

論文

[2008] 低側圧3軸圧縮応力を受けるプレーンコンクリートの最大応力以降の破壊性状に関する実験

西野和弥*1・村上雅英*2・大谷恭弘*3・窪田敏行*4

1. はじめに

コンクリート構造物の終局状態に至る挙動を明らかにすることを目的とした解析においては、多軸応力下におけるコンクリート材料の非線形挙動の取り扱いが重要となる。すなわち、応力-ひずみ関係に見られる最大応力以前の硬化領域における非線形特性はもとより、最大応力以降の軟化領域における材料挙動のモデル化が必要となる。そして、このようなモデル化に際しては、実験データに基づく現象評価が不可欠である。

多軸応力状態での最大応力以前の材料挙動については、多くの既往の実験データが存在する。そのため、硬化領域の応力-ひずみ関係をコンクリート内部での微視的破壊、すなわちマイクロクラックの発達に伴う材料の劣化が一様に広がるという観点から一般に材料特性の劣化として取り扱った構成則モデルや、最大応力を記述する破壊基準が多く提案されている[1, 2]。

しかし、最大応力以降の軟化領域の材料挙動、すなわち破壊性状については塑性理論による試み[3]もあるが、いまだ十分に明らかにされていないのが現状である。これは、既往の3軸圧縮試験の試験体の形状の大部分が立方体[4, 5, 6]あるいは軸対称[7]であるため、これらの形状ではひび割れ面が複雑に生じ、軟化領域の破壊機構の解明を困難にしていることに起因する。

一般に圧縮を受けるプレーンコンクリートでは、破壊がひび割れ領域に集中すなわち局所化される傾向が見られる。この場合、最大応力以降の軟化現象はひび割れ面に沿ったずれに伴う骨材の乗り上げやめり込み等により生じると考えられる。そこで、プレーンコンクリートに圧縮側圧を作用させた場合のひび割れ領域の破壊機構を解明するために、1方向のみにひび割れ面が生じるように非軸対称な低側圧を与えることが可能な3軸圧縮試験装置を開発し、予備実験を行ってきた[8]。本論文では、3軸圧縮応力下のプレーンコンクリートのひび割れ領域の破壊機構について、新たに行った一連の実験結果に基づき考察する。

2. 実験方法

本実験では最大応力以降の安定したデータを得るために、図-1に示すように高剛性の500tonf万能試験機を使用し、載荷板が試験体に一樣に当たるように調心球座を調整後、球座を固定し第3軸方向の載荷を行っ

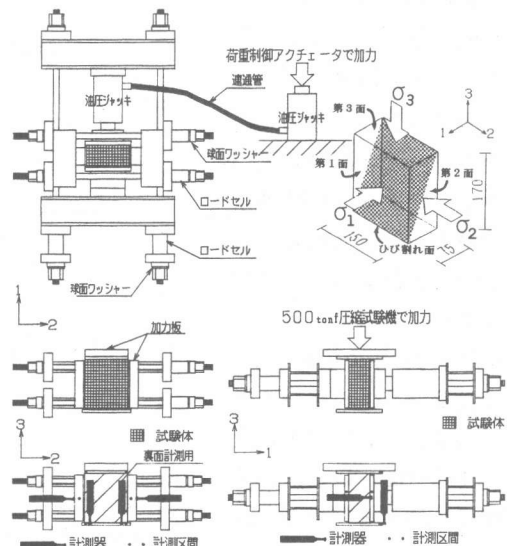


図-1 3軸圧縮試験装置の概要

*1 近畿大学大学院 工学研究科 建築学専攻(正会員) *2 近畿大学講師 理工学部建築学科、工博(正会員)
*3 神戸大学助教授 工学部建設学科、Ph.D.(正会員) *4 近畿大学教授 理工学部建築学科、工博(正会員)

た。第1軸方向に関しては、側圧载荷用の油圧シリンダーに連通管で接続した別の油圧シリンダーを荷重制御によるアクチュエータで载荷することにより、ほぼ一定側圧あるいは変動側圧を与えた。本载荷方法では、図-2に示すように $\sigma_3-\varepsilon_3$ 関係が線形から非線形に移行し最大応力に達するまでの急激な体積膨張が生じる区間では、連通管等の管内抵抗によって側圧载荷用とアクチュエータ側のシリンダー間で圧力差が生じるため、その区間では漸増側圧载荷となり、平衡状態となった後では、ほぼ一定側圧による载荷が可能となる。第2軸方向に関しては、十分な剛性を持つ4本のP C鋼棒の軸力がほぼ等しくなるように初期側圧を加えた。

