

钢骨建筑抗震评估与耗能减震构件简化模拟

汪永宇¹, 徐伟¹, 翁元滔², 蔡克铨³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 台湾地震工程研究中心, 台北 10668; 3. 台湾大学 土木工程学系, 台北 10617)

摘要: 对一座超高层钢骨建筑改建工程进行抗震设计与性能评估, 进行了三维结构非线性静、动力分析以检核其抗震性能。非线性动力分析结果显示, 最大考虑地震作用下, 梁端最大弯矩塑铰约达 0.010 rad、屈曲约束支撑最大核心段应变达 1.25%、偏心斜撑连杆梁的最大剪力塑铰为 0.065 rad, 皆未超过 AISC 抗震规范所订构件性能要求或实验所得其变形能力。介绍了此改建结构的计算模型、模拟方法、非线性分析所得结构整体与主要构件的性能表现, 其中亦提出梁柱节点及偏心斜撑构架剪力连杆梁等构件加固前后的简化模拟方法, 并利用梁柱节点加固试验结果加以比较验证。

关键词: 超高层建筑; 非线性分析; 抗震需求; 抗震性能评估
中图分类号: TU391; TH393.2 **文献标志码:** A

Seismic Evaluation and Simplified Analysis of an Existing High-rise Steel Building Retrofitted with Seismic Energy Dissipated Devices

WANG Yungyu¹, XU Wei¹, WENG Yuantao², TSAI Kerchuan³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Taiwan Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei 10668, China; 3. College of Civil Engineering, Taiwan University, Taipei 10617, China)

Abstract: Buckling restrained braces (BRBs), eccentrically braced frames and moment connections retrofitted using two-side plates were incorporated into the seismic retrofitting design of a 34-story hotel tower in Kaohsiung, Taiwan. This paper discusses the analytical models for simulating the experimental responses of the BRB members, shear link beams of the eccentrically braced frames (EBFs), and the welded moment connections before and after being retrofitted by side plates. Nonlinear response history analyses (NLRHA) indicate that the peak total beam end flexural rotation demand reaches 0.01 rad, the BRB peak core strain demand is about 1.25% and the link beam total shear rotation demand reaches 0.065 rad under the maximum earthquakes, which are less than those found in the seismic building codes or laboratory

tests.

Key words: high-rise buildings; nonlinear analysis; seismic demand; seismic performance evaluation

工程位于高雄市, 拟兴建地上 34 层、地下 5 层钢骨大楼, 原结构体工程起始于 1993 年 6 月, 后于 1996 年 6 月停工至今已超过 10 年, 且其用途由饭店改为集合住宅, 因此考虑的荷载影响亦有改变, 抗震主要构件例如偏心斜撑等必须重新调整, 并加装屈曲约束支撑以提升其抗震性能。因大部分楼板已浇筑混凝土, 故此类楼层的梁构件无法更换, 故本工程亦针对其梁柱节点提出新的加固方式, 并先进行梁柱节点加固试验以确保其加固效果。复工后变更设计部分主要为既有的 25~34 层梁柱构件, 因其锈蚀风化程度严重(图 1)予以拆除并重新建造, 且改建结构的各楼层高度由 3.2 m 增为 3.5 m, 因此总楼高共增加 4.0 m, 总高度增为 128.0 m, 而原设计第 5~16 层中间挑空区域取消, 而将部分高层区的楼板面积增加, 并大幅调整斜撑安装位置, 其中考虑 25 楼以下的梁构件无法抽换等因素, 故仍在第 12~25 楼层配置偏心钢斜撑(eccentrically braced frames, EBF)、而在第 1~11 楼层配置屈曲约束耗能支撑构件(buckling restrained braces, BRB)作为其主要的抗侧力与耗能加固系统。建筑的主要结构平面图详见图 2, 第 1~3 楼层所有 90 cm 宽的箱形钢柱另以外包钢筋混凝土扩大至 130 cm 宽, 并便于其主筋与地下楼层的 130 cm 宽的钢筋混凝土(reinforced concrete, RC)柱续接。地下楼层则为 RC 结构系统, 而基础系统采用筏式基础加桩基础, 开挖深度为 25.8 m, 由主要桩径为 2.0~2.4 m、桩长约为 41.5 m 的基桩构成。地下开挖以逆打方式开挖, 采用 120 cm 厚连续壁作为挡土措施, 并以水平型钢作为支撑系统。地上层外墙系统采用帷幕外挂石材干式施工, 并

