

型钢混凝土 T 形截面剪力墙 基于性能的变形限值研究

彭修宁¹, 邓敬旻¹, 林焯铭¹, 林有超^{1,2}

(1. 广西大学 土木建筑工程学院, 广西 南宁 530000; 2. 广西建工第五建筑工程集团有限公司, 广西 南宁 530000)

摘要:为更好地评估 T 形截面型钢混凝土 (steel reinforced concrete, SRC) 剪力墙变形性能, 采用 ABAQUS 有限元软件对按照规范设计的 324 个 T 形截面 SRC 剪力墙构件的破坏形态和变形性能进行研究, 根据收集的试验数据分析构件的破坏形态, 提出 T 形截面 SRC 剪力墙的破坏形态划分准则; 以构件的各材料应变极限值为准则来判别构件的性能状态, 考虑轴压比、剪跨比、弯剪比、腹板暗柱配钢率、暗柱纵筋配筋率及箍筋暗柱特征值对构件变形性能的影响。对不同性能状态变形限值和参数进行线性回归分析, 得到不同破坏类型下各性能状态位移角限值计算式; 按规范 ASCE 41 修正各性能状态变形限值的失效概率, 得到具有 15%、20%、35% 失效概率保证的各性能状态变形限值取值表。研究表明: 剪跨比、轴压比对构件各性能状态位移角限值影响较大, 暗柱腹板配钢率、纵筋配筋率及箍筋特征值对构件位移角限值影响相对较小, 但能提高其延性。按规范 ASCE 41 修正后的位移角限值取值较为合理且有一定的安全储备。为 T 形截面 SRC 剪力墙基于性能的抗震设计与性能评估提供参考。

关键词:有限元分析; T 形截面 SRC 剪力墙; 变形性能; 破坏形态; 位移角限值

中图分类号: TU398.9; TU311.41

文献标识码: A

Study on deformation limit index of steel reinforced concrete T-shaped shear wall based on performance

PENG Xiuning¹, DENG Jingmin¹, LIN Zhuoming¹, LIN Youchao^{1,2}

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University, Nanning 530000, China;

2. Guangxi Construction Fifth Construction Engineering Co., Ltd., Nanning 530000, China)

Abstract: In order to better evaluate the T-shaped steel reinforced concrete (SRC) shear walls with the widespread application of steel reinforced concrete members deformation behavior, ABAQUS was used to study the failure morphology and deformation behavior of 324 T-shaped SRC shear wall designed according to specification. Based on the collected test data, the failure mode of the members is analyzed, and the failure mode division criteria of T-shaped SRC shear wall is proposed. Based on the strain limit value of each material of the member, the component performance is judged, and the influence of axial compression ratio, shear span ratio, flexure shear ratio, steel ratio of the concealed column of the web, longitudinal reinforcement ratio of the concealed column and the characteristic value of the stirrup concealed column on the component deformation performance is considered. Through linear regression analysis of deformation limits and parameters in different performance states, the calculation formula of displacement angle limits in different performance states under different failure types is obtained. The failure probability of each performance state deformation limit is corrected according to ASCE 41, and the value table of each performance state deformation limit with 15%, 20% and 35% failure probability guarantee is

收稿日期: 2023-06-27; 修回日期: 2023-10-08

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51668007)

作者简介: 彭修宁 (1973—), 男, 教授, 博士, 主要从事钢结构的抗震及脆断性能研究。E-mail: xiuningpeng@163.com

通讯作者: 林有超 (1982—), 男, 高级工程师, 硕士, 主要从事结构工程的设计和研究。E-mail: 641318071@qq.com

obtained. The research shows that the shear span ratio and axial compression ratio have greater impact on component displacement angle limit of each performance state, while the steel ratio of the concealed column web, the longitudinal reinforcement ratio and the characteristic value of the stirrup have relatively small impact on the displacement angle limit of the member, but can improve its ductility. The limit value of displacement angle corrected according to ASCE 41 is reasonable and has certain safety reserves. It provides reference for performance-based seismic design and performance evaluation of T-shaped SRC shear wall.

Key words: finite element analysis; T-shaped SRC shear wall; deformation performance; failure mode; displacement angle limit

0 引言

随着我国城镇化的推进,城市用地紧张,超高层和高层建筑的数量也在逐年增长,建筑对构件抗震要求也越高,剪力墙(抗侧力构件)由于其抗震性能好、承载力高等特点,被广泛应用于超高层和高层建筑。但由于混凝土构件的自重相对较大,传统的钢筋混凝土剪力墙需要截面尺寸足够大才能够确保结构的安全和稳定,这会浪费许多使用空间。因此许多学者提出了外包钢板、内嵌型钢或钢板的剪力墙构件,以此来改变剪力墙的承载能力及抗震性能。外包钢板的四边连接钢板剪力墙容易发生面外屈曲,对框架柱的要求较高^[1-2];改用两边连接钢板剪力墙可使其侧边受到约束,部分屈曲得到限制,可避免四边连接平钢板剪力墙的缺点^[3-4];双钢板组合剪力墙可以有效减小结构层间位移,降低剪力墙塑性耗能,对结构抗震更有利^[5-6];内置型钢或钢板的混凝土剪力墙由于其连接构造简单,施工技术成熟而拥有更广泛的应用前景^[7-8]。

目前型钢混凝土(steel reinforced concrete, SRC)剪力墙构件在工程应用中较为广泛,参考国外基于构件变形性能的设计方法及较为成熟的构件性能量化方法^[9-11],国内在“一字形”型钢混凝土剪力墙基于性能的变形限值研究已有学者作出了成果^[12-14],而对 T 形截面 SRC 剪力墙基于性能的变形限值仍需进一步研究。T 形截面 SRC 剪力墙构件具有增强平面外的刚度、提高延性和承载力等优点,对其基于性能的变形限值研究可为实际工程抗震性能设计提供参考,可推广 T 形截面 SRC 剪力墙在超高层和高层建筑中的应用。

1 有限元模型可行性分析及试件设计

1.1 基于 ABAQUS 试验验证

型钢混凝土 T 形截面剪力墙基于性能的变形限值研究需要构建大量的试件以进行统计和回归分析,使用有限元软件建模可获得大量样本数据以减少试验成本,对研究试件变形、损伤等具备明显优势。为验证 T 形 SRC 剪力墙有限元数值模拟结果的可靠性,从文献[15-16]中收集 3 个 T 形 SRC 剪力墙试件,并采用 ABAQUS 建模。其中,混凝土和钢材的本构模型分别采用损伤塑性和二折线模型,混凝土单元类型选择 8 节点 6 面体缩减积分单元 C3D8R,型钢选用 4 节点减缩积分 S4R 壳单元,钢筋选用三维桁架单元 T3D2,型钢与混凝土连接采用内嵌形式,试件参数见表 1。

表 1 试件参数及骨架曲线峰值荷载-极限位移模拟结果与试验结果对比

Table 1 Specimen parameters and the comparison between the finite element results and the test results of peak load and ultimate displacement of skeleton curves

文献	编号	λ	n_t	$f_{c,k}$ /MPa	试件截面尺寸 $H \times B \times h_f \times t_w \times h/m$	破坏 形态	试验值				有限元				$P_{max,t}/P_{max,a}$		$\Delta_{u,t}/\Delta_{u,a}$	
							$P_{max,t}/kN$		$\Delta_{u,t}/mm$		$P_{max,a}/kN$		$\Delta_{u,a}/mm$					
							正向	负向	正向	负向	正向	负向	正向	负向	正向	负向	正向	负向
[15]	SRC-T5	3.09	0.431	36.9	0.5×0.5×0.1×0.1×1.4	弯曲	256.60	253.80	38.70	38.00	235.04	226.80	40.00	40.00	1.09	1.12	0.97	0.95
	SRC-T6	2.56	0.417	36.9	0.6×0.6×0.1×0.1×1.6	剪切	302.70	289.30	33.40	32.00	275.20	294.50	33.25	36.00	1.10	0.98	1.00	0.89
[16]	TW2	1.67	0.150	36.5	0.6×0.6×0.1×0.1×1.0	弯剪	560.05	530.11	16.86	17.08	536.84	578.78	18.88	20.50	1.04	0.92	0.89	0.83

注: $P_{max,t}$ 、 $P_{max,a}$ 分别为试件峰值荷载试验值和有限元模拟值; $\Delta_{u,t}$ 、 $\Delta_{u,a}$ 分别为试件的极限位移试验值和有限元模拟值。

在构件抗震性能研究中,加载方式通常采用低周往复加载模式或单调加载模式。前者能够较真实地反映构件的累计损伤,后者无法考虑另一加载方向的累计损伤。根据文献[17]可知,模型单调加载与往复加载所得的骨架曲线在峰值承载力处误差一般不超过10%,由于文中模型尺寸相对较大且数量较多,考虑到精度及时间成本,文章选用正、负向的单调加载模式,并按位移控制进行加载。其中,正向加载为腹板受拉和翼缘受压、负向加载为腹板受压和翼缘受拉。单调加载所得3个试件骨架曲线的有限元模拟结果与试验结果对比如图1所示。

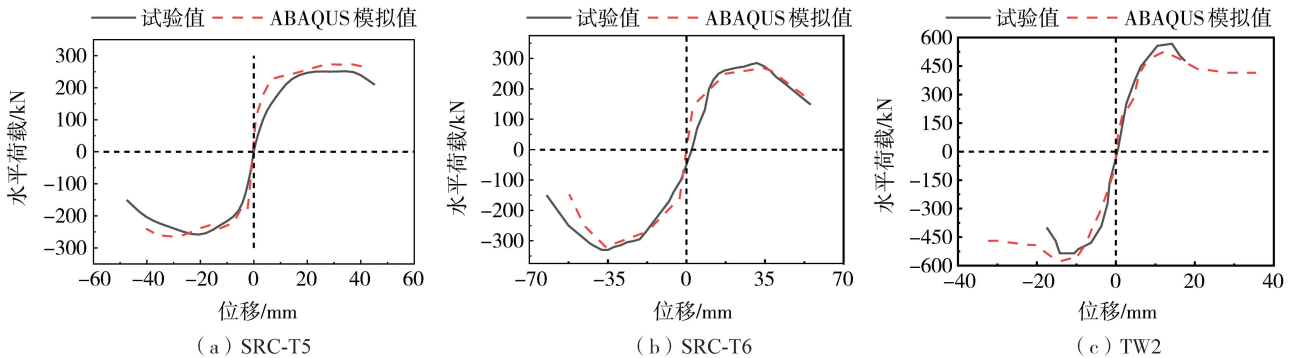


图1 试件荷载-位移曲线对比

Fig.1 Comparison of load-displacement curves of specimens

由图1可知,试件骨架曲线的有限元模拟结果与试验结果吻合较好。现将有限元模拟结果与试验结果的峰值荷载及极限位移进行对比:对于弯曲主控型构件,取0.85倍峰值荷载对应的位移作为该类构件的极限位移;对于剪切主控型构件,根据文献[18]的结论,混凝土剪应变达到0.015时,构件基本达到极限承载力和极限位移,故取剪应变达到0.015时对应的位移作为该类构件的极限位移。将所得各试件峰值荷载、极限位移的模拟结果与试验结果对比列入表1。由表1可知,试件峰值荷载、极限位移的试验结果与有限元结果误差基本在15%以内,说明有限元软件能较好地模拟T形截面SRC剪力墙的破坏形态和损伤状态。

