

DOI: 10.19701/j.jzjg.2020.03.001

# 钢筋混凝土高层建筑在风荷载作用下最大层间位移角限值的讨论与建议

魏 琰, 王 森

(深圳市力鹏工程结构技术有限公司, 深圳 518034)

[摘要] 分析了我国 JZ 102—79、JGJ 3—91、JGJ 3—2002、JGJ 3—2010 等历次高规关于高层建筑结构层间位移角规定限值的演变过程, 对影响楼层结构层间位移角计算结果的各种因素, 如风荷载取值、是否考虑结构重力二阶效应、是否考虑地下室、计算模型中一些假定和结构构件刚度折减系数等进行了讨论。在分析结构中上部楼层的层间位移角大部分是由结构构件底端转动引起的非受力位移组成的基础上, 提出了各类高层建筑风荷载作用下最大层间位移角限值取 1/500 的建议, 并提出当采用阻尼器等减振措施满足舒适度要求时或考虑地下室竖向构件变形时层间位移角限值可适当放松的合理建议, 可供规范修订和工程设计参考应用。

[关键词] 高层建筑; 层间位移; 受力层间位移; 非受力层间位移; 层间位移角限值

中图分类号: TU973+.23 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2020)03-0001-04

## Discussion and suggestion on maximum limit value of inter-story displacement angle of RC high-rise building under wind load

Wei Lian, Wang Sen

(Shenzhen Li Peng Structural Engineering Technology Co., Ltd., Shenzhen 518034, China)

**Abstract:** The evolution process of limit values of inter-story displacement angle in the previous technical specifications for concrete structures of tall building (JZ 102—79, JGJ 3—91, JGJ 3—2002 and JGJ 3—2010). Various factors affecting the calculation results of inter-story displacement angle, such as the wind load value, the  $P-\Delta$  effect of structural gravity, influence of the basement, some assumptions in the calculation model and the stiffness reduction coefficient of structural members were discussed. Based on the analysis that most of the inter-story displacement angle is composed of the non-forced inter-story displacement caused by the rotation at the bottom of the vertical structural members, the suggestion was proposed that the maximum limit value of the inter-story displacement angle under the wind load of various high-rise buildings should be taken as 1/500, and the limit value of inter-story displacement angle can be properly relaxed when adopting the damping measures such as dampers to meet the comfort requirements or considering the deformation of the vertical members in the basement. These suggestions can be used for the revision of relevant code and the reference for application of engineering design.

**Keywords:** high-rise building; inter-story displacement; forced inter-story displacement; non-forced inter-story displacement; limit value of inter-story displacement angle

## 0 前言

高层建筑的层间位移角是反映结构刚度的一个指标, 其值大小直接反映了结构侧向刚度大小, 规范对层间位移角大小的限制从某种程度上也确保结构有一定的侧向刚度。因此确定结构层间位移角的合理限值, 对于保证结构安全性和经济性至关重要。本文将对我国历次高规不同版本有关层间位移角限值规定的演变进行分析, 对影响层间位移角计算结果的各种因素进行讨论, 在分析层间位移角组成的基础上, 提出层间位移角限值的合理建议, 供有关规范修订和工程设计参考应用。

## 1 高规有关规定及演变

### 1.1 JZ 102—79 版高规

我国 1980 年颁布执行的《钢筋混凝土高层建筑结构设计及施工规定》(JZ 102—79)<sup>[1]</sup>(简称 JZ 102—79 版高规) 对高层建筑水平位移的控制规定如下: 建筑物层间相对位移与层高之比  $\delta/h$ , 建筑物顶点水平位移与建筑物总高度之比  $\Delta/H$  均不应超过表 1 规定的限值。在采用弹性计算方法计算位移时, 考虑了刚度折减系数 0.85。

从表 1 可以看出, JZ 102—79 版高规区分了风荷载和地震作用下的层间位移角限值, 而且除了对

作者简介: 魏琰, 学士, 研究员, Email: WL2002111@163.com。

不同结构类型的层间位移角作了限制外,还对结构的顶点位移角作了限制,层间位移角限值约为顶点位移角限值的 1.25~1.33 倍,这是基于一般建筑物层间位移角与顶点位移角的关系给出的<sup>[2]</sup>。

