

DOI :10.3880/j.issn.1006-7647.2010.03.008

高强混凝土双 K 断裂参数测试及计算方法

高淑玲¹,王 玲¹,徐世晔²

(1.河北工业大学土木工程学院,天津 300401;
2.大连理工大学土木水利学院海岸与近海工程国家重点实验室,辽宁 大连 116024)

摘要 采用楔入劈拉试样研究高强混凝土的双 K 断裂参数测试和计算方法。利用应变片测定试件的起裂荷载,计算得到试件精确的起裂断裂韧度。认为利用普通混凝土双线性软化曲线的经验参数,并基于虚拟裂缝扩展黏聚力强度理论间接计算得到的起裂断裂韧度值偏小,因此迫切需要进一步研究高强混凝土软化曲线的参数,以完善混凝土的双 K 断裂理论。

关键词 高强混凝土;楔入劈拉试验;双 K 断裂参数;起裂断裂韧度

中图分类号 :TU528.31 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2010)03-0028-04

Tests and methods of double- K fracture parameters for high strength concrete//GAO Shu-ling¹, WANG Ling¹, XU Shi-lang² 1. College of Civil Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, College of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract : The tests and methods of double- K fracture parameters for high strength concrete were studied by use of the splitting wedge samples. The initial load of the samples was determined by the strain gauges, and the exact initial fracture toughness was calculated. The initial fracture toughness indirectly calculated based on cohesive strength theory with virtual crack propagation whose empirical parameters employ bilinear softening curves of ordinary concrete was much smaller. Accordingly, it was urgent to further study parameters of softening curve for high strength concrete so as to improve the double- K fracture theory for concrete.

Key words : high strength concrete; wedge splitting test; double- K fracture parameter; initial fracture toughness

高强混凝土由于施工速度快、工程造价低,在核电站、大坝、高层和大跨等建筑工程中得到了广泛应用。但高强混凝土的出现,使混凝土固有的脆性问题更加突出。脆性断裂使得材料性能不能充分发挥,有时还会发生灾难性的事故。因此,研究高强混凝土的断裂性能就显得尤为重要^[1-4]。在第十一届岩石、混凝土断裂、损伤与强度暨大体积混凝土抗裂会议上,笔者针对高强混凝土的断裂问题与有关学者进行了探讨,一致认为现阶段高强混凝土的断裂特性研究甚少,现有规范《水工混凝土断裂试验规程》仅适用于大中型水利水电工程常态混凝土和碾压混凝土,而对工程应用最多的高强混凝土并不适用。因此急需加强高强混凝土断裂性能的研究。本文基于双 K 断裂准则^[5-8]考虑到楔入劈拉试验的优势^[6],按照标准紧凑拉伸试件尺寸规定,利用楔入劈拉试件进行混凝土断裂参数测定和断裂特性研究。

1 试验概况

试件相对深度为 0.393 7,试件数目为 5 个。试件尺寸满足标准紧凑拉伸试件的尺寸规定,试件形状和尺寸见图 1。应变片标距均为 10mm。试件测点布置

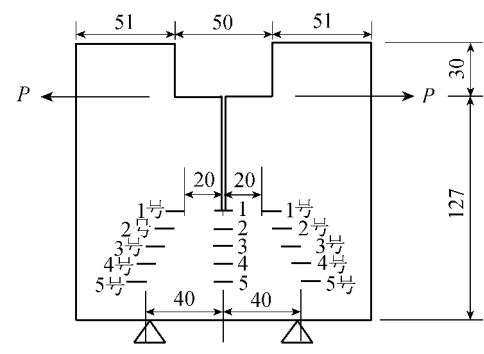


图 1 楔入劈拉试件及测点布置(单位:mm)

见图 1 图中 1~5 测点采用半桥连接,用以观测裂缝的开展情况。应变片 1~5 号以预制缝为对称轴,沿预制缝尖端水平线方向成对布置,与补偿应变片组成全桥进行测量,避开了预制缝中心线,整个试验过程完整地测试了测点处的应变,应变信号不易中断,可测定整个试件各个测点处的起裂荷载,缝端测点对应的起裂荷载即是整个试件的起裂荷载 P_{ini}^{*} [9]。