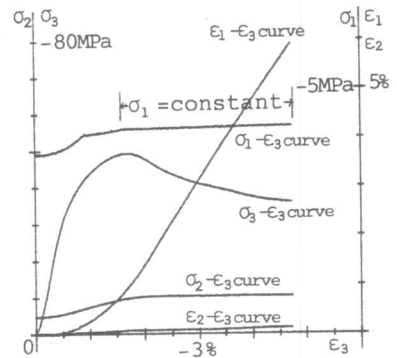


図-2 3軸圧縮試験結果の一例

その後は ε_2 が拘束されるため受動载荷により、最大応力時には $0 > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ となり、第2面のみにひび割れ線が現れる。载荷盤の摩擦の除去には2枚のテフロンシート(厚さ0.1mm)の間にオイルを塗布した減摩パットを全载荷面で使用した。尚、減摩パットの有無によるひずみ計測の比較では、最大応力時において約15%の誤差があることを確認したが、その影響は以下の検討では考慮していない。コンクリートの調合を表-1に示す。ひずみ等の計測には動ひずみ計を使用し、12bitのA/D変換器にてパソコンにデータを収録した。実験条件を表-2に示す。上下端に減摩パットを用いた無拘束の3軸圧縮試験用試験体の圧縮強度 f_c は、円柱圧縮強度の約75%である。尚、単位表示の無い応力は f_c (Gシリーズ 20.8 MPa, Hシリーズ 22.5 MPa)で無次元化したものである。

表-1 コンクリートの調合表

nominal strength (MPa)	W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)
23.5	74	200	270	866	975

表-2 実験変数一覧表

Mix	Comp. Strength		Type	Lateral Stress		N	
	cylinder (MPa)	prism (MPa)		σ_2 (MPa)	σ_1 (MPa)		
G	26.5	20.8 (unconfined) $\theta_s = 0^\circ$	M	0.6	0.2	3	
					2	3	
					4	3	
				6	3		
				5	0.2	3	
					2	3	
			4		3		
			10	6	3		
				0.2	3		
				2	3		
				4	3		
				6	3		
H	31.0	22.5 (unconfined) $\theta_s = 0^\circ$		M	5	0.2	3
			2			3	
			4			3	
			6		3		
			C		5	2	6
						4	6
				6		5	
			S1	5	2→4→2	3	
					4→6→4	2	
					4→2→4	2	
					6→4→6	4	
					0.2→2	1	
→4→6	1						
4→2→0.2	2						
6→4→2	1						

note
 cylinder: ($\phi 10 \times 20$) without Teflon sheets
 prism: (150×75×175) with Teflon sheets
 M: monotonic loading C: cyclic loading
 S1: σ_1 -changed N: number
 < all lateral stresses are in compression >

