某超B级高度住宅的结构设计要点与抗震性能分析

邹 杰 陈焰周 杨 航 闰 森
中南建筑设计院股份有限公司 湖北 武汉 430070

摘 要：武汉三镇中心项目3#住宅塔楼属超B级高度高层建筑，建筑高度189.90m，存在扭转不规则与凹凸不规则两项超限情况，结构形式为钢筋混凝土框架-剪力墙结构。计算结果表明，风荷载起控制作用，地震作用为次要控制因素。本文运用性能化抗震设计方法，对结构在多遇地震、设防地震及预估的罕遇地震作用下的弹性及弹塑性行为进行了分析研究，并针对超限及平面不规则问题制定了专项抗震加强方案。分析结果证实，该结构可实现预设的抗震性能目标C，各项计算指标均符合现行规范规定。

关键词：超限高层；建筑结构；B级高度；风洞试验；抗震性能化；弹塑性时程分析

引言：城市核心区超限高层建筑常因建筑布局要求存在平面不规则问题，抗震设计难度较高。武汉三镇中心项目3#住宅塔楼高度 189.90m，为超 B 级高度钢筋混凝土框架-剪力墙结构，存在扭转不规则、凹凸不规则两项超限，且结构设计由风荷载控制，地震作用为次要因素。为评价结构抗震安全性，本文采用抗震性能化设计方法，开展多遇地震弹性分析、设防及罕遇地震弹塑性分析，针对平面超限问题制定专项加强措施，验证结构可达到 C 级抗震性能目标，相关成果可为同类超限高层住宅设计提供参考。

1 工程概况

本工程地处湖北省武汉市江汉区市中心，总建筑面积约46.19万m²，其中地上部分约34万m²，设有4层地下室。由办公塔楼、超高层住宅及商业裙房组成，并设有4层地下室。单体建筑高度分别为：1#~3#住宅高度分别为165.70m、163.40m、89.80m、4#办公楼高度249.70m。总体建筑效果见右图1。

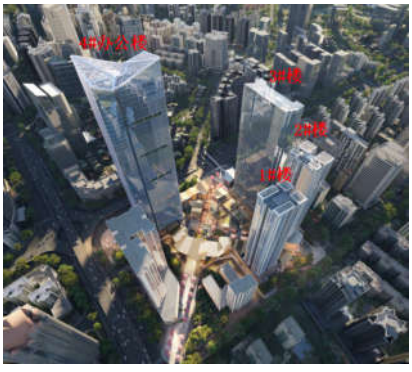


图1 建筑方案效果图

本文以3#塔楼为研究对象。该塔楼地上部分共62层，大屋面标高189.80m，建筑最高点标高202.3m。功能布局方面，首层为商业用途，第2、15、31、47层为避难层，其余均为住宅层。标准层层高3.0m；避难层中，第2、15、47层层高为3.0m，第31层层高为3.70m。塔楼平面最大轮廓尺寸为69.40m×25.75m。3#塔楼结构三维模型示于图2。

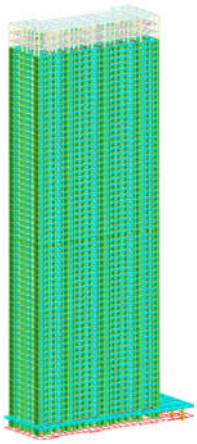


图2 结构三维模型图

2 结构技术条件

2.1 气象条件及地震参数

本工程主要气象参数如下：（1）武汉地区基本风压值0.35kN/m²（50年重现期），场地地面粗糙度类别为C类；（2）基本雪压0.50kN/m²（50年重现期）；50年重现期的基本气温最高值T_{max} = 37℃，基本气温最低值T_{min} = -5℃；（3）拟建场地位于抗震设防烈度6度区，设计地震分组为第一组，对应基本地震加速度0.05g，场地类别划为Ⅲ类。对于结构自振周期超过6s时的反应谱取值，以场地地震安全性评价报告成果为准。设计最终地震作用相关参数依据《建筑抗震设计标准》(GB/T 50011-2010)(2024年版)》[1]、《中国地震动参数区划图》（GB 18306—2015）[2]、及场地地震安全性评价报告[3]包络取值，具体列于下表1。

