

框架－横梁未充分加强型人字撑架的抗侧性能

童根树, 罗桂发, 张磊

(浙江大学 建筑工程学院, 310058 杭州)

摘要: 为了充分了解框架－人字撑架(横梁未充分加强型)的抗侧性能,对50个算例进行静力推覆分析,其中框架分别承担基底总剪力的25%和50%。研究表明:框架分担基底剪力的比例大小和支撑架横梁的强弱是影响这种双重抗侧力体系抗侧性能的最关键因素;框架抗侧承载力占基底剪力的比例越大,支撑架横梁越强,结构体系超强系数就越大。推导了框架－支撑体系中关键点受压支撑屈曲、支撑架横梁和框架形成塑性铰时对应的层侧移角公式。分析表明在这些点中,受压支撑屈曲总是最先发生,此时框架的抗侧承载力发挥很小。此外,由于支撑架横梁没有充分加强,受拉支撑的轴力无法达到其屈服承载力。为了获得较好的抗侧性能,提出了人字撑架横梁需要承担的最小不平衡力。

关键词: 人字撑;双重抗侧力体系;抗侧力;超强;层侧移角

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2012)10-0128-07

Lateral resistance of moment resisting-chevron braced frames with weak beams

TONG Gen-shu, LUO Gui-fa, ZHANG Lei

(College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, 310058 Hangzhou, China)

Abstract: The elastic-plastic analyses were carried out for 50 moment resisting-chevron braced frames with weak beams for braced frame, in which the brace of out-of-plane slenderness between 30 and 150 and the moment-resisting frames with lateral resistance being respectively 25% and 50% of the total base shear are adopted. The results showed that the relative lateral force resisting capacity of the moment-resisting frames and the strength of beam of braced frame are the two key factors for behaviour of the dual lateral force resisting system. The analyses also indicated that the value of overstrength was larger for a dual system with stronger moment-resisting frame and the beam of braced frame. The solutions for the drift ratio of braced frames corresponding to the buckling of the brace in compression and the formations of plastic hinge in the beams of the braced frame and the moment-resisting frames were also derived. The results of these solutions are verified with those using finite element analyses. The study of this paper also shows that the contribution of the moment-resisting frame to the lateral force resistance of the system is limited when the buckling of the compressive brace always occurs; the tensile brace cannot reach its yielding load in the braced frame with weak beam.

Key words: chevron braced frame; dual lateral force resisting system; lateral resistance; overstrength; storey drift ratio

人字形支撑结构,适合框架跨度与层高之比为2左右的多高层钢结构建筑,并具有允许在支

撑跨的墙面开比较大的洞口等优点,在实际工程中应用广泛。但是,人字形支撑架(特指设置人字支撑的框架)的抗震设计要求其横梁需承受拉压支撑间不平衡力的作用^[1-4],这可能造成支撑架横梁截面过大,如果同时考虑规范支撑构件的内力设计值需放大1.5倍的规定^[3],支撑架横梁的截

收稿日期: 2011-05-06.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51078328, 50908203).

作者简介: 童根树(1963—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 张磊, celzhang@zju.edu.cn.

面将更为巨大,给实际设计造成困难.

美国规范将人字撑分为两类^[1-2]:对普通人字撑(地震力取得较大),不要求横梁承担不平衡力;对特殊人字撑(地震力取得较小),才要求横梁承担不平衡力.强烈地震作用下,普通人字撑的横梁将受到不平衡力的作用并在跨中形成塑性铰,这会导致人字撑架的抗侧承载力和刚度大幅度退化,形成薄弱层破坏模式^[5-6],但是现有研究^[5-6]的分析模型忽略了柱子的竖向连续和梁柱的刚接连接(或半刚接)所带来的作用.

将支撑架与刚接框架组成框架-支撑结构体系,共同抵抗侧向荷载的作用,形成双重抗侧力体系,是人字撑结构实际应用的重要方式.在这种结构体系中,支撑架和框架两者取长补短,可以取得更好的抗侧性能. Fukuta 等^[7]对单跨设置中等长细比人字撑的两跨钢框架进行了试验研究,其中支撑架横梁没有考虑支撑竖向不平衡力的作用.结果显示,这种体系拥有饱满的滞回曲线和良好的耗能能力. Dominguez 和 Colunga^[8]分析了钢筋混凝土框架-人字形钢支撑的抗侧性能,其中框架的承载力分别按承担总剪力的 25%、50% 和 75% 三种情况设计,横梁的设计并不考虑竖向不平衡力的作用.结果表明,为了保证足够的延性,框架至少应能够承担总剪力的 50%,这与墨西哥规范 MFDC-04^[9]中的规定一致.