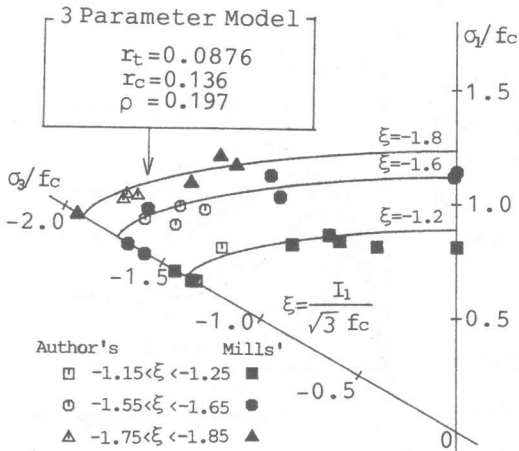


図-3 Millsらの実験結果との比較

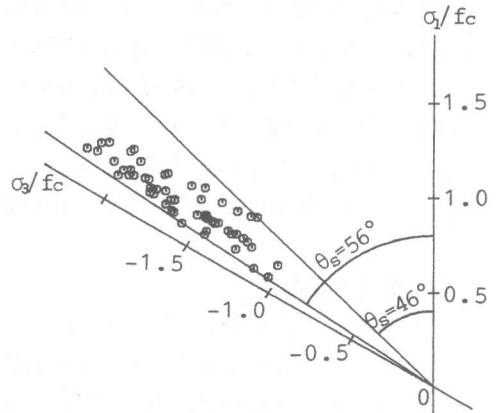


図-4 全実験結果とその相似角 \$\theta_s\$。

3. 最大応力に関する検討

代表的な静水圧長(\$\xi\$)について、Millsらの3軸圧縮試験結果[6]とそれらに対応する \$\sigma_1\$ を一定とした本実験結果の偏差平面における比較を図-3に示す。図中の曲線はMillsらの実験結果に対するWilliam Warnkeの3パラメータモデルである。試験体形状、側圧の荷重方法が従来の3軸圧縮試験と大きく異なるにも拘らず、本実験結果とMillsらの実験結果の相違は殆ど認められなかった。また、単調荷重した全実験結果とそれらの相似角 \$\theta_s\$ の範囲を図-4に示す。本実験結果では \$\theta_s\$ の範囲が \$46^\circ \sim 56^\circ\$ と変動幅が狭いため、その範囲ではMohr-Coulombの破壊基準による平面で破壊曲面を近似できると仮定する。そこで単調荷重した全試験体の最大応力時の応力円を図-5に示す。これらの応力円群より、後述する最終安定条件の求め方と同様に、Mohr-Coulombの破壊基準を回帰的に求めると式(1)が得られた。Mohr-Coulombの破壊基準から得られるひび割れ角度 \$\theta = (90^\circ - \tan^{-1} 0.80) / 2 = 26^\circ\$ と図-6に示す実際に観察されたひび割れ角度はほぼ一致した。

$$\tau_t = C_{peak} + \mu_{peak} \sigma_n \quad \dots(1)$$

$$(C_{peak} = 0.391 f_c, \mu_{peak} = 0.802)$$

4. 最大応力以降の \$\sigma_3 - \varepsilon_3\$ 関係の比較

軟化領域における \$\sigma_3 - \varepsilon_3\$ 関係の勾配が急な試験体では図-6(a)のようにひび割れ線は対角に1本のみ現れていたが、勾配の緩やかな試験体では同図(b)のように複数のひび割れ線が現れた場合が多くみられた。\$\sigma_1\$ を一定としたGシリーズの \$\sigma_3 - \varepsilon_3\$ 関係の一例を図-7に示す。\$\sigma_2\$ の初期値と \$\sigma_1\$ がほぼ同じ試験体であっても、軟化領域では \$\sigma_3 - \varepsilon_3\$ 関係にばらつきがみられた。

ほぼ同じ側圧の荷重条件で除荷荷重の繰返しの試験体

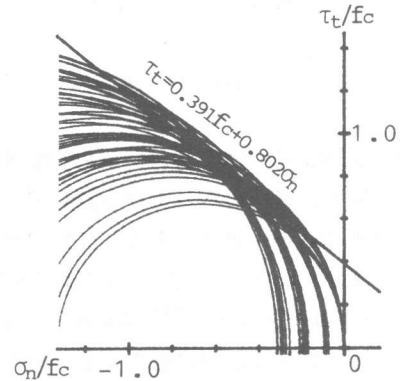
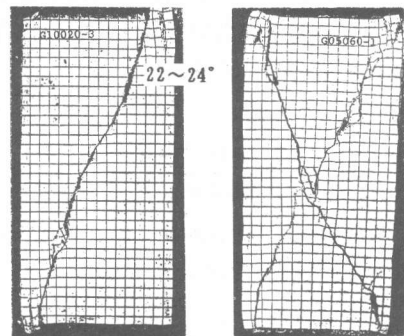


図-5 最大応力時の応力円群と Mohr-Coulombの破壊基準の関係



(a) 1本のひび割れ (b) 複数のひび割れ
図-6 ひび割れ発生状況

と単調载荷の試験体間の比較では、図-8 に示すように最大応力以降の σ_3 - ϵ_3 関係の形状に顕著な相違は認められなかった。また、変動側圧($\sigma_1=6 \rightarrow 4 \rightarrow 2$ MPa)を受けた試験体では最大応力時の ϵ_3 を原点とした図-9 より、 σ_1 が変動する度に各々に対応する σ_1 を一定とした実験結果の σ_3 - ϵ_3 関係にはほぼ乗り移ることが確認できた。