1.2 模型设计截面尺寸及参数选择

为了研究型钢混凝土T形截面剪力墙基于性能的变形限值取值,本文根据GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[19]、JGJ 138—2016《组合结构设计规范》^[20]设计了32个型钢混凝土T形剪力墙试件。其中,T形截面腹板高度、翼缘宽度均为1500mm;翼缘和腹板厚度为250mm;翼缘两端和中部、腹板端部设置构造暗柱;型钢采用Q345级H形截面钢;混凝土等级为C40;钢筋采用HRP400。试件截面及有限元模型边界条件设定如图2所示。

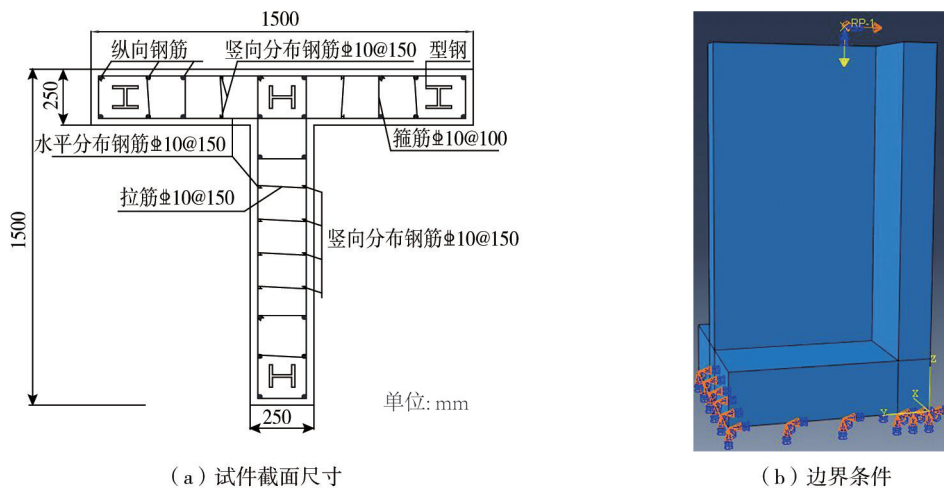


图2 试件截面尺寸和模型边界条件

Fig.2 Section dimensions of specimens and model boundary conditions

控制参数选择剪跨比、轴压比、弯剪比、腹板暗柱配钢率、暗柱纵筋配筋率及箍筋特征值。其中各参数设计如下:剪跨比 λ 为1.5、2.0、2.5;轴压比设计值 n_d 为0.10、0.25、0.45、0.55;轴压力水平设计值按式(1)计算:

$$n_d = \frac{N_d}{f_{cd}A_c + f_{ad}A_a} \quad (1)$$

式中: n_d 为试件轴压比设计值; f_{cd} 为混凝土抗压强度设计值; f_{ad} 为型钢屈服强度设计值; A_c 为混凝土截面积; A_a 为型钢全截面面积。型钢截面尺寸分别为 100 mm×100 mm×12 mm×12 mm、125 mm×125 mm×13 mm×13 mm、150 mm×150 mm×15 mm×15 mm;腹板无翼缘端部配钢率为 4.01%、5.50%、7.60%;暗柱纵向钢筋配筋率为 1.33%、2.08%、3.25%;暗柱箍筋特征值按式(2)计算:

$$\lambda_v = \frac{\rho_v \times f_{sv}}{f_c} \quad (2)$$

式中: ρ_v 为暗柱体积配箍率; f_{sv} 为暗柱箍筋抗拉强度设计值; f_c 混凝土抗压强度设计值。选用箍筋强度等级为 HRP400,直径为 8、10、12 mm,对应的箍筋特征值为 0.12、0.20、0.27。

2 T形截面 SRC 剪力墙破坏形态分析

2.1 破坏形态判别标准及影响因素分析

T形截面 SRC 剪力墙的变形限值研究与其破坏形态密切相关,包括剪切破坏、弯剪破坏及弯曲破坏 3 种。与试验中判断构件破坏形态的方式不同,有限元分析不能直观地看出试件各材料的破坏现象,为了方便后续判断 T 形截面 SRC 剪力墙试件可能发生的破坏形态,需依据有限元参数事先定义 T 形截面剪力墙破坏形态的有限元结果判别标准,参数包括各材料应变分量、屈服分布及损伤情况等。其中, TW2 试件试验结果与有限元结果对比如图 3 所示。由图可知, PEEQ 为材料塑性应变累积结果,称为等效塑性应变。PEEQ 数值大于 0 代表该材料在积分点处发生屈服; AC YIELD 表示积分点处的屈服指标, 0 表示积分点处未屈服、1 表示积分点处已屈服。由图 3(a)~(c)可知, TW2 试件有限元结果中混凝土等效塑性应变集中在构件翼缘脚部,这与实际试验中混凝土压溃区的位置基本一致;且有限元结果中混凝土屈服分布与试验现象基本一致,且与竖直方向成 45°角,说明上述有限元参数可用于判别 T 形截面 SRC 剪力墙的破坏形态。

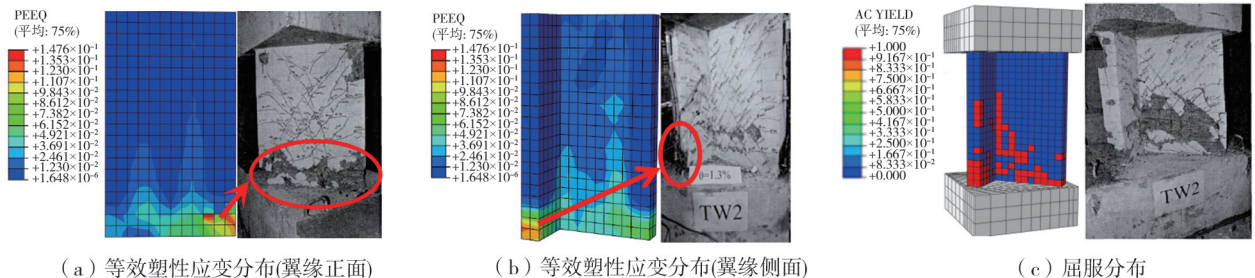


图 3 TW2 试件试验结果与有限元结果对比

Fig. 3 Comparison of TW2 test results and finite element results

为了得到 T 形截面剪力墙破坏形态的有限元结果判别标准,根据弯剪比、剪跨比和轴压比另外设计了 68 个有限元试件(按正负加载方向划分共有 136 个模型),按上述有限元参数(各材料应变分量、屈服分布及损伤情况)来分析其破坏形态。结果发现,当负向加载(腹板受压)时,试件仅发生剪切和弯剪破坏;当正向加载(腹板受拉)时,试件会发生剪切、弯剪及弯曲破坏;且当试件达到极限状态时,试件无翼缘端腹板底部的有效剪切应变(LE23)绝对值的最大值在一定程度上可反映试件的剪切变形程度;LE23+表示正向加载试件达到极限状态时对应的有效剪切应变绝对值为 Y , LE23-表示负向加载试件达到极限状态时对应的有效剪切应变绝对值为 X ;LE23 的绝对值越大,试件越容易发生剪切破坏;LE23 的绝对值越小,试件越容易发生弯曲或弯剪破坏(弯曲变形主控),结果如图 4 所示。

由图 4 可知,负向加载下,构件有效剪切应变绝对值小于 0.010 时,大部分构件发生弯剪破坏(弯曲变形主控), X 大于 0.015 时,大部分构件发生剪切破坏。 X 介于 0.010 与 0.015 之间时,构件以发生弯剪破坏(剪切变形主控)居多;正向加载下,构件有效剪应变绝对值 Y 小于 0.03 时,大部分构件发生弯曲破坏。 Y 大于 0.08 时,绝大部分试件发生剪切破坏。 Y 介于 0.06 与 0.08 之间时,大部分构件发生弯剪破坏(剪切变形主控)。 Y 介于 0.03 与 0.06 之间时,大部分构件发生弯剪破坏(弯曲变形主控)。根据上述分析结果,得到构件的最终破坏形态判别标准,如表 2 所示。

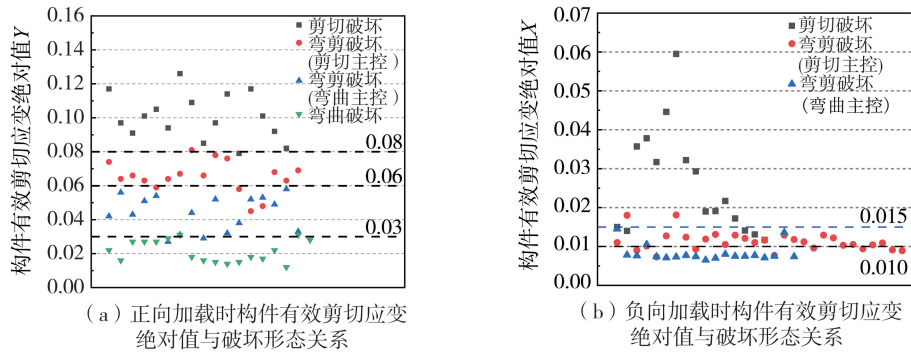


图 4 正负向加载构件 LE23 与破坏形态的关系

Fig. 4 Relationship between LE23 and failure modes of positive and negative loading components

