

Referências Bibliográficas

AKI, K. **Local site effects on strong ground motion.** *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent advances in Ground Motion Evaluation*, ASC, Geotechnical Special Publication N20, pp. 103-155. 1988.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G.; CHAMEAU, J. L. **Undrained monotonic and cyclic strength of sands.** *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 114, 10, 1089–1109. 1988.

ALMEIDA, A. A. D. **Análise Probabilística de Segurança Sísmica de Sistemas e Componentes Estruturais.** Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio. 2002.

ALMEIDA, M. C. F. **Análise sísmica na região sudeste brasileira aplicação a oleodutos da indústria petrolífera,** Tese – Universidade federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro. 1997.

ANDERSON, D.L. **Theory of the Earth.** Blackwell Scientific Publications, Boston. 1989.

ANDRUS, R.D., STOKOE, K.H., I. **Liquefaction resistance based on shear wave velocity.** *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128. 1997.

ANDRUS, R.D., STOKOE, K.H., II. **Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity.** *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 126(11), 1015–1025. 2000.

ARTHUR, J. R. F.; CHUA, K. S.; DUNSTAN, T.; RODRIGUEZ, J. I. **Principal stress rotation: a missing parameter.** *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 106, GT 4, 419–433. 1980.

AYDINGUN, O.; ADALIER, K. **Numerical analysis of seismically induced liquefaction in earth embankment foundations. Part I. Benchmark model,** *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 753-765. 2003.

BEATY, M.H. **A synthesized approach for estimating liquefaction-induced displacements of geotechnical structures.** Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 2001.

BEATY, M.H. **Documentation Report UBCSAND Constitutive Model, Versions 904aR on Itasca UDM Web Site.** 2011.

BEATY, M.; BYRNE, P. M. **An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand.** Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. Edited by P. Dakoulas, M. Yegian, & R Holtz (eds.), ASCE, Geotechnical Special Publication 75 (1), pp. 766-777. 1998.

BEEN, K.; JEFFRIES, M. G. **A state parameter for sands, *Geotechnique*.** V. 35, N. 2, pp. 99-112. 1985.

BEEN, K., JEFFERIES, M.G.; HACHEY, J. **The critical state of sands.** *Geotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp 365-381. 1991.

BERROCAL, J. ASSUMPÇÃO, M., ANTEZANA, R., DIAS NETO, C.M., ORTEGA, R., FRANÇA, H. & VELOSO, J. **Sismicidade do Brasil**, Instituto Astronômico e Geofísico, Universidade de São Paulo, Brazil, 320p. 1984.

BERROCAL, J., FERNANDES, C., BASSINI, A. & BARBOSA, J.R. **Earthquake hazard assessment in southeastern Brazil.** *Geofísica Internacional*, 35: 257-272. 1996.

BISHOP, A. W. **Strength of soils as engineering materials.** Sixth Rankine Lecture. *Géotechnique*, 16, 89–130. 1966.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. **Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay.** *Géotechnique*, 16, 1, 1–20. 1966.

BOLT, B.A. **Earthquakes**, W.H. Freeman, Neew York, 331pp. 1993.

BOLTON, M. D. **The strength and dilatancy of sands.** *Geotechnique* 36(1), 65–78. 1986.

BOORE, D.M., JOYNER, W.B., & FUNAL, T.E. **Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes: An interim report.** Open-File Report 93-509. U.S. Geological Survey. 1993.

BOULANGER, R. W. **Relating K_a to relative state parameter index**, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 129(8), 770–73. 2003.

BOULANGER, R. W., SEED, R. B., CHAN, C. K., SEED, H. B.; SOUSA, J. B., **Liquefaction Behavior of Saturated Sands under Uni-Directional and Bi-Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading.** Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08, University of California, Berkeley, August. 1991

BOULANGER, R.W., MEYERS, M.W., MEJIA, L. H.; IDRIS, I. M. **Behavior of a fine-grained soil during Loma Prieta earthquake**, *Canadian Geotechnical J.* 35, 146–58. 1998.

BRAY, J.D.; RATHJE, E.M. Earthquake-Induced Displacements of Solid-Waste Landfills, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No. 3, 242-253. 1998.

BRAY, J.D.; TRAVASAROU, T., Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE* 133(4), 381–92. 2007.

BRAY, J. D.; AUGELLO, A. J.; LEONARDS, G. A.; REPETTO, P.C.; BYRNE, R. J. **Seismic stability procedures for solid-waste landfills** Source: *Journal of Geotechnical Engineering*, v 121, n 2, , p 139-151 ISSN: 0733-9410 CODEN: JGENDZ Publisher: ASCE. 1995.

BRAY, J.D.; RATHJE, E.M.; LEONARDS, G.A.; AUGELLO, A.J.; MERRY, S.M. **Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-wasteland fills** Source: *Geosynthetics International*. Vol. 5, (Nos. 1 and 2). pp. 203–235.1998.

BUDNITZ, R.J., APOSTOLASKIS G., BOORE, D.M. CLUFF L.S., COPPERSMITH, K.J., CORNELL, C.A. & MORRIS, P.A., **Recommendations for Probabilistic Seismic Hazard Analysis**, NUREG/CR-6372, US NUCLEAR REGULATORY COMMISSION WASHINGTON, DC, UCRL-ID122160, Vol. 1, 1997.

BYRNE, P. M.; ROY, D.; CAMPANELLA, R. G.; HUGHES, J. **Predicting liquefaction response of granular soils from pressuremeter tests**. ASCE National Convention, San Diego, Oct. 23-27, ASCE, Geotechnical Special Publication 56, pp. 122-135. 1995.

BYRNE, P. M.; PARK, S.-S.; BEATY, M.; SHARP, M.; GONZALEZ, L.; ABDOUN, T. **Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests**. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(2): 193-211. 2004.

CASAGRANDE, A. **Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills**. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 23, 257–276. 1936.

CASTRO, G. **Liquefaction of sands**. Harvard Soil Mechanics Series 87. Harvard University, Cambridge. 1969.

CASTRO, G. **Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands**. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101, 6, 551–569. 1975.

CASTRO, G.; CHRISTIAN, J. T. **Shear strength of soils and cyclic loading**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, V. 102, N. GT9, pp. 887-894. 1976.

CASTRO, G.; POULOS, S. J. **Factors affecting liquefaction and cyclic mobility**, J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 103(GT6), 501-06. 1977.

CHERN, J. C. **Undrained response of saturated sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility**. Ph.D Thesis, The University of British Columbia, Vancouver, Canada. 1985.

CHIN H.K., MAGEAU D.M., e SCOTT T.P. **Comparison of Panama Wharf Performance Using Numerical Analysis and Limit Equilibrium Methods**. Soil Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress GSP 181. 2008.

CHUNG, E. K. F. **Effects of stress path and pre strain history on the undrained monotonic and cyclic loading behaviour of saturated sand**. M.A.Sc.Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 1985.

CUNDALL P. **FLAC user's manual version 6.0**. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, 2009.

DAFALIAS, Y. F. **Overview of constitutive models used in VELACS**. In Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, Vol. 2, pp. 1293-1303. 1994.

DUNCAN, J.M., WRIGHT, S.G. **Soil Strength and Slope Stability**. Hoboken, NJ:John Wiley & Sons, 2005.

DAWSON, E. M.; ROTH, W. H.; DRESCHER, A. **Slope stability analysis by strength reduction**. Geotechnique, v. 49, n. 6, p. 835-840. 1999.

DE ALBA, P.; CHAN, C. K.; SEED, H. B. **Determination of soil liquefaction Characteristics by large-scale laboratory tests**, Report EERC 75-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. 1975.

DESAI C. S.; SIRIWARDANE H. **Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials**. Prentice-Hall, Inc., 468p. 1984.

DICKENSON S.E.; McCULLOUGH, N.J. **Modeling the seismic performance of pile foundations for port and coastal infrastructure**, Seismic Performance and Simulation Pile Foundations, p. 173-191. 2006.

DRUCKER, D.C.; PRAGER. W. **Soil mechanic and plastic analysis or limit design**. Quarterly of applied Mathematics.10.p,157. 1952.

DRNEVICH, V. P. **Undrained cyclic shear of saturated sand**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V. 98, N. SM8, pp. 807-825. 1972.

FINN, W.D.L. **Liquefaction potential: developments since 1976**. Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 2, pp. 655-81. 1981.

FINN, W.D.L., PICKERING, D.J., BRANSBY, P.L. Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 97, N. SM4, pp. 639-659. 1971.

FINN, W. D. L.; LEE, K. W.; MARTIN, G. R. **An Effective Stress Model for Liquefaction**. Source: American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v 103, n 6, Jun, p 517-533. 1977.

FINNO, R. J.; RECHENMACHER, A. L. **Effects of consolidation history on critical state of sand**, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(4), 350–60. 2003.

GAMARRA, C. **Nuevas fuentes sismogênicas para la evaluación Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú**. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2009.

GAMARRA, C.; AGUILAR, Z. A. **Nuevas Fuentes Sismogénicas para la Evaluación del Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú**, XVII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil, Lima, Perú. 2009.

GUTENBERG, B.; RICHTER, C.F. **earthquake magnitude: intensity, energy and acceleration**. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 46, pp. 104-145.

HAN, Y.; HART, R. **Application of a simple hysteretic damping formulation in dynamic continuum simulations**. FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics, Proceedings of the 4th International FLAC Symposium, Ed. Hart & Varona. 2006.

HAZEN, A. **A study of the slip in the Calaveras Dam**. Engineering News Record, 81, 26, pp. 1158–1164. 1918.

HIRD, C.C.; HASSONA, F. **Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests**. Engineering Geology, 28, 149–170. 1990.

HYNES-GRIFFIN, M. E.; FRANKLIN, A. G. **Rationalizing the seismic coefficient method**. Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Engineer Water-ways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1984.

IDRISS I. M.; BOULANGER R.W. **Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes**, in *Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 1, pp. 32–56. 2004.

IDRISS I. M.; BOULANGER R.W. **Soil liquefaction during earthquakes. no. mno-12.** The United States of America: pp. 264. ISBN #978-1-932884-36-4. 2008

ISHIBASHI, I.; ZHANG, X. **Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay.** *Soils and Foundations*, 33(1), 182-191., 1993.

ISHIHARA, K. **Liquefaction and flow failure during earthquakes.** The 33rd Rankine Lecture, 1993, *Géotechnique* 43, No. 3, pp. 351-415. 1993.

ISHIHARA, K. **Soil Behavior in Earthquake Geotechnics**, The Oxford Engineering Science Series, No. 46. 1996.

ISHIHARA, K.; TOWHATA, I. **Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads.** *Soils and Foundations*, 23, 4, 11-26. 1983

ISHIHARA, K., IWAMOTO, S., YASUDA, S., TAKATSU, H. **Liquefaction of anisotropically consolidated sand**, in *Proceedings, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan **2**, pp. 261-64. 1977.

ISHIHARA, K., TATSUOKA, F.; YASUDA, S. **Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses.** *Soils and Foundations*, 15, 1, 29-44. 1975.

ISHIHARA, K., TRONCOSO, J., KAWASE, Y., TAKAHASHI, Y. **Cyclic strength characteristics of tailings materials.** *Soils and Foundations*, 20: 12742. 1980.

ISHIHARA, K., YAMAZAKI, A., HAGA, K. **Liquefaction of K_0 consolidated sand under cyclic rotation of principal stress direction with lateral constraint**, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering **5**(4), 63-74. 1985.

ISHIHARA, K., YASUDA, S., YOSHIDA, Y. Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. **Soils and Foundations**, **30**, 69-80. 1990.

ISHIHARA, K., VERDUGO, R.L.; ACACIO, A.A. **Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic stability analyses**, in *Proceedings, 9th Asian Regional Conference on Soil.Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, Thailand, Vol. 2, pp. 45-70. 1991.

IWAN, W. D. **On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems.** *J. Appl. Mech.*, ASME, Vol. 34, pp. 612-617. 1967.

JEFFERIES M., BEEN K. **Soil liquefaction: a critical state approach.** 1ra. Ed. New York, USA: pp 580. ISBN 0-419-16170-8. 2006.

KANAMORI, H. **Magnitude scale and quantification of earthquakes**, Tectonophysics, Vol. 93, pp. 185-199. 1983.

KAVAZANJIAN, E.; MATASOVIC, N.; HADJ-HAMOU, T.; SABATINI, P.J., **Geotechnical Earthquake Engineering for Highways: Volume I – Design Principles**, Report N. FHWA-SA-97-077, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, 163 pp. 1997.

KAYEN, R.E.; MITCHELL, J.K.; SEED, R. B.; LODGE, A.; NISHIO, S. and COTINHO, R. **Evaluation of SPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assesment using Loma Prieta data, proceedings, 4th U.S. -Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of lifeline. Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction**, V., pp. 177-204. 1992.

KRAMER S.L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. 1996.

KRAMER, S.L. **Evaluation of liquefaction hazards in Washington State**: Washington State Transportation Center, Seattle, Washington, 146 p. 2008.

KRINITZSKY, E.L.; CHANG, F.K. **Parameters for specifying intensity-related earthquake ground motions**. Miscellaneous Paper S-73-1, Report 25, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experimens Station, Vieksburg, Mississippi, 43pp. 1987.