5. 最終安定条件

耐力劣化後、 ϵ_3 の増大に伴い σ_3 はある値に収束する傾向が図-7 より確認された。その収束値に対し、大島ら[9]は軸対称試験体の半径方向のひずみと関連させて定式化している。また入江ら[10]は、コンファインドコンクリートの実験ではあるがその収束値がニュートン摩擦則によると報告している。そこで、 σ_3 が収束後の状態を最終安定状態、その時の応力を最終安定応力、また、最終安定応力を与える条件式をMohr-Coulombの破壊基準に準じ式(2)で与え、それを最終安定条件と定義する。

$$\tau_t = C_{final} + \mu_{final} \sigma_n \quad \dots(2)$$

最終安定状態では、ひび割れ領域の破壊が完全に終了し、局所化されたひび割れ間の骨材の乗り上げやめり込みによって主として外力とつりあっていると考えられる。そこで、ひび割れ面上に生じる粘着力(Mohr-Coulombの破壊基準の $C_{p,peak}$)がほぼ減退してひび割れ面間の摩擦で主として外力とつりあっていると仮定することにより、各試験体の最終安定応力の差分より最終安定状態における見かけの摩擦係数 μ_{final} が式(3)を用いて算出できる。尚、式(3)はひび割れ面上の力のつりあい式(4)、(5)と式(2)から導かれる(図-10 参照)。

$$\mu_{final} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{2\sqrt{\Delta \sigma_1 \Delta \sigma_3}} \quad \dots(3)$$

$$\sigma_1 = \sigma_n + \tau_t \tan \theta \quad \dots(4)$$

$$\sigma_3 = \sigma_n - \tau_t \tan \theta \quad \dots(5)$$

最終安定状態が確認できた試験体について、

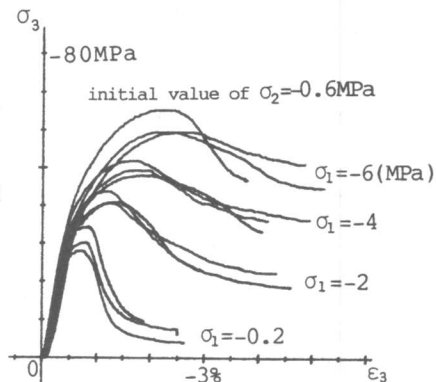


図-7 一定側圧(σ_1)実験結果一例

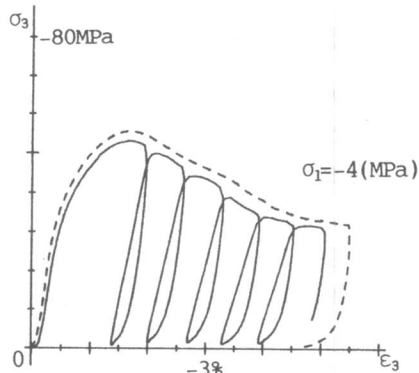


図-8 繰り返し载荷の影響

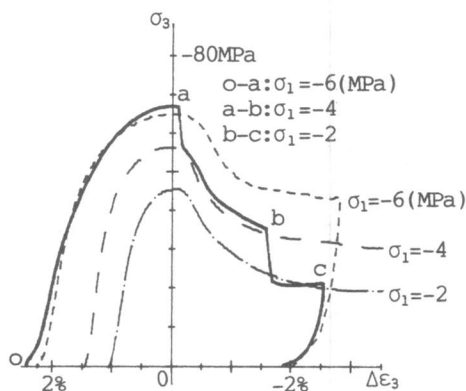


図-9 変動側圧による実験結果一例

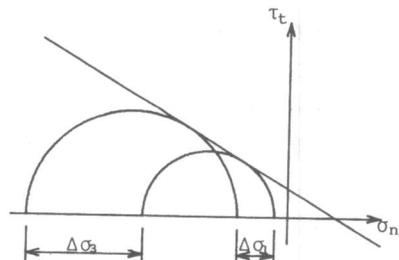


図-10 式(3)の概念

各試験体間で最終安定応力の差分を求め上式に代入し、明らかに実験誤差と思われる計算結果を除いた237通りについて算出された最終安定状態における摩擦係数の平均値は $\mu_{final}=1.049$ (変動係数=0.145)であった。厳密には、式(3)より得た $\mu_{final}=1.049$ の勾配をもつ直線は図-11のように最終安定状態の応力円には接しないが、図中の点Aと点Bは極めて近いので、近似的に応力円に $\mu_{final}=1.049$ の勾配をもつ直線が接すると仮定すると τ_c 軸との切片 C_{final} が残存粘着力として算出される。 C_{final} の平均値は $0.066f_c$ であった。図-12に最終安定状態の応力円群と式(2)の関係を示す。

