

비소성 시멘트 콘크리트의 휨 거동에 관한 연구

유성원[†] · 남은용^{*} · 이상준 · 황선복 · 소양섭^{**} · 김재신^{*}

우석대학교 토목환경공학과 · ^{*}한국건설생활환경시험연구원 · ^{**}전북대학교 건축도시공학부
(2011. 12. 12. 접수 / 2012. 2. 27. 채택)

A Study on the Flexural Behavior of Concrete Using Non-burnt Cement

S.W. Yoo[†] · E.Y. Nam^{*} · S.J. Lee · S.B. Hwang · Y.S. Soh^{**} · J.S. Kim^{*}

Department of Civil and Environmental Engineering, Woosuk University · ^{*}Korea Conformity Laboratories

^{**}Department of Architecture and Urban Engineering, Jeonbuk University

(Received December 12, 2011 / Accepted February 27, 2012)

Abstract : If cement can be manufactured with industrial byproducts such as granulated blast furnace slag, phosphogypsum, and waste lime instead of clinker, there would be many advantages, including maximum use of these industrial byproducts for high value-added resources, conservation of natural resources and energy by omitting the use of clinker, minimized environmental pollution problems caused by CO₂ discharge, and reduction of the production cost. By this reason, in this study, mechanical behavior tests of non-burnt cement concrete were performed, and elasticity modulus and stress-strain relationship of non-burnt cement concrete were proposed. 6 test members were manufactured and tested according to reinforcement ratio and concrete compressive strength. By the test results, there was no difference between ordinary concrete and non-burnt cement concrete of flexural behavior. In order to verify the proposed non-burnt cement concrete model, nonlinear analytical model was derived by using strain compatibility method. By the results of comparison between test results, ordinary concrete model and proposed model, The proposed model well predicted the flexural behavior of non-burnt cement concrete.

Key Words : non-burnt cement, elasticity modulus, flexural behavior, stress-strain relationship

1. 서론

향후 시멘트 산업은 석회석 매장량 부족, 화석에너지의 단가상승 및 온실가스 배출 규제 등으로 시멘트 제조원가 상승의 어려움을 겪을 것으로 예상된다. 또한 현재 전 세계적으로 약 2500만톤의 폐인산석고 및 350만톤의 폐석회가 활용 되지 못하고 폐기물로 분류되어 적치되어 있는 실정이며 이의 처리 문제가 매우 심각한 상태이다¹⁾.

세계의 시멘트 수요량은 21세기 초반까지 매년 2.5~5.8% 정도 증가로 이어지고 있어 온실가스 저감 및 제조단가를 감축시킬 수 있는 신개념의 시멘트 개발이 필요한 실정이다. 이와 같은 문제점의 대안으로 클링커를 사용하지 않고 산업 부산물과 산업폐기물을 이용한 결합재를 제조하면 생산원가가 절감, 천연자

원과 에너지 고갈 문제 및 이산화탄소 배출에 의한 환경오염 등을 동시에 해결 할 수 있을 것으로 판단된다¹⁾.

이러한 취지로 1990년대 후반 국내에 도입된 비소성 시멘트 콘크리트의 연구 분야는 주로 압축강도, 작업성 및 내구성 등의 재료적인 차원에 대해서만 연구가 수행되어지고 있는 실정이다. 그러나 비소성 시멘트 콘크리트를 구조재료로 적용하기 위해서는 탄성계수, 응력-변형률 관계 및 구조 부재 거동 등에 대한 연구가 필수적이다²⁾.

이를 위하여 본 논문에서는 고로슬래그, 폐석고 등의 산업부산물 및 폐기물을 결합재료 이용한 비소성 시멘트 콘크리트 시편을 제조하여 압축강도, 탄성계수 및 응력-변형률 관계를 측정하고 현행 설계기준과 비교검토한 후, 새로운 모델을 제안하였고, 6개의 구조 휨부재를 제작하여 부재의 휨거동을 실험하고 제안된 모델과 비교 분석하였다.

