

ISSN 1584-5958

REVISTA ROMÂNĂ DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

Nr. 2
2017

Revistă bianuală editată de:



SOCIETATEA ROMÂNĂ DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

ROMANIAN SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



CONTRACTING & ENGINEERING S.A.

LUCRĂRI GEOTEHNICE, FUNDAȚII SPECIALE



www.octagon.com.ro

Revista Română de Geotehnică și Fundații Nr. 2/2017 Publicație semestrială tehnico-științifică editată de Societatea Română de Geotehnică și Fundații ISSN – 1584 – 5958 Redacția: B-dul Lacul Tei 124 Sector 2, București Cod poștal: 020396 Telefon: 021-242.93.50 Fax: 021-242.08.66	CUPRINS	
	Editorial	Pag.
	S. Manea	3
	Loretta Batali	5
	<i>Număr special dedicat Simpozionului „Proiectarea geotehnică conform Eurocode 7 în România”</i>	
	Articole	
	Iacint Manoliu	7
	<i>Armonizarea cu Eurocodul 7 a sistemului românesc de prescripții din domeniul Ingineriei Geotehnice</i>	
	Cristina Chirea	11
	<i>Activitatea comitetului tehnic național de standardizare ASRO CT343 Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri</i>	
	Alexandra Ene, Oana Carașca, Loretta Batali	15
	<i>Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici</i>	
	Arpad Szerzo	22
	<i>Proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloti. Dificultăți de armonizare între normativul NP123-2010 și SR EN 1997-1</i>	
	Ion Răileanu	28
	<i>Aspecte referitoare la evoluția codurilor de proiectare naționale a piloților de fundare. Observații asupra execuției</i>	
	Horațiu Popa, Alexandra Ene, Roxana Mirițoiu, Dragoș Marcu	35
	<i>Proiectarea seismică a lucrărilor de susținere a excavațiilor adânci în conformitate cu normele de proiectare</i>	
	Alexandra Ene, Horațiu Popa	43
	<i>Anexa Națională la SR EN 1997-1 - Aspecte de discutat/reconsiderat</i>	
	Loretta Batali	49
	<i>Revizuirea EN 1990 și EN 1997-1</i>	
	Dan Paul Georgescu, Ion Radu Pascu	59
	<i>Proiectarea structurilor din beton-reguli generale, reguli pentru clădiri, poduri și structuri ingineresti pren1992-1-1:2017. O nouă denumire, un nou cuprins, noi prevederi</i>	
	Horațiu Popa, Alexandra Ene, Roxana Mirițoiu, Ionela Ionescu	65
	<i>Calculul lucrărilor de susținere conform prEN1997-1 :202x</i>	
	Loretta Batali	71
	<i>Modificări majore în considerarea acțiunii apei subterane și a realizării verificărilor HYD și UPL</i>	
	Horațiu Popa, Alexandra Ene, Roxana Mirițoiu, Ionela Ionescu	79
	<i>Proiectarea geotehnică prin utilizarea metodelor numerice în EN 1997</i>	
	Teze de doctorat	85
	Conferințe	87
	Alte activități	99

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

Acest număr este editat de Filiala București a SRGF sub îngrijirea Colegiului de Redacție: Prof. univ. dr. ing. Sanda Manea (Președinte), Prof. univ. dr. ing. Loretta Batali (Președinte Filiala București), Conf. dr. ing. Ernest Olinic (secretar), dr. ing. Arpad Szerzo (Secretar Filiala București).

In atenția autorilor

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

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

Articolele publicate în revistă nu angajează decât răspunderea autorilor.

EDITORIAL

Perioada de timp ce s-a scurs de la ultima apariție a Revistei Române de Geotehnică și Fundații și chiar de la a XIII-a Conferința Națională de la Cluj – Napoca, un eveniment de succes în lumea Geotehnicii Românești, a permis derularea și acumularea unor alte activități complexe la care au participat membrii Societății Române de Geotehnică și Fundații.

Acest număr având un volum de peste 100 de pagini (o carte !) editat în format electronic de Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații reflectă o mare parte a acestor evenimente tehnico-științifice în care au fost angrenați membrii Societății noastre, subliniind în special aportul celor din Filiala București.

Este un număr dedicat în principal lucrărilor ultimului Simpozion Național “ Proiectarea geotehnică conform Eurocod 7 în România “ – noiembrie 2017, care a fost axat pe o problemă deosebit de actuală, ar și de perspectivă pentru domeniul Construcțiilor în general și în acest cadru al Ingineriei Geotehnice, în particular.

Citind acest număr al revistei noastre, alături de articole cu un conținut științific, dar și aplicativ plin de substanță, vom fi impresionați și bucuroși să constatăm prezența activă a României pe plan internațional.

Aș sublinia:

- implicarea directă a reprezentanților României în grupurile de lucru pentru revizuirea EC7.
- participarea tinerilor la conferințe internaționale și, în context, organizarea în premieră în România a celei de a 25-a Conferințe Europene a Tinerilor Ingineri geotehnicieni de la Sibiu (iunie 2016), un eveniment cu răsunet internațional, ce a prilejuit prezența conducerii Societății Internaționale de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică (ISSMGE) și aprecierea transmisă pentru modul de desfășurare al acesteia.
- participarea activă la a XIX-a Conferință Internațională de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică de la Seoul, Coreea de Sud - septembrie 2017, prin 5 articole și 8 membri.

Pe plan național trebuie să observăm diversificarea problematicilor dezbătute în cadrul simpoziunelor organizate, generate și de situațiile specifice geotehnice din România, cum ar fi stabilitatea masivelor de pământ în pantă (Workshopul “Provocări actuale în analiza și remedierea instabilității pantelor” – aprilie 2017), Geotehnica Mediului, Îmbunătățirea terenurilor de fundare (evenimente în curs de organizare pentru anul 2018).

Desigur, acest număr al Revistei Române de Geotehnică și Fundații reflectă activitățile organizate de Filiala București a SRGF, dar implicit reflectă și colaborarea pe plan național între membrii noștri, chiar dacă sunt din alte Filiale, aceștia participând activ și entuziașt la evenimentele organizate la București și reciproc, un bun exemplu constituindu-l și participarea la ultima Tabără de vară organizată de Filiala Iași a SRGF în anul 2017.

Totuși, cu părere de rău constatăm apariția cu dificultăți și sincope a revistei noastre, cât și faptul că toate aceste evenimente sunt organizate de un număr restrâns de membri, în general din conducerea Filialelor și că, în realitate, deși avem un număr mare de membri participanți la aceste manifestări științifice, implicarea este preponderent pasivă și nu activă.

Ca atare, propun și, totodată, rog pe toți membrii societății noastre profesionale ca la aceste evenimente anunțate din timp și unde se solicită prezentări scrise sau orale, să devenim mai activi, căci lucrări sunt, probleme apar mereu și poate ar fi locul unor dezbateri de fond, a unor puncte de vedere scrise, și chiar publicate și nu numai a unor prezentări uneori festive!

Reamintesc că însăși această revistă este un element ce poate fi și trebuie să fie utilizat în acest scop, după cum există și pagina web a SRGF, unde se pot genera dezbateri și publica date despre diversele probleme tehnice și științifice ale domeniului.

Să ne urăm succes în activitățile următoare!

Prof. Univ. Dr. Ing. Sanda MANEA

Președintele Societății Române de Geotehnică și Fundații

**NUMAR SPECIAL DEDICAT SIMPOZIONULUI
PROIECTAREA GEOTEHNICA CONFORM EUROCODE 7 IN ROMANIA
București, UTCB, 25 noiembrie 2017**

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

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații



Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații, împreună cu Universitatea Tehnică de Construcții București și Asociația Română de Standardizare a organizat în data de 24 noiembrie 2017 un Simpozion dedicat Proiectării geotehnice conform Eurocode 7 în România.

Acest eveniment a fost organizat la 13 ani de la intrarea în vigoare a Eurocodurilor structurale în România (2004), la 10 ani de la adoptarea Anexei Naționale pentru Eurocod 7 (2007) și la 7 ani de la revizuirea normativelor din domeniul Ingineriei Geotehnice, într-un moment în care se discută aprins noua propunere de revizuire a EN 1997 care anunță schimbări de substanță ce vor trebui preluate în viitorul apropiat. Astfel, Filiala București a SRGF a organizat acest simpozion în scopul de a discuta despre problemele întâlnite în practică în aplicarea SR EN 1997-1 și SR EN 1997-2, precum și a normativelor tehnice armonizate cu acestea (NP 122 – 126, NP 112), precum și de a prezenta principalele modificări anunțate de revizuirea EN 1997.

Evenimentul a beneficiat de prezența Rectorului UTCB, Prof. Radu Văcăreanu, a Președintelui SRGF, Prof. Sanda Manea, a

Directorului general adjunct MDRAPFE, Conf. dr. ing. Marin Adrănel Cotescu, a Directorului general ASRO, dna Iuliana Chilea.

Simpozionul a fost structurat pe 4 părți:

1 – **Introducere – Eurocodul 7 în România.** Președintele de onoare al SRGF, dnul Prof. dr. ing. Iacint Manoliu a prezentat *Armonizarea cu Eurocodul 7 a sistemului românesc de prescripții din domeniul Ingineriei Geotehnice*, iar dna in. Cristina Chirea (ASRO) *Activitatea ASRO/CT 343 Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri* (comitet al cărei secretar este).

2 - **Probleme întâlnite în aplicarea SR EN 1997.** Au fost prezentate probleme legate de:

Valori caracteristice

Alexandra Ene (PAIG), Oana Carașca (PAIG), Loretta Batali (UTCB) – Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici

Proiectarea geotehnică a fundațiilor directe

Ștefan Ardelean (UTCB), Cristian Radu (SBR) - Abordarea geotehnică a practicii curente de proiectare structurală din România - aspecte disputate în proiectarea fundațiilor de suprafață conform Eurocodurilor și NP 112



Proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți

Arpad Szerzo (SBR) - *Proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți. Dificultăți de armonizare între normativul NP123-2010 și SR EN 1997-1*

Ion Răileanu (Saidel Eng.) - *Aspecte referitoare la evoluția codurilor de proiectare naționale a piloților de fundare. Observații asupra execuției.*



Proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere

Horațiu Popa (UTCB), Alexandra Ene (PAIG), Roxana Mirițoiu (PAIG), Dragoș Marcu (PAIG) - *Proiectarea seismică a lucrărilor de susținere a excavațiilor adânci în conformitate cu normele de proiectare*

Proiectarea geotehnică în prezența apei subterane

Manole Șerbulea (UTCB) - *Probleme de calcul a structurilor îngropate față de deformațiile induse de subpresiunea apei. Studii de caz.*

Anexa Națională la EN 1997-1.

Alexandra Ene (PAIG), Horațiu Popa (UTCB) - *Anexa Națională la SR EN 1997-1 - Aspecte de discutat/reconsiderat*

Investigarea geotehnică conform SR EN 1997-2

Adrian Diaconu (Geotesting) - *Investigații geotehnice complexe conform SR EN 1997-2 pentru lucrări de infrastructură rutieră*

3 - Propuneri de revizuire Eurocoduri 2020 :

Loretta Batali (UTCB) – *Revizuirea propusă a EN 1990 și EN 1997*

Radu Văcăreanu (UTCB) – *Revizuirea definirii acțiunii seismice de proiectare în EN 1998-1 – certitudini și incertitudini*

Dan Paul Georgescu, Radu Pascu (UTCB) – *Noutăți în propunerea de revizuire a EN 1992-1-1*

Bogdan Ștefănescu (UTCB) – *Evoluții ale Eurocodurilor pentru elemente structurale metalice*

De asemenea, a fost prezentată *Activitatea grupurilor de lucru ale CEN TC 250/SC7* de către o parte din reprezentanții ASRO în TC250/SC7: Loretta Batali (UTCB), Horațiu Popa (UTCB), Arpad Szerzo (SBR), Alexandra Ene (PAIG), George Tsitsas (GT Eng)

4 - Impactul revizuirilor propuse asupra proiectării geotehnice în România

Ștefan Ardelean (UTCB) - *Modificări în proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață preconizate de revizuirea SR EN 1997*

Daniel Manoli (UTCB) - *Exemplu de calcul a fundațiilor de adâncime conform propunerilor de revizuire a SR EN 1997*

Horațiu Popa (UTCB), Alexandra Ene (PAIG), Roxana Mirițoiu (PAIG), Ionela Ionescu (PAIG) – *Calcul comparative structuri de susținere*

George Tsitsas (GT Ground Engineering & Constr. Services) – *Exemplu de calcul pentru un terasament construit pe teren îmbunătățit*

Loretta Batali (UTCB) - *Modificări majore în considerarea acțiunii apei subterane și a realizării verificărilor HYD și UPL*

Horațiu Popa (UTCB), Alexandra Ene (PAIG), Roxana Mirițoiu (PAIG), Ionela Ionescu (PAIG) - *Proiectarea geotehnică prin utilizarea metodelor numerice în EN 1997*

La Simpozion au participat peste 100 de persoane, membri ai SRGF filialele București, Iași, Cluj – Napoca, cadre didactice sau proiectanți în domeniu, o prezență deosebit de importantă pentru un simpozion național. Multe dintre prezentările realizate în cadrul Simpozionului sunt publicate în acest număr special al Revistei Române de Geotehnică și Fundații.

Sponsorii evenimentului au fost Octagon Contracting & Engineering S.A., Carmeuse și Popp și Asociații Inginerie Geotehnică.

ARMONIZAREA CU EUROCODUL 7 A SISTEMULUI ROMÂNESC DE PRESCRIPTII DIN DOMENIUL INGINERIEI GEOTEHNICE

Iacint MANOLIU

Universitatea Tehnică de Construcții București

Rezumat

Implementarea în țara noastră a Eurocodului 7 a determinat și revizuirea unor normative existente precum și elaborarea de noi normative care să nu contravină standardului european și să-l ajute pe proiectant la aplicarea acestuia. Articolul înfățișează acest proces.

1. INTRODUCERE

Am împărțit titlul prezentării în trei părți, care vor fi însă abordate într-o ordine inversă față de cea din titlu.

2. SISTEMUL ROMÂNESC DE PRESCRIPTII DIN DOMENIUL INGINERIEI GEOTEHNICE

Acest sistem a apărut pe un teren gol odată cu elaborarea în anii '50 ai secolului trecut a primelor standarde sub egida Institutului Român de Standardizare, organism de stat. Pe lângă standarde, sistemul de prescripții tehnice din domeniu a cuprins și alte reglementări -normative, ghiduri, instrucțiuni etc., unele cu caracter național, elaborate de catedre universitare și de institute de cercetare și de proiectare și implementate sub autoritatea diferitelor instituții care au răspuns de directivarea în construcții iar altele cu caracter departamental, elaborate în cadrul unor ministere și având aria de aplicare limitată la ministerele respective.

Un audit al reglementărilor tehnice în domeniul ingineriei geotehnice întreprins în anul 2003 sub coordonarea Centrului de Inginerie Geotehnică din U.T.C.B. a evidențiat existența în domeniu a 161 reglementări, dintre care 63 standarde și 98 norme (57 cu caracter național, 41 cu caracter departamental) (Manoliu, 2008).

Demn de semnalat este faptul că în sistemul românesc de prescripții tehnice în ingineria geotehnică existent în momentul apariției Eurocodul 7, prescripțiile de proiectare aveau la bază calculul la stări limită, introdus printr-un standard în anul 1969. Ulterior, standardul a cunoscut mai multe versiuni, cea din urmă fiind cea din 1985 (STAS 3300/1- Calculul terenului de fundare. Principii generale). Acestuia i s-au

adăugat STAS-urile din seria 2561 referitoare la piloți.

În mod evident, în înțelegerea și utilizarea Eurocodului 7 proiectanții din țara noastră s-au aflat într-o situație mai bună decât colegii lor din mai toate țările europene, pentru care conceptul stărilor limită a reprezentat o noutate absolută. În 26-28 mai 1993, Societatea Geotehnică Daneză a organizat la Copenhaga simpozionul internațional "Limit state design in geotechnical engineering-ISLSD 95". Cu acest prilej a fost prezentată comunicarea "25 years of utilisation of the limit state concept in the Romanian Code for geotechnical design" (Manoliu, Marcu, 1993).

Cadrul de elaborare a reglementărilor tehnice în construcții, implicit în ingineria geotehnică, s-a modificat radical după 1990. Fostul organism de stat din domeniul standardizării, Institutul Român de Standardizare, a fost înlocuit în 1990 de o Comisie Națională pentru Standarde, Metrologie și Calitate iar în 1992 de Institutul Român de Standardizare, ambele ca organe de specialitate ale administrației publice centrale aflate în subordinea Guvernului. Cu începere din 1998, activitatea națională de standardizare se realizează de către Asociația de Standardizare din România - ASRO, organism recunoscut prin hotărâre a Guvernului și notificat Comisiei Europene. În "Legea privind standardizarea națională" publicată în Monitorul Oficial al României, partea I, nr. 470, 30 iunie 2015, se arată că ASRO este persoană juridică de drept privat, de interes public, având statut juridic de asociație fără drept patrimonial. Una dintre principalele atribuții ale ASRO este de a reprezenta România în organizațiile europene și internaționale de standardizare.

Ca urmare, în 2006 ASRO a aderat la Comité Européen pour la Normalization (CEN), România devenind astfel cea de a 29-a țară reprezentată în Comitetul European de standardizare.

O schimbare esențială în raport cu situația de dinainte de 1990 este constituită de faptul că aplicarea standardelor române are caracter voluntar. Potrivit legii, aplicarea unui standard român poate deveni obligatorie, în totalitate sau în parte, numai printr-o reglementare, care este definită în aceeași lege drept "documentul care conține reguli cu caracter obligatoriu și care este adoptat de către o autoritate a statului sau la nivel european".

În țara noastră, autoritatea de stat sub egida căreia au fost elaborate după 1990 reglementările din domeniul ingineriei geotehnice este Ministerul Dezvoltării Regionale, Administrației Publice și Fondurilor Europene, sau cum se va fi numit acesta în trecut. În cadrul acestui minister ființează Comitetul tehnic de specialitate nr. 6 "Inginerie geotehnică și fundații".

