

TEZĂ DE DOCTORAT

REZUMAT

CONTRIBUȚII LA PERFEȚIONAREA CALCULULUI CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR DE DIAMETRU MARE, SOLICITAȚI AXIAL, PE BAZA ÎNCERCĂRILOR IN SITU

DOCTORAND:

Dipl.-Ing. Ion RĂILEANU, M.Sc.

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC:

Prof. Univ. Emerit Dr. Ing. Anatolie MARCU

Membru corespondent al Academiei
de Științe Tehnice din România

Cuprins

1.	Introducere	5
1.1.	Scopul și obiectivele principale ale cercetării	5
1.2.	Structura tezei de doctorat	6
2.	Situația actuală pe plan național și pe plan internațional	7
2.1.	Tipuri de încercări/monitorizări	7
2.2.	Dispozitive de măsurare/instrumentare a piloților de probă	9
2.2.1.	Microcomparatoare dispuse la nivelul capului pilotului	9
2.2.2.	Nivelă optică pentru verificarea stabilității grinzilor de referință.....	10
2.2.3.	Mărci mecanice în corpul pilotului de probă.....	10
2.2.4.	Extensometru / tasometru	10
2.2.4.1.	Coloană tasometrică cu tije ancorate / extensometru.....	10
2.2.4.2.	Coloană tasometrică cu tub flexibil și inele magnetice	11
2.2.5.	Mărci de deformație electronice cu coardă vibrantă (vibrating wire strain gauges)	11
2.2.6.	Termistoare.....	13
2.2.7.	Celule de presiune/forță	13
2.2.8.	Aparat de măsurare și înregistrare a datelor (Data-logger).....	13
2.2.9.	Inclinometru.....	13
3.	Elemente teoretice	13
3.1.	Proprietăți și procese deformative ale betonului.....	13
3.1.1.	Rezistența betonului	13
3.1.2.	Modulul de elasticitate (Young) E_c al betonului și curbe de efort deformație	14
3.1.3.	Determinarea modulului de elasticitate al betonului în laborator	15
3.1.4.	Curgerea lentă și contracția betonului.....	15

3.1.5. Temperatura betonului	15
3.1.6. Observații referitoare la proprietățile și procese deformative ale betonului	16
3.2. Teoria elasticității. Ecuații de bază	16
3.3. Problema Boussinesq	16
3.4. Încărcare punctuală	16
3.5. Încărcare distribuită	16
3.6. Modelul elasto-plastic Mohr-Coulomb	17
3.7. Modelul neliniar Hardening Soil	17
4. Trecerea de la deformații la eforturi pentru determinarea rezistenței de frecare laterală și a presiunii pe bază a piloților de probă	17
4.1. Instrumentarea piloților de probă. Aspecte generale	17
4.2. Transformarea deformațiilor specifice înregistrate în efort utilizând modulul de elasticitate al betonului determinat prin metode prescriptive sau încercări în laborator	17
4.3. Importanța variației modulului de elasticitate al corpului pilotului asupra tregerii de la deformații la eforturi	18
4.4. Transformarea deformațiilor specifice înregistrate în efort utilizând modulul de elasticitate variabil al pilotului de probă	18
5. Compararea rezultatelor măsurărilor in-situ cu calcule de rezistență și deformabilitate ale piloților solicitați axial	19
5.1. Descrierea procedurii de încercare a piloților de probă instrumentați și metodologia pentru colectarea înregistrărilor	19
5.2. Descrierea încercărilor instrumentate	20
5.3. Interpretarea încercărilor instrumentate pe piloți și comparații cu metodele prescriptive	20
5.3.1. Piloți încastrați cu baza într-un strat de rocă semi-stâncoasă	20
5.3.2. Pilot FDP cu baza într-un complex argilos marnos	33

5.3.3. Pilot CFA cu baza într-un strat necoeziv	37
5.3.4. Piloți cu baza lărgită realizați în condiții proprii orașului București.....	42
6. Concluzii. Contribuții personale. Perspective privind cercetarea ulterioară	50
7. Bibliografie.....	55

1. Introducere

În ultimii ani în România s-au proiectat și executat numeroase clădiri cu multe niveluri supraterane (peste 50-100 m înălțime) și construcții industriale care sunt fundate pe elemente de fundare de adâncime. La proiectarea sistemelor de fundare au fost considerate ca elemente de fundare de adâncime în special piloți forati de diametru mare, barete, piloți purtători pe vârf (încadrați în rocă) și chiar piloți cu baza lărgită. În aceste condiții atât realizarea încercărilor de probă pe aceste elemente de fundare de adâncime cât și calculul geotehnic devenind aspecte importante în privința asigurării rezistenței și stabilității structurilor din ce în ce mai înalte.



Figura 1. Începutul documentării pentru teza de doctorat, Iași 2007

1.1. Scopul și obiectivele principale ale cercetării

Obiectul general al tezei de doctorat este perfecționarea calcului de capacitate portantă a piloților de fundare pe baza încercărilor in-situ și analiza detaliată a procedurilor statice de încercare în vederea simplificării încercărilor

instrumentate pe piloți. În cadrul tezei urmăresc cel puțin atingerea următoarelor obiective specifice:

1. Înțelegerea și cuantificarea proceselor și parametrilor betonului care pot influența rezultatele instrumentării piloților de probă;
2. Detalierea calculului pentru determinarea modului de transmitere a încărcărilor la terenul de fundare pentru piloți solicitați axial care se descarcă atât pe suprafața laterală cât și pe baza acestora;
3. Detalierea interpretării datelor provenite din instrumentele utilizate în cadrul încărcărilor de probă instrumentate pentru dimensionarea sistemelor de fundare;
4. Compararea rezultatelor obținute cu valorile uzuale din literatura curentă.

Rezultatele prezentei teze pot fi utilizate la elaborarea de ghiduri sau normative specifice precum:

- includerea rezultatelor cercetării în Normativul privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații – indicativ NP 045-2000 [29], sau în Normativul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți, indicativ NP 123-2010 [30] odată cu o nouă revizie a acestora;
- implementarea în viitoarea revizie a anexelor naționale la Eurocode 7 [46] a unei baze de date privind valori ale parametrilor specifici determinați la nivel național (NDP - Nationally Determined Parameters) pentru a veni în întâmpinarea strategiei CEN (European Committee for Standardization) de revizie a normelor Eurocode.

1.2. Structura tezei de doctorat

Prezenta lucrare de cercetare este structurată pe șapte capitole: Introducere, Situația actuală pe plan național și pe plan internațional, Elemente teoretice, Trecerea de la deformații la eforturi pentru determinarea rezistenței de frecare laterală și a presiunii pe bază a piloților de probă, Compararea rezultatelor măsurărilor in-situ cu calcule de rezistență și deformabilitate ale piloților solicitați axial, Concluzii și Bibliografie.

2. Situația actuală pe plan național și pe plan internațional

2.1. Tipuri de încercări/monitorizări

Din punctul de vedere al tipurilor de încercări se pot distinge două mari tipuri și anume încărcarea convențională (de sus în jos), respectiv încercarea Osterberg (Figura 2) [31].

Încercarea de tip curent, reglementată de normativul NP 045-2000 [29], ASTM D1143M-07 [5] și ISO 2277-1:2018 [24], în care aplicarea încărcării se face prin prese hidraulice pe capul pilotului, prezintă numeroase limitări [21] legate de: capacitate limitată de încărcare, sistem de reacțiune greoi, pericolul accidentelor etc.

Încercarea bi-direcțională de tip Osterberg [32] încorporează o presă hidraulică de sacrificiu (celula Osterberg) amplasată la bază (Figura 4) sau în corpul pilotului de probă (Figura 3), astfel încât rezistența limită a celor două segmente delimitate de presa hidraulică să fie aproximativ egală.

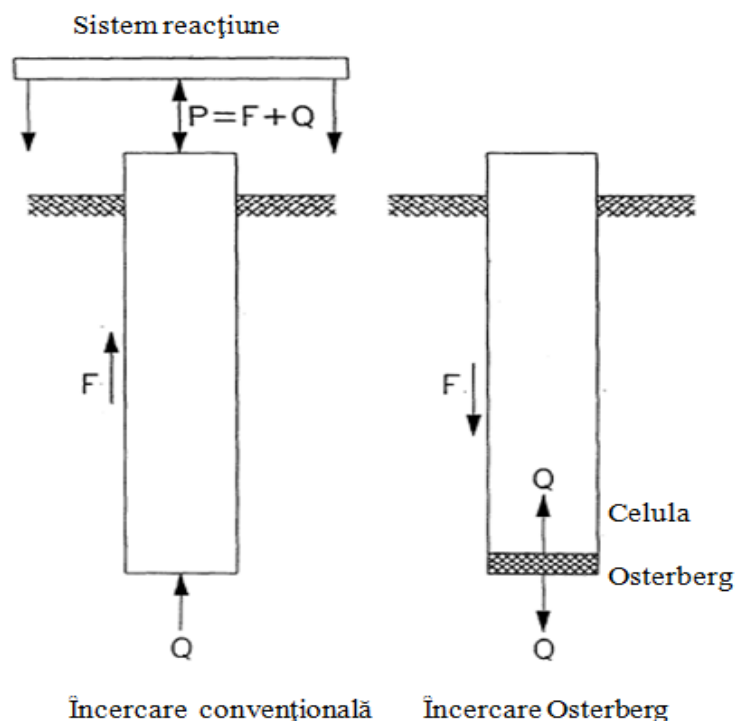


Figura 2. Comparatie scheme de încărcare pentru încercarea convențională (clasic) și încercarea tip Osterberg

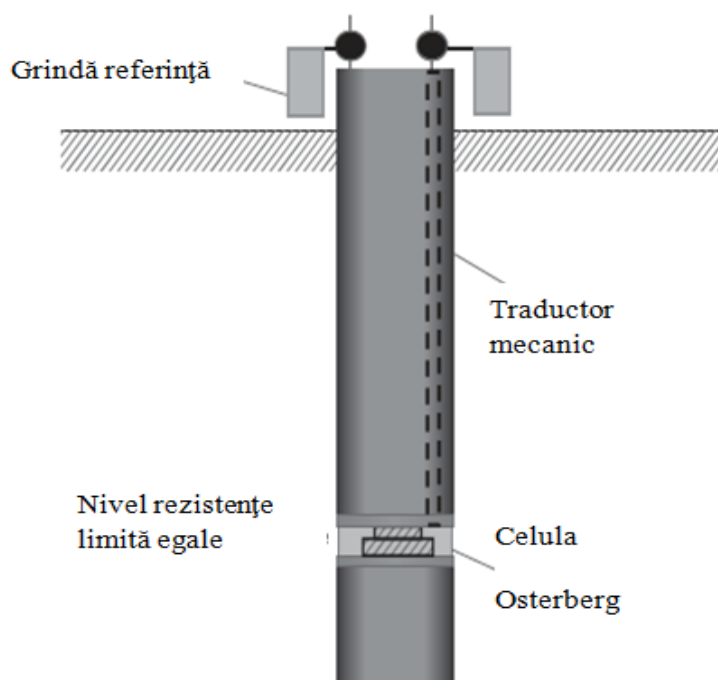


Figura 3. Diagramă schematică pentru testul Osterberg



Figura 4. Celulele de presiune O-Cell pentru încercarea de tip Osterberg pentru încercările LT2 (stânga) și LT1 (dreapta)

Pentru această încercare, încărcarea se aplică în incremente de 5% până la 15% din încărcarea maximă de probă ante-evaluată. Valoarea aceste încărcări este de obicei $1,5 \times$ capacitatea ultimă estimată.

La încercarea prin metoda clasică (convențională) se utilizează un sistem de reacțiune cu piloți de ancoraj sau ancore forate. În Figura 5 este prezentat

sistemul de reacțiune cu piloți de ancoraj. În acest caz încărcarea se aplică pe capul pilotului de sus în jos și se măsoară tasările pilotului la nivelul capului acestuia. [51]

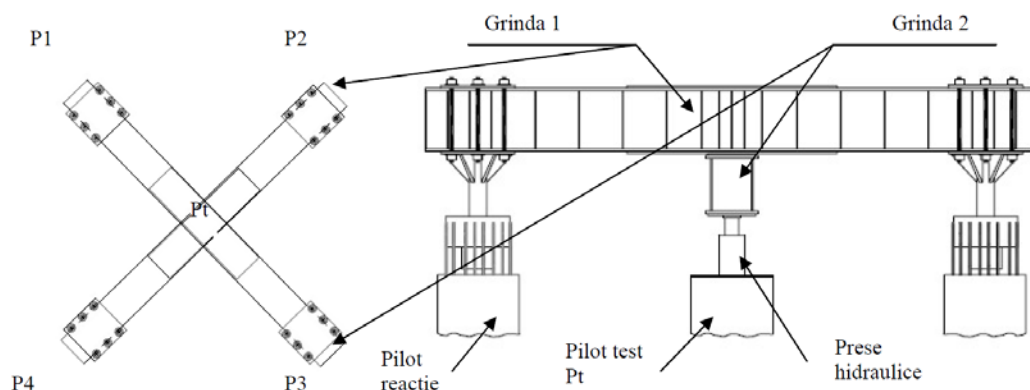


Figura 5. Detaliu sistem de grinzi solidarizate de armătura piloților de reacțiune – metoda clasică (convențională) pentru încercările LT5-LT9

2.2. Dispozitive de măsurare/instrumentare a piloților de probă

În cadrul unui poligon de probă pentru încercarea piloților instrumentați sunt necesare dispozitive de măsurare de precizie pentru a putea evalua comportamentul pilotului de probă în timpul încercării.

De asemenea, pentru echipamentele utilizate în timpul încercării trebuie să se anexeze la raportul de încercare certificatele de conformitate ale producătorului în care se menționează precizia înregistrărilor și după caz verificările metrologice și certificatele de calibrare aferente dispozitivelor.

2.2.1. Microcomparatoare dispuse la nivelul capului pilotului



Figura 6. Microcomparator cu sistem magnetic de instalare cu ceas analog (stânga), cu afișare digitală (mijloc) și traductor electronic (dreapta)

2.2.2. Nivelă optică pentru verificarea stabilității grinzilor de referință

Conform EN ISO 22477-1:2018 în cadrul încercărilor trebuie să existe un al doilea sistem de citire care poate fi reprezentat de o nivelă optică de precizie. Pe acest al doilea sistem se efectuează măsurători doar la începutul și finalul fiecărei trepte de încărcare.



Figura 7. Nivelă optică pentru verificarea stabilității grinzilor de referință

2.2.3. Mărci mecanice în corpul pilotului de probă

Mărcile mecanice constau într-o tijă metalică continuă cu un capăt ancorat în beton la adâncimi cunoscute, protejată la betonare într-o tubulatură metalică prin care tija metalică trebuie să poată culisa în timpul încărcării. Capătul superior al tije metalice este accesibil la cota capului pilotului de probă, iar deplasarea relativă față de capul pilotului este măsurată cu ajutorul unui microcomparator.

2.2.4. Extensometru / tasometru

Acestea sunt instalate în terenul de fundare pentru a măsura gradientii de tasare sub baza pilotului, induși de încărcarea aplicată pe pilotul de probă.

2.2.4.1. Coloană tasometrică cu tije ancorate / extensometru

Din punct de vedere constructiv acest tip de instrumente este similar mărcilor mecanice descrise la capitolul 2.2.3 și pot fi alcătuite din una sau mai multe tije ancorate.

2.2.4.2. Coloană tasometrică cu tub flexibil și inele magnetice

Acest tip de coloană tasometrică este alcătuit din două tuburi de plastic, un tub rigid-fix la interior și un tub flexibil la exterior pe care sunt instalate inele magnetice. Acestea se deplasează solidar cu terenul de fundare.

2.2.5. Mărci de deformare electronice cu coardă vibrantă (vibrating wire strain gauges)

Mărcile de deformare electronice cu coardă vibrantă (mărci tensometrice cu coardă vibrantă) sunt utilizate pentru a înregistra variația deformațiilor specifice, care permit evaluarea efortului în structuri metalice sau din beton (ex: șpraițuri metalice, piloți de probă etc.).

Mărcile de deformare electronice cu plăcuțe (Embedded Strain Gauges)

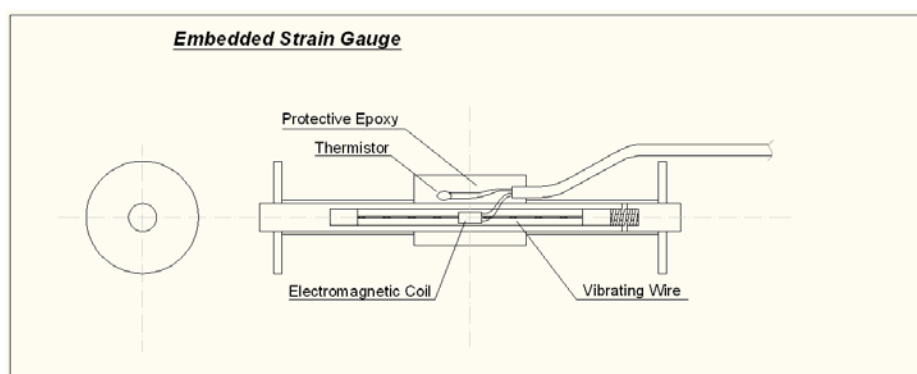


Figura 8. Schemă constructivă marcă electronică de deformare cu plăcuțe [9] și exemplu de instalare pe carcasa de armătură a unui pilot prefabricat (șantier Olanda)

Mărcile de deformare electronice cu bară de armătură (Sister Bars)

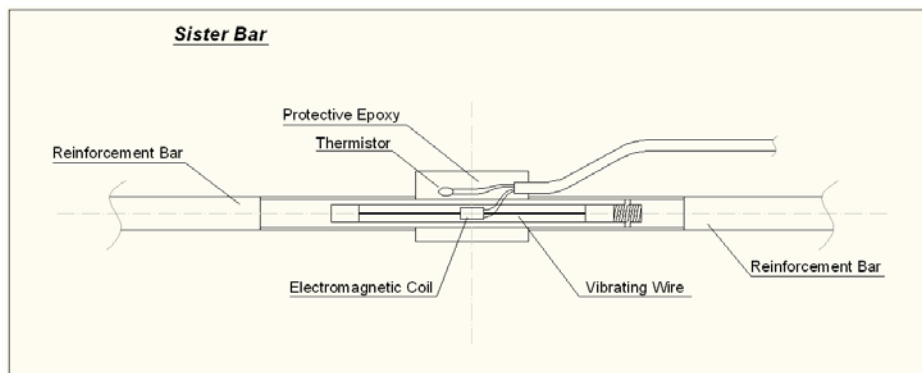


Figura 9. Schemă constructivă marcă electronică de deformare cu bară de armătură [9] și exemplu de instalare (șantier Constanța, România – LT5)

Mărcile de deformare electronice sudate (Arc-weldable Strain Gauges)

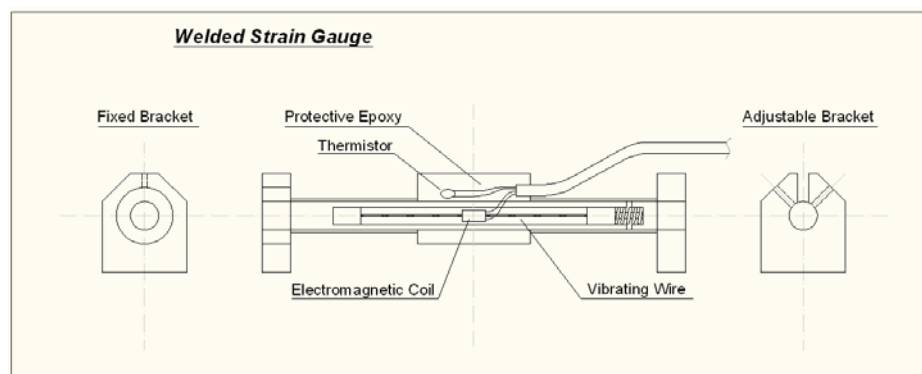


Figura 10. Schemă constructivă marcă electronică de deformare sudată pe bară de armătură [9] și exemplu de instalare (șantier București, România – LT9)

De regulă, domeniul de măsurare este de $\pm 1500 \mu\epsilon$, dar poate ajunge și la $\pm 5000 \mu\epsilon$, iar precizia de măsurare este foarte ridicată fiind de $\pm 0,1 \dots 1,0\%$ din domeniul de măsurare. De exemplu, pentru mărci tensometrice cu lungimea de 150 mm precizia de măsurare este $4,5 \times 10^{-4}$ mm.