[†] To whom correspondence should be addressed.
imysw@woosuk.ac.kr

2. 실험계획 및 방법

2.1. 비소성 시멘트 제조

비소성 시멘트(Non-Burnt Cement : NBC)의 제조를 위해 고로슬래그 미분말(GBFS)과 수화반응 유도를 위한 황산염 자극제로는 N사의 인산제조 시 폐기물로 배출되는 폐인산석고(PG)를, 알칼리 자극제로는 농업용 소석회(SL)와 그리고 D사에서 소다회(Na₂CO₃) 제조 공정 중에 폐기물로 배출되는 폐석회(WL)를 사용하였다. PG는 0.5% 석회 수용액에 20°C에서 5분 동안 세척되었으며 이때 석회 수용액중 PG의 비율은 중량비로 14% 였다. 세척, 중화처리된 PG를 450°C에서 하소한 II형 무수석고(APG) 상태와 80°C에서 건조한 한 이수석고(DPG) 상태로 전이시켜 미분쇄하여 사용하였다. WL은 배출상태의 것을 90°C에서 1일 건조한 후 미분쇄하여 사용하였다. 사용재료의 화학적 성질은 Table 1에 나타내었다.

2.2. 압축강도 실험

콘크리트의 배합은 Table 2와 같으며 비소성 시멘트 배합의 경우, 슬래그, 황산염 자극제 및 알칼리 자극제를 7 : 2 : 1로 혼합 사용하였고 KS F 2405에 의거하여 콘크리트를 제작하였으며 Ø10×20 cm의 몰드에 타설하여 증기 양생실(65°C, 80%RH)에서 8시간 양생한 다음 20±2°C인 수중에서 양생 후 28일 재령에서 압축강도를 측정하였다.

압축강도 실험 시 구해진 응력-변형률 곡선에서 압축강도 및 탄성계수를 산정하였다. 고강도 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선은 일반 콘크리트와는 다

Table 1. Chemical composition of raw materials

Type	Item	Oxide composition (%)					
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃
GBFS		34.76	14.50	41.71	0.14	0.44	0.13
APG		1.34	0.12	40.97	0.06	-	54.93
DPG		1.08	0.07	32.28	-	-	43.29
SL			0.19	65.88	-	-	1.13
WL		4.88	1.62	42.12	0.11	1.89	3.12
OPC		20.88	5.39	64.73	0.27	0.22	1.65

Table 2. Mix proportion of concrete

ID	W/B	S/a	Unit Weight (kg/m ³)				
			W	B	S	G	AD
1	28.6	39	165	576	629	1003	5
2	33.3	39	162	485	670	1009	4
3	40.0	38	136	340	651	1087	3

Table 3. Detail of test beams

ID	b (mm)	h (mm)	d (mm)	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	A _s (mm ²)
L33	120	240	200	33	400	D10-2EA
M33				33		D16-2EA
L39				39		D10-2EA
M39				39		D16-2EA
L45				45		D10-2EA
M45				45		D16-2EA

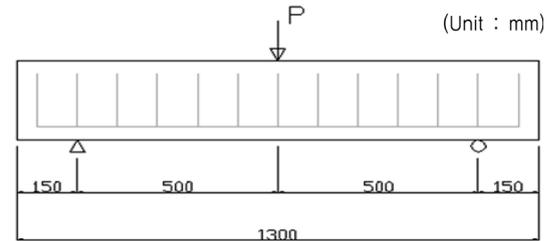


Fig. 1. Dimension of test beam.

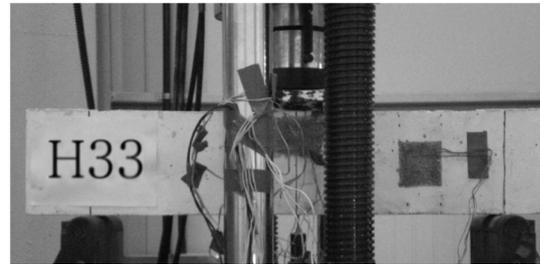


Fig. 2. Test setup.

르므로 미국 FHWA에서 제안한 탄성계수 산정법 즉, 극한 압축강도의 10% 및 30%에 해당하는 특성값을 이용하여 탄성계수를 산정하였다^{3,4)}.

2.3. 휨부재 실험

이 실험에서는 직사각형 단면형상을 가진 6개의 부재를 제작하였다. 실험변수로는 철근량(ρ_{min} , $(\rho_{min} + \rho_{max})/2$) 2 경우와 비소성 시멘트 압축강도(33, 39, 45 MPa) 3경우로 총 6경우이다. 각 부재별 상세 내용 및 실험체의 형상은 Table 3 및 Fig. 1, 2에 나타내었다. 한편, 제작된 실험 부재들은 휨파괴를 유도하기 위하여 설계기준에서 제시하는 전단철근을 배근하였다.

