

รายการอ้างอิง

1. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete," ACI 363R-92, American Concrete Institute, Detroit, MI, September 1992, 55 pages.
2. Azizinamini, A., Kuska, S. S. B., Brungardt, P., and Hatfield, E., "Seismic behavior of square high-strength concrete columns," ACI Structural Journal, Vol. 91, Issue 3, May 1, 1994, pp. 336-345.
3. ACI-ASCE Committee 441, "High-Strength Concrete Columns: State of the Art," ACI Structural Journal, Vol. 94, Issue 3, May-June 1997, pp. 323-335.
4. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 99) and Commentary (ACI 318R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1999, 391 pages.
5. Aschheim, M, "Towards Improved Models of Shear Strength Degradation in Reinforced Concrete Members," Techno-Press, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 9, No. 6, June 2000, pp. 601-613.
6. Ahn, J. M.; Lee, J. Y.; Bahn, B. Y.; and Shin, S. W., "An Experimental Study of the Behavior of High-Strength Reinforced Concrete Columns Subjected to Reversed Cyclic Shear under Constant Axial Compression," Thomas Telford, Magazine of Concrete Research, Vol. 52, No. 3, June, 2000, pp. 209-218.
7. Bayrak, O., "Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns," Ph. D. Thesis, University of Toronto, Canada, 1998, 339 pages.
8. Bayrak, O.; and Sheikh, S. A., "Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile HSC Columns," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 9, September 1998, pp. 999-1010.
9. Chung, H.; Hayashi, S.; and Kokusho, S., "Reinforced High Strength Concrete Columns Subjected to Axial Forces, Bending Moments and Shear Forces," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 2, 1980, pp. 335-342.

10. Collins, M. P.; Mitchell, D.; and MacGregor, James G., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete," ACI, Concrete International, Vol. 15, No. 5, May 1993, pp. 27-34.
11. Dutta, A.; Kokorina, T.; and Mander, John B., "Experimental Study on the Seismic Design and Retrofit of Bridge Columns Including Axial Load Effects," Technical Report MCEER-99-0003, University of New York at Buffalo, USA, February 22, 1999, 134 pages.
12. Galeota, D.; Giammatteo, M. M.; Marino, R., "Seismic Resistance of High Strength Concrete Columns," 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996, Paper No. 1390.
13. Hibi, J.; Mihara, Y.; Otani, S.; and Aoyama, H., "Behavior of Reinforced Concrete Columns Using High Strength Concrete after Flexural Yielding," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 13, 1991, pp. 395-402.
14. Hose, Y.; Silva, P.; and Seible, F., "Development of a Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads," Earthquake Spectra, Volume 16, Issue 2, May 2000, pp. 413-442.
15. Ho, J. C. M.; and Pam, H. J., "Inelastic Design of Low-Axially Loaded High-Strength Reinforced Concrete Columns," Elsevier Science, Engineering Structures, Vol. 25, No. 8, July, 2003, pp. 1083-1096.
16. Kabeyasawa, T.; Li, K-N.; and Huang, K., "Experimental Study on Strength and Deformability of Ultra High Strength Reinforced Concrete Columns," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 12, 1990, pp. 315-322.
17. Kato, D.; and Kikuchi, M., "Experimental Study on Deformation Capacity of R/C Columns Using High Strength Concrete and Reinforcement," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 14, 1992, pp. 401-408.
18. Kowalsky, M. J.; Priestley, M. J. N.; and MacRae, G. A., "Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions," Earthquake Engrg. And Struc. Dyn., Vol. 24, No. 12, 1995, pp. 1623-1643.

19. Kawashima, K.; MacRac, G. A.; Hoshikuma, J.; and Nagaya, K., "Residual Displacement Response Spectrum," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 5, May 1998, pp. 523-530.
20. Kappos, A. J.; and Konstantinidis, D., "Statistical Analysis of Confined High Strength Concrete," RILEM, Materials and Structures, Vol. 32, No. 224, December 1999, pp. 734-748.
21. Kowalsky, M. J.; and Priestley, M. J. N., "Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions," ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, May-June 2000, pp. 388-396.
22. Li, B., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed Using High Strength Concrete," Research Report 94-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, May 1994.
23. Lukkunaprasit, P., "Enhancement of Structural Performance of Moderate Seismic Risk Regions," Proceedings of the WG-1 Earthquake-Resisting Technologies for Civil Infrastructures, 3rd EQTAP Workshop, Manila, Philippines, 2000.
24. Légeron, F. and Paultre, P., "Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load," ACI Structural Journal, Vol. 97, Issue 4, July 1, 2000, pp. 591-601.
25. Lukkunaprasit, P.; and Sittipunt, C., "Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips," ACI Structural Journal, Vol. 100, Issue 4, July 1, 2003, pp. 422-429.
26. Lukkunaprasit, P.; and Thepmangkorn, J., "Load History Effect on Cyclic Behavior of RC Tied Columns," Accepted by ASCE, Journal of Structural Engineering, 2004.
27. Muguruma, H.; Watanabe, F.; and Komuro, T., "Applicability of High strength Concrete to Reinforced Concrete Ductile Column," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 11, 1989, pp. 309-316.
28. Muguruma, H.; Nishiyama, M.; Watanabe, F.; and Tanaka, H., "Ductile Behavior of High Strength Concrete Columns Confined by High Strength Transverse Reinforcement," Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and

- Innovations in Design, ACI Special Publication, SP-128, American Concrete Institute, Detroit, 1991, pp. 877-891.
29. Matamoros, A. B., "Study of Drift Limits for High-Strength Concrete Columns," Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1999, 435 pages.
 30. NZS 3101: Part I, "Code of Practice for the Design of Concrete Structures," Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1995.
 31. Nawy, E. G., "Fundamentals of High-Performance Concrete," 2nd Edition, John Wiley & Sons, USA, 2001, 441 pages.
 32. 27. PCA, "Notes on ACI 318-99 Building Code Requirements for Structural Concrete"
 33. Paulay, T.; and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, USA, 1992, 744 pages.
 34. Priestley, M. J. N.; Verma, R.; and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, August 1994, pp. 2310-2329.
 35. Priestley, M. J. N.; Seible, F.; and Calvi, G. M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges," John Wiley & Sons, USA, 1996, 686 pages.
 36. Priestley, M. J. N., "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering," ACI, Concrete International, Vol. 19, No. 2, February 1997, pp. 54-63.
 37. Penelis, G. G.; and Kappos, A. J., "Earthquake-Resistant Concrete Structures," 1st Edition, E & FN SPON, Great Britain, 1997, 572 pages.
 38. Park, R., "Design and Behavior of RC Columns Incorporating High-Strength Materials," ACI, Concrete International, Vol. 20, Issue 11, November 1, 1998, pp. 55-62.
 39. Paultre, P., Légeron, F., and Mongeau, D., "Influence of Concrete Strength and Transverse Reinforcement Yield Strength on Behavior of High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol. 98, Issue 4, July 1, 2001, pp. 490-501.
 40. Razvi, S.; and Saatcioglu, M., "Confinement Model for High-Strength Concrete," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, March 1999, pp. 281-289.

41. Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; and Tamura, A., "Experimental Studies on Seismic Behaviour of High Strength Concrete Columns Laterally Reinforced with High Strength Steel Bars," Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan, (Vol. IV), Paper No. 6-4-18, pp. 407-412.
42. Sakai, Y.; Hibi, J.; Otani, S.; and Aoyama, H., "Experimental Studies on Flexural Behavior of Reinforced Concrete Columns Using High-Strength Concrete," Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 12, 1990, pp. 323-330.
43. Sheikh, S. A. and Houry, S. S., "Confined Concrete Columns With Stubs," ACI Structural Journal, Vol. 90, Issue 4, July 1, 1993, pp. 414-431.
44. Sheikh, S. A., Shah, D. V., and Houry, S. S., "Confinement of High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol. 91, Issue 1, January 1, 1994, pp. 100-111.
45. Shah, S. P.; and Ahmad, S. H. (Editors), "High Performance Concretes and Applications," 1st Edition, Edward Arnold, Great Britain, 1994, 403 pages.
46. Sugano, S., "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns which Used Ultra-High-Strength Concrete," 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996, Paper No. 1383.
47. Saatcioglu, M., "Behavior and Design of Confined High-Strength Concrete Columns," First International Conference on High Strength Concrete, ASCE, Kona, Hawaii, July 13-18, 1997, pp. 173-186.
48. Sheikh, S. A. and Houry, S. S., "A Performance-Based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns," ACI Structural Journal, Vol. 94, Issue 4, July 1, 1997, pp. 421-431.
49. Saatcioglu, M. and Razvi, S., "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement," ACI Structural Journal, Vol. 99, Issue 1, January 1, 2002, pp. 3-11.
50. Thomson, J. H. and Wallace, J. W., "Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials," ACI Structural Journal, Vol. 91, Issue 5, September 1, 1994, pp. 605-615.

51. Tanaka, H.; Sato, Y.; Park, R.; and Kani, N., "High-Strength Concrete Columns with Longitudinal Reinforcement of Mixed Steel Grades," High-Performance Concrete, Proceedings ACI International Conference, SP-149, V.M. Malhotra (Editor), Singapore, 1994, pp. 391-411.
52. Taylor, A. W.; Kuo, C.; Wellenius, K.; and Chung, D., "A Summary of Cyclic Lateral Load Tests on Rectangular Reinforced Concrete Columns," Research Report NISTIR 5984, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA, January 1997, 97 pages.
53. Xiao, Y.; and Martirosyan A., "Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 3, March 1998, pp. 241-251.
54. Xiao, Y. and Yun, H. W., "Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol. 99, Issue 2, March 1, 2002, pp. 199-207.
55. Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., "Confining Reinforcement for Concrete Columns," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 6, June 1994, pp. 1798-1824.
56. Watson, S.; and Park, R., "Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 6, June 1994, pp. 1825-1849.
57. <http://maximus.ce.washington.edu/~peera1>

No.	Researchers	Specimen name	Comments	Spec. type	Load history type	f'_c (MPa)	Dimensions				Longitudinal reinforcement				Transverse reinforcement				Failure mode	
							b (and h) (mm)	cov (mm)	L (mm)	L/h	# long. bars	d_b (mm)	ρ_t (%)	f_y (MPa)	Tie config.	d_{bh} (mm)	s (mm)	f_{yh} (MPa)		P (kN)
1	Muguruma et al. (1989)	AH-1		DE	2(2), 2(1)	85.7	200	9.0	500	2.5	12	12.7	3.80	400	RI(W)	6.0	35	792	1371	flexure
2		AL-2		DE	1(2), 1(1)	85.7	200	9.0	500	2.5	12	12.7	3.80	400	RI(W)	6.0	35	328	2156	flexure
3		AH-2		DE	1(2), 1(1)	85.7	200	9.0	500	2.5	12	12.7	3.80	400	RI(W)	6.0	35	792	2156	flexure
4		BH-1		DE	2(2), 2(1)	115.8	200	9.0	500	2.5	12	12.7	3.80	400	RI(W)	6.0	35	792	1176	flexure
5		BH-2		DE	2(2), 2(1)	115.8	200	9.0	500	2.5	12	12.7	3.80	400	RI(W)	6.0	35	792	1959	flexure
1	Muguruma et al. (1991)	CL-3		DE	1(2)	130.0	200	8.8	500	2.5	12	12.7	3.80	403	RI(W)	6.4	35	408	1784	flexure
2		CH-3		DE	1(2)	130.0	200	8.8	500	2.5	12	12.7	3.80	403	RI(W)	6.4	35	873	1784	flexure
3		CL-4		DE	1%(2)	130.0	200	8.8	500	2.5	12	12.7	3.80	403	RI(W)	6.4	35	408	2460	flexure
4		CH-4		DE	1%(2)	130.0	200	8.8	500	2.5	12	12.7	3.80	403	RI(W)	6.4	35	873	2460	flexure
1	Sakai et al. (1990)	B1		DC	*2(2)	99.6	250	23.5	500	2.0	12	12.7	2.43	379	RI(W)	5.0	60	774	2178	flexure
2		B2		DC	*2(2)	99.6	250	23.5	500	2.0	12	12.7	2.43	379	RI(W)	5.0	40	774	2178	flexure
3		B3		DC	*2(2)	99.6	250	23.5	500	2.0	12	12.7	2.43	379	RI(W)	5.5	60	344	2178	flexure
4		B4		DC	*2(2)	99.6	250	23.5	500	2.0	12	12.7	2.43	379	RI(W)	5.0	60	1126	2178	flexure
5		B7		DC	*2(2)	99.6	250	30.5	500	2.0	4	19.1	1.83	339	R(W)	5.0	30	774	2178	flexure
1	Sheikh et al. (1994)	AS-3H		C	1(2)	54.1	305	14.2	1842	6.0	8	19.1	2.45	508	RD	9.5	108	508	3120	flexure
2		AS-18H		C	1(2)	54.1	305	12.6	1842	6.0	8	19.1	2.45	508	RD	12.7	108	464	3257	flexure
3		AS-20H		C	1(2)	53.6	305	12.6	1842	6.0	8	19.1	2.45	508	RD	12.7	76	464	3191	flexure
1	Bayrak and Sheikh (1998)	ES-1HT		C	1(2)	72.1	305	11.5	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	R	16.0	95	463	3354	flexure
2		AS-2HT		C	1(2)	71.7	305	14.0	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	11.3	90	542	2401	flexure
3		AS-3HT		C	1(2)	71.8	305	14.0	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	11.3	90	542	3340	flexure
4		AS-4HT		C	1(2)	71.9	305	11.5	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	16.0	100	463	3344	flexure
5	Azizinamini et al. (1994)	AS-5HT		C	1(2)	101.8	305	11.5	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	16.0, 11.3	90	484	4261	flexure
6		AS-6HT		C	1(2)	101.9	305	11.5	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	16.0	76	463	4360	flexure
7		AS-7HT		C	1(2)	102.0	305	14.0	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	RD	11.3	94	542	4270	flexure
8		ES-8HT		C	1(2)	102.2	305	11.5	1842	6.0	8	19.5	2.58	454	R	16.0	70	463	4468	flexure
1		D60-7-4-2-5/8-0.2P		DE	1(2)	53.7	305	15.9	914	3.0	8	19.1	2.45	473	R	12.7	67	454	1044	flexure
2		D60-7-3C-1-5/8-0.2P		DE	1(2)	50.8	305	22.2	914	3.0	8	19.1	2.45	473	RJ	9.5	41	495	999	flexure
3		D60-15-4-2-5/8-0.2P		DE	1(2)	100.8	305	15.9	914	3.0	8	19.1	2.45	473	R	12.7	67	454	1771	flexure
4		D60-15-3C-1-5/8-0.2P		DE	1(2)	100.3	305	22.2	914	3.0	8	19.1	2.45	473	RJ	9.5	41	495	1763	flexure
5	D120-15-3C-2-5/8-0.2P		DE	1(2)	101.6	305	22.2	914	3.0	8	19.1	2.45	473	RJ	9.5	67	752	1783	flexure	
6	D120-15-3C-1-5/8-0.2P		DE	1(2)	101.7	305	22.2	914	3.0	8	19.1	2.45	473	RJ	9.5	41	752	1785	flexure	
7	D60-15-3C-1-5/8-0.3P		DE	1(2)	103.8	305	22.2	914	3.0	8	19.1	2.45	473	RJ	9.5	41	495	2726	flexure	

ตารางที่ 3.1 ข้อมูลดิบของเสาทดสอบคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์

No.	Researchers	Specimen name	Comments	Spec. type	Load history type	f_c (MPa)	Dimensions			Longitudinal reinforcement				Transverse reinforcement				P (kN)	Failure mode		
							b (and h) (mm)	cov (mm)	L (mm)	L/h	# long-bars	d_b (mm)	ρ_l (%)	f_y (MPa)	Tie config.	d_{bh} (mm)	s (mm)			f_{yh} (MPa)	
1	Li (1994)	Unit 2		DE	2(2)	98.0	350	28.0	1600	4.6	8	24.0	2.95	446	RD	12.0	64	453	3602	flexure	
2		Unit 4		DE	1(2)	93.0	350	28.0	1600	4.6	8	24.0	2.95	446	RD	12.0	45	453	6835	flexure	
1		Thomsen and Wallace (1994)	C2		C	0.5%(2)	74.6	152	11.1	597	3.9	8	9.5	2.45	476	RD	3.2	25	1276	173	flexure
2			C3		C	0.5%(2)	81.8	152	11.1	597	3.9	8	9.5	2.45	476	RD	3.2	25	1276	380	flexure
3			D1		C	0.5%(2)	75.8	152	11.1	597	3.9	8	9.5	2.45	476	RD	3.2	32	1276	352	flexure
4	D2			C	0.5%(2)	87.0	152	11.1	597	3.9	8	9.5	2.45	476	RD	3.2	38	1276	404	flexure	
5	D3			C	0.5%(2)	71.3	152	11.1	597	3.9	8	9.5	2.45	476	RD	3.2	44	1276	331	flexure	
1	Xiao and Martrossyan (1998)	HC4-8L19-T10-0.1P		DC	1(3), 2(3)	76.0	254	13.0	508	2.0	8	19.1	3.55	510	RJ	9.3	51	510	489	flexure	
2		HC4-8L19-T10-0.2P		DC	1(3), 2(3)	76.0	254	13.0	508	2.0	8	19.1	3.55	510	RJ	9.3	51	510	979	flexure	
3		HC4-8L16-T10-0.1P		DC	1(3), 2(3)	86.0	254	13.0	508	2.0	8	15.9	2.46	510	RJ	9.3	51	510	534	flexure	
4		HC4-8L16-T10-0.2P		DC	1(3), 2(3)	86.0	254	13.0	508	2.0	8	15.9	2.46	510	RJ	9.3	51	510	1068	flexure	
5		HC4-8L16-T6-0.1P		DC	1(3), 2(3)	86.0	254	13.0	508	2.0	8	15.9	2.46	510	RJ	6.4	51	449	534	flexure-shear	
6		HC4-8L16-T6-0.2P		DC	1(3)	86.0	254	13.0	508	2.0	8	15.9	2.46	510	RJ	6.4	51	449	1068	flexure-shear	
1	Xiao and Yun (2002)	FHC1-0.2		C	1%(3), 2%(3)	64.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	100	445	3334	flexure	
2		FHC2-0.34		C	1%(3)	62.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	100	445	5373	flexure	
3		FHC3-0.22		C	1%(3), 2%(3)	62.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	125	524	3630	flexure	
4		FHC4-0.33		C	1%(3)	62.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	125	525	5240	flexure	
5		FHC5-0.2		C	1%(3), 2%(3)	64.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	150	445	3334	flexure	
6		FHC6-0.2		C	1%(3), 2%(3)	64.1	510	40.0	1778	3.5	8	35.8, 28.7	2.54	469	RJ	15.9	150	524	3334	flexure	
1	Matamoros (1999)	C10-05N		C	1%(2)	69.7	203	32.7, 40.0	610	3.0	4	15.9	1.92	586	R	9.5	76	407	142	flexure	
2		C10-05S		C	1%(2)	69.7	203	33.9, 39.8	610	3.0	4	15.9	1.92	586	R	9.5	76	407	142	flexure	
3		C10-10N		C	1%(2)	67.8	203	17.4, 25.8	610	3.0	4	15.9	1.92	572	R	9.5	76	514	285	flexure	
4		C10-10S		C	1%(2)	67.8	203	17.4, 23.8	610	3.0	4	15.9	1.92	573	R	9.5	77	515	285	flexure	
5		C10-20N		C	1%(2)	65.5	203	14.9, 22.0	610	3.0	4	15.9	1.92	572	R	9.5	76	514	569	flexure	
6		C10-20S		C	1%(2)	65.5	203	24.3, 14.6	610	3.0	4	15.9	1.92	573	R	9.5	77	515	569	flexure	

ตารางที่ 3.1 (ต่อ) ข้อมูลดิบของเสาทดสอบคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์

No.	Researchers	Specimen name	Comments	Spec. type	Load history type	f'_c (MPa)	Dimensions			Longitudinal reinforcement					Transverse reinforcement					P (kN)	Failure mode
							b (and h) (mm)	cov (mm)	L (mm)	L/h	# long. bars	d_b (mm)	ρ_t (%)	f_c (MPa)	Tie config.	d_{bh} (mm)	s (mm)	f_{yh} (MPa)			
1	Ahn et al. (2000)	H1-60-5N	calculate cov from P_s	DC	1(3)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	60	406	1498	compression-shear	
2		H2-30-3N		DC	1(3)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	30	406	899	shear	
3		H2-30-5N		DC	1(3)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	30	406	1498	compression-shear	
4		H3-20-3N		DC	1(3), 1(1)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	20	406	899	shear	
5		H3-20-5N		DC	1(3)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	20	406	1498	flexure	
6		H3-37-3N		DC	1(3), 1(1)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	RO	6.0	37	406	899	flexure-shear	
7		H3-37-5N		DC	1(3), 1(1)	52.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	RO	6.0	37	406	1498	flexure	
8		U1-60-3N		DC	1(3)	62.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	370	R	6.0	60	406	1071	shear	
9		U1-60-5N		DC	1(3)	59.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	60	406	1699	compression-shear	
10		U2-30-3N		DC	1(3)	59.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	30	406	1020	flexure-shear	
11		U2-30-5N		DC	1(3)	70.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	30	406	2016	compression-shear	
12		U3-20-3N		DC	1(3), 1(1)	59.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	20	406	1020	shear	
13		U3-20-5N		DC	1(3)	59.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	R	6.0	20	406	1699	flexure	
14		U3-37-3N		DC	1(3), 1(1)	59.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	RO	6.0	37	406	1020	compression	
15		U3-37-5N		DC	1(3), 1(1)	70.0	240	27.2	500	2.1	12	9.5	1.48	525	RO	6.0	37	406	2016	flexure	
1	Paultre and Legeron (2000)	C100B60N15		C	1(2)	92.4	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	468	RD	11.3	60	391	1200	flexure	
2		C100B60N25		C	1(2)	93.3	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	456	RD	11.3	60	391	2400	flexure	
3		C100B60N40		C	1(2)	98.2	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	457	RD	11.3	60	418	3600	flexure	
4		C100B130N15		C	1(2)	94.8	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	468	RD	11.3	130	391	1200	flexure	
5		C100B130N25		C	1(2)	97.7	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	456	RD	11.3	130	391	2400	flexure	
6		C100B130N40		C	1(2)	104.3	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	457	RD	11.3	130	418	3600	flexure	
1	Paultre et al. (2001)	C80B60N40		C	1(2)	78.7	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	467	RD	11.3	60	438	2900	flexure	
2		C120B60N40		C	1(2)	109.2	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	467	RD	11.3	60	438	4200	flexure	
3		C100BH55N40		C	1(2)	109.5	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	467	RD	9.5	55	825	3600	flexure	
4		C100BH80N40		C	1(2)	104.2	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	467	RD	9.5	80	825	3600	flexure	
5		C100BH55N52		C	1(2)	104.5	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	481	RD	9.5	55	744	5150	flexure	
6		C100B60N52		C	1(2)	109.4	305	19.0	2000	6.6	8	19.5, 16.0	2.15	481	RD	11.3	60	492	5150	flexure	
1	Ho and Pam (2003)	BS-80-01-09-R6		C	1(2)	72.6	325	19.5	1900	5.8	8	12.0	0.86	556	R(90)	6.0	100	378	1022	flexure	
2		BS-80-01-09-R8		C	1(2)	74.6	325	17.5	1900	5.8	8	12.0	0.86	556	R(90)	8.0	175	362	965	flexure	
3		BS-80-01-09-R10		C	1(2)	72.4	325	15.5	1900	5.8	8	12.0	0.86	556	R(90)	10.0	220	344	975	flexure	
4		NEW-80-01-09-R12		C	1(2)	77.8	325	13.5	1900	5.8	8	12.0	0.86	556	R	12.0	85	339	989	flexure	

ตารางที่ 3.1 (ต่อ) ข้อมูลดิบของสภาพทดสอบคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์

No.	Researchers	Specimen name	Load history type	f'_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P _o	$A_{sh}/A_{sh,ACI}$	K_e	Y_p	ρ_A	$\mu_{\Delta,env.}$
1	Muguruma et al. (1989)	AH-1	2(2), 2(1)	85.7	RI (W)	792	0.40	1.89	0.62	1.14	1.38	14.2
2		AL-2	1(2), 1(1)	85.7	RI (W)	328	0.63	0.78	0.62	2.31	0.28	4.0
3		AH-2	1(2), 1(1)	85.7	RI (W)	792	0.63	1.89	0.62	2.31	0.68	8.6
4		BH-1	2(2), 2(1)	115.8	RI (W)	792	0.27	1.40	0.62	1.02	1.14	12.1
5		BH-2	2(2), 2(1)	115.8	RI (W)	792	0.45	1.40	0.62	1.23	0.94	10.5
1	Sakai et al. (1990)	B1	*2(2)	99.6	RI (W)	774	0.38	0.33	0.49	1.10	0.20	3.3
2		B2	*2(2)	99.6	RI (W)	774	0.38	0.50	0.61	1.10	0.36	6.2
3		B3	*2(2)	99.6	RI (W)	344	0.38	0.18	0.49	1.10	0.11	2.4
4		B4	*2(2)	99.6	RI (W)	1126	0.38	0.48	0.49	1.10	0.29	4.8
5		B7	*2(2)	99.6	R (W)	774	0.39	0.25	0.40	1.12	0.12	2.5
1	Bayrak and Sheikh (1998)	ES-1HT	1(2)	72.1	R	463	0.50	1.13	0.27	1.43	0.28	4.5
3		AS-3HT	1(2)	71.8	RD	542	0.50	1.20	0.39	1.42	0.43	4.7
4		AS-4HT	1(2)	71.9	RD	463	0.50	1.84	0.37	1.42	0.64	6.2
7		AS-7HT	1(2)	102.0	RD	542	0.48	0.81	0.38	1.32	0.31	3.0
8		ES-8HT	1(2)	102.2	R	463	0.50	1.08	0.31	1.40	0.32	3.3
2	Thomsen and Wallace (1994)	C3	0.5%(2)	81.8	RD	1276	0.21	1.18	0.50	1.00	0.78	6.6
3		D1	0.5%(2)	75.8	RD	1276	0.20	1.02	0.45	1.00	0.60	7.5
4		D2	0.5%(2)	87.0	RD	1276	0.21	0.74	0.41	1.01	0.40	6.2
5		D3	0.5%(2)	71.3	RD	1276	0.20	0.77	0.38	1.00	0.39	5.6

ตารางที่ 3.2 ค่าอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพ และความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่ได้จากการสร้างเส้นโค้งโอบคดุม (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์หาความถดถอยจะทำแรงเอาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Load history type	f'_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P_o	$A_{sh}/A_{sh,ACI}$	k_e	Y_P	ρ_A	$\mu_{\Delta,env.}$
1	Xiao and Martirosyan (1998)	HC4-8L19-T10-0.1P	1(3), 2(3)	76.0	RJ	510	0.09	1.36	0.47	1.00	0.86	12.5
1	Matamoros (1999)	C10-05N	1%(2)	69.7	R	407	0.05	0.21	0.21	1.00	0.06	5.4
2		C10-05S	1%(2)	69.7	R	407	0.05	0.21	0.21	1.00	0.06	5.0
3		C10-10N	1%(2)	67.8	R	514	0.10	0.51	0.23	1.00	0.16	7.0
4		C10-10S	1%(2)	67.8	R	515	0.10	0.53	0.23	1.00	0.16	5.0
5		C10-20N	1%(2)	65.5	R	514	0.21	0.63	0.24	1.01	0.20	5.8
6		C10-20S	1%(2)	65.5	R	515	0.21	0.58	0.23	1.01	0.18	5.4
1	Paultre and Legeron (2000)	C100B60N15	1(2)	92.4	RD	391	0.15	1.03	0.47	1.00	0.64	12.5
2		C100B60N25	1(2)	93.3	RD	391	0.30	1.02	0.47	1.03	0.62	5.9
3		C100B60N40	1(2)	98.2	RD	418	0.42	1.04	0.47	1.18	0.55	4.4
4		C100B130N15	1(2)	94.8	RD	391	0.15	0.46	0.32	1.00	0.20	7.5
5		C100B130N25	1(2)	97.7	RD	391	0.28	0.45	0.32	1.02	0.19	2.7
6		C100B130N40	1(2)	104.3	RD	418	0.40	0.45	0.32	1.13	0.17	2.3
2	Paultre et al. (2001)	C120B60N40	1(2)	109.2	RD	438	0.45	0.98	0.47	1.23	0.49	5.9
3		C100BH55N40	1(2)	109.5	RD	825	0.38	1.41	0.49	1.11	0.83	7.4
4		C100BH80N40	1(2)	104.2	RD	825	0.40	1.02	0.40	1.13	0.48	3.3
5		C100BH55N52	1(2)	104.5	RD	744	0.57	1.33	0.49	1.78	0.49	3.9
6		C100B60N52	1(2)	109.4	RD	492	0.55	1.10	0.47	1.63	0.42	4.4

ตารางที่ 3.2 (ต่อ) ค่าอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพ และความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่ได้จากการสร้างเส้นโค้งโอบคดุม (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความถดถอยจะทำแรงเอาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Comments		Load history type	f_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P _o	A _{stn} /A _{sth,ACI}	k _e	Y _p	P _A	$\mu_{\Delta,rep.}$
			Δ_y based on	Δ_u based on										
1	Muguruma et al. (1991)	CL-3	equal energy	0.8M _{max}	1(2)	130.0	RI (W)	408	0.37	0.72	0.62	1.09	0.55	7.3
2		CH-3	equal energy	0.8M _{max}	1(2)	130.0	RI (W)	873	0.37	1.53	0.62	1.09	1.17	6.9
3		CL-4	equal energy	0.8M _{max}	1%(2)	130.0	RI (W)	408	0.51	0.72	0.62	1.43	0.42	4.2
4		CH-4	equal energy	0.8M _{max}	1%(2)	130.0	RI (W)	873	0.51	1.53	0.62	1.43	0.89	4.9
1	Sheikh et al. (1994)	AS-3H	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	54.1	RD	508	0.59	0.88	0.35	1.89	0.22	3.2
2		AS-18H	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	54.7	RD	464	0.61	1.41	0.36	2.06	0.33	3.9
3		AS-20H	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	53.6	RD	464	0.60	2.04	0.42	2.04	0.57	5.4
1	Bayrak and Sheikh (1998)	ES-1HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	72.1	R	463	0.50	1.13	0.27	1.43	0.28	4.6
2		AS-2HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	71.7	RD	542	0.36	1.20	0.39	1.08	0.57	6.2
3		AS-3HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	71.8	RD	542	0.50	1.20	0.39	1.42	0.43	5.0
4		AS-4HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	71.9	RD	463	0.50	1.84	0.37	1.42	0.64	7.0
5		AS-5HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	101.8	RD	484	0.48	1.19	0.39	1.32	0.47	4.0
6		AS-6HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	101.9	RD	463	0.49	1.70	0.43	1.36	0.71	6.3
7		AS-7HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	102.0	RD	542	0.48	0.81	0.38	1.32	0.31	3.1
8		ES-8HT	initial tangent	0.8H _{max}	1(2)	102.2	R	463	0.50	1.08	0.31	1.40	0.32	3.6

ตารางที่ 3.3 ค่าอัตราส่วนเหล็กปโลกกประสิทธิภาพและค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่ได้จากเอกสารวิจัยต่าง ๆ (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความดัดของจะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Comments		Load history type	f_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P _o	A _{stn} /A _{stn,ACI}	k _e	Y _p	ρ _A	μ _{Δ,rep.}
			Δ _y based on	Δ _u based on										
1	Azizinamini et al. (1994)	D60-7-4-2-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	53.7	R	454	0.20	1.37	0.32	1.00	0.58	7.0
2		D60-7-3C-1-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	50.8	RJ	495	0.20	1.81	0.56	1.00	1.34	8.0
3		D60-15-4-2-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	100.8	R	454	0.20	0.73	0.32	1.00	0.31	6.5
4		D60-15-3C-1-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	100.3	RJ	495	0.20	0.92	0.56	1.00	0.68	9.6
5		D120-15-3C-2-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	101.6	RJ	752	0.20	0.85	0.44	1.00	0.49	6.3
6		D120-15-3C-1-5/8-0.2P	0.75M _n	test	1(2)	101.7	RJ	752	0.20	1.37	0.56	1.00	1.01	7.4
7		D60-15-3C-1-5/8-0.3P	0.75M _n	test	1(2)	103.8	RJ	495	0.30	0.89	0.56	1.03	0.64	7.1
1	Li (1994)	Unit 2	0.75M _r /L	0.8H _{max}	2(2)	98.0	RD	453	0.31	0.79	0.48	1.04	0.48	2.3
2		Unit 4	0.75M _r /L	0.8H _{max}	1(2)	93.0	RD	453	0.62	1.18	0.57	2.20	0.41	1.1
1	Xiao and Martirosyan (1998)	HC4-8L19-T10-0.1P	1st steel yield	test	1(3), 2(3)	76.0	RJ	510	0.09	1.36	0.47	1.00	0.86	8.0
2		HC4-8L19-T10-0.2P	1st steel yield	test	1(3), 2(3)	76.0	RJ	510	0.19	1.36	0.47	1.00	0.85	8.0
3		HC4-8L16-T10-0.1P	1st steel yield	test	1(3), 2(3)	86.0	RJ	510	0.10	1.20	0.47	1.00	0.75	8.0
4		HC4-8L16-T10-0.2P	1st steel yield	test	1(3), 2(3)	86.0	RJ	510	0.20	1.20	0.47	1.00	0.75	6.0

ตารางที่ 3.3 (ต่อ) ค่าอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพการเคลื่อนตัวที่ได้จากเอกสารวิจัยต่าง ๆ (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความถดถอย จะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Comments		Load history type	f'_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P _o	A _{sh} /A _{sh,ACI}	K _e	Y _p	ρ_A	$\mu_{\Delta,rep}$
			Δ_y based on	Δ_u based on										
1	Xiao and Yun (2002)	FHC1-0.2	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3), 2%(3)	64.1	RJ	445	0.20	0.82	0.46	1.00	0.50	5.5
2		FHC2-0.34	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3)	62.1	RJ	445	0.33	0.84	0.46	1.05	0.50	4.0
3		FHC3-0.22	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3), 2%(3)	62.1	RJ	524	0.22	0.80	0.41	1.01	0.44	4.3
4		FHC4-0.33	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3)	62.1	RJ	525	0.32	0.80	0.41	1.04	0.42	3.8
5		FHC5-0.2	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3), 2%(3)	64.1	RJ	445	0.20	0.55	0.38	1.00	0.27	4.4
6		FHC6-0.2	1st steel yield	0.9V _{cc}	1%(3), 2%(3)	64.1	RJ	524	0.20	0.64	0.38	1.00	0.32	4.6
4	Ahn et al.	H3-20-3N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	52.0	R	406	0.30	0.61	0.47	1.03	0.37	2.8
6		H3-37-3N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	52.0	RO	406	0.30	0.56	0.60	1.03	0.43	3.0
7		H3-37-5N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	52.0	RO	406	0.51	0.56	0.60	1.43	0.31	2.4
12	(2000)	U3-20-3N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	59.0	R	406	0.31	0.54	0.47	1.04	0.32	2.8
14		U3-37-3N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	59.0	RO	406	0.31	0.50	0.60	1.04	0.38	3.5
15		U3-37-5N	initial tangent	0.8H _{max}	1(3), 1(1)	70.0	RO	406	0.53	0.42	0.60	1.53	0.22	2.7

ตารางที่ 3.3 (ต่อ) ค่าอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพและค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่ได้จากเอกสารวิจัยต่าง ๆ (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความถดถอย จะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Comments		Load history type	f'_c (MPa)	Tie config.	f_{yh} (MPa)	P/P _o	$A_{sh}/A_{sh,ACI}$	k_e	Y_p	ρ_A	$\mu_{\Delta,rep.}$
			Δ_y based on	Δ_u based on										
1	Paultre and Legeron (2000)	C100B60N15	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	92.4	RD	391	0.15	1.03	0.47	1.00	0.64	8.8
2		C100B60N25	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	93.3	RD	391	0.30	1.02	0.47	1.03	0.62	8.2
3		C100B60N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	98.2	RD	418	0.42	1.04	0.47	1.18	0.55	5.2
4		C100B130N15	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	94.8	RD	391	0.15	0.46	0.32	1.00	0.20	4.4
5		C100B130N25	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	97.7	RD	391	0.28	0.45	0.32	1.02	0.19	2.3
6		C100B130N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	104.3	RD	418	0.40	0.45	0.32	1.13	0.17	1.6
1	Paultre et al. (2001)	C80B60N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	78.7	RD	438	0.41	1.36	0.47	1.16	0.73	10.1
2		C120B60N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	109.2	RD	438	0.45	0.98	0.47	1.23	0.49	4.7
3		C100BH55N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	109.5	RD	825	0.38	1.41	0.49	1.11	0.83	5.4
4		C100BH80N40	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	104.2	RD	825	0.40	1.02	0.40	1.13	0.48	2.6
5		C100BH55N52	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	104.5	RD	744	0.57	1.33	0.49	1.78	0.49	2.8
6		C100B60N52	0.75H' _{max}	0.80H' _{max}	1(2)	109.4	RD	492	0.55	1.10	0.47	1.63	0.42	3.6
1	Ho and Pam (2003)	BS-80-01-09-R6	0.75M _{max}	0.8M _{max}	1(2)	72.6	R (90)	378	0.15	0.12	0.26	1.00	0.04	3.2
2		BS-80-01-09-R8	0.75M _{max}	0.8M _{max}	1(2)	74.6	R (90)	362	0.14	0.11	0.20	1.00	0.03	2.7
3		BS-80-01-09-R10	0.75M _{max}	0.8M _{max}	1(2)	72.4	R (90)	344	0.14	0.13	0.18	1.00	0.03	2.7
4		NEW-80-01-09-R12	0.75M _{max}	0.8M _{max}	1(2)	77.8	R	339	0.13	0.45	0.29	1.00	0.17	3.7

ตารางที่ 3.3 (ต่อ) ค่าอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพและค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่ได้จากเอกสารวิจัยต่างๆ (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ที่ความถี่ลดลง จะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Load history type	f_c (MPa)	δ_y (%)	$\mu_{\Delta,env.}$	δ_r (%)	ξ_{seq} (%)	$k_{eff,N}$	E_N
1	Muguruma et al.	AH-1	2(2), 2(1)	85.7	0.51	14.2	4.34	26.08	0.06	86.17
2		AL-2	1(2), 1(1)	85.7	0.51	4.0	0.56	22.37	0.29	11.99
3	(1989)	AH-2	1(2), 1(1)	85.7	0.55	8.6	3.34	31.93	0.10	69.04
4		BH-1	2(2), 2(1)	115.8	0.56	12.1	2.94	22.23	0.08	71.80
5		BH-2	2(2), 2(1)	115.8	0.54	10.5	3.86	26.86	0.07	63.35
1	Sakai et al. (1990)	B1	*2(2)	99.6	0.63	3.3	0.98	22.77	0.30	7.73
2		B2	*2(2)	99.6	0.64	6.2	0.64	17.05	0.30	10.33
3		B3	*2(2)	99.6	0.64	2.4	0.22	12.33	0.56	3.13
4		B4	*2(2)	99.6	0.63	4.8	0.99	21.77	0.26	11.22
5		B7	*2(2)	99.6	0.47	2.5	0.36	19.95	0.46	3.53
1	Bayrak and Sheikh (1998)	ES-1HT	1(2)	72.1	0.35	4.5	1.27	31.27	0.14	21.70
3		AS-3HT	1(2)	71.8	0.33	4.7	0.84	24.09	0.17	13.88
4		AS-4HT	1(2)	71.9	0.36	6.2	1.02	22.04	0.14	23.84
7		AS-7HT	1(2)	102.0	0.41	3.0	0.38	18.04	0.30	4.96
8		ES-8HT	1(2)	102.2	0.35	3.3	0.29	14.47	0.29	6.91
2	Thomsen and Wallace (1994)	C3	0.5%(2)	81.8	0.34	6.6	0.75	20.56	0.13	32.72
3		D1	0.5%(2)	75.8	0.35	7.5	2.01	27.78	0.09	59.54
4		D2	0.5%(2)	87.0	0.38	6.2	1.07	23.70	0.13	38.01
5		D3	0.5%(2)	71.3	0.41	5.6	0.95	21.91	0.14	31.70

ตารางที่ 3.4 ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว และตัวแปรพฤติกรรมต่าง ๆ
(สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความถดถอย จะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	Load history type	f_c (MPa)	δ_y (%)	$\mu_{\Delta,env.}$	δ_r (%)	ξ_{seq} (%)	$k_{eff,N}$	E_N
1	Xiao and Martirosyan (1998)	HC4-8L19-T10-0.1P	1(3), 2(3)	76.0	0.75	12.5	7.08	31.49	0.07	111.15
1	Matamoros (1999)	C10-05N	1%(2)	69.7	1.10	5.4	2.77	19.32	0.18	17.54
2		C10-05S	1%(2)	69.7	1.20	5.0	0.98	11.30	0.35	5.81
3		C10-10N	1%(2)	67.8	0.93	7.0	3.45	24.43	0.12	35.82
4		C10-10S	1%(2)	67.8	1.28	5.0	0.17	5.70	0.59	1.67
5		C10-20N	1%(2)	65.5	0.93	5.8	1.40	17.53	0.15	16.27
6		C10-20S	1%(2)	65.5	1.01	5.4	1.42	17.66	0.17	15.17
1	Paultre and Legeron (2000)	C100B60N15	1(2)	92.4	0.63	12.5	4.38	25.56	0.07	66.89
2		C100B60N25	1(2)	93.3	0.86	5.9	1.10	15.42	0.16	13.71
3		C100B60N40	1(2)	98.2	0.86	4.4	1.89	20.61	0.15	14.95
4		C100B130N15	1(2)	94.8	0.62	7.5	2.18	22.48	0.11	22.79
5	Paultre et al. (2001)	C100B130N25	1(2)	97.7	0.89	2.7	0.47	13.92	0.32	3.88
6		C100B130N40	1(2)	104.3	0.84	2.3	0.29	13.17	0.54	1.80
2		C120B60N40	1(2)	109.2	0.95	5.9	3.20	23.58	0.13	22.10
3		C100BH55N40	1(2)	109.5	0.86	7.4	2.37	20.45	0.13	24.27
4		C100BH80N40	1(2)	104.2	0.90	3.3	0.58	14.23	0.31	4.32
5		C100BH55N52	1(2)	104.5	0.82	3.9	1.33	21.42	0.22	10.08
6	C100B60N52	1(2)	109.4	0.89	4.4	1.10	17.87	0.23	11.15	

ตารางที่ 3.4 (ต่อ) ค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว และตัวแปรพฤติกรรมต่างๆ (สำหรับตัวอย่างเสาที่นำไปวิเคราะห์ความถดถอย จะทำแรงงาไว้ในช่อง No.)

