

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201905042

# 基于 $E-\mu$ 模型的约束屈曲支撑结构抗震设计与评估方法\*

徐诗婷, 董志骞, 李 钢

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

**摘要:** 既有中心支撑钢框架结构采用约束屈曲支撑进行替换加固时, 常需进行多次非线性时程分析, 以获取约束屈曲支撑的承载力和刚度。为避免大量的非线性分析与迭代计算, 通过计算各参数条件下单自由度中心支撑钢框架结构和约束屈曲支撑结构的延性需求谱, 建立了在延性需求满足抗震加固要求条件下的约束屈曲支撑结构等效耗能( $E$ )与延性需求( $\mu$ )之间的关系, 即  $E-\mu$  模型。基于该模型提出了一种约束屈曲支撑结构抗震加固设计与简化评估方法。最终通过对一个6层中心支撑钢框架结构采用约束屈曲支撑进行加固设计与评估, 验证了所提方法的适用性。

**关键词:** 约束屈曲支撑; 中心支撑钢框架结构; 等效耗能; 延性需求; 抗震设计

**中图分类号:** TU391    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1672-2132(2021)06-1238-10

## Seismic Design and Performance Evaluation Method for Buckling Restrained Brace Frame based on $E-\mu$ Model

XU Shiting, DONG Zhiqian, LI Gang

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

**Abstract:** Multiple nonlinear dynamic history analyses should be performed during seismic and retrofit design of steel concentrically braced frames (CBFs) replaced with buckling restrained braces (BRBs) in order to obtain the strength and stiffness of BRBs. To avoid the iterative nonlinear dynamic analysis, the ductile demand spectra of the single-degree-of-freedom CBFs and the buckling restrained brace frames (BRBFs) with different reserve parameters were firstly calculated; then the relation between equivalent energy ( $E$ ) and ductility demand ( $\mu$ ) of BRBFs under the condition that the ductility demand meets the requirements of seismic demand, namely  $E-\mu$  model, was presented. Based on this model, a novel method for seismic reinforcing design and simplified evaluation of the BRBFs was proposed. The method was applied to a 6-story braced-frame structure retrofit project and the result showed that the method proposed in this paper is accurate and applicable in design.

**Keywords:** buckling restrained braces; braced-frame structure; equivalent energy; ductility demand; seismic design

\* 收稿日期:2019-05-27;修回日期:2020-02-08

基金项目:辽宁省博士科研启动基金计划项目(2019-BS-052)、国家自然科学基金项目(51908105)、辽宁省“兴辽英才计划”项目(XLYC1902043)资助

作者简介:徐诗婷(1993—),女,硕士研究生。主要从事钢结构抗震研究。E-mail:xstdlut@163.com

通讯作者:李钢(1979—),男,教授,博士。主要从事工程结构抗震研究。E-mail:gli@dlut.edu.cn

## 引言

中心支撑钢框架结构作为最常用的钢结构形式之一,具有优异的初始侧向刚度,易于设计与施工,在国内外得到了广泛应用。但支撑作为轴向受力构件,在地震作用下受压易发生屈曲,导致结构承载力和刚度降低。尤其对于建造年代较早的结构,抗震设计要求已经难以满足现行规范,具有较大的抗震安全隐患,有必要对这些中心支撑钢框架结构进行抗震加固。以往的加固方式多采用增大构件截面尺寸或者增加结构抗震构造措施的思路和方法,这些方法虽然可以提高结构的承载力,但是同时会增大地震作用对结构造成的损伤。近年来,约束屈曲支撑(buckling restrained brace,简称BRB)由于受压不屈曲的特性和稳定的滞回耗能能力而备受工程界的青睐,且布置方式简单,易于施工,常被用于既有建筑结构的抗震加固和新建建筑中。在我国,采用约束屈曲支撑代替普通支撑进行设计或加固的工程已十分广泛<sup>[1-5]</sup>。约束屈曲支撑框架结构(BRB Frame,简称BRBF)作为消能减震结构,其设计流程与中心支撑钢框架结构具有较大差异,我国《建筑抗震设计规范》<sup>[6]</sup>(以下简称《抗震规范》)中给出了消能减震结构的设计要点,但在BRB的参数选取过程中需要反复的非线性分析与迭代计算,计算量大,过程较为繁琐。

国内外学者已经对约束屈曲支撑结构体系的设计方法进行了大量研究,主要的设计方法包括基于位移、支撑-框架间抗侧刚度比和能量的设计方法。基于位移的设计方法<sup>[7-9]</sup>在实际应用时需要确定结构目标位移并合理预估支撑的耗能能力,对设计者的工程经验要求较高;基于支撑-框架间刚度比<sup>[10]</sup>的设计方法目前应用较为广泛,但对于约束屈曲支撑承载力方面研究较少,如何在进行结构抗震设计的同时考虑支撑承载力和刚度与结构的协调关系有待进一步研究。基于能量的设计方法<sup>[11-14]</sup>在计算地震输入结构能量时,受到地震记录选取随机性的影响,需要反复迭代计算,设计过程复杂。结构在地震作用下的反应实际上是地震能量输入和耗散的过程,因此可以通过估算结构在地震作用下的等效耗能来估计地震输入结构的能量,判断结构的地震响应。因此,本文旨在提出一种基于结构等效耗能与延性需求之间关系的约束屈曲支撑结构

设计方法。

基于现有约束屈曲支撑结构的设计方法,本文在采用约束屈曲支撑对既有中心支撑钢框架结构加固设计时,通过引入承载力比例系数和刚度比例系数来揭示框架与支撑之间的基本力学关系,分析不同参数组合时两种结构延性需求之间的关系,建立约束屈曲支撑结构等效耗能 $E$ 与结构延性需求 $\mu$ 之间的函数关系,即 $E-\mu$ 模型,基于该模型提出一种约束屈曲支撑框架结构的抗震设计与评估方法。该方法通过计算结构对应等效单自由度体系的延性需求,可以简化结构设计中的迭代以及时程分析过程,为既有中心支撑钢框架结构采用约束屈曲支撑进行加固设计提供参考。

