

# 区域稳定性与地震

刘 国 昌

( 长春地质学院 )

## 一、前 言

区域稳定性是指一个地区的地壳是否有正在产生的差异性升降,水平错动,火山活动,断裂活动,特别是剧烈活动足以引起地震发生和邻区可能发生的地震等地壳活动以及由于地震引起的区域性物理地质作用,如断裂活动、岩崩、滑坡、砂土液化、粘土塑流、地面不均匀沉降等对地区安全的影响程度。

很显然,影响区域稳定的因素很多,有地貌,地层岩性,地质构造,新构造活动以及地震等,而主要的因素则为地震。所以研究区域稳定必须重点研究地震,不过从区域稳定研究地震主要立足于工程建筑的设计,设防而研究的方法又立足于地质。因我国地震主要是构造地震且多属浅震,故又主要抓构造地震及浅震。

本文试以地质力学的观点、方法来分析区域稳定。中心是抓活动构造体系、断裂特别是现在的构造应力场。这对搞区域稳定具有战略上的意义。不当之处,尚希指正!

## 二、区域稳定性分析

### 1. 构造的历史分析

对一个地区的稳定分析,首先分析区内各种类型的构造体系及其复合关系,并结合区域地质,确定其发生、发展时期,从中找出最新发生的或直到现在还

在活动的构造体系,因为,一般地,它们活动能力较大,往往引起地震。看一个构造体系是否活动,主要是看它的各个组成成分的活动情况。因为一个构造体系是在一定构造应力场作用下形成,如新期构造应力场与原始相同,则体系全部可有不同程度的活动,如与原始不同,则可能仅部分活动。所以发现一个构造体系部分活动后,还非常必要进一步确定新期活动的构造应力场。这就是说,在一个地区,一方面要找出活动的构造体系、断裂,另一方面,也是更重要的方面,要找出活动的构造应力场。有了它,我们也就更可准确地论证一个地区各个构造体系、断裂的活动情况及应力易于集中而易于发震的地点。

地质力学认为,构造应力场的产生与确定主要是和地球自转速度的变化相关的;地震资料说明:快时,出现的构造应力场在我国北部属东西向、河西系构造,西南部属南北向,藏滇歹字型构造;慢时,属新华夏系、华夏系的。

### 2. 可能发震构造的分析

从构造体系(图1)来看,过去发震的多属山字型、新华夏系、歹字型等扭动构造型式,即使南北向,东西向构造发震,也主要集中在其扭性结构面。推其原因:第一,构造力以水平力为主,在岩性不均一的情况下易引起力偶,产生扭动构造;第二,所有扭动构造形成时,其断裂都带扭,因而对剪力来说,易于活动,何况岩体的残余抗剪强度远低于其抗压强度。但一个体系也往往不是到处发震。发震部位:第一,往往是原来体系受力最大,破坏最剧烈的地方周围,

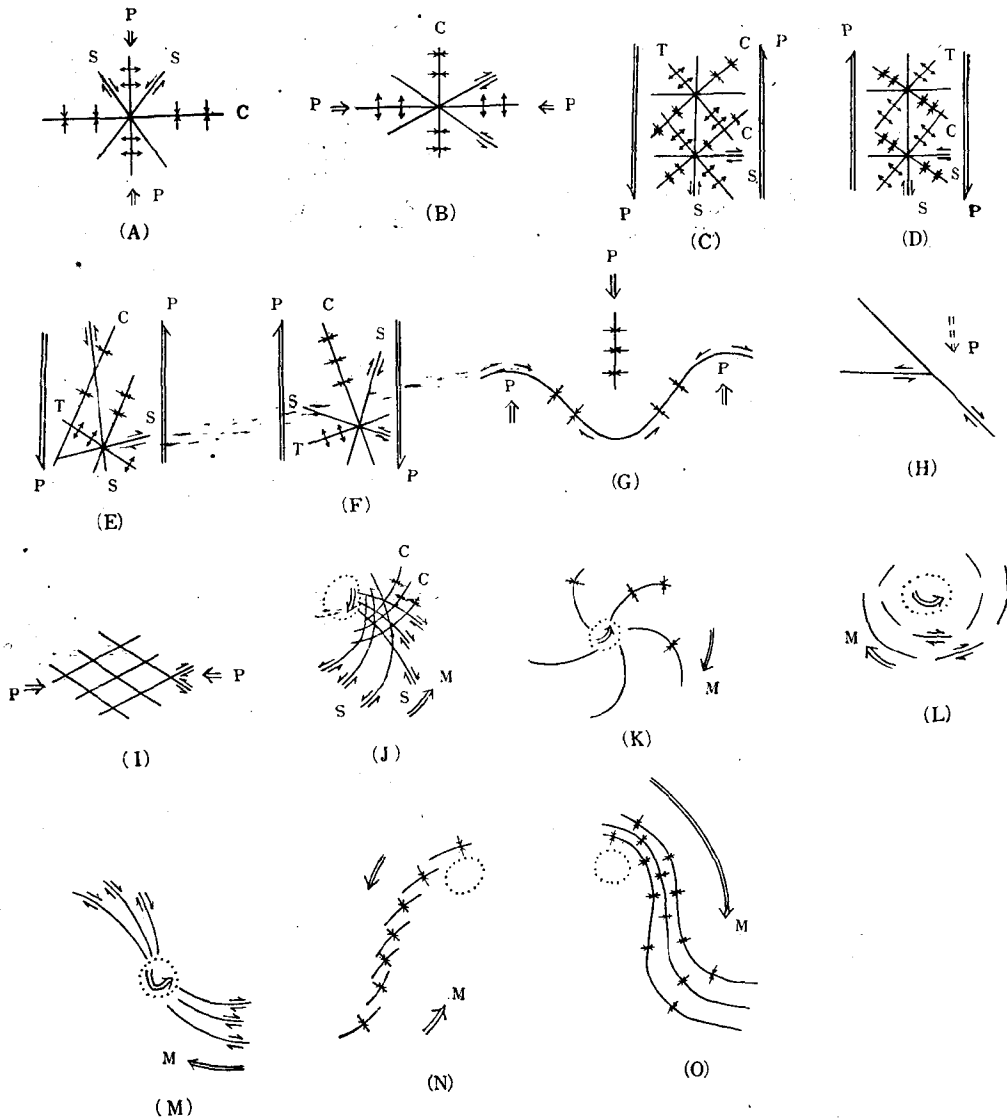


图 1 构造体系的型式

(A)—东西向构造体系；(B)—南北向构造体系；(C)—华夏构造体系；(D)—北北向构造体系；(E)—新华夏构造体系；(F)—河西系构造体系；(G)—山字型构造体系；(H)—入字型构造；(I)—棋盘格式构造；(J)—帚状构造；(K)—涡轮状构造；(L)—莲花状构造；(M)—反“S”型构造；(N)—“S”型构造；(O) 歹字型构造。C—压性结构面； $\rightarrow$ —压应力；T—张性结构面； $\leftarrow$ —张应力；S—扭性结构面； $\rightleftharpoons$ —扭性结构面相对扭动方向；P—外力； $\odot$ —砥柱或旋涡

因为在这些部位后期应力易于集中，如山字型构造的前弧弧顶、反射弧弧顶和脊柱的中后部及歹字型构造头部砥柱周边；第二，特别是两种或两种以上活动体系复合部位（图 2）。尤其是斜接、反接、牵就部位，因为在复合部位应力也易于集中。所以作区域稳定调查时，要重点鉴别扭动构造体系及构造复合部位。

单从发震断裂来看，根据总结，有如下认识，发

震断裂是与它的活动情况，力学性质及特征，规模、与其它断裂复合部位及所穿岩性有关的。发震断裂活动性较大部位易震。

发震断裂由多而少的顺序为：压性（包括扭压性）> 扭性（包括压扭及张扭）张性（包括扭张）。

发震断裂多在断裂分叉，由宽变窄，犬牙交错，弧形转变，倾斜相反，两端等部位（剖面上也应如此），

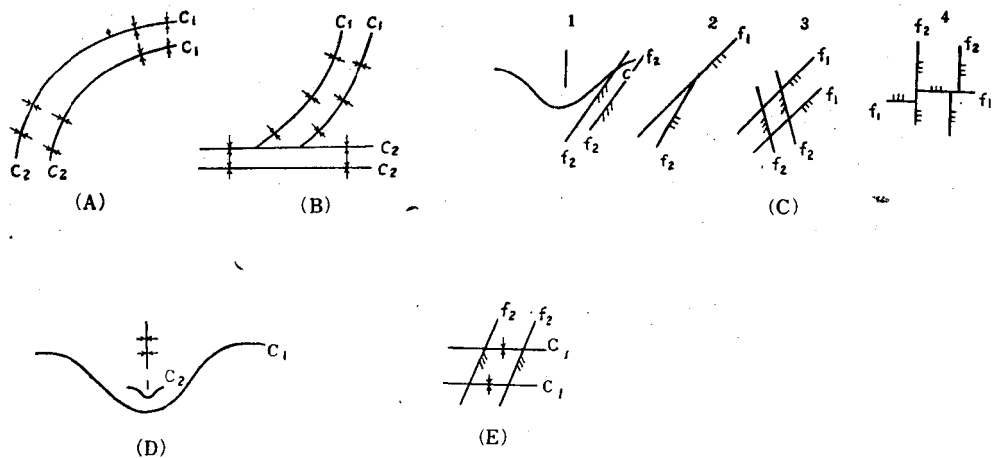


图 2 构造体系的复合

(A)—联合 新华夏系与东西向构造的联合；(B)—牵就 新华夏系牵就东西向构造；(C)—交接 1.重接 新华夏系与山字型构造前弧西翼重接；2.斜接 新华夏系与华夏系斜接；3.反接 河西系与华夏系反接；4.截接 南北向构造与东西向构造截接；(D)—包容 山字型构造包容其他山字型构造；(E)—重叠 新华夏系与东西向构造重叠； $f_1$ 、 $f_2$  不同体系的压性断裂； $C_1$ 、 $C_2$  不同体系的褶皱。