表1 地震作用参数

超越概率	特征周期T_g	地震影响系数α_{max}	反应谱放大系数β_{max}	地震动峰值加速度a_{max}
50年63%（小震）	0.45s	0.066	2.5	26cm/s^2
50年10%（中震）	0.45s	0.191	2.5	75cm/s^2
50年2%（大震）	0.55s	0.35	2.5	140cm/s^2

2.2 地质水文情况

地基土层自上而下依次分布有杂填土、粉质黏土、粉砂、粉细砂、细砂、圆砾、强风化泥岩及中风化泥岩等；地下水对混凝土及钢筋具弱腐蚀性；场地稳定性良好，属抗震一般地段，不存在地震液化现象。

2.3 结构设计原则

主体结构的设计工作年限为50年。本工程抗震设防类别为乙类（重点设防），结构安全等级：一级。基础设计等级及地下室抗浮工程设计等级均为甲级。

3 主体结构设计

3.1 上部结构体系

3#住宅塔楼采用框架-剪力墙结构体系（少柱）[4]。该体系由剪力墙、框架柱、钢筋混凝土梁及楼板协同组成，抗侧力体系构成示于图3。结构未设置转换层及加强层，竖向抗侧力构件自基础至屋面连续贯通。

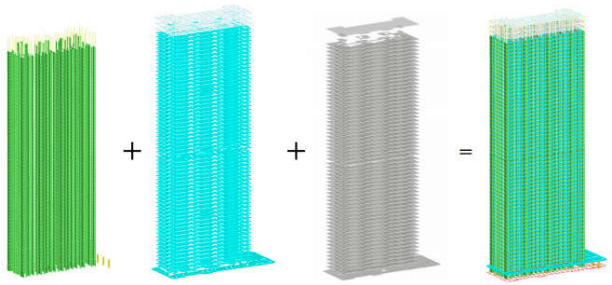


图3 结构抗侧力体系

塔楼平面最大轮廓尺寸69.40m×25.75m，高宽比H/B = 189.8m/23.625m = 8.03，长宽比L/B = 2.695。

剪力墙厚度沿高度变化，主要取值200~500mm。楼面竖向承重体系由框架梁、框架柱及剪力墙共同构成。标准层结构平面布置示于图4。混凝土框架梁主要截面为200mm×400~500mm；连梁主要截面包括200~400mm(宽)×400~1000mm（高）。典型楼层楼板厚度取100mm及120mm，均采用钢筋混凝土现浇楼板[10]。

水平构件(梁、板)混凝土强度等级采用C30~C35，竖向构件(抗震墙、框架柱)混凝土强度等级由高到低为C60~C30。

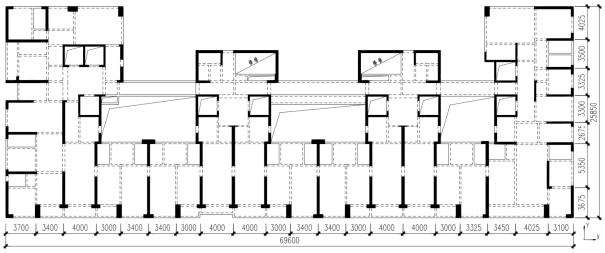


图4 标准层结构平面布置图

3.2 地下部分结构及基础设计

上部结构的嵌固端设置在地下室顶板处，顶板及地下一层楼盖均采用梁板体系。地下室塔楼范围内的结构型式同上部为剪力墙结构；塔楼投影范围以外的部分，采用钢筋混凝土框架结构体系。地下室侧壁为现浇钢筋混凝土墙，基础选型为防水板与桩基础联合体系，设计埋深约20米。