No.	Researchers	Specimen name	f'_c (MPa)	b (and h) (mm)	L/h	ρ_l (%)	f_y (MPa)	P/f _c A _g	P/P _o	H _{max} (kN)	M _{n,ACI} / L (kN)	H _{max} / (M _{n,ACI} / L)
1	Muguruma et al. (1989)	AH-1	85.7	200	2.5	3.80	400	0.40	0.40	243.7	193.3	1.26
2		AL-2	85.7	200	2.5	3.80	400	0.63	0.63	231.1	168.1	1.37
3		AH-2	85.7	200	2.5	3.80	400	0.63	0.63	244.5	168.1	1.45
4		BH-1	115.8	200	2.5	3.80	400	0.25	0.27	250.6	232.7	1.08
5		BH-2	115.8	200	2.5	3.80	400	0.42	0.45	287.2	241.8	1.19
1	Sakai et al. (1990)	B1	99.6	250	2.0	2.43	379	0.35	0.38	402.4	376.8	1.07
2		B2	99.6	250	2.0	2.43	379	0.35	0.38	408.6	376.8	1.08
3		B3	99.6	250	2.0	2.43	379	0.35	0.38	423.3	376.2	1.13
4		B4	99.6	250	2.0	2.43	379	0.35	0.38	394.2	376.8	1.05
5		B7	99.6	250	2.0	1.83	339	0.35	0.39	375.9	366.5	1.03
1	Sheikh et al. (1994)	AS-3H	54.1	305	6.0	2.45	508	0.62	0.59	118.6	113.4	1.05
2		AS-18H	54.7	305	6.0	2.45	508	0.64	0.61	124.3	111.3	1.12
3		AS-20H	53.6	305	6.0	2.45	508	0.64	0.60	139.0	110.1	1.26
1	Bayrak and Sheikh (1998)	ES-1HT	72.1	305	6.0	2.58	454	0.50	0.50	140.1	147.9	0.95
2		AS-2HT	71.7	305	6.0	2.58	454	0.36	0.36	149.1	154.1	0.97
3		AS-3HT	71.8	305	6.0	2.58	454	0.50	0.50	145.4	148.2	0.98
4		AS-4HT	71.9	305	6.0	2.58	454	0.50	0.50	142.4	147.6	0.97
5		AS-5HT	101.8	305	6.0	2.58	454	0.45	0.48	190.7	198.4	0.96
6		AS-6HT	101.9	305	6.0	2.58	454	0.46	0.49	183.3	198.0	0.93
7		AS-7HT	102.0	305	6.0	2.58	454	0.45	0.48	164.4	199.7	0.82
8		ES-8HT	102.2	305	6.0	2.58	454	0.47	0.50	172.4	197.8	0.87

ตารางที่ 3.5 ค่าความสามารถของกำลังดัดในการรับแรงดัดข้าง (flexural capacity) ที่คำนวณได้ตามข้อกำหนด ACI 318-99

No.	Researchers	Specimen name	f'_c (MPa)	b (and h) (mm)	L/h	ρ_l (%)	f_y (MPa)	$P/f_c A_g$	P/P_o	H_{max} (kN)	$M_{n,ACI} / L$ (kN)	$H_{max} / (M_{n,ACI} / L)$
1	Li (1994)	Unit 2	98.0	350	4.6	2.95	446	0.30	0.31	293.3	334.8	0.88
2		Unit 4	93.0	350	4.6	2.95	446	0.60	0.62	226.3	292.9	0.77
1	Thomsen and Wallace (1994)	C2	74.6	152	3.9	2.45	476	0.10	0.10	49.1	44.7	1.10
2		C3	81.8	152	3.9	2.45	476	0.20	0.21	56.4	57.6	0.98
3		D1	75.8	152	3.9	2.45	476	0.20	0.20	56.5	54.8	1.03
4		D2	87.0	152	3.9	2.45	476	0.20	0.21	60.9	60.0	1.02
5		D3	71.3	152	3.9	2.45	476	0.20	0.20	52.7	52.7	1.00
1	Xiao and	HC4-8L19-T10-0.1P	76.0	254	2.0	3.55	510	0.10	0.09	316.3	306.4	1.03
2	Martirossyan	HC4-8L19-T10-0.2P	76.0	254	2.0	3.55	510	0.20	0.19	371.7	355.1	1.05
3	(1998)	HC4-8L16-T10-0.1P	86.0	254	2.0	2.46	510	0.10	0.10	263.0	268.0	0.98
4		HC4-8L16-T10-0.2P	86.0	254	2.0	2.46	510	0.19	0.20	315.2	327.8	0.96
1	Xiao and Yun (2002)	FHC1-0.2	64.1	510	3.5	2.54	469	0.20	0.20	755.0	626.3	1.21
2		FHC2-0.34	62.1	510	3.5	2.54	469	0.33	0.33	874.0	662.3	1.32
3		FHC3-0.22	62.1	510	3.5	2.54	469	0.22	0.22	783.0	637.6	1.23
4		FHC4-0.33	62.1	510	3.5	2.54	469	0.32	0.32	879.0	662.5	1.33
5		FHC5-0.2	64.1	510	3.5	2.54	469	0.20	0.20	769.0	626.3	1.23
6		FHC6-0.2	64.1	510	3.5	2.54	469	0.20	0.20	766.0	626.3	1.22
1	Matamoros (1999)	C10-05N	69.7	203	3.0	1.92	586	0.05	0.05	67.7	72.8	0.93
2		C10-05S	69.7	203	3.0	1.92	586	0.05	0.05	66.4	72.4	0.92
3		C10-10N	67.8	203	3.0	1.92	572	0.10	0.10	94.4	92.6	1.02

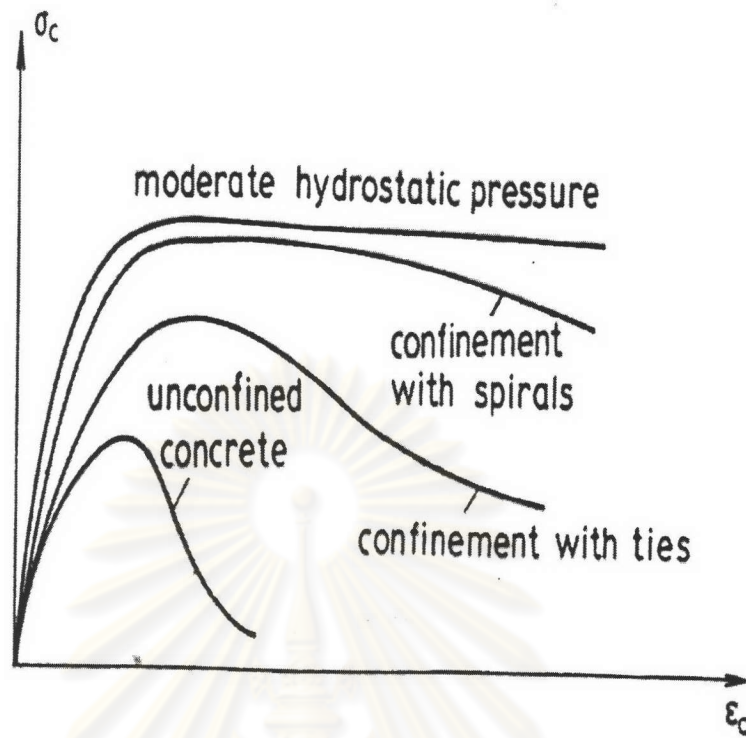
ตารางที่ 3.5 (ต่อ) ค่าความสามารถของกำลังตัดในการรับแรงด้านข้าง (flexural capacity) ที่คำนวณได้ตามข้อกำหนด ACI 318-99

No.	Researchers	Specimen name	f'_c (MPa)	b (and h) (mm)	L/h	ρ_L (%)	f_y (MPa)	P/f _c A _g	P/P _o	H _{max} (kN)	M _{n,ACI} / L (kN)	H _{max} / (M _{n,ACI} / L)
4	Matamoros (1999)	C10-10S	67.8	203	3.0	1.92	573	0.10	0.10	93.5	92.7	1.01
5		C10-20N	65.5	203	3.0	1.92	572	0.21	0.21	104.3	120.1	0.87
6		C10-20S	65.5	203	3.0	1.92	573	0.21	0.21	102.3	109.3	0.94
4	Ahn et al. (2000)	H3-20-3N	52.0	240	2.1	1.48	525	0.30	0.30	244.0	177.5	1.37
6		H3-37-3N	52.0	240	2.1	1.48	525	0.30	0.30	219.5	177.5	1.24
7		H3-37-5N	52.0	240	2.1	1.48	525	0.50	0.51	278.5	178.7	1.56
12		U3-20-3N	59.0	240	2.1	1.48	525	0.30	0.31	244.0	194.5	1.25
14		U3-37-3N	59.0	240	2.1	1.48	525	0.30	0.31	251.0	194.5	1.29
15		U3-37-5N	70.0	240	2.1	1.48	525	0.50	0.53	299.0	229.6	1.30
1		Paultre and Legeron (2000)	C100B60N15	92.4	305	6.6	2.15	468	0.14	0.15	118.9	125.2
2	C100B60N25		93.3	305	6.6	2.15	456	0.28	0.30	154.2	163.2	0.94
3	C100B60N40		98.2	305	6.6	2.15	457	0.39	0.42	178.3	174.1	1.02
4	C100B130N15		94.8	305	6.6	2.15	468	0.14	0.15	108.0	126.1	0.86
5	C100B130N25		97.7	305	6.6	2.15	456	0.26	0.28	160.0	167.0	0.96
6	C100B130N40		104.3	305	6.6	2.15	457	0.37	0.40	172.9	182.8	0.95
1	Paultre et al. (2001)	C80B60N40	78.7	305	6.6	2.15	467	0.40	0.41	168.1	145.9	1.15
2		C120B60N40	109.2	305	6.6	2.15	467	0.41	0.45	198.1	190.8	1.04
3		C100BH55N40	109.5	305	6.6	2.15	467	0.35	0.38	189.2	191.1	0.99
4		C100BH80N40	104.2	305	6.6	2.15	467	0.37	0.40	193.6	183.9	1.05
5		C100BH55N52	104.5	305	6.6	2.15	481	0.53	0.57	193.9	177.0	1.10
6		C100B60N52	109.4	305	6.6	2.15	481	0.51	0.55	208.4	186.5	1.12

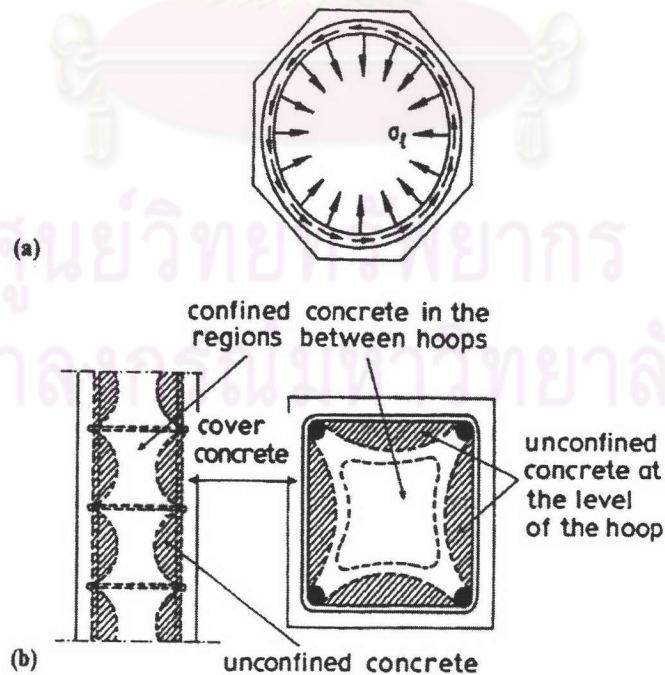
ตารางที่ 3.5 (ต่อ) ค่าความสามารถของกำลังดัดในการรับแรงดัดข้าง (flexural capacity) ที่คำนวณได้ตามข้อกำหนด ACI 318-99

No.	Researchers	Specimen name	Comments		f'_c (MPa)	L/h	H_{max} (kN)	$\mu_{\Delta,rep.}$	$H_{max} / V_{ASCE/ACI}$	H_{max} / V_{ACI}	$H_{max} / V_{Priestley}$	H_{max} / V_{Xiao}
			Δ_y based on	Δ_u based on								
5	Xiao and Martirosyan (1998)	HC4-8L16-T6-0.1P	1st steel yield	test	86.0	2.0	268.5	8.9	0.79	0.84	0.73	0.78
6		HC4-8L16-T6-0.2P	1st steel yield	test	86.0	2.0	317.9	6.8	0.83	0.87	0.77	0.87
1	Ahn et al. (2000)	H1-60-5N	initial tangent	$0.8H_{max}$	52.0	2.1	250.5	1.5	1.04	1.08	1.44	1.29
2		H2-30-3N	initial tangent	$0.8H_{max}$	52.0	2.1	228.0	2.2	0.86	0.86	0.79	0.75
3		H2-30-5N	initial tangent	$0.8H_{max}$	52.0	2.1	248.5	1.8	0.79	0.81	1.32	1.19
5	Ahn et al. (2000)	H3-20-5N	initial tangent	$0.8H_{max}$	52.0	2.1	275.5	1.9	0.71	0.73	1.35	1.24
8		U1-60-3N	initial tangent	$0.8H_{max}$	62.0	2.1	275.0	2.6	1.31	1.28	1.10	1.09
9		U1-60-5N	initial tangent	$0.8H_{max}$	59.0	2.1	291.0	1.3	1.12	1.13	1.70	1.51
10		U2-30-3N	initial tangent	$0.8H_{max}$	59.0	2.1	247.5	2.3	0.89	0.88	0.82	0.79
11		U2-30-5N	initial tangent	$0.8H_{max}$	70.0	2.1	276.5	1.7	0.76	0.74	1.44	1.28

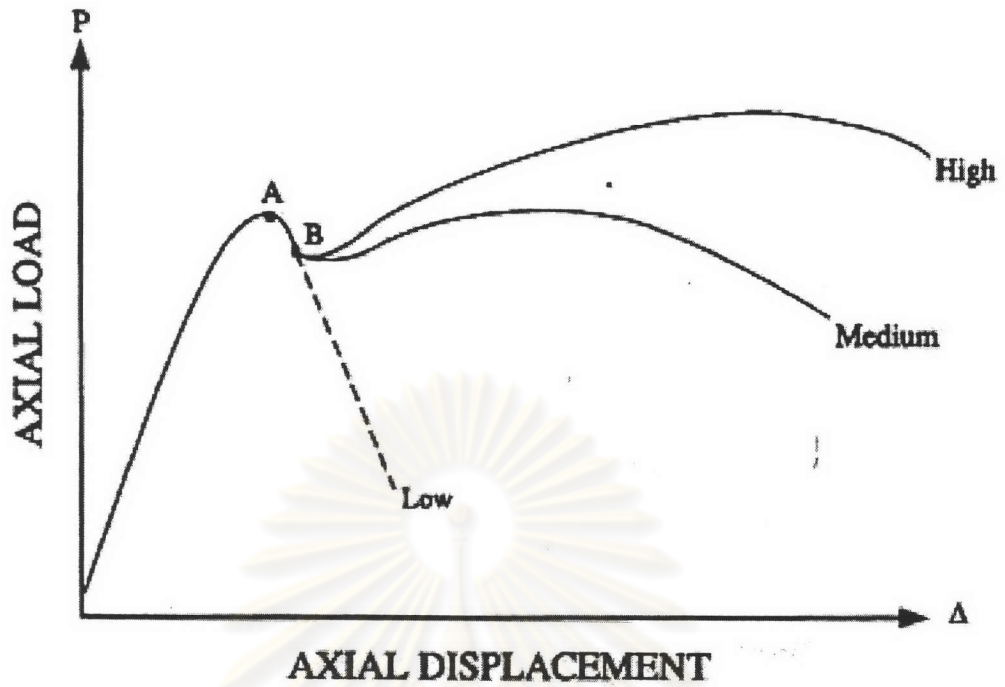
ตารางที่ 3.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ที่คำนวณได้โดยสมการต่างๆ



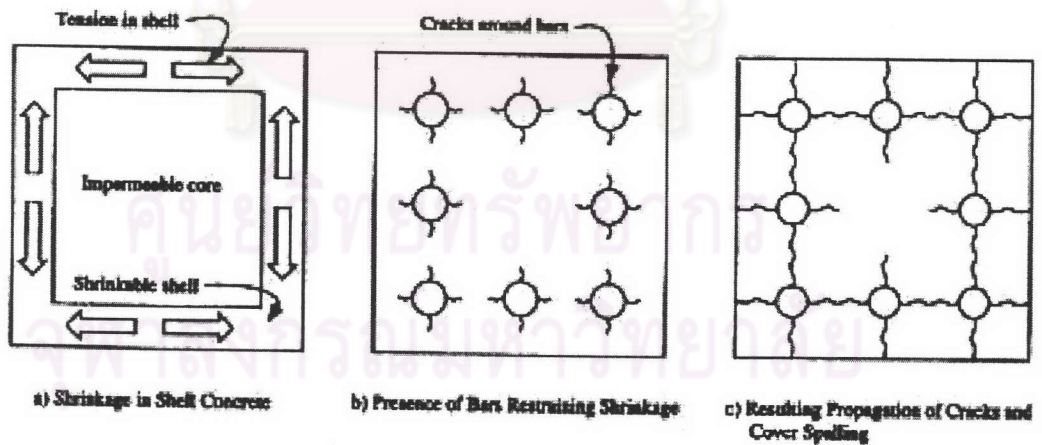
รูปที่ 2.1 อิทธิพลของการโอบรัดชนิดต่าง ๆ ต่อพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด
(Penelis and Kappos [1997])



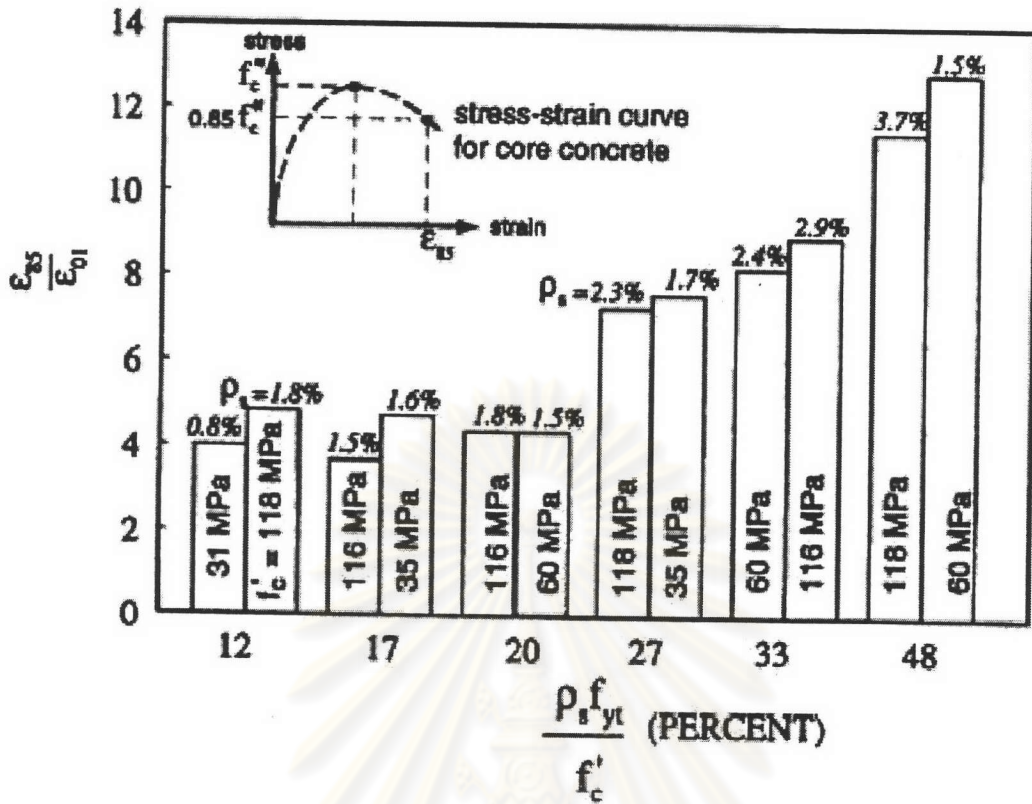
รูปที่ 2.2 ชนิดของการโอบรัด (Penelis and Kappos [1997])



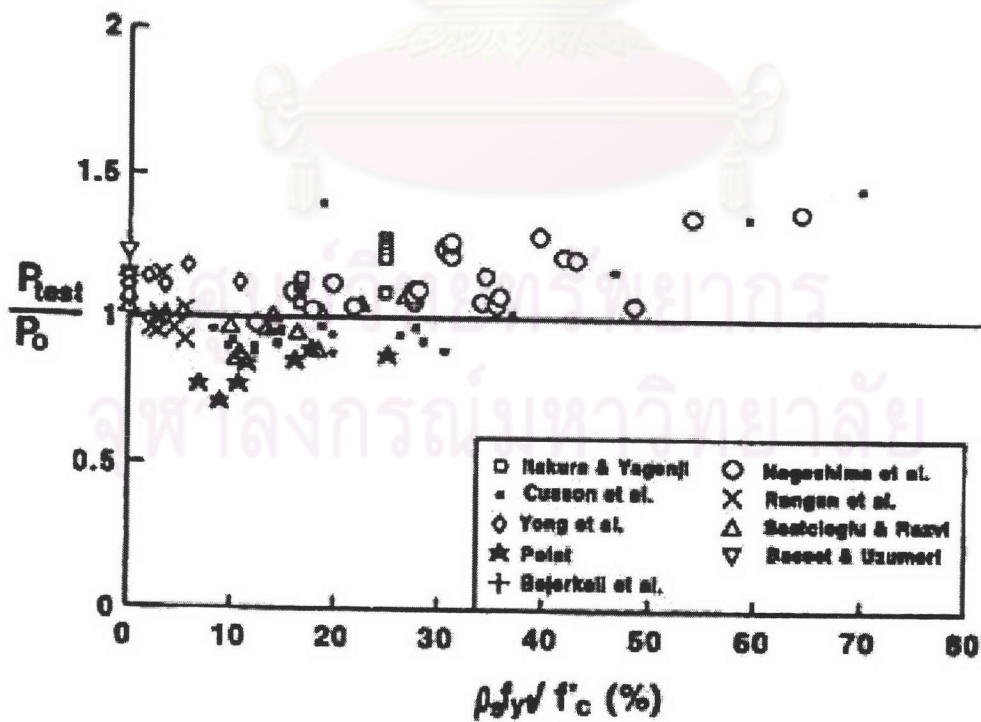
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและการหดตัวของเสาคอนกรีตกำลังสูง
(ACI – ASCE Committee 441 [1997])



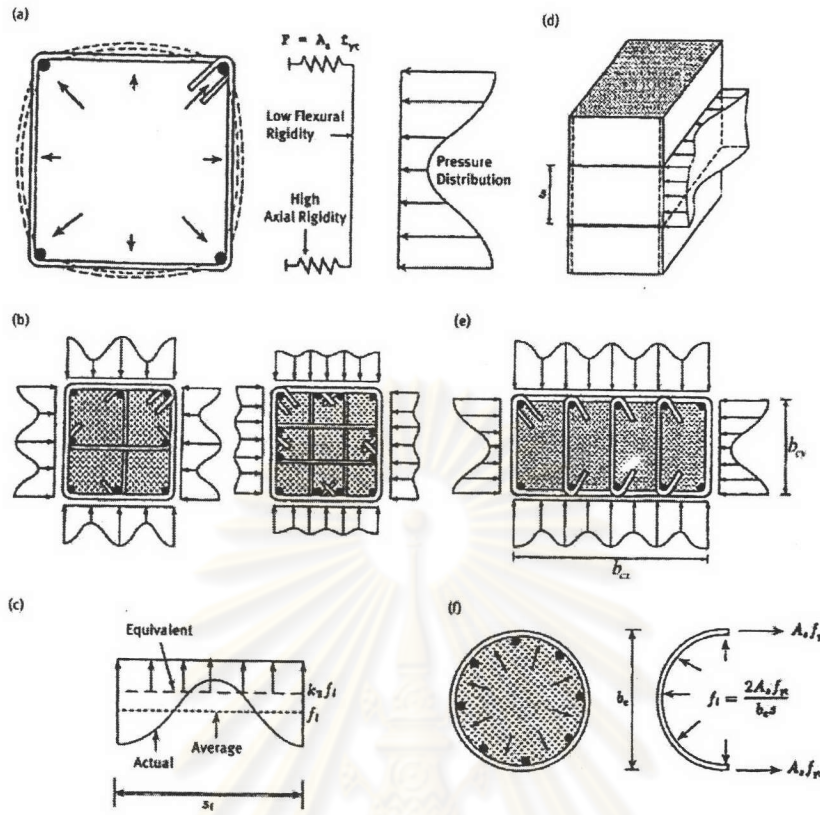
รูปที่ 2.4 กลไกการกระเทาะออกของคอนกรีตหุ้ม
(ACI – ASCE Committee 441 [1997])



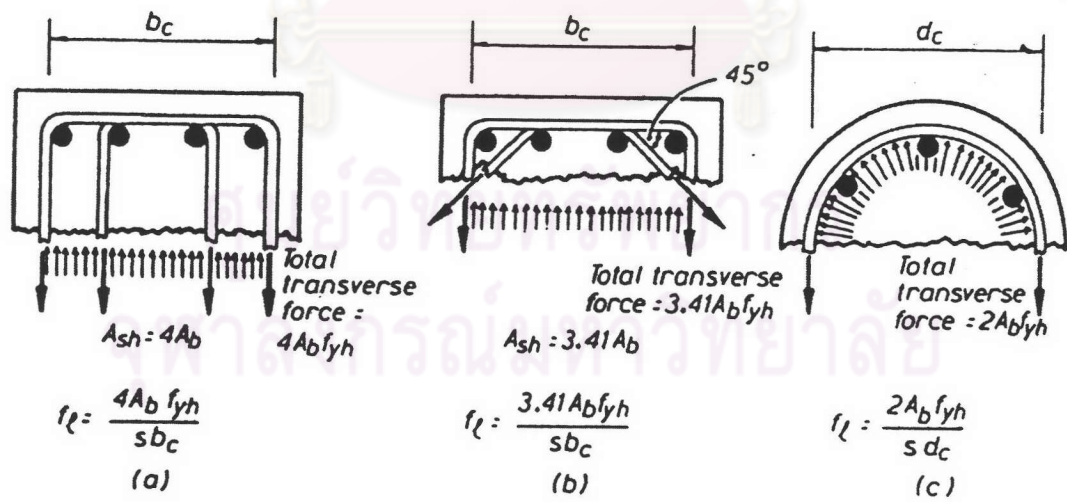
รูปที่ 2.5 ผลของเหล็กปลอกต่อความเหนียวตามแนวแกนของเสาคอนกรีตกำลังสูง (ACI – ASCE Committee 441 [1997])



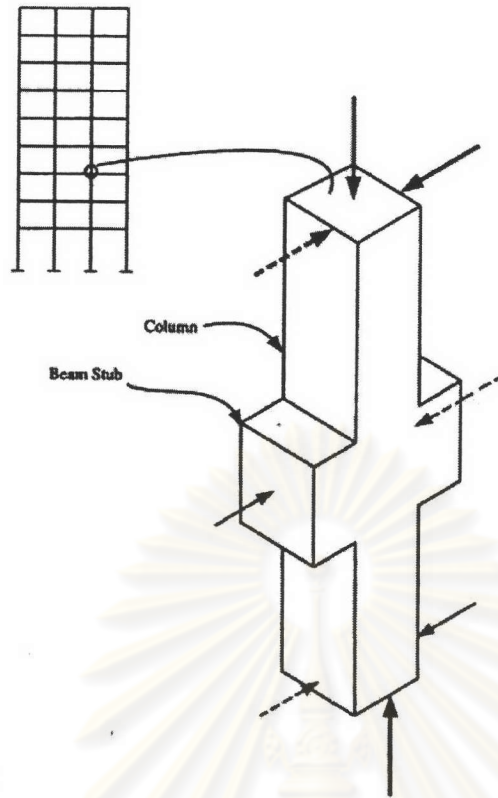
รูปที่ 2.6 ผลของเหล็กปลอกต่อกำลังอัดของคอนกรีตกำลังสูง (ACI – ASCE Committee 441 [1997])



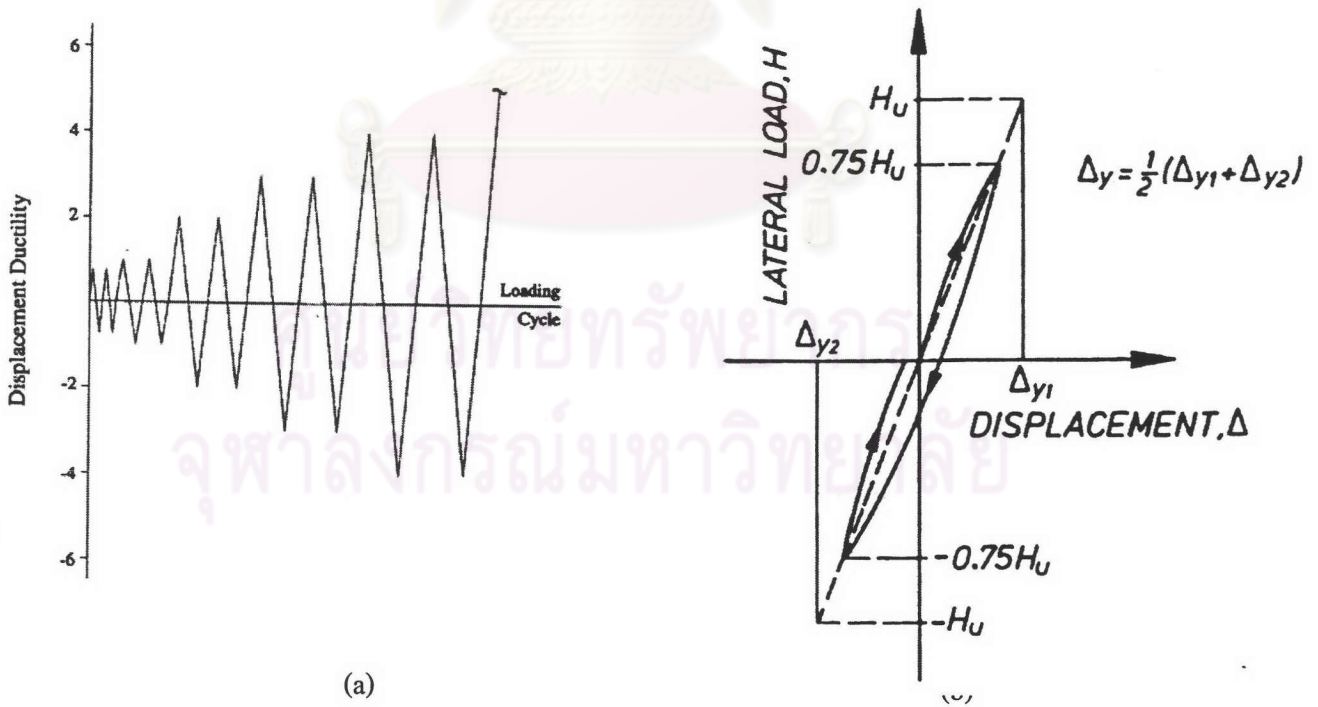
รูปที่ 2.7 ผลของการจัดเรียงเหล็กปลอกต่อการกระจายหน่วยแรงไอบริด
(Saatcioglu and Razvi [2002])



รูปที่ 2.8 สมดุลย์ของแรงดันไอบริดต่อแกนคอนกรีต
(Watson et al. [1994])



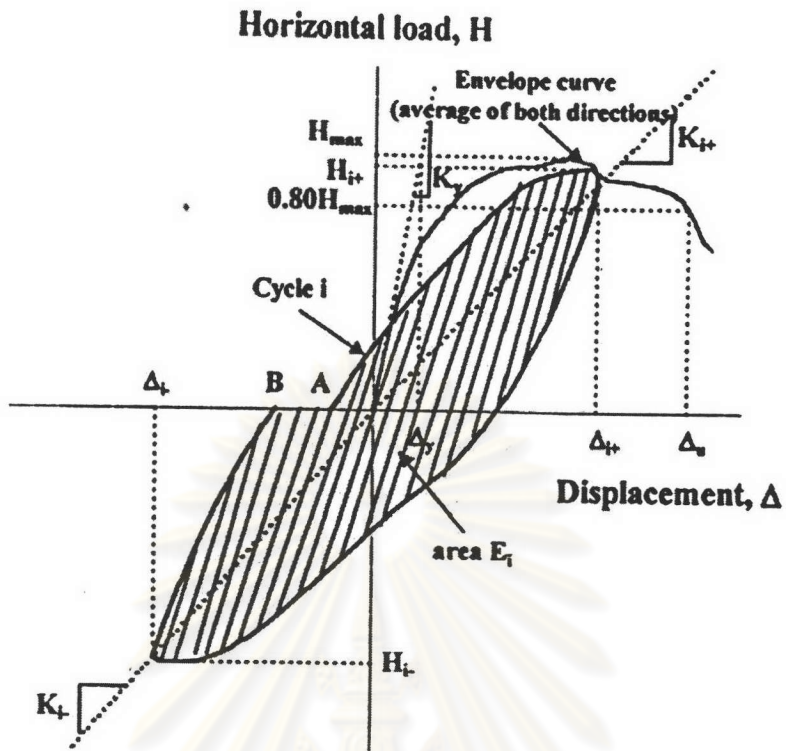
รูปที่ 2.9 ตัวอย่างเสาทดสอบในห้องปฏิบัติการ
(ACI – ASCE Committee 441 [1997])



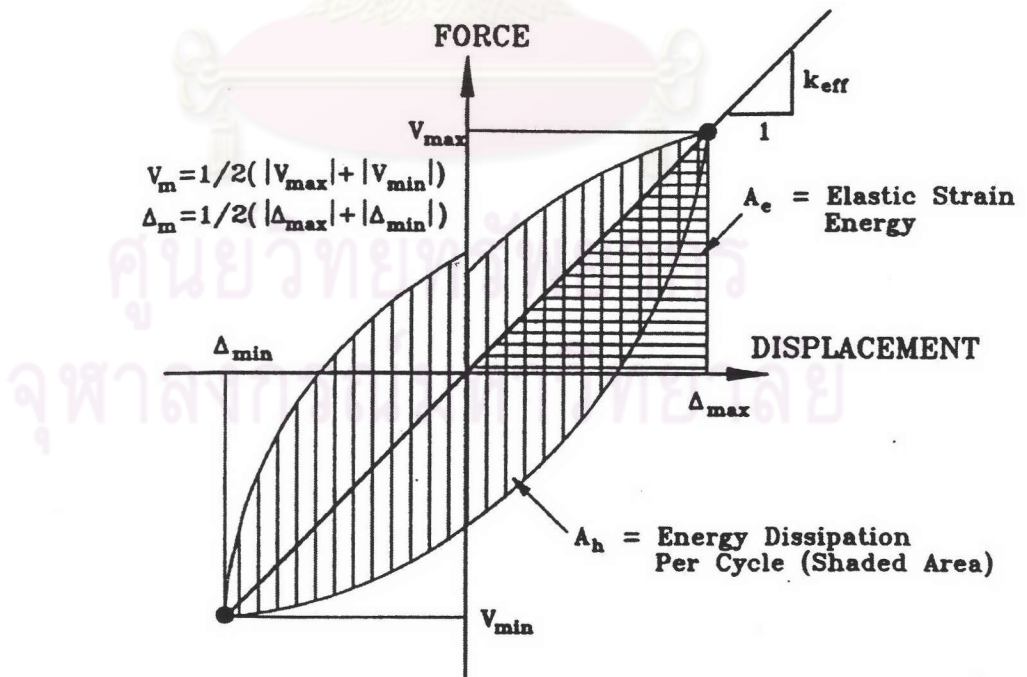
(ACI – ASCE Committee 441 [1997])

(Watson and Park [1994])

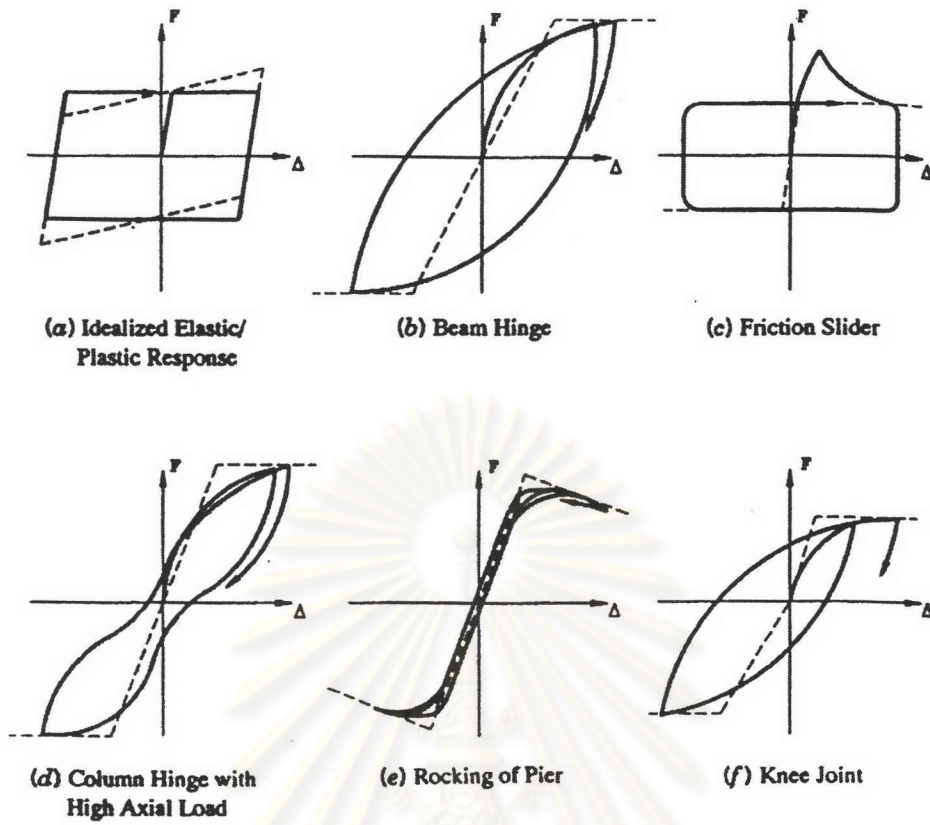
รูปที่ 2.10 ประวัติการให้แรงกระทำต่อเสาทดสอบ



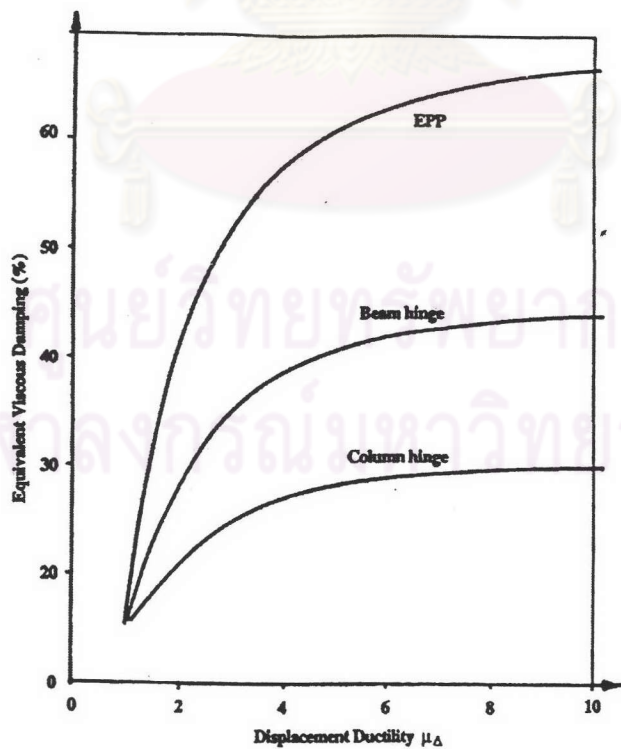
รูปที่ 2.11 วิธีการประเมินค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัว
(Lukkunaprasit and Thepmangorn [2004])



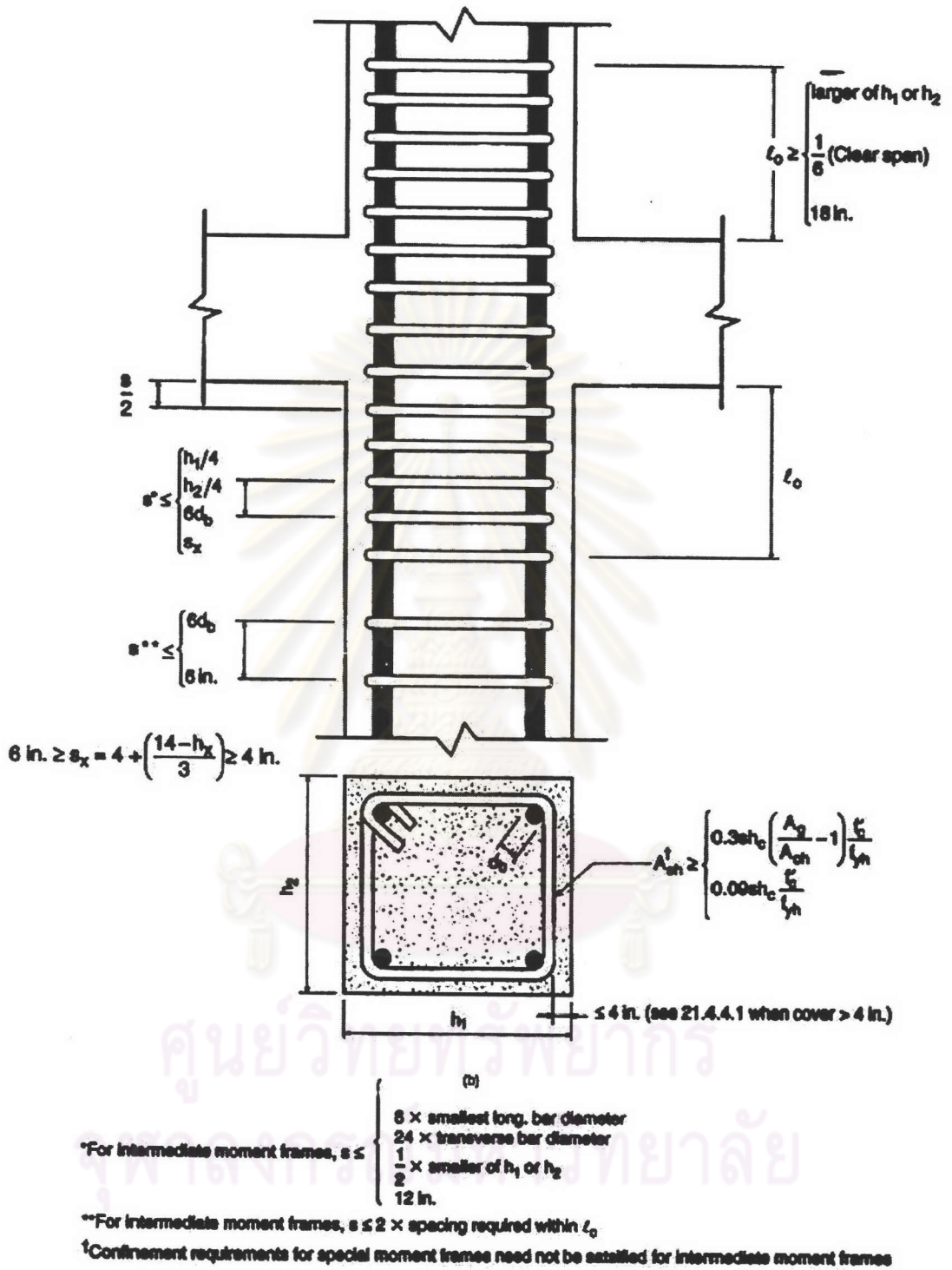
รูปที่ 2.12 อัตราส่วนความหน่วงเชิงหนืดเทียบเท่า
(Priestley et al. [1996])



