

BULETINUL ȘTIINȚIFIC

AL

**UNIVERSITĂȚII TEHNICE
DE CONSTRUCȚII
BUCUREȘTI**

SERIE NOUĂ

Nr. 2 Iunie 2013

Disclaimer

With respect to documents available from this journal neither T.U.C.E.B. nor any of its employees make any warranty, express or implied, or assume any legal liability or responsibility for the accuracy, completeness, or usefulness of any information, apparatus, product, or process disclosed.

Reference herein to any specific commercial products, process, or service by trade name, trademark, manufacturer, or otherwise, does not necessarily constitute or imply its endorsement, recommendation, or favoring by the T.U.C.E.B.

The views and opinions of authors expressed herein do not necessarily state or reflect those of T.U.C.E.B., and shall not be used for advertising or product endorsement purposes

.....

Cu privire la documentele prezente în acest buletin, nici UTCB și niciunul din angajații săi nu garantează, explicit sau implicit, și nici nu își asumă vreo obligație legală sau responsabilitate pentru corectitudinea, caracterul complet sau utilitatea oricăror informații, aparate, produse sau procese prezentate.

Orice referință care se face în documentul de față la produse comerciale, procese sau servicii, folosindu-se numele de marcă, numele producătorului sau altele de același tip nu constituie în mod necesar o susținere, recomandare sau favorizare a acestora de către UTCB.

Părerile și opiniile autorilor, exprimate în documentul de față, nu reflectă în mod necesar părerile și opiniile UTCB și ele nu vor fi folosite pentru a face reclamă sau pentru a susține vreun produs

CUPRINS

CREAREA UNUI GIS PENTRU REȚELELE DE APĂ REZIDUALĂ ȘI APA PLUVIALĂ ÎN INCINTE INDUSTRIALE	5
Ausama Altadmory	
MODIFICAREA PERIOADEI FUNDAMENTALE A CONSTRUCȚIILOR CU MAI MULTE NIVELURI SUBTERANE, ÎN FUNCȚIE DE MODUL DE CONLUCRARE CU TERENUL CONSIDERAT ÎN CALCUL	13
Mădălin-Vasile Coman	
PROBLEME PUSE DE INTERACȚIUNEA TEREN – APE SUBTERANE LUCRĂRI DE INFRASTRUCTURĂ ÎN ZONELE URBANE.....	22
Georgiana Frunză	
ASPECTE PRIVIND CERCETAREA PERMEABILITĂȚII ROCILOR STÂNCOASE FISURATE.....	34
Laurențiu Furnigel	
PERMEABILITATEA BETOANELOR PREPARATE CU CEM II/B-M(S-LL)32,5R.....	47
Radu Gavrilescu	
COMPORTAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT DE ÎNALTĂ PERFORMANȚĂ.....	55
Luma Ahmed Aday Al-Jumaili	
PERFORMANȚELE RETENȚIILOR DIN PĂMÂNT ARMAT	61
Dan Adrian Mocanu	
ANALIZA DEPLASĂRILOR ȘI DEFORMAȚIILOR ÎN CAZUL OBIECTIVELOR HIDROENERGETICE.....	66
Alexandra Popa	
EFFECTUL ORDINEI DE APARIȚIE A ARTICULAȚIILOR PLASTICE ASUPRA RĂSPUNSULUI STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ	73
Dumitru-Teodor Posea	
STABILIREA DRIFT-ULUI ADMISIBIL PENTRU CLĂDIRILE CU PLANȘEE DALĂ AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE.....	81
Sebastian Ștefănescu	
APLICAȚII ALE SCANĂRII LASER LA OBIECTIVE INDUSTRIALE.....	89
Norbert-Szabolcs Suba	
STUDII PRIVIND OPTIMIZAREA SISTEMELOR DE CANALIZARE ȘI MANAGEMENTUL NĂMOLULUI ÎN AGLOMERĂRILE URBANE DIN JUDEȚUL ARGEȘ	95
Manuela Văcărel	
TEHNICI ȘI TEHNOLOGII PENTRU REALIZAREA PORTALURILOR DE DATE SPAȚIALE ȘI INTEGRAREA SERVICIILOR DE CORECȚII DIFERENȚIALE GPS.....	103
Fănică-Lucian Zavate	

CREAREA UNUI GIS PENTRU REȚELELE DE APĂ REZIDUALĂ ȘI APĂ PLUVIALĂ ÎN INCINTE INDUSTRIALE

CREATING A GEOGRAPHIC INFORMATION SYSTEM FOR WASTE AND RAIN WATER NETWORKS IN INDUSTRIAL SITES

AUSAMA ALTADMORY¹

Rezumat: GIS-ul și teledetecția sunt instrumente puternice care oferă soluții pentru problemele resurselor de apă, cum ar fi: evaluarea calității apei, gestionarea problemelor legate de inundații, gestionarea resurselor de apă. Această lucrare își propune să descrie modalitatea practică de realizare a unui GIS pentru rețelele de apă pluvială și ape uzate precum și modul în care poate fi actualizat și întreținut. Proiectul se referă la gestionarea rețelelor de drenaj existente într-o rafinărie de zahăr bazându-se pe proiectele rețelelor de apă pluvială și ape uzate. În acest scop de creează o bază de date spațială care conține informații tehnice pentru toate tipurile de rețele implicate în astfel de lucrări.

Cuvinte cheie: ape uzate, GIS, rețelele de drenaj, țevi, cămine

Zona de studiu: Siria, Homs, rafinăria de zahăr

Abstract: GIS and remote sensing are powerful tools that provide solutions for water resource issues such as water quality assessment, flood management issues and water resources management. This paper aims to describe the practical implementation of a GIS into rainwater and wastewater networks and how it can be updated and maintained. The project describes the existing drainage network management in a sugar refinery based on rainwater and wastewater network systems. The purpose is the creation of a spatial database containing technical information for all types of networks involved in such works. [2]

Keywords: waste water, GIS, drainage networks, pipes, tanks

Study area: Syria, Homs, sugar refinery

1. Introducere

Compania Națională de zahăr din Siria este o investiție a unui consorțiu internațional în sectorul industriei alimentare. Rafinăria de zahăr este situată la 25 km sud de centrul orașului Homs. Dimensiunea instalației și capacitatea sa de producție o face să fie a doua cea mai mare din lume. Lucrarea de construire a rafinăriei de zahăr situată în Jander în provincia Homs au început în luna mai 2008 iar valoarea investiției a fost de 90 de milioane de dolari. Potrivit datelor disponibile, capacitatea de producție a rafinăriei este de un milion de tone de zahăr anual.

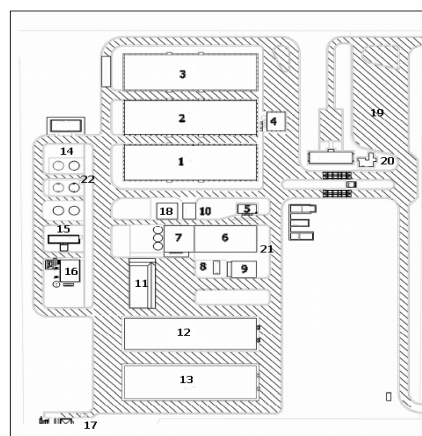


Fig. 1 – Rafinărie- secțiuni

¹ Drd ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD Student, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Geodezie (Faculty of Geodesy), e-mail: ausamat@hotmail.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Moldoveanu Constantin, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng., Technical University of Civil Engineering Bucharest)

Astăzi se produc 2500 tone de zahăr pe zi, consumul anual de zahăr în Siria pe cap de locuitor fiind 37.3 kg. Aceasta înseamnă că necesarul de, 900000 tone pe an este asigurat numai de aceasta fabrică, restul fiind este exportat. Rafinăria conține 22 secțiuni prezentate în figura 1.

2. Tipuri de sisteme de drenaj

Există trei tipuri de sisteme de drenaj care deservește rafinăria: rețeaua de apă pluvială, rețeaua de apă reziduală și rețeaua de ape chimice.

Rețeaua de apă pluvială

Rolul acestei rețele este de a drena apa de ploaie de pe străzi și trotuare printr-o rețea de drenaj de suprafață care colectează apa care apoi se scurge în cămine distribuite pe toată suprafața, aproximativ 100 de cămine pentru apa de ploaie. Căminele sunt conectate cu tuburi de PVC, care au diametrul variind între 15-50 cm iar panta variind între 0,5 - 1%.

Rețeaua de apă reziduală

Această rețea este împărțită în două secțiuni, misiunea primei secțiuni este de a drena apa de canalizare din clădirile administrative și de servicii iar misiunea celei de-a doua este de a drena apa produsă de turnurile de răcire, apoi cele două secțiuni sunt legate la căminul "MS18" pentru a conduce apa până la unitatea de tratament și apoi pentru a fi eliminată din incintă. Căminele sunt conectate cu tuburi de PVC, care au diametrul variind între 10-35 cm, iar panta variind între 0,5 - 1%.

Rețeaua de ape chimice

Rețeaua de ape chimice este compusă din 9 cămine conectate prin conducte speciale (c-PVC) pentru drenarea apei produsă în clădirea de procesare către unitatea de tratare, diametrul conductei fiind de 20 cm.

3. Crearea unui sistem informatic geografic pentru rețelele de apă pluvială și apă reziduală

Este nevoie de două tipuri de date pentru a crea sistemul: datele de tip punct care se referă la cămine și datele de tip linie care se referă la conducte. Primul pas constă în pregătirea datelor disponibile pentru a fi importate într-un software GIS. Al doilea pas constă în realizarea unei baze de date spațiale pentru fiecare rețea prevăzută cu norme specifice care să ne ajute să efectuăm procesul de urmărire și analiză al elementelor rețelei.

Pregătirea datelor pentru a fi importate în ArcGIS

Proiectele necesare rafinăriei se referă la:

Amenajarea teritoriului, detaliile căminelor pentru apele pluviale, detaliile căminelor pentru apele reziduale, planul conductelor pentru apele pluviale, planul conductelor pentru apele reziduale, tabele ce conțin informații legate de poziția și de proiectarea căminelor. Software-urile utilizate: ArcGIS 10, AutoCAD 2004, Microsoft Excel 2007.

Tabelele Excel conțin datele de proiectare ale fiecărui cămin ce au fost extrase din AutoCAD legate de informații spațiale, după cum urmează:

ID: numărul de identificare al căminului

Tip: definește tipul căminului (apa pluvială sau apa reziduală)

X, Y: coordonarea centrului căminului

Dimensiuni: dimensiunea interioară a căminului

Cut_lvl: se referă la nivelul inferior al căminului
 Outlet_lvl: reoferindu-se la nivelul țevii de ieșire
 Manhole_lvl: nivelul superior al căminului
 Imagine: o fotografie cu detaliile de proiectare ale căminului

Trei fișiere Excel au fost create în mod independent pentru fiecare rețea, iar fișierele sunt gata pentru a fi importate în programul ArcGis pentru a începe construirea bazei de date.

Construirea bazei de geodate

Baza de geodate este o colecție de seturi de date geografice de diferite tipuri, care sunt principalul mecanism folosit pentru a organiza și de a folosi informațiile geografice în ArcGIS. Baza de geodate conține trei tipuri de seturi de date principale:

- clasele caracteristicilor (Feature classes)
- seturi de date raster
- tabele

Sunt 2 tipuri de baze de geodate:

- Baza de geodate fișier care stochează seturi de date într-un fișier în computer. Fiecare set de date este organizat ca un fișier și poate fi de până la 1 TB.
- Baza de geodate personală care stochează seturi de date într-o bază de date de tip Access. mdb pe disc. Dimensiunile de stocare a bazei de geodate personale sunt limitate în mod efectiv între 250 și 500 MB pentru întreaga bază de geodate și sunt suportate numai pe Windows.[1] [3] Pentru baze de date de dimensiuni mai mari pot fi utilizate alte baze de date (DB2, Oracle).

În această etapă de lucru au fost importate tabelele în ArcGIS și au fost transformate în shapfiles bazate pe sistemul de coordonate sirian definit în software-ul "Projected Coordinate System: Deir_ez_Zor_Levant_Stereographic ". S-a creat o bază de geodate de tip fișier și s-au importat fișierele de tip punct ale claselor:

Cămine pentru apa pluvială
 Cămine pentru apa reziduală
 Căminele de apa chimică

Următorul pas este de a crea 3 clase ale elementelor de tip linie (conducte) în baza de geodate pentru fiecare rețea și trasarea liniilor de conectare a căminelor pentru a finaliza rețelele. (Figurile 2 și 3).

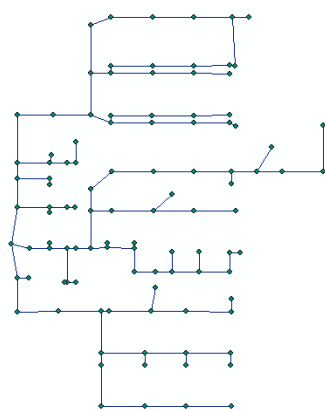


Fig. 2 – Rețeaua de apă pluvială

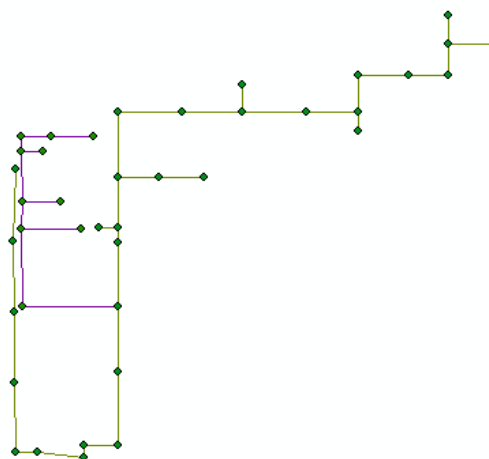


Fig. 3 – Rețeaua de apă reziduală

Construirea rețelelor geometrice

O rețea geometrică este o relație de conectivitate între o colecție de clase de elemente într-un set de date. Fiecare element are un rol în rețeaua geometrică, fie o muchie fie o joncțiune. Clasele multiple pot avea același rol într-o singură rețea geometrică.

Metodologia de bază pentru a crea o rețea geometrică este de a determina care sunt clasele de obiecte care vor participa la rețea și ce rol va juca fiecare. Opțional se pot specifica o serie de parametri care caracterizează rețeaua.

În acest proiect sunt trei rețele diferite și fiecare rețea are o clasă de elemente de tip punct - "cămine" și o clasă de elemente de tip linie- "conducte". Când se construiește o rețea geometrică, clasele de elemente trebuie să existe deja în setul de date, deci se vor crea 3 seturi de date de clasă ale elementelor conținând fișierele căminelor și conductelor.

O rețea geometrică este un set de muchii conectate și intersecții, împreună cu normele de conectivitate, care sunt folosite pentru a reprezenta și modela comportamentul unei rețele comune de infrastructură în lumea reală. Clasele de obiecte ale bazei de geodate sunt folosite ca surse de date pentru a defini rețeaua geometrică. Se pot defini rolurile pe care diferite elemente le vor juca în rețeaua geometrică și regulile pentru modul în care circulă resursele prin rețeaua geometrică.[7]

Rețele geometrice sunt compuse din două elemente principale: margini și joncțiuni. Marginile - O margine este un element care are o lungime prin care curge un produs. Marginile sunt create din clasele de tip linie ale elementului dintr-un set de date.

Exemple de margini: conducte de apă, linii de transport electricitate, conducte de gaz și linii telefonice.

Joncțiuni- O joncțiune este un element ce permite ca două sau mai multe margini să se conecteze și care facilitează transferul resurselor și fluxul între margini. Joncțiunile sunt create din clasele de tip punct ale elementelor într-un set de date ale acestora. Exemple de joncțiuni: siguranță, switch-uri, robinete, și supape

Rețelele sunt adesea folosite pentru a modela sistemele din lumea reală în care direcția de deplasare prin rețea este bine definită. De exemplu, într-o rețea de apă, direcția de curgere a apei poate fi de la o stație de pompare spre un client sau de la clienți la o instalație de tratare. Rețele geometrice sunt un exemplu al unui sistem de flux direcționat unde fiecare margine are o direcție fixă de curgere, cum ar fi o rețea de curgere a unui râu în aval, interiorul canalelor hidrologice.

Direcția de curgere într-o rețea se calculează de la o serie de surse și bazine. În acest proiect apa este condusă de la bazin către stația de epurare așa că se va folosi doar opțiunea bazin (Sink).

Joncțiunile în rețelele geometrice pot acționa ca surse sau bazine. Când se creează o nouă clasă nod de elemente într-o rețea, se poate specifica ce clase nod de elemente dispune de elemente al căror rol auxiliar ar putea fi surse, bazine, sau nici unul. Dacă se specifică că aceste elemente pot fi surse sau bazine, un câmp numit AncillaryRole se adaugă la clasa de elemente pentru a înregistra dacă acest element acționează ca o sursă, bazin, sau nu. Dacă nu este deja prezent, un domeniu numit AncillaryRoleDomain va fi creat și asociat cu clasele de elemente care acționează ca surse sau bazine. (Figura 5)

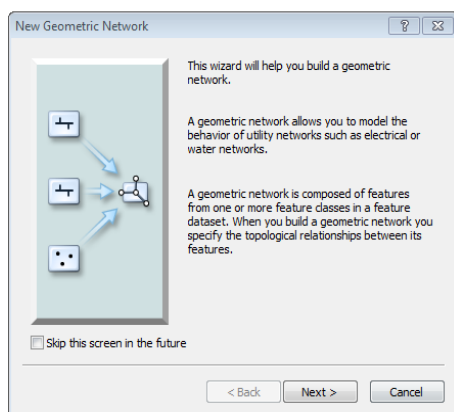


Fig. 4 – Wizard (vrăjitor) pentru crearea unei noi rețele geometrice

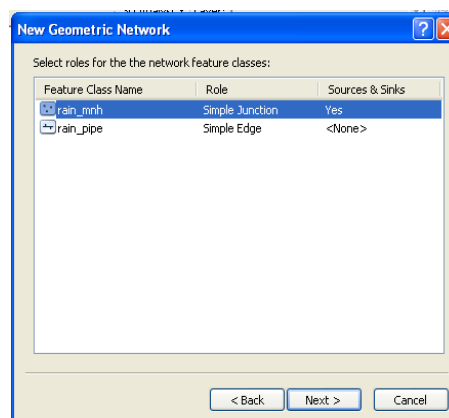


Fig. 5 – Joncțiunile în rețelele geometrice

4. Analiza rețelei geometrice și sarcini de urmărire

Odată ce există o rețea geometrică funcțională, se pot efectua analize pe ea. "Utility Network Analyst toolbar" in ArcMap permite selectarea unei rețele geometrice, setarea și vizualizarea direcției de curgere, modificarea parametrilor de analiza, adăugarea de steaguri și bariere pentru analize, și efectuarea operațiilor de urmărire.

În aplicațiile rețelelor de utilități, cunoașterea direcției de curgere de-a lungul marginilor rețelei poate fi esențială. Stabilirea direcția de curgere într-o rețea geometrică determină direcția în care curge produsul de-a lungul fiecărei margini.

Direcția de curgere într-o rețea este determinat de următoarele:

- Conectivitatea rețelei
- Locațiile surselor și bazinelor din rețea
- Starea elementelor: activate sau dezactivate

Sursele și bazinele conduc fluxul printr-o rețea de utilități. Sursele sunt elemente de joncțiune care împing fluxul de la ele prin marginile rețelei. Bazinele sunt elemente de joncțiune care trag fluxul spre ele de la marginile rețelei. De exemplu, într-o rețea de apă reziduală, instalația de tratare poate fi modelată ca un bazin deoarece gravitatea conduce toată apa spre el. Figurile 6, 7 și 8 prezintă direcția de curgere pentru fiecare rețea și locația pentru joncțiune bazin.

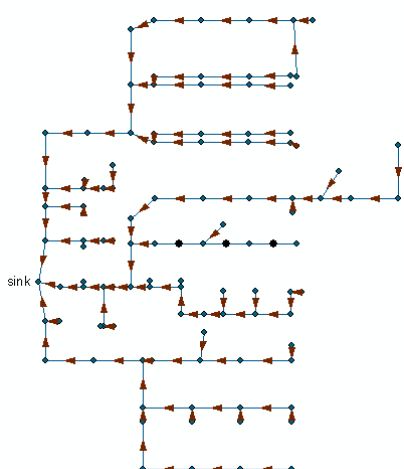


Fig. 6 – Direcția de curgere in rețeaua de apă pluvială

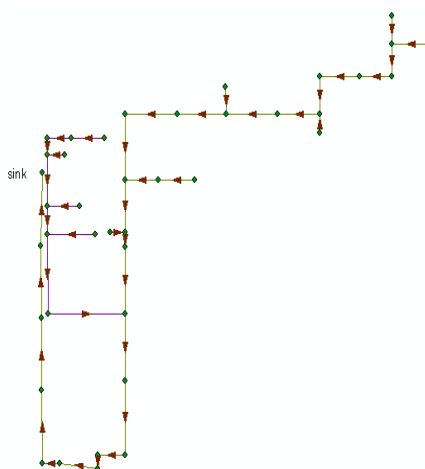


Fig. 7 – Direcția de curgere in rețeaua de apă reziduală

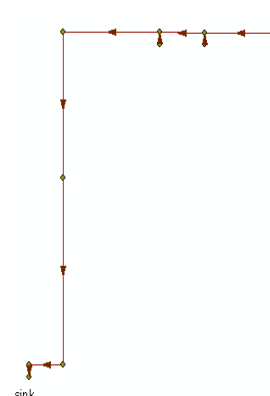


Fig. 8 – Direcția de curgere in rețeaua de apă chimică

5. Urmărirea în rețeaua geometrică

Analiza rețelei implică urmărirea. Termenul de urmărire este folosit aici pentru a descrie construirea unui ansamblu de elemente de rețea în conformitate cu unele proceduri. Operația de urmărire poate fi privită ca fiind o foaie transparentă suprapusă pe o hartă a unei rețele geometrice și urmărirea pe aceasta a tuturor elementelor rețelei care se dorește a fi incluse în raportul (rezultatul) final. [1][2]

Urmărirea în amonte (Trace upstream)

Căutarea tuturor elementelor care se află în amonte (față de direcția de curgere) de un punct dat în rețea, ar putea fi folosită pentru a determina căminele sau supapele care trebuie închise pentru a opri apa la o eventuală spargere de conducte. (Figura 9)

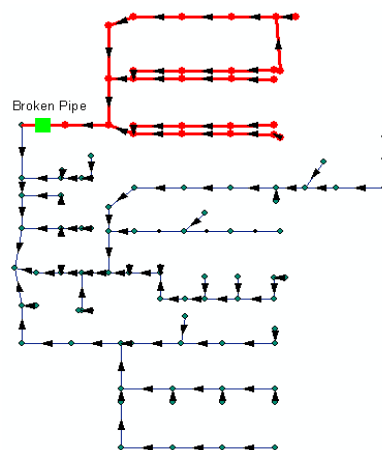


Fig. 9 – Urmărirea în amonte

Urmărirea în aval (Tracing downstream)

Căutarea tuturor elementelor rețelei care se află în aval (direcția de curgere) de un punct dat în rețea poate fi utilizată pentru a identifica părți ale rețelei afectate de o scurgere în aval. (Figura 10)

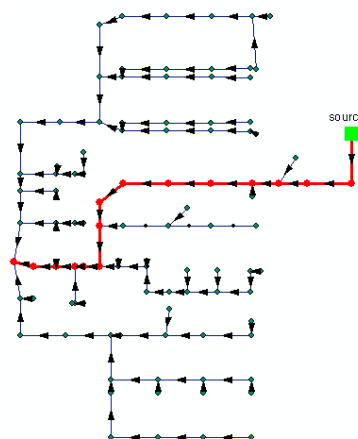


Fig. 10 – Urmărirea în aval

Găsirea de elementelor comune care sunt în amonte de un set de puncte în rețea (Finding common ancestors):

Găsirea de elemente comune care sunt în amonte de un set de puncte în rețea poate fi folosită pentru a identifica surse comune de apă care furnizează servicii în mai multe locații. (Figura 11)

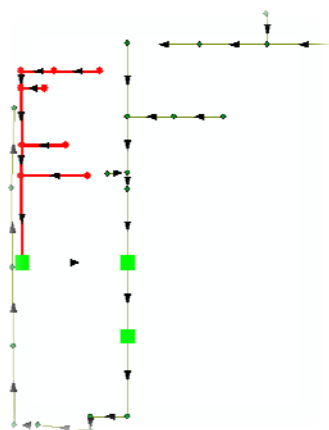


Fig. 11 – Găsirea de elemente comune

Găsirea elementelor care sunt conectate la un anumit punct prin intermediul rețelei (Find Connected)

Această operație localizează toate elementele conectate la un singur steag. De exemplu, dacă o conductă dintr-o rețea de apă izbucnește, am vrea să știm cum să izolăm conducta ruptă. În rețeaua de apă trebuie să se găsească cele mai apropiate supape de conducta spartă, astfel încât să închidem aceste supape și să izolăm problema.

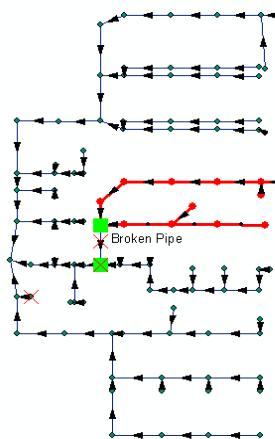


Fig. 12 – Găsirea elementelor conectate

Găsirea elementelor care nu sunt conectate la un anumit punct prin intermediul rețelei (Finding disconnected)

Rezultatele acestei operații de urmărire sunt opuse celor afișate de "Find Connected trace". Dacă se testează conectivitatea rețelei, rezultatele operației "Find Disconnected" pot fi mai ușor de vizualizat și analizat. De exemplu, dacă se știe că cea mai mare parte a rețelei este conectată, folosind funcția "Find Disconnected" se poate verifica mai ușor dacă toate elementele sunt afișate decât efectuarea unei operații "Find Connected" pentru a ne asigura că toate elementele sunt afișate.

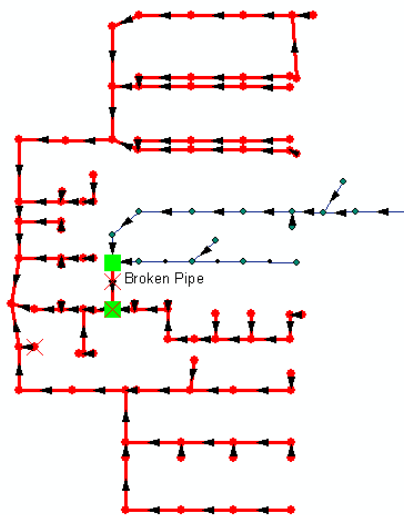


Fig. 13 – Găsirea elementelor ne conectate

Găsirea buclelor (Finding loops):

Această operație de urmărire este utilă pentru identificarea părților rețelei în care fluxul nu poate fi determinat pe baza configurației surselor și bazinelor. Funcția "Find Loops" găsește elemente care pot fi atinse din două sau mai multe direcții.

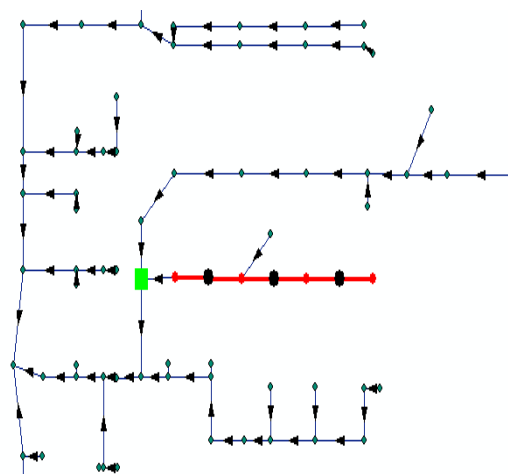


Fig. 14 – Găsirea buclelor

Găsirea unei cai între două puncte (Find Path)

Funcția "Find Path" urmărește calea între două sau mai multe steaguri în rețea. Această funcție este utilizată pentru a găsi cel mai bun traseu pe baza ponderii selectate. De exemplu, se poate găsi calea cea mai scurtă sau calea unde conductele au cel mai mare diametru. Dacă nu specifică ponderea, cea mai bună cale dintre steaguri va fi calea cu cel mai mic număr de elemente.[4]

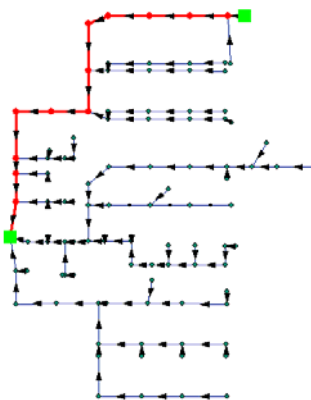


Fig. 15 – Găsirea căii dintre două puncte

6. Concluzii

Crearea unei colecții cu aceste tipuri de date (clasele elementelor, seturi de date raster, tabele) este primul pas în proiectarea și construirea unei baze de geodate (geodatabase). De obicei, utilizatorii încep prin construirea unui număr de aceste tipuri de seturi de date fundamentale. Apoi se adaugă sau extinde baza de geodate cu capacități mai avansate (de exemplu, prin adăugarea de topologii, rețele sau subtipuri) pentru a modela comportamentul GIS, menținând integritatea datelor și de a lucra cu un set important de relații spațiale;[3]

Este important de știut că elementele dezactivate sunt contabilizate atunci când se stabilește direcția de curgere. Dezactivarea unui element îl face să reacționeze ca în cazul în care debitul nu este suportat. Astfel, dezactivarea unui element înseamnă că direcția de curgere nu poate fi setată pentru elementul dezactivat sau pentru acele elemente care sunt conectate la surse sau bazine exclusiv prin elementul dezactivat;

Fluxul se direcționează departe de surse sau spre bazine. Pentru că direcția de curgere poate fi stabilită fie cu ajutorul surselor sau bazinelor, de obicei, este suficient să se specifice numai sursa sau doar bazinul într-o rețea (altfel, rețeaua poate avea margini cu flux nedeterminat);

Când se lucrează cu rețele, urmărirea implică conectivitate. Un element de rețea poate fi inclus într-un raport de urmărire numai dacă acesta este conectat într-un fel cu alte elemente ale raportului de urmărire. Rezultatul urmăririi este constituit dintr-un set de elemente ale rețelei care sunt găsite prin operația de urmărire;

"Trace Task" (Sarcina de urmărire) poate fi folosită pentru a testa rețeaua, în special funcții de urmărire amonte (Trace Upstream) și aval (Trace Downstream). Unele zone pot apărea a nu fi conectate, dar ele pot fi, de fapt, canalizări interne și să aibă un bazin diferit. Toate aceste rețele izolate trebuie să fie privite cu atenție pentru a se asigura dacă acestea sunt legitime sau nu.

Bibliografie

- [1] Arctur D., Zeiler M. :” Designing Geodatabase. Case studies in GIS data modelling” ESRI Press; 2005
- [2] ESRI, "GIS for Water and Wastewater", <http://www.esri.com/industries/water/index.html>
- [3] ESRI, "Building Geodatabases"; ESRI training course; ESRI Press; USA; 2010
- [4] ESRI, Working with Geometric Networks for Utilities; ESRI training course; ESRI Press; USA; 2010
- [5] ESRI. " GIS for Pipelines ", <http://www.esri.com/industries/pipeline/index.html>
- [6] Said easa, Yupo chan “Urban planing and development applicatios of GIS “ USA; 2000
- [7] U.M.Shamsi, "GIS applications for water, wastewater, and stormwater systems"; CRC Press; USA; 2005

Aplicații utilizate

ArcGIS 10; <http://www.arcgis.com/>; AutoCAD 2004; <http://www.autodesk.com/>; Microsoft Excel 2007; <http://office.microsoft.com>

MODIFICAREA PERIOADEI FUNDAMENTALE A CONSTRUCȚIILOR CU MAI MULTE NIVELURI SUBTERANE, ÎN FUNCȚIE DE MODUL DE CONLUCRARE CU TERENUL CONSIDERAT ÎN CALCUL

MAIN PERIOD MODIFICATION OF MULTI- STOREY UNDERGROUNDSTRUCTURES, DEPENDING ON SOIL INTERACTION CONSIDERED FOR DESIGN PURPOSES

MĂDĂLIN-VASILE COMAN¹

Rezumat: Dimensionarea elementelor de rezistență ale unei structuri este strâns legată de aprecierea corectă a parametrilor dinamici ai acesteia. Modelarea conlucrării teren-structură a devenit esențială în proiectarea curentă a clădirilor datorită, în special, influenței pe care o are asupra perioadei proprii de vibrație. În acest sens este propusă o metodă de a realiza legătura dintre modelul discretizat și terenul de fundare, în scopul de a obține prin calcul rezultate cât mai apropiate de cele reale. De asemenea este evidențiată influența rigidității infrastructurii asupra rezultatelor analizei.

Cuvinte cheie: interacțiune, teren-structură, parametri dinamici, model

Abstract: The design and dimensioning of the structural elements of a building are closely related to the accurate assessment of its dynamic parameters. The modelling of the soil-structure interaction has become a prerequisite for the current design of buildings and this is in particular due to the influence that it has on the self period of vibration of the structure. In this respect, there is a method proposed so as to make a connection between the discrete model and the foundation soil, with a view that the results achieved through calculations be as close as possible to the actual results. In addition, the influence of the infrastructure stiffness on the results of the analysis is also marked out.

Keywords: interaction, soil-structure, dynamic parameters, model

1. Introducere

În ultimii ani, în domeniul proiectării clădirilor, au fost abordate mai multe metode de realizare a legăturii modelelor de calcul cu terenul, în încercarea de a simula realitatea. Rezultatele analizelor au dovedit cu prisosință influența conlucrării terenului cu structura, cu repercusiuni asupra stării de eforturi din elementele structurale din infrastructură și suprastructură, precum și cu modificări ale caracteristicilor dinamice ale structurii pe ansamblu. Problema principală este reprezentată de determinarea și alegerea tipului de reazeme ale modelului discretizat în baza unor parametri reprezentativi ai terenului. Reazemele reprezintă restricțiile de tip deplasare sau rotire impuse unor puncte sau zone, în încercarea de a simula încastrarea în teren sau, după caz, interacțiunea cu terenul.

În proiectarea curentă se utilizează modele simplificate de legare a structurilor cu terenul, în special prin încastrarea modelului discretizat la nivelul de separație dintre suprastructură și infrastructură, sau la nivelul sistemului de fundare (radier). În cazul infrastructurilor cu mai multe

¹ Ing., (Eng.), S.C. POPP & ASOCIAȚII S.R.L. București, e-mail: mcoman@popp-si-asociatii.ro

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Moldoveanu Constantin, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng., Technical University of Civil Engineering Bucharest)

niveluri subterane se utilizează legături de tip reazem simplu, ce permit o rotire spațială și deplasarea pe verticală, aplicate pe suprafața pereților perimetrali, în special în dreptul planșelor.

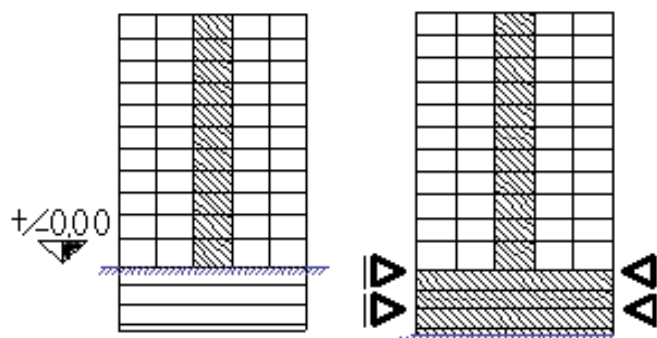


Fig. 1 - Modele discretizate fără interacțiune teren-structură

2. Modele ameliorate de calcul pentru clădiri înalte cu mai multe subsoluri

Posibilitatea de a introduce coeficienți de pat în variantele performante ale programelor de calcul a deschis calea către modelarea interacțiunii terenului cu structura.

Coeficientul de pat, numit și modul de reacție, sau coeficientul de tasare se definește (conform [11]), ca reprezentând raportul dintre presiunea care se dezvoltă într-un mediu elastic (pământ) într-o anumită secțiune a unui element de construcție rezemat pe acel mediu și tasarea corespunzătoare a terenului în secțiunea respectivă.

Se propune astfel, un calcul al coeficienților de pat prin Metoda Winkler Perfecționată la nivelul bazei sistemului de fundare (radierului), ce constă în dependența coeficienților de pat (k_s) de compresibilitatea terenului (E), precum și de dimensiunile radierului (B , L).

$$k_s = p/s \quad s = f(p, E, B, L) \quad \text{deci} \quad k_s = f^*(E, B, L)$$

Nodurile structurii discretizate au asociate grade de libertate. La discretizarea structurii în elemente finite, deplasările nodale includ și deplasările nodurilor din rezemări, iar forțele nodale includ reacțiunile din rezemări.

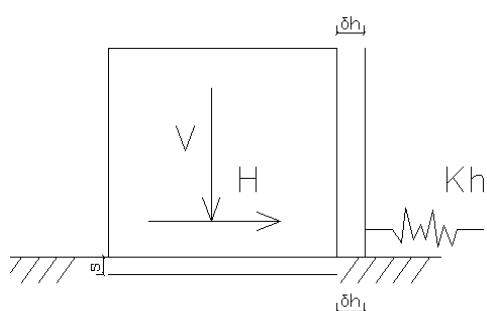


Fig. 2 - Modelul de calcul al rigidității infrastructurilor

Se pot specifica pe direcția gradelor de libertate, definite în sistemul de axe general și asociate unor puncte nodale, reazeme elastice, iar reacțiunile din resoarte sunt proporționale cu deplasările. Astfel, se determină deplasarea pe verticală a radierului, precum și reacțiunile din noduri.

Pentru celelalte două direcții în plan ale radierului trebuie introduse blocaje sau reazeme de tip elastic. Întotdeauna trebuie ca numărul legăturilor simple să fie mai mare decât numărul ecuațiilor de echilibru, pentru a obține un model cu caracteristicile unei structuri de tip static nedeterminat.

În acest sens se va determina coeficientul de rigiditate al terenului de fundare la forțe orizontale (alunecare pe talpă), apelându-se la ipoteza semi spațiului elastic ([2]), caracterizat prin parametrii:

E = modul de elasticitate; ν = coeficientul lui Poisson (se acceptă $\nu = 0,5$).

H - reprezintă forța tăietoare de bază rezultată în gruparea specială;

V - reprezintă greutatea clădirii specifică grupării încărcărilor verticale de lungă durată;

δ_h - deplasarea laterală a structurii în masivul de pământ;

s - tasare pe direcție verticală;

L și B - dimensiunile în plan ale radierului sau sistemului de fundare.

Rezultă:

$$\delta_h = s \times \frac{H}{V} \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (1)$$

Tasarea conform rezolvării lui Boussinesq (admițând $\nu = 0,5$) devine:

$$s = \frac{\omega \times p \times \beta}{E} \times (1 - \nu^2) = \frac{0,8 \times V \times B}{E \times B \times L} \times (1 - 0,5^2) = \frac{0,6 \times V}{E \times L} \quad (2)$$

$$\delta_h = \frac{0,6 \times V}{E \times L} \times \frac{H}{V} \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] = \frac{0,6 \times H}{E \times L} \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (3)$$

Coefficientul de rigiditate transversală al tăpii K_h se determină astfel:

$$K_h = \frac{H}{\delta_h} = \frac{E \times L \times H}{0,6 \times H \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} = \frac{1,67 \times E \times L}{\left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} \quad (4)$$

Se observă că extrapolând în ipoteza menținerii în domeniul elastic pentru $H = V$, deplasarea orizontală este:

$$\delta_h = s \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (5)$$

Deci, se poate considera un “coeficient de pat” transversal mediu (în cazul $H = V \rightarrow \tau = p$).

$$k_h = \frac{\tau}{\delta_h} = \frac{\tau}{s \times \left[1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} = \frac{p}{s} \times \frac{1}{1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}} \quad (6)$$

$$k_h = k_s \times \frac{1}{1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}}$$

Și coeficientul global de rigiditate transversală (pe întreaga talpă a fundației) este:

$$K_h = k_h \times B \times L \quad (7)$$

În relația 2 tasarea calculată „s” este supraevaluată, deoarece formula Boussinesq rezultă pentru o zonă activă infinită.

Deci, dacă se calculează „s” cu o zonă activă limitată, rezultă tasări mai mici și coeficienți de pat k_s și k_h mai mari. Calculul cu formula 2 este, deci, acoperitor.

Trebuie făcută și verificarea la alunecare pe talpă.

$H \leq V \times \mu$, unde: μ – coeficient de frecare teren – beton (se poate lua acoperitor din [10]).

În studiul din prezenta lucrare se determină rigiditatea transversală pentru terenul constituit din lut și pentru terenul constituit din nisip și pietriș. Dimensiunile în plan ale radiatorilor modelelor discretizate sunt $B \times L$, adică $30,00 \times 30,00$ m.

Pentru studiul comparativ, în modelele de calcul analizate au fost luate în considerare valorile K_h ușor acoperitoare față de cele rezultate în urma măsurătorilor din situ:

- Teren de compresibilitate medie $K_{h1} \approx 400 \times 10^3$ kN/m

În continuare se propune determinarea coeficientului de reacțiune orizontală în scopul de a modela interacțiunea teren-structură pe întreaga suprafață a pereților laterali din infrastructură (a se vedea [8]).

Pe parcursul realizării unei excavații, peretele de incintă tinde să se deplaseze către interiorul excavației datorită dezechilibrării presiunilor. După atingerea împingerii active, presiunea de contact rezultată se menține constantă indiferent de creșterea deplasării laterale.

În situația în care peretele de incintă se deplasează către masivul de pământ, presiunea de contact va crește odată cu deplasarea, până la atingerea presiunii (rezistenței pasive).

δ_a , δ_p - deplasările care provoacă cedarea activă sau pasivă se determină pe modele la scară redusă sau prin măsurători în situ.

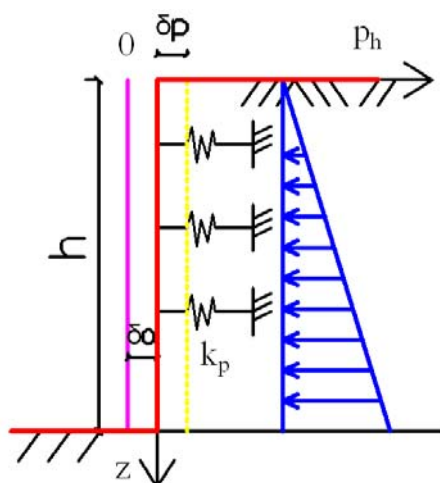


Fig. 3 - Schemă conlucrare perete vertical – infrastructură teren

Conform modelului Winkler: $p_p = k_p \times \delta$, unde: k_p – coeficient de pat orizontal.

O diagramă schematizată, stabilită pe baze experimentale, ce surprinde relația dintre presiunea de contact aferentă împingerii active și celei pasive și deplasările laterale ale peretelui de incintă este prezentată în figura 4 ([7]).

în care: p_a – presiunea activă; p_p – presiunea pasivă; p_0 – presiunea în stare de repaus.

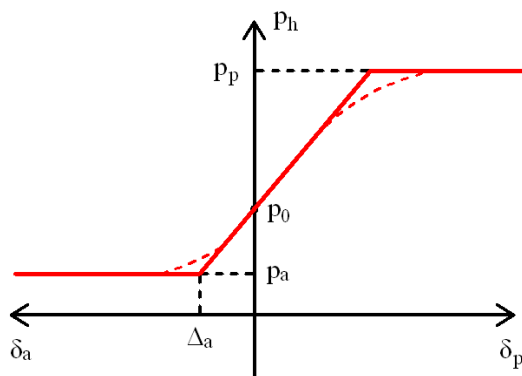


Fig. 4 - Schematizarea relației între presiunea de contact și deplasarea laterală a peretelui de sprijin

Relația (δ, p_h) în domeniul linear (elastic) s-a stabilit experimental și este recomandată în normele europene. Coeficientul de reacțiune orizontală este, deci:

$$k_p = \frac{p_h}{\delta} \quad (8)$$

În studiul particular al prezentei lucrări au fost luați în calcul următorii parametri:

$\delta = \Delta a = 0,0005h$ pentru pământ îndesat și $\delta = \Delta a = 0,002h$ pentru pământ afânat.

$$k_p = \frac{\Delta p_h}{\Delta a} = \frac{p_0 - p_a}{\Delta a} = \frac{\gamma_z \times (K_0 - K_a)}{\Delta a}; \quad K_0 = 1 - \sin \theta; \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right).$$

În cazul pământului afânat: $\delta = 18 \text{ kN/m}^3$;

$\varphi = 20^\circ$; $h = 10 \text{ m}$; $K_0 = 0,65$; $K_a = 0,5$;

$$k_p = z \times \frac{18 \times (0,65 - 0,5)}{2 \times 10^{-3}} = 135z \text{ (kN/m}^3\text{)};$$

z în metri.

Deci k_p variază linear de la cota terenului natural la $z = 0,00 \text{ m}$ avem $k_{p3} = 0$, iar pentru $z = 10,00 \text{ m}$ rezultă $k_{p3} = 1350 \text{ kN/m}^3$.

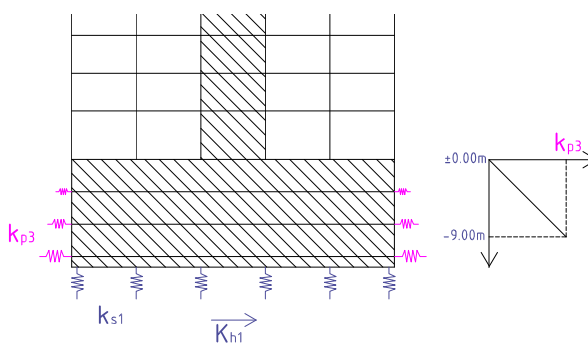


Fig. 5 - Distribuția - coeficienți de pat și rigidități pe infrastructură

3. Calcule comparative efectuate

Pe parcursul prezentului studiu au fost analizate mai multe tipuri de modele de structuri prin care s-au evidențiat diferențe notabile din punct de vedere al parametrilor dinamici.

În acest scop au fost extrase trei modele de structură reprezentative privind rezultatele obținute.

