

**MINISTERUL EDUCAȚIEI NAȚIONALE
UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII
BUCUREȘTI
ȘCOALA DOCTORALĂ**

RAPORT NR. 3

**MONITORIZAREA UNOR STRUCTURI GEOTEHNICE
VALIDAREA MODELELOR NUMERICE DE CALCUL**

Student doctorand
ing. Alexandru Poenaru

Iulie, 2019

CUPRINS

SIMBOLURI	3
I INTRODUCERE.....	6
II MONITORIZAREA STRUCTURILOR GEOTEHNICE.....	10
III METODE NUMERICE ÎN INGINERIA GEOTEHNICĂ	15
IV STUDIU DE CAZ – STRUCTURĂ 3S+P+10E+ETH	32
V CONCLUZII ȘI PERSPECTIVE	44
VI BIBLIOGRAFIE	49

Simboluri

În prezentul document sunt utilizate următoarele simboluri:

A. Litere latine

c – coeziunea

c' – coeziunea efectivă

c_u – coeziunea nedrenată

C_u – rezistența la forfecare nedrenată (obținută din încercarea DMT)

C_v – coeficient de consolidare

c_a – coeficient de compresiune secundară

D_n - dimensiunea particulei astfel încât $n\%$ din masa particulelor este inferioară acelei dimensiuni D , de exemplu D_{10} , D_{15} , D_{30} , D_{60} , D_{85} .

E – modulul de elasticitate Young

E' – modulul de elasticitate Young drenat

E_{oed} – modul edometric

E_u – modulul de elasticitate Young nedrenat

E_0 – modulul de elasticitate Young inițial

E_{50} – modulul de elasticitate Young corespunzător la 50% din maximul efortului de forfecare

f_s – frecarea locală pe mantaua de fricțiune a unui con CPT

I_c – indice de consistență

I_D – grad (indice) de îndesare

I_{DMT} – indice al materialului pe baza încercării cu dilatometrul plat

I_p – indice de plasticitate

M_{DMT} – modul de elasticitate dilatometric

N_k – factor al conului la încercarea de penetrare statică cu con CPT

n – număr, de exemplu număr de încercări sau numere oarecare

q_c – rezistența la penetrare cu con

q_t – rezistența la penetrare cu con corectată pentru efectele presiunii apei din pori

w – umiditatea naturală

V_s – viteza undelor s

V_p – viteza undelor p

u – presiunea apei din pori

B. Litere grecești

γ – greutatea volumică

γ' – greutatea volumică submersată

$\sigma(z)$ – efortul normal asupra unei lucrări de susținere la adâncimea z

σ_{v0} – efortul vertical total

φ – unghi de frecare internă

φ' – unghi de frecare internă în termeni de eforturi efective

ζ_f – rezistența la forfecare la același efort normal

C. Abrevieri și prescurtări

CAI – Complexul argilelor intermediare

CPT – încercarea de penetrare statică cu con

CPT_U – încercarea de penetrare statică cu con cu măsurarea presiunii apei din pori

CU_n – încercare de forfecare directă consolidată-nedrenată în condiții nesaturate

CU_i – încercare de forfecare directă consolidată-nedrenată în condiții inundate

CD – încercare de forfecare directă consolidată-drenată

DMT – încercarea cu dilatometrul plat Marchetti

DPL – încercarea de penetrare dinamică de tip ușor

DPM – încercarea de penetrare dinamică de tip mediu

DPH – încercarea de penetrare dinamică de tip greu

ED_n – încercare de compresibilitate în edometru în condiții nesaturate

ED_i – încercare de compresibilitate în edometru în condiții saturate

ED_{i300} – încercare de compresibilitate în edometru în condiții nesaturate cu inundarea probei la presiunea de 300 kPa

LB – Lutul de București

NPC – Nisipurile și pietrișurile de Colentina

MCPT – penetrare statică cu con mecanică

SPT – încercarea de penetrare standard

UU – încercare de forfecare directă neconsolidată-nedrenată

D. Pentru calcule au fost utilizate următoarele unități de măsură și sub/multipli lor

- forță	kN	- efort, presiune, rezistență, rigiditate	kPa
- moment	kNm	- coeficient de permeabilitate	m/s
- densitate (masă volumică)	kg/m ³	- coeficient de consolidare	m ² /s
- greutate volumică	kN/m ³		

Nota – Simbolurile folosite în prezentul document sunt similare cu cele definite în standardul SR EN 1990:2004 și sunt conforme cu standardul ISO 3898:2013.

I INTRODUCERE

Raport de cercetare, denumit „Monitorizarea unor structuri geotehnice. Validarea modelelor numerice de calcul”, parte proiectului de cercetare științifică „Corelații între încercările geotehnice de teren și parametri geotehnici ai pământurilor. Validare prin urmărirea comportării în timp a construcțiilor.”, constă în prezentarea principiilor monitorizării geotehnice, a modelării interacțiunii terenului cu structura și a unui studiu de caz. În studiul de caz, au fost utilizați ca date de intrare parametri geotehnici obținuți conform corelațiilor obținute și prezentate în Raportul 2 de cercetare. După crearea modelului geotehnic de calcul, acesta a fost calibrat, printr-o analiză iterativă, de tip back-calculation, utilizând datele obținute din monitorizarea geotehnică în timp a unei structuri.

Prezentul capitol are drept scop prezentarea succintă a întregului raport de cercetare. Se vor trece în revistă punctele cheie prezentate în fiecare capitol, precum și motivele care au stat la baza necesității întocmirii prezentului raportul. Ca parte a acestui capitol introductiv este sintetizată stratificația tipică a zonei București, cu prezentarea macro-caracteristicilor geotehnice ale fiecărui strat. Stratele investigate sunt „Lutul de București”, „Nisipurile și pietrișurile de Colentina” și „Complexul argilelor intermediare”.

În prezent metodele de investigare geotehnică in situ cunosc un trend ascendent, exponențial am putea spune, al utilizării lor în special pe plan național. În mod practic se poate observa o aliniere a metodologiilor de investigare geotehnică din România cu metodologiile prezente în occident. Trebuie menționat faptul că, în trecut în România, exista o afinitate pentru încercările de laborator geotehnic, în comparație cu situația de pe plan internațional în care încercările de laborator erau corelate cu investigațiile in-situ. La nivel internațional încercările in situ cunosc o dezvoltare crescândă, asociată cu elaborare de norme tehnice care se bazează direct pe rezultatele acestora.

Întrucât în România normativele tehnice de proiectare se bazează pe valori ale parametrilor geotehnici, utilizarea încercărilor de teren necesită existența unor corelații între valorile măsurate pe teren și parametri geotehnici uzuali. În literatura internațională de specialitate există numeroase astfel de corelații, care au fost elaborate și dezvoltate în Uniunea Europeană, Statele Unite și Japonia. Corelațiile existente trebuie validate sau adaptate la tipurile de pământuri specifice teritoriului țării noastre. Deși există în mod practic și corelații determinate în trecut în România, numărul acestora este restrâns. Existența restrânsă a acestora duce la utilizarea sub potențial, a încercărilor de teren și la un exces de prudență în stabilirea valorilor de caracteristici și de calcul ale parametrilor geotehnici.

În cadrul prezentului raport de cercetare se vor prezenta investigații geotehnice de teren și laborator, crearea modelului geotehnic utilizând parametri determinați anterior utilizând metode numerice (MEF), monitorizarea geotehnică din timpul execuției și exploatării și analize prin calcul invers (*back – calculation*) pentru validarea modelului de calcul. Pe baza rezultatelor obținute se vor putea trage concluzii utile asupra validității corelațiilor utilizate în raportul de cercetare nr. 2 și, eventual, corelațiile vor fi corectate.

Ultimul capitol este dedicat concluziilor și perspectivelor prezentului raport de cercetare.

I.1 Descrierea geotehnică a terenului din București

Amplasamentele cercetate în scopul întocmirii prezentului raport de cercetare, sunt situate în Municipiului București sau în imediata vecinătate a acestuia. Din punct de vedere

geomorfologic (Figura I.1) amplasamentele se încadrează în Câmpia Bucureștiului, situată în subunitatea geomorfologică denumită Câmpul Colentinei, parte a unității Câmpia Vlăsiei din marea unitate a Câmpiei Române. Spre nord-vest, Câmpia Vlăsiei are o altitudine de 75 - 80 m, iar spre sud-est altitudinea descrește până la cca. 50 m.

Această unitate s-a format morfo-genetic pe cuverturi fluvio-lacustre, aluvio-pluviale de vârstă plioceno-cuaternare, acoperite în cea mai mare parte de depozite argiloase, nisipoase și roci aluviale (pietrișuri). Rețeaua hidrografică din zona care delimitează Câmpia Vlăsiei o constituie râurile Colentina și Argeș la Nord și la Vest și Mostiștea la Est, având cursuri pe direcția nordvest - sudest, cu albiile acoperite parțial cu mlaștini, parțial transformate în lacuri. Câmpia Bucureștiului are altitudini cuprinse între 100 - 115 m în partea nord-vestică și 50 - 60 m în cea sud-estică, în lunca Dâmboviței.



Figura I.1 - Morfologia amplasamentului analizat

Din punct de vedere **geologic**, amplasamentele sunt amplasate în nordul Platformei Moesice, cunoscută sub numele de Platforma Valahă. Depozitele geologice studiate sunt de vârstă cuaternară (Pleistocen - q_p , Holocen - q_h). Acestea acoperă întreaga regiune, au grosimi de circa 300 - 350 m și sunt alcătuite de sus în jos din formațiunile geologice descrise în continuare.

În suprafață sunt umpluturi vechi și noi și aluviuni recente (Holocen - q_h), din terasele joase din lunca râului Dâmbovița (2 - 10 m grosime).

Stratul vegetal a fost în mare parte înlocuit/acoperit ca urmare a dezvoltării orașului. Umpluturile sunt rezultatul urbanizării intensive a zonei din ultimele sute de ani. O parte semnificativă a acestora au fost depozitate în urma distrugerilor provocate de cel de-al doilea război mondial, industrializarea și noua sistematizare a orașului din perioada comunistă și cutremurul din 1977. Umpluturile pot ajunge local la grosimi de peste 12-15 m.

Primul strat natural este denumit „Complexul argilos nisipos superior” sau „Luturile de București” și este format din depozite prăfoase-argiloase în care se întrepătrund lentile de nisipuri argiloase. În zona centrală a municipiului acest strat a suferit modificări asupra grosimii din cauza lucrărilor de sistematizare din ultimul secol. Local, în zona fostelor exploatări de lut, acest complex a dispărut în totalitate. Complexul argilos nisipos superior este un strat nesaturat pe aproape toată grosimea.

Complexul nisipos superior sau „Nisipurile și pietrișurile de Colentina” reprezintă al doilea strat major, interceptat în zona Municipiului. Complexul este compus din nisipuri și pietrișuri mici (de vârstă Pleistocen superior – qp_3). Influența antropică asupra acestui strat rămâne semnificativă, datorită numeroaselor lucrări de sistematizare și de exploatare a acviferului.

Complexul intermediar lacustru cunoscut și sub denumirea de „Complexul argilelor intermediare” este constituit în general din argile sau argile prăfoase cenușii cu zone lentiliforme nisipoase.

Complexul nisipos intermediar sau „Nisipurile de Mostiștea” are în compunere nisipuri medii și fine, cu îndesare medie spre îndesat, uneori cu intercalații argiloase sau prăfoase (de vârstă Pleistocen superior – qp_3). Acestea sunt alcătuite din nisipuri și nisipuri fine și se găsesc la adâncimi cuprinse între 20 și 50 m.

Următorul strat major este reprezentat de „Stratele de Coconi” sau complexul lacustru inferior. Acesta este format din argile și nisipuri fine (straturile de Coconi).

Straturile de Frătești sunt formate din nisipuri și pietrișuri cu orizonturi argiloase. Acest strat reprezintă cea mai veche formațiune de vârstă cuaternară din zonă (Pleistocen inferior – qp_1). Adâncimea medie de interceptare este relativ (aproximativ 100 – 180 m).

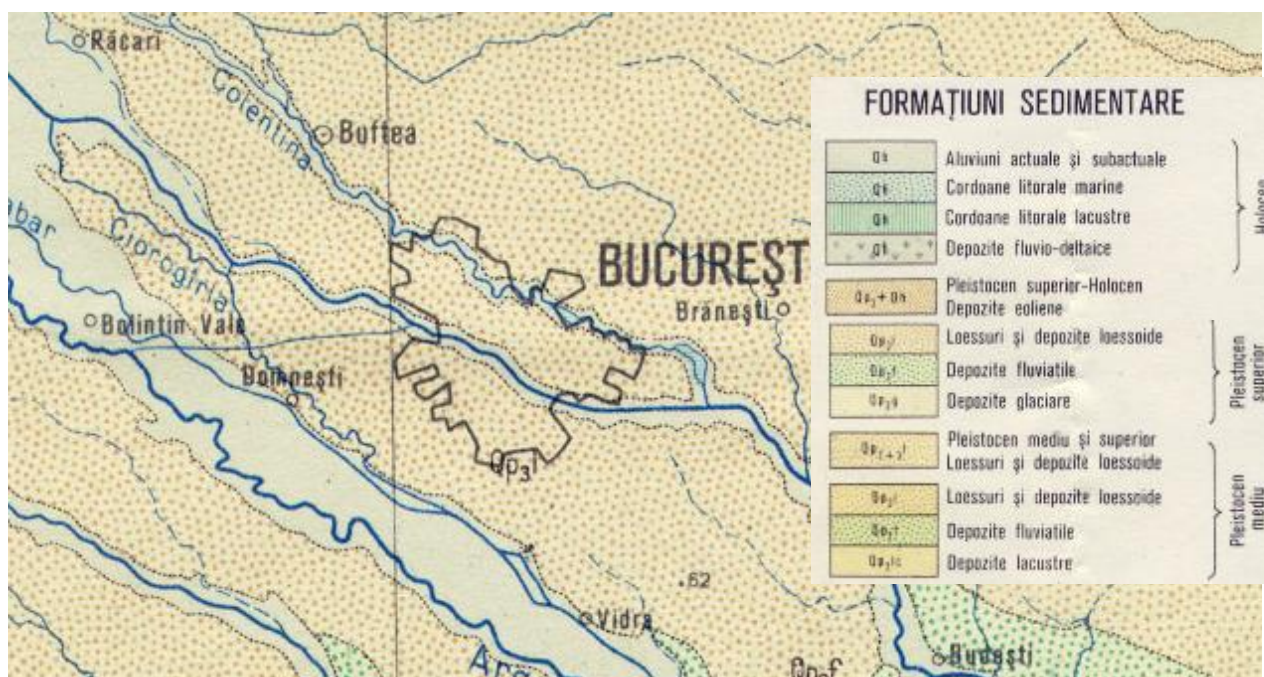


Figura I.2 - Geologia amplasamentului investigat

Numeroase foraje cu adâncimi de 200 – 300 m realizate în București au indicat că formațiunile din această zonă sunt constituite din aluviuni diverse cu variații foarte mari de

granulozitate, de la pietrișuri până la argile, stratificația lor prezentându-se lenticular sau încrucișat.

Din punct de vedere **hidrogeologic**, în zona municipiului București sunt cunoscute trei sisteme acvifere care se dezvoltă la nivelul depozitelor cuaternare.

Cel mai adânc sistem acvifer este cunoscut sub numele de „stratele de Frătești” și este alcătuit din trei orizonturi nisipoase (orizonturile A, B și C) separate de orizonturi argiloase. În zona municipiului București, stratele de Frătești se găsesc la adâncimi cuprinse între 80 m (în partea de sud a orașului) și 260 m (în partea de nord a orașului).

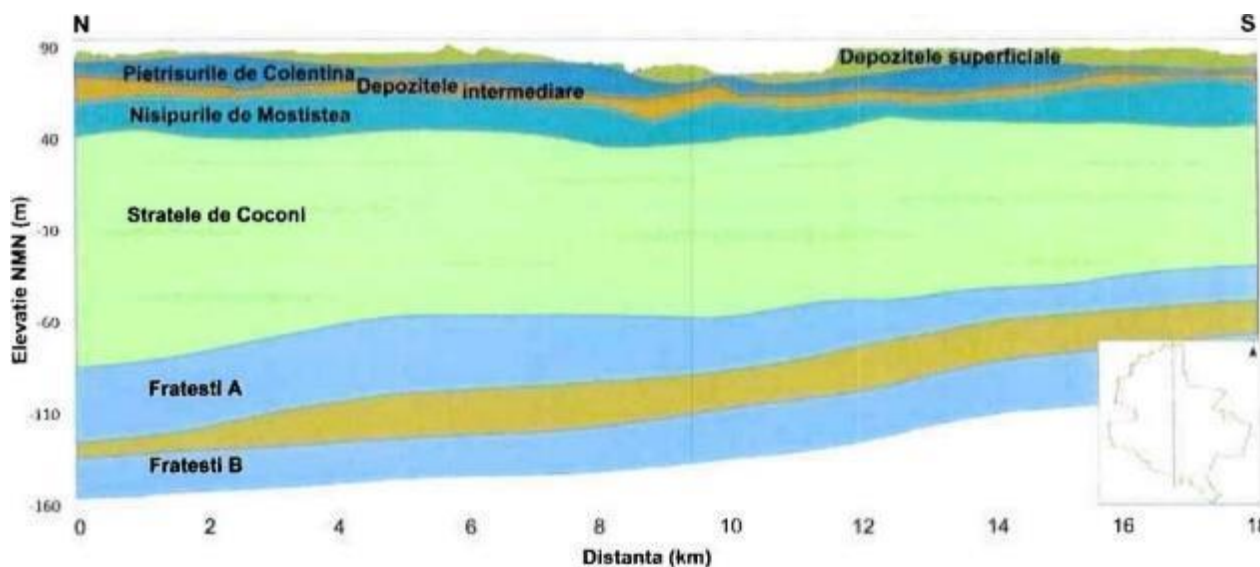


Figura I.3 - Secțiune geologică orientată N-S a zonei București

Cel de-al doilea sistem acvifer este cunoscut sub numele preluat de la „Nisipurile de Mostiștea”. Curgerea apei subterane în acest strat se realizează sub presiune.

Al treilea strat acvifer important denumit „pietrișurile de Colentina”. Curgerea apei în acest acvifer se realizează predominant cu nivel liber și prezintă o interacțiune directă cu infrastructura urbană a municipiului București. Regimul de variație al nivelurilor acestui acvifer este dependent de modul de funcționare al sistemului de drenaj al tunelului metroului, de pierderile de apă din sistemul de canalizare, lucrările de epuizmente, de alimentarea din acviferele adiacente precum și de regimul precipitațiilor.

Apa subterană din zona municipiului București are o dinamică activă și o direcție generală de curgere de la nordvest spre sud-est, ca și rețeaua hidrografică.

II MONITORIZAREA STRUCTURILOR GEOTEHNICE

„Utilizările justificate ale instrumentării sunt atât de multe, iar întrebările la care instrumentele și observațiile asupra lor pot răspunde, sunt atât de vitale, încât nu ar trebui să riscăm discreditarea valorii acestora prin utilizarea lor în mod neadecvat sau inutil” - Ralph Peck (1984)

Instrumentele geotehnice se referă la instrumentele utilizate pentru monitorizarea proiectelor geotehnice sau a lucrărilor care necesită o astfel de monitorizare. Instrumentele și monitorizarea geotehnică sunt esențiale pentru finalizarea cu succes a proiectelor geotehnice. Lucrările de monitorizarea geotehnică variază în funcție de gradul de dificultate al lucrării. Acestea presupune doar o monitorizare de tasare pentru lucrările simple, până la o gamă largă de instrumente de monitorizare atunci când vorbim despre proiecte complexe, cum ar fi tunelurile, alunecările și excavațiile adânci în zone urbane.

Instrumentarea structurilor geotehnice este necesară pentru evaluarea deplasărilor și deformațiilor unor structuri în condiții reale de teren, precum și în evaluarea performanței noilor materiale, metode și modele utilizate în proiectarea și construcția structurilor geotehnice. Instrumentele care monitorizează deformația și deplasările terenului sunt utilizate în principal pentru studiile de stabilitate a pantei, a structurilor de sprijin, a comportării terenului în timpul construirii precum și după finalizarea acesteia.

