内部资料
请勿外传

2025年度江苏省施工图设计文件审查
技术问答
（结构专业）

江苏省住房和城乡建设厅
江苏省建设工程设计施工图审查管理中心
2025年12月

目　　录

1 荷载 1

2 地基基础 4

3 结构布置与计算 9

4 多、高层钢筋混凝土结构 21

5 钢结构 25

6 既有建筑改造与加固 31

1 荷载

1-1 仓储类建筑项目首层大面积地面荷载应考虑哪些不利因素？可采取哪些相应措施？

答：《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 第 7.5.1 条规定：“地面荷载系指生产堆料、工业设备等地面堆载和天然地面上的大面积填土”。《建筑地面设计规范》GB 50037-2013 第 5.0.6 条规定：“有大面积地面荷载的厂房、仓库及重要的建筑物地面，应计入地基可能产生的不均匀变形及其对建筑物的不利影响，并应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定”。

综上，对于仓储类建筑首层大面积地面荷载，应重点关注地基承载力、不均匀沉降以及桩基负摩阻力的影响。当因大面积堆载导致地基沉降大于桩基沉降时，应计入桩侧负摩阻力的不利影响。设计时，地面的垫层、地基以及构造宜符合《建筑地面设计规范》GB 50037-2013 的相关要求。

1-2 《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.2.7 条规定工业建筑楼面活荷载取值不应小于 4.0kN/m^2。《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 5.2.2 条与《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.2.7 条的规定存在不一致，且第 5.2.2 条尚未明确废止。在设计时应如何执行？

答：在工业建筑设计中，对于已明确使用功能的空间，其楼面活荷载（包括无设备区的楼面、工作平台、参观走廊及生产车间的楼梯等），可按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 5.2.2 条的相关规定取值，并不应低于《工程结构通用规范》GB 55001-2021 表 4.2.2 的规定值。

属于《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.2.7 条规定的三类使用功能的厂房，其楼面活荷载取值不得低于《工程结构通用规范》GB 55001-2021 表 4.2.7 的规定。

《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.2 节未规定的楼面活荷载，可由建设单位以书面形式提供。楼面活荷载的确定应考虑设备安装、维修等因素，宜在图纸和计算书中予以明确。

1-3 抗风柱属于主要受力结构还是围护结构？计算风荷载放大系数按《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.6.5 条第 1 款还是第 2 款执行？

答：工业厂房中风荷载计算通常依据《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 进行。这两部规范均对主体结构与围护结构的风荷载计算方式进行了区分，但在工程实践中对于抗风柱的归属长期存在分歧。其核心区别在于风荷载放大系数的取值：

- 若按主体结构处理，则应采用风振系数计算风荷载；
- 若按围护结构处理，则应采用阵风系数计算风荷载。

主体结构与围护结构风荷载取值不同的根本原因在于对风压瞬时不均匀性的统计处理。当围护结构（如檩条等）的受荷面积较小时，风压不均匀性更为显著，需采用阵风系数；而主要受力结构因受荷面积较大，风压不均匀性在整体范围内被平均化，可采用风振系数。抗风柱的受荷面

积介于檩条等围护结构和主体结构之间。

国标图集《钢筋混凝土抗风柱》10SG334 和《钢抗风柱》10SG533 均明确规定抗风柱风荷载应按主体结构方法进行计算，即按风振系数计算。因此，建议按《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.6.5 条第 1 款的规定执行。

对于门式刚架中的抗风柱，应满足《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 相关要求。

1-4 对于门式刚架或钢排架存在女儿墙时，应如何考虑积雪荷载？

答：《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 第 4.3.5 条规定：“设计时应按下列规定采用积雪的分布情况：

1）屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况采用；

2）刚架斜梁按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和**半跨积雪的均匀分布**，按最不利情况采用；

3）刚架柱可按全跨积雪的均匀分布情况采用”。

《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 7.2.2 条规定：“设计建筑结构及屋面的承重构件时，应按下列规定采用积雪的分布情况：

1）屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况采用；

2）屋架和拱壳应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和**半跨积雪的均匀分布**按最不利情况采用；

3）框架和柱可按全跨积雪的均匀分布情况采用”。

综上，对于门式刚架或钢排架存在女儿墙时，刚架斜梁与屋架需考虑雪荷载工况见图 1。

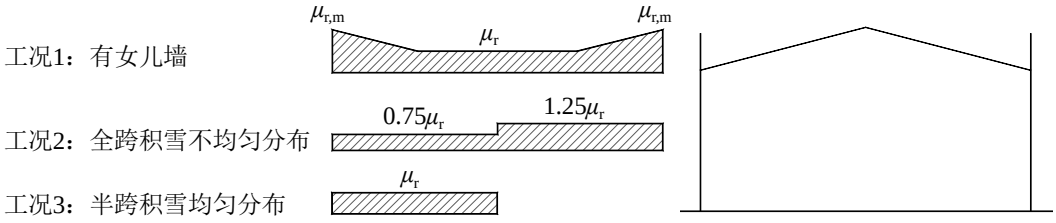


图 1

此外，《屋面结构雪荷载设计标准》T/CECS 796-2020 第 5 章给出了不同屋面形式的积雪分布系数，其覆盖的屋面形式较现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022 更为齐全，可参照执行。

1-5 《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.2.13 条规定地下室顶板施工活荷载标准值不应小于 5.0kN/m^2。若在计算模型中，该活荷载标准值取值小于 5.0kN/m^2，是否应判定为违反强制性条文？

答：《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 3.1.4 条明确结构施工属于短暂设计状况；第 3.1.7 条第 1 款规定进行承载能力极限状态设计时，短暂设计状况应采用作用的基本组合；第 4.2.13

条规定地下室顶板施工活荷载标准值不应小于 5.0 kN/m²；第 4.2.15 条规定施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合系数应取 0.7，频遇系数应取 0.5，准永久系数应取 0。

因此，地下室顶板进行承载能力极限状态设计时，若计算模型中顶板活荷载标准值取值小于 5.0kN/m²，且设计文件未明确其他必要的施工措施，导致实际配筋不满足作用的基本组合要求时，属于违反强制性条文。

1-6 进行金属与石材幕墙风荷载计算时，依据《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133-2001 第 5.2.3 条，阵风系数可取 2.25。但如果按照《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 4.6.5 条第 2 款或《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 8.6.1 条进行计算，所得阵风系数可能与 2.25 不一致。阵风系数取值可否不执行《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133-2001 第 5.2.3 条规定？

答：《2021 年江苏省建设工程施工图设计审查技术问答》对此已有明确回复，摘录如下：“《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 8.6.1 条规定，围护结构（包括门窗）的阵风系数应按表 8.6.1 确定；其条条文说明指出：计算围护结构的阵风系数，不再区分幕墙和其他构件。铝板幕墙风荷载的阵风系数可按该条规定取值。”

1-7 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 第 4.3.2 条关于屋面积雪分布系数的取值，与《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 第 7.2.1 条的相关规定不一致。例如，《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 表 4.3.2 未规定单跨双坡屋面需考虑积雪分布系数的屋面坡度范围，而《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 表 7.2.1 注 1 规定：“仅当屋面坡度 a 在 20°～30°范围时，可采用不均匀分布情况”。针对上述差异，实际审查时应如何把握？

答：《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 第 4.3.1 条条文说明明确，门式刚架属于对雪荷载敏感的结构，建议屋面积雪分布系数的取值按该规范第 4.3.2 条执行。

另补充说明，该规范表 4.3.2 对单跨双坡屋面的 μr 取值已有明确要求，应按照第 1 项（单跨单坡屋面）的规定采用，且 μr 的大小与屋面倾角相关。

2 地基基础

2-1 某项目高层建筑下采用抗压桩，其相连的地库部分采用抗拔桩。因人防口部设置等原因，沉降后浇带无法按常规设置在与高层建筑相邻地库的第一跨内。在沉降后浇带范围内，与高层建筑相连的地库区域应采用高层建筑的抗压桩还是地库的抗拔桩？若采用高层建筑的抗压桩，是否需提供抗拔试桩报告？若采用地库的抗拔桩，是否需提供抗压试桩报告？

答：在本题所述情形下，沉降后浇带范围内、与高层建筑相连地库区域宜采用地库抗拔桩。此时，一般无需单独提供抗压试桩报告，因为地库结构自重通常小于地下室所卸去的土重，桩基主要处于抗拔工作状态。若基底为填土（地勘报告未提供相应承载力参数），则该区域内地库桩基同时承受抗拔和承压作用，此时应提供抗压试桩报告。

2-2 根据《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.2.1，在进行荷载效应标准组合时，基桩未出现上拔力；而按《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.9.2 条计算承台承载力时，采用荷载效应基本组合（不计承台及其上土重），基桩出现上拔力。请问，在进行基桩设计时，是否需要考虑第《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.9.2 条工况下出现的上拔力？

答：在进行基桩设计时，应基于桩基的实际受力情况，无需考虑按《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.9.2 条采用荷载效应基本组合（不计承台及其上土重）计算出现的上拔力。《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.9.2 条是关于承台正截面受弯承载力计算中弯矩取值的规定，该条文及后续关于承台受剪、受冲切承载力计算的相关条文，均采用荷载效应基本组合（不计承台及其上土重）下的基桩反力。该工况下出现的上拔力，仅用于承台自身的设计，不作为基桩设计的依据。

2-3 《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003-2021 第 5.2.5 条规定，单桩竖向极限承载力标准值应通过单桩静载荷试验确定。某地下室因局部抽柱，导致该区域底板存在局部抗浮问题，设计采用三根抗拔桩进行处理。请问，针对局部增设的少量抗拔桩，是否必须通过前期试桩确定其竖向抗拔极限承载力标准值？

答：常见的地下室抗浮设计方法分为两种：

1）锚固抗浮法：自重不满足抗浮需求时，需设置抗拔桩或抗浮锚杆；

2）压重抗浮法：通过调整结构自重使其满足抗浮要求。

采用方法 1 时，为减小局部抽柱位置的底板厚度，可在该处布置与大地库相同类型的抗拔桩或抗浮锚杆，其抗拔承载力特征值应通过竖向抗拔载荷试验确定。采用方法 2 时，通过局部增加顶板和底板厚度，以满足局部抗浮、底板承载力及裂缝控制等要求。

当地下室存在较大面积下沉广场时，可在相应区域局部布置抗浮锚杆或抗拔桩，其抗拔承载力应通过竖向抗拔载荷试验确定。

2-4 根据苏建科【2013】106 号，抗拔空心桩与基础应采用机械连接或机械-连续焊接连接。

但该要求与《预应力混凝土空心方桩基础技术规程》DB32/T 4285-2022 第 4.3.1 第 5 款关于采用填芯钢筋混凝土的规定相悖。请问，如何理解？苏建科【2013】106 号是否已作废？

答：苏建科【2013】106 号文件目前尚未废止。该文件为保证抗拔桩之间的连接质量，要求抗拔桩之间应采用机械连接或机械-连续焊接连接。《预应力混凝土空心方桩基础技术规程》DB32/T 4285-2022 第 4.3.1 第 5 款则明确适用于抗拔桩与承台或底板之间的连接，要求采用填芯混凝土方式进行锚固，并对连接钢筋数量及填芯长度提出具体构造要求。两者分别针对“抗拔桩之间的连接”和“抗拔桩与承台或底板的连接”两类不同节点，适用范围不同，因而条文要求并不存在矛盾。

2-5 根据《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.4.2 条第 1 款，当桩穿越液化土层进入较硬土层时，计算基桩承载力应计入桩侧负摩阻力。请问，基桩竖向承载力计算时，是否要计入桩侧液化土层的负摩阻力？

答：《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.4.2 条第 1 款规定，当桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土、液化土层进入相对较硬土层时，且当桩周土层产生的沉降超过基桩的沉降时，在计算基桩承载力时应计入桩侧负摩阻力。该规范配套的《建筑桩基技术规范应用手册》（刘金砺，建工出版社，2010 年）对余震后液化土再固结导致桩侧负摩阻力的机理有如下说明：“关于液化土再固结引起的桩侧负摩阻力对承载力和沉降的影响，对于摩擦型桩，将液化层和承台下 2m 土层的侧摩阻力取零，按上述规定验算基桩竖向承载力；对于端承型桩，除满足以上要求外，尚应考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载验算基桩的竖向承载力。关于桩基沉降问题，考虑到地震后，土层液化负摩阻力逐步发生，桩基受负摩阻的下拉荷载逐渐增加而缓慢沉降，一般可不验算桩基的不均匀沉降，以控制承载力为主。对于建筑物对不均匀沉降较敏感时，应将下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。”