这是在不受其他构造干扰的情况下，应力易于集中部位。且一般倾斜较陡，在  $60^\circ$  以上，可能因这样在断裂面上自重应力变小，抗剪强度变低，且易受水平力作用而扭动。

发震断裂多在与其它断裂特别是活动断裂斜接、反接部位及斜列交错部位，这也是应力易于集中部位。

发震断裂一般较长较深，平面上一般在 100 公里以上，深可达地壳底部。这样受力范围较大，受深部物质运动影响也较大。

岩体的力学属性也是影响地震及震级强弱的重要因素；弹性高的易于以弹性变形而储存应力，塑性大的因塑性变形而释放应力。

据此，对发震断裂的确定，首先测定其活动性及力学性质、特征、规模、然后找它与其它断裂的复合部位和型式，最后岩性也不容忽视。

### 3. 控震构造及震中迁移

讲这个问题是为了阐明地震规律及周围发震，本区在一定时间，一定地点有无反震可能。

根据我国地震记录看，有时构造体系控震，即一个体系各个成分都发震，如广

东河源地震是新华夏系控震，这是当构造应力场与其原应力场相同时；当构造应力场与其原应力场不同时，也可发震，如唐山发震的构造体系原属华夏系而发震的构造应力场则属河西系。显然，与其说是构造体系控震，莫如说是那个体系的构造应力场控震，更抓住了地震的本质。但需指出，一个发震的构造体系应力场往往受不属于它的构造体系的严重影响。如阴山以南新华夏系或河西系的构造应力场受东西向构造体系的影响。

一个地方强震之后，由于地震热能需要相当时间释放，岩石破碎也需要相当时间固结，因而应力不能短期集中，故原地再次强震不大可能。但地球总是在转动，构造应力总在活动，此处不能集中，它就要在

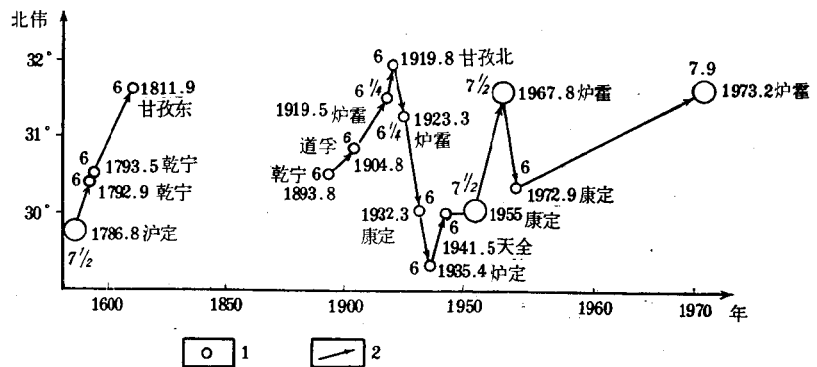


图 3 震中的迁移

1—震中及震级；2—箭头指震中迁移方向

它处集中，或换言之，应力重新分配，当集中到大于岩体强度时又发生地震，所以震中迁移实质上是应力集中点的迁移的反映。

据历史统计，震中迁移有几种方式：在一个体系的一条断裂上的迁移，如属于南北向构造的四川鲜水河断裂上反复迁移（图 3），这是由于应力场相同；

在同一体系的不同断裂上的迁移，如在属新华夏系几条平行断裂上的迁移（图 4）由河北邢台而河间而渤海而辽宁海城，这也就是在相同应力场下产生；由一个体系到另一个体系，如 1885 年—1889 年在武都灵武间，1850—1852 在武山中卫间新华夏系上地震，越过陇西系，1920 年迁移到陇西系上，海源地震（图 5），这是由于应力场的转变所致。

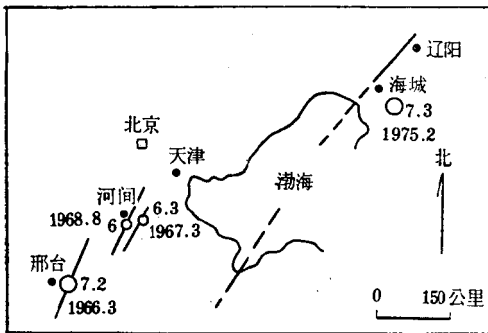


图 4 震中的迁移

1—发震断裂；2—震中及震级

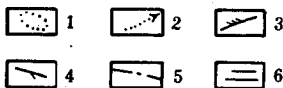
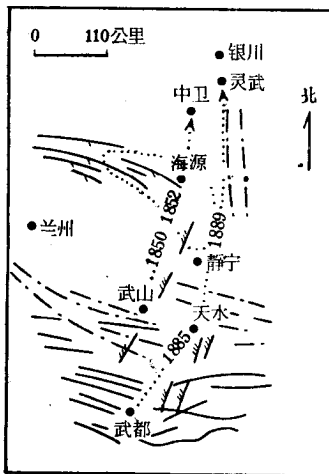


图 5 震中迁移

1—1920 年地震区；2—震中迁移路线；3—新华夏系；4—陇西系；5—祁吕山字型；6—东西向构造

至于是否向所谓空白区迁移，则首先看空白区中是否有断裂，而断裂又是否属于外围发震体系而定，如有并属周围发震体系，则空白区有可能发震，如 1830 年 6 月 12 日磁县 7.5 级地震就发生在前 50 年具有与周围发震相同的新华夏系的空白区。所以可以分析在一定构造应力场作用下的活动的构造体系的基础上入手，不能说空白区将来一律发震。

#### 4. 地震三要素的预测

从工程建设需要，可能发震震中，震级和时间三要素需要预测。这个问题也确实是目前单靠地质来解决的困难问题，但如能掌握一个地区地震规律后，解决这一问题还是有可能的。

发震震中 活动构造体系、断裂及构造应力场确定后，即可从这种应力场作用下的区域地质，特别是构造来看，找出应力易于集中的特定部位，再用应力测量予以证实。则此应力集中部位即可能是将来发震震中。再则，具有发震构造但历史上还未释放多少能量的地点有可能首先发震。

震级 可从历史地震调查入手，但其最大强度也只能作为今后地震强度的参考而不能作为极限，因为地壳运动总是辩证地进行着。一般地，断裂活动性大的，特别是长期活动的，震级较高，但蠕变者不在此例；小震集中地点有可能发生大震，历史空白区震级也较高。还可应用在应力场相同，岩石力学性质相似、构造、复合相似的条件下的震级比拟法加以预估。也还可用我们已有的积累应力的断裂长度与震级关系的经验公式加以估计 ( $M = 3.3 + 2.1 \lg L$ )。

时间 为了适应建设使用年限的要求，这一更难解决的问题急待研究，可以两方面入手：一是研究在某种构造应力场作用下一个体系或断裂过去地震的时空分布及强震迁移序列；一是需要把随地球自转速度变化的构造应力场的变化规律摸清。这就需从天文上探索前者变化的周期性规律，迄今只有从 1820 年的准确记录，仅就现有资料来看，似有每 70 年左右一个周期的迹象。但由于这种变化有快中有慢，慢中有快的现象，故这样判断长期构造应力场仅有战略上的意义，坚持现场长期的应力测量才具有战术上的意义。当然地震部门还有一些方法可供参考。

### 三、地震效应

这里要说的是由于地震诱发的对地区稳定性足以严重影响的一些物理地质现象。

1. 断裂活动 由于断裂活动而引起地震这是发震断裂的事，这里不谈。这里要谈的是由于震波影

响而诱发的断裂活动。它不会发震是由于没有积蓄能量或积蓄较少。这个活动迹象有时能直接看到，但主要从第四系中发生的低序次裂隙来鉴别。断裂活动的型式由原断裂的型式，断裂与震中相对方位，震波的压缩和膨胀来定。如唐山地震中，在其东南百公里的Ⅶ°(指我国改进的M-C-S制)区中的乐亭发生的王滩N50°W的右列为主的地裂带，即由NW来的纵波压缩时，使隐伏NW向断裂顺扭，因而产生右列地裂；膨胀时使其反扭，因而产生左列地裂。在唐山震中或滦县震中区的东北方向的Ⅷ°区中卢龙桃源断裂多受纵波的压缩波影响而顺扭，因而在隐伏部分上的第四系中多产生右列地裂。在唐山震中之南的Ⅷ°区中丰南西河村沿近东西向的隐伏断裂在唐山地震时产生长20公里，宽0.5公里的陷落带，显系纵波的膨胀作用于此断裂上使其北盘下落的结果。从此可见，断裂诱发活动从Ⅷ°区开始，大量在Ⅶ°以上地区，但也不是所有断裂都可诱发活动。这主要由于区域应力场及震波应力场叠加在断裂上的结果所决定。这就提醒我们在选址时应考虑在Ⅷ°区断裂有可能诱发活动。

