第12卷 第4期　　西 北 地 震 学 报　　Vol.12, No.4
1990年12月　NORTHWESTERN SEISMOLOGICAL JOURNAL　Dec., 1990

陕西东坡地区原状黄土动剪切模量及阻尼比的试验研究

崔文鉴
（兰州铁道学院）
孙远茹
（铁道部西北研究所）

摘　　要

本文介绍了应用日制DTC－240通用大型三轴仪测定原状黄土动剪切模量及阻尼比的试验成果，並用统计方法分析了黄土动应力—应变的关系，提高了参数的准确性。本文还改进了根据土的物理特性计算动剪切模量的修正公式，指出不同固结比与固结压力对阻尼比的显著影响，找出了阻尼比的变化规律与原状土结构的内在关系。

前　　言

黄土在我国北部地区分布很广，总面积约63.5万平方公里。其中有不少地区地震活动频繁，地震烈度较高，因此在这些地区进行工程建筑必须考虑抗震问题。对铁路建筑物（如桥梁、隧道、路基等）进行地震反应分析和列车动力荷载反应分析时，均需要合理地确定黄土的动力参数。

近年来黄土动力特性的试验研究成果己陆续发表[1]、1）、2），但综观其测试手段、试验方法及资料的整理，多沿用处理砂性土或粘性土的方法，而且试验资料积累较少。因此，黄土动力特性的试验和研究工作仍有待深入进行。

我们于1989年下半年对西（安）—延（安）铁路东坡隧道地区原状黄土进行了室内动、静三轴试验，获得了一些数据和资料，並对它们进行了分析和研究。现介绍如下。

一、 试验仪器及土样

试验使用1985年日本城研舍株式会社制造的DTC－240通用大型三轴仪，並配以我国上海大华仪器厂制造的X—Y函数记录仪。该仪器具有静力及动力加荷系统，可以研究一般

1）巫志辉、谢定义，原状黄土动力特性的进一步探讨，第二届全国土动力学会议论文汇编，1986.
2）张振中、段汝文，西安黄土动力特性试验结果及其评价，1985.

土、带砾质土及软岩的静、动力特性和砂土的液化问题，是具有多用途、多功能的试验设备，其主要性能见表 1 。

DTC－240通用大型三轴仪　**表 1**

项目	加荷最大容量	加荷形式	控制形式	加荷速率 1/min/FB	波形	频率（Hz）
静力	100KN	闭路伺服油压系统	应力 应变 任选，任换	0.04～40%		
动力	100KN（静＋动）	闭路伺服油压系统	在偏压静荷载上加： ①应力振幅，并用应力控制 ②应力振幅，并用应变控制 ③应变振幅，并用应力控制		正弦波 三角波 矩形波	加荷控制： 0.01～10 变形控制： 0.4～10
侧压	2000KPa	闭路伺服油压系统	静侧压力由手动控制； 动侧压力由伺服油压系统控制		正弦波 三角波 矩形波	0.01～5
反压	1000KPa	气压—水压	高精度空气稳压器 压力表读数：0～1000KPa			
备注	相位差：垂直向和侧向的动荷重及其相位差按 0 ～360°之间任意调节 传感器：荷载（内、外），位移、孔隙压力通过传感器显示在操作板屏幕上 试样规格：ϕ50×100mm，ϕ70×140mm，ϕ100×200mm，分别配有相应的试样帽					

原状黄土土样取自陕西省浦城县境内西延铁路东坡隧道地区，取土深度为 6 米，其物理性质指标如表 2 所示。

表 2

土名	比重 g	干容重 γ (KN/m^3)	天然容重 γ_d (KN/m^3)	天然含水量 ω (%)	饱和度 S_r (%)	备注
老黄土 QⅠ	2.70	13.4	15.9	18.3	49.5	土样中含少量约 1 cm^{3}大小的粘土块，个别土样有钙化物
孔隙比 e	缩限 ω_s (%)	塑限 ω_p (%)	液限 ω_L (%)	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	
1.0	4.8	19.7	30.78	11.06	－0.13	