开窗采光;内墙系统的隔间墙、隔户墙、楼梯及电梯侧墙均采用轻质隔间墙。故本系统在设计时以抗弯框架及支撑框架所组成的二元系统看待^[1-2]。

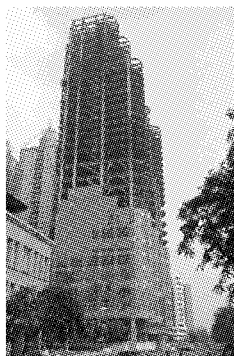


图1 改建前建筑外观

Fig.1 Appearance of the original building

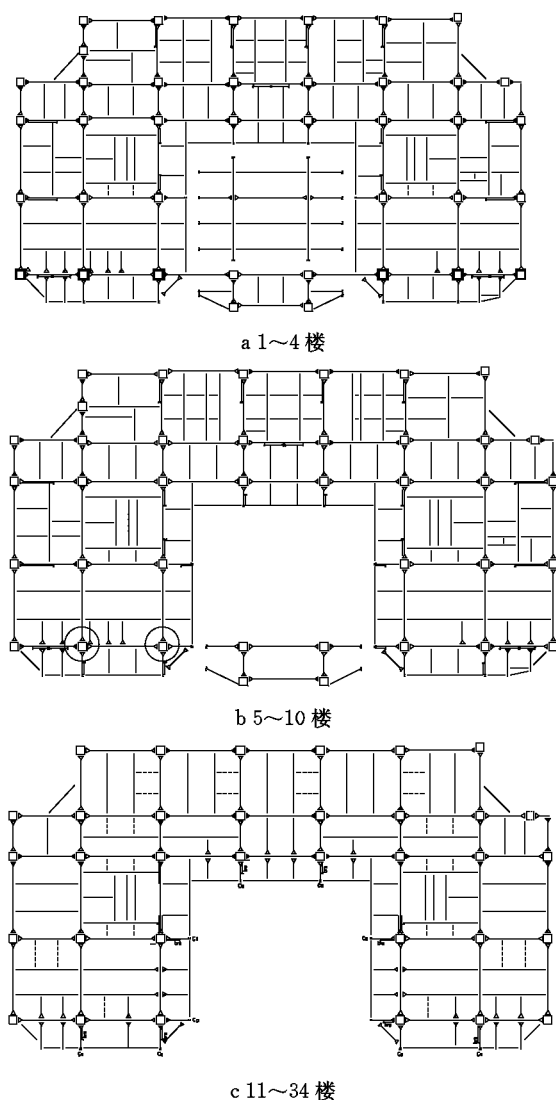


图2 建筑的典型结构平面图

Fig.2 Typical floor framing plan of the building

本文针对该座超高层钢骨建筑改建工程进行抗

震性能评估,并针对其耗能加固设计所调整的偏心斜撑、梁柱节点侧板加固及其新增设的屈曲约束消能支撑等构件进行抗震性能加固效果检验,同时亦进行三维结构非线性时程动力分析以检核其抗震性能。为建立合适的结构分析模型以模拟其主要耗能减震构件的非线性行为,并确保抗震性能评估的可信度,故亦针对主要耗能减震构件建议其简化模拟分析方法,并配合其构件试验结果验证其可行性,以增进结构非线性动力分析效率。

1 结构非线性模型建立方式

1.1 分析软件简介

PISA3D 软件^[3]为台湾地震工程研究中心开发的对象导向三维结构分析平台,内含丰富的结构材料与结构单元链接库,可满足不同结构系统的模拟需求。PISA3D 软件目前包含了 6 种非线性结构材料,包含常见的双线性材料(bilinear material)、模拟钢构件的两面理论强化材料(hardening material)、模拟钢筋混凝土构件的三参数衰减材料(degrading material)、模拟自动复位系统的双线性弹性材料(bilinear-elastic material)、模拟受压会发生屈曲的双线性屈曲材料(bilinear-buckling material)以及适用于侧推分析的破裂材料(fracture material)。PISA3D 软件目前包含了 5 种结构单元,包含了桁架单元(truss element)、梁柱单元(beam-column element)、接点单元(joint element)、墙单元(panel element)以及速度型阻尼器单元(damper element),所有的结构单元均可使用前述结构材料库中的所有材料,共 30 种组合,用户可依不同的需求选用各结构单元的组成材料。

1.2 建模原则

为增进结构分析效率,建模时以下列方式简化:①不考虑地下楼层,并假设所有柱构件固结于地面上;②所有次梁皆未考虑,但在原结构有次梁的位置使用集中荷载施加于主梁上,以模拟次梁传力至主梁的效应;③所有悬臂梁皆未考虑在结构模型中;④所有地面以上的隔墙及帷幕墙等在分析模型中均不考虑为结构墙。

本结构分析模型含有 3 种不同的结构系统,包含传统钢结构抗弯构架、偏心斜撑结构系统以及含屈曲约束消能支撑的同心斜撑系统,为能真实且有效地模拟各种结构系统的行为反应,在模拟各结构

系统时使用了不同的结构单元与材料。

1.3 梁柱节点加固前后行为模拟

1.3.1 梁柱构件模拟方法

本文中所有梁与柱构件皆采用可考虑等向及走动应变强化材料的梁柱单元。如图 3 所示。藉由使用者输入的材料强度以及断面性质, PISA3D 软件可判断构件是否发生屈服。为能较准确模拟真实的结构钢材性质, 在此设定其应变强化特性为: 钢材屈服后塑性变形至约 0.02 rad 时构件弯矩强度能达到塑性弯矩 M_p 的 1.1 至 1.2 倍。本改建工程梁、柱及斜撑构件所用钢材有 A36 与 A572 Gr. 50, 2 种不同钢材在屈服后强化的程度不同, 因此在分析模型中采用不同的应变强化系数 SHR 输入值, 以确保模拟的准确性。对于 A36 输入的 SHR 为 0.06, 对于 A572 Gr. 50 输入的 SHR 为 0.05。

