

**UTILIZAREA COMPACTĂRII DINAMICE INTENSIVE PENTRU
ÎMBUNĂTĂȚIREA LOESSULUI CU POTENȚIAL DE COLAPS**

REZUMAT

Întocmit de,
Georgios Tsitsas

Coordonator,
Prof. Dr. Ing. Romeo Ciortan

Martie 2016

CUPRINS

CUPRINSUL TABELELOR	II
CUPRINSUL FIGURILOR.....	III
CAPITOLUL 1: INTRODUCERE.....	1
1.1 COMPACTARE DINAMICĂ ȘI LOESS	1
1.2 OBIECTIVUL CERCETĂRII.....	1
1.3 SCOPUL CERCETĂRII.....	2
CAPITOLUL 2: COMPACTAREA DINAMICĂ INTENSIVĂ.....	2
CAPITOLUL 3: LOESSUL ȘI PĂMÂNTURILE LOESSOIDE	3
CAPITOLUL 4: COMPACTAREA DINAMICĂ ȘI LUCRĂRILE PORTUARE	3
CAPITOLUL 5: VIBRAȚII.....	5
5.1 VIBRAȚII INDUSE DE COMPACTAREA DINAMICĂ INTENSIVĂ.....	5
5.2 STUDII DE CAZ	5
5.2.1 Măsurători efectuate la poligonul experimental	5
5.3 CONCLUZII.....	6
CAPITOLUL 6: STUDIU DE CAZ	13
6.1 INTRODUCERE	13
6.2 DESCRIEREA LUCRĂRILOR EFECTUATE	13
6.2.1 Caracteristicile poligonului experimental	13
6.2.2 Teste specifice CD	13
6.2.2.1 Teste efectuate în timpul primei faze.....	14
6.2.2.2 Teste efectuate în timpul celei de-a doua faze	14
6.2.3 Grila de execuție și energia de compactare	14
6.2.4 Tasări induse	15
6.3 TESTE PENTRU CERTIFICAREA LUCRĂRILOR.....	15
6.3.1 Generalități.....	15
6.3.2 Program teste efectuate	16
6.3.3 Criteriile stabilite pentru certificarea îmbunătățirii loessului	16
6.3.4 Rezultatele testelor in situ.....	16
6.3.5 Rezultatele încercărilor de laborator.....	17
6.3.6 Certificarea îmbunătățirii loessului.....	17
6.4 CONCLUZII.....	18

CAPITOLUL 7: ANALIZA NUMERICĂ.....	25
7.1 INTRODUCERE	25
7.2 SCURTĂ DESCRIERE A POLIGONULUI EXPERIMENTAL	25
7.2.1 Etapele de execuție a CDI.....	25
7.2.2 Investigațiile geotehnice în – situ și proprietățile pământului	25
7.3 METODOLOGIA DE SIMULARE A CDI	26
7.3.1 Descrierea Analizei Numerice	26
7.3.2 Evaluarea Rezultatelor Analizei Numerice.....	28
7.4 REZULTATE ȘI DISCUȚII.....	30
7.5 LIMITĂRILE MODELULUI DE CALCUL	30
CAPITOLUL 8: CONCLUZII, CONTRIBUȚII PERSONALE ȘI RECOMANDĂRI.44	
8.1 INTRODUCERE	44
8.2 OBIECTIVUL CERCETĂRII ȘI AL PROIECTULUI.....	44
8.3 POLIGONUL EXPERIMENTAL	44
8.4 REZULTATE	45
8.5 CONTRIBUȚII PERSONALE.....	46
8.6 RECOMANDĂRI.....	47
BIBLIOGRAFIE SELECTIVĂ	48

CUPRINSUL TABELELOR

Tabel 5.1: Măsurători efectuate înainte de construirea tranșei	6
Tabel 5.2: Măsurători efectuate după construirea tranșei – la 35m distanță față de craterul 8637	
Tabel 5.3: Măsurători efectuate după construirea tranșei – la 28m distanță față de craterul 9337	
Tabel 5.4: Viteza particulelor și posibilele deteriorări	7
Tabel 6.1: Parametrii Energiei aplicate.....	19
Tabel 6.2: Rezumat măsurători cratere & măsurători platformă	19
Tabel 6.3: Parametrii obținuți din încercările de laborator	20
Tabel 6.4: Rezultate Forfecare Directă pe probe de pământ compactat	20
Tabel 6.5: Raportul între valorile medii obținute înainte și după compactare.....	21
Tabel 6.6: Valori înregistrate pentru rezistența pe vârf după CDI.....	21
Tabel 7.1: Relația între ϕ și N_{SPT} Test (Peck 1974).....	31
Tabel 7.2: Relația între ϕ și N_{SPT} Test (Meyerhof 1956).....	31
Tabel 7.3: Proprietățile pământului utilizate în analizele numerice	31

CUPRINSUL FIGURILOR

Figura 5.1: Pozițiile seismografului față de craterul 598 – Fără tranșee	8
Figura 5.2: Seismograf amplasat la 35m distanță față de craterul 863 – Cu tranșee	8
Figura 5.3: Seismograf amplasat la 28m distanță față de craterul 933 – Cu tranșee	8
Figura 5.4: Variația vitezei particulelor cu adâncimea în timpul CDI.....	9
Figura 5.5: Variația vitezei cu magnitudinea.....	10
Figura 5.6: Variația vitezei cu distanța față de punctul de impact.....	11
Figura 5.7: Variația vitezei cu numărul de lovituri.....	11
Figura 5.8: Variația frecvenței cu numărul de lovituri	12
Figura 6.1: Adâncimea de penetrare a craterului pentru prima fază.....	22
Figura 6.2: Adâncimea de penetrare a craterului pentru a doua fază	22
Figura 6.3: Variația rezistenței pe vârf cu adâncimea	23
Figura 6.4: Profil SPT	23
Figura 6.5: Variația valorii medii a densității în stare uscată cu adâncimea	23
Figura 6.6: Variația valorii medii a porozității cu adâncimea	23
Figura 6.7: Variația indicelui tasării suplimentare cu adâncimea.....	24
Figura 6.8: Variația modului edometric în stare naturală cu adâncimea	24
Figura 6.9: Variația modului edometric în stare inundată cu adâncimea	24
Figura 7.1: Locația poligonului experimental.....	32
Figura 7.2: Dimensiunile maiului metalic	33
Figura 7.3: Profil SPT în zona studiată înainte și după CDI	33
Figura 7.4: Distribuția proprietăților de rigiditate cu adâncimea înainte și după CDI	34
Figura 7.5: Distribuția unghiului de frecare internă ϕ adâncimea după CDI.....	35
Figura 7.6: Discretizarea modelului cu maiul simulat ca un corp rigid metalic	35
Figura 7.7: Secvența de încărcare aplicată.....	36
Figura 7.8: Baza fixată și „quiet boundaries” pe partea stângă	36
Figura 7.9: Baza fixată și condiții pe contur de tip „roller” la capete.....	37
Figura 7.10: Influența condițiilor pe contur asupra deformațiilor volumice după 20 de lovituri	38
Figura 7.11: Deformații tangențiale induse de diferite numere de lovituri	39
Figura 7.12: Deformații volumice induse de diferite numere de lovituri	40
Figura 7.13: Evoluția deformațiilor volumice și tangențiale cu adâncimea și numărul de lovituri sub centrul de greutate al maiului	41
Figura 7.14: Influența rigidității și rezistenței pământului asupra deformațiilor volumice după a patrusprezecea lovitură	41
Figura 7.15: Influența rigidității și rezistenței pământului asupra deformațiilor tangențiale după a patrusprezecea lovitură	42
Figura 7.16: Influența proprietăților pământului asupra evoluției eforturilor volumice cu adâncimea și numărul de lovituri.....	42
Figura 7.17: : Influența proprietăților pământului asupra evoluției eforturilor tangențiale cu adâncimea și numărul de lovituri.....	43

CAPITOLUL 1: INTRODUCERE

1.1 COMPACTARE DINAMICĂ ȘI LOESS

Compactarea Dinamică Intensivă (CDI) este considerată una dintre cele mai vechi metode de îmbunătățire a terenului. Aceasta implică lăsarea unor greutatea să cadă liber (maiuri) pe suprafața terenului și este cunoscută drept consolidare dinamică. Această metodă a fost patentată de Louis Menard în anii 1970, în Franța.

Maiurile utilizate pentru CDI pot fi din blocuri de beton, plăci de oțel, sau carcase de oțel umplute cu beton sau nisip. În funcție de greutatea necesară, material și de capacitatea dinamică portantă a suprafeței terenului, maiurile pot fi pătrate sau rectangulare. De obicei, masa lor variază de la 10 la 30 de tone și pot fi lăsate să cadă liber de la înălțimi de 10 până la 30 metri (m). Pentru CDI sub nivelul apei, au fost folosite maiuri speciale cu aripi.

Energia este aplicată într-un tipar de amprente controlat, sub forma unei grile. De obicei, CDI este implementată în două sau trei faze, iar pentru fiecare fază pot fi aplicate treceri multiple sau cate o singură trecere. După fiecare fază de compactare, craterile formate sunt umplute cu material, iar apoi se execută următoarea fază. Gradul de îmbunătățire depinde în principal de energia aplicată, masa maiului, înălțimea de cădere liberă, distanța dintre amprente și numărul de lovituri în fiecare amprentă. Adâncimea de îmbunătățire este de ordinul a 3 până la 5 m atunci când se utilizează maiuri mai ușoare și înălțimi de cădere mai mici, în timp ce pentru maiuri mai grele și înălțimi de cădere mari aceasta variază între 6 și 12 m.

Conform Terzaghi et al. (1936) loessul este un sediment uniform, coeziv, de origine eoliană. Acesta acoperă aproximativ 10% din suprafața pământului și poate ajunge la o grosime de 300m. În România, depozitele de loess și pământurile loessoide acoperă aproximativ 17% din teritoriu (40,000 km²). Loessul are o structură metastabilă bazată pe tasări mari și pierdere a rezistenței ce pot să apară la saturație.

Rezistența structurii interne a loessului este dată de cimentarea dintre particulele acestuia. Legăturile de cimentare sunt formate în general din ciment argilos, montmorillonit și calcit. Tasările suplimentare pot să apară la saturare când agenții de cimentare sunt slăbiți și legăturile dintre particulele structurii sunt distruse. Saturarea locală poate fi produsă de inundații, conducte sparte, irigații sau din evacuarea apelor industriale și poate avea ca rezultat tasări neuniforme semnificative. În ceea ce privește creșterea pânzei freatice, o creștere lentă și uniformă are ca rezultat tasări graduale, uniforme. Dacă umiditatea crește sub o sarcină exterioară, tasările pot fi graduale sau bruște. De asemenea, tasările adiționale pot să apară sub sarcină chiar și la umiditate naturală.

1.2 OBIECTIVUL CERCETĂRII

Acest studiu a pornit de la interesul de a folosi CDI pentru tratarea loessului cu potențial de colaps. Acest raport prezintă caracterizarea locației și performanța îmbunătățirii terenului obținute din execuția unui poligon experimental de 40,000m² din Constanța, România. Scopul îmbunătățirii a fost de a trata pământul la adâncimi care variază de la 6 la 8 metri pentru de a reduce tasările și a diminua potențialul de colaps.

Pentru atingerea acestui obiectiv, pe baza practicilor standard a unor proiecte similare, sunt prezentate criteriile de îmbunătățire (in situ și laborator), testele de compactare speciale și parametrii de compactare (energia, numărul de lovituri, numărul fazelor de compactare, etc.)

care au rezultat din poligonul experimental. Alte subiecte ale cercetării au fost aplicarea acestei tehnologii pentru proiecte sub nivelul apei și monitorizarea vibrațiilor induse.

Testele de laborator și in situ rezultate înainte și după îmbunătățire din poligonul experimental sunt comparate cu rezultatele obținute din modelarea numerică într-un program de diferențe finite, dezvoltat pentru a simula compactarea dinamică intensivă.

1.3 SCOPUL CERCETĂRII

În ultimii ani mai multe autostrăzi sunt în construcție în România. Autorul a fost implicat în calitate de inginer-șef în trei proiecte de autostrăzi, unde CDI a fost utilizată pentru îmbunătățirea unui teren de peste 500,000m², în cea mai mare parte loess.

Prima parte a acestei cercetări a avut loc în 2011 când a fost executat un poligon experimental de 40,000m², în cadrul proiectului Șoseaua Ocolitoare Constanța, care implică construcția unei autostrăzi de 22km lungime.

Poligonul experimental a inclus teste in situ speciale pentru a determina parametrii de compactare și teste in situ și de laborator pentru certificarea îmbunătățirii pământului. Au fost monitorizate și vibrațiile, și acestea sunt prezentate în această teză.

În 2015 CDI a fost modelată numeric, axisimetric 2D, în programul de Diferențe Finite Code FLAC. Comportarea pământului a fost simulată utilizând modelul Mohr – Coulomb elasto – plastic. Analizele parametrice suplimentare au fost efectuate pentru a evalua sensibilitatea rezultatelor la proprietățile materialului asumate și alți parametri.

CAPITOLUL 2: COMPACTAREA DINAMICĂ INTENSIVĂ

Acest capitol oferă informații cu privire la istoria dezvoltării procedurii de CDI, aspectele teoretice, precum și observații legate de proiectare, controlul calității, monitorizare, etc.

Elementele specifice acestui procedeu sunt simplitatea metodei la care este supus terenul și extrema complexitate din punct de vedere al mecanicii pământului și a siguranței obținute confirmate de rezultate.

Simplitate: în prezent, utilajele de ridicat de mare capacitate sunt general uzate și pot asigura intensități superioare de 100 la 500 de ori celor necesare pentru baterea piloților.

Complexitate extremă: din punct de vedere al mecanicii pământului conduce la un nou spirit în acest domeniu. Această tehnică se poate dezvolta pe un “teren liber” de la care granițele tradiționale pot fi depășite.

Siguranța: este oferită de experiența obținută la numeroasele lucrări de consolidare, de control geotehnic al rezultatelor obținute și de observațiile privind tasarea construcțiilor realizate.

Această tehnică nouă de consolidare deschide o largă piață pentru mecanica pământului întrucât măsurătorile pe teren sunt de cca. 3 ori mai multe decât în cazul fundării pe un teren neconsolidat (ex. pe piloți).

În afară de domeniile clasice ale construcțiilor se înregistrează noi perspective de utilizare: baraje de pământ pe amplasamente considerate inadecvate din punct de vedere al caracteristicilor geotehnice, insule artificiale, aerodromuri, în mare etc.

De asemenea, această metodă permite realizare de lucrări fără un tratament special pentru stabilizare și cel mai cunoscut material care este solul devine construibil.

CAPITOLUL 3: LOESSUL ȘI PĂMÂNTURILE LOESSOIDE

Acest capitol oferă informații cu privire caracteristicile loessului, precum și o privire de ansamblu asupra mecanismului de colaps, parametrii caracteristici și aspecte legate de practica românească.

Loessul este un pământ nesaturat, prăfos, cu porozitate mare, cu rezistență mare în stare uscată, dar, în contact cu apa, prezintă schimbări bruște și ireversibile ale structurii interne. Cea mai recunoscută teorie pentru proveniența materialului este cea eoliană. Tasările suplimentare pot să apară la saturare când agenții de cimentare sunt slăbiți și legăturile dintre particulele structurii sunt distruse. De cele mai multe ori tasările sunt neuniforme și pot provoca degradări semnificative structurilor construite pe astfel de pământuri.

Tasările suplimentare la umezire se determină, în laborator, în urma testul de compresibilitate edometrică. Pe baza acestui test se obține indicele tasării suplimentare la umezire ($i_{m\sigma}$), conform Standardelor Române, sau potențialul de colaps (C_p), conform ASTM. Valoarea tasării se calculează înmulțind indicele grosimea stratului cu potențial de colaps cu indicele tasării suplimentare la umezire, respectiv potențialul de colaps. De asemenea, au fost efectuate cercetări în care au fost utilizare corelații CPT- V_s pentru evaluarea problemelor legate de instabilitate induse de încărcări ciclice.

Există numeroase metode prin care se pot elimina riscurile atunci când se construiește pe pământuri cu potențial de colaps. Printre metodele de îmbunătățire a acestora se numără următoarele: amestecul acestora cu diferiți aditivi, Compactarea Dinamică, introducerea unor elemente structurale și înlocuirea. Toate aceste procedee pot fi utilizate pentru îmbunătățirea pământului pe întreaga adâncime a zonei deformabile/cu potențial de colaps.

CAPITOLUL 4: COMPACTAREA DINAMICĂ ȘI LUCRĂRILE PORTUARE

Acest capitol prezintă mai multe studii de caz despre modalitatea în care CDI a fost aplicată la diferite lucrări portuare.

Pe baza experienței locale și internaționale, se poate afirma faptul că CDI este un procedeu care poate fi utilizat la îmbunătățirea terenului de fundare și la consolidarea umpluturilor aflate sub nivelul apei. Mai mult, din măsurătorile și observațiile efectuate se pot trage următoarele concluzii asupra aplicării tehnologiei de CD sub apă:

- Ampretele vor fi efectuate joantiv având în vedere devierea maiului în cădere liberă sub apă
- Etapa finală (de nivelare) se va face cu piatră spartă 20 – 40mm
- Maiul va fi lăsat să cadă de sub nivelul apei
- Maiul va fi executat astfel încât să fie cât mai stabil sub nivelul apei (cu aripi de stabilizare)
- Maiul va fi executat din metal pentru a obține maximul de greutate pe unitatea de suprafață

- Adâncimea apei să fie de min 4.00m pentru ca nivelul de compactare să fie eficient pentru o grosime a stratului de max. 2.00m
- Pentru adâncimi mai mici ale apei se va analiza posibilitatea utilizării CD aplicată “la uscat” prin umplerea zonei cu material necoeziv care apoi va fi dragat
- Grosimea stratului compactat trebuie corelat cu înălțimea de cădere a maiului care este limitată de grosimea stratului de apă

CAPITOLUL 5: VIBRAȚII

Acest capitol prezintă măsurătorile obținute din monitorizarea poligonului experimental, precum și comparații cu datele publicate în literatura de specialitate.

5.1 VIBRAȚII INDUSE DE COMPACTAREA DINAMICĂ INTENSIVĂ

Datorită gamei largi de încărcări dinamice care pot fi induse pământului în timpul CDI, o gamă largă de vibrații pot apare în pământ. Cu cât un pământ este mai densificat, cu atât nivelul de vibrații crește. Este posibil să se atingă o viteză maximă a particulelor după numai o singură sau două treceri.

5.2 STUDII DE CAZ

Procedura de CDI induce vibrații care sunt resimțite pe o anumită distanță față de punctul de impact, afectând în acest fel clădirile învecinate. În acest scop, au fost efectuate măsurători cu scopul de a determina zona de lucru permisă.

5.2.1 Măsurători efectuate la poligonul experimental

Îmbunătățirea caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare de pe traseul unui tronson de autostradă a fost făcută prin aplicarea compactării dinamice. Pentru a nu fi afectate o serie de conducte care traversau zona, au fost efectuate măsurători privind vibrațiile produse prin compactarea dinamică în vederea stabilirii distanței până la care se poate aplica această tehnologie. Pentru conducte a fost impusă o viteză a particulelor de max. 20 mm/sec.