虽然《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 已提出应计算液化土震后负摩阻力，但十余年工程实操中较少按此执行。其中原因很多，高大钊教授在《岩土工程勘察与设计》（交通出版社，2010 年）指出：“虽然松散填土、自重湿陷性土、欠固结土和液化土产生负摩阻力的机理都是土体自重压缩，但前面三种土和液化土产生的负摩阻力还存在实质性的差别。松散填土、自重湿陷性土、欠固结土在自重作用下的压缩变形都有一个时间过程，但液化土的液化过程和随后的压密过程却和前者不同，都是在比较短的时间内完成变形的，至于什么时候发生液化是无法预料的。这是一种地震的次生灾害，其变形量也无法进行计算，仅是一种概念的估计与判断而已，实际上还没有一种可行的方法可以计算液化造成的负摩阻力。

……桩基设计时，**对于液化土层侧摩阻力的折减和负摩阻力是否需要同时考虑以及两者的物理机制是否有交叉和重叠，规范都没有作出明确的规定与说明**。折减是根据抗震要求考虑的问题，而负摩阻力是按照桩土相对位移考虑的问题。两者有什么关系，应如何协调？这些都是有待研究的问题。在勘察阶段，没有条件弄清楚这些问题，更不能贸然地加以叠加扣除。”

建议：当桩侧存在液化土层时，进行基桩竖向承载力计算时，一般情况下可不计入桩侧液化土层的负摩阻力；在进行桩基抗震验算时，应执行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024年版）第 4.4.3 条第 2 款规定。

2-6 在较厚的淤泥土中采用预应力混凝土管桩时，是否需要考虑淤泥土层的桩侧负摩阻力？

答：对属于《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 第 5.4.2 条规定的范畴，应计入该层产生的负摩阻力。

2-7 水泥土搅拌桩复合地基中水泥土搅拌桩的单桩承载力特征值是否需考虑桩身范围内的液化土层的影响？

答：水泥土搅拌桩复合地基中水泥搅拌桩的桩周存在液化土层时，其单桩承载力特征值应考虑液化土的影响。

2-8 上部结构计算结果 wmass.out 中未出现零应力区，而基础计算中个别独立基础出现零应力区，结果为何不一致？应以哪个为准？

答：该差异主要源于上部结构与基础模块在零应力区判定时所采用的计算模型和方法不同，具体说明如下：

1）上部结构的零应力区判断：采用简化计算方法，基于上部结构的外包轮廓进行分析，未考虑基础的实际尺寸，因此计算结果仅具参考价值，多用于方案阶段的快速评估。

2）基础模块的零应力区判断：基于实际基础尺寸和荷载进行基础计算分析，结果更为精确，应作为施工图设计阶段的最终判定依据。

3）软件将基础分为刚体基础和有限元基础。不同基础类型的判定方法如下：

❙ 刚体基础（如独立基础）：按照《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 第 5.2 节相关规定，通过基础底面反力分布判定零应力区范围；

❙ 有限元基础（如筏板基础、地梁、承台等）：采用有限元法计算，当某单元的应力结果为零时，即判定该区域为零应力区。

2-9 在进行地基承载力特征值修正时，应如何选取地下水位？

答：根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 第 5.2.4 条的规定，地基承载力特征值修正时，地下水位以下土层的重度取值要求如下：

1）基础底面以下位于地下水位以下的土层，其重度γ应取浮重度；

2）基础底面以上各土层的加权平均重度γ_m，应根据其与地下水位的相对位置，分别取天然重度或有效重度。

规范未对采用何种地下水位作出强制规定。在工程实践中，地勘报告通常提供勘察期间地下水位、稳定水位（一般指稳定潜水位）、年变化幅度、近 3~5 年最高地下水位以及抗浮设防水位等信息。由于地下水位选取直接影响修正后的地基承载力特征值，工程中常因水位选取标准不统一而产生争议。

建议进行地基承载力特征值修正时，根据是否存在抗浮需求加以区分：

1）**无抗浮要求时**：地下水位宜取“稳定水位+年变化幅度最大值”；

2）**存在抗浮要求时**：宜采用不同类型地下水位分别进行地基承载力修正计算，并按不利情况取值，可考虑地下水的有利作用（如浮力抵消部分自重）。

2-10 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2012 第 7.1.3 条要求对有粘结强度的复合地基增强体进行单桩静载荷试验，但未明确是否应进行先期试桩，仅在第 7.3.7 条条文说明提及水泥土搅拌桩需进行先期试桩。有观点认为要求先期试桩的依据不足，省里能否就此问题出台统一要求？

答：《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2012 已通过相关条款对现场静载试验作出明确规定：

▌第 7.3.3 条第 2 款：“复合地基的承载力特征值，应通过现场单桩或多桩复合地基静载试验确定”；

▌第 7.3.3 条第 3 款进一步要求：“单桩承载力特征值，应通过现场静载试验确定”；

▌第 7.4.3 规定：“旋喷桩复合地基承载力特征值和单桩竖向承载力特征值应通过现场静载试验确定”。

先期试桩的主要目的，是在工程桩大面积施工前，通过试验验证并最终确定施工工艺、设备和施工参数能否满足设计要求。对于水泥土搅拌桩、旋喷桩等现场成桩工艺，其成桩质量受地质条件、设备性能、材料配比和操作水平等因素影响较大，若无先期试桩验证，设计的可靠性难以保证。

2-11 某工程因存在较深回填土层，建设单位不愿采用桩基础。设计方通过加大基础深埋（超过 4m）并于地坪以下将框架柱截面四边各加宽 600mm 以提高其刚度，同时将结构嵌固端设置于加大截面的顶部。该做法是否可行？

答：该设计本质属于“深埋扩大基础”。此方案应满足《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 第 8.2.5 条第 2 款和第 3 款的规定，即框架柱加大截面段需具备作为上部结构嵌固端所要求的足够刚度。

2-12 工业建筑地面承载需求较高，设计采用桩+现浇混凝土板结构形式。该板底标高一般低于室外地坪约 500mm，局部区域则高于室外地坪。请问，该现浇混凝土板是否应满足《建筑与市政工程防水通用规范》GB 55030-2022 第 4.1.5 条关于抗渗要求及最小结构厚度的规定？

答：本问题的关键在于《建筑与市政工程防水通用规范》GB 55030-2022 第 4.1.5 条的适用范围界定。该条适用于地下工程迎水面主体结构，并对防水混凝土的抗渗等级和最小结构厚度提出了要求。

根据《城市地下空间利用基本术语标准》JGJ/T 335-2014 第 2.0.14 条，地下工程是指在土层或岩体中修建的各种类型地下空间设施的总称。本题所涉及的首层现浇混凝土楼板，虽板底低于室外地坪约 500mm，但其功能为承载首层荷载，未形成地下室或半地下室等地下空间，不属于“地下工程”的定义范畴。因此，该现浇板不适用《建筑与市政工程防水通用规范》GB 55030-2022

第 4.1.5 条规定的抗渗等级及最小结构厚度的要求。

考虑到该楼板底面与土体直接接触，可能长期处于潮湿环境，为确保结构耐久性及室内使用环境，建议在设计中仍应采取适当的防潮或防水措施，如选用抗渗混凝土、设置柔性防水层等。

2-13　在抗震设防烈度 8 度地区，对于结构高度超过 24m 的高层建（构）筑物，若地基为非液化土或轻微液化土场地，是否可采用 PHC 或 PRC 管桩？是否需执行《预应力混凝土管桩基础技术规程》DGJ32/TJ 109-2010 第 3.3.1 条的适用限制？

答：《预应力混凝土管桩基础技术规程》DGJ32/TJ 109-2010 已办理废止手续，即将正式公布废止，且其修订工作也已终止。建议按《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T 406-2017 的相关要求执行。

2-14 劲性复合桩本质是桩基础还是地基处理？当场地分布液化土层或震陷软土时，桩身是否需要穿透液化土层或震陷软土？

答：根据《劲性复合桩技术规程》JGJ/T 327-2014 第 4.3 节和第 4.4 节的相关规定，劲性复合桩具有“双重属性”：既可作为桩基础独立承受上部结构荷载，也可作为增强体与桩间土共同作用形成复合地基。

当场地分布液化土层或震陷软土时，无论劲性复合桩作为桩基础，还是复合地基增强体使用，桩身均宜穿越液化土层或震陷软土层，进入稳定可靠的持力层。

3　结构布置与计算

3-1 高层结构抗震设计时，楼层层间最大位移与平均位移之比的限值是否可以不考虑双向水平地震作用的影响？

答：位移比是指在规定的水平力作用下，楼层的最大弹性水平位移（或层间位移）与平均值的比值，是判定结构是否存在扭转不规则及其不规则程度的重要指标。《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 均对位移比的限值做出了明确规定。

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 3.4.5 条条文说明指出：“……扭转位移比计算时，楼层的位移可取‘规定水平地震力’计算，由此得到的位移比与楼层扭转效应之间存在明确的相关性。‘规定水平地震力’一般可采用振型组合后的楼层地震剪力换算的水平作用力，并考虑偶然偏心”。

《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 5.1.1 条第 3 款规定：“质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响”。该条针对的是质量和刚度分布明显不对称的结构，其目的在于计入扭转效应，而非用于位移比的计算。

因此，位移比计算可不考虑双向地震作用的影响。

3-2 多高层钢筋混凝土框架结构的竖向构件可以由钢筋混凝土柱和部分钢柱共同组成吗？

答：多高层钢筋混凝土框架结构的竖向构件可由钢筋混凝土柱与部分钢柱共同组成，但在设计和施工中必须严格遵循相关规范，以确保结构安全及连接的可靠性。

3-3 对于框架-剪力墙结构中位于框架范围内的楼梯（楼梯构件与主体结构整浇），是否也应按《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 6.1.15 条第 2 款的要求，考虑其对地震作用及其效应的影响？

答：《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021 第 5.1.3 条规定：“对于框架结构房屋，应考虑填充墙、围护墙和楼梯构件的刚度影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏”。

《全国民用建筑工程设计技术措施-结构（混凝土结构）》2009 版第 6.1.6 条说明指出：“汶川地震中，框架结构中的楼梯及周边构件破坏严重，但框架－剪力墙结构中的楼梯构件基本上保持完好，其中的一个重要原因就是楼梯间周边普遍都设置了剪力墙组成的筒体，对楼梯构件起到了很好的保护作用。因此，抗震设计时应尽可能地在楼梯间周边设置剪力墙。当楼梯周边不能布置剪力墙时，楼梯及周边构件的抗震措施应满足框架结构中楼梯的设计要求。考虑到楼梯自身的刚度在框架-剪力墙结构中所占比例相对框架结构要小，楼梯自身刚度对整体结构的地震反应影响有限，一般情况下楼梯构件可不参与结构的整体计算分析。”

结合上述要求，在框架-剪力墙结构中，楼梯刚度相对于整体结构占比较小，其对结构地震

反应的影响通常较有限，一般可不参与整体计算分析。但当框架部分在底层承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%时，则应考虑楼梯刚度的影响。

在构造措施方面，楼梯板宜采用双层配筋，支座处楼板受力钢筋的锚固应满足抗震锚固要求；梯柱、梯梁的设计宜满足相应抗震等级的框架要求。

3-4 对于多层商业建筑，当其首层商业区域的人员可直接疏散至室外时，在根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 第 6.0.5 条按建筑面积判定抗震设防类别时，该首层直接对外的商业面积是否可以不计算在内？

答：判定多层商业建筑是否属于重点设防类（乙类）的关键在于其是否属于“人流密集的大型多层商场”。其量化标准为某一区段的设计疏散人数超过特定阈值（如 5000 人），通常可换算为相应的建筑面积约 17000m²或营业面积 7000m²以上。

一般情况下，首层的商业区域通常与建筑内其他楼层功能连通（如通过共享中庭、楼梯、自动扶梯等垂直交通设施，或未进行严格的物理分隔）。此外，考虑到建筑在全生命周期内功能布局存在调整的可能性，从安全角度出发，在进行人员密度及建筑规模判定时，该首层商业部分的面积应计入建筑总规模。

3-5 根据《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018 第 3.2.1 条的条文说明，抗震设计中的甲类建筑和乙类建筑，其安全等级宜规定为一级。考虑到乙类建筑量大面广，在设计与审查中应如何把控这一要求？

答：《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018 根据结构破坏可能产生的人员伤亡、经济损失、社会影响或环境影响的严重性，划分了不同的结构安全等级，并规定了相应的设计措施（如采用不同的重要性系数）。

一般来说，安全等级主要针对正常使用极限状态和承载能力极限状态的设计可靠度。对于安全等级为二级的结构，其目标可靠性指标β不应小于 3.2，这一标准可满足大多数普通结构的安全性要求。当安全等级提高至一级时，其可靠性指标也相应提高（如β不应小于 3.7），主要适用于特别重要的工业与民用建筑，如人民大会堂等。

抗震设防类别主要关注结构在遭遇地震作用时人员的伤亡情况。标准设防类（丙类）适用于一般建筑，对可能造成大量人员伤亡的建筑提高到重点设防类（乙类）。可见，因地震较正常使用状态具有更大的不确定性和危害性，所以一般来说重点设防类（乙类）建筑的涵盖范围与安全等级一级建筑的范围存在差异，二者不完全等同。