KUHLEMEYER, R. L.; LYSMER, J. **Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems**. Journal of the Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE, v. 99, n. SM5, p. 421-427. 1973.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. EPRI EL-6800, Final Report. Electric Power Research Institute, 3412 Hillview Avenue, Palo Alto, CA, USA, 94304. 1990.

KUMRUZZAMAN, Md.; Yin J-H. **Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite**. Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering Vol. 8, No 1, pp. 79 – 97, 2010.

KUROIWA, J., Japan and Peru Center for Earthquake Engineering Research and Disaster Management, **Reducción de desastres: Viviendo en armonía con la naturaleza**, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID-UNI), Lima - Perú, 2002.

LADE, P.V. **Elasto-Plastic stress-strain theory for cohesionnless soil with curved yield surfaces**, Int.J.Solids Structures, Vol. 13, pp. 1019-1035. 1977.

LADE, P. V.; DUNCAN, J. M. **Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil**. Journal of the Geotechnical Engineering, 101(GT 10), 1037-1053. 1975.

LEE, K.L.; ALBAISA, A. **Earthquake induced settlements in saturated sands**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1974, Vol. 100, No. GT4.

LEE, K.L.; SEED, H. B. **Dynamic strength of anisotropically consolidated sand**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 93, 5, 169–190. 1967.

LIAO, S.S.C., WHITMAN, R.V. Overburden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, N3. pp. 373 - 377. 1986.

MADABHUSHI, S.P.G; ZENG, X. **Behaviour of gravity quay walls subjected to earthquake loading**. Part II: Numerical Modelling. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5), 418-428. 1998.

MAKDISI, F. I.; SEED H. B. **A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments**. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Aug. (UCB/EERC-77/19). 1977.

MAKDISI F. I.; SEED H. B. **Simplified procedure for computing maximum acceleration and natural period for embankments**. Report UCB/EERC-77/19, Earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, California. 1978.

MARCUSON, W.F. **Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads**. Proceedings, International conference on recent advances in Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3 p.1175. 1981.

MARCUSON, W.F., HYNES, M.E., FRANKLIN, A.G. **Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments**. Earthquake Spectra. Vol. 6, N 3, pp. 529-572. 1990.

MATSUOKA, H. **Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane**. Soils and Foundations, 14(2), 47-61. 1974.

MATSUOKA, H.; NAKAI, T. **Stress-strain relationship of soil based on the SMP**. In Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 9, pp 153-162. 1977.

MCDOWELL, P.W.; BARKER, R.D.; BUTCHER, A.P.; CULSHAW, M.G.; JACCKSON, P.D.; MCCANN, D.M.; SKIPP, B.O. MATTHEWS, S.L.; ARTHUR, J.C.R. **Geophysics in engineering investigations**. London, 252p. 2002.

MELO, C., SHARMA, S. **Seismic Coefficients for Pseudostatic Slope Analysis**. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004

MULILIS, J.P., SEED, H.B., CHAN, C.K., MITCHELL, J.K., ARULANANDAN, K. **Effects of sample preparation on sand liquefaction**. *Journal of ASCE*, 103, GT2, 91-108. 1977.

MIURA, K. **Study on the deformation behaviour of anisotropic sand under principal stress axes rotation**. Ph. D Thesis, Hokkaido University, Japan. 1985.

MOGAMI, T; KUBU, K. **The behavior of soil during vibration**, Proceeding, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, V. 1, pp. 152-155. 1953.

MOROTE, C. **Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo sob Carregamento Sísmico**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 136p. 2006.

MROZ, Z. **On the description of anisotropic work hardening**. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 15, 163-175. 1967.

MURALEETHARAN, K. K.; DESHPANDEET, S.; ADALIER, K. **Dynamic deformations in sand embankments: centrifuge modeling and blind, fully coupled analyses**. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 48-69. 2004.

MURPHY, J.R.; O'BRIEN, L.J. The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. *Bulletin of the seismological Society of America*, Vol. 67, pp. 877-915. 1977.

NAESGAARD, E. **A hybrid effective stress-total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow**. PhD. Thesis, Civil Eng.. Dept., University British Columbia, Vancouver, B. C. 2011.

NEGUSSEY, D.; VAID, Y. P. **Stress dilatancy of sand at small stress ratio states**. *Soils and Foundations*, Vol. 30. No. 1, pp. 155-166. 1990.

NEGUSSEY, D.; WIJEWICKREME, D.; VAID, Y. P. **Constant volume friction angle of granular materials**. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1), 50-55. 1988.

NEWMARK, N.M. **Effects of earthquakes on dams and embankments**, *Geotechnique*, Volume 115, No. 2, pp. 139-160. 1965.

NEWMARK, N.M., HALL, W.J. **Procedures and criteria for earthquake-resistant design**. *Building Practices for Disaster Mitigation*, Washington, D.C., Building Science Series 46, U.S. Department of Commerce, pp.209-236. 1973.

NOVA, R. **A constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading**. Soil mechanics-Transient and Cyclic Loads edited by Pande, G.N. and Zienkiewicz, O.C., pp. 343-373. 1982.

OLSON, S.M. (2001). **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance**. PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

OLSON, S.; STARK, T. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, 2002, p. 629-647.

OLSON, S.; STARK, T. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** 129(8), 727-737. 2003.

O'REILLY, M. P. **Cyclic load testing of soils**, in M. P. O'Reilly and S.F. Brown, eds., Cyclic Loading of Soils, Blackie, Blackie, London, pp. 70-121. 1991.

PARK, S.-S. A two mobilized-plane model and its application for soil liquefaction analysis, PhD. Thesis, civil Engg. Dept., Um., British Columbia, Vancouver, B. C. 2005.

PARK S.-S.; BYRNE P. M. Practical constitutive model for soil liquefaction. **Proceedings of the Ninth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics - NUMOG IX'**, Ottawa, Canada, 2004, p. 181-186.

PARK, C.B., MILLER, R.D., XIA, J. **Multichannel analysis of surface waves (MASW): Geophysics**, 64, pp. 800-808. 1999.

POULOS, S. J. **The steady state of deformation**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107, 5, 553-562. 1981.

POULOS, S. J. CASTRO G. AND FRANCE, J.W. **Liquefaction evaluation procedure**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, V. 111, N. 6, pp. 772-792. 1985.

PRAGER, W. **A new method of analyzing stresses and strains in work-hardening plastic solids**. Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 23, pp 493-496. 1956.

PREVOST, J.; HOEG, K. **Effective stress-strain-strength model for soils**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, Nro. GT3, March, pp.259-278. 1975.

PUEBLA, H. **A constitutive model for sand and the analysis of the CANLEX embankments**. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 1999.

PUEBLA, H.; BYRNE, P.M.; PHILLIPS, R. **Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models.** Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 641-657. 1997.

PURSSELL, T.J. **Modulus Reduction Dynamic Analysis.** PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 1985.

PYKE, R.M., CHAN, C.K., SEED, H.B., **Settlement and Liquefaction of Sands under Multi-Directional Shaking,** Report No. EERC 74-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley. 1974.

QUISPE E. **Análise Dinâmica de um Aterro Reforçado com Geossintéticos.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 134p. 2008.

RIEMER, M. F.; SEED, R. B. **Factors affecting apparent position of steady-state line,** J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 123(3), 281–88. 1997.

ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test,** Canadian Geotechnical J. 35(3), 442–59. 1998.

ROBERTSON, P.K., WOELLER, D.J., FINN, W.D. **Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading.** *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 29, 686–695. 1992.

ROSCOE, K. H.; BURLAND, J. B. **On the generalized behaviour of ‘wet’ clay.** Engineering plasticity, Heyman, J. and Leckie, F.A. (Eds), Cambridge University Press, Cambridge, pp. 535-609. 1968.

ROWE, P. W. **The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact.** Proc. Royal Society of London, A 269, 500–527. 1962.

ROWE, P. W. **Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil.** In Proc. Roscoe Memorial Symposium Stress-Strain Behaviour of Soils, pp. 143-194. 1971.

SADIGH, K., CHANG, C.-Y., EGAN, J.A., MAKDISI, F., & YOUNGS, R.R. **Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data.** Seismological Research Letters, 68(1), 180–189. 1997.

SANCHEZ-SESMA, F.J., PALENCIA, V.J., LUZON, F. **Estimation of local site effects during earthquake: An overview.** ISET Journal of Earthquake Technology, Paper n. 423, Vol. 39, N.3, September 2002, pp.167-193.

SARAGONI, G.R.; HART, G.C. **Simulation of artificial earthquakes,** Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, N2, pp. 249-267. 1974.

SHARNA, M.P.; SHAH, H.C. **Time varying parameter domain modeling of strong ground motion**. Proceedings, 3rd Engineering Mechanics Specialty Conference on Dynamics of Structures, ASCE, University of California. Los Angeles. 1986.

SAYÃO, A.S.F. **Behavior of sand under general stress paths in the hollow cylinder torsional device**. PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 1989.

SAYÃO, A.S.F.; VAID Y.P. **Deformations due to principal stress rotation**. Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 1, pp. 107-110. 1989.

SCHNABEL, P. B.; LYSMER, J.; SEED, H. B. **SHAKE—A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites**, Rep. No. EERC 72-12, Univ. of California, Berkeley. 1972.

SCHOBENHAUS, C.; CAMPOS, D. A.; DERZE, G. R.; ASMUS, H. E. **Geologia do Brasil**: texto explicativo do Mapa Geológico do Brasil e da Área Oceânica adjacente incluindo depósitos minerais. Brasília: DNPM-MME, 1984, 501 p. Escala 1: 2.500.000.

SEED, H.B. **Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams**, Geotechnique, Vol. 29, No. 3, pp. 215-263. 1979.

SEED, H. B. **Earthquake-resistant design of earth dams**, in T. R. Howard, ed. Proceedings, Symposium on Seismic Design of Earth Dams, ASCE, New York, pp. 41-64. 1983.

SEED, H. B. Design problems in soil liquefaction, *J. Geotechnical Eng.*, ASCE 113(8), 827-45. 1987.

SEED, R. B.; HARDER, L. F. **SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength**. H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, Vol. 2, BiTech Publishers Ltd, Vancouver, B. C., Canada. 1990.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis**. Report No. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 48p. 1970.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V. 107, N. SM9, pp 1249-1274. 1971.

SEED, H.B.; LEE, K.L. **Liquefaction of saturated sands during cyclic loading**. *Journal of ASCE*, 92, SM6, 105-34. 1966.

SEED, H. B.; LEE, K. L.; IDRIS, I. M. **Analysis of Sheffied Dam Failure**, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divison*, ASCE, Berkeley, 150pp. 1969.

SEED, H. B.; LEE, K. L.; IDRIS, I. M.; MAKDISI, F. I. **Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of february 9, 1971**, Report Nro. EERC 73-2, University of California, Berkeley, Calif., NTS No. PB 223 402, 1973.

SEED, H.B., IDRIS, I.M., MAKDISI, F., BANERJEE, N. **Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses**, Report No. EERC.75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, October. 1975.

SEED, H.B., IDRIS, I.M., ARANGO, I. **Evaluation of liquefaction potential using field performance data**. *Journal of Geotechnical Division*, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482. 1983.

SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. **The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations**. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445. 1985.

SEED, H. B.; WONG, R. T.; IDRIS, I. M.; TOKIMATSU, K. **Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils**. *Journal of Geotechnical Engineering*, v 112, n 11, p 1016-1032, Nov. 1986.

SHINOZUKA, M.; DEODATIS, G. **Stochastic process models for earthquake ground motion**. *Journal of Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 3, N.3, pp.187-221. 1988.

SILVER, M. L.; SEED, H. B. **Volume changes in sand during cyclic loading**, *J. Soil Mechanics and foundations Div.*, ASCE 97(SM9), 1171–182. 1971.

SRBULOV M. **Towards new generation of attenuation relationships for the horizontal peak ground acceleration prediction**. *European Earthquake Engineering XVIII* 2:14–25, 2004.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17(1): 11–26. 1967.

STARK, T. D.; MESRI, G. Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 118, n. 11, 1992, p. 1727-1747.

STARK, T.D., OLSON, S.M., KRAMER, S.L., YOUNG, T.L. **Shear Strength of Liquefied Soil**, Proceedings, 1998 ASCE Specialty Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Seattle, WA, August 3-6. 1998.

SYKORA, D.W. **Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis.** *Geotech. Lab. Misc. Paper GL-87- 26*, U.S. Army Engr. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. 1987.

SYMES, M. J.; GENS, A.; HIGHT, D. W. **Drained principal stress rotation in saturated sand.** *Geotechnique*, 38 (1), 59-81. 1988.

TAKAHASHI A., NAKEMURA J. **Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf.** *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 pp 811–825. 2005.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics.** John Wiley, New York. 1948.

TERZAGHI K, **Mechanisms of Landslides, Engineering Geology** (Berkeley) Volume, Geological Society of America. 1950.

TERZAGHI K.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, Wiley and Sons, New York. 1948.

THOMAS, J. **Static, cyclic and post liquefaction undrained behaviour of Fraser River sand.** M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada. 1992.

TOCHER, D. **Earthquake energy and ground breakage.** *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 48, N 2, pp. 147-153. 1958.

