DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2016.04.011

焦凯,党发宁,谢凯军. 膨润土与水泥掺比对塑性混凝土变形特性的影响[J]. 水利水运工程学报, 2016(4): 76-84. (JIAO Kai, DANG Fa-ning, XIE Kai-jun. Impacts of bentonite and cement mixing ratio on deformation characteristics of plastic concrete[J]. Hydro-Science and Engineering, 2016(4): 76-84.)

膨润土与水泥掺比对塑性混凝土变形特性的影响

焦 凯^{1,2}, 党发宁¹, 谢凯军²

(1. 西安理工大学 土木建筑工程学院,陕西 西安 710048; 2. 中国水利水电第三工程局有限公司,陕西 西安 710016)

摘要:通过4组不同膨润土与水泥掺比(0.93,0.50,0.35,0.26)的塑性混凝土常规三轴压缩试验,研究了膨润 土与水泥掺比对塑性混凝土变形特性(割线模量、峰值应变、体积变形、模强比)的影响规律。试验结果表明,随 着膨润土与水泥掺比的降低,塑性混凝土峰值应变和最大体积压缩量均显著降低,即材料抗裂性和变形性能显 著降低。膨润土与水泥掺比对模强比的影响规律不一致,膨润土与水泥掺比为 0.93 或 0.50 时,塑性混凝土模 强比有随围压增加而先增后降的趋势;膨润土与水泥掺比为 0.35 或 0.26 时,塑性混凝土模强比表现为随围压 增加而逐渐降低的趋势。最后,根据三轴试验结果整理分析了符合 Duncan-Chang 本构模型的塑性混凝土本构 参数。

关 键 词:塑性混凝土;变形特性;三轴试验;峰值应变;膨润土

中图分类号: TU 502 文献标志码: A 文章编号:1009-640X(2016)04-0076-09

塑性混凝土是一种水泥用量少、掺入较多黏土或膨润土等材料的大流动性混凝土,它具有弹性模量低、 变形能力强、抗渗性能好的特点。由于其弹性模量可达 2 000 MPa 以下,是一种柔性材料,可以较好适应基 础变形,同时又具有较好的防渗性,因而广泛应用于水利工程基础防渗。自从 1959 年第一次应用于意大利 Santa Luce 大坝以来,先后在西班牙阿尔翁坝、阿根廷亚西雷塔水电站、日本见只坝、伊朗卡尔黑大坝都取得 了令人满意的应用效果。我国自 1989 年在北京十三陵抽水蓄能电站围堰防渗墙中首次使用塑性混凝土以 来^[1],先后在福建水口电站上下游围堰、山西册田水库副坝、隔河岩水电站围堰、小浪底主坝、丹江口水库副 坝、三峡工程二期围堰、红沿河核电厂取水口导流堤和施工围堰、锦屏一级水电站上游围堰、溪洛渡水电站围 堰等工程中进行了实际应用^[2]。

塑性混凝土的力学特性研究一直是学术界研究的热点。A. Mahboubi^[3]和 F. Jafarzadeh^[4]的试验结果表 明,随着围压的增加,塑性混凝土的塑性越明显,弹性模量随着水泥掺比的增加而增加。S. Hinchberger^[5]的 试验结果表明,围压对塑性混凝土的影响规律与普通混凝土类似。Y. Pashang Pisheh 等^[6]试验结果表明,随 着膨润土掺量的降低,导致塑性混凝土黏聚力增加和内摩擦角降低。高丹盈等^[7-8]指出单轴压缩条件下,塑 性混凝土的峰值应力随水胶比增加而减小,随龄期增加而增大,其峰值应变基本在3 000 με 左右。常规三轴 试验条件下,随围压或围压比值的增加,塑性混凝土的极限强度、上升段斜率、峰值应变、极限应变均有增大 趋势。王四巍等^[9-10]拟合出常规三轴应力下塑性混凝土轴向应力应变关系式,并引入变形参数 D₂值的大小 判断峰值后变形特性。李家正等^[11]对三峡工程二期围堰塑性混凝土进行了不同龄期试验,试验结果表明,4 年龄期的塑性混凝土初始切线弹模提高了5倍。

