 의미한다. 일반적으로 일체식 교대 교량의 교대는 말뚝으로 지지되는 난쟁이 교대를 사용하고, 교각은 교대와 마찬가지로 상부구조와 일체로 연결되기도 하나 일반교량과 같이 양방향 거동을 할 수 있도록 베어링을 사용하기도 한다. 무조인트 교량의 거동이 성립될 수 있는 가장 큰 이유는 하부구조가 신축이음장치를 대신해 유연하게 작동한다는 것이다. 이러한 유연성은 난쟁이 교대에 일렬 시공된 파일에 의해서 확보된다.

이러한 조건하에서 상부구조와 하부구조의 연결부는 사하중과 활하중이 작용시 구조적으로 힌지 거동을 한다. 난쟁이 교대를 지지하는 말뚝은 그 길이가 3m 이상인 것을 사용하는데 그 이유는 상부구조의 모멘트를 감소시키는 역할을 수행하고 교대와 함께 파일의 유연성을 확보하기 위함이다. 교대 뒷채움으로 사용되는 재료는 교대의 이동을 용이하게 하고, 수동토압을 감소시킬 수 있는 재료를 사용한다. 또한 무조인트 교량에서 사용되는 접속슬래브는 교량 상부구조에서 온도에 의한 변위와 하중을 전달하는 역할을 수행하며, 날개벽은 온도변위에 의한 교대이동시 교대를 원활하게 이동시키도록 일반조인트 교량과 비교시 단면이 작은 것을 사용한다.

무조인트 교량은 그 적용성에 어느 정도 제한조건을 가지고 있다. 즉, 발생하는 수동토압의 제한, 일반적으로 사용되는 접속도로부의 압력제거용 조인트를 사용하기 위한 교량의 종방향 이동량의 제한, 곡선교에서의 사용 불가, 30°이상의 사교에서의 사용제한, 지반의 안정성이 불확실한 장소, 교대의 침하가 과다하게 발생하는 장소, 침수가 예상되는 장소는 부력 때문에 사용이 제한되고 있다. 이 상에서 설명한 무조인트 교량은 다음의 조건에서 시공이 가능하다.

- 교량 연장 120m 이하
- 사각 30° 이하
- 상부거더를 직선
- 교대 지지파일 길이 3m 이상

3.2 지반조사

3.2.1 목적

지반조사는 기초구조물이 설치될 지역의 지층구성을 파악하고, 지지력 산정을 위한 지반물성치를 파악하며, 말뚝의 근입깊이를 추정하기 위한 기초자료를 수집하는데 목적이 있다.

3.2.2 지반조사 시점

지반조사는 설계단계에서 3.2.3항에서 제시하는 기준에 따라 조사를 실시하고, 말뚝의 근입장을 결정하기 위하여 시공단계에서 확인 조사를 실시한다.

3.2.3 지반조사 기준

교량의 교대와 교각에는 각각 1개소에서 시추조사를 실시한다. 시추조사는 연암 2m 깊이까지 시추하는 것을 원칙으로 한다. 시추코아는 시방서에서 제시된 기준에 따라 보관한다. 지층이 복잡하거나, 말뚝의 근입깊이를 추정하기 어려운 경우에는 감독의 허락으로 물리탐사(탄성과 탐사나 전기 비저항 탐사)를 추가로 실시할 수 있다. 풍화토층까지는 SPT시험을 실시하여 주상도에 기입한다. 또한 말뚝의 지지력을 산정하기 위한 지반물성치를 얻도록 토질시험 및 압축시험을 실시하여야한다.

3.2.4 확인조사

시공단계에서 확인보링을 실시하여 설계단계에서 적용된 모든 항목을 점검하고 최종적으로 말뚝의 근입깊이를 확인한다.

3.2.5 시추조사

고속도로공사 전문시방서 「2-2지반조사」의 「3.7 시추」에 따른다.

3.2.6 물리탐사

물리탐사는 지층 성층상태와 성질, 지하수 존재 등을 조사하는데 목적이 있다. 기초 조사에는 굴절법 탄성과 탐사와 전기비저항 탐사법을 추천한다. 이들의 세부 조사지침은 고속도로공사 전문시방서 「2-2지반조사」의 「3.10 물리탐사」에 따른다.

3.3 재 료

3.3.1 골재

고속도로공사 전문시방서 「14-3 골재」에 따른다.

3.3.2 철근

고속도로공사 전문시방서 「14-10 철근콘크리트용 강봉」에 따른다.

3.3.3 시멘트 콘크리트

고속도로공사 전문시방서 「14-4 시멘트 콘크리트」에 따른다.

3.3.4 역청재

고속도로공사 전문시방서 「14-2 역청재」에 따른다

3.3.5 H형 강말뚝

H형강 말뚝은 강도가 크며, 취급이 용이하여 가시설물 등의 토목 및 건축 분야에 널리 사용되고 있다. 그러나 국내에서 H 말뚝이 교량의 영구기초 자재로 사용된 예는 아직까지는 없다.

일반적으로 한국산업규격에서 분류하고 있는 H형강 말뚝(steel H pile)의 종류는 화학성분에 따라 3가지로 나누고 있다. 즉, SHK400, SHK400M, SHK490M 3가지로 구분되고 있으며 이것은 모두 각각 다른 기계적 성질을 나타내고 있다. H형강 말뚝과 압연 H형강의 치수는 한국산업규격에서 그 치수를 다르게 나타내고 있다. 예를 들어, 같은 300×305 의 치수라도 H형강 말뚝은 r 이 13mm이고 단면적(A)이 133.4cm^2 인 반면에 압연 H형강의 r 은 18mm이고 단면적이 134.8cm^2 이다. 그러나 강의 화학 성분 및 기계적 성질이 KS F 4603(H형강 말뚝)의 SHK490M과 KSD 3515(용접 구조용 압연 강재)의 SM490A(기존의 SWS490A)은 매우 유사하므로 H형강 말뚝은 SM490A를 만족하는 H형강 말뚝을 사용해도 무방하다.

표 A3.1 및 A3.2에는 H형강 말뚝의 화학성분 기계적 성질 및 압연 H형강의 종류 및 인장강도에 관한 내용을 나타낸다. 표 A3.3은 평촌1교 교대 기초말뚝으로 사용할 H형강 말뚝의 시험성적을 한국산업규격인 SHK490M과 SM490A와 비교하여 나타내었다.

H형강 말뚝은 교량 종방향에 대하여 약축으로 설계되어 온도변화에 따른 변위를 쉽게 허용할 수 있게 하였으며 말뚝 항타를 위하여 사용하는 말뚝 햄머는 시항타 작업을 실시하여 최적의 에너지 효율을 가진 것을 사용하도록 한다.

3.4 하부구조물 시공

3.4.1 시공순서

무조인트 교량은 그림 A3.4와 같이 시공되며, 각 공정별 내용을 요약하면 다음과 같다. 시공은 크게 성토, 기초, 교각, 교대, 및 상부구조물의 거치 순서로 진행된다.

표 3.1 H형강 말뚝의 화학성분 및 기계적 성질

강재 종류 (KS 규격)	화학성분(%)					인장강도 N / mm ²	항복점 N / mm ²
	C	Si	Mn	P	S		
SHK400	-	-	-	0.05이하	0.05이하	400 510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK400M	0.23이하	-	2.5×C이상	0.04이하	0.04이하	400 510	두께 16mm 이하 : 245이상 두께 16mm 초과 : 235이상
SHK490M	0.2이하	0.55이하	1.5이하	0.04이하	0.04이하	490 610	두께 16mm 이하 : 325이상 두께 16mm 초과 : 315이상

표 A3.2 압연 H형강에 따른 강재 종류 및 인장강도

강재 종류 (KS 규격)	인장강도 범위 N / mm ² (kgf / mm ²)	종래의 단위	비 고
SS330	330 430(34 44)	SS34	일반구조용
SS400	400 510(41 52)	SS41	일반구조용
SS490	490 610(50 62)	SS50	일반구조용
SS540	540이상(55이상)	SS55	일반구조용
SM400A(B,C)	400 510	SWS400A(B,C)	용접구조용
SM490A(B,C)	490 610	SWS490A(B,C)	용접구조용
SM490YA(YB)	490 610	SWS490YA(YB)	용접구조용
SM520B(C)	520 640	SWS520B(C)	용접구조용
SM570	570 720	SWS570	용접구조용

