

钢结构建筑振动阻尼比与位移振幅相关性

马俊, 李元齐

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 分析了与位移振幅相关的阻尼产生机理, 表明墙体与钢结构间的黏滑摩擦使阻尼表现出与位移振幅相关的非线性特性. 基于黏滑运动机理, 推导了基于位移振幅的阻尼比计算表达式, 从理论上分析了与位移振幅相关的阻尼机理. 通过数值仿真研究验证了理论推导的正确性, 分析了主体结构刚度和墙体刚度贡献、墙体产生滑移运动时的结构变形、自振频率、材料阻尼等参数对非线性阻尼的影响. 通过与现场实测数据对比, 验证了理论推导的可靠性.

关键词: 钢结构; 阻尼; 位移; 振幅; 黏滑

中图分类号: TU391; TU13

文献标志码: A

Correlation Study Between Structural Damping and Displacement Amplitude of Steel Structure Buildings

MA Jun, LI Yuanqi

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to reveal the correlation between structural damping and structure amplitude of steel structure buildings, the generation mechanism of structural damping related to displacement amplitude was analyzed, and the stick-slip friction between walls and steel members was proved to be the cause of displacement-dependent nonlinear damping. Based on the stick-slip motion principle, the mechanism of nonlinear damping related to displacement amplitude was analyzed theoretically, and the expression of displacement-dependent nonlinear damping ratio was deduced. With numerical simulation methods, the accuracy of theoretical derivations was examined, and the effect of parameters including the stiffness of walls and the main structure, the displacement response that makes walls start slipping, the fundamental natural frequency and the material damping on displacement dependent damping was studied. By comparing theoretical results with the field measured data, the reliability

of theoretical analysis was verified.

Key words: steel structure; damping; displacement; amplitude; stick-slip

钢结构建筑的阻尼是钢结构动力分析中的重要参数, 其取值直接影响到结构动力分析结果的精度和可靠性. 在工程实际应用中, 通常采用黏滞阻尼模型, 以阻尼比作为衡量结构阻尼取值的参数. 基于模型试验和工程测试数据, 将阻尼比取为常数^[1-3]. 我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]规定: 钢结构在多遇地震作用分析时, 根据结构高度, 阻尼比分别可取 2%、3% 和 4%; 当偏心支撑框架承担的地震倾覆力矩大于总倾覆力矩的 50% 时, 阻尼比可相应增加 0.5%; 在罕遇地震作用分析时, 阻尼比可取 5%.

工程实践中为数学处理上的方便, 普遍采用常阻尼比模型. 然而, 近年来实际钢结构建筑的实测阻尼比数据表明, 钢结构建筑的阻尼性能与结构的位移、速度或加速度响应振幅密切相关, 阻尼比随结构振幅的发展而变化, 常阻尼比模型与结构实际的阻尼性能间存在较大差异^[4-13]. 对比采用非线性阻尼比和常阻尼比模型时的钢结构动力响应表明, 采用常阻尼比进行结构动力分析可能会低估结构动力反应, 得到偏于不安全的分析结果^[14]. 因此, 迫切需要对与结构振幅相关的钢结构建筑阻尼性能进行研究, 对阻尼比的合理取值进行完善.

本文针对钢结构建筑与结构振幅相关的阻尼特性, 分析了振动阻尼与位移振幅的相关性. 基于黏滑运动模型, 推导了基于位移振幅的阻尼比计算表达式. 通过数值仿真分析, 验证了理论推导的正确性, 分析了非线性阻尼比的影响因素. 通过与现场实测

收稿日期: 2016-08-09

基金项目: 国家自然科学基金(51538002)

第一作者: 马俊(1986—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢结构. E-mail: mjbppc@163.com

通讯作者: 李元齐(1971—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为冷弯型钢结构及结构抗风. E-mail: liyq@tongji.edu.cn

数据对比,验证了理论分析的可靠性。

1 与振幅相关的钢结构建筑阻尼特性

近年来针对钢结构建筑的实测研究表明,钢结构建筑的阻尼性能与结构的位移、速度和加速度响应振幅密切相关,阻尼比随结构振幅增长表现出非线性的发展规律^[4-13]。根据阻尼比随振幅的发展规律,基于实测数据,钢结构建筑的阻尼比随结构振幅的发展过程大致可分为四个阶段,如图 1 所示,图中结构振幅采用位移振幅。