コンクリートが圧縮力を受けると、図-13に示すようにある応力レベルまでは線形弾性体として挙動し、その後非線形挙動し最大応力を迎える。その非線形領域では骨材とセメントペーストの接着面に微細なひび割れが一様に試験体全体で発生する。最大応力時ではそれらの微細なひび割れ間の摩擦による影響が式(1)の第2項として最大応力に反映している。しかし、最終安定状態では塑性ひずみはひび割れ付近に集中、すなわち局所化しており、その部分では骨材の乗り上げやめり込みでせん断伝達が行われ、これが見かけの摩擦力となって式(2)の第2項として現れる。すなわち、最大応力時と最終安定時では摩擦力の発現機構が異なっているため、破壊の進行によって摩擦係数が大きくなると考えられる。この最終安定条件は、本実験のように最大応力以降新たなひび割れ面が形成されない時は、載荷経路に関係なく同一のコンクリートでは一義的に与えられる条件と考えられる。

6. ひび割れ面の増分変位ベクトル

最大応力以降ではひび割れが局所化していない部分が除荷状態となるため、その部分の変形を無視できると仮定すると、図-14よりひび割れ面の増分変位ベクトルの各成分は近似的に式(6)と(7)で求められる。

$$\delta_n = -H \varepsilon_3 \sin \theta - B \varepsilon_1 \cos \theta \quad \dots(6)$$

$$\delta_t = H \varepsilon_3 \cos \theta - B \varepsilon_1 \sin \theta \quad \dots(7)$$

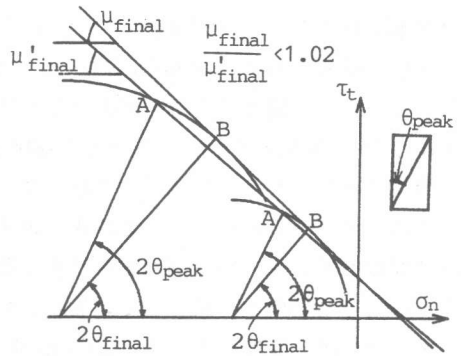


図-11 破壊基準と最終安定条件の関係

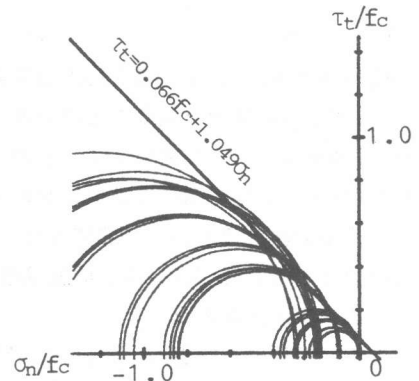


図-12 最終安定状態の応力円群と最終安定条件の関係

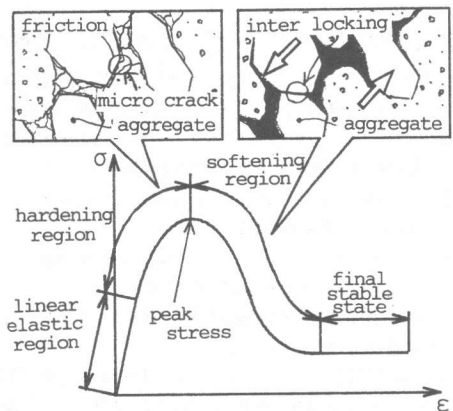


図-13 各ひずみレベルでの破壊機構

そこで、ひび割れの発生している領域の幅 B_s の平均的な垂直ひずみ ε_n とせん断ひずみ γ_t によるひずみ円と対応させるために、縦軸 $\delta_t/2 (=0.5\gamma_t B_s)$ 、横軸 $\delta_n (= \varepsilon_n B_s)$ として最大応力時を原点とした増分変位ベクトルを図-15に示す。ひび割れ面に作用する垂直応力が増加するにしたがい、ひび割れ面のずれによって骨材の乗り上げからめり込みに破壊状況が移行するため、増分変位ベクトルのひび割れ面に対する垂直方向成分 δ_n は σ_1 の増加により減少している。したがって、ひび割れ面の増分変位ベクトルの方向はMohr-Coulombの破壊基準に直交する方向とは大きく異なっており、最大応力以降では塑性理論でよく用いられる直交流れ則が成立しないことが確認された。