3. 실험 결과 분석

3.1. 압축강도 및 탄성계수

제작된 공시체의 28일 재령에서의 압축강도 및

Table 4. Results of concrete compressive strength

ID	f _{ck} (MPa)	
	Non-burnt Cement	TYPE I Cement
1-1	57.49	44.73
1-2	56.56	39.97
1-3	57.29	42.23
2-1	60.35	44.15
2-2	59.93	41.81
2-3	48.07	44.73
3-1	64.29	46.67
3-2	62.63	46.46
3-3	61.53	43.67

Table 5. Comparison with elasticity modulus equations (MPa)

ID	Test Results	KCSD 1996	KCSD 2007	NS 3473	New RC	Jang et al.
1-1	27,307	34,261	32,175	32,475	38,121	31,257
1-2	27,647	34,098	31,970	32,296	37,882	31,042
1-3	25,927	34,227	32,132	32,441	38,077	31,216
2-1	29,485	34,754	32,795	33,035	38,874	31,927
2-2	29,264	34,683	32,706	32,966	38,784	31,841
2-3	25,065	32,534	30,021	30,509	35,497	28,952
3-1	28,600	35,409	33,623	33,772	39,866	32,818
3-2	29,623	35,136	33,277	33,466	39,455	32,447
3-3	31,932	34,953	33,046	33,269	39,191	32,206

탄성계수 시험 결과 및 각종 탄성계수 식과의 비교는 다음 Table 4~7에 나타내었다. Table 5, 6에서 제시된 각종 콘크리트의 탄성계수 식들은 다음 식 (1)~(5)와 같다.

한국 콘크리트구조설계기준(KCSD 1996)⁵⁾

$$: E_c = (1,050 \sqrt{f_{ck}} + 7,000) \text{ (MPa)} \quad (1)$$

한국 콘크리트구조설계기준(KCSD 2007)⁵⁾

$$: E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{ck}} + 8 \text{ (MPa)} \quad (2)$$

Norwegian Code NS 3473(1992)⁶⁾

$$: E_c = 4,830 f_{ck}^{0.3} (\gamma_c / 2.4)^{1.5} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

일본 New RC(1988)6)

$$: E_c = 4,025 (\gamma_c / 2.4)^2 \sqrt[3]{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (4)$$

Jang et al.(1996)6)

$$: E_c = (1,000 \sqrt{f_{ck}} + 7,300) (\gamma_c / 2.4)^{1.5} \text{ (MPa)} \quad (5)$$

앞의 식들과 같은 각종 탄성계수식을 적용한 결

과는 실험결과보다 최대 20~47 % 정도 크게 나타나, 그 차이가 큰 이유로 비록 데이터 수가 부족하지만 향후 추가 연구를 대비할 목적으로 본 연구에서는 통계적 처리과정을 거쳐서 비소성 시멘트 콘크리트의 최대 압축강도에서의 변형률(ϵ_0) 및 탄성계수(E_c)를 다음 식 (6)과 같이 제안하였다.

$$\epsilon_0 = 1.2 f_{ck} / E_c, \quad E_c = 1,800 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (6)$$

Table 6. Comparison with elasticity modulus equations (%)

ID	KCSD 1996	KCSD 2007	NS 3473	New RC	Jang et al.
1-1	25	18	19	40	14
1-2	23	16	17	37	12
1-3	32	24	25	47	20
2-1	18	11	12	32	8
2-2	19	12	13	33	9
2-3	30	20	22	42	16
3-1	24	18	18	39	15
3-2	19	12	13	33	10
3-3	9	3	4	23	1

Table 7. Proposal Results of concrete elasticity modulus

ID	Test Results		Present Design Code		Proposed Results	
	Ec (MPa)	ϵ_0	Ec	ϵ_0^*	Ec	ϵ_0
1-1	27,307	0.00252	34,261	0.00421	26,812	0.00253
1-2	27,647	0.00260	34,098	0.00410	26,521	0.00246
1-3	25,927	0.00265	34,227	0.00442	26,750	0.00265
2-1	29,485	0.00243	34,754	0.00409	27,695	0.00246
2-2	29,264	0.00263	34,683	0.00410	27,567	0.00246
2-3	25,065	0.00239	32,534	0.00384	23,797	0.00230
3-1	28,600	0.00285	35,409	0.00450	28,886	0.00270
3-2	29,623	0.00264	35,136	0.00423	28,387	0.00254
3-3	31,932	0.00250	34,953	0.00385	28,055	0.00231