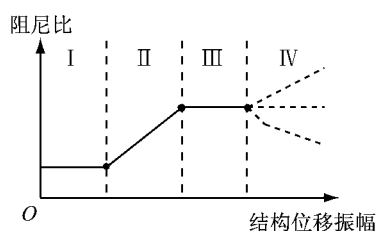


图 1 钢结构阻尼随结构振幅发展规律

Fig. 1 Development of structural damping of steel structures with increasing amplitude

第 I 阶段中,结构位移振幅和阻尼比取值均较小,阻尼比基本保持为常量,随振幅发展没有明显变化。第 II 阶段中,阻尼性能得到发展,阻尼比随位移振幅增长迅速提高,阻尼比与结构振幅近似成线性关系。第 III 阶段中,阻尼性能得到充分发展,阻尼比大致围绕一个常量上下波动,保持为一个较高的常数。第 IV 阶段中,由于缺少足够的实测数据,阻尼比的发展规律尚存较多争议。部分研究人员认为阻尼性能会随振幅发展继续提高;部分研究人员建议阻尼比取值保持为第 III 阶段的常数,并认为此种取值方法偏于保守;近年来的少数实测数据则发现,钢结构建筑的阻尼比在达到最大值后,出现随振幅增长而下降的现象。由于实测研究中较难获得较高的结构振幅,因此第 IV 阶段的阻尼比发展规律尚不明确,需要进一步研究。

2 与位移振幅相关的阻尼机理分析

2.1 与位移振幅相关的阻尼产生机理

阻尼的形成机理较为复杂,通常认为建筑结构的阻尼主要来源有以下五种情况:①结构材料自身内摩擦耗能产生的材料阻尼;②振动过程中构件摩擦耗能产生的结构阻尼;③空气等周围介质消耗结构振动能量产生的介质阻尼;④通过基础向土壤中

辐射耗能产生的阻尼;⑤消能减振装置产生的附加阻尼^[15]。

对于大部分建筑结构,由于土体-结构相互作用的复杂性,因此是否考虑土体阻尼需视情况而定。同时,在动力分析过程中,若不考虑结构-土体的共同工作性能,则可忽略土体阻尼对结构的影响,从而动力分析结果也偏于保守,因此阻尼取值主要以上部结构的阻尼为主。上部结构中,气动阻尼作用通常较小,消能减振装置的设置依情况而定,所以建筑结构中的阻尼主要来源于材料阻尼和构件摩擦产生的结构阻尼。其中,材料阻尼是工程材料自身的阻尼性能,对于钢材,其材料阻尼比取值范围为 0.1%~0.8%^[16]。

近年来的大量试验表明,墙体的存在及其在振动过程中与钢结构构件间的摩擦耗能对钢结构建筑的阻尼具有显著贡献,是阻尼的主要来源。表 1 中通过七个钢框架结构的试验或实测阻尼比数据,对纯钢框架和安装墙体后钢框架结构的阻尼比进行了对比^[4,17-22]。由表 1 可见,纯钢框架的阻尼比较小,取值范围与钢材材料阻尼范围大致相符;安装墙体后,钢框架结构的阻尼取值得到大幅提高,墙体引起的阻尼比可达纯钢框架的数倍甚至数十倍,墙体的设置大幅提高了钢框架结构的阻尼比。

表 1 纯钢框架和安装墙体后钢框架结构的阻尼比对比

Tab. 1 Comparison of structural damping between bare steel frame and the frames with wall

墙体形式	框架高度/m	阻尼比/%			墙体阻尼比与钢框架阻尼比的比值
		钢框架	带墙体钢框架	墙体	
ALC 板	8.625	0.60	2.20	1.60	2.67
ALC 板	9.325	0.60	3.50	2.90	4.83
PC 板	3.000	0.48	7.40	6.90	14.38
PC 板	11.130	1.79	6.66	4.87	2.72
石膏板	2.890	0.92	5.42	4.50	4.89
中空水泥板	8.625	1.00	3.40	2.40	2.40
砌体饰面墙	2.400	4.2	10.3	6.10	1.45

注: ALC 板为蒸压轻质加气混凝土板; PC 板为预制混凝土外挂板。

由于墙体的摩擦耗能作用,钢结构建筑的阻尼性能表现出明显的与位移振幅相关的非线性特性。当位移振幅较小时,墙体与钢结构构件在交界面处并没有或者仅产生了较小的相对运动或正应力作用,此时由摩擦产生的结构阻尼还没有发挥作用,钢结构的阻尼主要来源于钢材自身。由于钢材的阻尼取值较小,此时结构的阻尼性能较弱,阻尼比较小,随振幅发展没有明显变化,即钢结构阻尼性能的第