2.2.6. Termistoare

Aceste tipuri de echipamente sunt folosite de regulă pentru monitorizarea temperaturii altor senzori (în acest caz mărci de deformare electronice cu coardă vibrantă) în așa fel încât să se poată aplica o corecție de temperatură [15].

2.2.7. Celule de presiune/forță

Celulele de presiune pot fi hidraulice, cu senzori electrici rezistivi și cu senzori cu coardă vibrantă. În funcție de domeniul de presiuni dorit celulele de presiune/forță pot avea în mod curent capacități de până la cca. 4000 kN.

2.2.8. Aparat de măsurare și înregistrare a datelor (Data-logger)

Aparatul de măsurare și înregistrare a datelor (data-logger) este centrul întregului sistem de monitorizare.

2.2.9. Inclinommetru

Inclinometrul este un dispozitiv cu care se poate măsura înclinarea/rotirea unei structuri (pilot, perete mulat etc.) Inclinoetrele se pot instala în piloți de fundare înclinați pentru a determina deplasările orizontale și încovoierea piloților în momentul aplicării sarcinilor axiale.

3. Elemente teoretice

3.1. Proprietăți și procese deformative ale betonului

3.1.1. Rezistența betonului

Conform SR EN 1992-1-1:2004 [45] clasele de rezistență se bazează pe rezistența caracteristică măsurată pe probe cilindrice

$$f_{ck} = f_{ck, cyl} \quad (1)$$

În cazul în care este nevoie să se specifice rezistența betonului la alte vârste decât 28 de zile, se folosesc următoarele relații:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{pentru } 3 < t < 28 \text{ zile} \quad (2)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{pentru } t \geq 28 \text{ zile.} \quad (3)$$

unde rezistența medie la vârsta t se evaluează pe baza următoarei relații

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (4)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (5)$$

3.1.2. Modulul de elasticitate (Young) E_c al betonului și curbe de efort deformație

Este cunoscut faptul că betonul nu are un comportament liniar elastic sub încărcări - pentru eforturi de compresiune și eforturi de întindere (Figura 11).

Modulul de elasticitate al betonului depinde de modulul de elasticitate al constituenților săi (tipul și cantitatea cimentului, calitatea și cantitatea agregatelor).

Evoluția modulului de elasticitate în timp poate fi estimată prin:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (6)$$

în care $E_{cm}(t)$ și $f_{cm}(t)$ sunt valorile la vârsta t (zile) și E_{cm} și f_{cm} valorile determinate la 28 de zile. [45]

Relația efort-deformație pentru analize structurale neliniare este

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (7)$$

unde, $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$

ϵ_{c1} este deformația la efortul maxim, așa cum este indicată în tabelul 3.1 din SR EN 1992-1-1:2004 [45].

$$k = 1,05 E_{cm} |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$$

Expresia (7) este valabilă pentru $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}|$ în care ϵ_{cu1} este valoarea nominală a deformației ultime.

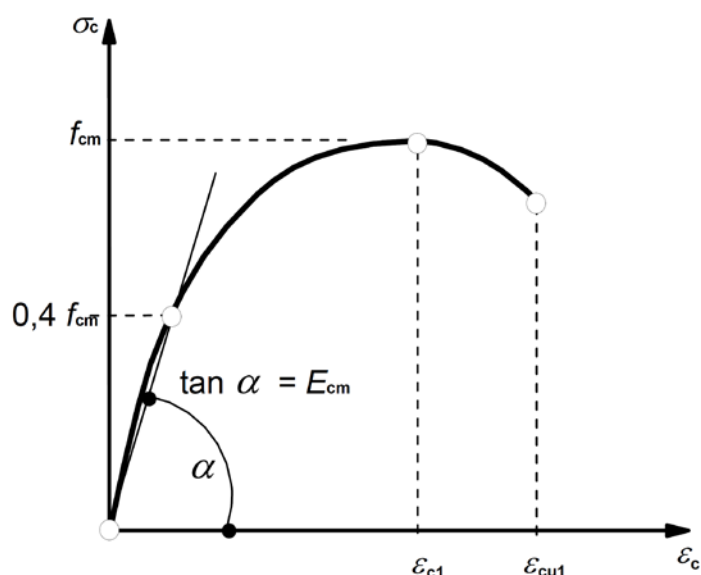


Figura 11. Reprezentarea schematică a relației efort-deformație

3.1.3. Determinarea modului de elasticitate al betonului în laborator

Pentru determinarea modului de elasticitate al betonului în laborator se poate utiliza unul din următoarele standarde STAS 5585:1971 [49], SR EN 12390-13:2014 [48], ASTM C469:2014 [4] și ISO 1920-10:2010 [23].

3.1.4. Curgerea lentă și contracția betonului

Teoretic orice probă de beton este afectată de contracții și de curgerea lentă. Contracția betonului este o reducere în timp a volumului probei de beton datorată hidratării betonului (umidității și a schimbărilor chimico-fizice) [1], iar curgerea lentă este o variație neliniară a volumului probei la efort și temperatură constante. Curgerea lentă și contracția betonului sunt legate de procesele fizico-chimice de hidratare a betonului, dar contracția betonului este independentă de efortul aplicat probei, în timp ce curgerea lentă depinde tocmai de efortul aplicat [2].

Înregistrările mărcilor de deformație electronice și analizele asociate pentru înțelegerea comportamentului pilotului de probă pot fi afectate de deformații datorate contracției și curgerii lente a betonului.

3.1.5. Temperatura betonului

Betonul armat se dilată liniar când temperatura variază în intervalul 0° C și 60° C. Ca orice alt parametru, coeficientul de dilatare termică α_c variază în funcție

de raportul ciment / agregate, tipul agregatelor utilizate, umiditate, adaosuri utilizate etc. Acest coeficient variază de regulă între $9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ \text{ C}^{-1}$ și $13 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ \text{ C}^{-1}$ [28].

Astfel, următoarea corecție trebuie aplicată pentru determinarea deformațiilor specific

$$\mu\varepsilon = (L_1 - L_0) + (T_1 - T_0) \cdot (CF_1 - CF_2) \quad (8)$$

3.1.6. Observații referitoare la proprietățile și procese deformative ale betonului

La analiza încărcărilor de probă determinarea analitică a modulului de elasticitate al betonului nu conferă un grad de precizie ridicat pentru determinarea variației modulului de elasticitate cu încărcarea. Metoda de determinare a modulului de elasticitate al betonului în laborator presupune o încărcare relativ rapidă a probelor.

Pentru analiza comportării pilotului de probă rezultă astfel necesară determinării in situ a variației modulului de elasticitate al betonului chiar în timpul efectuării procedurii de încărcare de probă conform cap. 4.4.

3.2. Teoria elasticității. Ecuații de bază

În acest capitol sunt prezentată succint teoria elasticității și ecuațiile de bază ale acesteia.

3.3. Problema Boussinesq

În acest capitol este prezentată succint problema Boussinesq.

3.4. Încărcare punctuală

În acest capitol este prezentată succint soluția clasică, descrisă de Boussinesq - problema unei încărcări punctuale P pe un semispațiu elastic $z > 0$.

3.5. Încărcare distribuită

Plecând de la teoria Boussinesq în acest capitol sunt prezentată succint cazul particular al încărcării uniform distribuite pe o suprafață circulară.

3.6. Modelul elasto-plastic Mohr-Coulomb

În acest capitol este prezentat succint modelul de comportare Mohr-Coulomb.

3.7. Modelul neliniar Hardening Soil

În acest capitol este prezentat succint modelul de comportare Hardening Soil, care asigură o descriere mai realistă a comportamentului efort-deformație a pământurilor pentru niveluri de eforturi în condiții normale de încărcare (sub nivelul stării limită ultime).

4. Trecerea de la deformații la eforturi pentru determinarea rezistenței de frecare laterală și a presiunii pe bază a piloților de probă

4.1. Instrumentarea piloților de probă. Aspecte generale

În acest capitol prezintă câteva aspecte generale pentru instrumentarea piloților de probă, cum ar fi: numărul mărcilor tensometrice, distanța optimă între acestea, măsuri de protecție a instrumentării.

4.2. Transformarea deformațiilor specifice înregistrate în efort utilizând modulul de elasticitate al betonului determinat prin metode prescriptive sau încercări în laborator

Din diferența între forțele din două secțiuni instrumentate consecutive rezultă rezistența pe suprafața laterală a pilotului între cele două secțiuni pentru fiecare treaptă de încărcare (9).

$$q_{sm} = \frac{F_i - F_{i-1}}{A_{s,i}} = \frac{E_c \cdot A \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})}{A_{s,i}} \quad (9)$$

Presiunea pe bază măsurată este definită de raportul efortului măsurat la baza pilotului instrumentat și a ariei acestuia.

$$q_{bm} = \frac{F_b}{A} = \frac{E_c \cdot A \cdot \varepsilon_b}{A} = E \cdot \varepsilon_b \quad (10)$$

4.3. Importanța variației modului de elasticitate al corpului pilotului asupra trecerii de la deformații la eforturi

În cadrul acestui subcapitol am prezentat un caz particular în care variația modului de deformație este importantă în variația componente de bază ale capacității portante: frecarea laterală și presiunea pe bază.

4.4. Transformarea deformațiilor specifice înregistrate în efort utilizând modulul de elasticitate variabil al pilotului de probă

În cazul piloților din beton armat, modulul de elasticitate care trebuie considerat în calcul este modulul combinat al armăturii și al betonului, fiecare proporțional cu aria și modulul său de elasticitate.

$$E_{comb} = \frac{E_s A_s + E_c A_c}{A_s + A_c} \quad (11)$$

Pentru a determina totuși modulul de elasticitate variabil al secțiunii de beton armat se dispune un nivel instrumentat cu mărci de deformație imediat sub capul pilotului, unde forța în pilot este aceeași cu forța aplicată. Va rezulta, pentru fiecare treaptă de încărcare, respectiv stare de deformații, modulul de elasticitate al secțiunii de beton armat a pilotului de probă încercat [19].

În baza încercărilor detaliate în capitolul 5 s-a observat că betonul din pilot poate fi influențat de efecte de curgere lentă detaliate anterior în capitolul 3.1. chiar dacă încărcarea se efectuează într-un timp scurt. Efectul este și mai semnificativ în cazul începerii încărcării de probă la vârste fragede ale betonului. Dacă în cadrul analizei încărcărilor nu sunt corectate efectele de curgere lentă după aplicarea pașilor pentru transformarea deformațiilor specifice în eforturi unitare și apoi în rezistențe unitare ale pilotului, se poate ajunge la a obține valori negative ale frecării laterale, fapt care este imposibil din punct de vedere fizic.

În Tabelul 1 se prezintă o comparație a modulilor de deformație ce rezultă prin această metodă [19], cu valori din SR EN 1992-1-1:2004 conform capitolului 3.1.2 sau cu valori obținute în laborator conform capitolului 3.1.3.

Tabelul 1. Moduli de deformare

	Valori din tabel 3.1 din SR EN 1992-1-1:2004 (28 de zile)	Valori din tabel 3.1 din SR EN 1992-1-1:2004 și ecuația (6) (14 zile)	Valoare medie din două determinări în laborator (14 zile)	Valori rezultate la nivelul capului pilotului în timpul încercării
E_{cm} (GPa)	36,00	36,02	36,07	-
E_{comb} (GPa)	41,77	41,79	41,84	43,99 ... 29,20

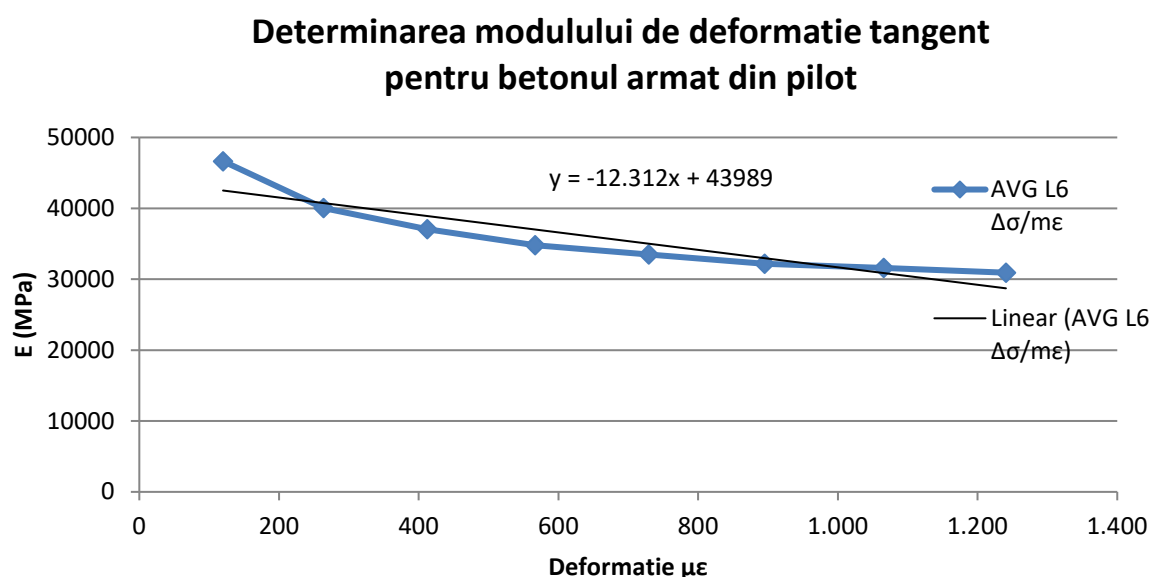


Figura 12. Diagrama modului de elasticitate tangent pentru secțiunea instrumentată de la capul pilotului de probă LT6

5. Compararea rezultatelor măsurărilor in-situ cu calcule de rezistență și deformabilitate ale piloților solicitați axial

În cadrul acestui capitol se analizează rezultatele încercărilor instrumentate efectuate pe piloți de probă.

5.1. Descrierea procedurii de încercare a piloților de probă instrumentați și metodologia pentru colectarea înregistrărilor

Pentru toate încercările analizate aplicarea încărcării maxime se face în trepte, de regulă încărcarea maximă se atinge în minimum 8 pași de încărcare. Descărcarea pilotului de probă se realizează în minim 4 trepte de încărcare.

Mai ales în cazul piloților instrumentați pentru fiecare treaptă de încărcare este recomandat a se menține cel puțin 60 de minute pentru a nu interveni în deformații specifice ale pilotului efecte ale curgerii lente. Criteriul de stabilizare pentru aplicarea treptei următoare este 0,1 mm într-un interval de 20 min conform NP 045:2000 [29] și ISO 22477-1:2018 [24]. În contrast în cazul încercărilor de tip Osterberg treapta de încărcare se menține minim 30 de minute și până la stabilizarea deplasărilor considerată ca fiind $<0,05$ mm/10 minute sau 1% din deplasarea totală într-o oră. Menținerea unei anumite trepte nu va depăși trei ore. [34]

Cunoscând impactul pe care îl poate avea curgerea lentă a betonului asupra deformațiilor specifice și ulterior asupra procesului de transformare descris la cap. 4.4 este foarte indicat ca diferența de timp între treptele aplicate să nu fie mai mare de 3 ore.

5.2. Descrierea încercărilor instrumentate

În cadrul cercetării am efectuat încercări pe nouă piloți de probă în diferite condiții geotehnice și la execuția cărora s-au utilizat tehnologii de forare uzuale pentru aceste tipuri de lucrări de fundații speciale.

5.3. Interpretarea încercărilor instrumentate pe piloți și comparații cu metodele prescriptive

5.3.1. Piloți încastrați cu baza într-un strat de rocă semi-stâncoasă

Ne având altă posibilitate de încadrare în cadrul normativului NP 123:2010 [30], pentru calculul capacității portante conform metodei prescriptive se consideră pilotul ca fiind purtător pe vârf și se utilizează formulele indicate la cap. 7.2.4.1.

$$R_{c,k} = R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \quad (12)$$

Valoarea presiunii unitare pe bază se calculează cu relația empirică

$$q_{b,k} = \sigma_{cs} \left(\frac{t}{d} + 1,5 \right) \quad (13)$$

În cadrul încercării pe teren pilotul a fost încărcat până la forța de 12.000 kN, având o tasare la capul acestuia de 21,5 mm. Cedarea convențională

a pilotului, care se consideră a se atinge la o tasare de 10% din diametrul bazei pilotului, s-ar produce la o valoare a tasării de 60 mm. Încercarea la compresiune axială s-a efectuat la 14 zile de la execuția pilotului.