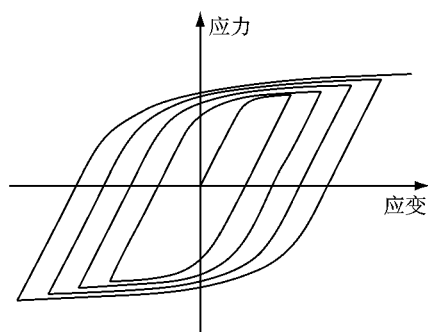


图 3 两面理论强化材料应力应变关系

Fig.3 Stress-strain relationship of two-surface strain hardening material

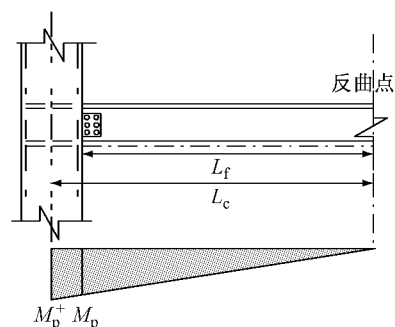
1.3.2 梁柱节点试验模拟

PISA3D 软件的梁柱单元可模拟构件端部发生弯矩或剪力的屈服状态, 其中假设弯曲塑铰产生于梁端, 若发生剪切屈服则假设剪切塑铰产生于构件中点^[3]。在此采用 PISA3D 软件梁柱单元配合两面理论强化材料来模拟钢造梁柱节点的力学行为, 其材料的应力与应变示意图如图 3 所示。在 PISA3D 软件中所有的构件长度皆为杆件两端两节点间的距离, 构件长度为两柱心的间距, 输出构件端弯矩大小亦为两柱心处的弯矩, 与真实结构梁发生塑铰位置的梁柱交界面不同。为得知梁柱交界面的梁弯矩大小, 在 PISA3D 分析程序中允许用户使用端部刚域 (rigid end zone), 以考虑因实际结构中梁柱构件具有相当的深度与宽度造成结构分析模型所计算出来的单元内力及节点变位, 与实际梁柱构件交接面有些差异。使用刚域的梁柱单元, PISA3D 软件的梁柱单元节点变位会乘以一转换矩阵, 所得到的梁柱单元内力为扣除刚域段处的内力, 得到梁柱交界面的

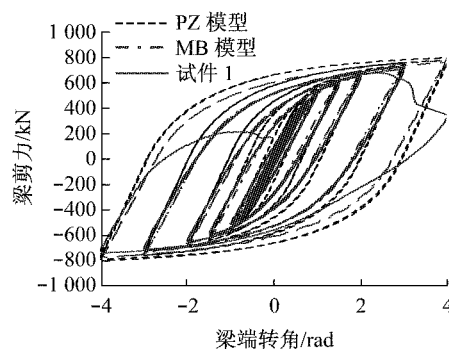
弯矩大小, 但使用刚域会使构件刚度较实际高, 此时需在梁柱交会节点再增设一节点单元并输入梁柱交会区的弹性扭转刚度, 以一扭转弹簧模拟交会区的变形, 方可正确模拟构件的刚度, 但此方法会依梁柱构件尺寸变化而须分别计算其相对应的刚域范围及梁柱交会区的弹性扭转刚度, 故需增设大量的节点与单元, 导致其分析模型建构相当繁杂, 尤其在类似本座改建超高层建筑抗震分析时会导致分析效率较差。故在此建议一种利用线性外插修正弯矩梯度的方式 (称 MB 模型) 来模拟梁柱节点的力学行为, 如图 4a 所示, 使梁与柱交界面处产生塑性弯矩 M_p (M_p 为塑性模数 Z 乘以梁钢材屈服强度 F_y), 此时分析模型中构件梁端弯矩即柱心处等效梁塑性弯矩 M_p^+ 为

$$M_p^+ = M_p L_c / L_f \quad (1)$$

式中: L_c 为梁反曲点至柱心的距离; L_f 为梁反曲点至柱面的距离。



a 弯矩强度简化模拟修正方式



b 试验反应

图 4 梁柱节点加固前的弯矩强度简化模拟与试验反应比较
Fig.4 Comparison of experimental and analytical results using MB Model and PZ Model for the beam-column connection before retrofitting

使用此种修正方法修正梁断面的材料屈服强度 F_y , 使梁断面塑性弯矩为 M_p^+ 。本文在此亦探讨若考虑其端部刚域及梁柱交会区的扭转刚度 (称此模拟方式为 PZ 模型) 以精确模拟梁柱节点行为, 并分别以 PZ 模型及 MB 模型 2 种方法模拟文献[1]所介绍

的本改建工程梁柱节点侧板加固前的试件1,如图4b所示,可发现在梁端转角为3.0%以前,其模拟结果与试验所得结果甚接近,在梁端转角大于3.0%后,由于试验试件钢梁发生侧屈,钢梁强度衰减,造成2种方法模拟结果与试验反应差异变大,但MB模型与PZ模型的模拟结果甚为相近,且PZ模型模拟所得的钢梁强度与刚度皆较MB模型稍大.其次,为确保梁构件弯矩能力,于梁端处进行侧板加固,在此亦使用MB模型模拟侧板加固后试件2的试验结果,即如图5a所示,修正梁钢材屈服强度 F_y ,加固后梁的等效塑性弯矩为 M_{sp}^{++} .

$$M_{sp}^{++} = M_p L_c / L_{sf} \quad (2)$$

若以MB模型模拟代表梁柱节点侧板加固后的试件2,图5b所示梁端剪力与梁端转角的关系曲线显示使用MB模型即可准确模拟试验所得加固后梁柱节点的行为.然而MB模型因不需增设节点与杆件,分析大型结构时具有较佳的分析效率,且模拟结果无论在刚度、强度以及受力变形行为方面均与PZ模型模拟结果甚为相近.

