

70

65-71

钢排架的叠柱设计方法

张卫东 李开禧

(建筑工程系)

Tu 33

摘要 本文以整体结构为分析对象,采用文中提出的“广义力”法,详细地计算出排架结构的极限承载力,绘出了作用在排架上的总压力 ΣN 和总弯矩 ΣM 的关系曲线($\Sigma N/\Sigma N, -\Sigma M/\Sigma M$),并以此为基础,以与现行规范公式一致为原则,提出了以整体排架为对象的叠柱设计公式,算例证明其比现行规范以及 AISC LRFD 设计式来得经济,且能保证其有足够的安全度。

关键词 钢排架, 极限承载力, 弹性分析, 相关曲线, 叠柱设计公式

关于柱顶铰接钢排架的设计方法,新规范(GBJ#17—88)建议以一阶内力分析为基础,对每一根柱单独验算,由受力较大或抗力较小的柱确定排架的承载能力。这种设计方法的优点是计算简单,便于实用,缺点是没有考虑二阶效应中其它柱对验算柱的支持作用,通常过分偏于安全。而 AISC CRFD 设计方法^[1]亦是以单柱为设计对象,但是将排架结构演化成无侧移排架及有侧移排架两种计算模型以分别考虑 $P-\delta$ 效应及 $P-\Delta$ 效应的影响,这固然相对于规范 GBJ#17—88 进了一步,但是由于试图通过计算长度系数来反映排架的整体工作性能,也还是与排架结构的实际承载能力相去很远,特别是当排架柱顶受荷不等,两柱长细比不等时,表现得尤为明显。

文[2]中提出了要以钢框架整体为设计对象进行设计的新思路,因此本文的第一项任务是以整个排架为对象,详细地进行二阶弹塑性分析,确切地算出以上各因素综合影响下结构的实际承载能力。此外,再考虑到排架的工作性质类似于叠柱,故提出以排架的总压力和总推力为外力因素,以排架的总极限压力和总极限弯矩为抗力因素的整体验算式,从而能使之能完美反映排架的真实承载能力。

1 叠柱的概念

为了初步说明排架的工作性质类似于两柱叠合的单柱,我们先近似地假定左柱 1 和右柱 2 变形后的挠曲线为正弦曲线,故柱底截面上的内弯矩 M_{s1}, M_{s2} 与柱顶挠度 Δ 的关系如图 2(a), (b) 中的 $OA'A$ 所示。图 中所注的 N_{s1}, N_{s2} 为两柱的欧拉临界力, $M_{\kappa 1}, M_{\kappa 2}$ 为两柱的压力分别为 N_1, N_2 时的极限弯矩。当 $\Delta = 0$ 时,由于杆件的初弯曲使柱底截面产生的外弯矩,分

* 本文1992年5月18日收到。

别用符号 M_{o1}, M_{o2} 表示,以后随着 Δ 的增加,两柱底截面上的外弯矩 M_{o1}, M_{o2} 线性增加,如图 2(a)、(b) 两图中的 $o' B$ 所示。显然两图中 $OA' A$ 与 $O' B$ 两线之间的差值即为两柱上的推力 H_1, H_2 在各弯曲状态下所应产生的弯矩,换言之,这两线之间的差值除以杆长 l 即为 $H_1 - \Delta, H_2 - \Delta$ 图。由于排架上的总推力 H 等于两柱推力 H_1, H_2 之和,故又等于两柱底截面的内弯矩曲线叠加后减去两柱压力所产生的附加弯矩,相应的差值除以杆长 l 即为 $H - \Delta$ 图,如图 2c 所示。图中各符号含义为: $\Sigma N_s = N_{s1} + N_{s2}, \Sigma M_{pc} = M_{pc1} + M_{pc2}, \Sigma M_o = \Sigma M_{o1} + \Sigma M_{o2}, \Sigma N = N_1 + N_2$ 。