I阶段.随着位移振幅逐步增大,墙体与钢结构构件在连接处和交界面处开始接触并且产生相对摩擦运动,以干摩擦耗能为主要的结构阻尼开始发挥作用.随着振幅增长,产生相对摩擦运动的墙体数量逐步增多,交界面处的法向力也逐步增大,摩擦产生的结构阻尼随振幅的增长得到越来越充分的发挥,钢结构的阻尼比也随振幅增长逐步提高,即钢结构阻尼性能的第II阶段.随着位移振幅继续增大,墙体均已进入相对摩擦运动,其摩擦作用已得到充分发挥,由于摩擦耗能引起的能量损耗不再随振幅增长而变化,摩擦产生的结构阻尼得到充分发展,因此阻尼比保持为一个较高的常数,直至结构变形达到弹性极限,即钢结构阻尼性能的第III阶段.当结构进入弹塑性阶段后,结构构件与非结构构件发生损伤,构件内部微观裂缝发展,形成新的摩擦面,对钢结构建筑的阻尼性能产生进一步影响.文献[23-24]中通过纯钢框架和带墙体钢框架结构的对比试验,研究了墙体对钢结构非线性阻尼发展规律的影响.试验表明,纯钢框架结构的阻尼比随位移振幅的增长没有明显变化规律;安装墙体后,钢框架结构的阻尼比随振幅的增长表现出非线性发展规律,墙体的设置使钢框架结构的阻尼性能表现出与位移振幅相关的非线性特性.

2.2 基于黏滑运动的阻尼比与位移振幅相关性的分析

由于墙体的摩擦作用,阻尼比表现出基于位移振幅的非线性特性.振动过程中,墙体产生的摩擦作用表现为墙体与钢结构构件在接触面间的无润滑摩擦,其过程为墙体与钢结构构件在接触面间的黏滑运动.当位移振幅较小时,墙体与钢结构构件在接触面处黏结,保持为黏滞状态.当位移振幅超过某一临界值时,黏结被打破,墙体与钢结构构件沿接触面产生相对滑动,进入滑移状态.基于黏滑运动机理^[25],采用图2中考虑单片墙体与主体结构间黏滑运动的单自由度系统模型,对钢结构基于位移振幅的阻尼性能进行分析,其中对于结构进入弹塑性阶段后可能发生的损伤不做涉及.

图2所示为单自由度系统模型,包括代表主体结构的弹簧单元部分和一组代表墙体黏滑运动的弹簧和摩擦单元部分.摩擦单元采用库仑摩擦模型,动、静摩擦系数假设相等.图中, k_s 和 k_c 分别为主体结构刚度和墙体刚度贡献, c_s 为主体结构阻尼, F_c 为墙体与主体结构在接触面处的摩擦力, m 为质量, $f(t)$ 为动力荷载.

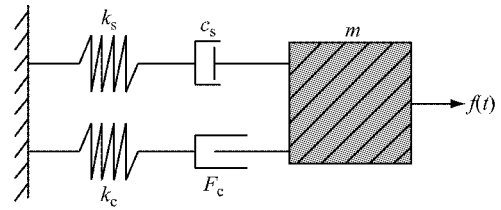


图2 考虑单片墙体黏滑运动的单自由度系统模型

Fig.2 Single degree of freedom model with stick-slip motion of one wall

黏滞状态时,位移振幅较小,墙体与主体结构在接触面处黏结,随主体结构产生同步变形,其所受摩擦力 F_c 与墙体变形产生的弹簧力相等且不断增大,直至达到最大静摩擦力时,黏结被打破,进入滑移状态.滑移状态时,由于动、静摩擦系数假设相等,此时相对滑移产生的动摩擦力与最大静摩擦力和墙体所受弹簧力相等,通过滑动摩擦来实现摩擦耗能.上述过程中,黏滞状态时,

$$x < x_c, F_c < Q_c \quad (1)$$

滑移状态时,

$$x \geq x_c, F_c = Q_c \quad (2)$$

式中: x 为结构位移振幅; x_c 为产生相对滑移运动时的结构变形; F_c 为接触面上摩擦力; Q_c 为最大静摩擦力.