În cadrul încercării LT6 a fost măsurată o valoare a presiunii pe baza pilotului de ≈ 7 MPa (Figura 15), cu mult mai mică față de valoarea antecalculată de 183 MPa.

Se poate observa totuși că valoarea măsurată nu reprezintă valoarea maximă a capacității stratului de rocă din baza pilotului, tasarea bazei pilotului fiind relativ redusă față de diametrul bazei acestuia.

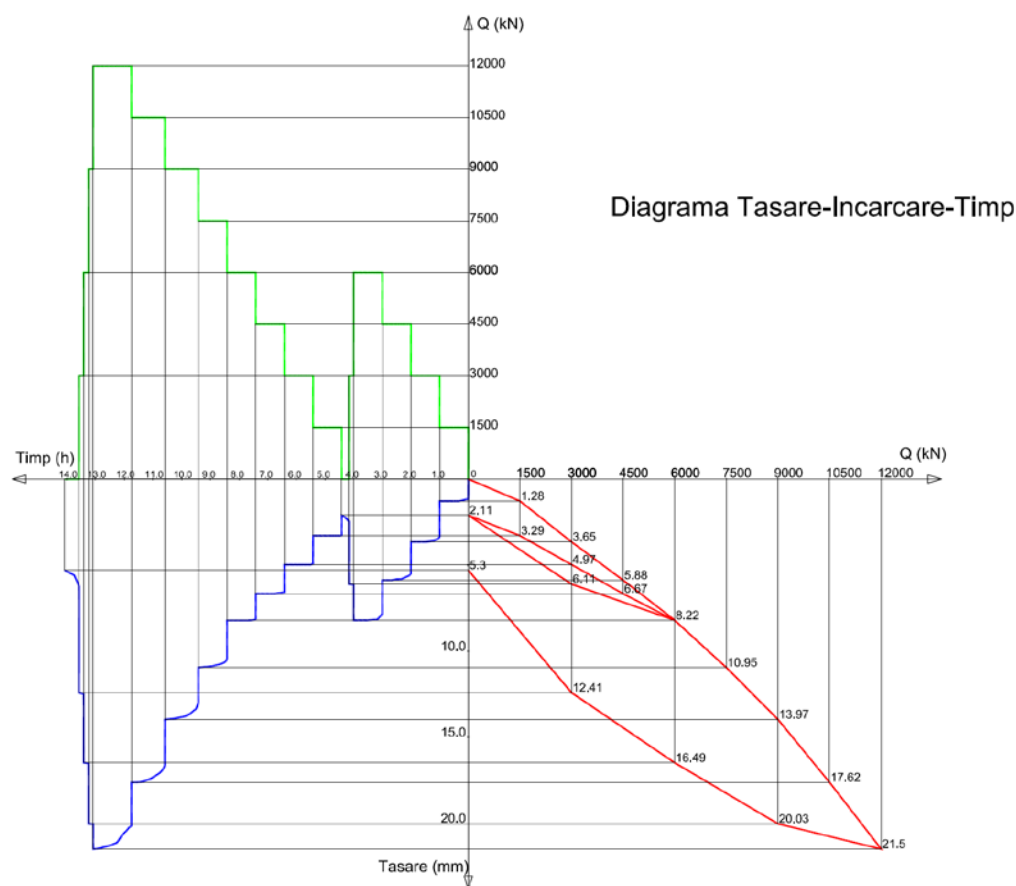


Figura 13. Diagrama încărcare-tasare-timp pentru pilotul de probă LT6

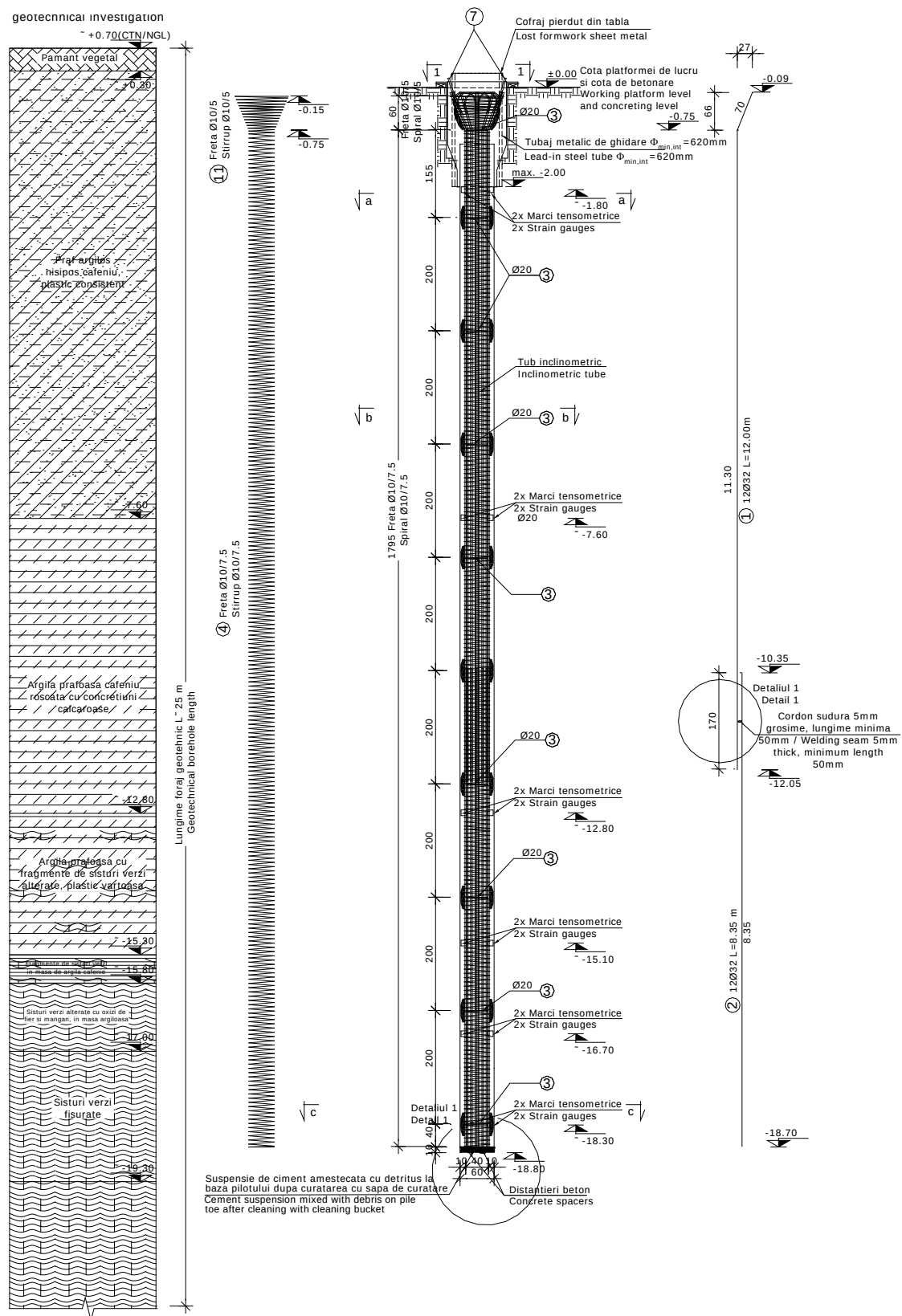


Figura 14. Instrumentare pilot de probă LT6

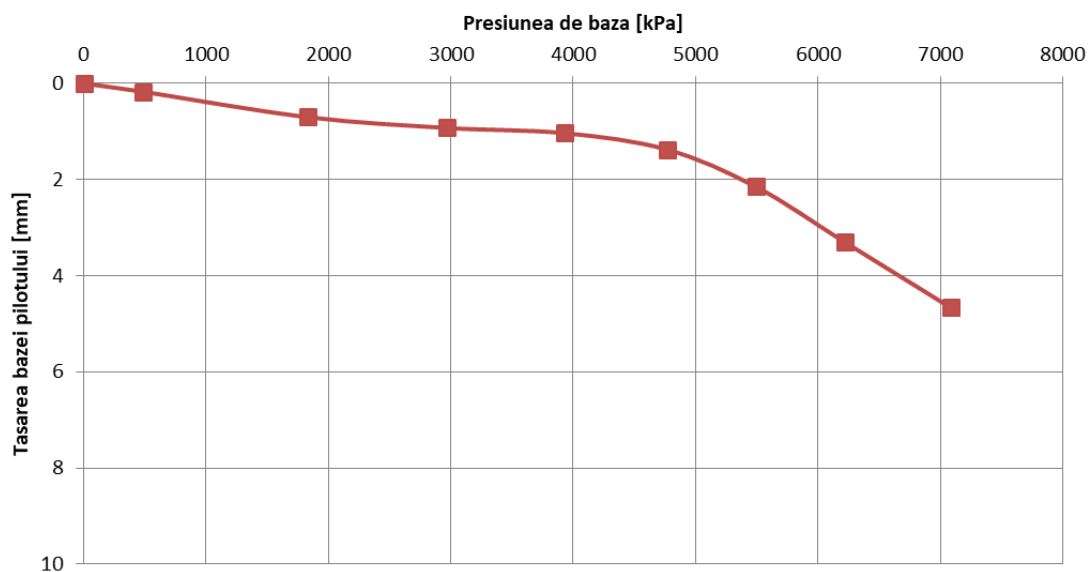


Figura 15. Rezistența unitară pe baza pilotului din cadrul încercării LT6

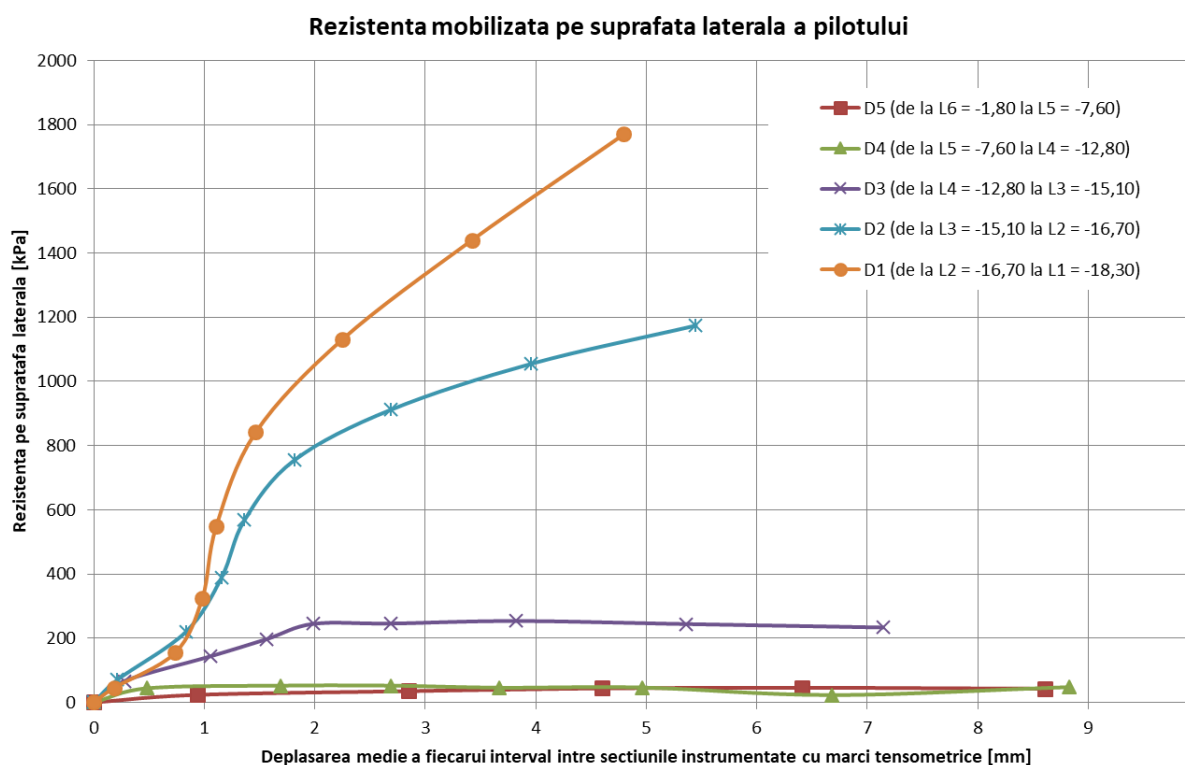


Figura 16. Rezistența unitară pe suprafața laterală a pilotului LT6

Pilotul LT6 fiind un pilot purtător pe vârf se observă că valoarea tasării la nivelul capului pilotului 21,495 mm pentru treapta maximă de încărcare conține o

componentă semnificativă care reprezintă deformația proprie a corpului acestuia de 16,795 mm, iar tasarea bazei pilotului fiind de numai 4,7 mm.

Din Figura 17 se poate desprinde o concluzie importantă și anume că deformația elastică a corpului piloților purtători pe vârf de cele mai multe ori este semnificativă, iar frecarea laterală pe suprafața laterală a pilotului în straturile de deasupra celui de rocă intervine în capacitatea portantă a pilotului.

Prin urmare în cazul piloților purtători pe vârf trebuie verificată valoarea procentului deformației proprii din tasarea la capul acestuia pentru a confirma că pilotul se comportă ca un pilot flotant și se poate considera rezistența de frecare laterală a pilotului în calculul capacității portante.

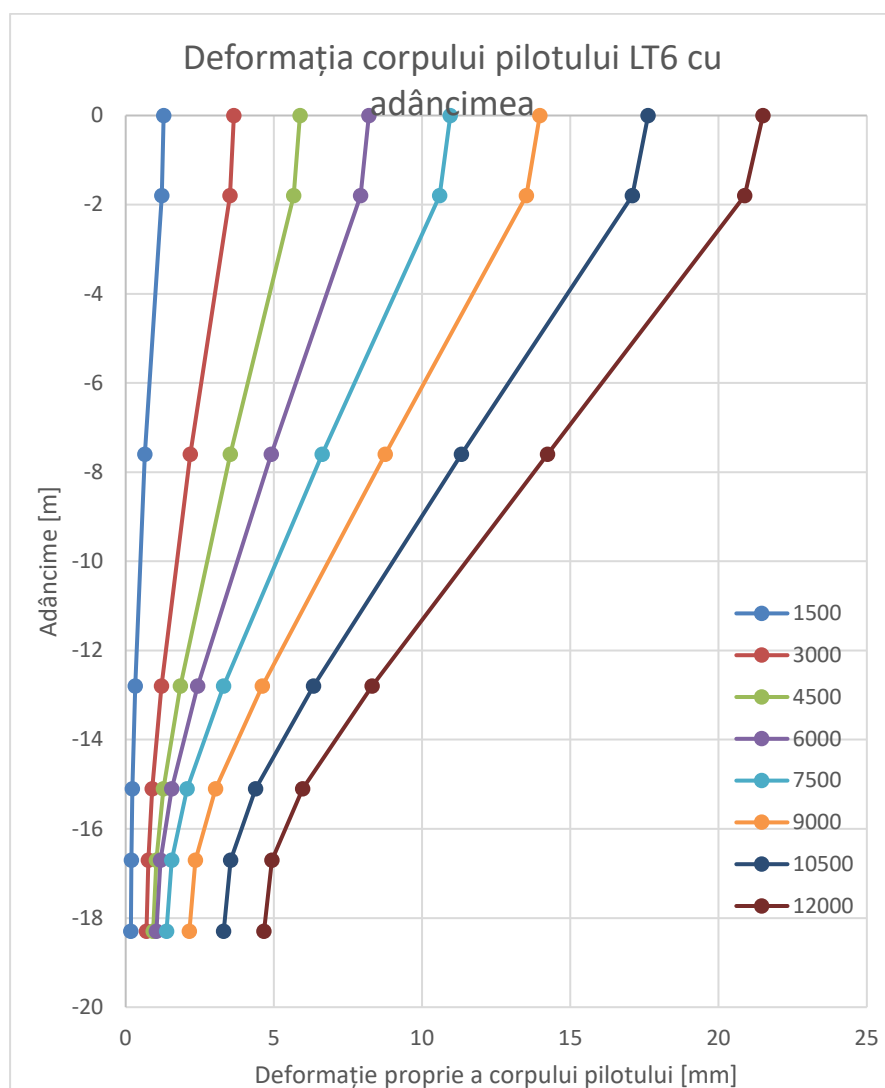


Figura 17. Diagrama de variație a deformației proprii pentru fiecare treaptă de încărcare a pilotului de probă LT6.

În aceleași condiții geotehnice, am analizat suplimentar rezultatele a 5 piloți de probă instrumentați și încastrați cu baza într-un strat de rocă cu proprietăți similare. Caracteristicile rocii în care se încastrează piloții sunt prezentate detaliat în continuare și rezumat în Tabelul 2. Caracteristicile încercărilor pe piloții instrumentați se găsesc în Tabelul 4.

Tabelul 2. RQD și rezistențele medii la compresiune monoaxială determinate în Laboratorul de Materiale de Construcții al UTCB

Pilot	RQD	Rezistența la compresiune monoaxială (N/mm ²)	Remarci	Rezistența la compresiune monoaxială din încercări Is50 (N/mm ²)	Remarci
LT1	0-40%			20,5	3 determinări
LT2	0-19%	48,1	3 determinări	40,2	8 determinări
LT3	0-20%			72,6	12 determinări
LT4	0-40%			27,0	1 determinare
LT5	0-80%	34,6	1 determinare	67,2	1 determinare
LT6	0-18%	28,0	1 determinare		

Stratul șisturilor verzi de vârstă neoproterozoic, alterate mai pronunțat la partea superioară (RQD<25%), reprezintă roca de bază sau fundamentul geologic cu o grosime de mai multe sute de metri.

$$RQD = \frac{\sum \text{lungimea carotelor} > 10\text{cm}}{\text{adâncimea de avansare a carotierului}} \quad (14)$$

Având în vedere gradul de degradare (RQD<50%), caracterul puternic cutat al planelor de șistuoșitate (în capul de strat planele sunt orientate vertical), acest tip de rocă poate fi clasificat drept "rocă slabă" [7].

Șistul verde este de culoare verzui – cenușie, este dură, compactă, aparent masivă. Roca prezintă structură micro-criptocristalină, în principal granoblastică.