3. EUROCODUL 7

Cu mai bine de 40 de ani în urmă, în 1975, Comisia Comunităților Europene a luat inițiativa de a însărcina experți cu elaborarea unui corp de norme comune de proiectare denumite EUROCODES, acceptabile în întreaga Comunitate. Pentru domeniul ingineriei geotehnice s-a format în 1981 un grup de lucru format din reprezentanți ai unor Societăți Naționale de Geotehnică și Fundații din țări membre ale U.E. Acest grup a elaborat prima versiune a codului de reguli generale pentru proiectarea geotehnică în 1987. După adoptarea în 1985 a unei "Directive pentru produsele de construcții", Comisia a decis să transfere întregul program de Eurocoduri Comitetului European de Standardizare CEN. În cadrul CEN s-a creat în acest scop, Comitetul Tehnic 250 care, la rândul-i, a înființat câte un subcomitet tehnic pentru fiecare Eurocod. Cu elaborarea Eurocodului 7 a fost însărcinat Subcomitetul 7 (SC7), prezidat între 1989 și 1998 de regretatul profesor Krebs Ovesen din Danemarca, între 1998 și 2004 de profesorul Roger Frank din Franța, între 2004 și 2010 de dr. Bernd Schuppener din Germania iar din 2010 de dr. Andrew Bond din Marea Britanie.

Într-o primă etapă, subcomitetele tehnice au lucrat la Normele Europene Provizorii (ENV), care au început să fie publicate în 1992 pentru a fi supuse dezbaterii publice bazată pe o aplicare cu caracter experimental și voluntar.

În 1994 s-a publicat ENV 1997-1 "Geotechnical Design Part 1: General Rules", având caracter de normă europeană provizorie ENV. Am făcut o traducere neoficială a ENV 1997-1, care a fost inclusă în volumul publicat în 1997 "Calculul fundațiilor și inginerie geotehnică. Eurocode 7.

Exemple de calcul" (I. Manoliu & A. Marcu, 1997). A fost primul prilej pentru specialiștii din țara noastră să ia cunoștință cu ceea ce avea să devină Eurocodul 7.

În 1998 a început transformarea ENV-urilor în EN (normă europeană cu caracter definitiv), adică în Eurocoduri, proces finalizat în 2006.

Elaborarea părții 1 din Eurocode 7 s-a încheiat în ianuarie 2004. Supuse votului țărilor membre la acea dată ale CEN, cele trei versiuni, în limbile engleză, franceză și germană, au obținut 26 voturi pozitive din totalul de 28, devenind disponibile prin CEN în noiembrie 2004.

ASRO a adoptat la 15 decembrie 2004, prin filă de confirmare, standardul european EN 1997-1:2004 (Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale), care a devenit astfel SR EN 1997-1:2004. În iunie 2006, ASRO a publicat versiunea în limba română a SR EN 1997-1:2004, elaborată de prof.dr.ing. Iacint Manoliu și prof.dr.ing. Marin Marin.

Pentru țările membre ale CEN, calendarul activităților privind EN 1997-1:2004, după ce cele trei versiuni finale au devenit disponibile, cuprindea două perioade:

- o perioadă de testare (calibrare) de 2 ani (la încheierea căreia să se fi elaborat "Anexa națională";
- o perioadă de 3 ani de coexistență între EN 1997-1:2004 și normele în vigoare privind proiectarea geotehnică (2008, 2009, 2010).

Potrivit CEN, o Anexă Națională poate conține informații asupra acelor parametri a căror determinare este permisă pe plan național (**Nationally Determined Parameters**), și anume:

1. valorile și/sau clasele în care sunt date alternative în Eurocoduri;
2. valorile de utilizat atunci când în Eurocod se dă doar un simbol;
3. date specifice țării;
4. metodele de utilizat atunci când Eurocodul dă metode alternative;
5. decizii privind aplicarea anexelor informative;
6. referirea la informații complementare necontradictorii (față de Eurocod) care să-l ajute pe utilizator să aplice Eurocodul.

Punctul 6 dădea curs rezoluției 87/1996 adoptate de CEN/TC 250 în 1996, care suna astfel: "***CEN/TC 250 este de acord cu principiul ca EN 1997-1 să fie destinat exclusiv regulilor fundamentale ale proiectării geotehnice și să fie completat prin norme naționale***".

4. ARMONIZAREA

Armonizarea la care se referă titlul prezentului articol a însemnat tocmai transpunerea la realitățile

din țara noastră a rezoluției 87/1996 a CEN/TC 250. Or, după cum s-a arătat, aceste realități însemnau existența unui amplu sistem de reglementări, cuprinzând și standarde care utilizau conceptele calcului la stări limită. Experiența de câteva decenii a aplicării acestor norme se cerea, așadar, pusă în valoare în continuare.

Anexa Națională la SR EN 1997-1:2004, aprobată de ASRO la 30 iunie 2007, denumită SR EN 1997-1/NB (Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa națională), am introdus următorul paragraf:

Următoarele standarde și documente normative românești cu utilizare în proiectare conțin informații complementare care pot fi utilizate la aplicarea standardului SR EN 1997-1:2004.)

STAS 3950-81

Geotehnică. Terminologie. Simboluri și unități de măsură

STAS 6054-77

Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheț. Zonarea teritoriului României

SR EN ISO 14688-1:2004

Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 1: Identificare și descriere

SR EN ISO 14688-2:2005

Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare

NP 074-2006

Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții

NP 112-2004

Normativ privind proiectarea structurilor de fundare directă

NP 113-2004

Normativ privind proiectarea, execuția, monitorizarea și recepția pereților îngropați

NP 114-2004 Normativ privind proiectarea și execuția ancorajelor în teren

NP 122¹⁾

Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici

NP 123¹⁾

Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți

NP 124¹⁾

Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere

NP 125¹⁾

Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire

NP 126¹⁾

Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari

Semnul¹⁾ specificat în dreptul unor normative de proiectare semnifica "în curs de elaborare".

Adoptarea Anexei Naționale la SR EN 1997-1:2004 a dus în acest fel la declanșarea unui amplu program de revizuire a normelor existente și de elaborare de noi normative care, după cum cere Eurocodul, să nu contravină standardului european și să-l ajute pe proiectant la aplicarea acestuia. Întins pe o perioadă de 6 ani, programul s-a desfășurat sub coordonarea Centrului de Inginerie Geotehnică din Universitatea Tehnică de Construcții București. În ordinea cronologică a ordinului de ministru prin care au fost aprobate și a publicării în Monitorul Oficial al României, normativele finalizate în cadrul programului sunt:

- „Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici”, indicativ NP 122 - 2010
- „Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți”, indicativ NP 123 - 2010
- „Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire”, indicativ NP 125 - 2010
- „Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari”, Indicativ 126 - 2010
- „Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere”, indicativ NP 124 - 2010
- „Normativ privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren”, indicativ NP114 - 2014
- „Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții”, indicativ NP 074 - 2014
- „Normativ privind cerințele de proiectare, execuție și monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane”, indicativ NP 120 - 2014
- „Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață”, indicativ NP 112-2014

Cu excepția NP 126-2010, care a fost elaborat de "URBAN-INCERC" în colaborare cu CIG, toate normativele au fost elaborate de cadre didactice,

vârstnice și tinere, ale Departamentului de Geotehnică și Fundații din UTCB. Țin să mulțumesc tuturor autorilor pentru munca depusă și contribuția la realizarea acestui tezaur de preț al ingineriei geotehnice din România. Mulțumiri se cuvin de asemenea membrilor Comitetului Tehnic nr. 6 dar și tuturor specialiștilor care au participat la ancheta publică premergătoare finalizării documentelor.

La setul de 9 normative noi sau revizuite trebuie adăugat "Ghidul privind proiectarea geotehnică", indicativ GP-2014, elaborat de asemenea de cadre didactice ale Departamentului de Geotehnică și Fundații din UTCB și publicat în Monitorul Oficial al României la 5 februarie 2015, care completează în mod oportun seria de prescripții menite să ajute la utilizarea Eurocodului 7.

La 19 mai 2010, Comisia Europeană a dat publicității mandatul M/466EN având drept obiectiv "inițierea procesului pentru evoluția în continuare a Eurocodurilor". Dând curs acestui mandat, TC 250 a lansat în 2013 un proces de revizuire a Eurocodurilor care va conduce, potrivit planului cunoscut în momentul de față, la intrarea în vigoare în 2024 a noii generații de Eurocoduri. Va fi nevoie și atunci, desigur, de o armonizare cu noul Eurocod 7 a prescripțiilor românești. Asta nu înseamnă, însă, că va trebui să se aștepte încă 6 ani pentru a aduce îmbunătățiri acestor prescripții, acolo unde se simte nevoia. De asemenea, anexa națională la Eurocodul 7 poate fi reconsiderată, ținând seama de experiența dobândită în cei 10 ani de aplicare.

De la proiectanții geotehnicieni din țara noastră se așteaptă nu numai o profundă înțelegere și cunoaștere și o consecventă utilizare a Eurocodului 7, împreună cu normativele armonizate cu acesta, ci și o activă conlucrare cu inginerii proiectanți de structuri. Experiența astfel acumulată le va da posibilitatea să contribuie efectiv la realizarea noii generații de Eurocoduri.

BIBLIOGRAFIE

Manoliu, I. [2008] "Sistemul românesc de reglementări tehnice din domeniul ingineriei geotehnice în plin proces de restructurare", Revista Română de geotehnică și fundații, nr.2/2008.

Manoliu, I., Marcu, A. [1993] "25 years of utilization of the limit state concept in the Romanian Code for geotechnical design", Proceedings of the Limit State Design in Geotechnical Engineering - ISLSD 93, International Symposium, Copenhagen, 26-28 May 1993, vol.2.

I. Manoliu & A. Marcu [1997] "Calculul fundațiilor și inginerie geotehnică. Design of foundations and geotechnical engineering. Eurocode 7. Exemple de calcul - Worked Examples", Tempus Phare Complementary Measures Project 01198, Bridgeman, Timisoara, 1997.

HARMONIZATION OF THE ROMANIAN TECHNICAL PRESCRIPTIONS WITH EUROCODE 7 IN THE FIELD OF GEOTECHNICAL ENGINEERING

Abstract

The implementation in Romania of Eurocode 7 determined also the revision of the existing technical norms, as well as the elaboration of new norms not contradictory to the European Standard, aiming to help the designer in its application. The paper presents this process.

ACTIVITATEA COMITETULUI TEHNIC NAȚIONAL DE STANDARDIZARE ASRO/CT 343 BAZELE PROIECTĂRII ȘI EUROCODURI PENTRU STRUCTURI

Cristina CHIREA

Asociația de Standardizare din România - ASRO

Rezumat

Standardele din seria Eurocoduri se află, începând cu anul 2015, în proces de revizuire la CEN/TC 250 Structural Eurocodes, urmând ca o nouă generație de Eurocoduri să fie disponibilă la nivel național în 2020. Acest proces de revizuire va aduce modificări substanțiale standardelor existente și va conduce la publicarea unor părți noi de Eurocoduri pentru aspecte neacoperite în prezent de această serie de standarde. La nivel național, activitatea de standardizare din domeniu se desfășoară în cadrul comitetului tehnic național de standardizare ASRO/CT 343 Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri, comitet foarte activ pe plan național și european. Pentru o bună implementare la nivel național a viitoarelor Eurocoduri trebuie întreprinse din timp o serie de măsuri prin colaborarea strânsă între principalii factori implicați în procesul de adoptare și implementare a noii generații de Eurocoduri la nivel național.

1. INTRODUCERE

Activitatea de standardizare se desfășoară în cadrul comitetelor tehnice de standardizare care reprezintă unitatea de bază a procesului de desfășurare a activității de standardizare.

Un comitet tehnic este definit ca fiind structura de lucru pentru desfășurarea activității de standardizare pe domenii specifice, fără personalitate juridică, înființată în cadrul unui organism național de standardizare recunoscut sau organizație de standardizare europeană sau internațională, în care părțile interesate își desemnează reprezentanți [1].

Comitetele tehnice de standardizare pot fi internaționale (ISO/TC), europene (CEN/TC) și

naționale (ASRO/CT). Domeniul standardelor de proiectare Eurocoduri este tratat la nivel european în comitetul tehnic CEN/TC 250 Structural Eurocodes, iar la nivel național în comitetul tehnic oglindă ASRO/CT 343 Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri.

CEN/TC 250 este constituit din 11 subcomitete, însumând 50 de grupuri de lucru plus alte 5 grupuri de lucru individuale.

În cadrul ASRO/CT 343 există, pe lângă CEN/TC 250, alte 3 comitete europene de standardizare corespondente și un comitet internațional de standardizare corespondent. În viitor se va adăuga acestora și comitetul european dedicat panourilor publicitare, care este propus spre înființare la nivel european (Tabelul 1).

Tabelul 1. Comitetul tehnic național ASRO CT 343

Comitet tehnic național	Comitete tehnice corespondente europene și internaționale
ASRO/CT 343 Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri	CEN/TC 250 Structural Eurocodes
	CEN/TC 167 Structural bearings
	CEN/TC 284 Greenhouses
	CEN/TC 340 Anti-seismic devices
	ISO/TC 98 Bases for design of structures
	CEN/CENELEC TC Signs for publicity, decoration and general purposes (în curs de înființare la nivel european)

Comitetul ASRO/CT 343 reprezintă unul dintre cele mai numeroase și mai active comitete naționale de standardizare, reunind în acest moment 46 de membri, specialiști din domeniile de activitate ale Eurocodurilor, reprezentanți ai mediului universitar, economic, ai institutelor de cercetare și ai asociațiilor de profil. Implicarea membrilor comitetului ASRO/CT 343 în

activitatea de standardizare desfășurată la nivel european este extrem de ridicată, 22 de experți români sunt înscrși în 17 grupuri de lucru europene ale CEN/TC 250, dl prof. Raul Zaharia (UPT) este convenorul grupului de lucru european CEN/TC 250/SC 1/WG 4 Actions on structures exposed to fire iar dl prof. Aurel Stratan (UPT) este secretarul tehnic al grupului de lucru

european CEN/TC 250/SC 08/WG 02 Steel and Composite Structures.

În plus, cinci specialiști români, membri ai ASRO/CT 343, au fost selectați de CEN și Comisia Europeană pentru a face parte din echipele de lucru (PT - Project Team) pentru revizuirea Eurocodurilor, activitate finanțată de Comisia Europeană prin mandatul M/515 Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of structural Eurocodes. Aceștia sunt dna. prof. Loretta Batali (EC7), dl. prof. Bogdan Ștefănescu (EC9), dl. prof. Aurel Stratan (EC3), dl. prof. Adrian Ciutină (EC4), dl. prof. Daniel Viorel Ungureanu (EC3).

Din anul 2016 activitatea ASRO/CT 343 este organizată în 14 grupuri de lucru (GL) naționale oglindă pentru subcomitetele CEN/TC 250.

2. ACTIVITĂȚI ÎN TRECUT

Întreaga serie de Eurocoduri, împărțită în părți (EN 1990 - EN 1999) însumând 58 de standarde, a fost publicată la nivel european înainte de iunie 2007 și adoptată identic la nivel național până la sfârșitul anului 2007. Până la sfârșitul anului 2009 au fost elaborate versiunile române ale standardelor din seria Eurocoduri și pentru fiecare parte de Eurocod a fost elaborată anexa națională care stabilește parametrii determinați la nivel național. Anii de realizare a anexelor naționale au fost 2006, 2008 și 2009.

O problemă semnalată de membrii ASRO/CT 343 o reprezintă inconsecvența terminologiei în limba română între cele 10 părți și chiar între standardele aceleiași părți. În planul comitetului se află întocmirea unui dicționar tehnic pentru Eurocoduri odată cu realizarea versiunii în limba română ale noilor standarde.

3. ACTIVITĂȚI ÎN PREZENT

Standardele din seria Eurocoduri se află, începând cu anul 2015, în proces de revizuire la CEN/TC 250 Structural Eurocodes, urmând ca o nouă generație de Eurocoduri să fie disponibilă la nivel național după anul 2020.

Procesul de revizuire este structurat în 4 faze care se suprapun, fiecare fază conținând un anumit număr de sarcini de îndeplinit de PT-uri (figura 1).

Termenele la care au început fazele 1 și 2 sunt 1 ianuarie 2015, respectiv 1 ianuarie 2017, pentru fazele 3 și 4 se preconizează 1 ianuarie 2018 ca termen de începere.

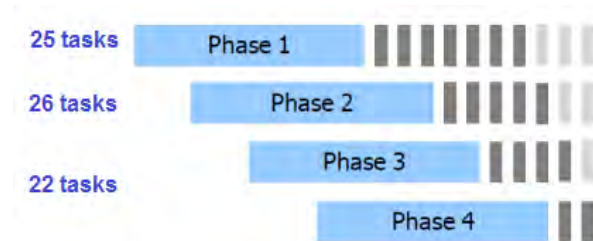


Figura 1. Fazele procesului de revizuire

În acest moment, documentele elaborate în cadrul fazei 1 se află la vot în faza informal enquiry (sunt admise observații tehnice și editoriale), iar organismele naționale de standardizare au la dispoziție 12 săptămâni pentru a stabili și transmite la CEN/TC 250 poziția națională cu privire la acestea.

Această fază de vot a fost inițiată de CEN/TC 250 în scopul asigurării transparenței și minimizării riscului respingerii proiectelor de standarde în faza de anchetă.

Comentariile primite vor fi direcționate către PT-urile elaboratoare, după analiza și implementarea acestora responsabilitățile viitoare ce se impun vor fi în sarcina fiecărui subcomitet/grup de lucru al CEN/TC 250.

Acest proces de revizuire va aduce modificări substanțiale standardelor existente și va conduce de asemenea la publicarea unor părți noi de Eurocoduri pentru aspecte neacoperite în prezent de această serie de standarde.

Pentru fazele 1 și 2 se anunță noi părți de Eurocoduri pentru lemn, sticlă, evaluarea și consolidarea structurilor existente, acțiuni (valuri și curenți și îngheț atmosferic).

Eurocodul 7 va avea o nouă structură compusă din trei părți:

- Part 1 - General Rules
- Part 2 – Ground investigation
- Part 3 - Geotechnical Constructions

4. ACTIVITĂȚI ÎN VIITOR

După încheierea celor patru faze ale procesului de revizuire a Eurocodurilor și după finalizarea proiectelor de standarde, acestea vor fi transmise în anchetă către fiecare stat membru CEN. De regulă, ancheta durează 3 luni, însă se va solicita către Bordul Tehnic CEN/CENELEC o prelungire cu până la 6 luni a acestui interval. În faza de anchetă sunt acceptate observații de natură tehnică și editorială. La nivel național fiecare grup de lucru (GL) va trebui să stabilească prin consens poziția națională și expertul ASRO în CT 343 să transmită votul electronic către CEN/TC 250.

Pentru ca votul să fie pozitiv este necesar să fie îndeplinite simultan următoarele două condiții: peste 55 % din voturile exprimate să fie pozitive și populația țărilor care a votat pozitiv să însumeze peste 65% din populația tuturor țărilor votante. Voturile exprimate cu abținere nu se iau în calcul. România are pondere 3,28%.

În cazul în care nu este întrunit consensul în anchetă, proiectul de standard va fi revizuit și supus unei noi anchete, însă nu se admit mai mult de două anchete pentru un proiect de standard.