收稿日期: 2015-12-07

基金项目:水利部公益性行业科研专项基金资助项目(201501034-04);陕西省科技统筹创新工程重点实验室项目 (2014SZS15-Z01)

作者简介: 焦 凯(1983—), 男, 陕西西安人, 博士研究生, 主要从事水工混凝土力学特性研究。 E-mail:271207494@qq.com

综上所述,加入膨润土后塑性混凝土的强度会明显降低,其材料变形能力及防渗特性显著提高。然而, 现有研究大多探讨简单应力状态下塑性混凝土的变形特性,而塑性混凝土在三轴应力状态下变形研究成果 较少,尤其是不同膨润土掺量对塑性混凝土变形特性影响还未见报道。本文通过改变膨润土与水泥的掺比, 配制强度为 2~8 MPa 的塑性混凝土,采用 Φ150 mm×300 mm 试件进行常规三轴压缩试验,分析了膨润土与 水泥掺比对塑性混凝土割线模量 E0.5,峰值应变、最大体积压缩量、模强比的影响规律,最后整理了适合塑性 混凝土的 Duncan-Chang 本构模型参数。

试验用原材料及试验设计 1

1.1 试验原材料

试验采用平阴山牌 P·O 42.5R 袋装普通硅酸盐水泥,品质检测结果见表 1;采用天然中砂,其细度模数 为2.8;采用花岗岩破碎骨料,品质检测结果见表2。采用泰安地区黏土,其液限为57.5%,塑限为37.2%,塑 性指数为 20.3;采用钠基膨润土,其液限为 82.5%,塑限为 27.5%,塑性指数为 55.0;外加剂采用萘系 UNF-1 高效减水剂。

1 ab. 1 1 est results of cement											
品种	密度/	比表面积/	二句化弦/04	6 氧化镁/%	烧失量/	凝结时间/min		抗折强度/MPa		抗压强度/MPa	
	$(g \cdot cm^{-3})$	$(m^2\boldsymbol{\cdot}kg^{-1})$	二 判化如7%		%	初凝	终凝	3 d	28 d	3 d	28 d
平阴山	3 02	341	2 55	3 48	3 75	202	284	48	9 1	24.2	52.9
P•O 42.5	5.02 541	5.41	2.35	5.40	5.75	202	204	т. 0	2.1	21.2	52.7

表1 水泥品质检测结果

1. .

表 2 骨料品质检测结果

Tab. 2 Test results of aggregate

粒径/	表观密度/	含泥量/	泥块含量/	吸水率/	针片状/	三氧化硫/	有机物	抗压强度/	弾性模量/	坚固性/
mm	(kg・m ⁻³)	%	%	%	%	%		MPa	GPa	%
5~20	2 730	0.50	0.10	0.5	1	0	浅于标准色	117.0	32. 2	3

1.2 配合比设计

配合比设计以实际工程资料为基础,进行正交试验设计确定,并固定黏土掺量为80kg。通过正交试验, 改变膨润土与水泥掺比,配制28d立方体抗压强度为2,4,6,8MPa左右的塑性混凝土,试验以配合比P/C 进行编号,如 P/C_{0.93}, P/C_{0.50}, P/C_{0.35}, P/C_{0.26}。坍落度控制在 180~220 mm、坍扩度控制在 400~450 mm,砂 率为75%。配合比见表3。

表 3 塑性混凝土配合比及抗压5

Tab. 3 Mixture proportions of plastic concrete and compression strength	
---	--

编号	水泥/kg	膨润土/kg	P/C	黏土/kg	立方体抗压强度/MPa
P/C _{0.93}	140	130	0.93	80	2.0
P/C _{0.50}	180	90	0.50	80	4.1
P/C _{0.35}	200	70	0.35	80	5.6
P/C _{0.26}	215	55	0.26	80	8.2