本工程抗浮设防水位取至室外地面标高。地下室底板、外墙等构件设计时，计入地下水对结构的作用效应，并满足强度、变形及裂缝控制要求。抗浮设计采用抗拔桩抵抗底板水浮力，抗拔桩同时兼作抗压桩。

3#楼主楼基础采用灌注桩及筏板，桩端持力层为⑥2中风化泥岩层，筏板厚度4.0m，设计有效桩长约40.0m,抗压承载力特征值Ra = 1x10^{4}kN。

4 规范计算结果对比风洞试验分析

4.1 试验方法及结果

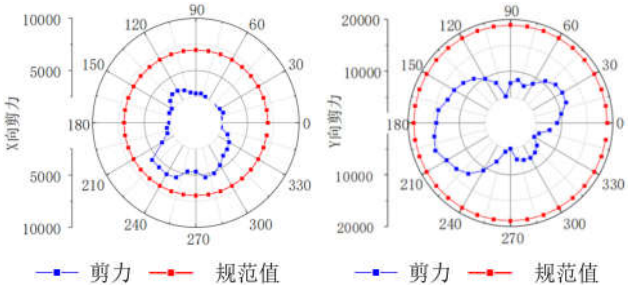
建筑房屋高度超过200m时，依据《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2010）[5]第4.2.7条规定，宜进行风洞试验。3#楼建筑总高度202m（含三层塔冠），进行了风洞试验工作。试验模型缩尺比为1:300，同时模拟了项目周边400m范围内主要既有建筑的外形轮廓。以下图5为风洞模拟试验场景照片。试验模型表面共布置504个测压孔，并在36个等间隔风向角下进行了同步风压测量[6]。



图5 风洞模拟试验

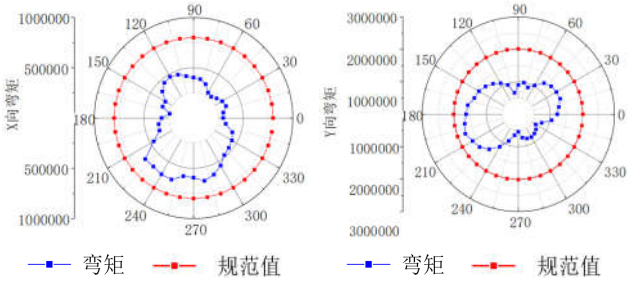
图6、图7依次为各个风向角作用下基底剪力与倾覆力矩的风向玫瑰图。对比结果表明，基于风洞试验的基底剪力和倾覆力矩计算值均小于规范风荷载取值。需要

说明的是，分析得到的风剖面系数与《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）（后文简称《荷载规范》）规定的地面粗糙度类别C相对应。



(a)X向　(b)Y向

图6 基底剪力图



(a)X向　(b)Y向

图7 基底倾覆力矩图

风洞模拟试验与规范风荷载作用下的最大层间位移角对比列于表2。可知，风洞试验所得的X向和Y向层间位移角最大值均小于规范风荷载计算结果。因此，风荷载取值按规范风荷载采用。

表2 风洞模拟对比荷载规范风荷载——最大层间位移角

最大层间位移角	X向	Y向
风洞模拟	1/3184	1/964
规范风荷载	1/2832	1/904

规范风荷载与多遇地震作用下结构响应的对比列于表3。由表3可知，Y方向风荷载作用下的结构响应大于地震作用结果。可见，风荷载为控制工况。

表3 多遇地震对比规范风荷载用——结构响应对比

结构相应	最大层间位移角		基底剪力	
	X向	Y向	X向	Y向
多遇地震	1/986	1/1000	13274.5 kN	14553.8 kN
规范风荷载	1/2832	1/904	5941.2 kN	15333.0 kN

4.2 风振加速度舒适度分析

考虑10年一遇的极值风速条件，结构顶层最大加速度列于表4。由表4可知，结构顶层各测点最大加速度为8.56cm/s²（出现在风向角340°，角点位置）小于25cm/s²。结构在水平方向的舒适度验算结果满足现行规范的相关规定。

