

工程抗震译文集



中国建筑科学研究院教育情报部

CHINA ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

前 言

本译文集分两部分组成：

第一部分为“新西兰普里斯特利教授在京讲学部分”。

新西兰坎特伯雷大学教授普里斯特利应中国建筑科学研究院的邀请，在一九八五年八月作了有关新西兰砌体结构抗震设计方法的系统性报告。新西兰是一个多地震的国家，在砌体结构抗震设计与研究方面颇有经验。普里斯特利教授从事砌体研究工作多年，他在报告中全面论述了砌体结构抗震设计方法和经验。为供我国从事砌体结构的科研、设计、教育和施工人员参考应用，本译文集我们全面译出了普里斯特利的四篇讲稿，它们是：

第一讲、新西兰砖石砌体的抗震性能；

第二讲、荷载分布与无筋砌体；

第三讲、配筋砌体剪力墙的抗震设计；

第四讲、新西兰砖石砌体设计规范。

第一部分 总校：钮泽蓁、聂凤兰

目 录

第一部分

- 一、新西兰砖石砌体的抗震性能 (1)
- 二、荷载分布与无筋砌体 (23)
- 三、配筋砌体剪力墙的抗震设计 (57)
- 四、新西兰砖石砌体设计规范 (71)

第二部分

- 一、钢筋混凝土结构物的振动台实验 (98)
- 二、实体结构物实验楼加力测试系统 (110)
- 三、有剪力墙的三跨平面框架结构的振动台实验 —— 关于连层抗震墙动的抵抗性能
基础的研究 (之一) (131)
- 四、各种三跨平面框剪结构振动台实验 —— 关于连层抗震墙动的抵抗性能基础的研
究 (之二) (145)

第一讲 砌体房屋的地震荷载和材料性能

提 要

本讲共分二部分，第一部分参照单自由度反应谱讨论了强度和延性的相互关系。阐明了结构体形及房屋周期的重要性。第二部分讨论了砌体的受压性状，包括根据组成材料的强度预测砌体的抗压强度，受压应力—应变曲线的形状，极限压应变以及应变速度对砌体强度的影响。本文还讨论了用带约束板的配筋砂浆层改善受压应力—应变特性，并且阐明了砌体受压性能对砌体结构抗震性能的重要影响。

引 言

同许多国家一样，在新西兰砌体建筑抗震性能声誉不佳。但是，在新西兰却仍广泛应用，在住房用作无筋镶面墙，在商业用房用作配筋空心砖砌体及配筋灌浆空心砌体。尽管砌体在广泛应用，对砌体结构的抗震性能感到担心，但至今在抗震研究方面，结构砌体仍然落后于钢筋混凝土和钢。这可以设计方法和实际采用的规范看出来，这些方法和规范一般是基于传统方法，而不是现代方法。如规定用弹性设计，把结构砌体视为一种低标号混凝土，不承认砌体建筑所用的材料性能及结构形式有特殊的限制。

近年来，在新西兰，人们试图改变砌体结构的抗震设计方面的这种状况。对于在模拟地震荷载下结构砌体的强度和延性已经做了大量的实验研究（参考文献1—5）。理论研究得出了砌体的受压应力—应变特性（6，7），这些特性对砌体结构的抗震性能十分重要，并且还提出了预测砌体延性能力的设计图表（8）。

在这次简短的讲座里，作者将提出无筋和配筋砌体结构的抗震设计方法，并且用在新西兰进行的有关理论和实验研究结果来说明这个方法。

一、地震荷载

结构的地震荷载是由结构惯性质量，结构刚度及地震地面运动的水平与竖向加速度而引起的。在震中，在极端情况下，地面断层可能通过结构相邻部分，地面较大相对位移会在房屋中产生地震力。设计结构以抗御这种作用实际上是不可能的。但是，发生这种情况的概率很小，故常常忽视这种加载情况。

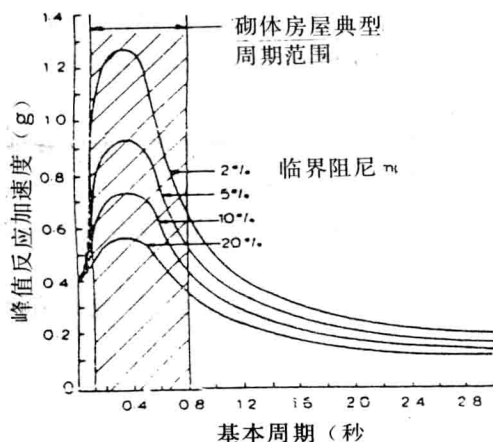
在一个地震的受强地动作用的区域内，记录加速度及理论研究表明，水平加速度是破坏力最大的因素。竖向加速度一般为水平加速度的60~70%，而且结构抗御较大竖向加速度的能力本来就大于抵抗水平加速度的能力，因为在重力荷载设计时就用了较高的安全系数。但是，应当承认，在震中区，竖向加速度可能达到1g，这里g为重力加速度，而且在这些地区，一些破坏可能是由于竖向加速度所致。特别是在那些有无筋砌体结构的地方。

（一）侧向荷载—强度与延性的关系

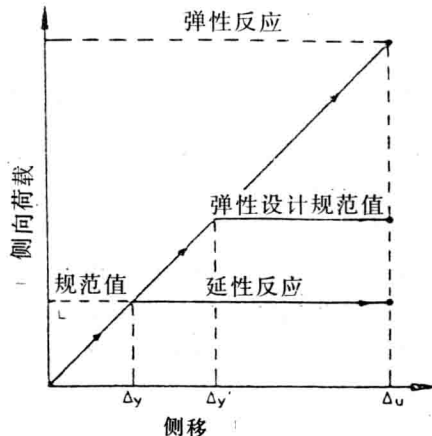
结构对地震地面运动水平分量的弹性反应可用不同固有周期的单自由振子的速度谱（反应谱）来表示。图1a示光滑组合水平加速度反应谱，对于大多数新西兰地震区，这些反应谱即为具有大约0.007年超过概率（即年危险）的强度。砌体结构是刚性的，一般其