JZ 102—79 版高规对高层建筑水平位移的控制规定 表 1

结构形式	层间相对位移与层高之比 $\delta/h$		顶点水平位移与建筑物总高度之比 $\Delta/H$	
	风荷载	地震作用	风荷载	地震作用
框架	1/400	1/250	1/500	1/300
框架-剪力墙	1/600	1/350~1/300	1/800	1/350~1/450
剪力墙	1/800	1/500	1/1 000	1/600

## 1.2 JGJ 3—91 版高规

我国 1991 年颁布的《钢筋混凝土高层建筑结构与施工规程》(JGJ 3—91)<sup>[3]</sup>(简称 JGJ 3—91 版高规)对不同类型结构按弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比  $\Delta u/h$ ,结构顶点位移与总高度之比  $u/H$  的限值规定见表 2。

JGJ 3—91 版高规对高层建筑水平位移的控制规定 表 2

结构形式		层间相对位移与层高之比 $\Delta u/h$		顶点水平位移与建筑物总高度之比 $u/H$	
		风荷载	地震作用	风荷载	地震作用
框架	轻质隔墙	1/450	1/400	1/550	1/500
	砌体填充墙	1/500	1/450	1/650	1/550
框架-剪力墙	一般装修标准	1/750	1/650	1/800	1/700
	较高装修标准	1/900	1/800	1/950	1/850
框架-核心筒	一般装修标准	1/800	1/700	1/900	1/800
	较高装修标准	1/950	1/850	1/1 050	1/950
筒中筒	一般装修标准	1/800	1/700	1/900	1/800
	较高装修标准	1/950	1/850	1/1 050	1/950
剪力墙	一般装修标准	1/900	1/800	1/1 000	1/900
	较高装修标准	1/1 100	1/1 000	1/1 200	1/1 100

JGJ 3—91 版高规条文说明中指出,由于不考虑刚度折减系数 0.85,所以在风荷载作用下,按 JGJ 3—91 版高规计算的位移角比按 JZ 102—79 版高规计算的要小,相应地 JGJ 3—91 版高规的风荷载作用下位移角限值比 JZ 102—79 版高规的规定要严。

## 1.3 JGJ 3—2002 版高规

我国 2002 年颁布的《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)<sup>[4]</sup>(简称 JGJ 3—2002 版高规)对不同类型和高度的高层建筑结构按弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比  $\Delta u/h$  的限值规定如下:1) 高度不大于 150m 的高层建筑, $\Delta u/h$  的限值见表 3;2) 高度等于或大于 250m 的高层建筑, $\Delta u/h$  的限值为 1/500;3) 高度在 150~250m 之间的高层建筑,其  $\Delta u/h$  的限值按第 1、2 款的限值线性插值取用。同时规定注明,楼层层间最大位移  $\Delta u$  以楼层最大的水平位移差计算,不扣除整体弯曲变形。

JGJ 3—2002 版高规对高度不大于 150m 的高层建筑

层间位移与层高之比规定		表 3
结构形式	$\Delta u/h$ 限值	
框架	1/550	
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800	
筒中筒、剪力墙	1/1 000	
框支层	1/1 000	

JGJ 3—2002 版高规较前几版高规有了较大变化,不再区分风荷载和地震作用下的位移角限值,也不区分不同装修下的限值,同时不再控制顶点位移角的限值。

## 1.4 JGJ 3—2010 版高规

我国 2011 年颁布的《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)<sup>[5]</sup>(简称 JGJ 3—2010 版高规)关于楼层水平位移角限值的规定基本沿用了 JGJ 3—2002 版高规的规定。

## 1.5 历次高规对最大层间位移角规定的变化和特点

综合分析 1979 年 JZ 102—79 版高规到 2010 年 JGJ 3—2010 版高规有关最大层间位移角限值规定的变化,可看出以下特点:

(1) JZ 102—79 版高规和 JGJ 3—91 版高规同时控制顶点位移角和层间位移角限值,以后版本改为仅控制最大层间位移角限值。

(2) JZ 102—79 版高规和 JGJ 3—91 版高规对风荷载和地震作用给出了不同的位移角限值。地震作用下规定的位移角限值较风荷载作用下的规定限值略严。从总体看,除框架结构外,最大位移角限值按不同结构类型区别,JGJ 3—91 版高规对风荷载作用下的层间位移角限值规定在 1/1 100~1/750 以内。

(3) 各版本高规高层建筑位移计算均规定采用弹性计算方法。JZ 102—79 版高规考虑了构件刚度折减系数,计算结果会增大,相应的位移角限值规定也相对较大,JGJ 3—91 版以后高规均未考虑刚度折减系数,相应位移角限值规定比 JZ 102—79 版高规规定较小。但对影响位移角计算结果的其他因素未作明确说明或规定。

(4) JGJ 3—2002 版高规、JGJ 3—2010 版高规根据建筑高度的增大放松了较高建筑的位移角限值,即 250m 以上的高层建筑不论结构形式如何,层间位移角限值均取 1/500,150m 至 250m 可按内插法取值。规范条文的说明是,“高度超过 150m 或高宽比  $H/B > 6$  的高层建筑,可以扣除结构整体弯曲产生的楼层水平位移绝对值,因为以弯曲变形为主的高层建筑结构,这部分位移在计算的层间位移中占有相当的比例,加以扣除比较合理。如未扣除,位移角

限值可有所放宽。”但这一说明对什么是结构的整体弯曲变形,及怎样计算、确定其值均无论述,实际上是无法定量求出的。

(5) 关于最大层间位移角的规定依据 JZ 102—79 版高规、JGJ 3—91 版高规未作任何说明, JGJ 3—2002 版高规、JGJ 3—2010 版高规条文说明是,限制高层建筑结构层间位移角的主要目的有: 1) 保证主体结构基本处于弹性受力状态; 2) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好,避免产生明显损伤。

## 2 层间位移角的组成及沿高变化规律

文献 [6-7] 指出,高层建筑在水平荷载作用下的楼层层间位移并非单一由受力位移构成,而是由受力与非受力层间位移两部分组成,即  $i$  层杆件  $j$  的层间位移  $\tilde{\Delta}_{ij}$  为:

$$\tilde{\Delta}_{ij} = \Delta_{ij} - \Delta_{i-1j} = \Delta_{ij}^s + \Delta_{ij}^r \quad (1)$$

式中:  $\Delta_{ij}$ 、 $\Delta_{i-1j}$  分别为  $i$ 、 $i-1$  层杆件  $j$  的水平位移;  $\Delta_{ij}^s$  为竖向构件顶端在弯矩与剪力等作用下的受力位移(也称为有害位移);  $\Delta_{ij}^r$  为竖向构件底端转角  $\theta_{i-1j}$  引起顶端之非受力位移(也称为刚性位移或无害位移)。

由于非受力位移是由构件底端转动引起的顶端位移,所以随着楼层高度增加,当底端转角增大时由转动引起的非受力位移会逐渐增大,即非受力位移的占比将相应增大,反之会相应减小。文献 [8-10] 根据层间位移由受力位移和非受力位移组成的理论,通过高度 30~250m(框架结构)不同类型高层建筑案例的分析,说明非受力层间位移在高层建筑中始终远大于相应的受力层间位移,在高度更大的高层建筑中非受力层间位移与受力层间位移之比更大些。可以认为最大层间位移楼层的非受力层间位移远大于相应的受力层间位移是一条符合实际的普遍规律。由此可见,在确定最大层间位移角限值时可不考虑建筑高度差异的影响。

## 3 层间位移角计算参数的影响

计算结构的楼层层间位移时,荷载作用、计算模型、计算参数等都会影响计算得到的结果,以下逐点进行分析。

(1) 风荷载作用。现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 给出 50 年和 100 年重现期的风荷载作用值,当按 JGJ 3—2010 版高规要求进行风洞试验时,还可以采用风洞试验结果作为风荷载值进行结构位移计算的荷载依据。显而易见,实际设计中,风荷载是作为一种确定性的荷载来考虑的,但实际上风荷载仍有一定的随机性。由于风荷载大小会直接影响计算得到的结构层间位移角,因而计算

