

地基与基础译文集

4

边坡与土动力学

中国建筑工业出版社

地基与基础译文集

4

边坡与土动力学

《地基与基础译文集》编委会

中国建筑工业出版社

本集32篇译文均选自1977年日本出版的《第九届国际土力学与基础工程会议会议录》第二卷。共分为两部分。第一部分主要介绍边坡的稳定分析与计算及其用锚杆等的加固方法。第二部分主要介绍动应力-应变关系、砂土震动液化、地震时填土结构和堤坝的性状、基础的振动、与保护周围介质有关的土的振动、动力模型试验等。

本书可供土建勘察、设计、科研技术人员参考。

《地基与基础译文集》编委会名单（按姓氏笔划排列）

王钟琦	刘颖	胡定
俞调梅	秦宝玖	贾永昌
唐念慈	曾国熙	潘千里

地基与基础译文集

4

边坡与土动力学

《地基与基础译文集》编委会

*

中国建筑工业出版社出版（北京西郊百万庄）

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售

中国建筑工业出版社印刷厂印刷（北京阜外南礼士路）

*

开本：787×1092毫米 1/16 印张：13½ 字数：327千字

1980年12月第一版 1980年12月第一次印刷

印数：1—6,520册 定价：1.10元

统一书号：15040·3819

出版说明

我国地基与基础工程技术，解放以来有了较大的发展，取得了一些可喜的成就，但是整个说来技术水平还是比较低的，仍是建筑工程中的一个薄弱环节，还不能适应四个现代化的要求。无论是工程地质勘察、地基土的测试技术与评价、基础工程的设计与施工、地基处理、土力学与岩体力学理论等，跟国外先进技术相比，许多方面仍有差距。为了改变这种状况，努力提高我们的科学技术水平，要继续坚持独立自主、自力更生的方针，要学习国外先进技术。学习先进，才有可能赶超先进。为了给大家提供学习参考资料，我们特组织出版《地基与基础译文集》丛书。

译文集按专题分册出版。

本集32篇文章均选自《第九届国际土力学与基础工程会议会议录》第2卷(PROCEEDINGS OF THE NINTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING)的第三部分(Session 3. Slopes and Excavations)和第四部分(Session 4. Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering)。第三部分原有32篇文章，主要介绍了边坡的稳定分析与计算及其加固方法，讨论了粘土的固结问题和渗透过程的影响等。第四部分原有44篇文章，主要介绍动应力-应变关系、砂土震动液化、地震时填土结构和堤坝的性状、基础的振动、振动压密、与保护周围介质有关的土的振动、动力模型试验等，介绍了各国的一些最新研究成果，反映了目前国际土力学理论水平的一些概况，但由于国际会议论文的篇幅有限，所以有些文章过于简略，读者可参阅有关参考资料。

参加本集选编工作的有同济大学郑大同、中国建筑科学研究院王钟琦、冶金部建筑科学研究总院严人觉、铁道部科学研究院周镜、北京市勘察处张国震等同志。

中国建筑工业出版社编辑部

1979年8月

目 录

第一部分 边坡

粘土边坡上的线荷载	1
变分法与边坡稳定	6
灌注墙的工作状态	14
用锚杆稳定滑坡	19
挖方土坡的概率分析	23
用离心模型研究粘土边坡的稳定性	33
变分法对土坡稳定分析的应用	39
硬粘土中加锚杆的地下连续墙的性质	45

第二部分 土动力学

土动力学中应用的输入地震运动	53
地震液化区的工程选址	57
砂土的动力有效应力分析	64
用于地震分析的土的动力剪切试验	71
日本地表土层的P波和S波速度	77
各向不等压固结砂的液化	82
土的液化和地基稳定	87
使标准贯入试验更加标准化	92
打桩引起的地面振动衰减	103
地震小区划的岩土工程模型	111
地基基础的动力性状	116
土、桩和基础的相互作用	123
饱和粘性土的动力强度	130
关于描述在循环荷载下土性状的模型	135
桩的自由振动特征	144
振动传感器的惯性补偿	149
埋置基础的竖直振动	158
非线性层状土内桩的动力性状	164
承受动荷的离心模型基础	169
用于水平振动的新的集总参数模型	177
刚性基础的动力相互作用	184
砂土液化中细颗粒土的影响	190
土和地基的动力性状	195
孔隙压力参数与砂土液化	201

第一部分 边 坡

粘土边坡上的线荷载

[美国] M.M. Baligh A. S. Azzouz C. C. Ladd

提 要

用二维和三维分析法, 计算承受不同长度的线超载的粘土边坡的不排水稳定性, 结果表明: 当 (1) 仅由重力作用使边坡接近破坏时, (2) 超载长度与边坡高度相比很短时, 三维端部效应明显地影响引起破坏的线超载值, 提出了供设计用的稳定图。

引 言

在设计许多土工设施时, 土和土所支承的结构的安全性是很为重要的。承受超载的粘土边坡 ($c=c_u$ 和 $\varphi_u=0$) 的不排水稳定性是一个有趣的课题。靠近粘土边坡顶部“快速”修建结构物和重型设备 (例如: 铲运机和铁路线) 产生这类荷载, 常规稳定分析方法局限于二维 (平面应变) 破坏模式, 超载对稳定性的影响通常考虑为用无限长的等值线荷载来代替超载。

