

橋梁에 대한 美國의 耐震設計法

方 明 錫*

1. 序 言

1989년 10월 17일 오후 5시 4분(현지시간)에 미국의 샌프란시스코 주변 지방에서 발생한 로마프리타지진(진도 M7.1)은 주고속도로 880호선 사이프레스 지구의 二層式高架橋 및 같은 80호선의 샌프란시스코 오클랜드 베이교량 등에 중대한 피해를 발생시켰다. 미국은 세계 제일의 자동차 국가이므로 大型橋梁이나 고가도로의 피해는 다수의 사상자 발생과 함께 도시를 지탱하는 基幹施設인 교량이 붕괴될 수 있다는 사실에 깊은 충격과 놀라움을 주었다.

국내의 경우에는, 1988년에 建築物에 대한 耐震設計基準이 制定되어 大型建築物에 대한 耐震設計가 의무화되고 있으나, 도로교에 대해서는 아직 체계적인 연구나 설계방법이 도입되지 않고 있는 실정이다. 그러나 최근 국내에 건설된 올림픽대교, 팔당대교, 강동대교와 과거에 건설된 南海大橋, 突山橋 등에서 미국이나 일본의 設計基準을 참조하여 耐震解析을 실시한 바 있고, 앞으로 건설될 大型橋梁에 耐震設計가 보편화될 것이 예상되는 바, 지진의 다발지역인 미국 캘리포니아 주의 耐震設計法과 지진의 피해가 다소 경미한 지역을 대상으로 한 미국의 도로교시방서(AASHTO 제정)의 耐震設計法을 소개하고자 한다.

2. 미국의 耐震設計基準의 변천

미국은 1776년에 독립하였으나 캘리포니아주가 합중국에 편입된 것은 1850년이고 캘리포니아 금광이 발견되어 이 지방에 인구가 증가한 것은 19세기 후반이므로 미국이 역사상 실질적으로 경험한 대규모 지진은 1906년의 샌프란시스코 지진(M8.3)이었다. 샌프란시스코 지방은 이 지진에 의해 치명적인 타격을 받았으나 지진후에 구조물에 대한 地震荷重의 고려는 風力과 地震力을 합하여 2.1kg/cm(30psi)의 橫力을 고려하였을 뿐이다. 이 당시의 개념은 구조물의 질량에 비례하여 地震力을 부여하는 것이 아니고, 바람과 같이 外風面積에 비례하여 地震力을 부여하였다. 1933년에 Long Beach 지진이 발생하여 建築物을 중심으로 막대한 피해를 일으켰으며, 이를 시발로 캘리포니아주에서는 耐震性에 대한 각종 법적규제가 가해지게 되었는데 1933년에는 학교건축물의 벽돌구조에는 0.1g, 기타 구조에는 0.02~0.05g 設計震度를 고려하도록 의무화 한 필드스(Fields Act)과 모든 건축물에 대해서 연직하중의 2%의 地震力을 고려하도록한 라이리쉬(Riley Act)이 잇달아 制定되었으며 라이리쉬는 1953년에 改訂되어 높이 12m 미만의 건물에 대해서는 3%의 지진력을 고려하도록 하였다.

교량에 대한 最初의 耐震設計 事例는 1930년대 후반에 캘리포니아 유료도로공단이 샌프란시스코 오클랜드 베이교량에 당시로서는 높은 값인 設計

* 韓國建設技術研究院 先任研究員·工博

震度 0.1g를 고려한 것이다. 이 교량은 내진설계의 搖籃期에 架設되었음에도 불구하고 수차레의 지진에 피해가 없었으나 1989년의 로마·프리타지진에 주형 일부가 落橋하였다. 1943년에 캘리포니아의 L.A.시는 미국에서 최초로 지진력을 구조물의 높이에 따라 변화시키는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$C = \frac{60}{N+4.5} \leq 13.3\% \quad (1)$$

