

머 리 말

교량은 도로를 연장하는 주요 구조물로서 국가 교통망의 중추적 역할을 수행하여 산업 및 경제 발전에 많은 기여를 해오고 있습니다. 근래에 들어서는 환경친화적인 요소가 대두되면서 여객과 화물을 수송하는 기능적 역할 뿐만 아니라 지역을 대표하는 상징적 구조물로서의 미학적 기능을 요구받고 있습니다.

이번 개정에서는 그동안 제·개정된 각종 규칙, 기준 그리고 최근 연구성과 등을 검토, 반영하여 안정성과 경제성은 물론 심미적 디자인을 추구하는 보다 발전된 설계를 지원할 수 있도록 노력하였습니다. 특히 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계법을 부록으로 신설하여 국내 실정에 적합한 합리적인 내진설계법을 도입하였습니다.

이 설계기준의 개정을 위해 많은 토론과 검증을 거쳤으나, 건설기술자들이 실무에 적용하는데 일부 부족한 부분이 있으리라 생각되며, 이에 대해서는 지속적으로 보완해 나가도록 하겠습니다.

끝으로 도로교설계기준 개정 작업에 헌신적으로 참여해 주신 한국도로교통협회 집행위원 및 자문위원, 중앙건설기술심의위원 그리고 관계 공무원 여러분의 노고에 감사드리며, 이 설계기준이 교량의 기술발전 그리고 국민의 편리와 안전에 도움이 되길 기대합니다.

2010년 9월

국토해양부 도로정책관 박 기 풍

설계기준 개정에 따른 경과조치

이 도로교설계기준 발간시점에서 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있다.

목 차

제 1 장 총 칙

1.1	적용범위	1-1
1.2	용어의 정의	1-1
1.3	교량의 등급	1-2
1.4	조 사	1-2
1.5	계 획	1-3
1.5.1	가설위치와 형식의 선정	1-3
1.5.2	구조규격	1-3
1.5.3	교차조건	1-3
1.6	설계의 기본원칙	1-4
1.7	품질보증 요건	1-4
1.8	설계도에 기재할 사항	1-4

제 2 장 설계일반사항

2.1	하 중	2-1
2.1.1	하중의 종류	2-1
2.1.2	고정하중	2-2
2.1.3	활하중	2-2
2.1.4	충격	2-5
2.1.5	초과하중에 대한 검토	2-8
2.1.6	프리스트레스힘	2-8
2.1.7	콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향	2-9

2.1.8	토압	2-10
2.1.9	수압	2-10
2.1.10	부력 혹은 양압력	2-11
2.1.11	풍하중	2-12
2.1.12	온도변화	2-18
2.1.13	지진의 영향	2-19
2.1.14	설하중	2-20
2.1.15	지반변동 및 지점이동의 영향	2-20
2.1.16	파압	2-20
2.1.17	원심하중 및 제동하중	2-21
2.1.18	가설시 하중	2-21
2.1.19	충돌하중	2-22
2.2	설계방법 및 안전율	2-23
2.2.1	일 반	2-23
2.2.2	허용응력설계법	2-23
2.2.3	강도설계법	2-25
2.3	사용재료	2-30
2.3.1	강 재	2-30
2.3.2	콘크리트	2-31
2.3.3	설계계산에 사용하는 물리상수	2-32
2.4	받침, 신축이음장치 및 방호울타리	2-35
2.4.1	받침	2-35
2.4.2	신축이음장치	2-38
2.4.3	방호울타리	2-38
2.4.4	연 석	2-40
2.4.5	배 수	2-41
2.4.6	교면포장	2-41
2.4.7	부속시설	2-41
2.4.8	부착시설물	2-41

2.5 기록	2-42
2.5.1 교량대장	2-42
2.5.2 교명판	2-42

제 3 장 강 교

3.1 일반사항	3-1
3.1.1 적용범위	3-1
3.1.2 용어의 정의	3-1
3.1.3 기호	3-2
3.1.4 참고기준	3-6
3.2 재료 및 설계일반	3-7
3.2.1 설계일반	3-7
3.2.2 설계계산	3-7
3.2.3 처짐의 허용값	3-7
3.2.4 설계의 전제조건	3-8
3.2.5 강재의 선정	3-9
3.3 허용응력	3-10
3.3.1 일반	3-10
3.3.2 강재의 허용응력	3-10
3.3.3 콘크리트의 허용응력	3-22
3.3.4 반복하중 및 인성에 대한 고려	3-22
3.4 부재에 관한 일반사항	3-33
3.4.1 총칙	3-33
3.4.2 압축응력을 받는 판 및 보강판	3-34
3.4.3 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재	3-46
3.4.4 구멍 뚫린 판	3-47
3.4.5 ㄱ형 및 T형 단면을 갖는 압축부재	3-48
3.4.6 인장 ㄱ형강의 유효단면적	3-50

3.4.7	수직브레이싱과 수평브레이싱	3-50
3.5	연결	3-52
3.5.1	부재의 연결	3-52
3.5.2	용접 이음	3-53
3.5.3	고장력볼트 이음	3-58
3.5.4	핀이음	3-67
3.6	바닥판	3-68
3.6.1	철근콘크리트 바닥판	3-68
3.6.2	강바닥판	3-76
3.6.3	경험적 설계법	3-81
3.6.4	프리캐스트 바닥판	3-83
3.7	바닥틀	3-86
3.7.1	바닥틀의 시간	3-86
3.7.2	세로보의 자동차 유효중 분포	3-87
3.7.3	연속세로보의 휨모멘트 및 전단력	3-88
3.7.4	가로보의 자동차 유효중 분포	3-89
3.7.5	바닥틀의 연결	3-89
3.7.6	수직브레이싱	3-90
3.8	플레이트 거더	3-91
3.8.1	적용범위	3-91
3.8.2	설계일반	3-91
3.8.3	플랜지	3-93
3.8.4	복부판	3-98
3.8.5	수직보강재	3-102
3.8.6	수평보강재	3-105
3.8.7	하중집중점의 보강재	3-106
3.8.8	수직브레이싱과 수평브레이싱	3-107
3.8.9	중간다이아프램의 간격	3-108
3.8.10	기타 구조세목	3-110
3.9	합성거더	3-111

3.9.1	일반	3-111
3.9.2	설계일반	3-112
3.9.3	허용응력	3-114
3.9.4	바닥판	3-117
3.9.5	전단연결재	3-117
3.9.6	강재 주거더의 플랜지 두께	3-124
3.9.7	솟음	3-124
3.10	트러스	3-125
3.10.1	적용범위	3-125
3.10.2	부재	3-125
3.10.3	절점	3-128
3.10.4	다이아프램	3-130
3.10.5	브레이싱	3-130
3.10.6	트러스의 2차응력	3-132
3.10.7	포니트러스	3-132
3.10.8	바닥판을 직접 지지하는 현재	3-132
3.10.9	솟음	3-133
3.10.10	전체좌굴에 대한 검사	3-133
3.11	아 치	3-134
3.11.1	적용범위	3-134
3.11.2	일 반	3-134
3.11.3	변위의 영향	3-134
3.11.4	아치의 면외좌굴	3-136
3.11.5	아치부재의 설계	3-138
3.11.6	극한강도의 검사	3-139
3.11.7	행어 또는 지주	3-139
3.11.8	처 짐	3-139
3.12	케이블	3-140
3.12.1	적용범위	3-140

3.12.2	주케이블 및 행어의 종류	3-140
3.12.3	강선 및 강봉	3-140
3.12.4	탄성계수	3-141
3.12.5	허용응력	3-141
3.12.6	피로설계	3-142
3.12.7	케이블의 진동	3-143
3.12.8	온도하중	3-143
3.12.9	현수교용 케이블의 구조세목	3-143
3.12.10	사장교용 케이블의 구조세목	3-144
3.13	강관구조	3-145
3.13.1	적용범위	3-145
3.13.2	강재	3-145
3.13.3	허용응력	3-146
3.13.4	보강재	3-151
3.13.5	강관의 연결	3-152
3.13.6	구조세목	3-152
3.14	라멘구조	3-158
3.14.1	적용범위	3-158
3.14.2	구조해석의 기본사항	3-158
3.14.3	설계일반	3-158
3.14.4	구조세목	3-169
3.14.5	라멘의 전체좌굴	3-169
3.14.6	합성응력의 검사	3-171
3.14.7	라멘교의 처짐	3-171
3.14.8	라멘교각의 처짐	3-172
3.14.9	π 형 라멘교의 수평변위의 영향	3-173
3.14.10	방 식	3-173

제 4 장 콘크리트교

4.1	일반사항	4-1
4.1.1	적용범위	4-1
4.1.2	용어의 정의	4-1
4.1.3	기호	4-9
4.1.4	참고 기준	4-19
4.1.5	설계일반	4-20
4.1.6	설계계산의 정밀도	4-20
4.1.7	설계의 전제가 되는 시공조건	4-20
4.1.8	사용재료	4-20
4.2	설계계산에 관한 일반사항	4-21
4.2.1	일반사항	4-21
4.2.2	설계계산	4-21
4.2.3	재료의 설계기준값	4-26
4.3	구조상세	4-33
4.3.1	일반사항	4-33
4.3.2	형상 및 부재치수	4-33
4.3.3	철근의 피복두께	4-33
4.3.4	철근의 표준갈고리와 구부리기	4-35
4.3.5	철근의 간격 및 배치	4-38
4.3.6	휨부재의 철근	4-41
4.3.7	압축부재의 철근	4-43
4.3.8	기둥철근의 특별 배근상세	4-45
4.3.9	건조수축 및 온도 철근	4-46
4.3.10	휨철근의 정착	4-46
4.3.11	인장이형철근 및 이형철선의 정착길이	4-48
4.3.12	압축 이형철근의 정착길이	4-51
4.3.13	다발철근의 정착길이	4-52
4.3.14	인장을 받는 표준갈고리의 정착	4-52
4.3.15	인장 용접철망의 정착	4-54

4.3.16	기계적 정착	4-55
4.3.17	복부철근의 정착	4-56
4.3.18	철근의 이음	4-57
4.3.19	인장 용접철망의 이음	4-60
4.4	강도설계법	4-63
4.4.1	일반사항	4-63
4.4.2	강도	4-63
4.4.3	설계가정	4-64
4.4.4	휨부재	4-65
4.4.5	압축부재	4-66
4.4.6	전단에 대한 설계	4-76
4.4.7	비틀림에 대한 설계	4-89
4.4.8	지압강도	4-96
4.4.9	사용성 설계	4-96
4.5	허용응력설계법	4-103
4.5.1	일반사항	4-103
4.5.2	허용응력	4-103
4.5.3	휨부재	4-105
4.5.4	압축부재	4-106
4.5.5	전단 및 비틀림 설계	4-106
4.6	프리스트레스트 콘크리트	4-112
4.6.1	일반사항	4-112
4.6.2	해석	4-113
4.6.3	설계	4-116
4.6.4	구조상세	4-147
4.7	바닥판	4-151
4.7.1	일반사항	4-151
4.7.2	설계일반	4-151
4.7.3	바닥판의 지간	4-151
4.7.4	바닥판의 최소두께	4-153
4.7.5	바닥판의 설계휨모멘트 및 응력의 검사	4-156

4.7.6	구조상세	4-162
4.7.7	경험적 설계법	4-164
4.7.8	프리캐스트 바닥판	4-166
4.8	슬래브교	4-168
4.8.1	일반사항	4-168
4.8.2	설계 일반	4-168
4.8.3	구조해석	4-169
4.8.4	구조상세	4-171
4.9	T형거더교	4-178
4.9.1	일반사항	4-178
4.9.2	설계 일반	4-178
4.9.3	구조해석	4-178
4.9.4	구조 상세	4-179
4.10	박스거더교	4-181
4.10.1	일반 사항	4-181
4.10.2	설계 일반	4-181
4.10.3	구조 해석	4-183
4.10.4	횡방향 설계	4-183
4.10.5	받침점가로보 및 격벽의 설계	4-184
4.10.6	구조상세	4-184
4.11	연속거더교	4-187
4.11.1	적용범위	4-187
4.11.2	설계일반	4-187
4.11.3	구조해석	4-188
4.11.4	고정받침부	4-190
4.11.5	중간받침점부	4-191
4.11.6	프리캐스트 거더를 사용한 연속형교의 중간받침점부	4-191
4.12	라멘교	4-194
4.12.1	적용범위	4-194
4.12.2	설계일반	4-194
4.12.3	구조해석	4-195

4.12.4	라멘부재 절점부	4-197
4.12.5	구조상세	4-199
4.13	아 치 교	4-204
4.13.1	적용범위	4-204
4.13.2	설계일반	4-205
4.13.3	구조해석	4-206
4.13.4	좌굴에 대한 검사	4-208
4.13.5	구조상세	4-209
4.14	합성거더교	4-211
4.14.1	일반사항	4-211
4.14.2	PSC 합성거더교	4-211
4.15	기타의 교량 및 부재의 설계	4-214
4.15.1	일반 사항	4-214
4.15.2	곡선거더교	4-214
4.15.3	엇갈림부	4-214
4.15.4	프리캐스트 블록 이음부의 설계	4-218
4.15.5	깊은 보의 설계	4-220
4.15.6	세그멘탈 교량의 설계	4-221

제 5 장 하부구조

5.1	일반사항	5-1
5.1.1	적용범위	5-1
5.1.2	용어의 정의	5-1
5.1.3	기호	5-5
5.1.4	기본 방침	5-6
5.1.5	설계도에 기재하여야 할 사항	5-6
5.1.6	설계계산의 정밀도	5-6
5.1.7	설계의 전제가 되는 시공의 조건	5-6

5.2	조사	5-7
5.2.1	조사일반	5-7
5.2.2	지반에 대한 조사	5-7
5.2.3	하천바닥 및 하천 이용 현황 조사	5-8
5.2.4	시공조건에 관련된 조사	5-8
5.2.5	특수한 조건에서의 조사	5-9
5.3	설계일반	5-10
5.3.1	일반사항	5-10
5.3.2	휨모멘트 및 축방향력이 작용하는 콘크리트부재의 설계	5-10
5.3.3	전단력이 작용하는 철근콘크리트부재의 설계	5-11
5.3.4	강재 부재의 설계	5-12
5.3.5	철근 상세	5-12
5.4	교대 및 교각의 설계	5-13
5.4.1	일반사항	5-13
5.4.2	받침 연단거리	5-14
5.4.3	교대의 설계	5-14
5.4.4	교각의 설계	5-15
5.4.5	확대기초의 설계	5-18
5.5	기초의 설계에 관한 일반사항	5-20
5.5.1	일반사항	5-20
5.5.2	기초형식의 선정	5-20
5.5.3	설계계산의 기본	5-20
5.5.4	기초 지지층의 선정과 근입깊이	5-20
5.5.5	설계상의 지반면	5-21
5.5.6	설계를 위한 지반정수	5-21
5.5.7	지반반력계수와 지반탄성계수	5-21
5.5.8	지반반력 및 변위량	5-21
5.5.9	토압	5-22
5.5.10	압밀침하가 발생하는 지반에서의 깊은기초	5-22
5.5.11	편심하중을 받는 기초	5-23
5.5.12	축방유동에 대한 고려	5-23

5.5.13	세굴 방지	5-23
5.6	직접기초의 설계	5-24
5.6.1	적용범위	5-24
5.6.2	설계의 기본	5-24
5.6.3	하중분담	5-24
5.6.4	허용지지력	5-24
5.6.5	지반반력계수와 지반탄성계수	5-25
5.6.6	지반반력 및 변위량	5-25
5.6.7	기초 본체의 설계	5-26
5.6.8	기초저면의 처리 및 되메움 재료	5-26
5.7	케이슨기초의 설계	5-27
5.7.1	적용범위	5-27
5.7.2	설계의 기본	5-27
5.7.3	하중분담	5-27
5.7.4	설계일반	5-28
5.7.5	지반의 허용지지력	5-28
5.7.6	지반반력계수와 지반탄성계수	5-29
5.7.7	지반반력 및 변위량	5-29
5.7.8	케이슨 본체의 설계	5-29
5.7.9	구조세목	5-31
5.8	말뚝기초의 설계	5-32
5.8.1	적용범위	5-32
5.8.2	설계의 기본	5-32
5.8.3	하중분담	5-32
5.8.4	말뚝의 배열	5-32
5.8.5	말뚝의 허용연직지지력	5-33
5.8.6	말뚝의 허용수평지지력	5-34
5.8.7	수평방향지반반력계수	5-35
5.8.8	말뚝의 스프링정수	5-35
5.8.9	말뚝반력과 확대기초변위량의 계산법	5-35
5.8.10	특수한 조건에 있는 말뚝기초의 설계	5-36

5.8.11	말뚝본체의 설계	5-36
5.8.12	구조세목	5-37
5.8.13	말뚝재하시험	5-40
5.9	강관널말뚝기초의 설계	5-41
5.9.1	적용범위	5-41
5.9.2	설계의 기본	5-41
5.9.3	하중분담	5-41
5.9.4	강관널말뚝의 허용연직지지력	5-41
5.9.5	지반반력계수	5-42
5.9.6	기초 본체의 설계	5-42
5.9.7	상부슬래브의 설계	5-42

제 6 장 내진설계

6.1	일반사항	6-1
6.1.1	적용범위	6-1
6.1.2	용어의 정의	6-1
6.1.3	기호	6-3
6.2	내진설계의 기본방침	6-7
6.2.1	목적	6-7
6.2.2	내진설계기준의 기본개념	6-7
6.2.3	품질보증 요건	6-7
6.2.4	지진응답 계측	6-8
6.3	설계 일반사항	6-9
6.3.1	설계지반운동	6-9
6.3.2	내진등급과 설계지진수준	6-10
6.3.3	지반의 분류	6-11
6.3.4	응답수정계수	6-12
6.4	해석 및 설계에 대한 규정	6-14

6.4.1	일반사항	6-14
6.4.2	해석방법	6-14
6.4.3	탄성력 및 탄성변위	6-14
6.4.4	직교 지진력의 조합	6-14
6.4.5	단경간교의 설계규정	6-15
6.4.6	지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 설계지진력	6-15
6.4.7	설계지진력	6-15
6.4.8	설계변위	6-18
6.4.9	지반의 액상화 평가	6-20
6.5	해석방법	6-21
6.5.1	일반사항	6-21
6.5.2	탄성지진응답계수	6-21
6.5.3	단일모드스펙트럼해석법	6-22
6.5.4	다중모드스펙트럼해석법	6-23
6.6	기초 및 교대의 내진설계	6-26
6.6.1	적용범위	6-26
6.6.2	기초	6-26
6.6.3	교대	6-28
6.7	강교 설계	6-29
6.7.1	일반사항	6-29
6.7.2	P- Δ 효과	6-29
6.8	콘크리트교 설계	6-30
6.8.1	일반사항	6-30
6.8.2	교각의 해석 및 설계 강도	6-30
6.8.3	기둥	6-35
6.8.4	벽식 교각	6-40
6.9	지진격리교량의 설계	6-42
6.9.1	일반사항	6-42
6.9.2	지진격리설계의 기본방침	6-42
6.9.3	지진격리교량의 가속도계수	6-43

6.9.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준	6-43
6.9.5 지진격리교량의 지반계수	6-43
6.9.6 지진격리교량의 응답수정계수	6-44
6.9.7 해석방법	6-45
6.9.8. 기타 요구조건	6-49

부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

I.1 일반사항	I-1
I.1.1 적용범위	I-1
I.1.2 용어의 정의	I-1
I.1.3 기호	I-2
I.2 소요연성도	I-2
I.3 심부구속 횡방향철근량	I-4
I.4 전단 설계	I-6

제1장 총칙

제 1 장 총 칙

1.1 적용범위

- (1) 도로교 설계기준은 도로법에서 규정하는 도로상에 건설하는 지간 200 m 이하의 교량에 적용하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 지간이 200 m를 넘는 경우에도 장대교량의 종류, 구조형식, 가설지점의 상황 등에 따라 적절한 보정을 해야 하는 사항을 제외하고는 이 설계기준을 준용한다.
- (2) 이 설계기준의 규정은 교량의 안전성을 확보하기 위해 필요한 최소한의 요구조건을 제시한 것이다. 다만, 널리 알려진 이론이나 시험에 의해 기술적으로 증명된 사항에 대해서는 발주자의 승인을 얻어 관련 설계기준의 적용을 대체할 수 있다.
- (3) 이 설계기준에 규정되어 있지 않은 사항에 대해서는 국토해양부에서 제정한 관련 설계기준과 설계지침 등에 따른다.
- (4) 소형차도로 등 특수한 기능을 갖는 도로상의 교량에 대해서는 발주기관에서 정하는 별도의 기준을 따른다.
- (5) 이 설계기준은 이 기준을 공표한 날 이후에 계약되어 설계되는 공사부터 적용한다.

1.2 용어의 정의

- (1) 강교 : 상부구조를 구성하는 주요 부재가 강재로 이루어진 교량을 일컫는다.
- (2) 보도부분 : “도로의 구조·시설기준에 관한 규칙”에서 정의하는 보도, 자전거 전용도로 및 자전거·보행자겸용도로의 총칭이다.
- (3) 부하중 : 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 항상 또는 자주 작용하지는 않지만 내하력에 영향을 미칠 수 있고, 통상 다른 하중과 동시에 작용하는 하중으로서 하중의 조합에서 반드시 고려하여야 하는 하중의 총칭이다.
- (4) 상부구조 : 교대나 교각 위에 설치되는 교량의 주거더를 비롯한 일체의 구조를 일컫는다.
- (5) 주하중 : 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 항상 또는 자주 작용하여 내하력에 결정적인 영향을 미치는 하중의 총칭이다.

제 1 장 총칙

- (6) 차도부분 : 차도부(차도, 중앙분리대, 길어깨 등) 중에서 자동차가 통행할 수 있는 부분을 일컫는다.
- (7) 특수하중 : 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 교량의 종류, 구조형식, 가설지점의 상황 등의 조건에 따라 특별히 고려하여야 하는 하중의 총칭이다.
- (8) 하부구조 : 상부구조로부터 전달되는 하중을 기초지반으로 전달하는 구조부분으로서 교대나 교각 및 그들의 기초를 일컫는다.
- (9) 콘크리트교 : 상부구조를 구성하는 주요 부재가 콘크리트로 이루어진 교량을 일컫는다.

1.3 교량의 등급

- (1) DB-24로 설계하는 교량을 1등교, DB-18로 설계하는 교량을 2등교, DB-13.5로 설계하는 교량을 3등교로 한다.
- (2) 고속국도 및 자동차 전용도로상의 교량은 1등교로 한다. 다만, 교통량이 많고 중차량의 통과가 불가피한 도로, 국방상 중요한 도로상에 가설하는 교량, 장대교량은 1등교로 할 수 있다.
- (3) 일반국도, 특별시도와 지방도상의 교통량이 적은 교량은 2등교로 한다. 또한, 시도 및 군도 중에서 중요한 도로상에 가설하는 교량은 원칙적으로 2등교로 한다.
- (4) 산간벽지에 있는 지방도와 시도 및 군도 중에서 교통량이 적은 곳에 가설하는 교량은 3등교로 한다.

1.4 조 사

교량의 합리적이고 경제적인 설계와 시공을 위해서는 교량계획 예정지점의 상황, 구조물의 규모 등에 따라서 필요한 조사를 하여야 한다.

1.5 계획

1.5.1 가설위치와 형식의 선정

교량의 계획에 있어서는 노선의 선형과 지형, 지질, 기상, 교차물 등의 외부적인 제조건, 시공성, 유지관리, 경제성 및 주변 환경과의 미적인 조화를 고려하여 가설위치 및 교량의 형식을 선정하여야 한다. 하천을 통과하는 교량의 경우 교각은 유수에 충격을 받는 수중부에 위치하지 않도록 하여야 하며, 설계상 불가피한 경우 방호대책을 세워야 한다.

1.5.2 구조규격

교량의 폭원구성, 시설한계, 선형 등의 구조규격은 “도로의 구조·시설기준에 관한 규칙”에 따른다.

1.5.3 교차조건

교차지점에서 가교위치, 지간분할, 교각위치, 교각형상, 다리 밑 공간 등은 관계 기관과 충분히 협의하여 정하여야 한다. 다리 밑 공간은 다리 밑의 교차조건에 필요한 공간과 유지관리에 필요한 공간을 관련 시설 및 설계기준에 따라 합리적으로 정해야 하는데, 교차조건이 도로인 경우에는 4.5m 이상으로 하되, 동계적설에 의한 한계높이의 감소 또는 포장덧씌우기 등이 예상되는 경우에는 4.7m 이상으로 하는 것이 바람직하다. 그리고 교차조건이 하천인 경우에는 계획홍수량에 따라 표 1.5.1의 값을 표준으로 하되, 하상변동에 의한 수위상승과 만곡부의 수위상승, 수리계산 오차 등을 고려하여 제방여유고 이상을 확보하여야 한다.

표 1.5.1 하천에서의 다리밑 공간(하천설계기준, 2009)

계획홍수량(m ³ /sec)	다리밑 공간(m)
200 미만	0.6 이상
200 이상 ~ 500 미만	0.8 이상
500 이상 ~ 2,000 미만	1.0 이상
2,000 이상 ~ 5,000 미만	1.2 이상
5,000 이상 ~ 10,000 미만	1.5 이상
10,000 이상	2.0 이상

주 1. 하천에서의 다리 밑 공간은 교량설치를 감안하여 산정한 홍수위로부터 교각이나 교대 중 가장 낮은 교각(교대)에서 교량상부구조를 받치고 있는 받침장치 하단부까지 높이를 뜻하며, 교량받침이 없는 경우 상부구조의 하면까지를 의미한다(라멘교는 슬래브 현치하단까지의 높이). 아치교의 경우에는 여유고 구간의 단면적 조건을 검토하여 여유고 규정의 만족여부를 결정한다.

2. 단, 계획홍수량이 50 m³/sec 이하이고 제방고가 1.0m이하일때 다리밑 공간은 0.3m 이상을 확보하여야 한다.

1.6 설계의 기본원칙

구조물의 설계와 시공은 전 과정에 걸쳐 구조물의 안전성, 사용목적에 대한 적합성, 시공 및 유지관리의 용이성, 경제성, 주변 환경과의 조화 등을 고려하여야 한다.

구조물의 설계계산은 가장 불리하게 재하된 정적 하중 및 동적 하중으로 인한 구조물의 응력, 변형, 안정, 피로 등의 제반 구조거동을 검토하여 적당한 안전도를 확보하여야 한다.

1.7 품질보증 요건

- (1) 구조물의 적절한 품질보증 요건을 만족시키기 위하여 설계자는 공사품질에 관한 특별 시방서를 작성하여야 하며, 도급자는 품질요건을 만족시키도록 품질관리를 실시하고, 구조물 소유주는 도급자의 직접고용자가 아닌 자로 감리 또는 감독체제를 구성하여 공사과정을 철저히 감독하여야 한다.
- (2) 품질보증 활동과 관련된 수행과정과 결과는 기록으로 보존하여야 한다.
- (3) 기본설계, 실시설계의 각 단계에서 설계품질관리를 위한 검토가 이루어져야 한다.

1.8 설계도에 기재할 사항

설계도에는 다음 사항을 기재하여야 한다.

- (1) 노선명 및 가교 위치
- (2) 교량명
- (3) 책임기술자, 참여기술자
- (4) 설계년월일
- (5) 주된 설계조건 및 설계변경기록
- (6) 내진기준

제2장 설계일반사항

제 2 장 설계일반사항

2.1 하 중

2.1.1 하중의 종류

설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

(1) 주하중(P)

- ① 고정하중(D)
- ② 활하중(L)
- ③ 충격(I)
- ④ 프리스트레스(PS)
- ⑤ 콘크리트 크리프의 영향(CR)
- ⑥ 콘크리트 건조수축의 영향(SH)
- ⑦ 토압(H)
- ⑧ 수압(F)
- ⑨ 부력 또는 양압력(B)

(2) 부하중(S)

- ⑩ 풍하중(W)
- ⑪ 온도변화의 영향(T)
- ⑫ 지진의 영향(E)

(3) 주하중에 상당하는 특수하중(PP)

- ⑬ 설하중(SW)
- ⑭ 지반변동의 영향(GD)
- ⑮ 지점이동의 영향(SD)
- ⑯ 파압(WP)
- ⑰ 원심하중(CF)

제 2 장 설계일반사항

(4) 부하중에 상당하는 특수하중(PA)

- ⑱ 제동하중(BK)
- ⑲ 가설시하중(ER)
- ⑳ 충돌하중(CO)
- ㉑ 기타

2.1.2 고정하중

고정하중을 산출할 때는 표 2.1.1에 나타낸 단위질량을 사용하여야 한다. 다만, 실질량이 명백한 것은 그 값을 사용한다.

표 2.1.1 재료의 단위질량(kg/m³)

재 료	단위질량	재 료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주 철	7,250	시멘트 모르타르	2,150
알 미 늪	2,800	목 재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

2.1.3 활하중

활하중은 자동차하중, 즉 표준트럭하중(DB하중) 또는 차로하중(DL하중), 보도 등의 등분포하중 및 궤도의 차량하중이다.

(1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우의 활하중

- ① 차도부분에는 DB하중(표 2.1.2 및 그림 2.1.1)을 재하한다. DB하중은 한 개의 교량에 대하여 종방향으로는 차로당 1대를 원칙으로 하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하하되 설계부재에 최대응력이 일어나도록 재하한다. 교축 직각 방향으로 볼 때, DB하중의 최외측 차륜중심의 재하위치는 차도부분의 단부로부터 300 mm로 한다. 지간이 특히 긴 세로보나 슬래브교는 DL하중으로도 검토하여 불리한 응력을 주는 하중을 사용하여 설계한다.

표 2.1.2 DB하중

교량등급	하중등급	중량 W(kN)	총하중 1.8W(kN)	전륜하중 0.1W(kN)	후륜하중 0.4W(kN)
1 등급	DB-24	240	432	24	96
2 등급	DB-18	180	324	18	72
3 등급	DB-13.5	135	243	13.5	54

② 보도 등에는 5×10^{-3} MPa의 등분포하중을 재하한다.

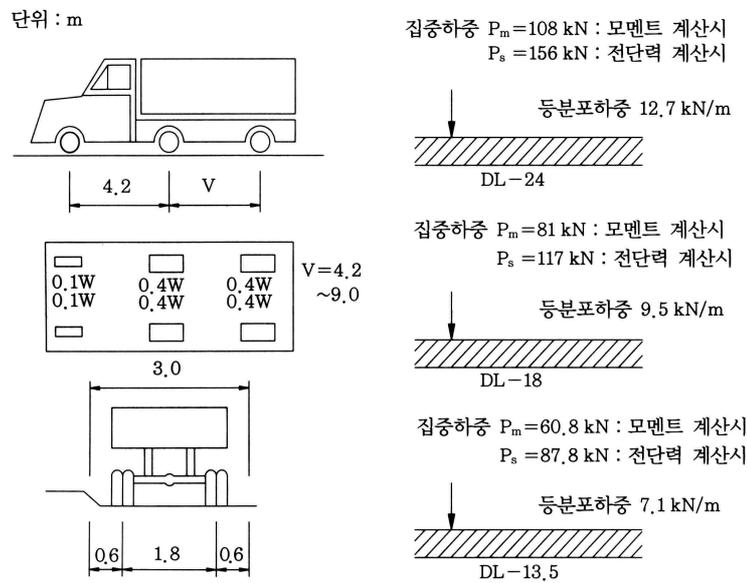


그림 2.1.1 DB 및 DL하중

③ 궤도에는 궤도의 차량하중과 DB하중 가운데 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 재하한다. 궤도의 차량은 차량 수에 제한이 없는 것으로 보고 설계부재에 가장 불리한 응력을 주도록 재하한다. 차량의 점유폭과 하중은 해당 궤도의 규정을 따른다.

④ 차량의 접지면은 DB하중의 각 차륜에 대해 면적이 $\frac{12500}{9}P(mm^2)$ 인 하나의 직사각형으로 간주하며, 이 직사각형의 폭과 길이의 비는 2.5 : 1로 한다. 여기서, P 는 차량의 중량(kN)이다. 접지압은 접지면에 균일하게 분포하는 것으로 가정한다.

제 2 장 설계일반사항

(2) 주거터를 설계하는 경우의 활하중

- ① 차도부분에는 교축방향으로 차로당 1대의 DB하중 또는 1차로분의 DL하중 가운데 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 재하한다.
- ② DB하중이나 DL하중의 점유폭은 3m로 본다. 설계시에 이 하중은 원칙적으로 표준차로폭 3.6m 안에 두어야 한다.
- ③ 연석간의 교폭 W_c 에 따른 설계차로의 수 N 은 표 2.1.3에 따라 결정한다. 이에 따른 설계차로폭 W 는 다음과 같이 정한다.

$$W = \frac{W_c}{N} \leq 3.6 \text{ m} \tag{2.1.1}$$

표 2.1.3 차로 수

W_c 의 범위(m)	N	W_c 의 범위(m)	N
$6.0 \leq W_c < 9.1$	2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
$9.1 \leq W_c < 12.8$	3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
$12.8 \leq W_c < 16.4$	4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
$16.4 \leq W_c < 20.1$	5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
$20.1 \leq W_c < 23.8$	6		

- ④ 차도부분에서 DB하중이나 DL하중은 ③항에서 계산된 설계차로폭 W 의 크기에 따라 교축 직각방향으로 설계차로폭마다 차로를 침범하지 않는 범위 내에서 설계부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 동시 재하한다.
- ⑤ 다만, 곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 ③항에서 규정한 표준차로폭이나 설계차로폭에 관계없이 DB하중이나 DL하중을 표준 점유폭인 3m마다 연속시켜서 설계차로수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 재하한다.
- ⑥ 어느 설계부재의 최대응력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 인해 발생하는 경우에는 그 활하중 응력을 다음 백분율로 감소시킨다.

3차로	90%
4차로 이상	75%

2.1 하중

가로보에 대한 하중의 감소율은 주트러스나 주거더의 경우와 마찬가지로 취하는데, 가로보에 최대응력을 일으키게 하는 하중이 놓이는 차로폭을 써서 그 감소율을 정하여야 한다.

- ⑦ 연속보에서 DL하중에 의한 부모멘트 산정시 고려하는 지점의 좌우 두 지간에 그림 2.1.1에 표시된 등분포 차로하중과 두 지간에서 가장 불리한 위치에 같은 크기의 집중하중을 각각 두어야 하며, 한 지간 건너씩 등분포 차로하중을 재하하여야 한다. 한편, 어떤 단면의 최대 정모멘트를 구할 때는 차로하중을 최대 정모멘트가 발생하도록 불연속으로 재하하고, 고려하고 있는 단면의 위치에 한 개의 집중하중을 놓는다.
- ⑧ 보도 등에는 표 2.1.4의 등분포하중을 재하한다.

표 2.1.4 보도 등에 재하하는 등분포하중

지간장 L (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
하중(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$	3.0×10^{-3}

- ⑨ 궤도에는 궤도의 차량하중과 DB 또는 DL하중 가운데 설계부재에 불리한 응력을 일으키게 하는 것을 재하한다. 궤도의 차량은 차량 수에 제한이 없는 것으로 보고 점유폭과 하중은 해당 궤도의 규정에 따른다.

(3) 하부구조를 설계하는 경우의 활하중

하부구조를 설계하는 경우에 상부구조에 재하하는 활하중은 원칙적으로 (2)항에 규정한 DB 또는 DL하중 가운데 하부구조에 가장 불리한 응력을 일으키는 하중을 재하하는 것을 원칙으로 한다.

2.1.4 충격

활하중은 충격을 일으키는 것으로 본다. 그러나 보도 등에 재하하는 등분포하중, 현수교의 주 케이블 및 보강거더에 작용하는 활하중에 대하여서는 충격을 고려하지 아니한다.

제 2 장 설계일반사항

(1) 상부구조의 충격계수는 다음 식으로부터 산출하며 0.3을 초과할 수 없다.

$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad (2.1.2)$$

여기서, L 은 표 2.1.5의 값으로 원칙적으로 활하중이 등분포하중인 경우에 설계 부재에 최대응력이 일어나도록 활하중이 재하된 지간부분의 길이(m)이다.

표 2.1.5 충격계수를 구할 때의 지간

형 식	부 재	L(m)
단순보	거더 및 받침	지간장
트러스	<ul style="list-style-type: none"> • 현재, 단주 및 받침 • 하로트러스의 행거 • 상로트러스의 지주 • 분격간의 사재 등 • 기타의 복부재 	지간장 가로보의 지간장 가로보의 지간장 가로보의 지간장 지간장의 75%
연속보		하중 ①에 대해 L_1 하중 ②에 대해 L_2 하중 ③에 대해 $\frac{L_1 + L_2}{2}$
게르버보		하중 ①에 대해 L_1 하중 ②에 대해 $L_2 + L_3$ 하중 ③에 대해 <ul style="list-style-type: none"> • 걸린 거더 ab에 대해 L_3 • 캔틸레버부 및 정착부에 대해 $L_2 + L_3$ 하중 ④에 대해 $(L_1 + L_2 + L_3/2)$

표 2.1.5 충격계수를 구할 때의 지간(계속)

형 식	부 재	L(m)
라멘		<p>하중 ①에 대해 L_1</p> <p>하중 ②에 대해 $\frac{L_1+L_2}{2}$</p> <p>하중 ①에 대해 L_1</p> <p>하중 ②에 대해</p> <ul style="list-style-type: none"> • 걸린 거더 ab에 대해 L_2 • 캔틸레버부 및 라멘에 대해 L_2+L_3 <p>하중 ③에 대해</p> <ul style="list-style-type: none"> • 라멘에 대해 L_1 • 캔틸레버부에 대해 L_2+L_3
아치 및 보강거더를 가지는 아치	<ul style="list-style-type: none"> • 아치리브, 아치의 현재, 보강거더, 보강 트러스의 현재, 받침 및 타이드아치의 타이 • 아치 및 보강트러스의 복부재 • 상로아치의 지주 • 하로아치의 행거 	<p>지간장</p> <p>지간장 75%</p> <p>가로보의 지간장</p> <p>가로보의 지간장</p>
현수교	행거	가로보의 지간장
사장교	<ul style="list-style-type: none"> • 주거더 • 케이블 	<p>연속보에 준한다.</p> <p>연속보의 지점에 준한다.</p>

(2) 하부구조의 설계에 사용하는 상부구조 반력에는 활하중에 의한 충격을 고려하지 않아도 된다. 그러나 받침부 및 콘크리트 또는 강재로 된 기둥형의 교각 또는 이와 유사한 경량의 구체를 가지는 하부구조의 구체부분에는 이것을 고려하여야 한다.

2.1.5 초과하중에 대한 검토

- (1) 허용응력설계법에 의한 2등교와 3등교의 설계에서는 규정된 DB하중을 100% 증가시킨 것을 한 차로에만 재하시킴으로써 생기는 응력에 대한 검토를 하여야 한다. 상기한 바와 같이 재하했을 때 활하중, 충격, 고정하중에 대한 허용응력은 50% 증가시킨다. 바닥판 설계에는 초과하중에 대한 검토를 할 필요가 없다.
- (2) 강도설계법에 의한 초과하중에 대한 검토는 2.2.3.2의 식(2.2.10)에 따른다.

2.1.6 프리스트레시힘

구조물에 프리스트레시힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트에 도입하는 프리스트레시힘에 관해서는 다음과 같이 정한다.

- (1) 설계시에 고려하여야 할 프리스트레시힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레시힘과 유효프리스트레시힘이다. 또 프리스트레시힘에 의하여 부정정력이 일어나는 경우에는 이들도 고려하여야 한다.
- (2) 프리스트레싱 직후의 프리스트레시힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려하여야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 정착부 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동량을 고려하여야 한다.
- (3) 유효프리스트레시힘은 (2)항의 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레시힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.
 - ① 콘크리트의 크리프
이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레시힘과 고정하중이다.
 - ② 콘크리트의 건조수축
 - ③ PS강재의 릴랙세이션
- (4) 일반적으로 프리스트레시힘에 의해 보의 변형이 구속되어 이로 인하여 부정정력이 발생하게 되는데 단면의 응력을 검사할 경우에 이 부정정력을 고려하여야 한다. 유효프리스트레시힘에 의한 부정정력은 PS강재 인장력의 유효계수를 부재 전체에 걸쳐 평균한 값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다.

2.1.7 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향

콘크리트 부재의 설계에 고려하는 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 영향은 다음과 같다. 상세 설계과정은 각각 4.2.3.3 및 4.2.3.4의 규정에 따라야 한다.

- (1) 콘크리트의 크리프변형률은 식 (2.1.3)에 의해 계산한다.

$$\epsilon_{cc} = \frac{f_c}{E_c} \varphi \quad (2.1.3)$$

- (2) 프리스트레스트힘의 감소량 및 부정정력을 산출하는 경우, 콘크리트의 크리프계수는 표 2.1.6의 값을 표준으로 한다.

표 2.1.6 콘크리트의 크리프계수

콘크리트의 재령일		4~7	14	28	90	365
크리프계수	조강시멘트	3.8	3.2	2.8	2.0	1.1
	보통시멘트	4.0	3.4	3.0	2.2	1.3

- (3) 프리스트레스트힘의 감소량을 산출하는 경우, 콘크리트의 건조수축률은 표 2.1.7의 값을 표준으로 한다.

표 2.1.7 콘크리트의 건조수축률

콘크리트재령일	4~7	28	90	365
건조수축률	27×10^{-5}	20×10^{-5}	14×10^{-5}	7×10^{-5}

- (4) (2)항 또는 (3)항에 따르기 힘든 경우에는 부재 주변의 습도, 부재단면의 형상, 치수, 하중이 작용할 때의 콘크리트 재령 등을 고려하여 별도로 콘크리트의 크리프계수와 건조수축률을 정하며, 각각 4.2.3.3 및 4.2.3.4의 규정에 따른다.

- (5) 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향에 의해 발생하는 부정정력은 다음의 규정에 의한다.

① 구조계에 변화가 없는 경우

구조물 전체를 한꺼번에 동바리상에서 시공하고, 시공중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 없는 경우, 콘크리트 크리프의 영향은 일반적으로 고려하지 않

제 2 장 설계일반사항

아도 좋다. 건조수축의 영향에 의한 부정정력을 산출하는 경우에는 콘크리트의 건조수축률을 15×10^{-5} 으로 한다. 다만, 축방향 철근량이 부재의 콘크리트 단면적의 0.5% 미만인 경우에는 건조수축률을 20×10^{-5} 으로 한다.

② 구조계에 변화가 있는 경우

구조물 전체를 한꺼번에 시공하지 않고, 시공중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 있는 경우, 콘크리트 크리프의 영향에 의한 부정정력은 (2)항 혹은 (4)항에 규정하는 값을 이용하여 산출한다. 다만, 이 경우에 고려하는 지속하중은 고정하중, 프리스트레스힘, 건조수축의 영향 등으로 한다. 또 건조수축의 영향에 의한 부정정력은 (4)항의 규정에 의해 산출한다.

2.1.8 토압

토압은 벽면에 작용하는 분포하중으로 하고, 계산 방법은 아래와 같다.

- (1) 평상시 토압계산은 5.5.9의 규정에 따른다.
- (2) 지진시 토압계산은 6.6.3.2의 규정에 따른다.

2.1.9 수압

- (1) 정수압은 식 (2.1.4)에 의해 산출한다. 구조물의 지반 속에 있는 부분에 작용하는 수압이 이 이론수압의 값까지 작용하지 않는 것이 확실한 경우에는 그 확실한 값까지 감소시킬 수 있다.

$$P_h = 1 \times 10^{-3} \omega_0 \cdot h \quad (2.1.4)$$

여기서,

P_h : 수면에서 h 만큼 깊은 곳의 정수압(MPa)

h : 수면에서의 깊이(m)

ω_0 : 물의 단위 중량(kN/m³)

(2) 유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영면적에 작용하는 수평하중으로 하고 식 (2.1.5)에 의해 산출한다. 작용위치는 하저면에서 $0.6H$ 로 한다.

$$P = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A \quad (2.1.5)$$

여기서,

P : 유수압(kN)

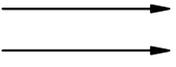
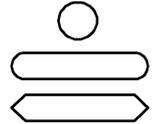
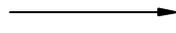
K : 표 2.1.8에 나타난 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

v : 최대유속(m/s)

A : 교각의 연직투영면적(m^2)

H : 수심(m)

표 2.1.8 교량의 저항계수, K

교각의 유수방향	단부의 형상	계수
		0.07
		0.04
		0.02
	유송잡물이 집적되는 교각	0.07

세굴의 영향이 있는 경우의 유수압을 산출할 때 사용하는 수심은 평상시에는 하부 구조에 의한 세굴의 영향이 없을 때의 수심에 평상시 하부구조의 영향에 의해 발생하는 세굴의 깊이와 교량의 내용년수(service life) 중에 예상되는 전반적인 하상 저하량을 더한 깊이로 한다. 홍수시에는 평상시의 설계수심에 홍수시 수위의 증가와 홍수시 세굴깊이를 더한 깊이로 한다.

(3) 물에 접하는 구조물에 대해서는 지진시의 동수압을 고려하여야 한다.

2.1.10 부력 혹은 양압력

- (1) 부력 혹은 양압력은 연직방향으로 작용하는 것으로 하고 구조물에 가장 불리하도록 재하시킨다.
- (2) 부력 혹은 양압력의 작용을 받는 구조물의 안정에 대한 안전율은 1.2 이상이 되어야 한다.

2.1.11 풍하중

- (1) 구조물의 정적설계를 위한 단위면적당 작용하는 풍하중 p (MPa)는 설계기준 풍속 V_d (m/s), 공기밀도 ρ (=1.225 kg/m³) 항력계수 C_d 및 거스트 응답계수 G 를 사용하여 다음 식 (2.1.6)에 의하여 구한다.

$$p = 5 \times 10^{-7} \rho V_d^2 C_d G \tag{2.1.6}$$

여기서, 항력계수 C_d 는 기존 문헌, 실험, 해석 등의 합리적인 방법으로 산정하며, 거스트 응답계수 G 는 풍속의 순간적인 변동의 영향을 보정하기 위한 계수이다.

- (2) 바람의 특성은 가교지점에 따라 다르며, 또 항력계수 값도 교량의 단면형상에 따라 달라지기 때문에 실제로 작용하는 풍하중은 교량마다 다르게 된다. 그러나 설계의 편의를 위하여 구조물의 중요도 및 크기에 따라 다음과 같이 구분할 수 있다.

- ① 일반 중소지간의 교량
- ② 태풍이나 돌풍에 취약한 지역(해안 인접지역 등)에 위치한 중대지간의 교량
- ③ 주경간 길이가 200m 이상인 장대 특수교량

- (3) 일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중
일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중은 교축에 직각으로 작용하는 수평하중으로 하고, 고려하고 있는 부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 재하한다. 이때 식 (2.1.6)에 기초한 표준적인 풍하중의 크기는 다음 ①~④항과 같다. 다만, 차음벽이 설치되어 있는 경우에는 바람의 특성 및 차음벽의 구조에 따라 풍하중을 저감시킬 수 있다.

① 플레이트거더교

플레이트거더교에 작용하는 풍하중은 교량 하나의 교축방향 길이 1m당 표 2.1.9에 나타낸 값으로 한다.

표 2.1.9 플레이트거더교의 풍하중(kN/m)

단면형상	풍하중
$1 \leq B/D < 8$	$(4.0 - 0.2 \frac{B}{D}) \cdot D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$2.4 D \geq 6.0$

여기서,

B : 교량 총폭(m) (그림 2.1.2 참조)

D : 교량 총높이(m) (표 2.1.10 참조)

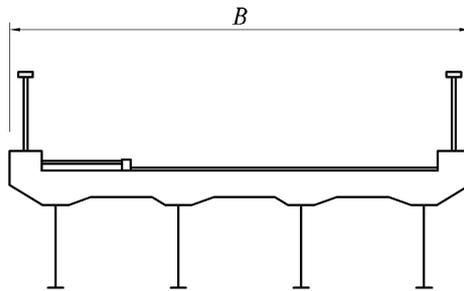


그림 2.1.2 교량 총폭 B

표 2.1.10 플레이트거더교의 총높이 D

교량용 방호울타리	벽형 강성 방호울타리	벽형 강성 방호울타리 이외
총높이 D		

② 2주구 트러스

2주구 트러스에 작용하는 풍하중은 풍상측의 유효연직투영면적 1㎡당 표 2.1.11에 나타낸 값으로 한다. 다만, 표준적인 2주구 트러스에 대해서는 풍상측 현재의 교축방향의 길이 1m당 표 2.1.12에 나타낸 풍하중을 사용하여도 좋다.

제 2 장 설계일반사항

표 2.1.11 2주구 트러스에 작용하는 풍하중(MPa)

트러스	활하중 재하시	$1.25 \times 10^{-3} / \sqrt{\phi}$
	활하중 비재하시	$2.5 \times 10^{-3} / \sqrt{\phi}$
교량의 바닥판	활하중 재하시	1.5×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}

단, $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

여기서, ϕ : 트러스의 충실률(트러스 외곽 면적에 대한 트러스 투영면적의 비)

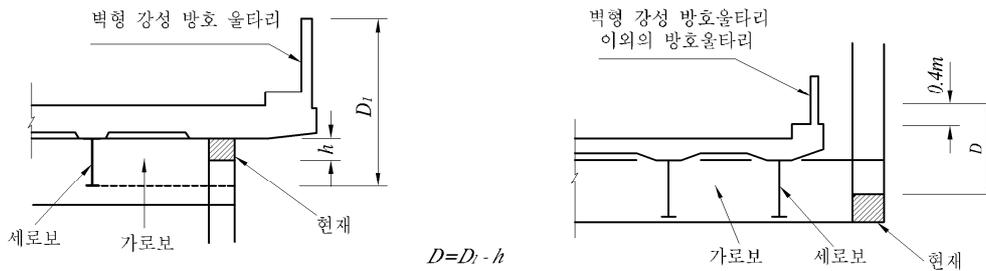
표 2.1.12 표준적인 2주구 트러스의 풍하중(kN/m)

현 재		풍 하 중
재하현	활하중 재하시	$1.5 + 1.5D + 1.25 \sqrt{\lambda h} \geq 6.0$
	활하중 비재하시	$3.0D + 2.5 \sqrt{\lambda h} \geq 6.0$
비재하현	활하중 재하시	$1.25 \sqrt{\lambda h} \geq 3.0$
	활하중 비재하시	$2.5 \sqrt{\lambda h} \geq 3.0$

단, $7 \leq \lambda/h \leq 40$

여기서, D : 교량 바닥판의 총높이(m)

다만, 교축직각 수평방향에서 보아 현재와 중복되는 부분의 높이는 포함하지 않는다(그림 2.1.3 참조).



(a) 상로 트러스의 경우

(b) 하로 트러스의 경우

그림 2.1.3 2주구 트러스의 바닥판 총높이 D

여기서, h : 현재의 높이(m)

λ : 하현재 중심에서 상현재 중심까지의 주구 높이(m)

③ 기타 형식의 교량

기타 형식의 교량의 주거더 부분에 작용하는 풍하중은 주거더의 형상에 따라 ①항 또는 ②항을 적용한다. ①항 또는 ②항에 규정되지 않은 부재에 작용하는 풍하중은 단면형상에 따라 표 2.1.13에 나타낸 값을 사용한다. 또한 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5m의 위치에서 1,500 N/m의 풍하중이 활하중에 대하여 작용하는 것으로 본다.

표 2.1.13 플레이트거더교 또는 2주구 트러스 이외의 교량 부재에 작용하는 풍하중(MPa)

부재의 단면형상		풍 하 중	
		풍상측 부재	풍하측 부재
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

④ 병렬교량

플레이트거더교가 병렬로 놓여 있는 경우에는 이 영향을 고려하여 표 2.1.9의 풍하중을 적절히 보정하여야 한다.

(4) 태풍이나 돌풍에 취약한 지역(해안 인접지역 등)에 위치한 중대지간의 교량

① 태풍에 취약한 지역에 위치한 중장대 지간의 교량은 설계기준풍속에 기초하여 식 (2.1.6)로 구한 풍하중에 의하여 설계한다. 이때 설계기준풍속은 대상지역의 풍속기록과 구조물 주변의 지형 및 환경, 그리고 교량상부구조의 지상 높이 등을 고려하여 합리적으로 결정한 10분 평균풍속이다. 그러나 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 고도보정을 위하여 식 (2.1.7)을 사용할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 V_d &= 1.925 \left[\frac{z}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad z \geq z_b \\
 &= 1.925 \left[\frac{z_b}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad z < z_b
 \end{aligned}
 \tag{2.1.7}$$

제 2 장 설계일반사항

- ② 기본풍속(V_{10})이란 재현기간 100년에 해당하는 개활지에서의 지상 10m의 10분 평균풍속을 말하는데, 대상지역 인근 기상관측소의 장기풍속기록(태풍 또는 계절풍)과 지역적 위치를 동시에 고려하여 극치분포로부터 추정하거나 태풍자료의 시뮬레이션 등의 합리적인 방법으로 추정한다. 단, 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 표 2.1.14에 주어진 지역별 기본풍속을 사용할 수 있다
- ③ z_G , z_b , α 등은 지표면의 거친 정도, 즉 조도의 조건에 따라 달라지는 것으로서 표 2.1.15로부터 결정한다. 이때 지표조도 구분은 교량 상부구조 높이의 약 100배 범위(최소 500m)에서의 평균적인 지표상황으로부터 결정한다. 또한 교량의 주거더인 경우에는 그림 2.1.4에 표시한 바와 같이 가설지점을 중심으로 하여 교축방향에 직각인 2방향 각각에 대해서 평균적인 범위를 한정한다. 2방향의 지표조건이 다른 경우에는 조도가 작은 쪽을 선택한다. 또한 교량이 폭 100m 이상의 하천과 교차하는 경우에는 하천을 제외한 지표조건으로부터 조도구분을 결정한 후 조도가 작은 쪽으로 1구분 올린다.
- ④ 태풍에 취약한 지역에 위치한 중장대 지간교량의 시공중 검토를 위한 풍하중은 시공기준풍속에 기초하여 식 (2.1.6)에 따라 구할 수 있다. 이때 시공기준풍속은 공사기간에 대한 최대풍속의 비초과확률 80%에 해당하는 10분 평균풍속으로 합리적인 방법으로 결정한다. 단, 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 고도보정을 위하여 식 (2.1.7)을 사용할 수 있다.
- (5) 주경간 길이가 200m 이상인 장대 특수교량의 설계에서는 전항의 정적설계 결과에 대하여 동적 해석과 풍동실험을 통하여 풍하중의 동적 효과에 대한 교량의 제반 공기역학적 안정성을 검토하여야 한다. 또한 가설단계에서의 내풍안정성에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

2.1 하중

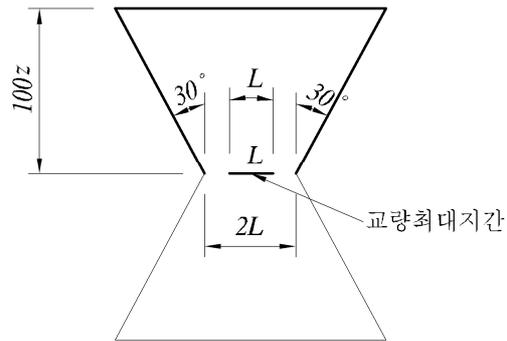


그림 2.1.4 지표조도구분을 위한 참조지역

표 2.1.14 지역별 기본풍속

구 분	지 역	지 명	기본풍속(m/s)
I	내륙	서울, 대구, 대전, 춘천, 청주, 수원, 추풍령, 전주, 이리, 진주, 광주	30
II	서해안	서산, 인천	35
III	서남해안 남해안 동남해안	군산 여수, 충무, 부산 포항, 울산	40
IV	동해안 제주지역 특수지역	속초, 강릉 제주, 서귀포 목포	45
V		울릉도	50

제 2 장 설계일반사항

표 2.1.15 지표조도구분에 의한 α , Z_G , Z_b 의 값

지표조도구분	지 표 상 황	α	$Z_G(m)$	$Z_b(m)$	조도
I	•해상, 해안	0.12	500	5	작다 ↑ ↓ 크다
II	•개활지, 농지, 전원 •수목과 저층건축물이 산재하여 있는 지역	0.16	600	10	
III	•수목과 저층건축물이 밀집하여 있는 지역 •중·고층 건물이 산재하여 있는 지역 •완만한 구릉지	0.22	700	15	
IV	•중·고층 건물이 밀집하여 있는 지역 •기복이 심한 구릉지	0.29	700	30	

(6) 하부구조에 직접 작용하는 풍하중은 교축직각방향 및 교축방향에 작용하는 수평하중으로 한다. 그러나 동시에 2방향으로는 작용하지 않는 것으로 한다. 풍하중의 크기는 풍향방향의 유효연직투영면적에 대하여 표 2.1.16의 값으로 한다.

표 2.1.16 하부구조에 작용하는 풍하중(MPa)

구체의 단면형상		풍하중
원형 및 트랙형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}

2.1.12 온도변화

(1) 설계시 온도변화의 범위

설계시 온도변화의 범위는 다음 값을 표준으로 한다.

- ① 강교에서 온도변화의 승강은 가설시 온도를 기준으로 하여 계산한다. 온도변화의 범위는 -10°C 에서 $+50^{\circ}\text{C}$ 를 표준으로 하되 특히 추운 지방에서는 -30°C 에서 $+50^{\circ}\text{C}$ 까지로 한다. 타이드아치, 보강거더가 있는 아치, 라멘, 강바닥판 등

에서는 태양의 직사부분과 그늘부분과의 온도차는 15℃로 한다. 그러나 특별히 조사 검토한 경우에는 온도변화의 범위를 실제의 상황에 따라 정할 수 있다.

- ② 콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15℃로 하면 된다. 단면의 최소 치수가 700mm 이상인 경우에는 위 표준을 10℃로 하면 된다. 바닥판과 기타 부분의 온도차에 의해 생기는 단면력을 산출하는 경우의 온도차는 5℃를 표준으로 하고 온도분포는 바닥판과 기타 부분에 있어서 균일하다고 본다.
- ③ 합성보의 바닥판 콘크리트와 강재거더의 온도차는 10℃로 하고 온도분포는 강재거더와 바닥판 콘크리트 각각이 일정하게 분포한다고 본다.

(2) 설계시 선풍창계수

- ① 강교에서 강재의 선풍창계수는 1.2×10^{-5} 로 한다.
- ② 콘크리트교에서 철근 및 콘크리트의 선풍창계수는 1.0×10^{-5} 로 한다.
- ③ 강재와 콘크리트의 합성거더교에서 강재 및 콘크리트의 선풍창계수는 1.2×10^{-5} 로 한다.

(3) 가동받침의 이동량 산정시 온도변화의 범위 및 선풍창계수는 표 2.1.17의 값을 표준으로 한다.

(4) 수중 또는 토중에 있는 구조물에 대해서는 온도변화의 영향을 고려하지 않는다.

표 2.1.17 가동받침의 이동량 산정시 온도변화 및 선풍창계수

교량 종류	온도변화		선풍창계수
	보통지방	한랭한 지방	
PSC교, RC교	-5℃ ~ +35℃	-15℃ ~ +35℃	1.0×10^{-5}
강교(상로교)	-10℃ ~ +40℃	-20℃ ~ +40℃	1.2×10^{-5}
강교(하로교 및 강바닥판교)	-10℃ ~ +50℃	-20℃ ~ +40℃	1.2×10^{-5}

2.1.13 지진의 영향

지진의 영향에 대해서는 6장 내진설계에서 정하는 바에 따른다.

2.1.14 설하중

설하중을 고려할 필요가 있는 지방에서는 가설지점의 실제상황에 따라 적당한 값을 정하도록 한다.

2.1.15 지반변동 및 지점이동의 영향

(1) 하부구조에 대한 지반변동의 영향

하부구조 완성 후 기초지반의 압밀침하 등에 의해 지반변동이 예상되는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

(2) 상부구조에 대한 지점이동의 영향

부정정구조물에서 지반의 압밀침하 등으로 인하여 장기간에 걸친 지점의 이동 및 회전的影响을 고려하여야 할 경우에는 최종 이동량을 추정하여 단면력을 산정하여야 한다. 단면력의 산정은 탄성계산에 따라야 한다.

이 경우 콘크리트교에 대해서는 탄성계산에서 구한 단면력의 50%를 설계계산에 사용하고, 강교에 대해서는 탄성계산에서 구한 단면력을 그대로 설계계산에 사용한다.

2.1.16 파압

(1) 연직벽에 작용하는 쇄파의 파력은 식(2.1.8)에 의해 산출한다. 파력은 정수면상 1.25 H_o 의 높이에서 해저까지 균일하게 분포한다.

$$p = 1.5 \times 10^{-3} \omega H_o \tag{2.1.8}$$

여기서,

p : 쇄파의 압력(MPa)

ω : 해수의 단위중량(kN/m³)

H_o : 외해파의 파고(m)

(2) 하천이나 호수 등의 교각에 작용하는 파압은 일반적으로 무시할 수 있다.

2.1.17 원심하중 및 제동하중

(1) 원심하중

교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 DB하중의 백분율로서 표현되는 다음과 같은 원심하중에 의해 설계하여야 한다.

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) \quad (2.1.9)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h)

R : 곡선반경(m)

한편, 곡선궤도의 경우 원심하중은 궤도차량하중의 8%로 본다.

원심하중은 교면상 또는 레일면상 1,800 mm의 높이에서 횡방향으로 작용하는 것으로 한다. 바닥판이 지지거더에 의해 지지되어 있는 경우 바닥판은 동일평면 내에서 원심하중에 저항할 수 있도록 설계하여야 하며, 이 원심하중은 지점을 통하여 하부 구조로 전달되므로 하부구조의 설계시에도 이것을 고려하여야 한다.

(2) 제동하중

자동차의 제동하중 및 궤도차량의 제동하중은 극단적으로 가벼운 교량 및 궤도가 있는 교량 등 특별한 경우에 고려하는 것으로 한다. 자동차의 제동하중은 최대하중 효과가 발생되도록 설계차로 위에 재하된 DB하중의 10%로 하고 교면상 1,800 mm 되는 위치에서 자동차의 진행방향으로 작용하는 것으로 본다. 궤도상의 제동하중은 율하중 전체의 10%로 하고 레일면상 1,800 mm 높이에서 차량의 진행방향으로 작용하는 것으로 한다.

2.1.18 가설시 하중

교량 가설시에는 가설단계별 가설방법과 가설중의 구조를 고려하여 자중, 가설장비, 기 자재, 바람, 지진의 영향 등 모든 재하조건에 대한 안전도 검토를 수행하여야 한다.

2.1.19 충돌하중

(1) 자동차의 충돌

자동차가 충돌할 우려가 있는 각주에는 콘크리트벽 등으로 충분히 안전한 방호시설을 설치하여야 한다. 이들 방호시설을 설치하지 않은 경우에는 다음 충돌하중이 노면 위 1,800mm에서 수평으로 작용하는 것으로 보고 각주를 설계하여야 한다.

차도방향에 대하여 1,000kN
차도직각방향에 대하여 500kN

(2) 유목 등의 충돌

유목 및 기타의 유송물이 충돌할 우려가 있는 경우에는 식(2.1.10)에 의해 충돌력을 산출한다. 그 작용 높이는 수면으로 한다.

$$P = 0.1 W v \quad (2.1.10)$$

여기서,

P : 충돌력(kN)
 W : 유송물의 중량(kN)
 v : 표면유속(m/s)

(3) 선박의 충돌

항로상 또는 항로 근처에 교각을 설치하여 선박과 충돌할 우려가 있는 경우에는 이것을 설계에 고려하여야 한다.

2.2 설계방법 및 안전율

2.2.1 일 반

강교와 강재교각은 종래와 같이 허용응력설계법을 따른다. 그러나 콘크리트교와 콘크리트 교대, 교각 등은 원칙적으로 강도설계법을 따르되 허용응력설계법도 사용할 수 있다.

2.2.2 허용응력설계법

2.2.2.1 총 칙

- (1) 주하중 및 주하중에 상당하는 특수하중에 대한 허용응력은 2.2.2.3, 2.2.2.4 및 2.2.2.5에 규정한 값으로 한다.
- (2) 부하중 및 부하중에 상당하는 특수하중을 고려하는 경우의 허용응력은 2.2.2.3, 2.2.2.4 및 2.2.2.5에 규정한 허용응력에 2.2.2.2에 주어진 증가계수를 곱한 값으로 한다.

2.2.2.2 하중조합 및 증가계수

- (1) 강교에서의 하중조합 및 증가계수는 표 2.2.1과 같다.

표 2.2.1 강교에서의 하중조합 및 증가계수

하 중 조 합		증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.70
6	풍하중만 고려할 때	1.20
7	제동하중만 고려할 때	1.20
8	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.50
9	가설시 하중	1.25

가설시 하중의 경우, 특히 가설기간이 길거나 신공법으로 가설되는 교량에 대해서는 허용응력을 증가시키지 않는다.

제 2 장 설계일반사항

(2) 콘크리트교에서의 하중조합 및 증가계수는 표 2.2.2와 같다.

표 2.2.2 콘크리트교에서의 하중조합 및 증가계수

하 중 조 합		증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.50
6	풍하중만 고려할 때	1.20
7	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.33
8	가설시 하중	1.25

가설시 하중에 대해서는 (1)항의 규정에 따른다. 그리고 콘크리트교에서 부하중 및 부하중에 상당하는 특수하중을 고려하는 경우에, PS강재의 허용인장응력은 PS강재 항복점의 90% 이하의 값으로 하며, 프리스트레싱 직후의 콘크리트 및 PS강재의 허용응력은 증가시키지 않는다.

(3) 하부구조에서의 하중조합 및 증가계수는 표 2.2.3과 같다.

표 2.2.3 하부구조에서의 하중조합 및 증가계수

하 중 조 합		증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.50
	강구조에 대하여	1.70
	철근 및 무근콘크리트에 대하여	1.50
6	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.33
	강구조에 대하여	1.50
	철근 및 무근콘크리트에 대하여	1.33
7	가설시 하중의 조합	1.25
	완성 후의 응력이 현저히 저하되는 경우	1.50
	완성 후의 응력이 허용응력과 같은 정도로 되는 경우	1.25

2.2.2.3 강교에서의 허용응력

강교에서 사용되는 강재의 허용응력은 3.3과 3.13의 해당 규정을 따른다.

2.2.2.4 콘크리트교에서의 허용응력

콘크리트교에서 사용되는 콘크리트 및 강재의 허용응력은 4.5와 4.6의 해당 규정을 따른다.

2.2.2.5 하부구조에서의 허용응력

지진의 영향을 고려할 때, 프리스트레스트 콘크리트 말뚝과 PHC말뚝의 허용휨인장응력은 표 2.24에 따르며 상세규정은 4.5.2를 따른다. 그 외에 하부구조에서 사용되는 강재 및 콘크리트의 허용응력은 각각 3.3 및 4.5의 규정에 따른다.

표 2.24 지진의 영향을 고려할 때 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 콘크리트 허용휨인장응력(MPa)

유효프리스트레스 f_{ce} (MPa)	$4 \leq f_{ce} < 7$	$7 \leq f_{ce}$
허용휨인장응력	3	5

2.2.3 강도설계법

2.2.3.1 총 칙

- (1) 콘크리트구조물의 부재나 단면은 2.2.3.2의 설계하중조합과 2.2.3.3의 강도감소계수에 의해 계산되는 설계단면력 이상의 설계강도를 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 부재는 사용하중 하에서도 적절한 성능과 기능을 확보할 수 있도록 이 설계기준의 모든 규정을 충족시켜야 한다.

2.2.3.2 설계하중조합

(1) 설계단면력

- ① 부재나 단면의 소요강도는 다음 (2)항에서 규정한 하중계수를 사용한 하중조합에 따라 계산된 휨, 축방향력, 전단 및 비틀림 등으로 나타난 극한외력에 대한 설계단면력 U 에 기초를 두어야 한다.

제 2 장 설계일반사항

- ② 구조물이나 구조부재는 가장 불리한 재하조건을 고려하여 계산된 극한외력에 대하여 설계하여야 한다.
- ③ 가장 불리한 외력이란 때로는 재하효과의 상쇄작용으로 인하여 각종 활하중 가운데 하나 또는 그 이상이 작용하지 않는 경우에 발생할 수 있음을 유의하여야 한다.
- ④ 다음 (2)항에 규정된 하중조합 중에 가장 불리한 외력을 일으키는 조합을 사용하여 설계단면력을 계산하여야 한다. 이때 구조물의 특성, 재하환경으로 인하여 강설, 강우 또는 특수 상재하중 등이 재하되는 경우에는 이와 같은 특수하중의 재하효과도 하중조합에 포함시켜야 한다.
- ⑤ 장대교량의 설계에 있어서 작용하중, 사용조건, 구조재료 등이 이 설계기준의 조항과 다를 경우에는 이들을 합리적으로 고려하여 설계하여야 하며, 따라서 설계자의 경험과 판단에 따라 다음 (2)항에 규정된 하중계수를 증감시켜서 설계할 수 있다.

(2) 주요 하중조합의 하중계수

$$U = 1.3D + 2.15(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q \quad (2.2.1)$$

$$U = 1.3D + 1.7H + 1.3Q + 1.3W \quad (2.2.2)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3(0.5W + WL + BK) \quad (2.2.3)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3G \quad (2.2.4)$$

$$U = 1.25D + 1.65H + 1.25Q + 1.25W + 1.25G \quad (2.2.5)$$

$$U = 1.25D + 1.25(L + I) + 1.25CF + 1.65H + 1.25Q + 1.25(0.5W + WL + BK) + 1.25G \quad (2.2.6)$$

$$U = 1.0(D + H + Q + E) \quad (2.2.7)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3CO \quad (2.2.8)$$

$$U = 1.2D + 1.55H + 1.2Q + 1.2W + 1.2CO \quad (2.2.9)$$

여기서,

- D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
- L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
- I : 충격 또는 이에 따른 단면력
- H : 토압 또는 이에 따른 단면력
- W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
- WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
- BK : 제동하중 또는 이에 따른 단면력
- E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력
- CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력
- CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
- G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수의 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
- Q : 부력 또는 양압력, 수압, 과압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

(3) 특수하중조합의 하중계수

- ① 2.1.5에 따른 2, 3등급의 설계에서 초과하중에 대하여 검토하는 경우

$$U = 1.3D + 2.85(L + I) \quad (2.2.10)$$

- ② 특별과하중(탱크, 특수 중차량 등)에 대하여 검토하는 경우

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q \quad (2.2.11)$$

- (4) 식 (2.2.1)에서 충격을 고려한 차량활하중과 보도 등의 균중하중의 하중조합에 의해서 외측 주거터를 설계할 때는 활하중계수를 2.15 대신 1.65로 하여 설계한다. 다만, 이때의 설계강도는 활하중계수를 2.15로 한 차량활하중만에 의한 값보다 작아서는 안 된다. 이 경우에 있어서 바닥판 슬래브를 설계할 때는 활하중계수를 2.15 대신 1.3으로 한다.

- (5) (2)항과 (3)항의 모든 하중조합에서 표 2.2.5의 각 경우에 대한 고정하중계수와 토압하중계수는 각각 표에 제시한 값을 사용하여야 한다.

제 2 장 설계일반사항

표 2.2.5 하중조합에서 고정하중계수와 토압하중계수를 바꾸어 설계하는 경우

식	고정하중계수	토압하중계수	
	기동설계시 최소 축하중 및 최대 모멘트 또는 최대 편심에 대하여 설계할 경우	라멘구조에서 횡토압에 의해 정모멘트를 검토하는 경우	연직토압의 경우
(2.2.1)~(2.2.4), (2.2.7), (2.2.8), (2.2.10), (2.2.11)	1.0	0.65	1.5
(2.2.5), (2.2.6)	0.95	0.65	1.45
(2.2.9)	0.9	0.8	1.4

(6) 기초를 설계할 경우 토압 등에는 하중계수에 의한 하중 증가를 시키지 않는다. 또한 전도, 활동 등에 대한 안전율을 사용하여 구조물 기초의 안정성을 검토하는 경우에도 하중계수를 사용하지 않는다.

2.2.3.3 설계강도

(1) 공칭 및 설계강도

- ① 휨, 축방향력, 전단 또는 비틀림으로 표시되는 부재나 단면의 강도는 이 설계기준의 규정과 가정에 따라 계산된 공칭강도를 가져야 한다.
- ② 콘크리트구조물에 대한 강도설계법에서는 단면의 공칭강도에다 (2)항에서 규정한 강도감소계수를 곱하면 단면의 설계강도가 된다.
- ③ 강구조물에 대한 하중계수설계법에서는 계산된 최대공칭강도를 그대로 설계강도로 한다.

(2) 강도감소계수, ϕ

- ① 휨부재, 휨과 축방향인장을 겸하여 받는 부재

(가) 보통철근콘크리트 부재 : $\phi_f = 0.85$

2.2 설계방법 및 안전율

(나) 프리스트레스트 콘크리트 부재

㉓ 공장에서 생산된 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 부재 : $\phi_f = 0.90$

㉔ 현장타설 된 포스트텐션 콘크리트 부재 : $\phi_f = 0.85$

(다) 적절한 품질관리로 공장생산 된 프리캐스트 부재 : $\phi_f = 0.90$

② 축방향인장부재 : $\phi_t = 0.85$

③ 축방향압축부재, 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재

(가) 4.4.5.1의 나선철근으로 보강된 철근 콘크리트 부재 : $\phi_c = 0.75$

(나) 그 이외의 철근콘크리트 부재 : $\phi_c = 0.70$

(다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배와 인장지배 단면 사이일 경우에는, ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계 ϵ_y 에서 인장지배 변형률 한계로 증가함에 따라 ϕ 값을 압축지배 단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다. 여기서 압축지배 변형률 한계 ϵ_y 는 f_y/E_s 로, 인장지배 변형률 한계는 항복강도 f_y 가 400 MPa 이하 일때는 0.005로 500 MPa일 경우는 0.00625($2.5\epsilon_y$)로 한다.

④ 전단과 비틀림 : $\phi_v = 0.80$

⑤ 콘크리트의 지압 : $\phi_b = 0.70$

⑥ 무근콘크리트 : $\phi_{pc} = 0.65$

(3) 연결부의 설계강도

① 프리캐스트 부재 사이 또는 프리캐스트 부재와 현장타설 콘크리트 부재 사이 연결부의 설계강도는 고려되는 작용 외력에 대한 공칭강도에 수정된 강도감소계수를 곱하여 구한 값으로 취해야 한다.

② 수정된 강도감소계수는 (2)항의 해당 ϕ 값에 연결부에 대한 추가 강도감소계수인 0.85를 곱하여 구한 값으로 취해야 한다.

(4) 정착길이와 이음길이에 대한 규정

4.3.10~4.3.19에서 규정되는 정착길이와 이음길이에 ϕ 계수를 적용할 필요가 없다.

2.3 사용재료

2.3.1 강 재

강재는 표 2.3.1의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

표 2.3.1 표준으로 하는 강재

강재의 종류	규 격		강 재 기 호
1. 구조용 강재	KS D 3503	일반구조용 압연강재	SS400
	KS D 3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	SMA400, SMA490, SMA570
	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, HSB600, HSB800
2. 강 관	KS D 3566	일반구조용 탄소강관	STK400, STK490, STK500
	KS D 3780	철탑용 고장력강 강관	STKT590
	KS F 4602	강관말뚝	SKK400, SKK490
	KS F 4605	강관시트파일	SKY400, SKY490
3. 접합용 강재	KS B 1010	마찰접합용 고장력 6각볼트, 6각너트, 평와셔의 세트	F8T, F10T, F13T
4. 용접재료	KS D 7004	연강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7006	고장력강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7101	내후성강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7102	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용접 플럭스	
	KS D 7103	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용접 와이어	
	KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크 용접 솔리드 와이어	
	KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크 용접 플럭스 충전 와이어	
5. 주단조품	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450
	KS D 4106	용접구조용 주강품	SCW410, SCW480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn1A, SCMn2A
	KS D 3752	기계구조용 탄소강재	SM35C, SM45C
	KS D 4301	회주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연주철품	GCD400

표 2.3.1 표준으로 하는 강재(계속)

강재의 종류	규격		강재기호
6. 선재·선재 2차제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS
	KS D 3559	경강 선재	HSWR
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	원형선 SWPC1, 이형선SWPD1, 2연선 SWPC2, 이형3연선 SWPD3, 7연선 SWPC7, 19연선 SWPC19
7. 봉강	KS D 3504	철근콘크리트용 봉강	SD300, SD350, SD400
	KS D 3505	PC 강봉	A종 2호 SBPR 785/1030 B종 1호 SBPR 930/1080 B종 2호 SBPR 930/1180

주) 이 표의 PC는 용어상으로는 PS이나 KS규격의 명칭을 그대로 표기한 것임

2.3.2 콘크리트

2.3.2.1 콘크리트 재료

콘크리트 재료는 다음 각 항에 나타낸 재료를 사용하는 것을 표준으로 한다.

- (1) 시멘트는 원칙적으로 KS L 5201에 규정한 보통포틀랜드 시멘트, 조강포틀랜드 시멘트 및 KS L 5210에 규정한 고로슬래그 시멘트로 한다.
- (2) 물은 기름, 산, 염류, 유기물 등의 유해물을 포함하지 않은 것으로 한다.
- (3) 잔골재는 깨끗하고 강하며 내구적이고, 적당한 입도를 가지며 먼지, 흙, 유기불순물, 염화물 등의 유해량을 함유하여서는 안 된다.
- (4) 굵은골재는 깨끗하고 강하며 내구적이고, 적당한 입도를 가지며 얇은 석면, 길다란 석면, 유기불순물, 염화물 등의 유해물을 함유하여서는 안 된다.
- (5) 혼화제로 사용할 AE제, 감수제, AE감수제 및 고성능 AE감수제는 KS F 2560에 적합한 것이어야 한다.

2.3.2.2 콘크리트

도로교에 사용하는 콘크리트는 설계기준강도가 원칙적으로 표 2.3.2에 나타낸 값 이상이어야 한다.

제 2 장 설계일반사항

표 2.3.2 콘크리트의 최저 설계기준강도(MPa)

부재의 종류		최저 설계기준강도
무근콘크리트 부재		18
철근콘크리트 부재		21
프리스트레스트 콘크리트 부재	프리텐션 방식	35
	포스트텐션 방식	30

2.3.3 설계계산에 사용하는 물리상수

설계계산에 사용하는 물리상수의 값은 다음과 같이 한다.

(1) 강재

- ① 설계계산에 사용하는 강재의 물리상수 값은 표 2.3.3의 값을 사용한다.

표 2.3.3 설계계산에 사용되는 강재의 물리상수

종 류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수	205,000MPa
철근의 탄성계수	200,000MPa
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수	200,000MPa
주철의 탄성계수	100,000MPa
강의 전단탄성계수	79,000MPa
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25

- ② 프리스트레스트의 감소량을 산출하는 경우에 PS강재의 겉보기 릴랙세이션율은 표 2.3.4의 값을 표준으로 한다. 다만, PS강재가 고온의 영향을 받는 경우에는 PS강재의 겉보기 릴랙세이션율은 표 2.3.4의 값에 2%를 가산하는 것을 원칙으로 한다.

표 2.3.4 PS강재의 겉보기 릴랙세이션율(%)

PS강재의 종류	겉보기 릴랙세이션율
PS강선, PS강연선	5
PS강봉	3

- ③ ②항에 따르기 힘든 경우에는 PS강재의 인장응력에 따라 측정된 릴랙세이션율에서 콘크리트의 크리프, 건조수축 등의 영향을 고려하여 별도로 PS강재의 겉보기 릴랙세이션율을 정하여야 한다.

(2) 콘크리트

- ① 콘크리트의 탄성계수는 다음의 규정에 따른다.

(가) 콘크리트의 활선탄성계수는 콘크리트의 단위질량 m_c 의 값이 1,450~2,500 kg/m^3 인 콘크리트의 경우 식 (2.3.1)에 따라 계산하여야 한다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3.1)$$

다만, 보통골재를 사용한 콘크리트($m_c = 2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우는 식 (2.3.2)를 이용할 수 있다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3.2)$$

여기서,

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \quad (\text{MPa})$$

(나) 크리프 계산에 사용되는 콘크리트의 초기접선탄성계수와 활선탄성계수와 의 관계는 식 (2.3.3)과 같다.

$$E_c = 0.85E_{ci} \quad (2.3.3)$$

- ② 콘크리트의 전단탄성계수는 식 (2.3.4)에 따라 계산한다.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (2.3.4)$$

여기서,

G_c : 콘크리트의 전단탄성계수(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

ν : 포아송비

제 2 장 설계일반사항

- ③ 콘크리트의 포아송비는 실험에 의하여 결정되지 않는 경우에는 일반적으로 1/6로 가정한다.
- ④ 콘크리트의 크리프와 건조수축은 각각 4.2.3.3 및 4.2.3.4의 규정에 따른다.

2.4 받침, 신축이음장치 및 방호울타리

2.4.1 받침

2.4.1.1 일반 사항

- (1) 받침은 상부구조에서 전달된 하중을 확실히 하부구조에 전달하고 지진, 바람, 온도변화 등에 대해서 안전하도록 설계하여야 한다.
- (2) 받침은 상부구조의 형식, 지간길이, 지점반력, 내구성, 시공성 등에 의해 그 형식과 배치 등이 결정된다. 특히 곡선교나 사교 등은 지점반력의 작용기구, 신축과 회전방향을 충분히 검토하여 받침형식과 배치 등을 결정하여야 한다.
- (3) 받침의 내진설계는 6장 내진설계의 규정에 따르는 것으로 한다.

2.4.1.2 받침에 작용하는 부의 반력

받침은 식 (2.4.1)과 식 (2.4.2)에 의해 구해진 부의 반력 중 불리한 값을 사용하여 설계하는 것을 원칙으로 한다.

$$R = 2R_{L+I} + R_D \quad (2.4.1)$$

$$R = R_D + R_W \quad (2.4.2)$$

여기서,

- R : 받침반력(kN)
 R_{L+I} : 충격력을 포함한 활하중에 의한 최대부반력(kN)
 R_D : 고정하중에 의한 받침반력(kN)
 R_W : 풍하중에 의한 최대부반력(kN)

2.4.1.3 가동받침의 이동량

- (1) 가동받침은 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등에 의해 생기는 이동량에 대해서 여유 있는 구조로 하여야 한다. 받침의 이동량 산정에 사용하는 온도변화와 선폽창계수는 2.1.12의 규정에 따른다.

제 2 장 설계일반사항

(2) 콘크리트교의 건조수축과 크리프의 영향에 의한 이동량은 일반적으로 다음과 같이 정의한다.

$$\Delta l_s = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta \quad (2.4.3)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \cdot \phi \cdot l \cdot \beta \quad (2.4.4)$$

여기서,

- Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량
- Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량
- α : 선팽창계수(2.1.12 (2)항 참조)
- l : 신축거더 길이
- β : 건조수축, 크리프의 저감계수(표 2.4.2 참조)
- P_i : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력
- A_c : 콘크리트의 단면적
- E_c : 콘크리트의 탄성계수
- ϕ : 콘크리트의 크리프 계수(표 2.4.1 참조)
- ΔT : 건조수축에 해당하는 온도변화(표 2.4.1 참조)

표 2.4.1 콘크리트의 크리프 계수와 건조수축량

콘크리트의 크리프 계수	$\phi = 2.0$
콘크리트의 건조수축	20 °C 하강상당

표 2.4.2 건조수축, 크리프의 저감계수, β

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

(3) 가동받침의 이동량 산정에는 상기의 계산이동량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의

2.4 받침, 신축이음장치 및 방호울타리

규모에 따라서 다른데, 일반 중소지간 교량의 경우에는 설치여유량으로서 $\pm 10\text{ mm}$, 부가여유량으로서 $\pm 20\text{ mm}$, 합계 $\pm 30\text{ mm}$ 로 보는 것이 보통이다.

2.4.1.4 가동받침의 마찰계수

가동받침에 작용하는 수평력을 산정할 때 받침의 마찰계수는 제조자의 공인된 규격에 따르되 최소값은 표 2.4.3의 값을 사용하도록 한다. 탄성받침의 경우에는 받침의 수평변위에 따라 수평력을 산정한다.

표 2.4.3 가동받침 마찰계수의 최소값

마찰기구	받침의 종류	마찰계수
회전마찰	롤러 및 로커 받침	0.05
활동마찰	포트받침(플루오르수지판)	0.05
	고력 황동주물 받침판 받침	0.15
	주철의 선받침	0.20
	강재의 선받침	0.25

2.4.1.5 구조세목

- (1) 소울플레이트 및 받침판의 두께는 원칙적으로 22 mm 이상으로 한다. 소울플레이트는 주거더에 확실히 정착시켜야 한다. 주요부의 두께는 주강재 받침에 있어서는 25 mm 이상, 주철재 받침에서는 35 mm 이상으로 한다.
- (2) 앵커 볼트의 지름과 문힘길이는 수평력 및 부착력을 고려하여 산정한다.
- (3) 하부구조와 받침의 고정 및 앵커 볼트의 매입은 무수축성 모르타르를 사용하는 것을 원칙으로 한다.
- (4) 물기가 있는 곳에 받침을 설치하는 경우에는 받침의 방청을 고려하여 배수가 양호한 구조로 한다.
- (5) 가동받침부에는 지진과 같은 예측될 수 없는 사태가 발생했을 때 보의 비정상적인 이동을 방지하기 위한 장치를 설치하여야 한다.
- (6) 받침의 유지관리 및 재해시 보수 등을 위해 적절한 거더 밑 공간(하부구조물 상단과 상부구조물 하단 사이의 공간)을 확보하여야 한다.

제 2 장 설계일반사항

2.4.2 신축이음장치

2.4.2.1 일반사항

신축이음장치는 설치하는 도로의 성격, 교량의 형식, 사용신축량을 기본으로 하여 전체적인 내구성, 평탄성, 배수성과 수밀성, 시공성, 보수성 및 경제성 등을 고려하여 정한다.

2.4.2.2 설계 신축량

(1) 신축이음장치는 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등에 의해 생기는 이동량에 대해서 여유 있는 구조로 하여야 한다. 설계 신축량은 신축이음장치의 용량을 의미하며, 이 값의 산정에 사용하는 온도변화와 선팽창계수는 2.1.12의 규정에 따른다.

(2) 신축이음장치의 신축량 산정에는 상기의 기본 신축량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 다른데, 일반적으로 다음과 같은 값을 따른다.

- 신축장 100 m 미만 : (기본 신축량 × 20%) + 10 mm
- 신축장 100 m 이상 : 설치 여유량(10 mm) + 부가 여유량(20 mm)

여기서, 신축장은 신축하는 거더의 길이이며, 일반받침의 경우는 고정단으로부터의 거리, 면진받침의 경우에는 교량의 중심에서부터의 거리로 본다.

2.4.3 방호울타리

2.4.3.1 일반 사항

교량용 방호울타리는 그 사용 목적에 따라 난간, 차량 방호울타리 및 난간 겸용 차량 방호울타리로 구분된다. 교량용 방호울타리는 기능, 경제성, 시공조건, 미관 및 유지관리 등을 충분히 감안하여 설치 목적 및 설치 장소에 부합될 수 있도록 설치하여야 한다.

2.4.3.2 설 치

(1) 보차도의 구별이 있는 경우

도심하천상의 교량 등과 같이 교면상 보도와 차도의 구별이 있는 경우에는 보차도의

2.4 받침, 신축이음장치 및 방호울타리

경계부 연석 위에 차량 방호울타리를 설치하고, 교량의 최외측 단부 연석 위에는 난간을 각각 설치하도록 한다. 다만, 기존의 교량 등에 보도 등의 폭이 좁아서 보차도 경계부에 차량 방호울타리를 설치하면 보행자 등의 통행을 방해할 우려가 있는 경우에는 최외측 단부 연석에 난간 겸용 차량 방호울타리를 설치하는 것으로 한다.

(2) 보차도의 구별이 없는 경우

도시고가도로 같은 자동차 전용교 또는 보도나 차도의 구별이 없는 교량에 대해서는 교량의 최외측 단부에 반드시 차량 방호울타리 또는 난간 겸용 차량 방호울타리를 설치하도록 한다.

2.4.3.3 난 간

난간은 보도 등의 노면에서 1,100 mm 이상의 높이로 설치하는 것을 원칙으로 하고 그 측면에 도심도로상에는 3.75 kN/m, 일반도로상에는 2.5 kN/m의 수평력이 직각으로 상단부에 작용하는 것으로 난간 정상부 윗면에 수직력 1 kN/m이 작용하는 것으로 설계한다. 이 경우에는 수평력 및 보도 등의 등분포하중의 조합에 대한 바닥판의 내하력과 안전성을 검토하여야 한다. 이때, 허용응력은 증가시키지 않는다.

난간의 부재는 유아가 빠지지 않을 정도의 간격을 유지하여야 한다.

2.4.3.4 차량 방호울타리

차량 방호울타리에 대해서는 다음의 사항을 충분히 고려하여 국내외의 공인된 표준설계지침에 따라 설계하되 최소 높이는 650 mm로 한다.

- 방호울타리에 차량이 충돌할 때의 탑승자의 보호
- 충돌 인접 지역 주행 차량의 보호
- 교면 위나 교량 밑의 인명 및 재물의 보호
- 향후 방호울타리의 개선 가능성
- 방호울타리의 비용 효과
- 외관 및 주행 중 전망 가시성

특히 미관을 위해 표준설계지침에 제시된 구조 제원과 다른 차량용 방호울타리를 설치할 수 있으며, 이 경우에도 표준설계지침의 설계조건을 만족하도록 설계해야 한다.

제 2 장 설계일반사항

다만, 강성 방호울타리에 대해서는 이 규정을 적용하지 않는다.

차량 방호울타리의 차도측 레일면은 원칙적으로 매끈하며 연속적이어야 한다. 또한 차량 방호울타리의 레일면은 지주보다 앞으로 나와 있는 돌출형으로 하는 것을 원칙으로 한다.

차량 방호울타리의 상세설계에서는 충격에너지를 흡수할 수 있는 연성파괴가 일어날 수 있도록 보강철근이나 강재를 연결부에 확실하게 정착시켜야 한다.

2.4.3.5 난간 겸용 차량 방호울타리

난간 겸용 차량 방호울타리는 난간 및 차량 방호울타리의 기능을 동시에 갖춘 방호울타리로서 난간 및 차량 방호울타리의 설계 조건을 각각 만족하도록 설계해야 한다.

2.4.3.6 차량 방호울타리 및 난간 겸용 차량 방호울타리에 충돌하는 차량이 바닥판에 미치는 영향

(1) 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우

차량 방호울타리를 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우, 지주식의 경우에는 지주 최하단 단면에 대한 지주의 저항모멘트를 지주 간격으로 나눈 값이 바닥판에 균등하게 단모멘트로서 작용하는 것으로 본다. 철근콘크리트 벽식인 경우에는 벽하단의 설계에 사용한 작용 모멘트를 그대로 바닥판의 단모멘트로서 가산하도록 한다. 어느 경우라도 허용응력은 2.2.2.1(2)항의 규정을 적용하여 증가시킬 수 있다.

(2) 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우

차량 방호울타리를 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우, 지주의 정착부는 충돌에 의한 작용 모멘트가 바닥판에 분산되어 작용하는 구조로 하여야 한다. 이 경우 바닥판의 작용 모멘트는 연석에 설치하는 경우와 같이 바닥판에 단모멘트로 하여 가산하도록 한다.

2.4.4 연 석

교량의 양측에는 높이 250 mm 이상의 연석을 설치하도록 한다.

2.4.5 배 수

교면에는 배수를 원활하게 하기 위하여 필요한 횡단경사를 두고 길어깨에는 필요한 간격으로 충분한 크기의 배수구를 설치하도록 한다. 박스 거더 및 트러스 부재 등의 폐단면 및 바닥판에서 구조상 물이 고이기 쉬운 장소에는 배수공을 설치하는 것이 좋다.

2.4.6 교면포장

- (1) 교면포장에 대한 세부적인 내용은 도로설계기준 등을 참고할 수 있다.
- (2) 시멘트 콘크리트 포장으로 하는 경우에는 바닥판과 동시에 타설하는 것이 좋다.
- (3) 아스팔트 콘크리트 포장에는 필요에 따라 방수층을 설치하도록 하고, 특수아스팔트 포장시에는 온도변화의 영향을 고려하여야 한다.

2.4.7 부속시설

조명, 표지, 방음벽 등의 부속시설을 설치하는 경우에는 이들이 교량에 미치는 영향을 고려하여 필요한 조치를 강구하여야 한다.

2.4.8 부착시설물

수도관, 가스관 및 통신관 등을 부착하는 경우에는 이들이 교량에 미치는 영향을 고려하여 필요한 조치를 강구하여야 한다.

2.5 기록

2.5.1 교량대장

교량대장에는 교량길이, 교폭, 설계하중(시방서명), 설계지진도, 기초의 형식과 근입깊이, 지반조건, 주요 부분의 구조도, 준공년월일, 기타 장래의 유지관리에 필요한 사항을 기재하여 이것을 보관하여야 한다. 또한, 교량에 관한 주요 정보는 디지털자료로도 보관하여야 한다.

2.5.2 교명판

교량에는 교명판을 부착시킴을 원칙으로 한다.

교명판의 치수와 기재사항은 그림 2.5.1에 따르는 것을 표준으로 한다.

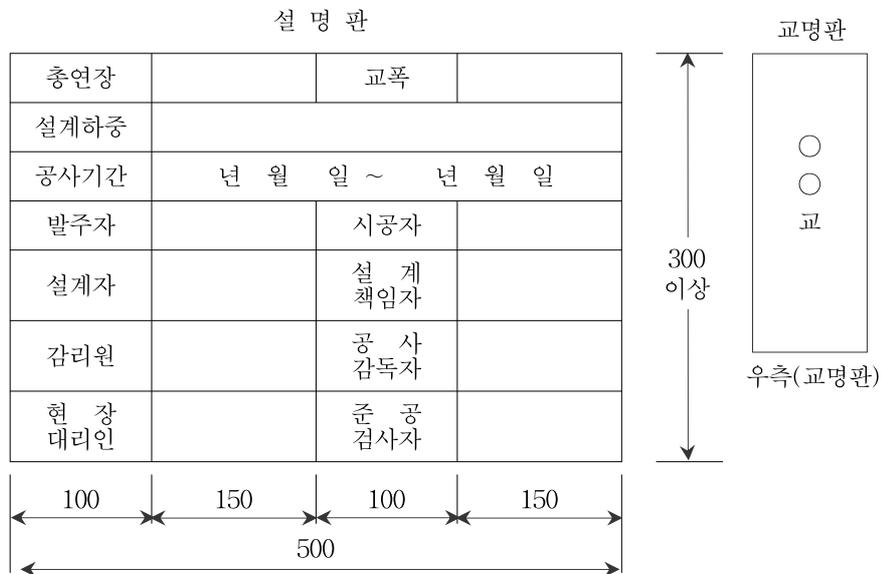


그림 2.5.1 교명판

제3장 강교

제 3 장 강 교

3.1 일 반 사 항

3.1.1 적용범위

이 장은 지간이 200 m 이하인 강교의 상부구조에 주로 적용한다.

3.1.2 용어의 정의

- (1) 강축 : 부재의 단면상에서 힘에 대하여 강한 축
- (2) 교량 거더 폭 : 주거더 중심간의 거리
- (3) 그루브용접 : 양쪽 강판사이에 홈을 두어 서로 맞대거나 또는 T형 이음에서 양쪽 모재 사이의 홈에 용접금속을 넣는 방법으로 목두께의 방향이 적어도 모재의 표면과 직각 또는 거의 직각을 이루게 하여야 한다.
- (4) 니브레이스 : 수평재와 수직재가 만드는 모서리부를 보강하기 위해 설치하는 사재, 귀잡이라고도 한다.
- (5) 다이아프램 : 박스형단면 등의 폐단면부재 형상을 유지하기 위하여 내부에 부재 축에 직각으로 배치하는 판, 힘을 받는 상자형부재의 좌굴현상을 방지하고, 비틀림에 대하여 단면형상을 유지하기 위하여 설치된다.
- (6) 다재하 경로구조 : 한 부재의 파괴로 인하여 전체적인 파괴가 일어나지 않도록 한 구조물
- (7) 단재하 경로구조 : 한 부재의 파괴만으로 전체 구조가 붕괴되는 구조물
- (8) 맞대기 이음 : 둘 이상의 모재의 단과 단을 거의 동일한 평면 내에서 맞붙여서 접합하는 이음
- (9) 모재 : 절단, 용접 등에 의해 가공되는 구조의 본체가 되는 재료
- (10) 목두께 : 용접부의 유효단면두께
- (11) 볼트의 선간거리 : 볼트의 인접선간의 거리, “┌”형 등의 형강의 뒷면으로부터 첫 번째 볼트선까지의 거리
- (12) 볼트의 순간격 : 인접한 볼트구멍 가장자리 사이의 거리

제 3 장 강교

- (13) 볼트의 순연단거리 : 부재 끝에서 볼트구멍 가장자리까지의 거리
- (14) 볼트의 연단거리 : 볼트구멍의 중심에서 판의 연단까지의 거리
- (15) 볼트의 피치 : 힘의 작용선 방향으로 겹 볼트구멍 중심간의 거리
- (16) 상세범주 : 피로분석 시 허용피로응력범위 결정의 기준이 되는 연결부의 등급
- (17) 세장비 : 부재의 지지점간의 거리를 부재의 단면회전반경으로 나눈 값
- (18) 스티드 : 강재 주거더와 콘크리트 슬래브와의 전단연결재로서 머리부와 줄기로 이루어짐
- (19) 약축 : 부재의 단면상에서 힘에 대하여 약한 축
- (20) 용접부 : 용착금속 및 열영향부를 포함한 부분의 총칭
- (21) 응력범위 : 응력범위는 최대응력과 최소응력과의 대수차를 의미한다.
- (22) 필릿용접 : 겹친 이음, T 이음, +자 이음, 각이음 등에 있어서 교차하는 두 모재의 모서리부를 용접하는 삼각형상의 단면을 갖는 용접
- (23) 하이브리드 거더 : 플랜지와 복부판에 강도가 다른 강종을 혼합해서 사용한 거더

3.1.3 기호

- A : 나사부 바깥지름을 기준으로 계산한 볼트의 공칭단면적(mm²)
- A_b, A_c : 거더 및 기둥의 단면적(mm²)
- A_g : 부재의 총단면적(mm²)
- A_l : 종방향보강재 한 개의 단면적(mm²)
- A_s : 보강재의 전체 면적, 인장축 앵커볼트군의 단면적(mm²)
- A_w : 복부판의 총단면적(mm²)
- a : 보강거더의 측경간의 지간길이, 수직보강재의 간격, 횡방향보강재의 간격, 용접의 유효두께(목두께, mm)
- B : 가로보강재의 간격(mm)
- b : 판의 고정연 사이의 거리, 세로리브의 간격, 아치축선의 간격, 상하 양플랜지의 순간격 또는 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭 (그림 3.8.3, mm)
- b_r : 다이아프램의 플랜지 폭(mm)

- d : 구멍 뚫린 판의 두께(mm), 볼트구멍의 지름(mm)
 E : 탄성계수(MPa)
 e : 안쪽 용접선으로부터 구멍까지 폭, 아치축선과 서로 인접한 절점을 잇는 직선과의 간격, 응력방향으로 겐 최소연단거리(mm)
 i : 응력구배계수
 F : 라멘 모서리부 플랜지의 집중력
 f : 수직응력(MPa), 용접부에 생기는 축방향력과 휨모멘트에 의한 수직응력(MPa), 아치의 높이(mm)
 f_{o1}, f_{i1} : 휨모멘트 및 축방향력에 의한 거더 플랜지의 응력(MPa)
 f_{o2}, f_{i2} : 휨모멘트 및 축방향력에 의한 기둥 플랜지의 응력(MPa)
 f_1, f_2 : 판의 양면에서의 응력(MPa)
 f_a : 허용인장응력(MPa)
 f_a, v_a : 3.3.2.1에서의 허용인장응력 및 전단응력(MPa)
 f_b : 휨응력(MPa)
 f_{ba} : 콘크리트의 허용지압응력(MPa)
 f_{bao} : 표 3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력(MPa)
 f_{bagy} : 표 3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축)둘레의 허용휨압축응력(MPa)
 f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력(MPa)
 f_{bty}, f_{btz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨인장응력(MPa)
 f_{ca} : 편측 아치부재의 L/4점의 3.3.2.1에 규정한 허용축방향 압축응력(MPa)
 f_{ca}, H, A_g : 3.11.4에서 정해진 값
 f_{ca}^A : 아치부재의 허용축방향 압축응력의 평균값(MPa)
 f_{cal} : 양면지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력(MPa)
 f_{caz} : 식 (3.3.1)에 의해 계산되는 약축(z축)방향의 허용응력(MPa)
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
 f_{cr} : 복부판의 휨좌굴응력(MPa)

제 3 장 강교

- f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레의 허용오일러좌굴응력
- f_s : 앵커볼트의 인장응력(MPa)
- $f_{\text{순}}$: 강재의 허용휨압축응력(MPa)
- f_t, f_c : 각각 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력(MPa)
- f_{ta} : 표 3.3.1의 허용축방향 인장응력(MPa)
- f_{tb} : 보강거더의 하부플랜지의 허용인장응력의 평균값(MPa)
- f_w : 뒬비틀림에 의한 수직응력(MPa)
- G : 전단탄성계수(MPa)
- g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge, mm)
- H : 재하에 의하여 편측 아치부재에 작용하는 축방향력의 수평성분(그림 3.11.1, kN)
- h^A : 아치부재의 부재높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
- h^G : 보강거더의 부재 높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
- I : 부재의 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트, 아치 면내의 휨에 대한 편측 아치부재의 단면2차모멘트의 평균치(보강아치의 경우에는 아치와 보강거더의 합을 취한다, mm⁴)
- I_A : 아치 면내의 휨에 대한 편측 아치부재의 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)
- I_G : 편측보강거더의 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)
- I_l : 종방향보강재 한 개의 단면2차모멘트(mm⁴)
- I_t : 횡방향보강재 한 개의 단면2차모멘트(mm⁴)
- I_w : 뒬비틀림상수(mm⁶)
- I_z : 편측 아치부재의 연직축 주위의 대한 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)
- K : 순수비틀림상수(mm⁴)
- k : 행어 또는 지주가 분담하는 하중비
- L : 부재의 지간(m)
- L_D : 중간 다이아프램 간격(m)
- L_1, L_2 : 변곡점 사이의 거리(m)
- l : 지점간의 부재길이, 용접의 유효길이, 인장부재의 경우 골조의 길이, 압축부재의 경우 유효좌굴길이(mm)

$\frac{I}{r}$: 아치부재의 세장비

M : 휨모멘트, 용접 및 볼트 이음부의 설계에 쓰이는 휨모멘트(kN-m)

n : 절점수, 종방향보강재에 의해서 구분되는 패널의 수

P : 축방향 압축력, 용접 및 볼트 이음부에 작용하는 축력 및 전단력(kN)

p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch, mm)

p, w : 주구조에 작용하는 등분포 활하중 및 고정하중

r_y : y축에 관한 단면2차반경(mm)

r_z : z축에 관한 단면2차반경(mm)

S : 필릿용접의 치수(mm)

S_r : 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위(kN/mm)

Q : 부재 종단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트(mm³)

Q_a : 전단연결재의 허용전단력(kN)

t : 판의 두께(mm)

t_o : 표 3.4.7에 표시된 보강판의 두께(mm)

t_b : 베이스플레이트의 판두께(mm)

t_d : 다이아프램의 복부판 두께(mm)

t_f : 거더의 플랜지 두께(mm)

t_r : 다이아프램의 플랜지 두께(mm)

V : 휨모멘트에 따르는 전단력(kN), 계산하는 단면에 작용하는 전단력(kN)

V_r : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위(kN)

v : 전단응력(MPa), 용접부에 생기는 전단응력(MPa)

v_a : 허용전단응력(MPa)

v_b : 용접부에 생기는 축방향력과 휨모멘트에 의한 전단응력(MPa)

v_{cr} : 복부판의 전단좌굴응력(MPa)

v_s : 순수비틀림에 의한 전단응력, 용접부에 생기는 전단력에 의한 전단응력(MPa)

v_w : 뒹비틀림에 의한 전단응력(MPa)

제 3 장 강교

- W_b, W_c : 거더 및 기둥의 단면계수(mm³)
- y : 중립축으로부터의 거리(mm)
- y_i : 볼트로부터 중심축까지의 거리(mm)
- y_n : 가장자리의 볼트의 중심축으로부터의 거리
- α : 선팽창계수, 볼트와 모재와의 허용전단응력의 비, 아치의 면내좌굴계수, 보강판의 형상비
- α_o : 보강판의 한계 형상비
- β : 각 반복회수에 대한 허용수평전단력 범위를 구하기 위한 상수(표 3.11.2)
- γ_l^* : 종방향보강재의 소요강비
- γ_l : 사용된 종방향보강재의 강비
- δ_l : 종방향보강재 한 개의 단면적 비
- λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm) (그림 3.8.3)
- ρ : 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)
- ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)
- ρ_h : 수평방향으로 연결하는 볼트에 작용하는 힘(kN)
- ρ_m : 휨모멘트에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ρ_p : 축방향력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ρ_s : 전단력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ϕ : 크리프계수, 응력구배, 아치형식에 따른 좌굴길이보정계수

3.1.4 참고기준

- (1) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부, 2007
- (2) 철도설계기준(철도교편) - 건설교통부, 2004
- (3) 강도로교 상세부 설계지침 - 건설교통부, 2006
- (4) 도로교 표준시방서 - 건설교통부, 2005
- (5) 강구조 설계기준-하중저항계수설계법 - 국토해양부, 2009

3.2 재료 및 설계일반

3.2.1 설계일반

구조의 각 부재는 될 수 있는 대로 간단한 구조로 하고 제작, 운반, 가설, 검사, 도장, 배수, 청소 등에 편리하도록 설계하여야 한다.

3.2.2 설계계산

- (1) 부재의 설계에 있어서는 2.2.2에 규정된 하중의 조합에 의해 생기는 응력이 3.3 및 구조 형식에 따르는 각 장에 규정된 허용응력 이하인지를 검사하는 것으로 한다.
- (2) 설계계산은 최종단계에서 유효숫자를 3자리 이상 얻도록 하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 부재의 응력은 휨응력 계산에서는 0.1 MPa, 전단응력은 0.01 MPa, 강재의 응력은 1.0 MPa의 단위까지 계산하면 충분하다.

3.2.3 처짐의 허용값

충격하중을 포함한 활하중에 의한 강교의 주거더 및 가로보의 최대처짐은 표 3.2.1 값 이하라야 한다. 이 경우 처짐은 부재의 종단면적으로 계산한다. 그러나 라멘교에 대하여는 3.14의 규정에 따른다.

표 3.2.1 허용처짐값

교 량 형 식		최 대 처 짐(m)	
종 류	지 간	단순지지거더 및 연속거더	케르버거더의 캔틸레버부
플레이트 거더형식	$L \leq 10m$	$L / 2,000$	$L / 1,200$
	$10 < L \leq 40m$	$\frac{L}{20,000 / L}$	$\frac{L}{12,000 / L}$
	$L > 40m$	$L / 500$	$L / 300$
	기타의 슬래브가 있는 플레이트거더	$L / 500$	$L / 300$
현 수 교 형 식		$L / 350$	
사 장 교 형 식		$L / 400$	
기 타 형 식		$L / 600$	$L / 400$

제 3 장 강교

3.2.4 설계의 전제조건

3.14까지의 규정은, 도로교표준시방서 1장에서 규정한 시공의 조건을 지키는 것을 전제로 한다. 그러나 도로교표준시방서 1장의 규정을 따르기 어려울 때에는 이 점을 설계에서 고려해야 한다.

표 3.2.2 판두께에 따른 강재종류 선정기준

강 종		판두께 (mm)								
		6	8	16	25	32	40	50	80	100
일반 구조 용 압연 강재	SS400
용접 구조 용 압연 강재	SM400A
	SM400B
	SM400C
	SM490A
	SM490B
	SM490C
	SM490C-TMC
	SM490YA
	SM490YB
	SM520B
	SM520C
	SM520C-TMC
	SM570
SM570-TMC	
용접 구조 용 내 열간 압연 강재	SMA400A
	SMA400B
	SMA400C
	SMA490A
	SMA490B
SMA490C	
SMA570	
교량 구조 용 압연 강재	HSB500
	HSB500L
	HSB500W
	HSB600
	HSB600L
	HSB600W
	HSB800
	HSB800L

- 주) : 1. 판두께가 8mm 미만의 강재에 대해서는 3.6.2.7(강바닥판 구조세목)에 따른다.
 2. 교량구조용 압연강재(HSB)와 같이 TMC 제조공정에 의해 생산된 강재를 제외한 판두께 40mm를 초과하는 강재에 대해서는 허용응력 감소를 고려해야 한다.
 3. 판두께 25mm로부터 32mm 사이의 SM490YB는 진정강괴로 제조되어야 한다.

3.2.5 강재의 선정

강판은 KS D 3503(일반구조용 압연강재), KS D 3515(용접구조용 압연강재), KS D 3868(교량구조용 압연강재) 및 KS D 3529(용접구조용 내후성 열간압연강재)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다. 강종은 판의 두께에 따라서 표 3.2.2를 기준으로 하여 선정하는 것을 원칙으로 한다. 단, 인장 또는 교변응력을 받는 부재에 대해서는 3.3.4.3의 규정에 따른다. 판두께에 따른 기준항복점 및 인장강도는 표 3.2.3과 같다.

표 3.2.3 판두께에 따른 기준항복점 및 인장강도

강 종	SS400 SM400 SMA400		SM490		SM490Y SM520 SMA490			SM570 SMA570		
	강재의 판두께 (mm)	40 이하	40 초과 100 이하	40 이하	40 초과 100 이하	40 이하	40 초과 75 이하	75 초과 100 이하	40 이하	40 초과 75 이하
기준항복점 (MPa)	235	215	315	295	355	335	325	450	430	420
인장강도 (MPa)	400 ~ 510		490 ~ 610		490 ~ 610 (520 ~ 640) ¹⁾			570 ~ 720		
강 종	SM490C-TMC		SM520C-TMC		SM570-TMC					
강재의 판두께 (mm)	100 이하		100 이하		100 이하					
기준항복점 (MPa)	315		355		450					
인장강도 (MPa)	490 ~ 610		520 ~ 640		570 ~ 720					
강 종	HSB500		HSB600		HSB800					
강재의 판두께 (mm)	100 이하		100 이하		80 이하					
기준항복점 (MPa)	380		450		690					
인장강도 (MPa)	500 이상		600 이상		800 이상					

주 1) : SM520 강재일 경우

3.3 허용응력

3.3.1 일반

- (1) 주하중 및 주하중에 상당하는 특수하중에 따른 부재 각 부분의 허용응력은 3.3.2 및 3.3.3에 규정한 값으로 한다.
- (2) 부하중 및 부하중에 상당하는 특수하중을 고려하는 경우의 허용응력은 3.3.2 및 3.3.3에 규정한 허용응력에 표 2.2.1에 주어진 증가계수를 곱한 값으로 한다.
- (3) 가설하중으로 시공시의 풍하중 또는 지진의 영향을 고려하는 경우에는 공통편에 규정된 증가계수와는 별도로 가교지점의 조건, 시공 중의 구조물 등을 고려해서 정하기로 한다.^{주)}

주) 가설하중에 대한 증가계수는 가설시의 계산과 본 구조물에 대한 계산에 사용되는 여러 조건이 같은 정밀도를 갖는 경우에만 적용된다. 특히 가설기간이 길거나 또는 국내에서 최초로 시도되는 신공법에서는 허용응력을 증가시킬 수 없다.

3.3.2 강재의 허용응력

3.3.2.1 구조용 강재의 허용응력

- (1) 구조용 강재의 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력은 표 3.3.1에 표시된 값으로 한다.

표 3.3.1 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

강 종 강재 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	140	190	215	270
40 초과 75 이하	130	175	200	260
75 초과 100 이하			195	250
강 종 강재 판두께 (mm)	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC	
100 이하	190	215	270	
강 종 강재 판두께 (mm)	HSB500	HSB600	HSB800	
80 이하	230	270	380	
80 초과 100 이하			-	

3.3 허용응력

표 3.3.2 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400, SM400 SMA490	SM490	SM490Y, SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	$140 : \frac{l}{r} \leq 18.6$	$190 : \frac{l}{r} \leq 16.0$	$215 : \frac{l}{r} \leq 15.1$	$270 : \frac{l}{r} \leq 13.4$
	$140 - 0.82(\frac{l}{r} - 18.6) : 18.6 < \frac{l}{r} \leq 92.8$	$190 - 1.29(\frac{l}{r} - 16.0) : 16.0 < \frac{l}{r} \leq 80.1$	$215 - 1.55(\frac{l}{r} - 15.1) : 15.1 < \frac{l}{r} \leq 75.5$	$270 - 2.19(\frac{l}{r} - 13.4) : 13.4 < \frac{l}{r} \leq 67.1$
	$\frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2} : 92.8 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2} : 80.1 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{4,400 + (\frac{l}{r})^2} : 75.5 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2} : 67.1 < \frac{l}{r}$
40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{r} \leq 19.4$	$175 : \frac{l}{r} \leq 16.6$	$200 : \frac{l}{r} \leq 15.5$	$260 : \frac{l}{r} \leq 13.7$
	$130 - 0.73(\frac{l}{r} - 19.4) : 19.4 < \frac{l}{r} \leq 97.0$	$175 - 1.15(\frac{l}{r} - 16.6) : 16.6 < \frac{l}{r} \leq 82.8$	$200 - 1.40(\frac{l}{r} - 15.5) : 15.5 < \frac{l}{r} \leq 77.7$	$260 - 2.07(\frac{l}{r} - 13.7) : 13.7 < \frac{l}{r} \leq 68.6$
			$\frac{1,200,000}{4,700 + (\frac{l}{r})^2} : 77.7 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,600 + (\frac{l}{r})^2} : 68.6 < \frac{l}{r}$
75 초과 100 이하			$195 : \frac{l}{r} \leq 15.8$	$250 : \frac{l}{r} \leq 13.9$
			$195 - 1.35(\frac{l}{r} - 15.8) : 15.8 < \frac{l}{r} \leq 78.9$	$250 - 1.96(\frac{l}{r} - 13.9) : 13.9 < \frac{l}{r} \leq 69.4$
	$\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{l}{r})^2} : 97.0 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{l}{r})^2} : 82.8 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{l}{r})^2} : 78.9 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{l}{r})^2} : 69.4 < \frac{l}{r}$

제 3 장 강교

표 3.3.2 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa)(계속)

강종 판두께 (mm)	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
100 이하	$190 : \frac{l}{r} \leq 16.0$ $190 - 1.29\left(\frac{l}{r} - 16.0\right) :$ $16.0 < \frac{l}{r} \leq 80.1$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $80.1 < \frac{l}{r}$	$215 : \frac{l}{r} \leq 15.1$ $215 - 1.55\left(\frac{l}{r} - 15.1\right) :$ $15.1 < \frac{l}{r} \leq 75.5$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $75.5 < \frac{l}{r}$	$270 : \frac{l}{r} \leq 13.4$ $270 - 2.19\left(\frac{l}{r} - 13.4\right) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \leq 67.1$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $67.1 < \frac{l}{r}$
강종 판두께 (mm)	HSB500	HSB600	HSB800
80 이하	$230 : \frac{l}{r} \leq 14.6$ $230 - 1.72\left(\frac{l}{r} - 14.6\right) :$ $14.6 < \frac{l}{r} \leq 73.0$	$270 : \frac{l}{r} \leq 13.4$ $270 - 2.19\left(\frac{l}{r} - 13.4\right) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \leq 67.1$	$380 : \frac{l}{r} \leq 18.0$ $380 - 4.18\left(\frac{l}{r} - 18.0\right) :$ $18.0 < \frac{l}{r} \leq 54.2$ $\frac{1,200,000}{2,300 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $54.2 < \frac{l}{r}$
80 초과 100 이하	$\frac{1,200,000}{4,100 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $73.0 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2} :$ $67.1 < \frac{l}{r}$	-
비 고	l : 부재의 유효좌굴길이(mm) (표 3.3.3 참조) r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)		

표 3.3.3 기둥의 유효좌굴길이

좌굴모양이 점선과 같은 경우	1	2	3	4	5	6
	β 의 이론값	0.50	0.7	1.0	1.0	2.0
β 의 설계값	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

구속조건	회 전	수평변위
	고 정	고 정
	자 유	고 정
	고 정	자 유
	자 유	자 유

여기서,

L : 부재의 길이

β : 유효좌굴길이 계수

(2) 구조용 강재의 허용축방향압축응력은, 식 (3.3.1)에 의해 계산된 값으로 한다.

$$f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao} \quad (3.3.1)$$

여기서,

f_{ca} : 허용축방향압축응력(MPa)

f_{cag} : 표 3.3.2에 표시된 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa)

f_{cal} : 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

f_{cao} : 표 3.3.2의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값(MPa)

제 3 장 강교

(3) 구조용 강재의 허용휨압축응력은 다음의 규정을 따라야 한다.

- ① 부재 압축연의 허용휨압축응력은 표 3.3.4(a) 및 표 3.3.4(b)에 표시된 값으로 한다.
- ② 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정된 국부좌굴에 대한 허용응력이 표 3.3.4에 표시된 값보다 작은 경우에는 ①항의 규정에 관계없이 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정된 국부좌굴에 대한 허용응력을 허용휨압축응력으로 한다.

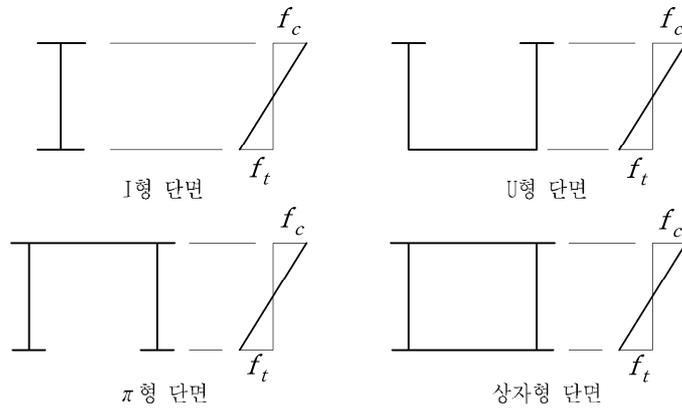


그림 3.3.1 단면의 분류

여기서,

f_c : 압축연응력

f_t : 인장연응력

- ③ 응력을 검사할 단면을 포함하는 압축플랜지의 고정점간의 부재에서, 부재양단의 휨모멘트 값이 다르고 양단 사이에서 휨모멘트가 직선적으로 변화하는 경우에는 표 3.3.4에 표시된 값에 M/M_{eq} 를 곱하여 허용응력을 증가시킬 수 있다. 다만, 이렇게 증가된 허용응력은 표 3.3.4의 상한값 혹은 3.4.2.1, 3.4.2.2 및 3.4.2.3에 규정한 국부좌굴에 대한 허용응력을 넘어서는 안된다.

여기서,

M : 응력을 조사할 단면의 휨모멘트(kN-m)

M_{eq} : 등가환산휨모멘트(kN-m), 식 (3.3.2) 및 식 (3.3.3) 중 큰 값으로 한다.

3.3 허용응력

$$M_{e\ q} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \quad (3.3.2)$$

$$M_{e\ q} = 0.4M_1 \quad (3.3.3)$$

M_1, M_2 : 각각 부재양단의 휨모멘트(kN-m). $M_1 \geq M_2$ 로서, 부호는 고려하는 플랜지에 압축응력이 발생할 경우를 정으로 한다. 다만 부재 중간에 최대모멘트가 발생하는 경우에는 그 값을 M 으로 한다.

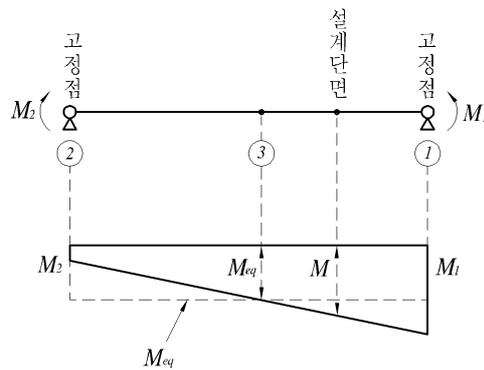


그림 3.3.2 양단 사이에서 휨모멘트가 직선적으로 변화하는 경우

표 3.3.4(a) 허용휨압축응력(MPa)

(압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우 및 상자형 단면, II형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
강재 판두께(mm)				
40 이하	140	190	215	270
40 초과 75 이하	130	175	200	260
75 초과 100 이하			195	250
강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC	
강재 판두께(mm)				
100 이하	190	215	270	
강 종	HSB500	HSB600	HSB800	
강재 판두께(mm)				
80 이하	230	270	380	
80 초과 100 이하			-	

제 3 장 강교

표 3.3.4(b) 허용힘압축응력(MPa) (표 3.3.4(a)에 규정한 이외의 경우)

강종		SS400, SM400 SMA400	SM490	SM490Y, SM520 SMA490	SM570 SMA570
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \leq 4.6$	$190 : \frac{l}{b} \leq 4.0$	$215 : \frac{l}{b} \leq 3.8$	$270 : \frac{l}{b} \leq 3.4$
		$140 - 2.49 \left(\frac{l}{b} - 4.6 \right)$	$190 - 3.91 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$	$215 - 4.69 \left(\frac{l}{b} - 3.8 \right)$	$270 - 6.64 \left(\frac{l}{b} - 3.4 \right)$
		$: 4.6 < \frac{l}{b} \leq 30$	$: 4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$: 3.8 < \frac{l}{b} \leq 27$	$: 3.4 < \frac{l}{b} \leq 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \leq 4.9$	$175 : \frac{l}{b} \leq 4.1$	$200 : \frac{l}{b} \leq 3.9$	$260 : \frac{l}{b} \leq 3.4$
		$130 - 2.21 \left(\frac{l}{b} - 4.9 \right)$	$175 - 3.48 \left(\frac{l}{b} - 4.1 \right)$	$200 - 4.24 \left(\frac{l}{b} - 3.9 \right)$	$260 - 6.25 \left(\frac{l}{b} - 3.4 \right)$
		$: 4.9 < \frac{l}{b} \leq 30$	$: 4.1 < \frac{l}{b} \leq 30$	$: 3.9 < \frac{l}{b} \leq 27$	$: 3.4 < \frac{l}{b} \leq 25$
75 초과 100 이하	$195 : \frac{l}{b} \leq 3.9$		$195 : \frac{l}{b} \leq 3.9$	$250 : \frac{l}{b} \leq 3.5$	
	$195 - 4.07 \left(\frac{l}{b} - 3.9 \right)$		$195 - 4.07 \left(\frac{l}{b} - 3.9 \right)$	$250 - 5.94 \left(\frac{l}{b} - 3.5 \right)$	
			$: 3.9 < \frac{l}{b} \leq 27$	$: 3.5 < \frac{l}{b} \leq 25$	
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \leq \frac{9.3}{K}$	$190 : \frac{l}{b} \leq \frac{8.0}{K}$	$215 : \frac{l}{b} \leq \frac{7.5}{K}$	$270 : \frac{l}{b} \leq \frac{6.7}{K}$
		$140 - 1.24 \left(K \frac{l}{b} - 9.3 \right)$	$190 - 1.95 \left(K \frac{l}{b} - 8.0 \right)$	$215 - 2.35 \left(K \frac{l}{b} - 7.5 \right)$	$270 - 3.32 \left(K \frac{l}{b} - 6.7 \right)$
		$: \frac{9.3}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$: \frac{8.0}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$: \frac{7.5}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$: \frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \leq \frac{9.7}{K}$	$175 : \frac{l}{b} \leq \frac{8.3}{K}$	$200 : \frac{l}{b} \leq \frac{7.8}{K}$	$260 : \frac{l}{b} \leq \frac{6.9}{K}$
		$130 - 1.10 \left(K \frac{l}{b} - 9.7 \right)$	$175 - 1.74 \left(K \frac{l}{b} - 8.3 \right)$	$200 - 2.12 \left(K \frac{l}{b} - 7.8 \right)$	$260 - 3.12 \left(K \frac{l}{b} - 6.9 \right)$
		$: \frac{9.7}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$: \frac{8.3}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$: \frac{7.8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$: \frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
75 초과 100 이하	$195 : \frac{l}{b} \leq \frac{7.9}{K}$		$195 : \frac{l}{b} \leq \frac{7.9}{K}$	$250 : \frac{l}{b} \leq \frac{6.9}{K}$	
	$195 - 2.04 \left(K \frac{l}{b} - 7.9 \right)$		$195 - 2.04 \left(K \frac{l}{b} - 7.9 \right)$	$250 - 2.97 \left(K \frac{l}{b} - 6.9 \right)$	
			$: \frac{7.9}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	$: \frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$	

3.3 허용응력

표 3.3.4(b) 허용휨압축응력(MPa) (표 3.3.4(a)에 규정된 이외의 경우)(계속)

강종		SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570C-TMC
판두께(mm)				
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	100 이하	190 : $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 190 - 3.91 $\left(\frac{l}{b} - 4.0\right)$: 4.0 < $\frac{l}{b} \leq 30$	215 : $\frac{l}{b} \leq 3.8$ 215 - 4.69 $\left(\frac{l}{b} - 3.8\right)$: 3.8 < $\frac{l}{b} \leq 27$	270 : $\frac{l}{b} \leq 3.4$ 270 - 6.64 $\left(\frac{l}{b} - 3.4\right)$: 3.4 < $\frac{l}{b} \leq 25$
	100 이하	190 : $\frac{l}{b} \leq \frac{8.0}{K}$ 190 - 1.95 $\left(K\frac{l}{b} - 8.0\right)$: $\frac{8.0}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	215 : $\frac{l}{b} \leq \frac{7.5}{K}$ 215 - 2.35 $\left(K\frac{l}{b} - 7.5\right)$: $\frac{7.5}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	270 : $\frac{l}{b} \leq \frac{6.7}{K}$ 270 - 3.32 $\left(K\frac{l}{b} - 6.7\right)$: $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
강종		HSB500	HSB600	HSB800
판두께(mm)				
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	80 이하	230 : $\frac{l}{b} \leq 3.6$ 230 - 5.19 $\left(\frac{l}{b} - 3.6\right)$: 3.6 < $\frac{l}{b} \leq 27$	270 : $\frac{l}{b} \leq 3.4$ 270 - 6.64 $\left(\frac{l}{b} - 3.4\right)$: 3.4 < $\frac{l}{b} \leq 25$	380 : $\frac{l}{b} \leq 5.4$ 380 - 12.63 $\left(\frac{l}{b} - 5.4\right)$: 5.4 < $\frac{l}{b} \leq 19$
	80 초과 100 이하	-	-	-
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	80 이하	230 : $\frac{l}{b} \leq \frac{7.3}{K}$ 230 - 2.60 $\left(K\frac{l}{b} - 7.3\right)$: $\frac{7.3}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	270 : $\frac{l}{b} \leq \frac{6.7}{K}$ 270 - 3.32 $\left(K\frac{l}{b} - 6.7\right)$: $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$	380 : $\frac{l}{b} \leq \frac{10.8}{K}$ 380 - 6.13 $\left(K\frac{l}{b} - 10.8\right)$: $\frac{10.8}{K} < \frac{l}{b} \leq 19$
	80 초과 100 이하	-	-	-
비 고		A_w : 복부판의 총단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지 총단면적(mm ²) l : 압축플랜지의 고정점간 거리(mm) b : 압축플랜지 폭(mm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$		

제 3 장 강교

(4) 구조용 강재의 허용전단응력 및 허용지압응력은 각각 표 3.3.5에 표시된 값으로 한다.