## 1 约束屈曲支撑结构 $E-\mu$ 模型

### 1.1 参数定义

首先对单自由度(Single Degree of Freedom,简称SDOF)约束屈曲支撑结构体系各参数进行定义。本文采用理想弹塑性模型作为约束屈曲支撑和框架部分的恢复力模型,卸载刚度与初始加载刚度相同,约束屈曲支撑结构的恢复力模型可以简化为如图1所示的三线性模型。在弹性阶段(OA段),整体结构保持线性,OA段的斜率为体系的总刚度 $k$ ,由框架抗侧刚度 $k_f$ 与约束屈曲支撑抗侧刚度 $k_b$ 两部分组成,直至BRB发生屈服(对应图中的A点),A点对应的力为支撑屈服承载力 $F_y$ ,位移为支撑屈服时结构的整体位移 $u_y$ 。约束屈曲支撑发生屈服后体系刚度产生大幅度下降,但框架仍然保持弹性,恢复力随侧向力继续增大,直至框架屈服(对应图中的B点),此时达到结构极限承载力 $F_t$ ,即框架屈服时结构的承载力, $u_t$ 为框架屈服时对应的位移。

文献[9]中指出,支撑与框架的承载能力和抗侧刚度分配直接影响约束屈曲支撑能否充分发挥

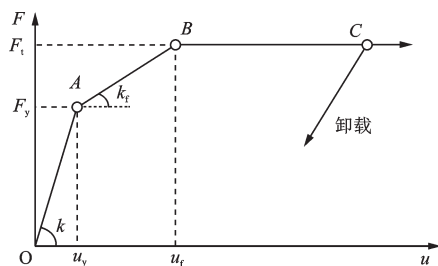


图1 约束屈曲支撑结构体系恢复力模型

Fig.1 The force-deformation response of BRBF system

耗能作用。相同的屈服水准条件下,支撑屈服越早,进入耗能越早,结构设计经济效益越明显。通过增大支撑截面面积能够提升支撑抗侧刚度,在水平荷载作用下,结构侧移有减小趋势,但与此同时结构整体刚度增大,结构受到的地震作用增大。为量化约束屈曲支撑框架结构承载力和抗侧刚度对结构抗震性能的影响,本文定义两个基本参数:承载力比例系数 $\alpha$ 与刚度比例系数 $\beta$ 。其中, $\alpha$ 定义为框架屈服承载力 $F_f$ 与体系屈服承载力 $F_t$ 之比,即:

$$\alpha = \frac{F_f}{F_t} \quad (2)$$

$\beta$ 为框架部分侧向刚度 $k_f$ 与体系总刚度 $k$ 之比,即:

$$\beta = \frac{k_f}{k} \quad (3)$$

根据式(2)、(3)有:

$$u_f = \frac{\alpha(\beta - 1)}{\beta(\alpha - 1)} \times u_y \quad (4)$$

为充分发挥约束屈曲支撑的耗能能力,支撑在框架屈服前应发生屈服,即 $u_y \leq u_f$ ,根据公式(4)可知, $\alpha \geq \beta$ 。 $\alpha$ 取1即代表体系未设支撑; $\beta$ 取0时代表框架不提供侧向刚度; $\beta$ 取1代表支撑侧向刚度为0,此时不存在实际意义。因此,在本文研究中,比例系数的取值范围为:

$$0 \leq \alpha \leq 1, 0 \leq \beta \leq 1 \quad (5)$$

## 1.2 延性需求谱

结构的延性反应是结构的位移反应与结构屈服位移之比,是归一化的位移反应。我国规范<sup>[15-16]</sup>在进行桥梁抗震设计时已经引入延性反应作为衡量结构抗震性能的指标,并且《高层民用建筑钢结构技术规程》<sup>[17]</sup>中明确指出框架-偏心支撑结构的延性比限值为3。约束屈曲支撑结构与框架-偏心支撑结构耗能机理类似,均是通过结构自身构件损伤来耗散地震能量,延性较好,本文采用结构的延性反应作为评价结构变形的物理量。

本文采用延性运动方程对单自由度约束屈曲支撑结构体系的动力反应进行求解,已有学者<sup>[18-19]</sup>对延性方程进行了推导,延性方程为:

$$\ddot{\mu} + 2\zeta\omega\dot{\mu} + \omega^2\bar{F}(\mu, \dot{\mu}) = -\frac{\omega^2 R}{S_a} \ddot{u}_g \quad (6)$$

式中, $\mu$ 、 $\dot{\mu}$ 、 $\ddot{\mu}$ 分别为结构延性反应、延性反应对时间的一阶导数、延性反应对时间的二阶导数; $\zeta$ 、 $\omega$ 为结

构的阻尼比和圆频率; $\bar{F}$ 为结构归一化的恢复力,是恢复力与屈服承载力之比; $\ddot{u}_g$ 为地震激励; $R$ 为强度折减系数,取2.86<sup>[5]</sup>; $S_a$ 为设防地震的谱加速度,与地震记录相关,计算中采用《建筑抗震设计规范》<sup>[5]</sup>反应谱的谱加速度。

从式(6)可以看出:给定地震激励 $\ddot{u}_g$ 、体系的自振频率和阻尼比,采用逐步积分法对延性方程进行求解,即可得到体系的延性反应 $\mu$ 。工程中通常更关心框架的延性需求 $\mu_f$ ,即结构最大位移反应 $u$ 与框架屈服位移 $u_f$ 之比:

$$\mu = \frac{u}{u_y}, \mu_f = \frac{u}{u_f} \quad (7)$$

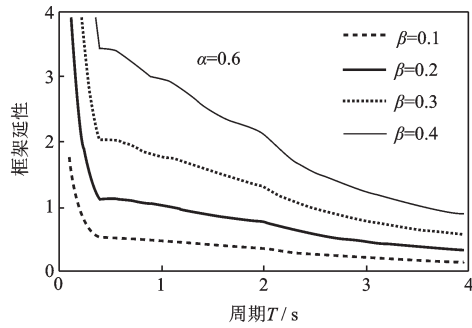
根据式(4)和式(7)可以得到框架延性 $\mu_f$ 与体系延性 $\mu$ 的关系:

$$\frac{\mu_f}{\mu} = 1 - \frac{\beta - 1}{\alpha\beta - 1} \quad (8)$$

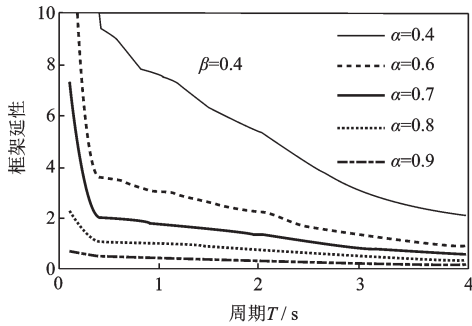
根据式(8)可以求得地震作用下约束屈曲支撑结构体系框架的最大延性反应(如未特殊提及,本文提到的结构延性均指框架延性),对结构的抗震性能进行评估。