振动过程中,墙体的荷载-位移曲线如图3a所示.黏滞状态时,墙体与主体结构产生同步变形,其对整体结构的刚度贡献为 k_c .当墙体克服最大静摩擦力产生相对滑移运动后,墙体不再随外荷载增加而产生变形,对整体结构的刚度贡献下降,可以近似认为墙体退出工作,其对整体结构的刚度贡献为零.因此,黏滞状态时,整体结构的刚度由主体结构刚度 k_s 和墙体刚度贡献 k_c 组成,滑移状态时,墙体退出对整体结构的刚度贡献.整体结构的荷载-位移曲线如图3b所示,振动过程中整体结构的刚度如下所示:

$$k = \begin{cases} k_s + k_c, & x < x_c \\ k_s, & x \geq x_c \end{cases} \quad (3)$$

整体结构在反复荷载作用下的荷载-位移曲线如图4所示,图中反映了整体结构在反复受力过程中由墙体摩擦作用产生的能量消耗.基于等效黏性阻尼概念,根据耗能相等的等效原则,计算得到墙体摩擦耗能引起的等效黏性阻尼比.等效黏性阻尼比定义如下所示:

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4)$$

式中: ζ_{eq} 为等效黏性阻尼比; ΔW 为单个循环的摩擦

耗能; W 为最大变形处势能. ΔW 和 W 的表达式记为

$$\Delta W = S_{ABCD} = 4k_c x_c (x - x_c) \quad (5)$$

$$W = S_{OBE} = \frac{1}{2} x (k_s x + k_c x_c) \quad (6)$$

将式(5)和(6)代入式(4), 则当 x 大于 x_c 时, 单片墙体摩擦耗能产生的等效黏性阻尼比如下所示:

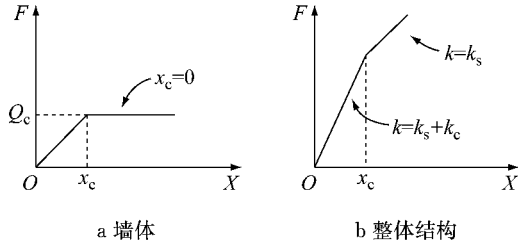


图 3 墙体和整体结构的荷载-位移曲线

Fig. 3 Load-displacement curve of wall and whole structure

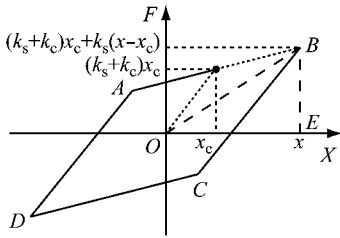


图 4 反复荷载作用下整体结构荷载-位移曲线

Fig. 4 Load-displacement curve of whole structure under cyclic loading

$$\zeta_c = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_c}{x} \right) / \left(1 + \frac{k_s}{k_c} \frac{x}{x_c} \right) \quad (7)$$

式中: ζ_c 为单片墙体摩擦耗能产生的等效黏性阻尼比.

在振动过程中, 单片墙体摩擦耗能产生的等效黏性阻尼比如下所示:

$$\zeta_c = \begin{cases} 0, & x < x_c \\ \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_c}{x} \right) / \left(1 + \frac{k_s}{k_c} \frac{x}{x_c} \right), & x \geq x_c \end{cases} \quad (8)$$

由于钢结构建筑的阻尼性能主要来源于材料阻尼和摩擦产生的结构阻尼, 则钢结构建筑的阻尼比如下所示:

$$\zeta = \zeta_s + \zeta_c = \begin{cases} \zeta_s, & x < x_c \\ \zeta_s + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_c}{x} \right) / \left(1 + \frac{k_s}{k_c} \frac{x}{x_c} \right), & x \geq x_c \end{cases} \quad (9)$$

式中: ζ 为阻尼比; ζ_s 为材料阻尼比.

式(9)表明, 钢结构建筑的阻尼性能与材料阻尼、主体结构刚度、墙体刚度贡献、产生相对滑移运

动时的结构变形等结构自身因素和结构位移振幅密切相关, 明确结构自身参数后, 阻尼比随结构位移振幅发展而变化.

3 与位移振幅相关的阻尼机理仿真

3.1 仿真计算模型及与理论推导对比

为了进一步研究墙体黏滑运动对与位移振幅相关的钢结构阻尼性能的影响, 验证前述理论推导的正确性, 对图 5 中考虑墙体黏滑运动的钢框架模型进行数值模拟, 并对阻尼的影响参数进行分析.