表 2 构件最终破坏形态判别标准

Table 2 Criterion of ultimate failure mode of components

负向破坏形态	负向加载构件有效剪切应变绝对值 X	正向破坏形态	正向加载构件有效剪切应变绝对值 Y	最终破坏形态
弯剪破坏 (弯曲变形主控)	$X < 0.010$	剪切破坏	$Y \geq 0.08$	剪切破坏
		弯剪破坏(剪切变形主控)	$0.06 \leq Y < 0.08$	弯剪破坏
		弯剪破坏(弯曲变形主控)	$0.03 \leq Y < 0.06$	弯曲破坏
弯剪破坏 (剪切变形主控)	$0.010 \leq X < 0.015$	弯曲破坏	$Y < 0.03$	弯曲破坏
		剪切破坏	$Y \geq 0.08$	剪切破坏
		弯剪破坏(剪切变形主控)	$0.06 \leq Y < 0.08$	剪切破坏
剪切破坏	$X \geq 0.015$	弯剪破坏(弯曲变形主控)	$0.03 \leq Y < 0.06$	弯剪破坏
		弯曲破坏	$Y < 0.03$	弯曲破坏
		剪切破坏	$Y \geq 0.08$	剪切破坏
		弯剪破坏(剪切变形主控)	$0.06 \leq Y < 0.08$	剪切破坏
		弯剪破坏(弯曲变形主控)	$0.03 \leq Y < 0.06$	弯剪破坏
		弯曲破坏	$Y < 0.03$	弯剪破坏

2.2 T 形 SRC 剪力墙破坏形态划分准则

根据表 2 构件最终破坏形态判别标准对 1.2 节设计的 324 个型钢混凝土 T 形截面剪力墙试件进行破坏形态的划分,并形成基于弯剪比、剪跨比和轴压比的试件破坏形态划分准则。对 324 个 T 形截面 SRC 剪力墙试件的有限元结果进行分析发现,共有 85 个试件发生弯曲破坏,128 个试件发生弯剪破坏,110 个试件发生剪切破坏。轴压比、剪跨比、弯剪比与构件破坏形态、破坏形态数目的关系如图 5、图 6 所示。

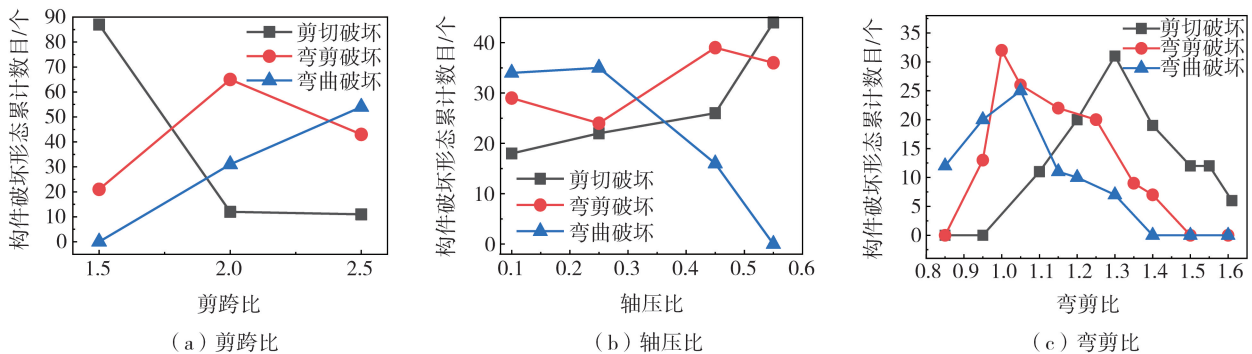


图 5 各设计参数与构件破坏形态数目关系

Fig. 5 Relationship between design parameters and number of failure modes of components

由图 5(a)可知,随剪跨比 λ 增大,试件破坏形态逐渐由剪切主控型转为弯曲主控型。当 $\lambda = 1.5$ 时,试件主要发生剪切破坏;当 $\lambda = 2.5$ 时,试件主要发生弯曲破坏,原因是随剪跨比增大,构件承载能力退化放缓,破坏逐渐转为弯曲主控型;由图 5(b)可知,随轴压比增大,发生弯曲破坏的试件减少,发生剪切、弯剪破坏的试件增多,原因是随轴压比增大,构件刚度退化较快、延性下降,破坏逐渐转为剪切主控型;由图 5(c)可知,随弯剪比增大,弯曲破坏主控型试件的占比逐渐减少。弯剪比小于 0.95 时,试件主要发生弯曲破坏;弯剪比大于 1.4 时,试件主要发生剪切破坏;弯剪比介于 1.0~1.1 时,试件主要发生弯剪破坏。

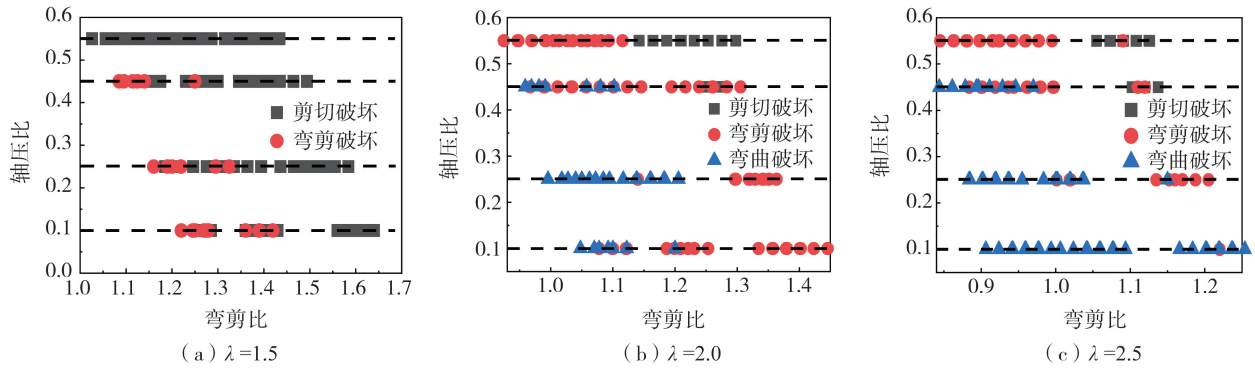


图6 构件破坏形态累积数目和轴压比、弯剪比与破坏形态关系

Fig.6 Relationship between cumulative number of failure modes of components, axial compression ratio, bending-shear ratio and failure modes

由图6(a)可知,当 $\lambda = 1.5$ 时,随着弯剪比、轴压比增大,发生剪切破坏的试件占比逐渐增多,原因是极限位移角逐渐减小,且混凝土和抗剪钢筋的承载力有限,试件所受剪切变形增大;由图6(b)可知,当 $\lambda = 2.0$ 时,随弯剪比增大,发生弯曲破坏的试件占比逐渐减少,而发生弯剪破坏、剪切破坏的试件占比相应增多;由图6(c)可知,当 $\lambda = 2.5$ 时,随弯剪比和轴压比增大,发生弯曲破坏的试件逐渐减少,发生弯剪破坏的试件增多。根据图5、图6分析结果划分T形截面SRC剪力墙破坏形态,结果如表3所示。

由于在划分构件破坏形态时,弯剪破坏与弯曲破坏、剪切破坏与弯剪破坏之间难以通过现象等因素进行明确划分,偏于安全考虑,将部分发生弯剪破坏的试件划分为剪切破坏、部分发生弯曲破坏的试件划分为弯剪破坏,同时尽可能保证划分区间内对应的破坏形态占比较高。为保证判别的可靠性,取剪跨比区间为 $\lambda \leq 1.5$ 、 $1.5 < \lambda \leq 2.0$ 、 $2.0 < \lambda \leq 2.5$;取轴压比区间为 $n \leq 0.10$ 、 $0.10 < n \leq 0.25$ 、 $0.25 < n \leq 0.45$ 、 $n > 0.45$,得到修正后的T形SRC剪力墙破坏形态划分准则如表3所示。

表3 修正前后T形截面SRC剪力墙破坏形态划分准则

Table 3 Discriminant criterion of failure mode of T-shaped SRC shear wall before and after modification

修正前 SRC 剪力墙破坏形态划分准则				修正后 SRC 剪力墙破坏形态划分准则				
剪跨比(λ)	轴压比(n)	弯剪比(m)	破坏形态	剪跨比(λ)	轴压比(n)	弯剪比(m)	破坏形态	
$\lambda = 1.5$	$n < 0.10$	$m > 1.26$	剪切破坏	$\lambda \leq 1.5$	$n \leq 0.10$	$m < 1.25$	弯剪破坏	
		$m < 1.26$	弯剪破坏			$m \geq 1.25$	剪切破坏	
	$0.10 < n < 0.25$	$m > 1.20$	剪切破坏			$0.10 < n \leq 0.25$	$m < 1.20$	弯剪破坏
		$m < 1.20$	弯剪破坏			$m \geq 1.20$	剪切破坏	
	$0.25 < n < 0.45$	$m > 1.15$	剪切破坏			$0.25 < n \leq 0.45$	$m < 1.15$	弯剪破坏
$m < 1.15$		弯剪破坏	$m \geq 1.15$	剪切破坏				
$\lambda = 2.0$	$n < 0.10$	$m < 1.10$	弯曲破坏	$1.5 < \lambda \leq 2.0$	$n \leq 0.10$	$m < 1.10$	弯曲破坏	
		$m > 1.10$	弯剪破坏			$m \geq 1.10$	弯剪破坏	
	$0.10 < n < 0.25$	$m < 1.16$	弯曲破坏			$0.10 < n \leq 0.25$	$m < 1.15$	弯曲破坏
		$m > 1.16$	弯剪破坏			$m \geq 1.15$	弯剪破坏	
	$0.25 < n < 0.45$	$m < 0.98$	弯曲破坏			$0.25 < n \leq 0.45$	$m < 0.98$	弯曲破坏
$0.98 < m < 1.26$		弯剪破坏	$0.98 \leq m < 1.25$	$m \geq 1.25$	弯剪破坏			
$\lambda = 2.5$	$n < 0.10$	$m < 1.21$	弯曲破坏	$2.0 < \lambda \leq 2.5$	$n \leq 0.10$	$m < 1.06$	弯曲破坏	
		$m > 1.21$	弯剪破坏			$m \geq 1.06$	弯剪破坏	
	$0.10 < n < 0.25$	$m < 1.02$	弯曲破坏			$0.10 < n \leq 0.25$	$m < 1.00$	弯曲破坏
		$m > 1.02$	弯剪破坏			$m \geq 1.00$	弯剪破坏	
	$0.25 < n < 0.45$	$m < 0.92$	弯曲破坏			$0.25 < n \leq 0.45$	$m < 0.92$	弯曲破坏
$0.92 < m < 1.12$		弯剪破坏	$0.92 \leq m < 1.12$	$m \geq 1.12$	弯剪破坏			
$n > 0.45$	$m > 1.09$	剪切破坏	$n > 0.45$	$m < 1.09$	弯剪破坏			
	$m < 1.09$	弯剪破坏		$m \geq 1.09$	剪切破坏			

