

REVISTA ROMÂNĂ DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

Nr. 2
2013

Revistă bianuală editată de:



SOCIETATEA ROMÂNĂ DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

ROMANIAN SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



2013
THINK SAFE
WORK SAFE
GO HOME SAFE



www.KellerGeotechnica.ro

EDITORIAL

Iată ce aflăm la cel de-al 2-lea număr din anul 2013 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații (RRGF).

Acest număr este pregătit și editat de Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații (SRGF), dovedind astfel că sistemul inaugurat de Filiala Cluj este viabil și asigură continuitatea aparițiilor acestei reviste cu caracter tehnico-științific profesional.

În perioada scursă între aceste apariții SRGF și-a desfășurat activitatea conform planului propus pentru anul 2013, atât pe plan internațional, cât și național.

La începutul lunii septembrie, la Paris au avut loc evenimente importante ale Comunității Geotehnice Internaționale, la care membrii ai SRGF au participat, astfel:

- Întâlnirea Consiliului ISSMGE unde, alături de delegați din 80 de țări, reprezentanții SRGF (Președinte SRGF - Sanda Manea și Secretar SRGF - Ernest Olinic) au fost prezenți pentru exprimarea votului la principalele subiecte propuse. Astfel a fost ales și cu sprijinul SRGF, noul Președinte al ISSMGE, Prof. Roger Frank din Franța și, totodată, s-a stabilit ca cea de a XIX-a Conferință Internațională să se desfășoare la Seoul, Coreea de Sud, în anul 2017

- A V-a Conferință Internațională a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni (iYGEC), la care din România au participat 6 persoane.

- A XVIII-a Conferință Internațională de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică, unde România a avut o delegație formată din 23 de persoane.

La sfârșitul lunii octombrie 2013, în organizarea Filialei București împreună cu Facultatea de Hidrotehnică din UTCB și Asociația Română de Tuneluri, s-a desfășurat Simpozionul cu participare internațională *"Aspecte geotehnice în execuția tunelurilor și lucrărilor subterane"*.

Detalii asupra modului de desfășurare a acestor evenimente recente sunt prezentate în acest număr al revistei.

Reamintim ca în anul 2014 se împlinesc 50 de ani de la Prima Conferință Dunăreană de Geotehnică și Fundații. Viena, orașul gazdă și al primei conferințe, va organiza în perioada 9-11 septembrie 2014 a XV-a Conferință Dunăreană - Europeană de Geotehnică pe tema *"Geotehnica drumurilor și căilor ferate"* (informații suplimentare pe pagina conferinței: www.decge2014.at).

În anul 2015, la Edinburgh, Scoția se va organiza a XVI-a Conferință Europeană de Geotehnică și Fundații pe tema *"Ingineria geotehnică pentru infrastructură și dezvoltare"*. (informații suplimentare pe pagina de internet a conferinței: <http://xvi-ecsmge-2015.org.uk>).

Sperăm într-o participare numeroasă a geotehnicienilor din România la aceste evenimente.

Pe plan național, în contextul unei perioade economice dificile, se constată o scădere a preocupărilor tinerilor din țara noastră pentru domeniul ingineriei în construcții în general, cu impact și asupra Ingineriei Geotehnice. Numărul absolvenților de liceu care s-au îndreptat spre profesia de inginer constructor în acest an a scăzut substanțial, iar efectul va fi resimțit în următorii 4 – 5 ani.

Poate este cazul ca toți cei ce activăm, adesea cu pasiune, în domeniul Ingineriei Geotehnice să ne întrebăm ce facem pentru creșterea și recunoașterea acestei profesii complexe, cum încercăm să facem cunoscute dificultățile, dar și rezultatele activității noastre, cui vom preda ștafeta, cine va duce mai departe tradițiile Ingineriei Geotehnice din țara noastră, care prezintă particularități și specificități ??

Oare o profesie care presupune o formare continuă, care necesită și îmbină cunoștințele specifice, dar și din domenii complementare nu cere o continuitate, care poate fi chiar și familială? Există chiar în cadrul societății noastre geotehnicieni care duc mai departe tradiția unor înaintași.

Cred că numai printr-un efort conjugat al universităților, facultăților de profil, unităților de proiectare și execuție, societăților profesionale putem menține Ingineria Geotehnică din România la un nivel tehnic și științific, atrăgând tineri pentru a se forma ca specialiști.

Astfel, lansăm un apel ca fiecare din membrii SRGF să încerce să activeze pentru ridicarea calității activității proprii și popularizarea domeniului de Inginerie Geotehnică prin realizările obținute, care nu sunt puține la număr.

Inaugurăm această preocupare prin inserarea în acest număr al revistei a ofertei de pregătire a inginerilor geotehnicieni prin masteratul specific organizat de către UTCB în cadrul Facultății de Hidrotehnică, ca și prin forma de doctorat.

Deoarece ne aflăm în apropierea trecerii în Noul An 2014, Conducerea SRGF urează tuturor membrilor societății noastre La mulți ani, un An mai bun cu activități rodnice, sănătate și bucurii alături de familiile Dumneavoastră!

Prof. Univ. Dr Ing. Sanda MANEA

Președinte Societății Române de Geotehnică și Fundații

O IMPORTANTĂ RECUNOAȘTERE INTERNAȚIONALĂ A SRGF

Prof. Nicoleta Rădulescu numită în Boardul ISSMGE 2013-2017

Iată e-mailul pe care profesorul Roger Frank, noul președinte al ISSMGE, l-a adresat la 19 octombrie 2013 d-nei prof. Sanda Manea, președinte al SRGF, prof. Iacint Manoliu, președinte de onoare al SRGF și tuturor colegilor din Societatea Română de Geotehnică și Fundații:

„ Am deosebita satisfacție de a vă anunța că am decis să numesc drept membru din partea Europei al Board-ului ISSMGE pe profesoara Nicoleta Rădulescu. În afară de competența și experiența Nicoletei pe scena internațională, alegerea făcută se înscrie în preocuparea mea de a face să crească reprezentarea femeilor în organismele ISSMGE. Sunt, totodată, foarte bucuros să văd astfel sporind și mai mult rolul important al Societății Române în Societatea Internațională.”

Pentru a aprecia mai bine semnificația acestei nominalizări, este bine de reamintit că Boardul ISSMGE se compune din 12 persoane: Președinte, fostul Președinte, 6 Vice-președinți pe zone geografice, 3 membri numiți de Președinte și Secretarul general.

La baza desemnării doamnei Nicoleta Rădulescu în conducerea Societății Internaționale au stat, desigur, meritele profesionale recunoscute, precum și activitatea plină de abnegație, pe parcursul a 14 ani, ca Secretar al SRGF. În același timp, această desemnare constituie o importantă recunoaștere internațională a S.R.G.F., care deține între societățile membre ale ISSMGE un record greu de egalat, acela de a fi organizat într-un interval de numai 13 ani, 4 mari conferințe internaționale (Mamaia 1995, Sinaia 2000, Mamaia 2003, Constanța 2008).

Să o felicităm pe doamna Nicoleta Rădulescu și să-i urăm mult succes în îndeplinirea onorantului mandat pe care l-a primit, pentru următorii 4 ani, din partea Societății Internaționale.

Prof. Iacint MANOLIU

Președinte de onoare al Societății Române de Geotehnică și Fundații

Revista Română de Geotehnică și Fundații Nr. 2/2013 Publicație semestrială tehnică-științifică editată de Societatea Română de Geotehnică și Fundații ISSN – 1584 – 5958 Redacția: B-dul Lacul Tei 124 Sector 2, București Cod poștal: 020396 Telefon: 021-242.93.50 Fax: 021-242.08.66	CUPRINS	
	Editorial	Pag.
	S. Manea	3
	Articole	
	Dan Dimitriu, Narendra Verma <i>Study of frost jack-up of short piles in Southwestern Ontario</i>	7
	Eugeniu Marchidanu <i>Hărțile de hazard la alunecări de teren în România. Conținutul și limitele de performanță, gradul de încredere și posibilitățile de creștere a eficienței</i>	15
	Alexandra Ene, Dragoș Marcu, Horațiu Popa <i>Monitorizarea unei excavații adânci din București susținută prin pereți îngropați ancorați</i>	23
	Horațiu Popa <i>Perete de susținere din piloți foraj secanți – Calcule și măsurători</i>	31
	Laurențiu Floroiu, H. Scheweiger <i>Influence of soil improvement techniques on soil behaviour and consequences for earthquake design</i>	35
	Ovidiu Constantinescu, Cornel Rădulescu <i>Forajul cu suspensie de polimeri, o alternativă viabilă la suspensiile bentonitice</i>	43
	Cătălin Pascu <i>Materialele geosintetice la înălțime! Amenajarea lacului artificial „Mioarele” de pe domeniul schiabil Voineasa a câștigat în Statele Unite premiul IAGI 2013 la categorie Proiecte Extreme!</i>	49
	File din istoria Geotehnicii Românești	53
	Teodor Abramescu, Romeo Stoica, Anatolie Marcu <i>Din lucrările geotehnice remarcabile realizate în România în deceniul '60-'70</i>	
	Teze de doctorat	57
	Conferințe	61
	Evenimente	66
	Cărți	67
	Comemorări	69

Revista Română de Geotehnică și Fundații este editată de Societatea Română de Geotehnică și Fundații, sub îngrijirea Colegiului de Redacție format din: președinte SRGF, vice-președinți, secretar, secretari filiale și un membru din fiecare filială.

Acest număr este editat de Filiala București a SRGF sub îngrijirea Colegiului de Redacție: Prof. univ. dr. ing. Sanda Manea (Președinte), Prof. univ. dr. ing. Loretta Batali (Președinte Filiala București), Șef lucr. dr. ing. Ernest Olinic (secretar), Asist. dr. ing. Daniel Manoli (Secretar Filiala București).

In atenția autorilor

Revista Română de Geotehnică și Fundații, publicație semestrială tehnică – științifică, așteaptă articole în domeniile mecanicii pământurilor, ingineriei geotehnice, fundațiilor și procedeele de fundare, geologiei ingineresti aplicată la construcții, precum și contribuții pentru rubricile cu caracter permanent. Articolul va avea 4, 6 și eventual 8 pagini (număr par) și va conține un rezumat de maxim 150 cuvinte în limba română și unul în limba engleză. Articolele sunt examinate de un comitet de lectură desemnat de Colegiul de Redacție.

Revista conține și publicitate prin articole tehnice semnalate cu simbolul „®”.

Articolele publicate în revistă nu angajează decât răspunderea autorilor.

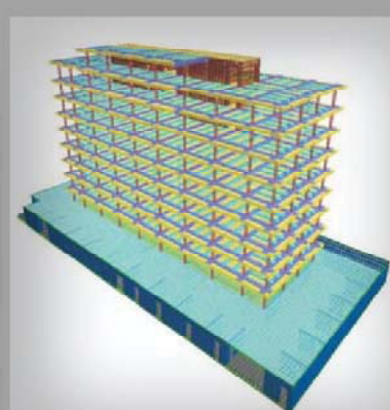


Domeniul principal de activitate al companiei noastre este cel de proiectare geotehnică în construcții, precum și de expertizare și consultanță, ajungând în prezent o companie de top în acest segment de activitate. Compania propune și susține tehnologii de pionierat în domeniul construcțiilor în România, lucru dovedit prin lucrările complexe din domeniul ingineriei geotehnice conduse de noi.

Ne bazăm întotdeauna pe siguranță, însă reușim să permitem clienților și arhitecților să își construiască viziunile îndrăznețe prin proiectarea la un nivel superior.

POPP
& ASOCIAȚII
INGINERIE GEOTEHNICĂ

Soluuții pentru structuri sigure



STUDY OF FROST JACK-UP OF SHORT PILES IN SOUTHWESTERN ONTARIO

Dan V.S. DIMITRIU

Associate Engineer, AMEC Environment & Infrastructure, Windsor, Ontario

Narendra S. VERMA

Principal Engineer, AMEC Environment & Infrastructure, Mississauga, Ontario

Abstract

The design of piles in regions affected by seasonal ground freeze-thaw cycles includes prevention of the pile jack-up due to frost ground heave using code provisions and simple guidelines for selection of the frost depth penetration at the site. This code based approach may be highly uneconomic in some applications including large numbers of shallow piles supporting light structures such as traffic signs, fences, light decks, solar panels, etc. In cases where some levels of frost induced pile jack-up can be tolerated, the design can be significantly refined and made less conservative by designing the piles for the acceptable jack-up based on site specific weather and subsurface conditions along with detailed evaluation of the frost penetration, ground heave and ensuing pile jack-up. This paper describes the suitability of the conventional methods for the design of shallow piles from adfreeze uplift standpoint and uses an actual case study to illustrate the proposed approach based on tolerable uplift.

1. INTRODUCTION

In southwestern Ontario the guidelines for the design depths of frost penetration in ground varies with the location between 900 mm to 2.0 m (Figure 1). These guidelines were developed by the Ministry of Transportation Ontario primarily for areas exposed to elements and free of snow cover due to regular cleanup. The Canadian Foundation Engineering Manual – CFEM (CGS, 2006) recommends that uplift forces due to frost action be incorporated in the design of foundations in contact with frozen ground to protect against footing frost jack-up (Photo 1).



Photo 1. Fence post jacked up from ground near Sarnia area (SW Ontario)

shallow piles (1.6 m embedment) supporting low-lying light weight solar panels is presented to illustrate an approach to accommodate the pile frost resistant design in conjunction with a tolerance for maximum frost jack-up. The project site is located near London, Ontario, in a zone along the 1.2 m frost depth contour line (Figure 1).

In the absence of project specific data, an adfreeze bond stress of 100 kPa is indicated for the interface between steel piles and frozen fine-grained soils. In the case of lightly loaded steel driven piles used in large numbers of applications (e.g., traffic signs, fences, electrical and solar panels, etc), a design to fully counteract the risk of frost jack-up of the piles may lead to unduly expensive foundations.



Figure 1. Design Contours of Frost penetration (Southern Ontario)

A case study consisting of over 10,000

Therefore, where some levels of seasonal jack-up can be tolerated, and the potential cumulative year-over-year pile jack-up is manageable, piles shorter than the minimum depth to fully resist the adfreeze forces may be considered. The proposed approach to optimize the adfreeze design is based on assessing the site-specific conditions as follows:

- Determine the applicable “worst-case” design winter based on climatic historical records at the closest weather station
- Determine the corresponding maximum depth of frost penetration using the ground thermal analyses instead of prescriptive guidelines
- Estimate the maximum ground heave during the design winter, and the ensuing potential pile jack-up.

The factor of safety can be then defined as the ratio between the allowable jack-up and the estimated jack-up, or the ratio between the actual pile embedment and the minimum embedment associated with the allowable jack-up.

While not discussed in this paper, the risks associated with the proposed approach may be evaluated by compounding the probabilities of exceeding the design winter with the uncertainties in the determination of the soil properties.

2. GROUND FREEZING MECHANISM

CFEM and other guidelines (e.g. USA Department of Defence, 2004) recommend use of the following Berggren equation, a linear heat flow model, as a practical method to estimate depth of frost penetration (f) below ground surface:

$$f = \lambda \sqrt{2 \cdot k_x \cdot \frac{n \cdot F_i}{L_s}} \quad (1)$$

where λ is a correction factor correlated with the fusion parameter [$\mu = C \cdot n \cdot F_i / (L \cdot t_f)$] and thermal ratio [$\beta = MAAT \cdot t_f / (n \cdot F_i)$]; F_i is the air freezing index; k_x is the thermal conductivity of the frozen soil; n is a factor to convert the air freezing index to the ground surface freezing index; and L_s is volumetric latent heat of the soil.

The air freezing index (F_i), the mean annual air temperatures (MAAT) and the duration of the freezing periods (t_f) are climatic data that need to be determined on the basis of historical records. The remaining parameters (k_x , L_s as well as C - volumetric heat capacity of the frozen soils, L - latent heat of fusion of water to ice) relate to the physical properties of the soils, water and ground surface conditions and should be evaluated by the geotechnical consultant.

While Equation (1) is founded on the concept of heat flow, it is essentially empirical in nature as it uses F_i for the main input parameter. Moreover, in regions with relatively moderate winters the daily average temperatures fluctuate in alternating freezing and thawing periods at the beginning and at the end of the winter seasons. This pattern makes it difficult to define the significant freezing index that drives the frost into the ground. Figure 2 is a sample of the described pattern for the winter 1983-1984 in Windsor, Ontario with the daily average temperatures within what is considered the freezing season.

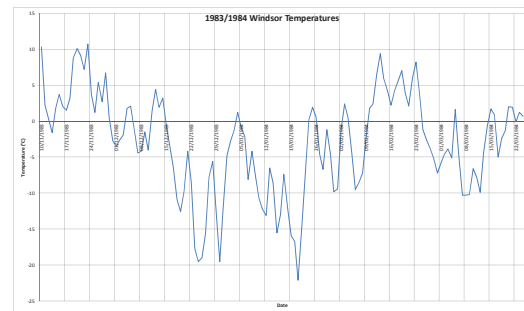


Figure 2 Sample of daily average air temperatures for Winter 1983-84 in Windsor, Ontario

F_i is defined as the algebraic summation of all degree days over the entire freezing season. Such summation may result in an unconservative (too low) F_i in areas with border-line “unsettled” winters. An alternate approach would be to accumulate the days with negative temperatures only (referred to as “negative” F_i) between the first and last day of the annual freezing season. But this would generate a too conservative (too high) F_i . Corte et al. (1995) and Dysli et al. (1997) proposed the concept of “significant freezing index” according to which some sub-periods of freezing days followed by sub-periods of warming days are eliminated from the counting for the yearly F_i . However, the mechanical application of the proposed numerical criteria does not necessarily work very well in the regions with unsettled “marginal winter” climate.

An alternative to the semi-empirical Berggren method would be the “rigorous” modeling of the thermal flux using numerical analyses for the heat propagation in ground. However, such models require extensive input data for the description of the daily weather, including the diurnal variations of the temperatures. To capture the representative design winter, i.e. the winter leading to the maximum depth of frost penetration that is likely to occur at a particular site over the lifetime of the project, could be tedious.

3. FREEZING INDEX ESTIMATES IN SW ONTARIO

The Canadian practice to select the design winter is to choose some return periods (recurrence intervals) and select the most severe winter in that interval. This is done using either the most severe winter within the last 10 years, or the average of the three most severe winters in the previous 30 years (CGS 2006).

Based on the available daily average temperature records from the nearby weather stations, the freezing indices for the project site were calculated first for the last 30 years using the summation of the days with negative temperature only (Figure 3). This chart was then used to identify the coldest (highest F_i) between the peak within the previous 10 years and the average of the coldest three winters over the previous 30 years. From these selected winters the significant F_i to be used in design calculations was then determined. Figure 4 shows plots of the empirical cumulative distribution and the normal and Gumbel distributions of the previous 30 year records for the negative F_i for the project site. The plots attest that the normal distribution was a good approximation.

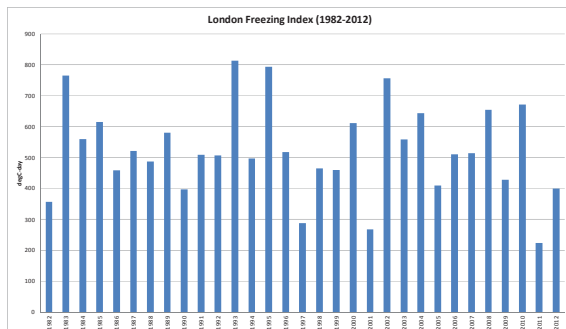


Figure 3 Negative F_i in London, Ontario

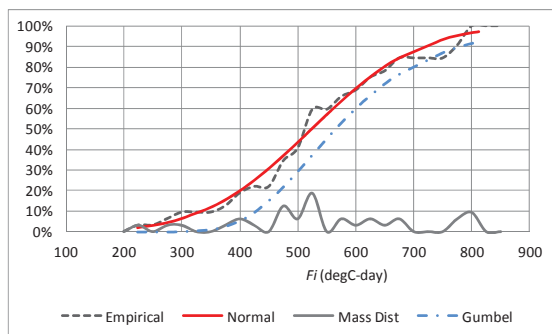


Figure 4 Empirical, Normal and Gumbel distributions (30 year winter record - negative F_i)

Table 1 summarizes the representative winters for the project site, and shows that for the study site the two approaches for selection of the design severe winter led to almost identical values for the

design F_i . Also, as expected, the significant F_i is always less than the negative F_i .

It is noteworthy that each of the three most severe winters in the past 30 years is higher than the peak in the last 10 years. Assuming the normal distribution for the negative F_i based on records, the expectation of the return period of the peak of the last 10 years would be about $R = 17.5$ years while the return period for the average of the 3 peak winters in the last 30 years would be about $R=28$ years.

4. FREE-FIELD GROUND HEAVE

Ground heave due to frost is caused by volumetric expansion of the pore water on freezing and by ice segregation resulting in formation of ice lenses just above the freezing fringe. The ice segregation with ensuing lens formation depends on the hydraulic conductivity of the partially frozen fringe zone and the supply of “free” groundwater. Free-field ground heave (h_g), can be determined by the semi-empirical expression developed by Konrad and Morgenstern (1980):

$$h_g = 0.09 \cdot f + 1.09 \cdot SP \cdot G_T \cdot t_f \quad (2)$$

The terms SP and GT are defined in Figures 5 and 6 with t_f being the duration of the freezing period within the subgrade soils. The thermal gradient is quite variable during the entire freezing season. For practical purposes the average thermal gradient is considered as follows:

$$G_T = \frac{MAAT}{f} \quad (3)$$

5. PILE JACK-UP ESTIMATION

Frost jack-up calculations of short piles was based on the concept of the “neutral” frost depth (f_n), i.e., the maximum frost depth for which the uplift force due to adfreeze bond strength is equal to the pullout resistance mobilised along the lower portion of the pile shaft remaining below the depth of frost penetration.

The expression for f_n and the definitions of the involved parameters (a , S_u , d) are provided in Figure 5. Downward loads on the pile are conservatively omitted. A compression load on pile would increase the value of f_n while an acting uplift force in the pile will diminish the value of f_n . When $f < f_n$, there will be no pile jack-up ($h_p=0$) while the free-field ground away from the pile will heave ($h_g > 0$) within the depth of frost penetration from zero at the front of freezing to a maximum value at the ground surface.

Table 1. Representative design ("most severe") winters

Period	Peak winters	Negative F_i °C-days	Cumulative Normal distribution	Significant air F_i °C-days	Design air F_i °C-days
Previous 10 years	2002-3	756.2	0.943	718	718
Previous 30 years	1983-84	762.5	0.949	694	717
	1993-94	812.9	0.975	769	
	1996-96	792.5	0.964	686	

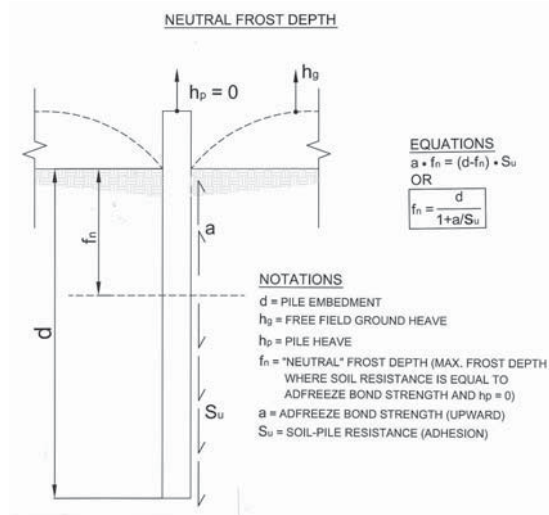


Figure 5. Neutral frost depth definition

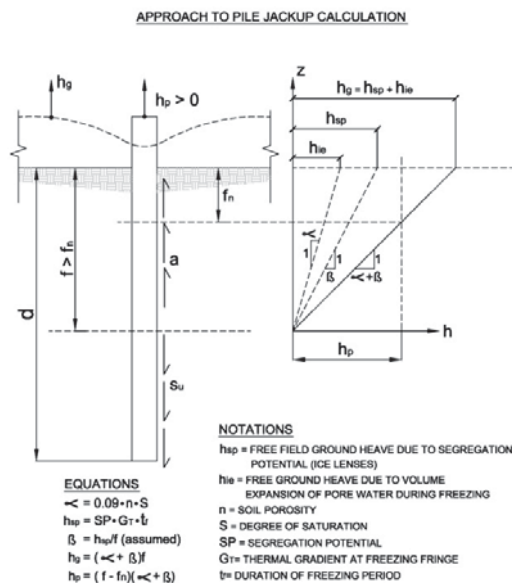


Figure 6. Calculation model for the pile jack-up

Figure 6 shows the model where $f > f_n$ along with the definition of the relevant soil parameters. Assuming the free-field ground heave varies linearly with depth (assumed applicable for homogeneous low permeability soil), then h_p can be interpolated using the formula presented in Figure 6.

In the case of low permeability and relatively uniform soils, that are partially saturated and have

limited access to free groundwater, ice crystals and small "pebble" like lenses can be observed to occur – generally spread across the frozen zone. Under such conditions, the assumption of linear distribution of the free-field ground seems to be reasonable.

6. CASE STUDY

The case study presented below is for a site in the climatic region described earlier by the freezing index records at the London station, Ontario. The site was a farmland, generally flat with nominal undulation across hundreds of hectares. Based on eight 5 to 7 m deep boreholes and three 1.8 m deep test pits excavated in February 2013, the site comprises the following soil layers:

- *Surficial fill* (0 to 150 mm thick) and *Topsoil* (0 to 450 mm thick). The topsoil was clayey silt with some sand and organics; moisture content (w) about 19+3% and average degree of saturation (S) about 0.85.
- *Sand and Silt lenses and pockets*. These features are isolated and relatively thin (300 to 600 mm) and were located mostly under the topsoil.
- *Clayey Silt to Silty Clay Till* with trace sand and gravel present below the topsoil or fill and extending below the depth of investigation. The upper part of the till was weathered with frequent fissures and a mottled brown-grey and then brown colour. The moisture content in the weathered zone was 15 to 28% and S about 0.8 to 0.95. Below a depth of 2.3 to 3.8 m the signs of weathering vanished, the colour changed to uniform grey, the structure becomes massive with no visible fissures.

Groundwater table was not encountered in boreholes and test pits, although some infiltration was noted at 2.1 to 4.4 m depth. Nevertheless, based on soil colour and high S, the long-term groundwater table was considered to be located at 2 to 4 m depth. Temporary perched groundwater in the fissures and pores of the upper weathered soils could occur during prolonged wet periods. In-situ and laboratory test results on clayey silt to silty clay indicated:

- Bulk density: 1.885 to 2.191 g/cm₃

- Liquid Limit: 29 to 40
- Plastic Limit: 19 to 21
- Plasticity Index: 8 to 20
- Grain size distribution:
 - o 0.1% to 3.6% gravel-size
 - o 5.8% to 21.8% sand-size
 - o 41.3% to 58.1% silt-size
 - o 26.7% to 48.6% clay-size

Shear strengths of the in-situ soil ranged from 170 kPa to greater than 260 kPa (based on Geonor hand vane tests in the test pit walls and base).

The frost depth was 300 to 410 mm on February 19, 2013 based on visual examination and soil temperatures in the test pit walls. Occasional pea size ice crystals were noted (Photo 2). Frost depth in the last week of February 2013 was up to 470 mm based on measurements with Gandahl device using methylene.

Two sets of 3 short steel driven piles per set were tested to measure the pullout resistance in frozen and thawed ground conditions. The pile embedment was about 1.6 m and the pile section was I-beam type (W6x4x7 in imperial notation).



Photo 2. Test Pit and Soil Sample with Ice Crystals

Assuming that the pile-soil adhesion below the frost depth remains unchanged for both test conditions, the inferred adfreeze bond strength (a) and the soil-pile resistance (adhesion, S_u)

calculated from the pile pull out test results varied between 30 to 160 kPa, and 70 to 87 kPa, respectively. As these results were erratic with large scatter, for design purposes the recommendations in CFEM were considered as follows: $a = 100$ kPa and $S_u = 45$ kPa.

Based on 45 measurements (15 per test pit) of moisture content and 9 measurements (3 per test pit) of unit weights, the average basic soil properties were:

- Porosity: 0.39
- Degree of Saturation: 0.84
- Volumetric latent heat: 109.6 MJ/m₃

The thermal conductivity variation with depth of the soils (Figure 7) was measured in the test pit walls using a portable KD2-Pro device equipped with a TR-1 needle probe. For calculation purposes an average $k_x = 1.262$ W/m²/K was considered.

The segregation potential was estimated on the basis of empirical correlations with basic soil index properties (Konrad, 1999) as $SP = 100-5$ mm²/s/°C.

An air-to-ground freezing index conversion factor $n=0.8$ was used as a conservative approximation, considering its “volatility” and variability with the ground surface type of cover (CGS 2006).

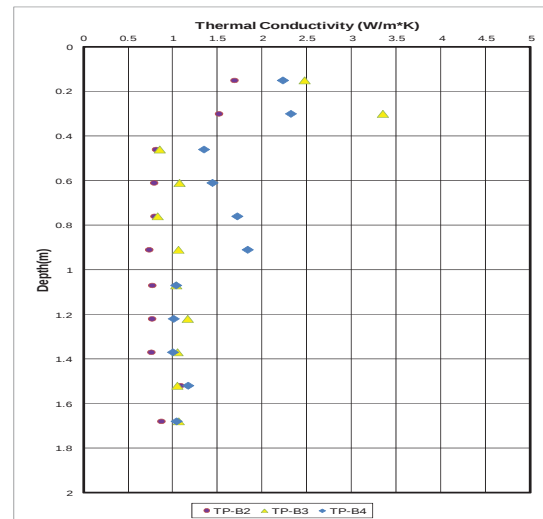


Figure 7. In-situ measurements of Thermal Conductivity

Based on the above findings and assumptions, the results presented in Table 2 were obtained for the W6x4x7 piles driven to 1.6 m below grade by two approaches: using the code guidelines and using more elaborated site specific analyses based on weather records and more detailed soil testing.

Table 2. Comparative results by guidelines and detailed site specific analysis

Item	Design Winters based on Weather Records			
	Mean	Most severe	Guidelines (Fig. 1)	2012-2013
F_i (°C-day)	400 ⁽¹⁾	717	N/R	295
MAAT (°C) ⁽⁵⁾	7.5	7.5	NR	7.5
Freezing period (days)	99	109	NR	93
Thermal Gradient (°C/m)	4.3	5.6	NR	4.03
Estimated Free-Field Frost Depth (m)	0.83 ⁽²⁾	1.04	1.20	0.63 [0.47] ⁽³⁾
Estimated ground Heave (mm)				
• Without segregation	24	31	35	19
• With segregations	68	83	90 ⁽⁴⁾	54
Estimated Pile Jackup (mm)				
• Without segregation	10	15	21	3
• With segregations	27	41	53	9
Factor of Safety (Acceptable jackup/Calculated jackup) ⁽⁶⁾	2.77	1.83	1.41	8.33
Minimum Pile Embedment for Zero Jackup (m)	2.67	3.54	3.87	1.93

1) Contour Map in National Building Code of Canada (NBC 2005) showing mean air F_i based on records 1931 to 1970

2) Frost penetration based on Empirical Correlation with mean air F_i (MTO 1990)

3) Maximum Frost Depth calculated [measured] in the study area

4) Segregation Heave component for MTO based frost depth estimated by extrapolation of results based on heat flow model

5) In this application MAAT considered was the multi-annual mean temperature which is considered to be relatively stable year-to-year.

