

論文 軸方向変位または荷重制御下におけるコンクリートのせん断挙動に関する実験的研究

篠原 保二*¹・金子 葉*²・高田 典英*³

要旨:コンクリートのひび割れ面（破壊進行領域）におけるせん断挙動に関する実験データが不足している。それを補うため、鉛直方向と水平方向の変位および荷重を独立にコンピュータ制御できるサーボ試験装置を用いて実験を行った。引張変位制御試験で規定したひび割れ幅を試験体に導入した後、鉛直変位（ひび割れ幅）または鉛直荷重を一定に制御し、せん断力を変位制御により作用させた。コンクリートおよびモルタルについて実験を行い、鉛直荷重、せん断荷重、鉛直変位およびせん断変位の 4 者の関係を考察した。また、せん断剛性低下率を初期導入ひび割れ幅の関数とする実験式を提案した。
キーワード:ひび割れ幅、せん断挙動、せん断剛性低下率、変位制御試験、荷重制御試験

1. はじめに

コンクリートは複合材料であって、極めて非均質であるため、そのクラック先端前方には損傷は受けているが応力を伝達できる、いわゆる破壊進行領域が形成される。その破壊進行領域内で生じるマイクロクラックの発生、累積、連結、進展機構によって、コンクリートは非線形な力学的特性を示すのに加え、作用する荷重の種類や方向、部材寸法などの諸条件によってその力学的挙動が複雑に変化する。したがって、破壊進行領域の破壊メカニズムを明らかにし、これらの特性を定量化することは、コンクリート構造物の非線形挙動をより合理的に予測するために、また、新材料の開発やその力学的挙動を予測する上で重要である。

コンクリートの破壊進行領域の力学的特性のうち、これまでに明らかになっているのは、大部分がモード I と呼ばれる引張破壊における力学的モデルである¹⁾。しかしながら、実在するコンクリート構造物の破壊は、破壊モード I だけに限定されることはほとんどなく、より複雑な応力状態によって起こる。本研究ではそれ

らの応力状態のうち、コンクリートひび割れ面に垂直（鉛直）力とせん断力を同時に受ける場合の鉛直荷重、鉛直変位、せん断荷重およびせん断変位の 4 者の関係を実験により明らかにしていくことを目的とする。

本実験では特に、ひび割れたコンクリートの数値計算に必要となるせん断弾性低下率とひび割れ幅の関係について考察する。

2. ノッチを有する試験体の変形性状

本実験で用いるノッチを有する試験体の変形性状を線形破壊力学（LEFM）および FEM で検討し、試験結果の妥当性の考察に用いる。図-1 に示すようなノッチを有する試験体に引張力 P および曲げモーメント M が作用する場合、作用点のノッチによる荷重方向変位増分 Δu および $\Delta \theta$

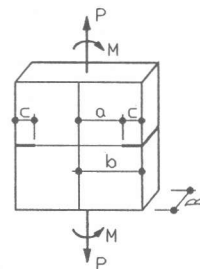


図-1 解析モデル

*1 東京工業大学助教授・建築物理研究センター 工博（正会員）、*2（株）構造計画研究所 工修、*3 東京電機大学工学部・建築学科

は、Griffith の理論より得られるクラックによるひずみエネルギー増加分から求められ次式のようになる²⁾。

$$\Delta u = \frac{P\pi}{BE} \int_0^{\xi} \{F(\xi)\}^2 \cdot \xi \cdot \frac{1}{1-\xi} d\xi \quad (1)$$

$$F(\xi) = 1.122 \left(1 - \frac{1}{2}\xi \right) - 0.015\xi^2 + 0.091\xi^3$$

$$\Delta \theta = \frac{9M\pi}{bBE} \int_a^b \{G(\eta)\}^2 \cdot \frac{1}{a^3} \cdot (b-a) \cdot da \quad (2)$$

$$G(\eta) = \frac{4}{3\pi} \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{2}\eta + \frac{3}{8}\eta^2 + \frac{5}{16}\eta^3 \right\} - 0.470\eta^4 + 0.663\eta^5$$