表4 结构顶层最大加速度/(cm/s²)位置

位置	X向	Y向	中心点	角点
最大加速度(方向角)	3.71（340°）	5.73（340°）	6.83（340°）	8.56（340°）

5 抗震性能化设计

5.1 结构不规则项

依据2015年5月21日住房城乡建设部印发的《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》（以下以《审查要点》简称），3#楼结构高度已超过《高规》对钢筋混凝土框架-剪力墙结构最大适用高度160m限值的规定。此外，本工程尚存在两项不规则：（1）扭转不规则——首层扭转位移比最大值为1.32，大于1.20限值；（2）凹凸不规则——结构平面凹凸尺寸与相应边长之比为35%，大于规范规定的30%限值。

属超限高层建筑工程，应进行抗震设防专项论证和审查。

5.2 构件性能目标

该建筑整体抗震性能目标确定为C级，各类结构构件应达到的抗震性能要求列于表5。

表5 结构构件抗震性能水准细化表[7]

地震烈度		多遇地震	设防地震	罕遇地震
性能水准		1	3	4
宏观损坏程度		无损坏	轻微损坏	中度损坏
层间位移角限值		1/714	1/357	1/179
关键构件	底部加强区剪力墙(1~6层)、柱	弹性	抗弯不屈服抗剪弹性	轻度损坏：抗剪不屈服，抗弯不屈服
	非底部加强区楼梯间周边剪力墙、部分Y向分户墙、短墙、柱(见图8所示)	弹性	抗弯不屈服抗剪弹性	轻度损坏：抗剪不屈服，抗弯不屈服
普通构件	除关键构件外的剪力墙	弹性	抗弯不屈服抗剪弹性	部分中度损坏：剪压比满足要求
	框架柱(不含构架层)	弹性	抗弯不屈服抗剪弹性	部分中度损坏：剪压比满足要求
耗能构件	框架梁	弹性	抗剪不屈服	部分构件比较严重损坏
	连梁			

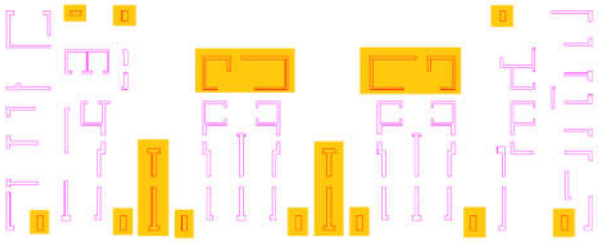


图8 非底部加强区关键构件示意(黄色阴影所示意)

6 小震静力弹性分析

采用YJK Structure软件（版本V8.0.0）实施整体结构分析计算，同时采用MIDAS Building对结构整体指标校核对比。结果列于表6、表7、表8。

表6 结构周期及振型

振型	YJK			Midas Building		
	周期(s)	平动系数(X+Y)	扭转系数	周期(s)	平动系数(X+Y)	扭转系数
1	5.0808	1.00(0.99+0.01)	0.00	5.3711	0.91 (0.90+0.01)	0.09
2	4.8848	0.99(0.00+0.99)	0.01	5.0610	0.98 (0.02+0.96)	0.02
3	4.1469	0.01(0.01+0.01)	0.99	4.5516	0.12 (0.09+0.03)	0.88

表7 最大层间位移角和层间位移比

作用	指标	YJK	Midas Building
X向地震	层间位移角（楼层）	1/986 (24层)	1/1118(31层)
	层位移比（楼层）	1.09(X-5%,1层)	1.111(X+5%,1层)
	层间位移比（楼层）	1.13(X+5%,65层)	1.093(X+5%,1层)
Y向地震	层间位移角（楼层）	1/1000(43层)	1/1070(44层)
	层位移比（楼层）	1.31(Y-5%,1层)	1.344(Y+5%,1层)
	层间位移比（楼层）	1.28(Y-5%,2层)	1.339(Y+5%,1层)