Asociația de minerale estimată este [feldspat-cuarț-epidot-clinozoizit-clorit]. Se observă o foarte ușoară transformare a rocii în zona scoarței de alterare. Pe fisuri uneori se observă pelicule cu hidroxizi de $\text{Fe} \pm \text{Mn}$.

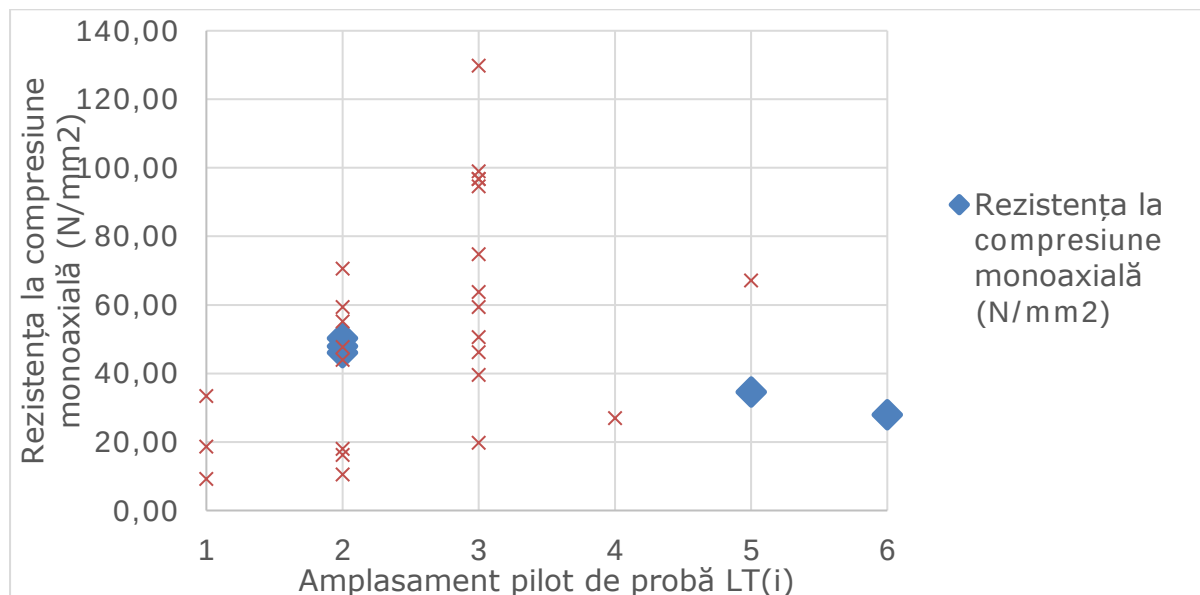


Figura 18. Distribuția valorilor rezistenței la compresiune monoaxială

Utilizând aceleași formule de calcul din normativul NP123:2010 [30], prezentate mai înainte pentru calculul rezistenței pe baza piloților încastrați într-un strat de rocă (12), (13), se obțin valorile prezentate în Tabelul 3.

Tabelul 3. Rezistența caracteristică pe bază ($R_{b,k}$) pentru încercările LT1...LT5 conform normativului NP 123:2010 [30]

Pilot/încercare	$q_{b,k}$ [MPa]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]
LT1	$20,5 \cdot (4,0/1,0 + 1,5) = 112,8$	0,785	88.550
LT2	$40,2 \cdot (4,0/1,0 + 1,5) = 221,1$	0,785	173.485
LT3	$72,6 \cdot (4,0/1,0 + 1,5) = 399,3$	0,785	313.450
LT4	$27,0 \cdot (5,0/1,0 + 1,5) = 175,5$	0,785	137.767
LT5	$34,6 \cdot (2,5/0,6 + 1,5) = 196,2$	0,2826	55.446
LT6	$28,0 \cdot (3,0/0,6 + 1,5) = 182,0$	0,2826	51.430

În Tabelul 5 sunt prezentate și comparate rezultatele analizelor din încercări instrumentate pe piloți în condiții geotehnice asemănătoare (LT1...LT6).

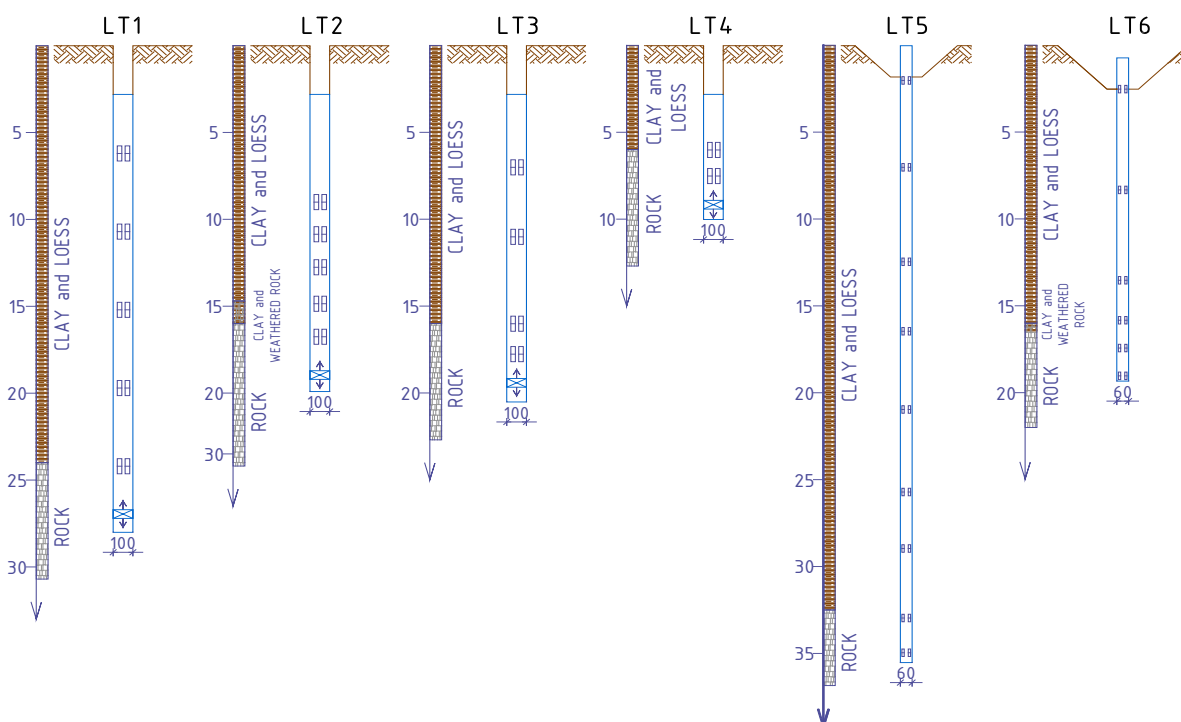


Figura 19. Piloți de probă instrumentați încastrați într-un strat de rocă

Tabelul 4. Caracteristici piloți de probă cu baza încastrată în rocă

Pilot	LT1	LT2	LT3	LT4	LT5	LT6
Diametrul și lungimea pilotului	d=1,0 m L=25,2 m	d=1,0 m L=16,9 m	d=1,0 m L=17,7 m	d=1,0 m L=7,2 m	d=600 mm L=33,5 m	d=600 mm L=18,8 m
Metoda de încercare	Osterberg	Osterberg	Osterberg	Osterberg	Convențional	Convențional
Durata de la realizarea pilotului la realizarea încercării	34 zile	32 zile	22 zile	27 zile	49 zile	14 zile

Se poate observa cu ușurință că presiunea pe baza tuturor piloților analizați, încastrați în stratul de rocă (Tabelul 5), este semnificativ mai redusă față de valorile calculate conform celor prezentate în Tabelul 3.

Tabelul 5. Rezultate ale încercărilor pe piloți de probă cu baza încastrată în rocă

Pilot	LT1	LT2	LT3	LT4	LT5	LT6
Rezistența unitară pe suprafața laterală măsurată în stratul de rocă $q_{s,m}$ [kPa]						
Fragmente de rocă în masa argiloasă	215	-	-	-	-	250
Rocă degradată	520	700	520	560	502	1.175
Rocă compactă	900	1.100	1.180	690	528	1.775
Presiunea pe bază la 5 mm tasare a bazei pilotului $q_{b,m}$ [kPa]						
Presiunea pe bază	3.000	7.000	12.000	9.000	*)	7.200
Măsurile suplimentare pentru asigurarea contactului beton rocă	Fără cimentarea bazei			Cu cimentarea bazei		

*) Datorită lungimii mari a pilotului (33,5 m fișă activă) în cadrul încercării nu s-a mobilizat presiunea pe baza pilotului pentru încărcarea maximă de 12 MN aplicată la partea de sus a pilotului.

În Figura 20 sunt prezentate comparativ curbele de mobilizare a presiunii unitare pe baza încastrată în rocă pentru toți cei 6 piloți analizați.

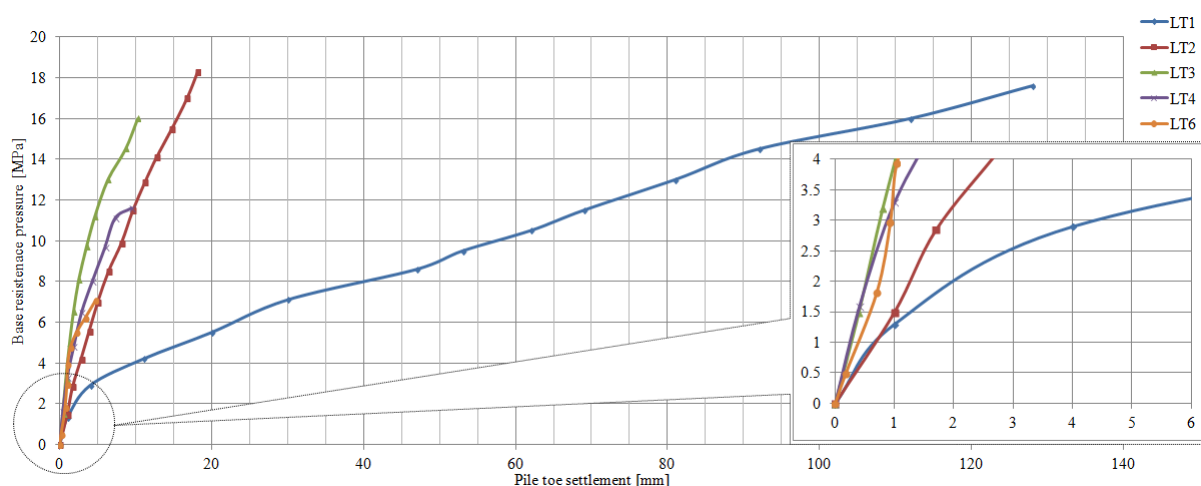


Figura 20. Presiuni unitare pe baza piloților încastrați în rocă și tasările acestora

Observând comportamentul pilotului LT1 am căutat să identific cauzele unei tasări de 13 cm a bazei pilotului încastrat "în rocă".

Cunoscând caracteristica șisturilor din zona Dobrogea (Figura 21) prima idee analizată ca posibilă cauză a tasărilor semnificative a fost o stare de alterare pronunțată rocii.



Figura 21. Stare de fisurare rocă - șist verde – în zona Dobrogea

Tasarea bazei piloților purtători pe vârf poate fi influențată de gradul de fisurare al stratului de rocă în care se încastrează pilotul, în plus față de rezistența la compresiune a rocii. Astfel, după realizarea forajului unui pilot am introdus o cameră video de inspecție în baza piloților pentru a identifica starea de fisurare a stratului de rocă de la baza pilotului.

Cu surprindere am descoperit la baza pilotului se regăsește un strat important de detritus, așa cum se poate observa în Figura 22.

Am încercat curățarea mult mai bine realizată a pilotului cu borsapa specială de curățare, însă rezultatele au fost nesatisfăcătoare.

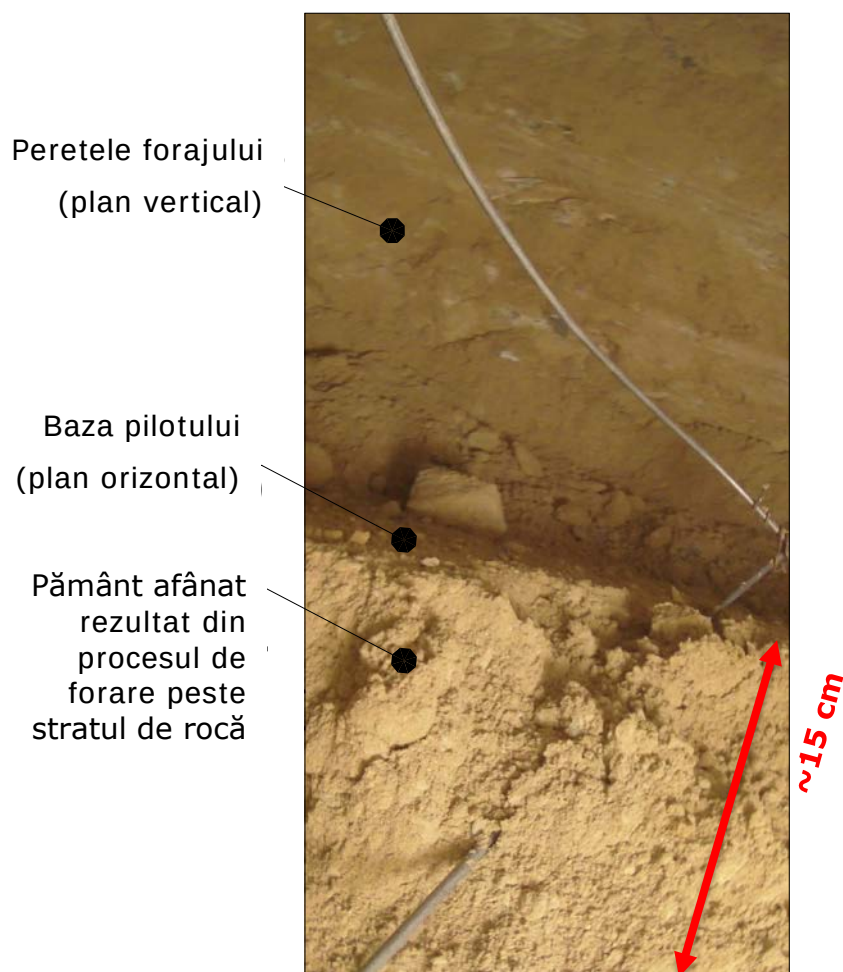


Figura 22. Baza pilotului înainte de curățare



Figura 23. Baza pilotului după instalarea carcasei de armătură a pilotului

Pentru practica curentă am utilizat ca metodă suplimentară pentru asigurarea contactului dintre betonul pilotului și stratul de rocă, cimentarea bazei

forajului cu o suspensie de ciment având raportul $a/c \approx 0,5$ și amestecarea acesteia cu materialul rezidual rămas pe fundul forajului.

Pe de altă parte, la fel ca în cazul pilotului LT6, se pune în evidență că deși piloții sunt purtători pe vârf, iar baza acestora nu tasează semnificativ, la nivelul capului pilotului se înregistrează tasări cuantificabile, generate de deformațiile specifice ale corpului din beton armat al pilotului.

În plus, pentru încercarea LT5, deși pilotul este încastrat în rocă, prin urmare poate fi considerat un pilot purtător pe vârf, în cadrul încercării in-situ, eforturile de compresiune aplicate la capul pilotului au fost preluate în totalitate de rezistența pe suprafața laterală a pilotului ce străbate atât straturile de pământ cât și pe cele de rocă (Figura 24).

Astfel, ținând cont de diferențele semnificative între utilizarea formulei (13) și rezultatele încercărilor in situ, situație semnalată și în [36], la calculul capacității portante a piloților încastrați în straturi de rocă, propun utilizarea formulelor generale de calcul care iau în considerare ambele componente ale rezistenței pilotului și anume rezistența pe suprafața laterală și rezistența pe baza acestuia.

Se poate lua în considerare rezistența de frecare pe suprafața laterală a straturilor de pământ de deasupra rocii în case se încastrează pilotul, numai în cazul verificării mobilizării acesteia prin apariția deplasărilor generate de deformația proprie a corpului pilotului.

Aceste formule sunt indicate în SR EN 1997-1:2004 [46], cap. 7.6.2.2 Capacitate portantă ultimă la compresiune pe baza încărcărilor statice de probă și 7.6.2.3 Capacitate portantă ultimă la compresiune stabilită pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor, NP 123:2010 [30] și [36].

$$R_{c,k} = A_b \cdot q_{b,k} + \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i,k} \quad (15)$$

În baza rezultatelor prezentei cercetări prezentate condensat în Tabelul 5, se pot lua în considerare valorile acoperitoare din Tabelul 6 pentru rezistența pe suprafața laterală și ale presiunii pe bază a pilotului încastrat într-un strat de rocă pe o adâncime de minim 2 diametre și având rezistența la compresiune a rocii $R_c > 20$ MPa.