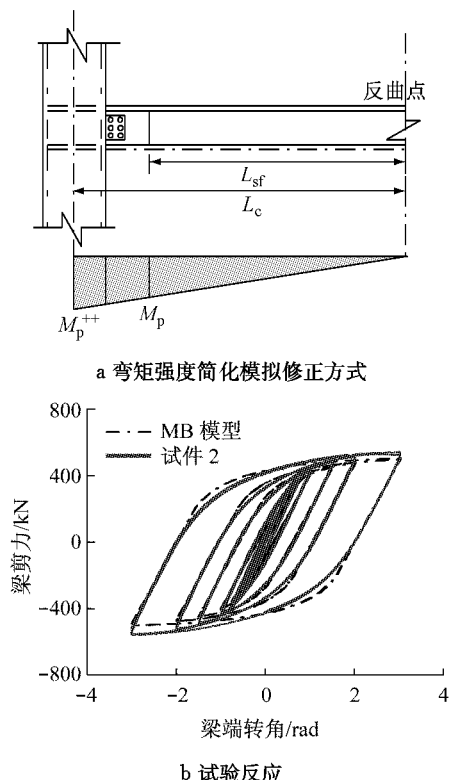


图5 梁柱节点加固后的弯矩强度简化模拟与试验反应比较
Fig.5 Comparison of experimental and analytical results using MB Model and PZ Model for the retrofitted beam-column connection

1.4 偏心斜撑系统模拟

因本工程所使用的偏心斜撑构架的连杆梁皆以

剪力连杆梁进行设计,且因应建筑设计所需,故其连杆梁构件长度变化多(约在 $1.05M_p/V_p$ 至 $1.10M_p/V_p$ 之间,其中 V_p 为塑性剪力),箱型柱的宽度亦随着楼层变化,导致连杆梁与柱接合的刚域设定十分繁琐,但其梁柱交会区的影响在此并未考虑.此外,在偏心斜撑系统模拟部分,所有斜撑构件皆采用双线性材料且仅承受轴力的桁架单元.

由于在PISA3D软件程序中所有构件长度皆为杆件两端两节点间的距离,若连杆梁位置在两斜撑构件之间,则连杆梁长度即为构件节点间的距离;但若连杆梁与柱连接,如图6a所示典型连杆梁与箱型柱连接细节,连杆梁的有效长度为偏心斜撑连接连杆梁的工作点至箱型柱面的距离 L_L ,而在PISA3D程序中除非在柱面增设节点或刚域,否则连杆梁长度为 L_M ,故在分析模型中采用连杆梁工作点至柱心节点的距离必高估连杆梁长度,导致无法正确反应剪力屈服及弯矩屈服的机理与变形,故本文针对此种剪力连杆梁构件提出简化模拟方法,该法亦参照类似于1.3.2节所介绍的MB模型方式线性外插修正连杆梁的弯矩强度,以确保剪切屈服比弯矩屈服先产生并考虑一般剪力连杆梁受侧力变形后的弯矩分布(图6b),其中若反曲点位置为B,则 L_{AB}/L_{BC} 的比值约在0.10~0.25左右,亦即点A弯矩约为点C弯矩的0.10~0.25倍.为便于简化模拟方法,假设点A弯矩甚小可忽略,以假设连杆梁的弯矩梯度如

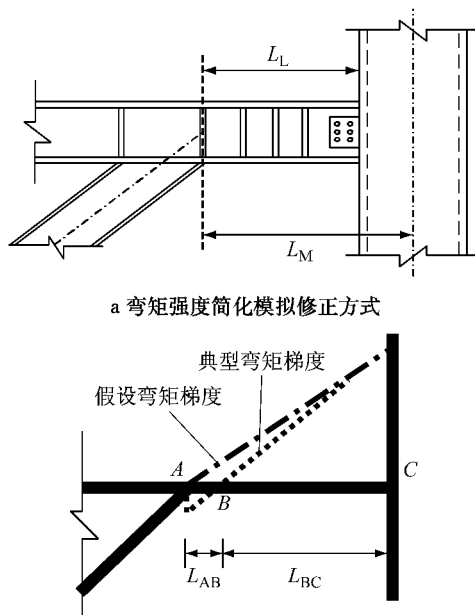


图6 偏心斜撑构架的剪力连杆梁的弯矩强度简化模拟修正示意
Fig.6 Simplified moment capacity for shear-link beams of EBFs

图 6b 所示,如式(3)所示,利用 L_M/L_L 修正 F_y ,即以假设的弯矩梯度线性比例修正连杆梁的弯曲方向的材料屈服强度后置入分析模型,以达到放大连杆梁弯曲屈服强度的目的,使连杆梁端发生弯矩屈服的时机等效于柱面或连杆梁工作点发生弯矩屈服的时机。

$$M_{yc} = (F_y L_M / L_L) S \quad (3)$$

式中: M_{yc} 为梁端屈服弯矩; S 为断面模数。

值得注意的是,调整弯曲屈服应力 F_y 后的连杆梁弯曲屈服强度高于其实际连杆梁的弯曲屈服强度,且连杆梁的构件刚度表现亦会较真实连杆梁低,在分析完成后探讨连杆梁构件受力变形反应时须将分析所得剪力连杆梁的剪力塑性铰大小以 L_M/L_L 调整放大,方可近似模拟剪力连杆梁滞回消能的行为。同理,若该梁柱连接处采用侧板加固,则其连杆梁弯曲材料屈服强度亦调整为 $F_y L_M / L_{sf}$,且其剪力塑性铰亦须以 L_M / L_{sf} 调整放大。