注: λ 为剪跨比, n 为轴压比设计值, m 为弯剪比。

为验证修正后的SRC剪力墙破坏形态划分准则的合理性,根据表3修正后的SRC剪力墙破坏形态划分准则,对经过表2有限元结果参数判断后的85个发生弯曲破坏的试件、128个发生弯剪破坏的试件和110个发生剪切破坏试件重新进行破坏形态划分,得到T形截面SRC剪力墙破坏形态划分准则准确率如表4所示。由表4可知,采用修正后的SRC剪力墙破坏形态划分准则进行判断,共有74个试件发生弯曲破坏、116个试件发生弯剪破坏、104个试件发生剪切破坏,3种破坏形态的判断正确数目分别为原构件总数的87.1%、90.6%、94.5%,构件破坏形态判断准确率均大于85%,满足实际工程需要。

表4 T形截面SRC剪力墙破坏形态判别准则准确率

Table 4 Discriminant criterion accuracy of T-shaped SRC shear wall failure mode			
破坏形态	判断正确数目/个	构件总数/个	准确率/%
弯曲破坏	74	85	87.1
弯剪破坏	116	128	90.6
剪切破坏	104	110	94.5

3 T形截面SRC剪力墙变形限值研究

3.1 构件各性能水平划分及性能量化指标

根据GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[19]和JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》^[21]关于构件抗震性能和变形限值的划分标准,将构件划分为基本完好、轻微损坏、轻中等破坏、中等破坏、比较严重破坏、严重破坏和失效共7个性能状态及6个限值点,构件性能水平划分如图7所示。

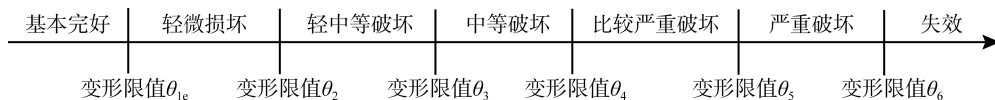


图7 T形截面SRC剪力墙性能状态和变形限值划分

Fig. 7 Performance state and deformation limit division diagram of T-shaped SRC shear wall

PRIESTLEY等^[22]考虑了材料微观变形现象及其应变对构件性能状态和变形限值的影响,并通过大量试验的应变数据分析各参数对构件的承载力、塑性区转角和位移角等影响,确定了构件的性能状态和变形限值。因此本文选用构件材料应变和承载力作为构件损伤的判别基础,以塑性位移角作为构件变形的量化指标,研究构件在不同性能状态下的位移角限值。

1) 基本完好性能状态

在GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[19]中规定该性能状态下的构件处于弹性阶段,变形限值为弹性位移角。PRIESTLEY等^[22]指出该性能状态下构件混凝土压应变已到达0.002,且构件内部出现细微裂缝,但卸载后裂缝能够闭合。对于普通的HRB400钢筋和Q345型钢,其屈服应变约为0.002,因此该性能点钢筋和型钢的变形限值取其拉应变为0.002;对于剪切变形主控的试件,其微观表现为水平钢筋、箍筋及型钢受剪切作用而发生屈服,由于型钢剪切应变与受拉屈服应变相等,故该性能点箍筋和水平钢筋的变形限值取其屈服应变为0.002,型钢的变形限值也取其剪应变为0.002。

2) 轻微损坏状态

在GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[19]中规定该性能状态下构件经修理后均可继续使用;而PRIESTLEY等^[22]认为正常使用极限状态的构件表现现象为表面有部分损伤,不影响承载力也不需要修复,该性能点的混凝土压应变为0.004,钢筋拉压应变为0.015;因此该性能点的混凝土变形限值取其压应变为0.004,纵向钢筋变形限值取其拉应变为0.015。对于弯曲变形主控的构件,该状态下靠近混凝土边缘的型钢翼缘也有可能屈服,因此该性能点型钢变形限值取其拉应变为0.010。对于剪切变形主控的构件,虽然型钢有一定的剪切变形和延性,但为了控制其剪切损伤,需将其延性系数严格控制在1~2,因此该性能点型钢变形限值取其剪应变为0.005。

3) 轻中等破坏状态

该性能状态变形介于轻微损坏和中等破坏之间,其变形限值取2种状态变形限值的平均值。不对该性能状态下材料的应变限值进行控制。

4) 中等破坏状态

PRIESTLEY 等^[22]指出该状态下混凝土核心区压应变如式(3)所示:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_{vv}f_y\varepsilon_{sv,u}/f_{cc} \quad (3)$$

式中: ρ_{vv} 为核心区体积配箍率; f_y 为暗柱箍筋屈服强度; $\varepsilon_{sv,u}$ 为箍筋极限拉应变; f_{cc} 为核心区约束混凝土峰值应力。

该状态的混凝土变形限值取其压应变为 $\varepsilon_{cu} \leq 0.020$, 纵筋取其拉应变为 0.050; 考虑到腹板暗柱型钢受拉翼缘对构件受拉承载力的贡献, 型钢变形限值取拉应变为 0.060。对于发生弯剪破坏(剪切变形主控)、剪切破坏的构件, 型钢变形限值取剪应变为 0.015。此外, 还应严格控制混凝土有效剪切应变, 郝霖霏^[23]通过 ABAQUS 分析发生弯曲破坏和剪切破坏的 RC 剪力墙构件, 以混凝土受压损伤划分性能状态变形限值, 统计出构件发生中等破坏时对应的混凝土受压损伤为 0.8; 杨万^[24]通过 ABAQUS 分析发生弯剪破坏的 L 形 RC 剪力墙在中等破坏状态下, 混凝土受压损伤为 0.8 时所对应的混凝土剪应变为 0.020。对于弯剪破坏(剪切变形主控)构件, 在该性能状态下混凝土的变形限值取其剪应变为 0.020。

5) 比较严重破坏状态

在 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[19]中规定该性能状态下构件变形限值小于 0.9 倍塑性位移角和 0.1 倍极限承载力时, 需仔细排除倒塌风险并大修。该状态下表现现象为构件发生严重的塑性变形, 试件承载力下降到 0.85 倍峰值承载力; PRIESTLEY 等^[22]指出该状态下混凝土核心区保护层压应变不超过 $1.5\varepsilon_{cu}$, 同时考虑到型钢翼缘因受拉应变过大而屈服或受压过大发生屈曲, 因此将型钢和纵筋的拉应变限值设为 0.9 倍的极限拉应变, 且其应变小于等于 0.08。对于发生剪切破坏的构件, 型钢的剪应变控制在 0.025; 戚永乐^[18]通过大量有限元模型分析与试验结果比较发现发生剪切破坏的 RC 剪力墙达到极限状态时混凝土剪应力为 0.015。考虑型钢与混凝土的黏结能力和抗剪钢筋受剪屈服, 对于发生剪切破坏的构件, 该性能点变形限值取混凝土剪应变达 0.015。

6) 严重破坏状态

该性能状态下构件基本失去继续承载的能力, 受压区混凝土被压溃, 部分纵向钢筋、箍筋被拉断, 型钢可能受压屈曲或受拉屈服, 试件承载力下降到 $0.7P_{max}$ (峰值承载力)。此时混凝土已无控制变形限值的意义, 因此, 以其他材料的应变极限作为该状态下的变形限值, 纵向钢筋变形限值取其极限拉应变约为 0.120, 型钢变形限值取其极限拉应变约为 0.100, 为安全考虑, 该状态纵筋、型钢的变形限值取其极限拉压应变为 0.100。对于剪切破坏构件应严格控制其变形限值, 取型钢限值取其剪应变为 0.030。对于弯剪破坏构件混凝土变形限制取其剪应变为 0.025^[24]。

7) 失效状态

失效状态表示构件完全失去承载力能力, 构件最终破坏。综上所述, 得到基于材料应变的构件各性能状态变形限值划分准则如表 5 所示。

表 5 T 形截面 SRC 剪力墙性能状态变形限值划分准则

Table 5 Division criterion of performance state deformation limit of SRC shear wall with T-shapecl section

性能状态	混凝土压应变	型钢拉压应变	型钢剪应变	纵筋拉压应变	承载力
基本完好	0.002	0.002	0.002	0.002	—
轻微损坏	0.004	0.015	0.005	0.015	—
轻中等破坏	—	—	—	—	—
中等破坏	0.005	0.060	0.015	0.050	$0.95P_{max}$
比较严重破坏	$\leq 1.5\varepsilon_{cu}$	0.080	0.025	0.080	$0.85P_{max}$
严重破坏	—	0.100	0.030	0.100	$0.70P_{max}$

注: ε_{cu} 为混凝土极限压应变; P_{max} 为构件峰值承载力。

3.2 各参数对性能点位移角限值的影响

根据 3.1 节材料应变位移角限值的划分准则, 分析主要控制参数对构件各性能点位移角限值的影响。由于 T 形 SRC 剪力墙的截面不是双轴对称截面, 因此其滞回曲线及骨架是不对称的。且因为采用单调正负向加载的方式, 构件的变形限值将有 2 种取法。结合文献[24-26]对异形截面剪力墙变形限值的取法, 为便

于下文各设计参数与位移角限值的相关性分析及安全考虑,此处取 2 种变形限值中的较小值。图 8~图 12 中,基本完好状态的位移角限值对应 θ_{1e} ,其余性能状态的位移角($\theta_2 \sim \theta_6$)限值为总的弹塑性位移角减去基本完好状态位移角。图中 n 为轴压比、 λ 为剪跨比、 ρ_w 为腹板无翼缘端部配筋率、 ρ_s 为暗柱配筋率、 λ_v 为暗柱配箍特征值。