水泥采用大连产 52.5R 普通硅酸盐水泥,砂子采用大连产中砂,细度模数约为 2.7,石子采用石灰石矿生产的碎石,最大粒径为 10 mm;硅粉采用微硅粉 920U,粉煤灰采用 I 级粉煤灰,减水剂采用 Sika-II 高效减水剂,水为自来水。高强混凝土配合比及相关系数见表 1。

试验在 1 000 kN 微机控制液压伺服试验机上进行。荷载传感器采用 BLR-1/5000 拉压式传感器,测量范围为 0~50 kN,裂缝张开位移采用 YYJ 系列电子引伸计,最大变形量为 4 mm,荷载和裂缝张开位移经 YE3817 动态应变放大器放大后,利用计算机采集系统记录全过程的试验数据。

2 试验结果

2.1 荷载~裂缝口张开位移 ($P \sim C_{MOD}$) 全曲线

试验结果用 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线来表示,见图 2。

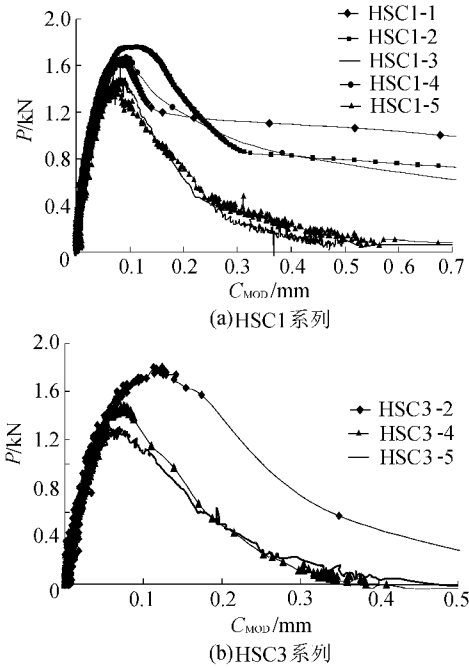


图 2 HSC 系列 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线

由图 2 可知,高强混凝土峰值荷载和峰值荷载对应的 C_{MOD} 值变化都很大,很难得到稳定的下降段。

2.2 P_{ini}^{*} 的确定方法

缝高 50 mm 系列各个测点的荷载~应变 ($P \sim \epsilon$) 曲线见图 3。由图 3 可知,随着荷载的增加,预制缝尖端处的拉应变也在增加,预制缝尖端处的混凝土在拉应力的作用下由于应力集中而开裂,在 $P \sim \epsilon$ 曲线上反映为拉应变不再增加,而荷载继续增加。混凝土开裂后,预制缝尖端开始卸载,试件测点处拉应力逐渐减小,应变片回缩,甚至出现压应变,拉应变峰值对应的荷载即为 P_{ini}^{*} ,试验结果见表 2、表 3。