基本周期范围在0.1 — 0.8 秒之间,是跨越最大反应的周期范围。假设 5 % 等效粘性阻尼,则可预期峰值弹性反应超过0.8g。在地震强度较大的地区,(比方中国的一部分和日本的大部分)或者在设计地震年发生危险的可接受水平小于0.007的地方,则必须采用高弹性设计加速度。

用这么大的侧力来设计,在经济上是不可行的。因而多数规范中的地震系数,已从弹性反应水平折减,折减系数一般为 4, 而且隐含可观的延性要求,如图 1 b所示。因此,可以预期在设计地震作用下,结构将达到其极限强度,而且要求以延性形式产生非弹性变形而强度又不明显降低。图 1 b中所示的等位移原理意指最大位移反应 $\Delta \mu$ 与等刚度结构的强度无关。这样,如果一栋砌体建筑是按规范侧力,以容许应力来设计的,则在设计地震下仍将达到其极限承载力,但以所要求的结构延性折减,其值在图 1 b中为 $\mu = \Delta \mu / \Delta y'$ 。



(a) 根据 8 个拙比例放大或缩小到 1940 年 El Centro 地震南北分量的加速度时程曲线求得的组合反应谱 (引自 Skinner 文)



(b) 用“等位移”原理求得的峰值侧向荷载

图 1. 砌筑墙体的侧向地震荷载

在这种情况下,按弹性理论设计就是一种“逃避现实”方法,除非结构是按相应于弹性反应侧力设计。一个更现实的方法是允许结构的极限承载能力将会达到,并且按确保下列条件设计,即:所采用的材料和结构系统在没有过大的强度或刚度退化的情况下仍能保持所需的延性。

图 2 以用等效弹塑性反应表示比震力合力作用处的荷载——位移特性的方法定义了砌体结构延性能力。当最大位移时的强度降到理论承载能力的 70~80 % 时,就可得到延性承载能力。试图迫使地震合力作用处产生更大位移(因而有更大的延性),会造成强度迅速降低和对地震荷载的不稳定反应。虽然延性承载能力的这种定义对解释试验结果是合适的,但对理论计算来讲,则一般要把延性承载能力限制在相应于在不利的塑性铰区砌体出现极限压应变的状态。必须认识到,虽然为表达简单起见,图 2 所示的是一种单调的反应,但对地震的实际反应,却要包含许多荷载反复循环。对于良好的性能,在经四次完整循环而达最大延性的过程中,强度不应降低到低于理论承载力的 70~80 %。

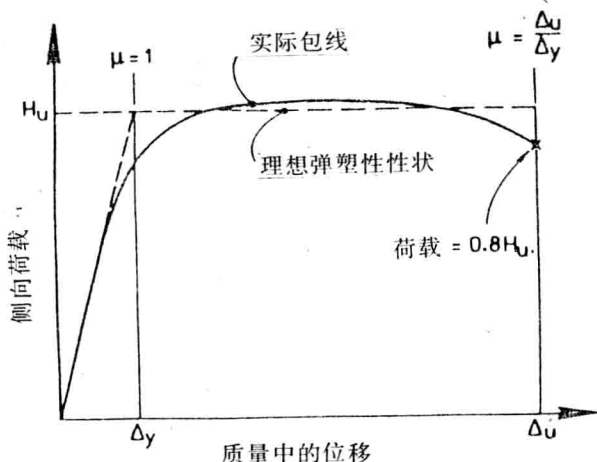


图2 延性能力的定义

众所周知，图1b所示的强度和延性之间的反比关系即为“等位移原理”。实际上，这个原理并不是基于理论所研究的原理，而是基于对长周期结构（ $T > 0.7$ 秒）的非弹性时间历程分析的研究。对于基本周期小于 $T = 0.7$ 秒的结构，“等位移”原理偏于不安全，此时延性结构的最大位移超过等弹性刚度的弹性结构的最大位移。这种影响已在非弹性设计谱的最近设想新建议中考虑（9~10）。图3所示为其一例。对于明确制定的结构延性水平规定了非弹性反应谱。对于大于 $T = 0.7$ 秒周期，非弹性谱可从弹性谱（ $\mu = 1$ ）得到。方法是用弹性谱除以延性系数，就是用“等位移”原理。然而，对于更短周期的结构，“等位移”原理偏于不安全，非弹性谱 AH_μ 可根据根弹性谱 AH_1 用下式求出：

$$AH_\mu = \frac{0.7 AH_1}{(\mu - 1)T + 0.7} \quad (1)$$

这个公式提供了一个逐渐过度，从 $T = 0.7$ 秒时的等位移方法，通过约为 $T = 0.3$ 秒时的“等能量”原理过渡到 $T = 0$ 的时等加速度要求。值得注意的是等加速度要求意味着如不考虑延性能力，则极短期结构将受到与地面加速度相同的峰值水平加速度。

对于一个给定的结构地点，实际测力系数 C_D 是由适当的非弹性谱纵座标 AH_μ 乘以与当地地震活动性有关的区域系数 β （为图4所示）和“再现周期”系数 Z_H 而得到的。再现周期 Z_H 与地面运动强度和设计地震的再现周期有关（图5）。注意，再现周期的倒数就是每年发生概率，或设计地震年超越概率。

这 这样有： $C_D = Z_H \cdot \beta AH_\mu$ (2)