* ϵ_0 : strain at peak strength of f- ϵ curve = $2f_{ck} / E_c$

Table 8. Equation for ascending branch of f- ϵ relationship⁷⁾

ID	Equation	Researchers	Coefficients
Model 1	$Y = 1 - (1 - X)^\alpha$	Hognstad(1951) Kent(1971)	$\alpha = 2$
		Fafitis(1985) Noguchi(1993)	$\alpha = E_c \epsilon_0 / f_{ck}$
Model 2	$Y = \frac{\beta X}{\beta - 1 + X^\beta}$	Desayi(1964)	$\beta = 2$
		Collins(1991)	$\beta = 0.8 + f_{ck} / 17$
Model 3	$Y = \frac{AX + (B-1)X^2}{1 + (A-2)X + BX^2}$	Saenz(1964)	$A = E_c (\epsilon_0 / f_{ck})$ $B = 1$
		Sun(1993)	$A = E_c (\epsilon_0 / f_{ck})$ $B = 1.5 - 0.002f_{ck}$

* $X = \epsilon / \epsilon_0, Y = f / f_{ck}$

Table 9. Equation for descending branch of $f-\epsilon$ relationship⁷⁾

ID	Equation	Researchers
Singular curve Model	Model 2, 3 (See Table 8)	Desayi(1964) Collins(1991)
		Sun(1993)
Plural curve Model	$Y = \frac{1-0.15X}{1-0.0038/\epsilon_0}$	Hognestad(1951)
	$Y = \exp[-k(\epsilon - \epsilon_0)^{1.15}]$	Fafitis(1985)
	$f = \frac{(f_{ck} - 10)(\epsilon - \epsilon_0)}{(\epsilon_0 - 0.005)} + f_{ck}$	Noguchi(1993)
	$f = \epsilon/[a_1 + a_2\epsilon + a_3\epsilon^2 + a_4\epsilon^3]$	Saenz(1964)

3.2. 응력-변형을 관계

기존 연구자들이 제시한 보통 콘크리트의 응력-변형을 관계를 정리하면 Table 8, 9와 같다.

비소성 시멘트 콘크리트의 응력-변형을 관계를 기존 연구 중 대표적인 Hognestad Model, Desayi Model에 적용하면 큰 차이가 있는 것으로 나타나, 비록 데이터 수가 부족하지만 향후 추가 연구를 대비할 목적으로 본 연구에서는 통계적 처리과정을 거쳐서 비소성 시멘트 콘크리트의 응력-변형을 관계를 다음 식 (7)과 같이 제안하였으며, 그 대표적인 결과를 Fig. 3에 나타내었다.

$$\epsilon_0 = \frac{1.2f_{ck}}{E_C}, \epsilon_{cu} = 0.0038 \quad (7)$$

$$f_c = f_{ck} \left[\frac{1.2\epsilon}{\epsilon_0} - \frac{1}{5} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right], 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_0$$

$$f_c = \frac{0.15f_{ck}}{\epsilon_0 - \epsilon_{cu}} (\epsilon - \epsilon_0) + f_{ck}, \epsilon_0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu}$$

3.3. 구조부재의 휨거동

1) 균열, 항복 및 극한 하중/변위

구조 시험체의 휨거동 평가 결과, 실험에서 구해진 균열, 항복, 극한하중/변위 및 파괴 형상은 다음

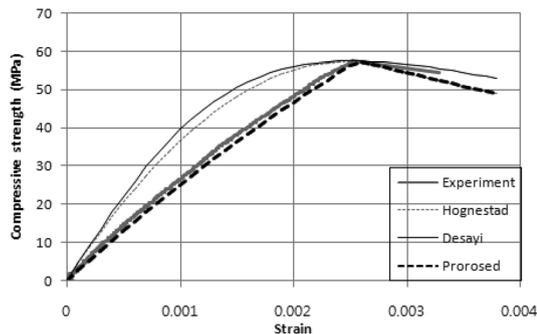


Fig. 3. $f-\epsilon$ relationship of non-burnt cement concrete.

Table 10. Summary of test results of test beams

ID	Crack (kN)		Yield (kN,mm)			Ultimate (kN,mm)		Failure pattern
	Per	Py	Δ_y	Pu	Δ_u			
L33	22.6	56.5	1.47	84.0	7.25	Flexure		
M33	23.6	127.1	2.50	134.4	2.71	Flexure+shear		
L39	23.9	57.5	1.68	82.6	15.66	Flexure		
M39	23.2	128.7	1.98	174.1	3.73	Flexure+shear		
L45	33.9	55.2	1.14	97.9	13.55	Flexure		
M45	28.7	128.3	2.34	201.3	30.83	Flexure		