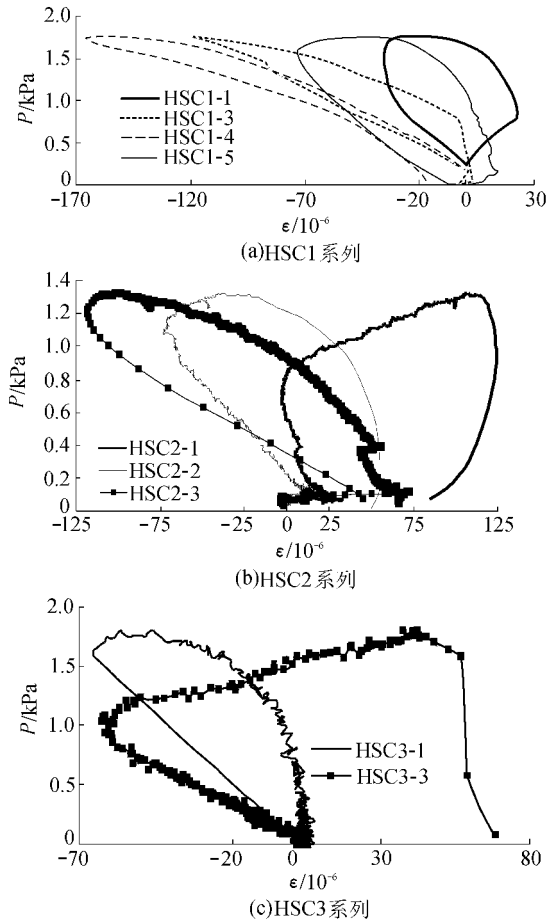


图 3 缝高 50 mm 系列各个测点的 $P \sim \epsilon$ 曲线

2.3 双 K 断裂参数的确定

2.3.1 起裂断裂韧度实测值 K_{IC}^{ini*} 及失稳断裂韧度 K_{IC}^{un}

美国 ASTM E 399—72 标准给出了标准紧凑拉伸应力强度因子 [9]：

表 1 高强混凝土的配合比及相关参数

编号	水泥/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	水/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	砂/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	石子/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	减水剂/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	粉煤灰/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	硅灰/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	28 d 立方体 抗压强度/MPa	弹性模量/ GPa
HSC1	505.0	195	630.0	1030	8.475	60	0	54.14	37.40
HSC2	423.0	150	670.0	1070	10.580	68	38.0	92.16	44.58
HSC3	552.4	140	443.3	1167	21.000	84	63.6	86.63	43.68

表 2 断裂参数计算比较

编号	$P_{ini}^*/$ kN	$P_{max}/$ kN	$a_0/$ mm	$\alpha_c/$ mm	$K_{IC}^{ini*}/$ ($MPa \cdot m^{1/2}$)	$C_{MOD}/$ mm	$K_{IC}^{ini}/$ ($MPa \cdot m^{1/2}$)	$K_{IC}^C/$ ($MPa \cdot m^{1/2}$)	$K_{IC}^u/$ ($MPa \cdot m^{1/2}$)	$G_F/$ ($N \cdot m^{-1}$)
HSC1-1		1.625	50	85.95		0.090	2.478	0.788	3.266	270.27
HSC1-2	1.451	1.760	50	88.51	0.970	0.113	3.183	0.736	3.919	431.65
HSC1-3		1.570	50	84.98		0.082	2.225	0.814	3.039	180.92
HSC1-4		1.666	50	86.17		0.093	2.596	0.773	3.369	351.23
HSC1-5		1.404	50	81.61		0.062	1.480	0.923	2.401	276.36
HSC2-1		1.366	50	85.56		0.063	1.276	1.487	2.762	399.66
HSC2-2		1.827	50	86.17		0.088	2.467	1.188	3.656	253.30
HSC3-2	1.634	1.800	50	92.44	1.076	0.124	3.503	1.282	4.785	376.45
HSC3-3		0.926	50	95.71		0.080	1.180	1.995	3.175	(94.94)
HSC3-4		1.446	50	85.90		0.067	1.434	1.510	2.943	252.97
HSC3-5		1.307	50	87.97		0.068	1.344	1.610	2.954	(87.62)

注 括号内数值不计算在平均值内。

表 3 断裂过程区本构模型参数

试件 编号	$f_{cu}/$ MPa	$E_c/$ $10^4 MPa$	$f_t/$ MPa	$\sigma_s/$ $10^{-1} MPa$	$w_s/$ $10^{-1} mm$	$w_0/$ $10^{-1} mm$	$G_F/$ ($N \cdot m^{-1}$)	特征长度 $l_{ch}/$ m
HSC1	54.14	3.740	3.07	3.930	0.254	1.707	72.60	0.287
HSC2	86.63	4.368	4.22	6.572	0.259	1.635	108.40	0.268
HSC3	92.16	4.458	4.40	7.075	0.259	1.614	113.98	0.262

$$K_{IC} t \sqrt{h} / P = 29.6 \left(\frac{a}{h} \right)^{1/2} - 185.5 \left(\frac{a}{h} \right)^{3/2} + 655.7 \left(\frac{a}{h} \right)^{5/2} - 1017.0 \left(\frac{a}{h} \right)^{7/2} + 638.8 \left(\frac{a}{h} \right)^{9/2} \quad (1)$$

式中： K_{IC} 为试件的断裂韧度 $MPa \cdot m^{1/2}$ ； a 为实测预制裂缝长度 mm ； h 和 t 分别为实测试件高度和厚度 mm ； F 为水平荷载 kN ； P 为竖向极限荷载 kN 。