本文对单层框架-横梁未充分加强型人字撑进行了系统研究.计算模型中(图 1),支撑架与框架分别作为单独结构,两者的柱顶用刚性链杆连接.这种计算模型有利于独立考察框架分担总剪力的比例大小以及横梁强弱程度对整个结构体系抗侧性能的影响.

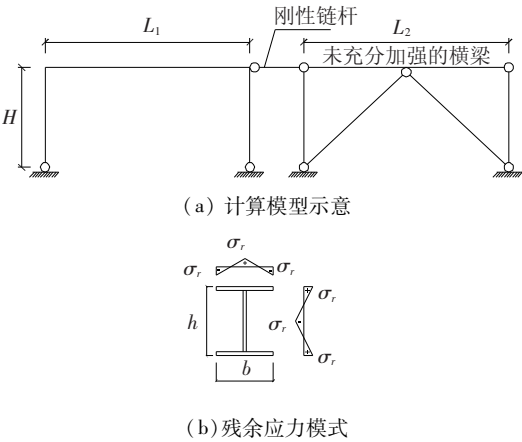


图 1 几何模型

1 分析模型

采用的计算模型的几何尺寸见图 1(a),其中

$L_1 = L_2 = 8\text{ m}, H = 4\text{ m}.$

1) 支撑截面设计:支撑的长度由支撑架的几何尺寸确定(5 656 mm),保持不变,支撑的平面外长细比 λ 变化范围为 30 ~ 150. 截面采用工字形,取其宽度与高度等,翼缘宽厚比和腹板高厚比分别为 13 和 20. 部分算例支撑截面高度见表 1.

2) 人字支撑架横梁与柱子截面:对横梁承受的不平衡力 $F_{\text{unb,GB}}$ 的取值,我国规范^[3-4]和美国规范^[2]均建议为

$$F_{\text{unb,GB}} = (A_{\text{zc}}f_y - 0.3\phi A_{\text{zc}}f_y)\sin\alpha. \quad (1)$$

式中: A_{zc} 为支撑的截面面积, ϕ 为受压支撑的稳定系数, α 为支撑与水平面的夹角. 根据本文研究目的,支撑架横梁设计分别考虑能够承受 0.3、0.5 和 0.8 倍竖向不平衡力的作用,分别记为“0.3 $F_{\text{unb,GB}}$ ”、“0.5 $F_{\text{unb,GB}}$ ”和“0.8 $F_{\text{unb,GB}}$ ”.但是,考虑到篇幅限值,在下文中重点对 0.3 $F_{\text{unb,GB}}$ 模型的结果进行分析,其他两种情况由于结论相似,仅作简单介绍.

横梁截面为工字形,截面宽度等于高度的一半,且取翼缘宽厚比和腹板高厚比分别为 9 和 40. 部分算例的横梁截面高度见表 1. 支撑架柱子截面尺寸取为横梁的 1.5 倍(各尺寸等比例扩大),这有利于保证“强柱弱梁”,使柱子不发生屈曲.

3) 框架梁与框架柱:按照框架的抗侧承载力(框架梁屈服时)与受压支撑屈曲时人字撑架的抗侧承载力之比为 1 和 1/3 来确定框架梁的截面尺寸,分别称为算例 CV3 和 CV4. 框架柱的截面尺寸确定则根据强柱弱梁原则. 框架梁与柱的截面均采用工字形,取截面宽度等于高度的一半,且翼缘宽厚比和腹板高厚比分别等于 9 和 40. 部分算例的框架梁与柱的截面高度见表 1.

分析采用通用有限元程序 ANSYS12.0,其中框架和支撑架的梁柱均采用非线性梁单元 BEAM189,支撑构件则采用非线性壳体单元 SHELL181 单元,这一混合模型兼顾分析精确性和模型简单性. 钢材材料模型采用理想弹塑性,取弹性模量 E 为 206 kN/mm²,屈服强度 f_y 为 235 MPa,泊松比 0.3. 支撑截面考虑三角形分布的残余应力(图 1(b)),其中取 $\sigma_r = 0.3f_y$,同时考虑跨中值为 $l_{\text{zc}}/1\,000$ 的平面外半正弦初始弯曲(l_{zc} 为支撑长度). 在正式算例分析之前,首先采用 ANSYS 对受压支撑进行了弹塑性大变形分析,分析结果与利用钢结构规范 b 类柱子稳定系数曲线的结果进行了对比,最大误差为 3%,从而验证了计算方法的可靠性.