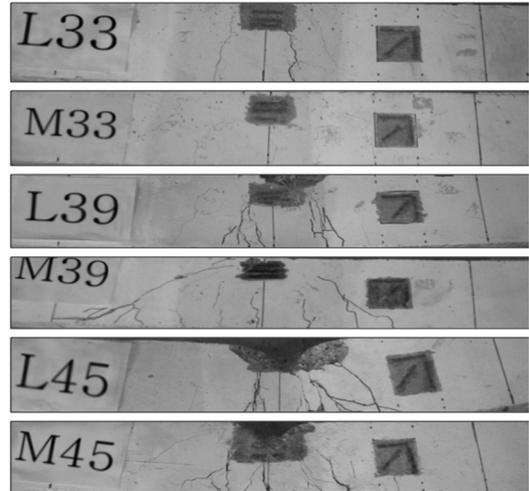


Fig. 4. Crack pattern of test beams.

Table 10에 나타내었다. Table 10에서 알 수 있듯이 균열하중은 콘크리트 압축강도에 영향을 받는 것으로 나타났으며, 철근 항복하중 및 극한하중은 철근량에 의존하고 있는 것으로 나타났다. 한편 파괴 형상은 최소철근비가 배근된 경우에는 휨파괴 그리고 중간 정도의 철근비인 경우에는 휨과 전단에 의해서 파괴되는 것으로 나타났으며, 발생한 균열 형상은 Fig. 4에 나타내었다.

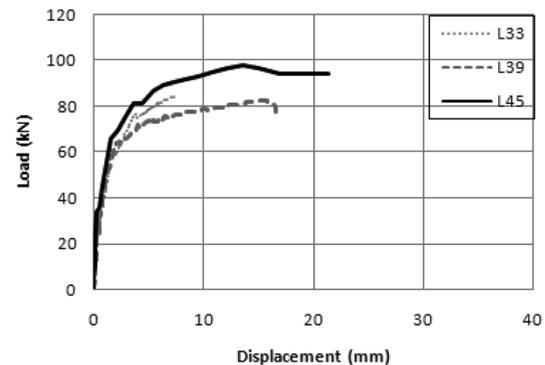


Fig. 5. Load-displacement for $\rho = \rho_{min}$.

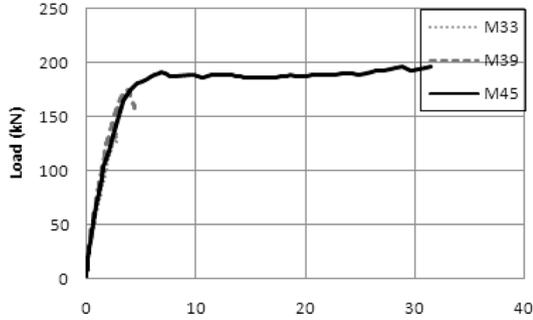


Fig. 6. Load-displacement for $\rho = (\rho_{min} + \rho_{max})/2$.

2) 하중-처짐 관계

구조 시험체의 휨거동 평가 결과, 하중-처짐 관계는 Fig. 5~6에 나타내었다. 비소성 시멘트 콘크리트 구조 부재의 전반적인 거동은 콘크리트 압축 강도에도 영향을 받지만 그 크기차이는 상대적으로 작게 나타났으며, 철근량의 영향이 구조 거동에 절대적으로 영향을 미치는 것으로 나타났다.

3) 하중-변형률 관계

구조 시험체의 거동 평가 결과, 하중-변형률 관계는 Fig. 7~10에 나타내었다. 하중-콘크리트 변형률의 경우, 철근이 적게 배근된 L-Series에서는 콘크리트 극한변형률이 0.0035~0.0040로 나타나 휨 연성거동이 일반콘크리트와 비슷하게 나타났다. 한편 하중-철근 변형률의 경우, 콘크리트 강도가 클수록 철근 변형률도 증가하는 것으로 나타났다.

4. 실험결과와 해석모델의 비교 분석

4.1 해석모델

본 절에서는 단면의 변형도 적합조건에 의한 비소성 시멘트 콘크리트의 휨거동을 이론적으로 평가

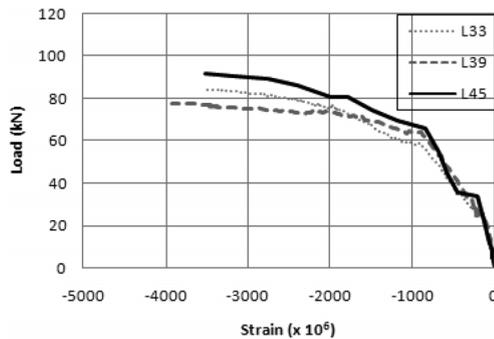


Fig. 7. Load-concrete strain for $\rho = \rho_{min}$.

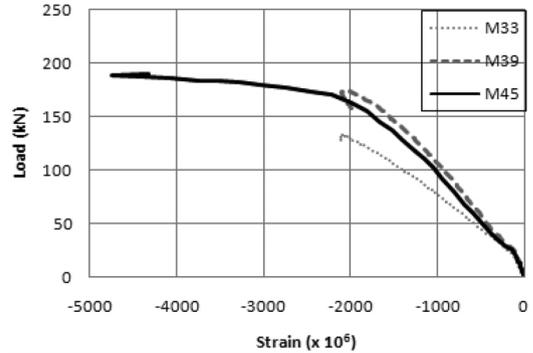


Fig. 8. Load-concrete strain for $\rho = (\rho_{min} + \rho_{max})/2$.

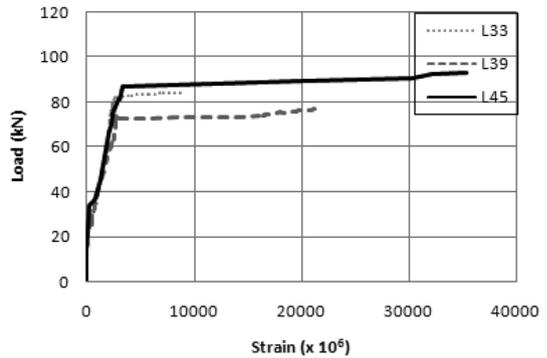


Fig. 9. Load-steel strain for $\rho = \rho_{min}$.

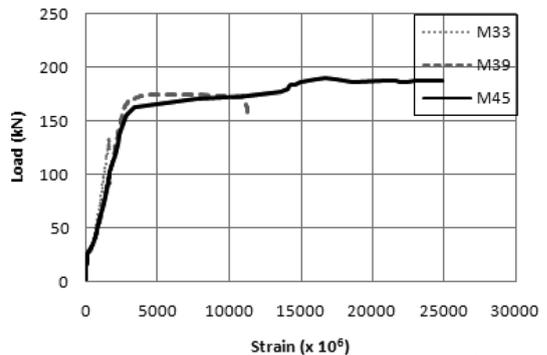


Fig. 10. Load-steel strain for $\rho = (\rho_{min} + \rho_{max})/2$.

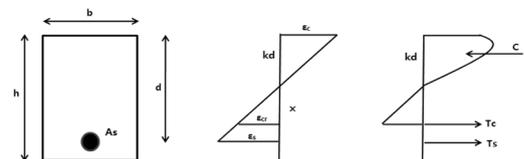


Fig. 11. Strain compatibility of section for analysis.

하였다. 앞의 3.1, 2절에서 제시된 비소성 시멘트 콘크리트의 탄성계수 및 응력-변형률 관계를 이용하여 비선형 해석 모델을 제시하고 컴퓨터 프로그래

밍을 수행하였다. 제안된 해석기법은 Fig. 11에서 유도할 수 있으며, 다음 식들과 같다⁸⁾.

$$\text{균열높이 } x = kd \times \epsilon_{cr} / \epsilon_c \quad (8)$$

$$\text{철근변형률 } \epsilon_s = \frac{d - kd}{kd} \times \epsilon_c$$

$$C = \frac{1}{2} f_c kd b \quad (9)$$

$$T_c = \frac{1}{2} (\epsilon_{cr} E_c) x b$$

$$T_s = A_s (\epsilon_s E_s)$$

$$C = T_c + T_s \text{ 이므로}$$

$$\frac{1}{2} kdfb = \frac{1}{2} \epsilon_{cr} E_c x b + A_s \epsilon_s E_s$$

또한 구해진 중립축 값, 식 (8)의 변형률 및 3.1, 2절에서 제안된 비소성 시멘트 콘크리트 모델을 이용하여 철근, 압축연단 콘크리트 및 인장연단 콘크리트 각각의 응력을 구한다. 구해진 압축력과 인장력을 이용하여 저항모멘트를 다음 식 (10)과 같

이 구할 수 있다.

$$M = T_c [d - kd - \frac{x}{3}] + C (d - kd \times \gamma) \quad (10)$$

4.2. 해석결과와 실험결과의 비교 분석

제안된 해석 모델과 실험 결과를 비교하여 다음 Fig. 12~19에 나타내었다. Fig. 12~19에서 알 수 있듯이 제안된 해석 모델에 의한 해석 결과는 실험 결과와 어느 정도 잘 일치하는 것으로 나타나, 휨거동 예측이 적절한 것으로 평가된다. 이는 제안된 모델이 또한 일반콘크리트와 비소성 시멘트 콘크리트의 거동 차이는 하중-콘크리트 변형률 측면에서 차이가 있는 것으로 나타났으나, 하중-처짐, 철근 변형률에서는 큰 차이를 발견할 수 없었다. 이러한 현상은 정상적으로 철근이 배근된 경우, 부재의 거동에서 철근의 기여도가 훨씬 크기 때문인 것으로 판단된다.