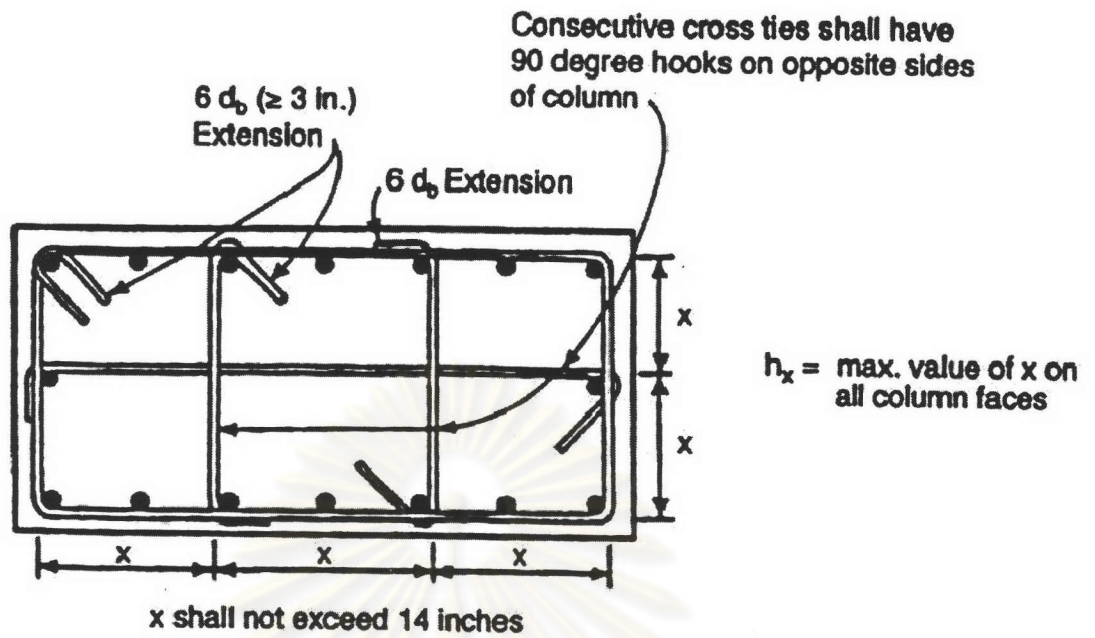
รูปที่ 2.13 วงรอบฮิสเทอรีซิสของส่วน โครงสร้างต่าง ๆ (Priestley et al [1996])



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเหนียวกับอัตราส่วนความหน่วง (Priestley [1997])

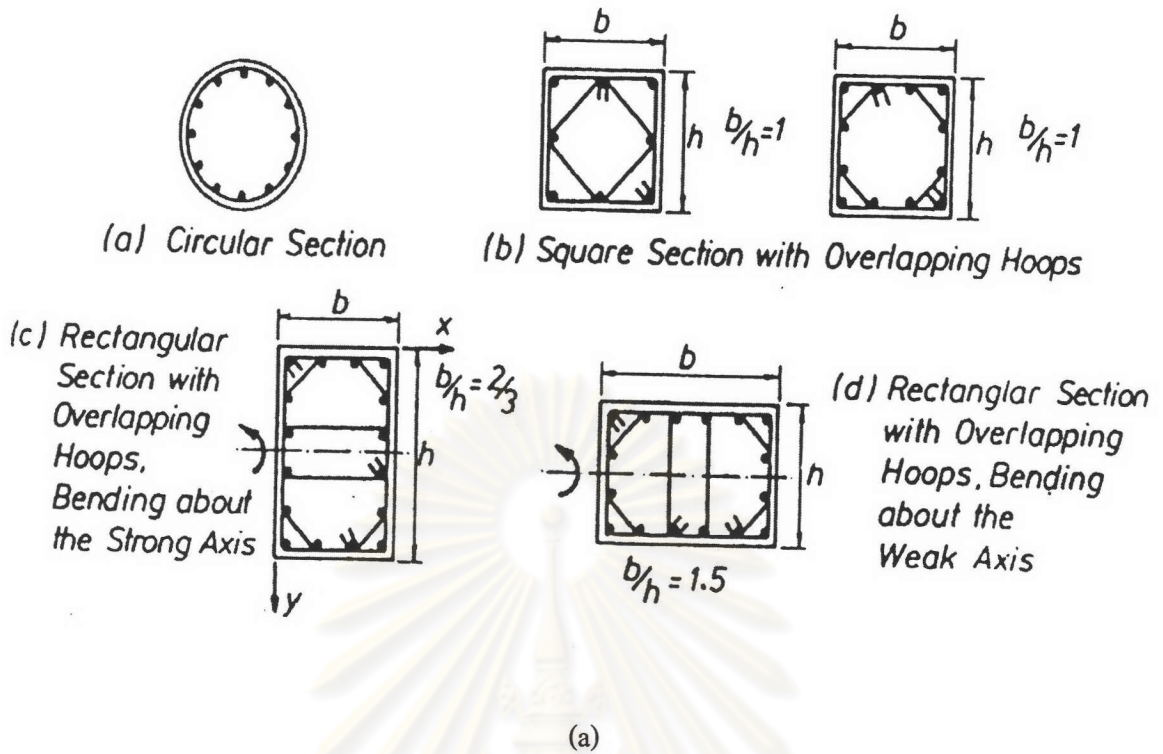


รูปที่ 2.15 การให้รายละเอียดเหล็กปลอกตามความยาวของเสาตามข้อกำหนด ACI (PCA)



รูปที่ 2.16 การให้รายละเอียดเหล็กปลอกในหน้าตัดเสาตามข้อกำหนด ACI (PCA)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



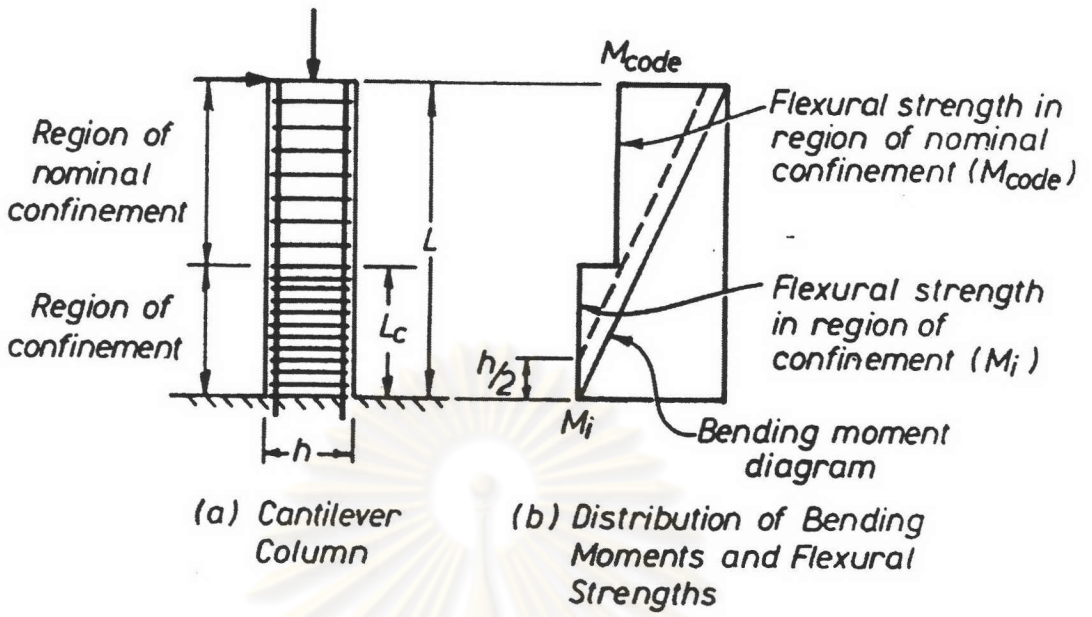
Parameter (1)	Range (2)
ϕ_u/ϕ_y	10-20
$P/f'_c A_g$	0.2-0.7
f'_c [MPa (psi)]	20-40 (2,900-5,800)
ρ, m	0.1-0.4
cl/h	0.02-0.08
cl/D	0.06

(b)

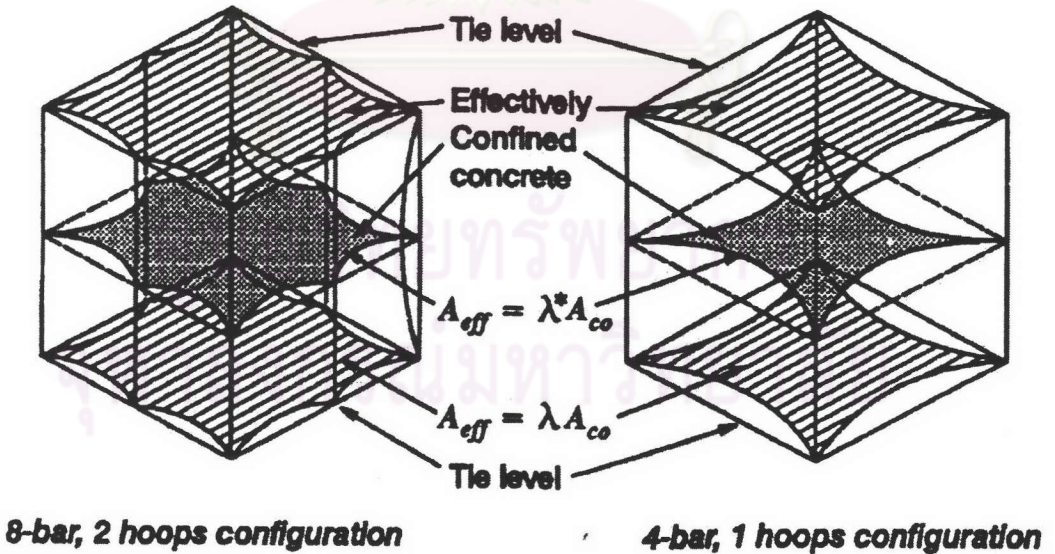
รูปที่ 2.17 ตัวอย่างเสาที่ใช้ในการพัฒนาสมการออกแบบเหล็กปลอกของ Watson, Zahn และ

Park [1994]

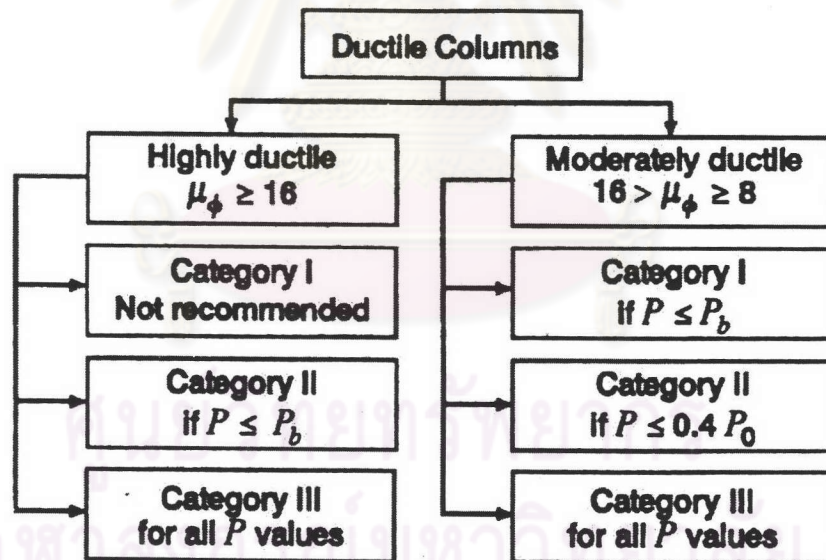
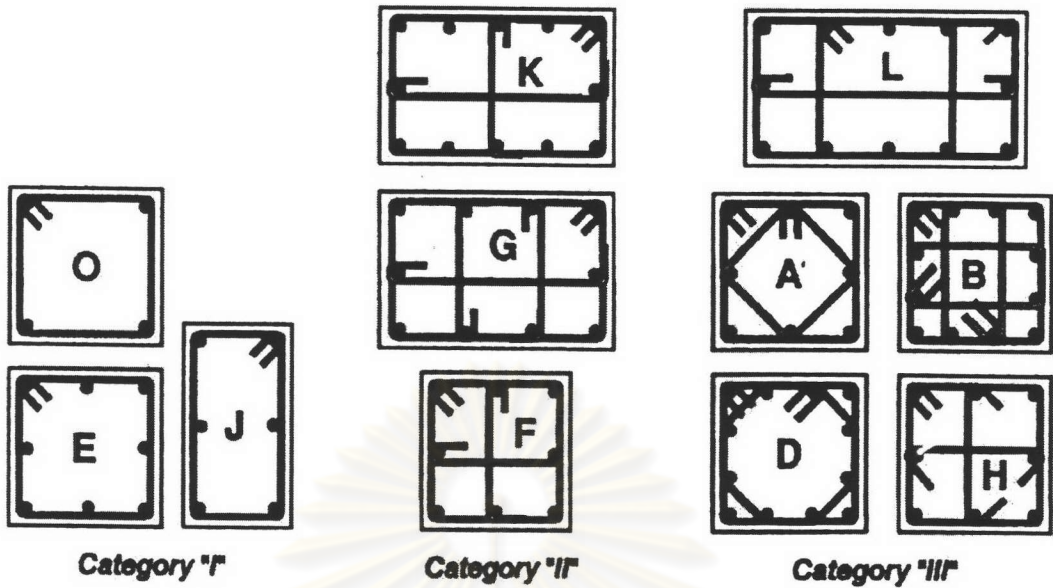
(Watson et al. [1994])



รูปที่ 2.18 ความยาวที่ต้องการการโอบรัดของเสา
(Watson and Park [1994])



รูปที่ 2.19 แนวคิดพื้นที่แกนคอนกรีตที่ถูกโอบรัดอย่างมีประสิทธิภาพ
(Sheikh and Khoury [1997])



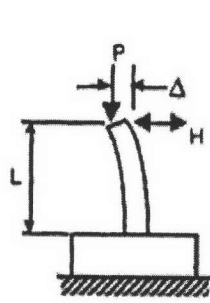
Category I Section with only 4 corner bars laterally supported by tie bends

Category II At least three bars on each face of the section laterally supported by tie bends including hooks not anchored in the core

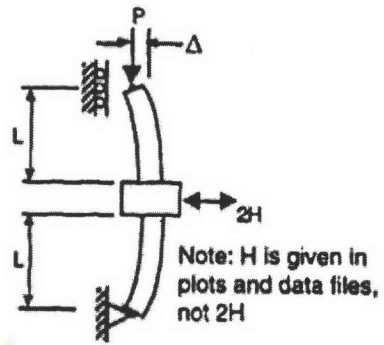
Category III Same as category II but all hooks anchored in the core

รูปที่ 2.20 ประเภทของการจัดเรียงเหล็กปลอกตาม Sheikh และ Khoury [1997]

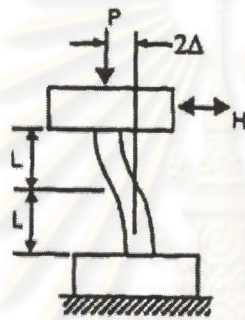
(Sheikh and Khoury [1997])



Schematic of Cantilever Specimen



Schematic of Double Ended Specimen



Note: Δ is given in plots and data files, not 2Δ

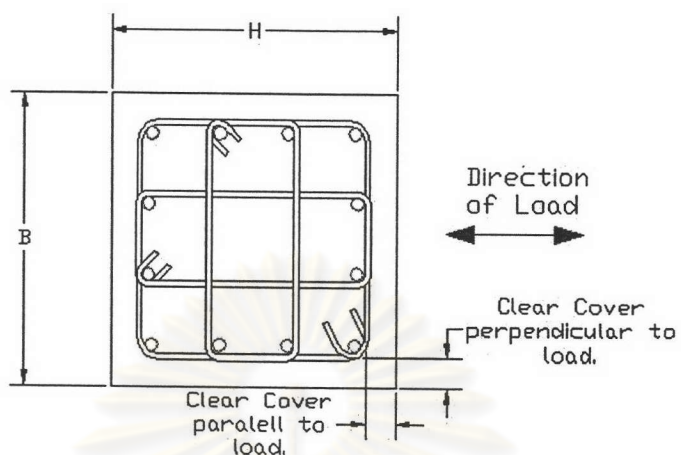
Schematic of Double Curvature Specimen

รูปที่ 3.1 ชนิดของเสาทดสอบที่ใช้ในการวิเคราะห์

(Taylor et al. [1997])

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

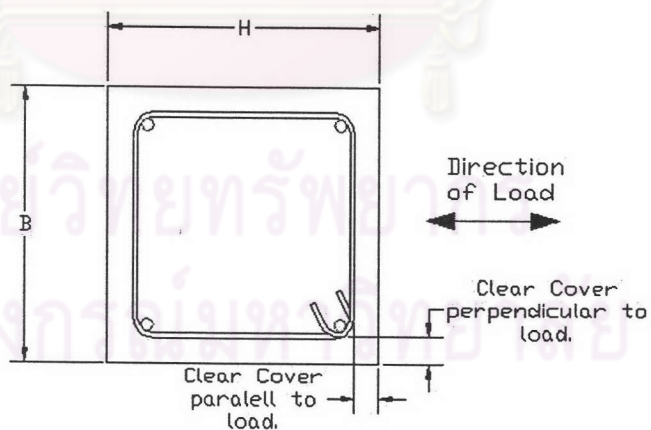
Confinement Type RI



Notes: -Shown For
 -Total No. of Long. bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

(a)

Confinement Type R



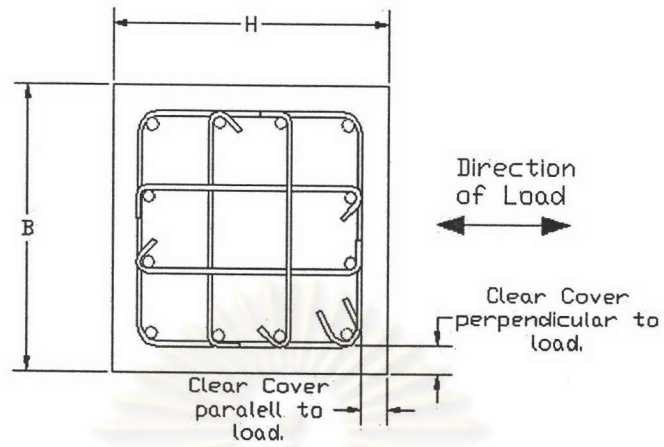
Notes: -Shown For
 -Total # of Long. bars = 4
 -No. of Intermediate bars = 0

(b)

รูปที่ 3.2 ชนิดของการจัดเรียงเหล็กปลอกที่ใช้ในการวิเคราะห์

(<http://maximus.ce.washington.edu/~peera1>)

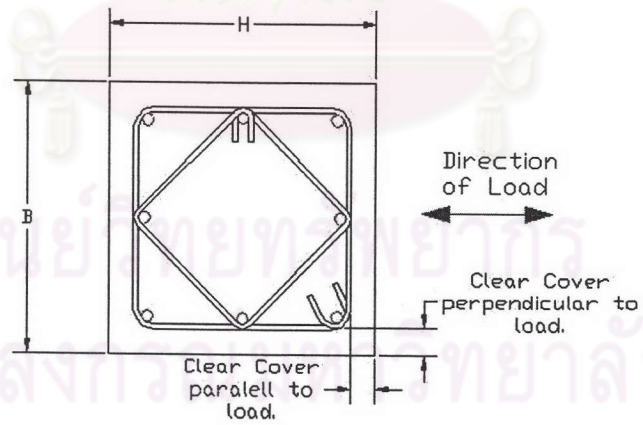
Confinement Type RJ



Notes: -Shown For
 -Total No. of Long. bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

(c)

Confinement Type RD

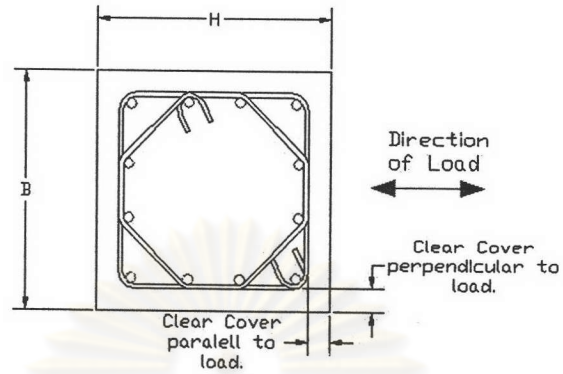


Notes: -Shown For
 -Total No. of Long. bars = 8
 -No. of Intermediate bars = 1

(d)

รูปที่ 3.2 (ต่อ) ชนิดของการจัดเรียงเหล็กปลอกที่ใช้ในการวิเคราะห์

Confinement Type R□

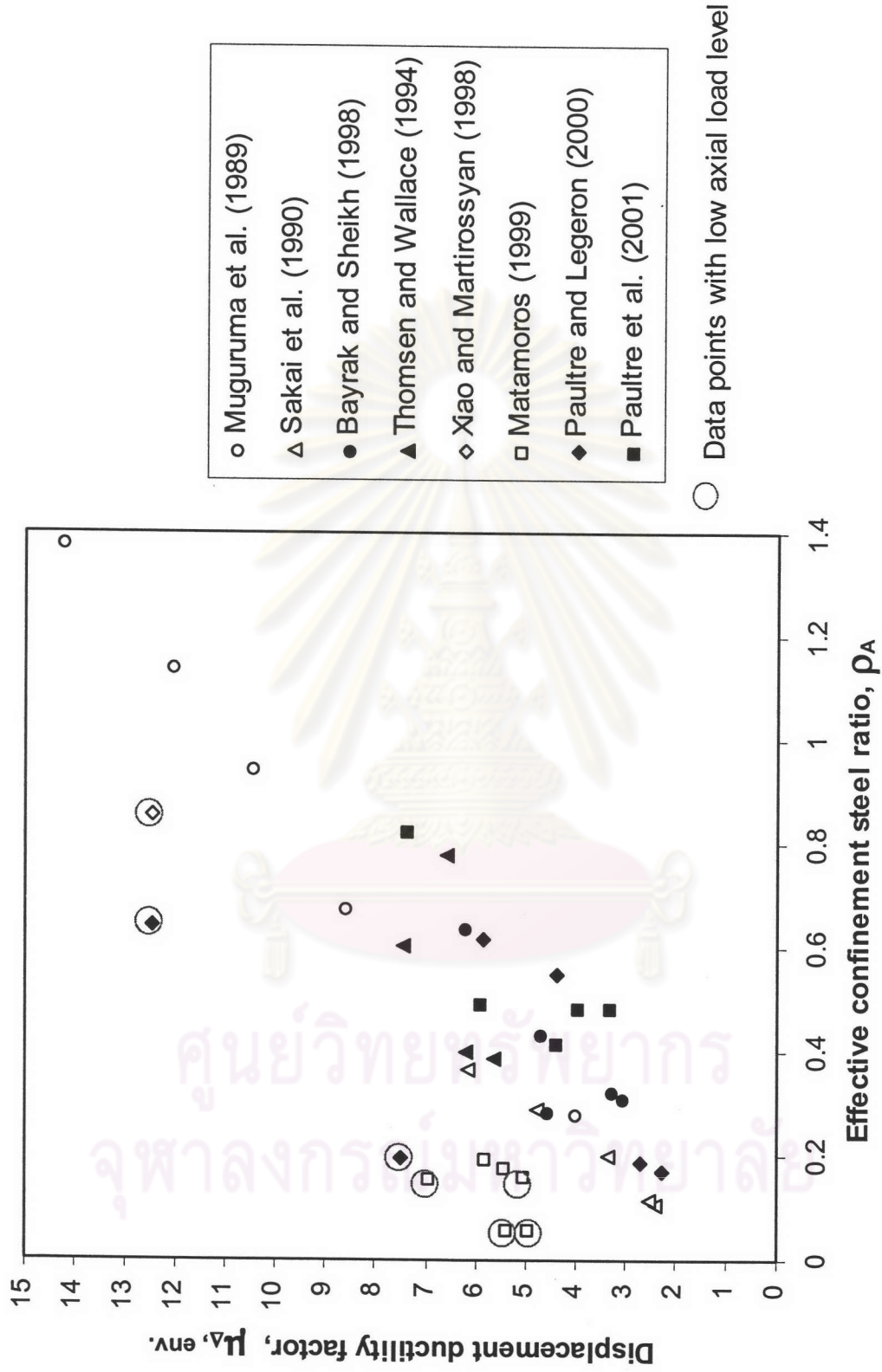


Notes: -Shown For
 -Total No. of Long. bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

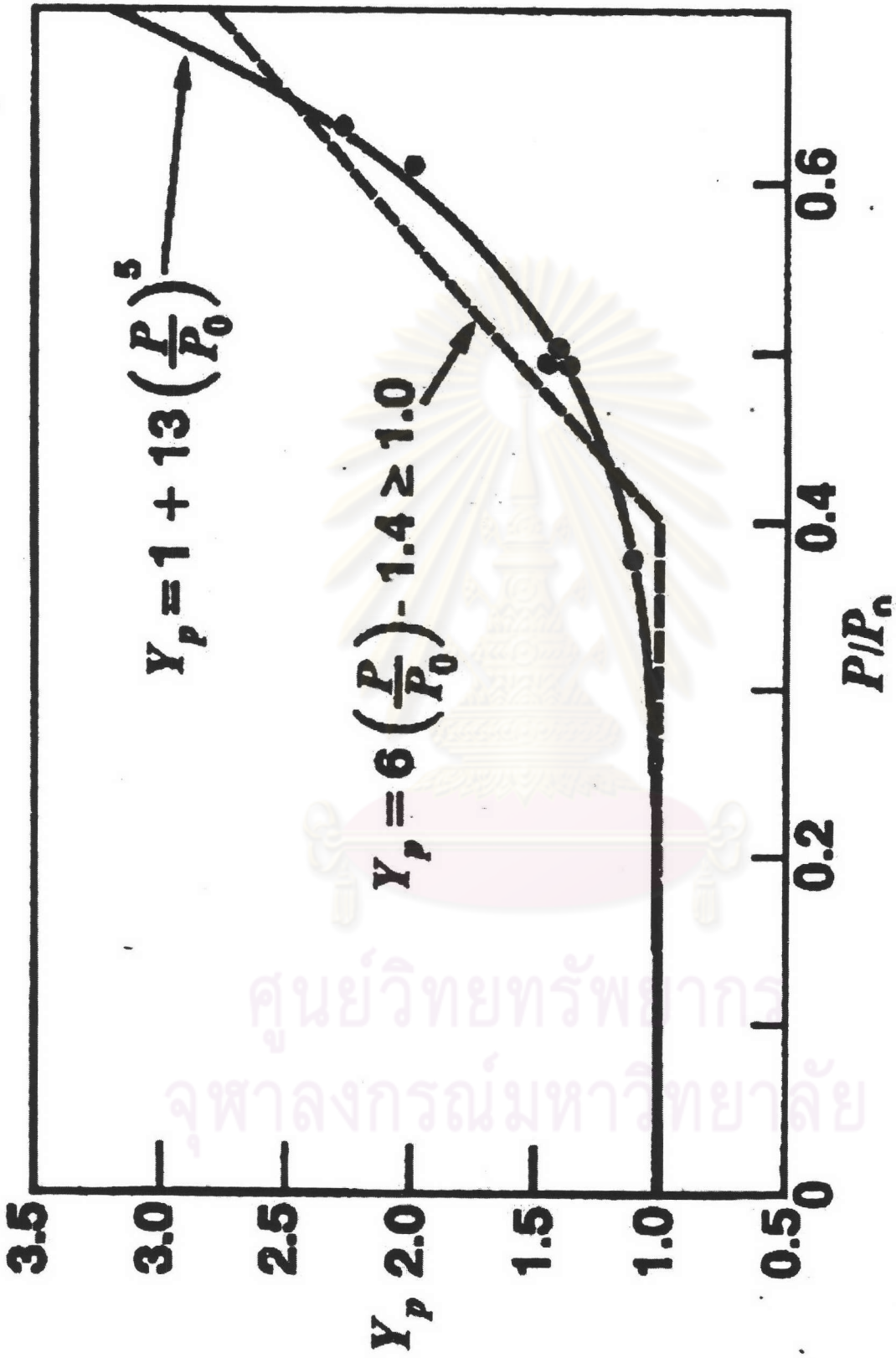
(e)

รูปที่ 3.2 (ต่อ) ชนิดของการจัดเรียงเหล็กปลอกที่ใช้ในการวิเคราะห์

ศูนย์วิทยทรัพยากร
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

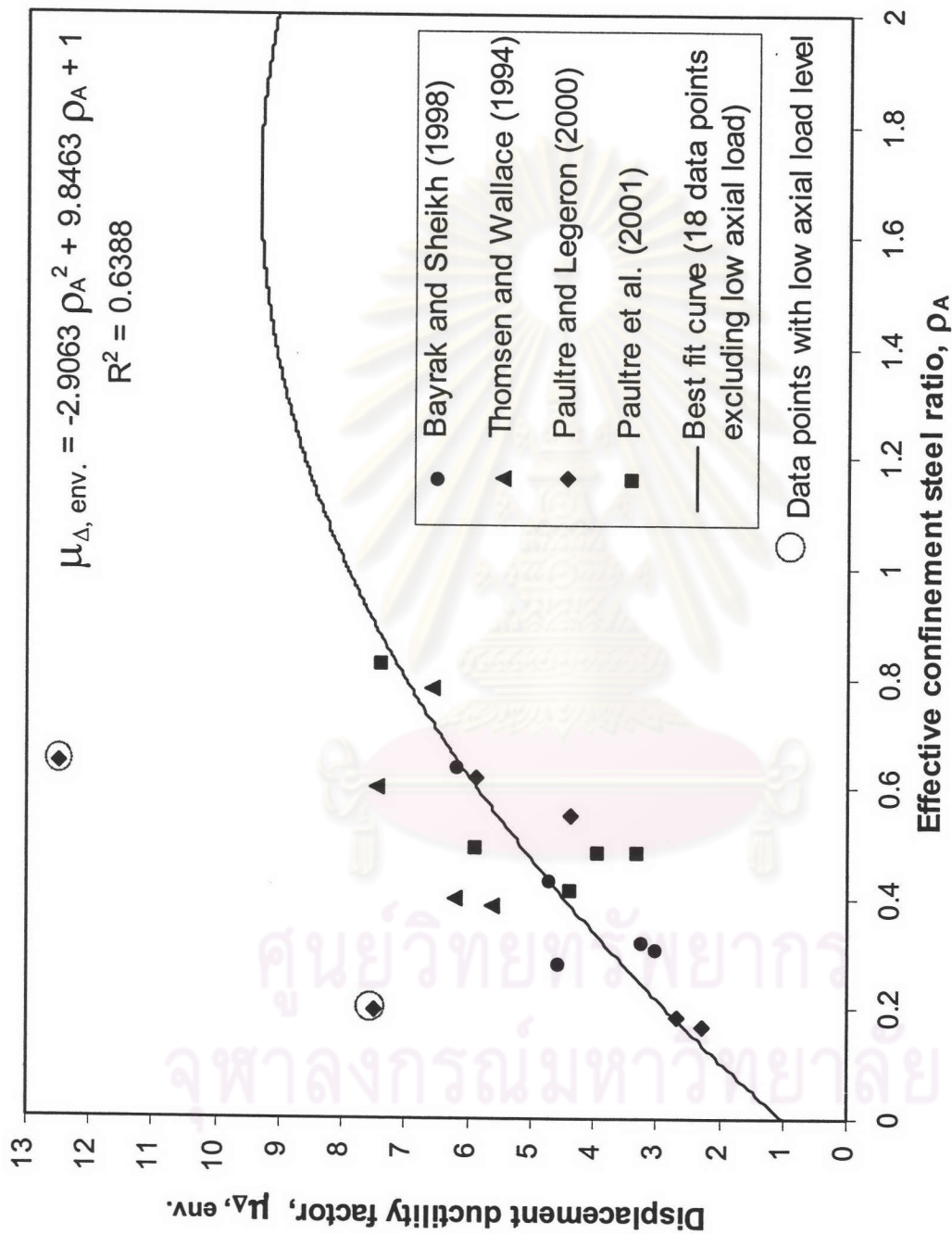


รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพการเคลื่อนตัวที่ได้จากการสร้างเส้นโค้งโอบคลุม

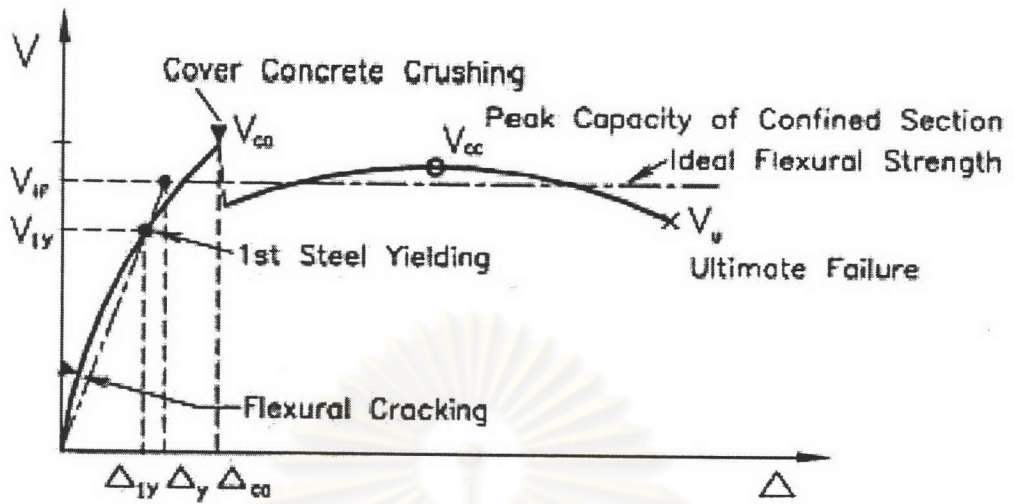


รูปที่ 3.4 ตัวแปรผลของแรงตามแนวแกน (Y_p) ที่เสนอโดย Sheikh และ Khoury [1997]

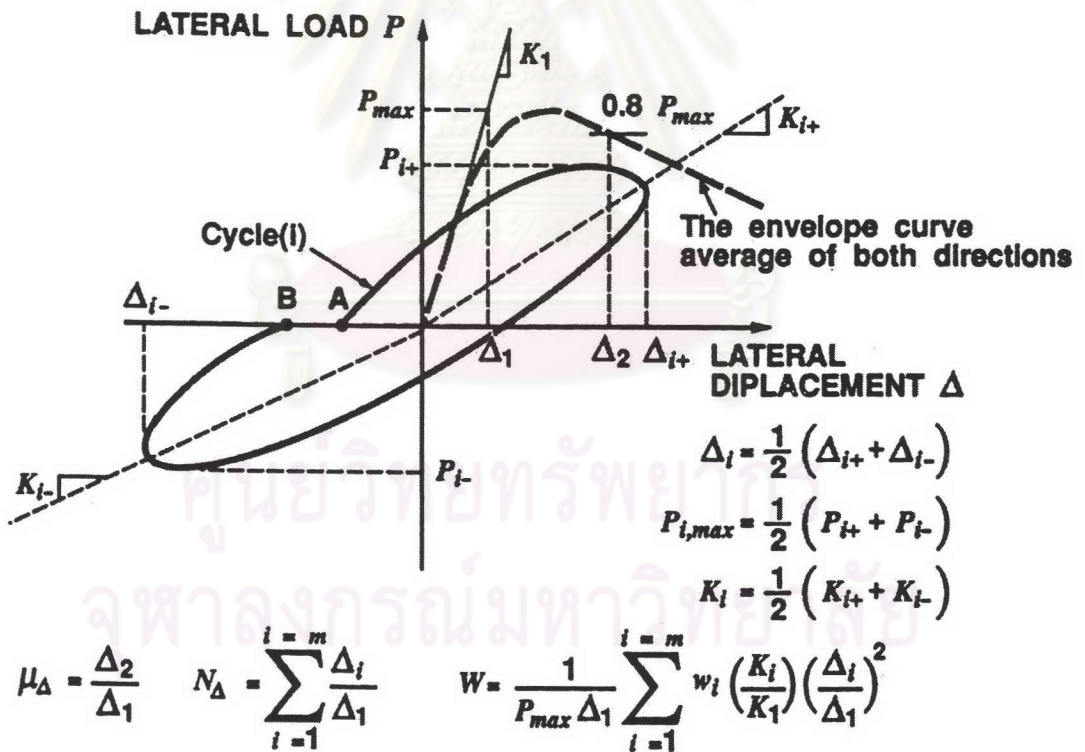
(Sheikh and Khoury [1997])



รูปที่ 3.5 วิเคราะห์ความถดถอยของความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพการเคลื่อนตัวที่ได้จากการสร้างเส้นโค้งโอบคลุม

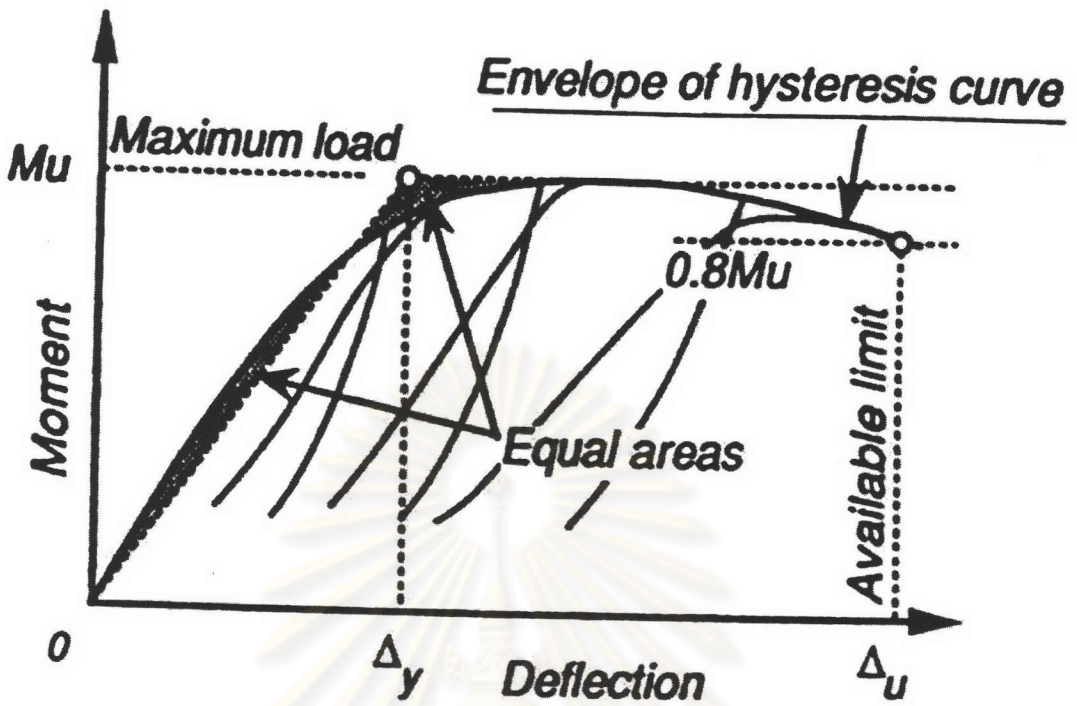


(a) (Xiao and Yun [2002])

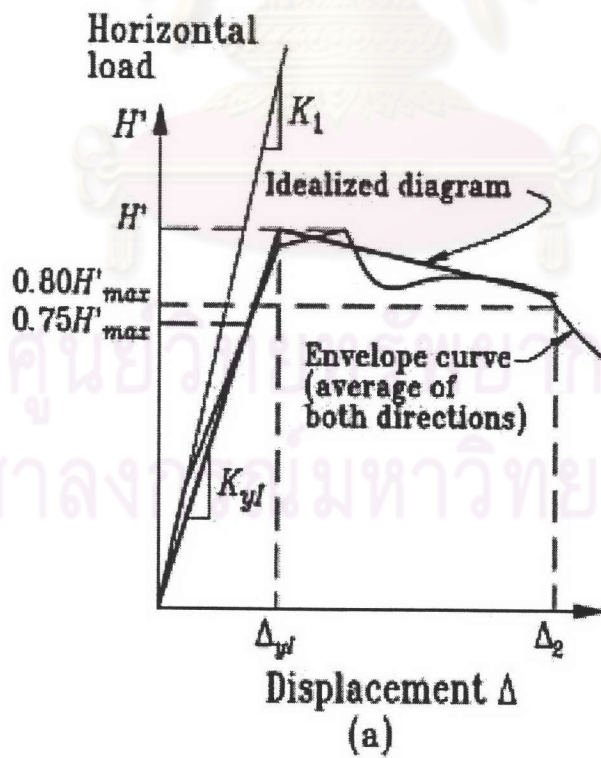


(b) (Bayrak and Sheikh [1998])

รูปที่ 3.6 วิธีการหาค่าการเคลื่อนตัวจุดครากของนักวิจัยต่าง ๆ

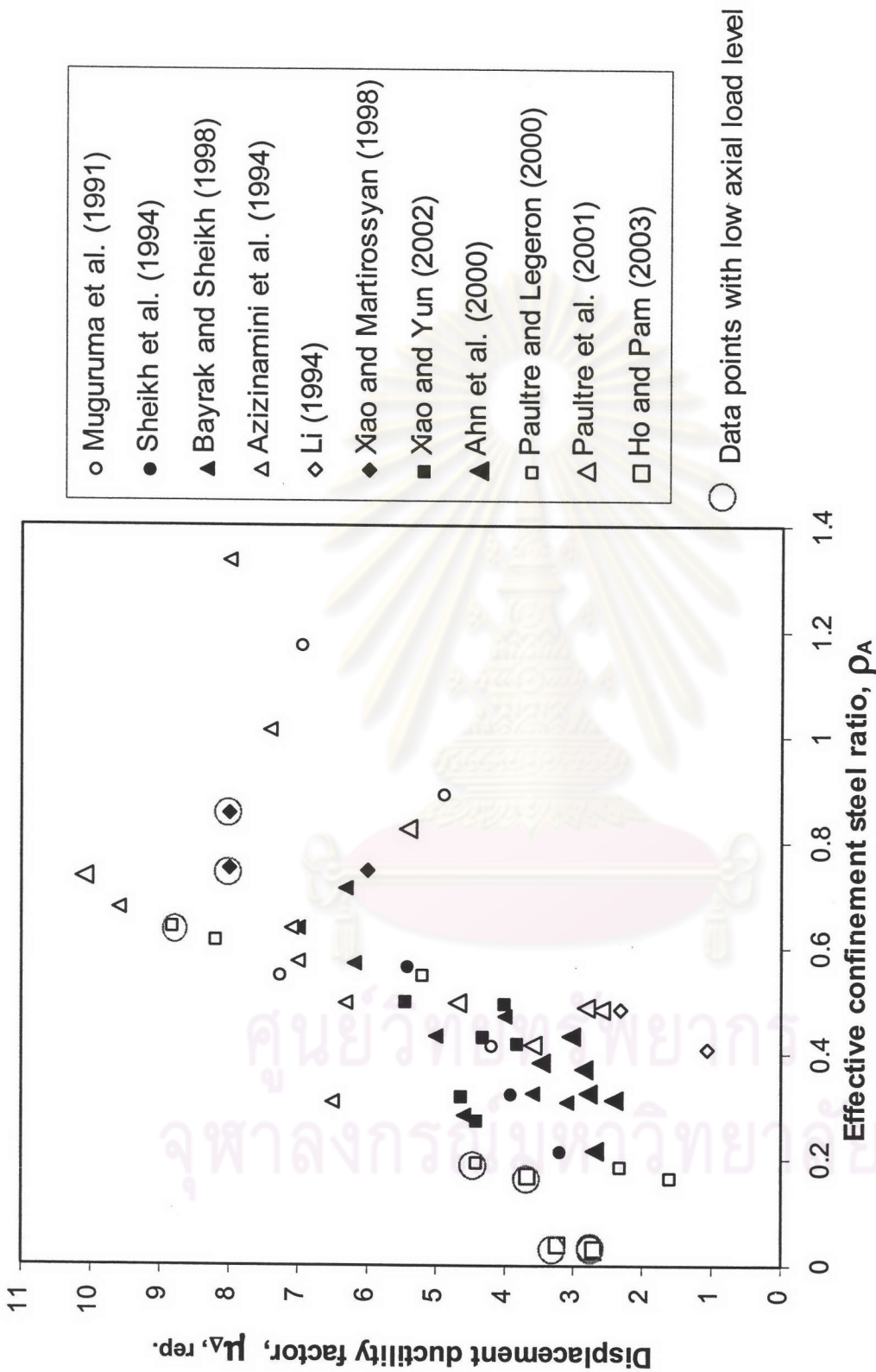


(c) (Muguruma et al.)