表 1 支撑、横梁、框架梁和框架柱截面高度

mm

组别	λ	150	120	100	80	60	40
CV3/CV4	支撑	167.6	209.6	251.5	314.3	419.1	628.6
	支撑架横梁	416	474	526	599	713	926
CV3	框架梁	544	716	881	1 102	1 405	1 890
	框架柱	648	851	1 048	1 310	1 670	2 245
CV4	框架梁	386	506	622	779	993	1 336
	框架柱	442	579	713	892	1 137	1 528

注:算例组 CV3 和 CV4 的横梁按 $0.3F_{\text{umb,GB}}$ 设计

2 计算结果及分析

2.1 框架-人字撑架的整体抗侧性能

计算中,在结构的柱顶施加向右的水平荷载.图 2 为各算例的水平荷载-层侧移角关系,由图 2 可见随着荷载的增大,结构先后发生了受压支撑屈曲、框架梁端截面边缘屈服及形成塑性铰、支撑架横梁跨中屈服及形成塑性铰等几个重要过程.根据荷载-位移曲线,框架-支撑架的抗侧性能可大致分 4 个阶段.

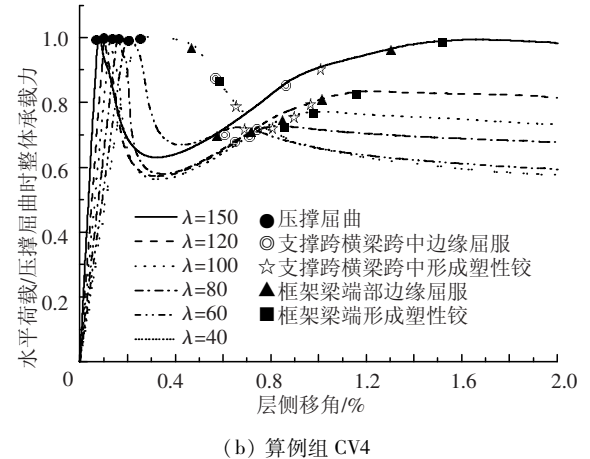
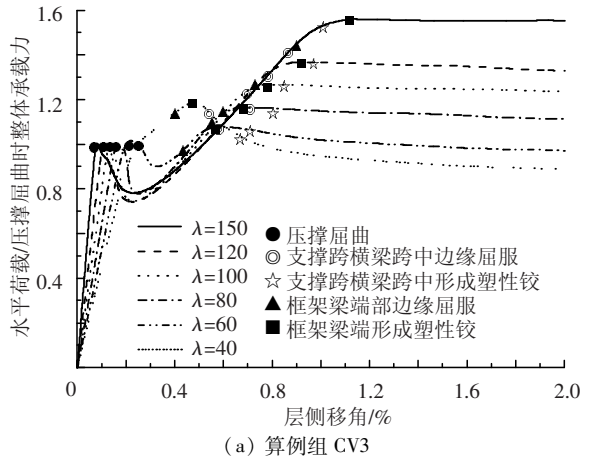


图 2 框架-人字撑架的水平荷载-层侧移角曲线

1) 弹性阶段:加载开始至受压支撑屈曲.此阶段结构体系拥有很高的抗侧刚度和承载力,受压支撑屈曲时,整体抗侧承载力达到第一个极值.

2) 退化阶段:从受压支撑屈曲至整体抗侧力第一个谷底.受压支撑屈曲后,除支撑长细比很小 ($\lambda \leq 40$) 之外,结构的整体抗侧力都出现不同程度的退化.对于算例组 CV3,抗侧承载力下降的最大幅度为 26% ($\lambda = 100 \sim 120$ 时);对于算例组 CV4,下降幅度达 44% ($\lambda = 80 \sim 120$).这是因为算例组 CV3 中的框架抗侧承载力比算例组 CV4 大,由此可知框架可以缓解整体抗侧承载力的退化,框架越强,作用越大.

3) 强化阶段:整体抗侧力在退化阶段下降到阶段性最低值后,重新回升,这一过程持续到框架梁端形成塑性铰,此时承载能力达到第二极值点.但是这个新的极值点是否超过第一个极值,主要取决于框架抗侧能力的相对大小以及支撑架横梁的强弱这两个因素.

4) 稳定阶段:框架梁端形成塑性铰之后.此时,结构整体抗侧力在出现第二极值后,随着侧移的增加,开始缓慢减小,这主要是由于受压支撑承载力的缓慢退化导致的.

2.2 人字撑架与框架各自的抗侧性能

为了更好地解释图 2 所示的整体抗侧力性能,下面对各构件的内力随着侧移增加而发生的变化进行分析.图 3 给出了 CV3 中各算例的受拉支撑(左支撑)和受压支撑(右支撑)轴力的水平分力及两者之和、框架左右柱水平剪力及两者之和随层侧移角的变化情况.图 3 中,各构件由两个字母表示,前一个字母表示左右:L-左,R-右,T-总;后一个字母表示构件种类:B-支撑,F-框架柱.比如,LB 表示左支撑轴力水平分力,而 TB 表示两支撑轴力水平分量之和(代表支撑架承担的水平力),TF 为框架左右柱剪力之和(代表框架承担的水平力).

