비보강 조적조 기준들의 강도식 비교

The Comparison of Strength of pier in Differnet provisions

김 홍 범* 이 준 석** 한 상 환***
Kim, Hong-Beom Lee, Joon-Suk Han, Sang-Whan

Abstract

The purpose of this study is to evaluate the strength of piers subjected to earthquake ground motion. In particular, the piers of an unreinforced masonry wall under in-plane seismic loading are considered with emphasis. For this purpose, several pier strength equations in seismic rehaillitation provisions such as UCBC, FEMA 178, FEMA 273, and FEMA 306 are compared. This strength equations in different provision are applied for calculating the strength of a pier in building. According to the results of this study, it is shown that the assessment procedure based on FEMA 178 overestimated pier strengths comparing to other provisions when all piers are in Rocking-controlled mode.

1. 서 론

최근 세계적으로 Loma Prieta(1989년), Izmit(1999년), Gujarat(2001년) 지진 등으로 인하여 비보강 조적조 건물에 심각한 피해를 발생하였다. 이에 현재 미국 등 여러 나라에서는 다른 횡하중저항골조 형식에 비하여 연구가 미미했던 비보강 조적조 건물에 대한 내진 성능 평가 기법을 활발한 연구를 통하여 개발 중이다. 미국의 내진 보강 지침서인 UCBC(Uniform Code for building Conservation), FEMA178, FEMA273, FEMA306은 이러한 연구의 결과물로서, 조적부재의 성능을 평가하는 기법을 제시하고 있다.

한편, 국내의 비보강 조적조 건물은 주로 저층의 구조물로 내진 기준을 적용하지 않고 경험에 의한 설계와 시공이 수행되어 왔기 때문에 지진에 대해 취약한 구조물로 평가받고 있다. 또한 국내에서는 비보강조적조 건물의 설계와 내진 성능 평가에 사용할 수 있는 세부기준, 지침이 마련되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 국내 비보강 조적조 건물의 내진 성능 평가시 적용할

* 한양대 건축공학과 석사과정
** 한양대 건축공학과 연구원
*** 정회원, 한양대 건축공학과 조교수, 공학박사

수 있는 절차와 평가지침을 마련하고자 한다. 연구의 일환으로 미국의 내진 보강 지침서인 UCBC, FEMA178, FEMA273, FEMA306의 비보강 조적조 건물에 대한 지침식 중 Pier 강도 산정식을 분석하여 국내 조적조 건물의 내진 성능평가시 적용하고자 하였다. 비록 미국의 경우 조적조 건물에 목조, 메탈데크와 같은 바닥판을 사용하기 때문에 국내의 콘크리트 슬래브를 지닌 조적조 건물거동과는 다를 수 있고, 단위조적, 몰탈 등 재료 특성이 상이할 수 있으나 역학적으로 산정한 기본 강도 산정식을 국내에 적용하는 것은 무리가 없으며, 차후 상이한 거동특성 등을 보이는 부분을 보완수정해야 할 것이다. 우선 본 연구에서는 주 횡저항요소인 면내(in-plane)하중을 받는 Pier의 강도 산정식을 비교분석하였다. 최종적으로 각 내진 보강 기준의 Pier 강도 산정식을 예제 건물에 적용하고 또한 유한요소해석을 수행한 결과와도 비교검토하여 시스템레벨에서의 내진 거동을 규명할 수 있는 기초자료를 얻고자 하였다.

2. Pier 강도식 비교

2.1 Pier 전단강도

(1) 재료 전단강도

Pier의 강도 산정시 중요한 인자는 조적벽체의 재료적 성질, Pier의 형상비, 작용축응력 등이 있다. 이 중 Pier의 전단강도 산정시 가장 중요한 인자는 조적의 전단강도이며 Pier의 전단강도에 주된 영향을 미치므로 각 기준의 조적 전단강도를 산정하는 식을 검토할 필요가 있다.