6) Acceptable maximum jack-up of 75 mm established by the facility designer

NR = Parameter Not Required by the calculation method

7. CLOSING REMARKS

The paper proposes an approach to estimation of the potential frost jack-up of short piles. Short piles are used extensively for lightly loaded facilities, such as electrical / solar panels, traffic signs, etc., where there is an obvious tolerance to some level of movement. Imposing a design based on “zero” jack-up tolerance to frost would be highly uneconomical. For the particular case presented, the piles were driven to 1.6 m below grade, i.e. 400 mm deeper than the design guidelines frost depth (1.2 m), and almost 600 mm below the site specific “most severe” winter frost depth. The “zero” movement design pile embedment would be 3.87 m for the guideline frost penetration, which is not reasonable when 1.6 m embedment is adequate to control uplift to within permissible limit.

The calculated pile jack-up of 3 to 9 mm (Table 2) for the particular 2012-2013 winter (during the field study) was not confirmed by field observations and random pile surveys, which is adequately on the safe side.

The model discussed does not provide though for the potential of cumulative year-over-year jack-up. During summer seasons there is

significant ground shrinkage that may pull back the previous years’ jack-ups partially or fully. Therefore, once the concept of allowable uplift is considered in the project design, there are a few important considerations to ensure the risks associated with the highly complex phenomenon of frosts jacking are adequately addressed:

- The depth of embedment should never be less than the anticipated maximum depth of frost penetration to make sure that no ice lenses develop below the tip of the piles. This is likely to result in progressive and enhanced jack-up.
- Evaluate the reserves of safety that may be available in the design (like ignoring the weight of structures in the case of light structures, the insulating effects of snow cover where permanent snow removal is not part of the facility operations, etc.) and select reasonable design properties for the adfreeze bonds and soil shear strength.
- Incorporate design provisions to promote subdrainage and prevent supply of free water.
- Incorporate provisions for periodic maintenance, including monitoring and readjustments of the affected piles and structures, as necessary.

8. ACKNOWLEDGMENTS

The subject presented in this paper is based on a larger study carried out by an AMEC team under the project management by Chris Barris from AMEC office based in Windsor, Ontario.

REFERENCES

CGS [2006] “Canadian Foundation Engineering Manual”, 4th Edition, Canadian Geotechnical Society, c/o BiTech Publisher Lts, Richmond, BC
Corte, J.-F., Odeon, H., Boutonnet, M [1995] “Verification au gel des structures de chaussée”, Bulletin de liaison des Pont et Chaussées, no. 198

Dysli, M, Lunardini, V., Stenberg, L., [1997] “Related effects on Frost Action: Freezing and Solar Indices”, Ground Freezing 97, A.A. Balkema
Konrad, J-M., Morgenstern, N.R., [1980] “A mechanistic theory of ice lens formation in fine-

grained soils”, Canadian geotechnical Journal, Vol. 17.

Konrad, J-M., [1999] “Frost Susceptibility related to sol index properties”, Canadian geotechnical Journal, Vol 36

MTO [1991] “Pavement Design and Rehabilitation Manual”, Highway Engineering Division, Ministry of Transportation Ontario

NBC [2005] “User’s Guide – NBC 2005 Structural Commentaries (Part 4 of Division B)”, National research Council of Canada

USA Department of Defence (2004) “Unified Facilities Criteria (UFC) Calculation methods for Determination of Depth of Freeze and Thaw in Soil: Artic and Subartic Construction”, electronic media <http://dod.wbdg.org>

STUDIUL RIDICĂRII PILOȚILOR SCURȚI DATORITĂ ÎNGHEȚULUI ÎN ZONA DE SUD-VEST ONTARIO

Rezumat

Proiectarea uzuală a piloților în regiunile supuse înghețului sezonier include prevenirea efectului de smulgere cauzat de umflarea terenului înghețat folosind norme simple de proiectare privind adâncimea de îngheț stabilită pentru diferite regiuni. Acest procedeu bazat pe coduri poate conduce la rezultate extrem de neeconomice la lucrări cuprinzând un număr mare de piloți scurți utilizați la fundarea unor structuri ușoare (semne de circulație, garduri, panouri electrice sau solare, platforme ușoare etc). În cazurile unde structurile pot suporta ridicări (deformații) minore din cauza umflării terenului, proiectarea poate fi optimizată în mod semnificativ prin considerarea în detaliu a condițiilor climatice specifice zonei proiectului, a condițiilor de teren și prin evaluarea mai atentă a valorilor umflării terenului și ridicării piloților. Articolul de față discută utilizarea metodelor convenționale de proiectare a piloților scurți cu privire la acțiunea înghețului și prezintă un studiu de caz pentru ilustrarea metodei propuse pentru optimizarea proiectării bazată pe utilizarea deformației admisibile a piloților.

Cercetare geologico-tehnică și hidrogeologică

- lucrări de prospecțiuni prin foraje, puțuri și sondaje pentru toate tipurile de construcții;
- lucrări experimentale în situ (incercări de probă pe piloți, micropiloți, coloane, ancoraje, probe de permeabilitate și injectie);
- lucrări de prospectare pentru exploatarea materialelor de construcții și zăcăminte de apă;
- rapoarte geotehnice și hidrogeologice pentru toate fazele de proiectare, expertize geotehnice și hidrogeologice.



Lucrări de geotehnică aplicată în construcții

- consolidarea terenurilor de fundare, a versanților și a taluzurilor prin tiranți activi și pasivi; s-a implementat **tehnologia autoforantă Ischebeck TITAN – Germania**;
- fundații speciale (micropiloți, piloți, coloane realizate prin forare și umplute cu beton, amestec de pamânt cu var și ciment, nisip sau pietriș);
- coloane din material granular compactat - tehnologia GEOPIER;
- consolidarea versanților și a taluzurilor, prin folosirea combinată a tehnologiilor de injectare-drenare-ancorare;
- tratarea, îmbunătățirea, consolidarea, etanșarea și drenajul terenurilor de fundare prin aplicarea de diverse tehnologii;
- execuția de foraje pentru montarea de **aparatură de măsură și control** pentru urmărirea în timp a comportării construcțiilor.



GEOSOND SA

www.geosond.com

Splaiul Independenței 294
060031, BUCUREȘTI
+40 0744 55 00 14
+40 (21) 319 48 44

office@geosond.com
uta@geosond.com

Explorarea și exploatarea resurselor minerale subterane, în special cele acvifere

- exploatarea zăcămintelor subterane de apă potabilă, industrială și ape minerale (foraje de medie adâncime ≤ 50 m și de mare adâncime până la 300 m);
- lucrări de reparații și întreținere a forajelor de alimentare cu apă (denisipări, montări și înlocuiri de pompe submersibile);
- cimentări și conservări foraje de alimentare cu apă propuse la casare;
- coborârea nivelului apelor subterane prin pompaj continuu din foraje de echipament.

HĂRȚILE DE HAZARD LA ALUNECĂRI DE TEREN ÎN ROMÂNIA. CONȚINUTUL ȘI LIMITELE DE PERFORMANȚĂ, GRADUL DE ÎNCREDERE ȘI POSIBILITĂȚILE DE CREȘTERE A EFICIENȚEI

Eugeniu MARCHIDANU

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Articolul prezintă o scurtă analiză retrospectivă asupra Normelor metodologice privind modul de elaborare și conținutul hărților de risc natural la alunecări de teren, pentru teritoriul României, pe o perioadă de cca. 10 ani. Sunt semnalate unele erori privind limitele de utilizare și gradul de încredere al hărților de hazard natural și hărților de hazard antropice. Totodată se prezintă detalii suplimentare asupra structurii, modului de utilizare și interpretării rezultatelor pe care le oferă formula de evaluare a factorului de instabilitate care stă la baza metodologiei de elaborare a hărților de hazard.

1. GENERALITĂȚI

În România, cutremurele, alunecările de teren și inundațiile se situează în topul fenomenelor naturale, generatoare de dezastre.

Ca în toate țările de pe glob în care condițiile naturale sunt favorabile producerii alunecărilor de teren, și în România există preocupări susținute pentru prevenirea și stoparea acestui fenomen distructiv.

Interesul pentru elaborarea unor metodologii eficiente de cuantificare a potențialului de producere a alunecărilor a crescut odată cu dezvoltarea construcțiilor, îndeosebi în perioada de după anul 1900.

Timp de aproape un secol rezultatele cercetărilor în acest domeniu s-au materializat sub forma hărților cu alunecările de teren existente. Predicțiile cu privire la evoluția stabilității la alunecare a versanților au fost fundamentate, în principal, pe cunoașterea cauzelor și mecanismului de producere a alunecărilor existente, identificate, delimitate și monitorizate, de regulă, prin observații directe.

În ultimele decenii ale secolului XX, și în mod deosebit după anul 1990, interesul pentru prognozarea producerii alunecărilor a crescut foarte mult.

Valorificând experiența dobândită pe plan mondial și în mod deosebit pe cea acumulată pe plan național, în România s-au făcut progrese importante în ceea ce privește crearea unei metodologii de elaborare a hărților de hazard natural la alunecări de teren.

O astfel de metodologie, originală, a fost publicată la cea de a 10-a Conferință Dunărean - Europeană de Mecanica Pământurilor și Inginerie

Geotehnică, Vol. 3, Mamaia 1995, într-un articol intitulat *Considerations regarding the methodology for elaboration of the map with division into zones of Romania territory from the point of view of landslides potential* (Marchidanu, 1995).

În articolul menționat a fost prezentat un model de metodologie pentru elaborarea hărților de hazard natural la alunecare, însoțit de un exemplu, sub forma unei schițe de hartă de hazard pentru România (Sc. 1:1.000.000).

Normele metodologice privind modul de elaborare și conținutul hărților de risc natural la alunecări de teren, care au făcut obiectul HG nr. 447/2003, ANEXA 1, aferente Legii nr. 575/2001, au avut ca model metodologia prezentată în articolul menționat, completată cu unele detalii cuprinse în documentațiile:

- Ghid privind identificarea și monitorizarea alunecărilor de teren și stabilirea soluțiilor cadru de intervenție GT 00697 (Buletinul Construcțiilor nr. 10-1998).
- Ghid de redactare a hărților de risc la alunecare a versanților pentru asigurarea stabilității construcțiilor GT 019-98 (Buletinul Construcțiilor nr. 6-2000).

Sub această ultimă formă, Normele metodologice de elaborare a hărților de risc natural la alunecare sunt în vigoare și se aplică de peste 10 ani.

2. HAZARDUL LA ALUNECARE, COMPONENTĂ DE BAZĂ A RISCULUI

2.1. Riscul natural

Riscul natural se definește astfel: Estimarea matematică a probabilității producerii unor pierderi

materiale și umane pe o perioadă de referință viitoare și într-o zonă dată, pentru un anumit tip de dezastru (Legea 575/2001), în cazul de față pentru alunecările de teren.

Componentele riscului și semnificația fizică a acestora sunt redată în Tabelul 1.

2.2. Hazardul la alunecare

În funcție de natura factorilor care îl generează, hazardul la alunecare există în două forme:

a. *Hazardul natural*, ca rezultat al interacțiunii factorilor de influență naturali ($K_a \dots K_h$) definiți în Normele metodologice de elaborare a hărților de hazard (HG 447/2003). În acest grup de 8 factori este inclus și factorul antropoc Kh, care a acționat până la data elaborării hărții. Acest factor, deși este de origine antropică, i se atribuie calitatea de factor naturalizat. Exemple: amenajări hidrotehnice, căi rutiere și feroviare, rețele de conducte și instalații electrice, construcții civile, industriale și agricole

etc., care existau la data întocmirii hărții de hazard natural.

Harta de risc natural la alunecare necesită elaborarea prealabilă a unor hărți speciale, și anume:

- Harta de hazard natural

- Harta de vulnerabilități a elementelor expuse hazardului în ipotezele cele mai probabile de manifestare a alunecării

- Harta de estimare a pagubelor materiale

- Harta de estimare a pierderilor de vieți omenești

b. *Hazardul antropoc*, generat de activitățile umane ce se vor desfășura după realizarea hărții de hazard natural. În foarte multe cazuri hazardul antropoc poate modifica semnificativ hazardul natural. Acest detaliu trebuie cunoscut și înțeles foarte bine de către arhitecții și proiectanții implicați în activități de elaborare a planurilor de urbanism și a proiectelor pentru construcții, în mod deosebit pentru construcțiile de importanță excepțională și deosebită (NP 100-2006).

Tabelul 1. Extras din Normele metodologice de elaborare a hărților de risc natural la alunecări cu unele modificări [8]

	Componentele riscului		
	Denumire	Simbol	Definiție
Riscul la alunecare, evaluat prin relațiile: $R_m = K_m \sum VPM$ $R_u = K_m \sum PU$ Semnificația termenilor: R_m - rata anuală a pierderilor materiale R_u - rata anuală a pierderilor de vieți omenești	1. Hazard natural la alunecare	K_m	Posibilitatea de apariție într-o zonă și pe o perioadă determinată a unui fenomen ce poate genera distrugerii. Măsura hazardului este probabilitatea de depășire a mărimii caracteristice a respectivului fenomen natural într-un areal și într-un interval de timp dat ($0 \leq K_m \leq 1$).
	2. Vulnerabilitatea elementelor expuse hazardului la alunecare	V	Gradul de afectare a elementelor expuse hazardului natural la alunecare ($0 \leq K_m \leq 1$).
	3. Valoarea pierderilor materiale	PM	Pierderi materiale maxime cauzate de distrugerea totală a tuturor elementelor expuse hazardului natural la alunecare exprimate valoric, în unități monetare (lei/an).
	4. Pierderi de vieți omenești	PU	Pierderi de vieți omenești exprimate numeric (nr. de morți/an).

3. HĂRȚILE DE HAZARD LA ALUNECARE

3.1. Hărțile de hazard natural

O hartă de hazard natural a unei zone este o construcție cartografică pe care se reprezintă prin izolinii sau culori, la o scară $\leq 1:10.000$, o mărime fizică K_m , denumită factor de instabilitate la alunecare. Acest factor reprezintă inversul factorului de stabilitate F_s , este adimensional și poate avea valori cuprinse între 0 și 1.

Factorul de instabilitate K_m semnifică starea de

eforturi din masivul de rocă. Cedarea prin alunecare se produce când mărimea eforturilor din masiv depășește rezistența la rupere a rocilor, moment care coincide cu atingerea valorii maxime a factorului de instabilitate ($K_m = 1$).

Harta de hazard reprezintă imaginea vizuală a mărimii și distribuției stării de eforturi din versant.

Ca regulă generală starea de eforturi dintr-un versant nu poate fi măsurată decât punctual, printr-un program special de monitorizare, cu aparatură performantă, într-o anumită perioadă de timp.

Ideea de fond care a stat la baza Normelor

metodologice de elaborare a hărților de hazard natural a fost aceea de a găsi o posibilitate de evaluare a stării de eforturi din versant. Dificultățile realizării unei asemenea evaluări constau în aceea că până la producerea alunecării versantul nu oferă semnale concludente care să servească acestui scop.

Normele metodologice pentru elaborarea hărților de hazard la alunecare asigură condiții din punct de vedere al preciziei numai pentru hazardul natural și scări de reprezentare mai mici de 1:10.000.

Hărțile de hazard natural sunt foarte utile și importate pentru:

- Întocmirea documentațiilor de urbanism și amenajarea teritoriului
- Fundamentarea planurilor de acțiune a Comisiilor de apărare împotriva dezastrelor produse de alunecările de teren
- Alegerea amplasamentelor pentru construcții, în general, și pentru construcții mari, în special (baraje și lacuri de acumulare, autostrăzi, drumuri naționale, trasee de CF ș.a.).

3.2. Metodă de estimare a factorului de instabilitate la alunecare a unui versant. Eficiența și vulnerabilitatea metodei

Metoda de estimare a factorului de instabilitate prezentată în articolul publicat la cea de a 10-a Conferință Dunărean - Europeană de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică - Mamaia 1995 [1] are la bază o formulă empirică a cărei structură este de forma:

$$K_m = \sqrt[x]{y} = \sqrt[x]{\frac{K_a \cdot K_b}{6} \sum_{i=c}^h K_i} \quad (1)$$

în care K_m este factorul de instabilitate, a cărui semnificație fizică reprezintă inversul factorului de stabilitate F_s și variază între 0 și 1 iar y este o mărime care exprimă interacțiunea dintre 8 factori de influență, notați cu simbolurile $K_a \dots K_h$, ale căror valori variază între 0 și 1 [8] iar $x \geq 1$, reprezintă indicele radicalului.

În funcție de modul în care factorii de influență $K_a \dots K_h$, interacționează cu versantul evoluția stării de eforturi din versant, exprimată prin fluctuațiile factorului de instabilitate $K_m = 1/F_s$, poate avea forme diferite (Figura 1). Astfel de grafice, care au valoare calitativă, oferă informații utile privind sensul evoluției stabilității versantului.

Din grafic se poate observa că până la declanșarea alunecării în versant se produc

fluctuații ale stării generale de eforturi. Numai în momentul în care eforturile din versant ating limita de rupere a rocilor ($K_m = 1$), condițiile de alunecare sunt îndeplinite. Acest moment se situează la limita superioară a codului roșu aferent fenomenului de instabilitate, $K_m = 1$.

În urma producerii alunecării, energia din versant se descarcă, moment după care versantul își poate recăpăta stabilitatea și ciclul stabilitate - instabilitate se poate sau nu repeta, în funcție de evoluția factorilor de influență, naturali și antropici.

În ceea ce privește gradul de încredere a potențialului de alunecare a versantului, în rezultatele pe care le oferă formula de calcul estimativ se fac următoarele precizări:

– Valorile factorilor de influență $K_a \dots K_h$ au caracter subiectiv, practic acestea depinzând de nivelul de informare, gradul de pregătire și experiența evaluatorului în domeniile aferente celor 8 factori de influență precum și de capacitatea acestuia de a formula predicții pe baza interacțiunii factorilor respectivi. Criteriile de evaluare a factorilor de influență cuprinse în Normele metodologice (HG 447/2003) sunt orientative dar suficiente pentru a ajuta evaluatorul să aprofundeze mult mai în detaliu o serie de elemente care pot conduce la rezultate cât mai apropiate de cele reale.

– Există situații în care, cu toate eforturile evaluatorului, acesta nu este pe deplin încrezător în valabilitatea rezultatelor obținute și simte nevoia adoptării în deciziile pe care le ia, a unor coeficienți de siguranță suplimentari. Formula de evaluare (1), permite utilizarea indicelui x al radicalului, pe care îl putem denumi *indice de prudență*, pentru adoptarea unor valori acoperitoare în ceea ce privește factorul de instabilitate K_m .

Concret. Să luăm în considerare două situații suficient de diferite.

Situația 1. Evaluatorul factorilor de influență $K_a \dots K_h$ are suficiente informații credibile pentru a fi convins că valorile factorilor de influență sunt corecte. În acest caz, el își poate asuma riscul de a utiliza formula cu un *indice de prudență*, $x = 1$, adică fără radical.

Exemplu, pentru $y = 0,7$ și $x = 1$, din graficele redată în figura 2, rezultă un factor de instabilitate $K_m = 0,7$ (cod portocaliu).

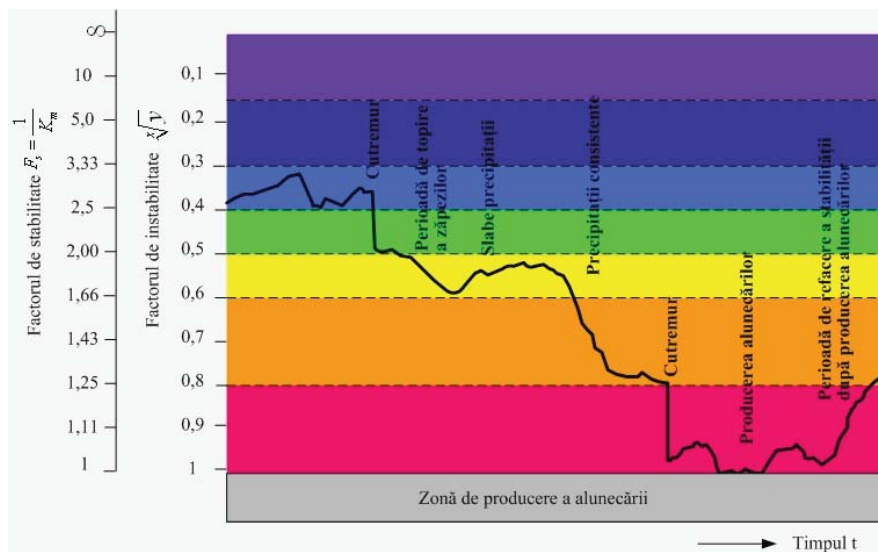
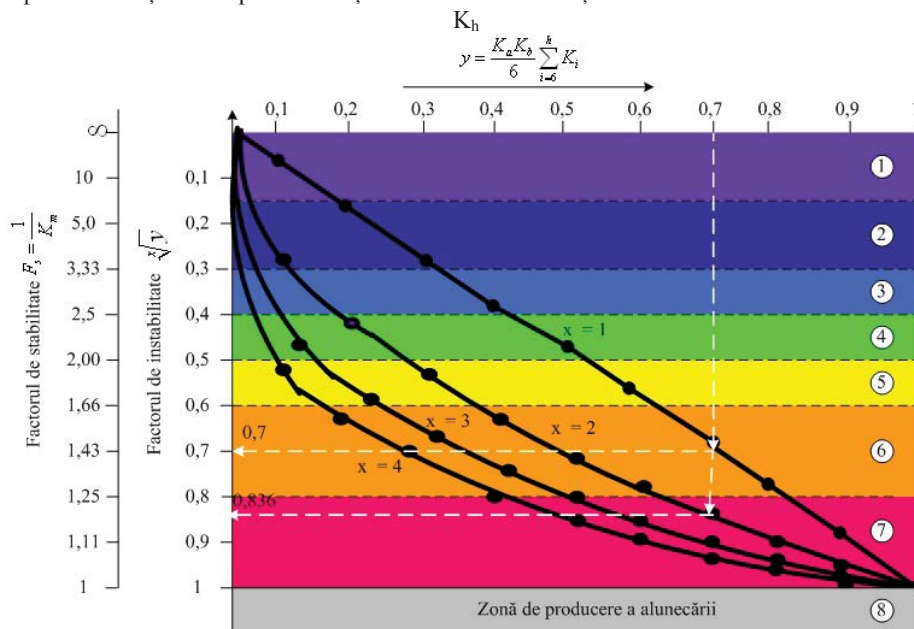


Figura. 1. Exemplu de evoluție în timp a stabilității unui versant în funcție de solicitările datorate factorilor parțiali $K_a \dots$



Codul de culoare	Instabilitatea versantului	Forme de informare a utilizatorilor
① Violet	Practic zero	Nu sunt necesare
② Indigo		
③ Albastru		
④ Verde	Redusă	Atenționare
⑤ Galben	Medie	
⑥ Portocaliu	Medie - mare	Avertizare
⑦ Roșu	Mare	Alertă maximă. Pericol de dezastru
⑧ Cenușiu	Foarte mare	
	Producerea alunecării urmată de tendință de restabilizare	Monitorizare

Figura 2. Evaluarea factorului de instabilitate K_m în funcție de valorile factorilor parțiali de influență $K_a \dots K_h$ și de indicele de prudență x

Situația 2. Zona analizată aparține unei formațiuni de fliș, cu o mare variabilitate în ceea ce privește litologia, elementele structurale și microtectonice, hidrogeologia foarte complicată, volum de informații incomplet etc.

În această situație evaluatorul este conștient că o serie de detalii de analiză lipsesc.

Pentru siguranță se simte nevoia de a păstra o anumită prudență în ceea ce privește comunicarea valorilor estimate. Dacă va lua în considerare un indice de prudență $x = 2$, pentru aceeași valoare a mărimii de sub radical $y = 0,7$, ca și în situația 1, factorul de instabilitate K_m crește de la 0,7 (cod galben) la 0,836 (cod roșu) ceea ce înseamnă o creștere a hazardului la alunecare cu cca. 20% și ca o consecință posibilă, justificarea de creștere a costurilor lucrărilor de prevenire a producerii alunecării dacă s-ar impune această necesitate.

Graficele redată în figura 2 arată că valoarea factorului de instabilitate K_m înregistrează o creștere continuă, dar din ce în ce mai mică, pe măsură ce indicele de prudență x crește cu o rată constantă. Aceasta este așa numita *creștere negativă sau creștere încetinită* a factorului K_m .

Practic, influența indicelui de prudență este resimțită până la valoarea $x = 2$, maxim $x = 3$.

Este foarte important de a ști când și cât de mult se poate apela la utilizarea indicelui de prudență.

În cazul în care sunt incertitudini bine justificate cu privire la valorile evaluate ale factorilor de influență $K_a \dots K_n$, se poate lua în considerare un indice de prudență $x = 2$, cel mult $x = 3$.

Indicele de prudență are semnificația fizică a unui factor de siguranță suplimentar care poate să influențeze sensibil costurile lucrărilor de prevenire a producerii dezastrelor generate de alunecări, precum deciziile de promovare sau abandonare a unor amplasamente de construcții importante.

Utilizarea indicelui de prudență nu trebuie privită ca o oportunitate care să justifice creșterea exagerată a factorului de siguranță, ceea ce ar putea să conducă la costuri suplimentare ale lucrărilor.

Hărțile de hazard natural la alunecare, elaborate în conformitate cu Normele metodologice aferente Legii nr. 575/2001, completate obligatoriu cu alunecările de teren existente, sunt foarte utile, necesare și suficient de precise pentru evaluări ale riscului de alunecare la scară zonală și regională în vederea elaborării planurilor de urbanism, alegerea amplasamentelor de construcții importante, planuri de prevenire a situațiilor de risc etc.

3.3. Hărțile de hazard antropic

Aceste hărți reprezintă esența Studiilor geologice, geomorfologice, geotehnice, geofizice și hidrogeologice care se execută pentru Proiectul de realizare a construcțiilor și pot diferi semnificativ de hărțile de hazard natural.

Hărțile de hazard antropic au un obiectiv precis, limitat la amplasamentele construcțiilor și se elaborează pe baza rezultatelor unor volume importante de lucrări de investigații (cartări geologice detaliate, foraje, lucrări miniere, teste in-situ, analize de laborator, calcule geotehnice, geomecanice și hidrogeologice, modelări matematice etc.).

Hărțile de hazard antropic se întocmesc la scări mai mari de 1:10.000, în funcție de necesități putând ajunge la 1:200 ÷ 1:100 și, punctual, chiar mai mari

3.4. Deosebiri între factorii de influență $K_a \dots K_h$ pe baza cărora se evaluează factorul de instabilitate K_m folosit la întocmirea hărților de hazard natural și cel folosit pentru hărțile de hazard antropic

Principalele deosebiri dintre factorii de influență $K_a \dots K_h$ utilizați la elaborarea hărților de hazard sunt:

- Pentru elaborarea hărților de hazard natural factorii de influență utilizați reprezintă rezultatul fenomenelor naturale, fără intervenția factorului uman. În cazul hărților de hazard antropic, cel puțin o parte dintre factorii de influență sunt rezultatul activității umane și pot diferi semnificativ de cei naturali.

- Modul de abordare a analizei de evaluare a stabilității la alunecare a versanților, pentru hazardul natural, respectiv antropic, trebuie să fie diferit. Modelele geologice construite pe diverse scenarii, și metodologiile de verificare a stabilității versanților și taluzurilor diferă din punct de vedere al extinderii spațiale și al veridicității informațiilor, având în vedere că pentru hărțile de hazard natural nu sunt obligatorii lucrări de investigații de teren și laborator în timp ce hărțile de hazard antropic beneficiază de avantajul informațiilor furnizate de studiile geologice - tehnice impuse.

- Hărțile de hazard natural au caracter informativ, sunt întocmite la scări mai mici de 1:10.000 și servesc pentru elaborarea schemelor de amenajare la scară zonală și regională (scheme de amenajare a bazinelor hidrografice, rețele de drumuri și C.F., combaterea eroziunii solurilor, amenajări agrotehnice, silvice etc.).

- Hărțile de hazard antropice reprezintă chintesența investigațiilor geologice - tehnice, se referă la amplasamente de construcții cu arii limitate și se redactează la scări mai mari de 1:10.000.

- Majoritatea factorilor de influență care stau la baza întocmirii hărților de hazard antropice, rezultă din activitățile umane specifice executării lucrărilor (taluzuri create prin excavații sau construite prin rambleere, drenarea acviferelor din versanți către gropile de excavare, infiltrații de apă către interiorul versanților, în cazul ridicării nivelului apei în lacurile de acumulare, și exfiltrații din versanți la golirea lacurilor, cu apariția forțelor de filtrație ș.a.).

- Pentru același areal, cel puțin o parte dintre factorii antropici au alte valori, de regulă mai mari, decât cei naturali, utilizați la întocmirea hărților de hazard natural și în consecință nu se poate pune semnul egalității între cele două tipuri de hărți.

- Hărțile de hazard natural nu trebuie folosite ca documente tehnice care să justifice soluțiile de proiectare și să exonereze investitorii de obligația de a alocă fonduri pentru efectuarea studiilor geologice - tehnice.

4. EVALUAREA INFLUENȚEI COLATERALE A ALUNECĂRILOR DE TEREN ASUPRA ZONELOR ADIACENTE

O lacună a Normelor metodologice privind elaborarea hărților de hazard natural la alunecare constă în faptul că acestea nu prevăd modalitățile de evaluare a benzii de acoperire a terenului stabil, situat la baza alunecărilor, de către masele de pământ care alunecă de pe versanți.

Schema unei alunecări, în reprezentare 2D plan - vertical, orientată pe linia de cea mai mare pantă a unui versant, cu evidențierea benzii de acoperire ca rezultat al influenței colaterale a alunecării, este redată în figurile 3 și 4.

Până în prezent nu s-a propus o formulă analitică, grafică sau empirică cu ajutorul căreia să se estimeze lățimea acestei benzi de acoperire. Ca urmare această necesitate rămâne o problemă ce își așteaptă rezolvarea în viitor.

5. CONCLUZII

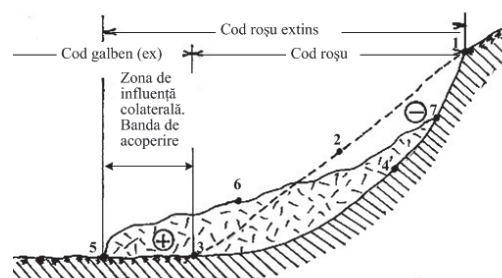
- Calitatea unei hărți de hazard natural la alunecare depinde de profesionalismul și experiența evaluatorilor factorilor de influență precum și de abilitatea acestora de a emite predicții cu privire la probabilitatea de îndeplinire a condițiilor de declanșare a alunecărilor de teren.
- Există o foarte bună similitudine de

interpretare a mecanismului de pregătire a condițiilor de producere a unui cutremur și a celor de producere a unei alunecări de teren. În ambele cazuri, dar la scări diferite, datorită solicitărilor de orice fel, starea de eforturi din masivul de rocă crește treptat, fără ca acest fenomen să fie vizibil. În momentul în care rezistența rocilor din masiv este depășită, are loc ruperea, uneori instantaneu, energia acumulată este eliberată brusc și se produce cutremurul.