而等效静侧力分析的总设计侧力则为：

$$H_D = C_D \cdot Wt \quad (3)$$

式中 Wt 是和水平惯性反应有关的结构总重量。

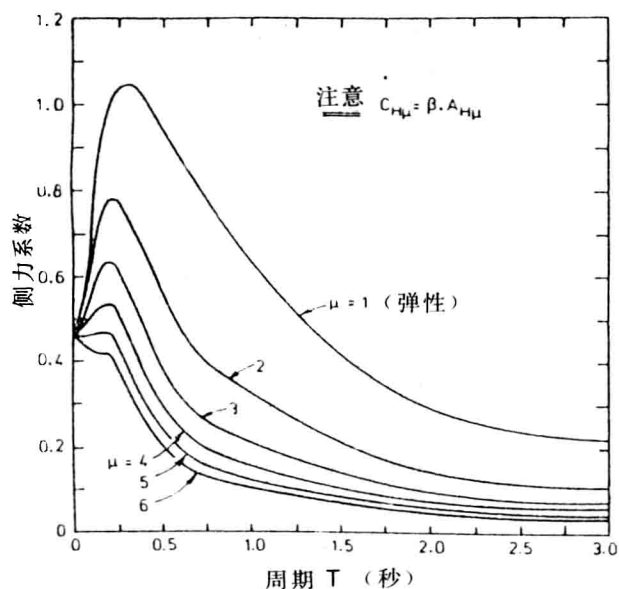


图3 典型非线性设计谱

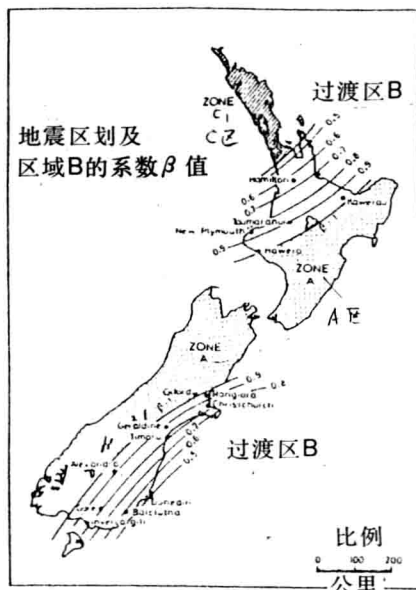


图4 新西兰地震区划及地区系数 β

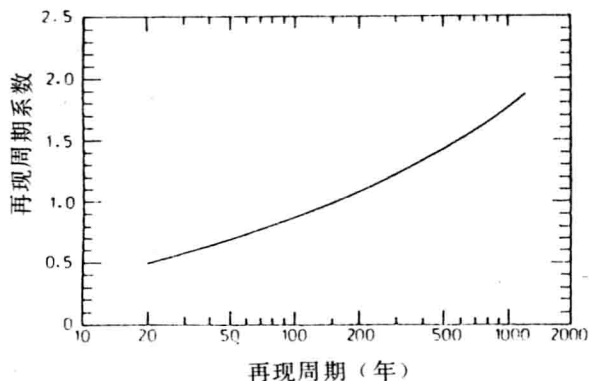


图5 地震再现周期系数

上述方法适用于单自由度振子的反应。这种方法用于多层砌体房屋如图6所示，图中房屋为N层。对于水平加速度的最大位移反应，振型形状可近似地用一个如图6b所示的分布图表示。假设为正弦反应，则第i层的楼盖的加速度 $\ddot{a}_i$ 和第n层楼盖的加速度 $\ddot{a}_n$ 有关，且可用下式表示。

$$\ddot{a}_i = \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \ddot{a}_n \quad (4)$$

于是，楼盖的惯性力为：

$$H_i = M_i \ddot{a}_i = M_i h_i \left(\frac{\ddot{a}_n}{h_n} \right) = K m_i h_i \quad (5)$$

式中, m_i 是第 i 层楼盖的质量, 而 $K = \left(\frac{\ddot{a}_n}{h_n} \right)$
 于是, 总底部剪力为:

$$V_B = \sum H_i = \ddot{a}_r \sum M_i$$

式中, $\ddot{a}_r$ 为等效单自由度系数的反应加速度。即:

$$K \sum M_i h_i = \ddot{a}_r \sum M_i$$

也就是:

$$K = \frac{\ddot{a}_r \sum M_i}{\sum m_i h_i} \quad (6)$$

这样, 根据公式 5 和 6, 各个楼盖的水平惯性力为:

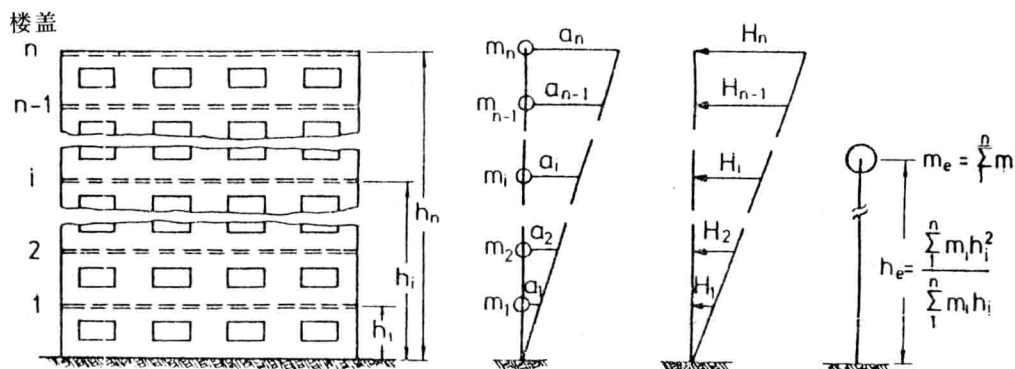
$$H_i = \left(\frac{\ddot{a}_r \sum M_i}{\sum m_i h_i} \right) m_i h_i \quad (7)$$

$$H_i = V_B$$

房屋底部处的倾覆力矩为:

$$M_B = \sum F_i h_i = K \sum M_i h_i^2 \quad (8)$$

$$\text{即: } M_B = V_B \frac{\sum M_i h_i}{\sum m_i h_i}$$



(a) 房屋立面 elevation (b) 振型形状与质量 (c) 水平地震力 (d) 等效单自由度系统

图 6 多层砌体房屋的等效单自由度系统

图 6 d 的等效单自由度系统必须具有和真实结构相同的质量, 相同的底部剪力以及相同的底部弯矩。即有:

$$m_e = \sum m_i \quad (9)$$

和:

$$h_e = \frac{M_B}{V_B} = \frac{\sum m_i h_i^2}{\sum m_i h_i} \quad (10)$$

如果图 6 d 所示的等效单自由度系统的刚度和真实房屋（图 · 6 a）的刚度相同，则他们的固有周期将几乎相同。这样，此房屋的基本周期为：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}} \quad (11)$$