Structurile analizate prezintă următoarele caracteristici geometrice:

Model CN - este reprezentat prin modelul unei structuri P+10Etaje, încastrată la cota terenului natural. Caracteristicile geometrice ale suprastructurii sunt (figura 6):

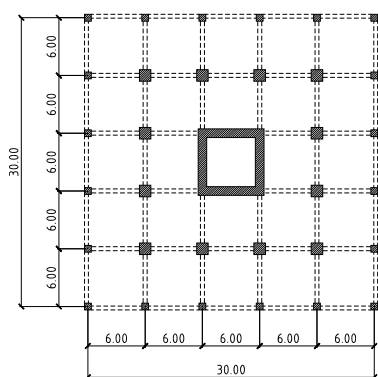


Fig. 6 - Plan etaj curent – Moel CN

- Nucleu central $6,00 \times 6,00 \text{ m}$ din beton armat cu grosime pereți 90 cm ;
- Stâlpi centrali $120 \times 120 \text{ cm}$; Stâlpi perimetrali $70 \times 70 \text{ cm}$;
- Planșee etaje suprastructură grosime 15 cm ;
- Grinzi suprastructură pe două direcții $40 \times 60 \text{ cm}$;
- Dimensiunile în plan $30,00 \times 30,00 \text{ m}$ cu 5 travee de $6,00 \text{ m}$ și 5 deschideri de $6,00 \text{ m}$;
- Înălțimile de nivel: $h_{et} = 3,50 \text{ m}$; $h_{partier} = 4,50 \text{ m}$;
- Înălțimi caracteristice: $H_{suprastructură} = 39,50 \text{ m}$.

Cota terenului natural se consideră la cota $\pm 0,00 \text{ m}$ de la care se face separația între suprastructură și infrastructură.

Model CN1- se definește ca fiind modelul unei structuri identică cu cea descrisă la modelul CN, la care se adaugă o infrastructură pe adâncimea a 3 subsoluri (3S+P+10Etaje). Caracteristicile geometrice ale infrastructurii:

- Planșee 22 cm grosime;
- $H_{subsol} = 3,00 \text{ m}$;
- $H_{infrsuprastructură} = 9,00 \text{ m}$;
- Grinzi pe ambele direcții $40 \times 60 \text{ cm}$;
- Stâlpii centrali și marginali sunt continuați în infrastructură cu aceleași dimensiuni;
- Nucleul de beton își păstrează integral caracteristicile din suprastructură;
- Radier cu grosime de $1,00 \text{ m}$;
- Perete perimetral 30 cm .

Model CN3 - se definește ca fiind modelul unei structuri identice cu cea descrisă la modelul CN1, la care se adaugă 8 pereți radial (30 cm) pe adâncimea celor 3 subsoluri (figura 7).

În cazul modelelor CN1 și CN3, legăturile cu terenul s-au realizat prin coeficienți de pat pentru a reliefa conlucrarea teren - structură. Au fost alese cele două modele în scopul de a fi comparate perioadele proprii fundamentale și de a se evidenția influența rigidității infrastructurii.

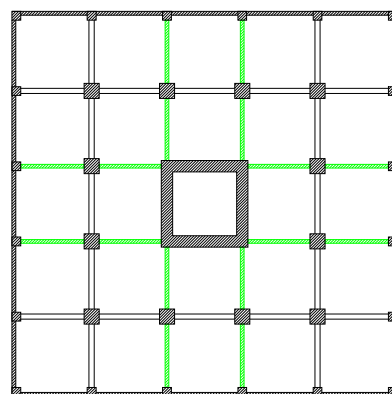


Fig. 7 - Plan subsol – Model CN3

Coeficienții de pat utilizați sunt corespunzători încărcărilor statice și au următoarele valori: sub radier $k_{s1} = 5.000 \text{ kN/m}^3$; $K_{h1} \approx 400 \times 10^3 \text{ kN/m}$; coeficienții de reacțiune orizontali pe pereții perimetrali de incintă $k_{p3} = 1.350 \text{ kN/m}^3$. În cazul încărcărilor dinamice, valorile coeficienților de reacțiune au fost multiplicare cu 3, conform determinărilor empirice descrise în literatura de specialitate.

Structura de baza CN este modelată având încastrare totală la cota $\pm 0,00$, iar parametrii dinamici rezultați sunt caracteristici, evident, unei structuri care nu conlucrează cu terenul.

Pentru evaluarea forței seismice se determină coeficientul seismic (conform [5]):

$$c = \gamma_I \times a_g \times \frac{\beta(T_I)}{q} \times \lambda = 1,00 \times 0,24 \times \frac{2,75}{3} \times 0,85 = 0,187 \quad (9)$$

$\gamma_I = 1,00$ - este factorul de importanță - expunere al construcției;

$\beta(T_I) = 2,75$ (pentru $T_B < T_I < T_C$);

$q = 3,00$ factorul de comportare (structură cu nucleu - clasa H ductilitate);

$\lambda = 0,85$ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia.

Greutatea suprastructurii: $G = 135331$ kN;

Forța seismică de bază: $F_b = c \times G = 0,187 \times 135331 = 25306$ kN. (10)

Rezultatele analizelor asupra modelelor menționate, ne arată faptul că au loc schimbări ale parametrilor dinamici proprii ai structurii, dacă se ține seama și de interacțiunea terenului cu structura. Creșterea perioadei proprii fundamentale aparținând unui model discretizat poate determina creșteri sau scăderi ale factorului de amplificare β , unde β – factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură.

Modificarea factorului β poate modifica valoarea forței seismice aferente structurii în sens crescător, dar și descrescător. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental se determină astfel (conform [5]):

$$F_b = c \times m = \gamma_I \times S_d(T_I) \times \lambda \times m \quad (11)$$

$S_d(T_I)$ – ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei proprii fundamentale T_I ;

$$0 < T < T_B \quad S_d(T_I) = a_g \times \left\{ 1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B \times T} \right\};$$

$$T > T_B \quad S_d(T_I) = a_g \times \frac{\beta(T)}{q}.$$

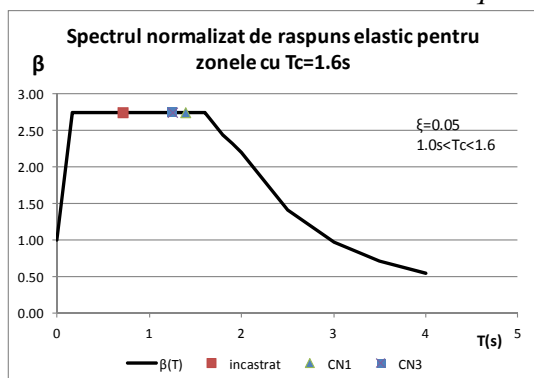


Fig. 8 - Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu $T_c=1,6$ s

Determinarea cu exactitate a perioadei proprii devine o problemă esențială de dimensionare a unei structuri. Valoarea forței tăietoare de bază este în strânsă corelare cu valoarea perioadei proprii fundamentale. În situația proiectării utilizând o schemă de rezemare de tip încastrat, dacă perioada proprie fundamentală se situează în intervalul $0 < T < 0,16$ (pentru spectrul de răspuns elastic $T_c=1,6$ s) rezultă o valoare $\beta(T)$.

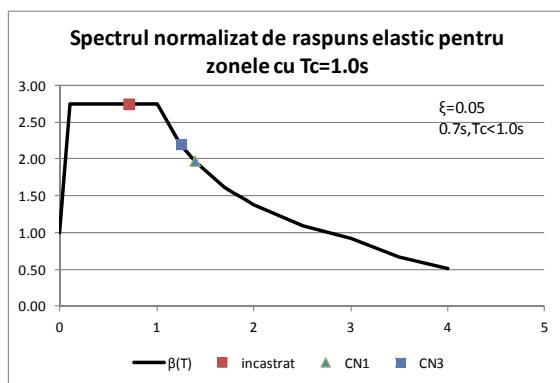


Fig. 9 - Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu $T_c=1,0$ s

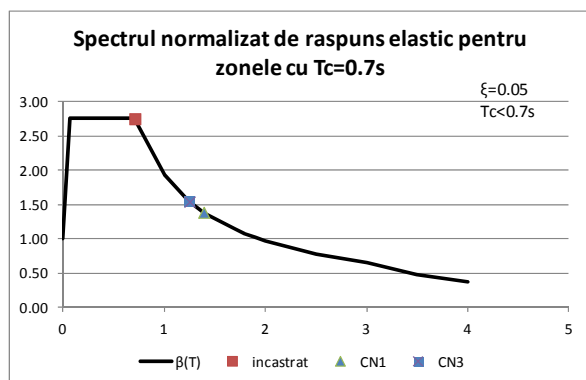


Fig. 10 - Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu $T_c=0,7$ s

Conform celor demonstrate, perioadele proprii fundamentale în schemele ce surprind interacțiunea teren - structură au valori majorate față de modelul încastrat la cota terenului. În acest caz, creșterea valorii perioadei proprii fundamentale determină o creștere a valorii $\beta(T)$ și implicit valoarea forței tăietoare de bază necesitând suplimentarea dimensiunii elementelor și cantitățile de armătură.

Exceptând modelul încastrat, raportul procentual al perioadelor dintre cea mai rigidă infrastructură CN3 și cea mai flexibilă CN1 este de: $1,3 / 1,17 \times 100 = 89\%$.

Pentru zonele unde perioada de colț este $T_c=1,6$ s și se utilizează spectrul normalizat din graficul din figura 8, celor trei modele CN ($T=0,71$ s), CN1 ($T=1,39$ s) și CN3 ($T=1,25$ s) le corespund aceeași valoare $\beta(T)=2,75$, deci și forța tăietoare de bază este identică pentru toate modelele discretizate.

În cazul în care structura este situată în zonele unde perioada de colț este $T_c=1$ s se remarcă faptul că modelul CN se situează cu perioada $T=0,71$ s pe palier, iar valoarea funcției $\beta(T)=2,75$. Modelul cu infrastructură rigidă CN3, având o perioadă $T=1,17$ s coboară de pe zona palierului, rezultând o valoare a coeficientului $\beta(T)=\beta_0 \times T_c / T = 4,4/1,25 = 2,2$, iar în cazul modelului CN1 cu infrastructură mai puțin rigidă ($T=\beta_0 \times T_c / T = 4,4/1,39 = 1,98$). Reducerea de forță seismică pentru structura rigidă CN3 este cu 20%, iar pentru structura mai puțin rigidă CN1 cu 28%.

În cazul în care structura este situată în zonele unde perioada de colț este $T_c=0,7$ s, se remarcă faptul că modelul CN se situează cu perioada $T=0,71$ s pe zona de palier, iar valoarea $\beta(T)=2,75$.

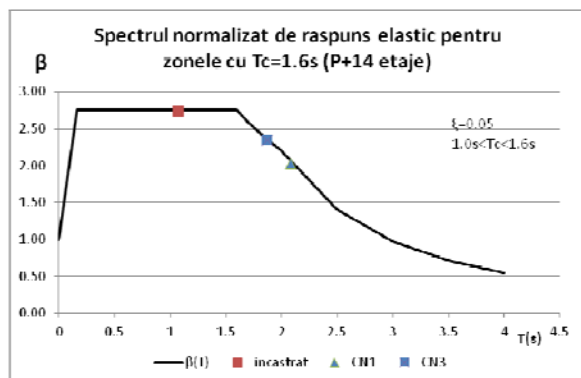


Fig. 11 - Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu $T_c=1,6$ s (P+14E)

Modelul cu infrastructură rigidă CN3, având o perioadă $T=1,17$ s coboară de pe zona palierului, rezultând o valoare a coeficientului $\beta(T)=\beta_0 \times T_c / T = 1,925/1,25 = 1,54$, iar în cazul modelului CN1 cu infrastructură mai puțin rigidă $\beta(T)=\beta_0 \times T_c / T = 1,925/1,39 = 1,38$.

Reducerea de forță seismică pentru structură rigidă CN3 este de 44%, iar pentru structură mai puțin rigidă CN1 scade cu 49%.

Modelul de structură cu 10 nivele, amplasat în zona Bucureștiului, unde perioada de colț $T_c=1,6$ s, după cum se observă, nu este influențat de terenul de fundare pentru perioadele obținute: CN ($T=0,71$ s), CN1 ($T=1,39$ s) și CN3 ($T=1,25$ s). În cazul structurilor cu 15 nivele, perioadele proprii fundamentale conform analizelor cresc până la valorile: CN ($T=1,065$ s), CN1 ($T=2,08$ s) și CN3 ($T=1,87$ s), iar valorile coeficientului β sunt următoarele: CN ($\beta=2,75$), CN1 ($\beta=2,03$) și CN3 ($\beta=2,35$), obținându-se astfel reduceri ale forței seismice de până la 25%. Efectele tehnico-economice obținute printr-o modelare adecvată devin astfel semnificative (a se vedea figura 11).

4. Concluzii

Aprecierea perioadei proprii fundamentale a unei clădiri prin analizele de calcul este deosebit de importantă sub două aspecte: evitarea rezonanței și aprecierea cât mai corectă a perioadei fundamentale în raport cu spectrele normalizate de răspuns elastic și implicit aprecierea corectă a valorii coeficientului β . Este cunoscut faptul că prin efectul de rezonanță, eforturile de tip M și T pot crește de la 3 până la 12 ori mai mult față de cele obținute din încărcări statice. Prin cunoașterea parametrilor reali se pot evita incertitudinile cu privire la sensibilitatea structurii la fenomenele de amplificare dinamică - cvasirezonanță. Sub cel de-al doilea aspect, cunoașterea perioadei proprii fundamentale a structurilor proiectate este necesară în scopul dimensionării corecte a elementelor verticale din suprastructură (stâlpi, pereți, panouri contravântuite sau nuclee).

Diferențele obținute între modelele de calcul ce țin seama de interacțiunea teren-structură și cele simplificate prin considerarea unei legături de tip încastrat, la joncțiunea cu infrastructura, pot conduce deopotrivă de la supradimensionări exagerate la subdimensionări majore.

Alegerea unei scheme simple de rezemare, încastrare la cota terenului, nu poate fi numită o metodă acoperitoare de proiectare.

Modificarea parametrilor dinamici în sens superior, se obține chiar și pentru structurile fundate pe rocă și deci, cu atât mai mult, pentru terenurile bune sau cele medii.

Bibliografie

- [1] ACI Committee 201 - Guide to durable concrete. Journal of the American Concrete Institute nr. 12/1977;
- [2] Brinch-Hansen, J. - Simplified stress determination in soils - The Danish Geotechnical Institute, Bulletin Nr. 20/1966;
- [3] Marcu A., Popa H., Borșaru I., Dumitrescu F. - Calcule și măsurători de deformații și de deplasări la o incintă adâncă din pereți mulați și la construcțiile învecinate - Lucrările celei de a X-a Conferințe Naționale de Geotehnică și fundații, vol. II, București, 2004;
- [4] Marcu A., Popa H., Marcu D., Coman M., Vasilescu A., Manole D. - Impactul realizării construcțiilor în excavații adânci asupra clădirilor existente în vecinătate - Revista construcțiilor nr. 33/2007;
- [5] P100-1/2006 - Cod de proiectare seismică. Prevederi de proiectare pentru clădiri;
- [6] P100-3/2008 - Cod de proiectare seismică, prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente;
- [7] Popa H. - Modelarea numerică și în laborator a comportării pereților îngropați, Editura Conspress, București, 2003;
- [8] SR EN 1997-1:2004 - Anexa C3;
- [9] SR EN 1997-1 (mai 2006). Eurocod 7; Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale;
- [10] STAS 3300/2-85;
- [11] STAS 3950-81.

PROBLEME PUSE DE INTERACȚIUNEA TEREN – APE SUBTERANE LUCRĂRI DE INFRASTRUCTURĂ ÎN ZONELE URBANE

PROBLEMS CREATED BY SOIL-UNDERGROUND WATER INTERACTION INFRACSTRUCTURE WORKS IN URBAN AREAS

GEORGIANA FRUNZĂ¹

Rezumat: Mediul subteran construit reprezintă o zonă care pune multiple probleme în gestionarea sa – probleme legate de gestionarea resurselor de apă, dificultăți legate de realizarea de noi construcții subterane (pereți îngropați, tuneluri, lucrări de epuizmente etc.), de interpretare a datelor din investigații hidrogeologice sau de influențe ale noilor construcții asupra lucrărilor existente. Gestionarea acestui mediu este încă și mai dificilă din cauza multitudinii de lucrări, a modului câteodată haotic de dezvoltare a subteranului construit, a legislației deficitare, a formelor diverse de proprietate asupra imobilelor care presupun și lucrări în subteran, precum și a lipsei unei autorități care să gestioneze cu adevărat această zonă din mediul urban. Cercetarea a fost realizată în cadrul proiectului „Platformă de gestiune a apei subterane din mediul sedimentar în zone urbane – SIMPA” finanțat de ANCS. Acest proiect al Universității Tehnice de Construcții București își propune realizarea unei platforme bazate pe tehnici GIS a mediului sedimentar din zona București. În cadrul acestui proiect componenta geotehnică intervine în modul de caracterizare a terenului de fundare din punct de vedere geotehnic și al parametrilor hidraulici (conductivitate hidraulică), precum și în modelarea și cuantificarea interacțiunilor care apar între lucrările subterane impermeabile de tipul pereților îngropați sau tunelurilor și apa subterană. Articolul prezintă problemele de interacțiune din mediul subteran urban dintre lucrările inginerești și apa subterană, ilustrate prin exemple, pentru a trage atenția asupra necesității luării lor în considerare atunci când se proiectează lucrări noi. Se prezintă de asemenea un studiu de caz concret din zona București și anume impactul realizării unei fundații adânci asupra acviferelor din zona amplasamentului.

Cuvinte cheie: apă subterană, interacțiune, lucrări subterane

Abstract: The built underground environment is an area that arise many problems in its management - issues related to water resources management, difficulties in building new underground constructions (buried walls, tunnels, dewatering works, etc.), interpretation of data from hydrogeological investigations or influence of the new construction on existing works.

Managing this environment is even more difficult, because of the multitude of works, of the sometimes chaotic development of the built underground, of the deficient legislation, of various forms of ownership involving buildings and underground works and of the lack of authority to really manage this urban area.

The research has been made under the project "Management platform in the sedimentary groundwater in urban areas" SIMPA funded by ANCS. This project of the Technical University of Civil Engineering Bucharest aims at achieving a GIS platform that is based on GIS techniques of the sedimentary environment of Bucharest area.

Within this project the geotechnical component steps in the way of characterizing foundation soil in terms of geotechnical and hydraulic parameters (hydraulic conductivity), as well as in modeling and quantifying the interactions that occurs between impermeable underground works such as buried walls or tunnels and groundwater.

The article presents the issues of interaction in the urban underground between engineering works and groutwater, illustrated by examples, to give prominence to the need to take them into consideration when designing new works. A concrete case study from the Bucharest area, namely the impact of building a deep foundation on the aquifers of the site area, is also presented.

Keywords: groundwater, interaction, underground works

¹ Asistent Cercetare drd. ing. Universitatea Tehnica de Construcții București (PhD Student, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Hidrotehnica (Faculty of Hydrotechnics),
e-mail: georgiana_sorinafru@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof.univ.dr.ing. Loretta Batali, Universitatea Tehnica de Construcții București (Professor, PhD, Eng., Technical University of Civil Engineering Bucharest)

1. Introducere

În mediul urban spațiul subteran este din ce în ce mai utilizat pentru realizarea de construcții subterane (tuneluri, subsoluri adânci, galerii de drenaj, rețele de utilități, lucrări de captare a apei subterane etc.), de aceea impactul asupra mediului al acestor construcții este din ce în ce mai accentuat.

Mediul natural cu care construcțiile subterane interacționează este reprezentat de teren și de apa subterană. De unde rezultă și cele două discipline care sunt interesate de mediul subteran construit: geotehnica (sau mecanica pământurilor) și hidrogeologia. Din punct de vedere al hidrogeologiei, se poate spune că apa subterană din zonele urbane, construite, este o problemă nu numai științifică și tehnică, ci și economică, socială, un aspect legal și politic. Dintre aspectele specifice ale hidrogeologiei urbane se pot enumera [1]: fluctuații ale nivelului de apă subterană datorită activităților antropice, poluarea apei subterane, modificarea ciclului apei sau modele de curgere modificate în mediu urban construit.

O altă caracteristică a mediului subteran este variabilitatea și eterogeneitatea pământurilor, în special a celor din suprafață, de multe ori de natură antropică (umpluturi de materiale pămâtoase, de deșeuri de diferite tipuri).

În acest context complex, prezentul articol își propune să evoce unele aspecte mai importante ale subteranului urban construit în legătură cu apa subterană, din perspectivă hidrogeologică și geotehnică.

Studiul de caz prezentat este o analiză a unui perimetru din București pentru care s-a realizat un model hidrogeologic detaliat care a fost utilizat la evaluarea interacțiunii cu lucrările de infrastructură existente.

2. PROBLEME DE INTERACȚIUNE ÎN MEDIUL SUBTERAN URBAN

2.1. Generalități

Dintre posibilele interacțiuni dintre apa subterană și lucrările ingineresti de infrastructură vor fi prezentate pe scurt în cele ce urmează următoarele aspecte:

- probleme legate de fluctuații ale nivelului apei;
- probleme legate de lucrările de epuizmente;
- probleme de subsidență;
- probleme legate de cedarea pământurilor colapsibile datorită creșterii nivelului apei subterane;
- influența lucrărilor subterane asupra regimului apelor subterane.

2.2. Probleme legate de fluctuațiile nivelului apei

Gradul mare de ocupare a subsolului din marile orașe și multiplicarea lucrărilor subterane face mediul urban foarte sensibil la poziția nivelului liber al apei subterane, cu atât mai mult cu cât acesta este mai aproape de suprafața terenului.

Nivelul apei subterane poate fi afectat de lucrările de intervenție cum ar fi: noi lucrări de pompare, oprirea unor pompări mai vechi, efectul de baraj al lucrărilor subterane. Aceste variații au consecințe asupra concepției și comportării unor lucrări subterane cum sunt parkingurile subterane, subsolurile adânci care nu sunt realizate în sistem cuvă etanșă, radiere,

rezervoare subterane, desfășurarea lucrărilor de execuție etc. Nivelul piezometric poate fluctua și datorită lucrărilor de irigații, de bazine de infiltrație sau a exploataților miniere abandonate.

Coborârea nivelului apelor subterane poate produce subsidențe locale sau pe scară mai largă în sedimentele recente normal consolidate. În unele cazuri subsidența este locală și poate afecta rețelele de utilități subterane din cauza producerii unor tasări diferențiate. Dacă subsidența este datorată pompării excesive, atunci extinderea este la scară mai mare, chiar regională, ceea ce poate crește riscul de inundare în timpul precipitațiilor intense din cauza problemelor de drenare.

Există și situații în care nivelul apei subterane crește datorită fie opririi unor pompări din zone industriale acum abandonate, fie din cauza exfiltrațiilor din rețelele de alimentare cu apă și/sau canalizare. Această creștere afectează construcțiile subterane realizate în perioada în care nivelul era mai scăzut, dar și comportarea terenurilor sensibile la apă.

Pentru studiul fluctuațiilor de nivel al apelor subterane este nevoie de relevee ale nivelului piezometric pe perioade lungi de timp. Ceea ce, de cele mai multe ori, nu este posibil, multe dintre lucrări nefiind repertoriate, monitorizate etc. Nivelul în cursurile de apă de suprafață este mai bine urmărit, în general, și pe perioade mai mari de timp. În aceste condiții, estimarea variațiilor posibile se face prin modelări numerice pentru diferite situații.

2.3. Probleme legate de lucrările de epuizmente și drenaj

Multiplicarea excavațiilor adânci pentru construirea de subsoluri, parkinguri sau de lucrări de infrastructură de comunicații sau alte rețele a dus la realizarea de multiple epuizmente sau drenaje. Acestea pot fi cel mai adesea temporare, pe durata realizării lucrărilor, dar pot fi și definitive pentru a împiedica, de exemplu, apariția subpresiunilor.

Principalele probleme puse de lucrările de epuizmente și drenaj se referă la debitele de epuizat și evacuat, precum și la riscurile legate de efectele mecanice cum ar fi antrenarea hidrodinamică a particulelor fine, ruperea hidraulică a bazei excavației, tasări, reducerea rezistenței pasive mobilizabile pe fișa lucrărilor de susținere îngropate.

Lucrările de epuizmente pot provoca tasări în mai multe moduri:

- prin antrenarea de particule fine din teren spre puțurile sau filtrele aciculare folosite pentru coborârea nivelului apei subterane – aceasta duce la afânarea pământului, eroziune internă sau sufoziune. Apoi, aceste fenomene pot duce la tasări ale terenului de sub clădirile adiacente.
- prin pompări din excavații deschise provocând sufoziune și eroziune internă, pierderi de material din taluzuri;
- din consolidarea straturilor compresibile de pământuri coezive sau nisipuri afânate datorită creșterii efortului efectiv – prin expulzarea apei din pori rezultă o structură mai densă, ceea ce rezultă în tasări. În cazul structurilor fundate pe piloți se poate produce frecare negativă și tasări ale piloților. Primele două mecanisme descrise mai sus pot fi controlate printr-o proiectare și o execuție corespunzătoare a sistemului de epuizment. În schimb, consolidarea pământurilor slabe poate apare chiar dacă proiectarea a fost adecvată. Abordarea problemei consolidării straturilor coezive saturate trebuie să țină cont de istoria de încărcare a terenului respectiv. La reîncărcare tasarea este mult mai mică decât la încărcarea primară. Acest fenomen poate fi utilizat pentru a reduce tasarea datorată consolidării provocate de epuizment prin utilizarea unei penetrări parțiale a acviferului de către puțurile de epuizment. Astfel, pentru cazul unei structuri sensibile se poate limita denivelarea astfel încât efortul efectiv final să rămână sub cel de preconsohidare, respectiv pe ramura de reîncărcare a curbei

de compresiune – porozitate. De asemenea, terenurile care au fost deja supuse unor epuizmente repetate (cum este cazul în numeroase zone urbane) vor rămâne în zona de recompresiune și nu vor suferi tasări foarte mari.

În cazul epuizmentului în incintă se produce o mișcare ascendentă în fața fișei peretelui îngropat de susținere, generând forțe hidrodinamice care diminuează greutatea aparentă a pământului și de aceea se ajunge la reducerea rezistenței pasive disponibile [3].

2.4. Probleme de subsidență legate de lucrările de epuizmente

Cauzele antropice ale surpării suprafeței terenului sunt multiple – exploatări miniere, infiltrații de apă locale sau extragerea apei subterane. În acest paragraf se tratează problema subsidenței datorate extragerii apei subterane. Fenomenul de surpare a suprafeței terenului din cauza lucrărilor de epuizmente este strâns legat de interacțiunea mecanică între partea solidă (particulele solide) și faza fluidă (apa sau gazul sau petrolul).

Problema se pune de obicei la nivel regional deoarece distanțele orizontale de interes sunt mult mai mari decât grosimea ansamblului acviferelor și straturile impermeabile.

Problemele de subsidență au intrat în atenție relativ recent, după ce au fost constatate efectele grave ale pompării intense ale apei subterane pentru utilizări industriale sau agricole. În funcție de natura straturilor din care se extrage apa, pomparea intensivă poate determina o pierdere a grosimii straturilor, care se traduce printr-o coborâre a suprafeței terenului, cu consecințe non-neglijabile asupra patrimoniului construit.

Din punct de vedere mecanic, o diminuare a presiunii interstițiale din cauza pompării apei determină o creștere a efortului efectiv, efortul total datorat straturilor de deasupra rămânând constant. Această creștere duce la o deformare (compactare) a straturilor care continuă până când sistemul atinge un nou echilibru hidrolic.

Cele mai cunoscute sunt subsidența Veneției sau a orașului Tokyo. În Tokyo, primele exploatări ale acviferului au fost realizate în 1913, iar rata extracției a crescut dramatic în anii '50 și '60, când în partea estică creșterea a fost de mai mult de 1 milion de metri cubi pe zi [4]. Această utilizare extensivă a provocat o scădere masivă a sarcinii hidraulice a acviferelor, care a provocat fenomene de subsidență în unele zone. De asemenea, unele acvifere inițial sub presiune au fost depresionate, iar aerul sărac în oxigen a migrat în subsolurile clădirilor și mai multe persoane au murit. Întrucât măsurile de control al pompărilor au fost luate la momente diferite de timp și au fost implementate cu severitate diferită în zona golfului (sudică) și în zona interioară, sarcinile hidraulice au crescut în zona sudică și au existat modificări în regimul de curgere al apei subterane. Nivelurile crescute ale apei subterane afectează în prezent lucrările subterane.

2.5. Influența lucrărilor subterane

Subsolul urban este ocupat atât de pământuri și apă subterană, cât și de o multitudine de tipuri de construcții subterane: tuneluri, rețele de utilități, parkinguri subterane sau alte subsoluri adânci, pereți de susținere pentru excavații adânci, fundații de adâncime etc. Este inevitabil ca aceste elemente de natură diferită să fie în interacțiune, să se influențeze unele pe altele în diferite moduri.

O grupare posibilă a efectelor de interacțiune este următoarea:

- interacțiune apă – pământ;
- interacțiune pământ – lucrări subterane;
- interacțiune apă – lucrări subterane;

- interacțiune complexă teren – apă subterană – lucrări subterane.

De asemenea, din punct de vedere al interacțiunii dintre apa subterană și lucrările subterane se pot analiza ambele sensuri de influență: apa subterană care acționează și are efecte asupra lucrărilor subterane și invers, lucrările subterane care influențează curgerea, calitatea, parametrii apei subterane.

Influența apei subterane asupra pereților de susținere ai unei incinte se traduce în primul rând printr-o acțiune ce trebuie luată în considerare la proiectare, apoi prin modificarea condițiilor de comportare a masivului de pământ (drenată, nedrenată). Prezența apei subterane poate determina fenomene hidraulice cum ar fi ruperea hidraulică a bazei excavației, antrenarea hidrodinamică a particulelor fine din zona bazei peretelui îngropat, alte forme de eroziune în masiv sau umflarea bazei excavației din cauza creșterii umidității argilei contractile. Modificări ale nivelului apei subterane sau ale regimului de curgere al acestuia pot antrena probleme în timpul execuției excavației.

Indirect, lucrările de epuizmente necesare realizării în uscat a infrastructurii pot avea un impact asupra structurilor din zona de influență a excavației, prin provocarea în special de tasări la suprafața terenului.

În sens invers, realizarea unei barări totale a acviferului prin pereții îngropați încastrați în substratul impermeabil determină o creștere locală sau de extindere mai mare a nivelului acviferului și modificări ale regimului de curgere subterană.

3. PROBLEME SPECIFICE ALE ZONEI BUCUREȘTI. PLATFORMA DE GESTIUNE SIMPA

3.1. Probleme specifice zonei București

Hidrostructurile de mică și medie adâncime din zona orașului București sunt cantonate în depozitele cuaternare pleistocen – holocene ale Platformei Moesice. Acestea se prezintă sub forma unui monoclin cu înclinare de ordinul a 5 - 7° către N, direcția generală de curgere a apelor subterane fiind către S – SE.

Pe toată grosimea pachetului de strate cuaternare s-au identificat mai multe orizonturi stratigrafice, în următoarea succesiune, pornind de la bază către suprafața terenului:

- Stratele de Frățești (SF);
- Complexul marnos lacustru (CM);
- Stratele de Mostiștea (SM);
- Orizontul argilelor intermediare (OI);
- Pietrișurile de Colentina (PC);
- Formațiunea loessului (Luturile de București) (FL);
- Depozitele antropice (DA).

Acviferele bine delimitate în pachetul de roci cuaternare sunt:

- Stratele de Frățești (1-3 strate) notate cu simbolurile A,B,C;
- Acviferul de Mostiștea;
- Acviferul Pietrișurilor de Colentina;

- Acvifere superficiale cantonate în depozitele teraselor râurilor Dâmbovița și Colentina, precum și în aluviunile din luncile celor două râuri.

Pentru cercetările în curs de desfășurare în cadrul Proiectului SIMPA interesează în mod deosebit acviferele cunoscute sub numele de Pietrișurile de Colentina și Stratele de Mostiștea. Ambele acvifere menționate se extind sub suprafața terenului până la adâncimea maximă de cca 30,00 m.

Spectrul hidrodinamic natural al zonei, cu descărcare generală către S – SE, este intens modificat și distorsionat de factorul antropic care permanent capătă forme noi de manifestare (extinderea rețelei de metrou, amenajarea complexă a râului Dâmbovița, pereți mulați pentru fundații adânci, creșterea numărului de puțuri de exploatare a acviferelor etc.).

3.2. Platforma SIMPA

Platforma de gestiune a apelor subterane din mediul sedimentar în zone urbane - SIMPA își propune realizarea unui program de gestiune a resurselor hidrogeologice din zona București, care să contribuie la o mai bună cunoaștere geologică, geotehnică și hidrogeologică a sistemului acvifer Moesic, în scopul unei mai bune gestionări a sa.

În zona aleasă pentru studiu, ca de altfel și în alte zone din țară, există foarte puțin control asupra lucrărilor realizate în subteran sau a lucrărilor de investigare și de exploatare a resurselor de apă. Acest fapt duce la dificultăți de gestiune, dar și la probleme de interpretare a unor noi investigații datorită necunoașterii interacțiunilor care pot exista. Dat fiind volumul mare de investigații realizate în zona București, există o cantitate mare de informații legate de structura terenului și a acviferelor, fără a fi însă organizată și structurată.

Existența unei platforme de gestiune care să ofere informații legate de tot ceea ce înseamnă mediu subteran în această zonă este de mare utilitate pentru toți actorii din domeniu: autorități, proiectanți, executanți etc. De asemenea, o astfel de platformă va oferi posibilitatea realizării unor studii mai detaliate atunci când se dorește execuția unei noi construcții în subteran pentru a lua în calcul cât mai multe interacțiuni posibile.

În acest cadru, una dintre etape o reprezintă corecta caracterizare a straturilor geologice prin parametrii hidrogeologici și geotehnici. În acest scop s-au utilizat date de arhivă și s-au realizat studii referitoare în special la caracterizarea din punct de vedere al coeficientului de permeabilitate, știut fiind că acesta este un parametru foarte sensibil și că diferitele metode de determinare duc la rezultate foarte diverse. Pe baza acestor studii se va putea atribui o valoare corectă a coeficientului de permeabilitate pentru fiecare strat.

De asemenea, pornind de la diferitele date punctuale, este necesară o extrapolare și o extindere spațială a valorilor respectiv la întreg volumul de pământ, uneltele necesare pentru acest lucru fiind incluse pe platformă.

Modelarea prezentată în acest articol reprezintă un exemplu de utilizare a datelor posibile a fi găsite pe platformă pentru a analiza un caz dat.

4. MODELAREA INTERACȚIUNII LUCRARI SUBTERANE – APA SUBTERANĂ PE PERIMETRUL PILOT

4.1. Perimetrul analizat

Perimetrul analizat este amplasat pe partea stângă a râului Dâmbovița și ocupă o suprafață de forma unui patrulater cu vârfurile în punctele Casa Radio, Catedra Sf. Iosif, Hotel Novotel și Operetă (una dintre laturi – Casa Radio – Operetă – fiind chiar Splaiul Independenței).

Pe baza datelor de arhivă s-au întocmit profilele litologice pe care au fost separate complexe litologice:

1. DA – orizontul depozitelor antropice
2. FL – orizontul formațiunii loessului
3. PC – complexul pietrișurilor de Colentina
4. AI – orizontul argilelor intermediare
5. NM – complexul nisipurilor de Mostiștea
6. CM – complexul marnos
7. SF – complexul stratelor de Frătești

În Figura 1 sunt prezentate profilele litologice create în cadrul modelului.

Pe baza măsurătorilor de nivel al apei subterane, disponibile în forajele avute la dispoziție s-a încercat determinarea hidroizohipselor și a direcției de curgere în zona perimetrului analizat, pentru freatic. Reprezentarea spațială a hidroizohipselor are un anumit grad de aproximare, având în vedere că forajele și măsurătorile de nivel s-au realizat la perioade diferite de timp (figura 2). Cu toate acestea, comparând hidroizohipsele obținute astfel cu o hartă a hidroizohipselor la nivelul municipiului București, s-a observat o destul de bună corespondență, atât spațială, cât și valorică.

Analiza spectrului hidrodinamic din zona perimetrului pilot arată o accentuare a drenării apei freatice către drenul colector care acompaniază canalul amenajat al râului Dâmbovița, pe porțiunea cuprinsă între podul Hașdeu și stația de metrou Izvor.

Pe baza datelor și a modelului s-au mai putut trasa:

- harta cu hidroizofreate;
- harta cu izopachite a întregului complex și a fiecărui acvifer;
- harta cu izoperme;
- harta de distribuție a transmisivității

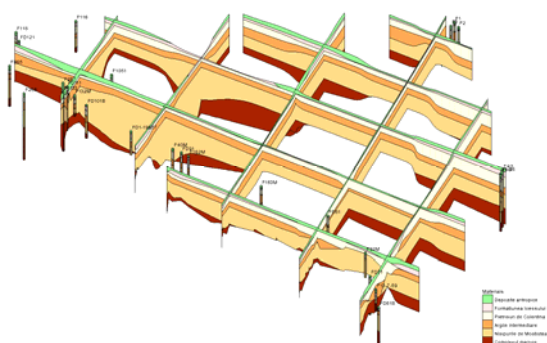


Fig. 1 - Profile geotehnice în zona perimetrului analizat

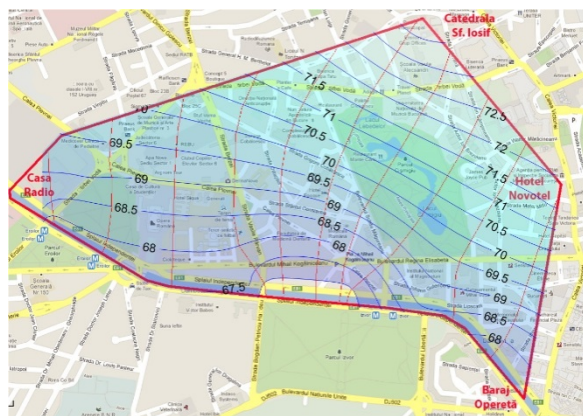


Fig. 2 - Spectrul hidrodinamic al curgerii apelor freatice din acviferul de pe partea stângă a râului Dâmbovița către albia amenajată

4.2. Modelarea interacțiunii cu lucrările subterane

Pentru exemplificarea modelării interacțiunii cu lucrările subterane, din cadrul perimetrului pilot analizat s-a considerat zona „Casa Radio”, în suprafață de cca. 4,5 ha, delimitată de: râul Dâmbovița, str. Constantin Noica (în continuarea Căii Cotroceni), Calea Plevnei și strada

Știrbei Vodă. În amplasamentul studiat se dorește modelarea efectului fundației, al ecranului etanș și al sistemului de drenaj al clădirii „Casa Radio” asupra regimului apelor subterane. Datele de bază utilizate în cadrul modelării au constat din principalele caracteristici constructive ale incintei (poziția în plan a ecranului de tip perete mulat, adâncimea pe care se va executa ecranul, grosimea ecranului, cota de fundare), studiul geotehnic și hidrogeologic din amplasamentul analizat și date geologice și hidrogeologice din cadrul platformei SIMPA.

Metoda de studiu aplicată pentru modelarea efectului fundației asupra regimului apelor subterane din zonă a fost modelarea matematică. În cadrul acestei metode, regimul de mișcare al apei subterane se stabilește prin rezolvarea numerică a ecuației generale de mișcare a apei prin medii permeabile, fiind propusă ca metodă, metoda elementelor finite.

Ipotezele de calcul adoptate au fost: mișcare permanentă plan orizontală și mișcare permanentă plan-verticală. Cele două acvifere „pietrișurile de Colentina” și „nisipurile de Mostiștea” s-au modelat independent unul de celălalt, construindu-se pentru fiecare câte un model plan-orizantal independent.

Programul de calcul utilizat în rezolvarea ecuației generale de mișcare a apei prin medii permeabile este INFIL-DIL 3, elaborat în cadrul Departamentului de Hidraulică și Protecția Mediului. Acesta permite analiza curgerii fluidelor eterogene în regim permanent și poate fi utilizat atât pentru modele matematice plan verticale, cât și pentru cele plan orizontale, folosind metoda elementului finit.

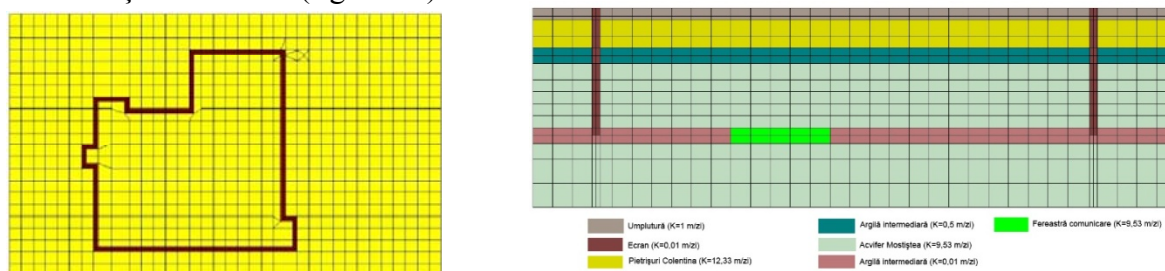
Variantele de modelare analizate, pentru punerea în evidență a influenței fundației asupra regimului de curgere a apelor subterane în zonă, au fost:

Varianta 1 – ecranarea integrală fără drenaj a incintei de execuție a fundațiilor, atât în „Pietrișurile de Colentina”, cât și în „Nisipurile de Mostiștea”;

Varianta 2 – ecranarea integrală a incintei de execuție a fundațiilor atât în „Pietrișurile de Colentina” cât și în „Nisipurile de Mostiștea”, concomitent cu execuția unui sistem de drenaj în interiorul incintei și a unui sistem de drenaj - epuizment în exteriorul incintei;

Varianta 3 – este similară variantei 2 cu excepția luării în considerare a unei „ferestre de alimentare” naturală în baza gropii de fundare.

Domeniul de calcul pentru modelul plan orizantal a fost discretizat într-o rețea de elemente finite, pentru ambele acvifere, rețea ce are 915 elemente și 969 de noduri (figura 3 a). Ecranul de etanșare este modelat cu două rânduri de elemente finite. Domeniul de calcul pentru modelul plan-vertical a fost discretizat într-o rețea de elemente finite alcătuită din 576 de elemente și 629 noduri (figura 3b).



a) Model plan – orizantal

b) Model plan - vertical

Fig. 3 - Discretizarea domeniului de calcul – model plan-orizantal

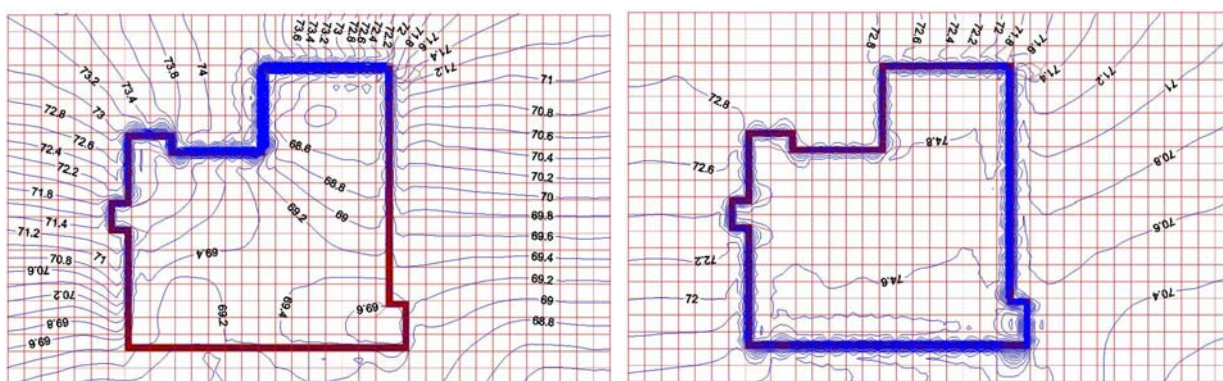
Drenajul interior și exterior incintei s-a modelat prin condiția de margine „potențial impus H_i ”, în care H_i reprezintă cota nivelului subteran ce se dorește a fi realizat. Se menționează că modelul nu a luat în considerare pierderea suplimentară de sarcină hidraulică ce se realizează la intrarea apei în puț.

Calarea modelului plan orizontal a presupus reproducerea prin modelul elaborat a stării celor două acvifere (Colentina și Mostiștea). Ca metodă de calare s-a utilizat „metoda de debite”. În cadrul acestei metode s-au impus în toate nodurile rețelei de elemente finite potențialele H_n măsurate în starea actuală a acviferelor. Cu aceste potențiale nodale au rezultat debitele nodale Q_n care intră sau ies (funcție de semnul lor + sau -) din acvifer, în regimul actual.

Pentru simularea *variantei 1* de modelare (ecranarea integrală, fără drenaj a incintei) s-au utilizat următoarele date:

- potențial impus H_i = nivelul actual în toate nodurile modelului de pe latura care simulează traseul Dâmboviței;
- transmisivitatea $T = 0,01 \text{ m}^2/\text{zi}$ în toate elementele care simulează traseul ecranului de tip perete mulat;
- transmisivitatea $T = 20 \text{ m}^2/\text{zi}$, respectiv $T = 136 \text{ m}^2/\text{zi}$ în restul elementelor care simulează acviferul de Colentina, respectiv pe cel de Mostiștea;
- debite impuse Q_i = debitele care intră/ies din acvifere în situația actuală și care s-au determinat prin operațiunea de calare.

Modelul a furnizat valorile potențialelor hidraulice în toate nodurile domeniului de mișcare al apei subterane pentru acviferul de Colentina și pentru acviferul de Mostiștea (figura 4).



În *varianta 2* (ecranarea integrală a incintei concomitent cu execuția unui sistem de epuizment în interiorul incintei și a unui sistem de drenaj în exteriorul incintei) s-au utilizat următoarele date de modelare, pe lângă datele folosite în *varianta 1*:

- nivele impuse în nodurile care simulează drenurile ($H_i = 64,20 \div 64,60$ mdM în acviferul de Colentina și $H_i = 56,4 \div 56,5$ mdM în acviferul de Mostiștea);
- nivele impuse în nodurile care simulează drenurile exterioare ($H_i =$ nivelele cu cca. 2,0 m mai mici decât nivelele din regimul actual ale aceluiași noduri).

Analizând rezultatele furnizate de modelele celor două acvifere pentru *varianta 2* (figura 5) se pot trage următoarele concluzii:

- pentru acviferul Pietrișurilor de Colentina, în exteriorul incintei, potențialele hidraulice se reduc față de situația actuală, cu valori cuprinse între 1 și 2 m; în interiorul incintei se realizează nivele ale apei subterane în limitele $62,40 \div 62,20$ mdM; debitul total ce trebuie epuizat prin cele 10 puțuri de drenaj interior propuse este relativ redus și are valoarea de cca. 0,50 l/s; debitul total ce trebuie epuizat prin sistemul de drenaj exterior este de cca. 1,23 l/s din care cca. 0,55 l/s pe linia Calea Plevnei și cca. 0,68 l/s pe linia Casa Radio;
- în cazul acviferului Nisipuri de Mostiștea în exteriorul incintei potențialele hidraulice se reduc față de situația actuală, cu valori de cca. 2,0 m; în interiorul incintei se realizează nivele în jurul valorii de $56,4 \div 56,6$ mdM; debitul total ce trebuie epuizat prin cele 10 puțuri de drenaj interior prevăzute este relativ redus și are valori de cca. 6,2 l/s; debitul total ce trebuie epuizat prin sistemul de drenaj exterior este de cca. 14,5 l/s din care cca. 6,0 l/s pe linia Calea Plevnei și 8,5 l/s pe linia Casa Radio.