本文考虑承受不同长度的线荷载的粘土边坡的不排水稳定性。首先, 求得无限长的线荷载的二维 (平面应变) 解, 之后, 进行承受无限长的线荷载的三维边坡稳定分析, 并与二维分析解比较, 以弄清端部效应对引起破坏的线荷载值的影响。用图表形式给出结果供不排水稳定分析用。

无限长的线荷载

图 1 示出了高度为 H 、并与水平面呈 β 角的粘土边坡。饱和粘土具有单位容重 γ 和内聚力 c (不排水强度), 除重力外, 边坡还承受了强度为 p^0 、作用于边坡顶面距边缘处为 A 的无限长线荷载。

只有重力作用 (即没有超载) 的边坡的稳定性, Taylor (1937) 曾用圆弧法作过分析。剪切面假定为无限长的圆柱面, 破坏机理是圆柱形刚体绕其 $O-O$ 轴 (图 1 Z 轴) 转动。

对于承受超载的边坡, 可能按下

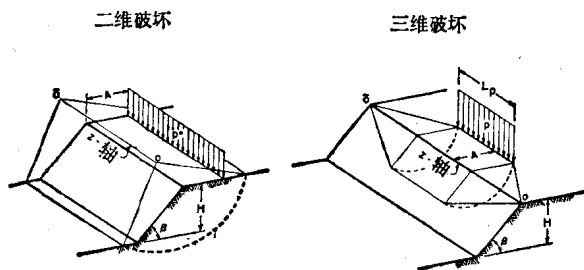


图 1 承受线荷载的粘土边坡
($\varphi_u=0$, c = 内聚力, γ = 容重)

列二种模式之一发生破坏:

1) 承载力: 剪切面与边坡不相交, 因此, 只限于荷载的邻近部分 (水平土面的承载力理论适合于这种破坏模式; 2) 边坡破坏: 危险剪切面超出了坡顶, 因此, 包括了部分边坡。在线荷载的情况下, 考虑承载力是没有意义的, 因为它导致零值荷载, 因此, 本文所指的线荷载, 只考虑边坡破坏。

线超载 p^0 对边坡整体稳定性的影响过去是按圆弧法处理, 如只考虑重力作用的 Taylor 近似法的推广。假定了 Z 轴的各种位置和剪切圆弧的各种半径, 取边坡单位长度的滑动力矩与抗滑力矩平衡, 计算出 p_{cr}^0 的数值, 重复试算, 直至求得最小的 P_{cr}^0 值为止。Azzouz 与 Baligh (1976) 已经给出危险剪切面的位置和解法。

对于不同的 $\gamma H/c$ 值和 90° 到 15° 之间的坡角, 图 2 给出了危险荷载比 p_{cr}^0/cH 与归一化边缘距离 A/H 之关系。同时还给出了 $(\gamma H/c)_{cr}$ 值, 该值相当于只有自重压力而使边坡发生破坏的 Taylor 解。用于陡坡 ($\beta \geq 45^\circ$) 的结果表明:

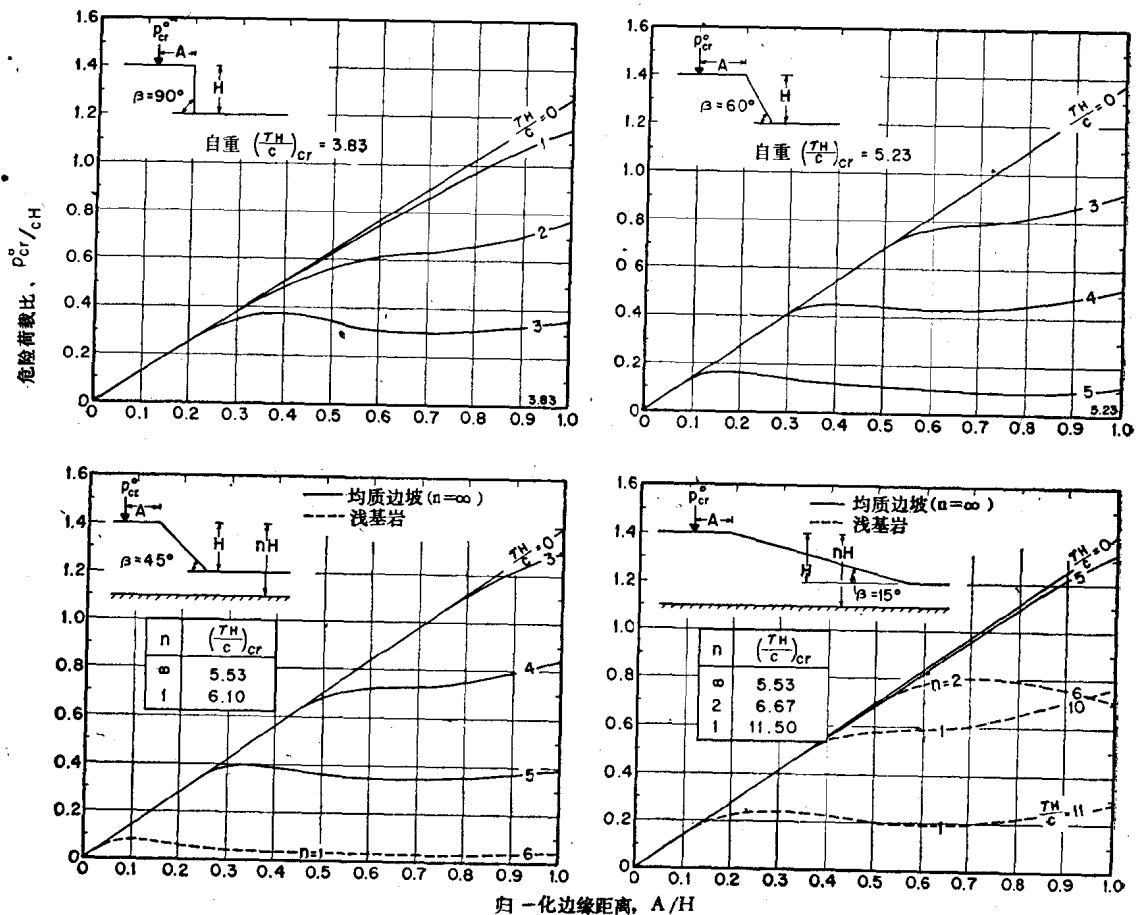


图 2 无限长线荷载稳定图

(1) 对于与 $(\gamma H/c)_{cr}$ 相比 $\gamma H/c$ 值较小时, p_{cr}^0/cH 随 A/H 呈线性增加。这种基本上呈线性的性质意味着: 仅仅对自重而言, 当边坡具有高安全系数时, 则对于给定的 β 、 γ 、 c 和 A 值, 危险荷载与 H 无关。

(2) 对于大的 $\gamma H/c$ 值, 超载就小, 在 $\gamma H/c$ 等于 $(\gamma H/c)_{cr}$ 的极端情况下, p_{cr}^0/cH

等于零。

(3) 对于中等的 $\gamma H/c$ 值, 分三类不同的性状: (a) 当荷载靠近边坡边缘, 即 A/H 小 (≤ 0.3), 重力的影响可以忽略, p_{cr} 非常接近于 $\gamma H/c = 0$ 的情况; (b) 对于 A/H 值在 0.3 和 0.8~0.9 之间, 重力显得重要, p_{cr}/cH 从 $\gamma H/c = 0$ 的包线值减小; (c) 当离边缘的距离大 ($A/H > 0.8 \sim 0.9$), p_{cr}/cH 随 A/H 而增大, 因为抗滑力矩增大较快。这就是如前所述的仅考虑边坡破坏的结果。

(4) 比较不同 β 值求得的结果, 可看出边坡倾角 β 的影响。对于给定的 $\gamma H/c$ 和 A/H 值, p_{cr}/cH 随 β 的增大 (即边坡变陡, 重力效应的重要程度, 因而, 也是边坡能够支承的较小的超载 p_{cr}) 而减小。对于大的 $\gamma H/c$ 值, 这种 p_{cr}/cH 随 β 而减小也更明显。

对于平缓边坡 (即 $\beta = 15^\circ$), p_{cr}/cH 明显地受基岩位置的影响, 并用参数 n 表示。对于给定的 $\gamma H/c$ 和 β 值, 随着距基岩的深度减小 (较小的 n 值), 边坡变得更加稳定, 这是由于 p_{cr}/cH 值较大的缘故。

有限长度的线荷载

确定承受有限长度线荷载的边坡稳定性, 要采用三维分析。这是按 Baligh 和 Azzouz (1975) 提出的公式完成的。假定沿边坡的轴向边坡的几何形状和土的性质不变, 考虑了两种不同的剪切面来代替平面应变解中所采用的无限长圆柱形剪切面。第一种剪切面是与圆柱面相连的锥面, 如图 1 所示, 而第二种剪切面是与圆柱面相连的椭圆面。圆柱面的长度等于线荷载 L_p 的长度。

与平面应变分析中的方法相仿, 通过数值计算来找危险剪切面。假定 Z 轴的位置、圆柱面半径和锥面 (或椭圆面) 的长度, 则可求得引起边坡破坏的相应荷载值 p_{cr} 。通过若干试算, 确定出最小的 p_{cr} 值。危险剪切面的位置和几何形状以及求解方法是由 Azzouz 和 Baligh (1976) 给出的。

现在, 用图 3 所示的影响系数 f_L 来说明三维端部效应, 并用下式定义:

$$p_{cr} = f_L p_{cr}^0 \quad (1)$$

已知 β 、 $\gamma H/c$ 和 A/H , 先由图 2 确定 p_{cr}^0/cH , 然后由图 3 查出 f_L , 于是便可求得作用在 L_p 长度上的危险线荷载值 p_{cr} , 结果表明:

(1) β 、 $\gamma H/c$ 和 A/H 值不变, f_L 值随 L_p/H 的增加而减小。当 L_p/H 非常大时, f_L 等于 1.0 (平面应变状态)。

(2) 三维效应很显著。这可由 f_L 值超过 20 说明。此外, 对于一给定几何形状的边坡, 其最大的 f_L 值出现在仅因重力而接近破坏 [即 $\gamma H/c$ 接近危险值 $(\gamma H/c)_{cr}$] 的边坡处。

(3) 集中荷载情况, 相当于很小的 L_p/H 值, 得出没有意义的结果, 此时的最危险状态相当于面积为零的破坏面, 即零值荷载的承载力破坏类型。

(4) 对于中间的 L_p/H 值, f_L 值一般受 β 、 $\gamma H/c$ 和 A/H 控制。对于一定坡角 β , f_L 值随 $\gamma H/c$ 和 A/H 而增大。但是, 对于在重力作用下安全系数大的边坡, 即 $\gamma H/c$ 与 $(\gamma H/c)_{cr}$ 相比很小时, f_L 与坡角 β 的关系不明显。而且, 当 A/H 值小于 0.5 时, f_L 实际上与 $\gamma H/c$ 和 β 均无关 (Azzouz、Baligh, 1976)。