TORO, G.R., ABRAHAMSON, N.A., SCHNEIDER, J.F. **A Model of Strong Ground Motions from Earthquakes in Central and Eastern North America: Best Estimates and Uncertainties.** *Seismological Research Letters*, v.68, no. 1, pp. 41-57. 1997.

TORO, G.R. (2002). **Modification of the Toro et al. (1997) attenuation relations for large magnitudes and short distances.** Risk Engineering, Inc. Report, available at http://www.riskeng.com/PDF/atten_toro_extended.pdf

TOWHATA I. **Geotechnical Earthquake Engineering**, ISBN 978-3-540-35782-7, Springer Verlag- Berlin Heidelberg. 2008.

TRIFUNAC, M.D.; BRADY, A.G. **On the correlation of peak acceleration of strong motion with earthquake magnitude, epicentral distance and site conditions.** Pages 43–52 of: *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. 1975.

VAID, Y.P.; FINN, W.D.L. **Static shear and liquefaction potential**, *Journal of Geotechnical Engineering*, 105 (10): 1233-1246. 1979.

VAID, Y. P.; CHERN, J.C. **Effect of static shear on resistance to liquefaction**, *Soils and Foundations*, 23-1, pp. 47-60. 1983.

VAID, Y. P.; SIVATHAYALAN, S. **Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests**, *Canadian Geotechnical J.* **33**, 281–89. 1996.

VAID, Y. P.; ELIADORANI, A. **Instability and liquefaction of granular soils under undrained and partially drained states**, *Canadian Geotechnical J.* **35**(6), 1053–062. 1998.

VAID, Y., BYRNE, P.M., AND HUGHES, J.M.O. **Dilation angle and liquefaction potential**. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **103**(7), 1003–1008. 1981

VAID, Y. P.; SAYAO, A.; HOU, E.; NEGUSSEY, D. **Generalized stress-path dependent soil behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus**. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**, 5, 601–616. 1990.

VANMARCKE, E.H. **Structural response to earthquake**. Chapter 8 in C. Lomnitz and E. Rosenblueth, eds., *Seismic Risk and Engineering Decisions*, Elsevier, Amsterdam, pp.287–338. 1976.

VERDUGO, R. **Discussion of Correlation between liquefaction resistant and shear wave velocity**, by K. Tokimatsu and A. Uchida, *Soils and Foundations*, **V. 32**, N. 2, pp. 144–145. 1992.

VERMEER, P. A. **A double hardening model for sand**. *Geotechnique* **28**, No. 4, pp 413–433. 1978.

VUCETIC, **Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading**. *Can. Geotech. J.* **27**. 29–46. 1990.

VUCETIC, M.; DOBRY, R., **Effect of soil plasticity on cyclic response**. *J. Geotech. Engng*, ASCE **117** (1), 89–107, 1991.

WONG, R. K. S.; ARTHUR, J. R. F. **Sand sheared by stresses with cyclic variation in direction**. *Géotechnique*, **36**, 2, 215–226. 1986.

WOOD D.M. **Geotechnical Modelling**. 1st. Ed. Oxfordshire UK, pp. 488. ISBN 0-415-34304-6. 2004.

WOODWARD, P. K.; MOLENKAMP, F. **Application of an advanced multi-surface kinematic constitutive soil model**. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **23**, 1995–2043. 1999.

WRIDE, C.E., McROBERTS, E.C., ROBERTSON, P.K. (1999); Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils. **Canadian Geotechnical Journal**, **36**, 5, 907–933. 1999.

WRIGHT, S.G. **UTEXAS3: A computer program for slope stability calculations. Geotechnical Engineering Software GS86-1**, Department of Civil Engineering, University of Texas, Austin. 1992.

YANG, J.; LI, X.S. **State-dependent strength of sands from the perspective of unified modeling**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(2), 186-198. 2004.

YOU, T. L.; BENNETT, M. J. **Liquefaction sites, Imperial Valley, California**, J. Geotech. Eng. 109 (3), 440-457. 1983.

YOU, T.L., PERKINS, D.M., **Mapping liquefaction-induced ground failure potential**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, p. 443-446. 1978.

YOU, T. L.; IDRIS, I. M.; ANDRUS, R. D.; ARANGO, I.; CASTRO, G.; CHRISTIAN, J. T.; DOBRY, R.; FINN, W. D. L.; HARDER, J. R.; L. F.; HYNES, M. E.; ISHIHARA, K.; KOESTER, J. P.; LIAO, S.; MARCUSON III, W. F.; MARTIN, G. R.; MITCHELL, J. K.; MORIWAKI, Y.; POWER, M. S.; ROBERTSON, P. K.; SEED, R. B.; STOKOE, K. H. **Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817-833. 2001.

YOUNGS, R.R., CHIOU, S.-J., SILVA, W.J., HUMPHREY, J.R. **Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes**. *Seismological Research Letters*, 68(1), 58-73. 1997.

A

Anexo

A.1.

Procedimento simplificado para a avaliação de tensões induzidas por terremotos

Seed & Idriss (1971) desenvolveram as bases de uma técnica para a obtenção da tensão cisalhante cíclica média (valor médio dentro de uma história irregular de tensões ou registro de terremoto), e um número de ciclos equivalente uniforme que representem o mais próximo possível o registro de terremoto original. Esta técnica foi periodicamente melhorada por Seed (1979), Seed & Idriss (1982) e Seed *et al.* (1985).

O método de **Seed & Idriss (1971)** descreve que a história de tensões cisalhantes verdadeira em qualquer ponto de um depósito de solo durante um terremoto terá amplitudes irregulares. Para simplificar o procedimento de análise, os autores aplicaram um procedimento de ponderação (baseado em resultados de ensaios de laboratório) a um conjunto de história de tensões cisalhantes de diferentes registros de terremotos para determinar o número de ciclos equivalentes uniformes, N_{eq} , para uma amplitude de 65% de tensão cisalhante cíclica pico, que Seed & Idriss (1971) chamaram-na de *tensão cisalhante uniforme equivalente média*, τ_{av} (Eq. A1.1) que produziria um incremento na poropressão equivalente à história irregular. Em todos os casos, o N_{eq} incrementa com o incremento da magnitude do terremoto.

De Youd *et al.* (2001), a razão de tensões cíclicas (CSR) (Equação A1.1) é estabelecida em base à formulação de Seed & Idriss (1971), onde a $\tau_{av} = 0.65\tau_{max}$ é normalizada pela tensão confinante efetiva inicial⁸⁷.

⁸⁷ Em ensaios de laboratório esta CSR vai depender do tipo de ensaio, assim, em ensaios de cisalhamento simples cíclico, a $CSR = \tau_{cyc} / \sigma'_{vc}$, e em ensaios cíclico isotropicamente consolidado, a $CSR = q_{cyc} / 2\sigma'_{3c}$, onde τ_{cyc} e $q_{cyc}/2$ são a tensão cisalhante cíclica atuando sobre o plano horizontal e a tensão cisalhante cíclica máxima, respectivamente; e σ'_{vc} e σ'_{3c} são a tensão de confinamento vertical efetiva e a tensão de confinamento efetiva isotrópica, respectivamente.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = \frac{0.65\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} \quad (A1.1)$$

onde a τ_{max} de Seed & Idriss (1971) é especificada para o caso de lugares nivelados ou taludes não íngremes, como segue:

$$\tau_{max} = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{max} \cdot r_d = \frac{\sigma_v}{g} a_{max} \cdot r_d \quad (A1.2)$$

sendo a_{max} é a aceleração pico na superfície do terreno, g é a aceleração da gravidade, γ é o peso específico médio do solo acima da profundidade z , σ_v é a tensão vertical total na profundidade z e r_d é o fator de redução da tensão cisalhante na profundidade de interesse z . O valor de r_d decrescerá a partir de 1 na superfície do terreno a baixos valores a grandes profundidades.

Portanto a Equação A1.1 ficaria expressa agora da seguinte maneira:

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (A1.3)$$

A tensão cisalhante cíclica uniforme é assumida ser aplicada para um número equivalente de ciclos mostrado na Figura A.1.

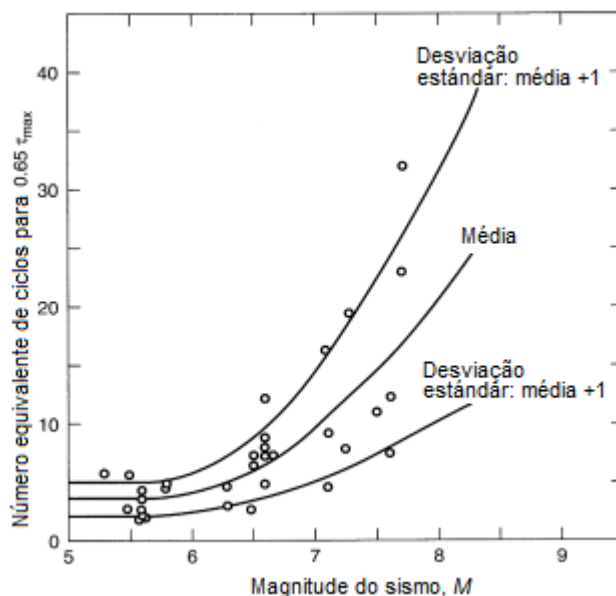


Figura A. 1- Número de ciclos de tensão uniforme equivalente, N_{eq} , para terremotos de diferentes magnitudes (After Seed *et al.*, 1975).

O fator de redução da tensão cisalhante foi estudado por vários autores. Neste caso, apresenta-se duas metodologias: a de Idriss (1999) e a Youd *et al.* (2001):

- a) Para propósitos de avaliação da liquefação, Idriss (1999) estendeu o trabalho de Goleorkhi (1989) onde o parâmetro r_d é expresso em função da profundidade (z) e da magnitude do terremoto (M_w):

$$r_d = \exp (\alpha(z) + \beta(z)M_w) \quad (A1.4)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \quad (A1.5)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

onde z é a profundidade em metros, M_w é a magnitude do terremoto e os argumentos dentro dos termos seno estão em radianos. As Equações A1.4 e A1.5 são matematicamente aplicáveis a profundidades $z \leq 34\text{m}$, mas devido a que a incertezas em r_d incrementa com o incremento da profundidade, essas equações seriam mais recomendáveis de serem usadas para profundidades menores do que 20 metros

A Figura A.2 mostra as curvas r_d calculadas a partir das expressões acima recomendadas para M_w de 5.5, 6.5, 7.5 e 8. Nesta mesma figura também se mostra a média dos valores da faixa publicada por Seed & Idriss (1971), mostrando boa consistência entre ambos os métodos.

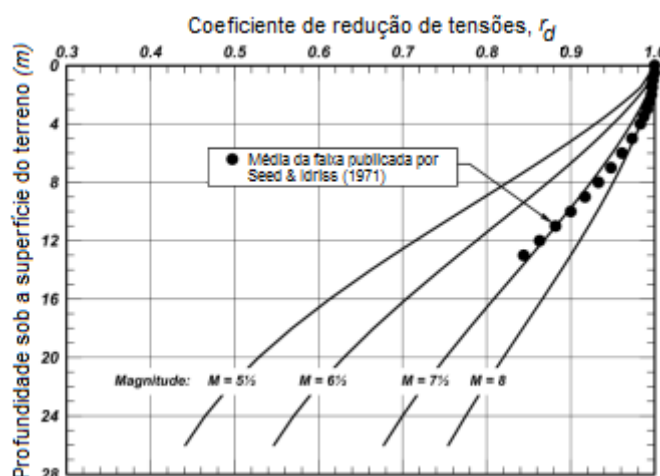


Figura A. 2 – Variação do coeficiente de redução de tensões, r_d , com a profundidade e magnitude de terremoto (Idriss, 1999).

- b) Do trabalho de Youd *et al.* (2001), o valor do coeficiente r_d foi melhor ajustado para o cálculo da CSR. Dessa forma, recomendou-se que práticas de rotina e

projetos não críticos, as Equações A1.6, de Liao & Whitman (1986), sejam usadas para estimar valores médios de r_d :

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765 z & \text{para } z \leq 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 z & \text{para } 9.15 \leq z \leq 23m \end{aligned} \quad (\text{A1.6})$$

onde z é a profundidade abaixo da superfície do terreno em metros.

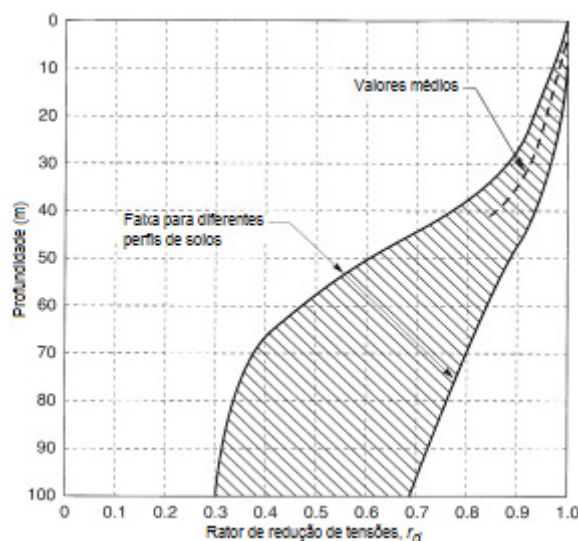


Figura A. 3 – Fator de redução para a estimativa da variação das tensões cisalhantes cíclicas com a profundidade sob a superfície do terreno ou sob taludes suavizados (*after* Seed & Idriss, 1971)

Para o caso de cálculos computacionais, Youd *et al.* (2001) recomendam a Equação A1.7 com uma boa aproximação da curva de valores médios da Figura A.3.

