

高层型钢混凝土底部大空间转换层 结构性能研究

戴国亮¹ 蒋永生¹ 傅传国² 梁书亭¹

(1.东南大学 南京 210096 2.山东建筑工程学院 济南 250004)

摘要: 提出在底部中大开间(或小跨重载)的多高层建筑中,优先采用型钢混凝土转换梁及其底部大开间的型钢混凝土结构体系,对底部开间较大的高层、超高层建筑,可采用型钢混凝土结构及预应力型钢混凝土空腹桁架转换结构体系。为此,进行了型钢混凝土底部大开间梁式托柱转换层结构,与普通钢筋混凝土相应结构模型的竖向荷载和低周反复水平荷载对比试验,以及部分构件采用型钢混凝土的预应力型钢叠层空腹桁架转换结构与普通钢筋混凝土相应结构模型的竖向荷载和拟动力对比试验,提出了型钢混凝土底部大开间及转换层结构体系的部分设计建议,取得了卓有成效的成果。本文研究成果成功地应用于三个实际工程,取得了显著的社会和经济效益。

关键词: 型钢混凝土 转换结构 叠层空腹桁架 抗震性能

1. 前言

近年来高层建筑发展迅速,建筑朝体型复杂、功能多样的综合性方向发展。在一栋楼中,同一竖直线上,顶部楼层布置住宅、宾馆,中部楼层一般布置办公用房,下部为商店、文化娱乐场所等公共设施用房,这种不同用途的楼层,需要不同大小的开间,也往往需要不同的结构形式。从建筑功能上看,上部只需要小开间的轴线布置和较多的墙体,以满足旅馆、住宅的要求,中部需要中等大小的室内空间,可以在柱网中布置一定数量的墙体,以满足办公用房的要求,下部需要大柱网大空间,墙体要尽量少,以满足商店、餐馆等公用设施的要求。很明显,上述要求与合理自然的结构布置正好相反,正常的结构布置是高层建筑下部楼层需要较多的柱和墙来承受水平和垂直荷载,这与底部大开间的用途是相悖的,因此需要在结构上设置转换层(Transfer Story Structure)。

本文提出在底部中大开间(或小跨重载)的多高层建筑中,优先采用型钢混凝土转换梁及底部大开间的型钢混凝土结构体系;对底部开间较大的高层、超高层建筑可采用型钢混凝土结构及预应力型钢混凝土空腹桁架转换结构体系,其中型钢混凝土用于承受较大剪力的部

分杆件及节点中。

2. 型钢混凝土梁式托柱转换层结构的试验研究

2.1 试验概况

根据一实际工程按1:5缩比尺寸,设计了RC与SRC梁式转换结构的框架转换模型各一榀。考虑到要模拟框支转换梁及其上部结构的受力状态,模型设计时转换梁上部取2层,下部框架取1层,试件模型尺寸及截面配筋如图1(a)(b)所示。混凝土强度等级为C25。在SRC试件中,转换梁及其下部柱中配置工字形型钢,其中下部边柱中的型钢延伸至转换梁以上柱的反弯点处截断。预留标准钢材试件和混凝土试块实测材料力学性能指标列于表1。

表1 模型材料性能

模型	混凝土		钢 材		
	f_{cu} (N/mm ²)	直径 (ϕ)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s (10 ⁵ N/mm ²)
RC	27.6	6	323	416	1.97
		8	341	459	1.89
		10	332	435	1.84
		12	342	444	1.93
		12	395	573	1.85
		14	406	565	1.82
SRC	27.6	16	359	520	1.78
		4mm钢板	301	418	1.96
		110	311	435	2.02

首先是静力试验，仅施加竖向荷载，并控制竖向加载在正常使用范围之内，以研究转换梁在竖向荷载作用下的工作性能。竖向荷载按照每个千斤顶18kN、36kN、54kN、72kN、90kN、108kN、126kN、135kN、144kN、153kN、162kN依次增加，其后进行低周反复荷载试验。

竖向荷载维持在每个千斤顶162kN，施加水平反复荷载。试件屈服前采用荷载控制，采用分级加载制度：RC试件从10kN开始每级荷载增加10kN，依次按10kN、20kN、30kN……至整个试件屈服；SRC试件水平加载每级取20kN，接近屈服点时，将每级加载控制在10kN，至整个试件屈服。试件屈服以后改为位移控制，以屈服位移的2倍、3倍……加载直至试验模型的承载

力下降到最大承载力的85%以下为止。屈服以前每级荷载循环2次，屈服后每级荷载循环3次。

2.2 试验结果与分析

2.2.1 试验描述

两个试验模型在加载过程中均经历了弹性工作阶段、弹塑性工作阶段和破坏阶段。模型破坏裂缝分布如图2所示。试验现象相同点：两个试件在竖向加载阶段，转换梁跨中受拉区和两端顶部受拉区依次开裂，开裂荷载略有不同，SRC试件开裂荷载较RC试件略大。在反复水平加载的前期和中期，裂缝继续发展并且不断有新裂缝产生。裂缝大多集中在转换梁底部、转换梁两端顶部、上部框架梁的两端、上部二层框架柱的柱底以及底层框支柱的柱底。在反复水平加载的中后期，大部分上部框架梁

