

고강도 대형 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단거동과 경사진 프리스트레싱 긴장재의 영향

김강수^{1)*}

¹⁾ 서울시립대학교 건축공학과

(2005년 4월 18일 원고접수, 2005년 7월 7일 심사완료)

Shear Behavior of Large Prestressed Concrete Beams Cast with High Strength Concrete and the Effect of Draped Tendon on their Shear Behavior

Kang-Su Kim^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, The University of Seoul, Seoul, 130-743 Korea

(Received April 18, 2005, Accepted July 7, 2005)

ABSTRACT

This paper presented four shear test results from experimental tests of two large prestressed concrete beams cast with high strength concrete. In particular, this experiment investigated the effects of draped strands on shear behavior of these full-scaled beams. This study indicated that the use of draped strands increased the ultimate shear capacity as well as the web-shear cracking load. The test results also showed that draped strands reduced strand slip at ends of beams, which represented that these strands were effective to relieve the anchorage stresses. The test results were compared to predictions by two major codes; ACI 318-02 Building Code and AASHTO LRFD(2002). The shear design provisions in these codes provided conservative results on the shear strengths of all test specimens with reasonable margins of safety, and these provisions were particularly more conservative for test specimens having draped strands.

Keywords : large prestressed concrete beam, high strength concrete, shear behavior, draped tendon, tendon slip

1. 서 론

고강도 콘크리트(high strength concrete, HSC)의 개발에 대한 끊임없는 노력에 의하여 이제는 압축강도가 140 MPa를 넘는 콘크리트를 생산하는데 이르렀다. 이러한 고강도 콘크리트의 개발은 기존에 비하여 더욱 긴 경간 부재를 사용할 수 있게 하였고, 부재의 단면 효율성을 크게 높일 수 있게 하여 휨 부재에서는 매우 얇은 복부를 가진 I-형 단면의 대형 부재들이 널리 쓰이게 되었다. 얇은 복부를 가지는 부재들은 복부 콘크리트의 압축파괴가 일어나기 쉬운데 고강도 콘크리트의 사용은 이러한 복부의 압축파괴강도를 높이는 큰 장점이 있다. 그러나 HSC 부재는 보통강도 콘크리트 부재에 비해 균열면이 상대적으로 매끄럽기 때문에 균열면에서의 전단전달을 저하시키는 단점도 있다.

따라서, 고강도 콘크리트로 제작된 프리스트레스트 콘크리트(prestressed concrete, PSC) 보의 전단거동에 대한 이해를 높이기 위하여 많은 실험적 연구가 수행되었다¹⁻¹²⁾. 특히, 국내에서도 최근에 보통강도와 고강도 대형 포스트텐션 보에 대한 전단실험이 이루어졌으며¹³⁾ 부재의 거동과 하중에 따른 주변형률 방향(principal strain direction)의 변화 등에 대한 면밀한 관찰이 이루어진 바 있다. 그럼에도 불구하고, 고강도 대형 PSC 보의 전단 거동에 대한 실험적 데이터는 여전히 부족하여 실제 현장에서 이러한 부재들을 사용하는데 아직 많은 제약이 따르고 있다. 또한 이러한 대형 PSC 보가 쓰이는 구조물은 용도에 따라 다르지만 대부분 등분포하중이나 이동하중으로 설계되는 반면 대형 PSC 시험체들은 실험상의 어려움으로 인하여 거의 대부분 집중하중으로 가력되었다. 그러나, 집중하중으로 가력된 보는 등분포하중으로 설계되는 부재와 다른 형태의 단면력을 받게 되므로 등분포하중을 받는 부재의 거동과는 상당한 차이를 가질 수 있으며, 또한 대형 시험체인 경우 상당수가 단부의 전단파괴를 용이하게 하기 위하여 가력점을 지점과 가깝게(즉, 전단스팬비를 작게)하여

* Corresponding author
E-mail : kangkim@uos.ac.kr
©2005 by Korea Concrete Institute

집중하중을 재하하기 때문에 부재의 강도가 단부에서의 아치작용의 영향을 크게 받을 수 있다. 또 한편으로는 집중하중 부근에 높은 휨모멘트와 높은 전단력을 동시에 받게 되어 (양단 단순지지된 보가 등분포하중을 받는 경우에 비하여) 부재의 전단강도에 모멘트의 영향이 다소 높게 작용할 수 있다. 따라서, 본 논문에서는 모든 시험체를 등분포하중으로 가력함으로써 등분포하중으로 설계되는 대형 PSC 보의 거동을 실제와 유사한 수준으로 고찰할 수 있도록 하였다.

고강도 콘크리트는 보통강도 콘크리트에 비해 높은 압축응력과 인장응력을 가진다. 그러나 부재의 효율성을 극대화하기 위하여 고강도 콘크리트로 타설된 PSC 부재에서는 더욱 큰 프리스트레싱 긴장력(이하 긴장력)을 가하게 되므로 보통강도로 제작된 PSC 부재와 마찬가지로 부재의 상부나 하부에 발생하는 인장 또는 압축응력의 제어는 여전히 중요한 문제이다. 경사진 프리스트레싱 긴장재(draped prestressing tendon, 이하 경사진 긴장재)는 바로 이러한 목적으로 쓰이는 보편적인 방법 중의 하나이다.

MacGregor^등^{14,15)}이 저강도 또는 보통강도로 제작된 PSC부재의 거동에 대한 경사진 긴장재의 영향에 대하여 연구한 바 있으나 부재가 작고 적은양의 긴장재가 사용되어 대형 부재의 거동과는 다소 차이가 있었다. 특히 사용된 6~8개 긴장재의 약 50~100%에 해당되는 긴장재를 경사지게 함으로써 대부분의 시험체가 직선 긴장재를 가진 부재에 비해 낮은 휨모멘트에서 휨균열이 발생된 후 휨-전단균열로 발전되어 파괴에 이르는 형상을 보였다. 이에 비해 본 실험에서는 부재의 상부에 발생하는 인장력을 제어하는데 필요한 정도의 (적은 양의) 경사진 긴장재를 사용하여 휨강성이 크게 저하되는 것을 피하였으며 복부-전단균열이 부재의 파괴로 이르는 양상을 보였다.

Russell and Burns¹⁶⁾, Cumming et al.¹⁷⁾, Ma et al.⁸⁾ 등 여러 연구자들이 경사진 긴장재를 포함한 고강도 콘크리

트로 제작된 대형 PSC 보에 대한 실험적 연구를 수행하였다. 그러나 경사진 긴장재를 사용한 부재와 직선 긴장재를 사용한 부재의 거동을 직접적으로 비교하지는 않았으며, 많은 시험체가 전단-부착파괴 (shear-bond failure) 되는 양상을 보였는데 이것은 시험체 단부 부근에 집중하중으로 가력함으로써 앞서 언급된 바와 같이 높은 휨모멘트와 높은 전단력을 동시에 받아 단부 정착력이 부족하였기 때문인 것으로 사료된다. 따라서 본 연구에서는 한 부재의 절반은 경사진 긴장재를, 나머지 절반은 모두 직선 긴장재를 사용하여 두 단부의 거동을 비교할 수 있도록 하였으며, 앞서 언급된 바와 같이 등분포하중하에서 실험하였기 때문에 단부에서 모멘트의 영향이 적어 거의 순수한 복부의 전단파괴를 보였다.

본 연구는 고강도 대형 PSC 보의 전단거동에 대한 실험적 자료를 제공하고 전단거동에 대한 경사진 긴장재의 영향을 고찰하는 것을 그 목적으로 하였으며 실험결과로부터 얻어진 전단강도를 ACI318-02¹⁸⁾(이하 ACI) 및 AASHTO LRFD¹⁹⁾(2003, 이하 LRFD)의 전단설계기준과 비교 분석하였다.

2. 실험 개요

약 70 MPa의 압축강도를 가진 고강도 콘크리트로 제작된 두개의 대형 PSC 보를 부재의 파괴시까지 가력하였으며, 시험체의 한쪽 단부가 전단파괴된 후 이를 보강하여 다른 한쪽의 단부가 파괴될 때까지 재가력함으로써 한개의 시험체에서 두개의 전단실험 결과를 얻어 본 논문에서는 모두 4개의 전단실험 결과를 고찰한다.