- (1) 일체식 교량은 일반 교량공사와는 다르게 먼저 교대부 성토를 실시한다. 교대부 성토 후 교대 기초말뚝을 향타하기 전까지 최소 30일간의 방치기간을 둔다.
- (2) 교대부 성토의 방치기간이 지나면 H형강 말뚝을 시방에 따라 설치한다.
- (3) 교각기초 일반교량의 공정과 동일하게 설치한다.
- (4) 교대성토가 안정된 후 말뚝이 설치되면 하부 교대벽체까지 시공한다.
- (5) 하부교대벽체의 소요강도가 확보되면 PSC Beam 거치용 교대베어링 패드를 설치하고 동시에 교각베어링 설치작업을 실시한다.
- (6) 상부 바닥판 콘크리트 타설은 설계도면에 명시된 순서에 따라 실시하며 중간 가로보를 우선 시공한 후, 각 지간내의 중앙 바닥판 콘크리트를 타설하고 교대 상부 벽체와 교각 가로보를 시공하고 나머지 바닥판 콘크리트 타설 순으로 시공한다.
- (7) 상부 바닥판 시공이 완료된 후 양쪽 교대 배면의 뒷채움 작업을 동시에 실시한다.
- (8) 접속 슬래브와 완충 슬래브사이에 Cyclic Control Joint 설치를 위한 받침 슬래브(sleeper slab)를 시공한다.
- (9) 받침 슬래브 설치가 완료된 후 접속 슬래브 및 완충 슬래브, 아스팔트 포장, 기타 필요한 공

사(난간, 배수구 등)를 시공한다.

표 A3.3 시험성과 대비표

H 말뚝 (300×305×15×15)	시험종목	기 준		시험결과	판 정
		SHK490M	SM490A		
화학적 성질	C	0.2 이하	0.2 이하	0.19	모두 합격
	Si	0.55 이하	0.55 이하	0.21	모두 합격
	Mn	1.5 이하	1.6 이하	0.80	모두 합격
	P	0.04 이하	0.035 이하	0.025	모두 합격
	S	0.04 이하	0.035 이하	0.023	모두 합격
기계적 성질	인장강도 N/mm ²	490 610	490 610	519	모두 합격
	항복점 N/mm ²	325 이상	325 이상	392	모두 합격
	연신률(%)	17 이상	17 이상	32.6	모두 합격

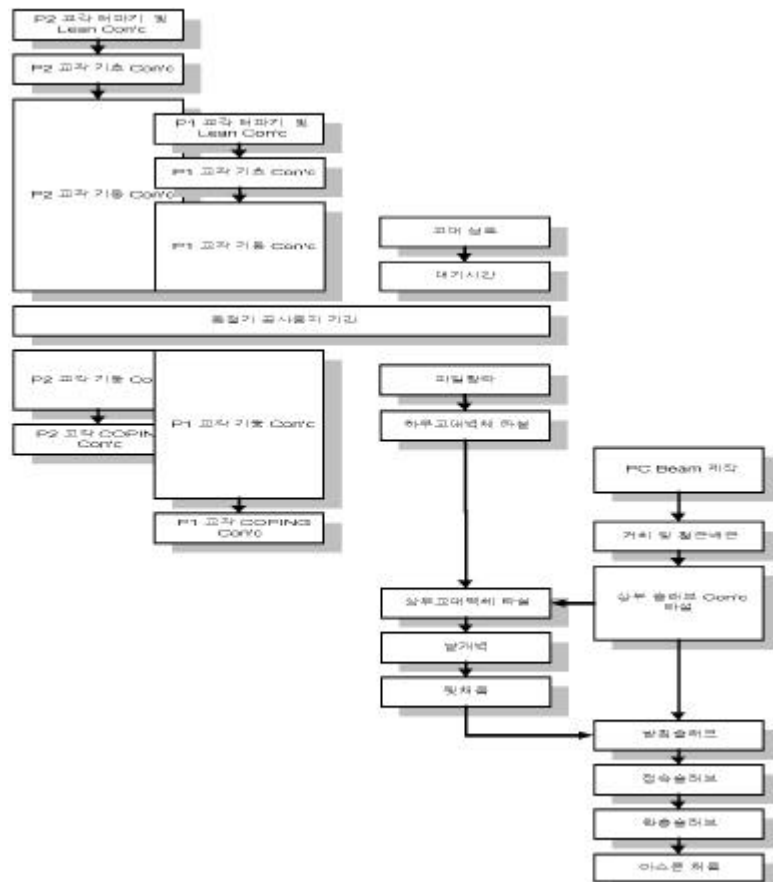


그림 A3.4 무조인트교량의 시공 흐름도

3.4.2 성토공정

교대의 말뚝기초는 일렬로 배치됨에 따라 횡변위에 매우 취약하므로 일렬 배치된 교대 말뚝기초의 변위 가능성을 최소화하기 위하여 교대부 성토작업은 말뚝항타 공정 이전에 완료하도록 한다. 성토범위는 교량시점과 종점으로부터 약 50m 전후방 구간내에 시공되는 양측 교대의 성토부는 교대기초 저면으로부터 1m 상단 높이까지 실시된다. 이는 항타작업으로 인하여 지반면으로부터 1m 하부까지는 지반이 교란되는 것을 고려한 깊이이다. 항타가 완료되면 상부 1m의 교란된 지반을 제거하여 불교란 기초지반면을 확보한다. 최대 성토하중을 사전에 재하하기 위하여 계획된 노체 상면까지 성토를 실시하여야 하나 연결 도로부와의 성토공정 및 말뚝항타 작업의 시공성 확보가 필요한 경우에는 교대 기초저면까지 성토작업을 완료할 수 있다.

성토구간의 다짐은 고속도로공사 전문시방서 규정에 따라 사전에 시험성토를 실시하여 알맞은 다짐장비, 다짐방법, 시공관리체제 등을 검토하여 효율적인 다짐을 유지하도록 한다. 교대부 성토구간에 적용되는 다짐은 일반성토 구간의 다짐규정을 적용하도록 한다.

3.4.3 다짐관리

3.4.3.1 흙의 다짐관리기법

현장에서 적용되는 다짐관리기법에는 여러 가지가 있으나 가장 일반적으로 사용되는 방법은 현장 들밀도시험(Field Density Test), RI시험, 평판재하시험, 콘지수 등에 의한 방법이 있다. 현재 한국도로공사 전문시방서(1998) 제시된 다짐관리기법과 기준은 표 A3.4와 같다.

표 A3.4 다짐관리기준(한국도로공사 전문시방서, 1998)

구분			노체		노상	뒤채움
			압성토	일반성토		
1층 다짐 완료 두께(cm)			60	30	20	20
다짐도(%)			-	90 이상	95 이상	95 이상
다짐방법			-	A, B	C, D, E	E
평판재하	아스팔트포장	침하량(cm)	0.125	0.25	0.25	0.25
		지지력 계수 ($k_{30} = \text{kg/ cm}^3$)	20	15	20	30
	시멘트 포장	침하량(cm)	0.125	0.125	0.125	0.25
		지지력 계수 ($k_{30} = \text{kg/ cm}^3$)	20	10	15	30
* 뒤채움은 포장형식에 관계없이 유의 침하량 0.25cm에서 지지력계수 30kg/ cm ³ 이상 확보						

3.4.3.2 성토부의 다짐관리

교대는 고결화된 풍화토까지 터파기하여 다짐장비로 면을 고른 다음, 터파기 측면 지반은 층따기를

하면서, 30cm 성토 두께로 최종 지반면까지 노체다짐기준으로 다짐을 실시한다. 성토 완료후에 성토 지반과 양질의 지지층의 다짐상태와 지층구조를 알아보기 위하여, 시추조사 및 현장시험을 실시한다. 뒷채움부는 교대면으로부터 배수층 구간, 완충구간 및 본선성토구간으로 구분한다.

배수층은 온도 팽창/수축 등에 의한 교대의 수평 이동시 입자간의 상호 역물림작용(interlocking)이 이를 저해하지 않도록 점착력이 없고 내부마찰각이 작으며 입자가 비교적 둥근 재료(일명 SB-3)를 이용하여 느슨하게 채운다. 완충구간은 본선 성토구간과 배수층 구간을 연결하는 구간으로 1톤 컴팩터로 느슨한 다짐을 하거나 무진동다짐으로 채운다. 완충구간과 배수층 사이에는 부직포를 설치하여 노상층으로부터 세립분의 유입을 막고(분리 및 차단의 기능) 원활한 배수(필터기능)를 도모한다. 그림 A3.5는 진동롤러 다짐구간과 완충구간, 배수층 시공 모식도이다.