În excavațiile adânci din zonele urbane, în aproape toate proiectele se utilizează inclinometre și monitorizare topografică. Trebuie de asemenea notat, că monitorizarea nivelului apei subterane se poate dovedi deosebit de importantă. În cadrul anumitor proiecte, monitorizarea microdeformațiilor este importantă pentru a deduce momentele și forțe axiale din elementul structural. Extensometrele cu un punct fix sunt uneori folosite pentru monitorizarea evoluției tasărilor de sub fundația unei structuri. Metodele prin care este realizată monitorizarea geotehnică nu depind de locația și zonarea terenului ci mai degrabă de tipul lucrări.

II.1 Măsurători inclinometrice

Măsurătorile sunt efectuate dispozitive de tip inclinometru. Înregistrările se realizează prin coborârea echipamentului până în baza coloanelor inclinometrice instalate, înainte de turnarea elementului structural. Măsurătorile inclinometrice presupun măsurarea deplasărilor pe intervale succesive ce pot varia între 0,25 - 1 m. La fiecare poziție se înregistrează adâncimea și înclinarea față de verticală.

Conform fișei tehnice a producătorilor uzuali de echipamente inclinometrice, efectuarea măsurătorilor se realizează cu o precizie de cca. $\pm 0,5 - 1$ mm/ 10 m adâncime. Înclinarea sondei inclinometrice este determinată digital cu ajutorul tehnologiei MEMS, echipamentul permițând măsurarea înclinării pe 2 direcții ortogonale. Astfel, sunt obținute valori ale înclinării în planul determinat de roțile sondei ce rulează pe canelura tubulaturii - axa „A” cât și în plan perpendicular pe acesta - axa „B”.

Componentele tipice ale sistemului de măsurare a inclinometriei sunt, coloana inclinometrică, sonda inclinometrică, cablu inclinometrului și datalogger-ul.

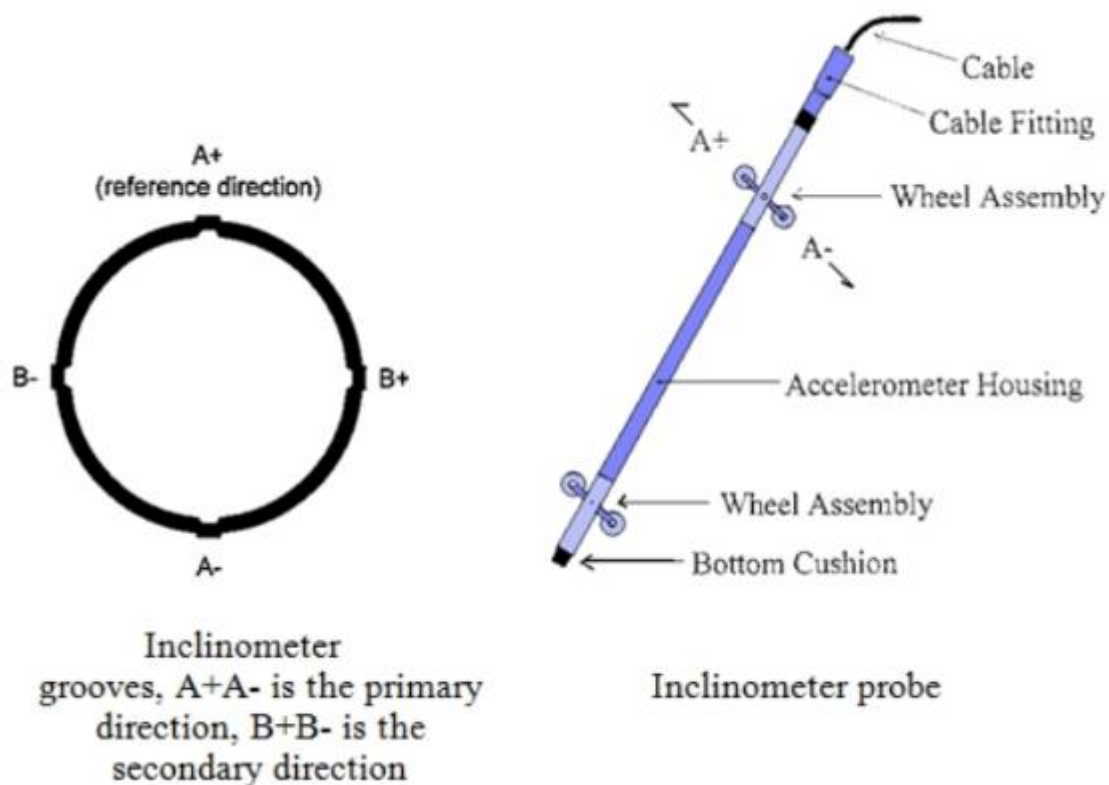


Figura II.1 – Schiță de principiu. Funcționare echipament inclinometru

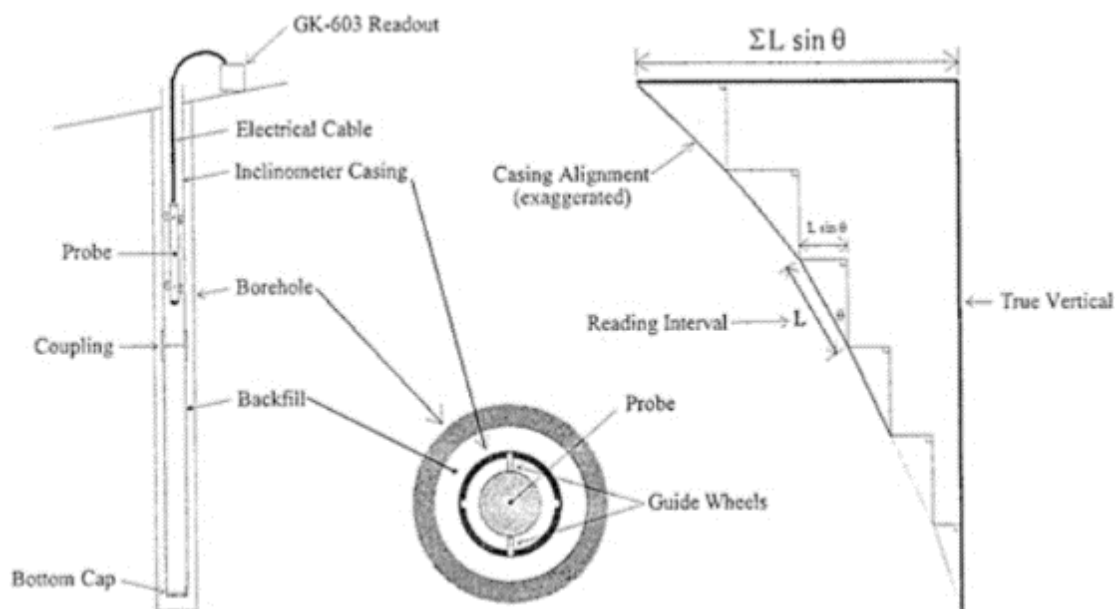


Figura II.2 – Schiță de principiu. Instalare echipament inclinometru

După instalarea tubulaturilor inclinometrice în elementul structural sau în masivul de pământ, se vor realiza primele măsurători, care sunt denumite generic citirea „0” sau citirea

de referință. Ipoteza care stă la baza determinării înclinării structurilor folosind inclinometru, consideră baza tubulaturii inclinometrice ca fiind fixa, ipoteza care trebuie verificată la fiecare ciclu de măsurători inclinometrice.

II.2 Monitorizarea nivelului apei subterane

În situația în care nivelul apei subterane interacționează cu viitoarea structură, acesta trebuie monitorizat. Nivelul apei subterane este măsurat în coloane speciale, care pot fi instalate, atât în interiorul incintei cât și în exteriorul acestora. Variația necontrolată a nivelului apei subterane poate avea consecințe negative, care pot conduce chiar la atingerea stărilor limite ultime, urmate de colaps.



Figura II.3 – Echipament de monitorizare a nivelului apei subterane

Cunoscând cota superioara a tubului piezometric se poate determina nivelul apei subterane pe amplasament raportat la cota $\pm 0,00$. Echipamentele pentru monitorizarea nivelului apei subterane asigură, de obicei, o precizie de măsurare de cca. ± 1 mm. Adâncimile de instalare a piezometrelor din exteriorul incintei trebuie stabilite prin proiectul geotehnic.



Figura II.4 - Traductori de presiune

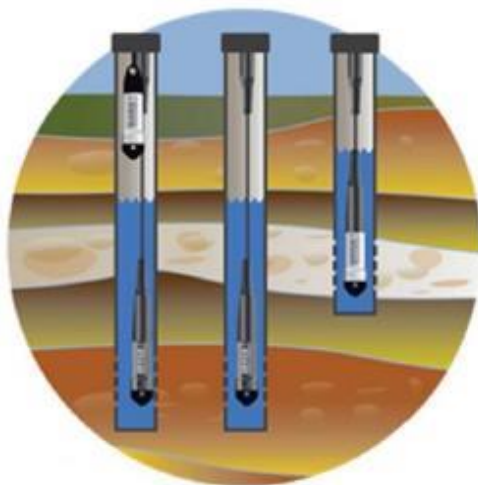


Figura II.5 - Principiu de instalare al traductorilor de presiune

Măsurarea și monitorizarea nivelului apei subterane se poate realiza și continuu cu dispozitive digitale (traductori de presiune) cu înregistrare automată. Avantajul acestor dispozitive este că permit monitorizarea variației presiunii apei și compensarea diferențelor de presiune atmosferică, pe o perioadă îndelungată și la intervale de timp fixe, stabilite inițial. Este recomandat ca măsurătorile să fie dublate, pentru verificare, cu citiri folosind un dispozitiv de tip nivelmetru. Sensorii pot fi instalați în tubulatura piezometrică, după curățarea și limpezirea forajului.

II.3 MĂSURĂTORI DE TASARE PRIN NIVELMENT DE PRECIZIE ȘI DE VERTICALITATE

Pentru efectuarea lucrărilor de urmărire a comportării în timp a structurilor clădirilor învecinate șantierului, trebuie create o rețea de bază planimetrică și nivelmetrică. Astfel, trebuie să se determine trei puncte GPS în afara zonei de influență a lucrărilor din șantier.

Urmărirea tasărilor construcției prin metode topografice constă în monitorizarea evoluției cotelor unor puncte izolate, materializate prin mărci de tasare și raportate la repere de referință (numite și repere fixe).

Mărcile de tasare sunt repere mobile de nivelment, care se alcătuiesc din tije de oțel inoxidabil și se fixează pe elemente ale construcțiilor și rețelelor învecinate, pe borduri și pe trotuarele căilor de acces învecinate, pe radier, pereții mulați, grinzile de coronament, planșeele și stâlpii construcției, astfel încât să fie asigurată conservarea lor în timp, pe întreaga durată a efectuării observațiilor și să fie posibilă efectuarea măsurătorilor atât în timpul execuției cât și în timpul exploatării.



Figura II.6 – Statie totală



Figura II.7 – Nivela de înaltă precizie

Pentru realizarea nivelmentului geometric de precizie pe mărcile de tasare se utilizează un dispozitiv de tip nivelă. Pentru un nivel ridicat de precizie este recomandată utilizarea unui dispozitiv de tip nivelă electronică cu citire pe miră cu cod de bare. Precizia asigurată de aceste echipamente trebuie să se încadreze în clasa B, conform STAS 2745-90, tab. 1. Pentru realizarea rețelei nivelmetrică trebuie incluse în rețeaua de nivelment și puncte fixe din rețeaua locală.

O marcă T_i pentru determinarea verticalității fațadelor unui perete mulat, cu ajutorul țințelor reflectorizate, trebuie materializată pe teren prin două țințe reflectorizante, montate ca pereche, la diferite înălțimi pe perețele clădirilor, una la partea superioară a peretelui de fațadă și una la partea inferioară. Pentru determinarea verticalității pereților se poate utiliza următorul raționament.

La un moment i , dintr-un punct care are coordonatele x și y cunoscute în sistemul Stereo70, se vizează către țințele montate pe clădirea în discuție. Prin unirea punctelor date de coordonatele x și y ale celor două țințe se va obține o dreaptă, care va fi folosită ca referință pentru următoarele citiri. La momentul T_{i+1} se va repeta procedura de mai sus și se va obține o nouă dreaptă prin unirea punctelor date de noile coordonatele x și y ale aceluiași țințe.

Precizia asigurată de echipamentul folosit pentru măsurarea distanțelor este de $0,77 \text{ mm} + 0,970 \times 10^{-6} \text{ m} \times D$ - distanța în mm.

Limitarea utilizării inclinometrelor este dată de principiul metodei, care presupune măsurarea doar a deformărilor orizontale ale terenului. Inclinometrele sunt esențiale pentru monitorizarea mișcărilor din interiorul masivului de pământ (nu doar la suprafață), în special pentru lucrări ce presupun stabilizarea versanților și a excavațiilor adânci.

III Metode numerice în ingineria geotehnică

Pământul este un material complex cu un comportament nelinear, anizotrop ce variază în timp atunci când este supus unui efort. În mod uzual, acesta se comportă diferit la încărcare, descărcare și reîncărcare. Prin încărcare, pământul suferă deformații plastice, iar rigiditatea lui este dependentă de nivelul de încărcare. De asemenea, pământul prezintă o rigiditate diferită în domeniul încărcărilor cu deformații foarte mici. Aceste aspecte nu pot fi luate în calcul prin modelarea comportamentului pământului utilizând modele constitutive simple de tip elastic.

Un model constitutiv reprezintă o formulare matematică a comportamentului mecanic al unui anumit material. Această formulare matematică este reprezentată prin relații efort-deformație, fiind integrată legătura între ecuațiile de echilibru și cele de compatibilitate.

Comportamentul mecanic real al pământurilor este complex, caracterizat de un puternic caracter anizotrop. Nivelul actual de cunoaștere în acest domeniu nu admite încă o lege constitutivă unitară care să surprindă în totalitate acest comportament complex. De-a lungul timpului au fost însă dezvoltate o serie de legi de deformație simulând comportamentul mecanic al pământurilor prin relații de tip: liniar elastic (Hooke), elasto-plastic (Mohr-Coulomb), hiperbolic (Duncan & Chang) sau neliniar elastic (hiper-elastic, hipo-elastic).

În lucrarea sa (Brinkgreve, 2005) prezintă în detaliu cinci aspecte ce sunt necesare pentru descrierea comportamentului unui tip de pământ. Acestea sunt prezentate succint în continuare. Primul aspect ce trebuie luat în considerare este influența apei asupra comportamentului unui pământ, în termeni de eforturi efective și presiuni ale apei din pori. Al doilea aspect este legat de influența asupra rigidității unui pământ, al nivelului de încărcare, al drumului de efort (încărcare și descărcare), nivelul deformațiilor, densitatea, permeabilitatea pământului, nivelul de consolidare și anizotropia. Deformațiile ireversibile cauzate de încărcare, trebuie luate în considerare, fapt ce constituie al 3-lea aspect. Cel de-al patrulea aspect se concentrează pe factorii ce influențează rezistența unui pământ, cum ar fi viteza de încărcare, vârsta și tipului de drenare. Alți factori ce trebuie de asemenea avut în vedere sunt nivelul de compactare, dilatanța și memoria efortului de consolidare.

III.1 DEFINIREA EFORTURILOR ȘI A DEFORMAȚIILOR

În sistemul de coordonate carteziane efortul poate este exprimat sub forma unui tensor definit de următoarea matrice:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Semnificația eforturilor ce alcătuiesc matricea este redată în Figura III.1, de mai jos.

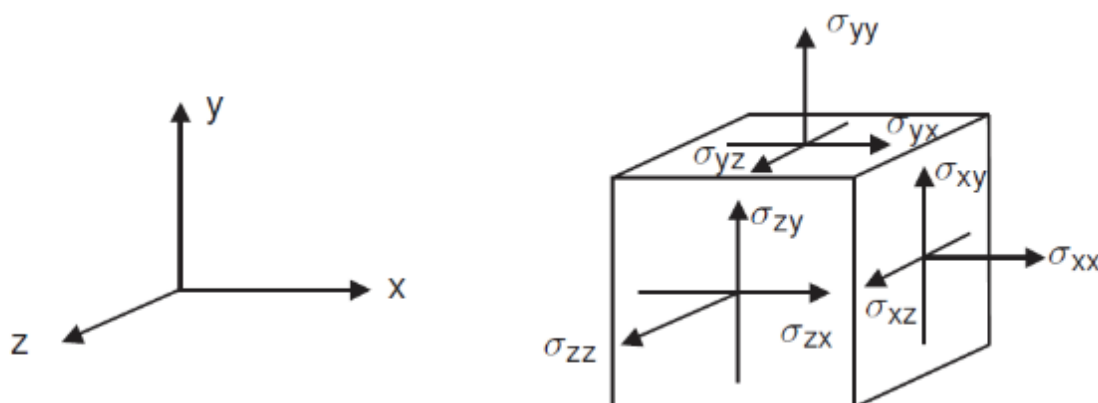


Figura III.1 - Sistemul general de coordonate si convenția semnelor pentru eforturi

Având în vedere faptul că tensorul efortului este simetric, rezultă că $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ și $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$. Astfel, efortul poate fi scris și în forma vectorială cu un număr de șase componente:

$$\sigma = (\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

În Figura 1 sunt redată componentele pozitive ale efortului normal, considerate ca fiind tensiuni. Componentele negative ale efortului normal indică compresiune asupra elementului. Modelul constitutiv este exprimat în general printr-o relație între un increment infinitezimal al efortului ce produce un increment infinitezimal al deformației.

De cele mai multe ori, pentru simplitatea relațiilor se poate recurge la utilizarea în cadrul modelului constitutiv a eforturilor principale, în locul componentelor carteziene. Eforturile principale reprezintă de fapt valorile proprii ale tensorului efort atunci când eforturile tangențiale sunt nule.

Deformația, similar cu efortul în sistemul de coordonate carteziene este reprezentată prin următoarea matrice:

$$[\epsilon] = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_y & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_z \end{bmatrix}$$

Analitic, deformația reprezintă derivata componentei deplasării. Conform teoriei micilor deformații suma componentelor complementare ϵ_{ij} și ϵ_{ji} produse de eforturile tangențiale este denumită deformație tangențială, notată cu γ .

Ținând cont de condițiile enunțate în cazul definirii efortului și deformația poate fi definită în forma vectorială cu componentele deformației tangențiale, astfel:

$$\epsilon = (\epsilon_x \ \epsilon_y \ \epsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T$$

III.2 MODELE CONSTITUTIVE CU APLICATIE IN GEOTEHNICA

Pământul este un material cu o comportare neliniară cu un puternic caracter anizotrop dar și reologic, atunci când este supus unei încărcări. În general, pământurile se comportă diferit atunci când sunt supuse unei încărcări primare, descărcare și reîncărcare. Toate aceste

aspecte trebuie implementate într-un set de ecuații matematice care să simuleze adecvat acest comportament.

Au fost dezvoltate de-a lungul timpului numeroase modele constitutive fiecare cu avantajele și limitările corespunzătoare care depind în mare măsură de aria de aplicabilitate. Pentru evaluarea unui model din punct de vedere al aplicabilității sale, sunt luate în considerare trei aspecte esențiale (Chen, 1985). Primul aspect se refera la evaluarea teoretică cu privire la respectarea principiilor de baza ale mecanicii, considerând cerințele de continuitate, stabilitate și unicitate. Un al doilea parametru de evaluare este capacitatea unui model de a îngloba parametri care pot fi obținuți ușor prin încercări standard de laborator. Astfel pot fi validate datele de intrare folosite în modelarea numerică. Cel de-al treilea criteriu constă în facilitatea modelului constitutiv de a fi implementat în cadrul unei modelări numerice. Cu alte cuvinte, acest ultim aspect se referă la adaptarea modelului la puterea de calcul a procesoarelor existente.

III.2.1 Modelul liniar elastic

Modelul liniar elastic este cel mai simplu model constitutiv necesitând doar doi parametri de intrare, E , sau modulul de elasticitate și ν , sau coeficientul lui Poisson. Acest model se bazează pe legea lui Hooke, iar relația dintre efort și deformație este liniară. Aplicabilitatea acestui model în domeniul geotehnicii, cu precădere în modelarea numerică, este destul de restrânsă datorita comportamentului neliniar al pământului. Relația între efort și deformație este exprimată sub forma:

$$\sigma = M \cdot \varepsilon$$

III.2.2 Modelul elasto-plastic (Mohr-Coulomb)

Modelul Mohr-Coulomb este un model elastic perfect plastic folosit de regulă pentru o aproximare de ordinul întâi a comportamentului pământului. Acest model este o extindere a modelului elastic, folosind prin urmare aceiași parametri, la care se adaugă și un criteriu de cedare definit de parametrii φ și c , respectiv unghiul de frecare interioară și coeziunea materialului respectiv.