YJK计算的基底倾覆力矩列于表8，结构竖向构件倾覆力矩分布示于图9。

表8 底层框架及剪力墙地震倾覆弯矩分配

方向	类别	框架柱	剪力墙	总计
X 向	基底倾覆力矩(kN • m)	27976	2160534.3	2188510.3
	所占比例	1.30%	98.4%	100%
Y 向	基底倾覆力矩(kN • m)	23657.8	2144088.3	2167746
	所占比例	1.1%	98.9%	100%

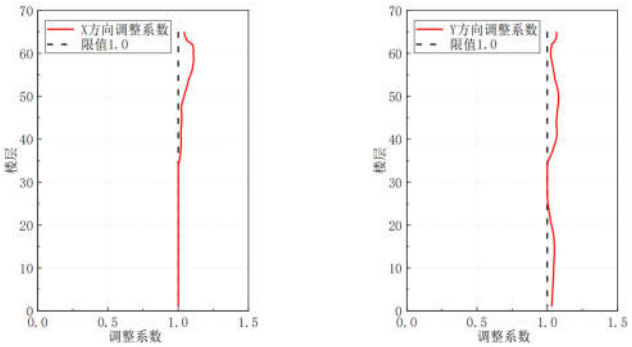
由表6~表8可见，结构的主要自振周期、振型模态、最大层间位移角及最大层间位移比等指标，两款软件计算分析结果基本一致；第一扭转周期与第一平动周期比值、小震下最大层间位移角指标均满足规范要求。结构两个方向的最小剪重比$\lambda < 0.2\alpha max = 1.32\%$。依据《审查要点》规定对剪重比进行放大调整,经过调整后复核结构变形指标亦能满足规范要求。

抗震计算表明，在小震作用下，结构整体和构件的承载力、变形验算结果满足性能水准1。

7 小震弹性阶段时程动力分析

小震弹性时程分析采用7组地震波，两个作用方向共计14条时程工况，峰值加速度为26cm/s²。主、次方向地震波峰值加速度比取1:0.85。7组波计算的层剪力平均值曲线、层间位移角曲线与CQC法计算的层剪力曲线形态相似，各楼层数值吻合接近。

《高规》规定当时程法分析结果大于CQC法时，需对相关区域构件的内力计算结果和配筋设计进行相应调整。3#楼部分楼层剪力时程分析平均值大于CQC法，故结构设计时，层剪力按两种分析计算方法计算取包络值。这些楼层构件承载力设计时，楼层剪力予以放大调整，调整系数示于图9。



（a）X向　　（b）Y向

图9 层剪力放大调整系数曲线

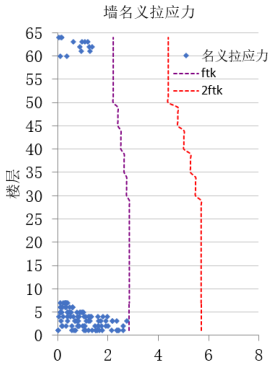
8 等效弹性法的中震与大震分析

基于等效弹性法采用YJK Structure软件（版本V8.0.0）对结构进行中震与大震分析，下表9为等效弹性简化分析参数。

表9 结构等效弹性分析参数

参数	中震弹性	中震不屈服	大震不屈服
特征周期	0.45s	0.45s	0.55s
等效阻尼比	0.05	0.06	0.07
连梁刚度折减系数	0.70	0.50	0.30
周期折减系数	0.85	1.00	1.00

分析结果表明：中、大震作用下结构层间位移角最大值满足规范限值要求。中震作用下，结构第1~3层及第60~64层少量墙肢出现受拉，其余墙肢均未出现受拉状态，受拉墙肢全截面的拉应力水平低于混凝土抗拉强度的标准值。对受拉墙肢按抗震等级为特一级构造要求加强钢筋配置。罕遇地震时，结构墙体的剪压比均满足规范要求，验算结果见下图10、11。