延性需求反映了结构在地震作用下的最大延性反应,即结构延性能力超过延性需求时才能够保证结构安全。选取美国规范FEMA P695<sup>[20]</sup>中推荐的44条远场地震记录数据,将地震动的峰值加速度调至8度罕遇地震对应的峰值加速度0.4g,对结构进行非线性地震反应分析。根据不同参数组合、不同周期结构的时程分析结果,求得结构在各地震动作用下最大延性反应的平均值,建立平均延性需求谱,进而对结构的抗震性能进行评估。

图2(a)给出了 $\alpha$ 为0.6, $\beta$ 分别为0.1~0.4时约束屈曲支撑结构体系的延性需求谱。可以看出,框架与支撑相对刚度对结构的延性需求影响较大。当 $\alpha$ 一定时,结构的延性需求随 $\beta$ 的增大而增加。因此,当 $\beta$ 较小时,即框架相对刚度较小时,约束屈曲支撑结构的抗震性能较好。图2(b)给出了 $\beta$ 为0.4, $\alpha$ 分别为0.4~0.9时约束屈曲支撑结构体系的延性需求谱。可以看出, $\beta$ 一定时,结构的延性需求随 $\alpha$ 取值的增大而减小,即当框架屈服承载力与结构极限承载力之比较大时,结构具有更好的抗震性能。并且结构延性反应的变化与屈服承载力的变化并非呈线性变化关系。例如,当 $\alpha \geq 0.8$ 时,结构延性反应较小,具有较好的抗震性能,此时继续增大 $\alpha$ ,对结构延性反应的变化影响不大。分析结果表明, $\alpha$ 与 $\beta$ 的取值会共同影响约束屈曲支撑结构的



(a)  $\beta$ 对BRBF延性需求的影响



(b)  $\alpha$ 对BRBF延性需求的影响

图2 约束屈曲支撑框架结构延性需求谱

Fig.2 Ductility demand spectra of BRBF system

延性需求,在进行此类结构设计与分析时,应同时考虑支撑、框架间承载力之比与刚度之比两个因素。

### 1.3 E— $\mu$ 模型

在支撑替换的加固设计过程中,存在BRBF的 $\alpha$ 与 $\beta$ 两个设计参数,其参数选取是一个多目标优化的问题,过程较为复杂,而 $\alpha$ 与 $\beta$ 是结构恢复力模型的主要影响参数。按照能量法的基本原理与思路,认为结构恢复力模型曲线与坐标轴围成的面积反映结构的耗能情况<sup>[21]</sup>。本文提出采用结构等效耗能 $E$ 单一参数来代替 $\alpha$ 与 $\beta$ 双参数的思路,进行结构抗震加固设计。

根据约束屈曲支撑框架结构的恢复力模型,假定结构设计延性反应为3,采用如图3所示的恢复力曲线确定结构等效耗能。图中横坐标为结构延性需求,纵坐标为归一化的力,即结构承载力与约束屈曲支撑屈服时结构承载力的比值 $F/F_y$ ,横、纵坐标均为无量纲的物理量。

本文选取滞回曲线与横坐标所围面积的1/4作为结构的等效耗能( $E$ )进行计算,如图3中阴影部分所示。

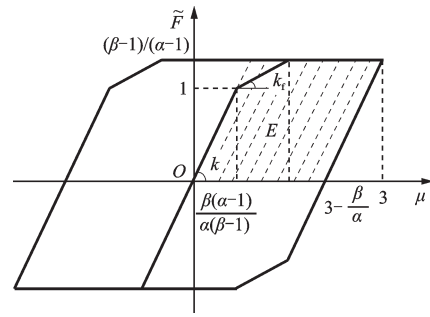


图3 约束屈曲支撑结构滞回曲线

Fig.3 Hysteretic curve of BRBF

$$E = \left(3 - \frac{\beta}{\alpha}\right) \times \frac{\beta - 1}{\alpha - 1} \quad (9)$$

采用约束屈曲支撑对现有框架—支撑结构进行加固时,通常选取与普通支撑具有相近承载力和刚度的约束屈曲支撑进行等效替换,在抗侧能力满足时也可对支撑的承载力和刚度进行折减。本文定义替换防屈曲支撑的承载力折减系数为 $r_F$ ,刚度折减系数为 $r_k$ ,取值范围均为 $r \leq 1$ 。G.Li等<sup>[19]</sup>提出了单自由度中心支撑钢框架结构的储备参数 $a$ 、 $b$ ,其中承载力储备 $a$ 定义为框架的屈服承载力与支撑失效承载力之比,刚度储备 $b$ 定义为框架刚度与体系总刚度之比。在此建立原中心支撑钢框架结构储备参数与约束屈曲支撑框架结构比例系数的关系,根据式(2)、(3)及文献[22]中定义的储备参数,两个结构之间参数关系应满足:

$$\alpha > \frac{a}{a - \beta - 1} \quad (10)$$

$$\beta > b \quad (11)$$

采用约束屈曲支撑对中心支撑钢框架结构(以下简称原结构)进行加固设计时,将储备参数组合为 $a$ 和 $b$ 的原结构的延性需求作为替换后结构性能的评价标准,以保证结构的性能得到提升;此外,当原结构延性需求大于3时,认为结构具有倒塌风险<sup>[23]</sup>,此时取约束屈曲支撑框架结构的目标延性需求为3。即 $\mu_{BRBF} < \mu_{CBF}$ 且 $\mu_{BRBF} \leq 3$ 。

