

DOI: 10.11918/202410027

# 考虑楼板影响的结构竖向加速度响应

刘效瑞<sup>1,2</sup>, 柏文<sup>1,2</sup>, 戴君武<sup>1,2</sup>, 刘荣恒<sup>1,2</sup>, 邵志鹏<sup>1,2</sup>

(1. 地震工程与工程振动重点实验室(中国地震局工程力学研究所), 哈尔滨 150080;  
2. 地震灾害防治应急管理部重点实验室, 哈尔滨 150080)

**摘要:**除了水平地震作用, 竖向地震动亦显著影响吊顶等非结构构件的破坏状态, 而当前有关结构在竖向地震动作用下的竖向加速度响应研究还不充分。为此, 以某包含不同尺寸楼板的实际框架结构为例, 进行结构竖向振型分析, 开展4类共80条地震动作用下的时程分析, 研究结构竖向加速度响应及其影响因素, 并拟合了可供非结构构件抗震分析的标准化竖向设计反应谱。结果表明: 楼层竖向加速度放大系数范围主要在1.21~8.16, 远大于各国规范对水平向放大系数的规定; 结构的竖向加速度响应与楼板自振频率、竖向地震动卓越频率、楼层高度以及楼层中楼板上位置有关, 结构竖向响应可能存在由结构竖向柔性导致的明显放大现象, 其对非结构构件存在不利影响; 得到了结构竖向加速度标准化设计谱曲线和数学表达式, 可更好地用于非结构构件的抗震分析。

**关键词:** 非结构构件; 楼板自振频率; 楼层竖向加速度放大系数; 竖向反应谱; 竖向设计谱

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2026)02-0097-12

## Vertical acceleration response of structure considering the influence of floor slab

LIU Xiaorui<sup>1,2</sup>, BAI Wen<sup>1,2</sup>, DAI Junwu<sup>1,2</sup>, LIU Rongheng<sup>1,2</sup>, SHAO Zhipeng<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Disaster Mitigation, Ministry of Emergency Management, Harbin 150080, China)

**Abstract:** In addition to horizontal seismic actions, vertical ground motion also significantly affects the damage state of non-structural components such as suspended ceilings. However, there is currently insufficient research on the vertical acceleration response of structures under vertical ground motion. To address this gap, a case study is conducted using a real frame structure with different-sized floor slabs. This study performs vertical mode analysis of the structure and conducts time history analyses under four categories of seismic motions, totaling 80 records. The vertical acceleration response of the structure and its influencing factors are studied, and a standardized vertical design response spectrum for seismic analysis of non-structural components is fitted. The results show that the vertical peak floor acceleration amplification factor for the floors range from 1.21 to 8.16, which is much higher than the horizontal amplification factors specified in various national standards. The vertical acceleration response of the structure is influenced by the self-vibration frequency of slabs, the dominant frequency of vertical ground motions, the height of the floors and the position of slabs within the floors. The vertical response of the structure may be amplified significantly due to the vertical flexibility of the structure, which have obvious adverse effects on non-structural components. Additionally, a standardized design spectrum and mathematical expression for vertical acceleration of the structure are obtained, which can be better used for the seismic analysis of non-structural components.

**Keywords:** non-structural components; self-vibration frequency of slabs; vertical peak floor acceleration amplification factor; vertical response spectrum; vertical design spectrum

过去几十年发生的多次大地震显示, 强烈的竖向地震动对各类建筑造成了灾难性破坏。1994年发生的Northridge地震和1995年发生的Kobe地震中均出现由竖向地震动导致的结构倒塌、柱剪切破

坏等现象, 在Northridge地震中甚至观察到部分酒店及购物中心楼板坍塌的情况, 这是由结构的竖向加速度过大导致的<sup>[1]</sup>。在2022年发生的泸定地震中, 潘毅等<sup>[2]</sup>发现强烈的竖向地震作用是导致框架

收稿日期: 2024-10-12; 录用日期: 2025-01-15; 网络首发日期: 2025-03-25

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.t.20250325.1251.003>

基金项目: 应急管理部重点科技计划(2024EMST040406); 国家自然科学基金(52378542); 云南省省市一体化项目(202202AH210004)

作者简介: 刘效瑞(1999—), 男, 博士研究生; 戴君武(1967—), 男, 研究员, 博士生导师

通信作者: 柏文, baiwen@iem.ac.cn

柱下端破坏的直接原因。在 2023 年发生的土耳其地震中,强度显著的竖向地震动对土耳其工业建筑造成了严重破坏<sup>[3]</sup>。1999 年发生的 Chi-Chi 地震、2011 年发生的 Tōhoku 地震和 2011 年发生的 Christchurch 地震也出现了由竖向地震动导致结构破坏的情况。因此,不可忽略竖向地震动对结构安全性的影响。

目前,由于普遍假定结构在竖向相对刚性,在关于结构和非结构构件的抗震研究中往往更加关注水平方向地震作用的影响,从而忽视了竖向地震动对结构主体及非结构构件抗震安全性的不利作用,关于结构竖向加速度响应的研究十分欠缺。戴靠山等<sup>[4]</sup>分析了钢框架结构在近断层非脉冲竖向地震动作用下的竖向加速度响应,结果表明,4 层结构顶层的竖向加速度是地面竖向加速度的 5 倍多;Moschen 等<sup>[5]</sup>对钢框架结构柱以及其附近的竖向加速度响应进行了统计评估,发现随着结构高度的增加,结构柱位置的竖向加速度相对于地面放大了 3~6 倍;Gremer 等<sup>[6]</sup>对基于 FEMA P-695 原型设计的多层不同高度钢框架结构进行分析,发现其楼面竖向加速度放大倍数显著大于水平向放大倍数;Francis 等<sup>[7]</sup>对一座 4 层钢筋混凝土结构进行建模分析,研究了墙和梁的竖向加速度响应,结果表明,墙在竖向相对刚性,其竖向加速度沿高度基本不会放大,而梁的竖向加速度放大明显;Gremer 等<sup>[8]</sup>量化了弹性钢框架结构在地震作用下水平向和竖向楼面加速度响应的需求,结果表明,水平向楼面峰值加速度可达水平地震动峰值的 2 倍,而竖向楼面峰值加速度可达竖向地震动峰值的 7 倍,主要在柱和梁位置出现竖向加速度的显著放大。Furukawa 等<sup>[9]</sup>、Ryan 等<sup>[10]</sup>和 Soroushian 等<sup>[11]</sup>在日本 E-Defense 进行的振动台试验表明,楼板柔性会导致结构楼面竖向加速度响应出现放大情况。在 Furukawa 等的试验中观测到楼板竖向加速度从楼板边角位置到楼板中间位置放大了 1.8~2.6 倍,这与在 Northridge 地震<sup>[12]</sup>中记录到的楼板竖向加速度放大规律基本一致。Xiang 等<sup>[13]</sup>提出了一种计算规则钢筋混凝土框架楼板竖向加速度的解析方法,其模拟结果显示,楼板柔性是导致结构竖向加速度放大的主要原因,且楼板竖向加速度随结构高度增加而增加,最高可达到输入竖向地震加速度的 10 倍。

结构的竖向加速度响应放大主要与梁-柱体系和楼板的竖向柔性有关,核心在于结构主体和楼板的竖向自振频率。当地震动卓越频率与结构自振频率重叠时,竖向加速度响应会显著放大。研究表明,较大的竖向加速度可能严重威胁吊顶、天花板等非

结构构件的抗震安全性<sup>[14]</sup>。因此,在对非结构构件进行抗震设计时,若忽略结构的竖向加速度响应,其设计将不够保守。然而,各国规范对非结构构件的竖向抗震设计缺乏系统性规定,且未量化拟合竖向加速度设计谱。《建筑抗震设计规范》<sup>[15]</sup>仅对大跨、超高层等特殊建筑考虑竖向地震作用,并且在非结构构件的抗震设计中并没有明确地震作用的方向性。

针对上述研究空缺,选取国内某多层框架结构,采用 ETABS 软件建立了有限元模型,分析了结构竖向振型受楼板局部振动的影响情况。为了考虑不同地震动特性对结构竖向加速度响应的影响,共选取了 4 类 80 条三向地震动作为激励进行时程分析,主要从竖向加速度、竖向反应谱峰值对应频率等多个角度进行研究,考察了楼板及结构柱的竖向加速度响应特征,并分析了结构弹塑性行为的影响,最后,拟合出考虑楼板自振频率的竖向加速度标准化设计谱,可供非结构构件竖向抗震设计及后续研究进行参考。