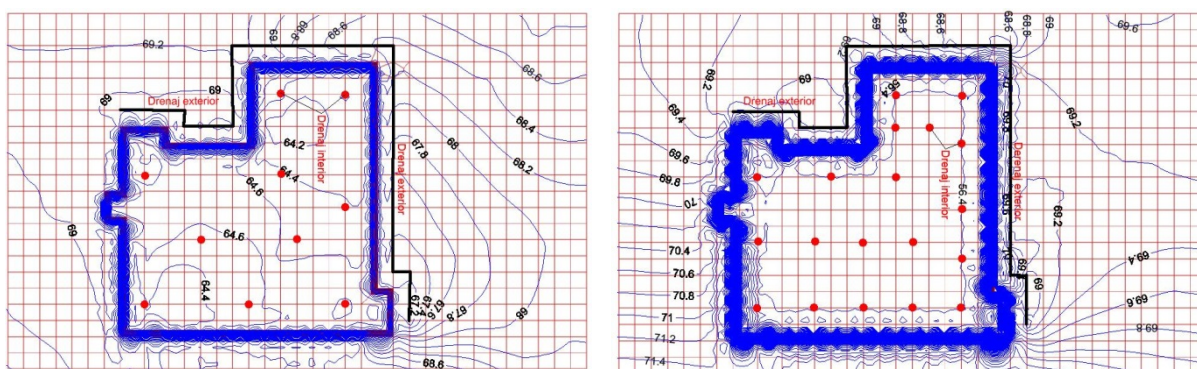


Fig. 5 - Distribuția potențialelor hidraulice în ipoteza ecranării incintei și a prevederii sistemului de drenaj interior și exterior – acvifer Pietrișuri de Colentina și Nisipuri de Mostiștea

Pentru *varianta 3* (ecranarea integrală a incintei cu drenaj interior și exterior și cu „fereastră de alimentare”) s-au realizat două modele: un model plan-vertical (figura 6) pentru simularea efectului de întrerupere a straturilor de argilă în care este încastrat ecranul de etanșare, pe care s-au determinat debitele care ocolind ecranul de etanșare pe la baza acestuia ajung să alimenteze „fereastra” din baza excavației, debite ce au servit ca date de intrare în modelul plan orizontal, pentru simularea ferestrei și un model plan-orizontal al acviferului de Mostiștea în care se poate resimți efectul „ferestrei”. Datele de modelare utilizate în această ipoteză de execuție au fost identice cu cele folosite în *varianta 2* la care s-a adăugat condiția de debit impus, distribuit în nodurile care modelează fereastra.

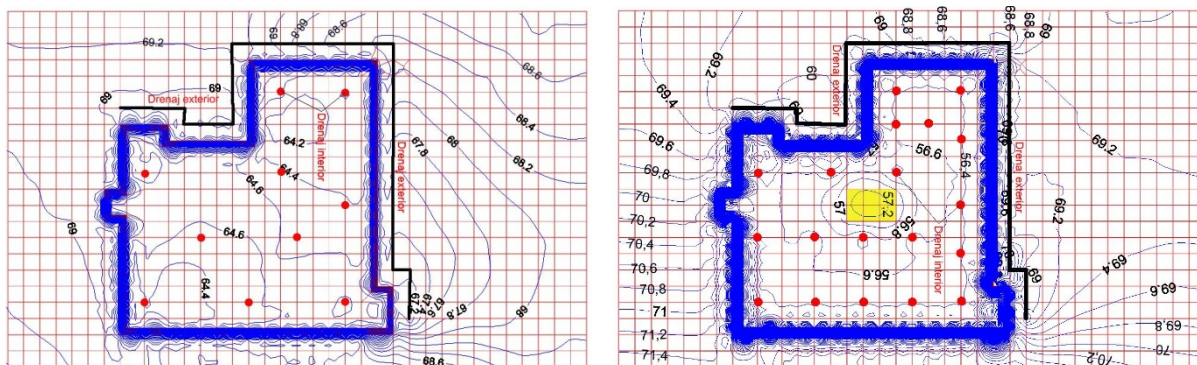


Fig. 6 - Distribuția potențialelor hidraulice în ipoteza ecranării incintei și a prevederii sistemului de drenaj interior și exterior cu fereastră de alimentare în argilele intermediare – acvifer Pietrișuri de Colentina și Nisipuri de Mostiștea

Analizând rezultatele furnizate de modelul plan-orizontal al acviferului de Mostiștea (figura 6), se constată că în exteriorul incintei potențialele hidraulice se mențin cu cca. 2,0 m mai jos decât cele din regimul actual, iar în interiorul acesteia se realizează nivele în limitele 56,4 ÷ 57,2 mdM. Debitul total ce trebuie epuizat prin sistemul de drenaj interior crește și are valoarea de cca. 12,7 l/s din care cca. 6,5 l/s este debitul de alimentare prin „ferestra”. Debitul total ce trebuie epuizat prin sistemul de drenaj exterior rămâne la valoarea de cca. 14,5 l/s din care cca. 6,1 l/s pe linia Calea Plevnei și cca. 8,5 l/s pe linia Casa Radio.

Din analiza rezultatelor pentru cele trei variante modelate se pot trage următoarele concluzii:

- în varianta 1 are loc o ridicare a nivelului apelor subterane în raport cu nivelele actuale în ambele acvifere; în acviferul de Colentina ridicarea este mai mare ajungând până la 4,0 m iar în acviferul de Mostiștea este mai mică ajungând până la 1,2 m; în ambele acvifere cele mai mari ridicări se manifestă în ordine pe laturile Calea Plevnei, Casa Radio și str. Constantin Noica;
- în varianta 2 în ambele acvifere se realizează pe exterior nivele cu cca. (1 - 2 m) mai coborâte decât în regimul actual;
- în varianta 3 se obțin rezultate similare cu cele din varianta 2 cu excepția debitului extras prin drenajul interior care crește la valoarea de cca. 12,7 l/s prin aportul de cca. 6,5 l/s al ferestrei.

Modelarea, în cele trei variante, pune în evidență efectul fundației „Casa Radio” asupra regimului de curgere al apelor subterane în zonă, cu implicații directe asupra lucrărilor subterane din vecinătate.

5. CONCLUZII

Apele subterane din mediul urban reprezintă un mediu de risc având în vedere atât sensibilitatea lor, cât și multiplii factori perturbatori care apar într-un astfel de mediu. Corecta lor gestionare este un deziderat relativ dificil de îndeplinit, mai ales într-o zonă de dezvoltare urbană accentuată și, în ceea ce privește unele aspecte chiar haotică, cum este Bucureștiul.

Proiectul SIMPA „Platformă de gestiune a apei subterane din mediul sedimentar în zone urbane” inițiat de UTCB reprezintă un pas important în această direcție, scopul său fiind realizarea unei platforme GIS de gestionare a datelor existente. În cadrul acestui proiect componenta geotehnică intervine în modul de caracterizare a terenului de fundare din punct de vedere geotehnic și al parametrilor hidraulici (conductivitate hidraulică), precum și prin

modelarea și cuantificarea interacțiunilor care apar între lucrările subterane impermeabile și apa subterană.

Articolul prezintă problemele de interacțiune din mediul subteran urban dintre lucrările inginerești și apa subterană, ilustrate prin exemple, pentru a trage atenția asupra necesității luării lor în considerare atunci când se proiectează lucrări noi. Studiul de caz prezentat (zona Casa Radio) atrage atenția asupra importanței modelării influenței lucrărilor proiectate asupra regimului apelor subterane, precum și asupra modului în care o astfel de modelare ar trebui efectuată.

6. Mulțumiri

Cercetarea a fost realizată în cadrul proiectului „Platformă de gestiune a apei subterane din mediul sedimentar în zone urbane – SIMPA” finanțat de ANCS, autorii fiind membri ai echipei proiectului condus de dl șef lucr. Dr. ing. Radu Gogu.

Autorii țin de asemenea să mulțumească SC Popp și Asociații, dlui ing. Tudor Saidel și SC ISPIF, dlui ing. Traian Ghibuș pentru datele furnizate.

Bibliografie

- [1] Vázquez-Suñé, E., Sánchez-Villa, X., Carrera, J., „Introductory review of specific factors influencing urban groundwater, an emerging branch of hydrogeology, with reference to Barcelona, Spain” - *Hydrogeology Journal* (2005) 13: pp. 522-533 (2005)
- [2] Powers, J.P., Corwin, A.B., Schmall, P.C., Kaeck, W.E., „Construction dewatering and groundwater control. New methods and applications”, John Wiley and Sons, 637 p. (2007)
- [3] Breysse, D., Kastner, R. (coord.), „Sols urbains”, Ed. Lavoisier, Paris, 462 p. (2003)
- [4] Hayashi, T., Tokunaga, T., Aichi, M., Shimada, J., Taniguchi, M., „Effects of human activities and urbanization on groundwater environments: An example from the aquifer system of Tokyo and the surrounding area”, *Science of the total environment* 407 /2009, pp. 3165 – 3172 (2009)
- [5] Zănfir, M., „Sinteza și interpretarea datelor geotehnice și hidrogeologice pentru Combinatul Arcelor Mittal Galați”, *Lucrare de disertație sub îndrumarea prof. Loretta Batali, UTCB, (2010)*
- [6] Dimache, A. et al., „Proiect parcaj NORD” (2010)
- [7] Popa, H., Manea, S., Ciortan, R., „Permeable embedded wall enclosure for a multistoreyed parking in Bucharest, Romania”, *Proceedings of the XIIIth Danube – European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Slovenia 2006*, pp. 671 – 676 (2006)
- [8] Dimache, A. et al., „Proiect drenaj pentru parking Unirea”, (2004)
- [9] Dimache, Ghe. et. al., „Studiul lucrărilor de drenaj pentru realizarea fundațiilor complexului hotelier din zona Plevnei – Casa Radio și efectul lor asupra regimului apelor subterane.”, (2007)

ASPECTE PRIVIND CERCETAREA PERMEABILITĂȚII ROCILOR STÂNCOASE FISURATE

ASPECTS REGARDING THE CRACKED ROCK PERMEABILITY RESEARCH

LAURENȚIU FURNIGEL¹

Rezumat: *Articolul prezintă sintetic elemente privind cercetarea permeabilității rocilor fisurate, care reprezintă unul din subiectele abordate de autor în programul de pregătire a tezei de doctorat intitulată: „Cercetarea formațiunilor de fliș cu privire specială asupra permeabilității rocilor ca teren de fundare pentru baraje”.*

Cuvinte cheie: permeabilitate, absorbție specifică de apă, fisuri, unitate Lugeon, injecții de apă

Abstract: *The article presents synthetically elements regarding the cracked rock permeability research which represents one of the topics approached by the author within the program of accomplishing the doctoral thesis: „Investigations of the flysch formations with special regard on permeability of rocks as foundation soil for dams”*

Keywords: permeability, specific water absorption cracks, Lugeon units, injections by water

1. Introducere

Permeabilitatea masivelor stâncoase fisurate prezintă o importanță practică deosebită în legătură cu studierea terenului de fundare al barajelor din punct de vedere hidrogeologic, cu implicații directe asupra proiectului de etanșare și drenaj, al regimului de exploatare a viitoarei acumulări.

Necesitatea studierii permeabilității respectiv a etanșării terenului de fundare s-a manifestat încă de la jumătatea secolului XIX (Franța, Olanda, Anglia) când s-au folosit diferite abordări (Darcy) în legătură cu acest subiect.

În România aceste preocupări s-au manifestat în mod deosebit de cca. 60 de ani (începând cu barajul Bicaz) evoluția cercetării evoluând rapid odată cu dezvoltarea construcțiilor hidrotehnice.

Cunoașterea particularităților petrografice și tectonice ale structurilor, testarea „in-situ” și laborator prin injecția apei sub presiune, conduc în final la evaluarea permeabilității necesară atât pentru proiectarea sistemelor de etanșare și drenaj cât și pentru înțelegerea sau remedierea unor accidente în exploatare (barajul Vaillant, MallPasset, Poiana Uzului, Paltinu, Siriu).

2. Analiza fisurației în masivele stâncoase

Masivele de roci stâncoase sunt medii eterogene anizotrope, afectate de sisteme de discontinuități. Principala cale prin care are loc circulația apelor subterane este fisurația.

Fisurile de origine tectonică care afectează cel mai frecvent masivele de roci sunt, la modul general – fisurile de tensiune, fisurile de forfecare.

¹ Drd. ing. pr. S.C. Aquaproiect S.A. București (PhD Student), e-mail: ileanafurn@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Eugeniu Marchidanu, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng. Technical University of Civil Engineering).

Fisurile de tensiune sunt adesea asociate părții superioare a structurilor anticlinale, apar datorită stresului de tensiune și se dispun după axa mare a elipsoidului de deformare. Aceste fisuri au o suprafață rugoasă, prezintă deschideri de ordinul milimetrilor – centimetrilor, ocolesc elementele rezistente ale rocii și au o lungime desfășurată mai mare decât distanța între extremități.

Fisurile de origine tectonică sunt fisuri de extensie, de destindere, de tensiune directă (fig. 1).

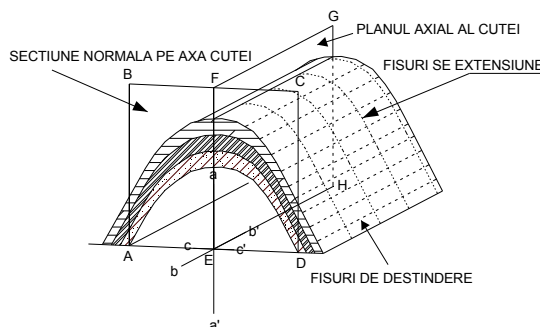


Fig. 1 - Orientarea axelor elipsoidului de deformare într-o cută anticlinală. Fisurile de extensie și fisurile de tensiune paralele cu planele ABCD, respectiv EFGH

Fisurile de forfecare se dezvoltă în sisteme conjugate după planele circulare ale elipsoidului de deformare unde axa eforturilor maxime este bisectoarea unghiului ascuțit realizat de planele de forfecare. Aceste fisuri sunt legate de procese avansate de cutare și se formează în diferite condiții de adâncime (fig. 2 a, b).

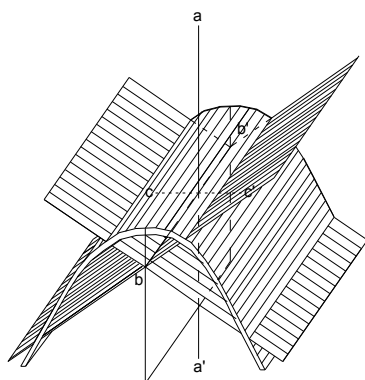


Fig. 2.a - Orientarea fisurilor de forfecare într-o cută anticlinală când stresul principal este perpendicular pe planul axial al cutoi, iar stresul principal minim este vertical – în zona superioară a litosferei

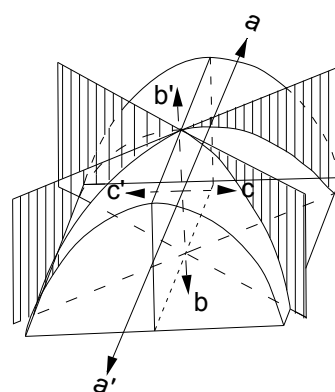


Fig. 2.b - Orientarea fisurilor de forfecare într-o cută anticlinală când stresurile principale se găsesc în plan orizontal

Fisurile de sprijin reprezintă un grup mixt de discontinuități (de tensiune și de forfecare) asociat falieiilor și fracturilor.

Pentru decelarea tendințelor microtectonice, în teren se realizează serii de măsurători geometrice ale planelor de fisurație și stratificație care sunt prelucrate individual și statistic prin diagrame de puncte. Acestea constituie proiecții ale poziției planelor tectonice, reprezentate printr-un singur punct (polul planelor). Instrumentul grafic cel mai folosit pentru aceste proiecții îl constituie rețeaua polară de proiecție. În fig. 2.3. măsurătorile executate într-un afloriment (la barajul Siri) atât pentru stratificație cât și pentru fisurație indică faptul că stratele prezintă poziții predominante $N25 - 35^{\circ}E/85 - 75^{\circ}SE$, iar fisurile (care prezintă o dispersie mai mare) se dezvoltă în două rețele perpendiculare între ele respectiv pe planul de stratificație (fig. 3).

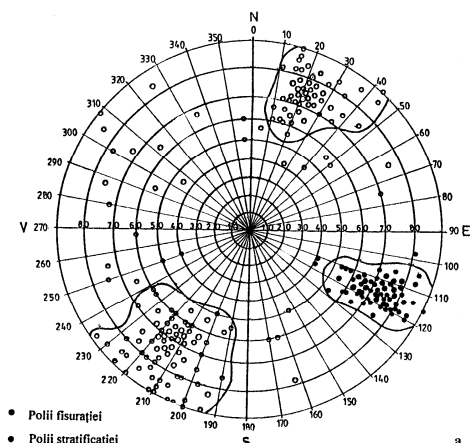


Fig. 3 - Reprezentarea în proiecție polară a poziției structurale a stratificației și fisurării rocilor din versantul stâng al barajului Siri: diagrama polară (după E. Marchidanu, 1998)

3. Evaluarea permeabilității masivelor stâncoase fisurate

3.1. Curgerea prin medii stâncoase fisurate – corelații între parametri

Permeabilitatea unei roci este determinată aproape în totalitate de tipul și particularitățile discontinuităților.

Pornind de la ecuațiile Navier – Stokes care descriu curgerea în regim laminar a unui fluid vâscos incompresibil injectat sub presiune într-o fisură, se obține debitul curgerii radiale într-o fisură plană cu deschiderea „e”, traversată de forajul cu rază „r₀”, unde fluidul (cu vâscozitatea dinamică η) este injectat sub presiunea „Δp” și se extinde pe o rază de influență

$$„r”: Q = \frac{\pi e_0^3 \Delta p}{6\eta \ln \frac{r}{r_0}}.$$

Situația analizată pentru o fisură, poate fi extrapolată la condițiile reale ale unui tronson de foraj intersectat de „n” fisuri (egale ca deschidere pentru simplificare).

În acest caz debitul absorbit de „n” fisuri cu deschiderea „e₀” este egal cu debitul absorbit de o singură fisură cu deschiderea $e'_0 = \sqrt[3]{n} \times e_0$, adică, pentru exemplu, conform graficului din fig. 4, o singură fisură cu deschiderea de 10 mm absoarbe același debit ca 1000 de fisuri cu deschiderea de 1 mm.

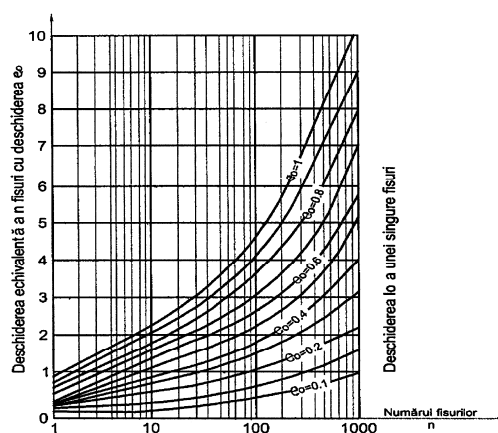


Fig. 4 - Variația deschiderii echivalente e₀ a unei fisuri în funcție de frecvența fisurilor cu deschiderea e₀ (după E. Marchidanu 1983)

Este evident că în procesul de injectare sub presiune are loc o deschidere suplimentară a fisurilor (Δe) care se găsește în corelație cu presiunea de injectare și care determină valoarea debitelor absorbite. Prin asimilarea cu încercările de compresiune pe roci se consideră că presiunea acționează ca o presă plată asupra pereților fisurii determinând o deplasare de deschidere a pereților fisurii: $\Delta e = \frac{4(1-\mu^2)}{E} p \times R$ unde μ = coeficientul lui Poisson, E = modulul de elasticitate al rocii (fig. 5).

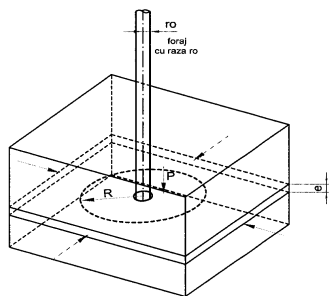


Fig. 5 - Curgerea într-o fisură plană interceptată de forajul de studii și afectată de presiunea P (după Stematiu D. 1997)

Avându-se în vedere cele de mai sus rezultă că debitele absorbite sunt proporționale cu puterea a treia a deschiderii fisurilor, respectiv puterea a patra a presiunii de injectare $Q = f(e^3)$, respectiv $Q = f(p^4)$.

În practica inginerescă importanța presiunii este foarte mare, în anumite situații creșterea ușoară a presiunii provoacă o dilatare a fisurilor ($e + \Delta e$), respectiv o creștere bruscă a debitelor (însoțită de scăderea bruscă a presiunii) – fig. 6.

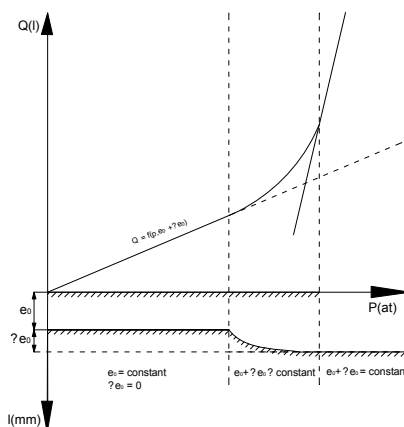


Fig. 6 - Variația parametrilor Q , p , e în timpul injectării (după Florentina Fediuc 2010)

Rămânând în contextul asocierilor între presiunea de injectare, variația deschiderii fisurilor și debitele absorbite se poate menționa că presiunea de injectare induce sarcini atât asupra mediului de rocă cât și pereților fisurilor (înclinarea acestora având un anumit rol). În fig. 7 în care fisurile au deschideri diferite, fluidul injectat în fisurile largi induce eforturi asupra mediului de rocă având ca efect reducerea deschiderii fisurilor mai fine deci și a razei de influență.

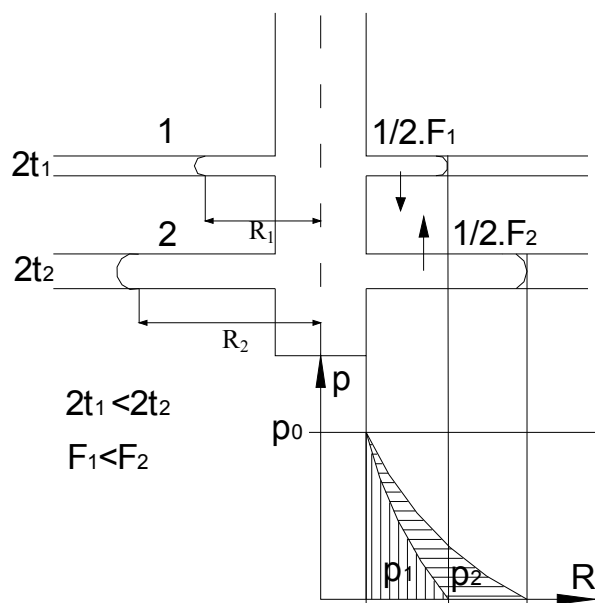


Fig. 7 - Situații care apar la injectarea discontinuităților cu dimensiuni diferite. Distribuția presiunilor și a forțelor într-un sistem format din două fisuri (după Flegont Gh. 2002)

3.2. Măsurarea in-situ a permeabilității rocilor prin injectii cu apă, corelații absorbție – presiune de injectare

Dacă în pământuri permeabilitatea se datorează circulației apei printr-un mediu poros (legea lui Darcy), în masivele stâncoase permeabilitatea se datorează în cea mai mare parte fisurilor, circulația apei prin fisuri putând fi asimilată cu scurgerea prin rețele de conducte.

3.2.1. Măsurarea in-situ a permeabilității constă din injectarea apei sub presiune pe tronsoane izolate ale găurii de foraj, creându-se astfel gradienti de curgere mari comparabili cu cei din perioada de exploatare a barajului.

Absorbția de apă este parametrul de bază pentru evaluarea permeabilității permițând și zonarea pe verticală a rocii: $q = \frac{Q}{l \times t \times p}$ (l/m.min.at) ceea ce reprezintă volumul de apă (Q) ce pătrunde în regim constant în rocă, într-un tronson de lungime (l), într-un interval de timp (t).

Aceste măsurători folosesc în proiectare pentru stabilirea limitei sub care nu mai este necesară impermeabilizarea terenului de fundare. Există astfel mai multe criterii:

- **Criteriul Lugeon** (cel mai uzitat) recomandă ca limită maximă sub care nu mai este necesară impermeabilizarea valoarea $q = 0,1$ l/m.min.at – care reprezintă absorbția de 1 l pe un tronson de 1 m în timp de 1 min la o presiune de injectare de 10 at. Această mărime este unitatea Lugeon (u.L.).

Există situații (mai ales în apropierea suprafeței terenului) când datorită condițiilor de presiune ($p = 10$ at) criteriul Lugeon nu poate fi respectat astfel încât se recurge la capacitatea specifică de absorbție:

$q_s = \frac{1}{10} \frac{Q}{l \times t \times p}$ (l/m.min.at) – care reprezintă volumul de apă absorbit în regim

constant pe tronsonul (l), în timpul (t), la o presiune de injectare (p), exprimată în metri coloană de apă. Relația de echivalare este $q = 10 \times q_s$.

- *Criteriul Terzaghi* recomandă că terenul stâncos nu necesită impermeabilizare sub o absorbție de apă de $q = 0,5 \text{ l/m.min.at}$, adică o absorbție de apă de $0,5 \text{ l}$ într-un minut la o presiune de o atmosferă pe un tronson de 1 m lungime.

- *Criteriul Jöhde* recomandă ca limita superioară de absorbție de apă sub care terenul nu mai necesită impermeabilizare valoarea $q = 0,033 \text{ l/m.min.at}$ – corespunzător unei absorbții de apă de $0,1 \text{ l}$ pe un tronson de 1 m lungime, într-un minut la o presiune de 3 atmosfere.

Între coeficientul de permeabilitate (k) și absorbția de apă definită conform criteriului Lugeon există o corespondență matematică: $k = 6,1034 \times 10^{-6} \lg R/r_0 \text{ (cm/s)}$ unde R este raza de influență a injectării, iar r_0 raza forajului.

Avându-se în vedere limitele uzuale de variație a razei de influență ($5\text{-}10\text{m}$ pentru fisuri fine, $40 - 50\text{m}$ pentru fisuri cu deschideri mai mari), pentru o absorbție de apă de un Lugeon coeficientul de permeabilitate corespunzător este $k = 1,2 \dots 1,8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$.

Această capacitate specifică de absorbție se măsoară în foraje cu diametre cuprinse frecvent între $\varnothing 50 - \varnothing 108 \text{ mm}$ prin izolarea tronsonului de măsurat cu packerul simplu (dublu, multiplu).

Măsurarea presiunii la nivelul tronsonului de încercat este foarte importantă. În evaluarea ei se ține cont atât de măsurătoarea efectivă la manometru – p_m cât și înălțimea coloanei de apă din conducta de injectare (măsurată între nivelul manometrului și axa medie a tronsonului de testat) – h_0 – respectiv de înălțimea nivelului apelor subterane față de aceeași axă medie a tronsonului de încercat – h_a .

Deoarece presiunea calculată astfel, nu include și pierderile de sarcină, cu o ușoară adaptare – aparatul Verfel (cu ventilul pe retur închis) – fig.8 b – se realizează o legătură directă între manometru și tronson, între care nu circulă apa deci pierderile de sarcină devin nule – fig. 8.

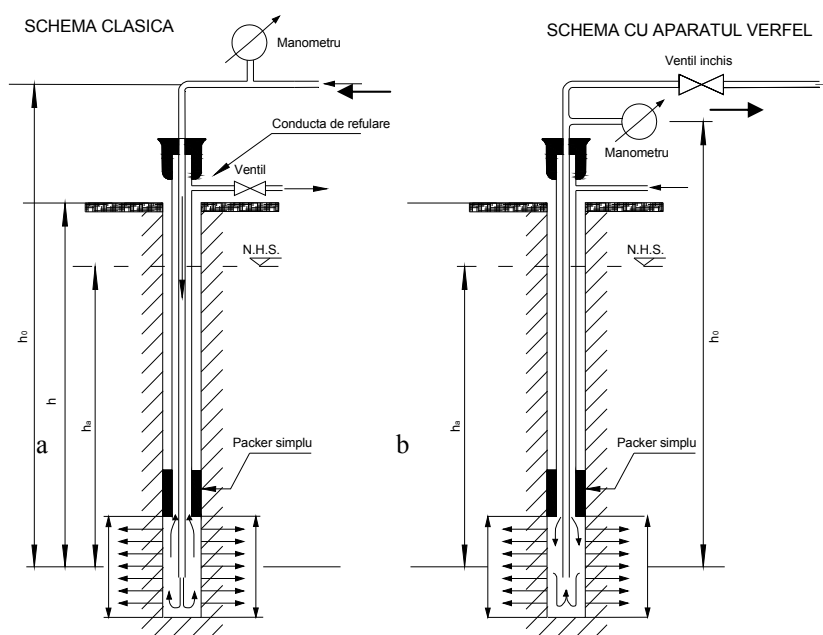


Fig. 8 - Probe de permeabilitate cu packerul simplu – scheme de măsurare a presiunii la nivelul tronsonului încercat

În orice caz, dacă nu se urmărește clacajul rocii, presiunea de injectare funcție de rezultatele probelor de permeabilitate se poate prezenta ca în graficul de mai jos unde – pe segmentul AB – roca din suprafață este relaxată cu fisuri deschise, iar presiunea este mai mică decât sarcina geologică (σ_g), pe segmentul BC roca este mai compactă, iar presiunea de injectare depășește (σ_g) până în punctul C, de unde rămâne constantă până în punctul D, dar și mai departe (fig. 9).

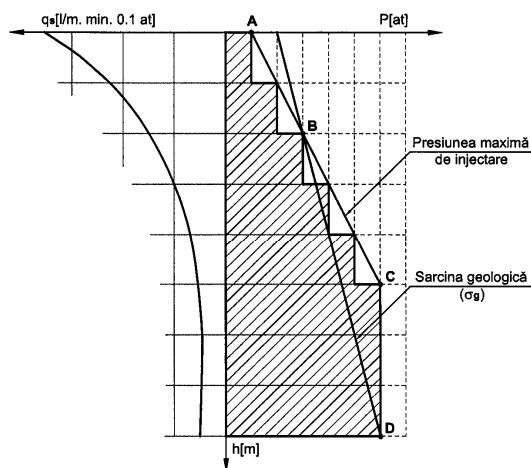


Fig. 9 - Stabilirea presiunii de injectare funcție de capacitatea specifică de absorbție și de adâncimea tronsonului

3.2.2. Interpretarea rezultatelor de absorbție prin injectarea apei se realizează cu ajutorul diagramelor debit/presiune astfel (fig. 10):

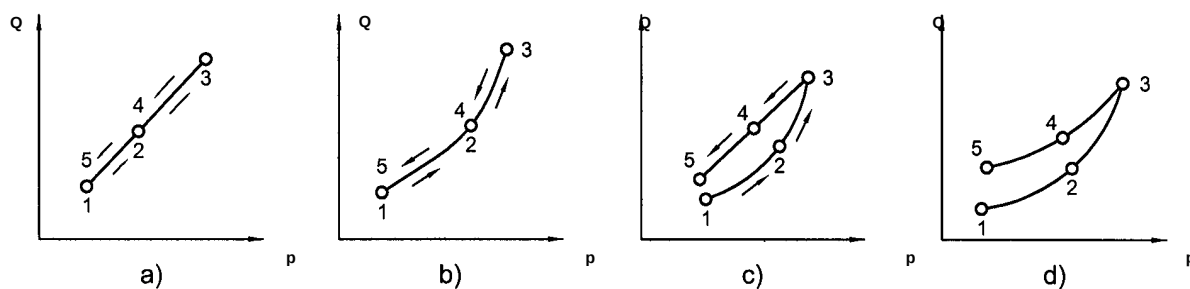


Fig. 10 - Grafice de variație a debitelor absorbite în funcție de presiunea de injectare (după E. Marchidanu 1983)

- în fig. 10.a apa circulă prin fisuri deschise, necolmatate, roca nu suferă deformații;
- în fig. 10.b concavitatea curbei indică faptul că eforturile aplicate au condus la deformarea pur elastică a rocii;
- în fig. 10.c are loc o decolmatare a fisurilor, se atinge regimul de curgere permanent atestat de liniaritatea ramurii descrescătoare;
- în fig. 10.d are loc o suprapunere a efectelor de decolmatare cu cele de deformare elastică.

3.3. Alte criterii privind injectabilitatea rocilor

3.3.1. Recomandări ICOLD (Londe 1982)

Recomandări privind criteriile de aplicare a măsurilor de impermeabilizare a terenurilor fundate fisurate, ale barajelor:

$$q \leq 5 \text{ u.L.}$$

- roci suficient de impermeabile; nu sunt necesare lucrări de injectare; controlul infiltrațiilor se face numai prin drenaje;

$$5 \text{ u.L.} < q \leq 20 \text{ u.L.}$$

- roci cu permeabilitate medie; sunt necesare lucrări de injecții combinate cu drenaje;

$$q > 20 \text{ u.L.}$$

- roci cu fisuri largi, microcarsturi, permeabilitate neomogenă; necesită injecții de mortar și suspensii de ciment după caz; lucrările de drenaj nu sunt relevante.

3.3.2. Sugestii de evaluare a permeabilității masivelor de roci stâncoase, fisurate, formulate de cercetătorii spanioli Foyo, Sanchez, Tomillo (F.S.T.)

Indicele de Permeabilitate Secundară (SPI)

Alberto Foyo și colaboratorii, au introdus Indicele de Permeabilitate Secundară (Secondary Permeability Index – SPI) care se determina cu relația:

$$SPI = C \times \frac{\ln\left(\frac{2 \times l_c}{r} + 1\right)}{2\pi} \times \frac{Q}{l_c \times H \times t}$$

în care:

SPI – Indicele de Permeabilitate Secundară a suprafeței laterale a tronsonului de foraj supus testului de permeabilitate (l/s×m²);

C – constanta care depinde de vâscozitatea apei la T = 10⁰ C, C = 1,49 × 10⁻¹⁰ (Snow, 1962);

l_c – lungimea secțiunii de verificare (m);

r – raza găurii de foraj (m);

Q – cantitatea de apă absorbită de masivul de rocă (l);

t – durata testului la o treaptă de presiune (s);

H – presiunea de injecție exprimată în metri coloană de apă (m).

Indicele de Permeabilitate Secundară are semnificația coeficientului de permeabilitate k (m/s) corespunzător mediilor poroase și permite conversia absorbției de apă care se obține prin testul Lugeon în permeabilitate corespunzătoare mediilor poroase (determinată conform principiilor Darcy).

Conform autorilor menționați, unei unități Lugeon îi corespunde 2,16 × 10⁻¹⁴ SPI.

În funcție de Indicele de Permeabilitate Secundară, autorii au propus separarea masivelor de roci fisurate, permeabile în patru clase astfel:

Tabelul 1

Clase de permeabilitate în funcție de Indicele de Permeabilitate Secundară (SPI)

	Indicele de Permeabilitate Secundară – SPI (l/s×m ²)			
	≤ 2,16×10 ⁻¹⁴	2,16×10 ⁻¹⁴ 1,72×10 ⁻¹³	÷ ÷ 1,72×10 ⁻¹²	1,72×10 ⁻¹³ ≥ 1,72×10 ⁻¹²
	≤ 1 u.L.	1 ÷ 8 u.L.	8 ÷ 80 u.L.	≥ 80 u.L.
Clasa de încadrare a masivului de rocă	A	B	C	D
Caracterizare din punct de vedere calitativ	Excelentă	Bună	Slabă	Foarte slabă
Tratamentul prin injecții de ciment	Nu este necesar	Numai punctual	Tratament normal	Tratament extensiv

4. Situații practice de studiere a permeabilității rocilor

4.1. Studiarea permeabilității sub sarcină a rocilor (baraj Azuga)

În zona platformei experimentale unde s-au efectuat determinări „in-situ” pe 4 cuburi de beton cu dimensiunile $80 \times 80 \times 40$ cm ale parametrilor de forfecare și elastici ai terenului de fundare pentru viitorul baraj, s-au executat și teste de măsurare a absorbției specifice sub sarcină. Testele s-au realizat pe principiul vasului cu nivel constant (Boldărev – Nesterov) în foraje executate sub cuburile încărcate prin compresiune în cicluri, la sarcina maximă de 30 daN/cm^2 .

Forajele de 2 m adâncime au fost tubate cu tub PVC perforat înconjurat în spațiul inelar dintre el și gaura de foraj de pietriș mărgăritar.

Diferența de nivel între vasul cu nivel constant și mediana forajului a fost de $\Delta H = 3,8 \text{ m}$ (fig. 11.).

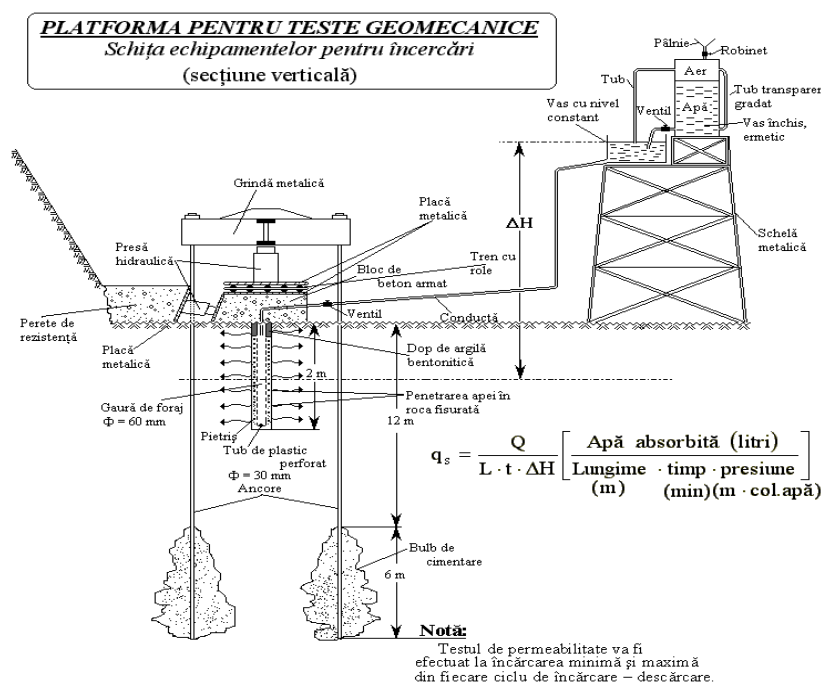


Fig. 11 - Schema pentru teste mecanice și încercări de permeabilitate

Calculul capacității de absorbție s-a făcut după formula clasică: $q = \frac{Q}{l \times t \times \Delta H (\text{m.col.de.apa})}$

Rezultatele obținute s-au înscris într-un ecart larg de valori atât la turnarea simplă fără presiune (0 daN/cm^2): $0,09 < q_s < 0,53 \text{ l/m.min.0,1atm}$ cât și la presiunea maximă din ciclu (30 daN/cm^2): $0,1 < q_s < 0,48 \text{ l/m.min.0,1atm}$. Oscilația valorilor absorbției este prezentată în tabelul de mai jos:

Tabelul 2

Variația capacității specifice de absorbție q_s la diverse trepte de încărcare σ

Blocul	σ (daN/cm ²)	q_s (l/m.min.0,1atm)	Variația permeabilității (%)
1	0	0,400	↓ 12,5
	30	0,350	
2	0	0,530	↓ 9,4
	30	0,480	
3	0	0,092	↑ 83,6
	30	0,169	
4	0	0,150	↓ 66,6
	20	0,050	

Cu anumite excepții (cub nr. 3), în toate cazurile capacitatea specifică de absorbție scade odată cu încărcarea (are loc închiderea fisurilor), iar absorbțiile obținute pe ramura de încărcare sunt mai mici decât cele obținute pe ramura de descărcare. Cauzele acestui fenomen pot fi – închiderea/deschiderea elastică a fisurilor, spălarea, modificarea stării de eforturi în interspațiul dintre fisuri, clacări locale în vecinătatea găurii de foraj, efectul de pană al apei aflată sub presiune.

Din punct de vedere al corelațiilor între încercarea de permeabilitate și testul de compresibilitate, se pot remarca următoarele:

- din punct de vedere al reprezentării, graficele celor două tipuri de teste sunt relativ simetrice față de axa presiunilor; dacă la încărcare deformația măsurată crește odată cu efortul la testul de permeabilitate în aceleași condiții de presiune absorbția scade;
- cu cât deformația remanentă obținută la încărcare este mai mare cu atât diferențele dintre absorbțiile în lipsa încărcării (0 daN/cm^2) realizate succesiv pe cele două ramuri ale curbei sunt mai mari (depășirea rezistenței structurii manifestată prin îndesirea fragmentării se reflecta în absorbții suplimentare la revenire, în lipsa efortului) – fig. 12.

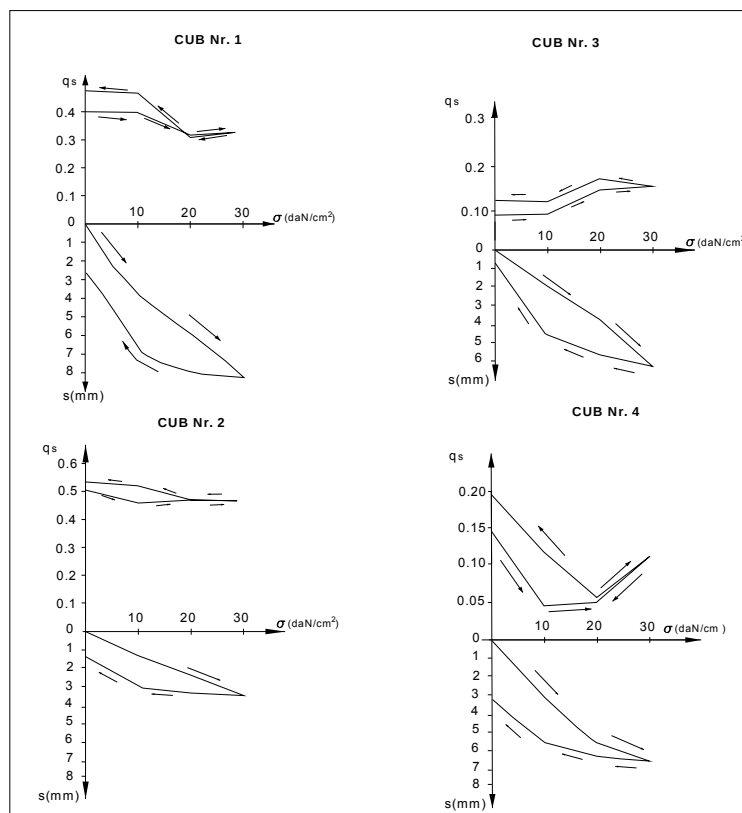


Fig. 12 - Capacitatea specifică de absorbție sub încărcare
reprezentarea corelațiilor și exemple de calcul

Este necesar de menționat că într-un caz real, la golirea lacului sau alte descărcări de sarcină ale rocii din ampriza barajului situații întâlnite în cursul exploatării, debitele absorbite în terenul de fundație pot să crească (conform ramurii de retur a graficului q_s/σ).

4.2. Studiul permeabilității rocii într-un amplasament de baraj proiectat (baraj Azuga)

Pentru barajul proiectat pe valea Azuga s-au realizat încercări de permeabilitate prin injecție de apă din foraj prin izolarea tronsoanelor cu packer simplu armat de la suprafață în mai multe amplasamente.

Barajul este amplasat într-un teritoriu geologic aparținând flișului carpatic (Pânza de Ceahlău – Strate de Sinaia) alcătuit dintr-o alternanță ritmică de roci competente – gresii, marnocalcare, calcare cu șisturi argiloase marnoase. Roca este tectonizată fiind afectată de cute, microcute, fisuri de tensiune dezvoltate în rețele în general perpendiculare pe stratificație. Stratele prezintă diferite poziții în amplasamentele studiate, cu direcții în general E – V și înclinări variabile cuprinse în general între 40 – 85° către N, respectiv S de o parte și de alta a axei – fig. 13.

DIAGRAMA MICROTECTONICĂ A SUPRAFETELOR DE STRATIFICAȚIE PENTRU TRONSONUL DE VALE KM 3+100 ... KM 6+500

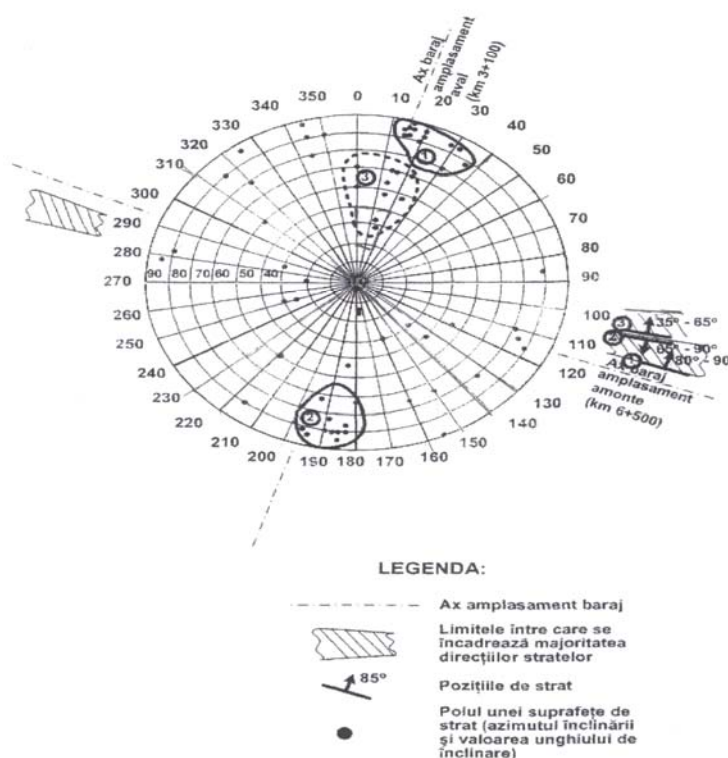


Fig. 13 - Diagrama microtectonică a suprafețelor de stratificație pentru tronsonul de vale km 3+100 ÷ km 6+500

Forajele pentru încercările de permeabilitate au avut diametre $\varnothing$ 89 mm, adâncimi de 30 – 65 m și s-au executat în condiții de carotaj continuu. Recuperajul din foraje a fost slab 25 – 35 %, indicele de calitate al rocii nefiind satisfăcător (rocă slabă) IRQD = 25 – 35 %.