对各储备参数条件下的单自由度中心支撑钢框架结构和约束屈曲支撑框架结构进行延性需求计算,得到两类结构的延性需求谱。对于给定设计参数的中心支撑钢框架结构,提取所有满足加固评价标准的约束屈曲支撑框架结构,将得到若干BRBF的替换方案信息,即BRBF的结构储备承载力 $\alpha$ 、储备刚度 $\beta$ 、结构周期 $T^*$ 和延性需求 $\mu$ 。当 $\beta$ 确定时,可以由原结构的结构周期 $T$ 得到替换的

BRBF 结构周期  $T^* = T\sqrt{\beta/b}$ 。通过式(9)可由  $\alpha$  与  $\beta$  计算得到 BRBF 的等效耗能,以 BRBF 的延性需求  $\mu$  作为横坐标、BRBF 的等效耗能  $E$  作为纵坐标,将满足加固条件的  $E$ 、 $\mu$  信息绘制在同一二维坐标系内,可得到实际替换后的约束屈曲支撑结构体系的  $E-\mu$  散点图,图 4 所示原结构参数分别为  $a=0.7, b=0.15, T=0.6$  s 时,满足替换加固标准的所有约束屈曲支撑框架结构的  $E-\mu$  散点图。可以看出,当结构等效耗能一定时,即使采用不同的 BRB 参数进行加固,所得到的 BRBF 延性反应相差不大,且原结构对应的 BRBF 加固结构  $E-\mu$  关系具有一定规律,大致呈反比关系。因此,加固设计的两个参数  $\alpha$  和  $\beta$  可以用  $E$  来代替进行设计,即确定结构的  $E$ ,即可有选择多种  $\alpha$  和  $\beta$  的组合进行加固设计,且结构延性反应相差不大。

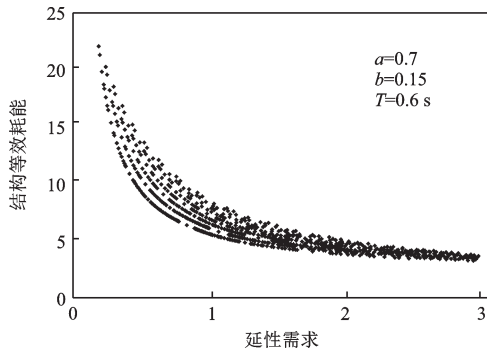


图 4 约束屈曲支撑框架结构  $E-\mu$  计算结果  
Fig.4 The relation of  $E$  and  $\mu$  of BRBF

原结构储备参数  $a$  的取值主要影响约束屈曲支撑结构  $E-\mu$  散点图散点数量及结构延性需求范围,即  $E-\mu$  散点图横坐标范围;原结构储备参数  $b$ 、自振周期  $T$  均对约束屈曲支撑结构  $E-\mu$  关系的取值具有一定影响。通过对约束屈曲支撑结构的等效耗能  $E$  与延性需求  $\mu$  的计算结果进行拟合,得到  $E-\mu$  关系为:

$$E = c \times \mu^{-d} \quad (12)$$

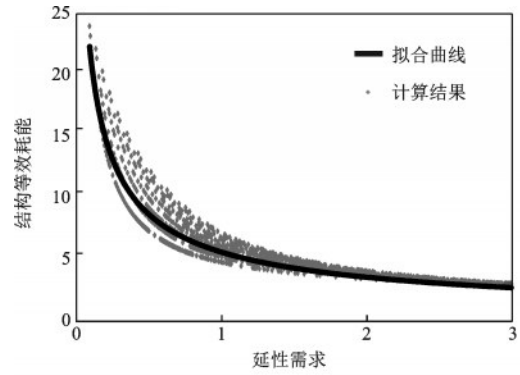
式中,参数  $c, d$  均为  $b, T$  的函数,即:

$$c = 2.049 \ln\left(\frac{b}{T}\right) + 10 \quad (13)$$

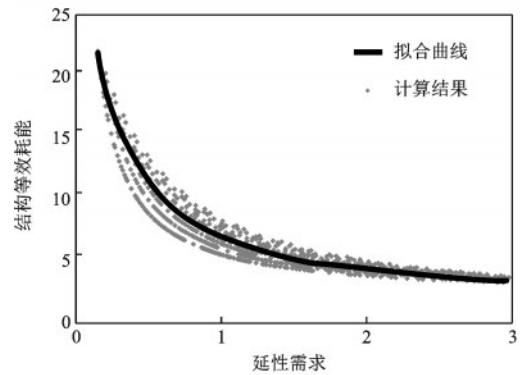
$$d = 0.16T + 0.25b + 0.5 \quad (14)$$

当  $d < 0.6$  时,取  $d = 0.6$ ;  $d > 0.76$  时,取  $d = 0.76$ 。

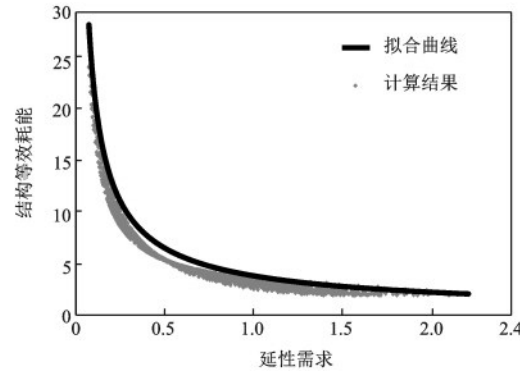
将拟合结果与实际计算结果的  $E-\mu$  散点图进行对比,如图 5 所示。可见,本文提出的  $E-\mu$  模型较好地拟合了 BRB 替换后约束屈曲支撑结构的等效耗能  $E$  与结构延性需求  $\mu$  之间的关系,可以依据



(a)  $a=0.4, b=0.1, T=0.8$  s



(b)  $a=0.75, b=0.15, T=1$  s



(c)  $a=0.4, b=0.1, T=2$  s

图 5  $E-\mu$  模型拟合曲线

Fig.5 The fit curve of  $E-\mu$  model

此模型指导约束屈曲支撑结构的设计与简化评估。

## 2 多层约束屈曲支撑结构设计方法

### 2.1 储备体系定义

对于多层约束屈曲支撑结构框架体系,任一层或某几层支撑屈服均会引发结构内力的重分布,其储备体系并不唯一,与单自由度结构具有一定差异<sup>[24]</sup>。借鉴上文提出的单自由度约束屈曲支撑结构比例系数,结合多自由度结构储备体系的概念,