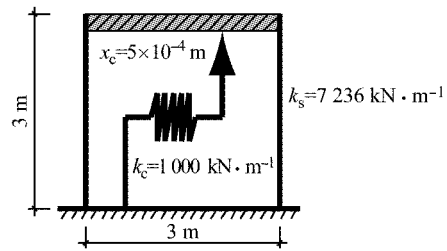


图 5 考虑墙体黏滑运动的钢框架模型

Fig. 5 Steel frame model with stick-slip component

图 5 所示模型结构的跨度和高度均为 3 m, 钢结构部分刚度 $k_s = 7\,236 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 墙体刚度贡献 $k_c = 1\,000 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 墙体产生滑移运动时的结构变形 $x_c = 5 \times 10^{-4} \text{ m}$, 材料阻尼比设为 0.5%. 采用有限元软件 SAP2000 建立数值模型后, 通过在结构顶点施加初始位移以获得结构自由衰减响应数据, 将自由响应信号分解为子信号后, 采用曲线拟合技术对子信号逐个拟合, 从而识别与位移振幅相关的阻尼比.

理论推导公式与仿真模型计算结果的对比如图 6 所示. 由图中可见, 理论推导与数值计算结果的取值和发展规律基本一致. 由于墙体与钢结构构件间的黏滑运动, 阻尼比表现出与位移振幅相关的非线性特性. 随着结构变形的增加, 在墙体产生滑移运动前, 阻尼比表现为材料阻尼, 当墙体产生相对滑移运动后, 阻尼比随着变形的增加而逐渐上升, 直至取得最大值, 随后阻尼比开始逐渐下降.

3.2 与位移振幅相关的阻尼比影响因素分析

图 7 针对图 5 所示模型结构, 采用数值模拟技术分析了主体结构刚度和墙体刚度贡献对阻尼比的影响. 图中钢结构部分刚度 k_s 和墙体产生滑移时的结构变形 x_c 保持不变, 墙体刚度贡献 k_c 分别取为 1 000、3 000、5 000 和 7 000 $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$. 由图 7 可见, 墙体刚度贡献不同时钢结构的阻尼发展规律基本一致, 取值随墙体刚度贡献增加而增大. 墙体刚度贡献 k_c 为 1 000、3 000、5 000、7 000 $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 时, 阻尼比

最大值依次为 2.6%、6.5%、10.5%、14.1%。随着墙体刚度贡献增加,钢结构与墙体刚度贡献比 k_s/k_c 减小,阻尼比取值得到提高,与式(9)中理论推导相符。

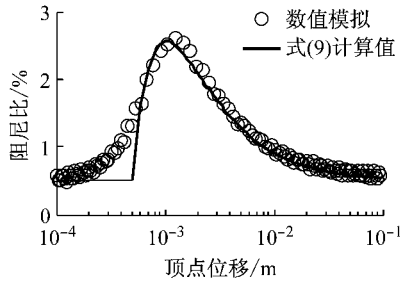


图 6 理论推导与数值计算结果对比

Fig. 6 Comparison between theoretical derivation and numerical results

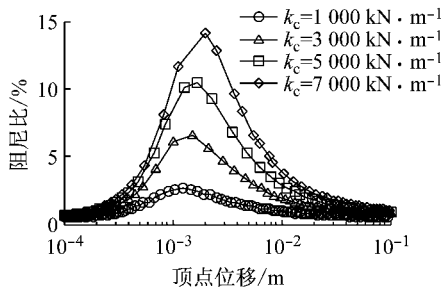


图 7 主体结构刚度和墙体刚度贡献对阻尼比影响
Fig. 7 Effect of stiffness of main structure and wall on damping

值得注意的是,部分阻尼比经验公式中以自振频率作为自变量来考虑刚度对阻尼的影响^[26-27]。图 8 针对图 5 中模型结构,通过改变墙体刚度贡献和质量,分析了自振频率对阻尼比的影响。由图 8 可见,虽然频率相近,但由于刚度比不同,结构的阻尼比相差较大。经验公式中以自振频率作为自变量虽然在一定程度上反映了主体结构刚度和墙体刚度贡献对阻尼的影响,但由于频率并非反映刚度比的参数,因此不能完全反映阻尼真实特性,以自振频率作为阻尼比经验公式中自变量的方法存在着局限性。