- În cazul alunecărilor eliberarea energiei se face mai lent iar deformările plastice și rupturale se dezvoltă pe perioade de timp care pot varia de la ore și zile, la luni, ani și chiar zeci de ani.
- Pentru hazardul la alunecare singurele fenomene care pot fi monitorizate sunt alunecările în desfășurare. Variațiile stării de eforturi și deformărilor, în faza de prealunecare, în cele mai multe cazuri nu sunt sesizabile, și, în consecință, sunt greu sau imposibil de măsurat direct. Acestea se evaluează indirect, pe baza analizei interacțiunii dintre factorii $K_a \dots K_h$ care contribuie la dezvoltarea fenomenului de alunecare.
- Hărțile de hazard natural sunt elaborate pe baza evaluării factorilor de influență și își păstrează valabilitatea atâta timp aceștia nu suferă modificări.
- Punerea în operă a unui proiect pentru o construcție înseamnă executarea unor lucrări de excavații, rambleuri, drenaje, defrișări, acțiuni dinamice din trafic, explozii etc. ceea ce modifică, uneori radical, factorii de influență naturali din amplasamentul acestuia și prin extindere pe o anumită distanță către zonele adiacente amplasamentului. Pentru același amplasament harta de hazard antropice la alunecare poate să difere foarte mult de harta de hazard natural, deoarece aproape în toate cazurile, prin executarea construcțiilor, o parte din factorii de influență naturali suferă modificări semnificative.
- Avariile datorate alunecărilor de teren înregistrate la construcții în timpul executării sau pe parcursul exploatării acestora, sunt rezultatul unor investigații de teren și laborator incomplete, interpretării incorecte a datelor, reducerii nejustificate a costurilor aferente studiilor sau, pur și simplu, a subestimării consecințelor pe care le poate produce acest fenomen distructiv, dacă nu se adoptă măsuri eficiente de prevenire și stopare.



Figura 3. Baza unei alunecări de teren la limita inferioară a benzii de acoperire (vezi punctul 5 din figura 4)



1,2,3,5 - profilul inițial al terenului; 1,7,6,5 - profilul terenului după alunecare;
1,7,4,3,5 - suprafața de alunecare; 3 - piciorul alunecării; 5 - baza alunecării (vezi fig. 3)

Figura 4. Schema de formare a benzii de acoperire prin influența colaterală a unei alunecări:

BIBLIOGRAFIE

Marchidanu, E. [1995] „Considerations regarding methodology for elaboration of the map with division into zones of Romania territory from the point of view of landslides potential”, 10th Danube - European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mamaia, Romania.

Marchidanu, E., Stănescu, R. [2003] „Studiu pilot privind aplicarea metodologiei de elaborare a hărților de hazard la alunecări de teren și evaluarea riscului asociat”, Contract nr. 261/2002 - Universitatea Tehnică de Construcții București. Beneficiar: MTTc..

Marchidanu, E. [2005] „Geologie pentru inginerii constructori cu elemente de protecție a mediului geologic și geologie turistică”, Ed. Tehnică, București

Marchidanu, E. [2008] „Hărțile de hazard la alunecări de teren. Destinație, nivel de exigență, principii de elaborare”, A XI-a Conferință

Națională de Geotehnică și Fundații, Timișoara.

„Ghid pentru identificarea și monitorizarea alunecărilor de teren și stabilirea soluțiilor cadru de intervenție, în vederea prevenirii și reducerea efectelor acestora, pentru siguranța în exploatare a construcțiilor, refacerea și protecția mediului”, GT006-97. Buletinul Construcțiilor nr.10/1998.

„Ghid de redactare a hărților de risc la alunecare a versanților pentru asigurarea stabilității construcțiilor”, GT019-98. Buletinul Construcțiilor nr.6/2000.

Legea 575/2001 privind „aprobarea Planului de amenajare a teritoriului național - Secțiunea a V-a - zone de risc natural”, Monitorul Oficial al României, Anul XIII - nr. 728/2001.

„Norme metodologice privind modul de elaborare și conținutul hărților de risc natural la alunecări de teren și inundații” HG nr. 447/2003. Monitorul Oficial al României, nr. 305/2003.

MAP OF LANDSLIDES HAZARD ÎN ROMANIA. THE CONTENT AND PERFORMANCE LIMIT, DEGREE OF CONFIDENCE AND POSSIBILITIES OF EFFICIENCY

Abstract

The paper presents a brief retrospective analysis on the methodology regarding the elaboration and content of natural risk maps for landslides in Romania, for a period of about 10 years.

Some errors are indicated in the Paper related to the extent of use and reliability of natural hazard maps and anthropogenic hazard maps. Meantime the paper reveals details of the structure, the use and interpretation of the results provided by the formula that evaluates the instability factor underlying the methodology for the hazard maps.



EURO QUALITY TEST

SRL Bucuresti



EXPERTIZE - CONSULTANTA - TESTE LABORATOR CONSTRUCTII
Drumuri, Poduri, Lucrari de arta, Cai Ferate, Constructii civile si industriale



Obiectul principal de activitate al SC EURO QUALITY TEST SRL este:

7112 - Activitati de inginerie si consultanta tehnica legate de acestea .

Oferta de Servicii furnizate cuprinde urmatoarele:

- 1. Expertizare tehnica, Consultanta si inginerie, Proiectare, Dirigentie de santier, Monitorizari si Testari in situ constructii si cai de comunicatii - Drumuri, Cai Ferate, Poduri, Lucrari de arta, Constructii civile si industriale;**
- 2. Laborator incercari constructii grad II autorizat ISC pe domeniile: GTF, MBM, BBABP, ANCFD, MD, D, HITIF, VNCEC.**
- 3. Studii, Expertize si Monitorizari Geotehnice, Geologotehnice, Hidrogeologice si Impact de mediu, Epuismente si Foraje pentru apa**
- 4. Cadastru si Topografie - Cadastru intabulare, Planuri Topografice, GPS, Consultanta, Asistenta, Executie, Monitorizare topografica**
- 5. Arhitectura si Proiectare - PUZ, PUD, CU, PAC, PTh+DDE;**

Personal competent / recunoscut / atestat / autorizat de :

- ISC - Sef laborator si Sefi Profile
- MLPAT(MLPTL): - Diriginti/Inspectori de Santier, AQ, CQ, Verificatori de proiecte si Experti Tehnici pe domeniile Af, A1, A2, A3, A4, B2, B3, D
- ANCPi - Experti clasa I Cadastru / Cartografie / Geodezie
- MTI-AFER - Responsabili SC

EURO QUALITY TEST are documentat, implementat si certificat un Sistem de management integrat conform standardelor SR EN ISO 9000:2008 - Calitate, 14000:2005 - Mediu si OHSAS 18001:2008 - Sanatate si Securitate Ocupationala, iar pentru Laboratorul de incercari conform SR EN ISO/CEI 17025:2005

EURO QUALITY TEST este membra a asociatiilor profesionale:

CNCisC - Comisia Nationala Comportarea in Situ a Constructiilor

APDP - Asociatia Profesionala de Drumuri si Poduri din Romania

RNLC - Reteaua nationala a Laboratoarelor din Constructii

AICPS - Asociatia Inginerilor Constructori Proiectanti de Structuri

SRGF - Societatea Romana de Geotehnica si Fundatii

ISSMGE - Societatea Internationala de Mecanica solului si Inginerie Geotehnica

EuroGeoSurvey - Societatea Europeana a inginerilor Geologi



Sediu: Bucuresti, Str.Lacul Zanoaga nr. 35, Sector 6, Punct de lucru(Laborator): Str.Sarul Dornei, nr.11, Bucuresti, Sector 5
Tel.: 031.807.99.44; 021.760.35.69, Fax.: 031.816.81.76, Mobile: 0724.399.041; 0744.433.999, www.euroqualitytest.ro

MONITORIZAREA UNEI EXCAVAȚII ADÂNCI DIN BUCUREȘTI SUSȚINUTĂ PRIN PEREȚI ÎNGROPAȚI ANCORAȚI

Alexandra ENE

SC Popp & Asociații Inginerie Geotehnică SRL București

Dragoș MARCU

SC Popp & Asociații Inginerie Geotehnică SRL București

Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Lucrarea prezintă programul de monitorizare și măsurătorile de teren ale unei excavații adânci din București, susținută prin pereți îngropați ancorați. Sunt redată comparațiile între valorile măsurate și cele estimate prin calcul ale deformațiilor peretelui îngropat și ale terenului de fundare. Valorile experimentale au rezultat din măsurătorile efectuate în coloane inclinometrice montate în peretele mulat, în tasometre instalate în terenul de fundare, precum și din măsurarea topografică a deplasărilor verticale ale peretelui mulat și ale construcțiilor aflate în vecinătate. Etapele de monitorizare au ținut cont de stadiile de execuție a excavației. Pentru interpretarea corespunzătoare a influenței excavației asupra construcțiilor din vecinătate, programul de monitorizare a mai cuprins cartarea și măsurarea evoluției fisurilor acestora, precum și măsurători ale nivelului apei subterane în exteriorul incintei de pereți îngropați.

1. INTRODUCERE

1.1. Descrierea clădirii proiectate

Pe un amplasament din nord-estul Bucureștiului se află în curs de execuție un ansamblu de clădiri de birouri, având ca regim de înălțime 3 Subsoluri, Parter și 11(12) etaje, cu o suprafață totală desfășurată de cca. 90.000 m², dintre care cca. 60.000 m² în partea supraterană a clădirilor (Figura 1). Subsolul se întinde pe aproape toată suprafața proprietății în timp ce cele trei corpuri supraterane de clădire ocupă aproximativ 60% (conform indicatorilor urbanistici autorizați) din suprafața terenului.

Structura de rezistență este realizată din beton armat, având un sistem constructiv alcătuit din pereți structurali din beton armat, individuali, cuplați sau sub formă de nuclee de pereți de beton armat, dispuse în jurul caselor de scări și de lifturi, stâlpi din beton armat și planșee dală.

Structura de subsol, mai extinsă în plan decât partea de suprastructură, este alcătuită similar, prin continuarea elementelor verticale din suprastructură, la care se adaugă stâlpi și pereți de beton armat suplimentari, inclusiv peretele suplimentar perimetral. Sistemul de fundare este de tip radier general, având grosimea de 1,80 m în zonele de nuclee, unde apar concentrări de eforturi

datorate preluării și transmiterii sarcinii seismice, respectiv 1,00 m în rest.



Figura 1. Vedere de ansamblu a obiectivului

Așa cum se întâmplă în mod curent la dezvoltările imobiliare de mari dimensiuni, s-a optat pentru o abordare în faze a execuției, realizându-se mai întâi o incintă de pereți mulați corespunzătoare primelor două corpuri supraterane, urmând ca ulterior să fie continuată incinta, pentru realizarea subsolului celui de al treilea corp. La momentul întocmirii prezentului articol, execuția primului corp se găsea la etajul 3, la al doilea corp se definitiva structura subsolului,

în timp ce execuția celui de al treilea corp urma să înceapă ulterior.

1.2. Descrierea lucrărilor aferente excavației adânci

Cota terenului natural este cca. +89,00 m rMN, iar cota finală a excavației este +77,10 m rMN, respectiv + 77,90 m rMN, adică cu cca. 11-12 m sub cota terenului natural. Nivelul hidrostatic indicat în studiul geotehnic era aproximativ +77,00 ... +79,00 m rMN, însă în realitate el s-a întâlnit chiar mai jos în interiorul incintei executate. Pentru realizarea excavației de pe o platformă de lucru realizată la cota +86,00 m rMN prin săpătură în taluz înclinat (protejat cu torcret în vederea menținerii condițiilor de umiditate naturale) sau local prin sprijinire berlineză, s-a realizat un perete îngropat de 60 cm grosime și 18 m adâncime, realizat prin tehnologia pereților mulați cu excavare sub protecția noroiului bentonitic.

După realizarea unui studiu de fezabilitate s-a optat pentru cel mai economic mod de sprijinire temporară a peretelui de incintă, sprijinirea prin ancoraje pretensionate, dispuse pe un singur orizont, la cota +82,20 m rMN. Asta înseamnă că, după realizarea pereților de incintă și a grinzii de coronament de pe capul lor, s-a realizat o săpătură până la cota aproximativ +81,70 m rMN, de pe care s-a realizat forarea, instalarea și tensionarea ancorajelor, având lungimi de 20 m, forate sub un unghi de 20°. Ancorajele au fost tensionate până la forțe de 500 kN în cea mai mare parte a incintei, forță stabilită prin calcul și verificată prin încercările preliminare pe ancorajele de probă. Pe o zonă unde s-a dorit stabilizarea sporită a taluzului și a construcției vecine, datorită traficului greu care se manifesta în zona respectivă, ancorajele au fost tensionate până la 560 kN. Pe zona respectivă, litologia a permis pătrunderea parțială a bulbului într-un strat necoeziv cu capacitate portantă sporită, lucru confirmat și prin încercările preliminare pe ancorajele de probă.

Platforma de pe care s-au realizat ancorajele a fost constituită de fapt de o contrabanchetă având bermă de 8-10 m lățime și cu taluz cu pantă de 3:2.

Astfel, se lucra pe de o parte la stabilizarea peretelui mulat și, în același timp, la atacarea lucrărilor de radier și de structură a subsolului pentru zona centrală (

Figura 2). În acest interval peretele îngropat a lucrat după o schemă statică de tip consolă. După tensionarea ancorajelor, s-a efectuat săpătura pe contur până la cota finală a excavației, acesta reprezentând și stadiul de maximă solicitare pentru peretele mulat. Ulterior s-a trecut la completarea

radierului prin execuția zonei sale marginale și apoi la execuția elementelor de subsol.

Ancorajele au fost detensionate, parte din ele chiar extrase din teren (conform cerințelor proprietarilor care și-au dat acordul pentru execuția ancorajelor în terenurile lor), după întărirea betonului din placa peste subsolul 3.

Pentru unele zone de colț de incintă (8-12 m) s-a optat pentru înlocuirea sistemului de sprijinire prin ancoraje de teren cu un sistem de șpraiuri metalice orizontale montate la un unghi cât mai apropiat de 45°.



Figura 2. Imagine din timpul execuției excavației

Din punctul de vedere al condițiilor litologice să consemnăm că în amplasament s-a întâlnit succesiunea de straturi tipică pentru București, cu o zonă de umplutură și apoi de argile prăfoase în zona superioară (pe aproape toată adâncimea excavației), urmate apoi de nisipurile și pietrișurile de Colentina (foarte variabile ca nivel de apariție și grosime, aici), de pachetul argilelor intermediare și apoi de zona de nisipuri de Mostiștea. Variabilitatea amintită mai sus a condus la imposibilitatea adaptării ancorajelor cu lungimi și orientări diferite, astfel încât bulbul să fie încastrat pe cât posibil într-un strat necoeziv cu capacitate portantă sporită.

Conform studiului geotehnic se prevedea necesitatea coborârii nivelului apei subterane cu circa 3 m, în acest scop fiind executate 13 puțuri de epuizment. În realitate, datorită variației importante a stratului acvifer de Colentina pe amplasament, apa subterană s-a găsit cu 2 m mai jos (doar în interiorul incintei), epuizmentul dovedindu-se nesemnificativ.

Deși nu constituie o lucrare de mare dificultate, realizarea unei excavații adânci într-o zonă urbană intră sub prevederile normativului NP 120-06, ceea ce reclamă o atenție particulară pentru construcțiile învecinate, în sensul limitării influenței pe care o are construirea noului imobil asupra acestora.

2. PROGRAMUL DE MONITORIZARE

Practica curentă modernă ca și prescripțiile de proiectare și execuție cer o monitorizare atentă și eficientă a construcțiilor aflate în execuție, dar și monitorizarea pe termen lung, pe perioada de viață a construcției. Sunt unele cazuri deosebite, cu situații la limită în care criteriul cel mai drastic și uneori chiar singurul este limitarea deformațiilor peretelui de incintă sau limitarea tasărilor construcțiilor învecinate. În acest sens, înainte de toate, este necesar un studiu geotehnic deosebit de consistent, cu multe investigații de teren și cu încercări de laborator corespunzătoare. Cu toate acestea, calibrarea parametrilor geotehnici reclamă o experiență vastă și de multe ori un răspuns definitiv în acest sens este dat tocmai de o foarte atentă și strictă monitorizare în teren.

Valorile măsurate sunt prelucrate fie pentru a confirma valorile estimate prin proiectare, fie pentru o recalibrare a parametrilor sau a modelului de calcul atunci când există diferențe între valorile estimate și cele măsurate. Acest lucru se face de multe ori chiar pe măsura înaintării lucrărilor de execuție, iar într-un sens mai larg putem vorbi de înscrierea procesului respectiv în metoda observațională de dimensionare.

2.1. Dispozitive inclinometrice

Pentru determinarea valorilor deformațiilor din peretele îngropat s-au instalat 7 coloane inclinometrice, fiecare cu lungimea aproximativă de 30 m, depășind deci lungimea panourilor de perete mulat pentru a surprinde efectul de deplasare a bazei acestuia. Dispozitivele inclinometrice au fost amplasate, conform poziționării din proiect (Figura 3), în special în mijlocul laturilor incintei unde deplasările peretelui sunt cele mai mari.

2.2. Dispozitive tasometrice

S-au montat 3 coloane tasometrice până la adâncimi de 50 m, în pozițiile indicate în proiect (Figura 3): S1 și S3 sub nucleele de beton armat unde se vor concentra eforturile din structura și S2 într-o zonă de încărcare minimă, între cele două corpuri de suprastructură.

Tasometrele au fost echipate cu reperi inelari, dispuși din 2 în 2 m pe primii 10 m adâncime (zonă care s-a excavat după citirea inițială) și între adâncimea de 30-50 m (unde se resimte mai puțin efectul deformațiilor pământului). Între adâncimile de 10 și 30 m reperi inelari s-au dispus la interax de 1 m.

2.3. Puțuri piezometrice

Pentru monitorizarea nivelului apei subterane în exteriorul incintei, s-au realizat 3 puțuri piezometrice în zonele din interiorul limitei de proprietate unde a mai fost posibil accesul după execuția platformei de lucru de la cota +86,00 m rMN. Fiecare puț piezometric a fost executat cu adâncimea de 14 m, având baza pozată la +72,00 m rMN, în stratul de argilă intermediară.

În plus, puțurile de epuizment din interiorul incintei s-au transformat în puțuri de observare după realizarea epuizmentului.

2.4. Măsurători topografice

Conform studiilor efectuate pe un număr considerabil de cazuri de structuri de sprijin, se consideră că zona din masivul de pământ pe care se resimte schimbarea stării de eforturi și de deformații ca urmare a influenței execuției noii construcții se poate extinde până la de 3 ori adâncimea excavației. În acest sens, s-au inclus în programul de monitorizare construcțiile care se întâlnesc pe o distanță de până la maxim 40m în jurul incintei nou proiectată în vederea determinării deplasărilor verticale și, eventual, a fisurilor din aceste construcții produse ca urmare a excavației din vecinătate și a construirii noului imobil: un post trafo și o clădire parter aflate la circa 4 m de incintă, un grup școlar cu regim de înălțime D+P+3E aflat la o distanță de circa 30 m de incintă și un șopron deschis din elemente prefabricate de beton armat aflat la o distanță de 4,7 ... 5,5 m față de excavație.

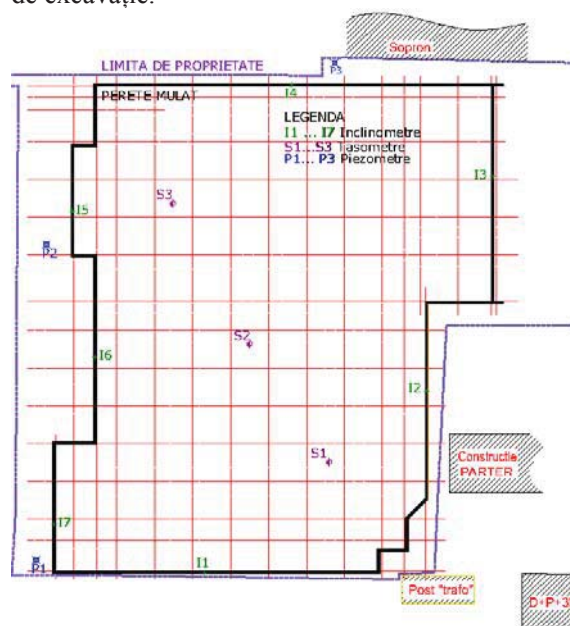


Figura 3. Amplasarea elementelor de monitorizare și a construcțiilor învecinate pe planul de incintă

2.5. Frecvența măsurătorilor

Prin programul de monitorizare s-a prevăzut ca măsurătorile mai sus menționate să se efectueze pentru fiecare etapă de execuție a excavației după cum urmează:

- citirea de zero după execuția pereților mulați;
- după excavarea la cota +81,70 m rMN, înainte de tensionarea ancorajelor;
- după tensionarea ancorajelor;
- după excavarea la cota finală;
- după detensionarea ancorajelor;
- după execuția fiecărui nivel de subsol.

Programul de monitorizare elaborat de proiectant a indicat criteriile și procedeele de investigare. Respectarea programului este esențială, chiar dacă pe parcursul lucrărilor se recurge la ajustări sau suplimentări ale punctelor de măsurare.

Pentru perioada de exploatare sunt vizate și alte elemente de monitorizare cum ar fi instalarea de accelerometre pentru monitorizarea seismică.

3. DEFORMAȚIILE ESTIMATE ÎN FAZA DE PROIECTARE

Pentru calculul stărilor de eforturi și deformații s-a utilizat modelul 2D cu stare plană de deformații prin metoda elementului finit, considerând pentru pământ legea de comportare elasto-plastică cu rigidizare în domeniul deformațiilor mici. În tabelul de mai jos, sunt redată stratificația schematizată și valorile caracteristice ale principalilor parametri geotehnici, bazate pe datele din studiul geotehnic.

Valorile modulilor de deformație indicate în Tabelul 1 sunt asociate nivelului de eforturi de 200 kPa.

Simbolurile utilizate pentru parametrii geotehnici au următoarele semnificații:

γ - greutatea volumică în stare naturală a pământului;

Φ' - unghi de frecare interioară în stare drenată;

c' - coeziune în stare drenată;

Tabelul 1. Stratificația și parametrii geotehnici

Descriere strat	Cote [RMN]	Valori caracteristice						
		γ [kN/m ³]	Φ' [°]	c' [kPa]	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	$\gamma_{0,7}$	G_0 [MPa]
Umplutură	+89,00 ... +88,00	18	20	0	10	30	3e-5	40
Lut	+88,00 ... +79,00	20	22	35	15	45	5e-5	150
Nisip cu pietriș	+79,00 ... +74,00	20	30	0	35	100	3e-4	250
Argilă	+74,00 ... +68,00	20	20	40	18	55	2e-4	200
Nisip fin	+68,00 ... +64,00	20	30	0	35	100	4e-4	250
Argilă	< +64,00	20	20	40	20	60	4e-4	300

E_{ur} - modulul de descărcare-reîncărcare;

$\gamma_{0,7}$ - deformația pentru $0,7G_0$;

G_0 - modulul de forfecare pentru eforturi mici.

Elementele de interfață au fost considerate rigide (factor unitar de reducere a rezistenței față de cea a pământului) și s-au modelat prin intermediul relației Mohr-Coulomb, considerând valorile $\Phi = \Phi'$, $c = c'$, $E = E_{ur}$, $\nu = \nu_{ur}$.

Pentru peretele mulat, ancoraje și șpraițuri s-a considerat modelul de comportare linear elastic.

Conform studiului geotehnic, nivelul apei subterane varia de la 78,70 m rMN în zona de N-V a amplasamentului (zona piezometrului P 3), la 76,70 m rMN÷77,75 m rMN în S-E (zona piezometrelor P 1 și P 2).

Deoarece s-a încastrat peretele mulat în stratul de argila cvasi-impermeabil, s-a considerat că

epuizamentul din interiorul incintei pentru realizarea excavației în uscat nu are influențe asupra terenului din exteriorul incintei. Drept urmare, la calculul excavației nivelul apei subterane în exteriorul incintei s-a considerat constant, la cota maximă indicată de studiul geotehnic +79,00 m rMN.

Calculul deplasărilor prezentat în continuare s-a făcut cu valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici și excluzând suprasarcina considerată inițial în proiectare, pentru a simula cât mai real situația din teren din timpul execuției.

3.1. Deformațiile peretelui îngropat

Din calculele efectuate, s-au extras deplasările orizontale ale peretelui mulat de incintă și a masivului de pământ de dedesubt, pentru fiecare

etapă de realizare a excavației. Pe diagramele de deplasări orizontale prezentate în Figura 4, s-au indicat și deplasările verticale pe capul pereților mulați, după cum rezultă din calcule, pentru comparația cu măsurătorile prin metode topografice. Valorile pozitive după cum reies pentru deplasările orizontale indică mișcări ale peretelui spre interiorul excavației, iar valorile negative pentru deplasările verticale indică tasări.

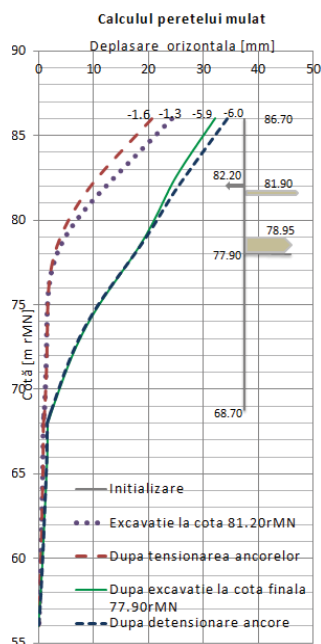


Figura 4. Diagramele de deplasare a peretelui mulat, rezultate din calcul

3.2. Deformațiile terenului de fundare

În Figura 5 sunt redate deformațiile verticale ale terenului de fundare rezultate din calcul, ca urmare a schimbării stării de eforturi din timpul execuției excavației: descărcare pentru etapa de excavație și reîncărcare pentru etapa de realizare a radierului de beton armat.

Sunt reprezentate valorile rezultate la 20 m distanță de peretele mulat, distanță la care sunt instalate tasometrele pe amplasament.

3.3. Deformațiile construcțiilor vecine

Din calculele efectuate, deformațiile induse de realizarea incintei în fundațiile postului trafa și a clădirii parter se situează sub 10 mm, ceea ce conduce la încovoieri relative între două elemente verticale de rezistență succesive ale aceleiași construcții de 1/500....1/1000. Aceste valori se află sub limitele admise de norme (STAS 3300/2-90 și NP 112-04) pentru orice tip de clădiri, chiar pentru cele neadaptate în mod special la concepte seismice.

Tasarea diferențiată indusă între fundațiile celor două șiruri de stâlpi ai șopronului este de max. 12 mm, adică o încovoiere relativă de 1/500.

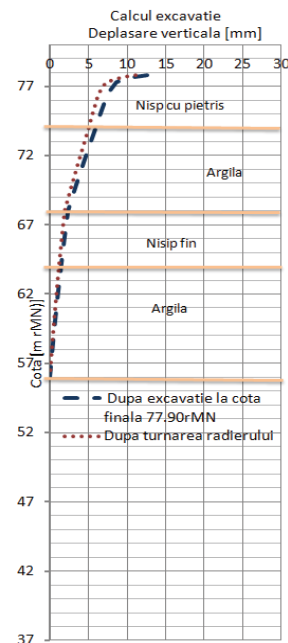


Figura 5. Diagramele de deplasare verticală a terenului de fundare

4. MĂSURĂTORILE EFECTUATE ÎN TIMPUL EXECUȚIEI

Trebuie menționat că, datorită dimensiunilor mari ale proiectului, execuția acestuia s-a atacat pe mai multe fronturi în paralel. Astfel că, dacă într-o zonă a șantierului se excava pentru execuția ancorelor, în alte zone se excavase deja la cota finală sau se tensionau ancorajele. Pentru interpretarea cât mai corectă a rezultatelor s-au ales doar măsurătorile considerate neafectate de această etapizare și realizate în momentele care coincid cu etapele de execuție prevăzute în programul de monitorizare. Restul măsurătorilor sunt utile doar pentru a asigura că amplitudinile deformațiilor nu depășesc valorile avute în vedere la proiectare.

4.1. Măsurătorile inclinometrice

În Figura 6 sunt redate diagramele deplasărilor orizontale ale peretelui mulat și ale masivului de pământ de dedesubt măsurate în coloanele inclinometrice, pentru fiecare etapă de excavație. Valorile pozitive indică mișcări ale peretelui spre interiorul excavației, iar cele negative indică mișcări ale peretelui mulat spre exteriorul excavației. S-au indicat de asemenea și deplasările verticale pe capul pereților mulați, după cum rezultă din măsurătorile topografice efectuate la interval redus de timp față de măsurătorile

inclinometrice. Valorile pozitive pentru deplasările verticale indică ridicări.

Valorile maxime ale deplasării orizontale experimentale se situează în jurul valorilor de 10 ... 15 mm, mult mai reduse decât cele evaluate prin calcul de circa 30 ... 35 mm (Figura 4). Pe de altă parte, se poate observa că deplasarea de la baza peretelui este mai mare decât cea estimată prin calcul. Acest lucru arată o tendință a peretelui de rotire de ansamblu mult mai mică decât cea estimată prin calcul. Aceste diferențe pot fi explicate, pe de o parte, de rigiditățile relative teren – perete – sprijiniri utilizate, iar, pe de altă parte, de modul de aplicare prin modelul numeric al forțelor care simulează excavarea.

Faptul ca măsurătorile topografice de pe capetele pereților arată practic în toate momentele o ridicare a acestora nu confirmă din nou tendința generală de mișcare estimată prin calcul și care poate fi pusă pe seama „umflării” bazei excavației foarte diferită între calcule și măsurători, după cum se va putea vedea mai jos.

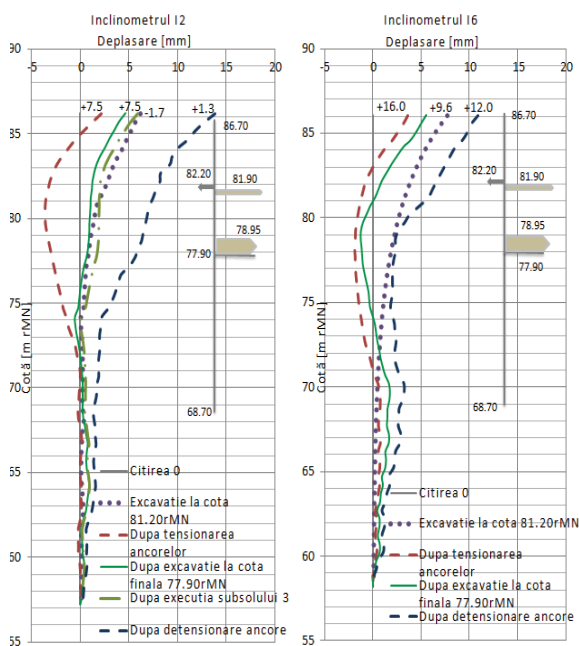


Figura 6. Diagramele de deplasare a peretelui mulat, rezultate din măsurători

Inclinometrul I2 este instalat pe o latură sprijinită prin rampe de cotă variabilă. Drept urmare, efectul reazemelor este mai estompat în diagrama de deformare a peretelui mulat. Detensionarea ancorelor s-a făcut în acest caz, după realizarea rampei de deasupra cotei de instalare a ancorajelor.

Deplasările laterale măsurate în timpul execuției după etapa de tensionare a ancorajelor evidențiază o trecere a diagramei de deplasări spre exteriorul incintei. Această tendință de deplasare

poate fi confirmată, sub anumite rezerve, de măsurătorile topografice efectuate pe reperii montați pe capul pereților mulați. În realitate, s-a observat o ridicare a reperilor de pe capul peretelui mulat și chiar a reperilor montați pe construcțiile învecinate.

Datorită executării inclinometrelor cu lungime mai mare decât a pereților mulați, s-a putut surprinde tendința de deplasare a bazei peretelui înspre interiorul incintei (cu circa 1-3 mm). În cazul în care se execută măsurătorile față de baza peretelui considerată fixă, ordinul de mărime al deplasărilor poate avea alt ordin de mărime.

