UDC

中华人民共和国国家标准

P

GB 50009—2001

建筑结构荷载规范

Load code for the design of building structures

2002—01—10 发布　　2002—03—01 实施

中华人民共和国建设部

国家质量监督检验检疫总局　联合发布

中华人民共和国国家标准

建 筑 结 构 荷 载 规 范

Load code for the design of building structures

GB 50009—2001

主编部门:中华人民共和国建设部

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2002 年 3 月 1 日

条文说明

中 国 建 筑 工 业 出 版 社

2002 北 京

目　　次

1　总　　则 4

3　荷载分类和荷载效应组合 5

3.1　荷载分类和荷载代表值 5

3.2　荷载效应组合 8

4　楼面和屋面活荷载 12

4.1　民用建筑楼面均布活荷载 12

4.2　工业建筑楼面活荷载 16

4.3　屋面均布活荷载 18

4.4　屋面积灰荷载 19

4.5　施工和检修荷载及栏杆水平荷载 20

5　吊 车 荷 载 21

5.1　吊车竖向和水平荷载 21

5.2　多台吊车的组合 23

5.3　吊车荷载的动力系数 24

5.4　吊车荷载的组合值、频遇值及准永久值 25

6　雪 荷 载 26

6.1　雪荷载标准值及基本雪压 26

6.2　屋面积雪分布系数 27

7　风 荷 载 29

7.1　风荷载标准值及基本风压 29

7.2　风压高度变化系数 30

7.3　风荷载体型系数 31

7.4　顺风向风振及风振系数 32

7.5　阵 风 系 数 35

7.6　横风向风振 35

1 总　　则

1.0.1～1.0.3　本规范的适用范围限于工业与民用建筑的结构设计，其中也包括附属于该类建筑的一般构筑物在内，例如烟囱、水塔等构筑物。在设计其他土木工程结构或特殊的工业构筑物时，本规范中规定的风、雪荷载也应作为设计的依据。此外，对建筑结构的地基设计，其上部传来的荷载也应以本规范为依据。

《建筑结构设计统一标准》GB50068-2001 第 1.0.2 条的规定是制定各本建筑结构设计规范时应遵守的准则，并要求在各本建筑结构设计规范中为它制定相应的具体规定。本规范第 2 章各节的内容，基本上是陈述了 GB50068—2001 第四和第七章中的有关规定，同时还给出具体的补充规定。

1.0.4　结构上的作用是指能使结构产生效应(结构或构件的内力、应力、位移、应变、裂缝等)的各种原因的总称。由于常见的能使结构产生效应的原因，多数可归结为直接作用在结构上的力集(包括集中力和分布力)，因此习惯上都将结构上的各种作用统称为荷载(也有称为载荷或负荷)。但“荷载”这个术语，对于另外一些也能使结构产生效应的原因并不恰当，例如温度变化、材料的收缩和徐变、地基变形、地面运动等现象，这类作用不是直接以力集的形式出现，而习惯上也以“荷载”一词来概括，称之为温度荷载、地震荷载等，这就混淆了两种不同性质的作用。尽管在国际上，目前仍有不少国家将“荷载”与“作用”等同采用，本规范还是根据《建筑结构设计统一标准》中的术语，将这两类作用分别称为直接作用和间接作用，而将荷载仅等同于直接作用，作为《建筑结构荷载规范》，目前仍限于对直接作用的规定。

尽管在本规范中没有给出各类间接作用的规定，但在设计中仍应根据实际可能出现的情况加以考虑。

1.0.5　在确定各类可变荷载的标准值时，会涉及出现荷载最大值的时域问题，本规范统一采用一般结构的设计使用年限 50 年作为规定荷载最大值的时域，在此也称之为设计基准期。

1.0.6　除本规范中给出的荷载外，在某些工程中仍有一些其他性质的荷载需要考虑，例如塔桅结构上结构构件、架空线、拉绳表面的裹冰荷载《高耸结构设计规范》GB500135，储存散料的储仓荷载《钢筋混凝土筒仓设计规范》GB50077，地下构筑物的水压力和土压力《给水排水工程结构设计规范》GB50069，结构构件的温差作用《烟囱设计规范》GB50051 都应按相应的规范确定。

3 荷载分类和荷载效应组合

3.1 荷载分类和荷载代表值

3.1.1 《建筑结构设计统一标准》指出，结构上的作用可按随时间或空间的变异分类，还可按结构的反应性质分类，其中最基本的是按随时间的变异分类。在分析结构可靠度时，它关系到概率模型的选择；在按各类极限状态设计时，它还关系到荷载代表值及其效应组合形式的选择。

本规范中的永久荷载和可变荷载，类同于以往所谓的恒荷载和活荷载；而偶然荷载也相当于 50 年代规范中的特殊荷载。

土压力和预应力作为永久荷载是因为它们都是随时间单调变化而能趋于限值的荷载，其标准值都是依其可能出现的最大值来确定。在建筑结构设计中，有时也会遇到有水压力作用的情况，按《工程结构可靠度设计统一标准》GB50153-92 的规定，水位不变的水压力按永久荷载考虑，而水位变化的水压力按可变荷载考虑。

地震作用(包括地震力和地震加速度等)由《建筑结构抗震规范》GB50011-2001 具体规定，而其他类型的偶然荷载，如撞击、爆炸等是由各部门以其专业本身特点，按经验采用，并在有关的标准中规定。目前对偶然作用或荷载，在国内尚未有比较成熟的确定方法，因此本规范在这方面仍未对它具体规定，工程中可参考国际标准化协会正在拟订中的《人为偶然作用》(DIS10252)的规定，该标准目前主要是对在道路和河道交通中和撞击有关的偶然荷载(等效静力荷载)代表值给出一些规定，而对爆炸引起的偶然荷载仅给出原则规定。

3.1.2 虽然任何荷载都具有不同性质的变异性，但在设计中，不可能直接引用反映荷载变异性的各种统计参数，通过复杂的概率运算进行具体设计。因此，在设计时，除了采用能便于设计者使用的设计表达式外，对荷载仍应赋予一个规定的量值，称为荷载代表值。荷载可根据不同的设计要求，规定不同的代表值，以使之能更确切地反映它在设计中的特点。本规范给出荷载的四种代表值:标准值、组合值、频遇值和准永久值，其中，频遇值是新增添的。荷载标准值是荷载的基本代表值，而其他代表值都可在标准值的基础上乘以相应的系数后得出。

荷载标准值是指其在结构的使用期间可能出现的最大荷载值。由于荷载本身的随机性，因而使用期间的最大荷载也是随机变量，原则上也可用它的统计分布来描述。按 GB50068-2001 的规定，荷载标准值统一由设计基准期最大荷载概率分布的某个分位值来确定，设计基准期统一规定为 50 年，而对该分位值的百分位未作统一规

定。

因此，对某类荷载，当有足够资料而有可能对其统计分布作出合理估计时，则在其设计基准期最大荷载的分布上，可根据协议的百分位，取其分位值作为该荷载的代表值，原则上可取分布的特征值(例如均值、众值或中值)，国际上习惯称之为荷载的特征值(Characteristic value)。实际上，对于大部分自然荷载，包括风雪荷载，习惯上都以其规定的平均重现期来定义标准值，也即相当于以其重现期内最大荷载的分布的众值为标准值。

目前，并非对所有荷载都能取得充分的资料，为此，不得不从实际出发，根据已有的工程实践经验，通过分析判断后，协议一个公称值(Nominal value)作为代表值。在本规范中，对按这两种方式规定的代表值统称为荷载标准值。

本规范提供的荷载标准值，若属于强制性条款，则在设计中必须作为荷载最小值采用；若不属于强制性条款，则应由业主认可后采用，并在设计文件中注明。

3.1.3 结构或非承重构件的自重为永久荷载，由于其变异性不大，而且多为正态分布，一般以其分布的均值作为荷载标准值，由此，即可按结构设计规定的尺寸和材料或结构构件单位体积的自重(或单位面积的自重)平均值确定。对于自重变异性较大的材料，尤其是制作屋面的轻质材料，考虑到结构的可靠性，在设计中应根据该荷载对结构有利或不利，分别取其自重的下限值或上限值。在附录 A 中，对某些变异性较大的材料，都分别给出其自重的上限和下限值。

3.1.5 当有两种或两种以上的可变荷载在结构上要求同时考虑时，由于所有可变荷载同时达到其单独出现时可能达到的最大值的概率极小，因此，除主导荷载(产生最大效应的荷载)仍可以其标准值为代表值外，其他伴随荷载均应采用相应时段内的最大荷载，也即以小于其标准值的组合值为荷载代表值，而组合值原则上可按相应时段最大荷载分布中的协议分位值(可取与标准值相同的分位值)来确定。

国际标准对组合值的确定方法另有规定，它出于可靠指标一致性的目的，并采用经简化后的敏感系数 α，给出两种不同方法的组合值系数表达式。在概念上这种方式比同分位值的表达方式更为合理，但在研究中发现，采用不同方法所得的结果对实际应用来说，并没有明显的差异，考虑到目前实际荷载取样的局限性，因此本规范暂时不明确组合值的确定方法，主要还是在工程设计的经验范围内，偏保守地加以确定。

3.1.6 荷载的标准值是在规定的设计基准期内最大荷载的意义上确定的，它没有反映荷载作为随机过程而具有随时间变异的特性。当结构按正常使用极限状态的要求

进行设计时，例如要求控制房屋的变形、裂缝、局部损坏以及引起不舒适的振动时，就应从不同的要求出发，来选择荷载的代表值。

在可变荷载 Q 的随机过程中，荷载超过某水平 Q_x 的表示方式，国际标准对此建议有两种:

1 用超过 Q_x 的总持续时间 $T_x=\Sigma t_i$，或与设计基准期 T 的比率 $\mu_x=T_x/T$ 来表示(图 3.1.6*a*)。图 3.1.6*b* 给出的是可变荷载 Q 在非零时域内任意时点荷载 Q^* 的概率分布函数 $F_{Q^*}(Q)$，超越 Q_x 的概率为 P^* 可按下式确定:

$$P^*=1-F_{Q^*}(Q_x) \tag{3.1.6-1}$$

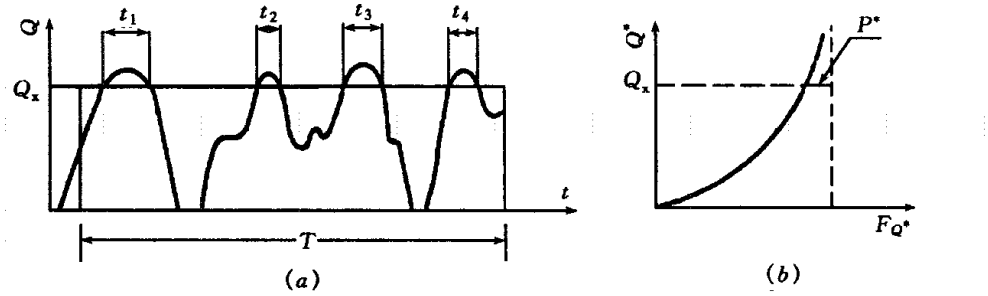


图 3.1.6-1

对于各态历经的随机过程，μ_x 可按下式确定:

$$\mu_x=\frac{T_x}{T}=p*q \tag{3.1.6-2}$$

式中 q 为荷载 Q 的非零概率。

当 μ_x 为规定时，则相应的荷载水平 Q_x 按下式确定:

$$Q_x=F_Q^{-1}\left(1-\frac{\mu_x}{q}\right) \tag{3.1.6-3}$$

对于与时间有关联的正常使用极限状态，荷载的代表值均可考虑按上述方式取值，例如允许某些极限状态在一个较短的持续时间内被超过，或在总体上不长的时间内被超过，可以采用较小的 μ_x 值(建议不大于 0.1)按式(3.1.6-3)计算荷载频遇值 Q_f 作为荷载的代表值，它相当于在结构上时而出现的较大荷载值，但总是小于荷载的标准值。对于在结构上经常作用的可变荷载，应以准永久值为代表值，相应的 μ_x 值建议取 0.5，相当于可变荷载在整个变化过程中的中间值。

2 用超越 Q_x 的次数 n_x 或单位时间内的平均超越次数 $\upsilon_x=n_x/T$(跨阈率)来表示(图 3.1.6-2)。

跨阈率可通过直接观察确定，一般也可应用随机过程的某些特性(例如其谱密度

函数)间接确定。当其任意时点荷载的均值 μ_{Q*}及其跨阈率 v_m为已知，而且荷载是高斯平稳各态历经的随机过程，则对应于跨阈率 v_x的荷载水平 Q_x可按下式确定:

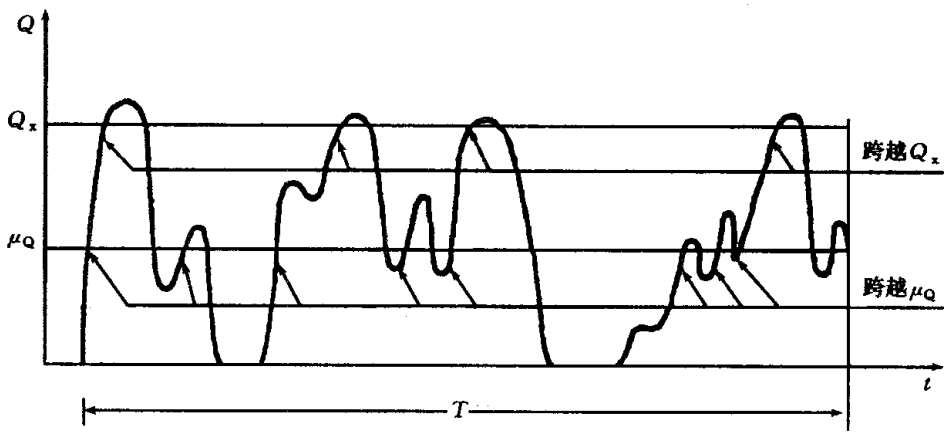


图 3.1.6-2

$$Q_x = \mu_{Q*} + \sigma_{Q*}\sqrt{\ln(v_m / v_x)^2} \tag{3.1.6-4}$$

对于与荷载超越次数有关联的正常使用极限状态，荷载的代表值可考虑按上述方式取值，国际标准建议将此作为确定频遇值的另一种方式，尤其是当结构振动时涉及人的舒适性、影响非结构构件的性能和设备的使用功能的极限状态，但是国际标准关于跨阈率的取值目前并没有具体的建议。

按严格的统计定义来确定频遇值和准永久值目前还比较困难，本规范所提供的这些代表值，大部分还是根据工程经验并参考国外标准的相关内容后确定的。对于有可能再划分为持久性和临时性两类的可变荷载，可以直接引用荷载的持久性部分，作为荷载准永久值取值的依据。

3.2 荷载效应组合

3.2.1～3.2.4 当整个结构或结构的一部分超过某一特定状态，而不能满足设计规定的某一功能要求时，则称此特定状态为结构对该功能的极限状态。设计中的极限状态往往以结构的某种荷载效应，如内力、应力、变形、裂缝等超过相应规定的标志为依据。根据设计中要求考虑的结构功能，结构的极限状态在总体上可分为两大类，即承载能力极限状态和正常使用极限状态。对承载能力极限状态，一般是以结构的内力超过其承载能力为依据；对正常使用极限状态，一般是以结构的变形、裂缝、振动参数超过设计允许的限值为依据。在当前的设计中，有时也通过结构应力的控制来保证结构满足正常使用的要求，例如地基承载应力的控制。

对所考虑的极限状态，在确定其荷载效应时，应对所有可能同时出现的诸荷载

作用加以组合，求得组合后在结构中的总效应。考虑荷载出现的变化性质，包括出现的与否和不同的方向，这种组合可以多种多样，因此还必须在所有可能组合中，取其中最不利的一组作为该极限状态的设计依据。

对于承载能力极限状态的荷载效应组合，可按《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定，根据所考虑的设计状况，选用不同的组合；对持久和短暂设计状况，应采用基本组合，对偶然设计状况，应采用偶然组合。

在承载能力极限状态的基本组合中，公式(3.2.31)和(3.2.3-2)给出了荷载效应组合设计值的表达式，建立表达式的目的是在于保证在各种可能出现的荷载组合情况下，通过设计都能使结构维持在相同的可靠度水平上。必须注意，规范给出的表达式都是以荷载与荷载效应有线性关系为前提，对于明显不符合该条件的情况，应在各本结构设计规范中对此作出相应的补充规定。这个原则同样适用于正常使用极限状态的各个组合的表达式中。

在应用公式(3.2.3-1)时，式中的 S_{Q1k} 为诸可变荷载效应中其设计值为控制其组合为最不利者，当设计者无法判断时，可轮次以各可变荷载效应 S_{Qik} 为 S_{Q1k}，选其中最不利的荷载效应组合为设计依据，这个过程建议由计算机程序的运行来完成。

与原规范不同，增加了由公式(3.2.3-2)给出的由永久荷载效应控制的组合设计值，当结构的自重占主要时，考虑这个条件就能避免可靠度偏低的后果；虽然过去在有些结构设计规范中，也曾为此专门给出某些补充规定，例如对某些以自重为主的构件采用提高重要性系数、提高屋面活荷载的设计规定，但在实际应用中，总不免有挂一漏万的顾虑。采用公式(3.2.3-2)后，在撤消这些补漏规定的同时，也避免了安全度可能不足之后果。

应注意在应用(3.2.3-2)的组合式时，为减轻计算工作量，当考虑以自重为主时，对可变荷载容许只考虑与结构自重方向一致的竖向荷载，例如雪荷载、吊车竖向荷载。此外，对某些材料的结构，可考虑自身的特点，由各结构设计规范自行规定，可不采用该组合式进行校核。

与原规范不同，在考虑组合时，摒弃了“遇风组合”的惯例，要求所有可变荷载当作为伴随荷载时，都必须以其组合值为代表值，而不仅仅限于有风荷载参与组合的情况。至于对组合值系数，除风荷载仍取 Ψ_c=0.6 外，对其他可变荷载，目前建议统一取 Ψ_c=0.7，但为避免与以往设计结果有过大差别，在任何情况下，暂时建议不低于频遇值系数。

当设计一般排架和框架时，为便于手算的目的，仍允许采用简化的组合规则，

也即对所有参与组合的可变荷载的效应设计值，乘以一个统一的组合系数，但考虑到原规范中的组合系数 0.85 在某些情况下偏于不安全，因此将它提高到 0.9；同样，也增加了由公式(3.2.3-2)给出的由永久荷载效应控制的组合设计值。

必须指出，条文中给出的荷载效应组合值的表达式是采用各项可变荷载小于叠加的形式，这在理论上仅适用于各项可变荷载的效应与荷载为线性关系的情况。当涉及非线性问题时，应根据问题性质，或按有关设计规范的规定采用其他不同的方法。

3.2.5 荷载效应组合的设计值中，荷载分项系数应根据荷载不同的变异系数和荷载的具体组合情况(包括不同荷载的效应比)，以及与抗力有关的分项系数的取值水平等因素确定，以使在不同设计情况下的结构可靠度能趋于一致。但为了设计上的方便，GB50068-2001 将荷载分成永久荷载和可变荷载两类，相应给出两个规定的系数 γ_G 和 γ_Q。这两个分项系数是在荷载标准值已给定的前提下，使按极限状态设计表达式设计所得的各类结构构件的可靠指标，与规定的目标可靠指标之间，在总体上误差最小为原则，经优化后选定的。

《建筑结构设计统一标准》原编制组曾选择了 14 种有代表性的结构构件；针对恒荷载与办公楼活荷载、恒荷载与住宅活荷载以及恒荷载与风荷载三种简单组合情况进行分析，并在 γ_G=1.1、1.2、1.3 和 γ_Q=1.1、1.2、1.3、1.4、1.5、1.6 共 3×6 组方案中，选得一组最优方案为 γ_G=1.2 和 γ_Q=1.4。但考虑到前提条件的局限性，允许在特殊的情况下作合理的调整，例如对于标准值大于 4kN/m^2 的工业楼面活荷载，其变异系数一般较小，此时从经济上考虑，可取 γ_Q=1.3。

分析表明，当永久荷载效应与可变荷载效应相比很大时，若仍采用 γ_G=1.2，则结构的可靠度远不能达到目标值的要求，因此，在式(3.2.3-2)中给出由永久荷载效应控制的设计组合值中，相应取 γ_G=1.35。

分析还表明，当永久荷载效应与可变荷载效应异号时，若仍采用 γ_G=1.2，则结构的可靠度会随永久荷载效应所占比重的增大而严重降低，此时，γ_G 宜取小于 1 的系数。但考虑到经济效果和应用方便的因素，建议取 γ_G=1。而在验算结构倾覆、滑移或漂浮时，一部分永久荷载实际上起着抵抗倾覆、滑移或漂浮的作用，对于这部分永久荷载，其荷载分项系数 γ_G 显然也应取用小于 1 的系数，规范对此建议采用 γ_G=0.9，而实际上在不同材料的结构中，出于历史经验的不同，对此也有采用更小的系数，以提高结构抗倾覆、滑移或漂浮的可靠性。

3.2.6 对于偶然设计状况(包括撞击、爆炸、火灾事故的发生)，均应采用偶然组合

进行设计。由于偶然荷载的出现是罕遇事件，它本身发生的概率极小，因此，对偶然设计状况，允许结构丧失承载能力的概率比持久和短暂状况可大些。考虑到不同偶然荷载的性质差别较大，目前还难以给出具体统一的设计表达式，建议由专门的标准规范另行规定。规定时应注意下述问题:首先，由于偶然荷载标准值的确定，本身带有主观的臆测因素，因而不再考虑荷载分项系数；其次，对偶然设计状况，不必同时考虑两种偶然荷载；第三，设计时应区分偶然事件发生时和发生后的两种不同设计状况。

3.2.7～3.2.10 对于正常使用极限状态的结构设计，过去主要是验算结构在正常使用条件下的变形和裂缝，并控制它们不超过限值。其中，与之有关的荷载效应都是根据荷载的标准值确定的。实际上，在正常使用的极限状态设计时，与状态有关的荷载水平，不一定非以设计基准期内的最大荷载为准，应根据所考虑的正常使用具体条件来考虑。原规范对正常使用极限状态的结构设计，给出短期和长期两种效应组合，其中短期效应组合，与承载能力极限状态不考虑荷载分项系数的基本组合相同，因此它反映的仍是设计基准期内最大荷载效应组合，只是在可靠度水平上可有所降低；长期效应组合反映的是在设计基准期内持久作用的荷载效应组合，在某些结构设计规范中，一般仅将它作为结构上长期荷载效应的依据。由于短期效应组合所反映的是一个极值效应，将它作为正常使用条件下的验算荷载水平，在逻辑概念上是有欠缺的。为此，参照国际标准，对正常使用极限状态的设计，当考虑短期效应时，可根据不同的设计要求，分别采用荷载的标准组合或频遇组合，当考虑长期效应时，可采用准永久组合。增加的频遇组合系指永久荷载标准值、主导可变荷载的频遇值与伴随可变荷载的准永久值的效应组合。可变荷载的准永久值系数仍按原规范的规定采用；频遇值系数原则上应按第 3.1.6 条说明中的规定，但由于大部分可变荷载的统计参数并不掌握，规范中采用的系数目前是按工程经验经判断后给出。

在采用标准组合时，也可参照按承载能力极限状态的基本组合，采用简化规则，即按式(3.2.3-3)，但取分项系数为 1。

此外，正常使用极限状态要求控制的极限标志也不一定仅限于变形、裂缝等常见的那一些现象，也可延伸到其他特定的状态，如地基承载应力的设计控制，实质上是在于控制地基的沉陷，因此也可归入这一类。

与基本组合中的规定相同，对于标准、频遇及准永久组合，其荷载效应组合的设计值也仅适用于各项可变荷载效应与荷载为线性关系的情况。

4 楼面和屋面活荷载

4.1 民用建筑楼面均布活荷载

4.1.1 在《荷载暂行规范》规结 1-58 中，民用建筑楼面活荷载取值是参照当时的苏联荷载规范并结合我国具体情况，按经验判断的方法来确定的。《工业与民用建筑结构荷载规范》TJ9-74 修订前，在全国一定范围内对办公室和住宅的楼面活荷载进行了调查。当时曾对 4 个城市(北京、兰州、成都和广州)的 606 间住宅和 3 个城市(北京、兰州和广州)的 258 间办公室的实际荷载作了测定。按楼板内弯矩等效的原则，将实际荷载换算为等效均布荷载，经统计计算，分别得出其平均值为 1.051kN/m^2 和 1.402kN/m^2，标准差为 0.23kN/m^2 和 0.219kN/m^2；按平均值加两倍标准差的标准荷载定义，得出住宅和办公室的标准活荷载分别为 1.513kN/m^2 和 1.84kN/m^2。但在规结 1-58 中对办公楼允许按不同情况可取 1.5kN/m^2 或 2kN/m^2 进行设计，而且较多单位根据当时的设计实践经验取 1.5kN/m^2，而只对兼作会议室的办公楼可提高到 2kN/m^2。对其他用途的民用楼面，由于缺乏足够数据，一般仍按实际荷载的具体分析，并考虑当时的设计经验，在原规范的基础上适当调整后确定。

《建筑结构荷载规范》GBJ9-87 根据《建筑结构统一设计标准》GBJ68-84 对荷载标准值的定义，重新对住宅、办公室和商店的楼面活荷载做了调查和统计，并考虑荷载随空间和时间的变异性，采用了适当的概率统计模型。模型中直接采用房间面积平均荷载来代替等效均布荷载，这在理论上虽然不很严格(参见原规范的说明)，但对其结果估计不会有严重影响，而对调查和统计工作却可得到很大的简化。

楼面活荷载按其随时间变异的特点，可分持久性和临时性两部分。持久性活荷载是指楼面上在某个时段内基本保持不变的荷载，例如住宅内的家具、物品，工业房屋内的机器、设备和堆料，还包括常住人员自重，这些荷载，除非发生一次搬迁，一般变化不大。临时性活荷载是指楼面上偶尔出现短期荷载，例如聚会的人群、维修时工具和材料的堆积、室内扫除时家具的集聚等。

对持久性活荷载 L_i 的概率统计模型，可根据调查给出荷载变动的平均时间间隔 τ 及荷载的统计分布，采用等时段的二项平稳随机过程(图 4.1.1-1)。

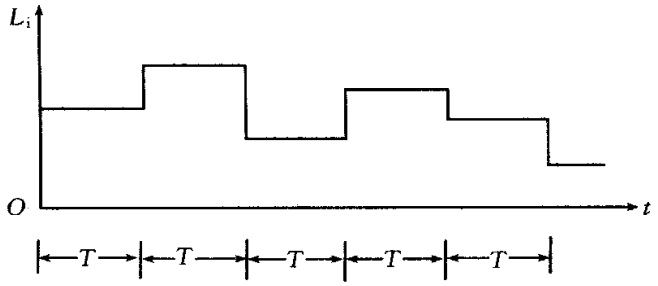


图 4.1.1-1

对临时性活荷载 L_r，由于持续时间很短，要通过调查确定荷载在单位时间内出现次数的平均率及其荷载值的统计分布，实际上是有困难的。为此，提出一个勉强可以代替的方法，就是通过对用户的查询，了解到最近若干年内一次最大的临时性荷载值，以此作为时段内的最大荷载 L_{rs}，并作为荷载统计的基础。对 L_r 也采用与持久性活荷载相同的概率模型(图 4.1.1-2)。

出于分析上的方便，对各类活荷载的分布类型采用了极值 I 型。根据 L_r 和 L_{rs} 的统计参数，分别求出 50 年最大荷载值 L_{iT} 和 L_{rT} 的统计分布和参数。再根据 Tukstra 的组合原则，得出 50 年内总荷载最大值 L_T 的统计参数。在 1977 年以后的三年里，曾对全国某些城市的办公室、住宅和商店的活荷载情况进行了调查，其中:在全国 25 个城市实测了 133 栋办公楼共 2201 间办公室，总面积为 63700m^2，同时调查了 317 栋用户的搬迁情况；对全国 10 个城市的住宅实测了 556 间，总为 7000m^2，同时调查了 229 户的搬迁情况；在全国 10 个城市实测了 21 家百货商店共 214 个柜台，总面积为 23700m^2。现将当时统计分析的结果列于表 4.1.1 中。

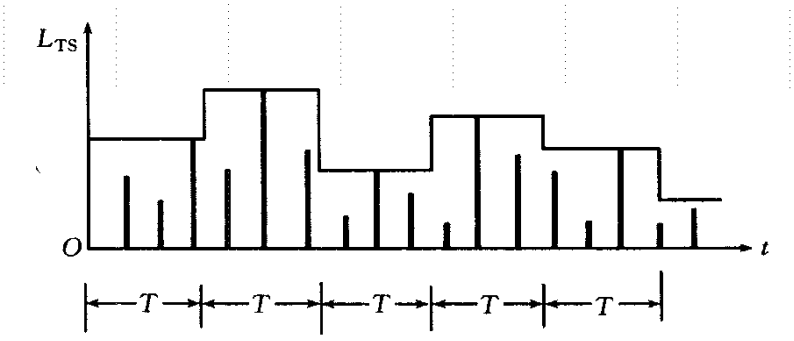


图 4.1.1-2

表 4.1.1 中的 L_K 系指 GBJ9-87 中给出的活荷载的标准值。按《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定，标准值应为设计基准期 50 年内荷载最大值分布的某一个分位值。虽然没有对分位值的百分数作具体规定，但对性质类同的可变荷载，应尽量

使其取值在保证率上保持相同的水平。从表 4.1.1 中可见，若对办公室而言，L_K=1.5kN/m^2，它相当于 L_T 的均值 μ_{LT} 加 1.5 倍的标准差 σ_{LT}，其中 1.5 系数指保证率系数 α_o 若假设 L_T 的分布仍为极值 I 型，则与 α 对应的保证率为 92.1%，也即 L_K 取 92.1%的分位值。以此为标准，则住宅的活荷载标准值就偏低较多。鉴于当时调查时的住宅荷载还是偏高的实际情况，因此原规范仍保持以往的取值。但考虑到工程界普遍的意见，认为对于建设工程量比较大的住宅和办公楼来说，其荷载标准值与国外相比显然偏低，又鉴于民用建筑的楼面活荷载今后的变化趋势也难以预测，这次修订，决定将楼面活荷载的最小值规定为 2.0kN/m^2。

关于其他类别的荷载，由于缺乏系统的统计资料，仍按以往的设计经验，并参考 1986 年颁布的《居住和公共建筑的使用和占用荷载》ISO2103 而加以确定。

表 4.1.1　　全国部分城市建筑楼面活荷载统计分析表

	办公室			住　　宅			商　　店		
	μ	σ	τ	μ	σ	τ	μ	σ	τ
L_i	0.386	0.178	10 年	0.504	0.162	10 年	0.580	0.351	1 年
L_{rs}	0.355	0.244		0.468	0.252		0.955	0.428	
L_{iT}	0.610	0.178		0.707	0.162		4.650	0.351	
L_{rT}	0.661	0.244		0.784	0.252		2.261	0.428	
L_T	1.047	0.302		1.288	0.300		2.841	0.553	
L_K	1.5			1.5			3.5		
α	1.5			0.7			1.2		
p(%)	92.1			79.1			88.5		

对藏书库和档案库，根据 70 年代初期的调查，其荷载一般为 3.5kN/m^2 左右，个别超过 4kN/m^2，而最重的可达 5.5kN/m^2(按书架高 2.3m，净距 0.6m，放 7 层精装书籍估计)。GBJ9-87 修订时参照 ISO2103 的规定采用为 5kN/m^2，现又给出按书架每米高度不少于 2.5kN/m^2 的补充规定，并对于采用密集柜的无过道书库规定荷载标准值为 12kN/m^2。

停车库及车道的活荷载仅考虑由小轿车、吉普车、小型旅行车(载人少于 9 人)的车轮局部荷载以及其他必要的维修设备荷载。在 ISO2103 中，停车库活荷载标准值取 2.5kN/m^2。按荷载最不利布置核算其等效均布荷载后，表明该荷载值只适用于板跨不小于 6m 的双向板或无梁楼盖。对国内目前常用的单向板楼盖，当板跨不小于 2m 时，应取 4.0kN/m^2 比较合适。当结构情况不符合上述条件时，可直接按车轮局部荷载计算楼板内力，局部荷载取 4.5kN，分布在 0.2m×0.2m 的局部面积上。该局部荷载也可作为验算结构局部效应的依据(如抗冲切等)。对其他车辆的车库和车道，应

按车辆最大轮压作为局部荷载确定。对于 20～30t 的消防车，可按最大轮压为 60kN，作用在 0.6m×0.2m 的局部面积上的条件确定。

这次修订，对不同类别的楼面均布活荷载，除个别项目有调整外，大部分的标准值仍保持原有水平。对民用建筑楼面可根据在楼面上活动的人和设施的不同状况，不妨将其标准值的取值分成七个档次:

(1)活动的人较少 L_K=2.0kN/m^2；

(2)活动的人较多且有设备 L_K=2.5kN/m^2；

(3)活动的人很多且有较重的设备 L_K=30KN/m^2；

(4)活动的人很集中，有时很挤或有较重的设备 L_K=3.5kN/m^2；

(5)活动的性质比较剧烈 L_K=4.0kN/m^2；

(6)储存物品的仓库 L_K=5.0kN/m^2；

(7)有大型的机械设备 L_K=6～7.5kN/m^2。

对于在表 4.1.1 中没有列出的项目可对照上述类别选用，但当有特别重的设备时应另行考虑。

作为办公楼的荷载还应考虑会议室、档案室和资料室等的不同要求，一般应在 2.0～2.5kN/m^2 范围内采用。

对于洗衣房、通风机房以及非固定隔墙的楼面均布活荷载，均系参照国内设计经验和国外规范的有关内容酌情增添的。其中非固定隔墙的荷载应按活荷载考虑，可采用每延米长度的墙重(kN/m)的 1/3 作为楼面活荷载的附加值(kN/m^2)，该附加值建议不小于 1.0kN/m^2，但对于楼面活荷载大于 4.0kN/m^2 的情况，不小于 0.5kN/m^2。

4.1.2 作用在楼面上的活荷载，不可能以标准值的大小同时布满在所有的楼面上，因此在设计梁、墙、柱和基础时，还要考虑实际荷载沿楼面分布的变异情况，也即在确定梁、墙、柱和基础的荷载标准值时，还应按楼面活荷载标准值乘以折减系数后。

折减系数的确定实际上是比较复杂的，采用简化的概率统计模型来解决这个问题还不够成熟。目前除美国规范是按结构部位的影响面积来考虑外，其他国家均按传统方法，通过从属面积来考虑荷载折减系数。在 ISO2103 中，建议按下述不同情况对荷载标准值乘以折减系数 λ 。

当计算梁时:

1 对住宅、办公楼等房屋或其房间:

$$\lambda = 0.3 + \frac{3}{\sqrt{A}} \qquad (A>18m^2) \qquad (4.1.2\text{-}1)$$

2 对公共建筑或其房间:

$$\lambda = 0.5 + \frac{3}{\sqrt{A}} \qquad (A>36m^2) \qquad (4.1.2\text{-}2)$$

式中 ***A***—所计算梁的从属面积，指向梁两侧各延伸 1/2 梁间距范围内的实际楼面面积。

当计算多层房屋的柱、墙和基础时:

1 对住宅、办公楼等房屋:

$$\lambda = 0.3 + \frac{0.6}{\sqrt{n}} \qquad (4.1.2\text{-}3)$$

2 对公共建筑:

$$\lambda = 0.5 + \frac{0.6}{\sqrt{n}} \qquad (4.1.2\text{-}4)$$

式中 ***n***—所计算截面以上的楼层数，$n \geqslant 2$。

对本规范表 4.1.1 中第 1(1)项的各类建筑物，在设计其楼面梁时，可按式(4.1.2-1)考虑；第 1(2)～7 项的各类建筑物，可按式(4.1.22)考虑。为了设计方便，而又不明显影响经济效果，本条文的规定作了一些合理的简化。在设计柱、墙和基础时，对第 1(1)项建筑类别采用的折减系数改用 $\lambda = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{n}}$。对第 1(2)～8 项的建筑类别，直接按楼面梁的折减系数，而不另考虑按楼层数的折减。这与 ISO2103 相比略为保守，但与以往的设计经验比较接近。

停车库及车道的楼面活荷载是根据荷载最不利布置下的等效均布荷载确定，因此本条文给出的折减系数，实际上也是根据次梁、主梁或柱上的等效均布荷载与楼面等效均布荷载的比值确定。

4.2 工业建筑楼面活荷载

4.2.1 在设计多层工业建筑结构时，楼面活荷载的标准值大多由工艺提供，或由土建设计人员根据有关资料自行计算确定。鉴于计算方法不一，计算工作量又较大，很多设计单位希望由本规范统一规定。在制订 TJ9-74 荷载规范时，曾对全国有代表性的 70 多个工厂进行实际调查和分析，根据条件成熟情况，在附录 C 中列出了金工车间、仪器仪表生产车间、半导体器件车间、小型电子管和白炽灯泡车间、棉纺织

造车间、轮胎厂准备车间和粮食加工车间等七类工业建筑楼面活荷载的标准值，供设计参照采用。

这次修订，除棉纺织造车间由中国纺织工业设计院根据纺织工业的发展现状重新修订外，其他仍沿用 GBJ9-87 的规定。

金工车间的活荷载在 TJ9-74 中是按车间的加工性质来划分的。根据调查，在加工性质相同的车间中，由于加工件不同，采用的机床型号有时差别很大，致使楼面活荷载的差异十分悬殊。事实上，确定楼面活荷载大小的主要因素是金工车间的机床设备，而不是它的加工性质。因此，在调查资料的基础上，按机床设备的重量等级，重新划分了活荷载的取值，而且是相互配套的。在实际应用中发现，有相当数量的设备超出 TJ9-74 规定的机床设备重量等级。考虑到这个情况，GBJ9-87 规范对金工车间机床设备的重量等级范围作了相应的扩大。

这次修订，棉纺织造车间的活荷载修订原则与金工车间相同，即改为按织机型号的重量等级重新划分了活荷载的取值。

附录 B 的方法主要是为确定工业建筑楼面等效均布活荷载而制订的。为了简化，在方法上作了一些假设:计算等效均布荷载时统一假定结构的支承条件都为简支，并按弹性阶段分析内力。这对实际上为非简支的结构以及考虑材料处于弹塑性阶段的设计时会有一定的设计误差。

计算板面等效均布荷载时，还必须明确板面局部荷载实际作用面的尺寸。作用面一般按矩形考虑，从而可确定荷载传递到板轴心面处的计算宽度，此时假定荷载按 45°扩散线传递。

板面等效均布荷载按板内分布弯矩等效的原则确定，也即在实际的局部荷载作用下在简支板内引起的绝对最大的分布弯矩，使其等于在等效均布荷载作用下在该简支板内引起的最大分布弯矩作为条件。所谓绝对最大是指在设计时假定实际荷载的作用位置是在对板最不利的位置上。

在局部荷载作用下，板内分布弯矩的计算比较复杂，一般可参考有关的计算手册。对于边长比大于 2 的单向板，附录 B 中给出更为具体的方法。在均布荷载作用下，单向板内分布弯矩沿板宽方向是均匀分布的，因此可按单位宽度的简支板来计算其分布弯矩；在局部荷载作用下，单向板内分布弯矩沿板宽方向不再是均匀分布，而是在局部荷载处具有最大值，并逐渐向宽度两侧减小，形成一个分布宽度。现以均布荷载代替，为使板内分布弯矩等效，可相应确定板的有效分布宽度。在附录 B 中，根据计算结果，给出了五种局部荷载情况下有效分布宽度的近似公式，从而可

直接按公式(B.0.4-1)确定单向板的等效均布活荷载。

表 C 中列出的工业建筑楼面活荷载值，是对板跨在 1.0～2.5m，梁跨 4.0～6.0m 的肋形楼盖结构而言，并考虑设备荷载处于最不利布置的情况下得出的。设备布置要考虑到有可能出现的密集布置，其间距根据各类车间的工艺特点而定:对由单台设备组成的生产区域，一般操作边取 1.0～1.2m，非操作边取 0.5～0.75m；对由不同设备组成的生产线，一般按实际间距采用，但当间距大于 0.5m 时按 0.5m 考虑。

对于不同用途的工业建筑结构，通过对计算资料的分析表明，其板、次梁和主梁的等效均布荷载的比值没有共同的规律，难以给出统一的折减系数。因此，表中对板、次梁和主梁，分别列出了等效均布荷载的标准值。对柱、墙和基础，一概不考虑按楼层数的折减。

表中所列板跨或次梁(肋)的间距以 1.2m 为下限，小于 1.2m 的一般为预制槽板。此时，在设计中可将板面和肋视作一个整体，按梁的荷载计算。

表中荷载值已包括操作荷载值，但不包括隔墙自重。当需要考虑隔墙自重时，应根据隔墙的实际情况计算。当隔墙可能任意移动时，建议采用重量不超过 300kg/m 的轻质隔墙，此时(考虑隔墙后)的活荷载增值一般可取 1.0kN/m^2。

不同用途的工业建筑，其工艺设备的动力性质不尽相同。对一般情况，荷载中已考虑动力系数 1.05～1.1；对特殊的专用设备和机器，可提高到 1.2～1.3。

4.2.2 操作荷载对板面一般取 2kN/m^2。对堆料较多的车间，如金工车间，操作荷载取 2.5kN/m^2。有的车间，例如仪器仪表装配车间，由于生产的不均衡性，某个时期的成品、半成品堆放特别严重，这时可定为 4kN/m^2。还有些车间，其荷载基本上由堆料所控制，例如粮食加工厂的拉丝车间、轮胎厂的准备车间、纺织车间的齿轮室等。

操作荷载在设备所占的楼面面积内不予考虑。

4.3 屋面均布活荷载

4.3.1 对不上人的屋面均布活荷载，以往规范的规定是考虑在使用阶段作为维修时所必需的荷载，因而取值较低，统一规定为 0.3kN/m^2。后来在屋面结构上，尤其是钢筋混凝土屋面上，出现了较多的事故，原因无非是屋面超重、超载或施工质量偏低。特别对无雪地区，当按过低的屋面活荷载设计，就更容易发生质量方面的事故。因此，为了进一步提高屋面结构的可靠度，在 GBJ9-87 中将不上人的钢筋混凝土屋面活荷载提高到 0.5kN/m^2。根据原颁布的 GBJ68-84，对永久荷载和可变荷载分别采

用不同的荷载分项系数以后，荷载以自重为主的屋面结构可靠度相对又有所下降。为此，GBJ9-87 有区别地适当提高其屋面活荷载的值为 0.7kN/m^2。

由于本次修订在条文第 3.2.3 条中已补充了以恒载控制的不利组合式，而屋面活荷载中主要考虑的仅是施工或维修荷载，故将原规范项次 1 中对重屋盖结构附加的荷载值 0.2kN/m^2 取消，也不再区分屋面性质，统一取为 0.5kN/m^2。但在不同材料的结构设计规范中，当出于设计方面的历史经验而有必要改变屋面荷载的取值时，可由该结构设计规范自行规定，但其幅度为±0.2kN/m^2。

关于屋顶花园和直升机停机坪的荷载是参照国内设计经验和国外规范有关内容而增添的。

4.4 屋面积灰荷载

4.4.1 屋面积灰荷载是冶金、铸造、水泥等行业的建筑所特有的问题。我国早已注意到这个问题，各设计、生产单位也积累了一定的经验和数据。在制订 TJ9-74 前，曾对全国 15 个冶金企业的 25 个车间，13 个机械工厂的 18 个铸造车间及 10 个水泥厂的 27 个车间进行了一次全面系统的实际调查。调查了各车间设计时所依据的积灰荷载、现场的除尘装置和实际清灰制度，实测了屋面不同部位、不同灰源距离、不同风向下的积灰厚度，并计算其平均日积灰量，对灰的性质及其重度也做了研究。

调查结果表明，这些工业建筑的积灰问题比较严重，而且其性质也比较复杂。影响积灰的主要因素是:除尘装置的使用维修情况、清灰制度执行情况、风向和风速、烟囱高度、屋面坡度和屋面挡风板等。

确定积灰荷载只有在考虑工厂设有一般的除尘装置，且能坚持正常的清灰制度的前提下才有意义。对一般厂房，可以做到 3～6 个月清灰一次。对铸造车间的冲天炉附近，因积灰速度较快，积灰范围不大，可以做到按月清灰一次。

调查中所得的实测平均日积灰量列于表 4.4.1-1 中。

表 4.4.1-1　　实测平均日积灰量

车间名称	平均日积灰量(cm)
贮矿槽、出铁场	0.08
炼钢车间：有化铁炉	0.06
无化铁炉	0.065
铁合金车间	0.067～0.12
烧结车间：无挡风板	0.035
有挡风板(挡风板内)	0.046
铸造车间	0.18
水泥厂：窑房	0.044
磨房	0.028
生、熟料库和联合贮库	0.045

对积灰取样测定了灰的天然重度和饱和重度，以其平均值作为灰的实际重度，用以计算积灰周期内的最大积灰荷载。按灰源类别不同，分别得出其计算重度(见表4.4.1-2)。

4.4.2　易于形成灰堆的屋面处，其积灰荷载的增大系数可参照雪荷载的屋面积雪分布系数的规定来确定。

表 4.4.1-2　　积灰重度

车间名称	灰源类别	重度(kN / m^3)			注
		天然	饱和	计算	
炼铁车间	高炉	13.2	17.9	15.55	
炼钢车间	转炉	9.4	15.5	12.45	
铁合金车间	电炉	8.1	16.6	12.35	
烧结车间	烧结炉	7.8	15.8	11.80	
铸造车间	冲天炉	11.2	15.6	13.40	
水泥厂	生料库	8.1	12.6	10.35	建议按熟
	熟料库			15.00	料库采用

4.4.3　对有雪地区，积灰荷载应与雪荷载同时考虑。此外，考虑到雨季的积灰有可能接近饱和，此时的积灰荷载的增值为偏于安全，可通过不上人屋面活荷载来补偿。

4.5　施工和检修荷载及栏杆水平荷载

4.5.1　设计屋面板、檩条、钢筋混凝土挑檐、雨篷和预制小梁时，除了按第 3.3.1 条单独考虑屋面均布活荷载外，还应另外验算在施工、检修时可能出现在最不利位置上，由人和工具自重形成的集中荷载。对于宽度较大的挑檐和雨篷，在验算其承载力时，为偏于安全，可沿其宽度每隔 1.0m 考虑有一个集中荷载；在验算其倾覆时，可根据实际可能的情况，增大集中荷载的间距，一般可取 2.5～3.0m。

5 吊 车 荷 载

5.1 吊车竖向和水平荷载

5.1.1 按吊车荷载设计结构时，有关吊车的技术资料(包括吊车的最大或最小轮压)都应由工艺提供。过去公布的专业标准《起重机基本参数尺寸系列》(EQ1-62～8-62)曾对吊车有关的各项参数有详尽的规定，可供结构设计使用。但经多年实践表明，由各工厂设计的起重机械，其参数和尺寸不太可能完全与该标准保持一致。因此，设计时仍应直接参照制造厂当时的产品规格作为设计依据。

选用的吊车是按其工作的繁重程度来分级的，这不仅对吊车本身的设计有直接的意义，也和厂房结构的设计有关。国家标准《起重机设计规范》(GB3811-83)是参照国际标准《起重设备分级》(ISO4301-1980)的原则，重新划分了起重机的工作级别。在考虑吊车繁重程度时，它区分了吊车的利用次数和荷载大小两种因素。按吊车在使用期内要求的总工作循环次数分成 10 个利用等级，又按吊车荷载达到其额定值的频繁程度分成 4 个载荷状态(轻、中、重、特重)。根据要求的利用等级和载荷状态，确定吊车的工作级别，共分 8 个级别作为吊车设计的依据。

这样的工作级别划分在原则上也适用于厂房的结构设计，虽然根据过去的设计经验，在按吊车荷载设计结构时，仅参照吊车的载荷状态将其划分为轻、中、重和超重 4 级工作制，而不考虑吊车的利用因素，这样做实际上也并不会影响到厂房的结构设计，但是，在执行国际标准《起重机设计规范》(GB3811-83)以来，所有吊车的生产和定货，项目的工艺设计以及土建原始资料的提供，都以吊车的工作级别为依据，因此在吊车荷载的规定中也相应改用按工作级别划分。

这次修订采用的工作级别是按表 5.1.1 与过去的工作制等级相对应的。

表 5.1.1　　吊车的工作制等级与工作级别的对应关系

工体制等级	轻级	中级	重级	超重级
工作级别	Al～A3	A4，A5	A6，A7	A8

5.1.2 吊车的水平荷载分纵向和横向两种，分别由吊车的大车和小车的运行机构在启动或制动时引起的惯性力产生，惯性力为运行重量与运行加速度的乘积，但必须通过制动轮与钢轨间的摩擦传递给厂房结构。因此，吊车的水平荷载取决于制动轨的轮压和它与钢轨间的滑动摩擦系数，摩擦系数一般可取 0.14。

在规范 TJ9-74 中，吊车纵向水平荷载取作用在一边轨道上所有刹动轮最大轮压之和的 10%，虽比理论值为低，但经长期使用检验，尚未发现有问题。太原重机学院曾对 1 台 300t 中级工作制的桥式吊车进行了纵向水平荷载的测试，得出大车制动力系数为 0.084～0.091，与规范规定值比较接近。因此，纵向水平荷载的取值仍保持不变。

吊车的横向水平荷载可按下式取值:

$$T=\alpha(Q+Q_1)g \tag{5.1.2}$$

式中 Q—吊车的额定起重量；

Q_1—横行小车重量；

g—重力加速度；

α—横向水平荷载系数(或称小车制动力系数)。

如考虑小车制动轮数占总轮数之半，则理论上 α 应取 0.07，但 TJ9-74 当年对软钩吊车取 α 不小于 0.05，对硬钩吊车取 α 为 0.10，并规定该荷载仅由一边轨道上各车轮平均传递到轨顶，方向与轨道垂直，同时考虑正反两个方向。

经浙江大学、太原重机学院及原第一机械工业部第一设计院等单位，在 3 个地区对 5 个厂房及 12 个露天栈桥的额定起重量为 5～75t 的中级工作制桥式吊车进行了实测。实测结果表明:小车制动力的上限均超过规范的规定值，而且横向水平荷载系数 α 往往随吊车起重量的减小而增大，这可能是由于司机对起重量大的吊车能控制以较低的运行速度所致。根据实测资料分别出 5～75t 吊车上小车制动力的统计参数，见表 5.1.2。若对小车制动力的标准值按保证率 99.9%取值，则 $T_h=\mu_T+3\sigma_T$，由此得出系数 α，除 5t 吊车明显偏大外，其他约在 0.08～0.11 之间。经综合分析比较，将吊车额定起重量按大小分成 3 个组别，分别规定了软钩吊车的横向水平荷载系数为 0.12，0.10 和 0.08。

对于夹钳、料耙、脱锭等硬钩吊车，由于使用频繁，运行速度高，小车附设的悬臂结构使起吊的重物不能自由摆动等原因，以致制动时产生较大的惯性力。TJ9-74 规范规定它的横向水平荷载虽已比软钩吊车大一倍，但与实测相比还是偏低，曾对 10t 夹钳吊车进行实测，实测的制动力为规范规定值的 1.44 倍。此外，硬钩吊车的另一个问题是卡轨现象严重。综合上述情况，GBJ9-87 已将硬钩吊车的横向水平荷载系数 α 提高为 0.2。

表 5.1.2　　吊车制动力统计参数

吊车额定起重量(t)	制动力 T(kN)		标准值 T_k (kN)	$\alpha=\dfrac{T_k}{(Q+Q_1)g}$
	均值 μ_T	标准差 σ_T		
5	0.056	0.020	0.116	0.175
10	0.074	0.022	0.140	0.108
20	0.121	0.040	0.247	0.079
30	0.181	0.048	0.325	0.081
75	0.405	0.141	0.828	0.080

经对 13 个车间和露天栈桥的小车制动力实测数据进行分析，表明吊车制动轮与轨道之间的摩擦力足以传递小车制动时产生的制动力。小车制动力是由支承吊车的两边相应的承重结构共同承受，并不是 TJ9-74 规范中所认为的仅由一边轨道传递横向水平荷载。经对实测资料的统计分析，当两边柱的刚度相等时，小车制动力的横向分配系数多数为 0.45/0.55，少数为 0.4/0.6，个别为 0.3/0.7，平均为 0.474/0.526。为了计算方便，GBJ9-87 规范已建议吊车的横向水平荷载在两边轨道上平等分配，这个规定与欧美的规范也是一致的。

5.2　多台吊车的组合

5.2.1　设计厂房的吊车梁和排架时，考虑参与组合的吊车台数是根据所计算的结构构件能同时产生效应的吊车台数确定。它主要取决于柱距大小和厂房跨间的数量，其次是各吊车同时集聚在同一柱距范围内的可能性。根据实际观察，在同一跨度内，2 台吊车以邻接距离运行的情况还是常见的，但 3 台吊车相邻运行却很罕见，即使发生，由于柱距所限，能产生影响的也只是 2 台。因此，对单跨厂房设计时最多考虑 2 台吊车。

对多跨厂房，在同一柱距内同时出现超过 2 台吊车的机会增加。但考虑隔跨吊车对结构的影响减弱，为了计算上的方便。容许在计算吊车竖向荷载时，最多只考虑 4 台吊车。而在计算吊车水平荷载时，由于同时制动的机会很小，容许最多只考虑 2 台吊车。

5.2.2　TJ9-74 规范对吊车荷载，无论是由 2 台还是 4 台吊车引起的，都按同时满载，且其小车位置都按同时处于最不利的极限工作位置上考虑。根据在北京、上海、沈阳、鞍山、大连等地的实际观察调查，实际上这种最不利的情况是不可能出现的。对不同工作制的吊车，其吊车载荷有所不同，即不同吊车有各自的满载概率，而 2 台或 4 台同时满载，且小车又同时处于最不利位置的概率就更小。因此，本条文给

出的折减系数是从概率的观点考虑多台吊车共同作用时的吊车荷载效应组合相对于最不利效应的折减。

为了探讨多台吊车组合后的折减系数，在编制 GBJ68-84 时，曾在全国 3 个地区 9 个机械工厂的机械加工、冲压、装配和铸造车间，对额定起重量为 2～50t 的轻、中、重级工作制的 57 台吊车做了吊车竖向荷载的实测调查工作。根据所得资料，经整理并通过统计分析，根据分析结果表明，吊车荷载的折减系数与吊车工作的载荷状态有关，随吊车工作载荷状态由轻级到重级而增大；随额定起重量的增大而减小；同跨 2 台和相邻跨 2 台的差别不大。在对竖向吊车荷载分析结果的基础上，并参考国外规范的规定，本条文给出的折减系数值还是偏于保守的；并将此规定直接引用到横向水平荷载的折减。这次修订，在参与组合的吊车数量上，插入台数为 3 的可能情况。

5.3 吊车荷载的动力系数

5.3.1 吊车竖向荷载的动力系数，主要是考虑吊车在运行时对吊车梁及其连接的动力影响。根据调查了解，产生动力的主要因素是吊车轨道接头的高低不平和工件翻转时的振动。从少量实测资料来看，其量值都在 1.2 以内。TJ9-74 规范对钢吊车梁取 1.1，对钢筋混凝土吊车梁按工作制级别分别取 1.1，1.2 和 1.3。在前苏联荷载规范 СНиП674 中，不分材料，仅对重级工作制的吊车梁取动力系数 1.1。GBJ9-87 修订时，主要考虑到吊车荷载分项系数统一按可变荷载分布系数 1.4 取值后，相等于以往的设计而言偏高，会影响吊车梁的材料用量。在当时对吊车梁的实际动力特性不甚清楚的前提下，暂时采用略为降低的值 1.05 和 1.1，以弥补偏高的荷载分项系数。

TJ9-74 规范当时对横向水平荷载还规定了动力系数，以计算重级工作制的吊车梁上翼缘及其制动结构的强度和稳定性以及连接的强度，这主要是考虑在这类厂房中，吊车在实际运行过程中产生的水平卡轨力。产生卡轨力的原因主要在于吊车轨道不直或吊车行驶时的歪斜，其大小与吊车的制造、安装、调试和使用期间的维护等管理因素有关。在下沉的条件下，不应出现严重的卡轨现象，但实际上由于生产中难以控制的因素，尤其是硬钩吊车，经常产生较大的卡轨力，使轨道被严重啃蚀，有时还会造成吊车梁与柱连接的破坏。假如采用按吊车的横向制动力乘以所谓动力系数的方式来规定卡轨力，在概念上是不够清楚的。鉴于目前对卡轨力的产生机理、传递方式以及在正常条件下的统计规律还缺乏足够的认识，因此在取得更为系统的实测资料以前，还无法建立合理的计算模型，给出明确的设计规定。TJ9-74 规范中

关于这个问题的规定，已从本规范中撤消，由各结构设计规范和技术标准根据自身特点分别自行规定。

5.4 吊车荷载的组合值、频遇值及准永久值

5.3.2 处于工作状态的吊车，一般很少会持续地停留在某一个位置上，所以在正常条件下，吊车荷载的作用都是短时间的。但当空载吊车经常被安置在指定的某个位置时，计算吊车梁的长期荷载效应可按本条文规定的准永久值采用。

6 雪 荷 载

6.1 雪荷载标准值及基本雪压

6.1.2 基本雪压 s_0 的修订是根据全国 672 个地点的气象台(站)，从建站起到 1995 年的最大雪压或雪深资料，经统计得出 50 年一遇最大雪压，即重现期为 50 年的最大雪压，以此规定当地的基本雪压。

当前，我国大部分气象台(站)收集的都是雪深数据，而相应的积雪密度数据又不齐全。在统计中，当缺乏平行观测的积雪密度时，均以当地的平均密度来估算雪压值。

各地区的积雪的平均密度按下述取用:东北及新疆北部地区的平均密度取 150kg/m^3；华北及西北地区取 130kg/m^3，其中青海取 120kg/m^3；淮河、秦岭以南地区一般取 150kg/m^3，其中江西、浙江取 200kg/m^3。

年最大雪压的概率分布统一按极值 I 型考虑，具体计算可按附录 D 的规定。

在制订我国基本雪压分布图时，应考虑如下特点:

(1)新疆北部是我国突出的雪压高值区。该区由于冬季受北冰洋南侵的冷湿气流影响，雪量丰富，且阿尔泰山、天山等山脉对气流有阻滞和抬升作用，更利于降雪。加上温度低，积雪可以保持整个冬季不溶化，新雪覆老雪，形成了特大雪压。在阿尔泰山区域雪压值达 1kN/m^2。

(2)东北地区由于气旋活动频繁，并有山脉对气流的抬升作用，冬季多降雪天气，同时因气温低，更有利于积雪。因此大兴安岭及长白山区是我国又一个雪压高值区。黑龙江省北部和吉林省东部的广泛地区，雪压值可达 0.7kN/m^2 以上。但是吉林西部和辽宁北部地区，因地处大兴安岭的东南背风坡，气流有下沉作用，不易降雪，积雪不多，雪压仅在 0.2kN/m^2 左右。

(3)长江中下游及淮河流域是我国稍南地区的一个雪压高值区。该地区冬季积雪情况不很稳定，有些年份一冬无积雪，而有些年份在某种天气条件下，例如寒潮南下，到此区后冷暖空气僵持，加上水汽充足，遇较低温度，即降下大雪，积雪很深，也带来雪灾。1955 年元旦，江淮一带降大雪，南京雪深达 51cm，正阳关达 52cm，合肥达 40cm。1961 年元旦，浙江中部降大雪，东阳雪深达 55cm，金华达 45cm。江西北部以及湖南一些地点也会出现 40～50cm 以上的雪深。因此，这一地区不少地点

雪压达 0.40～0.50kN/m^2。但是这里的积雪期是较短的，短则 1、2 天，长则 10 来天。

(4)川西、滇北山区的雪压也较高。因该区海拔高，温度低，湿度大，降雪较多而不易溶化。但该区的河谷内，由于落差大，高度相对低和气流下沉增温作用，积雪就不多。

(5)华北及西北大部地区，冬季温度虽低，但水汽不足，降水量较少，雪压也相应较小，一般为 0.2～0.3kN/m^2。西北干旱地区，雪压在 0.2kN/m^2 以下。该区内的燕山、太行山、祁连山等山脉，因有地形的影响，降雪稍多，雪压可在 0.3kN/m^2 以上。

(6)南岭、武夷山脉以南，冬季气温高，很少降雪，基本无积雪。

对雪荷载敏感的结构，例如轻型屋盖，考虑到雪荷载有时会远超过结构自重，此时仍采用雪荷载分项系数为 1.40，屋盖结构的可靠度可能不够，因此对这种情况，建议将基本雪压适当提高，但这应由有关规范或标准作具体规定。

6.1.4 对山区雪压未开展实测研究仍按原规范作一般性的分析估计。在无实测资料的情况下，规范建议比附近空旷地面的基本雪压增大 20%采用。

6.2 屋面积雪分布系数

6.2.1 屋面积雪分布系数就是屋面水平投影面积上的雪荷载 s_h 与基本雪压 s_0 的比值，实际也就是地面基本雪压换算为屋面雪荷载的换算系数。它与屋面形式、朝向及风力等有关。

我国与前苏联、加拿大、北欧等国相比，积雪情况不甚严重，积雪期也较短。因此本规范根据以往的设计经验，参考国际标准 ISO4355 及国外有关资料，对屋面积雪分布仅概括地规定了 8 种典型屋面积雪分布系数(参见本规范表 6.2.1)。现就这些图形作以下几点说明:

1 坡屋面

本规范认为，我国南部气候转暖，屋面积雪容易融化，北部寒潮风较大，屋面积雪容易吹掉，因此仍沿用旧规范的规定 $\alpha \geqslant 50°$，$\mu_r=0$ 和 $\alpha \leqslant 25°$，$\mu_r=1$ 是合理的。

2 拱形屋面

本规范给出了矢跨比有关的计算公式，即 $\mu_r=l/8f$(l 为跨度，f 为矢高)，但 μ_r 规定不大于 1.0 及不小于 0.4。

3 带天窗屋面及带天窗有挡风板的屋面

天窗顶上的数据 0.8 是考虑了滑雪的影响，挡风板内的数据 1.4 是考虑了堆雪的

影响。

4 多跨单坡及双跨(多跨)双坡或拱形屋面

其系数 1.4 及 0.6 则是考虑了屋面凹处范围内，局部堆雪影响及局部滑雪影响。

5 高低屋面

前苏联根据西伯里亚地区的屋面雪荷载的调查，规定屋面积雪分布系数 $\mu_r=\frac{2h}{s_0}$，但不大于 4.0，其中 h 为屋面高低差，以 m 计，s_0 为基本雪压，以 kN/m^2 计；又规定积雪分布宽度 $a_1=2h$，但不小于 5m，不大于 10m；积雪按三角形状分布，见图 6.2.1。

我国高雪地区的基本雪压 s_0=0.5～0.8kN/m^2，当屋面高低差达 2m 以上时，则 μ_r 通常均取 4.0。根据我国积雪情况调查，高低屋面堆雪集中程度远次于西伯里亚地区，形成三角形分布的情况较少，一般高低屋面处存在风涡作用，雪堆多形成曲线图形的堆积情况。本规范将它简化为矩形分布的雪堆，μ_r 取平均值为 2.0，雪堆长度为 2h，但不小于 4m，不大于 8m。

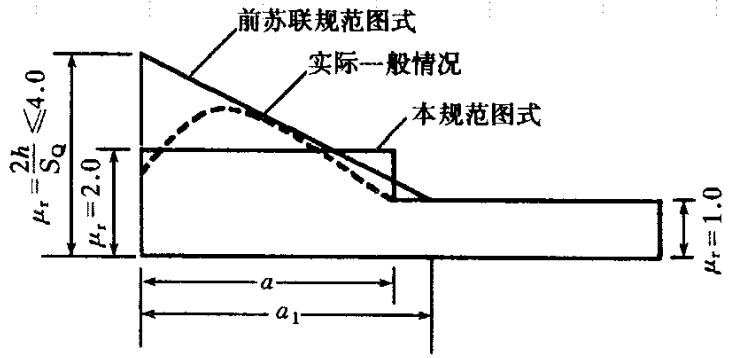


图 6.2.1 高低屋面处雪堆分布图式

6 其他屋面形式

对规范典型屋面图形以外的情况，设计人员可根据上述说明推断酌定，例如天沟处及下沉式天窗内建议 μ_r=1.4，其长度可取女儿墙高度的 1.2～2 倍。

7 在表 6.2.1 中，对大部分屋面都列出了积雪均匀分布和不均匀分布两种情况，后一种主要是考虑雪的漂移和堆积后的效应。

6.2.2 设计建筑结构及屋面的承重构件时，原则上应按表 6.2.1 中给出的两种积雪分布情况，分别计算结构构件的效应值，并按最不利的情况确定结构构件的截面，但这样的设计计算工作量较大。根据长期以来积累的设计经验，出于简化的目的，规范允许设计人员按本条文的规定进行设计。

7 风 荷 载

7.1 风荷载标准值及基本风压

7.1.1 对于主要承重结构，风荷载标准值的表达可有两种形式，其一为平均风压加上由脉动风引起导致结构风振的等效风压；另一种为平均风压乘以风振系数。由于在结构的风振计算中，一般往往是第 1 振型起主要作用，因而我国与大多数国家相同，采用后一种表达形式，即采用风振系数 β_z，它综合考虑了结构在风荷载作用下的动力响应，其中包括风速随时间、空间的变异性和结构的阻尼特性等因素。

对于围护结构，由于其刚性一般较大，在结构效应中可不必考虑其共振分量，此时可仅在平均风压的基础上，近似考虑脉动风瞬间的增大因素，通过阵风系数 β_{gz} 来计算其风荷载。

7.1.2 基本风压 ω_0 是根据全国各气象台站历年来的最大风速记录，按基本风压的标准要求，将不同风仪高度和时次时距的年最大风速，统一换算为离地 10m 高，自记 10min 平均年最大风速(m/s)。根据该风速数据，按附录 D 的规定，经统计分析确定重现期为 50 年的最大风速，作为当地的基本风速 υ_0。再按贝努利公式

$$\omega_0 = \frac{1}{2}\rho\upsilon^2 \tag{7.1.2}$$

确定基本风压。以往，国内的风速记录大多数根据风压板的观测结果，刻度所反映的风速，实际上是统一根据标准的空气密度 ρ =1.25kg/m^3 按上述公式反算而得，因此在按该风速确定风压时，可统一按公式 $\omega_0=\upsilon_0^2/1600$(kN/m^2)计算。

鉴于通过风压板的观测，人为的观测误差较大，再加上时次时距换算中的误差，其结果就不太可靠，当前各气象台站已累积了较多的根据风杯式自记风速仪记录的 10min 平均年最大风速数据，因此在这次数据处理时，基本上是以自记的数据为依据。因此在确定风压时，必须考虑各台站观测当时的空气密度，当缺乏资料时，也可参考附录 D 的规定采用。

与雪荷载相同，规范将基本风压的重现期由以往的 30 年统一改为 50 年，这样，在标准上将与国外大部分国家取得一致。但经修改后，各地的基本风压并不是全在原有的基础上提高 10%，而是根据新的风速观测数据，进行统计分析后重新确定的。为了能适应不同的设计条件，风荷载也可采用与基本风压不同的重现期，附录 D 给出相应的换算公式。

资料表明，修订后的基本风压值与原规范的取值相比，总体上虽已提高了 10%，但对风荷载比较敏感的高层建筑和高耸结构，以及自重较轻的钢木主体结构，其基本风压值仍可由各结构设计规范，根据结构的自身特点，考虑适当提高其重现期；对于围护结构，其重要性与主体结构相比要低些，可仍取 50 年；对于其他设计情况，其重现期也可由有关的设计规范另行规定，或由设计人员自行选用。

7.2 风压高度变化系数

7.2.1 在大气边界层内，风速随离地面高度而增大。当气压场随高度不变时，风速随高度增大的规律，主要取决于地面粗糙度和温度垂直梯度。通常认为在离地面高度为 300～500m 时，风速不再受地面粗糙度的影响，也即达到所谓“梯度风速”，该高度称之梯度风高度。地面粗糙度等级低的地区，其梯度风高度比等级高的地区为低。

原规范将地面粗糙度等级由过去的陆、海两类改成 A、B、C 三类，但随着我国建设事业的蓬勃发展，城市房屋的高度和密度日益增大，因此，对大城市中心地区，其粗糙程度也有不同程度的提高。考虑到大多数发达国家，诸如美、英、日等国家的规范，以及国际标准 ISO4354 和欧洲统一规范 EN1991-2-4 都将地面粗糙度等级划分为四类，甚至于五类(日本)。为适应当前发展形势，这次修订也将由三类改成四类，其中 A、B 两类的有关参数不变，C 类指有密集建筑群的城市市区，其粗糙度指数 α 由 0.2 改为 0.22，梯度风高度 H_G 仍取 400m；新增添的 D 类，指有密集建筑群且有大量高层建筑的大城市市区，其粗糙度指数 α 取 0.3，H_G 取 450m。

根据地面粗糙度指数及梯度风高度，即可得出风压高度变化系数如下:

$$\begin{aligned}
\mu_z^A &= 1.379\left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} \\
\mu_z^B &= 1.000\left(\frac{z}{10}\right)^{0.32} \\
\mu_z^C &= 0.616\left(\frac{z}{10}\right)^{0.44} \\
\mu_z^D &= 0.318\left(\frac{z}{10}\right)^{0.60}
\end{aligned} \tag{7.2.1}$$

在确定城区的地面粗糙度类别时，若无 α 的实测可按下述原则近似确定:

1 以拟建房 2km 为半径的迎风半圆影响范围内的房屋高度和密集度来区分粗糙度类别，风向原则上应以该地区最大风的风向为准，但也可取其主导风；

2 以半圆影响范围内建筑物的平均高度 $\bar{h}$ 来划分地面粗糙度类别，当 $\bar{h}$ ≥18m，为 D 类，9m< $\bar{h}$ ≤18m，为 C 类， $\bar{h}$ <9m，为 B 类；

3 影响范围内不同高度的面域可按下述原则确定，即每座建筑物向外延伸距离为其高度的面域内均为该高度，当不同高度的面域相交时，交叠部分的高度区大者；

4 平均高度 $\bar{h}$ 取各面域面积为权数计算。

7.2.2 对于山区的建筑物，原规范采用系数对其基本风压进行调整，并对山峰和山坡也是根据山麓的基本风压，按高差的风压高度变化系数予以调整。这些规定缺乏根据，没有得到实际观测资料的验证。

关于山区风荷载考虑地形影响的问题，目前能作为设计依据的，最可靠的方法是直接在建设场地进行与邻近气象站的风速对比观测，但这种做法不一定可行。在国内，华北电力设计院与中国气象科学研究院合作，采用 Taylor-Lee 的模型，结合华北地区的山峰风速的实测资料，对山顶与山下气象站的风速关系进行研究(见电力勘测 1997/1)，但其成果仍有一定的局限性。

国外的规范对山区风荷载的规定一般有两种形式:一种也是规定建筑物地面的起算点，建筑物上的风荷载直接按规定的风压高度变化系数计算，这种方法比较陈旧。另一种是按地形条件，对风荷载给出地形系数，或对风压高度变化系数给出修正系数。这次修订采用后一种形式，并参考加拿大、澳大利亚和英国的相应规范，以及欧洲钢结构协会 ECCS 的规定(房屋与结构的风效应计算建议)，对山峰和山坡上的建筑物，给出风压高度变化系数的修正系数。

7.3 风荷载体型系数

7.3.1 风荷载体型系数是指风作用在建筑物表面上所引起的实际压力(或吸力)与来流风的速度压的比值，它描述的是建筑物表面在稳定风压作用下的静态压力的分布规律，主要与建筑物的体型和尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关。由于它涉及的是关于固体与流体相互作用的流体动力学问题，对于不规则形状的固体，问题尤为复杂，无法给出理论上的结果，一般均应由试验确定。鉴于原型实测的方法对结构设计的不现实性，目前只能采用相似原理，在边界层风洞内对拟建的建筑物模型进行测试。

表 7.3.1 列出 38 项不同类型的建筑物和各类结构体型及其体型系数，这些都是根据国内外的试验资料和外国规范中的建议性规定整理而成，当建筑物与表中列出的体型类同时可参考应用。有关本规范中列出的各类建筑物体型的体型系数的说明，

可参见《建筑结构荷载规范》GBJ9-87 的条文说明。

这次修订将原第 26 项封闭式皮带通廊取消；原第 34 项塔架的内容，为了便于计算，将原来的按单片桁架的体型系数改为整体塔架的体型系数；将原第 40 项高层建筑改为封闭式房屋和构筑物，并将其中的矩形平面用原第 37 项(封闭式正方形及多边形构筑物)的内容代替。

必须指出，表 7.3.1 中的系数是有局限性的，这次修订强调了将风洞试验作为抗风设计辅助工具的必要性，尤其是对于体型复杂而且性质重要的房屋结构。

7.3.2 当建筑群，尤其是高层建筑群，房屋相互间距较近时，由于旋涡的相互干扰，房屋某些部位的局部风压会显著增大，设计时应予注意。对比较重要的高层建筑，建议在风洞试验中考虑周围建筑物的干扰因素。

根据国内有关资料(张相庭:《工程抗风设计计算手册》，中国建筑工业出版社，1998，第 72～73 页)，提供的增大系数，是根据国内试验研究报告取较低的下限而得出，其取值基本上与澳大利亚规范接近。当与邻近房屋的间距小于 3.5 倍的迎风面宽度且两栋房屋中心连线与风向成 45° 时，可取大值；当房屋连线与风向一致时，可取小值；当与风向垂直时不考虑；当间距大于 7.5 倍的迎风面宽度时，也可不考虑。

7.3.3 风力作用在高层建筑表面，与作用在一般建筑物表面上一样，压力分布很不均匀，在角隅、檐口、边棱处和在附属结构的部位(如阳台、雨篷等外挑构件)，局部风压会超过按表 7.3.1 所得的平均风压。

根据风洞实验资料和一些实测结果，并参考国外的风荷载规范，对负压区可根据不同部位分别取体型系数为-1.0～-2.2。

对封闭式建筑物，考虑到建筑物内实际存在的个别孔口和缝隙，以及机械通风等因素，室内可能存在正负不同的气压，参照国外规范，大多取±(0.2～0.25)的压力系数，现取±0.2。

7.4 顺风向风振及风振系数

7.4.1 参考国外规范及我国抗风振工程设计和理论研究的实践情况，当结构基本自振周期 T≥0.25s 时，以及等于高度超过 30m 且高宽比大于 1.5 的高柔房屋，由风引起的结构振动比较明显.而且随着结构自振周期的增长，风振也随着增强，因此在设计中应考虑风振的影响，而且在原则上还应考虑多个振型的影响；对于前几个频率比较密集的结构，例如桅杆、屋盖等结构，需要考虑的振型可多达 10 个及以上。对此都应按结构的随机振动理论进行计算。

对于 T<0.25s 的结构和高度小于 30m 或高宽比小于 1.5 的房屋，原则上也应考虑风振影响，但经计算表明，这类结构的风振一般不大，此时往往按构造要求进行设计，结构已有足够的刚度，因而一般不考虑风振影响也不至于会影响结构的抗风安全性。

7.4.2～7.4.6 对于一般悬臂型结构，例如框架、塔架、烟囱等高耸结构，高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 且可以忽略扭转的高柔房屋，由于频谱比较稀疏，第一振型起到绝对的影响，此时可以仅考虑结构的第一振型，并通过风振系数来表达，计算可按结构的随机振动理论进行，条文中给出有关的公式和计算用表。

对于外形和重量沿高度无变化的等截面结构，如只考虑第一振型影响，可导出沿高度 z 处的风振系数:

$$\beta_z = 1 + \frac{\varepsilon_v \varphi_z}{\mu_z} \tag{7.4.2-1}$$

风振动力系数 ξ 如取 Davenport 建议的风谱密度经验公式，并把响应近似取静态分量及窄带白噪声共振响应分量之和，则可得到:

$$\varepsilon = \sqrt{1 + \frac{\chi^2 \pi / 6\zeta}{\left(1+\chi^2\right)^{3/4}}} \tag{7.4.2-2}$$

式中 $x = \dfrac{1200 f_1}{\upsilon_0} \approx \dfrac{30}{\sqrt{\omega_0 T_1^2}}$:

ζ—结构的阻尼比；对钢结构取 0.01，对有墙体材料填充的房屋钢结构取 0.02，对钢筋混凝土及砖石砌体结构取 0.05；

ω_0—考虑当地地面粗糙度后的基本风压；

T_1—结构的基本自振周期。

式(7.4.2-1)中的 φ_z 为结构的振型系数，理应在结构动力分析时确定，为了简化，在确定风荷载时，可采用近似公式。按结构变形特点，对高耸构筑物可按弯曲型考虑，采用下述近似公式:

$$\varphi_z = \frac{6z^2H^2 - 4z^3H + z^4}{3H^4} \tag{7.4.2-3}$$

对高层建筑，当以剪力墙的工作为主时，可按弯剪型考虑，采用下述近似公式:

$$\varphi_z = tg\left[\frac{\pi}{4}\left(\frac{z}{H}\right)^{0.7}\right] \tag{7.4.2-4}$$

对高层建筑也可进一步考虑框架和剪力墙各自的弯曲和剪切刚度，根据不同的

综合刚度参数λ，给出不同的振型系数，附录 F 对高层建筑给出前四个振型系数，它是假设框架和剪力墙均起主要作用时的情况，即取λ=3。综合刚度参数λ可按下式确定:

$$\lambda = \frac{C}{\eta}\left(\frac{1}{EI_W} + \frac{1}{EI_N}\right)H^2 \tag{7.4.2-5}$$

式中 ***C***—建筑物的剪切刚度；

$\boldsymbol{EI_W}$—剪力墙的弯曲刚度；

$\boldsymbol{EI_N}$—考虑墙柱轴向变形的等效刚度；

$$\eta = 1 + \frac{C_f}{C_w}$$

$\boldsymbol{C_f}$—框架剪切刚度；

$\boldsymbol{C_w}$—剪力墙剪切刚度；

H—房屋总高。

式(7.4.2-1)中的υ为考虑风压脉动及其相关性的脉动影响系数，对于无限自由度体系，可按下述公式确定:

$$\nu = \frac{\int_0^H \mu_f \mu_z \varphi_z dz}{\int_0^H \varphi \frac{2}{z} dz}\eta \tag{7.4.2-6}$$

对有限自由度体系，可按下述公式确定:

$$\upsilon = \frac{\sum_{i=1}^{n} \mu_{fi}\mu_{zi}\varphi_{1i}\Delta h_i}{\sum_{i=1}^{n} \varphi_{1\,i}^2 \Delta h_i}\eta \tag{7.4.2-7}$$

式中η是考虑风压脉动空间相关性的折算系数，可由随机振动理论导出，它的表达式为多重积分，需通过计算机计算确定，其中涉及的相关性系数，一般都采用简单的指数衰减规律。

脉动系数μ_f是根据国内实测数据，并参考国外规范资料取:

$$\mu_f = 0.5 \times 35^{1.8(\alpha - 0.16)}\left(\frac{Z}{10}\right)^{-\alpha} \tag{7.4.2-7}$$

式中 α 为地面粗糙度指数，对应于 A、B、C 和 D 四类地貌，分别取 0.12、0.16、0.22 和 0.30； μ_f 为高度变化系数。

很多高耸构筑物的截面沿高度是有变化的，此时在应用公式(7.4.2)时应注意如下问题:对于结构进深尺寸比较均匀的构筑物，即使迎风面宽度沿高度有变化，计算结果表明，与按等截面计算的结果十分接近，故对这种情况仍可公式(7.4.2)计算风振系数；对于进深尺寸和宽度沿高度按线性或近似于线性变化，而重量沿高度按连续规律变化的构筑物，例如截面为正方形或三角形的高耸塔架及圆形截面的烟囱，计算结果表明，必须考虑外形的影响。此时，除在公式(7.4.2)中按变截面取结构的振型系数外，并对脉动影响系数也要按第 7.4.4 条的规定予以修正。

7.5 阵 风 系 数

7.5.1 计算围护结构的风荷载时所采用的阵风系数，是参考国外规范的取值水平，按下述公式确定:

$$\beta_{gz} = k(1 + 2\mu_f) \tag{7.5.1-1}$$

式中 μ_f—脉动系数，按式(7.4.2-8)确定；

k—地面粗糙度调整系数，对 A、B、C、D 四种类型，分别取 0.92、0.89、0.85、0.80。

对于低矮房屋的围护结构，按本规范提供的阵风系数确定的风荷载，与某些国外规范专为低矮房屋制定的规定相比，有估计过高的可能。考虑到近地面湍流规律的复杂性，在取得更多资料以前，规范暂时不明确低矮房屋围护结构风荷载的具体规定，但容许设计者参照国外对低矮房屋的边界层风洞试验资料或有关规范的规定进行设计。

7.6 横风向风振

7.6.1 当建筑物受到风力作用时，不但顺风向可能发生风振，而且在一定条件下，也能发生横风向的风振。横风向风振都是由不稳定的空气动力形成，其性质远比顺风向更为复杂，其中包括旋涡脱落 Vortexshedding、驰振 Galloping、颤振 Flutter、扰振 Buffeting 等空气动力现象。

对圆截面柱体结构，当发生旋涡脱落时，若脱落频率与结构自振频率相符，将出现共振。大量试验表明，旋涡脱落频率 f_s 与风速 υ 成正比，与截面的直径 D 成反比。同时，雷诺数 $Re=\frac{\upsilon D}{v}$(v 为空气运动粘性系数，约为 $1.45\times10^{-5}m^2/s$)和斯脱罗哈

数 $St=\frac{f_s D}{\upsilon}$ 在识别其振动规律方面有重要意义。

当风速较低，即 $Re\leqslant 3\times 10^5$ 时，一旦 f_s 与结构自振频率相符，即发生亚临界的微风共振，对圆截面柱体，$St\approx 0.2$；当风速增大而处于超临界范围，即 $3\times 10^5\leqslant Re<3.5\times 10^6$ 时，旋涡脱落没有明显的周期，结构的横向振动也呈随机性；当风更大，$Re\geqslant 3.5\times 10^6$，即进入跨临界范围，重新出现规则的周期性旋涡脱落，一旦与结构自振频率接近，结构将发生强风共振。

一般情况下，当风速在亚临界或超临界范围内时，只要采取适当构造措施，不会对结构产生严重影响，即使发生微风共振，结构可能对正常使用有些影响，但也不至于破坏，设计时，只要按规范公式(7.5.1-2)的要求控制结构顶部风速即可。

当风速进入跨临界范围内时，结构有可能出现严重的振动，甚至于破坏，国内外都曾发生过很多这类的损坏和破坏的事例，对此必须引起注意。

7.5.2 对跨临界的强风共振，设计时必须按不同振型对结构予以验算，规范公式(7.5.2-1)中的计算系数 λ_j 是对 j 振型情况下考虑与共振区分布有关的折算系数，若临界风速起始点在结构底部，整个高度为共振区，它的效应为最严重，系数值最大；若临界风速起始点在结构顶部，不发生共振，也不必验算横风向的风振荷载。根据国外资料和我们的计算研究，认为一般考虑前 4 个振型就足够了，但以前两个振型的共振为最常见。公式中的临界风速 υ_{cr} 计算时，应注意对不同振型是不同的。

7.6.3 在风荷载作用下，同时发生的顺风向和横风向风振，其结构效应应予以矢量叠加。一般情况下，当发生强风共振时，横风向的影响起主要的作用。

7.6.4 对于非圆截面的柱体，同样也存在旋涡脱落等空气动力不稳定问题，但其规律更为复杂，国外的风荷载规范逐渐趋向于也按随机振动的理论建立计算模型，目前，规范仍建议对重要的柔性结构，应在风洞试验的基础上进行设计。