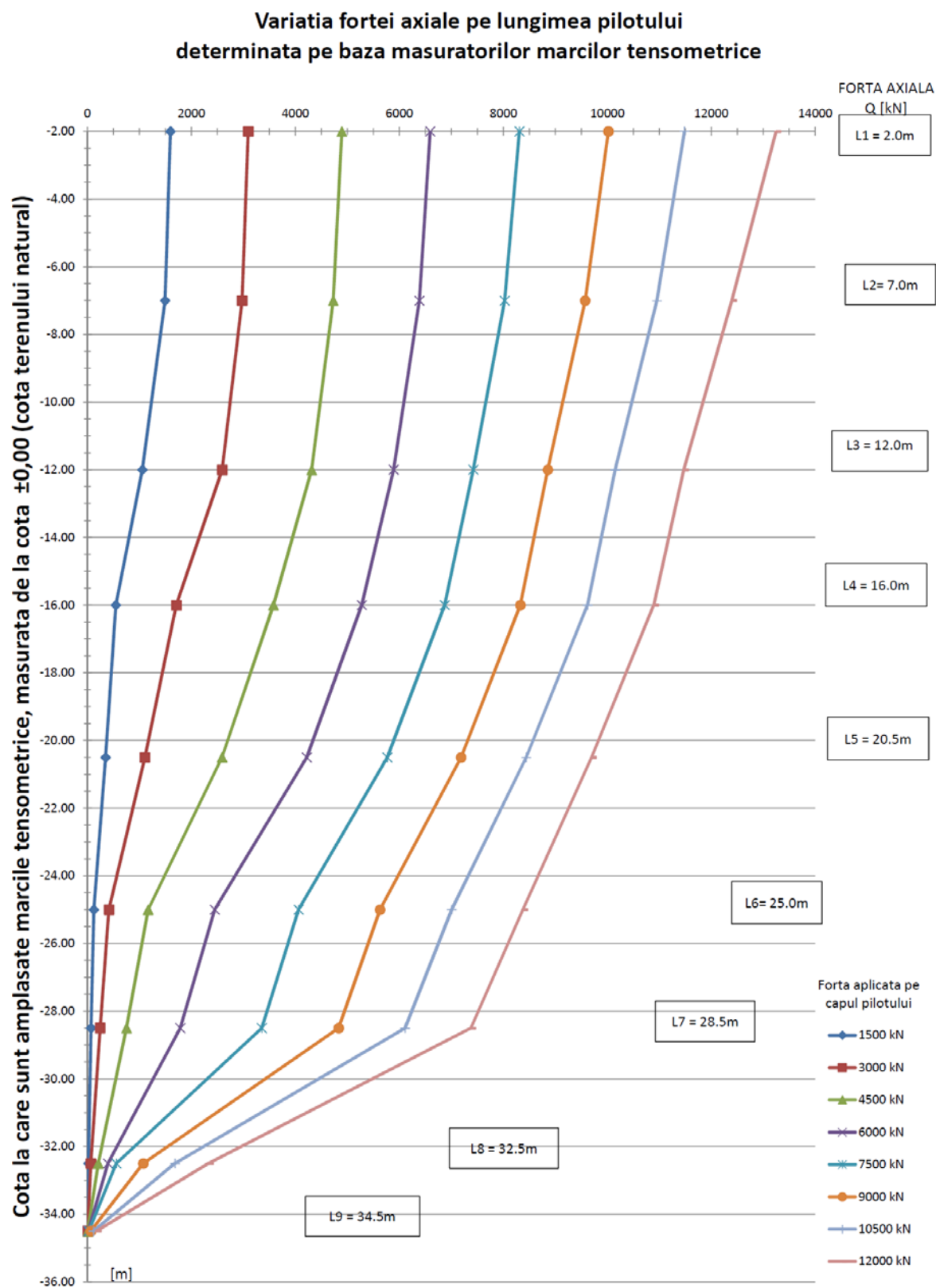


Figura 24. Variația efortului pe lungimea pilotului (LT5) rezultată din măsurătorile pe mărci tensometrice

Tabelul 6. Valori ale rezistenței unitare pe suprafața laterală și a presiunii unitare pe bază pentru piloți care pătrund minim 2 diametre într-un strat de rocă ($R_c > 20$ MPa)

Tipul rocii	$q_{s,k}$	$q_{b,k}$
	[kPa]	[kPa]
Rocă degradată	250	3.000
Rocă compactă	500	5.000

Valorile propuse în Tabelul 6 sunt valabile numai în cazul asigurării prin metode suplimentare a contactului dintre baza pilotului și rocă, cum ar fi cea propusă în prezenta cercetare.

Conform rezultatelor actualei cercetării se consideră că pentru piloți cu lungimi mai mari de 10...15 m, deformațiile specifice ale elementului de beton armat au o valoare semnificativă pentru a mobiliza rezistența pe suprafața laterală în straturile pămâtoase străbătute de pilot ($> 2...5$ mm) dacă

$$\frac{N}{E \cdot A} > 0,3 \text{ ‰} \quad (16)$$

Cunoscând faptul că

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \quad (f_{cm} \text{ în MPa}) \quad (17)$$

se poate enunța în mod simplificat că dacă efortul aplicat la capul pilotului este mai mare de circa 30% din rezistența la compresiune a betonului corpului pilotului, valorile deformațiilor specifice devin semnificative pentru a mobiliza rezistența pe suprafața laterală în straturile pămâtoase străbătute de pilot.

5.3.2. Pilot FDP cu baza într-un complex argilos marnos

Pilotul de probă a fost realizat prin tehnologia FDP (Full Displacement Piles) [17], prin urmare poate fi considerat un pilot de îndesare. Cota capului pilotului se află la cca. 2,5 m sub cota terenului natural.

Tabelul 7. Stratificația terenului raportată la cota terenului natural LT7

Adâncime (m)	Stratificație întâlnită în cadrul forajului pilotului	I_c
0,00 – 14,5	Umplutură din materiale coezive	~0,4
sub 14,5	Complex argilos marnos	1,0

Tehnologia FDP fiind relativ nouă în România, în cadrul normativului NP 123:2010 [30] nu se regăsesc valori sau formule specifice pentru calculul capacității portante pentru piloți de îndesare realizați pe amplasament. Prin analogie se pot utiliza datele pentru piloți flotați prefabricați care îndeasă terenul la momentul introducerii. Astfel, pentru calculul capacității portante a pilotului LT7, s-au utilizat în paralel datele și formulele pentru piloți flotați executați pe loc, respectiv pentru piloți flotați prefabricați.

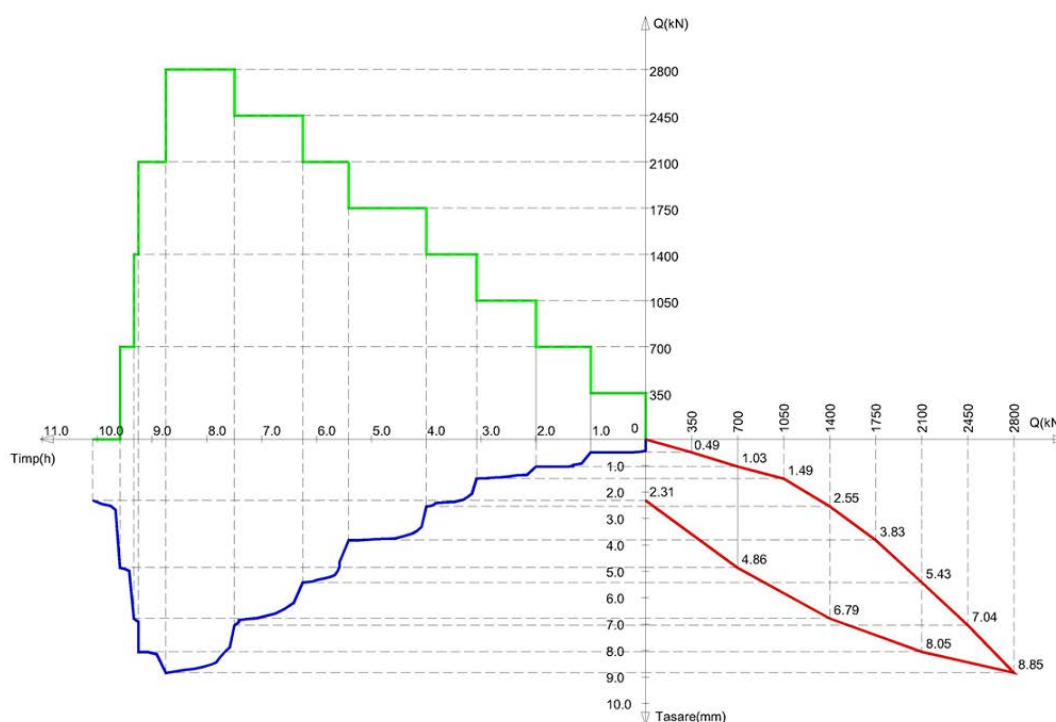


Figura 25. Diagrama încărcare tasare timp pentru pilotul LT7

Considerând valorile date în tabelul 9 din NP 123:2010 [30] pentru piloți flotați de dislocuire executați pe loc, se poate alege o valoare a presiunii pe bază de 1.450 kPa, iar considerând valorile date în tabelul 5 din același document [30] pentru piloți flotați prefabricați și bătuți se poate alege o valoare de 11.700 kPa.

În cadrul încercării a fost măsurată o valoare a presiunii pe baza pilotului de ≈ 7.700 kPa (Figura 27).

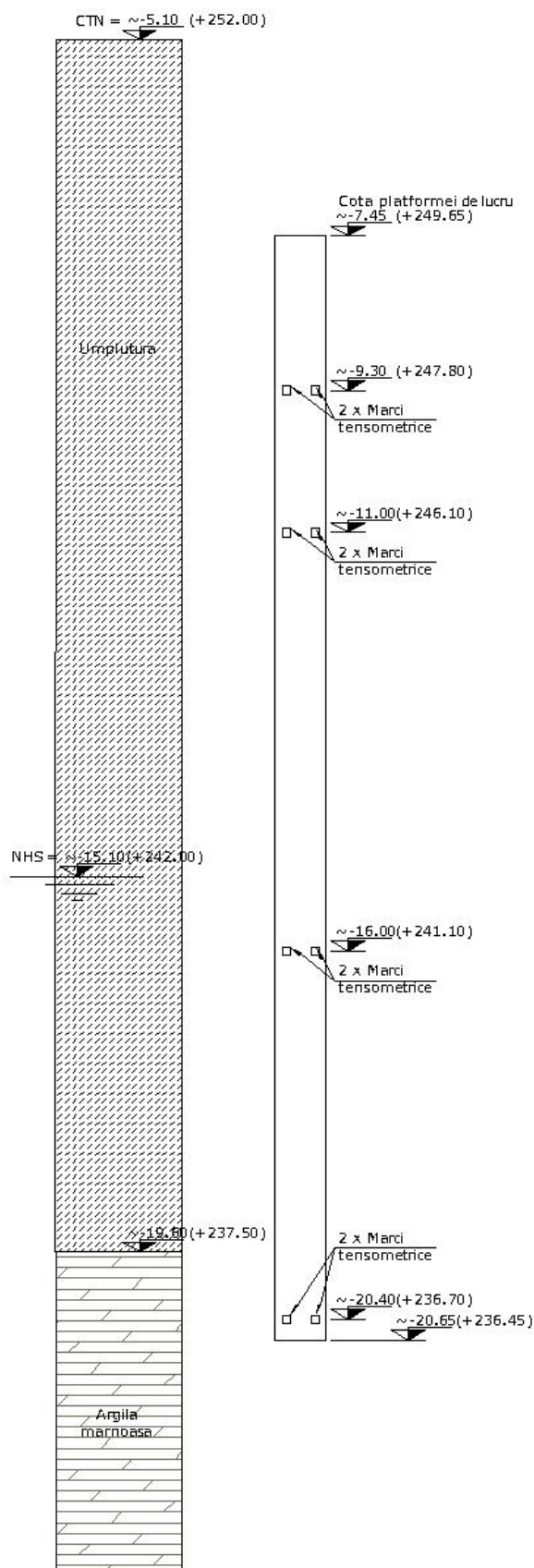


Figura 26. Secțiune schematică a pilotului Ø510 mm LT7

Tabelul 8. Rezistența caracteristică pe suprafața laterală ($R_{s,k}$), pe bază ($R_{b,k}$) și totală la compresiune ($R_{c,k}$) pentru pilotul LT7

Pilot LT7	$R_{s,k}$ [kN]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Pilot de dislocuire, executat pe loc	378	290	668
Pilot de îndesare, prefabricat		2340	2718

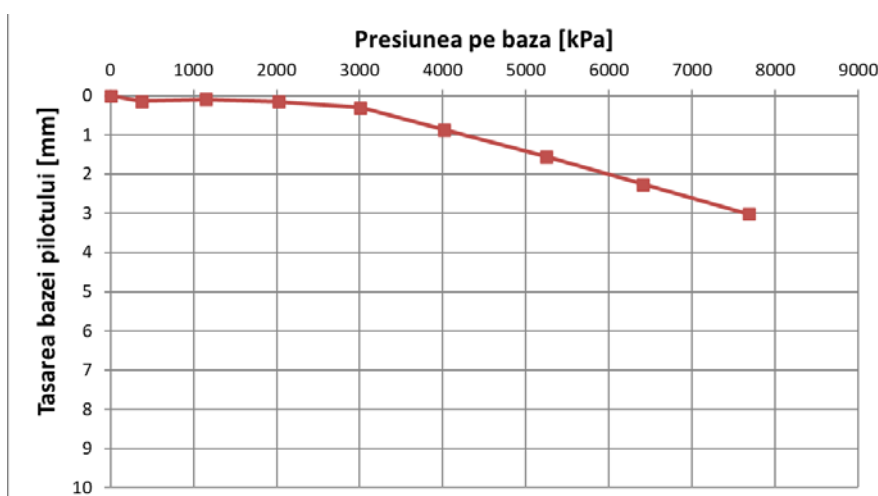


Figura 27. Rezistența unitară pe baza pilotului LT7

În Figura 28 sunt prezentate curbele de mobilizare a rezistenței pe suprafața laterală.

Am prezentat diferențele între valorile cunoscute/normate și valorile măsurate prin încercarea în situ. Totuși, având în vedere numărul restrâns de rezultate disponibile în prezenta cercetare, pentru propunerea unor valori tabelare sau pentru definirea factorilor parțiali de siguranță pentru piloți de îndesare forțați prin tehnologia FDP, în acord cu Ghidul studentului doctorand din UTCB propun continuarea prezentei cercetării într-un cadru extins pe baza metodologiei propusă în prezenta cercetare pentru efectuarea și analiza încercărilor pe piloți de probă.

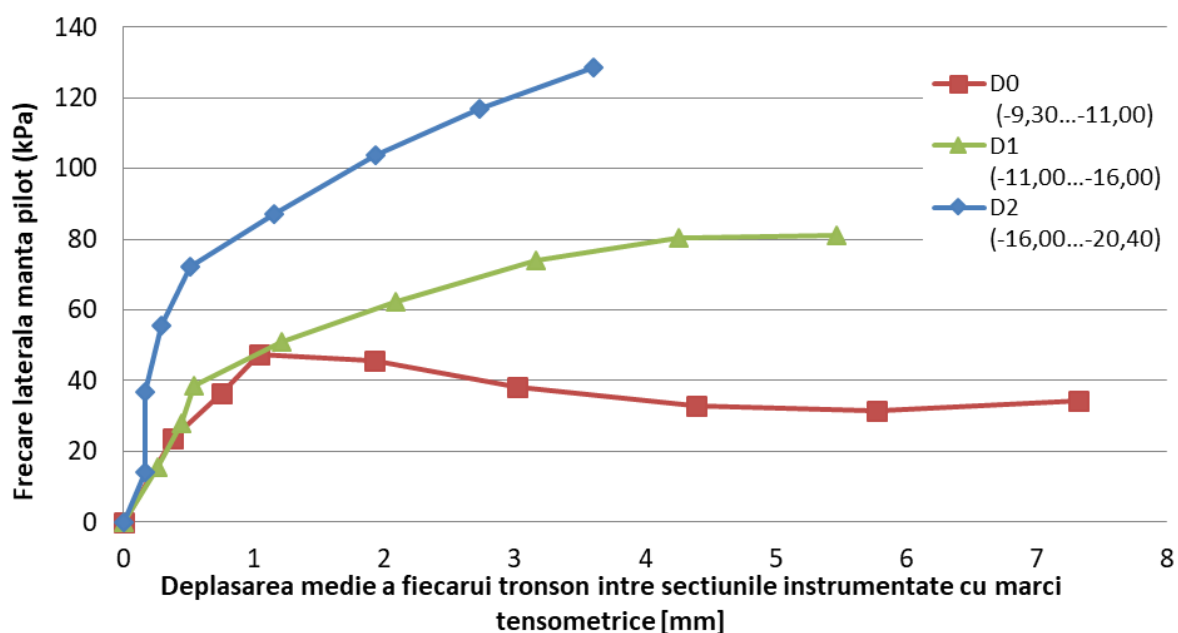


Figura 28. Rezistențele unitare mobilizate pe suprafața laterală a pilotului LT7 determinate prin măsurători tensometrice

Tabelul 9. Rezistența unitară pe suprafața laterală $q_{s,k}$ pentru pilotul LT7

Adâncime strat elementar străbătut de pilot	$q_{s,k}$ tab. 6 NP 123:2010 [30]		$q_{s,m}$ maxim măsurat în cadrul încercării
	pe strat elementar	medie ponderată	
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
-3,0		9	47*)
-5,0	9		
-7,0	11		81*)
-9,0	12	12	
-11,0	12		
-13,0	13		128*)
-14,5	14	28	
-15,6	72		

*) Valori influențate de îmbunătățirea terenului dată de tehnologia FDP.

5.3.3. Pilot CFA cu baza într-un strat necoeziv

În Tabelul 10 și Figura 30 este prezentată schematic stratificația de calcul a pilotului LT8 rezultată din cadrul investigațiilor geotehnice efectuate pe

amplasament [39], respectiv elevația pilotului instrumentat. Încercarea la compresiune axială s-a efectuat la 16 zile de la execuția pilotului.

Tabelul 10. Stratificația terenului raportată la cota terenului natural $\sim \pm 0,00$ (LT8)

Adâncime (m)	Stratificație	Φ'	I_c
0,00 – 1,00	Umplătură	-	-
1,00 – 3,00	Loess	-	0,9
3,00 – 10,00	Loess umezit	-	0,5
10,00 – 18,00	Argilă prăfoasă cu orizonturi nisipoase	-	0,7
18,00 – 30,00	Nisip fin prăfos galben - cenușiu	34	-

Cota bazei piloților:

$\approx -21,00$ raportată la cota $\pm 0,00$ a construcției

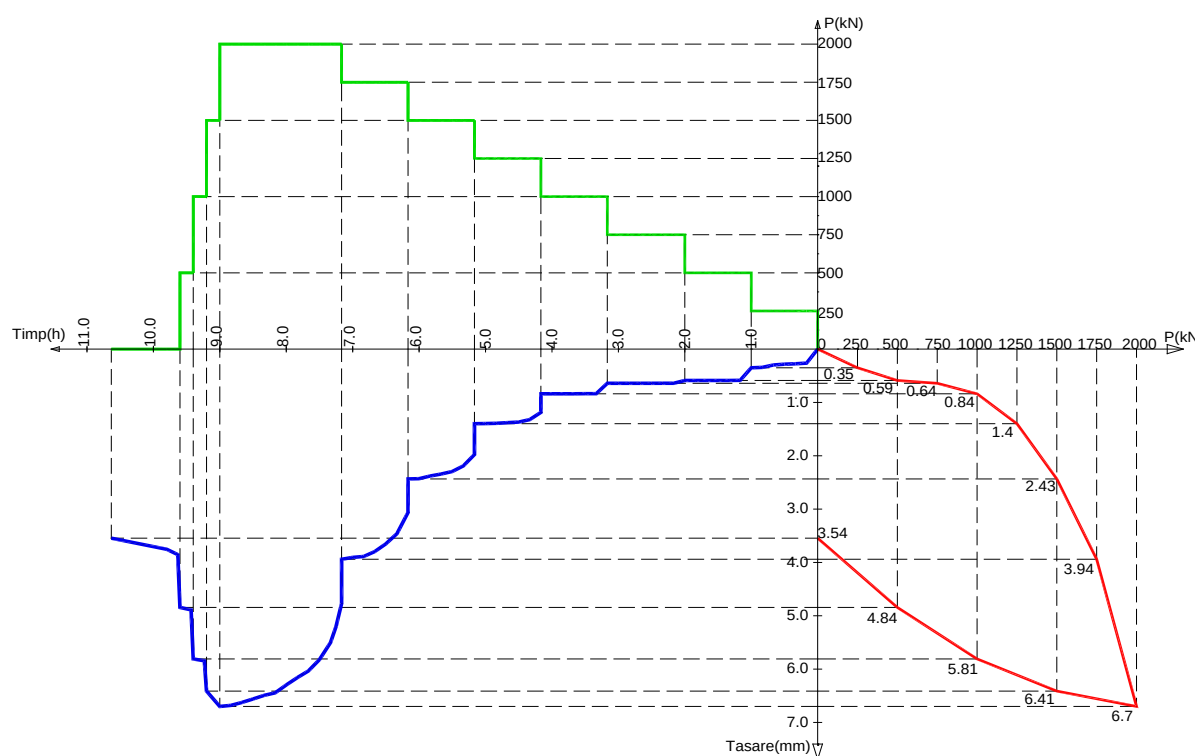


Figura 29. Diagrama încărcare-tasare timp pentru pilotul LT8

Pentru valoarea caracteristică a presiunii pe baza pilotului ($q_{b,k}$) se utilizează formula (16) din normativul NP 123:2010 [30] pentru piloți de dislocuire care reazemă cu baza pe straturi necoezive.