二、试验方法与成果分析

静、动三轴试验均为固结不排水试验，采用的试样尺寸为ϕ50×100mm。首先将土样在静压力σ_3（围压）和σ_1（轴向压力）下固结。固结压力分两种：一种是模拟原状黄土的天然应力状态，轴向固结压力约等于土层上覆土的自重压力，侧向固结压力$\sigma_3 = k_0\sigma_1$（k_0取0.59）；另一种是按试验要求施加不同的固结压力，固结压力比k_c（$=\sigma_1/\sigma_3$）分别取1.00、1.69和2.00。待固结稳定后（稳定标准取每小时的轴向变形不超过0.01mm），在不排水条件下沿轴向逐级施加等振幅、等频率的小动应力（频率为 1 Hz的正弦波）。在同一

固结压力下，一般施加6～9级动荷载，每级振动10次（相当于7级地震），并用X—Y函数记录仪记录动应力和动应变随时间的变化，同时绘制第5振次一周的动应力应变滞回圈。

1.动应力—动应变关系

图1是试验得出的轴向动应力σ_d与动应变ε_d关系。由图1可以看出：

（1）动应力σ_d随动应变ε_d的增加而增大，σ_d—ε_d曲线呈现应变硬化现象，曲线切线的斜率随动应变的增加而减小。

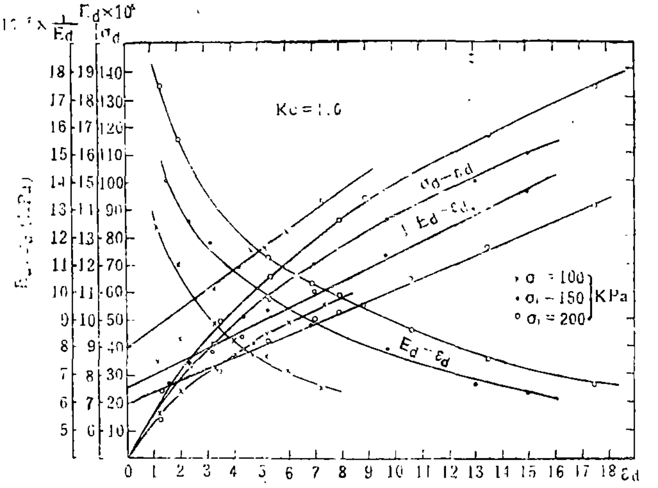

图1　动应力σ_d—动应变ε_d关系曲线

Fig.1　Dynamic stress—strain curves

（2）固结比K_c一定时，动应力σ_d随固结应力σ_1的增加而增大。

（3）动应变ε_d一定时，动应力σ_d随固结比K_c的增加而增大。

J.M.Duncan和R.L.Kondner等人指出，土的动应力—动应变关系可以用双曲线型曲线来表示。B.O.Hardin等人在循环加载条件下，进一步证实了这种关系。文献1）的研究表明，原状黄土的动应力—动应变关系曲线的形态与初始含水量W_0有明显关系。当黄土的原生结构性得到保持，初始含水量W_0又小于缩限ω_s（干型黄土）时，其本构关系呈直线关系，在破坏应变范围内，其动弹性模量可取为常数；若初始含水量W_0大于塑限W_p（湿型黄土）时，则其本构关系呈双曲线关系，动弹性模量随应变幅的增大而减小。

东坡隧道地区原状黄土的初始含水量ω_0（18.3%）大于缩限ω_s（4.8%），接近塑限ω_p（19.7），界于干型与湿型之间，故本试验曲线按双曲线和幂函数曲线两种数学模式分别进行拟合。

（1）双曲线模式

$$\tau_d=\frac{\gamma_d}{a+b\gamma_d}\quad 或\quad \frac{1}{G_d}=\frac{\gamma_d}{\tau_d}=a+b\gamma_d\quad。\qquad（1）$$