După încheierea anchetei cu vot pozitiv, observațiile primite vor fi analizate de membrii grupului de lucru respectiv și după implementarea observațiilor admise va urma ultima fază de vot denumită vot formal. În cadrul acestei etape sunt acceptate observații numai de natură editorială.

Votul formal se desfășoară timp de opt săptămâni, fără posibilitate de prelungire. Votul formal este tot un vot ponderal, cu reguli similare anchetei. Ulterior votului formal urmează etapa de pregătire a standardului final, pentru a fi ratificat și pus la dispoziția tuturor statelor membre (figura 2) [2]

România, alături de toate statele membre CEN, este obligată să preia identic la nivel național, în termen de 6 luni de la data la care acestea devin disponibile la nivel național, toate standardele elaborate de CEN. Se estimează că vom avea 1 an pentru elaborarea anexelor naționale și în jur de 2 ani până la anularea standardelor naționale conflictuale. Însă aceste termene sunt provizorii și cu siguranță vor suferi modificări.

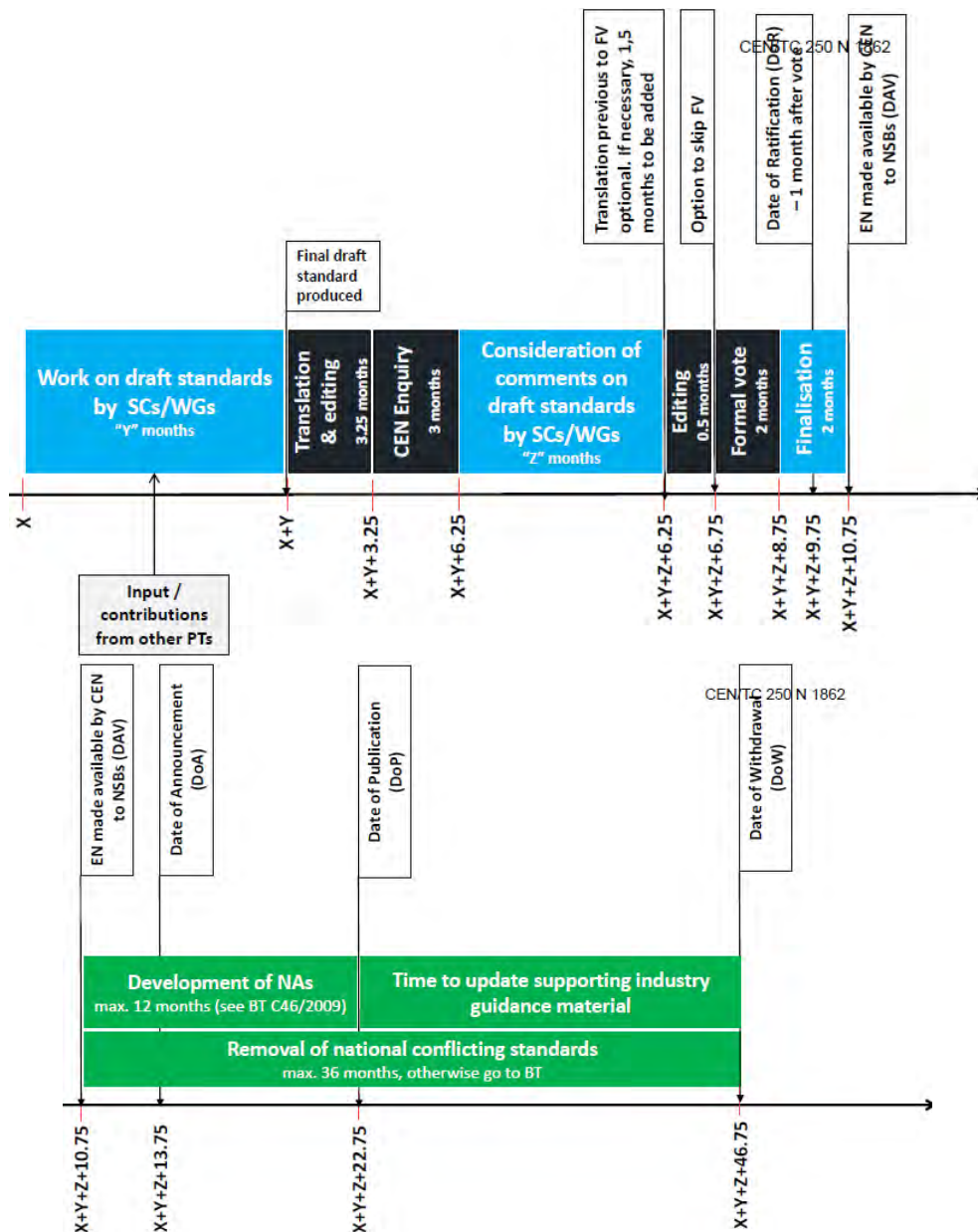


Figura 2. Etape în elaborarea Eurocodurilor (durate în luni) [2]

Având în vedere volumul de muncă uriaș care va trebui depus de specialiștii români pentru elaborarea versiunilor române ale tuturor părților de Eurocoduri, precum și pentru elaborarea anexelor naționale, se impune întreprinderea unor măsuri care să asigure cadrul necesar unei bune implementări la nivel național a viitoarei generații de Eurocoduri, printre care:

- asigurarea de către MDRAPFE a finanțării necesare elaborării versiunilor române ale noilor Eurocoduri și elaborării Anexelor Naționale ale acestora, înainte de încheierea perioadei de coexistență între ediții,
- analizarea oportunității eliminării (acolo unde condițiile specifice de proiectare pentru teritoriul României permit acest lucru) a dualității normative - standarde Eurocoduri. România figurează la CEN și Comisia Europeană cu implementare parțială a Eurocodurilor datorită acestei dublări a Eurocodurilor de către normative,
- constituirea la MDRAPFE a unor echipe de lucru, care să analizeze pentru fiecare parte de

Eurocod dacă se poate aplica la nivel național, în mod identic,

- dacă se păstrează dualitatea standarde-normative, trebuie asigurat un mecanism eficient de revizuire a normativelor, cu citarea edițiilor noi ale standardelor, altfel tot efortul depus de specialiștii români în procesul de revizuire a Eurocodurilor nu se va concretiza la nivel național.

BIBLIOGRAFIE

1. SR 10000-3:2016 *Principiile și metodologia standardizării. Partea 3: Reguli privind organizarea și activitatea comitetelor tehnice*
2. CEN/CENELEC Internal Regulation Part 2 ed. february 2017 Common rules for standardization work
3. CEN/TC 250 N1862 Mariapia Angelino Publication plan version 1-7

THE ACTIVITY OF THE NATIONAL MIRROR COMMITTEE ASRO/CT 343 BASE OF DESIGN AND EUROCODES FOR STRUCTURES

Abstract

The revision of Eurocodes started in 2015 and a new series of Eurocodes is expected in 2020. This revision process will generate new parts of Eurocodes standards and significant changes for the existing parts of Eurocodes. National standardization activity in the field is carried out by the National Technical Standardization Committee ASRO/CT 343 Basis of Design and Eurocodes for Structures, a very active committee at national and European level. For good implementation at national level of the future Eurocodes, a series of measures should be taken in advance through close collaboration between the parties involved in the process of adopting and implementing the new generation of Eurocodes at national level.

STABILIREA VALORILOR CARACTERISTICE ALE PARAMETRILOR GEOTEHNICI

Oana CARAȘCA

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ, București

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Alexandra ENE

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ, București

Loretta BATALI

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici reprezintă un pas important și în același timp o provocare în practica inginerilor geotehnicieni și/sau proiectanți, deoarece este strâns legată de crearea modelului geotehnic pentru proiectare. Valorile parametrilor geotehnici depind atât de tipul și numărul încercărilor de teren și laborator, cât și de interpretarea acestora bazată pe judecata inginerescă a fiecăruia. Din cauza gradului de subiectivitate, variabilitatea valorilor considerate poate fi în multe cazuri însemnată, devenind de multe ori dificil de a obține un calcul geotehnic optimizat și fiabil. Atât standardele europene de proiectare geotehnică Eurocod 7, preluate ca standarde românești SR EN 1997-1, 2, cât și normativul român de determinare a valorilor caracteristice și de calcul, NP 122:2010 oferă informații și indicații orientative cu privire la modurile de stabilire a valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, însă nu de puține ori acestea lasă loc de interpretări sau de întrebări suplimentare.

1. INTRODUCERE

1.1. Terminologie

Parametrii geotehnici servesc în special la proiectarea geotehnică prin calcul. Valorile parametrilor geotehnici pot servi, de asemenea, la identificarea și clasificarea straturilor de pământ în cazul proiectării geotehnice bazată pe măsuri prescriptive.

Așa cum este prevăzut în normativul național privind stabilirea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici, indicativ NP 122:2010, armonizat cu Eurocodul 7, **valoarea caracteristică** a unui parametru geotehnic (X_k) reprezintă valoarea parametrului geotehnic stabilită ca o estimare prudentă a valorii care influențează apariția stării limită în structura geotehnică sau în structurile (construcțiile) care conlucrează cu acestea; este - de cele mai multe ori - o estimare prudentă a mediei valorilor determinate prin încercări sau prin măsurători în volumul de teren care guvernează, pentru starea limită considerată, comportarea structurii geotehnice.

Valorile caracteristice pot fi **valori caracteristice inferioare** ($X_{k\ inf}$), **superioare** ($X_{k\ sup}$), reprezentând acele valori caracteristice

obținute la estimarea mediei când valorile inferioare, respectiv superioare sunt mai nefavorabile pentru apariția stării limită. De asemenea, există noțiunea de **valoare caracteristică locală** ($X_{k\ loc}$), reprezentând acea valoare caracteristică obținută ca o estimare prudentă, de regulă, a celei mai scăzute valori din volumul de teren care guvernează apariția stării limită în structura geotehnică sau în părți din aceasta.

Măsurătorile realizate în timpul unei încercări (de teren sau de laborator) sau valorile obținute din urmărirea comportării unei structuri geotehnice devin **valori măsurate**. Rezultatele încercărilor sunt convertite în valori derivate ale parametrului geotehnic X prin aplicarea operației de derivare. Prin caracterizare (adică alegerea unei valori potrivite, X_k), valorile derivate devin **valori caracteristice**. Acestea din urmă sunt factorizate (prin aplicarea coeficienților parțiali) și astfel devin valori de calcul, X_d (Figura 1).

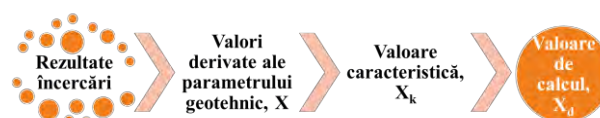


Figura 1. De la rezultatele încercărilor la valori de calcul

1.2. Prevederile SR EN 1997-1:2004 și NP 074:2014 cu privire la valorile caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici

Paragraful 2.4.5.2. al standardului SR EN 1997-1:2004 cuprinde informații și mențiuni privind valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici.

Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic trebuie stabilită ca o **estimare prudentă a valorii care influențează apariția stării limită**. Această valoare poate fi o valoare inferioară, care este mai mică decât valorile cele mai probabile, sau valoare superioară, care este mai mare decât acestea.

Întrucât zona din teren care guvernează comportarea structurii geotehnice la o stare limită este de cele mai multe ori mult mai mare decât o probă de laborator sau zona din teren afectată de o încercare în situ, deci **valoarea parametrului care guvernează starea limită este deseori valoarea medie a unui șir de valori care acoperă o suprafață sau un volum mai mare de teren**. Este indicat ca **valoarea caracteristică să fie o estimare prudentă a acestei valori medii**.

În cazul în care comportarea structurii geotehnice la starea limită considerată este guvernată de cea mai scăzută sau cea mai înaltă valoare a proprietății terenului, se recomandă ca valoarea caracteristică să fie o **estimare prudentă a celei mai scăzute sau celei mai înalte valori** din zona care guvernează comportarea.

Se prevede că alegerea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici trebuie să se bazeze pe rezultatele măsurate și pe valorile derivate din încercările pe teren și în laborator, completate prin experiența comparabilă. Alegerea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici trebuie să țină cont de următoarele aspecte:

- existența unor informații prealabile privitoare la geologie sau a altor informații, ca de exemplu date din proiecte anterioare;
- variabilitatea valorilor măsurate ale proprietăților și alte informații pertinente, bazate de exemplu pe cunoștințe existente;
- volumul investigațiilor întreprinse pe teren și în laborator;
- tipul și numărul de probe;
- extinderea zonei din teren care guvernează, pentru starea limită considerată, comportarea structurii geotehnice;
- capacitatea structurii geotehnice să transfere încărcările de la zonele slabe către zonele mai rezistente din teren.

De asemenea, se recomandă ca atunci când se utilizează metode statistice, valoarea caracteristică

să fie determinată astfel încât probabilitatea calculată a unei valori mai defavorabile, care guvernează apariția stării limită considerate, să nu depășească 5%.

Pe de altă parte, normativul român privind documentațiile geotehnice pentru construcții, indicativ NP 074:2014, cuprinde recomandări referitoare la conținutul Studiului Geotehnic (n.a. în înțelesul Eurocodului, *Ground Investigation Report* – Raport de cercetare a terenului). Astfel, la paragraful C.4. Evaluarea informațiilor geotehnice se precizează că pentru diferitele formațiuni care alcătuiesc terenul de fundare trebuie stabilite valorile caracteristice și cele de calcul pentru principalii parametri geotehnici.

Astfel, se poate trage concluzia că normativul NP 074:2014 impune stabilirea valorilor caracteristice și **de calcul** ale principalilor parametri geotehnici în cadrul Studiului Geotehnic, în contradicție cu prevederile SR EN 1997-1:2004, care menționează la 2.8 (3) faptul că valorile de calcul este recomandat a fi incluse în Proiectul geotehnic.

Deoarece extinderea zonei de teren care guvernează comportarea structurii geotehnice depinde de capacitatea acestei structuri de redistribuire a încărcărilor la terenul de fundare, este important ca specialistul care stabilește valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici să fie informat de către proiectantul de rezistență asupra tipului și particularităților structurii proiectate. Acest lucru nu este totdeauna posibil la momentul realizării investigației geotehnice.

Valoarea de calcul adoptată depinde starea limită analizată (SLU, SLS), de abordare, de tipul lucrării proiectate, de situația proiectată (normală, accidentală, seismică), dar și de modelul de calcul, astfel încât aceasta nu poate fi furnizată în cadrul unui Studiu Geotehnic, ci trebuie stabilită de către inginerul proiectant în cadrul Proiectului Geotehnic, în funcție de cele sus-amintite.

De asemenea, se poate concluziona faptul că nu există o valoare caracteristică unică a unui parametru geotehnic, ci există mai multe potențiale valori caracteristice, câte una pentru fiecare stare limită considerată în calcul.

2. METODE STATISTICE PENTRU EVALUAREA VALORILOR CARACTERISTICE

2.1. Prevederi NP 122:2010

Pentru stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, mai ales în cazul structurilor încadrate în categoria geotehnică 3, normativul NP 122:2010 recomandă utilizarea

metodelor statisticii matematice. Nivelul de asigurare al valorilor X_k va fi de 95% (Figura 2).

În vederea aplicării metodelor statisticii matematice este necesară respectarea unor principii, precum: existența unui număr suficient de date, alegerea celor mai simple forme ale statisticii care se potrivesc cu variația parametrului, excluderea valorilor izolate, aplicarea unor principii fizice simple pentru alegerea datelor care se exclud, analizarea seturilor de date atât separat, cât și împreună, alegerea corelațiilor potrivite atunci când datele sunt analizate împreună, alegerea valorii finale pe baza unui raționament, și nu doar pe baza statisticii.

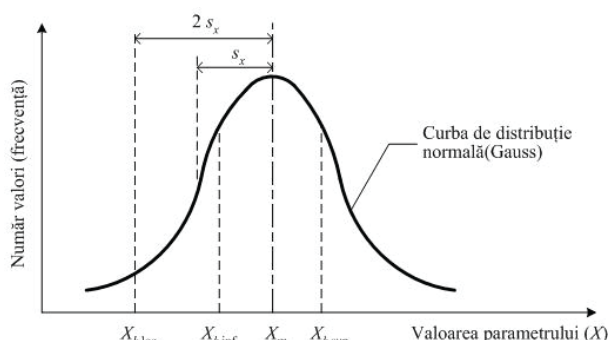


Figura 2. Stabilirea valorilor caracteristice pe baza prelucrării statistice – curba de distribuție normală (Gauss) – NP 122:2010

Se precizează că metodele statistice pot fi aplicate pentru un număr de valori mai mare decât 3, dar totuși, se consideră că 3 valori sunt insuficiente pentru o prelucrare statistică relevantă și apropiată de realitate. În Figura 3 este exemplificată variația valorilor caracteristice inferioare și superioare față de valoarea medie a modului edometric, în funcție de numărul valorilor determinate luate în considerare în prelucrarea statistică.

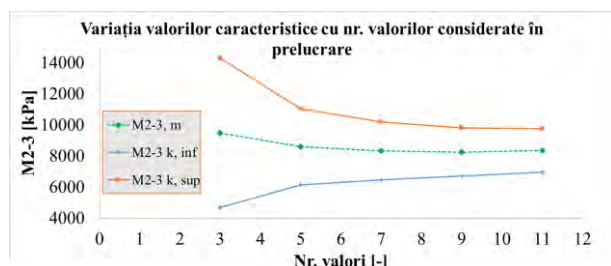


Figura 3. Variația valorilor caracteristice în funcție de numărul valorilor considerate în prelucrarea statistică

Se poate observa că valorile caracteristice inferioară și superioară ($X_{k,inf,sup}$) se grupează mai aproape de valoarea medie (X_m) odată ce prelucrarea statistică se realizează pe un număr mai însemnat de determinări, deci gradul de încredere este mai mare cu cât se dispune de mai multe valori care pot fi luate în considerare. Practic, dacă

se dispune de un număr mic de valori este important a se lucra acolo unde este relevant cu valorile caracteristice inferioare sau superioare, mai curând decât cu valoarea medie deoarece diferențele dintre valoarea medie și cele superioare/inferioare este mare.

În cadrul procesării rezultatelor se pot elimina valorile aberante, adică acele valori imposibil de atins în cazul dat, care nu caracterizează starea și natura constatată a terenului sau despre care există informații că ar fi avut probleme la determinare. Valorile aberante ar trebui eliminate înainte de efectuarea oricărei prelucrări.