현장 전단실험을 행하여 산정하는 몰탈 전단강도는 UCBC, FEMA178, FEMA273, FEMA306 모두 다음 식을 사용하여 개개의 전단강도를 산정한다.

$$v_{to} = \frac{V_{test}}{A_b} - P_{D+L} \qquad \text{(식 1)}$$

단, V_{test} : 단위조적에 가한 하중, A_b : 단위조적 수평줄눈 면적합, p_{D+L} : 측정 수직응력

(식 1)에서 산정한 몰탈 전단강도를 사용하여 각 기준은 다음 표 1과 같이 조적 Pier의 전단강도산정시 적용할 조적 전단강도(v_m 또는 v_{me})를 구한다. 유의할 점은 개개의 전단강도(v_{to})가 80%를 넘을 수 있는 강도(v_t) 또는 평균값(v_{te})을 사용한다는 것이다. 전자에는 UCBC와 FEMA178이 해당하고 후자는 FEMA273과 FEMA306이 해당한다. 이렇게 평균값을 사용하는 또다른 예로서 탄성계수 산정이 있으며, UBC는 조적압축강도를 750배하는 것에 반하여 FEMA273은 평균압축강도를 사용하여 강도를 다소 크게 평가하므로 이 강도에 550을 곱하여 탄성계수를 산정한다.

표 1 조적 전단강도(psi)

	UCBC	FEMA178	FEMA273 & 306
산정식 (psi)	$v_m = 0.1v_t + 0.15\frac{P_D}{A}$	$v_m = 0.56v_t + 0.75\frac{P_D}{A}$	$v_{me} = \frac{0.75\left(0.75v_{te} + \frac{P_{CE}}{A_n}\right)}{1.5}$

표 1에서 UCBC는 허용응력에 근거한 식이며 나머지는 재료강도에 근거한 식이다. 또한 FEMA273과 FEMA306 산정식에서 1.5계수는 조적 Pier에서 평균 전단응력을 고려한 것이며 FEMA178은 Pier 강도 산정시 이를 고려하므로 두 식은 결과적으로 동일한 식이다. 표 1의 식을 사용

하여 축응력과 조적 전단강도에 관한 관계를 그림 1에 나타내었다. 단, 각 내진보강지침서는 v_{te}와 v_t가 100psi를 초과할 수 없다고 규정하므로 그림 1은 조적 전단강도의 상한치이다.

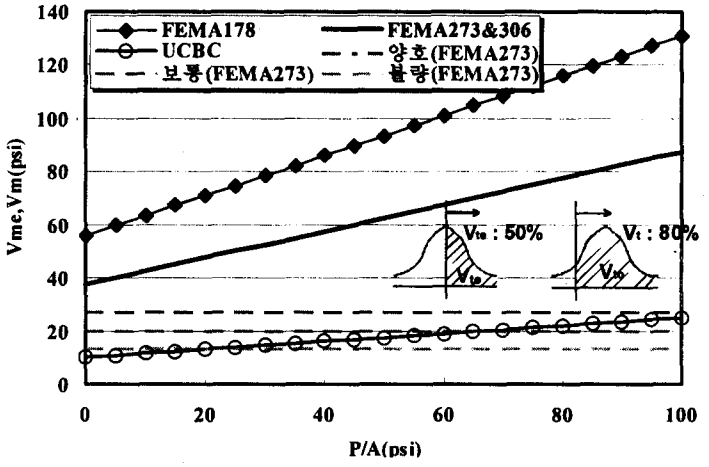

그림 1 조적 전단강도 산정기준식 상한치비교

그림 1에서 기울기는 마찰계수와 관련되어 있으며 재료의 강도에 근거한 FEMA178, FEMA273, FEMA306은 모두 동일한 기울기를 가진다. FEMA178 기준을 나타내는 그래프의 기울기가 FEMA273과 FEMA306의 기울기보다 큰 것으로 보이는 것은 조적 Pier의 평균값을 고려하였기 때문이며 이를 무시하면 FEMA178, FEMA273, FEMA 306의 그래프는 동일선상에 놓인다. 이에 반하여 허용응력에 근거한 UCBC는 다소 안전측인 기울기를 가짐을 알 수 있다. 또한 FEMA273에서 현장전단실험을 수행하지 않았을 경우 적용기준값으로 제시하는 양호한 몰탈시 27psi, 보통의 몰탈시 20psi, 불량한 몰탈의 경우 13psi를 함께 도시하였다.