式中 τ_d 为作用在土样上的动剪应力；γ_d为可恢复的动剪应变；G_d为割线剪切模量或简称剪切模量；a、b为试验常数。

再通过简单的换算关系，得出以下近似关系：

$$\varepsilon_d=\frac{\gamma_d}{1+u},\quad \sigma_d=2\tau_d;\quad Ed=2(1+\mu)G_d\ 。$$

于是，轴向动应力和动应变的关系可表示成：

$$\sigma_d=\frac{\varepsilon_d}{a+b\varepsilon_d}\ ;\qquad E_d=\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d}\ 。\tag{2}$$

式中 σ_d 为作用在试样上的轴向动应力，ε_d 为可恢复的轴向动应变，E_d 为割线弹性压缩模量或称弹性模量；μ为泊松比（采用0.3）。

（2）幂函数模式

该模式表达式为

$$\sigma_d=A\varepsilon_d^{\alpha}\ 。\tag{3}$$

切线模量
$$E_d=\frac{d\sigma_d}{d\varepsilon_d}=A\alpha\varepsilon_d^{\alpha-1}=\alpha A^{1/\alpha}(\sigma_d)^{\left(1-\frac{1}{\alpha}\right)}\ 。$$

式中A、α为试验常数。

目前对（2）和（3）式中试验常数的确定，大多数采用作图法，这会带来一些人为误差。本文采用统计分析方法计算。

将（2）式改写为

$$\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)=a+b\varepsilon_d\ 。$$

通过室内动三轴试验可得到n组$\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)$、$\varepsilon_d$值，令

$$Y=\begin{Bmatrix}\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_1\\ \vdots\\ \left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_n\end{Bmatrix};\qquad X=\begin{pmatrix}1 & (\varepsilon_d)_1\\ \vdots & \vdots\\ 1 & (\varepsilon_d)_n\end{pmatrix};\qquad \beta=\begin{Bmatrix}a\\ b\end{Bmatrix}\ 。$$

设Y的试验值为Y_a，回归值为$\hat{Y}_a$，a、b的回归值分别为$\hat{a}$和$\hat{b}$，则

$$\hat{Y}_a=\hat{a}+\hat{b}\varepsilon_d\ 。$$

再令
$$\delta_a=Y_a-\hat{Y}_a=Y_a-(\hat{a}+\hat{b}\varepsilon_d),$$

利用最小二乘法，可以求得：

$$\left.\begin{aligned}\hat{a}&=\frac{\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i^2\cdot\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_i-\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i\cdot\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_i\cdot\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i}{n\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i^2-\left[\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i\right]^2};\\ \hat{b}&=\frac{n\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i\cdot\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_i-\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i\cdot\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)_i}{n\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i^2-\left[\sum_{i=1}^{n}(\varepsilon_d)_i\right]^2}\end{aligned}\right\}\ 。\tag{4}$$

由（4）式求出的$\hat{a}$、$\hat{b}$值列于表3中。

这样（2）式即可写成

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_d}{\hat{a} + \hat{b}\varepsilon_d} \quad 。 \tag{5}$$

同样，首先将（3）式转化为线性关系式，为此将（3）式两边分别取对数，即

$$\log\sigma_d = \log A + \alpha \lg g\varepsilon_d \quad 。$$

设 $\log\sigma_d = Y$；$\log A = a$；$\alpha = b$；$\log\varepsilon_d = X$ 。

则 $Y = a + bx$ 。

也就是说，$\log\varepsilon_d$与$\log\sigma_d$呈线性关系，从而通过n组$\log\varepsilon_d$、$\log\sigma_d$的试验值，利用最小二乘法求得$\hat{a}$、$\hat{b}$，再将其代回原方程（3）式，即

$$\sigma_d = \hat{A}\cdot\varepsilon_d^{\hat{\alpha}} \tag{6}$$

式中 $\hat{A} = 10^{\hat{a}}$；$\hat{\alpha} = \hat{b}$ 。

求出$\hat{A}$、$\hat{\alpha}$后，将ε_d的试验值代入方程（5）、（6），并分别按双曲线和幂函数规律求得σ_d，再求相关系数R和回归误差S，其结果均列于表3中。