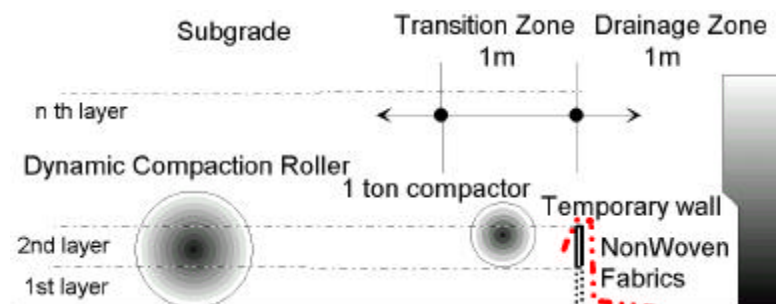


그림 A3.5 뒤채움 및 노상층의 다짐시공 모식도



사진 A3.1 배수층, 무진동 다짐구간 시공 광경

3.4.4 교대 말뚝기초

무조인트교량에 사용되는 말뚝은 강관말뚝 대신에 온도신축 변위 발생시 파일의 유연성을 확보하기 위하여 H형강 말뚝을 사용한다.

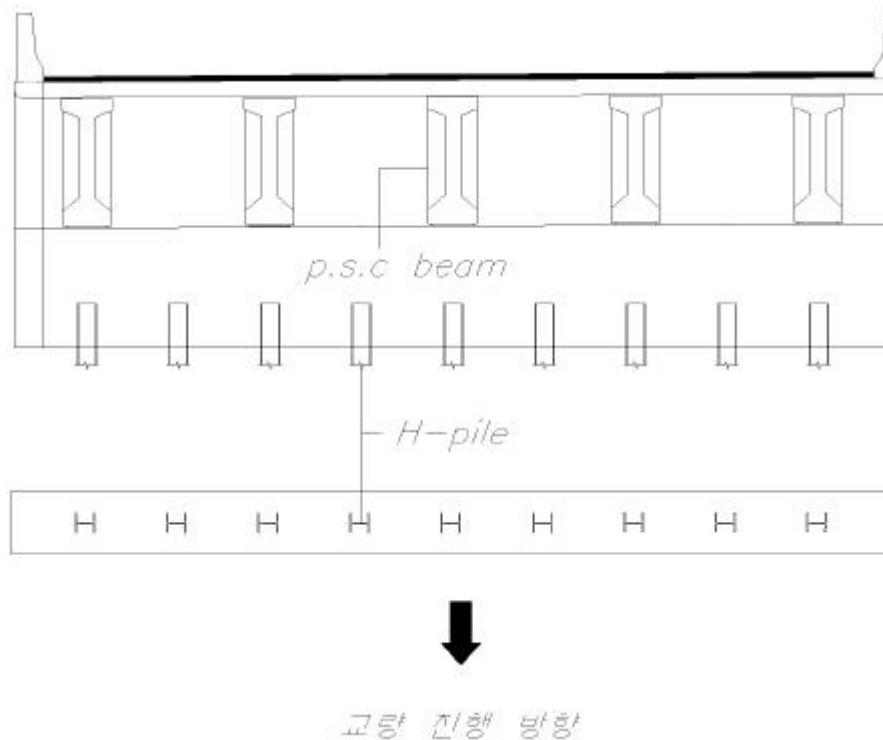


그림 A3.6 무조인트 교량에서의 말뚝 배치 예

3.4.5 H형강 말뚝이음

3.4.5.1 말뚝본체 이음

말뚝이음에는 볼트이음과 용접이음이 있다. 용접이음은 아크용접이음과 CO₂용접이음이 있다. 현장용접이음에서는 그림 A3.7과 사진 A3.2와 같이 반자동 아크용접이 용접성이 좋아 주로 많이 사용된다.

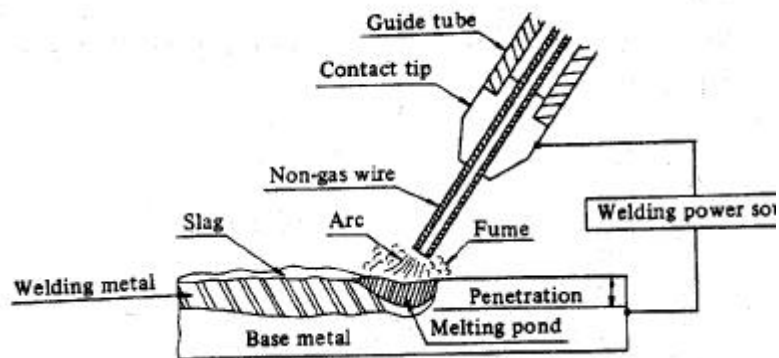


그림 A3.7 아크 용접

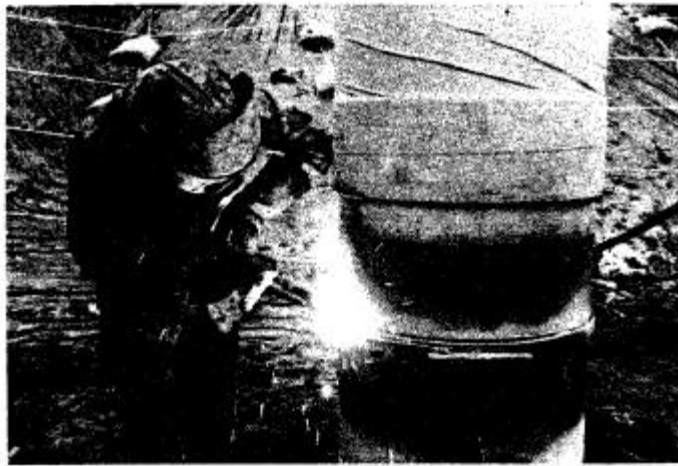


사진 A3.2 반자동 용접

용접에 의한 연결시 용접부는 모재와 같은 정도의 강도를 갖는다. 그리고 CO₂ 용접은 아크용접 보다 충격강도가 크며 용접외관이 좋지 않으므로 숙련공이 필요하다. 또한 현장에서 CO₂ 용접을 할 때 바람에 주의하여야 한다.

H형강 말뚝이음에는 볼트로 연결하는 '볼트이음'과 '용접이음'이 있다. 용접이음에는 말뚝본체를 서로 맞대어서 용접하는 '맞대기 용접방법'과 철판을 사용한 붙임 용접방법'이 있다. 맞대기 홈용접방법으로 덧대기 보강판으로 용접부위를 보강하여 실시하며 용접 작업시 용접물 안으로 슬러그가 들어가지 않도록 최대한 주의하여 용접을 실시하여야한다. 맞대기 홈용접 방법의 현장용접장면과 표준도는 각각 사진 A3.3과 그림 A3.8과 같다.