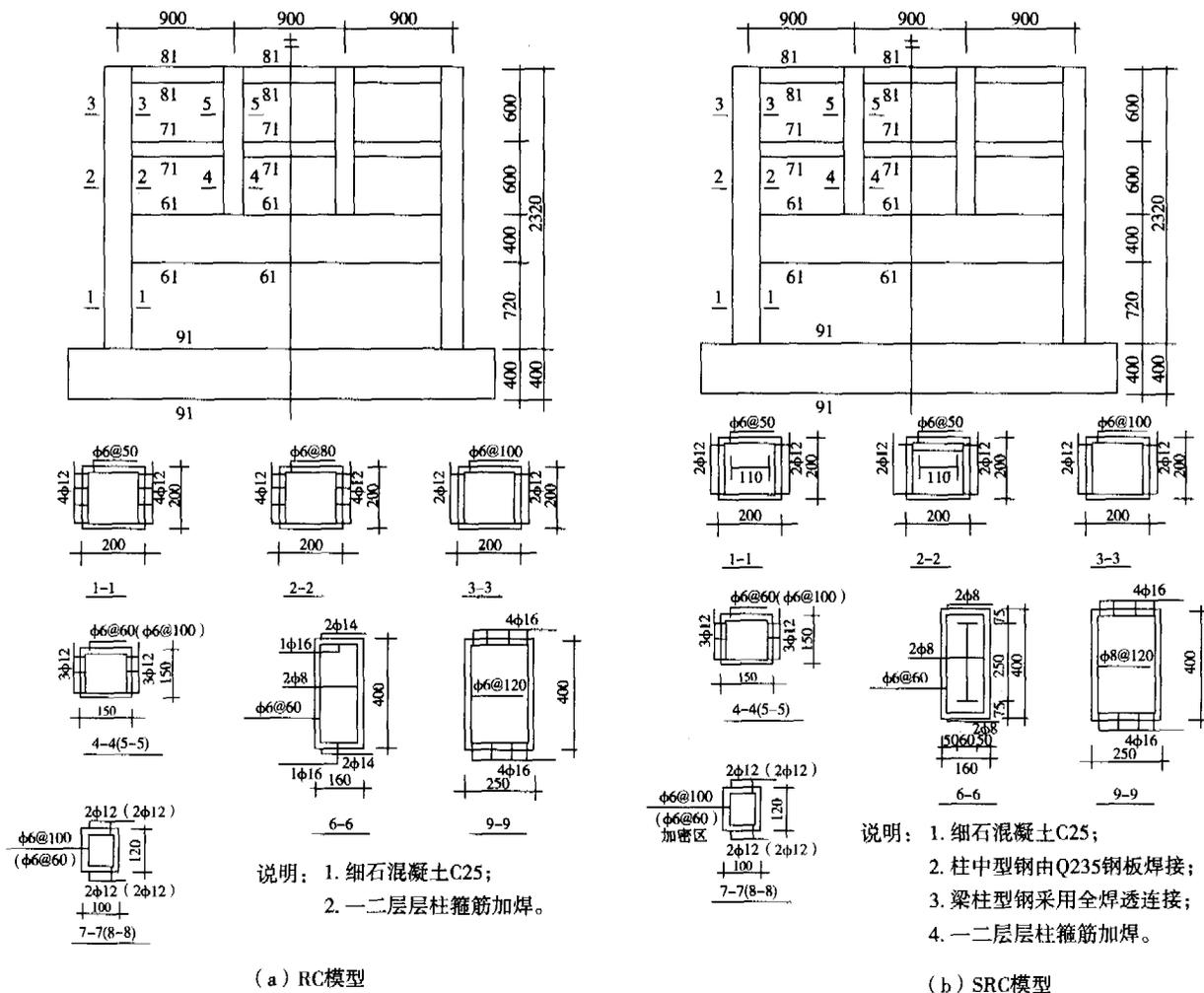
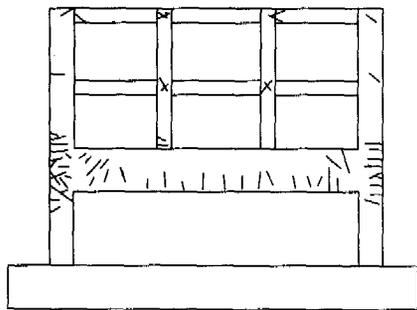
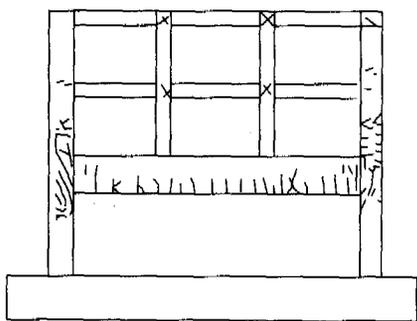


图1 模型尺寸及截面配筋图



(a) RC模型裂缝分布图



(b) SRC模型裂缝分布图

图2 模型裂缝分布图

两端及二层框架中柱柱底均出现塑性铰，塑性铰区混凝土被压碎甚至崩落。

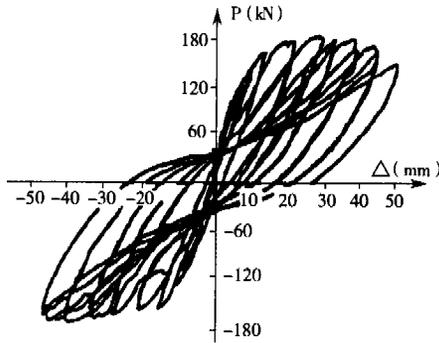
试验现象不同点：(1) 比较显著的是RC模型较SRC模型在转换大梁与边柱的节点处具有更多的交叉斜裂缝，并且此节点的破坏较SRC模型要严重。其主要原因在于：型钢混凝土节点与一般钢筋混凝土节点不同，型钢承担了较大的荷载，且保证了连接完好；同时型钢对节点混凝土有一定的约束作用，阻止了混凝土的压缩变形。在配实腹式型钢的节点中，在型钢屈服前，混凝土一般不可能压碎而导致节点破坏。实腹式型钢腹板在节点中承担了较大的剪力，同时型钢翼缘对其内混凝土有约束作用，使混凝土的抗剪强度有所提高，因而节点抗剪能力大为提高。对型钢腹板来说，核心区混凝土又对其有约束，所以能保证节点达到极限状态以前，型钢腹板不发生局部屈曲，这些对节点抗剪有利。(2) SRC结构中，出现了在二层边柱中段的水平裂缝，并且还有纵向劈裂裂缝，主要原因在于是底层SRC柱中的工字钢在二层中部终止。这个部位的刚度发生突变，以致于在反复