两种数学模式的比较 表3

固结比 Kc	固结应力 σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_m (kPa)	观测次数 n	双曲线模式 $\sigma_d = \frac{\varepsilon_d}{a+b\varepsilon_d}$ $\tilde{a}\times10^{-6}$ (1/kPa)	$\tilde{b}\times10^{-8}$ (1/kPa)	R	S	幂函数模式 $\sigma_d = A(\varepsilon_d)^{\alpha}$ $\tilde{A}$ (kPa)	$\tilde{\alpha}$	R	S
1.00	100	100	100	8	6.644	9.54	0.99699	0.01080	7499.8	0.679	0.99080	0.00060
	150	150	150	9	6.609	5.14	0.99896	0.01466	9122.1	0.675	0.99758	0.02237
	200	200	200	8	5.396	4.56	0.99830	0.00227	9804.5	0.668	0.99507	0.03870
1.69	120	71	87	8	6.502	6.65	0.99428	0.01899	6133.6	0.641	0.97221	0.04161
	134	79	97	11	5.063	5.78	0.99715	0.02199	13390.0	0.710	0.99925	0.01077
	169	100	123	8	5.610	5.37	0.99776	0.01811	8413.9	0.654	0.99873	0.01361
	250	148	182	8	4.000	5.91	0.99811	0.01587	7654.6	0.618	0.99709	0.01970
2.00	140	70	93	9	6.474	6.28	0.99781	0.01451	8025.6	0.668	0.99712	0.01664
	200	100	133	10	4.305	5.68	0.99684	0.02095	9124.5	0.646	0.99609	0.02329
	260	130	173	9	3.569	7.16	0.98995	0.02981	7776.6	0.621	0.99695	0.01646

相关系数 $R = \sqrt{\dfrac{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2 - \sum_{i=1}^{n}(y_i-\tilde{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}}$ 回归方程的误差（剩余标准差）$S = \sqrt{\dfrac{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\tilde{y}_i)^2}{n-2}}$

式中 $\bar{y} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i$ y_i为试验值，$\tilde{y}_i$为回归值，n为观测次数。

对表3中数据进行分析可知，原状黄土界于干型和湿型之间，动应变在10^{-3}范围内变化时，用双曲线和幂函数曲线拟合$\sigma_d-\varepsilon_d$试验曲线，效果都很好。由于试验数据还不够多，

试验的动应变范围还不够大，相比之下双曲线较幂函数曲线拟合程度又稍好一点。

2.动弹性模量与动剪切模量

土的动弹性模量E_d，一般都直接由动应力—动应变关系确定。即

$$E_d=\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d}=\frac{1}{\dfrac{1}{E_{dmax}}+\dfrac{\varepsilon_d}{\sigma_{dmax}}}\ ; \tag{7}$$

$$\frac{E_d}{E_{dmax}}=\frac{1}{1+\dfrac{\varepsilon_d}{\varepsilon_\gamma}}\ (\text{归一化方程})。 \tag{7a}$$

由试验测得的代表性E_d—ε_d曲线示于图1中。试验结果表明：

（1）动弹性模量E_d（或动剪切模量G_d）随动应变ε_d（或动剪应变γ_d）的增加而降低；随固结比K_c的增大而增加。

（2）固结比一定时，动弹性模量随固结应力σ_1的增加而增大。

（3）$\frac{1}{E_d}\left(=\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}\right)$与$\varepsilon_d$的关系近似一条斜直线，该斜线在纵轴上的截距a从图中量得，并按$E_{dmax}=\frac{1}{a}$及$G_d=E_d/2(1+\mu)$算得Edmax和Gdmax。最大（初始）动弹性模量的变化范围为125000～253200kPa；最大（初始）动剪切模量的变化范围为48100～97400kPa。

（4）按a、b的回归值$\hat{a}$、$\hat{b}$计算Edmax(或E_0)的变化范围为150500～280200kPa，Gdmax(或G_0)变化范围为57900～107800kPa。