## 1 模型与楼板选取

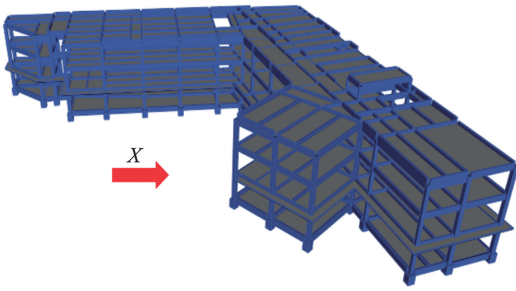
### 1.1 有限元模型介绍

为了充分考察到楼板自振特性对结构竖向响应的的影响,选用某多层框架结构,该结构楼板数量较多、尺寸丰富,楼板频率覆盖范围较宽,符合研究需求。其建筑平面呈 L 形,X 向长 56 m,宽 15 m;Y 向长 57 m,宽 16 m。结构地上 3 层,层高 4 m,建筑总高度为 12 m。采用 ETABS 软件建立了三维有限元模型,模型如图 1(a)所示,结构底部采用固定的约束形式。结构所在地区抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第 1 组,特征周期为 0.45 s,场地类别为 III 类。

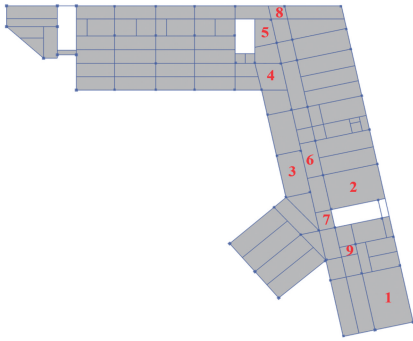
在 ETABS 软件中建模时,使用弹性三维 Frame 单元模拟混凝土框架结构的梁和柱,用 Shell 单元模拟楼板,该单元考虑了楼板的内、面外刚度,可以合理模拟出楼板的柔性特性。楼板与其四周的梁、柱等构件连接,并不人为设定额外的约束,这些梁、柱单元为楼板提供了约束。结构的质量源按重力荷载代表值设置,集质量于水平、竖直方向。

### 1.2 选取楼板基本信息及验证

为了尽可能考虑楼板自振频率多样性对结构竖向加速度响应的的影响,选取该多层框架结构中频率在 7.3~126.7 Hz 的 9 块楼板进行具体分析。有限元模型中楼层平面布局如图 1(b)所示,楼板基本信息如表 1 所示。



(a) 三维结构整体图



(b) 楼层平面布局

图 1 框架结构有限元模型

Fig. 1 Finite element model of frame structure

表 1 楼板基本信息

Tab. 1 Basic information about floor slabs

楼板编号	长边跨度/m	短边跨度/m	楼板厚度/m	楼板混凝土等级	楼板面积/m <sup>2</sup>	模拟频率/Hz
1	10.10	6.55	0.20	C30	66.16	7.3
2	9.30	6.20	0.20	C30	57.66	9.6
3	7.57	4.22	0.14	C30	31.95	13.7
4	6.30	4.00	0.14	C30	25.20	17.5
5	5.70	3.50	0.14	C30	19.95	22.5
6	6.20	2.68	0.14	C30	16.62	29.6
7	3.60	2.70	0.14	C30	9.72	59.8
8	2.74	2.30	0.14	C30	6.30	89.0
9	2.75	1.72	0.14	C30	4.73	126.7

楼板自振频率由 ETABS 软件对相关楼板布置结构模型中对应的梁、柱四周约束情况进行模态分析得出。为了验证其可靠性,采用理论计算的方法对结果进行核对。假设矩形楼板的四边均为简支,其自振频率按下式计算<sup>[16]</sup>:

$$f = \alpha \sqrt{\frac{D}{\bar{m}L^4}} \quad (1)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2)$$

式中: $\alpha$  为板的基频系数,见表 2; $D$  为板的弯曲刚度; $E, \nu$  分别为混凝土的弹性模量和泊松比; $h$  为板的厚度; $L$  为板的长边长度; $\bar{m}$  为板单位面积内的质量。

表 2 楼板基频系数<sup>[17]</sup>

Tab. 2 Floor fundamental frequency coefficient<sup>[17]</sup>

a/b	$\alpha$			
	J-J-J-J	G-G-G-G	J-J-G-G	J-J-J-G
0.4	1.822 1	3.776 2	1.930 8	1.870 3
0.6	2.268 9	4.304 4	2.763 5	2.479 4
1.0	3.141 6	5.729 1	4.606 6	3.763 8
1.5	5.105 1	9.685 0	8.969 2	6.769 9
2.5	11.388 0	23.601 0	23.148 1	16.526 0

注: $a$  为楼板长边尺寸, $b$  为楼板短边尺寸,J 代表铰接,G 代表固接。

楼板的实际边界状态处于完全刚接和完全铰接的中间状态,此时理论方法无法直接给出楼板频率。因此,为了验证数值模型的准确性,在有限元软件 (ANSYS、ETABS) 中分别将楼板四周进行固接和铰接,并在理论计算时根据相对应的边界条件来确定楼板基频系数,选取面积较大的前 3 块楼板进行对比,结果如表 3 所示。

相较于铰接,将楼板四周固接会增大对楼板的约束、增加楼板的面外刚度,使其自振频率增加。由表 3 可知,对于楼板四周固接,ANSYS 模拟结果、理论公式结果与 ETABS 的误差均小于 5%;对于楼板四周铰接,两种验证方法与 ETABS 的误差最大为 11.46%。

表 3 理论公式与模拟结果对比

Tab. 3 Comparison of theoretical formulas and simulation results

约束类型	编号	长短比	基频系数	ETABS	ANSYS		理论公式	
				模拟频率/Hz	模拟频率/Hz	误差/%	理论计算频率/Hz	误差/%
固接	1	1.54	10.20	19.34	19.59	1.29	19.90	2.90
	2	1.50	9.69	21.22	22.12	4.24	22.20	4.62
	3	1.79	13.72	32.51	31.37	3.51	33.22	2.18
铰接	1	1.54	5.35	7.37	7.82	6.11	8.04	9.09
	2	1.50	5.11	9.17	9.37	2.18	9.62	4.91
	3	1.79	6.92	10.73	11.96	11.46	11.52	7.36

综上,当有限元模型和理论模型中楼板的边界条件相同时,3种计算方法得到的频率结果非常接近,可以较好反应有限元模拟方法的准确性。

### 1.3 结构竖向振型分析

由于本研究主要针对结构的竖向加速度响应,需要捕捉更多的结构竖向振型,同时需要考虑楼板局部振动带来的影响,选用 Ritz 向量法进行模态分析。结构竖向振型对应的频率较高,分析时考虑有限元模型的前 300 阶模态,使其竖向模态振型质量参与系数达到 90% 以上,从而充分考虑结构竖向模态的影响。结构的前三阶水平自振周期为 0.76、0.74、0.66 s。竖向振型质量参与系数见表 4。可以看出,在 279 阶振型处,结构竖向质量参与系数达到了 90%。表 5 给出部分由楼板局部振动主导的结构竖向振型相关信息。图 2 给出部分相关的结构竖向振型。

表 4 结构竖向质量参与系数

Tab. 4 Vertical mass participation coefficient of structure

振型	周期/s	$U_z$	Sum $U_z$
1	0.760	$6.034 \times 10^{-6}$	$6.034 \times 10^{-6}$
2	0.736	$9.457 \times 10^{-7}$	$6.979 \times 10^{-6}$
3	0.657	0	$7.392 \times 10^{-6}$
⋮	⋮	⋮	⋮
278	0.011	0.002 1	0.898 2
279	0.011	0.003 8	0.902 0
280	0.010	$2.275 \times 10^{-6}$	0.902 0

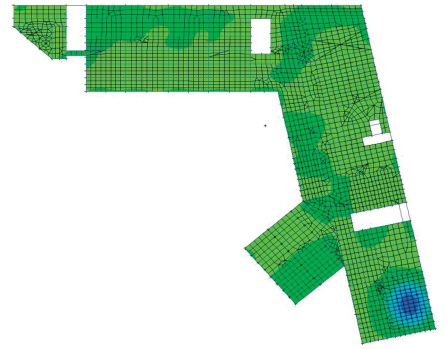
表 5 结构竖向振型相关信息

Tab. 5 Information about vertical modes of structure

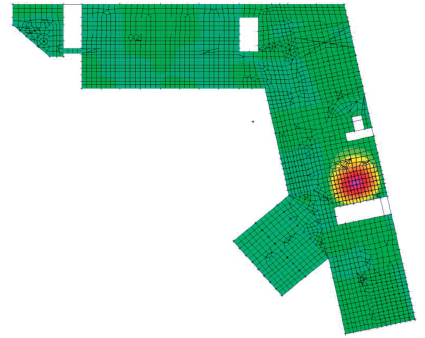
楼板自振频率/Hz	振型阶数	结构竖向自振频率/Hz	竖向质量参与系数	竖向方向系数
7.3	13	7.1	0.016 9	0.902
9.6	28	8.9	0.011 4	0.983
13.7	66	11.6	0.016 4	0.999
17.5	146	16.8	0.002 4	0.995
22.5	189	21.4	0.002 2	0.989