另一种模拟连杆梁的方式为:在剪力连杆梁连接柱构件时,于一端设定刚域长度为箱型柱宽的一半,若该梁柱连接处采用侧板加固,则其刚域范围从柱心节点至侧板外缘,在刚度模拟上应较准确(称此法为 REZ 模型)。

为探讨 MB 模型与 REZ 模型应用于 EBF 构架连杆梁的分析结果的差异性,本文以此工程中 EBF 构架中较多使用的构件尺寸,建立了 2 个简单的二维偏心斜撑构架模型如图 7 所示。柱为箱型钢柱,尺寸为 $900 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} \times 32 \text{ mm}$,材质为 A572 Gr. 50,梁构件为 H 型钢,尺寸为 $722 \text{ mm} \times 359 \text{ mm} \times 21 \text{ mm} \times 38 \text{ mm}$,材质为 A36,斜撑断面面积为 381 cm^2 ,材质为 A572 Gr. 50,除了剪力连杆梁采用两面理论塑性强化材料模拟外,其余构件皆采用双线性材料模拟。所有模型中的柱单元皆与地面固接,梁构件的 3 个节点皆各可有 3 个自由度,并令 3 个节点拥有相同的水平自由度。且此构架的剪力连杆梁实际长度 L_L 为 850 mm ($L_L = 1.10 M_p / V_p$),而柱中心线至斜撑与梁交会点的距离 L_M 为 1300 mm ($L_M = 1.68 M_p / V_p$),显示此连杆梁未考虑刚域范围时必先产生弯曲屈服。构架尺寸与节点自由度如图 8 所示,若采用单向侧推分析以位移控制推至楼层侧位移角为 0.02 rad ,所得剪力连杆梁单元的受力变形行为如图 9 所示,可知 MB 模型与 REZ 模型的分析结果尚相近,但 MB 模型的刚度与强度皆较 REZ 模型为小;若进行往复侧推分析以位移控制推至楼层侧位移角约为 0.10 rad ,则其所得剪力连杆梁单

元的受力变形行为如图 10 所示(图中 V_y 为屈服剪力),且 MB 模型因未计及刚域效应,导致所得的剪力塑性铰亦较大(图 11)。但因本工程所用的剪力连杆长度变化多,箱型柱的宽度亦随着楼层变化,在连杆梁刚域的设定上十分繁琐,故分析本结构时仍建议采用 MB 模型模拟剪力连杆梁以增加结构分析效率。

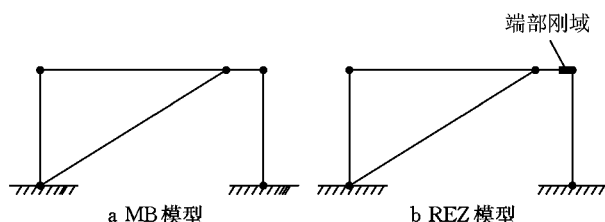


图 7 二维偏心斜撑与剪力连杆构架模型示意

Fig. 7 Analytical models of 2D EBFs and shear-link beam frames

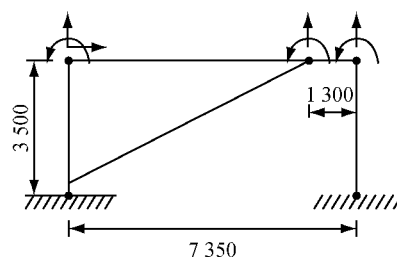


图 8 二维偏心斜撑与剪力连杆构架模型节点自由度与几何尺寸示意(单位:mm)

Fig. 8 Degrees of freedom and geometrical sizes of simplified model for 2D EBFs and shear-link beam frames(unit:mm)

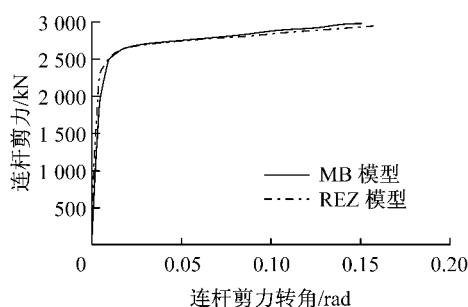


图 9 连杆梁单元剪力与剪力转角关系

Fig. 9 Total shear rotational angle versus shear force relationship of shear-link beams obtained from static pushover analysis

1.5 屈曲约束支撑模拟

在屈曲约束支撑模拟部分,屈曲约束支撑是由钢构核心、屈曲约束单元与脱层单元组合而成的一种斜撑构件^[3],设计制作恰当的该构件韧性消能行为为极佳,因此很适合采用两面理论强化材料的桁架