4.2. Măsurători tasometrice

Tasometrul S1 este poziționat la circa 20 m de latura de perete mulat în care s-a instalat inclinometrul I2.

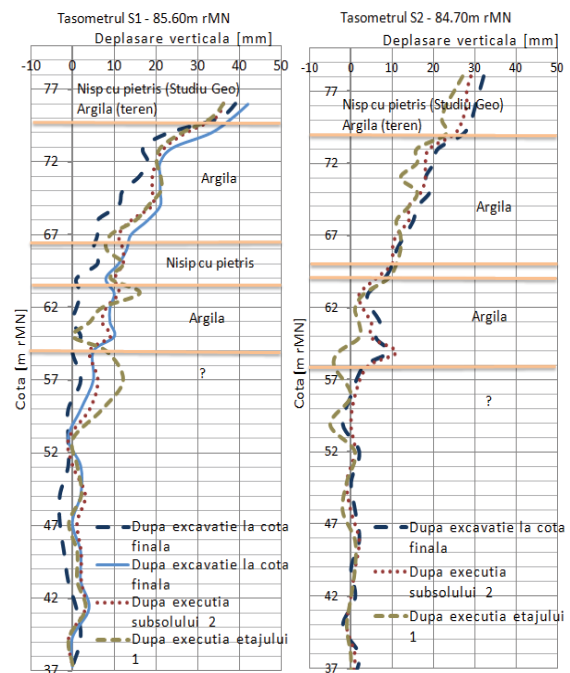


Figura 7. Diagramele citirilor tasometrice

La data efectuării primei citiri de după excavația la cota finală, la circa 7 m de tasometru se afla berma de pe care se executau ancorajele pentru peretele mulat. La data efectuării celei de-a doua citiri de după excavația la cota finală, se excavară complet atât berma, cât și bașa de 2,20 m adâncime aflată la 8 m de tasometru.

Primele citiri de după turnarea radierului, s-au efectuat, de fapt, după ce se executase inclusiv placa peste subsolul 2, iar al doilea set de măsurători de după turnarea radierului s-a realizat după ce se executase inclusiv placa peste etajul 1.

Pe baza comparației între valorile maxime privind umflarea bazei excavației ale măsurătorilor

(circa 30...40 mm) și estimările calculate (aproximativ 15 mm) se poate concluziona că rigiditatea terenului la decompresiune este exagerată ca valoare. Acest aspect însă nu pare să confirme deplasările laterale ale peretelui, după cum s-a putut vedea anterior.

4.3. Măsurătorile piezometrice

S-a urmărit variația nivelului apei subterane atât în cele trei puțuri piezometrice executate în exteriorul incintei, precum și în puțurile de epuizment din interior, după coborârea nivelului apei în incintă.

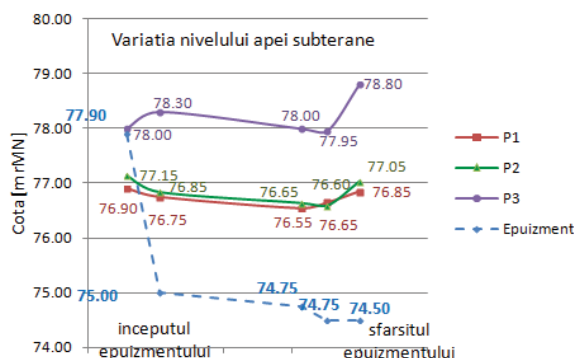


Figura 8. Variația nivelului hidrostatic

Se poate observa că variația nivelului hidrostatic în puțurile piezometrice executate în exteriorul incintei sunt se înscriu în variațiile normale sezoniere și, prin urmare, incinta proiectată a îndeplinit rolul de incintă „perfect” etanșă.

4.4. Măsurătorile topografice

Tasările măsurate la postul trafo sunt nesemnificative, de la 0 la 2 mm. Se remarcă că după o „umflare” a terenului cauzată de tensionarea ancorajelor, tasările s-au normalizat, imediat după procesul de detensionare.

Valorile măsurate ale tasărilor se încadrează între 2 și 5 mm pentru clădirea Grupului Școlar și între 2 și 8 mm pentru clădirea parter.

Tasările măsurate pe clădirile vecine conduc la tasări diferențiate nesemnificative, care nu pun sub semnul întrebării integritatea clădirilor.

În cazul șoproanelor s-au înregistrat cele mai mari valori ale tasărilor. Cea mai însemnată parte a acestor tasări se datorează nu lucrărilor de excavație ci probabil traficului greu care se manifestă în această zonă, lucru justificat pe de o parte prin relativa uniformitate a evoluției tasărilor, dar mai ales prin faptul că cele mai mari tasări se înregistrează într-o zonă care nu se învecinează cu excavația. Pentru protejarea acestuia, se

preconizează ca pentru următoarea fază de excavație (pentru execuția celui de-al treilea corp), peretele de incintă se va sprijini prin două orizonturi de ancoraje pentru a limita deformațiile ce pot cauza avarieri la construcția învecinată.

Nu s-au constatat evoluții nefavorabile ale tasărilor sau ale fisurilor din construcțiile monitorizate ceea ce confirmă comportarea corectă a sistemului de sprijinire a excavației.

5. CONCLUZII

Chiar și prin utilizarea unor modele de calcul complexe este destul de dificil de evaluat cu precizie comportamentul structurilor proiectate sau a celor existente în vecinătate ca urmare a execuției excavației adânci și a construcției noi. Incertitudinile provin încă din estimarea parametrilor geotehnici necesari calcului avansat și din limitările modelului de calcul și până în momentul execuției când apar situații neașteptate în teren sau când tehnologia de execuție necesită adaptări ale ipotezelor considerate la proiectare.

Pe de altă parte, fenomenele de interacțiune teren – structură care se dezvoltă sunt complexe și dificil de stăpânit prin modelare teoretică. Abordarea unor modele, în special cu legi de comportare avansate pentru pământuri nu asigură în mod automat și obținerea unor rezultate conforme cu realitatea, mai ales dacă asupra obținerii parametrilor modelului utilizat există incertitudini.

Riscurile aferente acestor lucrări sunt reduse semnificativ prin monitorizarea atentă și corectă a structurilor proiectate și a construcțiilor învecinate, permițând să se intervină din timp în cazul în care se remarcă evoluții negative ale deplasărilor. Măsurătorile pot face parte dintr-un studiu de specialitate prin care se poate optimiza modelul de calcul și, în final, se pot reduce costurile de execuție a construcției noi sau de intervenție sau reparație asupra clădirilor existente.

Validarea și calibrarea unor modele de calcul nu pot fi realizate decât prin comparații cu date experimentale. De aceea, monitorizarea lucrărilor trebuie să fie cât mai extinsă, iar pe lângă măsurătorile de deplasare, ar trebui să se aibă în vedere și alte tipuri de măsurători (forțe în ancore și șpraițuri, presiuni de contact între fundații și teren etc.) care să completeze informația și să permită o calibrare a calculului mai sigură.

La fel de important este pentru construcția nou proiectată urmărirea în faza de exploatare a acesteia, după un program prestabilit, care poate fi reconfirmat în conformitate cu evoluția valorilor măsurate în timpul construirii.

MULȚUMIRI

Cercetarea a fost realizată în cadrul proiectului „Green Court Bucharest”, realizat de Skanska Commercial Development. Autorii țin să mulțumească Skanska România, doamnei Anca Răducan pentru sprijinul acordat și întregii echipe de construcții pentru datele furnizate.

Autorii mulțumesc, de asemenea, colegilor implicați în proiect, Architect Service S.R.L., Popp & Asociații S.R.L. și M.C. General Construct S.R.L.

BIBLIOGRAFIE

Popp&Asociații [2013] „Program cadru de urmărire în timp (monitorizare) a construcției nou proiectate și a clădirilor învecinate pe parcursul execuției și exploatarei”

Octagon Contracting & Engineering S.A. [2013] Raport No. 4 de măsurători inclinometrice, Proiect Green Court Bucharest

Octagon Contracting & Engineering S.A. [2013] Raport No. 3 de măsurători tasometrice, Proiect Green Court Bucharest

Octagon Contracting & Engineering S.A. [2013] Raport unic de monitorizare apă subterană, Proiect Green Court Bucharest

S.C. TOPO LAND EUROPE S.R.L. [2013] Documentație nr. 6 privind urmărirea tasărilor la clădirile vecine și la construcțiile noi, Proiect Green Court Bucharest

NP 120-06: „Normativ privind cerințele de proiectare și de execuție a excavațiilor adânci în zone urbane”.

SR EN 1997-1: 2004: „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale”.

SR EN 1997-1:2004/NB:2007 Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa națională.

NP 112-04: „Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă”

Marcu A., Popa H., Marcu D., Coman M., Vasilescu A., Manole D. [2008] „Impactul realizării construcțiilor în excavații adânci asupra clădirilor existente în vecinătate” – Revista CONSTRUCȚIILOR Nr.34 și 35/2008.

Popa H. [2010] „Deep excavations in urban areas – influence on the neighboring structures; measurements and calculation” Geotechnical Challenges in Megacities - International Geotechnical Conference, 7-10 Moscow, Russia, iunie 2010, Moscova, Rusia.

MONITORING OF A DEEP EXCAVATION FROM BUCHAREST SUPPORTED BY ANCHORED DIAPHRAGM WALLS

Abstract

The paper presents the monitoring program and field measurements of a deep excavation from Bucharest supported by anchored diaphragm walls. Comparisons are made between the measured deformations and the ones estimated in the design for the walls and foundation ground. The experimental values resulted from the measurements from the inclinometric devices mounted in the diaphragm walls, extensometers installed in the ground, as well as from topographical measurements of the vertical displacements of the diaphragm walls and the neighboring buildings. The monitoring stages were related to the execution stages of the excavation. For proper reading of the influence of the excavation on the neighboring buildings, the monitoring program also comprised mapping and measuring the evolution of their cracks and measurements of the underground water level outside de diaphragm walls precinct.

PERETE DE SUSȚINERE DIN PILOȚI FORAȚI SECANȚI – CALCULE ȘI MĂSURĂTORI

Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Realizarea excavațiilor adânci în mediu urban poate pune în pericol integritatea construcțiilor învecinate. Soluția unui perete îngropat care să diminueze acest risc reprezintă o soluție clasică. Articolul prezintă cazul unui astfel de perete din piloți forțați necesar pentru a asigura integritatea unor construcții vechi situate pe trei din laturile excavației. Având în vedere starea precară din punct de vedere structural a acestora s-a impus o monitorizare atentă atât a construcțiilor, cât și a peretelui de susținere. Astfel, au fost realizate măsurători înclinometrice în peretele de susținere, iar construcțiile învecinate au fost urmărite din punct de vedere a tasărilor induse și a evoluției fisurilor deja existente în acestea.

1. INTRODUCERE

Realizarea de noi construcții în mediu urban, presupune de cele mai multe ori realizarea unor excavații adânci în imediata vecinătate a unor construcții existente. Pentru asigurarea stabilității terenului de fundare a acestora și implicit integritatea lor, una dintre soluțiile cele mai întâlnite o reprezintă peretele de susținere din beton armat. Dacă acest perete se realizează la calcanul construcției existente de cele mai multe ori este preferată varianta unor pereți îngropați din piloți forțați, cu tubaj recuperabil, având în vedere o perturbare cât mai redusă a terenului de fundare. Pentru excavații care coboară sub nivelul apei subterane este necesară totodată soluția piloților secanți care să asigure și condițiile de etanșare împotriva pătrunderii apei în excavație.

Articolul prezintă cazul unui astfel de perete executat pe un amplasament din centrul orașului București. Excavația cu o adâncime de circa 6 m este înconjurată pe trei din laturile ei de construcții existente aflate la marginea excavației sau la distanțe foarte mici (1-2 m), iar pe cea de-a patra latură de o stradă aglomerată. O parte din clădirile vecine se aflau într-o stare destul de avansată de degradare (construcții vechi, unele cu fundații din zidărie), ceea ce a impus o monitorizare atentă a lucrărilor și a comportamentului și eficacității peretelui de susținere. Astfel au fost urmărite deformațiile orizontale ale peretelui îngropat prin măsurători înclinometrice, iar pe construcțiile învecinate au fost montate mărci de tasare în vederea urmăririi oricăror deplasări înregistrate. De asemenea, fisurile existente au fost echipate cu martori din sticlă fixați cu ipsos pentru controlul avansării acestora.

2. PREZENTAREA LUCRĂRII

Incinta de pereți din piloți forțați secanți se află în centrul orașului București într-o zonă foarte aglomerată cu construcții. Excavația cu adâncimea de circa 6 m este necesară pentru realizarea subsolului cu rol de parcare a unei clădiri înalte. Pentru a câștiga spațiu disponibil în subsol acesta se extinde pe toată suprafața disponibilă în proprietate, acest lucru făcând ca excavația să devină practic cvasi-tangentă la construcțiile și proprietățile învecinate.

Regimul de înălțime al construcțiilor învecinate este diferit: P+1E, P+2E și S+P+5E. În figura 1 este prezentată o fotografie cu unele dintre construcțiile învecinate.



Figura 1. Construcții învecinate cu excavația

Clădirile cu regimul de înălțime P+1E și P+2E sunt vechi, cu fundații din zidărie, aflate într-o stare de degradare structurală destul de avansată prezentând numeroase fisuri și crăpături. În aceste condiții a fost necesară găsirea unei soluții pentru peretele de susținere al excavației care să tulbure

cât mai puțin posibil terenul de fundare a acestor construcții.

Acesta a fost considerentul principal în alegerea soluției de piloți forati executați prin tehnologia tubajului recuperabil. Diametrul piloților este de 600 mm și au o lungime de 11.50 m. Având în vedere necesitatea unui perete etanș, piloții de rezistență din beton armat au fost intercalați cu piloți de etanșare din beton simplu secanți. Lungimea piloților a fost stabilită pe de o parte din condiția de stabilitate, iar pe de altă parte din ceea de etanșare la bază (pătrunderea peretelui de susținere într-un strat coeziv de permeabilitate redusă).

La cererea beneficiarului, în scopul urgentării lucrărilor de execuție a peretelui de susținere, a fost acceptată o soluție mixtă pentru peretele de susținere: piloți forati secanți în zonele cu fundații de calcan și panouri mulate în restul zonelor din perimetrul incintei.

Pentru evitarea unor deplasări orizontale ale peretelui de susținere care ar fi putut afecta integritatea construcțiilor învecinate a fost prevăzut și un rând de sprijiniri temporare la nivelul grinzii de solidarizare prin șpraițuri metalice.

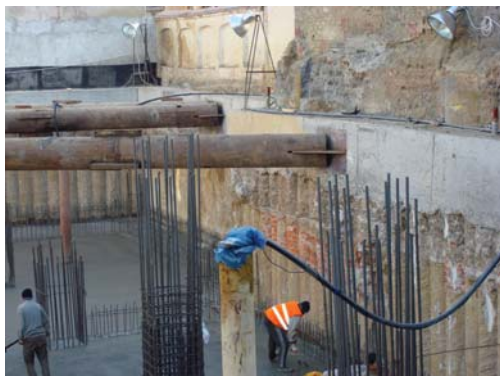


Figura 2. Incinta din pereți îngropați

Lucrările de epuizment au fost realizate prin intermediul a 4 puțuri forate în interiorul incintei. Având în vedere faptul că peretele îngropat a pătruns în stratul de argilă de sub acvifer, efectul lucrărilor de epuizment nu s-a resimțit și în afara

incintei în terenul de fundare a construcțiilor învecinate.

În vederea monitorizării deformațiilor laterale ale peretelui de susținere acesta a fost prevăzut cu patru tuburi înclinometrice, câte unul pe fiecare latură a incintei. Măsurătorile efectuate au fost corelate cu fazele de execuție ale excavației și infrastructurii construcției, incluzând și demontarea șpraițurilor.

Pe pereții construcțiilor învecinate și pe grinda de solidarizare a peretelui de susținere au fost montați reperi de tasare în vederea urmăririi topografice a deplasărilor pe parcursul lucrărilor.

Totodată fisurile și crăpăturile existente în clădirile învecinate au fost instrumentate cu martori din sticlă. În vederea minimizării riscului de degradare un perete de calcan al unei construcții învecinate a fost reabilitat printr-o tencuială armată pe toată suprafața.

În figura 2 sunt prezentate două imagini ale peretelui de susținere și excavației pe timpul lucrărilor la radierul construcției.

3. DATE GEOTEHNICE

Parametrii geotehnici ai terenului sunt specifici straturilor aluvionare care caracterizează în general orașul București. Încercările de laborator au cuprins, pe lângă determinările parametrilor fizici, cele referitoare la parametrii mecanici: rezistența la forfecare în condiții drenate (σ'_v , c'), modulul de elasticitate (E) și coeficientul presiunii în stare de repaus (K_0). În straturile necoezive au fost realizate penetrări de tip SPT în vederea aproximării parametrilor geotehnici. Alternanța straturilor și valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici sunt prezentate în tabelul 1 (cota 0.0 m reprezintă suprafața terenului natural).

strat	cota m	γ , kN/m ³	E MPa	K_0	ϕ'_0	c' kPa
umplu- turi	0.0÷ 2.3	16	-	-	-	-
praf argilos	2.3÷ 4.2	20	25	0.68	20	40
nisip fin	4.2÷ 6.0	20.5	40	0.6	25	0
nisip grosier pietriș	6.0÷ 10.6	20.5	50	0.5	32	0
argilă	10.6÷ 12.6	20	50	0.7	17	25

Nivelul apei subterane a fost înregistrat prin studiul geotehnic la adâncimea de -4.0 m, iar pe baza observațiilor s-a constatat o fluctuație posibilă cuprinsă între ± 1.0 m.

4. CALCULUL PERETELUI DE SUSȚINERE

Calculul peretelui din piloți foraiți a fost realizat prin metoda coeficientului de reacțiune.

Articolul prezintă calculele corespunzătoare etapelor tehnologice aferente realizării și finalizării excavației. În aceste condiții, etapele de calcul care urmăresc fazele tehnologice de execuție a lucrărilor sunt:

- *etapa 1*: execuția pereților incintei și excavarea pe 1 m adâncime;
- *etapa 2*: montarea șpraițurilor în grinda de solidarizare și realizarea epuizmentului;
- *etapa 3*: excavarea la cota finală.

Rezultatele prezentate mai jos corespund laturii incintei învecinate cu construcția cu regim de înălțime P+2E.

Calculele au fost efectuate pentru cele două stări limită, conform normativului NP124/2010 și SR EN 1997-1/2004: starea limită de exploatare SLE și starea limită ultimă SLU.

În calculele la SLE valoarea coeficienților parțiali a fost considerată unitară. Calculul la SLU a fost realizat conform abordării 1 de calcul din Eurocodul 7 pentru cele două combinații A1+M1 și A2+M2. În acest caz au fost aplicați coeficienți parțiali asupra acțiunilor și parametrilor pământului conform SR EN 1997-1/2004.

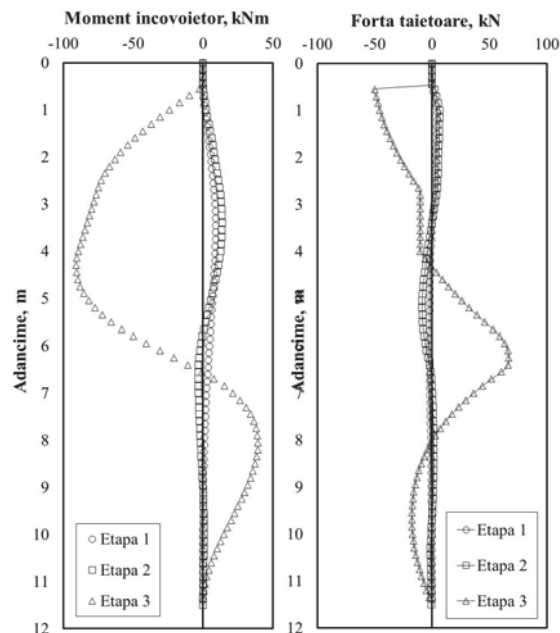


Figura 3. Momentul încovoietor forța tăietoare în pilot – calcul la SLE

În figura 3 sunt prezentate diagramele de moment încovoietor și de forță tăietoare în piloți conform calculului la SLE pentru cele trei etape de calcul prezentate anterior. Se poate observa un

moment încovoietor maxim de circa 91 kNm în timp ce reacțiunea maximă la nivelul șpraițurilor este de aproximativ 50 kN/ml.

Figura 4 prezintă comparativ diagramele de moment și de forță tăietoare corespunzător calculelor la SLE și SLU doar pentru etapa finală de excavare (etapa 3).

Momentele maxime se situează de această dată în jurul valorilor de 114 kNm pentru SLU, combinația A1+M1, respectiv de cca 123 kNm pentru SLU, combinația A2+M2.

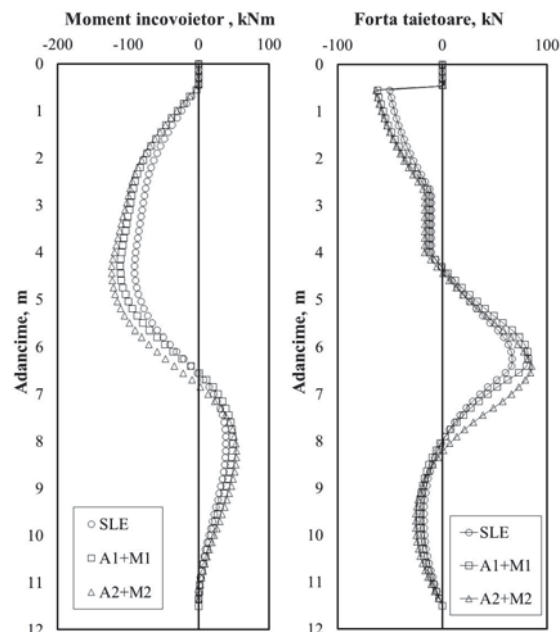


Figura 4. Momentul încovoietor forța tăietoare în pilot – calcul la SLE și SLU

În ceea ce privește reacțiunile la nivelul șpraițurilor, comparativ cu valorile înregistrate la SLE, acestea se situează la valori de circa 64 kN/ml pentru A1+M1, respectiv 65 kN/ml pentru A2+M2.

5. MĂSURĂTORI ȘI COMPARAȚII

Deplasările orizontale ale peretelui estimate prin calculul la SLE sunt prezentate în figura 5. În aceeași figură se regăsesc și deplasările orizontale ale peretelui măsurate cu înclinometrul. Cele trei măsurători din diagramă corespund următoarelor momente ale lucrărilor pe amplasament:

- *citirea 1*: reprezintă debutul lucrărilor de excavare, după montarea șpraițurilor (adâncimea excavațiilor fiind de circa 2-3 m);
- *citirea 2*: corespunde momentului de atingere a valorilor finale de excavare;
- *citirea 3*: corespunde perioadei în care se lucra la radierul construcției.

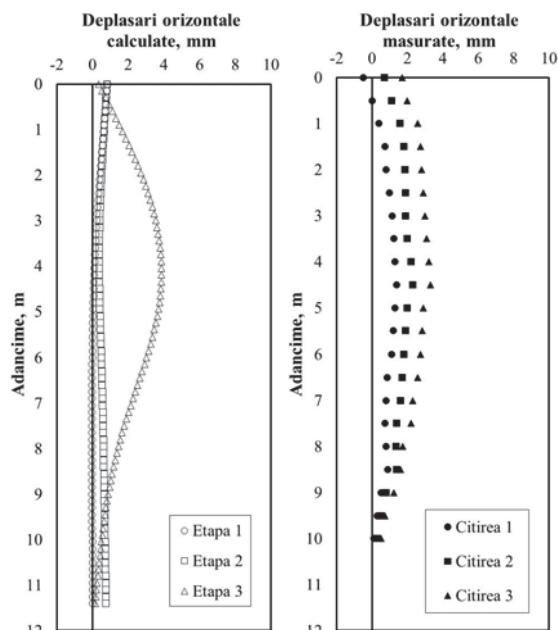


Figura 5. Deplasările horizontale calculate (SLE) și măsurate (inclinometrie) ale peretelui

Din comparația deplasărilor estimate cu cele măsurate reiese o destul de bună aproximare a deplasărilor reale ale peretelui prin calculul la SLE. Se observă totuși o ușoară supraestimare a valorilor maxime de circa 20%. De asemenea, calculul indică o deplasare mai mică în dreptul sprâiturilor decât cea indicată de măsurători. Având în vedere însă că valorile maxime ale deplasărilor se situează între 3 și 4 mm se poate considera că această diferențe între calcule și măsurători sunt ne semnificative. Diferențele de valori se înscriu de fapt în erorile de măsurare pe teren.

Urmărirea mărcilor de tasare montate pe pereții construcțiilor învecinate a indicat valori maxime ale tasărilor induse pe parcursul lucrărilor de excavare și de infrastructură de până în 5 mm, ceea ce nu a pus sub nici o formă în pericol integritatea structurală a clădirilor. De altfel, martorii de sticlă montați pe fisurile și crăpăturile existente nu au indicat nici o extindere a acestora. Măsurătorile topografice au fost realizate cu aparatură cu o precizie de 1 mm.

6. CONCLUZII

Riscul asociat unor lucrări de susținere nu este deloc neglijabil mai ales în condițiile existenței unor vecinătăți construite aflate într-o stare de degradare structurală.

Monitorizarea permanentă a lucrărilor și comportării vecinătăților este de asemenea esențială, mai ales că prin calculul efectuat la proiectarea structurilor de susținere este dificilă obținerea unor rezultate care să corespundă întocmai cu realitatea. Diferențele între măsurătorile experimentale și estimările realizate prin calcule pot fi destul de importante, iar motivele multiple și pertinente, pornind de la modelul de calcul ales și finalizând cu valoarea parametrilor utilizați în calcule.

În aceste condiții, monitorizarea lucrărilor de susținere a excavațiilor adânci este indicată și benefică din două motive: pe de o parte urmărirea comportării structurii și încadrării în limitele estimate prin proiectare, iar pe de altă parte prin faptul că permite îmbunătățirea modelelor de calcul pentru viitoare structuri similare.

BIBLIOGRAFIE

Marcu A., Popa H., Borșaru I., Dumitrescu F. [2004] „Calcule și măsurători de deformății și de deplasări la o incintă adâncă din pereți mulați și la construcțiile învecinate”, A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 16-18 septembrie, București, vol. II, pp. 311-323.

NP124:2010 „Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere”.

Popa H., Manea S., Batali L. [2010] „Specific of designing tall buildings with deep, multi-leveled underground structures in urban areas”, XIVth Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, 2-4 june 2010, Bratislava, Slovakia.

SR EN 1997-1:2004 Eurocod 7: „Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale”.

SECANT PILES RETAINING WALL – CALCULATION AND MEASUREMENTS

Abstract

The execution of deep excavations in urban areas can affect the integrity of neighbouring buildings. A retaining wall solution to reduce this risk is a classical solution. The paper presents the case of secant piles retaining wall built to ensure the integrity of old buildings located on three sides of the excavation. Given their precarious state, a careful monitoring was performed: inclinometer and settlement measurements, monitoring of the existing cracks in buildings.

INFLUENCE OF SOIL IMPROVEMENT TECHNIQUES ON SOIL BEHAVIOUR AND CONSEQUENCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

Laurențiu FLOROIU

SC KELLER GEOTEHNICA SRL București

Helmut SCHWEIGER

Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Graz University of Technology, Graz, Austria

Abstract

The paper is presenting preliminary findings of a qualitative investigation on how soil improvement influences ground response during earthquake events. The task is carried out with the help of the finite element method (Plaxis 2D), by using plane strain conditions, linear visco-elastic material model and rigid bedrock conditions. The soil improvement is modeled by discrete elements of different material parameters (stone column-like and pile-like). The accelerogram recorded at Gilroy station during the Loma Prieta 1989 earthquake is used as bedrock input motion. The focus is kept on how modifications to stiffness, damping ratio and unit weight of soil reflect on the ground response spectra. Findings include the possibility that in certain conditions, the seismic action on the structures could be increased or decreased due to changes of the natural ground conditions, through consistent modifications to the eigenfrequencies and amplification ratios.

1. INTRODUCTION

Ground response analyses are carried out mainly to determine the influence that site specific soil conditions have on the amplification of seismic action from bedrock to ground surface level. They provide important information for optimum earthquake design of structures. It is quite common that foundation soils are improved by means of stiffer elements (piles, stone columns etc.) to increase bearing capacity and/or reduce settlements. This paper investigates, by means of the FE method, the way soil improvement alters seismic site response.

2. DESCRIPTION OF THE NUMERICAL MODEL

2.1. Soil profile characteristics

The analyzed soil profile is composed of a top 30m cohesive layer underlain by rigid bedrock ($v_{s0} > 800\text{m/s}$, shear wave velocity for shear strains less than or equal to $1\text{E-}5$, i.e. small strains). The mechanical parameters of the cohesive layer, constant over depth, fit to soil class D (CEN 2004, EN 1998-1:2004): $v_{s0} = 150\text{m/s}$, $N_{\text{SPT}} < 15\text{blows}/30\text{cm}$, $c_u < 70\text{kPa}$.

2.2. Seismic signal

The horizontal acceleration-time history recorded at Gilroy station during the 1989 Loma Prieta (U.S.A.) earthquake was used as input signal at rigid bedrock level. The signal was baseline corrected (Antoniou 2012) and, as illustrated in Figure 1, has a total length of 60s with a recording time step of 0.02s, a dominant frequency of 2.69Hz, $\text{PGA}=0.44\text{g}$ at time $t=3.94\text{s}$ and a maximum horizontal displacement of 0.08m at time $t=3.66\text{s}$.

2.3. Model geometry and FE mesh

The results presented in this paper have been obtained with the aid of the finite element program Plaxis 2D (Brinkgreve 2012). The FE model (plane strain conditions) is 720m wide and 30m deep, while the improved area is 150m wide and 15m deep, as shown in Figure 2. The soil improvement was modeled by discrete elements of 0.6m width, with center-to-center distances (c/c) of 1.5m and 3.0m, and were considered to be stone column-like (granular material properties) and pile-like (concrete properties).

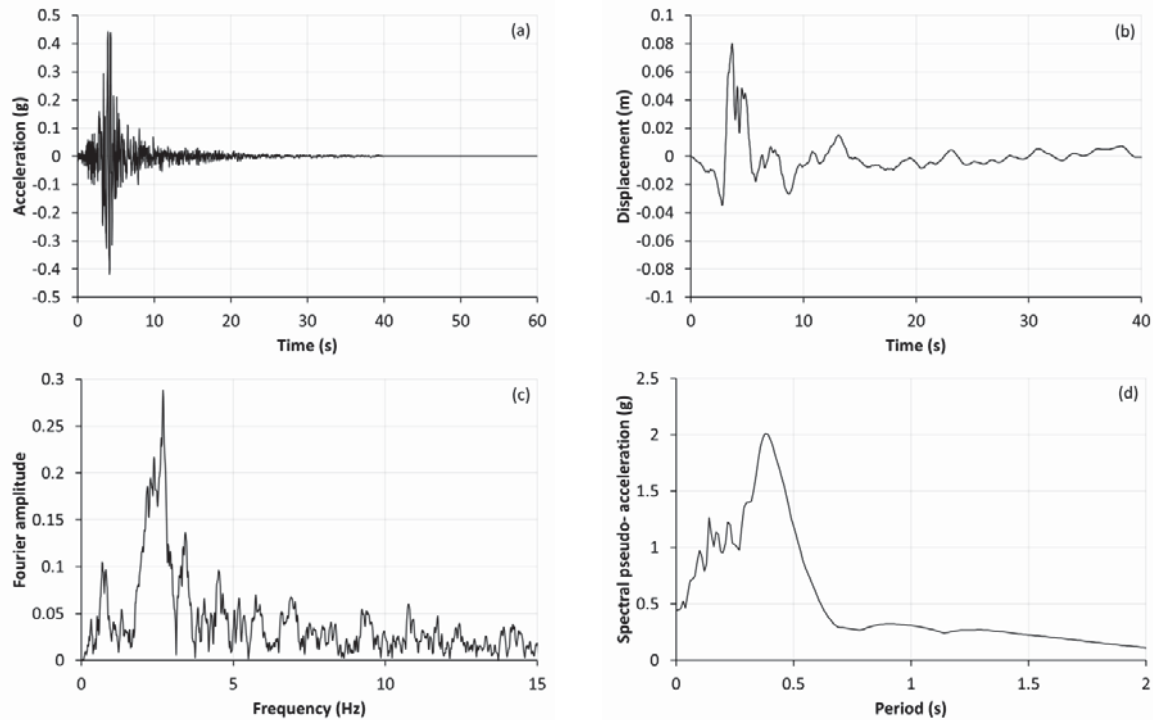


Figure 1. (a) Acceleration-time history, (b) displacement-time history, (c) Fourier amplitude and (d) elastic response spectrum ($\xi=5\%$) of the 1989 Loma Prieta earthquake (Gilroy station record).