式中， K 为刚度，即在等效单自由度系统的地震力合力作用处单位侧移所需的力。

为求出图 6 a 结构的设计侧力，方法可综述如下：

1. 用公式 9 和 10 计算等效单自由度系统，因而可算出基本周期 T （公式 11）。
2. 用非弹性设计谱和公式 2 及 3 计算等效单自由度系统的总侧向设计力 H_D 。注意，这要估算结构延性能力。这将在第三和四讲中作进一步讨论。
3. 对于单自由度系统，从平衡条件有 $V_B = H_D$ 因而对于实际结构，设计底部剪力已知。
4. 用公式 7 计算不同楼层标高处的设计侧力。
5. 用常规结构方法计算结构中的弯矩和剪力分布。

诚然，上述静力分析方法是地震荷载下的真实动力反应的一种粗略的简化，而且只是想提供似乎合理的最大反应力数据。接近实际的方法是对该房屋结构作精确模拟并用时间历程作动态计算机分析。但是，这种方法既费钱又费时，而且除特别重要的结构以外，用这种方法并不很合理，再者，如果考虑到分析所选用的地震加速度时程曲线里必然包含有不确定性，则用精细的计算机分析所得结果的精度是有疑问的。

本节所归纳的概念将在本讲座的下面几讲中应用。

二、受压应力——应变特性

砌体的受压应力——应变特性在研究砌体结构的地震反应时，极为重要。受压强度影响到砌体截面的弯曲承载能力和弯曲受压区的高度。后者在研究各截面的延性能力时很重要，而且它还会影响到砌体砖墙的侧向稳定性。受压应力——应变曲线的整体形状，尤其是极限受压应变值，还会影响到延性能力，因为极限应变和极限位移有砌体结构几何形状方面的联系。

本讲本节介绍了一些灌浆砌体的受压应力——应变特性的研究，例如，可用于配筋混凝土砌体的研究，但是，所作的理论研究也适用于粘土砖砌体。

（一）抗压强度 f'_m

在实际结构中，估算砌体的抗压强度是很困难的，因为砌体抗震强度取决于砂浆，砖或砌块以及灌浆的强度，并且这些强度之间的相互影响很难预测。所以，大多数砌体设计规范对抗压强度规定较低的设计值，除非做棱柱体试验确认可取更高的值。由于砌体棱柱体试验很难做，所以大多数设计人员采用低的“非法”选择。

1. 理论研究——非灌浆棱柱体

这里介绍的方法是黑尔斯多夫（Hilsdorf）对砖/砂浆棱柱体而得出的。首先考虑一个用砂浆砌筑的砌体单元（粘土砖或混凝土砌块）的叠式砌体棱柱体的平衡，如图 7 a 所示。砌体单元压碎强度 f'_{cb} 比无侧限砂浆强度 f'_j 要高。然而试验证明，棱柱体强度 f'_b 实际上大于 f'_j ，“最弱链节”的强度（图 7 b）。并且，破坏是由于砌体单元的竖向劈裂所造成，而非由于砂浆压碎所致。

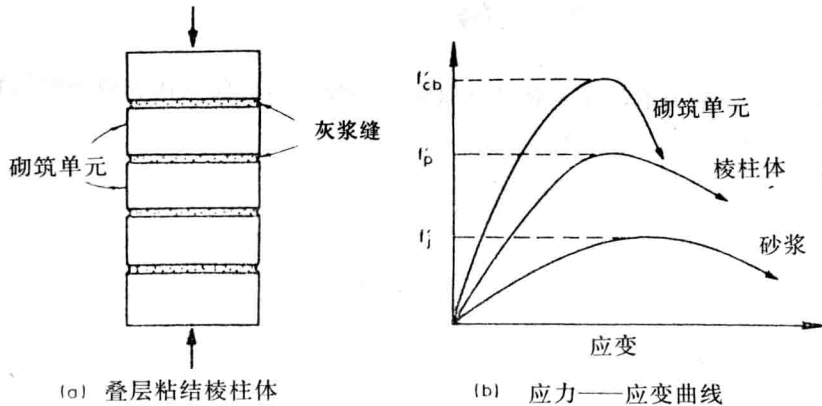


图7 砌筑单元/砂浆棱柱体的应力—应变性状

黑尔斯多夫解释说, 这种性状是砌体单元和砂浆材料性能不匹配所造成的。由于同砖或砌块相比砂浆的强度较低, 因而, 一般来说其弹性模量也较低, 故灰浆的轴向应变和横向应变 (泊松比) 要高于砌体单元的相应值。由于轴向应力趋近于砂浆压碎应力 f'_{j} , 除有约束外, 侧向砂浆膨胀明显增加, 如图 8 a 所示。低弹性模量和高泊松比的组合效应导致了侧向砂浆拉应变有大大超过侧向砌体单元应变的趋向。由于砂浆和砌体单元的界面的磨擦和粘着迫使砂浆和砌体单元的横向应变相等, 使砂浆的侧向压力自动平衡, 从而砌体单元的侧向拉力得以建立 (图 8 b, 8 c)。砂浆中的三轴压应力状态使其使其压碎强度得以提高, 而砌体单元的轴向受压和侧向双轴拉伸的组合使其压碎强度降低并有导致竖向劈裂的趋向。