여기서 N 은 설계대상이 되는 층보다 위쪽의 층수($N \leq 13$)이다. 샌프란시스코에서는 1947년까지는 라이리쉬에 근거한 建築規定밖에 없었으나 1948년에 미국토목학회와 북부캘리포니아주 구조기술자 협회(SEAOC)가 설립한 합동위원회에서 다음과 같은 水平力(지진+바람)을 제안하였다.

$$C = \frac{K}{T} \quad (2)$$

여기에서 T 는 건물의 고유주기(sec)이고, K 는 高層建築物에 대해서 $0.015(0.02 \leq C \leq 0.06)$, 기타 구조물에 대해서는 $0.025(0.03 \leq C \leq 0.1)$ 이다.

교량의 耐震設計에 대한 최초의 규정은 1961년에 AASHO(AASHTO의 전신)의 道路橋示方書에 도입되었는데, 지진력을 구하기 위하여 도입된 設計震度 C 는 다음에 제시된 규정값 이하를 적용하도록 하고 있다.

$C=0.02$: 지지력 40 t/m^2 이상의 地盤위에 설치된 직접 기초에 의해서 지지된 교량

0.04 : 지지력 40 t/m^2 이하의 地盤위에 설치된 직접 기초에 의해서 지지된 교량

0.06 : 말뚝기초에 의해서 지지된 교량

이때 허용응력의 割増은 33%를 도입하였다.

1963년에는 캘리포니아에서 AASHO의 도로교 표준시방서 등의 지침으로써 『橋梁計劃·設計指針』을 제정하였다. 이 指針에 의해 1968년 이후 다음과 같은 지진력 E_Q 를 부여하였다.

$$E_Q = KC D \quad (3)$$

$K=1.33$: 하부구조의 가로-세로비가 2.5 이하인 경우

1.0 : 一柱式橋脚등의 세장 하부구조

0.67: 라멘 교각등의 하부구조

C : 고유주기에 따른 震度

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

D : 死荷重 반력

1971년 2월 9일에 샌페르난도지진(M6.6)이 발생하여 L.A시 교외의 도로교에 막대한 피해를 발생시켰다. 지진 발생후 동년 3월에 캘리포니아주에서는 윗식의 C 값을 직접 기초상의 교량에서는 2배, 말뚝기초에서는 2.5배를 割増하여 임시로 사용토록 함과 동시에, 교량의 내진설계에 대한 규정을 지금까지의 건축물의 내진설계법의 準用이 아닌 도로교의 진동 특성을 고려한 내진설계법 개발에 착수하였다.

1933년의 Long Beach 지진이 건축물의 내진설계법 개발의 본격적인 계기가 된 것이라면, 1971년 샌페르난도지진은 교량의 내진설계법 개발의 중요한 계기가 되었다. 1973년에 캘리포니아주의 독자적인 새로운 내진설계 기준이 마련되어 1974년 2월부터 설계에 반영되었다. 캘리포니아주에 의한 독자적인 耐震基準의 책정과 전후하여 미연방도로국(FHWA)은 교량의 지진피해 특성, 진동 특성 등에 대한 연구를 캘리포니아대학(버클리)에 의뢰하였으며, 이 연구결과를 토대로 1975년 기존 AASHTO 基準評價 및 전 미국에 적용할 수 있는 내진설계기준의 개발을 Applied Technology Council (ATC)에 위탁하였다. ATC는 1981년에 ATC-6이라 칭하는 道路橋耐震設計指針을 개발하였으며 1983년에 AASHTO에 채택되어 캘리포니아주를 제외한 많은 주에서 사용되고 있다. 다음절에서는 지진발생 및 피해가 심한 캘리포니아에서 사용중인 내진설계기준 및 지진피해가 경미하여 국내의 경우와 유사한 캘리포니아 이외의 전 미국에서 사용되는 AASHTO 設計基準을 소개하고자 한다.