2.1 시험체

시험체는 Fig. 1에 보이는 바와 같이 1.6m(63 in.) 높이

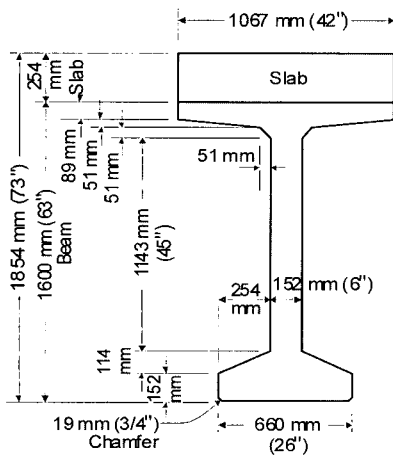


Fig. 1 Sectional dimension of test specimen

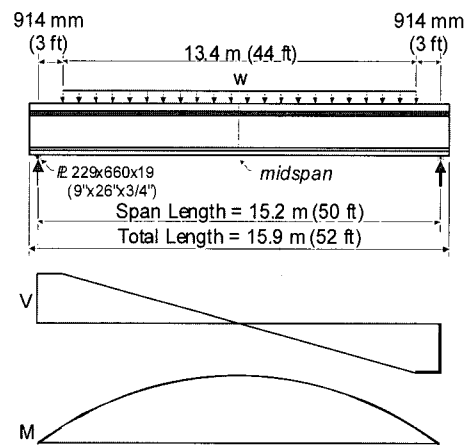


Fig. 2 Loading geometry and applied sectional forces

Table 1 Material properties

(a) Concrete mixtures		
Material	Weight(kg/m ³)	Proportions by weight, %
Type III cement	445	18.0
Water	125	5.0
W/C ratio	0.28	-
Sand	788	31.9
Coarse aggregate (max. 19 mm)	1115	45.1
Total	2473	100.0
(b) Prestressing strands		
Test specimen	B1	B2
Area, A _p (mm ²)	141	141
*Tensile strength, f _{pu} (MPa)	1862	1862
Jacking stress, f _{ps} (MPa)	1400	1400
Effective stress, f _{pe} (MPa)	1108	1080
Prestressing loss(%)	20.9	22.9
(c) Transverse reinforcement		
Bar	D13(#4)	D16(#5)
Nominal area(mm ²)	129	200
Yield strength, f _y (MPa)	483	547
Tensile strength, f _u (MPa)	752	820

의 I-형 보와 254 mm(10 in.)의 슬래브로 제작되었다. 복부의 폭은 152 mm(6 in.) 이고, 하부플랜지의 폭은 660 mm(26 in.)이며 상부플랜지의 폭은 1.07 m(42 in.)이다. 시험체의 설계강도는 보가 약 70 MPa(10 ksi), 슬래브는 약 35 MPa(5 ksi) 이었으며 콘크리트의 배합비율은 Table 1(a)에 나타난 바와 같다. Fig. 2에 보이는 바와 같이 시험체의 총 길이는 15.9 m(52 ft)이고 경간길이는 15.2 m(50 ft)로서 양단 단순지지 되었으며 등분포하중으로 가력되었다. 각 시험체의 압축강도(f_{ck})와 실험변수인 긴장재의 경사 유무(draped or straight tendons), 복부철근의 양 등 시험체의 특성을 Table 2에 나타내었다.

Table 2와 Fig. 3에서 볼 수 있듯이 시험체는 높은 전단력과 낮은 휨모멘트(high shear and low moment)영역인 시험체의 단부에서 뿐만 아니라 낮은 전단력과 높은 휨모멘트(low shear and high moment)영역인 단부에서 거리가 떨어진 시험체의 안쪽 부근에서도 파괴가 일어날 수 있도록 설계되었다. 시험체에 사용된 긴장재는 이완응력이 낮은 7가닥의 저이완긴장재(seven wire-low relaxation tendons)이며, 공칭인장강도가 1862 MPa (Grade 270 ksi)이다. Table 1 (b)에 보이는 바와 같이 긴장재의 긴장력 손실(prestressing loss)은 시험체 B1과 B2에 대해 각각 20.9%와 22.9%로 측정되었다. Fig. 3(a, b)에 나타난 바와 같이 시험체 B1은 32개, 시험체 B2는 38개의 ϕ 15.24 mm(0.6 in.) 긴장재를 하부 플랜지에 배근하였다. 상부에는 긴장력으로 인하여 발생하는 인장응력을 감소시키기 위하여 2개의 긴장재를 배근하였다. Fig. 3(c, d)에서 볼 수 있듯이 6개의 긴장재를 서쪽 단부(West End)에서 6.4 m(21 ft) 지점까지 경사지게 하였으며 동쪽 단부(East End)에서

는 모든 긴장재를 직선으로 배근하였다.

두 시험체의 동쪽 단부(East End)에는 전단력에 의하여 추가로 발생하는 인장력을 고려하여 (AASHTO LRFD 기준에 따라 계산되었음.) 길이 1.4 m(55 in.)인 4개의 D25 (#8) 이형철근을 배근하였다. 반면에 서쪽 단부(West End)에서는 6개의 경사진 긴장재에 의하여 설계상 가정되는 파괴단면에서 적절한 인장력이 제공되므로 단부 이형철근을 배근하지 않았다. 부재의 양 단부에는 긴장력에 의한 쪼갬 응력(bursting stress)를 고려하여 6개의 2-D16 복부철근을 배근하였다. 실험에서 사용된 모든 이형철근(deformed bar)은 항복강도가 415 MPa 이상(Grade 60)인 ASTM A615형 철근이었으며, 복부철근의 항복강도 및 인장강도는 Table 1(b)에 나타내었다. 모든 복부철근은 2개의 다리 (2-legs)를 가지고 있으며, 시험체 양 단부의 하부 플랜지에는 긴장재를 에워싸는 단부구속철근(Δ -형 철근, confinement reinforcement or cage reinforcement)이 127 mm(5 in.) 간격으로 2.5 m(100 in.)에 걸쳐 배근되었다.

2.2 실험 장치 및 방법

앞서 언급된 바와 같이 시험체는 15.2 m(50 ft)의 경간에 양단 단순지지되었으며, Fig. 4 (a) 와 (b)에서 보여지는 바와 같이 가력프레임은 높이 4.7 m(15.3 ft)인 6쌍의 W12×65 첩골기둥과 W14×176 횡방향 첩골보, 길이 15.2 m (50 ft)인 W27×146 길이방향 첩골보와 지지점 등으로 구성되어 있다. 부재길이의 13.4 m(44 ft) 에 걸쳐 매 0.3 m (1 ft) 마다 한 개의 가력잭(loading jack)을 배치하여 모두 44개의 가력잭을 사용하였다. 가력잭의 22개는 100 톤 용량의 하중제어방식(loading controlled jacks)이고 22개는 60 톤 용량의 변위제어방식(displacement controlled jacks)이었으며 하중제어방식 가력잭과 변위제어방식 가력잭을 교대로 한 쌍씩 배치하였다. 하중의 증분은 먼저 변위제어방식 가력잭을 이용하여 일정량을 가력한 후 하중제어방식 가력잭을 이용하여 계획된 일정 하중에 도달하도록 하였으며, 부재의 파괴강도 부근에서는 주로 변위제어방식 가력잭으로 재하하여 실험의 안정성을 도모하고 최대한의 실험 데이터를 얻을 수 있도록 하였다. 실험데이터는 자동변위계(LVDT), 복부철근의 변형률게이지(strain gage)와 쥘리쉬 게이지(Zurich-Gage)등을 통하여 얻어졌으며, 이들의 위치를 여기에 전부 표시하기는 어려우므로 이 후 필요에 따라 간략하게 나타내었다(Fig.8 참조). 쥘리쉬게이지는 Fig. 5에서 보이는 바와 같이 자동변위계(LVDT)에 2개의 다리(leg)를 붙여서 제작된 것으로 시험체의 복부표면에 미리 부착한 타겟(target)을 이용하여 상대변위를 측정하는 기기이다. 실험중 계획된 일련의 하중단계(loading stages)에서 하중을 고정시킨 후에 쥘리쉬게이지를 이용하여 복부의 변위