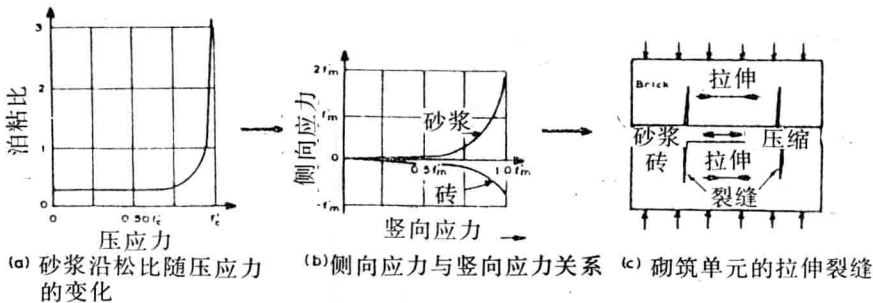


图8 砌筑棱柱体的破坏机制

为了预测图 7 所示的棱柱体的强度, 须有三轴受压力下砂浆的破坏标准, 以及轴向受压和侧向双轴受拉时砌体单元的破坏准则。

对于砂浆及约束混凝土, 其特征可按式计算:

$$f''_j = f'_{j0} + 4.1 f_e \quad (12)$$

式中, f''_j 为侧限抗压强度, f_e 为侧向压应力。黑尔斯多夫对砌体单元提出了一个线性破坏准则, 如图 9 的破坏包线所示。虽然这是对粘土砖砌体提出的, 但假设这种关系同样适用于混凝土砌体, 图 9 所示的准则可用下式表示:

$$\frac{f_x}{f'_{tb}} + \frac{f_y}{f'_{cb}} = 1 \quad (13)$$

式中, f'_{cb} 和 f'_{tb} 分别为单轴受压强度和双轴拉伸强度, 而 f_y 则代表破坏时的轴向压应力, 此时侧向拉应力为 f_x 。

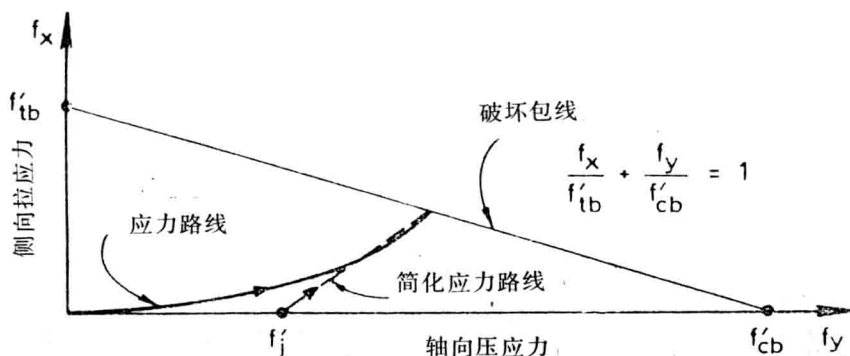


图9 砌体单元的摩尔破坏准则

图9还示出了砌体单元到破坏的应力路线, 及一条简化路线。简化路线忽略了由砂浆和砌体单元之间不同弹性侧向拉应变所引起的应力, 就象和图8 a所示的高砂浆应力时泊松比增加相比并不重要一样。

现在考虑一道灰缝和灰缝上下各一个砌体单元高度一半范围内的砌体单元 (如图10所示) 的平衡要求。

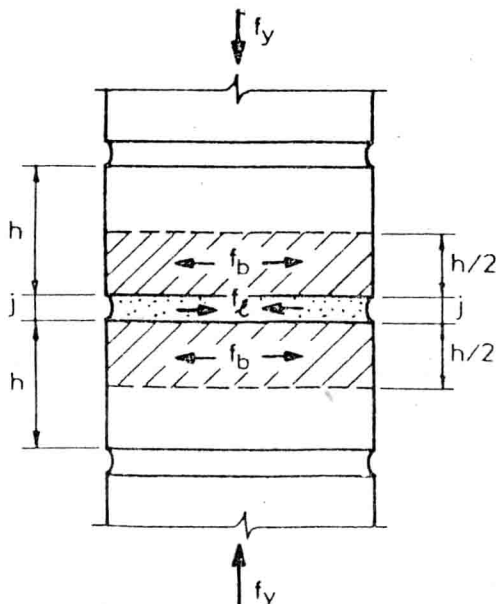


图10 棱柱体中砌体单元和砂浆的横向平衡

根据平衡有：

$$f_e \cdot j = f_b \cdot h \quad (14)$$

式中， f_e 为砂浆中的侧向压力， f_b 为砌体单元中的侧向拉力， j 和 h 分别是砂浆层和砌体单元在轴向的厚度。

根据公式1，破坏时有侧限砂浆强度为：

$$f_y = f'_j + 4.1 f_e$$

将公式14代入得：

$$f_y = f'_j + \frac{4.1h}{j} f_b$$

$$\text{所以：} f_b = \alpha (f_y - f'_j) \quad (15)$$

$$\text{式中 } \alpha = \frac{j}{4.1h}$$

由于 $f_x = f_b$ ，故砌体单元的破坏准则，即公式13，可以表示为：

$$\frac{\alpha(f_y - f'_j)}{f'_{tb}} - \frac{f_y}{f'_{cb}} = 1 \quad (16)$$

解出 f_y 有：

$$f_y = f'_{cb} \frac{f'_{tb} + \alpha f_j}{f'_{tb} + \alpha f'_{cb}} \quad (17)$$