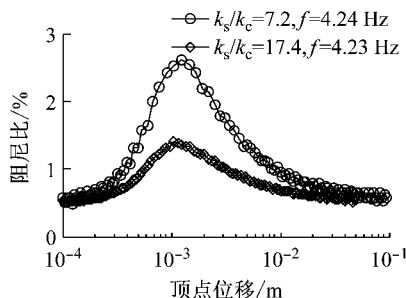


图 8 自振频率对阻尼比影响
Fig. 8 Effect of natural frequency on damping

图 9 给出了图 5 所示模型结构在不同滑移振幅时的阻尼比。图中钢结构刚度 k_s 和墙体刚度贡献 k_c 保持不变,墙体产生滑移时的结构振幅 x_c 取为 5×10^{-4} 、 5×10^{-3} 和 5×10^{-2} m。由图可见,墙体进入滑移状态时的位移振幅改变了阻尼比开始发展和取得最大值时的位移振幅,但对阻尼比取值并无明显影响。 x_c 为 5×10^{-4} 、 5×10^{-3} 、 5×10^{-2} m 时,阻尼比取得最大值时的结构顶点位移依次为 1.26×10^{-3} 、 1.10×10^{-2} 、 1.20×10^{-1} m。随着墙体产生滑移运动时的位移振幅增大,阻尼比开始发展和取得最大值时的位移振幅均相应增大,数值计算结果与理论推导相符。

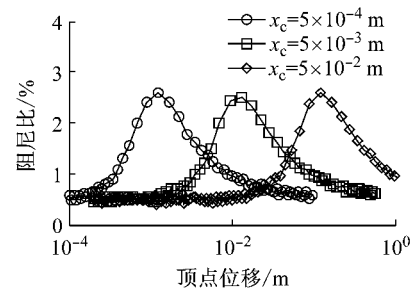


图 9 墙体滑移振幅对阻尼比影响
Fig. 9 Effect of amplitude that make walls start slipping on damping

工程实践中通常根据主体结构材料选取相应的阻尼比。图 10 给出了模型结构的材料阻尼比取值不同时,墙体摩擦产生的阻尼比。图 10 表明,材料阻尼对墙体摩擦产生的结构阻尼并无明显影响,材料阻尼比取值为 0.5% 和 2.0% 时,墙体摩擦产生的结构阻尼比的取值和发展趋势基本一致,可见依据结构材料类别选取阻尼比的方法并不全面,还应考虑刚度等因素影响。

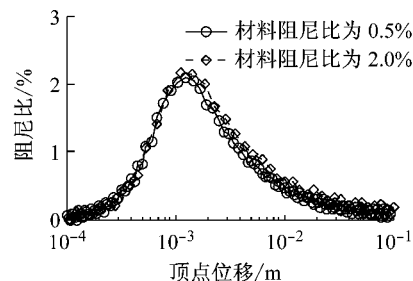


图 10 材料阻尼对墙体摩擦产生阻尼的影响
Fig. 10 Effect of material damping on friction damping

通过仿真研究表明,钢结构建筑与位移振幅相关的阻尼机理理论推导与数值模拟结果十分吻合,由于墙体产生的黏滑运动,阻尼比表现出与位移振幅相关的非线性特性;同时,主体结构刚度和墙体刚

度贡献、墙体产生滑移运动时的结构位移振幅等参数均会对钢结构阻尼性能产生影响. 主体结构刚度与墙体刚度贡献的比值关系到阻尼比的取值, 主体结构确定后, 可以通过调整墙体刚度贡献来提高结构的阻尼比. 墙体产生滑移时的结构位移振幅关系到阻尼比开始发展和取得最大值时的结构变形, 对于调整结构在不同振动状态的阻尼取值具有显著作用. 除此之外, 以自振频率作为阻尼比经验公式中自变量的方法存在着局限性, 依据结构材料类别确定阻尼比的方法并不全面, 还应考虑结构和墙体刚度贡献等因素的影响.

4 与位移振幅相关的阻尼机理实例验证

为了验证理论推导的可靠性, 图 11 将阻尼比计算表达式(9)与已有的四栋钢结构建筑的阻尼比实测数据进行了对比^[4,9,12-13]. 图 11a 中建筑为三层钢结构住宅, 建筑高度为 9.325 m; 图 11b 为 88 层钢结构办公楼, 建筑高度为 420 m; 图 11c 为 50 层钢结构高层建筑, 建筑高度为 180 m; 图 11d 为钢结构造机

场管制塔台, 建筑高度为 77 m.