在结构整体竖向振型中,部分阶振型在大面积楼板处出现显著、独立的竖向振动特性,其对应的结构竖向振型频率接近其楼板的自振频率,竖向质量参与系数也相对较高,其竖向振型主要由楼板控制,这可能导致出现显著的竖向地震反应。

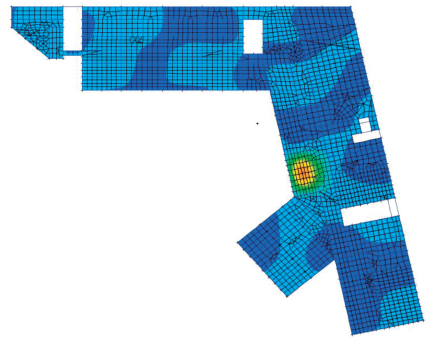
由图 2 及表 4、5 可知,7.3、9.6、13.7 Hz 楼板的局部振动可以显著影响结构整体的竖向振型,其竖向质量参与系数相对较大;17.5 Hz 和 22.5 Hz 楼板由于面积相对较小,对结构整体竖向振型的影响有限,其竖向质量参与系数也相对较小。



(a) 结构第13阶振型 (对应7.3 Hz楼板)



(b) 结构第28阶振型 (对应9.6 Hz楼板)



(c) 结构第66阶振型 (对应13.7 Hz楼板)

图 2 结构竖向振型

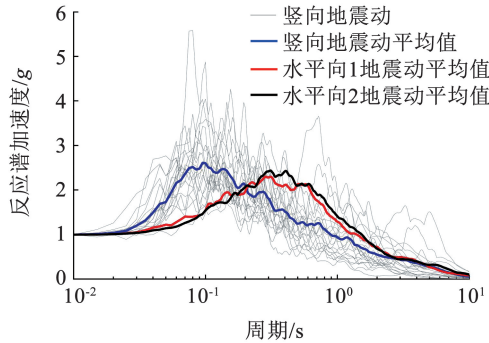
Fig. 2 Vertical modes of the structure

## 2 地震动介绍

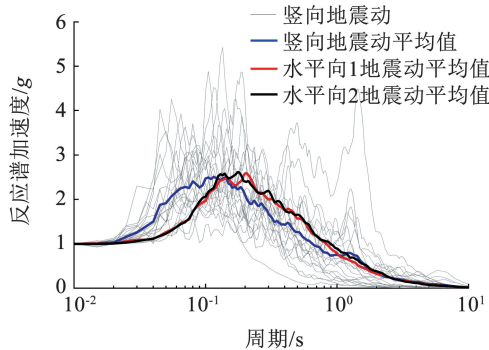
为了尽可能地考虑多种地震反应谱形状、宽频地震动以及脉冲型地震动的特性,使用 Baker 等<sup>[18]</sup>研究中给出的标准地震动记录集。该地震动记录集主要用于 PEER 交通抗震研究中不同类型的结构与场地条件,不局限于特定的结构与场地,并且该记录集主要关注地震较活跃的地区,即可能受中等强度到高等强度断层地震影响且距离为近场及中等距离的地区。使用该记录集中 4 类共 80 组三向地震动进行研究,分为 4 类,即 1a、1b、2 和 3 类。其中,1a 类对应的地震动均为具有较高震级、较近距离的宽频地震动( $M_w = 7, R = 10$  km, 软土地地); 1b 类对应的地震动和 1a 类相比距离更远( $M_w = 6, R = 25$  km, 软土地地); 2 类为基于岩石场地的宽频地震动( $M_w = 7,$

$R=10\text{ km}$ ,岩石场地);3类为脉冲型地震动。

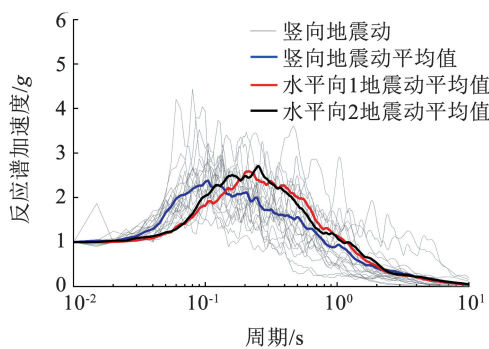
4类地震动归一化后的加速度反应谱见图3。可以看出,竖向加速度反应谱峰值对应频率主要集中在 $5\sim 18\text{ Hz}$ ,与现场实测建筑最低的竖向固有频率范围重叠<sup>[12,19]</sup>,这表明当地震发生时,可能会出现共振作用导致的结构竖向加速度显著放大情况。



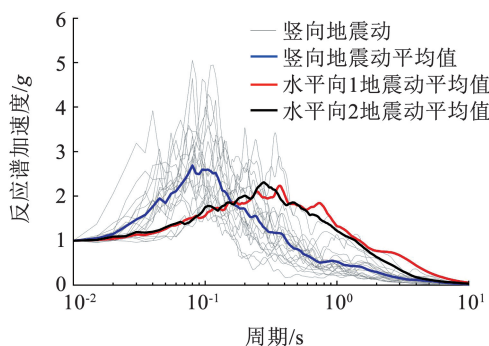
(a) 1a:  $M_w=7$ ,  $R=10\text{ km}$ , 软土地地



(b) 1b:  $M_w=6$ ,  $R=25\text{ km}$ , 软土地地



(c) 2类:  $M_w=7$ ,  $R=10\text{ km}$ , 岩石场地



(d) 3类: 脉冲型地震动

图3 研究所选用4类地震动

### 3 结构竖向加速度响应特征分析

现行规范普遍建议以水平向地震动幅值的 $2/3$ 来估计竖向地震动幅值,这低估了近断层的竖向地震作用<sup>[20-22]</sup>,且在已发生的多次地震中观测到存在水平、竖向峰值加速度之比大于 $2/3$ 的情况<sup>[23]</sup>。因此,将地震动按天然三向比例进行调幅,以保证竖向地震作用的真实占比。在后续的分析中,按7度小震,将水平单向地震动调幅后进行时程计算。考虑到水平向地震会对结构竖向响应造成一定影响,在时程分析时输入三向地震加速度。

#### 3.1 非结构构件竖向抗震设计相关公式

ASCE 7-22<sup>[24]</sup>中定义了非结构构件的竖向抗震设计力,即

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (3)$$

式中: $S_{DS}$ 为反应谱短周期段的值, $D$ 可视为非结构构件的重量。由式(3)可知,ASCE 7-22并未考虑结构竖向响应随高度的放大作用。

Moschen等<sup>[5]</sup>提出结构竖向加速度沿楼层高度变化的经验公式:

$$a_{PGV} = \begin{cases} (2.30 + f_\xi) \frac{h_{rel}}{0.9} + 1.00, & \text{若 } h_{rel} < 0.9 \\ 3.30 + f_\xi, & \text{其他} \end{cases}$$

$$f_\xi = 23.3(0.05 - \xi) \quad (4)$$

式中: $a_{PFV}$ 为楼层竖向峰值加速度, $a_{PGV}$ 为地震动竖向峰值加速度, $f_\xi$ 为阻尼修正函数, $h_{rel}$ 为非结构构件相对地面高度与结构高度的比值。目前,关于楼层竖向响应放大系数的相关研究较少。

#### 3.2 楼层竖向加速度放大系数特征分析

楼层竖向加速度放大系数(vertical peak floor acceleration amplification factor, VFA)为结构竖向峰值加速度( $PFA_v$ )与地面竖向峰值加速度( $PGA_v$ )的比值,用于体现结构中各楼层对地面竖向加速度的放大作用。本文计算的弹性框架VFA沿结构高度放大情况及其与相关研究的对比见图4。图中VFA为4类地震动时程分析后所得平均值。

VFA沿结构高度大体上呈线性增加的趋势,并基本在顶层达到最大。据统计,本研究结构的VFA总体为 $1.21\sim 8.16$ ,这与Xiang等<sup>[13]</sup>给出的竖向放大倍数范围接近。其中,不同构件位置的VFA存在明显差异。 $7.3\sim 22.5\text{ Hz}$ 楼板的VFA沿结构高度放大显著,主要为 $1.86\sim 8.16$ 。在顶层, $13.7\text{ Hz}$ 楼板的VFA最大。 $29.6\sim 126.7\text{ Hz}$ 楼板的VFA则沿结构高度放大不明显,部分出现了在顶层缩小的情况,该类楼板的VFA主要为 $1.26\sim 2.38$ 。结构柱的