표 3.3.5 허용전단응력 및 허용지압응력(MPa)

응력종류		판두께 (mm)	강종			
			SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
전단응력		40 이하	80	110	125	155
		40 초과 75 이하	75	100	115	150
		75 초과 100 이하			115	145
지압 응력	강판과 강판 사이의 지압응력	40 이하	210	285	325	405
		40 초과 75 이하	195	265	300	390
		75 초과 100 이하			295	375

응력종류		판두께(mm)	강종		
			SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
전단응력		100 이하	110	125	155
지압 응력	강판과 강판 사이의 지압응력	100 이하	285	325	405

응력종류		판두께(mm)	강종		
			HSB500	HSB600	HSB800
전단응력		80 이하	135	155	220
		80 초과 100 이하			-
지압 응력	강판과 강판 사이의 지압응력	80 이하	345	405	570
		80 초과 100 이하			-

3.3.2.2 주단조품의 허용응력

받침부 등에 사용하는 주단조품의 허용응력은 표 3.3.6에 따른다.

표 3.3.6 주단조품의 허용응력(MPa)

응력의 종류		축방향응력		휨응력		전단응력	지 압 응 력	
		인장	압축 ¹⁾	인장	압축 ¹⁾		미끄러지지 않는 평면접촉 ²⁾	미끄러지는 평면접촉 ²⁾
주단조품의 종류								
단조품	SF490A	145	145	145	145	85	220	110
	SF540A	165	165	165	165	95	250	125
주강품	SC450	135	135	135	135	80	205	100
	SCW410	140	140	140	140	80	210	105
	SCW480	165	165	165	165	95	250	125
	SCMn1A	165	165	165	165	95	250	125
	SCMn2A	205	205	205	205	120	310	155
주철품	GC250	95	95	95	95	55	140	70
	GCD400 ³⁾	145	145	145	145	85	215	-

주 : 1) 허용압축응력은 좌굴을 고려하지 않은 경우의 값이다.

2) 곡면접촉일 때에는, 그림 3.3.3에 표시한 r_1 과 r_2 의 비 r_1 / r_2 가 원주면과 원주면에서는 1.02 미만, 구면과 구면에서는 1.01 미만일 경우, 평면접촉으로 취급한다. 이러한 경우의 허용지압응력은 투영면적에 대해서 계산한 응력에 대한 값이다.

3) GCD400에 대해서는 규정값이 없는 항목은 사용하지 않는 것으로 한다.

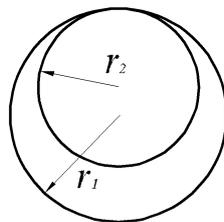


그림 3.3.3 곡면접촉

제 3 장 강교

3.3.2.3 용접부 및 이음용 강재의 허용응력

(1) 용접부의 허용응력은 표 3.3.7과 같다. 강도가 서로 다른 강재를 이을 때는 강도가 작은 쪽의 강재에 대한 값을 취한다.

표 3.3.7 용접부의 허용응력(MPa)

강 종		SM400 SMA400		SM490		SM490Y, SM520 SMA490			SM570 SMA570			
		40 이하	40 초과 100 이하	40 이하	40 초과 100 이하	40 이하	40 초과 75 이하	75 초과 100 이하	40 이하	40 초과 75 이하	75 초과 100 이하	
공 장 용 접	전단면용입 그루브용접	압축응력	140	130	190	175	215	200	195	270	260	250
		인장응력	140	130	190	175	215	200	195	270	260	250
		전단응력	80	75	110	100	125	115	115	155	150	145
	필릿용접, 부분용입 그루브용접	전단응력	80	75	110	100	125	115	115	155	150	145
현 장 용 접		공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 위 값의 90%로 한다.										
강 종		SM490C-TMC		SM520C-TMC			SM570-TMC					
강재판두께(mm)		100 이하		100 이하			100 이하					
공 장 용 접	전단면용입 그루브용접	압축응력	190		215			270				
		인장응력	190		215			270				
		전단응력	110		125			155				
	필릿용접, 부분용입 그루브용접	전단응력	110		125			155				
현 장 용 접		공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 위 값의 90%로 한다.										
강 종		HSB500		HSB600			HSB800					
강재판두께(mm)		100 이하		100 이하			80 이하					
공 장 용 접	전단면용입 그루브용접	압축응력	230		270			380				
		인장응력	230		270			380				
		전단응력	135		155			220				
	필릿용접, 부분용입 그루브용접	전단응력	135		155			220				
현 장 용 접		공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 있어서 위 값의 90%로 한다.										

(2) 고장력볼트의 허용력 및 허용응력

① 마찰이음용 고장력볼트의 허용력은 표 3.3.8에 표시한 값으로 한다.

표 3.3.8 마찰이음용 고장력볼트의 허용력³⁾(kN) (1볼트 1마찰면마다)

나사호칭 \ 볼트의 등급	볼트의 등급				
	F8T	F10T	S10T ¹⁾	F13T	S13T ¹⁾
M20	31	39	39	50	50
M22	39	48	48	63	63
M24	45	56	56	73	73
M27	58	73	73	- ²⁾	- ²⁾
M30	71	89	89	- ²⁾	- ²⁾

주 : 1) S10T, S13T : T/S 볼트의 역학적 성질에 따른 등급을 나타내는 기호
 2) 볼트등급 F13T와 S13T의 나사호칭 M27과 M30은 본 기준에 포함되지 않음
 3) 모재의 허용지압응력으로 결정되는 허용력을 초과할 수 없음

② 지압이음용 고장력볼트의 허용전단응력 및 허용지압응력은 각각 표 3.3.9 및 표 3.3.10에 표시한 값으로 한다.

표 3.3.9 지압이음용 고장력볼트의 허용전단응력(MPa)

볼트의 등급	B8T	B10T	B13T
허용전단응력	150	190	245

표 3.3.10 지압이음용 고장력볼트의 허용지압응력(MPa)

모재 및 거선틀판의 강종 강재 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
	40 이하	235	315	355
40 초과 75 이하	215	295	335	430
75 초과 100 이하			325	420
모재 및 거선틀판의 강종 강재 판두께(mm)	SM490C-TMC		SM520C-TMC	SM570-TMC
	315		355	450
모재 및 거선틀판의 강종 강재 판두께(mm)	HSB500		HSB600	HSB800
	380		450	690
80 초과 100 이하				-

제 3 장 강교

(3) 앵커볼트, 핀, 다듬볼트의 허용응력은 표 3.3.11에 표시한 값과 같다.

표 3.3.11 앵커볼트 등의 허용응력(MPa)

응력종류	부재종류	강 종		
		SS400	SM35C	SM45C
전단응력	앵커볼트 핀	60	80	80
		100	140	150
휨응력	핀	190	260	290
지압응력	핀(회전을 동반하지 않는 경우)	210	280	310
	핀(회전을 동반하는 경우)	105	140	155

3.3.2.4 강관 및 철근의 허용응력

(1) 강관구조에 사용되는 강재의 허용응력은 3.13.3과 같다.

(2) 철근의 허용응력은 3.6.1.7의 규정을 따른다.

3.3.3 콘크리트의 허용응력

(1) 바닥판 콘크리트의 허용응력은 3.6.1.9의 규정을 따른다.

(2) 합성거더 콘크리트의 허용응력은 3.9.3.1의 규정을 따른다.

(3) (1)항 및 (2)항을 제외한 콘크리트의 허용응력은 제4장 콘크리트교의 규정을 따른다.

3.3.4 반복하중 및 인성에 대한 고려

3.3.4.1 허용피로응력범위

반복응력을 받는 부재와 이음부의 설계시 최대응력이 3.3.1과 3.3.2에 규정한 기본허용응력을 초과하지 않아야 한다. 또한, 응력범위는 표 3.3.12에 규정된 허용피로응력범위를 초과하지 않아야 한다.

3.3 허용응력

표 3.3.12 허용피로응력범위

다재하경로구조 ¹⁾				
상세범주 [표 3.3.13 참조]	허용응력범위, f_{sr} (MPa) ³⁾			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	442	260	168	168
B	344	203	126	112
B'	274	161	101	84
C	250	147	91	70
D	196	112	70	84 ⁴⁾
E	154	91	56	49
E'	112	64	40	31
				18

단재하경로구조 ²⁾				
상세범주 [표 3.3.13 참조]	허용응력범위, f_{sr} (MPa) ³⁾			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	351	203	168	168
B	274	161	112	112
B'	218	126	77	77
C	196	112	70	63
D	154	91	56	84 ⁴⁾
E ⁵⁾	119	70	42	77 ⁴⁾
E'	84	49	28	35
				16
				9

- 주 : 1) 한 부재의 파괴로 인하여 전체적인 파괴가 일어나지 않도록 한 구조물
 2) 한 부재의 파괴만으로 전체 구조가 붕괴되는 구조물
 3) 응력범위는 최대응력과 최소응력과의 대수차를 의미한다.
 4) 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우
 5) 단재하경로 구조물의 경우 플랜지의 두께가 20 mm 이상이면 부분용접한 덮개판을 사용하지 않는다.

제 3 장 강교

표 3.3.13 응력의 종류 및 범주

조 건	개 요	응력의 종류	상세 범주*	적용예(그림 3.3.4참조)**
단순부재	압연면 또는 매끈한 표면을 갖는 모재	인장 또는 교번 ¹⁾	A	1,2
조립부재	응력방향과 평행하게 연속완전용입그루브용접(뒷땀판 제거) 또는 연속필릿용접으로 접합된 부착물이 없는 부재의 모재와 용접금속	인장 또는 교번	B	3,4,5,7
	응력방향과 평행하게 연속완전용입그루브용접(뒷땀판 미제거) 또는 연속부분용입그루브용접으로 접합된 부착물이 없는 부재의 모재와 용접금속	인장 또는 교번	B'	3,4,5,7
	거더의 복부판이나 플랜지에 설치된 수직보강재 용접 끝에서 계산한 휨응력	인장 또는 교번	C	6
	끝부분의 돌림용접 여부에 관계없이 덮개판 폭이 플랜지보다 좁은 경우, 또는 끝부분을 돌림용접한 덮개판 폭이 플랜지보다 넓은 경우의 덮개판 끝에서의 모재 (a) 플랜지두께 ≤ 20 mm (b) 플랜지두께 > 20 mm	인장 또는 교번 인장 또는 교번	E E'	7 7
	끝부분이 돌림용접되지 않은 덮개판 폭이 플랜지보다 넓은 부분용접된 덮개판 끝에서의 모재	인장 또는 교번	E'	7

표 3.3.13 응력의 종류 및 범주(계속)

조 건	개 요	응력의 종류	상세 범주*	적용예(그림3.3.4참조)**
그루브용접 연결부	비슷한 단면을 갖는 압연단면 또는 용접조립단면이 완전용입그루브용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접금속(작용응력 방향으로 용접부를 연마하고 비파괴검사를 실시한 경우)	인장 또는 교변	B	8,10
	부재의 폭 방향으로 변화부 반경이 600 mm인 완전용입그루브용접된 이음부 또는 인접부의 모재와 용접금속(작용응력 방향으로 용접부를 연마하고 비파괴검사를 실시한 경우)	인장 또는 교변	B	13
	부재의 폭이나 두께 방향 변화부의 경사가 1:2.5 이하가 되도록 갈아낸 후 완전용입그루브용접한 이음부 또는 인접부의 모재와 용접금속(작용응력 방향으로 용접부를 연마하고 비파괴검사를 실시한 경우)	인장 또는 교변	B'	11,12
	연결부재의 변화부가 없거나 1:2.5 이하인 변화부 경사를 갖는 완전용입그루브용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접금속(용접덧살을 제거하지 않고 비파괴검사를 실시한 경우)	인장 또는 교변	C	8,10,11,12
종방향으로 응력을 받는 그루브용접 부착물	용접방향으로의 이음부 길이 L이 50 mm 이하인 경우 완전 또는 부분용입그루브용접된 부착물에 인접한 모재	인장 또는 교변	C	6,15
	응력방향으로의 이음부 길이 L이 50 mm와 판두께의 12배(다만, 100 mm 이하) 사이에 있는 경우 완전 또는 부분용입그루브용접된 부착물에 인접한 모재	인장 또는 교변	D	15
	응력방향으로의 이음부 길이 L이 판두께의 12배 이상이거나 100 mm 이상인 경우 완전 또는 부분용입그루브용접된 부착물에 인접한 모재			
	(a) 연결 부재의 두께 < 25 mm (b) 연결 부재의 두께 \geq 25 mm	인장 또는 교변 인장 또는 교변	E E'	15 15

제 3 장 강교

표 3.3.13 응력의 종류 및 범주(계속)

조 건	개 요	응력의 종류	상세 범주*	적용예(그림 3.3.4참조)**
종방향으로 응력을 받는 그루브용접 부착물 (계속)	이음부 길이에 관계없이 변화부 반경 R을 가지며, 완전 또는 부분용입그루브용접된부착물에 인접한 모재 -용접 끝을 매끈하게 연마한 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 600 mm (b) 600 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 150 mm (c) 150 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 50 mm (d) 50 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 0 mm	인장 또는 교번	B C D E	16
	-용접 끝을 매끈하게 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대하여	인장 또는 교번	E	16
횡방향으로 응력을 받는 그루브용접 부착물 ²⁾	이음부 길이와 무관하고 비파괴검사를 실시하여 응력의 수직방향의 용접건전성이 확인되고 변화부 반경이 R인 완전용입그루브용접 된 부착물 -동일한 판두께이고 용접덧살이 없는 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 600 mm (b) 600 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 150 mm (c) 150 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 50 mm (d) 50 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 0 mm	인장 또는 교번	B C D E	16
	-동일한 판두께이고 용접덧살이 있는 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 150 mm (b) 150 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 50 mm (c) 50 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 0 mm	인장 또는 교번	C D E	16
	-다른 판두께이고 용접덧살이 없는 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 50 mm (b) 50 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 0 mm	인장 또는 교번	D E	16
	-다른 판두께이고 용접덧살이 제거되지 않은 경우 모든 변화부 반경에 대하여	인장 또는 교번	E	16

표 3.3.13 응력의 종류 및 범주(계속)

조 건	개 요	응력의 종류	상세 범주*	적용예(그림 3.3.4참조)**
필릿용접 연결	횡방향으로 하중을 받고 응력방향에 수직으로 필릿용접된 연결부재의 모재 (a) 연결부재의 두께 ≤ 12.5 mm (b) 연결부재의 두께 > 12.5 mm	인장 또는 교변 인장 또는 교변	C 주 참조 ³⁾	14
	-부분적으로 끊어진 필릿용접부의 모재	인장 또는 교변	E	
종방향으로 응력을 받는 필릿용접 부착물 ⁴⁾	-응력방향으로 용접길이 L이 50 mm 이하로 필릿용접 된 부착물과 스티드 형태의 전단연 결재에 인접한 모재	인장 또는 교변	C	15,17,18,20
	-응력방향으로의 용접길이 L이 50 mm 이상 판두께의 12배(다만, 100 mm 이하) 이하인 경우 필릿용접부에 인접한 모재.	인장 또는 교변	D	15,17
	-응력방향으로의 길이 L이 판두께의 12배 이 상, 또는 100 mm 이상인 경우 필릿용접부에 인접한 모재			
	(a) 연결부재의 두께 < 25 mm	인장 또는 교변	E	7,9,15,17
	(b) 연결부재의 두께 ≥ 25 mm	인장 또는 교변	E'	7,9,15
	연결부의 길이에 관계없이 반경 R의 변화부를 갖는 필릿용접부에 인접한 모재			
	-용접부 끝을 매끈하게 연마한 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 50 mm (b) 50 mm $>$ 변화부 반경 ≥ 0 mm	인장 또는 교변	D E	16
-용접부 끝을 연마하지 않은 모든 변화부 반 경에 대하여	인장 또는 교변	E	16	

제 3 장 강교

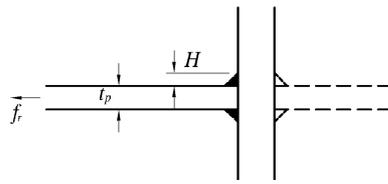
표 3.3.13 응력의 종류 및 범주(계속)

조 건	개 요	응력의 종류	상세 범주*	적용예(그림 3.3.4참조)**
주응력방향으로 용접된 횡방향응력을 받는 필릿용접 부착물	연결부의 길이에 관계없이 변화부 반경 R을 갖는 필릿용접 (범주 F로 필릿용접 목에 작용하는 전단응력) 으로 연결된 부재의 모재 -용접부 끝을 매끈하게 연마한 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 50 mm (b) $50 \text{ mm} > \text{변화부 반경} \geq 0 \text{ mm}$	인장 또는 교변	D E	16
	-용접부 끝을 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대하여	인장 또는 교변	E	16
볼트 및 리벳 연결	-연결재에 면외힘을 일으키는 축방향 응력을 받는 연결부를 제외한, 고장력볼트 마찰이음 전단면에서의 모재	인장 또는 교변	B	21
	-고장력 볼트 지압이음의 순단면에서의 모재	인장 또는 교변	B	21
	-리벳연결부의 순단면에서의 모재	인장 또는 교변	D	21

주 : *와 **는 각각 표 3.3.12 및 그림 3.3.4 참조

- 1) 인장응력범위와 인장과 압축이 동시에 발생하는 응력범위를 나타낸다.
- 2) 응력방향이 용접중축과 수직인 경우에는 부분용입그루브용접을 피해야 한다.
- 3) 횡방향 응력을 받는 필릿용접 목두께에 대한 허용피로응력범위는 유효목두께(mm)와 관두께(mm)의 함수이다 (Frank and Fisher, ASCE Vol. 105, NO. ST9, Sept, 1979 참조).

$$f_r = f_r^c \left(\frac{0.094 + 1.23 H/t_p}{t_p^{1/6}} \right)$$



여기서, f_r^c 는 표 3.3.12에 나타낸 범주 C에 대한 허용응력범위와 같다. 이것은 용접루트에서 관통되지 않는 것으로 가정한 경우이다.

- 4) 거더 플랜지의 바깥면에 연결되는 거셋판은 횡방향 필릿용접만으로 부착시키지 않는다.

3.3.4.2 설계응력반복횟수

- (1) 설계시 최대응력범위의 반복횟수는 교통량과 하중조사 및 특별한 고려사항이 없으면 표 3.3.14에 따른다.
- (2) 허용피로응력은 활하중이나 풍하중을 포함하는 하중조합에 대해 적용한다.
- (3) 고정하중과 풍하중의 조합에 따른 응력반복횟수는 특수한 경우를 제외하고는 10만회로 한다.

표 3.3.14 설계응력반복횟수

주부재(종방향)		
도로의 종류	트럭하중	차선하중 ¹⁾
고속도로, 국도 등 주간선도로	2백만 ²⁾	50만
기타 도로	10만	10만

윤하중을 받는 횡방향 부재와 상세부	
도로의 종류	트럭하중
고속도로, 국도 등 주간선도로	2백만 이상
기타 도로	50만

주 : 1) 종방향 부재는 트럭하중에 대하여 반드시 검토해야 한다.
 2) 표준트럭하중 1차선 제하시의 경우에도 반드시 피로검토를 해야 하며, 이 경우 설계응력반복횟수는 2백만회 이상으로 한다.

제 3 장 강교

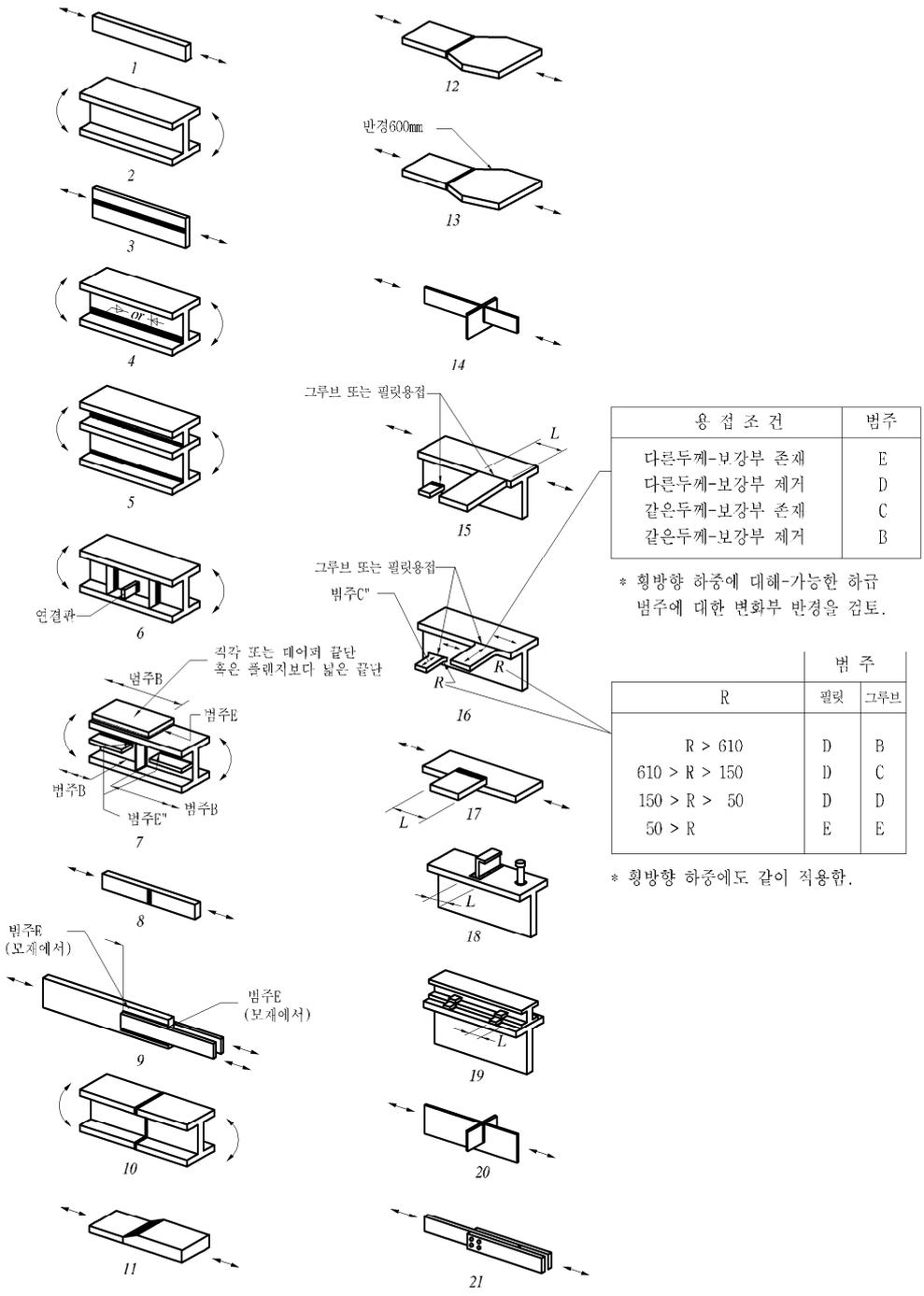


그림 3.3.4 범주의 분류 예

3.3.4.3 인성요구조건

- (1) 국내의 지역별 온도구역은 표 3.3.15에 따르며, 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 사용 강재는 표 3.3.16에 따라서 샤프피 흡수에너지로 나타내는 저온인성 규격을 만족해야 한다.
- (2) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 최대 허용 판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 3.3.16에 규정한 값으로 한다.
- (3) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시하여야 한다.

표 3.3.15 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구 분	최저 공용온도 ²⁾ (T)	대 상 지 역 ¹⁾
온도구역 I	$-15^{\circ}\text{C} \leq T$	부산, 울산, 광주 전체 지역
		전라남도 전체 지역
		경상남도 전체 지역
		경상북도 해안 지역
		제주도 전체 지역
온도구역 II	$-25^{\circ}\text{C} \leq T < -15^{\circ}\text{C}$	서울, 인천, 대구, 대전 전체 지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체 지역
		전라북도 전체 지역
		경상북도 내륙 지역
온도구역 III	$-35^{\circ}\text{C} \leq T < -25^{\circ}\text{C}$	강원도 해안 지역
		경기도 동부지역 (동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙 지역
		충청북도 전체 지역

주 : 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상 지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저온도에 따라 온도구역을 구분한다.

2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저기온과 유사)을 말한다.

제 3 장 강교

표 3.3.16 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역별 최대 허용 판두께

강종		온도구역		온도구역 I	온도구역 II	온도구역 III
		충격시험 ³⁾		(-15℃) ¹⁾	(-25℃) ¹⁾	(-35℃) ¹⁾
구분	기호	시험 온도	샤르피 흡수에너지	최대 허용 판두께 ²⁾ (mm)		
용접 구조 용 압연 강재	SM400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SM490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM490C	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490C-TMC	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490YB	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520C	0℃	47J이상	85	70	60
	SM520C-TMC	0℃	47J이상	85	70	60
	SM570	-5℃	47J이상	70	60	50
SM570-TMC	-5℃	47J이상	70	60	50	
용접 구조 용내 후성 열간 압연 강재	SMA400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SMA490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA490C	0℃	47J이상	85	70	60
	SMA570	-5℃	47J이상	70	60	50
교량 구조 용 압연 강재	HSB500	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB500L	-20℃	47J이상	100	95	80
	HSB500W	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB600	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB600L	-20℃	47J이상	95	80	65
	HSB600W	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB800	-20℃	47J이상	55	45	40
	HSB800L	-40℃	47J이상	80	70	60

- 주 : 1) 선형 보간법에 따라 최대 허용 판두께를 결정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.
 2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)을 알고 있는 경우, 주 1의 기준 공용온도에 따른 선형 보간법을 적용하여 최대 허용 판두께를 결정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20℃라면 구역 I의 -15℃와 구역 II의 -25℃를 기준으로 하여 최대 허용 판두께는 77.5mm (≒78mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 -35℃ ≤ T ≤ -15℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.
 3) KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지 흡수능력으로 표현하는 값임.

3.4 부재에 관한 일반사항

3.4.1 총칙

3.4.1.1 일반

부재의 각 부분은 되도록 간단하고, 제작, 운반, 가설, 검사, 도장, 배수, 청소, 유지관리 등에 편리하도록 설계하여야 한다.

3.4.1.2 2차응력

구조의 각 부재는 부재의 편심, 절점의 강성, 단면의 급변, 가로보의 처짐, 부재 길이의 변화에 의한 바닥틀의 변형, 자중에 의한 부재의 처짐 등의 영향에 의해 발생하는 2차응력이 될 수 있는 한 작아지도록 설계하여야 한다.

3.4.1.3 강재의 최소 두께

- (1) 강재의 두께는 8mm 이상으로 하여야 한다. 다만, I형강, ㄷ형강의 복부에서는 7.5mm 이상으로 할 수 있다.
- (2) 난간용 재료, 채움재, 보도용 바닥판 등은 이 규정에 따르지 않아도 좋다.
- (3) 주요부재로서 사용하는 강관의 두께는 7.9mm 이상으로 한다. 다만, 2차부재로서 사용하는 강관의 두께는 6.9mm 이상으로 한다.

3.4.1.4 부재의 세장비

부재의 세장비는 표 3.4.1에 표시된 값 이하라야 한다. 여기서 아이바, 봉강, 와이어 로프 등은 제외된다.

표 3.4.1 부재의 세장비

부	재	세장비(l/r)
압축부재	주요부재	120
	2차 부재	150
인장부재	주요부재	200
	2차 부재	240

제 3 장 강교

여기서,

l : 인장부재의 경우 골조길이, 압축부재의 경우 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 회전반경(mm)

주요부재란 주구조와 바닥틀을 말하며, 2차부재란 주요부재 이외의 2차적인 기능을 가진 부재를 말한다. 수직브레이싱이나 수평브레이싱은 주요부재로서의 기능을 부여하지 않을 때는 2차부재로 보아 설계해도 된다.

3.4.2 압축응력을 받는 판 및 보강판

3.4.2.1 압축응력을 받는 양연지지판

축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 양연지지판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 다음 규정에 따른다. 다만, 플레이트거더의 복부판에는 적용시키지 않는다.

(1) 압축응력을 받는 양연지지판의 두께는 표 3.4.2에 표시한 값 이상으로 하여야 한다. 다만, 가설시에만 일시적으로 압축응력을 받는 경우의 판두께는 식 (3.4.1)을 만족시켜야 한다.

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{b}{80i} \\ \text{다만, } t \geq \frac{b}{220} \end{array} \right\} \quad (3.4.1)$$

여기서,

t : 판두께(mm)

b : 판의 고정연 사이의 거리(mm)(그림 3.4.1)

i : 응력구배계수, $i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$

ϕ : 응력구배, $\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1}$

f_1, f_2 : 각각 판의 양연에서의 응력(MPa)

다만, $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다(그림 3.4.2).

3.4 부재에 관한 일반사항

표 3.4.2 압축응력을 받는 양연지지판의 최소판두께(mm)

강재 판두께(mm)	강종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
	40 이하	$\frac{b}{56 i}$	$\frac{b}{49 i}$	$\frac{b}{46 i}$	$\frac{b}{41 i}$
	40 초과 75 이하	$\frac{b}{59 i}$	$\frac{b}{50 i}$	$\frac{b}{47 i}$	$\frac{b}{42 i}$
75 초과 100 이하	$\frac{b}{48 i}$			$\frac{b}{42 i}$	
강재 판두께(mm)	강종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC	
	100 이하	$\frac{b}{49 i}$	$\frac{b}{46 i}$	$\frac{b}{41 i}$	
강재 판두께(mm)	강종	HSB500	HSB600	HSB800	
	80 이하	$\frac{b}{44 i}$	$\frac{b}{41 i}$	$\frac{b}{33 i}$	
	80 초과 100 이하			-	

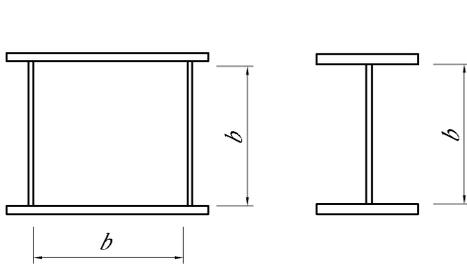


그림 3.4.1 판의 고정연 사이의 거리 b

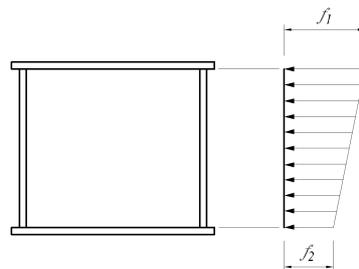


그림 3.4.2 압축과 휨에 의한 연응력

(2) 축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 양연지지판의 국부좌굴을 고려한 허용응력은 표 3.4.3에 표시된 값을 기준으로 한다.

제 3 장 강교

표 3.4.3 양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력

강 종	강재판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
SS400 SM400 SMA400	40 이하	140 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $140 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	40 초과 100 이하	130 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $130 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
SM490	40 이하	190 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $190 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	40 초과 100 이하	175 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $175 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
SM490Y SM520 SMA490	40 이하	215 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $215 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	40 초과 75 이하	200 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $200 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	75 초과 100 이하	195 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $195 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
SM570 SMA570	40 이하	270 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $270 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	40 초과 75 이하	260 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $260 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$
	75 초과 100 이하	250 $220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$ $250 \leq t \leq 220,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$

3.4 부재에 관한 일반사항

표 3.4.3 양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력(계속)

강 종	강재판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
SM490C-TMC	100 이하	190 : $\frac{b}{34.0i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{34.0i}$
SM520C-TMC	100 이하	215 : $\frac{b}{32.0i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{32.0i}$
SM570-TMC	100 이하	270 : $\frac{b}{28.4i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{28.4i}$
HSB500	100 이하	230 : $\frac{b}{30.9i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{30.9i}$
HSB600	100 이하	270 : $\frac{b}{28.4i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{28.4i}$
HSB800	80 이하	380 : $\frac{b}{24.0i} \leq t$
		$220,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{80i} \leq t < \frac{b}{24.0i}$

3.4.2.2 압축응력을 받는 자유돌출판

축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 다음 규정에 따른다.

- (1) 축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 두께 t 는 자유돌출폭 b 의 1/16 이상이라야 한다.

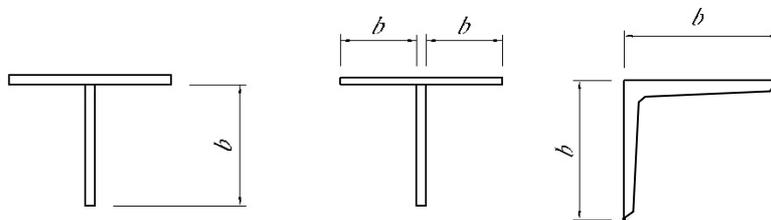


그림 3.4.3 자유돌출폭

제 3 장 강교

(2) 축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력은 표 3.4.4에 표시된 값으로 한다.

표 3.4.4 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력

강 종	강재판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
SS400 SM400 SMA400	40 이하	140 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $12.9 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
	40 초과 100 이하	130 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $13.5 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.5}$
SM490	40 이하	190 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $11.1 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.1}$
	40 초과 100 이하	175 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $11.5 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$
SM490Y SM520 SMA490	40 이하	215 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $10.5 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
	40 초과 75 이하	200 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $10.8 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.8}$
	75 초과 100 이하	195 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $11.0 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
SM570 SMA570	40 이하	270 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $9.3 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.3}$
	40 초과 75 이하	260 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $9.5 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$
	75 초과 100 이하	250 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $9.6 \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.6}$

표 3.4.4 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력(계속)

강 종	강재판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)	
SM490C-TMC	100 이하	190 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{11.1} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.1}$
SM520C-TMC	100 이하	215 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{10.5} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
SM570-TMC	100 이하	270 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{9.3} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.3}$
HSB500	100 이하	230 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{10.1} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.1}$
HSB600	100 이하	270 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{9.3} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.3}$
HSB800	80 이하	380 $24,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{7.9} \leq t$ $:\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{7.9}$

3.4.2.3 압축응력을 받는 보강된 판

압축응력을 받는 양면이 지지된 보강된 판에 3.4.2.4의 규정을 만족시키는 보강재가 등간격으로 배치되어 있는 경우에, 보강된 판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 다음 규정에 따른다. 다만, 플레이트거더의 복부판과 강바닥판에는 적용되지 않는다.

- (1) 압축응력을 받는 보강된 판의 두께는 표 3.4.5에 표시된 값 이상으로 하여야 한다. 다만, 가설시에만 일시적으로 압축응력을 받는 보강된 판의 두께는 식 (3.4.2)를 만족시켜야 한다.

제 3 장 강교

표 3.4.5 압축응력을 받는 보강된 판의 최소판두께(mm)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
강재판두께 (mm)				
40 이하	$\frac{b}{56in}$	$\frac{b}{49in}$	$\frac{b}{46in}$	$\frac{b}{41in}$
40 초과 75 이하	$\frac{b}{59in}$	$\frac{b}{50in}$	$\frac{b}{47in}$	$\frac{b}{42in}$
75 초과 100 이하			$\frac{b}{48in}$	$\frac{b}{42in}$
강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC	
강재판두께 (mm)				
100 이하	$\frac{b}{49in}$	$\frac{b}{46in}$	$\frac{b}{41in}$	
강 종	HSB500	HSB600	HSB800	
강재판두께 (mm)				
80 이하	$\frac{b}{44in}$	$\frac{b}{41in}$	$\frac{b}{33in}$	
80 초과 100 이하			-	

$$t \geq \frac{b}{80in} \tag{3.4.2}$$

여기서,

t : 보강된 판의 두께(mm)

b : 보강된 판의 폭(mm)(그림 3.4.4)

n : 종방향보강재에 의해서 구분되는 패널의 수($n \geq 2$)

i : 응력구배계수, $i = 0.65 \left(\frac{\phi}{n} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\phi}{n} \right) + 1.0$

ϕ : 응력구배, $\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1}$

3.4 부재에 관한 일반사항

f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양면의 응력(MPa)

다만, $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다(그림 3.4.5).

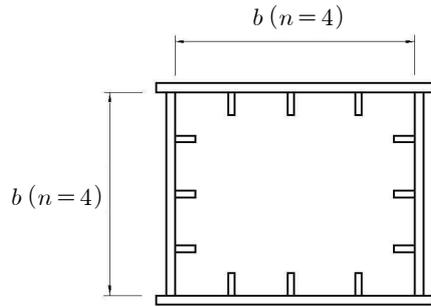


그림 3.4.4 보강된 판의 전폭

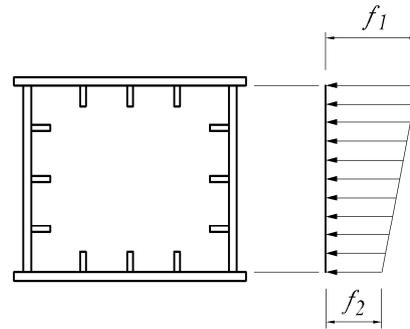


그림 3.4.5 보강된 판의 연응력

- (2) 압축응력을 받는 양면이 지지된 보강된 판의 국부좌굴에 대한 허용응력은 표 3.4.6에 표시된 값으로 한다.

제 3 장 강교

표 3.4.6 보강된 판의 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	$140 : \frac{b}{28in} \leq t$	$190 : \frac{b}{24in} \leq t$	$215 : \frac{b}{23in} \leq t$	$270 : \frac{b}{20in} \leq t$
	$140 - 2.5\left(\frac{b}{tin} - 28\right)$	$190 - 3.9\left(\frac{b}{tin} - 24\right)$	$215 - 4.7\left(\frac{b}{tin} - 23\right)$	$270 - 6.7\left(\frac{b}{tin} - 20\right)$
	$: \frac{b}{56in} \leq t < \frac{b}{28in}$	$: \frac{b}{49in} \leq t < \frac{b}{24in}$	$: \frac{b}{46in} \leq t < \frac{b}{23in}$	$: \frac{b}{41in} \leq t < \frac{b}{20in}$
	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$
	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{56in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{49in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{46in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{41in}$
40 초과 75 이하	$130 : \frac{b}{29in} \leq t$	$175 : \frac{b}{25in} \leq t$	$200 : \frac{b}{24in} \leq t$	$260 : \frac{b}{21in} \leq t$
	$130 - 2.2\left(\frac{b}{tin} - 29\right)$	$175 - 3.5\left(\frac{b}{tin} - 25\right)$	$200 - 4.3\left(\frac{b}{tin} - 24\right)$	$260 - 6.3\left(\frac{b}{tin} - 21\right)$
	$: \frac{b}{59in} \leq t < \frac{b}{29in}$	$: \frac{b}{50in} \leq t < \frac{b}{25in}$	$: \frac{b}{47in} \leq t < \frac{b}{24in}$	$: \frac{b}{42in} \leq t < \frac{b}{21in}$
	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$
	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{59in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{50in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{47in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{42in}$
75 초과 100 이하	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$195 : \frac{b}{24in} \leq t$	$250 : \frac{b}{21in} \leq t$
	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{59in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{50in}$	$195 - 4.1\left(\frac{b}{tin} - 24\right)$	$250 - 6.0\left(\frac{b}{tin} - 21\right)$
			$: \frac{b}{48in} \leq t < \frac{b}{24in}$	$: \frac{b}{42in} \leq t < \frac{b}{21in}$
			$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$	$220,000\left(\frac{tin}{b}\right)^2$
		$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{48in}$	$: \frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{42in}$	

3.4 부재에 관한 일반사항

표 3.4.6 보강된 판의 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)(계속)

강종 판두께 (mm)	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
100 이하	$190 : \frac{b}{24in} \leq t$ $190 - 3.9 \left(\frac{b}{tin} - 24 \right)$ $:\frac{b}{49in} \leq t < \frac{b}{24in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{49in}$	$215 : \frac{b}{23in} \leq t$ $215 - 4.7 \left(\frac{b}{tin} - 23 \right)$ $:\frac{b}{46in} \leq t < \frac{b}{23in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{46in}$	$270 : \frac{b}{20in} \leq t$ $270 - 6.7 \left(\frac{b}{tin} - 20 \right)$ $:\frac{b}{41in} \leq t < \frac{b}{20in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{41in}$
강종 판두께 (mm)	HSB500	HSB600	HSB800
80 이하	$230 : \frac{b}{22in} \leq t$ $230 - 5.2 \left(\frac{b}{tin} - 22 \right)$ $:\frac{b}{44in} \leq t < \frac{b}{22in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{44in}$	$270 : \frac{b}{20in} \leq t$ $270 - 6.7 \left(\frac{b}{tin} - 20 \right)$ $:\frac{b}{41in} \leq t < \frac{b}{20in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{41in}$	$380 : \frac{b}{19in} \leq t$ $380 - 12.7 \left(\frac{b}{tin} - 19 \right)$ $:\frac{b}{33in} \leq t < \frac{b}{19in}$ $220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{33in}$
80 초과	$220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{44in}$	$220,000 \left(\frac{tin}{b} \right)^2$ $:\frac{b}{80in} \leq t < \frac{b}{41in}$	-
100 이하			

제 3 장 강교

3.4.2.4 보강재

3.4.2.3에 의해 설계되는 보강판의 보강재는 다음 규정을 만족시켜야 한다.

- (1) 보강재의 강종은 보강되는 판의 강종과 동등 이상의 것이라야 한다.
- (2) 종방향보강재는 가급적 등간격으로 배치해야 한다.
- (3) 보강재의 단면2차모멘트는, 보강재가 판의 한쪽에만 배치되어 있는 경우에는 보강되는 판의 보강재쪽 표면에 대하여, 양쪽에 다 배치되어 있는 경우에는 보강되는 판의 중립면에 대하여 구한다.
- (4) 종방향보강재의 한 개의 단면2차모멘트 I_l 및 단면적 A_l 은 다음 식을 만족해야 한다.

$$I_l \geq \frac{bt^3}{10.92} \gamma_l^* \quad (3.4.3)$$

$$A_l \geq \frac{bt}{10n} \quad (3.4.4)$$

여기서

- t : 보강된 판의 두께(mm)
- b : 보강된 판의 폭(mm)
- n : 종방향보강재에 의하여 나누어지는 패널의 수
- γ_l^* : (5)항에 의하여 계산되는 종방향보강재의 소요강비

- (5) 종방향보강재의 소요강비 γ_l^* 은 다음과 같이 계산한다.

① $\alpha \leq \alpha_o$ 이면서 횡방향보강재 한 개의 단면2차모멘트 I_t 가 식 (3.4.6)을 만족하는 경우 :

$$\begin{aligned} \gamma_l^* &= 4\alpha^2 n \left(\frac{t_o}{t}\right)^2 (1 + n\delta_l) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad (t \geq t_o) \\ &= 4\alpha^2 n (1 + n\delta_l) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad (t < t_o) \end{aligned} \quad (3.4.5)$$

$$I_t \geq \frac{bt^3}{10.92} \left(\frac{1 + n\gamma_l^*}{4\alpha^3}\right) \quad (3.4.6)$$

② 횡방향보강재가 없거나, ①의 규정을 만족하지 않는 경우 :

$$\begin{aligned} \gamma_l^* &= \frac{1}{n} \left[\left[2n^2 \left(\frac{t_o}{t} \right)^2 (1 + n\delta_l) - 1 \right]^2 - 1 \right] \quad (t \geq t_o) \\ &= \frac{1}{n} \left[\left[2n^2 (1 + n\delta_l) - 1 \right]^2 - 1 \right] \quad (t < t_o) \end{aligned} \quad (3.4.7)$$

여기서,

- α : 보강판의 형상비, $\alpha = \frac{a}{b}$
- α_o : 한계 형상비, $\alpha_o = \sqrt[4]{1 + n\gamma_l}$
- a : 횡방향보강재의 간격(mm)
- δ_l : 종방향보강재 1개의 단면적비, $\delta_l = \frac{A_l}{bt}$
- γ_l : 사용된 종방향보강재의 강비, $\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3 / 10.92}$
- t_o : 표 3.4.7에 표시된 보강되는 판의 두께(mm)

표 3.4.7 판두께, t_o (mm)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	SM490C- TMC	SM520C- TMC	SM570 -TMC	HSB500	HSB600	HSB800
t_o	$\frac{b}{28in}$	$\frac{b}{24in}$	$\frac{b}{23in}$	$\frac{b}{20in}$	$\frac{b}{24in}$	$\frac{b}{23in}$	$\frac{b}{20in}$	$\frac{b}{22in}$	$\frac{b}{20in}$	$\frac{b}{19in}$

여기서,

i : 3.4.2.3에 표시된 응력구배계수

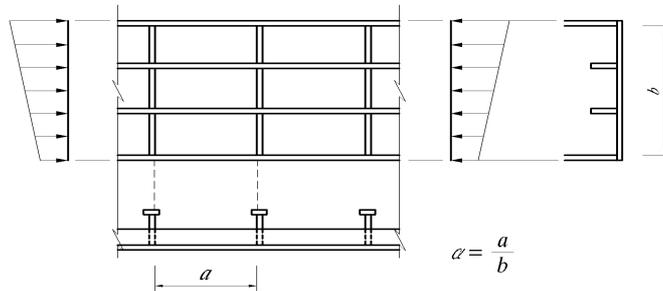


그림 3.4.6 보강판의 종횡치수비, α

3.4.3 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재는 다음의 각 항에 의해 검사를 하여야 한다.

(1) 축방향력이 인장인 경우

$$f_t + f_{bty} + f_{btz} \leq f_{ta} \tag{3.4.8}$$

$$-\frac{f_t}{f_{ta}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao}} \leq 1.0 \tag{3.4.9}$$

$$-f_t + f_{bcy} + f_{bcz} \leq f_{cal} \tag{3.4.10}$$

(2) 축방향력이 압축인 경우

$$\frac{f_c}{f_{caz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy} \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{f_{bao} \left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \leq 1 \tag{3.4.11}$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ey}}\right)} + \frac{f_{bcz}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{Ez}}\right)} \leq f_{cal} \tag{3.4.12}$$

여기서,

- f_t, f_c : 각각 단면에 작용하는 축방향력에 의한 인장 및 압축응력 단, 축방향 인장응력 계산시는 순단면적, 압축응력 계산시는 총단면적 사용 (MPa)
- f_{bty}, f_{btz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨인장응력(MPa)
- f_{bcy}, f_{bcz} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축) 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력(MPa)
- f_{ta} : 표 3.3.1의 허용축방향 인장응력(MPa)
- f_{caz} : 식 (3.3.1)에 의해 계산되는 약축(z축)방향의 허용응력(MPa)
- f_{bagy} : 표 3.3.4의 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력(MPa)
- f_{bao} : 표 3.3.3의 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한 값(MPa)

3.4 부재에 관한 일반사항

f_{cal} : 양연지지판, 자유돌출판 및 보강된 판에 대해서 각각 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.4.2.3에 규정된 국부좌굴응력에 대한 허용응력(MPa)

f_{Ey}, f_{Ez} : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레의 허용오일러좌굴응력

$$f_{Ey} = 1,2000,000 / \left(\frac{l}{r_y} \right)^2 \quad (3.4.13)$$

$$f_{Ez} = 1,2000,000 / \left(\frac{l}{r_z} \right)^2 \quad (3.4.14)$$

l : 각 장에 규정되어 있는 유효좌굴길이(mm)

r_y, r_z : 각각 y축 및 z축 둘레의 단면2차반경(mm)

3.4.4 구멍 뚫린 판

(1) 구멍 뚫린 판의 최소판두께 및 안쪽 용접선으로부터 구멍까지의 최대폭은 표 3.4.8에 표시된 값으로 한다.

표 3.4.8 구멍 뚫린 판

강 종	최소판두께(mm)	안쪽 용접선으로부터 구멍까지의 최대폭(mm)
SS400 SM400 SMA400	$d/50$	13t
SM490	$d/40$	11t
SM490Y SM520 SMA490	$d/40$	10t
SM570 SMA570	$d/35$	9t
SM490C-TMC	$d/40$	11t
SM520C-TMC	$d/40$	10t
SM570-TMC	$d/35$	9t
HSB500	$d/35$	10t
HSB600	$d/35$	9t
HSB800	$d/30$	8t

제 3 장 강교

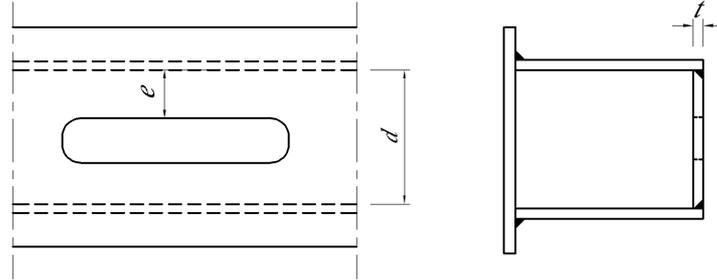


그림 3.4.7 구멍 뚫린 판

여기서,

- t : 구멍 뚫린 판의 두께(mm)
- d : 안쪽 용접선간의 거리(mm)
- e : 안쪽 용접선으로부터 구멍까지의 폭(mm)

- (2) 응력방향으로 켜 구멍의 길이는 구멍 폭의 2배 이하로 하여야 한다.
- (3) 응력 방향으로 켜 구멍과 구멍 사이의 판의 길이는 d 보다는 커야 한다.
다만, 단부 구멍의 옆에서 구멍뚫린 판의 단부까지의 거리는 $1.25d$ 보다 커야 한다.
- (4) 구멍 연의 곡률반경은 40 mm 이상이라야 한다.

3.4.5 ㄱ형 및 T형 단면을 갖는 압축부재

- (1) 그림 3.4.8과 같이 플랜지가 거싯판에 연결된 ㄱ형 및 T형 압축부재는 다음 식으로 설계하여도 좋다.

$$\frac{P}{A_g} \leq f_{ca} \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1,000} \right) \quad (3.4.15)$$

여기서,

- P : 축방향 압축력(N)
- A_g : 부재의 총단면적(mm²)
- f_{ca} : l/r_x 를 사용하여 3.3.2.1의 규정으로부터 계산한 허용압축응력(MPa)

3.4 부재에 관한 일반사항

l : 유효좌굴길이(mm)

r_x : 단면의 중심을 지나고 거셋판면에 평행한 축(그림 3.4.8의 x축)에 관한 단면 회전반경(mm)

(2) (1)항에 따르지 않는 경우에는, 그 부재단면의 중심을 지나 거셋판면에 평행한 축에 대한 편심으로 생기는 휨모멘트 및 축방향 압축력을 받는 부재로서 3.4.3의 규정에 따라 부재를 설계한다. 다만, f_{ca} 는 허용압축응력의 상한치를 사용한다.

이때 편심 압축력은 거셋판 면내에 작용하는 것으로 하고, 단면회전반경은 휨변형이 생기는 축에 관한 것을 사용한다.

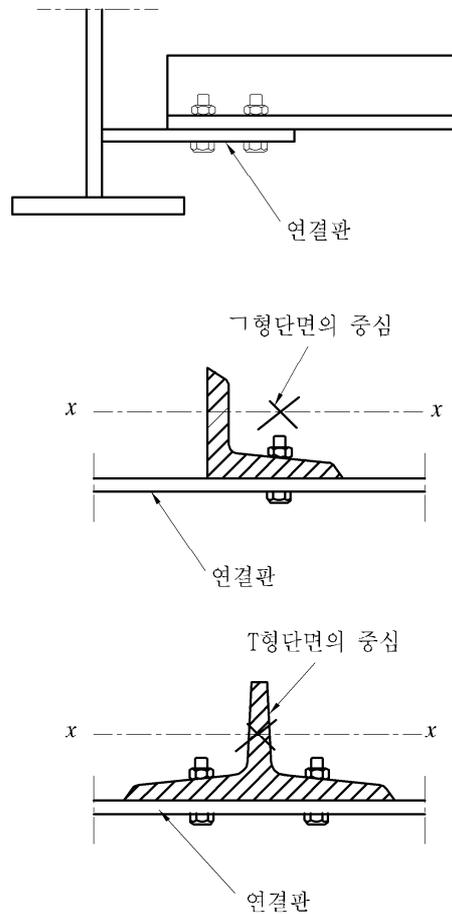


그림 3.4.8 C형 및 T형 단면을 가진 압축부재

3.4.6 인장 ㄱ형강의 유효단면적

- (1) 한개의 ㄱ형강으로 된 인장재, 혹은 한장의 거싯판의 같은 쪽에 등을 맞대어 붙인 2개의 ㄱ형강으로 된 인장재의 유효단면적은, 거싯판에 연결된 변의 순단면적에 연결되어 있지 않는 변의 순단면적의 1/2을 더한 것으로 한다.
- (2) 2개의 ㄱ형강으로 된 인장재가 거싯판의 양쪽에 등을 맞대어 붙여진 경우는 그의 전 순단면적을 유효단면적으로 한다.

3.4.7 수직브레이싱과 수평브레이싱

3.4.7.1 일반

- (1) 교량에서는 수직브레이싱과 수평브레이싱을 설치하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 고정하중으로 인한 주구조의 처짐이 큰 경우, 주구조의 변형이 수직브레이싱 및 수평브레이싱에 미치는 영향을 고려하는 것이 바람직하다.
- (3) 수직브레이싱과 수평브레이싱에 대하여 그 교량의 주구조에 적용되는 장에 규정되어 있는 경우에는 그 규정을 따라야 한다.
- (4) 수직브레이싱과 수평브레이싱은 각각의 구조형식에 해당하는 장의 규정은 만족시켜야 한다.

3.4.7.2 수직브레이싱과 수평브레이싱의 구조

- (1) 복사재 형식의 수직브레이싱 또는 수평브레이싱을 사용할 경우에는 부재의 교점을 서로 연결하여야 한다.
- (2) 수직 및 수평브레이싱에 쓰이는 ㄱ형강의 최소치수는 75 mm × 75 mm로 한다.
- (3) 주구조를 평면구조물로 취급할 경우에, 수직브레이싱 또는 수평브레이싱을 트러스 구조로 할 경우, 그 세장비는 3.4.1.4에 구성된 2차부재의 규정을 사용해도 좋다.

3.4.7.3 지점부 수직브레이싱

교량의 지점부에는 원칙적으로 상부 수평브레이싱에 작용하는 전횡하중을 받침부에 원활하게 전달할 수 있는 지점부 수직브레이싱(교문브레이싱 포함)을 두어야 한다.

3.5 연결

3.5.1 부재의 연결

3.5.1.1 일반

- (1) 부재의 연결은 작용응력에 대하여 설계하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 주요부재의 연결은 (1)의 규정을 따르는 외에 적어도 모재의 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.
- (3) 부재의 연결부 구조는 다음 사항을 만족하도록 설계하여야 한다.
 - ① 연결부의 구조가 단순하여 응력의 전달이 확실할 것.
 - ② 구성하는 각 재편에 있어서 가급적 편심이 일어나지 않도록 할 것.
 - ③ 응력집중이 생기지 않도록 할 것.
 - ④ 해로운 잔류응력이나 2차응력이 생기지 않도록 할 것.
- (4) 연결부에서 단면이 변하는 경우 작은 단면을 기준으로 연결의 제규정을 적용하여야 한다.

3.5.1.2 용접, 고장력 볼트의 병용

부재의 연결에 용접과 고장력 볼트를 병용하는 경우에는 다음 규정을 따라야 한다.

- (1) 그루브용접을 사용한 맞대기이음과 고장력볼트 마찰이음의 병용 또는 응력방향에 평행한 필릿용접과 고장력볼트 마찰이음을 병용하는 경우에는 이들이 각각 응력을 분담하는 것으로 본다. 다만, 이들의 분담 상태에 대해서는 충분히 검토를 하여야 한다.
- (2) 응력방향과 직각을 이루는 필릿용접과 고장력볼트 마찰이음을 병용해서는 안된다.
- (3) 용접과 고장력볼트 지압이음을 병용해서는 안된다.

3.5.2 용접 이음

3.5.2.1 용접의 종류와 적용

- (1) 응력을 전달하는 용접이음에는 전단면용입 그루브용접, 부분용입 그루브용접 또는 연속 필릿용접을 쓰도록 한다.
- (2) 용접선에 대해 직각 방향으로 인장응력을 받는 이음에는 전단면용입 그루브용접을 사용함을 원칙으로 하며, 부분용입 그루브용접을 써서는 안된다.
- (3) 플러그용접과 슬롯용접은 주요 부재에 사용해서는 안된다. 부득이 쓸 경우에는 응력의 전달을 고려하여야 한다.

3.5.2.2 용접부의 유효 두께

응력을 전달하는 용접부의 유효두께는 이론상의 목두께로 하고 다음의 규정에 따른다.

- (1) 전단면용입 그루브용접의 목두께는 그림 3.5.1과 같이 취하고 두께가 서로 다를 경우에는 얇은 부재의 두께로 한다.

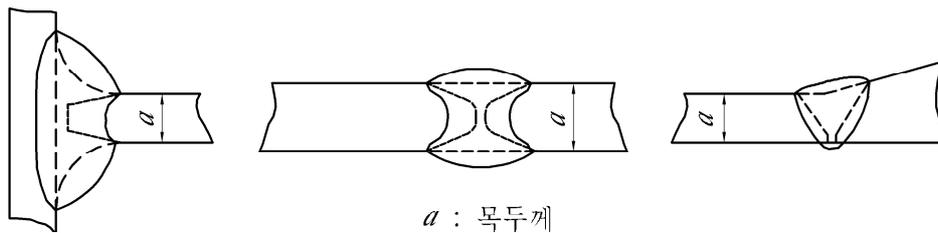


그림 3.5.1 전단면용입 그루브용접의 목두께

제 3 장 강교

(2) 부분용입 그루브용접의 목두께는 그림 3.5.2와 같이 용입깊이로 한다.

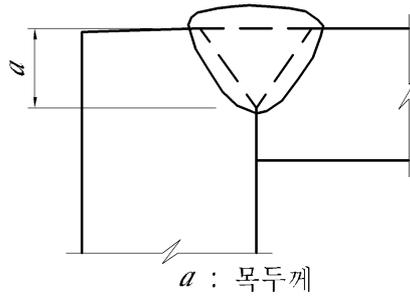


그림 3.5.2 부분용입 그루브용접의 두께

(3) 필릿용접의 목두께는 그림 3.5.3과 같이 이음의 루우트를 꼭지점으로 하는 2등변 삼각형의 높이로 한다.

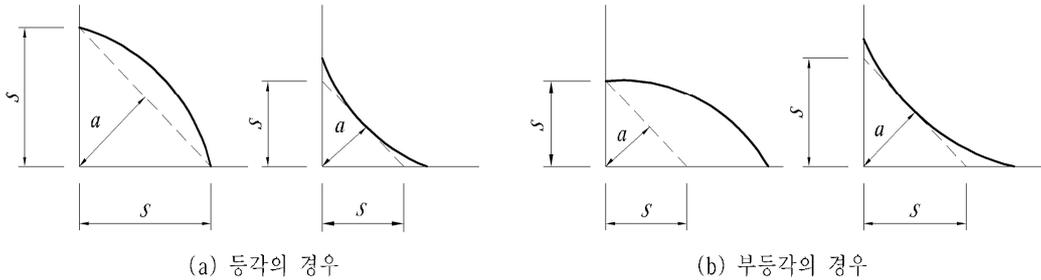


그림 3.5.3 필릿용접의 목두께

3.5.2.3 용접부의 유효길이

(1) 용접부의 유효길이는 이론상의 목두께를 가지는 용접부의 길이로 한다. 다만, 전단면 용입 그루브용접에서 용접선이 응력방향에 직각이 아닌 경우에는 실제적인 유효길이를 응력에 직각인 방향에 투영시킨 길이로 할 수 있다.

(2) 필릿용접에서 끝돌림용접을 실시할 경우에는 끝돌림용접부분은 유효길이에 포함시키지 않는다.

3.5.2.4 필릿용접의 치수

- (1) 필릿용접은 등치수로 하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 주요부재의 응력을 전달하는 필릿용접의 치수는 표 3.5.1의 최소치수 이상, 용접부의 얇은 쪽 모재 두께 미만의 범위로 한다.

표 3.5.1 필릿용접의 최소치수

두꺼운 쪽 모재 두께	최소 필릿용접 치수	비 고
20 mm 이하	6 mm	1 패스 용접 적용
20 mm 초과	8 mm	

3.5.2.5 필릿용접의 최소 유효길이

주요부재의 필릿용접의 유효길이는 치수의 10배 이상, 80 mm 이상으로 하여야 한다.

3.5.2.6 축방향력 또는 전단력을 받는 용접이음의 응력

이음에 축방향력 또는 전단력이 작용하는 경우에 용접부에 생기는 응력은 다음 식으로 계산한다. 다만, 필릿용접 및 부분용입 그루브용접의 경우에 생기는 응력은 작용하는 힘의 종류에 관계없이 항상 전단응력을 받는 것으로 보고 식 (3.5.2)로 계산한다.

$$f = \frac{P}{\Sigma al} \quad (3.5.1)$$

$$v = \frac{P}{\Sigma al} \quad (3.5.2)$$

여기서,

f : 용접부에 생기는 수직응력(MPa)

v : 용접부에 생기는 전단응력(MPa)

P : 용접부에 작용하는 외력(N)

l : 용접의 유효길이(mm)

a : 용접의 유효두께(목두께, mm)

제 3 장 강교

3.5.2.7 휨모멘트를 받는 용접 이음부의 응력

휨모멘트를 받는 용접이음부에 생기는 응력은 다음 식으로 계산된다.

(1) 전단면용입 그루브용접

$$f = \frac{M}{I}y \quad (3.5.3)$$

(2) 필릿용접

$$v = \frac{M}{I}y \quad (3.5.4)$$

여기서,

f : 용접부에 생기는 수직응력(MPa)

M : 용접부의 설계에 쓰이는 휨모멘트(N-mm)

I : 목두께를 이음면에 전개한 단면의 중립축둘레의 단면2차모멘트(mm⁴)

y : 목두께를 이음면에 전개한 단면의 중립축에서 응력을 계산하는 점까지의 거리(mm)

v : 용접부에 생기는 전단응력(MPa)

3.5.2.8 용접이음부의 합성응력의 검토

축방향력, 휨모멘트 및 전단력을 동시에 받는 용접이음에서는 식 (3.5.5) 또는 식 (3.5.6)을 만족하여야 한다.

(1) 전단면용입 그루브용접

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_s}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (3.5.5)$$

(2) 필릿용접

$$\left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 + \left(\frac{v_s}{v_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.5.6)$$

여기서,

f : 축방향력과 휨모멘트에 의한 수직응력(MPa)

v_b : 축방향력과 휨모멘트에 의한 전단응력(MPa)

v_s : 전단력에 의한 전단응력(MPa)

f_a : 허용인장응력(MPa)

v_a : 허용전단응력(MPa)

3.5.2.9 맞대기 이음

단면이 서로 다른 주요부재의 맞대기 이음에 있어서는 두께 및 폭을 서서히 변화시켜, 길이 방향의 경사가 1:2.5 이하가 되도록 하여야 한다.

3.5.2.10 겹침이음

- (1) 응력을 전달하는 겹침이음에는 두 줄 이상의 필릿용접을 사용함을 원칙으로 하고, 얇은 쪽의 강판두께의 5배 이상 겹치게 하여야 한다(그림 3.5.4(a)).
- (2) 축방향력을 받는 부재의 겹침이음에서 측면 필릿용접만을 사용한 경우에는 다음의 규정을 만족시켜야 한다.
 - ① 용접선의 간격은 얇은 쪽의 강판두께의 16배 이하로 하여야 한다. 다만 인장력만을 받는 경우에는 위의 값을 20배로 한다. 부득이 이것을 넘을 때는 강판이 솟아오르는 것을 막는 방법을 강구하여야 한다(그림 3.5.4(b)).
 - ② 필릿용접의 길이는 용접선의 간격보다 크게 하여야 한다.

제 3 장 강교

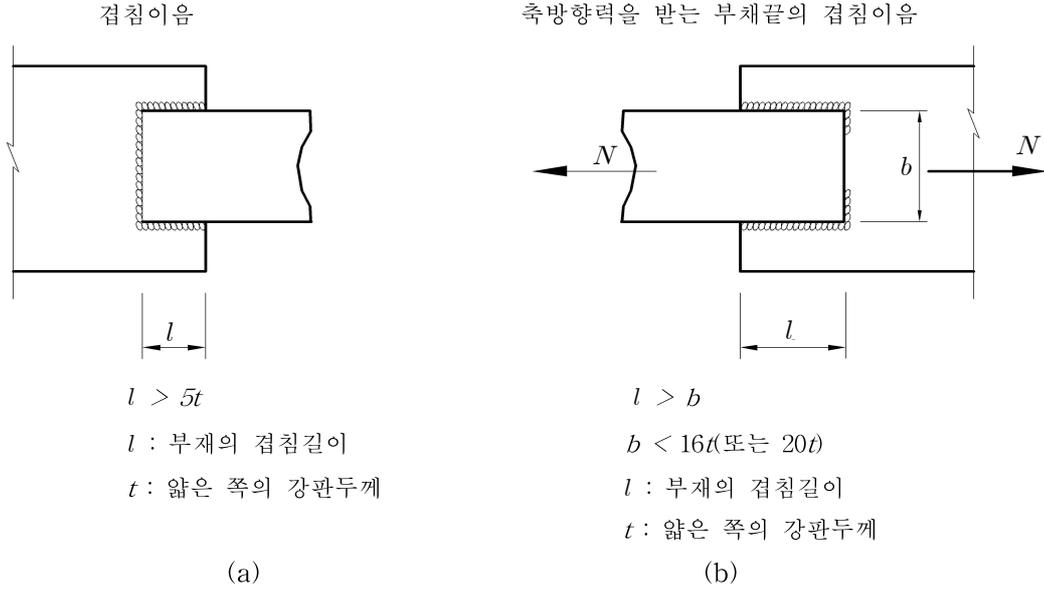


그림 3.5.4 겹침이음의 필릿용접

3.5.2.11 T이음

- (1) T이음에 쓰이는 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접은 이음의 양쪽에 배치하여야 한다. 다만, 횡방향의 변형에 대해서 저항할 수 있는 구조일 때는 한쪽만으로도 좋다.
- (2) 재편의 교각이 60° 미만이거나 또는 120° 를 초과하는 T이음에서는 전단면용입 그루브용접을 쓰는 것을 원칙으로 한다. 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접을 사용하는 경우에는 응력의 전달을 기대할 수 없다.

3.5.3 고장력볼트 이음

3.5.3.1 일반

- (1) 고장력볼트 이음은 마찰이음, 지압이음 및 인장이음으로 하며 주요부재의 연결은 마찰이음을 원칙으로 한다.
- (2) 고장력볼트 지압이음을 채용하는 경우에는 그 적용할 곳의 시공성 등에 대한 충분한 검토를 하여야 하며 압축부재 및 2차부재 연결 등 부득이한 경우에 한한다.

- (3) 고장력볼트 인장이음을 채용하는 경우에는 볼트의 허용응력, 체결력, 이음부의 강성 및 응력상태 등에 대한 충분한 검토를 하여야 한다.

3.5.3.2 볼트, 너트 및 와셔

- (1) 마찰이음에 쓰이는 볼트, 너트 및 와셔는 KS B 1010에 규정된 제1종 및 제2종의 M20, M22, M24, M27 및 M30, 제4종의 M20, M22, M24를 사용하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 지압이음에는 마찰이음용 제1종, 제2종 및 제4종의 고장력볼트 세트를 사용하거나, 다른 KS규격에 따르고 강도가 (1)의 고장력볼트와 같은 볼트세트를 사용할 수 있다.

3.5.3.3 볼트의 길이

볼트의 길이는 부재를 충분히 체결할 수 있도록 선택하여야 한다. 특히, 지압이음에 있어서는 나사부가 전단력 작용면에 걸려서는 안된다.

3.5.3.4 볼트의 허용력

- (1) 마찰이음의 볼트의 허용력은 3.3.2.3에 따른다.
- (2) 지압이음의 볼트의 허용력은 나사부 바깥지름으로 계산한 단면적을 써서 구한 허용전단력과 허용지압력 중에서 작은 값으로 한다. 이 경우에 볼트의 유효지압면적은 나사부 바깥지름과 나사를 받치는 강재의 두께의 곱으로 한다.

3.5.3.5 볼트의 설계

고장력볼트 이음에서 볼트의 설계는 다음 규정에 의한다.

- (1) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (3.5.7)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$\rho = \frac{P}{n} \leq \rho_a \quad (3.5.7)$$

제 3 장 강교

여기서,

- ρ : 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)
- ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)
- P : 축방향력(kN)
- n : 볼트의 개수

(2) 휨모멘트가 작용하는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (3.5.8)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$\rho = \frac{M}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_a \quad (3.5.8)$$

여기서,

- ρ : 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)
- ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)
- M : 휨모멘트(kN-mm)
- y_i : 볼트로부터 중심축까지의 거리(mm)
- Σ : 접합선의 한쪽 판에 있는 볼트군의 집합
- y_n : 가장자리의 볼트의 중심축으로부터의 거리. 다만, 같은 연결부의 플랜지를 볼트로 연결한 경우에는 중심축으로부터 플랜지의 압축연 또는 인장연까지의 거리(mm)

(3) 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 볼트는 식 (3.5.9)를 만족하도록 설계하여야 한다.

$$\sqrt{(\rho_p + \rho_m)^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a \quad (3.5.9)$$

여기서,

- ρ_p : 축방향력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ρ_m : 휨모멘트에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ρ_s : 전단력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
- ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)

(4) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 경우는 식 (3.5.10)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$\rho_h = \frac{VQ}{I} \frac{p}{n} \leq \rho_a \quad (3.5.10)$$

여기서,

- ρ_h : 수평방향으로 연결하는 볼트에 작용하는 힘(kN)
- V : 계산하는 단면에 작용하는 전단력(kN)
- Q : 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선의 외측의 단면1차 모멘트(mm³)
- I : 부재의 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm⁴)
- p : 볼트의 핏치(mm)
- n : 접합선에 직각 방향의 볼트의 수
- ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)

3.5.3.6 이음판의 설계

고장력 볼트이음에 있어서 이음판의 설계는 다음 규정에 의한다.

- (1) 인장력이 작용하는 판의 이음판은 3.5.3.7에 규정된 순단면에 생기는 응력이 허용인장 응력 이하가 되도록 설계하여야 한다.
- (2) 압축력이 작용하는 판의 이음판은 총단면에 생기는 응력이 3.3.2.1에 규정된 허용압축 응력의 상한값 이하가 되도록 설계하여야 한다.
- (3) 휨모멘트가 작용하는 판의 이음판은 식 (3.5.11)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$f = \frac{M}{I} y \leq f_a \quad (3.5.11)$$

여기서,

- f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)
- M : 이음판에 작용하는 휨모멘트(N-mm)
- I : 부재의 중립축에 관한 이음판의 총단면의 단면2차모멘트(mm⁴)

제 3 장 강교

- y : 부재의 중립축으로부터 이음판의 연단까지의 거리(mm)
- f_a : 3.3.2.1에 규정된 허용응력의 상한값(MPa)

(4) 모재 한쪽의 이음판 소요 두께가 25 mm를 초과하는 경우에는 두께 10 mm 이상, 21 mm 이하의 2개 또는 3개의 판재를 사용하도록 한다.

3.5.3.7 순단면적의 계산

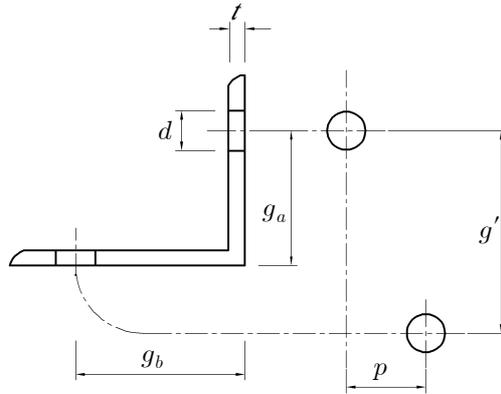
- (1) 인장재의 순단면적은 재편의 순폭과 판두께의 곱으로 한다. 이 경우, 재편의 순폭은 그 총폭으로부터 볼트구멍에 의해 잃은 폭을 뺀 값으로 한다.
- (2) 부재의 순단면적을 결정할 때의 볼트구멍의 지름은 M20, M22, M24에 대해서는 볼트의 공칭 지름에 3 mm를 더한 값으로 하고, M27 및 M30의 경우에는 4 mm를 더한 값으로 한다.
- (3) 볼트를 엇갈리게 체결한 재편의 순폭은, 총폭으로부터 고려하는 단면의 최초의 볼트구멍에 대해 그 볼트구멍의 지름을 공제하고, 이하 순차적으로 각 볼트구멍에 대해 다음 식으로 구한 w 를 공제한 값으로 한다.

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \text{ (mm)} \tag{3.5.12}$$

여기서,

- d : 순단면적 결정시의 볼트구멍 지름(mm)
- p : 하중이 작용하는 방향의 엇갈린 볼트의 중심간격(mm)
- g : 하중이 작용하는 방향과 직각인 방향의 간격(mm)

(4) T형, H형 등의 조립단면의 순단면적은 각 재편마다 위의 방법으로 구한 순단면적의 총합으로 하고 압연형강의 경우에도 이것에 준해야 한다. 다만, ㄱ형강, ㄷ형강에서는 그림 3.5.5와 같이 전개한 모양에 대하여 순단면적을 계산한다.



g' : I형강 뒷면에 따라 잰 볼트선간 거리(mm)($=g_a + g_b - t$)
 t : I형강 다리의 두께(mm)

그림 3.5.5 I형강의 전개방법

3.5.3.8 볼트의 최소중심간격

볼트의 최소중심간격은 표 3.5.2에 표시한 값을 표준으로 한다. 다만, 부득이한 경우에는 볼트지름의 3배까지 작게 할 수 있다.

표 3.5.2 볼트의 최소중심간격(mm)

볼트의 호칭	최소중심간격
M30	105
M27	95
M24	85
M22	75
M20	65

제 3 장 강교

3.5.3.9 볼트의 최대중심간격

(1) 볼트의 최대중심간격은 표 3.5.3에 표시한 값 중에서 작은 것을 택하여야 한다.

표 3.5.3 볼트의 최대중심간격(mm)

볼트의 호칭	최대중심간격	
	p	g
M30	210	$24t$ 다만, 300이하
M27	190	
M24	170	
M22	150	
M20	130	

여기서,

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p : 볼트의 응력방향의 간격(mm)

g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(mm)

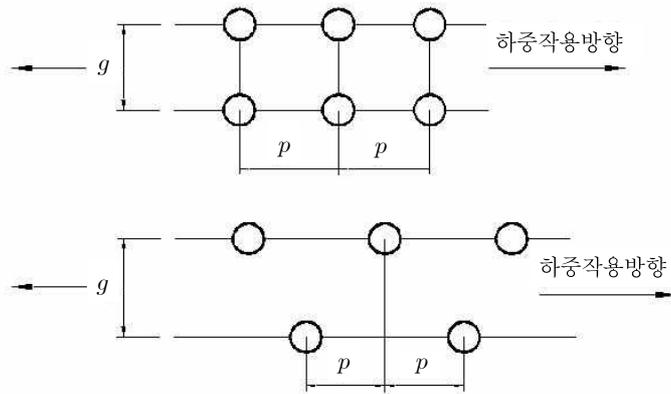


그림 3.5.6 볼트의 피치와 간격

(2) 인장부재의 누빔볼트의 응력방향의 최대중심간격은 $24t$ 로 한다. 그러나 300 mm를 초과해서는 안된다.

3.5.3.10 연단거리

- (1) 볼트구멍 중심으로부터 판의 연단까지의 최소거리는 표 3.5.4에 표시한 값으로 한다. 모재 두께가 50 mm 이상인 경우, 접합되는 모재가 서로 마주보는 측의 모재 연단거리는 인장의 경우 모재 두께 이상, 압축의 경우 모재 두께의 0.75배 이상 확보하도록 한다.

표 3.5.4 볼트구멍의 중심에서 판의 연단까지의 거리

볼트의 호칭	최소연단거리(mm)	
	전단연, 수동개스절단연	압연연, 다듬질연, 자동개스 절단연
M30	55	50
M27	48	43
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

- (2) 볼트구멍 중심으로부터 연단까지의 최대거리는 표면의 판두께의 8배로 한다. 다만 150 mm 를 넘어서는 안된다.
- (3) 지압이음에 있어서 응력방향의 볼트 수가 2개 이하의 경우 응력방향의 최소연단거리는 표 3.5.4에 의하되 식 (3.5.13)을 만족하여야 한다.

$$\left. \begin{array}{l} \text{1면 전단의 경우 } e \geq \alpha \cdot \frac{A}{t} \\ \text{2면 전단의 경우 } e \geq \alpha \cdot \frac{2A}{t} \end{array} \right\} \quad (3.5.13)$$

여기서,

e : 응력방향으로 잰 최소연단거리(mm)

α : 볼트와 모재와의 허용전단응력의 비

A : 나사부 바깥지름을 기준으로 계산한 볼트의 공칭단면적(mm²)

t : 1면 전단의 경우에는 얇은 쪽 판의 두께(mm)

2면 전단의 경우에는, 모재의 두께와 거셋판의 두께의 합계 중 얇은 쪽의 값(mm)

제 3 장 강교

3.5.3.11 볼트의 최소개수

이음에서는 한 볼트무리로서 2개 이상의 고장력볼트를 사용하여야 한다.

3.5.3.12 경사진 와셔 및 곡면와셔

- (1) 볼트머리 또는 너트면과 부재면이 1/20 이상의 경사를 이룬 경우에는 경사진 채움재를 사용 하던가 경사진 와셔를 써서 볼트에 편심응력이 생기지 않도록 하여야 한다.
- (2) 이음부가 곡면이어서 그 곡률 반지름이 작은 경우에는 곡면와셔를 써야 한다.

3.5.3.13 채움판

- (1) 2장 이상의 채움판을 겹쳐 사용하는 것은 피하여야 한다.
- (2) 마찰이음의 경우 채움판은 모재의 강종과 상관없이 일반구조용 압연강재를 사용해도 좋고 두께는 두꺼운 쪽 모재의 1/2이하로 하여야 한다.
- (3) 지압이음의 경우 연결하려는 부재 또는 재편 사이에 채움판을 넣을 경우는 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① 채움판의 두께가 6 mm 이상인 경우에는 채움판이 없는 경우에 필요한 볼트 수보다 30 % 증가시키고 그 두께가 6 mm 미만인 경우에는 증가시킬 필요는 없다.
 - ② 채움판의 두께가 9 mm 이상인 경우에는 채움판을 밖으로 연장하고 ①항의 규정에 의해 증가된 볼트는 될 수 있는 대로 채움판과 부재와의 연결에 사용하도록 한다.

3.5.3.14 반복 인장력을 받는 볼트의 피로

반복해서 인장력을 받게 되는 볼트 접합부의 공용하중으로 인한 인장력 및 프라인력의 합에 의한 볼트의 인장응력은 다음 표 3.5.5의 값을 초과하지 않아야 한다. 인장응력 계산 시 공칭직경을 적용하며, 프라인력은 공용하중의 60%를 초과하지 말아야 한다. 여기서 프라인력이란 볼트 연결부에서 작용력의 편심으로 연결판의 변형이 발생할 수 있으며 이 때 연결부에 추가적으로 작용하게 되는 인장력을 말한다.

표 3.5.5 인장볼트의 허용피로응력범위(MPa)

반복 횟수	F8T	F10T (S10T)	F13T (S13T)
10만회	200	210	160
50만회	110	120	90
50만회 이상	100	110	80

3.5.4 핀이음

- (1) 핀으로 부재를 연결하는 경우에는 그 연결부에서 부재가 이동하지 않도록 하고, 또한 적절한 방법으로 너트가 풀리지 않도록 하여야 한다.
- (2) 핀의 설계는 다음 사항을 따라야 한다.
 - ① 핀의 지름은 75 mm 이상으로 한다.
 - ② 핀의 마무리부의 길이는 부재의 외면 사이의 거리 보다 6 mm 이상 길게 하고 핀의 양 끝에는 로마스너트 또는 와셔가 달린 보통의 너트를 사용하여야 한다.
- (3) 핀구멍을 갖는 부재는 다음 사항을 따라야 한다.
 - ① 핀과 핀구멍의 지름의 차는 핀 지름이 130 mm 미만인 것은 0.5 mm, 130 mm 이상인 것은 1 mm를 표준으로 한다.
 - ② 인장부재에서 핀구멍 횡단면에서의 순단면적은 부재 계산상 필요한 순단면적의 140 % 이상, 핀 구멍 배후에서의 순단면적은 부재 계산상 필요한 순단면적 이상으로 하여야 한다.
 - ③ 핀구멍이 있는 부분의 인장부재의 복부판 두께는 그 순폭의 1/8 이상으로 하여야 한다.

3.6 바닥판

3.6.1 철근콘크리트 바닥판

이 절은 현장타설되는 철근콘크리트 교량바닥판에 대한 기존 설계법에 대한 규정이며, 바닥판 단면내에 발생하는 면내압축력을 고려한 경험적 설계법은 3.6.3절의 규정을 따른다.

3.6.1.1 적용범위

이 절은 2.3.1 및 2.3.2에 표시한 콘크리트 및 철근을 사용한 변장비가 2 이상의 철근콘크리트 바닥판의 설계에 적용한다.

3.6.1.2 일반

- (1) 난간 및 차량 방호울타리에 작용하는 충돌하중의 영향은 공통편의 관련조항을 따른다.
- (2) 철근콘크리트의 탄성계수비는 4.2.3절에 따른다.
- (3) 이 장의 규정에 따라 철근콘크리트 바닥판을 설계하는 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 계산을 생략할 수 있다.

3.6.1.3 바닥판의 지간

- (1) 단순지지의 경우 바닥판의 지간은 지지거더의 중심간격으로 설정한다. 이때 지간은 바닥판의 순지간에 바닥판의 두께를 더한 길이를 초과할 필요는 없다.
- (2) 3개 이상의 지지거더 위에 연속인 바닥판의 경우, 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 바닥판의 유효지간은 인접한 상부플랜지 돌출폭 중앙점 사이의 거리로 정의한다.

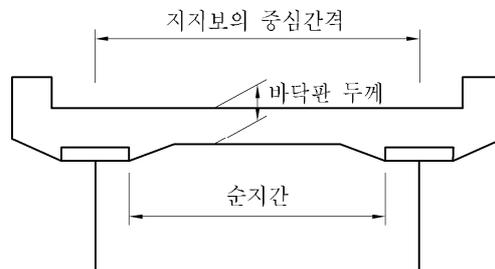


그림 3.6.1 단순판의 지간

(3) 활하중 및 고정하중에 대한 캔틸레버판의 지간은 지점이 되는 거더의 상부플랜지 돌출 폭의 중앙점으로부터 각각 그림 3.6.2에 표시한 것과 같이 재는 것으로 한다.

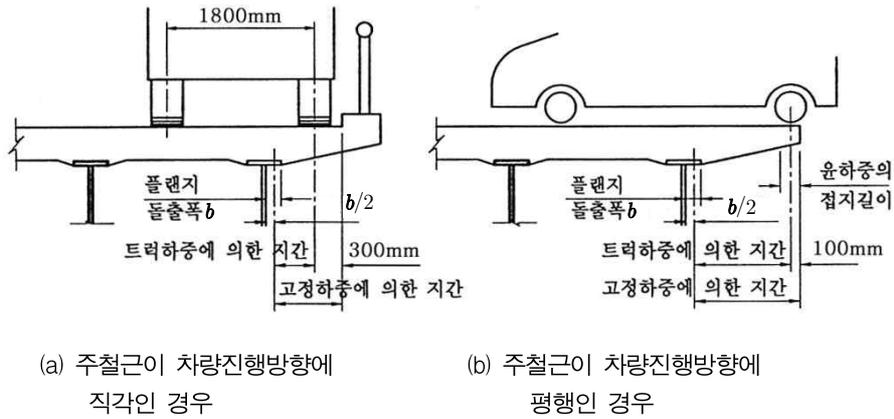


그림 3.6.2 캔틸레버판의 지간

(4) 사교의 지간은 주철근 방향으로 재는 것으로 한다.

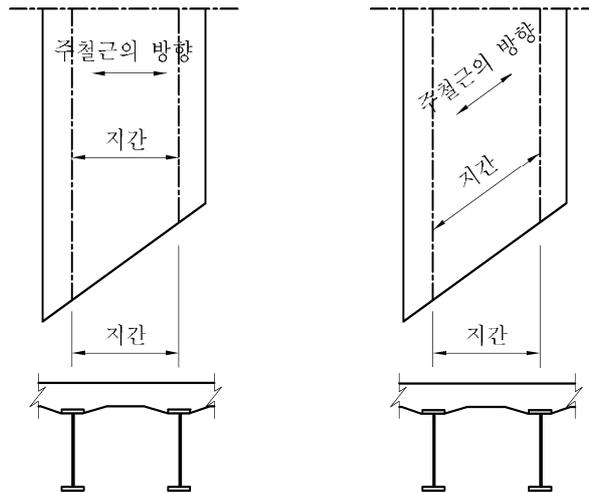


그림 3.6.3 사교의 바닥판의 지간

제 3 장 강교

3.6.1.4 바닥판의 설계휨모멘트

(1) 단순판 및 연속판

바닥판의 단위폭(1 m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기는 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 계산할 수 있다. 단 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법으로 결정한 경우는 예외로 한다. 정밀해석시 요구되는 차량바퀴의 접지면적은 2.1.3의 규정에 따른다.

- L : 바닥판의 지간(m)
- E : 1차륜이 분포되는 바닥판의 폭(m)
- P : 트럭의 1후륜하중(kN)
- P_{24} : DB-24 하중등급에 대하여 96kN
- P_{18} : DB-18 하중등급에 대하여 72kN
- $P_{13.5}$: DB-13.5 하중등급에 대하여 54kN

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우(지간 : 0.6 m~7.3 m)

단순판의 폭 1 m에 대한 활하중 휨모멘트는 다음 식으로 계산한다(충격은 별도로 고려한다).

$$\begin{aligned}
 \text{DB-24} &: (L+0.6)P_{24}/9.6 \\
 \text{DB-18} &: (L+0.6)P_{18}/9.6 \\
 \text{DB-13.5} &: (L+0.6)P_{13.5}/9.6
 \end{aligned}
 \tag{3.6.1}$$

바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 정·부의 휨모멘트의 크기는 위의 값의 0.8배를 취한다.

② 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

윤하중이 분포되는 바닥판의 폭 E 는 다음 식으로 계산한다. 그러나 그 값이 2.1 m 이하이어야 한다.

$$E = 1.2 + 0.06L \tag{3.6.2}$$

이 폭을 갖는 바닥판에 소정의 트럭 윤하중이 작용하는 것에 대하여 설계해야 한다.

(2) 캔틸레버 바닥판

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중의 분포를 고려해서 바닥판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 계산할 수 있다. 트럭 윤하중의 접지면적을 고려한 정밀한 해석방법을 사용하는 경우에는 간략식을 사용하지 않아도 된다. 정밀해석시 요구되는 트럭 윤하중의 접지면적은 2.1.3의 규정을 따른다.

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \quad (3.6.3)$$

이때 폭 1 m당의 휨모멘트는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (3.6.4)$$

여기서, X 는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

② 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

캔틸레버 바닥판 위에 작용하는 트럭 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.35X + 0.98 < 2.1 \text{ m} \quad (3.6.5)$$

이때 폭 1m당의 휨모멘트는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (3.6.6)$$

(3) 종방향 단부거더

① 주철근의 방향이 차량진행방향에 평행할 때에는 종방향으로 단부거더가 있어야 한다. 단부거더는 바닥판과 함께 거동하는 다양한 형식이 사용될 수 있는데, 바닥판의 두께 또는 철근 배근량을 늘리거나 또는 바닥판과 차량 방호울타리가 일체로 함께 거동하는 형식 등으로 구성될 수 있다.

제 3 장 강교

② 단부거더의 설계에 사용되는 활하중 휨모멘트의 크기는 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 M &= 0.10 PL \text{ (kN-m/m) : 단부거더} \\
 M &= 0.08 PL \text{ (kN-m/m) : 연속거더}
 \end{aligned}
 \tag{3.6.7}$$

여기서,

P : 유효하중

L : 종방향 단부거더의 지간(m)

③ 연속지간의 경우, 좀 더 정확한 해석을 통하여 활하중에 의한 휨모멘트의 크기를 줄일 수 있다.

(4) 배력철근

① 집중하중으로 작용하는 활하중을 수평방향으로 분산시키기 위해 바닥판에는 주철근의 직각방향으로 배력철근을 배치해야 한다.

② 배력철근의 양은 정모멘트 구간에 필요한 주철근에 대한 비율로 나타내는데 다음과 같이 계산한다.

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$$\text{백분율} = \frac{120}{\sqrt{L}} \text{ 과 } 67\% \text{ 중 작은 값 이상}
 \tag{3.6.8}$$

- 주철근이 차량진행방향에 평행할 때

$$\text{백분율} = \frac{55}{\sqrt{L}} \text{ 과 } 50\% \text{ 중 작은 값 이상}
 \tag{3.6.9}$$

여기서,

L : 바닥판의 지간(m)

③ 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 캔틸레버부를 제외한 구간에서는 위에서 계산된 배력철근을 바닥판 지간 중앙부의 1/2 구간에 배근하며 나머지 구간에는 계산된 배력철근량의 50% 이상만 배근하여도 좋다.

④ 배근되는 배력철근량은 온도 및 건조수축에 대한 철근량 이상이어야 한다. 이때 바닥판 단면에 대한 온도 및 건조수축 철근량의 비는 0.2%이다.

3.6.1.5 바닥판의 최소두께

(1) 차도부분 바닥판의 최소두께는 표 3.6.1로부터 얻어지는 값과 220 mm 중에서 큰 값으로 한다.

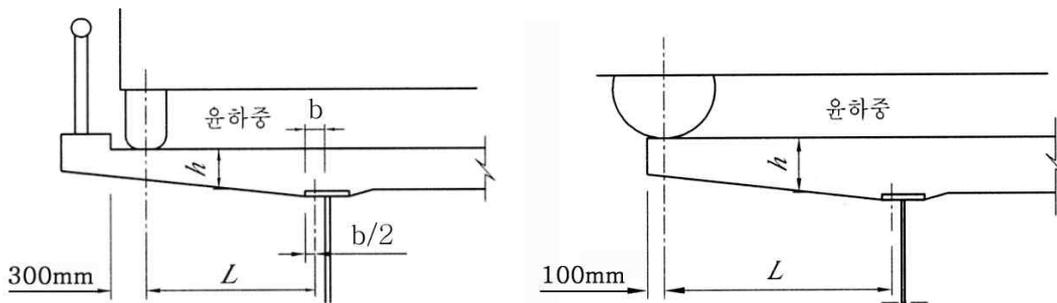
표 3.6.1 차도부분의 바닥판의 최소두께(mm)

판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향에 평행
단순판	$40L + 130$	$65L + 150$
연속판	$30L + 130$	$50L + 150$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$	$280L + 180$
	$L > 0.25$	$80L + 230$

여기서,

L : 3.6.1.3에 규정된 하중에 대한 바닥판의 지간(m)

한편, 캔틸레버판의 최소두께는 그림 3.6.4에 표시한 것과 같이 채는 것으로 한다.



(a) 주철근이 차량방향에 직각인 경우 (b) 주철근이 차량방향에 평행인 경우

그림 3.6.4 캔틸레버판의 최소두께

여기서,

L : 트럭하중에 대한 캔틸레버판의 지간(m)

h : 표 3.6.1에서 얻어지는 캔틸레버판의 최소두께(mm)

b : 플랜지 돌출폭

제 3 장 강교

(2) 바닥판의 지간이 길어져 (1)의 규정을 따라 계산된 바닥판의 최소두께가 지나치게 두꺼워지는 경우 다음과 같이 균열과 처짐에 대한 사용성이 만족되도록 바닥판의 두께를 결정할 수 있다.

- ① 바닥판의 설계휨모멘트 계산시 활하중 휨모멘트의 크기는 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법을 이용해 결정하는 것을 원칙으로 한다.
- ② 균열폭은 콘크리트교편 4.4.9.3절의 허용균열폭 이하가 되어야 한다.
- ③ 충격을 포함한 사용활하중에 의한 처짐은 콘크리트교편 4.4.9.5절의 허용치 이하가 되어야 한다.
- ④ 처짐 계산시 바닥판의 현치를 포함한 단면형상을 고려해 결정하며 캔틸레버 바닥판의 경우에도 바닥판과 일체로 거동하는 방호울타리 또는 단부보강부 등을 고려한다.
- ⑤ 바닥판의 캔틸레버 끝단은 방호울타리 또는 단부보강부와 연속시키는 것을 원칙으로 한다.

(3) 보도부 바닥판의 최소두께는 140 mm를 표준으로 한다.

3.6.1.6 철근의 지름 및 배근

- (1) 철근은 이형철근을 쓰며 D10, D13, D16, D19 및 D22를 표준으로 한다.
- (2) 철근의 피복두께는 4.3.3절의 조항을 따른다.
- (3) 철근의 중심간격은 100 mm 이상 또 300 mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 인장주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안된다.
- (4) 철근은 단면의 압축측에 적어도 인장측 철근의 1/2을 배치하는 것을 원칙으로 한다.

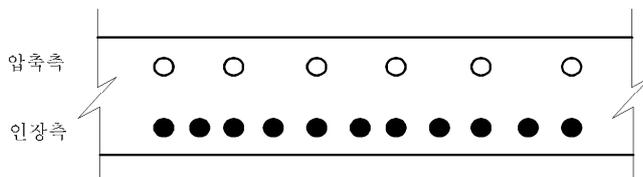


그림 3.6.5 바닥판의 배근 예

- (5) 바닥판에 배근되는 주철근과 배력철근은 겹침이음 방법을 이용하여 연속적으로 배근하는 것이 좋다.
- (6) 사고 단부의 받침부 부근에서 바닥판 지간방향의 철근은 받침선 방향으로 배치하는 것으로 한다.

3.6.1.7 철근의 허용응력

바닥판에 사용되는 철근의 허용응력은 표 3.6.2에 표시한 값으로 한다.

표 3.6.2 철근의 허용응력(MPa)

응력의 종류	철근의 종류		
	SD300	SD350	SD400
허용인장응력	150	160	160
허용압축응력	150	175	180

3.6.1.8 콘크리트의 설계기준압축강도

강재 주거더와의 합성작용을 생각하지 않는 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 24MPa 이상으로 한다.

3.6.1.9 콘크리트의 허용응력

강재 주거더와의 합성작용을 생각하지 않는 바닥판의 현장타설된 콘크리트의 허용휨압축력은 $0.40f_{ck}$ 로 한다. 그러나 이 값은 11MPa를 넘어서는 안된다.

3.6.1.10 바닥판의 현치

- (1) 바닥판에는 강재 주거더 위에 현치를 설치하는 것이 좋다.
- (2) 바닥판의 현치의 경사는 1:3 보다 완만한 것이 좋다.
- (3) 높이가 80mm 이상의 현치에는 현치 아래면을 따라 주거더의 직각방향으로 가외철근을 배치하는 것이 좋다. 이 경우 가외철근은 D10 이상으로 한다.

제 3 장 강교

3.6.1.11 주거더 단부의 바닥판

- (1) 주거더 단부의 차도부분의 바닥판은 단가로보 및 단브레키트 등으로 지지시키는 것이 좋다. 이 경우 단가로보 단독으로 운하중에 저항하여야 한다.
- (2) 주거더 단부의 중간지간의 바닥판을 단가로보 등으로 지지하지 않는 경우, 주거더 단부로부터 바닥판 지간의 1/2 사이에 있는 바닥판에 대해서는 주거더 단부 이외의 중간지간에 있는 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배치하여야 한다.
- (3) 주거더 단부의 캔틸레버부 바닥판을 단브레키트 등으로 지지하지 않는 경우, 주거더 단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배치하여야 한다. 그러나 이 부분에는 주거더 단부 이외의 캔틸레버부 바닥판의 상측에 배력철근량의 2배의 배력철근을 배치하여야 한다.
- (4) 주거더 단부의 차도부분 바닥판은 바닥판 두께를 현치높이만큼 증가시켜야 한다.

3.6.2 강바닥판

3.6.2.1 적용범위

이 절은 포장이 되고 바닥강판에 세로리브 및 가로리브로 보강된 바닥판인 강바닥판의 설계에 적용한다.

3.6.2.2 일반

- (1) 강바닥판이 주거더의 일부로 작용하는 경우에는 다음 규정에 의해 설계한다.
 - ① 강바닥판은 다음의 두 작용에 대하여 각각 안전하도록 설계되어야 한다.
 - 가) 주거더의 일부로서의 작용
 - 나) 바닥판 및 바닥틀로서의 작용
 - ② 강바닥판은 ①에 표시한 두 작용을 동시에 고려한 경우에 대하여 안전하도록 설계되어야 한다. 이 경우 각각의 작용에 대하여 강바닥판이 가장 불리하게 되는 재하상태에 대하여 응력을 계산하고, 그 합계가 허용응력 이내이어야 한다.
 - ③ 강바닥판의 응력은 유한요소해석법을 통해 구하거나, 3.6.2.4에 규정된 유효폭을 이용한 근사해석법을 사용하여 계산한다.

(2) 바닥판 및 바닥틀로서의 작용

- ① 이 경우의 활하중으로는 2.1.3(1)에 표시한 트럭하중을 사용한다.
- ② 1등교로 설계하는 교량에서 가로리브의 설계에 쓰이는 단면력은 다음의 식에 의해 계산된 활중계수를 곱한 값을 설계단면력으로 한다.

$$k = k_0 \quad (L \leq 4)$$

$$k = k_0 - (k_0 - 1) \times \frac{(L - 4)}{6} \quad (4 < L \leq 10)$$

$$k = 1.0 \quad (L > 10)$$

다만,

$$k_0 = 1.0 \quad (B \leq 2)$$

$$k_0 = 1.0 + 0.2 \times (B - 2) \quad (2 < B \leq 3)$$

$$k_0 = 1.2 \quad (B > 3)$$

여기서,

L : 가로리브의 지간(m)

B : 가로리브의 간격(m)

- ③ 활하중에 대한 충격계수는 세로리브에 대해 0.3, 가로리브에 대해서는 식 (2.1.2)로 계산하고, L 은 가로리브 지간으로 한다.
- 설계는 위 ①, ②의 각각의 작용에 대해 강바닥판의 각 부분이 최대의 영향을 받는 재하상태에 대하여 실시한다.
- 또한, 이 경우의 응력의 합계에 대해서는 3.6.2.6에 대해 검산하여야 한다.

3.6.2.3 포장에 의한 하중분포

바닥강판 위에 재하하는 윤하중에 대해서는 여름철 포장의 연화를 감안하여 포장에 의한 하중의 분포를 고려하지 않는다.

제 3 장 강교

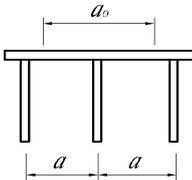
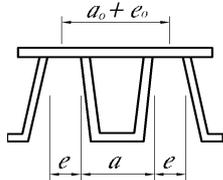
3.6.2.4 바닥틀에 대한 바닥강판의 유효폭

종방향 보강재 혹은 종방향 리브의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 표 3.6.3의 규정을 따른다.

상부구조의 종방향 주부재 또는 가로보의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 인정된 해석방법을 사용하거나 그림 3.6.6의 규정을 사용하여 결정한다. 그림 3.6.6에서 L_1 , L_2 로 표시된 유효지간장은 단순지지된 경우는 실제 지간장으로 간주하고, 연속경간에서는 고정하중에 의한 처짐곡선의 변곡점 사이 거리를 취한다.

가로보와 같이 거동하는 바닥강판의 유효폭을 결정하기 위하여 그림 3.6.6을 사용한다.

표 3.6.3 리브가 있는 바닥판의 유효폭

구 분		
바닥판의 강성 계산과 고정하중에 의한 휨 효과 계산을 위한 리브의 단면값	$a_0 = a$	$a_0 + e_0 = a + e$
윤하중에 의한 휨 효과계산시 사용하는 리브의 단면값	$a_0 = 1.1 a$	$a_0 + e_0 = 1.3(a + e)$

여기서,

B : 그림 3.6.6에서 거더인 간격(mm)

L_1, L_2 : 그림 3.6.6에서 거더인 변곡점 사이의 거리(mm)

A_s : 보강재의 전체 면적(mm²)

t : 플랜지 판의 두께(mm)

가로보의 내민 부분에서는, L 을 실제 길이의 2배로 취한다.

3.6.2.5 바닥강판의 최소두께

바닥강판의 최소두께 t (mm)는 다음 식으로 구한 값 이상이어야 한다.

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{차도부분 } t = 0.043b \text{ 다만, } t \geq 14\text{mm} \\
 &\text{주거터로서의 작용일부를 받는 보도부} \\
 &\quad t = 0.025b \text{ 다만, } t \geq 10\text{mm}
 \end{aligned} \right\} \quad (3.6.10)$$

여기서,

b : 세로리브의 간격 (mm)

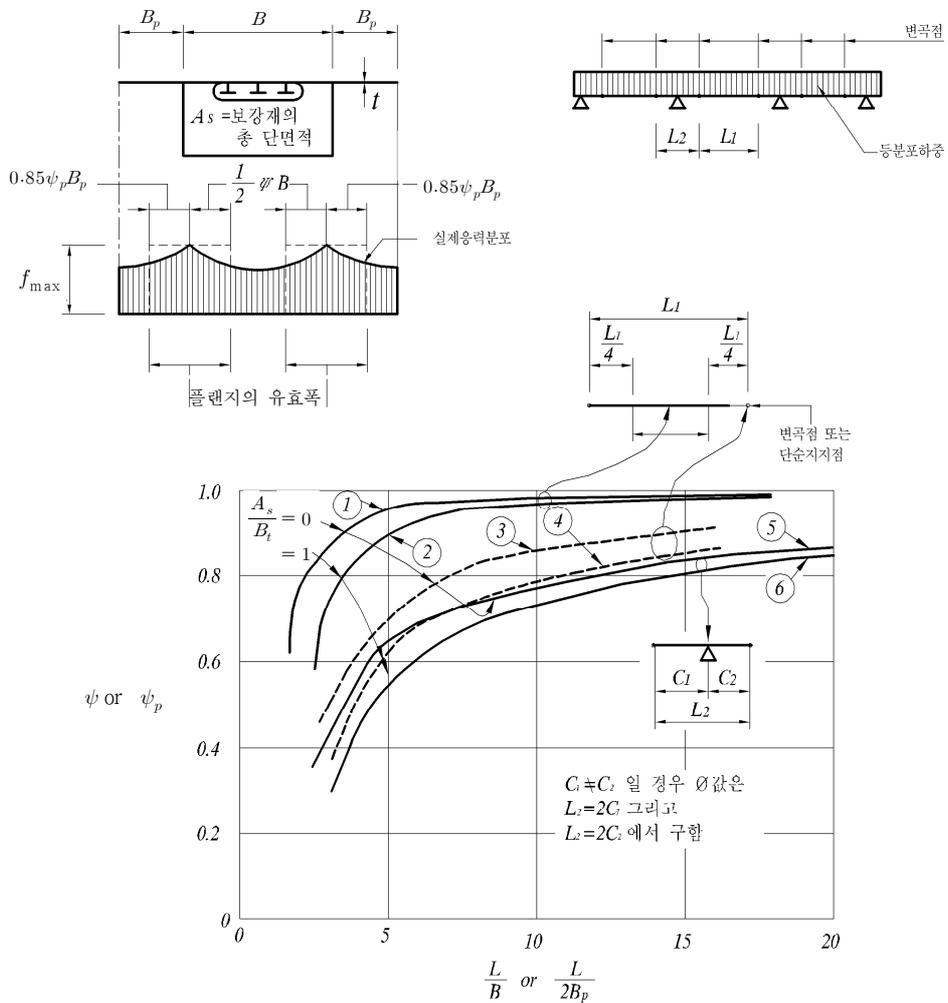


그림 3.6.6 바닥강판의 유효폭

제 3 장 강교

3.6.2.6 허용응력의 증가

주거더의 일부로서의 작용 및 바닥판과 바닥틀로서의 작용을 동시에 고려하여, 이들 응력의 합계에 대하여 계산하는 경우의 항복응력이 기준이 되는 허용압축 및 인장응력은 표 3.6.4에 표시한 값으로 한다. 그러나 표 3.6.4를 적용할 수 없는 경우는 별도로 고려기로 한다.

표 3.6.4 강재의 허용응력(MPa)

강재 판두께(mm) 강 종	SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	
	40 이하	200	270	300	380
	40 초과 75 이하	180	245	280	365
	75 초과 100 이하			275	350
강재 판두께(mm) 강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC		
	100 이하	270	300	380	
강재 판두께(mm) 강 종	HSB500	HSB600	HSB800		
	80 이하	320	380	530	
	80 초과 100 이하			-	

3.6.2.7 구조세목

- (1) 강바닥판은 용접에 의한 변형이 작은 구조로 한다.
- (2) 세로리브는 특별한 경우를 제외하고 가로리브의 복부를 통하여 연속시키는 것이 좋다. 한편 세로리브로부터의 전단력을 확실히 가로리브에 전달할 수 있는 구조로 하여야 한다.
- (3) 강바닥판의 온도차에 의한 영향은 아래 그림과 같은 온도분포를 고려하는 것으로 한다.

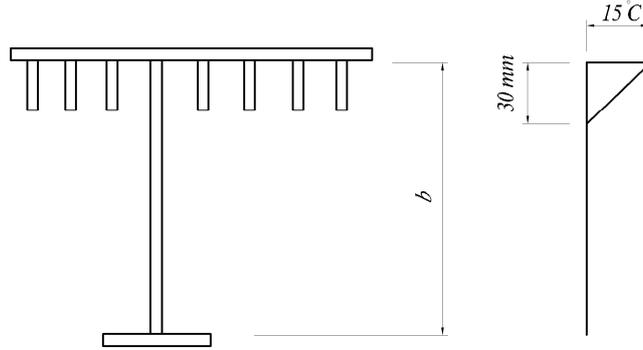


그림 3.6.7 강바닥판의 온도분포

- (4) 세로리브의 최소두께는 개단면인 경우 6 mm, 폐단면인 경우는 8 mm로 한다.
- (5) 강바닥판의 세로리브는 폐단면 리브를 표준으로 한다. 곡선교의 경우나 교량폭이 변하는 경우에 부분적으로 개단면 리브를 사용해도 좋다.
- (6) 가로리브는 바닥강판을 상부플랜지로 복부판과 하부플랜지로 구성된 I형 단면으로 하며 가로리브의 간격(세로리브의 지간)은 폐단면 세로리브를 사용하는 경우에는 2~3m, 개단면 세로리브를 사용하는 경우에는 1.3~2.0 m를 표준으로 한다.
- (7) 강바닥판 단부는 단부 세로리브의 단면력 증가 등을 고려하여 충분한 보강이 이루어져야 한다.
- (8) 포장시공시 고온의 혼합물로 인한 강바닥판의 열변형, 받침의 이동 여유량 및 신축이음 장치의 유간 등에 대하여 검토하여야 한다.

3.6.2.8 포장

강바닥판의 아스팔트 포장의 두께는 50~80 mm로 하는 것이 좋다.

3.6.3 경험적 설계법

3.6.3.1 적용범위

- (1) 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.

제 3 장 강교

- (2) 이 설계법은 3개 이상의 강재 주거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간방향이 차량 진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.
- (3) (2)의 경우 이외에 3.6.3.3에 규정된 설계조건을 만족시키는 경우에 한하여 경험적 설계법을 적용할 수 있다.
- (4) 이 절의 조항들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 3.6.1의 설계방법을 따른다.
- (5) 연속구조물의 내부지점부는 경험적 설계법을 적용할 수 없으며, 부모멘트에 저항할 수 있도록 3.6.1의 설계법을 이용하여 설계한다.

3.6.3.2 유효지간

경험적 설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때, 바닥판의 유효지간은 3.6.1.3의 규정을 따른다.

3.6.3.3 설계 조건

- (1) 바닥판의 설계두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외한 수치로 하며 다음의 조건들을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.
 - ① 지지부재들이 강재 주거더인 경우
 - ② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함
 - ③ 주거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 함
 - ④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하인 경우
 - ⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상인 경우
 - ⑥ 3.6.1.3절에 명시된 유효지간이 표준차선평폭 3.6 m 이하인 경우
 - ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm 이상인 경우
 - ⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호울타리와 합성이 된 경우

- ⑨ 설계기준압축강도가 27 MPa 이상인 경우
 - ⑩ 철근콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함
- (2) 강합성구조로된 연속거더의 부모멘트부에는 전단연결재를 600 mm 이하의 간격으로 설치하여야 한다.

3.6.3.4 철근 배근량

- (1) 현장타설되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근한다. 철근은 콘크리트 피복 두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.
- (2) 배근해야 되는 4개층의 최소철근량은 아래와 같다.
- | | |
|------------|----------------------------------|
| 지간방향 | : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.4 % 이상 |
| | 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3 % 이상 |
| 지간방향에 직각방향 | : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3 % 이상 |
| | 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3 % 이상 |

3.6.3.5 철근의 종류 및 배치

- (1) 배근되는 철근은 SD400이거나 그 이상의 인장강도를 확보하여야 한다.
- (2) 모든 철근은 직선으로 배근하며 겹침이음만 사용할 수 있다.
- (3) 철근의 중심간격은 100 mm 이상 300 mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안된다.
- (4) 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효 지간에 해당하는 위치까지 3.6.3.4의 철근량의 2배를 배근한다.

3.6.4 프리캐스트 바닥판

3.6.4.1 일반 사항

- (1) 이 절은 철근이 배근된 프리캐스트 콘크리트 바닥판에 대해 적용할 수 있으며 이 장의 규정 이외에 3.6.1에 있는 규정을 따르는 것으로 한다.

제 3 장 강교

- (2) 3.6.4.2와 3.6.4.3의 경우, 마모, 흠집, 보호덮개층을 제외한 프리스트레싱되지 않는 프리캐스트 바닥판의 최소두께는 220 mm 이상이어야 하며, 횡방향 또는 종방향으로 프리스트레싱되는 프리캐스트 바닥판의 경우, 바닥판의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다.
- (3) 3.6.4.4에 규정된 현장타설되는 콘크리트와 합성되는 프리캐스트 콘크리트 패널의 두께는 합성된 최종 바닥판 두께의 55%를 초과할 수 없으며, 90 mm 보다 커야 한다.
- (4) 이 절에 규정되어 있지 않은 다른 형태의 프리캐스트 바닥판을 사용하는 경우에는 정밀한 해석이나 또는 실험 등에 의해 사용성과 안전성을 확인하여야 한다.

3.6.4.2 횡방향으로 연결된 프리캐스트 바닥판

- (1) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부는 전단키 또는 철근(겹침이음 또는 루프철근) 등에 의해 연결될 수 있다.
- (2) 전단키만을 이용하여 연결되는 바닥판의 경우 휨모멘트에 대해 불연속이라고 가정하여 해석하며, 이때 전단키의 형상과 횡방향 연결부에 그라우팅되는 무수축 모르타르는 연결에 적합한 구조로 설계되어야 한다.
- (3) 겹침이음 철근 또는 루프철근 등에 의해 연결되는 경우에는 휨모멘트에 대해 연속으로 가정하여 해석한다.

3.6.4.3 교축방향으로 포스트텐션된 프리캐스트 바닥판

- (1) 프리캐스트 부재들은 거더 위에 설치될 때, 교축방향 포스트텐션에 의하여 서로 연결된다.
- (2) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부에 도입되는 종방향 긴장력의 크기는 손실을 고려한 후의 유효긴장력만으로도 횡방향 연결부에 발생할 수 있는 균열을 억제할 수 있어야 한다.
- (3) 프리캐스트 부재 사이의 횡방향 연결부와 쉬스관의 공간들은 24시간에 최소압축강도가 35 MPa를 가지는 무수축 모르타르를 이용하여 채우며, 쉬스관의 공간을 채우지 않는 경우에는 긴장재의 부식을 억제할 수 있는 방안을 마련해야 한다.

- (4) 전단연결부의 공간은 전단연결재 주위의 바닥판에 설치되어야 하고, 긴장력 도입 후에 무수축 모르타르를 이용하여 채워야 한다.

3.6.4.4 프리캐스트 콘크리트 패널

- (1) 주거터 사이의 지간 사이에 영구거푸집의 역할을 하는 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 패널은 추가 고정하중과 활하중을 지지하기 위해 현장타설되는 부분과 합성으로 설계되어야 한다.
- (2) 프리캐스트 패널은 자중, 시공하중 그리고 현장타설 콘크리트의 무게를 지지하는 것으로 가정하여 해석하며, 현장타설 콘크리트와 합성으로 작용하여 추가 고정하중과 활하중에 의한 모멘트를 지지하는 것으로 가정하여 해석한다.
- (3) 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 패널의 두께는 자중과 시공하중 그리고 현장타설되는 콘크리트의 고정하중에 대해 안전성을 확보할 수 있을 정도의 강성을 지닐 수 있는 두께여야 한다.
- (4) 지지거더 부위의 부모멘트에 의해 발생하는 바닥판의 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 압축력이 작용하지 않는다고 가정한다.

3.7 바닥틀

3.7.1 바닥틀의 지간

(1) 세로보의 지간은 세로보의 방향으로 켜 가로보의 중심간격으로 한다.

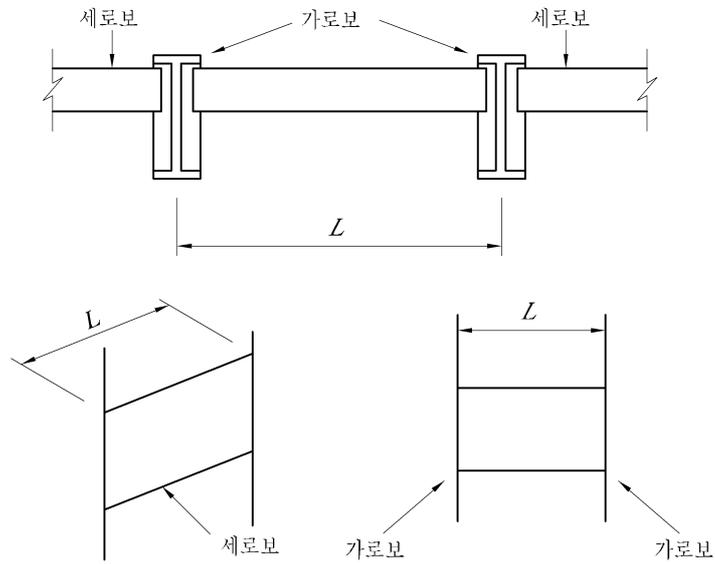


그림 3.7.1 세로보의 지간

(2) 가로보의 지간은 가로보의 방향으로 켜 주거더에 붙은 복부판의 중심간격으로 한다.

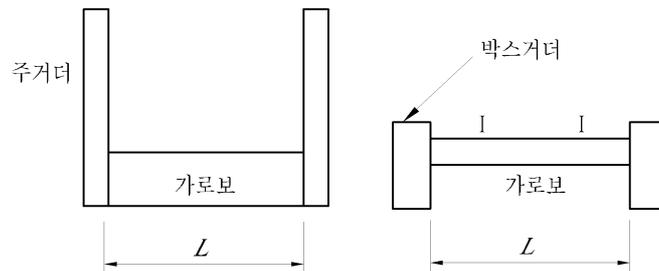


그림 3.7.2 가로보의 지간

3.7.2 세로보의 자동차 윤택중 분포

세로보 설계시 자동차의 윤택중에 의해 발생하는 휨모멘트의 크기는 격자구조해석 또는 유한요소해석 등 구조설계에 적합한 해석을 통하여 결정할 수 있다. 적절한 해석과정을 거치지 않고 세로보를 설계하는 경우에는 간략식을 사용하여 하중 크기를 계산할 수 있다.

자동차의 윤택중이 철근콘크리트 바닥판을 거쳐 강도가 거의 같은 세로보에 작용하는 경우 세로보의 휨모멘트와 전단력 계산에 사용되는 하중은 다음과 같은 값을 이용할 수 있다. 이때 윤택중의 세로방향 분포는 없다고 가정한다.

(1) 세로보의 휨모멘트 계산에 쓰이는 하중

① 내측의 세로보 또는 주거더

$$1차선의 경우 \quad (L/2.10) \times P \quad L \leq 3.00 \quad (3.7.1)$$

$$2차선의 이상인 경우 \quad (L/1.65) \times P \quad L \leq 4.20$$

여기서,

L : 세로보의 간격(m)

P : 자동차의 후륜 또는 전륜하중

다만, 세로보의 간격이 1차선의 경우에 3.0m, 2차선의 경우에 4.2m를 초과할 때는 바닥판을 단순거더로 가정하여 계산한 세로보 위의 반력으로 한다.

② 외측의 세로보 또는 주거더

바닥판을 단순거더로 가정하여 계산한 세로보 위의 반력으로 한다. 4개 이상의 세로보가 있을 경우의 외측 세로보에 대한 윤택중의 반력은 다음의 값 이상이여야 한다.

$$(L/1.65) \times P \quad L < 1.80 \quad (3.7.2)$$

$$\{L/(1.20 + 0.25L)\} \times P \quad 1.80 \leq L < 4.20$$

여기서,

L : 외측 세로보와 인접 내측 세로보 사이의 간격(m)

L 이 4.2m 이상일 때에는 세로보 사이의 바닥판을 단순거더로 가정하여 계산한 세로보 위의 반력으로 한다.

제 3 장 강교

- (2) 세로보의 전단력 계산에 쓰이는 하중
전단력을 결정하려는 점에 놓이는 윤하중의 가로방향 분포는 없다고 가정한다. 다른 위치에 있는 윤하중의 분포는 휨모멘트 때와 같다.
- (3) 외측 세로보의 강성은 내측 세로보의 강성 이상이어야 한다.
- (4) 1절점간 또는 인접하는 가로보 사이에 있는 모든 세로보 강도의 총계는 그 절점간에 재하되는 활하중 및 고정하중을 지지하는데 충분한 강도 이상이어야 한다.

3.7.3 연속세로보의 휨모멘트 및 전단력

- (1) 지간 및 휨강성이 거의 같은 연속세로보의 최대 휨모멘트 및 전단력은 정밀한 해석을 통하여 결정하며, 정밀해석을 수행하지 않는 경우에는 다음에 표시한 간략식을 이용하여 계산할 수 있다.

① 휨모멘트

활하중에 의한 최대휨모멘트는 표 3.7.1에 표시한 값을 사용할 수 있다.

표 3.7.1 연속세로보의 휨모멘트(kN·m)

단 지 간		$0.9M_0$
중 간 지 간		$0.8M_0$
중간지점	$L < 12$	$-0.7M_0$
	$L \geq 12$	$-(0.22 + 0.04L)M_0$

여기서,

M_0 : 단순거더로 본 지간중앙의 휨모멘트(kN·m)

L : 세로보의 지간(m)

② 전단력

전단력은 단순거더로 가정하여 계산한다.

- (2) 연속세로보의 중앙지점의 휨모멘트를 위 (1)의 ①에 의해 계산하지 않을 경우, 그 전후에 트럭하중을 재하하여야 한다. 이때 충격은 고려하지 않는다.

3.7.4 가로보의 자동차 운하중 분포

세로보가 없고 철근콘크리트 바닥판이 직접 가로보에 지지되어 있는 경우, 가로보의 휨모멘트와 전단력의 계산에 사용되는 하중은 다음과 같이 결정할 수 있다. 이때 운하중의 횡방향 분포는 없다고 가정한다.

(1) 가로보의 휨모멘트 계산에 쓰이는 하중

$$\frac{L}{1.80} \times P \quad L \leq 1.80 \quad (3.7.3)$$

여기서,

L : 가로보의 중심간격(m)

P : 자동차의 후륜하중

그러나 가로보의 간격이 1.80 m를 초과할 때에는 바닥판을 단순거더로 가정하여 계산한 가로보 위의 반력으로 한다.

(2) 가로보의 전단력 계산에 쓰이는 하중

전단력을 결정하는 점에 놓이는 운하중의 세로방향 분포는 없는 것으로 가정한다. 다른 위치에 있는 운하중의 분포는 휨모멘트의 경우와 같다.

3.7.5 바닥틀의 연결

(1) 연속거더로서 설계된 세로보와 가로보의 연결부는 계산 휨모멘트 및 전단력으로 설계하는 것으로 한다. 그러나 연속세로보를 3.7.3의 (1)에 의해 설계하는 경우에는 3.7.3의 (1)로 구한 값을 쓰는 것으로 한다.

(2) 세로보를 가로보의 플랜지 위에 붙이는 경우에는 그림 3.7.3의 예와 같이 세로보의 가로방향에 대한 강성과 안정성을 확보할 수 있는 구조로 하여야 한다.

제 3 장 강교

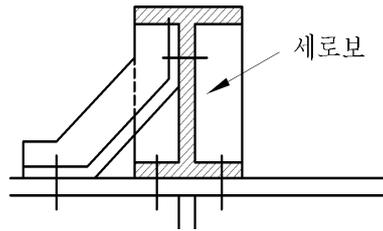


그림 3.7.3 세로보와 가로보의 연결방법의 예

- (3) 바닥틀 브래킷의 붙임부는 그림 3.7.4의 예와 같이 휨응력을 세로보, 가로보, 다이아프램 등에 원활히 전달할 수 있는 구조로 하여야 한다.

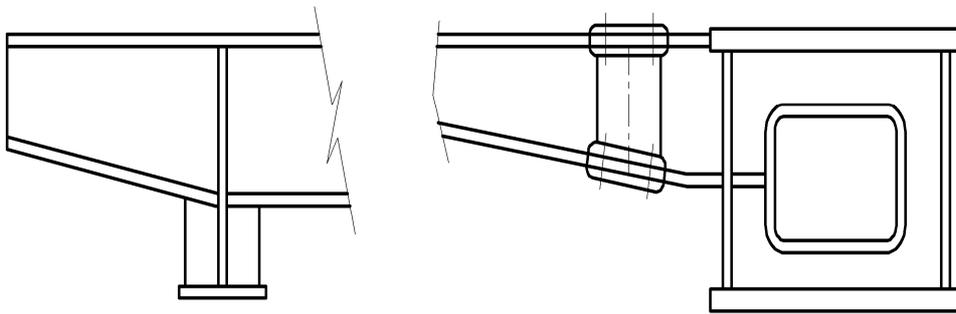


그림 3.7.4 바닥틀 브래킷의 연결방법의 예

- (4) 세로보 또는 가로보의 연결에 있어서는 휨모멘트 및 전단력을 받는 이음의 합성응력
검산 및 여러 방향의 응력을 받는 경우의 플랜지 합성응력의 검산은 3.8.2.4 및 3.8.2.5
에 따라야 한다.

3.7.6 수직브레이싱

세로보 사이에는 3.8.8.1에 의하여 수직브레이싱을 설치한다.

3.8 플레이트 거더

3.8.1 적용범위

이 절은 I형 단면, π 형 단면 및 박스거더 단면의 주거더를 주구조로 하는 상부구조의 설계에 적용한다.

3.8.2 설계일반

3.8.2.1 플레이트 거더의 휨응력

휨모멘트에 의한 플레이트 거더 단면의 휨응력은 다음 식으로 계산한다.

$$f = \frac{M}{I} y \quad (3.8.1)$$

여기서,

- f : 휨응력(MPa)
- M : 휨모멘트(N-mm)
- I : 휨 단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm⁴)
- y : 중립축으로부터의 거리(mm)

그러나 인장플랜지에 볼트 등의 구멍이 뚫려 있을 경우에는 앞의 식 (3.8.1)에 의한 인장플랜지 응력에 (인장플랜지 총단면적/인장플랜지 순단면적)을 곱해야 한다.

3.8.2.2 복부판의 전단응력

복부판의 전단응력은 다음 식으로 계산한다.

$$v_b = \frac{V}{A_w} \quad (3.8.2)$$

여기서,

- v_b : 전단응력(MPa)
- V : 작용전단력(N)
- A_w : 복부판의 총단면적(mm²)

제 3 장 강교

3.8.2.3 비틀림모멘트를 고려하는 범위

설계에서 비틀림모멘트를 고려해야 하는 경우에는 순수비틀림에 따르는 전단응력과 뒹비틀림에 의한 전단응력과의 합계 및 뒹비틀림에 의한 수직응력을 계산하도록 한다.

그러나 비틀림상수비 $\alpha < 0.4$ 일 경우에는 순수비틀림에 따른 응력계산을 비틀림상수비 $\alpha > 10$ 일 경우에는 뒹비틀림에 의한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

$$\alpha = l \sqrt{\frac{GK}{EI_w}} \quad (3.8.3)$$

여기서,

- l : 지점간의 부재길이(mm)
- G : 전단탄성계수(MPa)
- K : 순수비틀림상수(mm⁴)
- E : 탄성계수(MPa)
- I_w : 뒹비틀림상수(mm⁶)

3.8.2.4 합성응력의 검산

(1) 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력만 작용하는 단면에서 휨응력과 휨에 의한 전단응력이 모두 3.3.2.1에서 규정된 허용응력의 45%를 초과할 경우에는 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력이 각각 최대로 되는 하중상태에 대하여 다음 식에 의한 검산을 거쳐야 한다.

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (3.8.4)$$

$$f_b \leq f_a, v_b \leq v_a$$

(2) 비틀림모멘트를 고려할 경우에는 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력이 각각 최대로 되는 하중상태에 대하여 다음 식에 의한 검산을 거쳐야 한다.

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (3.8.5)$$

$$f \leq f_a, v \leq v_a$$

여기서,

$$f = f_b + f_w$$

$$v = v_b + v_s + v_w$$

f_b : 휨응력(MPa)

v_b : 휨에 따르는 전단응력(MPa)

v_s : 순수비틀림에 의한 전단응력(MPa)

f_w : 뒹비틀림에 의한 수직응력(MPa)

v_w : 뒹비틀림에 의한 전단응력(MPa)

f_a, v_a : 3.3.2.1에서의 허용인장응력 및 전단응력(MPa)

3.8.2.5 2축응력 상태의 검산

주거더의 플랜지와 라멘 가로보의 플랜지가 직접 연결되는 경우와 같이 주거더의 2방향 응력이 작용하는 부분은 다음 식으로 검산하여야 한다.

$$\left(\frac{f_x}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_x}{f_a}\right)\left(\frac{f_y}{f_a}\right) + \left(\frac{f_y}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (3.8.6)$$

여기서,

f_x, f_y : 검산하는 곳에서 서로 직교하는 방향으로 작용하는 수직응력(MPa)

v : 검산하는 곳에 작용하는 전단응력(MPa)

f_a, v_a : 3.3.2.1에 따른 허용인장응력과 허용전단응력(MPa)

다만, f_x, f_y 는 인장응력을 (+), 압축응력을 (-)로 한다.

3.8.3 플랜지

3.8.3.1 자유돌출부의 판두께

- (1) 압축력을 받는 플랜지의 자유돌출부 판두께는 3.4.2.2의 규정에 따른다.
- (2) 인장력을 받는 플랜지의 자유돌출부 판두께는 강재의 종류에 관계없이 플랜지 자유돌출부 폭의 1/16 이상으로 한다.

제 3 장 강교

3.8.3.2 박스거더의 플랜지 두께

- (1) 박스거더의 압축플랜지 두께는 3.4.2.1 또는 3.4.2.3의 규정에 따른다.
- (2) 박스거더의 인장플랜지 두께는 복부판 중심간격의 1/80 이상으로 한다. 그러나 충분한 강성을 가진 보강재가 있는 경우에는 복부판 중심간격 대신 보강재 중심간격을 사용해도 좋다.

3.8.3.3 외측 플랜지판

- (1) 플랜지는 1장 또는 2장으로 만드는 것을 원칙으로 한다.
2장의 판을 겹쳐 플랜지를 만드는 경우 외측 플랜지판은 본 항의 규정에 따라야 한다.
- (2) 외측 플랜지판의 두께는 내측 플랜지판 두께의 1.5배 이하이어야 하고, 압축플랜지에서는 외측 플랜지판 폭의 1/24 이상, 인장플랜지에서는 외측 플랜지판 폭의 1/32 이상으로 하여야 한다(그림 3.8.1).

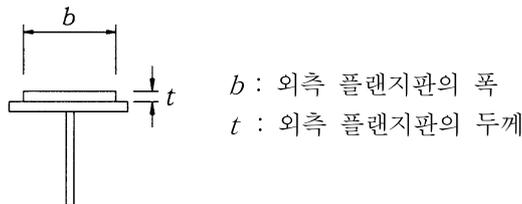


그림 3.8.1 외측 플랜지

- (3) 외측 플랜지판의 길이는 거더 높이의 2배에 1,000 mm를 더한 값보다 커야 한다. 외측 플랜지판의 양단에는 이론값보다 각각 300 mm 이상, 또한 외측 플랜지판 폭의 1.5배 이상인 여유길이가 있어야 한다. 특히 인장측에 사용되는 외측 플랜지판의 양단은 외측 플랜지를 제외하고 계산한 플랜지의 연용력이 허용응력의 90%가 되는 곳까지 연장하여야 한다.
- (4) 외측 플랜지판의 단부에 사용하는 필릿용접은 부등치수의 연속 필릿용접으로 하고 응력이 매끄럽게 전달되도록 배려하여야 한다(그림 3.8.2).

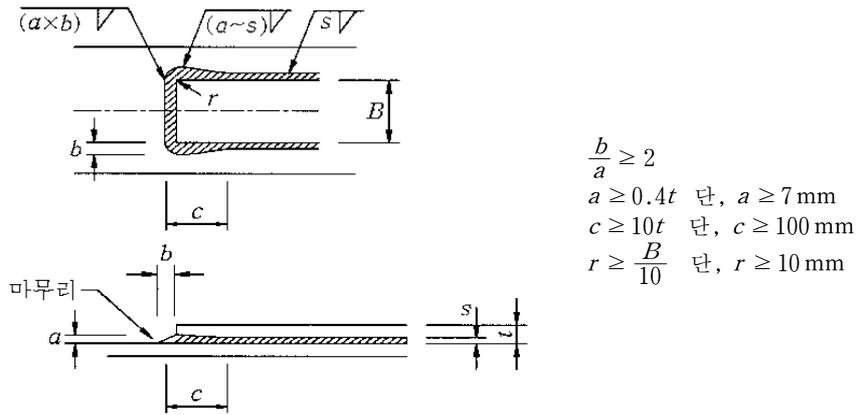


그림 3.82 부등치수의 연속필릿용접

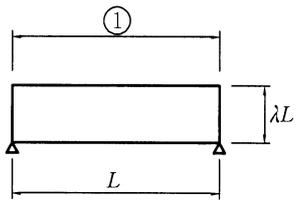
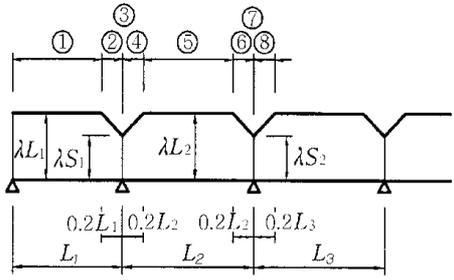
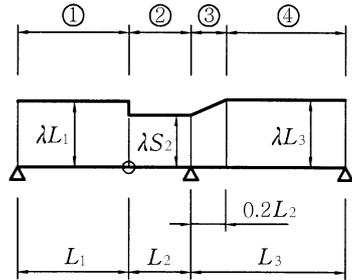
3.8.3.4 플랜지의 유효폭

응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 유효폭 λ 는 식 (3.8.7), (3.8.8) 또는 그림 3.8.4에 의해 계산하도록 한다. 여기서, 주거더 사이에 있는 플랜지의 폭을 b , 주거더의 등가지간장을 l 로 놓는다.

등가지간장 l 과 실제의 지간장 L 과의 관계 및 식 (3.8.7), 식 (3.8.8)의 적용방법을 표 3.8.1에 나타낸다. 여기서, 중간지점과 지간중앙부 사이의 유효폭은 표 3.8.1에 나타낸 바와 같이 직선적으로 변화한다고 본다.

제 3 장 강교

표 3.8.1 등가시간장과 적용식

	유효폭의 변화 상태	구간	등가시간장	적용식
단 순 거 더		①	λL (거더전장) : $l = L$	(3.8.7)
연 속 거 더		①	λL_1 (지간중앙부) : $l = 0.8L_1$	(3.8.7)
		⑤	λL_2 (지간중앙부) : $l = 0.6L_2$	(3.8.7)
		③	λS_1 (중간지점) : $l = 0.2(L_1 + L_2)$	(3.8.8)
		⑦	λS_2 (중간지점) : $l = 0.2(L_2 + L_3)$	(3.8.8)
		②④ ⑥⑧	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	
게 르 버 거 더		①	λL_1 (지간중앙부) : $l = L_1$	(3.8.7)
		④	λL_3 (지간중앙부) : $l = 0.8L_3$	(3.8.7)
		②	λS_2 (퀀틸레버부) : $l = 2L_2$	(3.8.8)
		③	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	

$$\left. \begin{aligned} b/l \leq 0.05 & \quad \lambda_L = b \\ 0.05 < b/l < 0.30 & \quad \lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b \\ b/l \geq 0.3 & \quad \lambda_L = 0.15l \end{aligned} \right\} \quad (3.8.7)$$

$$\left. \begin{aligned} b/l \leq 0.02 & \quad \lambda_s = b \\ 0.02 < b/l < 0.30 & \quad \lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b \\ b/l \geq 0.30 & \quad \lambda_s = 0.15l \end{aligned} \right\} \quad (3.8.8)$$

여기서,

λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)(그림 3.8.3)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)(그림 3.8.3)

l : 등가지간장(mm)(표 3.8.1)

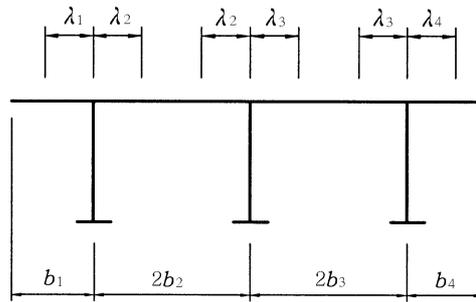


그림 3.8.3 플랜지의 유효폭

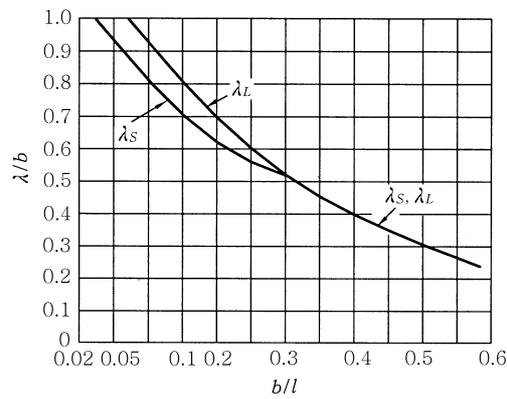


그림 3.8.4 플랜지의 유효폭 결정

제 3 장 강교

3.8.3.5 바닥판 앵커

콘크리트 바닥판과 접하는 플랜지에 전단연결재가 없을 경우에는 바닥판 앵커를 붙여야 한다.

3.8.4 복부판

3.8.4.1 플레이트거더의 복부판

플레이트거더의 복부판 두께는 표 3.8.2의 값 이상이 되어야 한다.
 계산응력이 허용응력에 비해 작을 경우에는 표 3.8.2의 분모에 $\sqrt{\text{허용휨 압축응력의상한치}/\text{계산휨 압축응력}}$ 값을 곱하여 이 값이 1.2배를 넘어서는 안된다.

표 3.8.2 플레이트거더의 복부판 최소두께(mm)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{150}$	$\frac{b}{129}$	$\frac{b}{121}$	$\frac{b}{108}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{219}$	$\frac{b}{206}$	$\frac{b}{184}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{291}$	$\frac{b}{260}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.			

표 3.8.2 플레이트거더의 복부판 최소두께(mm)(계속)

강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{129}$	$\frac{b}{121}$	$\frac{b}{108}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{219}$	$\frac{b}{206}$	$\frac{b}{184}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{291}$	$\frac{b}{260}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.		

강 종	HSB500	HSB600	HSB800
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{117}$	$\frac{b}{108}$	$\frac{b}{91}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{199}$	$\frac{b}{184}$	$\frac{b}{155}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{281}$	$\frac{b}{260}$	$\frac{b}{219}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.		

여기서,

b : 상하 양플랜지의 순간격(mm)

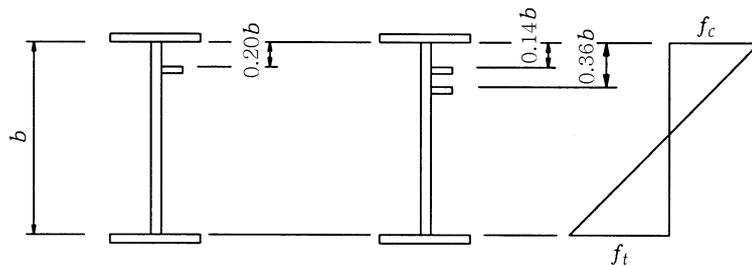


그림 3.8.5 복부판의 응력과 수평보강재의 위치

제 3 장 강교

3.8.4.2 하이브리드 플레이트거더의 복부판

이 규정은 플랜지의 항복강도가 복부판의 항복강도보다 높은 하이브리드 플레이트거더에 적용된다. 하이브리드 플레이트거더에서는 복부판의 최대 휨응력이 허용응력을 초과하는 것이 허용되지만, 사용하중 상태에서 복부판의 최대 휨응력이 항복강도에 이르지 않도록 해야 한다. 본 규정을 만족시키는 단면에 대하여는 3.8.2.4의 합성응력의 계산 규정에 주어진 식 (3.8.4)를 별도로 검토하지 않아도 좋다.

(1) 하이브리드 단면의 강종조합

복부판의 최대 휨응력이 항복강도에 도달하지 않도록 하기 위해서는 표 3.8.3에 제시된 강종조합을 사용해야 한다.

표 3.8.3 하이브리드 플레이트거더 단면의 강종조합

플랜지 강종	복부판에 적용 가능한 강종
SM490 SM490C-TMC	SS400, SM400, SMA400
SM490Y, SM520, SMA490 SM520C-TMC HSB500	SS400, SM400, SMA400 SM490 SM490C-TMC
SM570, SMA570 SM570-TMC HSB600	SM490 SM490C-TMC SM490Y, SM520, SMA490 SM520C-TMC HSB500
HSB800	HSB500 SM570, SMA570 SM570-TMC HSB600

(2) 하이브리드 플레이트거더의 복부판 최소두께

하이브리드 플레이트거더 복부판의 최소두께는 표 3.8.4의 값 이상이 되어야 한다.

표 3.8.4 하이브리드 플레이트거더의 복부판 최소두께(mm)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{116}$	$\frac{b}{100}$	$\frac{b}{94}$	$\frac{b}{84}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{197}$	$\frac{b}{170}$	$\frac{b}{160}$	$\frac{b}{143}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{278}$	$\frac{b}{240}$	$\frac{b}{227}$	$\frac{b}{201}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.			

강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{100}$	$\frac{b}{94}$	$\frac{b}{84}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{170}$	$\frac{b}{160}$	$\frac{b}{143}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{240}$	$\frac{b}{227}$	$\frac{b}{201}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.		

강 종	HSB500	HSB600
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{91}$	$\frac{b}{84}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{155}$	$\frac{b}{143}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{219}$	$\frac{b}{201}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.	

3.8.5 수직보강재

3.8.5.1 수직보강재의 간격

수직보강재의 간격은 다음 식의 관계를 만족하도록 결정하여야 한다. 다만, 지점부에서는 $a/b \leq 1.5$ 로 하고, 그 밖에는 $a/b \leq 3.0$ 으로 한다.

(1) 수평보강재를 사용하지 않을 경우

$$\begin{aligned} \frac{a}{b} > 1, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{365} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{81 + 61(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \\ \frac{a}{b} \leq 1, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{365} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{61 + 81(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \end{aligned} \quad (3.8.9)$$

(2) 수평보강재 1단을 사용할 경우

$$\begin{aligned} \frac{a}{b} > 0.80, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{950} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{127 + 61(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \\ \frac{a}{b} \leq 0.80, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{950} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{95 + 81(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \end{aligned} \quad (3.8.10)$$

(3) 수평보강재 2단을 사용할 경우

$$\begin{aligned} \frac{a}{b} > 0.64, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{3,150} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{197 + 61(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \\ \frac{a}{b} \leq 0.64, \left[\frac{b}{100t} \right]^4 \left[\left[\frac{f}{3,150} \right]^2 + \left\{ \frac{v}{148 + 81(b/a)^2} \right\}^2 \right] &\leq 1 \end{aligned} \quad (3.8.11)$$

(4) 수평보강재를 3단 이상 사용할 경우

수직보강재의 간격을 임의로 정한 후 전체 보강판의 안정성에 대하여 검토한다. 판의 좌굴이론에 의하여 휨좌굴응력 및 전단좌굴응력을 구하는 경우에는 다음 식으로 검토한다.

$$\left[\frac{f}{f_{cr}} \right]^2 + \left[\frac{v}{v_{cr}} \right]^2 \leq \left[\frac{1}{1.25} \right]^2 \quad (3.8.12)$$

여기서,

- a : 수직보강재의 간격(mm)
- b : 상하 양플랜지의 순간격(mm)
- t : 복부판의 두께(mm)
- f : 복부판 연접유 압축응력(MPa)
- f_{cr} : 복부판의 휨좌굴응력(MPa)
- v : 복부판의 전단응력(MPa)
- v_{cr} : 복부판의 전단좌굴응력(MPa)

(5) 상하플랜지의 순간격이 표 3.8.5의 값 이하일 때는 수직보강재를 설치하지 않아도 좋다. 계산전단응력이 허용전단응력에 비해 작을 경우에는 표 3.8.5의 값에 $\sqrt{\text{허용전단응력}/\text{계산전단응력}}$ 을 곱하여 이 값이 1.2배를 넘어서는 안된다. 이때 허용전단응력 v_a 는 다음 식으로 구한다.

$$v_a = \frac{F_y}{2.9} \quad (3.8.13)$$

여기서,

- v_a : 수직보강재가 없는 복부판의 허용전단응력(MPa)
- F_y : 사용한 부재의 최소공칭항복응력(MPa)

표 3.8.5 수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최댓값(mm)

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
상하 양플랜지의 순간격	71t	61t	57t	51t

제 3 장 강교

표 3.8.5 수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최댓값(mm)(계속)

강 종	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC
상하 양플랜지의 순간격	61t	57t	51t
강 종	HSB500	HSB600	HSB800
상하 양플랜지의 순간격	55t	51t	43t

3.8.5.2 수직보강재의 강도

3.4.2.4 (3)항에 의해 계산한 수직보강재의 단면2차모멘트는 식 (3.8.14)로 구한 값 이상이어야 한다.

$$I = \frac{b \cdot t^3}{10.92} \gamma \quad (3.8.14)$$

여기서,

$$\gamma = 8.0 \left[\frac{b}{a} \right]^2 : \text{수직보강재의 소요강비}$$

b : 상하 양플랜지의 순간격(mm)

a : 수직보강재의 간격(mm)

t : 복부판의 두께(mm)

또한 수직보강재의 폭은 복부판 높이의 1/30에 50mm를 가산한 것보다 크게 잡는 것이 좋다. 그러나 수직보강재의 두께는 그 폭의 1/13 이상이 되어야 한다.

3.8.5.3 수직보강재의 부착방법

- (1) 지점부와 같은 집중하중을 받는 위치에 설치되는 수직보강재는 완전용입 그루브용접으로 양쪽 플랜지에 접합시킨다.
- (2) 다이아프램이나 수직브레이싱 등의 거셋판으로도 사용되는 중간수직보강재는 양쪽 플랜지에 볼트나 용접으로 접합시킨다.

- (3) 수직보강재 용접단부와 인장플랜지 용접단부와는 복부판 두께의 4배 이상 6배 이하의 간격을 띄워야 한다.
- (4) 바닥판과 접하는 인장플랜지에는 수직보강재를 용접으로 접합시킨다.

3.8.5.4 수직보강재의 강종

수직보강재의 강종은 복부판의 강종과는 관계없이 SS400급의 강재를 사용해도 좋다.

3.8.6 수평보강재

3.8.6.1 수평보강재의 위치

3.8.4에 규정한 바와 같이 수평보강재 1단을 사용할 경우에는 $0.20b$ 부근, 2단을 사용할 경우에는 $0.14b$ 와 $0.36b$ 부근으로 정하는 것을 원칙으로 한다.

3.8.6.2 수평보강재의 강도

3.4.2.4(3)항에 의해 계산된 수평보강재의 단면2차모멘트는 식 (3.8.15)로 구한 값 이상이 되어야 한다.

$$I = \frac{b \cdot t^3}{10.92} \gamma \quad (3.8.15)$$

여기서,

$$\gamma = 30.0 \left[\frac{a}{b} \right] : \text{수평보강재의 소요강비}$$

b : 상하 양플랜지간의 순간격(mm)

a : 수직보강재의 간격(mm)

t : 복부판의 두께(mm)

3.8.6.3 수평보강재의 부착방법

수평보강재와 수직보강재는 복부판의 같은 쪽에 붙일 필요는 없지만 같은 쪽에 붙일 경우 수평보강재는 수직보강재 사이에서 되도록 폭을 넓혀서 붙이는 것이 좋다. 그러나 수직보강재를 관통하여 연속시키거나 수직보강재에 밀착시킬 필요까지는 없다.

또한 복부판의 현장이음부에서는 수평보강재를 생략해도 좋다.

제 3 장 강교

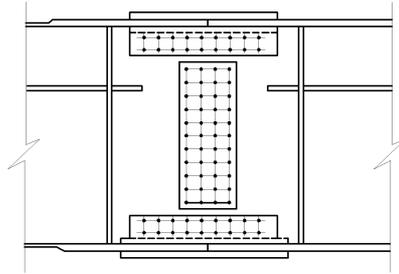


그림 3.86 수평보강재의 생략

3.8.6.4 수평보강재의 강종

수평보강재는 그 부착 위치의 복부판에 생기는 최대응력과 같은 응력이 발생한다고 보고 강재의 종류를 결정하여야 한다.

3.8.7 하중집중점의 보강재

3.8.7.1 하중집중점의 보강재

플레이트거더의 지점 및 가로보, 세로보, 수직브레이싱 등의 연결부와 같은 하중집중점에는 반드시 보강재를 설치하여야 한다. 지점부에 설치하는 수직보강재는 압축력을 받는 기둥이라 보고 3.3.2.1에 규정한 허용축방향 압축응력에 따라 설계한다. 이때 보강재 전단면과 복부판 가운데 보강재 부착부에서 양쪽으로 각각 복부판 두께의 12배까지를 유효단면이라 생각할 수 있다. 그러나 전체 유효단면은 보강재 단면의 1.7배를 넘어서는 안된다.

허용응력의 계산에 사용하는 단면회전반경은 복부판의 중심선에 대하여 구하고 유효좌굴 길이는 플레이트거더 높이의 1/2로 한다.

3.8.7.2 설계세목

- (1) 보강재와 복부판과의 연결은 보강재가 집중하중 전부를 받는 것으로 보고 설계하여야 한다.

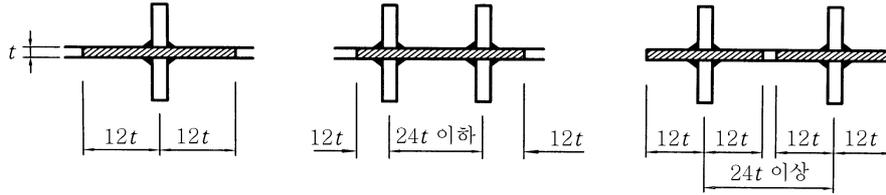


그림 3.8.7 하중집중점 보강재의 유효단면적

- (2) 보강재 돌출각의 관두께는 3.4.2.2의 규정을 만족하여야 한다.
- (3) 지점상의 보강재는 양쪽에 대칭으로 설치되도록 하고, 상하연 플랜지까지 연장시키는 것을 원칙으로 한다.

3.8.8 수직브레이싱과 수평브레이싱

3.8.8.1 수직브레이싱

- (1) 플레이트거더교 지점부에는 각 주거더 사이에 수직브레이싱을 설치해야 한다.
- (2) I형 단면 및 π 형 단면의 플레이트거더교에서는 수직브레이싱 간격을 6m 이내로 설계하되, 플랜지폭의 30배를 넘지 않는 간격으로 중간수직브레이싱을 설계해야 한다. 상자형 단면의 플레이트거더교에서도 이에 준하는 것이 좋다.
- (3) 바닥판이 3개 이상의 주거더로 지지되고 주거더의 지간이 10m를 넘을 경우에는 강성이 큰 하중분배 가로보를 설치하여야 한다. 하중분배 가로보의 설치간격은 20m를 넘지 않아야 한다.
- (4) 하중분배 작용을 하는 수직브레이싱은 주부재로 간주하여 DL하중으로 설계하여야 한다.
- (5) 하로 플레이트거더교에서는 가로보와의 연결부에서 니브레이스 등을 사용하여 주거더와 가로보의 수직보강재를 결합함으로써 횡방향 변형을 보장하여야 한다. 이 경우 니브레이스판, 보강재 등 각 부분의 구조는 지간 내 압축플랜지 최대 축력의 1%에 해당하는 횡력에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이 축력은 압축플랜지 내에서 각 가로보 연결점의 플랜지 직각 방향에 작용하는 것으로 본다. 내하력을 기대하지 않는 경

제 3 장 강교

우에도 니브레이스판의 자유변 길이는 그 두께의 60배를 넘어서는 안된다. 이 경우 압축플랜지의 허용휨응력 계산에 쓰이는 고정점간 거리는 니브레이스의 중심간격을 사용하도록 한다.

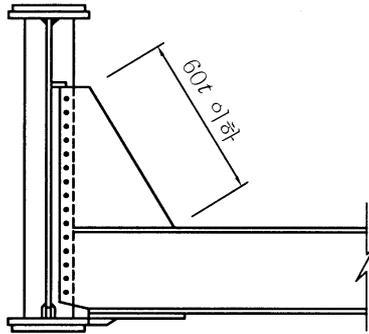


그림 3.88 니브레이스의 자유변

3.8.8.2 수평브레이싱

(1) I형 단면의 플레이트거더교에서는 횡하중을 지지점에 원활히 전달하기 위하여 상부 수평브레이싱과 하부 수평브레이싱을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 상로 플레이트거더교에서 주거더가 강상판 또는 철근콘크리트 바닥판과 결합되어 있어 횡방향 좌굴 등의 변형에 견딜 수 있을 때에는 상부 수평브레이싱을 생략할 수 있다. 지간이 25m 이하이면서 튼튼한 수직브레이싱이 있을 경우에는 하부 수평브레이싱에서도 생략할 수 있다. 그러나 곡선교에서는 하부 수평브레이싱을 생략할 수 없다.

(2) 수평브레이싱의 뼈대선은 수평브레이싱면에 있어서 주거더의 뼈대선으로부터 현저하게 편심되는 일이 없도록 하여야 한다. 부득이 편심되는 경우에는 이에 따른 응력을 고려하여야 한다.

3.8.9 중간다이아프램의 간격

3.8.9.1 일반

시공중 및 사용하중하에서 발생하는 단면의 뒤틀림 및 이때 발생하는 뒤틀림 응력을 억제하기 위하여 박스거더 내부에 적절한 간격으로 중간다이아프램을 설치해야 한다.

3.8.9.2 중간다이아프램의 간격

그림 3.8.9에 주어진 형식을 갖는 중간다이아프램의 간격은 다음 식으로 구한다.

$$\begin{aligned}
 L_D < 6.0m & \qquad \qquad \qquad (L \leq 50m) \\
 L_D \leq (0.14L - 1.0)m & \qquad \qquad \qquad (L > 50m) \qquad \qquad (3.8.16) \\
 \text{단, } L_D \leq 20m &
 \end{aligned}$$

여기서,

L_D : 중간다이아프램의 간격(m)

L : 교량의 지간 길이(m)

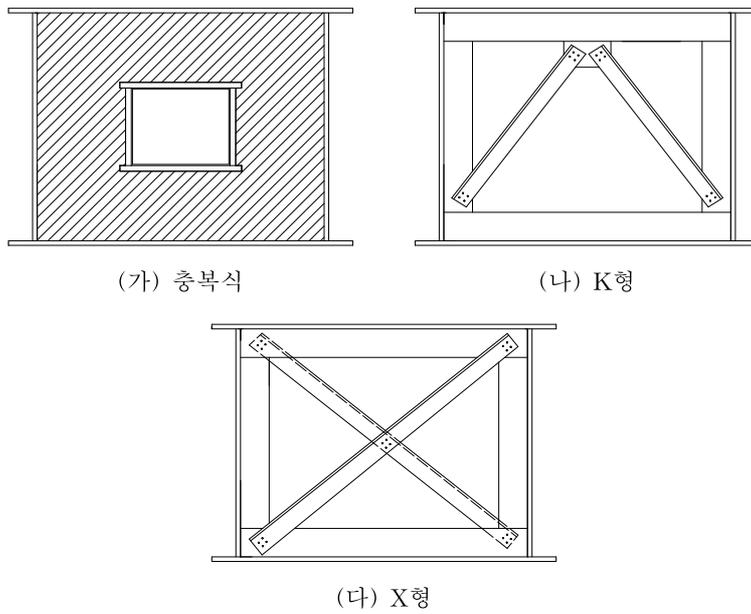


그림 3.8.9 중간다이아프램의 형식

3.8.10 기타 구조세목

3.8.10.1 솟음

지간 25m 이상인 플레이트거더에서는 고정하중에 대하여 노면이 소정의 높이에 이를 수 있는 솟음을 설치하는 것을 원칙으로 한다.

3.8.10.2 배수구멍

박스거더의 내부 온도차로 인한 결로 및 누수에 의한 물고임 방지를 위하여 배수구멍을 하부플랜지의 적절한 위치에 설치한다.

3.9 합성거더

3.9.1 일반

3.9.1.1 적용범위

이 절은 강재 주거더와 현장타설 콘크리트 바닥판이 전단연결재에 의해 결합되어 주거더와 바닥판이 일체로 거동하는 합성단면으로 하중에 저항하는 교량의 설계에 적용한다.

3.9.1.2 바닥판의 합성작용

- (1) 주거더의 단면응력을 계산하는 경우 바닥판의 합성작용을 취급함에 있어서는 표 3.9.1과 같이 한다. 전단연결재는 그림 3.9.1과 같이 주거더의 진장에 걸쳐서 설치하는 것을 원칙으로 한다. 또 연속합성거더에서 표 3.9.1에 따라 설계를 하는 경우는 내부지점 부근의 균열에 대해 방수층 등의 처리를 강구함과 동시에 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 부근에는 강한 하중분배 가로보를 설치하는 것으로 하고, 전단연결재의 배치 및 응력의 변동상태 등을 충분히 검토하여야 한다.

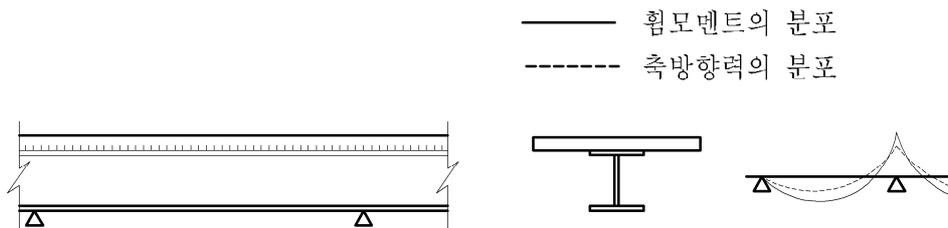
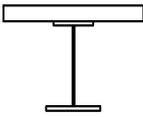
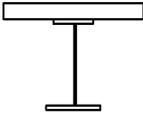
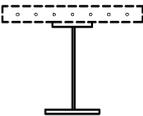


그림 3.9.1 전단연결재의 배치

- (2) 주거더의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 표 3.9.1의 규정에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다.

제 3 장 강교

표 3.9.1 합성작용의 취급

힘모멘트의 종류	합성작용의 취급	적 용
정	바닥판콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
부	1. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 경우 바닥판 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
	2. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하는 경우 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 본다.	

3.9.2 설계일반

3.9.2.1 바닥판 콘크리트의 설계기준압축강도

바닥판콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 27 MPa 이상이 되어야 한다. 다만, 바닥판에 프리스트레스를 주는 경우에는 30 MPa 이상이 되어야 한다.

3.9.2.2 강재와 바닥판콘크리트의 탄성계수비

주거더의 탄성변형, 부정정력 및 단면응력을 계산하는 경우에 강재와 바닥판 콘크리트의 탄성계수비 n 은 8을 표준으로 한다.

3.9.2.3 인장력을 받는 바닥판의 배근

- (1) 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 설계를 하는 경우에는 바닥판에 작용하는 전인장력을 철근이 받도록 하여야 한다.
- (2) 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다. 이 경우 교축방

향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장률은 0.0035 mm/mm^2 이상으로 하면 좋다. 또한 바닥판 작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근의 일부로 볼 수 있다.

철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축 측에 정착시켜야 한다.

3.9.2.4 바닥판의 유효폭

바닥판의 유효폭의 계산은 3.8.3.4의 규정에 의하고, λ 와 b 는 그림 3.9.2와 같이 한다. 이 경우 수평에 대한 헌치의 경사는 3.6.1.10의 규정에 의하지만 계산상에는 45° 로 하여 취급한다.

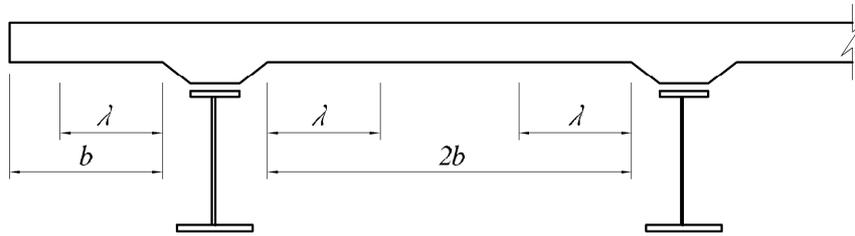


그림 3.9.2 λ 와 b 를 취하는 방법

3.9.2.5 주거더 작용과 바닥판 작용과의 겹침

바닥판은 일반적으로 다음 두 가지 작용을 동시에 받는 것으로 하여 설계한다.

- (1) 윗하중을 지지하는 바닥판으로서의 작용(3.6 바닥판 참조)
- (2) 주거더 단면의 일부로서의 작용

위의 각 경우에 대해서 바닥판에 가장 불리한 재하상태하에서의 응력을 계산하고 그 합계에 대하여 검사하여야 한다. 다만, 주거더 작용에 대한 정(+)의 휨모멘트 부분의 교축방향 철근의 응력에 있어서는 두 가지 작용의 겹침을 고려하지 않아도 좋다.

제 3 장 강교

3.9.2.6 바닥판 콘크리트의 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 ϕ_1 은 2.0을 표준으로 한다.

3.9.2.7 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다.

온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다.

바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α 는 12×10^{-6} 으로 한다.

3.9.2.8 바닥판 콘크리트의 건조수축

바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ϵ_s 는 27×10^{-5} , 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2\phi_1 = 4.0$ 을 표준으로 한다.

3.9.3 허용응력

3.9.3.1 허용응력

합성거더에 있어서 콘크리트와 강재의 허용응력은 다음 규정에 따라야 한다.

(1) 바닥판 콘크리트의 허용압축응력은 표 3.9.2와 같이 한다.

표 3.9.2 콘크리트의 허용압축응력

하중의 조합			허용응력(MPa)
1	주하중	1) 바닥판으로서의 작용	0.4 f_{ck}
		2) 주거더 단면의 일부로서의 작용	
		3) 1)과 2)를 동시에 고려할 때	
2	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차		1.1) 항의 15 % 증가
3	프리스트레스 도입 직후		1.1) 항의 25 % 증가

(2) 인장력을 받는 바닥판에 있어서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 설계를 할 경우 바닥판 콘크리트의 허용인장응력은 표 3.9.3과 같이 한다.

표 3.9.3 콘크리트의 허용인장응력

하중의 조합		허용응력(MPa)	
1	주하중	바닥판의 상하연	$0.07f_{ck}$ 로 하되 2.5이하
		바닥판 두께의 중심	$0.04f_{ck}$ 로 하되 1.5이하
2	활하중, 충격을 제외한 주하중	0	
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	1항의 15% 증가	
4	가설시 하중	$0.025f_{ck}$ 로 하되 1.0이하	

(3) 철근의 허용응력은 3.6.1.7의 규정에 따른다. 다만, 주거더 단면의 일부로서의 작용과 바닥판으로서의 작용을 동시에 고려할 경우에는 허용응력을 20% 증가할 수 있다.

(4) 강재의 허용응력은 3.2의 규정에 따르되, 하중의 조합을 고려하는 경우 강재 주거더의 허용응력은 표 3.9.4의 비율에 따라 증가시킬 수 있다.

표 3.9.4 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정모멘트부	부모멘트부
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15
4	가설시 하중	압축연	25	25
		인장연	25	25

제 3 장 강교

3.9.3.2 항복에 대한 안전도의 검사

- (1) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 프리스트레스, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- (2) 바닥판 콘크리트가 인장력을 받는 경우에는 이를 단면 계산에 넣지 않고 다만 바닥판 콘크리트 내의 교축방향 철근과 PS강재만을 고려한다.
- (3) 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려하도록 하고 탄성계수비 n 은 8로 한다.
- (4) 이 경우 강재 주거더의 연응력 및 교축방향 철근의 응력은 표 3.9.5에 표시한 사용 강재의 항복점 응력을 바닥판 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck} 의 3/5을 넘어서는 안되며 PS강재에 대해서는 관련 시방서에 의한다.

표 3.9.5 항복에 대한 안전도 검사에 사용하는 강재의 항복점 응력(MPa)

강 종	구조용 강재			
	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
항복응력	235	315	355	450
강 종	TMC 강재			
	SM490C-TMC	SM520C-TMC	SM570-TMC	
항복응력	315	355	450	
강 종	교량용구조용 강재			
	HSB500	HSB600	HSB800	
항복응력	380	450	690	
강 종	철근콘크리트용 봉강			
	SD300	SD350	SD400	
항복응력	300	350	400	

3.9.4 바닥판

3.9.4.1 일반

바닥판 설계는 이 절에 제시된 것 외에 3.6의 규정에 의하는 것으로 한다.

3.9.4.2 전단력이 집중하는 부분의 구조

- (1) 스테드와 같이 연성이 충분한 전단연결재를 사용하는 경우에는 별도의 보강철근을 배치하지 않아도 된다. 다만, 하부 횡방향 철근이 스테드 머리 아래에 위치하도록 해야 한다.
- (2) 스테드의 배치가 집중되는 경우에는 바닥판의 전단강도를 검토하여야 한다.

3.9.4.3 구조이음

바닥판 콘크리트에는 구조이음을 설치해서는 안된다.

3.9.4.4 합성작용을 줄 때의 바닥판 콘크리트의 압축강도

바닥판 콘크리트에 합성작용을 줄 때에 바닥판 콘크리트 압축강도는 f_{ck} 의 80% 이상 되어야 한다.

3.9.5 전단연결재

3.9.5.1 전단연결재의 종류

- (1) 전단연결재는 스테드를 표준으로 한다.
- (2) 전단연결재는 전단력에 대하여 충분한 내하력을 가짐과 동시에 바닥판이 들뜨는 것을 방지하는데 대해서도 유효한 구조로 하여야 한다.
- (3) 피로설계시 적용할 스테드 전단연결재의 높이/지름(L/d)비는 4.0보다 크거나 같아야 한다.

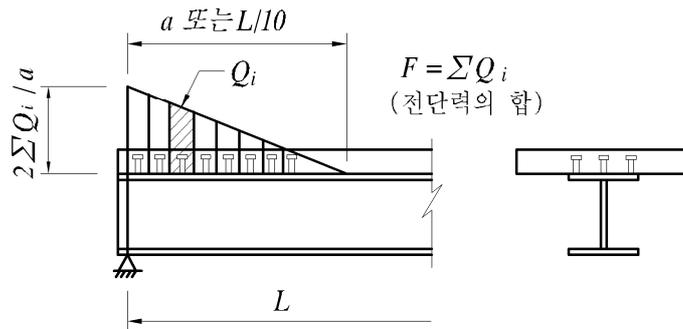
제 3 장 강교

3.9.5.2 전단연결재의 설계

- (1) 전단연결재는 각종 하중의 조합에 의한 강재 주거더와 바닥판 콘크리트 사이의 전단력이 가장 크게 되는 경우에 대해서 설계하는 것으로 한다.
- (2) 전단연결재의 설계에는 허용응력의 증가를 고려해서는 안된다.
- (3) 전단연결재는 3.9.5.9에 따라 피로에 대비한 전단연결재 간격을 결정하고 3.9.5.10에 따른 극한강도를 검토하여 설계할 수 있다.

3.9.5.3 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 온도차에 의해서 생기는 전단력

- (1) 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의해서 생기는 전단력은 바닥판의 단부에서 주거더 간격 a (a 가 $L/10$ 보다 큰 때에는 $L/10$ 으로 한다)의 범위에 있는 전단연결재에 부담시켜야 한다.
- (2) 전단연결재의 계산에서 그림 3.9.3에 표시한 바와 같이 전단력의 전부를 지점상에서 최대로 되는 삼각형분포로 가정한다.



L 을 취하는 방법 : (1) 단순합성거더의 경우 L : 지간
 (2) 연속합성거더의 경우 L : 지간의 합계

그림 3.9.3 전단력의 분포

3.9.5.4 전단연결재의 최대간격

전단연결재의 최대간격은 바닥판 콘크리트 두께의 3배로 하고 600 mm를 넘지 않도록 한다. 다만, 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생하는 곳의 전단연결재 설치를 피하기 위해 이 간격을 넓힐 수도 있다.

3.9.5.5 전단연결재의 최소간격

교축방향의 최소중심간격은 $5d$ 또는 100 mm로 하고 교축 직각방향의 최소중심간격은 $d+30$ mm로 한다. 여기서 d 는 스테드 줄기의 지름이다.

또 스테드와 플랜지 연단과의 최소순간격은 25 mm로 한다.

3.9.5.6 허용전단력

전단연결재의 허용전단력은 다음 식으로 계산하고 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 플랜지 사이의 부착력은 무시한다.

$$Q_a = 9.5 d^2 \sqrt{f_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \quad (3.9.1)$$

$$Q_a = 1.74 d H \sqrt{f_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \quad (3.9.2)$$

여기서,

Q_a : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스테드의 전 높이로서 150 mm 정도를 표준으로 한다.

d : 스테드의 줄기의 지름으로서 19 mm, 22 mm, 25 mm로 한다.

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

3.9.5.7 연속합성거더의 내부지점 부근의 전단연결재

고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다.

3.9.5.8 전단연결재의 안전도의 검사

스테드에 대해서는 일반적으로 안전도의 검사를 하지 않아도 좋다.

제 3 장 강교

3.9.5.9 피로강도를 고려한 전단연결재의 간격

- (1) 전단연결재의 최대간격은 600 mm를 넘지 않도록 하고, 단지 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생하는 위치에 전단연결재가 설치되는 것을 피하기 위해 간격을 넓힐 수도 있다.
- (2) 수평전단력 범위는 다음 식에 의해 계산한다.

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} \tag{3.9.3}$$

여기서,

- S_r : 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력범위(N/mm)
- V_r : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위(N)
- Q : 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트(mm³)
- I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm⁴)

- (3) 각 전단연결재의 허용수평전단력범위, Z_r 은 다음과 같다(단위: N).

$$Z_r = \beta d^2 \tag{3.9.4}$$

여기서,

- d : 스타드의 지름(mm)
- β : 반복회수 100,000에 대해 91
반복회수 500,000에 대해 74
반복회수 2,000,000에 대해 55
반복회수 2,000,000 이상에 대하여 39

- (4) 전단연결재의 간격은 주거더 위의 한 단면에 횡방향으로 설치된 모든 전단연결재의 허용수평전단력범위의 합($\sum Z_r$)을 수평전단력범위 S_r 로 나누어 결정하며 다음의 식과 같다. (연속교 내부지점부의 높은 인장응력이 발생하는 곳에 전단연결재가 설치되는 것을 피하기 위해 간격을 조절할 수 있으나 필요한 전체 개수는 반드시 일치해야 한다.)

$$d_0 = \frac{\sum Z_r}{S_r} \tag{3.9.5}$$

여기서,

d_0 : 전단연결재의 간격(mm)

$$\Sigma Z_r = nZ_r (N)$$

n : 한 단면에 설치된 전단연결재 개수

- (5) 부모멘트부의 합성단면값 계산시 철근을 고려하지 않은 경우 추가의 전단연결재를 변곡점 부분에 설치해야 하며, 추가되어야 할 전단연결재의 개수는 다음과 같이 구한다.

$$N_c = \frac{A_r f_r}{Z_r} \quad (3.9.6)$$

여기서,

N_c : 각 주거더의 변곡점 부분에 추가될 전단연결재 개수

A_r : 내부지점부 슬래브 유효폭내에 설치된 종방향 철근의 총단면적(mm²)

f_r : 지점부 위 종방향 철근의 응력범위(MPa)

(정확히 계산된 값 대신에 $f_r=70$ MPa를 적용하여도 좋다.)

추가 전단연결재는 고정하중 변곡점에서 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치되어야 한다.

3.9.5.10 극한강도 검토

- (1) 피로에 대해 설계된 전단연결재는 충분한 극한강도를 지니고 있는지 검토해야 한다.
 (2) 전단연결재의 개수는 다음 식에 의해 계산되는 수 이상이 되어야 한다.

$$N_1 = \frac{P}{\phi V_u} \quad (3.9.7)$$

여기서,

N_1 : 최대정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 다음에 정의되는 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2 (N)

ϕ : 감소계수(0.85)

V_u : 아래 주어지는 식에 따른 전단연결재의 극한강도(N)

제 3 장 강교

최대정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$$P_1 = A_s f_y \quad (3.9.8)$$

또는,

$$P_2 = 0.85 f_{ck} b t_s \quad (3.9.9)$$

여기서,

A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm²)

f_y : 사용된 강재의 최소공칭항복응력(MPa)

f_{ck} : 설계기준압축강도(MPa)

b : 3.9.2.4에 주어진 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm)

- (3) 최대정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이에 필요한 전단연결재의 개수, N_2 는 다음 식에 의해 계산되는 수 이상이어야 한다.

$$N_2 = \frac{P + P_3}{\phi V_u} \quad (3.9.10)$$

최대부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음과 같다.

$$P_3 = A_r f_y^r \quad (3.9.11)$$

여기서,

A_r : 내부지점부 슬래브 유효폭 내에 설치된 종방향 철근의 총면적(mm²)

f_y^r : 철근의 최소항복응력(MPa)

- (4) 전단연결재의 극한강도는 다음 식에 의해 계산한다.

$$V_u = 0.4 d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{sc} f_u \quad (3.9.12)$$

여기서,

V_u : 전단연결재의 극한강도(N)

d : 전단연결재의 지름(mm)

f_{ck} : 설계기준압축강도(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

A_{se} : 전단연결재의 단면적(mm²)

f_u : 전단연결재의 인장강도(MPa)

3.9.5.11 스티드

- (1) 합성거더에 사용되는 스티드 줄기의 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm를 표준으로 한다.
- (2) 스티드의 재질, 종류, 형상, 치수 및 그의 허용차 등은 표 3.9.6, 표 3.9.7, 표 3.9.8 등을 표준으로 한다.

표 3.9.6 화학성분

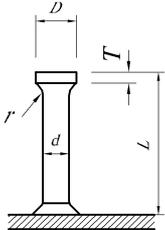
탈산형식	화학성분(%)					
	C	Si	Mn	P	S	Al
Silicone chelate	0.2 이하	0.15~0.35	0.30~0.90	0.040 이하	0.040 이하	-
Aluminium chelate	0.2 이하	0.10 이하	0.30~0.90	0.040 이하	0.040 이하	0.02 이상

표 3.9.7 역학적 성질

항복점 또는 0.2% 내력(MPa)	인장강도(MPa)	신장률(%)
240 이상	410~560	20 이상

제 3 장 강교

표 3.9.8 형상, 치수 및 허용차(mm)

호칭	줄기지름(d)		머리지름(D)		머리두께 (T)최 소	현치부 반지름(r)	표준형상 및 치수표시 기호
	기준치수	허용차	기준치수	허용차			
19	19.0	±0.4	32.0	±0.4	10	2~3	
22	22.0		35.0				
25	25.0		38.0				

3.9.6 강재 주거더의 플랜지 두께

전단연결재를 설치하는 플랜지의 판두께는 3.8의 규정에 따르는 외에 10 mm 이상으로 하여야 한다.

3.9.7 솟음

특별한 경우를 제외하고 합성거더의 강재 주거더에는 고정하중에 대하여 노면이 소정의 높이에 이를 수 있는 솟음을 설치하는 것을 원칙으로 한다.

3.10 트러스

3.10.1 적용범위

이 절은 주구조가 트러스인 상부구조의 설계에 적용한다. 스펀드럴 브레이스트 아치, 트러스보강형 아치의 트러스부재 등은 이 장을 준용할 수 있다.

3.10.2 부재

3.10.2.1 일반

- (1) 교량을 구성하는 부재의 일반사항에 관한 것은 3.4의 규정에 따른다.
- (2) 이 장은 트러스를 구성하는 부재를 대상으로 하여, 이들이 안전하게 그 기능을 다할 수 있도록 하기 위한 설계상 필요한 사항을 규정한다.

3.10.2.2 부재 단면의 구성

- (1) 단면의 구성에 있어서는 단면의 도심이 가능한 한 단면의 중심과 일치하도록 하고, 또한 골조선에 일치하도록 배려하는 등, 2차응력이 가능한 한 작게 되도록 하여야 한다.
- (2) 부재의 조합에 있어서는 용접부가 좌우는 물론 상하로도 가급적 대칭인 위치에 오도록 고려하여 설계하는 것으로 한다.
- (3) 압축력을 받는 현재, 단부수직재 및 내부지점에 연결되는 사재 등은 원칙적으로 상자형 또는 π 형 단면으로 하며, 또한 수직축에 관한 단면회전반경에 대한 세장비는 수평축에 관한 것보다 작게 하여야 한다.
- (4) 상자형 단면을 갖는 부재에서 트러스면과 평행하게 배치된 판(이하 복부판이라 부름)의 단면적은 부재 총단면적의 40% 이상으로 하는 것이 좋다.

3.10.2.3 부재의 길이

- (1) 트러스 부재의 길이는 골조의 길이로 한다.
- (2) 압축부재의 유효좌굴길이는 3.10.2.4의 규정에 따른다.

제 3 장 강교

(3) 인장력을 받는 복부재의 트러스면 내의 세장비를 구할 때의 부재의 길이는 골조길이의 0.9배로 하여도 좋다. 또한 그림 3.10.1과 같은 수평브레이싱의 경우에는 수평브레이싱면에 수직인 면 내에서는 \overline{pp} , 그 이외의 면 내에서는 \overline{pa} 를 부재의 길이로 본다. 이 경우 세로보 등으로부터 견고한 행어로 수평브레이싱 부재를 지지하는 경우에는 수평브레이싱면에 수직인 면 내에서는 \overline{bb} 또는 \overline{pb} 를, 기타의 면 내에서는 \overline{ab} 또는 \overline{pb} 를 부재의 길이로 취할 수 있다.

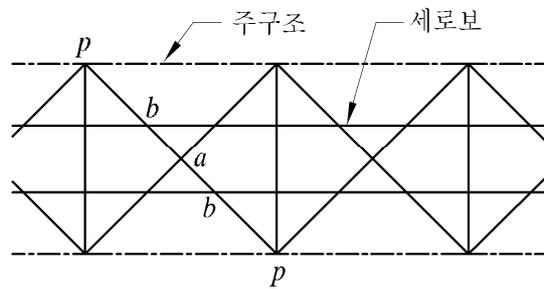


그림 3.10.1 수평브레이싱에서 부재의 길이

3.10.2.4 트러스 부재의 유효좌굴길이

(1) 트러스면 내

- ① 현재의 유효좌굴길이는 부재의 골조길이를 한다.
- ② 거셋판에 의해 현재에 연결된 복부재의 유효좌굴길이는 연결 고장력볼트군의 중심간거리를 취하여도 좋다. 다만, 골조 길이의 0.8배 이하가 되어서는 안된다. 또한 수평브레이싱이나 수직브레이싱 등의 부재에서 부재의 양면에 거셋판을 대지 않은 구조에서는 골조길이의 0.9배를 취하도록 한다.
- ③ 부재의 중간점을 다른 부재가 유효하게 지지하는 경우에는 그 지지점간을 유효좌굴길이를 하여도 좋다. 여기에서 유효하게 지지한다는 뜻은 예를 들면 그림 3.10.2와 같이 사재 D와 버팀부재 T와의 연결이 충분하고, 또한 버팀부재가 3.4.1.4에 규정된 압축2차부재로 설계되어 있는 경우를 말한다. 이때, 사재 D와 버팀부재 T와의 연결부의 강도는 적어도 사재 D와 현재와의 연결부의 강도의 1/4 이상으로 하여야 한다.

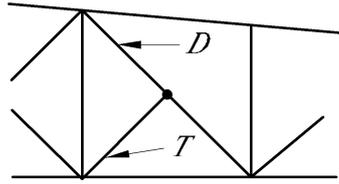


그림 3.10.2 버팀부재가 있는 사재

(2) 트러스면 외

트러스면 외의 유효좌굴길이는 부재의 골조길이를 합을 원칙으로 한다. 다만, 3.10.5에 규정된 수평브레이싱, 수직브레이싱 및 교문브레이싱에 의해 지지된 주트러스 현재 및 복부재는 그 지지점간을 유효좌굴길이를 하여도 좋다.

(3) 축력이 다른 트러스 부재의 면외 유효좌굴길이

그림 3.10.3에 표시된 부재 \overline{aa} 와 같이 \overline{ab} , \overline{ba} 에 크기가 다른 압축력이 작용하고 트러스면 외에 버팀부재가 없는 경우, 부재 \overline{aa} 의 트러스면 외에 대한 유효좌굴길이 l 은 식 (3.10.1)에 의해 구할 수 있다.

$$l = (0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1}) L \quad (3.10.1)$$

여기서, P_1, P_2 는 부재 \overline{aa} 의 각 절점간 \overline{ab} , \overline{ba} 에 작용하는 압축력이며 $P_1 \geq P_2$ 이다.

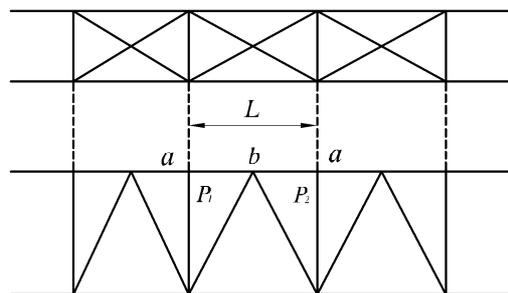


그림 3.10.3 축력이 다른 트러스 부재의 면외 유효좌굴길이(1)

또한 그림 3.10.4에 표시된 K트러스의 수직재 \overline{aa} 와 같이 \overline{ab} , \overline{ba} 에 부호가 반대

제 3 장 강교

인 축력이 작용하고 트러스면 외에 버팀부재가 없는 경우, 부재 \overline{aa} 의 트러스면 외에 대한 유효좌굴길이 l 은 식 (3.10.2)에 의해 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 l &= \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1}\right) L & (P_1 \geq P_2) \\
 l &= 0.5 & (P_1 < P_2)
 \end{aligned}
 \tag{3.10.2}$$

다만, P_1 은 압축력의 절대치, P_2 는 인장력의 절대치이다. 또한 이들 식은 부재 \overline{aa} 의 단면이 일정한 경우에 적용할 수 있다.

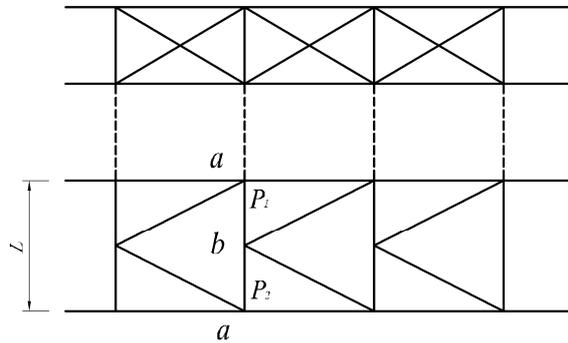


그림 3.10.4 축력이 다른 트러스 부재의 면외 유효좌굴길이(2)

3.10.3 절점

3.10.3.1 일반

- (1) 트러스의 절점은 힘의 전달이 합리적이면서 확실하게 이루어지도록 설계하여야 할 뿐만 아니라, 가능하면 단순한 구조로 설계하여 각 부재의 연결이 쉽고, 또한 검사나 보수, 청소 등의 유지작업이 지장 없이 시행될 수 있도록 배려하여야 한다.
- (2) 부재로 강관을 쓰는 구조일 경우에는 3.13의 규정에 따른다.

3.10.3.2 거셋판

- (1) 부재를 연결하는 거셋판의 고장력볼트는 가급적 부재축에 대칭이 되게 배치하여야 하며, 또한 부재와 거셋판의 접촉면 전체에 걸쳐 배치되어야 한다.
- (2) 주트러스 절점에서 현재의 복부판에 거셋판을 겹쳐 붙이는 구조로서 부재 양면에 거셋판을 사용하는 경우, 그 거셋판의 두께는 강재의 종류에 관계없이 다음 식에 의해 계산된 값을 표준으로 한다.

$$t = 2 \times \frac{P}{b} \quad (3.10.3)$$

여기서,

- t : 거셋판의 두께(mm)
 P : 거셋판으로 연결되는 단주 또는 복부재에 작용하는 최대부재력(kN)
 b : 거셋판으로 연결되는 단주 또는 복부재의 거셋판 면에 접하는 부분의 폭(mm)

- (3) 거셋판과 현재 또는 단주의 복부판을 일체로 하는 구조에서는 거셋판의 두께는 복부판보다 얇게 하여서는 안된다.

또한 이 경우 식 (3.10.3)으로 계산되는 값 및 다음의 조건을 만족하여야 한다.

- ① 인장력을 받는 현재의 경우

$$t \geq t_w \left[0.8 + 0.2 \left(\frac{h}{r_f} \right)^{2/3} \right] \quad (3.10.4)$$

여기서,

- t : 거셋판 두께(mm)
 t_w : 거셋판과 일체가 되는 현재 또는 단주의 복부판의 두께(mm)
 h : 거셋판과 일체가 되는 현재 또는 단주의 복부판의 높이(mm)
 r_f : 그림 3.10.5에 표시된 필릿의 반지름(mm)

- ② 압축력을 받는 현재의 경우

이 경우에 식 (3.10.4)에 따르지 않아도 좋으나, r_f 는 h 의 1/5 이상으로 하여야 한다.

제 3 장 강교

(4) 거šet판의 최소두께는 9mm로 한다.

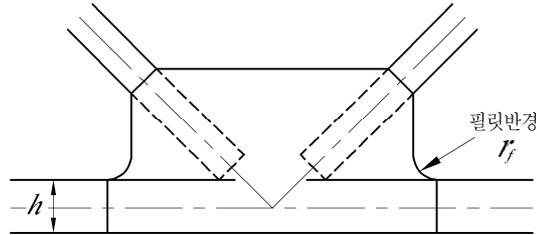


그림 3.10.5 필릿

3.10.4 다이아프램

- (1) 트러스의 절점, 트러스 부재의 중간부에서 수평브레이싱 등을 연결하는 곳과 현장 이음부의 양쪽에는 다이아프램을 설치하여야 한다. 다만, 현장이음부의 양쪽의 다이아프램은 밀폐형으로 한다.
- (2) 트러스의 받침부, 가로보의 연결부와 같이 집중력이 작용하는 부분의 현재 및 거šet판에는 다이아프램을 설치하여 힘의 전달이 확실히 되도록 하여야 한다.

3.10.5 브레이싱

3.10.5.1 일반

- (1) 수평브레이싱, 수직브레이싱 및 교문브레이싱은 주트러스와 함께 교량이 입체적인 기능을 유지할 수 있도록 충분한 강성을 가져야 하고 그 배치가 적당해야 한다.
- (2) 수평브레이싱이나 수직브레이싱에서 부재를 서로 교차시킬 경우에는 부재의 교점은 연결되어야 한다.

3.10.5.2 수평브레이싱

- (1) 트러스의 상현과 하현에는 각각 안정된 수평브레이싱을 설치함을 원칙으로 한다.

- (2) 비재하현에 설치하는 수평브레이싱 부재를 현재에 연결하는 부분에서 수평브레이싱 높이가 현재 높이보다 낮고 스트러트가 그 부분에 없다면 수평브레이싱 부재의 연결부 부근을 현재 높이와 같게 확대해서 현재의 전 높이에 걸쳐 연결하는 것이 좋다.
- (3) 하로 트러스교의 스트러트의 높이는 적어도 부착할 현재의 높이와 같게 하여야 한다.
- (4) 압축현에 부착되는 수평브레이싱과 스트러트는 통상 고려하는 횡하중 또는 그 부재들이 압축현과 부착되는 절점의 좌우 현재에 작용하는 최대압축력의 합계의 1%에 상당하는 하중에 저항할 수 있어야 한다. 이 하중은 주하중으로 설계하여야 한다.
- (5) 수평브레이싱은 주트러스 현재 응력의 일부를 분담할 뿐만 아니라 중간 수직브레이싱의 영향에 의한 부가응력을 받는 경우가 있기 때문에 여유있는 설계를 하는 것이 좋다.

3.10.5.3 수직브레이싱

- (1) 트러스의 각 절점에는 수직브레이싱을 설치함을 원칙으로 한다.
- (2) 상로 트러스는 가로보와 하현재 사이의 전 높이에 걸쳐서 트러스로 위어야 함을 원칙으로 한다. 상로 트러스의 지점상의 수직브레이싱은 특별한 이유가 없는 한 트러스로 위어 충분한 강성을 확보하고, 또한 상현에 작용하는 횡하중의 전 반력을 지점에 전달할 수 있는 능력을 가져야 한다.

3.10.5.4 교문브레이싱

- (1) 하로 트러스교의 교문브레이싱은 상현에 작용하는 횡하중의 모든 반력을 지점에 전달하는 구조로서 가능한 한 상자형 단면의 부재를 사용하여 단주 및 상현재의 플랜지에 직접 연결시키는 것이 좋다.
- (2) I형 단면의 부재를 사용하는 경우에는 단주의 도심의 위치에 연결하고 다이어프램 등을 이용하여 응력전달이 확실히 이루어지도록 설계하여야 한다.

3.10.6 트러스의 2차응력

- (1) 트러스의 절점은 강결의 영향으로 인한 2차응력이 가능한 한 작게 되도록 설계하여야 한다. 주트러스 부재의 부재높이는 부재길이의 1/10보다 작게 하는 것이 좋다.
- (2) 절점의 강결에 의한 2차응력이 무시할 수 없는 범위에 있는 경우에는 2차응력을 고려한 부재의 응력검토를 시행하여야 한다.

3.10.7 포니트러스

- (1) 포니트러스의 수직재, 가로보 및 수직재와 가로보의 연결은 식 (3.10.5)에 의해 계산된 횡력에 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.
이 횡력은 트러스의 각 상절점에 작용하는 것으로 간주한다.

$$H = \frac{P}{100} \quad (3.10.5)$$

여기서,

H : 횡력(kN)

P : 상현재에 작용하는 최대 축방향 압축력(kN)

- (2) 포니트러스 상현재의 수직축에 대한 단면회전반경은 수평축에 대한 단면회전반경의 1.5배 이상이어야 한다.

3.10.8 바닥판을 직접 지지하는 현재

주트러스의 현재가 직접 철근콘크리트 바닥판을 지지하는 구조인 경우에, 현재는 주트러스 부재로 보고 계산한 응력과 바닥틀 부재로 보고 계산한 응력이 동시에 작용하는 부재로 설계되어야 한다. 또한 이 경우의 허용응력으로 그 상한값을 사용하며 증가율에 의한 증가는 시키지 않는다.

3.10.9 솟음

트러스에는 고정하중에 대하여 노면이 소정의 높이에 이를 수 있는 솟음을 설치하는 것을 원칙으로 한다.

3.10.10 전체좌굴에 대한 검사

주트러스의 지간길이에 비하여 그 간격이 대단히 좁은 트러스교에서는 전체좌굴에 관하여 합리적인 방법으로 검사하는 것이 좋다.

3.11 아 치

3.11.1 적용범위

이 절은, 아치교의 주구조의 설계에 적용한다. 아치교의 수평브레이싱, 교문브레이싱, 수직 브레이싱의 설계에는 3.4와 3.10에 정해진 각각의 항을 준용한다.

휨과 축방향력을 받는 부재 또는 축방향력만을 받는 부재로서의 설계는 각각 해당하는 항에 정하여진 바에 의한다.

3.11.2 일 반

- (1) 아치교의 아치부분의 부재축선은 골조선과 일치시키는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 아치교의 구조해석에서 활하중에 의해 생기는 골조선의 모양의 변화는 이를 배려한 3.11.3의 규정에 의해 검사하여 무시할 수 없는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 아치의 모양과 부재 단면의 모양을 선정할 때에 아치로서의 면 내외의 전체좌굴이 생기지 않도록 배려함과 동시에 부재는 휨모멘트와 축방향력을 받는 부재로서도 안전하도록 설계하여야 한다.

3.11.3 변위의 영향

1개의 아치구조당 고정하중 강도가 식 (3.11.1)으로 계산되는 w 보다 큰 아치교에서는 고정 하중과 활하중을 재하함에 따라 생기는 골조선의 변위 영향을 고려하여 주구조를 설계하여야 한다. 그러나 보강 거더에 축방향력이 생기는 아치교에서는 이를 무시해도 좋다.

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \cdot \frac{EI}{L^3} \cdot \frac{f}{L} \tag{3.11.1}$$

여기서,

- E : 탄성계수(MPa)
- I : 아치면내의 휨에 대한 편축 아치부재의 단면2차모멘트의 평균치(mm^4), 보강 아치의 경우에는 아치와 보강거더의 합을 취한다.
- L : 아치의 지간(mm)
- f : 아치의 높이(mm)

α : 표 3.11.1에 나타난 아치의 면내 좌굴계수

γ : 표 3.11.1에 나타난 보정계수

표 3.11.1 면내 좌굴계수 α 및 보정계수 γ

구조형식		f/L		α					γ
				0	0.10	0.15	0.20	0.30	
무보강 아 치	2힌지 아치			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	9
	고정 아치			81.0	76.0	69.5	63.0	48.0	
보강거더에 축방향력이 생기지 않는 2힌지 보강아치	측경간이 없는 경우			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	12
	측경간이 있는 경우	λ	0	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0	
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0	34.5	
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5	30.5	
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5	
			1.0	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0	
			2.0	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5	

여기서,

$$(1) \lambda = \frac{a}{L} (1 + I_A / I_G) \tag{3.11.2}$$

a : 보강거더 측경간의 지간길이(mm)

L : 아치의 지간길이(mm)

I_A : 아치 면내의 휨에 대한 편축 아치부재의 단면2차모멘트의 평균치(mm⁴)

I_G : 편축 보강거더의 단면2차모멘트 평균치(mm⁴)

(2) f/L 및 λ 가 표 3.11.1에 나타난 값의 중간값으로 될 경우에는 α 를 직선적으로 보간하여 계산해도 좋다.

3.11.4 아치의 면외좌굴

- (1) 주구간격이 지간에 비해 작은 아치교에서는 면외좌굴에 대하여 안전항가를 조사하여야 한다.
- (2) 아치교의 면외좌굴은 그림 3.11.1에 나타낸 재하상태에 대하여 조사하는 것을 원칙으로 한다.

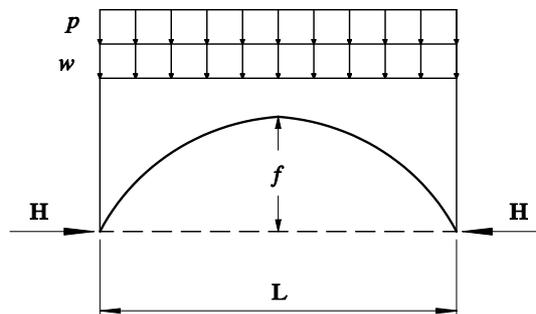


그림 3.11.1 면외좌굴의 조사에 사용되는 재하상태

여기서,

p, w : 주구조에 작용하는 등분포 활하중 및 고정하중

- (3) 아치축선이 연직면내에 있고 대칭포물선을 이루며 부재가 대체적으로 같은 높이의 아치에서 수평브레이싱과 수직브레이싱이 3.10.5의 규정에 준하여 설치되어 있을 경우에는 아치의 면외좌굴 조사는 식 (3.11.3)에 따른다.

$$\frac{H}{A_g} \leq 0.85f_{ca} \tag{3.11.3}$$

여기서,

H : 그림 3.11.1에 나타낸 재하에 의하여 편측 아치부재에 작용하는 축방향력의 수평성분(N)

A_g : 편측 아치부재의 총단면적의 평균값(mm²)

f_{ca} : 편측 아치부재의 L/4점의 3.3.2.1에 규정한 허용축방향압축응력(MPa)

단, 유효좌굴길이(mm) 및 단면2차반지름(mm)은 (4)항에 따른다.

(4) (3)항의 조사에 있어서 유효좌굴길이 l 및 단면2차모멘트 r 은 각각 식 (3.11.4)에 따른다.

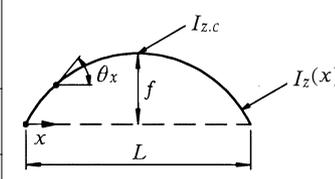
$$\left. \begin{aligned} l &= \phi \beta L \\ r &= \sqrt{\{I_z + A_g (b/2)^2\} / A_g} \end{aligned} \right\} \quad (3.11.4)$$

여기서,

- I_z : 편축 아치부재의 연직축 주위에 대한 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)
- A_g : 편축 아치부재의 총단면적의 평균값(mm²)
- b : 아치축선의 간격(mm)
- β : 표 3.11.2에 표시한 값, 여기서 f/L 의 중간값에 대해서는 직선적으로 보 간한다.

표 3.11.2 β 의 값

단 면	아치높이의 비 f/L	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
	$I_z = \text{일정}$		0.50	0.54	0.65	0.82
$I_z(x) = I_{z,c} / \cos \theta_x$		0.50	0.52	0.59	0.71	0.86



ϕ : 다음에 규정하는 값

$$\left. \begin{aligned} \text{(i) 하로보강아치} \\ \phi &= 1 - 0.35k \\ \text{(ii) 상로보강아치} \\ \phi &= 1 + 0.45k \\ \text{(iii) 중로보강아치} \\ \phi &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.11.5)$$

k : 그림 3.11.1의 재하상태에 있어서 행어 또는 지주가 분담하는 하중을 $(p+w)k$ 로 보고 구해지는 k 의 값. 다만, 상로보강아치에서 아치와 보강거더를 아치크라운부위에서 강결하지 않았을 때는 $k=1$ 로 한다.

3.11.5 아치부재의 설계

아치부재는 축방향력과 휨모멘트를 받는 부재로서 설계하는 것을 원칙으로 한다.

- (1) 휨모멘트와 축방향력을 받는 부재의 설계는 3.4.3에서 정한 규정을 따르는 것으로 한다.
- (2) 3.3.2.1에 규정한 환산 휨모멘트의 계산에 있어서는 부재 단면의 도심 골조선에 대한 편심량 및 부재축선이 곡선을 이루는 경우 서로 인접하는 절점을 잇는 직선과 부재축선과의 간격을 고려하여야 한다. 이 경우 절점의 휨모멘트보다 절점간 중앙점의 휨모멘트가 크다면 큰 것을 환산 휨모멘트로 해도 무방하다. 또한 아치 곡선이 연속 곡선인 경우 서로 인접하는 절점을 잇는 직선과 아치축선과의 절점간 중앙점에 있어서의 간격은 다음 식으로 구한다.

$$e = \frac{f}{n^2} \tag{3.11.6}$$

여기서,

- e : 아치축선과 서로 인접한 절점을 잇는 직선과의 간격(mm)
- f : 아치의 높이(mm)
- n : 절점수

- (3) 3.11.3에 규정된 변위의 영향을 고려할 필요 없이 아치축선이 각 절점간에서 직선을 이루며, 부재 단면에 편심이 없고 부재높이가 절점간격의 1/10 이하이면서 다음의 조건을 충족시키는 경우에는 아치부재를 축방향력만을 받는 부재로 설계해도 좋다. 또한 이 경우의 유효좌굴길이는 절점간길이로 한다.

$$\beta \frac{f_{ca}^A}{f_{ta}} \times \frac{h^G}{h^A} > 1 \tag{3.11.7}$$

여기서,

- h^A : 아치부재의 부재높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
- h^G : 보강 거더의 부재높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
- f_{ca}^A : 3.3.2.1에 의한 아치부재의 허용축방향압축응력의 평균값(MPa)
- f_{ta} : 보강거더의 하부 플랜지의 허용인장응력의 평균값(MPa)

$$\beta : 1.75 \left(0.04 + 0.004 \frac{l}{r} \right) \text{ (보강거더에 축력이 생기는 경우)}$$

$$0.04 + 0.004 \frac{l}{r} \text{ (보강거더에 축력이 생기지 않는 경우)}$$

$$\frac{l}{r} : \text{아치부재의 세장비}$$

3.11.6 극한강도의 검사

3.11.3의 규정에 의하여 변위의 영향을 고려할 경우 고정하중의 1.7배 및 충격을 포함한 활하중의 1.7배에 의해 생기는 응력은 식 (3.11.8)에 나타난 응력 f_u 를 넘어서는 안된다.

$$\begin{aligned} f_u &= 1.7f_{ta} \text{ (인장응력의 경우)} \\ &1.7f_{cal} \text{ (압축응력의 경우)} \end{aligned} \quad (3.11.8)$$

여기서,

f_{ta} : 표 3.3.1에 나타난 허용축방향인장응력(MPa)

f_{cal} : 표 3.4.3, 표 3.4.4 및 표 3.4.6에 나타난 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

3.11.7 행어 또는 지주

행어 또는 지주의 단면력을 계산할 때는 이들 양단에서 아치면내의 변형에 대해서는 편이라고 가정해도 된다. 행어 또는 지주를 보강거더 또는 아치리브에 연결시키는 세부구조의 설계에 있어서는 연결부에 응력집중이나 2차응력의 발생으로 인한 결함이 생기지 않도록 주의하여야 한다.

3.11.8 처 짐

처짐의 허용량은 3.2.3에 의한다. 처짐의 계산에 있어서는 3.11.3에 규정된 활하중에 의해 생기는 골조선 형상의 변화를 무시해도 좋다.

3.12 케이블

3.12.1 적용범위

- (1) 이 절은 사장교, 현수교 및 아치교 등의 교량구조물에 사용하는 강선 또는 강봉으로 구성된 주케이블과 행어에 적용된다.
- (2) 이 절은 주케이블 및 행어를 설계함에 있어 일반적으로 적용할 수 있는 설계사항을 규정한 것으로서 각종 실험과 연구 등의 합리적인 방법으로 상세검토를 시행하는 경우에는 이 절에 규정된 사항을 변경하여 적용할 수 있다.

3.12.2 주케이블 및 행어의 종류

- (1) 주케이블 및 행어의 종류는 다음과 같은 것을 원칙으로 한다.
 - ① 스트랜드 로프
 - ② 록코일 로프(LCR)
 - ③ 평행강선 케이블
 - ④ PS 강연선 케이블
 - ⑤ PS 강봉 케이블
- (2) 스트랜드 로프는 현수교 및 사장교의 주케이블로는 사용할 수 없다.

3.12.3 강선 및 강봉

로프 및 케이블용 강선 및 강봉은 다음의 KS 규격을 따른다.

- (1) 로프 : KS D 3510 경강선, KS D 3559 경강선재, KS D 3514 와이어로프
- (2) 평행강선 케이블 : KS D 3509 피아노선재, KS D 3556 피아노선
- (3) PS 강연선 케이블 : KS D 7002 PC 강선 및 PC 강연선
- (4) PS 강봉 케이블 : KS D 3505 PC 강봉

3.12.4 탄성계수

(1) 설계에 사용하는 로프 및 케이블의 재료적인 탄성계수는 표 3.12.1에 표시된 값을 표준으로 한다.

표 3.12.1 로프 및 케이블의 재료적인 탄성계수

종 류	탄성계수(MPa)
스트랜드 로프	1.3×10^5
록코일 로프(LCR)	1.6×10^5
평행강선 케이블	2.0×10^5
PS 강연선 케이블	2.0×10^5
PS 강봉 케이블	2.0×10^5

(2) 스트랜드 로프 및 록코일 로프는 공장에서 미리 잡아당겨서 가설 도중 늘어나는 것을 사전에 제거한 후 사용하여야 한다.

3.12.5 허용응력

(1) 주케이블 및 행어의 허용응력은 강선 또는 강봉의 인장강도 f_s 에 대해 다음 값으로 규정한다.

- | | |
|------------------|-----------|
| ① 사장교용 주케이블 | $0.45f_s$ |
| ② 현수교용 주케이블 | $0.40f_s$ |
| ③ 행어 - 직선부 | $0.33f_s$ |
| - 곡선부 | $0.25f_s$ |
| ④ 엑스트라도즈드교용 주케이블 | $0.60f_s$ |

(2) 가설시의 주케이블 및 행어의 허용응력은 (1)항에 규정한 허용응력에 증가계수 1.25를 곱한 값으로 한다.

제 3 장 강교

(3) 주케이블과 행어 설계시에는 반드시 교체 및 파단에 의한 영향을 고려하여야 한다. 이때 케이블 또는 행어의 허용응력은 (1)항에 규정한 허용응력에 다음의 증가계수를 곱한 값으로 한다.

- ① 교체시(활하중 부분재하) 1.25
- ② 파단시(활하중 만재하의 1/2) 1.50

3.12.6 피로설계

- (1) 케이블의 피로설계는 트럭하중 또는 풍하중에 대해 검토하여야 한다. 트럭하중 재하시에는 충격계수를 고려하여야 하며 충격계수 결정시 식 (2.1.2)의 L은 케이블에 최대인장응력을 발생시키는 재하길이로 한다. 다만 현수교의 주케이블에는 충격을 고려하지 않는다.
- (2) 케이블의 피로검토시 하중재하에 의한 최대변동응력범위가 표 3.12.2에 표시된 허용피로응력범위 이하가 되도록 설계하여야 한다. 이때 하중반복횟수는 트럭하중 조합시 2백만회, 풍하중 조합시 10만회로 한다.
- (3) 케이블 정착구의 허용피로응력범위는 사용하고자 하는 케이블 정착구에 대해서 국제적으로 공인된 시험기관의 피로시험을 통하여 그 값이 인증되어야 한다.

표 3.12.2 케이블 및 정착구의 허용피로응력범위

케이블 종류	반복횟수	허용피로응력범위(MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • 스트랜드 로프 • 록코일 로프(LCR) (상세범주 'C') 	<ul style="list-style-type: none"> 2×10⁶ 1×10⁵ 	<ul style="list-style-type: none"> 91 250
<ul style="list-style-type: none"> • 평행강선 케이블 (상세범주 'B' + 35MPa) 	<ul style="list-style-type: none"> 2×10⁶ 1×10⁵ 	<ul style="list-style-type: none"> 161 379
<ul style="list-style-type: none"> • PS 강연선 케이블 • 연결부가 없는 PS 강봉 케이블¹⁾ (상세범주 'B') 	<ul style="list-style-type: none"> 2×10⁶ 1×10⁵ 	<ul style="list-style-type: none"> 126 344
<ul style="list-style-type: none"> • 연결부가 있는 PS 강봉 케이블²⁾ (상세범주 'D') 	<ul style="list-style-type: none"> 2×10⁶ 1×10⁵ 	<ul style="list-style-type: none"> 70 196

주 : 1) PS 강봉이 전 길이에 걸쳐 일체로 제작되어 연결부가 없는 경우
 2) PS 강봉의 연결을 위하여 커플러(coupler)를 사용하는 경우

3.12.7 케이블의 진동

- (1) 케이블 또는 행어는 설계단계에서 풍우진동(rain-wind induced vibration)을 포함한 바람에 의한 진동과 주탑이나 주거더의 진동에 의한 지점가진 진동에 대해서 검토하여야 한다.
- (2) 검토결과 케이블의 유해진동 가능성이 예상되는 경우에는 적절한 진동 저감방안을 수립하여 설계에 반영하여야 한다.

3.12.8 온도하중

- (1) 케이블과 주거더 및 주탑에 작용하는 온도변화의 영향은 2.1.12의 규정에 따른다.
- (2) 케이블을 사용하는 구조물에서는 케이블과 주거더 또는 케이블과 주탑의 온도차에 의한 영향을 설계에 고려하여야 하며, 그 값은 케이블의 표면이 흰색이나 밝은 색일 경우에는 8℃, 검정색일 경우에는 22℃를 표준으로 한다.

3.12.9 현수교용 케이블의 구조세목

- (1) 정착

주케이블 및 행어는 소켓에 의하여 정착하는 것을 표준으로 한다. 다만 에어스피닝 공법에 의한 주케이블은 스트랜드슈에 의하여 정착한다.
- (2) 주케이블 및 행어의 곡률반지름
 - ① 주케이블의 절곡점에 설치하는 새들(saddle)의 곡률반지름은 케이블 지름의 8배 이상으로 한다.
 - ② 주케이블이 정착되는 스트랜드슈의 반지름은 강선지름의 50배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.
 - ③ 행어에 곡선부를 설치하는 경우 곡선부의 곡률반지름은 행어지름의 5.5배 이상으로 한다.

제 3 장 강교

(3) 방식

주케이블의 부식방지를 위해서 적절한 방식방안을 고려하여야 하며, 특히 밴드 부분, 새들 부분, 정착 부분에서는 방수에 대하여 특별히 주의하여야 한다.

(4) 케이블 밴드

케이블 밴드는 케이블을 균일하게 조이고, 조이는 힘의 감소가 가능한 한 적은 구조로 하여야 한다. 활동에 대한 안전율은 3.5를 표준으로 한다.

3.12.10 사장교용 케이블의 구조세목

(1) 정착

① 공장에서 조립 제작되는 케이블은 소켓에 의하여 정착하는 것을 표준으로 한다. 다만 현장에서 직접 조립 설치하는 케이블은 정착판에 의하여 정착한다.

② 주케이블의 정착부에는 가설시 또는 완공 후의 장력 또는 솟음(camber) 조정을 위한 별도의 조정장치를 설치하여야 한다.

(2) 방식

① 주케이블의 방식을 위해서 이를 구성하는 개개의 강선 또는 강봉에 대한 방식방안과 주케이블의 표면에 대한 방식방안을 고려하여야 한다.

② 주케이블에는 가급적 복수 이상의 방식방안을 실시하여 완벽한 방식이 되도록 설계하여야 한다.

(3) 진동저감장치

케이블의 진동저감장치로 댐퍼를 설치할 때 설치위치는 케이블의 새그(sag) 변화를 고려하여 충분한 유격(stroke)이 확보되도록 설계되어야 하며 설치 후 현장 검측을 실시하여야 한다.

3.13 강관구조

3.13.1 적용범위

이 절은 강관부재를 사용하는 상부구조 및 강재교각의 설계에 적용하며 부재의 최소두께는 3.4.1.3에 준한다.

3.13.2 강재

강관구조에 사용하는 강재는 다음의 규정에 적합한 것을 표준으로 한다.

- (1) 기성 강관을 사용하는 경우에는 표 3.13.1에 의하는 것으로 한다.

표 3.13.1 기성 강관의 규격과 종류

규격번호 및 명칭	강 종
KS D 3566 일반구조용 탄소강관	STK400
	STK490
	STK500
KS D 3780 철탐용 고장력강 강관	STKT590

- (2) 4종 STK490의 인장강도의 상한치는 시험편을 띠강 또는 강관으로부터 채취했을 경우 620 MPa, 강관으로부터 채취했을 경우 650 MPa로 한다.

제작방법에 따르는 강관의 종류와 그 선정방법은 표 3.13.2에 의한다.

표 3.13.2 강관의 선정

부 재	제조방법에 따르는 분류	강 종
주요부재	아크 용접강관	STK400, STK490, STK500, STKT590
	전기저항 용접강관	
2차부재	아크 용접강관	STK400, STK490, STK500, STKT590
	전기저항 용접강관	
	이음매 없는 강관	STK400
	단접강관	

제 3 장 강교

주요부재로 사용되는 강관의 이음매 부분은 원칙적으로 KS D 0835(맞대기 용접이음의 로울러 구부림 시험방법)에 규정하는 표면 휨시험을 하여 휘어진 부분의 외측에 균열 또는 다른 뚜렷한 결함이 없는 것이 확인되어야 한다. 그러나 축방향의 단면력을 받는 부재로 응력 여유가 있는 경우에는 표면 휨시험을 생략해도 좋다. 휨시험에 쓰이는 시험편의 수는 같은 무리(lot)에 의한 같은 치수의 관 1,250 m 또는 그 단수(端數)마다 1개씩 선택한 관 끝의 용접부에서 채취한 것이다.

- (3) 로울러 구부림법에 의한 제작관에 사용하는 강관은 표 3.13.3에 의한 것으로 한다.

표 3.13.3 관 제작에 사용하는 강관의 종류

규격 번호 및 명칭	강 종
KS K 3503 일반구조용 압연강재	SS400
KS D 3515 용접구조용 압연강재	SM400(A, B, C) SM490(A, B, C) SM490Y(A, B) SM520(B, C) SM570
KS D 3529 용접구조용 내후성 열간압연강재	SMA400A(W,P), SMA400B(W,P), SMA400C(W,P) SMA490A(W,P), SMA490B(W,P), SMA490C(W,P) SMA570(W,P)
KS D 3868 교량구조용 압연강재	HSB500, HSB500L, HSB500W HSB600, HSB600L, HSB600W HSB800, HSB800L

표 3.13.3은 주로 지름 300 mm 이상, 두께 6.9 mm 이상의 강관을 대상으로 한다. 강관은 강관을 로울에 의해 원통형으로 가공한 후에 이음매 부분을 아크용접으로 제작하는 것으로 한다. 강관의 두께에 따르는 강종의 선정방법은 3.2.5의 규정에 의한다.

3.13.3 허용응력

- (1) 강관의 허용축방향인장응력, 허용휨인장응력, 허용축방향압축응력 및 허용휨압축응력은 각각 3.3.2.1 (1), (2), (3)항에 규정한 값으로 하나, 표 3.3.4를 적용할 때에는 각각의 강종에 대한 상한값을 사용해도 좋다. 또한 3.3.2.1 (2), (3) 항 및 3.4.3절을 적용할 때, 국부좌굴에 대한 허용응력 f_{cal} 은 표 3.13.4에 나타낸 값으로 한다. STK400은 SM400에, STK490은 SM490에, STK500은 SM520에 준하는 것으로 한다.

표 3.13.4 국부좌굴에 대한 허용응력

강 종	강관의 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
SS400 SM400 SMA400 STK400	40 이하	140 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 50$ 140 - 0.43 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 50\right)$: $50 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 초과 100 이하	130 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 55$ 130 - 0.42 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 55\right)$: $55 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM490 STK490	40 이하	190 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ 190 - 0.61 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 40\right)$: $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 초과 100 이하	175 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 40$ 175 - 0.55 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 40\right)$: $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM490Y SM520 SMA490 STK500	40 이하	215 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 215 - 0.67 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 초과 75 이하	200 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 200 - 0.64 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 초과 100 이하	195 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$ 195 - 0.63 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM570 SMA570	40 이하	270 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ 270 - 0.83 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	40 초과 75 이하	260 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ 260 - 0.82 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
	75 초과 100 이하	250 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 30$ 250 - 0.81 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 30\right)$: $30 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
STKT590	40 이하	260 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ 260 - 0.82 $\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

제 3 장 강교

표 3.13.4 국부좌굴에 대한 허용응력(계속)

강 종	강관의 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
SM490C-TMC	100 이하	190 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 40$
		$190 - 0.61\left(\frac{R}{\alpha t} - 40\right)$: $40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM520C-TMC	100 이하	215 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 35$
		$215 - 0.67\left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$: $35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
SM570-TMC	100 이하	270 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$
		$270 - 0.83\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
강 종	강관의 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
HSB500	100 이하	230 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 30$
		$230 - 0.70\left(\frac{R}{\alpha t} - 30\right)$: $30 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
HSB600	100 이하	270 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$
		$270 - 0.83\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$
HSB800	80 이하	380 : $\frac{R}{\alpha t} \leq 15$
		$380 - 1.26\left(\frac{R}{\alpha t} - 15\right)$: $15 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

여기서,

R : 강관의 반지름(중심으로부터 연단까지의 거리)(mm)

t : 강관의 판두께(mm)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

f_1 : 휨에 의해 강관에 압축이 발생한 쪽의 합응력(MPa)

다만, 부호는 압축응력을 부(-)로 한다.

f_2 : 휨에 의해 강관에 인장이 발생한 쪽의 합응력(MPa)

다만, 부호는 압축응력을 부(-)로 한다.

(2) 강관의 허용전단응력은 표 3.13.5에 나타낸 값으로 한다.

표 3.13.5 허용전단응력

강 종	강관의 판두께 (mm)	허용전단응력(MPa)	
		보강재를 설치한 경우	보강재를 설치 하지 않는 경우
SS400 SM400 SMA400 STK400	40 이하	$80 - 0.0019 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 125$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $125 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	50
	40 초과 100 이하	$75 - 0.0016 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 130$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $130 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
SM490 STK490	40 이하	$110 - 0.0044 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $95 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	60
	40 초과 100 이하	$100 - 0.0034 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $100 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
SM490Y SM520 SMA490 STK500	40 이하	$125 - 0.0057 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $70 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
	40 초과 75 이하	$115 - 0.0050 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 90$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $90 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
	75 초과 100 이하	$115 - 0.0050 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 90$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $90 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
SM570 SMA570	40 이하	$155 - 0.0106 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 60$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $60 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
	40 초과 75 이하	$150 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 60$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $60 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
	75 초과 100 이하	$145 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 65$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $65 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	
STKT590	40 이하	$150 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 60$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $60 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-

제 3 장 강교

표 3.13.5 허용전단응력(계속)

강 종	강관의 판두께 (mm)	허용전단응력(MPa)	
		보강재를 설치한 경우	보강재를 설치하지 않는 경우
SM490C-TMC	100 이하	$110 - 0.0044 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $95 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
SM520C-TMC	100 이하	$125 - 0.0057 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $70 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
SM570-TMC	100 이하	$155 - 0.0106 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 60$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $60 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
HSB500	100 이하	$135 - 0.0066 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 65$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $65 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
HSB600	100 이하	$155 - 0.0106 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 60$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $60 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-
HSB800	80 이하	$220 - 0.0315 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\left(\frac{R}{t}\right) \leq 50$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $50 < \left(\frac{R}{t}\right) \leq 200$	-

(3) 관이 축방향 압축응력과 전단응력을 동시에 받는 경우에는 식 (3.13.1)에 의하여 검토하는 것으로 한다.

$$\frac{f}{f_a} + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2 \leq 1 \quad (3.13.1)$$

여기서,

f : 수직응력(MPa). 압축응력과 휨압축응력의 합을 취한다.

v : 전단응력(MPa)

f_a : (1)항에 규정한 수직응력에 대한 허용응력(MPa)

v_a : (2)항에 규정한 전단응력에 대한 허용응력(MPa)

3.13.4 보강재

(1) 보강재의 최대간격

강관부재에는 전단 및 비틀림에 의한 좌굴 또는 국부적인 변형을 방지하기 위해 환보강재(環補剛材) 또는 다이아프램을 설치하는 것을 원칙으로 하며, 그 최대간격은 바깥지름의 3배로 한다.

다만, $R/t \leq 30$ 의 범위에 있는 경우에는 보강재를 생략할 수도 있다.

(2) 환보강재의 강도

환보강재의 폭과 두께는 식 (3.13.2)를 만족하여야 한다.

$$\left. \begin{aligned} b &\geq \frac{d}{20} + 70 \\ t &\geq \frac{b}{17} \end{aligned} \right\} \quad (3.13.2)$$

여기서,

b : 환보강재의 폭(mm)

t : 환보강재의 두께(mm)

d : 강관의 바깥지름(mm)

다만, 집중하중이 작용하는 점에 대해서는 3.13.6.5의 규정에 따라야 한다.

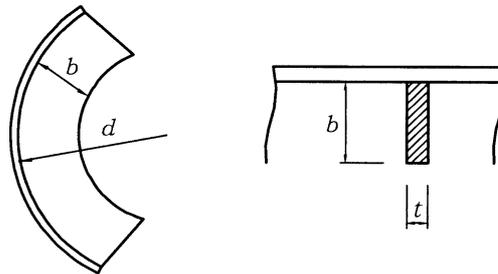


그림 3.13.1 환보강재

3.13.5 강관의 연결

강관과 강관을 축방향으로 연결하는 경우에는 고장력볼트 또는 용접에 의한 직접 연결을 원칙으로 한다. 다만, 2차부재로 부득이한 경우에는 플랜지 연결로 할 수도 있다.

부재축방향이 다르거나 강관과 다른 모양의 단면을 갖는 부재를 연결하는 경우에는 거셋판 연결 또는 가지연결로 한다.

3.13.6 구조세목

3.13.6.1 직접연결

강관의 직접연결에 고장력볼트를 사용하는 경우에, 고장력볼트의 배치는 등방성을 유지하고 응력의 불균등한 전달을 피하기 위하여 원주방향으로 일정하게 해야 하며 선간거리 및 간격을 변화시키지 않는 것을 원칙으로 한다. 그리고 거셋판의 분할은 4개소 이내로 하는 것을 원칙으로 한다.

3.13.6.2 플랜지 연결

플랜지 연결은 2차부재로 사용되는 지름이 작은 강관의 연결수단으로 채택하며, 연결방법은 겹플랜지 연결(그림 3.13.2(b)) 또는 리브가 붙은 플랜지 연결(그림 3.13.2(a))로 한다.

다만, 리브가 없는 플랜지 연결을 적용해서는 안된다.



(a) 리브가 붙은 플랜지 연결 (b) 겹플랜지 연결

그림 3.13.2 플랜지 이음

3.13.6.3 거셋판 연결

(1) 거셋판을 주관의 축방향으로 붙이는 경우에는 관통거셋판으로 하거나 리브를 붙여서 주관을 보강하여야 한다(그림 3.13.3(a), (b)). 다만 수직브레이싱에서처럼 지관에서 힘이 비교적 작고 또한 그것이 주관의 축방향으로 작용하는 경우에는 제한을 받지 않는다.

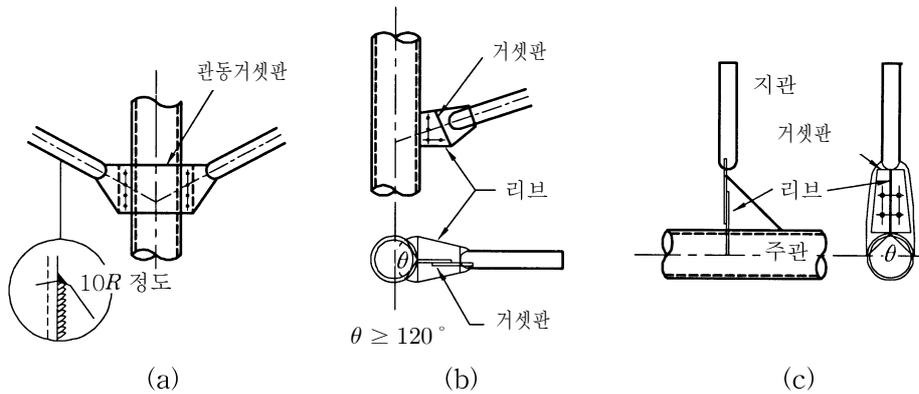


그림 3.13.3 거셋판 연결

(2) 확보장재가 없는 절점에 있어서 관측에 직각방향인 거셋판과 보강리브의 붙임 폭은 강관의 중심각이 120° 이상이 되도록 정하여야 한다(그림 3.13.3(b), (c)). (c)와 같은 경우에는 필요에 따라서 거셋판을 리브로 보강해야 한다. 거셋판의 지관쪽 앞부분은 돌림용 접을 한 후 충분한 끝 다듬질을 하여야 한다(그림 3.13.3(a)).

3.13.6.4 가지연결

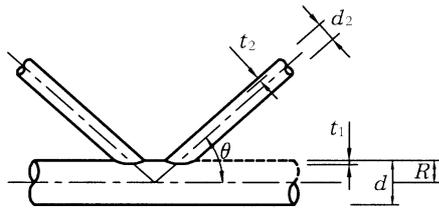
(1) 강관을 가지연결하는 경우에는 다음의 조건을 만족시켜야 한다(그림 3.13.4).

- ① 주관의 두께는 $R/30$ 이상으로 하고, 또 원칙적으로 지관의 두께와 같거나 그 이상이어야 한다.
- ② 지관의 바깥지름은 주관의 바깥지름의 $1/3$ 이상이어야 한다.
- ③ 양관이 이루는 교각은 30° 이상이어야 한다.

(2) 양관의 관측에 편심이 있어서는 안된다. 다만, 지관이 2차부재로서 부득이한 경우에는 지관측으로 $d/4$ 의 범위에서 편심시킬 수 있다(그림 3.13.5).

제 3 장 강교

(3) 지관단부의 절단은 강관자동절단기를 사용한다.

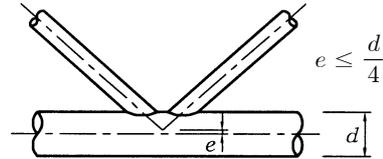


$$(a) t_2 \leq t_1, t_1 \geq \frac{R}{30}$$

$$(b) d_2 \geq \frac{1}{3} d_1$$

$$(c) \theta \geq 30^\circ$$

그림 3.134 가지연결



$$e \leq \frac{d}{4}$$

그림 3.135 편심이 있는 가지연결

3.13.6.5 절점구조

- (1) 이 조항은 아치, 보강아치 등의 주구조부재나 라멘교각의 기둥 등에 지름이 큰 강관을 사용했을 경우, 그 구조물들의 절점부나 받침부에 관하여 규정한다.
- (2) 집중하중이 작용하는 절점부나 받침부에서는 강관의 국부적인 변형을 막기 위하여 환보강재 또는 칸막이를 설치하여 보강하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 보강재는 식 (3.13.3)을 만족할 만큼 충분한 강성을 가진 것이어야 한다.

$$\delta \leq \frac{R}{500} \tag{3.13.3}$$

여기서,

δ : 절점부의 변형량(mm)

R : 강관의 반지름(mm)

(4) 단면2차모멘트가 일정한 환보강재를 사용하는 경우에 절점부의 변형량은 식 (3.13.4)에 의해 구해도 좋다.

① 지지재를 병용하는 경우(그림 3.13.6(a))

$$\delta = 0.007 \frac{PR^3}{EI} \quad (3.13.4(a))$$

② 환보강재만 사용하는 경우(그림 3.13.6(b))

$$\delta = 0.045 \frac{PR^3}{EI} \quad (3.13.4(b))$$

여기서,

P : 작용하중(N)

I : 환보강재의 단면2차모멘트(mm⁴)

E : 종탄성계수(MPa)

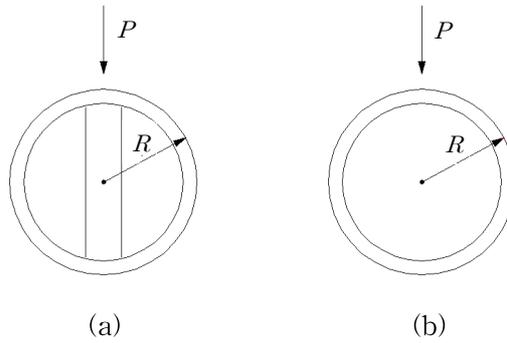


그림 3.13.6 환보강재의 구조

(5) 환보강재의 단면2차모멘트를 계산할 때 강관의 유효폭은 식 (3.13.5)에 의하는 것으로 한다.

$$\lambda = 0.78 \sqrt{R \cdot t} \quad (3.13.5)$$

제 3 장 강교

여기서,

λ : 강관의 유효폭(mm)

t : 강관의 두께(mm)

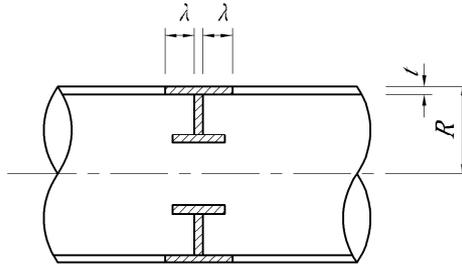


그림 3.13.7 강관의 유효폭

3.13.6.6 단일강관부재

- (1) 강관을 세장비가 큰 행어, 지주 또는 트러스 부재 등에 사용하는 경우에는 바람에 의한 진동을 제한하기 위하여 그 강관의 바깥지름이 식 (3.13.6)을 만족시켜야 한다.
 다만, 특별히 진동에 대한 대책을 고려한 후 그 효과를 풍동시험 등으로 확인한 경우나 또 수평브레이싱처럼 직접 바람의 영향을 받지 않는 부재에 대해서는 예외로 한다.

$$d \geq \frac{l}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \quad \text{단, } d \geq \frac{l}{40} \tag{3.13.6}$$

여기서,

l : 부재의 길이(m) 또는 유효좌굴길이(m)

d : 강관의 바깥지름(m)

t : 강관의 두께(mm)

- (2) (1)조항의 규정에 따라서 설계된 강관부재의 단부를 용접이음하는 경우에는 반드시 전 주용접을 해야 하고 그 방법은 일반적으로 필릿용접으로 하여야 하며, d 가 $l/25$ 이하인 것에 대해서는 그림 3.13.8과 같이 V형 용접으로 하여야 한다.
- (3) 부득이 거šet판이나 리브를 붙일 경우 그 앞부분은 피로강도가 저하되기 쉽기 때문에 3.13.6.3의 규정에 의한 용접을 한 후 매끈하게 다듬질하여야 한다.

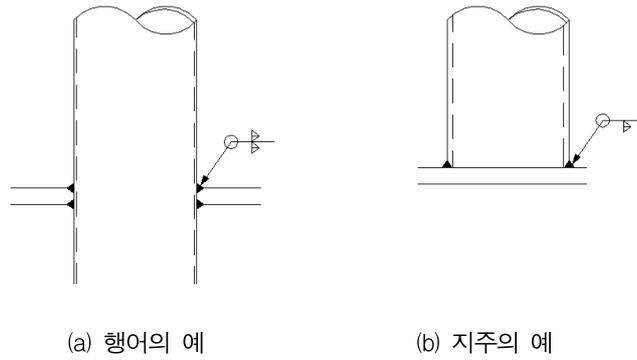


그림 3.13.8 단일 강관부재의 단부의 용접방법($d \leq l/25$)

3.13.6.7 굴곡관의 꺾임각

곡관을 사용하여 부재를 구성하는 경우에는 굴곡부의 국부응력을 검토하여야 한다. 다만, 꺾임각이 식 (3.13.7)을 만족하는 경우에는 직선부재로 설계해도 좋다.

$$\theta \leq 0.04 \frac{d}{L} \tag{3.13.7}$$

여기서,

- θ : 꺾임각(rad)
원호아치의 경우 $\theta = L / R_a$
- d : 강관의 지름(m)
- L : 직선부재의 길이(m)
- R_a : 아치의 곡률반경(m)

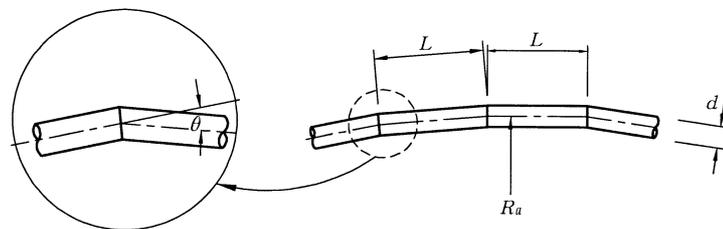


그림 3.13.9 굴곡관

3.14 라멘구조

3.14.1 적용범위

이 절은 라멘구조를 사용한 상부구조 및 교각의 설계에 적용한다.

3.14.2 구조해석의 기본사항

- (1) 구조해석에 이용하는 골조선은 부재중심선으로 하며, 라멘의 계산에 있어서는 각 부재마다 강도를 가정하여 단면력을 계산한다.
- (2) 라멘교각의 활하중은 상부구조의 반력이 라멘의 고려하는 점에 대해서 가장 불리하게 되도록 상부구조에 재하하며, T형교각의 경우에는 상부구조의 활하중에 의한 최대반력을 사용해도 좋다. 이때 상부구조가 라멘교각상에서 연속구조가 아닌 경우 인접하는 두 개의 상부구조에 작용하는 활하중에 의한 지점반력 가운데 고려하는 점에 큰 영향을 주는 쪽을 사용한다.
- (3) 강 라멘교각의 설계에서는 활하중에 의한 충격력을 고려하여야 한다. 풍하중은 2.1.11에 규정된 하부구조에 작용하는 풍하중 결정 기준에 준하며, 기초구조의 회전이나 상대적 이동이 예상될 때 그 영향을 고려한다.

3.14.3 설계일반

3.14.3.1 모서리부 설계

(1) 설계휨모멘트

모서리부에 작용하는 휨모멘트는 그림 3.14.1의 A-A 단면에 대해 M_1 , B-B 단면에 대해 M_2 를 사용하여 단면을 결정하는 것을 원칙으로 한다.

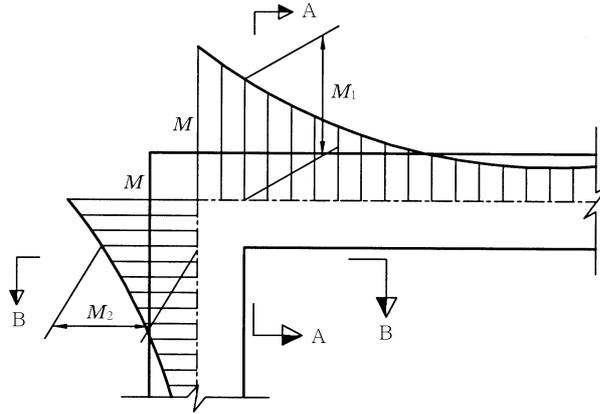


그림 3.14.1 모서리부의 설계힘모멘트

(2) 모서리부 응력의 검토

① 플랜지 단면은 전단지연을 고려한 수직응력에 대하여 설계한다. 또한 수직응력은 플랜지와 복부판이 분담하는 것으로 한다. 다만, 원형단면의 기둥과 상자형 단면의 거더 모서리부는 복부판을 끼워 넣지 않는 것을 원칙으로 하고 수직응력은 플랜지 단면만으로 부담하도록 설계한다.

거더 또는 기둥 플랜지의 수직응력은 그림 3.14.2의 AD 또는 AB부분에서 전단응력의 부호가 바뀌기 때문에 집중하중을 받는 것과 동일한 조건이 되고 전단지연에 의한 응력의 증가를 고려하여 결정해야 한다.

플랜지의 최대수직응력은 휨모멘트와 축력에 의한 수직응력과 전단지연에 의한 수직응력을 합한 값이며 다음의 방법에 의해 구한다.

- 휨모멘트와 축력에 의한 수직응력

$$\begin{aligned}
 f_{o1} &= \frac{M_1}{W_1} - \frac{N_1}{A_1}, & f_{i1} &= -\frac{M_1}{W_1} - \frac{N_1}{A_1} \\
 f_{o2} &= \frac{M_2}{W_2} - \frac{N_2}{A_2}, & f_{i2} &= -\frac{M_2}{W_2} - \frac{N_2}{A_2}
 \end{aligned}
 \tag{3.14.1}$$

제 3 장 강교

- 전단지연에 의한 수직응력

$$\left. \begin{aligned} f_{sl} &= \frac{b}{d} \cdot \frac{F}{A_w} \cdot S_I \\ S &= \frac{A_w}{A_f} \\ S_I &= 7.805 \times \frac{S}{(S+3)^2} \sqrt{\frac{10S+30}{10S+3}} \end{aligned} \right\} \quad (3.14.2)$$

- 플랜지의 최대수직응력

$$f_{f \max} = f_{bc} + f_{sl} \quad (3.14.3)$$

여기서,

M_1, M_2 : 거더 및 기둥에 작용하는 휨모멘트(N · mm)

N_1, N_2 : 거더 및 기둥에 작용하는 축방향력(N)

V_1, V_2 : 거더 및 기둥에 작용하는 전단력(N)

f_{bc} : $f_{o1}, f_{o2}, f_{i1}, f_{i2}$ 의 응력 즉, 거더와 기둥의 외측 및 내측 플랜지의 휨 모멘트 및 축방향력에 의한 응력(MPa)

f_{sl} : AD 및 AB 단면의 전단지연에 의한 플랜지응력(MPa)

$f_{f \max}$: 거더 및 기둥의 플랜지 최대응력(MPa)

A_f : 거더 및 기둥의 플랜지 단면적(상하 동일한 플랜지 전체면적)(mm²)

A_w : 거더 및 기둥의 복부판 단면적(좌우 복부판 전체면적)(mm²)

S_I : S 에 대한 값으로 식 (3.14.3) 또는 그림 3.14.3로 부터 구한다.

b : 복부판 중심간격(mm)

d : 거더 및 기둥의 플랜지 중심간격(mm)

F : 플랜지의 집중력(그림 3.14.2)으로 거더의 전단지연응력은 기둥의 것을, 기둥의 전단지연응력은 거더의 것을 사용한다.

$$F_{o1} = \frac{M_1}{d_1} - \frac{N_1}{2}, \quad F_{i1} = \frac{M_1}{d_1} + \frac{N_1}{2}, \quad F_{o2} = \frac{M_2}{d_2} - \frac{N_2}{2}, \quad F_{i2} = \frac{M_2}{d_2} + \frac{N_2}{2}$$

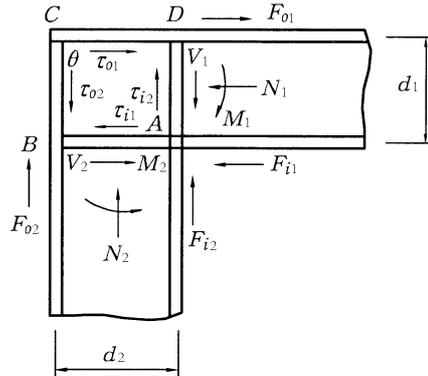


그림 3.14.2 모서리부에 작용하는 외력

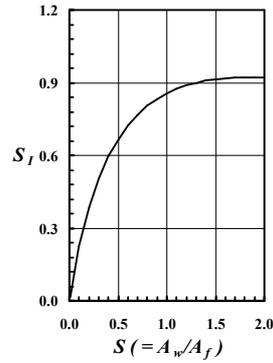
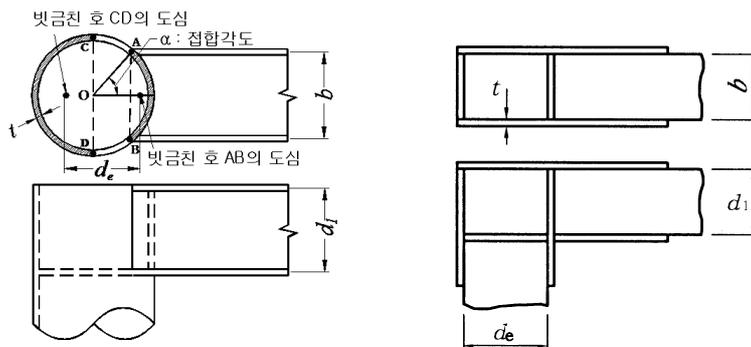


그림 3.14.3 전단지연의 추정도

② 원형단면의 기둥과 박스형단면 거더로 구성된 모서리부에서 거더 플랜지의 전단지연에 의한 응력은 원형기둥을, 그림 3.14.4(a)의 개념을 이용하여 그림 3.14.4(b)에 나타난 것과 같은 박스형단면으로 환산하며 식 (3.14.2)에 의해 계산한다.



(a) 실제 단면($d_e = \frac{2R}{\pi} + \frac{R \sin(\alpha)}{\alpha}$)

(b) 환산 단면

그림 3.14.4 원형기둥의 모서리부

③ 복부판의 관두께는 전단응력에 의해 결정되며, 허용전단응력 v_a 이하가 되어야 한다. 이때 복부판의 전단응력은 작용전단응력을 기준으로 한다.

제 3 장 강교

(3) 다이어프램

① 박스형단면 모서리부의 다이어프램에는 모서리부의 플랜지와 동일한 두께의 판을 사용한다.

모서리부의 다이어프램에 맨홀을 설치할 경우 단면의 중앙 부근에 설치하는 것을 원칙으로 하고 단면손실분을 리브로 보강한다. 이 리브와 다이어프램의 필릿용접은 응력을 전달할 수 있을 만큼 충분한 크기를 취하여야 한다.

② 원형단면 모서리부의 다이어프램 규격은 응력검토결과에 따라 정하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 다음의 경우에는 다이어프램의 응력계산을 생략해도 좋으며, 이때 재질은 거더 플랜지의 재질과 동일한 것으로 한다.

(가) $R \leq 1,500 \text{ mm}$

(나) $t_f \leq 25 \text{ mm}$

(다) $r \leq \frac{R}{2}$

(라) $t_{dw} \geq t_f$ 또는 $t_{dw} = \frac{b_{dw}}{17}$

(마) $t_{df}b_d \geq 250t_f$

여기서,

R : 원형기둥의 반경(mm)

r : 맨홀의 반경(mm)

t_f : 거더의 플랜지 두께(mm)

t_{dw} : 다이어프램의 복부판 두께(mm)

t_{df} : 다이어프램의 플랜지 두께(mm)

b_d : 다이어프램의 플랜지 폭(mm)

b_{dw} : 다이어프램의 복부판 높이(mm)

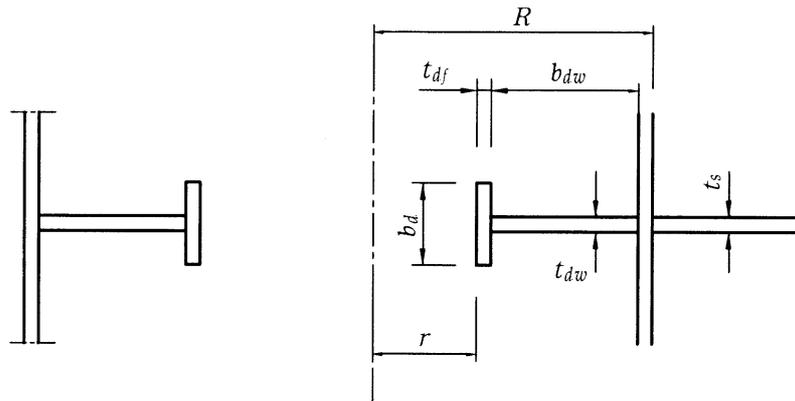


그림 3.14.5 원형기둥의 다이어그램

3.14.3.2 기둥 기초부의 설계

(1) 설계 기본방침

교각 기둥기초부의 설계에 있어서 베이스플레이트 하면의 콘크리트는 압축력에 저항하고, 인장력에 대해서는 앵커볼트 및 앵커프레임이 저항하는 것으로 한다.

(2) 베이스부의 설계

- ① 앵커볼트의 인장응력 및 콘크리트의 압축응력은 합성단면의 중립축 위치를 고려하여 계산하며, 원형단면의 경우는 속빈 원형단면의 콘크리트 부재의 설계계산식을 이용하여 구하는 것을 원칙으로 한다.
- ② 기둥기초부에 작용하는 수평력은 앵커볼트가 저항하는 것으로 하며, 그 전단력은 모든 앵커볼트에 균등하게 분포하는 것으로 한다.
- ③ 베이스플레이트의 두께 결정
베이스플레이트의 설계는 특별히 엄밀한 해석을 행하지 않을 경우에는 다음식에 의해 구하는 것으로 한다.

제 3 장 강교

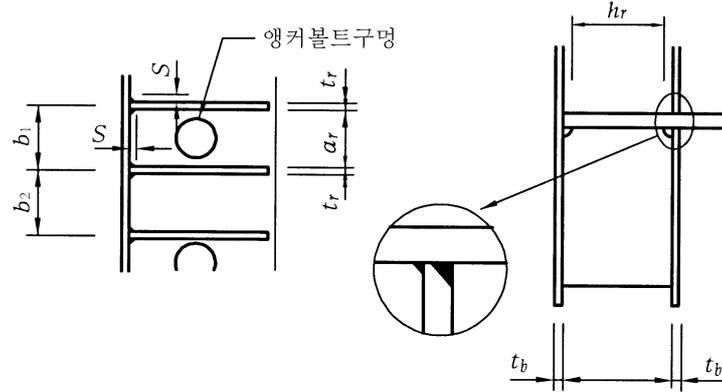


그림 3.14.6 리브의 설치

$$m = k\beta p a_r^2 \quad (3.14.4)$$

여기서,

m : 베이스플레이트가 받는 휨모멘트(N-mm/mm)

k : 계수

앵커볼트 구멍이 있는 구획 $k = 1.7$

앵커볼트 구멍이 없는 구획 $k = 1.0$

p : 베이스플레이트에 작용하는 최대등분포압축력(MPa)

a_r : 리브의 내측간격

β : 계수(표 3.14.1)

$$t_b > \sqrt{\frac{6m}{f_{sa}}} \quad (3.14.5)$$

여기서,

t_b : 베이스플레이트의 판두께(mm) ≥ 25 mm

또한 앞 식에 의해 결정되는 판두께에 대해서는 전단응력에 대한 검토를 해야 한다. 베이스플레이트에 작용하는 전단력(q)는

$$q = k\alpha p a_r \quad (3.14.6)$$

여기서,

α : 계수(표 3.14.2)

표 3.14.1 휨에 대한 계수(β)

b/a	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5 이상
β	0.0728	0.0764	0.0793	0.0817	0.0834	0.0847	0.0823

표 3.14.2 전단력에 대한 계수(α)

b/a	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5 이상
α	0.750	0.717	0.685	0.656	0.628	0.570	0.527

- ④ 상하 베이스플레이트 사이에는 리브를 설치하며, 리브의 판두께는 앵커볼트로부터의 압축력, 전단력 그리고 편심에 의한 휨모멘트를 검토하여 결정한다.

(3) 앵커프레임의 설계

- ① 앵커프레임은 베이스부로부터 작용하는 힘을 확실하게 기초콘크리트에 전달할 수 있도록 설계하여야 한다.
- ② 앵커빔에는 앵커볼트 위치를 지점으로 한 연속 거더로서의 응력이 작용하고 앵커빔의 상부플랜지에는 콘크리트의 지압에 의한 판으로서의 응력이 작용하는 것으로 가정한다.
- ③ 앵커빔에 작용하는 볼트축력은 복부판과 다이아프램의 지압에 의해 받는 것으로 한다. 이때 다이아프램의 간격은 너트의 마주보는 면 사이의 거리 중 작은 것을 표준으로 한다.
- ④ 플랜지 판두께

(가) 판구조에 대한 계산

그림 3.14.7에 있어서 콘크리트의 지압을 검토할 경우, ㉠부분은 4변고정으로 ㉡부분은 3변고정, 1변자유인 판으로 보고 응력검토를 한다.

제 3 장 강교

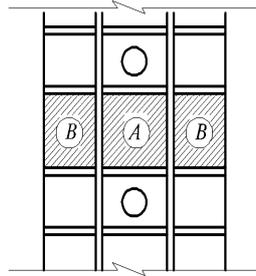


그림 3.14.7 판구조

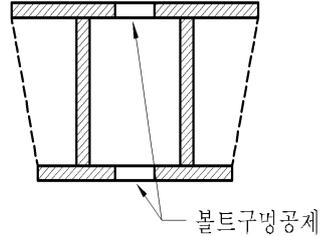


그림 3.14.8 거더구조

(나) 거더의 휨에 대한 계산

콘크리트의 지압에 대해서 볼트위치를 지점으로 고려하여 거더의 휨모멘트를 계산하고 그에 따른 앵커빔 단면의 휨에 대하여 응력을 검토한다. 이때 그림 3.14.8에서와 같이 볼트구멍을 공제한 사선부분의 단면만을 고려한다.

(다) 합응력

콘크리트의 지압을 받는 플랜지의 판두께는 (가)항과 (나)항에서 계산한 응력의 합으로 검토하여 판두께를 결정한다.

⑤ 전단저항면

인장력을 받는 앵커볼트군의 인발력에 대해서는 콘크리트의 전단저항면을 고려해야 한다. 이때 콘크리트의 허용전단응력은 주하중에 대해서 $v_a = 0.5 \text{ MPa}$ 로 한다.

3.14.3.3 부재

(1) 거더 및 기둥

- ① 부재의 판두께 변화는 그림 3.14.9에서 보는 바와 같이 화살표(⇔) 방향으로 변화를 주는 것을 원칙으로 한다. 거더 및 기둥의 단면변화수는 설계조건에 따라 변경할 수 있다. 이 단면수는 거더의 경우 거더의 전장, 기둥의 경우 각 기둥의 층별 높이에 적용한다. 또한 모서리부 단면은 이에 포함하는 것으로 한다.

단면이 변할 때 인접하는 단면의 판두께 차이는 최대 12mm를 기준으로 하며, 모서리부로부터 일반 단면으로 이동하는 곳은 부득이한 경우 최대 20mm까지 허용해도 좋다.

- ② 모서리부 단면으로부터 일반부 단면으로 이동하는 위치는 상자형단면의 경우 모서리부로부터 거더의 복부판 간격의 1/2 이상, 원형단면의 경우 외경의 1/2 이상 떨어진 지점으로 한다(그림 3.14.10 참조).
- ③ 기둥부재로 원형단면을 사용하는 경우 기둥의 외경은 1,000mm 이상으로 하는 것을 원칙으로 한다.

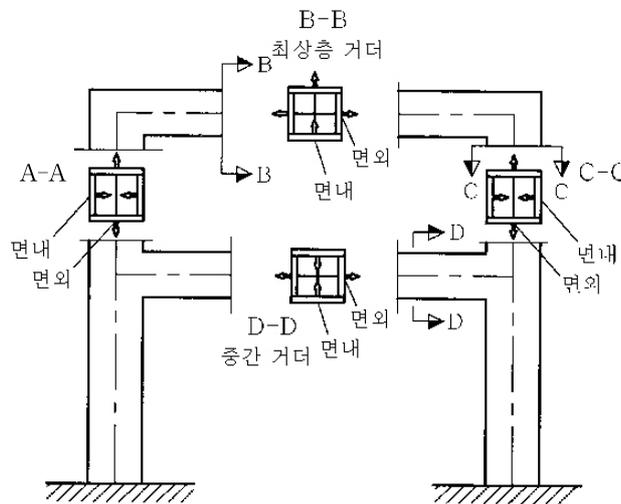
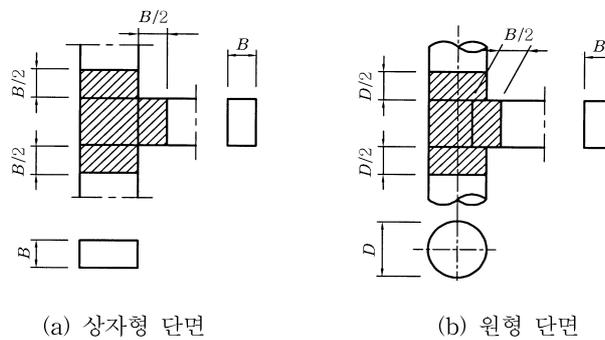


그림 3.14.9 판두께 변화의 방향



(a) 상자형 단면

(b) 원형 단면

그림 3.14.10 모서리부 범위

제 3 장 강교

(2) 베이스부

- ① 베이스플레이트의 두께는 25 mm 이상이어야 한다.
- ② 와셔의 두께는 22 mm를 표준으로 한다.
- ③ 앵커볼트의 지름은 50 mm 이상이어야 한다.
- ④ 와셔의 지름은 앵커볼트 지름의 2배 정도로 한다.
- ⑤ 기둥의 외측 연단과 앵커볼트 중심까지의 거리는 200 mm 이상으로 한다.

(3) 앵커프레임

앵커프레임과 베이스부 사이에는 설치시 높이 조정이 가능하도록 최소로 필요한 범위내로 적절한 높이조절용 장치를 설치하는 것을 고려하여야 한다.

(4) 다이아프램

- ① 상부구조 교량받침부에는 상부반력을 전달하기에 충분한 강성을 갖는 다이아프램을 설치하는 것으로 한다.
- ② 교량받침부 이외의 일반부에 있어서는 5 m 이내의 간격으로 중간다이아프램을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 원형 단면 기둥의 경우 외경의 3배 이내로 설치한다.
- ③ 원형단면 모서리부의 다이아프램은 그림 3.14.5와 같이 하는 것을 표준으로 한다.
(가) 다이아프램의 맨홀 지름은 원형단면 기둥외경의 1/2을 표준으로 한다.
(나) 다이아프램의 내측(맨홀측)에는 플랜지를 설치하고 다이아프램의 판두께 t_d 는 플랜지 두께 t_f 이상으로 한다.

(5) 종리브

- ① 상자형단면의 플랜지 또는 복부판에는 좌굴방지를 위한 종리브를 설치한다.
- ② 기둥단면에 사용하는 종리브의 재질은 플랜지 또는 복부판과 동일한 것으로 한다.
- ③ 상자형단면의 폭 또는 높이가 1,500 mm 이하인 경우 종리브는 단면결정시 고려하지 않는 것이 좋다. 또한 이 경우 종리브는 연결하지 않는 것이 좋다. 다만, 이음부에 있어서는 판의 국부좌굴에 대해 특별히 주의를 해야 한다.

3.14.3.4 허용응력의 증가

라멘구조부의 허용응력증가는 3.3.1의 규정에 따른다.

3.14.4 구조세목

3.14.4.1 맨 홀

맨홀은 내부에 우수가 침투되지 않는 구조로 하고 강도 및 외관상 큰 지장이 없는 곳에 설치하도록 한다.

맨홀의 위치는 기둥의 경우 지상으로부터 2m 이상인 위치에, 거더의 경우는 거더의 선단 혹은 상부 플랜지의 단면이 여유가 있는 위치에 설치하는 것이 좋다. 맨홀의 최소치수는 400 mm × 600 mm로 한다.

3.14.4.2 교량받침의 설치

강재 교각상에 설치하는 교량받침은 용접에 의해 연결하는 것을 원칙으로 한다.

(1) 교량받침의 용접은 거더의 상부플랜지와 교량받침 사이의 높이에 따라 다음과 같이 적용한다.

- ① $H < 130$ 인 경우 판받침 사용
- ② $H > 130$ 인 경우 상자형받침 사용

다만, 용접목두께가 12 mm를 초과하는 등 부득이한 경우에는 볼트로 연결한다.

(2) 상향력이 작용하는 교량받침부의 용접은 안전성이 확보되도록 충분히 검토하여야 한다.

3.14.5 라멘의 전체좌굴

3.14.5.1 라멘의 유효좌굴길이

라멘기둥의 유효좌굴길이 l 은 특별히 엄밀한 계산을 하지 않을 때는 표 3.14.3에 따른다.

제 3 장 강교

표 3.14.3 라멘기둥의 유효좌굴길이

부 재		좌굴형식	면 내 좌 굴
1층의 기둥 (그림 3.14.11①-⑥)	하단고정	$l = 1.5h$ $k \leq 5$ $= \{1.5 + 0.04(k-5)\} \cdot h, \quad 5 < k \leq 10$	
	하단힌지	$l = 3.5h$ $k \leq 5$ $= \{3.5 + 0.2(k-5)\} \cdot h, \quad 5 < k \leq 10$	
2층 이상의 기둥 (그림 3.14.11⑦-⑧)		$l = 1.9h$ $k \leq 5$ $= \{1.9 + 0.14(k-5)\} \cdot h, \quad 5 < k \leq 10$	
외다리 기둥(그림 3.14.11⑨)		$l = 2.0h$	
2층 이상의 외다리 기둥(그림 3.14.11⑩)		$l = 2.2h$	

여기서,

$$k = \frac{I_C / h}{I_B / L}$$

I_C : 기둥의 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)

h : 그림 3.14.11에 표시된 것 같은 각 층의 라멘기둥 높이

I_B : 거더의 단면2차모멘트의 평균값(mm⁴)

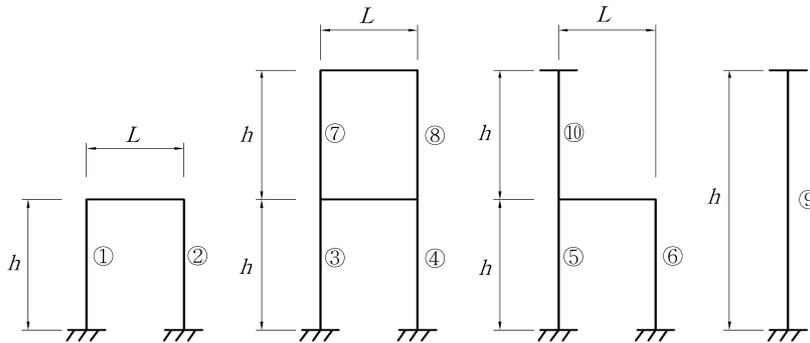


그림 3.14.11 라멘의 부재길이

3.14.5.2 축방향압축력과 휨모멘트가 작용하는 라멘부재

축방향압축력과 휨모멘트가 함께 작용하는 라멘부재의 좌굴에 대한 검토는 3.4.3의 규정을 따른다. 이 경우 허용압축응력 f_{ca} 는 표 3.14.3에 표시한 유효좌굴길이 l 을 사용하여 3.3.2의 규정에 따라 구한다. 그러나 특수한 구조형식의 라멘이나 단면이 현저하게 변화하는 경우에 대해서는 별도로 엄밀한 검토를 해야 한다.

3.14.6 합성응력의 검사

수직응력과 전단응력이 각각 허용응력의 45% 이상인 경우, 강재교각의 경우는 식 (3.14.7), 앵커프레임이나 베이스플레이트와 같은 기둥기초부의 경우는 식 (3.14.8)에 의해 검토하여야 한다.

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (3.14.7)$$

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.14.8)$$

$$f_b \leq f_a, v_b \leq v_a$$

여기서,

f_b : 휨응력(MPa)

v_b : 전단응력(MPa)

f_a, v_a : 3.3.2.1에서의 허용 인장 및 전단 응력(MPa)

3.14.7 라멘교의 처짐

라멘교의 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 최대처짐은 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\delta \leq L/500 \quad (3.14.9)$$

여기서,

δ : 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 최대처짐(mm)

L : 지간(mm)(그림 3.14.12 참조)

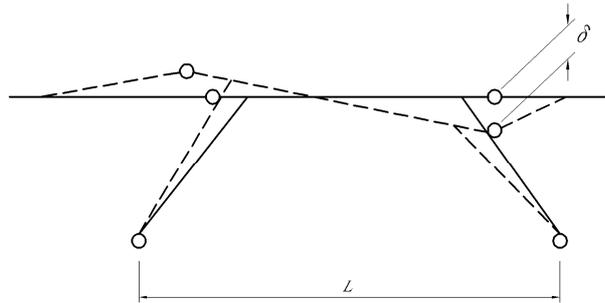


그림 3.14.12 라멘교의 처짐

3.14.8 라멘교각의 처짐

주거더를 라멘교각으로 받칠 경우 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 라멘교각의 최대 처짐은 다음 식을 만족하여야 한다.

$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ 또는 } (\delta_2 + \delta_3) \text{ 중 큰 쪽} \leq (L_1 + L_2 + L_3)/500 \quad (3.14.10)$$

그림 3.14.13(a)의 경우

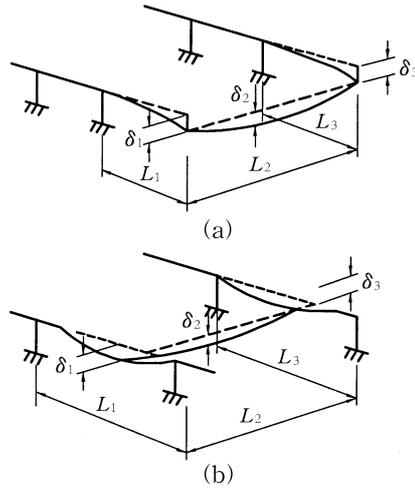
$$\delta_1 \leq L_1/300 \quad (3.14.11)$$

$$\delta_3 \leq L_3/300 \quad (3.14.12)$$

그림 3.14.13(b)의 경우

$$\delta_1 \leq L_1/500 \quad (3.14.13)$$

$$\delta_3 \leq L_3/500 \quad (3.14.14)$$



(δ_1, δ_3 : 라멘 가로보의 주거더 위치에서의 처짐)
 δ_2 : 주거더의 처짐

그림 3.14.13 라멘교각의 처짐

또한 앞의 식을 만족하는 경우라도 상부구조의 응력이 δ_1 또는 δ_3 에 의해 무시할 수 없을 정도로 영향을 받는다고 생각될 경우에는 주거더를 탄성반침상의 보로 보고 해석해야 한다.

3.14.9 π 형 라멘교의 수평변위의 영향

π 형 라멘교의 신축장치, 교량반침 등의 설계에 있어서는 활하중(충격을 포함)에 의한 수평변위의 영향을 고려하여야 한다.

3.14.10 방식

흙 속 또는 수중에 있는 라멘구조의 기둥 부분은 피복콘크리트, 방식판, 방식도장 등으로 보호하여야 한다. 또한 폐합단면인 경우에는 내부에 물이 고이지 않도록 물빼기 등의 구조세목에 주의하여야 한다.

제4장 콘크리트교

제 4 장 콘크리트교

4.1 일반사항

4.1.1 적용범위

이 장은 지간이 200m 이하인 보통골재를 사용한 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교의 상부구조에 주로 적용한다. 다만 기둥부재의 설계 규정으로부터 라멘교의 교각 등 상부구조와 하부구조의 구별이 명확하지 않은 부재의 설계에도 적용할 수 있다.

4.1.2 용어의 정의

- (1) 가로보(cross beam) : 주거더에 직각 또는 경사 방향으로 설치되는 보이며, 교량의 바닥에서 주거더에 대하여 가로방향으로 설치된 보, 혹은 다주형 박스거더에서 박스간의 원활한 횡분배를 위하여 설치하는 횡방향 보
- (2) 갈고리 : 철근의 정착 또는 겹침이음을 위하여 철근 끝의 구부린 부분. 180° 표준갈고리, 90° 표준갈고리 및 135° 표준 갈고리가 있음
- (3) 강재 : 콘크리트 구조물에 쓰이는 철근 및 PS강재
- (4) 강재의 인장강도 : 한국산업규격(KS)에 규정되어 있는 인장강도의 최소값. PS강선 및 PS강연선에서는 인장하중의 최소값
- (5) 강재의 항복점 : 한국산업규격(KS)에 규정되어 있는 강재의 항복점 또는 내력의 최소값. PS강선 및 PS강연선에서는 0.2% 영구늘임에 대한 하중의 최소값
- (6) 격벽 : 단면 형상을 유지시키기 위하여 거더에 배치하는 횡방향 보강재, 다이아프램, 단일 박스 또는 다중 박스거더의 받침점부나 경간 내에 비틀림 등에 저항하기 위하여 설치하는 칸막이 벽
- (7) 격자이론 : 주거더 사이에 가로보를 넣어 주거더와 가로보의 결합에 의한 격자구조로 가정하여 격점의 처짐과 비틀림각의 관계에서 격점력을 찾아내는 이론 해석방법

제 4 장 콘크리트교

- (8) 경험적 설계법 : 윤하중이 작용할 때 바닥판에 발생하는 아치 효과와 반복하중에 대한 바닥판의 피로수명을 토대로 바닥판의 두께 및 철근량을 산정하는 설계법
- (9) 계수하중 : 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용되는 하중으로서 사용하중에 하중계수를 곱한 하중
- (10) 공칭강도 : 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도를 말하며, 강도감소계수를 적용하기 이전의 강도
- (11) 국소구역(local zone) : 정착장치 주위 및 바로 앞 콘크리트 부분으로 높은 국부 지압응력을 받는 부분
- (12) 긴장력(jacking force) : 긴장재에 인장력을 도입하는 장치에 의해 발휘되는 일시적인 힘
- (13) 긴장재(tendon) : 콘크리트에 프리스트레스를 가하는데 사용되는 강선, 강연선, 강봉 또는 이들의 다발
- (14) 단면력 : 부재의 가상절단면에 작용하는 내력의 총칭. 단면력은 그 효과에 따라 축력, 전단력, 휨모멘트 및 비틀림 모멘트로 분류됨
- (15) 단부 거리(edge distance) : 정착장치 중심에서 콘크리트 부재 연단까지의 거리
- (16) 단블록(end block) : 정착부 응력을 감소시키기 위하여 부재의 단부를 확대하는 것
- (17) 단순판 : 마주보는 두 개의 받침선 또는 지지보에 의해 단순 지지된 바닥판
- (18) 단정착(end anchorage) : 보강재의 응력이 0이 되는 받침점을 넘어 연장되는 보강재 또는 이와 유사한 것의 길이
- (19) 덕트 : 포스트텐션 방식의 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 PS강재를 배치하기 위하여 콘크리트 내부에 형성하는 구멍
- (20) 도입길이(transfer length) : 프리텐션 부재에서 부착에 의해 콘크리트에 프리스트레스 힘을 전달하는데 필요한 길이
- (21) 레디믹스트 콘크리트 : 정비된 콘크리트 제조설비를 갖춘 공장에서 생산되어 굳지 않은 상태로 운반차에 의하여 구입자에게 공급되는 굳지 않은 콘크리트
- (22) 루프철근 : 바닥판의 연속성을 확보하기 위하여 프리캐스트 바닥판의 상하부에서 외측면 바깥으로 휘어져 나와 연속된 철근 또는 시스템

- (23) 묻힘길이 : 위험단면을 넘어 더 연장하여 묻어 넣은 철근길이
- (24) 마찰 : 프리스트레싱 동안 접촉하게 되는 긴장재와 덕트 사이의 표면 저항. 곡률마찰과 파상마찰이 있음
- (25) 바닥판 : 포장면의 유무에 상관없이 윤하중을 직접적으로 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 판부재
- (26) 받침선 : 인접한 받침들의 중심을 지나는 선
- (27) 방향변환력(deviation force) : 긴장재의 곡률 또는 방향 변경에 의해 곡선부 또는 방향 변경부에 작용하게 되는 힘
- (28) 방향변환블록(deviation saddle) : 거더단면 내외측에 외부 PS강재(external tendon)의 방향변환을 위하여 복부, 플랜지, 복부-플랜지 연결부에 두는 블록
- (29) 배력철근 : 바닥판에 작용하는 윤하중을 분포시키거나 균열을 제어하기 위해서 정모멘트가 발생하는 바닥판의 하부에 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치하는 철근
- (30) 배합강도 : 콘크리트의 배합을 정하는 경우에 목표로 하는 압축강도
- (31) 변장비 : 4변 지지 슬래브에서 짧은 변 길이에 대한 긴 변 길이의 비. 변장비가 2를 넘는 바닥판을 일방향 바닥판이라 가정함
- (32) 보호피복두께층 : 구조적 바닥판을 마모 또는 염해 등에 의한 환경적 영향으로부터 보호하기 위한 구조적 마모층 또는 방수층을 포함하는 덧씌움층
- (33) 부의 휨모멘트 : 바닥판 및 부재의 상측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- (34) 부착된 긴장재(bonded tendon) : 직접 또는 그라우팅을 통해 콘크리트에 부착되는 긴장재
- (35) 부철근 : 부의 휨모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근
- (36) 브래킷 또는 내민보(코벨) : 집중하중이나 보의 반력을 지지하기 위하여 기둥면 또는 벽체면으로부터 나와 있는 짧은 캔틸레버 부재
- (37) 비틀림 강성 : 강성 한도 내에서 비틀림모멘트 M_t 를 단위길이당의 비틀림각 θ 로 나눈 값으로 단면의 형상, 재료의 전단탄성계수에 의하여 결정되는 량. 비틀림계수, 비틀림 강성계수라고도 함

제 4 장 콘크리트교

- (38) 사각 : 받침선 또는 반력선과 교축에 수직한 직선 사이의 각
- (39) 사교 : 사각이 0도가 아닌 교량. 직교의 상대어
- (40) 사용하중 : 고정하중 및 활하중과 같이 이 기준에서 규정하는 각종 하중 그 자체. 작용하중이라고도 함
- (41) 사용 프리스트레스 힘(unfactored prestressing force) : 프리스트레싱에 의해 부재 단면에 작용하는 힘으로서 하중계수를 곱하지 않은 것
- (42) 사인장철근 : 휨응력과 전단응력과의 합성에 의해 부재축에 경사지게 발생하는 인장응력에 대하여 배근하는 철근으로 전단철근이라고도 함. 특히 거더에 배근하는 사인장철근을 복부철근이라고도 하며, 사인장철근에는 스테럽 및 굽힘철근이 있음
- (43) 상부플랜지 돌출폭 : 지지보의 복부 전면에서 상부플랜지 끝단까지의 거리
- (44) 설계강도 : 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 강도
- (45) 설계기준강도 : 콘크리트 구조물의 설계에서 기준이 되는 콘크리트의 압축강도. 콘크리트의 강도 및 품질을 나타내는 것으로서 원주형공시체의 채령 28일 압축강도를 기준으로 함
- (46) 설계하중 : 부재를 설계할 때 적용하는 하중으로서 허용응력설계법에서 사용하중을, 강도설계법에서 계수하중을 각각 의미함
- (47) 소요강도 : 2.2.3.2의 하중조합에 따른 계수하중을 저항하는데 필요한 부재 또는 단면의 강도 또는 이와 관련된 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등으로 나타낸 설계단면력
- (48) 순경간 : 지지 구조부재들 간의 면과 면사이의 거리
- (49) 쉬스(sheath) : 덕트를 형성하기 위한 관
- (50) 아치 효과(arching effect) : 윤택중이 주로 바닥판에 형성된 압축 스트럿에 의해 전달되는 구조적 현상
- (51) 압출용 받침(launching bearing) : 압출공법에 사용되는 마찰이 작은 임시가설용 받침
- (52) 연속성 : 바닥판에서 비구조적 요소들의 도움 없이 유지되는 구조적인 연속성과 방수능력

- (53) 연속판 : 세 개 이상의 지지보에 의해 지지된 연속 바닥판
- (54) 영구거푸집 : 공사가 끝난 후에도 현장에 남아있는 영구적인 프리캐스트 콘크리트 패널
- (55) 읍셋 굽힘철근 : 기둥연결부에서 단면치수가 변하는 경우에 배치되는 구부린 주철근
- (56) 유한대판법(보이론 해석방법) : 슬래브의 구조해석방법 중의 일종으로 슬래브를 단위 대판(strip)으로 모델링하여 보이론으로 해석하는 방법
- (57) 유한요소법 : 연속체 문제의 해법에 있어서 연속체를 유한 크기의 요소로 분할하고 각각의 요소에 대하여 응력과 변형의 관계를 적용하면서 이들을 전체 연속체에 대하여 적분하여 해석하는 방법
- (58) 유효계수 : PS강재의 유효인장력을 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하고 있는 초기인장력으로 나눈 값
- (59) 유효깊이 : 휨모멘트가 작용하는 부재단면에서 콘크리트의 압축연단에서 인장강재의 도심까지의 거리
- (60) 유효인장력 : 프리스트레싱을 준 후 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS강재의 릴랙세이션 등의 영향으로 프리스트레스 손실이 완전히 끝났을 때에 PS강재에 작용하고 있는 인장력
- (61) 유효지간 : 4.7.3절에 정의된 바닥판의 설계 지간
- (62) 유효폭 : T형보의 플랜지 등에서 유효하게 작용한다고 보는 플랜지 등의 폭
- (63) 유효 프리스트레스 : 프리스트레싱에 의한 콘크리트 내 응력 중 자중과 외력에 의한 영향을 제외하고 계산된 모든 응력 손실량을 뺀 나머지 응력 또는 자중과 외력의 영향을 제외하고 모든 손실이 발생한 후에 PS강재 내에 남아있는 응력
- (64) 윗하중 : 하나의 차륜에 작용하는 하중으로서 규정된 설계 축하중의 1/2
- (65) 일반구역(general zone) : 집중된 프리스트레스 힘이 부재 단면상에 선형에 가까운 응력 분포로 확산되는 구역, 또는 거더의 단부로부터 거더높이(h)만큼 떨어진 위치 사이의 정착부 앞 구역을 의미하고, 부재의 단부가 아닌 보의 중간위치에 정착부가 있는 경우에는 정착장치 전방으로 거더높이 만큼 떨어진 구역

제 4 장 콘크리트교

- (66) 일반 파열력(general bursting forces) : 단면에 정착된 모든 PS강재에 의해 생기는 파열력으로서 콘크리트 부재의 치수와 정착된 전 프리스트레싱 힘(total pre-stressing)의 크기, 방향, 위치에 따라 좌우되는 힘
- (67) 전단 연결재 : 접촉면에 수직과 수평 방향의 상대적인 운동을 방지하기 위한 역학적 장치
- (68) 전단지연(shear lag) : 단면상에 휨응력이 불균일하게 분포하는 현상
- (69) 전단키 : 부재들 사이의 전단 연속성을 제공하려는 의도로 만들어진 그라우트로 채워진 프리캐스트 부재의 측면에 미리 형성된 구멍 또는 프리캐스트 부재 표면에 움푹 파인 곳과 돌출부의 시스템
- (70) 접속장치(coupler) : 긴장재와 긴장재 또는 정착장치와 정착장치를 접속하여 프리스트레스 힘이 전달되도록 하는 장치, 접속구라고도 함
- (71) 접지면적 : 차륜과 도로표면 사이의 접촉 면적
- (72) 정의 휨모멘트 : 바닥판 및 부재의 하층에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- (73) 정착구역(anchorage zone) : 부재에서 집중된 프리스트레스 힘이 정착장치로부터 콘크리트로 도입되고(국소구역), 부재 내로 넓게 분포되는(일반구역) 부분
- (74) 정착길이 : 위험단면에서 철근의 설계강도를 발휘하기 위하여 필요한 철근의 묻힘길이
- (75) 정착돌출부(anchorage blister) : 한 개 이상의 PS강재 정착부에서 면적확보를 위하여 복부, 플랜지, 복부-플랜지 연결부에 돌출시킨 부분
- (76) 정착장치(anchorage device) : 강선, 강연선, 강봉 등의 긴장재로부터 콘크리트로 포스트텐션 힘을 전달하는데 사용되는 조립장치. 정착구(anchorage) 라고도 함
- (77) 정착장치의 활동량 : PS강재를 정착장치에 정착시킬 때 PS강재가 정착장치 내에 딸려 들어가는 양
- (78) 정착장치의 활동(slip) : PS강재를 정착장치에 정착시킬 때 PS강재가 정착장치 내로 딸려 들어가는 현상
- (79) 정철근 : 정의 휨모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근

4.1 일반사항

- (80) 주철근 : 철근콘크리트 부재의 설계에서 하중작용에 의해 생긴 단면력에 대하여 소요 단면적을 계산한 철근
- (81) 주거더(main girder) : 교량 상부구조의 주체를 이루는 보
- (82) 지간 : 구조물의 지점 사이의 거리
- (83) 지지점 : 4.7.3에서 유효지간을 결정할 때 기준이 되는 위치
- (84) 진입부 바닥판 : 교량을 통과하는 차량의 윗면이 처음으로 접하는 바닥판
- (85) 차륜 : 차량축의 한쪽 끝에 있는 하나의 타이어 또는 한 쌍의 타이어
- (86) 추진코(launching nose) : 교량을 압출하는 동안 상부구조의 휨모멘트를 감소시키기 위하여 압출되는 상부구조의 선단에 부착하는 가설용 강재 부재
- (87) 축방향철근 : 부재축방향으로 배치하는 철근
- (88) 칩핑(chipping) : 끌 또는 브레이커를 사용하여 경화된 콘크리트의 표면을 마무리하는 방법
- (89) 코팅(coating), 코팅재 : 긴장재를 부식으로부터 보호하거나, 덕트와 긴장재 사이의 마찰을 감소시키기 위하여 또는 긴장재가 콘크리트에 부착되지 않도록 하기 위하여 사용하는 재료
- (90) 콘크리트의 건조수축(shrinkage) : 콘크리트의 건조 또는 수화반응에 의해 시간 경과에 따라 발생하는 수축 변형
- (91) 콘크리트의 크리프(creep) : 콘크리트에 지속적으로 작용하는 응력에 의해 시간 경과에 따라 변형이 증가하는 현상
- (92) 콘크리트의 탄성수축(elastic shortening) : 프리스트레스 힘에 의해 부재가 수축되는 현상
- (93) 탄성이론 : 부재를 탄성체로 가정하고 구조해석하는 이론
- (94) 파상마찰 : 프리스트레스 쉬스 또는 덕트의 시공상 오차에 의해 발생하는 마찰
- (95) 포스트텐션 : 콘크리트가 경화된 후에 긴장재에 인장을 가하는 프리스트레싱 방법

제 4 장 콘크리트교

- (96) 표피철근 : 전체 깊이가 900 mm를 초과하는 휨부재 복부의 양 측면에 부재 축방향으로 인장연단으로부터 전체깊이/2 지점까지 배치하는 철근
- (97) 폐쇄부(closure) : 한 경간을 완성하기 위하여 사용하는 현장타설 콘크리트의 세그먼트
- (98) 프리스트레스 : 외력의 작용에 의한 인장응력을 상쇄할 목적으로 미리 계획적으로 콘크리트에 준 응력
- (99) 프리스트레스트 콘크리트 : 외력에 의하여 일어나는 응력을 소정의 한도까지 상쇄할 수 있도록 미리 계획적으로 압축력을 작용시킨 콘크리트를 말하며 PS 콘크리트 또는 PSC라고 약칭하기도 함
- (100) 프리스트레스 힘 : 프리스트레싱에 의하여 부재 단면에 작용하는 힘
- (101) 프리스트레싱 : 프리스트레스를 주는 일
- (102) 프리텐션 방식 : 콘크리트 타설 전에 거푸집내의 소정 위치에 PS강재를 긴장시켜 놓고, 그 주위에 콘크리트를 치며, 콘크리트가 굳은 다음에 긴장력을 풀어주어 PS강재와 콘크리트의 부착력에 의하여 콘크리트에 프리스트레스를 주는 방식
- (103) 프리컴프레션(precompression) 구역 : 휨부재 단면에서 프리스트레스 힘에 의해서 압축을 받는 부분
- (104) 피복(housing) : 접속구나 이음부의 필요한 움직임을 가능하게 하기 위하여 접속구나 이음부를 포용하여 둘러싸는 피복
- (105) 피복두께 : 철근, PS강재 또는 쉬스의 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리
- (106) 합성거동 : 2개 또는 그 이상들의 요소 또는 부재들이 그들 사이의 상대운동이 없거나 또는 매우 작아서 함께 거동하도록 만들어진 조건
- (107) 현치 : 지지보와 바닥판의 연결부 위치에서 국부적으로 바닥판의 두께를 증가시킨 부분
- (108) 횡방향 연결부 : 구조물의 구성요소들 간의 상대적인 운동을 조절하기 위한 바닥판의 완전한 또는 부분적인 절단 부위
- (109) 횡방향철근 : 부재축에 직각방향으로 배근하는 철근으로 기둥부재의 띠철근 혹은 나선철근 그리고 보부재의 스테럽 등

- (110) 후방 연결 보강재(tie back reinforcement) : 중간 정착부에 작용하는 프리스트레스 힘을 정착부 후방 콘크리트 단면에 연결, 분산시키기 위하여 사용되는 보강재
- (111) 휨모멘트 연속 : 부재들 사이 또는 부재 내부에서 모멘트와 회전을 전달하는 능력
- (112) A형 이음부 : 현장타설콘크리트 이음부, 프리캐스트부재 사이의 습윤콘크리트나 에폭시 이음부
- (113) B형 이음부 : 프리캐스트부재 사이에 특별한 재료를 두지 않는 이음부
- (114) PS강재의 릴랙세이션(relaxation) : 일정한 변형을 유지한 상태에서 시간 경과에 따라 PS강재의 응력이 감소하는 현상
- (115) PS강재의 릴랙세이션률 : PS강재에 인장력을 주어 일정한 변형을 유지한 상태에서 시간의 경과와 더불어 감소된 인장력을 최초에 준 PS강재 인장력에 대한 백분율로 나타낸 값
- (116) PSC 합성거더교 : 프리스트레스트 콘크리트보와 보 위에 현장타설된 콘크리트 바닥판이 합성으로 거동하도록 설계된 교량

4.1.3 기호

- A_b : A_g 에서 지압판의 개구부 면적을 뺀 지압판의 유효지압면적, 지압을 받는 재하면적(mm^2)
- A_c : 지지하는 콘크리트의 전면적, 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적(mm^2)
- A_{cb} : 중간 정착부에서 정착판, 돌출 정착부 측면으로 연장되는 범위내에 연속되는 단면의 면적으로 돌출부 또는 리브 면적은 단면의 일부로서 고려되지 않음(mm^2)
- A_{cp} : 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적으로 뚫린 단면에서도 뚫린 면적을 포함함(mm^2)
- A_f : 브래킷이나 코벨에서 계수모멘트 $V_u a_v + N_{uc}(h - d)$ 에 저항하는 철근의 단면적(mm^2)
- A_g : 단면의 총단면적, 지압판의 세장비에 따라 계산되는 지압판의 전체 면적(mm^2)
- A_l : 종방향 비틀림 철근의 총면적(mm^2)
- A_n : 브래킷이나 코벨에서 인장력 N_{uc} 에 저항하는 철근의 면적(mm^2)

제 4 장 콘크리트교

- A_{oh} : 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐쇄된 면적(mm^2)
- A_p : PS강재의 단면적(mm^2)
- A_{pf} : 플랜지의 압축강도를 발휘하기 위하여 요구되는 강재량(mm^2)
- A_{pw} : 복부의 압축강도를 발휘하기 위하여 요구되는 강재량(mm^2)
- A_s : 인장철근의 단면적, 경간중앙의 경사단위폭(1 m)당의 정철근단면적, 전단키에 배치할 접합면의 철근단면적(mm^2)
- A_s' : 압축철근의 단면적(mm^2)
- A_{s1} : 복부 1개당 필요한 사인장철근량(mm^2)
- A_{s2} : 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하는데 필요한 철근량(복부 내측 또는 외측의 것 중 큰 값)(mm^2)
- A_{st} : 축방향 철근의 총단면적(mm^2)
- A_t : 거리 s 내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적, 비틀림모멘트에 대한 복부 1개당의 횡방향 필요 철근량(mm^2)
- A_{tr} : 정착된 철근을 따라 쪼개질 가능성이 있는 면을 가로질러 배근된 간격 s 이내에 있는 횡방향 철근의 전체 단면적(mm^2)
- A_v : 간격 s 이내에 있는 전단철근의 단면적, 복부 전단철근량(mm^2)
- A_{vf} : 전단마찰철근의 단면적(mm^2)
- A_w : 정착되거나 이어지는 철선 1개의 단면적(mm^2)
- a : 등가 직사각형 응력블록의 깊이, 사인장철근의 부재축방향 간격, 사변이 지지된 바닥판의 짧은 지간의 길이, 정착판의 폭, 고려하는 방향으로의 정착장치나 정착장치 군의 횡방향 규격
- a_b : 균형변형률 상태에서 등가사각형 응력분포의 깊이(mm)
- a_{eff} : 단면 규격 중 큰 치수에 평행하게 또는 인접 배치된 정착구 방향으로 측정된 유효 지압면적의 축방향 치수(mm)
- B : 슬래브의 전체폭(mm)
- b : 환산복부폭, 부재의 압축면의 폭, 사변이 지지된 바닥판의 긴 지간의 길이, 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 폭 또는 4각형 부재의 폭(mm)
- b_1 : 거더의 복부폭에 돌출된 플랜지 길이를 더한 거리(mm)

4.1 일반사항

- b_{eff} : 단면 규격 중 작은 치수에 평행하게 측정된 유효 지압면적의 측방향 치수(mm)
- b_p : 슬래브나 기초에서 위험단면의 둘레길이(mm)
- b_v : 수평전단을 고려할 때의 접촉면의 단면폭(mm)
- b_o : 보 또는 복부의 폭(mm)
- b_w : 복부의 폭 또는 원형단면의 지름, 거더의 복부폭(mm)
- C_m : 등가모멘트 보정계수
- c : 철근 간격 또는 피복의 두께(4.3.11.4의 (2)②참조), 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 수직거리(mm)
- D : PS강재의 공칭 지름(4.6.3.5 (4)② 및 4.6.4.4 참조)(mm)
- d : 압축연단에서 인장철근의 중심까지의 거리(유효깊이)(mm)
- d_a : 정착판의 일변길이(mm)
- d_b : 철근, 철선 또는 프리스트레싱 긴장재의 공칭지름(mm)
- d_p : 압축축 연단에서 프리스트레스 힘의 중심까지의 거리, 프리캐스트 연속 거더교에서 압축축 연단으로부터 부모멘트 보강철근 도심까지의 거리(mm)
- d_{sp} : 정착판과 닻을풀을 이루는 정착구역의 일변길이(mm)
- d_1 : 속빈부분과 슬래브측면의 최소폭(mm)
- d_2 : 속빈부분간의 최소폭(mm)
- d' : 압축연단에서 압축철근의 중심까지의 거리(mm)
- d'' : 총단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리(mm)
- E : 윤하중과 같은 집중하중에 대한 바닥판의 하중 분포폭(mm)
- E_b : 지압판 재료의 탄성계수(MPa)
- E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)
- E_{ci} : 프리스트레스 도입시 콘크리트의 탄성계수(식 (2.3.1) 및 식 (2.3.2)의 f_{cu} 에서 f_{ck} 대신 f_{ci} 대입)(MPa), 크리프계산에 사용되는 콘크리트 탄성계수(식 (4.2.21))(MPa)
- E_p : PS강재의 탄성계수(2.0×10^5 MPa로 가정할 수 있음)
- E_s : 철근의 탄성계수(MPa)

제 4 장 콘크리트교

- e : PS강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 균의 편심(항상 양의 값, mm)
- F_{bst} : 파열력(bursting force)(kN)
- f_b : 최대 계수긴장력(P_u)을 유효 지압면적으로 나눈 콘크리트의 유효 지압강도(MPa)
- f_{ba} : 허용지압응력(MPa)
- f_{ca} : 정착장치 앞 콘크리트의 압축응력, 콘크리트의 허용휨압축응력 또는 허용압축응력(MPa)
- f_{cb} : 중간 정착부 후방구역에서의 압축응력(MPa)
- f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 PS강재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력(MPa)
- f_{ci}' : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)
- $f_{c ds}$: 프리스트레싱 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력(MPa)
- f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
- f_{cu} : 콘크리트의 28일 평균압축강도(MPa)
- f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용 고정하중에 의한 응력(MPa)
- f_o : 활하중 및 충격 이외의 주하중에 의한 콘크리트의 휨인장응력(MPa)
- f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)
- f_{pec} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(4.6.3.6)(MPa)
- f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)
- f_{ps} : 계수하중 하에서 PS강재의 평균응력(MPa)
- f_{pu} : 긴장재의 설계기준 인장강도(MPa)
- f_{py} : PS강재의 설계 항복강도(MPa)
- f_r : 콘크리트의 휨인장강도(파괴계수)(MPa)
- f_{ru} : 콘크리트의 허용휨강도, 파괴계수(MPa)

- f_{sa} : 철근의 허용인장응력(MPa)
 f_{sp} : 콘크리트 혹은 경량콘크리트의 평균조괸인장강도(MPa)
 f_s' : 균형변형률 상태의 압축철근의 응력(MPa)
 f_t : 활하중 및 충격에 의한 콘크리트의 휨인장응력(MPa)
 f_{ta} : 콘크리트의 허용휨인장응력(MPa)
 f_{ts} : 활하중 및 충격에 의한 바닥판으로서의 콘크리트의 휨인장응력(MPa)
 f_{tg} : 활하중 및 충격에 의한 보로서의 콘크리트의 휨인장응력(MPa)
 f_y : 인장철근의 설계 항복강도(MPa)
 f_{yl} : 종방향 비틀림 철근의 항복강도(MPa)
 f_{yv} : 폐쇄된 횡비틀림 철근의 항복강도(MPa)
 f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준 항복강도(MPa)
 f_y' : 압축철근의 설계 항복강도(MPa)
 Δf_p : 마찰손실을 제외한 전체 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{pcr} : 콘크리트의 크리프에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{pel} : 탄성수축에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{pf} : PS강재의 마찰에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{pr} : PS강재의 릴랙세이션에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{ps} : 정착장치에서의 활동(slip)에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 Δf_{psh} : 콘크리트의 건조수축에 의한 프리스트레스 손실(MPa)
 G_c : 콘크리트의 전단탄성계수(MPa)
 H : 보도 등의 폭(mm)
 h : 부재의 총 두께 또는 고려하는 방향에서의 단면의 횡방향 규격(mm)
 h_0 : 슬래브의 두께(mm)
 h_1 : 속빈부분상의 최소두께(mm)
 I : 단면 도심에 대한 단면2차모멘트(mm⁴)
 I_{cr} : 콘크리트로 환산된 균열단면의 단면2차모멘트(mm⁴)
 I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm⁴)

제 4 장 콘크리트교

- I_{se} : 단면의 도침에 대한 철근의 단면2차모멘트(mm⁴)
- I_e : 처짐계산을 위한 유효단면2차모멘트(mm⁴)
- K_{tr} : 횡방향 철근지수 $\left(\frac{A_{tr}f_{yt}}{10.7s_n}\right)$ (4.3.11.4 참조)
- $K \cdot A_s$: 받침부의 둔각부에 배치하는 경사단위폭(1 m)당의 철근량으로, K의 값은 그림 4.8.12에서 구한다(mm²)
- k : 유효길이계수
- L : 4.7.4(표4.7.1)에 나타난 단순판, 연속판, 및 캔틸레버 바닥판의 유효지간(m)
- L_x : PS장재 끝에서 프리캐스트 바닥판(deck panel) 중심까지의 거리(4.6.3.5의 (4)② 참조)(mm)
- l : 보 또는 슬래브의 지간, 혹은 긴장재의 길이(mm)
- l_a : 받침부 또는 반곡점에서의 추가 문힘길이(mm)
- l_c : 국소구역에 대한 구속철근의 종방향 연장(mm)
- l_d : 정착길이, 혹은 캔틸레버 바닥판의 고정하중에 대한 지간(mm)
- l_{db} : 기본정착길이(mm)
- l_{dh} : 위험단면으로부터 갈고리 외측 단부까지의 거리로 나타낸 인장을 받는 표준갈고리의 정착길이(위험단면과 갈고리 시작점 사이의 직선 문힘길이 + 구부린 내면 반지름 + 철근지름)(mm)
- l_{hb} : 인장을 받는 표준갈고리의 기본정착길이(mm)
- l_n : 받침부 내면 사이의 순지간, 보 또는 슬래브의 순지간, 받침의 중심간격(mm)
- l_u : 압축부재의 비지지길이(mm)
- l_s : 사각 슬래브교의 지간(mm)
- l_x : 긴장단으로부터 임의점 x 까지의 긴장재의 길이(mm)
- Δl : 정착장치에서의 활동(slip)량(mm)
- M_a : 처짐이 계산되는 단계에서의 부재의 휨모멘트(N-mm)
- M_c : 압축부재 설계시의 계수모멘트(N-mm)
- M_d : 하중계수를 고려하지 않은 고정하중 모멘트(N-mm)
- M_{cr} : 외부 작용하중에 의한 단면의 휨 균열모멘트(N-mm)

- M_{cr}^* : 콘크리트의 휨인장강도(파괴계수)에 기초한 단면의 최소 강재 균열모멘트 (N-mm)
- M_i : 활하중에 의한 휨모멘트(N-mm)
- M_{max} : 외부 작용하중에 의해 발생하는 단면의 최대 계수모멘트(N-mm)
- M_n : 단면의 공칭 모멘트강도(N-mm)
- $M_{n,x}, M_{n,y}$: 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y방향으로의 공칭휨강도(N-mm)
- M_s : 횡변위를 일으키는 하중에 의한 모멘트(N-mm)
- M_u : 단면의 계수모멘트 또는 설계모멘트($\leq \phi M_n$)(N-mm)
- $M_{u,x}, M_{u,y}$: 2축휨을 받는 경우의 단면의 x, y방향으로의 계수휨강도(N-mm)
- M_1 : 압축부재의 계수 단모멘트중 작은 값으로 단곡률로 휨 경우에는 정(+)의 값을 복곡률로 휨 경우에는 부(-)의 값을 가짐
- M_{1ns} : M_1 이 작용하는 압축부재의 단부에 횡변위를 일으키지 않는 하중에 의하여 탄성 해석으로 계산된 계수 단모멘트
- M_{1s} : M_1 이 작용하는 압축부재의 단부에 횡변위를 일으키는 하중에 의하여 탄성해석으로 계산된 계수 단모멘트
- M_2 : 압축부재의 계수 단모멘트 중 큰 값으로, 항상 정(+)의 값을 가짐
- M_{2ns} : M_2 가 작용하는 압축부재의 단부에 횡변위를 일으키지 않는 하중에 의하여 탄성 해석으로 계산된 계수 단모멘트
- M_{2s} : M_2 가 작용하는 압축부재의 단부에 횡변위를 일으키는 하중에 의하여 탄성해석으로 계산된 계수 단모멘트
- N : 설계 축방향력(N)
- n : 쪼개지는 평면을 따라 정착되어 이어지는 철근 또는 철선의 수, 탄성계수비 ($= E_s/E_c$), 혹은 PS강재의 개수, 횡방향 정착구의 수
- n' : 정착판(wedge plate)의 외연에서 지압판(bearing plate)의 외연까지의 거리 중 가장 큰 것(사각형 지압판의 경우 이 거리는 지압판의 연단에 평행하게 측정되며 정착구에 별도의 정착판이 없으면 정착판의 규격은 동일 방향에 있는 최외곽 정착구멍들 사이의 거리로 취한다.)(mm)
- P : 트럭의 1후륜하중(N)

제 4 장 콘크리트교

- P_o : 순수축하중강도 ($e_x = e_y = 0$), 혹은 정착단에서의 긴장력(N)
 P_c : 임계하중(N)
 P_j : 긴장재의 잭 긴장력(N)
 P_{nx} : 휨이 x축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도($M_{nx} = P_{nx} e_y, e_x = 0$)(N)
 P_{nxy} : 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도(N)
 P_{ny} : 휨이 y축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny} 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도($M_{ny} = P_{ny} e_x, e_y = 0$)(N)
 P_s : 중간 정착부에서의 최대 사용(unfactored) 프리스트레스 힘(N)
 P_{ti} : i번째 PS강재의 긴장력(N)
 P_u : 각 정착구에 작용하는 계수긴장력, 계수축하중(N)
 P_x : 임의의 점 x에서의 긴장력(N)
 ΣP_u : 긴장순서가 고려된 전 계수긴장력의 합(N)
 p : 사변이 지지된 바닥판에서 작용하는 하중에 대한 짧은 경간 방향으로 전달되는 하중 비율
 p_{cp} : 전단면의 둘레의 길이(mm)
 p_h : 외곽부 폐쇄 횡방향 비틀림 철근의 중심선의 둘레길이(mm)
 Q : 단면도심에서의 단면 1차 모멘트(mm³)
 q_p : 강제지수($=\rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$)
 R_0 : 최종 구조계를 한 번에 시공한다고 가정할 경우의 고정하중 및 프리스트레스에 의한 반력(N)
 R_1 : 최종구조계가 되기 전의 구조에 있어서 고정하중 및 프리스트레스에 의한 반력(N)
 r : 회전반경
 S_E : 그림 4.15.2에서와 같이 보의 엇갈림길이(mm)
 s : 정착길이 l_d 구간 내에 있는 횡방향 철근의 최대 중심간 간격, 종방향 철근과 나란한 방향으로 측정된 전단철근의 간격, PS강재의 중심간격, 복부 전단철근의 종방향 간격, 다중 정착구의 중심간격(mm)

4.1 일반사항

- S : 처짐제어 계산을 위한 지간 길이(4.4.9.5 참조)(m)
 s_v : 벽체에서의 수직철근의 간격(mm)
 s_{vh} : 벽체에서의 수평철근의 간격(mm)
 s_w : 정착되거나 이어지는 철선의 간격(mm)
 T_{cr} : 비틀림 균열모멘트(N-mm)
 T_{ia} : 중간 정착부에서의 후방 연결 인장력(N)
 T_u : 계수 비틀림모멘트(N-mm)
 T_1 : 정착부의 단부 인장력(N)
 T_2 : 정착부의 파열력(N)
 t : 압축플랜지의 두께, 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 평균두께, 정착부의 단면 두께 (mm)
 t' : 지압판의 평균 두께(mm), 크리프 계산시 하중이 가해질 때의 재령(day) (4.2.3.3)
 V : 해당 단면에서의 설계전단력, 혹은 전단키 설계용의 전단력으로 다음 식 중에서 큰 값(N)

$$V = W \quad \text{또는} \quad V = W \pm \sum_{i=1}^n P_{ti} \times \sin \alpha_i$$

- V_c : 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도(N)
 V_{ci} : 전단과 모멘트의 조합에 의해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도(N)
 V_{cw} : 복부의 과도한 주인장응력으로 인해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도(N)
 V_d : 사용 고정하중에 의해 발생하는 단면의 전단력(N)
 V_i : M_{max} 를 발생시키는 작용하중에 의한 단면의 계수전단력(N)
 V_n : 단면의 공칭전단력(N)
 V_{nh} : 공칭 수평전단강도(N)
 V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(N)
 V_s : 전단철근이 부담하는 공칭 전단강도(N)
 V_u : 단면의 계수 전단력(N)

제 4 장 콘크리트교

- v : 설계전단응력(MPa)
- v_c : 콘크리트가 부담하는 허용전단응력(MPa)
- v_{dh} : 해당 단면에서의 설계수평전단응력(MPa)
- v_h : 허용수평전단응력(MPa)
- v_{nh} : 공칭 수평전단응력(MPa)
- w : 단위 길이 1 m당 등분포 고정하중(N/m)
- X : 하중재하 위치에서 지지점까지의 거리(mm)
- x : 긴장단으로부터 임의점 x 까지의 긴장재의 길이(mm)
- y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리(mm)
- Z_c : 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)
- α : 철근배근 위치계수(4.3.11.3), 경사스터럽과 부재축 간의 사이 각(degree) (4.4.6.3), 정착단에서 임의의 점 x 까지의 PS강재의 총 각변화(radian) (4.6.3.4), 부재 중심선에 대한 긴장력의 합력의 경사각(degree)(4.6.3.9)
- α_i : 블록 이음위치에서의 강재의 휘어 올린 혹은 휘어 내린 각도(degree)
- α_f : 전단마찰철근과 전단면 사이의 각(degree)
- β : 에폭시 도막계수
- β_b : 전체 인장 철근량에 대한 절단된 철근량의 비
- β_c : 집중하중이나 반력면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비
- β_d : (1) 횡변위가 지지된 경우
전체 계수축하중에 대한 최대 계수축고정하중의 비
(2) 횡변위가 지지되지 않은 경우
해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대 계수지속전단력의 비
(3) 안정성 검토의 경우
전체 계수축하중에 대한 최대 계수지속축하중의 비
- β_1 : 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 거리 c 와 $0.85f_{ck}$ 의 압축응력이 균등하게 분포하는 직사각형 블록의 깊이 a 의 비($a = \beta_1 c$)
- γ : 철근 지름계수 (4.3.11.4 참조)

- Δ_o : 1차탄성골조해석으로 구한 V_u 로 인해 발생한 해당 층의 상·하부 사이의 상대 횡변위(mm)
- ΔR_ϕ : 콘크리트의 크리프에 의한 반력의 변화량(N)
- ϵ_c : 콘크리트의 크리프 변형률
- κ : PS강재의 단위 길이 당 파상마찰 계수 또는 인접 배치된 정착구에 대한 수정계수
- ν : 포아송 비
- ξ : 지속하중의 재하기간에 따라 달라지는 계수이다.
- μ : 마찰계수, 혹은 곡률마찰계수
- ρ : 철근비(= A_s/bd)
- ρ_b : 균형철근비
- ρ_w : 철근비(= $A_s/b_w d$)
- ρ_p : PS강재 비(= $\frac{A_p}{bd_p}$)
- ρ' : 압축철근 비, 혹은 단순 및 연속 경간에서는 경간 중앙단면, 캔틸레버에서는 받침부에서의 단면의 압축철근비(= $\frac{A'_s}{bd}$)
- θ : 절곡철근과 부재축과의 각도(degree)
- λ : 경량 콘크리트계수
- ϕ : 강도감소계수, 사각(degree) 또는 콘크리트의 크리프계수, 최종구조계가 완성한 후의 각 부재에 있어서 크리프 계수의 평균값
- δ_{ns} : 횡방향 변위가 방지된 골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수

4.1.4 참고 기준

- (1) 콘크리트구조설계기준 - 건설교통부, 2003년, 2007년
- (2) 콘크리트표준시방서 - 국토해양부, 2009년
- (3) 도로교표준시방서 - 건설교통부, 2005년

4.1.5 설계일반

구조의 각 부분은 단순한 구조로 하고, 시공, 검사, 배수, 유지관리 등에 편리하도록 설계하여야 한다.

4.1.6 설계계산의 정밀도

설계계산에 있어서는 최종단계에서 유효숫자 3자리를 얻을 수 있도록 함을 원칙으로 한다. 다만, 콘크리트의 응력은 휨응력 계산에서는 0.1 MPa, 전단응력은 0.01 MPa, 강재의 응력은 1.0 MPa의 단위까지 계산하면 충분하다.

4.1.7 설계의 전제가 되는 시공조건

4.15까지의 규정은 도로교표준시방서에서 규정하는 시공조건이 지켜진다는 것을 전제로 한다. 그러나 도로교표준시방서 1장의 규정을 따르기 어려울 때에는 이 점을 설계에서 고려하여야 한다.

4.1.8 사용재료

- (1) 강재 및 콘크리트는 2.3의 규정에 따른다.
- (2) PS강재의 정착장치 및 접속장치는 정착 또는 접속되는 PS강재가 KS D 7002 혹은 KS D 3505에 규정된 인장강도를 발휘하기 전에 유해한 변형을 발생시킨다든지 파괴되어서는 안 된다.
- (3) 그라우트는 재령 28일에서의 압축강도가 21 MPa 이상으로 PS강재와 프리스트레스트 콘크리트 부재 사이에서 충분한 부착이 있어야 한다.
- (4) 프리캐스트 부재의 접합에 쓰이는 접착제는 소요의 강도, 내구성 및 수밀성을 갖고, 접합부의 시공조건에 적합하여야 하며 다음에 열거하는 조건을 만족시킬 수 있는 것이라야 한다.
 - ① 시공 가능한 시간은 작업성을 해치지 않는 시간을 선택하여야 한다.
 - ② 취급이 쉬워야 한다.
 - ③ 흡수율, 수축률이 작고, 내열성, 내약품성, 내후성이 커야 한다.
 - ④ 접합면에 어느 정도의 수분이 있어도 경화나 접착에 지장이 없어야 한다.

4.2 설계계산에 관한 일반사항

4.2.1 일반사항

4.2.1.1 적용 범위

콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교의 상부구조설계에 적용한다.

4.2.2 설계계산

4.2.2.1 설계계산의 원칙

(1) 부재를 설계함에 있어서 설계하중이 작용할 때에 대하여 다음 사항을 검사하고, 부재가 안전한가를 확인하는 것을 원칙으로 한다.

- ① 사용하중이 설계하중으로 작용할 때의 부재단면의 응력 및 사용성 등
- ② 계수하중이 설계하중으로 작용할 때의 부재단면의 강도 등

(2) 위에서 규정한 설계하중이 작용할 때 하중의 조합은 각각 다음과 같이 한다.

- ① 허용응력설계법에서 하중의 조합은 2.2.2에 규정된 하중의 조합으로 한다.
- ② 강도설계법에서 하중의 조합은 2.2.3에 규정된 하중의 조합으로 한다.

4.2.2.2 강성 및 단면력

(1) 연속구조물과 골조구조물 부재의 상대적 휨강성과 비틀림 강성을 구할 때는 어떠한 합리적 가정도 사용될 수 있다. 그러나 사용된 가정은 해당 해석과정을 통하여 일관성이 있어야 한다.

(2) 휨모멘트를 결정할 때와 부재를 설계할 때 모두 헨치의 영향을 고려하여야 한다.

(3) 부재를 설계할 때 쓰는 단면력은 콘크리트를 완전한 탄성체로 가정하는 탄성해석에 의해 계산하는 것으로 한다. 이때 부재의 휨강성 및 비틀림 강성은 콘크리트의 전단면을 유효로 하여 계산하여도 좋다. 여기서, 콘크리트의 전단면이란 강재를 콘크리트 단면으로 환산한 면적을 포함하는 단면이며, 균열의 발생을 무시한 단면이다.

제 4 장 콘크리트교

4.2.2.3 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향에 의한 부정정력

콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 변형이 구속되는 부정정구조물에서 발생하는 부정정력은 다음의 규정에 따른다.

(1) 구조계에 변화가 없는 경우 : 구조물 전체를 한 번에 동바리 상에서 시공하여 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 없는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

① 콘크리트의 크리프의 영향

일반적으로 고려하지 않아도 좋다. 그러나 장경간의 아치교 등에서 부재 축선의 이동을 고려하여 단면력을 계산하는 경우에는 크리프에 의한 변형이 단면력에 영향을 미치게 됨으로 검토하여야 한다.

② 콘크리트의 건조수축의 영향

4.2.3.4의 규정에 의해 계산하는 것으로 한다.

(2) 구조계에 변화가 있는 경우 : 구조물 전체를 한 번에 시공하지 않아, 시공중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 있는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

① 콘크리트의 크리프 영향

4.2.3.3의 규정에 의해 계산하는 것으로 한다. 이때 고려할 지속하중은 고정하중, 프리스트레스 힘, 건조수축의 영향 등으로 한다. 한편 크리프에 의한 부정정력은 엄밀하게는 구조계가 변화할 때의 콘크리트의 재령으로부터 구조계 각부의 크리프계수를 구하여 지속하중에 의한 단면력을 고려하여야 한다. 그러나 엄밀한 방법은 구조계가 변화하는 회수가 많아짐에 따라 복잡하게 되므로 크리프에 의한 부정정력을 식(4.2.1)에 의해서 크리프에 의한 반력의 변화량을 계산하여 근사적으로 계산할 수 있다.

$$\Delta R_{\phi} = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\phi}) \quad (4.2.1)$$

② 콘크리트의 건조수축의 영향

4.2.3.4의 규정에 의해 계산하는 것으로 한다. 한편, 건조수축에 의한 부정정력을 엄밀하게 계산하기 위해서는 각각의 구조계에 대해 각 시공기간에 따른 부정정력을 산출해서 합계하여야 한다. 그러나 건조수축에 의한 부정정력이 그리 크지 않다고 생각되는 경우에는 근사적으로 최종 구조계에 대한 건조수축에 의한 부정정력을 사용해도 좋다.

4.2.2.4 처짐제어 및 계산

교량구조물의 휨부재는 사용하중과 충격으로 구조물의 강도나 실제 사용에 해로운 영향을 주는 처짐 또는 그에 변형이 일어나지 않도록 충분한 강성을 갖게 설계하여야 한다. 교량의 상부구조물의 처짐 계산 및 제어를 위한 상세한 방안은 4.4.9.5에 규정되어 있다.

4.2.2.5 교량의 신축

- (1) 일반적으로 단순경간에서는 경간길이가 12m를 초과할 때는 온도변화에 대해 고려하여야 한다.
- (2) 보통콘크리트에 대한 온도팽창계수는 1℃당 1.0×10^{-5} 으로 취해도 좋다.
- (3) 보통콘크리트에 대한 건조수축량은 20×10^{-5} 로 취해도 좋다.
- (4) 경량콘크리트에 대한 온도팽창계수와 건조수축량은 사용된 경량골재의 종류에 따라 결정되어야 한다.

4.2.2.6 압축 플랜지의 유효폭

- (1) T형거더의 압축 플랜지의 유효폭은 다음과 같이 결정한다.

① T형거더의 경우

유효폭 b 는 $16t + b_w$, 양쪽 슬래브의 중심간 거리, 거더 지간의 1/4 가운데 가장 작은 값으로 한다.

제 4 장 콘크리트교

② 반 T형거더의 경우

유효폭 b 는 $6t + b_w$, 거더지간의 $\frac{l}{12} + b_w$, (인접거더와의 내측거리의 $\frac{1}{2}$) + b_w 가운데 가장 작은 값으로 한다.

③ 독립 T형거더의 경우

독립 T형거더의 플랜지 두께는 거더의 복부폭의 1/2 이상, 플랜지의 유효폭은 거더의 복부폭의 4배 이하라야 한다.

(2) 박스거더의 압축 플랜지의 유효폭

전체 슬래브폭이 압축에 유효하다고 가정하여야 한다.

4.2.2.7 슬래브 및 복부의 최소두께

(1) 바닥판의 두께는 4.7의 규정에 따라 설계되어야 하나, 4.2.2.4에 규정된 값 이상이어야 한다.

(2) 박스거더의 하부 슬래브 두께는 거더 복부 순지간의 1/16 이상이어야 하고 140 mm 이상이어야 한다.

(3) 거더 복부의 두께를 높이에 따라 변하도록 설계하는 경우에는 복부 두께의 차의 12배 이상의 길이로 변하게 하여야 한다.

4.2.2.8 격벽

(1) T형거더와 박스거더의 단부에는 다른 방법에 의해 횡방향력에 저항 못하거나 단면 형상을 유지하지 못할 경우에는 격벽이 사용되어야 한다.

(2) T형거더에는 중간 격벽을 1경간에 1개소 이상 또 15 m 이하의 간격으로 설치하는 것을 원칙으로 한다.

(3) 박스거더에는 1경간에 1개소 이상의 격벽을 설치하는 것을 원칙으로 한다.

(4) 그러나, 격벽은 실험이나 구조해석에 의해 충분한 강도가 있다고 확인될 경우에는 두지 않아도 좋다.

4.2.2.9 지간

- (1) 받침부와 일체로 되어 있지 않는 부재에서는 순지간에 부재의 두께를 더한 값을 지간으로 한다. 그러나 그 값이 받침부의 중심간 거리를 넘을 수 없다.
- (2) 연속구조물과 골조구조물 해석에서 휨모멘트를 구할 때 사용하는 지간은 받침부 중심간 거리로 한다. 그러나 받침부 내면에서의 모멘트를 부재설계에 사용해도 좋다. 현치가 부재의 받침부와 일체로 만들어지고, 그 기울기가 연속부재나 구속부재의 축과 45° 이상인 경우에는 받침부 내면은 부재와 현치 부분이 결합된 높이가 적어도 부재 두께의 1.5배되는 단면으로 보아야 한다. 그러나 이 받침부 내면의 현치 부분이 유효높이에 더해지는 것으로 보아서는 안 된다.

4.2.2.10 합성휨부재

- (1) 합성휨부재는 별개로 분리 시공되었으나 외력에 일체로 작용하도록 상호 연결된 프리캐스트나 또는 현장타설 콘크리트 요소로 구성된다. 동바리를 제거하였을 때 모든 하중을 지지할 수 있을 뿐 아니라 요구되는 처짐 및 균열한계 등을 충분히 만족시킬 수 있는 정도로 충분한 강도를 발휘할 수 있을 때까지 동바리를 제거하지 말아야 한다.
- (2) 전체 합성부재 또는 그 일부만이 전단 및 휨모멘트에 저항하도록 사용될 수 있다. 각각의 요소를 각 재하단계에서의 모든 위험한 하중조건에 대해 검사하여야 하고 또 합성부재로서의 설계강도를 완전히 발휘하기 전에 걸리는 모든 작용외력을 지지할 수 있도록 설계하여야 한다. 합성부재의 각 요소들의 상호 분리를 방지하기 위하여 철근을 사용하여야 한다.
- (3) 여러 요소 간의 강도나 단위중량 또는 그 밖의 성질 등이 서로 다를 경우에는 설계할 때 각 요소들의 성질을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다.
- (4) 합성부재의 강도계산에서는 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리 없이 시공한 부재간의 구분은 하지 않도록 한다.
- (5) 전체 합성부재가 수직전단에 저항한다고 가정하는 경우, 전단설계는 동일한 단면 형상으로서 일체로 사용된 부재에 관한 4.4.6 또는 4.5.5의 규정에 따라야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- (6) 전단철근은 4.3의 해당규정에 따라 상호연결된 요소내로 충분히 정착시켜야 한다. 연장되어 정착된 전단철근은 수평전단에 대한 연결재로 포함할 수 있다.
- (7) 상호연결된 요소간의 접촉면에서 수평전단력이 충분히 전달되도록 설계하여야 한다. 수평전단에 대한 설계는 4.4.6.5 또는 4.5.5.5의 규정에 따라야 한다.

4.2.2.11 설계방법

- (1) 철근콘크리트 구조물을 설계할 때는 원칙적으로 이 도로교설계기준에서 규정한 강도설계법에 따라 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 충분한 강도를 갖도록 부재 단면을 결정하여야 한다. 이와 같이 결정된 부재단면은 사용성 요구조건도 만족하여야 한다. 한편, 4.5의 허용응력설계법의 규정에 따라 설계할 수도 있다.
- (2) 도로교설계기준의 적용 가능한 규정은 모두 두 설계방법에 적용시켜야 한다.
- (3) 프리스트레스트 부재는 4.6 프리스트레스트 콘크리트의 규정에 따라 설계하여야 한다.

4.2.3 재료의 설계기준값

4.2.3.1 콘크리트의 설계기준강도, 탄성계수 및 포아송비

- (1) 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 는 2.3.2.2에 규정된 값 이상의 것을 표준으로 한다.
- (2) 콘크리트의 탄성계수 및 포아송비는 2.3.3(2)의 규정을 따른다.

4.2.3.2 강재의 설계강도 및 탄성계수

- (1) 철근의 항복강도 f_y 는 500 MPa 보다 더 큰 값으로 설계할 수 없다. 다만, 전단철근의 항복강도 f_y 는 400 MPa 보다 더 큰 값으로 설계할 수 없다.
- (2) 설계계산에 사용하는 강재(철근, PS강선, PS강연선, PS강봉)의 탄성계수는 표 2.3.3의 값을 사용한다.

4.2.3.3 크리프

(1) 콘크리트의 크리프 변형률은 식 (4.2.2)로 표시된다.

$$\epsilon_{cs} = \frac{f_c(t')}{E_{ci}} \phi(t, t') \quad (4.2.2)$$

(2) 프리스트레스의 감소량 및 부정정력을 계산할 경우의 콘크리트의 크리프계수는 표 4.2.1의 값을 표준으로 한다.

표 4.2.1 콘크리트의 크리프계수

지속하중을 재하할 때의 콘크리트의 재령(일)		4~7	14	28	90	365
크리프계수	조강시멘트사용	3.8	3.2	2.8	2.0	1.1
	보통시멘트사용	4.0	3.4	3.0	2.2	1.3

(3) (2)항에 따르기 어려운 경우는 다음의 규정에 따라야 한다.

- ① 시간 t' 에서 작용응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 크리프 변형률 $\epsilon_{cs}(t, t')$ 는 ① 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준강도 ② 부재의 크기 ③ 평균상대습도 ④ 재하시의 재령 ⑤ 재하기간 ⑥ 시멘트 종류 ⑦ 양생온도 ⑧ 온도변화 ⑨ 작용응력의 크기 등에 따라 다음 식 (4.2.3)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\epsilon_{cs}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (4.2.3)$$

여기서, E_{ci} 는 ⑤에서와 같이 28일 재령 콘크리트의 초기 접선탄성계수로서 식 (4.2.21)에 의해 구한다. 그리고, $\phi(t, t')$ 는 크리프계수, t 는 콘크리트의 재령(일)이고, t' 는 지속하중이 작용할 때의 콘크리트의 재령(일)이다. 그리고 $E_{ci}(t')$ 는 재하시의 콘크리트의 초기 접선탄성계수로서 ⑤의 식 (4.2.22)에 의해서 구하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ② 식 (4.2.7)에서 크리프계수 $\phi(t, t')$ 은 양생온도가 20 ℃이고, 하중이 작용하는 동안의 대기의 기온도 20 ℃의 경우로서 다음과 같이 구한다.

$$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t') \quad (4.2.4)$$

여기서,

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \quad (4.2.5)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10^3 \sqrt{h}} \quad (4.2.6)$$

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} \quad (4.2.7)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (4.2.8)$$

$$\beta_c(t - t') = \left(\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right)^{0.3} \quad (4.2.9)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250 \leq 1,500 (\text{일}) \quad (4.2.10)$$

이다. $h = \frac{2A_c}{u}$ 는 개념적인 부재치수(mm)이고, A_c 는 단면적(mm²), u 는 외기와 접촉하는 단면둘레(mm), RH 는 상대습도(%), f_{cu} 은 ④에서와 같이 28일 평균압축강도(MPa)이다.

- ③ 작용하중의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (4.2.4)의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

4.2 설계계산에 관한 일반사항

(가) 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생하는 동안 온도의 변화가 있거나 20℃가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 온도가 보정된 재하시의 콘크리트 재령 t_T' 과 시멘트 종류에 따른 재하 재령 t' 은 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp\left(-\frac{4,000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65\right) \quad (4.2.11)$$

$$t' = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5(\text{일}) \quad (4.2.12)$$

$$\alpha = \begin{cases} -1: 2\text{종 시멘트} \\ 0: 1\text{종, 5종 시멘트} \\ 1: 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

여기서, 식 (4.2.12)의 $t_{0,T}$ 는 식 (4.2.11)의 t' (일)까지 계산된 값이며, $T(\Delta t_i)$ 는 Δt_i 일 동안 지속된 온도(℃), Δt_i 는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n 은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

(나) 작용응력의 크기에 따른 보정계수

작용응력 $f_c(t')$ 이 $0.4f_{cu}(t') < |f_c(t')| < 0.6f_{cu}(t')$ 인 경우 식 (4.2.5)의 ϕ_0 대신에 다음 $\phi_{0,k}$ 를 사용하여야 한다.

$$\phi_{0,k} = \exp\left[1.5\left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cu}(t')} - 0.4\right)\right] \phi_0 \quad (4.2.13)$$

$f_{cu}(t')$ 은 식 (4.2.19)와 같이 구할 수 있다.

(다) 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5℃에서 80℃까지 변화될 때 크리프계수는 식 (4.2.6)의 ϕ_{RH} 를 식 (4.2.15)로 그리고 식 (4.2.10)의 β_H 를 식 (4.2.17)로 보정하여 식 (4.2.14)에 의해 구하여야 한다.

$$\phi(t, t') = \beta_c(t - t') \phi_0 + 0.0004(T - 20)^2 \quad (4.2.14)$$

제 4 장 콘크리트교

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1.0)\phi_T^{1.2} \quad (4.2.15)$$

$$\phi_T = \exp[0.015(T - 20)] \quad (4.2.16)$$

$$\beta_{H,T} = \exp\left[\frac{1,500}{273 + T} - 5.12\right]\beta_H \quad (4.2.17)$$

- ④ 콘크리트의 압축강도시험은 $\phi 150 \times 300$ mm 원주형 공시체를 기준으로 하되, $\phi 100 \times 200$ mm 공시체를 사용할 경우 강도보정계수 0.97을 사용한다. 공시체의 시험결과에 따라 다음과 같이 28일 평균압축강도 f_{cu} 를 구하여야 하며, 시험 자료가 없는 경우에는 식 (4.2.18)을 사용하여 구할 수 있다. 시간에 따른 콘크리트의 강도발현 $f_{cu}(t)$ 는 식 (4.2.19)와 같이 구하여야 한다.

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \quad (4.2.18)$$

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cu} \quad (4.2.19)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[\beta_{sc}\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] \quad (4.2.20)$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 0.35 : 1종 시멘트 습윤 양생 \\ 0.15 : 1종 시멘트 증기 양생 \\ 0.25 : 3종 시멘트 습윤 양생 \\ 0.12 : 3종 시멘트 증기 양생 \\ 0.40 : 2종 시멘트 \end{cases}$$

$\beta_{cc}(t)$ 는 시간에 따른 강도발현속도이고, β_{sc} 는 시멘트 종류에 따른 상수이다.

- ⑤ 크리프 변형을 계산할 때에 사용될 콘크리트의 탄성계수는 다음과 같이 구하여야 한다.

$$E_{ci} = 10,000 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (4.2.21)$$

한편, 초기 접선탄성계수 $E_{ci}(t)$ 의 시간에 따른 변화는 다음과 같이 구하여야 하며 $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (4.2.20)과 같다.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} \quad (4.2.22)$$

⑥ 크리프에 대한 실험은 KS F 2453(콘크리트의 압축 크리프 시험방법)에 따른다.

4.2.3.4 건조수축

(1) 프리스트레스의 감소량을 계산할 경우의 콘크리트의 건조수축률은 표 4.2.2의 값을 표준으로 한다.

표 4.2.2 콘크리트의 건조수축률

프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트의 재령 (일)	4~7	28	90	365
건조수축률	27×10^{-5}	20×10^{-5}	14×10^{-5}	7×10^{-5}

(2) (1)항에 따르기 어려운 경우에는 다음의 규정에 따라야 한다.

① 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (4.2.23)에 따라 구할 수 있다.

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \beta_s(t - t_s) \quad (4.2.23)$$

여기서 ϵ_{sho} 는 개념적인 건조수축 계수, $\beta_s(t - t_s)$ 는 수축이 시작된 후의 경과 시간에 따른 수축변형도의 변화를 나타내는 함수이고, t_s 는 수축이 시작될 때의 콘크리트의 재령(일)이다. ϵ_{sho} 와 $\beta_s(t - t_s)$ 는 다음 식 (4.2.24)에서 식 (4.2.27)까지에 의해 계산하여야 한다.

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH} \quad (4.2.24)$$

$$\epsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6} \quad (4.2.25)$$

제 4 장 콘크리트교

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & RH \geq 99\% \end{cases} \quad (4.2.26)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 + (t-t_s)}} \quad (4.2.27)$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4: 2\text{종 시멘트} \\ 5: 1.5\text{종 시멘트} \\ 8: 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

$h = \frac{2A_c}{u}$ 는 개념적인 부재치수(mm), A_c 는 단면적(mm²), u 는 외기와 접촉하는 단면둘레(mm), RH 는 외기의 상대습도(%)이다.

- ② 외기의 온도가 20℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음 식 (4.2.28)과 식 (4.2.29)와 같이 보정된 값을 사용하여야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \quad (4.2.28)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 \exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \quad (4.2.29)$$

4.3 구조상세

4.3.1 일반사항

4.3.1.1 적용범위

이 절은 콘크리트교를 설계할 때 공통적인 구조상세에 관하여 규정한 것이다. 다만, 각 절에 별도로 구조상세가 규정되어 있는 경우에는 그 규정도 따라야 한다.

4.3.2 형상 및 부재치수

- (1) 복부의 폭은 철근, PS강재 및 PS강재의 정착구를 배치하기에 충분하도록 표 4.3.1의 값 이상으로 하여야 한다.

표 4.3.1 복부의 최소폭

보의 종류	복부의 최소폭(mm)
현장치기 철근콘크리트 보	250
현장치기 프리스트레스트 콘크리트 보	150
프리캐스트 보	150

- (2) 가로보의 복부 및 격벽의 최소폭은 200 mm로 하여야 한다.
- (3) 복부폭과 플랜지 두께를 변화시킬 경우에는 1/5보다 완만한 경사로 하여야 한다. 그러나 1/5 이상의 급한 경사로 설계한 경우에는 1/5 이하의 완만한 경사이내의 단면만 유효한 것으로 본다. 다만, 시공상 헨치를 두는 경우에는 이를 적용하지 않는다.
- (4) 부재의 접합부 등 응력집중이 발생될 것으로 예상되는 곳에는 헨치를 두어야 한다. 다만, 접합부의 두께가 현저하게 다를 경우에는 두께가 완만하게 변하도록 설계하여야 한다.

4.3.3 철근의 피복두께

- (1) 피복두께는 다음 값 이상이어야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ① 수중에서 타설하는 콘크리트 : 100 mm
 - ② 흠에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흠에 묻혀 있거나 수중에 있는 콘크리트 : 80 mm
 - ③ 흠에 접하거나 외기에 노출되는 콘크리트
 - (가) 주철근 : 60 mm
 - (나) 스테럽, 띠철근, 나선철근 : 40 mm
 - ④ 기상조건이 양호한 곳에서의 콘크리트 바닥판 슬래브
 - (가) 상단철근 : 50 mm
 - (나) 하단철근 : 30 mm
 - ⑤ 부식에 대한 적극적인 방지책이 없고 제빙염에 자주 노출되는 콘크리트 바닥판 슬래브
 - (가) 상단철근 : 70 mm
 - (나) 하단철근 : 30 mm
 - ⑥ 콘크리트가 흠에 접해 있지 않거나 외기에 노출되어 있지 않는 경우
 - (가) 주철근 : 40 mm
 - (나) 스테럽, 띠철근, 나선철근 : 30 mm
 - ⑦ 콘크리트 타설할 때부터 흠에 접해 있거나 또는 영구적으로 흠에 접해 있는 콘크리트 파일 : 60 mm
- (2) 피복두께는 철근지름 이상이어야 한다. 또한 다발철근을 사용할 경우에는 다발철근의 등가지름 이상이어야 하나 60 mm 보다 크게 할 필요는 없다. 다만, 흠에 접하여 콘크리트를 타설하여 영구히 흠에 묻혀있는 경우에는 피복두께를 80 mm 이상, 수중에서 콘크리트를 친 경우에는 100 mm 이상으로 하여야 한다.
- (3) 부식이나 염해 등에 영향을 받는 콘크리트는 피복 콘크리트의 밀도와 수밀성을 증가시키는 방법 또는 다른 방법으로 부식방지 성능을 적절히 증가시켜야 한다. 부식을 방지하는 다른 방법으로는 에폭시 도막철근, 특수 콘크리트 피복, 그리고 불투수막을 사용하거나 또는 이들을 조합하는 방법 등을 적용할 수 있다.
- (4) 장차 연장될 목적으로 표면에 노출되는 철근은 부식으로부터 보호되도록 조치를 취하여야 한다.

4.3.4 철근의 표준갈고리와 구부리기

4.3.4.1 표준갈고리

표준갈고리는 다음과 같이 분류하며 이를 도시하면 그림 4.3.1과 같다.

(1) 180° 표준갈고리

구부린 반원 끝에서 $4d_b$ 이상, 또한 60mm 이상 더 연장하여야 한다.

(2) 90° 표준갈고리

구부린 끝에서 $12d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.

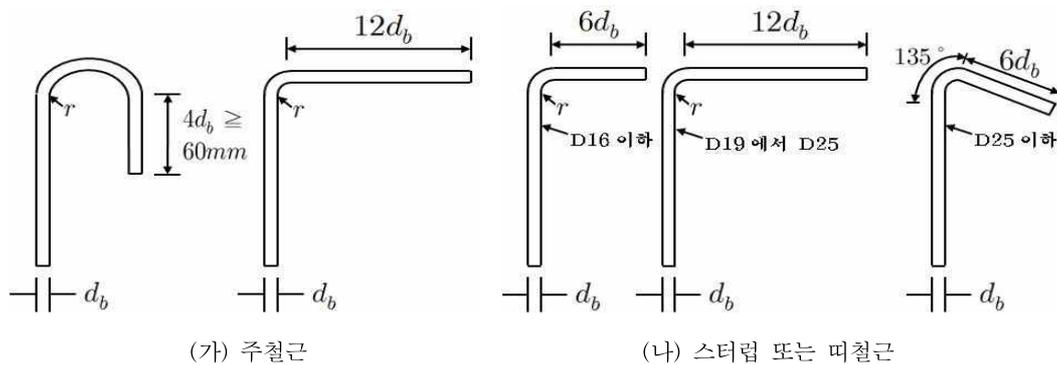


그림 4.3.1 표준갈고리의 형태

(3) 스티럽과 띠철근의 갈고리

① 90° 표준갈고리

(가) D16 이하의 철근은 구부린 끝에서 $6d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.

(나) D19, D22 및 D25인 철근은 구부린 끝에서 $12d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.

② 135° 표준갈고리

D25 이하의 철근은 구부린 끝에서 $6d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.

4.3.4.2 철근 가공

(1) 최소 내면 반지름

제 4 장 콘크리트교

- ① 180° 표준갈고리와 90° 표준갈고리
 180° 표준갈고리와 90° 표준갈고리의 구부림 최소 내면 반지름은 표 4.3.2의 값 이상이어야 한다.

표 4.3.2 구부림의 최소 내면 반지름

철근의 지름	최소 내면 반지름
D10 ~ D25	$3d_b$
D29 ~ D35	$4d_b$
D38 이상	$5d_b$

- ② 스테럽과 띠철근
 (가) D16 이하의 스테럽과 띠철근의 표준갈고리 구부림 내면 반지름은 $2d_b$ 이상이어야 한다.
 (나) D19 이상의 스테럽과 띠철근의 표준갈고리 구부림 내면 반지름은 표 4.3.2에 따라야 한다.
- ③ 용접철망
 스테럽 또는 띠철근으로 사용되는 용접철망(원형 또는 이형)의 표준갈고리 구부림 내면반지름은 이형철선 지름이 7mm 이상인 경우에는 $2d_b$, 그 밖에는 d_b 이상이어야 한다. 또한 $4d_b$ 보다 작은 내면 반지름으로 구부리는 경우에는 가장 가까이 위치한 용접 교차점부터 $4d_b$ 이상 떨어져서 철망을 구부려야 한다.

(2) 표준갈고리 이외에서의 최소 내면 반지름

- ① 스테럽이나 띠철근에서 철근의 구부림 내면 반지름은 그림 4.3.2(가)에 도시된 바와 같이 철근지름 이상이어야 한다.
- ② 굽힘철근의 구부리는 내면 반지름은 그림 4.3.2(나)에 도시된 바와 같이 $5d_b$ 이상이어야 한다.
- ③ 라멘구조의 모서리 부분의 외측에 연하는 철근의 구부리는 내면 반지름은 그림 4.3.2(다)에 도시된 바와 같이 $10d_b$ 이상이어야 한다.
- ④ 기타 철근의 구부림 내면 반지름은 표 4.3.2의 값 이상이어야 한다. 그러나 큰 응

력을 받는 곳에서 철근을 구부릴 때는 구부림 내면 반지름을 더 크게 하여 철근 반지름 내부의 콘크리트가 파쇄되는 것을 방지하여야 한다.

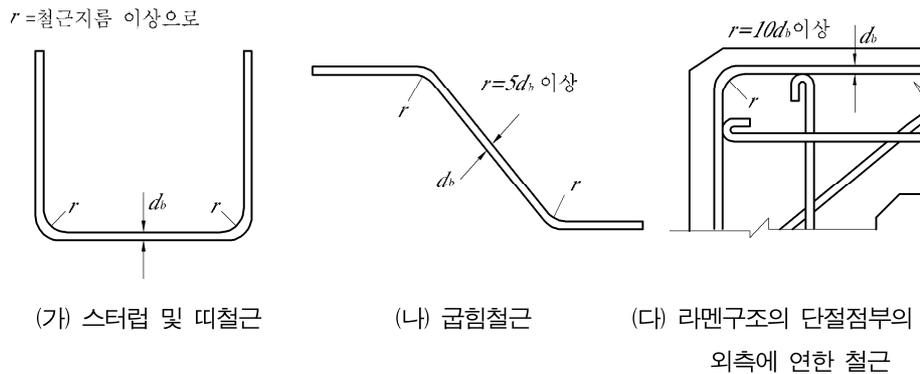


그림 4.3.2 철근의 구부림 내면반지름

(3) 철근 구부리기

- ① 책임기술자가 승인한 경우를 제외하고 모든 철근은 상온에서 구부려야 한다.
- ② 콘크리트 속에 일부가 묻혀있는 철근은 현장에서 구부리지 않도록 하여야 한다. 다만, 설계도면에 도시되어 있거나 책임기술자가 승인한 경우에는 콘크리트 속에 묻혀있는 철근을 구부릴 수 있다.

4.3.4.3 철근의 표면상태

- (1) 콘크리트를 칠 때 철근의 표면에는 부착을 저해하는 흙, 기름 또는 비금속 도막이 없어야 한다. 다만, KS D 3629에 규정한 에폭시 도막철근은 사용할 수 있다.
- (2) PS강재를 제외하고 철근의 녹이나 가공 부스러기 또는 그 조합은 KS D 3504에서 요구하고 있는 마디의 높이를 포함하는 철근의 최소 치수와 중량에 미달하지 않는 한 특별히 제거할 필요는 없다.
- (3) PS강재의 표면은 청결하게 유지하여야 하며 기름, 먼지, 가공부스러기, 흙집 및 과도한 녹이 없어야 한다. 다만, 강도에 영향을 주지 않는 경미한 녹은 허용할 수 있다.

4.3.5 철근의 간격 및 배치

4.3.5.1 철근의 간격

- (1) 현장타설 보의 정철근 또는 부철근의 수평 순간격은 40 mm, 굵은골재 최대치수의 1.5 배, 철근 공칭지름의 1.5배 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- (2) 프리캐스트 부재에서 철근의 수평 순간격은 25 mm, 굵은골재 최대치수의 4/3배, 철근의 공칭지름 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- (3) 보의 정철근 또는 부철근을 2단 이상으로 배치할 경우에는 그 연직 순간격을 25 mm 이상으로 하여야 하며, 상하 철근을 동일 연직면내에 두어야 한다.
- (4) 철근의 순간격에 대한 제한은 접촉된 겹침이음과 인접이음철근 또는 연속철근 사이의 순 간격에도 적용하여야 한다.
- (5) 철근간격을 철근지름으로 나타내는 경우 철근 다발의 지름은 등가단면적으로 환산된 1 개의 철근지름으로 보아야 한다.

4.3.5.2 주철근의 배치

- (1) 주철근은 D10 이상의 철근으로 하여야 한다.
- (2) 주철근은 2단 이하로 배치하는 것이 바람직하다.

4.3.5.3 다발철근의 배치

- (1) 여러 개의 철근을 묶어서 다발로 사용할 경우에는 한 다발 내에 4개 이하의 이형철근 이어야 하고, 이러한 다발철근은 스티럽이나 띠철근으로 둘러싸야 한다.
- (2) 각 다발철근의 철근단은 모든 철근을 받침점에서 끝나게 하지 않고, 부재의 경간 내에서 절단되는 경우에는 철근지름의 40배 이상 서로 엇갈리게 다발 내의 철근을 절단하여야 한다.
- (3) 보에서 D35를 초과하는 철근은 다발로 사용할 수 없다.

4.3.5.4 스테럽의 배치

- (1) 프리텐션 방식에 의한 부재를 제외하고는 복부에 배치되는 스테럽 및 굽힘철근은 D10 이상으로 하여야 한다.
- (2) 계산상 스테럽이 필요한 경우 스테럽의 간격은 4.4.6.3 (4)에 따라야 한다.
- (3) 굽힘철근을 사인장철근으로 사용할 때 그 간격은 식 (4.3.1)에 따라 계산된 값 이하로 하여야 한다.

$$a = \frac{1 + \cot\theta}{2} d \quad (4.3.1)$$

여기서, a 는 사인장철근의 부재축방향 간격(mm)이다.

4.3.5.5 띠철근의 배치

띠철근의 배치는 휨부재의 횡철근인 경우에는 4.3.6.3을 따르고, 압축부재의 횡철근인 경우에는 4.3.7.2(3)을 따라야 한다.

4.3.5.6 개구부 주위의 철근

박스거더의 하부플랜지나 격벽 등의 개구부 주변에는 응력집중 등에 대하여 철근을 배치하여야 한다.

4.3.5.7 현치에 의한 철근

그림 4.3.3에 나타낸 바와 같이 현치에는 그 안쪽에 연하여 철근을 배치하는 것을 원칙으로 한다.

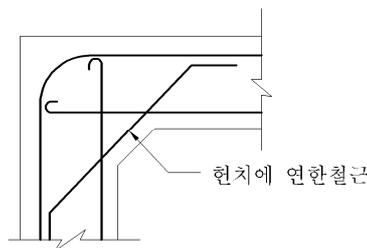


그림 4.3.3 현치에 의한 철근

제 4 장 콘크리트교

4.3.5.8 가외철근

- (1) 현장타설 콘크리트 보에서 복부 양측면의 축방향 가외철근은 D10 이상, 철근간격은 300 mm 이하이어야 한다.
- (2) 시공이음부에서는 신구 콘크리트 사이의 온도차, 건조수축의 차 등에 의하여 생기는 인장응력에 대하여 가외철근을 배치하여야 한다.
- (3) 바닥판 등에서 PS강재를 그림 4.3.4와 같이 배치할 때에는 PS강재 인장력의 분력에 의하여 콘크리트가 파손되지 않도록 가외철근을 배치하여야 한다.

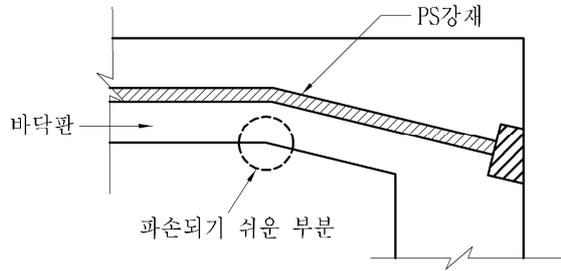


그림 4.3.4 바닥판의 현치부에서 파손되기 쉬운 부분

- (4) 그림 4.3.5에 나타난 바와 같이 플랜지 폭이 작고 가는 I형 프리캐스트 보의 경간중앙부분의 상연단 모서리에는 프리스트레스를 도입할 때 또는 가설할 때 생기는 인장응력에 대하여 가외철근을 두는 것이 바람직하다.

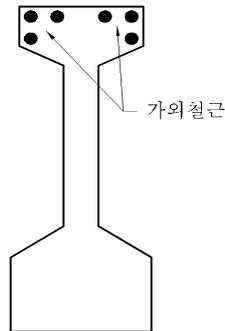


그림 4.3.5 가느디란 보의 가외철근

- (5) 프리스트레스트 콘크리트 T형보의 아래 플랜지에는 가외철근을 충분히 배치하는 것이 좋다.
- (6) 받침부에는 받침으로부터의 반력에 대하여 충분히 보강을 하여야 한다.

4.3.6 휨부재의 철근

4.3.6.1 최소 철근량

- (1) 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재의 모든 단면에 대하여 4.3.6.1(2)에 규정된 내용을 제외하고는 철근의 단면적 A_s 는 아래 식 (4.3.2)와 식 (4.3.3)에 의해 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{s, \min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (4.3.2)$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (4.3.3)$$

- (2) 플랜지가 인장상태인 정정구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s, \min}$ 은 위의 식(4.3.2)와 식(4.3.3)에서 b_w 에 플랜지의 유효폭 b 와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 철근 단면적 이상으로 하여야 한다.
- (3) 부재의 모든 단면에서 해석상 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배근되는 경우에는 4.3.6.1(1)과 4.3.6.1(2)의 규정을 적용하지 않을 수 있다.
- (4) 구조용 슬래브와 기초판에서의 철근의 최대간격은 슬래브 두께의 3배와 450 mm 중에서 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.3.6.2 철근분배

- (1) 최대 인장구역에서 휨인장 철근

- ① T형거더와 박스거더 플랜지가 인장을 받는 경우에는 인장철근을 거더 경간길이의 1/10인 폭 또는 4.2.2.6에 정의된 유효플랜지폭 중 작은 폭에 분포시켜 배근

제 4 장 콘크리트교

하여야 한다. 이때 거더복부의 중심간 거리인 실제 슬래브 폭이 유효 인장플랜지폭을 초과하는 경우에는 초과하는 바닥판 슬래브의 내민부분에 초과슬래브 단면적의 0.4% 이상의 추가 종방향 철근을 슬래브의 유효 인장플랜지폭 바깥부분에 배근하여야 한다.

- ② 보나 장선의 깊이 h 가 900 mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 인장연단으로부터 $h/2$ 지점까지 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치하여야 한다. 이때 표피철근의 간격 s 는 4.4.9.4(3)에 따라 결정하며, 여기서, t_c 는 표피철근의 표면에서 부재 측면까지 최단 거리이다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형률 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있다.

(2) T형거더와 박스거더의 횡방향 바닥판의 슬래브 철근

바닥판 슬래브의 하단에 배근되는 횡방향 철근의 1/3 이상은 외측에 배치된 거더의 복부 바깥면까지 연장하여야 한다. 이때 철근은 90° 표준갈고리에 의하여 정착하여야 한다. 슬래브가 마지막 거더복부를 지나 연속되어 있는 경우에는 횡방향 철근을 내민 슬래브까지 연장하여야 한다. 이러한 경우에는 정착길이는 표준갈고리에 의하여 소요되는 정착길이 이상이 되도록 거더복부의 바깥면을 지나 정착길이를 확보하여야 한다.

4.3.6.3 힘부재의 횡철근

- (1) 힘부재의 강도를 증가시키기 위해 압축철근이 배근된 경우, 종방향 철근 D32 이하에 대해서는 D10 이상, 종방향 철근 D35 이상이나 다발철근에 대해서는 D13 이상인 띠철근, 스테럽 또는 등가용접철망으로 종방향 철근을 둘러싸야 한다. 이때 띠철근의 간격은 종방향 철근지름의 16배를 넘지 않아야 한다. 이러한 스테럽과 띠철근은 압축철근이 요구되는 전 구간에 배근하여야 한다.
- (2) 비틀림철근은 폐쇄띠철근, 폐쇄스테럽 또는 나선철근으로 구성되어야 한다.
- (3) 폐쇄띠철근 또는 폐쇄스테럽은 종방향 철근 주위에 한 가닥의 스테럽이나 띠철근을 표준갈고리로 중첩시켜 만들거나 한 가닥 또는 두 가닥의 철근을 B급 이음($1.3 I_d$ 이음)으로 겹침이음하여 만들 수 있다.

- (4) 구조물에 주요한 손상을 일으킬 정도의 큰 지진이 발생할 확률이 높은 지진구역에서는 예상한 지진운동을 저항할 충분한 강도와 연성을 제공할 수 있도록 횡철근을 설계하여야 하고 배근상세를 제시하여야 한다.

4.3.7 압축부재의 철근

4.3.7.1 축방향 철근

- (1) 압축부재의 축방향 철근량은 기둥 전체 단면적의 1% 이상 6% 이하이어야 한다. 그리고 축방향 철근은 철근배치가 원형일 경우에는 6개 이상, 사각형일 경우에는 4개 이상으로 배근하여야 한다. 이 때 철근의 크기는 D16 이상이어야 한다.
- (2) 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재에서는 감소된 유효 단면적을 사용하여도 된다. 이때 감소된 유효 콘크리트 단면적은 총단면적의 1/2 이상이고, 하중을 지지하기 위해 1%의 축방향 철근을 요구하는 단면적 이상이어야 한다.

4.3.7.2 횡철근

(1) 일반사항

하중재하조건에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면을 갖는 압축부재에서 횡철근 요구조건은 구조해석이나 시험에서 구조적으로 충분한 강도를 발휘하는 것을 보여주는 경우에는 적용하지 않아도 된다.

(2) 나선철근

- ① 나선철근은 지름이 9mm 이상으로 그 간격이 균일하고 연속된 철근이나 철선으로 구성되어야 한다.
- ② 나선철근비 ρ_s 는 식 (4.3.4)에 의해 계산된 값 이상이어야 한다.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (4.3.4)$$

여기서, f_y 는 나선철근의 설계기준 항복강도로 500 MPa 이하이어야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ③ 나선철근의 순간격은 25 mm 이상 또는 굵은골재 최대치수의 4/3배 이상이어야 하며, 중심 간격은 주철근 직경의 6배 이하로 하여야 한다.
- ④ 나선철근의 정착은 나선철근의 끝에서 추가로 심부 주위를 1.5회전시켜 확보하여야 한다.
- ⑤ 나선철근은 확대기초 또는 다른 받침부의 상면에서 그 위에 지지된 부재의 최하단 수평철근까지 연장하여야 한다.
- ⑥ 나선철근의 이음은 철근 또는 철선지름의 48배 이상, 300 mm 이상의 겹침이음이거나 용접이음 또는 기계적 연결이어야 한다.
- ⑦ 나선철근은 설계된 치수로부터 벗어남이 없이 다룰 수 있고 배치할 수 있도록 그 크기를 확보하여야 하고 또한 이에 맞게 조립하여야 한다.

(3) 띠철근

- ① D35 미만의 종방향 철근은 D10 이상의 띠철근으로, D35 이상의 종방향 철근과 다발철근은 D13 이상의 띠철근으로 둘러싸야 한다. 이때 띠철근 대신 등가단면적의 이형철선 또는 용접철망을 사용할 수 있다.
- ② 띠철근의 수직간격은 압축부재 단면의 최소치수 이하, 300 mm 이하이어야 한다. 다만 D35 이상의 철근이 한 다발 내에 2개 이상으로 묶어 있을 경우에는 띠철근 간격을 위에 규정된 값의 1/2로 취하여야 한다.
- ③ 확대기초의 상면 또는 교차되는 골조부재에서 가장 가까이 배근된 종방향 철근으로부터 첫 번째 배근되는 띠철근은 배치간격을 다른 띠철근 간격의 1/2 이하로 하여야 한다. 또한 슬래브나 드롭패널에 배근된 최하단 수평철근 아래에 배근되는 첫 번째 띠철근도 다른 띠철근 간격의 1/2 이하이어야 한다.
- ④ 구속되지 않은 종방향 철근은 구속된 종방향 철근으로부터 띠철근을 따라 어느 쪽으로든지 600 mm 이상 떨어지지 않도록 배치하여야 한다. 이때 구속된 종방향 철근은 135° 이하로 구부려 가공된 띠철근 모서리에 의하여 횡지지 시켜야 한다. 그러나 종방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있으며 이 때 종방향 철근을 구속하기 위한 추가적인 횡방향 철근의 배치는 하지 않아도 좋다.

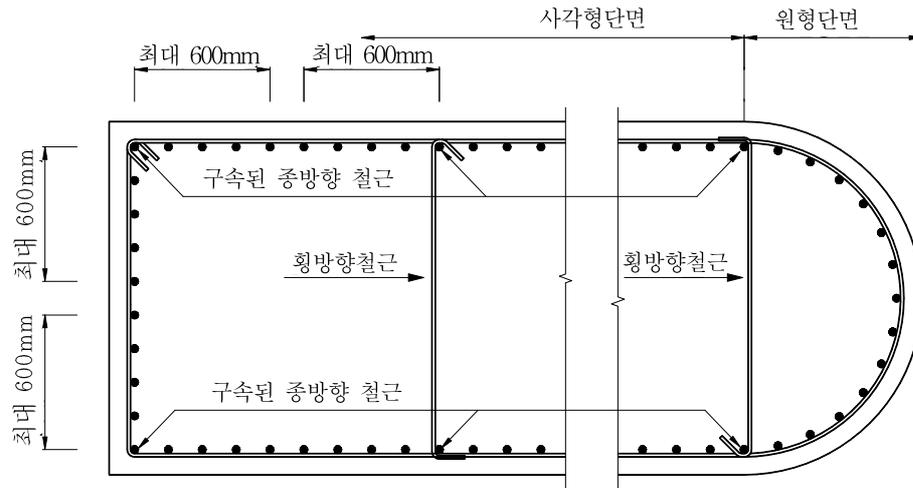


그림 4.3.6 띠철근으로 횡지지된 기둥단면(비내진)

- (4) 구조물에 주요한 손상을 일으킬 정도의 큰 지진이 발생할 확률이 높은 지진구역에서는 예상한 지진운동을 저항할 충분한 강도와 연성을 제공할 수 있도록 기둥교각에 대하여 횡철근을 배근하여야 하고 또한 배근상세를 제시하여야 한다.

4.3.8 기둥철근의 특별 배근상세

기둥 연결부에서 단면치수가 변하는 경우 다음 규정에 따라 육섯 굽힘철근을 배근하여야 한다.

- (1) 육섯 굽힘철근의 굽힘부에서는 경사는 1/6을 초과하지 않아야 한다.
- (2) 육섯 굽힘철근의 굽힘부를 벗어난 상하부 철근은 기둥축에 평행하여야 한다.
- (3) 육섯 굽힘철근의 굽힘부에는 띠철근, 나선철근 또는 바닥구조에 의해 수평지지가 이루어져야 한다. 이때 수평지지는 육섯 굽힘철근의 굽힘부에서 계산된 수평분력의 1.5배를 지지할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (4) 육섯 굽힘철근은 거푸집 내에 배근하기 전에 구부려야 한다.
- (5) 기둥 연결부에서 상하부의 기둥면이 75 mm 이상 떨어진 경우에는 축방향 철근을 굽힘시켜 육섯 굽힘철근으로 사용할 수 없다. 이러한 경우에는 별도의 연결철근을 축방향

제 4 장 콘크리트교

철근에 겹침이음하여 읍셋 굽힘철근으로 사용하여야 한다. 이때 겹침이음은 4.3.20의 규정을 따라야 한다.

4.3.9 건조수축 및 온도 철근

- (1) 교대, 기초 등 교량 하부구조에 배치하여야 하는 온도 및 수축 철근의 단면적은 $0.0015hs$ 이상이어야 한다. 여기서, h 는 부재의 두께이며 s 는 온도 및 수축 철근의 간격이다. 다만, 온도 및 수축 철근 단면적을 단위 m 당 $1,800 mm^2$ 보다 크게 취할 필요는 없다.
- (2) 온도 및 수축 철근은 벽체와 슬래브의 노출면에 가깝게 양면의 각 방향으로 각각 단위 m 당 $300 mm^2$ 이상 배근하여야 하며, 철근의 간격은 벽체 또는 슬래브 두께의 5배 이하, $450 mm$ 이하이어야 한다.

4.3.10 휨철근의 정착

4.3.10.1 일반사항

- (1) 철근콘크리트 부재 각 단면의 철근에서 계산된 인장력 또는 압축력이 문힘길이, 갈고리, 기계적 정착 또는 이들의 조합에 의하여 단면의 양측에서 발휘될 수 있도록 철근을 정착하여야 한다. 이때 갈고리는 인장철근을 정착하는 데만 유효한 것으로 본다.
- (2) 인장철근은 구부러져 복부를 지나 부재의 반대측에 있는 철근과 연속시키거나 거기에 정착시켜도 된다.
- (3) 휨부재에서 철근의 정착에 대한 위험단면은 최대 응력점과 경간 내에서 인접철근이 끝나거나 굽힘된 점들이다. 이러한 위험단면에서 정착에 대한 안전을 검토하여야 한다. 이때 4.3.10.2(3)의 규정도 만족하여야 한다.
 - ① 단순경간의 받침부와 캔틸레버의 자유단을 제외하고 나머지 단면에 대해서는 휨을 저항하는데 더 이상 철근을 필요하지 않는 점에서 부재의 유효높이 d , $15d_b$ 또는 순경간의 $1/20$ 중 큰 값만큼 더 연장하여야 한다.
 - ② 연속철근은 굽힘되거나 끊은 철근이 휨을 저항하는데 더 이상 필요하지 않은 점에서 정착길이 l_d 이상의 문힘길이를 가져야 한다.

- (4) 전단강도를 계산하는 데 사용된 부재의 폭에 배근된 휨철근은 다음 조건 중 하나를 만족하지 않는 한 인장구역에서 절단하여서는 안 된다.
- ① 절단점에서의 계수전단력이 전단철근에 의해 주어지는 전단강도를 포함하여 계산된 전체 전단강도의 2/3를 초과하지 않는 경우
 - ② 절단점에서 부재의 유효높이 3/4 이상의 구간에 절단철근에 의하여 전단과 비틀림에 대해 필요한 철근량을 초과하는 스테럽이 배근되어 있는 경우, 이때 초과되는 스테럽의 단면적 A_v 는 $0.42 \frac{b_w s}{f_y}$ 이상이어야 하고 간격 s 는 $\frac{d}{8\beta_b}$ 이내라야 한다. 여기서, β_b 는 한 단면에서 전체 인장철근량에 대한 절단된 철근량과의 비로 나타낸다.
 - ③ D35 이하의 철근에 대해서는 연속철근이 절단점에서 휨에 필요한 철근량의 2배가 되고 계수전단력이 전단강도의 3/4를 초과하지 않는 경우
- (5) 철근응력이 모멘트와 비례하지 않는 휨부재의 인장철근에 대해서는 충분한 단정착이 마련되어야 한다. 이와 같은 부재는 경사형, 계단형 또는 변단면 확대기초, 브래킷, 깊은 휨부재 또는 인장철근이 압축면에 평행하지 않는 부재들이다.
- (6) 이 장에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$ 는 8.4 MPa를 초과하지 않아야 한다.

4.3.10.2 정철근의 정착

- (1) 단순부재에서는 정철근의 1/3 이상, 연속부재에서는 정철근의 1/4 이상을 부재의 같은 측에 연하여 받침부내에 연장하여야 한다. 보에서는 이러한 철근을 150 mm 이상 받침부내에 연장하여야 한다.
- (2) 휨부재가 횡하중을 지지하는 구조물의 한 요소라면 위의 (1)에 의해 받침부내로 연장되는 정철근은 받침부의 전면에서 설계기준 항복강도 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.
- (3) 단순받침부와 반곡점의 정철근은 4.3.11의 규정에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착길이 l_d 가 식 (4.3.5)를 만족하도록 철근지름을 제한하여야 한다. 다만 표준갈고리 또는 적어도 표준갈고리에 등가되는 기계적 정착에 의해 단순받침부의 중심을 지나 절단되는 철

제 4 장 콘크리트교

근에 대해서는 식 (4.3.5)를 만족하지 않아도 된다. 또한 $\frac{M_n}{V_u}$ 의 값은 철근의 끝부분이 반력으로 눌러있을 경우에는 30 % 증가시킬 수 있다.

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (4.3.5)$$

4.3.10.3 부철근의 정착

- (1) 연속되거나 구속된 부재, 캔틸레버 부재 또는 강결된 골조구조에 배근된 부철근은 문힘길이, 갈고리 또는 기계적 정착에 의하여 받침부내에 정착되거나 받침부를 지나서 정착되어야 한다.
- (2) 부철근은 4.3.10.1의 (1)에서 (3)까지의 규정에서 요구하는 소요 문힘길이를 경간 내에 가져야 한다.
- (3) 받침부에서 부모멘트에 대해 배근되는 전체 철근량의 1/3 이상은 부재의 유효깊이, $12d_b$ 또는 순경간의 1/16 중 제일 큰 값 이상의 문힘길이를 반곡점을 지나 연장하여야 한다.

4.3.11 인장이형철근 및 이형철선의 정착길이

4.3.11.1 정착길이

- (1) 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d 는 설계자의 적절한 판단하에 4.3.11.2의 기본 정착길이 l_{db} 에 4.3.11.3의 보정계수를 고려하는 방법 혹은 식 (4.3.7)에 의한 방법 중 선택적으로 적용하여야 한다.
- (2) l_d 는 300 mm 이상이어야 한다.

4.3.11.2 기본정착길이

인장이형철근 및 이형철선의 기본정착길이 l_{db} 는 다음과 같다.

$$l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (4.3.6)$$

4.3.11.3 보정계수

(1) 철근지름의 치수, 철근 순간격 및 피복두께와 횡방향 철근의 배근 여부에 따라 보정계수를 표 4.3.3에 의해 구하여야 한다.

표 4.3.3 보정계수

조 건	철 근 지 림	D19 이하의 철근과 이형철선	D22 이상의 철근
	정착되거나 이어지는 철근 순간격이 d_b 이상이고 피복두께도 d_b 이상이면서 l_d 전 구간에 설계기준에 규정된 최소철근량 이상의 스티럽 또는 띠철근을 배근한 경우 또는 정착되거나 이어지는 철근 순간격이 $2d_b$ 이상이고 피복두께가 d_b 이상인 경우		$0.8 \alpha \beta \lambda$
기 타		$1.2 \alpha \beta \lambda$	$1.5 \alpha \beta \lambda$

(2) 표 4.3.3에 수록된 α, β, λ 는 다음과 같다.

① α = 배근 위치계수

- (가) 상부철근(정착길이 또는 겹침이음부 아래 300mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 수평철근) 1.3
- (나) 기타 철근 1.0

② β = 에폭시 도막계수

- (가) 피복두께가 $3d_b$ 미만 또는 순간격이 $6d_b$ 미만인 에폭시 도막철근 또는 철선 1.5
- (나) 기타 에폭시 도막철근 또는 철선 1.2

제 4 장 콘크리트교

- (다) 도막 되지 않은 철근 1.0
- ③ λ = 경량 콘크리트계수
 - (가) f_{sp} 가 주어지지 않은 경량 콘크리트 1.3
 - (나) f_{sp} 가 주어진 경량 콘크리트 $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.76f_{sp}} \geq 1.0$
 - (다) 보통 콘크리트 1.0
- ④ 예폭시 도막철근이 상부철근인 경우에는 상부철근의 보정계수 α 와 예폭시 도막 계수 β 의 곱 $\alpha\beta$ 를 1.7보다 크게 취할 필요는 없다.

4.3.11.4 공식에 의한 정착길이 산정

(1) 4.3.11.2의 기본정착길이와 4.3.11.3의 표 4.3.3의 보정계수를 곱하여 정착길이를 구하는 방법 외에 다음과 같은 식 (4.3.7)에 의해 정착길이를 구할 수 있다.

$$l_d = \frac{0.90d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right) \quad (4.3.7)$$

식 (4.3.7)에서 $\frac{c + K_{tr}}{d_b}$ 는 2.5 이하이어야 한다.

(2) 식 (4.3.7)의 계수 γ , c 와 K_{tr} 은 다음과 같다.

- ① γ = 철근 지름계수
 - (가) D19 이하의 철근과 이형철선 0.8
 - (나) D22 이상의 철근 1.0

② c = 피복두께 또는 철근간격
 c 는 철근 또는 철선의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 거리로 나타낸 피복 두께 또는 철근 또는 철선의 중심간 거리의 1/2 중 작은 값을 사용하여 mm단위로 나타낸다.

(3) K_{tr} = 횡방향 철근지수 = $\frac{A_{tr} f_{yt}}{10.7 s n}$

횡방향 철근이 배근되어 있더라도 설계를 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$ 으로 사용할 수 있다.

4.3.11.5 배근된 철근량이 소요 철근량을 초과하는 경우

f_y 를 발휘하는 정착을 특별히 요구하는 경우를 제외하고, 휨부재에 배근된 철근량이 해석에 의해 요구되는 소요 철근량을 초과하는 경우에는 계산된 정착길이에 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s}\right)$ 를 곱하여 정착길이를 감소시킬 수 있다.

4.3.12 압축 이형철근의 정착길이

4.3.12.1 정착길이

- (1) 압축 이형철근의 정착길이 l_d 는 4.3.12.2의 기본정착길이에 4.3.12.3에 따라 적용할 수 있는 모든 조건의 보정계수를 곱하여 구하여야 한다.
- (2) l_d 는 200 mm 이상이어야 한다.

4.3.12.2 기본정착길이

압축 이형철근의 기본정착길이는 다음과 같다.

$$l_{db} = \frac{0.25d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (4.3.8)$$

다만, $0.04d_b f_y$ 이상이어야 한다.

4.3.12.3 보정계수

- (1) 해석결과 소요되는 철근량 이상을 배근한 경우 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s}\right)$
- (2) 지름이 6 mm 이상이고 나선간격이 100 mm 이하인 나선철근 또는 중심 간격 100 mm 이하로 4.3.7.2(2)의 요구조건에 따라 배근된 D13 띠철근으로 둘러싸인 압축 이형철근 0.75

4.3.13 다발철근의 정착길이

4.3.13.1 정착길이

인장 또는 압축을 받는 하나의 다발철근 내에 있는 개개 철근의 정착길이는 철근다발이 아닌 경우 각 철근의 정착길이에 3개의 철근으로 구성된 다발철근에 대해서는 20%, 4개의 철근으로 구성된 다발철근에 대해서는 33%를 증가시켜야 한다.

4.3.13.2 보정계수

다발철근의 정착길이 계산시 4.3.11에 기술된 계수를 적절하게 선택하기 위해 다발철근 한 묶음은 한 다발 내에 전체 철근단면적을 등가단면으로 환산하여 계산된 지름으로 된 하나의 철근으로 취급하여야 한다.

4.3.14 인장을 받는 표준갈고리의 정착

4.3.14.1 정착길이

- (1) 표준갈고리로 끝나는 인장 이형철근의 정착길이 l_{dh} 는 4.3.14.2의 기본정착길이 l_{hb} 에 4.3.14.3의 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여 정착길이를 구하여야 한다.
- (2) l_{dh} 는 $8d_b$ 이상, 150 mm 이상이어야 한다.

4.3.14.2 기본정착길이

철근의 설계기준항복강도가 400 MPa인 경우, 기본정착길이 l_{hb} 는 다음과 같다.

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f_{ck}}} \tag{4.3.9}$$

4.3.14.3 보정계수

- (1) 철근의 항복강도

$$f_y = 400 \text{ MPa 이 외의 철근} \dots\dots\dots \frac{f_y}{400}$$

- (2) 콘크리트 피복두께
 D35 이하 철근에서 갈고리 평면에 수직 방향인 측면 피복두께가 70 mm 이상이며, 90° 표준갈고리에 대해서는 갈고리를 넘어선 부분의 철근 피복두께가 50 mm 이상인 경우 0.7
- (3) 띠철근 또는 스테럽
 D35 이하 철근으로 가공된 갈고리의 전 정착구간 l_{db} 를 갈고리 철근지름의 3배 이하 간격으로 띠철근 또는 스테럽이 둘러싼 경우 0.8
- (4) 배근된 철근량이 소요철근량을 초과하는 경우
 f_y 를 전부 발휘하는 정착을 특별히 요구하지 않는 단면에서 휨철근이 소요량 이상 배근된 경우 $\left(\frac{\text{소요} A_s}{\text{배근} A_s} \right)$
- (5) 경량 콘크리트 1.3
- (6) 에폭시 도막된 갈고리철근 1.2

4.3.14.4 갈고리 철근의 정착효과

- (1) 갈고리는 압축을 받는 구역에서 철근정착에 유효하지 않다.
- (2) 부재의 불연속단에서 갈고리 철근의 양측면과 상부(또는 하부)의 피복두께가 70 mm 미만으로 표준 갈고리에 의해 정착되는 경우에는 전 정착길이 구간을 갈고리 철근 지름의 3배 이하 간격으로 띠철근이나 스테럽으로 둘러싸야 한다. 이러한 경우 4.3.14.3(3)의 보정계수 0.8은 적용하지 않는다.

4.3.15 인장 용접철망의 정착

4.3.15.1 용접이형철망

(1) 정착길이

- ① 위험단면에서 철선 단부까지의 거리로 나타내는 용접이형철망의 정착길이 l_d 는 4.3.11.1에서 구한 정착길이에 4.3.15.1(2)의 기술된 철망계수를 곱하여 구하여야 한다.
- ② 4.3.18의 규정에 따라 겹침이음길이를 계산하는 경우를 제외하고 4.3.11.5에 해당되는 경우에는 정착길이를 줄일 수 있지만 200 mm 이상이어야 한다.
- ③ 4.3.15.1(2)에 기술된 철망계수를 사용하여 에폭시 도막된 용접이형철망의 정착길이를 구할 때 4.3.11.3의 에폭시 도막계수 β 는 1.0을 사용하여도 좋다.
- ④ 원형철선이 정착길이 방향으로 이형철선 내에 배치된 경우 철망은 4.3.15.2에 따라 정착하여야 한다.

(2) 철망계수

- ① 위험단면에서 50 mm 이상 떨어진 곳에 1개 이상의 교차철선이 정착길이 내에 있는 용접이형철망의 철망계수는 다음 중 큰 값을 선택하여야 한다. 그러나 이 계수를 1.0보다 큰 값으로는 취하지 않는다.

$$\left(\frac{f_y - 245}{f_y} \right) \quad \text{또는} \quad \left(\frac{5d_b}{s_w} \right)$$

- ② 정착길이 내에 교차철선이 없거나 위험단면에서 50 mm 이내에 1개의 교차철선이 있는 용접이형철망의 철망계수는 1.0으로 선택하고 정착길이는 이형철선의 정착길이 산정방법에 따라 구하여야 한다.

4.3.15.2 용접원형철망

(1) 정착길이

- ① 위험단면에서 50 mm 이상 떨어진 곳에 2개 이상의 교차철선이 정착길이 내에 묻혔을 때 용접원형철망이 설계기준 항복강도를 발휘할 수 있는 것으로 보아야

한다. 그러나 위험 단면에서 가장 바깥에 위치한 교차철선까지의 거리로 나타내는 정착길이 I_d 는 4.3.15.2(2)의 기본정착길이에 4.3.15.2(3)의 보정계수를 곱하여 구한 값 이상이어야 한다.

- ② 용접원형철망의 정착길이는 150 mm 이상이어야 한다. 다만 4.3.19.2의 인장용접 원형철망의 겹침이음길이를 계산하는 경우에는 적용되지 않는다.

(2) 기본정착길이

인장원형철망의 기본정착길이 I_{db} 는 다음과 같다.

$$I_{db} = 3.23 \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \quad (4.3.10)$$

(3) 보정계수

- ① 해석결과 소요되는 철근량 이상을 배근한 경우 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s} \right)$
- ② 경량 콘크리트계수, λ
- (가) f_{sp} 가 주어지지 않은 경우 1.3
- (나) f_{sp} 가 주어진 경우 $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.76f_{sp}} \geq 1.0$

4.3.16 기계적 정착

4.3.16.1 기계적 정착장치

- (1) 콘크리트에 손상을 주지 않고 철근의 강도를 발휘할 수 있는 어떠한 기계적 정착장치도 정착방법으로 사용할 수 있다.
- (2) (1)의 기계적 정착장치가 적합함을 보증하는 시험결과를 책임기술자에게 제시하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

4.3.16.2 조합정착

철근의 정착은 기계적 정착장치와 철근의 최대응력점과 기계적 정착장치 사이의 추가 문힘길이의 조합으로 이루어질 수 있다.

4.3.17 복부철근의 정착

4.3.17.1 스테럽의 정착

- (1) 복부철근은 피복두께 요구조건과 다른 철근과의 간격이 허용하는 한, 부재의 압축면과 인장면 가까이까지 연장하여야 한다.
- (2) 한 가닥 U형 또는 복U형 스테럽의 단부는 다음 방법 중 한 가지 방법에 의해 정착하여야 한다.
 - ① D16 이하 철근 또는 공칭지름 16 mm 이하인 이형철선으로 가공된 스테럽은 종방향 철근을 둘러싸는 표준갈고리로 정착하여야 한다.
 - ② f_y 가 300 MPa 이상인 D19, D22 및 D25 스테럽은 종방향 철근을 둘러싸는 표준갈고리 외에 추가로 부재의 중간 높이에서 갈고리 단부의 바깥면까지 $\frac{0.17d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}}$ 이상의 문힘길이를 확보하여 정착하여야 한다.
 - ③ U형 스테럽을 구성하는 용접원형철망으로 구성된 U형 스테럽의 각 가닥은 (가) 또는 (나)의 방법으로 정착시켜야 한다.
 - (가) U형 스테럽의 가닥 상부에 50 mm 간격으로 2개의 종방향 철선을 배치하여야 한다.
 - (나) 종방향 철선 하나는 압축면에서 $d/4$ 이하에 배치하고 두 번째 종방향 철선은 첫 번째 철선으로부터 50 mm 이상의 간격으로 압축면에 더 가까이 배치하여야 한다. 이때 두 번째 종방향 철선은 굴곡부 밖에 두거나 굴곡부 내면지름이 $8d_b$ 이상일 경우에는 굴곡부상에 둘 수 있다.
 - ④ 용접원형 또는 이형철망의 한 가닥 스테럽인 경우에는 각 단부에 2개의 종방향 철선을 50 mm 이상 떨어지도록 배치하되 안쪽의 철선은 부재의 중간 높이

$d/2$ 에서 $d/4$ 또는 50mm 중 큰 값 이상 떨어지도록 배치하여야 한다. 이때 인장면의 바깥에 배치된 종방향 철선은 인장면에서 가장 가깝게 배근된 휨 주철근보다 인장면에 더 가까이 배치하여야 한다.

- (3) U형 또는 복U형 스테럽의 양 정착단 사이의 연속구간 내에 구부린 부분은 종방향 철근을 둘러싸야 한다.

4.3.17.2 굽힘철근의 정착

전단철근으로 사용하기 위하여 굽힘된 종방향 철근이 인장구역으로 연장되는 경우에는 종방향 철근과 연속시켜야 하고, 압축구역으로 연장되는 경우에는 식 (4.4.33)을 만족시키는 응력을 f_y 대신 사용하여 4.3.11에 따라 계산된 정착길이를 부재의 중간높이 $d/2$ 이상으로 확보하여야 한다.

4.3.17.3 폐쇄스터럽

- (1) 폐쇄목적으로 배근된 한 쌍의 U형 스테럽 또는 띠철근은 겹침이음길이가 $1.3 I_d$ 이상일 때 적절하게 이어진 것으로 본다.
- (2) 높이가 철근 규격별 최소 겹침이음길이($1.3 I_d$) 이하인 부재에서 스테럽의 가닥들이 부재의 전 깊이까지 연장된다면 폐쇄스터럽의 이음이 적절한 것으로 본다. 다만 높이가 450mm 이상이어야 한다. 이때 한 가닥의 이음부에서 발휘할 수 있는 인장력 $A_v f_y$ 는 40kN 이하이어야 한다.

4.3.18 철근의 이음

철근은 설계도 또는 시방서에서 요구하거나 허용한 경우 또는 책임기술자의 승인 하에서만 이음을 할 수 있다.

4.3.18.1 겹침이음

- (1) D35를 초과하는 철근은 겹침이음해서는 안된다. 다만, 4.3.18.4의 (1), (2)는 이 규정을 적용하지 않는다.

제 4 장 콘크리트교

- (2) 다발철근의 겹침이음은 다발내의 개개 철근에 대해 필요로 하는 겹침이음길이에 따라 결정하여야 하며, 각 철근은 4.3.13에 따라 겹침이음길이를 증가시켜야 한다. 그리고 한 다발 내에서 각 철근의 이음은 중복하지 않아야 한다. 또한 두 다발철근을 개개 철근처럼 겹침이음하지 않아야 한다.
- (3) 휨부재에서 서로 접촉되지 않게 겹침이음 된 철근은 횡방향으로 소요 겹침이음길이의 1/5 또는 150 mm 중 작은 값 이상 떨어지지 않아야 한다.

4.3.18.2 용접이음과 기계적 연결

- (1) 용접이음은 철근의 설계기준 항복강도의 f_y 의 125% 이상을 발휘할 수 있는 완전용접이어야 한다.
- (2) 기계적 연결은 철근 설계기준 항복강도의 f_y 의 125% 이상을 발휘할 수 있는 완전 기계적 연결이어야 한다.
- (3) (1) 또는 (2)의 요구조건을 만족하지 않는 용접이음이나 기계적 연결은 4.3.18.3(3)의 ②의 규정을 만족하는 D16 이하의 철근에만 허용하여야 한다.

4.3.18.3 인장이형철근 및 이형철선의 이음

(1) 겹침이음 등급

- ① A급 이음 : $1.0 I_d$ 이상
- ② B급 이음 : $1.3 I_d$ 이상

여기서 I_d 는 4.3.11에 따라 계산된 인장 이형철근의 정착길이이다. 이때 4.3.11.5는 적용하지 않는다.

(2) 겹침이음 길이

- ① A급 이음

배근된 철근량이 이음부 전 구간에서 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고, 소요 겹침이음 길이내 겹침이음 된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우에는 A급 이음으로 할 수 있다.

- ② B급 이음
 ①에 해당되지 않은 경우에는 B급 이음이어야 한다.
 ③ 300 mm 이상이어야 한다.
- (3) 용접이음 또는 기계적 연결
 ① 이음부에서 배근된 철근량이 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 미만인 경우에는 4.3.18.2의 (1) 또는 (2)의 요구조건을 만족하여야 한다.
 ② 4.3.18.2의 (1) 또는 (2)를 만족하지 않더라도 이음부에 배근된 철근량이 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고, 다음 규정을 만족하는 경우에는 D16 이하의 철근에 대해서는 용접이음 또는 기계적 연결에 의한 이음을 허용한다.
 (가) 각 철근의 이음부는 서로 600 mm 이상 엇갈려야 하고, 이음부에서 계산된 인장응력의 2배 이상을 발휘할 수 있어야 한다. 또한, 배근된 전체 철근이 140 MPa 이상의 응력을 발휘할 수 있어야 한다.
 (나) 각 단면에서 발생하는 인장력을 계산할 때 이어진 철근은 규정된 이음강도를 발휘하는 것으로 보아야 하나 f_y 보다 크지 않아야 한다. 이어지지 않은 연속철근의 인장응력은 설계기준 항복강도 f_y 를 발휘할 수 있도록 계산된 정착길이 l_d 에 대한 짧게 배치된 정착길이와의 비에 f_y 를 곱하여 사용하여야 하나 f_y 보다 크지 않아야 한다.
- (4) 인장 부재의 철근이음
 인장부재의 철근이음은 4.3.18.2(1) 또는 (2)에 따라 완전용접이나 기계적 연결로 이루어져야 한다. 이 때 인접철근의 이음은 750 mm 이상 떨어져서 서로 엇갈려야 한다.

4.3.18.4 압축 이형철근의 이음

- (1) 겹침이음
 ① 압축철근의 겹침이음길이는 f_y 가 400 MPa 이하인 경우에는 $0.072 f_y d_b$ 이상, f_y 가 400 MPa를 초과할 경우에는 $(0.13f_y - 24)d_b$ 이상이어야 하고, 어느 경우에도 300 mm 이상이어야 한다. 이때 콘크리트의 설계기준 압축강도가 21 MPa 미만인 경우에는 겹침이음길이를 1/3 증가시켜야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ② 서로 다른 치수의 철근을 압축부에서 겹침이음 하는 경우, 이음길이는 치수가 큰 철근의 정착길이와 치수가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다. 이때 D41과 D51 철근은 D35 이하 철근과 겹침이음을 허용할 수 있다.
- (2) 용접이음 또는 기계적 연결
압축부에서 사용한 용접이음과 기계적 연결은 4.3.18.2의 (1)과 (2)의 요구조건을 만족하여야 한다.
- (3) 단부 지압이음
- ① 철근이 압축력만을 받을 경우는 철근과 직각으로 절단된 철근의 양끝을 적절한 장치에 의해 중심이 잘 맞도록 접촉시킴으로써 압축응력을 직접 지압에 의해 전달할 수 있어야 한다.
- ② 철근의 양 단부는 철근 축의 직각면에 1.5° 내의 오차를 갖는 평탄한 면이 되어야 하고 조립 후 지압면의 오차는 3° 이내이어야 한다.
- ③ 단부지압 이음은 폐쇄띠철근, 폐쇄스터립 또는 나선철근을 갖는 압축부재에서만 사용하여야 한다.

4.3.19 인장 용접철망의 이음

4.3.19.1 용접이형철망

- (1) 용접이형철망을 겹침이음하는 최소길이는 두 장의 철망이 겹쳐진 길이가 $1.3I_d$ 이상 또는 200 mm 이상이어야 한다. 이때 각 철망의 가장 바깥에 있는 교차철선 사이의 간격은 50 mm 이상이어야 한다. 여기서, I_d 는 4.3.15.1의 규정에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.
- (2) 겹침이음길이 사이에 교차철선이 없는 용접이형철망의 겹침이음은 이형철선의 겹침이음 규정에 따라야 한다.
- (3) 원형철선이 겹침이음 방향으로 이형철망 내에 있는 경우 또는 이형철망이 원형철망과 겹침이음 되는 경우에는 철망은 4.3.19.2에 따라 겹침이음 하여야 한다.

4.3.19.2 용접원형철망

- (1) 이음위치에서 배근된 철근량이 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 미만인 경우에 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 겹침길이는 교차철선 한마디 간격에 50 mm 를 더한 길이, $1.5 l_d$ 또는 150 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다. 여기서, l_d 는 4.3.15.2의 규정에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.
- (2) 이음위치에서 배근된 철근량이 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상인 경우에는 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 겹침길이는 $1.5 l_d$ 또는 50 mm 중 큰 값 이상 이어야 한다. 여기서, l_d 는 4.3.15.2의 규정에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.

4.3.20 기둥철근 이음에 관한 특별규정

기둥에 배근되는 철근의 이음은 기둥에서의 모든 하중조합에 대한 요구조건을 만족하여야 하며, 이음방법은 겹침이음, 맞댐 용접이음, 기계적 연결 또는 단부지압 이음으로 다음 규정을 만족하여야 한다.

(1) 기둥철근의 겹침이음

- ① 계수하중에 의해 철근이 압축응력을 받는 경우 겹침이음은 4.3.18.4(1)에 따라야 하며 다음의 (가), (나)를 적용할 수 있는 경우에는 이를 따라야 한다.
- (가) 띠철근 기둥에서 겹침이음길이 전반에 걸쳐서 띠철근의 유효단면적이 $0.0015 hs$ 이상일 경우, 겹침이음길이 계산시 0.83을 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다. 여기서 유효단면적은 부재의 치수 h 에 수직인 띠철근가닥의 전체 단면적으로 구하여야 한다.
- (나) 나선철근 기둥에서 나선철근으로 둘러싸인 축방향 철근의 겹침이음길이 계산시 0.75를 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다.
- ② 계수하중하에서 철근이 $0.5 f_y$ 이하의 인장응력을 받고 어느 한 단면에서 전체 철근의 1/2을 초과하는 철근이 겹침이음되면 B급 이음으로, 전체 철근의 1/2이하가 겹침이음 되고, 그 겹침이음이 교대로 l_d 이상 서로 엇갈려 있으면 A급 이음으로 하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

③ 계수하중하에서 철근이 $0.5 f_y$ 보다 큰 인장응력을 받는 경우 인장 겹침이음은 B급 이음으로 하여야 한다.

(2) 기둥철근의 용접이음과 기계적 연결

기둥철근의 용접이음이나 기계적 연결은 4.3.18.2의 (1)과 (2)의 요구조건을 만족하여야 한다.

(3) 기둥철근의 단부지압이음

① 4.3.18.4(3)에 따른 단부지압 이음은 이음이 서로 엇갈려 있거나 이음위치에서 추가철근이 배근된다면 압축을 받는 기둥철근에 적용할 수 있다.

② 기둥 각 면에 배근된 연속철근은 그 면에 배근된 수직철근량에 설계기준 항복강도 f_y 의 25%를 곱한 값 이상의 인장강도를 가져야 한다.

4.4 강도설계법

4.4.1 일반사항

- (1) 콘크리트구조설계의 경우, 부재는 이 설계기준에 의한 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 적절한 강도를 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 4장의 설계기준은 구조물에 발생할 수 있는 모든 하중에 저항할 수 있도록 설계된다는 가정에 근거한다.

4.4.1.1 적용범위

이 절은 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교에 적용할 수 있다.

4.4.2 강도

4.4.2.1 소요강도

단면의 소요강도는 규정된 설계하중조합에 의한 계수하중을 저항하는 데 필요한 강도이다. 구조물과 구조부재의 모든 단면은 적어도 소요강도와 같은 크기의 설계강도를 가져야 한다. 강도설계법의 기본 요구조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{설계강도} \geq \text{소요강도}$$

여기서, 소요강도는 계수하중을 저항하는 데 필요한 부재단면의 소요강도, 즉 부재단면에 발생하는 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등을 말한다.

강도설계법에서는 구조물의 안전성을 두 가지 방법으로 확보하고 있다. 첫째, 소요강도는 과중하중 및 구조해석상의 단순화 가정과 같은 가능한 요인들에 기인하는 초과하중 영향을 고려하는 하중계수를 사용하중에 곱함으로써 계산된다. 둘째, 구조요소의 설계강도는 공칭강도에 1.0보다 작은 값인 강도감소계수 ϕ 를 곱함으로써 계산된다. 강도감소계수는 설계계산상의 불확실량과 부재의 다양한 형식에 대한 상대적 중요도, 그리고 재료의 실제강도 및 실제 단면치수와 제작시공기술 등에 관련된 다소의 불리한 오차들이 개별적으로 허용한계 내에 있더라도 총체적으로 결합할 때 부재의 강도감소를 초래할 가능성에 대비한 것이다.

제 4 장 콘크리트교

4.4.2.2 설계강도

- (1) 하중, 휨, 전단 또는 응력으로 표시되는 부재나 단면의 설계강도는 강도설계법의 요구 사항과 가정에 따라 계산되는 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 강도이다.
- (2) 강도감소계수는 2.2.3.3 설계강도에 규정된 값에 따라야 한다.

4.4.3 설계가정

4.4.3.1 기본가정

- (1) 휨모멘트나 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 강도설계는 이 규정에 명시된 가정에 따라야 하며, 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례하는 것으로 가정할 수 있다. 콘크리트구조설계기준 6.3.4에 규정된 깊은 보의 경우에는 비선형 변형률 분포를 고려하거나 스트럿-타이 모델을 적용해야 한다.
- (3) 휨 또는 휨과 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단의 극한변형률은 0.003으로 가정하여야 한다.
- (4) 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때, 철근의 응력은 그 변형률에 E_s 를 곱한 값으로 하여야 한다. 철근의 변형률이 f_y 에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y 로 하여야 한다.
- (5) 콘크리트의 인장강도는 2.2.2.4의 규정에 해당하는 경우를 제외하고는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.
- (6) 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트 변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 어떤 형상으로도 가정할 수 있다.
- (7) 상기 (6)의 규정은 다음에 정의되는 등가 직사각형 응력블록으로 나타낼 수 있다.
 - ① 단면의 가장자리와 최대 압축변형률이 일어나는 연단부터 $a = \beta_1 c$ 거리에 있고 중립축과 평행한 직선에 의해 이루어지는 등가 압축영역에 $0.85 f_{ck}$ 인 콘크리트 응력이 등분포하는 것으로 가정한다.

- ② 최대 변형률이 발생하는 압축연단에서 중립축까지 거리 c 는 중립축에 대해 직각방향으로 측정된 것으로 한다.
- ③ 계수 β_1 은 콘크리트 강도가 28 MPa 이하인 경우는 0.85로 한다. 콘크리트 강도가 28 MPa을 초과할 경우, 28 MPa을 초과하는 매 1 MPa의 강도에 대하여 β_1 의 값을 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.

4.4.4 휨부재

- (1) 인장철근이 설계기준항복강도 f_y 에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.
- (2) 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최 외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계 이하인 단면을 압축지배 단면이라고 한다. 압축지배 변형률 한계는 균형변형률 상태에서의 인장철근의 순인장변형률과 같다. 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 최외단 긴장재의 순인장변형률을 기준으로 하며 압축지배 변형률 한계는 0.002로 한다.

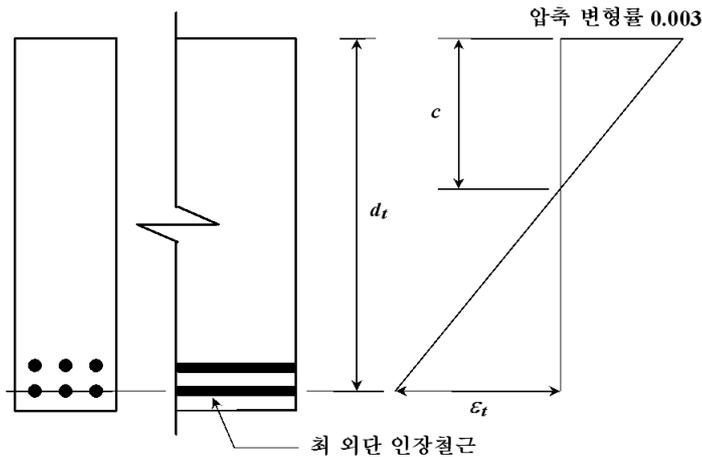


그림 4.4.1 변형률 분포 및 순인장변형률

- (3) 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 0.005의 인장지배 변형률 한계 이상인 단면을 인장지배 단면이라고 한다. 다

제 4 장 콘크리트교

만 철근의 항복강도가 400MPa을 초과하는 경우에는 인장지배 변형률 한계를 철근 항복 변형률의 2.5배로 한다. 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계와 인장지배 변형률 한계 사이인 단면은 변화구간 단면이라고 한다. 횡철근이 나선철근으로 이루어지지 않는 일반적인 띠철근 형태의 단면에 있어서 각각 압축지배 단면, 인장지배 단면, 변화구간 단면에 대한 강도감소계수는 표 4.4.1에 따른다.

표 4.4.1 지배단면에 따른 강도감소계수

지배단면 구분	순인장변형률조건	강도감소계수
압축지배 단면	ϵ_y 이하	0.70
변화구간 단면	$\epsilon_y \sim 0.005$ (또는 $2.5\epsilon_y$)	0.70~0.85
인장지배 단면	0.005 이상 ($f_y > 400\text{MPa}$ 인 경우 $2.5\epsilon_y$ 이상)	0.85

- (4) 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재로서 계수축력이 $0.10f_{ck}A_g$ 보다 작은 경우, 공칭축강도 상태에 있어서 순인장변형률 ϵ_t 는 휨부재의 최소허용변형률 이상이어야 한다. 휨부재의 최소허용변형률은 철근의 항복강도가 400 MPa 이하인 경우 0.004로 하며, 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 한다.
- (5) 휨부재의 강도를 증가시키기 위하여 추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근을 사용할 수 있다.

4.4.5 압축부재

4.4.5.1 일반사항

- (1) 압축부재의 설계축강도 ϕP_n 은 다음 값을 초과하지 않도록 하여야 한다. 여기서 나선철근과 띠철근의 배치는 4.3.7.2의 규정을 준수해야 한다.

- ① 나선철근을 갖고 있는 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (4.4.1)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.4.1)$$

- ② 띠철근을 가진 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (4.4.2)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.4.2)$$

- ③ 프리스트레스트 부재의 설계축강도 ϕP_n 은 편심이 없는 경우의 설계축강도 ϕP_o 에 대해서 나선철근 부재는 0.85배, 띠철근 부재는 0.80배를 초과하지 않아야 한다.

(2) 압축력을 받는 부재는 그 축력에 의해 수반될 수 있는 최대 휨모멘트에 대해 설계되어야 한다. 주어진 편심에서의 계수축력 P_u 는 상기 (1)에 규정된 값을 초과하지 않아야 한다. 그리고 최대 계수휨모멘트 M_u 는 장주효과를 고려하여 증대되어야 한다.

(3) 휨과 축방향력을 동시에 받는 경우에는 4.4.3과 4.4.4에 의한 변형률 및 응력분포로부터 평형조건을 만족하는 공칭축하중강도 P_n 과 공칭휨강도 M_n 를 계산하여 4.4.2.2에 주어진 강도감소계수 ϕ 를 곱하여 단면의 설계강도를 결정한다.

4.4.5.2 2축휨을 받는 압축부재

응력과 변형률 조건에 준한 일반적인 단면해석 대신에 2축휨을 받는 비원형 단면 부재의 설계강도는 다음 식으로 구하여도 좋다.

- (1) 계수축하중 $P_u \geq 0.1 f_{ck} A_g$ 의 경우

$$\frac{1}{P_{nxy}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (4.4.3)$$

여기서,

P_{nxy} : 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도

P_{nx} : 휨이 x 축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx} 에 부합하는 단면의 공칭축하중강도 ($M_{nx} = P_{nx} e_y, e_x = 0$)

제 4 장 콘크리트교

P_{ny} : 휨이 y 축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny} 에 부합하는 단면의 공칭축하중강도($M_{ny} = P_{ny}e_x, e_y = 0$)
 P_o : 순수축하중강도($e_x = e_y = 0$)

(2) 계수축하중 $P_u < 0.1f_{ck}A_g$ 의 경우

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \tag{4.4.4}$$

여기서,

M_{ux}, M_{uy} : 2축휨을 받는 경우 단면의 x, y 방향으로의 계수휨강도

M_{nx}, M_{ny} : 위의 (1)에서 정의된 각각 x, y 방향으로의 공칭휨강도

4.4.5.3 장주효과

압축부재의 설계는 세장비에 따라 다음에 제시된 근사방법에 따라도 좋다.

(1) 장주효과의 고려 여부

계수축하중 P_u , 압축부재 끝단의 계수모멘트 M_1 과 M_2 , 상대횡변위 Δ_o 는 축력의 영향, 부재길이를 따라 발생한 균열영역의 존재, 하중지속의 영향들을 고려하여 결정된 단면에 대하여 선형탄성해석을 이용하여 계산한다. 또는 표 4.4.2의 단면특성을 사용해도 좋다.

① 골조구조의 단면특성은 다음을 따른다.

아래의 표에 주어진 단면특성은 균열을 고려한 해석에 사용되어도 좋다.

단면2차모멘트는 다음의 경우에는 $(1 + \beta_d)$ 로 나눈다.

(가) 지속적인 횡하중이 작용할 때

(나) 안정에 대한 검토를 수행할 때

표 4.4.2 골조구조해석을 위한 단면특성

	탄성계수	단면2차모멘트	단면적
보	4.2.3.1 참조	$0.35I_g$	$1.0A_g$
기둥		$0.70I_g$	
균열이 발생하지 않은 벽		$0.70I_g$	
균열이 발생한 벽		$0.35I_g$	
편평한 판과 슬래브		$0.25I_g$	

- ② 회전반지름 r 은 직사각형 압축부재에 대해서는 안정이 고려되는 방향의 단면치수의 0.3배, 원형 압축부재에 대해서는 지름의 0.25배를 사용할 수 있다. 그 외의 형상에 대한 r 은 콘크리트의 총단면적에 대하여 계산할 수 있다.
- ③ 압축부재의 비지지길이
 압축부재의 비지지길이 l_u 는 바닥슬래브들 사이의 순거리, 보 및 거더들 사이의 순거리, 기타 압축부재를 횡방향으로 지지하는 부재들 사이의 순거리로 취한다. 현치가 있는 경우의 비지지길이는 해당 평면 내에 있는 현치의 하단으로부터 잦 거리로 한다.
- ④ 장주효과의 근사방법인 모멘트 확대계수설계법은 설계자가 횡구속구조물과 비횡구속구조물을 구별할 것을 요구한다. 압축부재가 위치하고 있는 층에 받침부재가 있어 층의 횡방향 강성이 횡방향 변위를 막아 층의 횡방향 변위가 실제적으로 기둥의 강도에 영향을 줄만큼 충분히 크지 않은 경우에는 지지되어 있다고 가정할 수 있다.
- (가) 구조물의 기둥에서 2계해석에 의한 기둥 단모멘트가 1계 단모멘트의 5%를 넘지 않으면 횡변위가 지지되어 있다고 말할 수 있다.
- (나) 구조물 한 층의 안정지수 $Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c}$ 가 0.05 이하이면 구조물의 그 층은 횡변위가 방지되어 있다고 보아도 좋다. 여기서 ΣP_u 와 V_u 는 각각 해당 층의 총 수직하중과 전단력이고, Δ_o 는 V_u 에 의한 해당 층의 상하부의 1차 상대처짐이다.

제 4 장 콘크리트교

⑤ 압축부재의 유효길이

횡구속 압축부재의 경우 유효길이계수 k 는 1.0을 사용해야 한다. 다만, 좀더 작은 값을 사용할 수 있다는 것을 해석에 의해 증명할 수 있는 경우는 예외로 한다. 비횡구속 압축부재의 경우, 유효길이계수 k 는 균열과 철근량이 반영된 상대강성을 고려하여 결정하되 1.0보다 커야 한다.

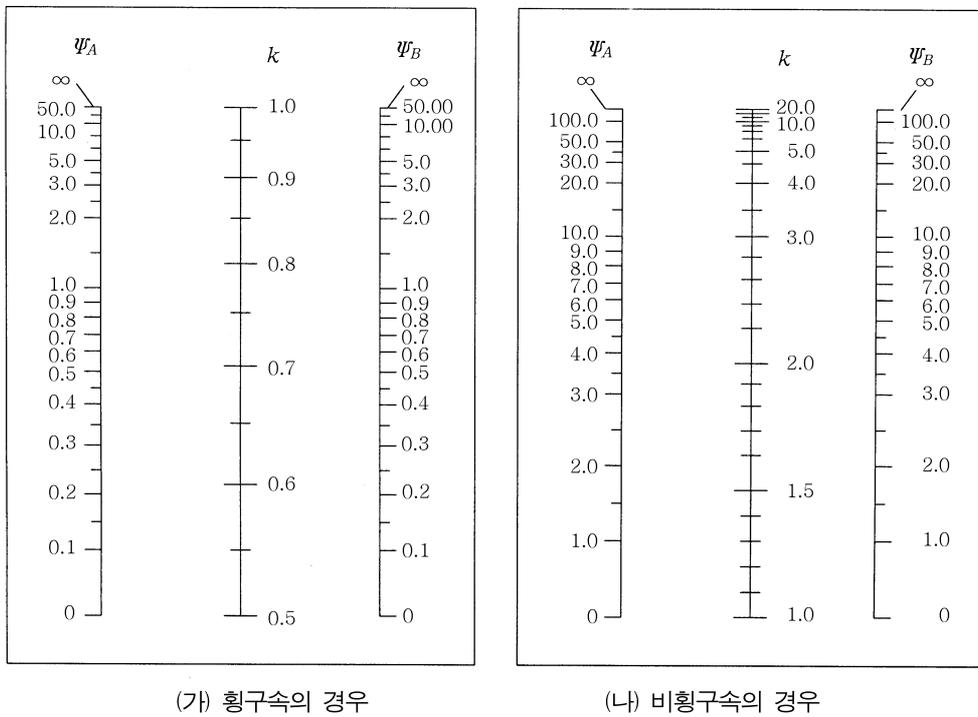


그림 4.4.2 압축부재의 유효길이계수

(가) 유효길이계수 k 를 구하기 위한 예비설계자료로는 그림 4.4.2의 압축부재의 유효길이계수가 있다. 이 도표는 다경간 구조물에서 일정단면을 갖는 기둥에 대하여 k 를 도표로 결정하는 것이다.

위 그림에서,

Ψ = 압축부재의 한 단부의 평면에서, 휨부재의 $\Sigma(EI/l)_b$ 에 대한 압축부재의 $\Sigma(EI/l)_c$ 의 비. Ψ_A 와 Ψ_B 는 기둥의 각 단부에서의 Ψ 값을 의미한다.

l = 절점의 중심간 거리로 측정된 휨부재의 경간길이

(나) 유효길이계수 k 를 구하기 위해 간편식을 사용할 수도 있다.

㉔ 횡구속 압축부재에 대한 유효길이계수의 상한값으로서 다음 두 식 중 더 작은 값을 취한다.

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 \quad (4.4.5)$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 \quad (4.4.6)$$

여기서,

Ψ_A, Ψ_B : 기둥의 각 단부에서의 Ψ 값

Ψ_{\min} : Ψ_A 와 Ψ_B 중 더 작은 값

㉕ 양단의 비횡구속 압축부재에 대한 유효길이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$\Psi_m < 2$ 에 대하여,

$$k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (4.4.7)$$

$\Psi_m \geq 2$ 에 대하여,

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (4.4.8)$$

여기서,

Ψ_m : 압축부재 양단에서의 Ψ 값의 평균값

㉖ 한 끝단이 힌지인 비횡구속 압축부재에 대한 유효길이계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$k = 2.0 + 0.3\Psi \quad (4.4.9)$$

여기서,

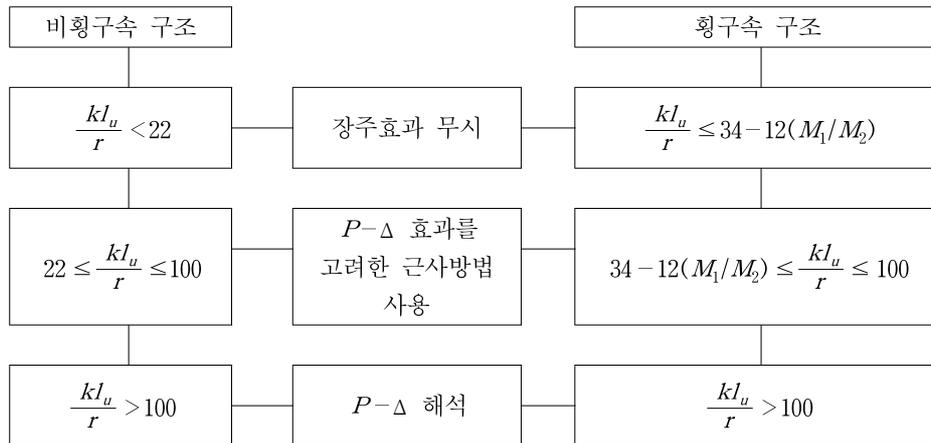
Ψ : 구속된 끝단에서의 Ψ 값

제 4 장 콘크리트교

⑥ 장주효과의 고려

$\frac{kl_u}{r}$ 의 값에 따라 표 4.4.3과 같이 장주효과를 고려할 수 있다.

표 4.4.3 kl_u/r 값에 따른 장주효과의 고려



*) 위에서 $M_1/M_2 \geq -0.5$ 라야 한다. 기둥이 단일곡률로 휘는 경우, M_1/M_2 는 정(+)의 값을 갖는다.

*) $\frac{kl_u}{r}$ 의 값이 100을 초과하는 모든 압축부재에 대해서는 $P-\Delta$ 해석을 하여야 한다. 그러나 그보다 작은 세장비에 대해서도 $P-\Delta$ 의 적용은 가능하다.

(2) 횡구속구조물의 확대모멘트

횡구속구조물의 경우에는 압축부재는 계수축하중 P_u 와 부재곡률의 영향을 고려한 아래의 확대 모멘트 M_c 를 사용하여 설계하여야 한다.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \tag{4.4.10}$$

여기서, M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값으로서 $P_u(15+0.03h)$ 보다는 커야 하며, 15와 0.03h는 mm 단위이다. 만일 계산된 단모멘트 M_2 가 매우 작거나 0이 나오면, 기둥의 설계는 최소모멘트 $M_{2, \min} = P_u(15+0.03h)$ 에 의하여야 한다.

그리고 δ_{ns} 는 횡구속골조에서 압축부재의 양단 사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수이다.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (4.4.11)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (4.4.12)$$

임계하중 P_c 를 정의할 때 중요한 문제는 균열이나 크리프, 콘크리트의 응력-변형을 곡선의 비선형성으로 인한 강성의 변화를 합리적으로 근사화한 휨강성 EI 를 선택하는 것이다. 매우 정확한 해석을 위한 경우가 아니라면 EI 값은 다음의 식을 이용하여도 좋다.

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{sc})}{1 + \beta_d} \quad (4.4.13)$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (4.4.14)$$

식 (4.4.14)는 식 (4.4.13)을 근사화한 것으로, $\beta_d = 0.6$ 으로 가정하여 $EI = 0.25E_c I_g$ 로 사용할 수도 있다. 위의 두 식은 모두 실제의 단면특성 EI 의 하한값을 근사화한 것이기 때문에 상당히 보수적인 값이라고 할 수 있다. 지속하중과 콘크리트의 크리프 현상이 있는 철근콘크리트 기둥에서 콘크리트가 받는 하중의 일정량은 철근으로 전달되어 철근의 응력이 증가하게 된다. 과소철근보에서는 이러한 하중의 전달이 압축철근의 항복을 성급하게 유도하여 결과적으로 EI 의 유효값을 감소시킨다. 이러한 점을 고려하여 EI 를 $(1 + \beta_d)$ 로 나누는데, 횡방향 지지된 경우의 β_d 는 전체 계수축하중에 대한 최대계수축방향 고정하중의 비로 정의된다.

C_m 은 등가모멘트 보정계수로서 아래 식을 따른다.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (\text{횡하중이 없는 경우}) \quad (4.4.15)$$

$$= 1.0 \quad (\text{횡하중이 있는 경우})$$

제 4 장 콘크리트교

(3) 비횡구속구조물의 확대모멘트

장주효과를 고려할 필요가 있는 경우, 각 압축부재의 단모멘트 M_1 과 M_2 는 다음과 같이 취한다. 즉 모멘트확대계수인 δ_s 를 고려한 기둥의 각 단부에서 확대된 횡변위가 가능한 모멘트 $\delta_s M_s$ 가 확대되지 않은 횡변위가 방지된 모멘트 M_{ns} 에 더해진다.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (4.4.16)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (4.4.17)$$

- ① 횡변위 방지 모멘트 M_{1ns} 와 M_{2ns} 는 선형탄성해석을 통하여 계산한다.
- ② 확대된 횡변위 가능 모멘트 $\delta_s M_s$ 는 다음 방법 중 택해서 구한다.
 - (가) 2계 탄성 골조구조해석(표 4.4.3의 단면특성 기준)
 - (나) $\delta_s M_s$ 를 근사적인 2계해석에 의하면

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (4.4.18)$$

여기서, Q 는 4.4.5.3(1)의 ④에 의한다. 위 방법에 의하면 δ_s 가 1.5 이하인 경우는 횡변위 지지되지 않은 구조물에서 2차모멘트를 매우 근사하게 예측한다. 그러나 δ_s 가 1.5를 초과하는 경우 $\delta_s M_s$ 는 (가) 또는 (다)에 따른다.

(다) 근사적인 확대계수법

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq M_s \quad (4.4.19)$$

여기서, ΣP_u : 해당 층의 모든 수직하중의 합
 ΣP_c : 해당 층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad \text{또는} \quad EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \text{를 사용한다.}$$

유효길이계수 k 는 1.0보다 커야 하며, 표 4.4.3에 주어진 E 와 I 값에 의존한다. β_d 는 횡변위가 지지되지 않은 경우에는 해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대계수 지속전단력의 비라고 정의된다. 따라서 풍하중이나 지진하중과 같은 단기하중에 대해서는 $\beta_d = 0$ 이며, 횡하중이 지속되는 경우에 대해서는 β_d 는 0이 아니다.

- ③ 부재 끝단의 확대되지 않은 횡변위 지지모멘트가 같은 위치의 확대된 횡변위 가능 모멘트에 더해진다. 일반적으로 그 결과 나타나는 단모멘트 중 하나가 기둥의 최대모멘트가 된다. 그러나 높은 축력을 받는 가는 기둥에서는 최대모멘트 발생 위치가 양단의 사이에 있어서 단모멘트가 더 이상 최대모멘트가 아니다. 만일 l_u/r 가 식 (4.4.20)에 주어진 값을 초과하면 최대모멘트는 기둥의 양단 사이에서 발생할 것이고 최대단모멘트를 5% 이상 초과할 것이다.

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u / (f_{ck} A_g)}} \quad (4.4.20)$$

그런 경우, 기둥은 계수축하중 P_u 와 4.4.5.3(3)의 모멘트 M_c 에 대하여 설계된다. 최대모멘트는 식 (4.4.10)을 이용한 단모멘트를 확장함으로써 계산될 것이다.

$$\begin{aligned} M_c &= \delta_{ns} M_2 \\ &= \left(\frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \right) (M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \end{aligned} \quad (4.4.21)$$

k 는 4.4.5.3(1)⑤에 따르며, δ_{ns} 는 1.0 이상이다.

- ④ 연직하중 하에서 횡방향의 안정성에 대한 검토는 다음의 세 경우에 대하여 실시한다.

제 4 장 콘크리트교

(가) 표 4.4.1의 부재 강성에 의한 2계해석을 이용하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우,

$$1.3P_D + 2.15P_L + \text{횡하중에 대하여, } \frac{\text{2차 횡방향처짐}}{\text{1차 횡방향처짐}} \leq 2.5 \text{ 이라야 한다.}$$

(나) 식 (4.4.18)에 의하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우,

$$1.3P_D + 2.15P_L \text{에 대하여 } Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6 \text{ 이라야 한다.}$$

(다) 식 (4.4.19)에 의하여 $\delta_s M_s$ 가 계산된 경우,

$$\delta_s \text{가 } 1.3P_D + 2.15P_L \text{에 상응하는 } \Sigma P_u \text{와 } \Sigma P_c \text{를 이용하여 계산된 경우,}$$
$$0 < \delta_s \leq 2.5 \text{ 이라야 한다.}$$

4.4.6 전단에 대한 설계

4.4.6.1 전단강도

(1) 전단을 받는 단면의 설계는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_u \leq \phi V_n \tag{4.4.22}$$

여기서 V_u 는 해당 단면에서의 계수전단력(하중계수를 곱한 전단력)이며, V_n 은 다음 식에 의해 계산되는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \tag{4.4.23}$$

여기서, V_c 는 4.4.6.2에 따르는 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도이며 V_s 는 4.4.6.3에 따르는 전단철근이 부담하는 공칭전단강도이다. 그리고 전단에 대한 콘크리트의 기여를 계산할 때, 전단과 비틀림 사이의 관계는 고려치 않는다.

(2) 작용전단력 방향으로의 받침점 반력이 부재의 단부를 압축하는 경우에는 받침부 내면에서 d 거리 이내에 위치한 단면은 d 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단력 V_u 에 대해 설계하여도 좋다. 다만 집중하중이 받침부 내면과 d 거리 사이에 작용하는 경우는 예외이며, 이 경우 d 거리 내의 단면은 d 거리에서의 전단력에 집중하중을 더한 전단력에 대해 설계하여야 한다.

4.4.6.2 콘크리트가 부담하는 전단강도

- (1) 보, 슬래브 및 확대기초에서의 전단과 휨만을 받는 부재에 대해서는 식 (4.4.24)나 식 (4.4.25)에 의해 V_c 를 계산해야 한다.

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4.4.24)$$

또는,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4.4.25)$$

여기서, b_w 은 부부의 폭, d 는 압축측 연단에서 종방향 인장철근 중심까지의 거리이며 $\rho_w = A_s/b_w d$ 이다. 원형 단면에서 b_w 는 지름이 되고 d 는 압축측 연단에서 반대측 반원에 있는 종방향 철근의 중심까지의 거리보다 작을 필요는 없다. 부부의 폭이 높이에 따라 변하는 경우에 b_w 는 폭의 평균값과 최소폭의 1.2배의 값 중에서 작은 값을 취해야 한다. 식 (4.4.24)에서 M_u 와 V_u 는 고려 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d/M_u$ 의 값은 1.0 이하이어야 하며, V_c 의 값은 $0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없다.

- (2) 압축부재에서의 전단

축방향 압축력을 받는 부재에 대해서는 식 (4.4.26)이나 식 (4.4.27)에 의해 V_c 를 계산하여야 한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4.4.26)$$

또는, 식 (4.4.24)의 M_u 대신 다음 식 (4.4.27)의 M_m 으로 대체하여 V_c 를 계산할 수 있다.

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \quad (4.4.27)$$

단, 계산된 V_c 는 식 (4.4.28)을 초과할 수 없으며, 계산된 M_m 이 음(-)인 경우는 식 (4.4.28)을 사용한다.

제 4 장 콘크리트교

$$V_c = 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}} \quad (4.4.28)$$

여기서, N_u 는 V_u 가 발생하는 단면에 수직한 계수 축방향하중으로서 압축일 때 정 (+)의 값이며, N_u/A_g 는 MPa로 표시하여야 한다.

(3) 인장부재에서의 전단

축방향 인장력을 받는 부재에 대해서는 식 (4.4.29)를 사용하여 좀 더 상세한 계산을 하지 않을 경우에는 전단철근이 총 전단력을 받도록 설계하여야 한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right) \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4.4.29)$$

여기서, N_u 는 인장일 때 부(-)의 값이며, N_u/A_g 는 MPa로 표시하여야 한다.

(4) 경량콘크리트의 전단

콘크리트의 전단강도 V_c 에 대한 규정은 보통콘크리트에 적용된다. 경량콘크리트를 사용할 경우에는 다음 중 한 방법을 적용하여야 한다.

- ① 경량콘크리트의 평균조깅인장강도 f_{sp} 의 값이 명시되어 있는 경우에는 V_c 에 대한 규정의 $\sqrt{f_{ck}}$ 을 $1.76f_{sp}$ 로 대치하되, $1.76f_{sp}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 을 초과할 수 없다.
- ② f_{sp} 가 명시되어 있지 않는 경우에는 V_c 와 M_{cr} 에 영향을 주는 모든 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 값은 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85를 곱하여야 한다. 일부의 모래만이 대치된 경우에는 직선보간법을 사용하여도 좋다.

4.4.6.3 전단철근이 부담하는 전단강도

(1) 전단철근의 종류

전단철근은 다음과 같이 구성될 수 있다.

- ① 부재의 축에 직각이거나 주인장철근에 45° 이상의 경사로 설치되는 스티럽
- ② 부재의 축에 직각으로 배치된 용접철망

- ③ 주인장철근에 30° 이상의 경사로 구부린 굽힘철근
 - ④ 나선철근, 띠철근
- (2) 전단철근의 설계항복강도는 400 MPa을 초과할 수 없다. 그러나 이형 용접철망을 사용할 때는 500 MPa까지 사용해도 좋다.
- (3) 전단철근으로 사용된 스테럽, 기타 철근이나 강선은 콘크리트 압축 연단에서 d 거리까지 연장되어야 하며, 항복강도를 발휘할 수 있도록 제 4.3절에 따라 양단이 정착되어야 한다.
- (4) 전단철근의 간격제한
- ① 부재축에 직각으로 설치되는 스테럽의 간격은 $0.5d$ 이하 또는 600 mm이하라야 하며, 경사스테럽과 굽힘철근은 부재의 중간높이 $0.5d$ 에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45°선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.
 - ② V_s 가 $(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3})b_w d$ 를 초과하는 경우에는 ①에서 규정한 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.
- (5) 최소전단철근
- ① 계수전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2을 초과하는 모든 휨부재는 슬래브와 확대기초 또는 교대 벽체나 날개벽과 같이 휨이 주거동인 판 부재를 제외하고는 최소단면적의 전단철근을 두어야 한다.
 - ② ① 또는 해석에 의해 전단철근이 필요한 경우의 최소 전단철근량은 다음 식 (4.4.30)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4.4.30)$$

그러나 이 크기는 $0.35b_w s/f_{yt}$ 보다 작지 않아야 한다. 여기서, f_{yt} 는 횡방향 철근의 설계항복강도이고, b_w 는 복부 폭(mm), s 는 전단철근 간격(mm)이다.

- ③ 전단철근이 없어도 계수 휨모멘트와 전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있는 경우에는 ①의 최소전단철근을 적용하지 않아도 좋다.

제 4 장 콘크리트교

(6) 전단철근의 설계

① 계수전단력 V_u 가 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 곳에는 식 (4.4.22) 및 식 (4.4.23)이 만족되게 전단철근을 두어야 하며, 전단강도 V_s 는 다음 ②에서 ⑧까지의 규정에 따라 계산하여야 한다.

② 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{4.4.31}$$

여기서,

A_v : s 거리 내의 전단철근의 단면적

③ 경사스터럽이 사용되는 경우에는 다음 식에 따라야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \tag{4.4.32}$$

여기서 α 는 경사스터럽과 부재축 간의 사이 각이며, s 는 종방향 철근 방향으로 측정한 간격이다.

④ 1개의 굽힘철근 또는 받침점에서부터 모두 같은 거리에서 굽힘된 평행한 1조의 철근으로 된 경우에는 다음과 같다.

$$V_s = A_v f_y \sin\alpha \leq 0.25 \sqrt{f_{ck}} b_w d \tag{4.4.33}$$

여기서, α 는 굽힘철근과 부재축 간의 사이 각이다.

⑤ 받침점에서부터 서로 다른 거리에서 굽힘된 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 된 경우에는 식 (4.4.32)에 따라야 한다.

⑥ 종방향철근을 구부려 전단철근으로 사용할 경우 그 경사길이의 중앙 3/4만이 유효하다고 보아야 한다.

⑦ 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전단강도 V_s 는 각 종류별로 구한 V_s 를 합한 것이라야 한다.

⑧ 전단강도 V_s 는 $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없다.

4.4.6.4 전단마찰

- (1) 이 규정은 해당되는 면에서 전단전달을 고려해야 하는 것이 적절한 경우에 적용된다. 이러한 면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면이다.
- (2) (1)에서 기술된 전단전달을 받는 단면의 설계는 식 (4.4.22)에 기초를 두어야 하며, 이때 전단강도 V_n 은 다음 (3)이나 (4)에 따라 계산하여야 한다.
- (3) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정한다. 이 전단면 상의 소요 전단마찰 철근 단면적 A_{vf} 는 다음 (4)에 따라 계산하거나 그 외의 전단전달 설계방법을 사용하여 계산하여도 좋으나, 이때는 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하여야 한다. 전단전달 강도의 모든 계산은 4.4.6.4(5)에서 4.4.6.4(9)까지의 규정을 적용하여야 한다.
- (4) 전단마찰 설계방법
- ① 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, 전단강도 V_n 은 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (4.4.34)$$

여기서 μ 는 다음 ③에 규정된 마찰계수이다.

- ② 전단철근이 전단면과 경사를 이룰 경우, 전단력이 전단마찰철근에 인장력을 유발시키면 이때의 전단강도 V_n 은 다음 식으로 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (4.4.35)$$

여기서, α_f 는 전단마찰철근과 전단면 사이의 각이다.

제 4 장 콘크리트교

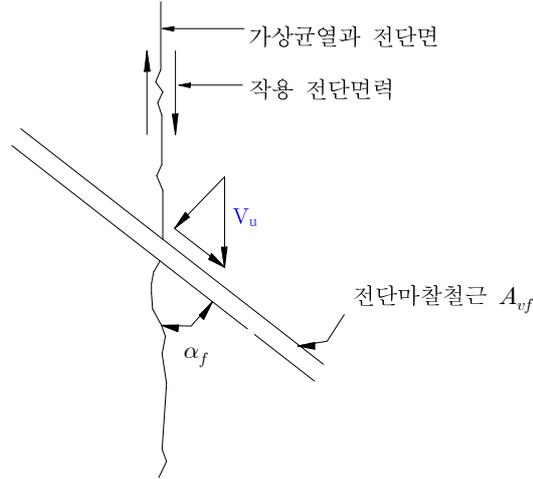


그림 4.4.3 균열과 전단마찰철근

③ 식 (4.4.34) 및 식 (4.4.35)에서 마찰계수 μ 는 다음과 같다.

- (가) 일체로 친 콘크리트 1.4λ
- (나) 4.4.6.4(9)에 따라 일부러 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 1.0λ
- (다) 일부러 거칠게 하지 않는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 0.6λ
- (라) 스테드에 의하거나 철근에 의해 구조강에 정착된 콘크리트(4.4.6.4(10)참조) 0.7λ

여기서, λ 는 일반콘크리트에 대해서는 1.0, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85, 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75이다. 일부의 모래만이 대체된 경우에는 직선 보간법을 적용하여도 좋다.

- (5) 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$ 또는 $5.6A_c$ (단위는 N) 이하라야 하며, 여기서 A_c 는 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적이다.
- (6) 전단마찰철근의 설계기준 항복강도는 400 MPa 이하로 하여야 한다.
- (7) 전단면상의 순인장에 저항하기 위해서는 철근을 추가로 배치하여야 한다. 소요 A_{vf} 를 계산할 때 전단면상의 영구적인 순압축력을 전단마찰철근의 힘 $A_{vf}f_y$ 와 합하여도 좋다.

- (8) 전단마찰철근은 전단면에 걸쳐 적절하게 배치하여야 한다. 이 철근은 양측을 매입하거나 갈고리에 의하거나 특수 장치에 용접하여 지정된 항복강도를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.
- (9) 4.4.6.4의 규정이 효과적이 되기 위해서는 이미 굳은 콘크리트에 새로 콘크리트를 칠 때 전단전달을 위한 접촉면이 깨끗하고 레이턴스가 없어야 한다. μ 가 1.0λ 와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6mm가 되도록 거칠게 만들어야 한다.
- (10) 스티드를 사용하거나 철근을 용접하여 구조강과 콘크리트 사이에서 전단이 전달되는 경우에는 구조강은 깨끗하고 페인트가 없어야 한다.

4.4.6.5 합성힘부재의 수평전단강도

- (1) 합성부재에서는 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인하여야 한다.
- (2) 수평전단력을 받는 단면의 설계는 아래 (3)이나 (4)의 규정에 따르거나 또는 그 외의 전단전달 설계방법을 따라도 좋으며, 이때는 예측 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하여야 한다.
- (3) 단면의 설계는 다음 식 (4.4.36)에 기초를 둘 수 있다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (4.4.36)$$

여기서 V_u 는 고려되는 단면에서의 계수전단력이고, V_{nh} 는 공칭 수평전단강도로서 다음과 같이 규정된다.

- ① 접촉면이 청결하고, 부유물이 없으며 일부러 거칠게 만들어진 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ (N)보다 크게 취할 수 없다. 여기서 b_v 는 수평전단에 대해 조사되는 접촉면에서의 단면폭(mm)이며 d 는 총합성 단면에 대한 것이다.
- ② 아래 4.4.6.5(5)에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으나 표면이 일부러 거칠게 만들어지지 않은 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ (N) 보다 크게 취할 수 없다.

제 4 장 콘크리트교

- ③ 아래 4.4.6.5(5)에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 6 mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우, 전단강도 V_{nh} 는 $(1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d$ 로 하지만 $3.5b_v d(N)$ 보다 크게 취할 수 없다. 여기서 λ 의 값은 4.4.6.4 (4)항의 규정에 따르며, ρ_v 는 $A_v/(b_v s)$ 이다.
 - ④ 접촉면을 통과하는 철근중 아래 4.4.6.5.(5)에 규정된 최소량을 초과하는 철근량의 매 퍼센트(%)당 전단강도 V_{nh} 를 $0.004b_v d$ 씩 증가시켜도 좋다.
 - ⑤ 고려하는 단면에서의 계수전단력 V_u 가 $\phi(3.5b_v d)$ 를 초과하는 경우, 수평전단에 대한 설계는 4.4.6.4의 전단마찰규정에 따라야 한다.
- (4) 수평전단력은 합성부재 단면의 압축력이나 인장력의 실제 변화량으로부터 구할 수 있으며, 이 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치되어야 한다. 계수 수평전단력은 4.4.6.5 (1)~(5)에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 를 초과해서는 안 된다. 이때, $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c 를 사용하여야 한다. 상호 연결된 요소사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에는 최소의 전단연결재가 4.4.6.5(5)항에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용해야 한다.
- (5) 수평전단에 대한 연결재
- ① 연결재가 요구될 경우에는 연결재를 상호연결된 요소사이에 두어야 하며, 이 연결재의 단면적은 $0.35b_v s/f_y$ 의 규정에서 요구하는 면적값 이상으로 하여야 한다. 또한 연결재의 간격 s 는 지지요소의 복부의 최소폭의 4배 이하, 600 mm 이하로 하여야 한다.
 - ② 수평전단에 대한 연결재로는 단일철근이나 철선, 다중스터립 또는 용접철망의 연직각부 등이 사용될 수 있다. 이러한 연결재는 모두 묻힘길이나 갈고리로 상호 연결된 요소 내에 충분히 정착되어야 한다.
 - ③ 전단강도를 계산할 때 부재높이(h) 및 유효깊이(d)에 현장치기 바닥판의 두께를 포함하는 경우에는 보의 전단철근을 현장치기 바닥슬래브 내로 연장하여야 한다. 이때 연장된 전단철근이 연결재의 최소량을 충족시키는데 사용되어도 좋다.

4.4.6.6 슬래브와 확대기초의 전단

(1) 슬래브와 확대기초의 집중하중이나 반력 부근에서의 전단강도는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것에 의해 결정하여야 한다.

- ① 슬래브 또는 확대기초가 폭이 넓은 보처럼 1방향 슬래브로 작용 함으로써 위험 단면이 집중하중점이나 받침점에서 d 거리에 위치하는 경우에는 4.4.6.1에서 4.4.6.3까지의 규정에 따라 설계하여야 한다. 그러나 말뚝으로 지지된 확대기초에서 위험단면의 전단력은 콘크리트 구조설계기준 12.3.2절의 규정에 따라 결정하여야 한다.
- ② 슬래브 또는 확대기초가 2방향 슬래브로 작용함으로써 슬래브의 위험단면이 집중하중 재하면 주위에 걸쳐 형성되는 경우의 슬래브 또는 확대기초는 아래 (2)와 (3)에 따라 설계하여야 한다. 이 때 위험둘레길이 b_p 는 최소로 되어야 하나 재하면에서 $d/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(2) 2방향으로 작용하는 슬래브 또는 확대기초의 설계는 식 (4.4.22)에 기초를 두어야 하며, 전단강도 V_n 은 아래 (3)에 따라 전단철근을 두지 않는 한 식 (4.4.37)에 의한 전단강도 V_c 보다 크게 취하여서는 안 된다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_{ck}} b_p d \leq \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_p d \quad (4.4.37)$$

여기서,

β_c : 집중하중이나 반력을 받는 면적의 긴 변의 짧은 변에 대한 비

b_p : 4.4.6.6(1)②에서 정의되는 위험단면의 둘레길이

(3) 철근이나 철선으로 구성되는 전단보강 철근은 다음 규정에 따라 슬래브와 확대기초에 사용될 수 있다.

- ① 전단강도 V_n 은 식 (4.4.23)에 의해 계산하여야 하며, V_c 는 아래 ④에 따르고 전단강도 V_s 는 아래 ⑤에 따라야 한다.
- ② 전단강도는 위험단면과 받침점에서 4.4.6.6(1)②에서 정의한 거리만큼 떨어진 단면에서 검증하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ③ 전단강도 V_n 은 $0.5 \sqrt{f_{ck}} b_p d$ 이하라야 한다. 여기서 b_p 는 4.4.6.6.(1).②에서 정의되는 위험단면의 둘레길이이다.
- ④ 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 $\frac{1}{6}(\sqrt{f_{ck}})b_p d$ 이하라야 한다. 여기서 b_p 는 4.4.6.6(1)②에서 정의되는 위험단면의 둘레길이이다.
- ⑤ 계수전단력 V_u 가 위 ④에서 규정된 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 경우에는 소요 전단철근 단면적 A_v 와 전단강도 V_s 는 4.4.6.3에 따라 계산하여야 한다.

4.4.6.7 사각형 암거슬래브의 전단

사각형 암거슬래브의 전단강도 V_c 는 그 위에 채움 흙 높이가 600 mm 이상의 경우 다음 식 (4.4.38)에 의해 계산해도 좋다.

$$V_c = (0.178 \sqrt{f_{ck}} + 32.4 \frac{\rho V_u d}{M_u}) b d \quad (4.4.38)$$

그러나 V_c 는 $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b d$ 를 초과할 수 없다. 다만, 단일 사각형 암거에 대해서만은 벽체와 일체로 된 슬래브의 V_c 는 $0.25 f_{ck} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없으며, 또 단순 지지된 슬래브의 V_c 는 $0.20 \sqrt{f_{ck}} b d$ 보다 작게 취할 필요는 없다. M_u 와 V_u 는 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0보다 크게 취하여서는 안 된다.

4.4.6.8 브래킷 및 코벨의 전단

- (1) 4.4.6.8의 규정은 전단경간-깊이의 비 a_v/d 가 1.0 이하이고, V_u 보다 크지 않은 수평인장력 N_{uc} 를 받는 브래킷 및 코벨에 적용해야 한다. 깊이 d 는 받침부의 면에서 측정된 값이다.
- (2) 지압면의 외단에서의 깊이는 적어도 $0.5d$ 이상으로 하여야 한다.
- (3) 받침부면의 단면은 전단력 V_u , 모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 및 수평인장력 N_{uc} 를 동시에 견디도록 설계하여야 한다. h 는 받침부 면의 총높이이다.

- ① 4.4.6.8에 따른 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수 ϕ 는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야 한다.
 - ② 전단력 V_u 를 저항할 전단마찰철근 A_{vf} 의 설계는 4.4.6.4에 따라야 한다. 보통콘크리트에 대해서는 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}b_wd$ 또는 $5.6b_wd$ (단위는 N)보다 크게 취해서는 안 된다. 전 경량콘크리트 또는 모래 경량콘크리트에 대해서는 $(0.2 - 0.07\frac{a_v}{d})f_{ck}b_wd$ 또는 $(5.6 - 2.0\frac{a_v}{d})b_wd$ (단위는 N)보다 크게 취하여서는 안 된다.
 - ③ 모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 에 저항할 철근 A_f 는 4.4.3 및 4.4.4에 따라 구하여야 한다.
 - ④ 인장력 N_{uc} 에 저항할 철근 A_n 은 $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ 로부터 결정하여야 한다. 인장력 N_{uc} 는 인장력을 피하도록 특별한 규정이 마련되어 있지 않은 한 $0.2V_u$ 보다 작게 취해서는 안 된다. 인장력 N_{uc} 는 이 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주하여야 한다.
 - ⑤ 주인장철근의 단면적 A_s 는 $(A_f + A_n)$ 과 $(2A_{vf}/3 + A_n)$ 중에서 큰 값 이상이어야 한다.
- (4) A_s 와 나란한 페쇄스터립이나 띠철근은 그 총단면적 A_h 가 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이라야 하고 A_s 에 인접한 유효깊이의 2/3내에 균등하게 배치하여야 한다.
- (5) 철근비 $\rho_w = A_s/b_wd$ 는 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상이라야 한다.
- (6) 브래킷 또는 코벨의 전면에서 주인장철근 A_s 는 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착하여야 한다.
- ① 적어도 같은 크기의 횡방향 철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이러한 용접은 주인장철근 A_s 의 명시된 항복강도를 발휘할 수 있게 설계되어야 한다.
 - ② 주인장철근이 자유단에서 수평으로 구부러 지지부재에 정착되도록 하여야 한다.
 - ③ 그 외의 확실한 정착방법을 사용한다.

제 4 장 콘크리트교

(7) 브래킷 또는 코벨상에 작용하는 하중의 지압면은 A_s 의 직선 부분보다 나와 있게 해서 는 안 되며 또 횡방향 철근이 사용된 경우에는 이 철근의 내측면보다 나와 있게 해서도 안 된다.

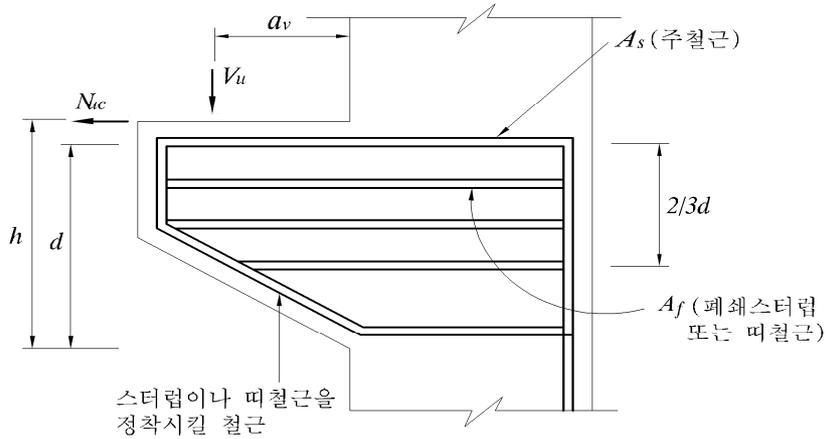


그림 4.4.4 브래킷 및 코벨의 전단

4.4.6.9 깊은 보에 대한 전단설계

- (1) 순경간-부재 깊이의 비가 4 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대 면에 있어 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
- (2) 깊은 보는 비선형 변형률 분포를 고려하여 설계하거나 콘크리트구조설계기준(2007)의 부록 III에 따라 설계하여야 하며, 횡좌굴을 고려하여야 한다.
- (3) 깊은 보의 V_n 은 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)b_wd$ 이하이어야 한다.
- (4) 최소철근량 산정과 배치
 - ① 휨인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v 는 $0.0025b_w s$ 이상으로 하여야 하며, s 는 $d/5$ 이하 또한 300 mm이하로 하여야 한다.
 - ② 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh} 는 $0.0015b_w s_h$ 이상으로 하여야 하며, s_h 는 $d/5$ 이하 또한 300 mm이하로 하여야 한다.

③ (4)의 ①, ②에 의한 최소철근 대신 콘크리트구조설계기준(2007)의 부록 III를 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

4.4.7 비틀림에 대한 설계

비틀림에 대한 설계는 박벽관, 즉 공간 트러스 해석에 의한다. 비틀림을 받는 부재는 단면의 중앙부가 무시되는 박벽관으로 가정한다(그림 4.4.5).

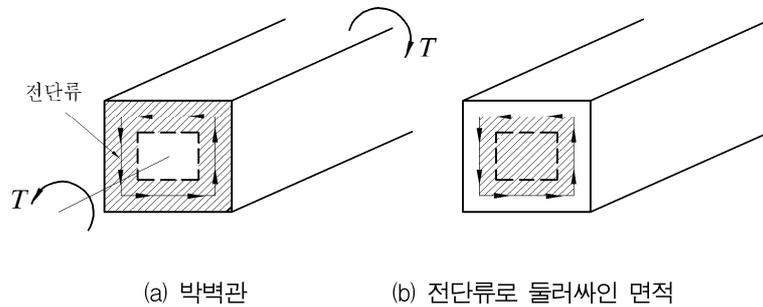


그림 4.4.5 박벽관

4.4.7.1 비틀림을 고려하여야 하는 경우

계수 비틀림모멘트 T_u 가 $T_{cr}/4$ 보다 작은 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다. T_{cr} 은 균열비틀림모멘트로서 주인장응력이 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}$ 에 도달할 때와 상응한다.

(1) 프리스트레싱 되지 않은 부재의 균열비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (4.4.39)$$

여기서,

p_{cp} : 전단면의 둘레의 길이

A_{cp} : 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적으로, 속빈 단면에서는 속빈 면적을 포함

제 4 장 콘크리트교

(2) 프리스트레스트 부재의 균열비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (4.4.40)$$

따라서 다음과 같은 경우는 비틀림에 대한 고려를 설계시 무시할 수 있다.

① 프리스트레싱되지 않은 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (4.4.41)$$

② 프리스트레스트 콘크리트 부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (4.4.42)$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트부재의 경우

$$T_u < \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{\frac{A_g}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (4.4.43)$$

슬래브와 일체로 치기된 경우의 부재에서 A_{cp} 와 p_{cp} 를 계산할 때 필요한 내민 플랜지의 폭은 콘크리트구조설계기준(2007) 10장의 슬래브편에 따른다.

4.4.7.2 계수 비틀림모멘트

계수 비틀림모멘트 T_u 가 균형을 유지해야 하고, 4.4.7.1의 최소값을 초과하면 부재는 비틀림모멘트에 저항하도록 설계되어야 한다.

(1) 균열로 인해 내력의 재분배가 발생하여 비틀림모멘트의 감소가 발생할 수 있는 부정정구조물의 경우, 최대 계수 비틀림모멘트 T_u 는 다음과 같이 감소되어도 좋다.

- ① 프리스트레싱 되지 않은 부재의 경우(4.4.7.2.(2)에서 설명한 단면)

$$T_u = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (4.4.44)$$

- ② 프리스트레스트 부재의 경우(4.4.7.2.(3)에서 설명한 단면)

$$T_u = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (4.4.45)$$

- ③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트부재의 경우

$$T_u = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{\frac{A_g}{3} \sqrt{f_{ck}}}} \quad (4.4.46)$$

①, ② 및 ③에서 동일하게 재분배된 휨모멘트 및 전단력은 인접부재의 설계에 고려하여야 한다.

(2) 프리스트레싱되지 않은 부재에서는 받침점으로부터 d 이내에 위치한 단면의 설계를 할 때 d 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계한다. 만일 d 이내에서 집중 비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 받침점면이 된다.

(3) 프리스트레스트 부재에서 받침점으로부터 $h/2$ 이내에 위치한 단면의 설계를 할 때 $h/2$ 에서 계산된 T_u 보다 작지 않게 설계한다. 만일 $h/2$ 이내에서 집중비틀림이 발생하면 설계의 임계단면은 받침점면이 된다.

4.4.7.3 비틀림모멘트 강도

(1) 비틀림을 받는 부재의 단면 크기는 균열폭을 작게 하고, 표면 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위해 아래와 같이 제한하여야 한다.

- ① 속찬 단면

이 단면에서 전단에 의한 응력은 단면의 전 쪽에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의해 저항한다고 가정하여 얻어진 다음 관계를 만족하여야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_o d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_o d} + \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}}\right) \quad (4.4.47)$$

② 속빈 단면

이 단면에서는 전단과 비틀림에 의해 발생한 전단응력이 그림 4.4.6과 같이 직접 더해진다. 따라서 전단에 의한 응력과 비틀림에 의한 응력 사이에 다음과 같은 관계를 만족하여야 한다.

$$\left(\frac{V_u}{b_o d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_o d} + \frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}}\right) \quad (4.4.48)$$

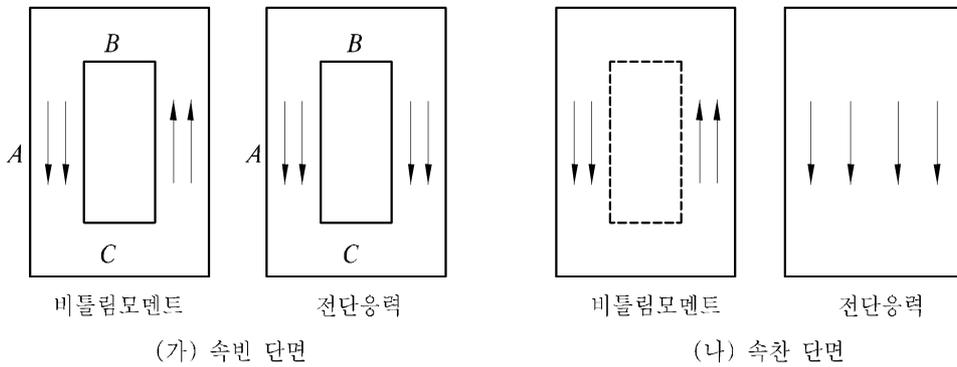


그림 4.4.6 전단응력과 비틀림응력의 합

여기서, V_c 는 전단에 대한 콘크리트의 저항이다. 그리고 식 (4.4.48)을 속빈 단면에 적용할 때 실제 벽의 두께 t_w 가 A_{oh}/p_h 보다 작은 경우에는 A_{oh}/p_h 대신 실제 벽의 두께를 사용하여야 한다.

(2) 만일 속빈 단면의 벽두께가 주변을 따라 변한다면 식 (4.4.48)은 좌변이 최대가 되는 위치에서 검증하여야 한다.

(3) 만일 벽의 두께가 A_{oh}/p_h 보다 작다면, 식 (4.4.48)의 둘째 항을 $\left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t_w}\right)$ 로 한다. 여기서, t_w 는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽의 두께이다.

- (4) 프리스트레싱되지 않은 비틀림 철근의 설계항복강도는 400 MPa을 넘지 않아야 한다.
- (5) 4.4.7.1(3)에서 정한 값보다 큰 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 설계는 다음 식에 기초를 두어야 한다.

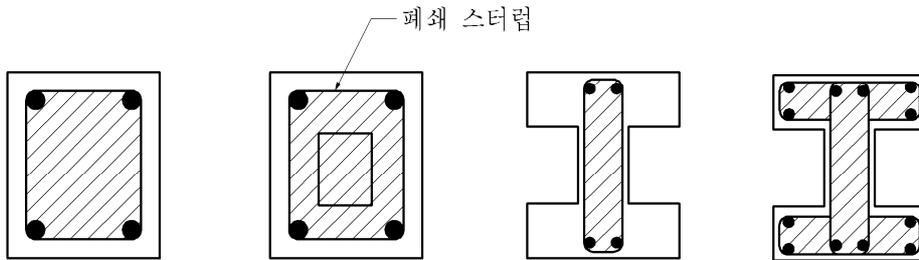
$$T_u \leq \phi T_n \tag{4.4.49}$$

설계 비틀림강도 ϕT_n 은 계수비틀림 T_u 이상이라야 한다. T_n 을 계산할 때는 모든 비틀림이 스테럽과 주철근에 의해 저항되고 $T_c = 0$ 이라고 가정한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단저항 V_c 는 동시에 작용하는 비틀림에 의해서 영향을 받지 않는다고 가정한다.

- (6) 공칭비틀림강도 T_n 은 다음 식을 사용하여 산정하여야 한다.

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \tag{4.4.50}$$

여기서, A_o 를 $0.85 A_{oh}$ 로 취할 수 있으며, A_{oh} 는 그림 4.4.7과 같이 비틀림 철근의 중심선으로 폐쇄된 면적이고, 압축경사각 θ 는 $30^\circ \sim 60^\circ$ 로서 프리스트레싱되지 않은 부재나 프리스트레싱 힘이 주철근 인장강도의 40% 미만인 경우는 45° 로 취할 수 있으며, 프리스트레싱 힘이 주철근 인장강도의 40% 이상인 경우는 37.5° 로 취할 수 있다.



A_{oh} = 폐쇄단면

그림 4.4.7 A_{oh} 의 정의

제 4 장 콘크리트교

(7) 비틀림에 저항하기 위한 종방향 철근량은 다음 값 이상이라야 한다.

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta \quad (4.4.51)$$

여기서, θ 는 식 (4.4.50)에 사용된 값이며, A_t/s 값은 식 (4.4.50)에서 계산되는 값으로써 최소 비틀림 철근량의 규정을 적용하지 않는 값이다.

(8) 부재가 휨, 전단, 비틀림, 축력을 동시에 받을 때는 종방향 철근량과 횡방향 철근량을 각각 구하여 중첩하여야 한다. 이 때 철근간격과 배치는 가장 불리한 요구조건을 만족하여야 한다.

(9) 휨을 받는 부재에서는 휨에 의한 압축을 고려하기 위해 휨압축 영역의 종방향 비틀림 철근의 면적을 $M_u / (0.9 d f_{yl})$ 만큼 줄여도 된다. 여기서 M_u 는 T_u 와 함께하는 단면에서의 계수휨모멘트이다. 이때 필요한 철근량은 최소 비틀림 철근량의 규정을 만족하여야 한다.

(10) 프리스트레스트 부재에서는 다음 사항을 만족하여야 한다.

① 각 단면에서의 PS강재를 포함한 총 종방향 철근이 그 단면에서의 계수모멘트와 그 단면에서의 계수비틀림에 근거한 추가적인 집중 종방향 인장력 $A_l f_{yl}$ 에 저항할 수 있어야 한다.

② PS강재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림 철근의 간격에 관한 규정을 만족하여야 한다.

(11) 프리스트레스트 부재는 휨에 의한 압축영역에서 종방향 비틀림 철근의 면적을 (9), (10)에서 요구한 양 이하로 줄일 수 있다.

4.4.7.4 비틀림 철근의 상세

(1) 비틀림철근은 종방향 철근 또는 PS강재와 다음과 같은 형태의 철근으로 구성하여야 한다.

- ① 부재축에 수직인 폐쇄스터립 또는 폐쇄띠철근
- ② 부재축에 수직인 횡방향 철선으로 구성된 폐쇄용접철망
- ③ 프리스트레싱 되지 않은 부재에서 나선철근

- (2) 횡방향 비틀림철근은 종방향 철근 주위의 135°로 꺾인 표준갈고리에 의해 정착하여야 한다. 철근 정착부 근처의 콘크리트가 플랜지나 슬래브 또는 유사한 부재에 의하여 박리가 억제되는 경우에는 일반적인 U형 스테럽의 정착방법을 적용할 수 있다.
- (3) 종방향 비틀림철근은 양단에 정착되어야 한다.
- (4) 속빈 단면의 비틀림에서는 횡방향 비틀림 철근의 중심선에서 단면 내벽까지의 거리가 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이어야 한다.

4.4.7.5 최소 비틀림 철근량

- (1) 계수비틀림모멘트 T_u 가 4.4.7.1에 규정된 값을 초과하는 모든 구간에는 최소 비틀림 철근량을 배치하여야 한다.
- (2) (1)에 의해 비틀림 철근이 요구되는 경우, 횡방향 폐쇄스테럽의 최소량은 다음에 의하여 계산하여야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4.4.52)$$

다만, $0.35b_w s/f_{yt}$ 보다 작아서는 안 된다.

- (3) (1)에 의하여 비틀림 철근이 요구되는 경우, 종방향 비틀림 철근량은 다음에 의하여 계산하여야 한다.

$$A_{l,\min} = \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (4.4.53)$$

여기서, A_t/s 는 $0.175b_w/f_{yt}$ 보다 작아서는 안 된다.

4.4.7.6 비틀림 철근의 간격

- (1) 횡방향 비틀림 철근의 간격은 $p_h/8$ 또는 300 mm 중에 작은 것보다 커서는 안 된다.
- (2) 비틀림에 대해 필요한 종방향 철근은 최대간격 300 mm인 폐쇄스테럽의 주변을 둘러서 배치해야 한다. 종방향 철근이나 PS강재는 스테럽의 내부에 배치되어야 하며 스테럽의 각 구석에는 적어도 하나의 주철근 또는 PS강재가 있어야 한다. 종방향 철근의 직경은 스테럽 간격의 1/24 이상이 되어야 하며, D10 이상이어야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- (3) 비틀림철근은 이론적으로 필요한 위치를 넘어 적어도 $(b_t + d)$ 이상의 거리에 설치되어야 한다.

4.4.8 지압강도

- (1) 콘크리트의 설계지압강도는 아래 (2), (3) 및 (4)의 경우를 제외하고는 $\phi(0.85f_{ck}A_1)$ 을 초과할 수 없다. 여기서 A_1 은 재하면적이다.
- (2) 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우에는 설계지압강도는 $\sqrt{A_2/A_1}$ 을 곱한 값을 사용할 수 있으며, $\sqrt{A_2/A_1}$ 의 값은 2.0 이하이어야 한다. 여기서 A_2 는 재하면과 닮은꼴이고 중심이 같은 지지표면 일부분의 최대면적이다.
- (3) 지지표면이 경사지거나 층을 이루고 있는 경우에는 재하면으로부터 수직과 수평을 1:2의 비율로 경사를 그렸을 때 형성되어 받침부 내에 포함되는 가장 큰 절두체(截頭體)의 밑면적을 A_2 로 취한다.
- (4) 재하면이 처짐이나 편심하중으로 인하여 재하면의 끝에서 큰 지압응력이 발생하는 경우에는 위의 (1), (2) 및 (3)에서 구한 설계지압강도에 0.75를 곱하여야 한다.

4.4.9 사용성 설계

4.4.9.1 적용 범위

강도설계법에 따라 계수하중과 설계강도를 기준으로 설계된 구조 요소 또는 부재는 균열과 처짐에 대한 요구 조건을 만족하도록 설계하여야 한다. 또한 피로에 대한 요구 사항도 충족시켜야 한다.

4.4.9.2 사용하중응력

4.4.9.3, 4.4.9.4 및 4.4.9.5의 규정을 검증하는 데 필요한 사용하중 상태의 휨응력을 산정하기 위해서는 휨에 대한 선형탄성해석법을 사용할 수 있으며, 또 4.5.3에 주어진 가정을 적용하여야 한다.

4.4.9.3 허용균열폭

- (1) 교량과 그 부대 시설의 구성 요소는 표 4.4.4에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경에 따라 정해진 허용균열폭 w_a 를 초과하지 않아야 한다. 다만, 표 4.4.4에 적용하는 피복두께는 100 mm 이하이어야 한다.
- (2) 교량 구조물의 소요 성능을 확보하기 위해서 이 절에서 정한 노출 환경에 따른 균열폭 제한은 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.

표 4.4.4 노출환경에 따른 허용균열폭 w_a (mm)

보강재의 종류	보강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
철근	0.4mm와 0.006 t_c 중 큰 값	0.3mm와 0.005 t_c 중 큰 값	0.3mm와 0.004 t_c 중 큰 값	0.3mm와 0.0035 t_c 중 큰 값
PS강재	0.2mm와 0.005 t_c 중 큰 값	0.2mm와 0.004 t_c 중 큰 값	-	-

여기서, t_c 는 최외단 주철근의 외측 표면에서 콘크리트 표면 사이의 최소 피복두께(mm)

4.4.9.4 균열의 검토

- (1) 휨모멘트 및 축방향력을 받는 부재에서 비균열 단면으로 계산한 콘크리트의 인장응력이 $0.378\sqrt{f_{ck}}$ 보다 작을 경우에는 휨균열을 검토하지 않아도 좋다.
- (2) 휨모멘트 및 축방향력을 받는 부재에서 아래 (3)항의 규정을 만족하는 경우 휨균열폭에 대한 검토가 이루어진 것으로 간주할 수 있다.

제 4 장 콘크리트교

- (3) 보 또는 1방향 슬래브에서 휨균열을 제어하기 위하여 콘크리트 인장 연단에 가장 가까이 배치된 휨철근의 중심 간격 s 는 식 (4.4.54a)과 식 (4.4.54b)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5t_c \quad (4.4.54a)$$

$$s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \quad (4.4.54b)$$

여기서, t_c 는 인장연단에 가장 가까이 놓여 있는 철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 순피복두께(mm)이다. f_s 는 사용하중으로 산출한 휨모멘트에 의해 유발된 철근의 응력(MPa)으로, 개략적인 균열 상태를 알고자 하는 경우에는 근사적으로 $0.67f_y$ 를 취하여 검토할 수 있다.

- (4) 특별히 균열폭을 산정할 필요가 있을 경우에는 콘크리트구조설계기준(2007)의 부록 V.3.2에 주어진 방법에 의해 균열폭을 산정하여야 하며, 그 결과를 표 4.4.4에 규정된 허용균열폭을 기준으로 균열폭을 검토하여야 한다.
- (5) 진단균열, 비틀림 균열의 검토가 필요한 경우에는 적절한 방법에 따라 검토해야 한다.

4.4.9.5 처짐 제어 및 계산

(1) 일반사항

교량을 구성하는 부재는 충격하중을 포함하는 사용하중 조합에 의해 발생한 처짐 또는 변형이 구조물의 안전성과 사용성에 불리한 영향을 주지 않도록 충분한 강성을 갖도록 설계하여야 한다. 처짐과 변형은 단기 및 장기의 처짐과 변형으로 구분한다. 단기처짐은 하중 작용시에 순간적으로 발생하는 것이고, 장기처짐은 장기간에 걸쳐서 지속적으로 발생하는 것으로써 총처짐에서 단기처짐을 뺀 값이다. 부재의 길이가 단면 깊이에 비하여 매우 짧은 경우에는 처짐의 검토를 생략해도 좋다. 그러나 콘크리트의 크리프 및 건조수축 등에 의한 장기처짐 및 변형을 무시할 수 없는 경우에는 장기처짐에 대한 검토를 할 필요가 있다.

구조물이나 부재의 단기 및 장기 처짐량은 허용처짐량 이하이어야 한다.

(2) 상부구조물의 깊이 제한

상부구조물의 최소 깊이는 표 4.4.5에 따라도 좋다. 표 4.4.5는 권장된 값이므로 필요하다면 처짐계산에 의해 확인하는 것이 바람직하다. 직접 처짐 계산에 의해 안전하다는 것이 확인된 경우에는 표 4.4.5에서 정한 최소깊이보다 더 작은 값을 사용할 수 있다.

(3) 상부구조물의 처짐 제한

직접 처짐을 산정하여 검증할 경우에는 다음 기준을 만족하도록 하여야 한다.

- ① 단순 또는 연속 경간을 갖는 부재는 사용활하중과 충격으로 인한 처짐이 경간의 1/800을 초과하지 않아야 한다. 다만 보행자의 통행이 많은 도시 지역의 교량에 대해서는 이 처짐의 비가 1/1,000을 초과해서는 안된다.
- ② 사용활하중과 충격으로 인한 캔틸레버의 처짐은 캔틸레버 길이의 1/300을 초과해서는 안된다. 다만 보행자 용도가 고려된 경우에는 이 처짐의 비는 1/375를 초과해서는 안된다.

표 4.4.5 깊이가 일정한 도로교 상부구조 부재의 최소 깊이

상부구조의 형식	최소 깊이(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 평행한 교량 슬래브	$1.2(S+3)/30$	$(S+3)/30$
T형 거더	$0.070S$	$0.065S$
박스형 거더	$0.060S$	$0.055S$
보행구조 거더	$0.033S$	$0.033S$

(i) 변단면 부재가 사용되는 경우, 위의 값은 정모멘트 단면과 부모멘트 단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
 (ii) S는 경간 길이를 나타낸다(m).

(4) 처짐 계산에 사용되는 단면

처짐은 상부 구조물 전체의 단면 특성에 준하여 계산하여야 한다. 이때 난간, 연석, 보도 및 패널이 제거되기 전에 상부구조 단면과 일체로 치지 않는 요소는 모두 제외한다.

제 4 장 콘크리트교

(5) 활하중에 의한 처짐을 계산할 때의 활하중 재하 방법

활하중 처짐은 상부구조의 횡부재들이 같이 작용하여 동일한 처짐을 일으킨다는 가정에 기초를 둘 수 있다. 활하중을 재하할 때는 2.1.3에서 허용하는 하중강도의 감소를 적용하여 모든 차선에 완전히 재하하여야 한다. 활하중은 모든 종방향 횡부재에 균일한 분포로 재하된다고 보아야 한다.

(6) 탄성처짐

하중이 작용할 때 순간적으로 발생하는 처짐은 일반적인 탄성처짐공식으로 구하여야 한다. 정밀한 해석에 의해 강성값을 구할 수 없는 경우에는 처짐은 4.2.3에 규정된 콘크리트의 탄성계수와 총단면적의 단면2차모멘트 I_g 나 다음 식 (4.4.55)로 나타낸 유효단면2차모멘트 I_e 를 사용하여 구하여야 한다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.4.55)$$

여기서, M_{cr} 은 균열모멘트로서 다음 식으로 표시된다.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (4.4.56)$$

M_a : 처짐이 계산되는 단계에서 부재의 휨모멘트

I_{cr} : 콘크리트로 환산된 균열단면의 단면2차모멘트

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중심축에서 인장 연단까지의 거리

f_r : 일반콘크리트의 휨인장강도(파괴지수)로 $f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}}$ 를 취할 수 있다.

여기서, 경량콘크리트가 사용된 경우에는 다음과 같이 f_r 의 값을 수정하여야 한다.

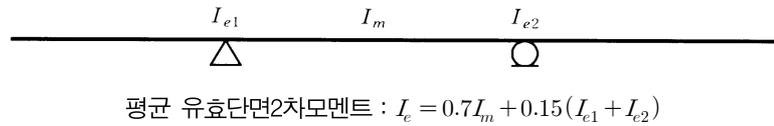
① f_{sp} 가 명시된 경우에는 f_r 를 구할 때 $\sqrt{f_{ck}}$ 를 $1.76f_{sp}$ 로 대체하되, $1.76f_{sp}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 이하이러야 한다.

② f_{sp} 가 명시되지 않은 경우에는 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85를 각각 f_r 에 곱한다. 일부의 모래만이 경량골재로 대체된 경우에는 직선보간법을 사용해도 좋다.

연속경간에 대해서는 정모멘트와 부모멘트에 대한 위험단면의 단면2차모멘트를

식 (4.4.55)에 의해 구하여 그 평균값을 사용한다. 연속보에서는 받침점부와 중간부의 단면2차모멘트가 큰 차이가 생기게 된다. 특히 T형 단면, 복철근 단면의 경우에는 그 차이가 크게 되므로, 철근콘크리트 연속보에서는 다음과 같은 평균 유효단면2차모멘트를 사용해도 된다.

(가) 양단 연속일 경우 :



(나) 일단 연속일 경우 :

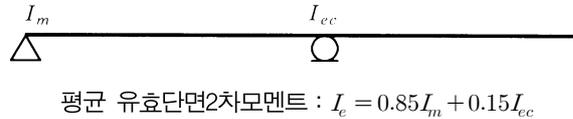


그림 4.4.8 평균 유효단면2차모멘트

(7) 장기처짐

정밀한 해석에 의하지 않는 한, 보통 및 경량콘크리트로 된 휨부재의 크리프 및 건조수축에 의해 생기는 추가적인 장기처짐은 다음과 같이 구한다. 즉, 해당 지속하중에 의한 탄성처짐을 위 (6)에 의해 산정한 값에 다음 계수를 곱한다.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \tag{4.4.57}$$

여기서, ρ' 은 단순 및 연속 경간에서는 경간 중앙단면, 그리고 캔틸레버 경간에서는 받침부 단면의 압축철근비이다. ξ 는 지속하중의 재하기간에 따라 달라지는 계수이고, 식 (4.4.57)에서 ξ 는 다음과 같이 취한다.

5년 이상	2.0
12 개월	1.4
6 개월	1.2
3 개월	1.0

제 4 장 콘크리트교

4.4.9.6 피로에 대한 안전성 검토

- (1) 이 규정은 하중 중에서 변동하중이 차지하는 비율이 높거나 작용빈도가 크기 때문에 피로에 대한 안전성 검토를 필요로 하는 경우를 위한 것이다.
- (2) 보 및 슬래브의 피로에 대하여는 휨 및 전단에 대하여 검토하는 것이 일반적이다.
- (3) 기둥의 피로에 대하여는 검토하지 않아도 좋다. 다만, 휨모멘트나 축방향 인장력의 영향이 큰 경우에는 보에 준하여 검토하는 것으로 한다.
- (4) 피로에 대한 안전성을 검토할 필요가 있는 경우, 철근의 응력이 표 4.4.6의 값을 만족하면 피로에 대하여 검토할 필요가 없으나 초과하는 경우에는 적절한 방법으로 피로에 대하여 검토하여야 한다.
- (5) 피로의 검토가 필요한 구조부재에서는 높은 응력을 받는 부분에서 철근을 구부려서는 안된다. 제3장 강교의 근사방법에 따라 설계되는 주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 콘크리트 바닥판에 대해서는 피로응력의 한계를 고려할 필요가 없다.

표 4.4.6 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력범위

철근의 종류	철근의 인장 및 압축응력 범위(MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400	150

4.5 허용응력설계법

4.5.1 일반사항

- (1) 사용하중하에서의 모든 응력은 4.5.2의 허용응력을 초과해서는 안 된다.
- (2) 철근의 정착과 이음은 4.3절의 규정을 따라야 한다.
- (3) 단면의 설계하중 계산시의 설계하중조합 및 증가계수는 제2장의 규정에 따라야 한다.

4.5.1.1 적용범위

이 절은 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교에 적용할 수 있다.

4.5.2 허용응력

4.5.2.1 콘크리트의 허용응력

콘크리트에 작용되는 모든 응력은 다음 값을 초과해서는 안 된다.

(1) 허용휨응력

- | | |
|-------------------------------|------------------------------|
| ① 허용휨압축응력 | $f_{ca} = 0.4f_{ck}$ |
| ② 허용휨인장응력(무근확대기초와 벽체에서) | $f_{ta} = 0.13\sqrt{f_{ck}}$ |
| ③ 휨강도(파괴계수) | |
| 보통콘크리트 | $f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}}$ |
| 모래 경량콘크리트 | $f_r = 0.54\sqrt{f_{ck}}$ |
| 천 경량콘크리트 | $f_r = 0.47\sqrt{f_{ck}}$ |

(2) 허용압축응력(무근확대기초와 벽체에서)

$f_{ca} = 0.25f_{ck}$

(3) 허용전단응력

보다 엄밀한 허용응력은 4.5.5에 따라야 하지만 다음 값을 사용해도 좋다.

① 보 및 1방향 전단 (1방향 슬래브 및 확대기초)

- | | |
|------------------------|------------------------------|
| (가) 콘크리트의 허용전단응력 | $v_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}}$ |
|------------------------|------------------------------|

제 4 장 콘크리트교

(나) 전단보강이 있는 부재의 최대허용전단응력 $v_{ca} = 0.37\sqrt{f_{ck}}$

② 2방향 전단 (2방향 슬래브 및 확대기초)

(가) 콘크리트의 허용전단응력 $v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}} \leq 0.16\sqrt{f_{ck}}$

여기서, β_c : 집중하중 또는 집중반력을 받는 면적의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

(나) 전단보강이 있는 경우의 허용전단응력은 4.5.5에 따른다.

③ 경량골재콘크리트의 허용전단응력

①, ②에 규정된 값의 70%를 취한다.

(4) 콘크리트의 허용지압응력

① 허용지압응력은 다음의 값으로 한다.

$$f_{ba} = 0.25f_{ck}\sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \leq 0.5f_{ck} \tag{4.5.1}$$

여기서,

A_c : 지지하는 콘크리트의 전면적

A_b : 지압을 받는 재하면적

② 전면적이 경사진 면이거나 계단식일 경우에는 지압면의 각 변 또는 경계면으로부터 1:2 (수직 1, 수평 2)의 기울기로 경사면을 부재단부까지 그려 지압면의 도심과 일치하는 가장 큰 닳은꼴을 그렸을 때의 피라미드형 각추대나 원추대의 면적을 전면적(A_c)으로 취한다.

③ 처짐이나 편심하중으로 인하여 지압면 단부에 큰 응력이 작용할 경우에는 지압면상의 허용지압응력은 ①항의 값에 0.75를 곱한 값을 취한다.

4.5.2.2 철근의 허용응력

(1) 철근의 허용응력은 D32 이하의 철근에 대하여 표 4.5.1의 값으로 한다.

표 4.5.1 철근의 허용응력(MPa)

응력 및 부재의 종류		철근의 종류	SD 300	SD 350	SD 400
		인장응력	하중의 조합에 충돌하중 또는 지진의 영향을 포함하지 않을 경우	(1) 일반적인 부재	150
(2) 바닥판, 경간 10 m 이하의 슬래브교	150			160	160
(3) 수중 또는 지하수위 이하에 설치하는 부재	150			160	160
(4) 하중의 조합에 충돌하중 또는 지진의 영향을 포함하는 경우의 허용응력의 기본값	150		175	180	
(5) 압축응력	150		175	180	

- (2) 직선으로 배근된 철근에서 활하중과 충격에 의해 발생하는 최대인장응력과 최소인장응력 사이의 응력차는 피로응력한계의 규정(4.4.9.6)에 부합해야 한다. 그리고 응력이 큰 부분에서는 주철근의 굽힘을 피하여야 한다.

4.5.3 휨부재

사용하중 상태에서의 휨응력을 검사할 때는 다음과 같은 가정하에서 선형탄성이론에 따라야 한다.

- (1) 콘크리트와 철근의 변형률은 높이가 큰 보를 제외하고는 휨부재의 중립축으로부터의 거리에 비례한다. 높이/경간의 비가 4/5 이상인 단순보, 2/5 이상인 연속보 등과 같이 높이가 큰 보에서는 변형률의 비선형 분포를 고려하여야 한다.
- (2) 철근콘크리트 부재에서 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
- (3) 탄성계수비 $n = E_s/E_c$ 는 가장 가까운 정수를 사용하되 6 이상이라야 하며, 처짐값을 계산하는 경우를 제외하고는 경량골재콘크리트의 n 값은 같은 강도의 보통콘크리트의 것으로 가정해도 좋다.
- (4) 복철근보의 응력계산에서 압축철근의 환산단면을 구할 때는 유효탄성계수비 $2E_s/E_c$ 를 사용해야 한다. 이 경우에도 압축철근의 압축응력은 허용인장응력 이하이어야 한다.

4.5.4 압축부재

- (1) 휨과 축방향력을 동시에 받는 압축부재의 축하중강도는 강도설계법 4.4.5의 규정에 따라 계산한 값의 40%를 취한다.
- (2) 장주효과는 4.4.5.3의 규정을 따라야 한다. 이 경우 P_u 는 설계 축방향하중에 2.5배를 취한 값을 사용한다. 또한 $\phi=1.0$ 으로 취해야 한다.

4.5.5 전단 및 비틀림 설계

4.5.5.1 전단응력

- (1) 설계전단응력 v 는 다음 식에 의하여 구해야 한다.

$$v = V/b_w d \quad (4.5.2)$$

여기서, V 는 해당 단면에서의 설계전단력이고, b_w 는 보 또는 복부의 폭, d 는 압축 연단에서 종방향 인장철근 도심까지의 유효깊이이다. 그리고 적용할 수 있으면 비틀림의 효과가 고려되어야 한다.

- (2) 원형 단면일 경우에는 지름을 b_w 로 취하고, d 는 압축부 연단으로부터 반대편 반원에 있는 종방향 철근의 도심까지의 거리보다 작아야 할 필요는 없다.
- (3) 복부폭이 변하는 단면의 b_w 는 평균복부폭과 최소복부폭의 1.2배 중 작은 값을 취하여야 한다.
- (4) 반력이 전단력 작용방향으로 부재의 단부에 압축력을 일으키는 경우, 지지면으로부터 d 이내로 떨어진 위치에서의 단면을 설계단면으로 할 때 d 만큼 떨어진 곳에서의 설계전단력을 사용해도 좋다. 그러나 큰 집중하중이 이 점과 지지면 사이에 있을 때는 예외로 해야 하고, 이 경우 받침부까지 d 보다 가까이 있는 단면은 d 만큼 떨어진 곳의 전단력에 집중하중을 합한 전단력에 대하여 설계하여야 한다.

4.5.5.2 콘크리트가 부담하는 전단응력

(1) 보, 1방향 슬래브 및 확대기초의 전단응력

전단과 휨만을 받는 부재에서 콘크리트가 부담하는 허용전단응력 v_c 는 $0.08 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과할 수 없다. 허용전단응력을 보다 상세히 계산하고자 할 때는 다음 식을 이용한다.

$$v_c = 0.07 \sqrt{f_{ck}} + 7.8 \rho_w \frac{Vd}{M} \leq 0.13 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.5.3)$$

여기서, M 은 고려하는 단면에서 V 와 동시에 발생하는 설계휨모멘트로서, Vd/M 의 크기는 1.0보다 크게 취할 수 없다.

(2) 압축부재의 전단응력

축방향 압축력을 받는 부재에 대한 v_c 는 다음 식으로 구해도 좋다.

$$v_c = 0.08 \left(1 + 0.087 \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (4.5.4)$$

여기서, N/A_g 은 MPa로 표시하여야 한다.

(3) 인장부재의 전단응력

축방향 인장력을 받는 부재에서는 다음 식에 의해 보다 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 충전단력을 견디도록 설계하여야 한다.

$$v_c = 0.08 \left(1 + 0.57 \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (4.5.5)$$

여기서, N 은 인장일 경우 부(-)의 값을 가지며, N/A_g 은 MPa로 표시하여야 한다.

(4) 경량콘크리트의 전단응력

(1)에서 (3)까지의 콘크리트가 부담하는 전단응력에 대한 규정은 보통콘크리트에 적용되는 것이다. 경량콘크리트를 사용하는 경우에는 다음 중 한 방법이 적용되어야 한다.

- ① 경량콘크리트의 평균조괸인장강도 f_{sp} 의 값이 명시되어 있는 경우에는 $\sqrt{f_{ck}}$ 를 $1.76f_{sp}$ 로 대체하되, $1.76f_{sp}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 이하라야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ② f_{sp} 가 명시되어 있지 않은 경우에는 v_c 의 값은 전 경량콘크리트에 대해서는 0.75, 모래 경량콘크리트에 대해서는 0.85를 곱해야 한다. 일부의 모래만이 대치된 경우에는 직선보간법을 적용해도 좋다.

4.5.5.3 전단철근이 부담하는 전단응력

- (1) 설계전단응력 v 가 콘크리트가 부담할 전단응력 v_c 를 초과하는 곳에는 이 규정에 따라 전단철근을 두어야 한다. 전단철근은 콘크리트구조설계기준(2003) 부록I 별도설계법 I.6.5의 규정에 적합하여야 한다.

- (2) 부재축에 직각인 전단철근이 사용되는 경우에는 전단철근 단면적 A_v 는 다음과 같다.

$$A_v = (v - v_c) \frac{b_w s}{f_{sa}} \tag{4.5.6}$$

- (3) 경사 스티럽이 전단철근으로 사용되는 경우의 전단철근 단면적은 다음 식으로 구한다.

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_{sa} (\sin\alpha + \cos\alpha)} \tag{4.5.7}$$

- (4) 전단철근이 1개의 절곡철근 또는 지점으로부터 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의 철근으로 된 경우의 전단철근 단면적 A_v 는 다음 식으로 구한다.

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_{sa} \cdot \sin\alpha} \tag{4.5.8}$$

여기서, $(v - v_c)$ 는 $0.11 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과할 수 없다.

- (5) 전단철근이 지점으로부터 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 절곡철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 구성되는 경우 전단철근의 단면적은 식 (4.5.7)에 따라 구하여야 한다.
- (6) 종방향 철근을 구부려서 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중간부 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

- (7) 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우, 필요한 전단철근의 총단면적은 각 종류별로 구한 단면적의 합이 되어야 한다. 이때 v_c 는 한 번의 계산에만 포함되어야 한다.
- (8) $(v - v_c)$ 의 값은 $0.28 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과할 수 없다.
- (9) $(v - v_c)$ 가 $0.16 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과할 때는 스테럽의 최대간격을 절반으로 감소시켜야 한다.
- (10) 휨철근은 콘크리트구조설계기준(2007) 8.5.1의 규정을 만족시키지 않는 한 인장구역에서 끝내서는 안 된다.

4.5.5.4 전단마찰

- (1) 이 규정은 해당되는 단면에서 전단 전달을 고려하는 것이 적절할 경우에 사용된다. 이러한 단면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 두 콘크리트 사이의 접촉면이다.
- (2) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정한다. 이 전단면상의 소요전단마찰 철근단면적 A_{vf} 는 (3)에 따라 계산하거나 그 외의 전단 전달 설계방법을 사용하여 계산해도 좋으며, 이때는 강도가 포괄적인 실험결과와 실질적으로 일치하여야 한다.
- (3) 전단마찰 설계는 강도설계법 4.4.6.4의 규정을 따라야 한다.

4.5.5.5 합성콘크리트 힘부재의 수평전단설계

- (1) 합성부재에서는 두 인접요소 사이의 접촉면에서 수평전단력이 완전히 전달되도록 해야 한다.
- (2) 수평전단력을 받는 단면은 다음 항에 따라 설계되거나, 실험적으로 정확한 강도예측이 입증된 전단 전달 설계법에 따라 설계되어야 한다.
- (3) 어떤 단면에서의 설계수평전단응력은 다음 식으로 구해도 좋다.

$$v_{dh} = \frac{V}{b_v d} \quad (4.5.9)$$

여기서, V 는 해당 단면의 설계전단력, d 는 전 합성단면의 유효높이이다.

이때 수평전단응력 v_{dh} 는 다음의 허용수평전단력 v_h 를 초과해서는 안된다.

제 4 장 콘크리트교

- ① 접촉면이 깨끗하고 레이턴스가 없으며 표면을 거칠게 한 경우, 전단응력 v_h 는 0.25 MPa를 초과해서는 안 된다.
 - ② 규정에 따라 최소의 연결철근을 두고 접촉면이 깨끗하고 레이턴스가 없으나 표면을 거칠게 하지 않는 경우, 전단응력 v_h 는 0.25 MPa를 초과해서는 안 된다.
 - ③ 규정에 따라 최소의 연결철근을 두고 접촉면이 깨끗하고 레이턴스가 없으며 접촉면에 약 7 mm 정도 크기의 요철을 둔 경우, 전단응력 v_h 는 1.1 MPa를 초과해서는 안 된다.
 - ④ 규정에 있는 최소 연결철근량을 초과하여 접촉면 사이에 연결철근을 둘 경우에는 증가량 1%마다 전단응력 v_h 를 $5f_y/300$ (MPa)씩 증가시켜도 좋다. 여기서, 철근의 항복응력 f_y 는 MPa으로 표시하여야 한다.
- (4) 실제로 전달해야 할 압축 및 인장력의 변화를 계산하여 수평전단을 계산할 때는 경간의 10분의 1을 초과하지 않도록 부재를 나누어 계산해도 좋다. 전단응력은 4.5.5.5.(3)의 허용치 이내에 있어야 한다.
- (5) 수평전단연결철근
- ① 필요에 따라 두 인접 접촉면에는 최소의 연결철근을 두어야 한다. 이때 연결철근의 면적은 $0.35b_v s / f_y$ 이상이어야 하고, 연결철근간격 s 는 지지 요소의 최소 북부폭의 4배 및 600 mm를 초과해서는 안 된다. 여기서, b_v, s 의 단위는 mm이다.
 - ② 수평전단연결철근으로는 한 개씩의 철근 및 강선, 스티럽, 용접철망 등을 사용할 수 있고, 각 연결철근은 인접요소 내에 갈고리나 정착길이를 이용하여 적절하게 정착시켜야 한다.
 - ③ 보의 모든 전단철근은 현장치기가 되는 바닥판까지 연장하여야 하고, 연장되는 전단철근은 최소 연결철근량을 만족시키는 데 포함시켜도 좋다.

4.5.5.6 슬래브 및 확대기초에 대한 전단설계

집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 확대기초에 대한 전단설계는 콘크리트구조 설계기준(2003) 부록 I.6.7에 따라야 한다.

4.5.5.7 박스 암거 슬래브의 전단설계

- (1) 600 mm 이상의 토피를 가진 박스 암거 슬래브의 전단응력 v_c 는 다음 식으로 구해도 좋다.

$$v_c = 0.08 \sqrt{f_{ck}} + 15.4 \rho_w \frac{Vd}{M} \leq 0.15 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.5.10)$$

- (2) 단일 암거이고, 슬래브와 벽체가 일체로 시공되었을 경우에는 v_c 를 $0.11 \sqrt{f_{ck}}$ 보다 작게 취할 필요는 없고, 단순지지된 슬래브에서는 $0.09 \sqrt{f_{ck}}$ 보다 작게 취할 필요가 없다. Vd/M 는 1.0 이하이어야 하고, M 은 고려하는 단면에서 V 와 동시에 발생하는 는의 설계휨모멘트이다.
- (3) 토피가 600 mm 이하인 박스 암거 슬래브에서는 도로교 바닥판 설계 개념에 따라 운하 중 분포를 고려하여 설계하여야 한다.

4.5.5.8 브래킷과 내민받침에 대한 전단설계

- (1) 이 규정은 전단경간-깊이의 비가 1.0 이하이고, V 보다 크지 않은 수평인장력 N_c 를 받는 브래킷과 내민 받침에 적용해야 하고, 깊이 d 는 받침부면에서 측정한 값이다.
- (2) 브래킷과 내민 받침의 전단설계는 강도설계법 4.4.6.8의 규정을 따라야 한다.

4.5.5.9 비틀림 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 콘크리트구조 설계기준(2003) 부록 I.6.3에 따라야 한다.

4.6 프리스트레스트 콘크리트

4.6.1 일반사항

4.6.1.1 적용범위

이 절의 규정들은 프리스트레스트 콘크리트 교량 구조물의 설계에 적용한다. 철근 콘크리트로 설계된 부재는 사용성을 개선하기 위해 응력이 가해진 일부 인장철근을 제외하고는 앞의 4.3, 4.4 및 4.5의 적용 규정에 적합해야 한다. 과도하게 지간이 길거나 특수한 구조물은 이 장에 제시된 제 계수들을 적용할 경우의 영향에 대해 신중히 고려하여야 한다.

4.6.1.2 콘크리트

설계도서에는 구조물 각 부분 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 가 명확히 제시되어야 한다. 설계기준강도는 규정에 따라 제작, 시험된 콘크리트의 강도로써 확인되어야 한다. 다만 프리스트레스트 콘크리트 구조물에 있어 실제 콘크리트강도가 설계기준강도보다 작아지는 일이 있어서는 안 되므로 현장의 배합강도를 설계기준강도보다 크게 정하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 는 적어도 다음 값 이상으로 하여야 한다.

- 프리텐션 방식의 경우 : 35 MPa
- 포스트텐션 방식의 경우 : 30 MPa

4.6.1.3 철근 및 PS강재

(1) PS강재

PS강선, PS강봉, PS강연선은 한국산업규격 KS D 7002, KS D 3505에 적합한 것이어야 한다.

(2) 철근

- ① 철근은 KS D 3504에 적합한 것이어야 한다. KS D 3527에 적합한 철근은 시험을 하여 품질을 확인하고, 그의 사용여부를 결정하여야 한다.
- ② 설계도서에는 철근의 규격 및 항복강도를 제시하여야 한다. 용접되는 철근은 도면에 표시하고, 적용될 용접 방법을 명시하여야 한다.

- ③ 철근의 항복강도 f_y 는 500 MPa을 초과하지 않아야 한다.
- ④ 철근은 이형철근을 사용하여야 한다. 다만 원형철근이나 강선이 나선철근이나 띠철근으로 사용될 경우는 예외로 한다.

4.6.2 해석

4.6.2.1 일반사항

부재는 최소 기준으로서 이 규정을 사용하여 적정한 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 연속 보와 부정정구조물은 적당한 강도와 만족스런 거동을 나타내도록 설계하여야 한다. 거동은 탄성해석에 의해 결정하며, 이 때 프리스트레싱에 의해 유발되는 반력, 모멘트, 전단력 그리고 축력과 온도, 크리프, 건조수축, 축방향 변형, 접속된 구조요소의 구속 그리고 기초의 침하에 의한 영향 등을 고려하여야 한다.

4.6.2.2 교량의 신축

- (1) 모든 교량에는 온도 변화에 의해 발생하는 온도응력에 저항하기 위한 방안이 설계에 반영되어 있거나, 온도 변화로 인한 이동에 대한 신축 수단을 제시하여야 한다.
- (2) 프리스트레스트를 도입하는 동안에 발생하는 수축을 포함한 여러 원인에 의한 이동을 가능하게 하는 장치를 설계에 반영하여야 한다.
- (3) 신축 및 이동량을 설계에서 산정할 때, 산정시의 기준 온도를 제시하여야 한다.

4.6.2.3 경간

단순 지지된 보의 유효지간은 보의 순지간에 보의 높이를 더한 길이를 초과해서는 안 된다. 연속 또는 구속된 바닥 슬래브와 보의 지간은 받침점의 내측면 사이의 순 거리이다. 연속 또는 구속된 슬래브의 축과 45° 또는 그 이상의 각을 갖는 현치가 슬래브 및 받침부와 일체로 만들어져 있는 경우에는 슬래브와 현치의 조합된 두께가 슬래브 두께보다 적어도 1.5배 이상 이 되는 단면으로부터 지간을 측정한다. 이때 최대 부모멘트는 앞에 정의된 지간의 단부에 위치하는 것으로 고려해야 한다. 현치는 부재의 유효깊이에 추가해서는 안 된다.

제 4 장 콘크리트교

4.6.2.4 현장타설 포스트텐션교

작용하중 하에서의 응력을 계산할 때 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트의 영향을 고려하여야 한다. 계수 모멘트강도와 계수 전단강도를 계산할 때에는 프리스트레싱에 의해 유발되는 2차모멘트 또는 전단력(하중계수 1.0)을 하중계수를 고려한 계수 고정하중과 계수 활하중에 의해 발생하는 모멘트 및 전단력에 더하여야 한다.

4.6.2.5 플랜지, 복부 및 격벽

(1) 유효 플랜지폭

① T형보

(가) 슬래브나 플랜지가 보와 일체로 작용하도록 계획된 합성형 프리스트레스트 구조에서의 유효 플랜지폭은 4.2.2.6의 규정에 따른다.

(나) 보통의 슬래브 지간과 거더 간격을 갖는 일체로 만들어지는 프리스트레스트 구조에서의 유효 플랜지폭은 보의 중심간 거리로 한다. 지간이 매우 짧거나 거더 간격이 과도하게 큰 경우에는 해석적 방법에 의해 보와 함께 거동하는 플랜지의 예상 폭을 결정하여야 한다.

(다) 여러 개의 독립된 보를 프리스트레스트로 일체화한 구조의 설계에서는 플랜지폭이 복부폭의 15배를 초과해서는 안 되고, 모든 설계하중에 대해 적절한 폭이어야 한다.

② 박스거더

박스거더 구조에서의 압축 플랜지 유효폭은 4.10.3(5)와 4.15.6.2(3)의 규정에 따른다.

(2) 박스거더의 복부 및 플랜지 두께

박스거더의 복부 및 플랜지 최소두께는 4.10.6의 규정에 따른다.

(3) 격벽(가로보)

① 실험이나 구조해석 결과 강도가 충분하여 격벽을 생략해도 되는 곳을 제외하고는 다음 ②항과 ③항에 따라 격벽을 설치하여야 한다.

② T형보의 가로보는 4.9의 규정에 따라 설치한다.

③ 박스거더에서의 격벽은 4.10.2의 규정에 따라 설치한다.

(4) 박스거더에서의 헌치

슬래브와 복부의 교차위치에는 적절한 크기의 헌치가 설치되어야 한다. 그러나 구조적인 안전성이 입증된 경우, 하부 플랜지와 복부의 교차위치에서는 헌치를 생략할 수 있다.

4.6.2.6 바닥판

- (1) 세로보에 의해 지지되어 영구 패널로 사용되는 프리캐스트 프리스트레스트 바닥판(패널식 바닥판)은 4.6.4.2 및 4.7.8.2의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 활하중에 의해 바닥판에 작용하는 모멘트는 4.7.5.1에 의해 계산한다.
- (3) 세로보 근처의 부모멘트에 의해 발생하는 바닥판의 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 압축력이 존재하지 않는다고 가정한다.

4.6.2.7 처짐

(1) 일반사항

- ① 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 휨응력으로 인한 처짐뿐 아니라 휨부재의 단축 및 접속부재와의 변형률 적합조건에 의한 프리컴프레션의 감소 등의 이유로 인한 장기 처짐도 고려하여야 한다.
- ② 처짐을 계산할 때에는 고정하중, 활하중, 프리스트레스 힘, 가설하중, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 긴장재의 릴랙세이션 등을 고려하여야 한다.

(2) 세그멘탈 박스거더

처짐은 세그멘트의 제작 전에 계산하여야 하고, 처짐은 예상된 제작 및 가설계획에 기초하여 계산하여야 한다. 계산된 처짐은 실제 측정된 처짐을 검토하는 기준으로 사용된다.

(3) 상부구조의 처짐 제한 기준

상부구조의 처짐은 4.4.9.5(3)의 기준을 초과해서는 안 된다.

4.6.3 설계

4.6.3.1 일반사항

(1) 설계이론 및 일반 고려 사항

- ① 설계되는 부재는 규정된 강도 요구조건에 적합하여야 한다.
- ② 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명기간 동안 받을 수 있는 모든 위험한 하중단계에서의 강도(강도설계)와 사용상태에서의 거동(허용응력설계)을 기초로 수행한다.
- ③ 프리스트레싱에 의한 응력 집중을 설계시 고려하여야 한다.
- ④ 프리스트레싱에 의한 탄·소성 변형, 처짐, 길이변화 및 비틀림이 접속 시공되는 부재에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 온도와 건조수축에 의한 영향도 고려하여야 한다.
- ⑤ 덕트의 치수가 과대하여 긴장재와 덕트가 부분적으로 접촉하는 경우 접촉하는 위치 사이에 있어서 부재 좌굴과 얇은 복부 및 플랜지의 좌굴이 발생할 가능성을 검토하여야 한다.
- ⑥ 긴장재가 부착되기 전의 단면 특성을 계산할 경우 덕트로 인한 단면적의 손실을 고려하여야 한다.

(2) 기본 가정

다음의 가정은 일체로 된 부재를 설계하는데 적용한다.

- ① 휨과 축하중을 받는 프리스트레스 부재의 강도 설계는 철근에만 적용되는 4.4.3.1(4)만 제외하고는 4.4.3.1을 기초로 한다.
- ② 프리스트레스 도입시, 사용하중 작용시, 균열하중 작용시의 응력 계산은 다음 가정에 의한 선형 이론에 따라야 한다.
 - (가) 전체 하중범위에 걸쳐 변형률은 부재의 깊이에 따라 선형으로 변화한다.
 - (나) 균열이 발생하기 전에는 응력은 변형률에 선형으로 비례한다.
 - (다) 균열이 발생한 후에는 콘크리트의 인장 강도는 무시한다.

(3) 균열등급

프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의

한 인장연단응력 f_t 에 따라 다음과 같이 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다.

- ① 비균열등급 $f_t \leq 0.63\sqrt{f_{ck}}$
- ② 부분균열등급 $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \leq 1.0\sqrt{f_{ck}}$
- ③ 완전균열등급 $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$

(4) 응력계산

비균열등급과 부분균열등급 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 비균열등급을 사용하여 계산하여야 한다. 완전균열 단면 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 식(4.4.56)에 따라 균열 환산 단면을 사용하여 계산하여야 한다.

(5) 합성 휨부재

분리 시공되었으나 모든 요소가 작용하중에 대해 일체로 반응하도록 서로 연결된 프리캐스트 또는 현장타설 콘크리트 요소로 구성된 합성 휨부재는 다음의 규정에 따라야 한다.

- ① 설계시에는 지지된 요소가 모든 하중을 지탱하고 처짐과 균열을 제한하는데 요구되는 설계 특성을 나타낼 때까지는 동바리를 제거하지 않아야 한다.
- ② 합성부재 전체 또는 일부가 전단력과 모멘트를 저항하는데 이용될 수 있다. 각 요소는 위험한 모든 하중 단계에 대해 검토되고, 합성부재의 설계강도가 완전히 발휘되기 전에 작용하는 모든 하중을 지지하도록 설계하여야 한다. 철근은 각 요소들의 분리를 방지하기에 필요한 만큼 배근하여야 한다.
- ③ 여러 구조요소의 기준강도, 단위중량, 그 외의 성질들이 서로 상이한 경우에는 각 요소의 특성치 또는 가장 불리한 값을 설계에 사용하여야 한다.
- ④ 강도설계법에 의해서 합성부재의 휨강도를 계산할 때에는 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리 없이 시공한 부재간의 구분을 하지 말아야 한다.
- ⑤ 전단보강철근은 4.3.17에 따라 서로 연결되는 구조요소에 완전히 정착되어야 한다. 연장되거나 정착된 전단철근은 수평전단에 대한 전단 연결재로서 포함시켜도 좋다.

제 4 장 콘크리트교

- ⑥ 부재 전체가 수직 전단력에 저항한다고 가정되는 경우, 설계는 4.6.3.7(1)에서 4.6.3.7(3)의 규정에 따른다.
- ⑦ 상호 연결된 요소의 접촉면에서는 수평전단력이 완전히 전달되도록 설계해야 하며, 수평 전단에 대한 설계는 4.6.3.8(4)의 규정을 따른다.
- ⑧ 프리캐스트 보 위에 현장타설 된 슬래브로 이루어진 구조물에서는 서로 다른 건조수축으로 인하여 보의 하단부분과 슬래브에 인장응력이 발생한다. 건조수축에 의한 인장은 상당한 기간에 걸쳐 발생하기 때문에 보에 대한 영향은 크리프에 의해 경감된다. 서로 다른 건조수축은 균열하중과 보의 처짐 형상에 영향을 주기도 한다. 이와 같은 요인들이 특히 심각할 때에는 불균일한 건조수축에 의한 영향을 하중에 의한 영향에 추가하여야 한다.

4.6.3.2 강도감소계수

계산된 부재의 강도는 강도설계법에서 계산한 값 중 가장 큰 값보다 작아서는 안 된다. 포스트텐션부재의 정착구역 설계에 대해서는 최대 긴장력에 대해 1.2의 하중계수를 적용하도록 한다. 강도감소계수는 다음과 같다.

(1) 휨모멘트

- ① 공장에서 생산된 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 부재 : $\phi=0.90$
- ② 현장타설 된 포스트텐션 콘크리트 부재 : $\phi=0.85$

(2) 전단력 : $\phi=0.80$

(3) 정착구역

- ① 보통 콘크리트의 경우 : $\phi=0.80$
- ② 경량 콘크리트의 경우 : $\phi=0.65$

4.6.3.3 허용응력

프리캐스트 프리스트레스트 부재의 설계는 일반적으로 $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ 인 콘크리트를 기본으로 하고 있다. 그리고 $f_{ck} = 42 \text{ MPa}$ 까지는 이 강도가 일관되게 얻어진다고 기대할 수 있는 경우에만 허용될 수 있다. 더 높은 강도의 콘크리트가 특정 구역에 사용될 수도 있으나,

이 경우 책임기술자는 재료와 제작과정에 대한 감독을 완벽하게 하여 요구된 강도를 얻도록 하여야 한다. 이 절의 규정들은 더 낮은 콘크리트 강도로 설계된 프리스트레스트 콘크리트 구조물과 구조 요소에 대해서도 동등하게 적용한다.

(1) PS강재의 허용응력

- ① 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력은 $0.80f_{pu}$ 또는 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다. 또한 긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최대값도 초과하지 않아야 한다.
- ② 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력은 $0.74f_{pu}$ 와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다.
- ③ 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레싱 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력은 $0.70f_{pu}$ 이하로 하여야 한다.

(2) 콘크리트의 허용응력

- ① 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

(가) 휨압축응력	: $0.60f_{ci}'$
(나) 휨인장응력	: $0.25\sqrt{f_{ci}'}$
(다) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력	: $0.50\sqrt{f_{ci}'}$

계산된 인장응력이 위의 (나) 또는 (다)의 값을 초과하는 구역에는 비균열 단면으로 가정하여 계산된 전체 인장력을 저항할 수 있는 추가 부착강재(프리스트레스트 되지 않은 강재 또는 프리스트레싱 강재)를 인장구역에 배치하여야 한다.
- ② 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. 이 때 단면 특성은 비균열 단면으로 가정하여 구한다.

(가) 압축연단응력(유효프리스트레스+지속하중)	: $0.45f_{ck}$
(나) 압축연단응력(유효프리스트레스+전체 하중)	: $0.60f_{ck}$
- ③ 시험 또는 정밀한 해석에 의하여 안전성이 확인된 경우에는 위 ①과 ②에 규정된 허용응력을 초과할 수 있다.
- ④ 피로 또는 부식성 환경에 노출되어 있지 않는 프리스트레스트 콘크리트 휨부재

제 4 장 콘크리트교

에서는 인장최연단에 배치된 부착철근의 간격은 6.3.3(4)에서 규정한 간격을 초과하지 않아야 한다. 그러나 피로상태나 또는 부식성 환경에 노출되어 있는 부재에 대해서는 특별한 조사와 다음 (가), (나), (다), (라)의 조치를 강구하여야 한다.

- (가) 간격은 비긴장 보강재와 부착긴장재의 간격 요구조건을 만족하여야 한다. 부착긴장재의 간격은 비긴장 보강재에 대해 허용되는 최대 간격의 2/3를 초과하지 않아야 한다. 간격 요구조건을 만족시키기 위해 철근과 긴장재 사이의 간격은 6.3.3(4)에서 허용한 간격의 5/6를 초과하지 않아야 한다.
- (나) 긴장재에 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때는 f_s 를 Δf_{ps} 로 대체하여야 한다. 여기서 Δf_{ps} 는 사용하중을 받을 때 균열단면해석으로 계산한 긴장재의 응력에서 감압응력 f_{dc} 를 뺀 값이다. 이때 f_{dc} 를 긴장재의 유효프리스트레스응력 f_{pe} 와 같게 취할 수 있다.
- (다) 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때, Δf_{ps} 는 250 MPa 초과하지 않아야 한다. Δf_{ps} 가 140 MPa 이하일 때는 위 (가)와 (나)에서 정한 간격요구조건을 적용하지 않는다.
- (라) 깊이가 900 mm를 초과하는 보는 콘크리트구조설계기준(2007) 6.3.3(6)에서 정한 표피철근을 배치하여야 한다.

⑤ 균열 응력(4.4.9.4 참조)

실험으로부터 얻은 콘크리트의 휨인장강도(파괴계수)를 사용하되, 실험 자료가 없을 경우에는 다음 값을 적용한다.

- (가) 보통 콘크리트 : $0.63 \sqrt{f_{ck}}$
- (나) 부분 경량 콘크리트 : $0.54 \sqrt{f_{ck}}$
- (다) 전 경량 콘크리트 : $0.47 \sqrt{f_{ck}}$

⑥ 정착부의 지압 응력

포스트텐션 부재의 정착장치는 국제적으로 통용되는 정착장치 인증시험을 거치는 경우 별도의 지압검토를 하지 않아도 무방하나, 시험으로 증명되지 않은 정착장치에 의해 발생하는 콘크리트의 지압응력은 다음 값 이하로 하여야 한다.

- (가) 긴장재 정착 직후 : $0.70f_{ci} \sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} - 0.2 \leq 1.10f_{ci}$

$$(나) \text{ 프리스트레스 손실 발생 후} \quad : \quad 0.50f_{ck}\sqrt{\frac{A'_b}{A_b}} \leq 0.90f_{ck}$$

4.6.3.4 프리스트레스의 손실

(1) 프리스트레싱 직후의 손실

프리스트레싱 직후의 초기 프리스트레스는 긴장재 인장단에 대한 다음의 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산하여야 한다.

① 정착장치에서의 활동에 의한 손실량

정착장치에서의 활동에 의한 긴장재의 인장력 감소는 프리스트레싱 공법에 따라 다르며, 정착장치의 형식에 따라 상당한 차이가 난다. 따라서 정착장치 별 활동량을 과거의 실적 등을 고려하여 미리 정해 놓아야 한다.

(가) 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 없는 경우(프리텐션 방식, 포스트텐션 방식에서 마찰을 무시할 수 있는 경우)

$$\Delta f_{ps} = E_p \frac{\Delta l}{l} \quad (4.6.1)$$

(나) 긴장재와 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

상세한 계산 및 시험에 의해 영향 범위 및 손실량을 구하지 않을 경우도 해법으로 구해도 좋다. 이 경우 긴장재와 쉬스 사이의 마찰은 긴장시와 정착시가 같다고 가정한다.

② 긴장재와 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

포스트텐션되는 긴장재의 마찰에 의한 손실은 시험에 의해 결정된 PS강재의 파상 및 곡률마찰계수에 의해 산정한다. 설계에 사용된 파상 및 곡률마찰계수의 값, 그리고 긴장력과 강재 신장의 허용범위는 설계도서에 나타내야 한다. 이들 마찰에 의한 손실량은 다음과 같이 계산한다.

$$P_x = P_o e^{(\kappa l_x + \mu \alpha)} \quad (4.6.2a)$$

$(\kappa l_x + \mu \alpha)$ 가 0.3보다 크지 않으면, 다음의 근사식을 사용해도 좋다.

$$P_x = P_o (1 - \kappa l_x - \mu \alpha) \quad (4.6.2b)$$

제 4 장 콘크리트교

사용재료에 대한 상수 k 와 μ 의 실험값이 없을 때에는 표 4.6.1의 값을 사용할 수 있다. 다만, 표 4.6.1은 일반적으로 예측할 수 있는 값의 범위를 제시한 것으로서 특수한 긴장재와 쉬스를 사용하는 경우에는 이들 계수의 값을 제작자로부터 구하여야 한다.

표 4.6.1 파상마찰계수(k)와 곡률마찰계수(μ)

구 분		PS강재의 종류	파상마찰계수 (k/m)	곡률마찰계수 (μ/rad)
금속쉬스 내에 부착된 긴장재		PS강선	0.0033 ~ 0.0050	0.15 ~ 0.25
		PS강봉	0.0003 ~ 0.0020	0.08 ~ 0.30
		PS강연선	0.0015 ~ 0.0066	0.15 ~ 0.25
부착되지 않은 긴장재	수지, 방수, 피복	PS강선	0.0033 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
		PS강연선	0.0033 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
	그리스로 미리 도포된 경우	PS강선	0.0010 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
		PS강연선	0.0010 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15

마찰손실은 정착 전에 일어나지만 설계시에 계산되어 긴장작업 중 확인되어야 한다. 강성 덕트는 콘크리트를 치는 동안에 현저하게 울퉁불퉁함이 없이 정확한 위치를 유지할 수 있도록 충분한 강도를 가져야 한다. 강성 덕트는 용접 또는 맞물림 연결로 조립하여야 한다. 용접 이음부에 대한 아연도금은 하지 않아도 무방하다.

③ 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \tag{4.6.3a}$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \tag{4.6.3b}$$

여기서, f_{cir} 은 최대모멘트가 발생하는 단면 또는 단면들에서 계산한다(이 단계

4.6 프리스트레스트 콘크리트

에서, 긴장재의 초기 응력은 프리텐션 부재에서는 콘크리트의 탄성수축과 콘크리트 타설과 양생 도중 발생하는 긴장재의 릴랙세이션에 의해 감소하며, 포스트텐션 부재에서는 콘크리트의 탄성수축과 긴장재의 마찰에 의해서 감소한다. 이와 같은 인자들에 의한 긴장재의 초기응력 감소를 산정할 수 있으며, 감소된 긴장재의 응력은 표준적인 프리텐션 부재에 있어서 응력제거 강연선은 $0.63f_{pu}$, 저 릴랙세이션 강연선은 $0.69f_{pu}$ 로 취할 수 있다).

(2) 프리스트레싱 후 시간에 따라 발생하는 손실

프리스트레싱 후의 유효 프리스트레스는 위 (1)항의 규정에 의해 계산된 초기 프리스트레싱에 시간에 따라 발생하는 다음의 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산하여야 한다. 다음의 방법은 보통콘크리트와 인장강도 1,750-1,900 MPa인 7연선 응력제거 강연선 또는 저릴랙세이션 강연선, 강도 1,680 MPa인 응력제거 강선 또는 1,015-1,120 MPa인 원형 또는 이형 강봉 중 하나를 사용했을 때 적용된다. 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 프리스트레스 손실량은 4.2.2.3을 이용하여 계산하여도 무방하다. 인장강도 1,900 MPa이상의 강연선을 사용하는 경우에는 다음의 간략식을 사용하지 않고 상세해석 또는 실험에 의한 값을 적용하도록 한다. 프리스트레스 손실에 대한 경량골재 콘크리트의 영향과 성질에 관한 자료는 공증된 실험 결과를 참고로 한다.

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

프리텐션과 포스트텐션 부재

$$\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (4.6.4)$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05H_r \quad (4.6.5a)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\Delta f_{psh} = 0.80 (119 - 1.05H_r) \quad (4.6.5b)$$

여기서, H_r 는 주위의 연간평균 상대습도(%)이다.

제 4 장 콘크리트교

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(정착부에서의 PS강재의 허용응력과 같은 초기 응력에 의한)

(가) 프리텐션 부재

㉠ 인장강도 1,750-1,900 MPa인 강연선

○ 응력제거 강연선

$$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (4.6.6a)$$

○ 저 릴랙세이션 강연선

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (4.6.6b)$$

(나) 포스트텐션 부재

㉡ 인장강도 1,750-1,900 MPa인 강연선

○ 응력제거 강연선

$$\Delta f_{pr} = 140 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (4.6.6c)$$

○ 저 릴랙세이션 강연선

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07\Delta f_{pf} - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (4.6.6d)$$

㉢ 인장강도 1,680 MPa인 강선

$$\Delta f_{pr} = 126 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (4.6.6e)$$

㉣ 인장강도 1,015-1,120 MPa인 강봉

$$\Delta f_{pr} = 21 \text{ MPa} \quad (4.6.6f)$$

여기서, Δf_{pf} 는 고려 받침점에서의 $0.7f_{pu}$ 수준 이하의 마찰손실에 의한 응력 감소로 4.6.3.4(1)㉡에 의해 계산한다.

(3) 프리스트레스 전체 손실량의 간이계산법

앞의 방법 대신에 일반적으로 설계되는 단순하고 작은 프리스트레스 부재 또는 구조물에 대해서는 표 4.6.2의 총 손실량 추정 값을 사용하여도 좋다. 이 값들은 보통

4.6 프리스트레스트 콘크리트

콘크리트와 보통의 프리스트레스 수준을 적용하고 평균 노출상태에 있는 프리스트레스트 콘크리트 구조물에 적용한다. 특별히 시간이 길거나 특수 설계의 경우에는 앞의 방법에 의하거나 더 정확한 방법에 의해 프리스트레스 손실량을 계산하여야 한다.

표 4.6.2 프리스트레스 손실량

긴장재의 형태	콘크리트의 압축강도에 따른 전체 손실량	
	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
프리텐션 긴장재	-	315 MPa
포스트텐션 ^(주)		
▪ 강선과 강연선	225 MPa	230 MPa
▪ 강봉	155 MPa	160 MPa

(주) 여기서 마찰에 의한 손실량은 제외되어 있으며, 마찰에 의한 손실은 4.6.3.4(1)②에 의해 별도로 계산해야 한다.

4.6.3.5 휨강도

(1) 일반사항

단면 성질을 계산하는 데 있어서, 프리텐션 부재와 그라우팅을 한 포스트텐션 부재에서는 부착된 보강재의 환산 단면적을 사용한다. 긴장재의 부착 전에는 덕트의 빈공간에 대한 단면적은 제외된다. 프리스트레스트 휨부재의 설계강도는 철근콘크리트 부재의 설계강도 계산시 사용하는 식과 같은 형태를 취한다. 이 때 긴장재의 응력은 f_y 대신 f_{ps} 를 사용하여야 한다. 단, 프리스트레스트 부재에서 압축철근의 영향은 무시한다.

(2) 사각형 단면

사각형 단면 또는 중립축이 압축 플랜지 내에 있는 플랜지를 갖는 단면에 대한 설계 휨강도는 다음과 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n = & \phi [A_p f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \left(\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \frac{\rho f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \\ & + A_s f_y d \left\{ 1 - 0.59 \left(\frac{d_p}{d} \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{\rho f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \end{aligned} \quad (4.6.7a)$$

제 4 장 콘크리트교

인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우에는 다음과 같이 계산한다.

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_p f_{ps} d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right\} \quad (4.6.7b)$$

(3) 플랜지를 갖는 단면

중립축이 압축 플랜지 내에 있지 않는 플랜지를 갖는 단면에 대한 설계 휨강도는 다음과 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n = \phi & \left[A_{pw} f_{ps} d_p \left(1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_o d_p f_{ck}} \right) + A_s f_y (d - d_p) \right. \\ & \left. + 0.85 f_{ck} (b - b_o) t (d_p - 0.5t) \right] \quad (4.6.8a) \end{aligned}$$

인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우에는 다음과 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} \phi M_n = \phi & \left[A_p f_{ps} d_p \left(1 - 0.59 \frac{A_p f_{ps}}{b_o d_p f_{ck}} \right) \right. \\ & \left. + 0.85 f_{ck} (b - b_o) t (d_p - 0.5t) \right] \quad (4.6.8b) \end{aligned}$$

여기서,

$$A_{pw} = A_p - A_{pf} \quad (\text{식 4.6.8b에 적용}) \quad (4.6.9a)$$

$$A_{pw} = A_p + (A_s f_y / f_{ps}) - A_{pf} \quad (\text{식 4.6.8a에 적용}) \quad (4.6.9b)$$

$$A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_o) t / f_{ps} \quad (4.6.10)$$

(4) PS강재의 응력

- ① 상세한 해석을 수행하여 강재의 응력 f_{ps} 값을 보다 정확하게 산출하지 않을 경우에는 f_{ps} 값을 다음과 같이 취한다.