荷载作用下，出现沿工字钢截断部位的水平裂缝以及沿工字钢周边因与混凝土的粘结破坏而产生的纵向劈裂裂缝。劈裂裂缝的产生是与钢与混凝土之间的粘结性能密切相关。对于型钢混凝土构件来说，型钢与混凝土之间的粘结作用与光面钢筋相似，主要是靠钢材表面与混凝土砂浆之间的化学胶着力，但这种胶着力一般较小。国外有些试验结果表明：型钢与混凝土之间的粘结力大约相当于光面钢筋的1/2弱，因此，即使在较低应力下，也会使钢材和混凝土之间产生滑移，使它们之间的粘结作用遭到破坏，影响了剪应力的传递，使型钢翼缘外侧混凝土上产生应力集中，一旦荷载增加到使其主拉应力达到混凝土的极限抗拉强度时，便产生一系列短而斜的粘结裂缝。随荷载的增加与反复，这些粘结裂缝容易贯通成竖向劈裂裂缝，导致混凝土剥落。因而型钢混凝土与钢筋混凝土连接部位的构造处理相当重要。(3) 对于RC模型，转换梁两端明显出现斜裂缝，产生剪切破坏；而SRC模型的转换梁中裂缝基本上为垂直弯曲裂缝，未发生剪切破坏。由于型钢的存在，强剪弱弯的设计原则得以保证。

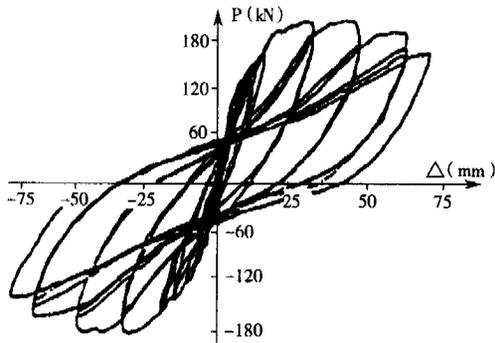
2.2.2 试验结果对比分析

(1) 受力与变形滞回特性及骨架曲线

RC与SRC模型的P- Δ 滞回曲线如图3所示，由其外包线绘制的骨架曲线如图4所示：由图3、4可见，RC模型的滞回曲线显得比较瘦长，并呈现出一定的捏拢现象。而SRC模型滞回曲线则相对比较丰满，捏拢现象好于RC模型。以上现象表明，RC模型加载中后期的开裂及钢筋与混凝土之间滑移现象较为严重，而SRC模型由于型钢的作用，增强了底层框支层乃至整个模型的抗侧刚度和弹性恢复力，使裂缝的闭合较快而且充分，整体滑移现象减轻，从而使SRC模型的滞回曲线的捏拢现象好于RC模型。另外，由滞回曲线和骨架曲线还可看出，虽然模型按等强设计，但最后表现出的结果是SRC模型的水平承载能力高于RC模型，其变形能力及延性也明显好于RC模型。



(a) RC模型滞回曲线



(a) SRC模型滞回曲线

图3 RC、SRC模型滞回曲线

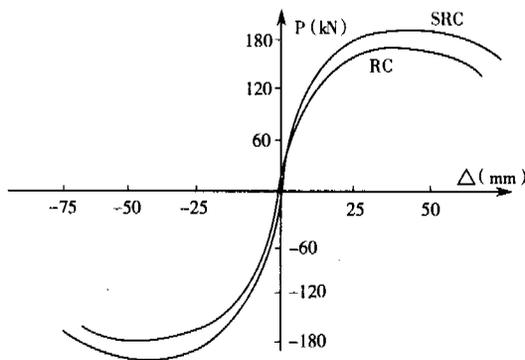


图4 RC与SRC模型P-Δ骨架曲线

(2) 滞回延性与极限变形能力

低周反复荷载作用下结构的延性即滞回延性，乃是指结构受反复荷载作用时，经过多次循环后，在保持一定承载能力的前提下，结构所表现出的非弹性变形能力。可用骨架曲线的极限位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值作为滞回延性的度量标志，称为滞回延性系数。本文两个模型的滞回延性系数、比值和按模型顶点位移计算的相对极限变形值列于表2中。从表可以看

出，本试验的两榀模型中，SRC模型比RC模型具有更明显优质的延性性质和极限变形能力。

表2 模型延性系数及相对极限变形值

模型	屈服荷载 P_y (kN)	屈服位移 Δ_y (mm)	极限荷载 P_u (kN)	破坏位移 Δ_u (mm)	延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$	相对位移 $\Delta = u / H$
RC	127	9.5	183	52.0	5.5	1/43
SRC	146	9.8	194	71.5	7.3	1/30

(3) 耗能能力

滞回曲线包含的面积表明了这一加载循环期间，结构耗散地震能量的多少。为了便于比较，本文引入等效粘滞阻尼系数 h_e 的概念。 h_e 反映了耗散能量与输入能量之比。两个模型各阶段的 h_e 值列于表3。