Experimentările au fost efectuate în două situații:

- Fără a lua măsură de izolare a compactării dinamice (Figura 5.1 și Tabel 5.1);
- Prin execuția unei tranșei între zona de lucru și conducte la cca. 16 m de aceasta (Figura 5.2 și Tabel 5.2, Figura 5.3 și Tabel 5.3);

Analiza s-a efectuat luând în considerare gradul posibil de deteriorare (Rowe, 1973) care se produce la diverse viteze ale particulelor (vezi Tabel 5.4):

Unii autori recomandă să nu fie depășită viteza particulelor de 50 mm/sec.

În scopul de a determina modul în care particulele de pământ variază cu distanța, rezultatele obținute de la poligonul experimental au fost transpuse grafic împreună cu rezultatele altor experimente care au fost luate în considerare (Figura 5.4).

Limitele pentru viteza particulelor și tipul de construcție acceptate de Normele Franceze sunt prezentate în graficul din Figura 5.5. Măsurătorile efectuate la poligonul experimental înainte și după construirea tranșei, au fost reprezentate pe acest grafic, rezultând faptul că după toate vitezele particulelor înregistrate după construirea tranșei au fost mai mici decât valoarea admisibilă (20mm/sec).

Pe baza măsurătorilor efectuate și a utilizării prevederilor normelor tehnice specifice s-au putut stabili parametrii de vibrație care să nu afecteze construcțiile adiacente, astfel:

- Tranșeea a fost realizată până la 0.5m sub generatoarea inferioară a conductei;
- Distanța între conductă și tranșee a fost de 15m;
- Distanța minimă din axul conductei până în zona de compactare a fost 15m;
- Mărimea vitezei particulelor de pământ adoptată a fost de 20 mm/sec;

Figura 5.6 indică faptul că valoarea vitezei descrește o dată cu mărirea distanței față de punctul de impact.

Reprezentarea grafică a variației vitezei (Figura 5.7) și a frecvenței (Figura 5.8) cu numărul de lovituri indică faptul că ambele cresc o dată cu numărul de lovituri aplicate.

5.3 CONCLUZII

Accelerațiile terenului au fost măsurate cu ajutorul unui seismograf amplasat la diferite distanțe față de zona de compactare. Pe baza datelor înregistrate au fost constatate următoarele:

- Numărul de lovituri influențează frecvența vibrațiilor, situație care este mai evidentă la distanțe mai mici;
- Viteza particulelor crește mai încet pentru un număr de lovituri de până la 4 și apoi se obține o creștere mai rapidă a acesteia;
- Prezența tranșei de izolare a condus la o reducere a vitezei particulelor cu cca. 20 %;
- Viteza particulelor descrește cu distanța.

Tabel 5.1: Măsurători efectuate înainte de construirea tranșei

Număr de lovituri	Distanța față de crater(m)	Viteză (mm/s)	Frecvență (Hz)
1	14	20.66	8.3
2		27.6	14
3		37.6	16
4		42.3	17
5	20	25	13
6		24.8	13
7	25	21.5	12
8		22	12
9		20.7	12
10	30	12.8	12
11		14.9	12
12		14.9	13
13	35	6.73	9.1
14		6.6	9

Tabel 5.2: Măsurători efectuate după construirea tranșei – la 35m distanță față de craterul 863

Număr de lovituri	Distanța față de crater(m)	Viteză (mm/s)	Frecvență (Hz)
1	35	0	0
2		0	0
3		7.37	10
4		9.14	11
5		10.2	13
6		10.4	11
7		10.9	12
8		10.9	11
9		9.4	9.8
10		9.65	12
11		11.9	12
12		12.8	12

Tabel 5.3: Măsurători efectuate după construirea tranșei – la 28m distanță față de craterul 933

Număr de lovituri	Distanța față de crater(m)	Viteză (mm/s)	Frecvență (Hz)
1	28	0	0
2		4.95	12
3		6.48	8.8
4		7.75	19
5		8.76	9.8
6		9.40	20
7		9.52	18
8		9.52	10
9		10.3	10
10		10.7	10
11		11.4	11
12		12.6	11

Tabel 5.4: Viteza particulelor și posibilele deteriorări

Viteza maximă a particulelor (mm/sec)	Deteriorări ale clădirilor
0,2	Nici una
2,0	limita superioară pentru monumente istorice, structuri foarte fragile
5,0	limita inferioară pentru deteriorări arhitecturale la clădiri obișnuite cu finisaj sensibil (tencuială)
15,0	deteriorări arhitecturale și posibil deteriorări structurale
50,0	deteriorări structurale la clădiri care nu intră în rezonanță

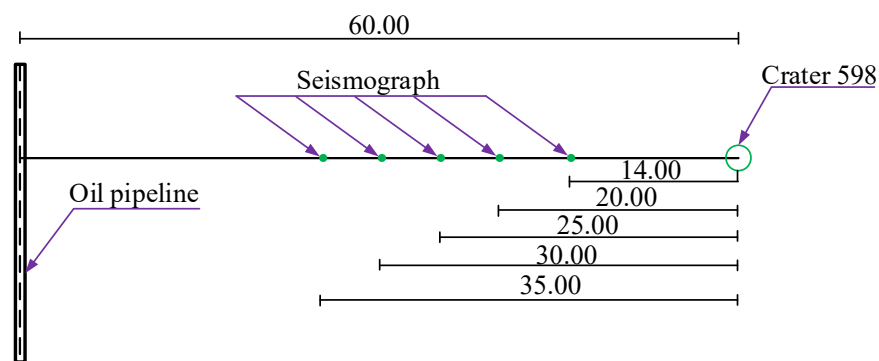


Figura 5.1: Pozițiile seismografului față de craterul 598 – Fără tranșee

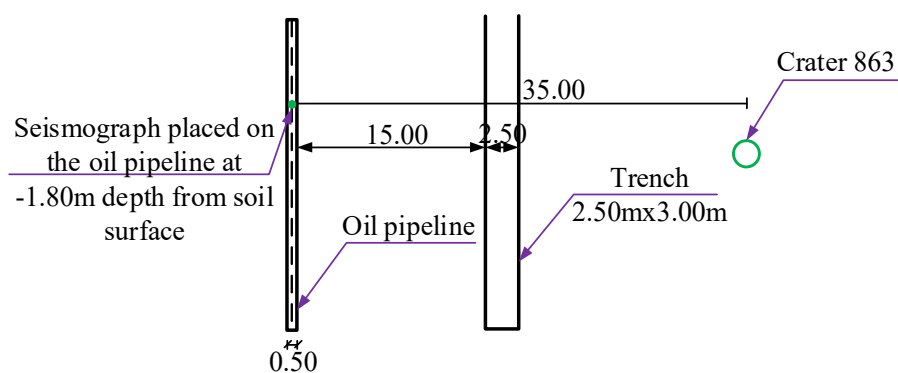


Figura 5.2: Seismograf amplasat la 35m distanță față de craterul 863 – Cu tranșee

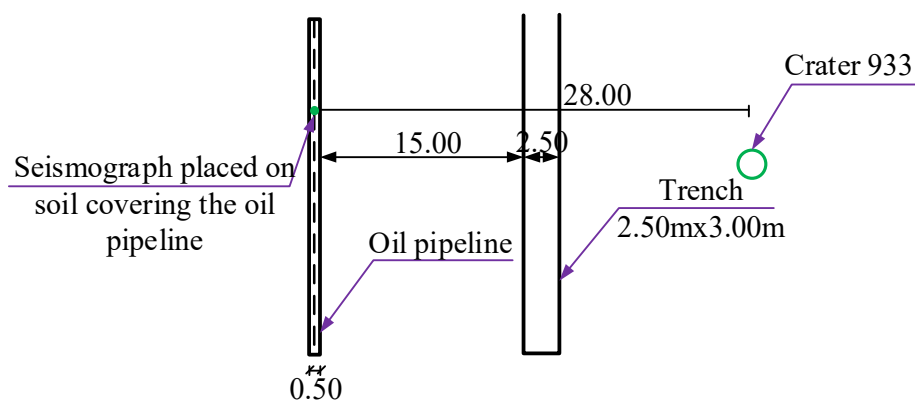


Figura 5.3: Seismograf amplasat la 28m distanță față de craterul 933 – Cu tranșee

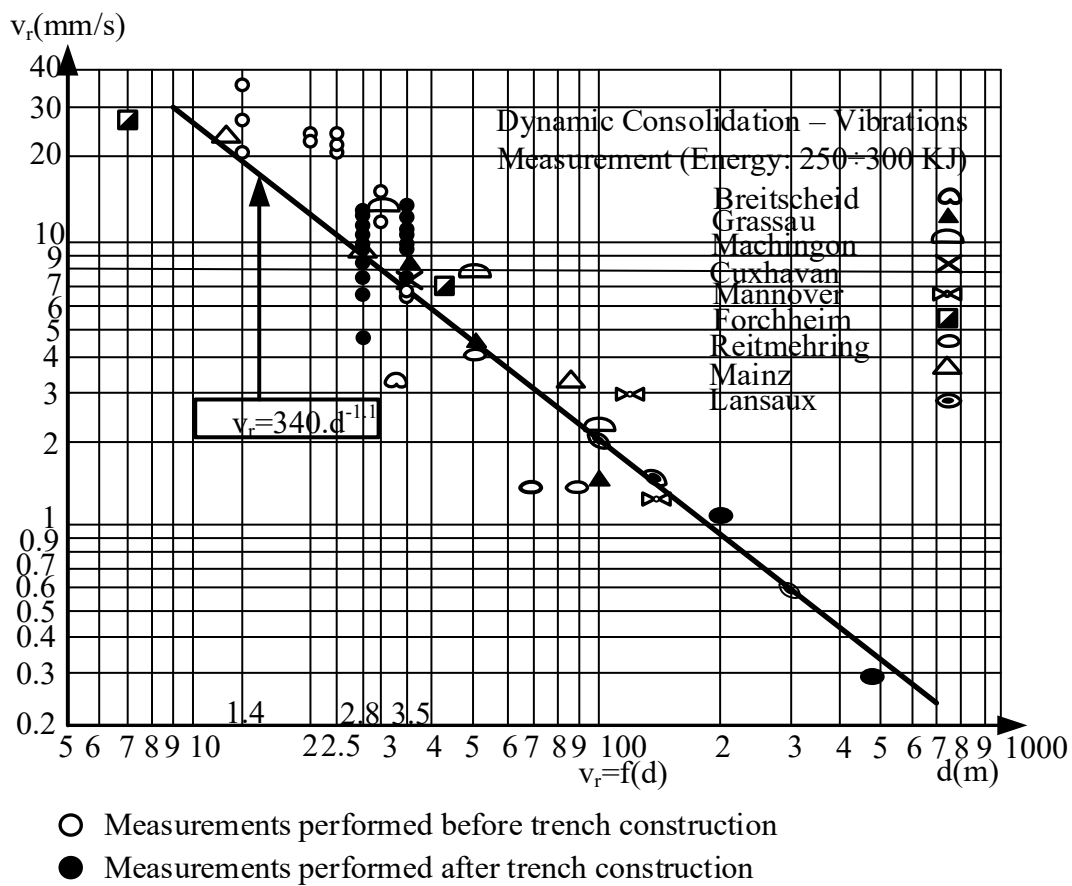
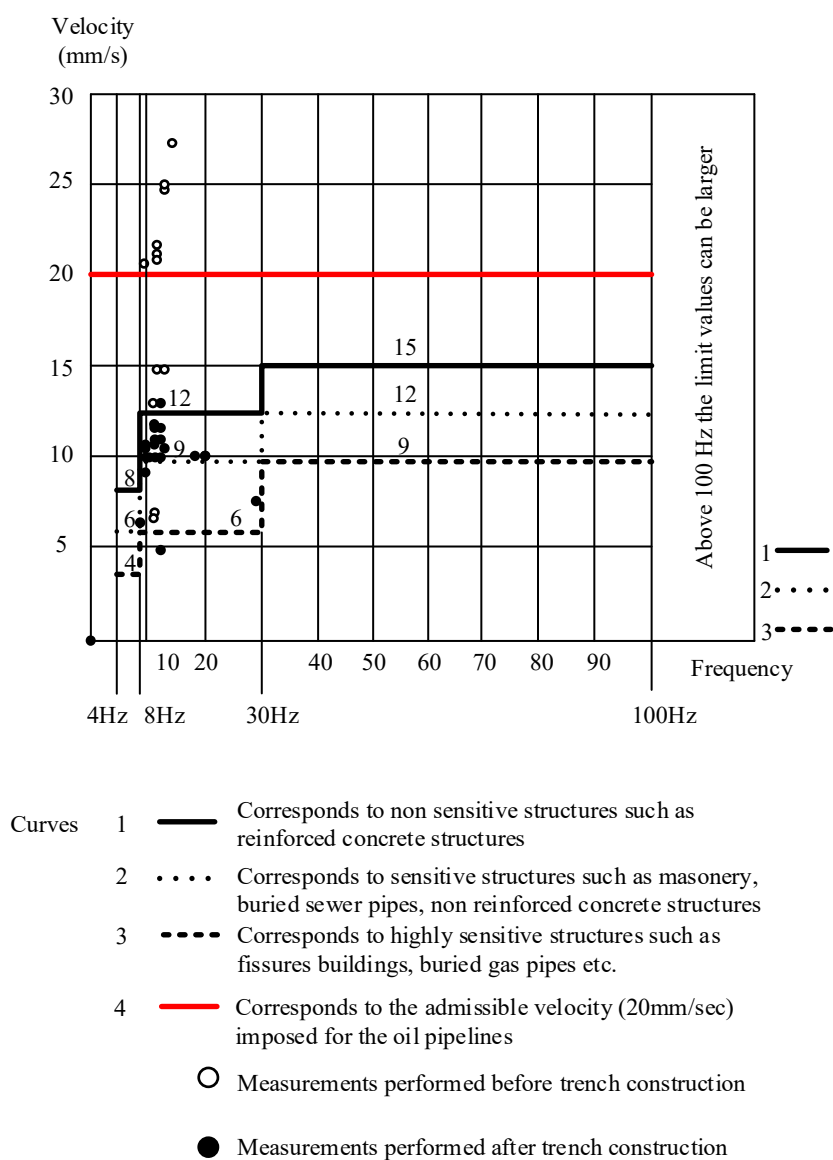


Figura 5.4: Variația vitezei particulelor cu adâncimea în timpul CDI



*Note: Vibration threshold values must be given or confirmed by the owner of the concerned structure

Figura 5.5: Variația vitezei cu magnitudinea

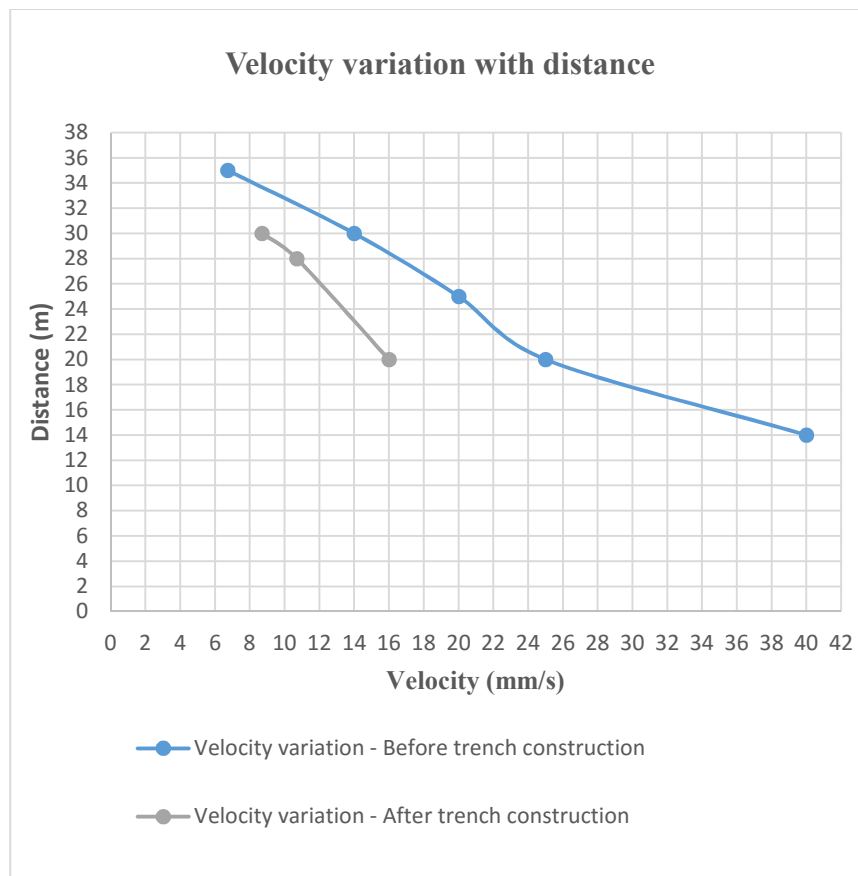


Figura 5.6: Variația vitezei cu distanța față de punctul de impact

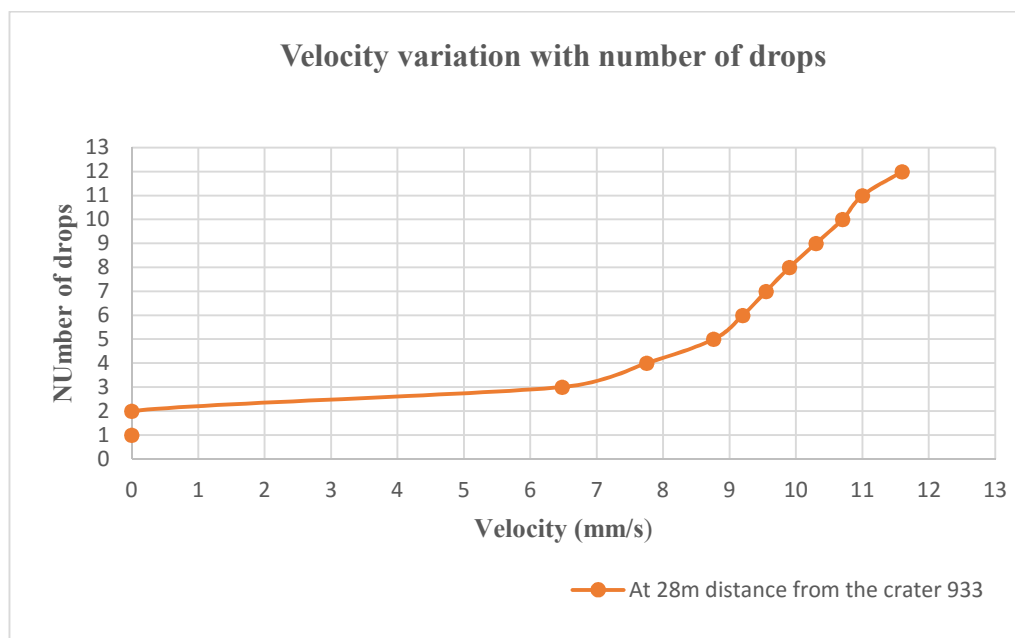


Figura 5.7: Variația vitezei cu numărul de lovituri

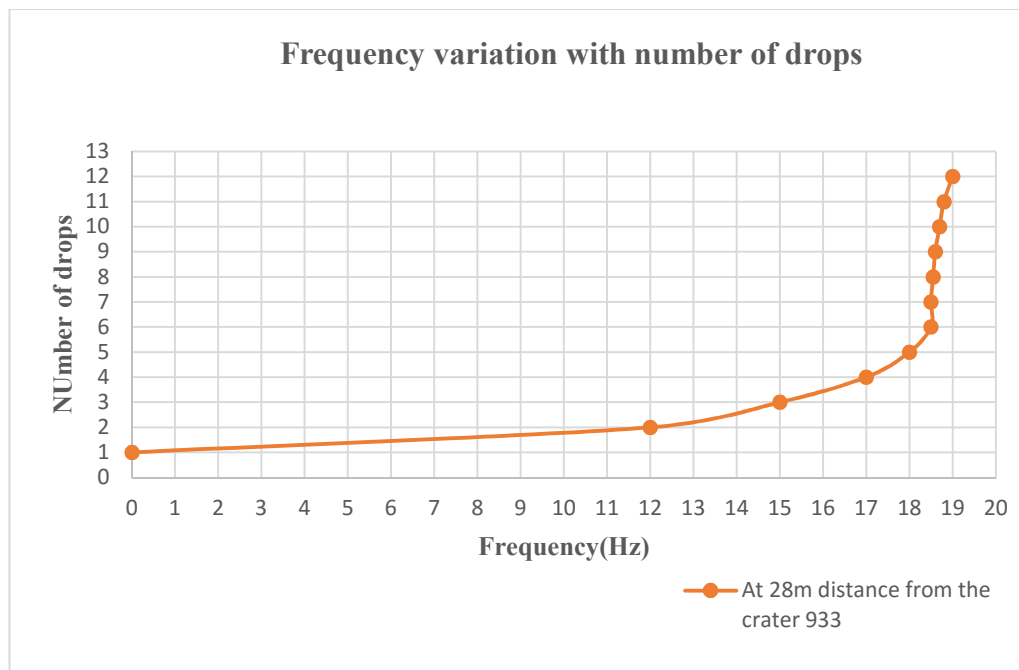


Figura 5.8: Variația frecvenței cu numărul de lovituri

CAPITOLUL 6: STUDIU DE CAZ

6.1 INTRODUCERE

Poligonul experimental de aproximativ 40,000m² a fost realizat în vecinătatea căii ferate București – Constanța din comuna Valul lui Traian, municipiul Constanța. Scopul acestuia a fost acela de a determina parametrii necesari punerii în aplicare a procedurii de Compactare Dinamică Intensivă (CDI) pentru îmbunătățirea pachetului de loess sensibil la umezire, în vederea limitării tasărilor diferențiate ale autostrăzii care urma să fie construită.