Modelul Mohr-Coulomb de cedare este o extindere a legii de frecare a lui Coulomb la stările generale de efort și deformație. De fapt, această condiție asigură respectarea legii lui Coulomb în oricare plan dintr-un material. Modelul complet de cedare Mohr-Coulomb conține șase funcții de curgere ce sunt formulate în termeni de eforturi efective mai jos.

$$f_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

Doi parametrii plastici ce apar în funcțiile de curgere sunt bine cunoscuți, φ – unghiul de frecare internă, respectiv c – coeziunea.

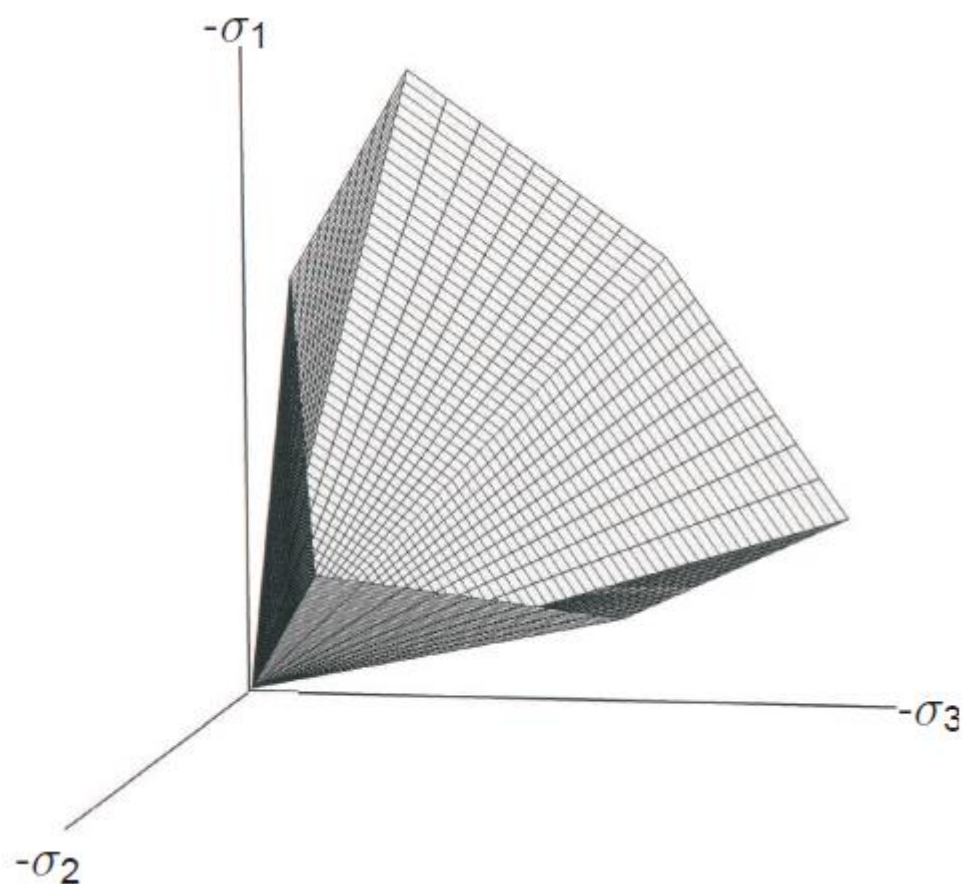


Figura III.2 - Suprafața de cedare Mohr-Coulomb în spațiul eforturilor principale

III.2.2.1 Principalii parametri ai modelului Mohr-Coulomb

Modelul linear elastic perfect plastic Mohr Coulomb are nevoie de cinci parametri, ce sunt ușor de obținut și sunt utilizați în mod curent în ingineria geotehnică. Acești parametri se pot obține în urma încercărilor geotehnice uzuale și sunt enumerați mai jos :

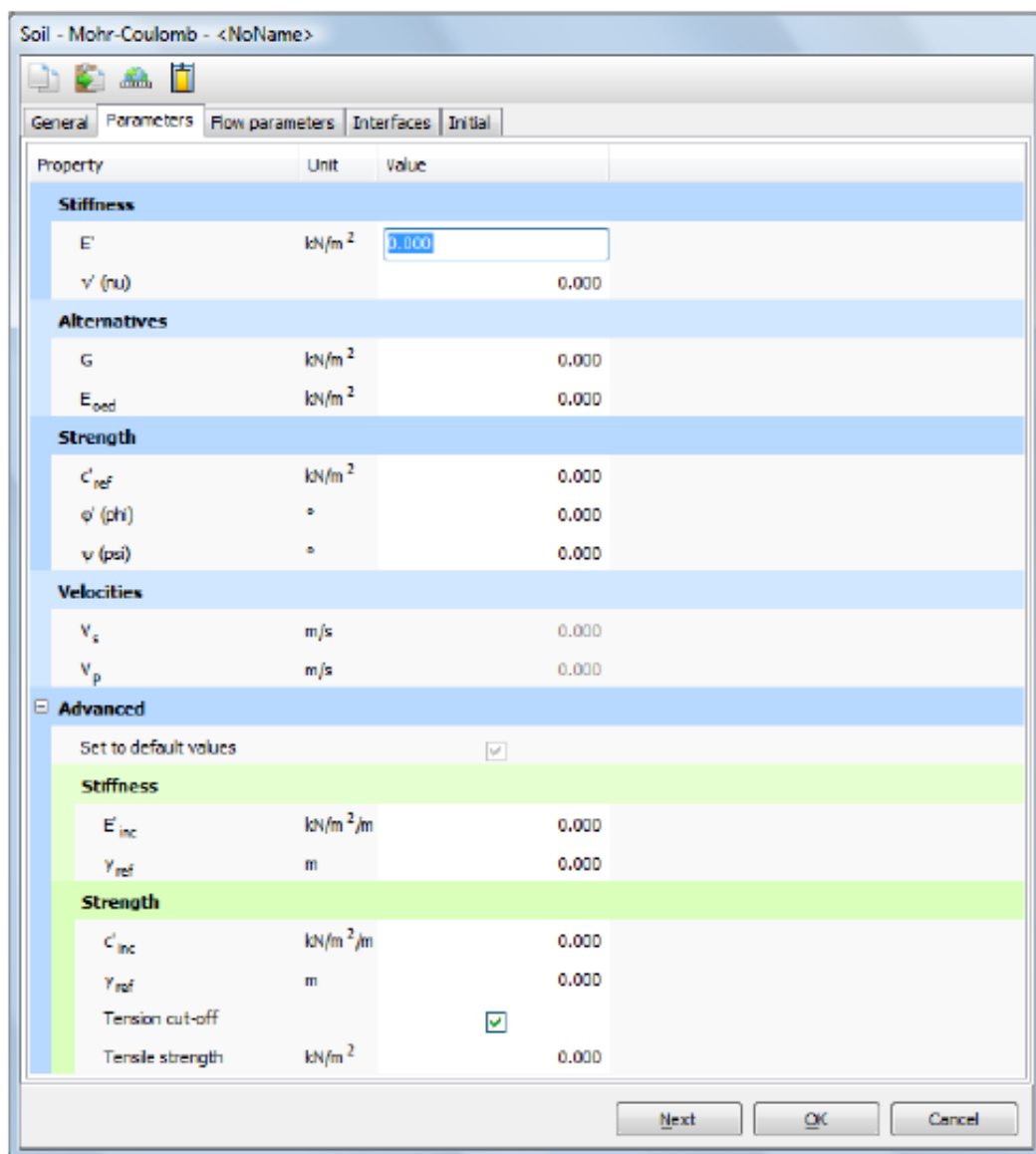
E : modulul lui Young;

ν : coeficientul lui Poisson;

c : coeziunea;

φ : unghiul de frecare internă ;

ψ : unghiul de dilatanță.



Property	Unit	Value
Stiffness		
E'	kn/m ²	0.000
ν' (nu)		0.000
Alternatives		
G	kn/m ²	0.000
E_{oed}	kn/m ²	0.000
Strength		
c'_{ref}	kn/m ²	0.000
ϕ' (phi)	°	0.000
ψ (psi)	°	0.000
Velocities		
V_s	m/s	0.000
V_p	m/s	0.000
Advanced		
Set to default values		☒
Stiffness		
E'_{inc}	kn/m ² /m	0.000
γ_{ref}	m	0.000
Strength		
c'_{inc}	kn/m ² /m	0.000
γ_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		☒
Tensile strength	kn/m ²	0.000

Figura III.3 - Tabel cu parametri de input pentru modelul Mohr-Coulomb in Plaxis

În cazul aplicațiilor din domeniul dinamic sau ca alternativă în lipsa unor parametrii, se pot utiliza în analiza numerică și următorii parametri: v_p și v_s .

III.2.2.2 Modulul lui Young (E)

Plaxis utilizează modulul lui Young ca parametru principal pentru rigiditate în modelul elastic și în modelul Mohr-Coulomb. Valorile parametrului de rigiditate ales în modelare necesită o atenție specială întrucât multe materiale naturale au un comportament non-linear încă de la începutul încărcării. Într-o încercare triaxială a pământurilor, panta inițială a curbei de efort-deformație (modulul tangent) este de obicei E_0 , iar modulul secant la 50% din rezistență este

definit ca E_{50} . Pentru materiale cu comportament predominant elastic este bine să se utilizeze E_0 , în timp ce pentru pământuri, pentru o evaluare mai corectă se utilizează în general E_{50} . În probleme ce presupun modelarea comportamentului după descărcarea în prealabil a pământului respectiv, se folosește modulul E_{UR} (unload-reload) în locul lui E_{50} . Pentru pământuri în general E_{UR} și E_{50} tind să crească odată cu presiunea de confinare. Astfel, pământurile în adâncime tind să aibă o rigiditate mai mare decât în straturile de suprafață.

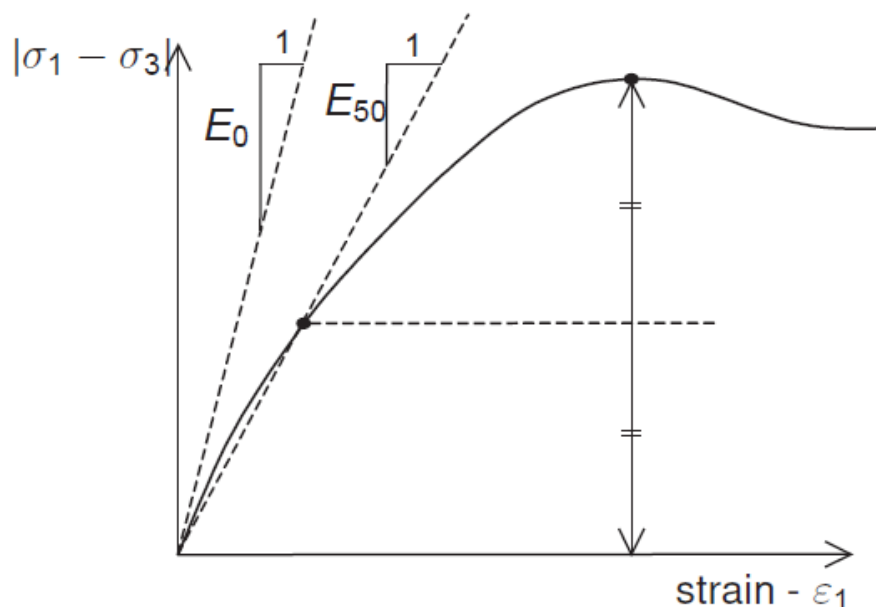


Figura III.4 - Definirea lui E_0 și E_{50} pentru o încercare triaxială standard

III.2.2.3 Coeficientul lui Poisson (ν)

Într-o încercare triaxială drenată poate apărea o deformare volumică semnificativă la începutul încercării axiale și astfel o valoare redusă a coeficientului lui Poisson inițial ν_0 . Pentru unele cazuri, în special probleme de descărcare, poate fi mai realistă utilizarea unei valori inițiale mai mici, dar în general la utilizarea modelului Mohr-Coulomb se recomandă utilizarea unei valori mai mari.

Alegerea corectă a coeficientului lui Poisson la utilizarea programului Plaxis este în general simplă datorită încărcărilor ce se aplică în general gravitațional. Acest tip de încărcare furnizează valori mai apropiate de realitate pentru K_0 .

III.2.2.4 Coeziunea (c)

Coeziunea are ca unitate de măsură efortul. În modelul constitutiv Mohr-Coulomb, parametrul coeziune poate fi utilizat pentru a modela coeziunea efectivă c' în combinație cu un unghi de frecare efectiv ϕ' .

Avantajul folosirii parametrilor efectivi pentru a modela comportamentul pământului este că modificarea rezistenței la forfecare cu consolidarea se obține automat. Totuși este recomandat să se verifice starea de eforturi după consolidare.

Plaxis poate modela pământurile total necoezive $c=0$, dar în anumite cazuri pot apărea erori. Pentru a evita eventualele erori de analiza numerică, pentru straturile de pământ

aproapie de suprafața terenului se poate utiliza o coeziune foarte mica $c > 0.2$ kPa. De asemenea, la nivelul software-ului este implementata o opțiune specială în care coeziunea crește cu adâncimea.

III.2.2.5 Unghiul de frecare internă (φ)

Unghiul de frecare internă este introdus în grade. În general unghiul de frecare internă este utilizat pentru a modela frecarea internă a unui pământ în combinație cu coeziunea efectivă c' . Acest lucru se poate obține atât pentru o modelare drenată cât și pentru o modelare de tipul Undrained (A).

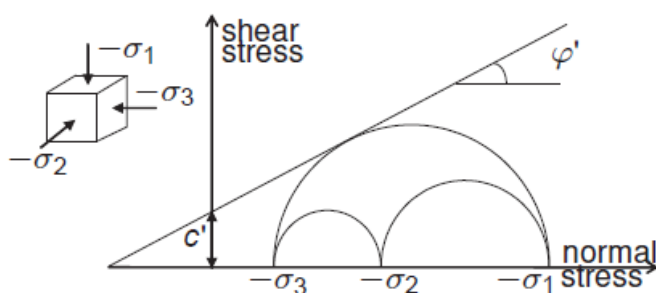


Figura III.5 - Utilizarea parametrilor drenați

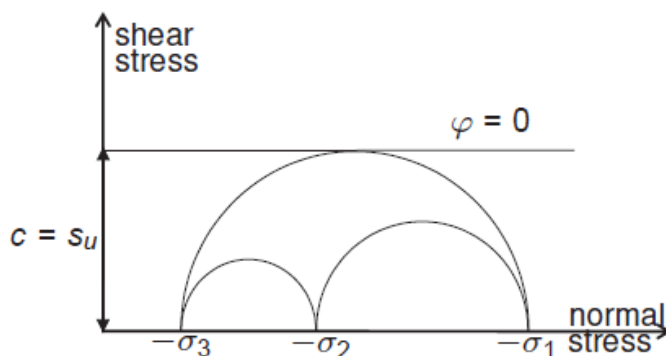


Figura III.6 - Utilizarea parametrilor nedrenați

Unghiuri de frecare internă cu valori ridicate se obțin în general pentru nisipurile foarte îndesate. Acestea vor mări efortul plastic de calcul. Timpul de calcul crește aproximativ exponențial cu unghiul de frecare internă. Astfel, unghiuri prea mari de frecare internă ar trebui evitate în analiza preliminară. Este de preferat a nu se utiliza unghiuri mai mari de 35 de grade în astfel de situații.

III.2.2.6 Modulul de forfecare (G)

Modulul de forfecare, G , are ca unitate de măsură efortul. Conform legii lui Hook, relația dintre modulul lui Young, E și modulul de forfecare G este următoarea:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

La introducerea unei valori pentru una din alternativele G sau E_{oed} rezultă în modificarea lui E în timp ce coeficientul lui Poisson rămâne constant.

III.2.2.7 Modulul edometric (E_{oed})

Modulul edometric, E_{oed} , are ca unitate de măsură efortul. Conform legii lui Hook, relația dintre modulul lui Young, E și modulul edometric, E_{oed} este următoarea:

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

III.2.3 Modelul hiperbolic

Modelul hiperbolic mai este numit și modelul "Duncan și Chang", după cei care l-au dezvoltat. Pornind de la relația de mai jos formulată de Kodner (1963), bazată pe rezultatele unor teste de compresiune în aparatul triaxial, cei doi au dezvoltat acest model introducând în formularea modelului dependența rigidității în funcție de nivelul de efort.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon}$$

- σ_1 și σ_3 reprezintă efortul principal maxim, respectiv minim;
- ε este deformația axială;
- a este modulul de deformație tangent inițial;
- b este inversul valorii efortului deviatoric.

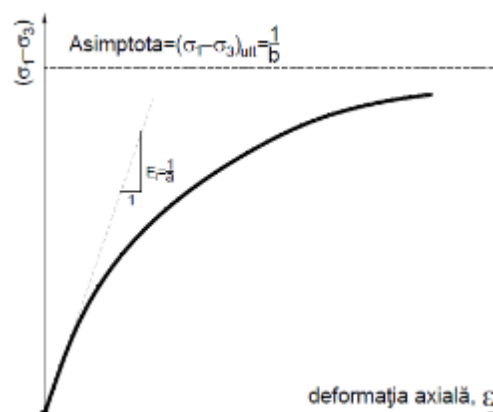


Figura III.7 - Curba efort – deformație în modelul hiperbolic

Criteriul de cedare pentru modelul hiperbolic este bazat pe criteriul Mohr-Coulomb. Particularitatea față de modelul elastic-perfect plastic constă în faptul că surprinde cele mai importante caracteristici ale comportamentului pământului sub solicitări și anume: neliniaritatea relației efort-deformație, rigiditatea în funcție de nivelul de efort și de comportarea inelastică a pământurilor coezive și necozive. Acest model este des folosit datorită avantajelor în comparație cu modelele constitutive anterior discutate, totuși formularea acestuia nu ia în considerare efectul de dilatație. Un alt dezavantaj major este faptul că nu face deosebirea între încărcare și descărcare. Prin urmare nu este adecvat pentru solicitări în domeniul plastic în apropierea suprafeței de cedare.

III.2.4 Modelul "Hardening Soil"

Limitările modelului hiperbolic sunt rezolvate de modelul "Hardening soil" (Schanz et al. 1999), privit ca fiind o îmbunătățire a celui din urma. Principalul avantaj al acestui model constă în folosirea a doua suprafețe de curgere (deformații plastice): suprafața de curgere sau ecruisare volumică și suprafața de ecruisare deviatorică.

În comparație cu modelul elastic perfect-plastic (Mohr-Coulomb), suprafața de cedare nu este fixată în spațiul eforturilor principale, ci poate fi extinsă datorită apariției deformațiilor plastice. Este necesară diferențierea celor două tipuri de ecruisare (rigidizare="hardening") introduse de acest model. Ecruisarea la forfecare (deviatorică) și ecruisare la compresiune volumică. Ecruisarea deviatorică se datorează deformațiilor ireversibile cauzate de încărcări deviatorice primare, în timp ce ecruisarea la compresiune se datorează deformațiilor plastice din compresiune izotropă sau volumică.

Așa cum a fost arătat de Kodner și mai târziu de Duncan și Chang, relația între efort și deformație este bine aproximată printr-o parabolă, în special în cazul încărcării triaxiale. Caracteristicile prin care modelul "hardening soil" este o îmbunătățire a modelului hiperbolic sunt următoarele: relațiile se bazează pe teoria plasticității în locul celei a elasticității, este inclus și fenomenul de dilatanță și introduce o a doua suprafață de ecruisare.

III.2.4.1 Ecuatiile constitutive

Relația efort-deformație rezultată dintr-un test standard triaxial poate fi aproximată prin următoarea relație hiperbolică:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \frac{q}{1 - q / q_a}, \quad q < q_f$$

- ε_1 este deformația verticală a probei;
- q_a reprezintă valoarea asimptotică a rezistenței la forfecare;
- q_f reprezintă efortul deviatoric ultim (la rupere);
- q este efortul deviatoric (de forfecare);
- E_{50} este modulul de rigiditate dependent de starea de eforturi, corespunzător mobilizării a 50% din rezistența la forfecare.