사진 A3.3 H형강 말뚝의 맞대기 용접이음

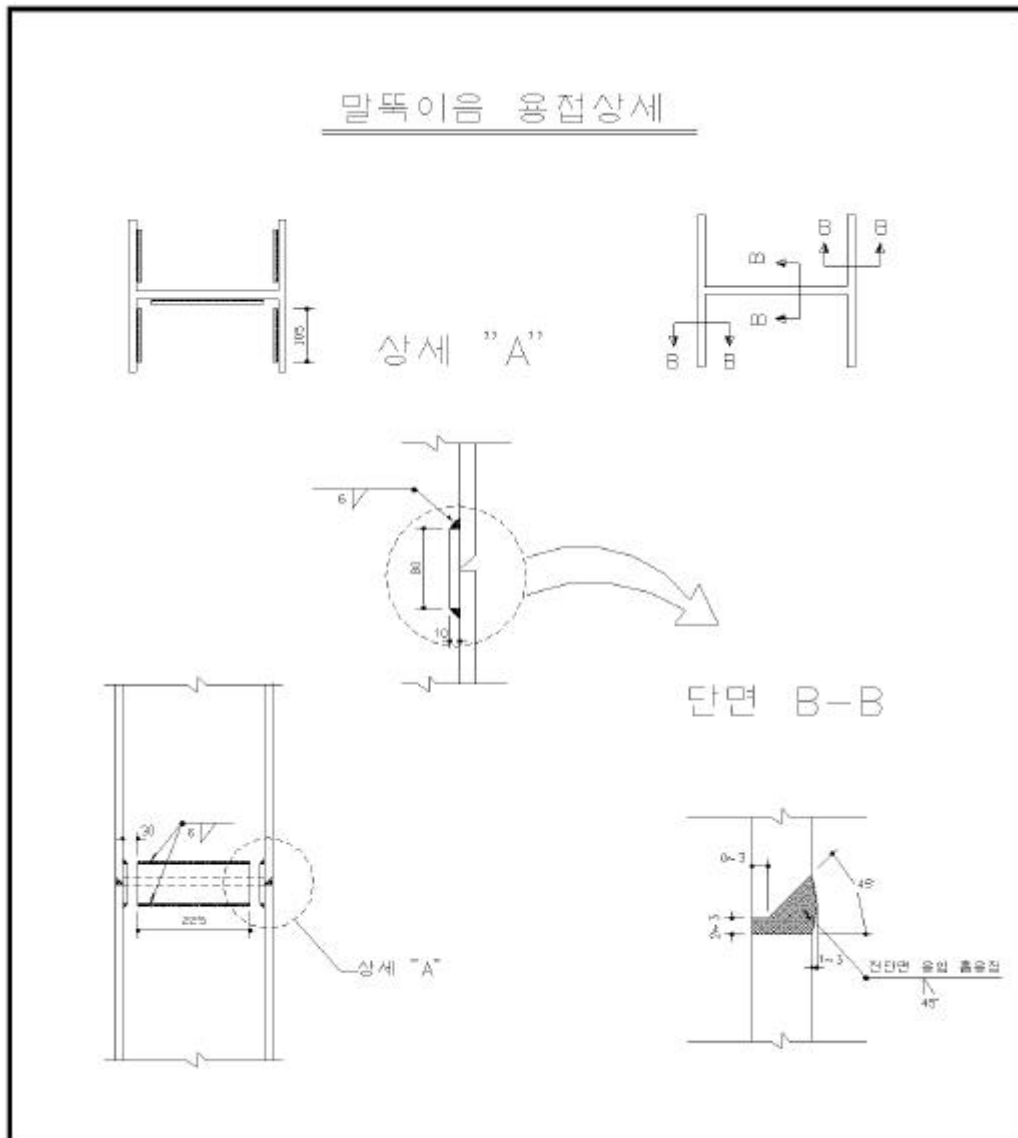


그림 A3.8 H형강 말뚝이음 상세도

말뚝이음은 전단면 용입용접(full penetration butt weld)으로 연결한다. 또한 말뚝 용접이음의 수는 가능한 최소로 하며 이음수에 따른 말뚝재료의 강도저하를 고려하여야 한다. 말뚝이음 용접작업은 작업자의 신장을 고려하여 너무 낮거나 높은 곳에서 용접을 할 경우 용접의 품질이 떨어지기 때문에 지상면에서 최소 1.5m 위에서 실시하도록 하며 특히 용접이음시 사용되는 말뚝의 길이는 최소 3m 이상이 되도록 한다.

아크용접이음은 CO₂ 용접보다 충격강도가 낮지만 비파괴검사인 초음파 탐상법(UT; ultrasonic test)이나 방사선 투과시험(RT; radiographic test)을 합격하려면 숙련공이 용접을 하여야 하며, 다른 방법에 비하여 일반적으로 가격이 저렴하다.

용접부의 이음검사는 UT 검사와 육안검사를 병행하여 실시하도록 한다. 용접 이음부가 UT검사에 합격된 경우에도 50회 향타를 실시한 후 향타를 중지하여 말뚝 용접이음부에 대한 육안검사를 실시한다. 단, 50회 향타 이전에 용접 이음부가 지반에 매입되는 경우에는 이음부가 지반으로 매입되기 직전, 향타를 중지하고 이음부를 검사한다.

3.4.6 말뚝의 선단보강

말뚝 선단보강은 고강도 H형강 말뚝을 단단한 층에 관입시켜 높은 선단지지력을 얻고자 할 때 사용하는 방법이다. 고강도 H형강 말뚝은 관입저항력이 작아 선단부와 주변부의 다짐량이 작기 때문에 느슨한 사질토지반에서는 선단지지 말뚝으로 설계 및 시공하여야 한다. 그리고 느슨한 사질토층 아래에 바로 암반이 분포하는 경우 또는 지지층이 얇아 암반층까지 관입시켜야 할 경우에는 말뚝선단보강이 필요하다. 또한 연약 점성토지반 바로 아래에 암반이 분포할 때도 선단지지력 증대 및 선단부 고정을 위한 말뚝선단보강이 필요하다.

고강도 H형강 말뚝의 선단부에 여러 가지 모양의 플레이트를 용접하여 관입저항력이 말뚝의 전단면에 분포하도록 한다. 그림 A3.9, A3.10, A3.11은 선단보강사례를 보여준다. 특히 그림 A4.11은 말뚝 선단에 L형강과 보강판을 덧대어 용접하였다. 사진 A3.4는 본 구조물에 사용한 H형강 말뚝의 선단부 보강 사례를 보여준다.

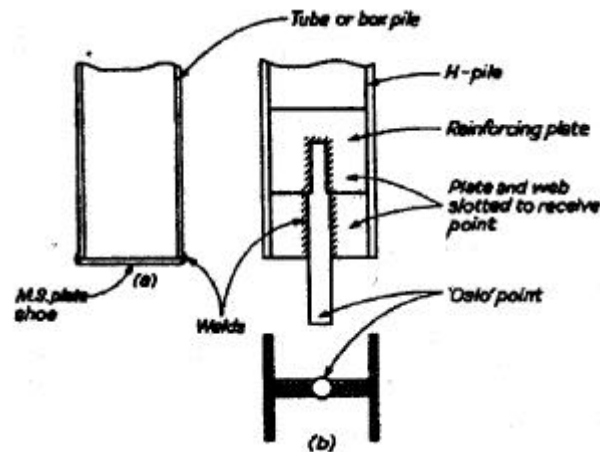


그림 A3.9 H형강 말뚝의 슈형태

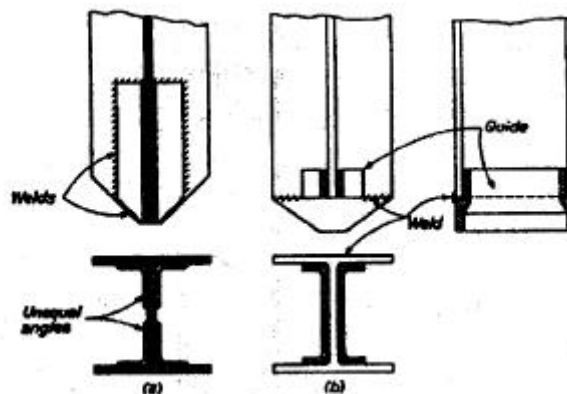


그림 A3.10 H형강 말뚝의 선단보강



사진 A3.4 H형강 말뚝의 선단보강

3.4.7 교대형식 (Stub Type : 난쟁이 교대)

벽체식 교대(wall type abutment)를 주로 사용하는 일반 조인트 교량과 달리 무조인트 교량은 난쟁이 교대(stub type) 형식을 사용한다. 이는 교대 구체의 사하중의 감소, 상부구조 팽창시 교대배면의 수동토압 저감시켜 온도신축 작용을 효과적으로 처리하기 위한 방법이다. 일반적으로 교대의 높이가 8.5m에 이르는 매우 큰 단면의 역 T형 벽체 교대로 설계되어 있으나 이를 단부 격벽(end diaphragm)의 개념을 가진 난쟁이 교대를 적용하여 무조인트 교량으로 설계한다. 또한 구조 거동상 수동토압에 대한 설계와 단부 격벽의 일체 거동을 보장할 수 있는 철근과 교대 상부의 부모멘트를 대비하여 교대배면의 철근을 연장하여 배치하는 개념을 적용하였다. 이것은 교대 설계시 주동토압 효과만을 고려하는 역 T형 교대와 상이한 것이다. 따라서 뒤채움재는 수동토압의 영향을 최소화 하기 위하여 점착력이 작고 내부마찰각이 작은 쇄석 골재를 사용하게 된다. 이는 뒤채움부에 우수가 침투하여 토압에 영향을 미칠 경우, 교대가 접속 슬래브 방향으로 이동하고자 할 때 이에 저항하는 역할을 하게 된다. 이 영향을 최소화하기 위하여 자연배수가 용이한 골재를 사용하고 교대 배면 하단에는 직경 200mm의 유공관을 설치하여 침투수를 원활히 배출할 수 있게 한다.