The finite element mesh (Figure 3) is composed of 6-noded triangular elements. The average element size/length, l_e , is roughly 1.5m in the central 400m part of the model. The input accelerogram (Figure 1a) was applied with a constant amplitude throughout the model base, which was considered to be rigid bedrock level. Absorbent (viscous) boundaries (Lysmer 1969) were used on both sides of the model, which together with the relatively large model width, aim to better replicate far-field conditions, hence reducing unwanted wave reflections. In this respect, both relaxation coefficients of the absorbent boundaries were considered equal to unity $C_1=C_2=1$ (Brinkgreve 2012). The implicit

time integration scheme of Newmark was used with coefficients $\alpha=0.25$ and $\beta=0.5$ as for the average acceleration method (Kontoe 2006, Brinkgreve 2012).

2.4. Material model and properties

A linear visco-elastic model was used for all materials. In this framework, viscous damping is introduced by means of the frequency dependent Rayleigh formulation, which accounts for all types of material damping.

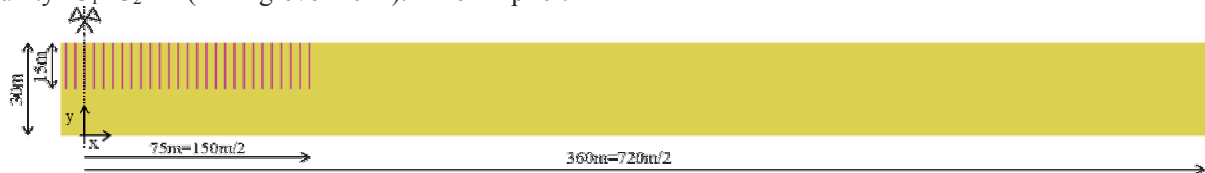


Figure 2. FE model geometry

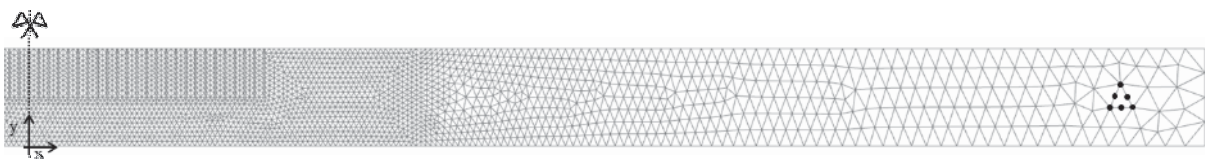


Figure 3. FE model mesh

Table 1. Material properties

Material	G_0 MPa	ν -	γ kN/m ³	G/G_0 -	G MPa	E MPa	D %
Unimproved soil, $PI \leq 50\%$ (soil class D, cohesive)	43.6	0.4	19	0.5	21.8	61	10
Granular soil (stone column material)	281.3	0.3	18	0.3	84.4	219	15
Concrete (pile material)	12.5E3	0.2	25	1	12.5E3	30.0E3	1

Where: PI is plasticity index, G_0 is shear modulus at small strains, ν is Poisson's ratio, γ is unit weight, G is shear modulus at seismic strain level, E is Young's modulus at seismic strain level and D is damping ratio at seismic strain level.

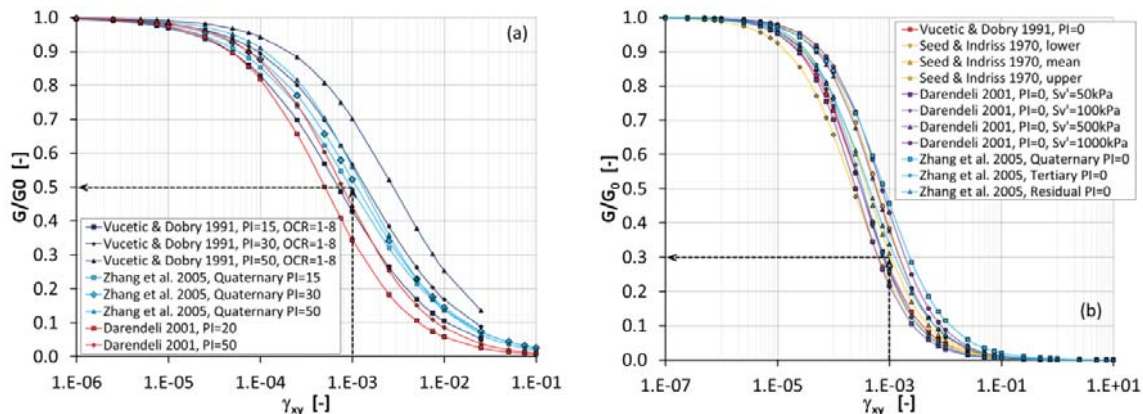


Figure 4. (a) Shear modulus variation with shear strain, for cohesive soils ($PI \leq 50\%$), (b) Shear modulus variation with shear strain, for non-cohesive soils (Phillips 2009).

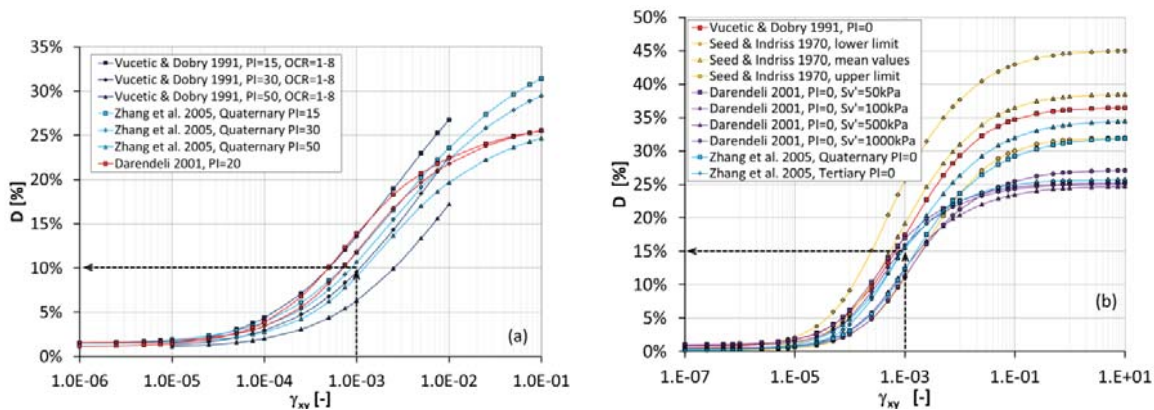


Figure 5. (a) Damping ratio variation with shear strain, for cohesive soils ($I_p \leq 50\%$), (b) Damping ratio variation with shear strain, for non-cohesive soils (Phillips 2009).

To determine stiffness and damping properties at seismic shear strain level (Table 1) the steps described below were applied:

- Evaluate stiffness parameters at small strains (G_0)
- Estimate average shear strain level during earthquake event ($\gamma_{xy}=1E-3$)
- Assess equivalent linear shear modulus and damping ratio (G , D) at seismic strain level (γ_{xy}), based on correlations of Seed and Indriss 1970,

Vucetic and Dobry 1991, Darendeli 2001 and Zhang et al. 2005 (Figure 4 and Figure 5).

The average shear strain level considered as input for the previously described procedure ($\gamma_{xy}=1E-3$) is an estimation based on typical strain magnitudes recorded during earthquake events (Kramer 1996). The strain magnitudes reached in the analyses presented herein were checked for compatibility with the estimated level. For the case of granular soil improvement (SI) with $c/c=1.5m$,

the following average values were observed: $\gamma_{xy}=8E-4$ in the discrete soil improvement elements at level $y=22.5m$, $\gamma_{xy}=4E-3$ in the soil below the improvement elements at level $y=7.5m$ and $\gamma_{xy}=2E-3$ in the soil between the improvement elements at level $y=22.5m$. These results were considered satisfactory for the purpose of the analyses carried out for this paper.

The first three eigenfrequencies of the unimproved soil model are 0.88Hz, 2.65Hz and 4.42Hz. The amplification function was checked against the analytical solution (Roeset 1977), the 1D frequency and time domain solutions (Hashash 2012) and the 2D time domain FE solution with tied boundaries (Brinkgreve 2012), and the results encouraged using the 2D model for the analyses further discussed.

Following the assessment of damping ratios at seismic strain level, the Rayleigh damping parameters (α_R and β_R) were calculated (Table 2) based on the first two eigenfrequencies (f_1 and f_2) of the improved soil (Figure 7a). Choosing to compute the Rayleigh damping from the first two eigenfrequencies of the model is related to both the frequency content of the seismic input signal and the area of interest of the ground response spectrum (Amorosi 2010). Therefore it is expected that no important variations of spectral accelerations will occur in the period interval 0.2s to 1.2s (roughly equivalent to 2-12 storey buildings), due to the frequency dependent Rayleigh damping.

Table 2. Material damping parameters ($c/c=1.5m$)

Material	D	f_1	f_2	α_R	β_R
	%	Hz	Hz	-	-
Unimproved soil	10	0.89	2.92	0.857	8.36E-3
Granular SI	15			1.29	1.25E-2
Unimproved soil	10	0.89	3.11	0.87	7.96E-3
Concrete SI	1			0.087	7.96E-4

Table 3. Dynamic time step evaluation

Material	f_{max}	v_s	$l_{node, max}$	l_{node}	v_p	Δt	m	n_{min}	δt_{max}	n	δt
	Hz	m/s	m	m	m/s	s	-	-	s	-	s
Unimproved soil	15	106	0.9	0.75	260	60	3000	6.9	2.9E-3	11	1.9E-3
Granular SI		214	1.8		401			10.7	1.9E-3		
Unimproved soil	15	106	0.9	0.75	260	60	3000	6.9	2.9E-3	97	2.1E-4
Concrete SI		2215	18.5		3617			96.4	2.1E-4		

2.5. Analysis arrangement

The dynamic time step used in the implicit time integration scheme plays an important role for the reliability of the results. In order to avoid filtering of important seismic input, one must consider a small enough dynamic time step (δt), which in turn depends on (Brinkgreve 2012): the maximum frequency of interest (f_{max}), mesh coarseness (expressed as average element size/length, l_e) and stiffness of materials being travelled through by the seismic waves (expressed as compression or shear wave velocities, v_p and v_s). The two criteria used herein to compute the optimum dynamic time step (Table 3) are shown in Eqs (1) and (2) (Amorosi 2010, Bühler 2006, Kontoe 2006).

$$l_{node} \leq \lambda_{min} / 8 = v_s / (8 \times f_{max}) \quad (1)$$

where l_{node} is average node-to-node distance of the finite elements ($l_{node}=l_e/2$ for the 6-noded triangular elements), λ_{min} is minimum wavelength of interest, v_s is shear wave velocity at seismic strain level and f_{max} is maximum frequency of interest (filtering of frequency content by the element mesh is controlled up to this value).

$$l_{node} \geq v_p \times \delta t = v_p \times \Delta t / (m \times n) \quad (2)$$

where v_p is compression wave velocity at seismic strain level, δt is dynamic time step, Δt is duration of the seismic input record, m is number of additional dynamic time steps (equal to the number of points in the seismic input record) and n is number of dynamic sub steps.

The number of dynamic sub steps (n) presented in Table 3 was checked against the default setting of Plaxis 2D (roughly five time larger) and the differences in results showed to be insignificant for the studied problem.

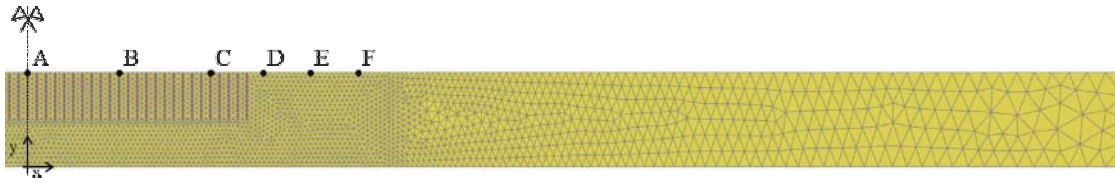


Figure 6. Model observation points (element nodes)

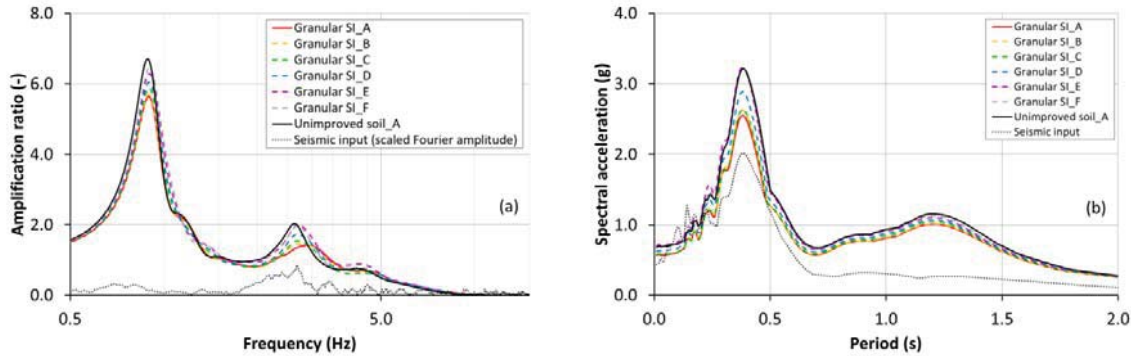


Figure 7. (a) amplification function for unimproved soil and granular SI, (b) spectral response for unimproved soil and granular SI.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

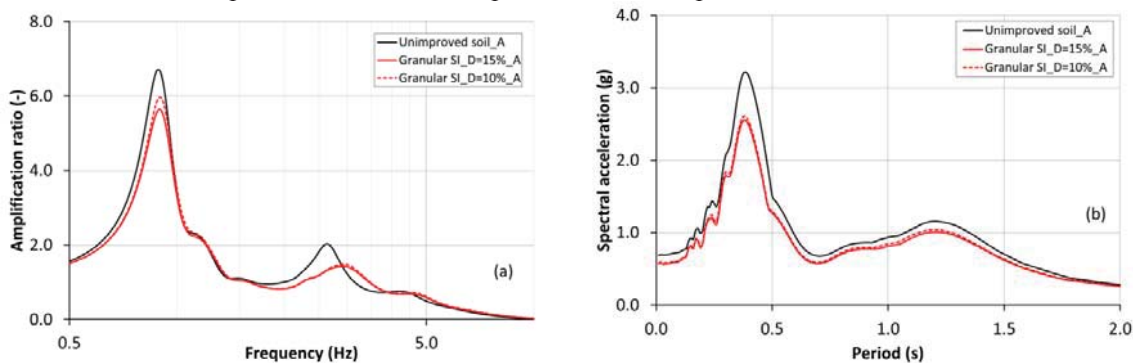
The results presented below deal only with the soil improvement by discrete elements with $c/c=1.5m$. The results for $c/c=3.0m$ are not presented herein due also to the relatively low impact they have on the seismic ground response, but still reinforcing the patterns discussed from here on.

The points of observation (element nodes) for the ground response analyses are shown in Figure 6, and their coordinates are as follows: $x_A=0m$, $x_B=30m$, $x_C=60m$, $x_D=75m$, $x_E=90m$, $x_F=105m$, while $y=30m$ for all. The points of observation which were positioned between the discrete improvement elements, at level $y=30m$, are not presented herein due to similarity of results with the ones shown below.

The amplification function and the spectral response graphs for the granular soil improvement at each observation point and for the unimproved

soil at observation point A, are shown in Figure 7. The graphs also show the seismic input, which gives a better insight in the way the soil (improved or unimproved) influences the response spectra.

As it may be noticed in Figure 7, the effect of granular SI consists in a decrease of amplification ratios and spectral accelerations, together with an increase of the second eigenfrequency (f_2) of the model. Also notable is the fact that soil improvement affects ground response rather uniformly throughout its width (observation points A, B, C) but also gradually extending beyond it (observation points D, E), up to a point where ground response becomes similar to the one of the unimproved soil (observation point F). It was observed that the stiffer the improvement material and the lower its damping ratio, the larger the distance from improvement area to the point where ground response is similar to the one of the unimproved soil.


 Figure 8. (a) amplification function for unimproved soil and granular SI with $D=15\%$ and $D=10\%$, (b) spectral response for unimproved soil and granular SI with $D=15\%$ and $D=10\%$.

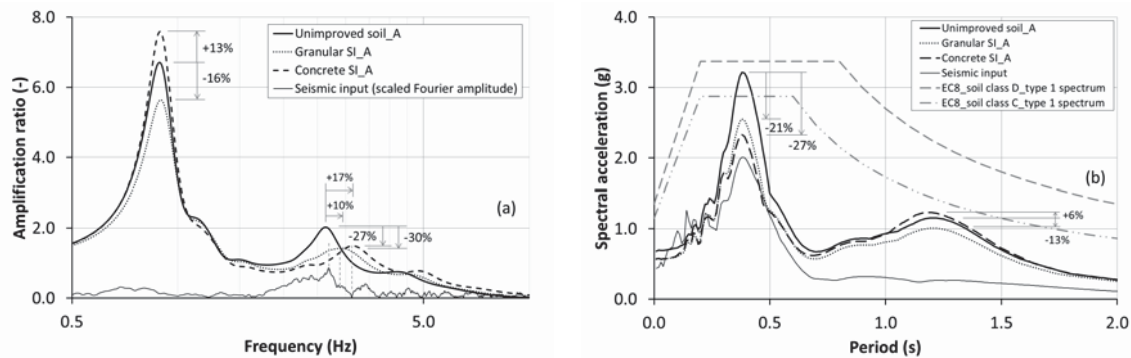


Figure 9. (a) amplification function for unimproved soil, granular SI and concrete SI, (b) spectral response for unimproved soil, granular SI and concrete SI.

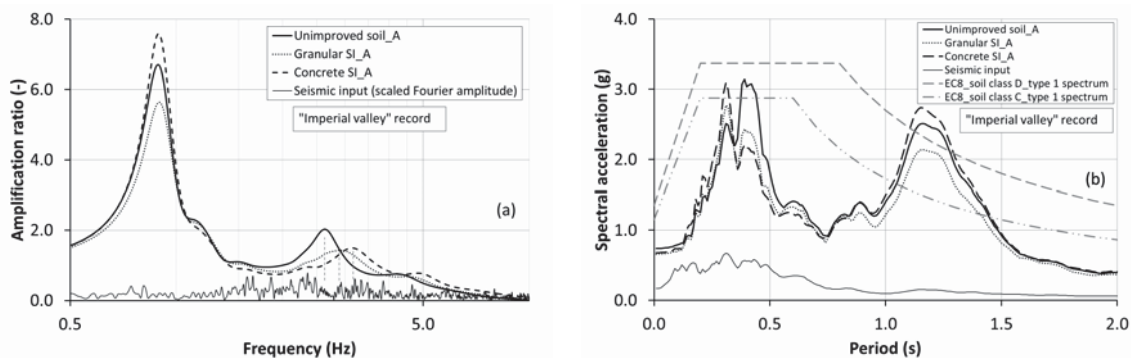


Figure 10. (a) amplification function for unimproved soil, granular SI and concrete SI, (b) spectral response for unimproved soil, granular SI and concrete SI, for „Imperial valley“ record.

Figure 9 presents the results for the concrete soil improvement, next to the results for granular SI, at point A. The spectral accelerations graph also shows the elastic response spectra (type 1) for soil classes C and D (CEN 2004, EN 1998-1:2004).

One of the relevant differences to the already presented results is the increase of amplification ratio and spectral acceleration at f_1 for the concrete SI. It is believed that the smaller damping ratio and higher unit weight of concrete, compared to the unimproved soil and even more to the granular material, are at the origin of this increase. One may also observe that the increase could actually be larger due to the confinement of the soil between the more rigid concrete improvement elements, which eventually translates to a smaller damping ratio for the unimproved soil, than considered in this analysis. On the other hand, it seems as if the soil below soil improvement dictates the model's first eigenfrequency, independent of the soil improvement stiffness, damping ratio, unit weight and/or geometrical extent.

Another noticeable difference is the larger f_2 shift towards higher values, accompanied by magnitude decrease of amplification ratio, to a similar level as for the granular SI. Remembering also the example of the damping ratio reduction for

the granular SI (Figure 8), one may conclude it is both stiffness and unit weight gain by soil improvement, which generate the shift of f_2 and the amplification ratio's magnitude decrease, hence compensating for the much lower damping ratio.

A closer look at the amplification ratios in the f_2 range could give a hint to why the spectral acceleration of concrete SI has lower values when compared to the one of the granular SI, even if it's the other way around for the amplification function. The answer could be the bigger „break“ of concrete's f_2 from the highest Fourier amplitude of the seismic input, towards a zone of much lower earthquake energy. On the other hand, the situation could reverse if the f_2 shift would move the 2nd highest amplification ratio closer to a high Fourier amplitude, coming from a different seismic input.

Figure 10 shows the amplification functions and response spectra, obtained in the same framework as described on the previous pages but using a seismic input signal of different frequency content (scaled „Imperial valley“ record).

4. CONCLUSIONS

The paper presents the qualitative effects that soil improvement, of specific geometric and material parameters, has on seismic ground response, which

translates to the seismic action considered in earthquake design of structures. Two types of soil improvement technologies have been considered, piles and stone columns in „floating“ conditions, along with their much different material properties.

The main conclusions coming from the obtained results are:

- increased damping ratio and reduced unit weight of the soil improvement material are likely to reduce amplification ratio and spectral acceleration in the vicinity of first soil model eigenfrequency (f_1), and vice versa.
- increased stiffness of the soil improvement material is likely to increase the higher order eigenfrequencies of the soil model (f_2 , f_3 etc.) together with a decrease of corresponding amplification ratios.

From another perspective, it may be said that „floating“ granular soil improvement has the potential to reduce the seismic action on structures, when the structure and the soil model have similar fundamental periods (resonance), e.g. flexible/high structures on deep or soft soil deposits, rigid/small structures on shallow depth or stiffer soils. Whereas the vice versa is valid for „floating“ concrete soil improvement.

Both types of soil improvement have the potential to decrease the seismic action on structures when the structure's fundamental period is roughly in the soil model's eigenperiod range of T_2 and $(T_1+T_2)/2$, and could as well increase for values under T_2 .

Further insight into the matter can be gained by using higher order constitutive models which are able to much better replicate the nonlinear behavior of soil during irregular dynamic action, by extending the array of model geometry combinations, including FE 3D analyses.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the support of Keller Grundbau GmbH Austria for the studies needed in preparation of this paper.

REFERENCES

Amorosi A., Boldini D. and Gaetano, E. [2010] „Parametric study on seismic ground response by finite element modelling” *Computers and Geotechnics* 37: 515-528.

Antoniou S. and Pihno R. [2012] „SeismoSignal 5.0” Seismosoft srl.

Brinkgreve R.B.J., Engin E. and Swolfs W.M.

[2012] „Plaxis 2D 2012” Plaxis bv.

Bühler M.M. [2006] „Experimental and Numerical Investigation of Soil-Foundation-Structure Interaction during Monotonic, Alternating and Dynamic Loading” PhD Thesis. Karlsruhe University, Karlsruhe, Germany.

CEN European Committee for Standardisation [2004] „Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings” EN 1998-1:2004 E.

Darendeli M.B. [2001] „Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves” PhD Thesis. University of Texas at Austin, U.S.A.

Hashash Y.M.A., Groholski D.R., Phillips C.A., Park D. and Musgrove M. [2012] „DEEPSOIL 5.1. User Manual and Tutorial” 107 pp.

Kontoe S. [2006] „Development of time integration schemes and advanced boundary conditions for dynamic geotechnical analysis” PhD Thesis. Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, U.K.

Kontoe S., Zdravkovic L., Potts D.M., Menkiti C.O. and Lennon R.F. [2011] „Seismic response of complex soil-structure systems” In: Anagnostopoulos A. et al. (eds), *Proc. 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 1491-1496.

Kramer S.L. [1996] „Geotechnical Earthquake Engineering” Prentice-Hall.

Lysmer J. and Kuhlemeyer R. L. [1969] „Finite dynamic model for infinite media” *Journal of Engineering and Mechanical Division ASCE* 95 (EM4): 859-877.

Phillips C. and Hashash Y.M.A. [2009] „Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29: 1143-1158.

Roesset J.M. [1970] „Fundamentals of Soil Amplification” In: Hansen, R.J. (ed), *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, The MIT Press, Cambridge, MA, pp. 183-244.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. [1970] „Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses” *College of Engineering University of California Berkeley, U.S.A.* 41pp.

Visone C., Bilotta E. and de Magistris F.S. [2009] „One-Dimensional Ground Response as a Preliminary Tool For Dynamic Analyses in Geotechnical Earthquake Engineering” Journal of Earthquake Engineering 14: 131-162.

Vucetic M. and Dobry R. [1991] „Effect of soil plasticity on cyclic response” Journal of

Geotechnical Engineering 117(1): 87-107

Zhang J., Andrus R.D. and Juang C.H. [2005]. „Normalized shear modulus and material damping ratio relationships” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131(4): 453-460.

INFLUENȚA ÎMBUNĂȚĂȚIRII TERENULUI DE FUNDARE ASUPRA COMPORTAMENTULUI SEISMIC AL ACESTUIA ȘI CONSECINȚE PENTRU PROIECTAREA LA SEISM

Rezumat

Articolul prezintă rezultatele preliminare ale analizelor calitative asupra modului în care îmbunătățirea terenului de fundare influențează spectrele de răspuns elastic orizontal. În acest scop se folosește programul de calcul cu metoda elementului finit (Plaxis 2D) în condiții de deformare plană și un model constitutiv linear visco-elastic pentru toate materialele. Îmbunătățirea terenului de fundare este modelată prin elemente individuale, cu parametri de material diferiți (material granular și beton). Rezultatele obținute conduc spre ipoteza că, în anumite condiții, acțiunea seismică asupra structurilor poate fi amplificată sau redusă datorită modificărilor de rigiditate, amortizare și greutate specifică aduse terenului natural, prin modificări consistente ale frecvențelor proprii și rapoartelor de amplificare ale coloanei de pământ.

FORAJUL CU SUSPENSIE DE POLIMERI, O ALTERNATIVĂ VIABILĂ LA SUSPENSIILE BENTONITICE

Ovidiu CONSTANTINESCU

BAUER România SRL

Cornel RĂDULESCU

BAUER România SRL

Rezumat

În articol se analizează posibilitatea utilizării unor materiale moderne pentru suspensiile de foraj, ca alternativă la clasică suspensie bentonitică, cu influențe minime asupra mediului înconjurător și costuri mai mici de organizare și punere în operă. Se prezintă un exemplu de caz de utilizare a polimerilor de a treia generație la forarea piloților cu diametru mare în București.

1. INTRODUCERE

Forajul cu suspensii bentonitice este una din cele mai vechi metode de foraj, atât pentru forajele de mare adâncime (alimentari cu apă, în industria extractivă etc.), cât și pentru forajele în construcții, în special pentru piloți de diametru mare și pereți mulați.

În ultimele decenii s-a cercetat aditivarea suspensiilor de foraj clasice cu diverse substanțe chimice pentru ameliorarea parametrilor necesari execuției în bune condiții. În cele din urmă, proprietățile unor substanțe sintetizate în laborator de a crea lanțuri catenare lungi de molecule care să conțină și să rețină apa, în asociere cu minimizarea impactului asupra mediului, au atras atenția cercetătorilor în domeniu și astfel au apărut primii polimeri care au putut fi folosiți mai întâi în amestec cu bentonita, apoi în final, direct cu apa fără alte adaosuri de substanțe minerale.

2. AVANTAJE ȘI DEZAVANTAJE ÎN UTILIZARE

Polimerii, în comparație cu suspensiile bentonitice, prezintă câteva avantaje decisive care îi recomandă în special în domeniul fundațiilor speciale unde, în general, forajul este ulterior betonat, și anume:

- timpul de preparare a suspensiei, de la turnarea polimerului în apă și până la utilizarea suspensiei în foraj este de ordinul a 10-15 minute;
- suspensiile de polimeri au un comportament reologic similar apei, cu influență directă asupra creșterii capacității de pompare (la o pompă dată, debitul unei suspensii de polimeri este sensibil mai mare decât în cazul unei suspensii bentonitice);

rezultă un necesar de pompe mai mic decât pentru suspensiile bentonitice;

- aceeași proprietate asigură sedimentarea rapidă a particulelor de nisip și praf care intră în contact cu suspensia în timpul execuției forajului. Din această cauză nu sunt necesare echipamente auxiliare precum site, denisipatoare sau desilte.

- nu creează turtă pe pereții forajului, îmbunătățind astfel frecarea laterală a elementelor de fundare (piloți, barete etc.); rețeaua de polimeri de la stratul de separație între foraj și pământ este distrusă prin alterarea pH-ului de către suspensia de ciment din betonul proaspăt turnat și astfel pilotul finalizat intră în contact direct cu pământul asigurând un coeficient de frecare ridicat;

- poate fi folosit și în pământuri fine (prafuri, argile) unde suspensiile bentonitice pot genera defecte de calitate (în betonare); de asemenea și în pământurile contaminate cu cloruri sau sulfați, unde proprietățile noroiului bentonitic pot fi influențate chimic;

- utilizarea unui sistem redus de preparare și întreținere a fluidului de foraj, comparativ cu o stație clasică pentru suspensia de bentonită (Figura nr. 1).

Ca dezavantaje putem menționa costul relativ ridicat al produselor, necesitatea unui studiu mai detaliat asupra parametrilor chimici ai pământurilor din amplasament (agenți poluanți, săruri, pH etc.), și o monitorizare mai atentă a parametrilor de funcționare ai suspensiei de polimer (pH, vâscozitate, densitate, conținut de părți fine etc.).