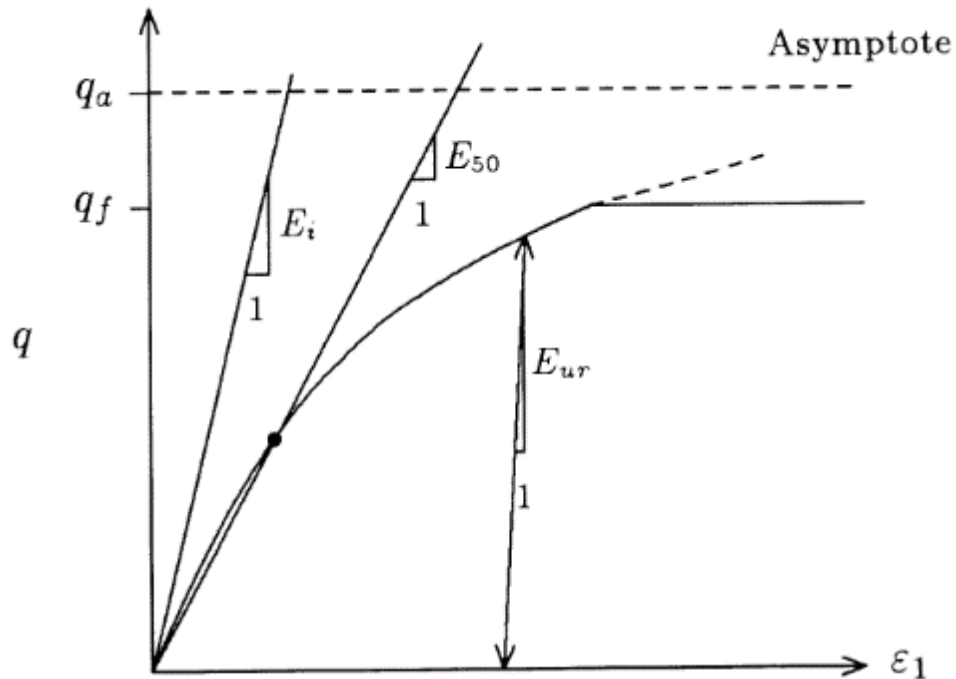


Figura III.8 - Utilizarea parametrilor nedrenați Curba efort – deformație corespunzătoare încercării triaxial standard

Efortul deviatoric asimptotic și cel de rupere sunt exprimate prin următoarele relații:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} (p + c \cot \varphi)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

- $p = \sigma_1 - \sigma_3$;
- φ și c - parametrii rezistenței la forfecare, unghi de frecare interioară și coeziune;
- R_f este raportul între efortul deviatoric și cel de rupere, de obicei egal cu 0,9;

III.2.4.2 Rigiditatea pentru încărcare primara

Comportamentul pământului sub încărcări primare are un puternic caracter neliniar. Parametrul E_{50} este modulul de rigiditate dependent de efortul de confinare în cazul încărcării primare. Este preferată utilizarea acestui modul datorită faptului că modulul tangent este mai dificil de determinat experimental în domeniul deformațiilor mici. Modulul E_{50} este descris prin relația următoare:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m$$

În care p^{ref} reprezintă presiunea de confinare de referință, iar E_{50}^{ref} reprezintă modulul de referință.

Dependența rigidității de efort este introdusă prin parametrul „m”. Literatura de specialitate (Janbu, 1963; Soos, 1980) furnizează diverse valori pentru acest parametru, între 0,5 și 1,0 în funcție de natura pământului.

III.2.4.3 Rigiditatea pentru descărcare/reîncărcare

Pentru drumurile de efort de tipul descărcare-reîncărcare este necesar un alt modul de rigiditate în funcție de starea de efort. Acest modul, similar cu modulul E_{50} este explicat conform relației de mai jos.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Drumul de efort de descărcare-reîncărcare este modelat elastic neliniar. Folosind relațiile legii lui Hooke, în cadrul acestui model constitutiv, se pot determina și componentele elastice ale deformației ($\varepsilon_1^e, \varepsilon_2^e, \varepsilon_3^e$), conform relațiilor următoare:

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur}$$

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}, \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$$

Este de notat faptul că aceste condiții se impun deformațiilor care se dezvoltă sub încărcarea deviatorică, în vreme ce deformațiile apărute în prima etapă a încărcării nu sunt luate în considerare.

III.2.4.4 Funcția hiperbolica definită în cadrul modelului „hardening soil”

Pentru simplificarea relațiilor este necesară impunerea condițiilor din încercarea standard din aparatul triaxial, respectiv $\sigma_2 = \sigma_3$, iar σ_1 este efortul maxim de compresiune. Trebuie menționat faptul că încercarea din triaxial este de tip drenat. Prin urmare, eforturile considerate în relații sunt eforturi efective, fără a se lua în considerare presiunea apei din pori. Pentru definirea funcției este necesară considerarea deformațiilor plastice.

$$f = \bar{f} - \gamma^p$$

unde $\bar{f}$ este o funcție de efort bazată pe deformația axială ε_1 , iar γ^p reprezintă deformația plastică.

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}}$$

Pentru încărcarea primară $f = 0$, așadar $\bar{f} = \gamma^p$. Rezultă astfel ecuația următoare, ce definește deformația axială ca suma dintre componenta elastică și cea plastică:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p \cong \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}$$

Întrucât este un model care exprima plasticitatea, „Hardening soil” implică o relație între deformațiile plastice de tipul celei de mai jos:

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \cdot \gamma^p$$

unde ψ_m reprezintă unghiul de dilatanță mobilizat, definit în funcție de unghiul de frecare interioară specific stării critice.

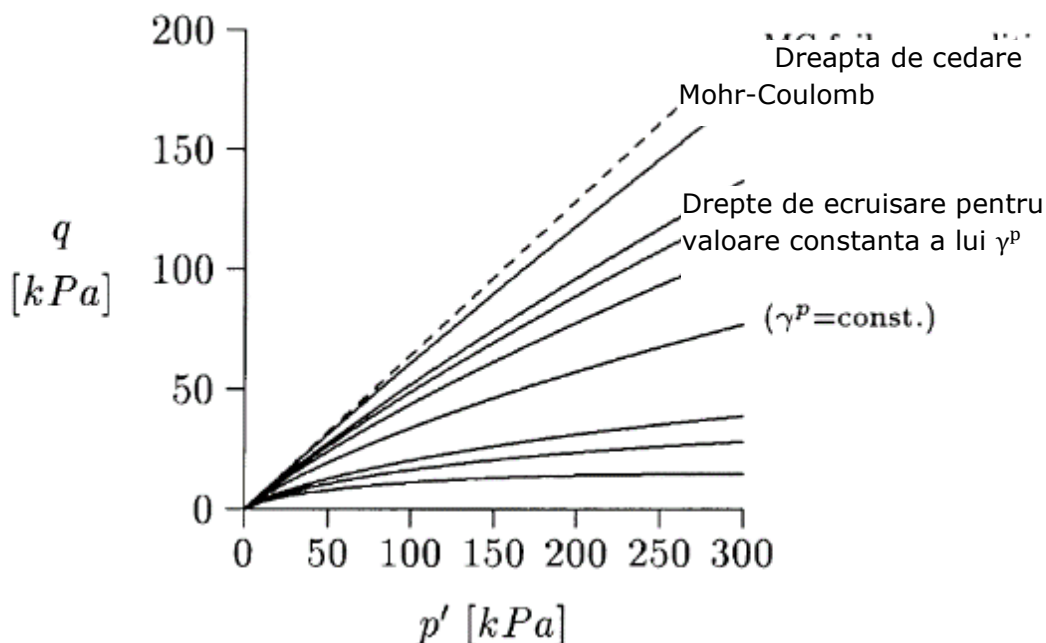


Figura III.9 - Drepte de ecruisare pentru valori constante ale parametrului de ecruisare γ_p

În Figura III.9 sunt reprezentate drepte de ecruisare pentru diferite valori ale deformației volumice plastice, în coordonate p-q. Pentru a putea surprinde și deformația înregistrată în timpul compresiunii izotrope, este necesară introducerea unei a doua suprafețe de curgere care să limiteze regiunea elastică pe direcția coordonatei p. Aceasta suprafață este definită de ecuația următoare:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2$$

în care:

- α este un parametru auxiliar raportat la coeficientul împingerii pământului în stare de repaus;
- $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$;
- $\tilde{q}$ reprezintă o măsură specială a efortului deviatoric $\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3$;
- $\delta = (3 - \sin\varphi) / (3 + \sin\varphi)$.

Deformația volumică maximă înainte de cedare este deformația plastică limitată în compresiunea izotropa. În Figura III.10 pot fi observate curbele de ecruisaj care definesc modelul „Hardening Soil”.

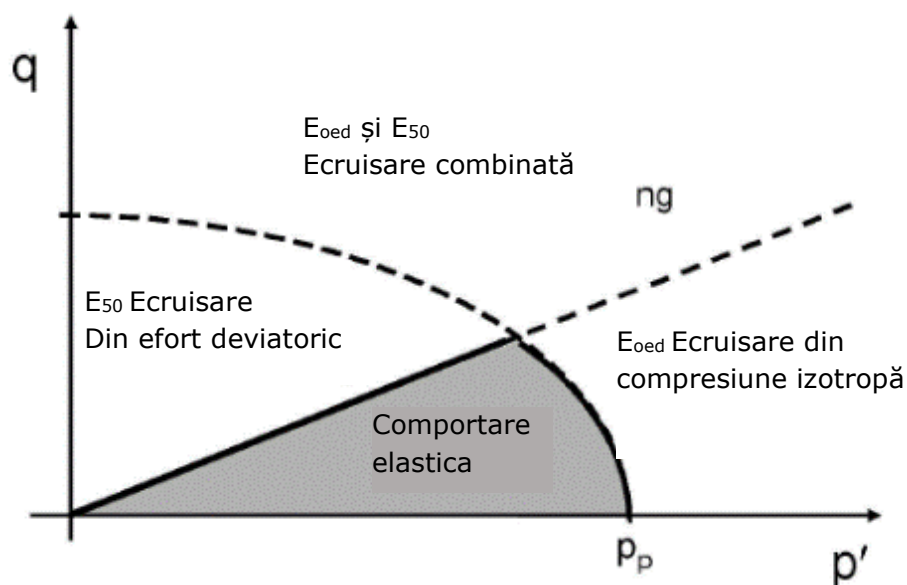


Figura III.10 - Curbele limită de ecrusare ale modelului Hardening soil

Atât suprafața de curgere deviatorică cât și cea volumică văzute în plan, conform criteriul de cedare Mohr-Coulomb au o formă hexagonală. În Figura 10 este redată reprezentarea grafică a suprafeței totale de curgere sau ecrusaj a modelului Hardening Soil în spațiul eforturilor principale, pentru un pământ necoeziv ($c = 0$).

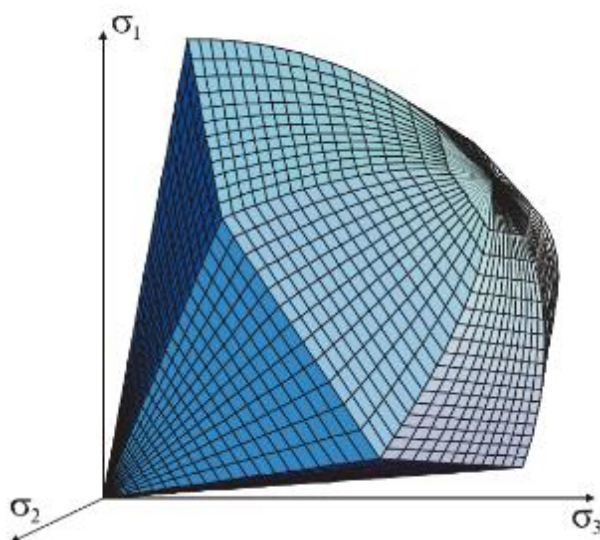


Figura III.11 - Reprezentarea grafică a suprafeței totale de curgere pentru modelul Hardening soil

III.2.5 Modelul Hardening Soil with Small-Strain Stiffness

Modelul Hardening Soil presupune o comportare elastica a materialului în timpul încărcării, respectiv al descărcării. Totuși, domeniul deformațiilor în care pământul se comportă perfect elastic este foarte mic. Odată cu creșterea amplitudinii deformațiilor, rigiditatea

pământului scade nelinear. În Figura III.12 este prezentată curba de reducere a rigidității în raport cu nivelul deformațiilor. De asemenea, sunt prezentate și aplicațiile geotehnice și deformațiile corespunzătoare.

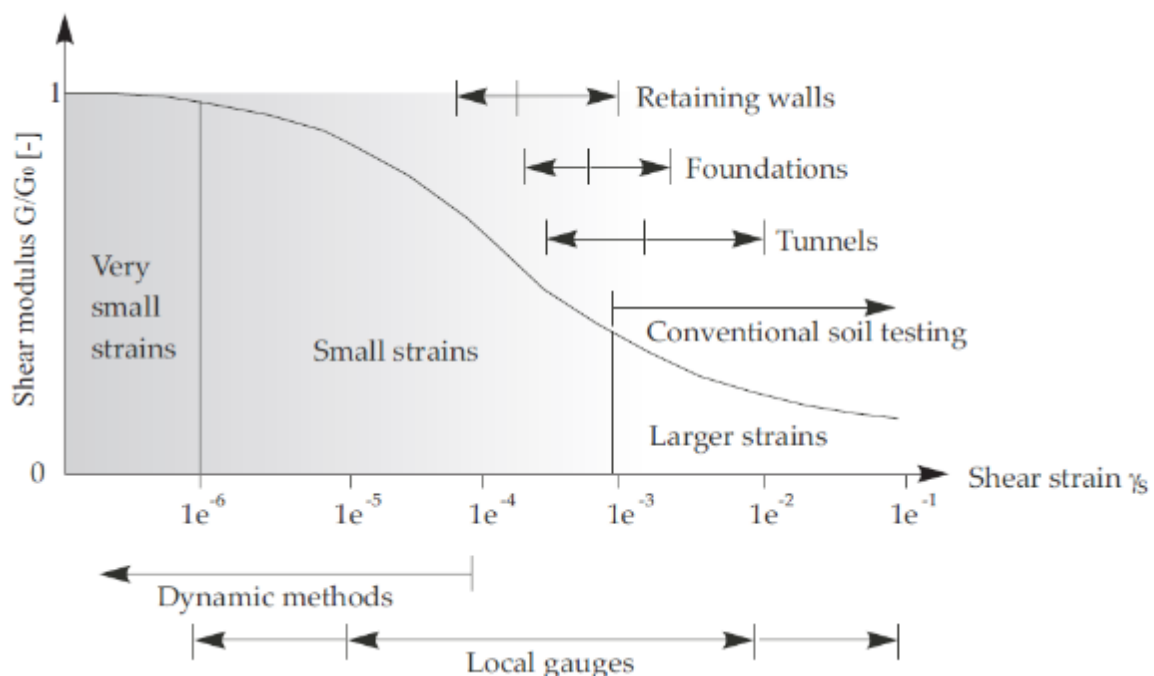


Figura III.12 - Comportamentul rigiditate-deformație al unui tip de pământ (Atkinson and Sallfors, 1991)

Rigiditatea la deformații foarte mici și dependența nelineară de amplitudinea deformațiilor sunt luate în calcul în modelul Hardening Soil with Small-Strain. Pentru descrierea acestui model, suplimentar față de modelul Hardening Soil, sunt necesari parametri G_0 – modulul inițial de rigiditate la deformații foarte mici și $\gamma_{0,7}$, nivelul la care modulul de forfecare G_s este redus la 70% din G_0 .

III.2.6 Modelul Cam-Clay modificat

În formularea modelului Cam-Clay, se presupune pentru încărcarea inițială o relație logaritmică între indicele porilor e și valoarea medie a efortului efectiv p' , ce se exprimă ca:

$$e - e^0 = -\lambda \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$

Parametrul λ reprezintă indexul de compresiune izotropă, ce caracterizează compresibilitatea unui material în timpul încărcării inițiale. Graficul relației de mai sus în coordonate $e - \ln(p')$ este o dreaptă. Pentru caracterizarea comportamentului în timpul descărcării și reîncărcării se folosește relația de mai jos:

$$e - e^0 = -k \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$

Parametrul k , denumit index de umflare, caracterizează comportamentul materialului din timpul descărcării și reîncărcării și reprezintă o dreaptă. Se poate determina un număr infinit de drepte $p' - e$, corespunzătoare unor valori ale efortului de preconsolidare p_p .

Funcția de curgere definită pentru modelul Cam-Clay modificat se exprimă în următorul mod:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p)$$

Suprafața de curgere ($f = 0$) se reprezintă grafic în planul $p' - q$, ca o elipsă. Aceasta reprezintă limita comportamentului elastic. Drumurile de efort din interiorul acestei curbe se caracterizează prin creșteri de deformări în domeniul elastic, în timp ce curbele ce depășesc această curba se caracterizează prin deformări atât în domeniul elastic cât și în domeniul plastic. În planul $p' - q$, elipsa intersectează la partea superioară o dreaptă ce se poate exprima matematic:

$$q = Mp'$$

Această dreaptă este numită CSL dreapta de stare limită (critical state line) și descrie relația dintre p' și q la starea limită. Efortul de preconsolidare, p_p , semnifică dimensiunea elipsei, de unde rezultă un număr infinit de elipse fiecare corespunzătoare unei valori p_p .

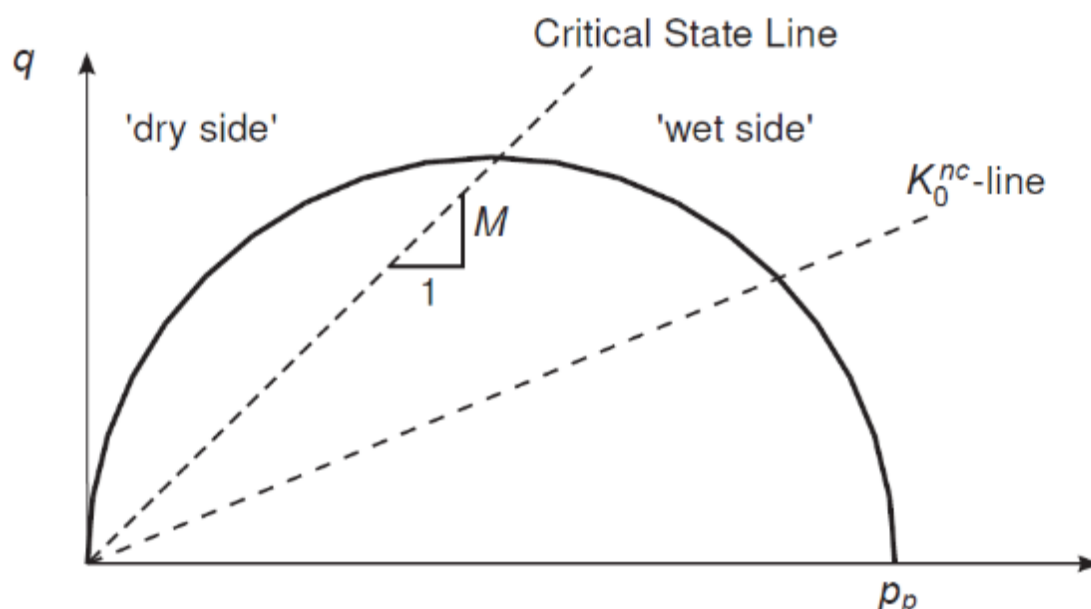


Figura III.13 - Suprafața de cedare a modelului Cam-Clay modificat în coordonate $p' - q$

În modelarea geotehnică în domeniul dinamic, la folosirea modelului Cam-Clay modificat, valoarea indexului k , trebuie atent aleasă astfel încât modelul să poată estima corect valoarea vitezei undelor de forfecare ale pământului respectiv. Acest model, nu este recomandat a fi utilizat în aplicații practice, întrucât în lipsa experienței acesta poate crea probleme de convergență la procesele iterative.

III.2.7 Modelul Soft Soil

Pământurile ce se pot fi descrise folosind modelul soft soil sunt argilele ce se apropie de condiția de normal consolidate, prafurile argiloase și tuba. Compresibilitatea mare reprezintă caracteristica comună a acestor modele. Încadrarea materialelor în această categorie se poate face prin încercări de compresibilitate în edometru, prin determinarea moduli de deformare la

o efort vertical de 100 kPa. Valorile modurilor de deformație E_{oed} sunt cuprinse între 1 și 4 MPa, în funcție de tipul de pământ.