(2) Pier 전단강도

Pier의 전단강도는 그림 1의 조적 전단강도에 유효단면적을 곱한 값으로 결과는 동일하다. Pier 전단강도 산정식을 표 2에 나타내었다.

표 2 Pier 전단강도

	산정식	설명
UCBC	$V_a = v_a A_n$	단, FEMA306의 v_{bj2}는 전단파괴 후 Pier의 축응력으로 인한 마찰강도내력임
FEMA178	$V_a = v_m A_n / 1.5$	
FEMA273	$V_{bjs} = v_{me} A_n$	
FEMA306	$V_{bj1} = v_{me} A_n$, $V_{bj2} = v_{friction} A_n = 0.5 P_{CE}$	

2.2 Pier Rocking 강도

표 3에 각 내진보강 기준의 Pier Rocking 강도 산정식을 나타내었다. 표 3의 α계수는 단부구속정도에 따른 계수로 양단고정시 1.0, 일단고정일단자유일 때 0.5를 적용한다. 따라서 FEMA 178에서는 단부구속정도를 고려하지 않아 과대 평가할 수 있는 Pier Rocking 강도를 FEMA273과 FEMA306은 고려하였음을 알 수 있다.

표 3 Pier Rocking 강도

	산정식	설명
UCBC	$V_r = 0.5P_D D/H$	단, UCBC, FEMA178의 D(Pier길이)와 H(Pier높이)는 각각 FEMA273 & 306의 L과 h_{eff}에 해당, FEMA 273 & 306의 α는 단부조건에 따른 계수임
FEMA178	$V_r = 0.9P_D D / H$	
FEMA273	$V_r = 0.9\alpha P_{CE}(L/h_{eff})$	
FEMA306	$V_r = 0.9\alpha P_{CE}(L/h_{eff})$	

2.1절에서의 Pier 전단강도와 Rocking강도를 함께 비교한 그래프를 그림 2에 나타내었다. 단, 비교를 용이하도록 Pier의 단면적으로 x축과 y축을 나누어 응력의 단위로 변환하였다. Pier의 전단강도(그림 2의 bjs)는 재료의 전단강도에 근거한 상한치를 나타내며, 음영부분은 FEMA178, 273, 306의 Pier 전단강도식 적용시 Pier 전단강도가 분포할 수 있는 범위를 나타낸다. 한편, Pier의 Rocking강도식은 Pier 축응력의 증가에 따라 각 지침서별 강도차가 증가함을 알 수 있다. Rocking 강도는 Pier의 형상비에 따르며, Pier가 세장해질수록 강도가 감소한다. UCBC강도식은 안전측 평가를 하나 FEMA273 &306에서 단부조건에 따라 강도를 과대평가함을 볼 수 있다.