2. 岩崩、滑坡 岩崩多发生在陡峻山坡上的多裂隙岩层或岩体中，滑坡多发生在陡峻山坡上层状岩层，特别是具有软弱结构面的岩层中以及厚度较大的松散堆积物与基岩接触面上。但在地震时，由于震动使岩块失稳而崩塌；减低裂隙面、软弱结构面、岩土接触面的抗剪强度而易发生滑坡。除个别发生在Ⅶ°区外，大量在Ⅷ°以上地区。

3. 砂土液化 在自然条件下，砂土液化与土密实程度、土颗粒级配、胶结程度、孔隙水压力等有关，特别是密实程度与孔隙水压力；但在地震条件下产生剪应力。在此作用下，砂层密实程度在大于临界孔隙比者变小，孔隙水压力增大，尤其是在封闭条件之下；在小于临界孔隙比者变大，孔隙水压力减小，在地下水埋深较浅时，埋深较浅的砂层更易液化，特别是处于前一情况者。根据我国多处统计资料表明，在Ⅷ°以上地区符合表1所列指标值，砂土易液化。如结构松散(D>0.3)时，地下水埋深又<2米，又直接出露地表，在Ⅵ—Ⅶ°区，也可发生液化。

4. 粘土塑流 在自然条件下，粘土含水量大于液限时即流动，但在地震震动条件下，由于发生触变，强度迅速降低，更易流动。在我国条件下，粘土符合表2情况，在烈度超过Ⅷ°时即易塑流。

5. 地面沉降 在Ⅷ°以上区中，由于砂土液化，粘土塑流均可引起局部地面沉降，但发震断裂活动及诱发的断裂活动都可引起较大范围内的地面沉降，如

表 1

颗粒级配	有效粒径 $d_{10}$ (毫米)	0.5—0.05
	不均匀系数 $\frac{d_{60}}{d_{10}}$	$\leq 5$
密实程度	相对密度D	$\leq 0.5$
	干容重 $\gamma_d$ (克/平方厘米)	$\leq 1.4$
	标准贯入击数N	$< 10$
	孔隙度 $n$ (%)	$> 45$
岩石厚度 (米)		一般 $< 2$
埋藏深度	岩层埋深 (米)	$< 5$
	地下水埋深 (米)	$< 5$

表 2

液限 $w_L$	$> \omega$
孔隙比 $e$	$> 1.0$
干容重 $\gamma_d$ (克/立方厘米)	$> 1.5$
标准贯入击数N	$< 5$
承载力P (公斤/平方厘米)	$< 0.5$
地下水埋深 (米)	$< 5$
土层埋深 (米)	$< 10$
土层厚度 (米)	$> 10$

1966年邢台地震(M=7.2)发震断裂上盘显著下降，非发震断裂如前述丰南西河村的不均匀沉降，这在过去比较少见。

从上述现象与烈度关系看，大半在Ⅷ°以上地区。故从这方面看，应从Ⅷ°设防为宜。

#### 四、烈度衰减规律及影响 烈度对本区稳定影响

烈度是根据建筑受害程度而圈定的。在发震断裂的一定方位，烈度衰减的主要因素有地貌、地质条件、地下水位高低和建筑自震周期与震波比。一般来说，孤立山丘，山梁顶部，当高出平地30—50米时，山顶烈度高出平地0.5—2°，这是山顶震动持续时间长，放大效应显著。岩基与土基差别较大，可相差2—3°，因在土中震波发生滤波及放大作用和多次反射，折射作用。沿断裂线烈度每较两侧为高，可相差0.5—1°，

这是由于断裂为能源地。地下水位高的比低的烈度大，在埋深 < 5 米时，可相差 1°。建筑自振周期与地震波周期相差不大者烈度高。对大区烈度影响者有构造、震级、震源深度、发震断裂的错开长度、速度、震波震幅大小、地震持续时间长短、震波周期大小等，而突出的是构造因素，构造使界质成为不均匀，各向异性。在层面、断面的反射、折射、吸收作用下，烈度在垂直它们方向衰减快，平行方向衰减慢。同时，不同体系也有不同影响，与发震相同体系由于所受区域应力场相同，震波应力与区域应力场叠加，往往引起共震；不同体系则往往发生乱反射而降低烈度。至于地震加速度因其受很多因素影响，且与烈度无固定关系，故暂不用以评价烈度衰减规律。研究烈度衰减，考虑一下影响等震线的因素是有必要的。

根据我国一些地震等震线的初步观察得出：

1. 最内区等震线的长轴多数与发震断裂走向一致，一般长短轴之比为 5:1，个别达 17:1，如通海地震向外等震线的长度与宽度增长的比值较慢，到 VI° 度区接近相等。显示发震断裂的错开长度的影响，愈来愈小。

2. 等震线都不是圆滑的椭圆形，少数地震呈长轴一致的变偏心率的椭圆。而且对称于发震断裂，显示发震断裂主要以扭性结构面来活动。如炉霍地震（图 6）。

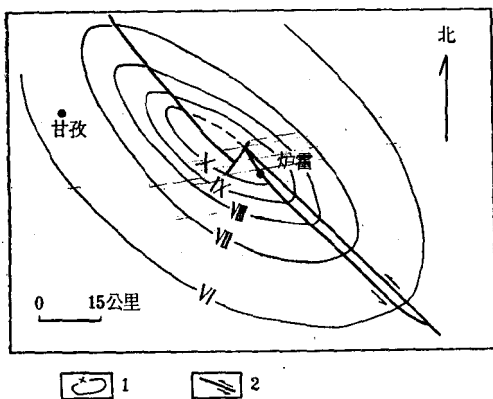


图 6 示 1973 年 2 月 1 日炉霍地震等震线  
1—等震线；2—发震断裂

3. 离发震断裂愈远可能深部构造对等震线的影响愈大。如海城、唐山地震。两地深部构造均为东西向，发震断裂为 NE—NNE 向。所以极震区为 NE 向的椭圆，向外逐渐变为大致东西延长的椭圆（图 7）。

4. 一般认为，等震线间距在断裂倾斜方向为大，反映断层产状对等震线影响。作者认为这种情况只见于地震时按张性断裂活动者，如 1556 年陕西华县地震

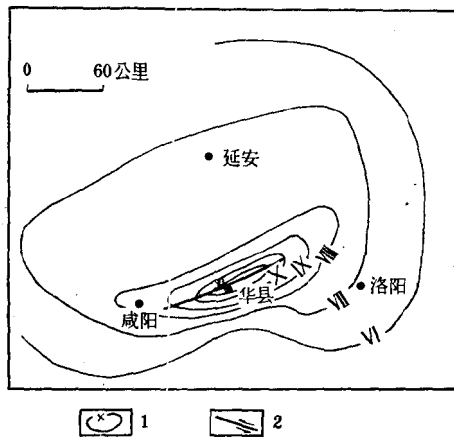


图 7 示 1556 年华县地震等震线  
1—等震线；2—发震断裂

（图 7）。对地震时，挤压性断裂活动者相反，如唐山地震及海城地震（图 8）因一般地张性断裂下盘为主动盘，压性断裂上盘为主动盘，主动盘总是活动性较大，破坏较烈，因而对震波的传递引起较大阻力，消能较快等震线应紧密。

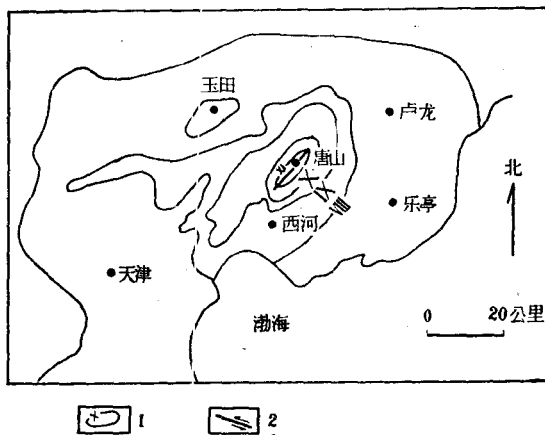


图 8 示 1976 年 7 月 28 日唐山地震等震线  
1—等震线；2—发震断裂

5. 震源深度愈大，极震区烈度愈低，等震线间距愈大。

以上显示，发震断裂倾向、错动长度、发震时活动方式，深部构造、震源深浅对等震线的形状即烈度衰减都有影响，故在研究一地区烈度衰减时，这些都应考虑。但过去计算烈度衰减往往按点圆模型。等震线为同心圆计算。
$$I = \frac{M - 1.5}{0.58} - 2 \text{Sig} \frac{R}{H}$$
 其中 I—影响烈度。M—震级，S—衰减系数，R—本区与邻

区距离， $H$ —震源深度）。显然对此考虑不足，因而与实际情况不符。最近也有人主张用变偏心率椭圆计算  $[I_{i(r,\theta)} = I_0 - d_3 \ln \gamma (1 - \text{licos } \theta) - d_1]$ ，其中  $I_{i(r,\theta)}$ —影响烈度， $I_0$ —震中烈度， $d_3$ —衰减系数， $d_1$ —常数， $\gamma$ —椭圆矢径， $I_i$ —等震线的椭圆的偏心率。但除少数（扭性）与实际情况比较相符外，大部分仍不相符合，其原因也仍是考虑地质情况较少，特别是深部构造。作者认为烈度衰减首先考虑构造情况（包括区域性的），同时也参照小区变化，对上述公式计算结果加以校核。

