超高強度コンクリート構造部材の高耐力下での

爆裂現象とその対策に関する研究

浅野工専	○殿廣	泰史・加藤	泰 直樹			
元日大生産工	木田	哲量・近顧	泰 勉・今野	誠・	須藤 誠	戊
K・S マスターズ	清水	健介	中日本 Hwy	Eng.	高野	真希子
ネツレン	若松	勝豊	防衛大		加藤	清志

1. まえがき

前報¹⁾までに, RC 柱および梁モデルに関し, 普通コンクリート強度から高強度にいたる範 囲でフープ(スターラップ)間隔について実 験考察し,さらに超高強度コンクリート(設 計基準強度 100N/mm² 超)の爆裂特性,圧縮 主筋の強度差(SD295 と SBPD130/145)の有 意性,部材端部近傍の拘束筋ピッチは重拘束 である必要性を明らかにした。

本報では、同上柱および梁モデルに対し、 ステージ状繰り返し漸増載荷を行い、載荷履 歴の影響度の有無、プレーンコンクリートお よび両実験モデルの挙動と体積ひずみ曲線と の関係を考察し、超高強度コンクリートは普 通強度コンクリートとは異なり、その構造部 材設計上に特別の配慮を必要とすることを明 らかにした。

2. 使用材料の特性と試験体の構成

2.1 超高強度コンクリートの作製

粗骨材の産地は東京都青梅市,表乾密度 2.65g/cm³,吸水率 0.61%の品質良好な硬質砂 岩砕石 (2005) である。配合は W/C=13%, s/a=40%;単位量は W=152.6kg, C=1,174kg, S=434.7kg, G=655.0kg,超高強度用高性能減 水剤(主成分:ポリカルボン酸エーテル化合 物)はB社製で,16.436kg,セメントはD社 製超高強度用(普通ポルトランドセメント, 高炉石こう系混和材,シリカフュームのプレ ミックスタイプ)を使用した。平均値でスラ ンプフローは684mm,空気量は6.3%,<u>コン</u> クリート密度は3.12kg/ℓ である。柱・梁試験 体は 150×150 ×530 (mm) 各 6体,計12体: 管理供試体はφ 100×200(mm), 28 日圧縮強度 は6本の平均 126N/mm²であ る。 2.2 鉄筋かご 主筋はすべて



SBPD 1275/142 0, U13;帯鉄筋 は同上でU6。 ピッチは前報¹⁾ と同様に,「中

 (a) 4U13
(b) 8U13
図 1 RC 柱のティピカル な圧縮破壊モード

拘束」の 75mm とした。主筋本数は4本 (p=2.22% \geq min.0.8%)と8本 (p=4.44% \leq max.6%)の2ケースである。図1(a), (b)にそれぞれの圧縮破壊状況を示す。

3. 超高強度コンクリートの物性

3.1 変形特異点と圧縮領域

図2は圧縮強度 σ_u=132.5N/mm²の超高強度 の場合の縦ひずみ(εc),体積ひずみ(εv),ポアソ ン比(v)の載荷に伴う挙動で,とくに体積ひず みは爆裂型終局破壊まで原体積以下の縮小状 態であること,また,膨張方向に転じ始める 臨界応力レベル(クリープ限度相当)は,出 現しないかまたは破壊近傍で生じる。この力 学的特性は,一般に躯体の内的微小ひび割れ のうち,とくに粗骨材界面の付着ひび割れや

Bursting Phenomenon of Concrete Structural Members near Ultimate Loading and Its Countermeasure

by

Yasufumi TONOHIRO, Naoki KATO, Tetsukazu KIDA, Tsutomu KONDO, Makoto IMANO, Makoto SUDO, Kensuke SHIMIZU, Makiko TAKANO, Katsutoyo WAKAMATSU and Kiyoshi KATO モルタルひび割れの強力な抑制に依存してい る。図3はコンクリート部材断面の一部であ るが,圧縮でも曲げでもモルタル マトリクス と骨材とが一体化し,骨材粒子自体が引張ま たはせん断破壊している態様を示している。