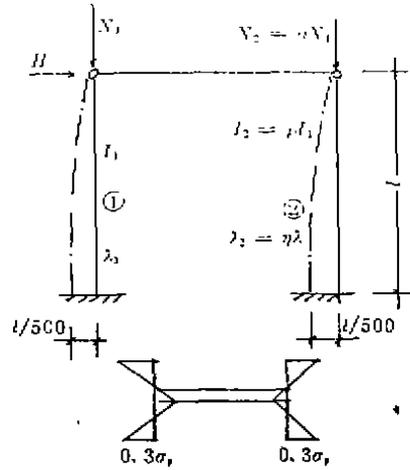


图 1 计算简图

由此可见,对整个排架作全过程分析时,等效于计算推力 H , 压力为 ΣN 的单一梁柱,它的刚度为排架中两柱刚度之和,该柱截面的极限弯矩亦为两柱截面极限弯矩之和,这样的计算模型自然是由两柱所组成的叠柱。

严格说来,即使总压力 ΣN 不变,随着两柱压力比 α 的不同,叠加后的内弯矩曲线也有差异。但在同类型截面的柱中,其变化幅度较小,这就说明,排架的内力并不显著地随 α 值的变化而变化,这也是我们以总压力 ΣN 作为外力因素的理由。

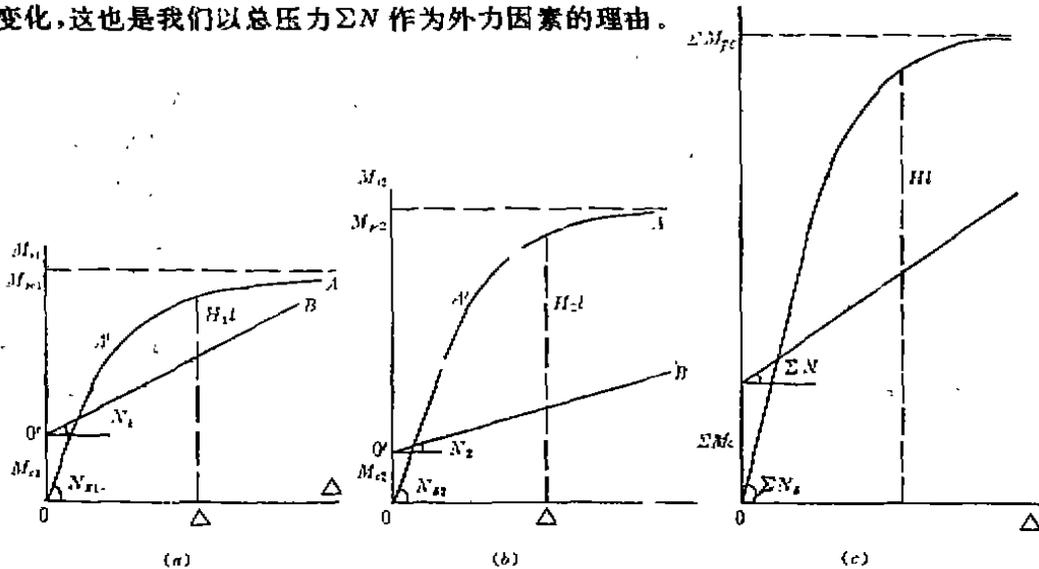


图 2 $H-\Delta$ 图示意

2 钢排架弹塑性分析的“广义力法”

运用文[2]的柱端变形相关方程辅助下的逆算单元长度法来对单一梁柱进行二阶弹塑性分析是极其方便的,由于以位移为进阶,我们不仅能便捷地计算出其 $H-\Delta$ 曲线的上升段,而且下降段的计算也很简单。利用计算出的 $H-\Delta$ 曲线上点的值,我们对这些点进行了分段埃尔特插值拟合,由此拟合式只要柱有一个位移 Δ ,便可计算出相应的 H 值。

对于如图 3 的排架结构,两单柱以横梁相连,采用力法将横梁截断,便成了两根单柱。但是囿于计算简图,采用传统力法的思路进行排架的二阶弹塑性分析也还是困难的,力法的手段是一个“先拆后搭”的过程,若先算出 N_1 作用下柱 1 在 H 作用下的 Δ ,然后再去计算柱 2 要产生侧移 Δ 所需要的侧向推力 H_2 ,这势必增加一层嵌套来强制两柱位移协调,另外不能保证两柱均以位移作进阶,从而很难算排架的极限承载推力及 $H_i-\Delta$ ($i=1,2$) 曲线,这相当于一个“拆”的过程。由于其 $H_i-\Delta$ 曲线已作了拟合,因此整个排架的 $H-\Delta$ 曲线便可同位移迭加得到,这相当于一个“搭”的过程,广义上也是力法的范畴,故本文称其为排架弹塑性分析的“广义力法”,由于每根单柱的曲线既包含上升段也包含下降段,当然排架的 $H-\Delta$ 曲线也包含上升段和下降段,而且计算极其便捷。