Investigațiile geotehnice efectuate anterior au evidențiat existența unui depozit de loess cu o grosime de 12 metri (m), la baza căruia se află un strat de argilă roșie cu concrețiuni calcaroase. S-a stabilit faptul că doar primii 6m de loess au fost sensibili la umezire. De asemenea, între 28m și 40m adâncime, se află roca de bază constituită din calcar degradat în masă argiloasă. Nivelul apei subterane a fost localizat la sub adâncimea de 12m.

În vederea verificării eficacității soluției de îmbunătățire adoptată, au fost efectuate teste specifice pentru CDI (determinarea adâncimii de penetrare a maiului, măsurarea tasării / ridicării, monitorizarea vibrațiilor), precum și teste geotehnice in-situ și de laborator. Rezultatele testelor in situ și de laborator sunt comparate cu cele obținute din modelarea numerică a procedurii de CDI într-un program de diferențe finite prezentat în Capitolul 7. De asemenea, monitorizarea vibrațiilor induse de CDI sunt prezentate în Capitolul 5.

Următoarele subcapitole prezintă metodologiile și criteriile propuse pentru certificarea îmbunătățirii loessului prin CDI precum și testele specifice CDI, parametrii de compactare determinați și rezultatele testelor in situ și de laborator.

6.2 DESCRIEREA LUCRĂRILOR EFECTUATE

6.2.1 Caracteristicile poligonului experimental

Caracteristicile poligonului experimental sunt următoarele:

- Lungime = 490m;
- Lățimea maximă = 83m;
- Lățimea minimă = 80m;
- Suprafața totală = 39,997 m²;
- Suprafața compactată = 30,176 m².

Litologia din zonă a constat în:

Stratul I	Praf argilos (afânat)	0 – 4 m (strat cu potențial de colaps)
Stratul IA	Argilă prăfoasă (moale)	-4 – -8,5 m (strat compresibil)
Stratul IB	Argilă prăfoasă (tare)	-8,5 – -10 m
Stratul II	Rocă de bază alterată	sub -10 m
Stratul III și IV	Rocă de bază	

Straturile II, III și IV au avut o compresibilitate redusă.

6.2.2 Teste specifice CD

Au fost efectuate teste pentru determinarea adâncimii de penetrare a maiului și a ridicării pământului cu scopul de a determina comportarea pământului în timpul CDI. Acestea au fost efectuate pe durata primelor două faze ale CDI.

6.2.2.1 Teste efectuate în timpul primei faze

În timpul primei faze au fost efectuate 6 teste pentru determinarea adâncimii de penetrare a maiului la următoarele cratere: 74, 119, 185, 360, 791 și 811. Graficele sunt prezentate în Figura 6.1.

Cu excepția craterului cu numărul 791, la care s-a înregistrat o adâncime de penetrare de 2.8m pentru 12 lovituri și un volum de 12.99m³, toate celelalte teste au înregistrat rezultate asemănătoare:

	U.M.	12 lovituri	14 lovituri
Penetrarea maiului:	(m)	2.19	2.34
Volumul mediu al craterului:	(m ³)	12.44	13.76
Tasarea indusă	(cm)	25.4	28.1
Procentul de reducere al volumului	(%)	4.23	4,68

De asemenea, testele de ridicare a pământului a fost efectuate la craterele cu numerele 185, 360 și 791. Nu a fost înregistrată nici o ridicare.

6.2.2.2 Teste efectuate în timpul celei de-a doua faze

În timpul fazei celei de-a doua faze au fost efectuate 6 teste pentru determinarea adâncimii de penetrare a maiului la următoarele cratere: 1039, 1071, 1130, 1552, 1581 și 1721. Graficele sunt prezentate în Figura 6.2.

Cu excepția craterului cu numărul 1721, la care s-a înregistrat o adâncime de penetrare de 2.56m pentru 12 lovituri și un volum de 12.42m³, toate celelalte teste au înregistrat rezultate asemănătoare:

	U.M.	12 lovituri	14 lovituri
Penetrarea maiului	(m)	1.79	1.88
Volumul mediu al craterului:	(m ³)	9.81	11.26
Tasarea indusă	(cm)	20.00	23.00
Procentul de reducere al volumului:	(%)	3.34	3.83

De asemenea, ridicarea pământului a fost măsurată la craterele cu numerele 1071, 1552 și 1581. Nu a fost înregistrată nici o umflare.

6.2.3 Grila de execuție și energia de compactare

Procedeul de CDI a fost realizat în trei faze după cum este prezentat în Tabel 6.1. La începutul fiecărei faze a fost efectuat câte un test de determinare a adâncimii de penetrare a maiului, cu scopul ce a optimiza numărul de lovituri aplicate (vezi Figura 6.1 și Figura 6.2).

Pe baza diferitelor cerințe, s-a stabilit că procedeul de CDI trebuie să reducă volumul pământului cu 6.5%.

În consecință, pentru primele două faze, energia de compactare a fost indusă prin aplicarea a 12 lovituri, obținându-se o reducere de 10% a volumului. Cu toate acestea, numărul de lovituri a variat între 12 și 14 lovituri datorită comportării diferite a pământului în diferite locații.

Datorită existenței unei conducte subterane, a fost delimitată o zonă tampon de 20m în lungul conductei unde nu a fost efectuată CDI. Aspectele legate de vibrații sunt prezentate în Capitolul 5.

6.2.4 Tasări induse

Dimensiunile craterelor au fost măsurate pe durata primelor două faze ale CDI, fiind astfel calculat volumul total al acestora.

Au fost efectuate măsurători de nivelment de precizie a zonei compactate, atât înainte cât și după efectuarea fiecărei faze (inclusiv faza a treia), în vederea determinării gradului de coborâre a nivelului terenului sub efectul CDI.

Volumul mediu total al craterelor e obținut prin împărțirea volumului total al craterelor la numărul craterelor. Tasarea indusă după fiecare fază se obține împărțind volumul mediu total al craterelor la 49 m²:

$$S_{DC} = VOL/Arie\ unitară$$

În Tabel 6.2 este prezentat rezumatul rezultatelor.

Procentul tasării stratului de loess sensibil la umezire de 6m grosime este de:

$$\Delta H/H = 12.6 \%$$

În cazul în care grosimea stratului de pământ sensibil la umezire / compresibil este de 8m, procentul tasării devine:

$$\Delta H/H = 9.4 \%$$

Valorile menționate mai sus sunt în conformitate cu limitele impuse raportului de densificare.

6.3 TESTE PENTRU CERTIFICAREA LUCRĂRILOR

6.3.1 Generalități

După cum este menționat în Capitolul 3, loessul este un pământ sensibil la umezire; acesta e caracterizat de potențialul de colaps în prezența apei, conducând la apariția „tasărilor suplimentare” sub efectul încărcărilor aduse de construcție (Grupa A) sau sub greutatea proprie (Grupa B). În cele mai multe cazuri „tasările suplimentare” se datorează distribuției neuniforme a porilor cu volum mare, de obicei mai mare de 40%.

Procedeul de Compactare Dinamică Intensivă reduce riscul apariției tasărilor suplimentare, reducând porozitatea prin rearanjarea particulelor în urma ruperii legăturilor existente între acestea și crescând, în același timp, volumul ocupat de scheletul mineral. Prin urmare, compresibilitatea globală este redusă.

6.3.2 Program teste efectuate

Programul de teste efectuate a cuprins următoarele:

- Teste in situ incluzând SPT și CPT, precum și foraje geotehnice cu prelevare de probe tulburate și netulburate, cu adâncimi mai mari de 6m (8 – 12m);
- Încercări de laborator pentru determinarea granulometriei, densității, porozității, umidității, indicilor de plasticitate și consistență, precum și teste de compresibilitate edometrică duble (modulul edometric $M_{200-300}$);

Deoarece calculul capacității portante al pământului compactat necesită utilizarea parametrilor rezistenței la forfecare σ (unghi de frecare internă) și c (coeziunea), au fost efectuate și încercări de forfecare directă de tip U.U. (Neconsolidat - Nedrenat) și C.U. (Consolidat – Nedrenat).

6.3.3 Criteriile stabilite pentru certificarea îmbunătățirii loessului

Următoarele criterii au fost stabilite cu scopul de a considera faptul că loessul nu mai este sensibil la umezire:

- Diminuarea indicelui de tasare suplimentară $i_{m300} < 2\%$;
- Creșterea densității în stare uscată $\rho_d > 1.6\text{g/cm}^3$;
- Reducerea porozității $n < 40\%$;
- Creșterea valorii medii pentru modulul edometric $M_{200-300}$ în stare naturală și inundată;
- Creșterea valorii medii pentru rezistența pe vârf $q_c > 2.5\text{MPa}$.

Pentru a determina gradul de îmbunătățire a primilor 6m de loess, se efectuează o comparație între valorile medii ale parametrilor menționați mai sus obținuți după compactare și cei obținuți înainte. Următoarele criterii au fost stabilite:

- $i_{m300\text{comp}} / i_{m300\text{nat}} < 1$;
- $\rho_{d\text{com}} / \rho_{d\text{nat}} > 1$;
- $n_{\text{com}} / n_{\text{nat}} < 1$;
- $M_{200-300\text{com}} / M_{200-300\text{nat}} > 1$;
- $M_{200-300\text{com sat}} / M_{200-300\text{nat sat}} > 1$.

6.3.4 Rezultatele testelor in situ

Au fost efectuate cincisprezece teste de penetrare statică cu conul (CPT) și două teste de penetrare standard (SPT) până la adâncimi cuprinse între 8 și 12m.

Rezultatele testelor CPT au indicat o creștere semnificativă pentru q_c de la 1 – 1.5MPa la 2.5 – 3.5MPa.

Pe baza rezultatelor testelor CPT, îmbunătățirea pământului poate fi cuantificată după cum urmează:

- De la 0m la -3m: 225% îmbunătățire;
- De la -3m la -6m: 78% îmbunătățire;
- De la -6m la -8m: 61% îmbunătățire;
- De la -8m la -10m: 39% îmbunătățire;
- Sub -10m: <15% îmbunătățire;

Se observă faptul că primii 6m de loess au suferit o îmbunătățire semnificativă. Cu toate acestea, influența CDI atinge 10m.

Rezultatele testelor SPT indică o creștere a numărului de lovituri de la 8 – 10 la 20 – 25 lovituri pentru o penetrare de 30cm.

Graficele din Figura 6.3 și Figura 6.4 prezintă valorile medii pentru rezistența pe vârf și pentru SPT obținute înainte și după CDI.

6.3.5 Rezultatele încercărilor de laborator

O sinteză a parametrilor obținuți în urma încercărilor de laborator este prezentată în Tabel 6.3. Aceste valori precum și variația lor în adâncime sunt reprezentate grafic.

Valoarea medie a densității în stare uscată a crescut după aplicarea CDI. Înainte de compactarea ρ_d avea valoarea 1.63g/cm^3 , iar după compactare valoarea acestuia a crescut până la 1.75g/cm^3 (vezi Figura 6.5).

De asemenea, se poate observa faptul că valoarea porozității a scăzut până la 35% după aplicarea CDI.

Testele efectuate pe probele netulburate au indicat o valoare medie de 20% pentru indicele de plasticitate și de 17% pentru umiditate.

Teste de compresibilitate edometrică au fost efectuate pe probe netulburate cu scopul de a determina tasarea suplimentară, rezistența structurală și modulul edometric. Astfel, au fost obținute următoarele rezultate:

- Rezistența structurală înainte de îmbunătățire de a fost de 130kPa;
- Indicele de tasare suplimentară (i_{m300}) a fost redus de la 2.37% (valoarea maximă $i_{m300} = 4.72\%$) înainte de îmbunătățire la 0% după îmbunătățire (vezi Figura 6.7).
- În stare naturală, valoarea medie a modulului edometric pentru treptele 200 și 300kPa a fost de $M_{200-300\text{before}} = 11,100\text{kPa}$ înainte de CDI și de $M_{200-300\text{after}} = 16,000\text{kPa}$ după îmbunătățire (Figura 6.8).
- În stare inundată, modulul de deformare aproape s-a dublat după CDI; acesta a crescut de la o valoare de $M_{200-300\text{before}} = 6,300\text{kPa}$ la o valoare de $M_{200-300\text{after}} = 12,000\text{kPa}$ (vezi Figura 6.9).

Rezultatele testelor de forfecare directă tip U.U. (Neconsolidat – Nedrenat) și C.U. (Consolidat - Nedrenat) sunt prezentate în Tabel 6.4. Acestea au fost prelevate din două locații de la adâncimi diferite.

Se observă faptul că valorile medii pentru unghiul de frecare internă și coeziune, pe probe netulburate în stare naturală, sunt $\phi = 26^\circ$, $c = 51\text{kPa}$ pentru C.U. și $\phi = 18^\circ$, $c = 50\text{kPa}$ pentru U.U. Valorile medii pentru unghiul de frecare internă și coeziune, pe probe netulburate în stare inundată, sunt $\phi = 23^\circ$ și $c = 20\text{kPa}$ pentru C.U.

6.3.6 Certificarea îmbunătățirii loessului

Din analiza datelor obținute pentru primii 6m de pământ natural, înainte de aplicarea CDI, rezultă că acesta are următoarele proprietăți:

- Pământul este coeziv, în general praf argilos galben, cu rare concrețiuni calcaroase și cu fracțiunea de praf ($d = 0.002 - 0.062\text{ mm}$) în proporție de 47 – 60%;
- În stare naturală $S_r = 0.5 - 0.8$;
- Porozitatea naturală este de $n = 34 - 46\%$;
- Densitatea în stare uscată pe probe naturale netulburate este de $\rho_d = 1.45 - 1.76\text{ g/cm}^3$;

- Valorile lui i_{m300} variază între 1 – 5% rezultând o valoare medie de $i_{m300} = 2.37\%$; în general i_{m300} este mai mare sau egal cu 2 %;

Luând în considerare valorile parametrilor prezentați mai sus, se poate afirma faptul că depozitul de loess în stare naturală este sensibil la umezire.

După îmbunătățire, pachetul de pământ compactat satisface cerințele necesare ca acesta să nu mai fie considerat sensibil la umezire:

- Valoarea porozității a fost redusă la $n = 31 - 40\%$; prin urmare $n \leq 40\%$;
- Densitatea în starea uscată a crescut la $\rho_d = 1.63 - 1.84 \text{ g/cm}^3$; prin urmare $\rho_d > 1,6 \text{ g/m}^3$;
- Valoarea indicelui tasării suplimentarea a scăzut $i_{m300} = 0 - 2,4\%$; prin urmare $i_{m300} < 2\%$;
- Valoarea medie a modului edometric în starea naturală $M_{200-300nat}$ a crescut;
- Valoarea medie a modului edometric în starea inundată $M_{200-300sat}$ a crescut;

Raportul între valorile medii ale parametrilor obținuți înainte și după CDI sunt prezentați în Tabel 6.5.

Mai mult, în Tabel 6.6 este arătat faptul că valorile pentru rezistența pe vârf (q_c) au crescut peste 2.5MPa după CDI.

Luând în considerare toate cele prezentate mai sus, se poate afirma faptul că depozitul de loess nu mai are sensibilitate la umezire.

6.4 CONCLUZII

Scopul poligonului experimental de 40,000m², fost acela de a determina parametrii necesari punerii în aplicare a procedurii de Compactare Dinamică Intensivă (CDI).

Investigațiile geotehnice efectuate au evidențiat existența unui depozit de loess cu o grosime de 12 metri (m), la baza căruia se afla un strat de argilă roșie cu concrețiuni calcaroase. S-a stabilit faptul că doar primii 6m de loess au fost sensibili la umezire. În consecință, a fost aplicată tehnologia de Compactare Dinamică Intensivă.

Scopul aplicării CDI a fost acela de a îmbunătăți capacitatea portantă a pământului, de a reduce tasările diferențiate precum și de a reduce potențialul de colaps.

În vederea verificării eficacității soluției de îmbunătățire adoptată, au fost efectuate teste specifice CDI (determinarea adâncimii de penetrare a maiului, măsurarea tasării/ridicării, monitorizarea vibrațiilor), precum și teste geotehnice in-situ și de laborator.