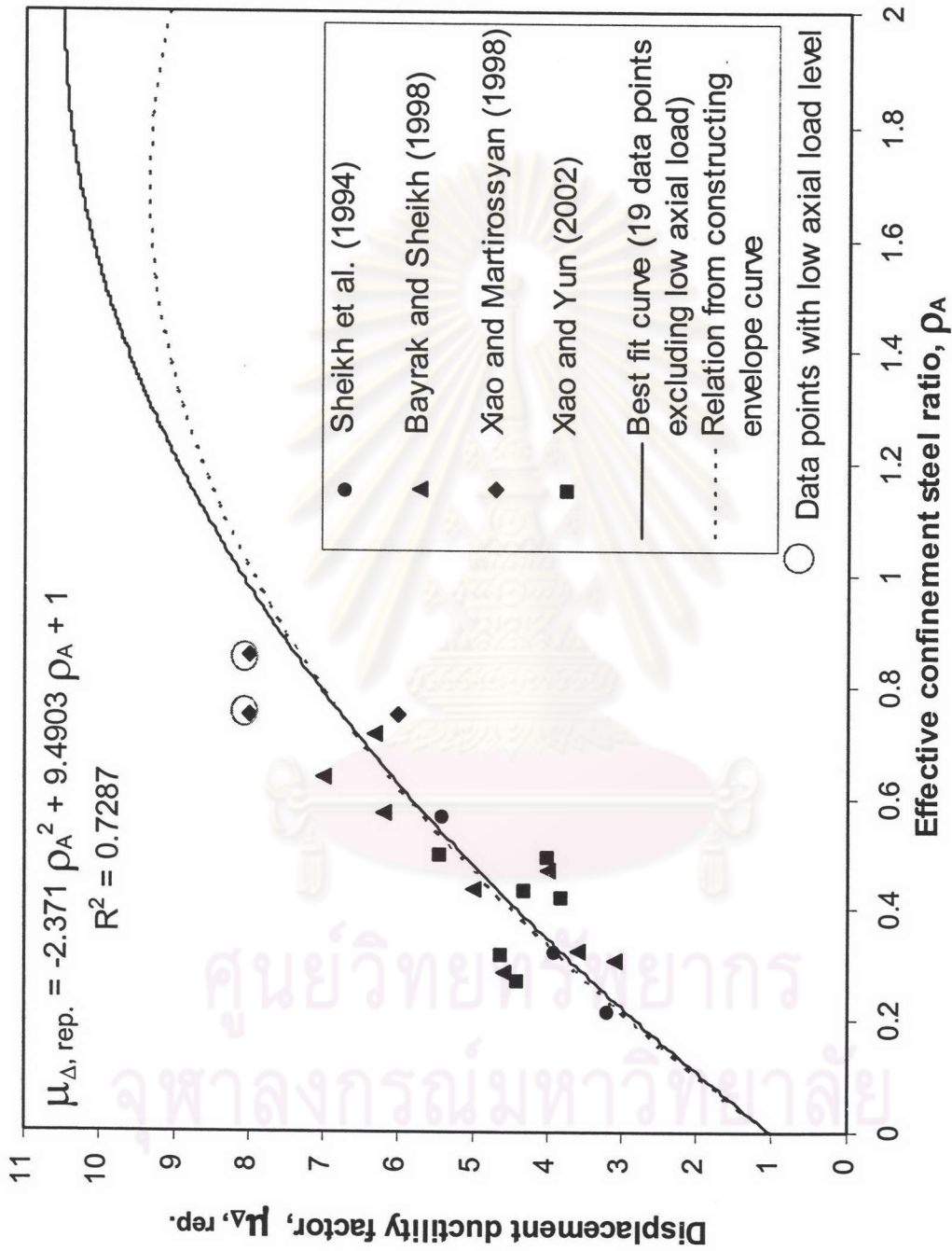


(d) (Legeron and Paultre [2002])

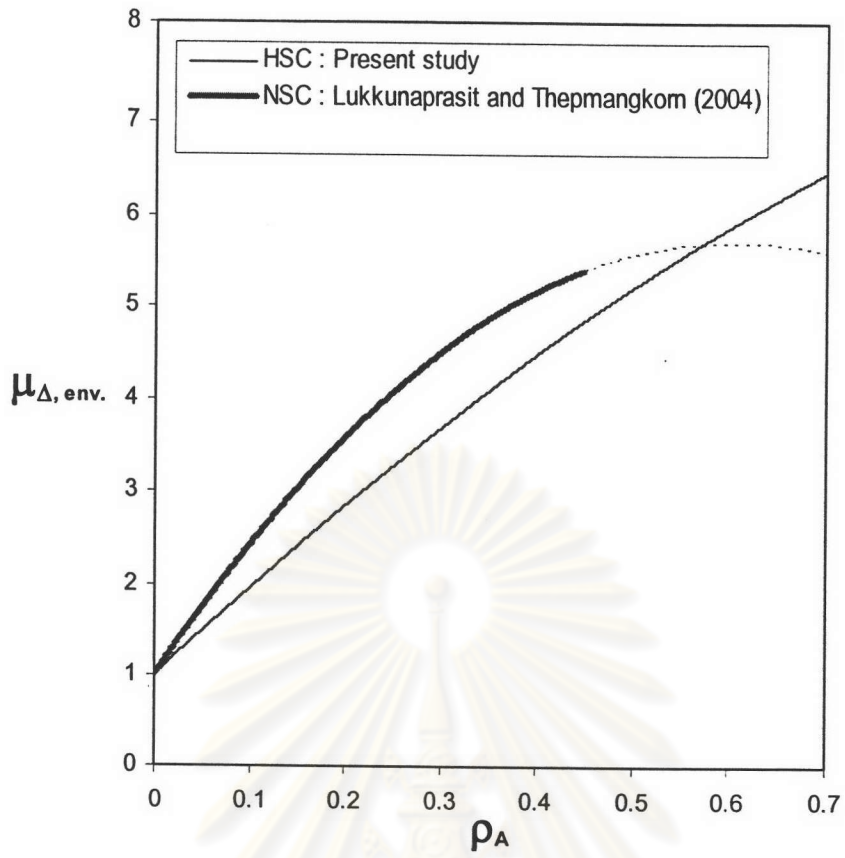
รูปที่ 3.6 (ต่อ) วิธีการหาค่าการเคลื่อนตัวจุดครากของนักวิจัยต่าง ๆ



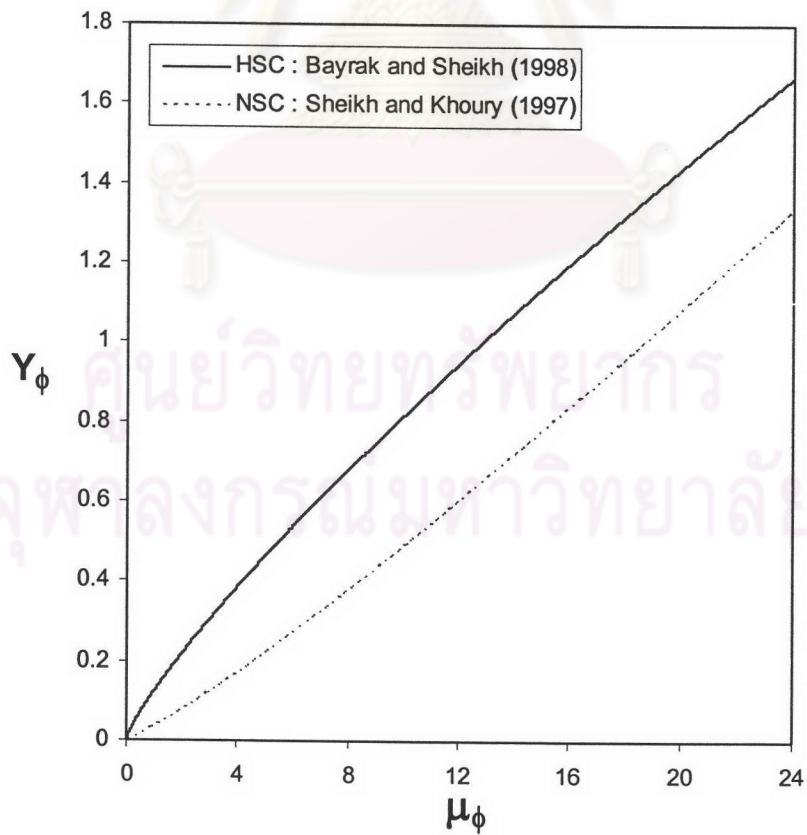
รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวที่รายงานในเอกสารการวิจัย



รูปที่ 3.8 วิเคราะห์ความถดถอยของความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนเหล็กปลอกประสิทธิภาพการเคลื่อนตัวที่รายงานในเอกสารการวิจัย

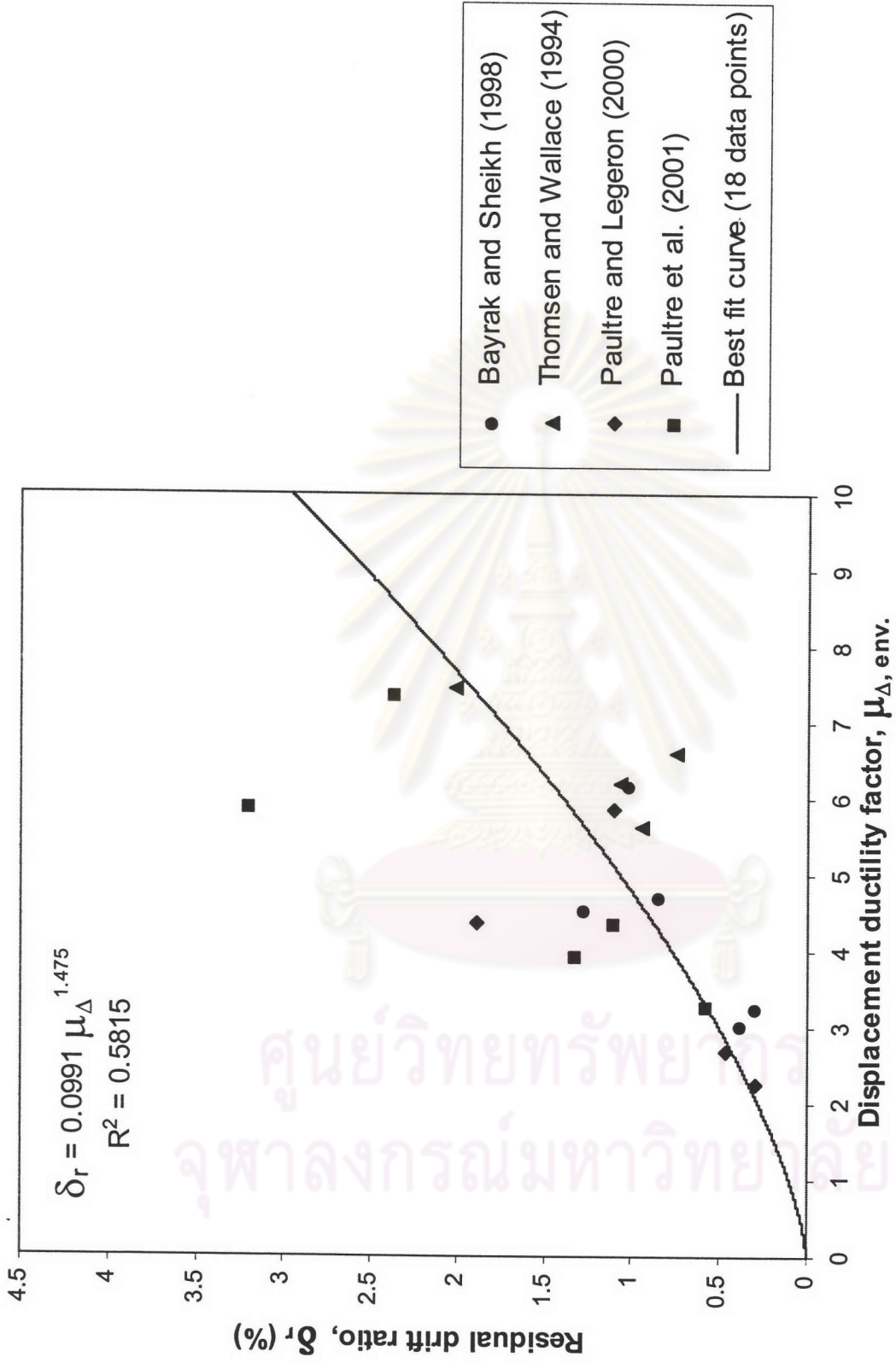


(a)

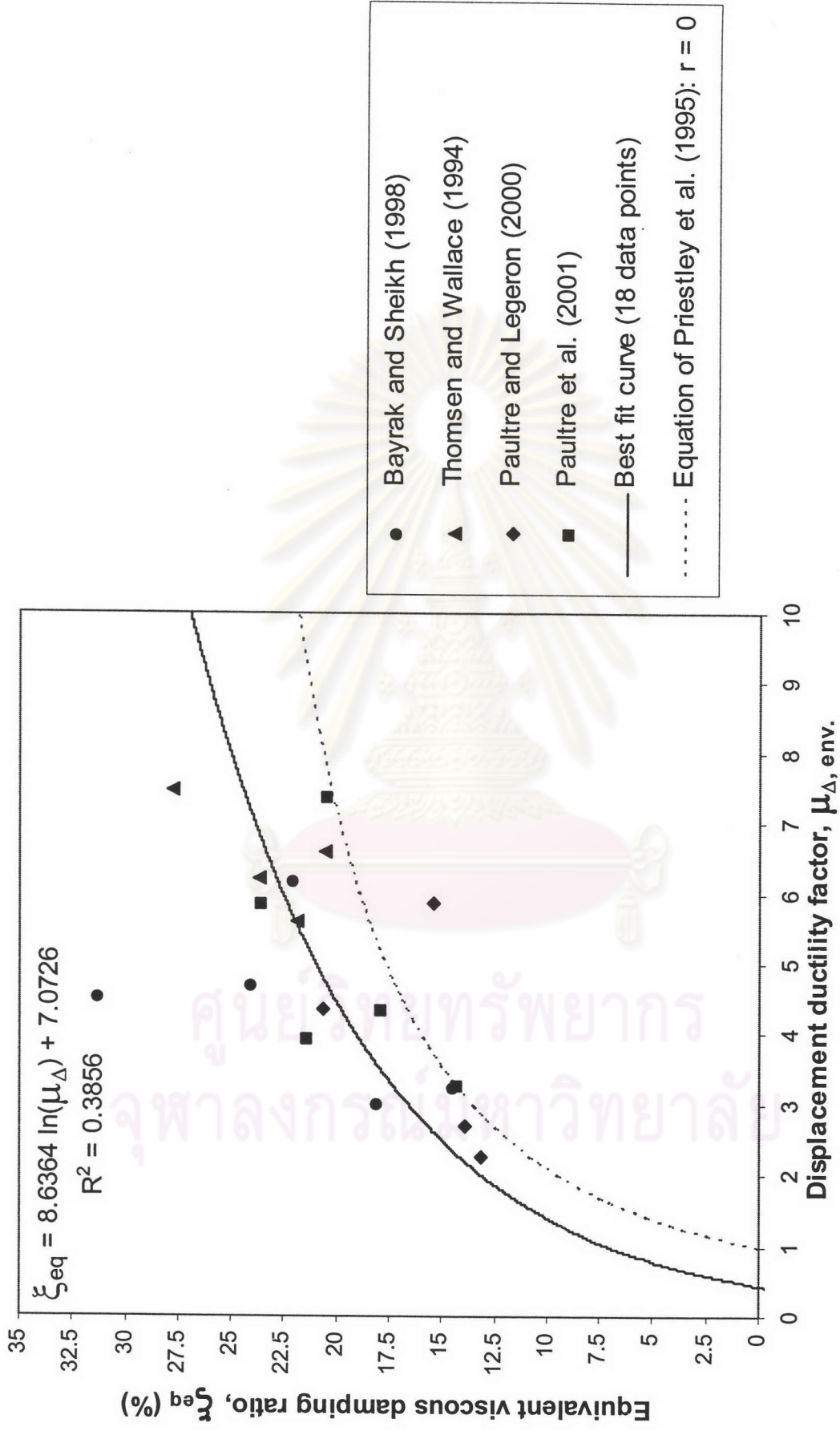


(b)

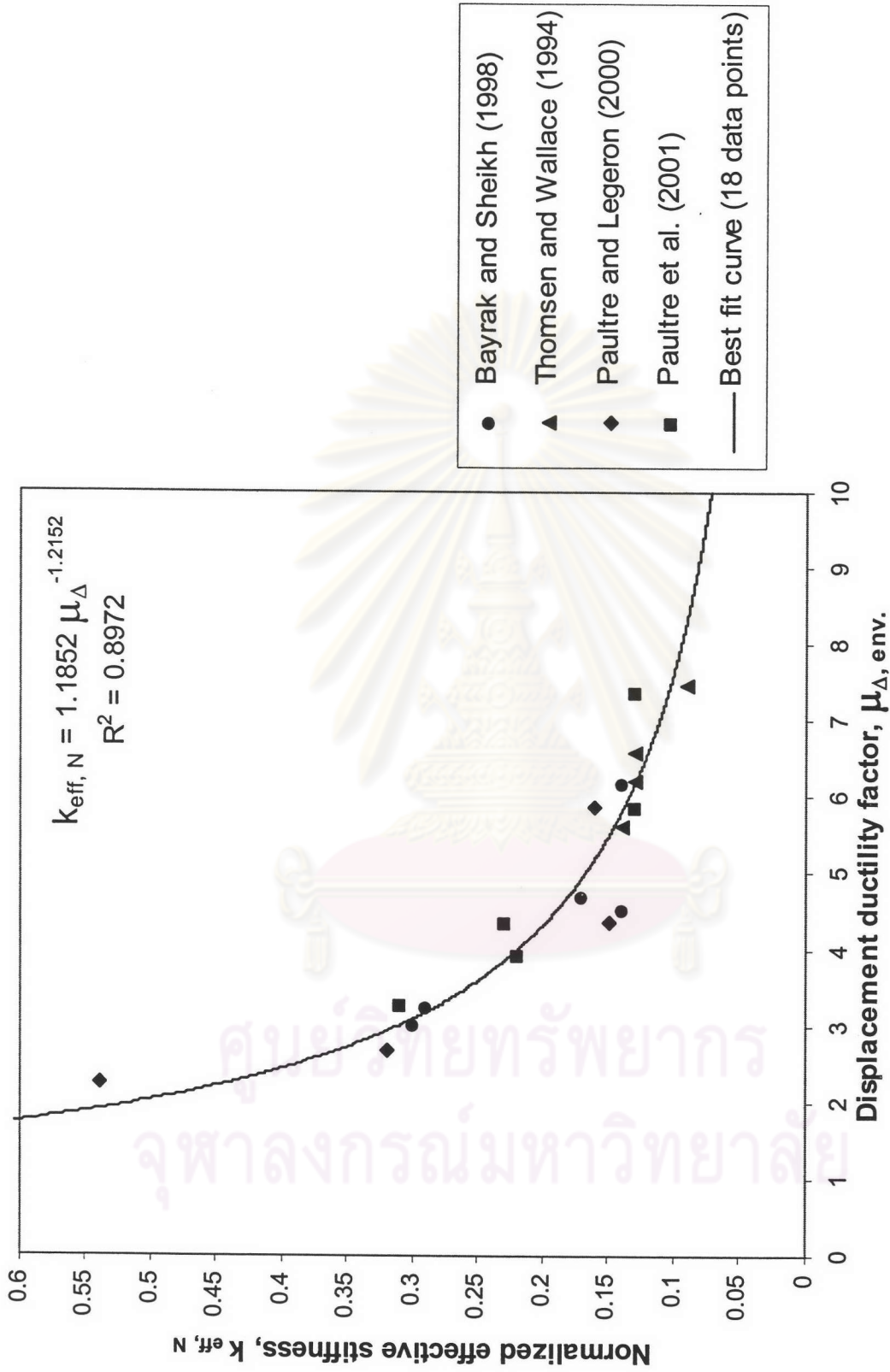
รูปที่ 3.9 เปรียบเทียบผลของการโอברัดที่มีต่อความเหนียวของเสาคอนกรีตกำลังสูง และเสาคอนกรีตกำลังธรรมดา



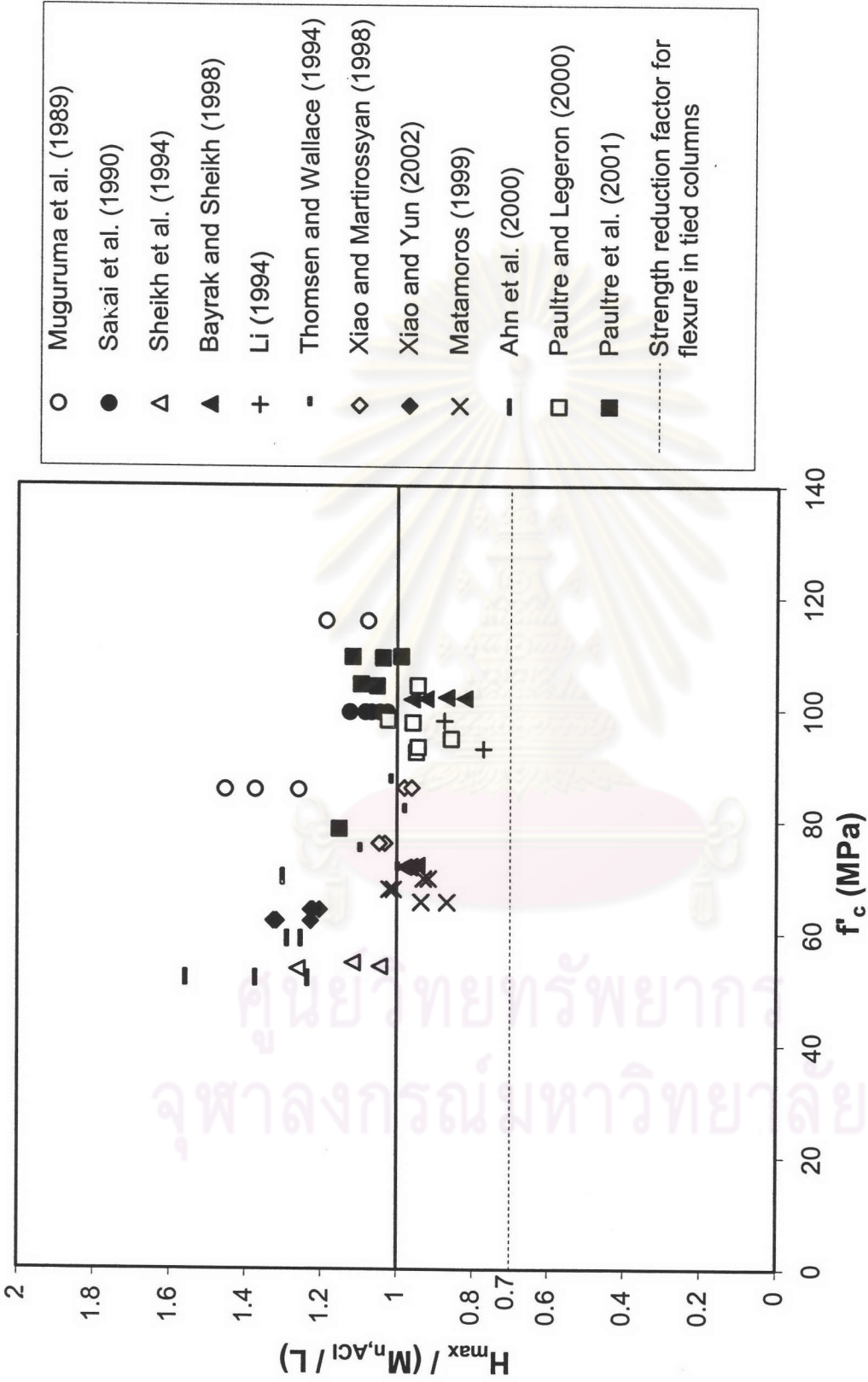
รูปที่ 3.10 วิเคราะห์ความดัดของความสัมพันธ์ระหว่างความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวกับอัตราส่วนการเคลื่อนตัวคงค้าง



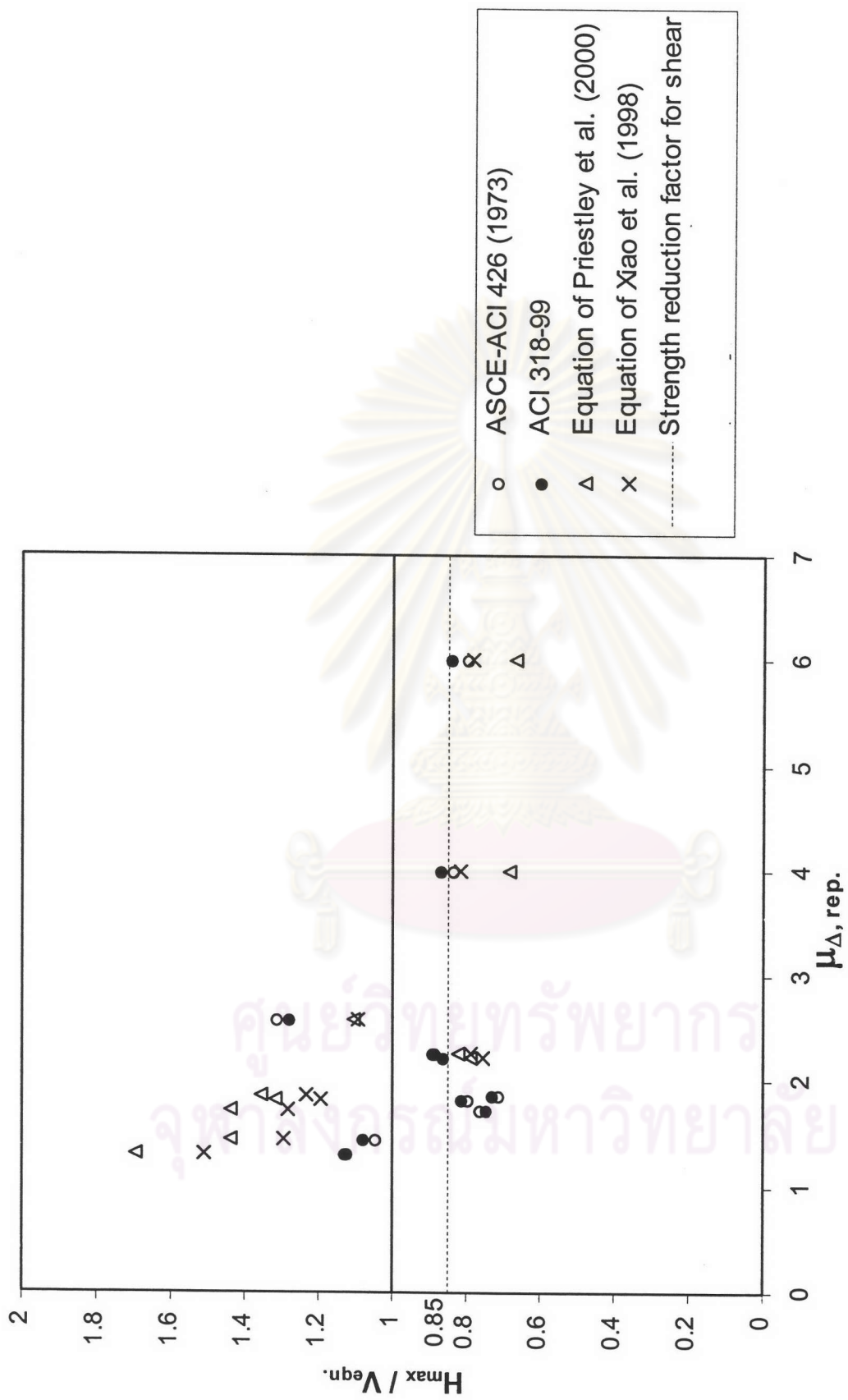
รูปที่ 3.11 วิเคราะห์ความถดถอยของความสัมพันธ์ระหว่างความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวกับอัตราส่วนความหน่วงเชิงหนืดเทียบเท่า



รูปที่ 3.12 วิเคราะห์ความถดถอยของความสัมพันธ์ระหว่างความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวและสถิติพหุคูณระดับผลคูณอันดับสี่



รูปที่ 3.14 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังคอนกรีตและอัตราส่วนของแรงดันข้างสูงสุดต่อความสามารถรับแรงดันข้างที่คำนวณตาม ACI ของเสาทดสอบที่เกิดการวิบัติโดยการตัด



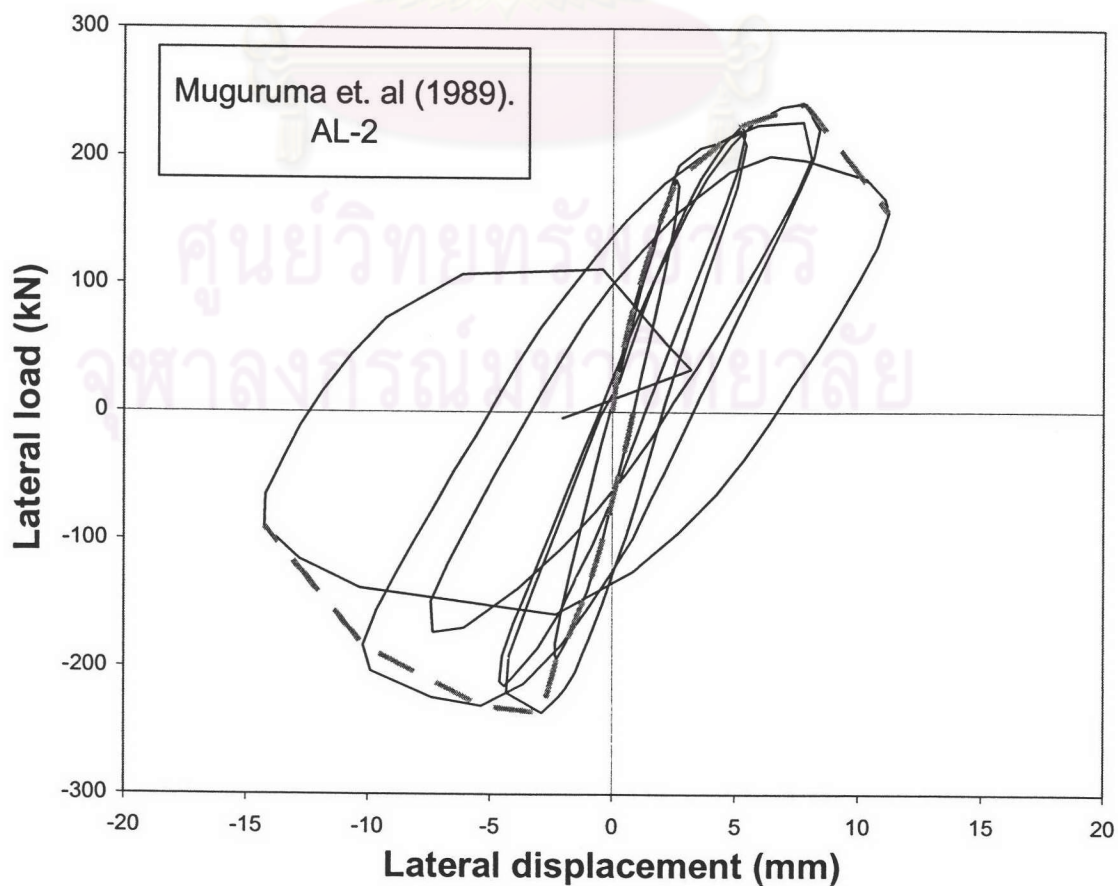
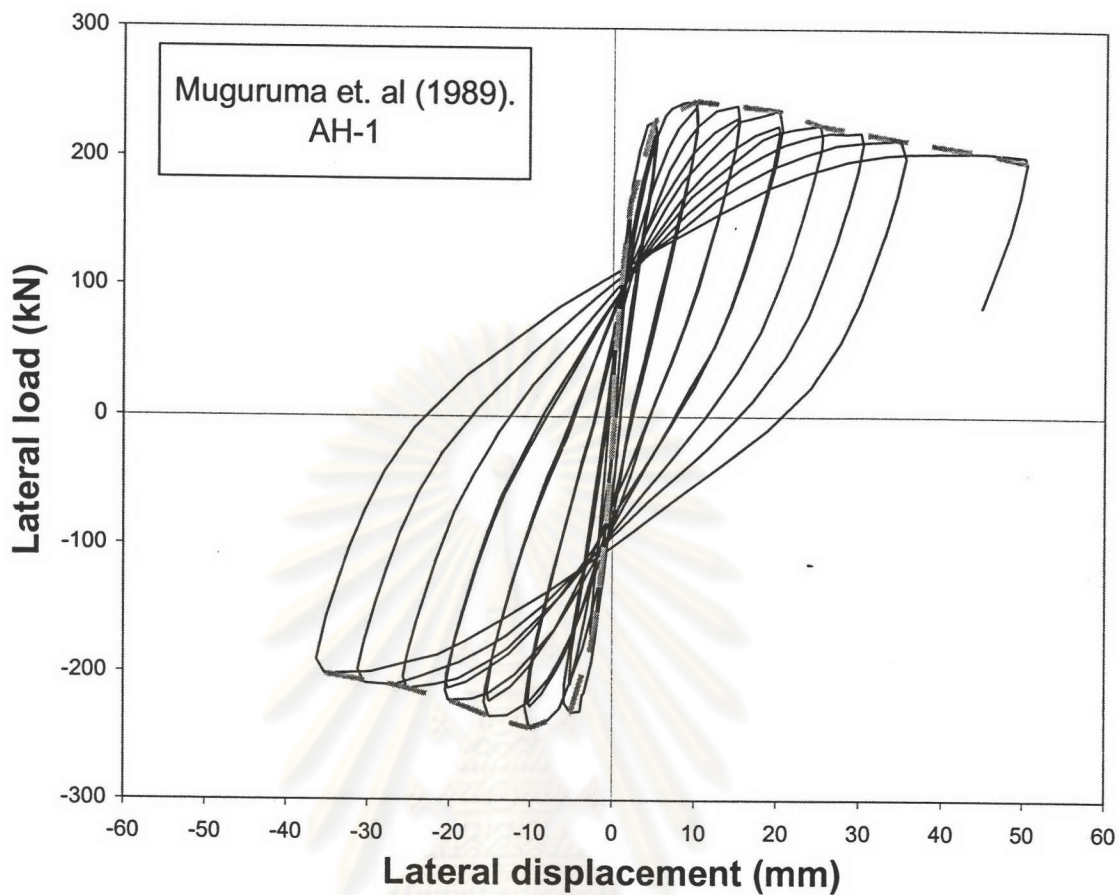
รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเหนียวเชิงการเคลื่อนตัวและอัตราส่วนของแรงดัดสูงสุดต่อกำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณตามสมการต่าง ๆ ของสภาพทดสอบที่เกิดการวิบัติโดยการเฉือน

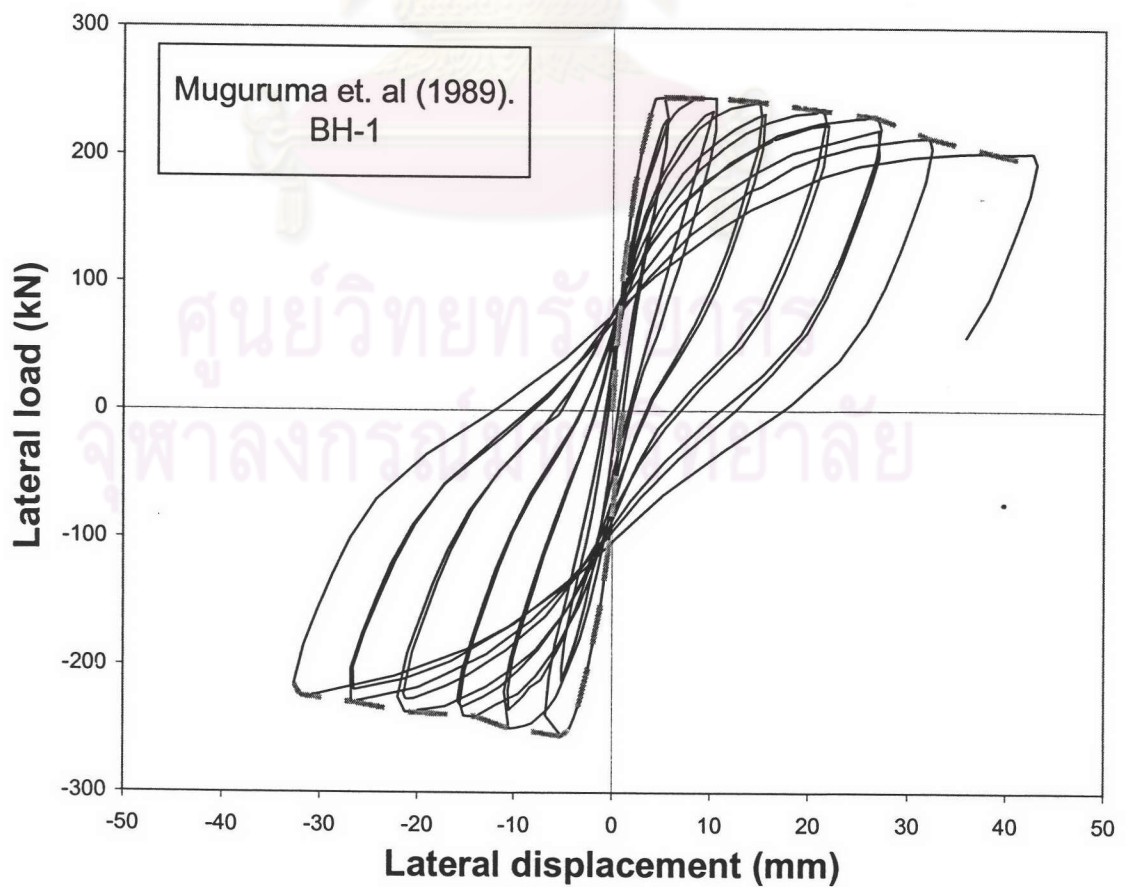
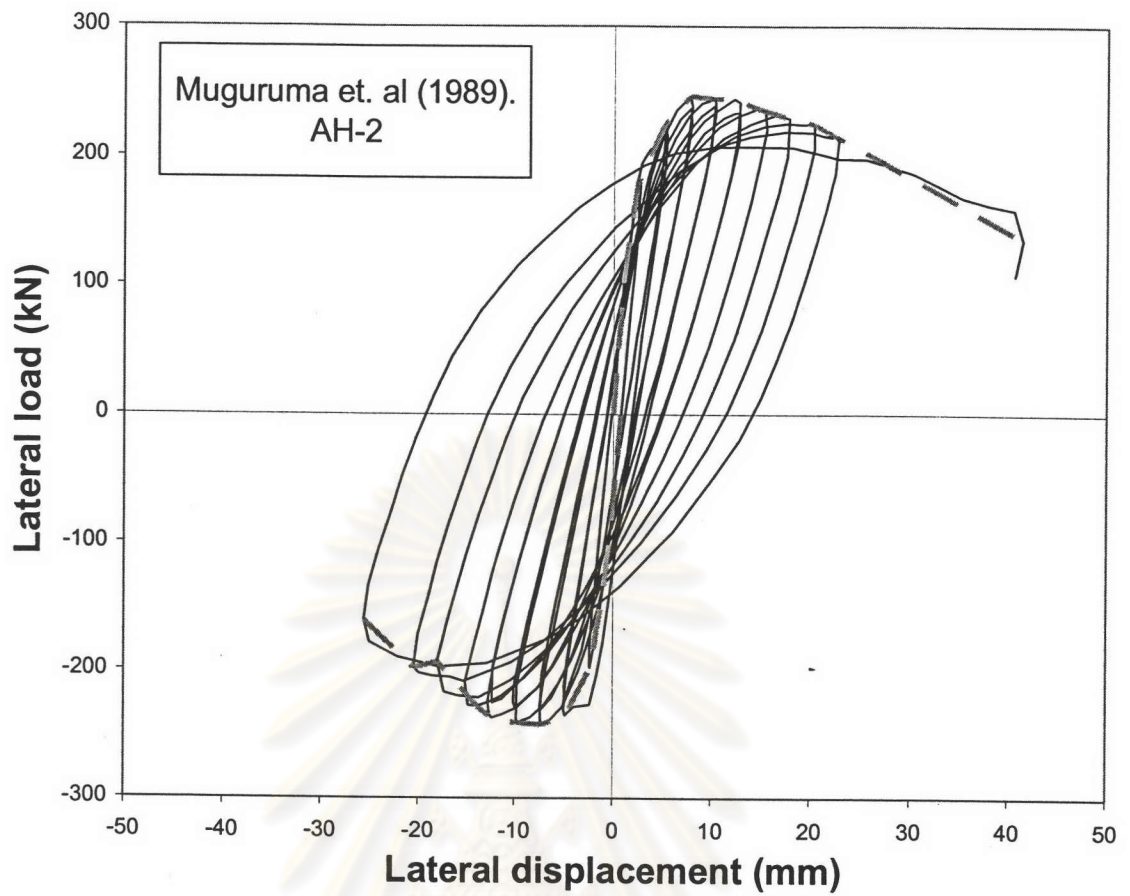