对于重点设防类（乙类）建筑工程，应根据结构破坏可能产生后果的严重性，合理选用安全等级。《工程结构通用规范》GB 55001-2021 第 3.1.12 条条文说明规定：“结构重要性和结构的抗震类别并不一定完全对应”。《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018 第 3.2.1 条条文说明规定：“建筑结构抗震设计中的甲类建筑和乙类建筑，其安全等级宜规定为一级”。

综上，规范条文并未强制要求重点设防类（乙类）建筑必须采用一级安全等级，而是建议设

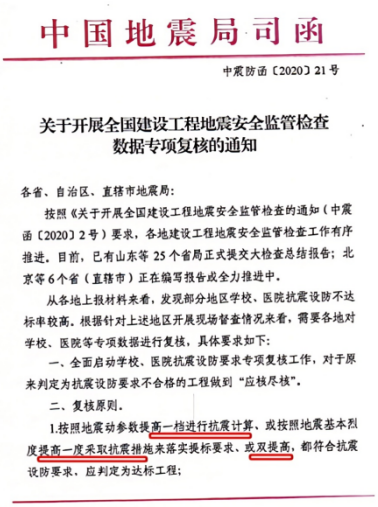
计人员根据建筑的具体情况和破坏后果的严重程度确定其安全等级。在实际设计中，通常可仅对重要构件（如竖向抗侧力构件、转换构件等）采用一级安全等级，其余构件可采用二级安全等级。

3-6 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 3.7.2 条和《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021 第 5.1.12 条的条文说明均明确，非结构构件的抗震设计应由相关专业人员分别负责。请问，在施工图审查中，关于非结构构件和附属机电设备的抗震措施及验算要求，是否需要在结构专业的审图意见中提出？结构专业审图需要关注哪些要点？

答：《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021 第 5.1.12 条条文说明明确指出：非结构构件的抗震设计应由相关专业的设计人员完成。结构专业施工图审查应按照《建筑工程施工图设计文件技术审查要点》（建质〔2013〕87 号）的相关要求开展，对未在审查要点中规定的内容，可不作要求。

3-7 根据地震局文件《关于学校、医院等人员密集场所建设工程抗震设防要求确定原则的通知》（中震防发〔2009〕49 号）规定，学校、医院等人员密集场所建设工程的主要建筑应提高地震动峰值加速度取值，对于抗震设防烈度 6 度（0.05g）地区的医院，结构计算时设防烈度是按 6 度（0.05g）还是 7 度（0.1g）？

答：《关于开展全国建设工程地震安全监督检查数据专项复核的通知》（中震防函〔2020〕21 号）明确，提高地震作用计算、提高抗震措施以及同时提高两者这三种加强措施，均可。



中国地震局司函

中震防函〔2020〕21号

关于开展全国建设工程地震安全监管检查数据专项复核的通知

各省、自治区、直辖市地震局：

按照《关于开展全国建设工程地震安全监管检查的通知（中震函〔2020〕2号）要求，各地建设工程地震安全监管检查工作有序推进。目前，已有山东等25个省局正式提交大检查总结报告；北京等6个省（直辖市）正在编写报告或全力推进中。

从各地上报材料来看，发现部分地区学校、医院抗震设防不达标率较高。根据针对上述地区开展现场督查情况来看，需要各地对学校、医院等专项数据进行复核，具体要求如下：

一、全面启动学校、医院抗震设防要求专项复核工作，对于原来判定为抗震设防要求不合格的工程做到“应核尽核”。

二、复核原则。

1.按照地震动参数提高一档进行抗震计算，或按照地震基本烈度提高一度采取抗震措施来落实提标要求，或双提高，都符合抗震设防要求，应判定为达标工程；

图 2

3-8 新建工程整体为丙类建筑，其中某层设置有几间养老服务用房（系土地出让合同中规划设计要点明确要求的配套设施），该房间面积与整栋楼总面积之比相对较小，依据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 相关规定，能否仅对所在楼层及以下部分或者所在房间周围及以下部分提高至乙类？如确定为乙类建筑，且该建筑位于地震重点监视防护区，是否还要按照《建设工程抗震管理条例》第十六条的要求，保证在设防地震作用下可正常使用？

答：建议对于设计总床位数或老年人总数≥20 床（人）的老年人设施，仅对其所在楼层及以

下按重点设防类（乙类）执行（《老年人照料设施建筑设计标准》JGJ 450-2018 第 1.0.2 条）；不足 20 床（人）时，按标准设防类（丙类）执行。对于项目规划设计要点或当地规定中未明确老年人使用场所的具体功能和使用性质，设计应根据项目实际情况进行合理确定。

根据《城镇老年人设施规划规范》GB 50437-2007（2018 年版）第 2 章条文说明：老年人设施分为养老院、老年养护院、老年人日间照料中心（托老所）、老年活动中心、老年学校（大学）、老年服务中心（站）等类型。按养老模式和服务形式可分为机构养老设施、社区居家养老设施和老年人公共活动设施三大类。其中，养老院、老年养护院属于机构养老设施，其用地宜独立设置；老年人日间照料中心（托老所）等设施属于社区居家养老设施；老年活动中心、老年学校（大学）、老年服务中心（站）等设施属于老年人公共活动设施。

根据住建部编制的《老年人照料设施技术导则》RISN-TG035-2018 第 7.2.1 条规定：机构养老设施分为街道（乡镇）级（最小床位 50 张，建筑面积最小 30m^2/床）；区（县、市）级（最小床位 150 张，建筑面积最小 35m^2/床）；市级（最小床位 300 张，建筑面积最小 35m^2/床）。同时，第 7.1.1 条第 3 款规定：“市级、区（县、市）级供养型老年人照料设施用地应独立设置”。

综上，只有独立建造的机构养老设施才属于《建设工程抗震管理条例》第十六条所定义的养老机构范畴；社区建筑中按规划局部设置的养老服务用房不属于此范畴，不需要满足中震下正常使用。

3-9 根据《建设工程抗震管理条例》第十六条规定，位于高烈度设防地区或地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑，应当按照国家有关规定采用隔震减震等技术，保证发生本区域设防地震时能够满足正常使用要求。设计院就此条款的执行方式提出疑问，询问是否可以不采用隔震减震技术，而采用其他方式来满足中震下正常使用的要求。

答：上述建筑建议优先采用减隔震技术。若采用其他方式，则其承载力、层间位移角和水平加速度限值，宜满足《2024 年江苏省建设工程施工图设计审查技术问答》中第 8-4 条的相关规定。

拓展：关于“医院”（是否包括眼科医院、牙科医院等专科医疗机构）的具体范围界定，目前国家层面尚无明文界定。《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 第 4.0.3 条明确了医疗建筑的不同抗震设防类别。2025 年 1 月 4 日《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 局部修订送审稿已审查通过，本次修订的主要内容一是根据《建设工程抗震管理条例》的相关规定，对学校、医院、养老机构等建筑工程的设防分类进一步明确和界定；二是根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 实施以来各方反馈意见和建议，对部分条款进行文字性调整。《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 的局部修订送审稿并未对医疗建筑的抗震设防类别做调整。因此，对不属于现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 中的甲、乙类医疗建筑，可不需满足中震下正常使用的要求。不同时期医疗建筑抗震设防分类的变化见表 1。

表 1 医疗建筑抗震设防分类的沿革

类别	GB 50223-2008	GB 50223-2004	GB 50223-95
甲类	三级医院中承担**特别重要**医疗任务的门诊、医技、住院用房	三级**特等**医院的住院部、医技楼、门诊部	三级**特等**医院的住院部、医技楼、门诊部
乙类	1 二、三级医院的门诊、医技、住院用房 2 具有外科手术或急诊科的**乡镇**卫生院的医疗用房 3 县级以上急救中心的指挥、通信、运输系统的重要建筑 4 县级及以上的独立采供血机构的建筑	1 大中城市的三级医院住院部、医技楼、门诊部；县及县级市的二级医院住院部、医技楼、门诊部 2 抗震设防烈度为 8、9 度的**乡镇主要医院**住院部、医技楼 3 县级以上急救中心的指挥、通信、运输系统的重要建筑 4 县级以上的独立采、供血机构的建筑	1 大中城市的三级医院的住院部、医技楼、门诊部；县及县级市的二级医院的住院部、医技楼、门诊部； 2 县级以上急救中心的指挥、通信、运输系统的重要建筑 3 县级以上的独立采、供血机构的建筑

3-10 高层住宅左右两个单元间存在深凹口，当通过宽度不小于 2m 的连廊连接时，能否仅通过增加连廊的板厚和配筋来消除深凹口带来的平面不规则问题？

答：对于建筑平面中存在的深凹口，常见的设计误区是试图仅通过增加楼板厚度或提高楼板配筋率来消除其引发的平面不规则问题。这种做法在概念上是错误的，实际上也难以奏效。深凹口会破坏楼盖的整体性，导致其在地震作用下无法协调传递水平力。因此，这类结构的不规则问题并不能靠楼板的局部加强措施得到解决。

针对这一问题，《高层建筑工程抗震设防超限界定标准》DB32/T 4399-2022 第 4.1.1 条第 2 款条文说明中给出明确规定：“当建筑平面有凹口时，应视凹口尺寸大小区别对待。当凹口很深，即使在凹口处设置连梁，而该连梁的刚度又不足以使凹口两侧的楼板协调位移而满足刚性楼板假定时，仍属凹凸不规则，该连梁只能作为凹凸不规则的加强措施，加梁后的平面不能按照楼板不连续中的开洞对待。如连梁两侧顺向有长度不小于 1000mm 的剪力墙（不宜为‘一’字墙），同时连梁跨高比不大于 2.5 且连梁高度不小于 400mm 时，可视为无凹口，按楼板局部不连续进行判定，如图 11 所示。”

综上，单纯加厚楼板或加强配筋不能解决深凹口的平面不规则影响。只有在凹口区设置满足上述条件的连梁和剪力墙，才能视为已消除凹口影响，否则仍须按凹凸不规则处理。

3-11 三层合院，建筑平面存在细腰形平面布置，细腰形位置处有效楼板宽度远小于《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 3.4.3 条的要求，如 1#楼 8×G 轴处有效宽度约为 1.2m，不设置抗震缝断开是否可行，如果可行，连接部位应如何进行分析，采取哪些加强措施？



图 3

答：本项目宜设置抗震缝。

3-12 回字形平面的框架结构，部分框架沿主轴方向为单跨，请问该结构方案是否可行？

答：该结构方案应明确是否存在单跨框架和楼板不连续。

1）单跨框架判定。《高层建筑工程抗震设防超限界定标准》DB32/T 4399-2022 第 2.1.26 条条文说明规定：“一般情况下，某个主轴方向均为单跨框架时定义为单跨框架结构，当框架结构多跨部分的侧向刚度不小于结构总刚度的 50%时，则不属于单跨框架结构”。建议按此要求进行单跨框架的判定。

2）楼板不连续判定。尽管回字形平面通常中间开洞较大（如有效楼板宽度小于总宽度的 50%，或开洞面积大于总面积的 30%），但只要楼盖具有较好的整体刚度、可有效传递和分配水平剪力，一般可不按楼板不连续判定。但对于开洞一侧楼板的长宽比大于 3，需判定为楼板不连续。

3-13 《机械工业厂房结构设计规范》GB 50906-2013 第 9.1.11 条明确了设有 A7 级吊车的厂房柱的横向位移限值要求。同时，该规范对于起重量较大、起重机工作级别为 A4~A6 的厂房，在表 9.1.11 注 1 提及厂房柱的横向和纵向位移可以在 A7 工作级别规定的基础上适当放宽。请问具体如何放宽？是否可以参照《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 B.2.1.1-3 条的要求执行？

答：设有吊车的单层工业厂房的弹性层间位移角限值需根据吊车使用要求加以限制，其控制标准严于抗震（抗风）变形要求，因此不应按照《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 B.2.1.1-3

条的要求执行。

《钢结构设计标准》GB 50017-2017 附录 B 给出单层钢结构水平位移限值要求。其中，**第 B.2.1 条第 1 款第 3 项规定在风荷载标准作用下的水平位移限值**：“有桥式起重机时，当房屋高度不超过 18m，采用轻型屋盖，吊车起重量不大于 20t 工作级别为 A1~A5 且吊车由地面控制时，柱顶水平位移可放宽至 H/180”。**第 B.2.1 条第 2 款规定在吊车使用下的水平位移限值**：“在冶金厂房或类似车间中设有 A7、A8 级吊车的厂房柱和设有中级和重级工作制吊车的露天栈桥柱，在吊车梁或吊车桁架的顶面标高处，由一台最大吊车水平荷载（按荷载规范取值）所产生的计算变形值，不宜超过表 B.2.1-2 所列的容许值”。

建议按《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 B.2.1 条第 2 款规定执行。

3-14 工程概况：厂房为二层，结构形式为双向排架支撑方案，规范未见此类结构形式，此类方案是否可行？如果可行则在审查时需要重点注意哪些事项？

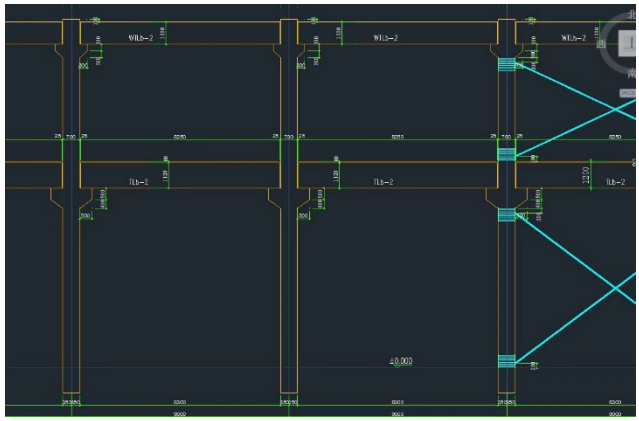


图 4

答：目前规范未见涉及此类结构形式，应做专门研究。

3-15 对于填充墙材质为加气混凝土砌块（周期折减系数取为 0.8）、抗震设防烈度在 7 度以上的、场地条件比较差的钢筋混凝土框架结构，为满足弹性层间位移角 1/550 限值的要求，框架柱截面往往较大，在计算地震位移时不考虑周期折减系数对地震作用的影响可减小柱截面，此做法是否建议？

答：填充墙与主体结构的连接方式分为刚性连接和柔性连接。当采用刚性连接时，因填充墙参与结构共同工作，在验算层间位移角时应考虑周期折减系数的影响；当采用柔性连接时，填充墙对结构刚度贡献可忽略不计，周期折减系数可取 1.0。

填充墙与主体结构采用柔性连接的构造做法详见《砌体填充墙构造详图（二）》10SG614-2。

3-16 项目位于某乡镇，应按照《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）还是《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015 确定地震动峰值加速度？是否需要按附录 E 进行地震动峰值加速度调整？

答：此问题已在《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）附录 A 条文说明中予

以明确。现摘录如下：“本附录仅给出了我国各县级及县级以上城镇的中心地区（如城关地区）的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和所属的设计地震分组。当在各县级及县级以上城镇中心地区以外的行政区域从事建筑工程建设活动时，应根据工程场址的地理坐标查询《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015 的‘附录 A（规范性附录）中国地震动峰值加速度区划图’和‘附录 B（规范性附录）中国地震动加速度反应谱特征周期区划图’，以确定工程场址的地震动峰值加速度和地震加速度反应谱特征周期，并根据下述原则确定工程场址所在地的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和所属的设计地震分组”。

统计表明，不同场地地震动峰值加速度存在差异。历次大地震的经验表明，同样或相近的建筑，建造于 I 类场地时震害较轻，建造于III、IV类场地震害较重。考虑到这种差异，工程建设标准已在 89 版及以后各版抗规通过抗震构造措施的调整予以考虑，如《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 3.3.2 条、3.3.3 条等。《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015 附录 E 为资料性附录，无需按附录 E 进行地震动峰值加速度调整。

3-17 在某住宅项目中，若 X 向框架承担的倾覆弯矩占比超过 10%，而 Y 向框架承担的倾覆弯矩占比小于 10%，是否说明两个主轴方向的动力特性相差较远，需要进行调整？

答：本题所述的住宅项目在两个主轴方向上采用了不同的结构体系：X 向为框架-剪力墙结构，Y 向为剪力墙结构。现行国家规范中未对该类结构形式作出规定，建议调整结构方案。建设单位应该在方案阶段注重结构方案的合理性要求。

3-18 某住宅项目，采用剪力墙结构，一层地下室。在塔楼北侧设有下沉庭院，下沉庭院地面标高与地下室底板标高相同。请问在确定抗震等级和基础埋置深度时，房屋高度应从首层室外地面算起，还是从下沉庭院地面算起？

答：如果项目的地下室某一侧完全开敞，在确定抗震等级和基础埋置深度时，房屋高度应自开敞侧下沉庭院地面起算，基础埋深应满足**地基承载力、变形及稳定性**的要求。

如果建筑一侧紧邻下沉式广场或庭院，其开敞部分的总长度不大于建筑平面总周长的 1/4，且不大于相应单边边长的 1/2 时，房屋高度可自首层室外地面起算。

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 12.1.8 条规定：“基础应有一定的埋深，在确定埋深时，应考虑建筑的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素。基础埋置深度可从室外地坪算至基础底面，并符合下列规定：

1）天然地基或复合地基，可取房屋高度的 1/15；

2）桩基础，不计桩长，可取房屋高度的 1/18。

当建筑物采用岩石地基或采取有效措施时，在满足地基承载力、稳定性要求及本规程第 12.1.7 条规定的前提下，基础的埋深可比本条第 1、2 两款的规定适当放松。”

《全国民用建筑工程设计技术措施（地基基础）》2009 版第 5.1.4 条规定：采用桩基础时，高层建筑基础的埋置深度可取 1/20。

当高层建筑基础埋置深度不满足上述规定时，需验算抗倾覆稳定性和抗滑移稳定性，必要时采取可靠的抗倾覆和抗滑移措施，以保障基础的稳定性。

3-19 地下室顶板存在斜交抗侧力结构时是否需要考虑斜交抗侧力构件的地震作用？

答：需要。应按照《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 5.1.1 条第 2 款的要求，考虑斜交抗侧力构件方向的水平地震作用。

3-20 钢框架采用二阶弹性分析或直接分析时，钢柱计算长度系数是否可取 1.0？

答：可以。《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 5.4.1 条、5.5.1 条规定当采用二阶弹性分析或直接分析设计法时，钢柱计算长度系数可取 1.0。

3-21 《建筑消能减震技术规程》JGJ 297-2013 中 6.2.1-3 条要求“消能部件宜布置在层间相对位移较大或相对速度较大的楼层”。在结构计算中如何根据计算结果判断层间相对位移较大或相对速度较大的楼层？

答：位移型消能器宜布置在层间相对位移较大的楼层；速度型消能器宜布置在层间相对速度较大的楼层。对于确定层间相对位移或相对速度较大的楼层，有以下两种方法：

1）弹性时程分析方法：通过分析各楼层的层间位移角和各楼层质心处层间速度差的响应进行判断。层间位移角响应较大的楼层，即为层间相对位移较大的楼层；楼层质心处层间速度差响应较大的楼层，即为层间相对速度较大的楼层。

2）振型分解反应谱法：依据结构分析软件输出的位移结果（如 WDISP.OUT 文件），确定层间位移角较大的楼层。根据结构动力学基本原理，结构在地震作用下的层间相对位移响应与层间相对速度响应的分布趋势通常具有较强的一致性。因此，在进行初步判断时，可以认为层间位移角较大的楼层，其层间相对速度响应通常也较大。

3-22 依据《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 7.1.2 条计算地下室顶板梁支座处裂缝宽度时，是否考虑梁两侧翼缘的影响？

答：从理论上讲，可考虑梁两侧翼缘及其范围内楼板钢筋的有利影响。但目前国内规范尚未对现浇楼盖中梁支座处受拉翼缘的有效宽度给出明确取值规定。国外相关研究显示，支座处受拉翼缘的有效宽度可按“梁宽+梁两侧各 4 倍板厚”的范围取值。然而，在当前工程实践中，主流计算软件在进行梁支座裂缝宽度计算时，通常均未考虑两侧翼缘及其范围内楼板钢筋的有利影响。

3-23 对于大底盘多塔结构，大底盘和多塔的刚度比应如何计算？部分计算软件是按大底盘刚度与多塔各塔刚度之和进行比较，其中刚度取“地震力除以地震位移”。此种处理方式是否合理？

答：目前，对于大底盘多塔楼结构，计算裙房顶与上部塔楼的侧向刚度比时，软件通常采用裙房顶的侧向刚度与裙房上一层各塔楼侧向刚度之和的比值。在工程实践中，应结合结构体系特点，分别按照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 3.5.2 条第 1 款或第 2 款的规定，

计算相邻楼层的侧向刚度。

3-24 一栋四层框架结构，其中一、二层层高为 12m，第三、四层层高为 3.9m。计算结果显示第二层既是软弱层，又是薄弱层。若方案调整为在第一、二层设置部分剪力墙形成框架-剪力墙结构，第三、四层仍保持为框架结构，并分别采用不同的层间位移角限值（下部 1/1000，上部 1/550），此方案是否可行？

答：**不宜采用下部楼层为框架-剪力墙结构、上部楼层为框架结构的**方案。《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 8.1.7 条第 5 款规定：“剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐；”

对于此类情况，应避免某层既是薄弱层，又是软弱层。建议通过调整二层及以下框架部分的截面尺寸和配筋，使第二层与第三层的抗剪承载力之比不小于 0.8。由于仅通过调整二层框架截面尺寸较难满足上下层刚度比要求，但不应使第二层与第三层刚度比值小于 0.5，否则应进行专门研究和论证。

3-25 某 8 层（32m 高）建筑，带 2 层（9.4m 高）裙房。因裙房的存在，结构被认定存在“平面凹凸不规则”、“扭转不规则”和“竖向收进”三项不规则，从而界定为超限高层建筑。鉴于“凹凸不规则”和“扭转不规则”均由裙房引起，能否将这两项合并为一项，以减少不规则项的数量，从而避免超限的结论？

答：不能将这两项合并为一项，以减少不规则项的数量，从而避免超限认定。将不同类型的不规则项进行合并，以减少项数来规避超限认定的做法，无规范依据。另外，该结构裙房高度大于塔楼总高度的 20%，可能存在塔楼偏置，建议按《高层建筑工程抗震设防超限界定标准》DB32/T 4399-2022 第 4.2.4 条第 4 款条文说明进行复核。

3-26 江苏徐州某工程，地处寒冷地区，基础位于水位变动区域内。按照以往工程实践，地面以下与水或土壤接触的构件环境类别为二 b 类。但根据现行规范，似乎应划分为三 a 类。请问，这一判断是否正确？其依据是什么？

答：根据《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 3.5.2 条的规定，“严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境”应划分为三 a 类。因此，寒冷地区位于冬季水位变动区环境的基础，其环境类别应为三 a 类。

3-27 地下室外墙通常按竖向单向板计算。但当人防墙（或其他大刚度内墙）与地下室外墙相交时，会提供水平向的支撑，导致外墙实际处于双向受力状态。在这种情况下，若外墙水平向的配筋仅按构造要求设置，可能存在抗弯能力不足的风险。请问，是否应要求按包络设计来处理？

答：目前，地下室外墙设计一般按顶部铰接（或弹性）、中部连续、底部嵌固的连续梁进行设计。当地下室人防墙与外墙相交时，可能形成较强的支座效应，改变外墙的受力模式。此时，外墙的设计应按照双向板模型进行复核。

3-28 关于填充墙验算高厚比时，计算高度的取值问题：某钢筋混凝土框架结构中，层高为10m，柱间距 9m，存在嵌砌在框架中的填充墙（无垂直横墙），墙高（板底净高）为 9.9 m，墙长为 8.4 m，墙端与框架柱设有拉结筋，墙顶按构造图集有设拉结筋和斜砌两种做法。验算该墙的高厚比时，计算高度应如何取值？若填充墙两端与框架柱为柔性连接，填充墙的计算高度如何取值？

答：《全国民用建筑工程设计技术措施-结构（砌体结构）（2009 年版）》第 5.6.2-4 条第 4 款明确：填充墙高厚比验算应满足下列要求：

1）填充墙应根据周边与主体结构的支承连接条件，按《砌体结构设计规范》GB 50003-2011 表 5.1.3 中刚性方案、带壁柱或周边拉结的墙的规定确定构件的计算高度 H_0；与框架柱完全脱开的填充墙（柔性连接）取 $H_0=1.0H$。

2）高厚比按《砌体结构设计规范》GB 50003-2011 的第 6.1 节验算。

3-29 平面布置较为复杂的两层废水处理站，其中部分一层为地上水池，二层为混凝土框架结构设施房。由于使用功能要求，两部分不能设缝脱开必须连在一起。请问对于结构体系定义，是否为混凝土框架-剪力墙结构，还是定义混凝土框架结构？另外，多遇地震作用下的楼层最大弹性层间位移角限值，请问按 1/550 还是 1/800 控制？

答：此种情况在废水处理站中较常见。建议一层按混凝土框架-剪力墙结构（或剪力墙结构），二层按框架结构分别复核多遇地震作用下的楼层层间位移角。

3-30 当悬挑板阳台的悬挑长度为 1.65m 时，审图专家依据《住宅工程质量通病控制标准》DGJ32/J 16-2014 第 7.1.1-3 条规定，是否可以认定为不允许采用悬挑板阳台？若已提出加强配筋并补充挠度及裂缝计算，但仍未获认可，是否必须改为梁式阳台并相应调整局部户型布局？

答：根据 2016 年 10 月 31 日印发的《省住房城乡建设厅关于我省工程建设强制性地方标准整合精简结论的公告》（第 35 号），《住宅工程质量通病控制标准》DGJ32/J16-2014 已调整为推荐性标准，其采用与否由建设单位和设计单位自行决定。

对于本题涉及的悬挑板阳台，在满足相关验算要求的前提下，可明确提出加强措施，并在图纸中注明相应的施工质量控制要求。

3-31 跨度超 120m 某发电厂料棚，双层网壳屋盖，附图如下，是否算超限高层建筑？

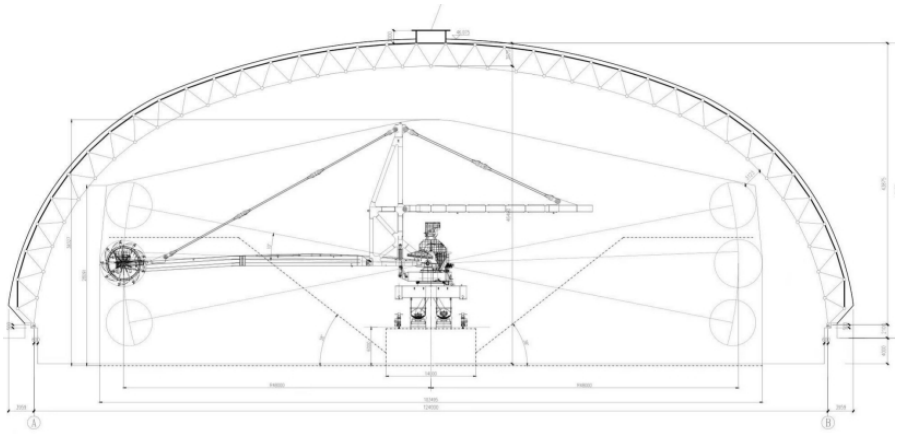


图 5

答：本项目属于为工业生产服务的构筑物，不属于建质【2015】第 67 号文中规定的超限高层建筑工程的范畴。

4　多、高层钢筋混凝土结构

4-1 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 6.3.4-1 规定，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。请问：若采用强度标准值在 600MPa 及以上的钢筋，最大配筋率是否仍按 2.5%控制？

答：强度标准值在 600MPa 及以上的钢筋目前无对应的国家设计规范，参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 6.3.3 条规定“抗震设计时，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%，不应大于 2.75%；当梁端受拉钢筋的配筋率大于 2.5%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半。”建议按设计强度换算配筋率控制，如 T63，钢筋强度设计值 545N/mm^2，换算成 HRB500，钢筋强度设计值 435N/mm^2，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.0%，不应大于 2.2%。

最大配筋率主要考虑因素包括梁端截面的延性、梁端配筋不致过密而影响混凝土的浇筑质量等。条文说明：根据国内、外试验资料，受弯构件的延性随其配筋率的提高而降低。但当配置不少于受拉钢筋 50％的受压钢筋时，其延性可以与低配筋率的构件相当。现行规范体系中，梁的纵向钢筋最大配筋率不再作为强制性条文，设计可参考以下规程做法。

参考 1：《新型热轧带肋高强钢筋应用技术标准》T/BJTJ 001-2024 第 5.4.2 条：“框架梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.2%。当框架梁梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 1.8%时，梁端加密区箍筋直径应比现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 表 6.3.3 中箍筋最小直径增大 2mm。”

参考 2：《635MPa 级热轧带肋高强钢筋应用技术规程》T/SEDA0004-2024 第 6.1.4 条：“配置高强钢筋的混凝土框架梁，尚应符合下列规定：1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.0%，不应大于 2.2%；当梁端受拉钢筋的配筋率大于 2.0%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半。2 梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 1.8%时，应按现行《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的框架梁梁端箍筋加密区构造要求的箍筋最小直径增加 2mm，且不小于梁端箍筋计算值。”

4-2 预应力混凝土框架设计：

1）当仅在一个方向设置预应力框架梁时，该方向的阻尼比是否可按预应力混凝土框架结构要求取值，而未设置预应力框架梁的另一方向是否应按普通混凝土框架结构取值？（《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140-2019 第 3.2.2 条要求按分别计算并取较大值的原则确定）

2）《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140-2019 第 4.3.5 条对预应力框架柱提出了箍筋加密的构造要求，请问该条是否同样适用于与预应力框架梁连接的普通混凝土框架柱？

答：1）结构的等效阻尼比可按照《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140-2019 第 3.2.2 条的规定计算确定，未设置预应力框架梁的方向按普通混凝土框架结构。JGJ/T 140-2019 第 3.2.2

条要求“按两个方向计算并取较大值”应是指“作用效应的较大值”。建议按不同阻尼比分别计算，包络设计。

3）《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140-2019 第 4.3.5 条规定：“框架结构中，预应力混凝土框架所承担竖向荷载的结构面积与总结构面积的比值 ξ 不小于 0.70 时，框架柱箍筋应全高加密；ξ 不小于 0.25 但小于 0.70 时，与预应力梁相交的框架柱箍筋宜全高加密。”其条文说明进一步指出：“国内外研究表明，在罕遇地震作用下，要求预应力混凝土框架梁端临界截面的屈服先于柱截面产生塑性铰，呈现梁铰侧移机制是难以实现的；若确保在边节点处的梁端出现铰、柱端不出现铰，呈现混合侧移机制时结构仍是稳定的，这将同时依靠梁铰和柱铰去耗散地震能量，其对柱端的截面延性亦有较高要求，箍筋宜沿柱全高加密。”

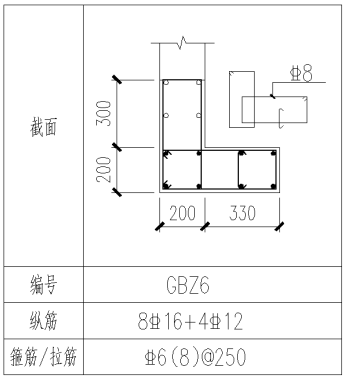
因此，与预应力框架梁相连的框架柱箍筋是否全高加密，取决于预应力混凝土框架所承担竖向荷载的结构面积占比，与框架柱是否施加预应力无关。

4-3 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 7.2.13 条未对抗震等级为四级的剪力墙轴压比限值做明确规定。请问在设计中应如何把握，是否可按 0.7 进行控制？

答：现行标准和规范未对抗震等级为四级的剪力墙轴压比限值做具体规定。建议设计人员根据剪力墙的结构延性、稳定性要求及计算钢筋的需求，综合确定轴压比限值。

4-4 不在剪力墙平面内的边缘构件墙肢（包括独立的短肢墙）的箍筋是否须满足剪力墙水平分布钢筋最小配筋率的要求？

答：如下图所示，如果边缘构件墙肢（包括独立的短肢墙）水平方向仅有箍筋，那么箍筋将替代墙肢抗剪水平分布钢筋的作用，此时的墙肢承受的水平剪力由箍筋承担，则墙肢（包括独立的短肢墙）箍筋需要满足剪力墙最小水平筋配筋率的要求；剪力墙的竖向和水平分布钢筋的配筋率，一、二、三级抗震等级时均不应小于 0.25%，四级时不应小于 0.20%。



编号	GBZ6
纵筋	8Φ16+4Φ12
箍筋/拉筋	Φ6(8)@250

图 6

4-5 框架梁下部钢筋按计算结果，仅将部分钢筋锚入框架柱的做法是否可行？能否依据《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 9.3.4-2 条提出整改意见？

答：梁底部钢筋完全按计算结果将部分钢筋伸入框架柱可行。《混凝土结构设计标准》GB/T

50010-2010（2024 年版）第 9.3.4-2 条是对框架梁底筋在端节点的锚固要求，按题意应判别此处的锚固是否满足底筋受拉或受压的要求。另外底筋配筋量尚应满足《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 6.3.3-1~2 条规定：“1.梁端计入受压钢筋的混凝土受压区高度和有效高度之比，一级不应大 0.25，二、三级不应大于 0.35；2.梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5，二、三级不应小于 0.3。”

4-6 按简支计算的梁若支承在 200 mm 宽的混凝土主梁上，而其上部钢筋水平段锚固长度未满足《混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图（现浇混凝土框架、剪力墙、梁、板）》22G101-1 所要求的 $0.6L_{ab}$，是否应被认定为“无可靠锚固措施”？是否属于违反强条？为避免出现上述问题，当前设计中通常将多数次梁梁端按铰接处理，仅按构造设置上部纵筋，但可能忽视了实际存在的附加弯矩。若次梁按点铰处理，是否需要对支撑主梁的受力进行加强复核？

答：次梁上部钢筋的锚固长度要求，取决于设计对于梁端支座是否按铰接或固结处理：

- 当按铰接设计时，次梁上部钢筋应伸至支座对边并弯折，且锚固长度不宜小于 $0.35L_{ab}$；
- 当按固结设计时，次梁上部钢筋应伸至支座对边并弯折，且锚固长度不应小于 $0.6L_{ab}$。

因此，未达到 $0.6L_{ab}$ 并不能直接视为“无可靠锚固措施”，是否满足要求应与所采用的受力模型保持一致。

《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 9.2.6 条第 1 款明确了梁端按简支计算但实际受到部分约束时，支座区上部应设置构造钢筋；其条文说明指出：“根据工程经验给出了在按简支计算但实际受有部分约束的梁端上部，为避免负弯矩裂缝而配置纵向钢筋的构造规定”。

因此，当次梁按铰接设计时，其上部钢筋应满足上述构造要求。

4-7 嵌固在基础底板，一层局部抬墙转换（抬墙面积超过 10%），是否为部分框支抗震墙结构，一层是否要按框支层框架执行？

答：题意不清。

1）如抬墙梁在一层顶部，根据《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 6.1.1 条条文说明：仅有个别墙体不落地，例如不落地墙的截面面积不大于总截面面积的 10%，只要框支部分的设计合理且不致加大扭转不规则，仍可视为抗震墙结构。本题中抬墙面积超过 10%，超出了上述规定的范围，所以应判定为部分框支抗震墙结构。应准确判断是否属于转换结构构件，对于转换层相邻楼板应适当加强，框支柱、框支梁可根据下图判断。

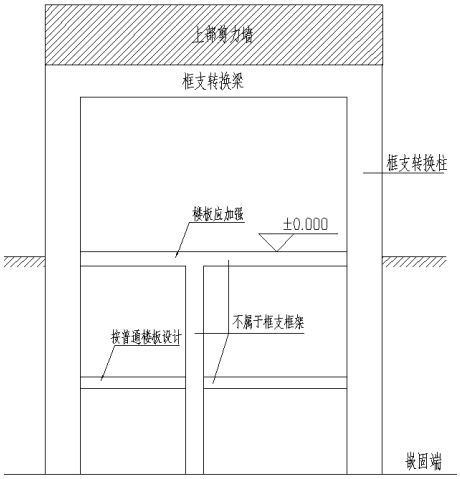


图 7

2）如抬墙梁在一层底部，地下室顶板位置，上部结构可不按部分框支抗震墙结构设计，地下一层按框支层框架执行。

4-8 《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 8.5.3 条对次要受弯构件的受拉钢筋配筋率提出了要求，但规范并未对“次要构件”做出明确的分类界定。对于女儿墙、飘窗上翻墩、挑板、有栏杆的上翻墩等构件，是否可以按次要构件考虑？

答：根据《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 8.5.3 条条文说明，次要构件是指截面厚度较大、但内力相对较小的非主要受弯构件。

在采用《混凝土结构设计标准》GB/T 50010-2010（2024 年版）第 8.5.3 条计算构件配筋率时，设计者应首先判断所计算的构件是否满足上述特征，即是否属“截面厚度较大、内力相对较小的非主要受弯构件”。

对于女儿墙，其主要承受风荷载和水平推力，受力模式接近悬臂受弯构件，因此不宜按次要构件处理，应按悬臂受弯构件的要求控制配筋率。

4-9 CRB600H 钢筋的抗拉强度设计值在《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ 95-2011 中取 f_y=415N/mm^2，但在多项企业标准（如《CRB600H 高延性高强钢筋应用技术规程》CECS 458:2016、《CRB600H 高强钢筋应用技术规程》Q/321182 QH01-2020）中均为 430N/mm^2，请问应按哪个取值？

答：《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ 95-2011 第 3.1.2 条规定，CRB600H 的屈服强度标准值为 520N/mm^2。国家标准《冷轧带肋钢筋》GB 13788-2024 已将 CRB600H 钢筋屈服强度标准值由 520N/mm^2 提高至 540N/mm^2。

根据《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ 95-2011 第 3.1.3 条条文说明，CRB600H 钢筋的材料分项系数为 1.25。因此，其屈服强度设计值为 540/1.25=432N/mm^2，与现行团标和企标中采用的 430N/mm^2 基本一致。

5　钢结构

5-1 某多层体育馆，一层层高 4.65m，二层层高 11m，顶为大跨钢桁架，跨度 33m 桁架高度 3m。钢桁架与框架柱刚接。为方便连接同时抵抗钢桁架弯矩，框架柱与大跨钢桁架连接位置在柱内设置型钢组成型钢混凝土柱+钢桁架的结构。问题：因计算需要型钢柱的范围仅二层柱上端，型钢伸至二层楼面后可否参照过渡层做法向下变截面仅伸至一层梁底（不插入基础内）。计算时仅二层型钢代入计算，向下过渡层过渡型钢不代入计算（见下图）。常规型钢柱过渡层是自下过渡到上，这种上部型钢向下过渡的做法是否可以行？

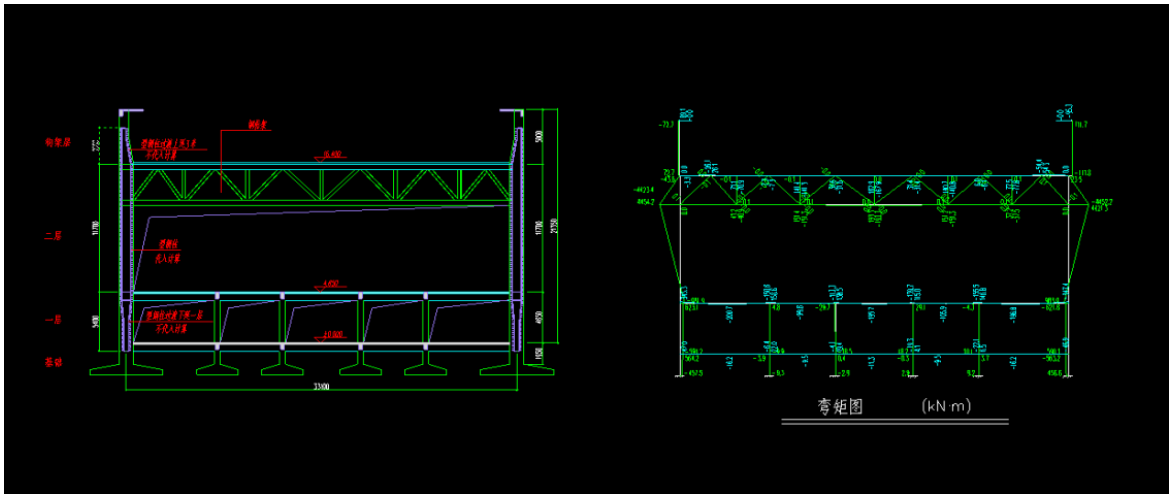


图 8

答：由问题描述，该设计方法可行但不合理，需要重点关注的设计要点包括以下几方面：

1）桁架和柱刚接，体系表现为强梁弱柱，结构体系的屈服机制不利于抗震，且桁架下弦杆、腹板设计验算时，应复核其计算长度取值；

2）在不利屈服机制下，应重点复核体系的层间刚度、抗剪承载力控制指标，且上层型钢混凝土组合柱根的抗弯能力有赖下层柱和框架梁的抗弯能力，应对体系的综合抗震能力进行评估；

3）型钢混凝土组合柱的节点、柱脚设计及施工仍然较复杂，应重点关注。

5-2 根据《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 4.3.5 条，框架结构包括了型钢砼柱与钢梁，也就是说梁、柱抗震等级是一致的，但现存在一些团体标准和部分行业人士认为，钢梁的抗震等级可根据钢框架走，这就造成了混乱。如 7 度的多层组合结构，按组合结构规范钢梁是 3 级抗震，按钢框架是 4 级，宽厚比的控制差距较大。请问钢框梁能不能按钢框架控制？

答：《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 4.3.8 条型钢混凝土框架的抗震等级确未区分型钢混凝土柱和钢梁，但其条文指出：组合结构钢构件组成的框架-核心筒结构、筒中筒结构的抗震等级的规定与《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 11.1.4 条相一致。而《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 第 11.1.4 条明确指出：“钢结构构件抗震等级，抗震设防烈度为 6、7、8、9 度时应分别取四、三、二、一级”。因此 7 度区的混合结构中的钢构件抗震等级

应取三级。《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS 230:2008 第 4.4.1 条亦同样要求。

5-3 对于较低烈度区的多层钢框架，按《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 17.1.4 条第 3 款第 3 项要求，当结构构件满足延性等级为 V 级的内力组合效应验算时，可忽略局部稳定控制验算，结合《钢结构设计标准》GB 50017-2017 表 17.1.3、表 17.1.4-2，延性等级为 V 级对应标准设防类结构构件塑性能区的抗震承载性能等级为性能 3，基本应满足大震不屈服的性能目标如果刚接外露式柱脚无法满足设计要求时，也可考虑铰接柱脚，是否可行，该补充哪些计算？

答：现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 抗震性能化设计的主要思想为实现高延性-低承载力、低延性-高承载力设计思路的具体规定。第 17.1.4 条第 3 款主要约定了根据不同的性能要求，采用不同的抗震构造的相关要求，第 3 项放宽了非塑性耗能区的延性要求，但其承载力应满足设防烈度下计入性能系数的要求。

抗震设计的外露式钢柱脚的应用范围应满足《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 8.3.8 条的要求，柱脚要满足截面塑性承载力要求，是确保塑性区不发生在柱脚节点，框柱大震不屈服和柱脚大震下的柱根弯矩是两个概念，外露式柱脚连接承载力设计确有困难时，应确保柱脚节点承载力较大震下柱根弯矩有一定的超强储备。

柱脚铰接和外露式柱脚是两种不同概念，是否采用铰接式柱脚，应由设计师根据结构体系和相关规范要求确定。

5-4 单层排架厂房，混凝土柱+钢梁结构，屋面为压型钢板，按《钢结构设计标准》GB 50017-2017 附录 B 中表 B.1.1，钢梁在活荷载下的挠度是否必须按 1/500 来控制？

答：《钢结构设计标准》GB 50017-2017 附录 B 中表 B.1.1 活荷载下的挠度控制一般控制结构的竖向刚度和舒适度要求，即使是轻型屋盖结构，亦宜满足规范要求。

5-5 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）表 8.1.3 中 6 度区低于 50m 时不考虑抗震，与《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021 第 1.0.2 条抗震设防烈度 6 度及以上地区的各类建筑必须进行抗震设防相矛盾。6 度地区的钢结构是否可以不考虑抗震？

答：应该按《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021 的要求进行抗震设防，《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）表 8.1.3 仅规定了钢结构的抗震等级要求。

5-6 钢梁钢柱的单层厂房，吊车牛腿以下的钢柱是否可以按有效截面进行强度、稳定性验算，即考虑腹板屈曲后的强度。此时吊车牛腿以下的钢柱是按直接承担动力荷载考虑吗？

答：单层钢结构厂房带牛腿钢柱为承受压弯的阶形柱，可按《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 8.4 节的要求，考虑腹板屈曲后的强度，其计算长度等应按整体柱考虑。牛腿以下钢柱非直接承受动力荷载构件。

5-7 单层厂房，下柱采用钢管混凝土格构柱，上柱采用焊接工字钢，上柱和屋面钢梁刚接形成框架时，柱和梁的抗震等级是否按《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 的第 4.3.8 条确定？如果上柱和屋面钢梁铰接时，抗震等级如何确定？

答：宜按全钢结构确定相应的抗震等级。

5-8 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）的第 9.2.14 条第 2 款，轻钢屋盖厂房梁柱耗能区板件宽厚比限制可根据其承载力的高低按性能目标确定，格构柱柱肢宽厚比如果不满足这一条，但满足《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 7.3.2 条是否可以？

答：《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）的第 9.2.14 条第 2 款规定：塑性耗能区外的板件宽厚比限值，可采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 弹性设计阶段的板件宽厚比限值。因此，格构柱柱肢宽厚比应根据格构柱塑性发展情况确定，对格构柱顶、柱底等区域不宜直接套用《钢结构设计标准》GB 50017。

5-9 门式刚架等轻型结构房屋为因应节能降碳等要求，屋面设置光伏组件或通风器等设施，屋面斜梁、檩条宜按哪种构件类别控制其挠度？还是参照国家能源局发布的《光伏支架结构设计规程》（NB/T10115-2018）中 3.2.3 条按 L/250 控制？

答：光伏组件、吊顶或通风器等均属于附加恒载，屋面受弯构件的挠度值可按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 表 3.3.2 条有吊顶的斜梁、檩条限值 1/240 取用。其他行业推荐性标准、规范亦可予以采用。

5-10 门式刚架结构采用刚接柱脚时，柱脚锚栓平行于门式刚架跨度方向是否有最大间距要求？

答：门式刚架结构采用刚接柱脚，柱脚锚栓的最大容许间距及布置宜满足《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 11.5.2 条的要求。

5-11 门式刚架结构平面布置如下图所示，非矩形布置时由于斜向布置导致开间跨度较小，屋面无法设置水平支撑，靠钝角处的阳角开间是否可以直接设置柱间支撑？思考：建议移至第二开间后柱间支撑和屋面水平支撑形成独立的支撑系统。

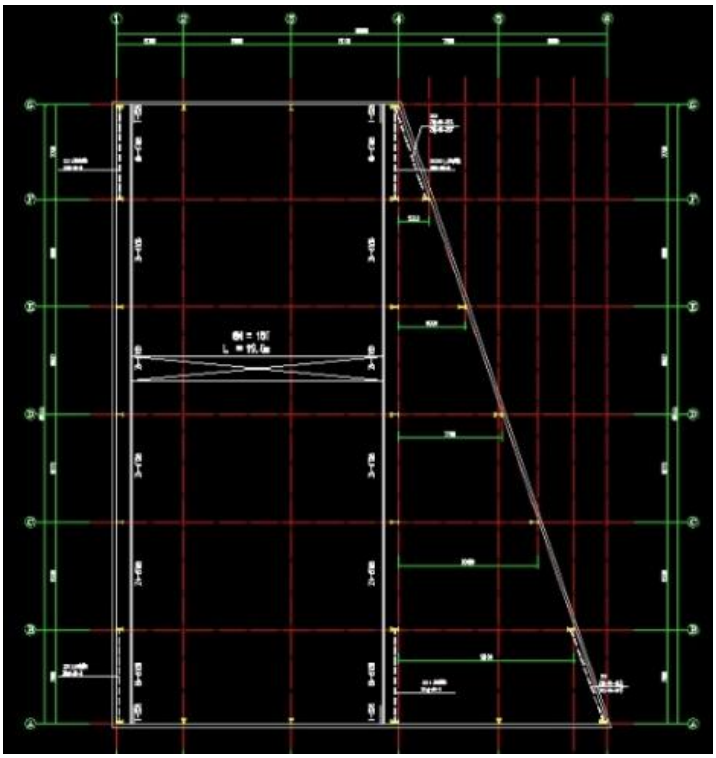


图 11

答：柱间支撑的设置并无明确的数量和位置要求，应按计算要求确定。在屋盖支撑设置完备的情况下，柱间支撑可以优化布置。

5-12 门式刚架有无需抗震等级的设计要求？

答：门式刚架仍需按规范规定进行抗震设计，尽管《门规》未明确其抗震等级，但相应的抗震调整及板件宽厚比、长细比等要求应按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 执行。

5-13 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 图 5.1.2（g）、（h）仅示例了在刚架高度范围内局部设置一层夹层的情况。在工程实践中，存在设计单位在门式刚架高度范围内局部设置两层甚至三层夹层，并且仍按“单层门式刚架体系”进行设计。请问：

1. 这种在门式刚架内局部设置多层（两层及以上）夹层的做法是否被允许？

2. 如果允许，将其按“门式刚架体系”进行设计时，需要满足哪些技术要求或限制条件？

答：门式刚架因房屋总高度受到限制，局部设置 2-3 层的夹层，应按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 第 6.2 节的要求进行地震作用分析。

5-14 下框上排的钢结构二层厂房，二层是否可以按照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022-2015 进行设计？

答：不宜。

5-15 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 3.2.2 条计算钢结构耐火承载力的最不利荷载（作用）效应组合设计值的公式中，怎么确定火灾时的效应 S_{TK}？由 3.2.5-1 可知，受弯

构件忽略温度效应，轴心受力构件要计入温度效应，结合规范 2.1.9 及条文说明，主要体现在 f、E 及内力、变形，手算较难。设计单位采用软件整体建模计算得到构件的防火涂料结果，但是对于系杆、支撑、隅撑等以轴向变形为主的构件，其不在整体模型中体现，没有进行详细的防火计算，根据规范公式手算又碰到上述参数 S_{TK} 取值困难，系杆、隅撑和檩条如何进行防火设计为好？

答：S_{TK} 是火灾下的温度效应，其和温升、约束刚度的变化而变化，其计算确实较复杂。系杆、支撑、隅撑等构件影响着不同构件的稳定验算，其温度场可同屋盖主要受力构件，同时可根据耐火验算各主要构件计算长度的取值，判定相关构件的防护需求。

5-16 门式刚架结构山墙处墙体为防火墙，且防火墙依靠抗风柱、钢架柱稳定，按防火通规 6.1.1、6.1.2 条，此处的钢柱耐火极限均不应低于 3 小时，这种情况为保证钢柱的稳定性此处的钢梁的耐火极限是否也不应低于 3 小时。若钢梁按 3 小时耐火极限计算的防火涂料厚度可达 65mm 左右，后期操作很困难。若防火墙沿纵向方向，那钢柱及钢梁的耐火极限又需怎么控制？

答：门式刚架轻型外墙一般不作为防火墙，防火墙设置应根据防火分区和防火间距的实际情况确定；若作为防火墙时，应选用适宜的墙体材料，其耐火极限应根据相应的规范要求取用。

5-17 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 4.1.3 条规定:“设计耐火极限大于 1.50h 的构件，不宜选用膨胀型防火涂料。”《钢结构防火涂料应用技术规程》T/CECS 24-2020 第 3.2.2 条要求：“设计耐火极限大于 1.50h 的构件，宜选用非膨胀型钢结构防火涂料或环氧类膨胀型钢结构防火涂料。”在确定防火涂料时，是否可以执行《钢结构防火涂料应用技术规程》T/CECS 24-2020 的规定？当柱间支撑采用圆钢时，非膨胀型防火涂料非常难以附着，实际基本使用膨胀型防火涂料，只要能保证耐火极限，这种做法是否可行？有些项目从方案效果上要求采用薄型防火涂料，规范上是不宜，但市场上有环氧类膨胀型防火涂料，审查应如何把握？

答：可按防火设计的要求进一步复核，一般情况下采用膨胀型防火涂料很难满足耐火极限 2.5 小时的要求。耐火极限 2 小时的钢构件防火可采用环氧类膨胀型钢结构防火涂料，并应有可靠依据。

5-18 设计单位在进行构件防火保护设计时采用了两种防火材料组合的形式来满足构件所需的耐火极限时间要求，如混凝土梁采用混凝土保护层厚度+外包防火板、钢构件设计时采用喷涂防火涂料+外包防火板，这种组合形式的防火保护设计直接将每一种材料单独作用时的耐火极限时间相加来满足该结构构件所要求的耐火极限时间，此做法是否合理？

答：依据《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 4.1.2 条文说明：“常见的复合防火保护做法有：在钢构件表面涂敷非膨胀防火涂料或采用柔性防火毡包覆，再用纤维增强无机板材、石膏板等作饰面板。这种方法具有良好的隔热性、完整性和装饰性，适用于耐火性能要求高，并有较高装饰要求的钢柱、钢梁。”复合防火保护系统，应通过国家认可的防火检测机构，依据现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 的规定进行标准耐火试验。

5-19 关于钢结构防腐蚀设计年限，根据《钢结构设计标准》GB 50017-2017 第 18.2.1 条文说明“一般钢结构防腐蚀设计年限不宜低于 5 年，重要结构不宜低于 15 年”，但“重要结构”规范没有统一规定，审图时如何把握？

答：参考《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T 50046-2018 第 3.3.3 条，防腐蚀防护层使用年限越长越好，这样可延长维护周期，节约各项成本。低使用年限的防护层会造成频繁的维护维修、污染环境、浪费资源，间接增加一定的成本。因此，在维护和维修困难的部位，推荐使用长使用年限（10~15 年）或超长使用年限（15 年以上）的防护体系。

6　既有建筑改造与加固

6-1 既有建筑加固改造过程，如原图纸缺失，是否可以通过现场核查、检测等手段由检测单位绘制现状图？还是必须由具备设计资质的单位出图，并加盖出图章和注册执业章？

答：江苏省工程建设标准《江苏省既有房屋鉴定标准》DGJ32/TJ 214-2016 第 4.1.4 条规定，初步调查时：“对图纸资料完整的房屋，应核对房屋平面布置、结构体系等是否与图纸一致；对图纸资料不全或无资料的房屋，应现场调查结构形式和平面布置情况，并绘制相关示意图。”该标准第 4.3.2 条规定，详细调查时：“对于图纸资料完整的项目，应现场核查结构体系、构件布置及尺寸等是否与资料一致；对于图纸资料不完整或缺失的项目，应对其结构体系、结构布置、构件连接构造等进行重点检查，并绘制房屋相关现状图”。《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 4.1.3 条规定：“当建筑物的工程图纸资料不全时，应对建（构）筑物的结构布置、结构体系、构件材料强度、混凝土构件的配筋、结构与构件几何尺寸等进行检测，若工程复杂，应绘制工程现状图”。

综上所述，现状图应在现场详细调查和检测后绘制，作为鉴定报告的附件使用。关于现状图的签章要求，现行国家标准中尚未作出明确强制性规定。因此，通常情况下不要求加盖出图专用章和注册结构工程师执业印章。但若地方主管部门有专门规定，应遵循地方规定。

6-2 剪力墙结构中是否可以采用钢柱进行加固；如何根据增加钢柱的比例判断其为框架-剪力墙结构还是剪力墙结构？

答：剪力墙结构中可以采用新增钢柱进行加固。加固后对结构体系的判定，可按照《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》CECS 230:2008 第 4.1.3 条、4.1.5 条的相关规定执行。

6-3 江苏省地方标准《既有建筑消能减震加固技术规程》DB 32/T 3752-2020 第 5.5.3-3 条规定，采用消能减震后的钢筋混凝土结构可根据罕遇地震下的楼层弹塑性位移角来确定抗震构造措施。现有一既有建筑消能减震项目，罕遇地震下的最大位移角 2Δue~4Δue，满足可以降低一度构造措施的要求。但根据该标准表 3.1.6-1，罕遇地震位移角在该范围内对应的是性能 3。请问，为了达到降低 1 度抗震构造的目的，是否除了控制大震位移角外，还需要满足表 3.1.6-2 中性能 3 的承载力指标？

答：建议按《既有建筑消能减震加固技术规程》DB32/T 3752-2020 第 5.5.3 条第 3 款执行即可，不需要再满足表 3.1.6-2 中性能 3 的承载力指标。

6-4 既有建筑加装电梯，若加装电梯与原有建筑采用铰接连接，是否不需要整体建模，仅对新增电梯结构单独进行受力计算以满足相应要求？

答：增设电梯结构与既有建筑结构的连接方式宜采用独立式，也可采用附着式。连接方式的选择应取决于对增设电梯结构自身安全性和稳定性以及对既有建筑结构安全性影响程度的分析判断。

当增设电梯结构自身安全性和稳定性能得到保证时，宜与既有建筑结构完全脱开。该方式可避免对既有建筑产生不利影响，此时增设电梯结构可单独建模进行计算，从而简化结构分析。当增设电梯采用钢结构且既有建筑抗震性能较好时，其结构可与既有建筑结构相连。这是因为钢结构电梯井道相对既有建筑质量较轻、刚度较弱，在地震作用下对既有建筑产生的附加地震作用较小，基本不影响既有建筑的整体安全。

当增设电梯结构与既有建筑结构采用附着式连接时，连接节点宜采用铰接，并宜将增设电梯结构与原结构作为一个整体进行分析计算和构造设计。增设电梯结构与既有建筑结构的连接设计应安全可靠，并应复核该连接构造对既有建筑局部构件的影响。

6-5 某厂房轻钢结构屋面增加光伏荷载或增加室内吊顶荷载，按 02 版门规或者 15 版门规设计。1）如原设计恒载标准值 0.3kN/m²（恒载无富余），活荷载标准值 0.3kN/m²，现屋面增加光伏荷载约 0.15kN/m² 或增加室内吊顶荷载约 0.20kN/m²，是否界定为荷载增大（改变用途），同时重力荷载变化超 5%，按现行规范复核？2）如原设计预留荷载（原设计吊挂荷载取消或原设计恒载有富余，增加光伏荷载后恒载总值不大于原设计恒载），可按原设计标准复核？

答：对于本题所述的两种情况，在进行安全性鉴定时，其结构验算均可按不低于原建造时的设计标准执行；如需进行结构加固，应满足现行规范的规定。其中，情况一仅涉及屋面荷载增加，未改变原使用功能，不属于改变用途范畴。

6-6 某既有门式刚架厂房，屋面增设光伏系统及喷淋系统。经复核，原设计刚架的承载力无法满足新增荷载要求，需进行加固。设计单位拟采用图中所示的增大截面加固法，对门式刚架中的变截面梁进行加固。但该加固设计的相关节点及变截面梁部分，未能提供相应的计算资料。经咨询，现有 PKPM 等结构设计软件的加固模块无法对变截面梁加固进行分析。在此情况下，上述加固方法是否可行？

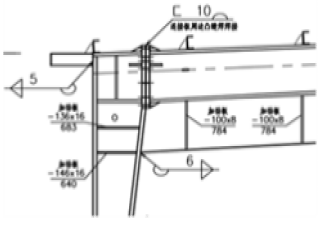


图 12

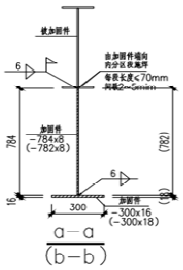


图 13

答：《钢结构加固设计标准》GB 51367-2019 中，增大截面加固法的设计规定主要适用于等截面构件，目前尚未对变截面钢梁的加固给出具体设计条款。

因此，在工程实践中，若确需对变截面钢梁采用增大截面加固法，设计人员应在遵循等截面构件加固设计基本原理的基础上，充分考虑变截面梁特有的受力特性（如沿梁长变化的弯矩、剪力及腹板稳定性），进行专项计算分析。

6-7 上世纪 90 年代建成的乡镇卫生院，原设计为丙类、7 度（0.10g）、三级框架，现拟整

体改造为养老院。请问，抗震鉴定时是否应按“乙类、7 度（0.1g）、二级框架”执行？

答：本项目属于改变建筑用途或使用功能导致设防要求提高，应同时进行安全性鉴定和抗震鉴定。

抗震鉴定应依据《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 中 B 类建筑对重点设防类（乙类）建筑的要求，进行抗震措施核查和抗震承载力验算。

6-8 在既有建筑（丙类）装修工程设计报审过程时，若遇到多层内框架、单跨框架等符合 78 抗震规范或 89 抗震规范，但不符合现行抗震规范的结构体系，审图时是否可以依据《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 4.2.2 条第 1 款要求按原规范进行鉴定？

答：装修工程设计时，若仅涉及结构局部改造，可仅进行结构安全性鉴定。根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 4.2.2 条规定，对于原结构或构件在剩余设计工作年限内的安全性鉴定时，可按不低于原建造时的荷载规范和设计规范进行验算；若装修工程设计涉及抗震鉴定，应按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 的相关规定执行。

6-9 2003 年设计的中学食堂，原抗震设防为丙类。现拟局部改造，请问抗震设防类别是否必须提高至乙类？抗震承载力及变形验算时，楼面活荷载可否按 2001 版荷载规范取值？恒载、活载及水平地震作用的分项系数可否仍按 2001 版结构可靠度统一标准和 2001 版抗震规范取值？

答：根据《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2008 第 1.0.3 条以及《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 1.0.3 条规定，既有建筑的抗震设防类别应按现行国家标准进行划分。因此，本项目中的中学食堂属重点设防类建筑。

抗震鉴定的承载力验算时，若**后续工作年限少于 50 年时**，楼面活荷载可按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 取值，但不得低于实际使用荷载；分项系数可按原建造时标准取值。

6-10 根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 4.2.2-2 条，当改变用途时，按现行规范进行验算。“改变用途”在结构上能否理解为荷载不增加？例如，2010 年设计的办公楼改为旅馆，绝大部分房间荷载均未增加，仅餐厅、健身房、洗衣房等区域荷载增加，是否可以认为未改变用途，按原有规范进行验算？

答：关于“整体使用功能是否改变”的判定，不同专业存在差异。在结构工程领域，当房屋建筑整体改变使用功能（如本题所述的办公楼改为旅馆）时，若荷载未明显增加，可认定为整体未改变使用功能。

其中，“荷载未明显增加”是指改造后每层建筑的重力荷载代表值的增量不超过原来的 5%。

因此，针对本题所述的“2010 年设计的办公楼改造为旅馆”的案例，若核算满足以上条件，从结构专业角度可认定为整体未改变使用功能。安全性鉴定时，荷载与分项系数的取值可按原规范执行。

需要注意的是，尽管从结构专业角度判定本题所述案例整体未改变使用功能，但若业主要求

延长剩余使用年限，则安全性鉴定中的荷载与分项系数取值应按现行规范与标准执行。

6-11 改造建筑在非地震工况下进行地基承载力验算时，是否可以根据原地勘报告，直接采用《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.2.7 条中地基土静承载力长期压密提高系数来确定土的承载力？

答：对既有建筑的天然地基基础进行竖向承载力验算时，可考虑地基土在长期荷载作用下的固结压密效应对承载力的有利影响。承载力调整系数的具体取值可按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.2.7 条的规定执行。

需要注意：不同时期地基基础设计规范对地基土承载力的定义不同。例如，74 版规范采用地基容许承载力；89 版规范采用地基承载力设计值；2002 年以后版本规范采用地基承载力特征值。《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.2.7 条采用长期压密地基土静承载力特征值，即考虑地基土的长期压密效应。若原地勘报告未提供地基承载力特征值，建议由勘察单位按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 或江苏省现行标准《岩土工程勘察规范》DGJ32/TJ 208 相关要求进行换算，确定地基承载力特征值，并在此基础上考虑长期压密提高系数。

6-12 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.2.8 条中，公式中的 M_{ok} 表示加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值。请问 M_{ok} 是否包含活荷载？

答：采用纤维复合材加固时，宜对原结构进行卸载，以减小二次受力影响、降低纤维复合材的滞后应变，从而更充分地利用其材料强度。

当采用纤维复合板对梁、板等受弯构件进行加固并考虑二次受力影响时，应根据构件加固前的初始受力情况确定其滞后应变。《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.2.3 条规定了粘贴纤维复合材加固时考虑二次受力影响的正截面承载力计算公式，计算该承载力所需的纤维复合材滞后应变，则应按该规范第 10.2.8 条确定。其中，参数 M_{ok} 为加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值（包括活荷载）。

6-13 在混凝土结构中，采用粘贴碳纤维复合材进行结构构件加固时，其裂缝宽度和挠度应如何计算？

答：采用碳纤维对混凝土受弯构件进行加固时，其裂缝宽度和挠度变形可分别按《纤维增强复合材料工程应用技术标准》GB 50608-2020 第 5.2.10 条、5.2.11 条计算。

6-14 某既有建筑为混凝土框架结构，抗震等级二级，既有建筑鉴定报告显示部分构件混凝土等级达不到 C30，不能满足《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021 第 2.0.2 条关于混凝土最低等级的要求时，应如何处理，采取哪些针对性措施为宜？

答：《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021 第 2.0.2 条针对设计工作年限为 50 年的混凝土结构提出最低强度等级要求。对于既有建筑，应根据其建筑类别分别采用不同的要求。其中，A、B 类建筑的最低混凝土强度等级应分别按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.2.2 条和第 6.3.3 条执行；对 2000 年以后设计建造的建筑（C 类建筑），其最低混凝土强度等级应按建造时

施行的相关标准执行。

不同加固方法对被加固构件的实际混凝土强度等级均有明确要求。例如，粘钢加固、粘贴碳纤维布加固等方法均要求“原构件的混凝土实际强度等级不应低于 C15；混凝土表面的受拉粘结强度不应低于 1.5MPa”。

6-15 既有建筑改造中采用增大截面加固法时，加固材料能否可以依据《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448-2015 第 5.3.2、5.3.5 条规定中仅采用纯灌浆料（IV类水泥基灌浆材料）即可？还是需根据《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 5.5.1 条及《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550-2010 第 21.2.2 条规定必须采用混合料？

答：《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448-2015 第 5.3.2~5.3.6 条规定，结构加固应采用IV类水泥基灌浆材料。其中，第 4.1.1 条指出，I类~III类水泥基灌浆料的最大骨料粒径不大于 4.75mm，而IV类水泥基灌浆料的最大骨料粒径应大于 4.75mm 且不大于 25mm。

《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 5.5.1 条条文说明规定：“……其中需要注意的是，对灌浆料的应用，应有可靠的工程经验，因为这种材料的性能更接近砂浆；如果配制不当，容易导致新增面层产生裂缝。从目前的经验来看，一是要使用优质的膨胀剂配制，例如用的是德国进口的膨胀剂，其效果就比较好；二是要掺加 30%的细石混凝土，可以在很大程度上减少早期裂缝的产生；但若在灌浆料中已掺加了粒径为 16mm～20mm 的粗骨料，并且级配合理，也可不再掺加细石混凝土”。

目前工程中应用的IV类水泥基灌浆材料，通常是在III类水泥基灌浆料基础上，通过添加粒径 5mm～20mm 的粗骨料制得。

综上，IV类水泥基灌浆材料符合《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550-2010 第 21.2.2 条第 1 款中对“混合料”的定义。

6-16 某 2001 年建成的建筑，现部分楼层进行局部装修改造。经判断本次改造属结构局部改造。原设计认为：待加固框架梁仅考虑重力荷载组合工况即可，不需考虑地震作用组合工况进行加固设计。该做法是否正确？

答：当属于局部改造范畴时，加固设计一般情况下可仅考虑作用的基本组合，但宜进行整体建模，加固范围可仅涉及局部改造的相邻区域。

6-17 采用外包角钢加固某一层的框架柱时，角钢的锚固长度如何确定，是否必须伸至基础锚固？

答：为保证外包钢加固体系的整体性和荷载传递的连续性，加固角钢宜纵向贯通设置。工程实践中：

1）对于底层框架柱，角钢下端应锚固于基础，上端应伸至加固层的上一层楼板底；

2）对于中间楼层框架柱，角钢下端应伸至加固层的下一层楼板面，角钢上端应伸至加固层的上一层楼板底或屋面板底；

3）对于屋顶框架柱，角钢下端应伸至加固层下一层楼板面。

6-18 如何确定后锚固螺栓适用范围及锚固深度？

答：《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 16.1.3 条规定，**用于承重结构加固的机械锚栓，应采用具有锁键效应的后扩底锚栓，包括自扩底、模扩底和胶粘-模扩底**；采用胶粘型锚栓时，应采用特殊倒锥形胶粘型锚栓，普通化学锚栓不宜用于承重结构。《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145-2013 第 4.1.1 条规定，普通化学锚栓适用于抗震设防烈度不高于 8 度地区的加固工程，且仅限于受压、中心受剪和压剪复合受力状态。

《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 16.4.2 条规定了承重结构所用锚栓的最小直径和最小锚固深度要求；第 16.4.3 条规定了抗震设防地区承重结构加固中使用锚栓的最小锚固深度要求，但未细分不同抗震设防烈度下的具体要求。《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145-2013 第 8.3.1 条则针对不同类型的锚栓，规定了其在不同抗震设防烈度地区的最小锚固深度要求。

6-19 改造项目中，7 层框剪结构涉及局部剪力墙位置调整改造。调整后，整体抗震性能指标优于原结构，结构刚度变化在 10%以内、重力荷载代表值变化在 5%以内，是否可判定为局部改造？

答：结构局部改造需同时满足以下条件：改造后不延长工作年限；抗震设防类别未提高；抗侧力构件未改动；主体结构布置无明显改变，且不会对原结构产生新的薄弱部位；加固后的抗震单元内结构刚度和重力荷载代表值的变化分别不超过原来的 10%和 5%。其中，10%和 5%是指各层结构刚度变化不超过 10%，且重力荷载增加不超过 5%。

本题不属于局部改造的范畴。

6-20 《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 第 3.0.1-4 条规定加固所用材料“不应低于原结构材料的实际强度等级”，《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 第 4.1.1 条也有类似要求。请问高于原结构实际强度限值是否有要求吗？

答：针对不同类型的加固材料，各规范对其强度等级的下限和上限做出了不同规定，具体如下：

1）采用混凝土加固

《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.1.1 条规定：“结构加固用的混凝土，其强度等级应比原结构、构件提高一级，且不得低于 C20 级”。其条文说明指出，此要求主要基于以下两个方面考虑：

- 保障新旧混凝土界面及新增混凝土与钢筋之间的粘结强度；
- 加固部位体积小、模板狭窄，导致混凝土施工质量较难保证。

调查与试验表明，这种情况在实际取芯检测中，强度普遍比正常浇筑混凝土低 10%以上，因此有必要适当提高其强度等级。

需注意，《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021 第 2.0.2 条已明确规定钢筋混凝土结构构

件的混凝土强度等级不应低于 C25。因此，结构加固用混凝土的强度等级不应低于 C25。

2）采用细石混凝土（混合料）加固

《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550-2010 第 21.2.2 条第 3 款规定：“采用混合料灌注的新增截面，其强度设计值应按细石混凝土强度等级采用。细石混凝土强度等级应比原构件混凝土提高一级，且不应低于 C25 级，也不应高于 C50 级”。

3）采用水泥基灌浆材料加固

根据《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448-2015 第 5.3.2~5.3.6 条，结构加固应采用IV类水泥基灌浆材料。依据《水泥基灌浆材料》JC/T 986-2018 表 2，其抗压强度等级分为 A50、A60、A70 和 A85。在工程实践中，因通常需要掺入粒径 5mm~20mmde 粗骨料，形成类似细石混凝土的混合料，其最终混凝土强度等级一般在 C40 至 C50 之间。该强度亦满足《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550-2010 第 21.2.2 条第 3 款规定。

6-21 砌体结构采用钢筋网砂浆面层加固时，按《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 和《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 相关要求分别计算，计算结果差别较大，是选取哪个规范均可？还是包络计算？

答：《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 对砌体结构采用钢筋网砂浆面层法加固时，采用抗震承载力增强系数法。其计算逻辑为：将原砌体构件的抗震承载力乘以增强系数，得到加固后的抗震承载力。具体计算规定详见该规程第 5 章。

《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 对砌体结构采用钢筋网砂浆面层法加固时，采用叠加法计算抗震承载力。其计算逻辑为：将钢筋网砂浆面层加固所提高的抗震承载力与原砌体构件的抗震承载力叠加，得到加固后砌体构件的总抗震承载力。具体计算规定详见该规范第 6 章。

上述两本规范对采用钢筋网砂浆面层加固的砌体结构，其抗震承载力计算采用了不同方法，计算结果缺乏对比性。

6-22 医院及学校等建筑（改造）是否必须做减隔震？

答：对位于高烈度设防地区的医院、学校等既有建筑进行抗震加固时，不强制要求采用隔震减震技术；当决定采用隔震减震技术时，应充分论证技术可行性，确保加固后的既有建筑满足规定的抗震设防目标。

6-23 关于采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体设计，《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 第 5.3.2 条规定：“原砌体实际的砌筑砂浆强度等级不宜高于 M2.5”，《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 6.7.3 条规定:“原砌筑砂浆强度等级不应低于 M2.5”，实际工程中应如何执行？

答：根据项目具体情况，确定适当的加固方式，技术要求如下：

1）《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 6.7.3 条第 1 款规定：“对于受压加固构件，原砌筑砂浆的强度等级不应低于 M2.5”。需注意，该条款仅适用于受压构件，对砌体

结构抗震加固中为提高抗剪承载力而进行的面层法加固，未对原砌筑砂浆强度等级提出具体要求。

2）砌体结构抗震受剪承载力加固应满足《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009（A 类砌体房屋见第 5.2.3 条，B 类砌体房屋见第 5.3.4 条）的相关要求。当原砌筑砂浆强度等级不高于 M2.5 时，可采用水泥砂浆或钢筋网砂浆面层加固方法，并按《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 第 5.3.2 条第 3 款执行；当原砌筑砂浆强度等级高于 M2.5 时，由于现行标准（如《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 表 5.3.2-1）未提供对应的基准增强系数，宜采用其他加固方式。

6-24 某 1995 年建成的建筑，已正常使用近 30 年，剩余工作年限为 20 年。现根据使用方要求进行加固改造（但不延长工作年限），此既有建筑属于《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 规定的 B 类建筑，根据该标准第 1.0.5 条要求，其抗震鉴定应按后续工作年限 40 年的要求进行，但该后续工作年限远超其剩余工作年限，如何协调抗震鉴定要求与结构耐久性要求？

答：《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 1.0.5 条规定，不同既有建筑类别采用不同后续工作年限进行抗震鉴定。此处的后续工作年限是抗震鉴定时用于确定地震作用计算与抗震措施的最低年限，本质上为抗震鉴定中确定地震作用的设计基准期。根据《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068-2018 第 2.1.53 条对设计基准期的定义：“为确定可变作用等取值而选用的时间参数”。

对于本题所述的情况，可有两种处理方案：

1）延长工作年限：本项目已使用近 30 年，按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 规定的 B 类建筑，其后续工作年限为 40 年进行加固，属于延长工作年限范畴。此时建议按下列要求进行安全性鉴定、抗震鉴定和加固设计：

❙ 安全性鉴定时，荷载及分项系数原则上宜按现行规范与标准的规定进行验算。

❙ 抗震鉴定时，荷载宜按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定取值且不应低于建造时施行的标准；分项系数可按原设计标准的规定取值。

❙ 结构或构件加固时，按下列组合进行包络：

Ø 作用的基本组合：荷载及分项系数宜按现行规范与标准的规定进行加固；

Ø 作用的地震组合：荷载宜按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定取值且不应低于建造时施行的标准；分项系数可按原设计标准的规定取值。

2）不延长工作年限：若仅维持期剩余 20 年工作年限，则地震作用仍需按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 中 B 类建筑后续工作年限 40 年的要求确定。建议按下列要求进行安全性鉴定、抗震鉴定：

❙ 安全性鉴定时，荷载宜按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定取值且不应低于建造时施行的标准；分项系数可按原设计标准的规定取值。

❙ 抗震鉴定时，荷载宜按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001 的规定取值且不应低于建造

时施行的标准；分项系数可按原设计标准的规定取值。