定义多层约束屈曲支撑结构框架结构体系的承载力储备参数 $\alpha^*$ 和刚度储备参数 $\beta^*$ 为:

$$\alpha^* = \frac{F_r^*}{F_i^*} \quad (15)$$

$$\beta^* = \frac{k_r^*}{k^*} \quad (16)$$

式中, $F_r^*$ 为储备体系承载力; $F_i^*$ 为框架屈服时结构的承载力; $k_r^*$ 为储备体系等效刚度; $k^*$ 为结构初始等效刚度。

## 2.2 等效单自由度体系

等效单自由度体系能够反映多层结构的受力性能和损伤演化过程,本文采用单自由度模型对多层结构的等效耗能及延性需求进行估计,进而对结构进行抗震加固设计与性能评估。通过推覆分析可以将多层结构转化为等效SDOF体系,约束屈曲支撑框架结构的推覆曲线如图6所示,横、纵坐标分别为结构顶点位移与基底剪力。图中A点代表第一根支撑发生屈服,随着水平力继续增加,其余支撑及框架陆续屈服,结构在C点达到极限承载力。基于能量相等原则,令 $S_1$ 与 $S_2$ 面积相等,将Pushover曲线简化为三线性关系,并确定A、B、C三点的位置。B点横坐标即为框架等效屈服位移 $u_r$ ,纵坐标即为结构等效承载力 $F_i$ 。根据推覆曲线和结构特性,可以得到等效单自由度体系 $u_r$ 、 $\alpha^*$ 、 $\beta^*$ 等基本参数。

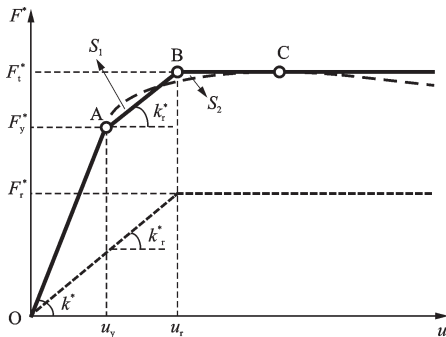


图6 多层约束屈曲支撑框架结构静力推覆曲线  
Fig.6 The static pushover curve of multi-story BRBF

## 2.3 基于 $E-\mu$ 模型的结构抗震加固简化设计方法

《建筑抗震设计规范》<sup>[5]</sup>规定罕遇地震作用下结构薄弱层弹塑性层间位移应满足 $\Delta u_p \leq [\theta_p]h$ 。结构延性需求与等效屈服位移的乘积,即为约束屈曲支撑结构等效单自由度体系的最大顶点位移,即:

$$U_i^* = u_r^* \times \mu \quad (17)$$

如果 $U_i^* < U_i$ ,即结构等效单自由度体系的顶点位移小于结构最大目标侧移,则认为结构满足抗震性能要求。基于 $E-\mu$ 模型提出一种采用BRB替换中心支撑钢框架结构支撑进行加固的抗震设计与评估方法,具体步骤为:

(1)确定中心支撑钢框架结构基本参数。通过模态分析及推覆分析,得到结构承载力储备参数 $a$ 与刚度储备参数 $b$ 、结构自振周期 $T$ ,确定目标侧移 $U_i$ 。

(2)初步选取支撑的承载力和刚度调整系数 $r_r$ 和 $r_k$ ,对原有支撑承载力、刚度进行适当折减或提高,初步设计约束屈曲支撑参数,为保证结构的抗侧能力,一般折减程度不宜过大,建议BRB刚度与承载力不小于原支撑的0.8倍。

(3)确定等效屈服位移及储备参数。对约束屈曲支撑替换后的结构进行推覆分析,得到该结构等效屈服位移 $u_r^*$ ,储备参数 $\alpha^*$ 、 $\beta^*$ 。

(4)采用公式(9)计算单自由度体系耗能 $E$ ,结构延性需求 $\mu$ 。将储备参数 $\alpha^*$ 、 $\beta^*$ 代入本文提出的 $E-\mu$ 模型(式(12)),计算结构等效单自由度体系的延性需求 $\mu$ 。

(5)采用公式(17)计算结构最大侧移 $U_i^*$ 。计算结构最大位移反应 $U_i^*$ ,比较结构最大侧移 $U_i^*$ 与(1)的目标侧移 $U_i$ ,如果 $U_i > U_i^*$ 进行步骤(6),如果 $U_i < U_i^*$ 返回步骤(2),适当调整承载力、刚度的调整系数重新进行步骤(3)~(5),直到满足 $U_i > U_i^*$ ,完成约束屈曲支撑结构的设计。

简化设计方法基本流程如图7所示。

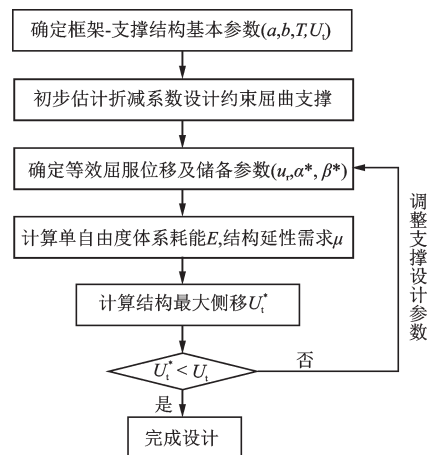


图7 简化设计方法基本流程

Fig.7 Flowchart of simplified design method

### 3 算例分析

#### 3.1 工程概况

采用中心支撑钢框架结构抗震加固设计算例对本文提出的简化设计方法进行验证。算例为6层中心支撑钢框架结构<sup>[25]</sup>,建筑物所在地区抗震设防烈度为8度,设计地震分组为第二组,建筑场地类别为II类,设计基本地震加速度为0.2g。分析表明,结构在罕遇地震作用下结构将发生倒塌,需对结构进行加固设计。该结构两个方向均为5跨,柱距为9.1 m,首层层高为5.5 m,其余层高为4 m,在外围设置支撑,每方向共设置4道人字形中心支撑。由于结构对称,没有明显偏心,为减小计算量,本文选取结