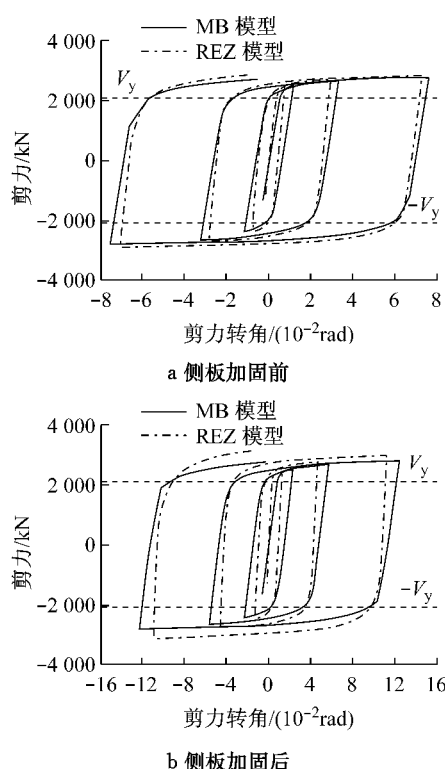


图 10 使用 MB 模型和 REZ 模型所得剪力连杆梁的剪力与剪力转角关系比较

Fig. 10 Total shear rotational angle versus shear force relationship of shear-link beams on the basis of the MB Model and REZ Model

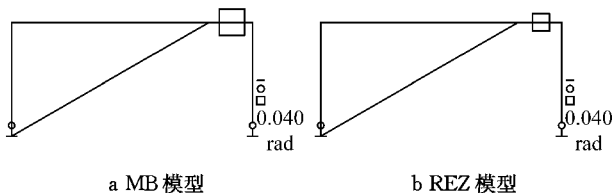


图 11 侧板加固前使用 MB 模型和 REZ 模型所得最大剪力塑铰比较

Fig. 11 Comparison of maximum plastic hinges obtained from MB Model and REZ Model before side plate retrofitting

组件来模拟^[4]. 屈曲约束支撑的钢构核心一般包含集中消能段、转换段及接合段 3 个部分, 由于屈曲约束支撑并非具均匀断面, 因此对于含屈曲约束支撑的结构物进行线性或非线形分析时均需要采用屈曲约束支撑的等效轴向刚度, 等效轴向刚度 K_e 的计算方法如下:

$$K_e = \frac{EA_j A_t A_c}{2A_t A_c L_j + 2A_j A_c L_t + A_j A_t L_c} \quad (4)$$

式中: A_c , A_t , A_j 分别为核心消能段、转换段及接合段的面积, 而 L_c , L_t , L_j 则分别为此 3 段的长度. 如前述 PISA3D 软件程序计算构件长度时是采用端部

两节点之间的距离, 即为斜撑两工作点间的总长 L_{wp} , 而斜撑真正提供消能的部分为消能段, 其截面积应输入 A_c , 在 PISA3D 模型中, 材料性质部分则需要输入调整后的杨氏模量 E , 此 E 值可由 K_e , L_{wp} , A_c 计算而得.

$$E = K_e L_{wp} / A_c \quad (5)$$

如此可准确模拟斜撑对结构系统所提供的刚度. 对于屈曲约束支撑的消能段应变, 将整体支撑的平均应变依全长与消能段长度放大后^[4-5]亦可准确模拟出屈曲约束支撑的受力变形滞回反应. 以上述方式模拟本工程所进行 BRB 构件性能试验的试件 VB68 的试验反应, 图 12 显示以该方式模拟 BRB 构件可得到非常良好的模拟效果, 其中 P_y 为 BRB 构件的轴向拉力降伏强度.

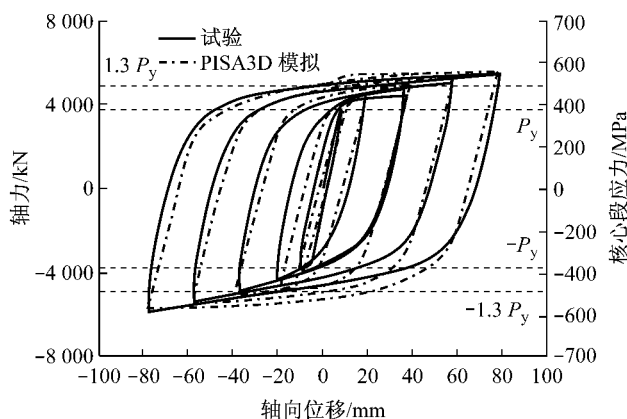


图 12 试件 VB68 试验与分析所得反应比较

Fig. 12 Hysteretic responses of the BRB specimen VB68

利用 PISA3D 软件配合上述方式建立结构分析模型, 其前 6 个振态周期值如表 1 所列.

表 1 改建前后结构的前 6 个振型周期

Tab. 1 1st to 6th modal periods of the original structure and the redesigned structure

振型	改建前	改建后	振型	改建前	改建后
第 1 阶	4.27	3.75	第 4 阶	1.80	1.21
第 2 阶	3.88	3.59	第 5 阶	1.57	1.18
第 3 阶	3.74	3.21	第 6 阶	1.44	1.08

2 抗震性能评估

2.1 地震时程记录的决定

因在本工程设计期间, 台湾的抗震规范于 2005 年颁布最新版本^[6], 震区系数经较详细的危害度分析, 设计地震力计算依据分成中小度地震、475 年回归期地震(DE 级)与最大考虑地震(2 500 年回归期, MCE 级)3 种危害度来考虑, 故以 2005 年修订版的