因此，考虑邻区地震对本区稳定影响的影响烈度时，应首先研究两区间的构造情况，弄清构造体系的分布及从构造来看的两区相对方位关系，发震断裂的力学性质，原始的及活动时，该断裂在发震时应力场所属构造体系及其活动方式，本区有无与发震断裂相同断裂以及发展体系应力场对本区断裂的影响，有无可能“共震”。

## 五、稳定分区

从地质力学角度出发，建议按稳定程度分为最不稳定 次不稳定（包括稳定较差）稳定三等 再按地区规模自大而小，分为地区、地带、地段、地点四级。

地区：主要按活动体系存在与否划分，同时考虑前述地震效应有无及严重程度。

地带：按一个体系各部的活动程度划分。

三级为地段，按一个带的活动程度主要从断裂活动程度划分。

四级为地点，按一个断裂的活动程度划分。需指出这里所谓点仍然是一个小面积。

这样便相对的把区域由大而小分成地区、地带、地段、地点如表 3。

这样也就辩证地在不稳定地区选出稳定地点为社

表 3

地 区	地 带	地 段	地 点	备 注
最不稳定地区	最不稳定地带	最不稳定地段	最不稳定地点	烈度可能 X°，有砂土液化问题
			次不稳定地点	影响烈度 VIII°，有滑坡问题
			稳定地点	
	次不稳定地带	次不稳定地段	次不稳定地点	
			稳定地点	
			稳定地点	
	稳定地带	稳定地段	次不稳定地点	
			稳定地点	
			稳定地点	
次不稳定地区 (稳定较差地区)	次不稳定地带	次不稳定地段	次不稳定地点	
			稳定地点	
	稳定地带	稳定地段		
稳定地区	稳定地带	稳定地段	次不稳定地点	
			稳定地点	

（上接第 22 页）

## 六、结 论

根据上述分析和观测结果，得出如下结论：

1. 井点在砂土和粘性土中的作用机理不尽相同。对砂土，井点的作用是减少渗流力对稳定不利的影响，对粘性土，井点使土出现一个附加的固结过程，只要粘性土的渗透系数不小于  $1 \times 10^{-6}$  厘米 / 秒。井点

效果显著。

2. 测定有效强度指标试验中，应当模拟实有的应力变化。这样可得出比较符合实际的指标。对开挖工程，将土坡断面划为卸荷和非卸荷两区，采用各自的强度指标进行稳定分析是合适的。

3. 施工程序对边坡稳定有影响，先打井点，让井点运转一段时间后再进行开挖的施工安排比较合理。

4. 对淤泥质粘土和淤泥，在井点停止运转后，为什么强度仍有增长 这点有待今后进一步观测研究。

# 岩体结构的分类及其质量系数的确定

谷德振

黄鼎成

(中国科学院地质研究所)

岩体在其生成和发展的历史过程中,各种地质作用都在岩体结构及其特性上留下痕迹,而且在整个地质历史中,岩体的变形和演化往往表现为地质作用的继承性;今天在工程作用下岩体的变化趋势,不仅决定于作用力的特点,而且取决于岩体的内在条件即岩体的结构和特性。也就是说岩体受力后变形、破坏的可能性、方式和规模是受其内在结构所制约,与作用力的方向、大小、性质以及所持续的时间有关系。所以,对岩体结构及其特性的研究是掌握工程岩体变形、破坏规律的基础和依据。本文根据岩体中结构面和结构体的不同特性,以及它们之间相互排列组合的不同特征,对岩体的结构及其特性进行分类研究。同时,分析了控制岩体结构和特性的内在因素,并依此提出衡量岩体质量优劣的指标。

## 一、岩体结构及其基本类型的划分

由于岩体组成物质的差异性和岩体中各种成因类型不同规模、不同性质的结构面的发育状况的不同,岩体表现为明显的不均一性、各向异性和不连续性,从而也造成了岩体中应力分布状态的复杂性。然而岩体的这些物理特性正是岩体内在结构的反映,或者说岩体结构是岩体特性的决定因素。

岩体结构特征取决于岩体中各种结构面的特性及其相互组合的特征,或者说决定于结构面和结构体的特性以及它们间相互排列组合的特征。所谓结构面是指岩体中各种地质界面,它包括物质分界面及不连续面。是在地质发展的历史中,在岩体内形成的具有不同方向、不同规模、不同形态以及不同特性的面、缝、层、带状的地质界面,如干净的层理、劈理、节理其两侧岩块呈刚性接触谓之面;由各种软弱物质所充填的不同成因的节理裂隙统称之缝;原生的有一定延续范围的软弱夹层谓之层;而带包括各种成因不同规模

的破碎带。后三者往往统称为软弱结构面。

随着这些结构面的规模不同,特性的差异它们在岩体稳定性中所起的作用亦有所不同,因而对它们的研究必须分级进行,见表 1。

对结构面的几何形态、结合状态、组成物质、两侧岩性的差异性以及结构面的延展性、空间分布和密集程度的深入研究,是认识岩体特性的基础(见许兵等《岩体结构特性及其对岩体稳定的影响》一文的论述)。特别是对 II、III 级软弱结构面特性的研究,对岩体稳定分析具有更重要的现实意义。然而,岩体中大量地存在的是 IV 级结构面。客观表明,随着 II、III、IV 级,尤其 IV 级结构面在岩体中发育情况的不同,岩体存在着明显的工程地质性质的分段性。

所谓结构体就是由各级结构面所包围的断块体、块体集合体、块体以及岩块,见表 1。对结构体的坚强性、形态、规模以及所处方位的研究,同样是认识岩体特性不可忽视的一个侧面。

实际表明,岩体就是由结构面和结构体二个单元所组成的。岩体结构基本类型的划分,主要是依据结构面尤其 IV 级结构面和岩块的特性以及它们之间排列组合的特征进行的。分类的简单情况列于表 2 及表 3。

应该指出,这个基本分类仅限于坚硬、半坚硬岩层,对于软岩及特殊岩类须另行评价。而表 1 所述的 III 级结构体(即块体)或组合块体(由数个块体组合而成的)的稳定性分析是普遍而又重要的。由于 II、III 级结构面在所划分的各类结构岩体中均有存在的可能,因此在这些岩体中都有可能存在可能失稳的块体或组合块体,尤其于 I<sub>2</sub>、II、III<sub>1</sub>、III<sub>2</sub> 类岩体中。

I<sub>1</sub> 类岩体完整存在可能性小,而 III<sub>3</sub> 类岩体中 II、III 级结构面虽然是纵横交错,但它只是在变形的初始阶段起控制作用。如果说表 2、3 所讨论的结构分类是划分岩体结构的基本类型,那么由 II、III 级软弱结构面及其所切割块体所组成的山体结构,也可以认为是特殊类型。实际上它们是从不同级别角度来讨论岩体结构问题。

## 二、岩体质量系数的确定

上述岩体结构分类研究表明,影响岩体特性的控制性内在因素是:岩体的完整性、结构面的抗剪特性以及岩块的坚强性。正是这三个主要因素的变化构成了各类结构岩体的不同特性。作者初步认为这三个因素的综合指标,能够反映岩体特性及其本质的优劣,并依其予测岩体变形、破坏的趋势进而确定应采取的处理措施。

### (一)控制岩体质量的内在因素

#### 1. 岩体的完整性

所谓岩体的完整性就是指岩体开裂或破碎的程度。它实际是反映不同成因,不同规模以及不同性质的结构面在岩体中存在的情况。它既是区别岩体不同结构的重要标志,又是岩体工程地质特性千变万化的根源。结构面数量愈多,所切割而成的岩块就愈小;结构面的组数愈多,岩块的几何形态就愈复杂。所以岩体中结构面组数愈多,数量愈大岩体则愈破碎。能够表达岩体完整性的指标很多:诸如结构面间距、

RQD、完整性系数等。这里引用完整性系数( $I$ )来表征岩体的破碎程度。

$$I = V_m^2 / V_r^2$$

式中  $V_r$  是弹性波在岩石中传播的纵波速度;  $V_m$  是弹性波在同类岩石所构成的岩体中的纵波速度。显然  $I$  值越大岩体越完整,相反  $I$  值越小则岩体越破碎。

#### 2. 结构面的抗剪特性

结构面的存在不仅破坏了岩体的完整性,而且是岩体中强度最薄弱的部位。结构面的抗剪特性标示着结构面对剪切运动的阻抗能力,而这个能力的大小又直接受结构面的自然特性所制约,受地下水作用所影响。结构面的连续性、平整起伏程度、光滑粗糙度、张开或闭合的状态、充填胶结的情况及其组成物质成分,还有结构面两侧岩性的差异性都直接影响着结构面的抗剪特性;而地下水的赋存及其所产生的渗透压力,促使结构面组成物质的软化和泥化,直接降低了结构面对剪切运动的阻抗能力。人们通常以结构面的抗剪强度或摩擦系数来表达结构面这种阻抗能力的大小。作者根据一些工程的试验资料,对几种结构面的