结果有一定的非确定性。

(2) 结构的重力二阶效应。当考虑结构的重力二阶效应影响时,构件的受力层间位移角及楼层转角均会增大。对这一影响各版本高规未明确说明计算位移时是否考虑,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) [11] (简称抗规) 条文说明,计算结果“一般不扣除由于结构  $P-\Delta$  效应所产生的水平相对位移”,这表明抗规规定位移计算时应考虑  $P-\Delta$  效应。研究表明  $P-\Delta$  效应对位移计算结果是有一定影响的,尤其对高度较高的建筑,这一影响是不能忽略的。表 4 列出的几个工程案例均采用框架-核心筒结构,其中考虑  $P-\Delta$  效应后结构的最大层间位移角会增大约 5%~7%。

考虑  $P-\Delta$  效应与否对结构最大层间位移角的影响分析 表 4

案例	结构高度 /m	是否考虑 $P-\Delta$ 效应结构最大层间位移角		(1) (2)
		是(1)	否(2)	
案例一	250	1/505	1/536	1.06
案例二	280	1/593	1/636	1.07
案例三	350	1/467	1/492	1.05

(3) 地下室竖向构件拉压及转角变形的影响。规范规定结构首层底部一般为嵌固端,当计算模型未考虑地下室结构竖向构件变形的影响时,层间位移角计算结果会偏小,当地下室层数较多时,层间位移角计算结果会偏小较多。表 5 列出的几个工程案例均采用框架-核心筒结构,其中考虑地下室后结构的最大层间位移角会增大约 5%~17%,地下室层数越多,考虑地下室后层间位移角增大越多。

考虑地下室与否对结构最大层间位移角的影响分析 表 5

案例	结构高度 /m	地下室层数及深度	是否考虑 $P-\Delta$ 效应	是否考虑地下室结构最大层间位移角		(1) (2)
				是(1)	否(2)	
案例一	250	5 层, 23m	考虑	1/433	1/505	1.17
			不考虑	1/464	1/536	1.16
案例二	280	5 层, 25m	考虑	1/510	1/593	1.16
			不考虑	1/554	1/636	1.15
案例三	350	4 层, 19m	考虑	1/443	1/467	1.05
			不考虑	1/469	1/492	1.05

(4) 结构构件刚度折减的影响。JZ 102—79 版高规规定位移计算考虑构件刚度折减系数,其值在风荷载作用下为 0.85,相应位移计算结果比 JGJ 3—91 版高规及以后版本不考虑构件刚度折减系数的计算结果增大约 1.18 倍, JZ 102—79 版高规还考虑了连梁的刚度折减系数,其计算结果将更大些。因此当不考虑刚度折减时位移角的限值应相应较严。

(5) 非结构构件的影响。建筑结构中有许多非

结构构件,如房间隔墙、外围护墙、幕墙等,这些墙体材料的刚度及其与主体结构的连接方式对结构的刚度有所增大,周期有所缩短,因而计算中不考虑此影响会使计算结果略偏大。

(6) 计算模型中的某些假定。如一般不计斜置楼梯的刚度,又如文献[10]指出的,当楼板按弹性板考虑时,各个墙柱的层间位移值与刚性板假定的层间位移值不同,另外杆件间连接方式和节点尺寸等都不能在计算模型中准确反映,也会对层间位移角的计算结果有一定影响。

#### 4 规定最大层间位移角限值的目标

根据现行相关规范对楼层层间位移角限值的规定,可以看出规范规定最大层间位移角限值有以下一些设计目标。

JGJ 3—2010 版高规第 3.7.1 条的条文说明中对限制最大层间位移角主要有两个目的:1) 保证主体结构基本处于弹性受力状态;2) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好,避免产生明显损伤。