7. まとめ

低圧3軸圧縮応力下の最大応力以降の軟化領域の破壊を2次元的な解析で扱うことの可能な3軸圧縮試験装置を開発し、一連の実験結果より以下の知見を得た。

- Millsらの3軸圧縮試験結果と比較することによって、本実験法の妥当性が確認された。
- 最大応力はMohr-Coulombの破壊基準でほぼ表現できることが確認された。
- 最終安定状態を定義し、式(2)のように定式化できた。
- 破壊の進行に伴い微細なひび割れ間の摩擦から骨材のめり込み、乗り上げへと摩擦機構が変化するため、ひび割れ面上の見かけの摩擦係数は、最終安定状態では増加することが確認された。
- 最大応力以降の軟化領域ではひび割れ面上の増分塑性変位ベクトルの方向は、Mohr-Coulombの破壊基準に対して直交流れ則に従わないことが確認された。

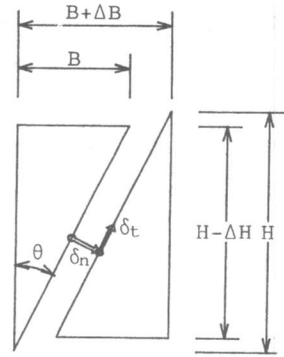


図-14 式(6)と(7)の算出方法

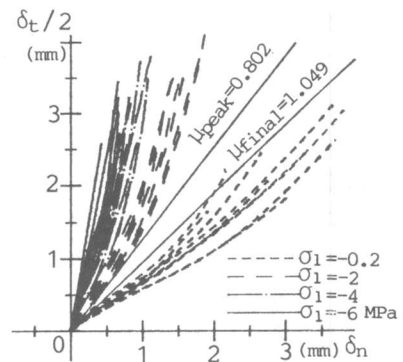


図-15 ひび割れ面の増分変位ベクトル

謝辞 本研究全般にわたり、近畿大学建築学科卒論生 石田健吾君、川添博弓君の多大なる協力を得ました。ここに記して心より深く感謝致します。

参考文献 [1]Chen, W.F. 著, 色部 誠・河角 誠・安達 洋監訳: コンクリート構造物の塑性解析, 丸善, pp. 196-257, 1985. 7

[2]Z. P. Bazant: Mechanics of distributed cracking, ASME, Vol. 39, No. 5, pp. 675-705, May 1986

[3]水野英二ほか: 塑性理論によるコンクリートの載荷経路依存型圧縮軟化特性のモデル化, JCI論文集, Vol. 3 No. 2, pp. 1-13, 1992. 7

[4](財)電力中央研究所: 三軸圧縮応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ曲線の非線形挙動とその解析, 電力中央研究所報告 384006, 1984. 9

[5]Hatanaka, S. et al.: Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete under Low Lateral Pressure, 日本建築学会構造系論文報告集 第377号, pp. 27-37, 1987. 7

[6]Mills, L. L. and Zimmerman, R. M.: Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions, ACI Journal, Title No. 67-47, pp. 802-807, Oct. 1970

[7]山口弘ほか: 高圧3軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係(その1 静的載荷), 日本建築学会構造系論文報告集 第389号, pp. 99-108, 1988. 7

[8]西野和男ほか: コンファインドコンクリートの耐力劣化機構に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集 構造II, pp. 1035-1036, 1992. 8

[9]大島正康ほか: リング拘束下におけるコンクリートの力学的特性, 第39回土木学会年次学術講演会概要集V, pp. 309-310, 1984

[10]入江正明ほか: 横拘束を受ける矩形コンクリート柱の耐力以後のひずみ分布特性, 第42回土木学会年次学術講演会概要集V, pp. 340-341, 1987