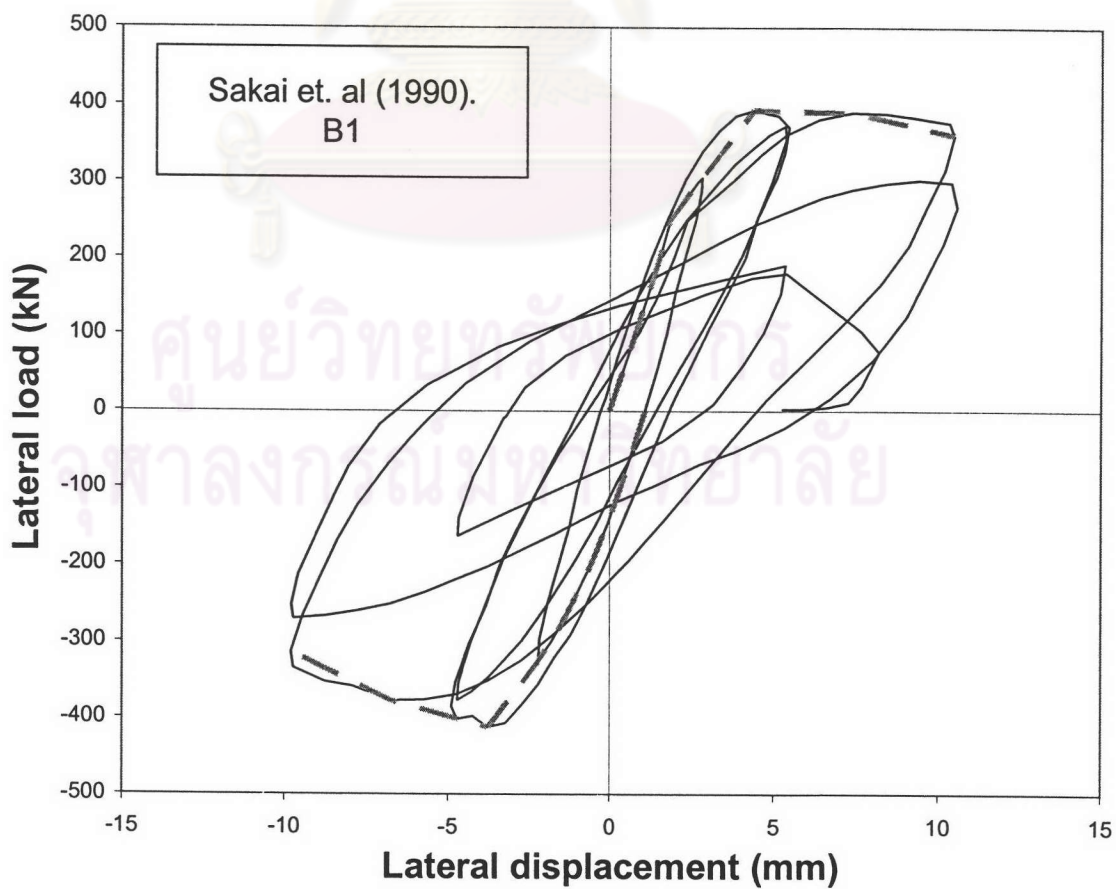
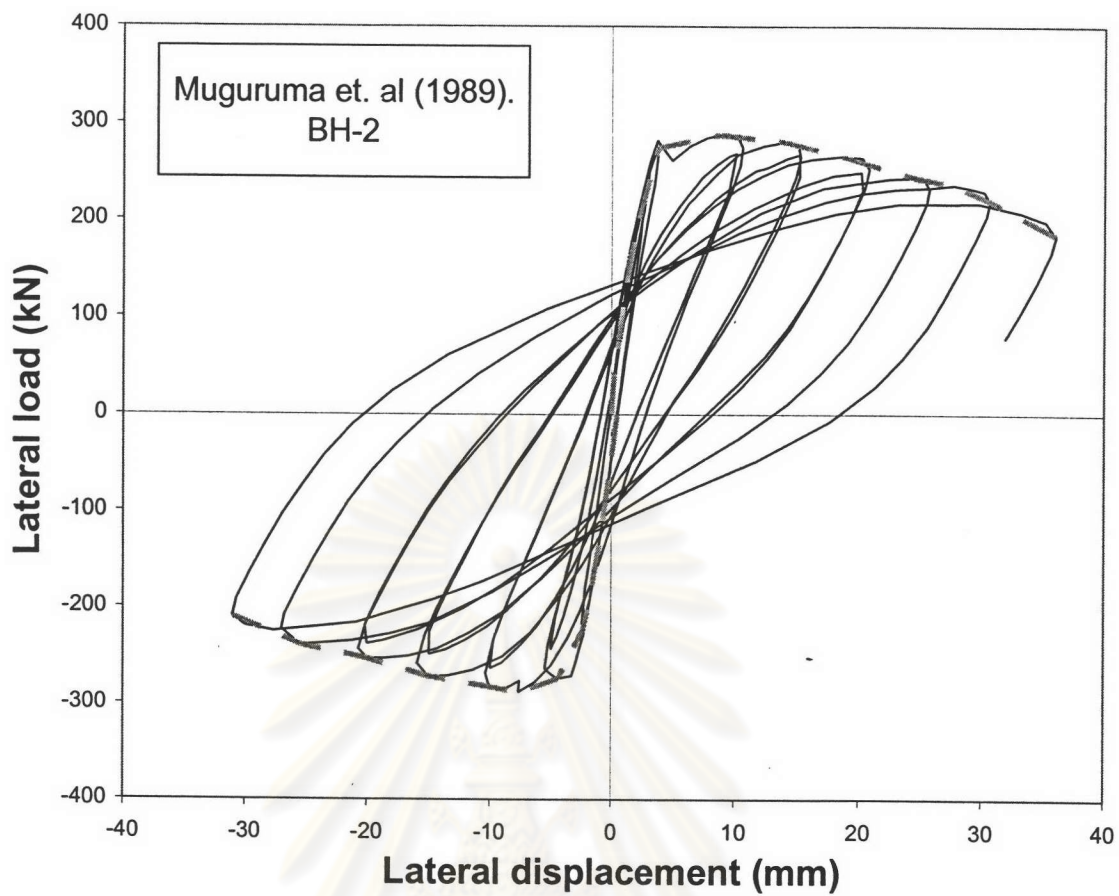
ภาคผนวก

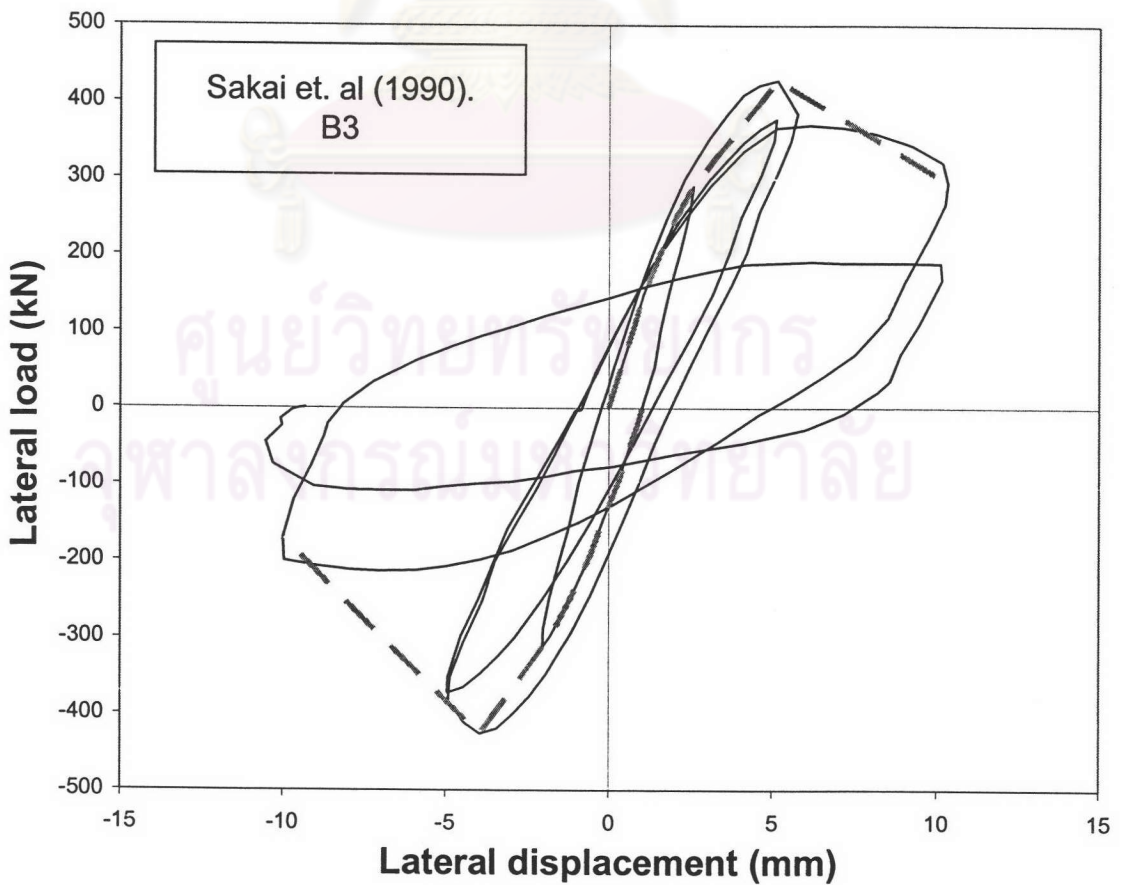
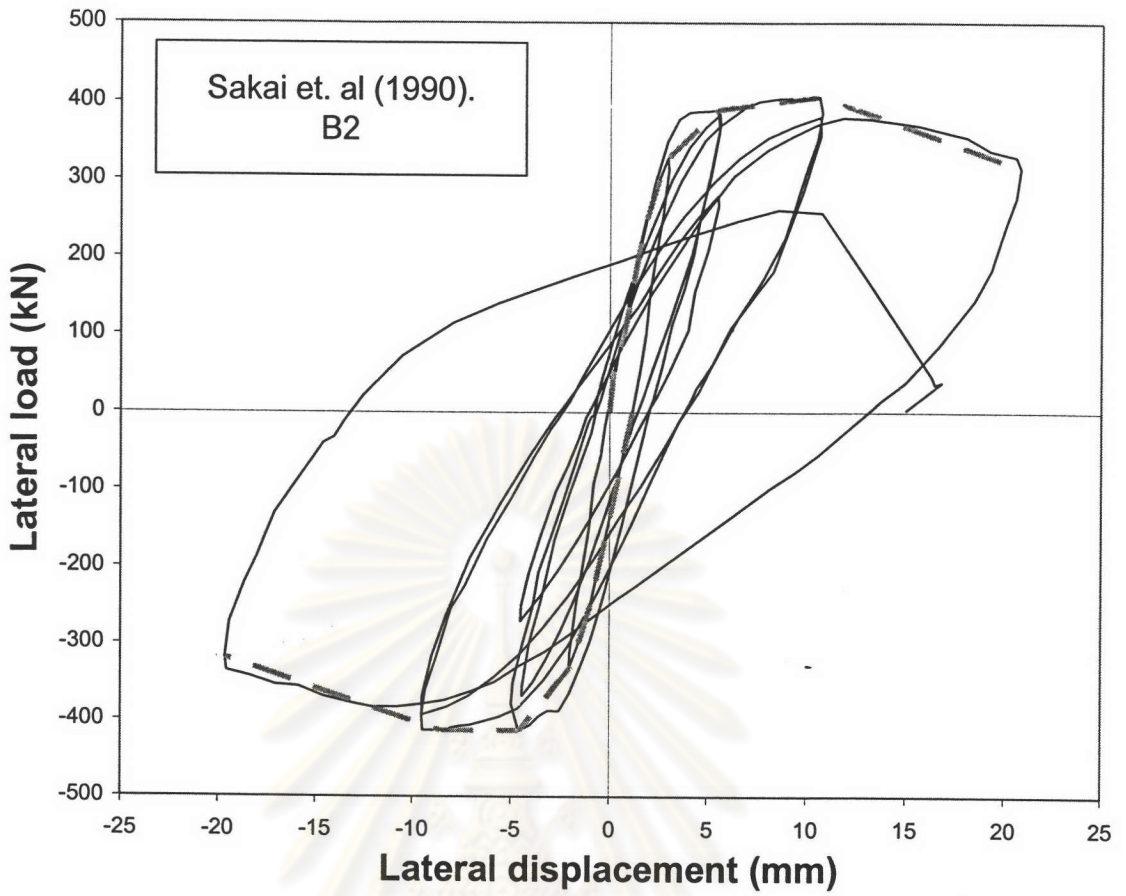
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

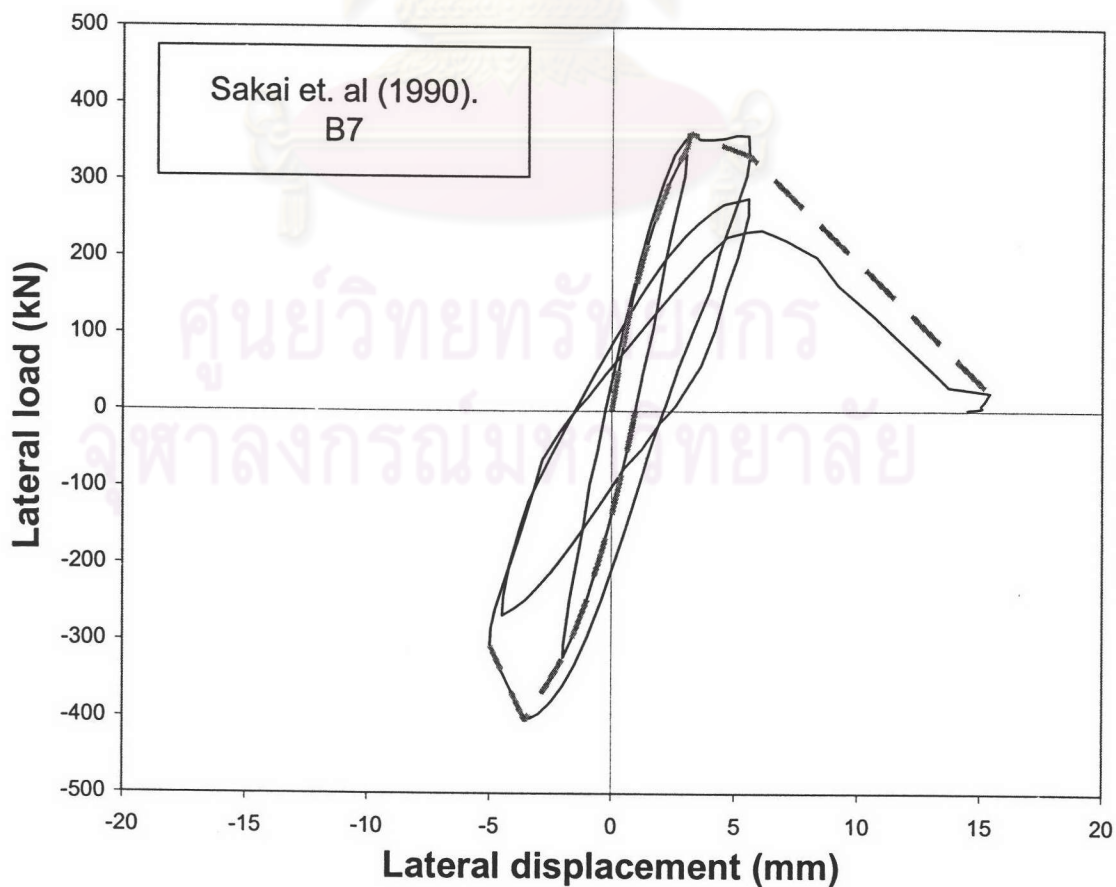
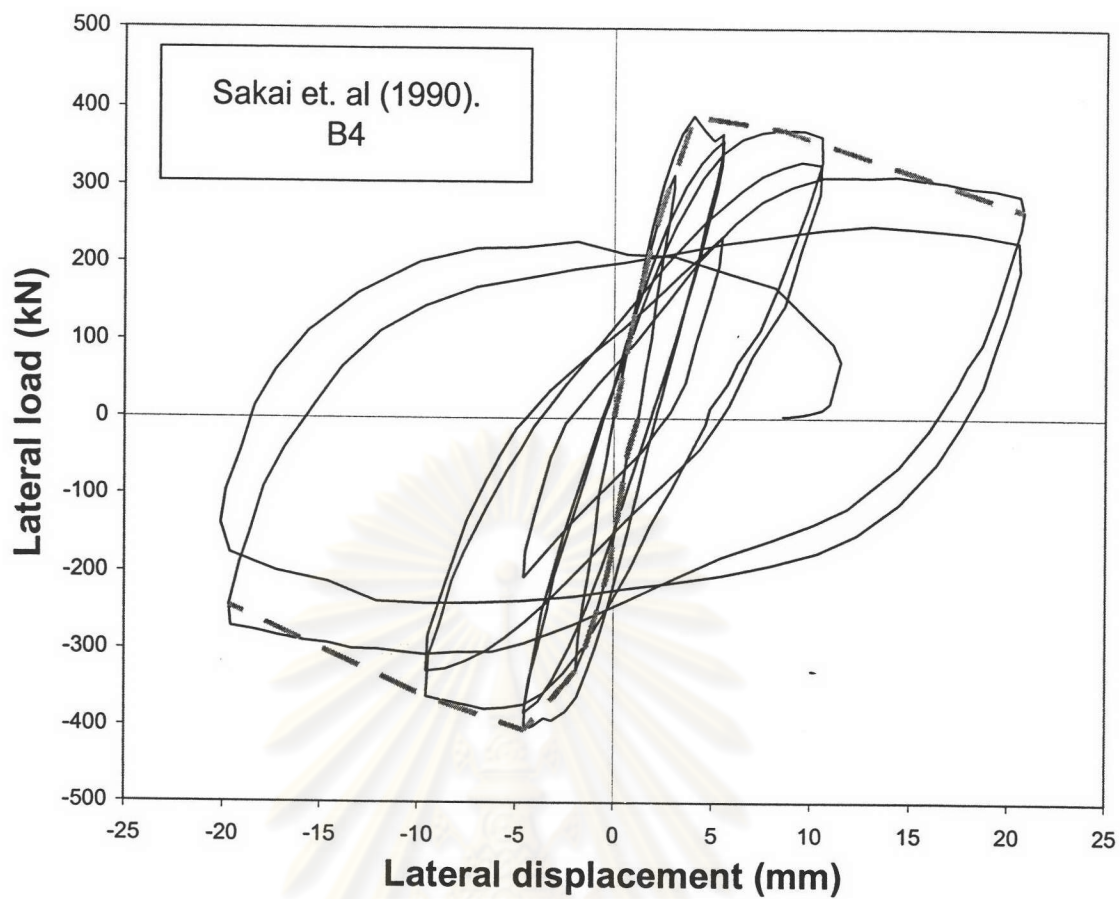
ภาคผนวก ก รูปเส้นโค้งโออบคูลอมของวงรอบฮิสเทียรีซิสสำหรับเสาทดสอบที่มีข้อมูลเชิงเลข

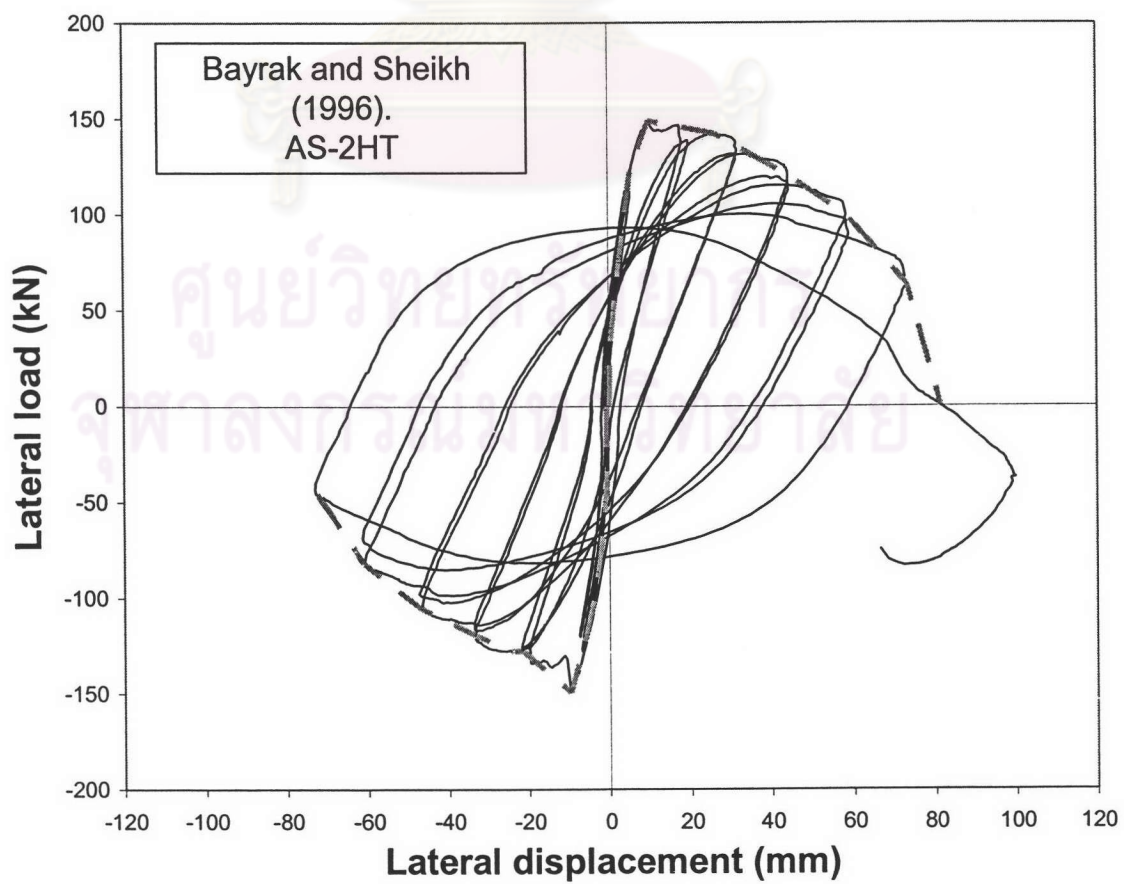
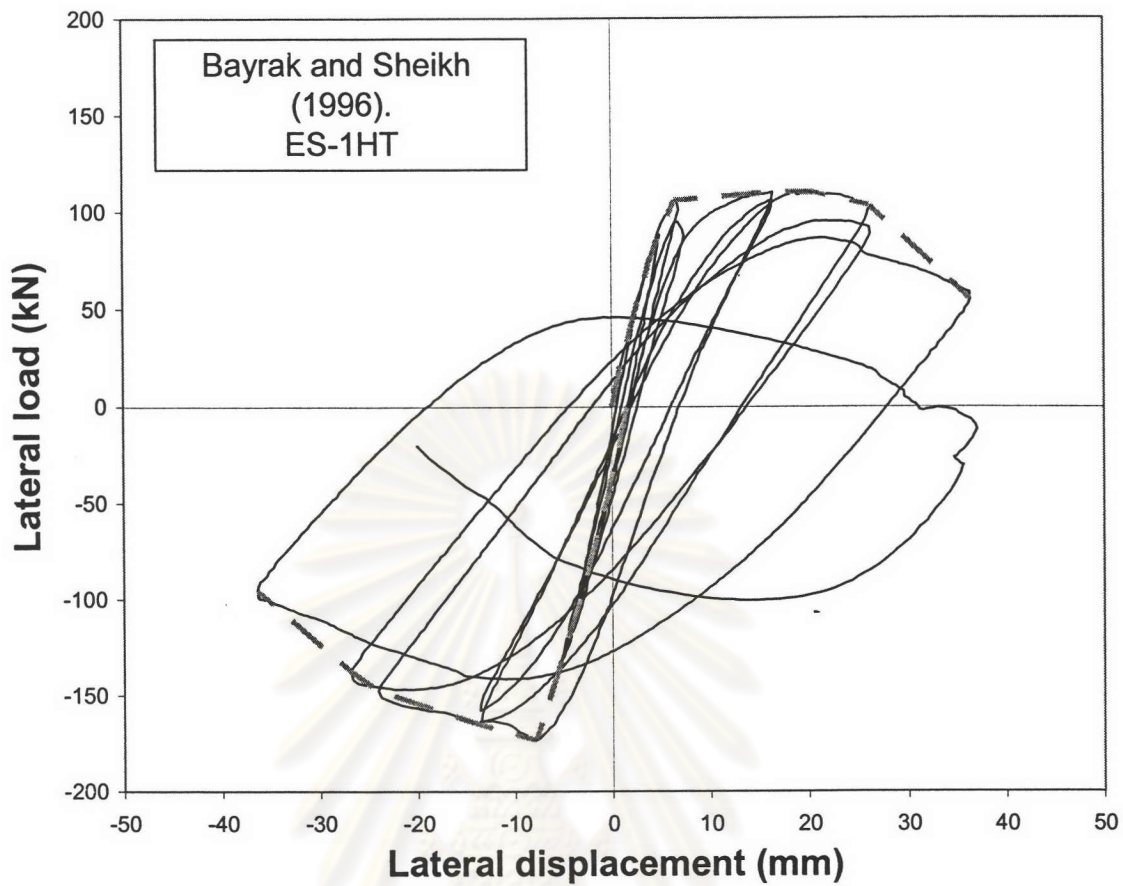


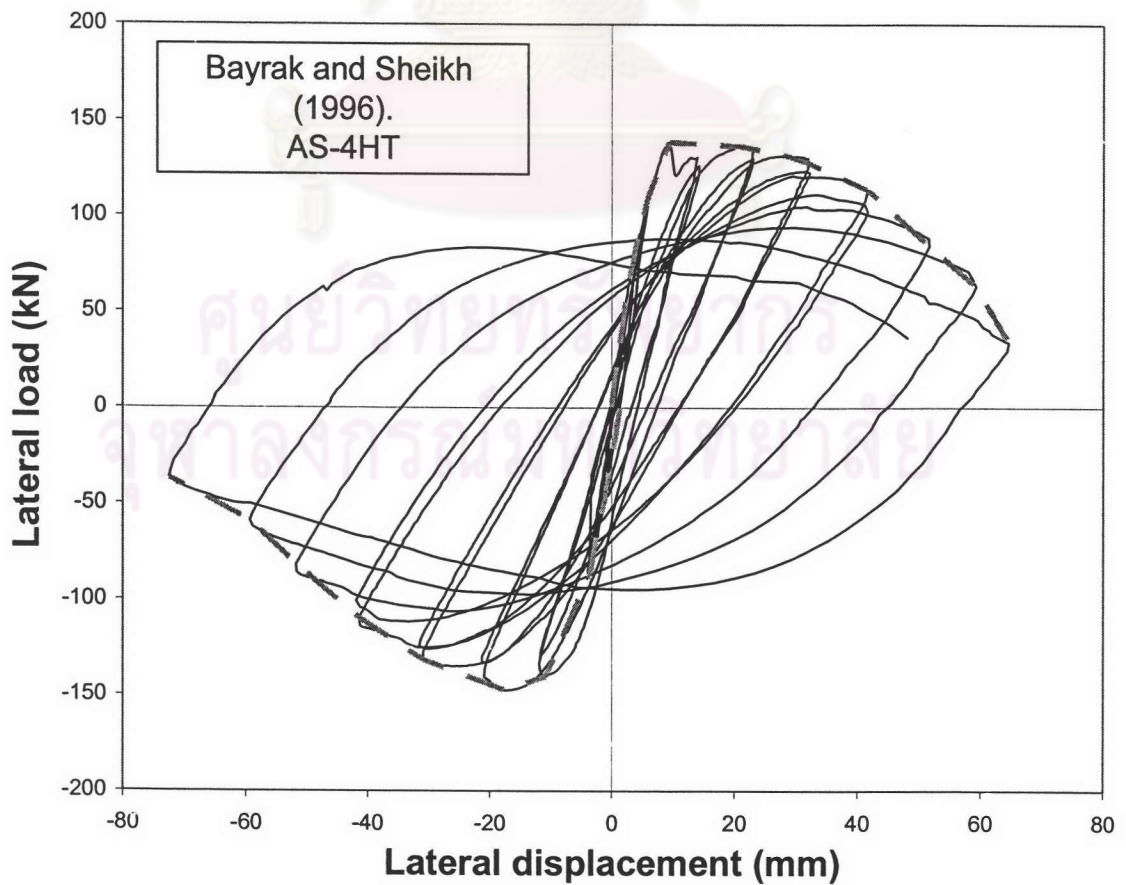
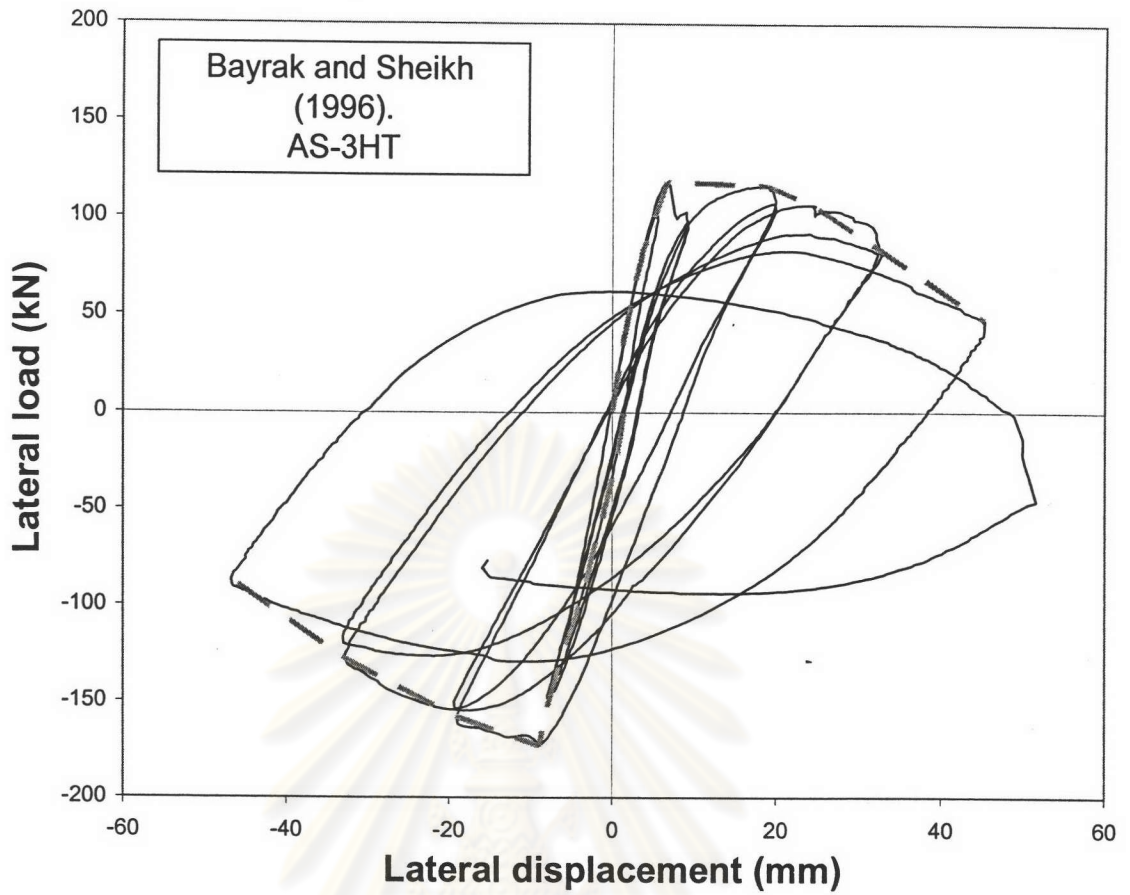


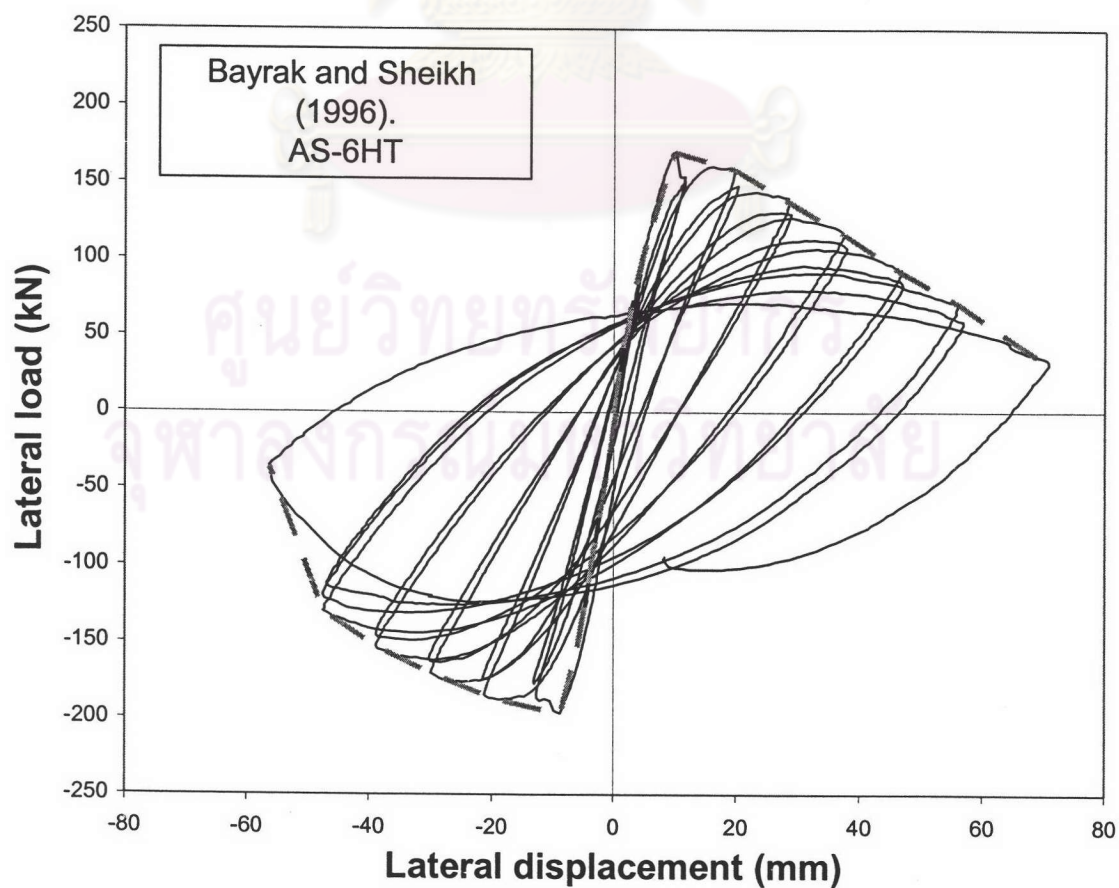
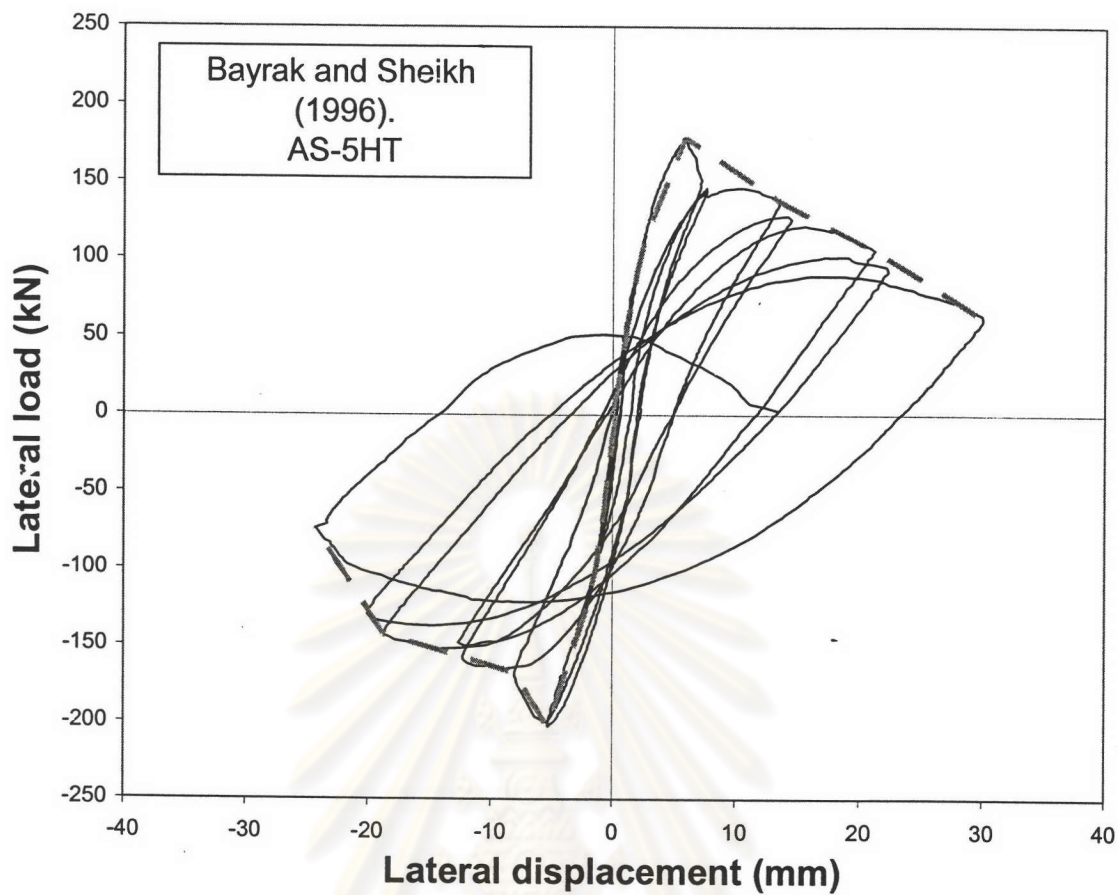


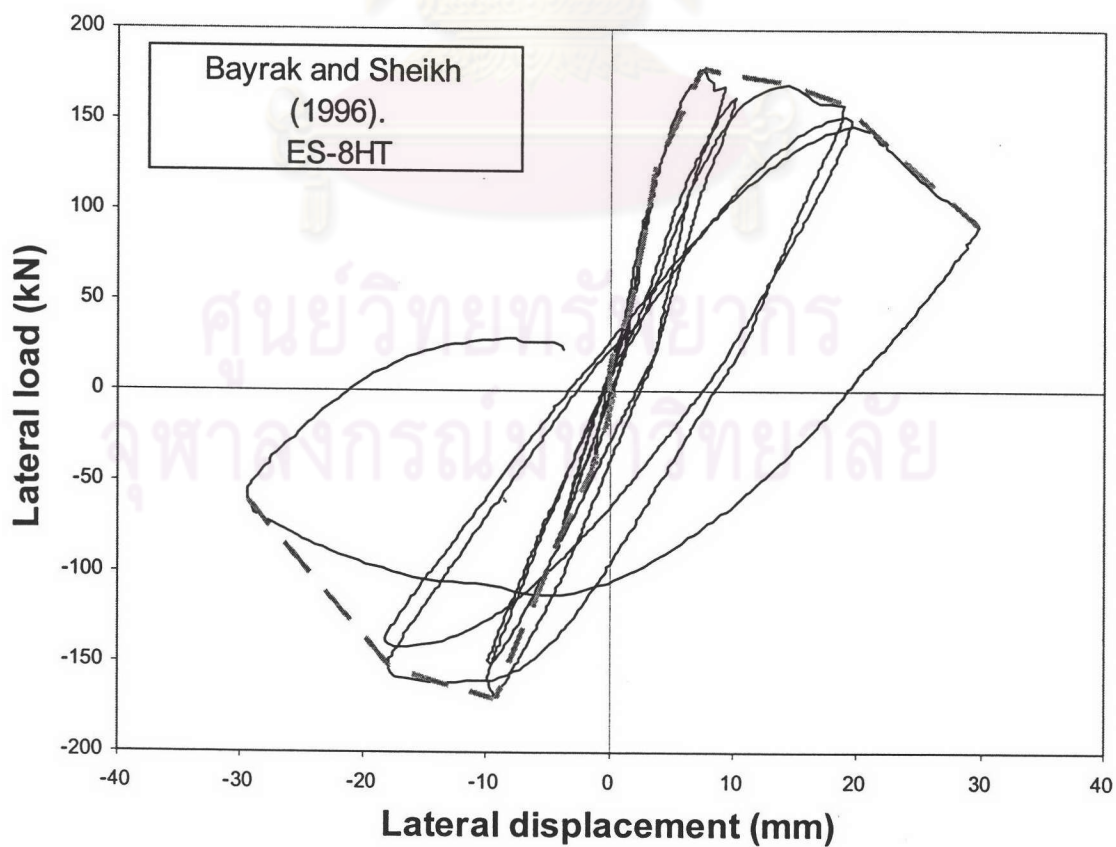
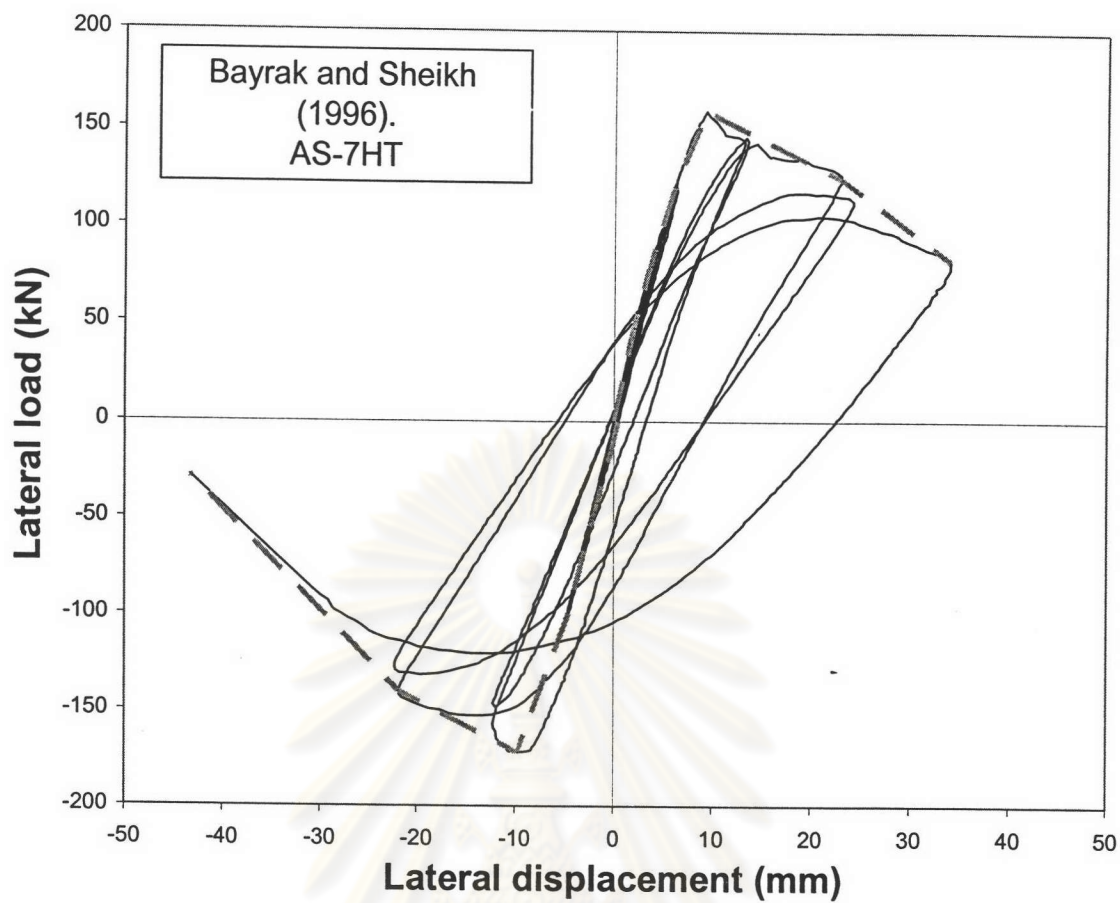