図3 粗骨材の引張ひび割れ

3.2 ポアソン比の動態

図2に示す圧縮応力・ポアソン比曲線で明 らかなように0.2~0.4に変化し、対応物質は ガラス質・鋳鉄・硬鋼・軟鋼・銅・青銅等に 該当変質するかのように挙動し、全体として 硬質岩石クラス相当である。

3.3 超高強度コンクリートの臨界応力定量 評価

図2のように体積ひずみ曲線は超強度の場合には"圧縮領域"(Compressive domain)のみとなる。最小体積状態 $d\epsilon_V/d\sigma = 0:20 \sim 60 N/mm^2$ の普通コンクリートの臨界応力比は、式①で与えられている²⁾。

 $\sigma_{CR}/\sigma_u = 0.722 + 0.287 \times 10^{-2} \sigma_u \cdots$

臨界応力を発生しない条件は σ_{CR}/σ_u=1.00 より <u>σ_u=97 ≃100N/mm²</u>, すなわち 100N/mm² クラス以上では臨界応力も流動応力点 (Flow stress, σ_{FL}) も生起しない。図4中の実点 \bullet は管理供試体による実験点で,式①の推定値(\circ じるし)とよく一致している。



4. RC 柱・梁の段階繰り返し漸増載荷の挙動 特性

4.1 RC 柱の場合

図1に主筋4U13および8U13の破壊状況を, 図5,6に繰り返し圧縮載荷の挙動を示す。 図から明らかなように主筋比の大小にかかわ らず,圧縮応力度の増大とともに,軸方向圧 縮ひずみ・体積ひずみ・横ひずみも線形的に 増大している。とくに,3特性値のピーク値 の連結線は一種の包絡線(Envelope)で,段階ご との残留変形の影響は顕著ではなく,本件の ような超高強度構造体では「使用限界状態設 計法」の適用にきわめて有利である。



4.2 RC 梁の場合

図7は低鉄筋比 4U13 の場合のせん断破壊 の例で、なお、超高強度コンクリート使用で せん断強度 15N/mm² 程度でも容易に損壊す るので、曲げ破壊誘導には引張主筋の削減の 要がある。



図7 梁の支点におけるせん断強度 (4U13)

図8に示す中央断面中立軸位置における体 積ひずみ挙動は,柱の力学特性と酷似してい るが,支点せん断爆裂耐力の範囲で,主筋効 果により塑性変形が若干,持続する。



5. 圧縮載荷時の爆裂現象と対策

5.1 圧縮体の応力

前述3.1において, 圧縮であれ曲げであれ, コンクリート内部の骨材粒子は図3に示すように,引張またはせん断破壊する。図9に示す圧縮部材の任意切断面(α)の垂直応力 σ { $\sigma=f_c$ 'cos² α …②}とせん断応力 τ { $\tau=f_c$ 'sinacosa …③}であり,いずれも傾斜角の増大とともに 20°から70°に向い垂直応力は急激に減少し, 一方せん断応力は45°面上で最大となり,それぞれの最大値の86~60%,50~20%で,あたかもこのせん断応力が破壊の引き金のように見える(図10)。





図10 傾斜面上の圧縮とせん断応力分布

なお、傾斜角を θ とすると式①,②は次のように導出される。軸力:P,直断面積:fとすると、 σ =Pcos θ /(fsec θ)=(P/f)cos² θ …①', τ =Psin θ /(fsec θ)=(P/f)sin θ cos θ …②',合成応力 p=P/(fsec θ)=(P/f)cos θ …③

また,使用せん断応力度:K_s,せん断面上 の摩擦係数:μ(=tanφ),摩擦角:φとすると, τ-μσ≥K_s…④;よって,式④左辺を最大にする

 θ it $\Omega \equiv \tau - \mu \sigma = (P/f)(\sin\theta \cos\theta - \mu \cos^2\theta)$