将测得的 P_{ini}^* 和 a 代入式(1),即可得到起裂断裂韧度 K_{IC}^{ini*} ,计算结果见表2。根据线性叠加假设^[10-11]计算失稳临界状态下的裂缝长度 a_c ,见式(2):

$$C_{MOD} = \frac{PV}{BE} \quad (2)$$

其中

$$P = \frac{P_{max} + mg}{2 \tan \theta}$$
$$V = \left(\frac{1 + \alpha_c}{1 - \alpha_c} \right)^2 (2.163 + 12.219 \alpha_c - 20.065 \alpha_c^2 - 0.9925 \alpha_c^3 + 20.609 \alpha_c^4 - 9.9314 \alpha_c^5)$$
$$\alpha_c = \frac{a_c}{D}$$
$$E = 1.0002 f_{cu}^{0.3304}$$

式中： B 为试件的厚度； E 为材料的弹性模量； P_{max} 为峰值荷载； mg 为楔形加载架的重力， $mg = 0.2275 kN$ ； θ 为楔形加载架的楔面与纵轴的夹角， $\theta = 15^\circ$ ； α_c 为相对缝长； f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度。

用 Matlab 软件求解式(2)再将 P_{max} 与 a_c 代入式(1)即可求得 K_{IC}^u ,计算结果见表2。

2.3.2 起裂断裂韧度计算值 K_{IC}^{ini}

K_{IC}^{ini} 由式(3)计算^[12]:

$$K_{IC}^{ini} = K_{IC}^u - K_{IC}^C \quad (3)$$

式中： K_{IC}^C 为由混凝土黏聚力引起的断裂韧度。

双线性软化本构曲线^[12-14]比较接近材料软化特性的真实情况,因而本文采用双线性软化本构曲线(图4)来计算 K_{IC}^C 。图4中 w 为裂缝张开宽度， σ 为黏聚力， f_t 为混凝土抗拉强度， w_0 是黏聚力为零处的裂缝张开宽度，拐点 A 的坐标为(σ_s, w_s)。

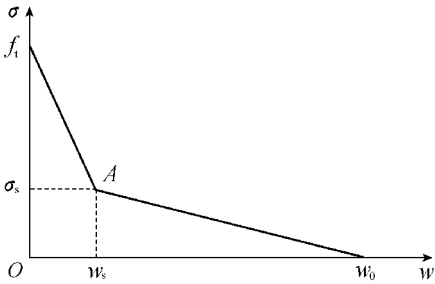


图 4 双线性软化本构曲线
参数 w_s, w_0, σ_s 根据以下经验公式给出^[11-12, 15]:

$$w_s = \frac{0.4 \sqrt{\alpha_F} G_F}{f_t} \quad (4)$$

$$w_0 = \frac{\alpha_F G_F}{f_t} \quad (5)$$

$$\sigma_s = \frac{(2 - 0.4 \sqrt{\alpha_F}) f_t}{\alpha_F} \quad (6)$$

其中

$$\alpha_F = \lambda - \frac{d_{max}}{8} \quad \lambda = 10 - \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.7}$$
$$f_{ck} = -10.28 + 1.015 f_{cuk}$$

$$G_F = (0.0204 + 0.0053d_{\max}^{0.95}) \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0.7}$$

$$f_c = -12.31 + 1.015f_{cu}$$

$$f_t = 0.2089f_{cu}^{0.6737}$$

式中: G_F 为混凝土材料的断裂能; $d_{\max}$ 为骨料最大粒径; f_{ck} 为混凝土圆柱体特征强度, 代表混凝土级别; f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度标准值; f_c 为混凝土圆柱体抗压强度^[13]。

高强混凝土特征长度的计算公式为

$$l_{ch} = EG_F/f_t^2 \quad (7)$$

上述参数的计算结果见表 3。

表 3 中 l_{ch} 代表材料的脆性, l_{ch} 值越小, 脆性越大, 随着混凝土强度的增加脆性逐渐增大。

2.4 断裂能 G_F

G_F 的计算公式为

$$G_F = \frac{W + mgC_{MOD_0}}{2A \tan \alpha} \quad (8)$$

其中

$$A = t(h - a_0)$$

式中: W 为 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线与横坐标的包络面积, $\text{kN} \cdot \text{mm}$, 用 ORIGIN 软件求得其面积; C_{MOD_0} 为峰值荷载对应的裂缝口张开位移, mm ; A 为韧带面积, mm^2 ; a_0 为预制裂缝长度, mm 。

由式 (8) 可知, 断裂能的大小主要依赖 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线与横坐标包络的面积, 因此需要得到试验全过程的 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线, 尤其要求试验得到稳定平缓的下降段, 计算结果见表 2。