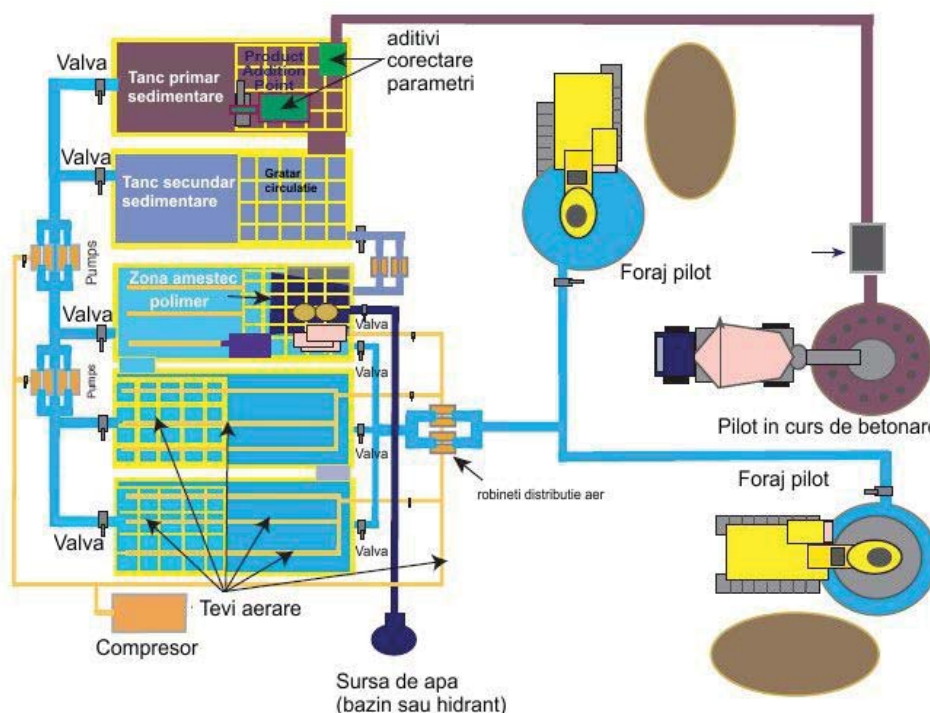


Figura 1. Reprezentare schematică a unei gospodării de suspensie de polimer

3. TIPURI DE POLIMERI

Printre primii polimeri utilizați au fost compuși derivați din celuloză, de uz general (și în alte industrii, cu alte aplicații), tip CMC (carboximetilceluloză) și HEC (hidroxi-etilceluloză), care erau caracterizați în special prin vâscozitate crescută în suspensie cu apa, însă puteau fi folosiți numai la pământuri cu apă dulce.

Polimerii de a doua generație au fost proiectați în special pentru fluidele de foraj, fiind utilizați cu precădere și astăzi, cum ar fi Viscopol, Polyamidacrilat, care au mărit domeniul de utilizare, aceste suspensii putând fi folosite și la pământuri sărăturoase sau cu concentrații ridicate de calciu, magneziu și clor.

Polimerii de a treia generație sunt produse chimice de sinteză dezvoltate în ultimii ani, special concepute pentru a putea controla și modifica în timp real toți parametrii principali ai unei suspensii de foraj (vâscozitate, densitate, conținut de nisip).

4. UTILIZARE ÎN ROMÂNIA

În România s-a folosit în premieră suspensia de polimeri de generația a treia în 2011-2012 cu ocazia execuției de piloți foraj la fundația unui complex comercial din București, B-dul Mihai Bravu.



Figura nr. 2. Polimer tip alfa-bond

Produsul folosit pentru această lucrare constă într-o combinație de polimeri, alcătuită din 3 componente principale. Primul este produsul activ care stă la baza suspensiei de polimer. Este livrat în stare solidă (pudră), iar structura sa sintetică permite dizolvarea completă și o vâscozitate ridicată a suspensiei la cantități relativ mici de produs (peste 50 sec. Marsh la un amestec de 1,5-2 kg/m³ apă). Este proiectat astfel încât să reacționeze la nivel chimic molecular cu diverse tipuri de pământuri. Al doilea este o variantă lichidă și este gândit ca un sistem de back-up cu acțiune rapidă și locală în cazul în care apar pierderi de suspensie cum ar fi pământurile cu permeabilitate ridicată, sau pentru stabilizarea locală a forajului în cazul unei cedări a peretelui forajului, în special prin reacția accelerată de legare (alfa-bond) a particulelor în suspensie și creșterea densității fluidului de foraj.



Figura 3. Execuția fundațiilor



Figura 4. Stadiu intermediar al construcției

Ultimul produs este cea mai nouă componentă a sistemului, de asemenea în formă lichidă, care asigură legătura la nivel molecular (micro-bond) între cele două componente de mai sus, fiind folosit în special pentru accelerarea procesului de sedimentare necesar scăderii densității suspensiei de foraj înainte de începerea betonării. Este un produs cu efect cvasi-instantaneu, cu aplicare locală, în general la baza forajului, după atingerea cotei de forare.

Sistemul structural a fost proiectat de o firmă germană în colaborare cu D-I Prof. Dr. Ing. L. Crainic din cadrul Departamentului de Construcții de Beton Armat a Universității Tehnice de

Construcții București.

Soluția arhitectonică aleasă de beneficiar constă într-un sistem hibrid în cadre din prefabricate și pereți diafragmă, având un nivel parcare la parter cu încastrare în pământ pe latura dinspre B-dul M. Bravu, magazin și parcare la etaj cu ieșire la nivel pe b-dul M. Bravu.

Proiectarea seismică sub acțiunea masivului de pământ pe latura nordică a dus la eforturi excepționale în pereții diafragmă care susțin structura clădirii, ducând la momente de încovoiere în aceste elemente de ordinul a 20.000-30.000 kNm și forțe orizontale de aproximativ 3.000 kN.

În aceste condiții, pentru diafragme s-a propus execuția de piloți de diametru mare 1500 mm armați cu 2 rânduri de armatură iar pentru fundațiile pahar piloți CFA 880 mm. În funcție de

solicitări și diametre adâncimile piloților variază între 8 și 23 m. (Figura nr. 5).

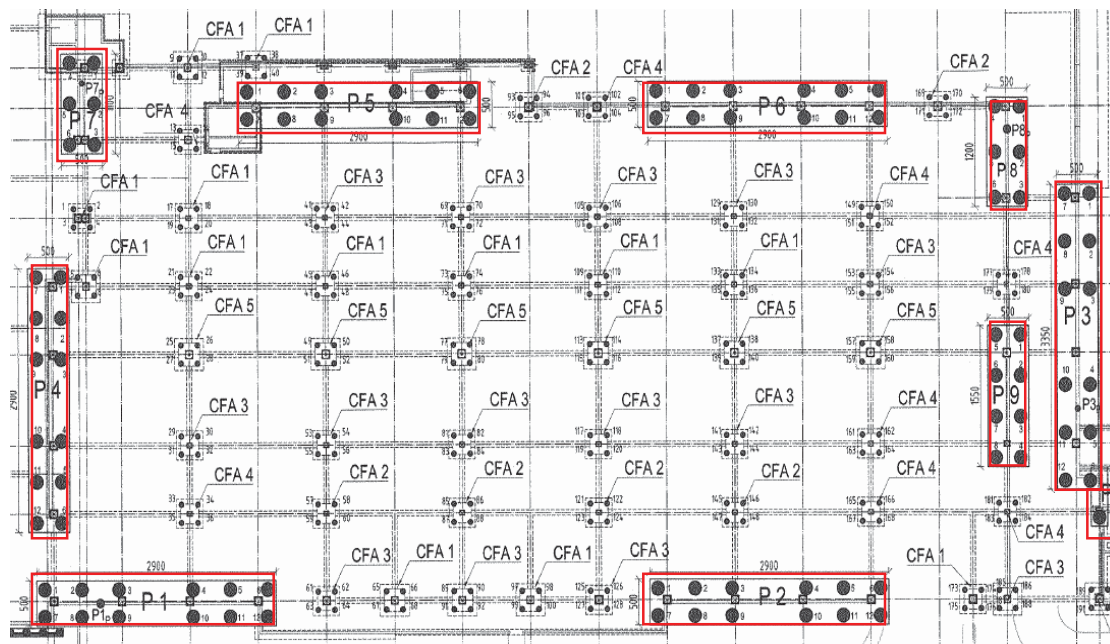


Figura 5. Plan de amplasare a piloților



Figura 6. Forarea piloților



Figura 7. Încercarea la compresiune axială

Pentru forajul de 1500 mm s-a optat pentru metoda de forare cu suspensie de polimer, din considerente economice: adâncimea piloților presupunea folosirea unui oscilator în cazul forajului tubat, ceea ce ar fi mărit costurile atât prin utilizarea unui utilaj suplimentar cât și prin viteza redusă de lucru. Forajul cu suspensie de bentonită presupunea de asemenea utilizarea unui denisipator și un control strict al conținutului de nisip în suspensie.

Pentru verificarea soluției s-au executat doi piloți de probă instrumentați, de diametru mai mic (800 mm), care au fost solicitați la compresiune axială și forțe orizontale. (Figurile nr. 7 și 8).

Monitorizarea piloților s-a făcut atât cu mijloace clasice (micrometre mecanice), cât și cu senzori digitali amplasați în corpul piloților (mărci tensometrie cu fir vibrant, înclinometre).

Rezultatele testelor au arătat o capacitate portantă aproape dublă față de cea estimată în proiectare.

Pentru suspensia de polimer s-a utilizat un sistem de circulație directă la gura forajului, alcătuit din rezervoare de preparare, circulație și decantare, împreună cu pompe de debit mare pentru alimentarea cu suspensie și recuperarea acestora în timpul betonării. Pompele folosite au fost osmotice sau cu piston, pentru a preveni ruperea lanțurilor de polimeri și deteriora proprietățile suspensiei. (Figura nr. 9).



Figura 8. Încercarea la forțe orizontale



Figura nr. 9. Stația de tratare și recirculare polimeri

Regenerarea suspensiei de polimeri s-a realizat în timp real prin măsurători și aditii de produse de corectare a pH-ului și a densității atât în timpul forajului, cât și înainte de începerea betonării.

Sistemul nu necesită denisipare ca în cazul suspensiilor bentonitice, iar pământul extras din foraj poate fi transportat și depozitat fără precauții legate de protecția mediului, polimerul fiind un produs cu marca CE, clasificat ca inofensiv pentru mediu și biodegradabil.

De-a lungul procesului de execuție s-au monitorizat consumurile de materiale, acestea înscriindu-se în cele normate.

Supraconsumul de beton a fost minimizat până la o valoare medie de aproximativ 7% din volumul teoretic al forajului, comparativ cu un supraconsum normal de 12-15% în cazul suspensiilor bentonitice.

La final fluidul de foraj a fost tratat cu substanțe neutralizatoare, apa curată rezultată fiind redată circuitului natural prin deversarea în canalizare.

Tabel nr. 1. Parametrii recomandați ai suspensiei din foraj înainte de betonare

Parametrii recomandați ai suspensiei la baza forajului, înainte de începerea betonării			
Vâscozitate (s)	Densitate (g/cm ³)	Conținut de nisip (%)	pH
>50	≤1,06	≤3	10-12

Tabel nr. 2. Parametrii reali ai suspensiei din foraj înainte de betonare

Parametrii suspensiei la baza forajului, înainte de începerea betonării			
Vâscozitate (s)	Densitate (g/cm ³)	Conținut de nisip (%)	pH
57	1,03	1,2	11

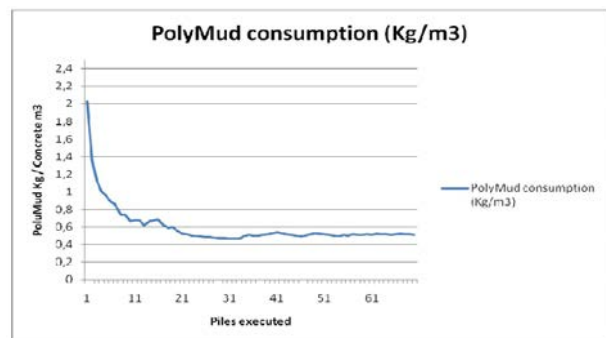


Figura 10. Variația medie a consumului de polimer pe m³ de suspensie utilizată

5. CONCLUZII

Deși costurile polimerilor sunt ridicate comparativ cu ale bentonitei, prin economiile indirecte, de energie electrică (pompe mai mici), de echipamente auxiliare (fără denisipator, silozuri bentonită), de tratare a pământului excavat (transport direct la depozit de pământ fără măsuri speciale de tratare) și de neutralizare a suspensiei (rezultând apă curată chimic și deversare în rețeaua publică), se justifică folosirea lor, în unele cazuri fiind o soluție chiar mai ieftină decât soluțiile clasice de foraj.

În încheiere, se evidențiază utilitatea folosirii și în România a unor soluții performante care să respecte cerințele din ce în ce mai ridicate de protecție a mediului la nivel european, fără să influențeze calitatea elementelor de fundare realizate, și cu reale economii în execuție.

La final fluidul de foraj a fost tratat cu substanțe neutralizatoare, apa curată rezultată fiind redată circuitului natural prin deversarea în canalizare

BIBLIOGRAFIE

*** SR EN 1536:2004 – Execuția lucrărilor geotehnice speciale. Piloți foraj, ASRO, București, 2004

*** Ansamblu Comercial Kaufland M. Bravu, Proiect de execuție fundații speciale, Popp și Asociații Inginerie Geotehnică, București, 2011.

*** Ansamblu Comercial Kaufland M. Bravu, Studiu Geotehnic, Geotehnica Design, București, 2010.

*** Standard Operating Procedures, G3 System

DRILLING WITH POLYMER SUSPENSION, A VIABLE ALTERNATIVE FOR BENTONITE SUSPENSIONS

Abstract

The article studies the possibility of using modern materials for drilling suspensions, as alternative to usual bentonite suspension, having minimum influences on the environment and reduced costs for site organization and pile installation. It presents a case study in applying third generation polymers for execution of large diameter piles in Bucharest

MATERIALELE GEOSINTETICE LA ÎNĂLȚIME! AMENAJAREA LACULUI ARTIFICIAL „MIOARELE“ DE PE DOMENIUL SCHIABIL VOINEASA A CÂȘTIGAT ÎN STATELE UNITE PREMIUL IAGI 2013 LA CATEGORIA PROIECTE EXTREME!

Cătălin PASCU
Iridex Group Plastic SRL

Rezumat

În articol se prezintă un proiect de lac artificial realizat în condiții extreme, pentru care firma Iridex Group Plastic a primit premiul IAGI 2013 (Asociația Internațională a Instalatorilor de Materiale Geosintetice) la categoria Proiecte extreme.

1. INTRODUCERE

3 Mai 2013, St. Paul, USA - Membrii Asociației Internaționale a Instalatorilor de Materiale Geosintetice (IAGI), asociație profesională geotehnică non-profit dedicată îmbunătățirii instalării de materiale geosintetice și tehnologiilor de construcții, anunță cu mândrie câștigătorii Premiilor de instalare IAGI 2013. Premiile, care au

fost prezentate în cadrul unei recepții speciale la Conferința de Geosintetice 2013 (care a avut loc în perioada 1 - 4 aprilie 2013 în Long Beach, California), recunosc munca excepțională a instalatorilor de materiale geosintetice.

Premiul pentru Proiect Extrem a fost câștigat de Iridex Group Plastic pentru lucrarea de infrastructură de mediu din stațiunea montană de schi Voineasa – Rezervor de apă MIOARELE.



Figura 1. Imagine a lacului artificial Mioarele etanșat cu geomembrană

2. PREZENTAREA PROIECTULUI

Acest proiect se află la altitudinea de 1.930 m, în apropierea punctului cel mai înalt al faimoasei rute Transalpina ce traversează Carpații Meridionali, în minunatul areal natural dintre localitățile Râncea și Voineasa.

S-au construit mai multe pârtii cu diverse grade de dificultate, instalații teleschi, telegondolă și tunuri pentru zăpadă artificială, odată cu parcări subterane și supraterane. Noi hoteluri și restaurante

sunt în curs de execuție în zonă. Cu alte cuvinte, România va deține unul dintre cele mai frumoase și moderne domenii schiabile din Europa.

Pentru a oferi schiorilor cele mai bune condiții timp de 8 luni în fiecare an, a fost săpat în stâncă un rezervor de 120.000 m³, realizat sub forma unui lac artificial. Geometria rezervorului a fost obținută prin detonarea și excavarea suprafeței stâncoase a muntelui.



Figura 2. Aspecte din timpul execuției

Materialul rezultat a fost concasat și apoi utilizat pe taluzul lacului și la baza acestuia pentru a integra construcția în mediul înconjurător.

Instalarea materialelor geosintetice a avut loc între 2 octombrie și 7 noiembrie 2012.

Provocările acestui proiect au constat în locație (altitudine mare, lipsa drumurilor de acces), condițiile meteo nefavorabile specifice sezonului și, nu în ultimul rând, termenul de execuție foarte strâns.



Figura 3. Aspecte din timpul execuției

Practic, în aceste condiții defavorabile, instalarea materialelor geosintetice s-a realizat în 27 de zile lucrătoare. În tot acest timp temperaturile negative, precipitațiile sub formă de lapoviță și ninsoare, vânturile puternice și viscolul au generat întreruperi ale ritmului de lucru, fiind provocări continue pentru echipa de instalatori.

Cu toate acestea, rezultatele proiectului au fost mai mult decât satisfăcătoare. Specificațiile tehnice

ale proiectului au fost respectate în totalitate iar termenul de finalizare al lucrării a fost respectat.

În concluzie, această lucrare reprezintă o aplicație extremă în care s-au folosit cu succes materialele geosintetice pentru realizarea unui proiect deosebit atât din punct de vedere al provocărilor tehnice, al celor datorate locației cât și din punct de vedere arhitectural.

Beneficiar: Comuna Voineasa, Județul Vâlcea

Proiectant general: PRIMAVERA DESIGN

Antreprenor general: ACOMIN DEVA

Subcontractor de specialitate, furnizare și montaj materiale geosintetice: IRIDEX GROUP PLASTIC

GEOSYNTHETICS AT HIGH LEVEL!

THE ARTIFICIAL LAKE „MIOARELE“ OF THE SKI DOMAIN VOINEASA HAS WON IN US THE PRICE IAGI 2013 FOR EXTREME PROJECT!

Abstract

Paper presents the project of an artificial lake built in extreme conditions, for which the Society Iridex Group Plastic has received the price IAGI 2013 (International Association of Geosynthetic Installers) for Extreme Project.



Furnizare de materiale geosintetice
Aditivi pentru betoane
Fibre de polipropilenă și celuloză
Mortare pentru reparații structurale
Mortare pentru hidroizolații
Materiale pentru tratarea rosturilor
Membrane bituminoase pentru poduri
Pelicule de protecție pentru beton și metal
Laborator pentru încercări betoane

www.iridexplastic.ro



UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI

FACULTATEA DE HIDROTEHNICĂ

Facultatea de Hidrotehnică din cadrul Universității Tehnice de Construcții București, o școală cu tradiție, cuprinde specializări care îmbracă toate aspectele ingineriei civile din domeniul Hidrotehnicii și Ingineriei Mediului, la toate nivelele: Licența, Masterat, Doctorat.

Specializări Licență

4 ani

Amenajări și Construcții Hidrotehnice

Activități de proiectare și execuție în domeniul amenajărilor și construcțiilor hidrotehnice

Inginerie Sanitară și Protecția Mediului

Activități de proiectare și execuție în domeniul construcțiilor hidroedilitare: alimentarea cu apă potabilă pentru populație și industrie; colectarea, epurarea apei și evacuarea apelor uzate.

Ingineria Mediului

Monitorizarea calității factorilor de mediu; evaluarea impactului asupra mediului; elaborarea de soluții de remediere a factorilor de mediu poluați.

Automatică și Informatică Aplicată

Activități de administrare de sisteme informatice, sisteme automate în construcții și de sisteme de date geodezice, proiectarea și administrarea rețelelor de calculatoare, prelucrarea datelor geospațiale.

Specializări Masterat

2 ani

Inginerie Hidraulică

Exploatarea lucrărilor hidrotehnice și hidroedilitare - Amenajări și construcții hidrotehnice și Inginerie sanitară și protecția mediului.

Inginerie Geotehnică

Activități de execuție, proiectare și cercetare specifice domeniului de Inginerie Geotehnică: geotehnică, geotehnica mediului, fundații speciale.

Dezvoltare durabilă

Managementul durabil al resurselor naturale, managementul riscurilor naturale și antropice, monitorizarea și cercetarea în protecția mediului.

hidrotehnica.utcb.ro

B-dul Lacul Tei 124, sector 2,
București, cod 020396
tel.: (+4)021-242.12.08;
(+4)021-242.12.08/255;
fax: (+4)021-243.36.45
e-mail: shidro@utcb.ro



ÎNVĂȚĂMÂNTUL DE INGINERIE GEOTEHNICĂ LA UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI



Licență – 4 ani – cunoștințe de bază legate de: *Geologie Inginerească, Geotehnică, Mecanica Pământurilor, Fundații, Alunecări de teren, Pedologie, Depozite de deșeuri* etc.



Masterat – 2 ani – specializarea **Inginerie Geotehnică**

Domeniu: Inginerie Civilă

Masterat transversal - se adresează în special absolvenților de Licență din domeniul Inginerie Civilă în principal, dar și din domenii conexe precum Ingineria Mediului, Geologie inginerească, Petrol și Gaze etc.



Formează specialiști pentru domeniile:

- Geotehnică, Fundații, Geotehnica Mediului;
- Proiectarea lucrărilor de fundații speciale (lucrări de susținere, fundații de adâncime etc.);
- Modelarea avansată a fundațiilor și structurilor de susținere,
- Alunecări de teren și stabilizarea acestora;

Perspective de carieră:

- Proiectare, consultanță și execuție pentru lucrări complexe ce implică fundații speciale, lucrări de sprijinire, consolidarea pantelor instabile, depozite de deșeuri;
- Cercetare, învățământ superior, doctorat;
- Verificator și expert tehnic.



Discipline studiate (selecție):

- Metode numerice
- Mecanica avansată a pământurilor
- Investigarea terenurilor de fundare
- Geotehnica mediului înconjurător
- Fundații speciale
- Metode experimentale
- Modele constitutive la pământuri
- Tehnologii moderne în ingineria geotehnică
- Lucrări de susținere
- Dinamica pământurilor și inginerie geotehnică seismică
- Geosintetice
- Lucrări de drenaje și epuismențe
- Fundații în condiții dificile de teren



Laboratorul de Geotehnică și Fundații al UTCB - Dotări

- determinarea caracteristicilor fizice și mecanice ale pământurilor (edometre, aparate de forfecare directă reversibile, rotaționale, aparate de compresiune triaxială statică și dinamică, coloană rezonantă, aparat de forfecare directă cu casetă mare)
- aparatură pentru geosintetice și pentru interfața pământ – geosintetice
- permeametre, edopermeametre
- aparatură de monitorizare în situ



Doctorat în domeniul Inginerie Civilă și Instalații, specializarea Geotehnică și Fundații – 3 ani

Conducători de doctorat: Prof. Iacint Manoliu, Prof. Anatolie Marcu, Prof. Sanda Manea, Prof. Eugeniu Marchidanu, Prof. Anton Chirică, Prof. Loretta Batali, Prof. Nicoleta Rădulescu

FILE DIN ISTORIA GEOTEHNICII ROMÂNEȘTI

DIN LUCRĂRILE GEOTEHNICE REMARCABILE REALIZATE ÎN ROMÂNIA ÎN DECENIUL 1960 - 1970

Teodor ABRAMESCU

Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare - I.S.P.I.F., București (1954-1990)

Romeo STOICA

Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare - I.S.P.I.F., București (1954-1995)

S.C. GEOCONSTRUCT DESIGN S.R.L. București

Anatolie MARCU

Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare - I.S.P.I.F., București (1960-1970)

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Se prezintă succint lucrări geotehnice complexe realizate în urmă cu mai mult de 50 de ani, cu participarea directă a autorilor, utilizând mijloace relativ restrânse (aparatura de încercări, utilaje de construcții). Sunt descrise încercările de forfecare la scară mare și încercările triaxiale în argile foarte active. Se prezintă tehnologii folosite la execuția piloților și a incintelor etanșe din piloți secanți.

1. DIVERSIFICAREA LUCRĂRILOR GEOTEHNICE REALIZATE ÎN ROMÂNIA, ÎN ANII 1960

În România anilor '60 creșterea volumului lucrărilor de construcții a fost însoțită de diversificarea acestora și a tehnologiilor de execuție. În afară de „tradiționalele” construcții de hale industriale și de cartiere de locuințe a crescut numărul și volumul lucrărilor hidrotehnice, portuare, de îmbunătățiri funciare, de căi de comunicație etc. Aceasta a generat necesitatea rezolvării unor probleme complexe în fazele de studii, de proiectare și de execuție a lucrărilor geotehnice de mare anvergură.

Față de țările avansate, în România se resimțea puternic lipsa aparaturii moderne pentru investigații geotehnice pe teren și în laborator, ca și inexistența aproape totală a unor utilaje performante de execuție a lucrărilor geotehnice.

S-a încercat compensarea parțială a lipsurilor menționate prin dorința de progres a specialiștilor în domeniu și prin seriozitatea abordării problemelor complexe, beneficiind și de îndrumarea unor „mentori” ca prof. Emil Botea și prof. Ion Stănculescu.

În cele ce urmează se prezintă, succint, două lucrări caracteristice realizate în cadrul Institutului de studii și prospecțiuni pentru îmbunătățiri funciare - I.S.P.I.F. București, cu participarea

directă a autorilor prezentului articol, în perioada de timp amintită. Avem convingerea că unele aspecte tratate și evidențierea în lista bibliografică a lucrărilor publicate în urmă cu peste 50 de ani vor fi utile colegilor aflați în activitate în prezent.

2. STUDII PENTRU ANALIZA STABILITĂȚII FALEZEI ORAȘULUI CONSTANȚA ÎN ZONA DE EXTINDERE A PORTULUI

Fenomenele de instabilitate ale falezelor orașului Constanța au atras atenția specialiștilor încă la începutul secolului XX. Primele lucrări de consolidare au fost întreprinse la malul sud între anii 1910 și 1914 (Erbiceanu, 1911). În perioada 1956-1961 s-au executat noi lucrări de consolidare atât la malul sud, cât și la cel de nord est (Cotovu et al., 1957; Revici et al., 1960).

Extinderea spre sud a portului Constanța a impus realizarea unor investigații geotehnice și hidrogeologice aprofundate, în perioada 1963-1964. Zona cercetată a cuprins un sector de faleză de cca. 2500 m lungime, din care pe un front de aprox. 1600 m se manifestau fenomene active și profunde de instabilitate.

Rezultatele studiilor efectuate de I.S.P.I.F. au întregit cunoștințele privind cauzele și mecanismul alunecărilor și au furnizat parametri geotehnici semnificativi pentru calculele de stabilitate în

diferite variante de consolidare a malurilor (Stoica et al. 1966).

Evoluția deplasărilor masivului de pământ s-a determinat în perioada iulie 1963 - noiembrie 1964 prin măsurători topografice pe 320 borne plantate la suprafața terenului în zona cornișei precum și pe

terasa „intermediară” alcătuită din material alunecat. S-a pus, astfel, în evidență corelarea între deplasările materialului din terasa „intermediară” și deformațiile, urmate de desprinderi, ale cornișei falezei (Figura 1).

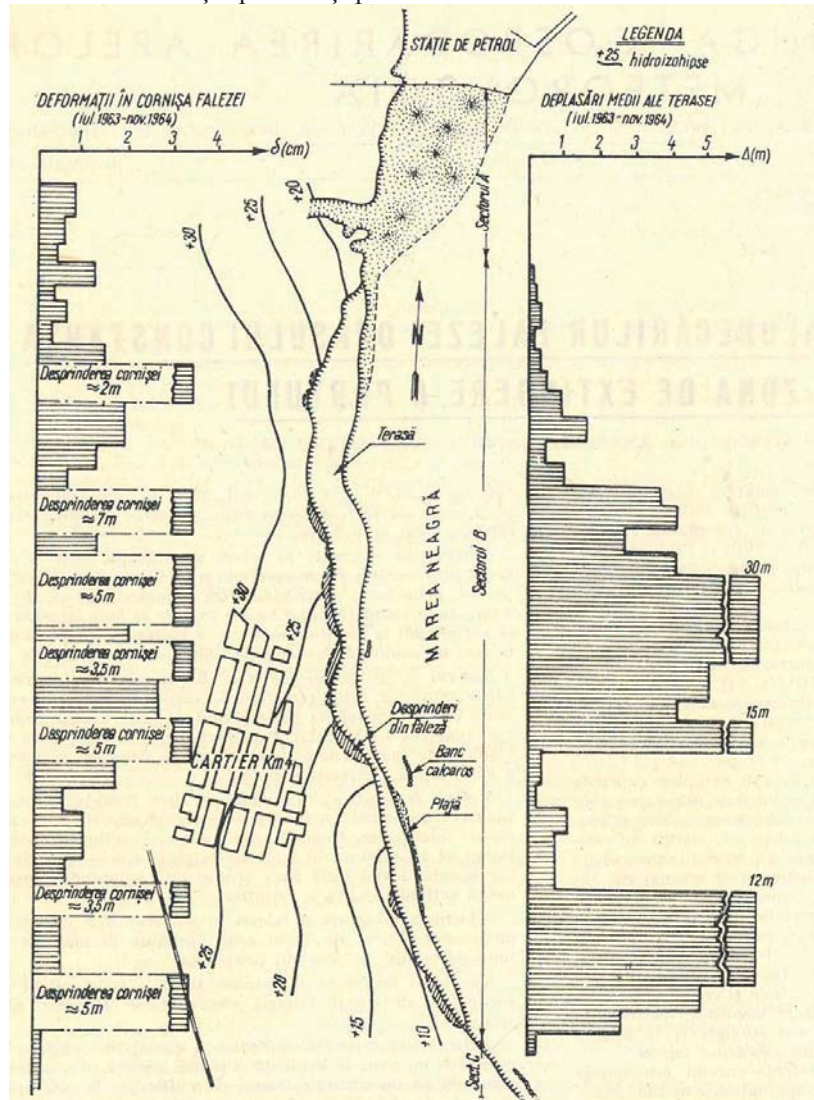


Figura 1. Zona de extindere a portului Constanța. Plan de situație.

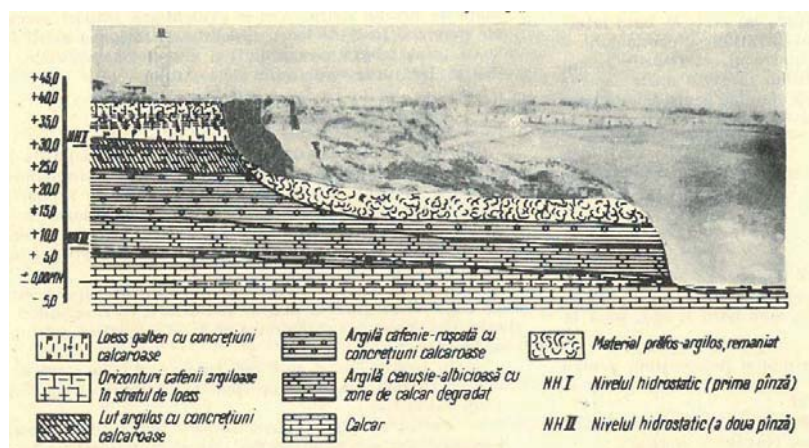


Figura 2. Profil geologic caracteristic prin sectorul B.

Pe baza observațiilor asupra zonelor instabile și a forajelor geotehnice realizate pe profile transversale s-a determinat poziția suprafețelor de alunecare (Figura 2). A fost pus în evidență faptul că este necesară o cercetare aprofundată a parametrilor rezistenței la forfecare (Φ , c) pentru stratul de argilă roșcată în care se dezvoltă cea mai mare porțiune a suprafețelor de alunecare.

Acest strat este alcătuit din argilă foarte activă, cu aspect glomerular. În consecință s-au realizat, în puțuri adânci de prospectare, încercări de forfecare la scară mare, prin ruperea unui prag de pământ cu măsurarea forței orizontale „de vârf” (de rupere) și a rezistenței reziduale, urmată de releveul suprafeței de rupere obișnuite (Figura 3). Prin calcul invers s-au determinat parametrii rezistenței la forfecare (Φ , c) de vârf, respectiv reziduale.