Datorită gradului ridicat de fracturare al rocii testele s-au executat descendent, în tronsoane de câte 5 m în cicluri diferite de presiune funcție de adâncime (tabel 3).

Tabel 3

Adâncime tronson (m)	Presiuni de încercare
< 10	1 – 3 – 1
10 – 15	1 – 3 – 5 – 3 – 1
15 – 20	1 – 3 – 4 – 7 – 5 – 3 – 1
20 – 25	1 – 3 – 5 – 10 – 5 – 3 – 1
> 25	1 – 3 – 5 – 10 – 15 – 10 – 5 – 3 – 1

Cu toate variațiile debitelor absorbite, a pierderilor de circulație pe diferite tronsoane se remarcă totuși o tendință de închidere a fisurilor sub 40 m adâncime – fig. 14.

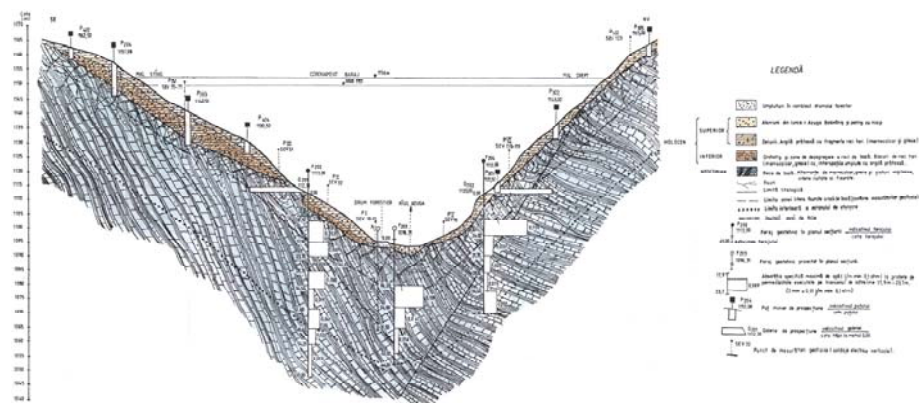


Fig. 14 - Secțiune geologică și hidrogeologică

Pe ansamblu s-a putut realiza o zonare pe verticală a rocii de bază din punct de vedere al capacității specifice de absorbție – tabel 4.

Tabel 4

Adâncimea de la suprafața rocii de bază (m)	Capacitatea specifică de absorbție q (l/m.min.0,1atm)	Consumul de ciment la injectare A (kg/m)
0 – 20 ÷ 30	$0,2 \leq q \leq 0,4(20-40uL)$	$A > 75 - 150$
20 ÷ 30 – 30 ÷ 40	$0,05 \leq q \leq 0,1(5-10 uL)$	$50 < A < 75$
> 40	$q \leq 0,05(5uL)$	10 – 30

În figura alăturată au putut fi remarcate, pe tronsoane de adâncime, diferite tendințe de absorbție funcție de presiunile de injectie (fig. 15):

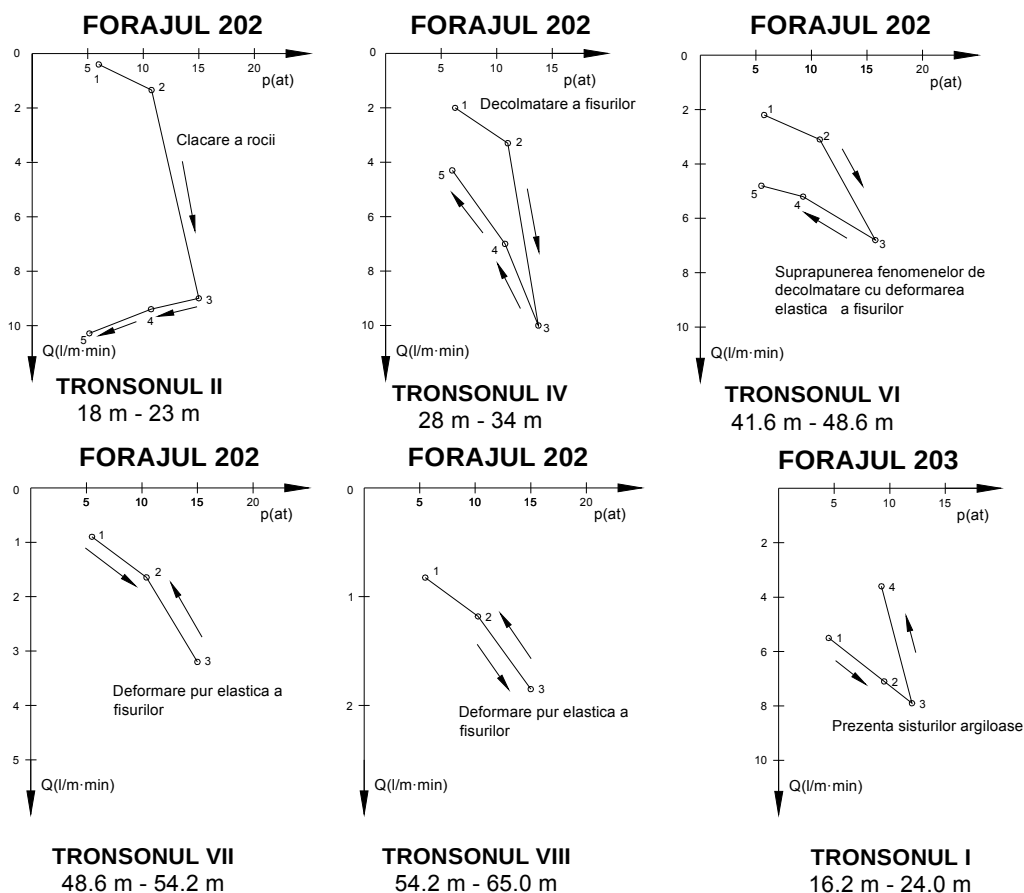


Fig. 15 - Corelații capacitate specifică de absorbție (q_s) – presiune (p)

- la adâncimi de până la 20 – 25 m – fisurile sunt umplute în general cu material argilos suferind în cursul încercărilor procese de decolmatare; la presiuni mai ridicate (15 atm) se pot produce clacări locale ale rocii;
- sub 20 – 25 m – până la 40 m structura prezintă în continuare o neomogenitate tectonică și litologică;
- sub adâncimea de 40 m roca devine compactă, gradul de fisurație este mai redus, absorbțiile scăzând de regulă sub $q_s \leq 0,05$ sau $q_s \leq 0,03$ l/m.min.0,1 atm.

Avându-se în vedere cele expuse se poate estima că pentru un baraj de 60 - 80 m înălțime impermeabilizarea fundației se poate realiza cu foraje de 50 – 65 m adâncime în două șiruri și trei etape – dată fiind eterogenitatea litologică și tectonică a mediului de rocă.

5. Îmbunătățirea activității de cercetare în ceea ce privește permeabilitatea rocilor – propuneri

Considerăm că evaluarea pierderilor de apă pe baza capacității specifice de absorbție și echivalarea coeficientului de permeabilitate (k – cm/s) cu absorbția după criteriul Lugeon (u.L.) permit o interpretare corectă și sugestivă a rezultatelor probelor de permeabilitate prin injecții cu apă în roci fisurate.

Celelalte criterii prezentate prezintă un oarecare interes mai ales în legătură cu clasificarea masivelor de rocă. În toate cazurile analiza tectonică riguroasă și metodele simple dar eficiente ale măsurării absorbției de apă pot da indicații corecte asupra stării din punct de vedere hidrogeologic și hidraulic și asupra injectabilității rocii.

Pentru a putea simula cât mai corect situații reale care apar în exploatarea barajelor încercările de permeabilitate sub sarcină la diferite încărcări și comparația cu încercările de compresibilitate este foarte sugestivă dând indicații și asupra execuției sistemului de drenaj.

Bibliografie

- [1] Flegont Gh., Andrei C. (2002). Injecții și drenaje în fundațiile stâncoase ale marilor baraje. Editura MAD Linotype.
- [2] Hobbs E., Means D., Williams P. (1976). Principii de geologie structurală. Editura științifică și enciclopedică.
- [3] Fediuc L. (2010). Teză de doctorat. Contribuții la îmbunătățirea consolidării și impermeabilizării prin injecții cu ciment a masivelor de roci stâncoase. Studii de caz: Baraj Gura Apelor – Retezat.
- [4] Furnigel L., Pojar Fl., Furnigel Il. (1998 – 2002). Surse de alimentare cu apă a zonei Azuga – Breaza, jud. Prahova – etapele I și II. Studii geologice-tehnice și hidrogeologice privind barajul Azuga pe v. Azuga. Arhiva tehnică S.C. Aquaproiect S.A.
- [5] Marchidanu E. (1983). Impermeabilizarea prin cimentare a rocilor fisurate. Editura tehnică.
- [6] Marchidanu E., Furnigel L., Vardianu A., Rolea V. (2004). Platformă pilot pentru teste geomecanice in-situ efectuate în amplasamentul unui baraj din beton, de greutate, pe valea Azuga, jud. Prahova. Revista Română de Geotehnică și Fundații nr. 2.
- [7] Stematiu D. (1997). Mecanica rocilor. Editura didactică și pedagogică.

PERMEABILITATEA BETOANELOR PREPARATE CU CEM II/B-M(S-LL)32,5R

PERMEABILITY OF CONCRETE PREPARED WITH CEM II/B-M(S-LL)32,5R

RADU GAVRILESCU¹

Rezumat: În articol se face o sumară trecere în revistă a unor aspecte teoretice legate de permeabilitatea betoanelor, parametru ce caracterizează microstructura și care poate fi ușor determinat într-un laborator de stație cu medie dotare. Printr-o abordare de performanță, se prezintă comparația rezultatelor experimentale obținute în cel mai amplu program național de testare a cimenturilor CEM II/B-M(S-LL) 32,5R cu cele determinate pe CEM II/A-S 32,5R. Articolul deschide seria de prezentare a caracteristicilor de microstructură (permeabilitate, absorbție, porozitate) aferente betoanelor preparate cu acest nou tip de ciment Portland compozit, eficient sub aspect ecologic.

Cuvinte cheie: ciment, beton, calcar, permeabilitate, durabilitate, performanța

Abstract: The article offers a brief review of the theoretical issues related to the permeability of concrete, parameter that characterizes the microstructure and that can be easily determined in a medium-equipped laboratory. Using an efficient approach, the comparison of experimental results obtained in the largest national program of testing this new CEM II / B-M (S-LL) 32,5 R with those determined on CEM II / A-S 32,5 R is presented. The article opens the series of microstructure characteristics (permeability, absorption, porosity) presentations for concrete made with Portland composite cement, effective from environmental point of view.

Keywords: cement, concrete, limestone, permeability, durability, performance

1. Introducere

Începând cu anii '90, în corelație cu nivelul tehnologic atins de industrie, cimenturile Portland compozite (în special CEM II/A-M) încep să aibă o pondere importantă la nivel european efect al capacității acestora de a realiza echilibrul (atât de necesar) între o performanță ridicată a produselor (specifică economiei de piață) și satisfacerea exigențelor de mediu. Utilizarea cimenturilor Portland compozite crește eficiența ecologică a construcțiilor din beton întrucât aceste cimenturi oferă posibilitatea reducerii emisiilor de CO₂ pe tona de ciment în condițiile în care din punct de vedere tehnologic, acum, se pot obține toate clasele de rezistență prevăzute de standardul EN 197-1:2011.

Pe plan european se conturează o serie de orientări din punct de vedere tehnic cu privire la anumite cimenturi cu conținut ridicat (21...35%) de adaosuri (CEM II/B), din care unul este calcarul. Atenția pare să se concentreze pe cimenturile Portland compozite CEM II/B-M(S-LL), CEM II/B-M(V-LL) și Portland cu calcar CEM II/B-L, funcție și de resursele disponibile local, urmărindu-se fundamentarea din punct de vedere tehnic a unor domenii de utilizare pentru acestea, respectiv acceptarea lor în diferite clase de expunere prin norme naționale de aplicare a standardului EN 206-1.

¹ ing. (eng.), e-mail: articoleRGA@yahoo.ro

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Postelnicu Tudor, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng. Technical University of Civil Engineering).

Cimenturile Portland compozite (CEM II/A,B-M) cu adaos de calcar (LL) pot fi considerate cimenturi „candidat”, utilizabile în betoane livrate uzual de către o stație dacă durabilitatea acestora este dovedită prin studii de laborator și „in situ”, conform prevederilor NE 012/1:2007 [1].

Articolul prezintă o serie de date experimentale obținute pe cimenturi tip CEMII/B-M(S-LL)32.5R urmărind, printr-o abordare de performanță, identificarea caracteristicilor compoziționale ale betoanelor preparate cu cimenturile „candidat” care oferă egală performanță cu cele preparate cu un ciment „de referință” tip CEM II/A-S 32,5R, acceptat în toate clasele de expunere „X” la acțiunea mediului înconjurător și care a trecut „proba timpului” în condițiile climatice și de disciplină tehnică specifice țării noastre. Abordarea prezentată, comparativă, de performanță, este necesară întrucât abordarea actuală (de tip „proiectat să dureze”) nu mai poate furniza instrumentele necesare unei extinderi a domeniilor de utilizare a cimenturilor pentru care nu există experiența națională în utilizare, o perioadă relevantă de timp.

Articolul urmărește demonstrarea faptului că, la anumiți parametri compoziționali ai betonului, cimenturile Portland compozite cu adaos de calcar tip CEM II/B-M(S-LL), pot oferi „egală performanță” în ceea ce privește permeabilitatea, prin comparație cu un ciment tip CEM II/A-S 32,5R.

2. Aspecte generale privind permeabilitatea

2.1. Aspecte teoretice

Permeabilitatea betonului, posibil a fi verificată într-un laborator de stație cu o medie dotare, este evaluată prin măsurarea directă a adâncimii de pătrundere a apei în beton în urma aplicării unei anumite presiuni. Fenomenul se supune Legii lui Darcy și depinde, în cea mai mare parte, de mărimea și distribuția porilor capilari din structură, de orientarea acestora, precum și de (micro)fisurile pietrei de ciment respectiv ale agregatelor. Influența calității agregatelor asupra mărimii permeabilității este confirmată experimental [2] însă în aprecierea efectului acestuia este important de reținut faptul că granulele de agregat sunt înconjurate/incluse în matricea de piatră de ciment iar într-un beton bine compactat și tratat în mod corespunzător, porozitatea capilară a pietrei de ciment și nu porozitatea agregatelor influențează mărimea permeabilității. Prin efectul dat de microfisurarea pietrei de ciment, permeabilitatea betonului pus în opera este influențată și de compoziția mineralogică a clincherului, în special de conținutul de C3A de care se leagă dinamica și mărimea contracțiilor precum și a căldurii de hidratare. Acesta este motivul pentru care, în aprecierea permeabilității betoanelor preparate cu noi tipuri de ciment, este important să fie testate cimenturi din surse diferite.

Permeabilitatea nu este influențată de porii de gel, de porii discontinui, cu secțiuni de intrare prea înguste sau de cei închiși (cu o singură intrare). În cazul utilizării unor cimenturi cu adaosuri puzzolanice, permeabilitatea betonului scade pe măsură ce cantitatea de materiale „cimentoide” hidratate crește, fiind cunoscut faptul că o tratare eficientă și suficientă a acestor cimenturi conduce la betoane cu permeabilitate redusă.

Un beton cu o porozitate și absorbție mari, având o pondere mare a porilor capilari, va avea și o permeabilitate mare, între porozitatea capilară și permeabilitate fiind o puternică relație de dependență [3]. Pentru o aceeași porozitate totală, dacă ponderea porilor discontinui/inactivi (de gel sau rezultați din antrenarea aerului) în ceea ce privește transportul lichidelor este mare atunci permeabilitatea betonului este scăzută. Pentru un același tip de ciment, cu cât rezistența

la compresiune a betonului este mai mare iar raportul A/C mai scăzut, cu atât permeabilitatea acestuia este mai redusă. Ar fi utila stabilirea unor corelații matematice între porozitate și permeabilitate plecând de la ponderea în matrice a porilor relevanți pentru acest fenomen precum și de la existența sau nu a continuității între aceștia. Întrucât acest lucru este dificil, pentru evaluarea permeabilității unui beton, calea directă – experimentală - rămâne în consecință singura posibilă și desigur, de încredere.

Tabelul 1

Parametrii cimenturilor Portland composite CEM II/B-M(S-LL) 32,5R testate, obținute industrial

Sursa	CEM	Tip de ciment	Dozaj de adaos [%]			Blaine [cm ² /g]	Rezistența la compresiune [MPa]	
			Zgura (S)	Calcar (LL)	Comp minor [CKD]		2 zile	28 zile
2	D 1	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	17	8,4	0	3650	15,5	36,9
	D 2	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	20	10,4	0	3380	13,9	33,2
	D 3	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	21	13,8	0	3620	12,7	33,9
	REF	CEM II/A-S 32,5R	17	0	3,2	3370	16,4	36,0
1	B 1	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	15,5	7,4	0	3320	19,7	39,2
	B 2	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	14,5	13,9	0	3550	17,1	38,6
	B 3	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	14,4	17,3	0	4290	16,7	36,0
3	F 1	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	14	11,4	0	3690	18,2	36,6
	F 2	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	16	14,1	0	3770	18,1	37,0
	F 3	CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	16	18,1	0	3570	15,1	32,6

Nota: CKD reprezintă praf de electrofiltru

Determinarea permeabilității betonului este o încercare ușor de realizat fiind utilă prevederea în reglementari a obligativității efectuării curente a acestei determinări asupra betoanelor preparate cu cimenturi Portland compozite cu adaos de calcar tip CEM II/B. Această determinare oferă informații esențiale privind capacitatea betonului de a rezista pătrunderii apei sub presiune, în final putându-se face anumite aprecieri asupra durabilității și performanțelor sale, prin comparație cu betonul „de referință”, pentru care exista o suficientă experiență în practica. Încercarea se poate efectua atât în mod curent, pentru verificări de rutină în ceea ce privește monitorizarea producției cât și în momentul proiectării unei compoziții noi de beton.

Între rezultatele de laborator și ceea ce este obținut în practica de șantier este cunoscut faptul că diferențele între adâncimile de pătrundere ale apei pot fi mari, efect al calității punerii în opera și tratării pe șantier. La executarea lucrărilor trebuie acționat asupra reducerii permeabilității betonului preparat cu cimenturi Portland compozite cu adaos de calcar printr-o compactare eficientă și prin creșterea duratei de tratare, această caracteristică fiind puternic influențată de umiditatea betonului, în special în prima perioadă de viață, întrucât prin creșterea duratei tratării este redusă porozitatea capilară direct responsabilă pentru mărirea permeabilității.

Standardele SR EN 206-1 și SR 13510:2006 nu mai includ condiționări privind permeabilitatea în modul descriptiv de stabilire a compoziției și parametrilor betonului, cerințele asupra acestuia fiind îndeplinite prin tandemul de valori limită „clasa minimă beton – raport maxim A/C”, obligatoriu de respectat în fiecare anexă națională și de verificat, desigur. Încercarea de permeabilitate a existat în vechile reglementări (C140/1986 și NE 012/1999) și a fost considerată în continuare a fi relevantă pe plan național pentru estimarea comportării

betonului în timp, fiind inclusă în NE 012/2:2010 [4] pe considerente de respectare a tradiției naționale și o mai bună caracterizare a betoanelor hidrotehnice.

2.2. Stabilirea unui criteriu de performanță în ceea ce privește permeabilitatea

Pentru aceeași valoare prescrisă a presiunii maxime a apei, adâncimea de pătrundere medie a apei („X,candidat”) în betonul preparat cu cimentul candidat, determinată conform NE 012/2:2010 [4], trebuie să fie mai redusă decât adâncimea de pătrundere medie a apei în betonul preparat cu cimentul de referință („X,referință”), considerând un factor de siguranță „θ” care ține seama de precizia de măsurare și de nivelul de siguranță dorit:

$$X_{\text{candidat}} \leq \theta \times X_{\text{referință}} \quad (1)$$

θ - factor de siguranță (θ≤1)

3. Determinări experimentale ale permeabilității betonului preparat cu cimenturi Portland composite cu adaos de calcar

Pentru determinarea permeabilității la 28 de zile, epruvetele au fost menținute 7 zile în apă și apoi până la 28 de zile în laborator, în condiții controlate, la o temperatură de 20°C și umiditate de 65% („condiții standard”) conform prevederilor NE 012/2:2010 [4]. Rezultatele adâncimii de pătrundere a apei „X” pentru un grad de permeabilitate P5 sunt prezentate în continuare.

Tabelul 2

Evaluarea nivelului de satisfacere a criteriului de performanță referitor la permeabilitatea medie „X” (Sursa 1)

	Dozaj de ciment CEM II/B-M(S-LL) 32,5R				
CEM II/A-S 32,5R	280 Kg / m ³	320 Kg / m ³	370 Kg / m ³	400 Kg / m ³	470 Kg / m ³
280 Kg/m ³ (C 20/25) <u>A/C=0,59</u> X = 2,56 cm	B1 (C16/20, 0,61) 2,50cm	B1 (C20/25, 0,51) 2,49cm	B1 (C25/30, 0,42) 2,11cm	B1 (C30/37, 0,39) 2.02cm	B1 (C35/45, 0,35) 1,71cm
	-	B2 (C20/25, 0,46) 2,54cm	B2 (C25/30, 0,43) 2,30cm	B2 (C25/30, 0,37) 2,17cm	B2 (C30/37, 0,33) 1,88cm
	-	-	-	B3 (C25/30, 0,38) 2,34cm	B3 (C30/37, 0,34) 2,04cm
320 Kg/m ³ (C25/30) <u>A/C=0,50</u> X = 2,37 cm	-	-	B1 (C25/30, 0,42) 2,11cm	B1 (C30/37, 0,39) 2.02cm	B1 (C35/45, 0,35) 1,71cm
	-	-	B2 (C25/30, 0,43) 2,30cm	B2 (C25/30, 0,37) 2,17cm	B2 (C30/37, 0,33) 1,88cm
	-	-	-	B3 (C25/30, 0,38) 2,34cm	B3 (C30/37, 0,34) 2,04cm
370 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,45</u> X = 1,87 cm	-	-	-	-	B1 (C35/45, 0,35) 1,71cm
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
400 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,40</u> X = 1,77 cm	-	-	-	-	B1 (C35/45, 0,35) 1,71cm
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-

Pentru a se obține performanțe superioare cimentului „de referință” în ceea ce privește permeabilitatea „X” (factor de siguranță θ = 1,0), cimenturile „candidat” trebuie să îndeplinească un set de parametri în ceea ce privește clasa minimă „Cmin”, raportul A/C maxim (A/Cmax.) și dozajul minim de ciment („CEMmin”) în conformitate cu tabelul următor.

Tabelul 3

Stabilirea setului de parametri necesari cimentului „candidat” din sursa 1 pentru satisfacerea criteriului referitor la „X” ($\theta = 1,0$)

Ciment „de referință” CEM II/A-S 32,5R	Set de parametri ciment „candidat” CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	Suplimentare dozaj ciment	Suplimenta re clasa beton
C 20/25, A/C=0,59, 280 Kg/m ³	B1 (Cmin 16/20, A/Cmax=0,61, CEM min = 280 Kg/m ³) B2 (Cmin 20/25, A/Cmax=0,46, CEM min = 320 Kg/m ³)	Nu este cazul + 40 Kg/m ³	Nu +1
C 25/30, A/C=0,50, 320 Kg/m ³	B1 (Cmin 25/30, A/Cmax=0,42, CEM min = 370 Kg/m ³) B2 (Cmin 25/30, A/Cmax=0,43, CEM min = 370 Kg/m ³)	+ 50 Kg/m ³ + 50 Kg/m ³	Nu Nu
C 25/30, A/C=0,45, 370 Kg/m ³	B1 (Cmin 35/45, A/Cmax=0,35, CEM min = 470 Kg/m ³)	+ 100 Kg/m ³	+ 2
C 25/30, A/C=0,40, 400 Kg/m ³	B1 (Cmin 35/45, A/Cmax=0,35, CEM min = 470 Kg/m ³)	+ 70 Kg/m ³	+2
C 40/50, A/C=0,36, 470 Kg/m ³	Nu s-au efectuat determinări	N/a	N/a

Pentru CEM II/B-M(S-LL) 32,5R având un conținut de zgură de maxim 14,5% si calcar de 13,9% (Sursa 1), la dozaje între 280 si 400 Kg/m³ este necesară suplimentarea dozajului de ciment „candidat” cu pana la 100Kg/m³ asociat cu creșterea claselor de rezistență a betonului (cu până la doua clase) pentru a se atinge permeabilități inferioare cimentului „de referință”, cu un factor de siguranță $\theta = 1,0$.

Tabelul 4

Evaluarea nivelului de satisfacere a criteriului de performanță referitor la permeabilitatea medie „X” (Sursa 2)

	Dozaj de ciment CEM II/B-M(S-LL) 32,5R			
CEM II/A-S 32.5R	320 Kg / m ³	370 Kg / m ³	400 Kg / m ³	470 Kg / m ³
280 Kg/m ³ (C 20/25) <u>A/C=0,59</u> <u>X = 2,56 cm</u>	D1 (C20/25, 0,47) 2,34cm	Netestat	D1 (C30/37, 0,36) 1,82cm	D1 (C35/45, 0,33) 1,74cm
	-	-	D2 (C30/37, 0,39) 2,06cm	D2 (C35/45, 0,33) 2,02cm
	-	-	D3 (C25/30, 0,39) 3,47cm	D3 (C35/45, 0,33) 2,45cm
320 Kg/m ³ (C25/30) <u>A/C=0,50</u> <u>X = 2,37 cm</u>	D1 (C20/25, 0,47) 2,34cm	-	D1 (C30/37, 0,36) 1,82cm	D1 (C35/45, 0,33) 1,74cm
	-	-	D2 (C30/37, 0,39) 2,06cm	D2 (C35/45, 0,33) 2,02cm
	-	-	-	-
370 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,45</u> <u>X = 1,87 cm</u>	-	-	D1 (C30/37, 0,36) 1,82cm	D1 (C35/45, 0,33) 1,74cm
	-	-	-	-
	-	-	-	-
400 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,40</u> <u>X = 1,77 cm</u>	-	-	-	D1 (C35/45, 0,33) 1,74cm
	-	-	-	-
	-	-	-	-

Pentru a se obține performanțe superioare cimentului „de referință” în ceea ce privește permeabilitatea „X” (factor de siguranță $\theta = 1,0$), cimenturile „candidat” trebuie să îndeplinească un set de parametri în ceea ce privește clasa minimă „Cmin”, raportul A/C maxim (A/Cmax.) și dozajul minim de ciment (CEM min”) în conformitate cu tabelul următor.

Tabelul 5

Stabilirea setului de parametri necesari cimentului „candidat” din sursa 2 pentru satisfacerea criteriului referitor la „X” ($\theta = 1,0$)

Ciment „de referință” CEM II/A-S 32,5R	Set de parametri ciment „candidat” CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	Suplimentare dozaj ciment	Suplimentare clasa beton
C 20/25, A/C=0,59, 280 Kg/m ³	D1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,36, CEM min = 400 Kg/m ³) D2 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,39, CEM min = 400 Kg/m ³) D3 (Cmin 25/30, A/Cmax=0,39, CEM min = 400 Kg/m ³)	+ 120 Kg/m ³ + 120 Kg/m ³	+2 +2 +1
C 25/30, A/C=0,50, 320 Kg/m ³	D1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,36, CEM min = 400 Kg/m ³) D2 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,39, CEM min = 400 Kg/m ³)	+ 80 Kg/m ³ + 80 Kg/m ³	+1 +1
C 25/30, A/C=0,45, 370 Kg/m ³	D1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,36, CEM min = 400 Kg/m ³)	+ 30 Kg/m ³	+ 1
C 25/30, A/C=0,40, 400 Kg/m ³	D1 (Cmin 35/45, A/Cmax=0,33, CEM min = 470 Kg/m ³)	+ 70 Kg/m ³	+2
C 40/50, A/C=0,36, 470 Kg/m ³	Nu s-au efectuat determinări	N/a	N/a

Pentru CEM II/B-M(S-LL) 32,5R având un conținut de zgură de maxim 21% și calcar de 13,8% (Sursa 2), la dozaje între 280 și 400 Kg/m³ este necesară suplimentarea dozajului de ciment „candidat” cu până la 120Kg/m³ asociat cu creșterea claselor de rezistență a betonului (cu până la două clase) pentru a se atinge permeabilități inferioare cimentului „de referință”, cu un factor de siguranță $\theta = 1,0$.



Fig. 1 - Aspecte din timpul încercărilor în Laboratorul Departamentului de Construcții din Beton Armat, Universitatea Tehnică de Construcții București

Evaluarea nivelului de satisfacere a criteriului de performanță referitor la permeabilitatea medie „X” (Sursa 3)

	Dozaj de ciment CEM II/B-M(S-LL) 32,5R		
CEM II/A-S 32,5R	370 Kg / m ³	400 Kg / m ³	470 Kg / m ³
280 Kg/m ³ (C 20/25) <u>A/C=0,59</u> <u>X = 2,56 cm</u>	F1 (C30/37, 0,30) 2,25cm	F1 (C30/37, 0,38) 1,53cm	F1 (C35/45, 0,34) 1,20cm
	F2 (C25/30, 0,40) 2,47cm	F2 (C30/37, 0,39) 1,76cm	F2 (C30/37, 0,37) 1,55cm
	F3 (C25/30, 0,40) 2,55cm	F3 (C30/37, 0,36) 1,98cm	F3 (C30/37, 0,35) 1,70cm
320 Kg/m ³ (C25/30) <u>A/C=0,50</u> <u>X = 2,37 cm</u>	F1 (C30/37, 0,30) 2,25cm	F1 (C30/37, 0,38) 1,53cm	F1 (C35/45, 0,34) 1,20cm
	-	F2 (C30/37, 0,39) 1,76cm	F2 (C30/37, 0,37) 1,55cm
	-	F3 (C30/37, 0,36) 1,98cm	F3 (C30/37, 0,35) 1,70cm
370 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,45</u> <u>X = 1,87 cm</u>	-	F1 (C30/37, 0,38) 1,53cm	F1 (C35/45, 0,34) 1,20cm
	-	-	F2 (C30/37, 0,37) 1,55cm
	-	-	F3 (C30/37, 0,35) 1,70cm
400 Kg/m ³ (C 25/30) <u>A/C=0,40</u> <u>X = 1,77 cm</u>	-	F1 (C30/37, 0,38) 1,53cm	F1 (C35/45, 0,34) 1,20cm
	-	F2 (C30/37, 0,39) 1,76cm	F2 (C30/37, 0,37) 1,55cm
	-	-	F3 (C30/37, 0,35) 1,70cm
470 Kg/m ³ (C 40/50) <u>A/C=0,36</u> <u>X = 1,52 cm</u>	-	-	F1 (C35/45, 0,34) 1,20cm
	-	-	-
	-	-	-

Pentru a se obține performanțe superioare cimentului „de referință” în ceea ce privește permeabilitatea „X” (factor de siguranță $\theta = 1,0$), cimenturile „candidat” trebuie să îndeplinească un set de parametri în ceea ce privește clasa minimă „Cmin”, raportul A/C maxim (A/Cmax) și dozajul minim de ciment (CEM min”) în conformitate cu tabelul următor.

Tabelul 7

Stabilirea setului de parametri necesari cimentului „candidat” din sursa 3 pentru satisfacerea criteriului referitor la „X” ($\theta = 1,0$)

Ciment „de referință” CEM II/A-S 32,5R	Set de parametri ciment „candidat” CEM II/B-M(S-LL) 32,5R	Suplimentare dozaj ciment	Suplimentare clasa beton
C 20/25, A/C=0,59, 280 Kg/m ³	F1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,30, CEM min = 370 Kg/m ³) F2 (Cmin 25/30, A/Cmax=0,40, CEM min = 370 Kg/m ³) F3 (Cmin 25/30, A/Cmax=0,40, CEM min = 370 Kg/m ³)	+ 90 Kg/m ³ + 90 Kg/m ³ + 90 Kg/m ³	+2 Nu Nu
C 25/30, A/C=0,50, 320 Kg/m ³	F1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,30, CEM min = 370 Kg/m ³) F2 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,39, CEM min = 400 Kg/m ³) F3 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,36, CEM min = 400 Kg/m ³)	+ 50 Kg/m ³ + 80 Kg/m ³ + 80 Kg/m ³	+1 +1 +1
C 25/30, A/C=0,45, 370 Kg/m ³	F1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,38, CEM min = 400 Kg/m ³) F2 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,37, CEM min = 470 Kg/m ³) F3 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,35, CEM min = 470 Kg/m ³)	+ 30 Kg/m ³ + 100 Kg/m ³ + 100 Kg/m ³	+ 1 +1 +1
C 25/30, A/C=0,40, 400 Kg/m ³	F1 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,38, CEM min = 400 Kg/m ³) F2 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,37, CEM min = 470 Kg/m ³) F3 (Cmin 30/37, A/Cmax=0,35, CEM min = 470 Kg/m ³)	Nu + 70 Kg/m ³ + 70 Kg/m ³	+1 +1 +1
C 40/50, A/C=0,36, 470 Kg/m ³	F1 (Cmin 35/45, A/Cmax=0,34, CEM min = 470 Kg/m ³)	Nu este cazul	Nu

Pentru CEM II/B-M(S-LL) 32,5R având un conținut de zgură de maxim 16% și calcar de 18,1% (Sursa 3), la dozaje între 280 și 400 Kg/m³ este necesară suplimentarea dozajului de

ciment „candidat” cu până la 100Kg/m³ asociat cu creșterea claselor de rezistență a betonului (cu până la doua clase) pentru a se atinge permeabilități inferioare cimentului „de referință”, cu un factor de siguranță $\theta = 1,0$.

4. Concluzii

Pentru cele nouă tipuri de ciment „candidat” Portland compozite tip CEM II/B-M(S-LL) 32,5R și CEM II/A-S 32,5R („de referință”) s-a determinat permeabilitatea, respectiv adâncimea de pătrundere a apei pentru un grad de permeabilitate P5, în mai multe variante compoziționale ale betonului.

Pentru cimenturile „candidat” analizate, criteriul de performanță „X” este satisfăcut într-un mod relativ omogen prin creșterea dozajului de ciment. Pe măsură ce dozajul de calcar crește permeabilitatea „X” crește, pentru toate dozajele de ciment „candidat”, fiind necesare suplimentări de dozaj de ciment pentru satisfacerea criteriului de performanță.

În mod surprinzător, este posibil ca undeva în intervalul 400 ... 470Kg/m³ și la rapoarte A/C foarte reduse (sub 0,4) să existe o limită până la care cimenturile „candidat” să aibă nevoie de o supradozare pentru egala performanță, prin comparație cu CEM II/A-S (conform celor de mai sus), după care cimenturile „candidat” să nu mai necesite supradozare. Acest posibil comportament – susținut de cimenturile „D1” și „F1” - poate indica un potențial tehnic deosebit al acestor cimenturi „candidat” CEM II/B-M(S-LL) pentru dozaje ridicate de ciment/m³, rapoarte reduse A/C și dozaje limitate de adaos de calcar.

Este posibil ca betonul „de referință” preparat cu CEM II/A-S 32,5R la clasă ridicată (C40/50) să poată fi depășit sub aspectul performanțelor în ceea ce privește permeabilitatea de un beton „candidat”, preparat cu CEM II/B-M(S-LL) 32,5R la dozaje și clase de rezistență chiar inferioare.

Testarea în continuare, respectiv îndeșirea determinărilor de absorbție, permeabilitate și porozitate (mărimi aflate în corelație), doar pentru intervalul 400 ... 470Kg/m³, poate aduce o confirmare sau nu, aceasta fiind o potențială direcție ulterioară de dezvoltare a temei tezei de doctorat.

Cele trei caracteristici de microstructură ale betonului – absorbția, permeabilitatea și porozitatea capilară – se influențează reciproc și se poate afirma faptul că, până la 470Kg/m³ și rapoarte A/C reduse, corespunzătoare, pentru același dozaj de ciment în beton, pe măsura creșterii dozajului de calcar în cimenturile Portland compozite CEM II/B-M(S-LL) 32,5R cele trei caracteristici sporesc. Aceasta specificitate face obligatorie testarea CEM II/B-M(S-LL) în mod intensiv, în laborator și „in situ”, pentru stabilirea cu claritate a valorilor compoziționale ale betonului la care pot fi folosite, în diferite clase de expunere „X”.

Bibliografie

- [1] NE 012/1-2007 "Normativ pentru producerea betonului și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea 1: Producerea betonului”;
- [2] INCERC, IPTANA și CIROM - Metode și soluții moderne de proiectare și executare a construcțiilor realizate din beton cu adaosuri din materiale reciclate, în conformitate cu reglementările europene. Aplicații pentru autostrăzi și drumuri. (PNCDI 2004, Program AMTRANS, NR. 7B1aD, Acronim DRUSOL);
- [3] Dan Georgescu, Adelina Apostu, Constantin Cosma – Construcții din beton cu impact redus asupra mediului și sănătății, Editura MatrixRom 2009;
- [4] NE 012/2: 2010 – “Normativ pentru producerea și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea 2: Executarea lucrărilor din beton”.

COMPORTAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT DE ÎNALTĂ PERFORMANȚĂ

SEISMIC BEHAVIOUR OF HIGH PERFORMANCE REINFORCED CONCRETE FRAMES

LUMA AHMED ADAY AL-JUMAILI¹

Rezumat: Betonul de înaltă performanță (BIP) a devenit recent un material utilizat pe scară largă în soluții moderne pentru clădiri, poduri, drumuri, etc. Pentru a produce un astfel de beton, sunt adăugate mixturi chimice și minerale, cum ar fi cenușa zburătoare, ciment de zgură, silice ultrafină, pulbere metalice, metacaolinul ș.a. Scopul acestei lucrări este evidențierea îmbunătățirii betonului din punct de vedere al rezistenței concomitent cu alte proprietăți, utilizând materiale pozvolanice, împreună cu superplastifiant în combinație cu un raport mic de apă ciment. Prezenta lucrare utilizează silice care are activitate bună pozvolanică, este un material bun pentru producția BIP, îmbunătățind caracteristicile betonului: crește ductilitatea betonului și se asimilează cu un beton de înaltă rezistență (BIR). Fibrele cresc ductilitatea BIP-ului, iar betonul nu fisurează, nici după atingerea unor deformații mari. Proiectarea și analiza structurii cadrelor din beton armat cu și fără aditivi sunt efectuate folosind programul de calcul structural ETABS.

Cuvinte cheie: Beton de înaltă performanță, ductilitate, analiză structurală

Abstract High Performance Concrete (HPC) has recently become a widely used concrete construction material for modern buildings, bridges, and pavements, etc. To produce such a better quality of concrete, chemical and mineral admixtures such as fly ash, slag cement, and silica fume, ground granulated blast furnace slag, as well as air-entraining agents are commonly used in the field construction. The aim of this paper is to emphasise the improvement of concrete in terms of its strength and many other properties, using pozzolanic materials along with superplasticizer having a low water cement ratio. The present work uses silica fume which has a good pozzolanic activity, is a good material for the production HPC, improving the concrete characteristics: increases the ductility of concrete and gets High Strength Concrete (HSC). Fibers increase the ductility of HPC, and concrete does not fail even after reaching high strain values. Finally the design and analysis of RC building with and without additives are carried out using ETABS software tool.

Keywords: High Performance Concrete, ductility, structural analysis

1. Introducere

Beton de înaltă performanță

BIP poate fi considerat ca fiind sinonim cu BIR (beton de înaltă rezistență). Aceasta se datorează faptului că scăderea raportului apă-ciment, care este necesară pentru a atinge o rezistență ridicată, modifică, în general, alte proprietăți [1,2]. Cu toate acestea, cu adaosul de aditivi minerali BIR se poate realiza o mai mare scădere a raportului apă-ciment, înlăturând efectele negative asupra proprietăților materialului. Prin urmare, este important să se înțeleagă faptul că performanța betonului este legată de microstructura și compoziția acestuia.

¹Drd. Ing., Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD Student, Eng., Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering, Industrial and Agricultural Buildings), Universitatea din Baghdad – Iraq (graduated of University of Baghdad – Iraq), e-mail: khamis_zidan@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Mircea Ieremia, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng., Technical University of Civil Engineering), e-mail: mieremia@utcb.ro

În ceea ce privește compozitele pe baza de ciment armate cu fibre, s-au făcut progrese remarcabile și s-a avansat enorm în ultimii ani. Acest lucru se datorează, în special, mai multor evoluții cu privire la matricea elementului, fibrele, interfața fibră-matrice, procesul de producție compozit, o mai bună înțelegere a mecanismelor fundamentale ce controlează comportarea lor specială și o îmbunătățire continuă a raportului performanță - cost. [3].

Spre deosebire de armătură, care este folosită pentru a crește capacitatea portantă a betonului, fibrele sunt mai eficiente pentru controlul fisurilor. De aceea, există anumite aplicații în care armarea cu fibre este mai bună decât barele de armare convenționale.

Fibrele acționează pentru a crește atât rezistența, cât și ductilitatea materialului, care devine beton de înaltă performanță armat cu fibre (BIPAF). Fibrele au un efect redus asupra rezistenței la compresiune. Cu toate acestea, fibrele cresc substanțial ductilitatea post-fisurare sau capacitatea de absorbție a energiei a materialului. Curba efort-deformație arată ecrisare (sau pseudo-ecrisare).

Aplicații seismice [4]:

Ductilitatea excelentă, capacitatea de disipare a energiei și toleranța la avariere dovedite, fac din betonul armat cu fibre un material atractiv pentru structurile rezistente la cutremur. Acest lucru este valabil mai ales pentru BIPAF care acum este în curs de dezvoltare. De exemplu, cadrele realizate din BIPAF au demonstrat o mai bună comportare a nodurilor, cu exfoliere minimă a betonului, în comparație cu structurile convenționale din beton armat, chiar și în timpul cutremurelor de mare magnitudine. Cadrele BIPAF au absorbit de asemenea mai multă energie.

2. Descrierea structurilor analizate

Se va analiza o structură cu regim de înălțime P+11E (Fig. 1) în cadre din beton armat, cu 7 travee de 7.90m (direcția x) și 3 deschideri de 6.70m (direcția y) (Fig. 2). Secțiunea transversală a stâlpilor interiori este de 65x65cm, a celor marginali de 55x55cm, a grinzilor de 50x60cm, iar grosimea planșeului din beton armat de 20cm.

Proprietățile materialelor utilizate pentru structura inițială (beton normal, fără aditivi) sunt: Beton: $f_c = 27.6 \text{ N/mm}^2$; Oțel (armătură): ASTM60- $f_y = 415 \text{ N/mm}^2$.

Compoziția betonului de înaltă performanță este: ASTM ciment Portland, agregate, apă la temperatura mediului, superplastifiant, silice ultrafină, fibre oțel (30mm lungime și diametru de 0.5mm) în procentaj de 0.5%, 1%, 2%. [4]

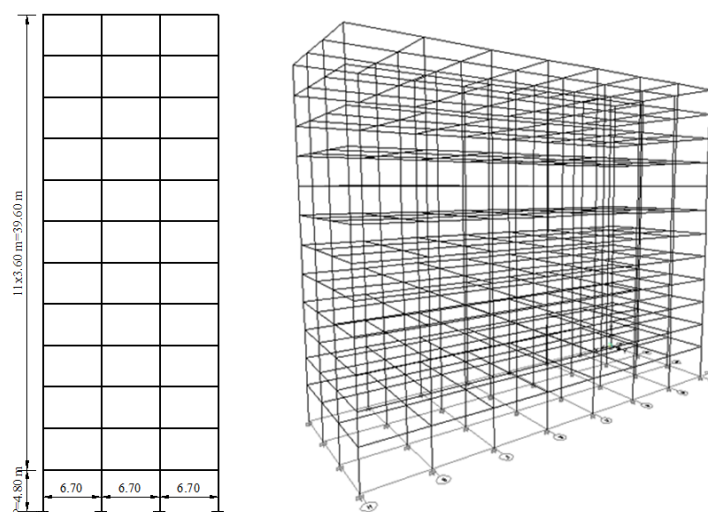


Fig.1 - Elevație și vedere spațială

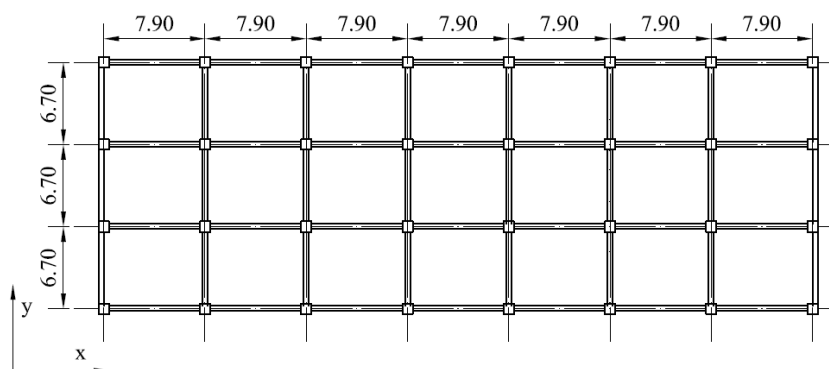


Fig.2 - Structura - Vedere în plan

Încărcările sunt considerate conform codului american Uniform Building Code (UBC), după cum urmează: încărcarea utilă din acoperiș: 1.0 kN/mp, încărcare utilă planșeu curent: 3.5 kN/mp, încărcare permanentă pentru fiecare nivel: 1.45 kN/mp.

Clădirea va fi supusă la cutremurul american, conform normei 1997 UBC [5], utilizându-se patru variante de beton armat: beton normal, BIR cu 0.5% silice, BIR cu silice+0.5% fibre, BIR cu silice+1% fibre, BIR cu silice+2% fibre. Răspunsul seismic pentru cele 5 structuri va fi analizat comparativ, prin analize dinamic liniare și static neliniare cu ajutorul programului de calcul structural ETABS [6,7], evidențiindu-se ductilitatea și rigidizarea oferite de BIR.