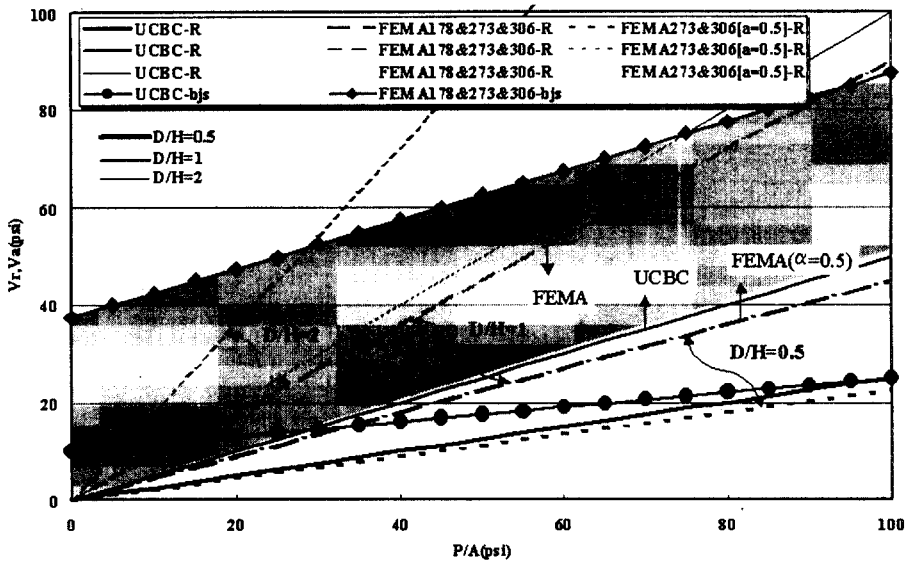

그림 2 Pier 전단강도와 Rocking 강도의 비교

2.3 사인장 강도와 Toe 파괴강도

Pier의 사인장파괴와 Toe 파괴는 강도가 급격히 저하하는 거동을 나타내며 이러한 거동은 지양해야할 거동이다. FEMA273의 사인장 강도 산정식은 실험결과의 부족으로 L/h_{eff}가 0.67과 1.0사이에 있는 Pier에 한정되었지만 FEMA306에서는 모든 범위에 대한 제안값이 주어져 있다.

표 4 Pier 사인장 강도

	산정식	설명
FEMA273	$V_{dt} = f'_{dt}A_n(L/h_{eff})(1+f_{ae}/f'_{dt})^{1/2}$	단, $\beta = L/h_{eff} < 0.67$일 때 : 0.67 $0.67 \le L/h_{eff} \le 1.0$일 때: L/h_{eff} $1 < L/h_{eff}$일 때 : 1.0
FEMA306	$V_{dt} = f'_{dt}A_n(\beta)(1+f_{ae}/f'_{dt})^{1/2}$	

FEMA273의 Pier Toe 파괴강도는 Toe에서 Rocking이 발생하지 않는 하중에서만 유효하다. 일반적으로 L/h_{eff}가 1.0에서 1.5사이에 있고, 수직응력이 클 때 적용한다. 그리고 FEMA273과 FEMA306 산정식을 표 5에 나타내었다.

표 5 Pier의 Toe 파괴강도

	산정식	설명
FEMA273	$V_{tc}=\alpha P_{CL}(L/h_{eff})(1-f_a/0.7f'_m)$	$f'_m=\frac{f'_{me}}{1.6}$
FEMA306	$V_{tc}=\alpha P_{CE}(L/h_{eff})(1-f_{ae}/0.7f'_{me})$	

2.4 내진 보강 지침서에 따른 Pier 전단력 분포

비보강 조적조 건물에 있어 해당 층 Pier의 강도 산정시 층전단력이 어떤 비율로 각 Pier에 전달하는지를 파악하는 것이 해당 층의 수평내력을 산정하고 성능을 평가하는데 필수적이다. 본 연구에 사용한 내진 보강 지침서들은 이 전단력 분포에 대한 규정을 제시하고 있다.

(1) UCBC, FEMA178

UCBC와 FEMA178은 비보강 조적조 건물의 Pier에 작용하는 전단력 분포를 i)해당 층에 있는 모든 Pier가 Rocking 강도에 거동이 지배되는지 ii)해당 층의 단 한 개의 Pier라도 전단강도에 거동이 지배되는지에 따라 달리 적용한다. i)의 경우 해당 Pier 전단력은 $P_D D/H$, ii)의 경우 D/H에 따라 전단력을 분포시킨다. 그러므로 i)의 경우 해당 층의 전단강도는 각 Pier의 Rocking 강도를 합산하여 구할 수 있다. ii)의 경우 Pier Rocking 강도를 초과하는 전단력이 발생하는 부재는 해석시 제외하도록 되어있다.