3. 캘리포니아주의 設計基準의 特徵

1) 샌페르난도 지진의 피해를 분석한 결과, 強진동을 받은 교량에서도 거의 손상을 받지 않은 것이 있는 반면에 落橋 등의 치명적인 피해의

대부분은 이음부(교대와 형, 형과 형)의 구조세목에 문제가 있었다고 하는 점으로, 단지 설계지진력을 크게 하는 것 뿐만으로서는 내진화 할 수 없다는 것이다. 따라서 내진설계기준을 작성할 때 다음과 같은 사항을 중점적으로 연구가 진행되었다.

- ① 架橋地点에서 基盤까지의 거리
- ② 地盤에 의한 지진파의 增幅 특성
- ③ 교량의 진동 특성
- ④ 구조부재의 에너지 흡수 성능
- ⑤ 構造細目

특히 이음부에 있어서 형간 연결장치와 큰 힘을 받는 위치(예를들면, 교각基部)의 配筋에 주의를 기울여야 한다는 것이다.

2) 해석기법으로는 하부구조의 강성이 거의 일정한 경우에는 等價靜的解析法, 복잡한 교량에서는 응답스펙트럼법에 의한 동적해석을 수행한다. 等價靜的解析法에서는 設計地震力 E_Q 를 다음과 같이 산정한다.

$$E_Q = CFW \quad (4)$$

여기에서, F : 구조계별 補正係數

C : 合成應答係數로 基盤의 최대가속도 A , 基盤까지의 沖積層의 두께, 다리의 고유주기에 따라서 <그림1>에서 구한다. 다만, $A \geq 0.3g$ 의 경우에는 $C \geq 0.1$, $A < 0.3g$ 의 경우에는 $C > 0.06$ 으로 한다.

合成應答係數 C 는 다음식으로 주어진다.

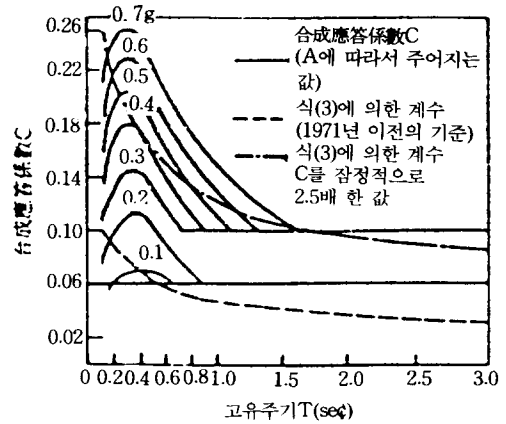
$$C = \frac{ARS}{Z} \quad (5)$$

여기서

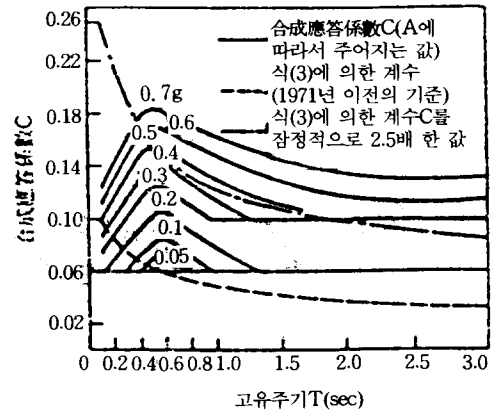
A : 架橋지점 基盤에서의 최대가속도로, 가교지점에서 基盤까지의 거리에 의한다.

R : 基盤에서의 최대가속도에 의해 정규화한 基盤의 가속도 응답스펙트럼 배율(減衰계수 $h=5\%$)로 <그림2>에 의한다.

S : 地盤에 의한 증폭계수로 <그림3>에 나타난 바와 같이 基盤과 地表面間의 응답스펙트럼(감쇠계수 $h=5\%$)의 증폭율을 나타낸다.