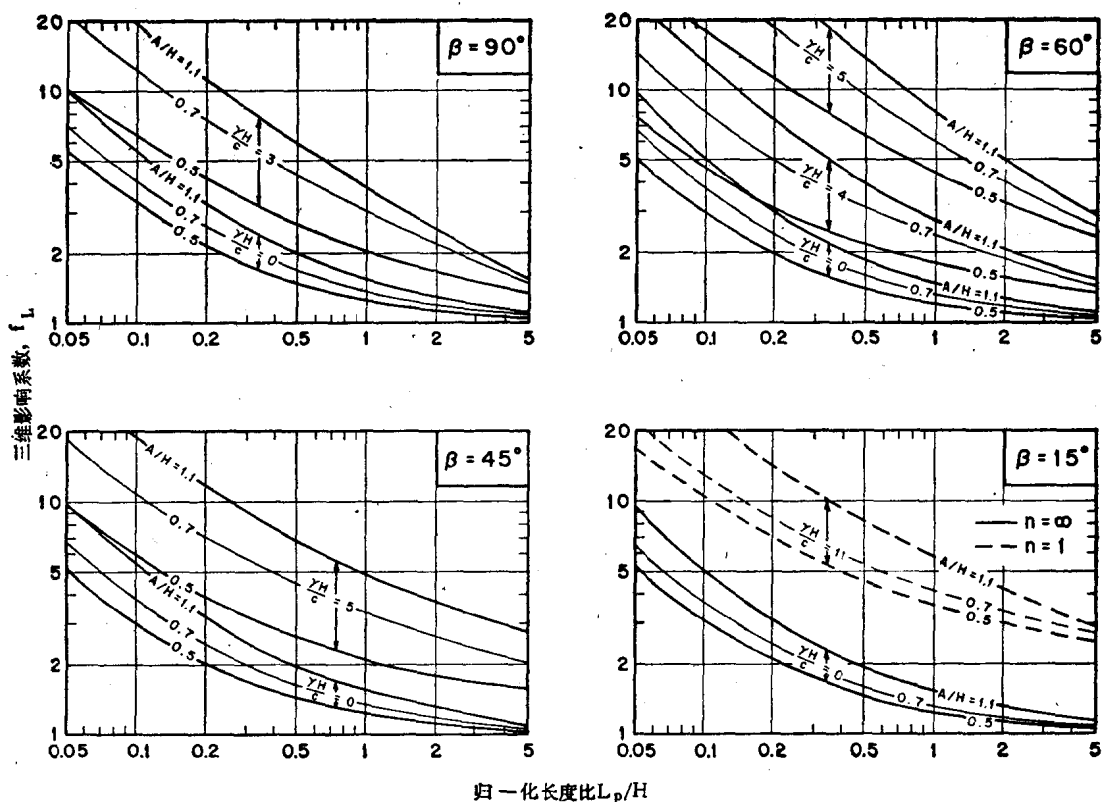


图 3 有限长度线荷载的端部效应

结 论

1. 提出了如图 1 所定义的几何形状、强度 c 和单位容重均为常数、其上作用着无限长线超载的边坡的不排水稳定性图解法。对于不同的坡角和基岩深度，图 2 按 $\gamma H/c$ 绘出产生破坏的归一化线荷载 p_{cr}^0/cH 与归一化边缘距离 A/H 的关系曲线。

2. 三维分析用来确定将引起粘土边坡破坏的有限长度 L_p 的线超载 p_{cr} 值。其结果以参数 $f_L = p_{cr}/p_{cr}^0$ 表示，对于不同坡角和基岩深度，图 3 按 $\gamma H/c$ 和 A/H 绘出 f_L 与归一化长度比 L_p/H 的关系曲线。

3. 本文所提出的结果是近似解，因为它们是圆弧分析法的推广。而且，也排除了危险破坏面未超出坡顶的承载力破坏类型。

4. 三维端部效应，因用参数 f_L 表示，当 L_p/H 小于 1.0 时，是显著的，在只有自重作用，而边坡安全系数接近于 1.0 时，这种效应特别重要。很多实际情况的 f_L 值预计会超过 5~10。

参 考 资 料

Azzouz, A.S. and Baligh, M.M., "Design Charts for Three-dimensional Stability of Cohesive Slopes Subjected to Surcharge Loads," Publication No. R76-19, Order No. 540, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., 1976.

Baligh, M.M. and Azzouz, A.S., "End Effects on the Stability of Cohesive Slopes," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT11, Proceeding Paper 11705, Nov. 1975, pp. 1105-1117.

Taylor, D.W., "Stability of Earth Slopes," Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 1937, pp. 337-386.