Fig. 3 Type 4 ground motion selected for the study

VFA 范围为 1.21 ~ 1.74, 这与 29.6 Hz 及以上频率楼板的 VFA 变化范围接近。因此, 可初步认为, 结构中高频楼板和结构柱的竖向加速度响应随结构高度的变化规律和范围基本一致, 在后续研究中可按同类进行对比分析。

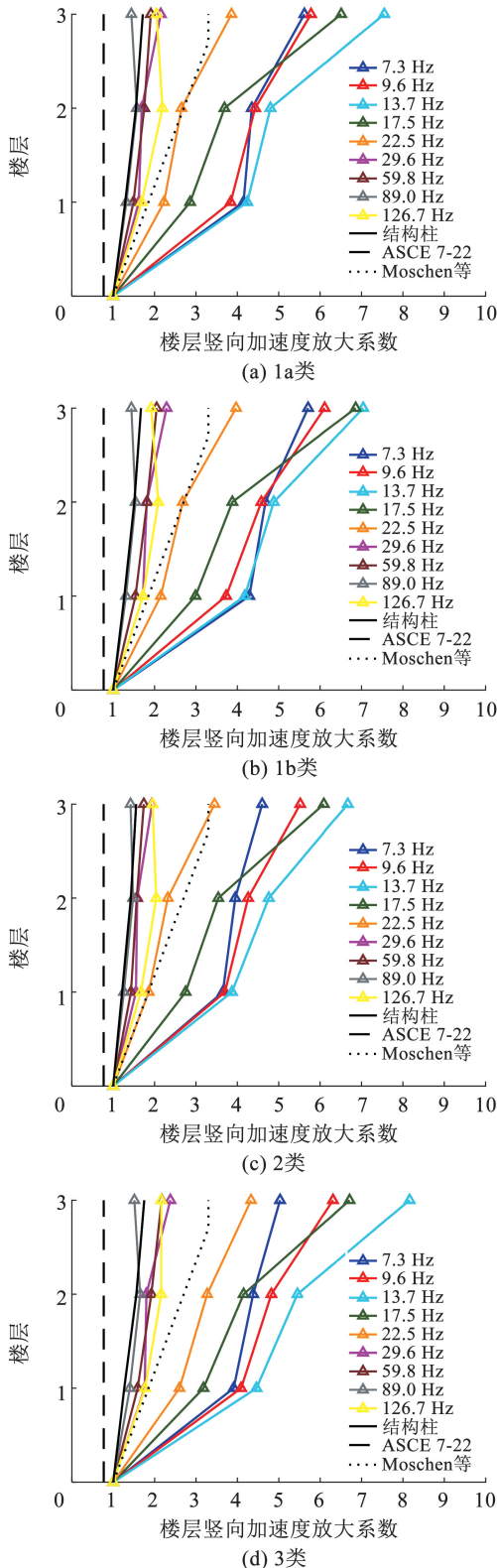


图 4 楼层竖向加速度放大系数

Fig. 4 Vertical peak floor acceleration amplification factor

由图 4 可知, ASCE 7-22<sup>[24]</sup> 严重低估了结构的竖向加速度响应, Moschen 等<sup>[5]</sup> 提出的公式则保守评估了结构柱及高频楼板的竖向楼层加速度, 但亦较为严重低估了低频楼板沿楼层高度的竖向加速度放大情况。目前, 各国规范<sup>[25]</sup> 规定的结构楼层水平向加速度响应放大系数主要为 1 ~ 3, 这与高频楼板和结构柱的 VFA 范围接近, 但低频楼板的 VFA 远大于该范围, 需要进行更深入的研究。

此外, 不同地震动特性对结构竖向响应存在影响。其中脉冲型地震对结构竖向响应影响最大, 结构 VFA 整体范围可达 1.40 ~ 8.16, 1a、1b 类地震作用下结构 VFA 范围分别为 1.32 ~ 7.55、1.31 ~ 7.04, 2 类地震对结构竖向响应影响相对最小, VFA 范围为 1.26 ~ 6.67。

### 3.3 楼层竖向加速度反应谱特征分析

楼层加速度反应谱可以有效体现不同自振特性非结构构件的动力特征, 本节针对可简化为单自由度体系的非结构构件的竖向加速度响应特征进行分析。通过 MATLAB 软件计算已选楼板及其边角位置结构柱的竖向加速度时程数据, 阻尼比设为 0.05。为确保统计分析结果的普遍性, 采用 80 条地震动作用下结构竖向反应谱的均值进行比较分析。

图 5 给出不同自振频率楼板的竖向反应谱。对于 7.3 ~ 22.5 Hz 楼板, 其竖向反应谱仅在楼板自振频率处出现明显波峰, 并且随着楼板自振频率增加, 竖向反应谱峰值出现先增大后减小的趋势, 这反映了楼板竖向振动特性对其竖向加速度响应的影响。由于竖向地震动的卓越频率主要集中在 12 Hz 附近, 且由 1.3 节可知, 13.7 Hz 楼板竖向振型对应的质量参与系数相较于其他振型更大, 该楼板的竖向加速度响应显著。对于 29.6 ~ 126.7 Hz 楼板, 其竖向反应谱并未出现明显峰值, 楼板基本不体现独立的振动特性。

图 6 给出各类楼板与其对应结构柱的竖向反应谱。地震波沿结构柱向上传递的过程中, 不同竖向振动特性构件展现出不同的振动响应。由图 6(a) ~ (e) 可知, 7.3 ~ 22.5 Hz 楼板的竖向反应谱相对于输入地震和结构柱放大显著, 三者反应谱形状不同, 该类楼板与结构柱展现出不同的竖向振动特性。结构柱的竖向反应谱体现了柱在受到竖向地震荷载时的动态响应特性。在本研究中, 由于模型跨度较大, 结构各阶竖向模态的质量参与系数相对分散, 不同结构柱的竖向反应谱亦存在差异。由图 6(f) ~ (i) 可知, 29.6 Hz 以上楼板的竖向响应与结构柱接近, 二者谱形、峰值接近, 仅略大于输入竖向地震动。结构柱的竖向振动会影响该频率范围内的楼板, 二者体现相似的振动特性。

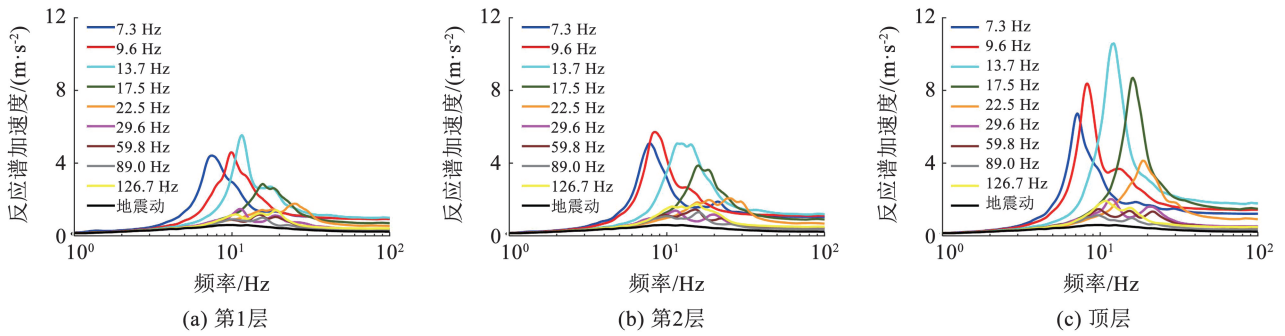


图5 不同自振频率楼板竖向反应谱对比

Fig. 5 Comparison of vertical response spectra of floor slabs with different self-vibration frequencies