 $(f/p) \partial\Omega/\partial\theta = (f/p)\partial/\partial\theta \{\cos\theta(\sin\theta - \mu\cos\theta)\}$

 $= (\sin^2\theta - \cos^2\theta) + 2\mu\sin\theta\cos\theta$

 $\equiv 0$; cos2 θ + μ sin θ =0

 $\cot 2\theta = -\mu = -\tan \varphi = \cot(\pi/2 + \varphi), \quad \therefore \theta = \pi/4 + \varphi/2 \cdots (5)$



したがって,使用限界せん断応力度 Ksは

K_s=τ-µσ =(P/f){sinθcosθ-cot($\pi/2+\phi$)cos²θ}…⑥ 式⑥に示すように圧縮応力場でのせん断面 摩擦抵抗力の影響を補正する必要がある。図 11に示すように f_c'=10~120N/mm²の範囲 に対し平均約10°である^{1),2)}。任意断面上の垂 直圧縮応力度σおよびせん断応力度τとから, 弾性破損の最大主応力説を適用すると,最大 主応力は式⑦で与えられる。

 $\sigma_1 = \sigma/2 + \sqrt{(\sigma/2)^2 + \tau^2 \cdots}$ ⑦ 図12に最大主 応力・実一面せん断強度・理論せん断強度・ 理論圧縮応力度と圧縮強度との関係を示して いるが, 圧縮強度が 80N/mm²以下では最大主 応力説に破壊が支配され, マスキング領域で 与えられる超高強度では弾性破損は生じない ことになる。



一方,図13に示す圧縮応力変形特異点の うち流動応力点以上で,視覚的オーダーの速 い引張縦ひび割れ発生が観察される。



図13 圧縮応力-ひずみ曲線上の変形特異点

 f_c '=100N/mm² の特異点で圧縮ひずみを ϵ_c =1,600×10⁻⁶とすると、横引張ひずみは ϵ_{T} = ϵ_c /2=800×10⁻⁶,引張応力は σ_{FL} = $E_c\epsilon_{T}$ =38 (kN/mm²)×800×10⁻⁶=30.4(N/mm²);引張強度 f_t =6.8N/mm²相当(図14)であるので σ_{FL}/f_t =30.4/6.8=4.5,すなわち流動応力点以上 では見掛けの引張応力は約30 N/mm²以上の 強度の4.5倍も大きな引張力が瞬時に作用す る(図13中の二重ハッチが膨張ドメイン)。



よって,このような破壊モードは,圧裂型引 張試験で圧壊に先行して引張破壊が生起する と同様な原理線上にあると言え,圧縮応力場 で終局載荷直前でせん断変形に伴う流動化を 生起させ,この後の大きな膨張圧に抗しきれ ず,コンクリートは引張破壊し飛散する。

6. 爆裂対策

高速度撮影によれば、かなり小さな破片の コンクリートデブリ(debris)が飛散するので、 ファイバーメッシュ型ポリプロピレン繊維の 使用や構造的にはフープ筋の重拘束の要があ る。

7. 結 論

超高強度コンクリートは臨界応力を示さ ず,柱・梁は爆裂点まで弾性的で,使用限界 状態設計法が適する。

圧縮であれ曲げ部材であれ,終局耐力時に ガラス的爆裂特性があるので,網入りガラス 的構造とし性能を向上できる。

謝 辞 本研究には,浅野工専卒研生の助 力があり,付記して謝意を表する。

参考文献

) 殿廣・加藤(直)・木田・近藤・今野・須藤・
長谷川・高野・若松・加藤(清),材料学会 65
期学術講演会論文集,pp.25-26 (2016).

2) 加藤清志,研究開発四季報⑤土木・建築・ 環境編,日本ビズネスレポート,pp.22-29 (1980).