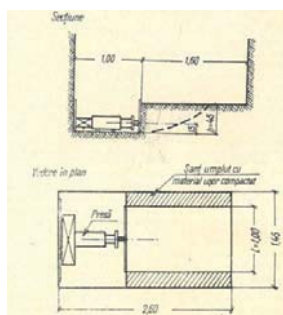


Figura 3. Schema încercării de tăiere la scară mare.

Aceste încercări la scară mare au evidențiat efectul discontinuităților stratului argilos (suprafețe de separare, zone cu concentrații de gips) la o scară apropiată de cea reală.

S-au realizat, de asemenea, încercări în aparatul de compresiune triaxială, cu umezirea probei și ruperea prin reducerea progresivă a efortului orizontal σ_3 , cu menținerea constantă a efortului principal vertical ($\sigma_1 = \sigma_{\text{geologic}}$). Încercările descrise mai sus au modelat fenomenul de declanșare a alunecării falezei (umezirea argilei prin ridicarea nivelului hidrostatic și reducerea rezistenței opuse de terasa provizorie, prin erodarea bazei acesteia), iar parametrii Φ și c obținuți au condus în calcul la situații apropiate de echilibrul limită al falezei (factorul de stabilitate $F_s \approx 1$).

Pe baza datelor obținute în studiul geotehnic și hidrogeologic s-a realizat dimensionarea optimă a lucrărilor de consolidare, în cadrul proiectului de extindere a portului Constanța (întocmit de Institutului de proiectări în transporturi - IPT).

3. PRIMELE INCINTE ETANȘE REALIZATE ÎN ROMÂNIA CU PILOȚI SECANȚI, EXECUTAȚI SUB PROTECȚIA NOROIULUI BENTONITIC

Lucrările experimentale s-au executat în cursul anului 1958 prin Institutul de Studii și Prospekțiuni pentru Construcții București (ulterior I.S.P.I.F.).

Prima fază a lucrărilor experimentale a constat în realizarea unui ecran din opt piloți (4 primari și 4 secundari) cu diametrul de 0,55 m și adâncimea de 8 m, pe platoul înalt din dreapta râului Colentina (comuna Cățelu de lângă București); în faza a doua a lucrărilor s-a executat și puțul propriu-zis, etanș, în aceeași zonă între marginea bălții și cursul râului Colentina (Botea et al. 1960).

Puțul propriu-zis a fost alcătuit din 16 piloți secanți (8 primari + 8 secundari) de câte 8 m adâncime și cu diametrul $d = 0,55$ m.

Stratificația terenului are alcătuirea aluvionară predominant nisipoasă, cu nivelul apei subterane la adâncimea de 0,70 m.

Stratificația și secțiunea orizontală prin puțul încastrat pe ultimii 0,80 m în argila din bază, sunt notate în Figura 4 și Figura 5.

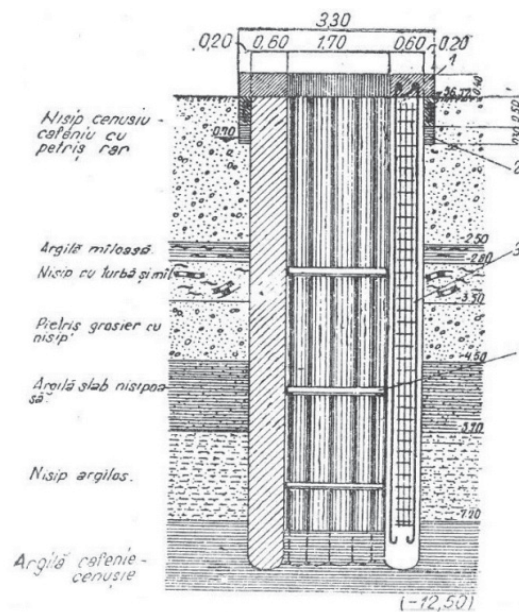


Figura 4. Stratificația terenului de pe amplasamentul puțului experimental.

Piloții pentru puțul experimental s-au realizat folosindu-se în principal, utilajul de forat URALEȚ-B.U.2 existent în țară, cu acționare electrică, adaptat în mod adecvat lucrărilor de executat.

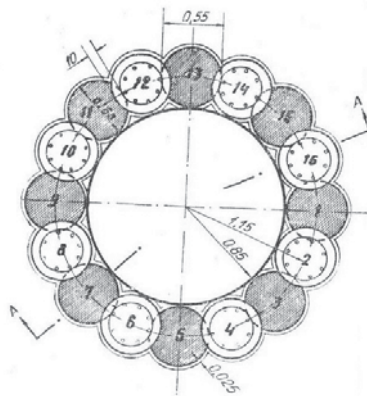


Figura 5. Secțiune orizontală prin puțul realizat.

Avansarea propriu-zisă în adâncime s-a realizat prin percuția mecanică a unei sape metalice (tip în „cruce”), concomitent cu pomparea sub presiune a lichidului de foraj prin garnitura tubulară verticală, în talpa forajului. Detritusul adus la suprafață prin fluxul ascendent continuu al noroiului bentonitic era dirijat către sita vibrantă din care, după curățare era retrimis în circuit.

Pentru prepararea lichidului de foraj s-a utilizat bentonită (de la Teișani - Scăioși) în proporție de 10-15 %. Date fiind prezența în foraje a unor nisipuri sub apă și influența trepidățiilor produse de percuțiile sapei, calitatea fluidului de foraj era strict necesar de urmărit pe șantier: densitatea 1,1...1,2 g/cm³, vâscozitatea (cu pâlnia Marsh) 30 - 35 secunde, proba de filtrație Baroid, grosimea „turtei”, conținutul de nisip, adaosul necesar de trasegel, hexametafosfat de sodiu ș.a.

Turnarea betonului s-a efectuat de jos în sus, printr-o garnitură de tuburi (d≈20 cm) tip „Contractor”, coborâtă cu capacul de la bază închis, până în talpă.

Betoanele s-au preparat cu un dozaj de 350 kg ciment, 0,4 m³ nisip, 0,80 m³ pietriș (la 1 m³ beton) și s-au tratat cu 0,2-0,4 % plastifiant TP.

Potrivit concluziilor Institutului Central al MCMC, rezistențele la compresiune pe cuburi de beton contaminate cu noroi nu au depășit 230 daN/cm², iar permeabilitatea acestora nu a fost afectată. Piloții secundari (intersectați cu cei primari pe cca. 10 cm) au fost integral armați cu carcasse metalice din 8Φ12 mm. Devierea unora dintre piloții secundari a fost de cca. 4 cm către piloții primari vecini, fără însă a afecta etanșeitatea incintei. După evacuarea pământului din interiorul puțului nu s-au constatat infiltrații notabile de apă subterană, în interior (Figura 6). În Figura 7 se prezintă un aspect din timpul execuției.

Ulterior execuției incintei experimentale, procedeul s-a aplicat la realizarea unor ecrane de piloți pentru stabilizarea falezii Eforie-Sud și a

unor incinte pentru infrastructura unor silozuri de cereale din zona Arad-Oradea.



Figura 6. Vedere interioară a puțului etanș.



Figura 7. Aspect din timpul execuției (1958).

BIBLIOGRAFIE

Botea E., Almosnino A., Abramescu T. [1960]: „Perdele etanșe din piloți de beton, secanți.”, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.4/1960.

Cotovu V., Botea E., Abramescu T. [1957]: „Alunecările de la malurile orașului Constanța”, Revista Hidrotehnica nr. 2-3/1957.

Erbiceanu L. [1911]: „Studiul privitor la consolidarea malurilor din partea de nord-vest a portului Constanța”, Buletinul Societății Politehnice, nr.2/1911.

Revici T., Teodorescu P., Stănculescu I. [1960]: „Lucrări pentru oprirea alunecărilor și consolidarea malului de sud, Constanța”, Revista Transporturilor, nr.10/1960.

Stoica R., Marcu A., Manoliu I. [1966]: „Aspecte ale alunecărilor falezii orașului Constanța în zona de extindere a portului”, Revista Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia, nr.7/1966

TEZE DE DOCTORAT

Teze susținute la UTCB în 2012

Matei PETRESCU

Conducător științific: Prof. dr. ing. Iacint Manoliu - Universitatea Tehnică de Construcții București

Contribuții la studiul stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

În teză este abordată comportarea taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, cu accent asupra metodelor utilizate pentru calculul stabilității și deformațiilor. În scopul utilizării unor astfel de metode au fost realizate 3 programe de calcul libere și cu sursă deschisă, care pot fi descărcate de la adresa <http://matgts.sourceforge.net> și care permit determinarea factorilor de stabilitate și a deformațiilor unor taluzuri prin metode simplificate (Bishop - 1955, Spencer - 1978, Newmark - 1965), precum și determinarea eforturilor și deformațiilor unor modele solicitate static sau dinamic, prin metoda elementului finit, în condițiile stării plane de deformații. Prin metoda elementului finit se pot evalua atât stabilitatea în condiții seismice cât și deformațiile rezultate în urma acțiunilor seismice, prin integrarea numerică a ecuațiilor de mișcare.

Teza este împărțită în 7 capitole, dintre care primele 3 sintetizează aspecte legate de stadiul actual al cunoștințelor iar ultimele 4 sunt dedicate contribuțiilor personale ale autorului. Sunt prezentate rezultate ale unor calcule efectuate cu ajutorul programelor menționate mai sus pentru taluzuri omogene, atât prin metode bazate pe studiul echilibrului limită cât și prin metoda elementului finit, în urma cărora s-au obținut tabele și grafice care pot servi la determinarea rapidă a factorilor de siguranță sub acțiuni statice, a accelerațiilor critice orizontale sau a deplasărilor permanente în condițiile câtorva mișcări seismice înregistrate în București.

Mădălin - Vasile COMAN

Conducător științific: Prof. dr. ing. Anatolie Marcu - Universitatea Tehnică de Construcții București

Considerarea conlucrării teren-structură și a influenței reciproce a structurilor în cazul clădirilor cu mai multe niveluri subterane

După o sinteză a metodelor curente de calcul al structurilor în conlucrare cu terenul, se studiază posibilitățile de modelare a stării de eforturi și deformații prin programele actuale de calcul. Se extinde domeniul de definire a rigidității terenului prin introducerea efectului de alunecare pe talpa fundațiilor (radierelor) și de încastrare parțială în teren a infrastructurii. Se cercetează efectele de interacțiune între construcțiile existente și structurile noi adiacente, inclusiv influența tehnologiilor de execuție (sprijiniri, epuizmente). Pe baza studiului mai multor tipuri de structuri pentru clădiri se evidențiază efectul deformațiilor asupra stării de eforturi și se compară cu tasările admisibile recomandate în normele actuale. Se studiază influența deformabilității terenului de fundare asupra perioadei fundamentale la calculul seismic al construcțiilor cu mai multe niveluri subterane.

Ana – Elisabeta OROS (căs. Daraban)

Conducător științific: Prof. dr. ing. Sanda Manea - Universitatea Tehnică de Construcții București

Tehnici de valorificare a deșeurilor solide din depozitele industriale în lucrări de geotehnică

Principalul obiectiv al tezei de doctorat a fost de a promova, verifica și implementa prin rezultate proprii unele idei și tehnici pentru valorificarea unor categorii de deșeuri solide industriale, respectiv un material coeziv (steril carbonifer) și un material granular (calcar subgabaritic). În lucrare au fost promovate criterii de încetare a statutului de deșeu prin analiza și identificarea soluțiilor de reutilizare a diferitelor materiale reziduale.

Prin studiile și experimentele de laborator efectuate s-a determinat potențialul utilizării sterilului carbonifer din Halda Jilț Sud Mătășari pentru domenii de utilizare ca: strat de etanșare cu permeabilitate scăzută și capacitate de retenție a poluanților în matricea argilei (metale grele reținute prin precipitare, schimb cationic, adsorbție și sorbție).. Valorificarea sterilului carbonifer cu conținut ridicat de argilă poate fi prevăzută la construcția depozitelor de deșeuri municipale, sterilul carbonifer ca strat de etanșare la bază și/sau suprafață (ex. conform normelor tehnice naționale fig). De asemenea au fost studiate și caracteristicile geotehnice ale unui material granular (calcar subgabaritic) de la cariera Suseni pentru a fi utilizat ca și agregat în lucrări de drumuri, umpluturi, coloane din piatră spartă, conform normelor tehnice naționale.

Hanna Cristina POPESCU

Conducător științific: Prof. dr. ing. Eugeniu Marchidanu - Universitatea Tehnică de Construcții București

Cercetări privind realizarea construcțiilor pe terenuri alunecătoare

Teza de doctorat tratează un subiect de mare actualitate și anume alunecările de teren, stabilizarea acestora și posibilitățile de reutilizare a acestor terenuri afectate de alunecări de teren.

Pentru elaborarea lucrării s-a studiat un amplu material bibliografic, pornind de la principalele lucrări de specialitate referitoare la alunecările de teren, stabilizarea și amenajarea versanților, împădurirea terenurilor, manuale de geologie, hidrogeologie, articole de la conferințele naționale de specialitate, lucrări de specialitate referitoare la construcțiile din lemn, normative, standarde, ghiduri, numeroase site-uri ale unor firme specializate din țară și din lume.

Lucrarea prezintă propuneri privind completarea metodologiei de redactare a hărților de hazard la alunecare conform Legii nr. 575/2001. Se propune o metodă pentru corectarea formulei de evaluare a coeficientului de hazard K_m , cu luarea în considerare și a factorului de influență colaterală C , a cărui valoare variază între 0 și 0.2, valoarea maximă fiind acordată zonelor cu hazard maxim.

De asemenea, pe baza informațiilor oferite de construcțiile vechi, de peste 100 de ani, care au rezistat solicitărilor datorate alunecărilor de teren, poate fi promovat un model reprezentativ de construcție pentru zonele potențial instabile la alunecare. Se propune adoptarea unui program de dezvoltare a unor tipuri de construcții din materiale ușoare, cu fundații mobile, adaptate la terenuri care mai pot fi afectate de mișcări lente, perioade mai lungi de timp, fără să pună în pericol integritatea clădirilor și securitatea locuitorilor.

Aurelian Cătălin BURLACU

Conducător științific: Prof. dr. ing. Sanda Manea - Universitatea Tehnică de Construcții București

Contribuții la soluții de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare

Subiectul abordat în teză a fost generat de necesitatea din ce în ce mai mare de a funda pe terenuri considerate ca fiind dificile, în consecință trebuind căutate noi soluții sau adaptate unele deja utilizate. Cercetarea a urmărit identificarea și atestarea eficienței unor soluții de îmbunătățire a pământurilor sensibile la umezire (PSU).

În urma volumului mare de încercări specifice de laborator realizate au rezultat o serie de observații care arată posibilitatea desensibilizării PSU prin amestecuri cu materiale minerale. Pentru compactarea de suprafață, utilizarea acestor amestecuri prezintă o serie de avantaje cum ar fi creșterea stării de îndesare odată cu scăderea umidității optime de compactare atunci când procentul de nisip din amestec este crescut. Deoarece în procesul de compactare umiditatea joacă un rol esențial, aceste amestecuri sunt importante deoarece permit reducerea cantității de apă necesară atingerii umidității optime de compactare dar și datorită faptului că permit domenii mai mari de umidități la care se poate realiza procesul de compactare.

Încercările in situ au simulat, cu ajutorul unui penetrometru dinamic achiziționat în cadrul programului de studii doctorale, realizarea de coloane de loess și loess cu nisip compactat, scara 1:5. În urma încercărilor realizate s-a putut constata că procesul de realizare a lăcașului viitoarelor coloane nu este influențat de forma maiului. Variind forma maiului de compactare se pot obține diferite eficiențe de compactare a materialului din corpul coloanei sau de îndesare a pământului din jurul acesteia. În cazul amestecului de PSU cu nisip s-a observat o îmbunătățire a stării de îndesare în corpul coloanei față de utilizarea loessului natural, dar cu o eficiență mai scăzută în ceea ce privește îndesarea în lateral.

Laurențiu Dan FURNIGEL

Conducător științific: Prof. dr. ing. Eugeniu Marchidanu - Universitatea Tehnică de Construcții București

Cercetarea formațiunilor de fliș cu privire specială asupra permeabilității rocilor ca teren de fundare pentru baraje

Teza de doctorat se încadrează în domeniul ingineriei civile. Datorită unor condiționări specifice, începând cu a doua jumătate a secolului trecut, unele dintre cele mai importante acumulări de apă s-au realizat în domeniul flișului Carpaților Orientali – Bicăz, Poiana Uzului, Siriu, Măneciu, Săcele, etc.

În lucrare autorul prezintă modele de analiză inginerască a terenului de fundare al barajelor din punct de vedere al permeabilității, pe baza studierii caracteristicilor și răspândirii discontinuităților fizice în masivele de roci stâncoase, a deformabilității rocilor, a particularităților curgerii apei prin fisuri. Teza cuprinde de asemenea elemente privind injectabilitatea rocilor stâncoase, fisurate, dar și studii de caz pe lucrări hidrotehnice de primă importanță (barajele Poiana Uzului, Paltinu, Siriu). Trebuie subliniată în cadrul lucrării contribuția științifică a autorului în legătură cu cercetarea complexă – geologică, mineralogică, microtectonică, geomecanică, hidrogeologică – a terenului de fundare al unor baraje – Azuga (proiectat), Săcele. Atrage atenția cu deosebire contribuția personală a autorului în proiectarea și realizarea testelor complexe geomecanice și hidraulice (permeabilitatea rocii sub sarcină) de pe platforma experimentală de pe valea râului Azuga.

Teze susținute la UTCB în 2013

Georgiana – Sorina FRUNZĂ

Conducător științific: Prof. dr. ing. Loretta Batali - Universitatea Tehnică de Construcții București

Modelarea fenomenelor de interacțiune dintre apele subterane și structurile geotehnice subterane. Aplicare la zona București

Teza de doctorat abordează problematica interacțiunii posibile dintre mediul construit în subteran (în special structuri de sprijin de tip pereți îngropați, tuneluri, galerii de metrou, fundații) și apele subterane. Lucrarea a fost elaborată în cadrul proiectului de cercetare al UTCB „Platformă de gestiune a apei subterane în mediul sedimentar din zona urbană”, acronim SIMPA, finanțat de ANCS. Existența unei platforme de gestiune a mediului subteran din București este de utilitate. Teza de doctorat a contribuit la definirea parametrilor geotehnici specifici pentru pământurile din zona București în cadrul platformei de gestiune pe tehnologie GIS – SIMPA și a ilustrat modul de utilizare a acestora pentru cuantificarea posibilităților interacțiuni în cadrul unor proiecte concrete. Au fost realizate modelări matematice ale interacțiunii dintre apa subterană și caseta Dâmboviței, respectiv incinta de pereți îngropați a obiectivului „Casa Radio”, precum și modelări numerice în cuplaj hidraulic – mecanic pentru aceasta din urmă. Lucrarea de doctorat are un puternic caracter aplicativ, oferind exemple utile de utilizare a platformei SIMPA diferiților specialiști interesați, în diferite etape – proiectare, construcție, exploatare, monitorizare.

Natalia BUTNARCIUC

Conducător științific: Prof. dr. ing. Loretta Batali - Universitatea Tehnică de Construcții București

Evaluarea comportării geocompozitelor utilizate la armarea platformelor de lucru

Teza de doctorat tratează o problemă mai puțin cercetată, aceea a armării platformelor de lucru din material granular cu materiale geosintetice. Obiectivul principal al tezei de doctorat a fost evaluarea și îmbunătățirea metodelor de dimensionare ale platformelor de lucru armate cu materiale geosintetice. A fost realizat un poligon experimental in situ pentru o platformă de lucru a unei macarale de 750 tone în cadrul unui parc eolian din Dobrogea. Platforma a fost armată cu geocompozit de armare instrumentat pentru determinarea deformațiilor și presiunilor. A fost elaborat un model numeric tridimensional al experimentului in-situ în care a fost reprodusă situația de încărcare maximă în timpul căreia au fost înregistrate presiunile de deasupra armăturii și deformația maximă în geogrilă. Pe baza modelului numeric astfel obținut a fost realizată o analiză critică a ghidului curent de proiectare pentru platforme de lucru, BR470 (2004), în urma căreia s-au conturat unele aspecte de îmbunătățire a acestuia. Rezultatele obținute pot duce la economii importante, pe lângă economia de material granular utilizat, la reducerea impactului asupra mediului a acestor tipuri de lucrări, prin îmbunătățirea metodelor de proiectare actuale. Cercetările realizate în cadrul tezei de doctorat au fost realizate la inițiativa și cu sprijinul Naue România, Naue Germania și BBG Germania, precum și cu colaborarea Universității Tehnice din Clausthal, Germania.

Gheorghe PANTEL

Conducător științific: Prof. dr. ing. Loretta Batali - Universitatea Tehnică de Construcții București

Cercetări privind unele aspecte de comportare a materialelor geosintetice utilizate la depozitele de deșeuri

Problematica depozitelor de deșeuri este una foarte actuală pentru țara noastră, dată fiind creșterea constantă a cantității de deșeuri menajere sau industriale produse și necesitatea de a construi noi depozite în condiții de protecție a mediului (așa-numitele depozite ecologice) și de a le închide pe cele existente, care nu respectă aceste condiții. Realizarea unui astfel de depozit de deșeuri implică o serie de aspecte specifice legate de proiectarea sa. În cadrul acestei teze de doctorat au fost abordate două dintre aceste aspecte, și anume: stabilitatea sistemelor de etanșare ale depozitelor de deșeuri amplasate pe pantă și studiul eficienței sistemelor de etanșare și drenare ale depozitelor de deșeuri. În prima parte a tezei s-au analizat fenomenele de pierdere de stabilitate a sistemelor de închidere, cu aplicare la închiderea unui depozit de steril minier. În cadrul acestui studiu de caz s-a realizat o serie de încercări de laborator de forfecare directă la interfața pământ – materiale geosintetice și încercări cu aparatul cu plan înclinat, aparat realizat în cadrul tezei. În a doua parte s-au analizat aspecte legate de infiltrațiile prin sistemele de etanșare de bază și s-au realizat încercări de laborator pentru determinarea debitului infiltrat prin defectele geomembranelor amplasate peste diverse tipuri de pământuri cu ajutorul unui permeametrul special pus la punct. Au fost efectuate și modelări numerice care au fost validate de încercările de laborator. A mai fost studiată, de asemenea, eficiența sistemelor de drenaj prin realizarea unui aparat ce permite determinarea capacității de curgere în plan a geocompozitelor de drenaj în condițiile specifice ale amplasamentului.

Tatiana IVASUC

Conducător științific: Prof. dr. ing. Sanda Manea - Universitatea Tehnică de Construcții București

Soluții de fundare pe terenuri dificile pentru construcții din materiale locale

Cercetările efectuate în cadrul tezei de doctorat s-au axat pe studierea comportării pământurilor argiloase cu umflări și contracții mari (PUCM) ca terenuri dificile de fundare, cât și pentru utilizarea lor ca materiale de construcții. Autoarea a cercetat stabilizarea cu materiale granulare urmărind modificarea structurii interne a PUCM-urilor. Principalele concluzii, în urma încercărilor proprii de laborator și teren, sunt: fiecare pământ se comportă diferit în funcție de compoziția sa mineralogică, „rețeta” de îmbunătățire trebuie stabilită numai pe baza încercărilor de laborator, pentru procente reduse de material granular de adaos efectul îndesării este mai mare decât efectul desensibilizării, presiunea de umflare este singura proprietate care se modifică în cazul amestecurilor cu materiale granulare, încadrând cel mai exact activitatea unui pământ în raport cu apa, alcătuirea graficelor de variație a umflării și a presiunii de umflare în funcție de diferența de umiditate față de umiditatea optimă de compactare conduce la soluții de stabilizare mai eficiente, pentru dezvoltarea unor presiuni de umflare reduse, în cazul desensibilizării cu materiale granulare, se recomandă asigurarea unor grade de compactare de 95-98% la umidități de compactare cu 1...3% mai mari decât umiditatea optimă de compactare, pentru amestecuri de pământuri cu materiale granulare groșiere ($d > 2,0$ mm) este necesară adaptarea încercărilor de laborator, a procedurilor de lucru și a aparaturii, precum și elaborarea unor norme tehnice specifice.

Andreea NICU

Conducător științific: Prof. dr. ing. Iacint Manoliu - Universitatea Tehnică de Construcții București

Contribuții la studiul în laborator al proprietăților dinamice ale pământurilor cu aplicare în proiectarea seismică

Lucrarea de doctorat prezintă atât o sinteză privind cercetările efectuate până în prezent în domeniu, cât și un amplu studiu în laborator a unui pământ granular (nisipul de Ottawa, 20-40) solicitat în aparatul de forfecare simplă ciclică (dublu servo-controlat marca Wykeham-Farrance), aparat ce reproduce cel mai bine în laborator starea de tensiuni cauzată de acțiunea seismică, utilizat în mod frecvent pentru studiul riscului de lichefiere a mediilor granulare. Partea experimentală s-a realizat în cadrul laboratorului de Geotehnică al Școlii de Ingineri de Drumuri, Canale și Porturi al Universității Politehnice din Madrid unde s-au confecționat și încercat 45 de probe de nisip, cu condiții particulare de solicitare. Pentru calcularea rezultatelor experimentale s-a realizat un algoritm de calcul în Matlab ce a permis obținerea parametrilor dinamici ce caracterizează pământul studiat, respectiv modulul de forfecare transversală (G) și amortizarea (D). Interpretarea rezultatelor s-a realizat printr-o analiză calitativă și cantitativă a calculelor și reprezentărilor grafice, conducând la corelații matematice și tendințe de variație cu posibilă aplicabilitate în proiectarea anti-seismică.

CONFERINȚE

A XVIII-a CONFERINȚĂ DE MECANICA PĂMÂNTURILOR ȘI INGINERIE GEOTEHNICĂ

Paris, 2 - 6 septembrie 2013

Conf. dr. ing. Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Parisul, orașul luminilor, a fost gazda celei de-a 18-a Conferință Internațională de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică organizată de către Societatea Franceză de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică în perioada 2 – 6 septembrie 2013. Locul de desfășurare l-a reprezentat Palatul Congreselor, amplasat la jumătatea distanței dintre Arcul de Triumf și cartierul afacerilor, La Defense, o construcție impresionantă dotată cu toate necesitățile – amfiteatre, săli de proiecție, aparatură – pentru organizarea unor astfel de manifestări de mare amploare.

Tema generală a conferinței, *Challenges and Innovations in Geotechnics* – Provocări și Inovații în Geotehnică, multitudinea de sesiuni paralele (28), workshop-urile coordonate de diferitele comitete tehnice (peste 20) au suscitât un interes major, după cum a dovedit-o numărul mare de participanți înscriși de circa 2200, reprezentând 98 de țări. O noutate la acest congres internațional a constituit-o programul prezentărilor care, în primele două zile, a cuprins doar sesiuni plenare, în celelalte două zile fiind programate sesiunile paralele și workshop-urile comitetelor tehnice. Acest mod de organizare, ales la sugestia ex-președintelui ISSMGE, Prof. Jean-Louis Briaud, s-a dovedit a fi unul eficient prin faptul că sesiunile plenare din primele două zile, susținute de specialiști de renume în geotehnică și fundații (S. Lacasse, G. Gazetas, J.L. Briaud, A. Sim, R. Jardine, G. Calabresi, M. Randolph, C. Shackelford, V. Fluteaux, M. Bolton) au cuprins subiecte diferite și detaliate, iar în ultimele două zile multitudinea de sesiuni paralele și workshop-uri au permis ca fiecare participant să își găsească locul în funcție de specialitatea și sfera proprie de interes.



La sfârșitul primei zile de conferință participanții s-au delectat cu vinuri și brânzeturi franțuzești la un *welcome reception* organizat în zona de expoziții a congresului. În seara celei de-a doua zi a fost organizată și masa festivă într-un loc încărcat de istorie și frumusețe al Parisului, Pavillon Dauphine, la marginea pădurii Bois de Boulogne. Congresul s-a încheiat cu organizarea a opt vizite tehnice, pe amplasamente din Paris și din afara acestuia.

Trebuie notată și participarea mare a expozanților la această conferință, mulți dintre ei și sponsori oficiali, din toată gama de activități în geotehnică: aparatură de laborator sau de teren, fundații speciale, geosintetice și protecția mediului, software de inginerie geotehnică.



România a fost reprezentată de o delegație de 23 de persoane, în principal din mediul universitar, Prof. Sanda Manea, Prof. Iacint Manoliu, Prof. Anghel Stanciu, Prof. Anatolie Marcu, Prof. Loretta Batali, Conf. Horatiu Popa, Șef lucr. Ernest Olinic, Șef lucr. Andrei Olteanu, Șef lucr. Vasile Fărcaș, Șef lucr. Diana Țenea, Șef lucr. Dragoș Vintilă, Asist. Iulia Molnar, Asist. Cătălin Burlacu, Asist. Adrian Priceputu, drd. Cristina Tomșa, drd. Monica Dumitru, drd. Arpad Szerzo, drd. Mihaela Marian, dar și din mediul de afaceri, proiectare și execuție, ing. Dragoș Marcu, Dr. ing. Mădălin Coman și ing. Alexandra Ene (Popp & Asoc.), ing. Tudor Saidel (Saidel Eng.), ing. Georgios Tsitsas (Edrasis).

De asemenea, SRGF a fost prezentă prin 6 articole publicate în volumele congresului:

Popa H., Manea, S., Batali, L., Olteanu, A. - *Aspects on designing and monitoring a deep excavation for a highly important structure*. Acest articol a fost prezentat și sub formă de poster.

Burlacu, C., Olinic, E., Manea, S. (UTCB), Uță, P. (Geosond) – *Compacted soil columns for foundations on collapsible soils. Laboratory and in-situ experimental study*.

Chirică, A. (UTCB), Vintilă, D., Țenea, D. („Ovidius” Constanța) – *The geotechnical analysis corresponding to the high road embankment close to a bridge*

Vintilă, D., Țenea, D. („Ovidius” Constanța), Chirică, A. (UTCB) – *Foundation conditions analysis for some eolian power units corresponding to the seismic load influence*

Stanciu, A., Aniculăeși, M., Lungu, I. (UT Iași) – *Soil chart, new evaluation method of the swelling – shrinkage potential, applied to the Bahlui’s clay stabilized with cement*

Alupoae, D., Așuencei, V., Răileanu, P. (UT Iași) – *Time-dependent behaviour of foundations lying on improved ground*



O interesantă inițiativă a comitetului de organizare a fost organizarea la Muzeul Conservatoire Nationale des Arts et Métiers a expoziției: *Les dessous des Grand Travaux* (Dedesubturile marilor lucrări). Expoziția a reunit, pentru publicul larg, exponate ilustrând practic toate domeniile Ingineriei Geotehnice – de la aparatură de investigație geotehnică, la fundații speciale, metode de îmbunătățire a terenului, lucrări de susțineri, materiale geosintetice, filme și jocuri despre Podul Rion – Antirion, o machetă a unui scut de forat tuneluri etc. O extraordinară expoziție a meseriei noastre prezentată publicului larg!



Alegerile desfășurate în prețiaua începerii congresului au adus un nou președinte al ISSMGE pe perioada 2013-2017, în persoana dlui Prof. Roger Frank (Franța). Prof. Frank este o persoană binecunoscută românilor, dânsul fiind un bun prieten al geotehnicii românești, în ultimii peste 10 ani venind aproape în fiecare an în țara noastră, fiind printre altele și reprezentantul *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées* Paris în programul de „double diplôme” cu Universitatea Tehnică de Construcții București (UTCB). Această activitate de susținere a școlii românești de construcții a condus și la conferirea titlului de *doctor honoris causa* de către UTCB domnului prof. Roger FRANK.