3. Rezultatele analizelor structurale

3.1. Analiza liniară

Următorul tabel evidențiază influența BIR asupra principalelor moduri de vibrație, micșorând perioada proprie de vibrație cu aproximativ 20%, după cum este ilustrat în Tabelul 1:

Tabelul 1

Perioade proprii pentru primele 3 moduri de vibrație

Moduri proprii de vibrație		Cadru b.a. normal	Silice + 0% fibre	Silice + 0.5% fibre	Silice + 1% fibre	Silice + 2% fibre
Mod 1	Perioada – T (s)	2.06	1.67	1.64	1.62	1.61
Mod 2	Perioada – T (s)	2.04	1.65	1.62	1.61	1.60
Mod 3	Perioada – T (s)	1.90	1.53	1.51	1.49	1.48

Verificarea la deplasarea relativă de nivel

Secțiunea 1630.10.1 a codului american 1997 UBC prevede ca deplasarea relativă de nivel să nu fie mai mare de $0.025 \cdot h_{nivel}$ pentru structurile cu perioadă scurtă de vibrație și de $0.020 \cdot h_{nivel}$ pentru structurile cu perioadă lungă de vibrație. Deplasarea relativă pentru fiecare nivel - Δ_M se determină pe baza răspunsului inelastic conform secțiunii 1630.9.2. din UBC - relația (1):

$$\Delta_M = 0.7 \cdot R \cdot \Delta_s \quad (1)$$

Unde: R = factorul de modificare a răspunsului (din elastic în inelastic); $R = 0.85$;

Δ_s = valoarea deplasării relative de nivel în domeniul elastic;

În Fig.3 și Fig. 4 sunt prezentate deplasările relative de nivel calculate conform ecuației (1):

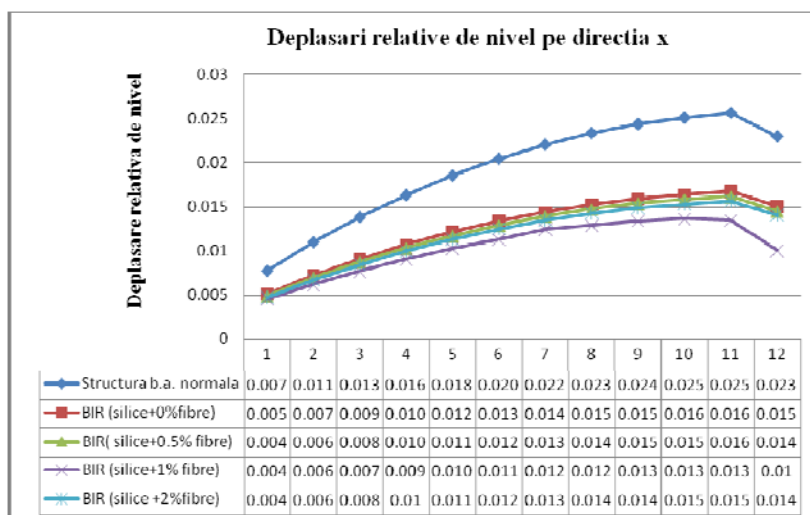


Fig. 3 - Deplasări relative de nivel pe direcția x

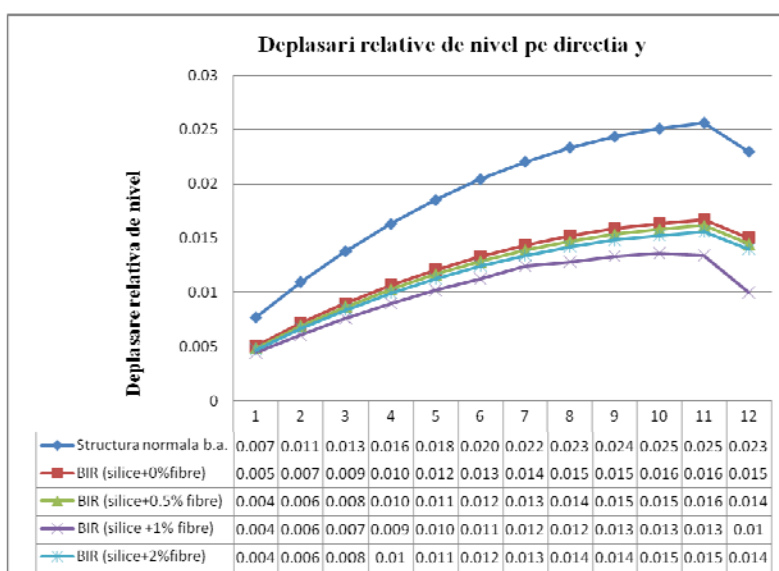


Fig. 4 - Deplasări relative de nivel pe direcția y

În continuare se prezintă în Fig.5 și Fig. 6 ilustrează influența folosirii BIR asupra rigidității structurilor în cadre din beton armat.

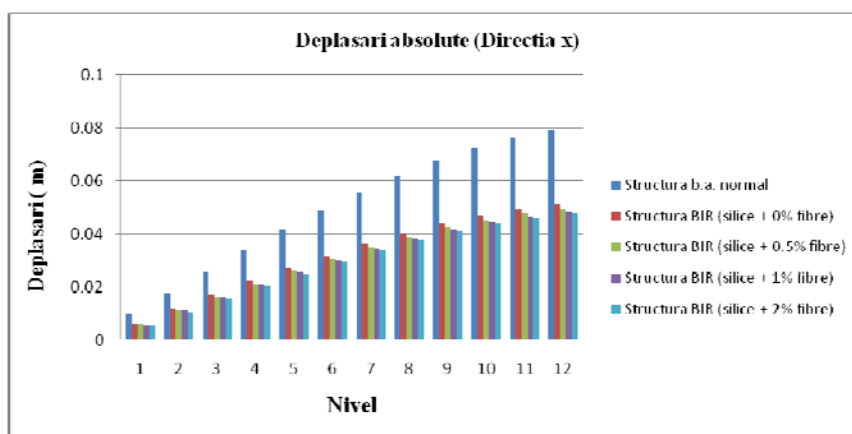


Fig. 5 - Comparație între deplasările absolute de nivel pe direcția x

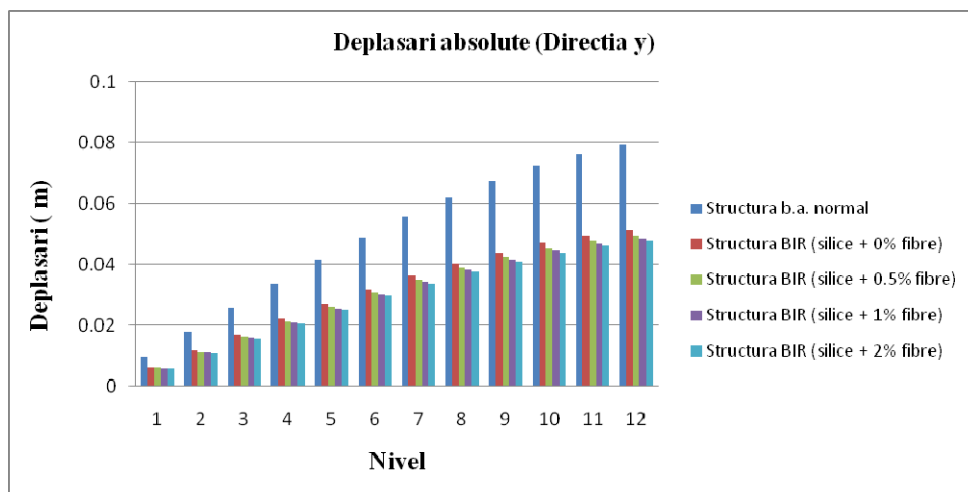


Fig. 6 - Comparație între deplasările absolute de nivel pe direcția y

Așa cum era de așteptat, folosirea materialului îmbunătățit oferă structurii un aport semnificativ de rigiditate, micșorând deplasările absolute cu 35-40%. Pe măsură ce cantitatea utilizată de fibre din material utilizată crește, valoarea deplasărilor se micșorează.

3.2. Analiza static neliniară

Comportarea neliniară a elementelor structurale a fost modelată utilizând definirea articulațiilor plastice conform criteriile din FEMA 356: articulațiile din stâlpi se definesc pe baza curbei efort axial-moment încovoietor, iar cele din grinzi pe baza momentului încovoietor.

Pentru fiecare sistem s-a realizat o analiză static neliniară pentru a evidenția apariția succesivă a articulațiilor plastice și mecanismul de disipare de energie.

În Fig. 7 și Fig. 8 sunt descrise comparativ curbele forță-deplasare ilustrând rezistența mărită (forțe și deplasări mai mari). Cu cât crește cantitatea de fibre, crește sensibil și forța preluată de sistemul structural.

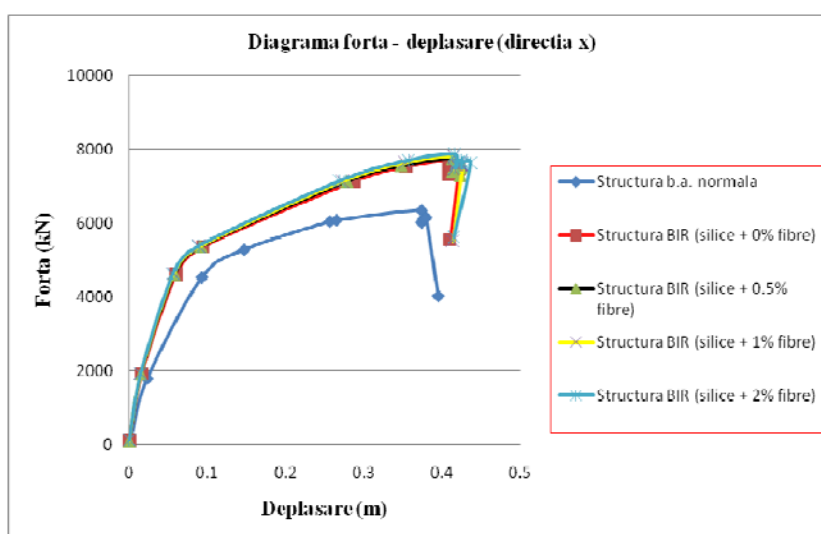


Fig. 7 - Curbe comparative forță-deplasare pe direcția x

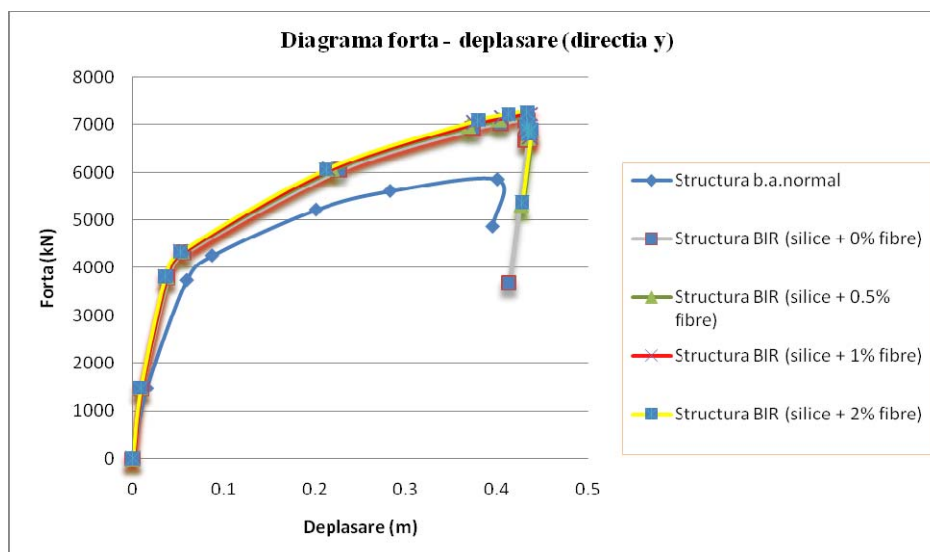


Fig. 8 - Curbe comparative forță-deplasare pe direcția y

4. Concluzii

Utilizarea betonului armat de înaltă performanță are un efect semnificativ asupra structurilor din beton armat, îmbunătățind comportarea acestora la acțiunea seismică. Astfel rigiditatea structurilor în cadre este mărită, iar capacitatea structurii de disipare de energie este îmbunătățită. BIR face parte din metodele inovative în proiectarea structurală și este un material în continuă cercetare și dezvoltare. În lucrarea de doctorat se vor analiza structuri cu diferite regimuri de înălțime, observându-se influența BIR-ului asupra comportării structurale pentru diferite tipuri de structuri în cadre din beton armat.

Bibliografie

- [1] B. Oral and L. Denvind, "High Performance Concrete: Fundamentals and Application", Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts 02139.
- [2] Caijun Shi and Y. Mo, "High-Performance Construction Materials: Science and Applications", World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd, 2008.
- [3] Bentur and S. Mindess, "Fiber Reinforced Cementitious Composites", Second edition simultaneously published in the USA and Canada, 2007.
- [4] Insang Lee, "Complete Stree-Strain Characteristics of High Performance Concrete", the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, New Jersey Institute of Technology, May 2002.
- [5] ***Uniform Building Code (UBC) for Structural Engineering Design Provisions, Vol. 2, USA, 1997.
- [6] ***ETABS - Model, Design and Optimized a Multi-Story Concrete Structure using ETABS
- [7] ***ETABS - Modeling and Optimized Design of Concrete Structures using ETABS

PERFORMANȚELE RETENȚIILOR DIN PĂMÂNT ARMAT

PERFORMANCE OF REINFORCED SOIL RETAINING STRUCTURES

DAN ADRIAN MOCANU¹

Rezumat: *Articolul se referă la protecția infrastructurilor critice împotriva hazardelor naturale în general și a celor seismice în special, conform cerinței din Directiva europeană 786/2006. Soluția constructivă cea mai avantajoasă constă din retenții de pământ armat. Articolul prezintă succesiv criteriul de optimizare pe baza apareiajului, concepția de durabilitate, iar în final performanțele structural și cele economice ale retențiilor.*

Cuvinte cheie: infrastructuri critice, hazarde naturale, apareiaj, durabilitate, siguranță

Abstract: *The paper deals with protection of critical infrastructures mainly against natural hazards including the seismic ones, according to the requirement expressed by European Directive No. 786/2006. The most convenient building solution is based on retaining structures of reinforced soil. The paper successively presents the optimisation criterion that is based on aspect-ratio, the concept of durability, and finally the structural and economic performance of retaining structures.*

Keywords: critical infrastructures, natural hazards, aspect-ratio, durability, safety

1. Introducere

Conform datelor statistice de la Națiunile Unite în decursul ultimelor cinci decade, din 1960 până în 2000, populația globului a crescut de trei ori atingând în anul 2010 numărul de 6,868,000,000 oameni. “Ziua cu populația de 7 miliarde” a avut loc la 31 octombrie 2011. În mod firesc pe harta lumii apar tot mai multe zone cu aglomerări de populație. Dacă în 1800 numai 3% din populația globului locuia în orașe la sfârșitul secolului al XX-lea rata de urbanizare a crescut la 47%. În decursul acestei explozii demografice o mulțime de lucrări, bunuri materiale și servicii publice au fost create. Ele sunt esențiale pentru funcționarea societății și a economiei în decursul acestei explozii dramatice. Invocând pericolul unor atacuri teroriste, dar și amenințarea hazardelor naturale politicienii au denumit aceste lucrări și servicii *infrastructuri critice și resurse vitale* deoarece ele au un rol de supraviețuire pentru societate. În consecință, guvernele se întrec în elaborarea unor strategii naționale și regionale prin care să protejeze aceste infrastructuri prin sisteme de maximă siguranță. Costul mediu al acestor măsuri de securitate crește cel puțin cu aceeași rată cu care crește populația lumii. Programul european de protecție se bazează pe Directiva EU COM(2006) 786 EU și se referă la doctrina și programele create pentru identificarea și protecția infrastructurilor critice care în caz de avarie, incident sau atac pot avea un impact serios atât asupra țării pe teritoriul căruia s-a produs cât și cel puțin pe teritoriul altei țări membră a Uniunii europene.

2. Retențiile din pământ armat

Pământul armat a fost inventat de francezul Henri Vidal și brevetat la Londra în 1962. În 1981 la Politehnica din Iași Prof. T. Siliu a îndrumat teza de doctorat intitulată “*Contribuții la dimensionarea lucrărilor din pământ armat*” a inginerului Anghel Stanciu. La numai doi ani

¹ ¹Drd, Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD student, Technical University of Civil Engineering, Bucharest), ing.(eng.) S.C. SOTIREX SRL Bacău, Șef șantier, e-mail: danadrianmocanu@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof.emerit.univ.dr.ing. Ramiro Sofronie, Universitatea de Științe Agronomice și Medicină Veterinară București (Professor PhD. Eng., University of Agronomical Sciences and Veterinary Medicine)

după cutremurul de la Kobe, oficializarea retențiilor de pământ armat prin BS 8006/1995 și obținerea de la OSIM a două brevete de invenție românești, inginerul constructor de atunci și profesor universitar de acum, dl. Valentin Feodorov a susținut la Universitatea Tehnică de Construcții din București teza de doctorat intitulată “*Soluții constructive alternative pentru lucrările de retenție ale pământului*”

3. Siguranța retențiilor din pământ armat

Pentru optimizarea sistemelor constructive de retenție se folosește variația siguranței cu apareiajul. De exemplu, variația stabilității la lunecare în gruparea AP are expresia

$$c_1 = \frac{G \tan \varphi_u}{E_{ah}} = 2 \frac{\gamma_u}{\gamma_p} \frac{\tan \varphi_u}{1 - \sin \varphi_p} \frac{L}{H} \quad (1)$$

și reprezentarea

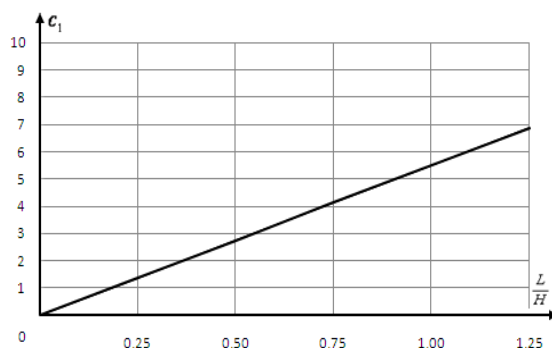


Fig.1 - Variația siguranței la lunecare în gruparea AP

În gruparea AP+AV+AA_h

$$c_1 = \frac{(\gamma_u + \frac{p}{H}) \tan \varphi_u}{K_{ap} \left(\gamma_p + 2 \frac{p}{H} \right) + k_h \gamma_u} \frac{L}{H} \quad (2)$$

și reprezentarea

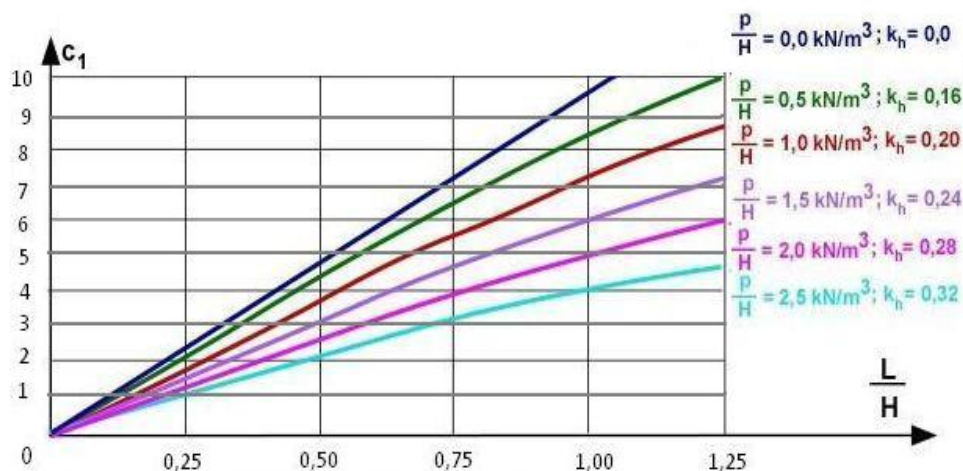


Fig.2 - Variația siguranței la lunecare în gruparea AP+AV+AA_h

4. Performanțe structurale

Acțiunile seismice reduc drastic siguranța retențiilor din pământ armat. La intensitatea cea mai mică prevăzută de norme, $k = 0,16(h)$ coeficientul de siguranță se reduce cu mai mult de 50%, mai exact cu 58 % și asta când toți ceilalți parametri sunt zero. Se mai observă că față de componenta seismică orizontală componenta verticală reduce siguranța cu valori între 16% și 27%, în condițiile în care dimensiunile și armarea structurii rămân aceleași (Fig.3).

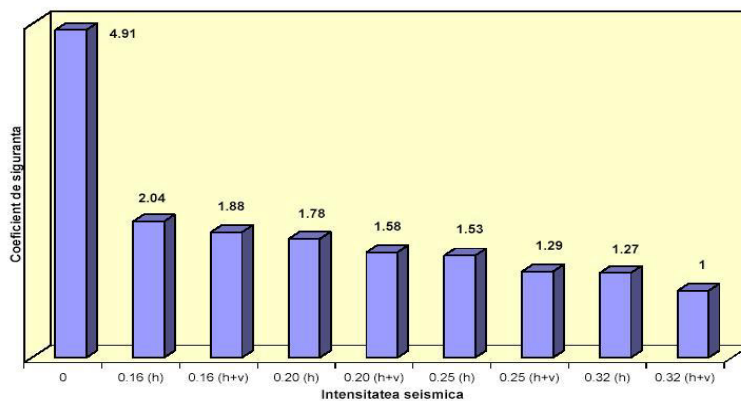


Fig. 3 - Variația siguranței cu intensitatea seismică pentru $r_u = 0$

Dacă presiunea apei din pori crește, adică $r_u = 0,25$, în aceleași condiții seismice, reducerea siguranței este de 68%, dar componenta seismică verticală devine ușor favorabilă siguranței (Fig. 4)

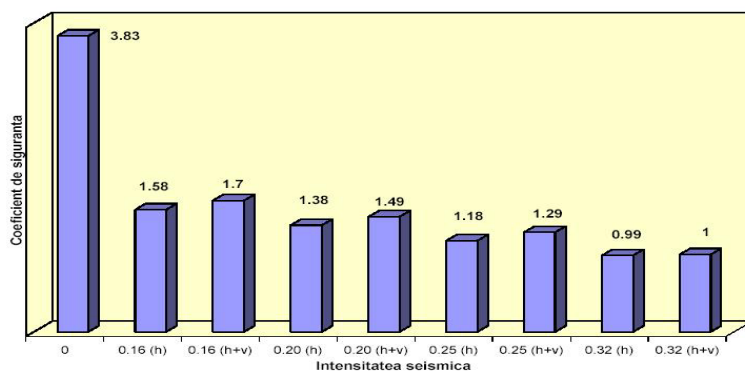


Fig. 4 - Variația siguranței cu intensitatea seismică pentru $r_u = 0.25$

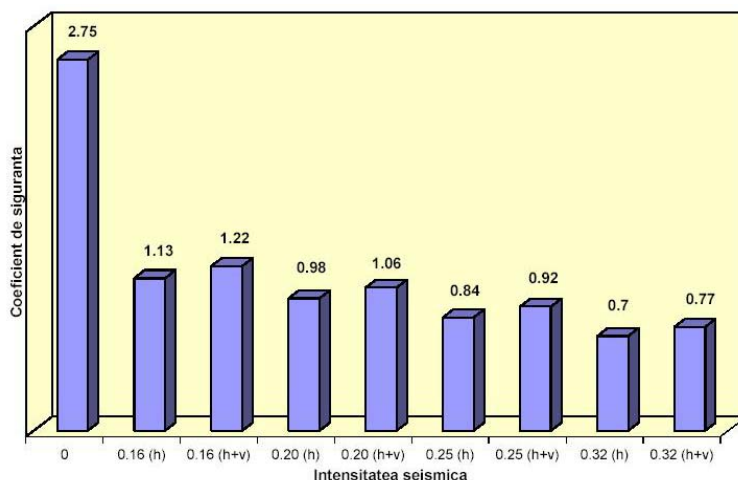


Fig. 5 - Variația siguranței cu intensitatea seismică pentru $r_u = 0.50$

Aici pare paradoxal ca siguranța să crească cu creșterea intensității seismice prin adăugarea componentei verticale a cutremurului. Creșterile sunt mici, de numai câteva procente, dar într-un studiu comparativ atrag atenția. Explicația acestor creșteri constă în aceea că programul de calcul automat modifică apareiajul astfel încât la aceleași înălțimi de retenție lățimile secțiunilor cresc. Creșterile se reflectă în costuri astfel încât pentru un spor de siguranță de 8% se plătește cu 11% sau 12 % mai mult. Se confirmă și pe această cale că în construcții totul costă!

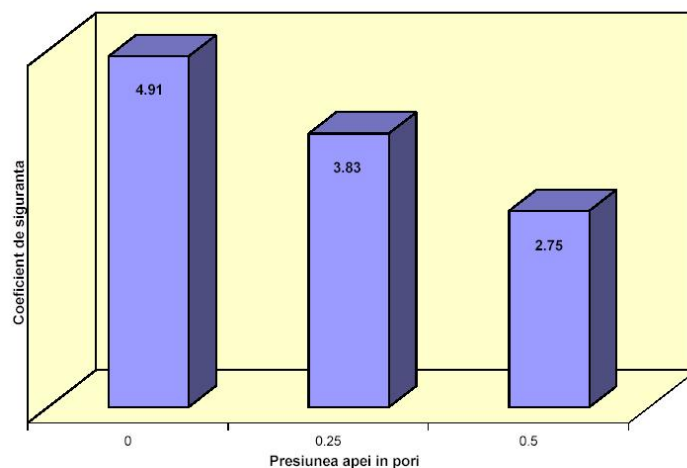


Fig. 6 - Variația siguranței cu presiunea apei în pori pentru $k = 0$

5. Performanțe economice

În condițiile în care toți parametrii de calcul nepermanenți sunt nuli acțiunea seismică orizontală mărește costul retenției cu 8,5%, iar cea orizontală și verticală cu 20%. Creșterea costului din componenta seismică verticală față de cea orizontală este de 11%. (Fig. 7). Aici trebuie menționat că normele oficiale nu prevăd luarea în considerație a componentei seismice verticale, dar în cazul special al pământurilor armate care sunt structuri active gravitațional, acest calcul este esențial. Componenta seismică verticală ascendentă micșorează apăsarea gravitațională și reduce fenomenul de interlocație dintre granulele de pământ și geogridurile.

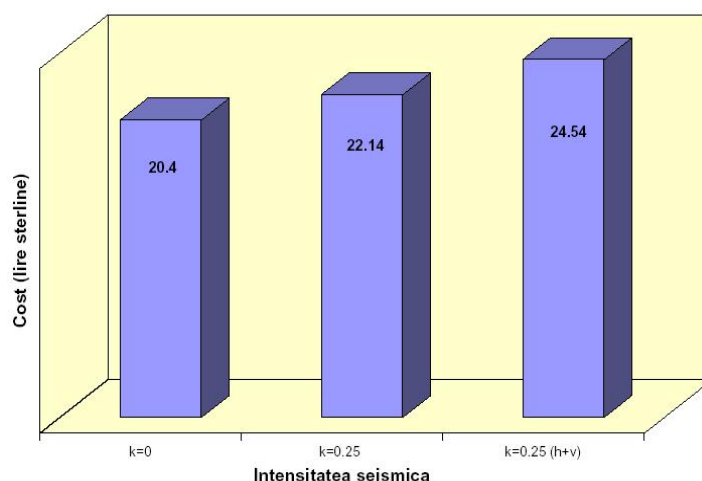


Fig.7 - Costul retenției din pământ armat cu seismicitatea pentru $h = 0$, $r_u = 0$ și $p = 0$

Efectul seismicității se resimte mult mai puternic în cost atunci când există apă freatică. Dacă $h = +1\text{m}$ creșterea costului pentru acțiunea seismică orizontală este de 12% și de 17% pentru acțiunea seismică orizontală și verticală (Fig.8). Dacă $h = +2\text{m}$ creșterile sunt de 8,5% și respectiv 12%, evident în relații neliniare (Fig.9).

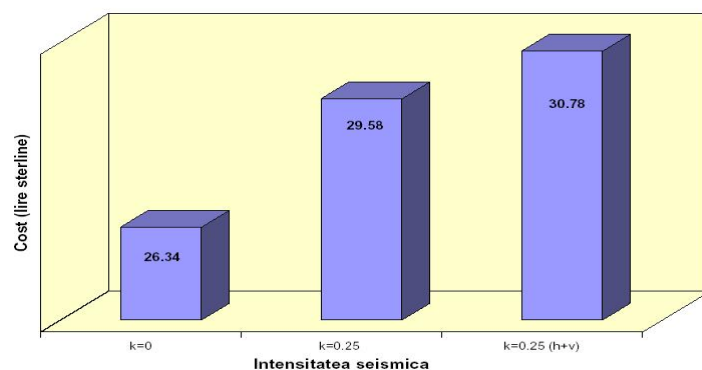


Fig.8 - Costul retenției din pământ armat cu seismicitatea: $h = 1\text{m}$, $r_u = 0$ și $p = 0$

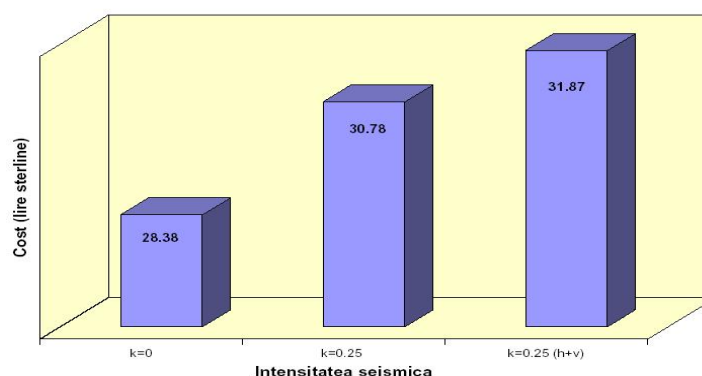


Fig.9 - Costul retenției din p.a. cu seismicitatea pentru $h = 2\text{m}$, $r_u = 0$ și $p = 0$

Presiunea apei din pori influențează mai sever costurile retențiilor din pământ armat din zonele seismice. La $r_u = 0,25$ costul crește cu 21% pentru o intensitate $k_h = 0,25$ și cu 27% pentru $k_{h+v} = 0,25$ (Fig. 10). Pe de altă parte la $r_u = 0,50$ creșterile sunt de 59% și respectiv de 60%, deci considerabil mai mari (Fig. 12.5).

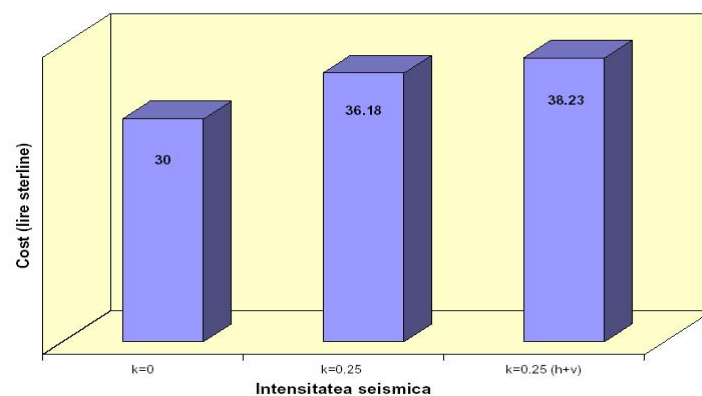


Fig.10 - Costul retenției din p.a. cu intensitatea seismică pentru $h = 0$, $r_u = 0,25$ și $p = 0$

6. Concluzie

Soluția propusă răspunde cerințelor europene

Bibliografie

- [1] Feodorov V.- Pământ armat cu geosintetice. Editura Academiei Române, București, 2003;
- [2] Mocanu D.- Reducerea și prevenirea riscului seismic al versanților prin structuri din pământ armat. Teză de doctorat, UTCB, 2011

ANALIZA DEPLASĂRILOR ȘI DEFORMAȚIILOR ÎN CAZUL OBIECTIVELOR HIDROENERGETICE

DISPLACEMENT AND DEFORMATION ANALYSIS FOR HYDROPOWER BUILDINGS

ALEXANDRA POPA¹

Rezumat: Prin efectuarea observațiilor geodezice repetate în vederea analizei deplasărilor și deformațiilor obiectivelor (construcții de orice natură sau suprafețe de teren) se urmărește asigurarea stabilității și a bunei funcționări a activităților în cadrul obiectivului urmărit, precum și protejarea mediului înconjurător. În ceea ce privește construcțiile hidroenergetice, în afara îndeplinirii rolului lor funcțional, acestea produc efecte importante asupra regiunilor în care sunt amplasate. Pentru evitarea oricăror evenimente care pot duce la catastrofe grave, se impune urmărirea comportării în timp a acestor obiective, atât în perioada de execuție și utilizare a obiectivului, cât și în perioada de postutilizare. Pe baza principiilor statisticii matematice, se pot trage concluzii cu privire la natura deplasărilor și deformațiilor suferite de obiectivul urmărit. Etapele principale ale analizei deplasărilor și deformațiilor sunt: compensarea mărimilor măsurate, la diferite epoci de măsurare, testarea omogenității rețelei geodezice de urmărire, testarea congruenței rețelei geodezice de urmărire și, dacă este cazul, localizarea punctelor cu deplasări semnificative. Pentru studiu de caz, am ales Barajul Tău, din cadrul complexului hidroenergetic Șugag-Tău, Valea Sebeșului, jud. Alba.

Cuvinte cheie: măsurători geodezice repetate, analiza deplasărilor și deformațiilor, test global de congruență, localizarea punctelor cu deplasări semnificative, complex hidroenergetic

Abstract: The main goal of the repeated geodetic observations for displacement and deformation analysis is to ensure the stability and the good operation of the activities of the observed objective, but also the protection of the environment. Besides their functional role, the hydropower buildings produce important effects on the environment and the surrounding areas. In order to avoid any events that may cause severe catastrophes, the monitoring of these buildings is required, starting with the execution phase, during the usage and post-usage phase. Based on the mathematical statistics principles, conclusions can be drawn about the nature of displacements and deformations suffered by the observed objective. The main steps of the displacement and deformation analysis are: geodetic observations adjustment, for each measurement epoch, homogeneity testing of the monitoring geodetic network, congruency testing of the monitoring geodetic network, and, if needed, localization of the points with significant displacements. As a case study, I chose the Tău Dam, included into the hydropower complex Șugag-Tău, Sebeș Valley, Alba County.

Keywords: repeated geodetic measurements, displacement and deformation analysis, global congruency test, localization of the points with significant displacements, hydropower complex

1. Introducere

Analiza deplasărilor și deformațiilor are ca scop redarea caracterului de stabilitate sau, din contră, a modificărilor suferite de obiectivul urmărit.

În scopul asigurării protecției și siguranței barajelor, trebuie să avem în vedere importanța utilizării apei. Protecția, punerea în valoare și dezvoltarea durabilă a acestei resurse reprezintă acțiuni de interes general. În cadrul politicilor energetice pe termen lung se pune accentul pe gestionarea cea mai eficientă a resurselor de apă. În general se urmăresc două obiective: siguranța în exploatare a barajelor și studiul fenomenelor ce se produc în corpul barajelor și în

¹ Asist. univ. drd. ing. Universitatea "1 Decembrie 1918" Alba Iulia (Assist. lect. PhD stud. eng., "1 Decembrie 1918" University of Alba Iulia), Facultatea de Științe (Faculty of Sciences), e-mail: axel_topa@yahoo.com

Referent de specialitate: Conf. univ. dr. ing. Marcu Constantin, Universitatea Tehnică de Construcții București (Lecturer, PhD, Eng., Technical University of Civil Engineering)

versanți. În scopul evitării unor consecințe deosebit de grave, odată cu construirea barajului se instalează și o serie de dispozitive pentru monitorizarea comportării în timp, în perioada de construire, în timpul punerii sub sarcină (umplerii lacului) și în timpul exploatării – [1].

2. Descrierea obiectivului, date utilizate

Barajul Tău, pe râul Sebeș, este construit din beton în formă de arc, având o înălțime de 78m, o lungime la coronament de 187m, aflându-se la o altitudine medie de 790m – [1].

Barajul face parte din categoria barajelor arcuite la care presiunea hidrostatică a apei este preluată de către o membrană de beton, de grosime variabilă, curbată atât în plan orizontal, cât și în plan vertical și care lucrează ca o structură complexă în spațiu. Transmiterea eforturilor către versanți și terenul de fundare se face în plan orizontal prin intermediul arcelor, iar în plan vertical prin cel al consolelor – [1].

Supravegherea stabilității barajului în plan vertical s-a făcut în cadrul rețelei de nivelment, sprijinită pe 37 repere de nivelment, 3 dintre ele (1, 2 și 3) fiind amplasate în afara barajului, încastate în stâncă, iar celelalte 34 de repere de nivelment fiind amplasate pe coronamentul barajului.

Pentru analiza deplasărilor Barajului Tău am preluat măsurătorile efectuate la patru epoci de măsurare E0 (2006), E1 (2007), E2 (2008) și E3 (2009).

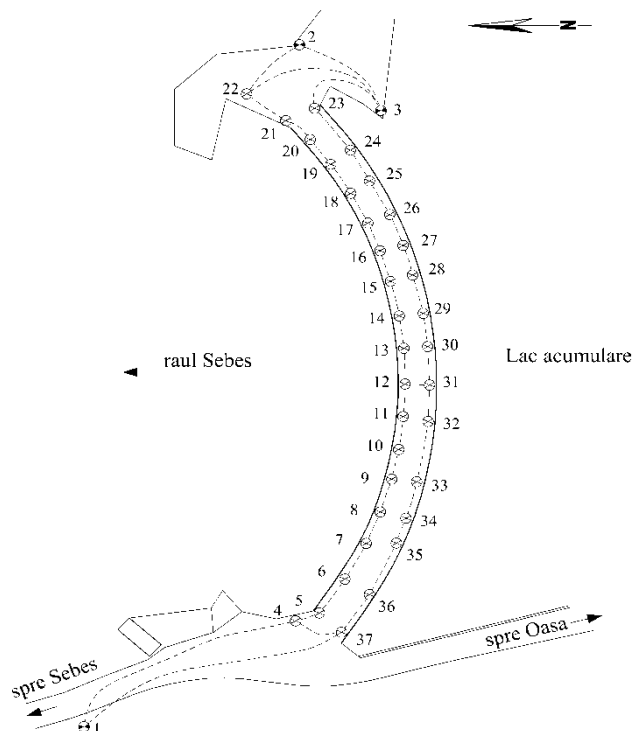


Fig. 1 - Planul de observații pentru epocile de măsurare analizate

Tabelul 1

Caracteristicile epocilor de măsurare analizate – [2]

Epoca de măs.	E0	E1	E2	E3
Anul	2006	2007	2008	2009
Perioada	aug. – sept.	sept.	sept.	sept. – oct.
Interval timp (zile, raportat la E0)	0	390	750	1140
Instrument	Ni007 Zeiss	Leica NA2003	Leica NA2003	Leica NA2003
Temperatura	14÷24°C	5÷19°C	11÷25°C	7÷13°C
Nivel apă în lac	781,21÷781,20m	776,51÷777,21m	783,16÷783,75m	773,08÷774,55m

3. Analiza deplasărilor și deformațiilor Barajului Tău

3.1. Compensarea mărimilor măsurate

Poziția unui punct va rezulta în urma prelucrării mărimilor măsurate la diferite epoci de măsurare. Ca principiu de compensare a observațiilor efectuate în vederea determinării deplasărilor și deformațiilor, în general se folosește un model funcțional de calcul, definit de relația:

$$\mathbf{v} = \mathbf{Ax} - \mathbf{l} \quad (1)$$

La o valoare dată a argumentului, îi corespunde o valoare unică a funcției. Vectorul corecțiilor v și vectorul termenilor liberi l au dimensiunea m egală cu numărul de observații efectuate în rețea. Matricea coeficienților A are dimensiunile (m,n) , iar vectorul parametrilor x are dimensiunea n , unde n reprezintă numărul de necunoscute – [3].

Modelul stohastic conține variabile aleatoare care caracterizează posibilitatea apariției deplasărilor și deformațiilor, fiind exprimat prin relația:

$$C_{mm} = \sigma_0^2 Q_{mm} \quad (2)$$

Pe baza acestor variabile se stabilesc relații complexe între mărimi, adică la o valoare dată a argumentului, îi corespunde un ansamblu de valori posibile ale funcției. Matricea C_{mm} reprezintă matricea de varianță-covarianță a măsurătorilor, de dimensiuni (m,m) , matricea cofactorilor măsurătorilor Q_{mm} are aceleași dimensiuni, iar σ_0^2 reprezintă varianța unității de pondere sau factorul de varianță, fiind adimensional – [3].

Pe baza observațiilor geodezice efectuate în cadrul rețelei geodezice de urmărire la diferite epoci de măsurare și a altitudinilor provizorii ale punctelor ce intră în alcătuirea rețelei geodezice de urmărire, se efectuează compensarea rețelei geodezice de urmărire, scopul acestei etape fiind acela de a determina valorile cele mai probabile ale altitudinilor punctelor rețelei geodezice de urmărire și a indicatorilor de precizie pentru fiecare epocă de măsurare analizată.

3.2. Testarea omogenității rețelei geodezice de urmărire

O condiție obligatorie în analiza deplasărilor și deformațiilor în cadrul unei rețele geodezice de urmărire o reprezintă omogenitatea rețelei geodezice de urmărire la epocile de măsurare considerate. Testarea omogenității se realizează prin intermediul unui test statistic care va verifica egalitatea dispersiilor la epocile de măsurare luate în analiză – [3], [4].

Astfel, se va calcula valoarea testului:

$$F = \frac{(s_0)_0^2}{(s_0)_1^2} \quad (3)$$

unde: $(s_0)_0$ abaterea standard a unității de pondere pentru epoca de măsurare inițială 0; $(s_0)_1$ abaterea standard a unității de pondere pentru epoca de măsurare curentă 1.

Această valoare calculată (3) pentru cele două epoci de măsurare analizate va fi comparată cu valoarea corespunzătoare nivelului de semnificație, $F_{1-\alpha, f_0, f_1}$, unde: $f_i = m_i - n_i$; m_i numărul observațiilor efectuate la epoca de măsurare i ; n_i numărul necunoscutelor la epoca de măsurare i – [3], [4].

Tabelul 2

Testarea omogenității rețelei geodezice de urmărire – Barajul Tău

Epocile de măsurare	Statistica test	Valoarea critică	Observații
E0 (2006) – E1 (2007)	1.726	9.277	Rețea omogenă
E0 (2006) – E2 (2008)	1.265	9.277	Rețea omogenă
E0 (2006) – E3 (2009)	0.978	6.591	Rețea omogenă
E1 (2007) – E2 (2008)	0.733	9.277	Rețea omogenă
E2 (2008) – E3 (2009)	0.773	6.591	Rețea omogenă

3.3. Testarea congruenței rețelei geodezice de urmărire

Verificarea existenței în cadrul rețelei geodezice de urmărire a unor puncte cu deplasări semnificative se face prin intermediul testului global de congruență – [3], [4].

Pentru testarea congruenței rețelei geodezice de urmărire, sunt necesare – [5]:

- vectorul diferențelor d :

$$d = x_1 - x_0 \quad (4)$$

- matricea cofactorilor diferențelor de coordonate Q_{dd} :

$$Q_{dd} = Q_{x_0x_0}^+ + Q_{x_1x_1}^+ \quad (5)$$

- forma pătratică R :

$$R = d^T Q_{dd}^+ d \quad (6)$$

- valoarea testului statistic F :

$$F = \frac{d^T Q_{dd}^+ d}{s_0^2 h} = \frac{R}{s_0^2 h} \quad (7)$$

unde: x_i soluțiile rezultate în urma compensării rețelei geodezice la epoca de măsurare i ; $Q_{x_i x_i}^+$ matricea cofactorilor necunoscutelor la epoca de măsurare i ; s_0^2 valoarea estimată global pentru abaterile standard individuale $(s_0^2)_i$; $h = rang(Q_{dd}^+)$.

Această valoare calculată a testului statistic va fi comparată cu valoarea corespunzătoare nivelului de semnificație, $F_{1-\alpha, h, f}$.

Tabelul 3

Testarea congruenței rețelei geodezice de urmărire – Barajul Tău

Epocile de măsurare	Statistica test	Valoarea critică	Depl. semnif.
E0 (2006) – E1 (2007)	2.431	2.364	Da
E0 (2006) – E2 (2008)	2.066	2.364	Nu
E0 (2006) – E3 (2009)	1.814	2.277	Nu
E1 (2007) – E2 (2008)	4.287	2.364	Da
E2 (2008) – E3 (2009)	4.470	2.277	Da

3.4. Localizarea punctelor cu deplasări semnificative

Pentru localizarea punctelor cu deplasări semnificative, se va utiliza metoda discordanțelor maxime. Principiul localizării constă în faptul că fiecare punct comun al rețelei geodezice de urmărire este considerat, pe rând, ca suferind o deplasare – [3], [4].

Vectorul diferențelor d și inversa matricei de varianță Q_d se împart în:

$$d = \begin{bmatrix} d_s \\ d_o \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$Q_d = P_d = \begin{bmatrix} P_{ss} & P_{so} \\ P_{os} & P_{oo} \end{bmatrix} \quad (9)$$

În etapa de localizare, fiecare punct pe rând este analizat separat dacă a suferit deplasări semnificative, pentru fiecare calculându-se discordanța corespunzătoare. Punctul care este caracterizat prin discordanța maximă este considerat punct cu deplasări semnificative. Se folosește din nou testul global de congruență, pentru verificarea existenței altor puncte cu deplasări semnificative. La finalizarea calculelor, se vor identifica punctele stabile și cele care au suferit deplasări semnificative între cele două epoci de măsurare considerate – [3], [4].

Tabelul 4

Localizarea punctelor cu deplasări semnificative – Barajul Tău

Epocile de măsurare	Punct	Depl. semnif. [mm]	Viteză depl. [mm/an]
E0 (2006) – E1 (2007)	4	-1.3	-1.2
E1 (2007) – E2 (2008)	37	-1.1	-1.1
E2 (2008) – E3 (2009)	37	3.1	2.9

3.5. Prezentarea rezultatelor

Analizând amplasamentul punctelor cu deplasări semnificative, se poate constata faptul că acestea se grupează spre marginea coronamentului barajului din partea de către drum. În acest fel se justifică apariția deplasărilor semnificative ale reperelor de nivelment 4 și respectiv 37, prin faptul că pe drum circulă mașini cu încărcătură mare, producând trepidații – Fig. 2 – [5].

Aferent fiecărei analize a deplasărilor la câte două epoci de măsurare, s-au întocmit reprezentări grafice cuprinzând rețeaua geodezică de urmărire a Barajului Tău și vectorii de deplasare aferenți epocilor de măsurare analizate – Fig. 3 – [5].