În general pentru modelarea comportamentului unor pământuri compresibile se utilizează modelul constitutiv Hardening Soil, cu rezultate foarte bune în practica curentă. Soft soil se utilizează în situațiile în care pământurile sunt foarte compresibile, spre exemplu $E_{oed} / E_{50} < 0,5$.

Caracteristicile acestui model constitutiv sunt următoarele. Deformabilitatea este dependentă de nivelul de încărcare cu progresie logaritmică, comportamentul la încărcarea primară este diferit de comportamentul la descărcare-reîncărcare și criteriul de cedare conform Mohr-Coulomb.

Relația dintre deformația de volum ε_v și efortul efectiv mediu p' este descrisă printr-o curbă logaritmică ce poate fi exprimată în funcție de momentul încărcării (încărcare primară (ecuația 1) sau descărcare-reîncărcare (ecuația 2).

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -k \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (2)$$

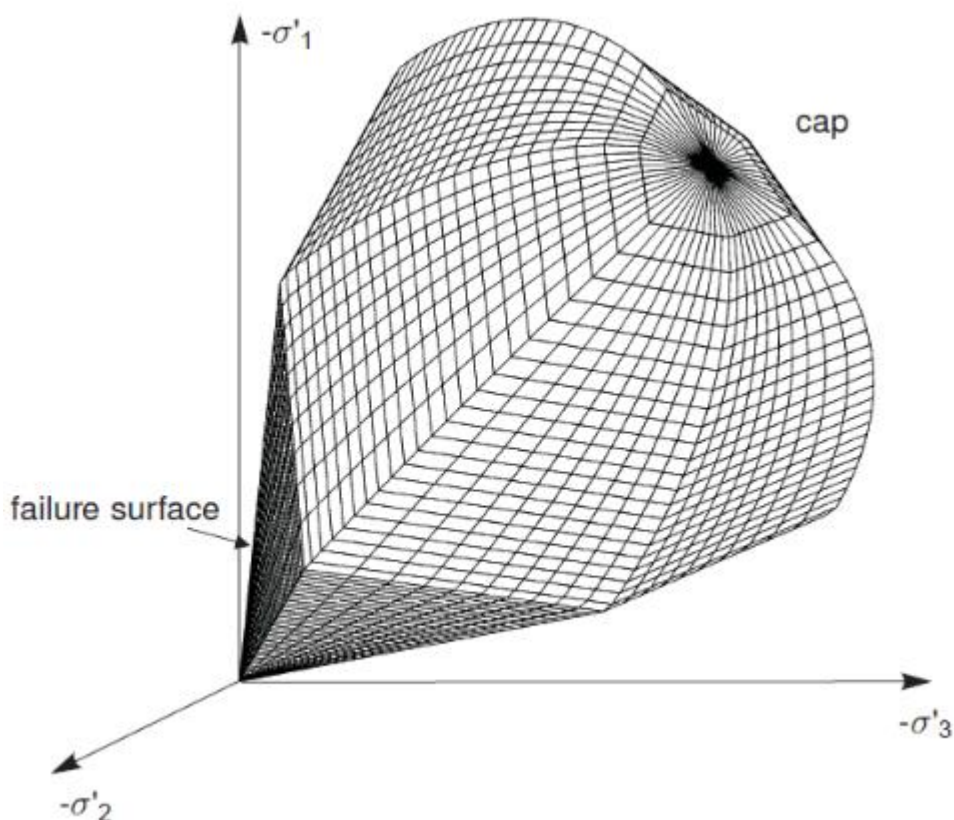


Figura III.14 - Suprafața totală de cedare a modelului Soft Soil în spațiul eforturilor principale

Modelul constitutiv Soft Soil este utilizat pentru a modela cât mai fidel comportamentul pământurilor foarte compresibile și poate conferi rezultate mai apropiate de măsurătorile reale în comparație cu utilizarea modelelor clasice.

III.2.8 Concluzii cu privire la modelele constitutive

Modelele constitutive sunt esențiale în modelarea comportamentului pământurilor pentru proiectarea geotehnică curentă. Pe parcursul timpului, au fost dezvoltate numeroase modele, de la cele mai simple, la cele mai complexe. Acestea au la bază ecuații complexe ce încearcă să descrie într-un mod cât mai fidel comportamentul pământului. Alegerea unui anumit model pentru proiectarea unei structuri geotehnice, trebuie făcută cu mare atenție întrucât modelele mai complexe nu dau obligatoriu rezultate mai apropiate de realitate și experiența utilizatorului devine importantă. Pentru folosirea modelelor mai complexe sunt necesari parametri, ce sunt obținuți din încercări mai laborioase și sensibile la modul operator.

IV Studiu de caz – Structură 3S+P+10E+Eth

IV.1 Prezentarea lucrării

În prezentul capitol se va prezenta un studiu de caz pentru o cădire amplasată în partea central vestică a Municipiului București. Regimul de adâncime-înălțime este 3S+P+10E+Eth. Terenul are o suprafață de aproximativ 5.000 m² și are formă poligonală. Funcțiunea principală a noii clădiri va fi de birouri și parcare subterană.

În figura de mai jos, este prezentat planul incintei studiate împreună cu cele 3 secțiuni de calcul analizate.

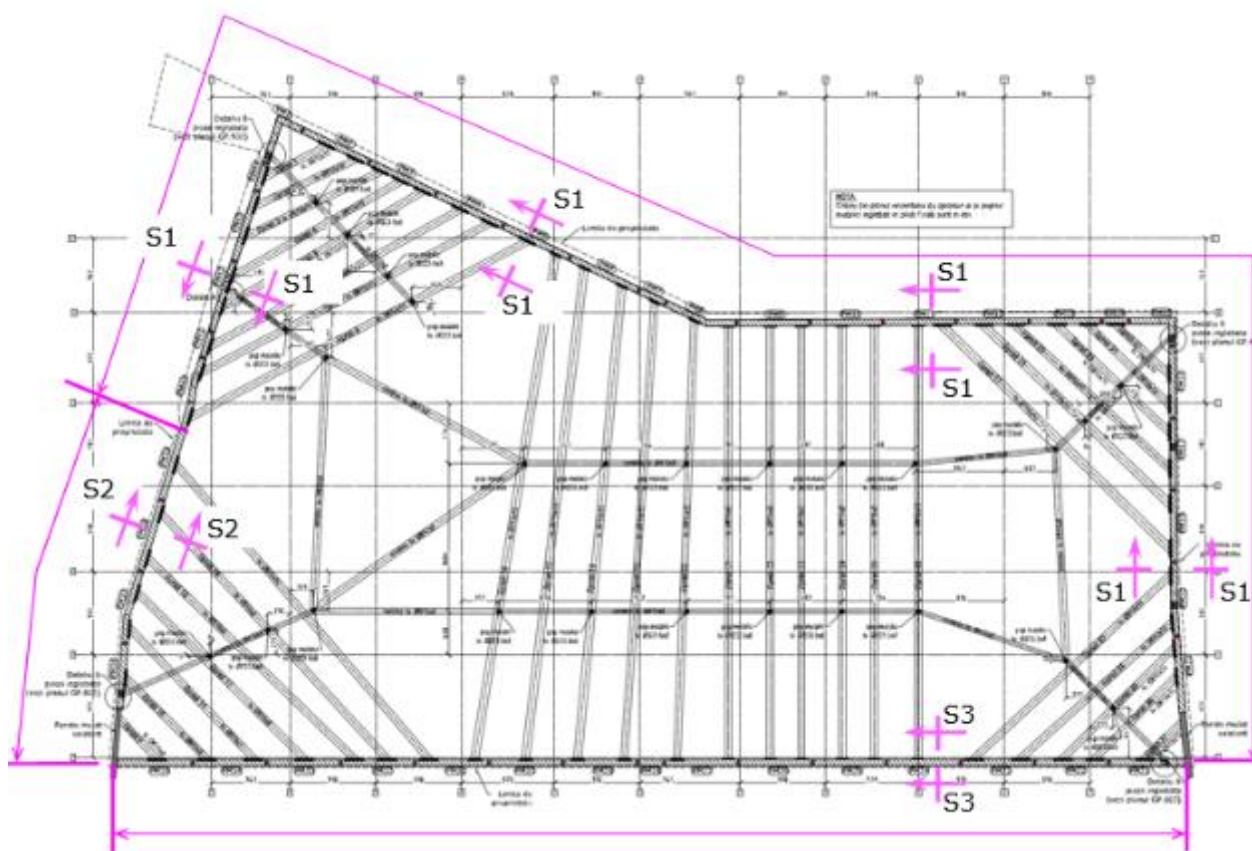


Figura IV.1 - Plan de ansamblu al lucrărilor proiectate și al secțiunilor de calcul

IV.2 Parametrii geotehnici ai terenului de fundare

Pe baza investigațiilor geotehnice realizate pe amplasament, dar și a datelor din arhiva proprie, au fost stabiliți parametrii geotehnici caracteristici indicați în tabelul 1.

Investigațiile geotehnice realizate în scopul determinării parametrilor geotehnici necesari pentru analiza propusă au constat în realizarea a două foraje geotehnice, trei penetrări statice cu con electric (CPT) și două încercări cu dilatometru plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT).

În tabelul de mai jos este prezentată sintetic analiza în ceea ce privește încadrarea lucrării în categoria geotehnică conform NP074-2014. În baza acestora și a SR-EN-1997-

1:2004, amplasamentul analizat este încadrat în clasa de risc geotehnic moderat, care corespunde, conform NP 074-2014, categoriei geotehnice 2.

Tabel IV.1. Categoria geotehnică a proiectului analizat

Factor de risc	Clasa de risc	Punctaj conform NP 074
Condiții de teren	Terenuri medii	3
Apa subterană	Cu epuizmente normale	2
Importanța construcției	Normală	3
Vecinătăți	Risc moderat	3
Risc seismic	$a_g \geq 0,25g$	3
Riscul geotehnic	Moderat	14
Categoria geotehnică	2	

IV.3 Modelarea structurii geotehnice

Pentru modelare interacțiunii teren-structură s-a considerat o incintă realizată din pereți îngropați (pereți mulați) având o grosime de 60 cm și baza la cota -16,10/-17,00. Susținerea orizontală a panourilor de pereți mulați se va realiza la cota -5,00 cu ajutorul unui rând de șpraițuri la un interax de ~4 m. Soluția de fundare adoptată este cea de fundare directă pe radier general.

IV.4 Etapele de modelare ale excavației și a sistemului de fundare

În continuare se prezintă schematic etapele de modelare a interacțiunii teren structură

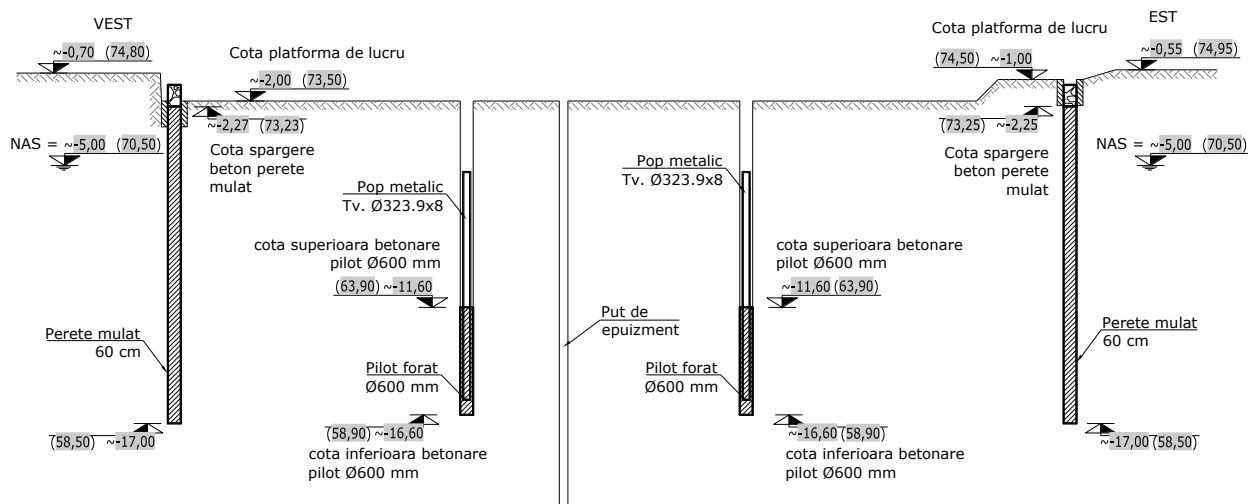


Figura IV.2 - Etapa 1 de execuție - Realizarea pereților mulați

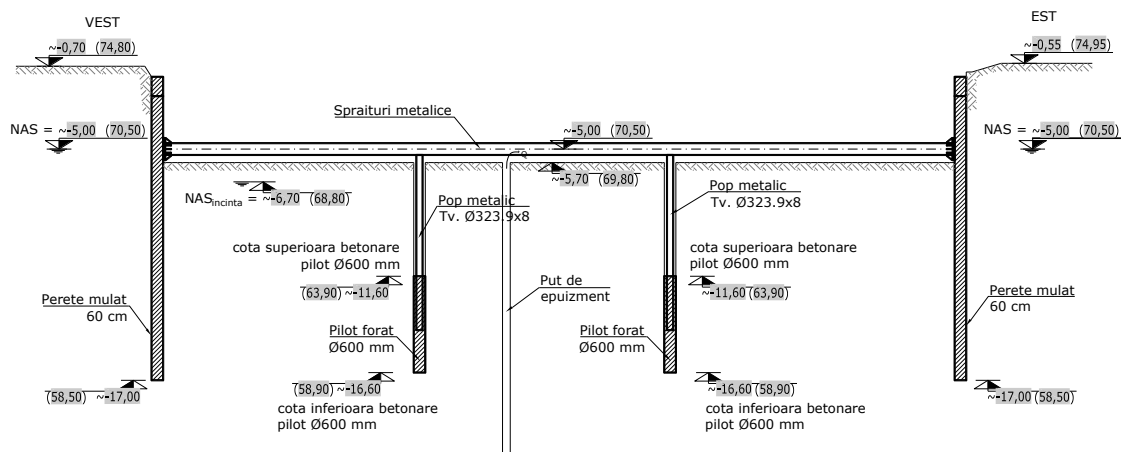


Figura IV.3 - Etapa 2 de execuție - Excavare până la cota -5,70 și instalarea orizontului de sprăituri orizontale la cota -5,00

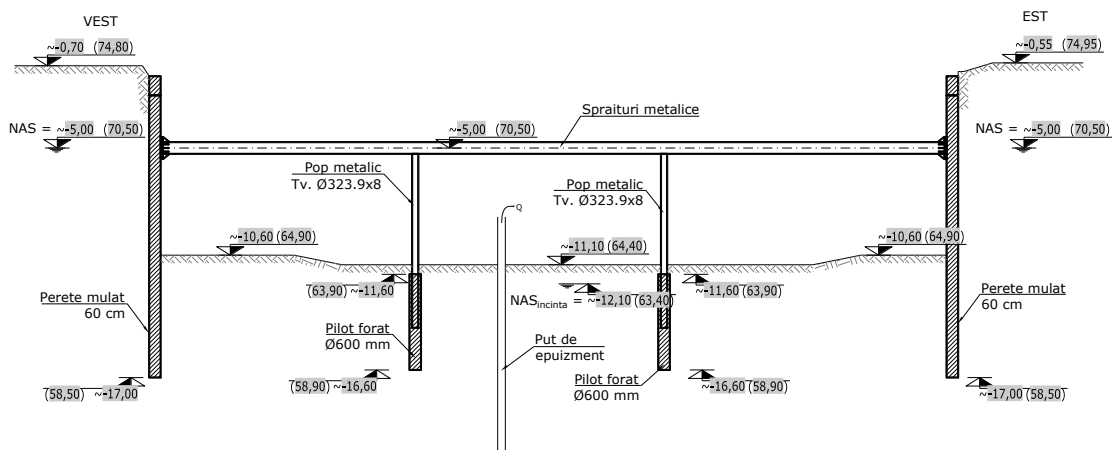


Figura IV.4 - Etapa 3 de execuție - Excavare pe ploturi până la -11,10

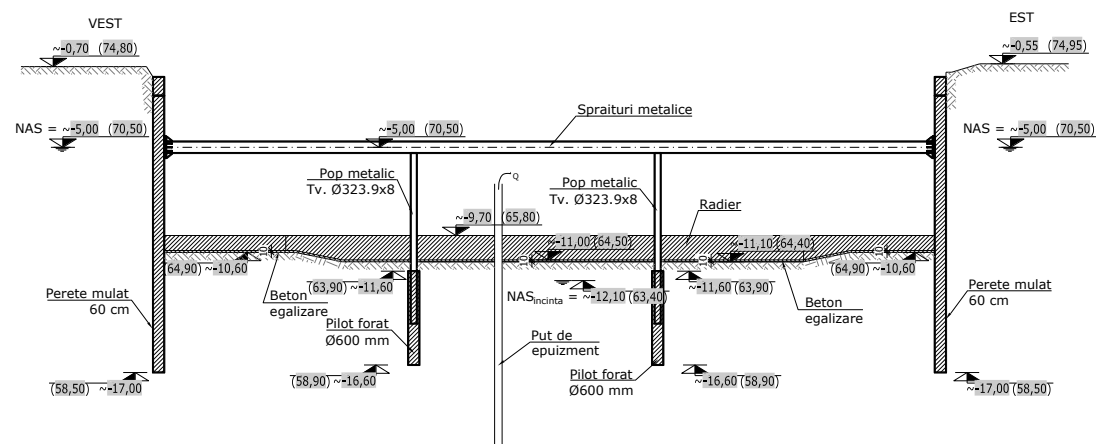


Figura IV.5 - Etapa 4 de execuție - Realizarea radierului

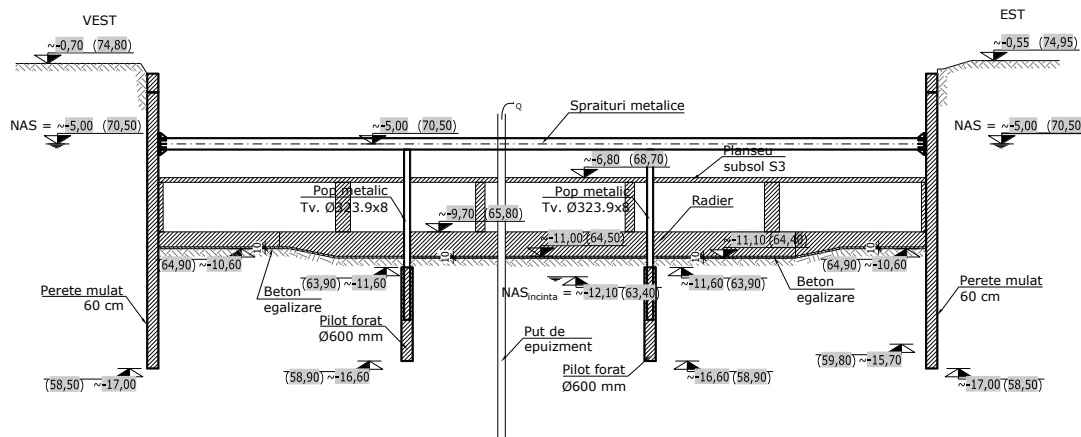


Figura IV.6 - Etapa 5 de execuție - Execuția subsolului S3.