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113 z^{0.5} + 0.04052 z + 0.001753 z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177 z^{0.5} + 0.05729 z - 0.006205 z^{1.5} + 0.00120 z^2)} \quad (\text{A1.7})$$

A.2.

Cálculo da resistência N_{1-60} corrigida para areia limpa (teor de finos)

A correção por teor de finos pode ser aplicada a valores de N_{1-60} seguindo alguma das duas metodologias: a de Youd *et al.* (2001) ou de Idriss & Boulanger (2004).

A.2.1. Youd *et al.* (2001)

Baseados na data e observações originais de Seed *et al.* (1985), Youd *et al.* (2001) recomendaram algumas correções por teor de finos (*fine content*, FC) ao trabalho original, especificamente em função dos valores de N_{1-60} , que atenda a um melhor ajuste da data empírica e aperfeiçoe os cálculos computacionais em folhas de cálculos ou programas computacionais de engenharia. Para isto, os autores recomendam as Equações A2.1, A2.2 e A2.3 como correções aproximadas para levar em consideração o teor de finos (FC) nos valores de CRR, aplicadas diretamente nos valores de N_{1-60} tornando valores equivalentes de areias limpas, N_{1-60cs} .

$$N_{1-60cs} = \alpha + \beta (N_{1-60}) \quad (\text{A2.1})$$

onde α e β são coeficientes determinados a partir das seguintes relações:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{para } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190/FC^2)] && \text{para } 5\% < FC < 35\% \\ \alpha &= 5 && \text{para } FC \geq 35\% \end{aligned} \quad (\text{A2.2})$$

$$\begin{aligned} \beta &= 1.0 && \text{para } FC \leq 5\% \\ \beta &= 0,99 + (FC^{1.5} / 1000) && \text{para } 5\% < FC < 35\% \\ \beta &= 1,2 && \text{para } FC \geq 35\% \end{aligned} \quad (\text{A2.3})$$

A.2.2. Idriss & Boulanger (2004)

A metodologia seguida por Idriss & Boulanger (2004) para a correção de N_{1-60} por teor de finos é indicada da seguinte forma:

$$N_{1-60cs} = N_{1-60} + N_{corr} \quad (\text{A2.4})$$

onde

$$N_{corr} = \exp \left[1,63 + \frac{9,7}{FC} - \left(\frac{15,7}{FC} \right)^2 \right] \quad (\text{A2.5})$$

e FC em porcentagem.

A.2.3.

Outras correções aplicadas à resistência à penetração, N₁₋₆₀

Aparte da correção por Teor de finos (Seções A2.1 e A2.2) existem outros fatores que influenciam os resultados do SPT, tais como características do grão e a plasticidade do solo que podem afetar a resistência à liquefação da mesma forma, mas segundo os autores esses fatores de correção não foram ainda amplamente aceitados. Outros fatores adicionais também afetam os resultados do SPT, de tal forma que uma série de correções é aplicado no valor de N_{1-60} relacionando fatores, listados na Tabela A.1. A Equação A2.6 incorpora todas essas correções:

$$N_{1-60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (\text{A2.6})$$

onde o N_m é o valor medido da resistência do SPT, C_N é o fator normalizador que relaciona o valor de N_m com a tensão de sobrecarga efetiva de referência (overburden stress), C_E é a correção da razão de energia do martelo, C_B é o fator de correção pelo diâmetro do furo da sondagem, C_R é o fator de correção pelo comprimento da haste, e C_S é a correção por amostradores com o sem camisa.

Tabela A. 1– Correção do SPT (Modificado de Skempton 1986) por Robertson & Wride (1998) (Youd *et al.* 2001).

Fator	Variável do Equipamento	Termo	Correção
Pressão de sobrecarga	---	C_N	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$
Pressão de sobrecarga	---	C_N	$C_N \leq 1,7$
Taxa de energia	Martelo Rosca	C_E	0,5 – 1,0
Taxa de energia	Martelo de segurança	C_E	0,7 – 1,2
Taxa de energia	Martelo tipo automotic-trip Rosca	C_E	0,8 – 1,3
Diâmetro do furo da sondagem	65 – 115 mm	C_B	1,0
Diâmetro do furo da sondagem	150 mm	C_B	1,05
Diâmetro do furo da sondagem	200 mm	C_B	1,15
Comprimento da haste	< 3 m	C_R	0,75
Comprimento da haste	3 – 4 m	C_R	0,8
Comprimento da haste	4 – 6 m	C_R	0,85
Comprimento da haste	6 – 10 m	C_R	0,95
Comprimento da haste	10 – 30 m	C_R	1,0
Método de amostragem	Amostrador padrão	C_S	1,0
Método de amostragem	Amostrador sem camisa	C_S	1,1 – 1,3

Fatores de pressão de sobrecarga, C_N

O fator de correção por pressão de sobrecarga, C_N , é aplicado devido a que o valor de N_{SPT} incrementa com o incremento da pressão de sobrecarga efetiva, observada por

Seed & Idriss (1982). Esse fator (descrito na Tabela A.1) é normalmente calculado a partir da seguinte equação de **Liao & Whitman (1986)**:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0,5} \quad (\text{A2.7a})$$

A Equação A2.7a indica que C_N normaliza a N_m a uma pressão de sobrecarga efetiva σ'_{v0} de aproximadamente 100 kPa (1 atm) P_a . O valor de C_N não excederia o valor de 1,7. **Kayen et al. (1992)** sugeriram uma expressão (Equação A2.7b) que limita o valor de C_N para 1,7 e permite um melhor ajuste a curva original especificada por Seed & Idriss (1982), a seguir:

$$C_N = 2,2 / (1,2 + \sigma'_{v0} / P_a) \leq 1,7 \quad (\text{A2.7b})$$

Finalmente, a expressão de C_N foi reajustada por **Idriss & Boulanger (2004)**, sendo requerido um processo de iterativo, como segue:

$$C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,784 - 0,0768 \sqrt{N_{1-60}}} \leq 1,7 \quad (\text{A2.7c})$$

A pressão de sobrecarga σ'_{v0} aplicada nas expressões (A2.7a), (A2.7b) e (A2.7c) seria especificamente a pressão de sobrecarga no momento da perfuração e amostragem.

Algumas outras observações feitas a esse fator e a outros fatores são amplamente discutidos no trabalho de Youd *et al.* (2001).

A.3.

Ajustes e correções na resistência à penetração do cone

Como descrito na Equação 3.17, a resistência de ponta medida, q_{cm} , pode ser ajustada por pressão de confinamento:

$$q_{c1} = C_N \cdot q_{cm} \quad (\text{A3.1})$$

onde este ajuste é baseado no parâmetro C_N ⁸⁸.

⁸⁸ Alguns autores preferem chamar de C_Q quando se referem ao ensaio CPT para diferenciar do fator de correção do SPT.

A.3.1.

Ajuste e normalização da resistência de ponta do cone

A correção da resistência de ponta do CPT pode ser feita por meio do fator C_N , da por **Robertson & Wride (1998)**, onde:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^n \quad (\text{A3.2a})$$

sendo C_N o fator normalizador da resistência à penetração do cone, P_a a pressão atmosférica nas mesmas unidades usadas por σ'_{v0} , n é um expoente que varia com o tipo de solo. Para profundidades superficiais C_N torna-se maior devido às baixas pressões de sobrecarga. As variações de expoente n (que vão de 0,5 para 1,0) devido ao tipo de solo dependerão das características do solo (Olsen, 1997).

Idriss & Boulanger (2004), verificaram e colocaram a expressão de C_N de resistência de ponta, na seguinte forma:

$$C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{1,338 - 0,249 (q_{cl}/P_a)^{0,264}} \leq 1,7 \quad (\text{A3.2b})$$

onde o q_{cl} (da Equação 3.17) requer do cálculo do C_N (que ao mesmo tempo depende do q_{cl}), tudo isto em um processo iterativo.

A.3.2.

Correção por areia limpa da resistência de ponta

A resistência à penetração normalizada de Robertson & Wride (1998) ou de Idriss & Boulanger (2004) (Equações A3.2), para o caso de areias siltosas pode ser corrigido por um valor de areia limpa equivalente, q_{cl-Ncs} , por meio da seguinte relação:

$$q_{cl-Ncs} = K_c q_{cl-N} \quad (\text{A3.3})$$

onde K_c (fator de correção das características do grão) é definido por cada autor.

a) O valor de K_c para **Robertson & Wride (1998)** varia da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \text{for } I_c \leq 1,64 \quad K_c &= 1,0 \\ \text{for } I_c > 1,64 \quad K_c &= -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88 \end{aligned} \quad (\text{A3.4})$$

onde o valor de I_c é o indicador do tipo de comportamento de solo idealizado pelos autores, como mostrado nas Equações A3.4. A curva definida pelas Equações A3.4 é plotada na Figura A.4. Para valores de $I_c > 2,6$, a curva tracejada indica que o solo é muito plástico para liquefazer.

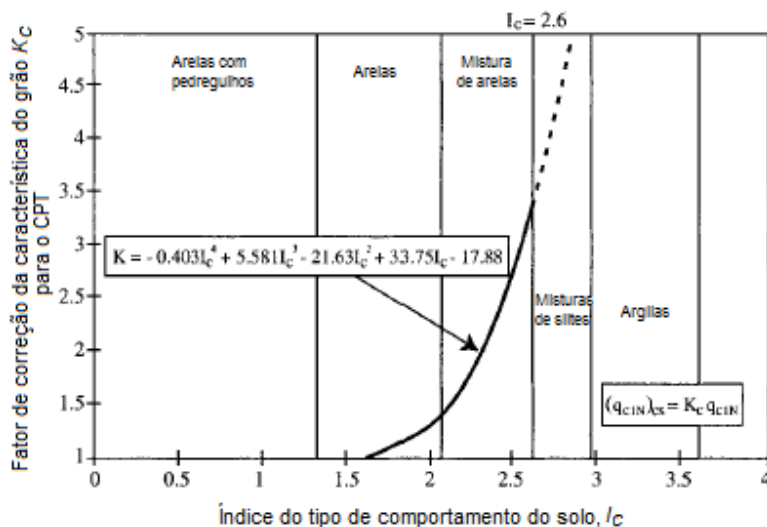


Figura A. 4 – Fator de correção das características do grão, K_c , para determinação da resistência CPT equivalente a areias limpas (Robertson & Wride, 1998).

Robertson & Wride (1998) construíram o gráfico da Figura A.4 para estimar o tipo de solo (argilas, areias e siltes). Os contornos entre tipos de solos (2-7) podem ser aproximados por círculos concêntricos e podem ser usados para quantificar os efeitos das características do solo sobre q_{c1-N} e CRR. Os raios desses círculos indicam o tipo de comportamento do solo por meio da variável I_c , calculada a partir da seguinte equação:

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2 \right]^{0,5} \quad (A3.5)$$

onde

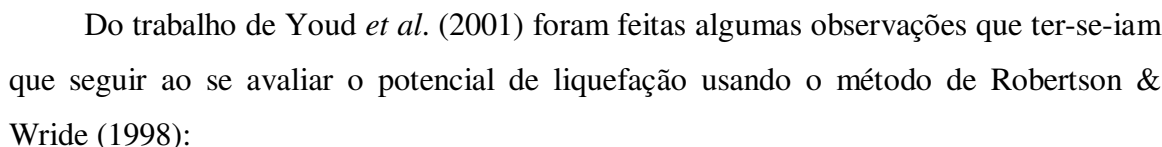
$$Q = \left[(q_c - \sigma_{vo}) / Pa \right] \left[(Pa / \sigma'_{vo})^n \right] \quad (A3.6)$$

e

$$F = \left[f_s / (q_c - \sigma_{vo}) \right] \times 100\% \quad (A3.7)$$

O gráfico (Figura A.4) de comportamento de solo foi desenvolvido usando o expoente n de 1, que é um valor apropriado para solos argilosos. Para solos arenosos, todavia, um valor expoente de 0,5 é mais apropriado, e um valor intermediário entre 0,5 e 1,0 seria mais apropriado para siltes e siltes arenosos. Robertson & Wride (1998)

O procedimento elaborado por Robertson & Wride (1998) recomenda que se o I_c obtido indicar que o solo é potencialmente liquidificável, este resultado deve ser confirmado por outro critério, como o Critério Chinês (Wang, 1979), conferindo o tipo de solo e a resistência à liquefação. No trabalho de Seed & Idriss (1982) estão resumidas as condições principais deste critério.



o tipo de solo e verificar sua potencialidade de liquefazer, com outros critérios (ex.: Critério Chinês).

✓ No caso de camadas de solo caracterizadas por um $I_c < 2,6$ mas com $F < 1,0\%$ (região 1 da Figura A.5), estas poderiam ser muito sensíveis e teriam que ser amostradas e testadas, porque embora não sejam tecnicamente liqueficáveis de

acordo com o critério chinês, solos sensitivos podem sofrer amolecimento e perda de resistência durante um terremoto.