1) 剪跨比

选取剪跨比为 1.5、2.0、2.5;轴压比为 0.10、0.25、0.45、0.55;腹板暗柱配筋率 ρ_w 为 4.0%;暗柱箍筋特征值为 0.20;暗柱纵筋配筋率 ρ_s 为 1.33%的试件,分析该参数对构件各性能状态位移角限值的影响,结果如图 8 所示。由图可知,随剪跨比增大,构件各性能点位移角限值逐渐增大;当轴压比为 0.10 时,在剪跨比在 [2, 2.5] 区间内,位移角限值 $\theta_{1e} \sim \theta_5$ 增长不是很明显;当轴压比为 0.45、0.55 时,各位移角限值增长幅度较大,原因是高轴压比状态下,随着剪跨比增大构件抵抗变形的能力增加,延性增强,构件破坏形态逐渐转为弯曲主控型。

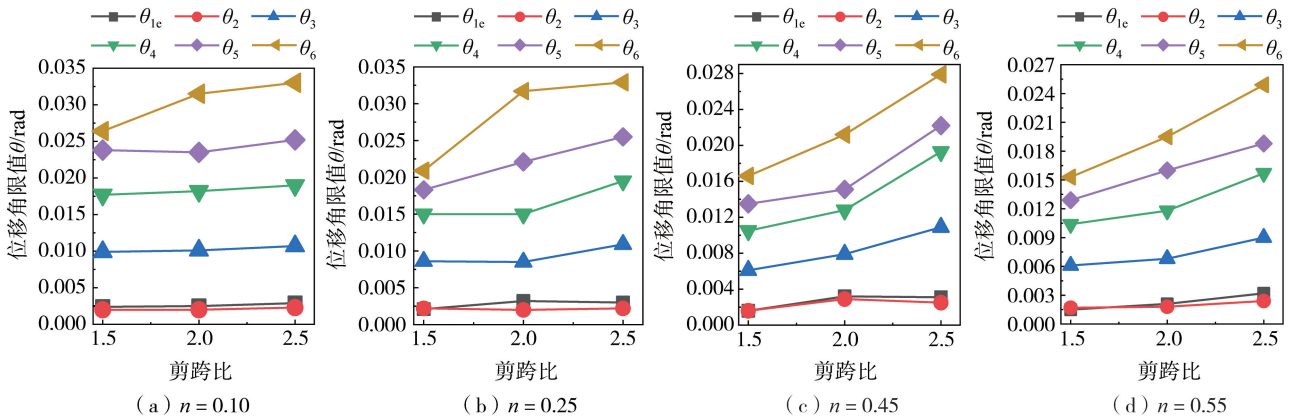


图 8 剪跨比变化对构件各性能状态位移角限值影响

Fig. 8 Influence of shear span ratio change on displacement angle limit value of members in each performance state

2) 轴压比

选取剪跨比为 1.5、2.0、2.5;轴压比为 0.10、0.25、0.45、0.55;腹板暗柱配筋率 ρ_w 为 4.0%;暗柱箍筋特征值为 0.20;暗柱纵筋配筋率 ρ_s 为 1.33%的试件,分析该参数对构件各性能状态位移角限值的影响,如图 9 所示。由图 9 可知,剪跨比不变时,随轴压比增大各状态下位移角限值逐渐减小,其中 θ_{1e} 、 θ_2 基本不变;当剪跨比为 2.0、2.5,轴压比为 0.10、0.25 时,位移角限值 θ_6 基本不变;轴压比从 0.25 增至 0.55 时,位移角限值 θ_6 下降幅度较大,原因是随着轴压比的增大,轴压力水平变大,构件将更快达到峰值荷载。

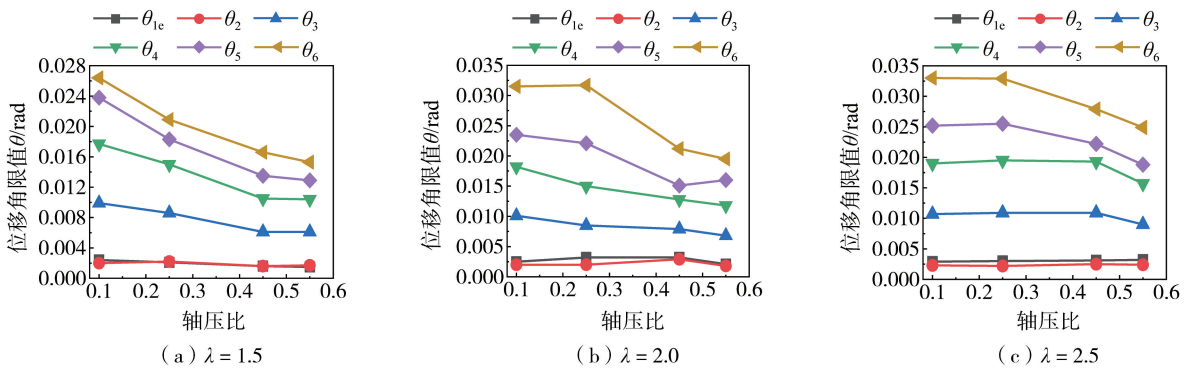


图 9 轴压比变化对构件各性能状态位移角限值影响

Fig. 9 Influence of axial compression ratio change on displacement angle limit value of members in each performance state

3) 腹板暗柱配筋率

选取剪跨比为 1.5、2.5;轴压比为 0.10、0.55;腹板暗柱配筋率 ρ_w 为 4.0%、5.5%、7.6%;暗柱箍筋特征值为 0.20;暗柱纵筋配筋率 ρ_s 为 1.33%的试件,分析该参数对构件各性能状态位移角限值的影响,如图 10 所示。由图 10 可知,对于剪跨比和轴压比均较小或均较大的构件如图 10(a)、(d),随腹板配筋率的增大,位移角限

值 $\theta_3 \sim \theta_6$ 均减小, 而 $\theta_{1e} \sim \theta_2$ 基本不变, 原因是腹板配钢率的增加使构件刚度增大, 但腹板水平钢筋、箍筋抗剪能力有限, 构件抵抗剪切变形的能力小于抵抗弯曲变形的能力, 构件破坏因此逐渐转向剪切主控型, 易发生剪切破坏和剪切变形主控的弯剪破坏; 对于高剪跨比和低轴压比的构件(图 10(c)), 随腹板配钢率增大, 位移角限值均有所提高, 但增长幅度不大; 对于低剪跨比和高轴压比的构件(图 10(b)), 随着腹板配钢率的增大, 位移角限值 $\theta_{1e}、\theta_2、\theta_6$ 均增大, 但增长幅度不大, 而位移角限值 $\theta_3 \sim \theta_5$ 均减小, 这是由于配钢率增大, 构件承载力上限增高, 承载力上升加快且下降放缓导致的。

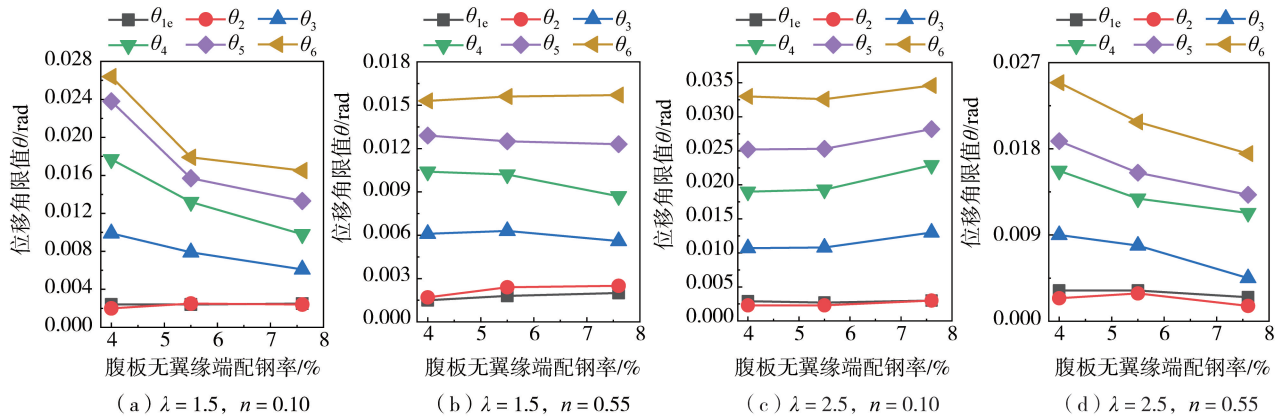


图 10 腹板无翼缘端配钢率变化对构件各性能状态位移角限值影响

Fig. 10 Influence of steel ratio change of web flangeless end on the displacement angle limit of each performance state of the component

4) 暗柱纵筋配筋率

选取剪跨比为 1.5、2.5, 轴压比为 0.10、0.55, 腹板暗柱配钢率 ρ_w 为 4.0%, 暗柱箍筋特征值为 0.20, 暗柱纵筋配筋率为 1.33%、2.08%、3.25% 的试件, 分析该参数对构件各性能状态位移角限值的影响, 如图 11 所示。由图 11 可知, 对于剪跨比和轴压比均较小或均较大的构件(图 11(a)、(d)), 随暗柱配筋率增大, 各位移角限值均减小; 对于低剪跨比和高轴压比、高剪跨比和低轴压比的构件(图 11(b)、(c)), 随着暗柱配筋率的增大, 各位移角限值均增大, 但是增长幅度不大, 可见暗柱配筋率对该类构件的位移角限值影响不大。