(a) 基盤까지의 沖積層의 두께가 3.3-24m인 경우



(b) 基盤까지의 沖積層의 두께가 24-45m인 경우

그림1. 合成應答係數C

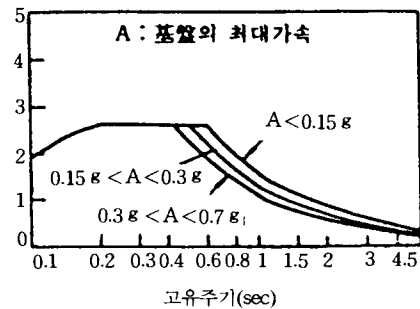


그림2. 基盤의 가속도 응답스펙트럼 배율R(h=5%)

Z : 靱性 및 위험도에 의한 보정계수로 <그림4>에 의한다.

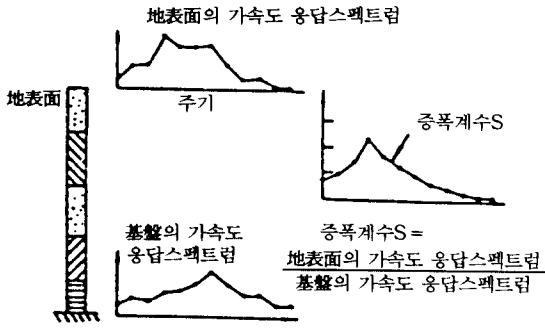


그림3. 地盤에 따른 증폭계수S

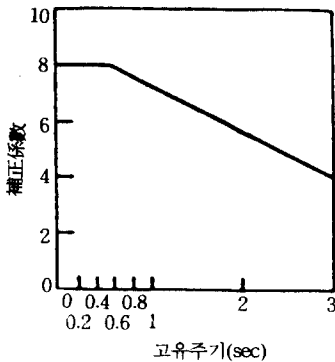


그림4. 靱性 및 위험도에 따른 補正係數

위의 내용중, 흥미 깊은 것은 <그림1>에서 알 수 있는 것 같이 가속도 응답스펙트럼 ARS는 고유주기 0.2~0.4sec 부근에서 가장 큰 값을 취하고, 이 고유주기 범위에서 멀어짐에 따라 급속하게 작아진다(고유주기에 의한 설계지진력의 변화가 크다)는 점이다.

또다른 특징은 이와 같이 하여 구한 탄성응답 ARS를 인성 및 위험도에 의한 보정계수 Z로 나누어서 설계에 이용하는 진도를 산출하고 있는 점이다. 인성 및 위험도를 고려한 보정계수란 그 이름 처럼, 인성에 대한 배려와 다리의 규모별 위험도를 고려하여 정한 보정계수이다. 우선, 다리의 규모별 위험도로서는 고유주기가 짧고 높이가 낮은 교량은 고유주기가 길고 높이가 큰 다리에 비교하여 원래 안정해 있기 때문에 피해를 받기 어렵다고 보며 하나의 교각이 대피해를 받았음에도 교대의 구속 등에 의해 상부구조가 落橋하는 사태를 피할 수 있는 것으로 보고, 복구도 상대적

으로 손쉽다고 하는 판단으로 위험도 계수를 고유주기가 0.6sec 이하에서는 2.0, 고유주기가 3sec 이상에서는 1.0, 그 중간에서는 직선적으로 변화한다고 생각한다. 또한 靱性率에 의한 탄성응답의 저하는 일반적으로 1/2~1/6정도로 고려한다. 이런 것들은 조합시켜 종합한 것이(그림4)의 인성 및 위험도에 의한 보정계수이다.

이상과 같은 판단으로 구해진 合成應答計數 C가 <그림1>중에 破線으로 나타나 있는 것이 식(3)에서 표시된 1968년 이후의 캘리포니아주 기준에 의한 설계진도이고, 一點鎖線이 1971년 샌페르난드 직후에 잠정적으로 2.5배(말뚝기초의 경우)로 인상한 설계도이다. 1968년 이후의 기준은 당연한 것으로 하고, 샌페르난드 직후의 잠정기준과 비교해도, 식(5)의 합성응답계수는 고유주기가 0.2~0.3sec보다 큰 범위에서 그 값을 크게 하였을 뿐만 아니라 보다 안전측의 지진력을 주는 것이 가능하도록 한 것이다.