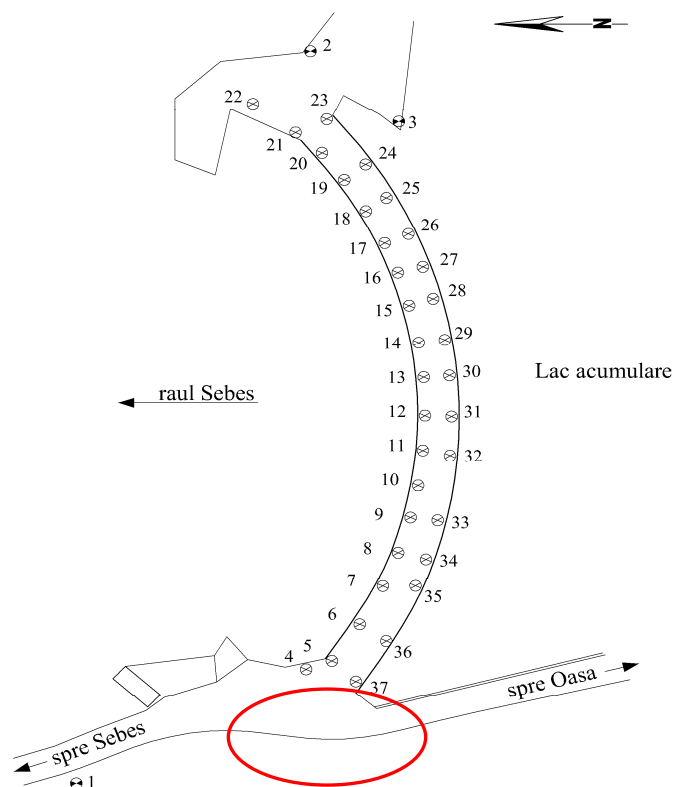


Fig. 2 - Zona unde au fost identificate punctele cu deplasări semnificative

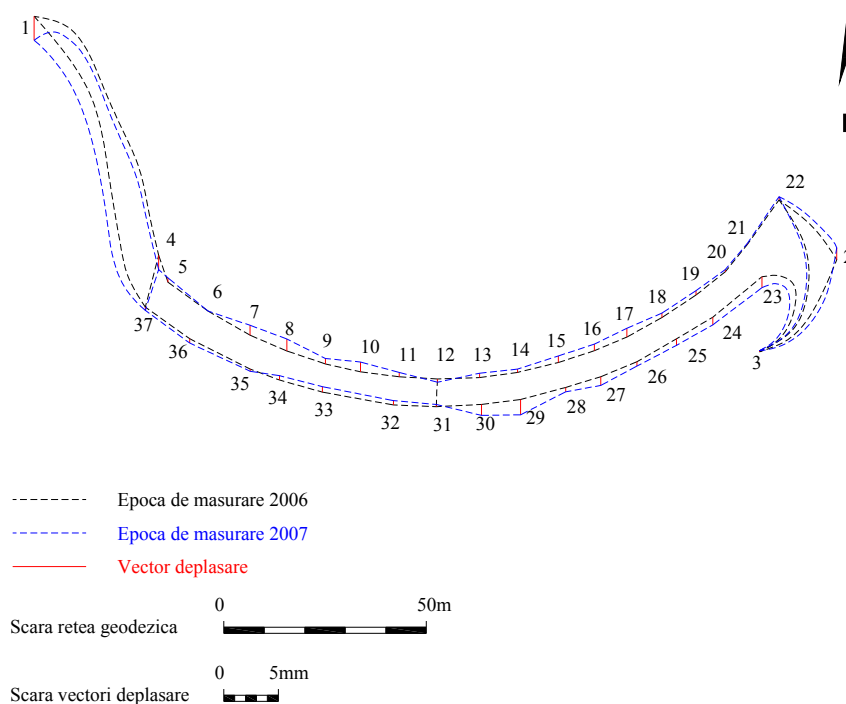


Fig. 3 - Schița rețelei geodezice și a vectorilor de deplasare pentru epocile E0 (2006) – E1 (2007)

Totodată, s-au întocmit reprezentări grafice ale vectorilor deplasărilor punctelor identificate cu deplasări semnificative, pe baza cărora să se pună cât mai bine în evidență caracterul deplasărilor – Fig. 4, Fig. 5.

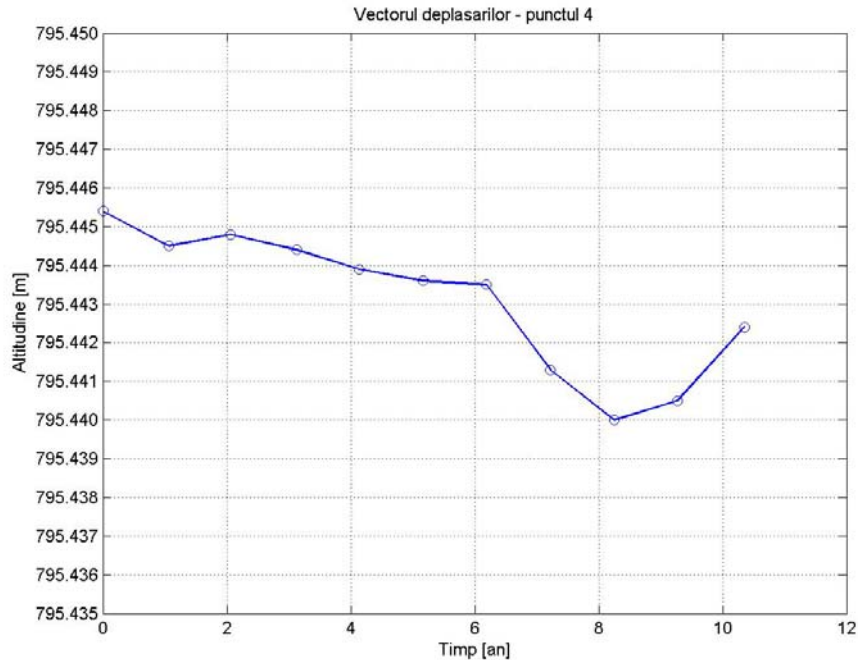


Fig. 4 - Vectorul deplasărilor pentru reperul de nivelment 4

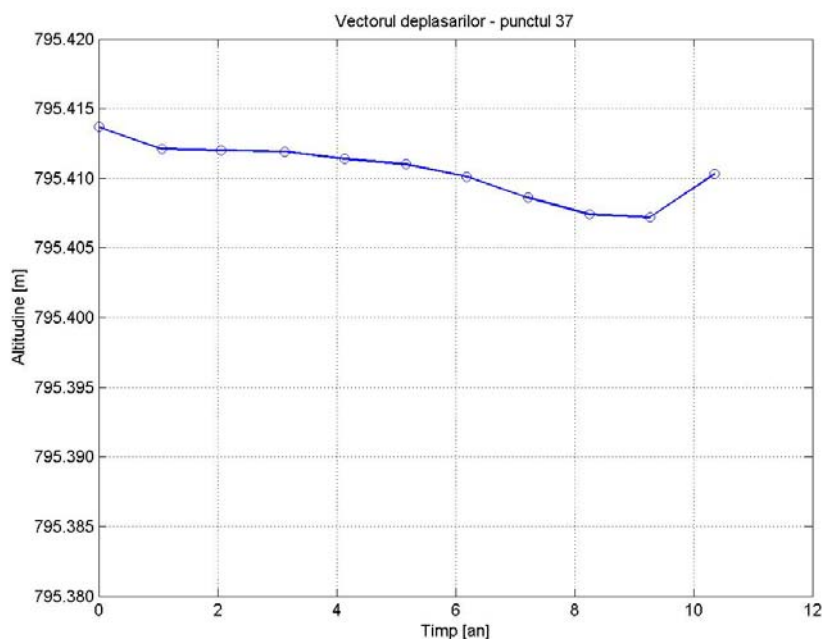


Fig. 5 - Vectorul deplasărilor pentru reperul de nivelment 37

4. Concluzii

În urma efectuării observațiilor, prelucrării și interpretării rezultatelor în vederea determinării deplasărilor și deformațiilor Barajului Tău în perioada 2006 – 2009, au rezultat o serie de concluzii și observații – [5]:

- reperele de nivelment 4 și 37, identificate cu deplasări semnificative, sunt amplasate chiar la marginea coronamentului barajului înspre drum. Valorile deplasărilor semnificative sunt mici (-1,3mm, -1,1mm și respectiv 3,1mm) și se datorează trepidațiilor produse de traficul greu din zonă;
- rețeaua altimetrică de urmărire cuprinde doar trei repere de nivelment amplasate în afara barajului, doi pe malul stâng și unul pe malul drept, ceea ce nu este suficient;
- interpretări corecte ale fenomenului de deplasare la Barajul Tău se vor face și la epocile de măsurare următoare, dacă se vor realiza condiții similare de precizie.

Bibliografie

- [1] <http://www.hidroconstructia.com/>
- [2] SC HIDROTOP SA: Măsurători topo-geodezice pentru UCC la Barajul Tău, Documentație geodezică pentru UCC, 2009
- [3] Moldoveanu, C.: Geodezie. Noțiuni de geodezie fizică și elipsoidală, poziționare, Editura Matrix Rom București, 2002
- [4] Pelzer, H.: Geodätische Netze in Landes- und Ingenieurvermessung II, Konrad Wittwer Stuttgart, 1985
- [5] Popa, A.: Contribuții privind automatizarea procesului de prelucrare și interpretare a datelor în vederea determinării deplasărilor și deformațiilor, Teza de doctorat, Universitatea Tehnică de Construcții București, Facultatea de Geodezie, 2011

EFFECT OF APPEARANCE ORDER OF PLASTIC HINGES ON THE RESPONSE OF STRENGTH STRUCTURES

EFFECT OF APPEARANCE ORDER OF PLASTIC HINGES ON THE RESPONSE OF STRENGTH STRUCTURES

DUMITRU-TEODOR POSEA¹

Rezumat: Prezenta lucrare își propune să analizeze efectul ordinei de apariție a articulațiilor plastice asupra răspunsului structurilor utilizând metoda plastică simplă comparativ cu metoda încărcării succesive a structurii. Cele două modalități de abordare sunt exemplificate pe o structură metalică și pe o structură din beton armat.

Cuvinte cheie: articulații plastice, răspuns, structuri de rezistență, încărcări

Abstract: This paper aims to examine the effect of the occurrence order of plastic hinges on the response of structures using simple plastic method compared with the method of successive loading structure. The two approaches are illustrated by a metallic structure and a concrete structure.

Keywords: plastic hinges, response, resistance structures, load

1. Introducere

Metoda plastică simplă, conform ipotezelor simplificatoare adoptate, urmărește determinarea capacității portante a unei structuri considerând că toate forțele ce acționează asupra acesteia variază funcție de un parametru unic, iar starea limită corespunde apariției unui mecanism complet sau parțial de plastificare [1;4].

În aplicarea acestei metode nu se ține seama de posibilitatea producerii fenomenului de pierdere a stabilității echilibrului, nici de efectele de ordinul II asupra valorii forțelor corespunzătoare unei anumite articulații plastice și nici de modificarea caracteristicilor dinamice ale structurii. Metoda pentru rezolvarea structurilor pe această cale am denumit-o metoda încărcării succesive. Ideea acestei metode a fost enunțată încă din anul 1975 în lucrarea [1].

În realitate încărcările ce se exercită asupra unei structuri nu variază toate funcție de un singur parametru iar succesiunea producerii acestor încărcări este variabilă în timp.

În acest sens, în lucrarea de față vor fi tratate două structuri, una metalică și una din beton armat, utilizând comparativ metoda plastică simplă și metoda încărcării succesive a structurii.

Totodată în ambele metode se vor analiza atât fenomenul de pierdere a stabilității cât și modificarea caracteristicilor dinamice proprii ale structurilor, în cazul apariției fiecărei articulații plastice.

¹ Inginer, drd., Universitatea Tehnică de Construcții București (Eng., PhD Student, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering), email: poseadumitruteodor@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof.univ.dr.ing. Valeriu Bănuț, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Eng. Technical University of Civil Engineering).

2. Structura metalică

Se consideră structura metalică din figura 1, cu următoarele caracteristici:

Stâlpi din profil I, $A=11257\text{ mm}^2$, $I=155\cdot 10^6\text{ mm}^4$, $M_{pl}=284,585\text{ kNm}$

Grinzi din profil I, $A=9257\text{ mm}^2$, $I=87,1\cdot 10^6\text{ mm}^4$, $M_{pl}=193,17\text{ kNm}$

$E=210\text{ GPa}$

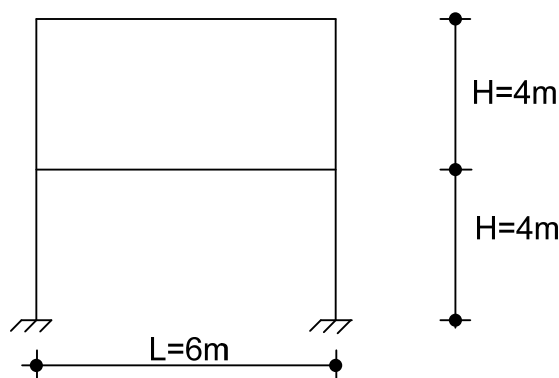


Fig. 1 – Structura metalică

2.1. Metoda plastică simplă

Se consideră structura încărcată ca în figura 2.a, forțele variind funcție de parametrul unic

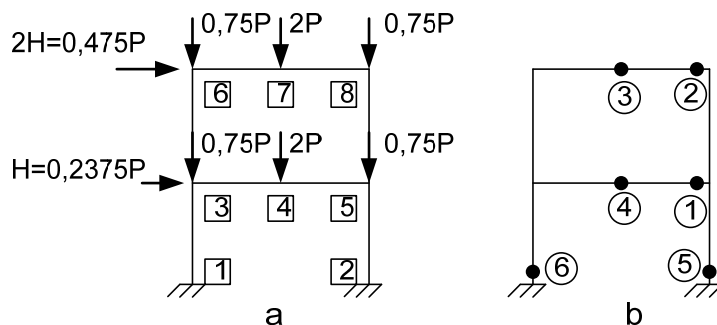


Fig. 2

Ordinea de apariție a articulațiilor plastice este dată în figura 2.b. În tabelul 1 sunt prezentate valorile parametrului P , ale deplasării pe orizontală la vârf (nodul 8), ale forței critice de pierdere a stabilității și ale perioadei fundamentale de vibrație corespunzătoare producerii fiecărei articulații plastice.

Tabelul 1

Articulații plastice	1	2	3	4	5	6
$P(\text{kN})$	88,644	101,00	107,6	108,5	123,15	126,22
$u_8(\text{cm})$	2,884	3,813	4,798	5,132	14,813	17,629
$P_{cr}(\text{kN})$	2607,28	1738,92	1205,76	595,88	418,95	314,41
$T_1(\text{s})$	1,103	1,177	1,468	2,053	3,048	3,643

Analizând datele din tabelul 1, se desprind următoarele concluzii:

- după apariția celei de-a patra articulație plastică, deplasările pe orizontală ale nodurilor cresc rapid
- variația rigidității structurii, prin apariția articulațiilor plastice, conduce la pierderea stabilității echilibrului static imediat după producerea celei de a șasea articulație plastică
- perioada fundamentală de vibrație crește pe măsură ce apar articulații plastice; de menționat este faptul că și masa aflată în mișcare variază, datorită faptului că toate forțele cresc funcție de un parametru unic, inclusiv forțele verticale
- după apariția celei de a șasea articulație plastică structura devine instabilă, perioada tinde către infinit și are loc cedarea structurii

2.2 Metoda încărcării succesive

Se consideră structura analizată anterior (fig. 1) dar fiind încărcată ca în figura 3.a, unde forțele gravitaționale se consideră fixe și numai forțele orizontale variază (cazul producerii acțiunii seismice, a vântului).

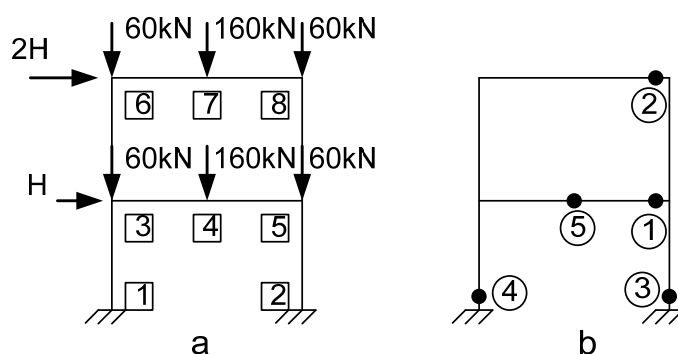


Fig. 3

În figura 3.b. este prezentată ordinea de apariție a articulațiilor plastice. În tabelul 2 sunt consemnate valorile forței orizontale variabile, ale deplasării pe orizontala a nodului 8, ale forței critice de pierdere a stabilității și ale perioadei fundamentale de vibrație corespunzătoare producerii articulațiilor plastice.

Tabelul 2

Articulații plastice	1	2	3	4	5
$H(kN)$	25,0	35,0	52,01	53,7 3	56,87
$u_8(cm)$	3,428	5,435	10,47 2	11,1 27	14,64 3
$P_{cr}(kN)$	2607, 36	1738, 56	1199, 60	984, 56	310,5 12
$T_1(s)$	0,862	1,047	1,266	1,44 8	2,531

Din analiza rezultatelor obținute prin această metodă rezultă următoarele concluzii:

- deoarece articulațiile plastice 3 și 4 au apărut la baza stâlpilor se consideră că această situație corespunde stării limită de exploatare deși structura nu își pierde stabilitatea.

Totuși continuând calculul, după apariția celei de a cincea articulație plastică, structura își pierde stabilitatea prin deformare continuă.

- perioada fundamentală de vibrație, deși crește pe măsura apariției articulațiilor plastice, are valori mai mici decât în cazul aplicării metodei plastice simple, acest lucru explicându-se prin faptul că deși rigiditatea scade treptat masa este constantă
- rezultatele obținute prin această metodă sunt mai apropiate de realitate, decât cele obținute prin metoda plastică simplă

În figurile 4 și 5 sunt reprezentate comparativ valorile deplasării $u_8(cm)$ și ale perioadei fundamentale de vibrație $T_1(s)$ funcție de încărcarea orizontală $H(kN)$ obținute pe structura metalică în cele două metode.

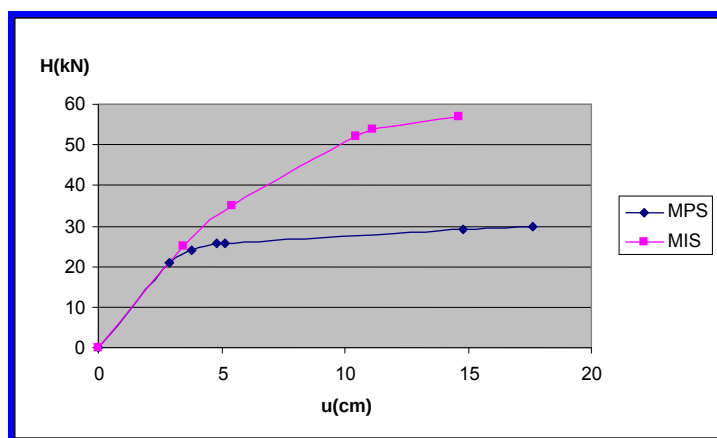


Fig. 4 - Curba H-u pentru cadrul metalic

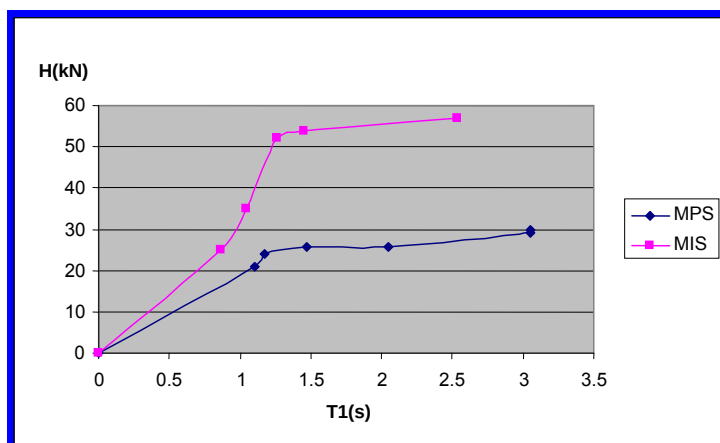


Fig. 5 - Curba H-T1 pentru cadrul metalic

3. Structura din beton armat

Se consideră structura din beton armat (fig. 6.a), având caracteristicile prezentate în figură. Momentele plastice pentru grinzi și stâlpi au fost calculate considerând armarea secțiunilor prezentată în figura 6.b.

Stâlpi 450x450 mm, $A=202500 \text{ mm}^2$, $I = 3417,1875 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$, $M_{pl} = 237,03 \text{ kNm}$

Grinzi 250x600mm, $A=150000 \text{ mm}^2$, $I = 4500 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$, $M_{pl} = 227,60 \text{ kNm}$

Stâlpi și grinzi din beton de clasă C12/15 ($E = 27Gpa$), armătura longitudinală din oțel PC52, armătura transversală din oțel OB37

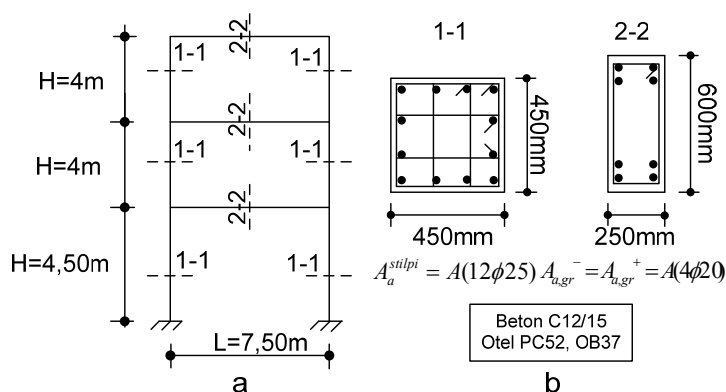


Fig. 6 - Structura din beton armat

3.1. Metoda plastică simplă

Se consideră structura încărcată ca în figura 7.a, forțele variind funcție de parametrul unic P.

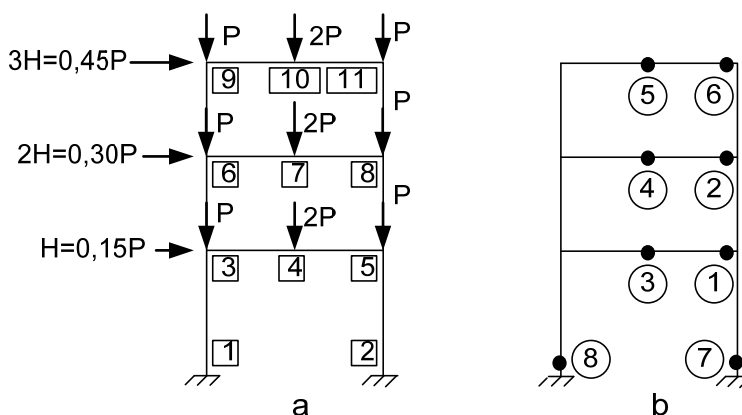


Fig.7

Ordinea de apariție a articulațiilor plastice este dată în figura 7.b. În tabelul 3 sunt prezentate valorile parametrului P, ale deplasării pe orizontală a nodul 11, ale forței critice de pierdere a stabilității și ale perioadei fundamentale de vibrație corespunzătoare producerii fiecărei articulații plastice.

Tabelul 3

Articulații plastice	1	2	3	4	5	6	7	8
$P(kN)$	75,556	78,80	92,22	95,82	97,20	97,94	100,20	102,24
$u_{11}(cm)$	1,459	1,581	2,485	2,990	3,297	3,490	5,76	8,43
$P_{cr}(kN)$	4689,98	2884,86	2358,157	1627,546	1236,578	1236	410,82	321,34
$T_1(s)$	0,735	0,938	1,159	1,225	1,697	1,704	2,934	3,433

Ca și în cazul structurii metalice, analizând structura din beton armat cu ajutorul metodei plastice rezultă următoarele:

- variația rigidității structurii, prin apariția articulațiilor plastice, conduce la pierderea stabilității echilibrului static imediat după producerea celei de a șasea articulație plastică cu toate că deplasarea la vârf a structurii nu are o valoare mare

- perioada fundamentală de vibrație crește pe măsură ce apar articulații plastice; de menționat este faptul că și masa aflată în mișcare variază, datorită faptului că toate forțele cresc funcție de un parametru unic, inclusiv forțele verticale după apariția celei de a șasea articulație plastică structura devine instabilă, perioada tinde către infinit și are loc cedarea structurii cu aceeași mențiune că deplasarea la vârf a structurii nu are o valoare mare chiar și la apariția celei de a opta articulație plastică.

Astfel deplasarea la vârf a structurii când se atinge cea de a opta articulație plastică este $\Delta_{11}^{8AP} = 8,43\text{cm}$. În normativul P100-2006 pentru structuri din beton armat este permisă o deplasare la vârf de $\frac{1}{100}H^{\text{Structura}} = \frac{1}{100}1250 = 12,5\text{cm}$.

În consecință $\Delta_{11}^{8AP} = 8,43\text{cm} < \Delta_{\text{virf}}^{P100-2006} = 12,5\text{cm}$, structura ajunge la colaps prin pierderea stabilității și nu printr-un mecanism total sau parțial de plastificare.

3.2 Metoda încărcării succesive

Se consideră structura din beton armat analizată anterior (fig. 7) dar fiind încărcată ca în figura 8.a, unde forțele gravitaționale se consideră fixe și numai forțele orizontale variază.

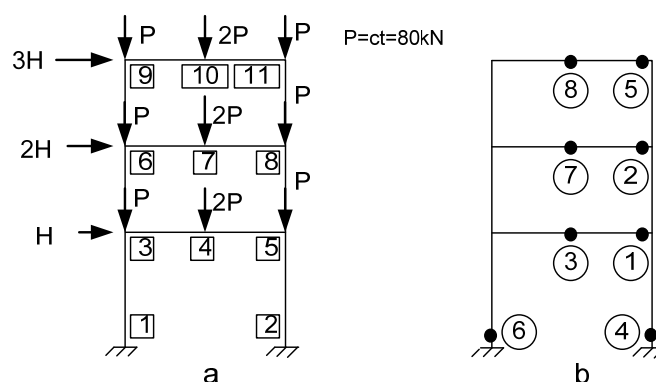


Fig. 8

În figura 8.b. este prezentată ordinea de apariție a articulațiilor plastice. În tabelul 4 sunt consemnate valorile forței orizontale variabile, ale deplasării pe orizontală a nodului 11, ale forței critice de pierdere a stabilității și ale perioadei fundamentale de vibrație corespunzătoare producerii articulațiilor plastice.

Tabelul 4

Articulații plastice	1	2	3	4	5	6	7	8
$H(kN)$	10,56	11,50	20,70	21,155	21,89	22,27	22,765	23,82
$u_{11}(cm)$	1,359	1,536	3,978	4,142	4,50	4,72	5,536	9,577
$P_{cr}(kN)$	4688,72	2883,60	2356,72	1654,16	1247,28	1154,88	333,28	160,80
$T_1(s)$	0,753	0,929	1,078	1,308	1,530	1,632	2,863	4,293

Din analiza rezultatelor obținute pe structura din beton armat cu ajutorul metodei încărcării succesive rezultă următoarele concluzii:

- perioada fundamentală de vibrație are valori apropiate cu cele obținute în cazul aplicării metodei plastice simple, cu mențiunea că acestea se obțin la încărcări laterale mai mari cu aproximativ 50% față de metoda precedentă începând cu apariția celei de a treia articulație plastică

- variația rigidității structurii, prin apariția articulațiilor plastice, conduce la pierderea stabilității echilibrului static imediat după producerea celei de a șasea articulație plastică cu toate că deplasarea la vârf a structurii nu are nici în acest caz o valoare mare;
- ordinea de apariție a articulațiilor plastice este diferită față de cazul precedent apărând articulații plastice pe stâlpi în nodul 2 (a patra articulație plastică) și 1 (a șasea articulație plastică); în cazul structurii din beton analizată cu metoda plastică simplă articulațiile pe stâlpi apar ultimele, în nodul 2 (a șaptea articulație plastică) și 1 (a opta articulație plastică) la baza stâlpilor.
- urmărind apariția articulațiilor plastice pe structură putem spune că rezultatele obținute prin această metodă sunt mai apropiate de realitate, decât cele obținute prin metoda plastică simplă deoarece apar articulații plastice pe stâlpi la o perioadă de vibrație de 1,308(s) față de cazul precedent unde perioada de vibrație corespunzătoare apariției primei articulații plastice pe stâlpi este de 2,934(s). Aplicând metoda încărcării succesive articulațiile plastice apar mai devreme la baza stâlpilor ceea ce semnalează faptul că structura va ajunge la colaps prin pierderea stabilității echilibrului. Spre exemplu, din calculul de ordinul II efectuat după apariția celei de a șaptea articulație plastică, rezultă o creștere de 6% a momentului încovoietor și de 25,9% pentru deplasarea laterală a nodului superior.

În figurile 9 și 10 sunt reprezentate comparativ valorile deplasării $u_{11}(cm)$ și ale perioadei fundamentale de vibrație $T_1(s)$ funcție de încărcarea orizontală $H(kN)$, obținute pe structura din beton armat în cele două metode.

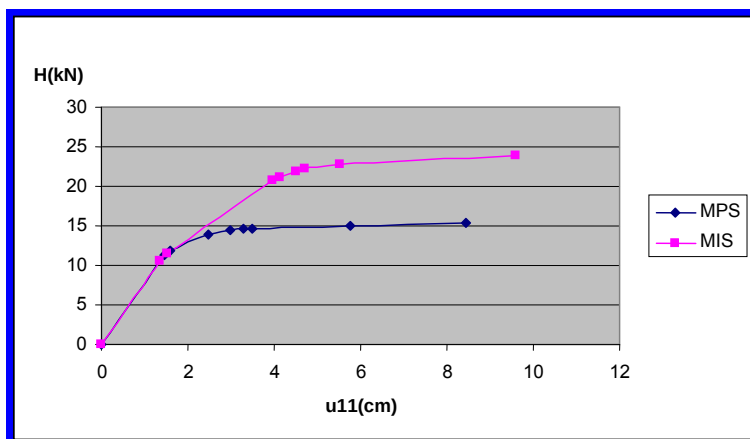


Fig. 9- Curba H-u pentru cadrul din BA

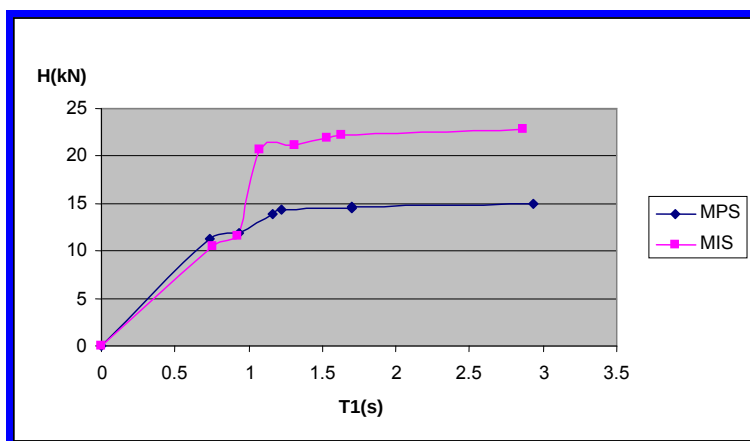


Fig.10 - Curba H-T1 pentru cadrul din BA

4. Concluzii finale

- metoda plastică simplă dă rezultate corespunzătoare pentru structurile cu unul sau două niveluri, cu mențiunea că forțele axiale să nu aibă valori semnificative
- metoda încărcării succesive poate fi aplicată pentru structuri multietajate dar neapărat trebuie însoțită și de un calcul geometric neliniar; pentru cadrul din beton armat supus la încărcări laterale succesive s-a arătat că va ceda prin pierderea stabilității echilibrului și nu printr-un mecanism total sau parțial de plastificare. În acest sens este prezentată curba P_{cr} (forța critică de cedare) - U (deplasarea la vârf) pentru apariția primelor opt articulații plastice (fig. 11). Analizând curba $P_{cr} - U$ din figura 11 se constată faptul că structura își pierde stabilitatea prin deformare continuă.

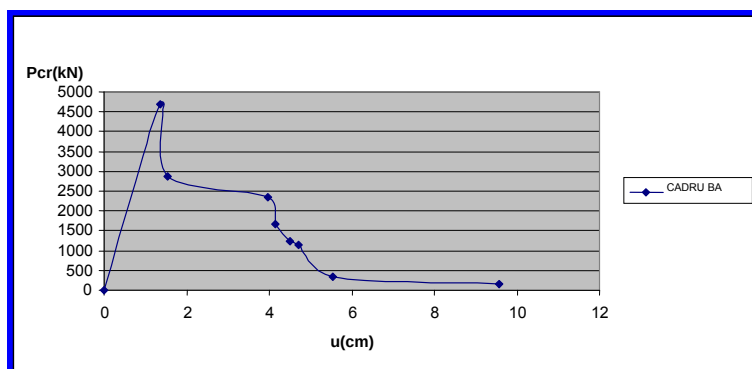


Fig. 11- Curba P_{cr} - U pentru cadrul din BA

Bibliografie

- [1] Bănuț V., Teză de doctorat “Studiul stabilității structurilor în domeniul elastic și elasto-plastic, utilizând metoda elementelor finite”, Institutul de Construcții București (UTCB), 1975
- [2] Bănuț V., Calculul neliniar al structurilor, București, Editura Tehnică, 1981
- [3] Bănuț V., Calculul de ordinul II și de stabilitate al elementelor și structurilor de rezistență, București, Editura Conspress, 2005
- [4] Răutu, S., Bănuț, V. – Statica construcțiilor, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1972
- [5] Cod de proiectare seismică P100/1-2006, Prevederi de proiectare pentru clădiri

STABILIREA DRIFT-ULUI ADMISIBIL PENTRU CLĂDIRILE CU PLANŞEE DALĂ AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

DETERMINING THE ADMISSIBLE DRIFT FOR BUILDINGS WITH FLAT SLABS LOCATED IN SEISMIC AREAS

SEBASTIAN ŞTEFĂNESCU¹

Rezumat: Lucrarea stabileşte limite de drift, pentru clădirile cu planşee dală, asociate SLU în situaţia planşeeilor dală cu şi fără armătură transversală, în funcţie de nivelul eforturilor de forfecare din vecinătatea stâlpilor. Limitările de drift pentru îmbinările interioare cu dala nearmată transversal sunt stabilite cu ajutorul unei serii de 49 de experimente, solicitate la încărcări gravitaţionale şi lateral ciclice.

Cuvinte cheie: planşeu dală, străpungere, drift admisibil, eforturi de forfecare

Abstract: The paper establishes the upper drift limit for flat slab buildings with and without shear reinforcement for ULS. The limiting drift depends on the shear stress value level in the slab area close to the column. Drift limitations for interior slab-column connections without shear reinforcement are determined using a series of 49 experiments. The specimens are subjected to gravitational loading and to horizontal cyclic displacements.

Keywords: flat slabs, punching, admissible drift, shear stresses

1. Introducere

Structurile cu planşee dală, oferă o înălţime utilă de etaj, mai mare decât soluţiile obişnuite. Din acest motiv această soluţie este optimă din punct de vedere funcţional pentru parcuri supraetajate şi alte tipuri de clădiri ce au nevoie de înălţime utile, fără obstacole, mare. Dacă sunt astfel utilizate, planşeele dală pot fi solicitate la încărcări cvasipermanente relativ mari.

De-a lungul ultimilor 40 de ani s-au realizat nenumărate experimente pe îmbinări dală-stâlp solicitate la încărcări verticale şi încărcări laterale, ciclice. Aceste încercări au urmărit, să evalueze capacitatea îmbinărilor dală-stâlp de a rezista la acţiuni seismice, astfel încât proiectanţii să fie în măsură să evite cedarea dalei la străpungere, urmată probabil de prăbuşirea locală sau generală a întregii clădiri. Aceste experimente au fost analizate şi utilizate pentru a oferi reguli şi relaţii de proiectare pentru îmbinările dală-stâlp din structurile seismice. Dintre cercetătorii care au studiat această problemă trebuie remarcaţi în primul rând Pan şi Moehle (1989) [1], Megally şi Ghali (1994) [2], Mary Beth et al. (2007) [3].

Studiile experimentale au pus în evidenţă faptul că unul dintre principalii factori care influenţează ductilitatea şi comportarea generală a îmbinării dală-stâlp la acţiuni ciclice îl reprezintă intensitatea încărcării gravitaţionale. Sintetizând rezultatele unor serii de teste experimentale efectuate de diverşi autori, Moehle şi Pan [1] au demonstrat că odată cu creşterea raportului dintre forţa tăietoare asociată încărcărilor gravitaţionale (V'_{Ed}) şi forţa tăietoare capabilă a dalei nearmate transversal (V_c) stabilite conform ACI 318-11, ductilitatea

¹ Asit. univ. drd. ing., Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Assistant professor, PhD Student, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil Engineering, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: sebastian.e.stefanescu@gmail.com

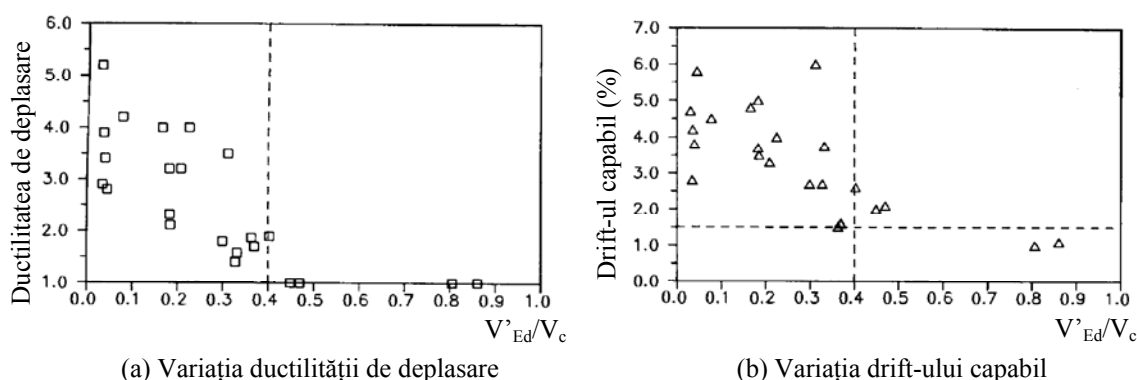
Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Tudor Postelnicu, Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

de deplasare și drift-ul capabil scad (fig. 1). Se observă că pentru valori ale raportului V'_{Ed}/V_c mai mari de 0,40, îmbinările dală-stâlp cedează casant, iar drift-ul la care cedează îmbinarea scade chiar sub valoarea recomandată de 1,5%.

Obiectivul principal al studiului prezentat în acest articol este de a propune relații compatibile cu eurocodurile și cu relația 10 care evaluează rezistența la străpungere centrică [4], pentru calculul deplasărilor relative de nivel, asociate SLU, la clădirile seismice cu planșee dală.

2. Evaluarea drift-ului admisibil în codurile americane și justificarea acestuia

Pan și Moehle [1] au demonstrat, cu ajutorul unei serii de 23 de încercări experimentale realizate pe îmbinări interioare dală-stâlp, solicitate la încărcări gravitaționale și lateral ciclice, că pentru valori ale raportului V'_{Ed}/V_c mai mari de 0,40, îmbinările dală-stâlp cedează casant la deplasări relative de nivel mai mici decât valoarea recomandată de 0.015h și conduce la o ductilitate de deplasare aproximativ egală cu 1 (fig. 1). Din acest motiv codul american ACI 318-11 prevede ca forța tăietoare produsă de încărcările gravitaționale (V'_{Ed}) să fie limitată la cel mult 0.4 din forța tăietoare capabilă a dalei când aceasta nu se armează transversal. Îndeplinirea acestei condiții asigură ductilitate suficientă la deplasări laterale și favorizează o comportare histeretică stabilă la acțiuni seismice.



(a) Variația ductilității de deplasare

(b) Variația drift-ului capabil

Fig. 1 - Influența intensității încărcărilor gravitaționale asupra comportării ciclice a îmbinării interioare placă-stâlp (Moehle și Pan, 1989)

Relația de verificare este:

$$V'_{Ed} \leq 0.4 \cdot \phi \cdot V_c \quad (1)$$

în care: ϕ este factor de siguranță și are valoarea 0.75, și V_c reprezintă valoarea minimă dintre următoarele 3 relații:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2)$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3)$$

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4)$$

în care: β este raportul dintre latura lungă și latura scurtă a stâlpului; $\alpha_s = 40$ pentru stâlpi interioari, 30 pentru stâlpi marginali și 20 pentru stâlpi de colț; $\lambda = 1$ pentru elementele realizate din beton cu greutate normală; d este înălțimea utilă a secțiunii de placă; b_o este perimetrul de calcul din jurul stâlpului, măsurat la distanța $d/2$ de la marginea suprafeței pe care se aplică încărcarea concentrată (fața stâlpului).

$$f'_c = f_{ck} + 1.6 \text{ (MPa)} \quad (5)$$

în care: f'_c este rezistența specifică la compresiune pe cilindru a betonului, dată și în experimente și f_{ck} este rezistența caracteristică la compresiune pe cilindru. $\sqrt{f'_c}$ nu va depăși 8.3 MPa.

V'_{Ed} este forța tăietoare produsă de încărcările gravitaționale ce rezultă din combinația:

$$1.2D+0.5L+0.2S. \quad (6)$$

în care: D este încărcarea permanentă; L este încărcarea utilă și S este încărcarea din zăpadă.

Coeficientul de multiplicare pentru încărcarea utilă se ia 1 când valoarea acesteia depășește 4.8 kN/m² sau clădirea are ca destinație garaje sau săli aglomerate.

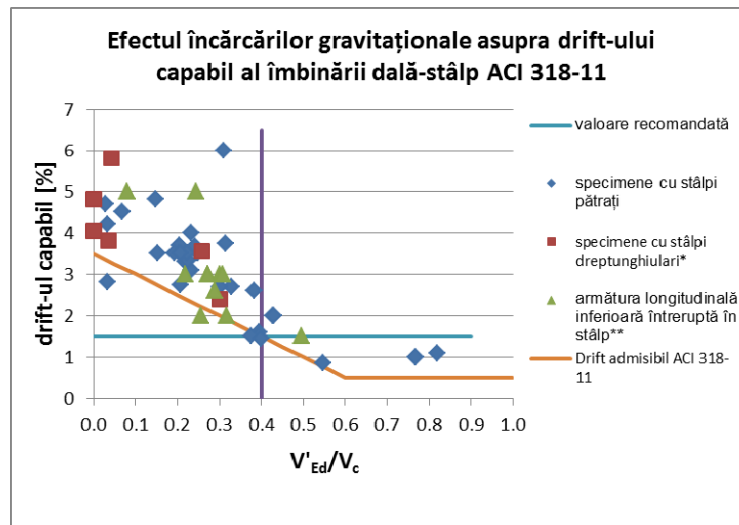


Fig. 2 - Drift-ul admisibil pentru dalele nearmate transversal (ACI 318-11)

Conform ACI 318-11 drift-ul admisibil, în funcție de nivelul de solicitare gravitațională, este dat de relațiile:

$$d_{r,a}^{LS(SLU)} = \begin{cases} \left(0.035 - 0.05 \frac{V'_{Ed}}{\phi V_c}\right) \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{\phi V_c} < 0.6 \\ 0.005 \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{\phi V_c} \geq 0.6 \end{cases} \quad (7)$$

Dacă raportul $\frac{V'_{Ed}}{\phi V_c} = 0.4$ rezultă $d_{r,a}^{LS(SLU)} = 0.015h$, valoare minimă recomandată pentru clădirile amplasate în zone seismice (fig. 2).

Valoarea admisibilă a deplasărilor relative de nivel asociată nivelului de performanță 'life safety' (SLU) este obținută prin analizarea rezultatelor experimentale. Dacă $\frac{V'_{Ed}}{\phi V_c} \leq 0.4$ și $d_r^{LS(SLU)} \leq 0.015h$ se poate admite soluția cu dale nearmate transversal, altfel se impune utilizarea de armătură transversală pentru preluarea eforturilor de străpungere din dală.

Prin dispunerea adecvată a unor armături transversale de străpungere se obține o îmbunătățire semnificativă a comportării îmbinărilor dală-stâlp la acțiuni de natură seismică. Astfel, conform seriilor de încercări experimentale întreprinse de Megalli și Ghali [5], rezultă că armarea transversală a plăcii cu șine de gujoane cu cap conduce la o comportare ciclică stabilă

și la creșterea semnificativă a ductilității și rezistenței îmbinării. Atunci când placa se armează transversal cu gujoane cu cap, capacitatea de deformare a îmbinării crește substanțial, astfel încât nu mai este necesară limitarea drift-ului la 1,5%, deoarece în acest caz nu se observă degradări notabile ale rezistenței la străpungere a îmbinării până la valori de aproximativ 4%.

Seria de încercări experimentale întreprinsă de Megalli și Ghali [5] a evidențiat totodată că majorarea intensității încărcărilor gravitaționale produce un efect similar și asupra comportării ciclice a planșelor dală armate transversal, respectiv faptul că pe măsură ce intensitatea încărcării verticale crește, valoarea maximă a drift-ului scade. Însă, întrucât valorile drift-urilor capabile sunt de cel puțin 3,5%, la planșeele dală cu armătură transversală de străpungere, nu mai este necesar a se limita intensitatea forței tăietoare produsă de încărcările gravitaționale la 40% din forța tăietoare capabilă a dalei, calculată pentru secțiunea nearmată transversal a acesteia. Probabil că acesta este motivul pentru care în UBC 97 drift-ul admisibil crește la 2-2.5% (fig. 3).

În fig. 2 sunt reprezentate grafic valorile experimentale, de care s-a dispus în prezentul studiu, și relația pentru drift-ul admisibil, oferită de ACI 318-11. Se poate observa că relația evaluează acceptabil capacitatea de deformare a îmbinărilor dală-stâlp, nearmate transversal.

În spiritul prevederilor impuse de codurile americane, în secțiunile 3 și 4 se propun prevederi pentru limitarea drift-ului, în funcție de gradul de solicitare gravitațional și modul de detaliere a îmbinării dală-stâlp cu ajutorul unei serii de experimente.