于吉求 译

曾盛奎 校

变分法与边坡稳定

[西班牙] E. Castillo J. Revilla

提 要

本文指出边坡稳定分析中应用变分法的可能性。将经典的欧拉 (Euler) 方程和自然条件、相截条件归结为一积分的商的函数, 确定危险滑动线 (具有最小的安全系数) 便可很容易地完成。概略地进行了边坡稳定问题的数学叙述之后, 对于均匀土情况, 将本法应用到Janbu法获得非常有趣的结果, 并绘出按边坡的几何尺寸和土的强度给出的稳定数的图表。最后, 将本法推广到成层土情况, 由于数学上的原因, 导出滑动线同土层界面部分地重合, 并用几个例子说明此时变分法亦可给出解答。

1. 引 言

现今分析边坡稳定性使用的方法是求算预先由工程师确定的许多种滑动线的安全系数, 之后, 取安全系数中之最小者, 作为边坡的安全系数。但是, 这种试算法事实上并不能包括全部可能出现的曲线, 所以其它的滑动线也可得出更小的安全系数。但是, 因为试算法实用上所用的曲线数量很多, 总希望实际的安全系数和计算的安全系数差异十分小而不致产生严重的后果。

总之, 由极限平衡理论分析边坡稳定性, 归结为探求具有最小安全系数的危险滑动线, 并求算出该最小安全系数值。

前已述及, 探求该滑动线的方法, 因其实用上计算工作量浩繁, 所以是一艰巨而又极为麻烦的事情。由于这种种原因, 寻求能得出无上述缺点的滑动线的计算方法, 将是十分有用的。

本文所提出的方法满足这些要求, 借助于变分原理来解算这类问题。结果表明, 本法是有前途的。

2. 数 学 背 景

边坡安全系数函数定义可写为 (图 1):

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \int_{x_{i-1}}^{x_i} F_i(x, y_i, y'_i) dx}{\sum_{i=1}^n \int_{x_{i-1}}^{x_i} G_i(x, y_i, y'_i) dx} \quad (1)$$

式中 $y_i = y_i(x)$, ($i=1, 2, \dots, n$) 表示区间 (x_i, x_{i-1}) 的滑动线, 函数 F_i 和 G_i 分别与土的剪切强度和实际的剪应力有关。

因此,对已给边坡确定其安全系数是同对函数(1)确定其最小值问题是一致的。

对这类函数的分析,在现有资料里一般都没有研究过。所以,在将变分原理应用于这个问题以前,作者已经完成了对各种理论的总结。

可以证明,该新问题的欧拉方程为:

$$F = \frac{\frac{\partial F_i}{\partial y_i} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial F_i}{\partial y'_i} \right)}{\frac{\partial G_i}{\partial y_i} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial G_i}{\partial y'_i} \right)}, \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (2)$$

因此,给出最小安全系数的曲线将满足此方程。

为更好地说明问题,换句话说,使问题具有唯一的解答,还应给出补充条件,因为式(2)的解是与许多个任意常数有关的。

由变分原理可知,为了得到函数(1)的极值,边坡剖面的解析表达式($f_i(x)$)变化的点 x_i 处,应满足下列自然边界条件。这些方程式为:

$$\frac{\partial F_i}{\partial y'_i} - F \frac{\partial G_i}{\partial y'_i} \Big|_{x=x_i} = \frac{\partial F_{i+1}}{\partial y'_{i+1}} - F \frac{\partial G_{i+1}}{\partial y'_{i+1}} \Big|_{x=x_i} \quad (3)$$

另外,由于土层的变化,应满足 x_0 、 x_n 和 x_j 处的相截条件。此时,相截方程为:

$$(F_1 - FG_1) + (f'_1 - y'_1) \left(\frac{\partial F_1}{\partial y'_1} - F \frac{\partial G_1}{\partial y'_1} \right) \Big|_{x=x_0} = 0 \quad (4a)$$

$$(F_n - FG_n) + (f'_n - y'_n) \left(\frac{\partial F_n}{\partial y'_n} - F \frac{\partial G_n}{\partial y'_n} \right) \Big|_{x=x_n} = 0 \quad (4b)$$

$$\begin{aligned} & (F_j - FG_j) + (f'_j - y'_j) \left(\frac{\partial F_j}{\partial y'_j} - F \frac{\partial G_j}{\partial y'_j} \right) \Big|_{x=x_j} \\ &= (F_{j+1} - FG_{j+1}) + (f'_{j+1} - y'_{j+1}) \left(\frac{\partial F_{j+1}}{\partial y'_{j+1}} - F \frac{\partial G_{j+1}}{\partial y'_{j+1}} \right) \Big|_{x=x_j} \end{aligned} \quad (4c)$$

3. 对 Janbu 法的应用

为了清晰地解释前述概念,并说明本法的效用,现将本法用于 Janbu 法。

此时,已知滑动曲线,若不计条分块间的剪切力,安全系数 F 的公式为:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c + \Delta w_i \tan \varphi) \Delta x_i (1 + \tan^2 \beta_i) \left(1 + \frac{\tan \varphi \tan \beta_i}{F} \right)}{\sum_{i=1}^n \Delta w_i \tan \beta_i} \quad (5)$$

式中 Δw_i 为第 i 个条分块的重量, β_i 为滑动曲线的倾角, Δx_i 为第 i 个条分块的宽度, c 为内聚力, φ 为内摩擦角和 γ 为土的单位重量。

若条分块的宽度为零,则得 F_i 和 G_i 的下列方程式:

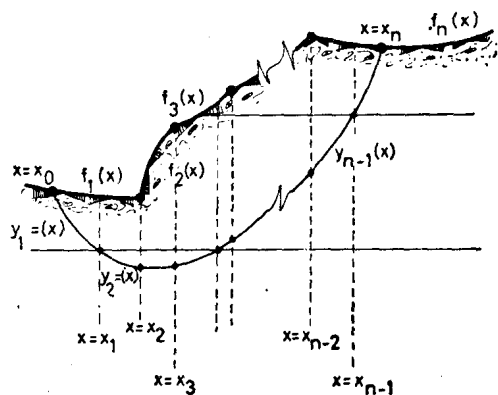


图1 边坡的解析定义

$$F_i = \frac{[c + (y_i - f_i) \gamma \operatorname{tg} \varphi](1 + y_i'^2)}{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \cdot y_i'}{F}} \quad (6)$$

$$G_i = \gamma(y_i - f_i)y_i' \quad (7)$$

3-1 均匀土

现考虑均匀土(图2)

边坡剖面函数定义为:

$$\begin{aligned} f_1(x) &= 0 & x > 0 \\ f_2(x) &= \frac{H}{H_1}x & -H_1 < x < 0 \\ f_3(x) &= -H & x < -H_1 \end{aligned} \quad (8)$$

设连续滑动线:

$$y_i(x_i) = y_{i-1}(x_i) \quad (0 \neq i \neq n) \quad (9)$$

在土层没有变化的各点处, 上式与条件(3), 得:

$$y_i'(x_i) = y_{i-1}'(x_i) \quad (10)$$

显然, 式(2)为二阶方程, 方程个数和未知数为:

(a) 深层滑动线(图3)

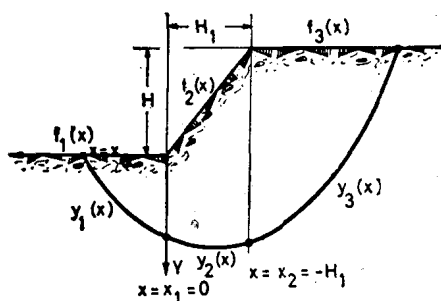


图2 直线形边坡的解析定义

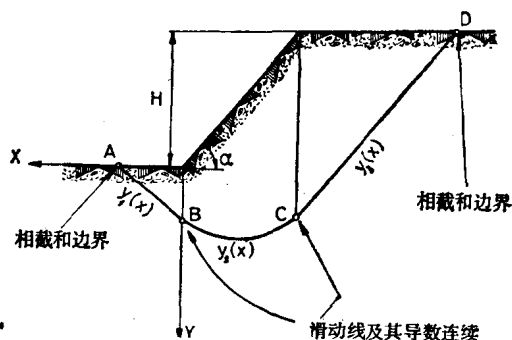


图3 确定深层滑动线问题的方程式

方程式

2.——相截条件(点A和点D)

2.——边界条件(点A和点D)

2.—— y_i 连续(点B和点C)

2.—— y_i' 连续(点B和点C)

1.—— F 方程式(式(1))

未知数

6.——积分常数

2.——A和D的横座标

1.——安全系数 F

(b) 滑动线通过坡足(图4)

方程式

1.——边界条件(B点)

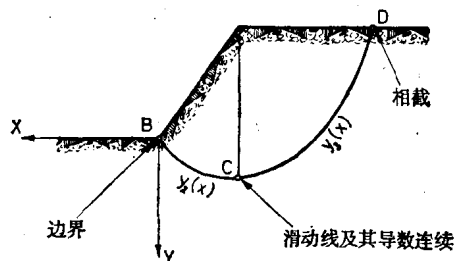


图4 确定滑动线通过坡足问题的方程式

- 1.—— y_i 连续(C点)
- 1.—— y_i' 连续(C点)
- 1.——相截性(D点)
- 1.——边界条件(D点)
- 1.—— F 方程(式(1))

未知数

- 4.——积分常数
 - 1.—— D 点的横坐标
 - 1.——安全系数 F
 - 3-1-1 无摩擦的土
 - 3-1-1-1 深层滑动线
- 此时, 欧拉方程为:

$$F = -\frac{2cy_i''}{\gamma f_i'} \quad (i=1, 2, 3) \quad (11)$$

对上式积分, 并考虑到

$$f_i'(x) = f_i''(x) = 0 \quad (12)$$

得

$$\begin{aligned} y_1 &= B_1 x + D & x_0 \geq x > 0 \\ y_2 &= -\frac{x^2}{4NH_1} + B_2 x + D_2 & 0 \geq x \geq -H_1 \\ y_3 &= B_3 x + D_3 & -H_1 > x \geq x_3 \end{aligned} \quad (13)$$

式中

$$N = \frac{c}{F\gamma H} \quad (14)$$

为稳定值。

由前列八个方程, 得

$$\begin{aligned} B_1 &= B_2 = -1 \\ B_3 &= 1 \\ D_1 &= D_2 = x_0 \\ D_3 &= -H_1 - H - x_0 \\ N &= \frac{1}{4} \end{aligned} \quad (15)$$