3) 상기와 같은 靱性을 확보하기 위해서는 떠철근에 의해 내측의 콘크리트를 충분히 구속하고, 또한 손상이 일어난 후에도 콘크리트가 주철근에서 외측으로 튀어나가지 않도록 해두었다.

4) 형간 연결장치, 형과 下部構造를 연결하는 구조동 落橋防止 구조를 설치하는 것으로 하고 그 設計地震力 E_Q 는 다음과 같이 부여한다.

$$E_Q = 0.25 \times R - P \quad (6)$$

여기에서,

R: 당해 위치에 유효하게 작용하는 사하중

P: 식(4)의 지진력을 작용시킨 경우에 교각에 작용하는 전단력

식(6)에서 R은 "유효하게 작용하는 사하중"으로서 2경간 연속교를 예로들면 교량 축방향에는 전 주형의 중량을 취해야 한다.<그림5> 및 <그림6>은 각각 형간 연결장치 및 전단키(Shear Key)의 예를 나타낸 것이다.

이상이 1973년에 제정된 캘리포니아주 내진기준이고 현재에 이르기까지 캘리포니아주에서는 이 기준을 사용하고 있다. 참고로 캘리포니아주에서 주형의 교각에 대한 걸침깊이를 6"(15cm)로 규정하고 있었으나 로마-프라타지진시에 오를랜스베이

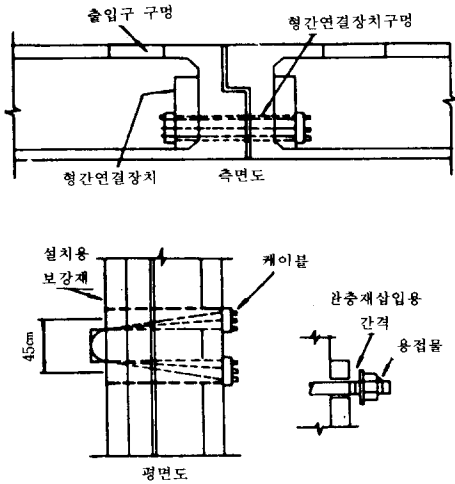


그림5. 형간연결장치

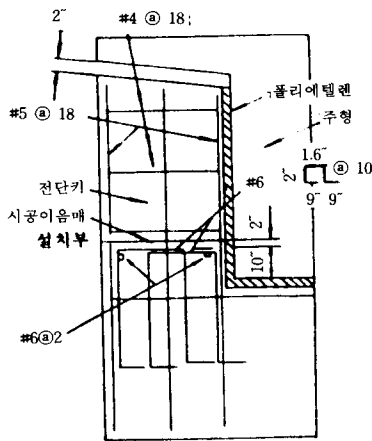


그림6. 하부구조에 돌기를 설치하여 교축직각 방향의 이동을 구속한 장치

교량에서 10⁻⁷(25cm)의 이동이 발생하였으므로 이 값을 잠정적으로 10⁻⁷(25cm)를 사용하고 있다.

4. 1983년의 AASHTO의 耐震基準

1) 基本的 考慮事項

1983년판 AASHTO 도로교시방서에 책정된 내진설계에 대한 기본적인 고려사항은 다음과 같다.

- ① 人命의 피해를 최소로 할 수 있을 것.
- ② 피해가 일어나는 것은 불가피하나 완전히 붕괴하는 확률을 극소로 하는 것.
- ③ 중요한 교량의 기능을 유지 확보할 수 있을 것.
- ④ 교량의 수명기간 이내에 있어서 설계하중을 초과하는 지진력이 일어날 확률을 적게하도록 설계지진력을 결정할 것.
- ⑤ 전 미국에 적용할 수 있는 기준일 것.
- ⑥ 각종 새로운 연구결과의 도입을 수용할 수 있을 것.