近二十余年来,国内有些学者先后对此进行了深入研究<sup>[6-10]</sup>,指出高层建筑的最大层间位移角不是受力层间位移角,它包含了非受力层间位移和受力层间位移两部分,且前者有时达后者的数十倍。可以确认,现计算的最大层间位移角不是结构受力层间位移角。因此认为控制最大层间位移角的目的“保证主体结构基本处于弹性受力状态”的说法是不符合实际情况的。

对于“保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好,避免产生明显损伤”的目的,则是需要遵守的。另外电梯运行对结构层间位移角的要求一般认为不宜大于 1/200。

#### 5 风荷载作用下最大层间位移角限值的建议

风荷载作用下最大层间位移角的限值需考虑以下因素:

(1) 计算层间位移角时考虑结构  $P-\Delta$  效应。

(2) 计算层间位移角时考虑地下室构件影响。

(3) 采用结构刚度折减系数时,限值规定宜增大,反之宜减小。

(4) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好:1) 《建筑幕墙》(GBT 21086—2007)<sup>[12]</sup> 规定,建筑幕墙平面内变形性能以建筑幕墙层间位移角为性能指标。抗风设计时指标值应不小于主体结构弹性层间位移角控制值,一般约 1/300~1/200。2) 建筑内部房间之间的分户隔墙以及周边的围护墙体等非结构构件在水平荷载作用下也会产生一定的变形,需要控制其在水平荷载作用下的变形值不超过

其允许的变形值。文献[13]提出,填充墙正常使用状态允许的层间位移角可大于 1/400。3) 基于上述两条,风荷载作用下最大层间位移角的限值不需按不同结构类型区分。

(5) 高层建筑的层间位移角越大,结构的顶点加速度越大,对结构的舒适度不利。

(6) 考虑到层间位移角计算中有些因素难以定量考虑,确定最大层间位移角限值时应适当留有余地。

以上分析和研究结果表明,现行 JGJ 3—2010 版高规弹性变形计算方法未考虑刚度折减的因素,使计算结果偏小;也未能考虑非结构构件对结构刚度的影响,使计算结果偏大,二者都难以准确定量计算,且风荷载也存在一定的非确定性。综合考虑以上因素,初步建议当不考虑刚度折减系数时各类高层建筑风荷载作用下的最大层间位移角限值取 1/500。当采用阻尼器等减振措施满足结构风振舒适度要求时,最大层间位移角限值可适当放松;当计算位移计入地下室相应构件变形的影响时,最大层间位移角限值可适当放松。

#### 6 结语

本文论述了风荷载作用下的楼层最大层间位移角限值,现行规范对小震(常遇地震)及大震(罕遇地震)下的层间位移角均有限值规定。考虑到地震作用与风荷载的作用特点不同,且规范对结构抗震有“小震不坏、中震可修、大震不倒”的要求,因此地震作用下的层间位移角限值与风荷载下的层间位移角限值宜有所区别,将另行研究解决。

致谢: 本文承方小丹总工程师、陈星总工程师审阅指导,提出了宝贵的意见,谨致谢忱!

#### 参 考 文 献

- [1] 钢筋混凝土高层建筑结构与施工规定: JZ 102—79 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1980.
- [2] 魏琏. 建筑结构抗震设计 [M]. 北京: 万国学术出版社, 1991.
- [3] 钢筋混凝土高层建筑结构与施工规程: JGJ 3—91 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- [4] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [6] 魏琏. 地震作用下建筑结构变形计算方法 [J]. 建筑结构学报, 1994, 15(2): 2-10.
- [7] 魏琏. 高层建筑结构位移控制研讨 [J]. 建筑结构, 2000, 30(6): 27-30.