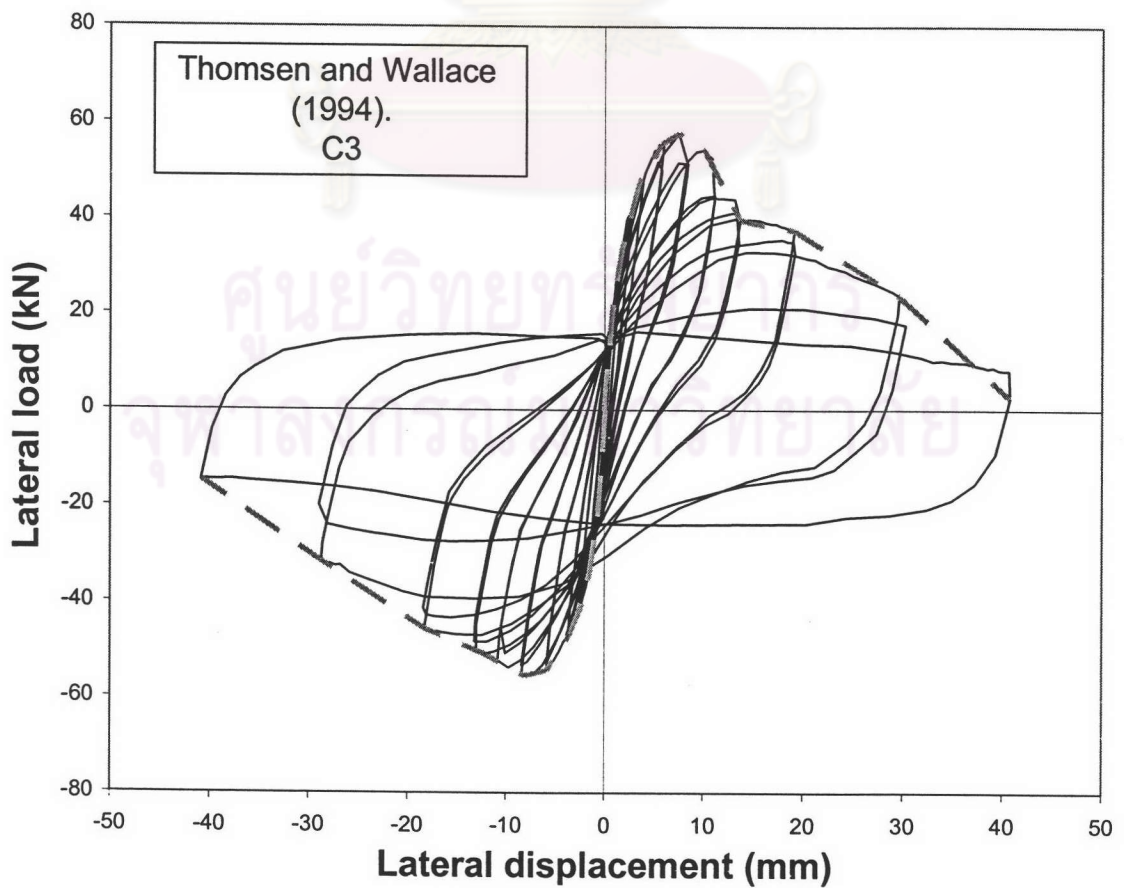
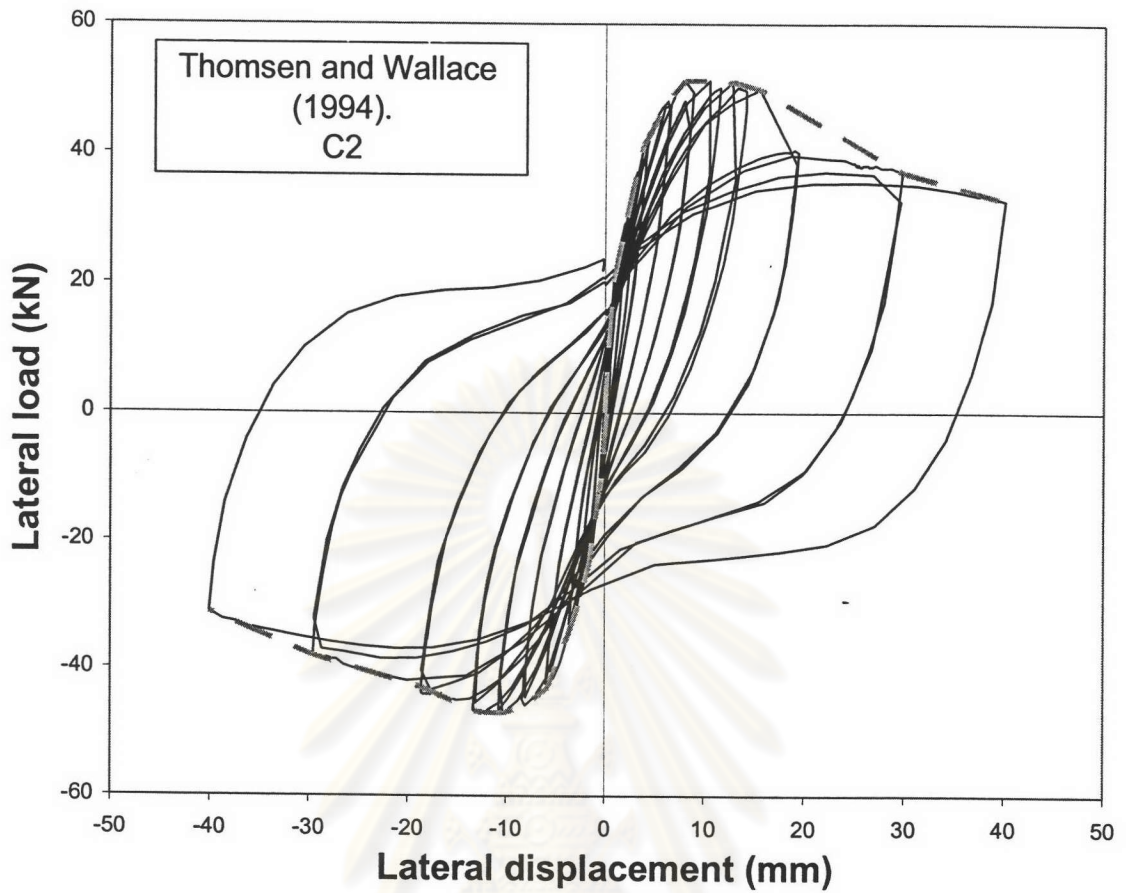


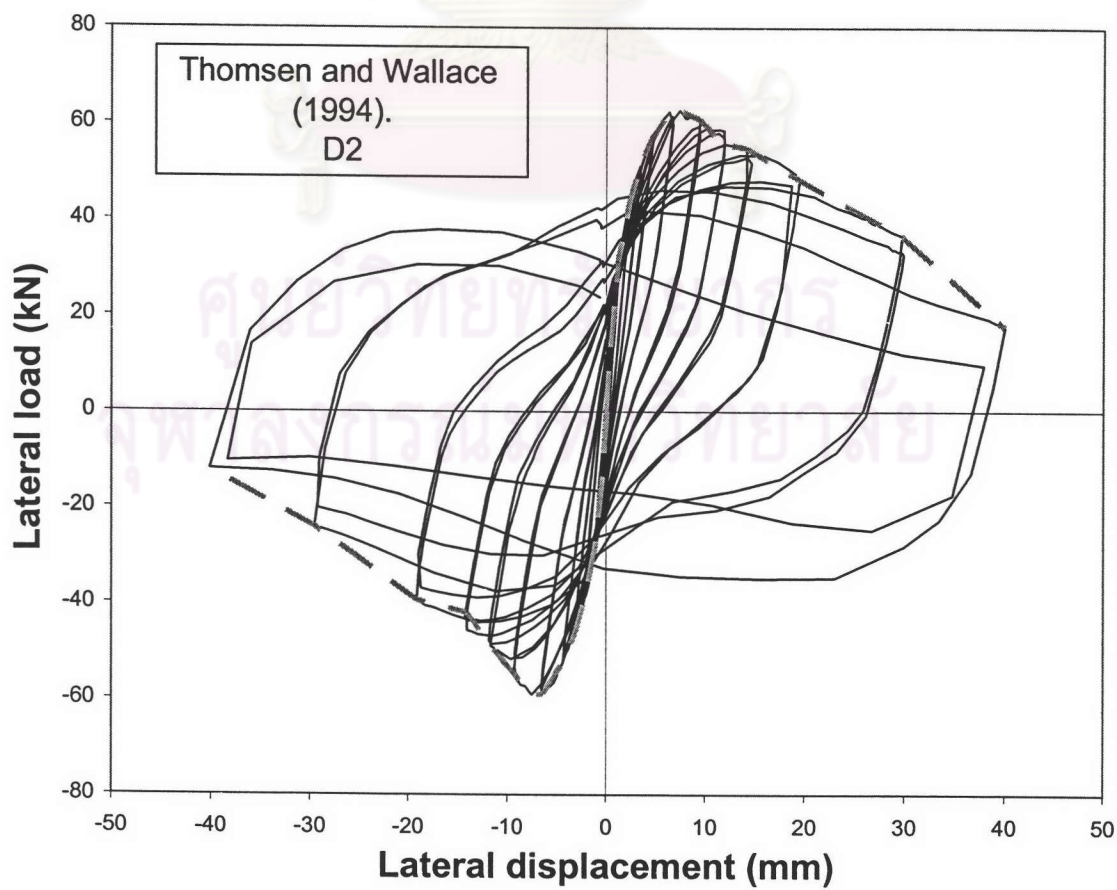
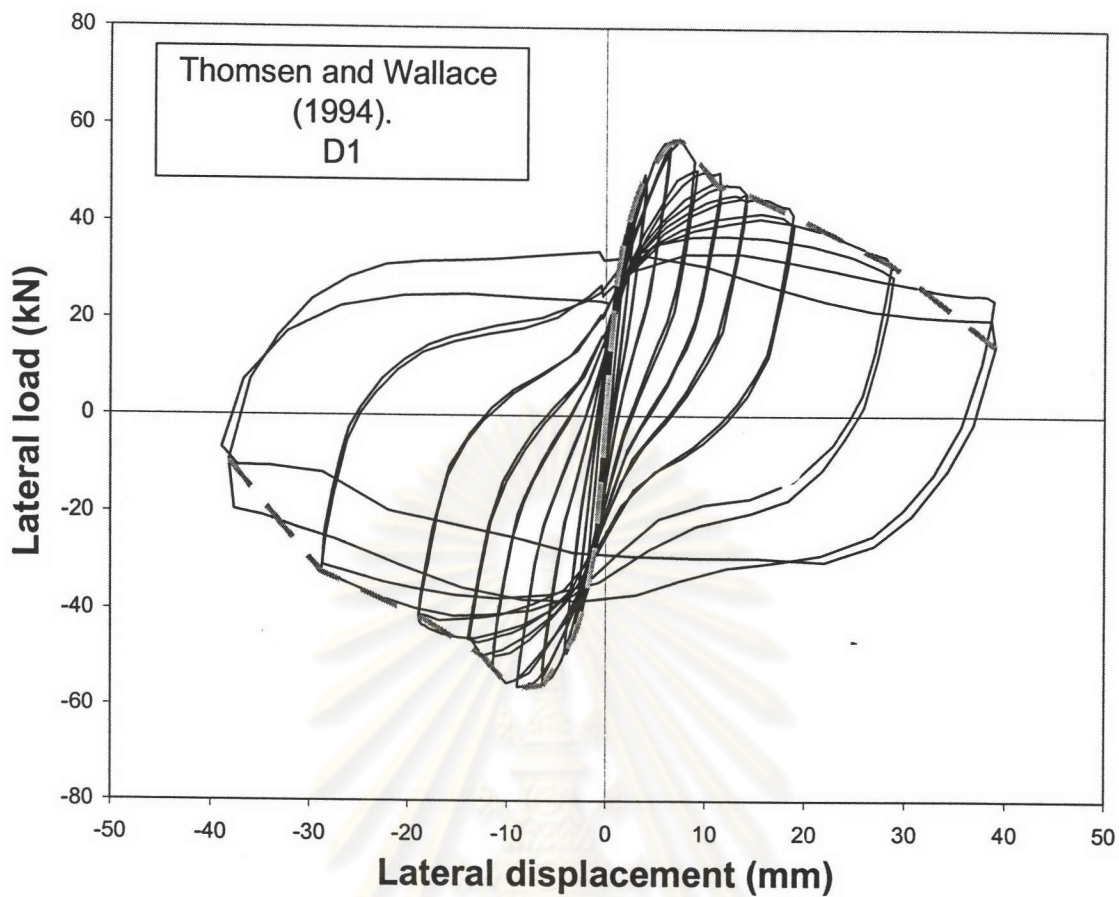


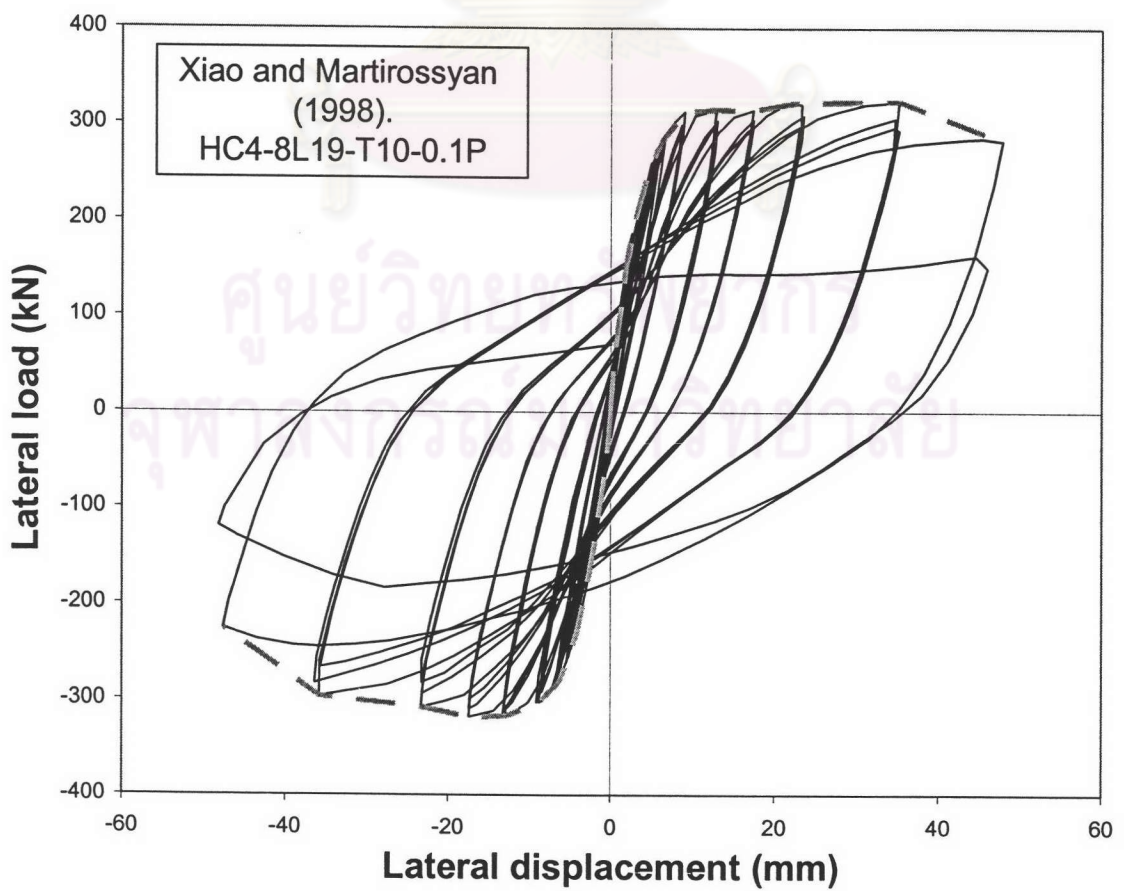
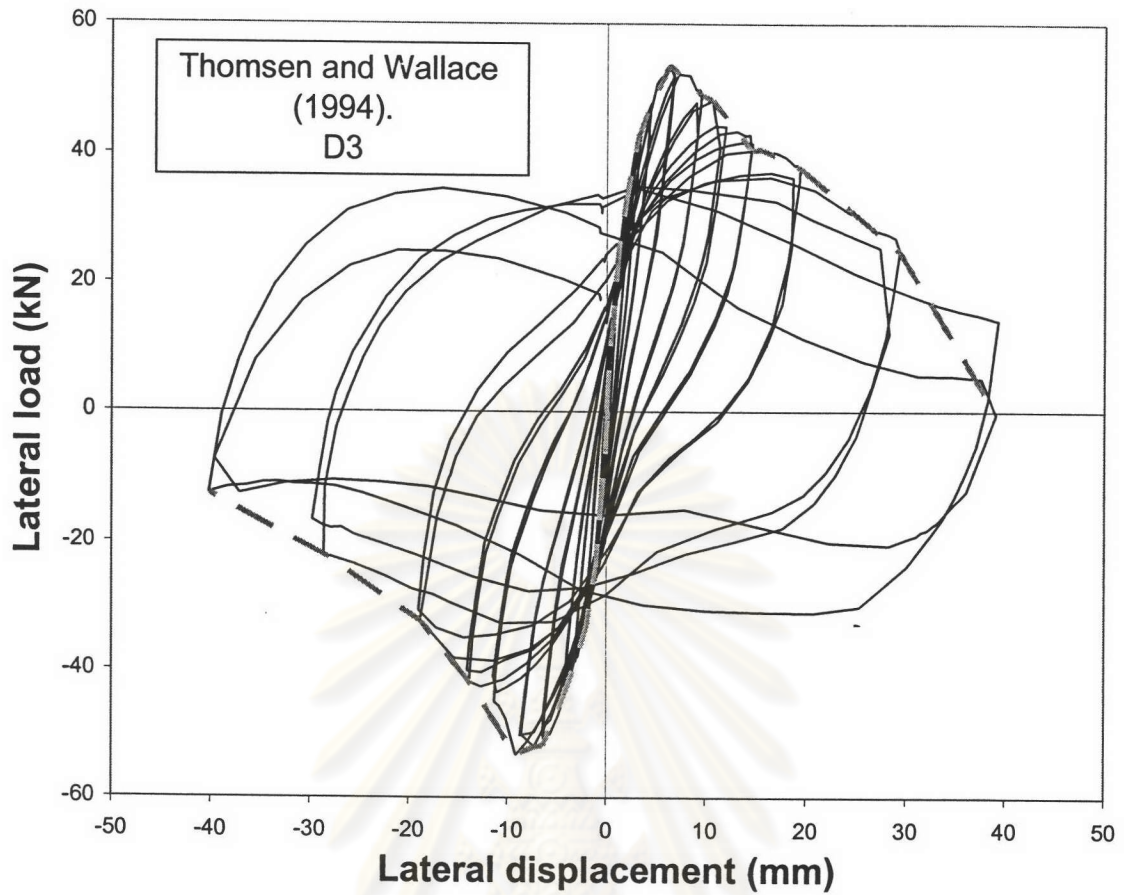


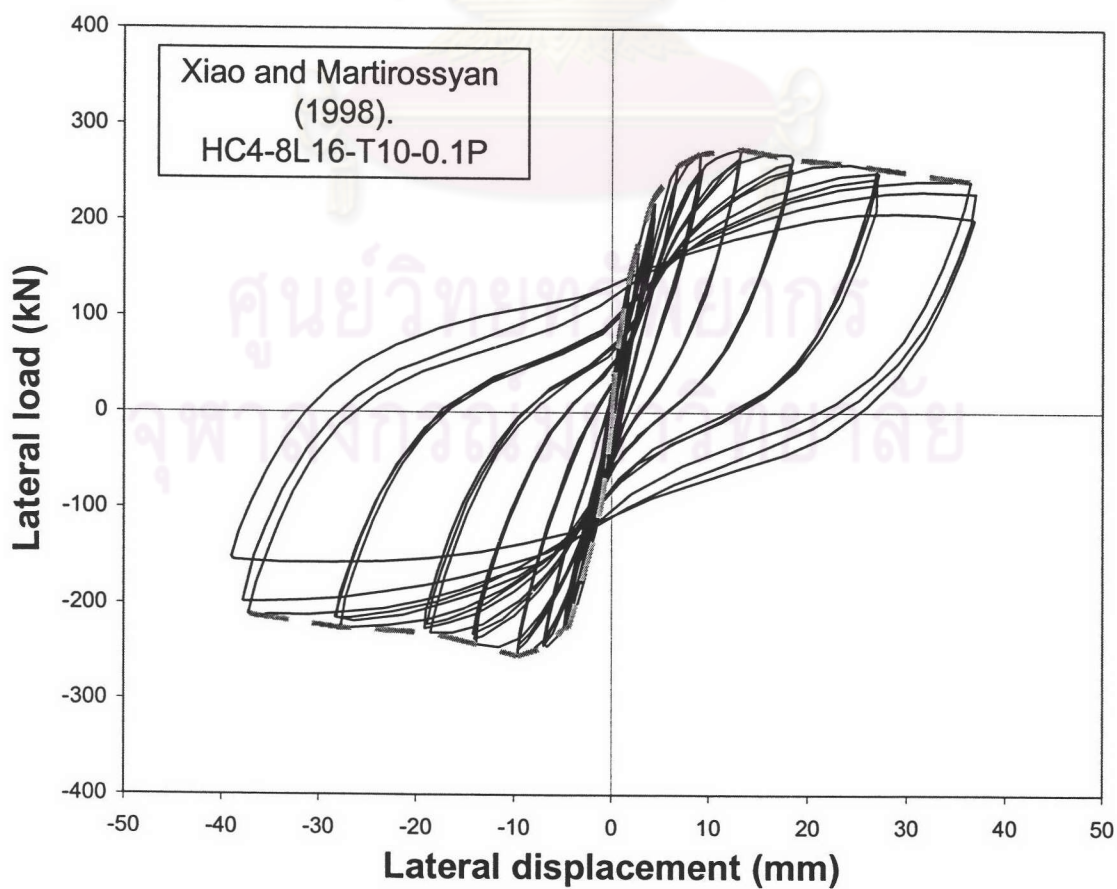
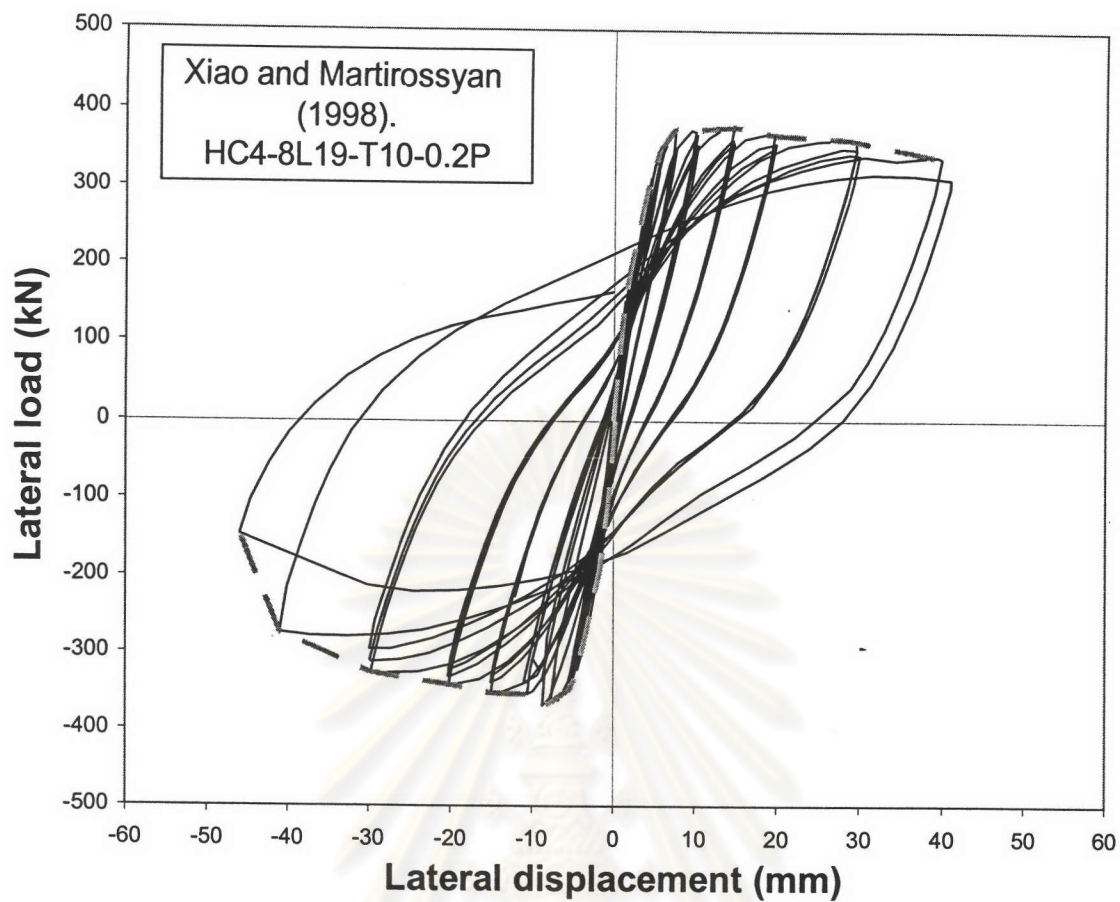


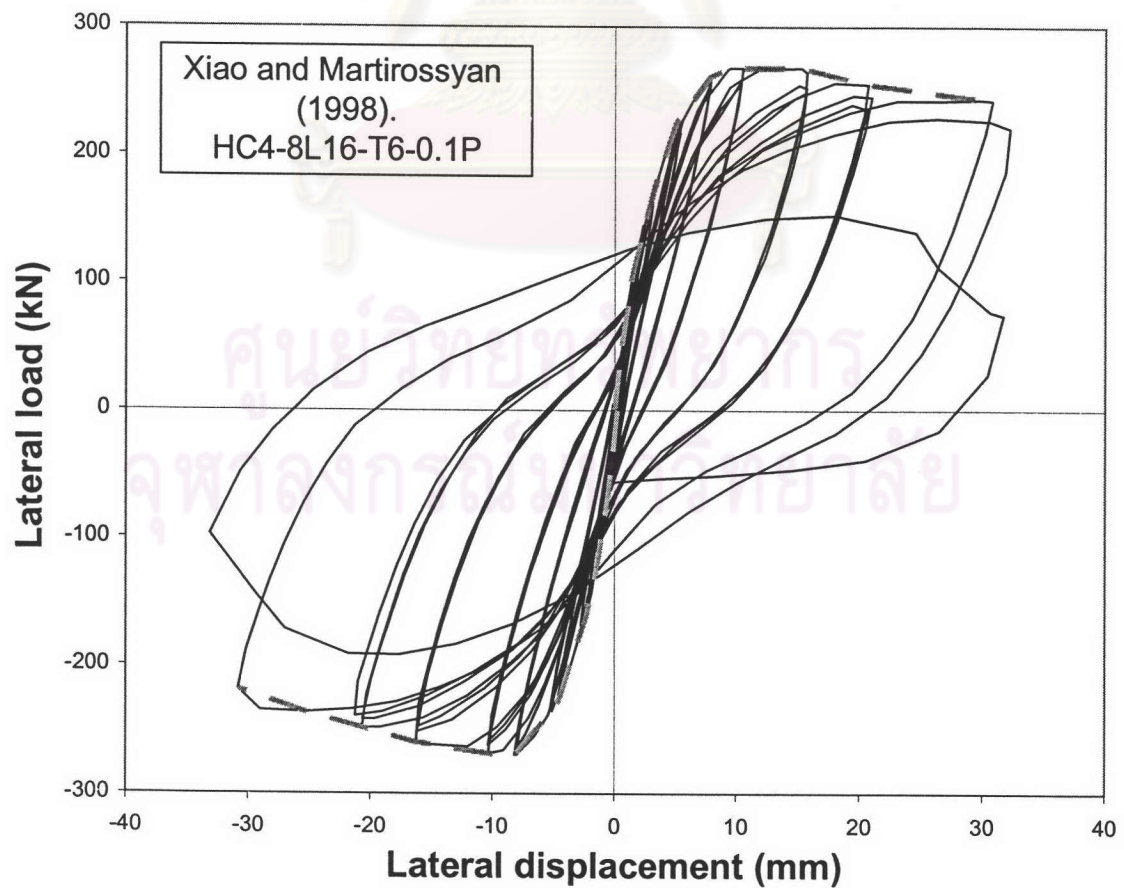
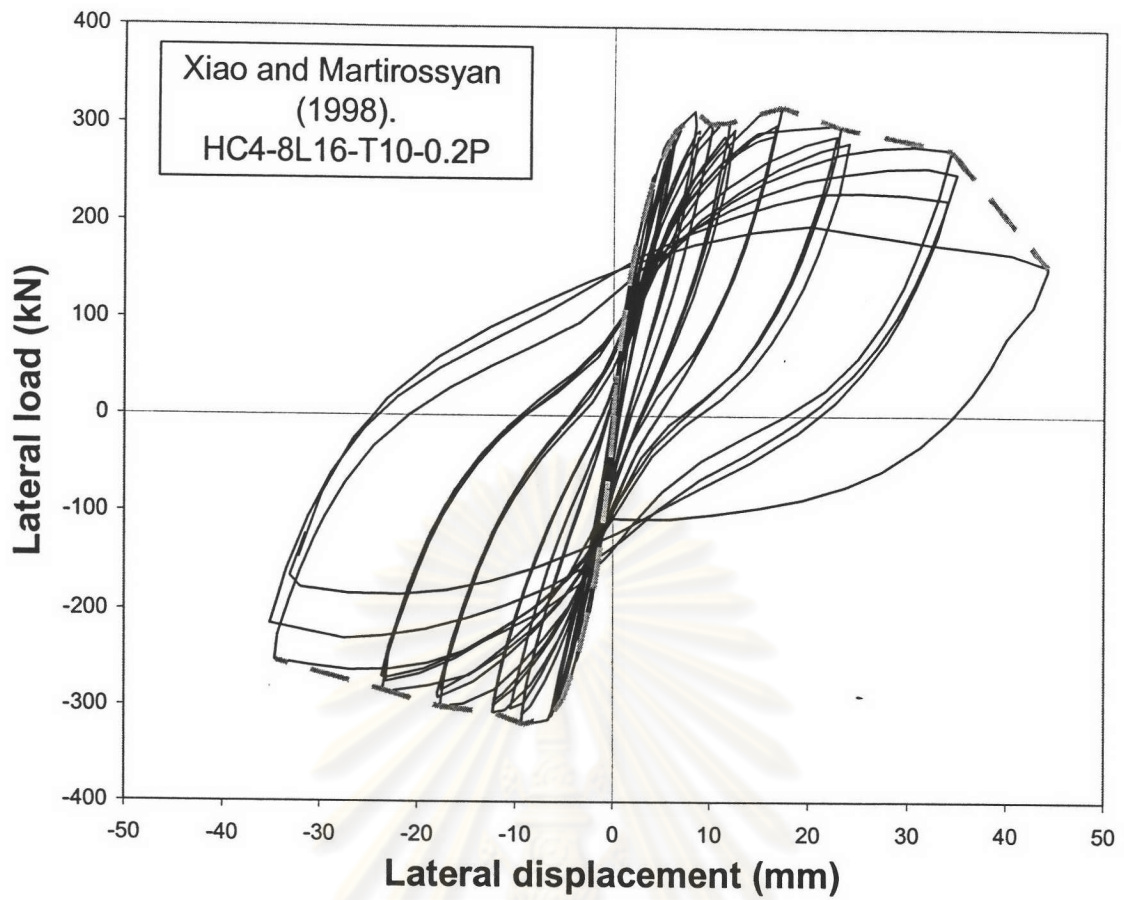


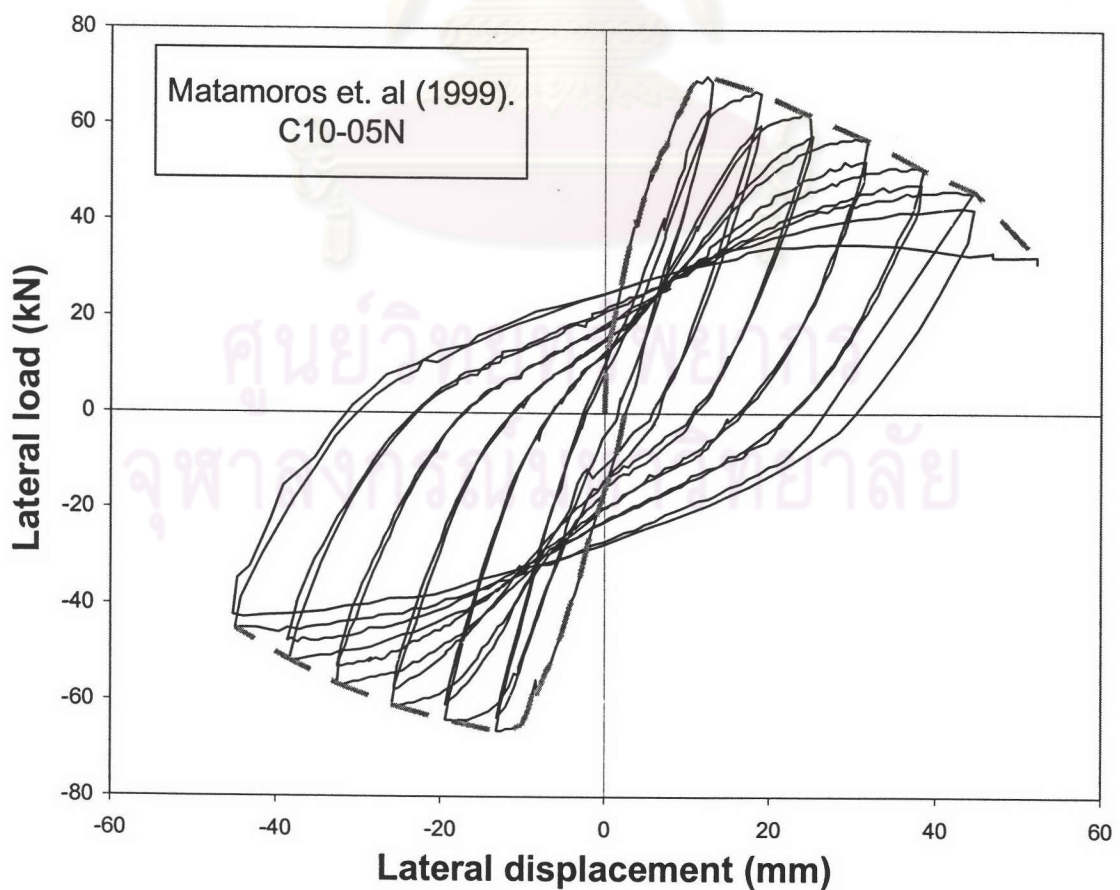
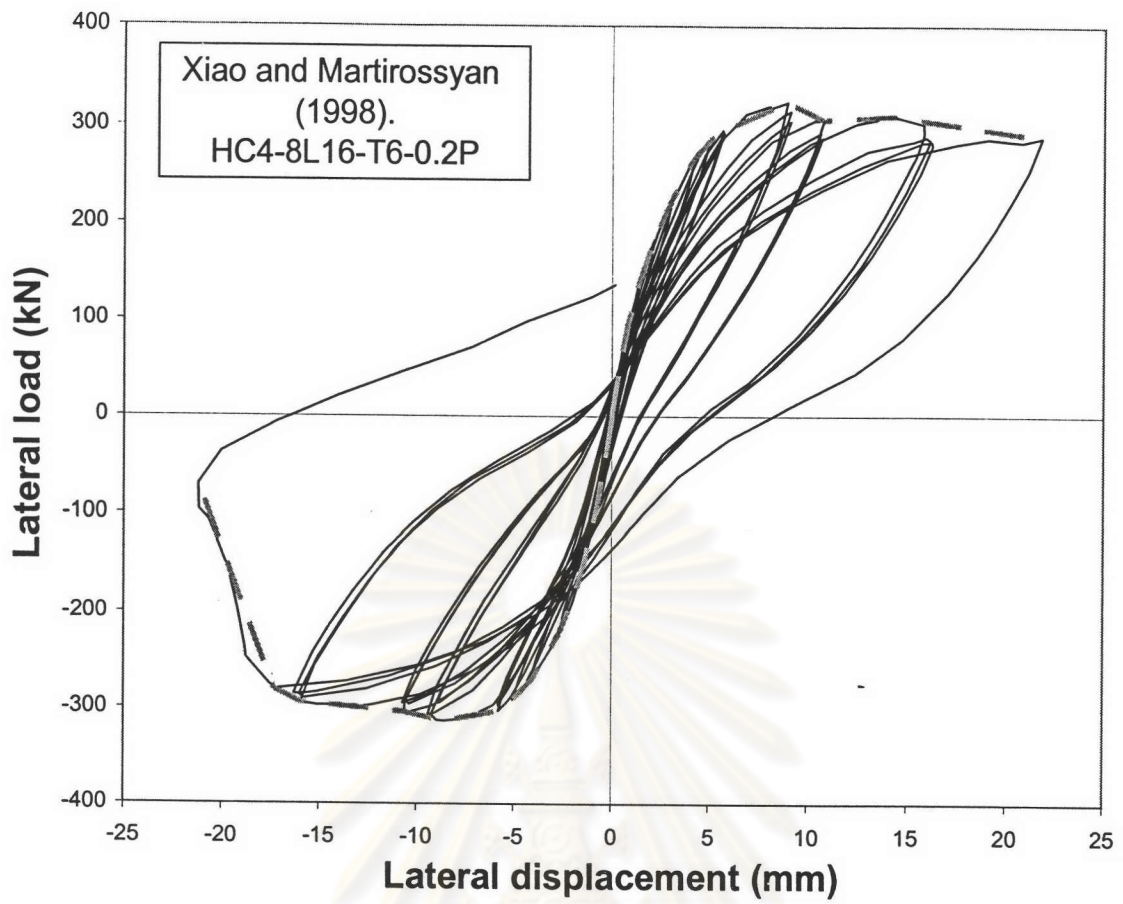


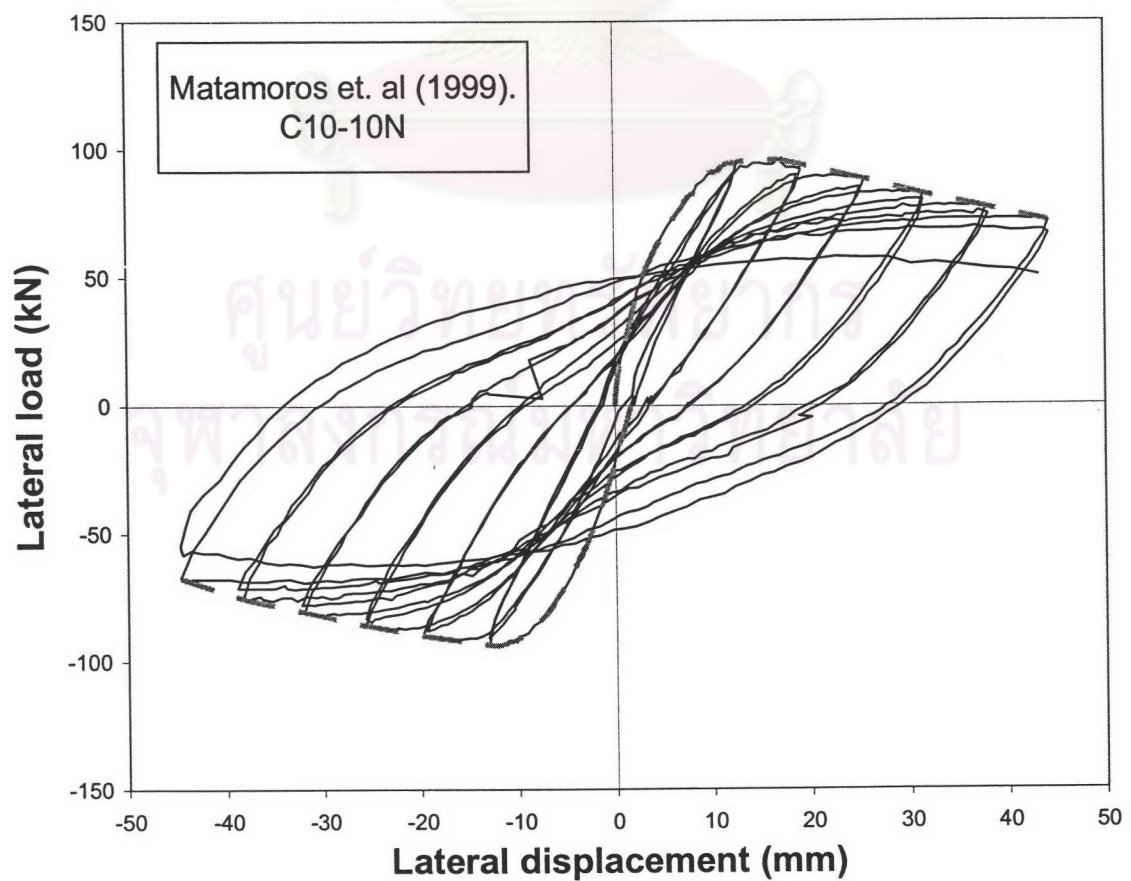
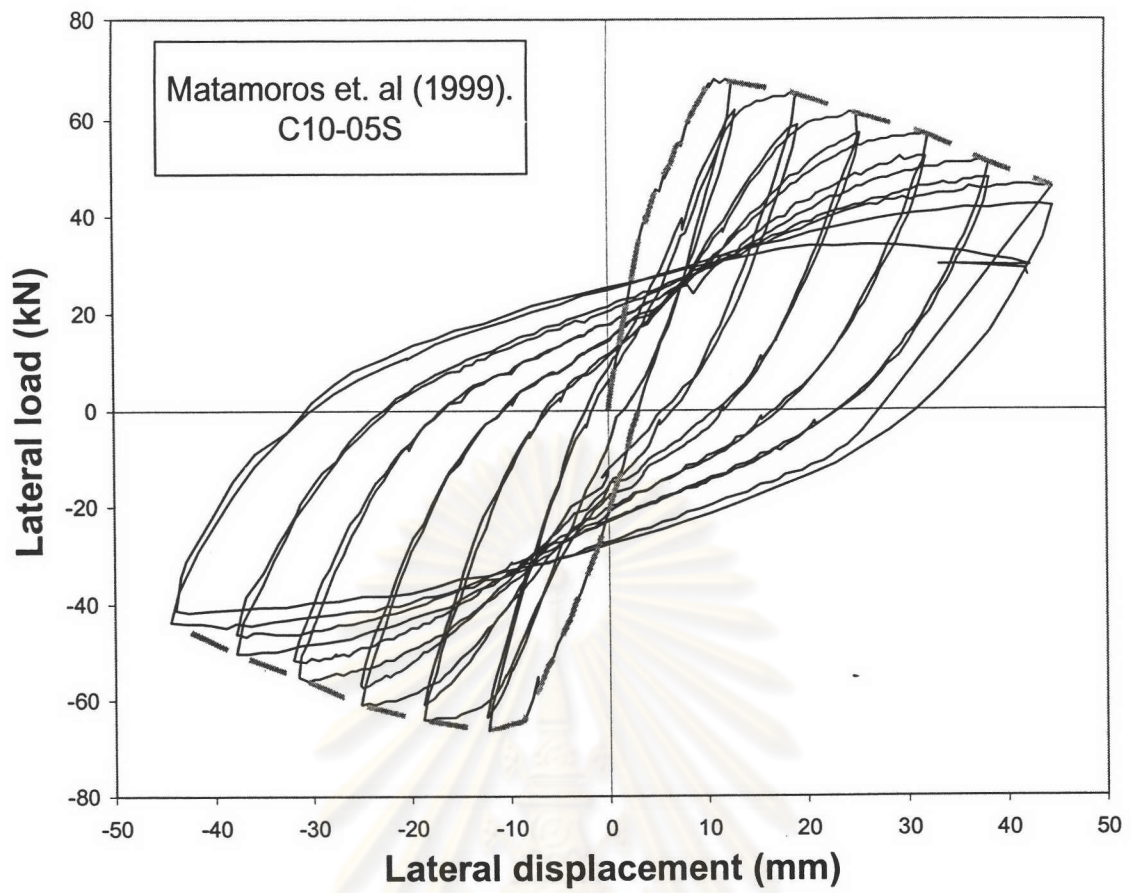