또한 내진설계에 기본방침으로서 다음의 3가지를 들고 있다.

- ㉠ 中小 규모의 지진에 대해서 교량은 彈性範圍에 머물 수 있어야 하고 큰 피해는 받지 않아야 한다.
- ㉡ 내진설계에 있어서는 실제로 일어날 수 있는 범위의 지진강도를 이용해야 한다.
- ㉢ 대지진이 발생한 경우에는 교량은 전체적으로나 부분적으로 붕괴가 생기지 않아야 한다. 또한 가령 損傷이 생긴다고 해도 쉽게 발견할 수 있고, 동시에 점검과 복구가 가능하도록 쉽게 근접할 수 있는 위치에서 손상이 생기도록 설계해야 한다.

2) 耐震水準과 耐震設計法

내진설계에 있어서는 가속도계수 A(그림7)은 미국 본토의 분포를 나타낸다)와 중요도에 의해서 耐震水準을 <표1>과 같이 A~D로 나눈다.

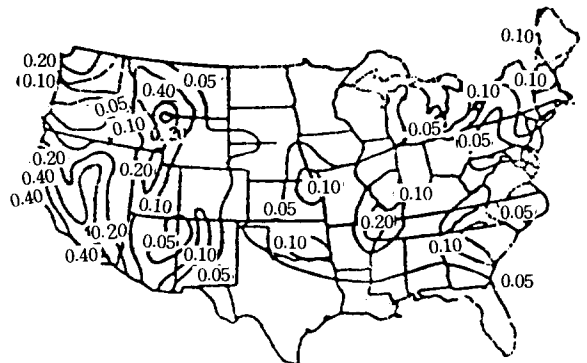


그림7. 가속도 계수(A)의 분포도

〈표1〉 해석방법의 선택

| 내진수준 | 2경간 이상의 일반교량 | 2경간 이상의 특수교량 |
|------|--------------|--------------|
| A | - | - |
| B | 1 | 1 |
| C | 1 | 1 |
| D | 1 | 2 |

耐震水準이 A로 판정된 교량에서는 특별한 내진설계는 요구되지 않는다. 이음부(형과 교대)의 설계만으로 지진력을 고려하고, 또한 최소 주형길이를 확보하면 된다. 내진수준이 B,C,D로 판정된 교량에서는 내진수준 및 교량의 구조특성에 따라서 〈표1〉에 의거하여 다음중 해석법을 선택한다.

① 單一모드스펙트럼 방법(Single-Mode Spectral Method)

② 多數모드스펙트럼 방법(Multi-Mode Spectral Method)

여기에서 1은 한개의 모드(일반적으로는 기본진동모드)만을 고려한 응답스펙트럼 해석으로 일본의 修正震度法과 꽤 근접한 성격의 것이며 2는 다자유도 시스템에서 탄성범위의 동적해석 방법이다.

내진수준에 의해서 설계법을 결정하고, 또 그 수준이 간단한 것(내진수준 A)에서 부터 복잡(내진수준 D)한 것 까지 포함한 것은 미국 전체에서 보면 지진위험도가 거의 0인 주에서 부터 캘리포니아주와 같이 지진위험이 큰 주까지 있고, 또한 주마다의 독자성을 중요시 하는 미국의 특징 때문이라고 생각된다.