(가) 부착긴장재를 가진 부재

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (4.6.11a)$$

인장축에 식 (4.6.11a)의 f_{ps} 계산에 압축철근을 고려한다면

$$\left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \text{의 값을 } 0.17 \text{ 이상으로 하여야 하고, } d' \text{는 } 0.15d_p \text{ 이}$$

하로 하여야 한다.

인장축에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우에는 다음과 같이 계산한다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \cdot \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right) \quad (4.6.11b)$$

(나) 비부착긴장재를 가진 부재

- ㉠ 깊이에 대한 경간의 비가 35 이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \quad (4.6.12a)$$

여기서, f_{ps} 는 f_{py} , 또한 $(f_{pe} + 420)$ MPa 이하로 하여야 한다.

- ㉡ 깊이에 대한 경간의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \quad (4.6.12b)$$

여기서, f_{ps} 는 f_{py} , 또한 $(f_{pe} + 210)$ MPa 이하로 하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

(다) 긴장재와 함께 사용되는 철근도 휨강도를 계산할 때 인장력을 발휘하는 것으로 볼 수 있다. 이때 인장력은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해 구한 철근의 응력에 근거하여야 한다.

② 계수하중에서 프리캐스트 바닥판의 PS강재의 응력은

$$f_{ps} = \frac{70L_x}{D} + \frac{2}{3}f_{pe} \quad (4.6.13)$$

으로 제한되며, 4.6.3.5(4)①에 의한 f_{ps} 보다 크지 않아야 한다.

4.6.3.6 휨부재의 보강에 대한 제한

(1) 프리스트레스트 콘크리트 단면은 콘크리트구조설계기준(2007) 6.2.2(3)과 6.2.2(4)에 정의된 바와 같이 인장지배구간, 변화구간, 압축지배구간으로 분류하여야 한다. 강도감소 계수 ϕ 는 4.6.3.2에 따라야 한다.

(2) PS강재 및 철근의 총량은 위험단면에서 균열모멘트(M_{cr}^*)의 1.2배 이상의 설계모멘트를 받는 데 충분하여야 한다.

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}^* \quad (4.6.14)$$

여기서,

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{pcc})Z_c \quad (4.6.15)$$

검토 단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 계수모멘트(M_u)의 4/3 배 이상인 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

4.6.3.7 최소 부착철근량

(1) 비부착긴장재가 배치된 모든 휨부재는 다음의 최소 부착철근이 배치되어야 한다.

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad (4.6.16)$$

① 식 (4.6.16)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 미리 압축을 가한 인장구역에 균등하게 배치하여야 한다.

- ② 사용하중에 의한 응력상태에 관계없이 최소 부착철근을 배치하여야 한다.
 - ③ 산정된 부착철근의 최소 길이는 다음 규정에 따라야 한다.
 - (가) 정모멘트 구역에서 그 구역의 중간점의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.
 - (나) 부모멘트 구역에서는 받침부의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.
- (2) 프리캐스트 프리스트레스트 바닥판(패널식 바닥판)을 활용하는 슬래브의 현장타설 콘크리트 부분에 사용되는 종방향 철근의 최소량은 슬래브 단위 폭(m)당 600 mm^2 이상이어야 한다.

4.6.3.8 전단 및 비틀림

(1) 일반사항

- ① 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장응력에 대해 보강되어야 한다. 속이 빈 슬래브는 전단에 대해 검토되어야 하나, 계수전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2배보다 작으면 전단에 대한 보강은 생략해도 좋다.
- ② 전단철근은 부재축에 직각으로 있는 스테럽 또는 부재축에 직각으로 배치된 용접 철망으로 이루어진다. 전단철근은 압축연단으로부터 d 만큼 연장되어야 하고, 피복두께 규정과 다른 철근과의 근접이 허용하는 한도 내에서 부재의 압축면 및 인장면에 가깝게 배치되어야 한다. 전단철근은 설계 항복강도를 발휘하도록 전단철근의 양 끝을 철근의 정착규정에 따라 정착해야 한다.
- ③ 전단력을 받는 부재는 다음 조건을 만족하도록 설계해야 한다.

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (4.6.17)$$

- ④ 작용하중에 의한 반력이 부재의 단부에 압축력을 유발할 때, 받침점면으로부터 $\frac{1}{2} h$ 보다 작은 거리에 위치한 단면은 $\frac{1}{2} h$ 받침점에서 계산한 계수 전단력 V_u 에 대해 전단설계를 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ⑤ 프리캐스트 세그멘탈 박스거더의 복부에는 가설하중에 의한 전단력을 전달하기 위해서 전단 연결재를 설치한다. 특히 교각 근처에 있는 세그멘트에서는 전단 연결재에 발생할 가능성이 있는 반대의 전단응력에 대해서도 검토해야 한다. 세그멘트의 가설시 전단연결재에 의해 전달되는 전단응력은 $\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하지 못한다.

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도

- ① 콘크리트에 의한 전단강도는 ②와 ③의 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 구하여야 한다. 다만, 받침부 전면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐서닝 긴장재의 전단길이보다 짧거나 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않는 프리텐션 부재는 ③에 따라 콘크리트에 의한 전단강도를 구하여야 한다.
- ② 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효 프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 ③의 계산에 의하지 않는 한 다음 식 (4.6.18)에 따라 V_c 를 계산하여야 한다.

$$V_c = \left(0.05 \sqrt{f_{ck}} + 4.9 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4.6.18)$$

그러나 V_c 는 $(\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상, $(5\sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 하며, 또한 ⑤나 ⑥에서 주어진 값 이하로 취하여야 한다. 이 식에서 $V_u d/M_u$ 는 1.0 이하이어야 하고, M_u 는 검토하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수휨모멘트이다. 여기서, d 는 $0.8h$ 이상이어야 한다.

- ③ 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c 는 다음의 V_{ci} 또는 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad (4.6.19)$$

이 값은 $0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 보다 작아서는 안되며, d 를 $0.8h$ 보다 작게 취해서는 안 된다. 여기서, $V_i = V_u - V_d$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

외부하중에 의해 휨 균열이 발생하는 균열모멘트는 다음과 같다.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \quad (4.6.20)$$

외부하중에 의해 발생하는 단면의 최대 계수 모멘트 M_{max} 와 계수 전단력 V_i 는 해당 단면에 최대모멘트를 유발하는 하중 조합으로부터 계산한다.

④ 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p \quad (4.6.21)$$

여기서 d 를 $0.8h$ 보다 작게 취해서는 안 된다. 다른 방법으로서, 부재의 도심축에서 또는 도심축이 플랜지 내에 있을 때는 플랜지와 복부의 교차선에서 $\sqrt{f_{ck}}/3$ 의 주인장응력을 일으키는 고정하중과 활하중의 합에 해당되는 전단력으로 V_{cw} 를 계산할 수 있다. 합성부재에서는 활하중을 저항하는 단면을 사용하여 주인장응력을 계산하여야 한다.

- ⑤ 프리텐션 부재에서 받침부의 전면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면으로부터 부재의 단부까지의 거리가 프리텐션닝 긴장재의 전달길이보다 짧은 경우에는, V_{cw} 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 고려해야 한다. 또한 이 V_{cw} 의 값을 식 (4.6.18)의 상한값으로 취하여야 한다. 프리스트레스 힘은 긴장재의 끝에서 0, 긴장재의 끝에서 도입길이만큼 떨어진 거리에서 최대값이 될 때까지 직선적으로 변한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선에 대해서는 지름의 50배, 단일 강선에 대해서는 지름의 100배로 가정할 수 있다.
- ⑥ 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않은 프리텐션 부재의 경우, ②또는 ③에 따라 V_c 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여야 한다. 이와 같이 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여 계산한 V_{cw} 의 값을 식 (4.6.18)의 최대값으로 취하여야 한다. 부재의 단부까지 부착이 연장되어 있지 않은 긴장재의 프리스트레스 힘은 부착이 시작되는 점에서 영이고, 이 점에서 전달길이만큼 떨어진 거리에서 최대값으로 직선 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우는 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

제 4 장 콘크리트교

(3) 전단철근이 부담하는 전단력

① 전단철근이 부담하는 전단력은 다음과 같다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.6.22)$$

V_s 는 $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 보다 크게 취해서는 안 되고, d 를 $0.8h$ 보다 작게 취해서는 안 된다.

여기서 A_v 는 4.4.6.3에 의해 산정한다.

② 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600 mm 보다 커서는 안 된다.

단, V_s 가 $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 경우는 최대 간격을 $1/2$ 로 감소시켜야 한다.

③ 계수전단력 V_u 가 ϕV_c 의 $1/2$ 을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면적을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4.6.23)$$

여기서, b_w 와 s 의 단위는 mm 이고, f_{yt} 의 단위는 MPa 이다. 그러나, 최소전단철근량은 $0.35 b_w s / f_{yt}$ 보다 작지 않아야 한다.

그리고, 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효 프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대한 최소 전단철근량은 식 (4.6.23)과 식 (4.6.24)에 의해 구한 값 중 작은 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{v,\min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (4.6.24)$$

④ 전단철근의 설계 항복강도 f_y 는 400 MPa 을 초과해서는 안 된다.

(4) 수평 전단설계 - 합성 휨부재

① 합성 휨부재에 있어서 서로 합성되는 요소들의 접촉면을 따라 수평 전단력이 완전히 전달될 수 있어야 한다.

② 수평 전단력을 받는 단면의 설계는 다음 ③-④의 규정을 따르던가, 예측된 강도가 광범위한 시험결과와 거의 유사하다고 믿을 수 있는 전단력 전달 설계법을 이용해야 한다.

③ 수평 전단력을 받는 단면의 설계는 다음 기준에 의한다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (4.6.25a)$$

$$V_{nh} = v_{nh} b_v d_p \quad (4.6.25b)$$

여기서, v_{nh} 는 4.4.6.5의 규정에 의한다.

- ④ 수평 전단은 지간의 1/10을 넘지 않는 세그먼트 내에 전달되는 압축 또는 인장력의 변화를 계산하여 검토하며, 서로 연결되는 요소 간의 수평 전단력을 전달할 수 있는 방안이 마련되어야 한다. 계수 수평 전단력은 세그먼트의 길이가 d_p 이하일 경우를 제외하고는 위 ③항에 따른 수평 전단 강도 ϕV_{nh} 보다 커서는 안 된다.
- ⑤ 수평 전단에 대한 연결재는 4.4.6.5의 규정에 의해 설치되어야 한다.

(5) 수평 전단설계 - 박스거더

거더의 복부와 연결되는 일체로 타설된 헌치와 플랜지와의 교차부에서의 수평 전단응력은 $0.01f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.

(6) 비틀림에 대한 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 4.4.7에 따라야 한다.

4.6.3.9 포스트텐션 부재의 정착구역

(1) 정착구역의 기하구조

- ① 정착구역은 기하학적으로 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘을 횡방향으로 분산시켜 단면 전체에 선형의 응력 분포가 되도록 하는 콘크리트 부분을 말한다.
- ② 부재 또는 세그먼트의 단부에 있는 정착구역의 횡방향 규격은 단면의 깊이 또는 폭으로 취한다. 긴장재 방향으로의 정착구역 종방향 길이(정착구 전방)는 횡방향 규격 중 큰 값보다 작아서는 안 되며 1.5배 보다 커서도 안 된다.
- ③ 중간에 정착되는 경우 정착구역의 길이는 위 ②의 길이에 추가하여 정착부 후방으로 횡방향 규격 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 연장하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ④ 슬래브에서 여러 개의 정착구를 사용하는 경우 정착구역의 폭과 길이는 응력이 작용하는 긴장재 중심 간격으로 하되, 긴장재 축방향으로의 슬래브 길이보다 커서는 안 된다. 정착부의 두께는 슬래브 두께와 같게 취한다.
- ⑤ 설계를 위해 정착구역은 다음의 두 구역, 즉 일반구역과 국소구역으로 이루어져 있다고 가정한다.

(2) 일반구역과 국소구역

① 일반구역

- (가) 일반구역의 기하학적 범위는 (1)에서 정의한 정착구역 전체와 같으며 국소구역을 포함한다.
- (나) 일반구역의 설계는 4.6.3.2와 4.6.3.9(3)의 규정에 적합하여야 한다.

② 국소구역

- (가) 국소구역은 정착장치 및 이와 일체가 되는 구속철근의 바로 앞부분과 이들을 둘러싸고 있는 콘크리트 사각기둥(원형 또는 계란형의 정착구의 경우는 등가의 사각기둥)으로 정의된다. 국소구역의 규격은 4.6.3.9(7)에서 정의한다.
- (나) 국소구역의 설계는 4.6.3.2와 4.6.3.9(7)의 규정에 적합해야 하며, 특수 정착장치의 경우는 공인된 시험으로부터 인정된 결과에 의하여야 한다.
- (다) 정착장치의 적절한 기능수행을 위하여 필요한 위치에 국소구역 보강을 하여야 한다.

③ 책임 한계

- (가) 책임기술자는 긴장재와 정착장치의 위치 결정, 일반구역 보강, 긴장순서를 포함한 일반구역에 대한 전반적인 설계와 시공도면의 승인에 대한 책임을 진다. 또한 책임기술자는 4.6.3.9(7)에 근거한 국소구역의 설계에 대한 책임을 지며, 4.6.3.9(7)③의 규정에 따라 사용되는 특수 정착장치의 승인에 대한 책임을 진다. 국소구역에 대한 모든 시공도면은 책임기술자의 승인을 받아야 한다.
- (나) 정착장치 공급자는 시방서 및 공급서에 규정된 정착장치의 성능을 만족시키는 제품을 공급할 책임이 있다. 만일 특수 정착장치가 사용된다면 공급자는 공인된 승인시험을 만족시키는 정착 장치를 공급할 책임이 있다. 승

인시험과 성능시험은 책임 기술자가 인정할 수 있는 공인된 시험기관에서 시행하여야 한다. 정착장치 공급자는 승인시험 결과를 책임 기술자 및 시공자에게 제출하여야 하며, 여기에는 보조 및 구속철근, 최소 연단거리, 최소 정착간격, 국소 구역의 적절한 거동에 요구되는 긴장 시의 최소 콘크리트 강도 등을 포함하여야 한다.

(다) 시공자는 설계내용에 따라 공급된 정착장치를 설치하고 시공할 모든 책임을 진다.

(3) 일반구역의 설계

① 설계 방법

(가) 일반구역의 설계에는 다음의 방법을 적용한다.

㉔ 소성모델에 근거한 균형이론(스트럿 - 타이 모델)(4.6.3.9(4) 참조)

㉕ 탄성 응력해석(유한요소 해석 등)(4.6.3.9(5) 참조)

㉖ 간이 계산법 - 적용 가능한 경우(4.6.3.9(6) 참조)

다음과 같은 경우에는 간이계산법을 사용하여서는 안 된다. 부재의 단면이 직사각형이 아닌 경우, 일반구역 내부 또는 인접한 부위의 불연속으로 인해 힘의 흐름 경로에 변화를 유발하는 경우, 최소 단부거리가 단부 방향의 정착장치 치수의 1.5배 미만인 경우, 여러 개의 정착장치가 서로 근접되지 않아 한 개의 정착그룹으로 볼 수 없는 경우

적용한 설계방법에 관계없이 모든 설계는 다음 ④의 규정에 적합해야 한다. 설계에는 긴장 순서의 영향과 이에 따른 3차원적인 영향이 고려되어야 한다. 3차원적 영향이 심각할 때는 입체해석에 의해 그 영향을 분석하거나, 두 개 이상의 평면을 고려하여 그 영향을 개략 검토하여야 한다. 그러나 이와 같은 개략 검토시에는 평면 모델들 간의 연관관계가 고려되어야 하고 모델에 작용시키는 하중과 해석결과에 일관성이 있어야 한다.

또한 긴장력 도입순서를 고려하여 설계하여야 하며, 긴장력 도입순서를 설계도면에 명시하여야 한다.

(나) 일반구역은 다음의 규정에 따라 설계하여야 한다.

㉔ 일반구역에 대한 설계는 3.3.2(7)의 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu} 와 3.3.3(2)⑤의 강도감소계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

㉔ 일반구역은 정착장치에 의해 유발되는 파열력, 할렬력 및 종방향 단부 인장력에 저항할 수 있도록 보강을 하여야 한다. 또한 단면의 급격한 변화의 영향을 고려하여야 한다.

㉕ 일반구역의 설계는 콘크리트구조설계기준(2007)의 9.9.1(4), (5), (6)의 규정을 만족하여야 하며, 9.9.2(2), (3) 또는 9.9.3(3) 중의 어느 하나를 만족하여야 한다.

(다) 시공자는 설계내용에 따라 공급된 정착장치를 설치하고 시공할 모든 책임을 진다.

② 재료의 공칭 강도

(가) 부착철근의 공칭 인장강도는 f_y 이하로 취하여야 하며, 부착긴장재의 공칭 인장강도는 f_{py} 이하로 취하여야 한다. 비부착 긴장재의 공칭인장강도는 $f_{ps} = f_{pe} + 70(\text{MPa})$ 이하로 취하여야 한다.

(나) 구속되어 있는 부분을 제외한 일반구역의 콘크리트의 유효 공칭 압축강도는 $0.7\lambda f_{ct}$ 로 제한된다. 콘크리트의 인장강도는 무시한다.

(다) 포스트텐션을 도입할 때 콘크리트 압축강도는 설계도면에 명시하여야 한다. 낮은 압축강도를 보상하기 위해 특별히 큰 정착장치를 사용하거나, 최종 프리스트레스 힘의 50%를 초과하지 않는 힘으로 긴장재를 긴장하는 경우를 제외하고는 콘크리트의 압축강도가 적어도 여러 개의 강연선에 대하여 28 MPa, 단일강연선나 강봉에 대하여 17 MPa가 되기 전에는 콘크리트에 프리스트레스를 도입해서는 안 된다.

③ 특수 정착장치의 사용

4.6.3.9(7)②의 조건에 맞지 않는 특수 정착장치가 사용되는 경우에는 구속철근 외에 보조로 주변 보강철근이 정착구역에 배치되어야 한다. 주변 보강철근의 철근비는 정착장치 공급자가 제시하는 값 이상으로 하되 콘크리트 체적의 1%를 넘지 않도록 한다.

④ 일반적인 설계원칙 및 구조 세목

효과적인 세부설계 및 고도의 시공능력이 정착구역의 만족스러운 성능 발휘에 필수적이다. 정착구역의 크기 결정 및 세부설계에는 철근의 가공, 조립, 설치의

허용오차, 골재 크기, 콘크리트 타설 및 치밀한 경화에 대한 필요 사항들을 고려하여야 한다.

(가) 기본적인 정착장치 앞부분 콘크리트의 압축응력은 4.6.3.9(7)②의 조건을 만족하여야 한다.

(나) 특수 정착장치의 앞부분 콘크리트의 압축응력은 콘크리트 지압면에서부터 다음 중 작은 값만큼 떨어진 거리에서 측정하여야 한다.

㉠ 국부 구속철근의 단부까지의 깊이

㉡ 정착장치의 횡방향 치수 중에 작은 값

이 압축응력은 다음 (4), (5)②, (6)② 중 어느 것에 의해 산정해도 좋으나, $0.7f_{ci}'$ 보다 커서는 안 된다.

(다) 또한 압축응력은 정착구역 내부나 앞부분의 기하학적 또는 하중의 불연속이 응력 집중을 유발할 수 있는 곳에서도 검토하여야 한다.

(라) 파열력은 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 정착구역 내의 인장력이다. 파열력의 크기(T_{burst})와 재하면으로부터의 거리(d_{burst})는 다음 (4), (5)②, (6)② 중 어느 것에 의해 결정하여도 좋다. 파열보강철근을 산정하는데 3차원적 효과를 고려하여야 한다.

(마) 파열력에 대한 저항력, $\phi A_s f_y$ 또는 $\phi A_p f_{py}$ 는 나선형이나 폐쇄된 원 또는 사각띠의 형태로 된 철근 또는 PS강재에 의해 지탱된다. 이들 보강재는 전체 계수파열력에 저항할 수 있도록 설치하여야 한다. 파열 보강재의 배치 및 정착은 다음 조건을 만족하여야 한다.

㉠ 파열 보강재는 부재 전 폭으로 연장되고, 피복두께가 허용하는 한 부재 표면에 가깝게 정착하여야 한다.

㉡ 파열 보강재는 고려하는 면에 대해 $2.5d_{burst}$ 의 거리에 걸쳐, 그러나 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게, 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강재의 도심은 설계에 적용된 거리 d_{burst} 와 일치해야 한다.

제 4 장 콘크리트교

㉔ 파열 보강재의 간격은 보강재 지름의 24배 또는 300 mm를 넘어서는 안 된다.

(바) 단부 인장력은 부재의 횡방향 및 종방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 정착구역 내의 인장력이다. 횡방향 단부는 정착구에 의해 힘이 가해지는 면이다. 횡방향 단부를 따라 작용하는 인장력은 할렬력이라고 한다. 종방향 단부를 따라 발생하는 인장력은 종방향 단부 인장력이라고 한다.

(사) 할렬력은 중앙에 집중하여 힘이 작용하거나 편심으로 힘이 작용하는 정착구역 그리고 여러 개의 정착구를 사용하는 정착구역에서 발생한다. 종방향 단부 인장력은 정착하중의 합력이 정착구역에 편심 재하를 야기할 때 발생한다. 단부 인장력은 탄성 응력 해석, 스트럿-타이 모델, 그리고 간이 계산법에 의해 계산한다.

(아) 부착철근이 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요치 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 할렬력을 제한하기 위하여 모든 정착구역의 배면에 평행하고 인장력에 직교하는 방향으로 각 계수긴장력의 2%와 동일한 공칭인장강도에 상당하는 최소 철근을 배치하여야 한다.

(자) 단부 인장력에 대한 저항력, $\phi A_s f_y$ 또는 $\phi A_p f_{py}$ 은 부재의 종방향과 횡방향 단부에 근접 배치된 철근 또는 PS강재에 의해 지탱된다. 단부 인장력 보강재의 설치 및 정착은 다음 기준을 만족해야 한다.

㉕ 4.6.3.9(3)④(아)를 만족시키는 최소 할렬 보강재는 부재의 전 폭으로 연장되어야 한다.

㉖ 다중 정착장치 사이의 할렬 보강재는 이들 정착장치들을 함께 효과적으로 묶어야 한다.

㉗ 편심 배치된 정착장치에 대한 종방향 단부 인장 보강재와 할렬 보강재는 연속되어야 한다. 보강재는 정착구역 전 길이로 인장면을 따라 연장되어야 하고, 종방향 단부로부터 편심 정착장치 또는 정착장치 군의 반대면까지 재하면을 따라 연장되어야 한다.

⑤ 중간 정착

(가) 중간 정착은 다른 하중에 의해 정착구 뒤에 상당한 인장이 발생하는 부분에 사용해서는 안 된다. 가능한 한 정착을 위한 돌출부는 플랜지와 복부 사이 모서리에 배치하거나, 연속된 리브를 형성할 수 있도록 플랜지 전 폭 또

4.6 프리스트레스트 콘크리트

는 복부 전 높이로 연장되어야 한다. 만일 독립된 돌출부가 플랜지나 복부에 사용되어야 한다면, 국부 전단, 휨 및 직접하중의 영향이 설계에 고려되어야 한다.

- (나) 중간 정착부에 작용하는 사용 프리스트레스 힘의 최소 $0.35P_{pu}$ 의 힘을 정착부 후방콘크리트 단면에 전달시키기 위해 부착된 보강재를 사용해야 한다. 이 부착된 보강재의 응력은 $0.6f_y$ 또는 250 MPa을 넘어서는 안 된다. 후방 연결 보강재의 양은 만일 다른 하중에 의해 정착부 후방에 영구적으로 압축응력이 유발 된다면 다음 식을 이용하여 감소해도 좋다.

$$T_{ia} = 0.25P_s - f_{cb}A_{cb} \quad (4.6.26)$$

- (다) 위 (나)를 만족시키는 후방 연결 보강재는 긴장재 중심에서 정착관의 폭 이내 거리에 배치되어야 한다. 이 보강재는 정착구의 전방과 후방으로 정착관 폭 또는 돌출부나 리브 길이의 1/2 거리에서 항복강도가 발휘될 수 있도록 충분히 정착되어야 한다. 보강재의 중심은 가능한 한 긴장재 축과 일치하여야 한다. 돌출부나 리브에 있어서 보강재는 돌출부나 리브가 돌출한 플랜지 또는 복부 면에 인접하여 연속되는 단면에 배치되어야 한다.
- (라) 보강재는 돌출부나 리브 전체에 골고루 배치되어 전단 마찰, 코벨 작용, 과열력, 그리고 긴장재의 곡률에 의한 방향 변환력에 저항할 수 있어야 한다. 이 보강재는 정착구를 감싸고 이것을 인접한 복부나 플랜지에 효과적으로 묶을 수 있도록 띠철근 또는 U형 스테럽의 형태로 만들어져야 한다. 이들 보강재는 플랜지나 복부 내로 가능한 한 멀리 연장해야 하며, 횡방향 철근 또는 동등한 기능을 갖는 것 주위로 표준 갈고리 형태로 정착시켜야 한다. 보강재의 간격은 정착부에서의 돌출부 또는 리브 높이, 돌출부 폭 또는 150 mm 중 작은 값보다 커서는 안 된다.
- (마) 보강재는 긴장재 편중에 의한 돌출부나 리브 내의 국부 휨에 저항하고 긴장재의 방향 변환력에 의한 리브 내의 측방향 휨에 저항하도록 배치되어야 한다.
- (바) 4.6.3.9(3)④(라)에서 (자)에 요구하는 보강재는 돌출부나 리브에서 전체 구조로 정착력이 전달됨에 따라 발생하는 인장력에 저항하도록 배치되어야 한다.

제 4 장 콘크리트교

⑥ 격벽

(가) 긴장재가 정착되는 격벽의 콘크리트 압축강도는 4.6.3.9(3)④(가)에서 (다)의 규정에 따라야 한다. 격벽에서 부재의 복부나 플랜지로의 연결되는 부분의 압축강도도 확인되어야 한다.

(나) 보강재는 격벽에 작용하는 정착하중이 주거더의 플랜지나 복부로 확실하게 전달될 수 있도록 배치되어야 한다. 4.6.3.9(4) 또는 4.6.3.9(5)와 같은 일반적인 방법들이 이 보강재를 설계하는 데 이용된다. 긴장재의 곡률에 의한 방향 변환력을 전달하기 위한 보강재도 설치되어야 한다.

⑦ 슬래브 다중 정착구

(가) 보다 상세한 해석이 이루어지지 않으면 다음 (나)에서 (라)의 조건에 적합한 최소철근이 배치되어야 한다.

(나) 좌열력에 저항하기 위해 4.6.3.9(3)④(라) 및 (마)에 따라 슬래브의 두께 방향으로, 긴장재 축에 직각으로 철근을 배치해야 한다. 이 철근은 수평철근에 표준 갈고리 또는 유사한 방법으로 슬래브 표면에 근접하여 정착되어야 한다. 매 정착구마다 최소 두 개의 D10 철근을 정착구 앞부분 슬래브 두께의 1/2 거리에 배치하여야 한다.

(다) 정착구들 사이의 단부 인장력 T_1 (식 (4.6.27))과 정착구 앞부분의 좌열력 T_2 (식 (4.6.28))에 저항하기 위해 긴장재 축에 직각으로 슬래브 면을 따라 철근을 배치하여야 한다. 단부 인장 철근은 정착구 바로 앞에 설치되어야 하며, 인접한 정착구들을 효과적으로 같이 묶어야 한다. 좌열 보강철근은 정착구역 길이 전체에 걸쳐 분포되어야 한다(4.6.3.9(1)④ 참조).

$$T_1 = 0.10P_u(1 - a/s) \tag{4.6.27}$$

$$T_2 = 0.20P_u(1 - a/s) \tag{4.6.28}$$

(라) 정착판 폭의 두 배 또는 슬래브 두께 미만의 연단거리를 갖는 슬래브 정착구에 있어 단부 인장철근은 계수인장력의 25%를 저항할 수 있도록 배치되어야 한다. 이 철근은 머리핀 형태로 정착구앞 정착판폭 범위 내에 분포되어야 한다. 머리핀 형태 철근의 다리는 슬래브 단부로부터 인접 정착구를 지나 정착판 폭의 5배에 정착길이를 더한 거리 이상 연장시켜야 한다.

(4) 정착구역 설계에 대한 스트럿 - 타이 모델의 적용

① 일반사항

(가) 정착구역 내의 힘의 흐름은 절점을 연결하는 일련의 직선 압축부재와 직선 인장부재로 근사화 될 수 있다. 압축력은 콘크리트 압축 스트럿, 인장력은 철근 또는 PS강재에 의해 지지된다.

(나) 스트럿 - 타이 모델은 정착구에서부터 정착구역 끝까지의 하중 경로를 따라 작성된다. 반력, 긴장재 방향 변환력, 작용하중과 같이 정착구역에 작용하는 다른 힘들도 스트럿 - 타이 모델 작성시 고려되어야 한다. 정착구역 끝에서의 힘은 축력과 휨이 작용하는 보해석에 의해 산정할 수 있다.

② 절점

4.6.3.9(7) 또는 특수 정착장치에 관한 규정에 적합한 국소구역은 상세하고 적절한 절점으로 간주된다. 정착구역 내 다른 절점들도 만일 스트럿의 유효 콘크리트 응력이 다음 ③(다)의 요구조건을 만족시키고, 인장 타이가 보강재의 전체 항복강도를 발휘할 수 있도록 잘 계획되어 있다면 적절한 것으로 간주된다.

③ 스트럿

(가) 일반구역에 대한 유효 콘크리트 압축강도는 언제나 $0.7 \phi f_{ck}$ 를 넘어서는 안 된다. 다른 하중에 의해 극한상태에서 콘크리트에 광범위한 균열이 발생할 것으로 예상되는 부분 또는 큰 소성 회전변위가 요구되는 경우에는 유효 압축강도를 $0.6 \phi f_{ck}$ 이하로 제한해야 한다.

(나) 정착구역에서 압축 스트럿에 대한 위험단면은 보통 국소구역 절점과의 경계부에 위치한다. 만일 특수 정착장치가 사용된다면 스트럿의 위험단면은 단면의 연장선이 국부 구속철근의 깊이 또는 정착장치의 횡방향 규격 중 작은 값과 같은 깊이에서 긴장재 축과 교차하는 받침점으로 잡는다.

(다) 정착구 폭에 대한 부재 두께의 비가 3 이하인 얇은 부재에서, 부재의 두께 방향으로 켄 스트럿의 규격은 콘크리트면에서의 정착구 횡방향 수평치수에서부터 단면 두께와 같은 깊이에서의 단면의 전 두께까지 압축 스트럿의 두께가 선형으로 변화하는 것으로 가정하여 대략 정한다.

(라) 압축응력은 스트럿 축과 평행하게 작용하고 스트럿 단면에 균등히 분포하는 것으로 가정한다.

제 4 장 콘크리트교

④ 타이

(가) 스트럿 - 타이 모델에서 인장력은 철근 또는 PS강재에 의해 완벽하게 지지된다고 가정된다. 콘크리트의 인장강도는 무시된다.

(나) 인장 타이는 적절히 계획되어야 하고, 절점에서 인장 타이 힘이 충분히 발휘될 수 있도록 절점 이상으로 연장되어야 한다. 보강재 배치는 스트럿 - 타이 모델에서 타이의 방향을 거의 따르도록 한다.

(5) 탄성 응력 해석

① 가정된 탄성 재료특성, 응력의 균형과 적합성에 근거한 해석도 정착구역의 해석 및 설계에 인정된다.

② 만일 정착장치 앞 콘크리트의 압축 응력이 선형 - 탄성응력 해석으로부터 결정된다면, 국부응력의 최대치는 정착장치의 지압면적과 동일한 면적에 분포되는 평균치로 하여도 된다.

③ 파열력의 위치 및 크기는 긴장재 선을 따라 작용하는 인장 파열응력을 종합하여 구한다.

(6) 근사 해법

① 적용 범위

보다 정확한 해석을 하지 못하는 경우에 정착장치 앞 콘크리트의 압축응력, 파열력의 위치 및 크기, 단부 인장력 등은 다음 조건에 적합할 경우 식 (4.6.29)에서 식 (4.6.31)까지를 이용하여 산정해도 된다.

(가) 부재는 사각형 단면이고, 종방향 연장은 최소한 단면의 최대 횡방향 치수 이상이어야 한다.

(나) 부재는 정착구역 내 또는 앞에 불연속부가 있어서는 안 된다.

(다) 부재 주 평면에서의 정착부 최소 연단 거리는 최소한 상응하는 정착장치 측방향 치수의 1.5배가 되어야 한다.

(라) 단 한 개의 정착장치 또는 인접 배치된 정착장치 다발이 정착구역에 배치되어야 한다. 정착장치들은 중심간격이 검토 방향으로 켜 정착장치 폭의 1.5배를 넘지 않는다면 인접 배치된 것으로 간주될 수 있다.

(마) 부재 중심선에 대한 긴장재의 경사각은 정착력이 단면의 도심을 겨누고 있는 경우나 집중 정착의 경우에는 20°이하이어야 한다. 정착력이 단면의 도심에서 벗어난 곳을 겨누고 있는 경우 경사각은 5°를 넘어서는 안 된다.

② 압축응력

(가) 4.6.3.9(7)②를 만족시키는 기본 정착장치에 대해서는 콘크리트의 압축응력을 다시 확인할 필요는 없다.

(나) 특수 정착장치 앞 국소구역과 일반구역의 경계부에 있는 콘크리트 압축응력은 식 (4.6.29a)와 (4.6.29b) 또는 (4.6.29c)로 산정해도 된다.

$$f_{ca} = \kappa \left(\frac{0.6P_u}{A_b} \right) \left(\frac{1}{1 + l_c(1/b_{eff} - 1/t)} \right) \quad (4.6.29a)$$

$$\kappa = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad : s < 2a_{eff} \quad (4.6.29b)$$

$$\kappa = 1 \quad : s \geq 2a_{eff} \quad (4.6.29c)$$

여기서, l_c 는 $1.15a_{eff}$ 또는 $1.15b_{eff}$ 중 큰 값보다 커서는 안 된다. 만일 정착구 균이 두 방향으로 밀집 배치되어 있다면, 각 방향에 대한 보정계수 κ 의 백터 합이 식 (4.6.29b)에 사용되어야 한다.

(다) 식 (4.6.29a)의 유효 지압면적 A_b 는 다음 조건을 고려하여 정착구의 지압판면적 A_{plate} 또는 국소구역의 구속 콘크리트 지압면적 A_{conf} 중 큰 값으로 취해야 한다.

㉠ A_{plate} 가 적용될 경우, A_{plate} 는 $(4/\pi)A_{conf}$ 보다 크게 취해서는 안 된다.

㉡ A_{conf} 가 적용될 경우, A_{conf} 의 최대 치수는 A_{plate} 의 최대치수의 2배 또는 A_{plate} 의 최소 치수의 3배를 넘어서는 안 된다. 만일 둘 중 어느 하나라도 맞지 않는다면 유효지압면적 A_b 는 A_{plate} 에 근거하여 취해져야 한다.

㉢ A_b 산정 시 덕트 면적은 제외한다.

제 4 장 콘크리트교

③ 과열력

과열력의 크기와 재하면으로부터의 거리에 대한 값들은 각각 식 (4.6.30)과 식 (4.6.31)로부터 산정된다. 이들 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상 이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u (1 - a/h) + 0.5 P_u \sin \alpha \quad (4.6.30)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha \quad (4.6.31)$$

④ 단부 인장력

(가) 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 활렬력은 4.6.3.9 (3)④(아)에 의해 산정한다. 중심 간격이 더 큰 경우의 활렬력은 스트럿 - 타이 모델 또는 다른 해석적 방법과 같이 보다 상세한 해석에 의해 결정해야 한다.

(나) 만일 고려하는 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 활렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다. 종방향 단부 인장력은 재하면에서 단면 깊이의 1/2 만큼 떨어진 단면에서 축방향력과 휨을 받는 보해석으로 산정한다. 활렬력은 종방향 단부 인장력과 동일하게 취하나 4.6.3.9(3) ④(아)에 규정한 값보다 작아서는 안 된다.

(7) 국소구역 설계

① 국소구역의 규격

(가) 특수 정착장치에 대해 독립적으로 보증된 제작자의 연단거리 제시가 없을 때에는 각 방향으로의 국소구역의 횡방향 규격은 다음 중 큰 값으로 취한다.

㉔ 상응하는 지압판 규격에 특수 정착장치의 사용과 주변환경을 고려한 콘크리트 최소 피복두께의 2배를 더한 것

㉕ 구속 철근의 외곽 치수에 특수 정착장치의 사용과 주변환경을 고려한 구속철근의 콘크리트 피복두께를 더한 것

(나) 특수 정착장치에 대한 최소 피복두께, 간격 및 연단거리에 대해 독립적으로 보증된 제작자의 제시 값이 없을 때에는 각 방향으로의 국소구역의 횡방향 규격은 다음 중에 작은 값으로 취한다.

- ㉔ 정착장치 공급자가 규정한 연단거리의 2배
- ㉕ 정착장치 공급자가 규정한 중심 간 간격
 정착구의 간격과 연단거리에 대한 제작자의 추천 값은 최소값으로 이해해야 한다.

(다) 긴장재 축 방향으로의 국소구역 길이는 다음 중 큰 값으로 취한다.

- ㉖ 국소구역의 최대 폭
- ㉗ 정착장치 구속철근의 길이
- ㉘ 다중 지압면을 갖는 정착장치에 대해서는 재하된 콘크리트면에서 각 지압면 바닥까지의 거리에 해당 지압면의 최대치수를 더한 것
 어떤 경우에도 국소구역의 길이는 국소구역 폭의 1.5배보다 크게 취해서는 안 된다.

(라) 정착구가 인접하여 배치되어 있는 경우에는 개별 정착구 전체를 포함하는 확장된 국소구역도 고려되어야 한다.

② 지압강도

(가) 정착장치는 다음 (나)에서 (라)까지의 지압강도 조건을 만족하는 기본 정착장치이거나, 4.6.3.9(7)③의 조건을 만족하는 특수 정착장치이어야 한다.

(나) 설계에 사용하는 콘크리트의 유효 지압강도 f_b 는 식 (4.6.32) 또는 (4.6.33)의 값을 초과해서는 안 된다.

$$f_b \leq 0.7\phi f_{ci}' \sqrt{\frac{A}{A_g}} \tag{4.6.32}$$

$$\text{단, } f_b \leq 2.25\phi f_{ci}' \tag{4.6.33}$$

식 (4.6.32)와 식 (4.6.33)은 4.6.3.9(3)④를 만족하는 일반구역 보강철근이 배치되거나, 정착장치 앞 긴장재 축으로의 콘크리트 연장이 4.6.3.9(7)①(다)에 정의된 국소구역 길이의 최소 2배 이상일 때에만 적용할 수 있다.

(다) 정착장치가 충분히 견고하다면 지압판의 전 면적이 A_g 로 사용되고 A_b 계산에 사용된다. 충분히 견고하다고 인정되기 위해서는 지압판의 세장비 (n'/t')가 식 (4.6.34)로 계산된 값을 초과해서는 안 된다. 판은 재료의 항복 여부를 확인하기 위해 검사되어야 한다.

제 4 장 콘크리트교

$$n' / t' \leq 0.08^3 \sqrt{E_b / f_b} \tag{4.6.34}$$

(라) (다)의 강성 조건을 만족시키지 못하는 지압판에 대해서 유효 전체 지압면적(A_g)은 정착판(별도의 정착판이 없는 경우 정착구멍의 외곽 연결선)과 기하학적으로 유사하고 45° 각도로 하중이 분산된다고 가정하여 증가되는 치수를 갖는 면적으로 취한다. 더 큰 유효 지압면적은 유효면적을 가정하고 앞의 (나)와 (다)에 맞는 새로운 f_b 와 n'/t' 값을 검사하여 계산한다

③ 특수 정착장치

(나)의 조건에 맞지 않는 특수 정착장치뿐만 아니라 (나)의 조건에 맞더라도 책임 기술자가 시험을 요구하는 정착장치는 별도 시방서에 명기된 바에 적합하게 책임기술자가 인정할 수 있는 독립된 시험기관에서 시험한 후에 사용하여야 한다. 일련의 유사한 특수 정착장치에 있어 책임기술자가 용량별 시험을 요구하지 않을 경우에는 대표적인 표본에 대해서만 시험을 시행해도 된다.

4.6.3.10 프리텐션 부재의 정착구역

- (1) 프리텐션 보에서는 전체 프리스트레스 힘의 최소 4% 이상을 저항하도록 140 MPa의 응력을 갖는 수직 스티럽을 보의 단부에서 $d/4$ 받침점 안에 배치시켜야 한다.
- (2) 보의 단부로부터 최소한 d 거리까지는 공칭 보강철근을 하부 플랜지의 PS강재를 감싸도록 배치해야 한다.
- (3) 박스거더에서는 횡방향 철근을 배근해야 하고, 거더의 복부로 철근을 연장시켜 정착해야 한다.

4.6.3.11 프리스트레스 도입시의 콘크리트 강도

- (1) 프리스트레싱 시의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후에 콘크리트에 발생하는 최대압축 응력의 1.7배 이상이 되지 않으면 안 된다. 또한 특별히 규정되지 않는 한 부재의 양생조건과 동일한 상태에서 양생시킨 공시체에 대한 콘크리트 압축강도가 프리텐션 부재에서는 30 MPa, 포스트텐션 부재에서는 28 MPa이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다.

- (2) 프리스트레싱 시의 정착부 부근의 콘크리트는 정착에 의해 생기는 지압응력에 견디는 강도 이상이 되지 않으면 안 된다.

4.6.3.12 패널식 바닥판

- (1) 패널식 바닥판에는 프리텐션 혹은 포스트텐션 방식으로 프리스트레스트를 가한다. 패널식 바닥판이 세로보에 지지된 경우에는 바닥판의 PS강재를 보에 직각방향으로 배치하여야 한다. 프리캐스트 바닥판의 상면은 프리캐스트 부분과 현장타설 콘크리트 부분의 합성작용을 확실히 하기 위해 거칠게 처리해야 한다.
- (2) 패널식 바닥판에는 단위 폭(m)당 최소 230 mm^2 의 철근 또는 철망이 PS강재와 직각방향으로 바닥판 상하단에 각각 배치되어야 한다.

4.6.4 구조상세

4.6.4.1 플랜지의 철근보강

현장타설 T형보와 박스거더의 플랜지에 대한 철근보강은 다음과 같다.

- (1) T형보와 박스거더의 상부 슬래브 횡방향 철근은 4.3.6.2를 따라 배치한다.
- (2) 박스거더의 하부 슬래브 철근
- ① 플랜지 단면적의 최소 0.3%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 평행하게 하부 슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 한 층으로 배근해도 좋으며, 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다. 단, 철근콘크리트 박스거더인 경우에는 위의 값 대신에 0.4%를 적용하도록 한다.
 - ② 슬래브 최소 두께로부터 계산한 플랜지 단면적의 최소 0.5%에 해당하는 철근을 거더의 지간에 직각으로 하부 슬래브에 배근해야 한다. 이 철근은 상하 양면에 배치하고 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다. 하부 슬래브의 모든 횡철근은 외측 거더 복부의 외측면까지 연장시켜서 정착해야 한다.

제 4 장 콘크리트교

4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격

(1) 최소피복두께

다음의 콘크리트 최소 피복두께는 철근 및 PS강재 모두에 적용된다.

- ① PS강재 및 주철근 : 40 mm
- ② 슬래브 철근
 - (가) 슬래브의 상부 : 40 mm
 - 제빙장치가 사용될 경우 : 50 mm
 - (나) 슬래브의 하 : 30 mm
- ③ 스테럽, 전단철근, 띠철근 : 30 mm
- ④ 해빙제가 사용될 때는 해빙제가 녹은 물이 프리스트레스트 거더와 지속적으로 접촉하지 않고 배출되도록 배수계획을 해야 한다. 이러한 지속적 접촉을 피할 수 없는 곳이나 부재가 염수 또는 화학물질에 노출되는 곳에서는 콘크리트의 피복두께를 증가해야 한다.

(2) 최소 간격

- ① 보의 단부에서 PS강재의 최소 순간격은 다음과 같다.
 - (가) 프리텐션 강재 : 콘크리트 골재 최대치수의 4/3 배 이상이어야 하며, 강연선의 최소 중심간 간격은 다음과 같다.

강연선 지름	간격
15.2 mm	: 50 mm
11.1 mm, 12.7 mm	: 45 mm
9.5 mm	: 40 mm

(나) 포스트텐션 강재 : 40 mm 또는 콘크리트 골재 최대치수의 1.5배 중에 큰 값

- ② 패널식 바닥판에 배치되는 PS강연선은 바닥판의 폭에 걸쳐 대칭으로 그리고 균등하게 배치한다. 이들의 간격은 합성되는 슬래브 전체 두께의 1.5배 또는 450 mm보다 커서는 안 된다.

(3) 다발

- ① 포스트텐션 강재가 늘어지거나 편향되는 경우에 포스트텐션 덕트는 최대 3개의 다발로 묶어도 된다. 이 때 앞의 (2)항에 규정된 강재의 최소간격은 부재 단부 1m 내에서는 유지되어야 한다.
- ② 프리텐션 강재가 다발로 묶이는 경우에는 보 길이의 중간 1/3 받침점 이내에서 묶음이 이루어져야 하고, 2차 응력에 의해 발생하는 변곡점을 검토해야 한다.

(4) 덕트의 크기

- ① 여러 개의 강선, 강봉, 강연선으로 이루어진 긴장재의 덕트 면적은 PS강재의 단면적의 2배 이상이어야 한다.
- ② 단일 강선, 강봉, 그리고 강연선으로 이루어진 긴장재의 덕트 지름은 강선, 강봉, 강연선의 공칭지름보다 최소한 6.5 mm 이상 커야 한다.

4.6.4.3 포스트텐션용 정착구 및 접속구

- (1) 부착된 포스트텐션 보강재에 대한 정착구, 접속구 및 이음은 부착되지 않은 상태에서 시험된 PS강재의 계수강도의 최소값의 95% 이상을 발휘할 수 있어야 한다. 정착구와 사용하중 및 계수하중하에서 전체 프리스트레스 힘이 요구되는 구역 사이의 부착 정착 길이는 PS강재의 최소 계수강도를 발휘하기에 충분해야 한다. 접속구와 이음장치는 책임기술자가 승인한 구역에 두어야 하고, 필요한 이동량을 수용하기에 충분한 길이의 피복두께에 싸여야 한다. 정착구나 접속구가 계수하중하의 위험단면에 위치할 때에는 부착된 긴장재에 요구되는 계수강도가 부착되지 않은 상태에서 시험된 정착구와 접속구를 포함한 긴장재의 계수강도를 초과하지 말아야 한다.
- (2) 부착되지 않은 긴장재의 정착은 PS강재 계수강도의 최소값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 계수하중하에서 긴장재의 전체 신장은 최소 3,000 mm의 표준길이에서 측정했을 때 2%보다 작지 않아야 한다.
- (3) 부착되지 않은 긴장재에 대해서는 대표되는 시편에 대한 동적시험을 수행해야 하며, 규정된 계수강도의 최소값의 60~66% 범위에서 500,000 회, 규정된 계수강도의 최소값의 40~80% 범위에서 50 회의 반복하중 하에서 파괴가 일어나지 않고 견뎌야 한다. 각

제 4 장 콘크리트교

반복주기 동안에 하중은 낮은 응력수준에서 높은 응력수준으로, 그리고 다시 낮은 응력수준으로 변해야 한다. 두 번째 동적시험에 사용되는 시편은 첫번째 시험 시편과 같을 필요는 없다. 다중 강연선, 강선 또는 강봉을 사용하는 구조는 실물 크기의 긴장재보다 작은 용량의 시험용 긴장재를 사용하여 시험해도 좋다. 시험용 긴장재는 실물 크기 긴장재와 거동이 같고 일반적으로 실물 크기의 긴장재 용량의 10%보다 작지 않도록 해야 한다. 반복하중이 작용될 수 있는 위치에 정착구가 있거나, 그런 방법으로 정착구가 사용되지 않는 한 부착된 긴장재에 대한 동적시험은 필요치 않다.

- (4) 부착되지 않은 긴장재의 접속은 특별히 명시된 위치 또는 책임기술자에 의해 승인된 위치에만 사용해야 한다. 긴장재의 곡률이 급하게 변하는 받침점에 접속구를 사용해서는 안 된다. 모든 접속은 PS강재 계수강도의 최소값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 긴장재의 접속은 긴장재 자체의 성능 이하로 파괴시 연신율을 감소시켜서는 안 된다. 접속구나 접속구 부속품은 필요한 이동량을 수용하기에 충분한 길이의 피복두께에 싸여야 한다. 모든 접속구 부속품들은 콘크리트에 최종적으로 묻히기 전에 코팅재로 완전하게 보호되어야 한다.
- (5) 정착구, 단부 부품, 접속구, 노출된 긴장재는 부식에 대해 영구적으로 보호되어야 한다.

4.6.4.4 PS 강연선의 정착

- (1) 3개 또는 7가닥 강선으로 된 프리텐션용 강연선은 위험 단면을 지나 다음의 정착길이 이상으로 부착되어야 한다.

$$1.5(f_{ps} - \frac{2}{3}f_{pe})D \tag{4.6.35}$$

- (2) 정착에 대한 검사는 전체 계수강도의 발휘가 요구되는 부재의 각 단부에 가장 가까운 단면에 국한해도 좋다.
- (3) 강연선이 부재 단부에서 부착되어 있지 않고, 사용하중 작용시 인장이 미리 압축력을 준 인장 구역에 허용되는 곳에서는 위에서 계산된 정착길이를 2배로 해야 한다.

4.7 바닥판

4.7.1 일반사항

4.7.1.1 적용범위

이 절은 콘크리트 거더로 지지되고, 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 2를 넘는 철근콘크리트 바닥판, 프리스트레스트 콘크리트 바닥판, 및 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 설계에 적용한다. 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 2보다 작아 정사각형에 가까운 바닥판은 바닥판의 최소두께, 철근의 종류 및 철근 배치 등에 따라 이 장의 규정을 준용할 수 있지만, 설계휨모멘트를 계산할 때에는 4.7.5.3의 규정을 따라 변장비의 영향을 고려해야 한다.

4.7.2 설계일반

- (1) 난간 및 자동차 방호책에 작용하는 충돌하중의 영향은 2.4.3의 규정을 따른다.
- (2) 철근콘크리트 바닥판에 사용하는 콘크리트의 설계기준강도는 24 MPa 이상으로 한다.
- (3) 이 장의 규정에 따라 바닥판을 설계하는 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 검토는 생략할 수 있다.

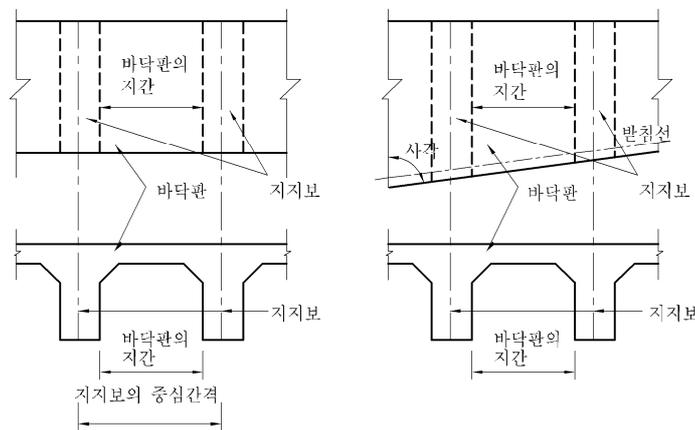
4.7.3 바닥판의 지간

- (1) 단순지지의 경우 바닥판의 지간은 지지보의 중심간격으로 설정한다. 이 때 지간은 바닥판의 순경간에 바닥판의 두께를 더한 길이보다 작거나 같아야 한다.
- (2) 세 개 이상의 지지보 위에 연속인 바닥판의 경우 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간의 길이는 아래와 같이 산정한다.
 - ① 헐치가 없이 보 또는 벽체와 일체이며 두께가 일정한 바닥판의 경우, 바닥판의 지간은 순경간으로 산정한다.
 - ② ①의 경우에서 헐치가 있는 경우, 헐치를 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 유효지간을 산정한다.
 - ③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께

제 4 장 콘크리트교

에 대한 상부플랜지 폭의 비가 4보다 작은 경우, 바닥판의 유효지간은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순경간으로 산정한다.

- ④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판의 두께에 대한 상부플랜지 폭의 비가 4이상인 경우, 바닥판의 유효지간은 인접한 상부플랜지 돌출폭 중앙점 사이의 거리로 산정한다.



(가) 직교의 경우

(나) 사교의 경우

그림 4.7.1 단순판 및 연속판의 지간

(3) 캔틸레버 바닥판의 경우, 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간은 아래와 같이 산정할 수 있다.

- ① 보 또는 벽체와 일체이며 바닥판의 두께가 일정한 바닥판의 경우, 바닥판의 지간은 보 또는 벽체의 외측단에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 산정한다.
- ② ①의 경우에서 헨치가 있는 경우, 바닥판과 헨치를 함께 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 캔틸레버 끝단까지의 거리를 유효지간으로 산정한다.
- ③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플랜지 폭의 비가 4보다 작은 경우, 유효지간은 상부 플랜지 끝단에서 캔틸레버 끝단까지의 순경간으로 산정한다.

- ④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플랜지 폭의 비가 4 이상인 경우, 유효지간은 상부플랜지 돌출폭 중앙 점에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 산정한다.
- ⑤ 차량진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있을 때에 트럭하중의 교축방향에 대한 외측 차륜 중심의 재하위치는 차도 끝에서 300 mm 떨어진 곳으로 한다. 차량진행방향과 평행으로 캔틸레버판이 있을 때의 트럭하중에 대한 지간은 윤하중의 접지폭을 고려하여 캔틸레버 끝단에서 100 mm 떨어진 곳으로 한다.

(4) 사교의 지간은 주철근 방향으로 재는 것으로 한다.

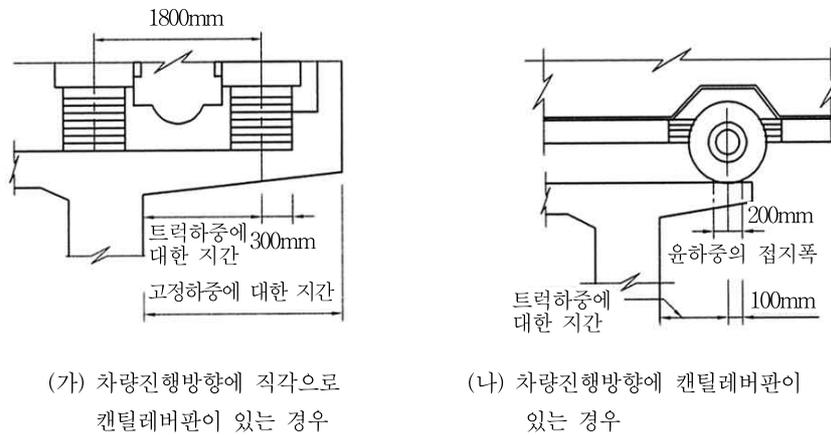


그림 4.7.2 캔틸레버판의 지간

4.7.4 바닥판의 최소두께

4.7.4.1 철근콘크리트 바닥판

- (1) 차도부분 바닥판의 최소두께는 220 mm 또는 표 4.7.1에 있는 값 중에서 큰 값으로 한다. 표 4.7.1에서 캔틸레버 바닥판의 최소 두께는 지간 외측 지지점에서의 두께를 말한다. 이때 지지점은 4.7.3의 유효지간 산정시 기준이 되는 위치를 말한다.

제 4 장 콘크리트교

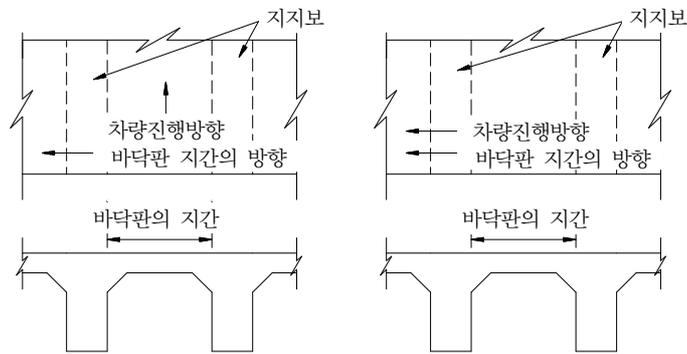
표 4.7.1 차도부분 바닥판의 최소두께(mm)

바닥판의 구분	바닥판 지간의 방향(주)		차량 진행 방향에 직각	차량 진행 방향에 평행	
	1등급, 2등급 및 3등급	단	순	관	$40 L + 130$
연		속	관	$30 L + 130$	$50 L + 150$
캔틸레버판		$L \leq 0.25$		$280 L + 180$	$240 L + 150$
		$L > 0.25$		$80 L + 230$	

주) 바닥판의 지간 방향은 그림 4.7.3에 따른다.

여기서, L 은 4.7.3에서 규정한 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)을 나타낸다.

(2) 보도부분 바닥판의 최소 두께는 140 mm로 한다.



(가) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 직각인 경우
(나) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 평행인 경우

그림 4.7.3 바닥판 지간의 방향

(3) 바닥판의 지간이 길어서 (1)의 규정을 따를 경우 바닥판의 최소 두께가 지나치게 두꺼워지는 경우에는 다음과 같이 균열과 처짐에 대한 사용성이 만족되도록 바닥판의 두께를 결정할 수 있다.

- ① 바닥판의 설계휨모멘트 산정시 활하중 휨모멘트의 크기는 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법을 이용해 산정하는 것을 원칙으로 한다.
- ② 균열폭은 4.4.9.3의 허용균열폭 이하가 되어야 한다.

- ③ 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 처짐은 4.4.9.5(3)의 규정을 만족해야 한다.
- ④ 처짐은 바닥판의 현치를 포함한 단면형상을 고려하여 산정하며, 캔틸레버 바닥판의 경우에도 바닥판과 일체로 거동하는 방호벽 또는 단부보강부 등을 고려하여 계산한다.
- ⑤ 처짐은 4.4.9.5(6)에 규정된 균열이 고려된 유효단면2차모멘트 I_e 를 이용하여 검토한다.
- ⑥ 바닥판의 캔틸레버 끝단은 방호벽 또는 단부보강부와 연속시켜 강성을 높이는 것을 원칙으로 한다.

(4) 박스거더의 바닥판은 4.10.6을 따르도록 한다.

4.7.4.2 프리스트레스트 콘크리트 바닥판

(1) 차도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 규정에 따른다.

- ① 차도부분 바닥판의 최소두께는 어느 부분에서도 200 mm보다 작아서는 안된다.
- ② 캔틸레버 바닥판의 끝부분의 두께는 ①항의 규정을 따르는 것 외에 표 4.7.1에 규정되어 있는 캔틸레버판의 최소두께의 50% 이상으로 하여야 한다.
- ③ 바닥판의 한 방향으로만 프리스트레스트를 도입하는 경우, 차도부분 바닥판의 최소두께는 ①항 및 ②항의 규정에 따르는 것 외에 표 4.7.2의 값으로 한다. 단, 캔틸레버판의 최소두께는 지지점에서의 두께를 말한다. 이때 지지점은 4.7.3에서 유효지간 산정시 기준이 되는 위치를 말한다.

(2) 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 한다.

(3) 바닥판의 지간이 길어서 (1)의 규정을 따를 경우 바닥판의 최소 두께가 지나치게 두꺼워지는 경우에는 다음과 같이 처짐에 대한 사용성이 만족되도록 바닥판의 두께를 결정할 수 있다.

- ① 바닥판의 설계휨모멘트 산정시 활하중 휨모멘트의 크기는 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법을 이용해 산정하는 것을 원칙으로 한다.
- ② 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 처짐은 4.4.9.5(3)의 규정을 만족해야 한다.
- ③ 처짐은 바닥판의 현치를 포함한 단면형상을 고려하여 산정하며, 캔틸레버 바닥

제 4 장 콘크리트교

판의 경우에도 바닥판과 일체로 거동하는 방호벽 또는 단부보강부 등을 고려하여 계산한다.

- ④ 처짐 검토시 전단면이 고려된 단면2차모멘트 I_y 를 이용하여 검토한다.
- ⑤ 바닥판의 캔틸레버 끝단은 방호벽 또는 단부보강부 등과 연속시켜 강성을 높이는 것을 원칙으로 한다.

(4) 박스거더의 바닥판은 4.10.6을 따르도록 한다.

표 4.7.2 바닥판의 한 방향으로만 프리스트레스를 도입한 경우 차도부분 바닥판의 최소두께(mm)

바닥판 지간의 방향 ^{주)} 프리스트레스를 도입하는 방향	차량진행에 직각인 방향	차량진행에 평행인 방향
바닥판 지간 방향에 평행	표 4.7.1에서 바닥판 지간의 방향이 차량진행 방향에 직각인 때의 90 %	표 4.7.1에서 바닥판 지간의 방향이 차량진행 방향에 평행인 때의 65 %
바닥판 지간 방향에 직각	표 4.7.1에서 바닥판 지간의 방향이 차량진행 방향에 직각인 때의 값	표 4.7.1에서 바닥판 지간의 방향이 차량진행 방향에 평행인 때의 값

주) 바닥판 지간의 방향은 그림 4.7.1에 따른다.

4.7.5 바닥판의 설계휨모멘트 및 응력의 검사

4.7.5.1 단순판 및 연속판

바닥판의 단위폭(1 m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기는 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 산정할 수 있다. 단 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법으로 산정한 경우는 예외로 한다. 정밀 해석시 요구되는 차량바퀴의 접지면적은 2.1.3절의 규정에 따른다.

L : 바닥판의 지간(m)

E : 1차륜이 분포되는 바닥판의 폭 (m)

4.7 바닥판

- P : 트럭의 1후륜하중(kN)
- P_{24} : DB-24 하중에 대하여 96 kN
- P_{18} : DB-18 하중에 대하여 72 kN
- $P_{13.5}$: DB-13.5 하중에 대하여 54 kN

- (1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 (지간 : 0.6 m ~ 7.3 m)
 단순판의 폭 1 m에 대한 활하중 휨모멘트는 다음 식으로 계산한다(충격은 별도로 생각한다).

$$\begin{aligned} \text{DB-24} &= (L + 0.6)P_{24}/9.6 \\ \text{DB-18} &= (L + 0.6)P_{18}/9.6 \\ \text{DB-13.5} &= (L + 0.6)P_{13.5}/9.6 \end{aligned} \tag{4.7.1}$$

바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 정·부의 휨모멘트 크기는 위의 값의 0.8배를 취한다.

- (2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우
 윤풀하중이 분포되는 바닥판 E 는 다음 식으로 계산한다. 그러나 그 값이 2.1 m 이하이어야 한다.

$$E = 1.2 + 0.06L \tag{4.7.2}$$

이 폭을 갖는 바닥판에 소정의 트럭 윤풀하중이 작용하는 것에 대하여 설계해야 한다. 단순판에서 폭 1 m에 대한 휨모멘트의 값(충격은 별도로 고려)은 15 m 이하의 지간에 대하여 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \text{DB-24에 대하여: } &18L \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ \text{DB-18에 대하여: } &13.4L \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ \text{DB-13.5에 대하여: } &10L \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned} \tag{4.7.3}$$

제 4 장 콘크리트교

지간의 길이가 15m가 넘거나 연속바닥판인 경우의 휨모멘트는 트럭하중 또는 차선하중을 이용하여 적합한 해석을 통해 산정한다.

4.7.5.2 캔틸레버 바닥판

캔틸레버 바닥판에 작용하는 운하중의 분포를 고려해서 바닥판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 산정할 수 있다. 트럭 운하중의 접지면적을 고려한 정밀한 해석 방법을 사용하는 경우에는 간략식을 사용하지 않아도 된다. 정밀 해석시 요구되는 트럭 운하중의 접지 면적은 2.1.3의 규정을 따른다.

- (1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 운하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \quad (4.7.4)$$

이때 폭 1m당의 휨모멘트는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (kN \cdot m) \quad (4.7.5)$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

- (2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

캔틸레버 바닥판 위에 작용하는 트럭 운하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.35X + 0.98 < 2.1 \text{ m} \quad (4.7.6)$$

이때 폭 1m당의 휨모멘트는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (kN \cdot m) \quad (4.7.7)$$

4.7.5.3 사변이 지지된 바닥판

(1) 사변이 지지되어 양방향으로 철근을 보강하는 교량바닥판의 경우, 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중비율은 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\begin{aligned}
 &\text{등분포하중의 경우,} && p = b^4 / (a^4 + b^4) \\
 &\text{중앙에 집중하중이 작용하는 경우,} && p = b^3 / (a^3 + b^3) \quad (4.7.8)
 \end{aligned}$$

여기서,

p : 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중의 비율

a : 짧은 지간의 길이

b : 긴 지간의 길이

(2) 바닥판의 길이가 바닥판의 폭의 1.5배 이상일 경우, 전체 하중을 횡방향 철근이 받는다고 가정할 수도 있다.

(3) 어느 한 방향에 대해 구한 하중 분포폭을 다른 방향의 하중분포폭으로도 사용할 수 있다. 해석을 통해 얻어진 휨모멘트는 설계시 바닥판 경간의 중앙부 1/2 구간에 적용하며, 나머지 구간에 대해서는 중앙부에 소요되는 철근량의 50% 이상을 배근하면 된다. 지지보의 설계시 지지보에 전달되는 하중의 크기가 지지보를 따라서 일정하지 않다는 사실을 고려할 수 있다.

4.7.5.4 등분포 고정하중에 의한 휨모멘트

등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(1m)당의 설계휨모멘트는 표 4.7.3에 의해 계산한다.

표 4.7.3 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당 설계휨모멘트(kN·m/m)

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 경간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/2$
연속판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/10$
	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/10$

제 4 장 콘크리트교

여기서,

ω : 등분포 고정하중(kN/m²)

l_d : 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m)

4.7.5.5 종방향 단부보

(1) 주철근의 방향이 차량진행방향에 평행할 때에는 종방향으로 단부보가 있어야 한다. 단부보는 바닥판과 함께 거동하는 다양한 형식이 사용될 수 있는데, 바닥판의 두께나 철근 배근량을 늘리거나 또는 바닥판과 방호벽이 일체로 함께 거동하는 형식 등으로 구성될 수 있다.

(2) 단부보의 설계에 사용되는 활하중 휨모멘트의 크기는 다음과 같다.

단순판 : $0.10PL$ (kN · m/m)

연속판 : $0.08PL$ (kN · m/m) (4.7.9)

여기서,

P : 윤하중

L : 종방향 단부보의 경간(m)

(3) 연속경간의 경우, 좀 더 정확한 해석을 통하여 활하중에 의한 휨모멘트의 크기를 줄일 수 있다.

4.7.5.6 진입부 바닥판

이 장에 나타낸 설계식들은 지지되지 않은 단부 바닥판의 효과를 포함하고 있지 않다. 따라서 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 단절되는 곳의 바닥판은 격벽이나 다른 적절한 방법으로 지지를 시키는 것이 좋다. 이 때 격벽은 트럭 윤하중에 의해 발생하는 휨모멘트와 전단력을 지지할 수 있을 정도로 설계하여야 한다.

4.7.5.7 배력철근

(1) 집중하중으로 작용하는 활하중을 수평방향으로 분산시키기 위해 바닥판 하부에는 주철근의 직각방향으로 배력철근을 배치해야 한다.

(2) 배력철근은 정모멘트에 의해 요구되는 주철근량에 대해 다음과 같은 백분율을 적용한 철근량으로 한다.

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$$\text{백분율} = \frac{120}{\sqrt{L}} \text{과 } 67\% \text{ 중 작은 값 이상} \quad (4.7.10)$$

여기서,

$$L = \text{바닥판의 지간(m)}$$

② 주철근이 차량진행방향에 평행할 때

$$\text{백분율} = \frac{55}{\sqrt{L}} \text{과 } 50\% \text{ 중 작은 값 이상} \quad (4.7.11)$$

(3) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우, (2)항에서 산정된 배력철근을 바닥판 지간 중앙부의 1/2 구간에 배근하며, 나머지 구간에는 산정된 배력철근량의 50% 이상 배근하도록 한다.

(4) 배근되는 배력철근량은 온도 및 건조수축에 대한 철근량 이상이어야 한다. 이때 바닥판 단면에 대한 온도 및 건조수축 철근의 비는 0.2%이다.

4.7.5.8 프리스트레스에 의한 부정정 휨모멘트

연속바닥판에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 프리스트레싱에 의해 생기는 부정정 휨모멘트를 고려해야 한다. 다만, 부정정 휨모멘트가 작게 일어나도록 PS강재를 배치하는 경우에는 이 부정정 휨모멘트를 무시할 수 있다.

4.7.5.9 바닥판의 응력 검사

(1) 바닥판의 응력은 4.7.5.1에서 4.7.5.8까지의 규정에 따라 계산된 설계휨모멘트를 이용하여 산정한다.

(2) 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치 방향이 다른 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다. 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트 방향에 대한 강

제 4 장 콘크리트교

재의 유효단면적을 사용하거나 또는 프리스트레스 힘의 분력을 이용하여 설계를 수행하여야 한다.

4.7.6 구조상세

4.7.6.1 현치

- (1) 바닥판에는 지지보 위에 현치를 두는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 바닥판의 현치의 기울기는 1:3보다 완만하게 하는 것을 원칙으로 하는 것이 바람직하다. 기울기가 1:3보다 급할 때에는 그림 4.7.4에 보여주고 있는 바와 같이 기울기 1:3까지의 두께를 설계상 바닥판으로 유효한 단면으로 간주한다. 그러나 강합성교 및 프리스트레스트 보의 바닥판으로 시공되는 슬래브의 현치기울기는 시공성을 감안한다.

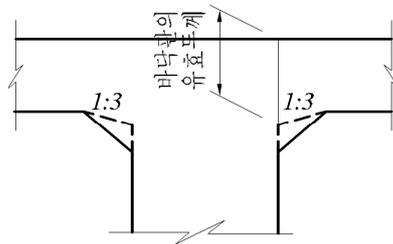


그림 4.7.4 현치부근 바닥판의 유효두께

- (3) 현치에는 그 안쪽에 철근을 두는 것이 원칙이며, 그 철근의 지름은 D10 이상으로 한다.

4.7.6.2 철근의 종류 및 배치

- (1) 철근은 이형 철근을 쓰며 D10, D13, D16, D19 및 D22를 표준으로 한다.
- (2) 철근의 중심 간격은 100 mm 이상, 300 mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 인장 주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.
- (3) 바닥판에 배근되는 주철근과 배력철근은 겹침이음 방법을 이용하여 연속적으로 배근하는 것이 좋다.
- (4) 바닥판을 복철근 단면으로 해석하는 경우를 제외하고는 압축측에는 온도 및 건조수축에 의한 균열 제어에 필요한 철근을 배근하는 것으로 한다. 한편, 하중조합에 따라 단면의 압축측에 인장응력이 발생될 제어에 필요한에 대한 별도의 보강이 필요하다.

- (5) 사교 단부의 받침부 부근에서 바닥판 지간 방향의 철근은 받침선 방향으로 배치하는 것으로 한다.

4.7.6.3 PS강재의 배치

- (1) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 PS강재는 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입될 수 있도록 배치하여야 한다.
- (2) PS강재의 배치간격은 정착장치의 크기, 프리스트레스 힘의 분포폭 등을 고려하여 결정하여야 한다.
- (3) 사교 단부의 받침부 부근에서 바닥판 지간방향의 PS강재는 받침선 방향으로 배치하는 것으로 한다.

4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부

단부 가로보 등으로 지지되지 않은 캔틸레버 바닥판 단부에 작용하는 설계 휨모멘트는 $(M_d + 2M_l)$ 로 한다. 여기서, M_d 및 M_l 은 각각 4.7.5.1에서 4.7.5.8까지 규정되어 있는 고정하중과 충격을 포함한 캔틸레버 바닥판의 트럭 하중에 의한 설계휨모멘트이다. 단, 철근콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다.

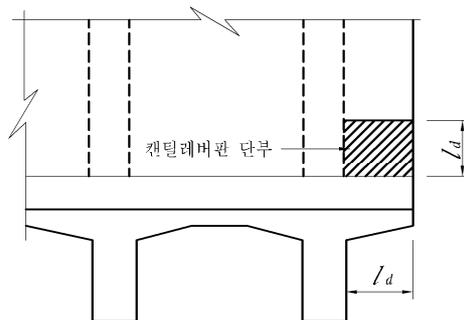


그림 4.7.5 캔틸레버 바닥판의 단부

여기서, l_d : 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간

4.7.7 경험적 설계법

4.7.7.1 적용범위

- (1) 경험적 설계법은 윤택중을 지지하는 교량바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치작용이라는 사실에 근거한 설계법이며, 이 설계법을 적용하여 교량바닥판을 설계하는 경우 별도의 구조해석은 수행하지 않아도 된다.
- (2) 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.
- (3) 이 설계법은 3개 이상의 콘크리트 지지보와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.
- (4) (2)의 경우 이외에 4.7.7.3에 규정된 설계조건을 만족시키는 경우에 한하여 경험적 설계법을 적용할 수 있다.
- (5) 이 절의 조항들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 기존의 설계방법을 따른다.
- (6) 연속구조물의 내부받침점부도 경험적 설계법을 적용할 수 없으며, 부모멘트에 저항할 수 있도록 기존의 설계법을 이용하여 설계한다.

4.7.7.2 유효지간

경험적설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때, 바닥판의 유효지간은 4.7.3의 규정을 따른다.

4.7.7.3 설계 조건

- (1) 바닥판의 설계 두께는 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복두께를 제외한 수치로 하며, 다음의 조건들을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.
 - ① 지지부재들이 콘크리트로 된 경우
 - ② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함
 - ③ 거더 플랜지부의 헐치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 함

- ④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하인 경우
 - ⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상인 경우
 - ⑥ 4.7.7.2절에 명시된 유효지간이 표준차선평폭 3.6 m 이하인 경우
 - ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm 이상인 경우
 - ⑧ 캔틸레버의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성된 경우
 - ⑨ 콘크리트의 28일 압축강도가 27 MPa 이상인 경우
 - ⑩ 철근콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 해야 함
- (2) 또한 콘크리트 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전단연결재가 충분히 배치되어야 한다.

4.7.7.4 철근 배근량

- (1) 현장타설 콘크리트 바닥판에는 4개 층의 철근을 배근한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간 방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.
- (2) 배근해야 되는 4개층의 최소철근량은 아래와 같다.
 - 지간방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면적의 0.4 % 이상
 - 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면적의 0.3 % 이상
 - 지간방향에 직각방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면적의 0.3 % 이상
 - 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면적의 0.3 % 이상

4.7.7.5 철근의 종류 및 배치

- (1) 배근되는 철근은 SD400 이상의 철근을 사용한다.
- (2) 모든 철근은 직선으로 배근하며 겹침이음만 사용할 수 있다.

제 4 장 콘크리트교

- (3) 철근의 중심 간격은 100 mm 이상, 300 mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간 방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.
- (4) 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효 지간에 해당하는 위치까지 4.7.7.4의 철근량의 2배를 배근한다.

4.7.8 프리캐스트 바닥판

4.7.8.1 일반 사항

- (1) 프리캐스트 바닥판의 횡방향과 종방향에 대한 구조해석은 기존 교량바닥판의 구조해석 방법과 유사한 방법을 사용할 수 있으며, 이 절의 규정들 이외에 4.7.1에서 4.7.6에 있는 규정을 따르는 것으로 한다.
- (2) 4.7.8.2와 4.7.8.3의 경우, 프리캐스트 바닥판의 최소두께는 4.7.4의 규정을 따른다.
- (3) 4.7.8.4에 규정된 현장타설 콘크리트와 합성되는 프리캐스트 콘크리트 패널의 두께는 합성된 최종 바닥판 두께의 55%를 초과할 수 없으며, 90 mm 보다 커야 한다.
- (4) 이 절에 규정되어 있지 않은 다른 형태의 프리캐스트 바닥판을 사용하는 경우에는 정밀한 해석이나 또는 실험 등에 의해 사용성과 안전성을 확인하여야 한다.

4.7.8.2 횡방향으로 연결된 프리캐스트 바닥판

- (1) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부는 전단키 또는 철근(겹침이음 또는 루프철근) 등에 의해 연결될 수 있다.
- (2) 전단키만을 이용하여 연결되는 바닥판의 경우 휨모멘트에 대해 불연속이라고 가정하여 해석하며, 이때 전단키의 형상과 횡방향 연결부에 그라우팅되는 무수축 모르타르는 연결에 적합한 구조로 설계하여야 한다.
- (3) 겹침이음 철근 또는 루프철근 등에 의해 연결되는 경우에는 휨모멘트에 대해 연속으로 가정하여 해석한다.

4.7.8.3 교축방향으로 포스트텐션된 프리캐스트 바닥판

- (1) 프리캐스트 부재들은 거더 위에 설치될 때, 교축방향 포스트텐션에 의하여 서로 연결된다.
- (2) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부에 도입되는 종방향 긴장력의 크기는 손실을 고려한 후의 유효긴장력만으로도 횡방향 연결부에 발생할 수 있는 균열을 억제할 수 있어야 한다.
- (3) 프리캐스트 부재 사이의 횡방향 연결부와 쉬스관의 공간들은 24시간에 최소 압축강도가 35 MPa을 가지는 무수축 모르타르를 이용하여 채우며, 쉬스관의 공간을 채우지 않는 경우에는 긴장재의 부식을 억제할 수 있는 방안을 마련해야 한다.
- (4) 전단연결부의 공간은 전단연결재 주위의 바닥판에 설치되어야 하고, 긴장력 도입후에 무수축 모르타르를 이용하여 채워야 한다.

4.7.8.4 프리캐스트 콘크리트 패널

- (1) 주거더 사이의 지간 사이에 영구 거푸집의 역할을 하는 프리캐스트 콘크리트 패널은 추가 고정하중과 활하중을 지지하기 위해 현장타설 되는 부분과 합성으로 설계하여야 한다.
- (2) 프리캐스트 패널은 자중, 시공하중 그리고 현장타설 콘크리트의 무게를 지지하는 것으로 가정하여 해석하며, 현장타설 콘크리트와 합성으로 작용하여 추가 고정하중과 활하중에 의한 모멘트를 지지하는 것으로 가정하여 해석한다.
- (3) 프리캐스트 콘크리트 패널의 두께는 자중과 시공하중 그리고 현장타설 되는 콘크리트의 고정하중에 대해 안전성을 확보할 수 있을 정도의 강성을 지닐 수 있는 두께여야 한다.
- (4) 프리캐스트 콘크리트 패널에 프리스트레스 도입시 지지거더 부위의 부모멘트에 의해 발생하는 바닥판의 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 압축력이 작용하지 않는다고 가정한다.

4.8 슬래브교

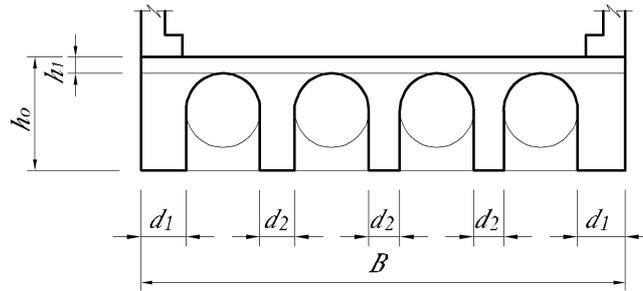
4.8.1 일반사항

4.8.1.1 적용범위

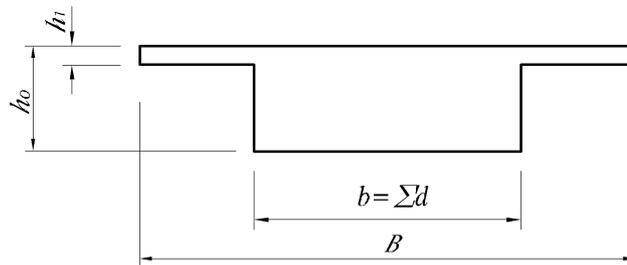
이 절은 경간에 대한 슬래브의 폭이 비교적 넓고 마주보는 2변이 자유단이며, 다른 2변이 여러 가지 경계조건에 의하여 지지된 단순 슬래브교의 설계에 적용된다.

4.8.2 설계 일반

- (1) 슬래브교의 단면력을 계산할 때에는 설계하중편에서 제시된 차륜하중과 차선하중을 동시에 고려하여, 이 중 최대의 단면력으로 설계하여야 한다.
- (2) 슬래브교를 설계할 때에는 난간에 작용하는 축방향력 및 차량방호책에 작용하는 충돌하중의 영향 등을 고려해야 한다.
- (3) 연속슬래브교의 설계는 4.11 연속거더교의 기준을 참고하여 설계할 수 있다.
- (4) 선형 또는 선형과 근사한 모양으로 지지된 속 빈 슬래브교를 제외한 슬래브교는 반력이 받침선상에 분포되어 작용하므로 일반적으로 전단력에 대하여 안전하기 때문에 이 절의 규정에 따라 설계하는 경우에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.
- (5) 속 빈 슬래브교의 전단력을 검토할 때에는 비지 않은 부분의 폭의 총합과 같은 복부폭을 갖는 그림 4.8.1의 가상 T형보의 단면으로 보아도 좋다.
그림 4.8.1에서 제시된 가상 T형 단면은 전단응력검토에만 사용할 수 있고, 이 단면에 발생하는 전단력의 크기는 4.8.3에서 제시하는 해석방법에 의하여 결정한다.



(가) 속빈 슬래브교의 단면형상



(나) 가상 T형단면

그림 4.8.1 속 빈 슬래브교의 가상 T형 단면

4.8.3 구조해석

4.8.3.1 일반

(1) 슬래브교의 해석은 받침부의 조건 및 사각 등을 고려하여 판이론에 따라 수행하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 연속 슬래브교, 라멘 슬래브교 등과 같이 지지조건이 복잡한 경우 혹은 곡선교 및 사교와 같은 경우에는 격자이론이나 유한요소법 등에 의하여 해석하여도 좋으며, 간단한 유한대판법(보이론 해석방법 적용)으로는 구조해석을 하지 말아야 한다.

속빈 슬래브교의 경우에는 이방성 판으로 단면력을 계산하는 것이 바람직하다. 그러나 4.8.4(1)항에 규정된 최소치수 규정을 만족하는 속빈 슬래브교의 경우에는 등방성판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다. 또한 슬래브교용 프리스트레스트 콘크

제 4 장 콘크리트교

리트 보를 사용한 슬래브교와 같이 프리캐스트 보를 나란히 놓은 슬래브교에서 보의 직각방향으로 프리스트레스를 도입하여 필요한 강성을 갖도록 설계한 경우에는 등방성 판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다.

- (2) 마주보는 2변이 선형 또는 선형과 근사한 형태로 단순 지지되고, 등방성 판으로 생각할 수 있으며 캔틸레버 부분이 없는 슬래브교는 4.8.3.2의 규정에 따라 휨모멘트를 계산하여도 좋다. 또한 보도와 차도의 구별이 없고, 차도부분의 내민 길이가 250mm 이하인 캔틸레버 부분을 갖고 있는 슬래브교도 4.8.3.2의 규정에 따라 단면력을 계산하여도 좋다.
- (3) 캔틸레버판이 있는 슬래브교의 구조해석은 캔틸레버 슬래브에 작용하는 하중 및 강성의 영향을 고려하여 해석을 수행하여야 한다. 단, 캔틸레버 부분의 설계는 4.7 바닥판의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (4) 받침점 반력과 받침선 방향의 단면력은 받침의 종류, 받침의 간격 및 사각 등에 의하여 그 분포가 변화하기 때문에 받침의 종류, 받침의 배치 및 경사각의 영향을 고려하여 계산하여야 한다.

4.8.3.2 슬래브판의 경간 및 휨모멘트

- (1) 고정하중에 의한 휨모멘트는 하중이 슬래브의 전 면적에 고르게 분포되어 있는 것으로 보고 계산하여도 된다. 단, 피복두께, 난간 등 편재하중의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 재하위치의 영향을 고려하여 휨모멘트를 계산하여야 한다.

고정하중에 의한 경간 직각방향의 휨모멘트는 근사적으로 경간방향의 휨모멘트에 다음 식의 β 값을 곱하여 계산해도 좋다. 또한 사각이 30° 이상인 경우에는 $\beta=1/6$ 로 하는 것이 좋다.

$$\begin{aligned}
 l/B < 0.7 & \quad : \beta = 1/6 \\
 0.7 < l/B < 2.0 & \quad : \beta = -0.074(l/B) + 0.22 \qquad (4.8.1)
 \end{aligned}$$

- (2) 4.8.3.1의 (3)항과 (4)항의 규정에 따라 단면력을 계산하는 경우, 슬래브교의 경간은 직 슬래브교에 있어서는 받침중심간격인 l_n 으로, 사각 45° 이하의 경사슬래브교에 있어서는 식(4.8.2)에 따라 각각 결정하는 것으로 한다.

$$l = l_s \quad (l_s/B \geq 1.5)$$

$$l = (l_s + l_n)/2 \quad (l_s/B < 1.5) \quad (4.8.2)$$

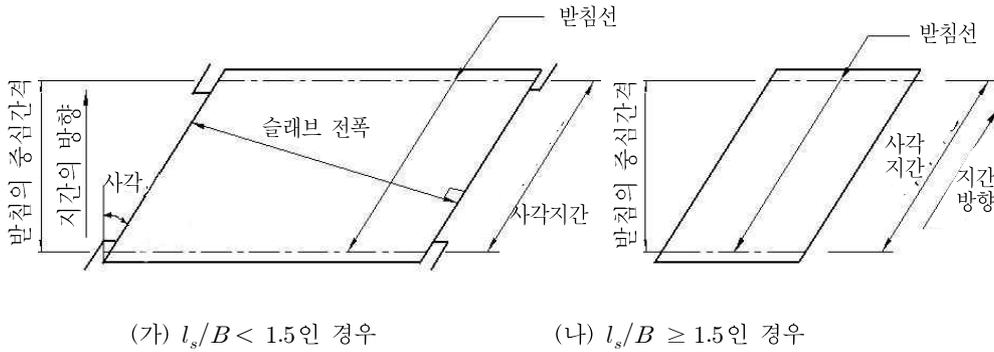


그림 4.8.2 경사슬래브교의 경간방향

- (3) 경간이 10 m 이하의 단순슬래브교의 활하중(충격포함)에 의한 경간 중앙에서의 경간방향 및 경간직각방향 단위폭당 설계 휨모멘트는 4.7.5.1의 기준을 적용하여 계산해도 좋다.
- (4) 경간이 10 m를 넘는 단순슬래브교의 활하중에 의한 경간 중앙에 발생하는 경간 방향의 단위폭(1 m)당의 설계휨모멘트는 보도 등에 3.5 kN/m^2 의 등분포하중을 차도부분에 차선하중의 주재하중을 만재하고 산출한 휨모멘트를 슬래브의 전폭으로 나눈 값으로 하는 것이 가능하다. 또한 경간 중앙에 발생한 경간 직각방향 단위폭(1 m)당의 설계휨모멘트는 4.7.5.1의 기준에 따라 계산하는 것이 가능하다.

4.8.4 구조상세

- (1) 슬래브교의 최소두께는 250 mm로 한다.
- (2) 현장타설 콘크리트로 시공되는 속빈 슬래브교의 최소치수는 그림 4.8.3에 따른다. 따라서 속빈 슬래브교는 판두께가 $h_0 = 700 \text{ mm}$ 이상 되는 슬래브교에 적용하는 것이 좋다. 프리캐스트 보를 나란히 놓은 속빈 슬래브교의 경우에는 시공성 등을 고려하여 별도의

제 4 장 콘크리트교

최소치수를 정하는 것이 좋다. 또한 원형구멍의 지름이 1200 mm를 넘는 경우에도 별도의 최소치수를 정하는 것이 좋다.

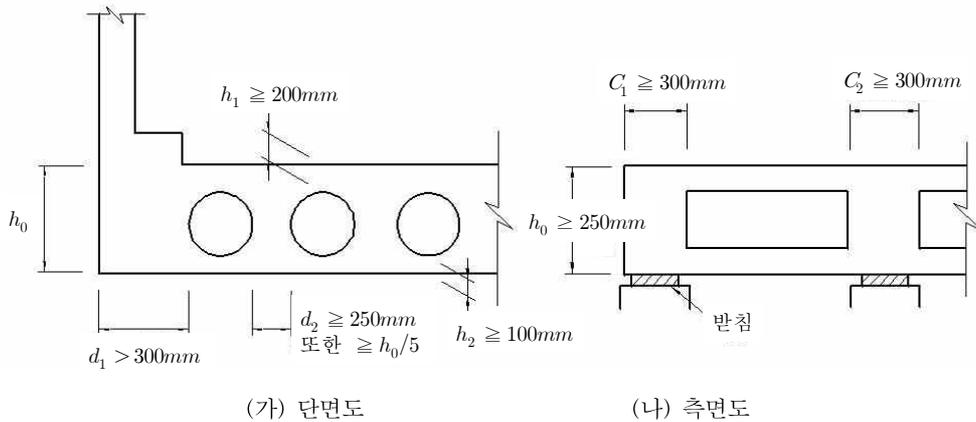


그림 4.8.3 속빈 슬래브교의 단면 최소치수

속빈 슬래브교에서 빈 부분의 형상이 원형이 아니면, 4.9 및 4.10의 규정을 참고하여 단면의 최소치수를 별도로 정하는 것이 바람직하다.

(3) 철근의 배치는 다음의 규정에 따르는 것으로 한다.

- ① 경간 방향으로 배치되는 인장 주철근의 지름은 13 mm 이상, 철근의 중심간격은 200 mm 이하로 한다.
- ② 슬래브 위쪽 및 아래쪽에는 경간방향 및 경간 직각방향으로 지름 13 mm 이상의 철근을 300 mm 이하의 중심간격으로 각각 배치하여야 한다.
- ③ 경사슬래브교에 대하여는 그림 4.8.4(가) 및 그림 4.8.4(나)에 보인 것과 같이 철근을 배치하는 것을 원칙으로 한다. 그림에서 경사경간 방향에 철근을 배치하는 범위는 받침선 직각방향보다 경사경간 방향으로 인장응력이 더 큰 범위로 하면 된다. 이 범위는 경사경간 l_s 를 슬래브의 전 폭으로 나눈 값 l_s/B 가 1.5 이상인 경우에는 슬래브 전폭, l_s/B 가 1.5 미만인 경우에는 자유단에서 $l_s/5$ 만큼 떨어진 위치까지를 범위로 한다.
- ④ 캔틸레버판이 있는 슬래브교는 그림 4.8.5와 같이 온도차 혹은 건조수축 등에 대비하여 캔틸레버 슬래브의 위쪽 및 아래쪽에 가외철근을 배치하는 것으로 한다. 단, 연속슬래브교의 중간받침점부에는 캔틸레버 슬래브 부분이 어느 정도 본 슬

4.8 슬래브교

래브와 일체가 되어 부모멘트에 저항하기 때문에 캔틸레버 슬래브의 위쪽에 단위폭(1 m)당 환산 인장주철근의 1/2 이상의 철근을 배치하는 것이 좋다.

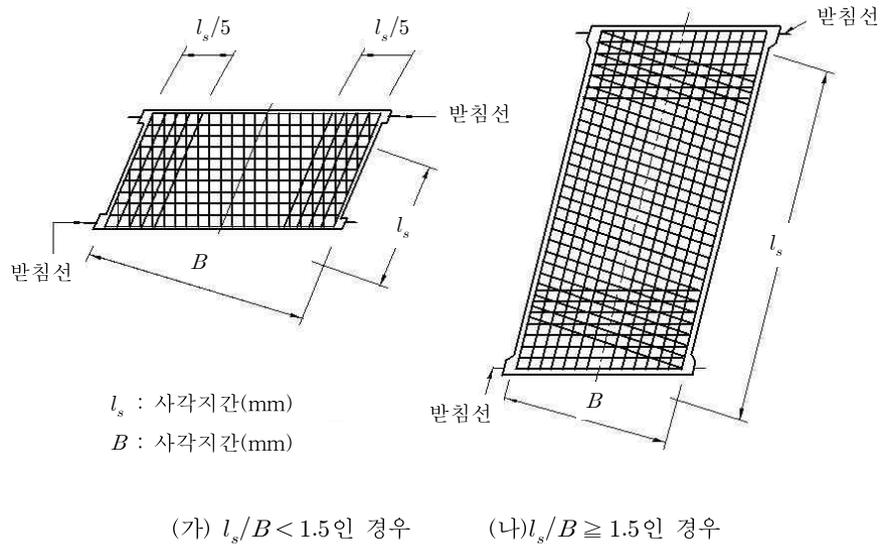


그림 4.8.4 경사슬래브교의 철근 배치

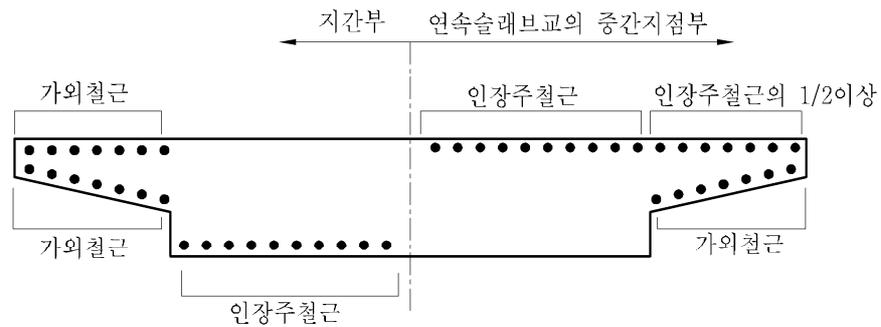


그림 4.8.5 캔틸레버 슬래브의 가외철근

(4) PS강재의 배치는 다음 규정에 따르는 것으로 한다.

- ① 경간방향의 PS강재는 단면의 단위폭(1 m)당 프리스트레스 및 편심량이 같도록 배치하는 것이 바람직하다(그림 4.8.6참조).

제 4 장 콘크리트교

만일 프리스트레스 힘과 편심량이 단면내의 위치에 따라 다르게 되는 경우에는 단면력의 계산에 있어서 그 영향을 고려하여야 한다.

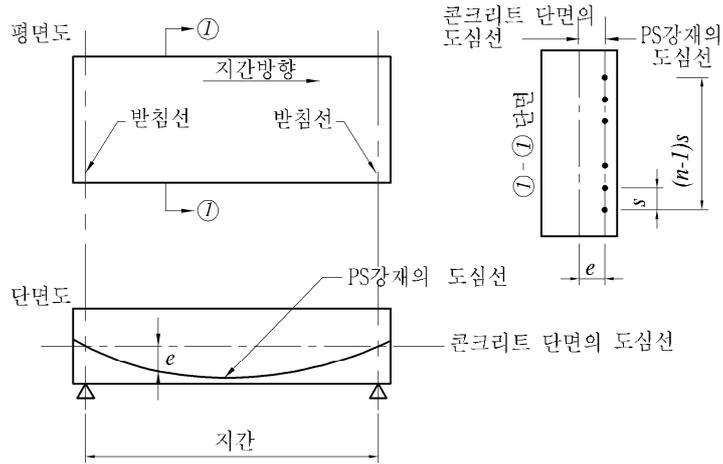


그림 4.8.6 PS강재의 배치

② 경간 직각방향의 PS강재는 프리스트레스 합력의 작용점과 경간직각방향 단면의 도심이 일치하도록 배치하는 것이 바람직하다.

만일 프리스트레스 힘의 합력이 작용하는 위치와 단면의 도심이 일치하지 않으면 슬래브에 변형이 생기고 받침반력이 불균일하게 되고 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생기기 때문에 주의하여야 한다(그림 4.8.7참조).

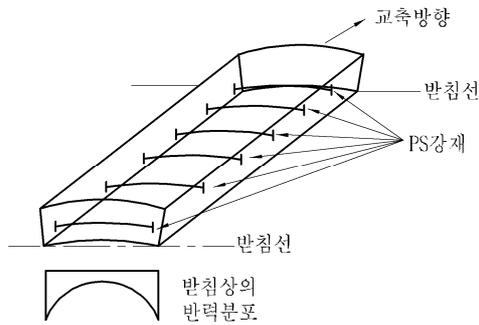


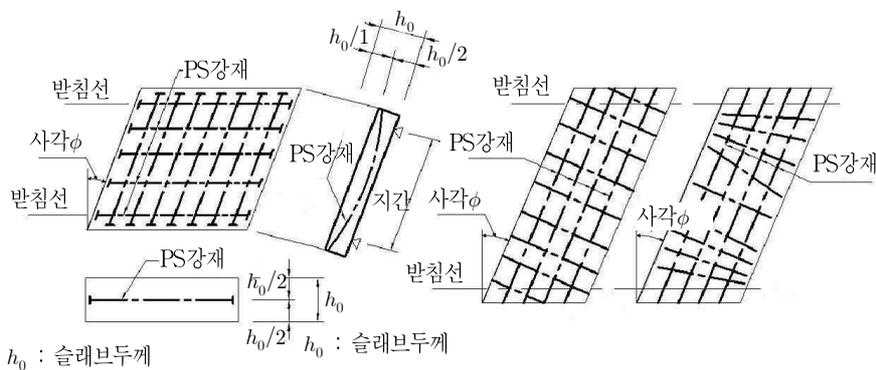
그림 4.8.7 받침선상의 반력 분포

- ③ 경사슬래브교에 있어서 PS강재의 배치는 사각의 크기에 따라 그림 4.8.8과 같이 배치하는 것이 바람직하다.

경사슬래브교에 있어서 경사경간 방향에 PS강재를 배치하면, 그림 4.8.9에 보인 것과 같이 슬래브의 연단을 따라 프리스트레스 힘이 작용하고 평면내에 전단력이 생기기 때문에 주의를 할 필요가 있다. 단, 사각이 0°부터 15°까지는 그 영향이 작기 때문에 사각을 따라 프리스트레스를 도입하여도 좋다.

(5) 받침점 부근의 보강

- ① 슬래브 단부 등의 받침부에 받침선 방향으로 온도변화 및 콘크리트 건조수축에 의하여 생기는 인장응력에 대하여 가외철근을 배치하거나 PS강재를 배치하고 프리스트레스를 도입하여야 한다(그림 4.8.4 그림 4.8.8참조). 이 경우 가외철근은 지름 13 mm 이상, 중심 간격 200 mm 이하로 배치하는 것이 좋다.



(가) 사각 ϕ 가 0° ~ 15°인 경우 (나) 사각 ϕ 가 15° ~ 45°인 경우

그림 4.8.8 경사슬래브교 PS강재의 배치

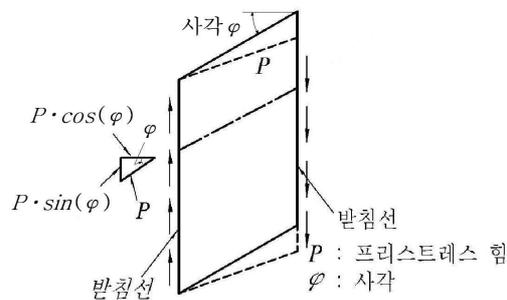


그림 4.8.9 프리스트레스 힘의 분포에 따른 슬래브의 변형

제 4 장 콘크리트교

- ② 받침선보다 뒤에 있는 슬래브의 단부에는 운하중에 의하여 경간방향으로 생기는 부모멘트에 대하여 필요한 철근을 배치하여야 한다. 사용 철근은 지름 13 mm 이상, 철근 중심간격 200 mm 이하로 배치하는 것으로 한다(그림 4.8.10참조).

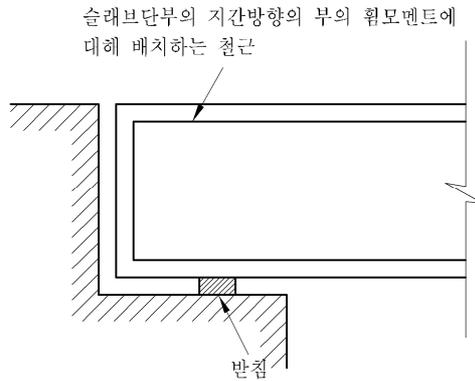


그림 4.8.10 슬래브 단부에서의 경간방향의 철근 배치

- ③ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 위쪽에는 부모멘트에 대하여 그림 4.8.11과 같이 경사경간 방향 및 받침선 방향으로 가외철근을 배치하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 슬래브교에 있어서는 그 부분에 작용하는 프리스트레스의 효과를 고려하여 철근량을 감소시킬 수 있다.

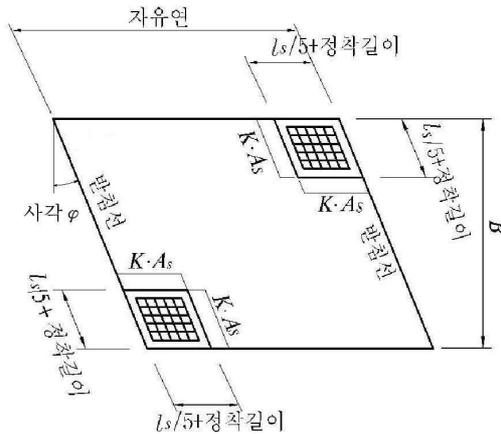


그림 4.8.11 받침부 둔각부의 부모멘트에 대한 가외철근 및 배치 범위

4.8 슬래브교

사각이 45° 이하이고, 선형 또는 선형과 근사한 형상으로 지지된 경사슬래브교에 가외철근을 경사슬래브교의 변, 받침부 또는 받침에 평행하게 2방향으로 배치하는 경우의 각 방향의 단위폭(1m)당 가외철근량은 경간중앙부의 경사단위폭(1m)당의 정철근량에 사각의 크기에 따른 계수 K(그림 4.8.12 참조)를 곱하여 계산하는 것으로 한다. 이 경우에 둔각부 슬래브의 위쪽에 배치되는 철근은 가외철근의 일부로 보아도 좋다. 가외철근의 배치범위는 경사경간의 1/5이 되는 받침점에 정착길이를 더한 범위로 하는 것이 좋다. 또, 프리텐션 부재에서는 받침선 방향으로 프리스트레스트 콘크리트 부재를 배치하는 것보다 부모멘트에 대하여 저항할 수 있도록 하는 것이 좋다.

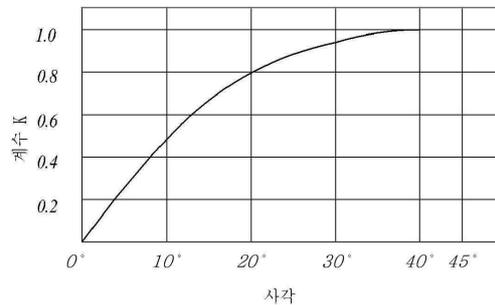


그림 4.8.12 계수 K값

- ④ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 아래쪽에는 그림 4.8.13의 범위에서 지름 13 mm 이상의 가외철근을 200 mm 이하의 중심 간격으로 가외철근을 배치하여야 한다.

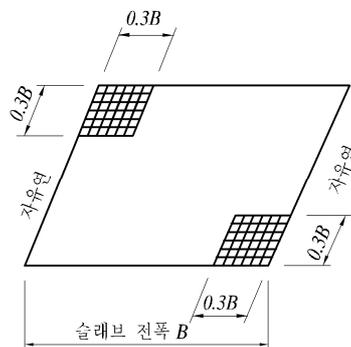


그림 4.8.13 둔각부 슬래브 아래쪽의 가외철근

4.9 T형거더교

4.9.1 일반사항

4.9.1.1 적용범위

이 절은 단면이 T형거더인 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 주거더로 구성된 가로보가 있는 교량의 설계에 적용된다.

T형거더의 주거더로 구성된 연속거더교, 라멘교 및 프리캐스트 보와 현장타설 콘크리트 슬래브가 일체로 된 합성거더교의 설계에 관하여는 각각 4.11 연속거더교, 4.12 라멘교 및 4.14 합성거더교의 규정에 따르는 것으로 한다.

4.9.2 설계 일반

(1) 주거더의 받침점 상에는 주거더 직각방향의 강성을 높이기 위한 가로보를 두는 것으로 한다.

(2) 중간 가로보의 설치는 4.2.2.8(2)의 규정을 따른다.

사각이 45° 이상인 경우 가로보를 주거더의 직각방향으로 두지만 이때 비틀림변형에 대한 충분한 검토가 필요하다. 또 사각이 45° 미만인 경우 가로보는 받침선에 평행하게 설치하는 것이 좋다.

4.9.3 구조해석

(1) 주거더 및 가로보의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, 직교로서 바닥판의 경간이 짧고 판구조로 볼 수 있을 때에는 직교이방성 판이론에 따라 단면력을 계산하여도 된다.

(2) 사각 20° 미만인 교량의 경우에 격자구조이론에 의하여 단면력을 계산할 때에는 비틀림 강성을 무시하여도 좋다.

사각이 20° 이상인 사교의 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림 강성을 고려하여 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토를 하는 것이 좋다.

4.9.4 구조 상세

(1) 사교에서 프리스트레스트 주거더와 가로보가 이루는 각도가 0°부터 35°까지의 범위에
는 주거더와 가로보의 이음면에 칩핑 등의 처리를 하여야 하고, 그 각도가 35°에서 45°
까지인 경우에는 이음면을 가로보의 축선에 직각이 되게 또는 적절한 방법의 맞물림을
두어야 한다.

또 횡방향으로 연결하는 PS강재를 정착하는 경우에는 주거더에 홈 또는 돌기를 두
고 정착면을 PS강재에 대하여 수직으로 두어야 한다. 단, PS강재와 정착면이 이루
는 각도가 70°를 넘는 경우에는 정착장치의 미끄럼 등에 대하여 안전성을 확인한
뒤에 이형 앵커 플레이트 등을 써서 대처하는 것이 좋다.

직선교에서 주거더의 간격이 2 m 정도 이하가 되는 철근콘크리트 T형거더교의 가
로보에 배치되는 철근은 표 4.9.1에 보인 철근량을 그림 4.9.1에 보인 것과 같이 배
치하는 것이 좋다.

주거더 간격이 2 m를 넘는 경우 또는 사교, 곡선교 등의 특수한 경우에 있어 격자
구조이론에 따라 단면력을 계산하여야 한다.

표 4.9.1 가로보의 인장 철근량

교량의 폭(m)	철근 지름(m)	철근의 개수
7 m 이하	25	2
7 m 이상 9 m 이하	25	3
9 m 이상 12 m 이하	25	4

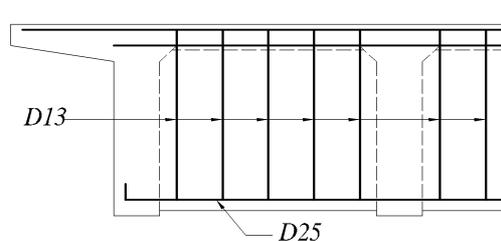


그림 4.9.1 가로보의 배근 (철근콘크리트 T형거더)

(2) T형 거더를 프리캐스트로 시공하고 거더 간의 바닥판을 현장타설로 연결할 경우 그 폭
은 750 mm 이하로 하는 것이 바람직하다(그림 4.9.2 참조).

제 4 장 콘크리트교

현장타설로 시공되는 바닥판의 폭은 일반적으로 750 mm 이하이며, 프리캐스트 보의 플랜지로부터 겹이음길이 이상 내민 철근에 의하여 결합하는 것이 좋다. 횡방향으로 연결되는 PS강재가 배치된 바닥판이 현장타설로 시공될 때 그 폭이 300 mm 이하인 경우 철근을 내밀지 않아도 좋다.

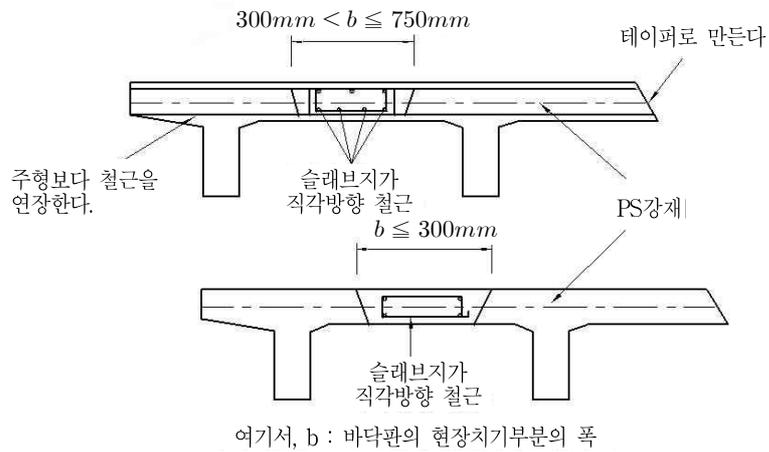


그림 4.9.2 바닥판을 현장타설하는 경우의 구조상세

4.10 박스거더교

4.10.1 일반 사항

4.10.1.1 적용 범위

이 절은 단면이 상자모양으로 구성된 교량의 설계에 적용된다.

연속박스거더교 및 라멘박스거더교 등의 설계에 대하여는 이 절의 규정 이외에 각각 4.11 연속거더교, 4.12 라멘교 등의 규정에 따르는 것으로 한다.

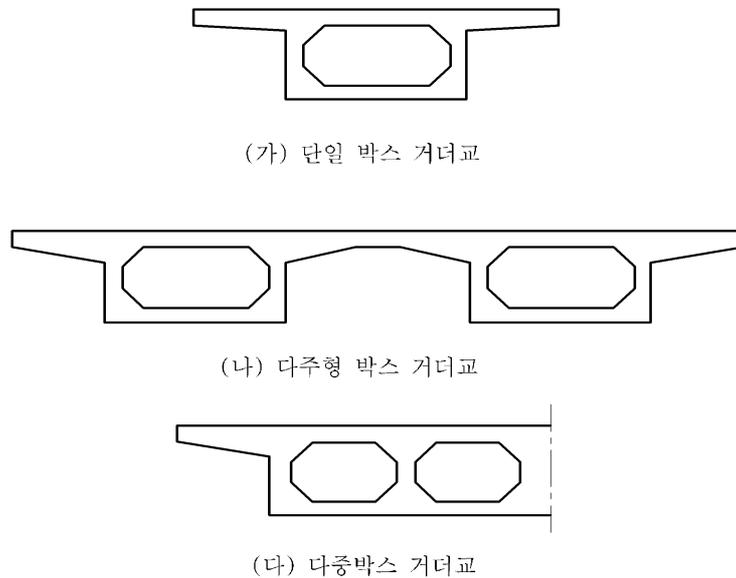


그림 4.10.1 박스거더교의 기본 단면 형상

4.10.2 설계 일반

- (1) 주거더의 받침점상에는 가로보 및 격벽을 두는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 경간이 24m 이상인 다주형 박스거더에는 중간 가로보 및 중간 격벽을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 경간내에 가로보를 둘 경우에는 모멘트가 가장 큰 부위에 배치하는 것이 효과가 크다.

제 4 장 콘크리트교

- (3) 단일 및 다중 박스거더로서, 직선교이거나 내측 곡률반경이 240m 이상인 곡선교일 경우에는 중간격벽을 설치할 필요가 없다.
- (4) 단일 및 다중 박스거더의 곡률반경이 240m 미만일 경우에는 중간격벽이 필요할 수 있으며 중간격벽 간격과 강도는 설계시에 신중히 검토해야 한다. 이 경우에 중간 격벽의 간격은 12m 이하로 하는 것이 바람직하다.
- (5) (1), (2), (4)항에도 불구하고 실험이나 정밀구조해석에 의해 안전성이 증명되면 격벽이나 가로보를 생략할 수 있다.
- (6) 전단응력의 계산에 사용하는 복부두께는 복부 축선의 직각방향의 두께로 하는 것을 원칙으로 한다. 예를 들면 경사진 복부의 경우에는 그림 4.10.2에 보인 것과 같이 전단류에 직각방향의 폭을 사용하면 된다.
- (7) 플랜지 폭이 복부 또는 플랜지의 두께에 비하여 상대적으로 클 때에는 플랜지에 생기는 전단력에 대하여 검토하는 것이 좋다.
- (8) 박스거더 내부 바닥판과 복부 사이에는 현치를 적절히 설치해야 한다. 단, 복부와 하부 플랜지 사이에는 구조적인 안전성이 입증된 경우 현치를 설치하지 않아도 좋다.

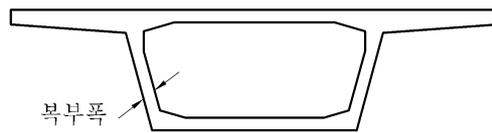


그림 4.10.2 전단응력의 계산에 쓰이는 복부의 폭

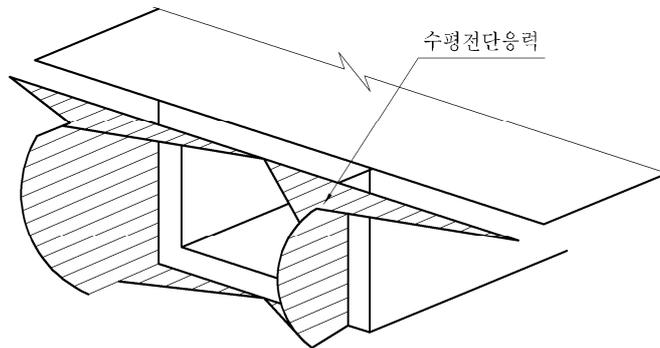


그림 4.10.3 플랜지에 생기는 수평전단응력의 분포

4.10.3 구조 해석

- (1) 단일 박스거더교 및 다중 박스거더교의 단면력은 보이론에 따라 계산한다.
- (2) 그러나 경간에 대한 전체폭의 비(전체폭/경간)가 0.5를 넘는 비교적 폭이 넓은 다중박스거더교는 격자이론에 따라 단면력을 계산하는 것이 좋다.
- (3) 사각이 있는 박스거더교 및 다주형 박스거더교의 단면력은 격자이론에 따라 계산하는 것을 원칙으로 한다.
- (4) 그러나 경간에 대한 전체폭의 비가 0.5 이하인 다주형 박스거더교에 4.10.2(1)항 및 (2)항에 규정되어 있는 가로보 및 격벽을 둔 경우에는 주재하하중을 차도부분에 만재시키고 계산한 단면력을 주거더의 개수로 나누어 각 주거더의 단면력으로 하여도 좋다. 단, 단일 박스거더교 및 다중 박스거더교에서 사각이 20° 이하이면 격자이론에 따르지 않고 보이론에 따라 해석하는 것도 좋다.
- (5) 종방향 구조해석에 사용하는 바닥판 유효폭은 일반적인 바닥판 경간을 갖는 경우에는 바닥판 전체폭이 압축에 유효한 것으로 볼 수 있다. 그러나 일반적인 바닥판 경간 비율을 벗어나는 경우에는 전단지연을 고려하여 바닥판 응력을 계산해야 한다.

4.10.4 횡방향 설계

- (1) 바닥판 설계를 포함한 횡방향 설계를 위해서는 판이론에 근거한 정밀구조해석을 하는 것이 좋다.
- (2) 정밀구조해석이 어려운 경우에는 4.15.6.2의 (4)항에 따라 해석해도 좋다.
- (3) 경사진 복부 및 보강 리브가 있는 박스거더교의 하부플렌지 및 복부의 단면력은 복부의 경사와 보강 리브의 영향을 고려하여 구하는 것을 원칙으로 한다.
- (4) 복부의 휨모멘트에 대하여 배치된 철근량의 1/2은 교축방향의 설계를 할 때 사인장철근으로 간주하여도 된다.

$$A_s = A_{s1} + 0.5A_{s2} + A_t \quad (4.10.1)$$

그러나 복부 내측 및 외측에 대하여는 복부에 생기는 정 및 부모멘트에 대하여 각각 필요한 철근량 이상의 철근을 배치하여야 한다.

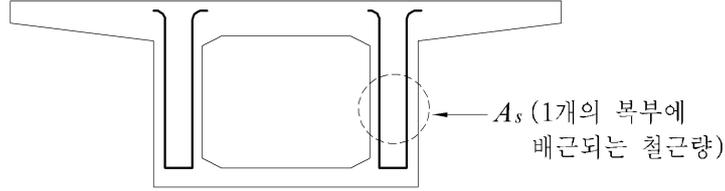


그림 4.10.4 복부에 배치되는 철근량

4.10.5 받침점가로보 및 격벽의 설계

받침점가로보 및 격벽의 단면력은 받침점과 부재의 결합조건에 따라 해석모델을 설정하고 보이론에 의하여 계산하는 것이 좋다.

가로보 및 격벽의 단면력을 계산할 때, 플랜지의 유효폭은 4.15.6.2에 따라 구하면 된다. 다만, 받침점가로보 및 격벽에 개구부가 있을 때에는 그 영향을 고려하여 구조모델을 설정하고 단면력을 계산하여야 한다.

4.10.6 구조상세

- (1) 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 바닥판의 최소두께는 복부 또는 복부현치 사이 순경간의 1/30로 한다. 그러나 200 mm 이상이어야 한다.
- (2) 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 하부플랜지의 최소두께는 복부 또는 복부현치 순경간의 1/30로 한다. 그러나 140 mm 이상이어야 한다.
- (3) 철근 콘크리트 박스거더 바닥판의 최소두께는 복부 또는 복부현치 순경간의 1/16로 한다. 그러나 220 mm 이상이어야 한다.
- (4) 철근 콘크리트 박스거더 하부플랜지의 최소두께는 복부 또는 복부현치 순경간의 1/16로 한다. 그러나 140 mm 이상이어야 한다.
- (5) 플랜지의 두께를 주거더방향으로 변화시킬 경우에는 1/5보다 완만한 경사로 하는 것이 좋다. 그 이상의 급한 경사로 설계할 경우에는 1/5 이하의 완만한 경사내의 부분만 유효단면적으로 고려한다.

- (6) 복부두께를 주거더방향으로 변화시킬 때는 복부두께 차이의 12배 이상의 길이를 변화 구간으로 확보해야 한다.

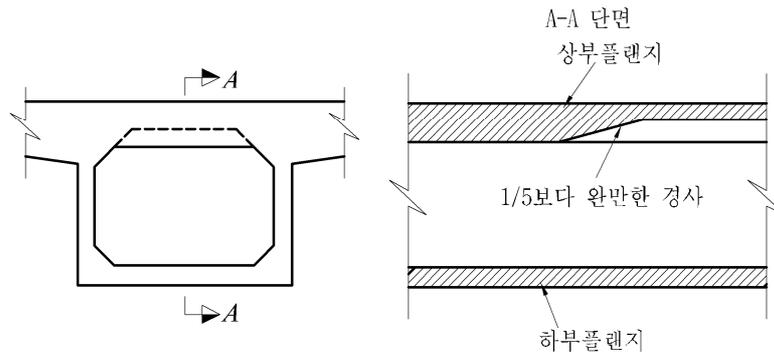


그림 4.10.5 플렌지 두께의 변화

- (7) 복부의 종방향 철근은 건조수축 및 온도철근(0.2%) 이상으로 전단면에 골고루 배치해야 하고, 하부슬래브의 종방향 및 횡방향 철근의 배근은 4.6.4.1에 따라야 한다.
- (8) 철근콘크리트 박스거더교의 주거더에 배치하는 주철근은 복부 및 헌치부 내에서 2단 이하로 배치하는 것이 좋다. 부득이 플렌지 내에 배치할 경우에는 복부의 측면에서 주거더 경간의 1/10의 범위내에 배치하고, 철근중심간격의 최대값은 250mm로 하는 것이 좋다.

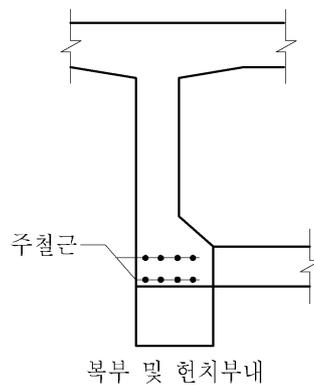


그림 4.10.6 주철근의 배치

제 4 장 콘크리트교

(9) 개구부를 둘 때에는 될 수 있으면 응력의 크기가 작은 곳에 두며, 개구부에 의하여 절단된 철근량 이상의 철근을 보강철근으로 배치하는 것으로 한다. 단, PS강재의 정착은 개구부로부터 충분히 떨어진 곳에 하도록 한다(그림 4.10.7).

별도의 설계계산을 하지 않은 경우에 경간에 두는 격벽에는 그림 4.10.8(가)에 보인 철근을 배치하는 것으로 한다. 단, 개구부를 둘 때에는 그림 4.10.8(나)를 따르는 것으로 한다.

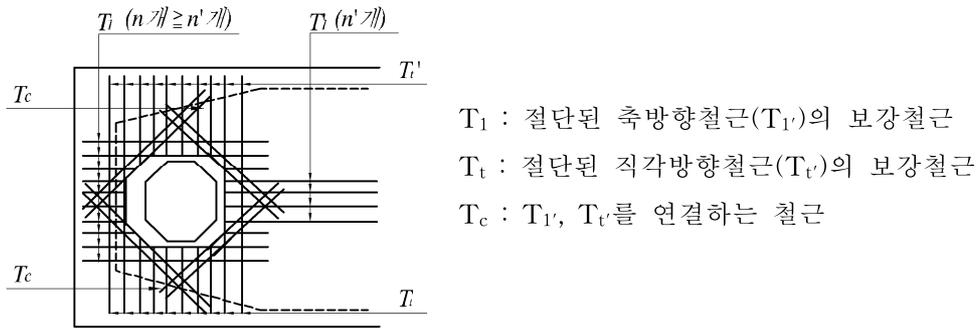
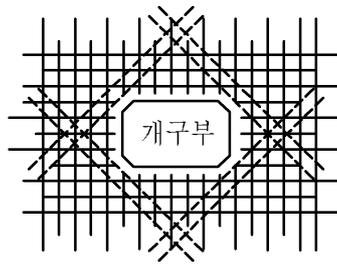
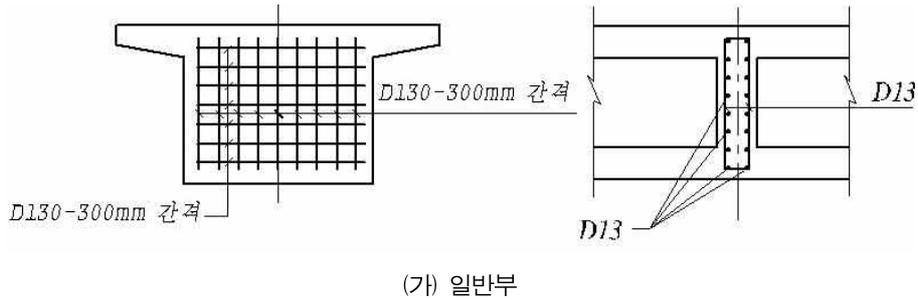


그림 4.10.7 하부플랜지 개구부 구조의 한 예



(나) 개구부 근처의 가외철근

그림 4.10.8 격벽의 배근

4.11 연속거더교

4.11.1 적용범위

- (1) 이 장은 받침부에 의해 지지되는 2경간 이상 연속된 교량의 설계에 적용한다.
- (2) 이 장은 프리캐스트 단순T형거더나 I형거더를 가설한 후, 중간받침점 가로보를 현장에 서 쳐서 철근콘크리트 구조로 연결시킴으로써 중간받침점상에 2개의 받침부를 갖는 연속거더교를 비롯하여 프리캐스트 단순거더를 가설한 후, 바닥판과 중간받침점 가로보를 현장에서 쳐서 프리스트레스트 구조로 연결시킴으로써 중간받침점상에 1개의 받침부를 갖는 연속거더교에 대해서도 적용한다. 다만, 구조해석에 있어서는 단순거더이면서, 신축이음부를 콘크리트 바닥판으로 연결하는 형식의 교량에 대해서는 이 장은 적용되지 않는다.
- (3) 이 장은 연속거더교의 고유의 사항에 대해 규정한 것으로 슬래브교, T형거더교, 박스 거더교 등의 단면형상 고유의 사항에 대해서는 각각 해당되는 장에 따른다.