并将这些数值代入式(1), 最后结果为:

$$N = \frac{-H_1 - 3H - 6x_0}{-8H_1 - 12H - 24x_0} \quad (16)$$

该方程和 $N=1/4$ 的相容性得 $x_0 \rightarrow \infty$, 这便是深层滑动线。

3-1-1-2 滑动线通过坡足

同理, 对于该问题, 得

$$\frac{x_3}{H} = \frac{-\left(1 + \frac{3}{H/H_1}\right) - \sqrt{\left(1 + \frac{3}{H/H_1}\right)^2 + 8}}{4}$$

$$N = \frac{1}{3 - 3H/H_1 + \sqrt{(H/H_1 + 3)^2 + 8(H/H_1)^2}}$$

图5中, x_3 是作为边坡角的函数给出的, 图6中, 危险滑动线是按无量纲形式给出的。

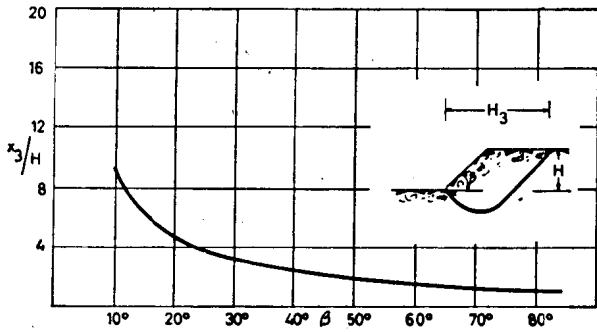


图5 x_3 和边坡角 β 的关系

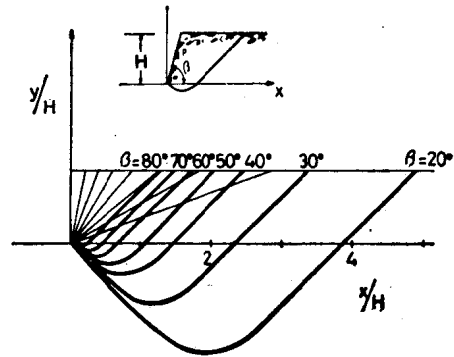


图6 无量纲形式的危险滑动线

3-1-2 一般土

对于这类土, 欧拉方程为:

$$y_i'' = \frac{\gamma F [-A^2 y_i'^3 + A(2A^2 - 1)y_i'^2 + AP y_i' + Q]}{(2CA^2 - 2\gamma A^3 F f_i - 2\gamma A F f_i + 2C) + (2\gamma A^3 F + 2\gamma A F) y_i}$$

($i=1, 2, 3$)

式中

$$A = \frac{\tan \varphi}{F}$$

$$P = 3A - A^2 f_i' - f_i'$$

$$Q = A - A^2 f_i' - f_i'$$

上式需进行多次积分。积分的结果示于图7。图中稳定数 N 是作为边坡角和无因次参数 M 的函数给出的。

$$M = \frac{H \tan \varphi}{c}$$

如果代表边坡的点落在 I 区域, 滑动线为深层滑动线, 落在 II 区域, 滑动线通过坡足。

图8是与 Taylor 结果进行比较。可以证明, 变分法得到的安全系数要小些, 有时候

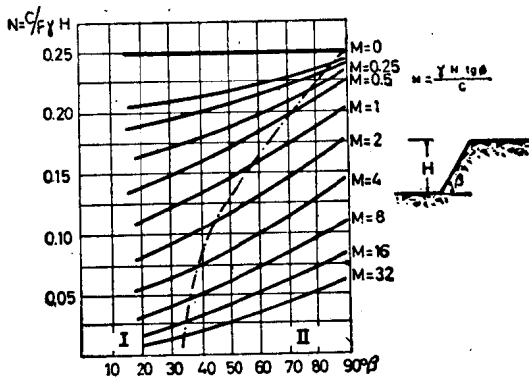


图7 稳定数与边坡角关系

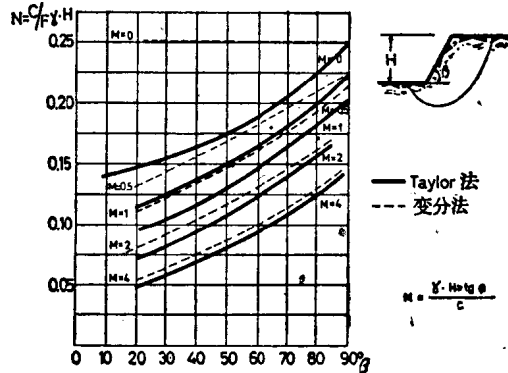


图8 与 Taylor 结果比较

这种差异悬殊还要大。还有一个特点，当 $\varphi=0$ ，若边坡角不是 90° ，滑动线不通过坡足，这是和 Taylor 结果不一致的。

3-2 坡足下有硬层的边坡

当坡足下有硬层，滑动线与硬层部分地重合（图 9）。

若土的内摩擦角为零，由于危险滑动线是深层滑动线，通常这类问题是有解的。安全系数的表达式为：

$$F = \frac{\int_{x_0}^0 F_1 dx + \int_0^{x_1} F_2 dx + \int_{x_1}^{x_2} F_3 dx + \int_{x_2}^{-H_1} F_4 dx + \int_{-H_1}^{x_3} F_5 dx}{\int_{x_0}^0 G_1 dx + \int_0^{x_1} G_2 dx + \int_{x_1}^{x_2} G_3 dx + \int_{x_2}^{-H_1} G_4 dx + \int_{-H_1}^{x_3} G_5 dx}$$

式中

$$\begin{aligned} F_i &= C(1+y_i'^2) \\ G_i &= (y_i - f_i) \cdot y_i' \end{aligned} \quad (i=1, 2, \dots, 5)$$

利用下列方程：

- (a) 欧拉方程
- (b) $y_3(x)=D$
- (c) A点和F点相截条件
- (d) B点和E点的自然边界条件
- (e) B点和E点 $y_i(x)$ 连续
- (f) C点和D点 $y'(x)=0$
- (g) C点和D点 $y(x)=D$
- (h) F的定义（式(1)）