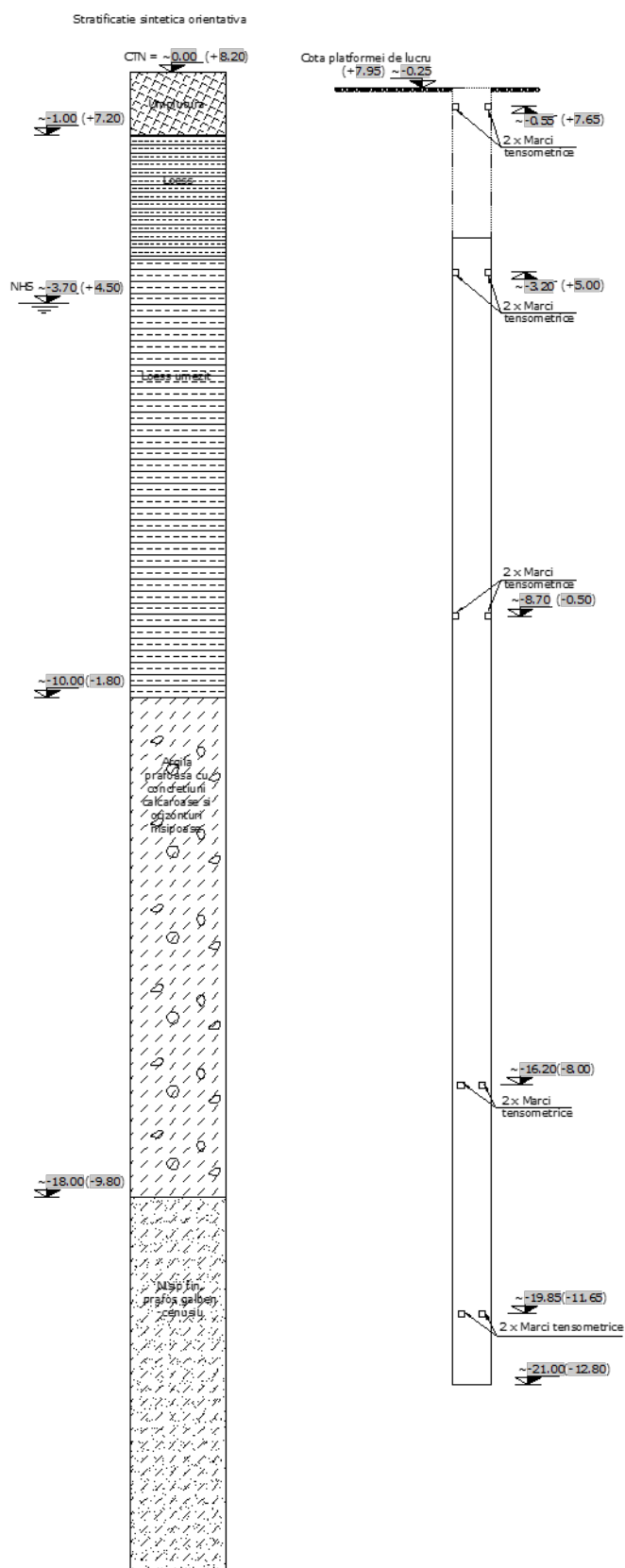


Figura 30. Secțiune schematică a pilotului de probă $\Phi 620$ mm LT8

Astfel, rezultă o valoare caracteristică a presiunii pe vârf de 2.445 kPa. În cadrul încercării a fost măsurată o valoare mobilizată a presiunii pe baza pilotului de ≈ 500 kPa. Se menționează că valoarea măsurată nu reprezintă valoarea maximă a capacității stratului din baza pilotului, ci doar valoarea mobilizată pentru nivelul de încărcare aplicat, prin urmare încercarea fiind neconcludentă pentru a putea compara valorile maxime măsurate ale presiunii pe bază cu valorile cunoscute/tabelare.

Valorile măsurate ale rezistenței pe suprafața laterală indicate în Tabelul 11 sunt extrase din graficele de mobilizare a acestor valori prezentate în Figura 31 și din graficele de transfer a efortului aplicat la terenul de fundare.

Tabelul 11. Rezistența unitară pe suprafața laterală $q_{s,k}$ pentru pilotul LT8

Adâncime strat elementar străbătut de pilot	$q_{s,k}$ tab. 6 NP 123:2010 [30]		$q_{s,m}$ maxim măsurat în cadrul încercării
	pe strat elementar	medie	
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0,0			
-2,0	15	17,5	25
-4,0	20		
-6,0	24		
-8,0	25	25	19
-10,0	25		
-12,0	46		
-14,0	49	48	34
-16,0	51		
-18,0	54		
-20,0	55	55	77
-21,0	57		

În cazul încercării LT8 putem să observăm apropierea valorilor măsurate ale rezistenței pe suprafața laterală a piloților față de valorile tabelare precizate în normativul NP 123:2010 [30].

În baza valorilor presiunii unitare pe bază și a rezistenței unitare pe suprafața laterală extrase din norma NP 123:2010 [30] și prezentate anterior, se calculează valorile caracteristice ale rezistenței pe suprafața laterală, a rezistenței

pe bază și a capacității portante la compresiune a pilotului LT8 și sunt prezentate în Tabelul 12.

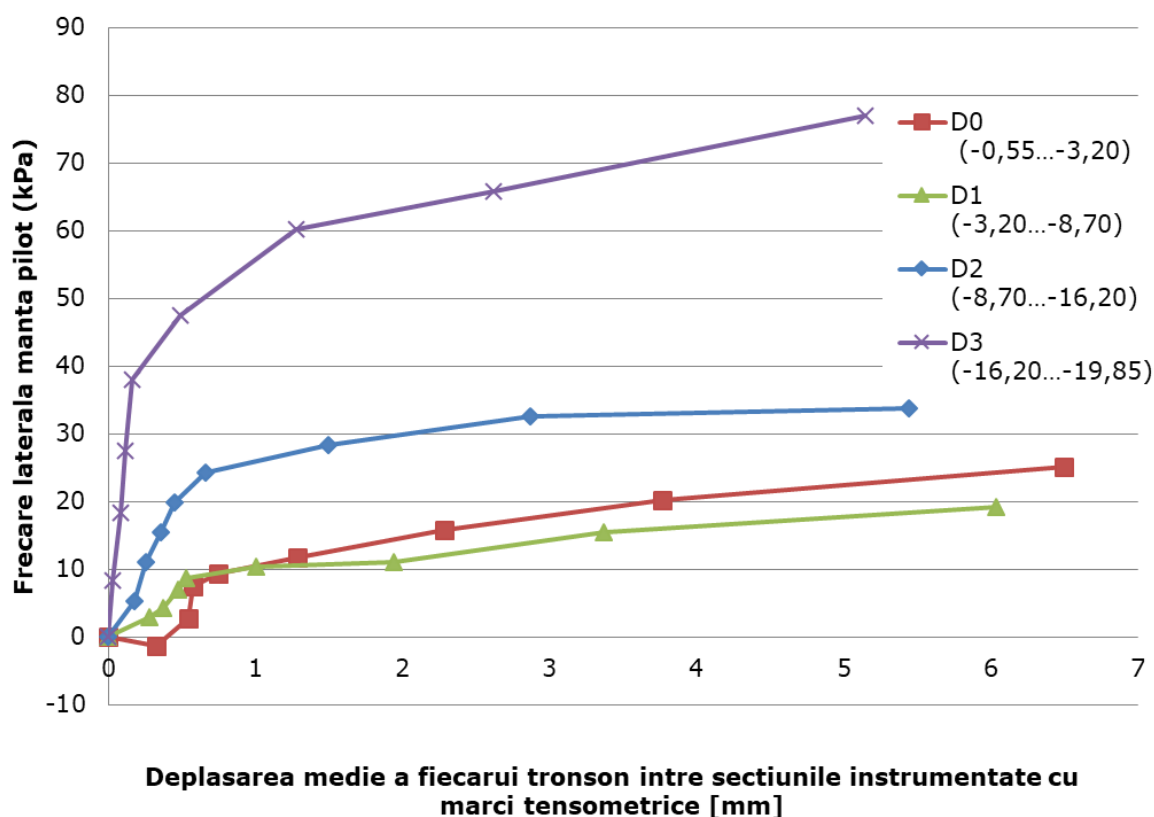


Figura 31. Rezistența pe suprafața laterală a pilotului LT8

Tabelul 12. Rezistența calculată caracteristică pe suprafața laterală ($R_{s,k}$), pe bază ($R_{b,k}$) și totală la compresiune ($R_{c,k}$) pentru pilotul LT8

Pilot	$R_{s,k}$ [kN]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
LT8	1.528	733	2.261

În cadrul încercării pe teren pilotul LT8 a fost încărcat până la forța de 2.000 kN stabilizată, având o tasare la capul acestuia de numai 6,7 mm. În cadrul încercării in-situ nu s-a atins valoarea maximă a capacității portante a pilotului.

În tabelele anterioare am prezentat diferențele între valorile cunoscute/normate și valorile măsurate prin încercarea in situ. Totuși, având în vedere numărul restrâns de rezultate disponibile în prezenta cercetare, pentru revizuirea valorilor tabelare sau pentru definirea/revizuirea factorilor parțiali de siguranță pentru piloți CFA, în acord cu Ghidul studentului doctorand din UTCB

propun continuarea prezentei cercetării într-un cadru extins pe baza metodologiei propusă în prezenta cercetare pentru efectuarea și analiza încercărilor pe piloți de probă.

5.3.4. Piloți cu baza lărgită realizați în condiții proprii orașului București

Pe plan național a existat un continuu curent spre cercetarea și dezvoltarea tehnologiilor de realizare a piloților cât și a detalierii încercărilor pe piloți de probă,

Pilotul cu baza lărgită LT9, pe care-l voi analiza în detaliu în prezenta cercetare, a avut o lungime de aproximativ 32 m, diametrul bazei $d_b = 2.640$ mm și diametrul corpului $d = 1.060$ mm. Pilotul a fost forat sub protecția suspensiilor polimerice și ulterior după betonare a fost injectat în zona bazei prin 6 puncte de injectare [37].

Conform metodei prescriptive menționate de normativul național [30] pentru straturi coezive, determinarea valorilor rezistenței pe suprafața laterală și a rezistenței pe baza piloților se realizează în baza adâncimii și a indicelui de consistență I_c . Astfel, conform investigațiilor de detaliu efectuate pe amplasament conform SR EN 1997-2:2007 [47] pentru stratul de argile intermediare în care este cuprins pilotul de probă LT9, indicele de consistență I_c a avut valori între 0,9 și 1,10, iar în calcul a fost considerat având valoarea medie 1,0.

În aceste condiții, pentru valoarea caracteristică a presiunii pe baza pilotului ($q_{b,k}$) a fost aleasă din tabelul 9 - NP 123:2010 [30] valoarea de 3.125 kPa, aferentă unei adâncimi a bazei pilotului de 35 m.

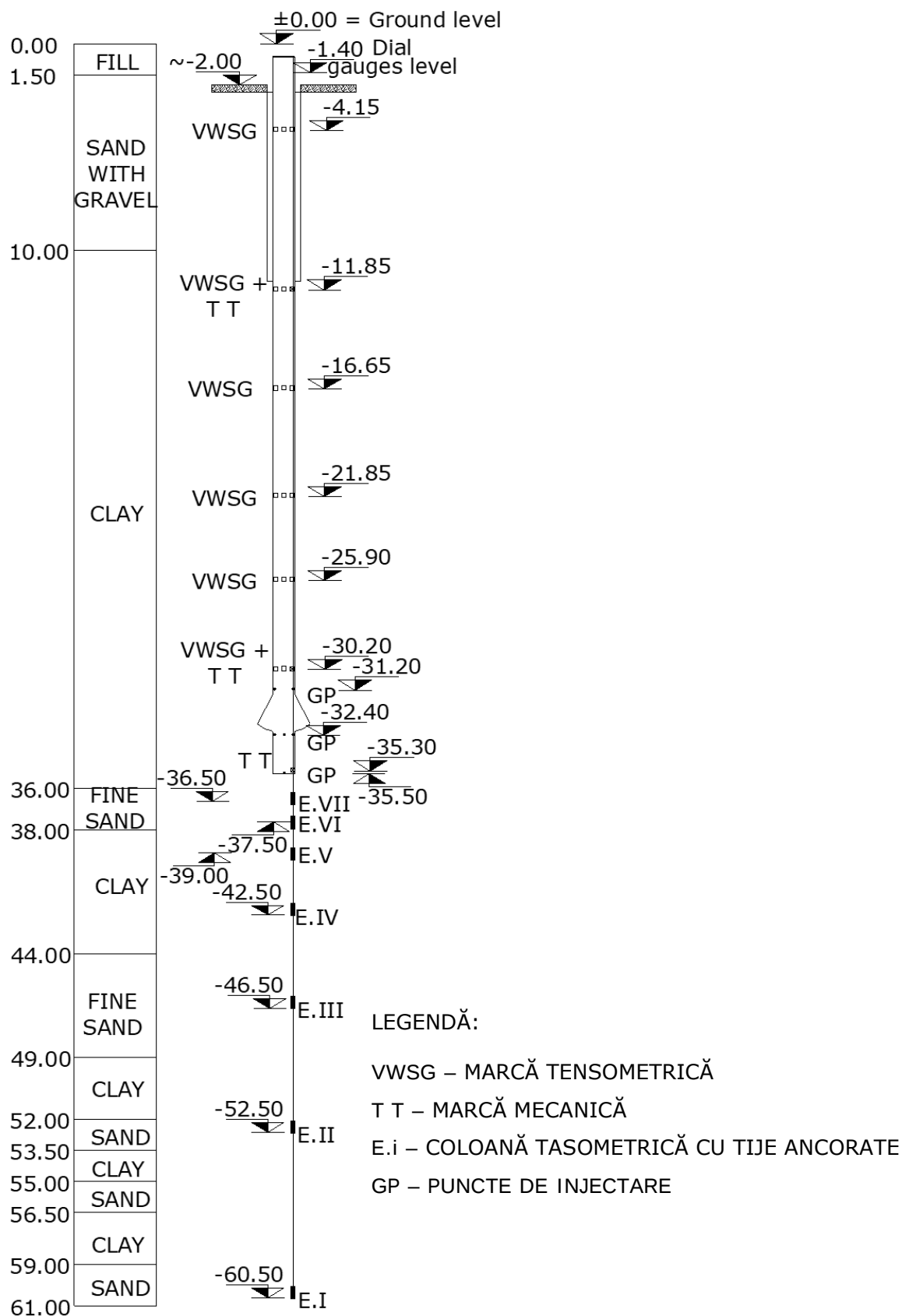


Figura 32. Stratificația și instrumentarea pilotului de probă LT9

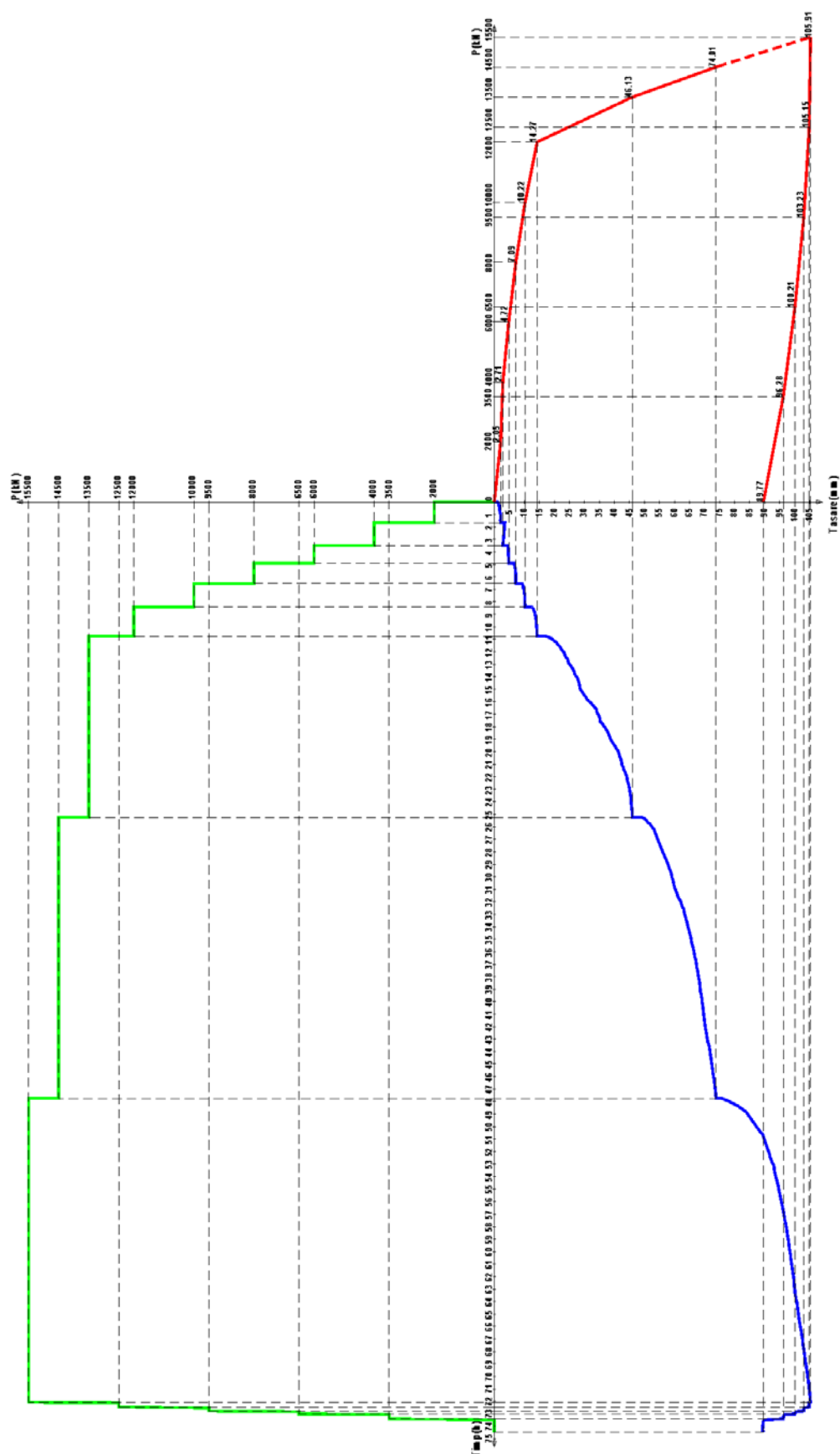


Figura 33. Diagrama încărcare tasare timp a pilotului de probă LT9

În cadrul încercării instrumentate, pentru pilotul LT9 a fost măsurată o valoare a presiunii unitare pe baza pilotului de $q_{b,m} \approx 2.000$ kPa (Figura 35). Se precizează că valoarea măsurată nu reprezintă valoarea maximă a capacității stratului din baza pilotului.