此外,还应说明,虽然 $H-\Delta$ 曲线等于 $H_1-\Delta$ 曲线和 $H_2-\Delta$ 曲线相加,但从图 4 中不难看出总推力的极限值 H_u 并不等于两柱推力极限值 H_{u1} 、 H_{u2} 之和。例如,若 1 柱首先屈曲, $H_1-\Delta$ 出现下降段后,总推力 H 逐渐转由 2 柱承担,这种新的内力重分配将促使 H_u 的降低。特别是若 1 柱的压力较大,该柱底截面达到极限弯矩而形成塑性铰后,不仅不能承担推力增量,压力所产生的附加弯矩增量也转移到 2 柱,这也是只有以整体结构为对象进行全面分析才能正确求出结构的承载能力的理由。

在对排架进行二阶弹塑性分析时,我们最关心的便是钢排架的极限推力 H_u ,由图 4 知 H_u 的值介于 Δu_1 、 Δu_2 之间,且 $H-\Delta$ 曲线是一个单峰曲线,因此本文采用黄金分割法容易解出钢排架的极限承载推力。

对于 $\rho=1$ 的对称排架,当 $\alpha=1$ 时,此时排架两柱就仿佛两个自由工作的悬臂单柱,利用图 5 中的相关关系,可知 $\Sigma N / \Sigma N_{p0} = N / N_p = \phi$,其中 ϕ 为轴压稳定系数,下表是与规范比较的结果。

由表 1 结果比较表明,轴压稳定系数当长细比 λ 较小时,所得结果与规范结果相差无几,当 λ 偏大时,本文结果与规范结果略有出入。原因主要是规范采用的三柱子曲线分类归纳得出的,而且规范推荐的算法要保证足够的安全度,因此当 λ 较大时,本文结果比规范结果小是合理的,因此本文的计算方法是正确的。

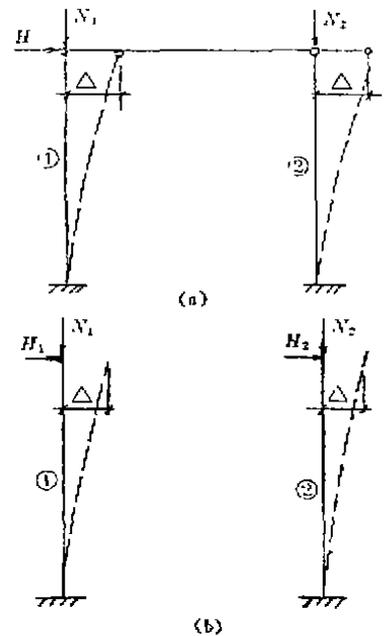


图 3 排架分析简图

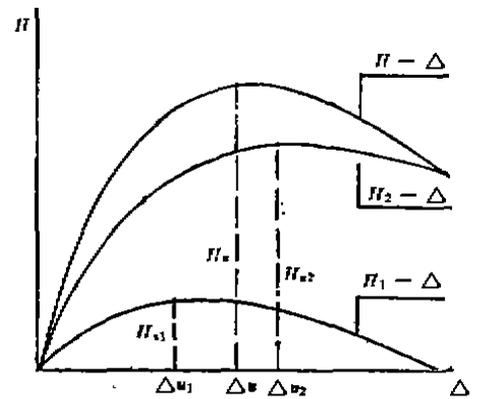


图 4 H_u 与 H_{u1} 、 H_{u2} 的关系

表 1 轴压稳定系数对照

	40	80	120	160
本文方法	0.940	0.785	0.522	0.33
规范计算	0.941	0.783	0.494	0.302
误差	-0.1%	-0.38	5.7%	9.27%

注:此处 λ 按计算长度系数 $\mu = 2$ 计算得。

3 计算结果

取材料的弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 屈服应力 $\sigma_s = 235 \text{ N/mm}^2$, 柱截面为工字形, 残余应力分布图参见图 1 所示。故计算结果用相关曲线 $\Sigma N / \Sigma N_p - \Sigma M / \Sigma M_p$ 表示如以下各图。