Din testele efectuate pe probe în stare naturală, înainte de aplicarea CDI, depozitul de loess a fost clasificat ca având potențial de colaps: valoarea medie a indicelui tasării suplimentare a fost de $i_{m300} = 2.37\%$, valoarea medie a porozității a fost de 40%, valoarea medie a densității în stare naturală a fost de $\rho_d = 1.6 \text{ g/cm}^3$, iar valoarea medie a rezistenței pe vârf a fost între 1 – 1.5MPa. După aplicarea CDI, valorile parametrilor fizici și mecanici au fost îmbunătățiți după cum urmează:

- Valoarea medie a porozității a fost redusă la $n = 35\%$ ($n \leq 40\%$);
- Densitatea medie în starea uscată a crescut la $\rho_d = 1.75 \text{ g/cm}^3$ ($\rho_d > 1,6 \text{ g/m}^3$);
- Valoarea medie indicelui tasării suplimentarea a scăzut $i_{m300} = 0.43\%$ ($i_{m300} < 2\%$);
- Valoarea medie a modului edometric a crescut atât în stare naturală, cât și inundată;
- Valoarea medie pentru rezistența pe vârf a crescut $q_c = 2.5 - 3.5 \text{ MPa}$ ($> 2.5 \text{ MPa}$).

Pe baza testelor efectuate se poate afirma că, pe o adâncime de 6m, lucrările de CDI au atins cerințele impuse. În consecință, depozitul de loess poate fi considerat ca nefiind sensibil la umezire, deci un pământ de fundare bun.

Tabel 6.1: Parametrii Energiei aplicate

Faza	Număr lovituri	Înălțime (m)	Mai (T)	Grid (m ²)	Aria (m ²)	Energie (tm/m ²)
Prima Fază	12	23	18	49	-	101.4
	14	23	18	49	-	118.3
A doua Fază	12	23	18	49	-	101.4
	14	23	18	49	-	118.3
A treia Fază LBR 855	2	20	18	-	3.8	189.5
A treia Fază LBR 843	4	14.5	14	-	4.8	169.2
Energie totală*						392
Energie totală **						426
Energie totală ***						372
Energie totală ****						406
Observații:	*	12 lovituri x 23 m x 18 T + Ironing LBR 855				
	**	14 lovituri x 23 m x 18 T + Ironing LBR 855				
	***	12 lovituri x 23 m x 14 T + Ironing LBR 843				
	****	14 lovituri x 23 m x 14 T + Ironing LBR 843				

Tabel 6.2: Rezumat măsurători cratere & măsurători platformă

Faza	Energia medie (tm/m ²)	Volumul craterului (m ³)	S _{DC} (cm)	Raport de eficiență (cm/tm/m ²)	Volumul redus (%)
1	110	12.60	24	0.22	3
2	110	12.89	19	0.17	2.3
3	179	-	33	0.18	4.1
TOTAL	399	-	76	-	9.4

Tabel 6.3: Parametrii obținuți din încercările de laborator

Depth (m)	In natural soil							In compacted soil						
	i_{m3} (%)	I_c	Average e	Average ρ_d	Average n	M_{2-3} natural (kPa)	M_{2-3} saturated (kPa)	i_{m3} (%)	I_c	Average e	Average ρ_d	Average n	M_{2-3} natural (kPa)	M_{2-3} saturated (kPa)
0.60			0.67	1.63	39.96					0.48	1.84	32.51		
1.50			0.6	1.71	37.31					0.61	1.69	37.73		
1.80			0.52	1.76	34.20			0.1	0.81	0.52	1.79	34.30	21462	12683
2.40	4.72	0.78	0.85	1.45	46.04	7848.2	3455.5	0	0.97	0.49	1.82	32.99	12440	10769
3.00			0.65	1.65	39.45					0.45	1.87	31.12		
3.60	2.51	0.78	0.87	1.47	45.84	9753.5	5008.3	0	0.88	0.62	1.68	38.24	15993	11340
4.20			0.63	1.67	38.51			0	0.83	0.67	1.63	40.12	12621	14548
4.80	1.76	0.94	0.61	1.67	37.72	14548	7035.2	0	0.77	0.58	1.72	36.69	17170	13482
5.40			0.53	1.74	34.78					0.51	1.77	33.56		
6.00	0.5	0.97	0.72	1.56	41.72	12381	9827.2	2.45	1	0.64	1.66	39.06	15895	9717
Average	2.37	0.87	0.67	1.63	39.55	11133	6332	0.43	0.88	0.56	1.75	35.63	15930	12090

Tabel 6.4: Rezultate Forfecare Directă pe probe de pământ compactat

Locație	Tipul Testului	Adâncime (m)	NATURAL		INUNDAT	
			ϕ^0	c (kPa)	ϕ^0	c (kPa)
1	C.U.	2.7	27.5	42.8	20.42	21.9
		2.5	29.46	22.5	26.14	18
		Medie	28.48	32.65	23.28	19.95
2	U.U.	2.2	16.4	47.9	-	-
		2.7	19.54	52.6	-	-
		Medie	17.97	50.25	-	-
	C.U.	1.5	22.51	83.9	-	-
		2.5	24.11	72.6	-	-
		5.5	23.29	51.5	-	-
		Medie	23.30	69.33	-	-

Tabel 6.5: Raportul între valorile medii obținute înainte și după compactare

i_{m3} (%)	I_c	e_{mediu}	ρ_{dmediu}	n_{mediu}	M_{2-3} natural (kPa)	M_{2-3} inundat (kPa)
0.18	1.01	0.84	1.07	0.90	1.43	1.91

Tabel 6.6: Valori înregistrate pentru rezistența pe vârf după CDI

Nr.	CPT	q_{cmediu} (MPa)		
		0 - 2 m	2 - 5 m	5 - 6 m
1	CPT 1A	2.1	2.1	1.4
2	CPT 2A	3.8	2.6	2
3	CPT 3A	4.2	2.5	2
4	CPT 4A	1.9	2.1	1.5
5	CPT 5A	3.5	2.5	1.5
6	CPT 6A	3.9	2.5	1.9
7	CPT 7A	4.2	3.3	2.6
8	CPT 8A	3.5	2.9	3.9
9	CPT 9A	5.7	3	3.1
10	CPT 10A	3.5	2.7	2.4
11	CPT 11A	2.9	2.2	2.3
12	CPT 12A	4.3	3	3.6
13	CPT 13A	4	4.8	4.5
14	CPT 14A	4	4.4	4
15	CPT 15A	2.8	2.7	2.1
Valori medii pentru întreaga locație		3.62	2.89	2.59

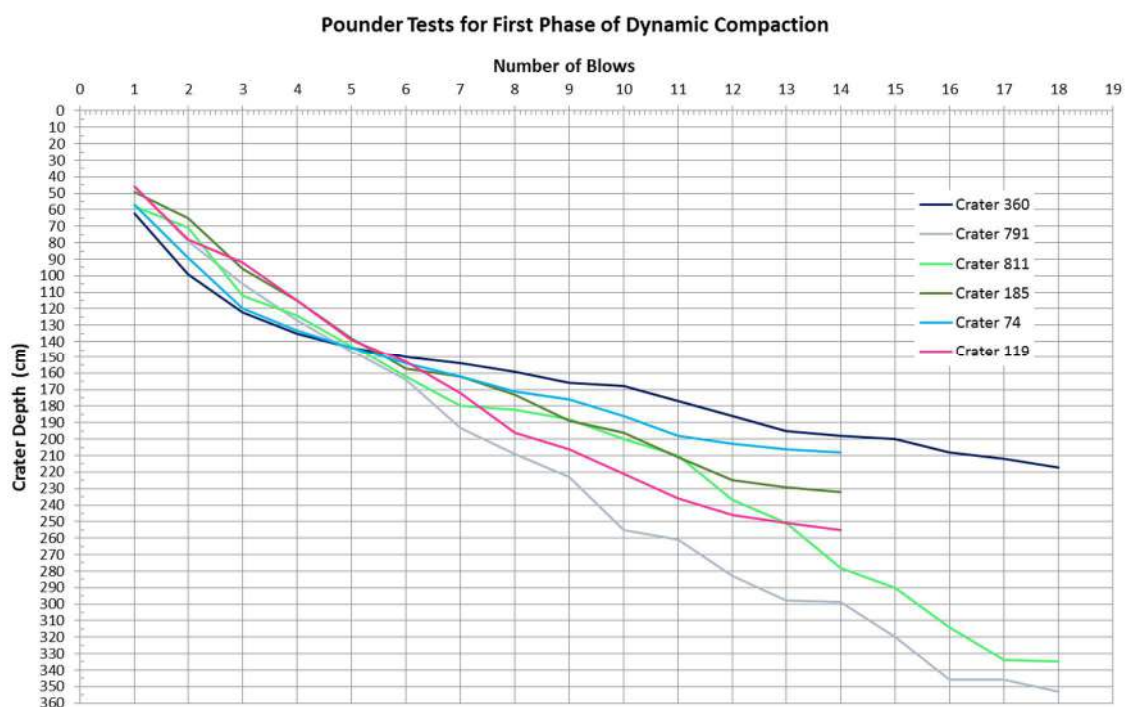


Figura 6.1: Adâncimea de penetrare a craterului pentru prima fază

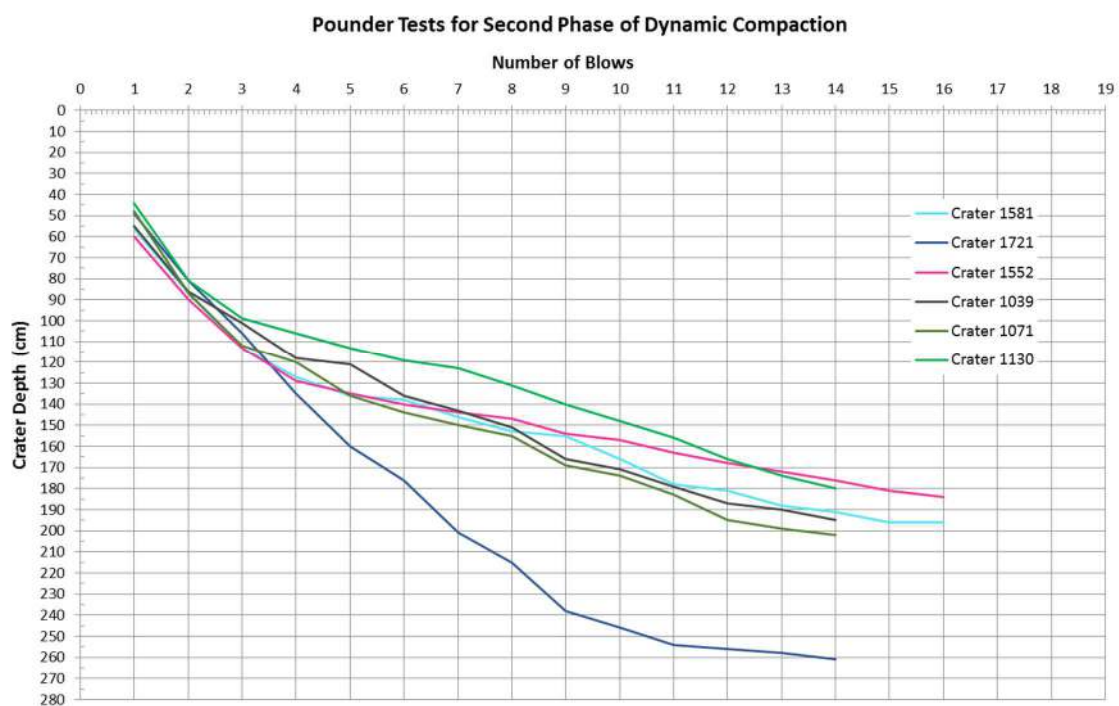


Figura 6.2: Adâncimea de penetrare a craterului pentru a doua fază

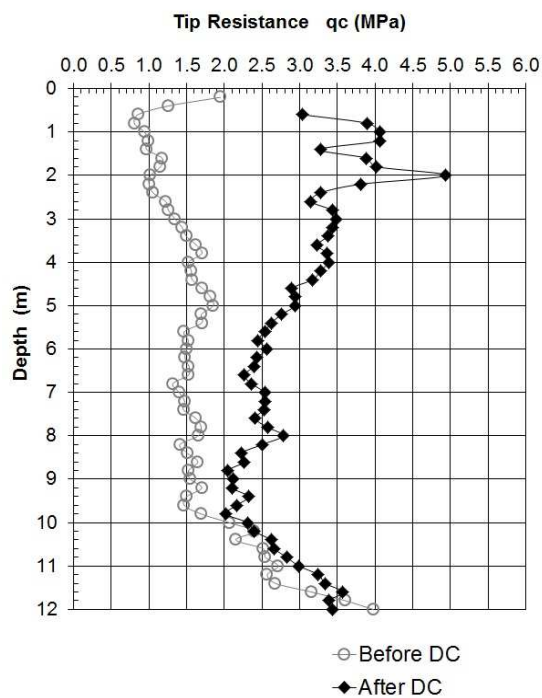


Figura 6.3: Variația rezistenței pe vârf cu adâncimea

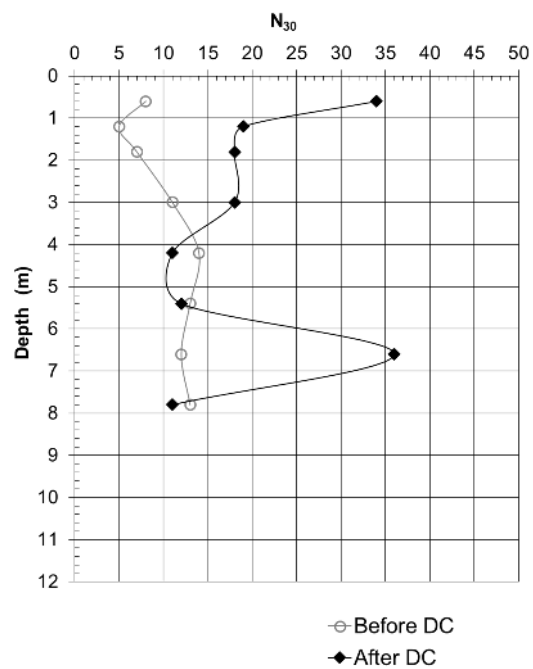


Figura 6.4: Profil SPT

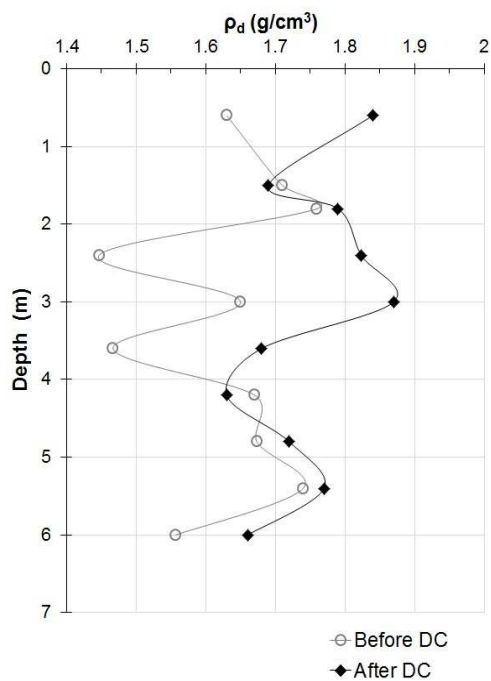


Figura 6.5: Variația valorii medii a densității în stare uscată cu adâncimea

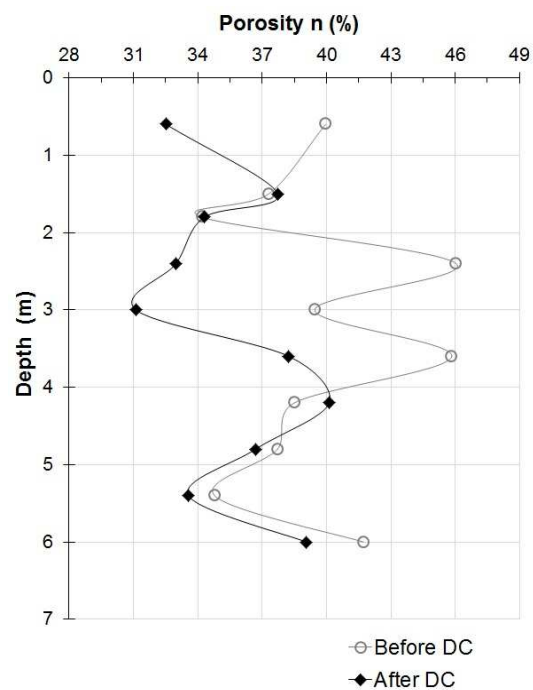


Figura 6.6: Variația valorii medii a porozității cu adâncimea

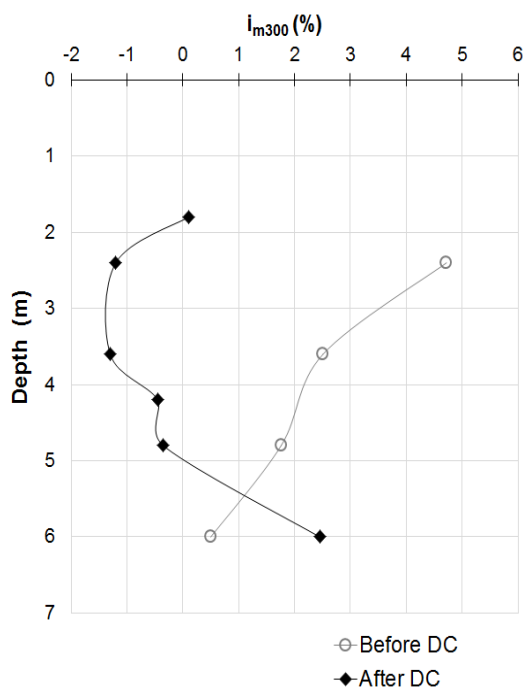


Figura 6.7: Variația indicelui tasării suplimentare cu adâncimea

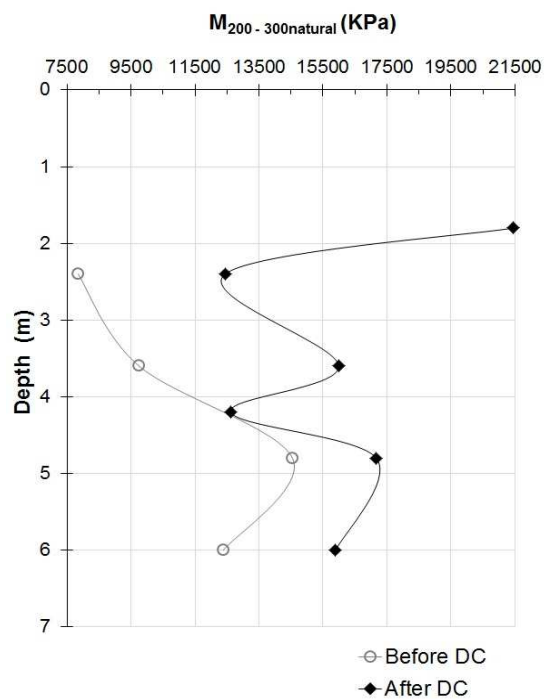


Figura 6.8: Variația modului edometric în stare naturală cu adâncimea

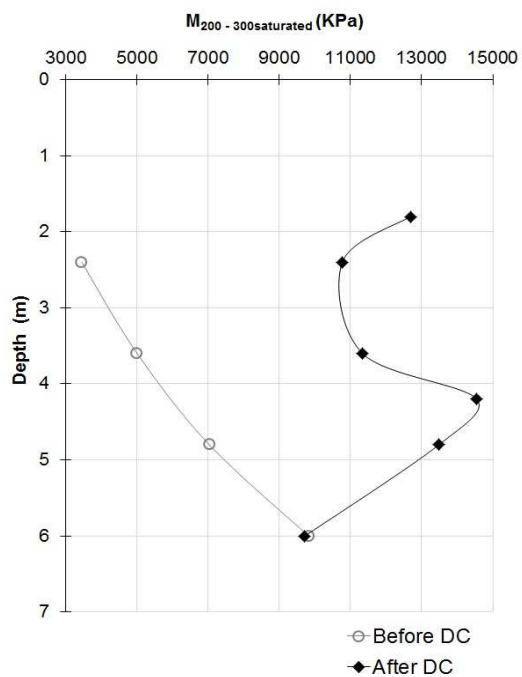


Figura 6.9: Variația modului edometric în stare inundată cu adâncimea

CAPITOLUL 7: ANALIZA NUMERICĂ

7.1 INTRODUCERE

Prezentul capitol prezintă un rezumat al pașilor care trebuie efectuați la realizarea unui model numeric simplu care simulează procesul de Compactare Dinamică Intensivă (CDI) efectuat la poligonul experimental. Modelul numeric a fost realizat în programul de Diferențe Finite Code FLAC v5.0 utilizând un model constitutiv simplu al pământului pentru a descrie răspunsul acestuia. Pentru a evalua eficiența CDI, rezultatele obținute din simularea numerică sunt comparate cu cele obținute din măsurătorile efectuate pe teren. În plus, luând în considerare simplitatea modelului constitutiv (Modelul Mohr – Coulomb elasto – plastic) al pământului utilizat, sunt evidențiate într-o manieră clară care aspecte ale comportării pământului sunt simulate corect și care nu. Din acest motiv, sunt făcute recomandări pe baza lecțiilor învățate din acest studiu.