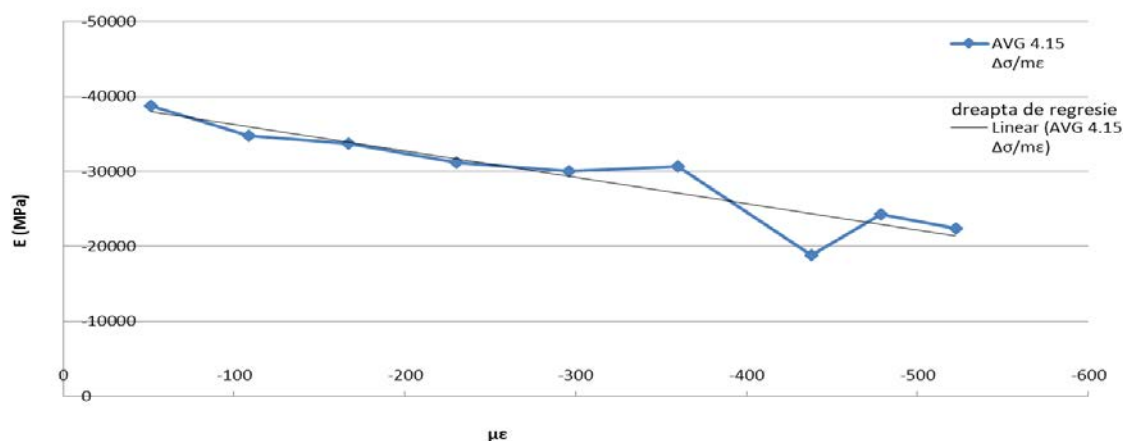


Figura 34. Determinarea modului de deformare pentru betonul armat al pilotului de probă LT9

La aplicarea treptei de 13.500 kN condiția de stabilizare de 0,1 mm/20 min s-a atins după un timp semnificativ mărit față de treptele anterioare sau practica uzuală, așa cum se poate observa în Figura 33. La aplicarea treptei de încărcare a fost atinsă rezistența maximă de frecare laterală a pilotului, incrementul de încărcare aplicat fiind preluat de baza lărgită. Timpul de stabilizare extins se poate explica ținând cont că suprafața bazei (5,47 m²) este de aproximativ 6 ori mai mare față de aria corpului pilotului (0,88 m²) sau a piloților uzuali, cu atât mai mult cu cât baza lărgită se află într-un strat argilos.

Așadar la un pilot cu baza lărgită în timpul încărcărilor de probă poate apare fenomenul de consolidare a terenului, suprafața mobilizată sub baza acestuia fiind cu mult mai extinsă în plan, având nevoie de timp suplimentar pentru atingerea condiției de stabilizare de 0,1 mm/20 min.

De asemenea, timpul extins de aplicare al treptelor de încărcare a produs un dezechilibru față de treptele anterioare din punctul de vedere al comportării secțiunii de beton armat, așa cum se poate observa chiar și în Figura 34 pe ultimele trepte de încărcare. Efectele curgerii lente a secțiunii de beton armat au avut o influență sporită față de treptele de efort unitar redus. Prin urmare a fost

necesară ajustarea deformațiilor specifice cu incrementul generat de fenomenul de curgere lentă.

Se naște concluzia că pentru încercările instrumentate este nevoie de citiri pe mărcile tensometrice la intervale de cel mult 20 de minute, recomand 5 minute, pentru a putea determina comportamentul secțiunii de beton armat sub sarcini.

De asemenea, dacă diferența de timp dintre treptele de încărcare nu este mai mare de 3 ore atunci efectele de curgere lentă a secțiunii de beton armat pot fi neglijate, incrementul de deformații specifice generat de curgerea lentă fiind aproximativ același pentru toate treptele. Această concluzie este valabilă doar dacă s-a determinat variația modulului de elasticitate al betonului într-o secțiune la capul pilotului de probă conform capitolului 4.4.

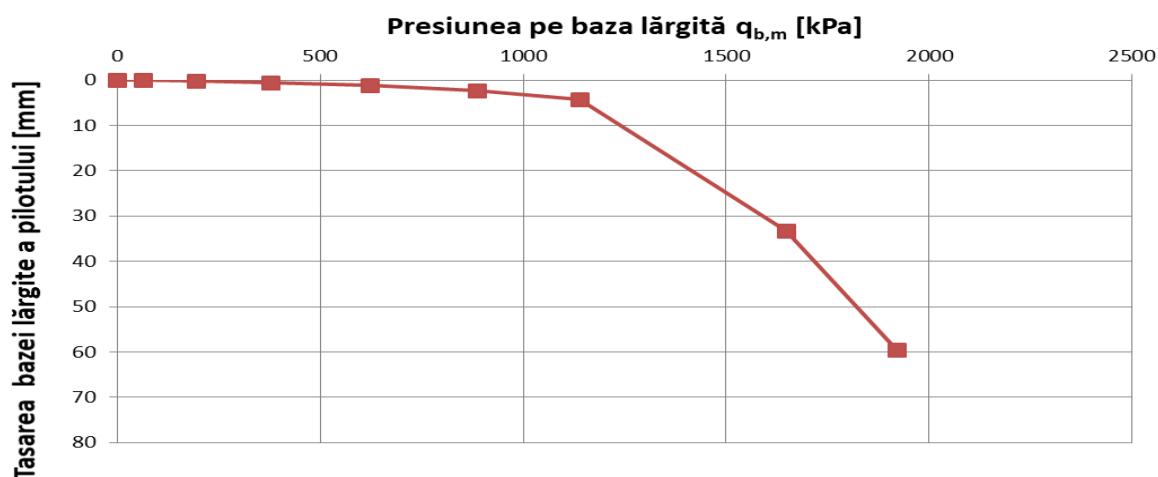


Figura 35. Rezistența unitară mobilizată pe baza lărgită a pilotului LT9

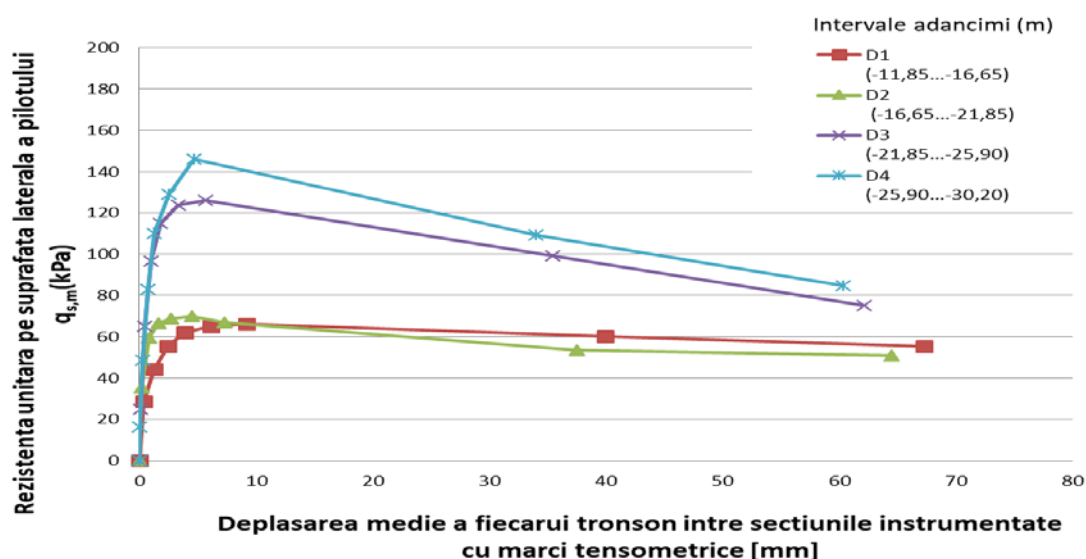


Figura 36. Rezistențele unitare de frecare mobilizate pe suprafața laterală a pilotului LT9 determinate prin măsurători tensometrice

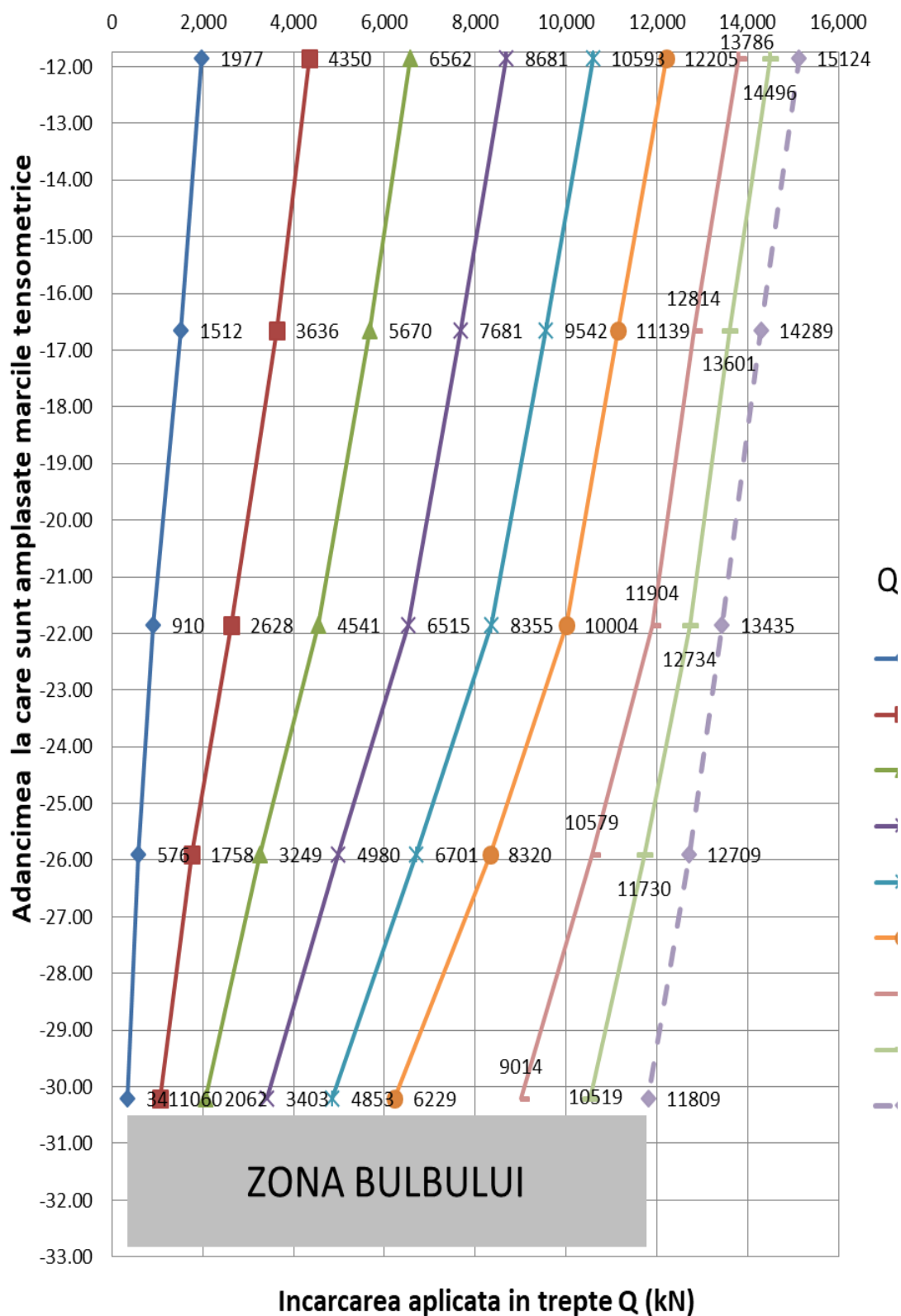


Figura 37. Variația efortului pe lungimea pilotului LT9 rezultată din măsurătorile pe mărci tensometrice

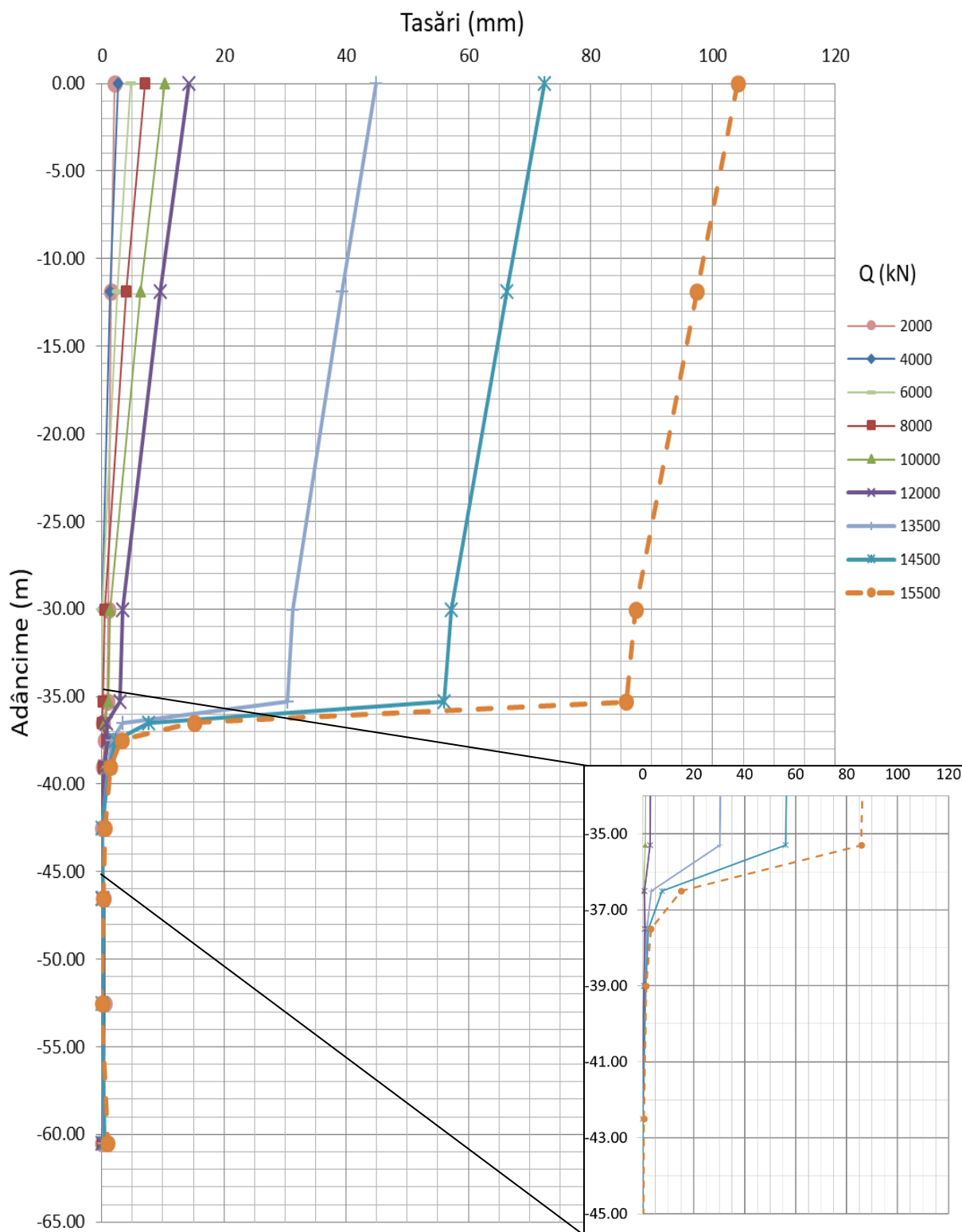


Figura 38. Variația deplasărilor pilotului de probă LT9 și ale terenului de fundare de la -0,60 la -60,50 pentru ciclul de încărcare

În cadrul încercării cu ajutorul mărcilor mecanice s-a pus în evidență o scurtare a pilotului cu 18,26 mm pentru ultima treaptă de încărcare, ceea ce reprezintă 17% din tasarea totală înregistrată (Figura 38).