图 5 为当 $\rho = 1$, 即 1、2 两柱的截面相同时, $a = 1.00, 0.75, 0.50, 0.25$ 和 $\lambda = 40, 80, 120, 160$ 的相关曲线。图 6, 图 7, 图 8 为当 $\rho \neq 1$ 的三种情况下 $a = 1.00, 0.75, 0.50, 0.25$ 和 $\lambda = 40, 80, 120, 160$ 的相关曲线。

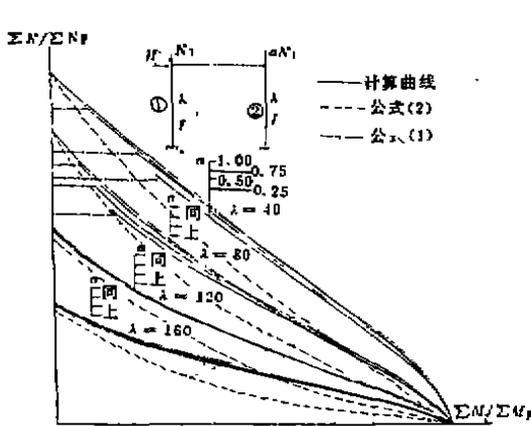


图 5 $\Sigma N / \Sigma N_p - \Sigma M / \Sigma M_p$ 相关曲线(1)

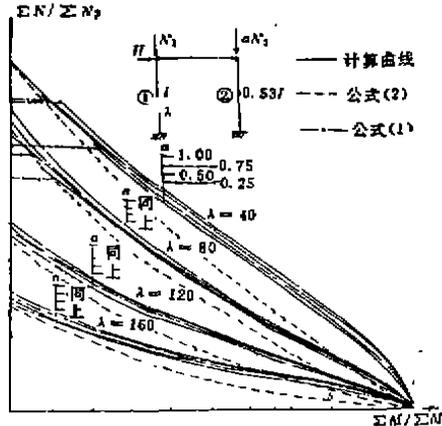


图 6 $\Sigma N / \Sigma N_p - \Sigma M / \Sigma M_p$ 相关曲线(2)

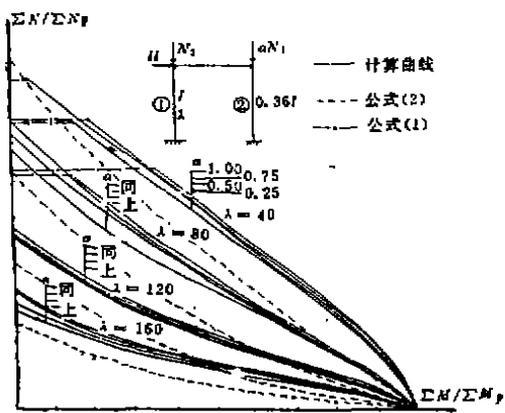


图 7 $\Sigma N / \Sigma N_p - \Sigma M / \Sigma M_p$ 相关曲线(3)

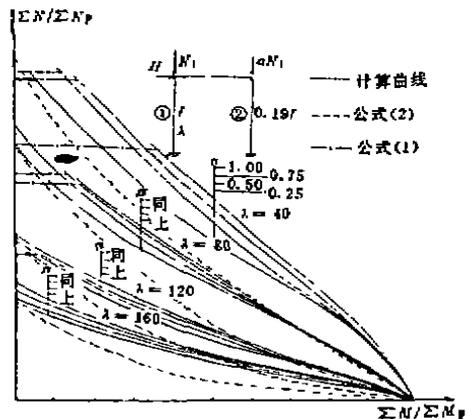


图 8 $\Sigma N / \Sigma N_p - \Sigma M / \Sigma M_p$ 相关曲线(4)

图 9 为当 $\rho = 1$ 时,排架柱侧向作用有均布荷载的情况时 $\alpha = 1.00, 0.75, 0.50, 0.25$ 和 $\lambda = 40, 80, 120, 160$ 的相关曲线。由于 $p-\delta$ 效应的影响,相关曲线比无侧向荷载的相关曲线略低,但是由于是以总量出场,因此降低并不太多。

从 $\Sigma N/\Sigma N_p - \Sigma M/\Sigma M_p$ 的相关曲线图可以看出,同长细比的相关曲线表现为密集带,即此时 α 值对排架的承载能力影响较小,实用上可不予考虑,当 ΣM 趋小时,此时柱有可能处于屈曲状态,相关曲线明显分散,设计时应予以区别对待。