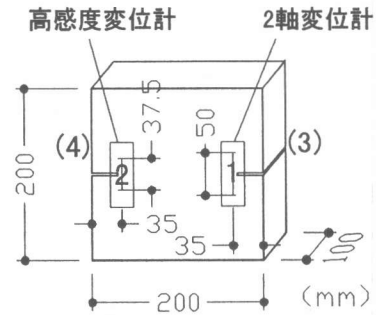
ただし、 $\xi=c/b$, $\eta=a/b$, E :弾性係数である。

3. 実験方法

破壊進行領域におけるコンクリートのせん断挙動を調べるため、初期ひび割れ幅 (0~0.8mm) と鉛直方向の制御方法 (変位制御及び荷重制御) をパラメータとする実験を行った。その実験条件を表-1 の○印で示す。

試験体は、普通ポルトランドセメントと水、天然骨材からなるプレーンコンクリートとモルタルの2種類である。寸法は、高さ200mm、幅200mm、厚さ100mmの直方体とした。また、ひび割れ位置 (破壊進行領域) を規定しておくために、高さ100mm (中央) の位置で左右両端に深さ30mmの切り欠き (ノッチ) を設けた (図-2)。

せん断試験体は最大骨材寸法20mm (コンクリート、粗粒率6.64) と5mm (モルタル) の2種類を用意した。コンクリートはスランブ18cmを目標として調合した。モルタルの場合は、セメント:砂:水=1:2:0.55で調合を定めた。試験体の調合を表-2に示す。試験体の打



括弧内の数字は裏側にある変位計の意味

図-2 試験体形状および変位測定位置

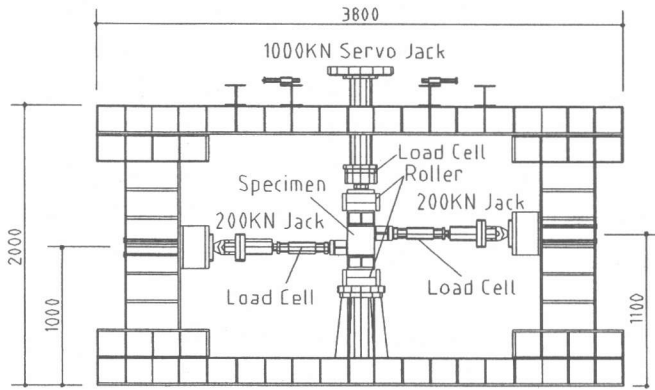
設は、200mm×880mm×100mmの鋼製型枠を用いて行い、打設24時間後に脱型し、水温が20℃に保たれた水槽で水中養生を行った。材齢21日目に水中から取り出した後、ダイヤモンドカッターを用いて一つの型枠から4体の試験体を切り出し所定のノッチを与えた。切り出した試験体は室温20℃の恒温室に保存し、材齢28日で実験を行った。圧縮試験体は100φ×200mmの標準シリンダーで、せん断試験体と同一バッチのコンクリートを使用し、同じ条件で養生した。

表-1 実験条件

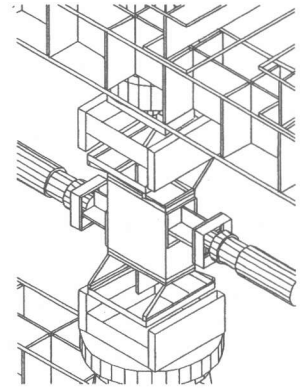
		初期ひび割れ幅 δ_0 (mm)					
		0	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
コンクリート (最大骨材 径 20mm)	変位制御 ($\delta_v = \delta_0$)	○	○	○	○	○	○
	荷重制御 ($P_v = -1\text{kN}$)	○	○	○	○	-	-
モルタル (最大骨材 径 5mm)	変位制御 ($\delta_v = \delta_0$)	○	○	○	○	○	-
	荷重制御 ($P_v = -1\text{kN}$)	○	-	○	-	-	-