7.2 SCURTĂ DESCRIERE A POLIGONULUI EXPERIMENTAL

Prezentul subcapitol descrie principalele aspecte legate de locația poligonului, investigația terenului, proprietățile pământului precum și etapele procedurii de CDI executat.

7.2.1 Etapele de execuție a CDI

Etapele de execuție a CDI sunt prezentate în detaliu în Capitolul 6.

7.2.2 Investigațiile geotehnice in – situ și proprietățile pământului

Au fost efectuate efectuate cincisprezece teste de penetrare cu conul (CPT) și două teste de penetrare standard (SPT) conform Figura 7.1.

Proprietățile pământului: pentru acest studiu modulul M a fost estimat cu ajutorul formulei empirice următoare:

$$M = 5 * q_c \text{ (MPa)} \quad \text{Eq. 7-1}$$

Modulul lui Young a fost calculat pe baza Eq. 7-2, considerând coeficientul lui Poisson ca fiind egal cu 0.25:

$$M = E \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{Eq. 7-2}$$

Modulele de deformație volumică și de forfecare au fost estimate pe baza ecuațiilor Eq. 7-3 și Eq. 7-4:

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{Eq. 7-3}$$

$$G = E \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \quad \text{Eq. 7-4}$$

Figura 7.4 prezintă variația cu adâncimea a celor trei module calculate, înainte și după îmbunătățire. Pentru evidențierea condițiilor anterioare aplicării CDI, analiza numerică a fost efectuată utilizând valori uniforme pentru cele trei module, după cum urmează:

- Modulul lui Young: $E = 7,000 \text{ kPa}$;

- Modul de deformare volumică: $B = 4,700\text{kPa}$;
- Modul de forfecare $G = 2,800\text{kPa}$.

De asemenea, Figura 7.4 prezintă și valorile de după aplicarea CDI pentru cele trei module, acestea fiind egale cu:

- Modulul lui Young: $E = 11,000\text{kPa}$;
- Modul de deformare volumică: $B = 7,365\text{kPa}$;
- Modul de forfecare $G: G = 4,420\text{kPa}$.

Rigiditatea pământului a fost estimată utilizând și următoarele valori fiind obținute:

- Modulul lui Young: $E = 3,640\text{kPa}$,
- Modul de deformare volumică: $B = 2430\text{kPa}$
- Modul de forfecare $G: G = 1460\text{kPa}$

În urma evaluării rezultatelor investigațiilor geotehnice existente, unghiul de frecare internă a fost evaluat inițial ca având valoarea de 17 grade, iar coeziunea a fost estimată ca având valoarea de 15kPa. De asemenea, unghiul de frecare internă a fost evaluat și pe baza corelațiilor empirice propuse de Kulhawy & Mayne (1990) și prezentate în Eq. 7-5:

$$\phi = 17.6^\circ + 11^\circ \log(q_{ti}) \quad \text{Eq. 7-5}$$

Unde $q_{ti} = \frac{\frac{q_t}{\sigma_{atm}}}{\left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{atm}}\right)^{0.5}}$ reprezintă presiunea normalizată a rezistenței pe vârf, $\sigma_{atm} = 98.1\text{kPa}$.

Variația cu adâncimea a unghiului de frecare internă astfel calculat este prezentat în Figura 7.5. Pentru acesta a fost obținută o valoare medie de 30 de grade, valoare mult mai mare decât cea estimată pe baza investigațiilor geotehnice. Datorită faptului că ecuația propusă de Kulhawy & Mayne (1990) a fost dezvoltată pentru nisipuri, aceasta poate fi considerată ca nefiind potrivită pentru depozitul de loess. Cu toate acestea, această valoare a fost considerată ca fiind rezonabilă pentru un depozit de loess.

În plus, pe baza Tabel 7.1 și Tabel 7.2, precum și rezultatelor testelor SPT prezentate în Figura 7.3, unghiul de frecare internă a fost evaluat ca având valori cuprinse între 29 – 30 grade. În consecință, valoarea unghiului de frecare internă utilizată în modelarea numerică a fost de 30 grade.

7.3 METODOLOGIA DE SIMULARE A CDI

7.3.1 Descrierea Analizei Numerice

Prezentul subcapitol prezintă principalele ipoteze adoptate la realizarea analizei numerice:

Discretizarea: CDI a fost simulată utilizând considerând o problemă axisimetrică 2D. Planul general al spațiului modelat este prezentat în Figura 7.6. În vecinătatea maiului modelul a fost discretizat utilizând elemente pătratică cu dimensiunile de $0.1 \times 0.1\text{m}$, iar valorile acestuia au crescut la $0.2 \times 0.2\text{m}$ pe măsură ce se îndepărtează de această zonă, atât pe verticală cât și pe orizontală.

Simularea maiului: suprafața efectivă a maiului a fost de 3.8m^2 (vezi Figura 7.2). Acesta a fost simulat ca un corp elastic rigid cu lățimea de 1m, amplasat la partea superioară a gridului, asupra căruia a fost aplicată o acțiune dinamică sub forma unei viteze (vezi Figura 7.6). De asemenea, acestuia i-au fost atribuite proprietățile metalului: densitatea de $\rho=7.85\text{ Mgr/m}^3$, modulul lui Young de $E_s=200,000\text{ kPa}$ și coeficientul lui Poisson de $\nu=0.2$. Pe baza acestora au fost calculat modulul de deformare volumică $B=166,667\text{ kPa}$ și modulul de forfecare $G=76,923\text{ kPa}$.

Secvența de încărcare: a costat într-o serie de impulsuri triunghiulare de perioadă T și cu o viteză maximă de impact (imp_vel), precum este prezentat în Figura 7.7. Datorită faptului că secvența de încărcare este programată cu ajutorul limbajului de programare FISH în fișierul de input, perioada impulsului (T), intervalul de timp între două lovituri consecutive (**break**), precum și viteza de impact datorată căderii maiului (**imp_vel**), pot fi modificate cu ușurință în scopul de a simula diferite condiții de încărcare. De asemenea, numărul de lovituri aplicate este precizat tot de utilizator. Intervalul de timp total a fost ales ca fiind de 1 sec, deoarece acesta e considerat ca fiind suficient pentru a permite disiparea energiei între două lovituri consecutive. În realitate intervalul de timp între două lovituri consecutive este între 25 – 30 secunde. Rezultatele analizei numerice nu depind de intervalul de timp între două lovituri consecutive.

Modelarea Energiei de Impact: aceasta a fost simulată prin aplicarea asupra corpului rigid unei acțiuni dinamice sub forma unei viteze. Valoarea inițială a acestei viteze a fost calculată pe baza următoarei ecuații, descriind căderea liberă a maiului de la o anumită înălțime:

$$\text{imp_vel} = \sqrt{2gh} \quad \text{Eq. 7-6}$$

Prin urmare, pentru un mai cu înălțimea de cădere (h) de 23m, viteza de impact calculată are valoarea de $\text{imp_vel} = 21.24\text{m/s}$.

Evoluția dinamică a deplasării verticale a maiului este definită prin aplicarea unei viteze verticale asupra maiului. Această evoluție este liniară. În urma unei analize de sensibilitate, impulsul de impact a fost modelat ca o încărcare triunghiulară cu o perioadă de $T = 0.1\text{sec}$. Amplitudinea vitezei corespunzătoare încărcării triangulare a fost modificată astfel încât deplasarea în timp a vitezei de impact calculate și a încărcării triunghiulare cu perioada $T = 0.1\text{ sec}$ să coincidă.

Figura 7.7 prezintă istoria timpului de încărcare utilizat în această analiză. Acesta constă în 20 de lovituri cu perioada de $T=0.1\text{sec}$, separate de intervale de timp de 1 sec (**break**) și cu amplitudinea de 2.12m/sec .

Amortizarea: o amortizare locală non-vâscoasă a fost considerată pe întreaga configurație a rețelei și, datorită absenței datelor necesare, aceasta a fost considerată ca fiind de 5%. Analize parametrice au fost efectuate cu scopul de a evalua rezultatele pentru valori mai mari sau mai mici atribuite amortizării. Ideea care stă la baza amortizării locale este aceea că unui punct al rețelei i se adaugă a anumită masă în momentul în care viteza își schimbă semnul și este îndepărtată atunci când aceasta atinge un punct de maxim sau de minim. Datorită faptului că valoarea masei adăugate este egală cu cea a masei îndepărtate, se conservă masa, iar energia cinetică scade de două ori la fiecare ciclu de oscilație.

Condițiile pe contur: condițiile utilizate în pasul geostatic au fost diferite de cele utilizate în pasul dinamic. Astfel, pentru generarea eforturilor geostatice, deplasările marginilor laterale au fost restricționate pe direcție orizontală, iar deplasările la baza a modelului au fost restricționate pe direcție verticală. Deplasările la baza modelului nu au fost restricționate pe direcție orizontală pentru a evita apariția eforturilor tangențiale perturbatoare.

Pentru simularea dinamice, condițiile pe contur au fost modificate, iar o analiză de sensibilitate a fost efectuată cu scopul de a găsi condițiile cele mai adecvate. Datorită faptului că modelul a fost axisimetric utilizarea condițiilor pe contur libere incorporate în FLAC nu a fost posibilă. Astfel, așa numitele „quiet boundaries” au fost utilizate inițial ca și condiții pe contur pentru marginile laterale ale modelului (Figura 7.8). Deplasările bazei modelului au fost restricționate atât pe direcție verticală cât și pe direcție orizontală.

În continuare, condițiile pe contur de tip „quiet boundaries” au fost îndepărtate și înlocuite cu așa numitele „roller boundaries” (Figura 7.9).

Efectul celor două tipuri de condiții pe contur, în termeni de deformații volumice induse de aplicarea a 20 de lovituri, prezentat în Figura 7.10. Se poate observa faptul că „quiet boundaries” induc anumite perturbații la marginile modelului, iar acestea sunt cu atât mai vizibile cu cât numărul de lovituri crește. Cu toate acestea, a fost observat faptul că cele două tipuri de condiții nu au influențat rezultatele studiului. În continuare, pentru efectuarea investigației parametrice, au fost utilizate condițiile „roller boundaries”.

Modelarea masivului de pământ: Pentru descrierea stării de cedare a fost utilizat modelul constitutiv Mohr Coulomb. Parametrii necesari acestui model sunt: (i) modulul de deformație volumică (kPa), (ii) modulul de forfecare (kPa), (iii) unghiul de frecare internă (deg) și (iv) coeziunea (kPa). Valorile parametrilor pământului utilizați în cadrul analizei de referință au fost cei determinați înainte de aplicare CDI și sunt prezentați în prima coloană din Tabel 7.3. Pentru evidențierea efectului rigidității și a rezistenței parametrii pământului utilizați sunt marcați cu culoarea roșie în a doua și a treia coloană a tabelului. Trebuie remarcat faptul că, în acest model, parametrii pământului sunt păstrați constanți pe parcursul întregii analize deși, în realitate, densificarea pământului prin CDI conduce la creșterea rigidității și rezistenței acestuia.

7.3.2 Evaluarea Rezultatelor Analizei Numerice

Rezultatele analizei numerice sunt prezentate în termeni de deformații volumice și tangențiale, precum și de evoluție ai acestora cu adâncimea și cu numărul de lovituri.

Analiza de referință: deformațiile volumice și tangențiale obținute după prima, a cincea, a zecea, a patrusprezecea și a douăzecea lovitură sunt prezentate în Figura 7.11 și Figura 7.12.

- *Evoluția deformațiilor*
Evoluția deformațiilor tangențiale, prezentată în Figura 7.11, indică o apariție excesivă a eforturilor de forfecare în vecinătatea zonei de impact. Acestea se extind până la o adâncime de 0.5m și o lățime de până la 3.
Evoluția bulbului deformațiilor volumice, prezentat în Figura 7.12, indică faptul că îmbunătățirea pământului crește până la adâncimi considerabile o dată cu numărul de lovituri. În timp ce deformații volumice de compresiune se acumulează sub suprafața de contact dintre pământ și mai, la capetele maiului se poate observa o ridicare a pământului începând cu prima lovitură. Deformații volumice de compresiune se dezvoltă semnificativ pe o lățime de 2m și o adâncime de 4m.
- *Distribuția deformațiilor*
Distribuția deformațiilor volumice pe adâncime este prezentată în Figura 7.13 (deformațiile volumice de compresiune sunt considerate cu semn pozitiv, iar cele de ridicare cu semn negativ). Se poate observa că, deși deformații volumice semnificative sunt generate începând cu prima lovitură, acestea nu mai cresc după a cincea lovitură (în centrul maiului). Deformațiile tangențiale sunt generate la adâncimi mai mari decât cele volumice, ceea ce nu este surprinzător pentru modelul utilizat.

- *Adâncimea de îmbunătățire*

Aceasta este evaluată pe baza distribuției eforturilor volumice și tangențiale. Deoarece modelul constitutiv utilizat nu permite modificarea proprietăților acestuia pe măsură ce acestea sunt îmbunătățite, deformații volumice de ordinul a 1% au fost utilizate drept criteriu pentru a defini adâncimea de îmbunătățire. Ipoteza făcută a fost aceea că o deformație de 1% reprezintă un nivel de deformație ridicat pentru majoritatea pământurilor. Astfel, s-a obținut o adâncime de îmbunătățire de aproximativ 5m (4 – 6m) care comparativ cu cea de 7m adâncime obținută pe baza ecuației empirice Eq. 7-7 este considerată a fi destul de satisfăcătoare:

$$D = n\sqrt{WH}$$

Eq. 7-7

Unde:

- **n** = 0.35 – 0.40 pentru depozite cu permeabilități foarte mici (în special pământuri argiloase);
- **W** = greutatea maiului (tone);
- **H** = înălțimea (m);

Influența proprietăților pământului: a fost realizată utilizând diferite valori ale parametrilor pământului (Tabel 7.3).

În Figura 7.14 sunt prezentate deformațiile volumice pe contur pentru analiza de referință după a patrusprezecea lovitură, precum și rezultatele după reducerea rigidității pământului și creșterea rezistenței acestuia. A fost observat că pentru o valoare mai mare a unghiului de frecare internă, bulbul deformațiilor volumice se extinde mai mult în adâncime.

În Figura 7.15 este prezentat efectul proprietăților pământului asupra dezvoltării deformațiilor tangențiale atât pentru analiza de referință, cât și pentru cea parametrică. Cu cât rigiditatea pământului scade cu atât crește bulbul deformațiilor tangențiale. Pentru o deformație tangențială de 1%, bulbul se extinde până la 4.5m în adâncime și 2.5m în lateral.

Figura 7.16 prezintă distribuția deformațiilor volumice cu adâncimea sub centrul de greutate al maiului, unde acestea ating valoarea maximă. Reducerea rigidității pământului influențează valoarea deformațiilor volumice induse, dar nu și adâncimea până la care deformațiile mai mari de 1% sunt generate. Această adâncime este de 5m. Valoarea deformațiilor volumice obținute în analiza de referință au atins valoarea maximă de 8%, iar în cea parametrică (reducerea rigidității) au atins o valoare maximă de 10 – 12%. Creșterea rezistenței pământului a rezultat în producerea de deformații volumice mult mai mari (de ordinul a 20%) și a condus la adâncime de îmbunătățire mult mai mare. În principiu, o deformație volumică de 1% poate atinge o adâncime de 4m în cazul analizei de referință, aproximativ 4.5m când rigiditatea este redusă și 5.5m când rezistența pământului crește.

Figura 7.17 prezintă distribuția eforturilor tangențiale cu adâncimea sub centrul de greutate al maiului, unde acestea ating valoarea maximă. Rigiditatea pământului nu influențează valoarea și adâncimea până la care deformațiile tangențiale se dezvoltă. Rezistența pământului modifică modul în care evoluează deformațiile tangențiale. Acestea cresc treptat cu numărul de lovituri. În plus, deformația tangențială de 1% se situează la 5 – 5.5m adâncime în cazul analizei de referință și la aproximativ 6.5m în cazul în care rigiditatea pământului crește.

7.4 REZULTATE ȘI DISCUȚII

Rezultate obținute în urma modelării numerice a CDI pentru poligonul experimental de 40,000m², indică următoarele:

- Modelul simplificat poate, într-o manieră calitativă, să prezică impactul energiei aplicate asupra pământului. Forma deformațiilor volumice și tangențiale pe contur sunt rezonabile. Energia aplicată pământului prin intermediul maiului (impulsul amplitudinii unei viteze date și frecvența) induce modificări semnificative asupra pământului (în termeni de deformații volumice și tangențiale).
- Valorile parametrilor utilizați au fost selectate pe baza rezultatelor investigației geotehnice. Pentru a examina influența rigidității și a rezistenței pământului asupra rezultatelor obținute, a fost efectuată o analiză de sensibilitate. Evaluarea rezultatelor a fost făcută pe baza deformațiilor induse și a adâncimii până la care acestea s-au dezvoltat. Trebuie reținut, de asemenea, că valorile parametrilor influențează rezultatele și, în consecință, aceștia trebuie aleși cu mare grijă.
- Adâncimea de îmbunătățire (definită ca adâncimea la care deformațiile volumice și / sau deformațiile tangențiale ating valoarea de 1%) a fost identificată la 4 – 6m pentru analiza de referință. Valoarea acesteia este comparabilă cu adâncimea de 7m obținută pe baza Eq. 7-7 și este mai mică decât valorile obținute pe teren (acestea au variat de la 6m la 9m). Principalele motive pentru valorile diferite obținute sunt: (a) limitările modelului descrise în următorul subcapitol și (b) variațiile potențiale ale proprietăților materialului.