得到下列结果：

$$N = \frac{(2H+H_1+4D) - \sqrt{(2H+H_1+4D)^2 - \frac{16}{3} H_1 \left(\frac{H}{2} + D \right)}}{\frac{8}{3} H_1}$$

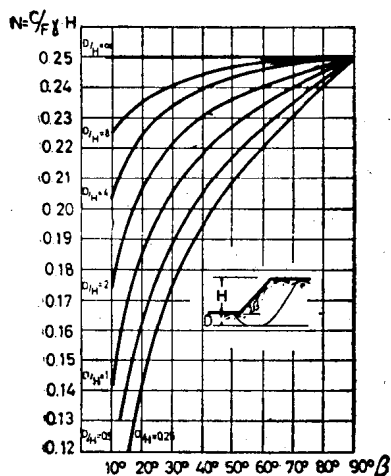


图 10 硬层对稳定数的影响

可以证明，当 $D \rightarrow \infty$ ，上式给出 $N \rightarrow \frac{1}{4}$ 。

图10将稳定数按边坡角和硬层相对深度的函数给出，图11是这类滑动线的例子。

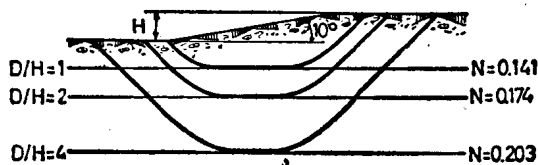


图 11 危险滑动线与硬层部分地重合

3-3 成层土情况

利用土层变化处的相截条件，同样的方法亦适用于成层土情况。

图12示出水平面分层的例子。可以看出，所研究的两类不同滑动线，安全系数较小，而滑动线3给出的安全系数为最小。

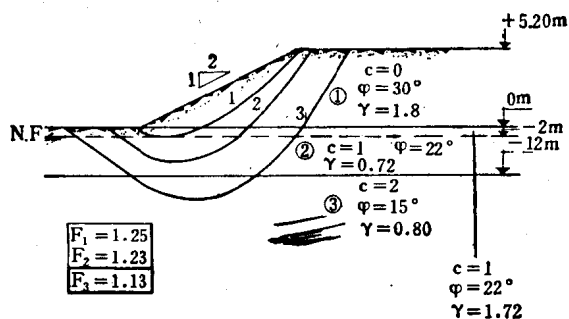


图 12 例1

注：c 的单位为 t/m^2 ； γ 的单位为 t/m^3

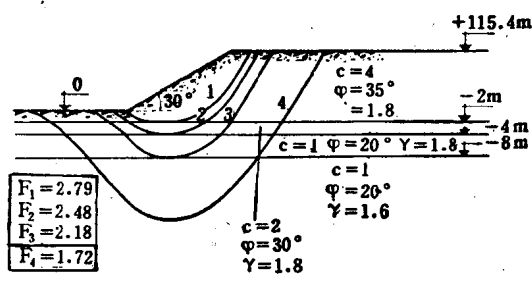


图 13 例2

注：c 的单位为 t/m^2 ； γ 的单位为 t/m^3

图13示出的例子，与上例基本相同，不过中间土层的效应不足以使滑动线全部出现在土层里面。还可看到，滑动线的右边部分是凹的，左边部分是凸的，在土层变化处，一次导数改变符号。若土的强度是随深度增大而不是减小，则滑动线的凸凹性就将反过来。

图14示出强度随深度增大的情况。此时得出唯一的滑动线，如图所示。

最后，图15和图16示出软弱土层对边坡稳定性的影响。图15示出安全系数为1.04的均匀土的危险滑动线，图16示出同一土层但有软弱夹层时，有二条安全系数较小的滑动线，滑动线1安全系数为1.07（正如预料，大于1.04），滑动线2安全系数为0.91，这便是边坡的安全系数。

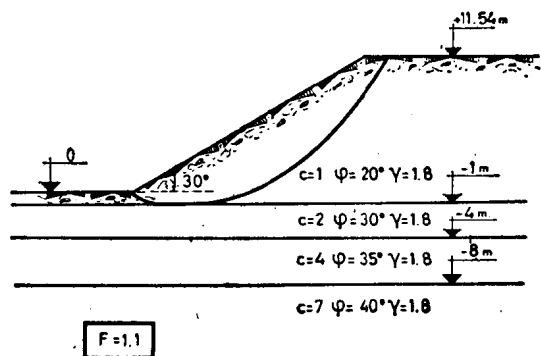


图 14 例3

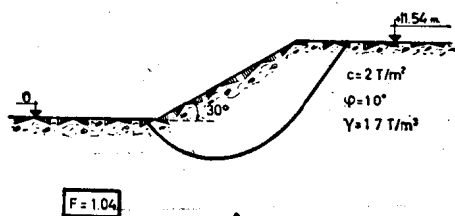


图 15 例4

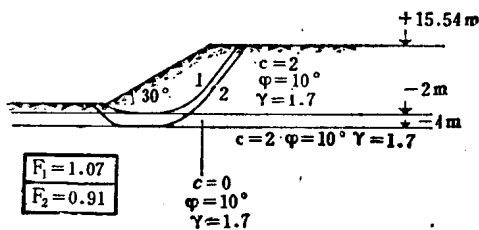


图 16 例4

注：c 的单位为 t/m^2 ； γ 的单位为 t/m^3