表-2 調合表

調合名称	W/C	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)
C01~C09	0.55	194	353	1066	651
M01~M04	0.55	323	587	-	1174



a:全体図



b:加力位置詳細図

図-3 加力装置図

二軸加力試験は、鉛直荷重とせん断荷重をコンピュータ制御でそれぞれ独立して載荷できる試験装置(図-3)を用いた。鉛直力載荷用には1000kN疲労試験機を使用した。せん断力載荷用には、疲労試験機に水平加力フレームを組み込み、高圧ジャッキシステムでコントロールする200kNジャッキを左右に設置した。試験体は試験前日までにエポキシ系接着剤を用いて、上下ともにローラ支承に接合された鋼板に接着した。また、試験開始直前に超速硬セメントを使用してせん断力載荷用鋼板と試験体側面(加圧面)の間隙を埋めた。

初期ひび割れ幅は、疲労試験機を用いた変位制御(0.00002mm/sec)引張載荷によって試験体中央部のノッチ間に生成させた。あらかじめ規定したひび割れ幅に到達後、変位制御試験の場合、そのひび割れ幅を一定に保つホールド波を出力した。一方、荷重制御試験の場合、規定のひび割れ幅に到達後、荷重制御により圧縮荷重1kN(0.07MPa)まで除荷し、その後、荷重を一定に保つホールド波を出力した。したがって、荷重制御試験の場合の初期ひび割れ幅は、規定した値より幾分小さくなる。初期ひび割れを生成した後、その変位あるいは荷重を一定に制御した条件下で、せん断力を変位制御(0.0005mm/sec)により載荷した。

変位の計測はノッチ部近傍(左右両端より35mm)の打設時上面、下面各2個所、合計4個所で行った(図-2)。図の1番、4番は鉛直方向と水平方向の変位を独立に測定できる二軸型亀裂変位計(感度1/1000mm,ゲージ長50mm)で、せん断変位の測定に用いた。2番、3番は高感度変位計(感度1/2000mm,ゲージ長37.5mm)で、平均接続箱を用いて平均化し、変位制御引張載荷時のフィードバック信号とせん断力載荷試験時の鉛直変位の測定に使用した。また、鉛直荷重は感度0.04kN、水平荷重は感度0.1kNの200kNロードセルで計測した。

なお、試験体の名称はパラメータによって取り決め、最初の文字が制御方法(L:荷重制御, D:変位制御)を示し、続いてせん断力の載荷方法(C:圧縮せん断)、次の3桁の数字が規定した初期ひび割れ幅(単位:μm)、次の文字がせん断力の載荷位置(E:偏心100mm載荷, 図-3)、次の2桁の数字はシリーズのシリアル番号、次の文字が試験体の材質(C:コンクリート, M:モルタル)、最後の2桁の数字が調合シリアル番号を示している。

4. 実験結果および考察

シリンダーの圧縮試験の結果を表-3に示す。圧縮強度および割線弾性係数は、各材料の調合

シリーズごとの平均値で、せん断弾性係数はポアソン比1/6として割線弾性係数より算出した。

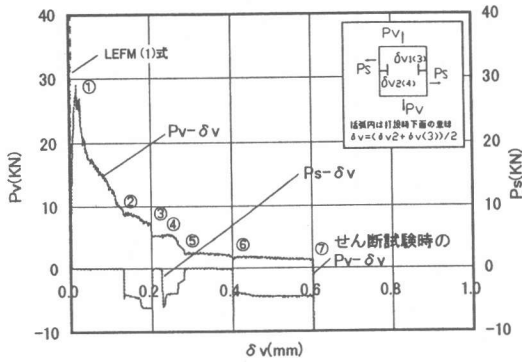
図-4 に変位制御試験の結果、図-5 に荷重制御試験の結果を示す。上図-a は鉛直方向引張力載荷試験の結果で、鉛直荷重（引張が正）と鉛直変位の関係 ($P_v - \delta_v$)、せん断荷重（圧縮が負）と鉛直変位 ($P_s - \delta_v$) の関係を示している。引張力載荷試験では、いずれの場合も鉛直変位 0.01mm 程度の①で最大荷重に達し、その後、変位の増加とともに抵抗力が低下するひずみ軟化を起こす。図中に破線で示した直線は、2.の LEFM の式 (1) に基づいた計算値である。最大荷重の 1/3 程度の荷重までは、実験値と計算値の整合性は良いが、その後はマイクロクラックの発生や曲げ変形の影響のため、鉛直変位は計算値より実験値のほうが大きくなっていく。ひずみ軟化域における荷重-変位曲線の不連続点 (図-4 の②~⑥および、図-5 の②