从图 3 结果可得下面几点:

- 1) 在受压支撑发生屈曲前,两支撑的轴力几乎相等,两者的抗侧贡献相同.
- 2) 受压支撑在发生屈曲后,其承载力快速减小,这一过程主要发生在层侧移角约 0.2% ~ 0.4%

范围内。随后, 承载能力下降减缓, 当侧移角达到 2% 时, 其剩余承载力约为屈服荷载的 13% ~ 20%。

3) 受压支撑屈曲后的一个阶段, 受拉支撑的抗侧能力随侧移增加同样下降。之后, 随着侧移的进一步增加, 长细比小的支撑, 其抗侧承载力继续下降, 而长细比大的支撑, 则能够少量回升, 直到横梁形成塑性铰。受拉支撑的最大拉力低于其屈服承载力。

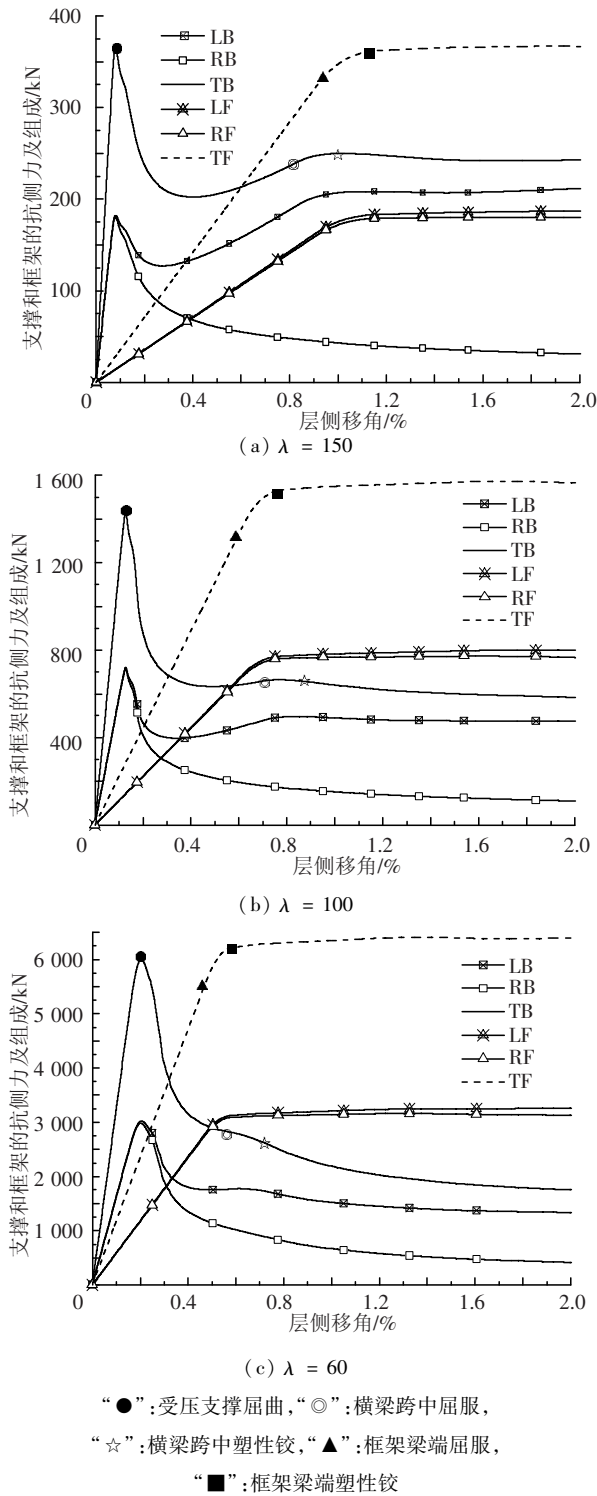


图 3 算例组 CV3 中的部分算例各构件内力及合力与层侧移角的关系

由于横梁得到了部分加强, 横梁抵抗的支撑间不平衡力的能力由其抗弯能力决定, 当横梁跨中形成塑性铰时, 受拉支撑的拉力 N_t 为

$$N_t = N_r + \frac{4M_{B,p}}{L_2 \sin \alpha} \quad (2)$$

式中: L_2 为横梁的跨度 (图 1(a)), $M_{B,p}$ 为横梁截面的塑性弯矩, N_r 为横梁形成塑性铰时受压支撑的内力。

4) 框架形成塑性机构的层侧移角 (即框架达到极限承载力的层侧移角) 远大于受压支撑屈曲时的层侧移角 (即人字撑架达到极限承载力的层侧移角)。

3 各控制状态的层侧移角公式推导

受压支撑屈曲、框架梁端截面边缘纤维屈服、框架梁端截面形成塑性铰、支撑架横梁跨中截面边缘纤维屈服以及形成塑性铰是影响本文研究的钢框架-横梁未充分加强型人字撑架抗侧性能的控制状态。为了更好地理解支撑架和框架的抗侧协调性, 下面对各控制状态的层侧移角进行推导。