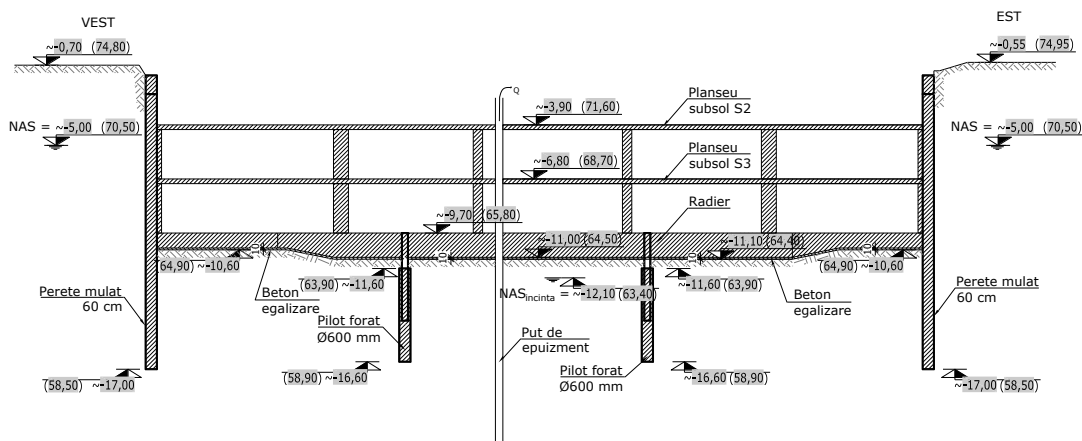


Figura IV.7 - Etapa 6 de execuție - Demontarea orizontului de sprăituri metalice de la cota -5,00 și execuția subsolului S2

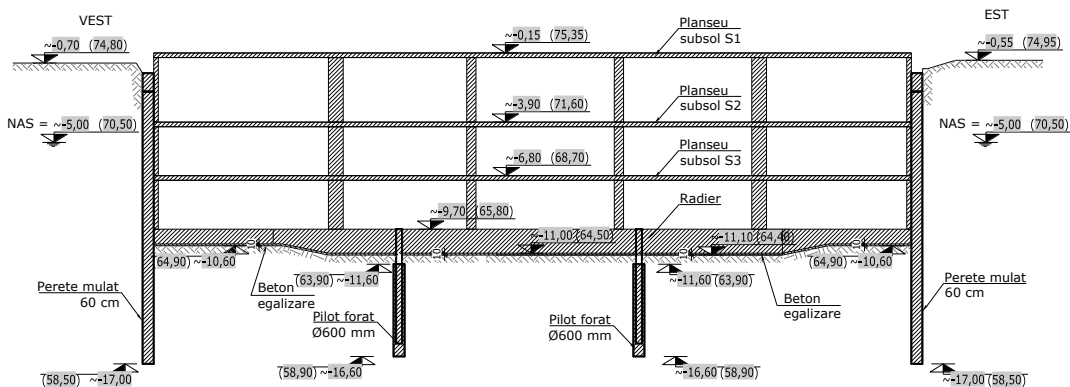


Figura IV.8 - Etapa 7 de execuție - Execuția subsolului S1 și a planșeului de cotă ±0,00

IV.4.1 Rezultatele analizei interacțiunii teren-structură

Analiza rezultatelor interacțiunii teren-structură presupune calculul și verificarea deplasărilor, deformațiilor și a eforturilor în elementele fundației și în teren.

Evaluarea interacțiunii teren-structură s-a făcut în starea plană de deformații, utilizând metoda numerică de calcul cu element finit prin intermediul programului PLAXIS 2D 2019.00.

Programul PLAXIS 2D 2019.00 este potrivit pentru analiza numerică a sistemelor de sprijinire și fundare în special prin disponibilitatea modelelor constitutive avansate utilizate la modelarea comportamentului neliniar al pământurilor. Acest aspect este deosebit de important pentru modelarea cât mai realistă a interacțiunii dintre teren și structură. Un alt avantaj al acestui program este posibilitatea calculului etapizat, care asigură o simulare realistă a realizării construcției.

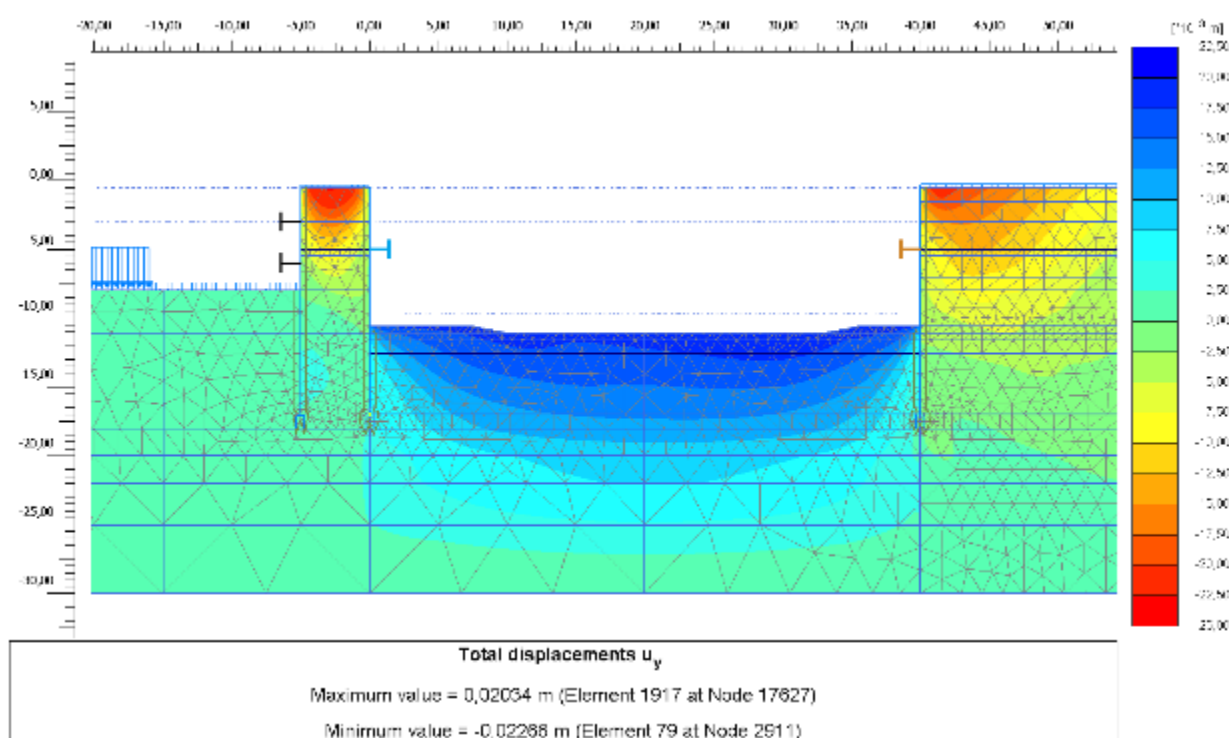


Figura IV.9 - Deplasări verticale după excavarea la cota -11,10

Rezultatele calculului în Plaxis 2D 2017.00, prezentate în Figura IV.9, pun în evidență o deformație verticală a terenului după excavarea până la cota -11,10, în principiu datorată decomprimării acestuia. Deformația pe verticală are o valoare de cca. ~2,3 cm (efectul de „heaving” sau umflare a bazei excavației).

Conform investigațiilor geotehnice realizate pe amplasament, cota de fundare se află în stratul 4, „Nisipurile și pietrișurile de Colentina”.

În Figura IV.10 sunt prezentate rezultatele calculului în termeni de deformații verticale ale terenului de sub sistemul de fundare sub gruparea de încărcări de lungă durată, obținute prin analiza numerică.

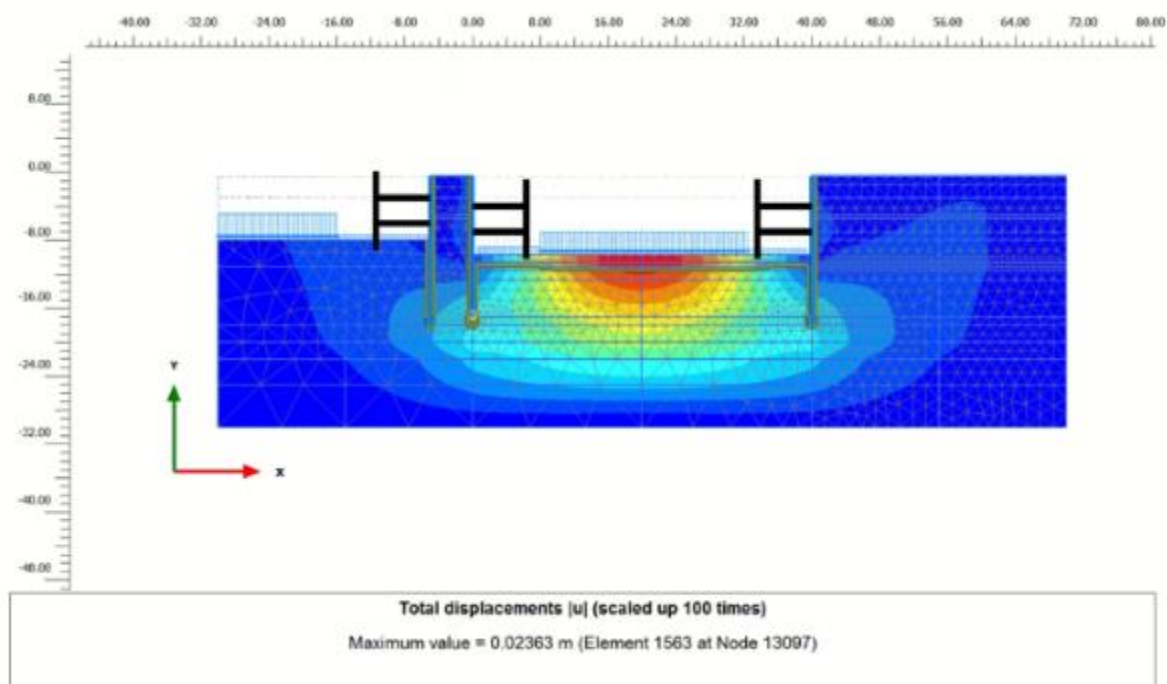


Figura IV.10 - Forma deformată a radierului sub încărcările din gruparea de lungă durată

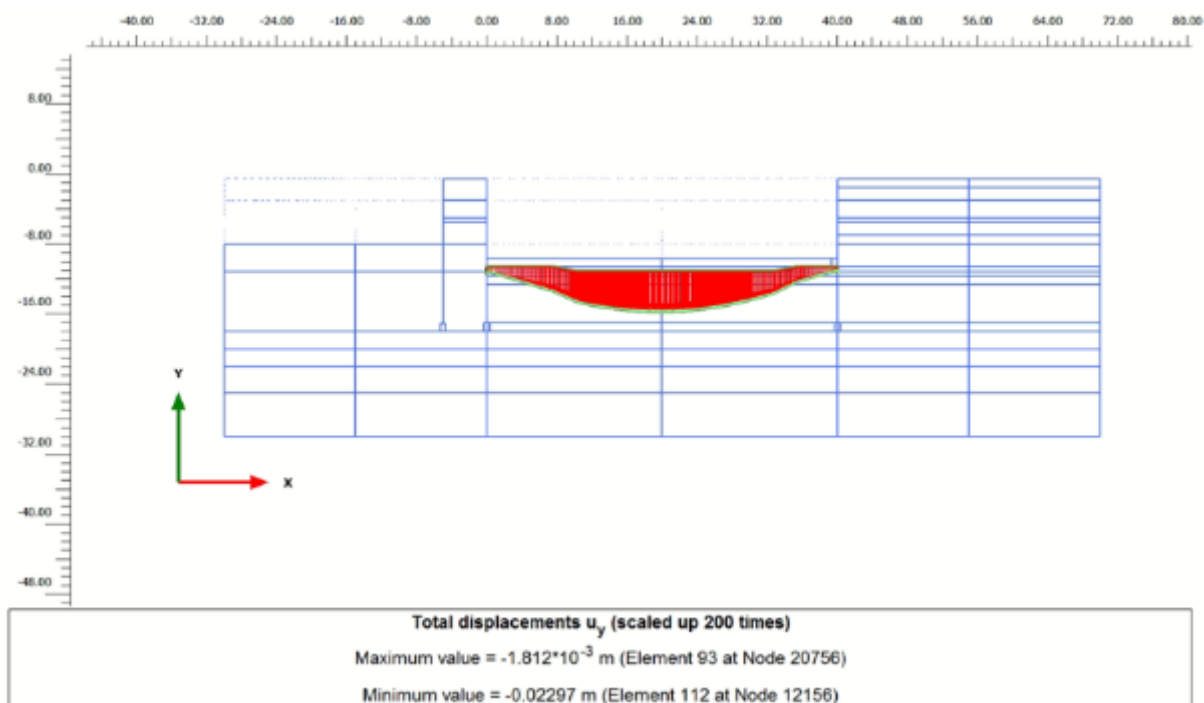


Figura IV.11 - Tasarea terenului de fundare, sub încărcările din gruparea de lungă durată,
 $s_{max} = \sim 2,2 \text{ cm}$

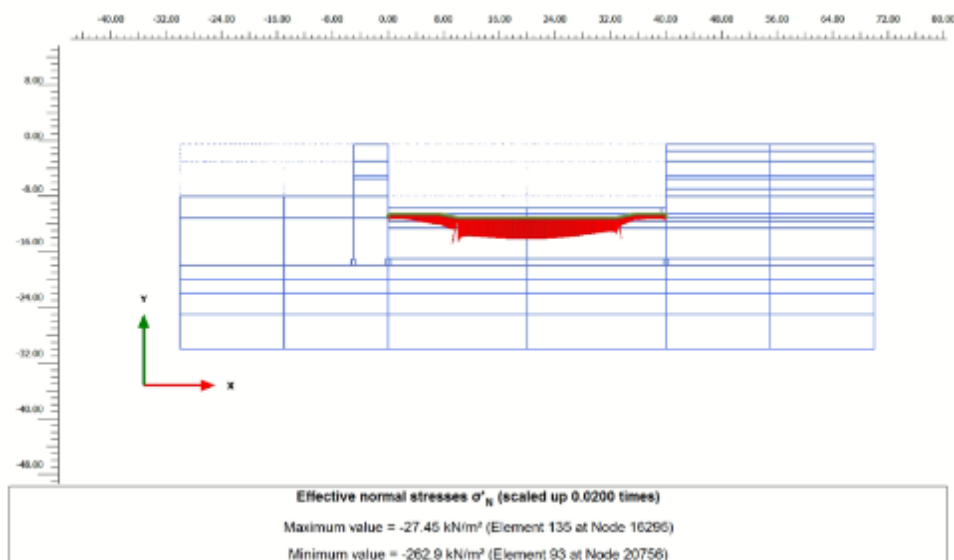


Figura IV.12 - Presiunea efectivă transmisă terenului de către radierul general

Figurile IV.11 și IV.12 prezintă deformăția radierului, respectiv presiunea pe terenul de fundare, sub încărcările de lungă durată provenite din suprastructură. Așa cum reiese din figurile expuse, la o tasare maximă a radierului de 2,2 cm, presiunea maximă transmisă terenului de fundare este de aproximativ 263 kPa.

Având în vedere dimensiunile mari ale incintei, geometria și numărul mare de elemente de rezistență ce compun substructura, precum și necesitatea utilizării legilor constitutive nelineare pentru modelarea comportării pământului, s-a analizat în detaliu interacțiunea teren-structură prin secțiuni reprezentative în stare plană de deformații. Analiza interacțiunii a fost realizată pentru condiții statice.

Secțiunea S1-1 de calcul:

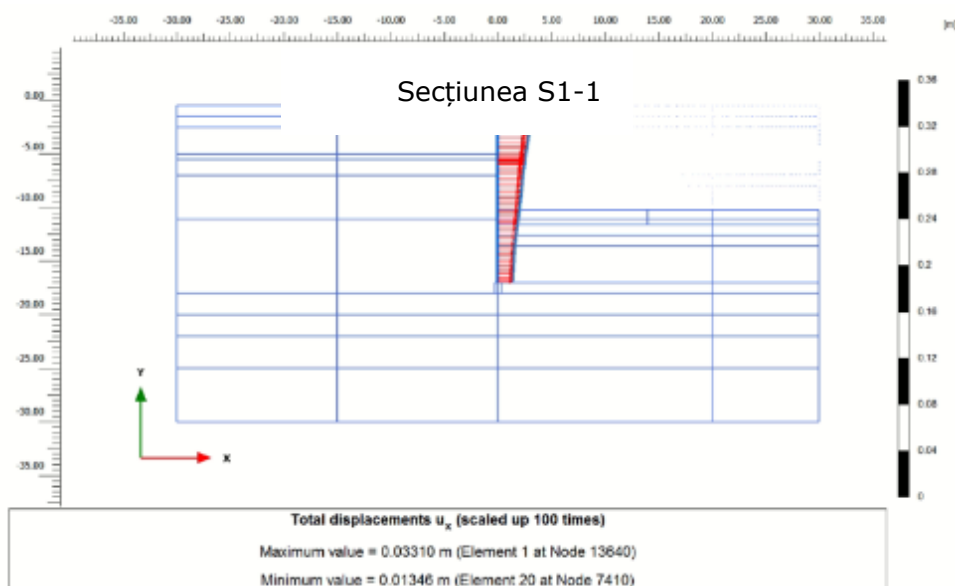


Figura IV.13 - Deplasarea orizontală a peretelui mulat – Secțiunea S1-1, în etapa de turnare a planșeului peste subsolul S2

Figura IV.13 prezintă diagrama deplasării orizontale în dreptul secțiunii de calcul S1-1 în etapa de turnare a planșeului peste subsolul S2. Deplasarea orizontală maximă calculată este de 33 mm.

IV.5 Monitorizarea în timp a lucrărilor

În prezentul capitol sunt prezentate principalele echipamente de monitorizare instalate, pentru monitorizarea în timpul execuției cât și pe perioada exploatării noii structuri. În Figura XX și Figura YY sunt prezentate echipamentele de monitorizare instalate.

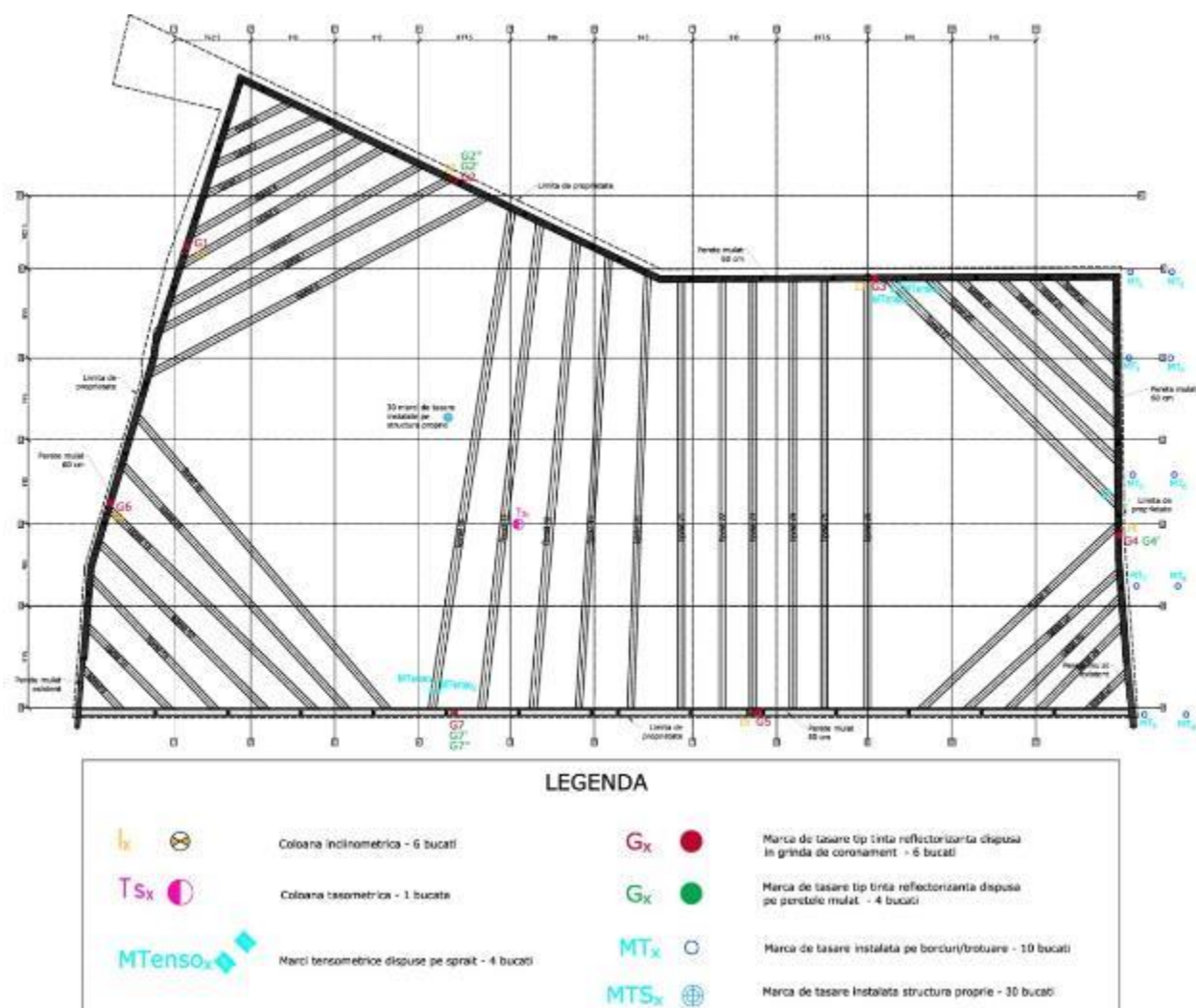


Figura IV.14 - Schiță amplasare echipamente de monitorizare

IV.6 Rezultatele monitorizării geotehnice

Pentru a putea realiza o evaluare a parametrilor utilizați în modelarea structurii, anterior prezentați, s-au utilizat datele obținute în urma monitorizării geotehnice. Analizând datele furnizate de monitorizarea geotehnică, putem observa diferența între situația modelată și comportamentul real a terenului de fundare.