公式17预测了由砌体单元和砂浆组成的棱柱体的轴向破坏应力，此时轴向和横向应力沿截面均匀分布。实际上，沿截面应力是变化的。从边缘处的最小值变到中心处的最大值，而且，公式17过高估计了平均破坏应力。为此，黑尔斯多夫引入了一个应力不均匀系数 U_u 得到最后的公式为：

$$f_y = \frac{f'_{cb}}{U_u} \frac{f'_{tb} + \alpha f_j}{f'_{tb} + \alpha f'_{cb}} \quad (18)$$

一般可接受的 U_u 值是1.5 (11)。

2. 灌浆的棱柱体

对于灌浆的棱柱体，它既不是空心单元砌体，也不是灌浆的空心砌体，壳体强度（砌体单元和砂浆）可以预期是满足公式18的，这里应力 f_y 将用砌体单元的净面积表出。灌浆强度 f'_g 将用孔洞内灌浆的面积表出。哈姆德（Hamid）和卓爱斯多尔（Drysdale）（12）已证明，直接把灌浆强度和壳体强度加起来并不总是合适的。因为两个部分（壳体和灌浆）的峰值应力可能在不同的应变下发生（参见图11）。新西兰关于混凝土砌筑棱柱体的研究表明，壳体内的峰值应力在应变大约为0.0015时产生，而可以料想灌浆能在应变大约为0.002时产生峰值应力，并且在应变为0.0015时达最大棱柱体强度，而灌浆的应力则较低。假设灌浆应力——应变曲线加载部分为常见的抛物线形状，则平均棱柱体破坏应力可按式计算：

$$f'_m = x \cdot f_y + 0.9375 (1 - x) f'_g \quad (19)$$

式中

净壳体面积

$x =$

棱柱体毛面积

灌浆面积

$(1-x) =$

棱柱体毛面积

将公式7代入并采用 $Uu=1.5$ ，则有

$$f'_m = \frac{x f'_{cb}}{1.5} \frac{(f'_{tb} + 2f'_j)}{(f'_{tb} + \alpha f'_{cb})} + 0.9375(1-x)f'_g \quad (20)$$

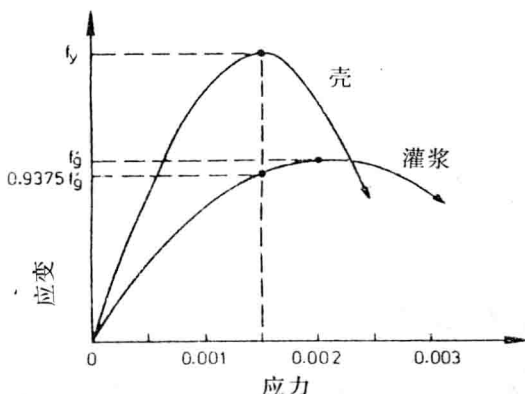


图11 砌壳体和灌浆的应力——应变曲线

3. f'_m 对组元性能的灵敏度

用公式20计算砌体抗压强度需要得知净砌体面积比 x ，砌体单元无侧限抗压强度 f'_{cb} ，砂浆无侧限抗压强度 f'_j ，和灌浆无侧限抗压强度 f'_g ，以及砌体单元双轴抗拉强度 f'_{tb} 。其中， x ， f'_{cb} 和 f'_g 不难求得，但是砂浆强度 f'_j 却有很大的变异性，因为它取决于瓦工的实践经验和手艺。双轴抗拉强度 f'_{tb} 是很不容易测量的。但是，检验公式20说明，对于典型的混凝土砌体， f' 对 f'_{tb} 和 f'_j 均不敏感。这些参数的典型值如下：

净面积比： $x=0.5$

砂浆强度： $f'_j=0.5f'_{cb}$

灌浆强度： $f'_g=0.75f'_{cb}$

标准200mm高单元：

$$\alpha = \frac{j}{4.1h} = \frac{10}{4.1 \times 190} = 0.01284$$

将其代入公式20得：

$$f'_m = 0.333f'_{cb} \frac{\left(\frac{f'_{tb}}{f'_{cb}} + 0.00642 \right)}{\left(\frac{f'_{tb}}{f'_{cb}} + 0.01284 \right)} + 0.352f'_{cb} \quad (21)$$

经验表明，砌体抗拉强度将在下列范围：

$$0.5 \leq \frac{f'_{tb}}{f'_{cb}} \leq 0.2$$

分别把值0.05, 0.1和0.2代入公式10, 依次得出 $f'_m = 0.651f'_{cb}$, $0.666f'_{cb}$ 和 $0.675f'_{cb}$ 。这样 f'_{tb} 增加四倍, f'_m 只增加3.7%。因而比较合理的是采用下列平均值：

$$\frac{f'_{tb}}{f'_{cb}} = 0.1$$

$$f'_{cb}$$

且不视 f'_{tb} 为变量。将其代入公式20, 并取 $\alpha=0.01284$, 得：

$$f'_m = 5.19 \cdot x \cdot (0.1f'_{cb} + 0.0128f'_{cb}) + 0.9375 (1 - x) f'_g \quad (22)$$

与已发表的数据相比, 公式20是一个适合提供理论强度的形式。然而, 值得注意的是, 砂浆强度 f'_m 对砌体强度的影响不大。对于和上例所用的相同的强度比, 公式22表明, 砂浆强度只占 f'_m 值的2.8%。