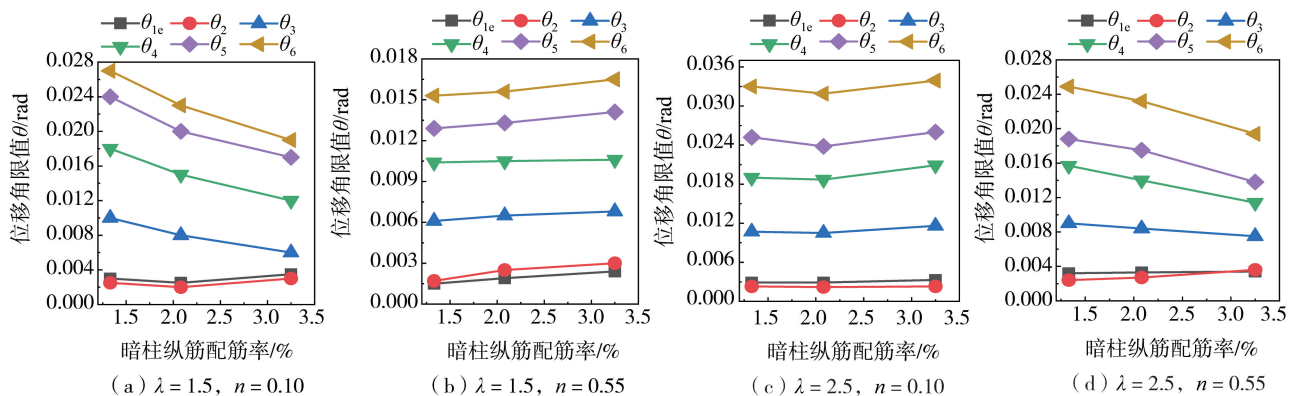


图 11 暗柱纵筋配筋率变化对构件各性能状态位移角限值影响

Fig. 11 Influence of the change of longitudinal reinforcement ratio of concealed column on the limit value of displacement angle of each performance state of the component

5) 暗柱箍筋特征值

选取剪跨比为 1.5、2.5; 轴压比为 0.10、0.55; 腹板暗柱配钢率 ρ_w 为 4.0%; 暗柱箍筋特征值为 0.12、0.20、0.27; 暗柱纵筋配筋率 ρ_s 为 1.33% 的试件, 分析该参数对构件各性能状态位移角限值的影响, 如图 12 所示。由图 12 可知, 随暗柱箍筋特征值的增大, 位移角限值均增大, 且对于低剪跨比、高轴压比的构件, 通过减小箍筋间距, 有效约束暗柱混凝土, 能较大程度地提高构件延性, 减缓其承载力的下降, 进而提高构件的位移角限值。

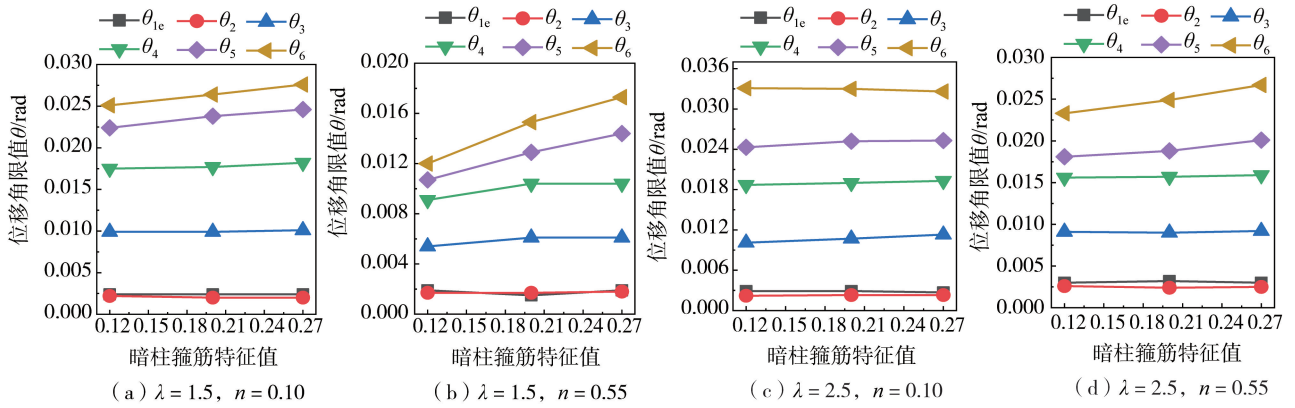


图 12 箍筋特征值对构件各性能状态位移角限值影响

Fig. 12 Influence of stirrup characteristic value on the displacement angle limit of each performance state of the component

3.3 变形限值相关性分析及计算式建立

为更直观地判断某个参数对构件位移角限值的影响程度,引入统计学方法分析各参数与位移角限值的关联程度,并拟合出各性能状态变形限值计算式。为保证回归分析有意义,采用逐步线性回归和 T 检验方法,剔除显著性大于 0.05 的自变量。其中相关系数(R)反映因变量与自变量之间的密切程度, $R > 0$ 说明 2 个变量存在线性正相关, $R < 0$ 说明 2 个变量存在线性负相关,其范围为 $-1 \sim 1$ 。显著性 (Sig) 小于 0.05,说明回归系数具有显著意义。以剪跨比(λ)、轴压比(n)、腹板配钢率(ρ_w)、暗柱箍筋特征值(λ_v)和暗柱纵筋配筋率(ρ_s)为自变量,以位移角限值为因变量进行回归分析。不同破坏模式下各性能状态位移角限值计算公式和相关系数如表 6 所示。

表 6 不同破坏模式下各性能状态位移角限值计算公式和相关系数

Table 6 Calculation formula and correlation coefficient of displacement angle limit under different failure modes

破坏类型	构件性能状态	各性能状态位移角限值公式	相关系数
剪切破坏	基本完好	$\theta_{1c} = (1.58 + 0.3\lambda - 0.57n + 7.08\rho_s) \times 10^{-3}$	0.56
	轻微破坏	$\theta_2 = (1.75 + 6.64\rho_w + 13.39\rho_s) \times 10^{-3}$	0.53
	轻中等破坏	$\theta_3 = (6.61 + 1.08\lambda - 2.67n - 14.35\rho_w) \times 10^{-3}$	0.66
	中等破坏	$\theta_4 = (11.42 + 2.22\lambda - 5.37n - 34.39\rho_w + 4.05\lambda_v - 39.1\rho_s) \times 10^{-3}$	0.71
	比较严重破坏	$\theta_5 = (12.98 + 2.45\lambda - 5.48n - 43.82\rho_w + 11.12\lambda_v - 35.03\rho_s) \times 10^{-3}$	0.74
	严重破坏	$\theta_6 = (12.82 + 3.22\lambda - 5.12n - 38.29\rho_w + 16.84\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.71
弯剪破坏	基本完好	$\theta_{1c} = (1.67 + 0.78n + 37.61\rho_s) \times 10^{-3}$	0.63
	轻微破坏	$\theta_2 = (2.46 - 0.41\lambda + 0.58n + 19.43\rho_s) \times 10^{-3}$	0.56
	轻中等破坏	$\theta_3 = (4.34 + 3.47\lambda - 5.18n - 32.08\rho_w - 36.05\rho_s) \times 10^{-3}$	0.70
	中等破坏	$\theta_4 = (7.07 + 7.28\lambda - 11.17n - 72.57\rho_w - 108.73\rho_s) \times 10^{-3}$	0.70
	比较严重破坏	$\theta_5 = (10.23 + 6.93\lambda - 12.53n - 68.76\rho_w + 12.88\lambda_v - 99.72\rho_s) \times 10^{-3}$	0.70
	严重破坏	$\theta_6 = (13.71 + 5.87\lambda - 8.89n - 75.10\rho_w + 14.97\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.62
弯曲破坏	基本完好	$\theta_{1c} = (3.37 - 0.39\lambda + 5.28\rho_w + 12.19\rho_s) \times 10^{-3}$	0.55
	轻微破坏	$\theta_2 = (2.45 - 0.41\lambda + 0.55n + 9.12\rho_w + 1.1\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.58
	轻中等破坏	$\theta_3 = (-2.28 + 5.12\lambda - 3.43n + 9.7\rho_s) \times 10^{-3}$	0.74
	中等破坏	$\theta_4 = (-5.52 + 10.37\lambda - 7.21n + 18.47\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.75
	比较严重破坏	$\theta_5 = (4.55 + 8.89\lambda - 14.25n + 23.8\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.74
	严重破坏	$\theta_6 = (16.04 + 8.05\lambda - 24.71n - 68.86\rho_w + 20.31\lambda_v) \times 10^{-3}$	0.74

由表 6 可知,不同性能状态下各破坏形态相关系数均大于 0.50,显著性大于 0.05 的自变量均已剔除,其余显著性小于 0.05 的自变量满足回归模型要求。为验证回归公式的可靠性,对比有限元模拟结果和拟合公式计算结果如图 13 所示。图中红色实线表示线性拟合直线,虚线所围区域表示 85% 预测带, θ_c 表示有限元结果位移角限值, θ_s 表示拟合公式计算值。

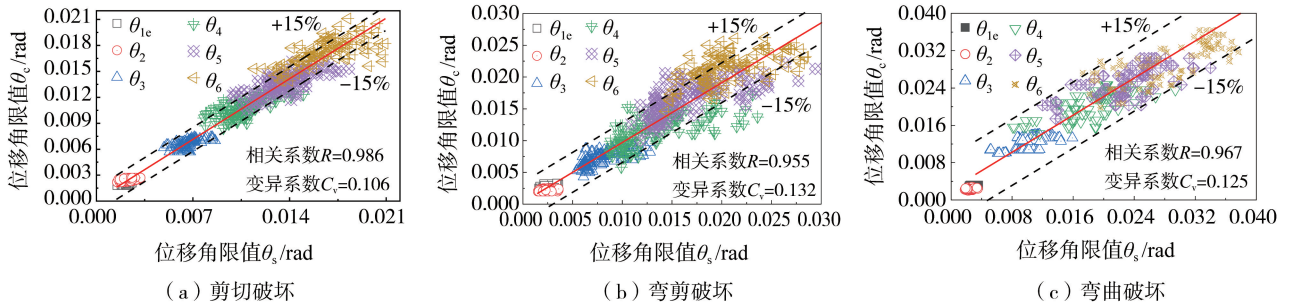


图 13 各性能点位移角限值公式计算值与有限元模拟值对比

Fig. 13 Comparison between the calculated values and the finite element simulation values of the displacement angle limit formula of each performance points

由图 13 可知,3 种破坏模式下各性能状态相关系数 R 的平均值为 0.97, 变异系数 C 的平均值为 0.12, 位移角比值基本分布在 85% 的置信区间内, 说明 3 种破坏模式下各性能状态位移角限值拟合公式的计算值与有限元结果拟合较好, 线性回归公式能较好预测剪切、弯剪和弯曲破坏下各性能状态位移角限值。