7.5 LIMITĂRILE MODELULUI DE CALCUL

Pentru simularea procedurii de CDI utilizată pentru un poligon experimental din municipiul Constanța, România, a fost realizat un model elasto-plastic simplu și ușor de înțeles. Scopul acestuia a fost acela de a evalua care aspecte ale comportării pământului sunt simulate corect și care nu. Cu toate acestea, anumite limitări ale modelului au fost identificate și acestea stau la baza recomandărilor următoare:

- Impactul maiului asupra pământului a fost modelat ca un impuls definit de o anumită amplitudine și frecvență. Cu toate că această modelare se află în concordanță cu eforturile anterioare de a modela CDI, metode alternative pentru a modela acest impact ar trebui explorate; aceste alternative ar trebui să ia în considerare caracteristicile neliniare ale impactului, precum și răspunsul pământului la acest tip de încărcare.
- Modelul constitutiv elasto-plastic Mohr-Coulomb utilizat are anumite limitări. Printre acestea se numără: (a) modulul de elasticitate constant în regiunea elastică, (b) o modalitate simplificată de a aborda amortizarea, și (c) parametrii pământului rămân constanți pe durata întregului proces. Dintre aceștia, punctul (c) e considerat a fi destul de critic.
- Analizele a fost efectuată utilizând un model 2D axisimetric și a modelat un singur punct de impact. Un model 3D ar trebui realizat cu scopul de a simula atât trecerile multiple asupra întregii suprafețe, cât și toate etapele intermediare. Însă, deoarece această analiză necesită multe resurse și un timp îndelungat, aceasta nu face parte din scopul prezentului raport. Mai mult, înainte de efectua o analiză generalizată prin simularea a numeroase puncte de impact, este foarte important ca limitările precizate să fie rezolvate.

Tabel 7.1: Relația între ϕ și N_{SPT} Test (Peck 1974)

SPT Penetrare, Valoarea lui N (lovituri/ foot)	Gradul de îndesare al nisipului	ϕ (grade)
<4	Foarte afânat	<29
4 - 10	Afânat	29 - 30
10 - 30	Mediu	30 - 36
30 - 50	Îndesat	36 - 41
>50	Foarte îndesat	>41

Tabel 7.2: Relația între ϕ și N_{SPT} Test (Meyerhof 1956)

N_{SPT} (lovituri/ foot)	Gradul de îndesare al nisipului	ϕ (grade)
<4	Foarte afânat	<30
4 - 10	Afânat	30 - 35
10 - 30	Mediu	35 - 40
30 - 50	Îndesat	40 - 45
>50	Foarte îndesat	>45

Tabel 7.3: Proprietățile pământului utilizate în analizele numerice

Proprietatea pământului	Analiza de referință	Influența rigidității	Influența rezistenței
Modul de deformație volumică B (kPa)	4660	2430	4660
Modul de forfecare, G (kPa)	2796	1456	2796
Unghi de frecare (grade)	17	17	30
Coeziunea (kPa)	15	15	15

Notă: valorile înroșite sunt examinate

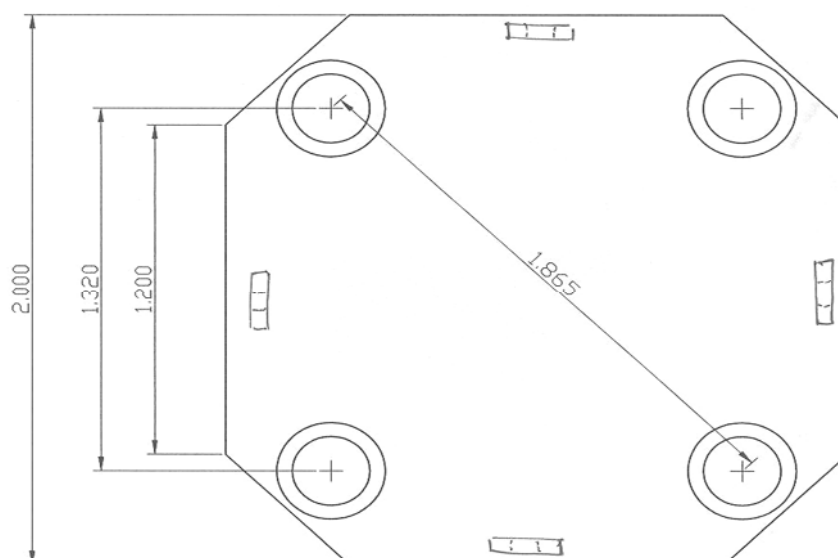


Figura 7.2: Dimensiunile maiului metalic

**SPT values before and after Dynamic Compaction
at Valul lui Traian after Railway from Km 11+750 to 11+260**

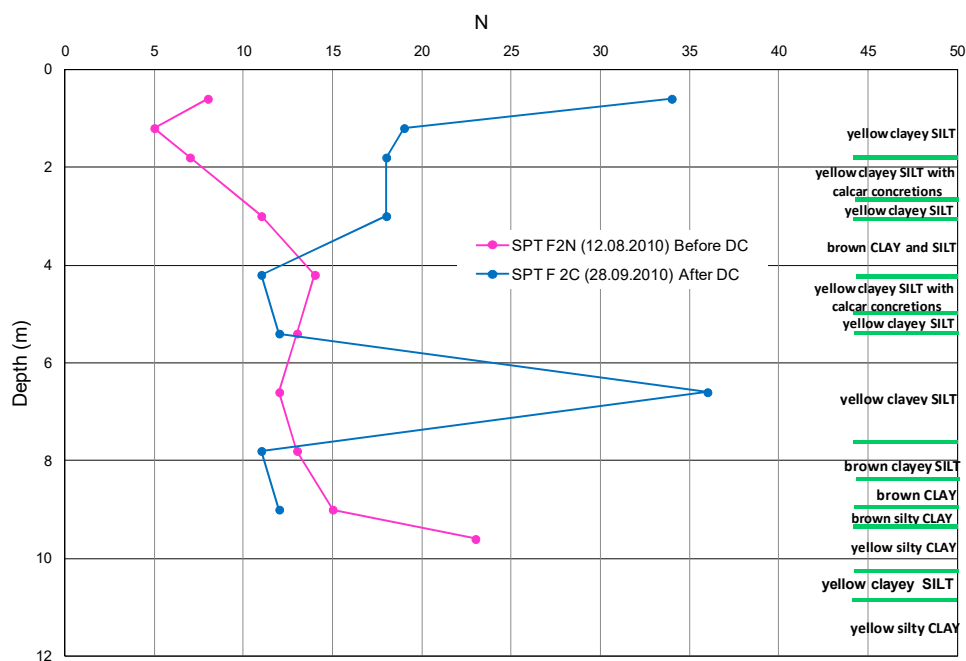


Figura 7.3: Profil SPT în zona studiată înainte și după CDI

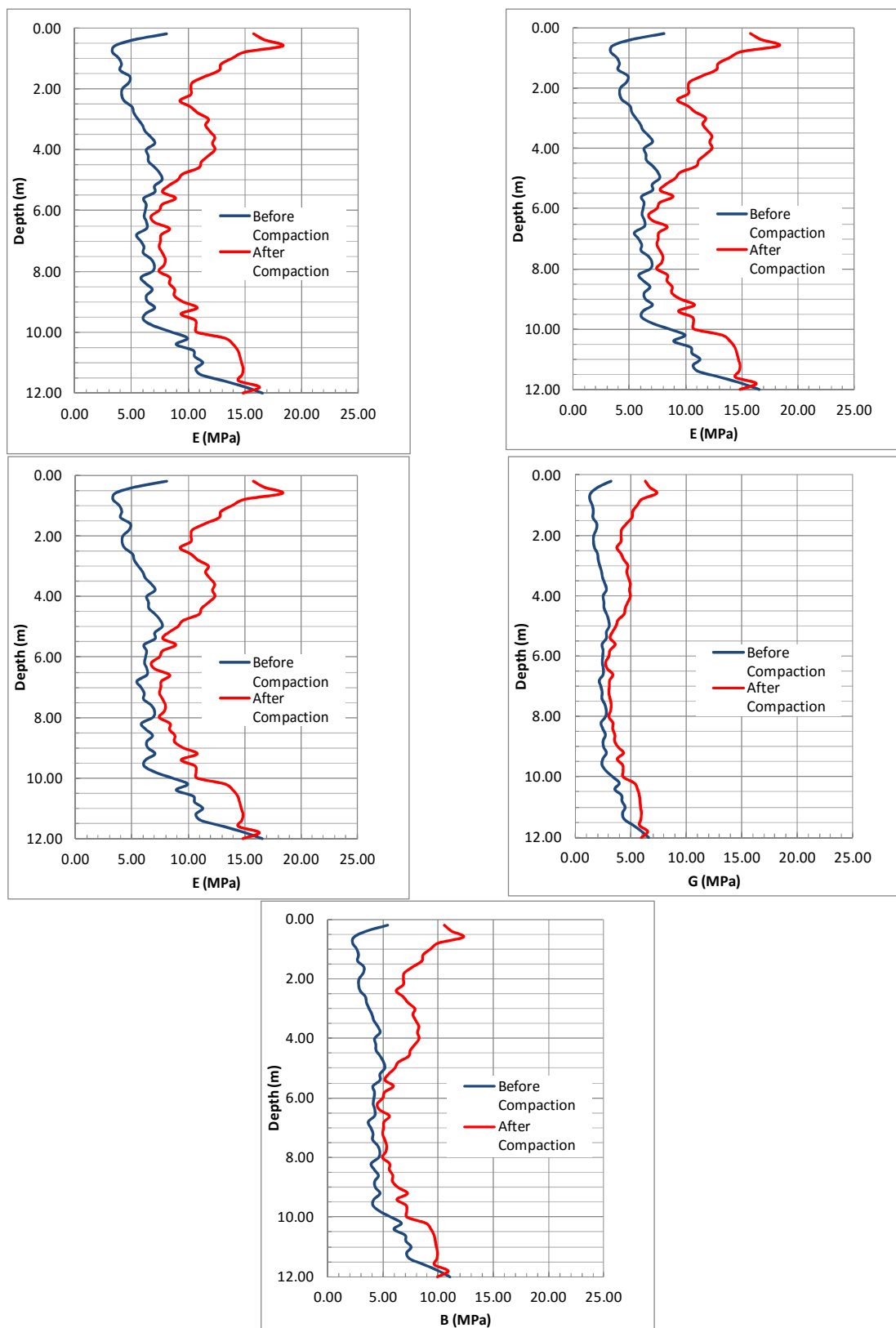


Figura 7.4: Distribuția proprietăților de rigiditate cu adâncimea înainte și după CDI

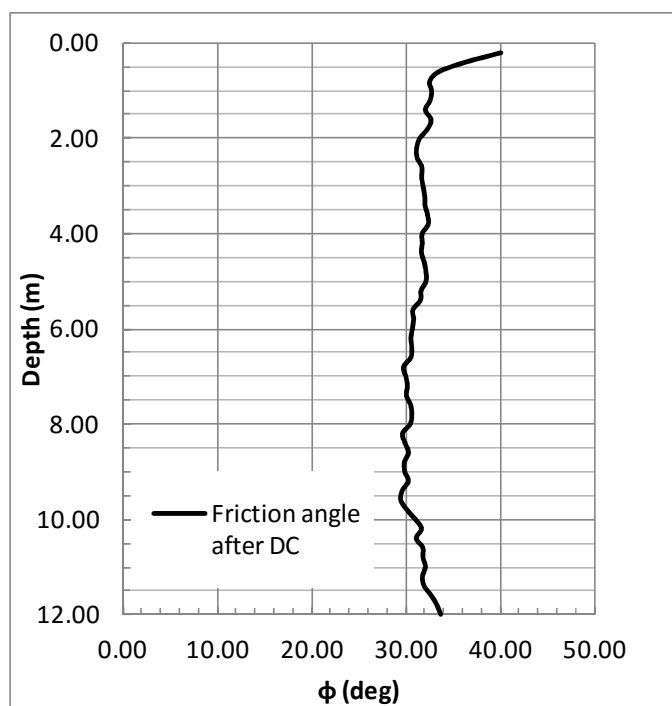


Figura 7.5: Distribuția unghiului de frecare internă ϕ adâncimea după CDI

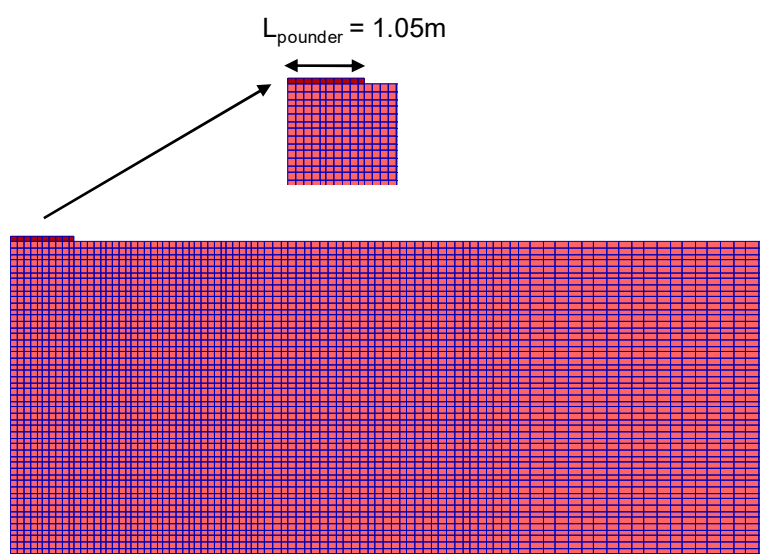


Figura 7.6: Discretizarea modelului cu maiul simulat ca un corp rigid metalic

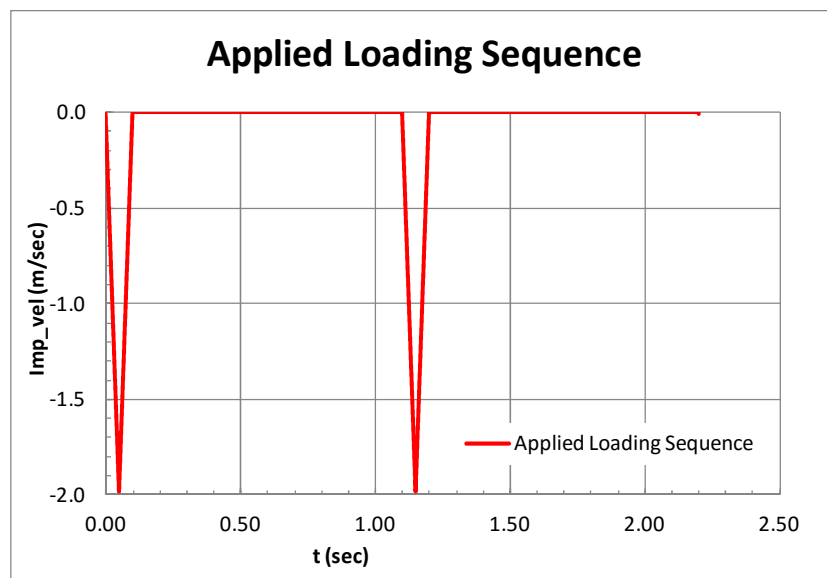


Figura 7.7: Secvența de încărcare aplicată

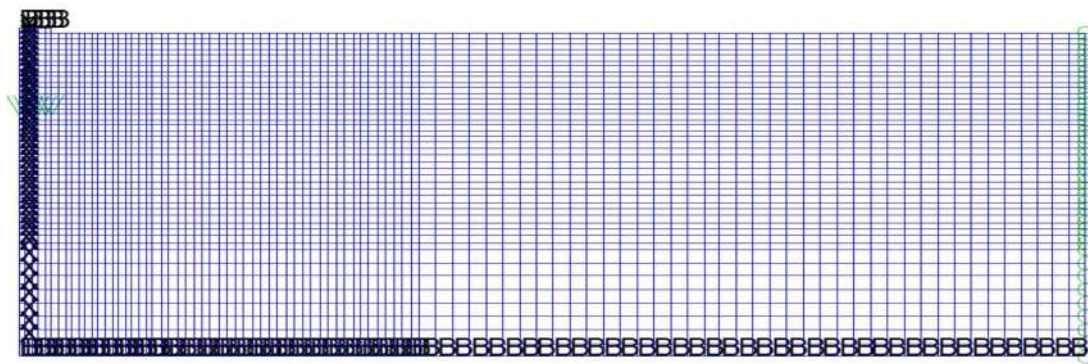


Figura 7.8: Baza fixată și „quiet boundaries” pe partea stângă

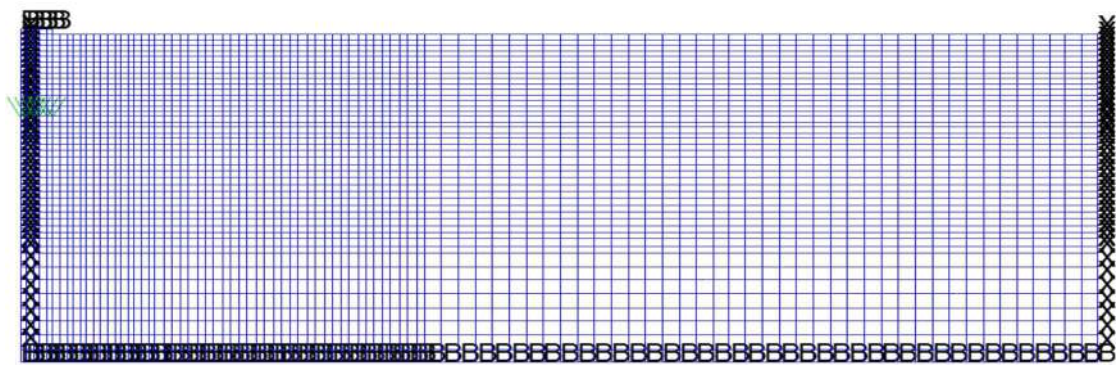


Figura 7.9: Baza fixată și condiții pe contur de tip „roller” la capete

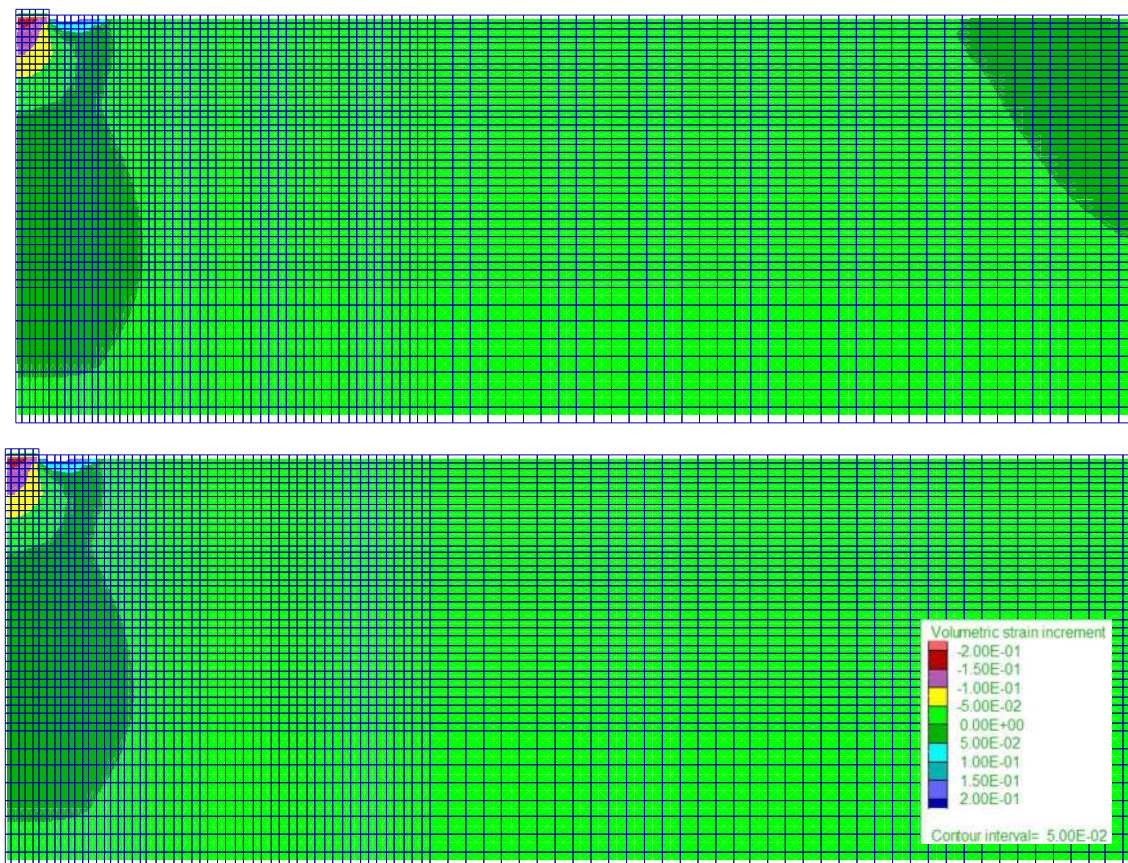


Figura 7.10: Influența condițiilor pe contur asupra deformațiilor volumice după 20 de lovituri