- b) O fator K_c da Equação A3.3 para a correção por teor de finos, dada por **Idriss & Boulanger (2004)**, como segue:

$$K_c = \begin{cases} 1,0 & \text{para } FC \leq 5\% \\ \text{indefinido} & \text{para } FC > 5\% \end{cases} \quad (\text{A3.8})$$

Idriss & Boulanger não recomendaram uma correção por finos para $FC > 5\%$. De acordo com Kramer (2008) este modelo é diretamente aplicável somente para areias limpas, sendo que este produzirá um resultado conservativo quando aplicado a areias siltosas.

A.3.3. Correção da resistência à penetração do cone por camadas de solos fofos (ou moles)

Segundo o apontado por Youd *et al.* (2001) a presença de camadas fofas (fracas ou moles) acima e abaixo da ponta do cone do CPT influencia a resistência de ponta do cone. Como resultado, a medida da resistência de ponta desses “sandwiches” de camadas, conformado por duas camadas de solos fracos contendo uma camada fina de solo rijo granular, será bem menor do que se se tivesse o caso contrário, “sanduche” de camadas rijas granulares contendo uma camada de solo fraco. A quantia de redução da resistência à penetração em camadas fofas está em função da espessura da camada fraca e da rigidez das camadas rijas.

Uma equivalência ou relação geral entre resistências de ponta do cone para sandwiches de camadas é mostrada na Figura A.6, apresentada primeiramente por Robertson & Fear (1995):

$$\frac{q_{cA}}{q_{cB}} = 2 \quad (\text{A3.9})$$

onde q_{cA} e q_{cB} são as resistências à penetração do cone para camadas rijas e moles, respectivamente, esquematizado na Figura A.6b.

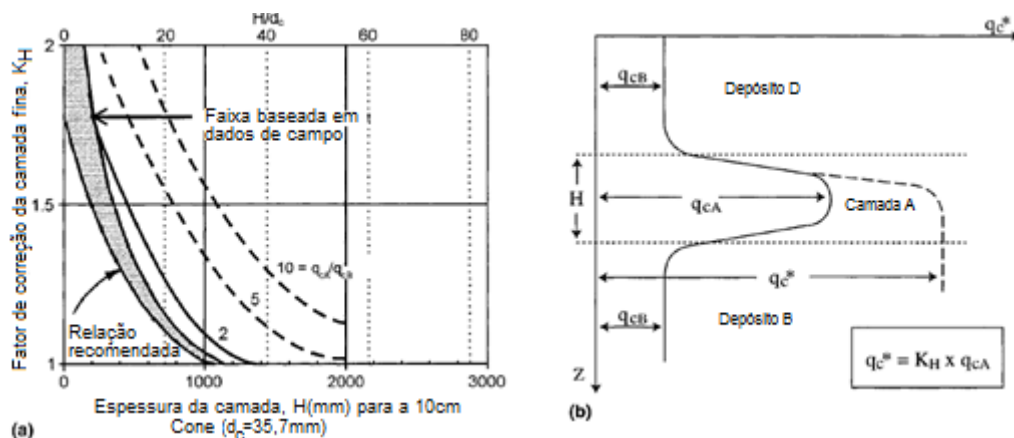


Figura A. 6 – Fator de correção para camadas finas, K_H , para a determinação da resistência do CPT para camadas de espessura equivalente (Robertson & Fear, 1995).

Todavia, uma correção mais conservativa que levasse em consideração a diferenças de rigidezes e espessuras entre camadas foi verificada em campo por G. Castro (Youd *et al.* 2001) por meio do fator K_H , estimando uma resistência à penetração do cone equivalente de camadas rijas (para “sandwiches” de camadas rijas dentro de camadas moles), q_c^* . Esta correção (Equação A3.10) deve ser aplicada somente para camadas rijas embebidas em camadas fofas como esquematizada na Figura A.6b.

$$q_c^* = K_H \times q_{cA} \quad (\text{A3.10})$$

onde

$$K_H = 0,25 \left[\left(\frac{H}{d_c} \right) / 17 - 1,77 \right]^2 + 1,0 \quad (\text{A3.11})$$

onde K_H é a espessura da camada embebida em mm, e d_c é o diâmetro do cone em mm.

A.4.

Fatores de escala de magnitude de terremotos (MFS)

Seed & Idriss (1982) introduziram os “fatores de escala de magnitude” (MSF). Esses fatores são usados para escalar as curvas CRR base para areias limpas correspondentes aos gráficos CRR versus N_{I-60} (Figura 3.5), q_{cI-N} (Figura 3.6) e, v_{sI} (Figura 3.7).

“Fatores de ponderação de magnitude”, os quais são inversos dos “fatores de escala de magnitude”, podem ser aplicados para corrigir a CSR (item A1) por magnitude de terremoto. Ambas as metodologias (correção da CRR via fatores de escala de magnitude,

e correção da CSR via fatores de ponderação de magnitude) direcionam ao mesmo resultado final.

Para ilustrar a influencia dos “fatores de escala de magnitude” sobre o potencial de liquefação, o fator de segurança (FS) contra liquefação descrito na Equação 3.22 em uma forma generalizada, é rescrito aqui para o caso em que se requeira escalar a CRR, para terremotos de outras magnitudes:

$$FS = (CRR_{M_w=7,5} / CSR) MSF \quad (A4.1)$$

onde CSR é a razão de tensão cíclica (ou demanda sísmica), $CRR_{M_w=7,5}$ é a razão de resistência cíclica para um terremoto de magnitude $M_w=7,5$. A $CRR_{M_w=7,5}$ é determinada da Figura 3.5 ou Equações (3.15) para o caso da análise por SPT, da Figura 3.6 ou Equações (3.18) para o caso da análise por CPT, ou da Figura 3.7 ou Equação (3.20) para o caso da análise por v_s .

Vários pesquisadores têm definido diferentes valores de “fatores de escala de magnitude” de terremotos, Seed & Idriss (1982) desenvolveram uma curva representativa mostrando o número de ciclos requerido para gerar liquefação para uma dada CSR baseada em data de campo de áreas liquefeitas e de laboratório. Estes fatores de escala estão listados na coluna 2 da Tabela A.2 e também plotados na Figura A.7. Esses MFS têm sido normalmente aplicados na prática da engenharia desde sua introdução em 1982.

Tabela A. 2 – Valores de fatores de escala da magnitude definidos por vários investigadores (modificado de Youd *et al.*, 2001)

Magnitude M_w	Seed & Idriss (1982)	Idriss ^a	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus & Stokoe (1997)
				Baseado na distância	Baseado na energia	
5,5	1,43	2,20	2,86	3,00	2,20	2,80
6,0	1,32	1,76	2,20	2,00	1,65	2,10
6,5	1,19	1,44	1,69	1,60	1,40	1,60
7,0	1,08	1,19	1,30	1,25	1,10	1,25
7,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,84	0,67	0,75	0,85	0,8?
8,5	0,89	0,72	0,44	---	---	0,65?

Notas:

? = valores muito duvidosos.

^a1995 *Seed memorial lecture*, Universidade de California em Berkeley (I.M.Idriss, comunicação pessoal com T.L.Youd, 1997)

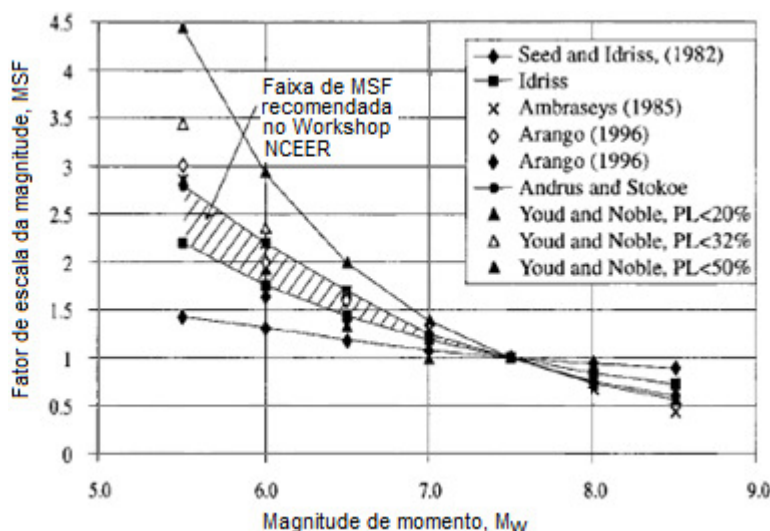


Figura A. 7 – Fatores de escala da magnitude derivados de varios investigadores (reproduzido por Youd & Noble, 1997 e adaptado por Youd *et al.*, 2001)

Para garantir o entendimento e critérios de uso dos MSF, dois assuntos devem ser explicados: o primeiro com relação à definição e desenvolvimento dos MSF e o segundo respeito dos critérios de escolha de emprego dos mesmos.

- a) Critérios usados na definição dos MSF pelos diferentes pesquisadores, valores estão mostrados na Tabela A.2.
- a1) Idriss^a: Em 1995 Idriss reavaliou a data original de Seed & Idriss (1982) usada para obter os fatores de escala de magnitude de terremotos (MSF) e redefiniu um conjunto de fatores de MSF listado na coluna 3 da Tabela A.2. Os fatores revisados são definidos pela seguinte equação:

$$MSF = 10^{2,24} / M_w^{2,56} \quad (A4.2)$$

Segundo o observado por Youd *et al.* (2001) os MSF são significativamente grandes do que os MSF originais para $M_w < 7,5$ e algo menores do que os MSF originais para $M_w > 7,5$. Com relação aos MSF originais, os MSF revisados direcionam a potenciais de liquefação calculados reduzidos para $M_w < 7,5$, enquanto que para $M_w > 7,5$, os potenciais de liquefação calculados são majorados.

- a2) Ambraseys (1998): Ambraseys analisou dados de liquefação compilados a meados de 1980, plotando gráficos e equações exponenciais, para lugares onde ocorreram e não ocorreram liquefação que definem CRR, em função de N_{1-60} e magnitude do

terremoto M_w . Deixando o valor de N_{l-60} constante nas equações e, levando as CRR determinadas para diferentes magnitudes de terremotos para CRR de $M_w=7,5$, Ambraseys derivou a MSF listado na coluna 4 da Tabela A.2, plotado na mesma Figura A.7. Para $M_w < 7,5$, os MFS sugeridos por Ambraseys (coluna 4) são significativamente maiores do que ambos os MFS, os originais de Seed & Idriss (1982) (coluna 2) e os sugeridos por Idriss em 1995 (coluna 3).

Youd *et al.* (2001) observaram que devido a que existem poucos dados para aprimorar os MSF de Ambraseys para $M_w > 7,5$, estes não são muito recomendáveis de usar-se para avaliar o potencial de liquefação para terremotos de grande magnitudes.

- a3) Arango (1996): Arango desenvolveu dois grupos de MSF, um grupo baseado nos efeitos de liquefação observados distantes da região de fonte de energia sísmica (coluna 5) e o outro grupo foi baseado em conceitos de energia e da relação derivada por Seed & Idriss (1982) entre números de ciclos de tensão significante e magnitude de terremotos (coluna 6).

Os valores de MSF listados na coluna 5 são similares em valores (dentro do 10%) dos MSF de Ambreseys (coluna 4), e os MSF listados na coluna 6 são similares em valores (dentro do 10%) aos MSF revisados por Idriss (coluna 3).

- a4) Andrus & Stokoe (1997): como visto no item 3.4.2.3, os autores desenvolveram curvas (Figura 3.7) e equações (Equação 3.20) para obter CRR a partir de v_{sl} para $M_w=7,5$. Estes pesquisadores também desenharam curvas similares para lugares onde os efeitos de superfície de liquefação foram e não foram observados para M_w de 6; 6,6 e 7.

CRR de uma dada magnitude de terremoto M_w e CRR de $M_w=7,5$ foram então relacionado para quantificar valores de MSF, por meio da seguinte equação:

$$MSF = (M_w / 7,5)^{-2,56} \quad (A4.3)$$

Para $M_w < 7,5$ os valores de MSF propostos por Andrus & Stokoe são bem próximos (dentro do 5%) daqueles propostos por Ambraseys. Para $M_w > 7,5$ os valores de MSF de Andrus & Stokoe estão levemente menores daqueles propostos por Idriss.

- b) Algumas recomendações e/ou observações sobre o emprego dos MSF por Youd *et al.* (2001):
- b1) As diferentes metodologias iniciaram-se devido ao fato de que os resultados de Seed & Idriss (1982) resultaram ser muito conservadoras, sendo assim, as novas metodologias que surgiram resultaram ser bem mais conservadoras para $M_w < 7,5$, portanto, o engenheiro é permitido de escolher MSF sob um risco aceitável para qualquer aplicação.
- b2) Devido a que existem poucos bem documentados casos históricos para $M_w > 8$, os MSF revisados por Idriss (coluna 3, Tabela A.2) são mais conservadores e portanto, os recomendados de serem usados pela engenharia prática.

A.5.