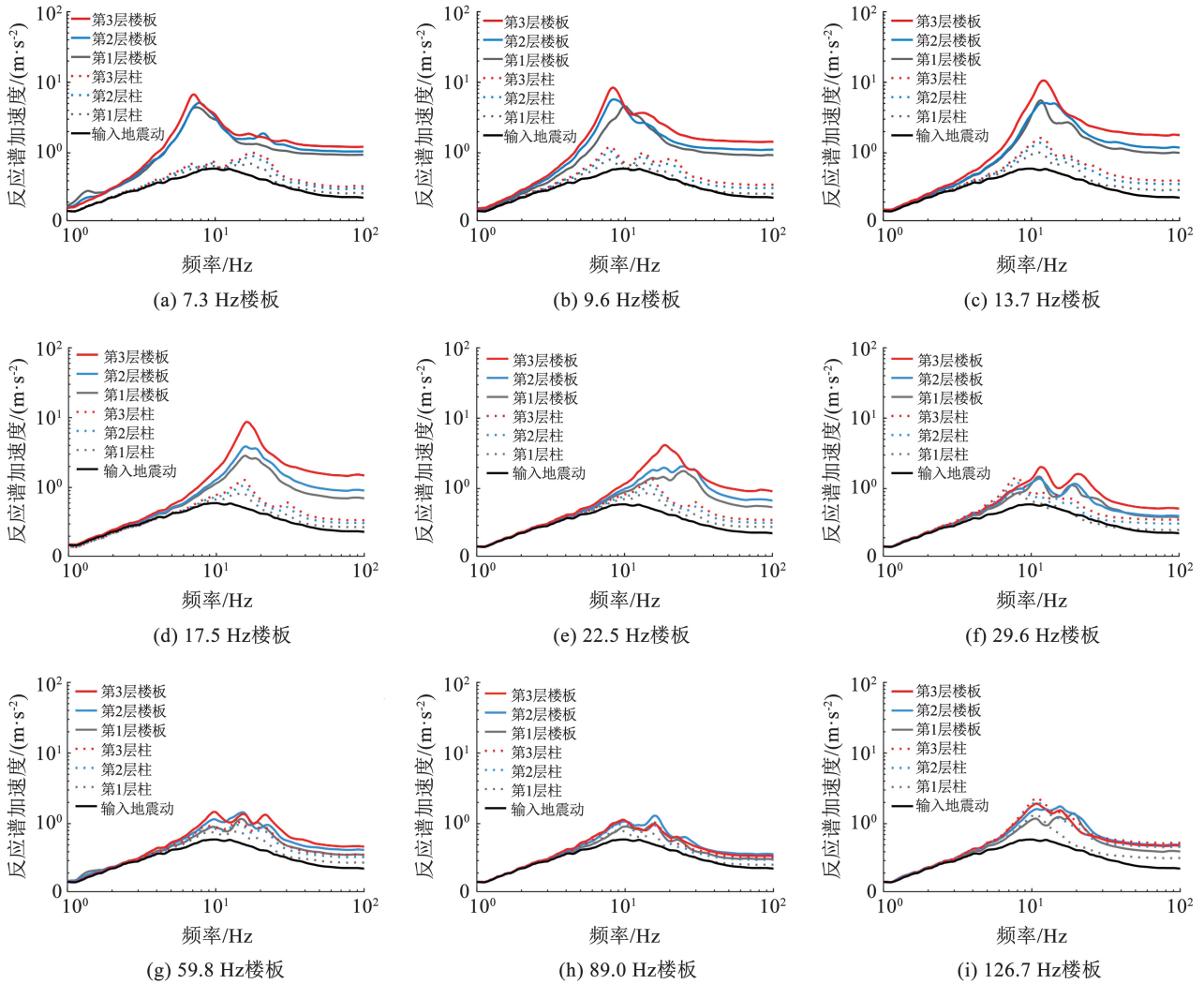


图6 楼板与结构柱竖向反应谱对比

Fig. 6 Comparison of vertical response spectra for floor slabs and structural columns

综上,楼层竖向反应谱体现结构的自振特性,结构对竖向地震动有一定的滤波效应。当楼板自振频率与竖向地震动卓越频率接近时会发生共振作用,结构中不同构件的竖向振动特性各异。因此,在对非结构构件进行地震分析时,应根据非结构构件所在具体位置,提取合适的竖向楼层加速度进行分析,而非竖向地震动。

表6统计了从结构柱到楼板中间的竖向加速度响应变化。其中,PSA<sub>v</sub>为结构竖向加速度反应谱幅值。可以看出,7.3~22.5 Hz楼板的PFA<sub>v</sub>和PSA<sub>v</sub>放大情况明显,PFA<sub>v</sub>放大倍数范围为1.9~4.4,PSA<sub>v</sub>放大倍数范围为1.8~6.8;频率大于29.6 Hz楼板的PFA<sub>v</sub>放大倍数范围为0.9~1.5,PSA<sub>v</sub>放大倍数范围为0.8~1.7,结构柱与楼板中间位置的加

速度响应接近。

表 6 楼板竖向加速度放大情况

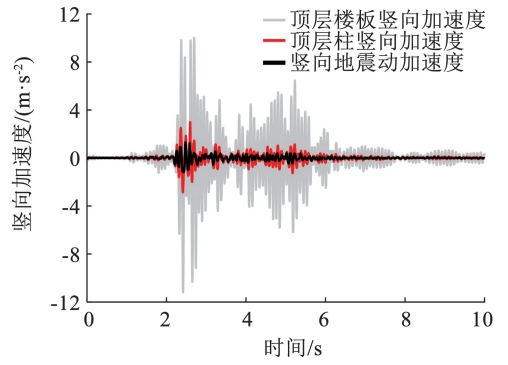
Tab. 6 Amplification of vertical acceleration in floor slabs

楼板自振 频率/Hz	PFA <sub>v</sub> 放大倍数			PSA <sub>v</sub> 放大倍数		
	第1层	第2层	第3层	第1层	第2层	第3层
7.3	3.5	3.4	3.6	6.3	5.6	6.7
9.6	3.5	3.5	4.1	5.8	5.4	6.8
13.7	3.4	3.3	4.4	5.4	3.7	6.5
17.5	2.4	2.9	4.4	3.4	3.6	6.8
22.5	1.9	2.1	2.6	2.0	1.8	3.1
29.6	1.5	1.3	1.4	1.7	1.1	1.4
59.8	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.4
89.0	1.2	1.2	1.1	1.2	1.3	1.1
126.7	1.2	1.1	0.9	1.0	0.9	0.8

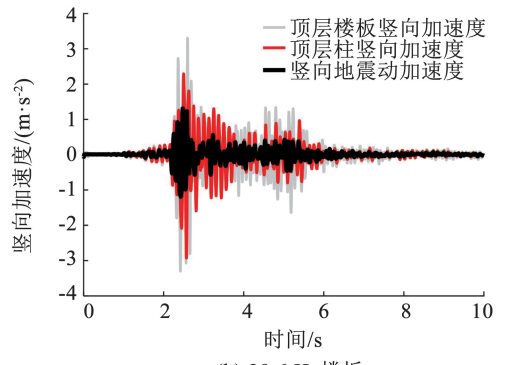
图 7 给出在输入 1979 年 El Centro Array #6 台中测得的 Imperial Valley-06 地震动后,结构顶层中两块楼板与柱的竖向加速度时程对比。

图 8 给出 7.3、9.6、13.7 Hz 楼板从结构柱到楼板中间的竖向加速度反应谱。楼板上的反应谱波形均与楼板中间相似,越靠近楼板中间位置,其竖向响应越显著。由此可知,大面积低频楼板上不同位置的竖向加速度响应存在差异,在对该类楼板上非结

构构件进行竖向抗震设计时,主要以楼板中间位置的竖向响应为主,也应关注楼板上不同位置的情况。



(a) 13.7 Hz 楼板



(b) 29.6 Hz 楼板

图 7 竖向加速度时程对比

Fig. 7 Comparison of vertical acceleration time history

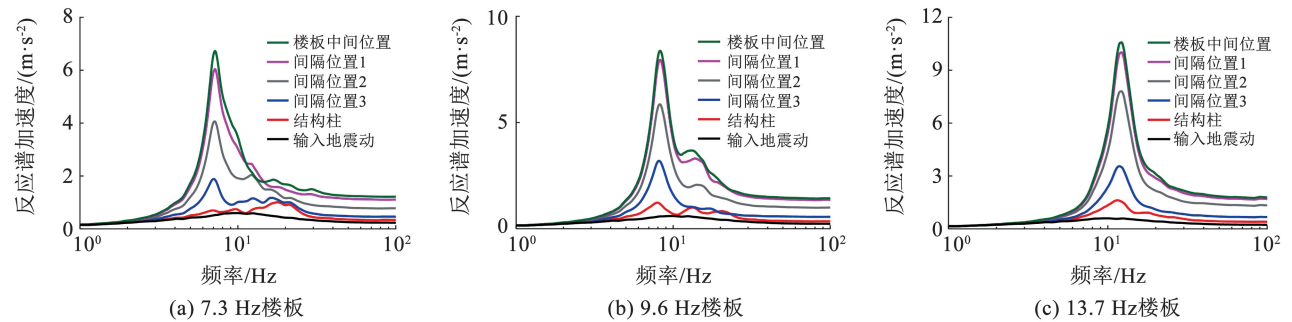


图 8 楼板上不同位置的竖向加速度响应变化

Fig. 8 Variation of vertical acceleration response at different locations on the floor slab