4. 与实验数据比较

公式22中算得的棱柱体的强度与加拿大和新西兰试验所得的结果的比较示于图12。

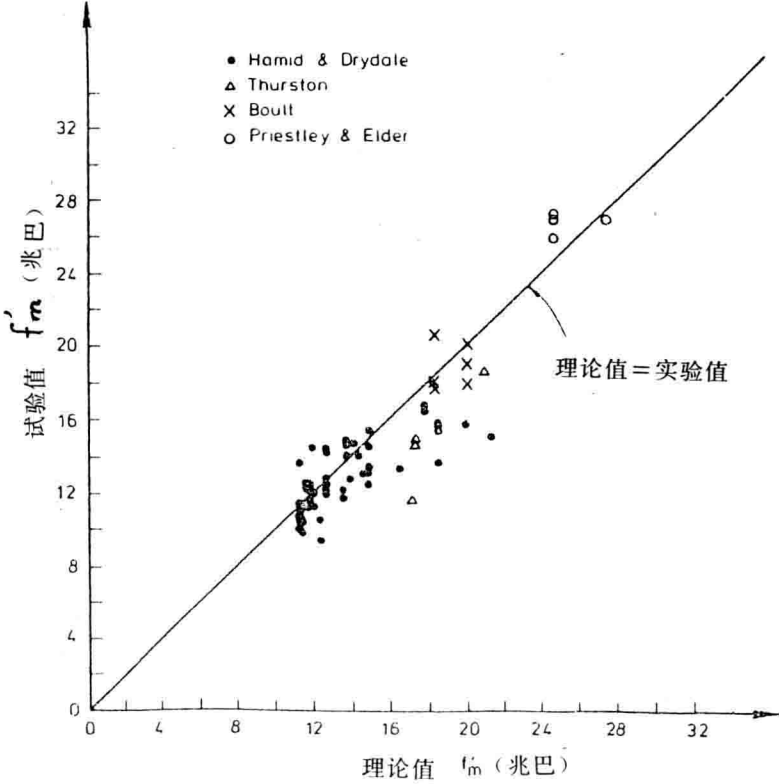


图12 试验及计算（公式22）的棱柱体强度的对比

在图12中可以看到，尽管正如所预料的那样，有很大的离散，但在9—26MPa的范围内，公式22仍然给出了棱柱体强度的很好的平均值。对于公式22，有稍偏高估计加拿大棱柱体强度的趋向。这可能是由于加拿大混凝土砌块形状所引起，该混凝土砌块在侧边底部有锐角斜削截面，如图13所示。已经证明，灌浆拱作用增加趋向容易导致灌浆拱下面发生收缩裂缝。这就明显地减少了公式22中灌浆部分的整体性和强度。

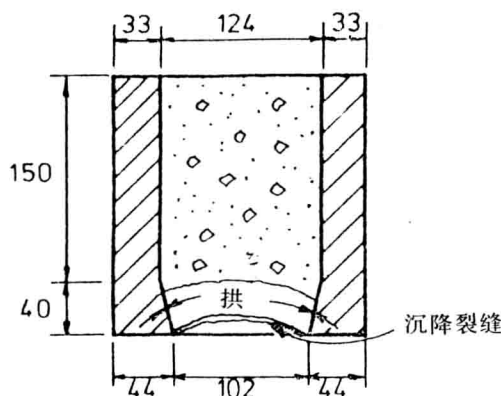


图13 典型加拿大190毫米砌块，示出沉降裂缝

这样， f'_{tb} 增加四倍， f'_m 只增加3.7%。因而比较合理的是采用下列平均值：
$$\frac{f'_{tb}}{f'_{cb}} = 0.1$$

可以预期，从圆柱体试验测得的灌浆强度 f'_g 可能会低估棱柱体的灌浆强度，因为混凝土砌块吸水造成灌浆的水灰比减少。虽然在试验结果中看不到明显的强度增加迹象，可是由沉降裂缝造成的灌浆强度补偿折减却可能发生。如果这样的话，在灌浆中用膨胀外加剂来消除沉降裂缝能使强度超过公式22所给的值。然而，实际上砌块吸水程度可能变化很大，因为在灌浆时具体搅拌方法和时间长短不尽一样，此外，变幻的气候条件（砌块的湿度）也对此有影响。所以，为估算有膨胀外加剂灌浆棱柱体强度不应在公式22中作任何增大。

5. 建议的 f'_m 设计公式

虽然从计算结果和已发表的棱柱体试验结果对比来看，公式22是合适的，但对设计并非特别合适，因为合适的 f'_j 值，即砂浆抗压强度存在不确定性。虽然在新西兰规范里规定了 f'_j 的最小值等于12MPa，但研究指出，实际上可能会出现很低的值。然而，如上所述， f'_m 的表达式对于 f'_j 的实际值是相当不灵敏的。因此建议， f'_j 可以从公式20中删去。这样会使计算结果稍偏于安全，一般约在2~5%之间。还可以进一步建议在设计公式中引入一个强度折减系数，以考虑图12中实验结果的离散。根据上述考虑并对数字作四舍五入可得：

$$f'_m = \Phi (0.59 \times f'_{cb} + 0.90 (1 - x) f'_g) \quad (23)$$

对于 $\Phi = 1.0$ 和 $\Phi = 0.75$ ，图14对公式23的简化设计公式和图12的同样的实验数据做了比较。一般认为， $\Phi = 0.75$ 是适用的强度折减系数，因为它能有效地提供实验数据的下限。值得注意的是将 $x = 0.55$ （一般为190mm宽的混凝土砌块），规范的最小值 $f'_{cb} = 12\text{MPa}$ 和 $f'_g = 17.5\text{MPa}$ ，代入公式23，并取 $\Phi = 0.75$ ，则给 f'_m 的设计值， $f'_m = 8.2\text{MPa}$ 。这和新西兰砌体设计规范对A级砌体不经棱柱体试验所要求的8 MPa值甚为符合。