Table 2 Summary of test specimen

Test specimen	f'_c ^{a)} (MPa)	b_w ^{b)} (mm)	d_p ^{c)} (mm)	Designed v/f'_c ^{d)}	# of strands		ρ_p ^{e)} (%)	f_{pe} ^{f)} (MPa)	$\rho_v f_y$ ^{g)} (MPa)	Shear reinforcement		
					Bottom	Top				Section 1 ^{h)}	Section 2 ^{h)}	Section 3 ^{h)}
B1E	70.9	152.4	1740	0.12	32-straight	2	1.70	1108.0	2.68	2-D13	2-D13	-
B1W	70.9	152.4	1740c)	0.12	26-straight + 6-draped	2	1.70 ^{e)}	1108.0	2.68 ^{g)}	@305 mm (12")	@610 mm (24")	-
B2E	68.5	152.4	1710	0.17	38-straight	2	2.05	1079.8	5.14	2-D16	2-D16	2-D13
B2W	68.5	152.4	1710c)	0.17	32-straight + 6-draped	2	2.05 ^{e)}	1079.8	5.14 ^{g)}	@279 mm (11")	@432 mm (17")	@559 mm (22")

a) concrete compressive strength, b) web width, c) effective depth at midspan, d) designed shear strength ratio based on AASHTO LRFD, e) longitudinal reinforcement ratio based on effective depth at midspan, f) effective prestressing stress, g) stirrup strengths at Section 1 (the first critical section based on the AASHTO LRFD), h) see Fig. 3 (c) and (d) for the location; Note: 1 in = 25.4 mm, 1 ksi = 6.895 MPa

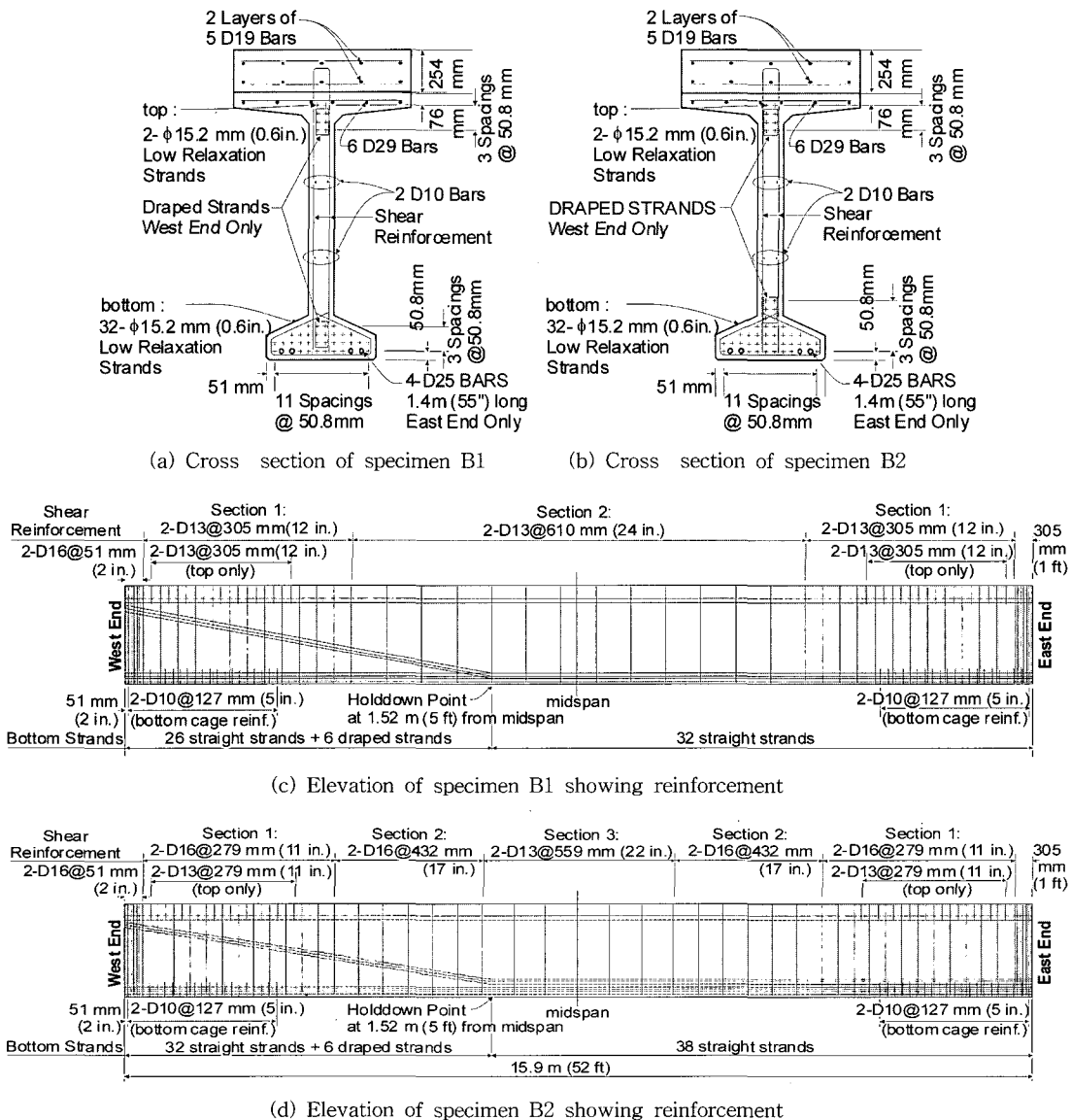
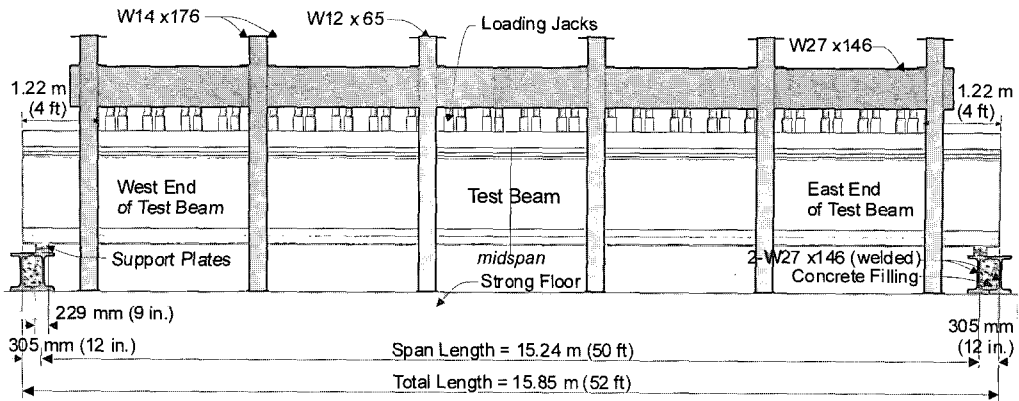


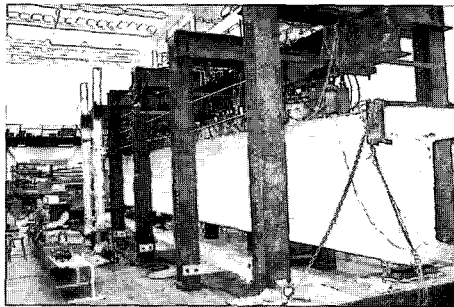
Fig. 3 Details of test specimens

를 측정하였으며, 균열 표시 및 균열 폭 측정 등 보의 거동을 관찰하여 기록하였다. 시험체의 한쪽 단부가 파괴된 후에는 Fig. 4(c)에 보이는 것처럼 철근과 콘크리트로 이

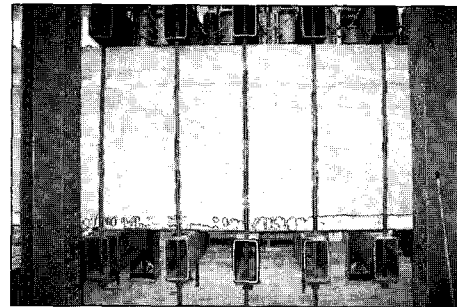
를 보강한 후 고강도 철근(dywidag bar)을 이용하여 보의 상부와 하부를 포스트텐션링(post-tensioning)하여 시험체의 다른 한쪽 단부가 파괴될 때까지 다시 가력하였다.



(a) Illustration of test setup



(b) Test set up



(c) Repairing end of specimen after failure

Fig. 4 Test set up

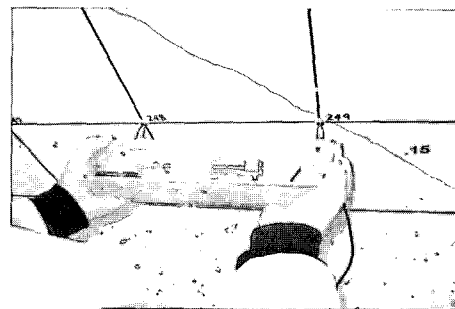


Fig. 5 Zurich-Gage and its application

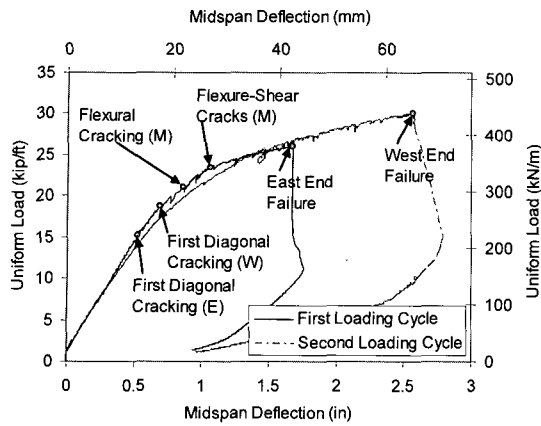
3. 실험 결과

3.1 보의 거동

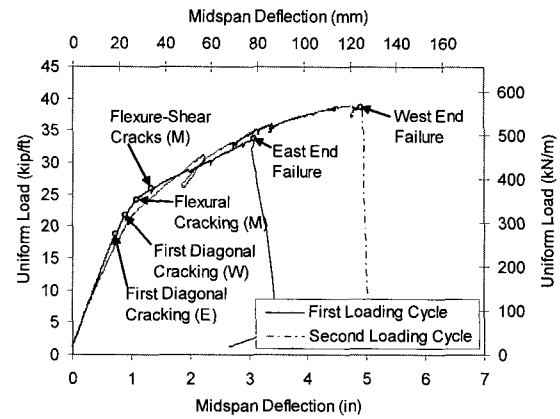
앞서 언급된 바와 같이 시험체의 서쪽 단부에는 6개의 경사진 긴장재가 배근되었으며 시험체 B1에서는 11° , 시험체 B2에서는 10° 의 경사를 가지고 있다. Fig. 6은 경간의 중앙부에서 얻어진 시험체의 하중-변위 곡선을 보여주고 있으며, 첫번째 하중 사이클(first loading cycle)과 두번째 하중 사이클(second loading cycle)을 포함하고 있다. 첫번째 하중 사이클은 각 시험체의 동쪽 단부 파괴 때까지의 곡선을 나타내며, 두번째 하중 사이클은 동쪽 단부의 보강 후에 재가력하여 서쪽 단부의 파괴시까지의 곡선을 나타낸다. 두번째 하중 사이클에서는 동쪽 단부의 파괴

후에 발생한 소성변위를 포함시키지 않았음을 밝혀둔다. 시험체 B1의 초기 캠버(initial camber)는 중앙부에서 약 30mm(1.2in.), 시험체 B2는 약 38mm(1.5in.) 이었으며, Fig. 6의 하중-변위곡선에는 포함되어 있지 않다. Fig. 7에서는 시험체 B2의 동쪽 단부의 균열을 각 하중단계별 (loading stages, LS)로 나타내었으며, Table 3에 주요 관찰사항을 요약하였다.

모든 시험체에서 복부전단균열(web-shear diagonal cracks)은 휨균열 보다 훨씬 먼저 형성되었는데, 이것은 얇은 복부에서의 높은 전단응력, 큰 긴장력에 의한 하부 플랜지에서의 높은 압축응력, 부재의 단면에 비해 상대적으로 짧은 경간과 초기 캠버에 의한 휨균열강도의 증가 때문인 것으로 판단된다. 일반적으로 복부의 경사전단균열은 복부의 주인장응력(principal tensile stresses)이 복부



(a) Specimen B1



(b) Specimen B2

Fig. 6 Load-deflection curve

콘크리트의 인장강도에 도달할 때 나타나는 것으로 알려져 있다. 두 시험체 모두 동쪽 단부에서 먼저 경사균열이 발생하였으며, 서쪽 단부에서는 동쪽 단부에서 경사균열이 2~3개 이상 형성된 후에 경사균열이 나타났다. 첫번째 경사균열이 발생하기 전까지 하중-변위곡선은 거의 완전한 선형관계(linear relationship)를 보였으며 그 후에 미세

하게 비선형 거동을 보이기 시작하였다. 하중이 증가하면서 더 많은 경사균열들이 발생하였으며 응력과 변형의 재분배가 일어남을 확인할 수 있었다. 휨균열은 두 시험체에서 모두 중앙부에서의 변위가 초기 챔버를 회복하기 전에 발생하였는데, 이는 크리프(creep)와 수축(shrinkage)에 의한 영향 때문인 것으로 판단된다. 하중이 증가됨에 따라 새로운 균열의 생성과 기존 균열의 확장이 계속되었으며, 중앙부 부근의 균열이 부재의 중간높이를 넘어 휨-전

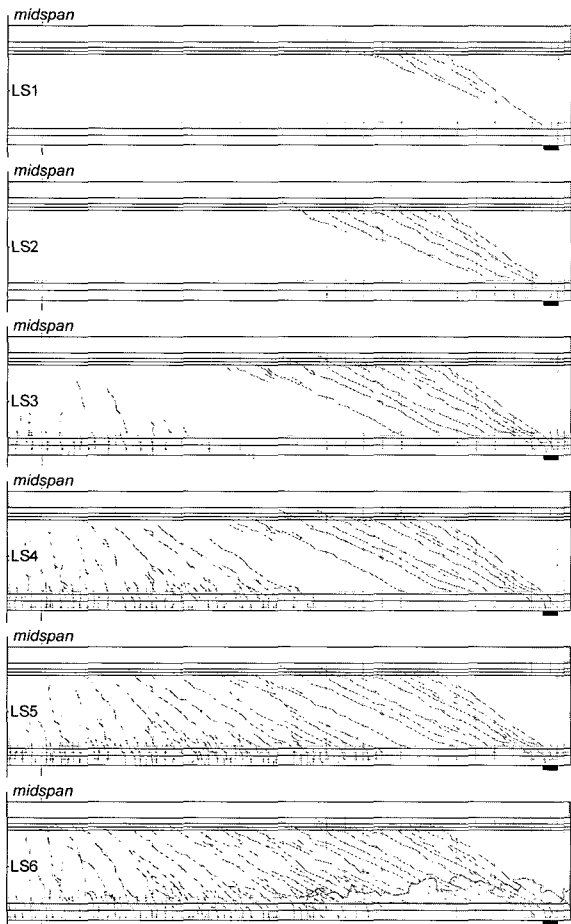
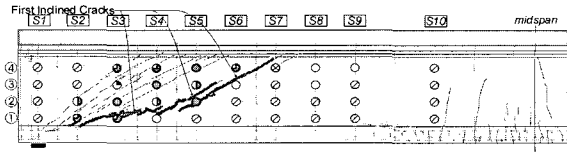