### 3.4 非线性对结构竖向加速度响应的影响

本节主要考察结构的弹塑性行为对竖向加速度响应的影响。基于本研究使用的弹性框架结构模型,对梁、柱布置塑性铰模拟框架构件的材料非线性,对模型中楼板采用非线性分层壳进行模拟。通过 Rayleigh 阻尼考虑结构振动能量的耗散,结构阻尼比取 0.05。Rayleigh 阻尼中的质量比例系数与刚度比例系数按结构一阶振型周期和竖向质量参与系数达到 90% 时对应的周期计算得到。在 ETABS 软件中采用 Newmark-β 直接积分法进行求解,积分时

间步长取 0.001 s,满足精度要求。

使用 3 类脉冲型地震动中的 Northridge 地震时程进行计算,并分别选取低频、高频楼板和结构承重构件进行分析。计算时区分弹性结构和弹塑性结构,均按 7 度大震调幅。图 9 给出两类结构的 VFA 对比情况。在该条地震作用下,结构的弹塑性行为会使 3 类构件的 VFA 出现轻微变化,其倍数范围分别为 0.99 ~ 1.17、0.85 ~ 1.11、0.95 ~ 1.08,随结构高度变化趋势接近弹性。其中,低频楼板的弹塑性行为整体上会放大结构的竖向加速度响应。

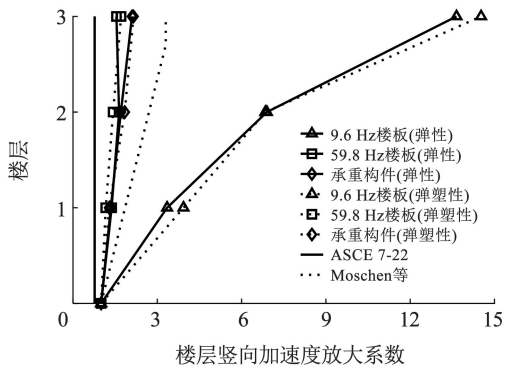
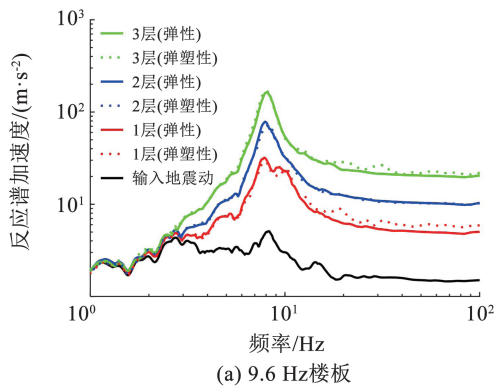


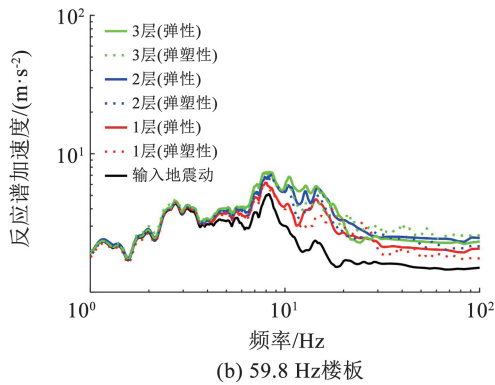
图9 弹性与弹塑性 VFA 对比

Fig. 9 Comparison of elastic and elastic-plastic VFA

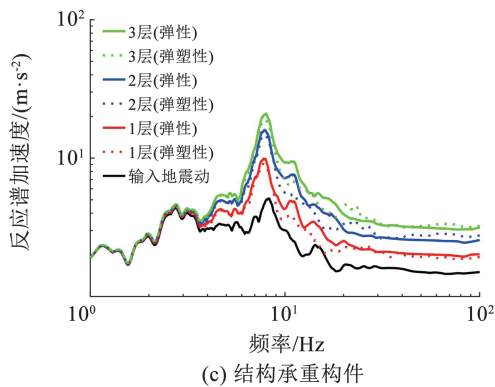
图10 给出结构弹性与弹塑性竖向反应谱对比情况。总体上,二者的竖向反应谱形接近,弹塑性结构的反应谱峰值出现轻微减小的情况。



(a) 9.6 Hz 楼板



(b) 59.8 Hz 楼板



(c) 结构承重构件

图10 结构弹性与弹塑性竖向反应谱对比

Fig. 10 Comparison of elastic and elastic-plastic vertical response spectra of structures

### 4 竖向加速度设计谱

根据上文中给出的楼层竖向反应谱特征分析可以看出,楼板的自振特性对于结构的竖向加速度响应具有显著影响。各国规范目前没有规定关于结构竖向响应的具体计算方法,且不同自振特性非结构构件(如吊顶、天花板等)的竖向加速度响应与其所在主体结构情况密切相关,为便于分析,基于如下假定:1)仅针对可简化为弹性单自由度体系的非结构构件;2)不考虑非结构构件与主结构的相互作用,提出了一种考虑楼板自振频率的楼层竖向设计谱。

#### 4.1 拟合方法

本次拟合方法采用标准化的设计谱形式,根据抗震设计规范拟合地震设计谱的理论,类比推出楼层竖向加速度设计谱,其设计谱由几个特征参数确定,其中最主要的是反应谱平台值和特征周期。利用动力放大系数谱来表示<sup>[26]</sup>,即

$$\beta(T) = S_a(T)/a_{pFV} \quad (5)$$

式中: $\beta(T)$ 为自振周期为 $T$ 的单自由度体系对竖向加速度的放大系数, $S_a(T)$ 为竖向加速度反应谱, $a_{pFV}$ 为楼层竖向峰值加速度。

#### 4.2 标准化竖向设计谱

为了充分考虑结构竖向加速度反应谱特征,将不同自振频率楼板及结构柱的竖向反应谱进行归一化,可根据式(5)计算得出,即为结构标准化竖向加速度反应谱。由于篇幅有限,图11给出相关示例。其中,Mean为反应谱平均值, $\sigma$ 为标准差,Max为上包络值,Min为下包络值。

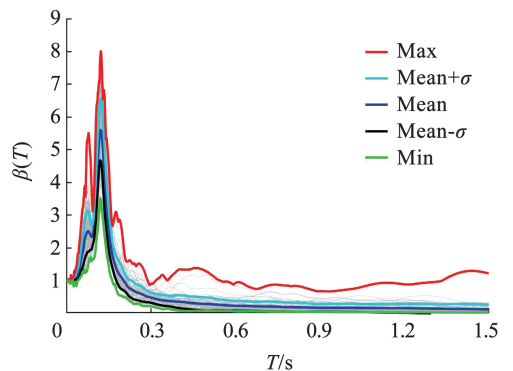


图11 竖向加速度标准化反应谱

Fig. 11 Normalized vertical acceleration response spectrum

由水平向楼层反应谱研究可知,当地震动卓越周期和主体结构基本周期相差较多时,水平向楼层谱会分别在二者处形成明显峰值<sup>[27]</sup>,影响因素明显。而由于结构在竖向相对刚性,且竖向振型成分复杂,竖向楼层谱会受楼板自振频率、竖向地震动卓越频率等多方面影响,竖向楼层谱的分析更集中于

短周期段。

本文提出的楼层竖向设计谱主要根据提取的各楼层竖向反应谱拟合而成。由归一化后反应谱可知,结构竖向响应主要集中于短周期段,在楼板自振频率、竖向地震动卓越频率以及结构主体竖向自振频率处存在显著响应,随后衰减迅速。根据竖向响应特征,楼层竖向设计谱主要为一个峰值段,该峰值段考虑两类影响因素,第一类为考虑楼板竖向自振特性导致的竖向加速度放大,第二类为主体结构竖向自振频率与竖向地震动卓越频率附近因结构滤波及放大作用产生的反应谱峰值段,见图 12。其中,考虑到结构与地震动会发生共振作用,以安全性为目标, $T_1$ 取结构竖向一阶自振周期和竖向地震动卓越周期的较大值, $\beta_1$ 为平台段放大系数, $\beta_2$ 为 1.5 s 处放大系数, $\gamma_1$ 和 $\gamma_2$ 为衰减段衰减指数。具体依据式(6)进行计算。

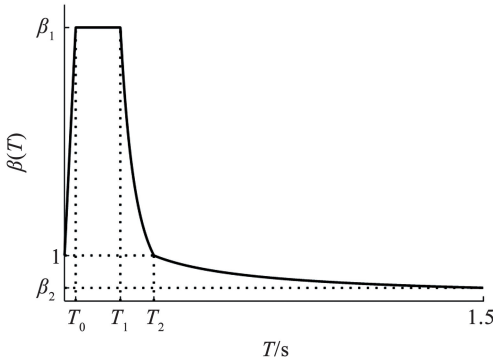


图 12 标准化竖向设计谱

Fig. 12 Normalized vertical design spectrum

- 1) 直线上升段:至 $T_0$ 处达到最大值 $\beta_1$ ;
- 2) 平台段:从 $T_0$ 至 $T_1$ 结束;
- 3) 第一衰减段:从 $T_1$ 至 $T_2$ 处放大系数衰减至 1;
- 4) 第二衰减段:从 $T_2$ 至 1.5 s 处放大系数衰减至 $\beta_2$ 。

$$\beta(T) = \begin{cases} 1.0 + (\beta_1 - 1) \times T/T_0, & 0 \leq T \leq T_0 \\ \beta_1, & T_0 < T \leq T_1 \\ \beta_1 \times (T_1/T)^{\gamma_1}, & T_1 < T \leq T_2 \\ (T_2/T)^{\gamma_2}, & T_2 < T < 1.5 \text{ s} \\ \beta_2, & T = 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (6)$$

式中: $T_0$ 为确定值 0.04 s; $T_1$ 根据结构和竖向地震动特性确定; $T_2$ 为确定值 0.32 s; $\beta_1$ 可在确定楼层位置后,以第 3 节相关分析内容为基础,结合楼板自振频率或 $T_1$ 等相关信息,参考图 13 和式(7)计算得出; $\beta_2$ 为 0.35; $\gamma_1$ 和 $\gamma_2$ 可根据 $\beta_1$ 和 $\beta_2$ 计算得出,进而确定所需竖向设计谱。

以下将详细介绍各参数取值:1)该竖向设计谱平台段根据共计 4 320 条标准化楼层竖向反应谱峰

值提取,进行统计分析取其平均值,并考虑不同自振频率楼板和结构柱的竖向反应谱差异。2)自平台段后,动力放大系数快速衰减,平均各条标准化竖向楼层谱,取当 $\beta = 1$ 时对应的周期值,即 $T_2$ 。设计谱最大周期取为 1.5 s,根据使用的各条楼层竖向加速度反应谱 1.5 s 处放大系数进行统计分析,计算其平均值为 0.35,即为 $\beta_2$ 取值。3)从图 6、7 可以看出,结构中不同位置楼层竖向反应谱存在明显差异,图 13 分析了结构中各楼层竖向反应谱峰值平均结果与其对应周期的关系,即 $\beta_1$ 与 $T_3$ 的关系,具体表现为不同位置所得的楼层竖向反应谱峰值对应周期点分散于 0.04 ~ 0.14 s,对应频率为 7 ~ 25 Hz,该频率段与结构竖向自振频率、竖向地震动卓越频率范围重合。由于结构的自振频率和竖向地震动的主频率相互作用,局部存在对竖向加速度响应的显著放大。谱峰值段的最大值出现在楼板处,其值为 6.0,对应周期点位置在 0.083 s、频率为 12 Hz,这与该楼板自振频率和竖向地震动主频率接近,是二者出现共振作用所导致的放大现象。楼板处的谱峰值段最小值为 3.1,对应频率为 25 Hz。当楼板自振频率增大至一定程度时,楼板产生的局部振动响应较小。谱峰值段最小值出现在柱子处,其值为 2.6,对应周期点 0.06 s、频率为 16.67 Hz,接近结构第 146 阶振型。结构中柱子位置处的竖向反应谱峰值段的最大值对应周期点 0.091 s、频率为 11.0 Hz,处于输入竖向地震动卓越周期附近,其值达到了 4.5。4)平台段初始周期 $T_0$ 以图 13 中分析的出现谱峰值最小频率 25 Hz,即 0.04 s 作为取值。

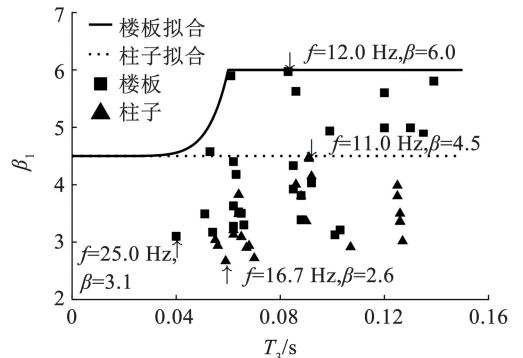


图 13  $\beta_1$ 与 $T_3$ 的关系

Fig. 13 The relationship between  $\beta_1$  and  $T_3$

由 3.2 节的相关分析可知,结构中不同位置的竖向加速度响应存在显著差异。因此,基于安全性,图 13 给出关于 $\beta_1$ 的相关拟合,分为楼板拟合和柱子拟合。

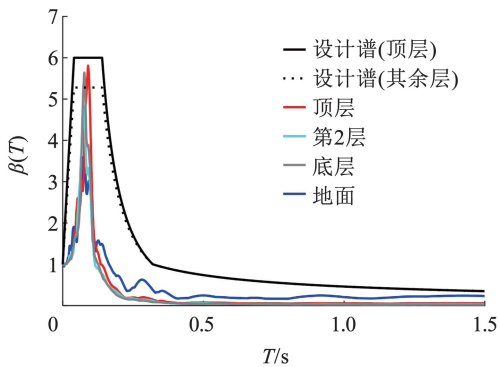
当非结构构件位于结构中柱子处时,考虑到结构中构造复杂及受力不一致的情况,统一以最大值

4.5 作为 $\beta_1$ 的取值。当非结构构件位于结构中楼板处时,考虑到不同楼板的自振频率随楼板厚度、面积等相关因素存在较大区别,并且为了设计谱使用时的便利性,统一以式(7)作为 $\beta_1$ 的取值参考。根据前述关于楼板上不同位置的竖向加速度放大情况,以及考虑到结构中竖向刚度、荷载分布不均,对于结构梁处的非结构构件竖向抗震设计, $\beta_1$ 取 4.5 进行分析,对于大面积楼板上不同位置的非结构构件,保守起见 $\beta_1$ 同样按式(7)取值。其中,采用楼板拟合部分时, $T_3$ 视为楼板自振频率对应周期值。

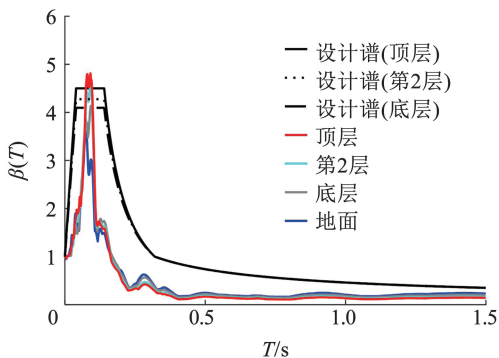
$$\beta_1 = \begin{cases} f_s \times [4.5 + 1.5 \times (T_3/0.06)^8], & 0 \leq T_3 \leq 0.06 \text{ s} \\ f_s \times 6, & 0.06 \text{ s} < T_3 \end{cases} \quad (7)$$

式中 $f_s$ 为折减系数。在对归一化后竖向反应谱进行分析时发现,各楼层中的谱峰值存在差异,其中,顶层处的谱峰值最大。对于楼板, $f_s$ 在顶层位置取值为 1,其余层取 0.88;对于柱子, $f_s$ 在顶层位置取值为 1,其余层按  $0.87 + 0.13h$  取值,其中, $h$  代表相对高度。

为了验证竖向设计谱的可行性,图 14 给出了本文使用结构中两类构件的模拟结果和设计谱的对比。



(a) 楼板示例



(b) 结构承重构件示例

图 14 设计谱应用示例

Fig. 14 Application example of design spectrum

## 5 结 论

1) 基于抗震设计规范拟合水平向设计谱的方法,提出了一种考虑楼板自振频率的楼层竖向设计谱,可用于非结构构件的竖向抗震分析,并分情况给出了该设计谱的应用示例。该设计谱有效区分了结构中不同构件的竖向响应差异,综合了地震波与结构共振产生的放大作用,合理考虑到可能出现的楼板局部显著振动响应。

2) 在本文选用的框架结构模态分析中,7.3、9.6、13.7 Hz 楼板的局部振动可以显著影响到结构整体的竖向振型,质量参与系数较大,其余选中楼板的局部振动对整体竖向振型影响有限,结构竖向刚度分布较为复杂。

3) 楼层竖向加速度放大系数 VFA 主要为 1.21 ~ 8.16,其中,脉冲型地震对结构的竖向响应作用最显著。VFA 总体随结构高度呈线性变化,其最大值远大于各国规范对水平向放大系数的规定,相关研究也严重低估了结构竖向加速度响应。

4) 结构对竖向地震动的滤波作用会显著影响结构中不同构件位置的竖向加速度响应。7.3 ~ 22.5 Hz 楼板的竖向振动特性显著,其中间位置的竖向反应谱幅值对应频率接近楼板的自振频率,该频率范围内楼板的竖向反应谱相较于结构主体、竖向地震动存在显著波形差异;29.6 Hz 以上楼板中间位置的竖向反应谱幅值对应频率接近竖向地震动卓越频率,并且与结构柱相比,二者反应谱波形、幅值接近,该频率范围楼板基本不体现其竖向振动特性。在对非结构构件进行竖向抗震分析时,应合理选择楼层波作为输入激励,并且对非结构构件进行竖向抗震设计时,应避免相关频率。

5) 楼板局部振动对结构的竖向加速度响应存在影响。对于 7.3 ~ 22.5 Hz 楼板,从结构柱到楼板中间有明显的竖向加速度放大过程, $PFA_v$  放大范围为 1.9 ~ 4.4,  $PSA_v$  放大范围为 1.8 ~ 6.8,而其余高频楼板几乎不出现此类放大现象。

6) 结构的弹塑性行为对于 VFA 的分布存在一定影响,相较于弹性结构,其变化倍数范围为 0.85 ~ 1.17,弹性、弹塑性竖向反应谱形状接近,应进一步研究结构弹塑性行为对竖向加速度响应的影响。

## 参考文献

[1] PAPAIOGLOU A J, ELNASHAI A S. Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1996, 25 (10): 1109.  
 [2] 潘毅,任靖哲,任宇,等. 考虑台地效应的泸定 6.8 级地震某框

- 架结构震害调查与分析[J]. 土木工程学报, 2024, 57(6): 136  
PAN Yi, REN Jingzhe, REN Yu, et al. Seismic damage investigation and analysis of frame structures in Luding  $M_w$  6.8 earthquake considering platform effect[J]. China Civil Engineering Journal, 2024, 57(6): 136. DOI: 10.15951/j.tmgxcb.23050358
- [3] 陈梦梦, 周志光, 赵锦一, 等. 土耳其  $M_w$  7.8 地震工业厂房及设施震害调查与分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2024, 44(5): 987  
CHEN Mengmeng, ZHOU Zhiguang, ZHAO Jinyi, et al. Investigation and analysis of seismic damage to industrial buildings and facilities in the  $M_w$  7.8 Turkey earthquake [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2024, 44(5): 987. DOI: 10.13409/j.cnki.jdpme.20240314003
- [4] 戴靠山, 钱雨凡, 王健泽. 近断层地震下楼层竖向加速度影响因素分析[J]. 世界地震工程, 2021, 37(2): 192  
DAI Kaoshan, QIAN Yufan, WANG Jianze. Analysis of influencing factors of floor vertical acceleration under near fault earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 2021, 37(2): 192. DOI: 10.3969/j.issn.1007-6069.2021.02.022
- [5] MOSCHEN L, MEDINA R A, ADAM C. Vertical acceleration demands on column lines of steel moment-resisting frames [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2016, 45(12): 2039. DOI:10.1002/eqe.2751
- [6] GREMER N, ADAM C, MEDINA R A, et al. Vertical peak floor accelerations of elastic moment-resisting steel frames[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2019, 17: 3233. DOI:10.1007/s10518-019-00576-6
- [7] FRANCIS T C, HENDRY B C, SULLIVAN T J. Vertical spectral demands on building elements induced by earthquake excitation [C]//New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference. Wellington, New Zealand: [s. n.], 2017
- [8] GREMER N, MOSCHEN L, ADAM C, et al. Horizontal and vertical acceleration demand on moment-resisting steel frames[C]//16th European Conference on Earthquake Engineering (16 ECEE). Thessaloniki, Greece: [s. n.], 2018
- [9] FURUKAWA S, SATO E, SHI Y, et al. Full-scale shaking table test of a base-isolated medical facility subjected to vertical motions [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(13): 1931. DOI:10.1002/eqe.2305
- [10] RYAN K L, SOROUSHAN S, MARAGAKIS E M, et al. Seismic simulation of an integrated ceiling-partition wall-piping system at E-Defense. I: three-dimensional structural response and base isolation[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(2): 04015130. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001384
- [11] SOROUSHAN S, MARAGAKIS E M, RYAN K L, et al. Seismic simulation of an integrated ceiling-partition wall-piping system at E-Defense. II: evaluation of nonstructural damage and fragilities[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(2): 04015131. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001385
- [12] BOZORGNIYA Y, MAHIN S A, BRADY A G. Vertical response of twelve structures recorded during the Northridge earthquake [J]. Earthquake Spectra, 1998, 14(3): 411. DOI: 10.1193/1.1586008
- [13] XIANG Y, GUO J, KISHIKI S. Analytical approach for vertical floor acceleration of regular RC frames under earthquake excitation [J]. Engineering Structures, 2022, 251: 113546. DOI:10.1016/j.engstruct.2021.113546
- [14] GILANI A, REINHORN R M, GLASGOW R, et al. Earthquake simulator testing and seismic evaluation of suspended ceilings[J]. Journal of Architectural Engineering, 2010, 16(2): 63. DOI: 10.1061/(ASCE)1076-0431(2010)16:2(63)
- [15] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016  
China Academy of Building Research. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016
- [16] 陆东伟, 刘学成. 基于振动舒适度的建筑物楼板设计方法[J]. 南京工业大学学报(自然科学版), 2008, 30(1): 16  
LU Weidong, LIU Xuechen. Floor slab design method based on the vibration comfort degree [J]. Journal of Nanjing University of Technology (Natural Science Edition), 2008, 30(1): 16. DOI: 10.3969/j.issn.1671-7627.2008.01.004
- [17] 宋志刚. 基于烦恼率模型的工程结构振动舒适度设计新理论 [D]. 杭州: 浙江大学, 2003  
SONG Zhigang. A new theoretical approach to vibration comfort design of engineering structures based on annoyance rate model [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003
- [18] BAKER J W, LIN T, SHAHI S K, et al. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program[R]. PEER Report, 2011: 3
- [19] BOZORGNIYA Y, NIAZI M, CAMPBELL K W. Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake [J]. Earthquake Spectra, 1995, 11(4): 515. DOI:10.1193/1.1585825
- [20] 李宁, 刘洪国, 刘平, 等. 近断层竖向地震动特征统计分析 [J]. 土木工程学报, 2020, 53(10): 120  
LI Ning, LIU Hongguo, LIU Ping, et al. Statistical analysis of vertical ground motion characteristics in near-fault regions [J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(10): 120. DOI: 10.15951/j.tmgxcb.2020.10.012
- [21] 周正华, 周雍年, 卢涛, 等. 竖向地震动特征研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 25  
ZHOU Zhenghua, ZHOU Yongnian, LU Tao, et al. Study on characteristics of vertical ground motion [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(3): 25. DOI: 10.3969/j.issn.1000-1301.2003.03.004
- [22] 潘毅, 包韵雷, 刘永鑫, 等. 基于中国规范的近断层区竖向抗震设计谱研究[J]. 工程力学, 2021, 38(12): 183  
PAN Yi, BAO Yunlei, LIU Yongxin, et al. Study on vertical seismic design spectra of near fault area based on Chinese code[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(12): 183. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.12.0871
- [23] 韩建平, 周伟. 汶川地震竖向地震动特征初步分析[J]. 工程力学, 2012, 29(12): 211  
HAN Jianping, ZHOU Wei. Preliminary investigation on characteristics of vertical ground motion during Wenchuan earthquake [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(12): 211. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.05.0272
- [24] Structural Engineering Institute. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE 7-22 [S]. New York: The American Society of Civil Engineers, 2022
- [25] 尚庆学, 郑迦译, 李吉超, 等. 各国规范对于楼面峰值加速度规定的对比研究[J]. 工程力学, 2020, 37(增刊1): 91  
SHANG Qingxue, ZHENG Jiayi, LI Jichao, et al. Comparative study of relevant specifications on peak floor acceleration in current codes of different countries[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(Sup. 1): 91. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2019.05.S013
- [26] 王亚, 杨维国, 王萌, 等. 地震作用下某大型隔震博物馆楼层波及楼层反应谱研究[J]. 振动与冲击, 2019, 38(8): 203  
WANG Ya, YANG Weiguo, WANG Meng, et al. Floor wave and floor response spectrum research of one large base isolated museum under earthquake [J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(8): 203. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2019.08.031
- [27] 刘荣恒, 柏文, 戴君武, 等. 基于强震记录的建筑结构楼层设计谱研究[J]. 工程力学, 2024, 41(12): 176  
LIU Rongheng, BAI Wen, DAI Junwu, et al. Research on floor design spectrum of buildings upon strong earthquake records[J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(12): 176. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2022.10.0871