3) 設計地震力

設計地震力を 구하기 위해서는 우선 식(7)에 나타난 탄성지진응답스펙트럼을 이용하여 단일모드응답스펙트럼 해석법 혹은 응답스펙트럼 해석법에 의해 탄성지진력을 산출한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \quad (7)$$

여기에서, C_{sm} : 제 m 차 모드에 대한 彈性地震應答係數

T_m : m 차의 교량 고유주기

A : 〈그림7〉에 나타난 가속도 계수

S : 〈표2〉에 나타난 地盤別 補正係數

〈표2〉 地盤別 補正係數

| 지반종류 | I | II | III |
|-------|-----|-----|-----|
| 보정계수S | 1.0 | 1.2 | 1.5 |

위에 나타난 지반 종류는 지층의 두께와 지층에서의 평균 탄성과 속도에 의해서 정해지는 지반분류 등급이다. 다만, C_{sm} 은 2.5이하이고, 또한 III종 지반에서 $A \geq 0.3g$ 의 경우에는 C_{sm} 은 $2.0A$ 이하가 된다. 해석은 일반적으로 교량 축방향과 교량 직각방향으로 나누어 행하고, 이와 같이 하여 구한 직교하는 단면력을 다음과 같이 합성한다.

㉠ (교량축 방향 지진력에 의한 단면력) $\times 100\%$ + (교량축 직각방향 지진력에 의한 동일 부재의 단면력) $\times 30\%$

㉡ (교량축 직각방향 지진력에 의한 단면력) $\times 100\%$ + (교량축 방향 지진력에 의한 동일 부재의 단면력) $\times 30\%$

다음으로, 설계지진력 E_{QM} 은 두개의 수평성분을 합성한 탄성지진력을 〈표3〉에 나타난 應答補正係數 R에 의해 나누어서 구한다. 應答補正係數는 구조부재의 부정력과 인성을 고려하여 정해진 것이다.

〈표3〉 應答補正係數 R

| 하부구조 | | 구조부재의 연결부 | |
|---------------|---|---------------|-----|
| 벽식교각 | 2 | 상부구조와 교대의 연결부 | 0.8 |
| 철근콘크리트 말뚝 | | 신축이음장치 | 0.8 |
| ① 수직말뚝일 경우 | 2 | 상부구조와 교대의 연결부 | 1 |
| ② 경사말뚝이 있는 경우 | 2 | | |
| 단일기둥식 교각 | 3 | 교각과 기초의 연결부 | 1 |
| 강말뚝, 합성말뚝 | | | |
| ① 수직말뚝일 경우 | 5 | | |
| ② 경사말뚝이 있는 경우 | 3 | | |
| 다수의 기둥식 교각 | 5 | | |

하중의 조합은 다음과 같다.

$$\text{조합하중} = 1.0(D + B + S_F + E + E_{QM}) \quad (8)$$

여기에서, D : 사항중 E : 土壓

B : 浮力 E_{QM} : 설계지진력

S_F : 有數堅

또한, 내진수준이 C 및 D의 교량에서 상기에 추가하여 교각에 소성형지가 생기는 것에 대한 계산을 의무화 하고 있다.

4) 橋脚의 靱性 確保 方案

1973년 캘리포니아주의 내진기준과 동일한 교각의 靱性을 확보하기 위해서 최소철근량 및 배근에 대한 세심한 규정을 설정하고 있다. <그림8>은 短形斷面 교각에 대한 철근의 配置圖를 나타낸 것이다.