Fig. 7 Development of cracks in specimen B2E

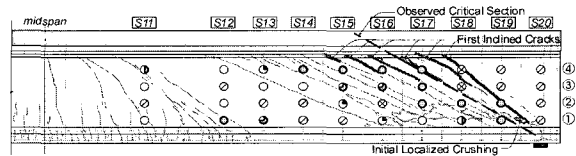
Table 3 Summary of test results

(a) Specimen B1			
Load kN/m (kip/ft)	Deflection mm(in)	Observations	Maximum crack width (mm)
221.8 (15.2)	13.5 (0.53)	First diagonal cracking (E): 42°	E:0.15
272.9 (18.7)	17.5 (0.69)	First diagonal cracking (W): 21~30°	E:0.35, W:0.3
307.9 (21.1)	21.8 (0.86)	Flexural cracking (M)	E:0.75, M:0.05 W:0.4
343.0 (23.5)	26.9 (1.06)	Flexure Shear cracks initiated (M)	E:1.0, M:0.3, W:0.45
379.4 (26.0)	43.2 (1.70)	East end failure	E:1.4~1.8, M:0.95, W:0.6
439.3 (30.1)	66.0 (2.60)	West end failure	W:1.0~1.5
(b) Specimen B2			
Load kN/m (kip/ft)	Deflection mm(in)	Observations	Maximum crack width (mm)
272.9 (18.7)	18.0 (0.71)	First diagonal cracking (E): 37°	E:0.4
316.7 (21.7)	22.6 (0.89)	First diagonal cracking (W): 36°	E:0.4, W:0.3
353.2 (24.2)	27.9 (1.10)	Flexural cracking (M)	E:0.45, M:0.05 W:0.35
378.0 (25.9)	33.8 (1.33)	Flexure Shear cracks initiated (M)	E:0.45, M:0.1 W:0.35
493.3 (33.8)	78.0 (3.07)	East end failure	E:1.0~1.5, M:0.85, W:0.7
564.8 (38.7)	124.7 (4.91)	West end failure	W:1.0~1.5

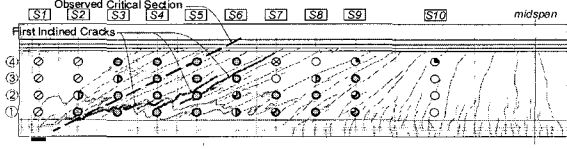
*(E): East End, (M): Middle, (W): West end
Note: 1 in = 25.4 mm, 1 kip/ft = 14.6 kN/m



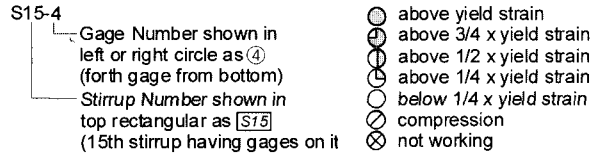
(a) Crack patterns of B1W at failure of B1E



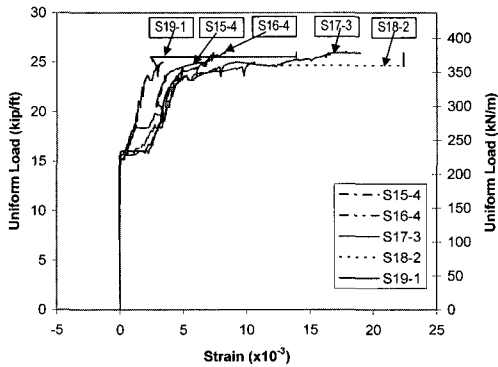
(b) Crack patterns of B1E at failure



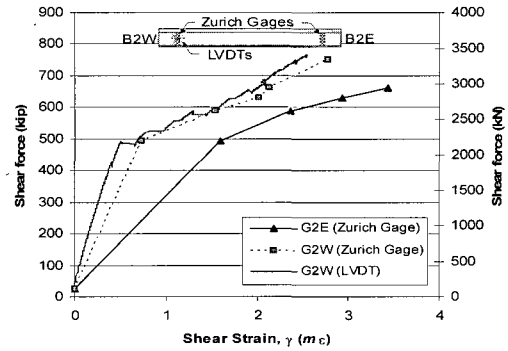
(c) Crack patterns of B1W at failure



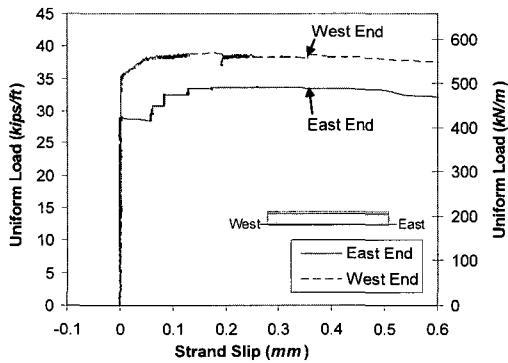
(d) Description of stirrup notation and strain marks



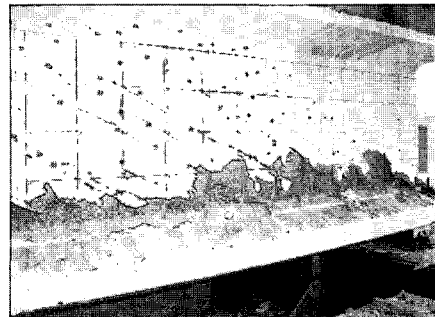
(e) Stirrup strains in web shear crack zone of B1E



(f) Shear strain of B2E and B2W until failure of B2E



(g) Strand slip until failure of both B2E and B2W



(h) Failure of B2E

Fig. 8 Observation on test specimens

단순열(flexure-shear cracks)로 변해감에 따라 부재의 강성(stiffness) 저하와 함께 비선형거동이 더욱 뚜렷이 나타났다. 단부부근에서 경사균열의 생성과 확장에 의한 전단 변형도 부재의 이러한 비선형거동을 더욱 촉진시켰다. 시험체의 지점 부근에서는 팬 모양의 압축대(fan-shaped compression struts)가 형성되었으며 그 안쪽의 경사균열은 약 30° 정도의 각도로 평행하게 형성되었다. 휨균열로 시작해서 휨-전단 균열로 발전된 균열들은 거의 대부분 45° 이상의 각도를 가졌다. 시험체는 모두 복부 아래부분의 콘크리트 압축대가 부서짐으로써 매우 취성적인 파괴에 이르는 양상을 보였다(Figs. 7 및 8 참조).

3.2 초기경사균열

시험체의 초기경사균열하중은 Table 4에 나타내었으며, 초기균열형태는 Figs. 7 및 8(a)와 (b) 굵은 선으로 표시됨)에서 찾아볼 수 있다. 시험체 B1E는 등분포하중 221.8 kN/m에서 초기균열이 발생하였으며 이때 균열위치에서의 전단력은 1487.5kN이었다. 시험체 B2E에서는 초기균열이 272.9 kN/m(전단력 1823.8 kN)에서 발생하여 시험체 B1E 보다 약 23% 더 높은 전단균열강도를 보였다. 이것은 더 많은 긴장재가 배근되어있는 시험체 B2E의 복부에 더 큰 압축응력이 발생하기 때문에 동일한 하중 하에서 상대적

Table 4 Comparison of initial diagonal cracking loads between test results and ACI predictions

Test specimen	$w_{cr, test}$ kN/m (kip/ft)	$w_{cr, ACI}$ kN/m (kip/ft)	$\frac{w_{cr, test}}{w_{cr, ACI}}$
B1E	221.8(15.2)	170.7(11.7)	1.30
B1W	272.9(18.7)	194.1(13.3)	1.41
B2E	272.9(18.7)	179.5(12.3)	1.52
B2W	316.7(21.7)	201.4(13.8)	1.58

으로 작은 인장변형이 일어나기 때문이며, 복부철근의 영향은 거의 없는 것으로 판단된다. 대부분의 시험체에서 초기균열의 발생과 동시에 복부철근의 변형률이 거의 0(zero)에서 항복응력에 가까울 정도로 갑작스런 변화를 보였다 (Fig. 8(e) 참조). 이러한 현상은 다른 연구자²⁰⁾들에 의한 고강도 콘크리트 부재의 실험에서도 관찰되었으며, 고강도 콘크리트 부재에서의 높은 초기균열강도로 인하여 균열시 발생하는 변형에너지가 크기 때문이다. 따라서, 두 기준(ACI와 LFRD 기준)에서 콘크리트의 강도가 높아짐에 따라 더 많은 최소복부철근량을 요구하는 것은 매우 타당한 접근이라고 볼 수 있다. 그러나 Table 3 (a)와 (b)에 나타난 바와 같이 초기균열강도가 부재강도의 약 55~62%로서 경우에 따라 사용하중하에서 전단균열이 발생할 수도 있음을 의미하며 대부분의 시험체에서 초기균열의 폭이 0.3~0.4mm로 매우 크다. ACI를 비롯한 주요 기준은 사용하중하에서 균열폭을 0.3~0.4mm이하로 전제하고 있으므로 이에 대한 연구와 대책이 필요할 것으로 판단된다.