抗震规范所订的抗震设计反应谱为准制作人造地震,人造地震制作原理参考柴俊甫等^[7]所建议的设计地表运动时程相位频谱模拟方法,该法主要藉由模拟的群延迟时间进而积分得该频宽范围内的相位频谱,同时配合设计反应谱修正自然地震的傅里叶振幅谱,获得满足场地地表运动特性且与设计反应谱相合的地表运动时程。在此采用 2006 年 12 月 26 日在台湾南部发生的恒春地震的余震,其震中位置在高雄外海,其震级为 6.4,造成高雄市亦达 4 级^[8],故采用其于场地附近 3 个测站加速度记录 KAUEW,KAUNS 与 KAUPNS 作为制作人造地震时程的原始参考时程,而本工程所在的设计地震与最大考虑地震的设计地表尖峰加速度值 (peak ground acceleration,PGA) 分别为 0.29g 与 0.32g,依此二值调整后作为地震输入时程,以下为其抗震性能评价结果。在此亦将前述所用的高雄 3 笔地震时程记录资料 KAUEW,KAUNS 及 KAUPNS,并以《建筑抗震设计规范》^[9]罕遇地震及多遇地震反应谱为准,制作人造地震以拟合其设计需求。

2.2 基于性能的耗能减震加固设计

基于性能的耗能减震加固设计应包括耗能减震加固结构的性能目标、待加固结构抗震性能评价、耗能减震加固结构的减震概念设计、附加耗能器的设计、耗能减震加固结构分析与设计、耗能减震加固结构性能的抗震安全性评价、耗能减震加固结构性能的综合评价等几个方面。由于本工程为高级豪宅规划,因此在最大考虑地震及罕遇地震下,性能目标最大层间位移角须符合生命安全 (life safety) 等级的严格范围,亦即最大层间位移角必须小于 1.5%。在多

遇地震下,主要构件均在弹性或在规范规定值 $\pm 0.33\%$ 严格范围,即最大层间位移角必须小于 0.25%。

3 加固耗能构件性能评估与验证

本改建工程亦进行非线性时程动力分析,以求取最大考虑地震 (MCE 级) 作用下 (PGA 值为 0.405g) 所得的地震反应需求为例,分析结果显示,如图 13a,13b 与图 14a,14b 所示,最大楼层剪力约 58 880 kN,最大楼层侧位移角约 0.015 rad,符合上述所订最大层间位移角必须小于 0.015 rad 的要求;BRB 及梁柱节点构件在输入 EQ3 人造地震记录时都在 8 楼产生构件最大地震反应需求,图 14c 显示改建后此 BRB 构件最大核心消能段轴向应变约为 0.008,而试验所得该构件可承受的最大轴向核心应变达 0.022 rad,故此构件的容许变形可满足其最大变形需求;图 14d 显示改建后此梁柱节点的最大梁端转角需求约为 0.010 rad,而试验所得该构件可承受的最大主梁端转角达 0.040 rad,故此一侧板梁柱节点的扭转容许值亦可满足其最大转角需求。

以 Vamvatsikos 与 Cornell^[10]所提出的增量式动力分析法 (incremental dynamic analysis,IDA) 以求取本结构的容量曲线,分析结果显示,约在屋顶位移除以总楼高 (roof drift) 达 0.025 rad 时开始屈服,而其极限基底剪力约为 94 176 kN (0.21W,W 为结构重力),其约为设计地震力的 6 倍,且在最大考虑地震等级下,其最大基底剪力约为 59 000 kN,显示此结构的韧性尚未用尽,故其韧性容量应属足够。

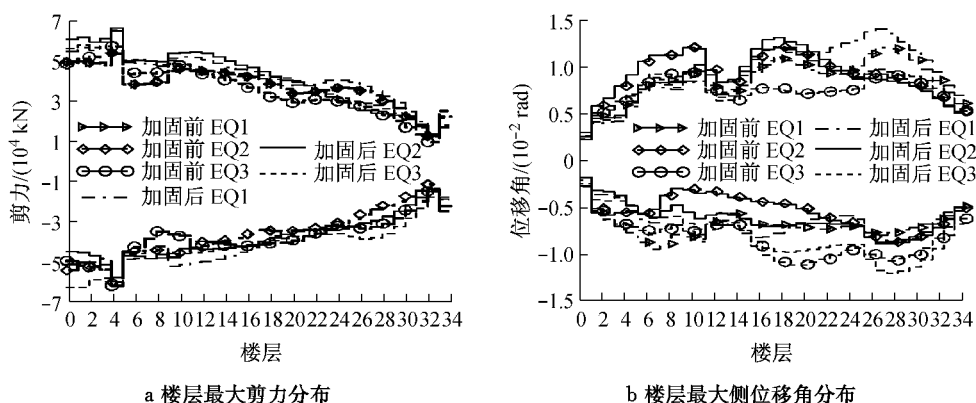


图 13 非线性时程动力分析所得结构长向受震反应 (文献[6],MCE 级,PGA 为 0.32g)

Fig. 13 Comparison of longitudinal peak seismic responses between the original and redesigned structures induced by synthetic ground motion records (Ref. [6], MCE-level, PGA = 0.32g)