(2) FEMA273, FEMA306

FEMA273의 선형절차(Linear Procedure)는 UCBC와 FEMA178의 Pier Rocking 강도의 비율로 층전단력이 분포하는 것과 달리 층전단력을 (식 2)과 같이 각 Pier 탄성강성에 따른 비율로 분포시킨다. (식 2)의 우변분모는 휨과 전단기여항이 포함되어 있음을 알 수 있다.

$$k=\frac{1}{(h_{eff}^3/12E_mI_g)+(h_{eff}/A_vG_m)} \qquad \text{(식 2)}$$

FEMA273의 선형절차에서는 분포시킨 횡하중에 대하여 각 부재의 내진성능을 만족하는지의 여부를 판정하기 위하여 다음 (식 3)을 사용한다.

$$Q_{UD} < m Q_{CE} \qquad \text{(식 3)}$$

여기서 Q_{UD}는 감소되지 않은 하중 요구, Q_{CE}는 부재의 예상강도를 말하며, m은 부재의 연성에 관련된 계수로 표 6과 같이 성능수준별로 제안되어있다.

표 6 연성계수 m값

	IO	LS	CP
Pier 전단강도	1	3	4
Pier Rocking강도	$(1.5h_{eff}/L)>1$	$(3h_{eff}/L)>1.5$	$(4h_{eff}/L)>2$

3. 비보강조적조 Pier강도의 산정예

3.1 대상 비보강 조적조 건물

지상 2층의 비보강 조적조 내력벽건물을 대상(NCEER96-0001:S1실험체)으로 내진성능 평가를 수행한다. 단, 원 대상건물은 다이아프램(diaphragm)이 목조로 구성되어 유연성을 지니나 국내 조적건물의 다이아프램은 일반적으로 콘크리트 슬래브이므로 다이아프램을 강체로 가정하고 해석을 수행하였다. 건물의 평면치수는 226.3cm(89.1inch) x 167.1cm(65.8inch), 높이는 242.3cm (95.4inch)이고, 앞쪽 벽체 1층, 2층레벨에 각 3개의 창문 개구부, 뒤쪽 벽체에는 1층에 2개의 출입 개구부와 2층에 2개의 창문 개구부가 있다. 대상 조적 건물의 입면과 평면을 그림 3과 4에 나타내었다. 지진하중은 개구부 벽에 평행하게 작용하는 것으로 가정하여 내진성능을 평가한다.