IV.6.1 Rezultatele monitorizării prin dispozitive de tip inclinometru

În figurile de mai jos sunt prezentate rezultatele monitorizării prin dispozitive de tip inclinometru. În Figurile IV.15 și IV.16 este prezentată situația inclinometrului I1, specifică monitorizării geotehnice și situația secțiunii din apropierea inclinometrului I1, specifică modelării geotehnice utilizând modelul Mohr-Coulomb. Astfel, putem observa o deplasare măsurată de circa 17 mm, în comparație cu o deplasare modelată de circa 19 mm.

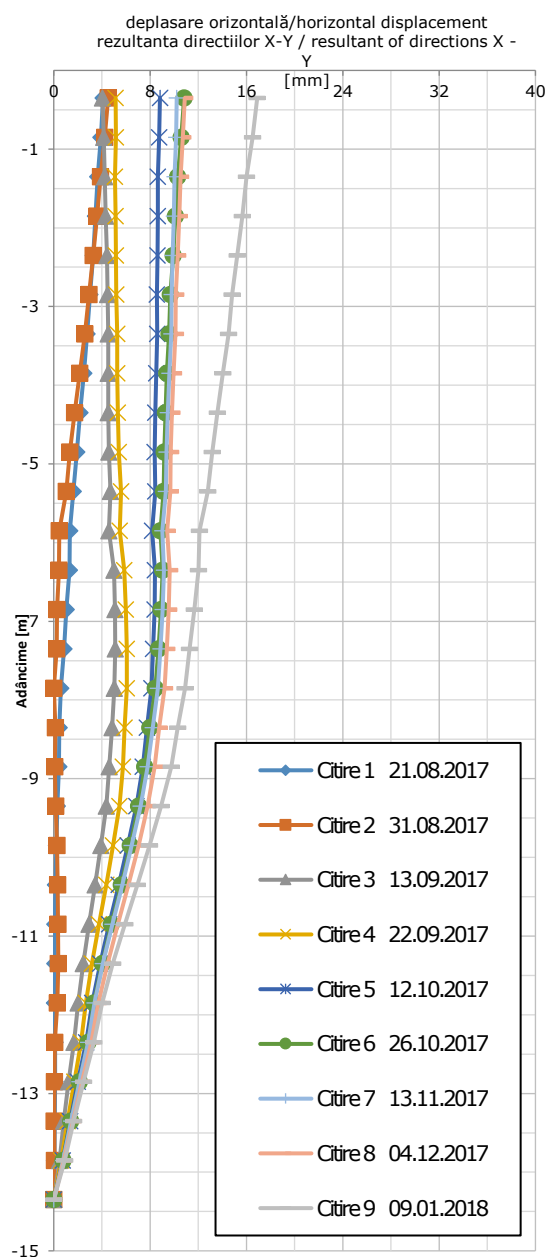


Figura IV.15 - Deplasare orizontală măsurată în coloana inclinometrică I₁ (maxim 17 mm)

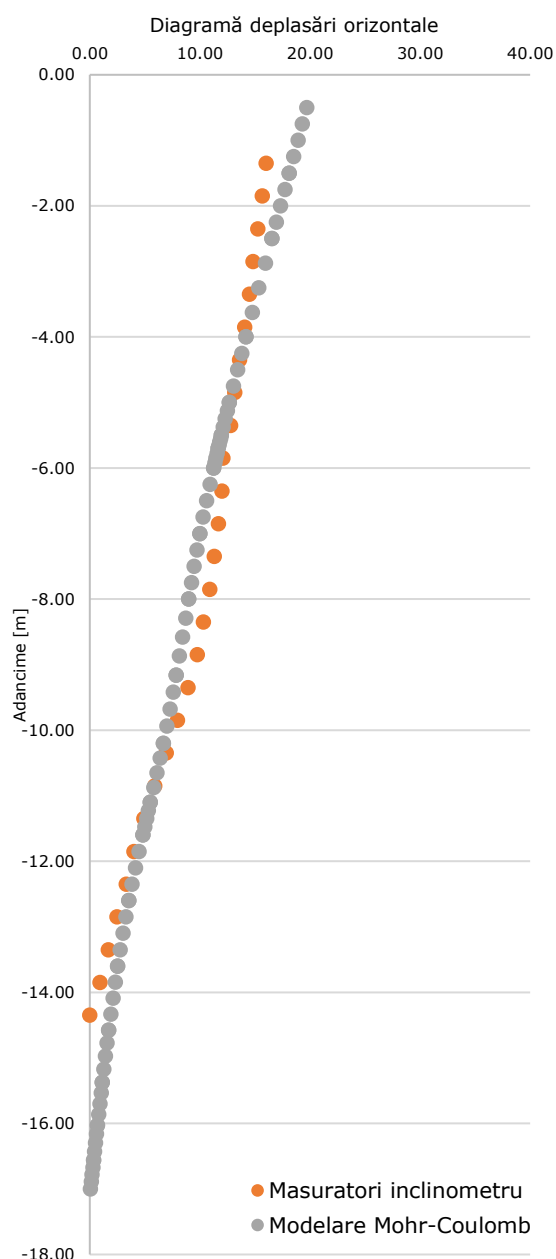


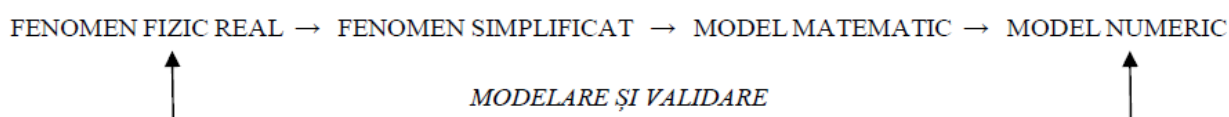
Figura IV.16 - Diagramă comparativă între valorile rezultate în urma măsurărilor inclinometrice și cele rezultate în urma modelării în Plaxis 2D

IV.7 Validarea și calibrarea modelului geotehnic

IV.7.1 Validarea modelului de calcul

Validarea se referă la gradul de acuratețe cu care un model numeric aproximează fenomenul fizic real. Pentru a putea folosi un rezultat obținut prin modelarea numerică, este nevoie de validarea corespunzătoare a acestuia. Prin validarea modelului numeric se asigură faptul că sunt incluse principalele aspecte ce caracterizează fenomenul fizic iar rezultatele oferite sunt plauzibile și reprezentative pentru situația reală.

În procesul de modelare a fenomenului fizic real pot fi identificate următoarele etape, în cadrul schemei reprezentate mai jos.



Primul pas în procesul de modelare este reprezentat de simplificarea fenomenului real prin aplicarea unor ipoteze simplificatoare și păstrarea doar a acelor elemente care sunt esențiale în desfășurarea procesului studiat. Se obține astfel un model simplificat al fenomenului real, folosit pentru a fi transpus sub forma unui model matematic.

Modelul matematic este caracterizat prin setul ecuațiilor de echilibru, condițiile de margine și modelul constitutiv ce descrie comportamentul pământului în cadrul fenomenului studiat. Trecerea de la modelul matematic la cel numeric necesită discretizarea modelului prin implementarea acestuia într-un software specializat.

Alegerea unui model constitutiv trebuie să se bazeze pe evaluarea posibilităților modelului de a descrie aspectele esențiale ale comportamentului pământului în cadrul fenomenului studiat. Astfel, modelul constitutiv furnizează o descriere calitativă a comportamentului pământului, în timp ce parametrii geotehnici au rolul de a cuantifica acest comportament (Brinkgrieve, 2013).

Înainte de analiza modelului numeric privit ca un ansamblu, trebuie validate și părțile componente, referindu-ne aici la evaluarea comportării modelului constitutiv în cazul unor teste de laborator. Există la ora actuală numeroase programe de calcul care facilitează această verificare prin includerea unor module ce simulează încercările uzuale de laborator.

Măsurătorile in situ ale fenomenului studiat devin astfel deosebit de importante în procesul de validare, în special în cazul fenomenelor complexe. Datele obținute în teren permit o analiză comparativă cu rezultatele modelului numeric și calibrarea modelelor de calcul.

IV.7.2 Calibrarea modelului de calcul

Alegerea acestui model pentru simularea comportamentului terenului în stare naturală este justificată de particularitatea față de modelele elasto-plastice de a surprinde neliniaritatea relației efort-deformație, rigiditatea în funcție de nivelul de efort și comportamentul inelastic al pământului.

Alegerea setului inițial de parametri se bazează pe rezultatele încercărilor in-situ și de laborator realizate în cadrul studiului geotehnic. Parametrii au fost ulterior calibrați astfel încât

să se obținută o corelare satisfăcătoare între profilul deplasării sau tasării pe adâncimea sau lățimea elementului structural și cel măsurat in-situ.

IV.7.3 Calibrarea parametrilor geotehnici

În prezentul subcapitol se va prezenta modul în care s-au realizat calibrarea parametrilor geotehnici. Ca prim punct de input s-au utilizat valorile parametrilor geotehnici determinați prin corelațiile prezentate în Raportul 2 de cercetare.

S-a realizat modelul geotehnic utilizând un program care utilizează metoda element finit, numit Plaxis2D. Pentru calibrarea parametrilor geotehnici s-au utilizat 2 modele utilizând ca model constitutiv modelul Mohr-Coulomb.

Primul model, denumit generic „Modelul 1” a reprezentat o simulare a interacțiunii noii structuri cu terenul de fundare în ceea ce privește calculul tasărilor utilizând ca nivel de încărcare, încărcările evaluate pentru situația încărcării de lungă durată. Acest model a fost de ajutor în calibrarea, în principal a parametrilor de tipul modulelor de deformare de sub cota de fundare. Calibrarea s-a realizat utilizând datele provenite din monitorizarea tasărilor cu un dispozitiv de tip tasometru. Au existat mai multe iterații în care parametrii au fost ajustați astfel încât cele două curbe, care reprezintă tasarea în adâncime să fie cât mai apropiate.

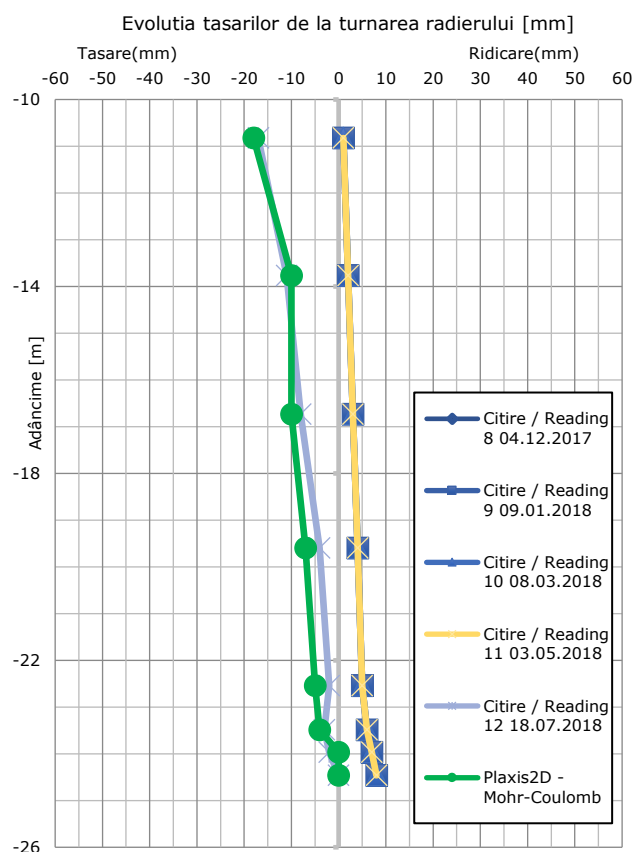


Figura IV.17 - Deplasare orizontală măsurată în coloana inclinometrică I₁ (maxim 17 mm)

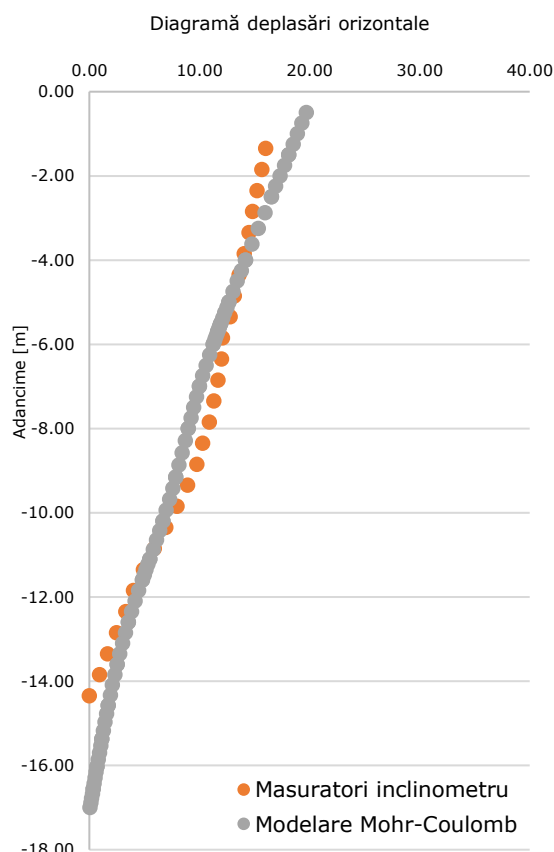


Figura IV.18 - Diagramă comparativă între valorile rezultate în urma măsurărilor inclinometrice și cele rezultate în urma modelării în Plaxis 2D

Al doilea model, „Modelul 2” a reprezentat modelarea comportării unui perete mulat corespunzător secțiunii S1-1. Secțiunea 1-1 a fost monitorizată, pe parcursul execuției lucrărilor, cu ajutorul unei coloane inclinometrice. Utilizând ca input parametrii determinați conform corelațiilor prezentate în Raportul de cercetare nr. 2 și a modulelor de deformare calibrați cu ajutorul „Modelului 1”. Modelul 2 a vizat calibrarea în principal a parametrilor de forfecare și un fine tuning al parametrilor geotehnici ce descriu modul în care un pământ se comportă când este supus la deformare. Graficul este prezentat în Figura 18.

Utilizând procedura descrisă mai sus au rezultat următorii parametrii geotehnici specifici modelului Mohr-Coulomb.

Tabelul IV.2. Valorile parametrilor geotehnici considerați, calibrate pentru modelul Mohr-Coulomb

Strat de calcul	Cote relative la cota ±0,00	γ [kN/m ³]	E' [MN/m ²]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	v -
1. Umplutură	-0,50 ÷ -1,50	18	10	20	50	0.35
2. Complex nisipos	-1,50 ÷ -5,00	18	12	30	5	0.30
3. Lentilă argiloasă	-5,00 ÷ -7,00	18	7	18	45	0.38
4. Nisipuri și pietrișuri de Colentina	-7,00 ÷ -11,10	18	30	30	5	0.30
5. Complex argile intermediare	-11,10 ÷ -18,00	18	20	16	115	0.40
6. Nisipuri de Mostiștea	-18,00 ÷ -20,00	19	120	42	1	0.28
7. Argilă	-20,00 ÷ -22,00	18	40	15	115	0.40
8. Nisip de Mostiștea	sub -22,00	19	90	42	1	0.28

IV.7.4 Interpretarea rezultatelor

În tabelul de mai jos sunt sintetizați corelațiile și parametrii rezultați conform calculelor din Raportul 2 de cercetare și parametrii calibrați conform procedurilor prezentate în subcapitolul anterior.

Tabelul IV.3 – Compararea valorilor parametrilor determinați inițial și valorile parametrilor calibrați pentru modelul Mohr-Coulomb conform Raportului de cercetare nr. 3

Sursă Corelație	Corelație conform Raport de cercetare nr. 2	Valoare cf. Rap. 2	Valoare calibrată	Corelație corelată pentru modelul Mohr-Coulomb
Corelație proprie LB	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,1$	0,231 (13°)	0,487 (26°)	$\tan\phi' = 0,2 \cdot q_c + 0,1$
Corelație proprie LB	$C_u = 0,04 \times q_c - 0,01$	42 kPa	65 kPa	$c' = 0,05 \cdot q_c$
Corelație proprie LB	$E_{oed2-3} = 3,1q_c + 3$	7.100 kPa	7.000 kPa	$E_{50} = 3,1 \cdot q_c + 3$
Corelație proprie NPC	$\tan\phi = 0,003 \times q_c + 0,67$	0,719 (36°)	(0,624) 32°	$\tan\phi' = 0,035 \cdot q_c$
Corelație proprie NPC	$M_{DMT} = 5,1 \times q_c - 8$	75.000 kPa	30.000 kPa	$E' = 3 \cdot q_c - 8$
Corelație proprie CAI	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,01$	0,277 (16°)	0,267 (15°)	$\tan\phi' = 0,1 \cdot q_c$
Corelație proprie CAI	$C_u = 0,045 \times q_c + 0,02$	140 kPa	115 kPa	$c' = 0,045 \cdot q_c$
Corelație proprie CAI	$MDMT = 11,5 \times q_c - 2$	28.000 kPa	15.000 kPa	$E' = 7 \cdot q_c - 2$

După realizarea și calibrarea parametrilor pentru celor 2 modele Mohr-Coulomb, mai sus menționate, s-au realizat calcule iterative, păstrând modelul dar schimbând modelele constitutive. S-au realizat calcule și calibrări ale parametrilor atât pentru modelul constitutiv Hardening-Soil cât și pentru modelul constitutiv Hardening Soil with Small Strains.