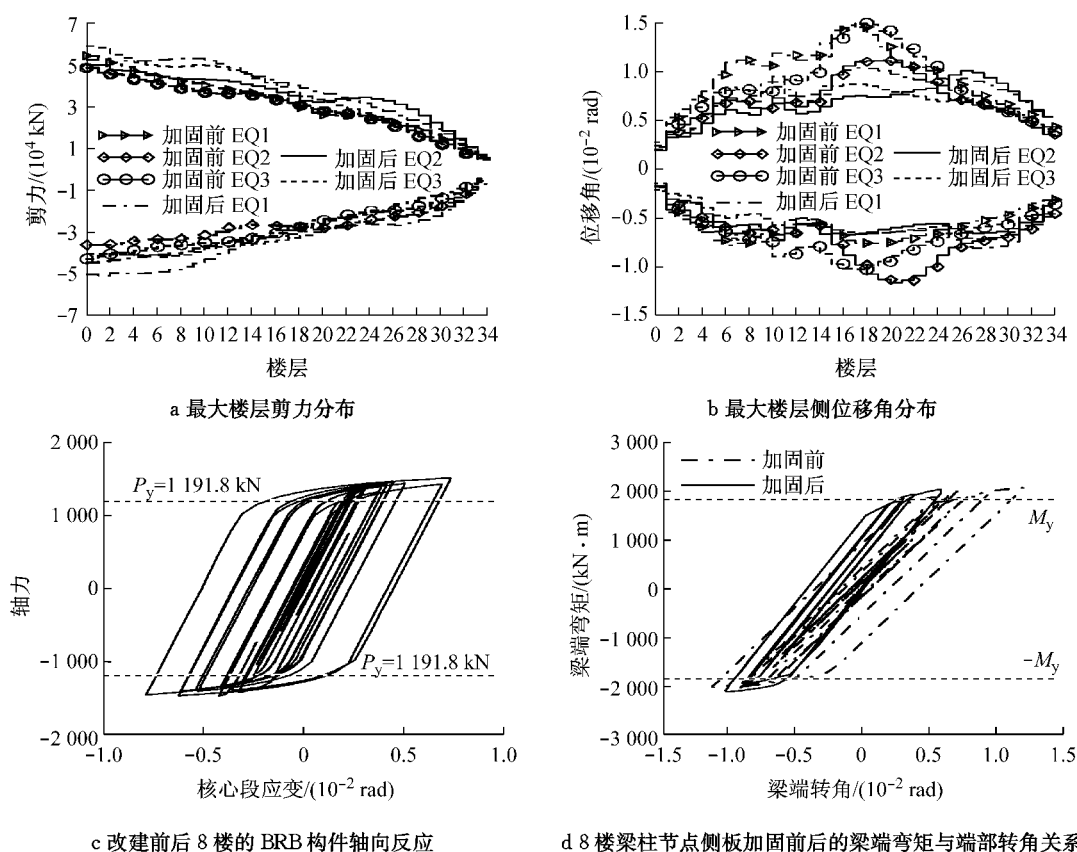


图 14 罕遇地震作用下非线性时程动力分析所得结构长向受震反应(文献[9], MCE 级, PGA 为 0.405g)

Fig.14 Comparison of longitudinal peak seismic responses between the original and redesigned structures induced by synthetic ground motion records (Ref.[9], MCE-level, PGA=0.405g)

4 结论与建议

(1)针对既有梁柱节点进行侧板加固前后提出弯矩能耐修正方法以简化模型,可不考虑梁柱节点刚域效应,且经与现地截切而得的实体梁柱节点的往复试验结果加以比较,证明本文所提的简化方法皆可模拟此类构件的滞回耗能行为。

(2)介绍加固前后梁柱节点、偏心斜撑剪力连杆梁以及含屈曲约束斜撑构件的简化模拟方法及其验证比较结果,为建立复杂高层建筑结构分析模型时提供参考。

(3)非线性动力分析结果显示:在 2 500 年回归期地震作用下,梁端最大弯矩塑性铰约达 0.010 rad、BRB 最大核心段应变达 0.012 5 rad、偏心斜撑的连杆梁最大剪力塑性铰为 0.065 rad,其未超过 AISC 抗震规范^[11]所订对应防止崩塌(collapse-prevention)等级的构件性能上限值或试验所得变形能力。

(4)本改建工程以改建前所依据的 1989 年版

《建筑技术规则》^[2]所订有关地震力的规定进行抗震设计,其设计地震力为 0.031W,而台湾现行规范^[6](2005 年版)所订的 475 年地震危害等级下所对应的工址水平设计总横力系数为最高(0.039W),相较于本工程所依据 1989 年抗震规范的地震力约提升 25%,为验证其性能表现是否符合要求,本工程以对应于现行规范设计地震力的更严格要求来进行结构非线性静力、动力分析以检核其抗震性能,结果显示其主要抗震构件如偏心斜撑系统与 BRB 构件性能表现皆可满足规范容许值。

参考文献:

- [1] 汪永宇. 高雄市 34F/B5 集合住宅新建工程第一次审查报告[R]. 台北: 长青结构土木技师事务所, 2007.
WANG Yungyu. Preliminary peer review report of a redesigned 34-story steel building in Kaohsiung[R]. Taipei: Spring Tech Structural and Civil Professional Engineering Business Office, 2007.
- [2] 台湾内政部. 建筑技术规则[S]. 台北: 营建杂志社, 1989.
Taiwan "Ministry of the Interior". Architectural technical regulation[S]. Taipei: ABRI, 1989.

(下转第 1469 页)