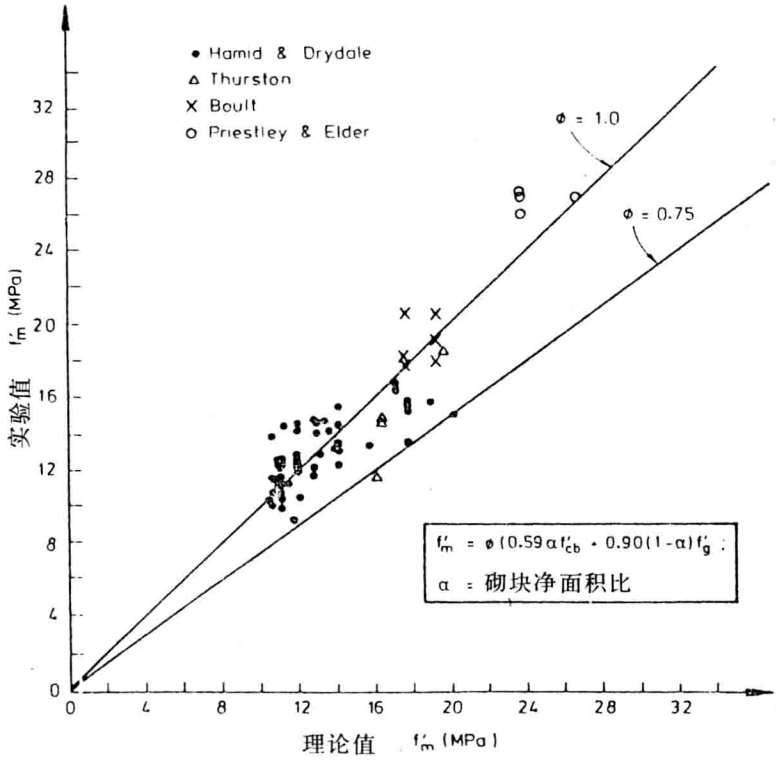


图14 用设计公式23算出的值与测得的棱柱体强度对比

必须强调公式23只适用于混凝土砌体，砌块高为190mm，砂浆层厚为10mm。对于其它情况，应用一般形式，即公式20。但是， $f'_{tb} / f'_{cb} = 0.1$ 的简单假设仍然是可以用的。

（二）应力——应变曲线的形状

为能计算砌体结构的极限强度，特别是其非弹性地震反应，必须得知受压砌体完整的应力——应变特性的详细资料。砌体抗压强度很明显是重要的，但实际上没有临界应变参数重要。临界应变参数包括最大应力时的应变，最大应力到达后应力——应变曲线下降肢的斜率以及“极限”压应变等。这些参数之所以重要，是因为计算极限挠曲强度时的钢筋应变（因而也就是用应变相容法时的应力）要用到这些参数。这些参数还将控制极限曲率和最大延性（砌体抗震构件可以达到，且受压区没有破坏或挠曲承载能力没有过大的降低）。

根据弹性设计原理，砌体结构一向是按限定的应力水平设计，所以，设计者只对砌体受压参数感兴趣，就是对抗压碎强度 f'_m 和初始切线弹性模量 E_m 感兴趣，而很少注意测量极限强度设计所必须的参数。据笔者所知，对于极限应变，在下降肢特性及砌体受压时加载速度的影响方面，现有资料甚少。

本讲的以下叙述是我们大学所做的试验项目，藉以提供有关配筋砌体剪力墙抗震性能的资料。

1. 棱柱体试验项目

研究的参数试验系对五皮棱柱体进行，该棱柱体由一皮整砌块和两皮半砌块交替砌筑而成的灌浆混凝土砌体。对下述变量进行了研究：

砌体单元厚度 研究对不同厚度墙不同灌浆面积与砌体面积之比的影响，棱柱体由140mm和190mm两种砌块砌成。图15示基本棱柱体尺寸及面积比。总共做了六个290mm棱柱体和15个140mm棱柱体试验。

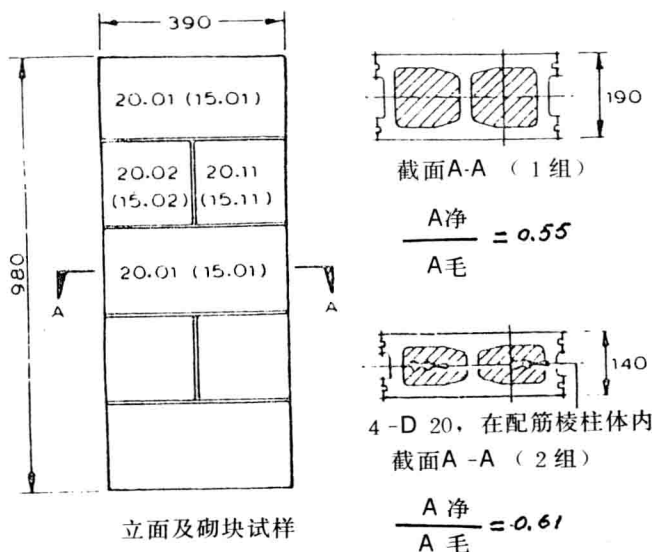


图15 棱柱体尺寸

加载速度 用两个同样的棱柱体试验研究了加载速度的影响，一个应变速度低，为0.000005/秒；另一个应变速度高，为0.005—0.006/秒。前者约在试验开始后400秒达峰值应变，后者约在试验开始后0.4秒达峰值应变。因此，可以认为高应变速度试验代表了地震作用下预期的条件。

孔洞钢筋 如果孔洞有钢筋，而且在砌筑壳体开始竖向劈裂时就已经受压屈服，则砌块能限制钢筋侧向压曲，更形成砌块的失稳，并且产生造成更为脆性的破坏模式。为研究这个问题，6个140mm棱柱体每孔配置了二个D20，275号钢筋（变形钢筋，20mm直径， $f_y = 275\text{MPa}$ ），在每个孔里模拟一根D20钢筋叠接。

约束板 用普通箍筋或螺旋箍筋约束钢筋混凝土截面，可以提高混凝土的强度和延性。作者已建议在灰缝内放置不锈钢约束板以起到类似的作用，并且已经证明，在墙体每端的受压区内放置上述约束板可使砖砌剪力墙试件的性能大为提高。

对于有约束板的混凝土砌筑棱柱体的应力—应变特性，尚无现成资料可用。因此，对9个140mm每道灰缝内均有约束板的棱柱体作了试验。约束板是由3.1mm厚304型不锈钢制