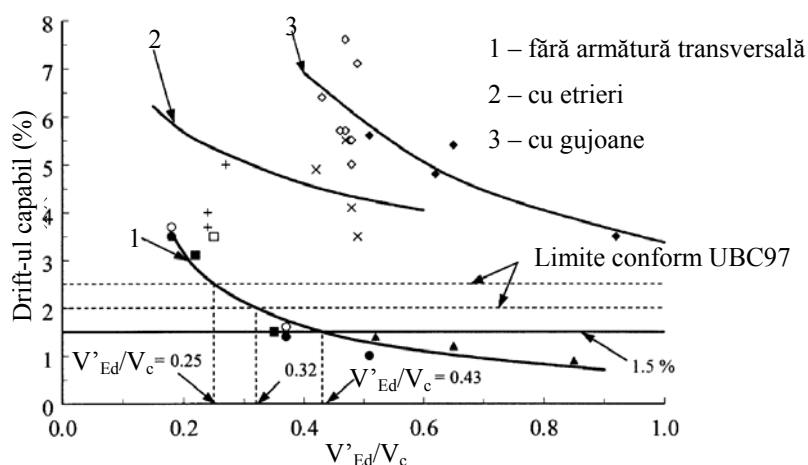


Fig. 3 - Influența intensității încărcărilor gravitaționale asupra comportării ciclice a îmbinării placă-stâlp cu și fără armătură transversală, (Megalli și Ghali, 2000)

3. Propunere pentru evaluarea drift-ului admisibil în eurocoduri

Prevederile ce fac referire la drift-ul admisibil pentru clădiri cu planșee dală, amplasate în zone seismice, lipsesc în eurocoduri, chiar dacă, acest sistem structural este utilizat pe scară largă în Europa, chiar și în regiunile cu activitate seismică de intensitate moderată și mare. În secțiunea 2 s-a arătat că este necesară limitarea drift-ului în funcție de soluția de detaliere și nivelul de solicitare gravitațională a dalei. Limitarea deplasării laterale se impune chiar în prezența unui sistem structural primar, mult mai rigid, care preia forțele laterale, deoarece drift-ul admisibil este asociat cu cedarea la străpungere sau încovoiere urmată de străpungere.

Conform EN 1992-1-1 rezistența la străpungere, se stabilește cu relația 8.

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) A_c \quad (8)$$

în care: f_{ck} este rezistența caracteristică la compresiune a betonului, obținută pe cilindru; ρ este procentul de armătură longitudinală întinsă din dală; A_c este aria de forfecare asociată perimetrului de calcul; γ_c este coeficient de siguranță și are valoarea 1.5 și $\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$ este un coeficient ce ia în calcul aportul efectului de scară asupra rezistenței la străpungere.

Proiectarea rigidității laterale, de obicei, se face în faza preliminară a proiectării, moment în care nu se cunoaște armarea longitudinală a dalei.

Grosimea dalei, dimensiunile stâlpilor și rezistența betonului de obicei sunt ușor de evaluat, încă din fazele inițiale ale proiectării, cu ajutorul prevederilor din codurile de proiectare. Armarea longitudinală a dalei rezultă, de obicei, din gruparea fundamentală, deoarece momentele produse de încărcările laterale sunt limitate de sistemul structural primar. Când clădirea este alcătuită doar din dale și stâlpi, automat numărul de niveluri este redus (1-2). Dacă clădirea este amplasată într-o regiune cu intensitate seismică moderată sau mică, număr de niveluri poate fi ușor mai mare. În aceste situații armătura longitudinală din dală rezultă, de obicei, din gruparea fundamentală, astfel încât procentul de armătură longitudinală ce intră în relația 8 se poate estima și în stadiul preliminar al proiectării.

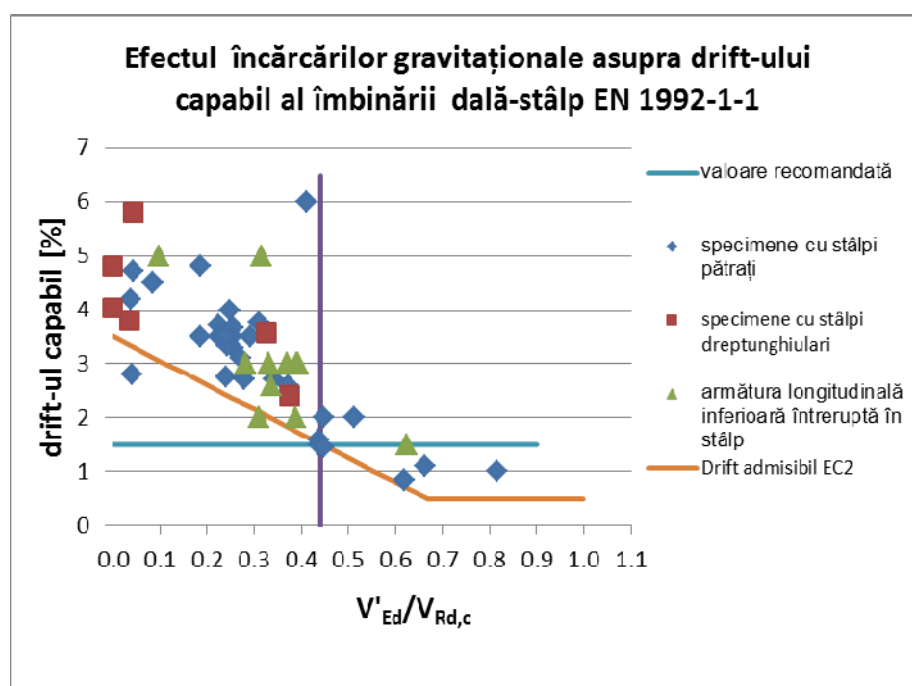


Fig. 4 - Drift-ul admisibil pentru dalele nearmate transversal (EN 1992-1-1)

În fig. 4 sunt reprezentate valorile drift-ului capabil pentru experimentele disponibile, în funcție de raportul dintre forța de străpungere rezultată din încărcările gravitaționale și capacitatea la străpungere evaluată cu relația 8. Se observă reducerea accentuată a drift-ului capabil odată cu majorarea raportului $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}}$.

În consecință, cu ajutorul rezultatelor experimentale reprezentate în fig. 3 se propun următoarele prevederi pentru dalele nearmate transversal:

$$d_{r,a}^{SLU} = \begin{cases} \left(0.035 - 0.045 \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}}\right) \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}} < 0.67 \\ 0.005 \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}} \geq 0.67 \end{cases} \quad (9)$$

Dacă raportul $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0.44$, se poate observa că $d_{r,a}^{SLU} = 0.015h$, care este valoarea minimă recomandată pentru clădirile amplasate în zone seismice.

Dacă dala este armată transversal, ținând cont de informațiile prezentate anterior, se propune $d_{r,a}^{SLU} = 0.025h$.

4. Propunere pentru evaluarea drift-ului admisibil

Pe baza unei serii de experimente, preluate din literatură, s-a analizat aportul încărcării gravitaționale asupra îmbinării dală-stâlp solicitată la acțiuni seismice utilizând rezistența la străpungere, pentru dala nearmată transversal calculată cu relația 10 [4].

$$V_{Rd} = \frac{0.28}{\gamma_c} (f_{ck})^{0.25} (\rho f_y)^{0.42} \left(\frac{c}{d}\right)^{0.07} k A_c \quad (10)$$

în care: ρ este procentul de armătură longitudinală întinsă din dală; f_{ck} este rezistența caracteristică la compresiune a betonului, obținută pe cilindru; f_y rezistența medie a oțelului la curgere; A_c este aria de forfecare asociată perimetrului de calcul; d este înălțimea efectivă a dalei; γ_c este coeficient de siguranță și are valoarea 1.5; c este dimensiunea laturii stâlpului (când stâlpul este dreptunghiular, acoperitor, se ia în calcul dimensiunea laturii scurte); $k = \frac{1300}{1000 + d} \leq 1$ este coeficient ce ia în calcul aportul efectului de scară asupra rezistenței la străpungere.

Pentru relația 10 se fac următoarele precizări:

ρ semnifică procentul de armătură longitudinală întinsă. La acțiuni ciclice poate interveni curgerea ambelor armături, de la partea superioară și partea inferioară. La calculul rezistenței V_{Rd} , se va considera armătura de la partea superioară, deoarece curgerea acesteia este mai probabilă pentru că aici eforturile de încovoierie din acțiuni gravitaționale și orizontale se adună. Când stâlpul este dreptunghiular, pentru calculul raportului $\frac{c}{d}$, acoperitor, se consideră în calcul dimensiunea laturii scurte.

Efectul de scară este de regulă neglijabil la planșee datorită grosimii mici a dalelor și din acest motiv, coeficientul ce ține seama de acest parametru se ia 1 în toate situațiile studiului.

Prin analizarea rezultatelor experimentale, s-a evaluat influența raportului dintre rezistența la străpungere și intensitatea încărcărilor gravitaționale asupra drift-ului asociat rezistenței la străpungere și care este ilustrate grafic în fig. 5.

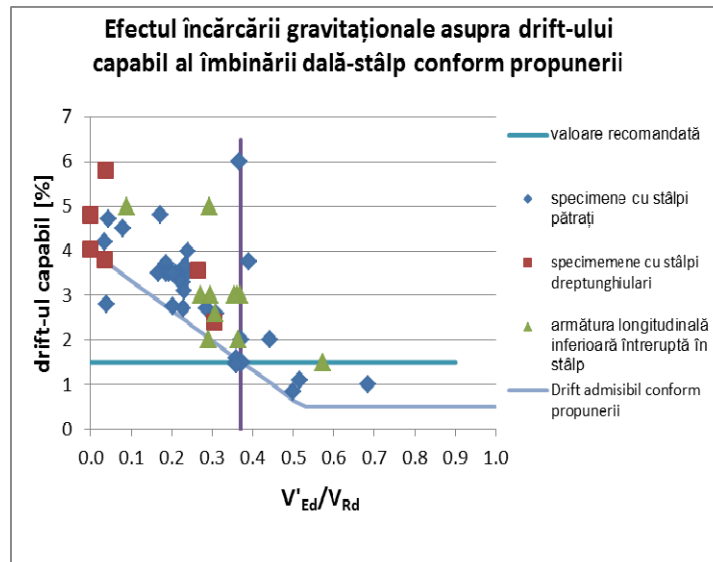


Fig. 5 - Valori admisibile pentru dalele nearmate transversal

În fig. 5 sunt reprezentate valorile drift-ului capabil pentru experimentele considerate, în funcție de raportul dintre forța de străpungere rezultată din încărcările gravitaționale și capacitatea la străpungere evaluată cu relația 10. Se observă reducerea accentuată a drift-ului capabil odată cu majorarea raportului $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}}$.

Dacă se admite valabilitatea relației 10, cu ajutorul rezultatelor experimentale, se obțin valorile admisibile ale drift-ului date de relațiile 11.

$$d_{r,a}^{SLU} = \begin{cases} \left(0.04 - 0.067 \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}} \right) \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}} < 0.52 \\ 0.005 \cdot h, & \text{pentru } \frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}} \geq 0.52 \end{cases} \quad (11)$$

Dacă raportul $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.37$, rezultă $d_{r,a}^{SLU} = 0.0152h$, adică aproximativ $0.015h$ care reprezintă valoarea minimă recomandată, pentru clădirile cu planșee dală amplasate în zone seismice.

Dacă $d_r^{SLU} = 0.025h$, se poate admite soluția cu dale nearmate transversal dacă $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0.22$, însă această situație se poate lua în calcul doar teoretic.

La stabilirea valorii V_{Rd} din fig. 6 coeficientul de siguranță, $\gamma_c = 1.5$.

În figura 4.5 sunt delimitate în reprezentări grafice situațiile în care nu este necesară armătura transversală și în care se impune utilizarea acesteia.

Asemănător subcapitolului 3, pe baza cercetărilor realizate de Megally și Ghali [5], dacă dala este armată transversal se propune $d_{r,a}^{SLU} = 0.025h$.

La calculul rezistenței la străpungere, a dalelor fără armătură transversală din experimente, coeficienții de siguranță ϕ și γ_c s-au considerat, acoperitor, 1.

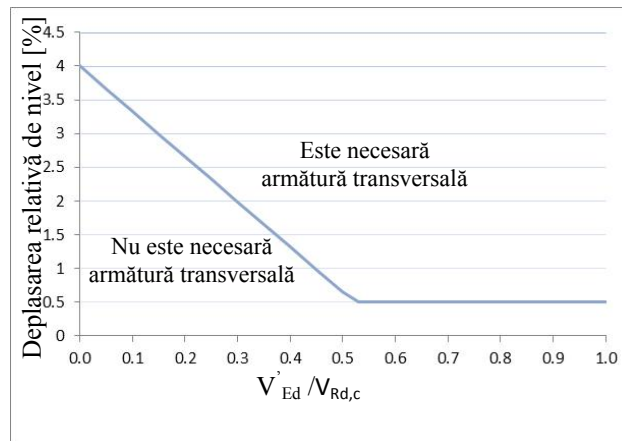


Fig. 6 - Ilustrarea grafică a relațiilor 11

5. Concluzii

Mărimea încărcărilor gravitaționale are un rol important asupra capacității îmbinărilor dală-stâlp de a se deforma.

Când proiectarea dalelor se realizează cu ajutorul relației pentru străpungere din EN 1992-1-1,

raportul dintre $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd,c}}$ trebuie să fie mai mic decât 0.44 pentru ca dala nearmată transversal să

nu cedeze prin străpungere la deplasări relative de nivel mai mici de 0.015h.

Când proiectarea dalelor se realizează cu ajutorul relației 10 [4], raportul dintre $\frac{V'_{Ed}}{V_{Rd}}$ trebuie

să fie mai mic decât 0.37 pentru ca dala nearmată transversal să nu cedeze la străpungere la deplasări relative de nivel mai mici de 0.015h.

Datorită diferențelor dintre capacitatea la străpungere evaluată cu ajutorul relațiilor din EN1992-1-1, ACI 318-11 și relația 10, există diferențe importante între drift-ul admisibil evaluat la același nivel de încărcare gravitațional. Diferența este amplificată și de faptul că la stabilirea acestora nu s-au considerat coeficienți de siguranță.

Dacă structurile seismice nu respectă limitările din relațiile 9 sau 11, se prevede armarea transversală a dalei. În această situație deplasarea relativă de nivel admisibilă asociată stării limite ultime se poate considera 0.025h [5].

Bibliografie

- [1] Pan, A., D., Moehle, J., P. — Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates, ACI Structural Journal, V. 86, No. 3, May-June. 1989, pp. 250-258
- [2] Megally, S., Ghali, A. — Design Considerations for Slab-Column Connections in Seismic Zones, ACI Structural Journal, V. 91, No. 3, May-June. 1994, pp.303-314
- [3] Beth, D., M., Browning, J., Lepage, A., Wallace, J., W. — Seismic Design for Slab-Column Connections, ACI Structural Journal, V. 104, No. 4, July.-August. 2008, pp. 448-458.
- [4] Ștefănescu, S. — Evaluarea rezistenței la străpungere centrică a dalelor nearmate transversal cu ajutorul experimentelor, Buletin Științific – doctoral (UTCb), Nr. 1, Martie. 2013, pp.
- [5] Megally, S., Ghali, A. — Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections, ACI Structural Journal, V. 97, No. 5, September-October. 2000, pp.720-730
- [6] American Concrete Institute — Building code requirements for structural concrete and commentary, Farmington Hills, Michigan, 2011
- [7] CEN Eurocode 2 — Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European standard EN 1992-1-1, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004

APLICAȚII ALE SCANĂRII LASER LA OBIECTIVE INDUSTRIALE

APPLICATIONS OF TERRESTRIAL LASER SCANNING AT INDUSTRIAL OBJECTIVES

NORBERT-SZABOLCS SUBA¹

Rezumat: Amplasarea, verificarea și urmărirea obiectivelor industriale reprezintă o ramură aparte a determinărilor geodezice. Natura acestor lucrări necesită un grad ridicat de precizie, tehnici specifice pentru furnizarea și/sau obținerea datelor tridimensionale, toate acestea efectuate în condiții de lucru dificile și implicând un grad ridicat de răspundere. Natura aparte ale acestor lucrări a necesitat dezvoltarea unor tehnici noi pentru furnizarea datelor cu o precizie ridicată, într-un timp relativ scurt. În acest context s-a analizat posibilitatea aplicării tehnicii de scanare laser în cazul acestor obiective, pentru a răspunde la diversele exigențe formulate în caietul de sarcini.

Cuvinte cheie: scanare laser, modelare 3D, aplicații industriale

Abstract: The laying out, verification and behavior tracking of industrial objectives is a particular problem in geodesic engineering. The nature of these jobs require a high grade of precision, specific techniques to provide and/or obtain 3D data, all of these while working amid difficult conditions and having a high degree of responsibility. The particularity of these jobs required the development of new techniques to provide the required, high precision data in the shortest time possible. In this context, the possibility to apply the technique of terrestrial laser scanning at such objectives has been analyzed, in order to respond to the specified requirements.

Keywords: terrestrial laser scanning, 3D modeling, industrial applications

1. Introducere

Amplasarea, verificarea și urmărirea obiectivelor industriale reprezintă o ramură aparte a determinărilor geodezice. Natura acestor lucrări necesită un grad ridicat de precizie, tehnici specifice pentru furnizarea și/sau obținerea datelor tridimensionale, toate acestea efectuate în condiții de lucru dificile și implicând un grad ridicat de răspundere.

Natura aparte ale acestor lucrări a necesitat dezvoltarea unor tehnici noi pentru furnizarea datelor cu o precizie ridicată, într-un timp relativ scurt. În acest context s-a analizat posibilitatea aplicării tehnicii de scanare laser în cazul acestor obiective, pentru a răspunde la diversele exigențe formulate în caietul de sarcini.

2. Specificul problemei studiate. Considerente despre aparatură și metodă

Decizia pentru alegerea aparaturii potrivite în cazul lucrărilor de modelare 3D este întotdeauna individuală și subiectivă. Totuși, există anumiți factori care trebuie luate în considerare pentru a lua decizia corectă (între alegerea unei stații totale inteligente sau unui scanner laser terestru):

1. mărimea obiectului studiat;
2. aparatură avută la dispoziție;

¹ Prep. univ. ing. Universitatea din Oradea (PhD Student, University of Oradea), Facultatea de Construcții și Arhitectură (Faculty of Constructions and Architecture), e-mail: suba_norbert@yahoo.com

Referent de specilitate: Prof. univ. dr. ing. Iohan Neuner, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

3. precizia cerută în cazul studiului;
4. referințe existente;
5. rezultatele unor considerente economice.

Următorul tabel va evidenția diferențele conceptuale dintre cele două instrumente geodezice.

Tabelul 1

Comparație între stația totală și scannerul laser terestru

Stație totală	Scanner laser terestru
Un număr mic de puncte sunt preluate cu precizie	Există un număr mare de puncte arbitrare
Efort ridicat pentru preluarea unui punct	Efort foarte mic pentru obținerea unui punct
Măsurătorile pot fi repetate și sunt surpadeterminate (număr mare de măsurători / punct obținut)	Măsurătorile nu pot fi repetate pentru a obține același punct; o singură măsurătoare / punct obținut
Punctele sunt reprezentative	Punctele nu sunt întotdeauna reprezentative
Punctele se aleg în timpul măsurătorilor	Punctele se aleg în cadrul procesării datelor
Calitate axată pe puncte	Calitate axată pe geometria obiectului

Având în vedere cerințele formulate la obiective (grad ridicat de precizie, determinări rapide, necesitate de obținere geometrie caracteristică), se poate afirma că aparatura recomandată în cazul acestor lucrări este scanerul laser terestru.

Alegerea este motivată, în primul rând, de mărimea generală a obiectivelor industriale și de numărul de detalii prezente. Pentru un studiu corect, este necesară efectuarea unei scanări panoramice, cu o înaltă densitate a punctelor. Un alt motiv este necesitatea obținerii datelor și a rezultatului final în cel mai scurt timp posibil, având în vedere ritmul efectuării lucrărilor și a schimbărilor, în cazul unui șantier în construcții.

Utilizarea metodei scanării laser terestre este justificată și de faptul că sunt necesare (după cum s-a mai punctat) modele tridimensionale cu o rezoluție compactă, rezultatele furnizate fiind atât norul de puncte, cât și obiecte modelate din norul de puncte, ambele putându-se obține în cazul în care există acest model detaliat.

3. Studiu de caz

Noile metode de poziționări 3D oferă noi posibilități de a efectua determinările necesare, după cum rezultă din cercetările efectuate pe șantierul de construcții a halei industriale Plexus din municipiul Oradea. Aceste cercetări au vizat utilizarea tehnologiei de scanare laser terestră pentru rezolvarea unor probleme legate de asigurarea calității montajului la execuție, cum ar fi verificarea aliniamentelor stâlpilor de susținere din beton, verificarea verticalității acestor stâlpi etc., în conformitate cu proiectul de execuție și cu standardele în vigoare.

Pentru efectuarea acestui studiu, s-a instalat un scanner laser terestru (Trimble CX) în zona de lucru, cu ajutorul căreia s-a efectuat o scanare cu înaltă rezoluție a obiectivului.

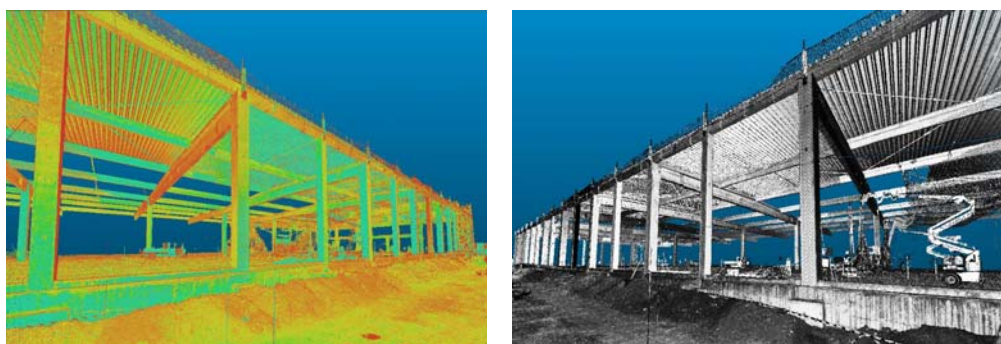


Fig. 1 - Nor de puncte al obiectivului scanat (incinta Plexus, fațada de est)

Pe setul de date astfel obținut (nor de puncte), există posibilitatea determinării diferitelor informații de interes, cu o precizie ridicată. Într-un prim pas, de exemplu, se poate verifica distanța între stâlpi (sau distanțe între obiectele de interes, de exemplu pentru verificarea îndeplinirii standardelor la execuție), folosind datele din norul de puncte.

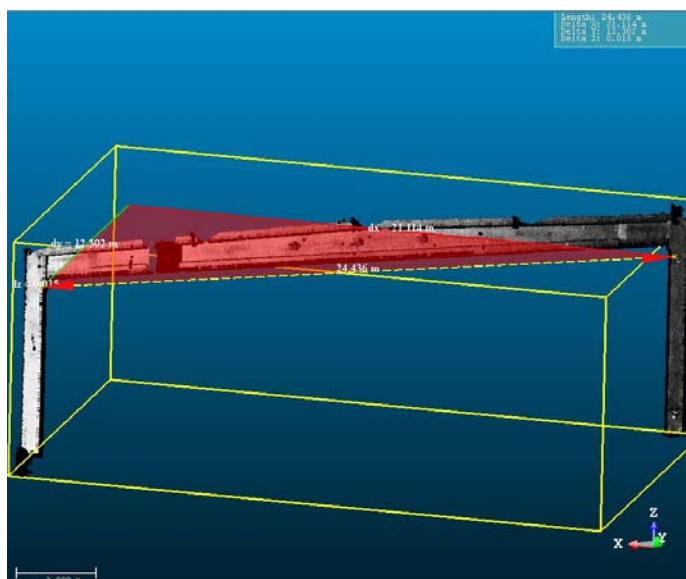


Fig. 2 - Verificarea distanțelor între stâlpi

Prin secționarea succesivă a modelului rezultat cu plane paralele, amplasate la o distanță prestabilită între ele, se poate obține un model tridimensional complex al obiectivului, care poate fi utilizat pentru efectuarea unor eventuale calcule de volumetrie, respectiv pentru efectuarea unor studii legate de geometria acestora. În acest caz planurile paralele vor crea arii paralele la capetele prismoidelor obținute, a căror formă geometrică este neglijabilă din punctul de vedere a calculelor efectuate. Aceste forme geometrice neuniforme la capete provin din faptul că eventuala degradarea a obiectivului studiat este una neuniformă, iar diferitele secțiuni pot genera forme geometrice diferite.

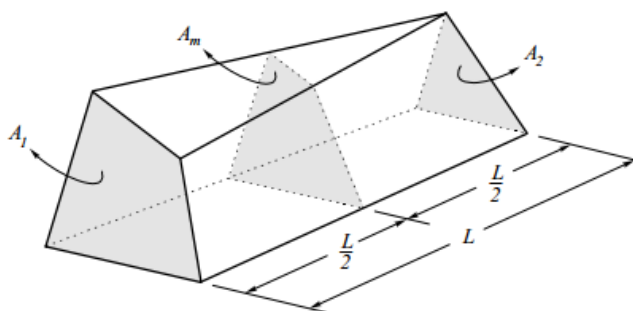


Fig. 3 - Elementele unui prismoid

Acest corp solid, după cum se poate observa în figura de mai sus, are capetele paralele (dar nu neapărat forme geometrice asemenea sau cu același număr de laturi). În acest context, L este distanța perpendiculară pe cele două capete, A_1 și A_2 sunt suprafețele ariilor de capăt, iar A_m este aria suprafeței mediane. Se poate observa că suprafața mediană este paralelă cu cele două suprafețe de capăt, dar suprafața nu este neapărat o medie a suprafețelor ariilor A_1 și A_2 . Volumul corpului solid va fi calculat folosind *Formula Prismoidală*:

$$V = \frac{L}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \quad (1)$$

Un prismoid se poate descompune în prisme și piramide; demonstrarea corectitudinii formulei de mai sus va folosi această proprietate a corpului solid.

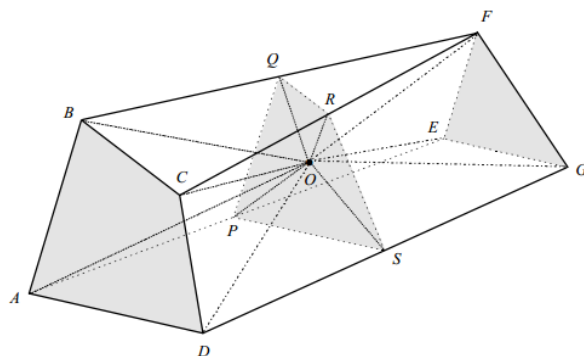


Fig. 4 - Descompunerea unui prismoid în piramide

În figura de mai sus, $PQRS$ reprezintă suprafața mediană A_m , paralelă cu suprafețele A_1 ($ABCD$) și A_2 (EFG). Se alege un punct arbitrar O în planul $PQRS$, și acest punct se va lega cu fiecare punct care definește cele trei suprafețe, obținându-se un număr de n piramide, ale căror bază este definită fie de suprafețele de capăt, fie de laturile prismoidului, iar vârful tuturor piramidelor va fi în punctul O . Utilizând notațiile de la figura 6.16., volumul piramidelor ale căror bază este una dintre suprafețele de capăt vor fi:

$$\frac{A_1}{3} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h}{6} \cdot A_1 \quad \text{și} \quad \frac{A_2}{3} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h}{6} \cdot A_2 \quad (2)$$

Pentru a exprima volumele piramidelor, ale căror bază se află pe una dintre laturile prismoidului, se va considera, de exemplu, piramida $OADGE$. Dacă se notează distanța perpendiculară din O pe SP cu h , volumul piramidei $OADGE$ va fi:

$$\frac{1}{3} \text{aria}(ADGE) \cdot h = \frac{1}{3} (PS \cdot L \cdot h) = \frac{h}{3} \cdot 2\Delta_{OPS} \quad (3)$$

În formula de mai sus, $2\Delta_{OPS}$ reprezintă $2 \times$ aria triunghiului OPS . În aceeași manieră, volumul piramidei $OCDGF$ va fi $V = 1/3 \cdot 2\Delta_{ORS}$ și așa mai departe, pentru fiecare piramid în parte. Volumul prismoidului va fi:

$$\begin{aligned} V &= \frac{h}{6} A_1 + \frac{h}{6} A_2 + \frac{2h}{3} (\Delta_{OPS} + \Delta_{ORS} + \Delta_{OQR} + \Delta_{OPQ}) = \frac{h}{6} A_1 + \frac{h}{6} A_2 + \frac{h}{6} (4A_m) = \\ &= \frac{h}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \end{aligned} \quad (4)$$

Se poate observa că formula finală (4) este aceeași cu formula enunțată mai sus (1). Se notează, de asemenea, că formula va fi valabilă pentru orice prismoid cu n / m laturi în cazul suprafețelor de capăt, inclusiv pentru o eventuală valoare de 0 (în acest caz, avem de face cu o piramidă neregulată, iar aria 0 al suprafeței la una dintre capete nu va influența aplicabilitatea sau corectitudinea formulei).

Se poate efectua, de asemenea, modelarea entităților cu geometrie fixă (stâlpi), pe baza punctelor obținute. Având în vedere că aceste elemente sunt supuse unor standarde în fabricație, se pot identifica două procese de prelucrare: filtrarea datelor, urmată de modelarea acestor entități, sau problema inversă, modelarea stâlpilor pe baza standardelor cunoscute, urmat de filtrarea datelor. În cazul celui de al doilea opțiuni, există posibilitatea de a detecta și filtra zgomotul din măsurători (punctele care nu se supun forme regulate a entităților modelate).

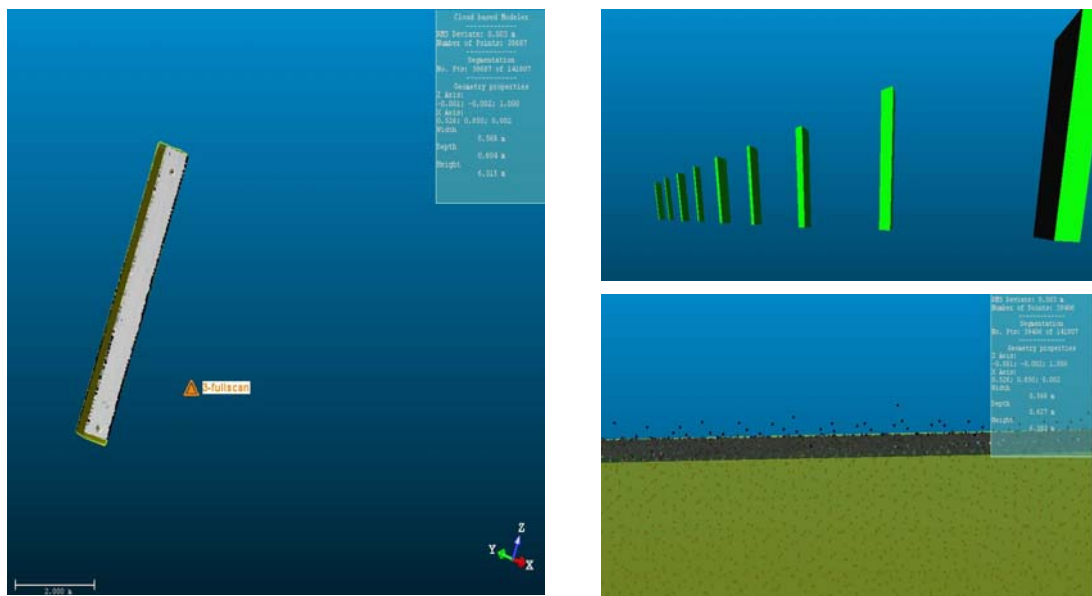


Fig. 5 - Modelarea stâlpilor și identificarea zgomotului din măsurători

În urma modelării tuturor obiectelor de interes, există posibilitatea secționării modelului obținut cu una sau mai multe plane transversale. Prin secționarea cu un singur plan, se obține urma acestor modele pe planul respectiv, cu ajutorul căreia se poate verifica aliniamentul stâlpilor cu precizie ridicată.

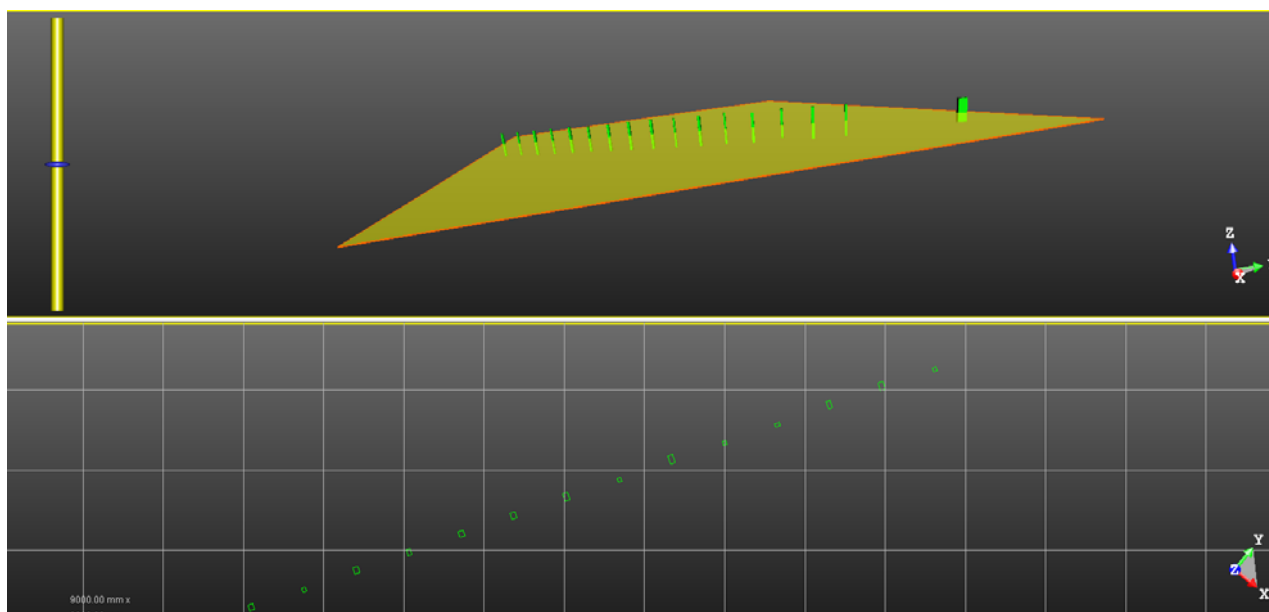


Fig. 6 - Verificarea aliniamentelor stâlpilor folosind modelul 3D

În cazul secționării modelului cu mai multe plane paralele, la o distanță definită între ele, pe lângă posibilitatea efectuării calculului de volumetrie între segmente, oferă posibilitatea obținerii urmelor modelelor secționate pe aceste plane. În cazul în care aceste urme se aduc pe un singur plan, din suprapunerea lor se poate calcula valorile de înclinare a stâlpilor, și implicit, se poate verifica verticalitatea acestor stâlpi cu o eficiență ridicată (în comparație cu metodele cunoscute).

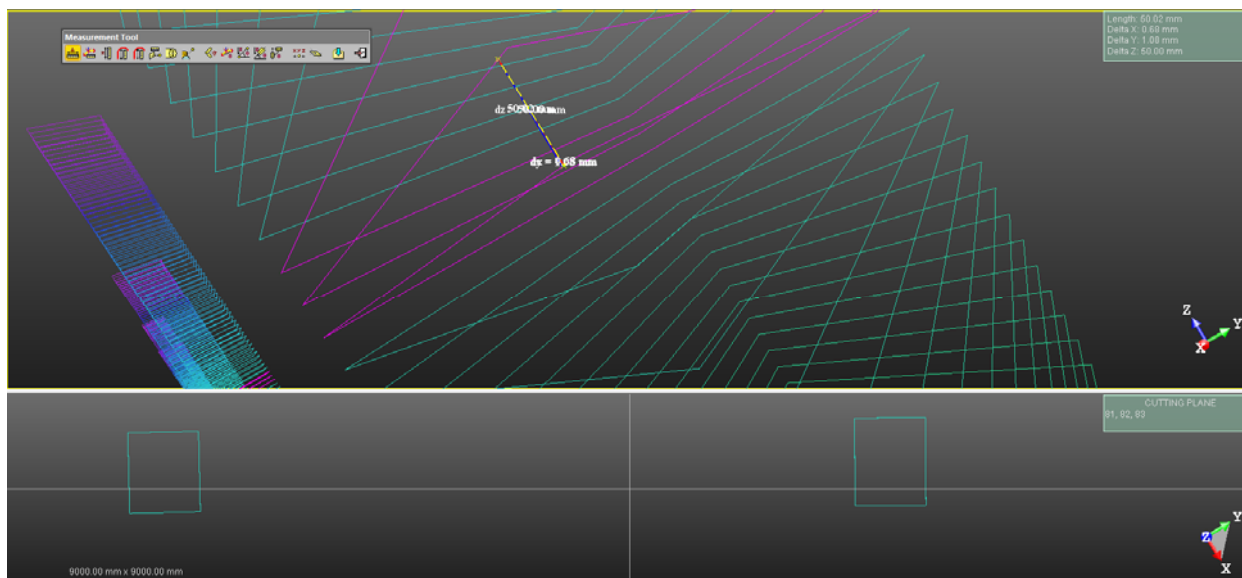


Fig. 7 - Verificarea verticalității stâlpilor folosind modelul 3D

4. Concluzii

În urma acestor cercetări se poate afirma că problemele clasice, cum ar fi verificarea aliniamentelor și verticalității stâlpilor, se pot rezolva cu un grad ridicat de precizie, și într-un interval de timp mai scurt, folosind scanarea laser terestră. Dacă la aceste posibilități se adaugă și opțiunile de calcule volumetrice (prezentate anterior) și alte posibilități de prelucrare a datelor, se poate afirma că această tehnologie poate fi una foarte utilă în domeniul construcțiilor (atât în procesul de execuție, cât și în exploatare).

Bibliografie

- [1] Buda A., Koncsag E.M., Suba N.-Sz. – Stone quarry scanning techniques using DR Total Stations, Revista de Cadastru REVCAD, ISSN 1583-2279, mai 2010
- [2] Suba N.-Sz., Suba Șt., Nistor S., Buda A. – Application of scanning techniques in the creation of three dimensional models, Analele Universității din Oradea – Fascicula de Construcții și Instalații Hidroedilitare, ISSN 1454 – 4067, noiembrie 2009
- [3] Kavanagh, B. F. and Glenn Bird, S. J. - Surveying principles and applications (4 ed.). Prentice Hall, 1996
- [4] ***, www.trimble.com, mai 2013

STUDII PRIVIND OPTIMIZAREA SISTEMELOR DE CANALIZARE ȘI MANAGEMENTUL NĂMOLULUI ÎN AGLOMERĂRILE URBANE DIN JUDEȚUL ARGEȘ

STUDIES ON OPTIMIZATION OF SEWAGE SYSTEMS AND SLUDGE MANAGEMENT IN URBAN AGGLOMERATIONS IN ARGES COUNTY

MANUELA VĂCĂREL¹

Rezumat: Această lucrare prezintă strategia privind reabilitarea, modernizarea și extinderea sistemelor de canalizare din aglomerările urbane ale județului Argeș. Adoptarea sistemelor de canalizare centralizate sau independente a depins în mare măsură de condițiile specifice ale județului Argeș referitoare la: densitatea populației, hidrologie, topografie, cadrul socio-economic local/regional și infrastructura existentă, precum și de concluziile analizei comparative privind costurile de investiție, operare și întreținere. Strategia județeană referitoare la gestionarea nămolului prevede adoptarea pe termen scurt a alternativei de utilizare a nămolului în agricultură, iar pe termen mediu și lung, implementarea unor tehnologii de uscare și conversie termică cu valorificarea potențialului energetic al acestuia (studiu de caz: conformarea schemei tehnologice a Stației de epurare Pitești la strategia județeană privind valorificarea nămolului).

Cuvinte cheie: termene de conformare, strategie județeană, analiza de opțiuni, managementul nămolului

Abstract: This paper presents the strategy on rehabilitation, modernization and expansion of the sewage systems in urban agglomerations of Arges County. Adopting the centralized or decentralized sewer systems depended exclusively on the specific conditions of Arges County in terms of: population density, hydrology, topography, local / regional social and economic framework and current infrastructure, as well as in terms of findings of the comparative analysis on investment, operation and maintenance costs. The county strategy for the management of sludge foresees a short-term alternative, that of using the sludge in agriculture, and the medium and long term alternative implying thermal drying and conversion technologies with capitalization on the energetic potential of sludge (case study: compliance technological scheme of Pitești WWTP with the county sludge strategy).

Keywords: compliance deadline, the county strategy, option analysis, sludge management

1. Introducere

În strategia județului Argeș privind reabilitarea și extinderea infrastructurii de apă și apă uzată, obiectivul principal este reprezentat de corelarea eficientă a necesarului investițional cu cerințele de conformare și prevederile reglementărilor de mediu în vigoare.

Situația actuală a sistemelor de canalizare a apei uzate la nivelul județului Argeș se prezintă astfel:

- 10 sisteme de canalizare existente (7 sisteme urbane, 3 sisteme rurale);
- lungimea rețelilor de canalizare: $L = 498,5$ km;
- stații de epurare: 6 în zona urbană și 9 în zona rurală;
- grad de conectare : 61 % (zona urbană) și 8 % (zona rurală);
- 28 sisteme de canalizare aflate în curs de execuție.

¹ Ing., (Eng.), S.C. APĂ CANAL 2000 SA PITEȘTI, e-mail: manuelavacarel@gmail.com

Referent de specialitate: Prof.univ.dr.ing. Sandu Marin, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

Prin centralizarea și prelucrarea informațiilor disponibile, precum și a celor colectate în urma vizitelor în teren, folosind ca suport grafic aplicația GIS aferentă județului Argeș care conține date referitoare la: topografie, altimetrie, hidrologie, limite administrative, proiectele de dezvoltare urbanistică și aria construită, a rezultat un număr total de 37 aglomerări cu o populație echivalentă mai mare de 2000 l.e. (1 aglomerare cu peste 100.000 l.e., 5 aglomerări între 10.000-100.000 l.e. și 31 aglomerări între 2.000-10.000 l.e.) [1].

Evoluția debitelor de apă uzată, a ratelor de conectare și a încărcărilor din apa uzată la nivelul aglomerărilor umane cu o populație echivalentă mai mare de 2000 l.e. din județul Argeș este prezentată în tabelul următor:

Tabelul 1

Evoluția indicatorilor în domeniul serviciilor de colectare-epurare ape uzate din aglomerările cu o populație echivalentă mai mare de 2000 l.e. din județul Argeș

Indicator	U.M.	2011	2013	2015
Populație totală	loc.	465.958	463.165	460.399
Populație racordată	loc.	324.546	375.880	419.510
Grad de racordare	%	69,6	81,1	91,1
Debit mediu anual	m ³ /an	27.604.585	30.937.035	34.091.730
Încărcare cu poluanți (CBO ₅)	t/an	8.310	8.879	9.541

Prezentarea situației actuale a sistemelor de canalizare la nivelul celor 102 unități administrativ-teritoriale din județul Argeș este cuprinsă în figura 1.

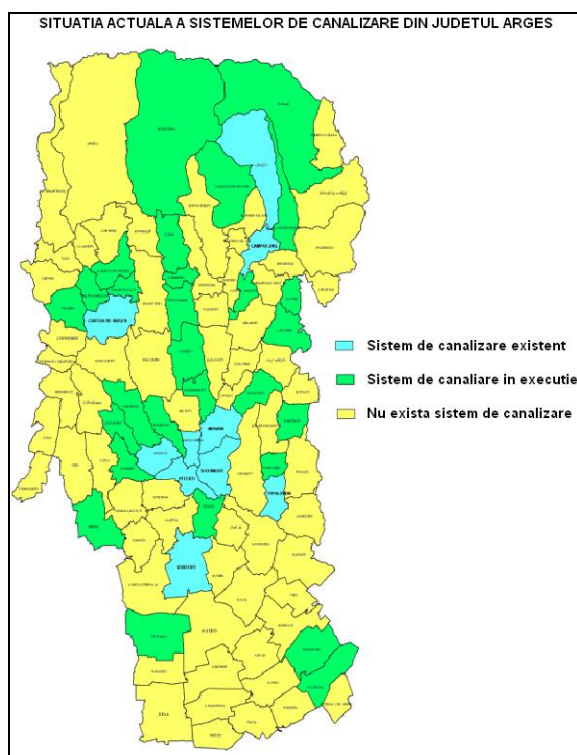


Fig. 1 - Situația existentă a sistemelor de canalizare din județul Argeș

În urma analizei situației existente a sistemelor de canalizare din județul Argeș au rezultat următoarele concluzii:

- datorită stării deficitare a rețelelor de canalizare (avarii numeroase de tip surpări de canale /cămine, colmatări datorate nerealizării vitezei de autocurățire) se impune reabilitarea rețelelor/căminelor pentru 30-40 % din lungimile existente;

- epurarea apelor uzate este deficitară în localitățile cu o populație mai mică de 50.000 locuitori unde procesele tehnologice sunt total depășite moral/fizic; Stația de epurare (SE) Pitești este în curs de modernizare și va realiza indicatorii de calitate pentru apa epurată conform Directivei 91/271/EC; SE Mioveni și SE Câmpulung Muscel au fost reabilitate parțial; SE Costești și SE Topoloveni vor fi reabilitate/modernizate în cadrul unui proiect finanțat din Fondul de Coeziune.

2. Analiza de opțiuni pentru sistemele de canalizare aferente aglomerărilor urbane din județul Argeș

În cadrul analizei de opțiuni privind colectarea și epurarea apelor uzate au fost luate în considerare elementele care vizează sistemele de colectare și epurare a apelor uzate (sisteme centralizate - sisteme independente), precum și procedeele de epurare a apelor uzate (procedee intensive vs procedee extensive).