3.1 受压支撑屈曲时的层侧移角

在受压支撑屈曲之前, 拉压支撑的交汇处不会产生竖向不平衡力, 因此横梁不会发生下挠变形。由几何关系可简单地得到受压支撑屈曲时的层侧移 $\Delta_{zc, buckling}$ 为

$$\Delta_{zc, buckling} \cos \alpha = \varepsilon_c l_{zc} \quad (3)$$

式中: ε_c 为受压支撑屈曲时截面的平均压应变, 其大小为 (考虑图 1(b) 残余应力模型)

$$\varepsilon_c = \begin{cases} \phi \frac{f_y}{E}, & \phi \leq 1 - \frac{\sigma_r}{f_y}; \\ \frac{f_y}{E} + \frac{\sigma_r}{E} - \frac{2}{E} \sqrt{\sigma_r f_y (1 - \phi)}, & \phi > 1 - \frac{\sigma_r}{f_y}. \end{cases} \quad (4)$$

因此受压支撑屈曲时的层侧移角为

$$\left(\frac{\Delta}{H} \right)_{zc, buckling} = \frac{2\varepsilon_c}{\sin 2\alpha} + \frac{1}{2} d_0^2 l_{zc} \frac{\pi^2 P_c \left(P_E - \frac{1}{2} P_c \right)}{l_{zc}^2 (P_E - P_c)^2} \quad (5)$$

式中第 2 项^[10]是由于受压支撑初始弯曲所引起的侧移角增加量, P_E 和 P_c 分别为压杆的弹性欧拉荷载和弹塑性屈服荷载, $d_0 = l_{zc}/1\,000$ 为支撑中点的初始挠度。

3.2 框架梁端边缘屈服及形成塑性铰时的层侧移角

忽略轴力的影响, 框架的侧移 Δ 为

$$\Delta = \sum \int (\bar{M} \kappa + \bar{Q} \gamma_0) ds \quad (6)$$

框架梁柱均采用工字型截面, 其形状系数为

1. 10 ~ 1. 17, 同时满足强柱弱梁的要求, 所以当框架梁端形成塑性铰时, 柱子可能还处于弹性, 或者仅小部分截面进入塑性. 为了简化推导, 假设框架柱始终处于弹性. 根据式(6)可得框架梁端边缘屈服和形成塑性铰时的侧移角分别为

$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)_{F,yielding} = \frac{M_{b,y}H}{3EI_c} + \frac{2M_{b,y}}{GA_{cw}H} + \frac{M_{b,y}L_1}{6EI_b} + \frac{2M_{b,y}}{GA_{bw}L_1}, \quad (7)$$

$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)_{F,mechanism} = \frac{M_{b,p}H}{3EI_c} + \frac{M_{b,y}^3L_1}{6M_{b,p}^2EI_b} + \frac{L_1b^2h^3f_y^3}{18M_{b,p}^2E}\alpha_{tf} + \frac{L_1hct_wf_y^2}{12EM_{b,p}^2}\left(M_{b,p} - \frac{t_w h^2 c^2 f_y}{36}\right) + \frac{2M_{b,p}}{GA_{bw}L_1} + \frac{2M_{b,p}}{GA_{cw}H} \quad (8)$$

式中: $M_{b,y}$ 、 $M_{b,p}$ 分别为框架梁端截面边缘屈服、全截面进入塑性时的弯矩, I_c 为框架柱截面惯性矩, I_b 为框架梁截面惯性矩, A_{bw} 为框架梁腹板面积, A_{cw} 为框架柱腹板面积, L_1 和 H 分别为框架的跨度和高度(图 1(a)), G 为材料的剪切模量.

$$\alpha_{tf} = \frac{1-c^3}{6}\left(1 + \frac{a^2c^6}{d^3}\right) + \frac{1}{4}ac^3\left[\ln d + \frac{3}{2}\left(1 - \frac{1}{c^2}\right)\right] + \frac{t_f^2}{h^2}\left(3 - 2\frac{t_f}{h}\right),$$

$$\text{式中 } a = 1 - \frac{t_w}{b}, \quad c = 1 - \frac{2t_f}{h}.$$

3.3 支撑架横梁跨中边缘纤维屈服及形成塑性铰时的层侧移角

假设支撑架横梁跨中边缘屈服时, 受压支撑的轴力是 $\eta_{\theta 1}\phi A_{zc}f_y$, 根据式(2) 可得受拉支撑的拉力, 从而导出受拉支撑的伸长量 $\delta_{t,y}$ 为

$$\delta_{t,y} = \eta_{\theta 1}\phi\varepsilon_y l_{zc} + \frac{4M_{B,y}}{EA_{zc}\sin 2\alpha}. \quad (9)$$