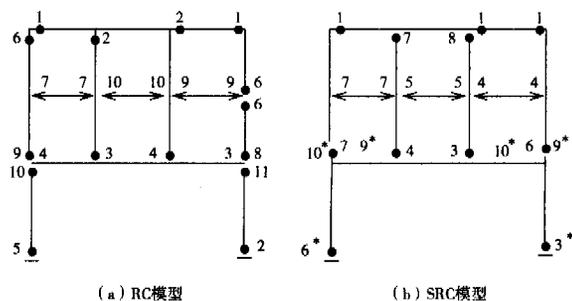
表3 模型各阶段的 h_e 值

模型	加载阶段				
	100kN	13mm	32mm	48mm	72mm
RC	0.07	0.12	0.13	0.13	-
SRC	0.07	0.12	0.16	0.16	0.18

从表3可以看出，随着荷载或位移的增加，试件的耗能能力逐渐增大，特别是出现塑性铰以后，模型耗散能量的增加尤为明显。这说明塑性铰的转动能力对结构总的耗能起着重要作用，同时也从另一侧面说明，地震能量转化结构动能的部分大大减小，结构的地震反应明显减弱。在加载过程的中后期，SRC模型的耗能能力大于相应的RC模型。

(4) 破坏机制

RC与SRC两模型各控制截面的塑性铰出铰部位与顺序如图5所示。（按图中编号由小到大的顺序先后出铰，图中不带*数字表示钢筋屈服，图中带*数字表示型钢翼缘屈服），其相应的加载级数分别列于表4和表5。



(a) RC模型

(b) SRC模型

图5 模型的出铰部位和顺序

表4 RC模型的出铰顺序与部位

加载级数	向右 100kN	向右 26	向左 26	向右 26	向左 26	向右 26	向左 26	向右 36	向左 36	向右 46	向左 46
出铰位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

表5 RC模型的出铰顺序与部位

加载级数	向右 120kN	向右 140kN	向右 26	向左 26	向右 26	向左 26	向右 26	向左 26	向右 36	向左 36
出铰位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

由试验结果及图5可见, RC模型上部框架屈服较晚, 正反向26循环时, 两个底柱根部及底部转换梁支座均出现了塑性铰; 而二、三层横梁上仅有少量塑性铰。图5中9、10号塑性铰皆是36循环后, 底柱和二层柱底塑性铰基本形成后才出现的, 未实现上部结构梁端首先出铰并充分耗散地震能量的作用。大位移循环时, 底层框支柱上、下端部皆形成塑性铰, 对抗震十分不利。SRC模型的屈服机制相比RC模型较为理想。基本上是先三层横梁支座, 再二层横梁支座, 然后二层中柱底, 最后是底部转换梁与框支柱同时屈服的机制。大位移循环控制加载时, 模型主要依靠上部空腹桁架梁端部、中柱柱底的塑性铰转动来形成主要的非弹性变形, 进而首先耗散地震能量, 起到了底部转换梁上部结构作为第一道抗震防线的作用。由此也可以看出, 在试验加载的后期, SRC模型由于采用型钢框支层, 其薄弱层显然已上移到与SRC转换结构相连的上层(本试验模型的二层)。这里在大位移的循环控制加载下, 塑性铰转动充分, 侧移明显。从这个角度说明, 与SRC转换结构相连的上层柱设计时, 就应当引起足够的重视, 尤其重视其延性设计。

3. 预应力部分型钢叠层空腹桁架转换结构拟动力试验

3.1 试验概况

针对叠层空腹桁架转换结构受力特点和山东省世界贸易中心二期工程的工程背景, 进行了两榀叠层空腹桁架转换层结构的拟动力试验。一榀为普通钢筋混凝土叠层空腹桁架转换

层模型(简称为RC模型), 另一榀为预应力部分型钢混凝土叠层空腹桁架转换层模型(简称为PSRC模型)。两模型均按1:8的相似比缩小, 混凝土强度等级为C60。PSRC模型的中边柱、边竖杆及下弦杆剪力较大部分(见图6)采用型钢混凝土, 下弦配置 $\phi 15$ ($f_{ptk}=1860\text{N/mm}^2$)的预应力钢绞线, 张拉控制应力为 $R_{con}=0.6f_{ptk}$, 总张拉力 $N_p=156\text{kN}$, 模型尺寸及配筋见图6。预留标准钢材试件和混凝土试块, 试验时实测材料的力学性能见表6所示。

首先进行竖向荷载试验, 然后保持竖向荷载不变, 进行拟动力试验。为弄清试件在整个受力过程中梁柱塑性铰区纵筋的应力变化情况, 在这些部位的纵筋上, 分别粘贴了电阻应变片, 在PSRC模型中, 在纵筋相应位置处的型钢上也贴有应变片。试件的侧移通过设置在上弦杆及下弦杆形心轴处的位移传感器来量测。其中上弦杆的位移传感器接入X-Y函数记录仪以绘制试件在震作用下的滞回曲线。试验中, 输入地震波选用EL-Centro波(1940NS), 原波时间间隔为0.02s, 记录长度8s, 按试验模型与实际结构缩比压缩后该波时间间隔0.007s, 记录长度2.8s。

表6 模型材料性能

模型	混凝土		钢材		
	f_{cu} (N/mm^2)	直径 (ϕ)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	E_s (10^5N/mm^2)
RC	56.64	6	320	412.32	1.86
		8	370	461.55	1.78
		12	322.73	449.47	1.97
		12	394.94	552.62	1.91
PSRC	62.36	14	389.76	559.75	1.92
		16	379.65	592.69	1.95
		7 ϕ 5钢绞线	1000	1860	1.85
		4mm厚钢板	328.88	435.40	1.90

3.2 主要试验结果与分析

(1) 竖向荷载作用下

比较RC与PSRC模型在竖向荷载作用下开裂情况可知, PSRC模型由于在底部转换梁中施加了预应力, 因此抗裂性能优于RC模型。而预应力的施加和钢骨混凝土的应用, 也同时增加了