~⑤) に対応してせん断荷重の増減 (0~ -6kN) が見られる。このような不連続点近傍では、左右の鉛直変位の計測値が変動していることから、最大荷重以降、試験体に曲げ変形が生じているものと考えられる。これは最大荷重後、マイクロクラックが不均一に進行することに起因している²⁾。なお、図-5 の⑥から⑦の曲線は除荷の過程を示している。

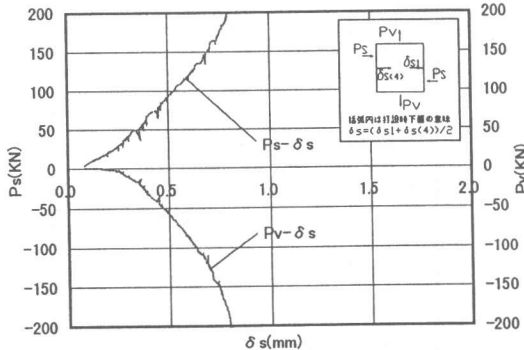
下図-b はせん断力載荷試験の結果で、変位制御の場合、せん断荷重（圧縮が正）とせん断変位の関係 ($P_s - \delta_s$)、鉛直荷重（引張が正）

表-3 圧縮試験結果

	圧縮強度 f_c (MPa)	割線弾性係数 $E_{1/3}$ (GPa)	せん断弾性係数 G_0 (GPa)
コンクリート	34.8	28.8	12.3
モルタル	47.0	22.9	9.82

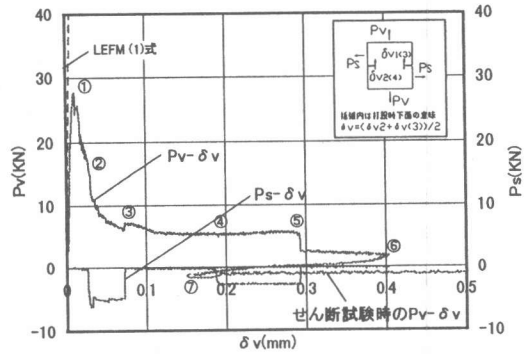


a:引張試験時の鉛直荷重(P_v)、せん断荷重(P_s)と鉛直変位(δv)の関係



b:せん断試験時のせん断荷重(P_s)、鉛直荷重(P_v)とせん断変位(δs)の関係

図-4 変位制御試験(DC600E03.C09)



a:引張試験時の鉛直荷重(P_v)、せん断荷重(P_s)と鉛直変位(δv)の関係

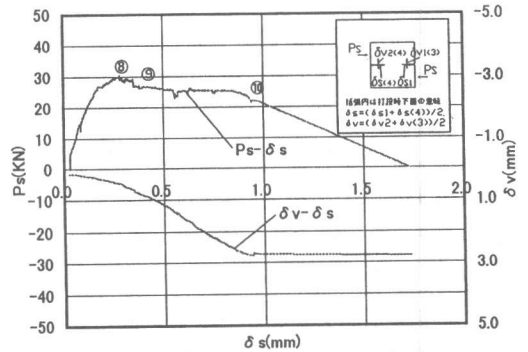
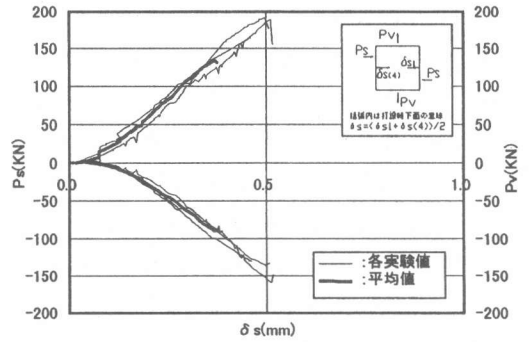