式中: $M_{B,y}$ 为横梁跨中截面边缘屈服时的弯矩, $\varepsilon_y = f_y/E$, $\eta_{\theta 1}$ 为此时受压支撑的剩余承载力与屈服承载力的比值, 可按式(10) 计算^[11].

$$\eta_{\theta} = \frac{0.63}{(100\theta)^{0.1}} + \left(1 - \frac{0.63}{(100\theta)^{0.1}}\right)\tanh\left(\frac{2.45}{(100\theta)^{0.55}} - 7\lambda\right). \quad (10)$$

式中: θ 为人字撑架的层侧移角, 即 Δ/H , θ_1 为横梁跨中边缘屈服时的层侧移角.

横梁跨中边缘屈服时, 其跨中挠度 $\Delta_{v,y}$ 为

$$\Delta_{v,y} = \frac{M_{B,y}L_2^2}{12EI_B} + \frac{M_{B,y}}{GA_{Bw}}. \quad (11)$$

式中: I_B 、 A_{Bw} 分别为横梁截面的惯性矩和腹板面积. 由变形协调条件, 可得横梁跨中边缘屈服的侧移 $\Delta_{B,yielding}$ 为

$$\Delta_{B,yielding} = \delta_{t,y}/\cos \alpha + \Delta_{v,y}\tan \alpha. \quad (12)$$

把式(9)和式(11)代入式(12)并化简可得,

支撑架横梁跨中边缘纤维屈服时的层侧移角为

$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)_{B,yielding} = \frac{8M_{B,y}}{EA_{zc}L_2\sin 2\alpha\sin \alpha} + \frac{M_{B,y}L_2}{6EI_B} + \frac{2M_{B,y}}{GA_{Bw}L_2} + \frac{2\eta_{\theta 1}\phi\varepsilon_y}{\sin(2\alpha)}. \quad (13)$$

式中: $\theta_1 = (\Delta/H)_{B,yielding}$, 因此该式是需要迭代的, 可首先令 $\theta_1 = 0.5\%$ 或 1% . 经笔者计算, 一般迭代一至二次就能得到满意的结果.

假设横梁跨中形成塑性铰时, 受压支撑的轴力为 $\eta_{\theta 2}\phi A_{zc}f_y$. 同样的原理可得横梁跨中形成塑性铰时的层侧移角为

$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)_{B,mechanism} = \frac{2\eta_{\theta 2}\phi f_y}{E\sin(2\alpha)} + \frac{4M_{B,p}}{EA_{zc}L_2\sin^2\alpha\cos \alpha} + \frac{M_{B,y}^3L_2}{6M_{B,p}^2EI_B} + \frac{f_y^3L_2b^2h^3}{18EM_{B,p}^2}\alpha_{tf} + \frac{L_2hct_wf_y^2}{6EM_{B,p}^2}\left(M_{B,p} - \frac{t_w h^2 c^2 f_y}{36}\right) + \frac{2M_{B,p}}{GA_{Bw}L_2}. \quad (14)$$

式中: $\eta_{\theta 2}$ 为横梁跨中形成塑性铰时受压支撑的剩余承载力与屈服承载力的比值, $\eta_{\theta 2}$ 的求法同 $\eta_{\theta 1}$.

3.4 结果讨论

图 4 对算例组 CV3 中各算例的控制状态所对应的层侧移角的各公式的计算值与有限元结果进行了比较, 可以看出两者吻合良好. 图 4 同时表明:

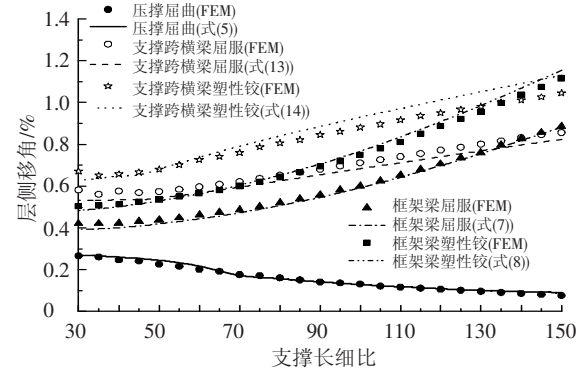


图 4 算例组 CV3 中各算例控制状态的层侧移角

1) 受压支撑屈曲总是首先发生, 且支撑长细比越大, 其受压屈曲时对应的层侧移角越小. 这是由于长细比越大的支撑, 其稳定系数越小, 因而屈曲时轴向压应变值越小, 对应的层侧移角也就越小.