一般认为，地震造成的地基土层或上部结构物破坏的主要原因是基岩运动时向上传播的剪切波所引起的，所以在研究地基土地震荷载作用下的应力应变关系及进行稳定性分析时，主要研究动剪应力和动剪应变之间的关系，以及反映这一特征的指标——动剪切模量G_d。

$$G_d=\frac{\tau_d}{\gamma_d}=\frac{1}{\dfrac{1}{G_{dmax}}+\dfrac{\gamma_d}{\tau_{dmax}}}\ , \tag{8}$$

$$\frac{G_d}{G_{dmax}}=\frac{1}{1+\dfrac{\gamma_d}{\gamma_\gamma}}\ (\text{归一化方程})。 \tag{8a}$$

以上各式中$E_{dmax}=E_0$，$G_{dmax}=G_0$分别为最大(初始)弹性模量和最大(初始)剪切模量，当$\varepsilon_d\to 0$时，试样处于弹性变形阶段，此时，$E_{dmax}=E_0=\frac{1}{a}$。σ_{dmax}、τ_{dmax}分别为最大轴向动应力和最大剪应力。σ_{dmax}或$\tau_{dmax}=\frac{1}{b}$为曲线切线斜率的倒数。ε_γ、γ_γ分别为轴向参考应变和参考剪应变，$\varepsilon_\gamma=\sigma_{dmax}/E_0$，$\gamma_\gamma=\tau_{dmax}/G_0$。

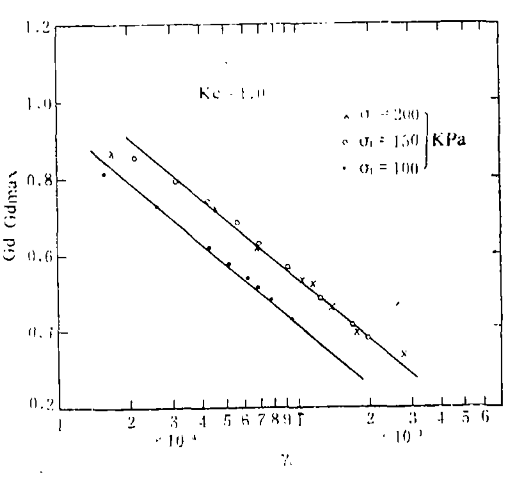

图 2　G_d/G_{dmax}—$\log\gamma_d$曲线

Fig. 2　G_d/G_{dmax}—$\log\gamma_d$ curves

通常的作法是，由作图法求得a、b后，按（1）式计算G_d，然后用（8a）式进行回

归，并绘出G_d/G_{dmax}—$\log\gamma_d$图。本文按a、b的回归值$\hat{a}$、$\hat{b}$计算$G_d/G_{dmax}=\hat{a}/(\hat{a}+\hat{b}\gamma_d)$，并绘出图2，其归一化程度更好。

B.O.Hardin[3]、[4]等人的研究表明，土的初始模量主要与土类、初始孔隙比及平均固结应力等因素有关，对正常固结和超固结的粘性土，他们提出以下公式：

$$G_0=3260\frac{(2.973-e)^2}{1+e}(\sigma_m^{\frac{1}{2}})^{\frac{1}{2}}(OCR)^k \quad 。 \tag{9}$$

若将（9）式改写为

$$G_0=A_G\frac{(2.973-e)^2}{1+e}(\sigma_m)^{\frac{1}{2}}(K_c)^k \quad , \tag{9a}$$

则式中A_G代表原哈丁公式（9）中对应于不同土类及不同受荷历史的不同系数。为了在缺乏试验条件的情况下，利用土的物理性质指标（e和I_p）按经验公式估算动剪切模量，我们按试验测得的数据反求A_G，其结果示于表4中。由表4可知，该地区黄土的A_G随固结比K_c的增大而增大，其值的变化范围为2435～3533$\sqrt{kPa}$。由于黄土为次固结，其总平均值小于3260$\sqrt{kPa}$是合理的。因此，可用修正A_G值的方法使（9a）式适用于黄土（或称修正的哈丁公式）。