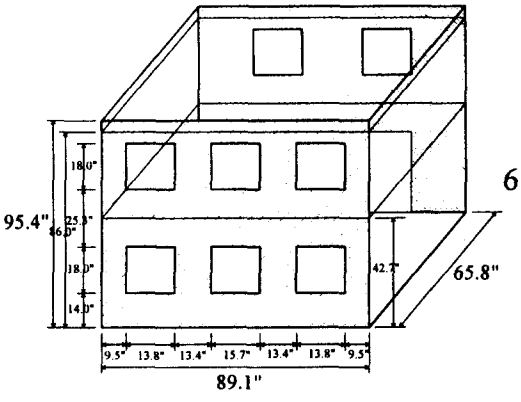

그림 3 대상건물 입면

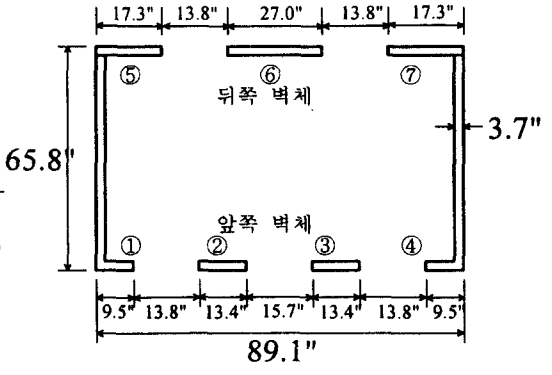

그림 4 대상 건물평면

3.2 각 기준에 따른 대상 비보강 조적조 Pier의 강도

대상 비보강 조적조 건물의 1층에 대한 전단강도를 산정한다. 산정한 앞쪽 벽체과 뒤쪽 벽체의 강도를 비교한 후, 작은 밀면전단강도를 가지는 벽체 강도를 두 배로 취하여 최종 대상 건물의 전단강도를 산정한다. 이는 층전단력이 앞쪽 벽체와 뒤쪽 벽체에 각각 절반씩 작용한다는 가정을 통한 것이다.

(1) UCBC

UCBC의 기준을 사용하여 산정한 Pier의 강도를 분석하면, 앞쪽 벽체의 내부 Pier②③에서 전단강도가 오히려 Rocking강도를 초과함을 알 수 있다. 뒤쪽 벽체의 모든 Pier는 Rockging 강도가 거동을 지배한다. 본 예제 건물에서 앞쪽 벽체의 강도는 다음과 같이 산정된다.

앞쪽 벽체 : ①369 lb + ②520 lb + ③520 lb +④369 lb ≒1.8 kips

뒤쪽 벽체 : ⑤573 lb + ⑥1505 lb + ⑦573 lb ≒2.7 kips

∴ Base Shear Capacity : 3.6 kips

(2) FEMA 178 - based on ultimate stresses

앞쪽 벽체와 뒤쪽 벽체의 모든 Pier는 Rocking 강도가 거동을 지배하므로 앞쪽, 뒤쪽 벽체의

강도 중 작은 값의 두배를 취하여 1층의 전단강도를 산정한다.

앞쪽 벽체 : ①665 lb + ②1607 lb + ③1607 lb +④665 lb ≒4.5 kips

뒤쪽 벽체 : ⑤1032 lb + ⑥2709 lb + ⑦1032 lb ≒4.8 kips

∴ Base Shear Capacity : 9 kips

한편, FEMA 178에서는 모든 Pier에서 Rocking이 거동을 지배할 때, $0.6V_{ux} < \Sigma V_r$ 으로 전단강도를 평가한다. 즉, 개개 Pier의 Rocking강도의 합을 67% 증가시킨 강도를 적용가능하다(FEMA 178-Appendix C[식 21] 참조). 그러므로 9×1.67=15.2 kips

(3) FEMA273, FEMA306

중력하중의 상한치와 하한치를 사용하여 Pier의 강도를 산정한 결과, 벽체의 강도는 Rocking이 거동을 지배하였다. Rocking 강도 산정식은 FEMA273과 FEMA306은 동일하므로 대상 조적 건물의 밑면전단강도는 동일하다.

앞쪽 벽체 : ①617 lb + ②1446 lb + ③1446 lb +④617 lb ≒4.1 kips

뒤쪽 벽체 : ⑤928 lb + ⑥2438 lb + ⑦928 lb ≒4.3 kips

∴ Base Shear Capacity : 8.2 kips

3.3 유한요소해석

대상 조적조 건물을 유한요소모델에 정적 횡하중을 작용시켜 조적조의 밑면전단강도를 산정한다. 해석 프로그램으로는 ABAQUS standard 6.1을 사용하여 탄성해석을 수행하였다. 조적 벽체의 탄성계수는 프리즘 강도(1900 psi)의 750배인 1425ksi를 사용하였다. 해석모델은 벽체부분을 조적조로 구성하였고 슬라브는 벽에 비해 상당한 강성을 가진 다이아프램으로 가정하였다. 해석시 사용한 요소는 3차원 Solid로서 2차(Quadratic)요소이며 대상 건물모델은 총 2577개의 요소로 구성하였다. 벽체와 지반과의 경계조건은 완전고정으로 가정하였다. 해석모델에 적용한 수평하중은 2층과 1층 다이아프램에 하중크기를 2:1 비율로 요소 적분점(Integration point)의 응력이 재료실험의 전단강도 46psi나 인장강도 40psi를 초과할때까지 가력하였다. 해석결과 밑면전단력이 3.9kips일때 Pier①(그림 4참조)의 우측상부에서 인장응력이 인장강도인 40psi를 초과하였고(그림 5), 이때 최대 전단응력은 Pier③의 우측하부에서 38.4psi로 나타났다(그림 6).