다만, 철근이 항복하는 부근에서의 거동이 이론치와 실험치에서 차이가 있는 것으로 나타나, 향후

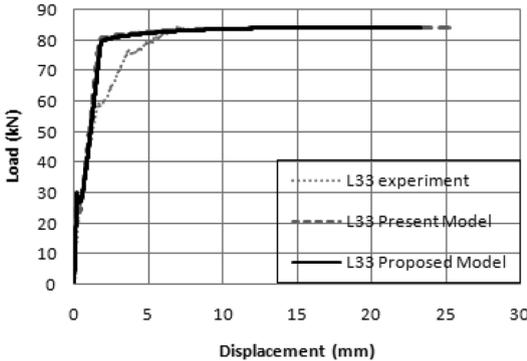


Fig. 12. Comparison with test and analysis of P-Δ for L33.

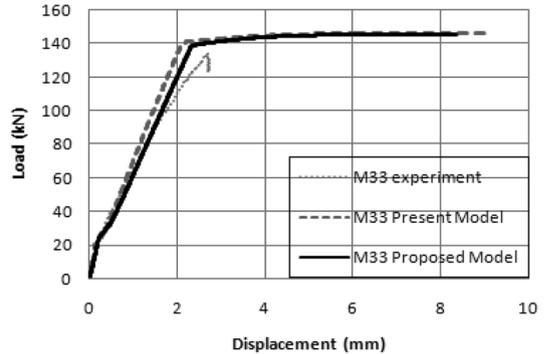


Fig. 13. Comparison with test and analysis of P-Δ for M33.

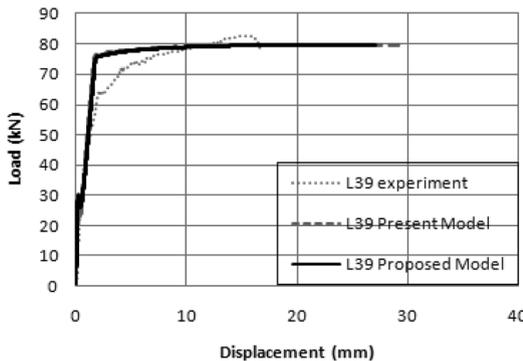


Fig. 14. Comparison with test and analysis of P-Δ for L39.

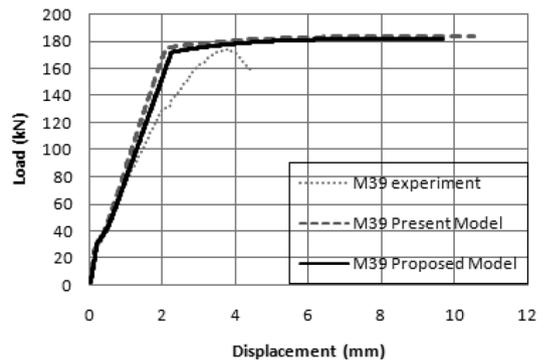


Fig. 15. Comparison with test and analysis of P-Δ for M39.

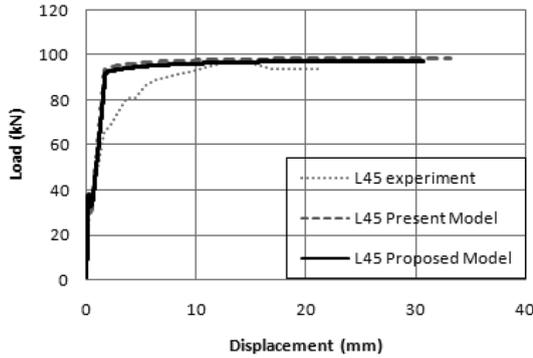


Fig. 16. Comparison with test and analysis of P-Δ for L45.