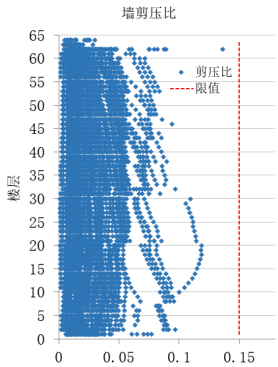


图10 中震墙肢受拉验算 图11 大震墙肢剪压比验算

9 大震弹塑性阶段时程动力分析

采用计算软件Perform-3D输入3组地震波，模拟结构在大震作用下的弹塑性动力响应。该软件具备基于变形或强度极限状态对复杂结构进行非线性分析的功能。分析结果列于表10。天然波2作用下X向层间弹塑性位移角最大，位移角为1/285（出现在32层）；天然波1、天然波2工况下Y向层间弹塑性位移角最大，为1/320（分别出现在31层、34层），均小于规范限值1/179。

表10 最大层间弹塑性位移角

地震波	X向			Y向		
	层间位移角	所在楼层	结论	层间位移角	所在楼层	结论
规范限值	1/179	/	/	1/179	/	/
人工波1	1/330	29	符合要求	1/380	26	符合要求
天然波1	1/300	36	符合要求	1/320	34	符合要求
天然波2	1/285	32	符合要求	1/320	31	符合要求

以天然波2为例，观察结构构件的损伤演化过程。在天然波2激励下，连梁最早进入损伤状态，耗散地震输入能量；随着地震动持续输入，个别框架柱出现损伤，连梁及少量框架梁的破坏程度随加载过程逐步累积。地震波加载至40s时，剪力墙、柱及框架梁基本维持弹性状态，结构损伤主要集中于连梁构件，实现了预期的耗能机制。