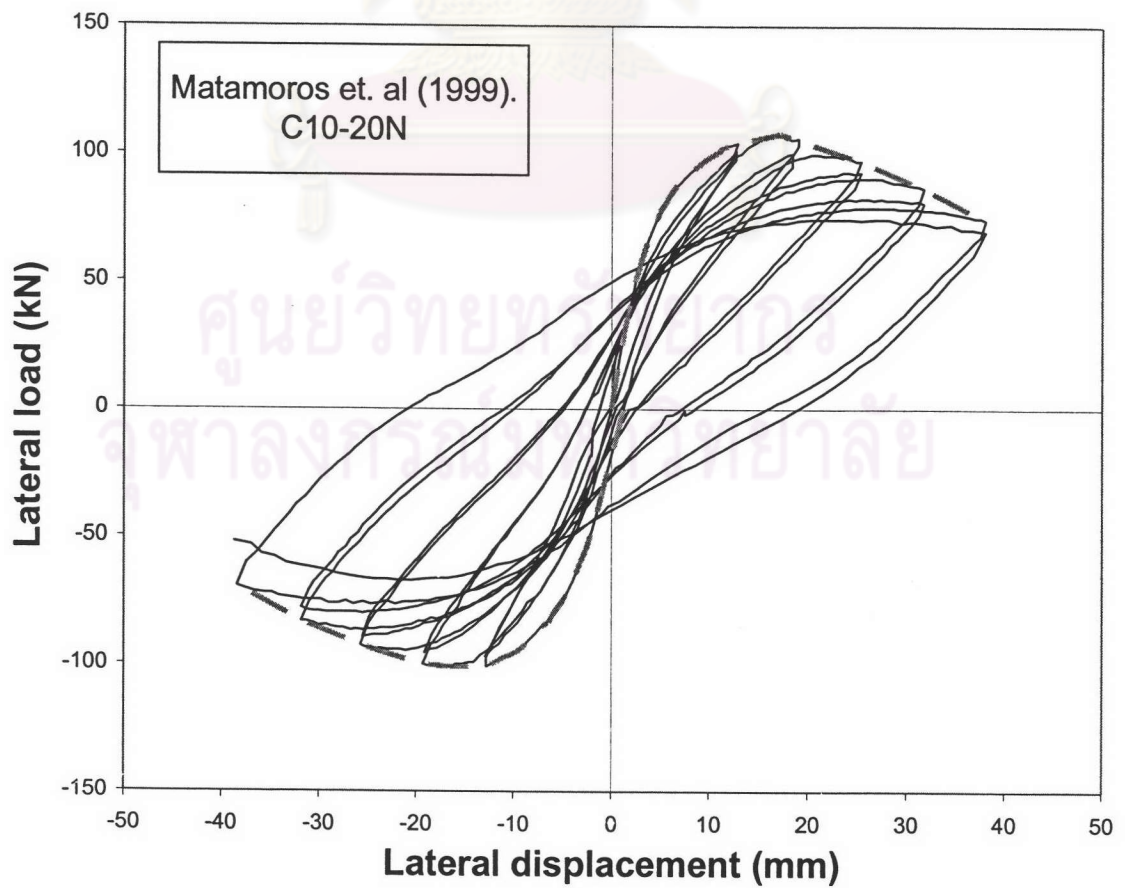
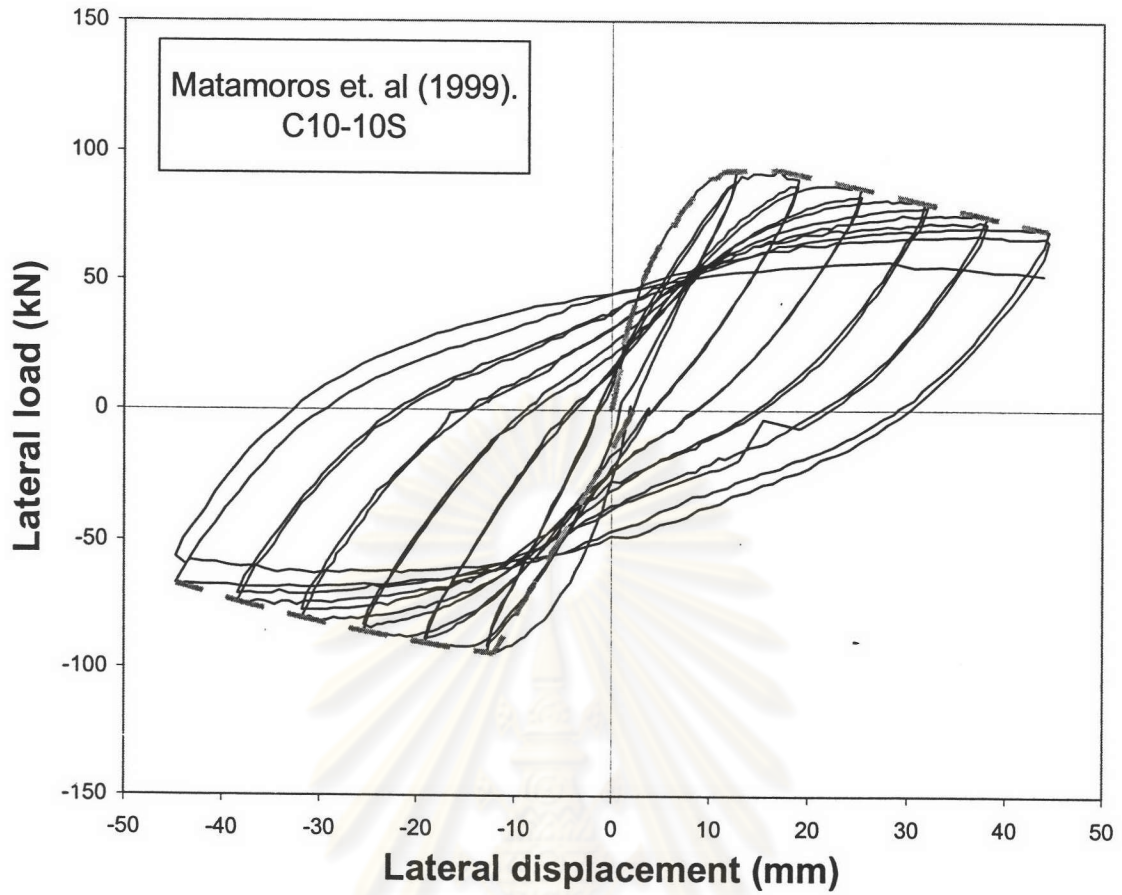


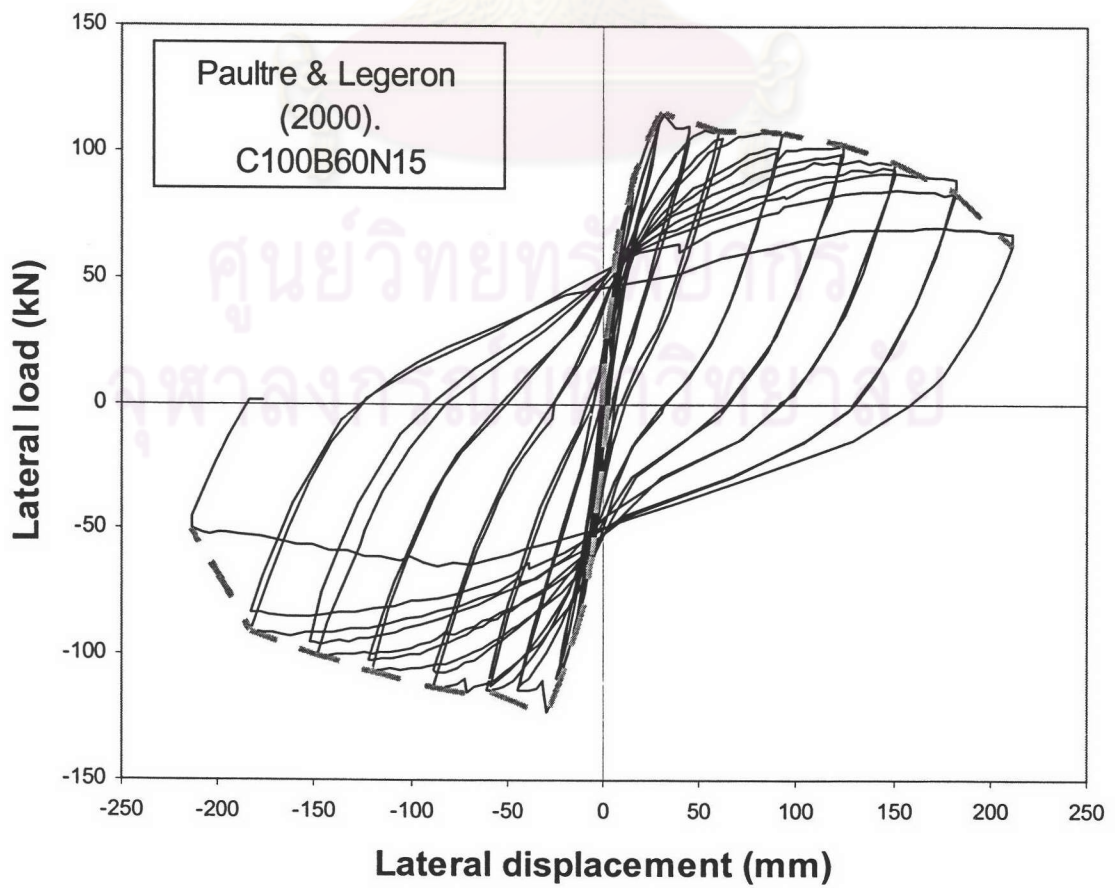
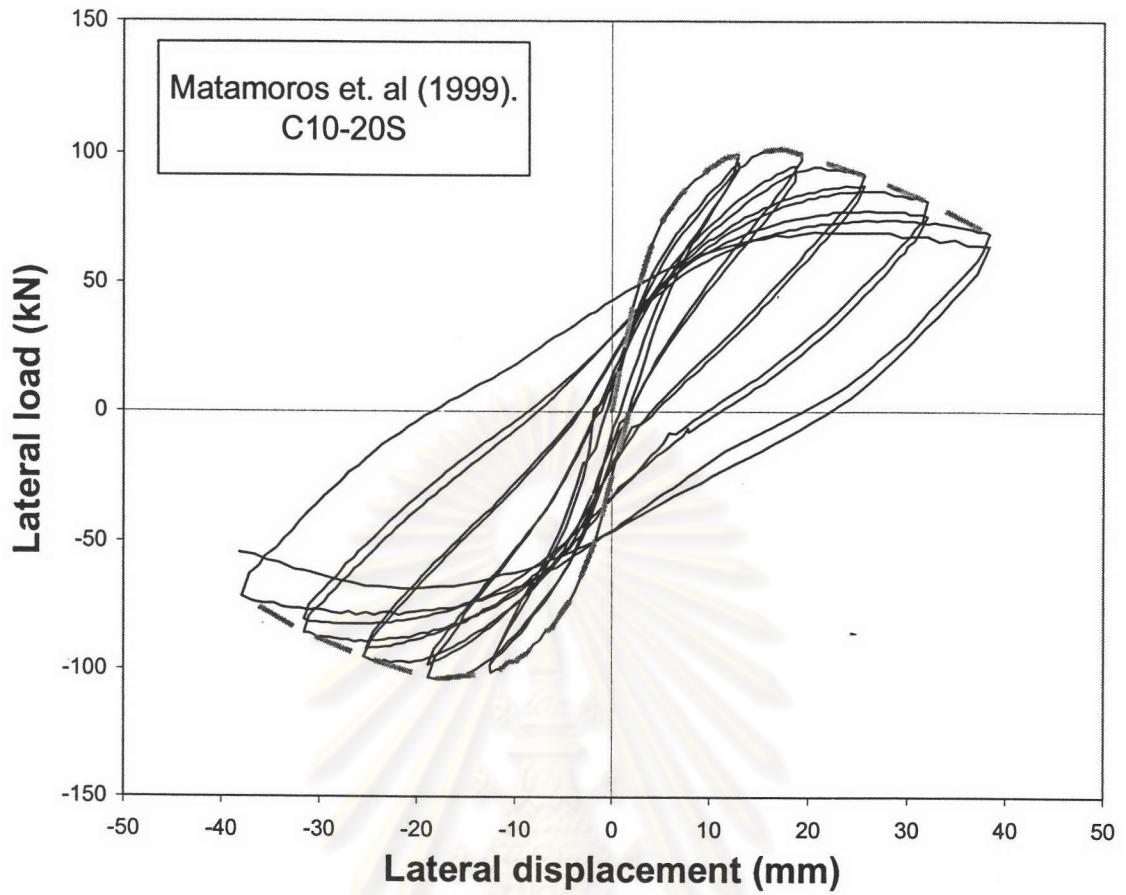


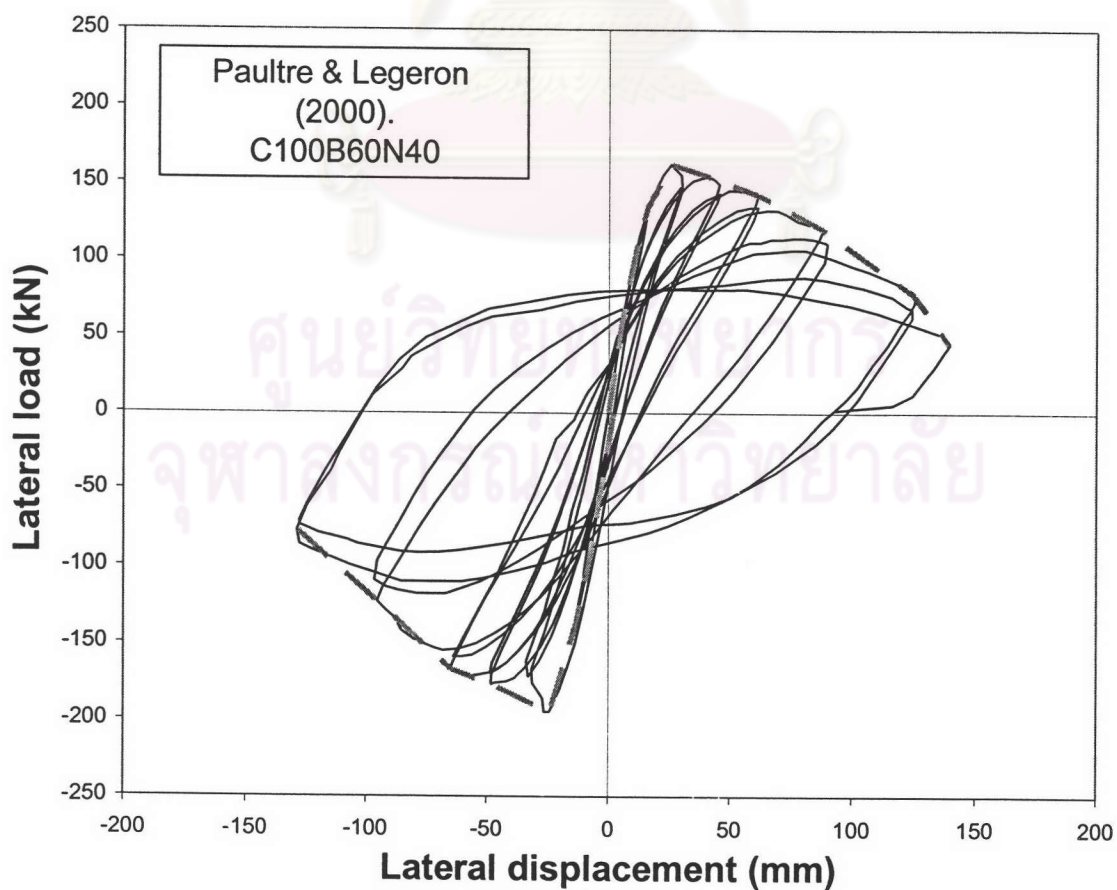
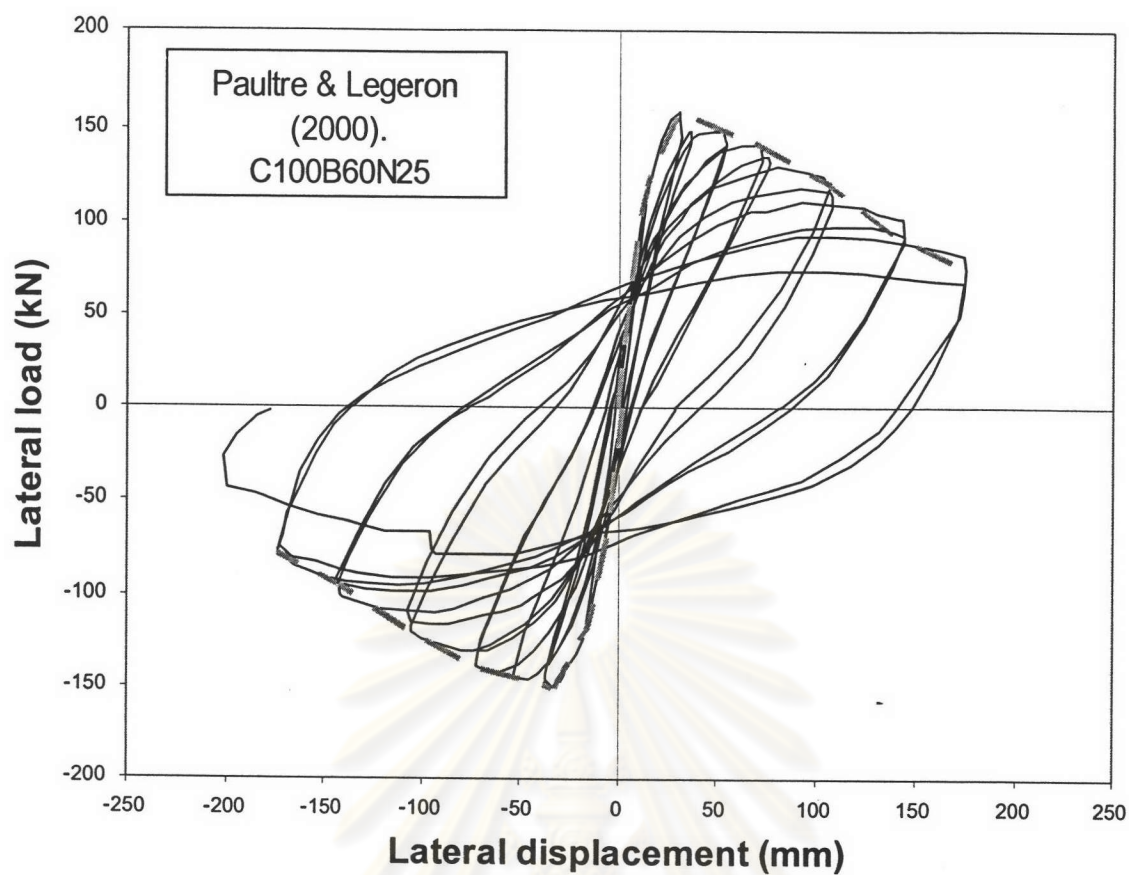


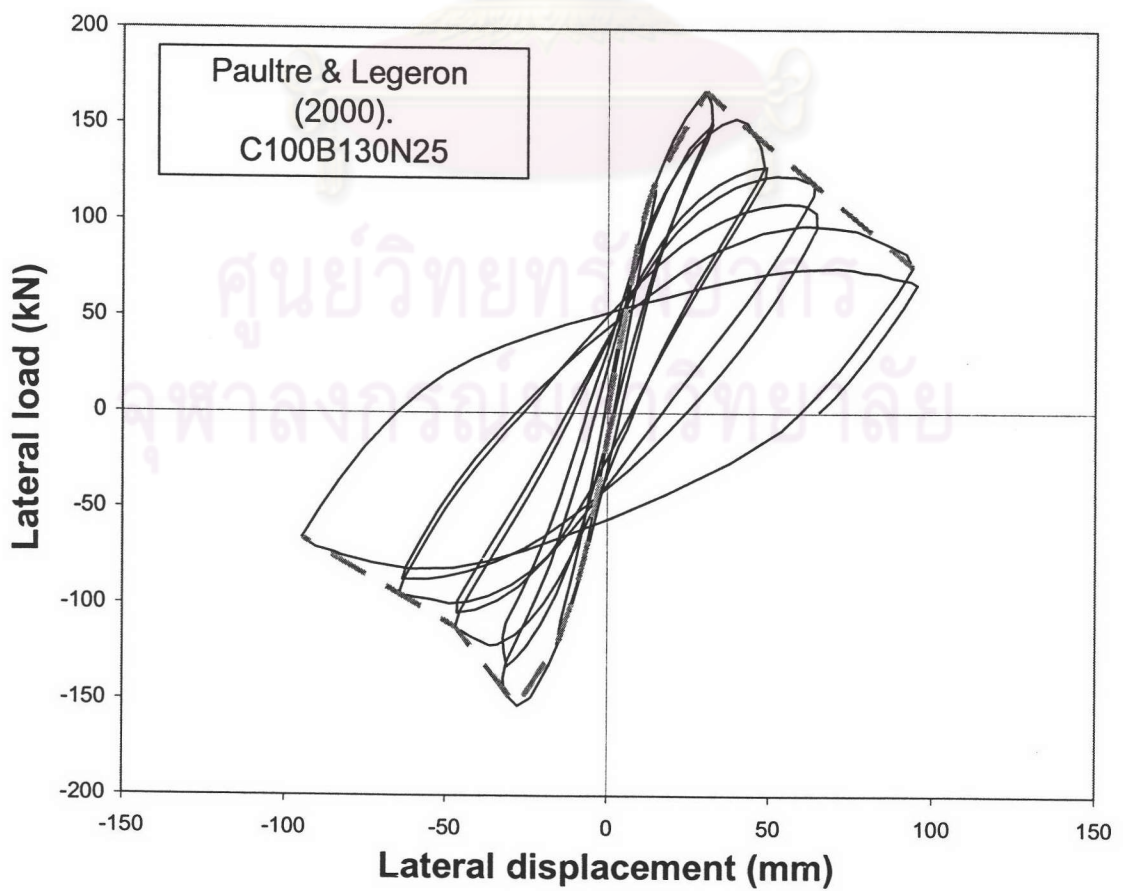
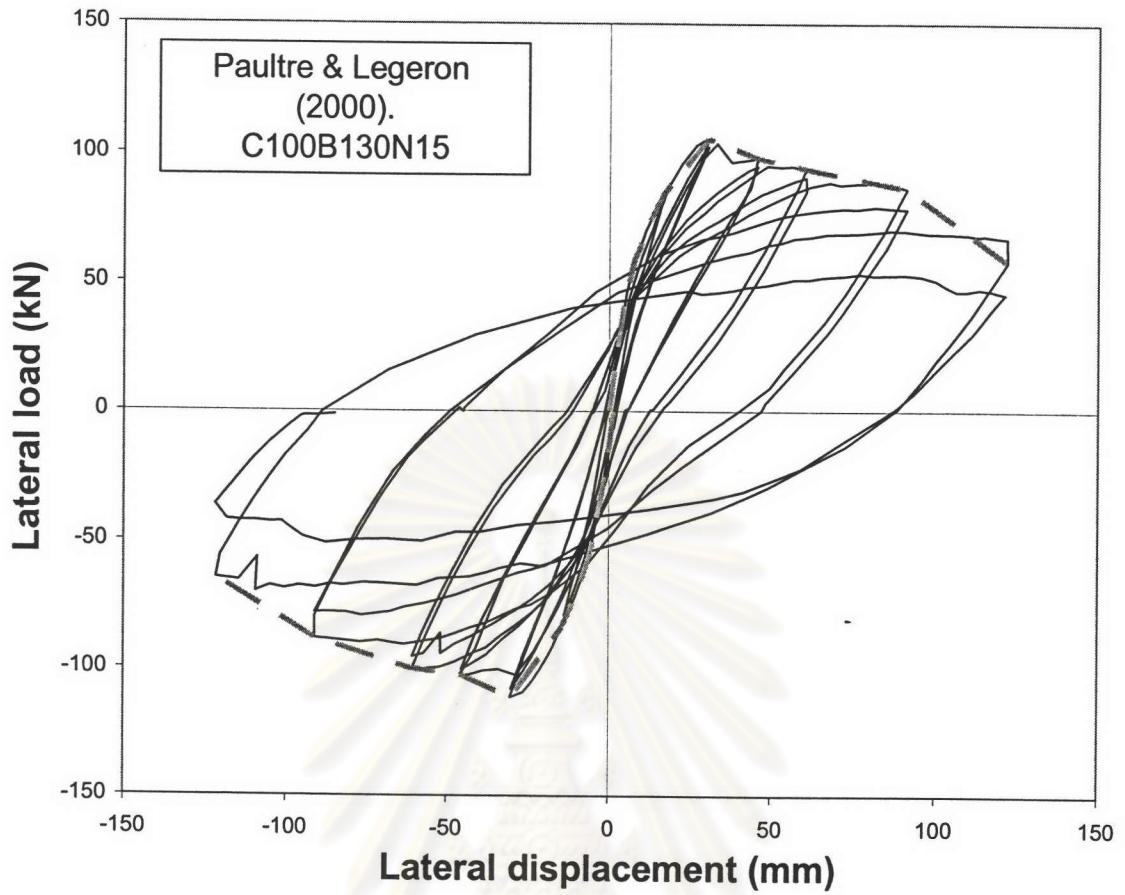


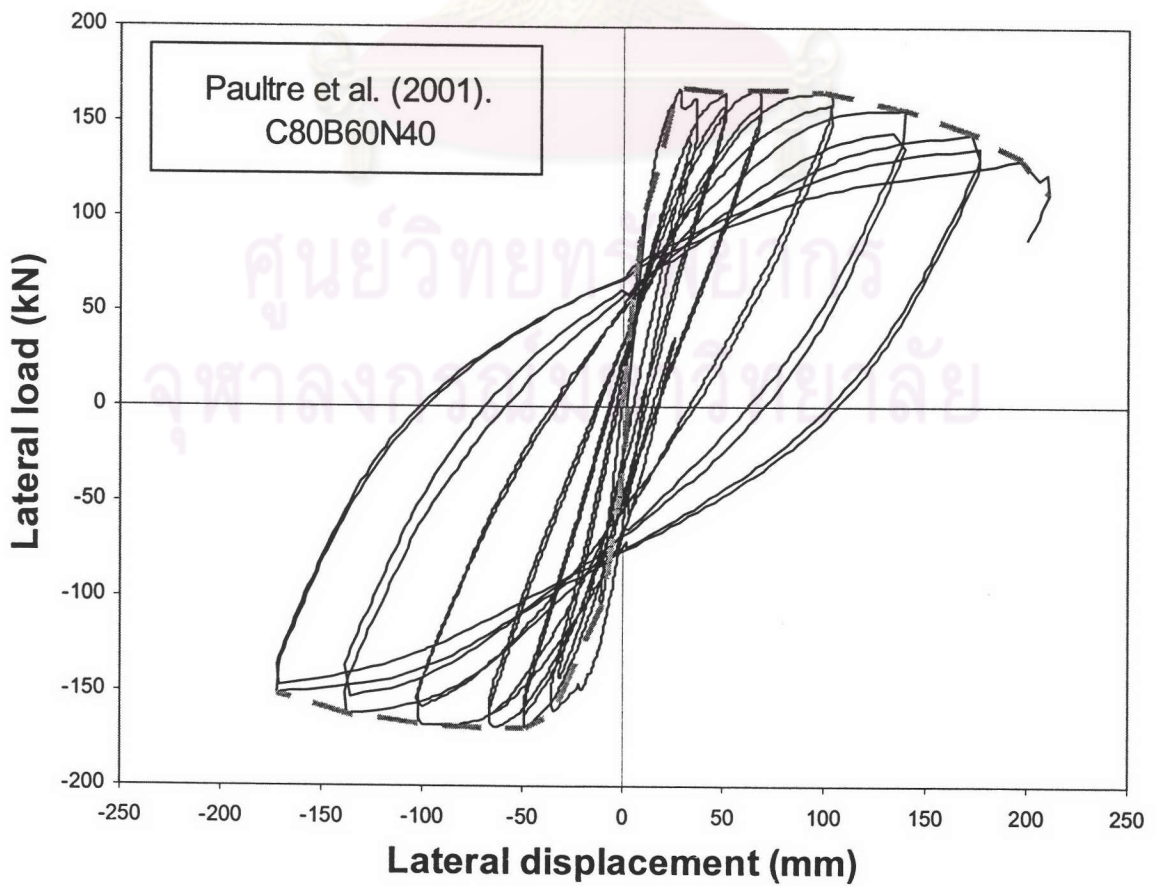
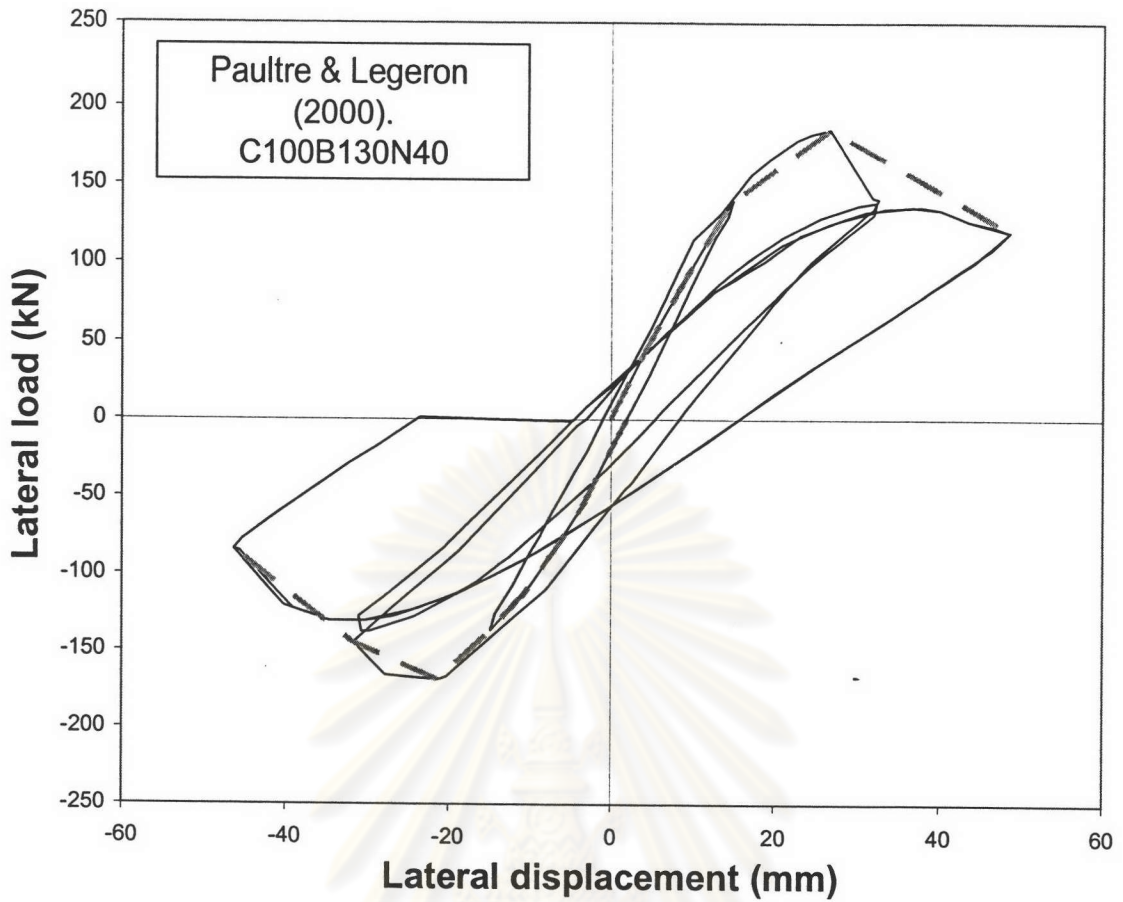


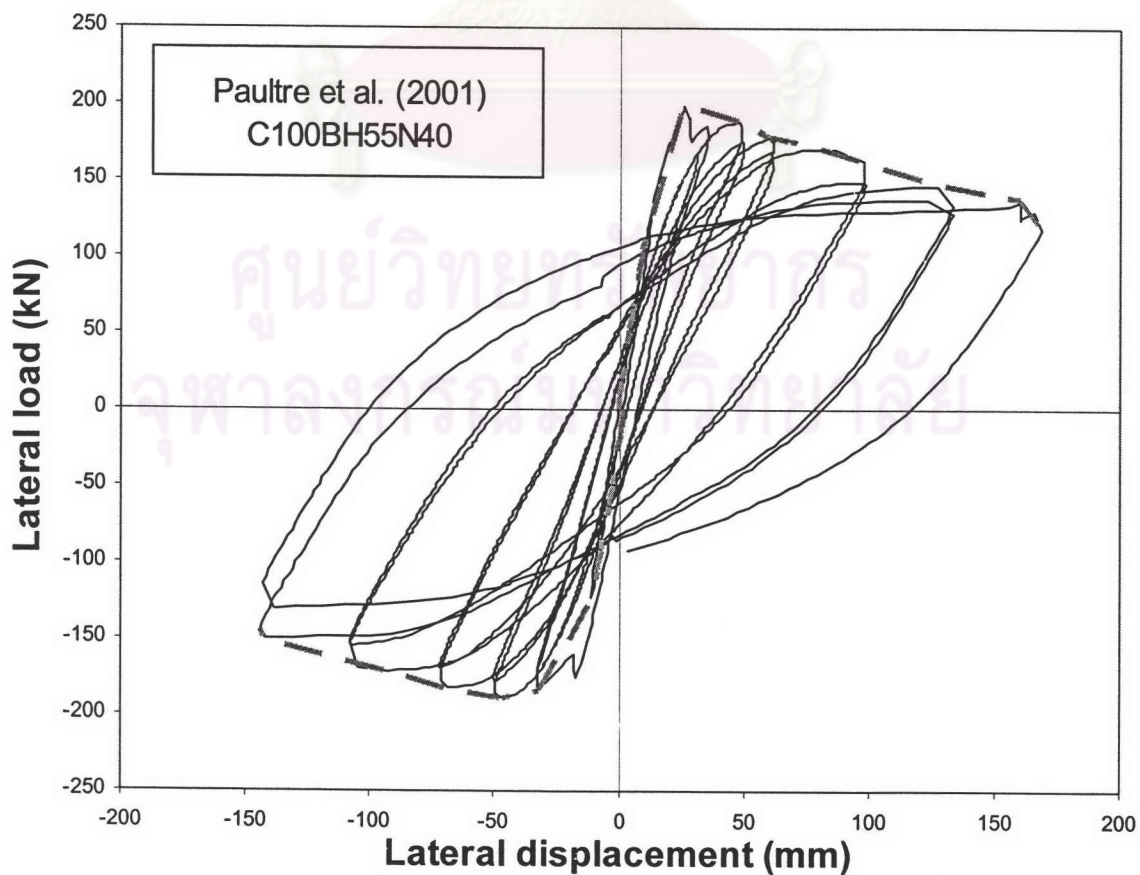
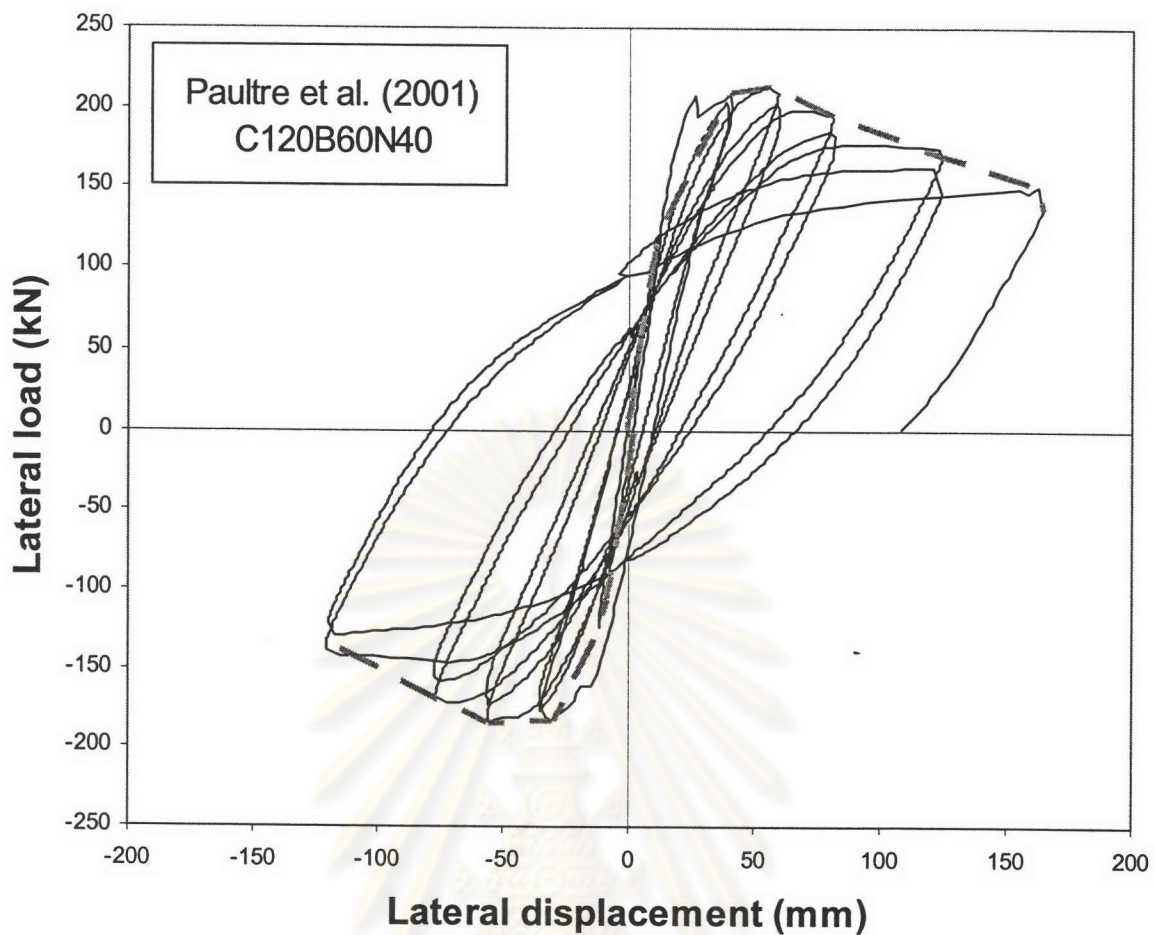