图中实线所示为根据理论公式(9), 适当选取计算参数所得的计算结果. 图 11a 中理论公式的计算参数为: $\zeta_s = 0.5\%$, $k_s/k_c = 5$, $x_c = 5 \times 10^{-4}$ m. 图 11b 中理论公式计算参数为: $\zeta_s = 0.5\%$, $k_s/k_c = 12$, $x_c = 2 \times 10^{-3}$ m. 图 11c 中理论公式计算参数为: $\zeta_s = 0.5\%$, $k_s/k_c = 16$, $x_c = 2 \times 10^{-3}$ m. 图 11d 中理论公式计算参数为: $\zeta_s = 0.5\%$, $k_s/k_c = 20$, $x_c = 4 \times 10^{-5}$ m. 同时, 对于已有的实测加速度和速度数据, 采用近似公式(10)和(11), 计算得到对应的位移响应数据为

$$x = a / (2\pi f_1)^2 \quad (10)$$

$$x = v / (2\pi f_1) \quad (11)$$

式中: v 为速度; a 为加速度; f_1 为基频.

图 11 表明, 理论推导的计算结果与实测数据非常接近, 理论公式中阻尼比随位移振幅的发展规律与实测数据基本一致, 说明本文对钢结构与位移振幅相关的阻尼机理分析和理论推导是合理的. 由于墙体产生的黏滑运动, 钢结构的阻尼比表现出与位移振幅相关的非线性特性, 其发展规律表现出随振幅增长先上升后下降的特性.

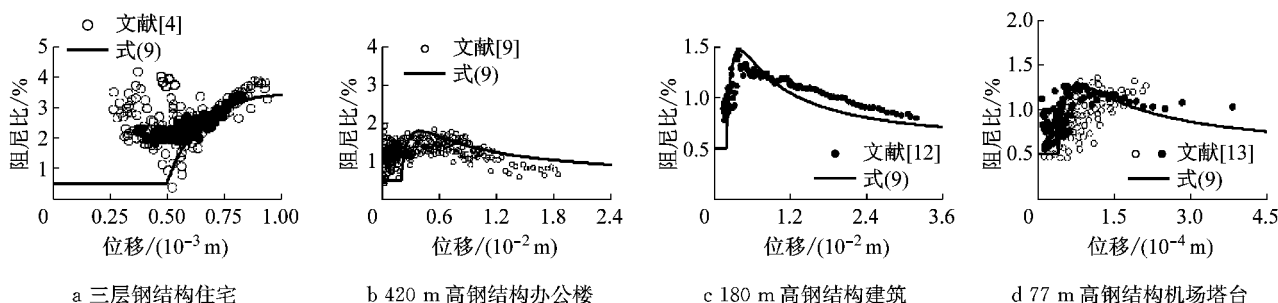


图 11 理论推导与现场实测数据对比

Fig. 11 Comparison between theoretical derivation and field measured data

5 结论

(1) 墙体的存在及其与钢结构间的黏滑运动使钢结构建筑的阻尼表现出与位移振幅相关的非线性特性. 通过考虑单片墙体黏滑运动的单自由度系统模型, 推导了基于位移振幅的阻尼比计算表达式, 从理论上分析了与位移振幅相关的阻尼机理.

(2) 通过数值仿真分析验证了理论推导的正确性. 仿真结果表明, 与位移振幅相关的阻尼比取值与主体结构刚度和墙体刚度贡献相关, 阻尼比开始发展和取得最大值时的结构位移振幅与墙体产生滑移

运动时的结构变形相关, 以自振频率作为阻尼比经验公式中自变量的方法存在着局限性, 依据结构材料类别确定阻尼比的方法还应考虑结构刚度和墙体刚度贡献等因素影响.

(3) 理论计算结果与现场实测数据非常吻合, 验证了理论分析的可靠性.

目前, 钢结构建筑的非线性阻尼性能研究尚处在初始阶段. 本文基于黏滑运动机理, 分析了墙体与钢结构构件间的摩擦运动, 分析了钢结构与位移振幅相关的阻尼机理. 然而, 有许多问题尚待进一步研究, 例如: 带消能减振装置结构的阻尼比推导, 隔震结构的阻尼比推导, 结构进入弹塑性阶段后微观裂