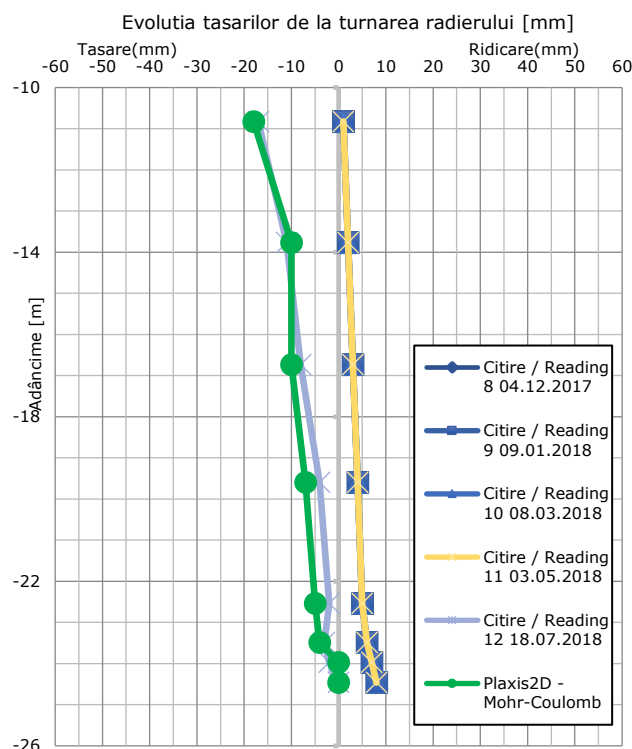


Figura IV.18 - Deplasare orizontală măsurată în coloana inclinometrică I₁ (maxim 17 mm)

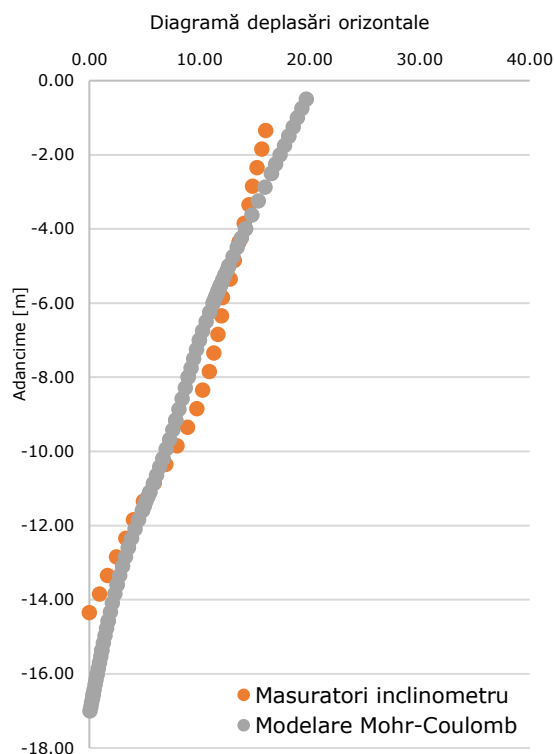


Figura IV.19 - Diagramă comparativă între valorile rezultate în urma măsurătorilor inclinometrice și cele rezultate în urma modelării în Plaxis 2D

Tabelul IV.4. Valorile parametrilor geotehnici considerați, calibrate pentru modelul Hardening-Soil

Strat de calcul	Cote relative la cota ±0,00	γ kPa	E_{50} MPa	E_{ur} MPa	ϕ' °	c' kPa
1. Umplutură	-0,50 ÷ -1,50	18	8	40	25	50
2. Complex nisipos	-1,50 ÷ -5,00	18	18	70	34	5
3. Lentilă argiloasă	-5,00 ÷ -7,00	18	10	50	20	60
4. Nisipuri și pietrișuri de Colentina	-7,00 ÷ -11,10	18	40	120	36	5
5. Complex argile intermediare	-11,10 ÷ -18,00	18	25	125	15	125
6. Nisipuri de Mostiștea	-18,00 ÷ -20,00	19	50	160	42	5
7. Argilă	-20,00 ÷ -22,00	18	20	100	15	115
8. Nisip de Mostiștea	sub -22,00	19	40	160	42	5

Tabelul IV.5 – Compararea valorilor parametrilor determinați inițial și valorile parametrilor calibrați pentru modelul Hardening Soil conform Raportului de cercetare nr. 3

Sursă Corelație	Corelație conform Raport de cercetare nr. 2	Valoare cf. Rap. 2	Valoare calibrată	Corelație corelată pentru modelul Mohr-Coulomb
Corelație proprie LB	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,1$	0,231 (13°)	0,363 (20°)	$\tan\phi' = 0,2 \cdot q_c + 0,1$
Corelație proprie LB	$C_u = 0,04 \times q_c - 0,01$	42 kPa	70 kPa	$c' = 0,055 \cdot q_c$
Corelație proprie LB	$E_{oed2-3} = 3,1q_c + 3$	7.100 kPa	10.000 kPa	$E_{50} = 5,3 \cdot q_c + 3$
Corelație proprie NPC	$\tan\phi = 0,003 \times q_c + 0,67$	0,719 (36°)	(0,719) 36°	$\tan\phi' = 0,015 \cdot q_c + 0,5$
Corelație proprie NPC	$M_{DMT} = 5,1 \times q_c - 8$	75.000 kPa	40.000 kPa	$E_{50} = 2,2 \cdot q_c - 5$
Corelație proprie CAI	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,01$	0,277 (16°)	0,267 (15°)	$\tan\phi' = 0,1 \cdot q_c - 0,01$
Corelație proprie CAI	$C_u = 0,045 \times q_c + 0,02$	140 kPa	125 kPa	$c' = 0,047 \cdot q_c$
Corelație proprie CAI	$MDMT = 11,5 \times q_c - 2$	28.000 kPa	25.000 kPa	$E_{50} = 9 \cdot q_c - 2$

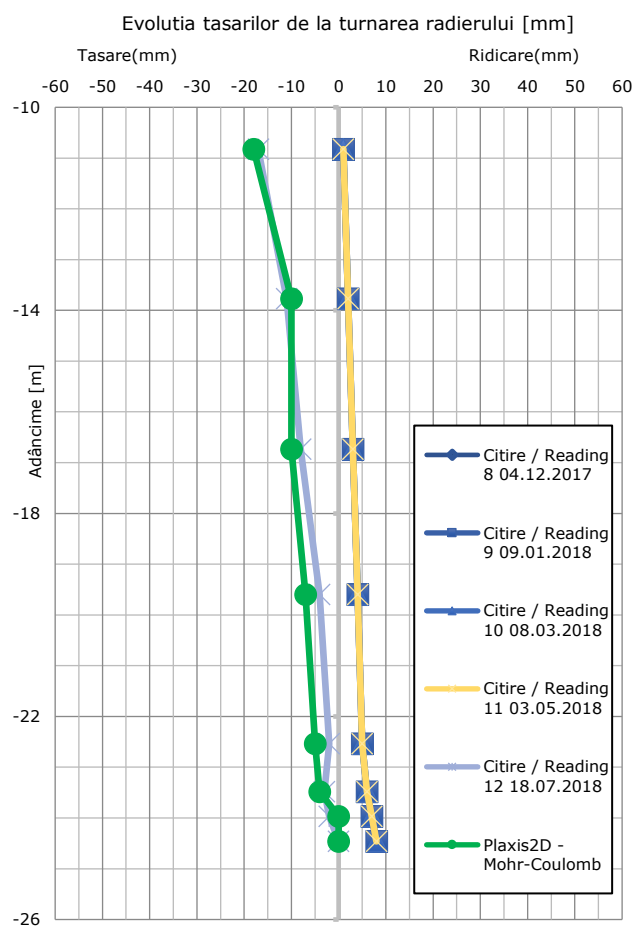


Figura IV.18 - Deplasare orizontală măsurată în coloana inclinometrică I₁ (maxim 17 mm)

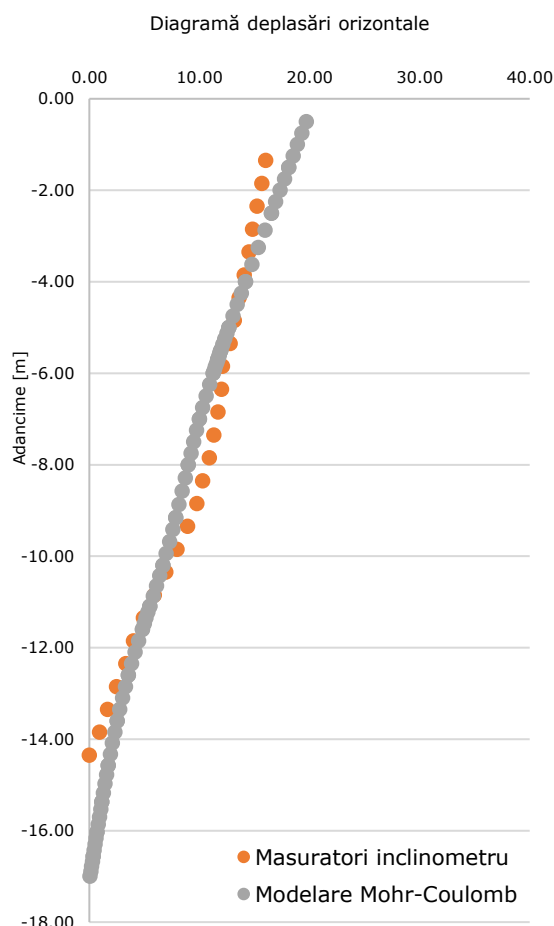


Figura IV.19 - Diagramă comparativă între valorile rezultate în urma măsurărilor inclinometrice și cele rezultate în urma modelării în Plaxis 2D

Tabelul IV.6. Valorile parametrilor geotehnici considerați, calibrate pentru modelul Hardening-Soil

Strat de calcul	Cote relative la cota ±0,00	γ kPa	E_{50} MPa	E_{ur} MPa	ϕ' °	c' kPa	G_0 MPa
1. Umplutură	-0,50 ÷ -1,50	18	6	24	25	50	40
2. Complex nisipos	-1,50 ÷ -5,00	18	12	48	30	5	35
3. Lentilă argiloasă	-5,00 ÷ -7,00	18	7	30	18	45	30
4. Nisipuri și pietrișuri de Colentina	-7,00 ÷ -11,10	18	30	90	32	2	70
5. Complex argile intermediare	-11,10 ÷ -18,00	18	15	60	16	115	100
6. Nisipuri de Mostiștea	-18,00 ÷ -20,00	19	40	120	40	5	200
7. Argilă	-20,00 ÷ -22,00	18	30	150	15	115	180
8. Nisip de Mostiștea	sub -22,00	19	40	120	40	5	200

Tabelul IV.7 – Compararea valorilor parametrilor determinați inițial și valorile parametrilor calibrați pentru modelul Hardening Soil conform Raportului de cercetare nr. 3

Sursă Corelație	Corelație conform Raport de cercetare nr. 2	Valoare cf. Rap. 2	Valoare calibrată	Corelație corelată pentru modelul Mohr-Coulomb
Corelație proprie LB	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,1$	0,231 (13°)	0,325 (18°)	$\tan\phi' = 0,17 \cdot q_c + 0,1$
Corelație proprie LB	$C_u = 0,04 \times q_c - 0,01$	42 kPa	45 kPa	$c' = 0,035 \cdot q_c$
Corelație proprie LB	$E_{oed2-3} = 3,1q_c + 3$	7.100 kPa	7.000 kPa	$E_{50} = 3,1 \cdot q_c + 3$
Corelație proprie NPC	$\tan\phi = 0,003 \times q_c + 0,67$	0,719 (36°)	(0,624) 32°	$\tan\phi' = 0,013 \cdot q_c + 0,4$
Corelație proprie NPC	$M_{DMT} = 5,1 \times q_c - 8$	75.000 kPa	30.000 kPa	$E_{50} = 2 \cdot q_c - 3$
Corelație proprie CAI	$\tan\phi = 0,1q_c + 0,01$	0,277 (16°)	0,277 (16°)	$\tan\phi' = 0,1 \cdot q_c$
Corelație proprie CAI	$C_u = 0,045 \times q_c + 0,02$	140 kPa	115 kPa	$c' = 0,045 \cdot q_c$
Corelație proprie CAI	$MDMT = 11,5 \times q_c - 2$	28.000 kPa	15.000 kPa	$E_{50} = 9 \cdot q_c - 2$

V Concluzii și perspective

În prezentul raport sunt prezentate calibrările corelațiilor parametrilor obținute în Raportul de cercetare nr. 2.

Primul capitol reprezintă o scurtă introducere în tema raportului precum și detalii cu privire la obiectivele vizate. Evaluarea corelațiilor între diferiți parametri geotehnici a fost realizată pentru trei straturi litologice. Pornind de la suprafață spre adâncime au fost analizate stratele, denumite în mod uzual, „Lutul de București”, „Nisipurile și Pietrișurile de Colentina” și „Complexul argilelor intermediare”. Aceste straturi au fost alese întrucât acestea influențează semnificativ majoritatea lucrărilor geotehnice, precum fundațiile directe, fundațiile de adâncime, lucrările de sprijinire precum și tunelurile.

Modelările au fost realizate pentru simularea comportamentului pământului utilizând trei modele constitutive, Mohr-Coulomb, Hardening Soil și Hardening Soil with small strain stiffness. Pentru verificarea corelațiilor și pentru calcul invers au fost utilizate datele din monitorizarea geotehnică a straturilor pe parcursul și după finalizarea execuției. Instrumentele folosite pentru monitorizarea structurilor, prezentate în prezentul raport au fost de tipul inclinometrelor, tasometrelor și a mărcilor de tasare (nivelment geometric).

Al doilea capitol prezintă succint instrumentele de monitorizare mai sus menționate, tehnologia care stă la baza acestora și rezultatele monitorizării.

În capitolul 3 sunt detaliate modelele constitutive uzuale folosite în ingineria geotehnică. Tot în acest capitol sunt prezentați principalii parametri ce stau la baza acestor modele, precum și avantajele și dezavantajele fiecărui model constitutiv în parte. Modelele constitutive sunt esențiale în modelarea comportamentului pământurilor pentru proiectarea geotehnică curentă. Pe parcursul timpului, au fost dezvoltate numeroase modele, de la cele mai simple, la cele mai complexe. Acestea au la bază ecuații complexe ce încearcă să descrie într-un mod cât mai fidel comportamentul pământului. Alegerea unui anumit model pentru proiectarea unei structuri geotehnice trebuie făcută cu mare atenție întrucât modelele mai complexe nu dau obligatoriu rezultate mai apropiate de realizate și experiența utilizatorului devine importantă. Pentru folosirea modelelor mai complexe sunt necesari parametri, ce sunt obținuți din încercări mai laborioase și sensibile la modul operator.

Capitolul 4 prezintă în detaliu modelele care au stat la baza realizării corelațiilor. De asemenea, sunt prezentate rezultatele monitorizării și interpretarea acestora. Utilizând aceste date s-au realizat calcule inverse. Aceste calcule inverse au fost necesare pentru calibrarea modelelor de calcul și a curbelor și graficelor rezultate cu rezultatele monitorizării.

Trebuie menționat că în urma calculelor prezentate în capitolul 4 au fost determinate corelațiile pentru modelele constitutive Mohr-Coulomb, Hardening Soil și Hardening Soil with small strain stiffness.

Este de menționat faptul că rezultatele utilizând modelele constitutive avansate prezintă valori foarte apropiate cu cele obținute direct din teren. Astfel, dacă pentru HS-Small valorile obținute erau asemănătoare cu cele obținute din investigațiile de laborator și in situ, utilizând modelul Mohr-Coulomb valorile parametrilor sunt în general mai ridicate. Acest lucru presupune, la modul teoretic, ca în cazul în care se utilizează modelul constitutiv Mohr-Coulomb în cadrul proiectului se pot utiliza valori mai ridicate pentru obținerea aceleiași tasări sau deplasări laterale.

În cuprinsul tezei este programată realizarea unor verificări / validări suplimentare pentru evaluarea corelațiilor determinate. Practic se vor dimensiona structuri utilizând metode numerice avansate (MEF), care vor fi comparate cu datele furnizate de monitorizarea geotehnică a lucrărilor respective, colectate în timpul construirii structurilor și după finalizarea acestora. Această analiză presupune realizarea unui calcul invers (back-calculation) pentru validarea modelului de calcul. Pe baza rezultatelor obținute se vor putea trage concluzii utile asupra validității corelațiilor utilizate și, eventual, corelațiile vor fi corectate.

VI Bibliografie

- ASTM D-1586 - 11, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.
- ASTM D-6635 - 01, 2007. Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.
- ASTM D6951 - 03, 2015. Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.
- Akinson, J., D. Farrar Stress Path Tests to Measure Soils Strength Parameters for Shallow Landslips, In: Proc. XI ICSMFE, San Francisco, volume 2, 983 - 986, Rotterdam, A. A. Balkema, 1985.
- Atkinson, A., 2010. Mechanics of soils.
- Bauer, E. Calibration of a Comprehensive Hypoplastic Model for Granular Materials. Soils and Foundations, 36 (1996), No. 1, 13-26.
- Biedermann, 1984. Vergleichende Untersuchungen mitSondeen in Schluff" Forschungsberichte aus Boden-mechanik und Grundbau.
- Brinkriev, R.B.J et al, *Plaxis 3D User's manuals*, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2015
- BS5930:1999, 1999. Code of practice for site investigations for higher education. London: British Standards Institution.
- Butcher et al., 1995. Determining the modulus of the ground from in situ geophysical testing. Hamburg,
- C159-89, 1989. Technical instructions for investigation of bedrock by cone penetration method, static penetration, dynamic penetration, vibropenetration. Bucharest: s.n.
- Cassn M, 1988. In situ tests in soil mechanics, Realization and Interpretation. Volumul 1, pp. 146-151.
- Cambou, B., C. Di Prisco (Eds). Constitutive Modelling of Geomaterials, Hermes, 2000.
- Capraru, C. Studies on the calculation of the enclosures of large deep excavations, PhD Thesis, Technical University of Construction, Bucharest, Romania, 2012
- D-5778, A., 2006. Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.
- DeBeer, 1967. Proefondervindelijke Bijdrage tot de studie van zand onder funderingem opstaal.
- DIN 1054:2010-12, 2012. Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- DIN 4094-3:2002, 2002. Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 3: Rammsondierungen. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- Duncan, J. M., C.-Y. Chang. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, 96 (1970), No. SM5, 16291653-, 1970
- Eurocode 7, 1997. Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field testing, Section 9: Flat dilatometer test.
- Finno, 1993. Analytical interpretation of dilatometer penetration though saturated cohesive soils. Geotechnique, 43(2), pp. 241-254.
- Gudehus, G., D. Kolymbas. Constitutive Relations, Some Conclusions from a Workshop, In: Proc. XI ICSMFE, 489-494, San Francisco, Balkema, 1985.
- Head, K., 2013. Manual of Soil Laboratory Testing.

-
- Houlsby, G. How the Dilatancy of Soils Affects their Behaviour. In: Proc. 10th ECSMFE, Florence, volume 4, 1189-1202, A. A. Balkema, 1991, Theme lecture.
- Jamiolkowski et al. without a losing address. Future trends for penetration testing. Geotechnology Conference - Penetration Testing in the UK, pp. 321-342.
- Karstunen, M. Hardening soil model presentation, University of Strathclyde, Glasgow, U.K. 2009
- Konrad and Law, 1987b. Undrained shear strength from piezocone tests. Canadian Geotechnical Journal, pp. 392-405.
- Kok Sien Ti et al, A review of basic soil constitutive models for geotechnical application, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, University Putra, Malaysia, 2009
- Kulhawy and Mayne, 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design, Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.
- Lacasse, 1986. Dilatometer Tests in Sand.
- Lanier, J., C. Di Prisco, R. Nova. Experimental study and theoretical analysis of the induced anisotropy of Hostun sand. Rev. Franc. Geotech, 57 (1991), 59-74, 1991.
- Marchetti, Marchetti, S., 1985. On the Field Determination of K_0 in Sand. San Francisco, ICSMFE.
- Marchetti, S., 2010. Sensitivity of CPT and DMT to stress history and aging in sands for liquefaction assessment, CPT 2010 Int. Symp.
- Marchetti, 1980. In situ tests by Flat Dilatometer. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 106(GT3), pp. 299-321.
- Marcu, A., 1983. Investigation of bedrock and determination of geotechnical design features. Bucharest: Bucharest Institute of Construction.
- Oden, J. T., T. Belytschko, I. Babuska, T. Hughes. Research Directions in Computational Mechanics. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 192, 913-922, 2003.
- Puzrin, A., J. Burland. Non-Linear Model of Small-Strain Behaviour of Soils Geotechnique, 48, No. 2, 217-234, 1998.
- Robertson and Campanella, 1983. Interpretation of cone penetration tests. Canadian Geotechnical, J.20(4), pp. 718-745.
- Robertson, 2015. Guide to Cone Penetration Testing, 6th Edition, Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Robertson, 2016. CPT-based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System. Canadian Geotechnical Journal.
- Robertson, P., 1997. Cone Penetration Test in Geotechnical Practice.
- Schanz, T. et al. *The hardening soil model: Formulation and verification*, Conference "Beyond 2000 in Computation Geotechnics", Rotterdam, Netherlands, 1999.
- Stallebrass, S., R. Taylor. The Development and Evaluation of a Constitutive Model for the Prediction of Ground Movements in Overconsolidated Clay. Geotechnique, 47, No. 2, 235-253, 1997.
- STAS 1913/1-82 Foundation land. Determination of moisture content: ASRO.
- STAS 1913/4-86 Foundation land. Determination of plasticity limits. Bucharest: ASRO.
- STAS 1913/5-85 Foundation land. Determination of granularity: ASRO.
- STAS 8316-77 Founding ground. Fundamental principles of calculation. Bucharest: ASRO.
- STAS 8942/1-89 Foundation land. Determination of compressibility of soils by oedometer test. Bucharest: ASRO.
- STAS 8942/2-82 Foundation land. Determination of the shear strength of soils by direct shear test. Bucharest: ASRO.
-

SR EN ISO 22476-3, 2006 Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.

Trofimenkov, 1964. Field Methods for Testing the Structural Properties of Soils. ing Literature Publishing House.

Viggiani, G., J. Atkinson. Interpretation of Bender Element Tests. Geotechnique, 45, No. 1, 149-154, 1995.

Wu, W., E. Bauer. A Simple Hypoplastic Constitutive Model for Sand. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 18, 833-862, 1994.