図-5 荷重制御試験(LC400E07.C07)

とせん断変位の関係 ($P_v - \delta_s$) を、荷重制御の場合、せん断荷重 (圧縮が正) とせん断変位の関係 ($P_s - \delta_s$)、鉛直変位とせん断変位の関係 ($\delta_v - \delta_s$) を示している。せん断変位の増加に伴い、変位制御試験では、鉛直変位を一定に保つために鉛直荷重が増加するのに対し、荷重制御試験では、鉛直荷重を一定に保つために鉛直変位が増加する。またこの荷重制御試験体では、せん断変位 0.3mm 付近 (図-5 の⑧) でせん断荷重がピーク値に達した。その後、せん断変位 0.4mm を超えたところ (図-5 の⑨) でノッチ先端から二次クラックが発生し、せん断変位 0.95mm 程度 (図-5 の⑩) で試験体のせん断荷重は破壊音とともに瞬時にゼロとなった。変位制御試験体では、せん断力載荷用ジャッキの容量 (200kN) 以内では二次クラックは生じず、荷重低下も起こさなかった。

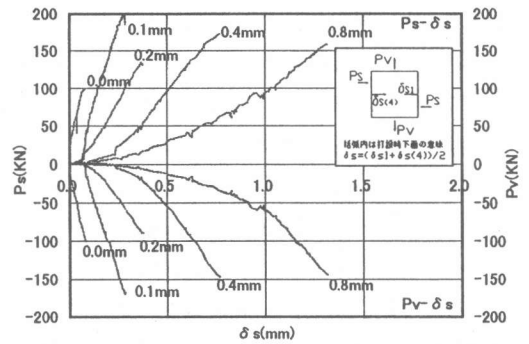
コンクリートの DC200 シリーズ (ひび割れ幅 0.2mm, 変位制御) の三体の実験値と平均値を図-6 に示す。試験体ごとのばらつきが少なくよい対応が見られている。同様の傾向がモルタルについても見られた。

図-7 に変位制御試験における初期ひび割れ幅をパラメータとした場合の、せん断荷重および鉛直荷重-せん断変位の関係を示す。上図-a がコンクリート、下図-b がモルタルの平均値である。これより、初期ひび割れ幅の増加に伴いせん断剛性は低くなる傾向が見られる。また初期ひび割れ幅が大きい場合、微小なせん断変位ではすべり現象によりせん断剛性が小さくなることがわかる。その後、せん断変位が増加すると、破断面における骨材のかみ合い効果とともに鉛直荷重が増加し、せん断剛性は大きくなる。初期ひび割れ幅 0.4mm まではコンクリートとモルタルのせん断剛性に大きな差は見られなかった。これは、骨材を持たないモルタルでも、コンクリートほどではないが、破断面に凹凸があり、微小な初期ひび割れ幅を一定に保つ場合、鉛直圧縮荷重の増加に伴ってせん断抵抗が増加していくためと考えられる。初期ひび割



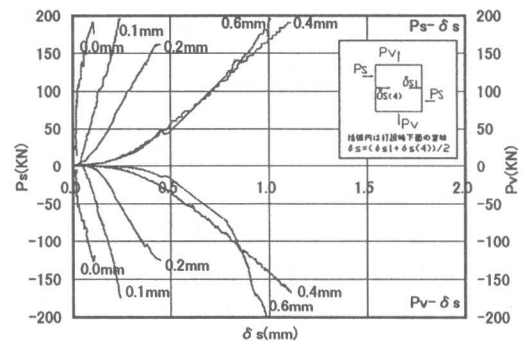
せん断試験時のせん断荷重(P_s)、鉛直荷重(P_v)とせん断変位(δ_s)の関係

図-6 変位制御試験(初期ひび割れ幅 0.2mm)の実験結果比較(コンクリート)



せん断試験時のせん断荷重(P_s)、鉛直荷重(P_v)とせん断変位(δ_s)の関係

a: コンクリート



せん断試験時のせん断荷重(P_s)、鉛直荷重(P_v)とせん断変位(δ_s)の関係

b: モルタル

図-7 変位制御試験(初期ひび割れ幅による比較)