注:P/C 为膨润土与水泥质量之比。

1.3 试验内容

根据塑性混凝土实际受力特点,对塑性混凝土进行无侧限压缩试验和常规三轴压缩试验,用以研究不同

膨润土和水泥掺比对塑性混凝土变形特性的影响,试验按照《水利水电工程土工试验规程》(DL/T 5355—2006)中固结排水剪切要求进行。试验设备为 SY250 型高压三轴仪。试样尺寸为 Φ150 mm×300 mm 的圆柱体,养护 28 d 后进行试验,围压分取 4 级,分别为 0, 0.1, 0.4 和 0.7 MPa,剪切速率为 0.048 mm/min。

2 常规三轴试验结果与分析

试验结果汇总见表4,其中 E_0 为初始切线模量, E_0/σ_{1f} 为初始模量和轴向峰值应力之比, $E_{0.5}$ 为轴向应变 $\varepsilon=0.5\%$ 对应的割线模量, $E_{0.5}^0$ 为单轴压缩($\sigma_3=0$)条件下轴向应变 $\varepsilon=0.5\%$ 对应的割线模量, ε_{1f} 为轴向峰值 应力对应的峰值应变。

		140. 4 11	axiai test result	s of plastic con	cicic		
编号	σ_3 /MPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ /MPa	E_0 /MPa	$E_0/\sigma_{ m lf}$	<i>E</i> _{0.5} /MPa	$E_{0.5}/E_{0.5}^0$	$arepsilon_{ m lf}/\%$
	0	1.87	218.1	116.6	134.6	1.00	1.16
\mathbf{D}/C	0.1	2.29	302.6	126.6	323.8	2.41	1.55
r/C _{0.93}	0.4	2.91	464.0	140. 2	416.0	3.09	2.88
	0.7	4.77	432.5	79.1	582.0	4.32	5.17
	0	3. 81	888.1	233.1	378.7	1.00	0. 93
P/C	0.1	3.85	873.4	221.1	610.7	1.61	0.92
1 / C _{0.50}	0.4	4.96	660.0	123.1	711.1	1.88	2.16
	0.7	5.05	604.4	105.1	834.3	2.20	2.42
	0	5. 15	659.7	128.1	272. 8	1.00	1. 29
P/C	0.1	5.03	790.8	154.2	344.0	1.26	1.26
17 C _{0.35}	0.4	6.37	1 145.9	169.3	813.2	2.98	1.62
	0.7	7.46	714.6	87.6	1 019.2	3.74	2.17
	0	7.92	1 442. 2	182. 1	748. 8	1.00	1.00
P/C	0.1	7.49	1 748.1	230.3	904.3	1.21	0.76
1 / 0.26	0.4	9.73	1 508.3	148.9	1 252.4	1.67	1.29
	0. 7	9.86	1 523.2	144.2	1 476.4	1.97	1.69

表	4 ≇	し性混 ば	疑土三	轴试验结	果
Tab 4	Triov	al tost	roculte	of plastia	aonarata

2.1 应力-应变曲线

塑性混凝土应力-应变关系曲线^[12-14]见图 1。由表 4 和图 1 可知,塑性混凝土的应力-应变关系曲线可 分为以下几个阶段:初始反弯段、直线上升段、应变硬化段、应变软化段。在单轴压缩条件下,应力-应变曲 线直线上升段呈线性增加,当达到峰值应力后,应力随着应变的增加而迅速跌落,在曲线上表现为应变软化 下降段短、应力跌落明显。在三轴压缩条件下,随着围压增大,塑性混凝土应力-应变关系曲线初始反弯段 的切线模量逐渐增大,并接近线性上升段斜率;直线段的斜率也逐渐增大;材料的塑性显著增强,峰值应力、 峰值应变明显提高;达峰值应力以后,应力随应变的增加缓慢下降,由脆性破坏转变为延性破坏。不同膨润 土与水泥掺比对塑性混凝土应力-应变曲线的影响也不相同,膨润土与水泥掺比较高的 P/C_{0.93}配合比较其 他配比塑性表现更加明显。各配比的塑性混凝土其峰值应变一般为 0.5% ~1.0%。P/C_{0.93}塑性混凝土在 0.7 MPa 围压下的三轴抗压强度较单轴抗压强度提高了 2.55 倍,而 P/C_{0.26}塑性混凝土相比仅提高了 1.24 倍,即围压对强度提高随初始强度的提高而有降低趋势。