3.4 各性能状态位移角限值结果修正

由于按表 6 位移角限值拟合式计算的计算值存在一定离散性。仅通过分布拟合取各性能状态变形限值的均值不可靠, 为保证拟合公式计算出的变形限值有一定安全储备, 引入失效概率, 即试件变形限值试验值与拟合公式计算值的比值小于 1 的概率, 以此评价拟合公式和变形限值取值的适用性及合理性。

结合 ASCE 41^[27] 规范, 水平荷载下降至 0.8 倍的水平峰值荷载所对应的构件塑性位移角 (对应文中比较严重破坏状态) 失效概率应控制在 35% 以内, 构件轴向承载力失效时对应的塑性位移角 (对应文中严重破坏状态) 失效概率应控制在 15% 以内, 因此取基本完好、轻微损坏、轻中等破坏、中等破坏性能状态位移角限值 $\theta_{1c} \sim \theta_{4c}$ 的失效概率为 35%, 取比较严重破坏、严重破坏状态的位移角限值 $\theta_{5c}、\theta_{6c}$ 的失效概率为 20%、15%。若各性能状态位移角限值拟合公式计算值不满足失效概率要求, 则需通过可靠系数对拟合公式计算结果进行调整。以构件发生弯曲破坏状态为例, 各性能点变形限值拟合式计算值与有限元模拟值比值的失效概率如图 14 所示。

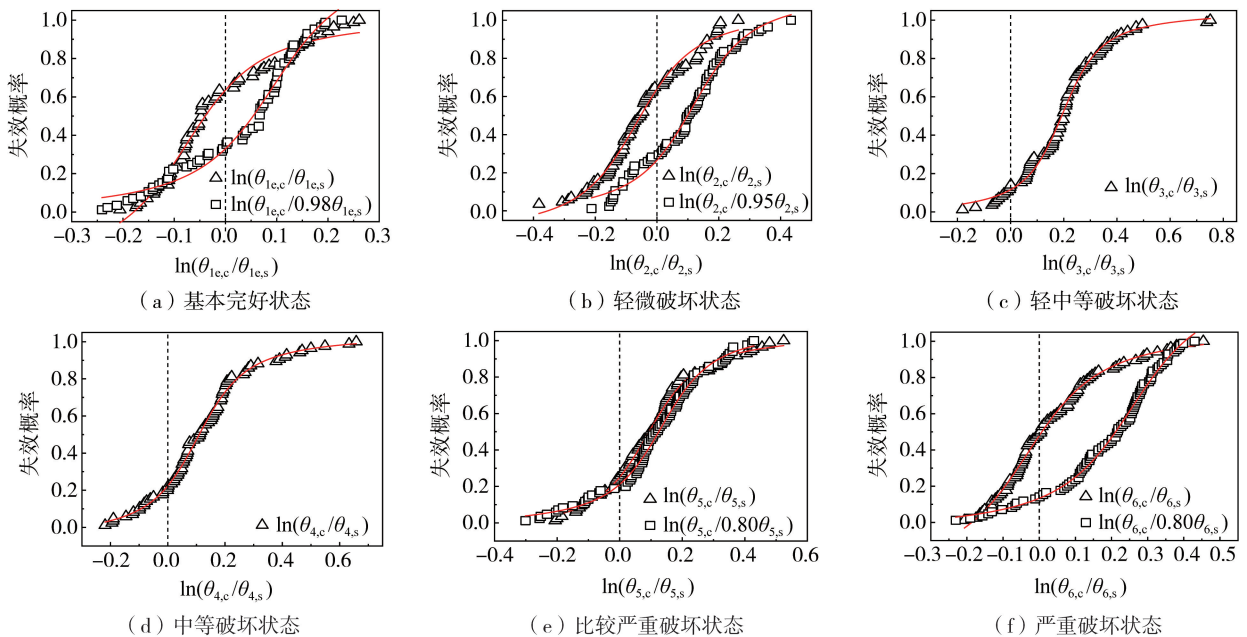


图 14 弯曲破坏各性能点变形限值拟合值与有限元模拟值比值失效概率

Fig. 14 Failure probability of the ratio between the fitting values and the finite element simulation values of deformation limit at each performance point of bending failure

由图 14 可知, 弯曲破坏下仅轻中等破坏 (14.2%)、中等破坏状态 (21.2%) 满足失效概率为 35% 要求, 基本完好 (64.7%)、轻微损坏 (65.9%)、比较严重破坏 (25.9%) 及严重破坏 (49.4%) 的性能状态均不满足失效概率要求, 因此对不满足失效概率的性能状态需通过可靠系数进行调整。将基本完好位移角限值调为

$0.98\theta_{1e,c}$,轻微损坏位移角限值调为 $0.95\theta_{2,c}$,比较严重破坏位移角限值调为 $0.8\theta_{5,c}$,严重破坏状态位移角限值调为 $0.8\theta_{6,c}$,得到基本完好(29.9%)、轻微损坏(23.6%)、比较严重破坏(19.1%)及严重破坏(13.4%)的各性能状态修正后的失效概率。同理,对剪切破坏、弯剪破坏下不满足失效概率要求的拟合公式进行调整,得到 3 种破坏状态下修正后的各性能状态失效概率如表 7 所示。由表可知,通过对上述 3 种破坏形态下各性能状态拟合公式计算值进行合理修正,各性能状态位移角限值拟合公式计算值与有限元模拟值的比值能基本满足要求。

表 7 3 种破坏形态下各性能状态失效概率

Table 7 Failure probability of each performance state under three failure modes

破坏形态	失效概率	性能状态					%
		基本完好	轻微损坏	轻中等破坏	中等破坏	比较严重破坏	
剪切破坏	修正前	60.0	25.7	51.3	55.8	47.8	21.2
	修正后	26.6(0.95 $\theta_{1e,c}$)	—	23.0(0.95 $\theta_{3,c}$)	28.3(0.95 $\theta_{4,c}$)	13.3(0.90 $\theta_{5,c}$)	13.3(0.87 $\theta_{6,c}$)
弯剪破坏	修正前	58.3	67.7	73.2	74.0	44.9	33.9
	修正后	29.9(0.90 $\theta_{1e,c}$)	23.6(0.95 $\theta_{2,c}$)	22.1(0.98 $\theta_{3,c}$)	21.3(0.98 $\theta_{4,c}$)	18.9(0.87 $\theta_{5,c}$)	13.4(0.85 $\theta_{6,c}$)
弯曲破坏	修正前	64.7	65.9	14.2	21.2	25.9	49.4
	修正后	29.9(0.98 $\theta_{1e,c}$)	23.6(0.95 $\theta_{2,c}$)	—	—	19.1(0.80 $\theta_{5,c}$)	13.4(0.80 $\theta_{6,c}$)

注: $\theta_{1e,c} \sim \theta_{6,c}$ 为有限元模拟值。

3.5 各性能状态变形限值取值及验证

根据 3.4 节位移角限值拟合式和失效概率调整的各性能状态下位移角限值修正值,建立剪切、弯剪和弯曲破坏下各性能状态变形限值表,如表 8 所示。

表 8 T 形截面 SRC 剪力墙在各性能状态变形限值表

Table 8 Deformation limit table of T-shaped section SRC shear wall in various performance states

破坏形态	性能状态变形限值					
	θ_{1e}	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6
剪切破坏	0.0023	0.0025	0.006	0.011	0.014	0.019
弯剪破坏	0.0029	0.0021	0.008	0.012	0.016	0.021
弯曲破坏	0.0031	0.0023	0.013	0.018	0.022	0.024

对表 8 各性能状态、变形限值取值说明,若按表 6 各性能状态位移角限值公式计算的结果若大于表 8 中的变形限值,则取表 8 中的变形限值或乘以相应的可靠系数。为确保比较严重破坏、严重破坏下位移角限值计算值大于实际试验值的概率减小,以确保满足工程实际需要,因此令发生弯曲破坏时比较严重破坏状态、严重破坏状态下的变形限值相差较小。

为验证上述各性能状态拟合式和变形限值取值的可靠性,将试件各性能点变形限值试验值与拟合式计算值进行对比,选用文献[15-16,28-29]中含有剪切、弯剪、弯曲破坏的试件 SRC-T5/6、TW4、SRCTW1、SRCTW-1/2/3 等共 7 个试件,设计参数见表 1 和表 9。其中轴压比试验值按式(1)换算。位移角限值按表 7 拟合式计算,若拟合式计算值大于表 8 中数值,则按表 8 中数值取值。考虑到收集的部分试件缺少承载力下降至 0.5 倍峰值承载力时的位移试件样本,因此以位移角限值 $\theta_{1e} \sim \theta_5$ 拟合式计算值与试验值的比值进行验证,结果如表 10 及图 15 所示,表中 $\theta_{1e,s} \sim \theta_{5,s}$ 为拟合式计算值, $\theta_{1e,t} \sim \theta_{5,t}$ 为试验值。

表 9 试件参数

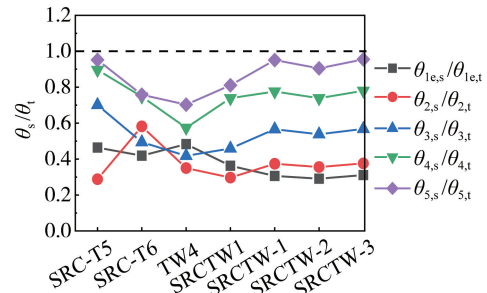
Table 9 Specimen parameters

参考文献	试件编号	剪跨比	轴压比	纵向钢筋配筋率/%	截面腹板配筋率/%	全截面配筋率/%	配钢类型	破坏形态
文献[15]	SRC-T5	3.09	0.431	2.56	3.65	3.65	槽钢、扁钢	弯曲破坏
	SRC-T6	2.56	0.417	2.48	3.04	3.04	槽钢、扁钢	剪切破坏
文献[16]	TW4	2.17	0.150	2.36	3.48	10.40	槽钢、扁钢	弯剪破坏
文献[28]	SRCTW1	2.20	0.100	1.39	0.56	1.81	工字钢	弯曲破坏
	SRCTW2	2.20	0.200	1.39	0.56	1.81	工字钢	弯曲破坏
文献[29]	SRCW-1	2.17	0.050	0.50	0.60	2.39	H 型钢	弯剪破坏
	SRCW-2	2.17	0.050	0.50	0.60	2.39	H 型钢	弯剪破坏
	SRCW-3	2.17	0.050	0.50	0.60	2.39	H 型钢	弯剪破坏