시험체의 서쪽 단부에서는 초기전단균열의 형태와 위치가 동쪽 단부와는 많은 차이가 있었으며(Fig. 8 (a), (b) 참조), 동쪽 단부보다 약 23% 높은 등분포하중에서 초기 경사균열이 발생하였다. 이는 서쪽 단부에서 콘크리트는 경사진 긴장재의 수직성분이 저항하는 전단력(V_p)을 제외한 나머지 전단력만 부담하면 되기 때문이다. 또한, 경사진 긴장재의 위치와 각도가 초기균열의 발생에 국부적으로 효과적인 저항 구조가 될 수 있는 것도 한 요인으로 사료된다. 이는 시험체 B1W에서의 초기균열이 B1E와는 달리 복부 하부부근으로 길게 지점으로 부터 멀리 떨어진 위치에서 발생한 것을 보아서도 알 수 있다. (Fig. 8 (a), (b) 참조)

시험체 B2W에서도 시험체 B2E에 비해 약 16% 더 높은 등분포 하중하에서 초기경사균열이 발생하였다. 여기서 특이한 점은 시험체 B1W의 경사균열하중이 시험체 B2E의 경사균열하중과 같다는 것이다. 시험체 B1W가 26개의 직선 긴장재와 6개의 경사진 긴장재를 가진 반면 시험체 B2E는 38개의 직선 긴장재를 가졌으므로 시험체 B1W는 시험체 B2E보다 약 16% 정도 작은 양의 긴장재를 가졌다. 그럼에도 불구하고 이 두 시험체가 동일한 초기균열 하중을 가진 것은 경사진 긴장재가 경사균열강도를 높여 준다는 것을 확인시켜줄 뿐만 아니라, 시험체 B1E와 비교

해 볼 때 시험체 B2E에서 추가된 6개의 직선 긴장재에 의하여 발생된 복부 압축응력에 의한 초기균열강도의 증가는 시험체 B1W에서(긴장재 양의 증가 없이도) 6개의 긴장재를 경사지게 함으로써 가져다 주는 효과와 유사하다는 것을 의미한다. 시험체 B1W에서 경사진 긴장재의 수직성분(V_p)은 181.1 kN이며, 이는 균열위치를 고려하여 등분포 하중으로 환산했을 경우 약 34.7 kN/m에 해당한다. 따라서 시험체 B1E와 비교해 볼 때 초기경사균열하중 증가분의 약 70%는 경사진 긴장재의 수직성분(V_p)에 의하여, 그 나머지는 경사진 긴장재의 위치와 각도에 의한 국부적인 저항효과에 기인하는 것으로 사료된다. 마찬가지로 시험체 B2W의 경우 V_p 는 156.0 kN으로서 등분포 하중 25.4 kN/m에 해당하므로 시험체 B2E에 비해 초기균열하중 증가분의 약 60%는 V_p 로 부터, 나머지 40%는 긴장재의 위치와 각도에 의한 국부적인 저항효과에 의한 것으로 볼 수 있다. ACI기준에서 복부-전단균열강도(V_{cw})는 식 (1)에 의하여 산출된다.

$$V_{cw} = 0.3(\sqrt{f_{ck}} + f_{pc})b_w d + V_p \text{ (MPa, mm units)} \quad (1)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, f_{pc} : 단면중심에서 콘크리트의 압축응력, b_w : 복부 폭, d : 유효심, V_p : 프리스트레싱 긴장력(prestressing force)의 수직방향 성분이다.

Table 4에 보여지는 바와 같이 식 (1)에 의하여 구해진 ACI기준의 복부 전단균열강도는 실험값/기준값이 1.30~1.58의 분포를 보여 본 연구에서 수행된 실험결과에 비해 비교적 낮은 전단균열강도를 제공 하였다. 그러나, 일반적으로 콘크리트 부재의 초기균열강도는 산포도가 매우 크므로 ACI기준의 초기균열강도 예측치는 상당히 적절한 안전율을 제공하는 것으로 판단된다. ACI기준은 특히 경사진 긴장재를 가진 시험체에 대해 실험결과보다 상당히 낮은 전단균열강도를 제공하였는데, 이에 대한 주된 이유는 경사진 긴장재 때문에 식 (1)에 의하여 계산되는 보의 유효심 d 이 작아져서 낮은 전단균열강도가 산출되기 때문이다.

3.3 전단강도

Fig. 8(a), (b) 및 (c)에서는 시험체 B1의 동쪽 단부(B1E)와 서쪽 단부(B1W)가 파괴될 때의 균열양상과 복부철근의 변형률을 게이지의 위치에 따라 표시하였다. 여기서 변형률을 나타내는데 사용된 표시(strain marks)는 Fig. 8(d)에 나타나 있다. Fig. 7과 Fig. 8(a), (b), (c)에서 보이는 바와 같이 모든 시험체에서 부재의 파괴에 도달할 때까지 전단균열과 휨균열 또는 휨-전단균열이 부재의 전체 길이에 걸쳐 분포되었으며, 각 시험체의 파괴하중은

Table 5에 나타난 바와 같다. 시험체 B1E에서는 등분포 하중이 291.9 kN/m일 때 지점부근에 국부적인 콘크리트의 압괴(local concrete crushing)가 일어나기 시작하여 부재의 파괴를 가속화시켰으며, Fig. 8(e)에 보이는 바와 같이 콘크리트의 국부압괴가 발생할 때에 이미 많은 복부철근이 항복변형률을 초과했다. Fig. 8(e)에 나타나 있는 변형률 게이지의 번호와 위치는 Fig. 8(d)에 설명되어 있다. 반면에 시험체 B1E에 비해 약 두배의 복부철근과 16% 정도 더 많은 양의 긴장재를 가진 시험체 B2E에서는 파괴에 이를 때까지 이러한 콘크리트의 국부압괴가 발견되지 않았다.

Fig. 8(f)에서는 시험체 B2의 동쪽 단부(B2E)가 파괴될 때 까지 양 단부 부근에서의 전단력-전단변형률 곡선을 보여주고 있다. 시험체의 서쪽 단부(B2W)에서는 LVDT와 줄리쉬게이지가 변형률 측정에 사용된 반면에 시험체의 동쪽 단부(B2E)에서는 줄리쉬게이지만이 사용되었다. 이 두 측정장치에 의하여 얻어진 서쪽 단부(B2W)의 전단변형률이 거의 비슷한 것을 알 수 있으며, 동일한 하중하에서 동쪽 단부에서의 전단변형률이 서쪽 단부에서의 전단변형률보다 큰 것을 볼 수 있다. 이는 경사진 긴장재가 부재의 전단거동을 향상시킨다는 것을 의미하며, 그 결과 서쪽 단부의 전단강도가 동쪽 단부보다 증가된 것이다. 복부철근의 변형률도 서쪽 단부보다 동쪽 단부에서 훨씬 높았다. 이러한 경사진 긴장재의 전단거동에 대한 영향은 부재 단부에서의 긴장재의 미끄러짐(strand slip)에서도 관찰될 수 있다. Fig. 8(g)에서 보이는 바와 같이 시험체 B2의 동쪽 단부(B2E)는 약 426.2 kN/m의 하중에서 긴장재의 미끄러짐이 시작된 반면 서쪽 단부에서는 동쪽 단부의 파괴하중에서도 긴장재의 미끄러짐이 없었으며, 동쪽 단부에 비해 약 20% 이상 높은 하중에서 미끄러짐이 시작되었다. 긴장재의 미끄러짐은 단부 콘크리트의 구속 압축력(decompression force)을 저하시킴으로써 전단균열폭의 확장과 경사균열면에서의 전단미끄러짐을 증가시켜 부재의 파괴를 촉진 시킨다. 시험체의 서쪽 단부에서 동쪽 단부와 달리 더 높은 하중에서도 긴장재의 미끄러짐이 없이 견딜 수 있는 것은 경사진 긴장재의 수직성분에 의한 영향 이외에도 단부에서 긴장재의 정착영역을 분산시킴으로써 하부플랜지와 복부의 하단에 요구되는 정착력을 줄일 수 있기 때문이다. 위에서 언급된 이유 등에 의하여 두 시험체 B1과 B2에서 경사진 긴장재를 사용한 서쪽 단부는 직선 긴장재를 사용한 동쪽 단부에 비해 약 15% 정도 더 높은 전단강도를 가졌다.