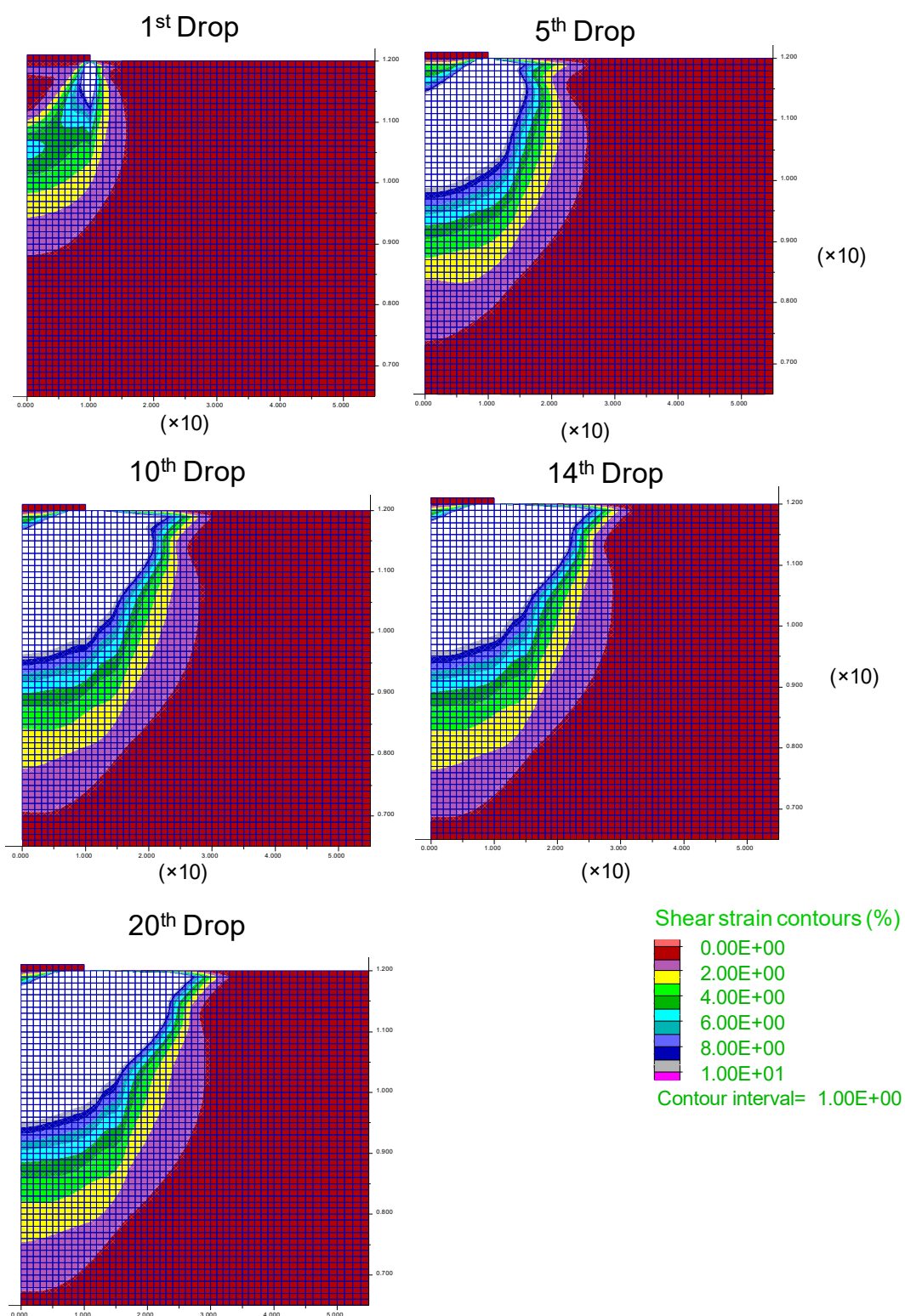


Figura 7.11: Deformații tangențiale induse de diferite numere de lovituri

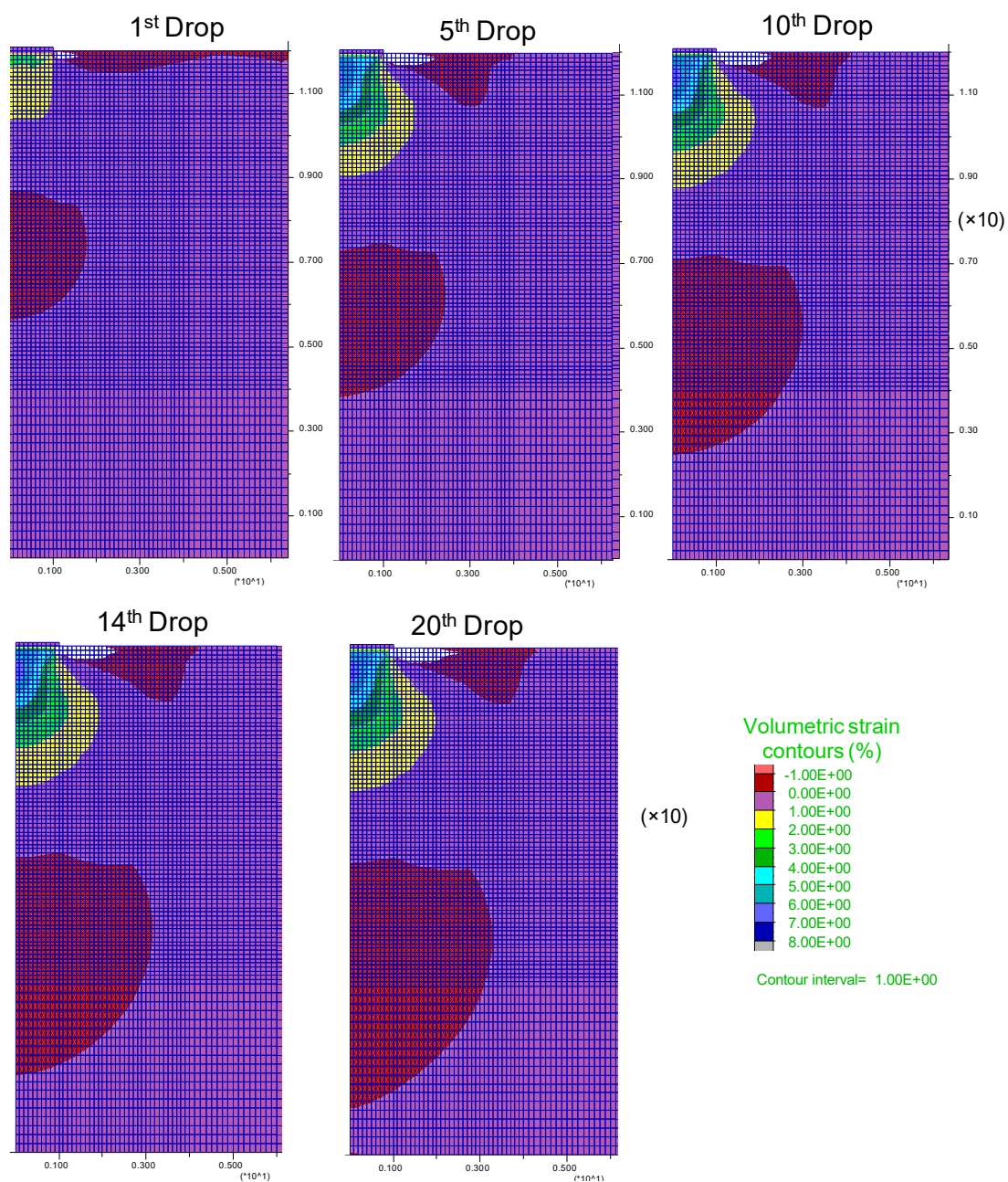


Figura 7.12: Deformații volumice induse de diferite numere de lovituri

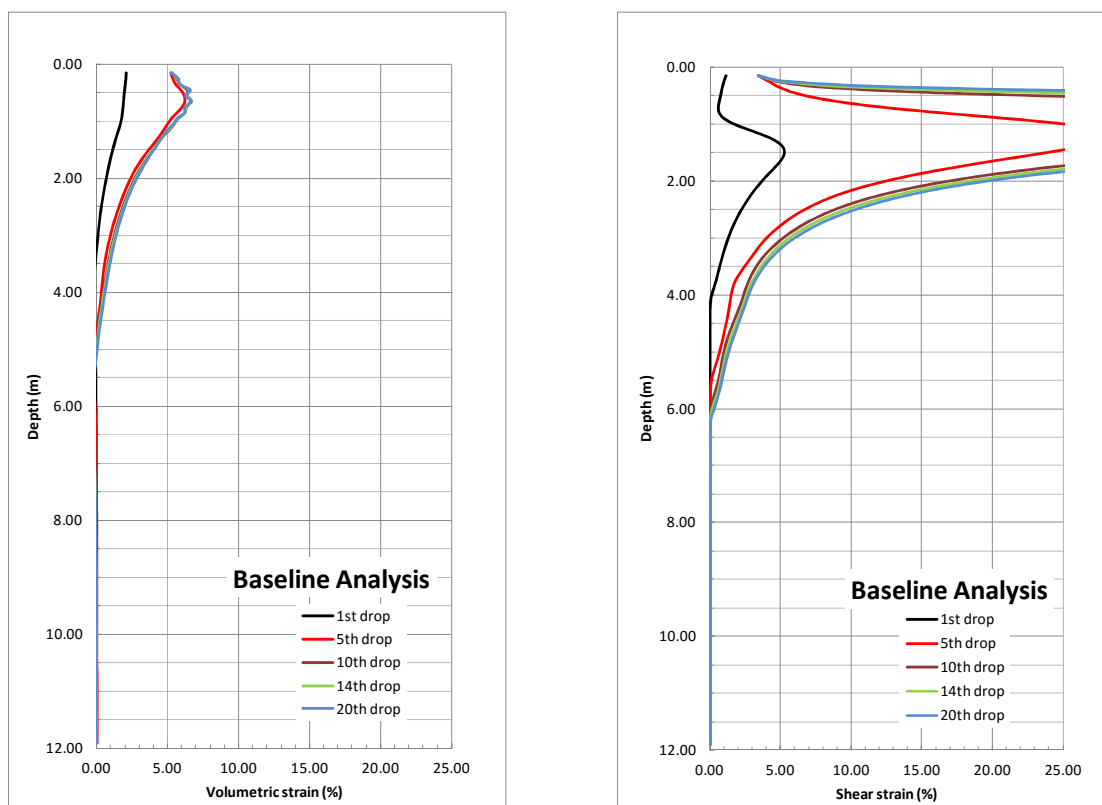


Figura 7.13: Evoluția deformațiilor volumice și tangențiale cu adâncimea și numărul de lovituri sub centrul de greutate al maiului

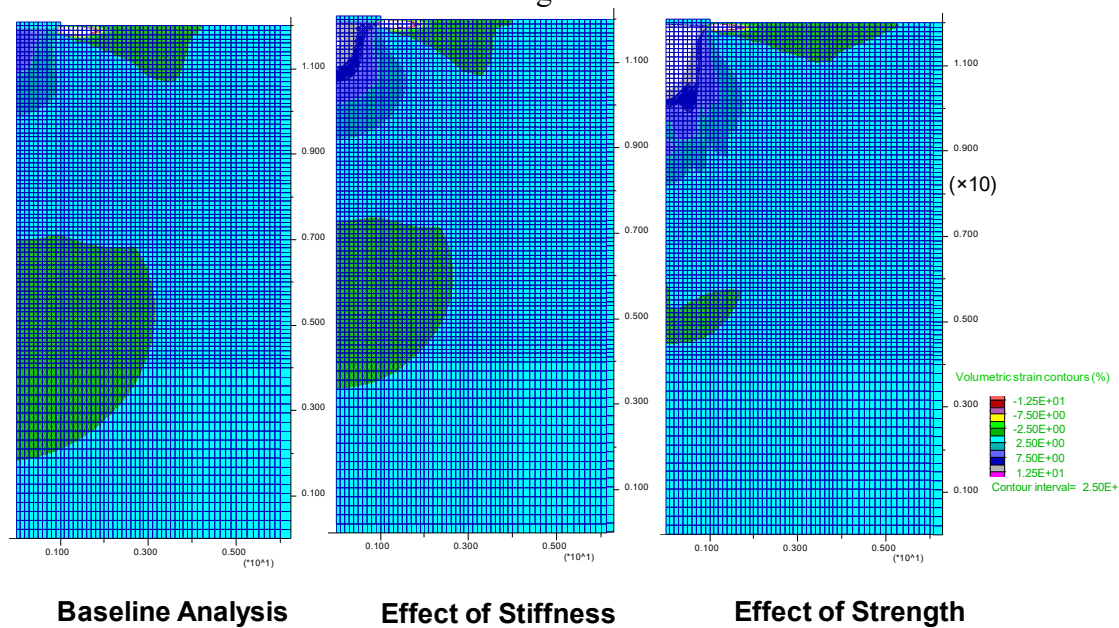


Figura 7.14: Influența rigidității și rezistenței pământului asupra deformațiilor volumice după a patrusprezecea lovitură

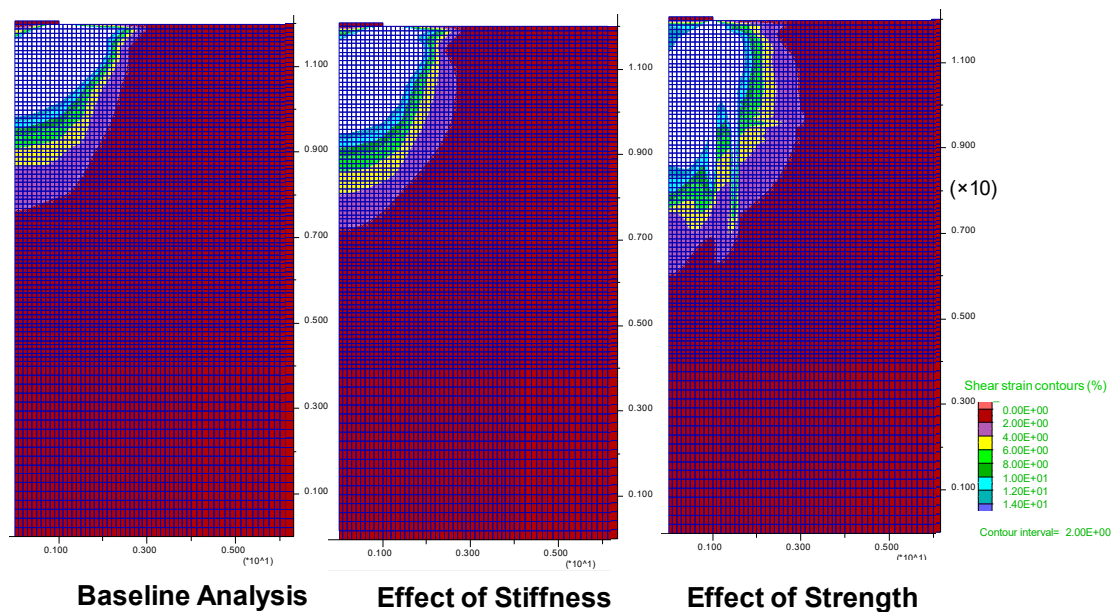


Figura 7.15: Influența rigidității și rezistenței pământului asupra deformațiilor tangențiale după a patrusprezecea lovitură

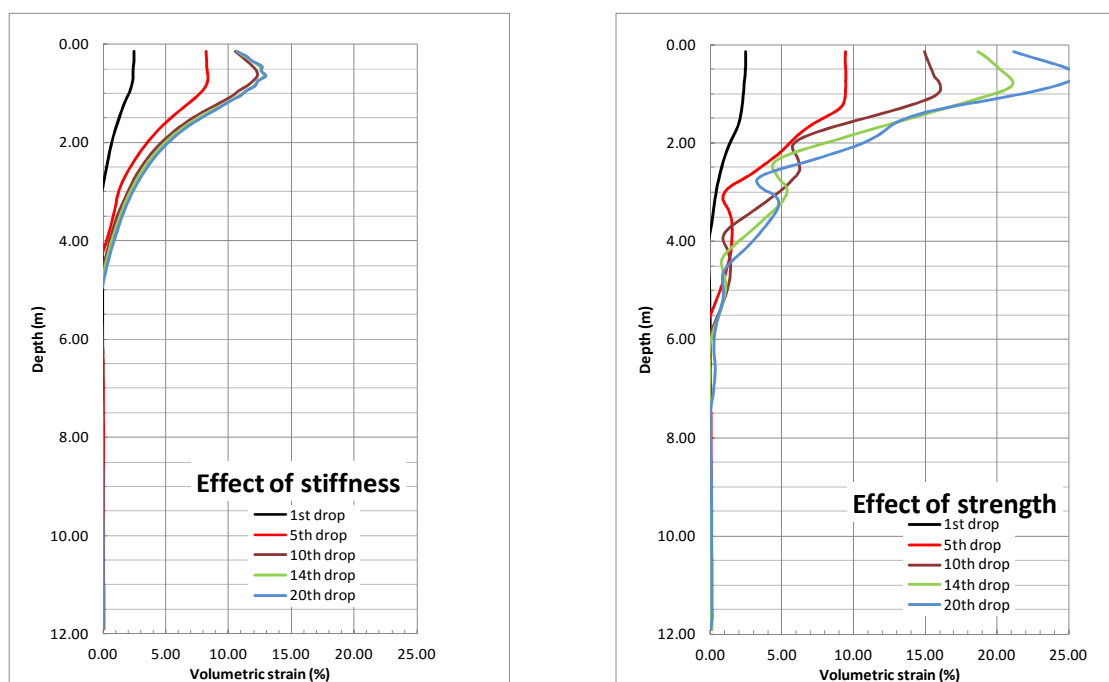


Figura 7.16: Influența proprietăților pământului asupra evoluției eforturilor volumice cu adâncimea și numărul de lovituri