表 10 试件 $\theta_{1e} \sim \theta_{5e}$ 位移角限值的拟合式计算值与试验值比值统计Table 10 Ratio statistics of formula fitting values and test values of $\theta_{1e} \sim \theta_{5e}$ displacement angle limit

统计指标	$\theta_{1e,s}/\theta_{1e,t}$	$\theta_{2e,s}/\theta_{2e,t}$	$\theta_{3e,s}/\theta_{3e,t}$	$\theta_{4e,s}/\theta_{4e,t}$	$\theta_{5e,s}/\theta_{5e,t}$
最大值	0.483	0.582	0.701	0.896	0.955
最小值	0.291	0.288	0.418	0.574	0.703
均值	0.377	0.375	0.535	0.750	0.862
标准差	0.079	0.097	0.092	0.095	0.098
方差	0.006	0.009	0.008	0.009	0.009

由表 10 和图 15 可知,位移角限值拟合式计算值与试验值比值均小于 1,方差均小于 0.010,标准差均小于 0.1。虽然收集到的试件截面、配钢形式和加载条件等不同,导致部分试件位移角限值拟合式计算值与试验值的比值较大,但均小于 1。大部分试件位移角限值拟合式计算值试验值比值均小于 0.8,说明拟合出的 T 形截面 SRC 剪力墙位移角限值计算式和变形限值表较为合理且有一定的安全储备。

图 15 试件 $\theta_{1e} \sim \theta_{5e}$ 公式拟合值与试验值比值Fig. 15 Ratio of fitting values of formula $\theta_{1e} \sim \theta_{5e}$ to test values

4 结论

根据以上对 T 形截面 SRC 剪力墙基于性能的变形限值研究分析,得到如下结论:

1) 通过对 T 形截面 SRC 剪力墙破坏形态分析,发现构件发生弯曲破坏准确率为 85.9%、发生弯剪破坏准确率为 90.6%、发生剪切破坏准确率为 94.5%,T 形截面 SRC 剪力墙破坏形态判别准则预测正确率均大于 85%,满足实际工程需要。

2) 本文以塑性位移角作为构件各性能点量化指标,基于材料应变和承载力、试验现象确定各性能点变形限值。分析各参数变化对构件荷载位移曲线、各性能状态变形限值的影响;发现剪跨比、轴压比和暗柱腹板配钢率对构件骨架曲线的影响较大;剪跨比、轴压比对构件各性能状态位移角限值影响较为显著,暗柱腹板配钢率、纵筋配筋率及箍筋特征值对构件位移角限值影响相对较小。

3) 通过对 T 形截面 SRC 剪力墙基于性能的变形限值研究,构件发生剪切、弯剪和弯曲破坏模式下各性能状态拟合公式位移角限值计算值与有限元结果拟合较好。通过试验验证修正后的位移角限值取值方法的可靠性,所取试件位移角限值 $\theta_{1e} \sim \theta_{5e}$ 均值均小于 1,标准差均小于 0.01。大部分试件位移角限值计算值与试验值比值均小于 0.8,说明修正后的位移角限值取值较为合理且有一定的安全储备。

参考文献:

- [1] YU J G, FENG X T, LI B, et al. Performance of steel plate shear walls with axially loaded vertical boundary elements[J]. Thin-Walled Structures, 2018, 125: 152-163.
- [2] GORJI AZANDARIANI M, GHOLHAKI M, ALI KAFI M. Experimental and numerical investigation of low-yield-strength (LYS) steel plate shear walls under cyclic loading[J]. Engineering Structures, 2020, 203: 109866.
- [3] 王伟. 两边连接钢板剪力墙抗侧及滞回性能研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2019.
WANG Wei. Research on lateral and hysteretic behaviors of two-side connected steel plate shear walls[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2019. (in Chinese)
- [4] 李洋, 赵啸峰, 谭平, 等. 两边连接侧边加劲钢板剪力墙滞回性能研究[J]. 振动与冲击, 2022, 41(12): 43-50, 167.
LI Yang, ZHAO Xiaofeng, TAN Ping, et al. Hysteretic behaviour of steel plate shear wall with two-side connections and side stiffened[J]. Journal of Vibration and Shock, 2022, 41(12): 43-50, 167. (in Chinese)
- [5] 程春兰, 周德源, 王斌. 双钢板混凝土组合剪力墙试验研究及结构弹塑性时程分析[J]. 振动与冲击, 2017, 36(1): 255-260.
CHENG Chunlan, ZHOU Deyuan, WANG Bin. Tests and structure elastic-plastic time history analysis for composite concrete and double-steel plate shear walls[J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(1): 255-260. (in Chinese)
- [6] 王冬亮. 双钢板-混凝土组合剪力墙内抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2018.
WANG Dongliang. Studies on in-plane seismic behavior double-steel-concrete composite shear walls[D]. Beijing: Tsinghua University, 2018. (in Chinese)

- [7] 张力. 内置竖向型钢混凝土低矮剪力墙抗震性能的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2015.
ZHANG Li. Experimental study on seismic performance of low-rise steel reinforced concrete shear wall with built-in vertical steel[D]. Chongqing: Chongqing University, 2015. (in Chinese)
- [8] 金豪. 内置型钢混凝土剪力墙的竖向刚度分布模式研究[D]. 苏州: 苏州科技大学, 2016.
JIN Hao. The research of vertical stiffness distribution pattern of built-in steel of concrete shear wall[D]. Suzhou: Suzhou University of Science and Technology, 2016. (in Chinese)
- [9] CEN European Standard EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings[S]. Brussels: Comité European de Normalisation, 2004.
- [10] ASCE. ASCE/SEI 41-13 Seismic evaluation and retrofit of existing buildings[S]. Reston: Virginia: ASCE, 2014.
- [11] PRIESTLEY M J N, KOWALSKY M J. Direct displacement-based seismic design of concrete buildings[J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000, 33(4): 421-444.
- [12] 李新宇. 双钢板混凝土剪力墙基于性能的变形指标限值及损伤研究[D]. 南宁: 广西大学, 2021.
LI Xinyu. Research on performance-based deformation index limits and damage index of double steel plate concrete shear wall[D]. Nanning: Guangxi University, 2021. (in Chinese)
- [13] 彭修宁, 林焯铭, 黄展业, 等. 双钢板混凝土剪力墙基于性能的变形指标限值研究[J]. 地震工程与工程振动, 2022, 42(4): 80-91.
PENG Xiuning, LIN Zhuoming, HUANG Zhanye, et al. Study on the limit value of deformation index of double steel plate concrete shear wall based on seismic performance[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2022, 42(4): 80-91. (in Chinese)
- [14] 季静, 吴智辉, 符东龙, 等. 型钢混凝土剪力墙变形指标限值研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(3): 118-127, 147.
JI Jing, WU Zhihui, FU Donglong, et al. Study on deformation limits of SRC shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(3): 118-127, 147. (in Chinese)
- [15] 胡利. T形型钢混凝土短肢剪力墙正截面承载力分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2009.
HU Li. Analysis on mechanical behavior of T-shaped rc steel reinforced concrete short-pier shell wall[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2009. (in Chinese)
- [16] 姚志鹏. T形截面型钢混凝土短肢剪力墙非工程轴方向受力性能的试验研究[D]. 南宁: 广西大学, 2015.
YAO Zhipeng. The experimental study on seismic performance of T-shaped steel reinforced concrete short leg shear wall by the non-engineering axis force[D]. Nanning: Guangxi University, 2015. (in Chinese)
- [17] 雷拓, 钱江, 刘成清. 混凝土损伤塑性模型应用研究[J]. 结构工程师, 2008, 24(2): 22-27.
LEI Tuo, QIAN Jiang, LIU Chengqing. Application of damaged plasticity model for concrete[J]. Structural Engineers, 2008, 24(2): 22-27. (in Chinese)
- [18] 戚永乐. 基于材料应变的RC梁、柱及剪力墙构件抗震性能指标限值研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2012.
QI Yongle. Research on deformation limits of RC Beams, columns and shear walls based on material strain[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2012. (in Chinese)
- [19] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [20] JGJ 138—2016 组合结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
JGJ 138—2016 Code for design of composite structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [21] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [22] PRIESTLEY J N, CALVI G M, KOWALSKY M J. Displacement-based seismic design of structures[M]. Pavia: IUSS Press, 2007.
- [23] 郝霖霖. 基于材料损伤的剪力墙构件损伤模型研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2013.
HAO Linfei. Research on damage model of shear wall components based on material damage[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2013. (in Chinese)
- [24] 杨万. 基于材料应变的L形RC剪力墙变形性能指标限值研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2015.
YANG Wan. Research on deformation limits of L-shaped RC shear wall base on material strain[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2015. (in Chinese)
- [25] 王骛亚. 基于材料应变的T形钢筋混凝土剪力墙变形性能指标研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2015.
WANG Aoya. Research on deformation limits of t-shaped RC shear wall based on material strain[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2015. (in Chinese)
- [26] 陆怀坤. T形和L形RC剪力墙变形性能指标限值试验研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2016.
LU Huaikun. Experimental research on deformation limits of T-shaped and L-shaped RC shear walls[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2016. (in Chinese)
- [27] ASCE. ASCE 41 Seismic rehabilitation of existing buildings[S]. Reston: American Structural Civil, 2013.
- [28] 吕西林, 阳菊华, 蒋欢军. 型钢混凝土T形截面剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(3): 46-52.
LV Xilin, YANG Juhua, JIANG Huanjun. Experimental study on seismic behavior of SRC T-shaped shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(3): 46-52. (in Chinese)
- [29] 高湛, 程亮, 吴必华, 等. T形型钢混凝土剪力墙抗震性能研究[J]. 武汉理工大学学报, 2021, 43(6): 61-68.
GAO Zhan, CHENG Liang, WU Bihua, et al. Investigation on seismic behavior of T-shaped steel reinforced concrete shear wall[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2021, 43(6): 61-68. (in Chinese)