모든 시험체는 Fig. 8(h)에 보이는 바와 같이 복부 하단 부근의 콘크리트가 압축파괴 되었으며, 파괴와 동시에 이 복부 하단면을 따라 약 60~70 mm 내외의 미끄러짐(web sliding)이 관찰되었다. 시험체의 지점 부근인 단부에서 형

Table 5 Comparison of test results with ACI318 02 and AASHTO LRFD

Test specimen	$w_{u,test}$ kN/m (kip/ft)	ACI 318 02		AASHTO LRFD	
		$w_{u,ACI}$ kN/m (kip/ft)	$\frac{w_{u,test}}{w_{n,ACI}}$	$w_{u,LRFD}$ kN/m (kip/ft)	$\frac{w_{u,test}}{w_{n,LRFD}}$
B1E	379.4 (26.00)	278.3 (19.1)	1.36	356.2 (24.4)	1.06
B1W	526.7 (36.09)	290.0 (19.9)	1.51	340.2 (23.3)	1.29
B2E	492.8 (33.77)	383.1 (26.2)	1.29	486.1 (33.3)	1.01
B2W	565.1 (38.72)	387.9 (26.6)	1.46	463.8 (31.8)	1.22
Test specimen	Diagonal crack angle	Critical crack angle, θ			
		Test result	ACI 318 02	AASHTO LRFD	
B1E	25° ~ 42°	31°	45.0°	22.9°	
B1W	25° ~ 40°	28°	45.0°	23.1°	
B2E	26° ~ 37°	30°	45.0°	26.1°	
B2W	29° ~ 38°	31°	45.0°	26.2°	
Test specimen	Number (N) of effective stirrups				
	Test result	ACI 318 02 N	ratio	AASHTO LRFD N	ratio
B1E	9.5	5.7	0.60	12.2	1.28
B1W	9.7	5.2	0.53	10.9	1.12
B2E	10.6	6.1	0.58	11.3	1.06
B2W	9.3	5.6	0.60	10.2	1.10

성된 팬-모양의 압축대(fan-shaped compression struts)로 인하여 좁아진 압축대의 유효폭이 상대적으로 높은 압축 응력을 유발함으로써 부재의 파괴로 이어진 것이다. 앞서 언급되었듯이 시험체는 높은 전단력과 낮은 모멘트(high shear and low moment)를 가진 단부뿐만 아니라 낮은 전단력과 높은 모멘트(low shear and high moment)를 가진 단면에서도 파괴가 이루어질 수 있도록 설계되었으며, 실제로 단부에서 멀리 떨어진 부재의 안쪽에는 많은 휨-전단 균열이 형성되었다. 그럼에도 불구하고 모든 시험체가 단부에서 파괴를 일으킨 것은 단부 지점부근의 좁은 압축대가 부재의 파괴를 일으키기 쉬운 메커니즘을 가진 반면에 부재 안쪽에서는 파괴에 이르는 변형 적합조건을 갖추기가 어렵기 때문으로 판단된다. 즉, 휨-전단 균열이 파괴에 이르기 위해서는 하부플랜지에서도 균열폭이 커지고 복부 하단부와 하부플랜지가 닿는 면을 따라 길이방향의 균열이 형성되거나 상부 플랜지나 슬래브의 콘크리트가 압괴 또는 전단파괴되어야 하는데 프리스트레싱 긴장력이 비교적 큰 부재에서는 이러한 변형조건에 이르기 어렵고, 또한 부재 단부에서 발생하는 긴장재의 부착력 손실이 부재의 안쪽 부근에서는 거의 문제가 되지 않기 때문이다. 그러나, 휨-전단 균열은 각도가 매우 크기(steep)때문에 복부철근의 효율을 크게 떨어뜨릴 수 있다는 점을 유의해야 할 것이다.

3.4. 기준식과의 비교

Table 5에는 실험 결과와 함께 ACI와 LRFD기준에 의

하여 계산된 값들을 비교하여 나타내었다. 본 비교에서는 시험체에 사용된 복부철근의 항복강도가 ACI와 LRFD기준에서 제한하고 있는 복부철근의 설계기준항복강도를 초과하고 있지만 측정된 항복강도를 사용하였음을 밝힌다. ACI기준에서는 식 (1)에 소개된 전단균열강도와 함께 휨-전단균열강도를 계산하여 작은 값을 전단강도에 대한 콘크리트의 기여분(V_c)으로 정하게 되나 모든 시험체에 대하여 식 (1)의 값이 V_c 를 결정지었으므로 휨-전단균열강도는 여기에 소개하지 않는다. LRFD에서는 전단강도에 대한 콘크리트의 기여분(V_c)을 다음과 같이 구한다.

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f_{ck}}b_v d_v \quad (\text{MPa, mm units}) \quad (2)$$

여기서, b_v : 복부 폭, d_v : 전단유효춤($\approx 0.9d$)이며, β 는 부재가 복부철근을 최소철근량 이상 가지고 있는 경우 부재의 전단응력비(v/f_c')와 길이방향 변형률(ϵ_x)에 따라 기준에 있는 테이블에서 구할 수 있으며 보통 몇 번의 반복된 계산(iterative procedure)이 필요하다. 프리스트레싱 긴장력(prestressing force)의 수직방향 성분(V_p)도 물론 전단강도에 별도로 합산된다. 전단강도에 대한 복부철근의 기여분은 ACI기준의 경우 45° 트러스 모델에 기초하여 계산되는 반면 LRFD의 경우에는 콘크리트 압축대의 각도를 반영하는 가변트러스모델 (variable truss model)을 사용한다.

Table 5에서 보이는 바와 같이 ACI기준은 실험값/기준값($w_{u,test}/w_{n,ACI}$) 비율이 1.29~1.51의 분포를 보여 매우 안정적이지만 실험값보다 상당히 낮은 전단강도를 제공하였다. 반면에 LRFD기준은 실험값/기준값($w_{u,test}/w_{n,LRFD}$)이 1.01~1.29로서 실험값에 더 근접한 전단강도를 가져다 주었다. 본 연구에서 수행된 시험체는 복부철근의 양이 비교적 많은 부재들이기 때문에 부재의 강도예측에 대한 정확도는 복부철근의 영향을 얼마나 잘 반영하는가에 달려있다고 볼 수 있다. 이를 알아보기 위하여 Table 5의 중간 부분에는 실험결과로부터 관찰된 전단파괴면의 균열각도와 기준에 의하여 계산된 콘크리트 압축대의 각도를 비교하였다. 사인장균열의 각도는 균열면에서의 전단전달(interface shear transfer) 때문에 실제 콘크리트 압축대의 각도와 다르지만 여기서는 그 차이를 고려하지 않았음을 밝혀둔다. 부재의 파괴면에서의 균열 각도는 $29\sim 31^\circ$ 인 반면, 콘크리트 압축대의 각도를 ACI는 모두 45° , LRFD의 경우에는 $22.9\sim 26.2^\circ$ 로 예측하였다. Table 5의 하단부에는 실험에서 얻어진 파괴단면의 균열각과 기준에 의하여 계산된 콘크리트 압축대의 각도를 근거로 계산된 유효 복부철근의 개수를 나타내었다. 유효 복부철근의 개수(N)는

$$N = (d \text{ or } d_v/s)\cot\theta \quad (3)$$

에 의하여 구해졌으며, 여기서 s 는 복부철근의 간격, θ 는 콘크리트 압축대의 각도를 의미하지만 실험체에 대해서는 파괴균열면의 각도를 사용하였다. 실험으로 부터 얻어진 유효복부철근의 개수는 9.3~10.6개인 반면 ACI는 5.2~6.1로 산출하였으며, 실험값과 비교하였을 때 전단강도에 대한 복부철근의 기여분의 53~60%만을 반영하였음을 알 수 있다. 이에 비해 LRFD는 유효복부철근의 개수를 10.2~12.2로 산정하였으며 실험값에 대한 비율이 1.06~1.28의 분포를 나타내어 복부철근의 기여분이 실험치 보다 약간 높게 산정되었다. 그러나 앞서 언급 되었듯이 실제 콘크리트 압축대의 각도는 균열면의 각도보다 낮기 때문에 LRFD의 유효복부철근 개수에 대한 과대평가는 이보다 작은 수준일 것이며, 반면에 ACI의 유효복부철근 개수에 대한 과소평가는 앞서 언급된 것 보다 다소 클 것으로 사료된다.