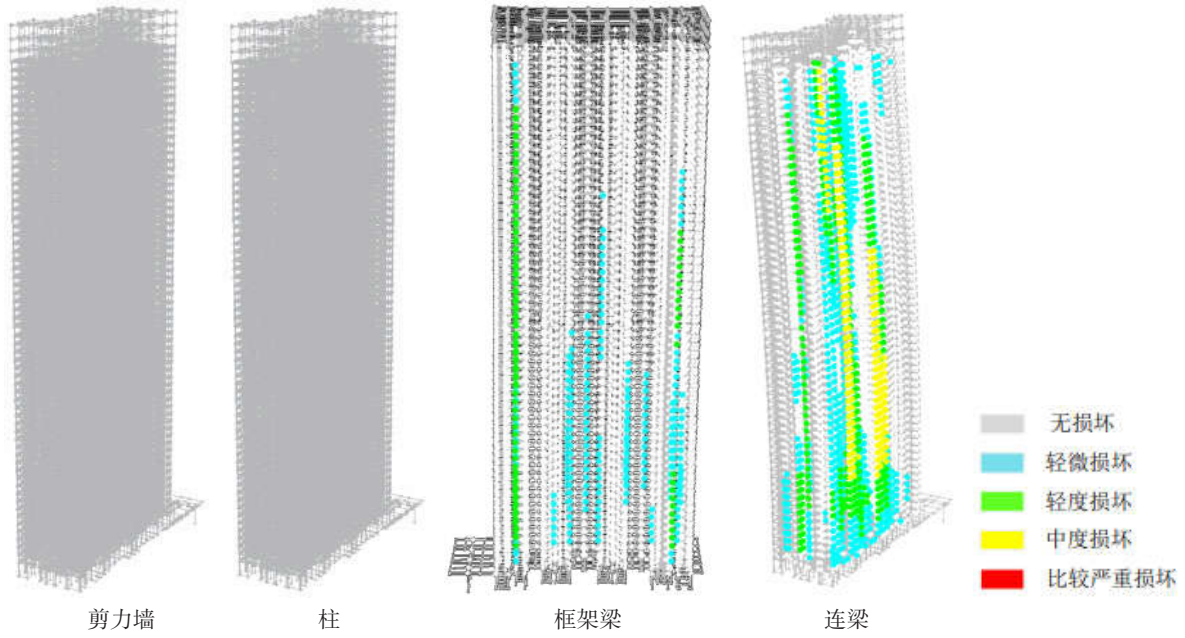


图12 天然波2作用下40s时的构件应变损伤状态

天然波2作用下，剪力墙斜截面受剪状态示于图13。由图可知，仅少量剪力墙发生抗剪不屈服，绝大多数剪力墙保持弹性状态，满足性能设计要求。

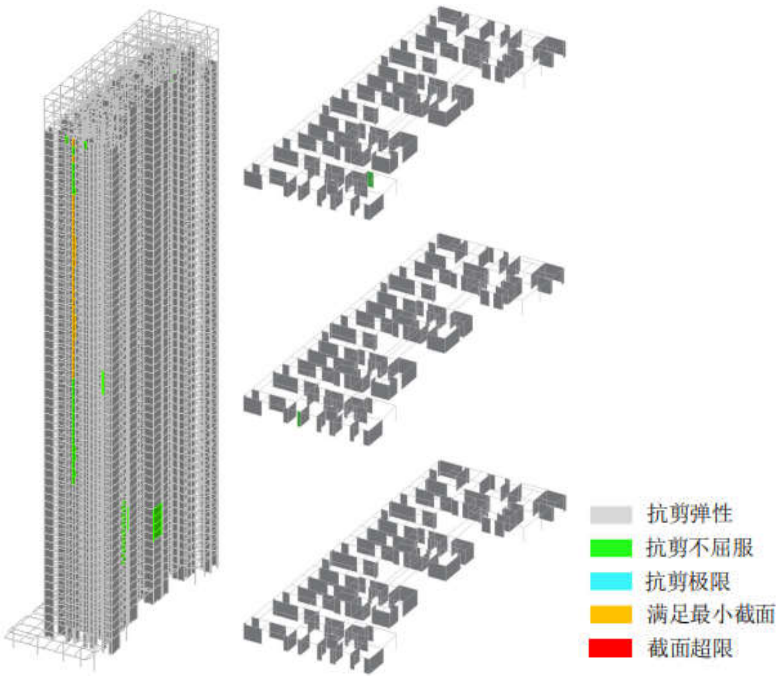


图13 天然波2作用下剪力墙受剪状态图示

10 结论

风洞试验结构响应较规范风荷载计算结果偏小；相较于地震作用，结构受到的水平作用中，风荷载起控制作用。

多遇地震分析表明，结构处于弹性工作阶段，满足抗震性能水准1的要求。设防烈度地震作用下，关键构件、普通竖向构件截面验算符合抗剪弹性、抗弯不屈服的要求，少量框架梁及连梁进入屈服但抗剪不屈服，结构整体可达到预期的性能水准3。遭遇可能的罕遇地震时，连梁率先屈服耗能，少量框架梁中度损坏，关键竖向构件无损坏，普通竖向构件无损坏或轻微损坏，楼层弹塑性位移变形指标（位移角）小于规范限值，结构整体表现符合抗震性能水准5的宏观判断。

抗震性能分析结果表明，本工程可达到预设的抗震性能目标C。

参考文献

[1]建筑抗震设计标准：GB/T 50011-2010[S].2024年版. 北京：中国建筑工业出版社，2024.

[2]中国地震动参数区划图：GB 18306—2015[S]. 北京：中国标准出版社，2016.

[3]三镇中心项目3#楼工程场地地震安全性评价报告[R]. 武汉：武汉地震工程研究院有限公司，2021.

[4]三镇中心项目3#办公楼超限高层建筑工程抗震设防可行性论证报告[R]. 武汉：中南建筑设计院股份有限公司，2021.

[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]三镇中心项目风洞试验与抗风性能分析项目报告书（3#楼）[R]. 武汉：武汉大学结构风工程研究所，2021.

[7]闰淼;陈焰周;熊森;蔡红超;邹杰;鲁伟;丁梦阳;某超限高层办公楼结构设计要点与抗震性能分析 [J].建筑结构,2023,53(9):32-39.