CONFERINȚE

A 5-A CONFERINȚĂ EUROPEANĂ DE GEOSINTETICE – EUROGEO 5 Valencia, Spania, 16 – 19 septembrie 2012

Prof. dr. ing. Loretta BATALI – Președinte Filiala București SRGF

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

În perioada 16 – 19 septembrie 2012 Valencia a fost gazda celei de-a 5-a Conferințe Europene de Geosintetice, EuroGeo 5, în organizarea filialei din Spania a IGS (Societatea Internațională de Geosintetice). Lucrările conferinței au avut loc la Centrul de Congrese și Expoziții FERIA Valencia.

Cele mai importante contribuții au fost cele sub formă de *keynote lecture*: „Experiența spaniolă în utilizarea membranelor sintetice la lucrări hidraulice”, prezentată de Manuel Blanco și Angel Leiro, (vicepreședinte, respectiv președinte ai Societății Spaniole); „Geosinteticele: o disciplină remarcabilă cu rezultate remarcabile în trecut și provocări pentru un viitor strălucit”, o excepțională trecere în revistă a domeniului realizată de Jean-Pierre Giroud (SUA); „Performanțele geosinteticelelor utilizate pentru protecția mediului la depozite de deșeuri”, prezentată de Nathalie Touze-Foltz (Franța); „Armarea sistemelor de pavare cu geosintetice”, prezentată de Jorge Zornberg (SUA), președintele IGS.

Lucrările conferinței s-au desfășurat pe 5 sesiuni tehnice: Structuri hidraulice, Structuri din pământ armat, Aplicații de mediu, Transporturi, Aplicații miniere, Control antierozional.

De asemenea, au fost organizate cursuri și sesiuni educaționale pe diferite subiecte: Introducere în geosintetice, Geosintetice în structuri armate, Geosintetice în ingineria mediului etc.

Ca de fiecare dată, expoziția asociată evenimentului a fost una bogată, reunind cei mai importanți actori din domeniu (peste 60 de expozanți).

România a fost reprezentată de: Prof. Valentin Feodorov (FIFIM, IRIDEX Group Construcții), Prof. Loretta Batali (UTCB), Sef lucr. Ernest Olinic (UTCB), Conf. Horațiu Popa (UTCB), ing. Mihaela Ioan (IRIDEX Group Construcții), dr. ing. Andrei Baicu (Viotop), drd. ing. Natalia Butnariuc (UTCB), ing. Laurențiu Mărculescu (Baicons Impex).

Au fost prezentate oral în cadrul sesiunilor tehnice paralele următoarele articole cu autori români:

- L. Batali (UTCB), J. Klompmaker, N. Butnariuc (UTCB) – Poligon experimental pentru monitorizarea comportării geocompozitelor de armare la o platformă de lucru pentru macarale în cadrul unui parc eolian
- S. Manea (UTCB), V. Feodorov (IRIDEX Group Construcții), E. Olinic (UTCB) – Utilizarea materialelor geosintetice la un depozit de deșeuri pe un amplasament în pantă. Studiu de caz
- A.M. Baicu (Viotop), R.I. Chirică (Geostud), L. Talos (Geostud) – Mobilizarea rezistenței la forfecare cu deformația absolută și deformația relativă. Incercări comparative pe casete mari și mici
- A.M. Baicu (Viotop), A. Chirică (UTCB) – O nouă metodă pentru calcule de stabilitate utilizând curbele efort – deformație
- R.I. Chirică (Geostud), L. Talos (Geostud) – Interdependența dintre geotextile și proprietățile pământurilor și importanța sa în alegerea procedurilor

Domnii dr. ing. Andrei Baicu (Viotop) și sef lucr. dr. ing. Ernest Olinic (UTCB) au fost și *chairperson* la secțiunile „Soil reinforcement” și, respectiv „Transport”.



CONFERINȚE

SIMPOZIONUL INTERNAȚIONAL „ASPECTE GEOTEHNICE ÎN EXECUTIA TUNELURILOR ȘI LUCRĂRILOR SUBTERANE” Universitatea Tehnică de Construcții București, Facultatea de Hidrotehnică 31 octombrie 2013

Prof. dr. ing. Loretta BATALI – Președinte Filiala București SRGF

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații



Joi, 31 octombrie 2013 a avut loc la Facultatea de Hidrotehnică a UTCB, Simpozionul „Aspecte geotehnice în execuția tunelurilor și lucrărilor subterane”, organizat de filiala București a SRGF, în colaborare cu Asociația Română de Tuneluri (ART) și Facultatea de Hidrotehnică.

Simpozionul a reunit specialiști din țară și străinătate, proiectanți, executanți și cadre didactice, majoritatea membrii ai filialei București a SRGF.

Cei doi invitați speciali, Prof. Paul Marinos (Universitatea Tehnică Atena) și Prof. Richard Kastner (INSA Lyon) au susținut două foarte interesante *keynote lectures* despre „Lucrări de tuneluri în condiții geologice dificile. Principii de proiectare și aspecte de execuție”, respectiv „Evaluarea și gestionarea tasărilor provocate de forarea tunelurilor”.

Societatea „Metroul” S.A. a prezentat planurile de viitor ale metroului Bucureștean (dr. ing. Ovidiu Arghiroiu) și provocările geotehnice întâlnite la linia 5 a acestuia (dna ing. Viorica Ciugudean).

Dnul ing. Nicolas Poitrineau (SolData) a prezentat, tot pentru linia 5 de metrou, sistemul de detecție și monitorizare în timp real pus în funcțiune pentru reducerea riscului asociat acestor lucrări.

Societatea Edrasis România, prin dnul ing. George Tsitsas a realizat o interesantă trecere în revistă a tehnologiilor de microtuneluri, cu studii de caz din România.

Facultatea de Hidrotehnică a fost reprezentată de dnul șef lucr. dr. ing. Cătălin Popescu (Departamentul de Inginerie Hidrotehnică), cu o lucrare despre lucrările subterane de la amenajarea hidrotehnică Bumbești – Livezeni (co-autori Prof. Radu Sârghiuță și Prof. Dan Stematiu) și de dnul conf. Alexandru Dimache (Departamentul de Hidraulică și Protecția

Mediului) cu o prezentare a rezultatelor unor modelări numerice pentru cuantificarea interacțiunii dintre lucrările subterane și apa subterană (co-autori Șef lucr. Iulian Iancu și Prof. Loretta Batali – Departamentul de Geotehnică și Fundații).

De asemenea, societăți precum Freyrom – Freyssinet (ing. Francois Tronel) sau Atlas Copco (ing. Momcilo Maric) au prezentat diferite tehnologii pentru realizarea tunelurilor și microtunelurilor, iar dnul ing. Mark Meissner, reprezentând asociațiile profesionale pentru lucrări de etanșări din Germania, Austria și Elveția, a prezentat soluțiile moderne de etanșare a tunelurilor cu materiale geosintetice.

Simpozionul s-a bucurat de o prezență numeroasă (cca 70 – 80 de persoane), dovedind interesul pentru subiectele abordate.

Manifestarea a beneficiat de sprijinul financiar al firmelor (în ordine alfabetică): Atlas Copco, Edrasis România, Freyrom – Freyssinet, Metroul S.A., Naue România, SolData.



CONFERINTE

SIMPOZIONUL GEOTEHNICA ȘI GEOSINTETICE. SOLUȚII MODERNE DE ARMARE ȘI ETANȘARE UTCB, 19 septembrie 2013

Prof. dr. ing. Loretta BATALI – Președinte Filiala București SRGF

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Facultatea de Hidrotehnică a UTCB a organizat, împreună cu Filiala București a SRGF și societatea Naue România, un mini-simpozion dedicat soluțiilor moderne de armare și etanșare cu materiale geosintetice. În cadrul simpozionului au prezentat lucrări doi invitați din străinătate:

Ing. Joerg KLOMPMAKER (BBG Bauberatung Geokunststoffe, Germania) - *Îmbunătățirea capacității portante a umpluturilor minerale folosind materiale geosintetice*

Prof. Richard Brachmann (Queen's University, Ontario, Canada) - *Tehnologii sigure de construcție a depozitelor de deșeuri folosind geocompozite bentonitice*

Tot în cadrul simpozionului și-au prezentat tezele de doctorat tinerii:

Ing. Natalia BUTNARCIUC (UTCB) - *Evaluarea comportării geocompozitelor utilizate la armarea platformelor de lucru*

Ing. Gheorghe PANTEL (UTCB) - *Cercetări privind unele aspecte de comportare a materialelor geosintetice utilizate la depozitele de deșeuri*



A V-A CONFERINȚĂ INTERNAȚIONALĂ A TINERILOR INGINERI GEOTEHNICIENI IYGEC, Paris, 31 august – 1 septembrie 2013

Iulia – Consuela MOLNAR

Universitatea Tehnică din Cluj Napoca, Facultatea de Construcții, Departamentul Structuri

Adrian PRICEPUTU

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

A V-A Conferință Internațională a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni a avut loc la Paris, în perioada 31 August - 1 Septembrie 2013, organizată de *Comité Français de Mécanique des Sols*, în cadrul căreia au fost prezentate peste 140 de lucrări de către tineri geotehnicieni membri ai ISSMGE. Lucrările conferinței s-au desfășurat la *Ecole des Ponts - ParisTech* din Paris, iar ședința inaugurală a fost prezidată de către Prof. Dr. Yu-Jun Cui, Armel de La Bourdonnaye, rectorul *Ecole des Ponts ParisTech*; Philippe Mestat, președintele CFMS și Jennifer Nicks, președinte al SYMPG – *Student and Young Members Presidential Group*.

Delegația României, a fost reprezentată de un număr de 6 participanți (2 dintre ei finanțați de SRGF, în urma câștigării concursului național) care au prezentat următoarele lucrări: Adrian **Priceputu** (UTCB) – “Discrete element method software application for cohesionless soils models”, **Iulia Molnar** (UTCN) – “The influence of particle shape and density index on shear strength parameters of Transylvanian sands”, Adrian Andronic (UTCB) – “Non-newtonian fluid parameters calibration for numerical modelling of landslides”, Monica Dumitru (Edrasis) –

“Geotechnical testing for certification of loess improvement by dynamic compaction” și Ion Răileanu (Saidel Eng.) – “Calculations versus measurements of the diaphragm wall trench stability and of the deformations”.



EVENIMENTE



SOCIETATEA ROMANA DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII
Filiala București

organizează

CURSURI DE FORMARE PROFESIONALĂ ÎN EUROCOD 7

Obiectiv: Cunoașterea principiilor fundamentale ale Eurocod 7 și aplicarea lor în proiectarea geotehnică a diferitelor tipuri de lucrări. Aplicarea normativelor de proiectare recente bazate pe principiile Eurocod.

Cui se adresează: Inginerilor constructori proiectanți de structuri geotehnice, altor specialiști interesați

Organizare: Cursul este organizat pe module, cărora le este atribuit un număr de credite. Modulul 1 este obligatoriu.

Modulul 1: Introducere în Eurocod 7. Bazele proiectării geotehnice

Obiectiv: cunoașterea principiilor de bază ale Eurocodurilor structurale, a principiilor de calcul la stări limită, prezentarea stărilor limită specifice EC7

Modulul 2: Proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață

Obiectiv: cunoașterea în detaliu a proiectării geotehnice a fundațiilor de suprafață conform Eurocod7 și NP 112

Modulul 3: Proiectarea geotehnică a fundațiilor de adâncime

Obiectiv: cunoașterea în detaliu a proiectării geotehnice a fundațiilor de adâncime conform Eurocod 7 și NP 123

Modulul 4: Proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere

Obiectiv: cunoașterea în detaliu a proiectării geotehnice a lucrărilor de susținere (ziduri de sprijin, pereți îngropați, pământ armat, ancoraje) conform Eurocod 7, NP 124 și NP 114

Modulul 5: Proiectarea geotehnică a rambleelor și analiza stabilității pantelor

Obiectiv: cunoașterea în detaliu a proiectării geotehnice a rambleelor și a modului de analiză a stabilității pantelor conform EC7

Modulul 6: Investigarea geotehnică conform Eurocod 7

Obiectiv: Introducere în Eurocod 7 – partea a 2-a – investigație geotehnică

Modulul 7: Fundarea pe pământuri dificile

Obiectiv: Cunoașterea principiilor fundării construcțiilor pe pământuri dificile conform NP 125 și NP 126

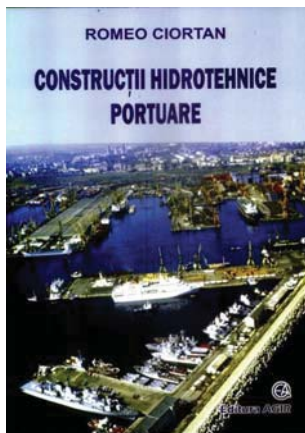
Formatori: Cadre didactice cu experiență, elaboratori de normative, standarde și ghiduri de proiectare

Certificare: Atestat de formare eliberat de SRGF

Prima rundă de formare: în 2014, la UTCB

Pentru înscrieri, costuri și alte detalii vă rugăm să vă adresați: **Prof. Loretta Batali** – Președinte filiala București a SRGF: loretta@utcb.ro, loretta.batali@gmail.com, tel. 021-2421208/263, mobil: 0745040975

Construcții hidrotehnice portuare – Romeo Ciortan



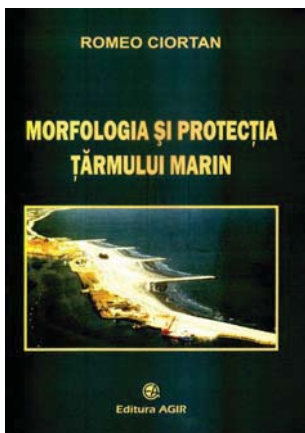
Dezvoltarea transporturilor pe apă în România este favorizată de existența a peste 200 Km de zonă litorală, pe coasta Mării Negre și a cca. 1.100 Km căi navigabile interioare constituite din fluviul Dunărea, cursurile inferioare ale principalilor săi afluenți și canale. Pentru valorificarea acestui potențial navigabil au fost realizate peste 30 de amenajări portuare, unele de o deosebită complexitate, integrate cu sistemul de transport rutier și feroviar al României. Se pot asigura astfel legăturile maritime cu toate oceanele lumii, iar pe fluvii cu țările Europei Centrale și de Vest. Hinterlandul Dunării a fost lărgit considerabil prin construirea canalelor Dunăre–Marea Neagră și Poarta Albă–Midia–Năvodari, care conectează Dunărea cu porturile maritime Constanța și respectiv Midia.

Principalele tipuri de construcții hidrotehnice portuare sunt cele de adăpostire – digurile și cele de acostare – cheurile. Soluțiile constructive au evoluat constant pe măsura aprofundării cunoașterii referitoare la acțiunea mediului marin asupra materialelor de construcție și a perfecționării metodelor de calcul. Pentru stabilirea acestor soluții, atât la construcțiile de adăpostire cât și la cele de acostare trebuie să se țină seama de principala forță hidrodinamică maritimă, valul, de sarcinile de exploatare și de natura terenului.

Complexitatea aspectelor privind dimensionarea construcțiilor portuare, costul ridicat al acestora impune o activitate de cercetare pentru optimizarea soluțiilor, arătând într-un capitol al cărții căile posibile de cercetare.

Viața îndelungată pe care trebuie să o asigure lucrările de o asemenea anvergură cum sunt cele portuare, obligă la a acorda o maximă importanță exploatarea tehnică a construcțiilor aferente. Ultimul capitol este dedicat acestui aspect

Morfologia și protecția țărmului marin – Romeo Ciortan



Țărmul marin constituie o zonă în care se întâlnesc în mod benefic cel mai adesea, dar uneori și distructiv elemente ale mediului natural (coasta terestră, valurile, vânturile) cu elemente antropice și reprezintă pentru foarte multă lume un loc de agrement și relaxare, în special în perioada de sezon cald, dar pentru inginerul hidrotehnician aceasta este o zonă de interacțiune permanentă între forțele mării și uscat. Forțele mării acționează neconținut, de multe ori degradând ireversibil linia țărmului, mai ales când curentul aluvionar nu poate compensa degradările.

Când și cum se poate asigura un echilibru al acestor influențe? Răspunsuri la aceste întrebări se prezintă în lucrarea de față “Morfologia și protecția țărmului marin”, lucrarea îmbină aspectele teoretice legate de morfologia, alcătuirea și evoluția țărmurilor marine cu aspecte mai practice ce permit alegerea și dimensionarea lucrărilor ingineresti de apărare a coastelor marine, respectând diferitele principii științifice proprii domeniului.

Prezenta lucrare intitulată „Morfologia și protecția țărmului marin” cuprinde noțiuni asupra apei mării în special asupra Mării Negre, tratează aspectele privind materialul litoral și influența asupra acestuia a diferiților factori ca valurile, curenții, vântul etc. Este prezentată astfel morfologia litorală și mecanismul general de deplasare a liniei țărmului. De asemenea sunt arătate metodele și soluțiile de protecție a țărmului prezentând lucrările de apărare activă transversale și longitudinale, lucrări pasive pentru apărări de mal sau dinamice, respectiv înnisiparea artificială, tranzit artificial etc. Se dă o atenție deosebită exploatarea și monitorizării ansamblului lucrărilor de protecție costieră, care depind atât de construcția în sine cât și de interacțiunea cu mediul ambiant, impunându-se conceptul de „proiectare continuă”. Sunt prezentate și noțiuni specifice privind protecția mediului în cazul unor amenajări costiere. În final, este prezentat și specificul natural al litoralului românesc, ca și lucrările executate în decursul timpului.



ZÜBLIN

ZÜBLIN ROMANIA SRL execută lucrări de:

- Incinte din pereți mulați, piloți secanți, palplanșe sau sprijiniri berlineze;
- Piloți / coloane cu diametre între 400 ÷ 2000mm;
- Barete;
- Minipiloți armați și injectați cu diametre între 133 ÷ 250mm;
- Ancore cu bară rigidă, ancore autoforante, step anchors, ancore lita;
- Injectări cu suspensie de ciment și prin metoda jet-grouting;
- Protecții de mal verticale, cu pereți din anrocamente, gabioane;
- Consolidări de terenuri prin silicatizări;
- Consolidări de terenuri în adâncime prin coloane vibropresate, piloți de var, șnec invers și compactare cu mai foarte greu;
- Torcretări și stabilizări de taluzuri;
- Epuizmente și depresionări;
- Incercări statice de probă la capacitate portantă pe piloți / minipiloți /ancore și barete;
- Incercări prin metoda carotajului sonic și metoda ultrasonică de impuls;



ZÜBLIN ROMANIA SRL

Sediu social: Strada Calea 13 Septembrie nr. 90, Sector 5, București, cod 050726

Punct de lucru: Strada Domnița Ruxandra nr.12, Sector 2, București, cod 020562

Tel: +40-21-212-08-89; +40-21-212-08-91; +40-37-275-30-03;

Fax: +40-21-212-57-47

www.zublin.ro Email: office@zublin.ro

COMEMORĂRI

IN MEMORIAM

PROFESOR DOCTOR INGINER MIRCEA FLOREA

Conf. dr. ing. Florica STROIA, Dr. Florin A. RĂDULESCU, Asistent drd. ing. Mihaela ROCA
Universitatea București



Profesorul Florea Mircea, român cu rădăcini puternice pe frumoasele meleaguri bucovinene, a venit pe lume la Baia, fosta capitală a Moldovei. Provine dintr-o familie de agricultori, cu 11 copii, din care au trăit doar 8, iar dintre aceștia patru au învățat carte. A urmat liceul teoretic „Nicu Gane”, pe care l-a absolvit în anul 1948. A absolvit Facultatea de Geologie a Institutului de Mine București, în anul 1953.

După terminarea facultății (în 1953) a fost reținut ca asistent, la dorința rectorului Nicolae Petrulian (al Institutului de Mine), la catedra profesorului Ștefan Ghika Budești, care i-a fost mentor până la dispariția acestuia în 1959. În prima perioadă a activității didactice s-a ocupat de Mecanica Rocilor, iar în cadrul Comitetului Geologic, unde a fost angajat colaborator extern, a studiat și aprofundat alunecările de teren, domeniu care l-a preocupat și după pensionarea sa. De altfel, în perioada 1962 – 1976 s-a ocupat în cadrul Institutului de Studii și Proiectări Energetice (ISPE) de alunecări de teren, dar și de implicarea ingineriei geologice în domeniul construcțiilor, în special la o serie de termocentrale din Moldova, Muntenia și Oltenia.

În 1967 – 1968 urmează o specializare în Statele Unite (statul New York) în problema alunecărilor de teren și a consolidării taluzurilor.

Rezultatele studiilor privind stabilitatea pantelor sunt cuprinse în cartea privind alunecările de teren și taluze (publicată în 1981). Primește pentru aceasta Premiul Academiei Române “Gh. Munteanu-Murgoci”, fiind sprijinit în acest demers de academicienii Gh. Murgeanu și Nicolae Petrulian, ca și de profesorul Radu Botezatu.

A devenit doctor în științe tehnice în 1970, iar din 1990 a fost conducător de doctorat.

În domeniul Geologiei Inginerești, profesorul Mircea Florea a studiat în mod consecvent iazurile de decantare din industria minieră.

Profesorul Florea a format generații de ingineri geologi (din 1953) care au contribuit la creșterea nivelului tehnico-științific al studiilor de inginerie geotehnică din unitățile de cercetare, proiectare și execuție. De o importanță practică deosebită pentru economia țării, aceste studii au vizat inclusiv alimentări cu apă, resurse de ape minerale și problemele hidrogeologice ale zăcămintelor de lignit (asecare).

Demn urmaș al Profesorului Ștefan Ghika Budești, Profesorul Mircea Florea a dezvoltat și condus primul laborator de Geomecanică al Facultății de Geologie și Geofizică. Rezultatul studiilor întreprinse de prof. Mircea Florea sunt cuprinse și în două tratate, de mare utilitate pentru specialiștii din domeniu: “Geologie inginerească” (vol I, II, 1980, 1981, Editura Tehnică) și “Mecanica rocilor” (1983, Ed. Tehnică, 332 pagini). Tratatul privind geologia inginerească a fost publicat cu încă 10 autori, sub coordonarea geologului Ion Bancilă. Trebuie specificat faptul că lucrarea din 1983, este cea de-a doua carte referitoare la mecanica rocilor, după cea elaborată în 1962 de prof. M. Stamatiu.

Profesorul a fost membru a mai multor societăți profesionale. A fost fondator al Societății de Geologie – Geomecanică “Ștefan Ghika Budești” (1994), membru al Fundației geologice “Ion Athanasiu” (2004), membru corespondent al Academiei de Științe Tehnice din România.

A publicat peste 100 de lucrări la diferite conferințe naționale și internaționale.

În plan familial, a fost căsătorit, a avut două fete (una chimistă și cealaltă economistă) căsătorite, care i-au dat trei nepoți. De-a lungul timpului familia a constituit sprijinul moral, dar și motivația principală a acțiunilor profesorului M. Florea.

În încheierea acestei succinte prezentări, (evident incompletă) dorim să adăugăm faptul că profesorul Mircea Florea s-a dovedit a fi un dascăl și cercetător pasionat de meseria sa.

Foștii studenți și colaboratori își vor aminti întotdeauna figura luminoasă, profund umană a profesorului.

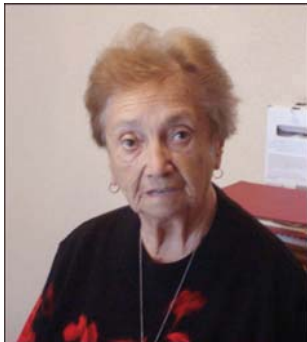
COMEMORĂRI

IN MEMORIAM

INGINER MARGARETA BĂLAN

Prof. dr. ing. Sanda MANEA – Președinte SRGF

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații



Activitatea profesională de o viață a Doamnei ing. Margareta Bălan, membră de onoare a Societății Române de Geotehnică și Fundații a fost dedicată domeniului Ingineriei Geotehnice din România.

Contribuțiile Doamnei inginer Margareta Bălan la cunoașterea comportării loessului, terenul specific zonei în care a muncit până la vârsta de peste 80 de ani, zona Galați sunt bine cunoscute și apreciate pe plan național.

Membru fondator activ al SRGF, D-na. ing. Margareta Bălan s-a remarcat ca specialist al domeniului, dar și ca organizator al unor manifestări științifice de referință, Conferința Națională de la Galați din anul 1987 fiind un jalon în activitatea SRGF.

Practic la orice lucrare inginerească din zona Galați Doamna Inger Margareta Bălan a fost consultată, opinia exprimată fiind adeseori hotărâtoare în aplicarea soluțiilor de fundare.

Un omagiu edificator pentru personalitatea și activitatea sa a fost adus la decesul său din anul 2012 în ziarul local *Viața liberă* printr-o serie de articole din care cităm:

„Ingera Margareta Bălan, „Bambina” pentru prieteni, era un specialist temut pentru constructorii fără obraz și afaceriștii fără onoare: cât a putut, nu ne-a lăsat să ne batem joc construind ca să surpăm malul Dunării, să ne încropim clădiri prost fundate, a atras atenția, deranjând pe mulți, asupra instabilității Falezii, din acest motiv a fost un om incomod! Peste jumătate de secol de inginerie aplicată și experimente, descoperind un oraș care se scufunda în pământ și inventând soluții pentru fundarea acestui sol unic!

Specialist în geologie și hidrogeologie, singurul expert și verificator de proiecte gălățean atestat guvernamental în rezistența și stabilitatea terenurilor de fundație, a fost 33 de ani șefa Atelierului Geotehnic la fostul Institut de Proiectări Județean, acum S.C. Proiect S.A., proiectantul majorității clădirilor gălățene de după război. A construit un poligon experimental pentru a cerceta și găsi soluții, a salvat apoi străzi, blocuri, case sau biserici și s-a preocupat de soarta hrubelor de sub Galați, pe nedrept ignorate.

[...] A inițiat, în anii '60, fundațiile pe piloți: «Eu le-am inițiat. Am adus bani, m-am luptat, i-am lămurit pe toți», mi-a povestit. A apelat și la un mare specialist rus. A construit apoi un autopenetrometru, ca să verifice calitatea consolidării.

După schițele făcute în atelierul de proiectare pe care îl conducea, s-a realizat aparatura la Institutul de Cercetări în Construcții București. «Am făcut poligon experimental și am demonstrat că, dacă loess-ul nu se consolidează, cartierul Dunărea se tasează la umezire 87 de cm. Vă imaginați ce-ar fi fost! Pe urmă s-au bătut acolo piloți de pământ de 22 de metri. În Țiglina 1 aveau doar șapte metri și de aceea se tasează și acum... N-am putut să stăpânesc ridicarea nivelului apei. Asta n-o poate stăpâni nimeni! Carbonatul de calciu conținut de loess, în contact cu apa, face ca pământul să-și micșoreze de mai multe ori volumul.» A fost ultimul paznic al farului care ne arăta drumul exact către viitorul sigur al orașului de schele.”

(„Viața Liberă, 3 mai 2012, 5 mai 2012 – Victor Cîlinca)

Încheiem această aducere aminte prin cuvintele respectuoase ale unui fost colaborator:

„Cei care au cunoscut-o, dar mai ales cei care locuiesc în miile de apartamente construite pe baza soluțiilor date de ingenera Bălan, îi vor păstra veșnică amintirea. A reușit să afle și să stăpânească secretele rocii numite loess, formată din praful transportat de vânt din străfundurile Asiei, a trăit o viață lângă aceasta și învingătoarele ei, sonetele Uralei și acum același loess a primit-o să se odihnească veșnic.” (Ion Cetățeanu)



AGISFOR

Bucuresti - Romania

Tel : +40 21 2230316 +40 21 2241908 Mail : daniel_culita@yahoo.com
+40 21 2230317 Web : www.gisfor.ro
Fax : +40 21 2230317 +40 21 2241908



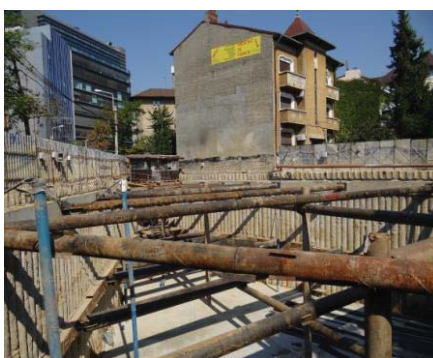
- 2 instalatii BAUER BG7
- 1 instalatie BAUER BG9
- 2 instalatii WIRTH ECODRILL 10
- 2 instalatii BAUER BG22H
- 2 instalatii BAUER BG24H
- 1 instalatie BAUER BG25H
- 1 instalatie Lebherr LRB155
- 1 instalatie BERRETA T44
- 1 penetrometru static PAGANI TG73 – 200
- 1 echipament de incercare piloti ENERPAC
- 3 buldo-excavatoare CAT
- 1 trailer NOOTEBOOM EURO 95-24 - 2+4
- Mijloace de transport diverse



AGISFOR srl executa intre 50000 si 100000 ml de piloti / coloane / pe an de diferite diametre si adancimi pentru :

- **Constructii civile si industriale in tara si in strainatate:**

- Floreasca Business Park
- Swan Office Park
- Unicredit Tiriace Center
- Sema Park
- Polus Constanta
- Combinat Midia Navodari
- Centrala electrica Samsun Turcia



- **Lucrari portuare :**

- Santier naval Daewoo Mangalia
- Santier naval Constanta
- Santier naval DAMEN Galati
- Santier naval STX Tulcea
- Santier naval Turnu Severin



- **Lucrari pentru drumuri , poduri si autostrazi :**

- Autostrada A1 – Sebes – Orastie
Arad - Timisoara
- Autostrada A2 – Drajna – Fetesti
- Autostrada A3 – Codrii Vlasiei - Snagov
- Autostrada Transilvania – Turda - Gilau
- Centura ocolitoare Arad
- Centura ocolitoare Suceava
- DN2 – Pod Maracineni
- DJ709E – Pod Pecica
- DN5 – Pod Calugareni
- DN 15a – Hangu - Lacul Bicz
- DN6 – Centura ocolitoare Alexandria
- DN79 – Arad - Oradea
- Pasaj Suprateran Craiova



**PROIECTARE
CONSULTANȚĂ
EXECUȚIE**



Parcuri eoliene:

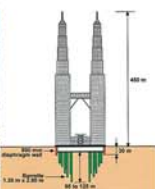
Grădina
Gemenele
Corugea
Casimcea
Schela
Mihai Viteazu
Alizeu
Chirnogeni
ROMÂNIA



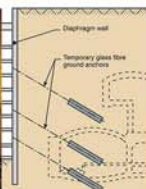
Al Raha Beach
ABU DHABI



Kuala Lumpur City Center
MALAEZIA



Parcare Provence-Opera
Paris, FRANȚA



Doc uscat, Concarneau
FRANȚA



Doc, Moma Sands
MOZAMBIC



Geomix
2007



Parcare Piața Universității
București, ROMÂNIA



Sediu Poliția de Frontieră
București, ROMÂNIA



Baraj Vârșolț
ROMÂNIA



Sail Marina Bay
SINGAPORE



Springsol
2011



Parcare
BELGIA



Casa Radio, București
ROMÂNIA



Piloți bătuți
anii '50



Metrou C903
SINGAPORE



Ground Zero
New York, SUA



Baraj Wolf Creek
SUA



City Business Center
Cluj Napoca, ROMÂNIA



Palmier Jebel Ali
DUBAI



By Pass Caransebeș
ROMÂNIA



Vincom B
VIETNAM



Cheu portuar Port2000
Le Havre, FRANȚA



Miami Link
SUA



Screwsol
2005



Sefar, Sighișoara
ROMÂNIA



Piloți foraj
anii '60



Tunel metrou
Toulouse