缝开展对阻尼性能影响等。阻尼参数及其机理的研究对动力分析结果的可靠性具有显著影响,对工程实践发展具有重要意义。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings:GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [2] Architectural Institute of Japan. AIJ recommendations for loads on buildings [S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 2004.
- [3] European Committee for Standardization. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [4] FUKUWA N, NISHIZAKA R, YAGI S, *et al.* Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range of amplitudes[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1996, 59(2):325.
- [5] LAGOMARSINO S. Forecast models for damping and vibration periods of buildings [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1993, 48(2): 221.
- [6] LI Q S, YANG K, ZHANG N, *et al.* Field measurements of amplitude-dependent damping in a 79-storey tall building and its effects on the structural dynamic responses[J]. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2002,11(2):129.
- [7] LI Q S, XIAO Y Q, WONG C K, *et al.* Field measurements of typhoon effects on a super tall building [J]. *Engineering Structure*, 2004, 26(2):233.
- [8] LI QS, ZHI LH, TUAN AY, *et al.* Dynamic behavior of Taipei 101 Tower: field measurement and numerical analysis[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2011, 137(1): 143.
- [9] LI Q S, ZHI L H, YI J, *et al.* Monitoring of typhoon effects on a super-tall building in Hong Kong[J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2014, 21(6): 926.
- [10] MA J. Identification of amplitude-dependent damping from earthquake induced record by Hilbert-Huang transform and random decrement technique[C] // *Proceeding of 14th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*. Hochiminh City: Construction Publishing House, 2010: 2079-2086.
- [11] MORITA K, KAND J. Experimental evaluation of amplitude dependent natural period and damping ratio of a multi-story structure[C] // *Proceeding of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Oxford: Pergamon Press, 1996:1-8.
- [12] 岡田敬一, 中村豊, 柴慶治他. 大阪弁天町・ORC200 シンボルタワーの強制振動試験:その1 試験概要と結果[C] // 日本建築学会梗概集. 東京:日本建築学会, 1993:875-876.
- [13] TAMURA Y, SUGANUMA S. Evaluation of amplitude dependent damping and natural frequency of building during strong wind[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1996, 59(2):115.
- [14] LI Q S, YANG K, WONG C K, *et al.* The effect of amplitude dependent damping on wind-induced vibrations of a super tall building [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2003, 91(9):1175.
- [15] RAINIERI C, FABBROCINO G, COSENZA E. Some remarks on experimental estimation of damping for seismic design of civil constructions [J]. *Shock and Vibration*, 2010, 17(4):383.
- [16] 比尔兹. 结构振动分析[M]. 朱世杰, 陈玉琼, 译. 北京:中国铁道出版社, 1988.
BEARDS C F. *Structural vibration analysis*[M]. Translated by ZHU Shijie, CHEN Yuqiong. Beijing: China Railway Publishing House, 1988.
- [17] 三宅辰哉, 福知保長. 低層鉄骨建物における非構造部材の耐震効果に関する研究:その1 非構造部材による水平力分担と減衰性の向上[J]. *日本建築学会構造系論文集*, 1994, 59(462):151.
- [18] 高橋和雄, 有馬文昭, 宮崎光生他. 建築構造物の応答制御設計法に関する研究:その1 制震構造物の振動実験[J]. *長崎大学工学部研究報告*, 1989, 19(33):87.
- [19] 田中王秀, 金谷弘, 田淵基嗣他. 非構造外壁が構造物の耐震性能に与える影響に関する研究:その2 自由振動実験及び解析[J]. *日本建築学会近畿支部研究報告集*, 1991, 1991(31):321.
- [20] 田中清和, 福和伸夫. 鉄骨造3階建住宅の強制振動実験:スweep加振実験による振動特性[J]. *日本建築学会東海支部研究報告集*, 1995, 1995(33):201.
- [21] GAD E F, DUFFIELD D F, HUTCHINSON G L. Lateral performance of cold-formed steel-frame domestic structures [J]. *Engineering Structures*, 1999, 21(1):83.
- [22] MAGLIULO G, PETRONE C, CAPOZZI V, *et al.* Shake table tests on infill plasterboard partitions [J]. *Open Construction and Building Technology Journal*, 2012, 6(1):155.
- [23] 福和伸夫, 田中清和, 近藤雅子. 振動実験に基づく鉄骨3階建住宅の固有振動特性に関する研究[J]. *構造工学論文集*, 1995, 1995(41):279.
- [24] 西畑尚, 中田信治, 福和伸夫他. 鉄骨住宅の固有振動特性に関する研究:その1 振動実験に基づく分析[C] // 日本建築学会学術講演梗概集. 東京:日本建築学会, 2002: 875-876.
- [25] DING W J. Self-excited vibration: theory, paradigms, and research methods [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2011.
- [26] 张相庭. 结构阻尼耗能假设及在振动计算中的应用[J]. *振动与冲击*, 1982(2):12.
ZHANG Xiangting. Hypothesis on energy loss due to structural damping and its application to the vibration calculation [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 1982(2):12.
- [27] SATAKE N, SUDA K, ARAKAWA T, *et al.* Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2003, 129(4):470.