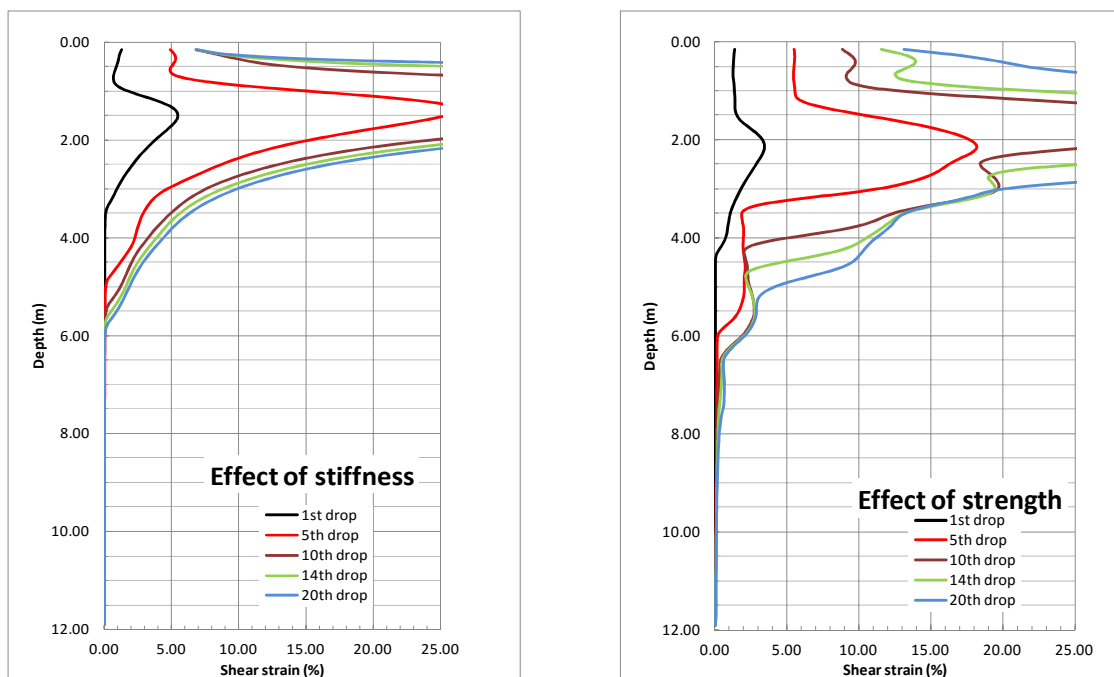


Figura 7.17: : Influența proprietăților pământului asupra evoluției eforturilor tangențiale cu adâncimea și numărul de lovituri

CAPITOLUL 8: CONCLUZII, CONTRIBUȚII PERSONALE ȘI RECOMANDĂRI

8.1 INTRODUCERE

Compactarea dinamică Intensivă (CDI) este una dintre tehnologiile de cele mai folosite pentru compactarea pământului in-situ și îmbunătățirea proprietăților acestora în adâncime. Tehnologia este eficientă în mod special pentru pământuri cu umiditate mare, necoezive, care au capacitate de drenare mare dar și pentru pământuri fine aflate deasupra apei subterane.

În ultimii ani mai multe autostrăzi sunt în construcție în România. Autorul a fost implicat în calitate de inginer-șef în trei proiecte de autostrăzi, unde CDI a fost utilizată pentru îmbunătățirea unui teren de peste 500,000m², în cea mai mare parte loess. În cadrul acestor proiecte, autorul a fost direct responsabil pentru proiectarea și execuția CDI pentru un poligon experimental de 40,000m² și pentru interpretarea rezultatelor.

Acest raport prezintă rezultatele obținute pentru poligonul experimental unde CDI a fost utilizată pentru îmbunătățirea capacității portante a pământului, reducerea tasărilor diferențiale și pentru a reduce potențialul de colaps al pământului. Sistemul de compactare utilizat și caracteristicile rezultate înainte și după îmbunătățire sunt prezentate și comparate cu rezultatele obținute din modelarea numerică într-un program de diferențe finite.

8.2 OBIECTIVUL CERCETĂRII ȘI AL PROIECTULUI

Considerând eficacitatea CDI, versatilitatea și costul său redus acest studiu a pornit de la interesul de a folosi CDI pentru tratarea loessului cu potențial de colaps. Acest raport prezintă caracterizarea locației și performanța îmbunătățirii terenului obținute din execuția unui poligon experimental de 40,000m² din Constanța, România. Scopul îmbunătățirii a fost de a trata pământul la adâncimi care variază de la 6 la 8 metri pentru de a reduce tasările și a diminua potențialul de colaps.

Pentru atingerea acestui obiectiv a fost necesar să se stabilească criterii de îmbunătățire (in situ și de laborator), să se, numărul fazelor de compactare, etc.) pe baza rezultatelor efective din poligonul experimental. execute teste de compactare speciale și să fie determinați parametrii CDI (energie, numărul de lovituri Rezultatele testelor in situ și de laborator sunt comparate cu rezultatele obținute din modelarea numerică într-un program de diferențe finite, dezvoltat pentru a simula compactarea dinamică intensivă. Alte subiecte ale cercetării au implicat aplicarea acestei tehnologii pentru proiecte sub nivelul apei și vibrații induse.

8.3 POLIGONUL EXPERIMENTAL

Caracteristicile poligonului experimental sunt următoarele:

- Lungime = 490m;
- Lățimea maximă = 83m;
- Lățimea minimă = 80m;
- Suprafața totală = 39,997 m²;
- Suprafața compactată = 30,176 m².

Investigațiile geotehnice efectuate anterior au evidențiat existența unui depozit de loess cu o grosime de 12 metri (m), la baza căruia se află un strat de argilă roșie cu concrețiuni calcaroase. S-a stabilit faptul că doar primii 6m de loess au fost sensibili la umezire. De asemenea, între 28m și 40m adâncime, se află roca de bază constituită din calcar degradat în masă argilooasă. Nivelul apei subterane a fost localizat la sub adâncimea de 12m.

8.4 REZULTATE

În ceea ce privește proiectele sub nivelul apei, conform Capitolului 4 avem:

- Sunt necesare considerente speciale pentru trasarea locațiilor amprentelor, care, de obicei, se suprapun parțial, materialului folosit pentru nivelare și forma maiului;
- Adâncimea apei trebuie să fie de minim 4m pentru a abține o compactare eficientă a unui strat de maxim 2m grosime;
- Pentru adâncimi ale apei mai mici de 4m va fi analizată posibilitatea aplicării CDI „în condiții uscate” prin realizarea unei umpluturi din material necoeziv care va fi dragat ulterior;

Principalele rezultate obținute din măsurători seismografice efectuate în timpul execuției lucrărilor și comparate cu literatura (Capitolul 5) sunt:

- Frecvența vibrațiilor este influențată de numărul de lovituri – acest lucru este mai evident la distanțe mai mici;
- Viteza particulelor pământului crește încet până la 4 lovituri; după crește rapid;
- Folosirea unui tranșee de izolare reduce viteza particulelor pământului cu aproximativ 20%;
- Viteza particulelor pământului descrește cu distanța.

Capitolul 6 prezintă rezultatele obținute din poligonul experimental. Din testele de compactare a fost determinat răspunsul loessului cu potențial de colaps pentru prima și a doua fază de compactare:

	UM	12 lovituri	14 lovituri
Penetrarea maiului	(m)	2.19	2.34
Volumul mediu al craterului	(m ³)	12.44	13.76
Tasarea indusă	(cm)	25.4	28.1
Procentul de reducere al volumului	%	4.23 %	4,68 %

Și

	UM	12 lovituri	14 lovituri
Penetrarea maiului	(m)	1.79	1.88
Volumul mediu al craterului	(m)	9.81	11.26
Tasarea indusă	(cm)	20	23
Procentul de reducere al volumului	%	3.34	3.883

Pentru certificarea îmbunătățirii au fost stabilite următoarele cerințe:

- Diminuarea indicelui de tasare suplimentară $i_{m300} < 2\%$;
- Creșterea densității în stare uscată $\rho_d > 1.6\text{g/cm}^3$;
- Reducerea porozității $n < 40\%$;
- Creșterea valorii medii pentru modulul edometric $M_{200-300}$ în stare naturală și inundată;
- Creșterea valorii medii pentru rezistența pe vârf $q_c > 2.5\text{MPa}$.

După aplicarea CDI, a fost demonstrat că potențialul de colaps a fost redus având în vedere următoarele:

- Tasarea suplimentară la umezire a fost eliminată (media $i_{m300} = 0.43\%$);
- Valoarea medie a porozității a fost redusă la $n = 35\%$;
- Densitatea medie în starea uscată a crescut la $\rho_d = 1.75 \text{ g/cm}^3$;
- Valoarea medie a modului edometric a crescut atât în stare naturală, cât și inundată;
- Valoarea medie pentru rezistența pe vârf a crescut $q_c = 2.5 - 3.5 \text{ MPa}$ ($> 2.5 \text{ MPa}$).

Capitolul 7 prezintă și analizează rezultatele unui model numeric dezvoltat pentru simularea metodei folosite pentru poligonul experimental de $40,000 \text{ m}^2$, utilizând datele de caracterizare disponibile. Principalele ipoteze ale modelului numeric au fost evaluate prin efectuarea analizei de sensibilitate. În timp ce limitările acestui model au fost explicate în Capitolul 7, rezultate principale indică următoarele:

- Modelul simplificat poate, într-o manieră calitativă, să prezică impactul energiei aplicate asupra pământului. Forma deformațiilor volumice și tangențiale pe contur sunt rezonabile. Energia aplicată pământului prin intermediul maiului (impulsul amplitudinii unei viteze date și frecvența) induce modificări semnificative asupra pământului (în termeni de deformații volumice și tangențiale).
- Valorile parametrilor utilizați au fost selectate pe baza rezultatelor investigației geotehnice. Pentru a examina influența rigidității și a rezistenței pământului asupra rezultatelor obținute, a fost efectuată o analiză de sensibilitate. Evaluarea rezultatelor a fost făcută pe baza deformațiilor induse și a adâncimii până la care acestea s-au dezvoltat. Trebuie reținut, de asemenea, că valorile parametrilor influențează rezultatele și, în consecință, aceștia trebuie aleși cu mare grijă.
- Adâncimea de îmbunătățire (definită ca adâncimea la care deformațiile volumice și / sau deformațiile tangențiale ating valoarea de 1%) a fost identificată la $4 - 6 \text{ m}$ pentru analiza de referință. Valoarea acesteia este comparabilă cu adâncimea de 7 m obținută pe baza ecuației 7-28 și este mai mică decât valorile obținute pe teren (acestea au variat de la 6 m la 9 m). Principalele motive pentru valorile diferite obținute sunt: (a) limitările modelului descrise în următorul subcapitol și (b) variațiile potențiale ale proprietăților materialului.

8.5 CONTRIBUȚII PERSONALE

Principalele contribuții personale incluse în această teză sunt:

1. Sinteză bibliografică actuală în domeniul compactării dinamice și îmbunătățirii depozitelor de loess folosind metode numerice.
2. Analizarea în detaliu a conceptului de loess cu potențial de colaps care conduce la o mai bună clasificare a pământurilor dificile.
3. Cercetare experimentală prin proiectarea, executarea și interpretarea rezultatelor unui poligon experimental.
4. Proiectarea și execuția unui poligon experimental cu o suprafață de 40.000 m^2 .
5. Analizarea rezultatelor obținute din poligonul experimental.
6. Recomandări practice pentru aplicarea CDI sub nivelul apei: recomandări privind energia de batere necesară, forma și greutatea maiului în funcție de adâncimea apei.
7. Recomandări privind aplicarea CDI pentru depozitele de loess cu potențial de colaps: porozitate, densitate, numărul de cratere, numărul de lovituri, numărul fazelor de execuție și determinarea coeficientului empiric a , care, la rândul său, este utilizat pentru a determina adâncimea de îmbunătățire, precum și considerații legate de vibrații.
8. Confirmarea rezultatelor experimentale prin modelare numerică.
9. Recomandări pentru viitoare cercetări.

8.6 RECOMANDĂRI

Luând în considerare limitările modelării numerice identificate în Capitolul 7, sunt prezentate în continuare câteva recomandări pentru viitoare proiecte de cercetare. Sunt recomandate două abordări de stabilire a unei metodologii de estimare a îmbunătățirii pentru a fi utilizată în practica inginerească:

- Prima abordare implică calibrarea prezentului model cu studii anterioare bine analizate pentru a stabili influențele sistematice asociate cu modelul simplu utilizat pentru generarea recomandărilor cu privire la diverse aspecte asociate cu îmbunătățirea. De exemplu, pot fi aplicați factori de corecție pentru a „corecta” anticiparea făcută de model față de performanța din teren.
- A doua abordare implică dezvoltarea unui model complex care va reda într-un mod mai realist comportamentul pământului. Astfel de modele pot fi dezvoltate pe baza stării critice de plasticitate și vor implica o metodologie actualizată astfel încât caracteristicile de rigiditate și rezistență sunt actualizate odată cu schimbarea indicelui porilor pământului datorată deformațiilor volumice și tangențiale. Dezvoltarea unui astfel de model va conduce la o relație îmbunătățită între numărul de lovituri și tasarea craterelor (care nu va mai fi lineară), adâncimea de îmbunătățire și probabil un calcul al mai concludent al volumului. Un dezavantaj a unei astfel de abordări este acela că nu va mai fi o metodă simplificată. Timpul de calcul necesar va crește semnificativ și poate face o astfel de analiză greoaie. Pentru a rezolva această problemă sunt necesare lucrări suplimentare de optimizare.

În ceea ce privește recomandările generale, pentru a avansa în inginerie și în practica construcțiilor, această tehnică ar trebui să fie standardizată de către Comitetul European pentru Standardizare, în timp ce contractorii de îmbunătățire a terenului și universitățile ar trebui să lucreze împreună pentru a dezvolta modelarea compactării dinamice prin modelare numerică.

BIBLIOGRAFIE SELECTIVĂ

ASTM = American Society for Testing and Materials

C = Normativ

FHWA = Federal Highway Administration

NP = Reglementare tehnica

STAS = Standard de stat

SREN = Standard European

ASTM D 5333-92. Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soil.

ASTM D 2435-96. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soil.

C 29:1985. Normativ privind imbunatatirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice.

Ciortan, R., Tsitsas, G., 2012. “Vibratii ale terenului induse de compactarea dinamica intensiva,” A XII-a Conferinta Nationala de Geotehnica si Fundatii – Iasi, pp 1-8.

FHWA, 1995. Dynamic Compaction, FHWA-SA-95- 037.

Ghassemi A., Pak A., Shahir H., 2009. “A numerical tool for design of dynamic compaction treatment in dry and moist sands,” Iranian Journal of Science & Technology, Vol. 33, NoB4, pp 313 – 326.

Hayward Baker. “Project Summary: Dynamic Deep Compaction & Vibro-Compaction”.

Holtz, R., Kovacs, W., 1981. An introduction to Geotechnical Engineering. Inc., Prentice-Hall, New Jersey, pp 299-309.

Itasca, 2005. “FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua,” Online Manual.

Lukas, R. G., 1995. Geotechnical Engineering Circular No.1: Dynamic Compaction, Ground Engineering Consultants Inc., USA.

Lutenegger, A., 1986. “Dynamic Compaction in Friable Loess,” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, pp 663-666.

Manea, S., Ciortan, R., Tsitsas, G., Dumitru, M., 2012. “Verification of improvement for collapsible soils treated with High Energy Dynamic Compaction,” Proceedings of the 12th National Conference in Geotechnical and Foundation engineering, vol. 1, pp. 77-85 in Iasi, Romania.

- Ménard,, L. (1974). "La consolidation dynamique des sols de fondation." Revue des Sols et Foundations No. 320.
- Ménard, L., Broise, Y., 1975. "Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation," Goetechniqué, Vol.25, 1, pp 3-19.
- Mitchell, J. K., 1981. "Soil Improvement – State – of – the – Art – Report," Proceeding 10th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 4, pp 509-532.
- Mitchell, J. K; Gardner, W. S., 1975. "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics," SOA paper to Session IV, Proc. ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.; Vol. II, pp 279-346.
- NE 008-1997. Normativ privind imbunatatirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice.
- NP 125:2010. Normativ privind fundarea constructiilor pe pamanturi sensibile la umezire.
- Romanian Design Normative NP 125, 2010 regarding Foundation on water sensitive soil.
- Romanian Standard STAS 3300-2, 1985 regarding the Foundation soil – Calculation of foundation soil for direct foundations.
- Rouaiguia A., Al-Zahrani R., 2002. "Simulation of soil dynamic compaction," The 6th Saudi Engineering Conference, KFUPM, Dhahran, Vol.3, pp 223 – 232.
- Sedovic, W., 1984. „Assesing the Effect of Vibration on Historic Building,” Bulletin of the Association for Preservation Technology, 16, pp 53-60.
- STAS 8942/1-1989. Determinarea compresibilitatii pamanturilor prin incercarea in edometru
- SREN 1997 – 2 – 2007. Eurocod 7: Proiectarea geotehnica – Partea 2: Investigarea si incercarea terenului.
- Svinkin, M. R., Shaw, A. G., and Williams, D., 2000. „Vibrations Environmental Effect of Construction Operations,” DFI 25th Annual Meeting and 8th International Conference and Exhibition, A Global Perspective on Urban Deep Foundations, Deep Foundation Institute, Englewood Cliffs, N.J., pp 483-491.
- Terashi, M., Juran, I., 2000. "Ground Improvement – State of the Art," Proceedings International Conference on Geological & Geotechnical Engineering, GeoEng2000, 1, pp 461-519, Melbourne.
- Tsitsas, G., Dimitriadi, V., Zekkos, D., Dumitru, M., Ciortan, R., Manea, S., 2015. "Dynamic Compaction of Collapsible Soil – Case Study from a Motorway Project in Romania," Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburg, Vol. 3, pp 1487-1492.