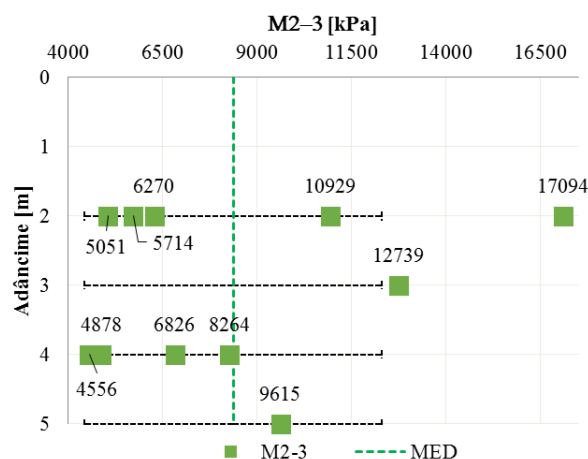


Figura 4. Valori considerate în calculul abaterii standard și valoarea medie inițială

Pentru exemplificare, Figurile 4 și 5 și Tabelul 1 prezintă diferențele între rezultatele prelucrărilor statistice în situația inițială și în situația în care s-a realizat eliminarea valorilor aberante după ce a fost calculată abaterea standard. Exemplul prezentat este pentru determinarea valorilor modului edometric.

Tabelul 1. Diferențe între valorile obținute din prelucrarea statistică înainte și după eliminarea valorilor aberante

n	V_x	k_n	X_m [kPa]	$X_{k,inf}$ [kPa]	$X_{k,sup}$ [kPa]
11	0,47	0,561	8358	6951	9765
9	0,33	0,625	6900	5607	8195

Legendă:

n – numărul valorilor considerate în prelucrare;

V_x – coeficient de variație;

k_n – coeficient statistic de variație a mediei, care depinde de numărul de valori selectate și de nivelul de asigurare al mediei.

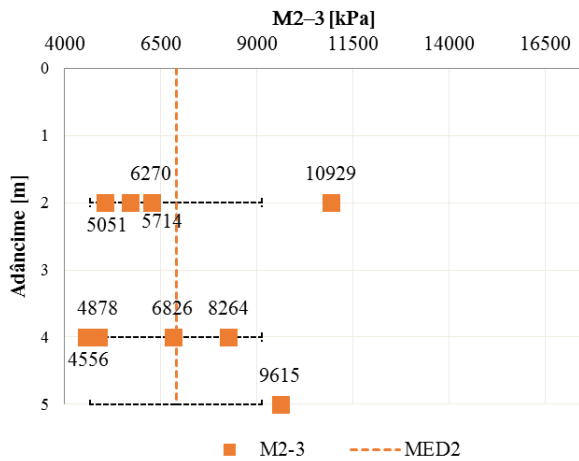


Figura 5. Valori rămase pentru prelucrarea statistică după eliminarea valorilor aberante și valoarea medie finală

2.2. Populații cu tendință

În cazul populațiilor cu tendință de variație cunoscută (de exemplu, variație lineară sau cvasi-lineară cu adâncimea) trebuie ținut cont de acest aspect în prelucrarea statistică.

Într-o populație omogenă fără o tendință clară, fluctuațiile sunt aleatorii în jurul mediei, pe când într-o populație cu tendință clară, valorile sunt distribuite aleatoriu în jurul unei variații clare de un anumit parametru (ca de exemplu variația coeziunii nedrenate cu adâncimea) (Bond, Harris, 2008).

2.3. Distribuția log normală

Distribuția normală se întâlnește atunci când o proprietate fizică depinde de un număr mare de factori combinați sau efecte combinate. Acest tip de distribuție este întâlnit foarte frecvent, în special în cazul materialelor fabricate (ex. beton, metal).

Distribuția log normală apare atunci când o proprietate fizică depinde de produsul unui număr mare de efecte individuale, aleatorii. Utilizarea ei este utilă atunci când nu pot apărea valori negative și este de interes în geotehnică deoarece variațiile sunt mari, de până la 30% (Bond, Harris, 2008).

În Figura 6 și tabelul 2 este exemplificată distribuția valorilor rezistenței pe vârful conului (q_c) în cazul rezultatelor unor încercări de penetrare statică cu con (CPT), obținute pentru un strat delimitat geologic.

Tabelul 2. Valorile: medie, caracteristică inferioară și caracteristică superioară pentru rezistența pe vârf a conului

X_m [kPa]	$X_{k,inf}$ [kPa]	$X_{k,sup}$ [kPa]
1,99	0,80	3,19

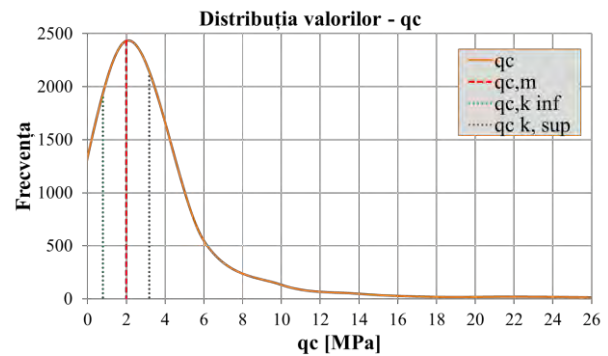


Figura 6. Distribuția valorilor rezistenței pe vârful conului în cazul prelucrării unor încercări de penetrare statică CPT

2.4. Serii mici

Mai sus a fost citată prevederea din NP122:2010 conform căreia numărul minim de valori pentru prelucrare statistică este de 3. Dar, unii autori apreciază că metodele statistice nu pot fi utilizate pentru mai puțin de 13 valori, deoarece valorile pot rezulta prea pesimiste. Astfel, pentru serii mici se pot aplica relații care țin cont de valorile estimate minime și maxime ale parametrului calculat, precum și de cea mai probabilă valoare a parametrului, pe lângă abaterea medie și abaterea standard.

Metoda pentru serii mici este aplicabilă pentru estimarea valorilor caracteristice pe probe de pământ independente (prelevate de la o distanță mai mare decât distanța de autocorelare care este de 0,2...2 m pe verticală și 20...100 m pe orizontală).

O metodă îmbunătățită poate fi obținută prin aplicarea Metodei Bayesiene, metodă ce combină cunoașterea anterioară despre valorile unui parametru cu valorile măsurate ale parametrului. Datele anterioare pot fi și valori orientative din literatura de specialitate (Bond, Harris, 2008).

$$m'_x = \frac{m_x + \frac{1}{n} \left(\frac{s_x}{\sigma_x} \right)^2 \mu_x}{1 + \frac{1}{n} \left(\frac{s_x}{\sigma_x} \right)^2} \quad (1)$$

$$s'_x = \sqrt{\frac{\frac{1}{n} (s_x)^2}{1 + \frac{1}{n} \left(\frac{s_x}{\sigma_x} \right)^2}} \quad (2)$$

$$X_k = m_x \mu \frac{s'_x}{2} \quad (3)$$

unde:

m_x – media măsurată a lui X ;

s_x – abaterea standard a lui X ;

μ_x – media valorilor X măsurate anterior;
 σ_x – abaterea standard a valorilor X măsurate anterior;
 m'_x – valoarea obținută a mediei;
 s'_x – valoarea obținută a abaterii standard.

O propunere de metodă simplificată de calcul a valorii caracteristice a fost făcută în 2015 de către TC250/SC7/EG11, metodă ce ia în considerare experiența, calitatea diferită a încercărilor și zona de influență:

$$X_k = X_m - a \cdot (X_m - X_{extr}) \cdot \sqrt{\frac{1}{L_v}} \quad (4)$$

unde:

X_m , X_{extr} – valori derivate, determinate de **elaboratorul raportului de investigare**;

L_v , X_k – valori determinate de **proiectant**, pentru fiecare situație de proiectare în parte (chiar și în cadrul aceluiași strat);

X_m – valoare medie sau derivată pe baza încercărilor de teren sau laborator și/sau valoare medie estimată din experiență comparabilă și/sau valoare medie estimată din tabele;

X_{extr} – valoare medie extremă înregistrată sau estimată, corespunzând unei valori extreme așteptate pentru cazul ipotetic al unui număr mare de teste (extremele ar trebui excluse);

L_v – zona de teren care guvernează comportamentul structurii geotehnice la o anumită stare limită (extinderea pe verticală a zonei de influență);

a – factor care ia în considerare extinderea și calitatea investigațiilor de teren și de laborator sau a metodelor de estimare, tipul încercărilor pentru selectarea valorilor derivate, metodele de prelevare și nivelul de experiență.

Totuși, când se optează pentru utilizarea unor astfel de metode, Eurocode 7 impune ca alegerea valorii să fie una foarte prudentă, de aceea este necesară înțelegerea noțiunilor, principiilor ș.a.m.d. pentru ca valoarea aleasă să fie una realistă, cu luarea în considerare a prudenței deja înglobate în aceste valori.

3. UTILIZAREA VALORILOR CARACTERISTICE ÎN CALCUL

Pentru a exemplifica influența pe care o are estimarea „cât mai precaută” a valorilor caracteristice s-a realizat calculul unui perete de susținere în consolă a unei excavații adânci în București. În vederea determinării parametrilor geotehnici s-a avut la dispoziție Studiul Geotehnic bazat pe 19 foraje geotehnice, din care au fost prelevate probe de pământ tulburate și netulburate (181 dintre probe au fost încercate în laboratorul geotehnic). Toate valorile caracteristice ale

parametrilor geotehnici au fost determinate utilizând prelucrarea statistică recomandată de normativul român NP 122:2010.

Calculul au fost realizate în două situații: utilizând valorile caracteristice și utilizând valorile medii pentru parametri rezistenței la forfecare (unghi de frecare internă Φ , coeziune c), parametri de deformabilitate (modul de deformare, E) și greutatea volumică, γ , prezentate în Tabelul 3.

Tabelul 3. Valorile parametrilor geotehnici utilizați în calcul, obținute prin prelucrare statistică

Denumire strat/ Parametru	Φ [°]		c [kPa]		E [MPa]		γ [kN/m ³]	
	m	k	m	k	m	k	m	k
Umplutură	15	15	5	5	17	3,2	19,0	19,0
Praf argilos/ argilă prăfoasă	22,3	20,3	43,5	29,3	24	19,4	19,0	19,3
Nisip argilos/ argilă nisipoasă	22	19,8	36,9	29,3	34	19,2	19,8	19,9
Nisip mijlociu-mare cu pietriș mic	38,5	34	0	0	41	40,3	19,8	19,7
Praf argilos/ Pruf argilos nisipos	17,9	11,6	61,9	26,3	46	46,2	20,0	20,0

Legendă:

Φ - unghi de frecare internă;

c - , coeziune;

E – modul de deformare;

γ – greutate volumică;

m – valoarea medie;

k – valoare caracteristică (inferioară pentru parametri Φ , c , E și superioară pentru parametrul γ).

Rezultatele calculului sunt prezentate în termeni de deplasări (Figura 7) și eforturi (moment încovoietor, forță tăietoare) (Figura 8 și Figura 9). De asemenea, deplasările sunt comparate cu rezultatele măsurărilor realizate în dispozitive înclinometrice instalate în peretele de susținere pe parcursul execuției excavației adânci.

Din figurile prezentate se poate observa că rezultă valori ale deplasărilor de trei ori mai mici și ale eforturilor de două ori mai mici prin utilizarea valorilor medii față de utilizarea valorilor caracteristice, chiar dacă cele din urmă au fost obținute prin prelucrare statistică pe un număr considerabil de valori obținute din încercări, față de utilizarea valorilor medii.

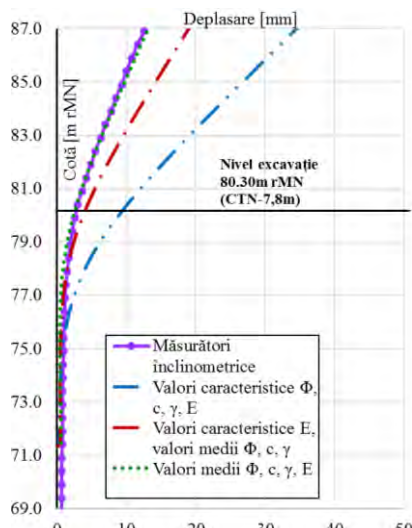


Figura 7. Deplasările peretelui de susținere a excavației adânci (măsurători inclinometrice, valori caracteristice, valori medii)

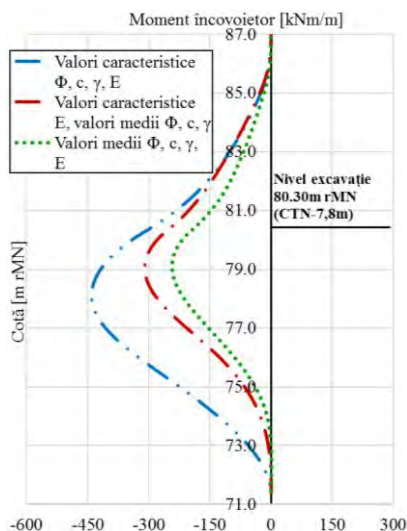


Figura 8. Diagrama de moment încovoietor pe peretele de susținere a excavației adânci (valori caracteristice, valori medii)

Conform paragrafului 9.8.1 (2)P din SR EN 1997-1:2004, pentru calculul lucrărilor de susținere „Valorile de calcul ale presiunilor pământului la starea limită de exploatare normală trebuie stabilite folosind valorile caracteristice ale tuturor parametrilor pământului”. Poate fi ridicată întrebarea: pentru calculul lucrărilor de susținere, parametrii de deformabilitate (modulul de deformare) trebuie considerați în calcule cu valoare caracteristică (inferioară)?

În plus, valorile caracteristice nu înseamnă valori probabile, iar calculul la SLS (starea limită de serviciu sau de exploatare normală) presupune verificarea la o stare limită, nu o predicție, așadar trebuie asigurată suficientă marjă de siguranță astfel încât această Stare Limită să nu fie atinsă. Factorii parțiali utilizați în calculele la SLU nu acoperă diferențele între valorile estimate și valorile măsurate ale deplasărilor.

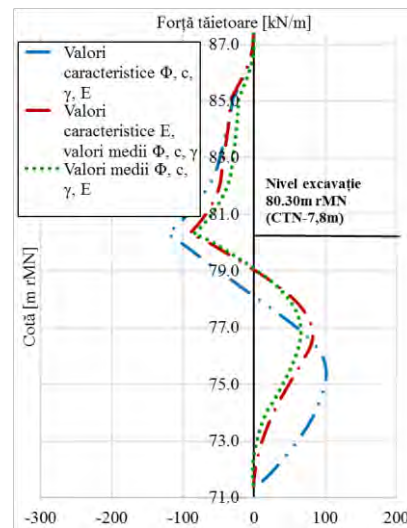


Figura 9. Diagrama de forță tăietoare pe peretele de susținere a excavației adânci (valori caracteristice, valori medii)

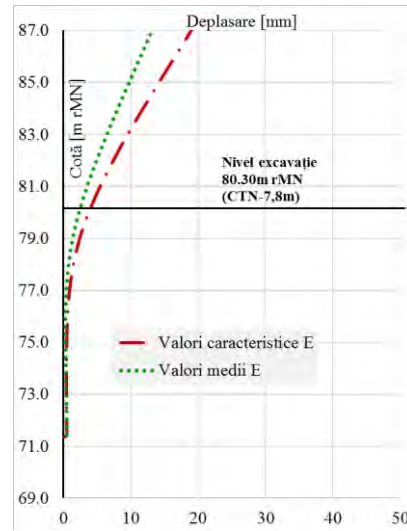


Figura 10. Deplasările peretelui de susținere a excavației adânci (valori caracteristice și valori medii ale modului de deformare)

Valorile estimate în calculul la SLS nu se compară (direct) cu valorile deplasărilor obținute din măsurători. În cel mai bun caz, dacă se dorește compararea sau calibrarea modelului de calcul cu situația reală (obținută din măsurători), se poate realiza un calcul utilizând valorile „cele mai probabile”.

4. CONCLUZII

Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic reprezintă o estimare prudentă a valorii care influențează apariția stării limită. O estimare prudentă reprezintă un calcul sau un raționament prudent, care evită pericolele sau problemele. La estimarea valorilor caracteristice, trebuie avute în vedere: cantitatea de determinări și gradul lor de încredere, volumul de pământ implicat în starea limită considerată și capacitatea structurii de a

redistribui încărcările din zonele mai slabe în zonele mai rezistente.

Metodele statisticii matematice pot fi utilizate la determinarea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, însă acestea nu sunt obligatorii. Utilizarea acestor metode implică un număr suficient de rezultate ale încercărilor, inclusiv date din experiența similară anterioară.

Atunci când sunt utilizate metode statistice, este indicat ca valoarea caracteristică să fie determinată astfel încât probabilitatea calculată a unei valori mai defavorabile, care guvernează apariția stării limită considerate să nu depășească 5%.

Estimările inginerilor nu sunt fiabile, mai ales atunci când avem de-a face cu o împrăștiere mare a datelor, astfel că metodele de determinare a valorii caracteristice trebuie să fie mai clare.

BIBLIOGRAFIE

SR EN 1990: 2004 „Eurocod: Bazele proiectării structurilor”

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

SR EN 1997-1:2004/AC:2009 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale/ Erată”

SR EN 1997-1:2004/NB:2016 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexă națională”

SR EN 1997-2:2007 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului”

Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții, indicativ NP 074:2014

Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici, indicativ NP 122:2010

Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere, indicativ NP 124:2010

Raport de sinteză al TC250/SC7/EG11 privind propunerile pentru revizuirea Eurocode

Bond A., Harris A. [2008] „Decoding Eurocode”, London: Taylor & Francis, pp. 616

Bond, A. [2007] „When an irresistible force meets an immovable object”, GeoDrilling International, pp. 22-23

Frank, R. et al. [2004] „Designers’ Guide to EN 1997-1 Eurocode 7, Geotechnical design – General rules”, Thomas Telford, London

Popp & Asociații Inginerie Geotehnică [2016] „Proiectarea și monitorizarea comportării lucrărilor de susținere pentru o excavație adâncă în București”

ASSESSMENT OF THE CHARACTERISTIC VALUES OF GEOTECHNICAL PARAMETERS

Abstract

Assessment of the characteristic values of the geotechnical parameters is an important step and in the same time a challenge in the current practice of geotechnical and/or design engineers, as it is strongly related to creating the design geotechnical model. The values of the geotechnical parameters depend both on the type and number of site and laboratory tests, and on the interpretation thereof, based on one’s engineering judgement. Due to the subjective nature of the judgement, the variability of the considered values may be significant in many cases, thus becoming difficult to obtain a reliable and optimized geotechnical design. Both the European standard for geotechnical design Eurocode 7, assumed as Romanian standard SR EN 1997-1, 2, and the Romanian norm for assessing the characteristic and design values, NP 122:2010, provide information and guidance on how to determine the characteristic values of geotechnical parameters, but often these leave room for interpretations or additional questions.

PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A PILOȚILOR. DIFICULTĂȚI DE ARMONIZARE ÎNTRE NORMATIVUL NP123-2010 ȘI SR EN 1997-1

Árpád SZERZŐ

S.C. SBR Soletanche Bachy Fundații S.R.L.

Rezumat

Articolul tratează subiectul reglementărilor în vigoare în ceea ce privește proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți, din perspectiva unui utilizator al acestora în activitatea profesională curentă. Principala preocupare a articolului este analiza actualității normativului național NP123:2010 Normativ privind proiectarea fundațiilor pe piloți și gradul de armonizare cu prevederile din SR EN 1997-1-2004 Eurocod 7. De asemenea, vor fi discutate aspectele principale care necesită o dezvoltare mai amplă în Eurocod 7, și care sunt în prezent în curs de analiză în comisia specializată din cadrul Comitetului European de Normalizare. Pe parcursul articolului se vor formula unele recomandări pentru actualizarea normativului național NP123:2010.

1. INTRODUCERE

Proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți este una din problemele principale ale Ingineriei Geotehnice. Fundațiile pe piloți se utilizează pentru fundarea unui procentaj semnificativ din structurile care transmit încărcări foarte mari terenului și cele care au terenuri dificile sub cota de fundare.

Documentele care reglementează proiectarea geotehnică a piloților în România sunt SR EN 1997-1-2004 Eurocod 7. *Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale* și normativul național NP123:2010 *Normativ privind proiectarea fundațiilor pe piloți*. Fundațiile pe piloți se proiectează astfel încât să se evite atingerea unei stări limite ultime (SLU) sau unei stări limite de serviciu (SLS). În practică, principalele verificări sunt capacitatea portantă a fundației la solicitări verticale și orizontale (SLU), tasările absolute și diferențiate (SLS).

În țările care au adoptat Eurocodul, reglementarea proiectării geotehnice se realizează în general prin ansamblul dintre următoarele documente: Eurocodul 7 (tradus în limba sau limbile oficiale ale țării respective), Anexa Națională și normativul național de proiectare geotehnică (dacă este cazul).

În ceea ce privește proiectarea fundațiilor pe piloți, Eurocodul 7 în forma actuală stabilește principiile generale ale calculului acestora, abordările de calcul și coeficienții parțiali de siguranță aplicabili acțiunilor, rezistențelor și materialelor, respectiv coeficienții de corelare ξ . Prin anexa națională, țările și-au ales abordările de calcul aplicabile pentru calculul piloților și au avut

posibilitatea de a modifica valoarea coeficienților parțiali de rezistență și a celor de corelare.

Se menționează însă faptul că Eurocodul 7 oferă o metodă propriu-zisă de calcul doar pentru stabilirea capacității portante a pilotului pe baza încercărilor de probă prealabile. Eurocodul 7 Partea 2 prezintă suplimentar o metodă de calcul pentru stabilirea capacității portante a pilotului izolat la compresiune bazată pe încercarea statică cu conul (CPT), însă fără a preciza exact valoarea tuturor termenilor care intră în relația de calcul, limitările rezistențelor unitare și tasarea aferentă capacității portante.

Metodele de calcul sunt tratate în detaliu în normativele naționale. Normativul NP123-2010 detaliază mai multe metode de calcul, însă pentru multe tipuri de piloți, cu utilizare largă, nu se oferă metode de calcul bazate pe încercări în teren, o abordare cu o utilizare foarte largă în Europa și chiar pe plan mondial. De asemenea, există unele contradicții între Eurocodul 7 și NP123:2010 în ceea ce privește valoarea coeficienților parțiali de siguranță.

Se mai menționează faptul că NP123:2010 nu conține (suficiente) prevederi referitoare la deplasările pilotului, proiectarea grupurilor de piloți, solicitările dinamice și ciclice, calculul piloților calculați care lucrează în tensiune în regim permanent. Multe dintre aceste aspecte sunt în curs de analiză în grupul de lucru TC250/SC7 al Comitetului European de Normalizare (CEN), urmând ca în Eurocodul revizuit (EN 1997-1:202X), care se propune a fi publicat oficial în jurul anilor 2023-2024, acestea să fie abordate.

Însă, dat fiind faptul că Eurocodul este un document general care se aplică la aproape toate

lucrările geotehnice, și că trebuie să asigure un compromis între țările cu practici bine sedimentate și din păcate foarte diferite în proiectarea geotehnică (se menționează Germania, Marea Britanie, Italia, Olanda, Franța), prevederile vor fi probabil tot unele generale.

Pe parcursul articolului, se vor prezenta principalele subiecte ale normativului NP123:2010 și se vor prezenta propuneri concrete pentru subiectele care necesită revizie sau o mai bună acoperire. De asemenea, bazat pe practica europeană, se vor formula unele propuneri referitoare la normativele conexe NP045-2000 Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații și NP074-2014 Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții.

Părerea autorului este că normativul național necesită o revizie, preferabil înainte de apariția seriei noi de Eurocoduri, pentru a include mai multe prevederi concrete pentru dimensionarea fundațiilor pe piloți, în linie cu prevederile și principiile Eurocodului.

2. CAPACITATEA PORTANTĂ LA COMPRESIUNE A PILOTULUI IZOLAT

2.1. Generalități

În procesul proiectării unei fundații pe piloți, probabil cel mai important aspect este stabilirea capacității portante a pilotului izolat la solicitarea de compresiune, deoarece piloții de fundare se folosesc de cele mai multe ori pentru preluarea forțelor de compresiune și transferarea lor la straturi cu portanță ridicată. Pot fi importante, chiar critice capacitatea portantă la solicitări orizontale (ex. structuri ușoare solicitate la vânt) sau la tracțiune (structuri tip pendul de tipul turbinelor eoliene sau piloți dimensionați pentru preluarea subpresiunii apei).

Se menționează faptul că NP123:2010 este în cea mai mare parte armonizat și interconectat cu Eurocodul 7 și Anexa Națională, aceasta din urmă specificând faptul că în România se folosește abordarea de calcul 1, care are următoarele două combinații:

- A1 "+" M1 "+" R1
- A2 "+" (M1 sau M2) "+" R4

unde A reprezintă acțiunea, M proprietățile materialului și R rezistența pământului.

Tot prin anexa națională, în ceea ce privește calculul piloților de fundare, România a păstrat coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni și rezistența materialelor, intervenind la unele valori

recomandate ale coeficienților parțiali de siguranță aplicabile rezistenței.

În ceea ce privește calculul capacității portante la compresiune, metodele de calcul se pot grupa după mai multe criterii. Având în vedere că în România cei mai răspândiți sunt piloții forati, articolul se va concentra asupra acestora. Se propune împărțirea metodelor de calcul în metode bazate pe încercări de probă prealabile, metode de calcul prescriptive și metode de calcul bazate pe încercări în teren (in situ).

2.2. Calcul pe baza încercărilor de probă prealabile

În ceea ce privește metodele bazate pe încercări de probă prealabile, NP123:2010 propune calculul capacității portante bazat pe încercările statice de probă. Relațiile de calcul pentru determinarea capacității portante pe baza rezistenței totale (rel. 7.2.2.2. și 7.2.2.3 din NP123):

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (1)$$

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{med}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (2)$$

unde $R_{c,d}$ și $R_{c,k}$ reprezintă valoarea de calcul, respectiv caracteristică a capacității portante, γ_t este coeficientul parțial pentru rezistența totală a unui pilot, $(R_{c,m})_{\text{med}}$ și $(R_{c,m})_{\text{min}}$ reprezintă valoarea medie, respectiv minimă a capacității ultime a pilotului determinat din încercările de probă, iar ξ_1 și ξ_2 sunt coeficienți de corelare în funcție de numărul încercărilor de probă.

Acest calcul este armonizat în întregime cu prevederile Eurocodului, prin urmare nu necesită revizie substanțială.

Se menționează totuși câteva aspecte de considerat. Întrucât în practica europeană se folosesc și încercările dinamice pe piloți se propune analiza oportunității introducerii acestora în reglementările românești (NP123 și NP045). De asemenea, se recomandă o dezbatere în jurul definiției încărcării de rupere a pilotului Q_r . Aceasta este definită în NP045-2000 ca fiind treapta de încărcare dinaintea atingerii tasării egale cu 10% din diametrul sau latura pilotului. Există și alte abordări (ex. asimptota la tasare infinită), de aceea se recomandă dezbaterea oportunității modificării definiției existente.

2.3. Calcul bazat pe metoda prescriptivă

În ceea ce privește metoda prescriptivă, se va analiza relația de calcul pentru determinarea

capacității portante a piloților flotanți executați pe loc (în general piloți forțați). Relația de calcul este (rel. 7.2.4.2.5. din NP123:2010):

$$R_{c,d} = \frac{A_b \cdot q_{b,k}}{\gamma_{b_2}} + \frac{U \cdot \sum q_{s,ki} \cdot l_i}{\gamma_{s_2}} \quad (3)$$

unde A_b este aria bazei pilotului, U este perimetrul pilotului, $q_{b,k}$ reprezintă presiunea pe bază în valoare caracteristică, $q_{s,ki}$ este valoarea caracteristică a rezistenței de frecare laterale în stratul "i", l_i este grosimea stratului elementar "i", iar γ_{b_2} și γ_{s_2} reprezintă coeficienții parțiali de rezistență aplicați componentei rezistenței pe bază, respectiv rezistenței de frecare pe suprafața laterală. Prin definiția din NP123:2010, capacitatea portantă determinată cu această relație satisface implicit calculul la SLU și la SLS.

Există o serie de aspecte de discutat pe baza acestei relații de calcul.

În primul rând, capacitatea portantă astfel determinată nu este asociată unei abordări de calcul, ceea ce duce la unele incertitudini. Având în vedere că prin cerințele Eurocodului și Anexei Naționale trebuie efectuate cele două verificări menționate la capitolul 2.1, este necesară afectarea rezistenței piloților cu coeficienții aferenți $R1$ și $R4$. Relația de calcul nu oferă nici o explicație în ceea ce privește armonizarea pe acest subiect, lăsând la alegerea proiectantului să decidă cum efectuează verificarea capacității portante.

În continuare vor fi analizate rezistențele unitare pe bază și pe suprafața laterală, $q_{b,k}$ și $q_{s,k}$. Pentru a nu intra în detalii foarte fine se vor menționa principial situațiile în care valorile rezultate pot diferi foarte mult de valorile reale.

De exemplu, pentru piloți de dislocuire cu baza în pământuri necoezive, $q_{b,k}$ depinde exponențial de unghiul de frecare, prin factorii de capacitate portantă N_q și N_γ , însă gradul de îndesare afectează invers proporțional rezistența pe bază, prin coeficientul α . Această combinație poate duce la o supraevaluare semnificativă a rezistenței pe bază pentru pietrișuri afânate, pentru un unghi de frecare de $\phi' = 39-40^\circ$ rezultând valori extrem mari. Pe de altă parte, poate rezulta o subevaluare pentru nisipuri fine în stare îndesată.

Un alt exemplu este determinarea $q_{s,k}$ pentru piloți de dislocuire. Conform tabelului 6 din NP123:2010, $q_{s,k}$ este determinat doar pe baza indicelui de consistență I_c (pământuri coezive) sau al granulozității (pământuri necoezive) și crește cu adâncimea după o lege parabolică.

Această abordare ridică mai multe întrebări, cele mai importante fiind relevanța celor două caracteristici (I_c și granulozitate) în evaluarea rezistenței unitare de frecare laterală, respectiv

dacă variația cu adâncimea reflectă comportamentul real al piloților.

Părerea autorului este că acest mod de determinare reflectă doar într-o mică măsură comportamentul real și necesită o revizie substanțială. În cazul pământurilor coezive I_c are un grad mic de încredere din cauza modului de efectuare al încercării, iar la pământuri necoezive granulozitatea nu este suficient de relevantă pentru determinarea $q_{s,k}$, contând mai mult gradul de îndesare a pământului. De asemenea, autorul este de părere că adâncimea stratului are o influență mult mai redusă asupra $q_{s,k}$. Valorile pot fi excesiv de conservative pentru multe tipuri de pământuri (în special pământurile necoezive îndesate și pământurile coezive de consistență plastic tare aflate la adâncimi relativ mici).

Metoda prescriptivă este utilă pentru o predimensionare a pilotului, însă utilizarea ei pentru dimensionarea finală a fundației, așa cum se întâmplă în multe situații în proiecte reale este problematică. Fiind în general conservativă poate duce la o supradimensionare considerabilă a fundației, ceea ce reprezintă risipă de materiale și impact negativ asupra mediului. În cazurile rare când duce la o subdimensionare a fundației, suplimentarea capacității fundației (ceea ce poate însemna creșterea numărului de piloți pe fundație) poate fi extrem de problematică, deoarece în momentul efectuării încărcărilor de probă de verificare în multe cazuri armăturile radierelor sunt deja fabricate și prezente pe șantier, dincolo de complicațiile de natură contractuală, grafic general de execuție etc.

Pentru îmbunătățirea situației autorul sugerează următoarele măsuri.

În primul rând, se propune o limitare a aplicării metodei prescriptive. Propunerea prevede ca aceasta să fie folosită în general doar pentru o predimensionare a fundației, fiind obligatoriu ca înaintea începerii execuției piloților din lucrare să se efectueze încercări prealabile, sau să se realizeze încercări pe teren. Utilizarea metodei prescriptive pentru proiectarea finală să fie permisă doar pentru lucrări de dimensiuni și complexitate reduse și aceasta să aibă coeficienți de siguranță mai severi ca în cazul celorlalte metode (ex. prin introducerea unor coeficienți de model, utilizați în multe țări europene și permisi de Eurocod 7).

Ca o ultimă măsură se recomandă revizuirea metodei prescriptive, prin prelucrarea statistică a încercărilor de probă de la cât mai multe cazuri reale și studierea normativelor țărilor europene care au pământuri asemănătoare cu România. Pentru pământuri coezive se poate încerca determinarea unei corelări bazate preponderent pe coeziunea nedrenată, o practică

des utilizată pe plan mondial. În cazul pământurilor necoezive metoda prescriptivă este o adevărată provocare, deoarece în lipsa unor probe netulburate acestea sunt foarte dificil de caracterizat doar pe baza încercărilor de laborator. O posibilă cale (deși nu mai rămâne o metodă prescriptivă în adevăratul sens al cuvântului) este utilizarea unghiului de frecare și indicelui de îndesare, în corelare cu încercări tip penetrare dinamică standard (SPT) sau penetrare dinamică medie, grea sau super grea (PDM, PDG, PDSG).

2.4. Calcul bazat pe încercări in situ

În practica europeană, și chiar globală, metodele de calcul bazate pe încercări in situ sunt foarte larg utilizate. Se menționează două încercări in situ, care sunt relativ cunoscute în România, și care și-au dobândit o reputație globală foarte bună prin prisma gradului de încredere ridicat.

În primul rând se menționează încercarea de penetrare statică cu conul, CPT. Încercarea este apreciată, deoarece prin trei caracteristici (presiune pe con, frecarea laterală și coeficientul de frecare) reușește să ofere o evaluare calitativă și cantitativă a pământului.

În a doua parte a secolului XX s-au dezvoltat o serie de metode de calcul teoretice bazate pe încercarea CPT. Aceste metode au fost adaptate la condițiile de teren locale și introduse în normativele naționale de proiectare geotehnică ale multor țări în forma unor relații semiempirice sau tabele.

În prezent, în multe țări (Belgia, Estonia, Franța, Ungaria, Olanda, Polonia, Rusia, Suedia), rezistențele unitare pe bază și pe suprafață laterală, $q_{b,k}$ și $q_{s,k}$ sunt determinate direct pe baza rezistenței pe con, q_c (van Seters, 2016). Determinarea se face prin relații cu dependență liniară (ex. $q_{b,k} = \alpha_b \cdot q_c$, unde α_b este un coeficient adimensional care depinde de natura pământului la baza pilotului și tehnologia de execuție a pilotului) sau parabolică. În afară de relația de calcul sunt precizate valori limită pentru rezistențele unitare, în funcție de tehnologia de execuție a pilotului și tipul terenului.

Cealaltă încercare utilizată este cea presiometrică. Metoda este utilizată cu precădere în zona francfonă și a fost implementată cu succes pentru dimensionarea fundațiilor de suprafață și de adâncime utilizând metode directe (fără a transforma rezultatele încercărilor în parametri geotehnici clasici), asemenea metodelor bazate pe încercarea CPT. În mod concret, pe baza presiunii limită, p_1 (MPa), și a tipului de pământ, se determină rezistențele unitare q_b și q_s , care se afectează cu coeficienți adimensionali în funcție de

tehnologia de execuție a pilotului. Relațiile de calcul se regăsesc în normativul de proiectare NF P94-262:2012.

Se fac o serie de precizări vizavi de aceste metode. În primul rând este esențială corelarea rezultatelor încercărilor in situ cu analize în laborator, pentru a putea confirma sau modifica încadrarea unui strat (rezultată din încercările in situ, pe baza diagramelor de încadrare din literatură) și pentru a putea realiza o verificare calitativă a rezultatelor calculelor.

Se menționează faptul că unele metode combină încercările in situ cu cele în laborator, de exemplu în normativul german de proiectare geotehnică DIN 1054 (2005) metoda indicată pentru pământuri coezive combină încercarea CPT cu coeziunea nedrenată, c_u .

Însă principalul motiv constă în faptul că relațiile de calcul trebuie particularizate pentru tipurile de pământ care se regăsesc într-o țară anume. Pământurile din România au o diversitate foarte mare, prin urmare calibrarea metodelor de calcul trebuie să țină cont de acest aspect.

Autorul propune să se formeze o bază de date națională care să adune informații despre proiectele unde studiul geotehnic a cuprins încercări tip CPT sau SPT (pentru stratificație integral necoezivă), respectiv a existat cel puțin o încercare de probă care s-a efectuat până la cedare geotehnică sau cel puțin s-a apropiat de aceasta (se poate considera criteriu $s_u = d/10$, unde s_u este tasarea pilotului la ultima treaptă de încărcare și d diametrul sau latura pilotului), pe piloți executați cu tehnologii obișnuite (tubaj recuperabil, șnec continuu, piloți executați sub protecția noroiului bentonitic).

Pe baza analizării bazei de date se pot determina relațiile de calcul cele mai apropiate de realitate, pentru diferite tipuri de pământ. Se propune încercarea determinării unor relații de calcul sau tabele asemănătoare cu una sau mai multe țări din vestul Europei, cu o ușoară adaptare a coeficienților adimensionali în funcție de tipul pământului.

De asemenea, se propune spre analiză introducerea obligatorie a încercărilor în teren în normativul NP074 pentru anumite situații de proiectare.

3. CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOȚILOR. ALTE ASPECTE

3.1. Capacitatea portantă la forțe transversale

Se analizează relația de calcul în metoda prescriptivă din NP123:2010, pct. 8.2.2 și 8.4.2., pentru pilotul încastrat în radier.

$$R_{tr,d} = \frac{2 \cdot M_{cap}}{l_0 \cdot \gamma_{tr}} \quad (4)$$

unde $R_{tr,d}$ este capacitatea portantă la forțe transversale, M_{cap} este momentul capabil al secțiunii pilotului, l_0 este adâncimea convențională de încastrare, iar γ_{tr} este coeficient parțial de siguranță, având valoarea egală cu 2. Această relație de calcul ridică unele întrebări.

Un prim aspect constă în faptul că valoarea momentului capabil al secțiunii de beton armat intră direct proporțional în relația de calcul. După părerea autorului acesta reprezintă o amestecare a rezistenței geotehnice a pământului din jurul pilotului cu rezistența structurală a secțiunii pilotului, care sunt în cea mai mare măsură independente, capacitatea geotehnică fiind influențată doar de legea de comportare a materialului pilotului (în cazul piloților din beton fiind modulul Young al betonului, E_c), respectiv momentul de inerție al pilotului, I .

Din această cauză relația de calcul poate duce la o subevaluare a capacității portante orizontale pentru piloți slab armați, respectiv o supraevaluare la piloți cu armare longitudinală puternică.

Un al doilea aspect este încadrarea lungimii convenționale de încastrare, l_0 , între 1.5 și 4.0 d. Este necesară revizuirea acestor limite, deoarece la pământuri foarte deformabile lungimea convențională de încastrare poate depăși valoarea de 4.0 d.

Autorul propune revizuirea acestei relații de calcul și limitarea utilizării ei. În schimb, se propune introducerea metodelor de calcul analitice, bazate pe curbele p-y (p fiind încărcarea orizontală, iar y deformația orizontală a capului pilotului), care se pot determina în programe de calcul specializate sau fișiere de tip Microsoft Excel, Open Office etc.

Ca o ultimă remarcă, este deosebit de importantă asocierea capacității portante la solicitări transversale cu deplasări, deoarece ele pot fi incompatibile cu stările limită de deformare ale structurii de rezistență. Definiția din NP045:2000, unde se specifică valoarea de 2.5 cm ca fiind cedarea geotehnică la forțe orizontale este simplistă și utilizarea ei pentru toate situațiile de proiectare nu este recomandată.

3.2. Capacitatea portantă la tracțiune

Se analizează relația de calcul în metoda prescriptivă din NP123:2010, pct. 7.3.3.4.

$$R_{t,d} = \frac{U \cdot \sum q_{s,k_i} \cdot l_i}{\gamma_{s_2} \cdot \gamma_m} \quad (5)$$

unde $R_{t,d}$ reprezintă capacitatea portantă la tracțiune, iar γ_m este un coeficient parțial de

siguranță suplimentar egal cu 2.4. Restul termenilor își păstrează definițiile de la rel. (3) din cap. 2.3.

Autorul este de părere că valoarea combinată a coeficienților γ_{s_2} și $\gamma_m=2.4$ este nejustificat de mare și duce la o subevaluare a capacității portante, prin urmare necesită o revizie, prin studierea comportamentului real al piloților din încercări de tracțiune (dedicate și implicite, prin măsurarea ridicării piloților de ancoraj la încărcări de probă la compresie).

3.3. Tasarea asociată capacității portante

Așa cum s-a amintit în capitolele precedente, este nevoie de corelarea capacităților portante cu valori ale tasărilor și deplasărilor. Se va discuta tasarea asociată capacității portante la solicitări de compresie.

În primul rând, este nevoie ca prin calcul să se poată verifica îndeplinirea condiției SLS de limitare a deformațiilor. Este nevoie prin urmare de determinarea tasării fundației. NP123:2010 oferă prin Anexa D o metodă de determinare a tasării unei fundații pe piloți, bazată pe metoda fundației directe echivalente. Însă este de discutat dacă această metodă este suficient de exactă pentru situațiile practice de proiectare sau este nevoie să se introducă metode care se bazează pe legea încărcare-deplasare a pilotului individual.

Mai important însă, determinarea tasării pilotului este necesară de multe ori în calculul structurii de rezistență, unde se introduce rigiditatea axială $k=Q/s$ (kN/n), unde Q este încărcarea axială și s este tasarea aferentă. De fapt, este necesară estimarea curbei de compresie-tasare a pilotului pentru a putea alege rigiditatea aferentă domeniului de încărcări.

Normativele din Germania și Olanda, de exemplu, oferă grafice care prezintă mobilizarea frecării laterale și a presiunii pe bază în funcție de tasarea relativă a pilotului, care pot fi utilizate și adaptate în România. Se menționează faptul că presiunea pe bază se mobilizează integral la cca. 1/10 .. 1/20 d, ceea ce înseamnă că pentru piloți de diametru relativ mare (peste 800-1000 mm) presiunea pe bază se mobilizează la valori mult mai mari ale tasării decât criteriul SLS.

4. ALTE ASPECTE

În continuare se vor enumera, în ordine aleatoare, alte aspecte din NP123:2010 care după părerea autorului necesită o revizie.

4.1. Calculul grupurilor de piloți

Este necesară o revizie a relației de calcul pentru calculul capacității portante ale piloților în grup, în forma actuală existând o limitare drastică în special în cazul piloților cu lungime mare care traversează pământuri cu unghi de frecare mare. Se propune de asemenea studierea introducerii unor clauze suplimentare pentru calculul grupurilor de piloți.

4.2. Anexe

Mai multe dintre anexele din NP123:2010 prezintă metode de calcul manuale pentru calculul piloților la solicitări orizontale, calculul grupurilor de piloți. Este nevoie de revizuirea oportunității unor asemenea anexe, având în vedere că utilitatea redusă a calculului manual în practica actuală, în detrimentul programelor de calcul.

4.4. Calculul grupurilor de piloți

Este necesară o revizie a relației de calcul pentru calculul capacității portante ale piloților în grup, în forma actuală existând o limitare drastică în special în cazul piloților cu lungime mare care traversează pământuri cu unghi de frecare mare.

4.5. Tehnologii de piloți

Se consideră necesară revizuirea și extinderea metodelor de calcul pentru tehnologii de execuție care sunt folosite la scară largă în România, dar pentru care NP123:2010 nu oferă coeficienți parțiali de siguranță, de exemplu piloții forati executați pe loc, care în Eurocod 7 și Anexa Națională sunt încadrate în categoria piloților de îndesare, însă nu sunt cuprinse în NP123:2010

5. CONCLUZII

Articolul tratează subiectul proiectării geotehnice a

piloților, în special în ceea ce privește armonizarea normativului național NP123:2010 cu Eurocod 7. Pe parcursul articolului, s-au discutat aspectele de bază ale proiectării geotehnice ale piloților, în special capacitatea portantă a piloților. În prisma evoluției actuale ale metodelor de calcul și a normativelor de proiectare din țările care au adoptat Eurocodul, se propune revizuirea metodelor de calcul precizate în NP123:2010 și introducerea unor metode de calcul suplimentare, în special cele bazate pe încercări in situ.

De asemenea, s-a propus introducerea unor prevederi legate de tasarea piloților. În ultima parte, s-au enumerat o serie de alte aspecte care după părerea autorului necesită o revizie sau o mai bună acoperire. Autorul speră că printr-un efort comun al tuturor factorilor pe plan național să se realizeze o revizie a normativului de proiectare geotehnică NP123:2010 pentru o mai bună aliniere la prevederile și principiile Eurocodului.

BIBLIOGRAFIE

Adriaan van Seters [2016] „General Report – Calculation methods based on direct derivation from in situ tests”, ISSMGE-ETC3 International Symposium on Design of Piles in Europe, Leuven, Belgium.

DIN 1054 [2005] Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

NF P94-262 [2012] Normes d'application nationale de l'Eurocode 7

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

NP123:2010 Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți.

GEOTECHNICAL DESIGN OF PILES. DIFFICULTIES IN HARMONIZING NP123-2010 (NORM FOR GEOTECHNICAL DESIGN OF PILES) AND SR EN 1997-1

Abstract

The article treats the subject of actual regulations in the field of geotechnical design of pile, from the perspective of a practitioner using them in day-to-day practice. The main focus of the article is the analysis of the actuality of the national norm geotechnical design of pile, NP123:2010 with the requirements of SR EN 1997-1-2004 Eurocode 7. Also, some aspects of pile design currently in discussion for a greater inclusion in a specialized committee within the CEN (European Normalization Committee) will be mentioned. Throughout the article, recommendations will be formulated for a revision of NP123:2010.

ASPECTE REFERITOARE LA EVOLUȚIA CODURILOR NAȚIONALE DE PROIECTARE A PILOȚILOR DE FUNDARE. OBSERVAȚII ASUPRA EXECUȚIEI

Ion RĂILEANU

SAIDEL Engineering SRL, București

Rezumat

În articol se realizează trecerea în revistă a formulelor calculului de capacitate portantă a unui pilot flotanț, executat pe loc și a rezultatelor aplicării acestora pentru condiții geotehnice proprii zonei Bucureștiului, conform codurilor de proiectare a fundațiilor pe piloți STAS 2561/3-1990, NP 123:2010, respectiv SR EN 1997-1:2004/NB:2007 și Anexa națională. Se compară valorile obținute cu rezultatele unor încercări efectuate pe doi piloți de probă. Se fac observații asupra execuției piloților și asupra rezultatelor încercărilor pe piloți de probă. Se precizează câteva puncte din normele în vigoare care trebuie îmbunătățite sau dezvoltate.

1. INTRODUCERE

Întotdeauna pentru a putea face o evaluare corectă a unei situații actuale trebuie să privim spre trecut pentru a înțelege cum s-a ajuns la această formă. Astfel, trebuie să ne îndreptăm spre codurile anterioare care au fost o perioadă îndelungată și în baza cărora s-au realizat proiecte complexe de fundații speciale. În baza metodelor de calcul propuse de aceste norme s-a acumulat o experiență bogată la nivel național.

În capitolul următor se trec în revistă formulele pentru calculul capacității portante la compresiune a unui pilot flotanț, executat pe loc, din diferite coduri de proiectare vechi sau noi, iar ulterior se vor realiza comparații între valorile calculate și rezultatele a două încercări pe piloți de probă.

2. PREZENTAREA SUCCINTĂ A FORMULELOR DE CALCUL A CAPACITĂȚII PORTANTE LA COMPRESIUNE PENTRU UN PILOT FLOTANT, EXECUTAT PE LOC

2.1. STAS 2561/3-1990

Conform STAS 2561/3-1990, formula de calcul a capacității portante la compresiune a unui pilot flotanț, executat pe loc este:

$$R = k \cdot (m_3 \cdot p_v \cdot A + U) \quad (1)$$

Pentru semnificația termenilor se va consulta standardul STAS 2561/3-1990.

Se menționează că valoarea capacității portante se compara cu acțiunea indexată cu

valoarea coeficientului de încărcare „n” 1,1 pentru acțiuni permanente, respectiv ~1,3 pentru acțiuni temporare, conform STAS 10101/0A-1977.

2.2. NP 123:2010, Capacitatea portantă pe baza încercărilor asupra pământurilor

Conform NP 123:2010, dacă se calculează capacitatea portantă a piloților pe baza încercărilor asupra pământurilor se utilizează formulele de calcul de la cap. 7.2.3., care sunt identice cu cele indicate în SR EN 1997-1:2004/NB:2007. Astfel, întâi se determină rezistențele caracteristice, ținând cont de numărul de profile de încercări (2), la care se aplică factorii parțiali de siguranță γ_b și γ_s (3, 4).

$$R_{c,k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (2)$$

$$R_{c,d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (3)$$

$$R_{c,d} = \frac{A_b \cdot q_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{\sum A_{s,i} \cdot q_{s,k,i}}{\gamma_s} \quad (4)$$

Pentru valorile ξ_3 , ξ_4 , γ_b și γ_s în cadrul normei se fac trimiteri la standardul SR EN 1997-1:2004/NB:2007.

Tabelul 1. Factorii de corelare ξ_3 , ξ_4 și profilele de încercări conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007

ξ pentru $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,60	1,50	1,45	1,40	1,36	1,32	1,28
ξ_4	1,60	1,45	1,35	1,27	1,21	1,16	1,10

Practic, conform principiilor Eurocode 7, cu cât sunt disponibile mai multe puncte de investigare geotehnică cu atât valorile coeficienților de corelare se reduc, iar valorile caracteristice care pot fi asumate în proiect cresc.

Mai departe pentru a ajunge la valorile de calcul, conform recomandărilor anexei naționale trebuie utilizată abordarea de calcul 1, care constă în verificarea a două grupări, după cum urmează

Gruparea 1: A1 + M1 + R1

Gruparea 2: A2 + (M1 sau M2) + R4 (5)

Ținând cont de faptul că valorile M2 se utilizează numai pentru calculul acțiunilor defavorabile (ex: frecarea negativă, încărcări transversale), iar valorile coeficienților parțiali γ_{M1} aplicați materialelor este unitar, rezultă că în calculele curente de determinare a capacității portante a piloților, grupările aferente abordării de calcul 1 (5), devin (6), aplicând coeficienții parțiali menționați în SR EN 1997-1:2004/NB:2007 (Tabelul 2).

Gruparea 1 (A1G1): A1 + R1

Gruparea 2 (A1G2): A2 + R4 (6)

Tabelul 2. Factorii parțiali de siguranță care se aplică acțiunilor, respectiv rezistențelor conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007

		A1G1		A1G2	
Acțiuni		Simbol	Ser		
			A1	A2	
Permanente	Nefavorabile	γ_b	1,35	1,0	
	Favorabile		1,0	1,0	
Variabile	Nefavorabile	γ_q	1,5	1,3	
	Favorabile		0	0	
Rezistența		Simbol	Ser		
			R1	R4	
Pe bază		γ_b	1,25	1,6	
Pe suprafața laterală (compresiune)		γ_s	1,0	1,3	
Totală/combinată (compresiune)		γ_t	1,15	1,5	
Pe suprafața laterală (tracțiune)		γ_{st}	1,25	1,6	

2.3. NP 123:2010, Capacitatea portantă prin metode prescriptive

Calculul capacității portante se poate determina prin metode prescriptive conform NP 123:2010, cap. 7.2.4. Formula de calcul a capacității portante la compresiune a unui pilot flotant, executat pe loc este:

$$R_{c,d} = \frac{A_b \cdot q_{b,k}}{\gamma_{b2}} + \frac{U \cdot \sum q_{s,k_i} \cdot l_i}{\gamma_{s2}} \quad (7)$$

Se poate observa cu ușurință asemănarea formulei (7) cu formula (1) din standardul STAS 2561/3-1990. Pentru a putea compara

factorii de siguranță din cele două norme, se va utiliza următoarea notare:

$$\frac{1}{\gamma_{b2}} = k \cdot m_3 \quad (8)$$

$$\frac{1}{\gamma_{s2}} = k \cdot m_4 \quad (9)$$

Se remarcă introducerea factorilor parțiali de siguranță γ_{b2} și γ_{s2} , total diferiți de valorile factorilor parțiali de siguranță γ_b și γ_s menționați în SR EN 1997-1:2004/NB:2007.

Trebuie subliniat faptul că valoarea capacității portante rezultate din metode prescriptive se compară cu valoarea acțiunii indexate conform CR0:2012, unde valoarea coeficienților de acțiuni este 1,35 pentru acțiuni permanente, respectiv 1,5 pentru acțiuni temporare.

3. COMPARAREA FACTORILOR PARȚIALI DE SIGURANȚĂ γ_{b2} ȘI γ_{s2} CU FACTORII DE SIGURANȚĂ DIN STANDARDUL STAS 2561/3-1990

Valorile coeficienților de siguranță din STAS 2561/3-1990 au fost puși în forma formulelor (8) și (9) pentru a putea fi comparați cu valorile din norma NP 123:2010 (Tabelul 3 și Tabelul 4).

Tabelul 3. Factorii siguranță și ai condițiilor de lucru pentru baza pilotului conform STAS 2651/3-1990

Tehnologia de betonare a pilotului	Categorii pământului de la baza pilotului	
	coezivă	necoezivă
	$1 / (k \cdot m_3)$	
Betonare în uscat	1,43	1,43
Betonare sub apă:		
- cu injecție la bază	1,59	1,43
- fără injecție la bază	1,78	1,59
Betonare sub noroi:		
- cu injecție la bază	1,78	1,59
- fără injecție la bază	2,38	1,78

Așa cum se remarcă din tabelele de mai înainte, coeficienții parțiali de siguranță au fost reduși cu cca. 20...25%, însă valorile tabelare ale presiunii pe baza pilotului cu baza în straturi coezive și indicate în tabelul 10 din STAS 2561/3-1990, preluate în cadrul normei NP 123:2010, tabel 9, au fost de asemenea reduse cu ~25%. Se observă că formula (10) pentru calculul presiunii pe bază a

piloților cu baza în straturi necoezive nu a fost modificată.

Tabelul 4. Factorii parțiali de siguranță pentru baza pilotului conform NP 123:2010

Tehnologia de betonare a pilotului	Categoriza pământului de la baza pilotului	
	coezivă	necoezivă
	γ_{b2}	
Betonare în uscat, inclusiv pentru pilot forat cu burghiu continuu (CFA)	1,20	1,20
Betonare sub apă:		
- cu injecție la bază	1,30	1,20
- fără injecție la bază	1,45	1,30
Betonare sub noroi:		
- cu injecție la bază	1,45	1,30
- fără injecție la bază	1,90	1,50

$$q_{b,k} = \alpha(\gamma_a d_b N_\gamma + \gamma_{a,1} D_c N_q) \quad (10)$$

Prin urmare, o primă concluzie care se poate emite ar fi că odată cu intrarea în vigoare a normei NP 123:2010 valoarea de calcul a presiunii pe bază pentru piloți cu baza în straturi necoezive calculată cu formula (10) este mai mare cu ~25%, față de forma precedentă a standardului STAS 2561/3-1990, în timp ce valorile de calcul a presiunii pe bază a piloților aflați cu baza în straturi coezive a rămas la nivelul tehnologiilor care se utilizau la întocmirea standardului STAS 2561/3-1990.

Din punct de vedere al rezistenței de frecare laterală coeficienții parțiali de siguranță au fost de asemenea reduși în norma NP 123:2010 cu ~25% (Tabelul 5 și Tabelul 6). În plus, se observă o excepție marcată cu roșu în tabelele de mai jos.