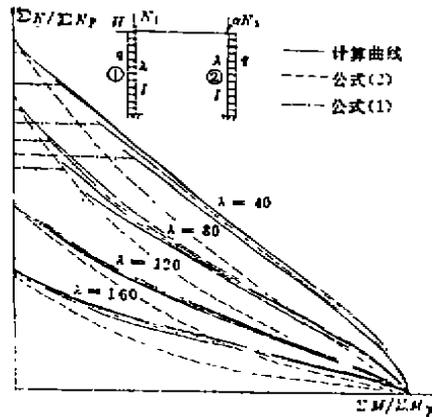


图 9 $\Sigma N/\Sigma N_p - \Sigma M/\Sigma M_p$ 相关曲线(5)

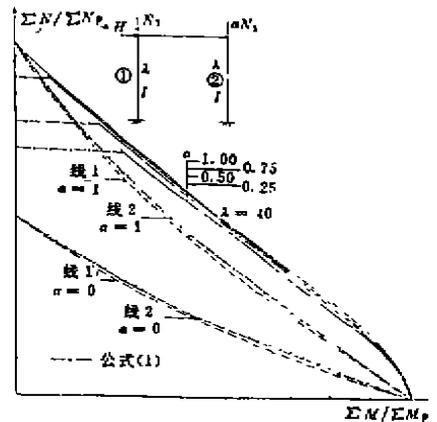


图 10 诸方法比较(1)

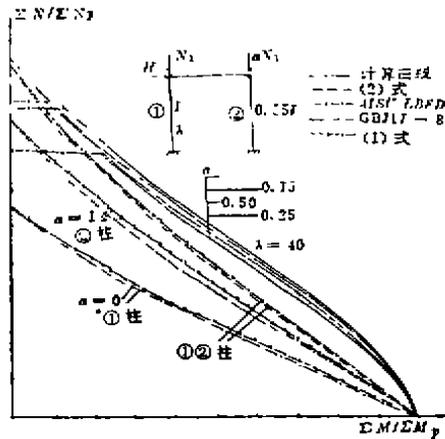


图 11 诸方法比较(2)

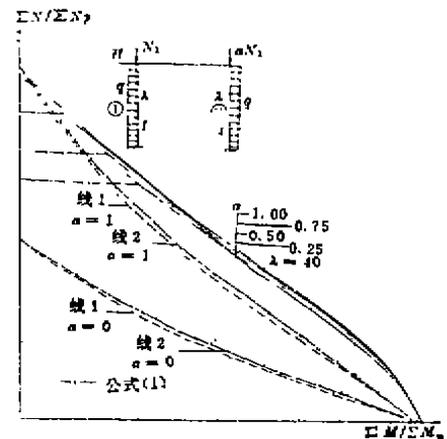


图 12 诸方法比较(3)

因此,本文建议采用如下“双控制”的设计方法,即 1. 验算单柱在无侧移时的稳定性,算式为

$$\frac{N_i}{\varphi_a N_p} + \frac{M_i}{\left(1 - \frac{N_i}{N_p}\right) M_p} \leq 1 \quad (1)$$

式中 N_i, M_i 为考查柱 i 在无侧移时的轴力、变矩。其它符号为

M_p — i 柱的极限弯矩

φ_a — i 柱的轴压稳定系数,按 $\mu = 0.707$ 查值

N_p — i 柱上的欧拉临界力

2. 同时按以下相关公式验算整个排架的承载能力, 即

$$\frac{\sum N_i}{\sum \varphi_1 N_{s1}} + \frac{\sum M_i}{\left(1 - \frac{\sum N_i}{\sum N_{s1}}\right) \sum M_{s1}} \leq 1 \quad (1)$$

式中 φ_1 为轴压稳定系数, 其值按 $\mu = 2$ 查。

由图 5~图 9 中, 我们看出 (1) 式保证了排架承力的上限, 只有在此上限之下, 排架才能进行协调工作。公式 (2) 的曲线比对应的计算相关曲线低, 因此 (2) 式保证了结构具有足够的安全度。