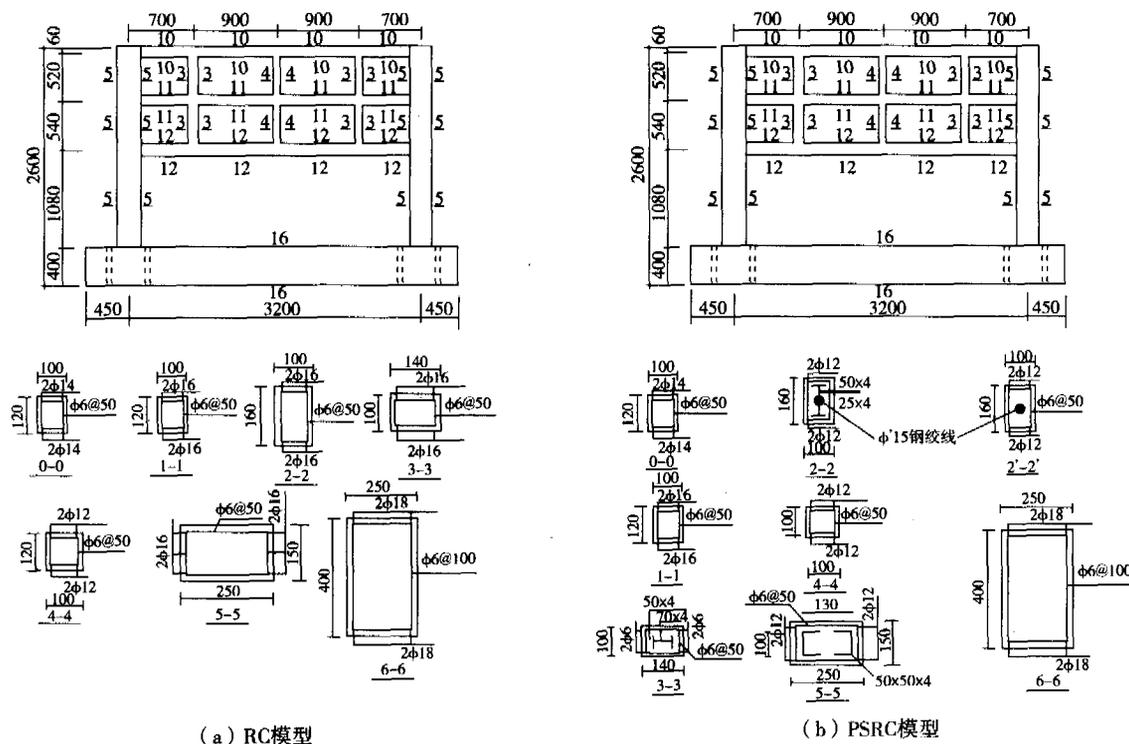


图6 试件模型尺寸及配筋

底部转换梁的刚度，从而改变了转换结构各杆件间的刚度比，底部转换梁的受力增加，而上部杆件受力相应减少，从而使上部杆件的开裂推迟。

比较竖向荷载作用下模型底部转换梁的跨中挠度变化情况，PSRC模型由于采用了预应力和部分钢骨混凝土，其刚度好于RC模型。在模型每柱顶竖向荷载为10kN时，RC模型的跨中挠度为0.637mm，PSRC模型的跨中挠度为0.545mm。另外，PSRC模型的测量挠度值，实际上在张拉施加预应力过程中，底部转换梁及上部整个结构会有反拱现象，因此，实际的真正竖向挠度值要小于实测值。因此，PSRC形式的叠层空腹桁架转换结构，容易实现竖向挠度的控制。

比较RC模型与PSRC模型在竖向荷载作用下的部分应变片实测应变。PSRC模型由于在底部转换梁中施加了预应力，底部转换梁在加载前受有轴向预压应力。在竖向荷载作用下，底部转换梁中逐渐增加拉力和弯矩，在PSRC模型每柱顶加载至10kN，底部转换梁内仍存在轴向压应力。而RC模型，在竖向荷载作用下，底部转

换梁中拉应力增长较快。因此，RC模型开裂较早，其抗裂能力显著不如PSRC模型。

(2) 拟动力试验

保持两模型竖向荷载不变（每柱顶均为10kN），进行拟动力试验。地震波EL-Centro波加速度峰值依次取为0.35g、0.7g、1.4g和2.1g。两模型破坏时裂缝分布如图7所示。

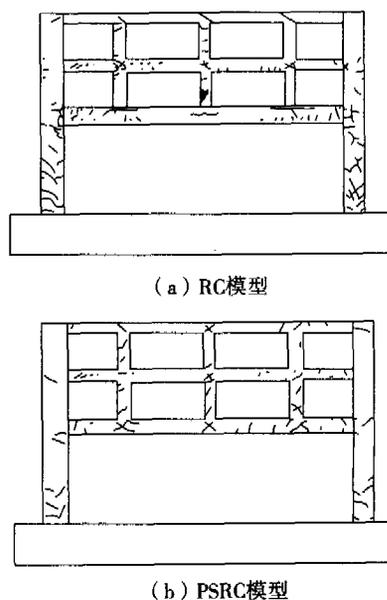


图7 破坏后模型裂缝分布图

从图7看出，模型RC节点破坏严重，呈现明显的脆性破坏特征；而模型PSRC节点破坏较模型RC好得多，出铰顺序较合理，后期变形能力较强，显示出良好的抗震性能。

图8和图9分别为模型RC和模型PSRC在各次地震波作用下的楼间层间最大位移分布图，图中纵坐标为楼层，横坐标为各层位移和顶层位移之比。可以看出，随着地震波量级的增加，两模型底层均出现不同程度的变形集中现象，而模型PSRC底层的变形集中程度较模型RC明显减轻，这与框支柱配置型钢有关，可见，模型PSRC的抗震性能较模型RC好。