Tabelul 5. Factorii siguranță și ai condițiilor de lucru pentru rezistența de frecare laterală conform STAS 2651/3-1990

Modul de execuție a pilotului	Categoriza pământului în jurul pilotului	
	coezivă	necoezivă
	$1 / (k \cdot m_d)$	
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin batere	1,43	1,43
Pilot cu mantaua introdusă prin vibrare și betonul compactat prin vibrare (la extragerea coloanei)	2,04	2,38
Pilot forat în uscat și netubat	2,38	2,04
Pilot forat cu tubaj recuperabil	2,38	2,07
Pilot forat cu tubaj nerecuperabil	2,38	1,78
Pilot forat sub noroi	2,85	2,38

Se observă că valorile tabelare ale rezistenței de frecare laterală au rămas neschimbate. Astfel, se poate enunța o a doua concluzie, și anume că valorile coeficienților parțiali de siguranță pentru rezistența de frecare laterală din norma NP 123:2010 a fost adaptată la tehnologiile de lucru actuale.

Tabelul 6. Factorii parțiali de siguranță pentru rezistența de frecare laterală conform NP 123:2010

Modul de execuție a pilotului	Tipul pământului din jurul pilotului	
	coezivă	necoezivă
	γ_{s2}	
Cu tubaj introdus prin batere și betonul compactat prin batere	1,20	1,20
Cu tubaj introdus prin vibrare și betonul compactat prin vibrare	1,70	1,20
Pilot forat în uscat și netubat, cu tubaj recuperabil și cu burghiu continuu (CFA)	1,90	1,70
Pilot forat cu tubaj nerecuperabil	1,90	1,50
Pilot forat sub noroi	2,40	1,90

4. COMPARAREA FACTORILOR PARȚIALI DE SIGURANȚĂ γ_{b2} ȘI γ_{s2} CU FACTORII γ_b ȘI γ_s

Pentru a putea face o comparație adecvată se va utiliza numai gruparea A1G1, ecuația (6), datorită similitudinii coeficienților aplicați acțiunilor.

Astfel, coeficienții parțiali de siguranță γ_{b2} prezentați în Tabelul 4 se pot compara cu valoarea γ_b (1,25 - Tabelul 7) pentru piloți forati, din SR EN 1997-1:2004/NB:2007, tabel A7(RO).

Tabelul 7. Factorii parțiali de siguranță pentru presiunea pe baza pilotului conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007, tabel A7 (RO)

Rezistența	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe bază	γ_b	1,25	1,6
Pe suprafața laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,15	1,5
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,6

Se observă o variație a coeficienților parțiali de siguranță pentru metoda prescriptivă γ_{b2} între 1,2 și 1,9 în funcție de tehnologia de execuție și tipul pământului.

În cazul coeficienților parțiali de siguranță pentru rezistența de frecare laterală în SR EN 1997-1:2004/NB:2007, tabel A7(RO) se menționează o valoare unitară - 1,0. În schimb în

Tabelul 6 se observă un domeniu de variație al valorilor între 1,5 și 2,4 în funcție de tehnologia de execuție și tipul pământului.

5. STUDIU DE CAZ

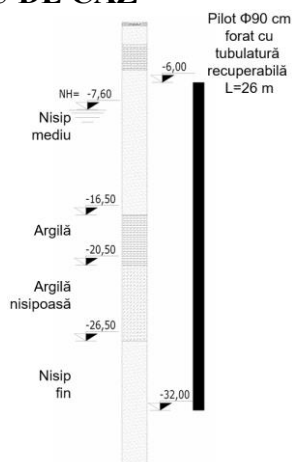


Figura 1. Detalii pilot forat utilizat în comparație

Pentru compararea rezultatelor se va utiliza un pilot $\phi 900$ mm forat cu tubulatură recuperabilă cu lungimea de 26 m și realizat în zona Municipiului București (Figura 1).

Rezultatele calculelor efectuate au fost sintetizate în Tabelul 8.

Tabelul 8. Capacități portante și acțiuni de calcul - predimensionare

	STAS 2561/3-90	NP123 Metoda prescriptivă	SR EN 1997-1:2004 (RO)	
			A1G1	A1G2
Capacitatea portantă $R_{c,d}$	3600 kN	4400 kN	10	6255 kN 4840 kN
			5	5680 kN 4400 kN
			1	4300 kN 3330 kN
Coefficienții încărcărilor	STAS 10101 $P=1,1$ $T=1,3$	CR 0:2012 $V_G=1,35$ $V_Q=1,50$	$V_G=1,35$ $V_Q=1,50$	$V_G=1,00$ $V_Q=1,30$
$F_{c,d}$	3600 kN	4725 kN	4725 kN	3500 kN
Δ	1,0	1,07	0,83	0,80

Astfel, prin utilizarea ecuației (1) rezultă o capacitate portantă de calcul de 3600 kN. Aceasta trebuie să fie mai mare decât valoarea forței de calcul 3600 kN, care include coeficienții de încărcare „n” pentru încărcări permanente 1,1, respectiv 1,3 pentru încărcări temporare.

În cazul utilizării ecuației (7) pentru metoda prescriptivă se obține o capacitate portantă de calcul de 4400 kN, însă valoarea încărcării pe pilot este 4725 kN, deoarece sunt utilizați coeficienții de încărcare din CR 0:2012 (1,35 pentru încărcări permanente, respectiv 1,50 pentru încărcări temporare). Prin urmare rezultă o depășire cu ~7% a capacității portante de calcul.

Prin utilizarea formulelor de calcul a capacității portante din SR EN 1997-1:2004/NB:2007 (2), (3), (4), așa cum se menționa anterior în cap. 2.2, numărul profilelor de încercări din cadrul studiului geotehnic devine decisiv în calculul capacității portante. Utilizând A1G1 (6) rezultă o încărcare de calcul de 4725 kN și o capacitate portantă ce variază cu numărul de profile de încercări între 4300 kN pentru un profil și 6255 kN pentru 10 profile de încercări. În A1G2 (6) rezultă o încărcare de calcul de 3500 kN și un domeniu de valori între 3330 kN și 4840 kN în funcție de numărul de profile de încercări asupra pământurilor.

În cadrul studiului de caz analizat au fost efectuate cinci foraje geotehnice cu o adâncime cel puțin egală cu fișa pilotului plus 5 diametre ale pilotului sub baza acestuia, investigații din care cu fost prelevate probe pentru determinări fizice și mecanice în laboratorul geotehnic. În acest caz valorile capacității portante de calcul au rezultat 5680 kN pentru gruparea 1, respectiv 4400 kN pentru gruparea 2. După cum se observă coeficientul de utilizare este ~80%.

Se atrage atenția asupra faptului că rezultatele anterior menționate se referă la același pilot cu aceleași încărcări caracteristice, diferind numai coeficienții de siguranță aplicați în calculul capacității portante sau aplicați acțiunilor.

6. ÎNCĂRCĂRI DE PROBĂ PE PILOȚI

Pe amplasamentul analizat în cadrul prezentului articol, cu stratificația descrisă în Figura 1, au fost realizate două încărcări de probă pe piloți conform normei NP 045:2000. Pentru pilotul de probă PP1 s-a înregistrat o tasare de ~50 mm pentru ultima treaptă stabilizată de 6800 kN.

În același amplasament la numai 8 m distanță de pilotul de probă PP1, a fost realizat și încercat pilotul de probă PP2. În acest caz tasarea înregistrată a fost de ~60 mm, pentru ultima treaptă stabilizată de 9500 kN.



Figura 2. Neconformitate în execuție - lipsa contrapresiunii de apă în foraj pentru pilotul PP1

Capacitatea portantă redusă a pilotului de probă PP1 a fost explicată prin nemenținerea contrapresiunii de apă în foraj la execuția pilotului, care a condus la afânarea bazei pilotului. După cum se poate observa în Figura 2, nivelul apei în foraj este la cel puțin 5 m sub cota platformei de lucru (~-6,00), iar nivelul apei subterane în exteriorul tubulaturii era la aproximativ 2 m sub cota platformei (a se vedea Figura 1). De asemenea, se poate observa și încercarea executantului de a repara neconformitatea în execuție, prin umplerea forajului cu apă, însă pilotul fusese deja afectat.

6.1. Capacitatea portantă a piloților pe baza încercărilor de probă conform STAS 2561/3-1990

Formula de calcul a capacității portante a piloților pe baza încercărilor de probă în standardul STAS 2561/3-1990 este prezentată în formula (11).

$$R_{c,d} = k \cdot m \cdot P_{cr} \quad (11)$$

unde $k=0,7$, $m=1,0$, iar P_{cr} este încărcarea pe ultima treaptă stabilizată, înainte de cedarea convențională.

Aplicând formula (11) obținem pentru pilotul PP1 o capacitate portantă de 4760 kN, respectiv 6650 kN pentru pilotul PP2.

6.2. Capacitatea portantă a piloților pe baza încercărilor de probă conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007

Conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007, se determină rezistențele caracteristice, ținând cont de numărul de încercări pe piloți de probă (12), la care se aplică factorii parțiali de siguranță γ_b și γ_s conform formulelor (13), (14).

$$R_{c,k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{med}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (12)$$

$$R_{c,d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (13)$$

$$R_{c,d} = \frac{A_b \cdot q_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{\sum A_{s;i} \cdot q_{s,k_i}}{\gamma_s} \quad (14)$$

La fel ca în cazul calculului capacității portante pe baza încercărilor asupra pământurilor, numărul încercărilor are un aport semnificativ asupra valorii capacității portante de calcul.

Tabelul 9. Factorii de corelare ξ_1 , ξ_2 și numărul de încercări de probă pe piloți conform SR EN 1997-1:2004/NB:2007

ξ pentru $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,50	1,35	1,25	1,15	1,00
ξ_2	1,50	1,25	1,10	1,05	1,00

6.3. Compararea rezultatelor interpretării încercărilor de probă

Tabelul 10. Capacități portante și acțiuni de calcul – încercări de probă

Încărcări de probă STAS 2561-3/90	Încărcări de probă SR EN 1997-1:2004 (RO)	
	A1G1	A1G2
4760 kN	Numărul de piloți de probă	≥ 5
		5910 kN
		4530 kN
		5630 kN
		4310 kN
3600 kN	1	5375 kN
		4120 kN
0,77	2	4730 kN
		3625 kN
0,99	3	3940 kN
		3020 kN
0,97	4	STAS 10101
		$P \sim 1,1$
0,97	5	$T \sim 1,3$
		$\gamma_b = 1,35$
0,97	6	$\gamma_s = 1,00$
		$\gamma_a = 1,30$
0,97	7	3600 kN
		4725 kN
0,97	8	3500 kN
		0,99

În tabelul 10 au fost sintetizate valorile rezultate din calculele de capacitate portantă efectuate conform cap. 6.1 și 6.2.

Se poate observa că datorită neconformității în execuție gradul de utilizare al capacității portante pentru predimensionare utilizând formulele (2), (3) și (4) a crescut de la 0,83...0,80 la 0,99...0,97 în cadrul încercării de probă. De asemenea, se remarcă faptul că utilizând formula (1) STAS 2561/3-1990 sau (7) NP 123:2010 metoda prescriptivă, gradul de utilizare al capacității portante rămâne apropiat de 1,00.

Presupunând că neconformitatea la execuția pilotului PP1 nu ar fi existat, iar ultima treaptă stabilizată ar fi fost tot 9500 kN, ar rezulta următoarele valori ale capacității portante.

Tabelul 11. Capacități portante și acțiuni de calcul – încărcări de probă presupunere fără neconformități în execuție

Încărcări de probă STAS 2561-3/90	Încărcări de probă SR EN 1997-1:2004 (RO)	
	A1G1	A1G2
6650 kN	8260 kN	6330 kN
	7180 kN	5500 kN
	6600 kN	5060 kN
	6120 kN	4690 kN
	5500 kN	4220 kN
STAS 10101 P=1,1 T=1,3	$\gamma_G=1,35$ $\gamma_Q=1,50$	$\gamma_G=1,00$ $\gamma_Q=1,30$
3600 kN	4725 kN	3500 kN
0,54	0,77	0,75

7. CONCLUZII

Valorile coeficienților parțiali în cazul utilizării metodei prescriptive din NP 123:2010 au fost reduse cu ~25% considerând probabil îmbunătățirea tehnologiilor de execuție. Însă, datorită modificărilor aduse de CR 0:2012 asupra coeficienților acțiunilor, în comparație cu STAS 10101/0A-1977, de la 1,1 la 1, 35 pentru încărcări permanente, respectiv de la 1,3 la 1,5 pentru încărcări temporare, pentru exemplul analizat a rezultat o subdimensionare cu ~7%. Totuși valorile rezultate sunt convergente în cea mai mare parte.

Se subliniază faptul că în funcție de metoda de calcul aleasă, pentru verificarea capacității portante există mai multe valori de calcul a acesteia. De asemenea, odată cu metoda utilizată variază și încărcarea de calcul, datorită diferiților coeficienți aplicați încărcărilor.

În plus, în practică A1G2 nu se regăsește printre combinațiile de încărcări ale proiectanților de structură și există o rezistență în a fi implementată, deoarece nu se regăsește în codul de proiectare CR 0:2012. În lipsa încărcării de calcul din A1G2, nu se poate face verificarea pentru această grupare.

O altă concluzie ar fi că nivelul actual al coeficienților de siguranță utilizând metoda prescriptivă acoperă chiar și neconformități ale execuției piloților.

Așa cum a fost prezentat în articol, urmărirea execuției cu personal specializat și cu experiență este esențială în asigurarea calității lucrărilor de fundații speciale. Menționăm că în practică lipsesc deseori responsabilii RTE, CQ specializați, uneori fiind doar formal prezenți în procesul de execuție.

Astfel, se simte nevoia dezvoltării de noi specialiști pentru lucrările de fundații speciale, pentru a ne putea alinia la cerințele de calitate solicitate în cadrul Eurocode 7 atât din punctul de vedere al proiectării cât și din punctul de vedere al execuției.

Pe lângă cele semnalate în cadrul studiului de caz din prezentul articol se recomandă detalierea sau alinierea la principiile Eurocode 7 a următoarelor aspecte din normativului NP 123:2010:

- Calculul frecării negative în cazul utilizării metodei prescriptive, deoarece aceasta intră în formula de calcul a rezistenței, iar conform principiilor SR EN 1997-1:2004 trebuie considerată ca acțiune;
- Detalierea factorului de model pentru utilizarea formulelor care se bazează pe încercări asupra pământurilor;
- În cazul piloților forajă purtători pe vârf, ajustarea formulei (15) pentru calculul $q_{b,k}$ deoarece rezultă valori nerealiste de mari;

$$q_{b,k} = \sigma_{cs} \left(\frac{t}{d} + 1,5 \right) \quad (15)$$

- Ajustarea valorilor $\gamma_{s,t}$ din metoda prescriptivă pentru calculul rezistenței la tracțiune a piloților;
- Menționarea unui factor de model pentru exemplul de calcul al capacității portante pe baza CPT din anexa D.7. SR EN 1997-2:2007, deoarece deseori rezultă valori excesive ale presiunii pe bază.

BIBLIOGRAFIE

CR 0:2012 „Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor”

NP 045:2010 „Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații”

NP 123:2010 „Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți”

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

STAS 2561/3-1990 „Teren de fundare. Piloți. Prescripții generale de proiectare” – Standard anulat

STAS 10101/0A-1977 „Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale” – Standard anulat

REMARKS REGARDING THE EVOLUTION OF THE NATIONAL FOUNDATION PILES DESIGN CODES. OBSERVATIONS REFERRING THE EXECUTION.

Abstract

In the paper is reviewed the formulas for calculating the bearing capacity of a friction pile constructed on site and the results of these formulas applied in geotechnical conditions proper to Bucharest area, according to the foundation piles design codes STAS 2561/3:1990, NP 123:2010, respectively SR EN 1997-1:2004/NB:2007 and the National Annex. A comparison of the obtained values with the results of two load tests performed on test piles is done. Observations are made on the piles construction and on the results of load tests. It is mentioned few points from the in law regulations that need to be improved or developed.

PROIECTAREA SEISMICĂ A LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE A EXCAVAȚIILOR ADÂNCI ÎN CONFORMITATE CU NORMELE DE PROIECTARE

Horățiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Alexandra ENE, Roxana MIRIȚOIU, Dragoș MARCU

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ S.R.L București

Rezumat

Tehnica pereților îngropați a apărut, a progresat și a cunoscut o puternică amploare în a doua jumătate a secolului XX, ca urmare a dezvoltării marilor orașe prin introducerea sau extinderea rețelelor metropolitane, prin realizarea de clădiri cu multe subsoluri în zone intens construite etc. În ciuda numeroaselor utilizări, a răspândirii pe arii geografice întinse și a unor performanțe remarcabile, tehnica pereților îngropați a format mult timp obiectul unui număr redus de prescripții tehnice pe plan internațional. În țara noastră nu a existat până în 2004 nici o prescripție care să acopere domeniul vast al proiectării și execuției pereților îngropați, iar până în anul 2010 nici un normativ nu a prevăzut calculul la solicitări seismice a lucrărilor cu caracter temporar precum acestea. Prezentul articol își propune evaluarea efectului calculului seismic al lucrărilor de susținere pentru excavații adânci, luând în considerare diferite durate de viață pentru diferite soluții de pereți de susținere și diferite adâncimi ale excavației.

1. INTRODUCERE

Din punct de vedere al procedeeleor de execuție, momentul hotărâtor l-a reprezentat apariția echipamentelor pentru săparea de panouri sub protecția noroiului bentonitic, capabile să realizeze tranșee la adâncimi foarte mari. Progresele tehnologice au fost urmate de dezvoltări în domeniul proiectării, în special odată cu perfecționarea calculului automat pentru soluțiile analitice bazate pe diferențe finite sau elemente finite.

În România, pereții îngropați au fost utilizați inițial cu precădere pentru construcția galeriilor și stațiilor metroului București.

După 1990, centrul de greutate al utilizării pereților îngropați s-a deplasat în zona construcțiilor civile, în legătură directă cu tendința spre clădiri cu subsoluri multiple în zona centrală a marilor orașe (în primul rând București), impunând excavații adânci în imediata vecinătate a unor clădiri existente. Proximitatea clădirilor din jurul incintelor din pereți îngropați, unele dintre ele de mare valoare istorică și arhitecturală, a introdus riscuri majore în executarea incintelor din pereți îngropați, de unde necesitatea unor măsuri suplimentare de asigurare a calității lucrărilor, inclusiv pe calea unor reglementări tehnice.

2. PRESCRIPTII TEHNICE PENTRU LUCRĂRILE DE SUSȚINERE - ISTORIC

În anul 2004, pe fondul unor incidente sau accidente legate de astfel de lucrări, apare prima reglementare tehnică românească NP113-2004 Normativ privind proiectarea, execuția, monitorizarea și recepția pereților îngropați. Acest normativ a reușit să umple la vremea respectivă un gol în sistemul românesc de reglementări tehnice în domeniul geotehnicii și fundațiilor, servind atât proiectanților, cât și executanților.