由于图 5~图 9 中相关曲线比较密切, 比较起来不易, 因此本文择其中几种情况将 (1)、(2) 式与中国规范以及 AISC LRFD 设计方法进行比较, 由于现行设计总是以单柱为设计对象的, 在比较之前, 我们已将相应设计公式处理成以总量出场的设计表达式, 比较结果参见图 10, 图 11, 图 12。图中, 中国规范的控制线为线 1; AISC-LRFD 的控制线为线 2。

从比较图中看出, AISC-LRFD 比 GBJ # 17-88 要偏于经济, 这主要是因为 AISC-LRFD 考虑了 P- δ 效应, P- Δ 效应的影响, 而且设计公式采用分段式表示的, 但这两种方法当 $\alpha = \varphi_2 N_{s2} / \varphi_1 N_{s1}$ 时, 均比 (2) 式偏于保守, 当 $\alpha = \varphi_2 N_{s2} / \varphi_1 N_{s1}$ 时, 两柱之间没有明显帮助作用, 故此时计算长度取为 $2l$ 是合理的, 此时中国规范算式与 (2) 式重合的, 而 AISC-LRFD 验算式则比 (2) 式来得经济, 但是当 $\alpha \neq \varphi_2 N_{s2} / \varphi_1 N_{s1}$ 情况时, 两柱之间总有一柱偏于弱小, 需要另一柱的帮助, 此时仍然将设计单柱的计算长度取为 $2l$, 显然是偏于保守的, 当然承载力要比 (2) 式低, 况且 H 的存在, P- Δ 效应等因素的影响, 计算长度必定也是随之而变的, 因此, 以整个结构为对象, 建立总荷载与总抗力之间的关系, 自然能更准确地表达结构的实际承载能力, 从而避免了设计中可能带来的偏差。

(2) 式在形式上与单柱设计公式的形式是一致的, 因此它不仅形式上简单, 而且也便于实际上的应用。

4 结 语

本文的主要目的是说明排架设计中以单柱对象的方法不尽合理, 特别是以一阶内力分析为基础建立实用公式时, 由于没有反映弹塑性阶段的内力重分配和柱屈曲后的内力再分配, 因而可能造成设计公式中的失误。此外, 以单柱为对象的设计方法, 还存在该柱计算长度的取值问题, 由于各柱之间的复交互影响, 柱的计算长度和各柱的刚度、压力以及推力等等因素有关, 不可能用一个固定值反映以上诸因素的效应, 这些都是现行设计方法中尚待解决的问题。

相反, 随着计算方法的改进, 计算像排架这样简单结构的整体承载能力已无困难, 因而宁愿以整体结构为设计对象, 从大量计算出的数据中找到相对主要的影响因素, 再归纳成实用设计公式, 既可解决上述困难, 又能准确反映结构的实际承载能力。

诚然, 在实际结构中, 荷载可能出现多种组合形式, 各柱的计算长度也可能不同, 因而尚应做出进一步的工作, 但本文作为新设计方法的初步尝试仍然是有意义的。

参 考 文 献

- 1 W. F. Chen and E. M. Lui. Analysis and Design of steel Frames In the U. S. A—90's And Beyond. 1990, 2
- 2 李开禧, 须宛明. 钢框架计算的 CDC 法. 重庆交通学院学报, 1991, 1
- 3 李开禧, 须宛明. 钢梁—柱两杆端变形增量的相关方程. 重庆交通学院学报, 1989, 4
- 4 吴惠弼. 框架柱的计算长度. 钢结构研究论文报告集第一册. 全国钢结构标准技术委员会. 1982, 11
- 5 中华人民共和国冶金部. 钢结构设计规范. 中国计划出版社, 1989

(编辑: 徐维森)

A DESIGN OF STEEL BENT BY SUPERPOSITION COLUMN METHOD

*Zhang Weidong**Li Kaixi*

(Dept. of Civil Engineering)

ABSTRACT This paper discusses the total structure as a studying object. The general-force method in this paper is adopted to search out the limit local of steel bent. The $\Sigma N / \Sigma N$, $-\Sigma M / \Sigma M$, relation curve, in which ΣN is the total compression force and ΣM is total moment on the steel bent. On the basis of them, in order to keep the same type as current core's design formula, a superposition column design formula is regarded total steel bent. The calculation example shows that it is more economic than GBJ 17—88 and AISC LRFD design formula, and it is of sufficient safety.

KEY WORDS steel bent, limit local capacity, elastoplastic analysis, relation curve, superposition column design formula