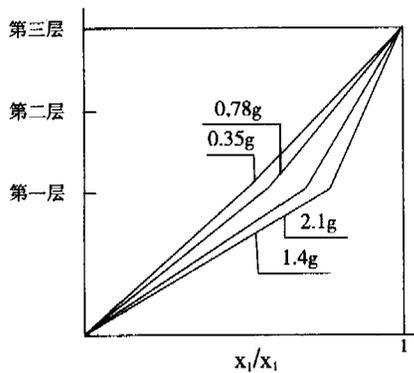


图8 模型RC层间位移分布

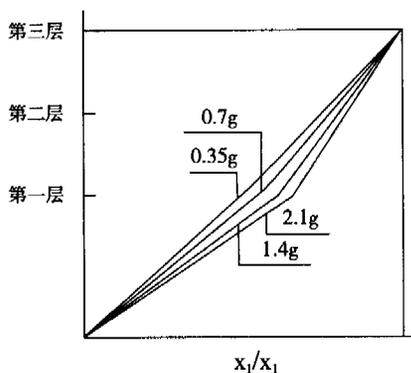


图9 模型PSRC层间位移分布

图10(a)为模型PSRC和模型RC的刚度退化曲线。图中纵坐标为退化刚度与初始刚度之比 (k_a/k_0)，横坐标为底层水平位移 x 。从图中可以看出，在开裂以后，模型RC的刚度退化很快，而模型PSRC则较慢。图10(b)为两模型退化刚度之比随底层位移变化的曲线。从图中可以看出，当采用型钢后可明显提高后期刚度。

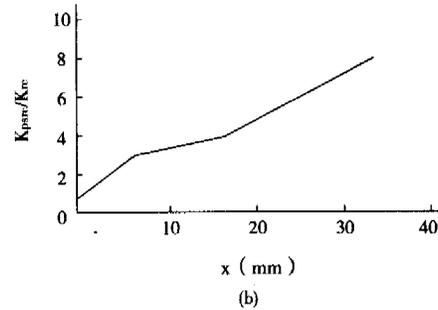
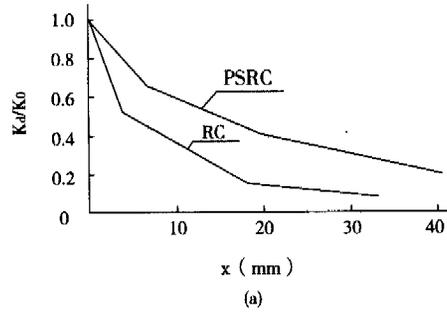


图10 模型刚度退化曲线

图11为模型PSRC和模型RC的基底剪力-位移骨架曲线。从图11中可以看出，模型PSRC的承载力与变形能力较模型RC大幅度提高，在进入骨架曲线下降段后，模型RC的承载力迅速降低，而模型PSRC的承载力下降缓慢，表现出良好的延性，这说明配置型钢效果显著，可大大提高房屋整体抗震能力。

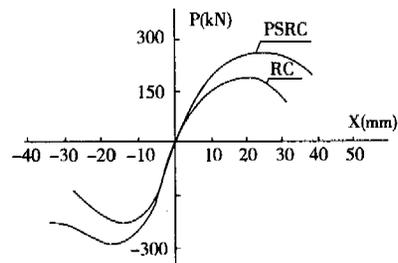


图11 两模型基底剪力位移骨架曲线

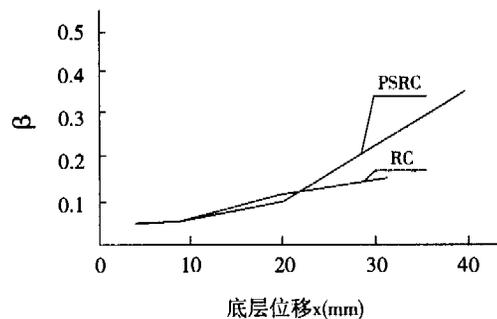


图12 模型等效粘滞阻尼系数

图12为模型RC和模型PSRC的等效粘滞阻尼系数的变化情况。从图12中可以看出,模型RC在开裂以后,由于斜裂缝的迅速发展,其等效粘滞阻尼系数上升较快;而模型PSRC开裂以后,由于斜裂缝开展缓慢,其等效粘滞阻尼系数上升较为缓慢,但随着地震波加速度峰值增加,位移增大,其等效粘滞阻尼系数逐渐增大,显著高于模型RC,这表明当转换层中配置型钢和施加预应力之后,可以大幅度提高房屋整体的耗能能力。

(3) 弹塑性动力分析

根据叠层空腹桁架转换层结构在水平力作用下的实际变形特点,采用杆系模型进行弹塑性动力分析。本文编制了适合于空腹桁架转换层结构的弹塑性动力分析程序,程序中对普通梁柱单元和预应力混凝土单元分别采用不同的恢复力模型,运动微分方程的求解采用Newmark- β 法。利用该程序,选用与拟动力试验相同的EL-Centro地震波,对试验模型进行了弹塑性动力分析。图13给出了峰值在1.4g的地震动作用下两模型的计算和试验位移时程对比曲线,由图可见,二者符合较好,反应趋势相同,反应周期及最大振幅均较接近,但两者之间仍存在差异,特别是在地震波峰值较大阶段以及每一阶段的反应后期。造成这些差异的主要原因是,理论计算采用的恢复力模型及计算方法带来的误差,以及两个作动器控制不能完全同步及整个联机系统有一定误差。同时可以看出:在相同量级的地震波峰值作用下,模型RC位移反应较PSRC模型大。