表 1 结构面、结构体的分级及其在岩体稳定分析中影响情况表

级别	结 构 面	结 构 体
I 级	主要指巨型的地质结构面,长数公里以上,纵深方向至少可以切穿一个构造层,破碎带宽度数米以上。它的存在不仅控制着本区构造格局,而且关系到区域稳定性,尤其活动性断层更应注意	由 I 级结构面相互切割所包围的地质体,亦称断块体。它是多种岩性不同时代的岩层所组成的,其中褶皱,断裂发育。它囊括了下述各级结构体。其周边结构面的活动性关系着区域及深部稳定性
II 级	一般指延展性强而宽度有限的区域性地质界面,如不整合面、假整合面、原生软弱夹层以长数百至数千米、延深数百米以上、宽 1—5 米的各种性质的断层、层间错动、侵入岩体接触破碎带以及风化夹层等。它们之间相互组合控制了山体的稳定性,往往构成岩体破坏的边界	由 II 级结构面之间或 II 级与 I 级 III 级结构面之间相互切割所包围的山体,或称块体集合体。它是由不同性质的工程地质岩组所组成,其中同样发育有褶皱断裂。而这些组成山体的块体(包括单、多块体)的稳定与否、涉及到山体及地表的稳定性,关系到工程的总体布局
III 级	一般指延展在数百米范围内,包括宽度在一米以内的断层、挤压和接触破碎带、风化夹层,亦包括宽度在数十厘米内、延伸断续的原生软弱夹层、层间错动以及蚀变带等。它们的存在往往构成岩体变形、破坏的边界、控制着岩体的破坏方式	由 III 级结构面,或 III 级与 I、II 级结构面以及 IV 级结构面密集带之间,相互切割所包围的岩体称为块体。块体的岩性比较简单,但其完整性可以是大不相同。许多不同特性的块体组成了山体,块体及其相邻块体的稳定性,实际上就是岩体的稳定性,也往往波及到山体的稳定性
IV 级	一般指延展性差,其延伸范围不过数十米,无明显的宽度(即所谓的面、缝),主要包括节理、层理、片理、原生冷凝节理以及发育的劈理。它们在岩体中是大量地存在,不仅破坏了岩体的完整性,控制着岩体的物理—力学特性,而且直接影响着岩体的破坏方式	由 IV 级结构面之间以及 IV 级与 II、III 级结构面之间相互交切所包围的岩石块体,称其为岩块。岩块的岩性是单一的,基本是完整的,在岩体受力变形的过程中可以认为是刚性体。由于岩块的排列组合特征和岩块间接触状态的不同,构成了岩体工程地质特性的明显分段性
V 级	干净的或隐微的裂面,分布不定,包括微小的节理、劈理、隐微裂隙以及不发育的层理、片理、线理等。它们降低了岩块的强度	

表 2

岩体结构类型		地 质 背 景		完 整 状 态		结 构 面 特 征		结 构 体 特 征		水 文 地 质 特 征	
类 别	亚 类	地 质 背 景		结 构 面 间 距 (厘米)	完 整 性 系 数 (I)	结 构 面 特 征		形 态	抗 压 强 度 (公斤/厘米 <sup>2</sup> )	水 文 地 质 特 征	
代 号	名 称	代 号	名 称								
I	整体块状结构	I <sub>1</sub>	岩性单一, 构造变形轻微的巨(级)厚层沉积岩、变质岩和火成岩	>100	>0.75	IV、V级结构面存在, 偶见Ⅲ级结构面, 组数不超过3组, 延展性较差, 多团合、粗糙, 无充填或少夹碎屑。一般 $\tau\phi \geq 0.60$		岩体呈整体块状或由巨型块体所组成	>600	地下水作用不明显	
		I <sub>2</sub>	岩性单一, 构造变形轻—中等的厚层沉积岩、变质岩和火成岩	100—50	0.75—0.35	以IV、V级结构面为主, 层间有一定结合力, 以两组高角度剪切节理为主。结构面多团合、粗糙, 或夹碎屑或附薄膜。一般 $\tau\phi = 0.40—0.60$		长方体、立方体、菱形块体以及占多数的多角形块体	>300 (一般在600以上)	裂隙水甚为微弱, 沿面可出现渗水、滴水现象, 主要表现为对半坚硬岩石的软化	
II	层状结构	II <sub>1</sub>	主要指构造变形轻—中等的中—厚层(单层厚度大于30厘米)的层状岩层	50—30	0.60—0.30	以Ⅲ、IV级结构面为主, 亦存在Ⅱ级结构面, 一般有2—3组, 层间尤为明显, 层间结合力差, 一般 $\tau\phi = 0.3—0.5$		长方体、厚板体、柱状体和尖体	>300	由于岩层组合的不同, 就有不同的水文地质结构; 不仅存在由渗透压力所引起的问题, 而且地下水对岩层的软化、泥化作用亦是明显的	
		II <sub>2</sub>	同, II <sub>1</sub> , 但层厚小于30厘米, 在构造变动作用下表现为相对强烈的褶皱和层间错动	<30	<0.40	层理、片理发育, 原生软弱夹层、层间错动和小断层不时出理、结构面多为泥膜、碎屑或泥质物所充填, 一般结合力差, 其 $\tau\phi \approx 0.3$		组合板状体或薄板状体	一般 300—200		
III	碎裂结构	III <sub>1</sub>	一般发育于脆硬岩层中的压碎岩带, 节理、劈理组数多密度大	<50	<0.35	以IV、V级结构面为主, 组数多(多于3组), 密度大, 其延展性甚差。结构面粗糙、闭合或夹少量的碎屑, $\tau\phi = 0.40—0.60$		形态不一, 大小不同, 棱角显著彼此咬合	>600	本身即为统一含水层(体), 虽然导水性并不显著, 但渗水, 亦有一定渗透压力	
		III <sub>2</sub>	软硬相间的岩石组合、叠瓦式构造带, 通常为软弱破碎带与完整性较好的岩体相间存在	<100	<0.40	II、III、IV级结构面均发育, 其中II、III级软弱结构面起控制作用, 其摩擦系数一般为0.20—0.40; 相对坚硬完整的与软弱破碎带相间存在的骨架岩体中则以III、IV级结构面为主, 其 $\tau\phi \approx 0.40$		软质破碎带以碎屑、碎块、岩粉、泥为主; 骨架岩体由大小不同的岩块所组成	骨架岩体中碎屑体强度在上下大些	亦具有层状水文地质结构特点, 软弱破碎带两侧地下水呈带状渗流; 同时, 地下水对软弱结构面的软化、泥化作用甚为明显	
		III <sub>3</sub>	岩性复杂, 构造变动剧烈, 断裂发育, 亦包括弱风化带	<50	<0.30	II、III、IV、V各级结构面均发育, 多被泥夹碎屑、泥膜、或矿物薄膜所充填。结构面光滑程度不一, 形态各异。有的破碎带中粘土矿物成分甚多, 结构面的摩擦系数一般为0.20—0.40		由泥、碎屑和大小不等的形态不同的岩块所组成	岩块中裂隙发育, 一般200—300	地下水各方面作用均为显著, 不仅有软化、泥化作用, 而且由于参流态可引起化学溶蚀和机械管涌现象	
IV	散体结构		构造变动剧烈, 一般为断层破碎带、岩浆岩侵入接触破碎带以及剧烈强烈风化带	<0.20	<0.20	断层破碎带中节理、劈理密集而无序状, 整个破碎带(包括强烈风化带)呈块夹泥的松散状态或泥包块, 摩擦系数一般在0.20上下		泥、岩粉、碎屑、碎块、碎片等		破碎带中泥质层多厚度较大时起集水作用, 而其两侧富集地下水, 同时也促使碎屑物软化、泥化、崩解、膨胀, 还可能产生化学、机械管涌现象	

表 3

岩体结构类型			力学介质类型	岩体变形、破坏的特征	工程地质评价要点
岩体结构类型	亚类	名称			
代号	代号	名称			
I	I <sub>1</sub>	整体块状结构	连续介质	硬脆岩中的深埋地下工程可能出现岩爆, 脆性破裂, 一般是沿裂隙端部产生。在半坚硬岩中可能有微弱的塑性变形	埋深大或当地的工程处于地震危险区时, 它的围岩初始应力大, 并可能产生岩爆
		块状结构	连续介质或不连续介质	压缩变形微量。剪切、滑移面多迁就已有的结构面	结构面分布与特征, 块体的规模, 形态和方位, 深埋或地震危险区地下开挖时, 岩体中隐微裂隙的存在, 可能导致岩爆的产生
II	II <sub>1</sub>	层状结构	不连续介质	变形受岩石组合、结构面所控制。压缩变形取决于岩性及结构面发育情况。缓倾和陡立岩层在拱顶和边墙可能出现引张拗折现象。剪切滑移受结构面, 尤其是软弱夹层所制约	岩石组合, 结构面的组合; 水文地质结构和水动力条件。
		薄层状结构	不连续介质	岩体的变形、破坏受整体特性所控制。特别是软弱破碎岩层可能出现压缩、挤压、挤压、底鼓等现象。响顶、边墙易产生拗折现象。剪切滑移受结构面控制	层间结合状态, 地下水对软弱破碎岩层的软化, 泥化作用
III	III <sub>1</sub>	镶嵌结构	似连续介质	压缩变形直接与结构体的大小、形态、强度有关。结构面的抗剪特性、结构体彼此镶嵌的能力, 在岩体变形、破坏过程中起决定性作用	结构面发育组数, 特性及其彼此交切的情况; 地下水的渗透特性、工程岩体所处振动、风化条件
		层状碎裂结构	不连续介质	岩体受力后变形、破坏受软弱破碎带所控制。岩体既具备坍塌、滑移的条件, 也存在压缩变形的可能性	控制性软弱破碎带的方位、规模, 组成物质成分及其特性; 相对完整岩体的骨架作用; 地下水赋存条件及其对岩体稳定性的影响
		碎裂结构	不连续介质或似连续介质	整体强度低, 坍塌、滑移、压缩变形均可产生。岩体塑性强, 变形时间效应明显。岩体变形、破坏受软弱结构面所决定	软弱结构面的方位、规模、数量、特性, 水理性及其组合特征; 地下水赋存条件和作用; 时间效应, II、III级结构面组合对变形初始阶段的控制作用
IV		散体结构	似连续介质	近似松散介质, 变性时间效应明显。基础的压缩沉降、边坡的塑性挤出、坍塌、滑移、洞室的坍方鼓胀无不发生, 变形、破坏受破碎带的物质组成及其强度所控制	构造岩、风化岩的破碎特性; 物质组成、物理—力学性质、水理性等; 注意断层破碎带的多期活动性和新构造运动应力场