교대는 하부교대벽체와 상부교대벽체로 나누어 콘크리트를 타설한다. 하부교대 벽체는 H형강 말뚝을 매입하여 추후 주형을 거치할 수 있도록 만들어지는 교대벽체 부분을 지칭하며 또한 상부 교대벽체는 주형을 거치한 후 교대와 주형이 일체화되는 교대부분을 지칭한다. 그림 A3.12와 같이 H형강 말뚝 시공 후에 하부교대벽체를 타설하고 그 상면에 탄성고무판을 놓고 PSC Beam을 거치한다. 상부 교대벽체를 타설하여 일체화된 교대를 시공한다.

3.5.1 교대 시공 조인트

교대 벽체의 시공(콘크리트 타설)에 있어서 PSC Beam 시팅부와 교대 2차 벽체의 타설시 발생되었던 문제는 처음 콘크리트를 교대부에 타설하기 전 모르타르를 사용하여 공극의 발생을 최소화하고 이 부분의 강도를 확보하도록 조치하여 시공하였다. 양생 완료 후 거푸집 탈형 결과, 시공 조인트부에서 일부분의 공극이 발생한 부위가 없지는 않았으나 품질이나 강도는 우수한 것으로 판단되었다. 본 시공 경험을 바탕으로 추후 무조인트교량의 이러한 1차와 2차 교대 벽체 타설간의 방법에는 아래의 설계 및 시공법을 추천한다.

1. 설계시 PSC Beam 거치를 위하여 발생하게 되는 1차 및 2차 교대 벽체의 시공조인트부에 시공시 모르타르의 용이한 주입과 콘크리트 강도 및 수밀성 등의 품질을 확보하기 위하여 PSC Beam 이 거치되는 1차 교대벽체 시팅부에 단차를 주어야 하는 경우에는 아래의 그림에서와 같이 콘크리트 블록으로 단차를 주어 설계하도록 한다.

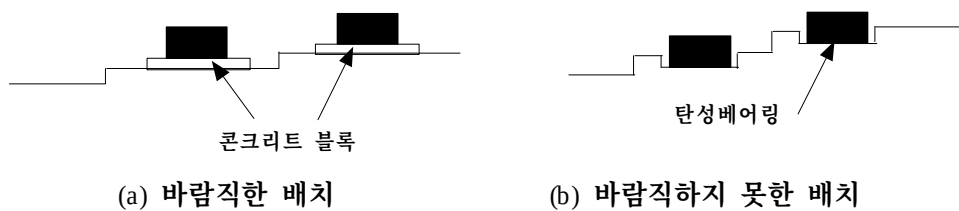


그림 A3.14 1차 교대 단차면 설계 방법

2. 콘크리트 타설 시공시 너무 많은 양의 모르타르 주입은 시공 조인트부에 강도를 저하할 수 있으므로 가능한 한 높이 3cm 정도의 모르타르 양을 계산하여 주입하고 너무 많은 진동기 사용도 피해야 재료분리 현상이 발생하지 않는다.
3. 시공조인트가 발생하는 1차 교대 및 2차 교대의 접합면은 교대배면에 방수시트를 시공하여 뒷채움부에서 교대 전면으로 발생할 수 있는 누수현상을 방지하도록 한다.

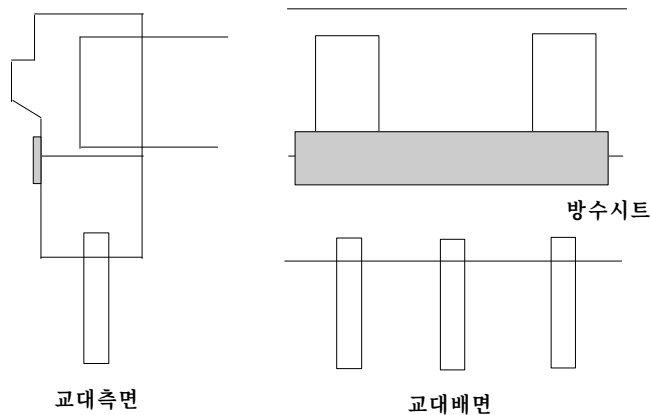


그림 A3.15 교대배면 방수시트 부착도



사진 A3.5 교대배면 방수시트 시공모습

3.5.2 PSC 빔 제작 및 거치

PSC Beam은 온도신축 변위에 대한 교대와 접속 슬래브의 저항으로 상부구조에 종방향으로 저항력을 발생한다. 따라서 이러한 힘은 PSC Beam 부재에 압축력을 유발하게 되므로 이를 수용하기 위하여 PSC Beam 부재의 연결부에 보강철근을 배근하여 일체성을 확보한다. 배근을 위한 추가 철근은 PSC Beam 제작시 이를 사전에 배근하여 제작한 후, 이를 절곡하여 PSC Beam을 거치한 후 연결부를 콘크리트로 타설한다.

3.5.2.1 중간격벽의 철근 배근

교대 및 교각에 빔을 거치 후 중간격벽을 사진 3.6과 같이 시공한다. PSC Beam 단부 하단의 철근은 용접으로 연결하여야 하나, 용접이 어려운 경우에 중간격벽 횡철근을 상호 연결하는 추가철근(Hooked Bar)을 배근할 수 있다. 시공과정에서 이러한 연결철근의 이음이 설계도면에 따라 시공할 수 없는 경우에 연결철근 설계시에는 철근의 배근위치를 재조정하거나 커플러를 사용하는 방법이 바람직하다.

무조인트 교량은 교대가 파일에 의해서 지지되어 있으며 빔과 상판이 팽창, 수축시 교대가 저항하는 개념이 성립되므로 빔의 연결 부위에 인장과 압축력이 발생할 수 있다. 이와 같은 인장력은 활하중에 의한 모멘트, 건조수축, 프리스트레싱 긴장력에 의한 크리이프, 온도차에 의한 캠버링 효과 그리고 기온 하강시 교대의 구속 등에 의하여 발생할 수 있다. PSC Beam의 연결철근은 빔 사이에 발생 가능한 인장력을 저항시키기 위하여 설치된다.