4.11.2 설계일반

- (1) 연속거더교는 시공단계별로 구조계가 변하므로 이것을 고려하여 설계를 하여야 한다.
- (2) 프리캐스트 거더 가설방식 연속거더교에서는 연결전에 작용하는 하중에 대해서는 단순형으로, 연속 후에 작용하는 하중에 대해서는 그림 4.11.1에 나타내는 연속 격자형으로 해석하는 것을 원칙으로 한다. 이 경우, 시공 중과 완성 후의 구조계가 상이하므로 구조해석시 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 부정정력의 영향을 고려하여야 한다.

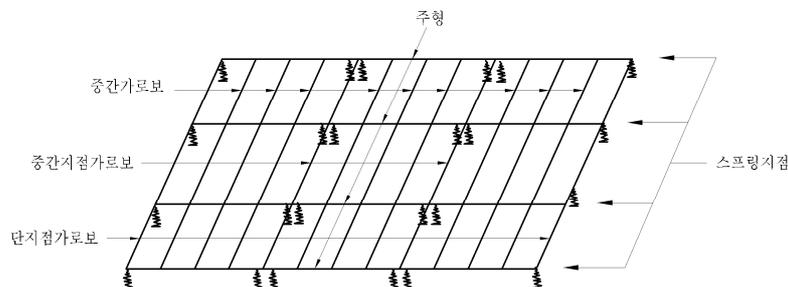


그림 4.11.1 5경간 연속격자형으로 해석한 방법의 예

4.11.3 구조해석

(1) 여러 개의 고정받침부를 갖는 연속거더교는 교각을 포함한 구조모델에 의해 해석을 하여야 한다.

그러나 프리캐스트 거더를 받침점에서 연결하는 방식의 연속거더교에 대해 하중분배작용의 영향을 근사적으로 구할 때는 다음의 근사해법에 따라도 좋다.

- ① 연속보를 각각의 경간 고정하중 휨모멘트가 0이 되는 2점간거리를 경간으로 한 단순보로 치환한다. 이 경우의 경간은 그림 4.11.2에서와 같은 가상 경간을 써도 좋다.
- ② 각각의 단순보의 하중분배계수를 계산한다.
- ③ 연속보를 1개의 보로 하여 보이론에 의하여 단면력을 계산하고, 이 하중분배계수를 곱하여 각각의 보의 설계단면력을 계산한다.

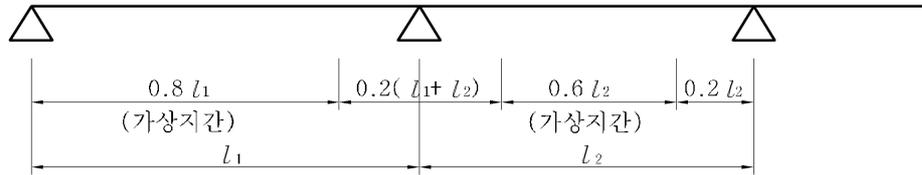


그림 4.11.2 연속슬래브교의 가상경간

- ④ 중간받침점부의 단면력에 대해서는 그 받침점의 양쪽 경간의 하중분배계수의 평균값을 하중분배계수로 하여 위와 같이 각각의 보의 설계단면력을 계산한다.
- (2) 교축직각방향의 지진의 영향 및 풍하중에 대한 구조해석은 원칙적으로 교각의 휨강성을 고려하여 행한다. 교각의 휨강성 평가방법으로는 그림 4.11.3에서와 같이 등가스프링 받침부로 치환하는 방법 등이 있다.
- (3) 연속형교의 중간받침점상의 설계휨모멘트는 식 (4.11.1)에 의해 계산할 수 있다.

$$M_1 = M - \frac{wa^2}{8} \tag{4.11.1}$$

다만, $M_1 \geq 0.9M$

여기서,

M_1 : 중간받침점상의 설계휨모멘트(kN·m)

M : 중간받침점상의 휨모멘트(kN·m)

$$w = R/a \text{ (kN/m)}$$

R : 중간받침점의 반력(kN)

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭(m)

거더의 아래 연단측에는 보이론으로 계산한 경우보다 큰 압축응력이 발생할 수 있으므로 이 부분에서는 4.11.5의 규정에 따라 가외철근을 배치할 필요가 있다.

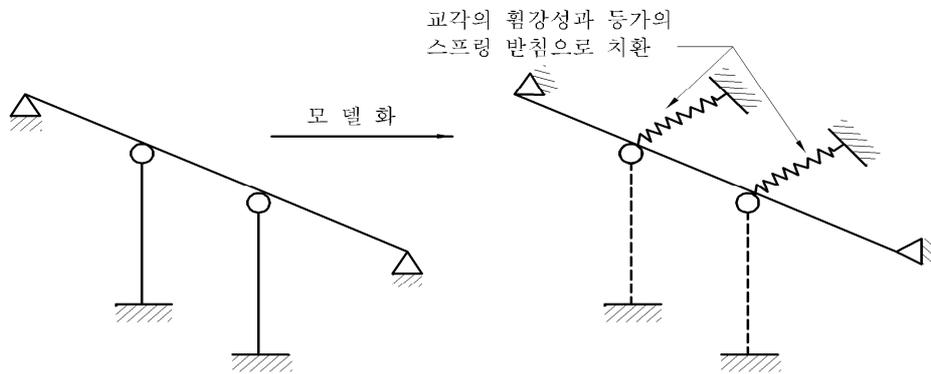
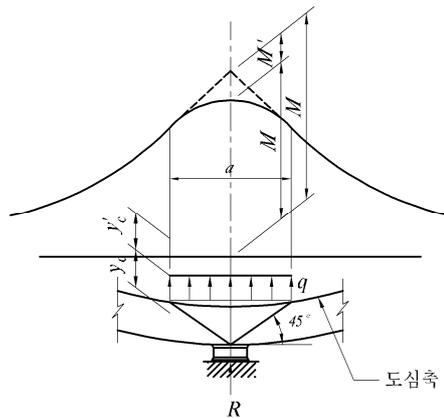


그림 4.11.3 교축직각방향의 검토 모델의 예



$$a = 2y_c$$

$$w = \frac{R}{a}$$

$$M' = \frac{qa^2}{8}$$

$$M_1 = M - M'$$

그림 4.11.4 중간받침점상의 설계휨모멘트

제 4 장 콘크리트교

(4) 받침점상에 가로보나 격벽이 있는 경우, 휨응력 계산에 이용하는 주거더의 단면은 이를 무시한 단면으로 보는 것이 좋다(그림 4.11.5 참조).

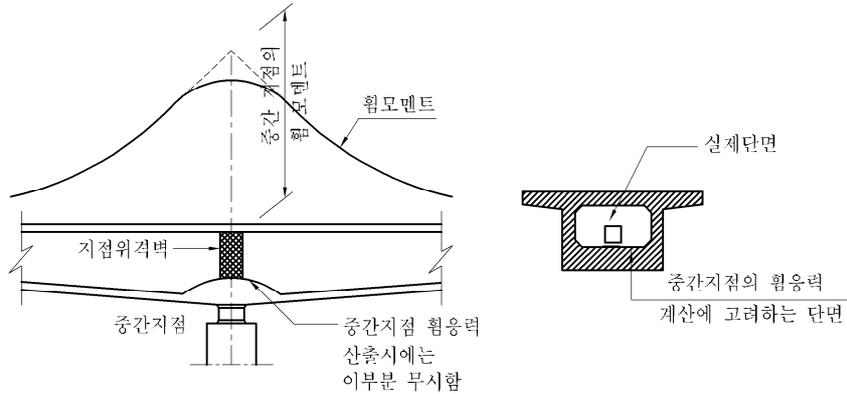
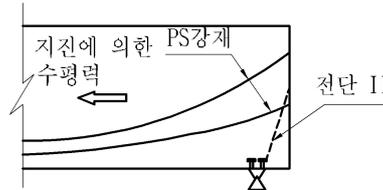


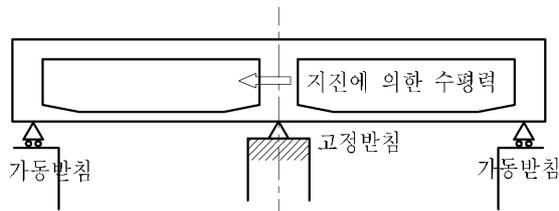
그림 4.11.5 중간받침점의 휨모멘트에 대한 응력계산에 쓰이는 단면

4.11.4 고정받침부

연속형교의 고정받침부에서는 지진의 영향에 의한 수평반력이 거더에 작용하게 되므로 이로 인한 응력에 대하여 철근이나 PS강재 등으로 보강하여야 한다.



(가) 단받침점을 고정받침부로 하는 경우



(나) 중간교각에 고정받침부를 설치하는 경우

그림 4.11.6 고정받침부에서의 수평반력

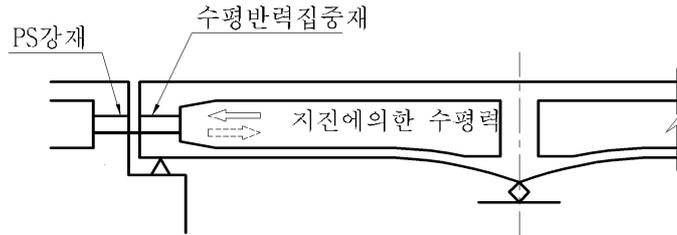


그림 4.11.7 단반침점의 격벽으로부터 직접 교대에 수평반력을 전달하는 경우

4.11.5 중간받침점부

연속형교의 중간받침점 부근에서는 복부 및 거더 아래 연단측에 보이론으로 해석한 경우보다 더 큰 압축응력이 발생할 수 있으므로 이에 대비하여 가외철근을 배치하여야 한다.

프리캐스트 가설방식의 연속형교 중간받침점부 구조에 대해서는 4.11.6의 규정에 따른다.

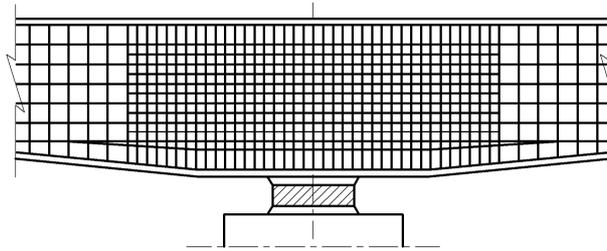


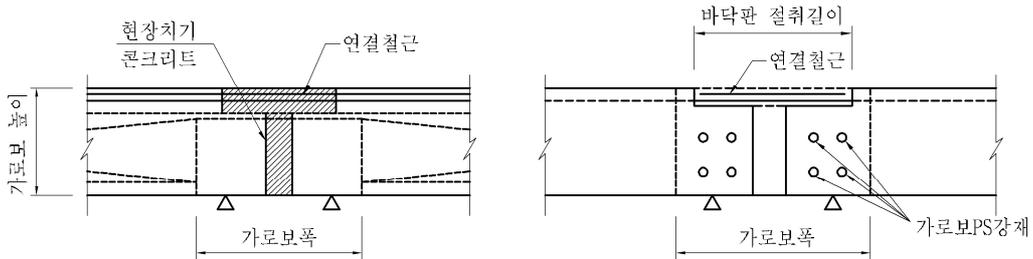
그림 4.11.8 중간받침점 부근에서의 복부 가외철근의 배치 예

4.11.6 프리캐스트 거더를 사용한 연속형교의 중간받침점부

(1) 중간받침점부의 주거더 연결을 철근콘크리트 구조로 하는 경우 주거더는 가로보와 확실하게 결합하여야 하며, 이 경우 연결철근의 겹침이음길이는 철근지름의 25배 이상이어야 한다.

- ① 프리캐스트 단순T형거더나 I형거더를 가설한 후 중간받침점을 연결하여 연속 구조로 되는 형식의 교량에서 연결부를 철근콘크리트 구조로 하는 경우 연속거더교의 연결부의 일반적인 구조는 그림 4.11.9와 같다.

제 4 장 콘크리트교



(가) 가로보를 PS강재로 연결하지 않는 경우 (나) 가로보를 PS강재로 연결하는 경우

그림 4.11.9 철근콘크리트 구조의 연결부의 예

② 이와 같은 경우 받침점이 두 곳에 있고 또 강성이 큰 가로보에 의해 주거더가 연결되어 있는 점 등을 고려하여 접침이음을 동일단면에 집중적으로 배치해도 좋다. 다만, 특별한 검토를 하지 않는 경우에는 주하중만의 하중조합에 대하여 발생하는 철근의 인장응력이 160 MPa 이하로 하고 균열 등의 사용성 검토를 해야 한다.

(2) 중간받침점부의 주거더 연결을 프리스트레스트 콘크리트 구조로 하는 경우, 주거더와 바닥판 콘크리트의 결합면에 있어서의 전단응력은 식 (4.11.2)에 따르는 외에 바닥판에 작용하는 프리스트레스트 힘에 의한 전단력을 고려하여 구하는 것을 원칙으로 한다.

$$v_b = \frac{VQ}{b \cdot I} \times 10^{-3} \quad (4.11.2)$$

여기서,

v_b : 결합면에 작용하는 콘크리트의 전단응력(MPa)

V : 거더의 단면에 작용하는 설계전단력(kN)

Q : 합성단면의 도심 축에 관한 바닥판의 단면 1차모멘트(mm³)

b : 거더와 바닥판의 결합면의 교축직각방향 폭(mm)

I : 합성단면의 도심 축에 관한 단면2차모멘트(mm⁴)

① 프리캐스트 단순 I형거더를 가설한 후, 바닥판 및 중간받침점 부분을 현장타설하여 프리스트레스트 콘크리트 구조로 연속시키는 경우의 연속거더교에서는 시

공 중과 완성후의 구조계가 다르기 때문에 크리프 및 건조수축에 의한 부정정력을 고려해야 한다.

- ② 이 부정정력은 4.2.2.3 및 4.2.2.4에 따라 구해도 좋으나 이 경우에는 크리프계수에 어느 정도의 범위를 두고 검토하는 것이 좋다. 또한 이 형식의 연속거더와 바닥판의 결합면에 작용하는 바닥판 프리스트레스에 의한 전단응력은 다음 식 (4.11.3)에 의해 구할 수 있다.

$$v_b = \frac{2N_{TS}}{ab} \times 10^{-3} \quad (4.11.3)$$

여기서,

v_b : 거더와 바닥판의 온도차나 건조수축차로 인해 거더와 바닥판의 결합면에 발생하는 전단응력(MPa)

$2N_{TS}$: 거더와 바닥판의 온도차나 건조수축차로 인해 거더와 바닥판의 결합면에 발생하는 축방향력(kN)

a : 주거더의 간격(mm). 다만, 주거더의 간격이 경간의 1/10보다 큰 경우는 경간의 1/10의 값을 취한다.

b : 거더의 위 플랜지폭(mm)

이 경우, 결합면에 발생하는 축방향력 N_{TS} 는 식 (4.11.4)으로 구하는 ϵ_c 를 써서 $\phi_\infty = 0$ 으로 구해도 좋다.

$$\epsilon_c = \frac{P_e}{A_{cz} E_{cz}} \times 10^{-3} \quad (4.11.4)$$

여기서,

ϵ_c : 바닥판 프리스트레스에 의한 바닥판의 변형률

P_e : 바닥판에 작용하는 유효 프리스트레스 힘(kN)

A_{cz} : 현장타설 바닥판의 단면적(mm²)

E_{cz} : 현장타설 바닥판의 탄성계수(MPa)

4.12 라멘교

4.12.1 적용범위

- (1) 이 절은 거더 및 슬래브와 기둥이 일체로 강결된 교량의 상부구조와 접합부의 설계에 적용한다.
- (2) 기둥 및 벽체(연직부재)의 설계는 하부구조편의 규정에 따른다.
- (3) 슬래브교, T형거더교, 박스거더교 등의 단면형상의 고유 사항에 대해서는 해당 규정에 따르도록 한다.

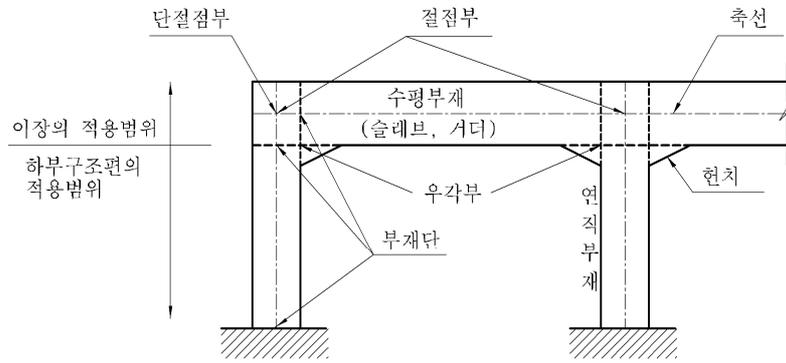


그림 4.12.1 라멘교 각부의 명칭

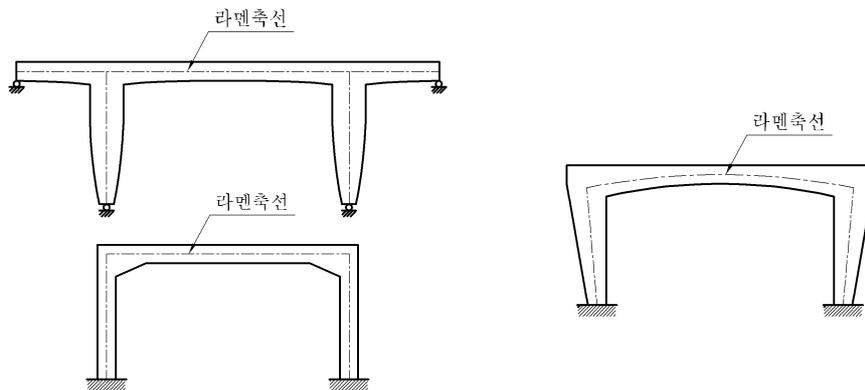
4.12.2 설계일반

- (1) 라멘교의 구조해석은 수평부재 및 연직부재의 축선으로 구성되는 라멘골조구조에 대하여 수행한다.
- (2) 수평부재 및 절점부의 구조세목에 대해서는 이 절의 규정을 적용하고 하부구조 고유의 사항에 대하여는 하부구조편의 규정을 따른다.

4.12.3 구조해석

(1) 단면력을 계산할 때의 라멘축선은 부재단면의 도심에 일치시키는 것을 원칙으로 한다.

- ① 거더와 기둥, 슬래브와 벽 등의 절점부의 일부 또는 전부가 강결된 구조는 라멘 골조구조로 보고 단면력을 계산한다. 단면력을 계산할 때는 일반적으로 거더와 기둥, 슬래브와 벽 등을 평면 라멘구조로 보고 해석하면 되지만 사각이 작은 사교 등 하중분배의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 입체구조로 보고 해석할 필요가 있다.
- ② 구조해석을 할 때의 골조구조는 콘크리트 전 단면을 유효하다고 가정한 부재단면의 도심을 연결한 선과 일치시키는 것을 원칙으로 한다. 따라서 단면의 변화가 있는 경우의 축선은 단면 변화에 따라서 변화한다. 다만 헨치가 있는 라멘교의 헨치부분에서의 축선을 취하는 방법에 대해서는 헨치의 영향이 작다고 생각되므로 헨치의 영향을 무시해도 좋다.
- ③ 그림 4.12.2(가)와 같은 라멘구조에서는 단면변화에 따르는 축선의 변화의 영향이 작다고 생각되므로 단면변화의 영향을 무시하여 거더의 축선을 직선으로 본다.
- ④ 그림 4.12.2(나)와 같이 수평부재와 연직부재의 길이의 비가 4 이상의 변단면라멘교나, 책임기술자의 판단에 따라 단면의 변화가 매우 심하다고 판단될 경우에는 거더의 축선변화의 영향을 고려하여 단면력을 계산하는 것을 원칙으로 한다.



(가) 라멘축선의 변화를 무시해도 좋은 경우 (나) 라멘축선의 변화를 무시할 수 없는 경우

그림 4.12.2 라멘교에 대한 구조모델

제 4 장 콘크리트교

- (2) 기둥의 축선의 하단은 기둥이 기초구조와 일체로 강결된 경우에는 기초구조의 상면으로 하고, 힌지구조로 결합되어 있는 경우에는 힌지의 중심으로 한다. 단, 기초의 침하 또는 회전이 무시될 수 없다고 생각되는 경우에는 기초를 등가스프링으로 치환하여 해석할 수 있다.
- (3) 단면력을 계산할 때는 부재단면의 휨강성의 변화 및 강역의 영향을 고려하여 해석하는 것을 원칙으로 한다.
- ① 다만, 책임기술자의 판단에 따라 현치의 크기가 부재단면에 비해 작고, 단면의 응력계산에서 무시될 수 있는 정도의 크기인 경우에는 현치에 의한 휨강성의 변화를 무시해도 좋다.
- ② 경간이 비교적 긴 라멘교에서는 강역의 영향을 무시하여 해석하더라도 그 오차는 작기 때문에 일반적으로 강역의 영향을 무시할 수 있다. 이 경우 휨강성의 변화의 영향을 고려하여 해석하려면 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12.3(가)에 따라 구해도 좋다.
- ③ 기둥과 보의 절점부에 특히 큰 현치가 있는 경우나 보부재 또는 기둥부재의 부재 두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향을 고려한다. 이와 같은 경우에는 일반적으로 다음의 방법으로 구하는 강역(그림 4.12.3 참조)을 고려하여 라멘구조해석을 수행하는 것이 좋다.
- (가) 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 그 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다.
- (나) 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 현치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 한다. 다만, 현치의 경사가 60° 이상의 경우는 현치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다.
- (다) 양측의 현치의 크기가 다른 경우 등의 사유로 (가), (나)로 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우에는 강역의 범위는 큰 쪽을 취한다.
- (4) 토압이 작용하는 라멘교는 전 설계토압이 작용하는 경우와 감소된 토압이 작용하는 경우 중, 불리한 경우의 단면력에 대하여 설계한다.

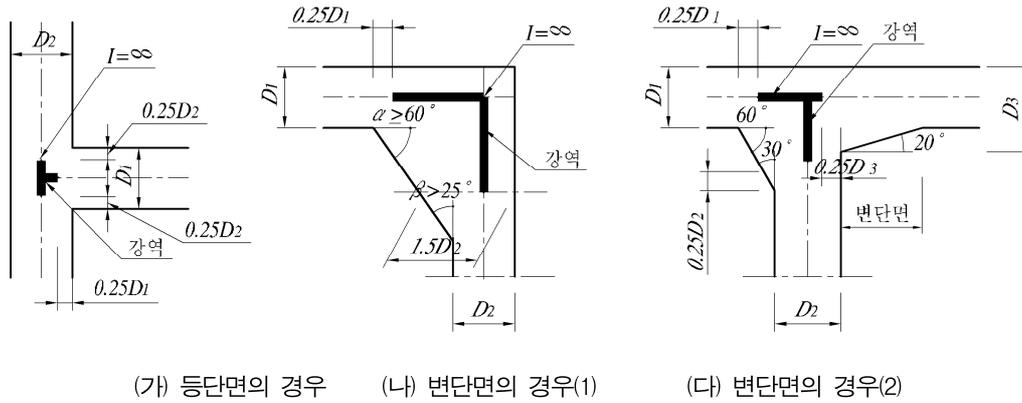


그림 4.12.3 라멘교 절점부에서의 강역

4.12.4 라멘부재 절점부

- (1) 라멘부재의 절점부는 접속하는 부재 서로가 단면력을 확실하게 전달시킬 수 있는 구조가 되도록 설계해야 한다.
- (2) 라멘부재 절점부 모서리에는 헌치를 붙이는 것을 원칙으로 한다. 단, 부재가 변단면인 경우 혹은 라멘 중간절점부인 경우, 혹은 절점부의 안전성에 대하여 검토한 경우 등의 절점부에는 헌치를 붙이지 않아도 좋다.
- (3) 응력을 검사할 때 헌치의 유효부분은 그림 4.12.4와 같고, 설계휨모멘트에 대한 절점부의 응력 등을 검사할 단면위치는 그 부재가 접속되는 상대부재 측면의 위치로 한다.

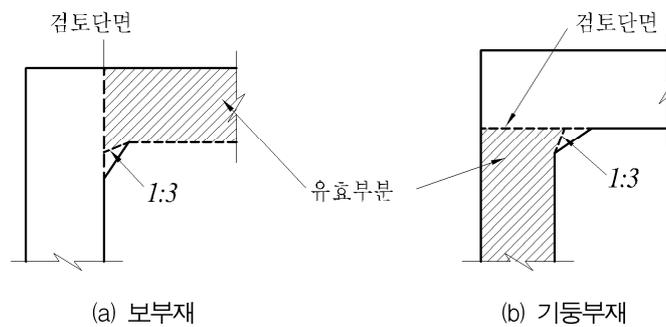
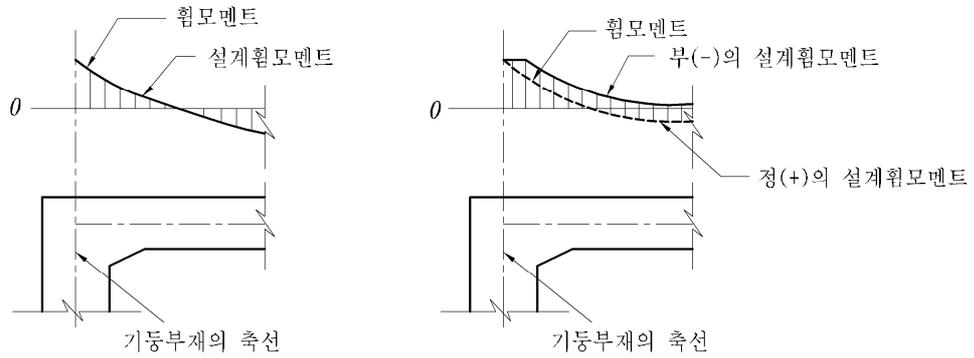


그림 4.12.4 헌치의 유효부분

제 4 장 콘크리트교

(4) 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12.5와 같다.

- ① 4.12.3(1)항에 규정한 축선을 취하는 방법으로서 현치의 영향 등을 무시한 경우에는 그림 4.12.5(나)에 의한 설계휨모멘트를 사용하여야 한다.
- ② 그림 4.12.5는 단절점부의 수평부재에 대해서만 나타내었지만 중간절점부의 수평부재 및 절점부의 연직부재에 대해서도 똑같이 취급하는 것으로 한다.
- ③ 부재의 절점부에 대한 설계전단력은 변단면 및 현치의 영향이 작기 때문에 그림 4.12.5(나)에 보여주는 것과 같은 단면력의 이동은 하지 않는다.



(가) 현치 및 단면변화의 영향을 고려하여 구조해석을 하는 경우

(나) 현치 및 단면변화의 영향을 무시하여 구조해석을 하는 경우

그림 4.12.5 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트

(5) 기둥의 단면이 원형인 경우는 거더 또는 슬래브의 응력 등을 검토할 단면의 위치는 그림 4.12.6과 같이 기둥 표면에서 기둥 직경의 1/10 만큼 들어간 위치로 하거나 단면적이 같은 가상의 정사각형 단면으로 원형 단면을 치환했을 때의 표면 위치로 하여도 좋다.

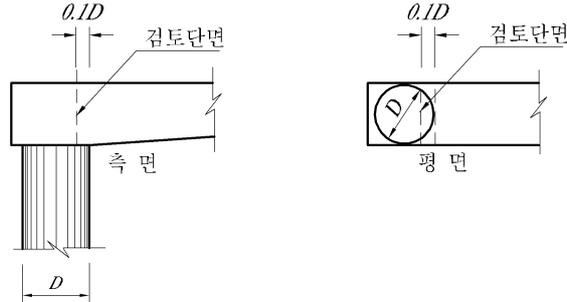


그림 4.12.6 기둥 단면이 원형인 경우의 설계 단면

여기서, D : 연직부재의 지름

(6) 절점부는 스트럿-타이 모델 해석에 의해 철근상세를 설계할 수 있다.

4.12.5 구조상세

(1) 라멘교의 절점부에 있어서 주철근은 단면력이 확실하게 전달되도록 배치하여야 한다.

① 라멘 단절점부에 외측인장 휨모멘트가 작용하는 경우

(가) 그림 4.12.7에 나타낸 바와 같이 외측인장 휨모멘트가 단절점부에 작용하는 경우에는 대각선 방향의 단면에 인장응력 f_t 가 발생하므로 이 인장응력이 허용휨인장응력 $0.13 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하는 경우에는 그림 4.12.11에서와 같이 보강철근을 배치하여야 한다.

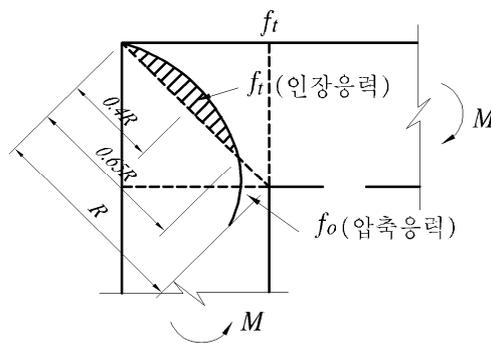


그림 4.12.7 외측인장 휨모멘트가 작용한 경우의 응력분포

제 4 장 콘크리트교

(나) 그림 4.12.7에 나타난 인장응력의 최대값 $f_{t, \max}$ 는 식(4.12.1)에 의해 구해도 좋다.

$$f_{t, \max} = \frac{5M_0}{R^2 \cdot w} \quad (4.12.1)$$

여기서,

$f_{t, \max}$: 그림 4.12.7에서 보여주는 인장응력의 최대값(MPa)

M_0 : 사용하중 조합에 의한 절점휨모멘트(그림 4.12.8 참조)(N-mm)

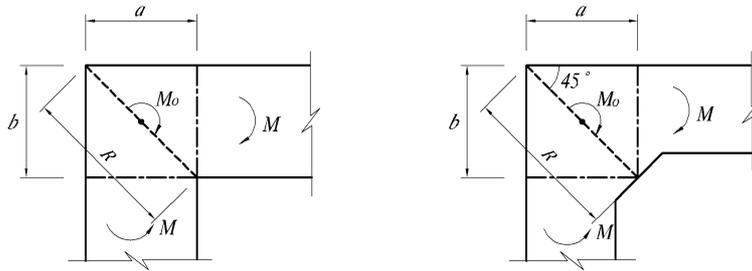
R : 절점부 대각선 길이(mm)

$$R^2 = a^2 + b^2 \quad (\text{그림 4.12.8 참조})$$

a : 연직방향부재의 폭(mm)

b : 수평방향부재의 높이(mm)

w : 절점부의 구조물 폭(mm)



(가) 현치가 없는 경우

(나) 현치가 있는 경우

그림 4.12.8 단절점부의 응력의 검사를 위한 단면

(다) 인장응력 f_t 에 대한 보강철근량은 식(4.12.2)에 의해 구해도 좋다.

$$A_s = \frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}} \quad (4.12.2)$$

여기서,

A_s : 외측인장에 대한 보강철근량(mm²)

f_{sa} : 보강철근의 허용응력(MPa)

갈고리를 붙인 주철근 및 절점부에 접합하는 부재의 주철근 중에서 외측에 연하여 배치한 주철근 이외의 구부린 주철근으로 그림 4.12.7에 표시된 0.65R 범위에 배치된 철근은 보강철근의 일부로 보아도 좋다.

② 라멘 단절점부에 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우

(가) 단절점부에 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우에는 대각선방향으로 그림 4.12.9(나)와 같은 응력상태가 되어, 압축응력의 합력의 작용에 의해 균열이 발생하므로 대각선방향으로 철근을 배치하여 보강하여야 한다(그림 4.12.10 참조).

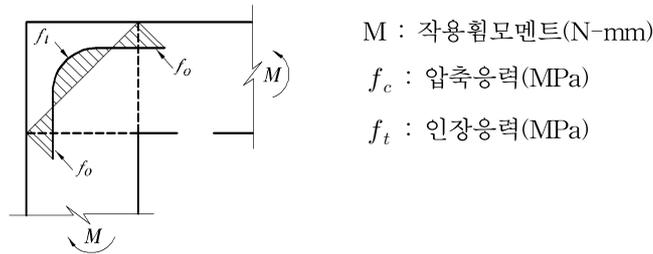


그림 4.12.9 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우의 응력분포

(나) 이 경우 인장력의 합력 T는 식(4.12.3)에 의해 구해도 좋다.

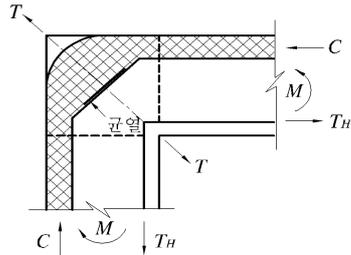
$$T = \sqrt{2} \cdot T_H \tag{4.12.3}$$

여기서,

T : 그림 4.12.10에 나타낸 대각선방향의 인장응력의 합력(N)

T_H : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장응력의 합력(N)

제 4 장 콘크리트교



C : 압축응력의 합력(N)
T, T_H : 인장응력의 합력(N)

그림 4.12.10 내측인장 휨모멘트에 의한 절점부의 균열

③ 단절점부의 철근의 배치

단절점부에서는 그림 4.12.11에서 보여주고 있는 바와 같이 절점부에서 결합하는 부재의 주철근량의 적어도 1/2은 외측에 연해서 배치하는 것이 좋다. 그림 4.12.11에서 파선으로 표시된 철근은 외측인장 및 내측인장 휨모멘트에 의해 발생하는 인장응력에 대하여 필요한 경우 배치하는 철근이다.

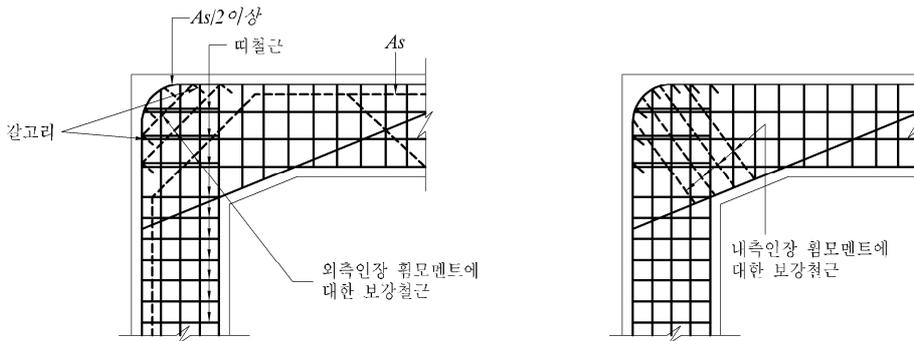
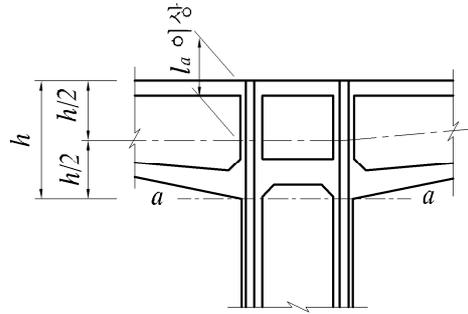


그림 4.12.11 라멘 단절점부의 철근의 배치

(2) 중간절점부 기둥주철근의 정착

① 중간절점부에서의 기둥의 주철근은 원칙적으로 모서리에서 거더 및 슬래브 부재높이의 1/2 또는 기둥의 유효높이의 1/2중 작은 값만큼 지나서 이점부터 정착 길이 이상으로 연장하여야 한다.

- ② 박스거더교 등에서는 격벽에 설치된 개구부 등으로 인하여 축방향 철근이 끊기는 경우가 많으므로 이 경우도 그림 4.12.12의 $a-a$ 단면에서 소요 철근량이 이 규정에 따라 정착시키는 것이 필요하다.



l_a : 정착길이(mm)

그림 4.12.12 기둥의 주철근의 묻힘길이

- (3) 현차에는 계산상 필요 없는 경우라도 현차에 연하여 가외철근을 배치하여야 한다.
 (4) 부재 절점부 및 그 부근에서는 주철근의 이음을 두지 않는 것을 원칙으로 한다.

4.13 아 치 교

4.13.1 적용범위

- (1) 이 절은 철근콘크리트 아치교의 설계에 적용한다.
- (2) 이 절은 주구조로서의 철근콘크리트 아치리브를 설계할 때의 일반적인 사항에 대하여 규정한 것으로서 보강거더나 연직부재 등에 관한 사항에 대해서는 4.11 연속거더교, 4.12 라멘교 등의 규정에 따르는 것으로 한다.
- (3) 아치교를 구조역학적으로 분류하면 고정아치, 1힌시아치, 2힌시아치, 3힌시아치 등으로 구분된다.
- (4) 아치교를 구조형식별로 분류하면 개복식 아치 및 폐복식 아치로 구분되며, 폐복식 아치는 경간 30 m 이내의 비교적 짧은 경간의 교량에 적용하고 개복식 아치는 비교적長大경간의 교량에 적용한다.
- (5) 아치교의 각 부의 명칭은 다음과 같다.
 - 아치리브 : 아치부재를 말한다.
 - 아치크라운 : 아치구조의 정점을 말한다.
 - 스프링킹 : 아치부재의 양단부를 말한다.
 - 라이즈 : 아치축선의 양 기점을 연결하는 선에서 정점까지의 높이를 말한다.
 - 경간라이즈비 : 경간과 라이즈의 비를 말한다.

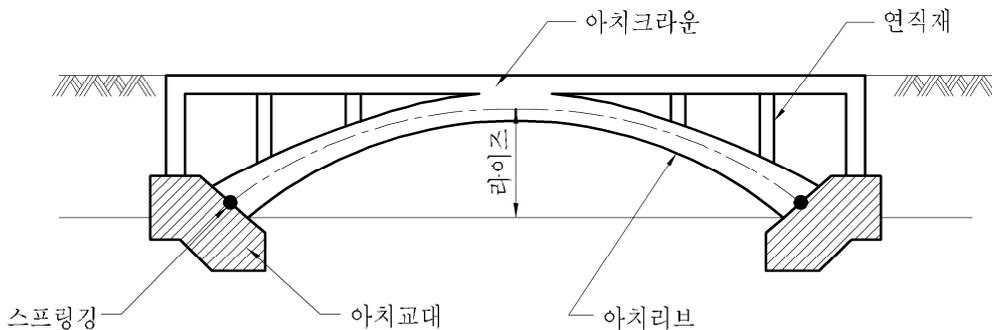


그림 4.13.1 아치교 각부의 명칭

4.13.2 설계일반

(1) 아치축선은 하중에 의한 압력선과 일치시키는 것이 바람직하다.

- ① 아치축선이란 아치리브의 단면도심을 연결하는 선을 말하고 아치의 하중에 의한 압력선이란 아치리브의 단면에서의 합력의 작용점을 연결하는 선을 말한다.
- ② 아치축선은 하중에 의한 압력선과 일치시키는 것이 바람직하지만 활하중 등의 변동하중이 있기 때문에 전체적인 응력의 균형을 고려하여 결정하는 예가 많다.
- ③ 아치축선의 형상은 일반적으로 2차포물선, 쌍곡선, 4차곡선 등이 있으며, 장경간의 아치교에 대해서는 쌍곡선을 쓰는 경우가 많고, 단경간의 아치교에 대해서는 원, 2심원, 다심원 등을 쓰는 경우가 많다.
- ④ 아치축선의 형상의 결정에 사용되는 실용식의 일례를 다음에 표시한다. 이 곡선의 특성을 나타내는 계수인 m 을 변화시킴으로써 아치리브의 고정하중에 의한 휨모멘트의 균형을 자유롭게 변하게 할 수 있다.

$$y = \frac{f}{m-1} (\cosh k\xi - 1) \quad (4.13.1)$$

여기서,

$$m = W_s / W_c \text{ (1.0~3.0 정도)}$$

W_s : 스프링징에서의 단위길이당의 고정하중(kN/m)

W_c : 크라운에서의 단위길이당의 고정하중(kN/m)

$$k : \cosh^{-1} m = \log_e (m + \sqrt{m^2 - 1})$$

$$\xi = x / l_1$$

$$l_1 = l / 2 \text{ (m)}$$

l : 경간길이(m)

f : 라이즈(m)

x, y : 그림 4.13.2 참조(m)

제 4 장 콘크리트교

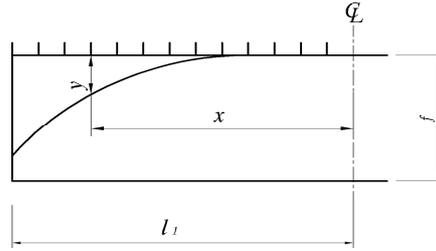


그림 4.13.2 아치축선의 좌표

- (2) 아치리브의 단면형상은 경간라이즈비, 아치축선, 콘크리트의 강도, 시공방법 등을 고려하여 선정하여야 한다.
- ① 아치리브는 시공방법이 단면형상을 결정하는 요인이 될 수 있기 때문에 시공조건을 충분히 파악하여 단면형상 및 치수를 결정하여야 한다.
 - ② 시공시에 고려되는 하중에는 콘크리트 자중, 풍하중, 온도변화의 영향, 지진의 영향, 작업하중 및 동바리하중 등이 있으며, 그 외에 동바리의 침하나 변형의 영향을 고려할 경우도 있다.
 - ③ 또한 아치리브는 곡률을 갖고 있기 때문에 박스 단면의 경우에는 거더 높이가 변하는 박스거더교의 하부 플랜지와 같이, 플랜지에 작용하는 축방향압축력의 연직분력이나 철근의 복압력 등에 의해 횡방향으로 휨모멘트가 발생한다. 따라서 복부간격이 넓은 박스 단면에서 이러한 영향을 무시할 수 없는 경우에는 이를 고려하여 설계해야 한다.
- (3) 아치리브의 기초는 아치리브단에 생기는 반력에 충분히 저항할 수 있는 견고한 것으로 하여야 하며, 아주 단단한 기초지반상에 축조하여야 한다. 기초지반이 연약한 경우에는 개량하는 등의 대책을 강구하여야 한다.

4.13.3 구조해석

- (1) 단면력의 계산은 미소변형이론에 기초하여 행할 수 있다.
- ① 아치리브에 발생하는 단면력은 축선이동의 영향을 받지만 일반적인 경우, 이 영향이 작아서 무시할 수 있으므로 미소변형이론에 기초하여 단면력을 계산해도 좋다.

② 다만, 식(4.13.2)에 표시된 세장비가 35 이상의 경우에는 유한변형이론 등에 의해 아치축선이동의 영향을 고려하여 단면력을 계산하는 것이 좋다.

$$\lambda = L \sqrt{\frac{A_{l/4} \cdot \cos \theta_{l/4}}{I_m}} \tag{4.13.2}$$

여기서,

λ : 세장비

L : 환산부재 길이, $L = \delta \cdot l(\text{mm})$

$A_{l/4}$: 경간 $l/4$ 점에서의 아치리브의 단면적(mm^2)

$\theta_{l/4}$: 경간 $l/4$ 점에서의 아치축선의 경사각도(deg.)

I_m : 아치리브의 평균단면2차모멘트(mm^4)

δ : 표 4.13.1에서 구하는 계수

l : 기초의 고정도를 고려한 경간으로서 고정아치의 경우는 그림 4.13.3에 따름. 2, 3 힌지아치에 대해서는 아치경간을 취함(mm)

(2) 아치의 축선은 아치리브의 단면도심을 연결하는 선으로 한다.

(3) 부정정력을 계산함에 있어서는 아치리브 단면변화의 영향을 고려하여야 한다.

표 4.13.1 계수 δ

f / l	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
고정아치	0.360	0.375	0.396	0.422	0.453	0.495	0.544	0.596	0.648
1힌지아치	0.484	0.498	0.514	0.536	0.562	0.591	0.623	0.662	0.706
2힌지아치	0.524	0.553	0.594	0.647	0.711	0.781	0.855	0.915	1.059
3힌지아치	0.591	0.610	0.635	0.670	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059

f / l : 경간라이즈비의 역수

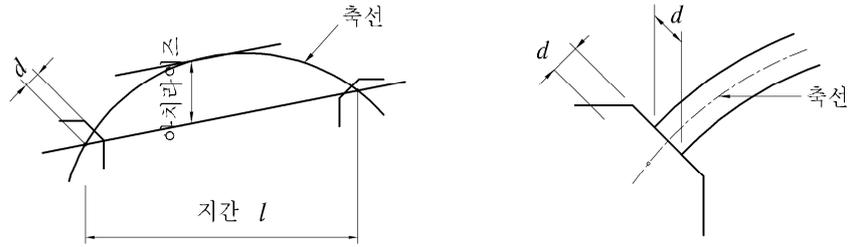


그림 4.13.3 고정아치인 경우의 기초고정도를 고려한 경간

4.13.4 좌굴에 대한 검사

아치교를 설계함에 있어서는 아치리브가 포함하는 면내에서의 좌굴이나 면외에서의 좌굴에 대하여 안전항가를 확인하여야 한다.

(1) 아치리브는 수평반력에 의해 큰 축방향압축력을 받는 부재이므로 이를 설계할 때는 응력이나 단면내력의 검사외에 면내 및 면외 방향의 좌굴에 대한 안전성을 확인해야 한다.

(2) 철근콘크리트 아치교의 면내좌굴에 대한 검토의 일례로서 DIN (1981.4)에 규정된 검사방법의 적용방법은 다음과 같다.

세장비(λ)

$\lambda \leq 20$: 좌굴검사는 필요치 않음.

$20 < \lambda \leq 70$: 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생 모멘트에 더하여 단면의 극한 휨모멘트에 대한 안정성을 검토한다.

$70 < \lambda \leq 200$: 유한변형에 의한 영향에 더하여 철근콘크리트 부재의 재료의 비선형성에 의한 영향을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검사한다.

$200 < \lambda$: 구조물로서 적합하지 않음.

(3) 아치의 면외좌굴에 대해서는 아치리브를 직선 기둥으로 보고, 이 기둥이 아치리브 단부에 발생하는 수평반력과 같은 축방향력을 받는다고 보아 검토해도 좋다. 이 경우 기둥의 길이는 원칙적으로 아치 경간과 같다고 본다.

4.13.5 구조상세

- (1) 아치리브에는 그의 상하면에 연하여, 대칭으로 축방향철근을 배치하여야 한다. 아치리브 최소축방향 철근량은 각각 아치리브의 폭 1 m 당 600 mm^2 이상으로 하고 또한 상하면 철근량의 합계는 콘크리트 단면적의 0.15% 이상으로 한다.
- ① 아치리브의 콘크리트 크리프 및 건조수축 등에 의한 아치축선의 이동의 영향을 적게 하기 위해 최소철근량을 규정한다.
 - ② 일반적으로 철근 콘크리트 아치교에서는 콘크리트 단면적의 0.3~1.0% 정도의 축방향 철근이 배치되는 경우가 많다.
- (2) 아치리브에는 축방향 주철근을 둘러싸는 횡방향철근을 배치하는 것으로 한다. 철근의 지름은 13 mm 이상 또한 축방향 주철근 지름의 1/3 이상으로 하고 그 중심간격은 축방향 주철근 지름의 15배 이하 또는 아치리브 단면의 최소치수 이하로 한다.
- ① 횡방향 철근은 상하의 축방향철근의 위치를 확보하고, 아치축 직각방향에 생기는 2차응력에 저항함과 동시에 축방향 철근의 좌굴을 방지하기 위하여 배치한다.
 - ② 또한, 아치리브의 스프링킹(아치시작점) 등은 지진의 영향에 의해 큰 단면력이 발생하는 경우가 있으므로 이러한 경우, 띠철근에 의한 횡방향 구속효과가 필요하기 때문에 철근배치의 세목에 대해서는 하부구조편의 구조세목중 기둥에 관한 규정을 따르도록 하는 것이 바람직하다.
 - ③ 폐복식 아치교에서는 그 측벽에 생기는 휨모멘트를 고려하여 횡방향철근의 필요철근량을 계산하도록 한다.
- (3) 폐복식 아치교의 측벽에는 아치리브의 양단부(스프링킹) 및 그 외의 적당한 곳에 누수가 되지 않는 구조로 신축이음을 설치하여야 한다.
- ① 경간이 작을 경우 : 스프링킹 위에 설치
 - ② 경간이 비교적 큰 경우 : 스프링킹 및 1/4점 혹은 아치크라운 등에 설치

제 4 장 콘크리트교

(4) 아치리브가 박스단면인 경우에는 연직재가 붙는 곳에 격벽을 설치하여야 한다(그림 4.13.4 참조).

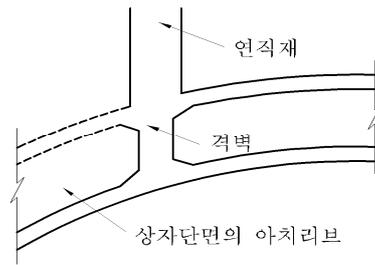


그림 4.13.4 박스 단면 아치리브의 격벽

4.14 합성거더교

4.14.1 일반사항

4.14.1.1 적용 범위

- (1) 이 절은 프리스트레스트 콘크리트 거더와 현장타설 바닥판이 전단연결재에 의해 결합되어, 거더와 바닥판이 일체로 된 합성단면으로 하중에 저항하는 교량의 설계에 적용한다.
- (2) 철근콘크리트거더와 바닥판을 합성하는 철근콘크리트 합성거더교는 이 절과 규정을 준용할 수 있다. 그러나 프리스트레스트 콘크리트의 형식으로서 널리 쓰이고 있는 프리캐스트 T형보를 가설한 후에 보 사이를 콘크리트로 채운다든지 또는 슬래브 콘크리트를 쳐서 일체구조로 만든 교량에 대해서는 이 절의 규정은 적용되지 않는다.

4.14.2 PSC 합성거더교

4.14.2.1 설계일반

- (1) 합성거더교의 설계에 있어서는 시공순서나 공정을 고려하여 각 시공단계별로 응력 및 합성 응력에 대하여 검사하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 합성거더교는 시공순서 및 공정에 따라서 동일단면내의 응력분포가 다르므로, 미리 예정한 시공조건에 따라 합성전 및 합성후 각각의 시공단계별로 응력을 계산하여 단면의 각 부분에 대하여 합성응력을 구하여야 한다. 또한 설계에 있어서 상정한 설계조건을 설계계산서, 설계도 등에 명시하여야 한다.

합성응력의 검토를 요하는 시공단계는 다음과 같다.

- ① 프리스트레스 도입직후 : (합성전 보단면에 대한 프리스트레스 + 보 자중)에 의한 응력
- ② 바닥판 합성시 : (합성전 보단면에 대한 프리스트레스 + 보, 바닥판 자중)에 의한 응력
- ③ 합성 후 고정하중 작용시 : (합성후 보 및 플랜지 단면에 대한 프리스트레스 혹은 유효 프리스트레스 + 보, 바닥판자중 및 포장)에 의한 응력

제 4 장 콘크리트교

- ④ 활하중 작용시 : (합성후 보 및 플랜지단면에 대한 상기의 응력 + 활하중(충격 포함))에 의한 응력
- (2) 응력의 검사에 있어서는 거더와 바닥판에서의 콘크리트 크리프의 차 및 건조수축의 차를 고려하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 거더의 단면형상은 가설시의 안전성을 고려하여 결정하여야 한다. 합성거더교에서는 거더의 상부 플랜지폭이 경간에 비해 좁고 복부가 얇아서 횡방향 강성이 작은 경우가 많으므로 이동과 가설중의 횡휨좌굴 등에 대한 검토를 거쳐 거더의 단면형상을 결정할 필요가 있다.

4.14.2.2 보와 바닥판의 연결

합성부재는 그 접합면에 따라서 전단을 전달하여 접촉 요소들이 분리되는 것을 방지하기 위하여 4.6.3.8의 규정에 따라 상호 연결되어야 한다. 또한 철근콘크리트 거더와 바닥판을 합성하는 형식인 철근콘크리트 합성거더교에 대해서는 4.4 강도설계법 또는 4.5 허용응력설계법의 규정이 준용될 수 있다.

4.14.2.3 구조상세

- (1) 보의 상부플랜지의 일부를 바닥판에 매립하는 경우 바닥판의 최소두께는 150 mm로 한다.
- (2) 전단연결재의 철근의 지름은 13 mm 이상이라야 한다.
- (3) 전단연결재의 철근의 중심간격은 합성플랜지의 평균두께의 4배 이하, 600 mm 이하라야 한다.
- (4) 전단연결재의 철근량은 4.6.3.8의 규정에 따른 최소량 이상이라야 한다. 결합면에서의 전단응력이 작은 경우, 연결재를 배치하지 않아도 콘크리트의 전단강도(부착강도)에 의해 저항할 수 있는 경우도 있으나 파괴에 대한 안전도를 확보하기 위하여 최소량의 연결철근을 배치하기로 한 것이다. 이 때 연결철근과 같이 결합면에 수직하게 나와 있는 스티럽이나 플랜지 철근은 연결철근과 동일한 효과가 있으므로 연결철근으로 보아도 좋다.

4.14 합성거더교

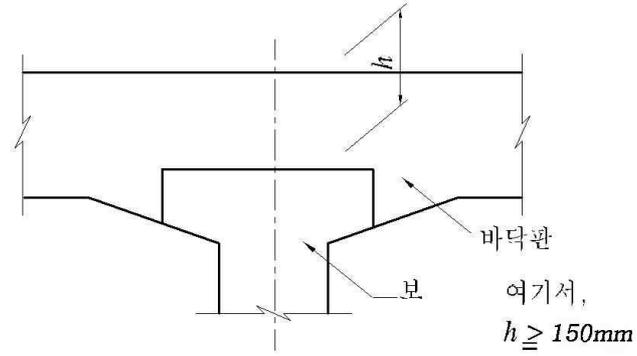


그림 4.14.1 보를 바닥판에 매립할 경우의 바닥판의 최소두께

4.15 기타의 교량 및 부재의 설계

4.15.1 일반 사항

4.15.1.1 적용 범위

이 절은 곡선거더교, 엇갈림부, 프리캐스트 블록 이음부, 깊은 보 및 세그멘탈 교량의 설계에 적용된다. 단, 세그멘탈 교량의 경우에는 보통중량의 콘크리트를 사용하고, 종방향, 횡방향으로 포스트텐션방식을 도입한 프리캐스트 및 현장타설 콘크리트의 단일박스거더교, 다중박스거더교의 단순교와 연속교의 설계에 적용한다.

4.15.2 곡선거더교

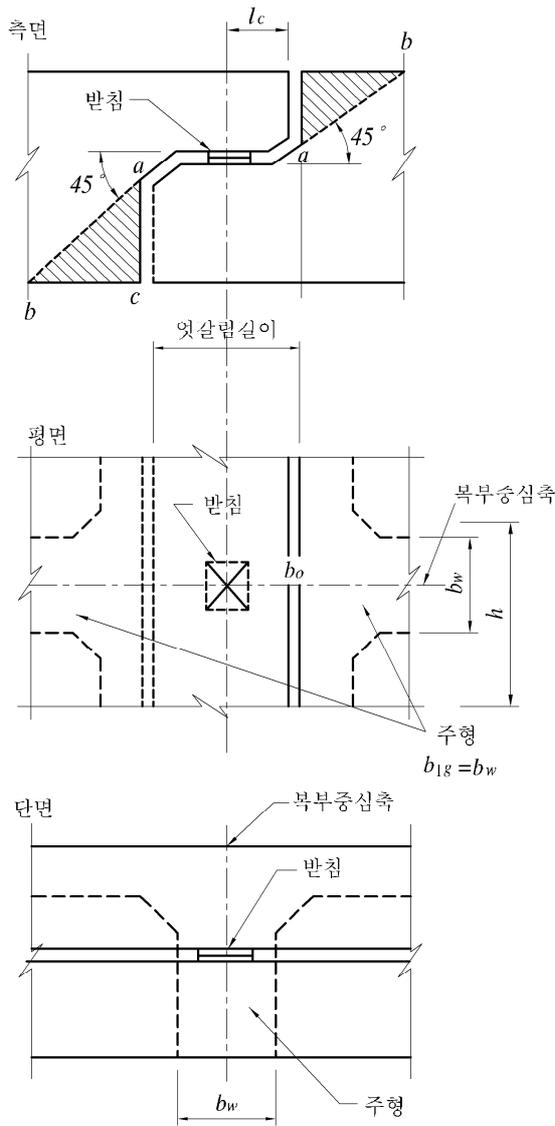
- (1) 곡선거더교의 단면력은 곡선의 영향을 고려하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 그러나 곡선반경이 200m 정도 이상 한 경간의 곡선 원호각이 30° 이하인 곡선 박스거더교인 경우에는 곡선장을 경간으로 하는 직교로 치환해서 전 폭에 활하중의 주하중을 재하시켜 설계해도 좋다.
- (2) PS강재의 평면적인 위치는 곡선보의 축선과 프리스트레스 힘의 압력선이 일치하도록 하는 것이 바람직하다.

4.15.3 엇갈림부

4.15.3.1 엇갈림부의 설계

- (1) 엇갈림부는 응력의 방향, 응력집중, 시공성 등을 고려하여 설계하여야 한다.

4.15 기타의 교량 및 부재의 설계

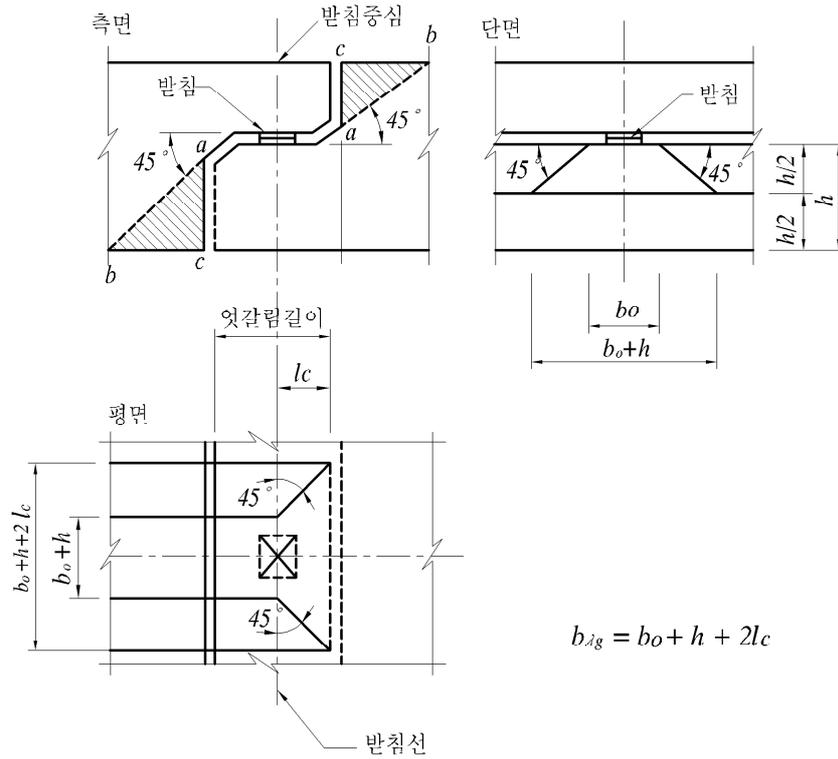


- $b_{\lambda g}$: 엇갈림부의 유효폭(mm)
- b_w : 주거더의 복부 두께(mm)
- b_o : 받침의 폭(mm)
- h : 엇갈림부의 두께(mm)
- l_c : 받침중심에서 엇갈림부까지의 거리(mm)

(가) T형거더교

그림 4.15.1 엇갈림부의 유효폭

제 4 장 콘크리트교



(나) 슬래브교

그림 4.15.1 엇갈림부의 유효폭(계속)

- (2) 엇갈림부의 응력의 검사에 있어서는 그림 4.15.1에 표시한 abc로 둘러싸인 부분은 무시하는 것으로 한다. 이 때 엇갈림부의 유효폭 $b_{\lambda g}$ 는 그림 4.15.1의 값으로 해도 좋다.
- (3) 엇갈림부에는 가로보를 설치하는 것으로 한다.
- (4) 엇갈림부의 받침은 원칙적으로 복부중심축상에 배치하는 것으로 한다.

4.15.3.2 엇갈림부의 구조상세

(1) 엇갈림길이(그림 4.15.2 참조)는 식(4.15.1)의 값 이상으로 한다.

$l \leq 100 m$ 인 경우

$$S_E = 700 + 5l \quad (4.15.1)$$

$l > 100 m$ 인 경우

$$S_E = 800 + 4l$$

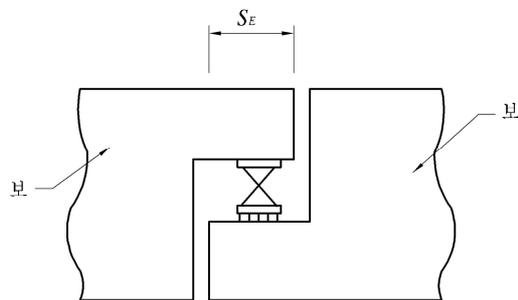


그림 4.15.2 보의 엇갈림길이

(2) 엇갈림부의 도려낸 모서리에는 헌치를 붙이고, 헌치에 연하는 철근을 배치하는 것으로 한다.

(3) 엇갈림부에 배치시키는 철근은 충분히 정착시켜야 한다. 엇갈림부는 그림 4.15.3에서와 같이 가공한 철근을 배치하는 것으로 한다. 또 도려내지 않은 부분은 정착길이가 충분한 길이를 취해야 한다(4.4.2의 규정 참조).

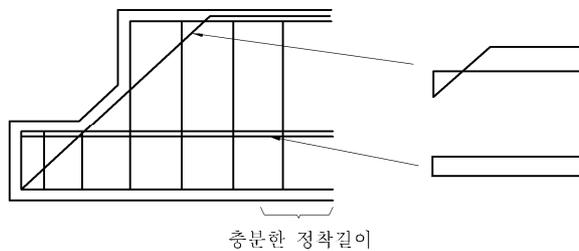


그림 4.15.3 엇갈림부에서의 철근의 정착

제 4 장 콘크리트교

(4) 엇갈림부에 PS강재를 배치하여 정착하는 경우에는 정착장치 부근의 프리스트레스 힘에 의한 국부응력을 고려해서 보강하여야 한다. 그림 4.15.4에서와 같이 도려낸 곳의 전면에 강재를 정착시키면, 도려낸 곳의 모서리에 인장력이 발생하게 되므로 이곳에서의 정착을 피하는 것이 좋고, 부득이 정착할 경우에는 이 인장력에 대하여 보강해야만 한다. 또한, 엇갈림부의 앞쪽에 PS강재를 정착하는 경우, 엇갈림부의 모서리에는 그림 4.15.5와 같은 힘이 작용하지 않도록 PS강재를 배치해야 한다.

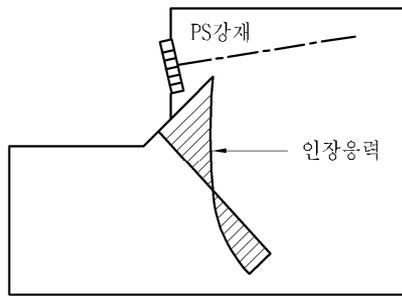


그림 4.15.4 도려낸 부분에서의 인장응력

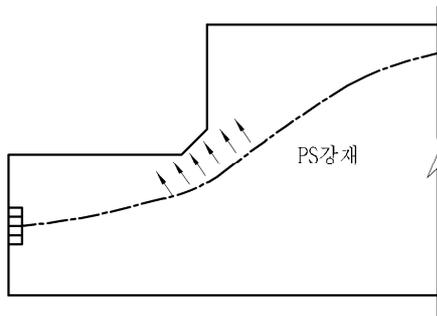


그림 4.15.5 엇갈림부의 PS강재의 배치

4.15.4 프리캐스트 블록 이음부의 설계

4.15.4.1 적용하는 이음부

이 절은 접합면에 접착제를 바르고 블록을 접합하는 블록공법의 프리캐스트 블록 이음부 설계에 적용한다.

4.15.4.2 휨인장응력에 대한 검사

프리캐스트 블록의 이음부는 설계하중 작용시 및 계수하중 작용시의 응력 등의 검사 이외에 식 (4.15.2)에 의해 계산되는 콘크리트의 인장응력에 대하여 검사하여야 한다. 이 경우의 허용휨인장응력은 2.5 MPa로 한다.

(1) 보
$$f_o + 1.7f_t \tag{4.15.2}$$

(2) 바닥판
$$f_o + 1.7f_{ts} + 0.5f_{tg}$$

4.15.4.3 프리캐스트 블록의 이음부의 구조상세

(1) 프리캐스트 블록의 이음부에는 프리캐스트 블록을 접합시키기 위하여 전단키를 설치하는 것으로 한다. 전단키는 전단력에 대하여 설계하는 것으로 한다.

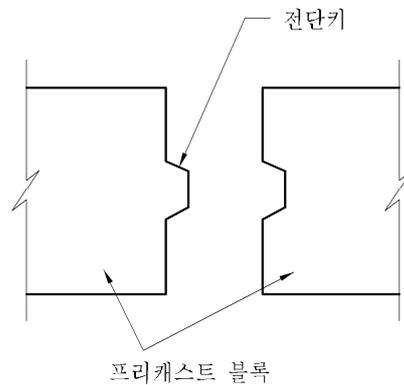


그림 4.15.6 전단키

캔틸레버식 가설공법에 의하는 경우에는 복부에 붙이는 전단키의 설계는 콘크리트의 전단응력을 식(4.15.3)에 의해 계산하고, 콘크리트의 허용전단응력 $0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이하인 경우에는 가외철근을 배치할 정도의 보강을 하면 된다.

$$v = \frac{V}{A_c} \tag{4.15.3}$$

콘크리트의 전단응력이 허용전단응력 $0.08\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하고, $0.68\sqrt{f_{ck}}$ (최대값) 이

제 4 장 콘크리트교

하인 경우에는 식(4.15.4)에 의해 계산된 철근량을 전단키에 배치하여야 한다(그림 4.15.7).

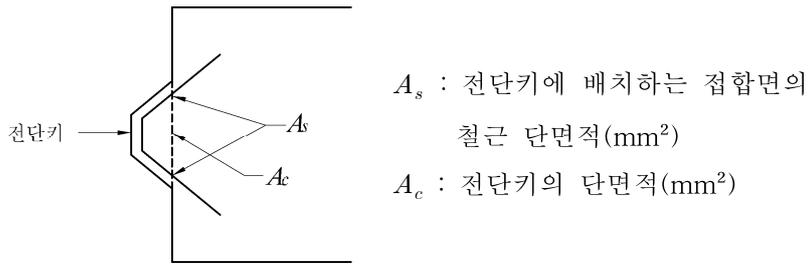


그림 4.15.7 전단키의 구조

$$A_s = \frac{V - A_c \tau_a}{f_{sa}} \tag{4.15.4}$$

(2) 프리캐스트 블록 단부 및 전단키의 주변부는 보강철근 또는 연직방향 PS강봉 등에 의해 보강하여야 한다.

4.15.5 깊은 보의 설계

보의 깊이가 경간의 1/2을 넘을 경우에는 전단력의 영향을 고려하여 철근을 배치하고 정착시켜야 한다. 깊은 보를 설계할 때 될 수 있으면 주철근은 보 전장에 걸쳐서 배치하는 것으로 한다. 캔틸레버 보에서 보의 높이가 크고 큰 집중하중을 선단에서 받고 있을 때에는 전단응력에 대한 검사를 함과 동시에 인장주철근을 선단까지 연장시켜 휘어 내리도록 한다. 수평방향의 가외철근은 휘어 내린 주철근을 U자의 폐쇄형으로 둘러싸고, 캔틸레버 복부는 일반 보의 경우보다도 많이 배치하는 것이 바람직하다(그림 4.15.8 참조). 깊은 보는 횡방향의 전도, 복부 좌굴 등에 대해서도 검토하여야 한다.

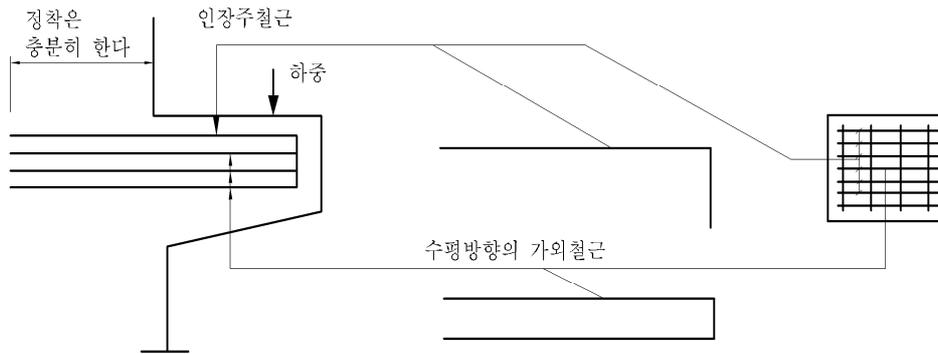


그림 4.15.8 깊은 캔틸레버보의 인장주철근 및 수평방향 가외철근의 배치

4.15.6 세그멘탈 교량의 설계

4.15.6.1 설계일반

- (1) 세그멘탈 교량에 사용되는 콘크리트의 28일 압축강도는 35 MPa 이상이어야 한다. 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 강도는 4.6.3.11의 규정을 따라야 한다.
- (2) PS강재는 4.6.1.3에 제시된 것을 사용해야 한다.
- (3) 철근은 SD400을 사용하는 것이 좋고, 환경의 영향을 받는 곳의 바닥판에는 부식방지처리가 된 철근을 사용해야 한다.

4.15.6.2 구조해석

- (1) 부재의 설계단면력과 처짐을 구할 때는 탄성해석과 보이론을 사용해도 좋다. 이 경우 크리프, 건조수축, 온도변화, 전단지연효과를 고려해야 한다.
- (2) 콘크리트의 인장응력이 인장강도를 초과하고, 변형률분포가 비선형일 때는 해석에 스트럿-타이 모델을 사용해도 좋다.
- (3) 구조해석, 휨모멘트 및 전단력의 영향을 계산하기 위한 단면의 성질은 유효플랜지폭을 사용해야 한다. 유효플랜지폭상의 비대칭 하중의 영향은 무시해도 좋다.

제 4 장 콘크리트교

- ① 복부의 한쪽 플랜지폭(b)이 거더 총깊이(d_o)의 $0.3d_o$ 이하일 때는 그림 4.15.10과 같이 유효폭(b_m)을 b 로 취한다. 한편, b 가 $0.3d_o$ 보다 크면 그림 4.15.10 및 4.15.11과 같이 유효폭을 취한다.

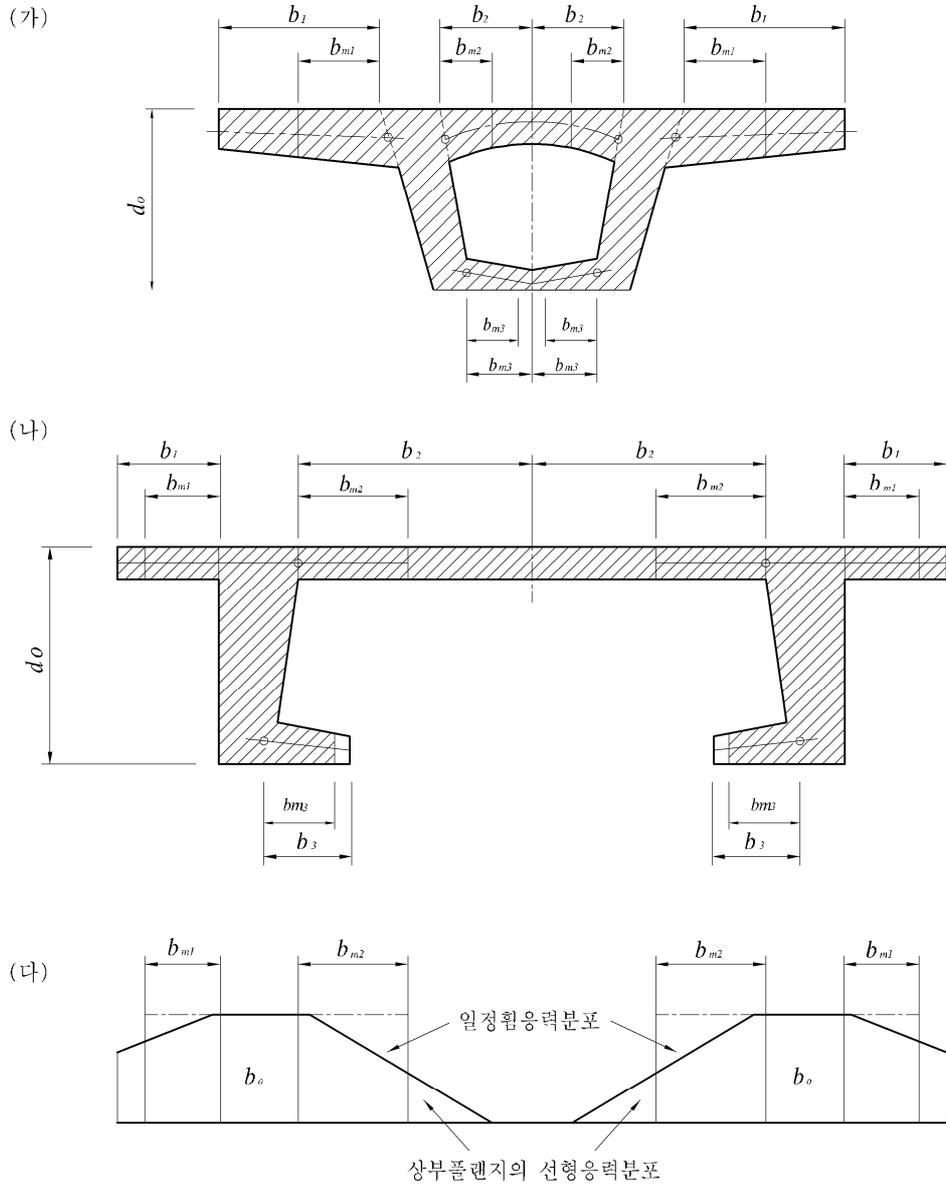
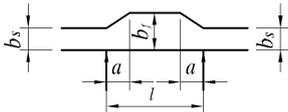
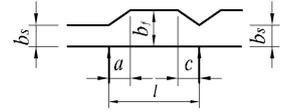
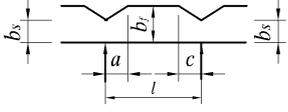
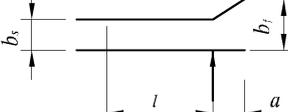


그림 4.15.9 휨과 전단해석을 위한 횡단면과 유효플랜지 폭

② 받침부 좌우의 유효경간장 중 큰 것을 사용하여 받침부 위의 유효플랜지폭(b_o)을 결정하여야 한다. 만일 경간중간부의 유효플랜지폭(b_o)이 동일경간내의 받침부 유효플랜지폭($b_{m.s}$)보다 작으면, 그림 4.15.10과 같이 경간내의 유효폭은 인접 받침부 유효폭($b_{m.s}$)과의 연결선에 의해 결정해도 좋다. 그러나 유효폭(b_m)은 b 보다 커서는 안 된다.

수직력을 받는 경우의 단면성질은 그림 4.15.12와 같이 구해야 한다. 그리고 휨, 전단, 수직력으로 인한 응력을 계산할 때는 각각 그 대응되는 단면성질을 사용해야 한다. 바닥판과 같이 하중을 지지하는 주구조의 휨응력에 국부하중으로 인한 슬래브 휨응력을 곱칠 때는 전자는 그림 4.15.9(다)와 같이 직선형태를 갖는 것으로 가정해도 좋다. 이 선형응력분포를 플랜지에 작용하는 힘이 변하지 않는다는 조건하에서 일정한 응력분포로 보고 결정하는 것이다. 극한상태에서는 전 플랜지폭이 유효한 것으로 보고 단면성질을 계산해도 좋다.

구 분	1		2	3
	구 조 계		b_m/b 의 형상	
1	단경간 거더			$l_i = l$
2	연속거더	단부경간		$l_i = 0.8l$
3		내측경간		$l_i = 0.6l$
4	캔틸레버			$l_i = 1.5l$

$a=b$ 이나 $0.25l$ 은 초과치 않음 : $c=0.1l$

그림 4.15.10 유효플랜지폭 형상

제 4 장 콘크리트교

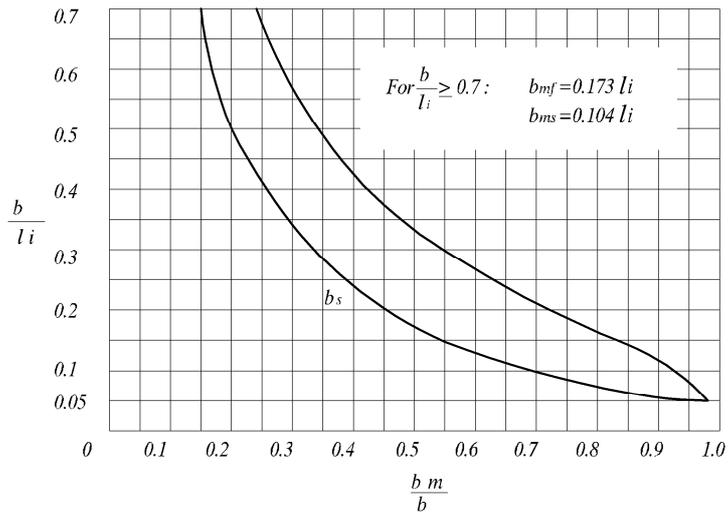


그림 4.15.11 유효플랜지폭 계수

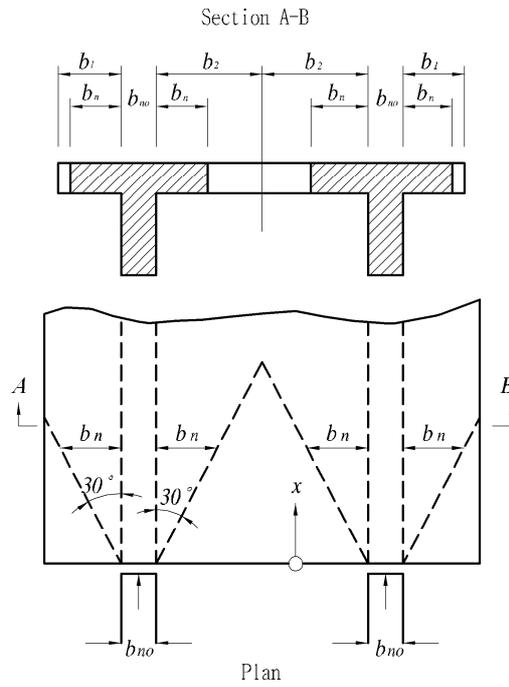


그림 4.15.12 수직력에 대한 유효플랜지폭(b_n)

(4) 횡방향 해석

박스거더 세그먼트의 횡방향 휨을 해석할 때는 판해석을 원칙으로 한다. 만일, 세그먼트를 박스 골조구조로 해석할 경우에는 플랜지와 복부 사이의 변단면까지 고려하여 플랜지를 변단면부재로 보고 해석해야 하며 다음을 따라야 한다.

- ① 차륜하중은 최대모멘트를 줄 수 있는 곳에 재하시켜야 하며, 탄성해석 결과에 의하여 각 재하 위치에 대한 차륜하중의 유효 종방향 분포를 구해야 한다.
- ② 편심재하 또는 구조의 비대칭 기하형상 때문에 생기는 복부전단증가 및 기타영향을 고려해야 한다.
- ③ 박스형 단면의 상부플랜지에 미치는 활하중과 충격모멘트 효과를 평가할 때는 영향면을 사용하는 방법이나 기타 탄성해석방법을 사용해도 된다.
- ④ 프리스트레싱에 의한 탄성 및 크리프 변형과 건조수축도 횡방향해석에 고려해야 한다.
- ⑤ 사용하중하에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 포함시켜야 한다.
- ⑥ 극한상태의 모멘트와 전단력을 계산할 때는 프리스트레싱(하중계수 1.0)으로 인한 2차모멘트나 전단력을 계수조정하중 및 계수활하중 조합에 의한 모멘트와 전단력에 대수적으로 합해야 한다.
- ⑦ 복부 및 하부슬래브에 미치는 활하중과 충격모멘트 효과를 평가할 때는 차륜하중이 종방향으로 분포되는 영향을 적절히 고려해야 한다.

(5) 종방향해석

- ① 종방향 구조해석은 이 절의 (1)에 따라야 한다.
- ② 세그먼트 콘크리트 교량의 종방향 해석시에는 특수한 시공법, 시공단계 및 공사 일정, 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 프리스트레스트 손실과 같은 시간종속영향들을 고려해야 한다.
- ③ 사용하중상태에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱으로 인한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ④ 극한상태의 모멘트와 전단력을 계산할 때는 프리스트레싱(하중계수 1.0 적용)으로 인한 2차모멘트와 전단력을 계수고정하중 및 계수활하중으로 인한 모멘트와 전단력 값에 대수적으로 합해야 한다.
- ⑤ 세그멘탈교량을 설계할 때는 반드시 시공단계를 고려하여 해석해야 한다.
- ⑥ 시공단계별로 구조를 해석할 때는 시공하중조합, 응력, 안전성을 고려해야 한다.
- ⑦ 최종 교량구조계를 해석할 때는 크리프와 건조수축의 영향으로 인한 시공단계별 모멘트의 재분배, 폐쇄줄눈을 포함한 정적구조계의 변화로 인한 모멘트의 재분배를 고려해야 한다.
- ⑧ 최종 구조계의 온도영향은 4.15.6.3에 따라 고려해야 한다.
- ⑨ 폐쇄 후에 생기는 프리스트레스 손실의 영향을 4.15.6.3에 따라 평가해야 한다.

4.15.6.3 설계

(1) 하중

- ① 이 절에서 기술하지 않은 하중은 공통편의 하중조합에 따라야 한다.
- ② 가설하중은 설계시 고려되는 시공순서 및 공사일정에 따라 설계자가 예상한 가설구조, 가설장비, 기타 가설재로 생기는 모든 하중을 포함해야 한다. 가설하중, 시공오차의 조정으로 생길 수 있는 폐쇄력을 설계도면에 명기하여야 한다.
- ③ 공사중 정적 구조계의 변동, 잔류단면력, 변형, 2차포스트텐서닝 영향, 크리프, 건조수축, 기타 변형으로 생긴 영향을 고려하여 특수장비의 가설받침 및 동바리의 교환이나 제거 등으로 생기는 모든 하중을 포함해야 한다.
- ④ 정확한 지역온도자료를 이용하지 않는 한 해당지역의 평균온도로는 공통편 온도자료를 이용하거나 1월 온도와 7월 온도의 평균값을 취해야 한다.
- ⑤ 크리프, 건조수축, 구조의 폐쇄 후 생기는 프리스트레스 손실은 단면의 재분배를 일으키므로, 교량 계획시에 설정한 가정 시공순서에 따라 응력을 검토해야 하고, 공사중 시공순서나 공사일정이 변경될 때는 이것을 고려해서 응력과 변위를 재해석해야 한다.

(2) 하중계수 및 하중조합

- ① 최종 사용하중조건하에서 가장 불리한 조건을 주는 사용하중조합이나 극한하중조합을 고려해야 한다.

- ② 사용하중조합은 하중계수를 1.0으로 취한 하중조합에 영구적인 크리프와 건조수축의 영향을 추가해야 한다.
- ③ 시공중의 가설하중에는 다음 사항을 포함시켜야 한다.
 - (가) 구조물의 고정하중으로 구조물의 자중과 격벽, 정착블록 및 방향변환블록 등의 자중도 고려함.
 - (나) 균형캔틸레버공법에서 생기는 하중의 차이로서 한쪽 캔틸레버에 작용된 고정하중의 2%
 - (다) 부가고정하중으로서, 시공중에 특별하게 고려해야 되는 경우에는 (가)의 고정하중으로 고려함.
 - (라) 시공중의 분포 활하중으로서 캔틸레버일 때 한쪽 부분에는 5.0 MPa, 다른 쪽에는 2.5 MPa를 취하고, 압출공법에서는 고려하지 않음.
 - (마) 특수 건설장비로서 가설에 필요한 이동식운반기중기(갠트리), 보, 원치, 트러스, 세그먼트 운반트럭, 세그먼트 인양시 건설장비 등에 의해 구조물에 작용되는 최대하중, 기타하중.
 - (바) 건설장비 즉 세그먼트의 인양시의 동적효과로 인한 충격하중으로서 통상 10%를 취함.
 - (사) 세그먼트의 불균형, 세그먼트 인양순서의 과오, 기타 비정상적인 조건 때문에 생기는 하중으로서 균형 캔틸레버공법에 적용되는 하중.
 - (아) 캔틸레버공법에서의 풍하중 상향력으로서, 한쪽에만 2.5 MPa의 재하.
 - (자) 프리캐스트 세그먼트하중의 급격한 제거나 작용시 생기는 것으로서 정적하중의 2배의 충격하중이 작용.
 - (차) 크리프와 건조수축
 - (카) 온도변화
 - (타) 건설장비에 의해 발생하는 종방향 하중
- ④ 가설하중조합을 고려할 때의 콘크리트의 최대 허용휨압축응력은 $0.5f_{ck}$ 이하이어야 한다.

(3) 휨강도

- ① 세그먼트 콘크리트교량의 휨강도는 콘크리트구조설계기준(2007)에 따라 계산하거나 변형률 적합성을 이용하여 계산해도 된다.

제 4 장 콘크리트교

- ② 강연선을 사용하는 경우에 부모멘트구역에서는 강연선이 쉬스관 내부에서 아래 쪽에 위치하게 되고, 정모멘트구역에서는 위쪽에 위치하게 되므로 PS강재의 도심위치를 수정해야 한다. 즉 쉬스관 외경이 75 mm 이하일 때는 13 mm, 75 ~ 100 mm일 때는 19 mm, 100 mm를 초과할 때는 25 mm씩 PS강재의 도심위치를 조정해야 한다.

(4) 전단과 비틀림

- ① 전단 또는 전단 및 비틀림의 조합작용을 받는 프리스트레스트 콘크리트 세그멘탈교량의 설계시에는 계수하중조건을 고려해야 한다.
- ② 단면이 급격히 변하는 위치, 개구부, 게르버보의 단부, 큰 집중하중이나 반력이 작용하는 위치, 프리스트레스 힘이 작용하거나 힘의 방향이 바뀌는 곳, 격벽, 깊은 보, 브래킷, 줄눈이 있는 곳과 같이 휨이론의 기본가정(휨 전후의 단면은 평면을 이룬다는 가정)이 적용되지 않는 불연속성이 존재하는 구역에서는 특히 전단 또는 전단 및 비틀림 조합작용을 일으키는 하중에 대하여 설계되어야 한다.
- ③ 복부와 플랜지 사이, 상이한 재료 사이, 재령이 상이한 콘크리트 사이, 균열이 있는 경계면에 대해서는 전단력의 전달에 대하여 설계해야 한다.

(5) 정착구역, 정착돌출부, PS강재 굴곡부의 설계

- ① PS강재의 정착구역은 응력상태가 매우 복잡한 부분이고, 이 구역은 국소구역과 일반구역으로 구분되는데, 국소구역이란 각 정착장치를 둘러싸고 있는 부분이고, 일반구역이란 단부로부터 거더높이만큼 떨어진 구간이다.
- ② 정착장치를 포함한 국소구역의 단면과 보강철근은 긴장재의 힘을 주위의 콘크리트 구조에 안전하게 전달해야 하고, 이때의 하중의 전달을 위하여 지압판 형식이나 특수정착철근(나선철근, 스테럽, 기타)을 함께 사용하는 특수정착장치를 사용해도 좋지만, 국소구역의 하중을 정착장치로부터 일반구역으로 안전하고 확실하게 전달할 수 있는 기능이 확인된 것을 사용해야 한다.
- ③ 일반구역내의 정착장치 한 개의 파열력은 다음과 같이 취해도 좋다.

$$F_{bst} = 0.3 \left(1 - \frac{d_a}{d_{sp}} \right) P_j \tag{4.15.5}$$

파열력에 저항하기 위한 철근은 최대 긴장력에 대하여 $0.6f_y$ 의 응력을 받도록 설계해야 한다.

- ④ 정착구역에 사용하는 보강철근으로는 나선철근, 스티럽, 직교철근 등을 사용해도 좋지만, 모든 정착장치들을 둘러싸는 스티럽 등으로 구속해야 하고, 직교철근의 경우에는 주 긴장재와 평행하게 배근되는 철근 주위에 기계적 정착을 두어야 한다. 모든 정착구역내의 보강철근은 콘크리트와의 완전한 부착을 위하여 부착길이가 충분해야 하며, 부득이한 경우에는 철근 주위에 135° 갈고리를 두어 정착해야 한다. 정착구역내의 나선철근의 순간격은 40 mm 이상, 굵은골재의 최대치수에 13 mm를 합한 값 이상이 되어야 한다.
- ⑤ 한 개 이상의 긴장재 정착부를 위해 복부, 플랜지, 복부-플랜지 연결부 내에 두는 정착 돌출부에는 긴장재와 직각으로 작용하는 인장력에 저항하기 위한 철근 외에 이 돌출부와 복부-플랜지 경계면 사이에 작용하는 전단과 휨모멘트에 대하여도 설계해야 한다.
- ⑥ 격벽은 정착부의 집중하중으로 인한 국부적인 휨영향을 고려하여 설계해야 하며 또한 격벽으로부터 복부 및 플랜지로 전단력을 완전히 전달할 수 있도록 배근해야 한다.
- ⑦ 정착부의 반력이 거더의 종방향축과 평행하지 않은 경우에는 정착부 지압반력의 크기와 방향을 고려하여 배근하고, 포스트텐서닝해야 한다.
- ⑧ PS강재의 방향변환블록
 - (가) PS강재의 방향변환블록은 PS강재의 곡선배치를 위해 박스형 단면 내부의 복부와 플랜지 연결부 외측에 두는 돌출부를 말한다.
 - (나) 이 블록이 굴곡 긴장재의 인발력에 견디도록 정착철근을 설계하고 배근해야 한다. 이때, 정착철근은 $0.5f_y$ 이하의 응력을 받도록 설계해야 한다.
 - (다) 이 블록에는 전단마찰작용으로 인한 불균형 종방향력, 굴곡블록으로부터 복부 및 플랜지로 전달되는 국부적인 휨영향을 저항하기 위해 추가 철근으로 보강해야 한다.
 - (라) 모든 철근은 긴장재 축으로부터 측정할 때 완전한 유효정착길이를 확보하거나 박스형 단면 외측에 위치한 종방향철근 둘레에 완전히 기계적 정착을 해야 한다. 또한 콘크리트의 다짐이 잘될 수 있도록 시공성과 철근사이의

제 4 장 콘크리트교

간격을 고려해야 한다. 다발철근으로는 2개까지만 가능하고 철근 순간격은 40 mm 이상, 굵은 골재치수에 13 mm를 합한 값 이상이 되어야 한다.

(마) 순차적으로 포스트텐서닝할 때 생기는 비대칭효과를 포함하여 방향변환블록을 통해 전달되는 횡방향력을 단면의 횡방향 설계시 검토해야 한다.

- ⑨ 교량 건설 후의 고정하중의 증가, 교량의 균열 및 처짐조정을 위하여 PS강재를 추가 배치할 수 있도록 해야 한다. 이를 위해 1~3 세그먼트마다 거더축과 대칭을 이루도록 정모멘트 및 부모멘트용 긴장재의 정착장치와 쉬스관 배치를 고려해야 한다. 이때 추가될 정·부모멘트용 정착장치와 쉬스관의 용량은 전체 정·부모멘트 용량의 각각 5% 이상이어야 하고, 교량의 길이방향으로 3세그먼트 간격으로 균등하게 배치해야 한다. 한쪽 복부마다 최소한 한 개의 비어있는 쉬스관을 적당한 위치에 정착장치와 함께 두어야 한다.
- ⑩ 교량의 처짐 조절을 위하여 전체 정·부모멘트용 포스트텐서닝 힘의 10% 이상을 낼 수 있는 PS강재를 추가로 배치할 수 있도록 개구부를 통한 접근, 정착장치 및 굴곡블록 설치가 가능하도록 고려해야 한다.

4.15.6.4 구조상세

(1) 쉬스관 구조상세

- ① 금속 쉬스관은 도금된 파형관이어야 하고, 쉬스관의 두께는 강연선 및 강선용 쉬스관의 지름이 70 mm까지는 26 게이지, 70 mm 이상의 쉬스관에서는 24 게이지, 강봉용 쉬스관의 두께는 31 게이지 이상이어야 한다.
- ② 외부 쉬스관으로는 고밀도 폴리에틸렌관(PE관)이나, 강관을 사용해도 좋다. 내부에 두는 PE관의 최소두께는 $1.3 \pm 0.3(\text{mm})$, 외부 PE관의 최소 외측지름과 두께의 비는 21 이하이어야 한다.
- ③ 쉬스관의 단면적은 긴장재의 배치를 위하여 PS강재 면적의 2.5배 정도이어야 한다.
- ④ 긴장재 쉬스관의 곡률반경은 6 m 이상이어야 한다. 부득이한 경우라도 3 m 이상이어야 하며, 이 경우에는 콘크리트내에 구속철근을 두어야 하고, 그 소요단면적은 $A_s = P / (R \times 0.6f_y)$ 이상이어야 한다. 여기서, P 는 긴장력, R 은 곡률반경이고, 구속철근의 간격은 300 mm 이하이어야 한다.

- ⑤ 내부 쉬스관은 띠철근으로 주변 철근에 견고하게 지지시켜야 하고, 외부 쉬스관의 비지지장은 최대 7.5 m 이하이어야 한다.
- ⑥ 쉬스관의 치수는 복부 두께의 0.4배를 초과해서는 안 된다. 두개의 쉬스가 평행할 때의 순간격은 최소 쉬스관지름 이상이어야 하고, 이 간격유지가 어려울 때는 쉬스관 사이에 철근을 배근해야 하며, 종방향긴장재가 서로 교차하는 경우에는 최소한 쉬스관지름의 1/2 이상, 50 mm 이상의 순간격을 두어야 한다.
- ⑦ 하부슬래브에 쉬스관을 두는 경우에는 종방향 슬래브철근과 횡방향 슬래브철근의 상하부층 사이에 쉬스관을 두어야 한다. 변단면 세그먼트의 하부플랜지에 쉬스관을 두는 경우에는 각 세그먼트 면에 있는 쉬스관 둘레에 구속 보강철근을 배근해야 한다.

(2) 긴장재의 이음

동일 단면 위치에서 종방향 포스트텐셔닝 긴장재의 50% 이상의 이음부가 있어서는 안 된다. 인접 이음부 위치 사이의 거리는 세그먼트 길이 또는 세그먼트 깊이의 2배 이하로 가까워서는 안 된다.

(3) 박스거더의 횡단면 치수

- ① 상부플랜지의 두께는 복부나 현치 사이의 순간격의 1/30 이상이어야 하고, 만일 이보다 두께가 얇을 경우에는 복부사이의 순경간과 같은 간격으로 횡방향 리브를 두어야 한다.
- ② 복부나 현치 순간격이 4.5 m 이상일 때는 적절한 방법으로 횡방향 프리스트레싱 도입 여부를 검토하여야 한다. 횡방향 프리스트레싱을 도입할 경우 상부플랜지의 두께는 230 mm 이상이어야 한다.
- ③ 종방향 및 수직 포스트텐셔닝 긴장재가 없을 경우의 복부 두께는 200 mm 이상, 종방향이나 수직방향 한 방향만 긴장재가 있는 경우에는 300 mm 이상, 양방향으로 긴장재가 있는 경우에는 400 mm 이상이어야 한다.
- ④ 상부플랜지의 캔틸레버 길이는 복부의 중심선으로부터 복부 중심선 사이의 경간장의 0.45배를 초과하지 않는 것이 바람직하나, 부득이 초과할 경우에는 상세한 구조해석을 수행하여야 한다.

제 4 장 콘크리트교

- ⑤ 박스거더 횡단면의 크기는 전단면에 대한 단면2차모멘트와 4.2.3.1의 탄성계수를 사용하여 계산한 활하중 및 충격에 의한 처짐이 경간의 1/1,000 이하가 되도록 하는데 필요한 단면 크기보다 큰 것을 원칙으로 한다. 이 경우 활하중은 횡방향 전 차선에 재하시키고, 횡방향 재하시의 하중감소를 고려하여 처짐을 계산해야 한다.

4.15.6.5 교량 형식별 특별사항

(1) 프리캐스트 세그멘탈교량

- ① 프리캐스트 세그멘탈교량은 균형 캔틸레버공법, 가설 트러스공법, 전진 가설공법 등으로 건설되는 데, 처짐이 설계계산과 일치하도록 조절하기 위해서는 가설시의 재령이 최소한 14일 이상이어야 한다.
- ② 세그먼트의 제작장에서 하부거푸집을 둔 상태에서 내외부거푸집을 제거하기 전의 콘크리트강도는 18 MPa이어야 하고, 세그먼트를 제작장에서 저장소로 이동하려면 21 MPa 이상의 압축강도를 가져야 한다. 포스트텐서닝 전에 종횡방향의 폐쇄콘크리트의 강도는 18 MPa 이상이어야 하고, 최종 영구 긴장시의 세그먼트의 강도는 최소한 소요 28일 압축강도 이상이어야 한다.
- ③ 에폭시 경화 전에 폐쇄응력을 위하여 최소한 0.3 MPa의 압축응력이 에폭시 줄눈에 가해져야 한다.
- ④ 프리캐스트 세그멘탈교량의 복부에 두는 전단키는 복부두께 만큼의 구간에 두어야 한다. 전단키는 상하부 슬래브에도 두는데, 이 경우에는 큰 전단키 한 개씩만을 두어도 된다.
- ⑤ 프리캐스트 세그멘탈교량에서는 세그먼트 사이에 에폭시 줄눈과 건식줄눈이 사용되는 것이 일반적이다. 에폭시 줄눈은 내부 긴장재를 사용하는 교량, 동결융해 작용을 받거나 결빙방지제의 영향을 받는 교량에 사용된다. 건식줄눈은 동결융해나 결빙의 영향을 받지 않는 지역의 외부 포스트텐서닝 긴장재와 관련된 교량에 사용된다.
- ⑥ 외부 긴장재는 부식되지 않도록 부식방지대책을 강구해야 한다.

(2) 현장타설 세그멘탈교량

- ① 현장타설 세그멘탈교량은 동바리공법, 균형캔틸레버공법에 의한 교량가설, 교량 현장에서 제작한 후 한 경간씩 시공하는 경간시공법 등에 의해 건설된다.
- ② 현장타설 세그먼트 사이의 접촉면은 깨끗하고, 레이턴스가 없어야하며, 오히려 골재를 노출시켜 표면조도가 높게 되도록 해야 하고, 때로는 전단키를 두기도 한다.
- ③ 폐쇄부에는 긴장재 쉬스의 연결이 가능할 정도의 폭을 가져야 한다.
- ④ 응력과 슛음 계산에 가정한 이동식비계의 무게는 설계도면에 명시되어야 한다.
- ⑤ 세그먼트의 길이는 시공방법, 경간장, 경간의 위치에 따라 다를 수 있다.
- ⑥ 교대, 교각, 현지받침점, 직선 현치를 가진 구조의 하부플랜지 모서리에 격벽을 두어야 하고, 접근용 개구부나, 기타 체신 및 상수도용의 개구부를 제외하고는 속이 찬 격벽단면을 사용해야 하고, 격벽은 충분한 폭을 가져야 한다.

(3) 압출공법에 의한 세그멘탈교량

- ① 압출과정중의 하중
 - (가) 압출용 받침부위의 마찰은 0~4% 사이로 변한다고 가정하고, 설계시에는 경사진 압출용 받침 때문에 교각 정부와 압출 잭에 추가하중이 생기는 것을 고려해야 한다. (나) 시공중 종방향으로 있는 두 인접 받침사이에 5 mm, 횡방향 인접부 받침 사이에 2 mm, 종방향으로 제작장과 압출장치 사이에 2 mm, 복부외측의 횡방향 편차 3 mm 등의 시공허용오차로 인한 모멘트를 외력모멘트에 추가시켜야 한다. 한편 압출받침의 횡방향 유도장치에 작용하는 수평력이 수직반력의 1/100정도만큼 증가하므로 이것도 설계시 고려해야 한다.
 - (나) 시공중 시공오차로 인한 모멘트의 1/2과 온도모멘트의 1/2을 외력모멘트에 겹쳐서 고려해야 한다.
- ② 교량설계
 - (가) 모든 압출단계기간과 압출후 영구받침을 설치하는 동안 상부구조를 유압 잭으로 들게 되므로 이것을 고려하여 설계해야 한다.

제 4 장 콘크리트교

(나) 압출용 잭 위의 복부 하단부에는 국부적인 높은 응력이 발생하므로 다음 사항을 설계에 고려해야 한다.

- ㉠ 압출용 패드는 그림 4.15.13과 같이 복부의 외측면으로부터 최소한 80 mm 이상의 간격을 유지해야 한다.
- ㉡ 포스트텐션 쉬스관은 그림 4.15.13과 같이 하부슬래브의 하면으로부터 최소한 150 mm 이상의 덮개를 확보해야 한다.
- ㉢ 상부구조물의 하단 모서리에서는 지압응력을 검토해야 하며, 그림 4.15.14와 같이 지점 반력의 편심 및 비부착식 쉬스관의 영향을 모두 고려해야 한다.

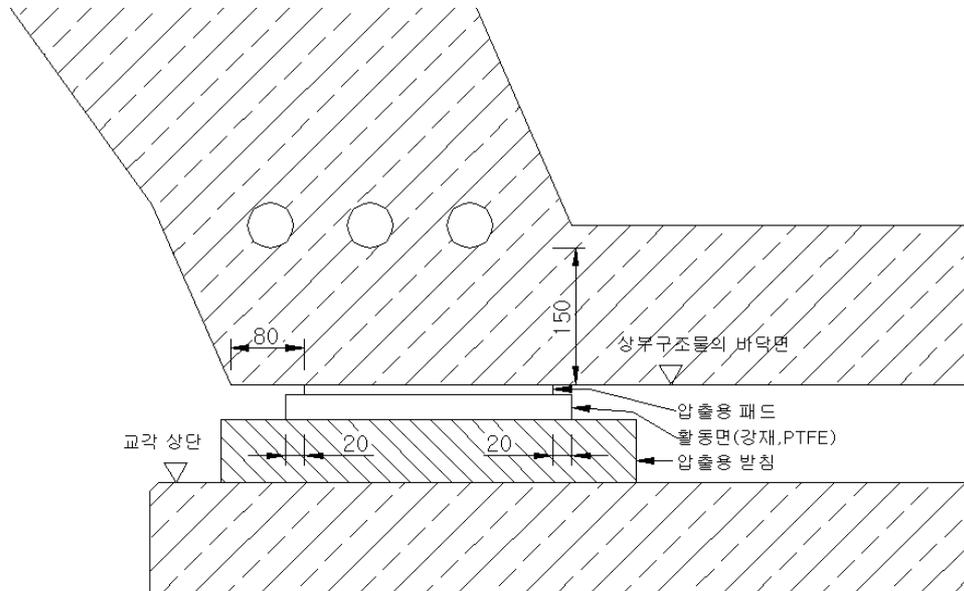


그림 4.15.13 압출용 패드의 위치

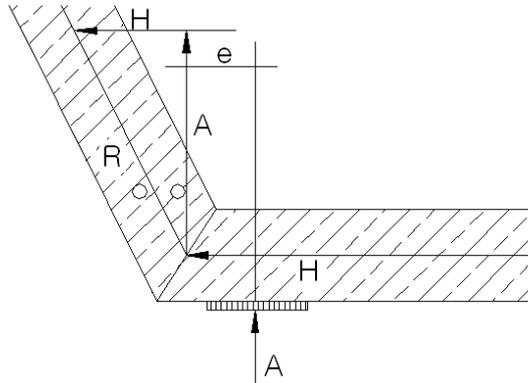


그림 4.15.14 압출용 패드에서의 지점 반력의 영향

- (다) 압출이 진행되는 동안 요구되는 직선 긴장재는 상부 및 하부 슬래브에 놓여 있게 되고, 이들 중 50% 미만의 긴장재는 시공줄눈에서 연결되어야 한다. 긴장재의 정착부의 크기와 위치를 설계할 때는 긴장시의 콘크리트강도를 고려해야 한다.
- (라) 세그먼트 사이의 시공줄눈면에는 전단키를 두거나 표면을 거칠게 하고, 줄눈 양쪽방향으로 D13 철근을 125 mm 간격 이하로 배치하거나 또는 D16 철근을 200 mm 간격 이하로 배치해야 한다. 이때 철근은 줄눈을 가로질러서 줄눈의 양쪽으로 각각 2.0 m씩 연장되어야 한다.

③ 건설장비의 설계

- (가) 추진코 하면의 시공오차는 상부구조의 시공오차와 동일하게 해야 하고, 추진코의 복부에 좌굴이 발생하지 않도록 지지부 반력을 주의 깊게 검사하여 설계하여야 한다.
- (나) 압출용 받침부는 탄성변형에 의하여 2 mm까지의 국부적인 활동면 편차를 감당할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (다) 압출추진장치는 마찰과 상부구조의 경사도에 부합하고, 동력전달이 불완전할 때 상부구조가 조절능력을 잃은 채로 활동하는가를 확인할 수 있도록 설계되어야 한다. 콘크리트와 압출추진장치의 강제표면 사이의 마찰계수는 60%로 취하고, 활동에 대한 안전율은 1.3 이상이어야 한다.
- (라) 복부 밑과 외측의 활동면을 위한 거푸집은 내마모성이고, 콘크리트 타설중의 처짐이 2 mm를 초과하지 않도록 강성도가 있어야 한다.

제5장 하부구조

제 5 장 하부구조

5.1 일반사항

5.1.1 적용범위

- (1) 이 장은 1.1에 규정한 도로교의 교대, 교각 그리고 기초의 설계에 적용된다.
- (2) 이 장의 설계기준에서 상세하게 규정하지 않은 세부사항들은 “도로교설계기준 해설집”의 내용을 참고한다.

5.1.2 용어의 정의

- (1) 강관널말뚝 : 강관에 용접으로 이음금속을 붙여 서로 연결할 수 있도록 한 널말뚝
- (2) 강관널말뚝기초 : 강관널말뚝을 소정의 지지층에 폐쇄모양으로 설치하고 상부슬래브에 의해 두부를 강결하는 기초
- (3) 강체기초 : 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초 자체의 탄성변형을 설계상 무시할 수 있는 강성이 큰 기초형식
- (4) 경사교대 : 설계조건에 의하여 교축방향과 교대배면의 직각방향이 일치하지 않고 θ 만 큼 경사를 이루며 설치되는 교대
- (5) 공기케이슨 : 뉴매틱케이슨이라고도 하며, 압축공기로 케이슨 작업실 내부로의 지하수 유입을 배제하며 굴착을 진행하여 소정의 위치까지 침하시키는 공법
- (6) 구체 : 하부구조의 한 부분으로 교각, 교대 등 상부구조로부터의 하중을 기초에 전달하는 부분
- (7) 극한지지력 : 지반에 파괴가 일어날 때까지 지탱할 수 있는 최대하중지지 능력
- (8) 근입깊이 : 현 지반면에서 기초저면 또는 끝까지의 깊이

제 5 장 하부구조

- (9) 기계굴착에 의한 현장타설 말뚝공법 : 계획심도까지 기계를 이용하여 굴착한 후 콘크리트를 타설하여 현장에서 말뚝을 조성하는 공법으로 굴착방법 및 사용장비에 따라 올케이싱공법, RCD공법, 또는 어스드릴공법 등으로 구분
- (10) 기성말뚝 : 공장에서 제작된 RC말뚝(KS F 4301 원심력 철근콘크리트말뚝), PSC말뚝(KS F 4303 프리텐션방식 원심력 PC말뚝), PHC말뚝(KS F 4306 프리텐션방식 원심력 고강도콘크리트말뚝) 및 강말뚝(KS F 4602 강관말뚝 및 KS F 4603 H형강 말뚝)
- (11) 기초 : 하부구조의 한 부분으로, 구체로부터의 하중을 지반에 전달하는 부분
- (12) 내부굴착 말뚝공법 : 끝이 개방된 강관말뚝의 내부를 통하여 굴착하면서 말뚝을 소정의 깊이까지 압입, 타격관입 또는 진동관입 시킨 뒤 소정의 지지력이 얻어지도록 해머로 두드려 박거나 말뚝 끝부분을 시멘트풀 또는 콘크리트로 처리하는 공법, 매입말뚝의 한 종류
- (13) 마찰말뚝 : 지지력의 대부분을 주면마찰력에 의존하는 말뚝
- (14) 말뚝기초 : 타격관입 말뚝공법, 내부굴착 말뚝공법 및 현장타설 말뚝공법에 의하여 설치된 말뚝의 머리부분을 확대기초와 연결함으로써 일체로 되는 기초
- (15) 무리말뚝 : 두개 이상 무리지어 설치된 말뚝으로 인접한 말뚝들 간의 중심간격이 충분히 떨어져 있지 않아 무리효과(group effect)가 나타나는 말뚝
- (16) 무리효율 : 무리말뚝의 지지력과 침하량을 계산할 때 고려하는 계수
- (17) 매입말뚝 : 지반에 굴착공을 천공한 후 시멘트풀을 주입하고 기성말뚝을 삽입한 다음 필요에 따라 말뚝에 타격을 가하여 지지 지반에 안착시키는 공법
- (18) 부주면마찰력 : 말뚝에 하중이 재하되었을 때 하중으로 인한 말뚝의 침하량과 주면지반의 압밀침하를 비교하여 지반의 침하량이 말뚝의 침하량보다 클 때 말뚝주면에 발생하는 하향의 주면마찰력으로, 이 하향력은 말뚝에 재하되는 하중으로 작용하게 됨
- (19) 상부슬래브 : 구체의 기둥 또는 벽부분을 받치고 케이슨 혹은 기둥의 하중을 전달하는 판상구조물
- (20) 선단지지말뚝 : 하중의 대부분을 말뚝선단이 위치한 지반의 지지력으로 지지하는 말뚝

5.1 일반사항

- (21) 설계지반면 : 현 지반면에 대하여 장래 지반이 변하는 상태 등을 고려하여 정한 설계상의 지반면
- (22) 수평지지력 : 말뚝이 수평방향력을 받을 때 나타나는 말뚝 주변지반의 저항력
- (23) 시공기준 : 항타말뚝의 경우 항타관리기준이며 현장타설말뚝의 경우 시공방법과 현장타설 콘크리트의 품질관리기준을 포함하게 됨
- (24) 신선한 암반 : 불연속면이 치밀하게 밀착되었거나 틈새가 3mm 이내인 암반
- (25) 어스드릴공법 : 벤토나이트 등의 안정액을 사용하여 굴착공벽의 붕괴를 방지하면서 어스드릴(earth drill) 장비로 굴착하여 시공하는 현장타설 말뚝공법
- (26) 오픈케이슨 : 통모양의 구조체의 저면을 굴착장비(크랩셀이나 그레브버킷 등)를 사용하여 토사를 배출함에 따라 침하시켜 지지층에 도달시킨 후 지반콘크리트와 상부슬래브를 타설하여 시공을 완료하는 기초구조. 우물통 또는 웰이라 부르기도 함.
- (27) 울케이싱공법 : 현장타설 말뚝공법의 일종으로 지반에 삽입한 케이싱으로 공벽의 붕괴를 방지하면서 해머그레브를 이용하여 지반을 굴착하는 공법. 케이싱 튜브를 360도 회전시키는 전선회식 유압장치로 지반속에 압입 굴삭하는 전선회식(일명 돛바늘공법)과 케이싱튜브를 요동장치로 요동시켜 유압에 의해 압입, 인발을 행하는 요동식공법(베노토공법)이 있음
- (28) 우물통형 강관널말뚝 : 모든 강관널말뚝을 지지층까지 두드려 박는 형식의 기초
- (29) 유효근입깊이 : 설계지반면에서 기초저면 또는 끝까지의 깊이
- (30) 인력굴착에 의한 현장타설 말뚝공법 : 굴착 전장에 걸쳐 측면의 흠막이를 시행하면서 주로 인력에 의하여 소정의 깊이까지 굴착하고 원칙적으로 흠막이재를 철거하지 않는 현장타설 말뚝공법(이하 인력공법이라 한다)
- (31) 절리 : 지각운동, 열변화에 의한 수축 또는 팽창 및 하중의 이완 등에 의해 암체에 발생하는 불연속면
- (32) 지반반력계수 : 재하면의 임의의 미소요소에 대한 압력과 지반변형량 사이의 상관계수

제 5 장 하부구조

- (33) 지지층 : 기초로부터 전달된 하중을 안전하게 지지할 수 있는 지반이며, 절대적인 기준에 의하여 결정되는 것이 아니라 기초의 상부에서 작용하는 하중과 지반의 지지력 (깊은기초의 경우, 깊은기초의 지지력)을 비교하여 상대적으로 결정되어야 함.
- (34) 직접기초 : 지반을 비교적 얇고 넓게 굴착하여 확대기초를 구축하는 기초로서 하중을 직접 지지층에 전달하는 얇은 강체기초이며 그 형식으로는 보통 2~3개의 확대기초를 횡방향으로 결합시키는 복합기초, 상부구조물의 여러 개의 기둥을 하나의 넓은 기초슬래브로 지지시키는 전면기초 등으로 세분됨
- (35) 축소말뚝 : 말뚝이 대구경일 경우 크기효과의 영향을 받지 않을 정도로 직경을 축소시켜 시험을 하는 말뚝
- (36) 케이슨기초 : 케이슨공법에 의하여 지지층에 설치하는 기초로서 일반적으로 관입깊이가 폭에 비하여 크고 깊은 강체기초
- (37) 탄성체기초 : 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초자체의 탄성변형을 설계상 고려할 필요가 있는 연성 기초형식
- (38) 확대기초 : 상부구조로부터 하중(연직력, 수평력, 회전모멘트)을 전달하는 기둥이나 벽의 하부에 지반과 직접 접하는 푸팅부를 확대시켜 설치하는 기초
- (39) 항타공법 : 항타장비(디젤해머, 드롭해머, 바이브로해머, 유압식해머 등)에 의하여 기성말뚝을 소정의 깊이까지 두드려 박는 공법
- (40) 허용변위량 : 상하부구조의 기능과 안전성을 유지하면서 하부구조가 허용하는 변위량
- (41) 허용지지력 : 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 지지력 또는 허용변위량으로부터 정하여지는 지지력 중에 작은 값
- (42) 현장타설말뚝 : 기계나 인력에 의하여 굴착한 구멍 안에 현장타설로 축조한 지름 800 mm 이상의 현장타설 철근콘크리트말뚝
- (43) RCD공법 : 현장타설 말뚝공법의 일종으로써 선단에 비트를 부착한 드릴파이프를 로터리테이블로 회전시켜 굴착하는 공법
- (44) RQD : NX 크기의 채취된 암석시료에서 100 mm 이상인 암편 길이의 합을 전체 시추 길이로 나눈 백분율

5.1.3 기호

- A : 콘크리트의 전단면적(mm²)
 $A_{s,m}$: 기초 중심구간 폭에 배치하여야 할 철근량(mm²)
 $A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총철근량(mm²)
 b_w : 부재단면 복부의 폭(mm)
 d : 부재단면의 유효높이(mm)
 e : 콘크리트단면의 도심축으로부터 축방향력 작용점까지의 거리(mm)
 f_c : 콘크리트단면의 연단응력(MPa)
 L : 경간길이(m)
 M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트(kN-m)
 N : 축방향력(kN)
 n : 안전율
 P_a : 말뚝머리에서의 말뚝의 허용연직인발지지력(kN)
 P_u : 지반에서 규정된 말뚝의 극한연직인발지지력(kN)
 R_a : 말뚝머리에서의 허용연직압축지지력(kN)
 R_u : 지반조건으로부터 결정되는 말뚝의 극한연직압축지지력(kN)
 S : 교축방향의 받침연단과 하부구조 정부연단 사이의 거리(mm)
 V : 부재단면에 작용하는 전단력(kN)
 V_h : 부재 유효높이의 변화의 영향을 고려한 전단력(kN)
 v : 설계전단응력(MPa)
 W : 콘크리트단면의 도심축에 관한 단면계수(mm³)
 W_p : 말뚝의 유효중량(kN)
 W_s : 말뚝으로 치환되는 부분의 흙의 유효중량(kN)
 W_t : 말뚝과 말뚝 내부 흙의 유효중량(kN)
 β : 부재압축연단이 부재축방향과 이루는 각도
 $\beta_{L/B}$: 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비
 γ : 인장강재가 부재축방향과 이루는 각도

제 5 장 하부구조

5.1.4 기본 방침

하부구조의 설계 및 시공 과정에서는 상부구조에서 전달되는 하중과 하부구조 자체에 작용하는 하중을 안전하게 지반에 전달시킴과 동시에 상부구조에서 주어진 설계조건을 만족해야 한다.

5.1.5 설계도에 기재하여야 할 사항

설계도에는 1.8의 규정을 따르는 외에 하부구조의 주요사항을 기재하여야 한다.

5.1.6 설계계산의 정밀도

설계계산은 최종단계에서 유효숫자 3자리가 얻어지도록 한다.

5.1.7 설계의 전제가 되는 시공의 조건

5.9까지의 규정은 도로교표준시방서에서 규정하는 시공조건이 지켜진다는 것을 전제로 한다. 그러나 도로교표준시방서 1장의 규정을 따르기 어려울 때에는 이 점을 설계에서 고려하여야 한다.

5.2 조사

5.2.1 조사일반

5.2.1.1 조사의 기본

조사는 하부구조의 설계 및 시공에 필요한 각종 자료와 정보를 얻기 위하여 실시한다.

5.2.1.2 조사의 종류

하부구조의 설계 및 시공에서 실시할 조사는 다음과 같다.

- (1) 지반에 대한 조사
- (2) 하천바닥 및 하천 이용 현황의 조사
- (3) 시공조건에 관련된 조사
- (4) 특수한 조건에서의 조사

5.2.2 지반에 대한 조사

5.2.2.1 일반

지반에 대한 조사는 통상 예비조사와 본조사로 나누어 시행되며, 설계, 시공 및 유지관리단계에서 필요시 추가조사를 시행한다.

5.2.2.2 예비조사

예비조사는 다음 사항을 포함하여 시행한다.

- (1) 자료조사
- (2) 현지답사
- (3) 물리탐사
- (4) 보링 및 시굴조사

제 5 장 하부구조

5.2.2.3 본조사

본조사는 다음 사항을 포함하여 시행한다.

- (1) 보링
- (2) 샘플링
- (3) 현장시험
- (4) 실내 토질 및 암석 시험
- (5) 지하수 조사
- (6) 평판재하시험 및 말뚝재하시험
- (7) 물리탐사
- (8) 유해가스 및 산소결핍공기 조사

5.2.2.4 추가조사

본조사 이후에 추가 자료가 필요할 때 실시한다.

5.2.3 하천바닥 및 하천 이용 현황 조사

하천바닥 및 하천 이용 현황 조사는 하천의 형태나 장래계획 및 이용, 선박의 운행 등에 대하여 조사한다.

5.2.4 시공조건에 관련된 조사

시공조건에 관련된 조사는 다음 사항을 포함하여 시행한다.

- (1) 기존자료 조사
- (2) 주변환경 조사
- (3) 작업환경 조사

5.2.5 특수한 조건에서의 조사

아래와 같은 특수조건에서는 기존자료, 지형과 지질, 주변환경 등에 특별히 유의하여 조사를 실시하여야 한다.

- (1) 연약지반에서의 조사
- (2) 산지부에서의 조사
- (3) 근접시공인 경우의 조사
- (4) 측방유동의 가능성이 있는 경우의 조사

5.3 설계일반

5.3.1 일반사항

5.3.1.1 적용범위

이 장은 일반적인 콘크리트 하부구조의 설계에 적용된다.

5.3.1.2 부재설계 계산의 원칙

- (1) 부재의 설계에 쓰이는 단면력은 탄성이론에 따라 산출해도 좋다.
- (2) 부재의 설계는 강도설계법을 사용하되 허용응력설계법을 사용하고자 할 때는 3.3과 4.5의 허용응력설계법의 규정에 따라야 한다.
- (3) 강도설계법에 의해 콘크리트부재를 설계할 경우는 2.2.3.2에서 규정하는 하중계수와 2.2.3.3에서 규정하는 강도감소계수를 사용하여야 한다.

5.3.1.3 콘크리트의 설계기준 값

- (1) 탄성계수 및 진단탄성계수는 2.3.3(2)의 규정에 의한다.
- (2) 크리프계수 및 건조수축률은 2.1.7의 규정에 의한다. 다만, PSC말뚝 및 PHC말뚝의 경우 크리프계수는 2.0, 건조수축률은 20×10^{-5} 을 표준으로 한다.

5.3.1.4 강재의 설계기준 값

설계계산에 사용하는 강재의 물리상수는 2.3.3(1)의 규정에 의한다.

5.3.2 휨모멘트 및 축방향력이 작용하는 콘크리트부재의 설계

- (1) 강도설계법으로 콘크리트부재 단면을 설계하는 경우에는 4.4.4 휨부재 및 4.4.5 압축부재에서 규정하는 모든 사항을 만족하여야 한다.
- (2) 허용응력설계법으로 설계하는 경우에는 다음 사항을 만족하여야 한다.
 - ① 철근콘크리트부재 단면의 설계는 4.5.3 휨부재 및 4.5.4 압축부재의 규정에 따른다.

- ② 축방향편심하중을 받는 무근콘크리트부재의 콘크리트의 응력은 식 (5.3.1)에 의하여 산출한다.

$$f_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad (5.3.1)$$

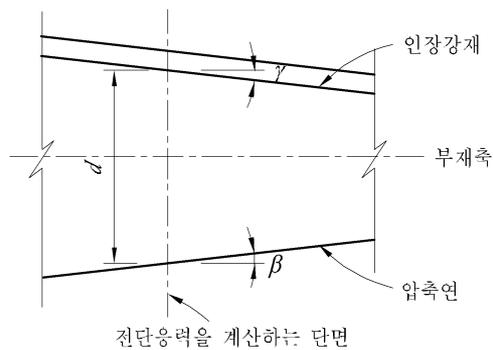
5.3.3 전단력이 작용하는 철근콘크리트부재의 설계

- (1) 강도설계법으로 철근콘크리트부재 단면을 설계하는 경우에는 4.4.6 전단에 대한 설계 및 4.4.7 비틀림에 대한 설계에서 규정하는 사항 중 해당사항을 만족하여야 한다.
- (2) 허용응력설계법으로 부재단면을 설계하는 경우에는 다음 사항을 만족하여야 한다.
- ① 철근콘크리트부재 단면의 설계는 4.5.5 전단 및 비틀림 설계에서 규정하는 사항 중 해당사항을 만족하여야 한다.
 - ② 유효높이가 변화하는 구간에서의 설계전단응력 v 는 식 (5.3.2)와 식 (5.3.3)으로 산출한다.

$$v = \frac{V_h}{b_w d} \quad (5.3.2)$$

$$V_h = V - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma) \quad (5.3.3)$$

여기서, d , β 및 γ 는 그림 5.3.1과 같이 결정한다.



주 : β 와 γ 는 휨모멘트의 절대값이 증가함에 따라 유효높이가 증가하는 경우는 (+), 감소하는 경우는 (-)로 한다.

그림 5.3.1 β , γ 및 d 의 결정 방법

5.3.4 강재 부재의 설계

강재단면을 설계하는 경우에는 3.4 부재에 관한 일반 사항에서 규정하는 모든 사항을 만족하여야 한다.

5.3.5 철근 상세

5.3.5.1 최소철근량 및 최대철근량

보부재의 축방향인장주철근 및 기둥부재의 축방향철근의 단면적은 4.3.6.1, 4.3.7.1, 4.4.4의 규정에 따른다.

5.3.5.2 철근의 배치

(1) 철근의 피복두께

철근의 피복두께에 대해서는 4.3.3의 규정에 따른다.

(2) 철근의 표준갈고리와 구부리기

철근의 표준갈고리와 구부리기에 대해서는 4.3.4의 규정에 따른다.

(3) 철근의 순간격

철근의 순간격에 대해서는 4.3.5.1의 규정에 따른다.

(4) 주철근의 배치

주철근의 배치에 대해서는 4.3.5.2의 규정에 따른다.