构的四分之一,并简化为二维模型进行有限元分析,即算例模型为6层6跨平面结构,其中1跨设置人字形中心支撑。采用ABAQUS有限元软件进行建模,框架梁柱截面为H型钢,构件具体参数见表1。梁、柱均采用B32单元,支撑采用Axial连接单元铰接于两端节点,超过承载力限值后退出工作。钢材弹性模量为210 GPa,泊松比为0.3,结构阻尼比取0.02,目标层间位移角限值为1/50。选取常用于分析支撑框架结构抗震性能的一组15条地震动<sup>[26-27]</sup>对结构进行非线性时程分析,结果表明,该中心支撑钢框架结构在其中6条地震作用下超过1/50(表2),表中GM1~GM15为地震动编号。因此,需对结构进行加固,提高结构的抗倒塌能力。本文采用BRB替换结构普通支撑的方式进行抗震加固设计。

表1 CBF结构构件参数  
Table 1 Structural member parameters

| 楼层 | 柱截面<br>(H型钢/mm) | 梁截面<br>(H型钢/mm) | 支撑截面<br>(方钢管/mm) | 支撑承载力/<br>kN         | 支撑刚度/<br>(kN·m <sup>-1</sup> ) |
|----|-----------------|-----------------|------------------|----------------------|--------------------------------|
| 1  | 320×310×14×30   | 320×170×8×13    | 200×200×8        | 9.56×10 <sup>5</sup> | 1.82×10 <sup>8</sup>           |
| 2  | 320×310×14×30   | 320×170×8×13    | 200×200×6.5      | 9.20×10 <sup>5</sup> | 1.73×10 <sup>8</sup>           |
| 3  | 310×250×9×16    | 320×170×8×13    | 200×200×6.5      | 9.20×10 <sup>5</sup> | 1.73×10 <sup>8</sup>           |
| 4  | 310×250×9×16    | 310×160×6×10    | 180×180×6.5      | 6.81×10 <sup>5</sup> | 1.51×10 <sup>8</sup>           |
| 5  | 300×200×7.5×13  | 310×160×6×10    | 150×150×6.5      | 4.76×10 <sup>5</sup> | 1.28×10 <sup>8</sup>           |
| 6  | 300×200×7.5×13  | 310×160×6×10    | 130×130×4.5      | 2.19×10 <sup>5</sup> | 0.81×10 <sup>8</sup>           |

表2 加固前后结构1层最大层间位移角  
Table 2 Structural maximum story drift ratios of BRBFs and CBF

| 结构类型                | GM1   | GM2   | GM3   | GM4   | GM5   | GM6   | GM7   | GM8   | GM9   | GM10  | GM11  | GM12  | GM13  | GM14  | GM15  |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| CBF                 | 0.019 | 0.017 | 0.019 | 0.039 | 0.017 | 0.015 | 0.020 | >0.1  | 0.014 | 0.015 | 0.013 | 0.032 | 0.021 | 0.018 | >0.1  |
| BRBF <sub>0.8</sub> | 0.013 | 0.01  | 0.012 | 0.013 | 0.013 | 0.019 | 0.007 | 0.012 | 0.014 | 0.019 | 0.015 | 0.012 | 0.015 | 0.021 | 0.014 |
| BRBF <sub>1.0</sub> | 0.014 | 0.009 | 0.012 | 0.012 | 0.014 | 0.017 | 0.009 | 0.011 | 0.015 | 0.017 | 0.017 | 0.013 | 0.017 | 0.022 | 0.015 |

#### 3.2 加固结构抗震性能简化评估

根据1/50的层间位移角,由结构顶点位移计算算例结构的目标侧移 $U_i=25.3\text{ m}\times(1/50)=0.506\text{ m}$ ,对6层中心支撑钢框架结构进行模态分析,结构基本周期与等效周期为1.48 s,等效屈服位移 $u_y^*=0.124\text{ m}$ 。采用结构第一振型加载模式对结构进行Pushover分析,得到结构等效储备参数 $a$ 、 $b$ 分别为0.2和0.07。

采用约束屈曲支撑加固上述支撑钢框架结构

时,由约束屈曲支撑替换全部普通支撑,分别选取承载力、刚度系数 $r_F$ 和 $r_k$ 均等于1和等于0.8倍原支撑的两种设计参数。对加固后约束屈曲支撑结构进行Pushover分析,得到结构等效储备参数、结构等效耗能、延性需求以及结构顶点最大侧移见表3。可知BBR承载力、刚度系数为0.8和1.0时,加固后的结构储备参数分别为 $\alpha^*=0.063$ 、 $\beta^*=0.03$ , $\alpha^*=0.057$ 、 $\beta^*=0.029$ ,采用简化方法得到的约束屈曲支撑结构顶点位移分别为0.2 m和0.21 m,均小于目标位移0.506 m,满足抗震性能要求。

表3 约束屈曲支撑结构等效单自由度体系结构顶点最大侧移

Table 3 Results of the equivalent single degree of freedom architecture of BRBF

| 折减系数<br>$r_F, r_k$ | 储备参数<br>$\alpha^*$ | 储备参数<br>$\beta^*$ | 结构等效<br>耗能 $E$ | 结构延性<br>需求 $\mu$ | 等效顶点位移<br>$U_i^*/m$ | 是否满足<br>$U_i > U_i^*$ |
|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|------------------|---------------------|-----------------------|
| $r_F=r_k=0.8$      | 0.063              | 0.03              | 2.61           | 1.65             | 0.20                | 是                     |
| $r_F=r_k=1$        | 0.057              | 0.029             | 2.56           | 1.70             | 0.21                | 是                     |