2) 框架形成塑性机构时的层侧移角随支撑长细比的减小而减小. 这是由于本文算例中, 框架与支撑架抗侧承载力成一定比例, 因此支撑长细比越小, 框架梁柱的截面越大, 框架的抗侧刚度就越大, 因而形成塑性铰时的层侧移角就越小.

3) 人字撑架和框架的抗侧力峰值并不是同时出现,而是分别发生在受压支撑屈曲和框架梁形成塑性铰时(图 3).从图 4 可发现,受压支撑屈曲时的层侧移角很小,只有 0.08%~0.28%;框架梁形成塑性铰时的层侧移角为 0.53%~1.12%.因为人字撑架中的支撑承受自重压力的比例很小,因此 0.08%~0.28%作为支撑屈曲时的层侧移角具有普遍意义(承受自重压力的比例较大时,例如交叉支撑,屈曲发生时的层侧移角更小),新抗震规范 GB50011—2010 取钢结构层侧移角为 0.4%,远大于 0.08%~0.28%,对低层结构(因而整体弯曲位移可以忽略)的支撑架而言,这意味着承载力控制着支撑杆的设计,而非侧移控制.

4) 支撑架横梁跨中边缘纤维屈服和形成塑性铰对应的层侧移角比受压支撑屈曲时的要大得多.这说明,在受压支撑屈曲之后,受拉支撑轴力的减小主要是由于横梁向下的弹性变形引起的.

4 框架-支撑架的峰值承载力及其超强

设计工作中,框架-支撑架的抗侧承载力极限状态是“受压支撑屈曲”这一特定状态,此时,框架-支撑架整体抗侧力为第一个极值(图 2),根据上面已经导出的变形公式,可得出此刻的抗侧承载力 V_b 为

$$V_b = 2\phi A_{zc} f_y \cos \alpha + 2 \frac{M_{b,y} \Delta_{zc,buckling}}{H \Delta_{F,yielding}} \quad (15)$$

式中 $\Delta_{zc,buckling}$, $\Delta_{F,yielding}$ 分别为受压支撑屈曲时和框架梁端边缘屈服时柱顶的侧移.

框架-支撑架的第二个抗侧力极值发生在框架梁端形成塑性铰时,此时的抗侧承载力 V_u 为

$$V_u = \left(2\eta_\theta \phi A_{zc} f_y + \frac{4M_{b,p}}{L_2 \sin \alpha} \right) \cos \alpha + 2 \frac{M_{b,p}}{H} \quad (16)$$

框架-支撑架的最大抗侧承载力 V_{max} 为

$$V_{max} = \max(V_b, V_u) \quad (17)$$

超强系数被定义为 V_{max}/V_b ,图 2 所示曲线的最大值即是超强系数.不考虑材料超强的情况下,决定超强系数的因素如下:

1) 框架和支撑架的抗侧极限承载力的比值.算例组 CV3(图 2(a)),超强系数从 1.1(支撑长细比为 40 时)变化至 1.55(长细比为 150 时);而算例组 CV4(图 2(b)),超强系数等于 1.0,即不存在超强.

2) 横梁的强弱.受压支撑屈曲后,横梁对受

拉支撑提供锚固作用.

5 框架和支撑架的抗侧协同性

上面分析结果表明,框架-人字撑架双重抗侧力体系存在两个重要的定性规律:

1) 框架达到极限状态的侧移要比支撑架的大,

$$\left(\frac{\Delta}{H} \right)_{zc,buckling} < \left(\frac{\Delta}{H} \right)_{F,mechanism} \quad (18)$$

2) 框架与支撑架的抗侧刚度比值远小于两者的抗侧承载力比值,即

$$\frac{S_F}{S_{zc}} < \frac{V_{F,y}}{V_{zc,buckling}} \quad (19)$$

上述两规律对于实际工程设计具有一定的参考意义:

实际框架-支撑结构的实际工程设计首先根据线性分析得到框架和支撑的内力,这一步中侧向荷载根据两者的抗侧刚度分配得到,利用这些内力分别验算框架和支撑各构件的承载能力,满足各自的控制方程.这种方法实际上隐含着这样一个假定,即支撑架和框架两者的抗侧承载力也可以线性相加.但是,本文上面的分析表明,两者的最大抗侧承载力对应的层侧移角并不相同,因此两者不能简单线性相加,并且结构体系最大的抗侧承载能力小于支撑架和框架设计承载力之和.这样一来,现行线性组合的方法似乎是偏于不安全的.