(5) 다발철근의 배치

다발철근의 배치에 대해서는 4.3.5.3의 규정에 따른다.

(6) 스티럽의 배치

스티럽의 배치에 대해서는 4.3.5.4의 규정에 따른다.

(7) 띠철근의 배치

띠철근의 배치에 대해서는 4.3.5.5의 규정에 따른다.

(8) 철근 및 철선의 정착

철근 및 철선의 정착에 대해서는 4.3.10부터 4.3.17까지의 규정에 따른다.

(9) 철근 및 철선의 이음

철근 및 철선의 이음에 대해서는 4.3.18부터 4.3.20까지의 규정에 따른다.

5.4 교대 및 교각의 설계

5.4.1 일반사항

5.4.1.1 적용범위

이 장은 상부구조와 하부구조가 받침 등에 의하여 명확히 구별되어 있는 주로 콘크리트 구조의 교대와 교각의 설계에 적용한다.

5.4.1.2 구체의 형상

구체는 가설되는 교량의 기준지점 상황에 적합한 형상으로 하여야 한다.

5.4.1.3 교대 및 교각의 설계에 사용되는 하중의 조합

교대 및 교각의 설계는 2.2.2.2(3) 및 2.2.3.2에서 규정하는 하중조합을 고려하여야 한다.

5.4.1.4 활하중의 재하방법

하부구조의 설계에 사용되는 활하중은 구조물에 가장 불리한 영향을 주도록 재하하여야 한다.

5.4.1.5 폭이 큰 구체의 설계

폭이 큰 구체는 온도변화와 건조수축에 의한 연직균열 및 횡방향에 있어서의 부등침하를 고려해서 설계하여야 한다.

5.4.1.6 충돌물에 대한 보호 장치

교대와 교각은 필요하다고 판단되는 경우 충돌물에 대하여 적절한 보호 장치를 하여야 한다.

5.4.1.7 교대·교각의 내진설계

교대 및 교각의 내진설계는 제6장의 규정에 따른다.

5.4.2 받침 연단거리

- (1) 하부구조 정부(頂部)의 교량받침부는 받침으로부터 전달되는 연직력과 수평력에 대하여 충분한 강도를 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 하부구조 정부(頂部)에 있어서 교축방향 및 교축직각방향의 받침 앵커볼트 중심과 하부구조 정부 연단 사이의 거리, $S(\text{mm})$ 가 다음의 값 이상인 경우에는 연직력과 수평력에 대한 교량받침부의 강도검토를 생략할 수 있다.

① 거더의 경간길이 100m 이하 : $S = 200 + 5L$ (5.4.1)

② 거더의 경간길이 100m 이상 : $S = 300 + 4L$ (5.4.2)

여기서, L 은 경간길이(m)

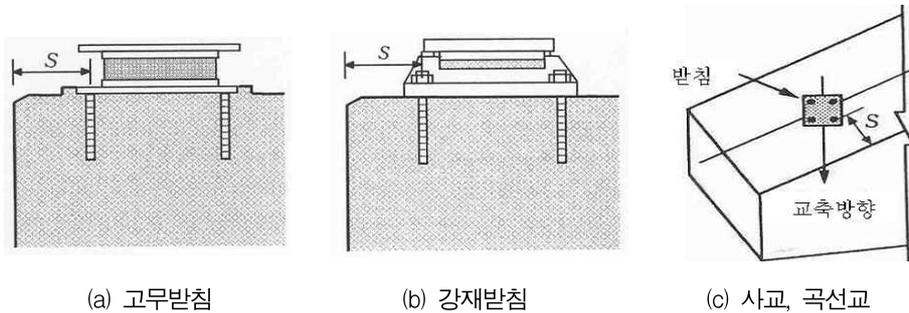


그림 5.4.1 연단거리, S

5.4.3 교대의 설계

5.4.3.1 교대에 작용하는 토압

- (1) 교대에 작용하는 토압은 5.5.9의 규정에 따른다.
- (2) 토압의 작용면은 다음 규정에 따른다.
 - ① 중력식 교대의 경우는 구체콘크리트 배면으로 한다.
 - ② 역T형과 부벽식 교대의 경우는, 벽의 단면계산에서는 구체콘크리트 배면, 5.6부터 5.9까지에서 규정하는 안정계산에서는 확대기초 뒷쪽 연단에서 연직인 가상 배면으로 한다.

5.4.3.2 역T형 교대

역T형 교대의 벽은 캔틸레버보로서 설계하여야 한다.

5.4.3.3 부벽식 교대

부벽식 교대는 다음 규정에 의하여 설계하여야 한다.

- (1) 벽은 부벽으로 받쳐진 연속보로 한다.
- (2) 부벽은 확대기초에 고정되고, 보의 높이가 변화하는 T형단면 캔틸레버보의 복부로 한다.

5.4.3.4 경사교대

경사교대 부재단면의 응력계산과 5.6부터 5.9까지에 규정하는 안정계산은, 배면 직각방향 및 교축방향에 대해서 계산하여야 한다.

5.4.3.5 흉벽의 설계

교대의 흉벽은 운하중 및 토압에 대하여 설계하여야 한다.

5.4.3.6 날개벽의 설계

날개벽은 활하중에 의한 재하하중과 토압을 받는 판으로 설계하여야 한다. 이 경우 판은 벽에 고정된 캔틸레버판, 또는 벽과 확대기초에 고정되어진 2번 고정판으로 한다.

5.4.3.7 교대배면

교대 뒤채움은 특별히 양질이고 충분히 다져지는 재료를 사용해서 설계 시공하여야 한다.

5.4.4 교각의 설계

5.4.4.1 T형 교각

(1) 내민보의 설계

- ① 내민보는 캔틸레버보로서 설계하여야 한다.

제 5 장 하부구조

- ② 캔틸레버보의 내민길이는 기둥단면이 직사각형인 경우 기둥 앞면에 있어서 연직 단면으로부터 보의 끝까지의 길이로 한다. 원형이나 정다각형 기둥인 경우는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 치환하여 내민길이를 구하도록 한다. 또 기둥단면이 타원형인 경우는 단면이 반원형과 직사각형으로 이루어지는 것으로 하여 원형인 경우의 규정에 따라 내민 길이를 구하도록 한다.
- ③ 내민보는 교축방향의 수평력에 대해서도 설계하여야 한다.

(2) 기둥의 설계

- ① 기둥은 가장 불리하게 작용하는 축력과 휨모멘트의 조합에 대해서 설계하여야 한다.
- ② 축력과 휨모멘트에 대한 기둥의 설계는 4.4.5 및 4.5.4의 규정에 따른다.
- ③ 기둥의 설계에서 비틀림을 고려하는 경우는 4.4.7 및 4.5.5.9의 규정에 따른다.

(3) 확대기초의 설계

확대기초는 5.4.5의 규정에 의하여 설계하여야 한다.

5.4.4.2 라멘교각

- (1) 라멘부재의 절점부는 접속하는 부재 상호간에 단면력이 확실히 전달되도록 하여야 한다.
- (2) 라멘부재의 모서리는 헌치를 붙이는 것이 좋다.
- (3) 응력을 검토할 때 헌치의 유효부분은 그림 5.4.2와 같이 한다.

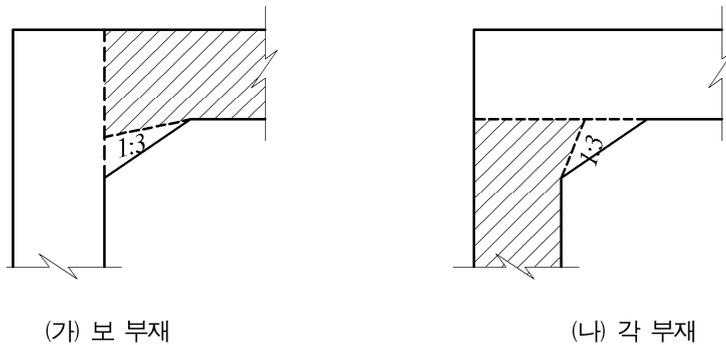


그림 5.4.2 헌치의 유효부분

- (4) 단면력을 산출할 때의 축선은 부재단면의 도심축선에 일치시키기를 원칙으로 한다.
- (5) 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 그림 5.4.3과 같이 한다.

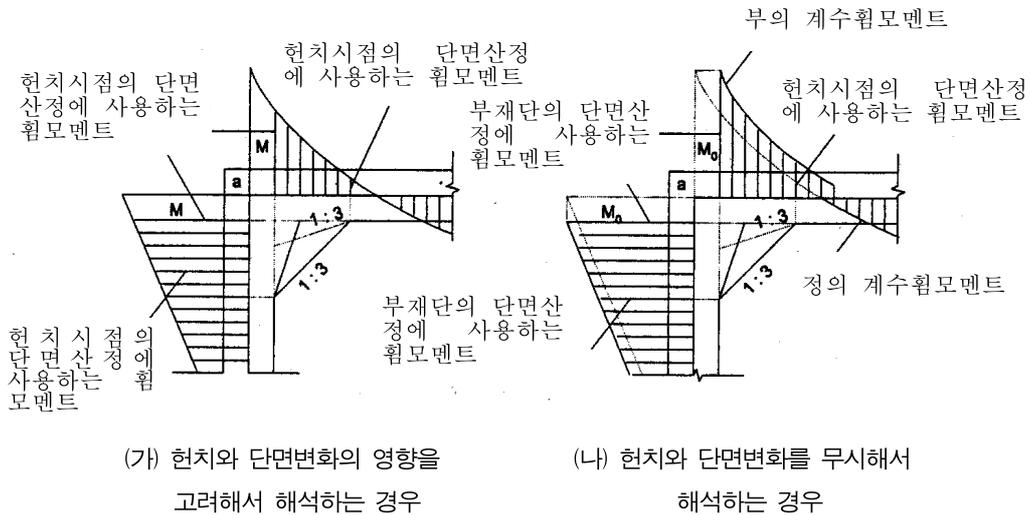


그림 5.4.3 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트

- (6) 확대기초가 연속되어 있지 않은 라멘교각에서는 부등침하 및 상대수평이동을 고려해서 설계하여야 한다.
- (7) 라멘교각의 면외하중에 대한 기둥의 분담률은 기둥의 강도비에 따라 정함을 원칙으로 하나 기둥의 강도가 별 차가 없을 때는 축력에 비례하여 분배해도 좋다.
- (8) 내민보 및 기둥은 5.4.4.1의 규정에, 확대기초는 5.4.5의 규정에 따라 설계하여야 한다.

5.4.4.3 강재교각

- (1) 강재교각은 단면의 형상에 따라 3.13이나 3.14의 규정을 사용하여 설계한다.
- (2) 차량 충돌의 염려가 있는 경우에는 강재교각의 하부에 콘크리트를 채워 넣는다.

5.4.5 확대기초의 설계

5.4.5.1 설계의 기본

- (1) 확대기초는 캔틸레버보, 단순보, 고정보 등 보 부재로서 설계하여야 한다.
- (2) 확대기초는 확대기초 자중 및 흙 등의 상재하중을 기본적으로 고려한다. 또한, 직접기초에서는 지반반력, 말뚝기초에서는 말뚝반력 및 부력을 설계상 가장 불리한 방향으로 고려하도록 한다.

5.4.5.2 확대기초의 두께

확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다. 또 확대기초 상면의 경사는 원칙적으로 1 : 2보다 완만하도록 하는 것이 좋다.

5.4.5.3 휨설계

(1) 휨모멘트의 계산

- ① 독립확대기초 및 벽확대기초의 휨모멘트는 캔틸레버보로서 산출하여야 한다.
- ② 연속확대기초의 기둥 사이의 확대기초부는 구조물의 연속성 및 구속조건을 고려하여 설계하여야 한다.
- ③ 연속확대기초의 캔틸레버로서 작용하는 부분은 독립확대기초와 같이 설계하여야 한다.
- ④ 설계단면에 있어서 휨모멘트는 기둥 또는 벽 앞면의 확대기초 전면적에 작용하는 하중에 의하여 발생하는 휨모멘트로 한다.

(2) 휨에 대한 위험단면

- ① 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 한다.
- ② 강철저판을 갖는 기둥을 지지하는 확대기초의 위험단면은 강철저판연단과 기둥 전면의 중간으로 한다.
- ③ 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥 단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급하여 위험단면을 결정해도 좋다.

5.4.5.4 전단설계

(1) 전단에 대한 위험단면

확대기초의 전단강도를 결정할 때는 다음 위험단면 중 가장 불리한 것으로 하여야 한다.

- ① 1방향작용의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면에서 d 거리에 위치하는 전체폭을 가로지르는 평면으로 한다.
- ② 2방향작용의 위험단면은 집중하중이나 반력을 받는 구역에서 $d/2$ 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 한다.
- ③ 말뚝으로 지지된 확대기초에서는 위험단면의 전단력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2에 따라 결정되어야 한다.

(2) 전단강도 및 설계

확대기초의 전단강도 및 설계는 4.4.6.6의 규정에 따른다.

5.4.5.5 휨철근의 배근

- (1) 확대기초의 주철근은 2방향으로 배근하고, 배근방향은 말뚝배치를 고려하여야 한다.
- (2) 1방향 확대기초와 정사각형 확대기초의 휨철근은 전폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.
- (3) 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근은 다음과 같이 배치하여야 한다.

- ① 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.
- ② 짧은 변 방향의 휨철근은 식 (5.4.3)으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭의 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다. 나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1 + \beta_{B/L}} A_{s,s} \quad (5.4.3)$$

- (4) 구조계산된 단면의 압축부 철근은 주철근의 1/3 이상을 배근하여야 한다.
- (5) 말뚝에 인발력이 생기는 경우는 윗면에 철근을 배근한다.

5.5 기초의 설계에 관한 일반사항

5.5.1 일반사항

5.5.1.1 적용범위

이 장은 도로교의 하부구조 설계에 적용한다.

5.5.2 기초형식의 선정

기초형식은 구조물의 특성, 하중조건, 지형 및 지질, 지지층까지의 깊이, 액상화 가능성, 세굴, 동결심도, 측방유동 그리고 시공조건 등을 고려하여 선정되어야 한다.

5.5.3 설계계산의 기본

- (1) 기초는 모든 활하중, 고정하중, 토압 및 수압을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (2) 기초는 지지, 전도, 활동, 비탈면 활동, 침하 등에 대하여 안정하여야 하며, 기초의 변위량은 허용변위량을 초과하지 않아야 한다.
- (3) 기초는 직접기초, 케이슨기초, 말뚝기초, 강관널말뚝기초 등으로 구분하며, 기초형식에 따라 적합한 설계 및 안정성 검토를 수행한다.
- (4) 기초의 안정성 검토는 하중의 조합에 따라 평상시와 폭풍시로 구분하여 수행한다. 단, 지진을 고려하는 기초는 6.6의 규정에 따른다.
- (5) 기초의 수평 및 수직 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 과대변위 발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정되어야 한다.

5.5.4 기초 지지층의 선정과 근입깊이

- (1) 직접기초 및 케이슨기초는 아래에 정의된 지지층에 설치되어야 한다.
- (2) 말뚝기초의 근입깊이는 상부구조의 형식과 기능, 하중의 크기와 방향, 말뚝의 하중 지지기구(주면마찰지지, 선단지지 또는 혼합지지) 그리고 시공성 등을 고려하여 적절하게 결정되어야 한다.

- (3) 강관널말뚝기초의 선단은 아래에 정의된 지지층까지 근입되어야 한다.
- (4) 지지층은 기초로부터 전달된 하중을 충분히 지지할 수 있는 지반이며, 절대적인 기준에 의하여 결정되는 것이 아니라 상부에서 작용하는 하중과 지반의 지지력(깊은기초의 경우, 깊은기초의 지지력)을 비교하여 상대적으로 결정되어야 한다.

5.5.5 설계상의 지반면

- (1) 평상시에 대한 설계상의 지반면은 세굴 및 지반면의 지하, 압밀침하, 동결융해의 영향, 시공에 의한 지반의 교란 등을 고려하여 결정되어야 한다.
- (2) 내진설계상의 지반면은 내진설계편 규정에 따른다.

5.5.6 설계를 위한 지반정수

기초의 설계에 도입되는 지반정수는 시추조사결과, 실내토질시험 및 콘관입시험(CPT), 공내재하시험(PMT), 덜라토미터시험(DMT), 표준관입시험(SPT) 등의 원위치 시험결과를 종합적으로 판단하여 산정하여야 한다.

5.5.7 지반반력계수와 지반탄성계수

기초의 설계에 이용하는 지반반력계수와 지반탄성계수는 지반조사와 실내토질시험 및 원위치시험(CPT, PMT, DMT, SPT 등)의 결과를 종합적으로 검토하여 결정한다.

5.5.8 지반반력 및 변위량

5.5.8.1 일반

- (1) 지반반력은 직접기초의 경우 기초를 강체로 하고 지반을 탄성체로 하여 산출하고, 말뚝기초의 경우 말뚝머리 반력과 말뚝머리 변위를 고려하여 산출한다.
- (2) 지반변위량의 계산은 지반조사나 토질시험의 결과를 검토하여 이루어져야 한다. 지반변위량의 계산시 사질토의 경우는 탄성변위량을 구하고, 점성토의 경우는 탄성변위량과 압밀침하량을 구하여야 한다.

제 5 장 하부구조

5.5.8.2 탄성변위량

기초에 작용하는 하중에 의한 탄성변위량은 지반탄성계수나 지반반력계수를 사용하여 산정한다.

5.5.8.3 압밀침하량

- (1) 압밀침하량은 기초 바닥면 아래에 압밀을 일으킬 수 있는 점성토층이 존재하는 경우에 산출한다.
- (2) 압밀침하량은 기초에 작용하는 하중에 의한 지반내의 유효수직응력의 증가분에 대해서 선형압밀응력의 크기를 고려하여 구한다.
- (3) 압밀침하량의 계산에 있어서 깊이 증가에 따른 유효수직응력의 증가분 감소와 지반 압축성의 변화를 고려하기 위하여 전체 점성토층을 다수의 얇은 층으로 분할한다(도로교 하부구조의 경우 일반적으로 1,500~3,000 mm 두께의 층으로 분할함). 전체 점성토층의 압밀침하량은 분할한 각 층에 대하여 산정한 압밀침하량을 모두 합한 것이다.
- (4) 이외에 압밀침하량은 유한요소해석 등의 적절한 수치해석적 방법을 통해 산정 가능하다.

5.5.9 토압

- (1) 토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다.
- (2) 토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층 상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.
- (3) 지진시 토압은 6.6.3.2의 규정에 따른다.

5.5.10 압밀침하가 발생하는 지반에서의 깊은기초

압밀침하의 가능성이 있는 지반에 깊은기초를 설치할 경우, 부주면마찰력의 발생, 수평저항의 감소, 연직 분담능력의 저하 등과 같은 지반침하의 영향에 대하여 검토하여야 한다.

5.5.11 편심하중을 받는 기초

평상시 편심하중이 작용하는 기초의 경우 측방이동의 가능성이 있을 때는 그 영향에 대하여 검토하여야 한다.

5.5.12 측방유동에 대한 고려

기초에 작용하는 재하하중이 지반의 극한지지력에 가까울 정도로 커지게 될 때, 연약한 지반의 경우 측방으로 크게 소성변형하게 되고, 이로 인하여 지반파괴가 발생할 수 있다. 측방유동으로 인한 지반파괴의 가능성이 있을 때는 측방유동에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

5.5.13 세굴 방지

토사 또는 암반 위에 놓일 기초는 최대 세굴 예상깊이 보다 깊게 근입시키거나 유수의 방향을 고려하여 적절한 세굴방지대책을 수립하여야 한다. 다만, 파쇄나 절리가 없는 견고한 암반에 기초를 설치하는 경우 굴착여굴부에 무근콘크리트나 세굴방지석을 매몰함으로써 세굴의 영향이 없다고 판단될 때는 예외로 한다.

5.6 직접기초의 설계

5.6.1 적용범위

이 장의 규정은 독립기초, 복합기초, 전면기초의 설계에 적용한다.

5.6.2 설계의 기본

- (1) 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥 아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 한다.
- (2) 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥면의 중심으로부터 바닥면 폭의 1/6 이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥면 폭의 1/3 이내에 있어야 한다.
- (3) 직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다.
- (4) 직접기초의 근입부에 수평하중을 분담시키는 경우에는 그 수평반력은 근입부 지반의 허용수평지지력 이내에 있어야 한다.
- (5) 직접기초의 변위량은 허용변위량 이내에 있어야 한다.

5.6.3 하중분담

- (1) 연직하중은 기초 바닥면 아래 지지지반의 연직지반반력만으로 지지되는 것으로 한다.
- (2) 수평하중은 원칙적으로 기초 바닥면의 전단지반반력만으로 지지되는 것으로 한다.
다만, 수평하중을 기초 바닥면과 근입된 기초 측면의 합으로 분담 지지시킬 경우에는 양자의 분담비율에 대하여 검토를 하여야 한다.

5.6.4 허용지지력

5.6.4.1 허용연직지지력

- (1) 토사지반의 허용연직지지력은 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 지지력 또는 허용변위량으로부터 정하여지는 지지력 중 작은 값을 사용한다.

(2) 암반의 허용지지력

암반 위에 놓인 직접기초의 허용연직지지력은 Peck 등(1974)의 RQD와 허용접지압과의 관계, 일축압축강도, 절리 및 기타 불연속면의 상태와 간격을 고려하여 계산한다. 어떠한 경우도 허용접지압과 콘크리트의 허용응력을 비교하여 작은 값을 사용해야 한다.

5.6.4.2 허용수평지지력

(1) 기초 측면의 허용수평지지력

기초 측면에 분담된 허용수평지지력은 토질시험결과에 의거하여 5.5.9 및 2.1.8의 규정에 따라 산출된 지반의 수동토압을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.

(2) 기초 바닥면의 허용전단저항력

① 기초 바닥면에 있어서 허용전단저항력은 지반조사, 토질시험의 결과를 충분히 검토하여 산정된 기초 바닥면과 지반 사이에 작용하는 전단저항력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.

② 전단저항력을 증가시키기 위해 기초저면에 활동방지벽을 둘 수 있다.

5.6.5 지반반력계수와 지반탄성계수

(1) 직접기초의 설계에 이용하는 지반반력계수는 기초 바닥면의 연직방향지반반력계수, 근입부 전면의 수평방향지반반력계수 및 바닥면의 수평방향전단지반반력계수로 하고 지반조사, 토질시험결과를 종합적으로 검토하여 결정한다.

(2) 지반탄성계수는 지반조사자료나 토질시험결과를 종합적으로 검토하여 결정하거나, 토질별 경험치나 추정식을 참조할 수 있다.

5.6.6 지반반력 및 변위량

5.6.6.1 지반반력

기초저면의 지반반력은 원칙적으로 기초를 강체로 하고, 지반을 탄성체로 하여 산출한다.

제 5 장 하부구조

5.6.6.2 탄성변위량

- (1) 기초 저면의 탄성변위량은 원칙적으로 기초를 강체로 하고, 기초저면의 연직방향지반 반력계수 및 수평방향전단지반반력계수를 이용하여 산출한다.
- (2) 암반에서는 암석 종류, 불연속면의 상태, 풍화도를 고려하여 침하해석을 하여야 한다. 탄성변형에 근거한 탄성침하량을 계산한다. 이때 암반의 탄성변형계수는 현장시험과 실내시험결과로부터 결정하거나, 일축압축시험으로 구한 탄성계수에 RQD의 함수인 감소계수를 곱하여 사용한다.

5.6.6.3 압밀침하량

압밀침하량은 5.5.8.3의 규정에 따라 계산한다.

5.6.7 기초 본체의 설계

직접기초본체는 상부구조의 하중, 자중, 토압, 지반반력 등으로부터 결정되는 단면력에 대해서 5.4.5의 규정에 따라 설계하여야 한다. 다만, 지진의 영향을 고려하는 경우에는 제6장 내진설계에서 정한 바에 따른다.

5.6.8 기초저면의 처리 및 되메움 재료

5.6.8.1 기초저면의 처리

직접기초저면은 지지지반에 밀착되고 충분한 전단저항을 갖도록 처리하여야 한다.

5.6.8.2 되메움 재료

기초의 근입부분에 수평력을 분담시킬 경우에는 되메움 재료와 시공조건 등을 설계도에 명시한다.

5.7 케이슨기초의 설계

5.7.1 적용범위

이 장은 케이슨기초의 설계에 적용한다.

5.7.2 설계의 기본

- (1) 케이슨기초 저면에서의 연직지반반력은 지반의 허용연직지지력을 초과하여서는 안된다.
- (2) 케이슨기초 전면에서의 최대수평지반반력은 그 위치에 있어 지반의 허용수평지지력을 초과하여서는 안된다.
- (3) 케이슨기초 저면에서의 전단지반반력은 케이슨기초 저면과 지반과의 사이에 작용하는 허용전단저항력을 초과하여서는 안된다.
- (4) 케이슨기초의 변위량은 허용변위량을 초과하여서는 안된다.

5.7.3 하중분담

- (1) 케이슨에 작용하는 하중에는 연직하중, 수평하중 그리고 수평하중에 의한 전도모멘트가 있다. 연직하중은 고정하중, 활하중 및 양압력을 합한 것으로 하며, 수평하중은 상부 구조로부터 전달되는 수평하중과 케이슨에 직접 작용하는 수압, 토압 및 파압 등을 합한 것으로 한다.
- (2) 연직하중은 케이슨 저면 지반의 연직지반반력만으로 저항하는 것으로 한다. 다만, 케이슨기초의 주변 지반이 양질이어서 케이슨 시공에 의한 교란이 작은 경우에는 주변지반에 의한 마찰저항을 고려할 수도 있다.
- (3) 수평하중은 주변 지반의 수평지반반력, 기초저면지반의 연직지반반력 및 저면지반의 전단지반반력으로 저항된다.

5.7.4 설계일반

- (1) 케이슨은 상부구조물의 하중과 토압 및 수압뿐만 아니라 시공중에 작용하는 모든 하중에 대해 충분히 안전하여야 한다.
- (2) 시공단계별 및 준공후의 지반반력, 변위량, 케이슨 각부의 응력 등을 검토하여야 한다.

5.7.5 지반의 허용지지력

5.7.5.1 케이슨기초 저면 지반의 허용연직지지력

(1) 허용연직지지력

허용연직지지력은 케이슨기초 저면 지반의 극한지지력과 케이슨기초의 침하량을 고려하여 정한다. 이 경우, 허용연직지지력은 지반의 극한지지력에 대하여 소정의 안전율을 확보하여야만 한다.

(2) 케이슨기초 저면 지반의 극한지지력

- ① 정역학적 공식으로 구할 수 있는 기초 저면 지반의 극한지지력은 5.6.4.1을 따른다.
- ② 케이슨기초 저면 지반의 극한지지력을 평판재하시험의 결과를 이용하여 구하는 경우에는 재하판과 그 크기가 다른 기초판에 대한 크기효과도 고려하여야 한다. 다만, 기초 저면에서의 평판재하시험이 주위의 흙이 배제되었다고 생각되는 상태에서 실시하는 경우에는 주변 흙의 영향을 고려해서 시험에 의하여 구해진 극한지지력을 수정해도 좋다.

5.7.5.2 케이슨기초 전면 지반의 허용수평지지력

- (1) 케이슨기초 전면 지반의 허용수평지지력은 그 위치에 있어서 지반의 수동토압을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.
- (2) 수동토압은 토질시험의 결과에 기초하여 5.5.9의 규정에 의하여 산출하는 것으로 한다.

5.7.5.3 케이슨기초 저면 지반의 허용전단저항력

케이슨기초 저면 지반의 허용전단저항력은 5.6.4.2의 규정을 따른다.

5.7.5.4 부주면마찰력

압밀침하를 일으킬 우려가 있는 지반을 통과하여 지지층에 도달하는 케이슨기초는 주변에 작용하는 부주면마찰력에 대하여 검토하여야 한다.

5.7.6 지반반력계수와 지반탄성계수

케이슨기초의 설계에 이용하는 지반반력계수와 탄성계수는 지반조사와 토질시험의 결과를 종합적으로 검토하여 결정한다.

5.7.7 지반반력 및 변위량

5.7.7.1 일반

- (1) 지반반력은 케이슨 기초를 강제로하여 산출한다.
- (2) 지반변위량의 계산은 지반조사나 토질시험의 결과를 검토하여 이루어져야한다. 지반변위량의 계산시 사질토의 경우는 탄성변위량을 구하고, 점성토의 경우는 탄성변위량과 압밀침하량을 구하여야 한다.

5.7.7.2 탄성변위량

기초에 작용하는 하중에 의한 지반반력 및 탄성변위량은 지반탄성계수나 지반반력계수를 사용하여 산정한다.

5.7.7.3 압밀침하량

압밀침하량은 5.5.8.3의 규정에 따라 계산한다.

5.7.8 케이슨 본체의 설계

5.7.8.1 형상 및 치수

- (1) 케이슨 형상은 상부구조물의 형식, 기초 저면지반의 상태, 공사비 등을 고려하여 원형, 타원형 또는 사각형으로 한다.

제 5 장 하부구조

- (2) 케이슨 본체의 치수는 케이슨기초의 안정, 케이슨 본체의 응력 및 시공성 등을 고려하여 충분히 안전한 크기이어야 한다.

5.7.8.2 측벽 및 칸막이

케이슨 본체의 측벽과 칸막이는 시공시와 완성후의 각종 하중의 조합에 대해서 설계한다.

5.7.8.3 상부슬래브

케이슨 측벽과 교각 구체 사이에 설치하는 상부슬래브는 측벽과 상부슬래브의 결합상태를 고려하여 설계한다.

5.7.8.4 상부슬래브 지지부

상부슬래브 지지부를 단순지지로서 설계하는 경우는 다음의 규정에 의하는 것으로 한다.

- (1) 상부슬래브 지지부는 상부슬래브 밑면에 작용하는 외력을 받는 것으로 하여 설계한다.
- (2) 상부슬래브 지지부는 상부슬래브의 부상, 지지부의 지압, 활동에 대하여 검토하는 것으로 한다. 또 부상에 대한 상부 슬래브와 지지부의 최소정착 철근량은 상부슬래브 지지면적의 0.2% 이상으로 하고, 지름 16mm 이상의 철근을 배근한다.
- (3) 활동에 대해서 지지면은 흙집을 내어(Chipping) 충분히 밀착시켜 마찰로 저항하는 것으로 한다. 뿐만 아니라, 마찰만으로 저항할 수 없는 경우에는 활동방지벽을 두는 방법을 강구한다.

5.7.8.5 오픈케이슨의 저면슬래브

저면슬래브의 두께는 안전성과 시공오차를 고려하여 최소 2m 이상을 확보한다. 오픈케이슨에서는 저면슬래브를 통하여 저면지반의 반력을 측벽 또는 칸막이에 전달시킨다.

5.7.8.6 날끝

날끝은 케이슨의 침하가 용이한 형상으로 하고, 침하중에 안전하도록 설계한다. 날끝은 예상할 수 있는 최악의 하중에 대하여 캔틸레버로서 계산한다.

5.7.8.7 공기케이슨 작업실, 천정슬래브 및 천정슬래브 행거빔

- (1) 공기케이슨 작업실 천정슬래브는 시공시 및 완성후의 하중상태에 가장 불리한 조합에 대하여 안전하여야 한다.
- (2) 칸막이를 가지는 케이슨 작업실 천정슬래브 행거빔은 칸막이 하부를 이용하고 작업실 천정슬래브에 작용하는 하중을 분담하는 보로 설계하는 것으로 한다.

5.7.8.8 흥벽

흥벽은 그 상부에 설치될 차수벽의 구조형식을 고려하여 설계한다.

5.7.9 구조세목

5.7.9.1 시공 이음

케이슨의 침하 도중에 주위 흙의 붕괴, 장기간의 방치에 의한 벽면의 부착 또는 케이슨의 경사 등에 의해 부분적으로 구체가 들뜨는 상태로 되는 수가 있다. 따라서 이들의 최악의 상태를 예상하여, 각 리프트 사이의 시공이음에 측벽연직방향의 보강철근을 넣는다.

5.7.9.2 차수벽 또는 토류벽

침하완료시의 케이슨 상단이 수면 또는 지반면보다 아래에 있는 경우에는 교대나 교각 구체를 구축하기 위해서 차수벽이나 토류벽을 설치한다.

5.7.9.3 칸막이에 설치하는 통수구멍

칸막이를 둔 케이슨을 침하시키는 경우에는 칸막이에 통수구멍을 설치하는 것이 좋다. 통수구멍은 지름 40~50mm 정도로 칸막이의 하부에 1m²당 1개 정도 설치한다. 통수구멍을 설치하지 않는 경우에는 칸막이의 수평철근이 수압에 충분히 견딜 수 있도록 사전에 보강한다.

5.7.9.4 공기케이슨의 샤프트구멍 주변

샤프트는 앵커볼트에 의해 작업실 천정슬래브에 결합되어 있으나, 이 주변 부분은 작업실 천정슬래브의 주철근이 불연속으로 되므로, 환상철근이나 경사철근으로 충분히 보강한다.

5.8 말뚝기초의 설계

5.8.1 적용범위

이 장은 도로교의 교각과 교대를 지지할 말뚝기초의 설계에 적용한다.

5.8.2 설계의 기본

- (1) 말뚝기초에 하중이 작용하여 생기는 말뚝머리부의 반력은 말뚝의 허용지지력이내라야 한다.
- (2) 말뚝기초의 변위가 허용변위량보다 작아야 한다.
- (3) 말뚝기초의 설계는 “예비설계, 검증시험(Proof test), 예비설계의 보완”의 절차를 거쳐 수행하는 것이 바람직하다. 검증시험이란 일정규모 이상의 교량공사에서 말뚝의 시공 시방 설정, 말뚝지지력의 평가 그리고 말뚝의 길이 결정, 말뚝의 하중지지거동의 확인 등을 위하여 실시하는 시험이다. 설계단계에서 시험말뚝에 대한 시험이 곤란할 경우에는 시공초기에 설계확인 및 본시공 관리기준의 설정을 위한 말뚝시험이 되도록 계획한다.

5.8.3 하중분담

- (1) 연직하중은 말뚝만으로 지지시킨다.
- (2) 수평하중은 말뚝만으로 지지시킨다.
- (3) 말뚝과 확대기초의 근입 부분이 하중을 함께 분담토록 할 경우에는 양자의 분담비율에 대해 충분히 검토하여야 한다.

5.8.4 말뚝의 배열

5.8.4.1 말뚝배열의 원칙

말뚝은 장기간의 지속하중에 대하여 안전하게 하중을 받도록 배열한다.

5.8.4.2 말뚝의 최소중심간격

말뚝지름의 2.5~3배를 말뚝의 최소중심간격으로 한다.

5.8.5 말뚝의 허용연직지지력

5.8.5.1 외말뚝의 허용연직압축지지력

- (1) 외말뚝의 허용연직압축지지력은 지반의 허용지지력과 말뚝재료의 허용축하중을 비교하여 작은 값으로 결정한다. 허용지지력은 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.
- (2) 말뚝재료의 허용축하중은 말뚝재료의 압축응력, 이음에 의한 감소율, 장경비에 의한 감소율, 부식 등을 고려하여 결정하여야 한다.
- (3) 지반의 조건을 고려한 말뚝의 허용연직압축지지력은 식 (5.8.1)에 의해 산출한다.

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W_t \quad (5.8.1)$$

다만, R_a 는 허용변위량에 의해 결정되는 허용연직압축지지력을 넘지 않도록 한다. 그리고 말뚝자중이 작은 경우에는 식 (5.8.2)를 이용할 수도 있다.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \quad (5.8.2)$$

- (4) 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한연직압축지지력은 대표적인 지반조건에 설치된 실물크기 말뚝이나 축소말뚝에 대한 연직재하시험을 수행하여 결정하는 것이 가장 좋다. 그러나 정역학적 지지력산정공식이 말뚝재하시험에 준하는 정밀도를 가질 경우나 시험말뚝에 대한 재하시험이 극히 곤란한 경우에는 정역학적 지지력산정공식을 사용하여 극한연직압축지지력을 추정할 수 있다. 이때, 지반특성치는 실내토질시험이나 원위치시험(CPT, PMT, DMT, SPT 등)에 의하여 구하여야 한다. 또한, 하중전이특성을 확인하여 말뚝기초의 하중지지거동을 파악하여 이용하는 것이 바람직하다.
- (5) 외말뚝의 침하를 재하시험결과를 보정하여 산정하여야 하며, 침하량 산정공식을 사용하여 추정할 수도 있다. 이 경우에도 하중전이특성을 고려하는 것이 바람직하다.

제 5 장 하부구조

5.8.5.2 외말뚝의 허용연직인발지지력

(1) 외말뚝의 허용연직인발지지력은 식 (5.8.3)으로 산출한다.

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W_p \quad (5.8.3)$$

(2) 지반조건에 따라 정해지는 외말뚝의 극한연직인발지지력은 인발재하시험으로부터 결정하는 것이 가장 신뢰성 있는 방법이며, 지반조사결과를 토대로 정역학적 지지력공식으로 계산한 지반의 최대주면마찰력의 합으로 추정할 수도 있다.

5.8.5.3 부주면마찰력

압밀침하의 우려가 있는 지반에 말뚝을 근입시키는 경우에는, 말뚝본체의 손상을 막고 구조물의 기능을 확보하기 위해서 말뚝의 연직지지력, 말뚝본체 응력, 그리고, 말뚝머리 침하량에 대하여 부주면마찰력이 미치는 영향을 검토하여야 한다. 부주면마찰력이 작용하는 경우에는 부주면마찰력 저감대책을 강구하여야 한다.

5.8.5.4 무리말뚝의 고려

- (1) 연직하중에 대한 무리말뚝의 지지력은 외말뚝의 지지력에 무리효율을 고려하여 산정한 값과 말뚝기초 전체를 가상 케이슨기초로 보고 계산한 값 중 작은 값으로 한다. 연직압축력에 대한 무리말뚝의 침하량에 대해서도 검토하여야 한다.
- (2) 무리말뚝의 영향을 고려하기 위해 탄성해석, 탄소성해석 등에 의한 무리말뚝해석을 실시할 수 있다.

5.8.6 말뚝의 허용수평지지력

5.8.6.1 외말뚝의 허용수평지지력

(1) 수평력을 받는 외말뚝의 지지력과 변위는 수평재하시험을 통하여 결정하는 것이 가장 신뢰성 있는 방법이며, 탄성보법과 극한평형법 등과 같은 해석적 방법, 프레스미터 결과를 이용한 방법 등에 의하여 추정할 수도 있다. 실제 구조물과 같은 조건에서 실시된

재하시험이 아닌 경우에는, 이들 방법을 조합하여 사용하는 것이 좋다. 이 경우는 실구조물 조건을 고려해야 한다.

5.8.6.2 무리말뚝의 고려

- (1) 무리말뚝의 수평지지력에 대해서는 말뚝중심간격에 따른 무리말뚝의 영향을 고려해야 한다.
- (2) 무리말뚝의 영향을 고려하기 위해 경험적 방법, 해석적 방법 등을 이용할 수 있다.

5.8.7 수평방향지반반력계수

말뚝기초의 설계에 이용되는 수평방향지반반력계수는 말뚝의 수평재하시험을 통해 구한 하중-변위량 곡선에서 역산하여 구하며, 지반조사 및 토질실험결과를 이용하여 추정할 수도 있다.

5.8.8 말뚝의 스프링정수

5.8.8.1 말뚝의 축방향 스프링정수

외말뚝의 축방향 스프링정수는 연직재하시험을 통해 구한 하중-침하량 곡선으로부터 구하며, 기존의 연직재하시험에 기초한 추정식, 토질시험 및 현장시험의 결과를 이용하여 추정할 수도 있다.

5.8.8.2 말뚝의 축직각방향 스프링정수

외말뚝의 축직각방향 스프링정수는 수평방향지반반력계수를 이용하여 탄성지반 위의 보 이론을 기초로 산출해야 한다.

5.8.9 말뚝반력과 확대기초변위량의 계산법

말뚝반력과 변위량은 확대기초를 강체로 보고 확대기초의 변위(연직, 수평, 회전 변위)를 고려한 탄성해석법(변위법)으로 계산한다. 또한, 탄소성해석법으로도 평가할 수 있다.

5.8.10 특수한 조건에 있는 말뚝기초의 설계

다음에 나타난 바와 같이 특수한 조건에 있는 말뚝기초를 설계할 때는 지반의 성질, 하중 조건, 말뚝기초 전체의 안전성 등에 대해 종합적으로 검토하여야 한다.

- (1) 확대기초 근입부의 수직저항 또는 수평저항을 고려한 말뚝기초
- (2) 지반면 위에 돌출된 말뚝본체에 수평력이 작용되는 말뚝기초
- (3) 동일한 확대기초에 길이가 현저히 다른 말뚝이 있는 말뚝기초
- (4) 비탈면 위에 설치되는 말뚝기초
- (5) 수평변위량을 특별히 제한하지 않는 말뚝기초
- (6) 좌굴을 고려하여야 하는 말뚝기초
- (7) 단일 현장타설말뚝 기초
- (8) 단층과쇄대에 설치되는 말뚝기초
- (9) 연약지반이 매우 깊은 곳에 설치되는 말뚝기초
- (10) 저진동 및 저소음 공법으로 설치되는 매입말뚝 기초

5.8.11 말뚝본체의 설계

5.8.11.1 완성후의 하중에 대한 설계

- (1) 축방향압축력 또는 축방향인발력에 대해 말뚝본체 각 부분의 축력은 지반의 하중전이 특성을 고려하여 구한다. 하중전이 특성은 말뚝재하시험시 측정된 말뚝축하중으로부터 결정할 수 있다.
- (2) 축직각방향력과 말뚝머리 모멘트에 의한 말뚝본체 각 부의 휨모멘트 및 전단력은 말뚝을 탄성지반상의 보로 가정하여 구한다.
- (3) 말뚝본체 각 부분은 축력, 휨모멘트 및 전단력에 대해 안전하여야 한다. 그리고 전 길이가 땅속에 근입된 말뚝은 좌굴을 고려하지 않아도 되며, 지반 위로 돌출된 말뚝에서는 좌굴에 의해 단면을 정할 수도 있다.

5.8.11.2 이음

- (1) 말뚝의 이음은 완공후에 작용하는 하중은 물론 시공시의 타입에 대해서도 충분히 안전하여야 한다.
- (2) 이음의 위치는 단면력, 이음개수, 시공성 그리고 경제성 등을 종합적으로 검토하여 정해야 한다.

5.8.11.3 말뚝과 확대기초의 결합부

말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 모든 응력들에 대해 안전하도록 설계하여야 한다.

5.8.11.4 시공시의 검토

- (1) 말뚝은 시공시와 시공오차에 따른 응력에 대해 안전해야 한다.
- (2) 기성말뚝의 경우 운반시나 타설시에 발생할 수 있는 응력에 대해서도 안전하여야 한다.

5.8.12 구조세목

5.8.12.1 기성 철근콘크리트(RC) 말뚝

- (1) 기성 철근콘크리트 말뚝은 KS F 4301 (원심력 철근콘크리트 말뚝)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.
- (2) 기성 철근콘크리트 말뚝의 선단은 타입에 대해 충분히 안전함과 동시에 지반에 알맞은 구조라야 한다.
- (3) 기성 철근콘크리트 말뚝의 머리부는 타격에 대해 충분한 강도를 가져야 한다.
- (4) 기성 철근콘크리트 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 아크용접이음으로 한다.

5.8.12.2 PSC 및 PHC 말뚝

- (1) PSC 및 PHC 말뚝은 KS F 4303 (프리텐션 방식 원심력 PC말뚝), KS F 4306 (프리텐션 방식 원심력 고강도콘크리트 말뚝)의 규정에 적합한 것을 표준으로 한다.

제 5 장 하부구조

- (2) PSC 및 PHC 말뚝의 선단은 타입에 대하여 충분히 안전하고 시공법을 고려한 구조임과 동시에 지반에 알맞는 구조이어야 한다.
- (3) PSC 및 PHC 말뚝의 머리부분은 타격에 대하여 충분한 강도를 가져야 한다.
- (4) PSC 및 PHC 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음철구를 사용한 아크용접이음으로 한다.
- (5) PSC 및 PHC 말뚝의 머리부를 절단할 경우에는 필요에 따라 미리 말뚝의 머리부에 말뚝 본체 내 보강철근을 배치하기로 한다.

5.8.12.3 현장타설말뚝

- (1) 현장타설말뚝의 설계지름은 표 5.8.1을 따르기로 한다.

표 5.8.1 설계지름

공 법	설 계 지 림
올케이싱공법 RCD 공법 어스드릴공법	800 mm 이상으로 하고 100 mm 단계로 한다. 다만, 어스 드릴공법에서 안정액을 사용하는 경우에는 설계지름보다 50 mm 큰 공칭지름의 것을 대상으로 설계한다.
인력공법	1,400 mm 이상으로 하고 100 mm 단계로 한다.

- (2) 주철근의 최소덮개두께는 표 5.8.2를 표준으로 한다.

표 5.8.2 주철근의 최소덮개두께

공 법	주철근의 최소덮개두께 (d)	
올케이싱 공법 RCD 공법 어스드릴 공법	150 mm	
인력공법	흙막이재 매설의 경우 100 mm 흙막이재 철거의 경우 250 mm	

- (3) 주철근은 이형철근을 사용하여야 한다. 그 치수 및 간격은 표 5.8.3을 따른다. 그리고 주철근에는 갈고리를 붙이지 않는 것이 좋다.

표 5.8.3 주철근

항 목	최 대	최 소	적 요
철 근 량	6%	0.4%	인력공법에 의한 경우는 제외한다.
지 림	-	22 mm	
순 간 격	-	철근 직경의 2배 이상, 혹은 조골재 최대치수의 2배 이상	
개 수	-	6개	

- (4) 띠철근은 이형철근(지름 13 mm 이상, 중심간격을 500 mm 이하)을 기준으로하되 상세 내용은 콘크리트구조설계기준 기둥부분을 참고한다. 다만, 확대기초 저면으로부터 말뚝지름의 2배의 범위안에는 띠철근의 중심간격을 150 mm 이하로 하고 철근량을 측단면적의 0.2% 이상으로 하되 이 경우에는 전단용력을 검토하지 않아도 된다.

5.8.12.4 강관말뚝

- (1) 강관말뚝은 KS F 4602 (강관말뚝)의 규격에 적절한 것을 표준으로 한다.
- (2) 강관말뚝 각 부분의 두께는 강도계산상 필요한 두께에다 부식에 의한 감소두께를 더한 것으로 결정되는데 최소 9 mm 이상으로 한다. 시공시 말뚝에 생기는 응력에 대해서는 전단면을 유효한 것으로 한다.
- (3) 강관말뚝의 부식감소두께는 말뚝이 흙 혹은 물에 접하는 면에 대해서 고려한다. 다만, 강관의 안쪽면에 대해서는 고려하지 않아도 된다.
- (4) 말뚝머리가 타입에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우에는 필요에 따라 보강한다.
- (5) 말뚝선단이 장애물 등에 의해 해로운 손상을 입을 우려가 있는 경우 혹은 굳은 지반에 쉽게 타입되도록 할 경우에는 필요에 따라서 보강한다.

제 5 장 하부구조

- (6) 강관말뚝의 현장이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 전둘레 전두께 아크용접이음으로 한다.

5.8.13 말뚝재하시험

- (1) 말뚝재하시험에는 압축시험, 인발시험 및 횡방향재하시험이 있다.
- (2) 말뚝재하시험을 실시하는 방법으로는 정재하시험 방법과 동재하시험 방법이 있다.
- (3) 말뚝재하시험을 실시하는 목적은 아래의 사항들을 전부 또는 필요에 따라 부분적으로 파악하는 것이다.
- ① 지지력
 - ② 변위량
 - ③ 건전도
 - ④ 시공방법 및 시공장비의 적합성
 - ⑤ 시간경과에 따른 말뚝지지력의 변화
 - ⑥ 부주면마찰력
 - ⑦ 하중전이 특성
- (4) 말뚝재하시험은 시험의 목적에 따라 시험횟수, 시험방법, 시험실시 시기 등을 충분히 검토하여 반드시 시방서에 명기하여야 한다.

5.9 강관널말뚝기초의 설계

5.9.1 적용범위

이 장은 도로교의 교각과 교대를 지지할 강관널말뚝기초의 설계에 적용한다. 아울러, 이 기초는 가물막이용 가시설물로도 사용될 수 있다.

5.9.2 설계의 기본

- (1) 강관널말뚝기초에 하중이 작용함으로써 우물통 바닥면에 발생하는 연직반력은 그 위치에서 허용되는 강관널말뚝의 허용지지력이내여야 한다.
- (2) 강관널말뚝기초의 변위량이 허용변위량보다 작아야 한다.

5.9.3 하중분담

- (1) 연직하중은 우물통 바닥면 지반의 연직지반반력과 우물통 주변 지반의 마찰력이 저항하도록 한다.
- (2) 수평하중은 전면 지반의 수평지반반력, 우물통 바닥면 지반의 전단력 그리고 우물통 측면의 전단력이 저항하도록 한다.

5.9.4 강관널말뚝의 허용연직지지력

5.9.4.1 강관널말뚝의 허용연직압축지지력

- (1) 허용연직압축지지력은 지반의 허용연직압축지지력과 말뚝재료의 허용하중을 비교하여 작은 값 이하로 한다.
- (2) 지반의 허용연직압축지지력은 지반의 극한연직압축지지력에 대하여 소정의 안전율을 확보하여야 한다.
- (3) 지반의 극한연직압축지지력은 연직재하시험을 통해 구하거나 압축지지력산정식을 통해 추정할 수 있다.

5.9.4.2 강관널말뚝의 허용연직인발지지력

- (1) 허용연직인발지지력은 지반의 허용연직인발지지력에 말뚝의 무게를 더한 값으로 한다. 이 경우, 허용연직인발지지력은 말뚝재료의 허용인발하중 보다 작아야 한다.
- (2) 지반의 허용연직인발지지력은 지반의 극한연직인발지지력에 대하여 소정의 안전율을 확보하여야 한다.
- (3) 지반의 극한연직인발지지력은 인발재하시험을 통해 구하거나 인발지지력산정식을 통해 추정할 수 있다.

5.9.5 지반반력계수

강관널말뚝기초를 설계할 때 사용하는 지반반력계수로는 바닥면의 연직방향지반반력계수, 전면의 수평방향지반반력계수, 그리고 바닥면의 수평방향전단반력계수가 있으며, 지반조사와 토질시험의 결과를 충분히 검토하여 추정한다.

5.9.6 기초 본체의 설계

기초 본체는 기초 전체의 휨강성을 평가하여 탄성지반 위에 놓인 유한길이의 보로 설계한다. 다만, 기초 본체의 변형이 클 경우에는 기초의 변형특성을 고려하는 해석법을 따른다.

5.9.7 상부슬래브의 설계

- (1) 상부슬래브와 본체의 강성, 그리고 상부슬래브와 강관널말뚝의 결합상태를 고려하여 상부 슬래브를 설계한다.
- (2) 상부슬래브와 강관널말뚝의 결합부는 상부슬래브에 작용하는 하중을 확실하고 안전하게 강관널말뚝에 전달하는 구조라야 한다.

제6장 내진설계

제 6 장 내진 설계

6.1 일반사항

6.1.1 적용범위

이 장은 신설되는 교량의 내진설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 1.1에 규정된 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 장의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 내진설계기준을 작성하여 설계할 수 있다.

6.1.2 용어의 정의

이 장에서 사용하는 용어의 의미는 다음과 같다.

- (1) 가속도계수(acceleration coefficient): 내진설계에 있어서 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다
- (2) 내진등급: 내진등급은 중요도에 따라서 교량을 분류하는 범주로서 내진II등급, 내진I등급으로 구분된다
- (3) 다중모드스펙트럼해석법(multimode spectral analysis method): 여러개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법
- (4) 단경간교(single span bridge): 경간이 하나인 교량
- (5) 단부구역: 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단 및 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단
- (6) 단일모드스펙트럼해석법(single mode spectral analysis): 하나의 진동모드만을 사용하는 스펙트럼해석법
- (7) 말뚝의 p-y곡선: 말뚝의 근입깊이내에서 발생하는 말뚝의 수평변위 대 단위길이 당 지반반력의 상관곡선
- (8) 모멘트-곡률 해석: 철근콘크리트 구조물의 재료비선형 단면해석의 하나로서, 횡방향철근에 의한 횡구속효과와 축력의 영향 등을 고려하고 철근과 콘크리트의 응력-변형률곡선을 이용하여 모멘트와 곡률의 관계를 구하는 해석

제 6 장 내진설계

- (9) 설계변위: 지진격리시스템의 설계에서 요구되는 수평방향의 지진변위
- (10) 소성힌지구역 : 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 구역
- (11) 액상화: 진동하중에 의해 간극수압 상승과 유효응력 감소로 전단하중에 대한 전단저항을 상실하는 현상
- (12) 율셋변위: 크리프, 건조수축 그리고 온도변위의 50%에 해당하는 지진격리받침의 수평 변위
- (13) 유효강성: 지진격리시스템이 최대수평변위를 일으키는 순간의 수평력을 최대수평변위로 나눈 값
- (14) 위험도계수: 평균 재현주기별 지진구역계수의 비
- (15) 응답수정계수(response modification factor): 탄성해석으로 구한 각 요소의 내력으로 부터 설계지진력을 산정하기 위한 수정계수
- (16) 지반계수(site coefficient): 지반상태가 탄성지진응답계수에 미치는 영향을 반영하기 위한 보정계수
- (17) 지반응답해석: 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석
- (18) 지반종류(soil profile type): 지진시에 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류
- (19) 지진격리받침: 지진격리교량이 지진 시 수평방향으로 큰 방향 변형을 허용할 수 있도록 수평방향으로는 유연하고, 수직방향으로는 강성이 높은 교량받침.
- (20) 지진격리시스템: 수직강성, 수평유연도, 그리고 감쇠를 경계면으로부터 시스템에 제공하는 모든 요소의 집합
- (21) 지진구역계수: 우리나라의 지진재해도 해석결과에 근거한 지진구역에서의 평균재현주기 500년에 해당되는 암반상 지진지반운동의 세기를 나타내는 계수
- (22) 지진보호장치: 교량구조물의 내진성능과 내진안정성을 향상시키기 위한 모든 장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당된다.

- (23) 총설계변위: 지진격리반침의 최대 수평방향 지진변위로서 해석의 결과와 지진격리시스템의 설계에 필요한 변위로부터 산출되는 값이다. 이것은 강성중심에서의 병진변위 d_i 와 비틀림변위의 고려방향 성분을 포함한다.
- (24) 최대 소성힌지력: 교각의 소성힌지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력
- (25) 탄성중합체: 압력을 가하여 상당한 변형이 있는 후 그 압력을 제거하면 초기의 크기와 형상으로 복원되는 고분자 물질로서 여기에서는 고무부품이나 고무부품의 성형에 사용하는 복합화합물을 말한다.
- (26) 탄성지진응답계수(elastic seismic response coefficient): 모드스펙트럼해석법에서 등가정적지진하중을 구하기 위한 무차원량
- (27) 평균반복전단응력: 불규칙한 지진하중을 일정한 반복하중으로 치환할 때, 등가의 전단응력
- (28) 항복강성: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 강성으로서 항복모멘트와 항복곡률의 비율로 결정되는 교각의 강성
- (29) 항복유효 단면2차모멘트: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 단면2차모멘트 강성으로서 간편식으로 산정되는 단면2차모멘트

6.1.3 기호

이 장에서 사용하는 기호와 정의는 다음과 같다.

- A : 6.3.1에서 결정하는 가속도계수(무차원량)
- A_c : 6.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 철근콘크리트 기둥 심부의 면적(mm²)
- A_g : 6.8.2.1에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 철근콘크리트 기둥의 총단면적(mm²)
- A_{sh} : 6.8.2.1에서 정의되는 직사각형 철근콘크리트 기둥에 쓰인 횡방향철근(후프 또는 스테럽)의 총단면적(mm²)
- a : 6.8.2.1에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥에서 횡방향철근(후프 또는 스테럽)의 수직 간격(mm)

제 6 장 내진설계

- B : 식(6.4.1)과 식(6.4.2)의 그룹 하중조합시에 사용되는 부력으로 인한 하중
- C_s : 식(6.5.1)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)
- C_{sm} : 식(6.5.2)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)
- C_{si} : 식(6.10.8), (6.10.9)에서 정의되는 지진격리교량의 i 번째 모드의 탄성지진응답계수(무차원량)
- D : 식(6.4.1)과 식(6.4.2)의 그룹 하중조합시에 사용되는 고정하중으로 인한 하중
- d : 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{sub}$)
- d_i : 고려방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위
- d_n : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위
- d_p : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위
- d_{sub} : 등가지진력에 의한 하부구조의 지진 시 변위
- E_F : 6.4.7.2에서 정의된, 식(6.4.2)의 그룹 하중조합시에 사용되는 기초 설계지진력
- E_M : 6.4.7.1에서 정의된, 식(6.4.1)의 그룹 하중조합시에 사용되는 설계지진력
- EDC : 한 사이클 당 소산된 에너지
- EI_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(축방향철근의 항복)
- F : 식(6.4.1)과 식(6.4.2)의 그룹 하중조합시에 사용되는 유체압으로 인한 하중
- F_e : 등가지진력
- F_n : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력
- F_p : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력
- FS_L : 식(6.6.1)에서 정의되는 액상화에 대한 안전율
- f_{ck} : 6.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
- f_{yh} : 횡방향철근(띠철근 또는 나선철근)의 항복강도(MPa)
- g : 식(6.5.5)에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 중력가속도(m/sec^2)
- H : 6.4.8에서 정의된 기둥 또는 교각의 높이(m), 식(6.4.1)과 식(6.4.2)의 그룹하중조합시에 사용되는 토압으로 인한 하중
- h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께
- h_c : 6.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥 심부의 단면치수(mm)

- I : 6.3.1에서의 위험도계수(무차원량)
- $I_{y,eff}$: 교각의 항복 유효단면2차모멘트
- I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트
- k_{eff} : 식(6.10.1)에서 원형시험에 의해 결정되는 지진격리받침의 유효강성
- K_{eff} : 변위 d_i 에서 계산된 모든 베어링과 상부구조물의 세그먼트를 지지하고 있는 변위 d_{sub} 에서 계산된 하부구조물에서의 유효선형강성의 합
- K_h : 6.6.3.2에서 정의된 횡토압 계산시에 사용되는 수평지진계수(무차원량)
- L : 6.4.8에서 정의된 교량 상부구조의 길이(m)
- l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)
- M_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(축방향철근의 항복)
- N : 6.4.8에서 정의되는 주거더의 최소지지길이(mm)
- $p_e(x)$: 6.5.3에서 진동의 기본모드를 나타내기 위해 작용된 등가정적지진하중의 강도 (힘/단위 길이)
- p_o : 6.5.3에서 주기를 계산하기 위해 사용된, 가정한 균일 하중(힘/단위 길이)
- P_u : 교각에 작용하는 계수 축력
- R : 6.3.4에서의 응답수정계수(무차원량)
- R_i : 6.10.6에서의 지진격리교량의 응답수정계수(무차원량)
- S : 6.3.3에서의 지반계수(무차원량)
- S_i : 6.10.5에서의 지진격리교량의 지반계수(무차원량)
- s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)
- T : 6.5.3에서 결정된 교량의 기본주기(초)
- T_m : 6.5.2에서 사용된 교량의 m 번째 진동모드의 주기(초)
- T_{eff} : 고려 방향에 대한 지진격리교량의 주기(초)
- T_i : 6.9.7.4에서 사용된 지진격리교량의 i 번째 진동모드의 주기(초)
- T_s : 통제주기(초)
- v_d : 설계지진에 상응하는 등가의 평균반복전단응력
- v_l : 설계지진(지진규모)에 상응하는 등가의 반복횟수에서 액상화를 일으키는 평균반복전단응력

제 6 장 내진설계

- $v_s(x)$, $v_e(x)$: 6.5.3에 사용된, 각각 작용된 하중 p_o 와 p_e 로 인한 정적처짐형상(길이)
- W : 지진격리받침의 설계를 위한 상부구조물의 총중량
- $w(x)$: 6.5.3에 사용된 교량 상부구조와 이에 부착된 하부구조의 단위 길이당의 고정하중 (힘/길이)
- α : 6.5.3에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수(길이²)
- β : 6.5.3에서 교량의 등가정적지진하중을 계산하는데 사용되는 계수(힘×길이)
- β_i : 지진격리시스템의 등가감쇠비
- γ : 6.5.3에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수(힘×길이²)
- θ : 식(6.4.3)에서 최소받침지지길이를 계산하는데 사용되는 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)
- λ_o : 휨 초과강도계수
- ρ_l : 교각의 축방향철근비
- ρ_s : d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부에 대한 나선철근의 체적비
- ϕ_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(축방향철근의 항복)

6.2 내진설계의 기본방침

6.2.1 목적

이 설계기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성 확보를 위해 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

6.2.2 내진설계기준의 기본개념

이 설계기준은 건설교통부의 연구과제 “내진설계기준연구(Ⅱ)”(1997. 12.)에서 제시된 내진 설계성능기준 및 기타 연구결과 중 현재 수준에서 인정할 수 있는 일부 규정을 기존 설계기준의 체계에 맞도록 채택하여 제정되었다. 따라서 현재의 설계기준은 다음의 기본개념에 기초를 두고 있다.

- (1) 인명피해를 최소화 한다.
- (2) 지진시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지한다.
- (3) 지진시 가능한 한 교량의 기본 기능은 발휘할 수 있게 한다.
- (4) 교량의 정상수명 기간내에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.
- (5) 설계기준은 남한 전역에 적용될 수 있다.
- (6) 이 규정을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

이러한 기본 개념을 구현하기 위해서는 낙교방지가 확보되어야 하며, 낙교방지는 가능한 교각의 연성거동에 의한 연성과피메커니즘을 유도하여 확보하고, 그렇지 않은 경우 낙교 방지 대책(전단키, 변위구속장치 등)을 제시하여 확보하여야 한다. 또한, 필요한 경우 지진격리시스템을 설치할 수 있다.

6.2.3 품질보증 요건

내진설계에 관한 품질보증 요건은 1.7에 준한다.

6.2.4 지진응답 계측

6.2.4.1 일반사항

내진 I 등급교와 내진 II 등급교에 대해서는 유지관리, 내진설계기술 개발 및 개선에 필요한 자료 확보를 위하여 관할기관은 지진계와 가속도계를 설치하고 운영하도록 요구할 수 있다.

6.2.4.2 계측기기의 설치와 관리

교량의 지진응답을 계측하기 위한 계측기기의 설치 위치와 종류, 개수와 관리는 이 설계기준의 목적을 달성할 수 있도록 결정되어야 한다.

6.3 설계 일반사항

6.3.1 설계지반운동

6.3.1.1 일반사항

- (1) 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- (2) 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
- (3) 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
- (4) 설계지반운동은 수평 2축 방향 성분으로 정의되며 그 세기와 특성은 동일하다고 가정할 수 있다.
- (5) 모든 점에서 똑같이 가진하는 것이 합리적일 수 없는 특징을 갖는 교량 건설부지에 대해서는 지반운동의 공간적 변화모형을 사용해야 한다.

6.3.1.2 가속도계수

- (1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표 6.3.1과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 지진구역계수는 표 6.3.2에 수록된 바와 같이 구역 I에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다.
- (2) 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수는 표 6.3.3과 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.
- (3) 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 가속도계수 A 는 6.3.2에서 규정된 내진등급별 설계지진의 재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른 지진구역계수에 곱하여 계산한다.

제 6 장 내진설계

표 6.3.1 지진구역 구분

지진구역	행정구역 ⁽⁵⁾	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부 ⁽¹⁾ , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 ⁽²⁾
II	도	강원도 북부 ⁽³⁾ , 전라남도 남서부 ⁽⁴⁾ , 제주도

주: (1) 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
 (2) 전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 화순, 광양시, 나주시, 여수시, 순천시
 (3) 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
 (4) 전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시
 (5) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

표 6.3.2 지진구역계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수	0.11	0.07

표 6.3.3 위험도계수

재현주기 (년)	500	1000
위험도계수, I	1	1.4

6.3.2 내진등급과 설계지진수준

- (1) 교량의 내진등급은 표 6.3.4와 같이 교량의 중요도에 따라서 내진I등급과 내진II등급으로 분류한다. 단, 교량의 관할기관에서 교량의 내진등급을 별도로 정할 수 있다.
- (2) 교량은 표 6.3.4에서 내진등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계되어야 한다.

표 6.3.4 도로교의 내진등급과 설계지진

내진등급	교 량	설계지진의 평균재현주기
내진I등급교	-고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 -지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 -내진등급교가 건설되는 도로위를 넘어가는 고가교량	1000년
내진II등급교	내진등급교에 속하지 않는 교량	500년

6.3.3 지반의 분류

(1) 지반의 영향은 교량의 지진하중을 결정하는데 고려되어야 한다. 표 6.3.5에 명시된 지반계수 S 는 표 6.3.6에서 정의된 지반종류에 근거를 두고 있다.

표 6.3.5 지반계수

지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

제 6 장 내진설계

표 6.3.6 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파속도(m/s)	표준관입시험(N치 ⁽¹⁾)	비배수전단강도(kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	-	-
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
IV	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주: (1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N치

(2) 지반종류 V는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지중속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

- (가) 액상화가 일어날 수 있는 흙, 키클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- (나) 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반
- (다) 매우 높은 소성을 갖은 점토지반
- (라) 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

6.3.4 응답수정계수

- (1) 6.6과 6.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 6.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 6.4.7에서와 같이 규정된 탄성지진력을 표 6.3.7의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.
- (2) 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구)과 말뚝가구의 소성힌지구역에 6.8.3.4에서 규정한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우에는 부록 I에 따라 설계하

6.3 설계 일반사항

여야 하며, 표 6.3.7의 하부구조에 대한 응답수정계수는 적용하지 않는다. 이때 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구는 6.8.3.4의 심부구속철근량을 제외한 모든 설계요건을 만족시켜야 하며, 기초와 연결부분은 6.4.7.1(4)와 6.8.2.5에 따라 설계하여야 한다.

- (3) 응답수정계수 R은 하부구조의 양 직교축방향에 대해 모두 적용한다.
- (4) 벽식교각의 약축방향은 6.8의 기둥규정을 적용하여 설계할 수 있다. 이때 응답수정계수 R은 단일 기둥의 값을 적용할 수 있다.

표 6.3.7 응답수정계수, R

하 부 구 조	R	연 결 부 분 ⁽¹⁾	R
벽식 교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)		상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3		
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2		
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡뮴 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구		기둥 또는 교각과 기초	1.0
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5		
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3		
다주 가구	5		

주: (1) 연결부분은 부재간에 전단력과 압축력을 전달하는 기구를 의미하며, 교량받침과 진단키 등이 이에 포함된다. 이 때, 응답수정계수는 구속된 방향으로 작용하는 탄성지진력에 대해서만 적용된다.

6.4 해석 및 설계에 대한 규정

6.4.1 일반사항

- (1) 탄성지진력은 6.5에 규정한 값으로 한다.
- (2) 기초 및 교대의 설계조건과 강교 및 콘크리트의 내진설계 추가 요구조건은 6.6, 6.7, 6.8에 따른다.
- (3) 교량의 내진설계절차는 모든 내진등급의 교량에 대하여 동일하게 적용한다. 다만 단경간교에 대한 내진설계는 6.4.5과 6.4.8에 따른다. 또한 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 내진설계는 6.4.6과 6.4.8에 의해서 수행될 수 있다.

6.4.2 해석방법

- (1) 교량의 지진해석방법은 6.5에서 규정된 단일모드스펙트럼해석법을 사용하는 것을 기본으로 한다.
- (2) 정밀한 해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 다중모드스펙트럼해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀 해석법을 사용할 수 있다.
- (3) 단경간교 및 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교는 상세한 지진해석을 할 필요가 없다.

6.4.3 탄성력 및 탄성변위

- (1) 탄성력과 탄성변위는 6.4.2에 규정한 해석방법을 사용하여 두 개의 직교축에 대하여 독립적으로 해석하고 6.4.4에 규정한 방법으로 조합하여야 한다.
- (2) 두 개의 직교축은 교량의 종방향축과 횡방향축으로 하는 것이 표준적이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다. 곡선교는 양측 교대를 연결하는 현을 종방향으로 정할 수 있다.

6.4.4 직교 지진력의 조합

부재의 각각의 주축에 대한 설계지진력은 6.4.3에 규정한 방법으로 구한 지진력을 다음과 같이 조합하여 사용한다.

6.4 해석 및 설계에 대한 규정

하중경우 1 ... 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)의 30%를 합한 경우.

하중경우 2 ... 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)의 30%를 합한 경우.

6.4.5 단경간교의 설계규정

- (1) 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 6.3.1.2에서 규정된 가속도계수와 6.3.3에서 규정된 지반계수를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향 및 횡방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다.
- (2) 낙교방지를 위한 최소받침지지길이는 6.4.8에 규정한 값으로 한다.

6.4.6 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 설계지진력

- (1) 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기계장치는 고정하중의 20%에 해당되는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계하여야 한다.
- (2) 종방향으로 구속되어 있을 경우 종방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 각 세그먼트의 자중으로 정의된다.
- (3) 횡방향으로 구속되어 있을 경우 횡방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 그 교량받침에서의 고정하중 반력으로 정의된다.

6.4.7 설계지진력

6.4.7.1 구조부재 및 연결부의 설계지진력

- (1) 이 절에서 구하는 설계지진력은 다음의 각 경우에 대하여 적용한다.
 - ① 상부구조, 상부구조의 신축이음 및 상부구조와 하부구조상단 사이의 연결부

제 6 장 내진설계

- ② 하부구조 상단으로부터 기둥이나 교각의 하단까지(단 후팅, 말뚝머리 및 말뚝은 포함하지 않는다.)
 - ③ 상부구조와 교대의 연결요소
- (2) (1)항의 설계지진력은 6.4.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 6.3.4에 규정한 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다. 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)을 부록 I에 따라 설계하는 경우에는 이 항에 따라 기둥의 설계지진력을 결정할 필요가 없다.
- (3) (2)항의 각 설계지진력을 다른 설계력과 함께 2.2.2.2와 2.2.3.2에 따라 최대하중을 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + B + F + H + E_M) \quad (6.4.1)$$

여기서,

- D : 고정하중
- B : 부력
- F : 유체압
- H : 횡도압
- E_M : (2)항의 설계지진력

- (4) 표 6.3.7의 응답수정계수가 적용되지 않은 경우, 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분의 설계지진력은 6.8.2.5에 따라 결정된 교각의 최대소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.
- (5) 강구조물에 허용응력설계법을 사용할 경우 허용응력은 규정된 허용응력에 표 6.4.1에 주어진 증가계수를 곱한 값으로 한다.

표 6.4.1 허용응력의 증가계수

구조물의 종류	허용응력 증가계수
강구조물	1.5

6.4.7.2 기초의 설계지진력

(1) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.

① 기초의 설계지진력은 6.4.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 6.3.4에 따라 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R 값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 탄성지진모멘트를 6.3.4의 해당 응답수정계수 R 값으로 나눈 소성설계모멘트가 기둥 또는 교각의 휨설계강도를 6.8.2.5(5) 식(6.8.3)의 휨 초과강도계수로 나눈 값 이상인 경우에 적용하여야 한다. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R 로 나눈 값으로 한다.

② 기초의 설계지진력은 6.8.2.5에 따라 결정된 교각의 최대 소성한지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

(2) (1)항의 각 설계지진력은 6.4.7.1 (3)에 따른다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + B + F + H + E_F) \quad (6.4.2)$$

여기서,

D : 고정하중

B : 부력

F : 유체압

H : 횡토압

E_F : (1)항의 설계지진력

(3) 기초의 각 요소에서 단면의 설계강도는 제2장 설계일반사항의 강도설계법 하중조합에서 지진하중이 포함된 하중조합의 모든 종류의 하중에 하중계수 1.0을 사용하여 구한 소요강도 이상이어야 하며, 6.6의 설계규정을 만족하여야 한다.

6.4.7.3 교대 및 옹벽

(1) 상부구조와 교대의 연결부(받침, 전단연결재 등)는 6.4.7.1의 설계지진력에 저항하도록 설계하여야 한다.

(2) 교대는 6.6.3의 규정에 따라 설계하여야 한다.

6.4.8 설계변위

- (1) 이 절에서 정한 최소받침지지길이는 모든 거더의 단부에서 확보하여야 한다.
- (2) 최소받침지지길이의 확보가 어렵거나 낙교방지를 보장하기 위해서는 변위구속장치를 설치해야 한다.
- (3) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 최소받침지지길이(N)는 식(6.4.3)에 규정한 값보다 작아서는 안된다.

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)} \tag{6.4.3}$$

여기서,

L: 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m)

다만, 지간 내에 힌지가 있는 경우의 *L*은 힌지 좌·우측방향의 거리인 *L*₁과 *L*₂의 합으로 한다(그림 6.4.1 참조)

H: 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)

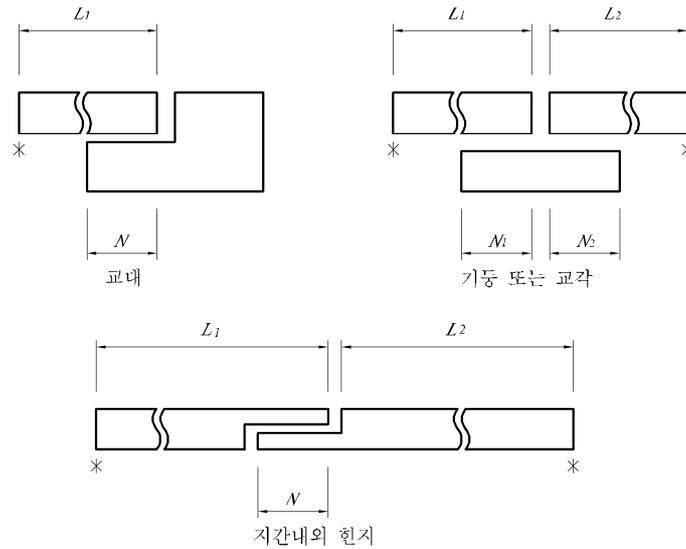
교대 ... 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이. 단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 ... 기둥 또는 교각의 평균높이.

지간 내의 힌지 ... 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균높이.

θ: 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)

- (4) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교를 제외한 모든 교량의 설계지진변위는 6.4.3에 규정된 값과 6.4.8에 규정된 값 중 큰 값으로 한다.



* 신축이음 또는 교량 상판의 단부

그림 6.4.1 최소 받침지지길이 규정에 관한 치수

(5) 교량의 여유간격

지진시에 교량과 교대 혹은 인접하는 교량간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 교량의 단부에는 그림 6.4.2에 나타낸 바와 같이 여유간격을 설치한다. 교량의 여유간격은 식(6.4.4)에 의한 값보다 작아서는 안 된다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \quad (6.4.4)$$

여기서,

- Δl_i : 교량의 여유간격(mm)
- d : 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{sub}$)(mm)
- Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량(mm)
- Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량(mm)
- Δl_t : 온도변화로 인한 이동량(mm)

단, 교량의 여유간격은 2.4.1.3에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 한다.

제 6 장 내진설계

또한, 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접교량 및 주요 구조부재간의 충돌가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

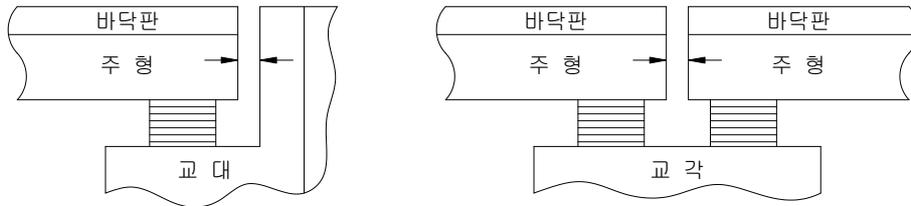


그림 6.4.2 교량의 여유간격

6.4.9 지반의 액상화 평가

(1) 교량의 액상화 피해가 예상되는 경우에는 지반의 액상화 발생 가능성을 검토하여야 한다.

(2) 액상화 평가 기준

- ① 액상화 평가시 설계 지진가속도는 6.3절 설계 일반사항의 구조물 내진등급에 따라 결정한다.
- ② 설계 지진 규모는 지진구역 I, II 모두 리히터규모 6.5를 적용한다.
- ③ 내진 1등급 교량인 경우에는 현장 및 실내시험 결과를 이용한 부지특성 평가 방법을 사용하여 지진응답해석을 수행하고, 액상화 전단저항응력은 실내 반복시험 결과를 이용한다.

(3) 액상화 평가 방법

- ① 액상화 평가방법은 교량의 내진등급에 따라 표준관입시험의 N값, 콘관입시험의 qc값과 전단파 속도 Vs값 등과 같은 현장시험 결과를 이용한 간편예측법 또는 실내 반복시험을 이용한 상세예측법 등을 적용한다.
- ② 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 액상화를 유발시키는 전단저항응력비(CRR)를 지진에 의해 발생하는 반복전단응력비(CSR)로 나눈 값으로 정의되는 안전율(FSL)로 평가한다.
- ③ 간편예측법을 통해 획득한 안전율이 1.5 보다 작을 경우에는 상세예측법을 실시한다. 상세예측법을 통해 획득한 안전율이 1.0 미만인 경우에는 대책공법을 마련하며, 1.0 이상인 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.

6.5 해석방법

6.5.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 6.4.2에서 규정한 교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 두 가지의 해석방법을 제시한다.
- 1) 단일모드스펙트럼해석법
 - 2) 다중모드스펙트럼해석법
- (2) 두 가지 방법 모두에 있어서 모든 고정된 기둥과 교각 또는 교대지점들은 동일 시점에 있어서 동일한 지반운동을 한다고 가정한다. 가동지점에서는 이 절에서 기술된 해석으로부터 구한 변위가 6.4.8에서 규정된 최소 요구치보다 큰 경우 이 값을 사용하여야 한다.

6.5.2 탄성지진응답계수

- (1) 단일모드스펙트럼해석 시 설계하중의 결정에 쓰이는 탄성지진응답계수 C_s 는 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \quad (6.5.1)$$

여기서,

A : 6.3.1로부터 구하는 가속도계수

S : 6.3.3에 규정한 지반 특성에 대한 무차원의 계수

T : 6.5.3 또는 다른 적합한 방법에 의하여 결정된 교량의 주기

다만, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

- (2) 다중모드스펙트럼해석 시 m 번째 진동모드에 대한 탄성지진응답계수 C_{sm} 은 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \quad (6.5.2)$$

제 6 장 내진설계

여기서,

T_m : m 번째 진동모드의 주기

다만, C_{sm} 값은 2.5A 보다 크게 취할 필요는 없다.

- (3) T_m 값이 4.0초를 넘는 구조물에 대해서 m 번째 진동모드에 대한 C_{sm} 값은 다음 값에 따라 결정할 수 있다.

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (6.5.3)$$

6.5.3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는 다음식으로 산정할 수 있다.

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s}{r} w(x) v_s(x) \quad (6.5.4)$$

여기서,

$p_e(x)$: 등가정적 지진하중이며 진동의 기본모드를 대표하기 위해 가하는 단위길 이당 하중강도(그림 6.5.2)

C_s : 식(6.5.1)로 주어지는 탄성지진 응답계수

여기서 교량의 주기 T 는 다음과 같다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r}{p_o g \alpha}} \quad (6.5.5)$$

g : 중력가속도, 9.81 m/s^2

$w(x)$: 교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중

v_s : 균일한 등분포하중 p_o 에 의한 정적처짐(그림 6.5.1)

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (6.5.6)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (6.5.7)$$

$$r = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (6.5.8)$$

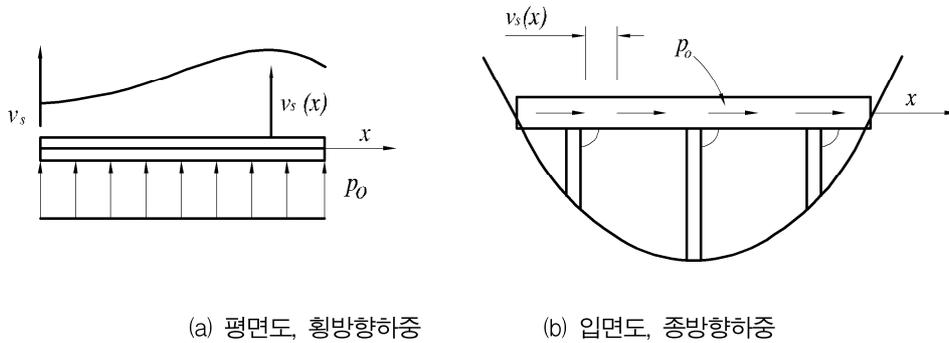


그림 6.5.1 횡방향 및 종방향으로 가정된 하중을 받는 교량 상판

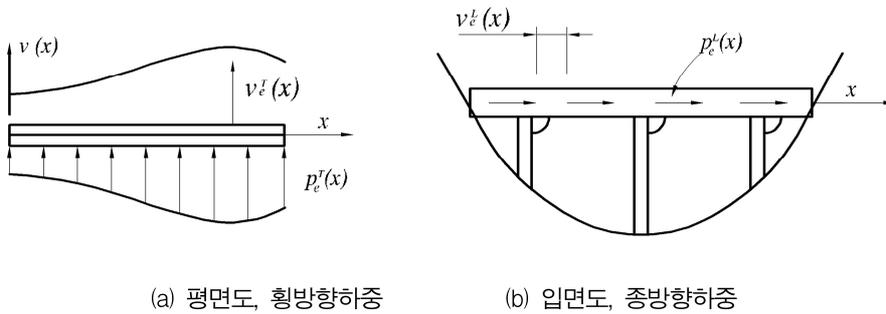


그림 6.5.2 횡방향 및 종방향으로 등가하중을 받는 교량 상판

6.5.4 다중모드스펙트럼해석법

6.5.4.1 일반사항

다중모드스펙트럼해석법은 비정형 교량의 3방향 연계효과와 최종응답에 대한 다중모드의 기여 효과를 결정하기 위해 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.

제 6 장 내진설계

6.5.4.2 수학적 모형

- (1) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로서 모형화해야 한다.
- (2) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.
- (3) 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성향을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.
- (4) 지진시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려하여야 한다.
- (5) 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간뼈대 부재의 집합체로 모형화해야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 적절하게 분배시켜야 한다.
- (6) 하부구조에서 중간 기둥 또는 교각들은 일반적으로, 인접 지간길이의 1/3 보다 짧은 길이를 갖는 짧고 강성이 강한 기둥에 대해서는 중간 절점이 불필요하나, 길고 유연한 기둥은 기둥단부의 연결부 외에 2개의 1/3지점을 중간 절점으로 모형화하여야 한다. 하부구조의 모형은 상부구조에 대한 기둥의 편심을 고려해야 한다. 기둥 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

6.5.4.3 진동모드의 형상과 주기

고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 고정지반 조건에 대해서 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산하여야 한다.

6.5.4.4 다중모드스펙트럼 해석

응답해석 시 고려되는 모드의 수는 지간 수의 3배 이상이어야 한다. 이 때, 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10% 이상 증가하지 않는 충분한 개수의 모드를 고려하여야 한다.

6.5.4.5 부재력과 변위

부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 각각의 응답성분 (예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변위)은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합함으로써 계산한다.

6.6 기초 및 교대의 내진설계

6.6.1 적용범위

이 절에서는 교량의 기초 및 교대의 내진설계에 대해 규정한다. 이 설계기준은 지진 하중이 외의 수직 및 수평 하중에 대해 충분하게 지지할 수 있도록 설계된 것을 전제로 한다. 이런 전제 조건은 기초를 위한 조사의 범위, 흙쌓기, 비탈면 안정, 기초지반의 지지력 및 수평토압, 배수, 침하, 말뚝기초의 요건 및 지지력 등에 대한 기준을 포함한다.

6.6.2 기초

6.6.2.1 조사

지진구역 I에서는, 평상시 설계에 필요한 조사 이외에 지진에 대한 (1)비탈면의 불안정, (2)액상화, (3)흙쌓기 지반의 침하, (4)수평토압 증가와 관련된 지진 피해 가능성 판단과 내진 설계에 필요한 조사를 추가하여야 한다. 이때 최대지반가속도는 가속도계수 A 또는 부지고유의 지반응답해석결과를 사용한다.

6.6.2.2 기초설계를 위한 해석과 검토

기초는 등가정적 또는 동적해석을 수행하여 기초 구조체의 최대 응력 또는 단면력, 상부 구조의 최대 변위 그리고 기초의 전도, 활동, 침하 및 지지력을 검토한다.

(1) 얽은기초에 대한 등가정적해석

- ① 얽은기초에 작용하는 등가정적하중은 기초 지반과 상부구조물의 응답특성을 고려하여 결정한다.
- ② 얽은기초는 미끄러짐, 지지력, 전도에 대하여 안전하여야 하고, 변형 및 침하량이 허용치를 넘지 않아야 된다.
- ③ 기초지반이 액상화가 발생할 수 있는 지반이라면 적절한 액상화 대책공법을 적용하여야 한다.

(2) 말뚝기초에 대한 등가정적해석

- ① 말뚝기초 등가정적해석에서는 기초 지반과 상부구조물의 특성을 고려하여 지진 하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.

- ② 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 균말뚝 해석을 수행하여 각 말뚝에 작용하는 하중을 산정한다. 이 때, 가장 큰 하중을 받는 말뚝을 내진성능평가를 위한 말뚝으로 선정하고, 등가정적해석을 수행한다.
- ③ 내진성능평가 대상 말뚝에 대해서는 말뚝 본체 및 두부의 응력 또는 단면력, 말뚝의 변위량 및 모멘트를 검토한다.

(3) 동적해석

- ① 기초에 대한 동적해석이 필요한 경우에는 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 고려하는 동적해석방법을 사용할 수 있다.
- ② 현장시험과 실내시험으로부터 얻은 지반의 물성치와 기초의 제반사항을 고려하여 기초를 스프링으로 모델링 한 후, 설계지진하중으로 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 결정하고 이를 사용하여 기초의 안정성을 검토한다.

6.6.2.3 말뚝설계시 특별히 요구되는 사항

지반과 교량의 불확실한 응답특성들을 고려하여 말뚝의 내진설계에서는 일반 설계에서의 요구조건 이외에 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.

- (1) 말뚝의 내진설계에서는 극한지지력 개념을 사용하며 설계지진하중에 대하여 충분한 지지력을 확보하여야 한다.
- (2) 말뚝은 파일캡에 적절히 연결하여야 한다.
- (3) 콘크리트로 채운 말뚝에 특별한 정착장치를 설치하지 않는 경우에는 말뚝으로 인발력이 전달될 수 있도록 충분한 길이의 철근을 매립하여 정착하여야 한다.
- (4) 속채움이 없는 강관말뚝, 나무말뚝, 강말뚝은 말뚝의 허용지지력의 10% 이상인 인발력이 전달될 수 있도록 정착하여야 한다.
- (5) 보강철근은 말뚝과 파일캡을 일체로 하며 하중전달을 용이하게 하기 위해서 파일캡까지 연장되어야 한다.
- (6) 말뚝의 내진설계에서는 기둥이 지표면 위에서 휨모멘트에 의하여 항복하기 이전에 말뚝이 지표면 아래에서 파괴되지 않도록 하여야 한다.

6.6.3 교대

6.6.3.1 일반사항

지진 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의 설계는 신중하게 수행하여야 한다.

6.6.3.2 독립식 교대

- (1) 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려하여야 한다.
- (2) 지진시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법으로 계산할 수 있으며 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.
- (3) 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이 때, 교대는 지진시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대 받침의 손상을 최소화 하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (4) 교축방향 변위를 구속하는 독립식 교대에는 Mononobe-Okabe의 등가정적하중법에 의한 토압보다 큰 수평토압이 작용하므로 이를 고려해야 한다.

6.6.3.3 일체식 교대

- (1) 일체식 교대는 지진 시 큰 상부관성력이 뒷채움흙에 전달되므로 과도한 상대변위가 발생하지 않도록 하기 위하여 적절한 수동저항력을 갖도록 설계되어야 한다.
- (2) 일체식 교대는 교대-뒷채움흙 구조와 기초의 강성을 계산하여 구조물의 내진설계 과정에 따라 설계할 수 있다.

6.7 강교 설계

6.7.1 일반사항

- (1) 구조용 강재 기둥과 연결부의 설계와 시공은 도로교설계기준과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 허용응력설계법의 적용시에는 6.4.7.1(5)에 따라 허용응력 증가계수를 사용한다.

6.7.2 P- Δ 효과

P- Δ 효과(지진변위로부터 발생하는 편심과 기둥 축력에 의한 모멘트)로 인한 2차 휨을 고려하여 축방향 응력과 휨응력을 계산할 때, 모든 축방향 하중을 받는 부재는 이 설계기준의 3.4.3에 의거하여 설계하여도 된다.

6.8 콘크리트교 설계

6.8.1 일반사항

- (1) 일체로 현장타설 되는 교각, 확대기초, 연결부의 내진설계는 강도설계법을 사용하여야 하며, 4장과 5장의 규정과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 이절에서의 교각은 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주기구), 벽식 교각, 말뚝가구를 총칭한다.
- (3) 단일기둥, 다주기구, 말뚝가구를 설계할 때, 소성힌지구역에 배근되는 심부구속철근은 6.3.4의 응답수정계수와 6.8.3.4의 심부구속철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 '부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계'를 적용하여 설계할 수 있다.

6.8.2 교각의 해석 및 설계 강도

6.8.2.1 일반사항

- (1) 철근콘크리트 교각에 대한 구조해석과 단면강도해석에는 균열의 영향과 축방향력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려하여야 한다.
- (2) 철근콘크리트 교각의 축방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 하며, 인장강도가 항복강도의 1.25배 이상이어야 한다. 철근콘크리트 교각의 횡방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 한다.

6.8.2.2 교각의 휨강성

- (1) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 다음 식으로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구하여야 한다. 단 지진하중에 의한 단면력을 구하기 위한 구조해석에서는, 식 (6.8.1)의 항복강성 대신 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용할 수 있다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\varphi_y} \quad (6.8.1)$$

여기서,

EI_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향철근의 항복)

M_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향철근의 항복)

φ_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향철근의 항복)

- (2) 식 (6.8.1)로 정의되는 교각의 항복강성을 구하기 위하여 교각단면에 대한 비선형해석을 수행하지 않는 경우에는, 콘크리트의 탄성계수와 다음 식으로 계산되는 항복유효 단면2차모멘트를 사용할 수 있다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (6.8.2)$$

여기서,

A_g : 교각의 총단면적

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

P_u : 계수 축력

ρ_l : 교각의 축방향철근비

- (3) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여야 한다, 단 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 교각의 항복강성을 적용하여야 한다.

제 6 장 내진설계

6.8.2.3 교각의 P- Δ 효과

- (1) 철근콘크리트 교각의 총모멘트는 P- Δ 효과를 고려하여 결정하여야 한다. 구조해석에 선형탄성해석을 수행하는 경우는, 지진해석에 의한 1차모멘트에 횡방향 지진변위와 축력에 의한 2차모멘트를 추가하여 총모멘트를 결정하여야 한다.
- (2) 엄밀한 해석에 의하여 P- Δ 효과를 고려하지 않는다면 (3)항과 (4)항에 따라 근사적으로 2차모멘트를 구할 수 있다.
- (3) 캔틸레버로 거동하는 교각에 대하여 6.8.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 기둥 상단과 하단의 횡방향 최대상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 2차모멘트로 취할 수 있다.
- (4) 골조로 거동하는 교각에 대하여 6.8.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 모멘트가 0인 위치를 기준으로 상단과 하단의 횡방향상대변위를 각각 구한 후 1.5배를 취한 각각의 횡방향상대변위에 축력을 곱하여 상단과 하단의 2차모멘트로 취할 수 있다.
- (5) 6.3.4의 응답수정계수를 적용하여 설계할 때에는 응답수정계수를 1차모멘트에만 적용하며 2차모멘트에는 적용하지 않는다.

6.8.2.4 교각의 설계휨강도

- (1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 축력-휨강도를 검토할 때에는, 공칭휨강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계휨강도를 결정한다.
- (2) 철근콘크리트 교각의 휨강도는 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 휨강도 해석이나 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형도 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석에 의하여 결정되어야 한다.
- (3) 철근콘크리트 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향이 고려되어야 하며, 6.8.3.5의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 횡방향철근에 의한 심부구속효과를 고려할 수 있다.

6.8.2.5 교각의 최대 소성힌지력

- (1) 이절의 규정은 교각과 연결된 기초, 교각과 일체로 시공된 상부구조, 교각의 전단설계, 그리고 교각과 상부구조 또는 기초의 연결부분에 적용한다.
- (2) 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각의 약축방향, 말뚝가구의 설계전단력은 6.3.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 할 수 있다.
- (3) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 6.4.7.2(1) 항에 명시된 바와 같이 교각에 대한 응답수정계수 R의 1/2로 나눈 값으로 하거나, 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 할 수 있다.
- (4) 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정하여야 한다. 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각 하단의 휨 초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 상단과 하단의 휨 초과강도 합을 교각의 길이로 나누어 결정한다. 이때 교각의 길이는 캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이로 하며 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이로 한다.
- (5) 교각 단면의 휨 초과강도는 다음 두 가지 방법 중 하나를 적용하여 결정하여야 한다.
 - ① 설계기준 압축강도의 1.7배인 콘크리트 압축강도와 설계기준 항복강도의 1.3배인 축방향철근 항복강도를 적용하고, 소성힌지구역 횡방향철근의 심부구속 효과와 축하중의 영향을 고려한 단면의 휨강도로서, 모멘트-곡률 해석을 수행한다.
 - ② 콘크리트 설계기준압축강도가 60 MPa 이하이고, 계수 축하중이 $0.3 f_{ck} A_g$ 이하이며, 축방향철근비가 0.03 이하인 교각의 경우에는, 모멘트-곡률 해석을 수행하는 대신, 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 축력-휨강도 해석으로 구한 공칭휨강도에 식 (6.8.3)으로 계산되는 휨 초과강도계수 λ_o 를 곱하여 휨 초과강도를 결정할 수 있다. 여기서 R은 설계에 사용한 응답수정계수이다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05 R \quad (6.8.3)$$

제 6 장 내진설계

6.8.2.6 교각의 설계전단강도

- (1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계전단강도를 결정한다.
- (2) 휨 설계에서 표 6.3.7의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 공칭전단강도를 다음 식으로 결정하여야 한다. 여기서 최소 계수축력 P_u 가 $0.1 f_{ck} A_g$ 이하인 경우에는 식 (6.8.4)를, $0.1 f_{ck} A_g$ 를 초과하는 경우에는 식 (6.8.5)를 적용한다. 여기서 A_e 는 전단 유효단면적으로 사각형단면은 $b_w d$, 원형단면은 $0.8A_g$ 를 사용한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(\frac{10 P_u}{f_{ck} A_g} \right) \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (6.8.4)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (6.8.5)$$

- (3) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (6.8.6), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (6.8.7)을 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (6.8.8)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (6.8.6)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (6.8.7)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (6.8.8)$$

여기서,

A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)

- A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)
 A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)
 d : 사각형단면의 유효깊이(mm^2)
 D_e : 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름(mm)
 f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)
 l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)
 s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

6.8.3 기둥

6.8.3.1 일반사항

- (1) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 이상인 교각은 일반 기둥으로 간주하여 단일 기둥과 다주거구에 대한 6.3.4의 응답수정계수를 적용한다. 기둥상단에서 단면이 커지는 기둥의 경우에는 단면이 커진 부분을 무시하고 최대단면치수를 결정한다.
- (2) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식 교각에 대한 6.3.4의 응답수정계수를 적용한다.
- (3) 벽식 교각은 강축방향에 대하여 6.3.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 6.8.4에 따라 벽체로 설계하여야 한다. 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다.
- (4) 이 절의 규정은 말뚝거구에도 적용된다.

6.8.3.2 단부구역과 소성힌지구역의 설계

- (1) 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다. 기둥 하단의 단부구역은 기초의 상면에서부터의 길이로 결정되며, 골조로 거동하는 기둥의 상단 단부구역은 기둥과 연결된 부재의 하면에서부터의 길이로 결정한다. 기둥에서 단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값으로 하여야 한다.

제 6 장 내진설계

- (2) 말뚝가구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정하여야 한다. 말뚝가구의 하단 단부구역은 모멘트 고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 진흙선에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.
- (3) (1)과 (2)에서 정의된 단부구역은 6.8.3.3과 6.8.3.4의 규정을 만족하여야 한다.
- (4) 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 소성힌지구역은 표 6.3.7의 응답수정계수를 적용하고 6.8.3.3에서 6.8.3.5까지의 규정을 만족하도록 설계하여야 한다. 단 기둥은 표 6.3.7의 응답수정계수를 적용하는 대신 부록 I에 따라 연성도 내진설계를 수행해도 좋다. 단부구역이 아닌 구역이라도 소성거동이 예측되는 구역은 소성힌지구역에 준하여 설계하여야 한다.

6.8.3.3 축방향철근과 횡방향철근

- (1) 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하여야 한다.
- (2) 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.
- (3) 소성힌지구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구역에서 축방향철근의 연결은 완전 기계적 이음을 사용할 수 있다.
- (4) 소성힌지구역 이외의 구역에서 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음하지 않아야 한다. 기둥의 종방향으로 측정한 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600 mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여, 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 한다.
- (5) 소성힌지구역의 심부구속 횡방향철근은 6.8.3.4의 철근량과 6.8.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 최대 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (6) 심부구속 횡방향철근과 단부구역의 횡방향철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배와 380 mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치하여야 한다.

- (7) 소성거동이 예측되지 않는 단부구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 횡방향철근은 6.8.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (8) 단부구역 이외의 위치에 배근되는 횡방향철근은 6.8.3.5의 철근상세를 만족할 필요가 없으나, 축방향철근이 겹침이음된 구간은 횡방향철근의 간격이 100 mm, 또는 부재 단면 최소치수의 1/4을 초과하지 않아야 한다.
- (9) 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75 mm로 규정한 나선철근의 일반규정을 적용하지 않는다.

6.8.3.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량

- (1) 기둥과 말뚝가구에서 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 철근량과 6.8.3.5의 철근상세를 만족하는 심부구속 횡방향철근으로 구속하여야 한다.
- (2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (6.8.9)로 정의되는 체적비로서, 식 (6.8.10)과 식 (6.8.11)의 값 중 큰 값을 취한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (6.8.9)$$

여기서,

ρ_s : d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

A_{sp} : 나선철근의 단면적(mm^2)

d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)

s : 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (6.8.10)$$

또는

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (6.8.11)$$

제 6 장 내진설계

여기서,

A_c : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적(mm^2)

A_g : 기둥의 총단면적(mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

- (3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

- (4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 단면적 A_{sh} 는 다음 값들 중 큰 값을 취한다.

$$A_{sh} = 0.30 ah_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (6.8.12)$$

또는

$$A_{sh} = 0.12 ah_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (6.8.13)$$

여기서,

a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} : 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm^2). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

6.8.3.5 심부구속 횡방향철근상세

- (1) 나선철근은 소성힌지구간에서 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 하여야 한다.

- (2) 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합 띠철근을 사용할 수 있으며, 후프띠철근과 같은 크기의 보강띠철근을 사용할 수 있다.
- (3) 사각형 후프띠철근은 외측 축방향철근들을 감싸는 폐합띠철근 형태이거나 또는 나선철근과 유사하게 연속적으로 감은 연속띠철근 형태로 사용할 수 있다. 사각형 폐합띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 한다. 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135°갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 한다.
- (4) 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135°이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90°이상의 갈고리를 갖도록 하여야 한다. 이 때, 135°갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며 90°갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.
- (5) 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다.
- (6) 사각형 심부구속 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근 간의 수평간격이 350 mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- (7) 원형 띠철근 중에서 양단에 90°갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 완전원형후프로 간주할 수 있다. 이때 후프띠철근의 90°갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치하여야 한다.

제 6 장 내진설계

6.8.3.6 결합나선철근

- (1) 기둥의 횡방향철근으로 2개 이상의 나선철근을 결합한 결합나선철근(interlocking spirals) 을 사용할 수 있다.
- (2) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 6.8.3.4 규정을 적용하여 각각의 나선철근에 대해 독립적으로 계산하여야 한다.
- (3) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 6.3.4의 응답수정계수와 6.8.3.4의 심부구속 철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 부록 I 을 적용하여 설계할 수 있다.
- (4) 축방향철근 중심간 수평간격은 200 mm 이하여야 하며, 결합부분에는 최소한 4개 이상의 축방향철근을 배근하여야 한다.
- (5) 결합나선철근의 나선철근간의 중심간격(d_{int})은 심부단면치수(d_s)의 0.75배 이하여야 한다.
- (6) 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 결합원형띠철근을 사용할 수 있으며 결합나선철근과 동등하게 취급할 수 있다.
- (7) 이 절의 규정에 따라 설계된 결합나선철근 또는 결합원형띠철근의 배근구간과 철근상세는 6.8의 해당 규정을 따라야 한다.
- (8) 결합나선철근 및 결합원형띠철근의 경우, 널리 알려진 이론이나 최신의 연구문헌, 실험 또는 해석적으로 충분히 안전성을 검증할 수 있는 경우에는 본 규정을 적용하지 않아도 좋다.

6.8.4 벽식 교각

- (1) 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다. 벽식 교각의 강축방향은 6.3.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 이 절에 따라 벽체로 설계하여야 한다.
- (2) 벽체의 양면에는 수평방향 및 수직방향철근을 배치하여야 하며, 인접하는 수평방향철근의 겹침이음이 동일한 위치에 있지 않도록 엇갈리게 배치하여야 한다.

- (3) 벽체의 수평방향 및 수직방향 철근비 ρ_h 와 ρ_v 는 0.0025 이상이어야 하며, 철근의 수평 및 수직 간격은 450 mm 이하이어야 한다.
- (4) 벽체의 전단철근은 연속되어야 하고 균일하게 배치되어야 하며, 공칭전단강도 V_n 은 다음 중 작은 값을 취한다.

$$V_n = 0.66 \sqrt{f_{ck}} b d \quad (6.8.14)$$

$$V_n = (0.165 \sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y) b d \quad (6.8.15)$$

6.9 지진격리교량의 설계

6.9.1 일반사항

6.9.1.1 적용범위

이 절은 신설되는 지진격리교량의 설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 1.1에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 절의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 지진격리교량 설계기준을 작성하여 설계할 수 있다. 이 절은 교량 상부구조의 수평 지진격리시스템에 대하여 규정한다. 또한 수직방향에 대해서는 구조물을 강체로 가정하며 외부에너지를 이용하는 경우는 다루지 않는다.

6.9.2 지진격리설계의 기본방침

6.9.2.1 목적

이 설계기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성의 확보를 위해 지진격리받침을 적용한 경우에 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

6.9.2.2 기본개념

지진격리설계는 수평지진력에 의한 지진시 교량의 응답을 줄일 목적으로, 주로 상부구조와 하부구조 사이에, 지진격리받침을 적용하여 설계기준에서 요구하는 내진성을 확보하는 방법이다. 이 때, 지진격리받침은 교량의 고유주기를 길게 함으로써 교량에 작용하는 지진력을 줄여주고, 지진에너지흡수능력 향상을 통하여 지진시 응답을 감소시키는 역할을 한다. 그 적용에 있어서 다음 사항을 충분히 검토하여야 한다.

(1) 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수능력 향상효과를 상시와 지진시의 양측면에서 검토한 후에 판단해야 한다.

특히, 다음의 조건에 해당되는 경우에는 지진격리설계를 적용하지 않는 것으로 한다.

- ① 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량
- ② 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진 가능성이 있는 경우
- ③ 받침에 부반력이 발생하는 경우

- (2) 교량의 장주기화로 인한 지진시 상부구조의 변위가 교량의 기능에 악영향을 주지 않도록 해야 한다.
- (3) 지진격리받침은 역학적 거동이 명확한 범위에서 사용하여야 한다. 또한 지진시의 반복적인 횡변위와 상하진동에 대하여 안정적으로 거동하여야 한다.
- (4) 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

6.9.3 지진격리교량의 가속도계수

6.3.1.2의 일반교량의 내진설계에 사용되는 가속도계수가 지진격리교량의 내진설계에도 동일하게 사용된다.

6.9.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준

지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준은 6.3.2에서 규정된 일반교량의 규정과 동일하다.

6.9.5 지진격리교량의 지반계수

지진격리교량의 지진하중을 결정하는데 사용되는 지진격리교량의 지반계수 S_i 는 표 6.9.1과 같으며, 지반종류는 표 6.3.6에서 정의된 일반교량의 지반종류를 동일하게 사용한다.

표 6.9.1 지진격리교량의 지반계수 S_i

지진격리교량의 지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S_i	1.0	1.5	2.0	2.7

6.9.6 지진격리교량의 응답수정계수

- (1) 6.6과 6.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 6.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 지진격리교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 6.9.7에서 규정된 등가지진력을 표 6.9.2의 지진격리교량의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우, 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.
- (2) 6.6과 6.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 6.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키지 못하는 경우, 하부구조와 연결부분에 대한 응답수정계수는 1.0을 넘지 못한다. 이때, 지진응답해석을 통하여 설계지진시에 하부구조가 축방향철근이 항복하지 않는 탄성범위 내에서 거동함을 확인하여야 하고, 철근콘크리트 기둥 형식의 교각과 말뚝가구의 철근상세는 6.8.3의 해당요건을 만족시켜야 한다.

표 6.9.2 지진격리교량의 응답수정계수, R_i

하 부 구 조	R_i	연 결 부 분	R_i
벽 식 교 각	1.5	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)		상부구조의 한 시간내의 신축이음부	0.8
1. 수직말뚝만 사용한 경우	1.5		
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구		기둥 또는 교각과 기초	1.0
1. 수직말뚝만 사용한 경우	2.5		
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
다주 가구	2.5		

6.9.7 해석방법

6.9.7.1 일반사항

(1) 이 항의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석 방법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.

- ① 등가정적하중법
- ② 단일모드스펙트럼해석법
- ③ 다중모드스펙트럼해석법
- ④ 시간이력해석법

(2) 교량해석은 지진격리받침의 특성을 고려하여 수행한다. 지진격리받침의 비선형거동을 단순화하기 위해서 이중선형모델을 사용할 수 있다.

지진격리받침의 유효강성 k_{eff} 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 β_i 는 원칙적으로 식 (6.9.1) 및 (6.9.2)에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (6.9.1)$$

$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체 EDC 면적}}{\Sigma(k_{eff} d_i^2)} \times 100 (\%) \quad (6.9.2)$$

여기서,

F_n : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력

F_p : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력

d_n : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위

d_p : 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위

d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위

EDC : 한 사이클 당 소산된 에너지이다.

제 6 장 내진설계

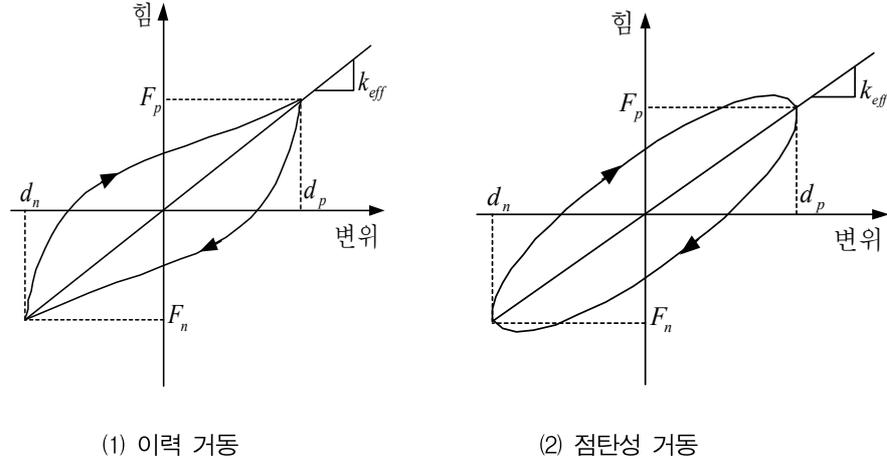


그림 6.9.1 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

유효주기가 3초보다 긴 교량 또는 등가감쇠비가 30%를 초과하는 지진격리받침을 사용하는 경우에는 지진격리받침의 비선형성을 고려한 시간이력해석을 수행해야 한다.

6.9.7.2 등가정적하중법

등가지진력은 다음과 같다.

$$F_e = C_s W \tag{6.9.3}$$

여기서,

F_e : 등가지진력

W : 상부구조물의 총중량이다.

등가지진력을 결정하기 위해서 사용되는 탄성지진응답계수 C_s 는 다음의 무차원식으로 구할 수 있다. 단, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

$$C_s = \frac{K_{eff} \times d}{W} = \frac{AS_i}{T_{eff}B} \tag{6.9.4}$$

지반에 대한 상부구조의 총변위 d 는 아래의 식으로 구한다.

$$d = \frac{250AS_i T_{eff}}{B} \text{ (mm)} \quad (6.9.5)$$

여기서, B 는 표 6.9.3 으로부터 구한다.

유효주기 T_{eff} 는 아래의 식으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad (6.9.6)$$

여기서, K_{eff} 는 지진격리교량의 유효강성이다.

표 6.9.3 지진격리교량의 감쇠계수, B

지진격리교량의 감쇠계수	지진격리시스템의 등가감쇠비 $\beta(\%)$				
	≤ 2	5	10	20	30
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7

6.9.7.3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는, 지진격리받침의 변위에 의하여 6.9.7.2에 따라 결정된 등가지진력을 사용하여 6.5.3에 기술된 대로 수평2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 6.4.4에 기술된 대로 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x)C_s \quad (6.9.7)$$

여기서,

$p_e(x)$: 등가정적 지진하중의 단위길이당 하중강도

$w(x)$: 상부구조의 단위길이당 고정하중

C_s : 식(6.9.4)에 의하여 계산되는 탄성지진응답계수이다.

제 6 장 내진설계

6.9.7.4 다중모드스펙트럼해석법

탄성지진응답계수는 그림 6.9.2와 같이 해당모드주기 T_i 가 $0.8T_{eff}$ 를 초과하는 경우에만 B 에 의해 감소된 값이 적용된다.

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \quad (T_i \leq 0.8T_{eff}) \quad (6.9.8)$$

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i B} \quad (T_i > 0.8T_{eff}) \quad (6.9.9)$$

여기서,

C_{si} : i 번째 모드의 탄성지진응답계수

T_i : i 번째 모드의 주기이다.

다만, C_{si} 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

직교하는 지진력의 조합은 6.4.4에 의한다.

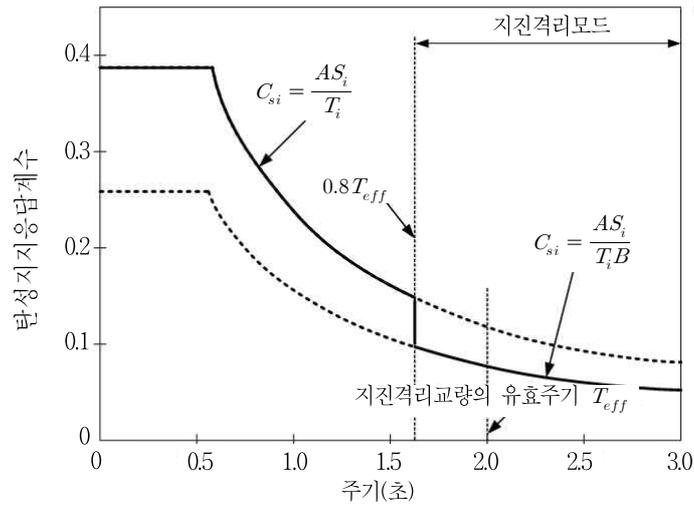


그림 6.9.2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

6.9.7.5 시간이력해석법

시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음 조건들을 적용하여야 한다.

- (1) 지진격리받침의 비선형 특성을 고려하여야 한다.
- (2) 시간이력해석을 위한 지진입력 시간이력은 그림 6.9.2에 나타난 감쇠율 5%에 대한 설계지반응답스펙트럼에 부합되도록 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4쌍 이상의 지진운동을 작성하여 사용해야 한다.
- (3) 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.
 - ① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5쌍 이하이고 낮은 정도는 10%이내이어야 한다.
 - ② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은, 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 충분히 작아야 한다.
- (4) 시간이력의 지속시간은 10~25초 또 강진구간 지속시간은 6~10초가 되도록 하여야 한다.
- (5) 두방향 이상의 시간이력을 동시에 고려할 경우, 각 직교방향의 시간이력은 통계학적으로 독립되어야 한다. 여기서, 두 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절대값이 0.3을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립이라고 간주할 수 있다.
- (6) 7쌍 미만의 지반운동시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최대값 혹은 7쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

6.9.8. 기타 요구조건

6.9.8.1 상시 수평력 안정성

- (1) 지진격리받침은 풍하중, 원심력, 제동력, 온도변위에 의한 하중을 포함하는 모든 상시 수평력 조합에 안정적으로 거동하도록 설계되어야 한다.
- (2) 지진격리받침 탄성중합체의 최대전단변형률은 상시 70%, 지진시 200%이내 이어야 한다.

제 6 장 내진설계

6.9.8.2 수직력 안정성

지진격리받침은 수평변위가 없는 상태에서 고정하중과 활하중을 더한 수직하중에 대하여 최소한 3 이상의 안전율을 제공하여야 한다. 또한 1.2배의 고정하중, 지진하중으로 인한 수직하중, 그리고 횡방향 변위로 인한 전도하중의 합에 대하여 안정적으로 거동하도록 설계하여야 한다. 여기서 전도하중을 계산할 때의 횡방향 변위는 옅셋변위와 설계지진에 의한 설계변위의 2.0배와 같다.

6.9.8.3 회전 성능

지진격리받침의 회전성능은 고정하중, 활하중, 시공오차의 영향을 포함하여야 하고, 여기서 고려되는 시공오차의 설계회전각은 0.005 rad보다 작아서는 안된다.

6.9.8.4 지진격리시스템의 성능확인

지진격리시스템에 사용되는 지진격리받침 및 각종 지진보호장치는 설계시 상정한 성능기준과 품질기준을 확보하고 있는지 다음 각항의 시험을 행한다.

- (1) 성능시험: 온도의존성, 주기의존성, 압축피로, 전단피로 시험 등을 통하여 해당 지진격리시스템이 신뢰할 수 있는 성능을 가지고 있는지 확인한다.
- (2) 원형시험: 설계와 해석에 사용되는 지진격리시스템의 주기특성과 감쇠특성 등의 성능은 원형 혹은 축소모형시험에 의해 확인한다.
- (3) 품질시험: 해당 받침 혹은 장치가 품질기준을 만족하고 있는지 전수 시험 혹은 검사를 실시한다.

지진격리받침의 축소모형 및 시험에 대한 세부사항은 국내외에서 인정되고 있는 지진격리장치 관련 규준에 따른다.

6.9.8.5 품질 기준

지진격리받침과 그 재료는 화학적, 물리적, 역학적 성질이 충분히 안정적이어야 하며, 전수 품질시험을 실시하여 다음의 조건을 만족하여야 한다.

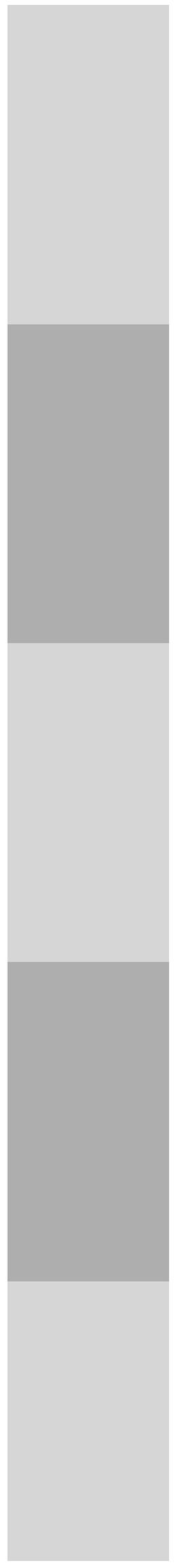
- (1) 다수의 지진격리받침을 대상으로 측정한 평균 유효강성은 설계값의 $\pm 10\%$ 이내이어야 하고, 각각의 유효강성은 설계값의 $\pm 20\%$ 이내이어야 한다. 또한, 평균 EDC 값은 설계값의 -15% 이상이어야 하고 각각의 EDC 값은 설계값의 -25% 이상이어야 한다.

표 6.9.4 지진격리받침 유효강성과 EDC의 품질 기준

	k_{eff}	EDC
개체차	$\pm 20\%$	-25%
평균값	$\pm 10\%$	-15%

- (2) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 지진설계변위에 의한 연속반복재하에 대해 안정적이어야 한다.
- (3) 지진격리받침은 원칙적으로 지진후에 교량의 기능에 악영향을 주는 잔류변위가 발생하지 않도록 설계해야 한다.
- (4) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 도로교설계기준 2.1.12의 온도범위에서 안정적이어야 한다.
- (5) 지진격리받침은 지진설계변위 범위에서는 항상 양의 접선강성을 가져야 한다.

부 록



부록 I . 철근콘크리트 기둥의 연성도

내진설계

I.1 일반사항

I.1.1 적용범위

- (1) 이 부록의 규정은 일반 교량의 내진설계에 적용한다.
- (2) 이 부록의 규정은 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용한다.
- (3) 이 부록의 규정은 기둥 형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)에 대한 설계로서 6.3.4의 응답수정계수, 6.8.3.4의 심부구속철근량, 6.8.2.5(2)와 (3)의 소성힌지구역 전단설계에 대한 규정을 대신하여 적용할 수 있다.
- (4) 이 부록의 규정은 6.8.3.1에서 규정하는 최대단면치수에 대한 순높이의 비 제한값에 무관하게 모든 기둥에 적용할 수 있으며, 6.8.3.2에서 규정하는 단부구역에 적용한다.
- (5) 이 부록의 규정에 따라 설계되는 횡방향철근의 배근구간과 철근상세는 6.8의 해당 규정에 따른다.

I.1.2 용어의 정의

- (1) 연성도 내진설계 : 철근콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향 심부구속철근을 설계하는 설계방법
- (2) 소요 응답수정계수 : 기둥의 탄성지진모멘트와 설계휨강도의 비율로서 소요연성도를 산정하기 위한 계수
- (3) 통제주기 : 탄성지진응답계수가 최대 제한값과 같은 최대주기
- (4) 소요연성도 : 기둥의 소성힌지구역의 소요 심부구속철근량을 산정하기 위한 소요 곡률연성도와 소요 변위연성도

부 록

- (5) 곡률연성도 : 단면의 항복곡률에 대한 극한곡률의 비율
- (6) 변위연성도 : 기둥의 항복변위에 대한 극한변위의 비율

I.1.3 기호

- D_c : 연성도 내진설계에서 교각 소성힌지 구간의 전단강도를 계산하기 위한 심부콘크리트 단면 치수(mm)
- k : 변위연성도에 따른 기둥의 전단강도계수
- L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주기구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)
- M_{el} : 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트
- ϕM_n : 기둥의 설계휨강도
- R_{req} : 소요 응답수정계수
- T_s : 통제주기(초)
- α : 식(I.8)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
- β : 식(I.9)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
- γ : 식(I.10)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
- λ_{DR} : 변위연성도-응답수정계수 상관계수
- μ_Δ : 교각의 소요 변위연성도
- μ_θ : 교각의 소요 곡률연성도

I.2 소요연성도

- (1) 기둥의 소요연성도는 다음과 같이 결정하여야 한다.
 - ① 원형단면 : 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대한 소요연성도 중 큰 값으로 결정
 - ② 원형 이외의 단면 : 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대해 각각의 소요연성도를 독립적으로 결정

I. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

(2) 소요 응답수정계수는 식 (I.1)에 따라 결정한다. 지진하중에 따른 탄성지진모멘트는 6.8.2.2의 휨강성을 적용한 탄성해석을 수행하여 결정하며, 6.4.4의 규정에 따라 조합하여야 한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \quad (I.1)$$

여기서,

R_{req} : 소요 응답수정계수

M_{el} : 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

ϕM_n : 6.8.2.4의 규정에 따른 기둥의 설계휨강도

(3) 6.8.3.2에 규정된 단부구역 중에서 소요 응답수정계수가 1.0 이하인 단부구역은 6.8.2.5(2)와 6.8.2.6에 따라 전단강도를 검토하여야 하며, 횡방향철근은 6.8.3.3의 해당 요구조건을 만족하여야 한다.

(4) 소요 응답수정계수가 1.0 이상인 소성힌지구역의 소요 변위연성도 μ_{Δ} 는 식 (I.2)에 따라 결정한다. 교량의 주축방향 1차 모드 주기 T 가 통제주기 T_s 의 1.25배보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR} 을 식 (I.3)에 따라 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기 T_s 는 6.5.2(1)의 식 (6.5.1)로 계산되는 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기로서, 지반조건 I, II, III, IV에 대하여 0.33 초, 0.44 초, 0.61 초, 0.94 초를 각각 적용한다.

$$\mu_{\Delta} = \lambda_{DR} R_{req} \quad (I.2)$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \quad (I.3)$$

(5) 소요 변위연성도의 최대값은 식 (I.4)에 따라 결정한다.

$$\mu_{\Delta, \max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (I.4)$$

부 록

(6) 소요 곡률연성도 μ_ϕ 는 식 (I.5)에 따라 결정하여야 한다.

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left(1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (I.5)$$

여기서,

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주기구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)

I.3 심부구속 횡방향철근량

- (1) 기둥에서 소요 응답수정계수가 1.0을 초과하는 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 소요 철근량 이상의 횡방향철근으로 구속하여야 한다.
- (2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (I.6)으로 정의되는 체적비로서, 소요 나선철근비는 식 (I.7)에서 식 (I.10)까지를 적용하여 결정한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (I.6)$$

여기서,

ρ_s : d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

A_{sp} : 나선철근의 단면적(mm^2)

d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)

s : 나선철근의 수직간격(mm)

I. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

$$\rho_s = 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \quad (I.7)$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8 \mu_\phi - 3.5 \quad (I.8)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (I.9)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_l - 0.01) \quad (I.10)$$

여기서,

- f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
- f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
- f_y : 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
- A_g : 기둥의 총단면적(mm²)
- P_u : 기둥의 계수축력(N)
- μ_ϕ : 소요 곡률연성도
- ρ_l : 기둥의 축방향철근비

(3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

(4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 소요 단면적 A_{sh} 는 식 (I.11)로 결정한다.

$$A_{sh} = 0.9 a h_c \left(0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \right) \quad (I.11)$$

부 록

여기서,

a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} : 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm^2). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

I.4 전단 설계

- (1) 이절의 규정에 따라 변위연성도를 고려하여 콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계전단강도를 결정하여야 한다.
- (2) 설계전단력은 6.3.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 6.8.2.5에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 한다.
- (3) 단부구역의 공칭전단강도는 식 (I.12)에 따라야 하며, 단부구역을 제외한 구역의 공칭전단강도는 6.8.2.6의 규정에 따른다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (I.12)$$

여기서,

V_c : 콘크리트에 의한 공칭전단강도

V_s : 전단철근에 의한 공칭전단강도

V_p : 축력 작용에 의한 공칭전단강도

- (4) 콘크리트에 의한 공칭전단강도는 전단강도를 검토하는 기둥의 주축에 대한 소요 변위연성도 μ_Δ 를 고려하여 식 (I.13)에 따라 계산하여야 한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수 k로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (I.14)에 따른 값을 적용하여야 한다. 전단 유효단면적 A_e 는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적 A_g 의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다.

I. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (I.13)$$

$$k = 0.3 - 0.1(\mu_\Delta - 2) \quad (I.14)$$

(5) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (I.15), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (I.16)을 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (I.17)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \quad (I.15)$$

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_{yh} D_c}{2s} \quad (I.16)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (I.17)$$

여기서,

A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)

D_c : 고려하는 방향의 심부콘크리트 단면 치수로서, 원형단면에서는 원형후프띠철근이 나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름, 사각형 단면에서는 전단철근으로 작용하는 방향으로의 철근 길이로서 철근 단면의 중심을 기준으로 한 심부콘크리트 치수(mm)

f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리 부분과 연장길이를 제외한 길이(mm)

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

부 록

(6) 축력 작용에 의한 공칭전단강도는 식 (I.18)을 적용한다.

$$V_p = 0.15 \frac{P_u h}{L_s} \quad (I.18)$$

여기서,

P_u : 교각의 최소 계수축력(N)

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(켄틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)