表 4

结 构 面 状 态	结构面摩擦系数 (+)		备 注
	数据范围	一 般 值	
不含碎块或不含大于泥厚的颗粒的软弱泥化夹层	0.13—0.27	0.20	夹泥越厚，其值越小
泥厚小于所夹碎块的块度，或小于结构面的起伏差，碎屑起控制作用的破碎夹层	0.25—0.57	0.30—0.50	包括铁锰质薄膜
闭合无充填的结构面（受岩性及结构面的粗糙度所控制）	0.53—1.20	0.50—0.70	包括少量碎屑

摩擦系数 ( $f = \operatorname{tg}\varphi$  其中  $\varphi$  为内摩擦角) 加以综合分析, 简单归纳于表 4。

应该指出, 岩体中存在各种各样的结构面其摩擦系数也各不相同, 这里所指的是岩体中主要的或起控制作用的结构面, 尤其是有利于滑移的优越方位的结构面。作为岩体质量优劣的评价, 只要结构面的抗剪阻力大, 无论其方位如何, 岩体的质量都相对为好。当结合工程稳定分析时, 摩擦系数小的结构面其方位就显得更为重要, 它直接影响着岩体的稳定性。

### 3. 岩块的坚强性

由于结构面数量和方位的不同, 结构体的大小和几何形态则有很大变化。岩块之间是通过不同性质的结构面而相互联系着, 在岩体受力后变形, 破坏的过程中结构面固然起着控制作用, 然而岩块的特性尤其大小和坚强性所起的作用亦是不能忽视的。岩块的大小在岩体完整性中已得到反映; 而所谓岩块的坚强性是指岩块对变形的抵抗能力, 这方面的指标很多, 如弹性模量、变形模量以及抗压强度等。一般说弹模高的岩块其抗压强度亦不低。为了便于应用, 这里仍然采用岩块轴向抗压强度来表达。诚然岩块强度的高低不仅取决于岩性岩相的变化, 而且受后期构造变动以及风化作用 (包括地下水的软化作用) 的影响。因此, 具体岩块轴向抗压强度指标的获得, 必须符合岩块所处的地质环境, 同时也要满足工程作用下条件变化的趋势。这里采用饱和岩石的轴向抗压强度的百分之一来表征岩块的坚强性, 称其为岩块坚强性系数  $S = R_c/100$ 。对于比较完整的或岩块间呈刚性接触的岩体,  $S$  值一定程度上亦反映了岩体的坚强性。

#### (二) 岩体质量系数以及岩体质量分级

上述三个内在因素的状况反映了岩体结构的基本特性, 决定了岩体质量优劣的程度。表征这些因素的指标的高低大小, 直接与建造特性、构造变动破坏的程度、风化作用和地下水作用密切相关。为了使对岩体质量优劣的评价有个统一的尺度, 可以使岩体结构特性的表达有个综合性的半定量指标, 根据有限的经

验, 拟将通过工程地质测绘、物理测试和力学试验所获得上述三个指标即岩体的完整性系数、主要结构面的摩擦系数、岩块坚强性系数的乘积来表达各类结构岩体的质量优劣, 而称这样一个函数值为岩体质量系数 ( $Z$ ):

$$Z = \frac{V_m^2}{V_f^2} \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{R_c}{100}$$

即

$$Z = I \cdot f \cdot S$$

显而易见无论是  $Z$  值还是  $I$ 、 $f$ 、 $S$  的绝对值都是越大越好, 越小越差。从权的概念出发它们各自所占有的权是有差异的, 其中  $f$  值最大  $I$  值居次, 但是  $S$  值也是不能忽视的。从这个意义来说上述表达式还是十分粗略的, 有待于进一步研究予以完善。但它能初步反映岩体质量的优劣。

各类结构岩体质量系数的范围和岩体质量分级列于表 5。

正由于岩体的完整性、结构面抗剪特性和岩块的坚强性的不同, 决定了各类结构的岩体有其独特的结构特性, 也就是这些特性制约着岩体受力后变形、破坏的规律。所以不同结构类型的岩体其  $Z$  值也是不一样的, 如表 5 每一个类型结构的岩体其  $Z$  值也都有一定的变化幅度, 就是同类结构的岩体也还有相对的优劣之别。实际表明, 不同结构岩体的质量系数大小, 三个因素所起的作用是不同的:

1)  $I_1$  类岩体质量优越, 其  $Z$  值均大于 2.5, 岩体不仅结构面少而且其结合力较强,  $Z$  值大小主要决定于岩块的坚强性系数。

2)  $I_2$ 、 $II_1$  类岩体质量较好, 其  $Z$  值均大于 0.2, 岩块间相互结合状态比较好, 有的很好。岩体的  $Z$  值受三个因素控制明显, 较完整的岩体  $R_c$  值作用突出, 而较破碎的岩体则受  $f$  值大小所制约。

3)  $II_2$  类岩体一般层间结合力差, 岩石组合复杂其  $S$  值大小不等。岩体  $Z$  值普遍较低 (一般 0.08—3), 其变化情况决定于岩层层厚的变化即  $I$  值大小。

4)  $III_1$  类岩体结构的最大特点是岩石坚硬、岩

表 5

岩体质量系数 (Z)	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10	20
岩体结构类型	散体结构 (IV)					0.1	0.3	块状结构 (I <sub>2</sub> )					10
					0.05	碎裂结构 (III <sub>2</sub> 、III <sub>3</sub> )		1	2.5 整体结构 (I <sub>1</sub> )				20
						0.2	镶嵌结构 (III <sub>1</sub> )		2.5				
					0.08	薄层状结构 (II <sub>2</sub> )			3				
						0.2	层状结构 (II <sub>1</sub> )			5			
岩体质量优劣 分 级	极 坏					0.1	0.3	一般		2.5	4.5	特 好	

体破碎即 I 值小 s 值大, 所以岩体的 z 值大小主要取决于 f 值。此类岩体 Z 值一般为 0.2—2.5 但最容易受风化作用和振动影响而疏松解体, 使 Z 值急剧降低。

5) III<sub>2</sub>、III<sub>3</sub> 类岩体质量很差, Z 值一般为 0.05—1 这两类岩体特点是完整性差, 岩块强度低, 结构面不仅为数甚多而且其 f 值偏低, 所以岩体质量不好。此类岩体 Z 值决定于 f 值的变化, 软弱结构面的控制作用是极其明显的, 同时地下水的软化, 泥化作用是十分可观的。

6) IV 类岩体质量最差, 这类岩体组织结构零乱分散, 其完整性完全丧失, 其中岩块、碎屑以及泥质物的组合十分复杂, 岩体质量系数最低一般小于 0.1, 这里 Z 值的大小完全取决于泥质物、泥质物与岩块间以及岩块之间的摩擦系数, 地下水的不良影响在此类

(上接第 17 页)

(5) 估计软粘土的稠度 (或称液性指数)

对比试验证明, 软粘土的相对稠度 (B) 与比贯入阻力  $p_a$  存在下列关系:

$$B = \frac{2.87}{p_a} + 0.37 \quad (B < 0.5) \quad (6)$$

此外, 我国一些单位正在探索新的应用途径, 例如:

——用静力触探数据反映饱和和砂土的天然相对密度, 借以判定在不同地震烈度下的液化势。

——用静力触探分别测定黄土在天然湿度与浸水条件下的贯入阻力的相对变化, 借以判定其湿陷性。

——研究双桥探头的不同几何外形对贯入指标的影响, 并找出最能模拟单桩受力条件的探头几何形状, 并据以定型。

岩体中更为明显。

从实际意义来说, 岩体质量系数的确定为岩体结构类型划分增添了一个半定量的指标, 因此也可以说表 5 是表 2 的补充。在实际应用中根据岩体所拥有的 Z 值大小, 提出工程地质分区段的综合评价; 表 5 的分级结合一般跨度坑道围岩的稳定性评价, 提出相应的支护措施也有着实际意义; 作者曾将一般跨度坑道的坍方高度的统计与 Z 值的研究结合起来进行工程地质预报。然而质量优劣的评价并不能完全代替工程条件下具体部位岩体的稳定性分析。尽管如此它却能帮助人们进一步认识岩体的特性, 为稳定分析提供依据。

限于笔者的实际经验和理论水平, 本文的讨论肯定有不妥及谬误请同志们提出批评, 以求得到正确的答案。

——研制全部试验过程的自动化设备, 包括贯入、记录及数据处理等自动化系统。

——进一步积累在各种特殊地基土及地区性土中的应用经验。

我们相信上述研究工作将会使静力触探发挥更大的作用。

## 参 考 文 献

- [1] Sanglerat, G: Jhc Penetrometer and Soil Exploration EISEVIER Publishing Co. 1972.
- [2] Proceeding of the European Symposium on Penetration Testing ESOPT STOCKHOLM June 1974.
- [3] Mindlin, R, Cheng: D's thesis in the Journal of Applied physics №.9 1950.