Procedimentos alternativos dos fatores de correções K_σ , (por pressões de sobrecarga), K_α (por tensão cisalhante estática)

O procedimento simplificado de Seed & Idriss (1971) (item A1) foi desenvolvido e validado somente para taludes suaves (não íngremes), isto é, baixas tensões cisalhantes estáticas, e para profundidades menores do que 15 m (baixas pressões de sobrecarga). Fatores de correção K_σ e K_α foram desenvolvidos por Seed (1983) para extrapolar o procedimento simplificado para grandes pressões de sobrecarga e baixas tensões cisalhantes estáticas.

A aplicação destas correções está longe de ser prática de rotina e requer de um conhecimento mais especializado. Todavia, Youd *et al.* (2001) incluíram algumas recomendações aplicadas principalmente à análise do potencial de liquefação de barragens e outras grandes estruturas. Esses fatores são aplicados expandindo a Equação A4.1 para incluir K_σ e K_α , como segue:

$$FS = \left(CRR_{M_w=7,5} / CSR \right) MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (A5.1)$$

A.5.1.

Fator de correção K_σ

Para levar em conta a não-linearidade entre a CRR e a pressão de sobrecarga efetiva, Seed (1983) introduziu o fator de correção K_σ para extrapolar o procedimento

simplificado para camadas de solo com pressão de sobrecarga efetivas maiores que 100 kPa. Seed (1983) desenvolveu a curva de correção K_σ original e posteriormente outros pesquisadores têm adicionado informações e sugerido modificações para uma melhor definição do K_σ na prática da engenharia.

Com base na formulação de Hynes & Olsen (1999), **Youd *et al.* (2001)** especificam o fator K_σ como segue:

$$K_\sigma = \min \left\{ \left(\sigma'_{vc} / P_a \right)^{(f-1)}, 1,0 \right\} \quad (\text{A5.2a})$$

onde σ'_{vc} é a pressão de sobrecarga efetiva e P_a a pressão atmosférica, ambas variáveis nas mesmas unidades; e f é um expoente que está em função com as condições do lugar, incluindo a densidade relativa, história de tensões, idade e OCR. Assim, para $f=0,7-0,8$ para $DR=40-60\%$, e $f=0,6-0,7$ para $DR=60-80\%$.

A Figura A.8 fornece curvas (como uma recopilção de valores de trabalhos prévios) recomendadas para a estimativa de K_σ e atualmente em forma de curvas que na prática da engenharia.

Adicionalmente às correções por pressão de sobrecarga K_σ recomendadas por Youd *et al.* (2001) e daquelas explicadas no item (2) referente à *Caracterização da Resistência à liquefação*, *CRR* (item 3.4), Boulanger (2003) derivou relações K_σ consistentes com correlações semi-empíricas entre a *CRR* de campo e a resistência à penetração. Estas derivações envolvem a resistência à penetração relacionadas ao ξ_R de modo que a *CRR* de campo seria expressa em função da ξ_R .

Dessa forma, **Boulanger & Idriss (2004)** derivaram relações *CRR* versus σ'_{vc}/P_a a partir de relações do ξ_R .

$$K_\sigma = \min \left\{ 1 - C_\sigma \ln \left(\sigma'_{vc} / P_a \right), 1,0 \right\} \quad (\text{A5.2b})$$

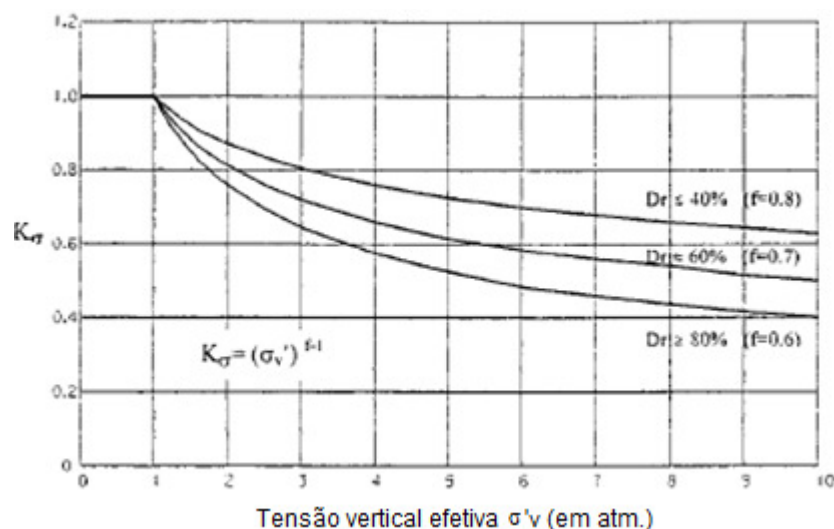


Figura A. 8 – Curvas recomendadas por Hynes & Olsen (1999) para estimativas mínimas e/ou conservativas de K_σ no caso de areias limpas, siltosas e pedregulhos para serem usadas na prática da engenharia (Youd *et al.* (2001).

onde o coeficiente C_σ é expresso em termos de DR ou das resistências à penetração corrigidas:

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 \sqrt{N_{1-60cs}}} \leq 0,3$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27 (q_{c1-N})^{0,264}} \leq 0,3$$
(A5.3)

O coeficiente C_σ é restrito a seu valor máximo de 0,3 pela restrição de N_{1-60cs} e q_{c1-N} para valores de ≤ 37 e ≤ 211 , respectivamente. Os valores calculados de K_σ calculados com as equações acima (resistência à penetração) são mostrados na Figura A.9.

Idriss & Boulanger (2004) indicam que os valores calculados para K_σ são restringidos a 1,1 para melhor representação dos dados experimentais.

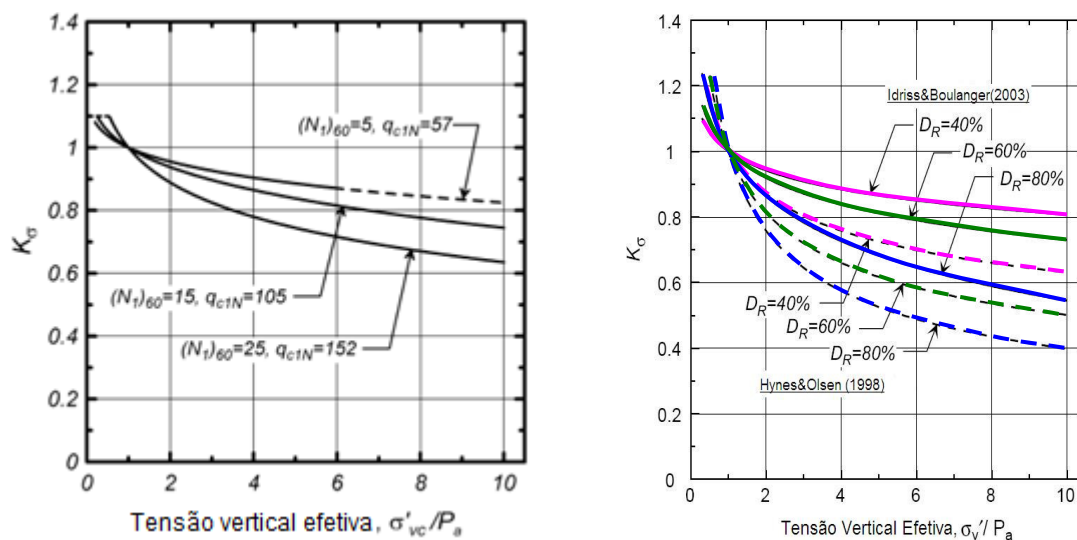


Figura A. 9 – Relações de K_α derivadas a partir de relações de ζ_R . Figura do lado esquerdo de Boulanger & Idriss, 2004), e figura do lado direito de Idriss & Boulanger (2003).

A.5.2. Fator de correção K_α

Youd *et al.* (2001) explicam que a resistência à liquefação de solos dilatantes (materiais granulares moderadamente densos a densos sob baixos valores de tensão confinante) incrementam com o incremento da tensão cisalhante estática. Por outro lado, a resistência à liquefação de solos contrativos (solos fracos de densidade moderada sob alta tensão confinante) decresce com o incremento da tensão cisalhante estática. Para incorporar estes efeitos da tensão cisalhante estática na resistência à liquefação, Seed (1983) introduziu o fator de correção K_α o qual está em função dos valores de α (Figura A.10), sendo que α representa a normalização da tensão cisalhante estática pela tensão vertical efetiva σ'_{vc} :

$$\alpha = \tau_{h,static} / \sigma'_{vc} \quad (A5.4)$$

Youd *et al.* (2001) em concordância com o analisado por Harder & Boulanger (1997) indicaram que o gráfico da Figura A.10 proposto por Seed & Harder (1990) indicava uma falta de convergência de uma ampla faixa de valores de K_α .

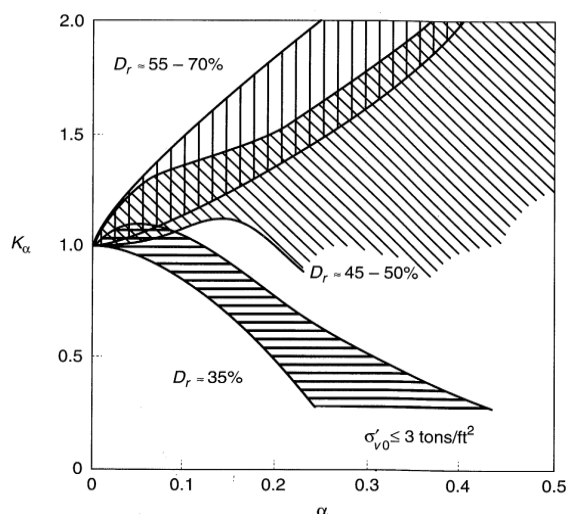


Figura A. 10 – Variação do fator de correção, K_α , com a razão de tensões normal/cisalhante iniciais. (after Seed & Harder, 1990. H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, vol. 2) (adaptado por Kramer, 1996).

Idriss & Boulanger (2003a) também investigaram o fator de correção K_α , primeiramente investigado em ensaios de cisalhamento simples, de acordo com o verificado no item 3.5 (referente à *Caracterização da resistência à liquefação, CRR*). Idriss & Boulanger (2003a) derivaram expressões que aproximaram resultados de ensaios de cisalhamentos simples que levam em consideração a razão de tensões cisalhantes estáticas (α), densidade relativa (DR) e efeitos de tensão de confinamento. Essas expressões usam o índice ξ_R na sua forma funcional, como segue:

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (\text{A5.5})$$

$$\begin{aligned} a &= 1267 + 636 \alpha^2 - 634 \cdot \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha) \\ b &= \exp(-1,1 + 12,3 \alpha^2 + 1,31 \ln(\alpha + 0,0001)) \\ c &= 0,138 + 0,126 \alpha + 2,52 \alpha^3 \\ \alpha &= \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}} \end{aligned} \quad (\text{A5.6})$$

o índice ξ_R pode ser calculado a partir de valores de resistência à penetração como

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1 + 2K_0) \sigma'_{vc}}{3 P_a}\right)} - \sqrt{\frac{N_{1-60}}{46}} \quad (\text{A5.7})$$

e

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln \left(\frac{100(1 + 2K_0) \sigma'_{vc}}{3P_a} \right)} - (0,478(q_{c1-N})^{0,264} - 1,063) \quad (\text{A5.8})$$

com q_{c1-N} limitado para valores ≥ 21 para uso nessa expressão, também, α e ξ_R , estariam dentro da seguinte faixa (de acordo com as Equações A5.5 – A5.8):

$$\begin{aligned} \alpha &\leq 0,35 \\ -0,6 &\leq \xi_R \leq 0,1 \end{aligned} \quad (\text{A5.9})$$

O parâmetro K_α é frequentemente omitido em análises de espalhamento lateral (*lateral spreading*) para lugares com inclinação planas ou medianamente planas, o qual é razoável devido a que K_α é aproximadamente um, para pequenos valores de razão de tensões cisalhantes estáticas iniciais, α . A inclusão de K_α , todavia, é importante para análises de liquefação em taludes íngremes e no caso de barragens (Idriss & Boulanger, 2008).

A.6. Razão de poropressão

De acordo com Lee & Albaisa (1974) e De Alba *et al.* (1975), a geração do excesso de poropressão, r_u , em carregamentos cíclicos não drenados pode ser relacionada com a razão N/N_L , como mostrado na Figura A.11, onde N é o número de ciclos de carregamento uniforme equivalente e N_L é o número de ciclos de carregamento uniforme equivalente requerido para iniciar liquefação. A partir de ensaios cíclicos a tensões controladas com carregamentos uniformes, os autores encontraram a relação entre a razão de poropressão, r_u , o número de ciclos de carregamento e a razão de tensões cisalhantes estáticas iniciais, α (a presença $\alpha > 0$ afetam ambas as taxas de excesso de poropressão e a magnitude da poropressão residual, isto é, a residual é a que permanece depois do carregamento cíclico ter cessado), expressa na Equação A6.1:

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (\text{A6.1})$$

Como ilustrado na Figura A.11, o excesso da poropressão incrementa rapidamente nos primeiros e últimos ciclos de carregamento. A Equação A6.1 pode ser usada para

estimar o excesso de poropressão gerado quando a liquefação inicial não ocorra, isto é, quando $N < N_L$.