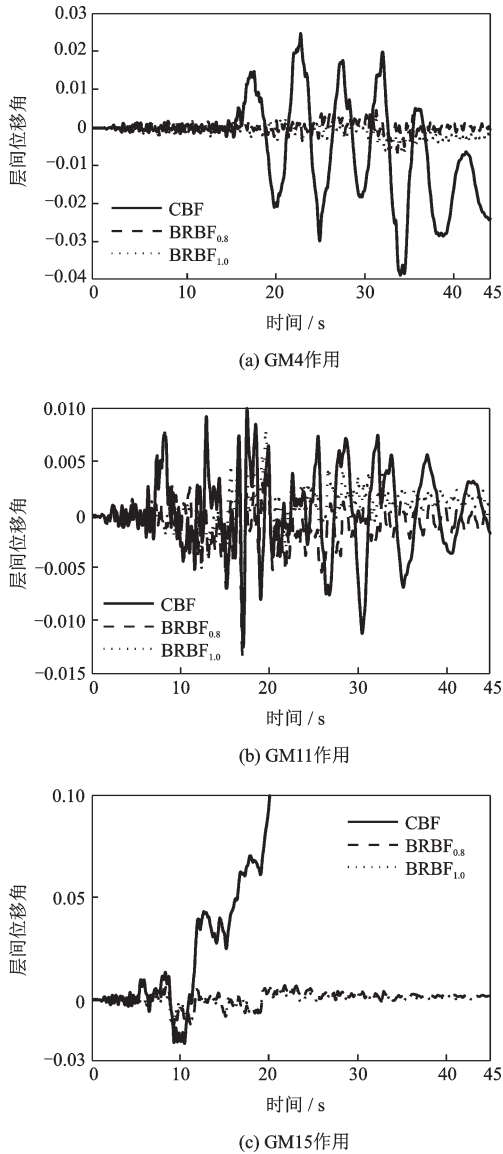


图8 加固前后结构层间位移角时程曲线  
Fig.8 Time history curves of CBF and BRBFs

### 3.3 结果验证

选取上述15条地震动对加固结构进行非线性时程分析,对本文算例结果进行验证。图8为GM4、GM11、GM15三条地震动作用下中心支撑钢框架结构(CBF)、支撑承载力与刚度调整系数为0.8的约束屈曲支撑框架结构(BRBF<sub>0.8</sub>)以及BRB承载力与刚度与CBF结构相同的约束屈曲支撑框架结

构(BRBF<sub>1.0</sub>)。如图8(a)所示,在GM4作用下,CBF结构1层最大层间位移角接近1/25,残余变形超过了1/50,而采用BRB加固的两种参数的BRBF结构反应较小,具有较好的抗倒塌性能;在GM11作用下,尽管三类结构反应均超过1/50,但可以看出CBF结构的反应幅度较大,在动力作用下易出现动力不稳定的现象,而BRBF结构反应稳定在可接受的范围内;在GM15作用下,CBF结构在1层支撑失效后发生倒塌,两种参数加固的BRBF结构具有较好的抗震性能。

在15条地震动作用下,加固的约束屈曲支撑框架结构最大层间位移角计算结果汇总见表2。BRB的承载力、刚度折减系数为0.8和1.0时均只有1个地震动作用下(GM14)超过1/50,且仅超出0.1%,加固后的结构具有较为可观的抗倒塌能力,满足抗震性能的要求。可见非线性时程分析结果与本文提出的设计方法结论一致,验证了本文提出的约束屈曲支撑结构抗震加固设计与评估方法的准确性和适用性。

## 4 结论

(1)约束屈曲支撑框架结构的承载力储备系数 $\alpha$ 和刚度储备系数 $\beta$ 的取值对结构的延性需求具有显著影响。当 $\alpha$ 一定时,结构的延性需求随 $\beta$ 的取值增大而增加;当 $\beta$ 一定时,结构的延性需求随 $\alpha$ 取值增大而减小。

(2)采用约束屈曲支撑加固框架—支撑结构时,在罕遇地震作用下约束屈曲支撑结构的等效耗能 $E$ 与结构延性需求 $\mu$ 呈反比例关系。

(3)基于 $E-\mu$ 模型的约束屈曲支撑结构抗震设计与评估方法,仅需通过推覆分析,即可带入 $E-\mu$ 模型计算得到多层结构延性反应的估计值,避免大量的迭代计算,算例验证了方法的适用性和有效性。

## 参考文献:

- [1] 高向宇,张腾龙,黄海涛,等.用防屈曲支撑改进钢框架-支撑结构抗震性能的设计方法[J].北京工业大学学报,2010,36(9):1206-1214.  
Gao X Y, Zhang T L, Huang H T, et al. Design method for improving seismic performance of steel frame-support structure with buckling restrained brace[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2010, 36(9): 1206-1214. (in Chinese)
- [2] 李培彬,娄宇,赵广鹏,等.屈曲约束支撑在北京银泰中心结构抗震设计中的应用[J].建筑结构,2007,37(11):5-7.  
Li P B, Lou Y, Zhao G P, et al. Braces in aseismic design for steel tower of Beijing Yintai Center[J]. Journal of Building Structures, 2007, 37(11):5-7. (in Chinese)
- [3] 任重翠,徐自国,肖从真,等.防屈曲支撑在超高层建筑结构伸臂桁架中的应用[J].建筑结构,2013,43(5):54-59.  
Ren Ch C, Xu Z G, Xiao C Zh, et al. Application of unbonded brace in super high-rise structure with cantilever truss[J]. Journal of Building Structures, 2013, 43(5):54-59. (in Chinese)
- [4] 芮明倬,李立树,贺军利,等.屈曲约束支撑在古北财富中心高层钢结构中的应用研究[J].建筑结构,2007,37(5):25-28.  
Rui M Zh, Li L Sh, He J L, et al. Study and design of high-rise steel structure office building with unbonded braces[J]. Journal of Building Structures, 2007, 37(5): 25-28. (in Chinese)
- [5] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [6] 赵瑛,郭彦林,防屈曲支撑框架设计方法研究[J].建筑结构,2010,40(1):38-43.  
Zhao Y, Guo Y L. Research on design method of buckling restrained braced frames [J]. Journal of Building Structures, 2010, 40(1):38-43. (in Chinese)
- [7] 刘建彬.防屈曲支撑及防屈曲支撑钢框架设计理论研究[D].北京:清华大学,2005.  
Liu J B. Research on the design theory of buckling-restrained braces and buckling-restrained braced frames [D]. Beijing: Tsinghua University, 2005. (in Chinese)
- [8] Koetaka Y, Narihara H, Tsujita O. Experimental study on buckling restrained braces [C] // Proceedings of Sixth Pacific Structural Steel Conference. Beijing: Seismological Press, 2001:208-213.
- [9] Kim J, Choi H. Energy-based seismic design of structures with buckling-restrained braces [J]. Steel and Composite Structures, 2004, 4(6):437-452.
- [10] 赵瑛.防屈曲支撑框架设计理论研究[D].北京:清华大学,2009.  
Zhao Y. Research on design method of buckling restrained brace frames [D]. Beijing: Tsinghua University, 2009. (in Chinese)
- [11] Choi H H, Kim J. Evaluation of proper supplemental damping for a multi-story steel frame using capacity spectrum method [C] // Proceedings of 3rd International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures. Malaga: WIT Press, 2001.
- [12] Kim J, Choi H. Seismic design of buckling-restrained braces using energy-balance concept [C] // Proceedings of the 5th Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures. Kyoto: Kyoto University, 2003.
- [13] Kim J, Lee K. Optimum stiffness ratio of unbonded brace hysteretic dampers [C] // Proceedings of the 2nd Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures. Kyoto: Kyoto University, 2000.
- [14] 程光煜,叶列平,崔鸿超.防屈曲耗能钢支撑设计方法的研究[J].建筑结构学报,2008,29(1):40-48.  
Cheng G Y, Ye L P, Cui H Ch. Study on the design method of buckling-restrained brace [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1):40-48. (in Chinese)
- [15] 铁路工程抗震设计规范:GB 50111—2006[S].北京:中国计划出版社出版社,2006.
- [16] 公路桥梁抗震设计细则:JTG/TB 02-01—2008[S].北京:人民交通出版社,2008.
- [17] 高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99—2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [18] Chopra A K. 结构动力学:理论及其在工程中的应用[M].谢礼立,吕大刚,译.北京:高等教育出版社,2005.  
Chopra A K. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering [M]. Xie L L, Lyu D G. Beijing: Higher Education Press, 2005. (in Chinese)
- [19] Li G, Fahnestock L A. Seismic response of single-degree-of-freedom systems representing low-ductility steel concentrically-braced frames with reserve capacity [J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(2): 199-211.
- [20] FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors [R]. Redwood City CA: Applied Technology Council, 2009.
- [21] 马宁.全钢防屈曲支撑及其钢框架结构抗震性能与设计方法[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2010.

- Ma N. Seismic behavior and design method of all-steel buckling restrained braces and steel frames [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010. (in Chinese)
- [22] 董志骞,李钢,李宏男.多层中心支撑钢框架结构抗震性能简化评估方法[J].建筑结构学报,2018,39(5):1-9.  
Dong Zh Q, LI G, Li H N. A simplified method for seismic performance evaluation of MDOF steel concentrically braced frames [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(5):1-9. (in Chinese)
- [23] Stoakes C D. Beam-column connection flexural behavior and seismic collapse performance of concentrically braced frames[D]. Urbana, IL: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2012.
- [24] Li G, Dong Zh Q, Li H N. Simplified collapse prevention evaluation for the reserve system of low-ductility steel concentrically braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(7): 04018071.
- [25] 董志骞.基于能力储备的中心支撑钢框架结构抗震性能研究[D].大连:大连理工大学,2018.  
Dong Zh Q. Seismic performance evaluation of steel concentrically braced frames based on reserve capacity [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2018. (in Chinese)
- [26] Hines E M, Appel M E, Cheever P J. Collapse performance of low-ductility chevron braced steel frames in moderate seismic regions[J]. Engineering Journal(New York), 2009, 46(3):149-180.
- [27] Hines E, Baise L, Swift S. Ground-motion suite selection for eastern north America[J]. Journal of Structural Engineering, 2011,137(3):358-366.
- [28] Li G, Dong Zh Q, Li H N, et al. Seismic collapse analysis of concentrically-braced frames by the IDA method [J]. Advanced Steel Construction, 2017, 13 (3) : 273-293.

(本文责编:池营营)



(上接第 1227 页)

- Wang L, Yuan J Y, Wang Y L, et al. Verification of several programs for calculating earthquake response of soil layers in hard sites based on ground-motion records [J]. World Earthquake Engineering, 2018, 34(3): 161-168. (in Chinese)
- [8] 李兆焱,袁晓铭,王鸾,等.巨厚场地三种土层地震反应分析程序对比检验[J].地震工程与工程振动,2017,37(4):42-50.  
Li Zh Y, Yuan X M, Wang L, et al. Verification of three methods for calculating earthquake response of soil layers in deep sites[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, 37(4): 42-50. (in Chinese)
- [9] 张海,王震,周泽辉,等.基于DEEPSOIL的软土场地地震反应研究[J].震灾防御技术,2015,10(2):291-303.  
Zhang H, Wang Zh, Zhou Z H, et al. The study of seismic response in soft soil site based on DEEPSOIL [J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2015, 10(2):291-303. (in Chinese)
- [10] Streeter V L, Wylie E B, Benjamin E, et al. Soil motions computations by characteristics method[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, 1974,100(GT3):247-263.
- [11] 鄢兆伦,陈学良,高孟潭,等.结合透射边界的特征线差分地震反应分析研究[J].地震工程与工程振动,2014,34(增1):53-59.  
Yan Zh L, Chen X L, Gao M T, et al. The study of combining the transmitting boundary with the characteristic-difference seismic response analysis method [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(Sup 1):53-59. (in Chinese)
- [12] 周雍年,谢礼立,章文波,等.研究局局部场地条件对地震动影响的响蹠遥测台阵[J].地震工程与工程振动,2005,25(6):1-4.  
Zhou Y N, Xie L L, Zhang W B, et al. Xiangtang remote array for studying effects of soil conditions on seismic motion [J]. Earthquake Engineering and Engineering vibration, 2005, 25(6):1-4. (in Chinese)
- [13] 王伟,周正华,王玉石,等.典型场地在不同地震动输入水平下的反应[J].岩土力学,2011,32(4):1089-1094.  
Wang W, Zhou Zh H, Wang Y Sh, et al. Response of typical sites under different earthquake motion input levels [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(4): 1089-1094. (in Chinese)
- [14] Strong-motion seismograph networks[DB/OL]. (1996-06-01) [20191018]. <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/db/sitedatcgi? 1+CHBH06+kik>.