表4

固结比 K_c	平均固结应力 σ_m（kPa）	用作图法求得G'_0（kPa）	$G_0=\frac{1}{2(1+\mu)a}$（kPa）	$A_G=0.514\frac{G_0}{\sigma_m^{\frac{1}{2}}\cdot(K_c)^{0.1}}$ 采用G_{10}时	采用G_0时	A_G平均值 采用G'_0时	采用G_0时	总平均
1.00	100	48100	57839	2472.3	2975.5	2435	2722	3150
	150	59200	61945	2484.5	2599.2			
	200	64600	71278	2347.9	2591.0			
1.69	87	49800	59153	3092.9	3094.8	3336	3338	
	97	68700	75966	3761.7	3764.0			
	123	60100	68559	3014.8	3016.7			
	182	96200	96154	3476.0	3478.2			
2.00	93	56600	59409	2954.5	2950.8	3533	3528	
	133	80700	89321	3714.6	3709.9			
	173	97400	107766	3929.5	3924.6			

注：K_c为固结比；σ_m为平均固结应力；e为初始孔隙比；k为与土的塑性指数I_p有关的系数，本试样$I_p=11.06$，故k=0.1[2]

3.阻尼比

阻尼比λ由在振动循环荷载作用下的一个周期内土体内阻所消耗的能量与作用在土体上的总弹性能量之比来衡量，即

$$\lambda=\frac{1}{4\pi}\cdot\frac{A_1}{A_2} \quad 。 \tag{10}$$

式中A_1为滞回圈的面积；A_2为三角形面积，以应力最大点为顶点。

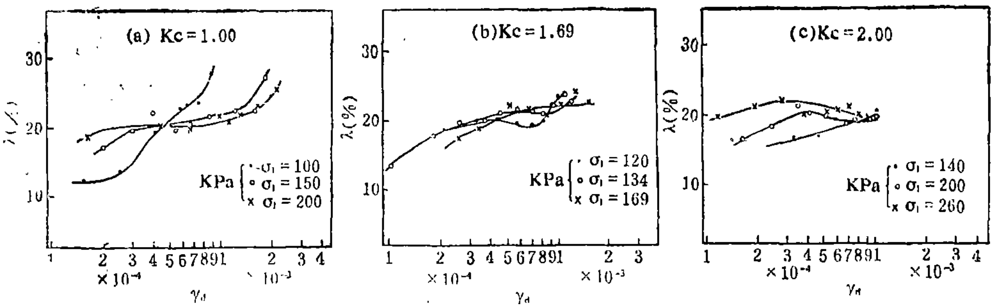

图 3　λ—logγ$_d$曲线

Fig. 3　λ—logγ$_d$ curve

图3中λ—logγ$_d$曲线表明：

（1）阻尼比随剪应变的增加而增大。剪应变越大时，土体内阻消耗量越多，因此阻尼比越大。阻尼比的变化范围约为0.13～0.26。

（2）固结应力σ_1的大小对阻尼比有一定影响。固结比K_c一定时，剪应变γ_d小于某一剪应变γ_a时，λ随σ_1的增加而增大；而γ_d大于γ_a时，λ随σ_1的增加而减小，且变化点的位置（即γ_a的大小）随K_c的增加呈增大的趋势。如$K_c=1.0$时，γ_a约为4.5×10^{-4}，当$K_c>1.0$时，$\gamma_a>4.5\times10^{-4}$。由于试验数据不够多，当$K_c>1.0$时$\gamma_a$的具体数值未能测得。