# 电测静力触探的一些经验

王 锤 琦

(国家建委建筑科学研究院勘察技术研究所)

在早期的工程地质勘察中,人们只能利用“钻探—取样—室内试验—数据整理”这一套工作方法,进行场地地基的工程地质评价。在很多情况下,这种方法不仅劳动强度大,工作效率低,勘察周期长,而且对于淤泥、松砂、填土等软弱地基无法采取原状土样,因而难以作出准确的评价。

近三十年来,国际上为了解决上述问题,发展了许多静力与动力触探新技术<sup>(1) (2)</sup>,引起了广泛的兴趣和重视。我们通过使用各种旧有的动力与静力触探,深切感到:(1)任何一种动力触探方法,实质上都只能作为定性的判定手段,因为它本身具有一系列不可排除的误差来源,而且在机理上它与一般地基的力学条件很少有共同之处;(2)旧式的静力触探,采用双层管并在地面上用压力表量测贯入阻力,这就不可避免地产生很大的摩擦误差,而且触探杆的自重无法合理地计算在贯入阻力之中。

基于上述认识,我们多年来致力于探索一种新的途径来消除早期发展的各种动力与静力触探所共有的不足之外,这就是必须在地基深部,而不是在地面上,直接量测土层的贯入阻力,并且量测应力的传感器必须具有高精度、大量程和具备迅速传感能力的特点。这样就能以准确、迅速、有效的方式,在地基的某个深度范围作连续贯入试验,并作为一项测试方法提供地基的定量指标。因此,我们从1963年开始研制一种新型电测静力触探装置。1965年我们已成功地用于解决北京、上海、天津等地的软弱地基测试与评价问题\*。近十几年来,我国很多单位又进行了大量的研究,不仅在应用上积累了更多的经验,开辟了新的领域,而且在理论、方法与仪器设备的自动化方面,也取得了不少成果。

## 电测静力触探仪简介

全套系统由三大部分组成:探头传感系统、贯入系统及显示记录系统,其中关键部分是探头。

图1给出了一种“单桥探头”的组装结构。这种探头形式与富格罗型探头有所不同。其主要特点在于探头的密封与传感系统。此外,我们有意识地设计了一个带有外套筒的圆锥头,用以测定能够同时反应土的压缩性与强度特征的“比贯入阻力”。

探头的特点之一是传感元件为一个承受拉力的空心柱体,它靠一个同轴的顶柱作用而变形。在贯入过程中土的贯入阻力通过带外套筒的圆锥头使顶柱传力给空心柱,从而使空心柱产生拉应变,此应变值又通

过其上的电阻应变片进行传感,并可通过适当选择空心柱的不同厚度和电阻片的性能,来满足高精度和大量程的需要。实用中无需测求应变的绝对值,而只需相对变化并利用校准关系求得贯入阻力。

探头的密封是利用空心柱的底座周边上的垫圈和盘根而得到保证的。它不用密切接触的光滑面来密封,因为加工既可防水又无摩擦阻力的光滑管面几乎是不可能做到的。所以我们这种密封结构的特点就是既可防水又无摩擦影响,解决了探头传感与密封的矛盾。一个探头安装完毕后可长期使用,而无需清理内部。

此外,我国很多单位还研制了“双桥探头”采

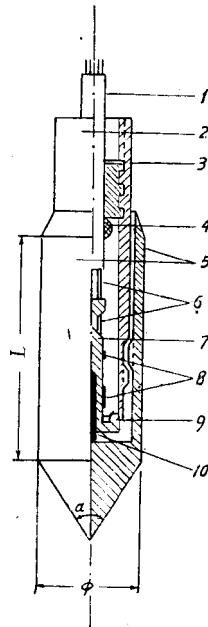


图1 单桥探头结构图

1—电缆;2—探头管 3—紧固塞;4—防水塞 5—圆锥套筒;6—导线;7—空心柱;8—电阻丝片;9—盘根;10—顶柱

原建工部综合勘察院,电阻应变式静力触探及其初步应用,专题报告,1965年

用了与“单桥探头”类似的传感系统与密封措施。其主要用途是分别测求锥尖阻力  $q_c$  与侧壁摩擦力  $f_s$ ，借以模拟和预估单桩的极限承载力。

贯入系统在我国有着多种形式，其中以液压装置最为普遍，也有机械传动的，全部装置在钻探车上或拖车上，或者分散搬运，这是个酌情制宜的问题。

显示记录系统在我国有特制的单笔或双笔自动记录，它自动绘出某项贯入指标（比贯入阻力  $p_s$ ，锥尖阻力  $q_c$  或侧壁摩阻力  $f_s$  值）的连续曲线。

## 探头的贯入机理问题

早期的静力触探，主要用于模拟单桩作用，通过测求  $q_c$  及  $f_s$  分别计算单桩承载力。

但是严格地说，静力触探不是单桩的模型试验，因为存在着尺寸效应、时间效应的影响以及探头与桩在材料性质上的差异，对于评价地基承载力更是如此。这里所指的机理问题不是为了寻求某种纯理论关系，而是作为一种基因分析，论证贯入阻力与土的力学性质之间是否存在某种关系。

我们设计的单桥探头，在贯入过程中对土既产生压缩又产生剪切。压缩作用是通过探头侧壁与土的摩擦，将贯入力传递到土层中。此总压力  $P$  的大小正好等于侧壁摩擦力的总和  $F$ ，并可等效于一点上的集中荷载  $P'$ （图 2）可以理解，当  $P \leq F$  时，探头与土层之间没有相对位移，此时只有土的压缩，探头尖端 A 点处的位移  $S_A$  导致探头下沉（准贯入）同等的数量。当  $P > F$  且  $(P - F) \rightarrow$  无限小时，土才开始剪切，及至  $P > (F + Q_c)$  ( $Q_c$  为锥尖阻力)，探头与土之

间才产生相对位移。但这时由于土中应力的扩散作用，在剪切滑动区以下的土仍然是受压变形的。根据弹性理论可知<sup>[9]</sup>，在地面下  $Z$  处（即探头 A 点）产生的竖向位移  $S_z$  为：

$$S_z = \frac{P'(1+\mu)}{2\pi E_0} \left[ \frac{1}{Z-D} + \frac{2(1-\mu)}{Z+D} + \frac{DZ}{(Z+D)^3(1-\mu)} \right] = \frac{P'(1+\mu)}{2\pi E_0} \cdot \left[ \frac{1}{Z_0} + \frac{2(1-\mu)}{2Z-Z_0} + \frac{Z(Z-Z_0)}{(2Z-Z_0)^3(1-\mu)} \right] \quad (1)$$

式中  $\mu$ 、 $E_0$  分别为土的波桑比及变形模量。对某种土来说均为常数，而且由于探头侧面的应力条件不会改变，故  $Z_0$  亦为常数。于是，取上式对时间的偏导数，我们有

$$\dot{S}_z = \frac{\dot{P}'}{2\pi E_0} K_z \quad (2)$$

$K_z$  为在一定深度 ( $Z$ ) 处的探头常数。

实际上，静力触探是等速贯入的，因此 (2) 式为常数。这表明，对于各种土来说，单位时间内测得的比贯入阻力必与土在准静力平衡条件下的弹性模量成线性关系。这就是我们试图利用探头与土层的摩擦作用，使  $p_s$  值能反映土的压缩性的固有目的。

在连续贯入过程中，上述关系依然存在，只是在力的平衡条件中增加了土对探头锥尖的极限承载力一项。关于锥尖周围产生的极限平衡区我们通过模型试验发现：

(1) 对软土，当  $\phi \approx 0$ ， $C \approx \tau$  并设  $r_0 = D$ ， $r = r_0$  则为如图 3 所示的实线图形。