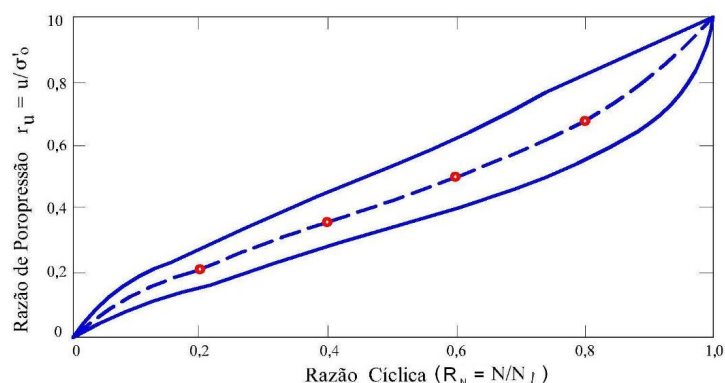


Figura A. 11 – Taxa de geração de poropressões de ensaios de cisalhamento simples cíclico. A linha tracejada foi gerada a partir da equação (A6.1) com $\alpha=0.7$ (After De Alba *et al.* 1975)

Marcuson *et al.* (1990) apresentou uma relação entre o FS_L e o excesso de poropressão residual, onde se aprecia claramente que a r_u residual vai de 0,1 para 0,65 quando FS_L é de 1,2, para o caso de terrenos planos ou taludes não íngremes (ou para $\alpha=0$) (Figura A.12)

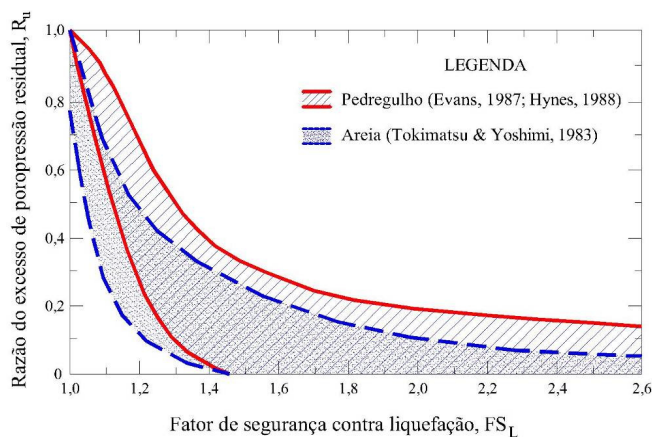


Figura A. 12 – Razão de excesso de poropressão versus FS_L para materiais em condições sob a superfície do terreno, dados obtidos a partir de ensaios de laboratório (after Marcuson *et al.*, 1990).

B Anexo

B.1. Coeficientes das equações de atenuação do Toro *et al.* (1997)

Tabela B. 1 – Coeficientes das equações de atenuação

Freq (Hz)	Média		Peso=0.046		Peso=0.454		Peso=0.454		Peso=0.046		Média de todos os casos				
	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Meio continente, equações usando Magnitude do momento sísmico															
0.5	-0.74	1.86	-1.53	1.72	-0.99	1.82	-0.49	1.91	0.05	2.00	-0.31	0.92	0.46	0.00017	6.90
1	0.09	1.42	-0.75	1.25	-0.18	1.36	0.35	1.47	0.93	1.58	-0.20	0.90	0.49	0.0023	6.80
2.5	1.07	1.05	0.23	0.89	0.81	1.00	1.34	1.10	1.91	2.21	-0.10	0.93	0.56	0.0033	7.10
5	1.73	0.84	0.89	0.68	1.46	0.79	1.99	0.89	2.57	1.00	0.00	0.98	0.66	0.0042	7.50
10	2.37	0.81	1.53	0.65	2.10	0.76	2.64	0.86	3.21	0.97	0.00	1.10	1.02	0.0040	8.30
25	3.68	0.80	2.84	0.63	3.41	0.74	3.95	0.85	4.52	0.96	0.00	1.46	1.77	0.0013	10.50
35	4.00	0.79	3.16	0.63	3.74	0.74	4.27	0.85	4.84	0.96	0.00	1.57	1.83	0.0008	11.10
PGA	2.20	0.81	1.36	0.64	1.93	0.75	2.46	0.86	3.04	0.97	0.00	1.27	1.16	0.0021	9.30
Meio continente, equações usando Magnitude Lg															
0.5	-0.97	2.52	-1.83	2.29	-1.24	2.45	-0.69	2.60	-0.10	2.76	-0.47	0.93	0.60	0.0012	7.00
1	-0.12	2.05	-0.94	1.86	-0.38	1.99	0.14	2.11	0.70	2.23	-0.34	0.90	0.59	0.0019	6.80
2.5	0.90	1.70	0.10	1.53	0.64	1.64	1.15	1.75	1.69	1.86	-0.26	0.94	0.65	0.0030	7.20
5	1.60	1.24	0.80	1.07	1.35	1.18	1.85	1.29	2.39	1.40	0.00	0.98	0.74	0.0039	7.50
10	2.36	1.23	1.57	1.07	2.11	1.18	2.62	1.28	3.16	1.39	0.00	1.12	1.05	0.0043	8.50
25	3.54	1.19	2.75	1.03	3.29	1.14	3.79	1.24	4.34	1.35	0.00	1.46	1.84	0.0010	10.50
35	3.87	1.19	3.08	1.03	3.62	1.14	4.12	1.24	4.66	1.35	0.00	1.58	1.90	0.0005	11.10
PGA	2.07	1.20	1.27	1.04	1.81	1.15	2.32	1.25	2.86	1.36	0.00	1.28	1.23	0.0018	9.30
Golf, equações usando Magnitude do momento sísmico															
0.5	-0.81	1.72	-1.60	1.58	-1.06	1.67	-0.56	1.76	-0.02	1.86	-0.26	0.74	0.71	0.0025	6.60
1	0.24	1.31	-0.60	1.15	-0.03	1.26	0.51	1.36	1.08	1.48	-0.15	0.79	0.82	0.0034	7.20
2.5	1.64	1.06	0.80	0.90	1.38	1.01	1.91	1.12	2.48	1.23	-0.08	0.99	1.27	0.0036	8.90
5	3.10	0.92	2.26	0.76	2.83	0.87	3.36	0.97	3.94	1.08	0.00	1.34	1.95	0.0017	11.40
10	5.08	1.00	4.25	0.84	4.82	0.95	5.35	1.05	5.92	1.16	0.00	1.87	2.52	0.0002	14.10
25	5.19	0.91	4.35	0.74	4.92	0.86	5.46	0.96	6.03	1.07	0.00	1.96	1.96	0.0004	12.90
35	4.81	0.91	3.97	0.74	4.54	0.86	5.08	0.96	5.65	1.07	0.00	1.89	1.80	0.0008	11.90
PGA	2.91	0.92	2.07	0.75	2.64	0.86	3.18	0.97	3.75	1.08	0.00	1.49	1.61	0.0014	10.90
Golf, equações usando Magnitude Lg															
0.5	-1.01	2.38	-1.87	2.14	-1.28	2.30	-0.73	2.45	-0.15	2.61	-0.42	0.75	0.83	0.0032	6.80
1	0.06	1.97	-0.76	1.78	-0.20	1.91	0.32	2.03	0.88	2.16	-0.32	0.80	0.92	0.0030	7.30
2.5	1.49	1.74	0.69	1.57	1.23	1.68	1.74	1.79	2.28	1.90	-0.26	1.00	1.36	0.0032	9.00
5	3.00	1.31	2.20	1.15	2.74	1.26	3.25	1.36	3.79	1.47	0.00	1.35	2.03	0.0014	11.40
10	4.65	1.30	3.86	1.14	4.40	1.25	4.91	1.35	5.45	1.46	0.00	1.78	2.41	0.0000	13.80
25	5.08	1.29	4.29	1.13	4.83	1.24	5.33	1.34	5.87	1.45	0.00	1.97	2.04	0.0000	12.90
35	4.68	1.30	3.88	1.13	4.42	1.24	4.93	1.35	5.47	1.46	0.00	1.89	1.88	0.0005	11.90
PGA	2.80	1.31	2.00	1.14	2.54	1.25	3.05	1.36	3.59	1.47	0.00	1.49	1.68	0.0017	10.90

Tabela B. 2 – Valores da Incertezas aleatórias dependentes da magnitude ($\sigma_{a,modelo+\Delta\sigma}$) para magnitudes críticas.

Freq (Hz)	Equações baseados em M			Equações baseados em m_{Lg}		
	$M5$	$M5.5$	$M8.0$	$m_{Lg}5$	$m_{Lg}6$	$m_{Lg}7.5$
0,5	0.61	0.62	0.66	0.63	0.81	0.61
1,0	0.63	0.64	0.67	0.62	0.81	0.61
2,5	0.63	0.68	0.64	0.58	0.70	0.59
5,0	0.60	0.64	0.56	0.54	0.63	0.51
10,0	0.59	0.61	0.50	0.54	0.57	0.44
25,0	0.62	0.63	0.50	0.57	0.58	0.44
35,0	0.62	0.63	0.50	0.57	0.58	0.44
PGA	0.55	0.59	0.50	0.58	0.58	0.44

Tabela B. 3 – Valores da Incertezas aleatórias dependentes da distância ($\sigma_{a,profundidade+Q+\kappa}$) para distâncias críticas.

Freq (Hz)	Meio continente		Golfo	
	< 5 km	> 20 km	< 5 km	> 20 km
0,5	0.45	0.12	0.54	0.39
1,0	0.45	0.12	0.51	0.39
2,5	0.45	0.12	0.50	0.34
5,0	0.45	0.12	0.50	0.33
10,0	0.50	0.17	0.53	0.38
25,0	0.57	0.29	0.63	0.47
35,0	0.62	0.35	0.63	0.47
PGA	0.54	0.20	0.48	0.30

B.2.**Resumo de leis de atenuação para diferentes sítios**

Tabela B. 4- Leis de atenuação para diferentes sítios (Abrahamson, Norman A. e Shedlock, Kaye M., "Overview", Seismological Research Letters, 68-1, 1997)

Modelo	Parâmetro a ser calculado	Condições do sítio	Parâmetros	Faixa		
				Tn (s)	r (km)	Mw
Noroeste América						
Abrahamson & Silva	PHA, PVA, Sah, Sav	Rocha, Solo profundo	M,r _{rup} ,F, HW	0-5	0-100	4-8
Boore, Joyner, & Fumal	PHA, Sah	v _s no top 30m	M r _{jb} ,F	0-2	0-80	5.5-7.5
Campbell	PHA, PVA, PHV, PVV, Sah, Sav	Rocha dura, Rocha fraca, solo	M,r _{seis} ,F,D	0-4	0-100	4-9.5
Sadigh <i>et al.</i> 1997	PHA, Sah	Rocha, Solo profundo	M,r _{rup} ,F, HW	0-4	0-100	4-8
Sadigh & Egan 1998	PHA, PHV, PHD	Rocha, solo	M,r _{rup}	N/A	0-100	4-8
SEA96 - Extensional	PHA, Sv _h	Rocha, solo	M,r _{jb}	0-2	0-80	5.5-7.5
Centro e Nordeste de América						
Atkinson & Boore	PHA, Sah	Rocha	M,r _{hypo}	0-2	10-300	4-9.5
Toro <i>et al.</i>	PHA, Sah	Rocha	M,r _{jb}	0-2	1-100	5-8
Zona de Subdução						
Anderson	PHA	Rocha	M _s or m _b ,r _{rup}	N/A	N/A	N/A
Atkinson & Boore	PHA, PHV, Sah	Rocha	M,r _{hypo}	0-2	10-400	4-9.5
Youngs <i>et al.</i>	PHA, Sah	Rocha, solo	M,r _{rup} ,F,H	0-4	0-100	4-9.5

Onde: [siglas em inglês]

PHA = peak horizontal ground acceleration, PVA = peak vertical ground acceleration, PHV = peak horizontal ground velocity, PVV = peak vertical ground velocity, Sah = horizontal spectral acceleration, and Sav = vertical spectral acceleration. Distance definitions: r_{rup} = closest distance to the rupture surface, r_{jb} = closest horizontal distance to the vertical projection of the rupture, r_{hypo} = hypocentral distance, r_{seis} = closest distance to the seismogenic rupture zone.

C Anexo

C.1. Geração de sismos artificiais no domínio do tempo

Um dos métodos mais conhecidos para geração de sismos artificiais, a partir de uma FDEP, é conhecido como o Método da Superposição de Oscilações (Figueiredo, 2004), que consiste em usar funções senoidais da forma:

$$x_i(t) = A_i \text{ Sen}(\omega_i t + \alpha_i) \quad (C1.1)$$

$i = 1, 2, \dots, \infty$

ou

$$X_{(t)} = \sum_{i=1}^n x_i(t) \quad (C1.2)$$

onde $x_i(t)$ é a i -ésima função senoidal de superposição, A_i é a amplitude do i -ésimo harmônico, ω_i é a frequência circular correspondente ao i -ésimo harmônico e α_i é o i -ésimo ângulo de fase. A Equação (C1.1) é indicada na forma de somatório na Equação (C1.2).