由表 2 可知, HSC1-2 和 HSC3-2 测得的 P_{ini}^* 大约是 $P_{\max}$ 的 82.4% 和 90.8%。随着混凝土强度的增加, K_{IC}^{un} 一直增加, K_{IC}^C 变化不明显。 K_{IC}^{ini} 大约是 K_{IC}^{un} 的 0.2 ~ 0.38, 随着强度的增加比值后来有降低的趋势, 说明强度越高, 起裂越早。

起裂断裂韧度测试值大约是计算值的 30%, 计算值与测试值相差较大, 其中的原因, 一个可能是亚临界扩展长度的计算值偏大, 使得失稳断裂韧度值偏大, 另外一个可能是由于双线性软化曲线中的参数采用常态混凝土的经验参数, 使得黏聚力的计算值偏小, 或者 2 个原因兼有。此外, 选择的双线性曲线与实际下降段曲线有差别, 这也是导致误差的一个原因。

3 结 论

a. 由于高强混凝土脆性大, 即使采用微机控制液压伺服试验机等速位移控制, 在楔入劈拉试验中, 仍然很难得到比较稳定的 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线下降段。

b. 以往将 $P \sim C_{MOD}$ 全曲线线弹性部分的终点对应的荷载作为起裂荷载并不十分准确, 因为线弹

性结束后并没有起裂。大量试验证明, 采用全桥应变片法可以精确测到试件的起裂荷载, 且成功率较高, 值得推广应用。

c. 对于高强混凝土而言, 利用基于虚拟裂缝扩展黏聚力间接计算得到的起裂断裂韧度值偏大, 因此在大量使用高强混凝土的重要工程中, 直接采用由普通混凝土软化曲线的经验参数间接计算得到的起裂荷载来控制起裂偏于不安全, 需要进一步研究高强混凝土软化曲线的经验参数, 以便应用在工程实际中。

参考文献:

- [1] RAO G A, PRASAD B K. Fracture energy and softening behavior of high-strength concrete[J]. Cement and Concrete Research, 2002, 32: 247-252.
- [2] XIAO Jian-zhuang, SCHNEIDER H, DONNECKE C, et al. Wedge splitting test on fracture behavior of ultra high strength concrete[J]. Construction and Building Materials, 2004, 18: 359-365.
- [3] 朱海堂, 张启明, 高丹盈, 等. 钢纤维高强混凝土的断裂韧性及缺口敏感性研究[J]. 四川建筑科学研究, 2009 (3): 173-177.
- [4] 张国强, 李瑞鸽. 高强混凝土的断裂性能研究[J]. 混凝土, 2008 (1): 11-13, 16.
- [5] SHILANG X, REINHARDT H W. Determination of double K criterion for crack propagation in quasi brittle fracture, part I: experimental investigation of crack propagation [J]. International Journal of Fracture, 1999, 98 (2): 111-149.
- [6] 徐世昉, 赵艳华, 吴智敏, 等. 楔入劈拉法研究混凝土断裂能[J]. 水力发电学报, 2003 (4): 15-22.
- [7] SHILANG X, REINHARDT H W. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, part III: compact tension specimens and wedge splitting specimens [J]. International Journal of Fracture, 1999, 98 (2): 179-193.
- [8] 徐世昉, 赵国藩. 混凝土断裂力学研究[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1991.
- [9] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京: 科学出版社, 1981.
- [10] 周厚贵, 李庆斌, 赵志芳, 等. 大体积混凝土裂缝仿真断裂分析研究[R]. 北京: 清华大学, 2004.
- [11] 李家康, 王巍. 高强混凝土的几个基本力学指标[J]. 工业建筑, 1997, 27 (8): 50-54.
- [12] 徐世昉. 混凝土双 K 断裂参数计算理论及规范化测试方法[J]. 三峡大学学报: 自然科学版, 2002, 24 (1): 1-8.
- [13] SHILANG X, HANS W R. Crack extension resistance and fracture properties of quasi-brittle softening materials like concrete based on the complete process of fracture [J]. International Journal of Fracture, 1998, 92 (1): 71-99.
- [14] 赵志方, 徐世昉. 混凝土软化本构曲线形状对双 K 断裂参数的影响[J]. 土木工程学报, 2001, 34 (5): 29-34.
- [15] 赵艳华. 混凝土断裂过程中的能量分析研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2002.

(收稿日期 2009-09-03 编辑 骆超)