4. 有关结论及设计建议

通过对型钢混凝土梁式托柱转换层结构RC及SRC两模型的试验结果对比分析,可以得出如下结论:

(1) 框支柱及底部转换梁采用型钢混凝土的SRC模型在竖向及水平低周反复荷载作用下的受力性能和滞回特性、耗能能力、整体延性、刚度退化等抗震性能方面明显优于普通钢筋砼的RC模型。

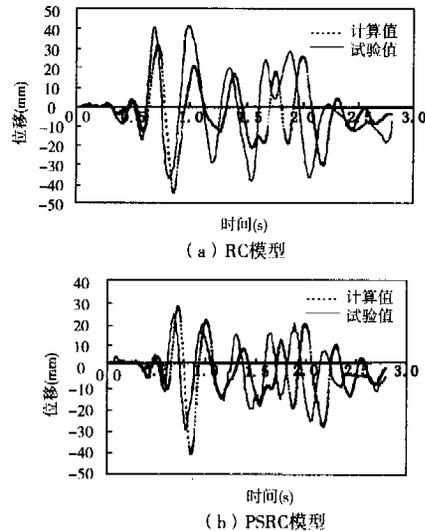


图13 1.4g地震动作用下两模型试验与计算位移时程曲线对比

(2) 采用型钢混凝土的底部转换梁的抗剪性能较普通钢筋砼转换梁明显改善。由于转换梁的截面尺寸往往受抗剪控制,因此,在相同承载力要求的情况下,采用型钢混凝土转换梁可以较普通钢筋砼转换梁减小截面尺寸,增加建筑净空。

(3) 底部转换梁与框支柱采用型钢混凝土后(SRC模型),底部转换梁与框支柱节点的抗震性能较普通钢筋砼结构有显著的改善。真正实现了强节点,并保持了优越的整体工作性能。

(4) 采用型钢混凝土的底层大空间转换结构,由于型钢骨架的贡献,其薄弱层已上移,使整个结构的屈服破坏机制趋于合理。另外,由于钢骨的作用,底层框支柱与底部转换梁的塑性转动延性也得到显著的改善。

(5) 本文试验的RC及SRC两模型,反映了当前框架结构托柱转换结构的常见形式。由于底部转换梁的截面及刚度明显大于承托的上部梁柱杆件,所以,上部梁柱杆件与底部转换梁作为叠层空腹桁架的共同工作性能相对比较弱,基本呈现单一转换梁的受力机制。从抗震角度看,欲使这种共同工作性能较大地发挥作用,转换梁上承托的上部结构应设计为转换结构的第一道防线,底部转换梁及框支柱采用型钢混凝土并作为最后一道防线。

通过对预应力部分型钢叠层空腹桁架转换结构RC及PSRC两模型的试验结果对比分析,可以得出如下结论:

(1) 通过对RC及PSRC模型的竖向荷载作用下对比试验可以看出,就这种大跨度叠层空腹桁架式整体转换结构来说,底部水平转换梁施加预应力,对于本转换结构,PSRC既可在不增加杆件截面尺寸的情况下,提高杆件乃至整个转换结构的刚度,减少转换结构的挠度,又可显著改善转换结构的抗裂性能。因此,是非常有效的措施。

(2) 两模型在水平拟动力加载下的对比试验结果表明,PSRC模型所采取的有效措施,使其总体的抗裂性能显著优越于RC模型。底部转换梁与立柱的节点区具有型钢高强混凝土核心,在模型破坏时仍保持较好的完整性,使得底部转换梁起到了该种转换结构的最后一道防线的作。

(3) 本文提出的叠层空腹桁架转换结构,不论在竖向还是水平地震作用下,其整体工作性能良好。具有足够的竖向承载力,可安全的实现竖向荷载的整体转换;同时,在水平地震作用下,可以实现延性破坏模式,PSRC模型的抗震性能更为优越。

(4) 随着转换层数或荷载的增加,竖向杆件截面尺寸势必加大,这将导致该杆件的跨高比较小,使其受剪破坏的影响加大,对此,必须引起足够的重视。本转换结构在受剪力较大的竖杆等部位采用型钢高强混凝土,使PSRC模型斜裂缝明显减少,实现了“强剪弱弯”的设计原则。

(5) 按照多道防线的思想,具有大跨度转换结构的建筑物,转换结构不能首先进入破坏状态,但就那种空腹桁架式大跨度转换结构本身而言,也应当考虑多道防线。最底部转换梁是较为重要的转换构件,应作为转换结构的最后一道防线。

5. 工程实例简介

5.1 辽源得亨股份有限公司氨纶工程

辽源得亨股份有限公司氨纶工程为高22m的

四层多跨厂房,总建筑面积6000m²,年产氨纶纤维500t。据生产工艺要求,柱网尺寸为13.0m×7.0m和6.5m×7.0m,其中部分柱网从下至上均为13.0m×7.0m,部分为底层柱网13.0m×7.0m,上部为6.5m×7.0m,层高5.5m。生产活载为4kN/m²,进口生产设备要求主框架梁的变形小于L/1000。同时,该工程建设地吉林省辽源市,冬季时间较长,每年11月至次年4月,近5个月时间内无法进行钢筋混凝土的施工,但整个项目工期很紧,早投产一个月可实现产值1000万,为争取时间,必须在冬季施工,根据生产特点,该厂房为丙类二级防火,要求较高。