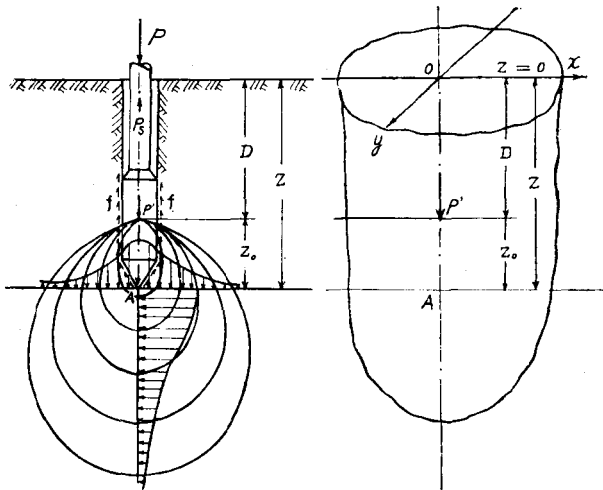


图 2 探头下方土的压缩作用示意图

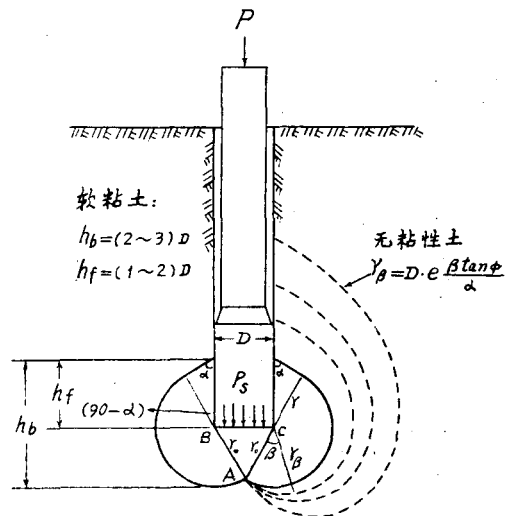


图 3 探头锥尖周围土的剪切破坏区

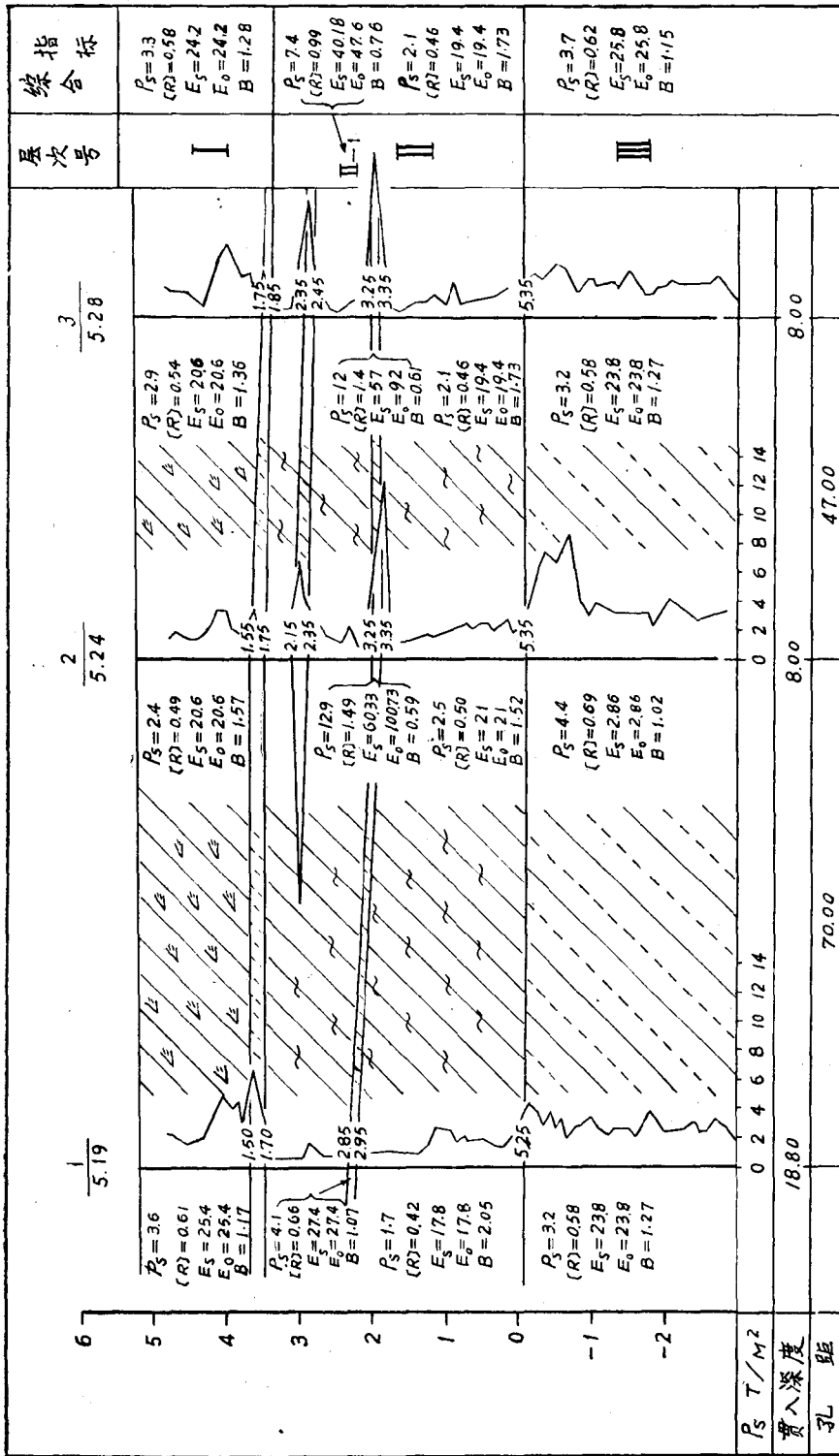


图 4 地基静力触探剖面

$P_s$ —比贯入阻力 (公斤/平方厘米);  $(R)$ —容许承载力 (公斤/平方厘米);  $E_s$ —压缩模量 (公斤/平方厘米);  $E_0$ —变形模量 (公斤/平方厘米);  $B$ —稠度 (无量纲)

(2) 当  $\phi \neq 0$ ,  $C \neq 0$ ,  $r_0 = D$  时则滑动面为对数螺旋形, 其展开轨迹为

$$\gamma_{\beta} = D \cdot e^{\frac{\beta \tan \phi}{\alpha}} \quad (3)$$

式中:  $\alpha$ ——系数, 与  $\phi$  值有关, 一般为 2—4;  
 $\beta$ ——轨迹点的极坐标角度。

因此, 我们设计的探头带有 1.6D 的侧壁摩擦筒, 既可保证有一定的侧限条件, 以防止土受剪而在横向挤出, 又可提供足够的摩擦面, 以传递贯入压力使土压缩。在我国《工业与民用建筑工程地质勘察规范》中, 对探头的规格作了如下规定:

锥底直径 $\phi$ (mm)	35.7	43.7	50.4
侧壁长度 L (mm)	57	70	81
锥底投影面积 A (cm <sup>2</sup> )	10	15	20

### 静力触探的应用

在我国, 静力触探已得到普遍的应用, 十多年来, 我们曾经用它解决下列一些问题:

(1) 作地基土的力学分层, 图 4 是一个实测的工程地质剖面, 这种地层用常规的钻探方法是难以准确划分的。

(2) 确定地基承载力及其他力学性质  
 在我国《工业与民用建筑工程地质勘察规范》中, 已经对于一般粘性土及砂土用静力触探确定的承载力等力学指标做了规定(表 1、2)。这些数据是我国勘察单位发挥群策群力, 在全国一些有代表性的地区, 根据将近 120 组载荷试验和 173 组室内试验与静力触探的对比, 通过数理统计并加以修正而求得\*。实践证明, 表中的数据在一般情况下是经济合理的。

表 1 静力触探比贯入阻力与软土和一般粘性土的主要力学指标的关系

$p_s$ (公斤/厘米 <sup>2</sup> )	[R](吨/米 <sup>2</sup> )	$E_s$ (公斤/厘米 <sup>2</sup> )	$E_0$ (公斤/厘米 <sup>2</sup> )
3	5—6	23	23
6	8—9	35	35
9	11—12	46	62
12	13—15	57	92
15	16—18	68	121
18	18—21	80	150
21	21—24	91	180
24	24—26	102	209
27	26—29	113	239
30	29—31	124	268

表 2 静力触探比贯入阻力与中、粗砂; 粉细砂的容许承载力的关系

$p_s$ (公斤/厘米 <sup>2</sup> )	[R](吨/米 <sup>2</sup> )	
	中、粗砂	粉、细砂
10	4—7	
20	10—12	
30	14—16	
40	18—20	
50	22—24	15—16
60	26—28	17—18
70	29—31	19—20
80	32—34	21—22
90	35—37	23—24
100	38—40	25—26
110	41—43	27—28
120	44—46	29—30
130		31—32
140		33—34
150		35—36
160		37—38

(3) 确定软粘土快剪强度  $C_u$  例如\*\*:

$$C_u = 0.0308 p_s + 0.04 \quad (4)$$

当深度在 -5.0 米以下时,  $C_u$  随深度  $h$  的变化为:

$$C_u = 0.0304h + 0.02$$

(4) 估计预制桩单桩承载力:

我国很多单位通过在软弱地基中单桩载荷试验与静力触探的对比, 建立了单桩承载力公式\*\*\*。对于软弱地基中预制桩的单桩容许承载力  $[R_p]$ , 一般可利用下类经验公式予以估算:

$$[R_p] = \frac{1}{K} \left( k \bar{q}_c A + U \sum_{i=1}^n f_{si} h_i \right) \quad (5)$$

式中:  $K$ ——安全系数, 一般采用 2—3;

$k$ ——折减系数, 对粘性土可取 1/1.5—1/2, 对砂土可取 1/3;

$A$ 、 $U$ ——分别为探头锥底面积和摩擦筒的周长;

$h_i$ 、 $f_{si}$ ——分别为第  $i$  层土的厚度及摩擦力;

$q_c$ ——预计打入桩桩尖处土的锥尖阻力

(下转第 13 页)

\* 武汉地区静力触探联合试验小组, 静力触探比贯入阻力 ( $p_s$ ) 与土的物理力学性质相关关系, 专题报告, 1974 年

\*\* 交通部—航局设计研究院, 静力触探  $p_s$  与软土抗剪强度  $C_u$  的关系, 专题报告, 1977 年

\*\*\* 同济大学工程地质水文地质教研室用静力触探确定单桩承载力, 专题报告, 1975 年