另一方面,因为目前设计软件采用先设定截面,然后进行内力分析和组合,最后进行杆件的强度和稳定性验算.这种方法和过程,保证了支撑架达到承载力极限状态时,框架达到它应该承担的剪力,因此能够保证结构的安全.但是由于式(19)的缘故,框架的承载力肯定有较多的富余度.

6 横梁承受的最小不平衡力

图 5 显示了框架承载力/支撑承载力为 1:1、横梁按 0.5 $F_{umb,GB}$ 设计的双重抗侧力体系的侧力-侧移曲线.它与满足规范要求(即框架承载力/支撑承载力为 1:3、横梁按 $F_{umb,GB}$ 设计)的双重抗侧力体系的侧力-侧移曲线^[11]基本一致,因此可以认为两者的抗侧性能相当.所以,如果框架抗侧力占总抗侧力的比例增大,横梁未充分加强型人字撑也可能有良好的抗侧性能.

以图 5 所示算例和满足规范要求的算例为标准线性插值,建立框架抗侧承载力 $V_{F,P}$ 与横梁加强程度 $x F_{umb,GB}$ 的关系,则可得到

$$\frac{V_{F,P}}{V_{zc,buckling}} \geq \frac{5-4x}{3}, \quad 0.3 \leq x \leq 1. \quad (20)$$

式中 $V_{ze, buckling}$ 为受压支撑屈曲时人字撑的抗侧力. 在 $x = 0.5$ 和 1.0 时, 框架与支撑架的抗侧承载力比值分别是 1 和 $1/3$, 与前述两算例一致.

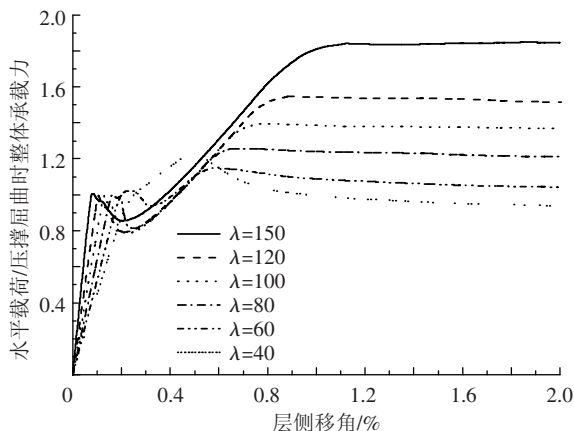


图5 框架-人字撑架的抗侧力-侧移曲线

7 结 论

1) 受压支撑屈曲总是首先发生, 其对应的侧移角为 $0.08\% \sim 0.28\%$. 长细比越大, 屈曲时侧移角越小.

2) 横梁未充分加强时, 受拉支撑屈服承载力不能得到发挥.

3) 框架形成塑性机构的层侧移角远大于受压支撑屈曲的. 受压支撑屈曲时, 框架承载力的发挥很小, 这说明支撑架和框架的承载力不能线性相加, 意味着目前采用的荷载效应线性组合, 只有采用“假定截面-分析-验算”的设计程序才能保证安全.

4) 这种体系的超强系数, 决定于框架与支撑架承载力比值和横梁加强的程度. 框架与支撑架的承载力比值越大, 横梁加强程度越充分, 结构的超强系数就越大.

5) 为保证框架-横梁未充分加强型人字撑架拥有良好抗震性能, 本文得到了横梁加强程度与框架和支撑架抗侧承载力比值应该满足的关系式.

参考文献:

- [1] UBC1997. The Uniform Building Code [S]. Whittier: International Conference of Building Officials, 1997.
- [2] ANSI/AISC 341—05. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, Inc, 2005.
- [3] JGJ99—98 高层民用建筑钢结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [4] GB50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] TREMBLAY R, TIMLER P, BRUNEAU M, *et al.* Performance of steel structures during the 1994 northridge earthquake [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1995, 22: 338—360.
- [6] RAI D C, GOEL S C. Seismic evaluation and upgrading of chevron braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59: 971—994.
- [7] FUKUTA T, NISHIYAMA I, YAMANOUCI H, *et al.* Seismic performance of steel frames with inverted V braces [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(8): 2016—2028.
- [8] DOMINGUEZ E A G, COLUNGA A T. Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading [J]. Engineering Structures, 2010, 32(4): 944—963.
- [9] MFDC—04 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [S]. Spanish: Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 2004.
- [10] 童根树. 钢结构的平面内稳定 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [11] 罗桂发. 钢支撑和框架的弹塑性抗侧性能及其协同工作 [D]. 杭州: 浙江大学, 2011.

(编辑 赵丽莹)