ACI와 LRFD 모두 경사진 긴장재를 가진 시험체에 대해 실험값/기준값의 비율이 매우 높았는데 이것은 경사진 긴장재 때문에 보의 유효춤이 작게 산정되는 것이 주된 원인이다.

4. 결 론

본 논문에서는 고강도 콘크리트로 타설된 대형 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단거동에 대한 실험적 연구를 수행하였으며 부재의 전단거동에 대한 경사진 프리스트레싱 긴장재의 영향에 대하여도 고찰하였다. 특히, 등분포하중을 받는 프리스트레스트 콘크리트 보의 거동, 전단균열강도 및 전단강도를 면밀히 분석하고, 이를 ACI318-02 및 AASHTO LRFD기준과 비교하였다. 본 연구를 통하여 고찰된 결과는 다음과 같다.

- 1) 경사진 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재는 직선 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재에 비해 약 16~23% 정도 높은 초기 전단균열강도를 가졌으며, 이것은 경사진 프리스트레싱 긴장재에 의한 프리스트레싱 긴장력의 수직성분의 영향 뿐만 아니라 경사진 긴장재의 국부적인 위치와 각도가 단부에서 복부-전단균열에 효과적으로 저항할 수 있기 때문인 것으로 사료된다.
- 2) 경사진 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재는 직선 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재에 비해 약 15% 정도 높은 전단강도를 가졌으며, 이것은 경사진 프리스트레싱 긴장력의 수직성분이 전단강도를 높일 뿐만 아니라 단부 정착력을 분산시킴으로써 프리스트레싱 긴장재의 미끄러짐을 줄여주는 효과를 주기 때문인 것으로 관찰되었다.
- 3) ACI318-02 기준은 실험결과에 비해 약 30~58% 정도 낮은 전단균열강도를 제공하여 적절한 안전율을 제공하는 것으로 판단된다.

- 4) 부재의 전단강도에 대한 복부철근의 기여분을 ACI 318-02 기준은 실험결과에 비해 매우 낮게 평가하였으며 AASHTO LRFD는 다소 높게 평가하였다. ACI 318-02와 AASHTO LRFD 기준은 모든 시험체에 대해 안정적인 전단강도를 제공하였으며 특히 경사진 긴장재를 가진 부재에 대해 실험결과 보다 매우 낮은 전단강도를 가져다 주었다.
- 5) 초기전단균열이 발생될 때 복부철근의 변형률이 거의 항복변형률에 이를 정도로 매우 높은 것으로 관찰되었으며 이에 대하여 향후 더 많은 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 미국 NCHRP (프로젝트 12-56)의 연구비 지원으로 수행된 결과의 일부이며, 일리노이 주립대의 Dr. Hawkins와 Dr. Kuchma의 지도 아래 수행되었으므로 이에 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. Bennett, E. W. and Debaiky, S. Y., *High-Strength Steel as Shear Reinforcement in Prestressed Concrete Beams*, Shear in reinforced concrete, SP-42, American Concrete Institute, 1974, pp. 231~248.
2. Cedergwall, K., Hedman, O., and Loeberg, A., *Shear Strength of Partially Prestressed Beams with Pretensioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars*, ACI SP 42-8, Vol.42, No.8, 1974, pp.215~230.
3. Elzanaty, A. H., Nilson, A. H., and Slate, F. O., "Shear Capacity of Prestressed Concrete Beams Using High-Strength Concrete", *ACI Journal, Proceedings*, Vol.83, No.3, May-Jun., 1986, pp. 359~368.
4. Jacob, J. and Russell, B., "Effects of Horizontal Web Reinforcement on Shear Capacity, Shear Ductility and Strand Anchorage", *Transportation Research Board 78th annual Meeting*, Jan. 1999, pp.10~14.
5. Kaufman, M. K. and Ramirez, J. A., "Re-evaluation of the Ultimate Shear Behavior of High-Strength Concrete Prestressed I-Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.3, May-Jun., 1988, pp.295~303.
6. Gregor, T. and Collins, M. P., "Tests of large partially prestressed concrete girders", *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.1, 1995, pp.63~72.
7. Shahawy, M. A. and Batchelor, B., "Shear Behavior of Full-Scale Prestressed Concrete Girders: Comparison between AASHTO Specifications and LRFD Code", *PCI Journal*, Vol.41, No.3, May-Jun., 1996, pp.48~53.
8. Ma, Z., Tadros, M. K., and Baishya, M., "Shear Behavior of Pretensioned High-Strength Concrete Bridge I-Girders", *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, 2000, pp.185~192.
9. Hartmann, D. L., Breen, J. E., and Kreger, M. E., *Shear Capacity of High Strength Prestressed Concrete Girders*, Research Report 381-2, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Jan. 1988.
10. Abdalla, O. A., Ramirez, J. A., and Lee, R. H., *Strand Debonding in Pretensioned Beams-Precast Prestressed Concrete Bridges with Debonded Strands*, Report No. FHWA/INDOT/JHRP-92-25, Part 2 Final Report, Purdue University, Jun. 1993.
11. Roller, J. J., Martin, B. T., Russell, H. G., and Bruce, R. N., "Performance of Prestressed High Strength Concrete Bridge Girders", *PCI Journal*, Vol.38, No.3, 1993, pp.35~45.
12. Tawfiq, K. S., *Cracking and Shear Capacity of High Strength Concrete Girders*, Final Report WPI 050512, FAMU/FSU College of Engineering, Jan. 1995.
13. Oh, B. H., and Kim, K. S., "Shear Behavior of Full-Scale Post-Tensioned Prestressed Concrete Bridge Girders", *ACI Structural Journal*, Vol.101, No. 2, 2004, pp.176~182.
14. MacGregor, J. G., Sozen, M. A., and Siess, C. P., "Effect of Draped Reinforcement on Behavior of Prestressed Concrete Beams", *ACI Journal*, Vol.32, No.6, Dec. 1960, pp.649~677.
15. MacGregor, J. G., *Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement*, Doctorate Thesis, Graduate College, University of Illinois, Urbana, Illinois, Jul., 1960, 295pp.
16. Russell, B.W. and Burns, N.H., "Static and Fatigue Behavior of Pretensioned Composite Bridge Girder Made with High Strength Concrete", *PCI Journal*, Vol.38, No.3, May-Jun. 1993, pp.116~128.
17. Cumming, D. A., Shield, C. K., and French, C. E., *Shear Capacity of High-Strength Concrete Prestressed Girders*, MN/RC-1998/12, Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, MN, May, 1998, 291pp.
18. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318 R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002, 443pp.
19. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd ed., Washington, DC, 1998, 1116pp. Including interim revisions for 1999 through 2003.
20. Russell, H. G., Bruce, R. N., and Roller, J. J., "Shear Tests of High Performance Concrete Bulb-Tee Girders," *3rd International Symposium on High Performance Concrete*, PCI National Bridge Conference, Orlando, FL, Oct. 2003, pp.19~22.

요 약

본 논문은 고강도 콘크리트로 타설된 2개의 대형 프리스트레스트 콘크리트 보로 부터 얻어진 4개의 전단실험 결과를 고찰하였다. 특히 경사진 프리스트레싱 긴장재가 부재의 전단거동에 미치는 영향을 세밀히 분석하였다. 본 실험에서 경사진 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재는 직선 프리스트레싱 긴장재를 사용한 부재에 비해 높은 초기전단균열강도와 전단강도를 가졌다. 또한 실험 결과는 경사진 프리스트레싱 긴장재의 사용이 부재 단부에서 긴장재의 미끄러짐을 감소시켜주는 것으로 관찰되어 부재 단부에서 크게 요구되는 단부 정착력을 분산시키는데 효과적임을 보여주었다. 실험 결과로 부터 얻어진 부재의 전단강도는 ACI 318-02와 AASHTO LRFD의 전단설계기준에 의하여 계산된 값과 비교 분석되었다. 두 전단설계기준은 모든 시험체에 대해 안정적인 전단강도를 제공하였으며, 특히 경사진 프리스트레싱 긴장재를 가진 부재들에 대해서 실험결과에 비해 매우 낮은 전단강도를 제공하였다.

핵심용어 : 대형 프리스트레스트 콘크리트 보, 고강도 콘크리트, 전단거동, 경사진 긴장재, 긴장재 미끄러짐