2.2 应变-体变曲线

应变-体变关系曲线^[12-14]见图 2。由图 2 可知,在单轴受压条件下,塑性混凝土试件的变形以体积膨胀 为主,试件破坏主要由内部空隙扩展和延伸引起;在三轴压缩条件下,由于围压作用,内部空隙首先被压缩, 随后内部裂纹逐渐生成并扩展,最终试件失稳破坏。体变-轴向应变关系表现为:随着 *ε*₁增加,*ε*₄逐渐明显 6

5

4

3

2

1

0

9

8 7

6

5

2

1

0

4 3

1

2

 $\varepsilon_1 / \%$ (c) P / C_{0.35} 塑性混凝土

 $\sigma_1 - \sigma_3 / MPa$

3 4

 $\varepsilon_1 / \%$

 $= \sigma_3 = 0$ = $\sigma_3 = 0.1$ MPa

 $\sigma_3 = 0.4 \text{ MPa}$

 $-\sigma_3 = 0.7 \text{ MPa}$

3

4

图 1

5

2

 $\sigma_1 - \sigma_3 \, / \, \mathrm{MPa}$



 $\sigma_1^{}-\sigma_3^{}/\,\mathrm{MPa}$

塑性混凝土应力-应变关系

1

0

0.5

1.0

1.5

 $\varepsilon_1^{}$ / %

(d) P / C_{0.26} 塑性混凝土

增加(其中压缩为正方向),当到达某体积最大压缩值后, *ε*,又逐渐减小,直至试件破坏。



塑性混凝土体变-轴向应变关系曲线 图 2



4

 $\sigma_{3}=0$ $\sigma_{3}=0.1$ MPa $\sigma_{3}=0.4$ MPa

 $= \sigma_3 = 0.7 \text{ MPa}$

2.0

2.5

3.0

2.3 试件破坏形态

不同配比塑性混凝土的破坏形态见图 3。由图 3 可知,塑性混凝土试样在三轴试验条件下的破坏属典型的塑性剪切破坏,破坏时试样上均有明显的带状剪切面,由于混凝土中骨料不均匀分布的原因,其破坏角不能进行定量分析。









(d) P / C₀₂₆塑性混凝土

(a) P / C₀₉₃塑性混凝土

图 3 塑性混凝土三轴压缩试样破坏型式

Fig. 3 Specimen damage types of plastic concrete under triaxial compression

3 常规三轴条件下塑性混凝土变形特性分析

根据试验结果,分别研究了不同膨润土与水泥掺比 对 0.5%轴向应变对应的割线模量 $E_{0.5}$,峰值应变 ε_{1f} ,体 积变形 ε_v 以及模强比的影响规律,最后整理了适合塑性 混凝土的 Duncan-Chang 本构模型参数。

3.1 膨润土与水泥掺比对 E_{0.5}的影响

由图 1 可见,轴向应变值为 0.5% 对应的割线模量, 能较好反映出三轴应力条件下应力-应变曲线上升段的 变形特性,因此绘制不同膨润土与水泥掺比塑性混凝土 的 0.5%割线模量与围压关系(见图 4)。



图 4 塑性混凝土 0.5%割线模量和围压关系 Fig. 4 Relationships of 0.5% secant modulus versus confining pressure of plastic concrete