În tabelul următor sunt prezentate principalele caracteristici aferente opțiunilor adoptate:

Tabelul 2

Opțiuni privind optimizarea sistemelor de canalizare din aglomerările urbane ale județului Argeș: caracteristici principale

Nr. crt.	Agglomerare	Descriere opțiune adoptată	Cost investiții (mil. Euro)	Cost de operare (mil.€/an)	Cost unitar (€/m ³)
1	Pitești	Sisteme de colectare apă uzată: 249 km Stații de pompare apă uzată: 37 Stații de epurare: 2 Populație echivalentă (l.e): 258.000	72,8	8,9	0,43
2	Câmpulung	Sisteme de colectare apă uzată: 141 km Stații de pompare apă uzată: 9 Stații de epurare: 1 Populație echivalentă (l.e): 34.000	54,4	2,7	0,48
3	Curtea de Argeș	Sisteme de colectare apă uzată: 154,4km Stații de pompare apă uzată: 21 Stații de epurare: 3 Populație echivalentă (l.e): 26.000	65,25	1,96	0,76
4	Mioveni	Sisteme de colectare apă uzată: 21,7 km Stații de pompare apă uzată: 1 Stații de epurare: 1 Populație echivalentă (l.e): 27.000	5,49	1,4	0,31
5	Topoloveni	Sisteme de colectare apă uzată: 169,6 km Stații de pompare apă uzată: 22 Stații de epurare: 2 Populație echivalentă (l.e): 21.000	59,94	1,6	0,73
6	Costești	Sisteme de colectare apă uzată: 24,6 km Stații de pompare apă uzată: 6 Stații de epurare: 1 Populație echivalentă (l.e): 7.000	10,8	0,36	0,39

Principalele criterii care au stat la baza evaluării variantelor/opțiunilor în domeniul infrastructurii de apă uzată au fost: distribuția densității populației și concentrarea activităților economice la nivel județean, lungimea colectoarelor care deservește o comunitate/aglomerare, cotele terenului amplasamentelor care au impus configurația rețelelor de colectare și locațiile stațiilor de epurare a apelor uzate față de receptor, capacitățile de transport pentru volumele de nămol rezultate din procesele de epurare, precum și capacitățile unităților de deshidratare.

3. Analiza alternativelor privind managementul nămolului rezultat din procesele de epurare/tratare la nivelul județului Argeș

La nivelul ariei de operare a Operatorului Regional Argeș s-a elaborat, pentru fiecare stație de epurare sau grupuri de stații de epurare, o strategie pe termen mediu și lung privind procesarea și valorificarea nămolurilor [1].

Având în vedere condițiile specifice județului Argeș referitoare la infrastructura de apă și apă uzată, cerințele privind aplicabilitatea și impactul asupra mediului, precum și eficiența costurilor aferente managementului nămolului, au fost analizate următoarele scenarii:

Tabelul 3

Scenarii privind managementul nămolului rezultat din procesele de epurare/tratare la nivelul județului Argeș

Scenariu	Descriere opțiuni analizate	Cost estimat 2011-2015 (mil.Euro)
Scenariul I	Utilizarea în agricultură Transportul și eliminarea la Depozitul ecologic Albota Eliminarea la Depozitul de deșeuri periculoase Slobozia Valorificarea în construcții	18,339
Scenariul II	Utilizarea în agricultură Co-incinerarea la Combinatul de ciment Holcim Câmpulung Eliminarea la Depozitul ecologic Albota Eliminarea la Depozitul de deșeuri periculoase Slobozia	21,265
Scenariul III	Utilizarea în agricultură Co-incinerare (instalație nouă de incinerare în Pitești) Eliminarea la Depozitul ecologic Albota Valorificarea în construcții	25,939
Scenariul IV	Transportul și eliminarea la Depozitul ecologic Albota Eliminarea la Depozitul de deșeuri periculoase Slobozia Valorificarea în construcții	22,758
- <i>Utilizarea în agricultură</i>: nămoluri rezultate de la stațiile de epurare: SE Pitești (80% din cantitatea totală de nămol: Scenariile I, II și III) și 100% SE: Bradu, Costești - Buzoești, Topoloveni, Rucăr, Bârla și Țitești (deshidratare locală ≤ 22% s.u. : Scenariul I ; deshidratare locală până la 8 % și deshidratare suplimentară până la 22% s.u. la SE Pitești: Scenariile II, III și IV); până în anul 2015, întreaga cantitate de nămol rezultată la SE Pitești va fi utilizată în agricultură; - <i>Transportul și eliminarea la Depozitul ecologic Albota</i>: nămoluri rezultate de la SE: Pitești (20% din cantitatea totală de nămol: Scenariul I; 100 % Scenariul IV), 100 % din nămolurile de la ST: Budeasa, Costești, Topoloveni și Rucăr (concentrare locală până la 8% s.u., transport și deshidratare avansată la SE Pitești – 35% s.u.); 100 % din cantitatea de rețineri de la grătarele din SE (40% s.u.); - <i>Transportul și eliminarea la Depozitul de deșeuri periculoase Slobozia</i>: 100 % din cantitatea de grăsimi reținute în treapta de degrosare din SE (40% s.u.); - <i>Valorificarea în construcții</i>: 100 % din cantitatea de nisip de la stațiile de epurare; - <i>Co-incinerare</i>: 20% din cantitatea de nămol rezultată la SE Pitești (co-incinerarea la Combinatul de ciment Holcim Câmpulung - Scenariul II și co-incinerarea la o instalație nouă de incinerare amplasată în Pitești- Scenariul III); 100 % din cantitatea de grăsimi reținute în treapta de degrosare din SE (40% s.u.) - Scenariul III.		

4. Conformarea schemei tehnologice de prelucrare a nămolului din SE Pitești la cerințele Strategiei județului Argeș privind valorificarea nămolului

Linia nămolului din cadrul Stației de epurare Pitești cuprinde următoarele obiecte tehnologice:

- 2 stații de pompare nămol primar (5 el.pompe; $Q=65 \text{ m}^3/\text{h}$; $H=15 \text{ m}$);
- 1 stație de pompare nămol în exces (3 el.pompe; $Q=30 \text{ m}^3/\text{h}$; $H=15 \text{ m}$);

- 2 îngroșătoare gravitaționale nămol primar ($D=20$ m și $H=2,5$ m);
- 2 îngroșătoare mecanice nămol în exces (tip Huber; capacitate $20-50$ m³/h);
- 2 bazine omogenizare nămol ($V_{\text{tot}}=1186$ m³);
- 3 rezervoare de fermentare a nămolului ($V_{\text{tot}}=12.000$ m³);
- 2 bazine tampon de stocare nămol fermentat ($V_{\text{tot}}=920$ m³);
- deshidratarea mecanică a nămolului (3 centrifuge Pieralisi; capacitate 35 m³/h);
- 1 rezervor supernatant ($V=1.000$ m³);
- instalații de biogaz (3 gazometre cu membrane, $V_{\text{tot}}=3.120$ m³).

Valorile medii ale indicatorilor de calitate ai nămolului rezultate în urma măsurărilor efectuate în perioada mai-iunie 2012 la Stația de epurare Pitești sunt prezentate în graficele din figurile următoare [2-3] :

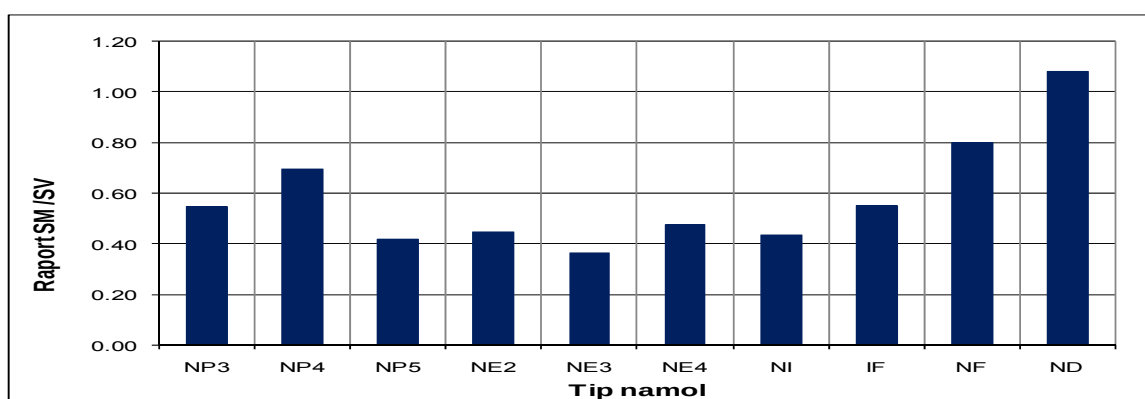


Fig. 2 - Variația concentrației de substanță uscată - valori medii

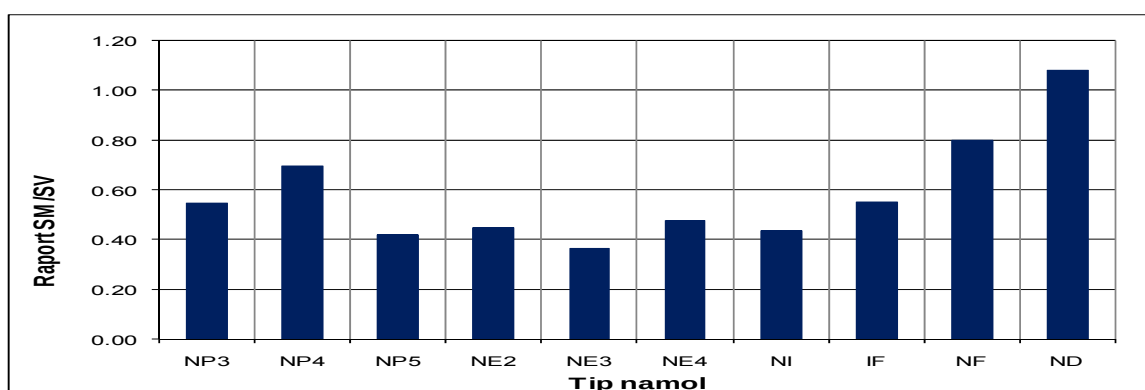


Fig. 3 - Variația raportului SM/SV: valori medii

NP3 – nămol primar DP3; NP4 – nămol primar DP4; NP5 – nămol primar DP5; NE2 – nămol în exces DS2; NE3 – nămol în exces DS3; NE4 – nămol în exces DS4; NI – nămol îngroșat mecanic; IF – nămol influent fermentare; NF – nămol fermentat; ND – nămol deshidratat.

Analiza datelor tehnico-economice aferente liniei nămolului a pus în evidență costuri medii de 320 lei/t s.u. (71 Euro/t s.u.) și un cost specific de $0,06$ lei/m³ apă uzată, raportat la debitul de apă epurată (influentul SE Pitești).

Pentru încadrarea în cerințele Strategiei județene privind valorificarea nămolului (parte componentă a Aplicației de Finanțare a Proiectului “Extinderea și reabilitarea infrastructurii de apă și apă uzată în județul Argeș” finanțat în cadrul Axei prioritare 1 - POS Mediu), la SE Pitești sunt prevăzute următoarele lucrări [1]:

- rezervoare noi de stocare/omogenizare pentru nămolul rezultat din stațiile de tratare a apei și a unei cantități de 20 % din nămolul provenind din SE Pitești;
- extinderea tehnologică a instalației de deshidratare a nămolului, necesară pentru creșterea conținutului de substanță uscată la 35%.
- Soluția de valorificare a nămolurilor provenite de la SE Pitești și a celor rezultate din stațiile de tratare a apei din județul Argeș va fi următoarea:
- 20% din cantitatea totală de nămol provenit de la SE Pitești (75 - 100 m³/zi, 3% s.u.) și 100% din cantitatea totală de nămol rezultată de la stațiile de tratare a apei din județul Argeș (25 - 30 m³/zi, 8% s.u.) va fi deshidratat la 35% conținut de substanță uscată; volumul de nămol rezultat după deshidratare va fi eliminat la Depozitul ecologic Albota;
- 80% din cantitatea totală de nămol provenită de la SE Pitești (325-350 m³/zi) va fi valorificat în agricultură (w □ 78 %).

În tabelul 4 este prezentată estimarea costurilor de operare și întreținere aferente instalației de deshidratare ce urmează să fie realizată în cadrul Proiectului regional. La evaluarea costurilor reactivilor utilizați pentru condiționarea nămolului au fost luate în considerare două variante: condiționare minerală cu var și clorură ferică (varianta I) și condiționare cu polimer și clorură ferică (varianta a-II-a).

Tabelul 4

Estimare costuri specifice: instalație deshidratare suplimentară - linie nămol SE Pitești

Nr. crt.	Descriere componentă cost	Cost estimat (lei/an)
1	Cost energie electrică: instalație de deshidratare nămol de la 22% la 35%	77.657,4
2	Cost reactivi condiționare minerală nămol: var și clorură ferică - varianta I	408.982,5
3	Cost reactivi condiționare nămol: polimer și clorură ferică – varianta a-II-a	1.104.253
4	Cost substanțe chimice /consumabile laborator (lucrări propuse)	112.055
5	Cost reparații /întreținere (lucrări propuse)	65.571
6	Cost personal de operare instalație deshidratare suplimentară nămol	60.845
7	Cost amortizare (co-finanțare 15%; perioada medie de amortizare: 20 ani)	65.571
8	Cost transport/depozitare nămol - Depozit ecologic Albota	709.940
9	Cost utilizare nămol în agricultură-terenuri agricole Buzoești/Stolnici	2.202.480
10	COST TOTAL SPECIFIC: VARIANTA I (cost specific: 393 lei/t s.u.)	3.703.102
11	COST TOTAL SPECIFIC: VARIANTA A-II-A (cost specific: 467 lei/t s.u.)	4.398.373

În ceea ce privește managementul nămolului rezultat de la stațiile de tratare/epurare din aria de deservire a S.C. Apă Canal 2000 S.A. Pitești, pentru orizontul de timp 2014-2025 se vor lua în considerare următoarele variante:

- *varianta I*: deshidratarea nămolului la 22% s.u. pentru toate stațiile de epurare □ 10.000 l.e. și utilizarea locală în agricultură; pentru SE Pitești se propune trecerea la fermentarea în două trepte (termofilă-mezofilă) și modernizarea liniei nămolului;

- *varianta 2*: se bazează pe conceptul concentrării nămolului deshidratat (22% s.u.) într-un singur amplasament (≈10 km de municipiul Pitești) și asigurarea unei filiere tehnologice care să asigure: stabilizarea nămolului, o producție de biogaz $\geq 0,8 \text{ N m}^3$ biogaz/kg s.o. redusă și uscare la 90% s.u.; valorificarea complexă a unei cantități de 4-4,5 t/zi (90% s.u.) în domeniile: agricultură, silvicultură, construcții și amenajări de terenuri degradate.

Compania S.C. APĂ CANAL 2000 S.A, în asociere cu Stațiunea de Cercetări Agricole Albota, a efectuat în ultimii ani studii și cercetări în colaborare cu Oficiul pentru Studii Pedologice și Agrochimice și Autoritatea Națională pentru Cercetare Științifică, ale căror rezultate experimentale au permis, începând cu anul 2009, implementarea unui program privind utilizarea nămolurilor de la SE Pitești ca fertilizant organic al solului din poligonul experimental Stolnici.

Concluziile rezultate pe baza programului de monitorizare continuă a modificărilor apărute în sol, precum și a tendinței de acumulare a metalelor grele în produsele agricole rezultate sunt următoarele:

- nămolul de la epurarea apelor uzate urbane poate fi ameliorator al solurilor acide, nivelul recoltelor obținute justificând acest lucru;
- pentru evaluarea gradului de poluare/contaminare cu metale grele a solurilor acide, se propune un *indice de poluare* a cărui valoare se calculează utilizând formula [4]:

$$\frac{P_b}{75} + \frac{C_d}{2} + \frac{N_i}{75} \leq 1 \quad (1)$$

- cerealele și plantele tehnice pot fi cultivate pe solurile acide ameliorate cu nămol;
- pentru evaluarea nivelului de contaminare/poluare cu metale grele a plantelor crescute pe solurile acide ameliorate cu biosolid, se propune utilizarea unui indice sintetic [5]:

$$I_p = \left(\frac{C_u}{30} \right)^2 + \frac{N_i}{50} + \frac{Z_n}{140} \quad (2)$$

În figura 4 se observă creșterea producției în funcție de doza aplicată la toate tipurile de culturi [5]:

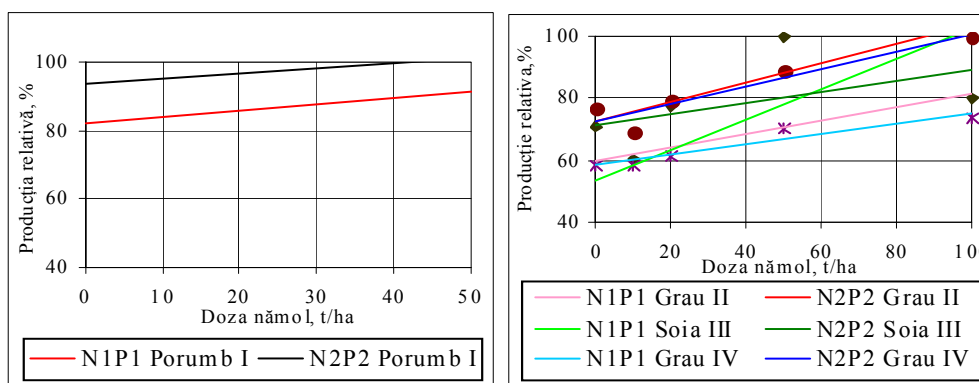


Fig.4 - Relația de dependență dintre dozele de nămol și producția obținută pe luvosolul pedoameliorat cu nămol

5. Concluzii

Strategia județului Argeș privitoare la optimizarea și extinderea sistemelor de canalizare reprezintă elementul de legătură între obiectivele și perioadele de tranziție la nivel național, termenele de conformare și obiectivele județene (cuprinse în Anexa 3 a Planului de

Implementare a Directivei 91/271/CE, Planul Regional și Local de Acțiune pentru Mediu), precum și analiza de opțiuni pentru infrastructura de apă uzată.

Analiza de opțiuni în sectorul de apă uzată la nivelul aglomerărilor urbane din județul Argeș a pus în evidență următoarele:

- opțiunile cu un număr redus de stații de epurare (10 unit.) au rezultat mai avantajoase atât ca investiții (investiții totale de aproximativ 270 milioane Euro), cât și din punct de vedere al costurilor de operare (17 mil. Euro/an costuri totale de operare), datorită diminuării necesarului de terenuri de amplasament și personal calificat suplimentar, precum și a costurilor utilităților (posturi de transformare, racorduri electrice, laboratoare, căi de acces);
- în aglomerările rurale izolate sunt necesare studii privind aplicarea epurării extensive astfel încât, în amplasamente favorabile și compatibile, aceste soluții să poată fi aplicate.

În paralel cu derularea măsurilor privind îndeplinirea condiționalităților de conformare, va fi necesară optimizarea procedurilor de întreținere și exploatare (înlocuiri de echipamente, instalații și tronsoane de conducte, precum și optimizarea proceselor tehnologice în cazul stațiilor de epurare) în conformitate cu cerințele legislative actualizate în domeniul infrastructurii de apă uzată, precum și cu cele de protecția mediului.

Problemele managementului nămolului rezultat din procesele de epurare se vor acutiza în deceniile următoare datorită creșterii cantităților produse urmare a dezvoltării sistemelor de canalizare, epurării solurilor compatibile și restricțiilor impuse de protecția mediului.

Analiza costurilor pentru scenariile analizate a pus în evidență că alternativa recomandată pentru managementul nămolului la nivelul județului Argeș, este reprezentată de Scenariul I, ale cărui costuri de 18.339 milioane de Euro, reprezintă valoarea minimă a costurilor din scenariile analizate. Raportat la cantitatea de nămol (tona s.u.) la nivelul anului 2025 rezultă un cost specific (Scenariul I):

$$C = \frac{18,339 * 10^6 \text{ Euro} / 15 \text{ ani}}{17.315 \text{ t s.u.} / \text{an}} = 70,6 \text{ Euro} / \text{t s.u.}$$

Studiile și cercetările privind managementul integrat cu valorificarea integrală a potențialului energetic al nămolurilor vor lua în considerare reducerea cantităților de nămol și minimizarea influențelor asupra mediului, asigurarea independenței energetice a sistemului de prelucrare a nămolului și crearea unui disponibil energetic de 10-20% pentru linia apei, precum și diversificarea domeniilor reutilizării produselor finale din procesele de tratare/epurare.

Bibliografie

- [1] S.C. Apă Canal 2000 S.A. Pitești, Consorțiul U.T.C.B. și B.D.O. Conti Audit S.R.L – Proiectul regional „Extinderea și reabilitarea infrastructurii de apă și apă uzată în județul Argeș”: “Master Plan-ul pentru serviciile de alimentare cu apă și canalizare din județul Argeș”, “Aplicația de finanțare”, “Studiul de fezabilitate”, Pitești, ianuarie, 2011.
- [2] UTCB, Ctr.61/2012 – “Studii privind stadiul actual, eficiența și fiabilitatea Stației de epurare a apelor uzate Pitești”, București, 2012.
- [3] UTCB, Ctr.62/2012 – “Expertiza tehnică privind Stația de epurare a apelor uzate Pitești”, București, 2012.
- [4] Mujea, G., Trașcă, F., colab. – “Agricultural use of sewage sludge for the heavy acid soils impact on environment”- ISBN-978-973-0-06150-5, 2008.

TEHNICI ȘI TEHNOLOGII PENTRU REALIZAREA PORTALURILOR DE DATE SPAȚIALE ȘI INTEGRAREA SERVICIILOR DE CORECȚII DIFERENȚIALE GPS

TECHNIQUES AND TECHNOLOGY FOR DEVELOPING GEOPORTALS AND INTEGRATING DGPS SERVICES

FĂNICĂ-LUCIAN ZAVATE¹

Rezumat: Crearea Infrastructurilor de Date Spațiale la nivel Național reprezintă o prioritate în momentul de față pentru Statele Membre ale Uniunii Europene. Necesitatea creării unei Infrastructuri de Date Spațiale la nivel Național în România este evidentă. Aspecte precum gestionarea situațiilor de urgență, crearea scenariilor de prevenire/evacuare/ajutorare în urma unor dezastre sunt activități în care deciziile sunt luate pe baza unui suport: datele geografice. Integrarea Geoportalurilor de date spațiale cu serviciile de corecție diferențială reprezintă următorul pas în facilitarea accesului și asigurarea disponibilității resurselor geospațiale.

Cuvinte cheie: 4-5 GNSS, INSPIRE, metadata, corecții diferențiale

Abstract: Developing National Spatial Data Infrastructures is a priority these days for all Member States of the European Union. The need to develop such a National Spatial Data Infrastructure in Romania is also obvious. Activity domains such as emergency situations, creating scenarios for preventing/evacuating/helping people in distress are decision making activities that rely heavily on a common support: geographic information. Integrating spatial data Geoportals with DGPS services is the next step in order to facilitate access and ensure a high availability for geospatial resources.

Keywords: GNSS, INSPIRE, metadata, differential correction

1. Introducere

În ultimele două decenii, majoritatea organizațiilor guvernamentale din întreaga lume au început organizarea și gestionarea informației geospațiale în cadrul așa numitelor Infrastructuri Naționale de Date Spațiale (National Spatial Data Infrastructure). Scopul principal al acestora este de a reduce duplicarea eforturilor diverselor instituții sau agenții în procesul de culegere și producere a datelor geospațiale, de a îmbunătăți calitatea informațiilor geospațiale și de a reduce semnificativ costurile în obținerea acestora.

Crearea unei Infrastructuri Naționale de Date Spațiale în România are loc sub îndrumarea Consiliului Infrastructurii Naționale pentru Informații Spațiale. Integrarea și suportul tehnic sunt asigurate de Agenția Națională de Cadastru și Publicitate Imobiliară, în calitate de Președinte și Secretariat al Consiliului INIS.

În Statele Unite ale Americii stabilirea Infrastructurilor Naționale de Date Spațiale s-a reglementat prin "Executive Order 12906: Coordinating Geographic Data Acquisition and Access: The National Spatial Data Infrastructure", act semnat de președintele Bill Clinton, pe data de 11 Aprilie 1994.

¹ Șef de lucrări dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (Lecturer, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Instalații (Faculty of Building Services)
Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. ???, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

În cadrul Uniunii Europene reglementarea s-a realizat în urma aprobării și adoptării Directivei Europene INSPIRE.

INSPIRE nu este singurul program care vizează crearea de infrastructuri de date spațiale. În afara granițelor Comunității Europene există și alte programe de acest gen:

- China – National Fundamental Geographic Information System (bazat pe ISO TC 211 și 19100);
- India – NGDI (National Geospatial Data Infrastructure);
- Canada – CGDI (Canadian Geospatial Data Infrastructure);
- USA – NSDI (National Spatial Data Infrastructure);
- Australia – ASDI (Australian Spatial Data Infrastructure);

În ceea ce privește INSPIRE - propunerea Comisiei Europene pentru crearea directivei a fost adoptată în Iulie 2004. Prima citire s-a realizat în Ianuarie 2006.

Directiva 2007/2/CE a Parlamentului European și a Consiliului din 14 martie 2007 de instituire a unei Infrastructuri pentru Informații Spațiale în Comunitatea Europeană (INSPIRE) a fost publicată în Monitorul Oficial European, pe data de 25 Aprilie 2007 și a intrat în vigoare pe data de 15 Mai 2007.

Conform acestei directive "... este necesar să se stabilească o anumită coordonare între utilizatorii și furnizorii de informații, astfel încât informațiile și cunoștințele din diferite sectoare să poată fi combinate."

Din momentul în care directiva a fost adoptată, țările membre au la dispoziție o perioadă de doi ani de zile pentru a transpune INSPIRE în cadrul legal național.

Astfel toate țările membre ale Uniunii Europene sunt obligate să realizeze și să implementeze Infrastructuri de Date Spațiale la nivel Național până în anul 2013, interfațarea dintre sistem și utilizatori realizându-se prin intermediul unui portal ce va permite navigarea, publicarea și interogarea cataloagelor de metadate.

S-au formulat o serie de cerințe pentru statele membre ale Uniunii Europene. Aceste cerințe s-au formulat de către cinci echipe de voluntari din Statele Membre (Drafting Teams) sub tutela European Commission's INSPIRE Consolidation team din Joint Research Center. Aceste reguli de Implementare au fost revizuite de către SDIC (Spatial Data Interest Communities) și au fost supuse unui proces iterativ de rafinare înainte de a fi înaintate către Organizațiile Mandatate Legal (LMO - organizații mandatate pentru a conduce activități legate de Infrastructuri de Date Spațiale), organizații care au verificat regulile și au estimat impactul și gradul de fezabilitate a propunerilor.

În România organizația mandatată legal este ANCPI (Agenția Națională de Cadastru și Publicitate Imobiliară).

În lucrare se studiază și analizează aspecte curente legate de tehnicile și tehnologiile utilizate în crearea portalurilor de date spațiale și integrarea serviciilor de corecție diferențială în cadrul acestor portaluri.

Lucrarea pleacă de la stadiul actual cu privire la implementarea Infrastructurilor Naționale de Date Spațiale la nivelul Uniunii Europene și de la stadiul actual în domeniul GNSS, ținând cont de faptul că cele două eforturi nu urmează un program comun și nici nu prevăd în momentul de față dezvoltarea unor metodologii și tehnologii care să permită o integrare a acestora.

2. Tehnici și tehnologii pentru realizarea portalurilor de date spațiale și modalități de integrare a serviciilor de corecții diferențiale gps

Utilizarea datelor GIS (Geographical Information System) în procesul decizional și cel al gestionării resurselor este esențială. Un aspect important este data de acuratețea și gradul de actualizare al datelor GIS utilizate. Pentru a asigura o credibilitate crescută a datelor GIS este necesar crearea și aplicarea unui proces sistematic de culegere și actualizare a datelor GIS [1].

Tehnologia GNSS are o influență majoră asupra modului în care utilizatorii GIS "achiziționează" și gestionează datele. Înalta precizie pe care o oferă tehnologia GNSS determină modul de stocare a datelor GIS. Utilizatorii GIS dezvoltă metode noi de îmbunătățire a calității datelor spațiale iar tehnologia GNSS reprezintă o componentă cheie a acestui proces. Totuși sunt numeroși factori ce trebuie luați în considerare atunci când se utilizează tehnologia GNSS pentru a obține o poziționare cu o înaltă precizie.

Pe măsură ce rețelele de stații fixe – ce permit aplicarea corecțiilor diferențiale – se dezvoltă tot mai mult, putem spune că se accelerează integrarea între GIS și GNSS. Corecțiile diferențiale ne permit să înlăturăm acele erori sistematice ce apar la utilizarea GNSS-ului și prin urmare sporesc precizia în determinarea poziției. Această soluție permite determinarea poziției cu o precizie centimetrică. Rezultatele măsurătorilor GNSS pot fi utilizate în sporirea preciziei datelor GIS, acesta fiind doar unul din beneficiile integrării GIS-GNSS [1].

Dar putem spune că aplicarea corecțiilor diferențiale necesită o serie de cunoștințe și informații precum modalitatea de acces la serviciul de corecție diferențială, cunoștințe de operare a aplicațiilor software ce permit aplicarea corecțiilor diferențiale, etc.

Una dintre cele mai des utilizate metode de aplicare a corecțiilor diferențiale este post-procesarea, metodă ce presupune utilizarea unor fișiere stocate într-un format specific. Aceste fișiere se descarcă din site-uri web ale furnizorilor de servicii de corecție diferențială, în unele cazuri fiind necesare o serie de pași suplimentari. De asemenea trebuie luate în considerare aspecte precum determinarea stației fixe ce va fi folosită în aplicarea corecțiilor diferențiale.

Metodologia și resursele implicate în procesul descris mai sus sunt familiare experților în domeniu dar pot lipsi în cazul utilizatorilor de GIS.

Scopul lucrării de față este acela de a identifica tehnici, tehnologii și modalități de integrare a portalurilor de date spațiale cu serviciile de corecție diferențială pentru a facilita accesul utilizatorilor la resursele GIS și GPS necesare îmbunătățirii preciziei atât a măsurătorilor GNSS cât și a datelor GIS și de a permite automatizarea procesului de corecție diferențială prin post-procesare.

De ce integrarea în portalurile de date spațiale? Pentru că portalurile de date spațiale au fost identificate ca mecanisme prin care se pot descoperi și utiliza seturi de date spațiale consistente și complete.

Termenul de portal web este folosit adesea ca substitut pentru termenul de punct de acces într-un site web care prezintă într-un mod unificat informații din surse diferite.

În general portalurile de date spațiale reprezintă partea vizibilă a Infrastructurilor de Date Spațiale, aceste portaluri fiind punctele de intrare prin care utilizatorii accesează serviciile geografice publicate prin intermediul Infrastructurilor de Date Spațiale.

O Infrastructură de Date Spațiale nu ar putea exista fără aceasta componentă esențială: portalul de date spațiale.

O Infrastructură de Date Spațiale găzduiește:

- date și attribute spațiale;
- metadate;
- mijloace ce permit descoperirea, vizualizarea și evaluarea datelor spațiale;
- metode ce permit accesul la datele geospațiale.

De-a lungul timpului metodele utilizate pentru a efectua schimburi de date au evoluat. La începuturi schimburile de date se făceau ad-hoc în baza unor fișiere sau utilizând protocoale precum File Transfer Protocol (FTP) așadar aveam de-a face cu un sistem axat pe date cu o abordare de jos în sus.

Următorul pas a fost realizarea așa-numitelor Depozite de Date (Clearinghouses), abordarea se făcea se sus în jos, era o abordare axată pe date dar orientată pe sistem. Se creau depozite de date din care utilizatorii puteau descărca seturi de date geospațiale și le puteau utiliza în diverse aplicații. Este pasul în care apar standardele geospațiale.

Portalurile SIG erau axate pe aplicații și standarde Information Technology (IT) și promovau concepte precum interoperabilitatea.

În momentul de față se vorbește de arhitectura orientată pe servicii, axată pe conținut, urmărindu-se integrarea funcționalităților și a resurselor puse la dispoziție în procesele de lucru de zi cu zi.

Howard Strauss identifica trei tipuri de portaluri:

- Portaluri Verticale – portaluri ce asigură accesul la o varietate de informații și servicii referitoare la o anumită arie de interes.
- Portaluri Orizontale – portaluri care sunt adesea denumite și “mega-portaluri”. Aceste tipuri de portal se adresează întregii comunități Internet. Câteva exemple sunt: Yahoo.com, Lycos.com. Aceste portaluri beneficiază de asemenea și de motoare de căutare sau de tehnologii care permit utilizatorilor să-și personalizeze propriile pagini prin punerea la dispoziție a așa-numitelor “canale de interes”.
- Portaluri Universitare sau de tip Enterprise – care pot fi fie verticale – axate pe aplicații specifice sau orizontale – portaluri tind să furnizeze utilizatorilor toată informația necesară acestora pentru a-și putea desfășura activitatea de zi cu zi.

Portalurile spațiale se încadrează la categoria celor verticale și se împart la rândul lor în [2]:

- Portaluri Catalog: Portaluri spațiale asociate Infrastructurilor de Date Spațiale, denumite adesea portaluri “catalog”. Aceste portaluri creează și gestionează indecși sau cataloage ale metadatelor care descriu natura și localizarea resurselor într-o Infrastructura de Date Spațiale.
- Portaluri de aplicații: Tehnologiile de tipul serviciilor web constituie o platformă robustă în publicarea și combinarea datelor geospațiale complexe și a funcționalităților geospațiale complexe permițând astfel diverselor organizații să realizeze aplicații web-based tot mai sofisticate.
- Portaluri de tip enterprise: Un al III-lea tip de portal spațial îl reprezintă portalul spațial de tip enterprise, portal care integrează datele spațiale și funcționalitatea cu soluții de tip “business enterprise”.
- Un portal de date spațiale prezintă un punct de acces la informația spațială, indiferent de locație, format sau structură a sursei de date. Un portal geospațial bine realizat conectează utilizatorii cu diverși deținători de date sau de aplicații geospațiale[3].

Un astfel de portal de date spațiale asigură următoarele:

- Colaborare: un portal de date geospațiale permite utilizatorului să publice, partajeze și să disemineze date și servicii geospațiale web pentru întreaga comunitate.
- Căutare: accesul/căutarea trebuie să permită utilizatorilor să descopere date geospațiale și servicii geospațiale web pentru o arie geografică și în contextul dorit de utilizator, indiferent dacă căutarea este definită spațial și/sau tematic. Metadatele stocate în catalogul portalului conțin informații cu privire la modalitatea de conectare și utilizare a bazelor de date geospațiale distribuite sau a aplicațiilor geospațiale.
- Gruparea pe categorii: catalogarea datelor geospațiale și serviciilor web geospațiale în vederea expunerii acestora în contextul dorit de către utilizator.
- Securitate: permite administrarea utilizatorilor portalului și controlul accesului utilizatorilor la resursele geografice publicate în portal.

Tot mai multe sectoare de piață vor beneficia de interoperabilitate în accesarea serviciilor și informațiilor spațiale, aici includem: turism, cartare și navigare, comunicații, utilități, transport, apărare, agricultură, gestionarea calamităților și siguranța publică.

Includerea funcționalităților GNSS în telefoanele mobile, explozia pieței de echipamente personale de navigație, în special la autovehicule sunt câteva exemple.

Consumatorii acestei tehnologii digitale devin din ce în ce mai conștienți de beneficiile aduse de latura spațială a aplicațiilor, iar așteptările acestora devin din ce în ce mai sofisticate.

Aceste tendințe sunt întărite de o comunitate de dezvoltatori OpenSource ce devine din ce în ce mai interesată de aplicațiile geospațiale și de apariția aplicațiilor cartografice și de imagerie venite din partea unor companii Internet mari prin expunerea unor API-uri (Application Programming Interface) precum Google Maps, Microsoft MapPoint sau Virtual Earth (mai nou Bing Maps).

Încă de la începuturile existenței, omul a fost preocupat de poziția sa curentă și de direcția sa de deplasare. Printre primele tehnici de poziționare utilizate se regăseau metode precum marcarea căilor de deplasare utilizând pietre drept repere. Aceste tehnici sunt utilizate chiar și astăzi, dar problemele ce pot apărea sunt evidente: ce se întâmplă dacă aceste repere sunt acoperite de zăpadă? Cum putem distinge o cale față de altă cale? Prin natura mediului înconjurător aceste repere nu pot fi utilizate în navigație sau în orice altă aplicație de localizare.

Dorința omului, susținută de necesitățile societății, de a determina cu o cât mai mare precizie poziția (locația) unui anumit obiect, persoana, clădire, etc. a dus la apariția sistemului GPS. Implicațiile utilizării tehnologiei GNSS nu sunt pe deplin înțelese, drept dovadă fiind faptul că apar din ce în ce mai multe aplicații cu componentă spațială în diverse domenii de activitate precum: utilități, resurse naturale, explorări miniere, transporturi, agricultură, gestionarea situațiilor de urgență, siguranța publică, etc.

Tehnicile și tehnologiile utilizate în crearea, diseminarea și utilizarea serviciilor de poziționare sunt strâns legate de scop, scara de aplicabilitate și de gradul de dependență al utilizatorului final, prin grad de dependență înțelegem criticitatea factorului de disponibilitate al serviciului și implicațiile apărute în cazul unei discontinuități a funcționării serviciului. Ori vedem că pe zi ce trece, tot mai multe sisteme se bazează parțial sau total pe aceste servicii de poziționare: navigație (terestră, maritimă, aeriană), agricultură, gestionarea situațiilor de urgență, etc.

Tehnologia GNSS este prezentă din ce în ce mai mult în activitățile noastre zilnice, mai mult putem spune că a devenit o comoditate și este luată ca atare. Cel mai bun exemplu este utilizarea tehnologiei GNSS în navigație, fie că vorbim de echiparea autoturismelor cu astfel de sisteme, fie că vorbim de telefoane mobile echipate cu receptori GNSS, scopul este același, și anume de a determina ruta optimă între două puncte și ghidarea utilizatorului de-a lungul acelei rute. Astfel de aplicații ce implică tehnologia GNSS nu necesită o precizie mare, sistemele menționate beneficiind de mecanisme compensatorii ce permit utilizarea sistemului în condiții optime.

Există totuși aplicații ale tehnologiei GNSS ce necesită o precizie crescută, și astfel de aplicații încep, de asemenea, să fie prezente tot mai mult în activitățile zilnice din diverse domenii și discipline: de la determinarea cu precizie a locației unor obiective, sau a potențialelor locații pentru viitoare obiective, la aplicarea în agricultura până la activități de cercetare științifică.

Dar o precizie crescută înseamnă achiziționarea de echipamente profesionale, înseamnă efectuarea de operații suplimentare cum ar fi corecțiile diferențiale în timp real sau prin postprocesare, prezența și accesibilitatea unui serviciu de corecție diferențială și nu în ultimul timp cunoștințele necesare pentru a îmbina cele descrise mai sus în vederea obținerii rezultatelor dorite.

Putem spune că mijloacele tehnice nu reprezintă un impediment. Echipamentele GNSS sunt din ce în ce mai accesibile atât ca preț cât și ca modalitate de utilizare, rețelele de stații fixe sunt în continuă expansiune iar modalitățile de accesare a acestor servicii se diversifică. O problemă o reprezintă cunoștințele declarative și procedurale necesare, educarea personalului implicat și profesionalizarea acestuia. O altă problemă este dată de accesibilitatea și promovarea serviciilor diferențiale existente și mai ales descoperirea acestora printr-un motor de căutare.

Evident că profesioniștii din domeniu sunt la curent cu noutățile sau cu modalitățile de accesare a acestor servicii, dar ceilalți utilizatori ce provin din diverse domenii de activitate dar care au nevoie de tehnologia GNSS și de corecții diferențiale prin postprocesare în activitățile desfășurate zilnic nu dețin sau nu sunt la curent cu aceste informații. Mai mult, acești utilizatori au altă specializare iar sfera lor de interes nu se intersectează cu acest domeniu.

Utilizarea portalurilor de date geospațiale este în continuă creștere, la baza acestui fapt fiind cel puțin două premise:

- Utilitatea acestor portaluri
- Implementarea Directivei INSPIRE

Majoritatea domeniilor de activitate sunt acoperite prin prisma temelor spațiale enumerate și descrise în anexele I, II și III ale Directivei INSPIRE. Crearea și punerea la dispoziție a acestor seturi de date cu caracter oficial și cu actualizare perpetuă garantează succesul acestor portaluri.

Utilizatorii au acum un suport informațional:

- comun - toată lumea „vede același lucru”
- oficial - garantează legitimitatea rezultatelor obținute utilizând aceste seturi de date
- în permanență actualizat – datele spațiale sunt culese o singură dată și sunt stocate la nivelul cel mai adecvat, unde acestea pot fi actualizate cât mai eficient
- pe care se pot baza în procesul decizional

Integrarea serviciilor de corecție diferențială GPS în aceste portaluri de date spațiale reprezintă următorul pas. Acest lucru va asigura vizibilitatea și accesibilitatea la aceste servicii pentru toți utilizatorii interesați.

Cu toții știm că măsurătorilor GNSS și rezultatele acestora se utilizează în procesul de corecție a datelor spațiale (așa-numitelor date GIS).

Portalurile spațiale au mecanisme ce permit relaționarea între resurse fie printr-o legătură directă creată explicit fie prin caracteristici comune ale resurselor spațiale, cum ar fi aria de acoperire.

Astfel dacă un utilizator va căuta un set de date pentru o arie anume sau pentru un oraș, dacă pentru acea arie sau pentru acel oraș ar exista măsurători GNSS sau acoperire din punct de vedere al serviciilor diferențiale, acestea ar putea fi descoperite automat ca rezultat al căutării.

Modalitățile de achiziție a datelor spațiale diferă, rezultatele depind la rândul lor de suportul cartografic sau imagistic utilizat: hărți topografice scanate, imagini din satelit sau ortofotoplanuri. De cele mai multe ori aceste surse sunt luate ca atare nerealizându-se nicio verificare la teren, iar de multe ori suportul cartografic este perimat, sau imaginile utilizate induc erori. Să spunem că ar exista măsurători GNSS realizate de alte persoane decât cele implicate în procesul de achiziție a datelor spațiale iar între cele două grupuri nu există o comunicare directă. Un portal de date spațiale ar putea asigura acest canal de comunicație. Dacă ambele grupuri ar publica metadate ce descriu rezultatele muncii acestora într-un portal de date spațiale, la o simplă căutare după o arie de interes, cele două resurse (GIS și GNSS) s-ar regăsi printre rezultate.

Dar acesta este doar un beneficiu al publicării de metadate ale resurselor GIS și GNSS.

Integrarea serviciilor de corecție diferențială cu portalurile de date geospațiale oferă mult mai multe beneficii.

Post-procesarea este cea mai des utilizată metodă de aplicare a corecțiilor diferențiale, dar am văzut că pentru a putea fi posibilă trebuie îndeplinite câteva condiții:

- atât receptorul bază cât și receptorul Rover trebuie să utilizeze aceleași date GNSS provenite de la aceeași sateliți pentru același interval de timp
- un alt aspect important este date de distanța dintre receptorul bază și receptorul Rover. Astfel dacă receptorul Rover s-ar afla la o distanță considerabilă de receptorul bază, să zicem 500 de kilometri, atunci este foarte posibil ca cei doi receptori să “vadă” unul sau mai mulți sateliți diferiți. De asemenea condițiile ionosferice/troposferice pot fi diferite. De la o anumită distanță, magnitudinea erorilor nu va mai fi identică pentru cei doi receptori iar acuratețea corecției diferențiale scade progresiv.

Metodele utilizate în momentul de față presupun ca utilizatorul să cunoască stația fixă cea mai apropiată de locația în care a realizat măsurătorile, modalitatea de accesare și descărcarea a fișierelor necesare procesului de post-procesare, să dețină software-ul necesar și mai ales cunoștințele necesare.

Prin integrarea serviciilor de corecții diferențiale în portalurile de date spațiale asigurăm astfel un singur punct de intrare în sistem. Astfel utilizatorul poate căuta și descoperi automat stația de referință necesară procesului de postprocesare.

Integrarea serviciilor de corecție diferențială în aplicațiile geoportal este o problemă de actualitate. Deși nu există inițiative în acest sens cadrul legal și tehnic este asigurat prin prisma reglementărilor INSPIRE în ceea ce privește acordurile de partajare a resurselor,

specificațiilor tehnice pentru seturile de date și pentru serviciile de rețea, regulilor de implementare și mai ales prin prisma Standardului Internațional 19116.

Integrarea celor două componente, componenta geoportal și componenta DGPS, se bazează în întregime pe implementarea ISO 19116, mai exact transpunerea specificațiilor într-un profil de metadata pentru ca ulterior acest profil de metadata să fie utilizat de aplicația geoportal pentru a crea documente de metadata.

Un alt aspect important este dat de forma de stocare a informațiilor în documentul de metadata, aspect controlat de specificațiile de implementare descrise în ISO 19139. În soluția propusă se extinde un profil de metadata existent ce are la bază INSPIRE Metadata Implementing Rules - Technical Guidelines based on EN ISO 19115 and EN ISO 19119 (Version 1.2). Există deja informație despre stațiile fixe, informație accesibilă în special pentru stațiile ce fac parte din rețeaua EUREFIP. Se va încerca pe cât posibil utilizarea acestei informații iar acolo unde este cazul se va încerca derivarea de informație pe baza celei existente.

Totodată este necesar un proces de armonizare a informației astfel încât să se respecte regulile de implementare și specificațiile tehnice date atât de Directiva INSPIRE cât și de Standardul Internațional 19116.

Aplicația geoportal pune la dispoziție un serviciu de căutare – INSPIRE Discovery Service – implementat în baza INSPIRE Technical Guidance document v.3.0. Pentru a putea acomoda necesitățile integrării serviciilor de corecție diferențială, acest serviciu va fi extins astfel încât descoperirea resurselor GNSS să se poată realiza cât mai ușor și intuitiv.

Concluzii

Deși serviciile de poziționare globală au fost tratate de Comisia Tehnică 211, integrarea acestora în Directiva INSPIRE nu s-a realizat. Mai mult niciun document Specificație Tehnică sau Reguli de Implementare nu tratează acest subiect. În momentul de față există toate informațiile necesare pentru crearea unui profil de metadata aferent resurselor GNSS dar nici o inițiativă în acest sens.

În cadrul acestei lucrări s-a demonstrat posibilitatea de a integra serviciile de corecție diferențială cu portalurile de date spațiale prin crearea unui profil de metadata specific resurselor GNSS care să implementeze cel puțin parțial clasele, elementele și atributele descrise în Standardul Internațional 19116.

În continuare se recomandă implementarea claselor, elementelor și atributelor obligatorii cuprinse în ISO 19116 și chiar dezvoltarea unui conector care să permită comunicarea între aplicația geoportal și serviciile de poziționare. Acest conector trebuie să se bazeze pe punctul 6.3 din ISO 19116, și anume Operațiunile Serviciilor de Poziționare.

Bibliografie

- [1] Steede-Terry, Karen. 2000. Integrating GIS and the Global Positioning System, ESRI Press
- [2] Tang, W., Selwood, J. 2007. Spatial Portals: Adding Value to Spatial Data Infrastructures, ISPRS Workshop on Service and Applications of Spatial Data Infrastructure, XXXVI (4/W6), Oct. 14-16, Hangzhou, China, p35-40
- [3] Masser, Ian. 2005. GIS Worlds – Creating Spatial Data Infrastructures, ESRI Press