사진 A3.6 PSC Beam 단부에서의 중간격벽 철근배근 및 빔단부 연결철근의 모습

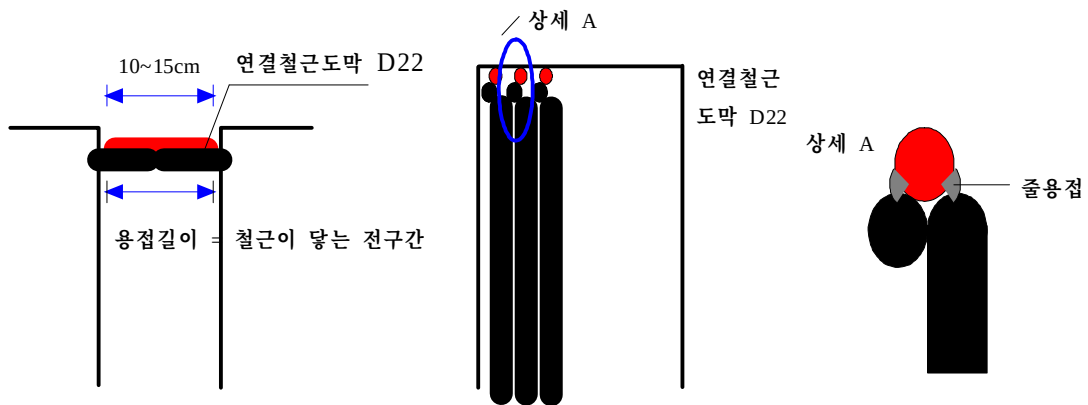


그림 A3.17 PSC Beam 단부 상단의 연결철근 용접 모식도



그림 A3.18 빔 측면 보강철근 (hooked bar) 모식도

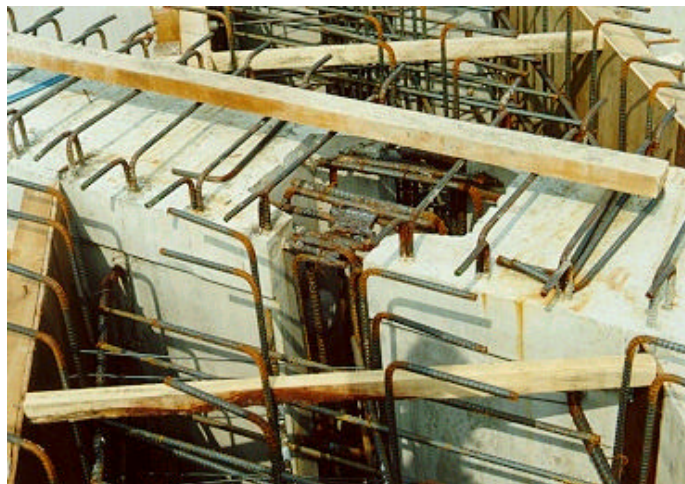


사진 A3.7 하부 연결철근 이음보강을 위하여 사용된 추가철근(hooked bar)의 모습

3.5.2.2 중간격벽의 콘크리트 타설

PSC Beam 중간격벽의 타설은 기존의 일반 조인트교량에서 사용하는 방법과 동일한 방법으로 진행한다. 그러나 무조인트교량은 조인트교량과는 다르게 중간격벽을 우선 타설하고 양생이 끝난 후 단부의 격벽과 부모멘트부의 상판 순서로 콘크리트를 타설하도록 권장하고 있다. 이와 같은 타설 순서를 제외하고 타설방법에 대하여는 기존의 타설 방법을 그대로 사용하여 시공한다.

3.5.3 Shear Key

무조인트 교량에서 교각은 상부구조물에 일체로 되어 있거나 독립되어 있다. 일반적으로 조인트 교량에서는 교량의 횡방향 변위를 제어하기 위하여 교량 중앙부에 일방향 베어링이나 고정베어링을 설

치한다. 이러한 일방향 고정베어링은 양방향 베어링보다 그 설치가 매우 복잡하고 가격도 상대적으로 높다. 이러한 단점을 해소하기 위해 무조인트 교량에서는 상부구조가 교대에 연결되어 있는 것을 이용하여 교각지점에서 간단한 콘크리트 블록(shear key)을 이용하여 이러한 횡방향 변위를 제어할 뿐만 아니라 지진시에 상부거더(PSC Beam)의 탈락을 방지하는 두가지 역할을 수행한다(그림 A3.19 참조). Shear Key를 설치함에 따라 무조인트 교량에서는 일반조인트교량에서 사용하는 고정슈나 일방향 슈를 사용할 필요가 없게 되고, 설치비가 싸고 설치가 용이한 양방향 슈를 사용한다.

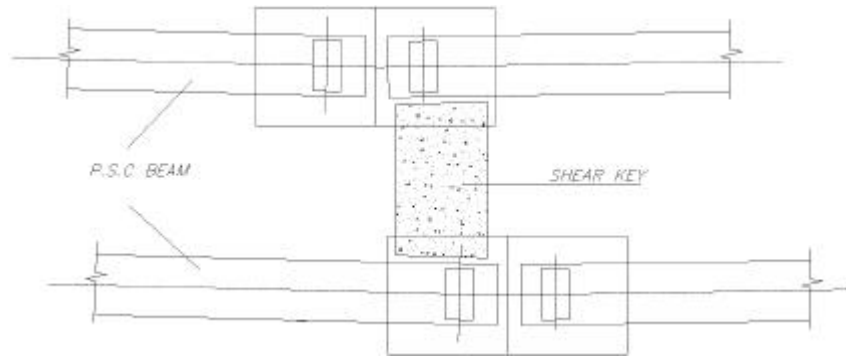


그림 A3.19 Shear Key 배치도

3.5.4 바닥판의 시공

슬래브 시공은 기존 교량과 별다른 차이점을 나타내고 있지는 않으나 상부의 균열 및 교대의 허용 변위를 고려하여 시공하여야 한다. 따라서 각 지간내의 가로보 콘크리트를 타설한 후, 각 지간내 상판 슬래브를 타설한다. 다음 교각부의 가로보와 상판슬래브를 타설하고 교대부 가로보와 상판 슬래브를 주형과 일체로 타설한다.

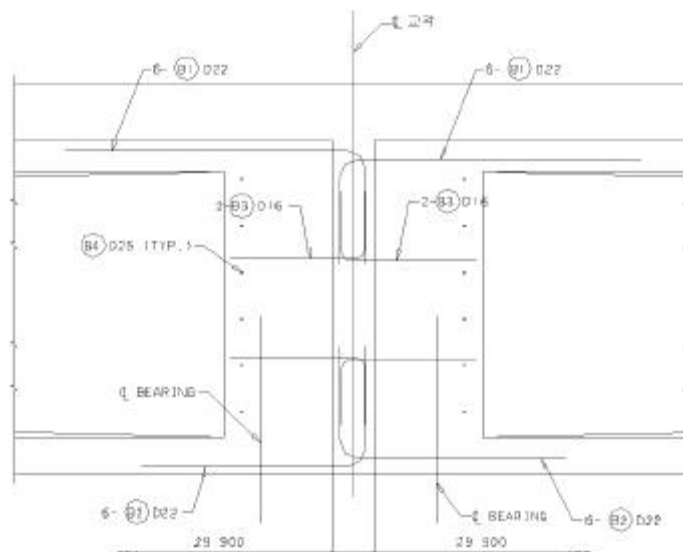
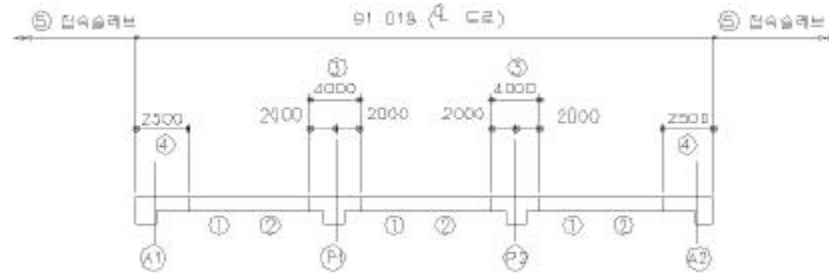


그림 A3.20 PSC Beam의 연결부 추가철근



- 상부 콘크리트 타설은 다음순서에 의한다.
- ① 각지간내 가로보 콘크리트 타설
 - ② (※) 각지간내 갈판 슬래브 콘크리트 타설
 - ③ (※※) 교각부 기보보와 양면 슬래브 콘크리트 타설
 - ④ (※※) 교각부 기보보와 양면 슬래브 콘크리트 타설
 - ⑤ 연속슬래브 타설
 - (※) 기보보는 양면 슬래브 타설전 일괄 준공
 - (※※) 콘크리트 타설 ② 시공후, 당일에 즉시 타설가능
그러나 ② 타설후 1주일후에 불가

그림 A3.21 상부슬래브 콘크리트 타설순서

3.5.4.1 바닥판의 철근배근

무조인트교량의 바닥판의 철근 배근은 기존의 일반 조인트교량의 바닥판의 철근 배근과 거의 일치한다. 그러나, 무조인트교량은 바닥판 단부와 교대가 연결되므로 교대 단부의 철근 배근이 상이하므로 시공시 배근 작업자의 철저한 감독과 품질관리가 요구된다.

3.5.4.2 콘크리트 타설 및 양생

상부 바닥판 콘크리트 타설 순서는 구조물에 작용하는 내력을 최소화하기 위하여 시공순서를 반드시 준수하여 시공하도록 하여야 한다. 연속보 형식 교량의 콘크리트 타설시에는 사하중이 발생하는 교대 단부의 부모멘트를 해소하기 위하여 정모멘트 구간 타설 후 부모멘트 구간을 타설하도록 권장하고 있다. 콘크리트 타설 시기와 Deck Finisher의 일방향 진행성 문제, 인력 타설의 품질문제 등을 고려하여 그림 A3.22와 같이 바닥판 콘크리트 타설 순서를 적용한다.