上述结果在以往原状黄土的试验研究中还未曾见到。据已有的研究结果可作如下分析：一些研究表明，当黄土的原生结构遭受破坏时，其本构特性、变形特性及强度特性均将发生显著变化。因此，对原状黄土动力特性的研究应特别注意其结构性及其变化的影响[1]。同一种土的动力特性随其动应变大小的不同而发生质的变化[5]。本试验中动剪应变的变化范围在10^{-4}—10^{-3}之间，说明土处于动力弹塑性变形阶段。当γ_d较小时，黄土的原生结构基本上还没有被破坏，固结应力σ_1的增加使试样内土粒间的接触应力加大，土样发生同样大小的剪切变形所消耗的能量随之增加，所以表现出阻尼比随固结应力σ_1的增加而增大；当γ_d较大时，黄土的大部分原生结构遭到破坏，随固结应力σ_1的增加黄土的塑性变形增加，土粒间的距离减小或使更多的土粒填充空隙，产生新的压密。由于次生结构的形成，土样发生同样大小的剪应变时所需要消耗的能量反而减少，所以表现出阻尼比随固结应力σ_1的增加而减少的特征。

三、结　论

1.在一定的应变范围内（10^{-3}），东坡隧道原状黄土在动荷作用下表现出应变硬化性态，其σ_d—ε_d试验曲线与双曲线和幂函数曲线拟合程度都很好。固结比一定时，动应力随固结应力σ_1的增加而增大；动应变一定时，动应力随固结比K_c的增加而增大。

2.东坡隧道原状黄土的动弹性模量E_d和动剪切模量G_d均随动应变的增加而减小。当固结比K_c一定时，随固结应力σ_1的增加而增大。在本试验应变范围内测量，E_{dmax}（或E_0）的变化范围为150500～280200kPa；G_{dmax}（或G_0）的变化范围为57900～107800kPa。修正的哈丁公式$G_0=A_G\frac{(2.973-e)^2}{1+e}\cdot\sigma_m^{\frac{1}{2}}\cdot K_c^{k}$适用于黄土，其中系数$A_G$随固结比$K_c$

的增大而增加，其平均值的变化范围为2435～3533$\sqrt{kPa}$。

（3）试验结果表明，固结应力σ_1的大小对原状黄土的阻尼比λ有一定影响。当固结比K_c一定，剪应变γ_d较小（如$\gamma_d<\gamma_a$）时，阻尼比λ随固结应力σ_1的增大而增大；剪应变较大（如$\gamma_d>\gamma_a$）时，阻尼比λ随固结应力σ_1的增大而减小，其分界点（即γ_a）的位置随固结比K_c的增加而向剪应变γ_d增大的方向移动。试验测得当$K_c=1.0$时，γ_a约为4.5×10^{-4}。东坡隧道原状黄土阻尼比的变化范围约为0.13～0.26。

本试验在兰州铁道学院潘昌实教授指导下进行。黄土取样工作由兰院扬力和刘林祥完成。铁道部科技局为本课题研究提供了资助，铁科院西北研究所为试验提供了设备和条件，特此致谢。

（本文1990年1月5日收到）

参 考 文 献

〔1〕 刘祖典等，黄土的变形特性，土木工程学报，No.1，1985.
〔2〕 蒋彭年，土的本构关系，科学出版社，1982.
〔3〕 Hardin, B.O.and Drenevich, V.P., Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects, J.SMF Dn ASCE, Vol.98, No. SM9, 1972.
〔4〕 Hardin, B.O.and Drenevich, V.P., Shear modulus and damping in soils: Design equation and curves, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, Vol. 98, No. SM8, 1972.
〔5〕 （日）石原研而，土の动强度，1973.

AN EXPERIMENTAL RESEARCH ON DYNAMIC SHEAR MODULUS AND DAMPING RATIO OF LOESS IN DONGPO AREA, SHAANXI PROVINCE

Cui Wenjian
(*Lanzhou Railway College*)
Sun Yuanru
(*North—West Institute, Ministry of Railway*)

Abstract

The dynamic shear modulus and damping ratio are important parameters in earthquake engineering and other dynamic analyses. In this paper, the experimental research on dynamic shear modulus and damping ratio of loess with the DJC-240 triaxial test apparatus was introduced by statistic method and the accuracy of the parameters was improved. The revisionary formula for calculating dynamic shear modulus based on physical properties of soil was presented. The authors have pointed out the obvious influence of damping ratio due to different consolidation ratio and consolidation pressure. The essential correlation between damping ratio and the construction of loess was found.