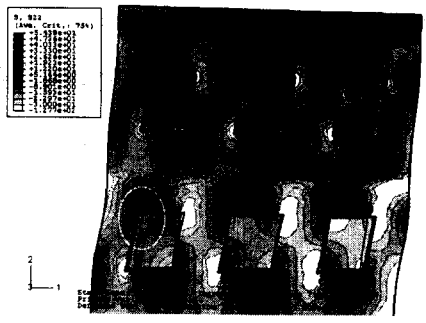

그림 5 수직응력 등고선도

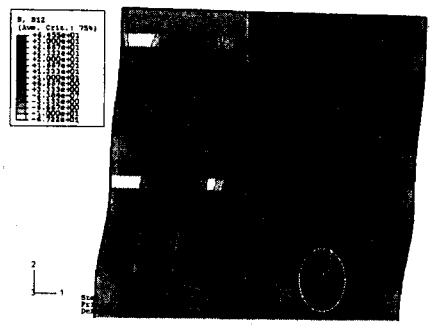

그림 6 전단응력 등고선도

4. 결 론

(1) 비보강 조적조 건물의 Pier 강도식을 비교분석한 결과 UCBC 내진 보강 지침서가 가장 안전측의 평가를 함을 보였다. 그리고, FEMA306의 강도식이 Pier의 거동을 다양하게 고려함과 동시에 가장 발전된 형태임을 알 수 있었다.

(2) 각 기준과 해석을 통하여 밑면전단강도를 비교한 결과는 그림 7과 같다.

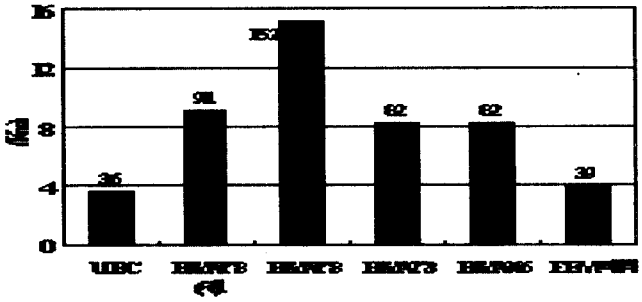

그림 7 산정 밑면전단강도의 비교

UCBC 기준은 허용응력에 근거하여 강도를 산정하므로 밑면전단강도값이 작게 나타났고 FEMA 178(전)과 FEMA 273, FEMA 306의 강도값은 유사하나 FEMA 178기준은 Rocking이 Pier 거동지배시 강도를 67% 증가시킬 수 있으므로 FEMA 178을 통한 밑면전단강도는 다른 비교대상강도에 비하여 과대평가하였다.

감사의글

본 연구는 서울특별시의 지원에 의한 '조적조 내진 보강방안에 대한 연구'과제로 수행되었고 이에 감사를 표합니다.

참고문헌

1. Costley, A.C. and Abrams, D.P. (1996), Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildin -gs with Flexible Diaphragms, Report No.NCEER-96-0001, National Center for Earthquake Engi neering Research, State University of New York at Buffalo.

2. BSSC(1992). NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings. Report No. FEMA 178, Washington, D.C.,June.

3. BSSC(1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FE MA 273, Washington, D.C.,October.

4. ATC(1998). Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Report No. FEMA 306, Washington, D.C.

5. ABAQUS Manual, Version 6.1, Hibbit, Karlsson & Sorensen, INC.