れ幅が小さいほどこの影響が大きいと思われる。

図-8 にせん断剛性低下率と初期ひび割れ幅の関係を示す。上図-a は変位制御試験、下図-

b は荷重制御試験の結果である。これらのせん断剛性は、変位制御試験の場合、せん断荷重が 20kN と 70kN のせん断変位より評価し、荷重制御試験の場合、せん断荷重が 10kN の時の接線より評価した。また、初期ひび割れ幅 0mm のときのせん断剛性は表-3 に示した G_0 を用いて算出した。この試験結果より、せん断剛性低下率 β と初期ひび割れ幅 δ_0 の関係を式 (3) で近似した³⁾。

$$\beta = 1 / (1 + a \delta_0) \quad (3)$$

ここで、 a は実験定数で、各試験条件に対する値を図中に示している。

いずれの制御方法でも、初期ひび割れ幅が極めて小さい段階で、せん断剛性が大きく低下している。変位制御試験では、前述のように同じ初期ひび割れ幅を持つコンクリートとモルタルでは、初期クラック幅が微小であるとき、鉛直荷重の影響により、剛性の差がほとんど見られない。そのため、剛性率はせん断剛性 G_0 の差により、モルタルのほうが高い剛性率を示している。それに対し、鉛直荷重を一定とする荷重制御試験では、骨材がなく、ひび割れ面の凹凸がコンクリートよりも小さいモルタルのほうが、せん断変位の増加に伴う骨材および破断面のかみ合い効果が少なくなるため、低い剛性率を示したものと考えられる。

5. まとめ

ひび割れ面におけるコンクリートのせん断挙動を検討するために、一定鉛直変位および一定鉛直荷重制御下において実験を行い、鉛直荷重、鉛直変位、せん断荷重およびせん断変位の関係を明らかにした。実際の鉄筋コンクリート構造物では、鉄筋による拘束があるため、両者の制御試験の中間的な挙動を示すと考えられる。また、ひび割れたコンクリートの構成則を導くために、せん断剛性低下率とひび割れ幅の関係を明らかにし、実験式を提案した。

今後は、引張せん断載荷、中央せん断載荷、荷重経路など、異なる試験条件におけるコンク

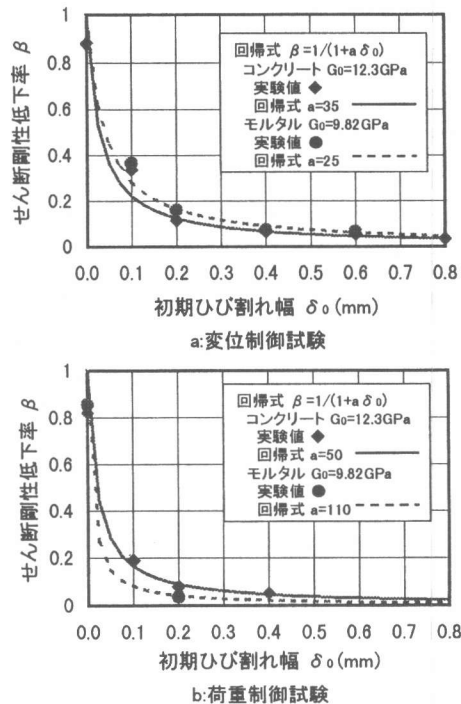


図-8 せん断剛性低下率と初期ひび割れ幅の関係(変位制御試験, 荷重制御試験)

リートのせん断挙動に関する実験も行う予定である。

参考文献

- 1) 例えば、篠原保二, 安部武雄, 古村福次郎: ノッチ深さ, 載荷速度, 骨材寸法, 水セメント比, 載荷法, 養生および材令がコンクリートの曲げ試験体の引張軟化特性に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No.442, pp.13-22, 1992.12
- 2) 篠原保二, 安部武雄, 古村福次郎: コンクリートの引張強度に及ぼす曲げ変形の影響に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, No.464, pp.25-32, 1994.10
- 3) Hordijk D. A. et al.: Material Properties, Fracture Mechanics of Concrete Structures RILEM, ed. by L. Elfgren, pp.67-127, 1989