由图 4 可知,不同膨润土与水泥掺比塑性混凝土割 线模量 $E_{0.5}$ 均随围压的增加而增加。通过线性拟合建立了 $E_{0.5}/E_{0.5}^0$ - σ_3/f_e 的公式:

$$E_{0.5}/E_{0.5}^{\circ} = 8.77\sigma_3/f_c + 1.29$$
 (1)
式中: f_c 为单轴抗压强度。

3.2 膨润土与水泥掺比对峰值应变的影响

根据表 4 的试验结果,绘制峰值应变 ε_{II} 与围压 σ_3 的 关系(见图 5)。

由图 5 可知,同一配合比条件下塑性混凝土的峰值 应变随围压增加而增加,即塑性混凝土的延性随围压的 增加而增加。膨润土与水泥掺比为 0.93 时,峰值应变 ε_π 随围压的增加从 1.16%增加到 5.17%,增幅较大;而膨润 土与水泥掺比为 0.26 时,峰值应变仅从 1.0%增加到 1.69%,增幅较小。总体而言,随着膨润土与水泥掺比的 降低,塑性混凝土延性有逐渐减小的趋势。根据三轴试



图 5 塑性混凝土峰值应变和围压的关系

Fig. 5 Relationships of axial strain versus confining pressure of plastic concrete

验结果,可得到峰值应变 ε_{II} 与围压 σ_{3} ,单轴抗压强度 f_a的公式:

$$\varepsilon_{1f} / \varepsilon_{1f}^{0} = 9.04 \sigma_{3} / f_{c} + 0.86$$
 (2)

式中: $\varepsilon_{\rm ff}^0$ 为单轴压缩时的峰值应变。

3.3 膨润土与水泥掺比对体积变形的影响

根据图 1 和图 2 的试验结果,绘制体积应变与轴向应力 σ_1 的关系见图 6。由图 6 可知,在单轴压缩时, 塑性混凝土的体积变形以剪胀为主;在三轴压缩条件下, $\sigma_1 和 \varepsilon_v$ 均随围压的增大而增大。膨润土与水泥掺 比为 0. 93, σ_3 为 0. 7 MPa 时, σ_1 提高了 3 倍,而最大体积压缩量 ε_v 为 2%,强度和塑性变形能力均显著提高; 而膨润土与水泥掺比为 0. 26, σ_3 为 0. 7 MPa 时, σ_1 提高了 1. 4 倍,最大体积量 ε_v 仅为 0. 7%左右。总体而言, 随着膨润土与水泥掺比的降低,随围压的强度增幅和变形能力均显著降低。



图 6 塑性混凝土体积应变与轴向应力关系

Fig. 6 Relationships of volume strain versus axial stress of plastic concrete under triaxial compression

3.4 膨润土与水泥掺比对模强比的影响

对于部分塑性混凝土防渗墙工程来说,由于坝体(堰体)水下部分抛填填料结构松散、密度较低,坝体(堰体) 挡水后,必将加大防渗墙变形,致使防渗墙挠度较大。为 适应墙体在水平推力作用下的较大变形,防渗墙材料要 有较高的强度和较好的柔韧性,即要求材料具有"高强 度、低弹模"特点。三峡工程二期围堰防渗墙墙体材料主 要技术指标为:28 d 抗压强度 f_c 为4.0~5.0 MPa, 28 d 抗 折强度 f_f 为 1.5 MPa, E_0 <1 500 MPa, E_0/σ_{1f} <250。绘制 不同配比在不同围压下的模强比,见图 7。可见,模强比 为 79.1~233.1,均小于三峡工程二期围堰防渗墙模强比





Fig. 7 Relationships of ratio of modulus to strength versus confining pressure of plastic concrete