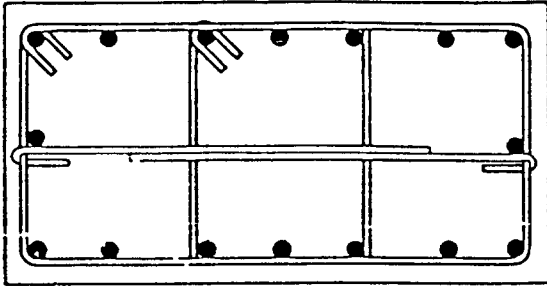


그림8. 구형단면 교각의 철근 배근도

5) 落橋防止構造

落橋防止構造에 대해서는 형 구조길이(형끝에서 하부구조 頂部緣端까지의 길이)와 落橋防止裝置를 이용한 방법이 규정되어 있다. 단지, 可動支承에 있어서 移動制限裝置의 규정은 설정되어 있지 않다. 낙교방지구조로는 형과 하부구조에 대한 연결구조, 형과 형을 연결한 구조가 있으나 가능한 한 <그림9>와 같은 前者의 구조를 이용하는 것이 좋다고 되어 있다. 낙교방지 구조를 이용하여 형과 하부구조를 연결한 경우에는 형중량에 <그림7>의 가속도계수 A를 곱한 값을 사용하고, 형과 형을 연결한 경우에는 가벼운 쪽의 형중량에 가속도계수를 곱한 값을 사용한다. 또한 수평지진력에 의해 사하중 반력의 50~100%의 浮反力(上向力)이 발생하는 경우에는 들뜸 방지장치를 설치하여야 한다. 교각위에 주형이 걸치는 거리 N은 내진수준이 C, D의 경우에는 다음 식에 의해 계산된 값 이상으로 한다.

$$N = 305 + 2.5L + 10H \quad (7)$$

여기에서, N: 교각위에 주형이 걸치는 거리(mm)

L: 교량길이(m)

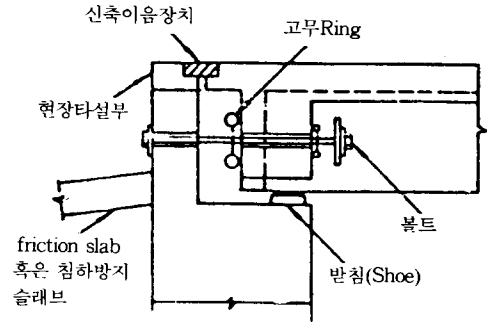


그림9. 주형각 하부구조를 연결하는 방법 예

5. 結 言

이상 미국의 내진설계 변천 및 내진설계법의 특징을 알아 보았다. 위의 결과로 향후 국내의 내진설계 도입에 참고가 될 사항을 정리해 보면 다음과 같다.

1) 미국의 경우에는 내진설계의 초기단계 부터 구조물의 고유주기를 고려한 지진응답스펙트럼으로 설계지진력을 산정해 왔음을 알 수 있다. 그러나 日本의 경우에는 초기에 구조물의 고유주기를 고려하지 않고 관성력에 의해 설계지진력을 산정하는 방법(震度法)을 사용하다가, 미국식의 等價靜的解析法(修正震度法)과 응답스펙트럼해석법을 추가하여 혼용해 사용하였다. 그러나 일본에서는 1990년 도로교시방서 개정에서 진도법을 폐지하고 修正震度法과 응답스펙트럼 해석법만을 사용하는 방법을 채택함으로써, 향후 國內의 耐震設計法 개발시에는 구조물의 주기를 고려하는 耐震設計法을 채택하는 것이 바람직할 것으로 생각된다.

2) 교량의 진동이 地盤과 共振이 일어나는 경우에, 상부구조물에는 基盤面 최대가속도의 2.5배의 진동이 있다고 보아야 한다. 強震時에 교량에 일어나는 현실적인 지진력을 내진설계를 위한 하중으로 결정하는 미국식 思考는 내진설계시에 고려해야 할 요소를 결정하는데 유효하다.

3) 미국의 橋脚설계에 있어서는 건축물의 기둥의 영향을 많이 받아 휩과 좌 후에 인성확보를 위해 단면구속용의 나선(spiral) 철근이나 띠철근을 많이 사용하고 교각의 단면적을 줄이려고 노력하

고 있는데, 국내에서 대부분 사용되고 있는 저철근의 중력식 및 벽식교각 형태는 지반이 강한 경우에는 필연적인 선택이라고 할 수 있지만 여러 가지 제약으로 큰 단면의 교각을 건설하기 어려운 경우에는 미국식 설계개념의 도입이 필요하다.

참 고 문 헌

1. AASHTO Interim Specifications for Bridge, 1989.
2. Applied Technology Council : Seismic Design Guidelines for Highway Bridges(ATC-6), 1981
3. California Department of Transportation, Earthquake Design for Bridges, 1973.