두동교 상부 바닥판 콘크리트 타설 순서

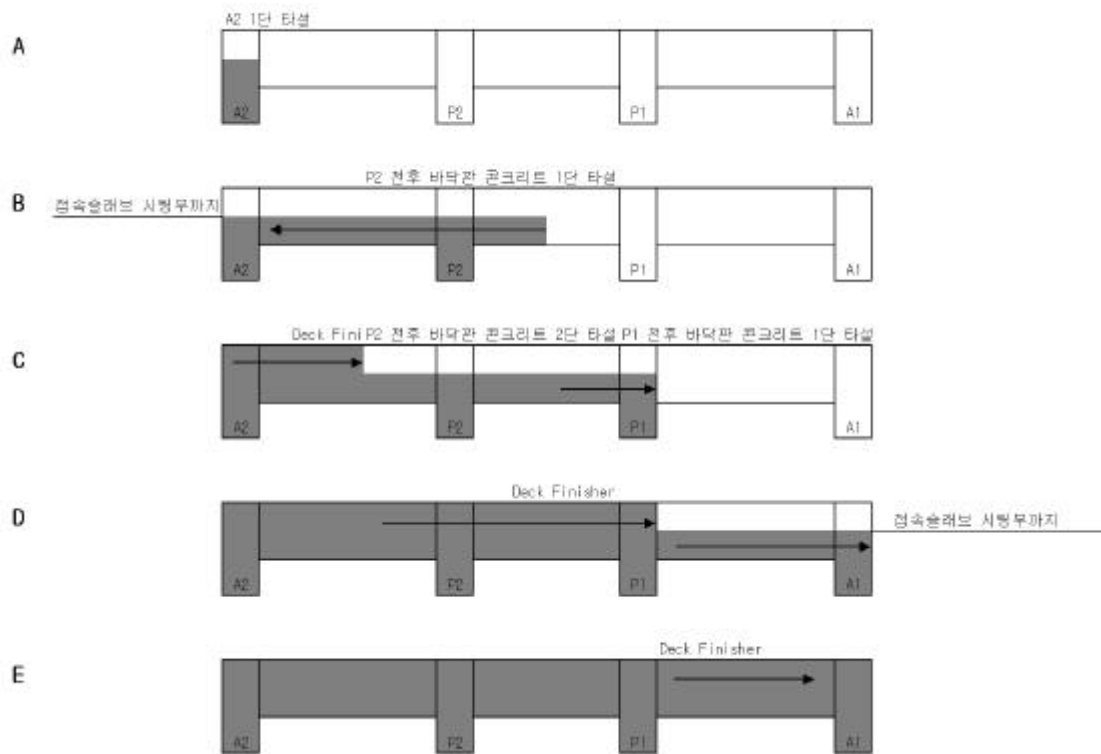


그림 A3.22 평촌1교 상부 바닥판 콘크리트 타설 순서



사진 A3.8 하부구조와 상부주형을 일체화시키는 교대부 콘크리트 타설 전경

3.6 부대시설

3.6.1 Cyclic Control Joint

무조인트 교량에서 중요한 특징중의 하나는 온도에 의한 변위를 교대와 뒷채움, 말뚝의 유연성을 이용하여 흡수한다는 개념이다. 또한 나머지 잔류변위는 접속슬래브를 통하여 접속슬래브 끝단에 있는 Cyclic Control Joint에 의해서 해소된다. 접속슬래브를 통하여 변위를 잘 전달하기 위해 접속슬래브와 보조기층사이에는 P.E 막을 설치하여 접속슬래브와 보조기층 사이의 마찰력을 최소로 한다. 아래 그림 A3.23은 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 있는 Cyclic Control Joint의 Cyclic 거동을 나타내고 있다.

본 설계에서는 국내 4차선 이상의 도로교에 일반적으로 사용되는 접속슬래브와 완충슬래브를 그대로 적용하여 교량부에서 발생한 응력을 해소하도록 하였다. 교량부에서 발생한 응력으로 인한 변위는 접속슬래브와 완충슬래브 사이에 약 30cm 정도의 간격을 두고 그 사이를 일반 아스팔트 콘크리트로 채우도록 하였다. 접속슬래브의 변위 발생시 이동을 용이하게 하기 위하여 콘크리트로 받침슬래브를 타설하도록 하였다.

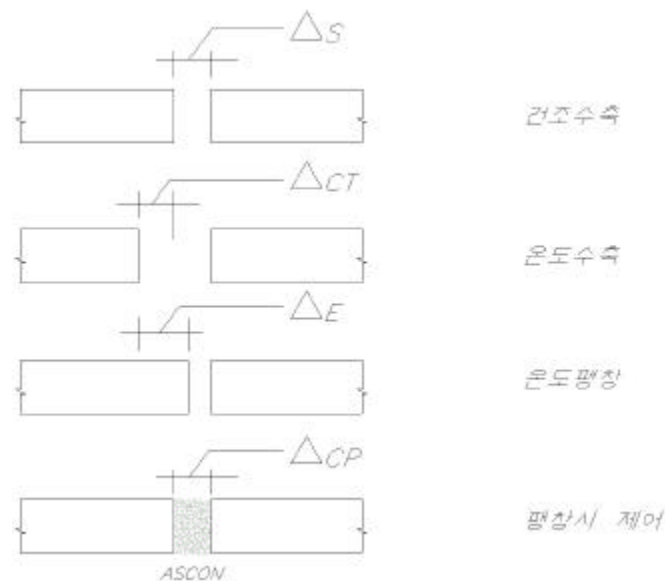
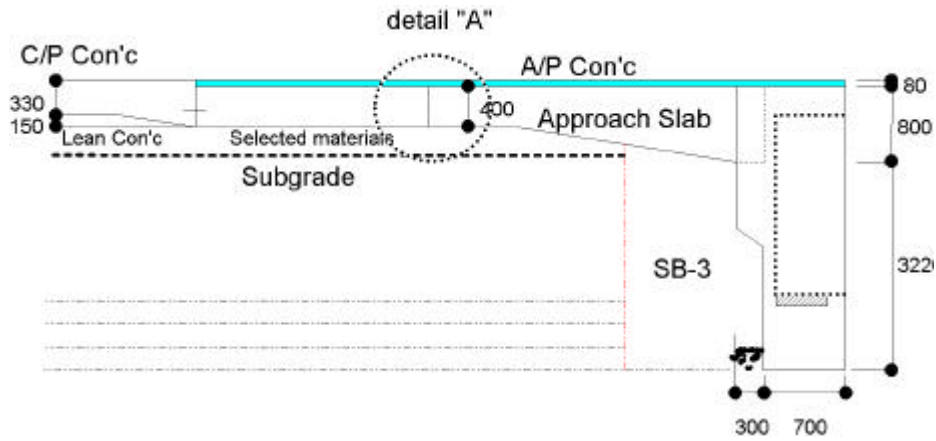
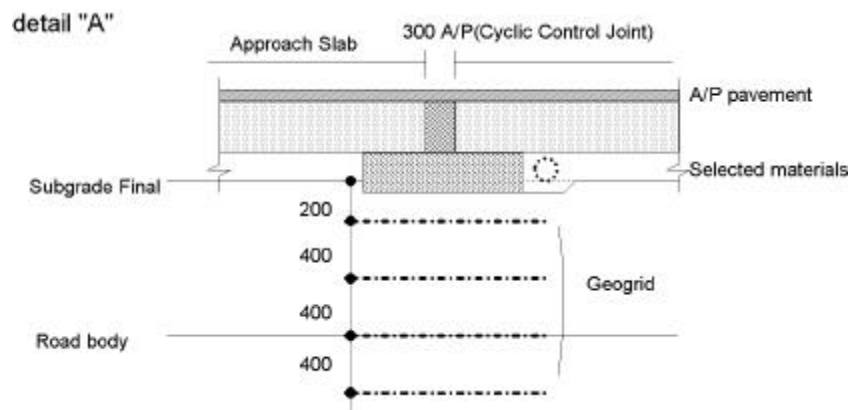


그림 A3.23 Cyclic Control Joint의 Cyclic 거동

교대부의 상세도는 그림 A3.24와 같고 접속슬래브와 완충슬래브 접속구간에 설치되는 받침 슬래브 부의 침하억제를 위해 그림 A3.24(b)와 같이 지오그리드(geogrid)를 40cm 연직 간격으로 4층을 설치하여 보강해도 좋다.