Essas funções são superpostas para se obter a função aleatória, necessária para caracterização do acelerograma de um sismo. O ângulo de fase, α_i , é randômico obtido pelo uso de um gerador linear congruente, definido pela relação de recorrência da Equação (C1.3). Este ângulo de fase randômico garante o caráter aleatório do processo.

$$\alpha_{n+1} = (a \cdot \alpha_n + c) \cdot \text{mod } m \quad (C1.3)$$

com

$$\alpha_0 : \text{chamado de valor semente}$$
$$R_n = \alpha_n / m \quad (C1.4)$$

sendo, a é o multiplicador, c é o incremento e m o módulo. Onde:

$$0 \leq \alpha_n \leq m, \quad 0 \leq R_n \leq 1$$

As características de um gerador linear congruente dependem fortemente da seleção dos seus parâmetros a , c , m e α_0 . Pezo (2012) usou valores de $a=255$, $c=250$, $m=2064$ e $\alpha_0=5$ para a geração dos ângulos de fase randômicos com função densidade probabilística uniforme entre 0 e 2π .

Os harmônicos com frequência circular $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots$, têm as correspondentes amplitudes $A_1 = 2|C_1|$, $A_2 = 2|C_2|$, $A_3 = 2|C_3|$, ..., nos quais os valores C_i , correspondem às amplitudes de Fourier. Estes valores são obtidos a partir da média dos quadrados da função $x_i(t)$, no intervalo $-s/2 < t < s/2$, onde s é a duração da fase intensa do sismo, em segundos.

Da correspondência entre a média dos quadrados da função $x_i(t)$ e a função densidade de espectro de potência do processo, chega-se a seguinte relação:

$$S(\omega_i) = \frac{A_i^2}{2\Delta\omega} \quad (C1.5)$$

que atende à função densidade unilateral, ou seja, a FDEP que tem toda a sua potência concentrada somente no semi-eixo positivo de ω . A diferença entre as frequências consecutivas ω_i e ω_{i-1} é um valor constante e correspondente a $\Delta\omega = 2\pi/s$.

Um exemplo de acelerograma gerado a partir da formulação exposta é mostrado na Figura C.1.

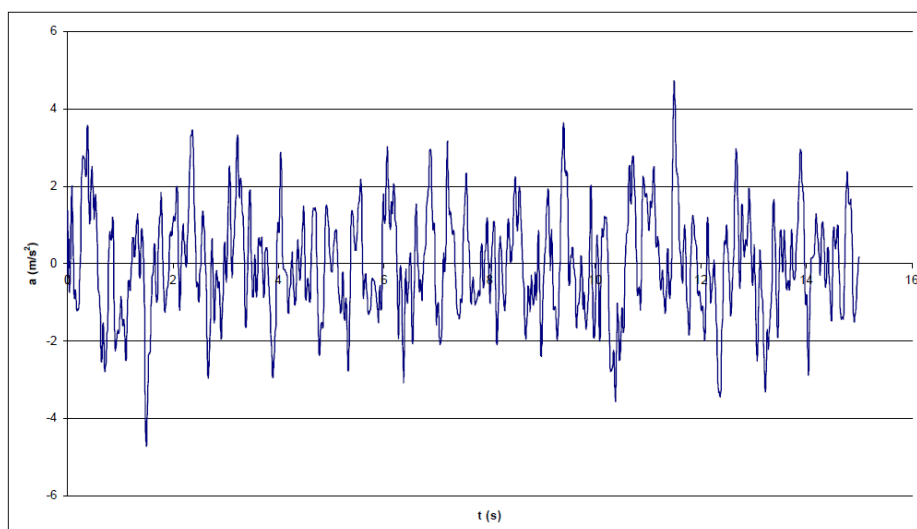


Figura C. 1 – Acelerograma com duração de 15s gerado a partir da FDEP (Figueiredo, 2004).

O acelerograma precisa ainda ser corrigido para garantir o caráter não estacionário, como são os sismos reais. O acelerograma ideal que representa um sismo deve começar com a aceleração, velocidade e deslocamento iguais a zero; e gradativamente ir aumentando seus valores até atingir a fase mais intensa do sismo, para depois reduzir os valores até alcançar o valor da aceleração desejada. O final do sismo tem que ter a condição de velocidade e acelerações nulas.

A correção aplicada nos valores (valores obtidos da superposição) é aplicada por meio da função intensidade $I(t)$. Existem várias formas de se definir uma função intensidade. Para este caso particular é definida em 3 fases:

- a) Fase inicial ($0 < t < T_{inicial}$):

com $T_{inicial} = 10\% T_{total}$

$$I(t) = \left(\frac{t}{T_{inicial}} \right)^2 \quad (C1.6)$$

- b) Fase intensa ($T_{inicial} < t < (T_{total} - T_{final})$):

$$I(t) = 1 \quad (C1.7)$$

- c) Fase final ($(T_{total} - T_{final}) < t < T_{total}$):

$$I(t) = e^{a [t - (T_{inicial} - T_{final})]} \quad (C1.8)$$

onde $T_{final} = 25\% T_{total}$ e a constante a é determinada de modo a garantir uma redução de 95% do valor da aceleração máxima.

A Figura C.2 ilustra a forma desta função.

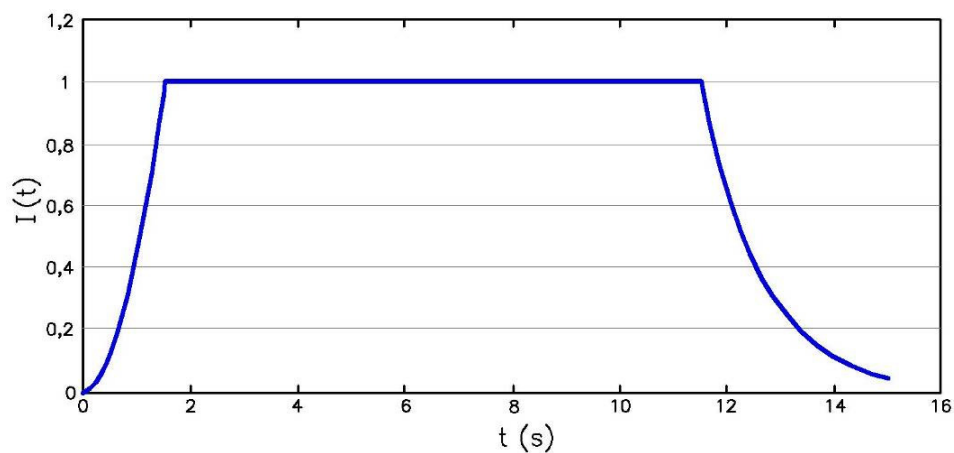


Figura C. 2 – Função Intensidade para um sismo com duração total de 15s (Figueiredo, 2004).

A função $I(t)$ é aplicada ao processo aleatório, Equação C1.2, da seguinte forma

$$X_{(t)} = I(t) \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i t + \alpha_i) \quad (C1.9)$$

Finalmente, as condições de aceleração, velocidade e deslocamento iniciais e aceleração e velocidade finais, de terem valores nulos, serão atendidas quando se aplica uma correção de linha base do acelerograma, feita ponto a ponto na série discreta de valores do acelerograma, já com a função intensidade aplicada. Esta correção de linha base é descrita no item 4.7.

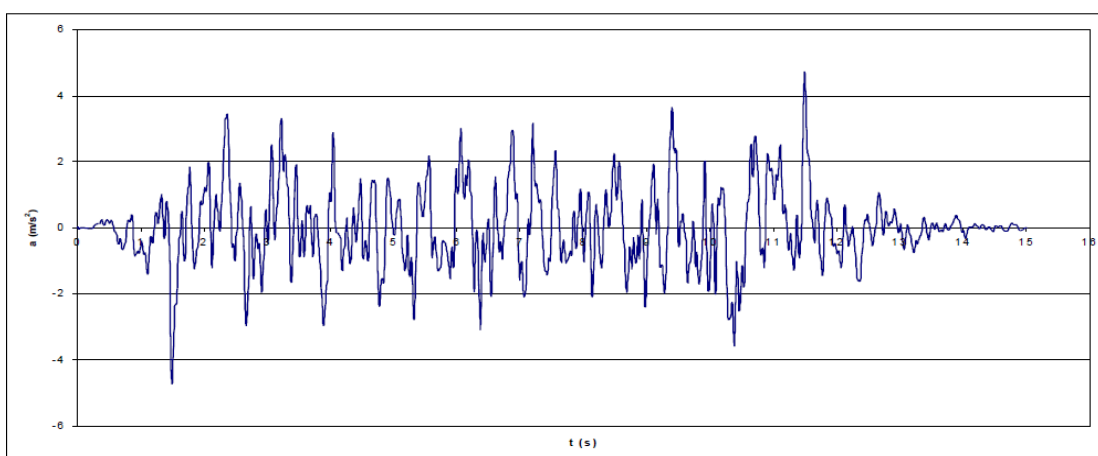


Figura C. 3 – Acelerograma após aplicado a Função Intensidade e correção de Linha base (Figueiredo, 2004).

Um esquema em Diagrama de blocos é oferecido na Figura C.4, que descreve o procedimento de geração de sismo descrito nesta seção.

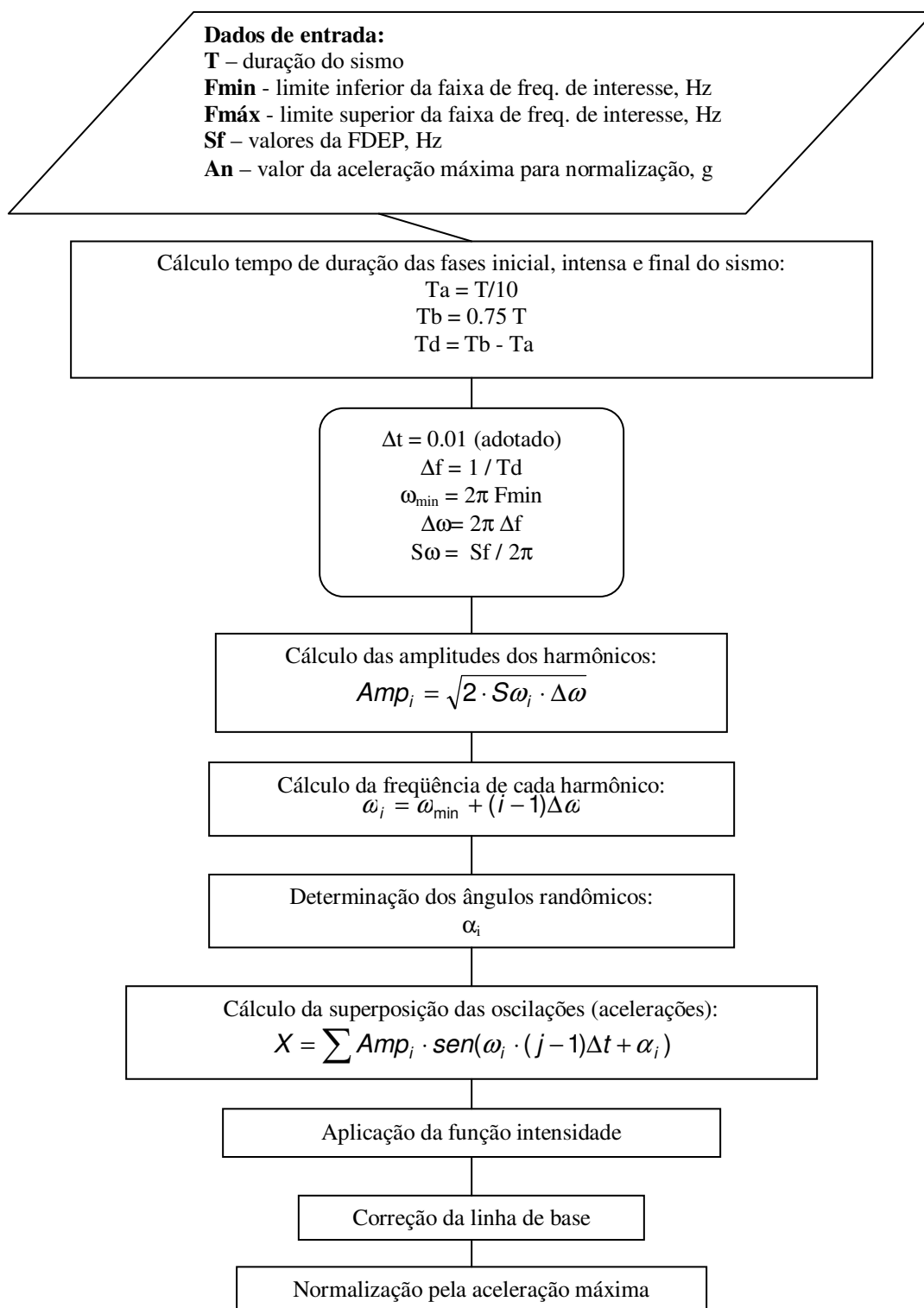


Figura C. 4 - Diagrama de blocos que descreve o procedimento de geração de sismos artificiais (Notas de aula da disciplina CIV2122- Tópicos Especiais em Dinâmica de Estruturas, PUC-Rio, 2007).