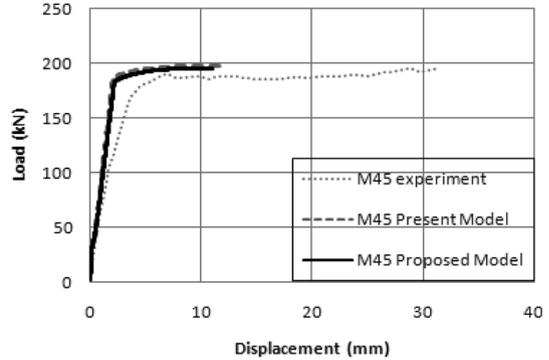


Fig. 17. Comparison with test and analysis of P-Δ for M45.

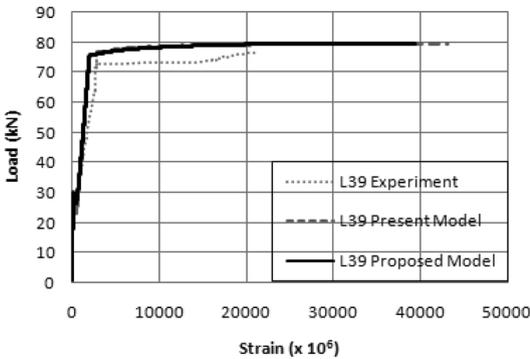


Fig. 18. Comparison with test and analysis of P-εs.

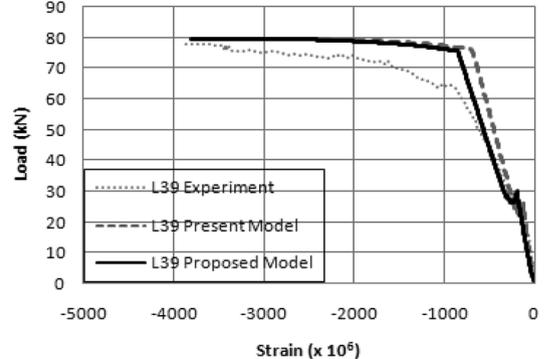


Fig. 19. Comparison with test and analysis of P-εc.

추가 연구 시 이에 대한 확인이 필요할 것으로 판단된다. 또한, 휨+전단 파괴가 발생된 부재들 즉, M33, M39의 경우에는 전단거동으로 인하여 휨해석 결과치가 실험치보다 모두 크게 나타났다.

6. 결론

고로슬래그, 폐석고 등의 산업부산물과 산업폐기물을 결합재로 이용한 비소성 시멘트 콘크리트의 역학적 거동을 실험분석한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 비소성 시멘트 콘크리트의 탄성계수, 응력-변형률 관계는 일반 콘크리트와 차이가 큰 것으로 나타나, 비소성 시멘트 콘크리트의 탄성계수, 응력-변형률 관계를 제안하였다.

(2) 구조 시험체 실험 결과, 비소성 시멘트 콘크리트의 휨 거동 경향은 일반 콘크리트 부재와 크게 차이나지 않는 것으로 나타났다.

(3) 비소성 시멘트 콘크리트의 비선형 해석 모델

을 제안하고 실험결과와 비교한 결과, 휨거동 예측이 적절한 것으로 평가된다.

감사의 글 : 본 연구는 2012학년도 우석대학교 교내학술연구비 및 2011년도 지식경제부의 재원으로 한국에너지기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구 과제입니다(No. 20111010100030).

참고문헌

- 1) 문경주, “산업폐기물을 이용한 비소성 시멘트 콘크리트의 특성”, 전북대학교 박사학위논문, 2004.
- 2) American Concrete Institute, Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, 1998.
- 3) Federal Highway Administration (2006), Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete, pp. 23~49.
- 4) 양인환 외 3인(2009), “강섬유로 보강된 초고성능 콘크리트의 휨 거동에 대한 실험 연구”, 한국콘크리트학회지, 제27권 제2호, 2012년

- 리트학회 논문집, Vol. 21, No. 6, pp.737~744.
- 5) 한국콘크리트학회, “콘크리트 구조설계기준 해설”, 기문당, pp.123, 2008.
 - 6) 장일영 외 2인(1996), “국내의 실험자료를 이용한 고강도 및 초고강도 콘크리트의 탄성계수식 제안”, 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 8, No. 6, pp. 213~222.
 - 7) 장일영 외 2인(1997), “고강도 및 초고강도 콘크리트의 응력-변형 모델비교평가연구”, 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 9, No. 4, pp.177~186.
 - 8) S.W. Shin, S.K. Ghosh, and J. Moreno, (1989), “Flexural Ductility of Ultra High Strength concrete Members”, ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 4, pp. 394~400.