(下转第 19 页)

### 6 弹性时程分析

选用 2 条天然波( TH2TG035 ,TH3TG035) 和 1 条人工波( RH1TG035) 进行小震弹性时程分析 ,并与规范反应谱结果进行比较。

时程分析和规范反应谱对应的基底剪力比较见表 2。可知 ,时程分析所得基底剪力均大于规范反应谱剪力的 65% ,平均基底剪力大于规范反应谱剪力的 80% ,满足规范要求。

基底剪力 表 2

方向	工况	基底剪力 /kN	与规范反应谱比值	平均值与规范反应谱比值
X 向	反应谱	6 996	—	—
	TH2TG035	6 818	97. 4%	99. 0%
	TH3TG035	8 186	117. 0%	
	RH1TG035	5 789	82. 7%	
Y 向	反应谱	5 722	—	—
	TH2TG035	5 978	104. 4%	100. 4%
	TH3TG035	6 181	108. 0%	
	RH1TG035	5 076	88. 7%	

图 20 为时程分析与反应谱对应的各楼层剪力比较。可知 ,大多数楼层时程分析法所得楼层剪力与规范反应谱法结果较为接近 ,因此按照规范进行承载力计算是安全的。

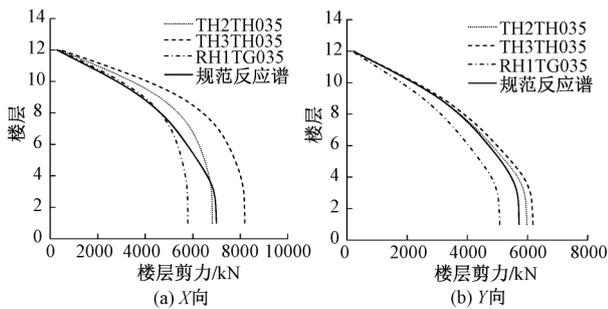


图 20 各楼层剪力比较

### 7 结论

(1) 双层双向桁架转换结构体系的各项指标均满足规范要求 ,能较好配合建筑平面及立面要求。

(2) 西侧剪力墙底座采用斜柱-剪力墙支撑体系。通过型钢混凝土斜柱与剪力墙组合成整体竖向受力结构 ,以实现对上部结构的悬挑支撑;通过斜柱与纵横向贯通主梁的刚接形成整体空间受力体系。

(3) 大跨度区域的横向桁架包括中间双层桁架和两侧边单层桁架两种结构形式。中间双层桁架的下层设置有斜撑 ,上层采用竖杆加密的无斜撑桁架形式以满足建筑功能需求。

(4) 大跨度大悬挑桁架的挠度均满足规范要求;构件最大应力比 $\leq 0.9$  ,受力性能安全可靠。

(5) 主桁架方向的主梁在节点附近区域由于轴压力过大出现局部屈服 ,下支撑杆件在节点位置附近也出现局部屈服 ,其余位置应力均为弹性。应力薄弱部位通过焊接加劲板等措施进行加强。

### 参 考 文 献

[ 1 ] 赵建敏 张建平 吴昭华. 大跨转换桁架结构分析与设计[J]. 建筑结构, 2016, 46( 11): 21-26.

[ 2 ] 吴玉华 楼文娟 叶小刚. 大跨度钢桁架转换层结构的竖向地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31( 4): 89-93.

[ 3 ] 修龙 褚火生 何广乾, 等. 北京中国银行总部大厦结构设计[J]. 建筑结构学报, 2002, 23( 4): 75-79.

[ 4 ] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.

[ 5 ] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

[ 6 ] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

[ 7 ] 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点: 建质[2015]67号[A]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2015.

( 上接第 4 页)

[ 8 ] 魏琰 龚兆吉 孙慧中, 等. 地王大厦结构设计若干问题[J]. 建筑结构, 2000, 30( 6): 32-37.

[ 9 ] 魏琰 王森. 论高层建筑结构层间位移角限值的控制[J]. 建筑结构, 2006, 36( S1): 49-55.

[ 10 ] 魏琰 王森. 水平荷载作用下高层建筑受力与非受力层间位移计算[J]. 建筑结构, 2019, 49( 9): 1-6.

[ 11 ] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

[ 12 ] 建筑幕墙: GBT 21086—2007 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.

[ 13 ] 黄兰兰 李洪泉 李振宝, 等. 砌块填充墙抗震性能试验研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2011, 33( 1): 63-69.