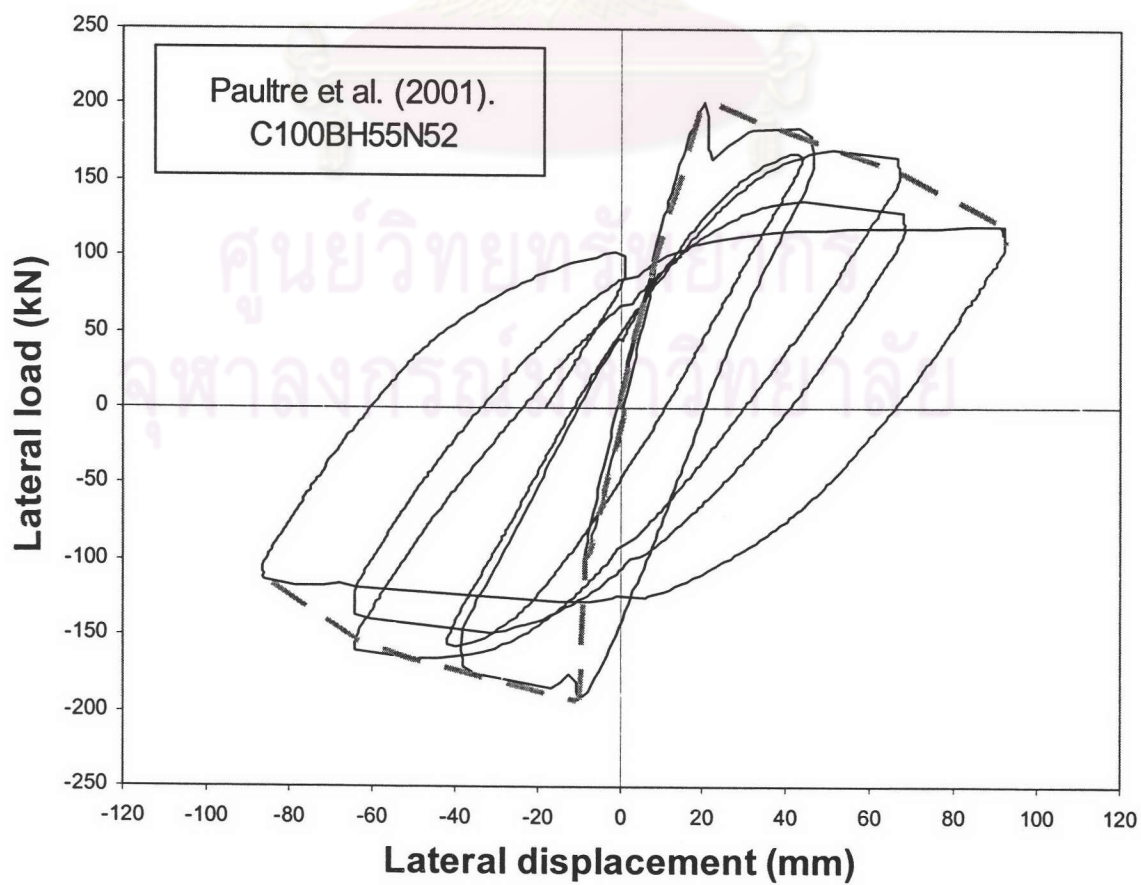
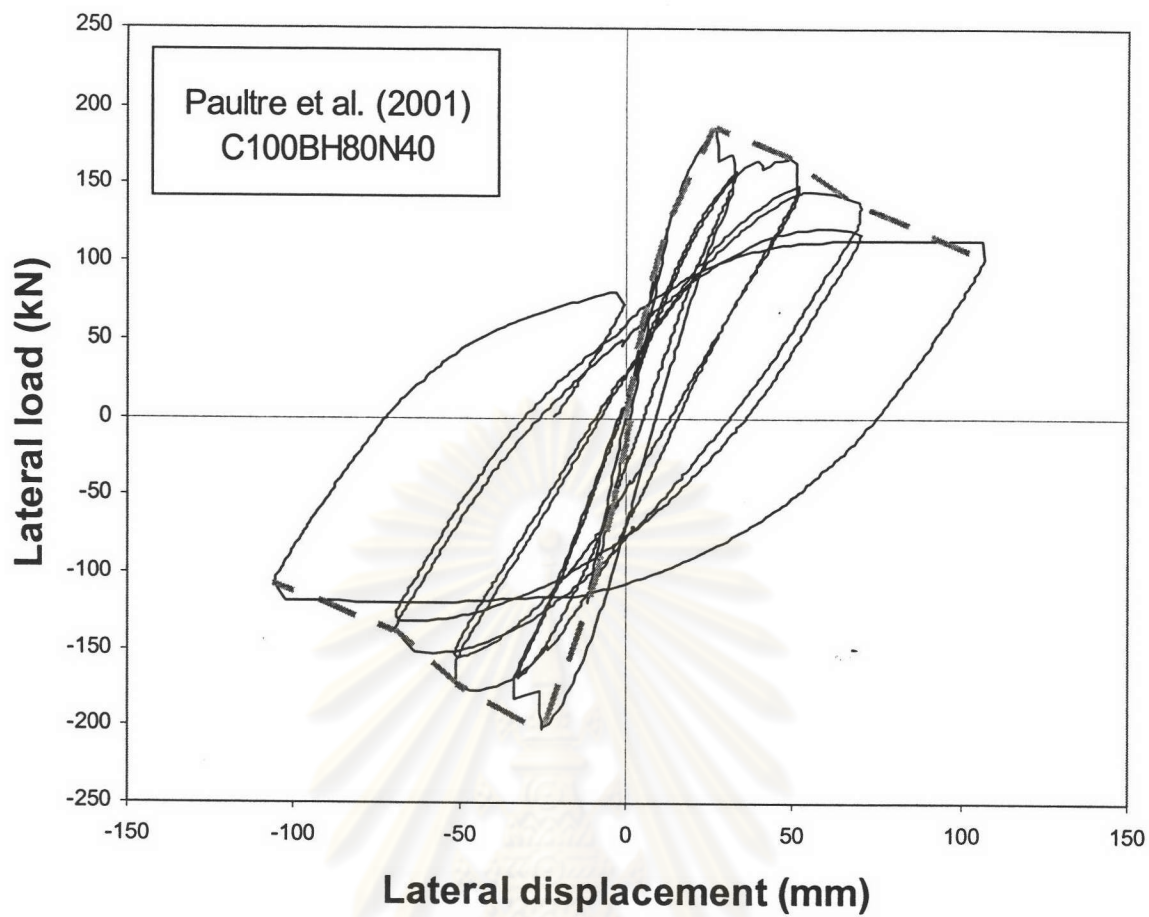


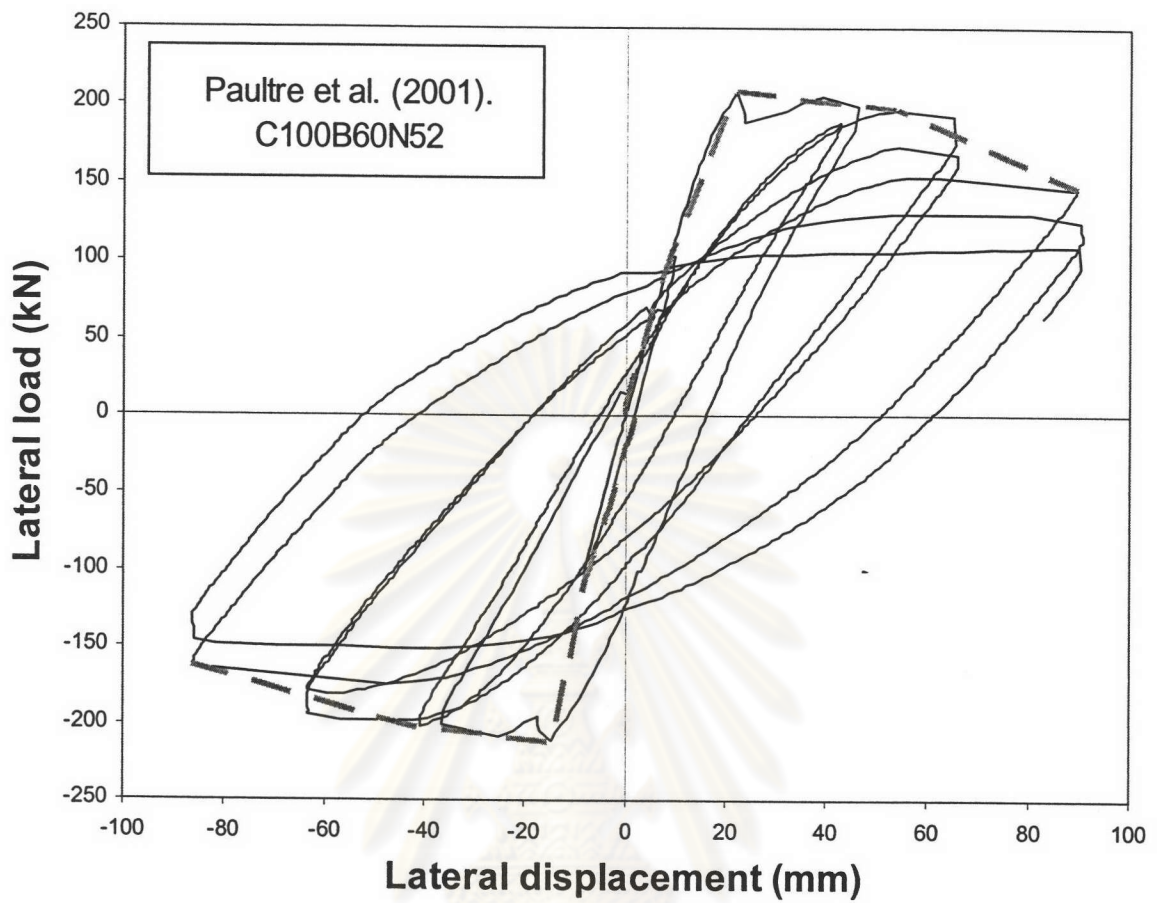












ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข วิธีการเปลี่ยนระบบหน่วยในสูตรเอมพิริคัล

ปัจจุบันถึงแม้ระบบหน่วยเอสไอจะถูกยอมรับโดยทั่วไปให้เป็นระบบหน่วยสากล แต่ในทางปฏิบัติแล้วประเทศต่าง ๆ ก็ยังคงมีการใช้ระบบหน่วยที่แตกต่างกันหลงเหลืออยู่ เช่น ระบบหน่วย psi. ในอเมริกา ระบบหน่วย ksc. ในประเทศไทย ดังนั้นการที่จะนำสูตรเอมพิริคัล (ซึ่งมีหน่วยของฝั่งซ้ายและขวาในสมการไม่สอดคล้องกัน) ในระบบหน่วยหนึ่งมาใช้ในอีกระบบหน่วยหนึ่ง จึงจำเป็นต้องมีการเปลี่ยนระบบหน่วยเสียก่อน การเปลี่ยนระบบหน่วยในสูตรเอมพิริคัลสามารถทำได้โดยการคูณตัวคูณเปลี่ยนหน่วย (conversion factor) ที่เหมาะสมกับชนิดของปริมาณ เข้าไปที่ตัวแปรแต่ละตัวในสมการ ดังแสดงในตัวอย่างต่อไปนี้

ตัวอย่าง พิจารณาสมการกำลังเฉือนของคอนกรีตตาม ACI 318-99 ซึ่งอยู่ในระบบหน่วย psi. ดังนี้

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} bd \left(1 + \frac{P}{2000 A_g} \right) \quad \text{โดยที่ } \sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ ระบบหน่วย psi.} \quad (1)$$

- (ก) จงแปลงสมการดังกล่าวให้อยู่ในระบบหน่วย MPa (ซึ่งก็คือระบบหน่วยเอสไอนั่นเอง)
- (ข) จงแปลงสมการดังกล่าวให้อยู่ในระบบหน่วย ksc.

วิธีทำ (ก) ระบบหน่วย MPa และระบบหน่วย psi. มีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$1 \text{ N} = 0.2248 \text{ lb}, \quad 1 \text{ mm} = 0.0394 \text{ in.} \quad \text{และ} \quad 1 \text{ MPa} = 145 \text{ psi.}$$

เมื่อทำการคูณตัวคูณเปลี่ยนหน่วยที่เหมาะสมเข้าไปที่แต่ละตัวแปรในสมการที่ (1) จะได้สมการใหม่ในระบบหน่วย MPa ดังนี้

$$0.2248 V_c = 2\sqrt{145 f'_c} (0.0394b) (0.0394d) \left(1 + \frac{0.2248P}{2000 (0.0394^2 A_g)} \right)$$

โดยที่ $\sqrt{145f'_c} \leq 100$

ซึ่งสามารถจัดสมการใหม่ให้อยู่ในรูปที่ลู่กับสมการที่ (1) ได้เป็น

$$V_c = 0.166\sqrt{f'_c} bd \left(1 + \frac{P}{13.8A_g} \right) \quad \text{โดยที่ } \sqrt{f'_c} \leq 8.30$$

ระบบหน่วย MPa (2) **ตอบ**

วิธีทำ (ข) ระบบหน่วย ksc. และระบบหน่วย psi. มีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$1 \text{ kg} = 2.205 \text{ lb}, 1 \text{ cm} = 0.3937 \text{ in. และ } 1 \text{ ksc.} = 14.23 \text{ psi.}$$

เมื่อทำการคูณตัวคูณเปลี่ยนหน่วยที่เหมาะสมเข้าไปที่แต่ละตัวแปรในสมการที่ (1) จะได้สมการใหม่ในระบบหน่วย ksc. ดังนี้

$$2.205 V_c = 2\sqrt{14.23f'_c}(0.3937b)(0.3937d) \left(1 + \frac{2.205P}{2000(0.3937^2 A_g)} \right)$$

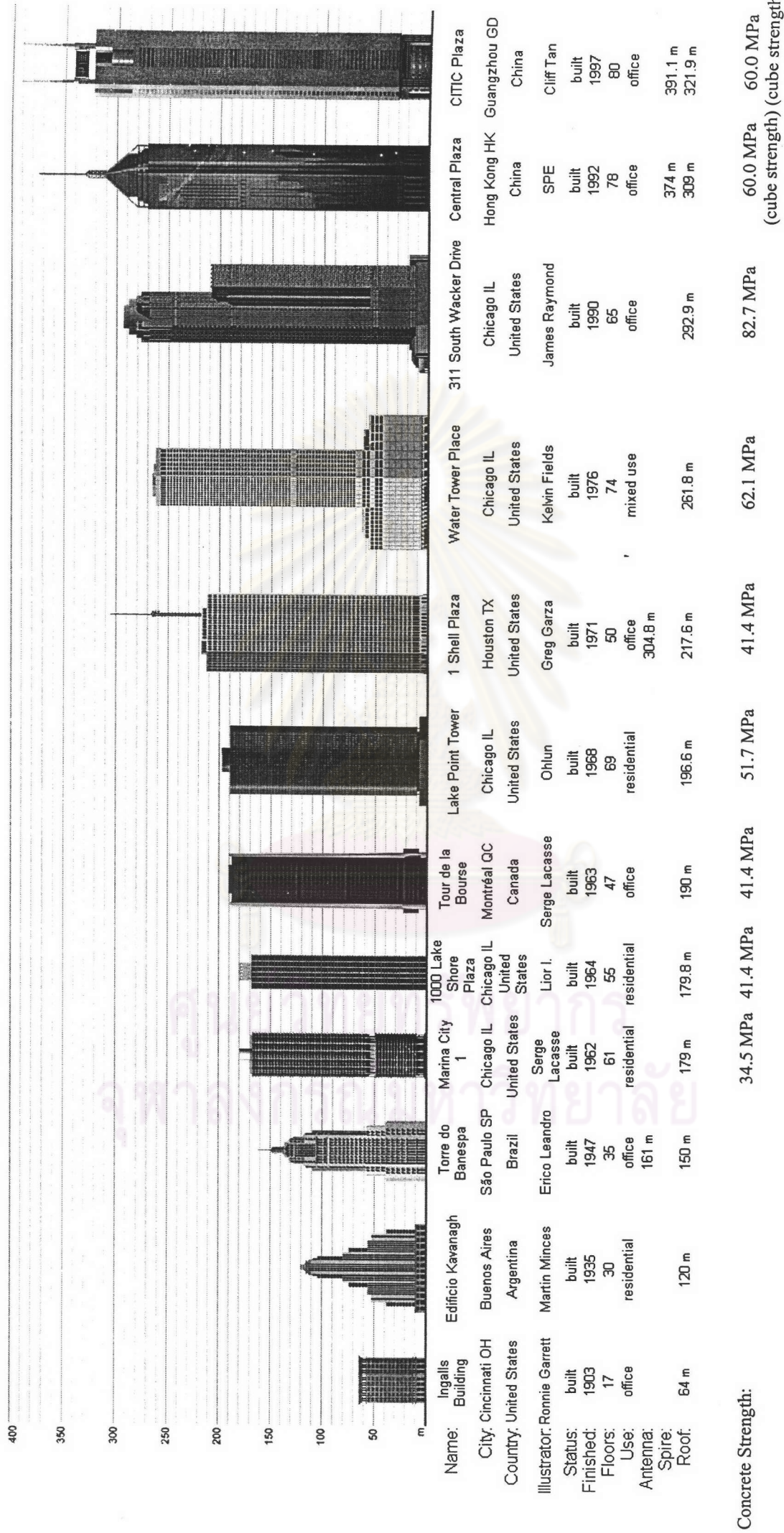
โดยที่ $\sqrt{14.23f'_c} \leq 100$

ซึ่งสามารถจัดสมการใหม่ให้อยู่ในรูปที่ลู่กับสมการที่ (1) ได้เป็น

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} bd \left(1 + \frac{0.0071P}{A_g} \right) \quad \text{โดยที่ } \sqrt{f'_c} \leq 26.51$$

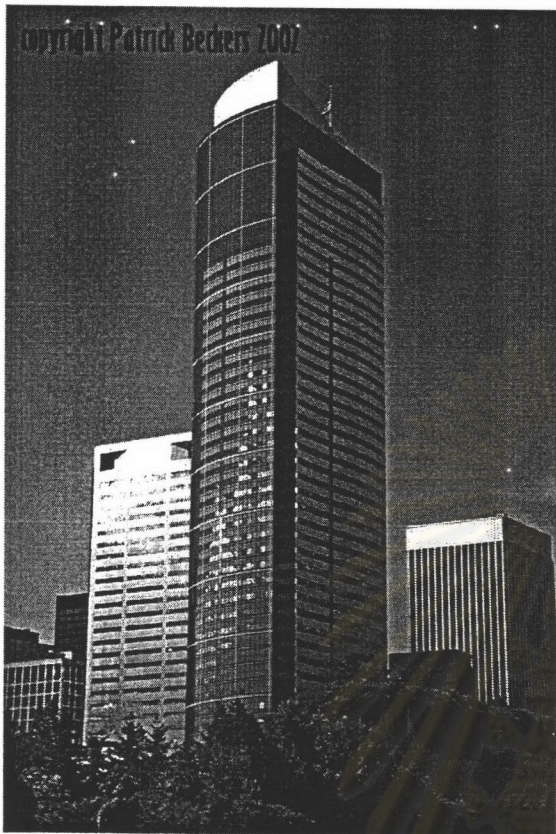
ระบบหน่วย ksc. (3) **ตอบ**

ภาคผนวก ก รูปแสดงอาคารสูง

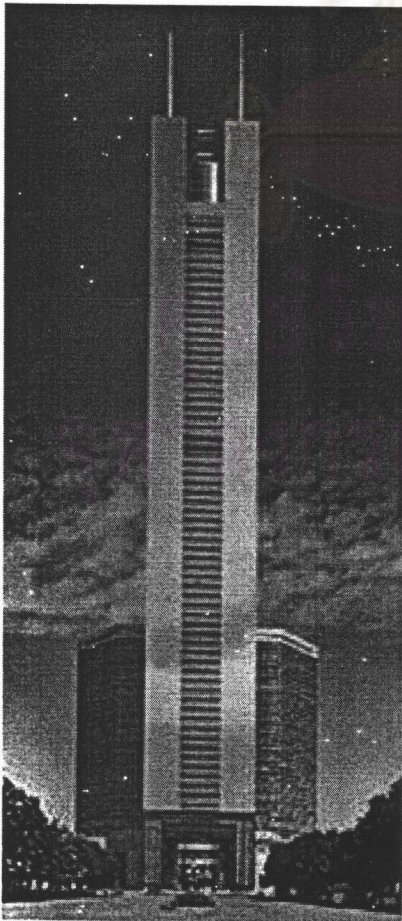


อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete) ที่สูงที่สุดในโลกเรียงตามลำดับเวลา (skyscraperpage.com)

ภาคผนวก ค (ต่อ) รูปแสดงอาคารสูง



อาคาร Two Union Square ตั้งอยู่ที่เมือง Seattle รัฐ Washington ประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งอยู่ในเขตความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับสูง (zone 3 ตาม UBC) สร้างเสร็จปี ค.ศ. 1989 สูง 226 m (56 ชั้น) เป็นอาคารที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงที่สุดในโลก กล่าวคือ เสาสร้างโดยเติมคอนกรีตกำลังสูง 131.0 MPa ลงไปในท่อเหล็ก (steel tube) ซึ่งสามารถให้การโอบรัดคอนกรีตได้ดีกว่าเหล็กปลอกตามปกติ



อาคาร CITIC Plaza ตั้งอยู่ที่เมือง Guangzhou มณฑล Guangdong ประเทศจีน ซึ่งอยู่ในเขตความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับต่ำ สร้างเสร็จปี ค.ศ. 1997 เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete) ที่สูงที่สุดในโลก กล่าวคือ สูง 391 m (80 ชั้น) ใช้คอนกรีตกำลังสูง 60 MPa (กำลังลูกบาศก์)

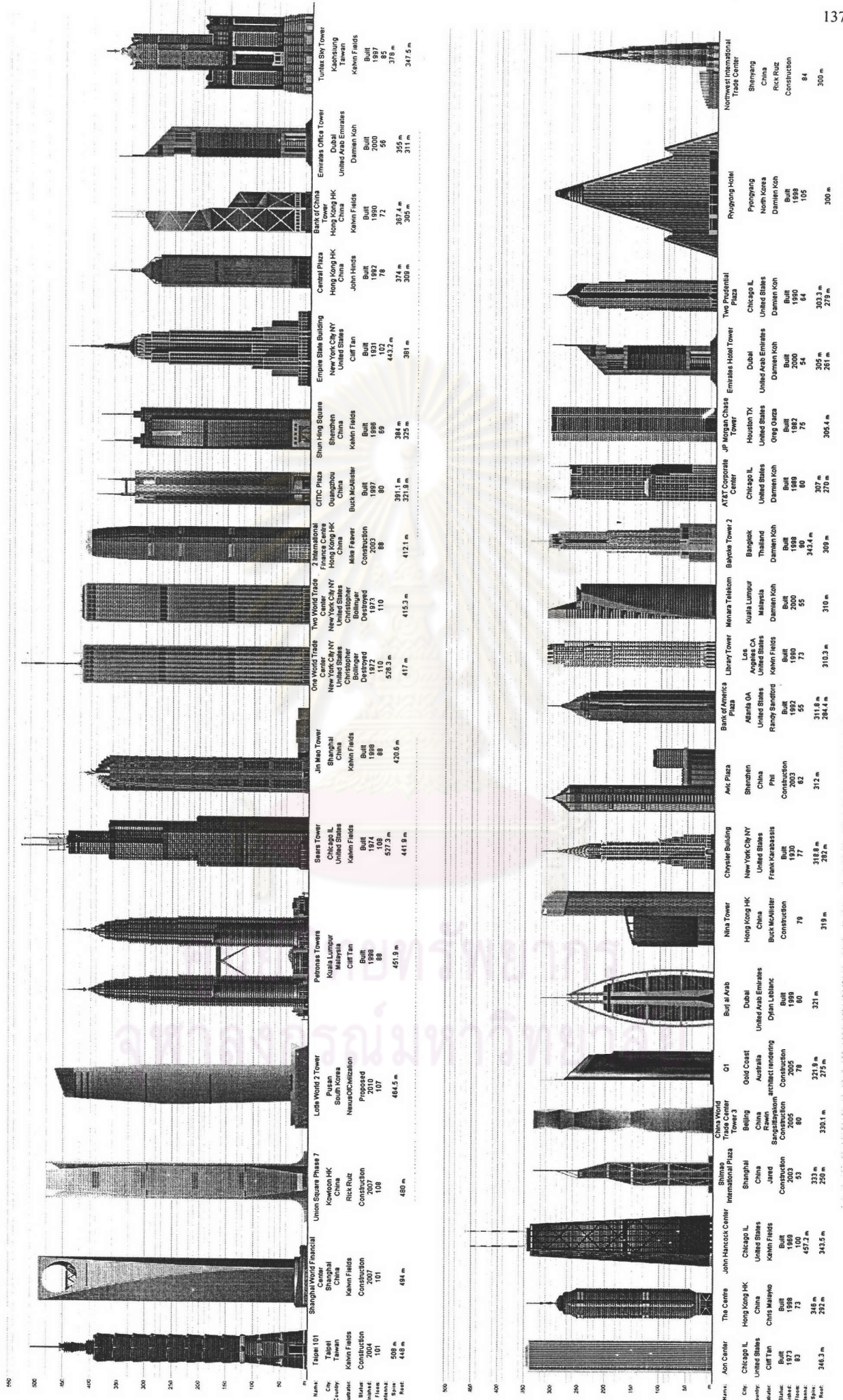


อาคาร The Paramount ตั้งอยู่ที่เมือง San Francisco รัฐ California ประเทศสหรัฐอเมริกา สร้างเสร็จปี ค.ศ. 2002 เป็นอาคารคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จรูปที่สูงที่สุดในเขตความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับสูงมาก (Zone 4 ตาม UBC) มีความสูง 128 m (40 ชั้น) เสาใช้คอนกรีตกำลังสูง 55 MPa และให้การโอบรัดเสาโดยตะแกรงข่ายลวดเชื่อม(welded wire grids)

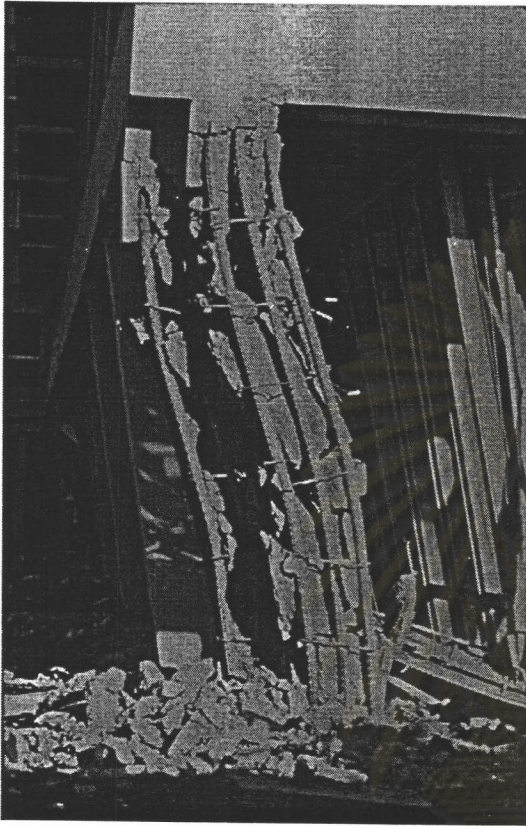


อาคาร Taipei 101 ตั้งอยู่ที่กรุงไทเป ประเทศไต้หวัน ซึ่งอยู่ในเขตความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับสูงมาก สร้างเสร็จปี ค.ศ. 2004 เป็นอาคารที่สูงที่สุดในโลกด้วยความสูง 508 m (101 ชั้น) เสารูปกล่อง (box columns) ใช้คอนกรีตกำลังสูง 70 MPa มีการติดตั้งตัวหน่วงแบบปรับมวล (tuned mass damper) ซึ่งมีลักษณะเป็นเหล็กรูปทรงกลมหนัก 800 ตัน แขนงด้วยเคเบิลที่บริเวณยอดอาคาร

ภาคผนวก ก (ต่อ) อาคารที่สูงที่สุดในโลกเรียงตามลำดับความสูง (เฉพาะที่สูงตั้งแต่ 300 เมตรขึ้นไป) (skyscraperpage.com)



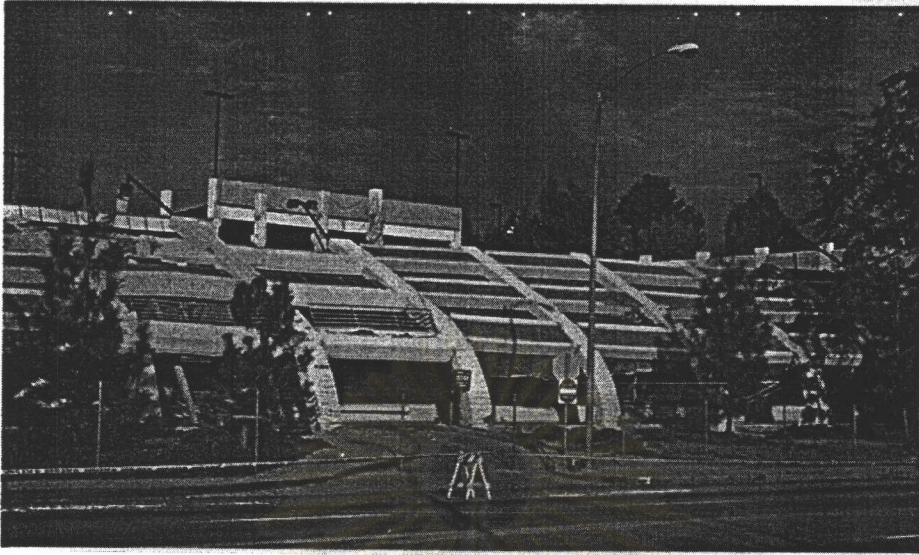
ภาคผนวก ง รูปความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมา



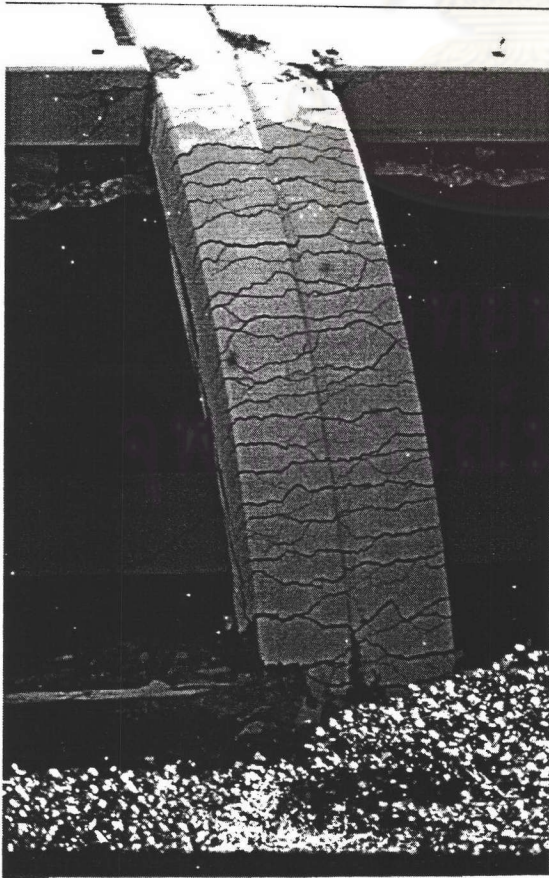
อาคาร Olive View hospital เกิดความเสียหายในเหตุการณ์ 1971 San Fernando earthquake การที่มีผนังคอนกรีตเสริมเหล็กในชั้นบนขึ้นไป ทำให้เกิดชั้นล่างที่อ่อน (soft first story) รูปแสดงเสาที่มีอัตราส่วนการเคลื่อนตัวค้ำหลังจากแผ่นดินไหวสูงถึง 19% จะสังเกตเห็นแกนคอนกรีตร่วนเป็นชิ้นเล็กชิ้นน้อย เนื่องจากให้การโอบรัดด้วยเหล็กปลอกเดี่ยวในปริมาณที่ไม่เพียงพอ



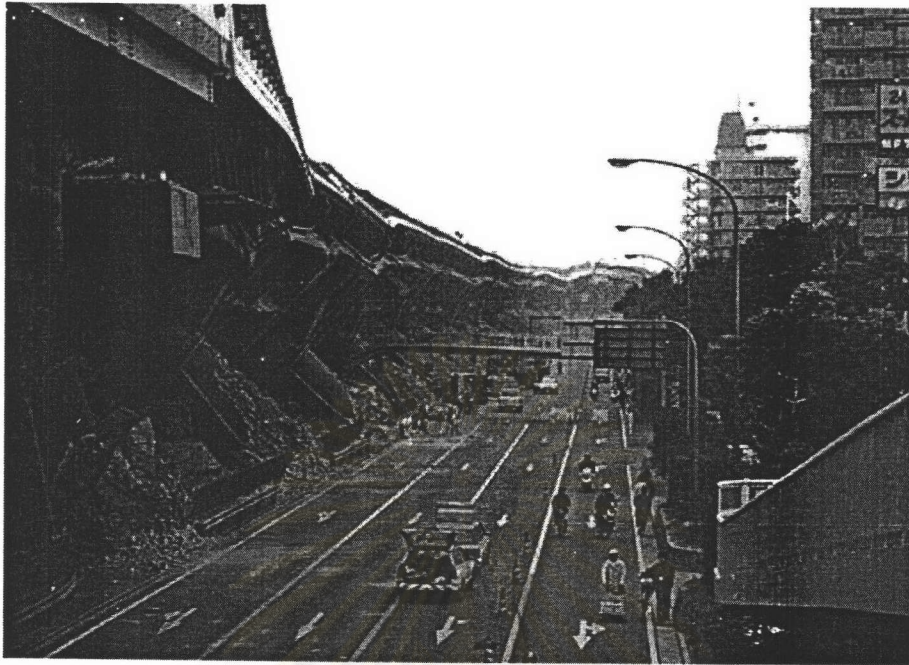
เปรียบเทียบพฤติกรรมที่เหนียวของเสาชั้นล่างในอาคารเดียวกัน ซึ่งการที่มีการโอบรัดอย่างเพียงพอโดยเหล็กปลอกเกลียวทำให้แกนคอนกรีตยังคงอยู่ในสภาพที่ดี และช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการพังทลายของอาคาร



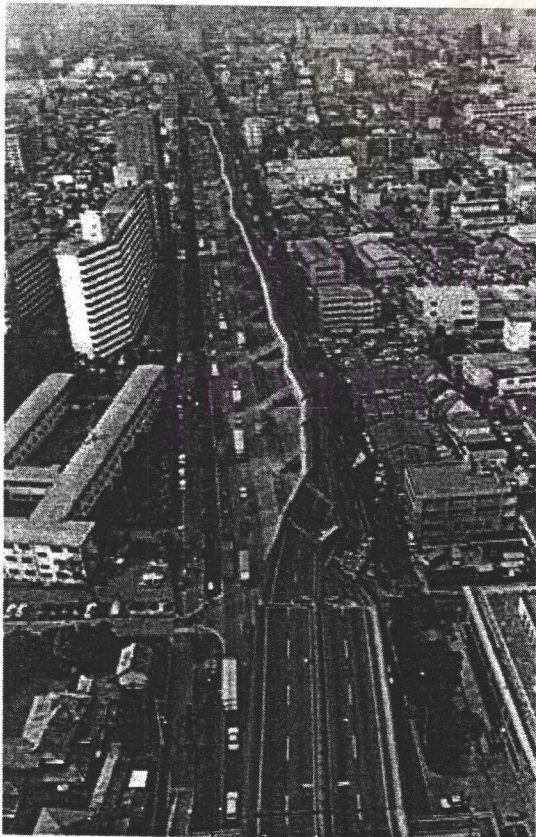
อาคารจอดรถที่ California State University เกิดการพังทลายบางส่วน (partial collapse) ในเหตุการณ์ 1994 Northridge earthquake จะเห็นว่าโครงสร้างเหล็กหล่อสำเร็จรูปถูกดึงเข้าไปข้างใน โดยเคเบิลอัดแรงแบบคิงที่หลัง เมื่อส่วนโครงสร้างภายในพังทลายลงเนื่องจากการยึดต่อที่ไม่เพียงพอระหว่างส่วนที่รับแรงแนวตั้งและชิ้นส่วนที่รับแรงด้านข้าง



พฤติกรรมที่เหนียวมากของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายนอกของอาคารเดียวกัน จะสังเกตเห็นเสาคัดโค้งอย่างมากรอบแกนรอง โดยไม่หัก และรอยร้าวค้ำกระจายดี ๆ

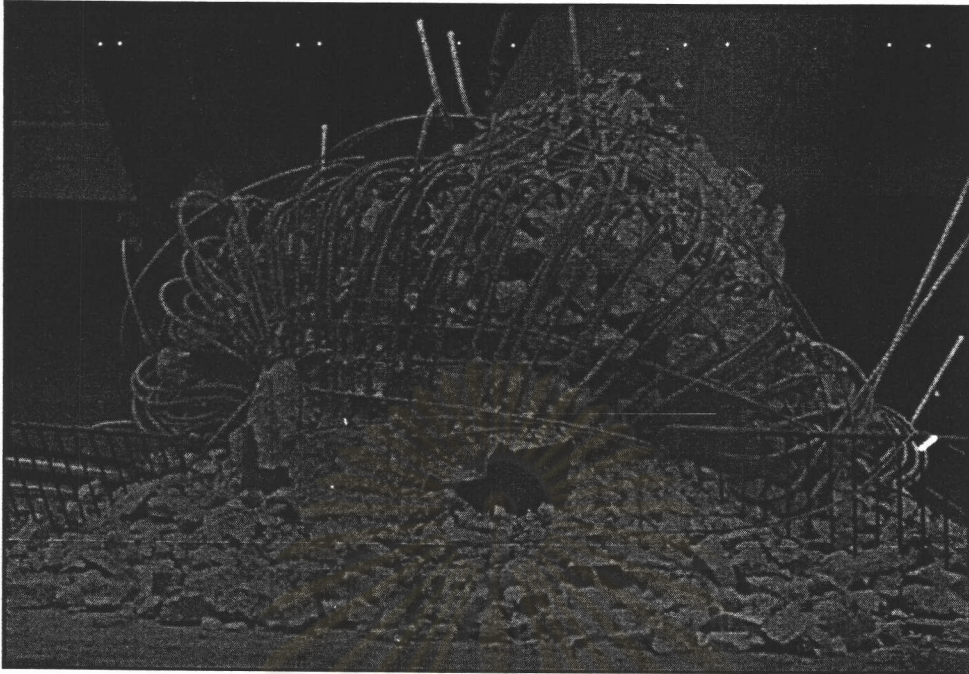


ในเหตุการณ์ 1995 Kobe earthquake สะพานของ Hanshin Expressway เกิดการพลิกลง ด้านข้าง 18 ช่วง ยาวหลายร้อยเมตร โดยมีสาเหตุหลักมาจากการแตกร้าวที่เปราะของรอยเชื่อมของเหล็กยื่นในเสาท้ายใต้แรงค้ำ ซึ่งรอยเชื่อมทั้งหมดถูกเชื่อมอยู่ที่ระดับเดียวกัน

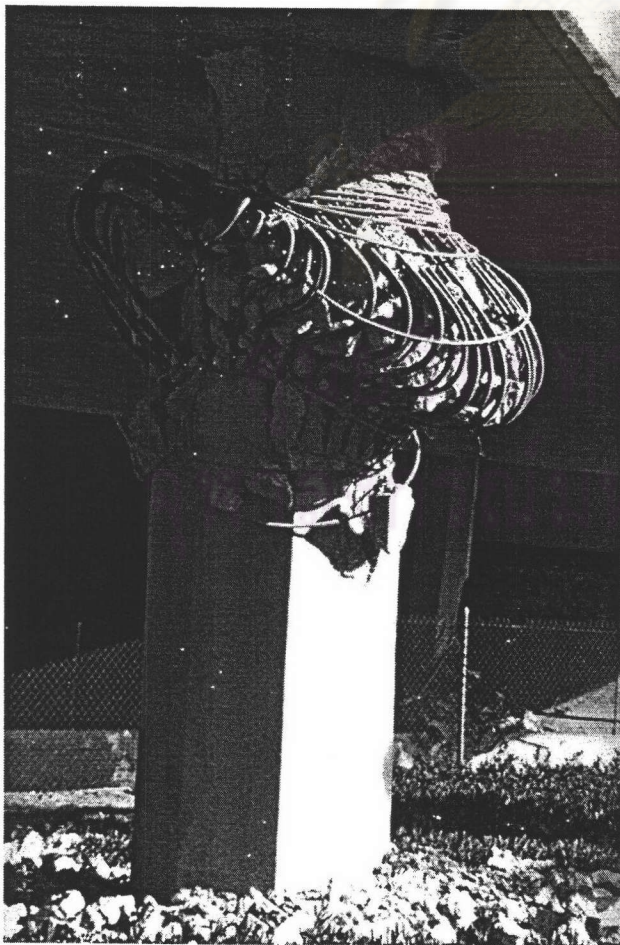


ภาพถ่ายทางอากาศของสะพานเดียวกัน

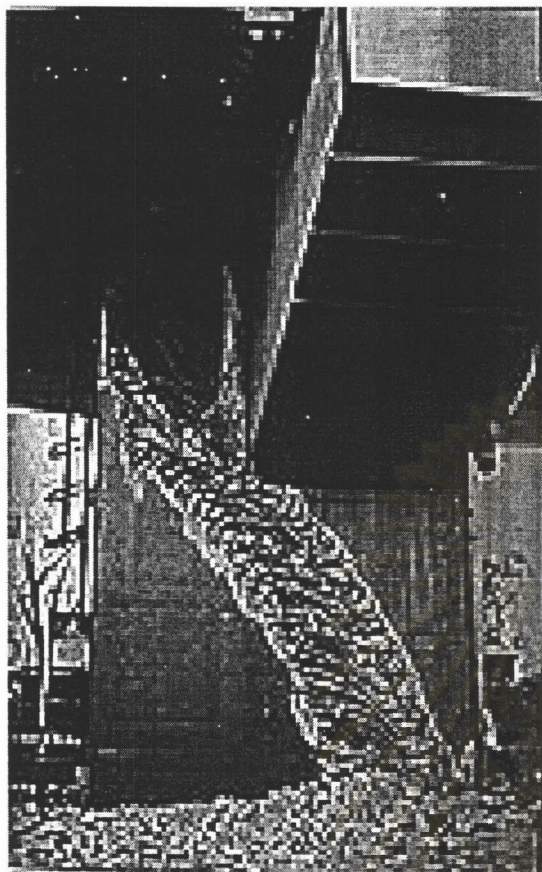
ทรัพย์สิน
มหาวิทยาลัย



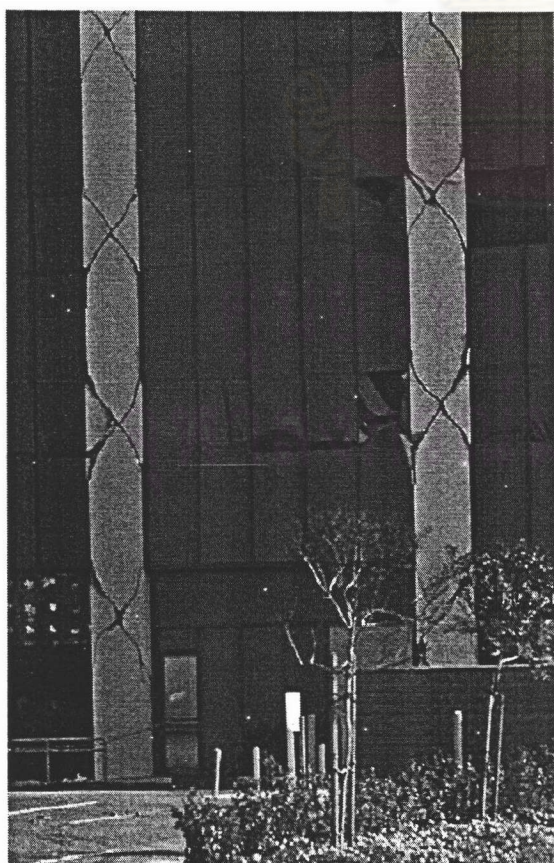
ในเหตุการณ์ 1995 Kobe earthquake เสาสะพานของ Hanshin Expressway เกิดการวิบัติ เนื่องจากมีการ โอบรัดที่ไม่เพียงพอ และการวิบัติของการต่อเหล็กยื่นในเสา



ในเหตุการณ์ 1994 Northridge earthquake เสาของสะพาน Bull Creek Bridge เกิดการวิบัติแบบเฉือนและเกิดการคู้งของเหล็กยื่นใต้บริเวณหัวเสาซึ่งมีการ โอบรัดโดยเหล็กปลอกเกลียว



เสาสั้นซึ่งมีความต้องการแรงเฉือน (shear demand) มาก เกิดการวิบัติแบบเฉือนในเหตุการณ์ 1995 Kobe earthquake จะสังเกตเห็นรอยร้าวทแยงได้อย่างชัดเจน



อาคาร Barrington Building ใกล้เคียงพังทลายลงในเหตุการณ์ 1994 Northridge earthquake เนื่องจากเกิดการวิบัติแบบเฉือนในเสา ซึ่งความยาวของเสาถูกทำให้สั้นลงโดยแผงขอบอาคาร

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายภาคภูมิ พัฒนเศรษฐานนท์ เกิดในวันศุกร์ที่ 10 พฤศจิกายน พ.ศ. 2521 ที่อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ในปีการศึกษา 2542 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2543



ศูนย์วิทยพัทธยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย