

STEEL CONSTRUCTION TODAY & TOMORROW

(第 43 期, 2014 年 12 月)
日本钢铁联盟与日本钢结构协会会刊

中文版

STEEL CONSTRUCTION TODAY & TOMORROW

是每年出版 3 期的英文版刊物, 面向全球各相关企业与部门发行。本刊物的目的是介绍建筑、土木工程领域的钢结构相关规格、规范以及先进的项目实例、最新施工技术及材料等。

为了更便于中国的读者理解这些内容, 我们以文章部分为中心编辑了中文版, 与英文版一并提供。有关文中的图表与照片, 我们仅翻译、刊载了标题。有关具体内容, 请参照英文版。另外, 也请参照英文版确认技术性说明和具体内容。

第 43 期 (2014 年 12 月) : 目录

专辑: 建筑物的抗风性能

日本的抗风设计、抗风性能评估的发展过程 -----	1
关于建筑物因强风受损以及减少受损的考虑 -----	4
建筑基准法的风荷载规范 -----	6
与高层建筑风致摇动相关的可居住性能 -----	9
阿部野HARUKAS的抗风设计 -----	11
高强度螺栓连接工艺 -----	15
日本钢铁联盟的活动 -----	封底

注: 页数为英文版第 43 期的页数

中文版: ©一般社团法人日本钢铁联盟 2014

邮政编码 103-0025

东京都中央区日本桥茅场町 3-2-10

一般社团法人 日本钢铁联盟

传真: 81-3-3667-0245

电话: 81-3-3669-4815

电邮地址: sunpou@jisf.or.jp

URL <http://www.jisf.or.jp>

(1~3 页)

日本的抗风设计、抗风性能评估的发展过程

东北大学研究生院教授

植松 康

建筑基准法·施行法令的制定

日本于 1950 年制定了《建筑基准法·施行法令》，规定了设计建筑物时采用的风荷载计算公式，是首次制定的法律规定。对风荷载 P 采用以下公式计算。

$$P = C \cdot q \cdot A \quad (1)$$

在上式中， C = 风力系数， A = 建筑物或代表该部分的面积 (m^2)。 q 是风压，由式 (2) 定义。此外，风力系数 C 表示“外压系数 - 内压系数”，没有将外压系数与内压系数分离。

$$q = 60 \sqrt{h} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (2)$$

在上式中， h 是距离地基面的高度 (m)。1934 年发生室户台风时在室户岬观测站距离地面 15m 高度的观测铁塔上观测的最大瞬间风速约为 63m/s，成为上式的基础。对最大瞬间风速的垂直分布按与距离地面高度的 1/4 次方成正比设定，代入上述观测值做出规定。也就是说，发生台风等强风时的最大瞬间风速垂直分布的幂指数为平均风速值的 1/2 左右，因此上述幂指数 1/4 相当于将平均风速幂指数视为约 1/2。当时在全球尚无这样大的数值先例，并没有反映实际状态。然而日本当时还没有特别高的建筑物，因此在结构设计上几乎没有风荷载为主要因素的建筑物，所以没有发生实质性问题。另外，风力系数 C 几乎都是采用均匀流的风洞试验结果，并没有正确反映气流紊乱的效应。式 (2) 是在以下的背景下规定的。

(a) 当时，室户台风是日本观测史上未曾有的台风，因此只要采用这种程度的数值，就能够对于未

来的台风实现基本上安全的设计，存在这种预期。

(b) 台风与地震不同，能够在某种程度预测，因此可采取抗击台风的对策。此外，考虑到经济性能，认为即使对风荷载的数值设定略有不足也不会发生严重问题。

随着建筑物向高层化发展，对风荷载计算方法的重申

在日本经济高度成长时期，随着电视向一般家庭的普及，1954 年 6 月，日本第一座高度为 180m 的大型电视塔在名古屋市落成。在该塔的设计时提出了式(2)存在的问题，参考世界各国的事例，对最大瞬间风速的垂直分布进行了重申，如下式所示，将幂指数设定为 1/8。

$$q = 120 \sqrt[4]{h} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (3)$$

在名古屋电视塔落成后也进行了实际测定。实证表明，发生暴风时的测定结果与式(3)比较一致。因此，式(3)在此后拉开高层建筑帷幕的时代发挥了重要作用。

1963 年对建筑基准法进行修改，日本第一座名副其实的超高层建筑“三井霞关大厦”(地上 36 层，高 156m) 落成，进入了超高层建筑的时代。另外，作为 1964 年举办的东京奥运会赛场、主跨距为 126m 的“国立室内综合体育馆”建成，也可称为进入了大空间结构的时代。建筑物的这种高层化、大跨距化使固有频率降低，风的动态效应增大。即对结构体动态响应中的共振成分的作用(共振效应)增大。另一方面，随着建筑物的规模扩大，因规模效应的荷载降低。对于小规模建筑物，虽然发生最大瞬间风速时的荷载效应(例如作用于结构构件的应力强度)也达到最大，但是对于大型建筑物，由于作用于建筑物各部分的风压不会同时达到最大峰值，因此最大瞬间风速时的荷载效应不会达到最大。在这种背景下，正确理解风对建筑物的影响的时机成熟，开始展开风的紊流结构、风洞试验规范、风压的实

际状况以及风致振动等许多方面的调查和研究。

随着超高层建筑物的出现，确立幕墙的抗风设计规范、尤其是确立玻璃板的抗风压性能试验规范以及幕墙的水密性试验规范成为当务之急。那时，伊势湾台风(1959年)以及第2室户台风(1961年)等日本观测史上最大级台风相继袭来，对屋顶及外墙等外部构件造成了严重损坏。外部构件的破坏不仅限于其本身，很多也成为引发严重结构性损坏的导火索，从而提出了外部构件的防灾和安全设计的重要性。在这种形势下，1971年首次对外部构件的抗风设计做出规定，制定了《建设省通知109号》。其主要内容为以下两点。

(a) 关于设计用风压，将屋顶构件用与幕墙用分开，采用下式计算。

$$\textcircled{1} \text{ 屋顶构件用: } q = 120\sqrt[4]{h} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (4)$$

\textcircled{2} 高度超过31m的建筑物室外幕墙:

$$\text{对于 } h \leq 16\text{m, } q = 60\sqrt{h} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (5a)$$

$$\text{对于 } h > 16\text{m, } q = 120\sqrt[4]{h} \quad (\text{kg/m}^2) \quad (5b)$$

(b) 指定屋檐、房檐、山墙突瓦、壁面拐角等局部风压领域，对其设计用风力系数采用 $C = -1.5$ 。

将式(5a)与式(5b)进行比较如图1所示。两个公式在高度16m处相交，设计用风压在任何高度均选择了较小一侧的数值。

图1 设计用风压的比较

为了获得更合理的风荷载计算方法而开展的工作

风绝不会均匀地刮过来，风速也在时间上和空间上不规则地变动。根据概率及统计论针对该风速随时间和空间的变动对建筑物的响应产生的影响进行评估，加拿大的Davenport于1967年提出了将其采用到风荷载计算公式的方案，即阵风荷载系数法(请参照图2)。根据该方法，按照下式计算设计用

风荷载 P 。

$$P = q \times C \times G \times A \quad (6)$$

$$q = \frac{1}{2} \rho U^2 \quad (7)$$

在上式中， U 表示距离地面高度为 z 处的平均风速。 G 为阵风荷载系数，

$$G = \frac{\bar{X} + x_{\max}}{\bar{X}} = 1 + g_x \frac{\sigma_x}{\bar{X}} \quad (8)$$

但是，

\bar{X} : 平均风力导致的建筑物平均移位

x_{\max} : 建筑物的动态移位最大值 ($= g_x \cdot \sigma_x$)

σ_x : 建筑物的动态移位的标准偏差

g_x : 峰值系数

将该方法与建筑基准法·施行法令的规定进行比较，

(a) 如果考虑风致振动，则最大瞬间风速未必产生最大风荷载(严密地说是应力强度及移位等的荷载效应)。

(b) 对于大规模建筑物，最大瞬间风速时的瞬间阵风并不是同时作用于建筑物总体。

以这种认识为基础，针对风速的时间、空间变动特性对建筑物产生的荷载效应通过概率及统计性方法进行评估，规定了产生最大荷载效应的“等价静态风荷载”。由此可适用于在以往的结构设计中一般采用的静态解析方法。

将式(1)与式(6)进行比较，式(1)是基于风压为最大瞬间风速的数值，而式(6)则是基于平均风速的数值。此外，式(1)对风速的动态荷载效应按最大瞬间风速考虑，而式(6)则基于响应的最大值按阵风荷载系数 G 考虑。建筑物的响应并不仅根据风速确定，同时也取决于建筑物的形状及规模、固有频率以及衰减常数等振动特性。这些影响均在 G 的计算公式中反映。对于小规模建筑物，可以认为最大瞬间风速时产生最大荷载效应。目前，如果将最大瞬间风

速与平均风速之比定义为阵风系数 G_v ，则由于风力与风速的二次方成正比，因此式(1)相当于在式(6)中 $G = G_v^2$ 。

毋庸置疑，式(6)的风荷载评估与式(1)相比明显更加合理，被此后世界各国的标准规范采用。在日本也同样，以独自进行的实验及实际测定结果等为基础，1981年，日本建筑学会根据 Davenport 的方法，对作为建筑物荷载指南中的风荷载计算方法进行了修改。此后，由于提出了若干问题，因此以补充的形式于1993年再次修改。该指南具有以下特点。

- (a) 风荷载计算公式由“结构构架用”及“外部构件用”两部分构成。这是因为结构构架与外部构件的规模及振动特性不同，因此考虑风荷载分别对其作用的机理不同。
- (b) 在各地区，考虑建筑物在提供使用期间发生强风的频度及建筑物的安全性设定设计风速。也就是针对建筑物要求具备的安全性设定重现期间，根据对应该重现期间的风速进行设计。此外，对该设计风速通过年平均风速进行评估。
- (c) 对设计用风压 q_H 采用基准高度 H （通常为屋顶的平均高度）的风压。因此，对于风荷载的垂直分布，考虑风力系数（或风压系数）在高度方向的分布。
- (d) 采用概率及统计方法评估风速或风力的时间性、空间性变动的的影响，以“阵风影响系数”表示。该阵风影响系数与 Davenport 定义的阵风荷载系数相同，作为风压及风力的动态荷载效应的表示，以更加广泛的意义被采用。
- (e) 对建设场地的刮风状况按“地表面粗糙度”分类，将各分类具有的风的结构特点向“平均风速的垂直分布”及“风的紊流强度的垂直分布”反映。

后来，建筑基准法·施行法令也于2000年全面修改，与世界其他国家同样，采用了使用概率及统计方法的风荷载计算方法。虽然对可适用的建筑物高度限制在60m以下等设定了若干限制进行简化，

但基本形成了日本建筑学会的建筑物荷载指南（1993年）。另一方面，日本建筑学会积极收集最新信息，大约每隔10年修改建筑物荷载指南。2014年进行修改，目前正在推进2015年版的修改作业。考虑对风速产生的小地形的影响、风向系数及季节系数、空气动力不稳定振动以及各风向的风荷载组合等各种因素，可详细计算设计荷载。另外，采用数值流体的计算方法也被认可。

超高层建筑物的出现提出了此前没有考虑过的新问题。1979年的20号台风在首都地区形成了10年不遇的强风，新宿副都心超高层建筑物的随风摇动问题受到关注。虽然建筑物的摇动从结构上考虑并不会出现问题，但是由于是长时间持续的风力特有的现象，与晕船同样，会对相当多的人产生不适和不安的感觉。以此为契机，有关高层建筑物的可居住性问题被提出，1991年，日本建筑学会制定了《关于建筑物振动的可居住性能评估指南及该说明》。后来，采纳最新见解于2004年进行了修改。在该指南中，提出了针对1年一遇的风速、从最大响应加速度与建筑物固有振动频率的关系考虑的可居住性能评估的基准。

图2 阵风荷载系数的定义（根据建筑物荷载指南（1981年版））

抗风性能评估

1998年6月对建筑基准法进行修改，在保留原有对规格设计的考虑的同时，向性能规定型进行了全面转向。对于建筑物的设计，通常设定使用限界、损伤限界以及安全限界3项限界状态，对此分别规定了设计规范。例如对于超高层建筑，作为使用限界状态考虑强风导致的振动（可居住性）。对此，根据上述日本建筑学会的《关于建筑物振动的可居住性能评估指南》，规定了针对1年一遇、从最大响应加速度与建筑物固有频率的关系考虑的可居住性能评估基准。作为建筑基准法·施行法令的限界耐力

计算，对于损伤限界规定结构构件针对约 50 年一遇的罕见强风应保持在弹性范围内，对于安全限界规定针对约 500 年一遇的极端罕见暴风不会倒塌。然而，关于因强风受损较多的外部构件没有明确的规定。对此，日本建筑学会于 2013 年发行了《实用建筑物外部构件抗风设计手册》，提出了具体的设计方法。



(4~5 页)

关于建筑物因强风受损以及减少受损的考虑

独立行政法人建筑研究所

喜喜津仁密

前言

近来，有国内外的媒体报道巨大的龙卷风对建筑物造成了损害，也产生了严重的社会性影响。作为日本，2012 年在茨城县筑波市、2013 年以埼玉县越谷市等为中心在数个地区发生的龙卷风造成灾害，至今仍然记忆犹新（照片 1）。另一方面，虽然台风造成的灾害容易被龙卷风的强大威力所掩盖，但作为受灾的事实也的确存在（照片 2~3）。通常，建筑物受强风影响的最薄弱部位是屋顶构件、外墙构件以及开口部位等外部构件，减少这些部位的受损是强风防灾的第一步。

照片 1 龙卷风造成的灾害示例（2012 年筑波市）

照片 2 台风造成的灾害示例（2003 年冲绳县宫古岛）

照片 3 台风造成的灾害示例（2003 年冲绳县宫古岛）

减少外部构件受损的构想

台风带来的强风在建筑物的受风面产生迎风气流的紊流，从而发生作用力，在屋顶面和侧墙面的

端部产生局部性峰值负压。建筑基准法对这些数值规定了计算方法。龙卷风通过时的阵风作用也可按台风来考虑。然而必须注意与台风的不同之处，尤其是当龙卷风的漩涡中心接近建筑物时，因图 1 所示的上升气流产生的外力进一步发生作用，加剧破坏的程度。

关于强风造成的损害，可通过风力向建筑物传递的途经中在最薄弱的部分显现的状况来掌握，其中许多受损已在外部构件上得到了证实。因此，为了减少受损，重要的是首先需要在妥善掌握荷载外力的作用形态的基础上设定设计荷载，然后考虑选择外部构件的规格以及讨论强度。

作为讨论强度的构想，一般分为基于标准规格进行设计以及基于允许耐力进行设计的两种方法。前者是从产品目录中按照设计荷载的大小选择标准规格（跨距、板厚等）以保证抗风压性能，可简化讨论而不要求强度计算；后者是根据耐力试验结果计算各部分的允许耐力进行性能验证的方法（照片 4）。这时，以钢板材质的屋顶及外墙为例，在计算允许值时作为安全率一般设定 2.0 以上的数值。根据这些讨论的结果，在设计上考虑诸如加大板厚、减小固定间隔及支撑部件的间隔等，可期待达到减小受灾可能性的目的。

另外，对于规模较大的生产设施及商业设施等，往往要求具备保障财产及其功能的用途。如果具备这些用途的设施受损，屋顶构件等的脱落及飞散，结果导致雨水浸入造成室内的设备等受损，进而也可能出现设施功能总体瘫痪。作为内部空间具备高度性能化的重要用途的建筑物，即使结构躯体健全，也存在因屋顶构件等的脱落及飞散而导致重大经济损失的可能性。根据设施的重要性，对外部构件也同样，以超过建筑基准法规定的设计用重现期间增加荷载，验证抗风压性能，从而减少受损。

目前，虽然在通常的抗风设计中没有考虑龙卷风造成的外力，但是上述构想对龙卷风也具有一定的效果。

此外，对于外部构件的讨论一般委托施工单位及产品制造厂家进行，责任分担也容易模糊不清，因此充分实现承担设计施工总体工作的设计部门、施工单位以及产品制造厂家之间有关强度等的信息共享不可或缺。有关最近的受灾情况，也有报告指出存在因老化显著而导致耐力下降以及改建方法不正确的情况。这些事例表明，为了减少受损，也必须考虑外部构件的妥善维护以及对改建采取的措施。

图 1 龙卷风产生的荷载外力的作用形态
照片 4 折板屋顶连接部位的耐力试验示例



(6~8 页)

建筑基准法的风荷载规范

国土技术政策综合研究所

奥田泰雄

前言

建筑基准法是规范日本所有建筑物的法律，制定了最低标准。该法在第 1 条中指出，“本法律制定有关建筑物的场地、结构、设备以及用途的最低标准，致力于保护国民的生命、健康以及财产，以此实现增进公共福祉的目的”。2000 年，对建筑基准法施行法令及其通知等进行了重大修改，有关风荷载的规定（施行法令及通知）也在建筑学会建筑物荷载指南及该说明（1993 年）的基础上进行了大幅度修改。对于在 1950 年制定建筑基准法后的 50 年期间不变的日本全国统一的风荷载，考虑地区及周围状况等规定了风荷载。另外，2007 年也对建筑基准法施行规则进行了修改，规定了此前在建筑确认时免除的外部构件的结构计算书提交义务。另一方面，日本建筑学会于 1981 年出版建筑物荷载指南及该说

明以来，大约每隔 10 年进行修改，2015 年 2 月将出版最新版本。

关于日本的建筑物抗风设计的基准，以下我们主要介绍建筑基准法以及建筑物荷载指南及该说明对风荷载规定的概要。另外，关于外部构件的建筑材料，业界团体按照建筑基准法的风荷载规定归纳了指南，所以也介绍这些内容。

建筑基准法的风荷载规定

日本建筑学会的建筑物荷载指南及该说明的风荷载规定反映了最新的研究成果，大约每隔 10 年进行修改。与此相比，建筑基准法的风荷载规定自 1950 年制定以来，基本上没有进行重大的修改。然而根据建筑基准法于 1998 年的修改（建筑基准的性能规范化），2000 年，对建筑基准法施行法令及相关通知进行了大幅度修改或设定了新的内容。关于风荷载规定，根据建筑物荷载指南及该说明（1993 年）进行了大幅度修改，对于在 1950 年制定建筑基准法后日本全国几乎统一规定的风荷载，反映地区及周围状况和建筑物的结构特性等，规定了更加合理的风荷载。具体内容如下所示。

- ① 结构构架用风荷载及外部构件用风荷载的明确化
- ② 基准风速 V_0 的采用
- ③ 地表面粗糙度分类的采用
- ④ 阵风影响系数的采用
- ⑤ （限界耐力计算中的）两个荷载指标（损伤限界和安全限界）的设定
- ⑥ SI 单位化
- ⑦ 风力系数等的充实

建筑基准法与建筑物荷载指南及该说明的不同

◆建筑基准法与建筑物荷载指南及该说明的原则

虽然现行建筑基准法的风荷载规定基于建筑物荷载指南及该说明（1993 年），但是建筑基准法与建筑物荷载指南具有根本性的不同。建筑基准法具备

法律约束力，因此对于法律规定的事项不允许做出不同的判断。另外，由于规定了表示最低基准的荷载指标，无法低于该指标但允许超过该指标的设计。另一方面，建筑物荷载指南及该说明不具备法律约束力，提出的是设计部门为了设计结构的构想及指标，对于荷载指标可由设计部门选择（对于基本值，按 100 年出现 1 次，通过换算系数可由设计部门选择任意的荷载指标）。如上所述，虽然建筑物荷载指南及该说明自身不具备如同建筑基准法那样的法律约束力，但关于特殊形状的建筑物的风力系数、地形产生的风的增速、高度超过 60m 的超高层建筑物的振动响应等在建筑基准法中没有明确规定具体的评估方法等事项，大多参照建筑物荷载指南及该说明采用，可以说其作用是对建筑基准法的风荷载规定的补充。

◆建筑基准法与建筑物荷载指南及该说明中的风荷载规定的具体差异

① 结构构架用风荷载及外部构件用风荷载的明确化

2000 年修改之前的基准部分共用结构构架用和外部构件用风力系数，没有明确区分结构构架用风荷载及外部构件用风荷载。作为 2000 年修改后的基准，参照建筑物荷载指南及该说明，更加明确地区分结构构架用风荷载及外部构件用风荷载，制定了各自的施行法令和相关通知。结构构架用风荷载是作用于建筑物总体的风力，因风向而不同。而外部构件用风荷载是作用于屋顶构件等外部构件部分（面积为 $1\sim 5\text{m}^2$ 左右）的风力，在总体风向中呈现正负的最大值。因此，单位面积的风压存在外部构件用风荷载 \geq 结构构架用风荷载的关系。

② 基准风速 V_0 的采用

2000 年修改之前的基准对风压 q 规定为 $60\sqrt{h}$ ，是日本全国几乎一律的风荷载。作为 2000 年修改后的基准，对风压 q 根据基准风速 V_0 、地表面粗糙度

分类，按风速垂直分布、阵风影响系数等规定，同时也考虑了地区及周围状况和建筑物的结构特性等因素。基准风速 V_0 如图 1 所示，按“根据以往发生的台风记录，对应风灾的程度以及风的性质为 $30\sim 46\text{m/s}$ ”规定，根据全国气象部门年最大风速记录换算成 50 年一遇的风速值（地表面粗糙度分类 II、高度 10m、10 分钟的平均风速），按 2000 年当时的市町村划分，以 9 个地区表示。由此可将地区的强风特性向设计风速反映。

图 1 基准风速 V_0 图

③ 地表面粗糙度分类的采用

关于地表面粗糙度分类，建筑物荷载指南及该说明采用如表 1 所示的 5 项分类和照片，供设计部门判断选择。另一方面，建筑基准法也有与建筑物荷载指南及该说明基本相同的风速垂直分布（图 2），但建筑基准法为了尽可能排除模糊，通过如表 2 所示的地区，明确划分地表面粗糙度的分类。由于地表面粗糙度分类 I 和 IV 将由特定行政厅按照规则做出规定，因此在大部分地区采用地表面粗糙度分类 II 或 III（表 2）。

表 1 建筑物荷载指南中的地表面粗糙度分类与地表面的状况

图 2 建筑基准法规定的风速垂直分布

表 2 建筑基准法规定的地表面粗糙度分类

④ 阵风影响系数的采用

阵风影响系数 G_f 是参照建筑物荷载指南及该说明在 2000 年修改时采用的，考虑到风的紊流以及建筑物的规模和结构特性等，根据地表面粗糙度分类和建筑物的高度规定了阵风影响系数 G_f 的数值。另一方面，建筑物荷载指南及该说明采用由设计部门考虑风的紊流及建筑物的规模和结构特性等使用计算公式求出其数值的方法。

⑤（限界耐力计算中的）两个荷载指标（损伤限界和安全限界）的设定

作为 2000 年修改前的建筑基准，主要采用允许应力度等的计算以及维持水平耐力的计算。作为 2000 年修改后的基准，新采用了限界耐力计算。对于限界耐力计算，设置损伤限界和安全限界两个评估基准，分别设定了各自的荷载指标。风荷载采用两次荷载指标重现期间大致为 50 年和 500 年的荷载，对应安全限界的荷载为损伤限界荷载的 1.6 倍。

⑥ SI 单位化

2000 年修改前的基准采用了工程单位制，参考 JIS 的 SI 单位制（1991 年），建筑基准法也采用了 SI 单位制。此前的工程单位制采用质量（kg）和力（kgf）的含糊表述，造成了混乱和误解。而 SI 单位制对质量（kg）和力（N）明确区分，具有 $1\text{kgf} = 1\text{kg} \times g$ （重力加速度） $\approx 9.8\text{N}$ 的关系。作为结果，以往对风压等采用 kgf/m^2 表示，作为 SI 单位制则为 N/m^2 ，成为约 9.8 倍的数值。另外，建筑物荷载指南及该说明于 2004 年采用了 SI 单位制。

⑦ 风力系数等的充实

2000 年修改之前，对建筑物采用 2 维断面，图示风力系数及风压系数，本次改成了 3 维表示。另外，通过自 2008 年开始的建筑基准整備促进补助金事业，实施新的风洞试验等，获得了四坡屋顶、屋顶广告牌、阳台扶手等的风力系数，设计部门从 2013 年开始可以参照。

业界团体的抗风设计指南

关于建筑物的外部构件（屋顶、外墙、开口部位），虽然规定了建筑确认时由设计部门提供结构计算书的义务，然而外部构件的设计施工往往委托专门的施工单位，为此，外部构件的业界团体自主制定了以下指南等。这些资料对于设计部门及项目单

位及项目经理根据建筑基准法的风荷载规定核对外部构件的抗风性能发挥了作用。

① 屋顶构件

- 1) 社团法人全日本瓦工事业联盟等：瓦顶标准设计・施工指南，2001 年。
- 2) NPO 法人住宅外装技术中心：住宅屋顶用装饰石板屋面 屋顶抗风性能 设计施工指南，2002 年。
- 3) 社团法人日本金属屋顶协会，社团法人日本钢结构协会：钢板材质屋顶构建工艺标准 SSR2007。
- 4) 社团法人日本铜中心：修改 铜板屋顶构建工艺手册，2004 年。
- 5) 社团法人日本建筑学会：建筑施工标准规格书及该说明 JASS12 屋顶施工，2004 年。

② 外墙

- 1) 社团法人日本建筑学会：建筑施工标准规格书及该说明 JASS27 干法外墙施工，2004 年。
- 2) 日本窑业外装材料协会：窑业系护墙板及标准施工 第 2 版，2009 年。提高住宅的质量和耐久性与外墙通气构建工艺，2001 年。
- 3) 日本金属护墙板工业会：日本金属护墙板工业会施工手册，2008 年。
- 4) 挤压成型水泥板协会：ECP 施工标准规格书，2010 年。
- 5) 社团法人日本建筑学会：建筑施工标准规格书及该说明 JASS21 ALC 墙板施工，2005 年。
- 6) ALC 协会：ALC 墙板结构设计指南及该说明，2004 年。ALC 薄型墙板设计施工指南及该说明，2002 年 10 月。ALC 安装构建标准及该说明，2004 年。
- 7) 社团法人日本建筑学会：建筑施工标准规格书及该说明 JASS14 幕墙施工，1996 年。
- 8) 社团法人幕墙、防火开口部位协会：幕墙性能标准，2006 年。

9) 预制混凝土系统协会：设计手册、预应力混凝土幕墙计算示例暂行修改版。

③ 开口部位（门、窗玻璃等）

- 1) 日本百叶窗、门协会：百叶窗、升降卷门的抗风压强度计算标准，2003 年。
- 2) 社团法人日本建筑学会：建筑施工标准规格书及该说明 JASS17 玻璃施工，2003 年。

总结

我们将建筑基准法的风荷载相关规定与日本建筑学会建筑物荷载指南及该说明进行比较，说明其概要内容。此外，我们还介绍了建筑物的外部构件业界团体的指南。



(9~10 页)

与高层建筑风致摇动相关的可居住性能

风工学研究所
中村修

众所周知，高层建筑因风产生摇动问题。发生风致摇动后，将出现不安、不舒适以及类似晕船的现象等而产生问题，从而降低建筑物的质量。此外，如果发生进一步的剧烈摇动将引发恐慌，也可能导致更加严重的后果。由于社会环境、个人之间的差异等，对建筑物摇动的感受各不相同，没有客观性判断的标准，相关各国的基准也各不相同。另外，如果建立了即使摇动也可放心的认识，会消除不安，对摇动的感受也会迟钝。

以下概要介绍建筑物会因风产生怎样的摇动、对摇动是如何感受的、各国对此怎样应对以及采取了哪些措施。

建筑物因风产生的振动

关于风致建筑物的振动，低层建筑物以风力方向的振动为主，对于高层建筑，是由水平方向两种成分（风力方向及与风力成直角方向）的平移振动以及因扭转产生的回转振动的合成，非常复杂。因为是在随时间及空间发生不规则变化的外力作用下产生的随机振动，因此是各种振动频率成分响应波的合成，无法仅用单一的振动频率表示。然而作为普通的高层建筑等，主要呈现平移振动的 1 次固有频率成分。尤其是关于在这里作为评估对象采用的加速度波形，如图 1 所示，可视为仅有随机的、且伴随较为平缓调幅的 1 次固有频率的谐振荡。在实际上，虽然以两个方向的平移振动和扭转振动的合成呈现，但是这两个较大的振动具有在扭转振动和平移振动之间交替出现的倾向，平移两种成分与扭转振动的最大响应同时出现的情况几乎不存在。因此，即使认为希望分别独立考虑的任何一个最大加速度值与合成的振动最大加速度值基本一致，也不会有很大的差异。另外，如果振动方向的固有频率不同，则因振动频率产生的振动感受程度不同，所以宜按照各振动方向进行评估。

图 1 建筑物屋顶的加速度随时间的变化

振动的感受

虽然人体对振动的感受及感觉与移位、速度、加速度以及加加速度等密切相关，然而对于哪些能够最为妥善地表示振动的感受及感觉，实际上我们并不十分了解。虽然根据作为对象的振幅等也产生差异，但在此对以风为对象产生的摇动讨论可居住性能时，大多采用加速度。虽然较多采用加速度没有可靠的依据，但可以说作为人的振动感受，来自地面的输入振动对身体的反应产生较大影响。但是，在考虑可居住性方面，如果建筑物的摇动较多，可考虑单一周期的振动，因此相互通过频率存在比例

关系，无论采用哪个振动，实质上都会相同。

讨论加速度与平均感受阈的关系示例如图 2 所示。这些讨论的依据是在实验室以及强风时对实际建筑物的主要调查结果，均对问卷调查结果进行了统计学评估。图中表示存在个人差异的感受阈的平均值、或 50% 的感受概率。对此，例如在图 2 中频率为 0.2Hz 附近出现 5cm/s^2 的峰值加速度，这表示感受具有 5cm/s^2 的峰值加速度、频率为 0.2Hz 的振动时有 50% 的人们感受振动。关于平均感受阈，虽然不同的讨论机构也产生差异（图中符号之差），尽管是不同机构的结果，但显示出波动较少的共通性质。也就是说，振动的感受取决于频率，呈现在 1~3Hz 附近最容易感受的倾向。

图 2 平均振动感受阈

各国的标准

关于风致摇动问题，各国采用标准化应对的示例较多。对典型基准示例进行比较的结果如图 3 所示。虽然也有些国家采用标准偏差而不是加速度的峰值，但在此换算成为峰值表示。这些标准规定在各自重现期间的峰值加速度在数值上不得超过如图 3 所示的建筑物固有频率。但是日本的标准为 10、30、50、70、90% 的感受概率图线，重现期间为 1 年的数值设定在哪一条感受概率图线上则由设计部门选择。一般以 50% 的感受概率为目标进行设计。另外，澳大利亚的标准提供了数个重现期间的数值。如果重现期间较短，考虑日常性振动；如果重现期间较长，考虑对很少发生的大振幅的情况。对于哪种程度期间的强风是否做出规定，根据各国的社会环境及思考方法而各不相同。

图 3 不同国家高层建筑的可居住性标准的比较

对策

为了减小风致摇动，虽然可采用提高刚性的方

法，但通过图 2、3 可以得知，在低频领域（1Hz 以下），即使采取措施提高建筑物的刚性，由于提高频率后将更容易感受，所以有时不会提高可居住性能。因此，采用提高衰减的方法较多。对此，可居住性主要以低振幅指标为对象，因此即使为低振幅也需要采取有效的方法。目前，许多高层建筑设置了防振装置。

此外，作为建筑计划方面的考虑，有根据使用目的及使用频度采用计划楼层以及平面位置的方法。另外，为了防止通过听觉及视觉引发的振动感受，采用分隔墙等二次构件防止吱吱叫的声音以及防止百叶窗和吊灯的摇动等也是对策方法之一。



（11~14 页）

基于性能的 300m 立体城市的抗风设计

竹中工务店

平川恭章

建筑物和结构概要

阿部野 HARUKAS（以下简称 HARUKAS）高度为 300m，是日本最高的超高层大楼，于 2014 年 3 月竣工（照片 1）。

大阪是日本的代表性城市，也是全球排名第 7 位的大都市，这座建筑物坐落在大阪的阿部野。近年来，阿部野地区的发展迅速，吸引了众多关注。

HARUKAS 是一座超高层立体城市，建筑总面积约为 $212,000\text{m}^2$ 。这座高耸入云的摩天大楼由地上 60 层、地下 5 层构成，提供多种功能：终点站、百货商店、艺术博物馆、办公室、酒店、展望台以及停车设施等。在世界上的任何国家，没有一座建造在车站上方的建筑具备这种规模。

日本是全球的地震和台风多发国家之一。这座

建筑采用了基于性能的抗震设计，有关详细内容归纳于参考资料 1。本文着重介绍对 HARUKAS 进行的基于性能的抗风设计。

强风吹过建筑物时，在建筑物的背风面产生卡门涡流，造成建筑物在与风向成直角方向的摇动。卡门涡流的状态如图 1 所示，与一个完整的长方体建筑物相比（左侧），HARUKAS 可将卡门涡流效应降至最小（右侧）。

高达 300m 摩天大楼在抗风设计方面对气动特性的性能要求极为严苛。HARUKAS 是采用了“退缩阶梯”型的建筑物，这种建筑物形状具备出色的气动性能，可有效降低因卡门涡流导致的、作用于建筑物的倾翻力矩。

如图 2 所示，HARUKAS 的上层建筑由 3 个“模块”构成，在北侧形成了退缩阶梯。下部模块用于百货商店，中部模块用于办公室，上部模块用于酒店。在上部模块的内部中央，设有大型中庭。在模块之间、以及在上部模块的顶部设有转换桁架层。为了提高水平和抗扭刚度以应对大地震和强风的作用，在转换层和中部模块设有巨型桁架悬臂梁。

HARUKAS 共采用了 4 种减震器，包括粘性减震器和迟滞阻尼减震器，主要设在下部模块的四角、中部模块的中核周围以及上部模块的中庭周围，以吸收地震或风力产生的能量。此外，在第 56 层安装了两种质量减震器（AMD 和 ATMD），主要用来改善上部模块中的酒店的可居住性。有关针对风荷载的可居住性评估将在以下详细介绍。

采用悬臂梁和抗剪螺栓的坚固结构有助于降低建筑物的自振周期，防止发生气动力学不稳定的振动（摇动产生更大摇动的现象），这种现象很可能由具有较长周期的柔性建筑物产生。另外，采用振动控制减震器提高减震性能，以抑制由强风造成的建筑物摇动，可在较短的时间内达到稳定。

照片 1 西北方向的景色

图 1 卡门涡流的状态

图 2 结构规划

抗风设计的概要

在为本座建筑物开发基于性能的抗风设计时研究的设计风速、条件以及其他项目如表 1 所示。

表 1 抗风设计的研究项目

风洞试验的概要

为了确定作用于本建筑物的风压，我们进行了风压测定试验。为了该目的进行风洞试验的模型比例为 1/500，建模范围为半径 700m（照片 2）。在亚克力材质的模型中设置了大约 600 个测定点测定风压。

采用频谱模态响应分析计算基底剪力，仅考虑第一模式。在对应 500 年一遇的“级别 2”风速下的基底剪力与风向之间关系如图 3 所示。风向角为 85°、即接近东西（X）方向时，在南北（Y）方向、即建筑物的较窄侧出现最大基底剪力（图 3(b)）。

照片 2 风洞试验

图 3 基底剪力与风向之间的关系

风荷载的计算

风向角为 175° 和 85°、基底剪力达到最大时，全部楼层的 X 方向和 Y 方向的风荷载分别如图 4 所示，可将“级别 2”与地震荷载进行比较。

在 X 方向的全部楼层、以及在 Y 方向除几个较低楼层以外的绝大部分楼层，地震荷载均超过了风荷载。关于截面设计，作为外部荷载建立了包含两种类型的荷载。

图 4 风荷载与地震荷载之间的比较

空气动力学不稳定振动的研究

通过风压测定计算的卡门涡流产生的频率与建

筑物的固有振动频率(0.169Hz)一致时, Y 方向的风速为 97.7m/秒, 是 500 年一遇风速(66.6m/秒)的 1.4 倍以上。

由于建筑物的宽度在 Y 方向随建筑物的高度变化, 在对应与 90° 和 270° 风向正交的方向形成较大的风压区域, 因此该建筑物在结构上不易发生空气动力学不稳定振动。

然而, 鉴于上部模块较薄, 可能会发生扭转振动, 因此我们进行了气动振动试验。试验采用了 5 个集中质量 3 维模型, 具备与设计数值相同的质量、特征值以及阻尼(对于平移模式为 0.03, 对于扭转模式为 0.014)(照片 3)。如图 5 所示, 试验结果证实了空气动力学不稳定振动在小于 1.2 倍的 500 年一遇设计风速时不会发生。

照片 3 空气动力学振动试验

图 5 空气动力学振动试验

可居住性的评估

本建筑物的上部模块用于建造酒店, 对此需要提供舒适的可居住性, 对于级别 H-3011(约 30%的居住者感觉摇动)、1 年一遇的风速保持响应加速度小于约 3cm/s²。为了这个目的, 我们在 56 层设置了两种主动质量阻尼器, 降低强风时的响应加速度。

只有当其频率与建筑物的固有频率同步大约 6 秒时, 这两种主动质量阻尼器才动作。设在东侧的一个主动质量阻尼器(AMD)采用了常规悬摆。另一个设在西侧的主动调谐质量阻尼器(ATMD)采用了常规悬摆与倒摆的组合, 以尽可能缩短悬摆的长度(2.2m), 防止超过天花板的高度(图 6)。

如图 7 所示, 对该建筑物较窄侧(南北、Y 方向)采用质量阻尼器, 使酒店客房的可居住性得到改善。由于建筑物较宽侧(东西、X 方向)的振动足够小, 无需设置质量阻尼器。

在每年发生数次到十几次经常性强风时, 可将建筑物较短方向的摇动加速度降低到大约一半, 保

证了该建筑物高档次的可居住性。

图 6 主动调谐质量阻尼器的机理

图 7 55 层酒店客房的可居住性评估

照片 4 HARUKAS 的顶部

基于性能的抗风设计的总结

本节介绍了日本首座 300m 高建筑物的基于性能的抗风设计。该建筑物的结构、上层建筑系统以及各种减震装置有机地整合, 保证了对风荷载的高度安全性和舒适性。



(15~18 页)

钢材的利用技术

高强度螺栓连接工艺的概要

日本钢铁联盟

建筑用钢材研究会

作为连接钢构件的高强度螺栓连接工艺, 一般采用摩擦力连接及预拉力连接。高强度螺栓可分为高强度六角螺栓及扭剪型高强度螺栓, 根据使用环境, 除了采用普通钢材外, 还有经热镀锌处理的螺栓以及采用耐火钢、耐候性钢、不锈钢钢材的螺栓。通常使用的螺栓直径有 M16、M20、M22、M24, 部分制造厂家还生产 M27 及 M30 的粗径螺栓。

目前, 一般使用的高强度螺栓为 F10T(抗拉强度为 1,000N/mm²), 热镀锌高强度螺栓为 F8T(抗拉强度为 800N/mm²)。以往曾有 F13T(抗拉强度为 1,300N/mm²)的螺栓, 但因发生滞后破坏问题而禁止使用。另外, 在 JIS B1186 规定的 F8T、F10T、F11T(抗拉强度为 1,100N/mm²)中, F11T 在实际禁止使用。此外, 在日本建筑学会的《高强度螺

栓连接设计施工指南》中没有记载 F11T。

目前通常使用的高强度螺栓如表 1 所示。

表 1 通常使用的高强度螺栓

高强度螺栓的种类

◆高强度六角螺栓

用于连接普通钢材的高强度六角螺栓的规格为 JIS B 1186（摩擦力连接用高强度六角螺栓、六角螺母、垫圈的套件），规定由 1 根螺栓、1 个螺母、两个垫圈构成套件（照片 1）。这是因为除了作为构成套件的部件的机械性能、形状、尺寸之外，为了保证发生轴力而作为套件的规格。根据套件的机械性能，分为 1 类（F8T）、2 类（F10T）、3 类（F11T）3 种，但是 1 类（F8T）的连接效率较差并且也没有获得 JIS 表示许可的工厂，而 3 类（F11T）发生过滞后破坏问题，因此目前不再使用，仅使用在获得 JIS 表示许可工厂制造的 2 类（F10T）。此外，根据套件的扭矩数值，分为 A 类及 B 类两种。

关于制造螺栓的钢材，一般采用向低碳钢添加铬（Cr）、硼（B）元素的材料；关于螺母，一般采用机械结构用碳钢；关于垫圈，一般采用机械结构用碳钢、或向低碳钢添加锰（Mn）或硼（B）元素的材料（表 2）。

照片 1 高强度六角螺栓套件

表 2 用于高强度螺栓、螺母以及垫圈的钢材化学成分示例（%）

◆扭剪型高强度螺栓

日本钢结构协会规格（JSS II 09）对扭剪型高强度螺栓规定，由 1 根螺栓、1 个螺母及 1 个垫圈构成套件，套件仅分两个类别（S10T），等级表示为 S10T，以区别于高强度六角螺栓（F10T）（照片 2）。这种螺栓的形状特点是螺栓头部为圆形，螺栓的前端设有带断裂槽的梅花头，其优点是梅花头被扭断

后即获得规定的轴力、以及施工完成后可方便地确认等。此外，规格对扭剪型高强度螺栓规定了套件的紧固轴力，常温下的套件螺栓紧固轴力如表 3 所示。

这种扭剪型高强度螺栓不是 JIS 规格品，螺栓制造厂家需要获得国土交通大臣的一般认定。

照片 2 扭剪型高强度螺栓套件

表 3 扭剪型高强度螺栓的预应力（常温下）

◆热镀锌高强度螺栓

连接以防锈和防腐蚀为目的对普通钢材采用热镀锌的钢构架时，使用热镀锌高强度六角螺栓（照片 3）。关于热镀锌高强度六角螺栓套件，由于 JIS 规格没有规定，建筑基准法中也没有规定 F 值等，因此螺栓制造厂家作为“热镀锌高强度螺栓连接”，根据建筑基准法第 37 条获得国土交通大臣的一般认定，按照 JIS 规格制造螺栓。螺栓、螺母以及垫圈的镀层采用 HDZ55（附着量为 550g/m² 以上），螺母在热镀锌前采用加大丝锥加工。

通常对于热镀锌高强度螺栓，由于热镀锌温度高于 F10T 高强度螺栓的回火温度，因此考虑到强度降低和滞后破坏问题，从而设定为 F8T 的强度。但是应用下述超高强度螺栓技术、具备 F12T 级高强度的产品也进入了实用化阶段。

关于摩擦面的处理，镀锌后略微进行喷砂处理，使表面粗糙度达到 50 微米 Rz 以上。如果采用喷砂外以外的特殊处理，应进行滑动力试验确认摩擦面。

照片 3 热镀锌高强度螺栓

高强度螺栓连接的设计及施工

◆高强度螺栓的公称强度

高强度螺栓（F10T、S10T）的摩擦连接及预拉连接的公称强度由建筑基准法施行法令规定，热镀锌高强度螺栓（F8T）规定由国土交通大臣认定。各

种公称直径螺栓的公称强度如表 4 所示。

关于表 4 中的热镀锌高强度螺栓的抗剪强度，设滑动系数为 0.40，按照抗剪强度 $=0.40 \times B_0$ （螺栓的设计抗拉强度）计算。另外，高强度螺栓（F10T、S10T）的抗剪强度是按照滑动系数为 0.45 计算的。该 F10T、S10T 的抗剪强度及抗拉强度与日本建筑学会的《钢结构设计规范》相同。

表 4 高强度螺栓的公称强度（长期）

◆ 紧固施工

紧固高强度螺栓时，对每 1 组螺栓连接按照以下步骤进行：初拧→标记→终拧。此外，下述的超高强度螺栓的施工要领与高强度螺栓基本相同，但初拧的扭矩不同。

（1）初拧

关于初拧，对高强度六角螺栓、扭剪型高强度螺栓以及不锈钢高强度螺栓按照表 5 的扭矩紧固，对热镀锌高强度螺栓按照表 6 的扭矩紧固。

表 5 高强度螺栓的初拧扭矩

表 6 热镀锌高强度螺栓的初拧扭矩

（2）标记

初拧后，对所有螺栓做出通过螺栓、螺母、垫圈及构件的标记。

（3）终拧

以组为单位完成初拧和标记后，转动螺母进行终拧。对于高强度六角螺栓，按照规定的扭矩获得标准螺栓张力。对于扭剪型高强度螺栓，使用专用电动扳手紧固，直到梅花头的断裂槽被扭断。

对于热镀锌高强度螺栓以及不锈钢高强度螺栓，以完成初拧和标记后为起点，将螺母转动 120° 。

（4）检查

终拧结束后，目视检查螺栓的剩余长度及螺母的转动量，确认施工是否正常。关于终拧时螺母的转动量，对于采用扭矩法紧固到螺栓弹性范围的标

准螺栓张力的高强度六角螺栓和扭剪型高强度螺栓，虽然根据初拧的程度存在一定的变化，但仅为数十度左右。

另一方面，采用扭转螺母法紧固至接近螺栓强度区域的热镀锌高强度螺栓和不锈钢高强度螺栓，螺母的转动量为 120° （规定的转动量）左右。与高强度六角螺栓和扭剪型高强度螺栓相比，热镀锌高强度螺栓和不锈钢高强度螺栓在紧固后的应力松弛较大，因此需要对此估测，将紧固螺栓的张力提高到螺栓屈服范围。

完成紧固后进行目视检查，如果检查初拧后做出的标记发现螺栓与垫圈等一同转动、螺栓杆转动而被拧紧、或者螺母的转动量异常、以及螺栓的剩余长度过长或过短，应更换新的螺栓组。

这时，不得再次使用曾用过的高强度螺栓。

（5）施工管理

为了确认摩擦面的处理以及紧固方法是否正确完成，对高强度螺栓在总体上建立了日本钢结构协会建筑钢构件质量管理机构制定的“建筑高强度螺栓连接管理技术者资格制度”，并且对热镀锌高强度螺栓及不锈钢高强度螺栓建立了“高强度螺栓施工技术者的资格制度”，该施工管理人员按照施工管理要领进行施工管理。由于这些人员精通高强度螺栓的施工管理，因此如果有具备资格的人员参与一般的高强度螺栓的施工，将会进一步保证可靠的施工质量。

高强度螺栓的近期动向

如上所述，通常使用的高强度螺栓的强度等级降低到 F10T 级，这是因为 F11T 以上的高强度螺栓无法消除发生滞后破坏的危险性。

然而随着近年来钢构件向大型化、高强度化发展，作为目前一般使用的 F10T，所需连接的连接构件以及螺栓数量过大，高强度螺栓连接部位的紧凑化、也就是高强度螺栓的更加高强度化的需求增加。为此，部分制造厂家克服了随着高强度化产生的滞

后破坏问题，开发了抗拉强度为 $1,400\text{N/mm}^2$ 级的扭剪型超高强度螺栓，在热镀锌产品方面也同样，开发了抗拉强度为 $1,200\text{N/mm}^2$ 级的超高强度六角螺栓，并实现了这些产品的实用化。

◆扭剪型超高强度螺栓

通过开发耐滞后破坏特性优异的钢材以及采用缓和应力集中的螺纹形状等进行改善，实现了扭剪型超高强度螺栓（照片 4）。基本形状和尺寸采用日本钢结构协会规格（JSS II 09），实现了以往螺栓（S10T）约 1.5 倍的高设计强度，螺栓连接的尺寸是以往的 $2/3$ ，实现了紧凑化。为此，可以降低施工费用，缩短工期，以高效率完成省力化施工等，具有很多优点，在使用大型构件的超高层大厦以及柱间跨距较大的购物中心、楼板重量较大的工厂及仓库等建筑领域采用的实例增加。超高强度螺栓的示例如表 7 所示。

照片 4 扭剪型超高强度螺栓

表 7 超高强度螺栓的示例



（封底）

日本钢铁联盟的活动

编制介绍钢结构建造技术、资料的资料集
（日文、英文）

——有关详细内容，请参照本刊英文版——

请对读者问卷调查提供协助

本刊《Steel Construction Today & Tomorrow》由日本钢铁联盟与日本钢结构协会联合编著，每年出版 3 期，是唯一定期发行的英文期刊，主要以亚洲各国的建筑相关人员为对象，介绍与日本的钢结构

相关的技术信息。为了准确了解读者的需求，进一步发挥本刊的作用，我们将在发行 2014 年度的 3 期期刊时进行读者问卷调查。问卷调查表格可通过以下方法获得。

★日本钢铁联盟的网站

问卷调查表格登载在日本钢铁联盟的网站上，可直接填写回答。您可通过以下方法方便地浏览。

1. 通过检索网站输入“JISF”搜索。
2. 在日本钢铁联盟的英语网站上点击横幅广告。
3. 点击 Questionnaire。

★通过传真回答

对于定期订户，我们将随本刊送上问卷调查表格，请在表格中填写回答。

通过问卷调查将进一步发挥本刊的作用，从而对日本的钢铁行业与贵国的相互发展做出贡献。我们期待着您的积极回答。