Tabelul 13. Rezistența unitară pe suprafața laterală $q_{s,k}$ pentru pilotul LT9

Adâncime strat elementar străbătut de pilot	$q_{s,k}$ tab. 6 NP123:2010		$q_{s,m}$ maxim măsurat în cadrul încercării	Diferență valoarea măsurată vs. valoarea din NP123:2010
	pe strat elementar	medie		
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	%
-12,0				
-14,0	69	71	66	-7 %
-16,0	72			
-18,0	76			
-20,0	78	78	70	-11 %
-22,0	81			
-24,0	85	85,5	126 ^{*)}	+47 % ^{*)}
-26,0	86			
-28,0	89	90	146 ^{*)}	+62 % ^{*)}
-30,0	91			

^{*)} Valori influențate de injectarea efectuată în zona bazei pilotului.

Pentru straturile coezive inferioare se observă o creștere a rezistenței unitare pe suprafața laterală față de valorile tabelare din normativul NP 123:2010 [30] datorate procesului de injectare pe suprafața laterală de până la 62% în stratul în care s-a efectuat injectarea, respectiv de până la 47% în stratul superior în care injectarea s-a extins.

În urma alegerii valorilor presiunii pe bază și a rezistenței pe suprafața laterală a piloților extrase din normativul NP 123:2010 [30] și prezentate anterior, se calculează valorile caracteristice ale rezistenței pe suprafața laterală, a rezistenței pe bază și a capacității portante ultime la compresiune a pilotului LT9 (Tabelul 14).

Tabelul 14. Rezistența caracteristică pe suprafața laterală ($R_{s,k}$), pe bază ($R_{b,k}$) și totală la compresiune ($R_{c,k}$) pentru pilotul LT9

Pilot	$R_{s,k}$ [kN]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
LT9	4.840	17.090	21.930

Având în vedere cele constatate în cadrul încercării LT9 pentru piloți cu baza lărgită având aria bazei peste 4 m², pentru a evita în analiza încercării instrumentate efecte secundare care țin fie de curgerea lentă a betonului, fie de consolidarea terenului de fundare sau curgerea lentă a acestuia trebuie limitat timpul de așteptare pentru stabilizarea pe treaptă la maxim 6 ore și stabilirea a unui criteriu de stabilizare de 0,5 mm/20 minute care să fie valabil pentru un număr dublu al treptelor de încărcare, minim 16 trepte.

6. Concluzii. Contribuții personale. Perspective privind cercetarea ulterioară

În capitolele introductive am realizat o sinteză și au fost prezentate atât aparatura utilizată în general în cadrul încărcărilor de probă pe piloți cât și specificațiile pe care trebuie să le îndeplinească conform scopului descris în cercetare, și anume încercări pe piloți instrumentați.

De asemenea, conform sintezei documentației de specialitate au fost prezentate principalele procese deformative ale betonului și efecte ale acestora care pot influența analiza încărcărilor pe piloți, acesta fiind și primul obiectiv specific propus la începutul cercetării.

Am prezentat conform literaturii de specialitate procedura de determinare, în timpul efectuării încercării la compresiune axială pe piloți instrumentați, a modulului de deformare liniar al betonului care este variabil cu starea de deformării specifice din pilot.

Am contribuit la procedura de determinare prin realizarea unor remarci și observații importante cu care m-am întâlnit în cadrul încercărilor pe piloți instrumentați descriși în prezenta cercetare și fără de care rezultatele analizei ar fi puternic viciate.

Pentru încercări de probă pe piloți instrumentați trebuie realizată o pregătire atentă a încercării și o colectare în timp real a datelor înregistrate, iar în baza acestora personalul specializat care conduce încercarea poate lua decizii, chiar în timpul încercării, cu privire la pașii sau valoarea încărcării pentru aplicarea acesteia. Ulterior efectuării încercării în teren, trebuie efectuată o analiză detaliată a datelor înregistrate în timpul încercării pentru a putea realiza interpretarea datelor și transformarea din deformări specifice în eforturi unitare. Lucrarea

subliniază de asemenea importanța detalierii procedurilor de încercare a piloților de probă instrumentați în vederea obținerii de rezultate pertinente din cadrul poligoanelor de încercări. Timpul de așteptare până la stabilizare pe fiecare treaptă de încărcare s-a dovedit a fi foarte important datorită influențelor generate de curgerea lentă a betonului, mai ales pentru piloții cu un beton de vârstă fragedă. Așadar, dacă diferența de timp pe fiecare treaptă de încărcare este mai mare de 3 ore trebuie cuantificat aportul curgerii lente în valorile deformațiilor specifice măsurate în cadrul încercării instrumentate.

Efectuând încărcarea de probă până la atingerea capacității portante și combinând încercările la scară naturală cu analize bazate pe principii de bază ale mecanicii pământurilor se poate determina comportarea pilotului și mecanismul de transfer al încărcărilor la teren pentru definirea acurată a rezistențelor unitare ale piloților instrumentați solicitați axial.

În cadrul încercărilor de probă pe piloți se măsoară deformații și deplasări ale corpului pilotului care sunt transformate în eforturi prin intermediul modulului de elasticitate al betonului variabil în timpul încercării în funcție de starea de eforturi din secțiunea acestuia, conform metodelor indicate în prezenta cercetare. Transformarea deformațiilor măsurate în eforturi este extrem de importantă și practic dictează rezultatul final al încercărilor instrumentate pe piloți (curbele de mobilizare a frecării laterale și a presiunii pe baza piloților instrumentați).

De asemenea, această analiză a încercărilor instrumentate pe piloți pune în evidență cele două componente ale capacității portante ale piloților, și anume presiunea pe bază și frecarea laterală pe toată lungimea pilotului și permite transferul rezultatelor încercării de probă către alți piloți de fundare realizați în condiții tehnologice și geotehnice similare.

În lucrare am efectuat comparații ale valorilor măsurate cu valorile rezultate din calcule de capacitate portantă, în acest fel răspunzând și la următoarele obiective specifice propuse la începutul cercetării.

Am grupat în patru categorii generale cele nouă încercări pe piloți instrumentați, după cum urmează: piloți încastrați într-un strat de rocă, pilot FDP cu baza într-un strat argilos, pilot CFA cu baza într-un strat necoeziv, pilot cu baza

lărgită. Am detaliat modul de interpretare al datelor provenite din instrumentarea utilizată, astfel am răspuns la un alt obiectiv specific al cercetării.

În urma analizei globale a încercărilor efectuate și a comparării cu rezultatele obținute cu valori uzuale din literatura de specialitate am realizat propuneri pentru perfecționarea calculului capacității portante a piloților de fundare.

În cazul piloților purtători pe vârf încastrați în rocă propun adoptarea unei noi proceduri de calcul a capacității portante și propun valori ale rezistenței unitare pe suprafața laterală și pe baza piloților pentru lungimea de încastrare într-un strat de rocă semi-stâncoasă cu rezistența la compresiune $R_c > 20$ MPa.

În plus, am constatat că deformațiile proprii ale corpului pilotului purtător pe vârf pot fi extrem de semnificative astfel încât mobilizează frecarea laterală pe straturile de deasupra încastrării în rocă. În baza măsurătorilor efectuate pe șase piloți instrumentați încercați a fost emisă o condiție pentru a putea utiliza frecarea laterală atât în straturile pământoase, cât și în straturile de rocă în care se încastrează pilotul.

În cadrul cercetării am identificat o problemă a tehnologiei de execuție a piloților încastrați în rocă și am introdus o metodă practică pentru asigurarea contactului dintre stratul de rocă și pilotul din beton armat, prin introducerea unei suspensii de ciment în baza piloților încastrați în rocă și amestecarea cu materialul rezidual rămas pe baza forajului. De asemenea, se pot utiliza și alte metode, cum ar fi injectarea bazei piloților.

Am pus în evidență efectele îmbunătățirii rezistenței unitare pe suprafața laterală, în cazul injectării pe suprafața laterală cu cel puțin 50%, cât și în cazul utilizării tehnologiei FDP.

În cazul piloților cu baza lărgită, având în vedere suprafața extinsă ce se mobilizează am propus un nou criteriu de stabilizare a treptelor de încărcare, concomitent cu utilizarea unui număr sporit de trepte de minim 16 trepte de încărcare.

Analizând obiectivul general și obiectivele specifice propuse se constată că prezenta cercetare conduce la perfecționarea calculului de capacitate portantă a piloților de fundare.

Contribuții personale

Având în vedere complexitatea problemelor ridicate de domeniul cercetat au fost tratate pe parcursul lucrării numeroase probleme dintre care cele mai semnificative contribuții personale la perfecționarea calculului de capacitate portantă a piloților se referă în esență la următoarele:

- ✓ Selecționarea dispozitivelor și specificațiilor pentru încercări instrumentate;
- ✓ Detalierea factorilor și a modului de comportare a betonului în timpul încercărilor;
- ✓ Sintetizarea procedurilor de încercare a piloților și a pașilor de urmat cu sublinierea detaliilor extrem de importante;
- ✓ Prezentarea modului de trecere de la deformații specifice la eforturi, inclusiv remarcile personale asupra metodologiilor propuse;
- ✓ Pregătirea și efectuarea a nouă încercări pe piloți instrumentați;
- ✓ Propunerea pentru schimbarea procedurii de calcul a capacității portante a piloților purtători pe vârf, încastrați în rocă semi-stâncoasă și a valorilor aferente frecării laterale și presiunii pe bază în straturile de rocă semi-stâncoasă proprie a unei mari părți din amplasamentele situate pe teritoriul României;
- ✓ Identificarea valorilor semnificative a deformațiilor proprii a piloților purtători pe vârf și propunerea unei condiții pentru luarea în considerare și a frecării laterale;
- ✓ Compararea rezultatelor obținute cu valori din literatura de specialitate și reglementări naționale;
- ✓ Identificarea în cadrul cercetării a necesității adoptării unor măsuri suplimentare la realizarea piloților în vederea asigurării contactului beton-rocă și propuneri care au fost utilizate în cadrul cercetării;
- ✓ Identificarea efectelor îmbunătățirii rezistenței unitare pe suprafața laterală în cazul injectării piloților și în cazul utilizării tehnologiei FDP;
- ✓ Propunerea unei proceduri perfecționate de încercare a piloților cu baza lărgită.

Făcând parte din cadrul prezentei cercetări, pe tema prezentei teze de doctorat am publicat șase articole la unele dintre cele mai importante conferințe naționale și internaționale, dar și simpozioane naționale. Menționez aici Conferința Națională de Geotehnică și Fundații unde am prezentat metode perfecționate de calcul și interpretare a încercărilor instrumentate [34], a XXV-a Conferință națională a A.I.C.P.S [37], a 15 ediție a Conferinței Dunărene ce a avut loc la Viena unde am publicat analiza încercărilor instrumentați încastrați în rocă semi-stâncoasă [33], respectiv European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering care a avut loc la Edinburgh, în cadrul căreia am prezentat rezultatele încercării instrumentate pe un pilot de adâncime cu baza lărgită [35], iar lista completă de articole publicate poate fi regăsită în cadrul capitolului 7. Bibliografie.

Perspective privind cercetarea ulterioară

Având în vedere cadrul conturat de prezenta cercetare prin care detaliez specificațiile aparaturii necesare, metodele de încercare și analiză a acestora se pot evidenția următoarele perspective privind cercetarea ulterioară într-un cadru extins de cercetare la nivel național:

- Stabilirea valorilor rezistențelor unitare a piloților încastrați și în alte tipuri de rocă prezente pe teritoriul României;
- Cercetarea de noi metode de asigurare a contactului intim dintre betonul pilotului și roca în care se încastrează;
- Determinarea valorilor rezistențelor unitare de calcul a piloților realizați prin tehnologia FDP în vederea includerii acestora în normativele naționale;
- Determinarea și/sau confirmarea valorilor tabelare din prescripțiile actuale pentru piloți flotați;
- Compararea rezultatelor in situ cu valorile de calcul a capacității portante rezultată din calcule bazate pe încercări de tip CPT;
- Revizuirea coeficienților parțiali de siguranță și a coeficienților de model pentru calculul capacității portante a piloților de fundare în funcție de tehnologia de execuție și tipul acestora.

7. Bibliografie

- [1] ACI Committee 209 (1992). Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures, ACI Manual of Concrete Practice;
- [2] Acker, P. and Ulm, F. (2001). Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements, Nuclear Engineering and Design 203: 143-158;
- [3] Arnold Verruijt, Soil Mechanics, Delft University of Technology, 2001
- [4] ASTM C469:2014 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
- [5] ASTM D1143M – 07(2013) Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load;
- [6] ASTM D5731 – Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications
- [7] Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974), Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics 6, 189–236
- [8] Benz T. (2007), Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences
- [9] Bicocchi N. (2011). Structural and geotechnical interpretation of strain gauge data from laterally loaded reinforced concrete piles
- [10] Bowles, J. E. (1996), Foundation Analysis and Design, Ediția a 5-a., McGraw-Hill Book Company, New York
- [11] Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D (2006), Plaxis, Finite element code for soil and rock analyses, user's manual
- [12] Brinkgreve, R.B.J., (2013), Material models, Plaxis 3D user's manual
- [13] Caracostea A., ș.a., Manual pentru calculul construcțiilor, Ed. Tehnică, București, 1977
- [14] Duncan, J.M., Chang, C.-Y. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, pp 1629–1653
- [15] Dunnicliff, J. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, John Wiley & Sons, New York, 577 p
- [16] Düzceer R. et al. (2009), Load Testing and Bearing Capacity of Bored Piles in Limestone, Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

- [17] [EA Pfähle] Recommendations on Piling (2013), Deutsche Gesellschaft fur Geotechnik German Geotechnical Society - Ernst & Sohn
- [18] England M. (2009), Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests, Deep Foundations on Bored and Auger Piles
- [19] Fellenius B.H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. The American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Engineering Division, 1989 Foundation Congress, F. H. Kulhawy Editor, Vol. I, pp. 500-510
- [20] Fellenius B.H. (2014). Basics of foundation design. Electronic edition
- [21] Handbook on Pile Load Testing. Federation of Piling Specialists, London, UK, 2006
- [22] ISO 1920-4:2020 Testing of concrete — Part 4: Strength of hardened concrete
- [23] ISO 1920-10:2010 Testing of concrete — Part 10: Determination of static modulus of elasticity in compression
- [24] ISO 22477-1:2018, Testing of piles axial compression load testing
- [25] Janbu, N., (1961), Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp 19-25
- [26] Kondner, R. L., (1963), Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 89 (SM1), pp 115-143.
- [27] Marcu A., Saidel T., **Răileanu I.**, (2016) Controlul stabilității la subpresiune și al deformațiilor galeriilor de metrou situate sub baza unei excavații adânci, Lucrările celei de a XIII-a Conferințe Naționale de Geotehnică și Fundații, 2016, p. 287-293
- [28] Neville, A. M. (1995). Properties of Concrete (4th edition), Longman Group Limited, Essex
- [29] NP 045:2000. Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații
- [30] NP 123:2010. Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații
- [31] Osterberg, J.O. (1984), "A New Simplified Method for Load Testing Drilled Shafts", FOUNDATION DRILLING, Vol. XXIII, No. 6 (July/August, 1984), ADSC, p.9

- [32] Osterberg, J.O. (1989), „New Device for Load Testing Driven Piles and Drilled Shafts Separates Friction and End Bearing”, Proceedings: International Conference on Piling and Deep Foundations, London, A.A. Balkema, p. 421
- [33] **Răileanu I.**, Drăghici S., Saidel T. (2014). Analysis of instrumented load tests of bored piles embedded in fissured rock overlaid by loess. Proceedings of the 15th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Vienna
- [34] **Răileanu I.**, Saidel T., Drăghici S., Marcu A. (2012). Metode perfecționate de calcul și de interpretare a încercărilor complexe pe elemente de fundare de adâncime, Lucrările celei de a XII-a Conferințe Naționale de Geotehnică și Fundații, vol. I, p. 607-624
- [35] **Răileanu I.**, Saidel T., Drăghici S., Marcu A. (2015). Behaviour of large diameter bored piles with enlarged base: the results of a large scale instrumented load test, Proceeding of European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, 2015
- [36] **Răileanu I.**, Aspecte referitoare la evoluția codurilor naționale de proiectare a piloților de fundare. Observații asupra execuției, (2017), Simpozion Proiectarea geotehnică conform Eurocod 7 în România, SRGF, București, publicat în Revista Română de Geotehnică și Fundații – Nr. 2/ 2017 p. 28-35
- [37] Saidel T., **Răileanu I.**, Drăghici S., Butulescu G., Modruj A., Stanciu T., Poenaru A., Arion D., Marcu A., (2015), Proiectarea și monitorizarea sistemului de fundare și a incintei adânci pentru clădirea înaltă “Bucharest One”, realizată în imediata vecinătate a galeriilor de metrou, AICPS Review nr. 1-2/2015, București, p. 40-58
- [38] Recommendations for Static and Dynamic Pile Test (1998), DGGT – German Society for Geotechniques Deutsche Gesellschaft fur Geotechnik
- [39] Robertson P.K., Campanella R.G., Interpretation of Cone Penetration Test Part I (Sand) and Part II (Clay), Canadian Geotechnic Journal Vol. 20, no. 4, 1983
- [40] Schanz. T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., (1999), The hardening soil model: Formulation and verification, beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS, pp 1-15
- [41] Smith, I.M., Griffith, D.V. (1982). Programming the Finite Element Method. John Wiley & Sons, Chisester, U.K, second edition
- [42] Smoltczyk U. (2002), Geotechnical Engineering Handbook, Ernst und Sohn, Berlin

- [43] Soos P. von (2001), Properties of soils and rocks and their laboratory determination. în Smoltczyk, U. (Editor), Geotechnical Engineering Handbook, vol 1, Ernst und Sohn, Berlin, pp 116-206.
- [44] SR EN 1926:2007 – Metode de încercare a pietrei naturale. Determinarea rezistenței la compresiune uniaxială
- [45] SR EN 1992-1-1:2004 – Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton Partea 1-1: reguli generale și reguli pentru clădiri
- [46] SR EN 1997-1:2004 – Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale
- [47] SR EN 1997-2:2007 – Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului
- [48] SR EN 12390-13:2014 Încercare pe beton întărit. Partea 13: Determinarea modulului secant de elasticitate în compresiune
- [49] STAS 5585:1971 Încercări pe betoane. Determinarea modulului de elasticitate static la compresiune al betonului
- [50] Timoshenko, S., Goodier, J.N.m (1951), Theory of Elasticity, Ediția a2-a, McGraw-Hill, New York
- [51] Tomlinson, M.J., (1986), Foundation design and construction, Ediția a 5-a, Longman Scientific & Technical, Singapore

Doctorand,

Dipl.-ing. Ion RĂILEANU, M.Sc.