设计指标 250, 膨润土掺比较高的 P/C_{0.93}和 P/C_{0.50}的混凝土模强比随围压增大呈先增后降的趋势。而膨润 土与水泥掺比较低的 P/C_{0.35}和 P/C_{0.26}塑性混凝土表现为随围压增加, 模强比呈逐渐降低的趋势。

3.5 Duncan-Chang 本构模型

分析上述 4 组塑性混凝土三轴固结排水剪切试验成果,本次三轴试验得到的塑性混凝土应力-应变关系基本符合 Duncan-Chang 本构模型,下面对 Duncan-Chang *E*-μ 和 Duncan-Chang *E*-B 进行简单介绍。

工程中已经广泛应用 Duncan-Chang $E-\mu$ 双曲线模型来描述黏土等材料的应力应变关系,其切线变形模量 E_1 和切线泊松比表达式 μ_1 为:

$$E_{t} = KP_{a} \left(\frac{\sigma_{3}}{P_{a}}\right)^{n} \left(1 - S_{l}R_{f}\right)^{2}$$
(3)

$$\mu_{i} = \frac{G - Flg\left(\frac{\sigma_{3}}{P_{a}}\right)}{\left[1 - \frac{D(\sigma_{1} - \sigma_{3})}{E_{i}(1 - R_{f}S_{i})}\right]^{2}}$$
(4)

其中衡量材料抗剪切能力发挥程度的应力水平 S₁为:

$$S_1 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\varphi)}{2(\cos\varphi + \sigma_3 \sin\varphi)}$$
(5)

卸荷与再加荷时的变形模量 E_w为:

$$E_{\rm ur} = K_{\rm ur} P_{\rm a} \left(\frac{\sigma_3}{P_{\rm a}}\right)^n \tag{6}$$

在 Duncan-Chang *E-B* 模型中,切线弹性模量 E_i 的计算与 $E_{-\mu}$ 模型的方法一样,切线体积模量 B_i 用式(7) 计算:

$$B_{t} = K_{b} P_{a} \left(\frac{\sigma_{3}}{P_{a}}\right)^{m}$$
⁽⁷⁾

式中: P_a 为大气压力;K,n分别为初始切线杨氏模量与小主应力 σ_3 关系式中的无因次基数及指数; K_b ,m分别为切线体积模量试验常数;G,F分别为初始泊松比与小主应力 σ_3 关系式中的无因次系数;D为轴应变、径应变与初始泊松比关系式的参数; K_w 为卸荷与再加荷时的变形模量与小主应力 σ_3 关系式中的无因次基数; φ ,c为抗剪强度参数; R_f 为破坏比; σ_1 , σ_3 分别为大、小主应力。

E-μ 与 *E*-*B* 模型的参数分别为 *c*,φ,*R*_f,*K*,*n*,*K*_b,*m*,*G*,*F* 和 *D*。*K* 为围压为一个大气压时的初始切线模量与大气压的比值,*K*_b为围压为一个大气压时初始切线泊松比;*R*_f为破坏应力与双曲线模型下极限应力的比值,其值能较好反映土体的软化程度,*R*_f值越大,硬化程度越高;*n* 为反映初始切线模量随围压增大而增大的急剧程度;*m* 和 *F* 分别为初始切线体积模量和泊松比随围压增大而增大的急剧程度;*D* 值越高,表示较小的偏应力增量会引起较大的侧向膨胀应变增量。其中参数 *K*,*K*_b,*G* 对于变形特性较敏感,参数 *c* 和 *φ* 对于强度特性较敏感。

按照 Duncan-chang 本构模型^[17]进行整理,得到的试验参数见表 5。

表 5 塑性混凝土 Duncan-Chang 本构模型参数

rante randono or bandan onana moacr for prastic concret	Tab. 5	Parameters	of Du	ncan-Chang	model	for	plastic	concrete
---	--------	------------	-------	------------	-------	-----	---------	----------