从上可知,采用型钢混凝土结构是较为理想的选择。

5.2 徐州国际商厦工程

徐州市国际商厦工程系双塔式超高层建筑,地下2层,地上裙房7层,塔楼45层。总建筑面积133912m²,高170.6m,是徐州市的标志性建筑。该工程结合其使用功能要求,采用了框架—核心筒结构体系。

为了给用户提供使用空间大、布置灵活的建筑平面,墙柱结构应尽量少和小,可是从结构设计上就需要加大建筑物的整体刚度,增强构件的强度与刚度,尤其是抗侧力构件,同时还要求严格控制墙、柱轴压比,以满足抗震要求。为达到这些目标,该工程采用了C60高强混凝土,且30层以下柱子及24层转换梁(跨度12m)采用了型钢混凝土技术,使下部柱子截面控制在1200mm×1200mm,转换梁高度控制在1000mm范围内。经过多种程序的计算分析,结果都较为满意。

5.3 山东世界贸易中心配套工程

山东世界贸易中心配套工程,地下3层,地上8层,为框架结构。在地上6层抽柱形成平面尺寸31.0m×27.3m的大空间楼层作为大型会展中心,6层大空间上部的7、8两层为办公用房,屋面为露天网球场。根据美国曹康设计事务所提供的建筑方案,要求转换层梁高不大于1.4m。

(下转第32页)

到合理、有效控制主梁远期挠度的变化。

3. 结束语

1988年法国人Mathivat提出部分斜拉桥这一新的桥梁结构型式,1994年日本建成了世界上第一座部分斜拉桥—小田原港桥,之后,部分斜拉桥在国内外得以迅速发展,据不完全统计,国内外已建成或在建项目不少于50座。由于其经济、美观、施工方便等众多优点,部分斜拉桥已成为许多城市大中桥梁的竞选方案,近期尚有多座部分斜拉桥在建设与筹建之中,其跨径与桥面宽在不断地增大,种类也不断地演变,从原来以单索面为主,又出现了双索面的部分斜拉桥,从单塔、双塔型向多塔型发展,从单一的矮塔型向高塔型部分斜拉桥发展,在今后景观、实用大中跨径的桥梁中均会有更广阔的发展前景。但目前我国关于部分斜拉桥的相关规范,技术规定及检验标准还不完善,还有许多新技术正待迅速发展,许多新理念急急提出,技术上需要试验验证,这些实际情况在一定程度上影响着工程进度,增加了工程造价。本桥设计及施工过程中,将针对一些技术问题通过试验或进行有限元分析以作进一步的确定,来确保工程质量,并积累和总结部分斜拉桥实施的成功经验。

(上接第26页)

如采用普通钢网架来实现该建筑方案,则需三层大空间网架,这样大跨度的网架就其一层结构的高度要达2.5m左右,总结构高度要增加近三层楼高,这样不但大幅度增加造价,而且不能满足设计意图。另外,从城建角度也不允许建筑进一步超高,因此,网架方案不可行。如采用普通钢筋混凝土梁式转换层结构,转换梁高约需4~5m,这既不能满足设计要求,而且浪费建筑空间、增大建筑造价。

该工程采用了下部大空间预应力部分型钢叠层空腹桁架转换结构体系,成功地解决了该工程难题。采用整体转换结构方案在不增加建筑高度的情况下,即实现了31.0m×27.3m的无柱

本文仅结合潮白河大桥的主要结构特点,针对部分斜拉桥体系做了一定的探讨和分析,对于部分斜拉桥设计尚有许多相关问题和理念需要提出、探讨和解决,一些在工作中已得到解决的问题和实践经验还需要加以总结和概括。例如:部分斜拉桥的索力对结构体系总荷载的贡献比例如何加以控制,结构才能更加合理、有效、经济;部分斜拉桥与普通斜拉桥桥面结构体系的区别;部分斜拉桥横梁结构的分析与普通斜拉桥的不同等等。我们将在今后的工作中会进一步分析、研究和总结,特别对高塔型部分斜拉桥仍需做更深一步的研究。

特别感谢参与本桥方案、初部设计及施工图设计的冯燕宁、张宏远等全体同志,感谢我院包琦玮总工的主持,罗玲、沈中治等老总的大力支持,感谢对本桥设计提供帮助的全体同志。

参考文献

- [1] 黄道全,谢邦珠.宜宾中坝金沙江大桥的设计特点.第十五届全国桥梁学术会议论文集,2002.12.同济大学出版社
- [2] 广州大学路顺道桥工程检测中心.中山市歧江大桥主塔鞍座阶段模型试验研究报告.2004.
- [3] 顾安邦,徐君兰.矮塔斜拉桥.中国公路学会桥梁和结构工程学会.2001年桥梁学术讨论会论文集.2001.8.人民交通出版社.
- [4] 陈宝春.部分斜拉桥最新发展.大跨径桥梁创新技术论坛.2005.05

大空间,又保证了大空间上部两层总建筑面积为 $2 \times 31.0 \text{m} \times 27.3 \text{m} = 1692 \text{m}^2$ 的正常建筑使用功能。同时,也使得大空间平面以外的建筑面积的使用功能不受影响。

参考文献

- [1] 戴国亮.预应力型钢筋混凝土迭层空腹桁架转换层结构试验研究与理论分析[D].南京:东南大学土木工程学院,2000
- [2] 傅传国.预应力钢骨高强混凝土叠层空腹桁架转换层结构试验研究[D].南京:东南大学土木工程学院,2000
- [3] 朱伯龙.结构抗震试验[M].北京:地震出版社,1989
- [4] 唐兴荣,蒋永生,孙宝俊等.预应力高强混凝土桁架转换层结构的试验研究[J].东南大学学报,1997,27(增刊):6-11
- [5] 傅学怡.带转换层高层建筑结构设计建议[J].建筑结构学报,1999,20(2):28-41