(a) 교대부 상세도



(b) 지오토크 보강부 상세도

그림 A3.24 교대부 성토 및 받침슬래브 보강 모식도

도 서 정 보

1. 연구보고서 번호 : 도로연 01-12	2. 도서목록번호	3. 수령번호	
4. 제 목 계측에 의한 무조인트교량의 장기 거동 계측	5. 발간년월일 : 2001년 12월		6. 연구수행 기관명 코드
	8. 연구보고서 발간번호		
7. 연구담당자와 소속연구실 지반연구실 김성환, 박영호, 정경자	10. 사업분류코드		
9. 연구수행기관 또는 부서 한국도로공사 도로연구소	11. 계약 또는 인가번호		
	13. 연구기관과 보고형태		
12. 연구제안 부서 또는 기관명 도로연구소	14. 연구의뢰 기관명코드		
15. 기타사항			
16. 요 약 : 국내 최초로 시공 중인 일체식 교량(무조인트 교량)의 온도변화에 따른 신축거동 등 전반적인 성능 평가와 현장 적용성을 확인하기 위해 말뚝, 교대 및 교대배면, 상부슬래브에 계측기를 매설하여 장기계측을 수행하였다. 상부구조의 시공을 고려한 2, 3차원 구조해석을 실시하여 교량의 거동을 예측하고 계측결과와 비교 검토하였다. 그 결과는 다음과 같다. 상부구조물의 신장량에 따른 교대 배면의 최대수동토압 크기는 고전적인 토압크기의 약 1/6배 정도였고, 토압분포는 고전적인 삼각형 토압분포가 아니라 거의 직사각형 분포를 보였다. 이는 교대 배면의 형상에 따른 것으로 판단된다. 그리고 상부구조물의 신축량에 따른 교대 배면토의 횡방향 지반반력정수를 제시하였다. 교대부의 H 말뚝 수평재하시험 결과를 향타시 함몰부의 지반조건을 고려한 선형 및 비선형 수치해석결과와 비교 검토하였다. 여러 가지 방법으로 수평지반반력계수, k값을 산정하여 이를 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델에 적용한 결과, 계측결과와 유사한 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선을 얻었다. 말뚝머리 수평하중-변위 관계 곡선에서, 함몰부의 영향을 고려하여 두개의 지층으로 구분하여 Murchison & O'Neill의 $p-y$ 모델로 해석한 말뚝머리 수평하중-변위 거동이 다른 모델에서 구한 것보다 실측값에 더 유사한 거동을 보였다. 수평하중 9ton까지의 결과에서는, Bowles의 선형해석이 비선형 해석보다 실측값에 접근하였다. 말뚝의 장기 횡방향 경사각과 비선형 수치해석이 가장 잘 맞는 말뚝머리하중에 따른 말뚝머리 수평변위, 말뚝의 최대 휨응력과 최대 휨모멘트 거동은 탄성거동을 보였다. 그리고 비선형 말뚝해석으로 구한 최대 수평력의 크기는 8~12.4tonf 이었다. 또한 비선형 해석과 신축조절장치에서 구한 말뚝머리 최대변위량은 각각 9~10.1mm와 8.8~10.9mm로 잘 일치하였다. 성토지반에 타입된 H 말뚝의 연직방향과 횡방향에 대한 지반반력정수를 비선형 수치해석으로 제시하였다. 무조인트 교량의 성능 평가를 위한 교량 거동 분석의 기본 자료를 제공하기 위하여 교량의 정적 재하 시험 및 동적 재하 시험을 실시하였고, 범용 구조해석 프로그램인 STRAND7을 사용하여 3차원 구조해석 모델인 Frame-shell model을 개발하여 그 타당성을 검토하였다. 이처럼 斜角이 60° 인 무조인트 교량에서는 일반 사교에서처럼 지점반력인 말뚝 축력뿐만 아니라, 말뚝 두부의 변위량도 예각부보다 둔각부에서 크게 나타난다. 변형율의 검토는 일자별 시공현황을 검토하여 공정이 마무리가 되고, 변형율계의 값이 안정적으로 측정되는 시기를 기준으로 하였고 교량의 신장과 수축을 검토하기 위해서 교축 방향의 변형율계를 분석 검토 하였다. P.S.C.빔 주형 하면에 부착한 변형율계 중 중앙경간과 측경간의 중간 주형에 부착된 변형율계의 값은 온도변화와 밀접한 상관 관계를 보이며 또한 온도해석에 의한 계산변형율과 아주 잘 일치함을 보인다. 측정값 및 접속 슬래브 끝단의 변위는 접속 슬래브와 완충 슬래브의 유격을 Joint Meter를 이용하여 변위량을 측정하였다. 대기온도의 변화로 온도하강에 의한 교량의 수축 거동은 $\Delta 30^{\circ}\text{C}$로 온도하강에 의해 교대부의 변위는 약 10mm가 측정되었고 무조인트 교량이 잘 거동하고 있음을 직접적으로 확인할 수 있었다. 마지막으로 평촌1교의 시험시공을 통해 무조인트 교량의 설계와 시공 지침을 마련하였다.			
17. 키워드: 무조인트 교량, 장기계측, H말뚝, 구조해석, 다짐			18. 발행부서 및 배포구분
19. 비밀구분	20. 비밀페이지	21. 총페이지 334	22. 가격

INFORMATION

1. Report No. HRC 01-12	2. Accession No.	3. Receipt No.	
4. Title and Subtitle The Long-term Behavior of the Integral Abutment Bridge by Field Instrumentations		5. Report Date : 2001. 12.	
		6. Performing	
7. Researchers Geotechnical Research Division Kim, SungHwan, Park, YoungHo, Jung, GyungJa		8. Performing Organization Report No.	
9. Performing Organization Name or Department Highway Research Center		10. Work Unit Code	
		11. Contract or Grant No.	
12. Sponsoring Agency Name and Address Highway Research Center		13. Type of Report and Period Covered	
		14. Sponsoring Agency	
15. Supplementary Note			
16. Abstract : Overall performance of bridge such as the long term behaviors of H pile, slab and abutment will be evaluated especially. For this evaluation, several types of gages are installed such as strain gages, earth pressuremeter, tiltmeter, inclinometer, and jointmeter on the main structural components. Furthermore, 2D and 3D numerical analysis are performed with various conditions. As results, maximum passive earth pressure behind integral bridge abutments centerline with lateral movement of superstructure is about 1/6 of classic Rankine's earth pressure. And its distribution is not triangular but rectangular shape due to shape behind integral bridge abutments. Also modulus of horizontal subgrade reaction, K_H of soils behind integral bridge abutments is presented with lateral movement of superstructure. Long term behavior of inclinometer installed at piles is in accord with behavior of nonlinear p-y curves. Maximum lateral displacement at pile head, maximum stress and maximum bending moment of pile are shown elastic behavior. And maximum lateral load is 8~12.4tonf per pile according to the curves. Also maximum lateral displacement obtained from the numerical analysis is 9~10.1mm and is consistent with 8.8~10.9mm which is the displacement of jointment installed at the cyclic control joint. Modulus of vertical and horizontal subgrade reaction, K_V and K_H are presented using the nonlinear p-y curves of driven H piles in embankment. Static and Dynamic Load Test was performed to offer the fundamental data of the integral behavior analysis for the evaluation of the integral bridge. Frame-shell model was developed as the 3D structural analysis model to be verified by comparison with the load test. The integral bridge with skew angle of 60° represents the higher in obtuse part than in acute part for the pile axial forces and the larger in obtuse part than in acute part for the pile head displacements. A datum point for the strain is set up at the time of the stable data acquisition by examining the construction sequences, and the expansion and contraction of integral bridge is investigated depending on the strain gages in the longitudinal direction. The values of strain gages attached on the P.S.C. beam bottom face of the center and side span show good correlations with the temperature changes, and good agreements with the strains calculated in Frame-shell model. The displacement of the upper part of the abutment connecting the approach slab is measured by using the Joint meter, which measures the displacement of 10mm by the temperature decrease $\Delta 30^\circ\text{C}$. It confirms the favorable behavior of the integral bridge. Finally, design and constructure guide line are made as test results of full integral bridge abutment such as Pyongchon 1 bridge.			
17. Key Word : Integral Abutment Bridge, Instrumentations, H Pile, Structural Analysis, Compaction		18. Circulation and Distribution Statement	
19. Security Classify	20. Security Page	21. No. of Page 334	22. Price

본 연구는 한국도로공사 도로연구소에서 수행한 연구성과물로
서 정부와 공사의 정책이나 견해와는 관계없으며, 공사의 승인
없이 연구내용의 일부 또는 전부를 다른 목적으로 이용할 수
없습니다.

발행처 : 한국도로공사 도로연구소

우편번호 : 461-703

주소 : 경기도 성남시 수정구 금토동 293- 1

전화 : 02) 2230-4643

FAX : 02) 2230-4068

발행월 : 2001년 12월