编号	c/Pa	$\varphi/(\circ)$	K	n	$R_{ m f}$	G	F	D	$K_{ m b}$	m
P/C _{0.93}	384. 5	42.2	4 325.6	0.093 2	0.8818	0.354 0	0.112 0	1.160	816.5	0.051
P/C _{0.50}	1 013.0	32.3	7 815.0	0.137 2	0.756 0	0.301 9	0.0500	8.388	2 893.0	0.068
P/C _{0.35}	1 139.2	40.2	7 869.0	0.052 0	0.755 0	0.252 0	0.076 0	6.089	2 090.5	0.059
P/C _{0.26}	1 689.8	41.8	18 813.3	0.027 0	0.734 0	0.206 0	0.083 0	6.543	4 490.3	0.056

4 结 语

通过无侧限和常规三轴压缩试验,对不同膨润土与水泥掺比对塑性混凝土的 *E*_{0.5},峰值应变、体积压缩 量、模强度比的影响规律进行研究,得到如下主要结论:

(1) 塑性混凝土不同围压条件下 0.5% 轴向应变对应的割线模量 $E_{0.5}$ 能较好反映三轴应力条件下塑性混凝土上升段的变形特性,建立了 $E_{0.5}$ 与单轴割线模量 $E_{0.5}^0$ 和围压 σ_3 的关系式, $E_{0.5}/E_{0.5}^0$ =8.77 σ_3/f_e +1.29。

(2)建立了塑性混凝土峰值应变 ε_{If} 与围压 σ_3 ,单轴抗压强度 f_e 的公式: $\varepsilon_{If}/\varepsilon_{If}^0$ =9.04 σ_3/f_e +0.86。

(3)随着膨润土与水泥掺比的降低,塑性混凝土峰值应变和体积变形能力均显著降低,即材料抗裂性能 和延性均显著降低。

(4) 膨润土与水泥掺比较高的 P/C_{0.93}和 P/C_{0.50}塑性混凝土模强比随围压增大呈先增后降趋势。而膨润 土与水泥掺比较低的 P/C_{0.35}和 P/C_{0.26}塑性混凝土表现为随围压增加,模强比逐渐降低的趋势。

参考文献:

- [1] 王清友, 孙万功, 熊欢. 塑性混凝土防渗墙[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2008: 63-101. (WANG Qing-you, SUN Wan-gong, XIONG Huan. Cutoff wall of plastic concrete[M]. Beijing: China Water Power Press, 2008: 63-101. (in Chinese))
- [2] 王刚,张建民,濮家骝.坝基混凝土防渗墙应力位移影响因素分析[J].土木工程学报,2006,39(4):73-77.(WANG Gang, ZHANG Jian-min, PU Jia-liu. An evaluation of the factors influencing the stress and deformation of concrete diaphragm wall in dams[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4):73-77.(in Chinese))
- [3] MAHBOUBI A, AJORLOO A. Experimental study of the mechanical behavior of plastic concrete intriaxial compression [J]. Cement & Concrete Research, 2005, 35(2): 412-419.
- [4] JAFARZADEH F, MOUSAVI S H. Effect of specimen's age on mechanical properties of plastic concrete walls in dam foundations [J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 17: 473-482.
- [5] HINCHBERGER S, WECK J, NEWSON T. Mechanical and hydraulic characterization of plastic concrete for seepage cut-off walls
 [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47: 461-471.
- [6] PASHANG PISHEH Y, MIR MOHAMMAD HOSSEINI S M. Stress-strain behavior of plastic concrete using monotonic triaxial compression tests [J]. Journal of Central South University, 2012, 19(4): 1125-1131.
- [7] 高丹盈, 王四巍, 宋帅奇, 等. 塑性混凝土单向受压应力-应变关系的试验研究[J]. 水利学报, 2009, 40(1): 82-87. (GAO Dan-ying, WANG Si-wei, SONG Shuai-qi, et al. Experimental study on axial compressive strain-stress relationship of plastic concrete[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, 40(1): 82-87. (in Chinese))
- [8] 高丹盈, 宋帅奇. 塑性混凝土常规三轴性能与强度计算模型[J]. 水力发电学报, 2014, 33(2): 201-207. (GAO Dan-ying, SONG Shuai-qi. Performance and strength calculation model of plastic concrete under conventional tri-axial stress[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2014, 33(2): 201-207. (in Chinese))
- [9] 王四巍, 潘旭威, 高丹盈, 等. 三轴应力下塑性混凝土应力-应变关系试验研究[J]. 建筑材料学报, 2014, 17(1): 42-46. (WANG Si-wei, PAN Xu-wei, GAO Dan-ying, et al. Experiment study of stress-strain relation of plastic concrete under triaxial stress[J]. Journal of Building Materials, 2014, 17(1): 42-46. (in Chinese))
- [10] 王四巍, 王忠福, 潘旭威, 等. 多轴应力下塑性混凝土峰值后变形特征[J]. 建筑材料学报, 2014, 17(4): 654-658.
 (WANG Si-wei, WANG Zhong-fu, PAN Xu-wei, et al. Post peak deformation characteristics of plastic concrete under multiaxial stress state[J]. Journal of Building Materials, 2014, 17(4): 654-658. (in Chinese))
- [11] 李家正, 严建军, 杨华全. 塑性混凝土在三峡工程中的应用研究[J]. 水力发电学报, 2009, 28(1): 159-164. (LI Jiazheng, YAN Jian-jun, YANG Hua-quan. Application of plastic concrete in TGP[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009, 28(1): 159-164. (in Chinese))
- [12] YU Mao-hong, LI Jian-chun. Computational plasticity[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2012.
- [13] 陈惠发, A F 萨里普. 混凝土和土的本构方程[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2004. (CHEN Hui-fa, CONSTITUTIVE A F. Equations for materials of concrete and soil[M]. Beijing: China Building Industry Press, 2004. (in Chinese))
- [14] SFER D, CAROL I, GETTU R., et al. A study of the behavior of concrete undertriaxial compression[J]. Journal of Engineering

Mechanics, 2002, 128(2): 156-163.

- [15] DRUCKER D C. Plasticity theory strength-dIfferential (SD) phenomenon, and volume expansion in metals and plastics [J]. Metallurgical Transactions, 1973, 4(3): 667-673.
- [16] WILLAM K J, WARNKE E P. Constitutive model for thetriaxial behavior of concrete [C] // Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. ISMES, Bergamo, Italy, 1975, 19(1): 1-30.
- [17] 李广信. 高等土力学[M]. 北京:清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))

Impacts of bentonite and cement mixing ratio on deformation characteristics of plastic concrete

JIAO Kai^{1, 2}, DANG Fa-ning¹, XIE Kai-jun²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Sinohydro Bureau 3rd Co., Ltd., Xi'an 710016, China)

Abstract: By use of conventional triaxial compression tests, changing trends of the secant modulus, volume deformation, peak strain and the ratio of modulus to strength of the plastic concrete are obtained from changed bentonite and cement mixing ratios (0.93, 0.50, 0.35, 0.26). The analysis results show that the peak strain and the maximum volume compression drop significantly with the decrease of the bentomite and cement mixing ratio, namely the crack resistance and ductility of the material are significantly decreased. The impacts of the bentonite and cement mixing ratios on the ratio of modulus to strength are not very remarkable. When the bentonite and cement ratios of the plastic concrete are 0.93 or 0.50, the ratios of modulus to strength are first increased and then decreased with increase of the confining pressure. But when the betonite and cement ratios are 0.35 or 0.26, the ratios of modulus to strength decrease gradually with increase of the confining pressure. Finally, according to the research results of the triaxial tests, the analysis of parameters of the constitutive model for the plastic concrete conforming with the Duncan-Chang constitutive model has been made in the testing.

Key words: plastic concrete; deformation characteristics; triaxial tests; peak strain; bentonite