Implementarea ulterioară a standardelor europene în țara noastră a impus faptul ca normele existente să fie revizuite în concordanță cu Eurocodurile. Același lucru s-a întâmplat și cu normativul de pereți îngropați care, prin revizuire, s-a transformat în NP124:2010 Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere.

În ceea ce privește calculul la acțiuni seismice a lucrărilor de sprijin, până la apariția normativului NP124:2010, acesta nu era menționat. Sigur că pentru lucrările de sprijin definitive, chiar dacă nu exista o normă specifică pentru acestea, calculele trebuiau să includă și efectul unui seism, ținându-se cont de prevederile normativului din seria P100. Însă pentru categoria lucrărilor temporare de tipul pereților de susținere pentru excavații adânci în zone urbane un astfel de calcul nu era obligatoriu.

În această idee, normativul NP124:2010 impune un calcul seismic al lucrărilor de susținere

pentru excavații adânci, chiar dacă acestea sunt temporare. Normativul permite totuși, ținând cont de caracterul temporar, să se realizeze acest calcul pe baza unei accelerații seismice reduse în conformitate cu durata de viață estimată pentru lucrarea de susținere.

Evoluția sau mai bine zis stagnarea investițiilor în lucrările de construcții din ultimii ani a arătat însă că durata de viață a unei astfel de lucrări nu este ușor de estimat. Deși teoretic, niciuna nu ar trebui să dureze mai mult de 2-3 ani, experiența ne arată că există în prezent multe excavații care au rămas deschise încă de pe vremea „boom”-ului în construcții și care se apropie de o durată de viață de circa 10 ani.

3. STUDII DE CAZ

În vederea evaluării impactului pe care l-au avut normativele de proiectare la dimensionarea pereților îngropați ținând cont de acțiunea seismică au fost alese câteva lucrări pentru excavații adânci – studii de caz considerate reprezentative și au fost efectuate calcule comparative.

Studiile de caz au fost selecționate dintre proiectele conduse de autorii prezentului articol, din municipiul București și luându-se în considerare mai multe durate de viață ținând cont de caracterul temporar al lucrărilor: 2 ani, 3 ani, 5 ani, 10 ani, și, pentru comparație, s-au realizat calcule și pentru o durată de viață de 50 ani (cazul lucrărilor permanente).

Lucrările de susținere a excavațiilor au fost modelate folosind metoda elementului finit pentru starea plană de deformății. Analiza stării de eforturi și deformății a fost realizată în programul de calcul Plaxis 2D, program specializat în calcule avansate specifice structurilor în interacțiune cu terenul de fundare. S-au folosit pentru pământ modele de comportare a terenului în domeniul neliniar „Hardening Soil”. Pentru elementele din beton armat (pereți îngropați, reazeme etc.) a fost considerat modelul liniar elastic.

Pentru evaluarea presiunii masivul de pământ în situația seismică s-a utilizat metoda „pseudo-statică”, luând în considerare o presiune suplimentară datorată sarcinii seismice. Coeficienții seismici pe direcție orizontală (k_h) și pe verticală (k_v) sunt calculați cu relația (1), respectiv relația (2).

$$k_h = 0,5 \cdot \gamma_I \cdot \frac{a_g}{g} \quad (1)$$

$$k_v = 0,7 \cdot k_h \quad (2)$$

Unde:

a_g - este accelerația de vârf a terenului;

g - este accelerația gravitațională $g=9,81 \text{ m/s}^2$;

γ_I - este coeficient de importanță - expunere, conform P100/1-2013 și SR EN 1998-1:2004.

Conform SR EN 1998-1:2004 și NP124:2010, valoarea coeficientului de importanță, γ_I cu care se multiplică acțiunea seismică de referință, a_g pentru a obține aceeași probabilitate de depășire în n ani (caracterizat prin intervalul mediu de recurență T_L) ca în 50 ani (caracterizat prin intervalul de recurență de referință, corespunzător acțiunii de proiectare, T_{LR}) se poate determina cu relația (3).

$$\gamma_I = \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (3)$$

În (Tabelul 1) sunt prezentate valorile coeficientului de importanță-expunere pentru durate de expunere mai mici decât cea de referință ($N=50$ ani).

Tabelul 1. Valori ale coeficientului de importanță-expunere pentru diferite perioade de expunere

Perioadă expunere	2 ani	3 ani	5 ani	10 ani	50 ani
Coeficient importanță γ_I	0,35	0,40	0,47	0,59	1

La realizarea calculelor comparative s-au utilizat valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici, conform NP 122 și SR EN 1997-1. Trebuie menționat că, la calculul acțiunii seismice conform SR EN 1998-5 și anexei naționale asociate, trebuie aplicați coeficienți parțiali pentru reducerea parametrilor de rezistență ai terenului; astfel, se prezintă separat și rezultatele calculelor utilizând valorile de calcul (afectate cu coeficienții parțiali) pentru o perioadă de expunere de 3 ani, perioadă uzuală considerată la dimensionarea lucrărilor temporare de susținere a excavațiilor adânci.

3.1. Pereți de susținere autoportanți

Susținerea excavațiilor prin pereți îngropați autoportanți (în consolă), fără sprijiniri care să îngreuneze lucrările de construcție din interiorul excavației sunt preferate ori de câte ori acest lucru este posibil. Evident, în condițiile generale de construcție în București, aplicarea acestei soluții în condițiile de siguranță prescrise de normele în vigoare este limitată la investițiile mai mici pentru unul, maxim două subsoluri, în zone în care terenul de fundare este unul bun (de obicei, coeziv), iar natura vecinătăților nu prezintă un risc ridicat la posibilele deformății induse de realizarea excavației.

Exemplul nr.1 este reprezentat de o lucrare de susținere a unei excavații având 7,7 m adâncime de la cota terenului natural. Peretele îngropat considerat este format din piloți foraj de diametru

80 cm, amplasați cvasi-tangenți la 85 cm interax solidarizați la partea superioară printr-o grindă de coronament din beton armat. Terenul de fundare până la cota excavației este constituit din pământ coeziv, în speță argilă prăfoasă vârtoasă (Lutul de București). Apa subterană se află la aproximativ 2 m sub cota excavației.

Efectul acțiunii seismice asupra eforturilor în funcție de „durata de viață” considerată este prezentat în Figurile 1...3. În cazul forței tăietoare, se observă o creștere de la 17% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 54% (pentru o „durată de viață” de 50 ani). Momentul încovoietor înregistrează o creștere de la 7% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) de până la 20% (pentru o „durată de viață” de 50 ani).

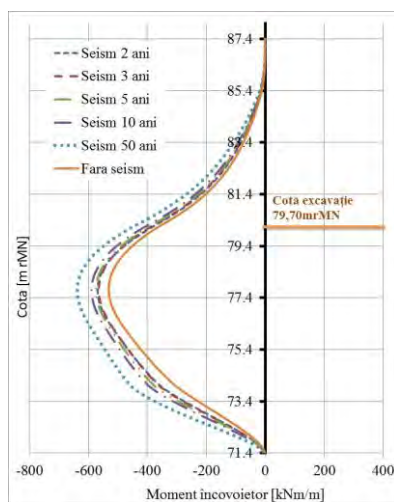


Figura 1. Variația momentului încovoietor pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.1

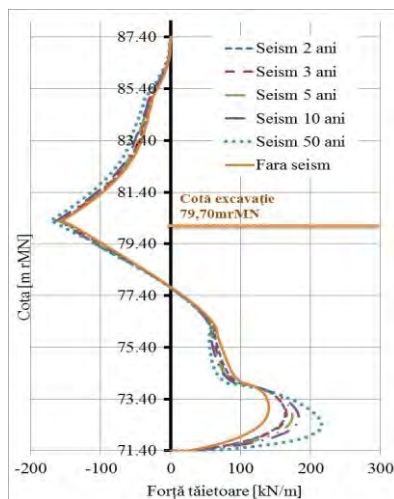


Figura 2. Variația forței tăietoare pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.1

Utilizând valorile de calcul ale parametrilor geotehnici afectați cu coeficienții parțiali aferenți, rezultă o creștere de 24% a momentului încovoietor și, respectiv, o creștere de 45% a forței tăietoare pentru un seism aferent unei „durate de

viață” de 3 ani așa cum este prezentat în Figurile 4, respectiv 5.

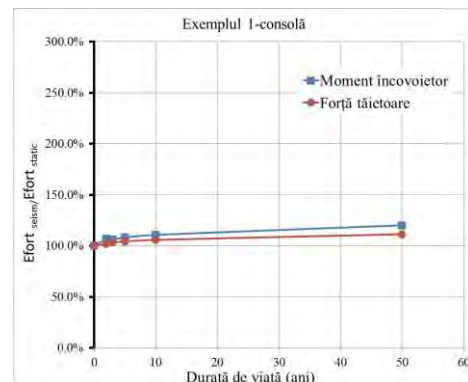


Figura 3. Variația eforturilor din peretele de susținere a excavației în funcție de „durata de viață” – Ex. nr.1

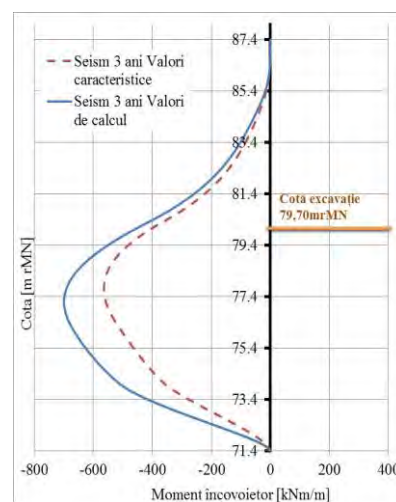


Figura 4. Variația momentului încovoietor pentru o perioadă de expunere de 3 ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex.nr.1

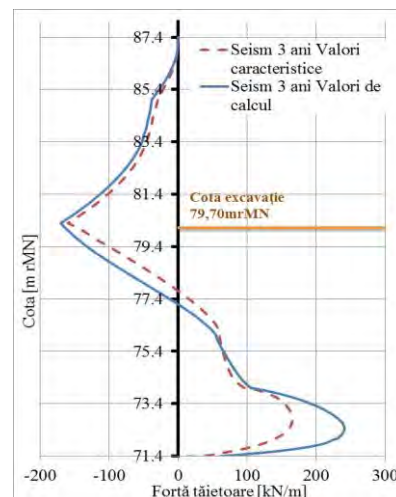


Figura 5. Variația forței tăietoare pentru o perioadă de expunere de 3 ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.1

3.2. Pereți de susținere sprijiniți printr-un nivel de șpraițuri metalice

În cele mai multe situații, în cazul excavațiilor adânci în zone urbane, ca urmare a adâncimii excavației și, mai ales, a prezenței construcțiilor învecinate în zona de influență a excavației se prevăd sprijiniri pe unul sau mai multe niveluri.

Cea mai frecvent utilizată soluție de sprijinire este sprijinirea prin profile metalice de inventar (șpraițuri) care se montează pe măsură ce se avansează cu excavația. În cazul excavațiilor pe suprafețe mari sistemul de susținere prin șpraițuri orizontală pe toată suprafața nu este recomandabil datorită aglomerării excesive a incintei cu șpraițuri contravântuiri, popi etc. conducând la costuri ridicate și dezavantajoasă din punct de vedere tehnologic. Astfel, se poate adopta execuția etapizată a excavației și a construcției – întâi în zona centrală păstrând o contrabanchetă perimetrală de pământ și apoi, după montarea șpraițurilor în structura (sau doar radierul) realizată în zona centrală se continuă excavarea pe zona perimetrală pe sub șpraițuri.

Exemplul nr.2 este reprezentat de o lucrare de susținere a unei excavații având 6,0 m adâncime de la cota superioară a peretelui de susținere, însă în exteriorul acestuia s-a realizat o săpătură preliminară în taluz de circa 4 m de la cota terenului natural. Peretele îngropat considerat este format din panouri de perete mulat cu grosimea 60 cm solidarizate la partea superioară printr-o grindă de coronament din beton armat și sprijinit printr-un nivel de șpraițuri metalice instalate în grinda de coronament și în radierul executat în zona centrală. Terenul de fundare este constituit din circa 5,5 m umpluturi, apoi din nisip cu rar pietriș, mediu îndesat (Stratele de Colentina) până la cota excavației. Apa subterană se află la aproximativ 3,5 m deasupra cotei excavației.

După cum se poate observa din diagramele de eforturi din peretele de susținere (**Error! Reference source not found.**), forța tăietoare, momentul încovoietor din peretele de susținere și reacțiunea din șpraițurile metalice de sprijinire cresc cu 35% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 180% (pentru o „durată de viață” de 50 ani) față de calculul static, fără considerarea acțiunii seismice. De asemenea, se remarcă o ușoară modificare a cotelor la care se regăsesc eforturile maxime odată cu considerarea acțiunii seismice.

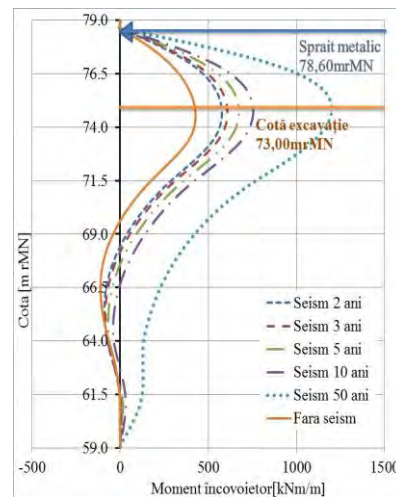


Figura 6. Variația momentului încovoietor pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.2

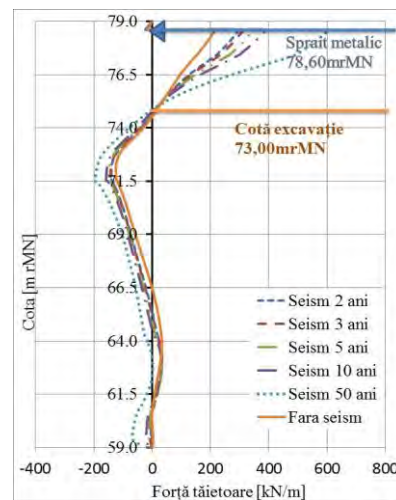


Figura 7. Variația forței tăietoare pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.2

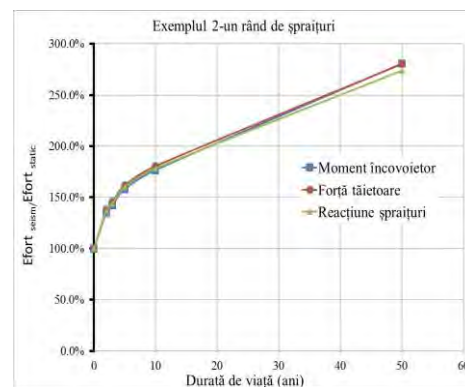


Figura 8. Variația eforturilor din peretele de susținere a excavației în funcție de „durata de viață” – Ex. nr.2

Utilizarea valorilor de calcul ale parametrilor geotehnici afectați cu coeficienții parțiali aferenți, conduce la o creștere de 28% a momentului încovoietor (Figura 9) și, respectiv, o creștere de 20% a forței tăietoare și a reacțiunii din șpraițuri pentru un seism aferent unei „durate de viață” de 3 ani (Figura 10). Aplicând coeficienții parțiali conform codurilor de proiectare se observă că în

acest caz situația de proiectare seismică dimensionează peretele de susținere (și sprijinirile reprezentate prin șpraițuri metalice) conducând la valori de calcul ale eforturilor de dimensionare cu circa 30% mai mari.

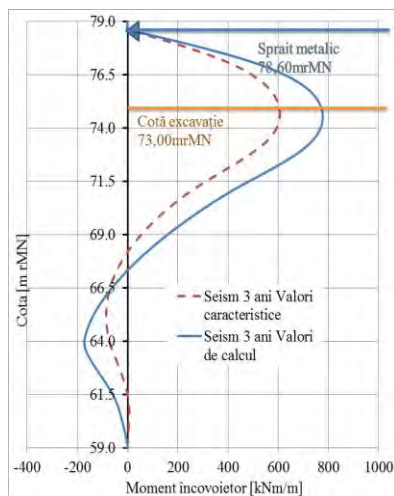


Figura 9. Variația momentului încovoietor pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.2

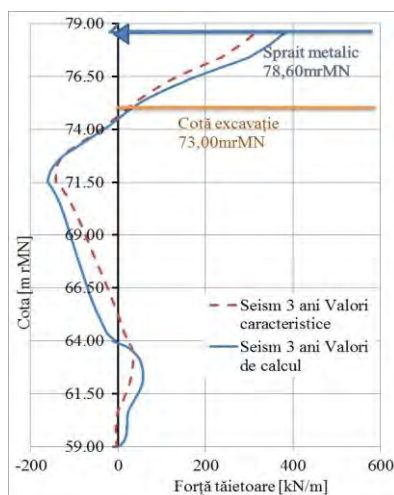


Figura 10. Variația forței tăietoare pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.2

3.3. Pereți de susținere sprijiniți prin două niveluri de șpraițuri metalice

Exemplul nr 3 este reprezentat de o lucrare de susținere a unei excavatii cu adâncimea de 12,20 m de la nivelul terenului. Peretele îngropat considerat este format din panouri de perete mulat cu grosimea 80 cm solidarizate la partea superioară printr-o grindă de coronament din beton armat și sprijinit prin două niveluri de șpraițuri metalice orizontale conectate de peretele mulat prin intermediul unei filate metalice. Terenul de fundare este constituit din circa 2 m de umpluturi, apoi din straturi de argilă prăfoasă/argilă nisipoasă

intercalate cu straturi de nisip cu pietriș, mediu îndesat (Stratele de Colentina), respectiv nisip argilos prăfos, nisip fin și nisip fin mediu, îndesat la foarte îndesat. Apa subterană se află la aproximativ 7 m deasupra cotei excavatiei.

În acest caz, se observă că forța tăietoare crește cu 20% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 105% (pentru o „durată de viață” de 50 ani), iar momentul încovoietor crește cu 7% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 35% (pentru o „durată de viață” de 50 ani) față de calculul static, fără considerarea acțiunii seismice. Din punct de vedere al reacțiunilor din șpraițuri, se observă, pentru rândul superior, o creștere cu 25% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 75% (pentru o „durată de viață” de 50 ani), iar pentru rândul inferior o creștere cu 40% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 170% (pentru o „durată de viață” de 50 ani). Efectul acțiunii seismice asupra eforturilor în funcție de „durata de viață” considerată este prezentat în Figurile 11...13.

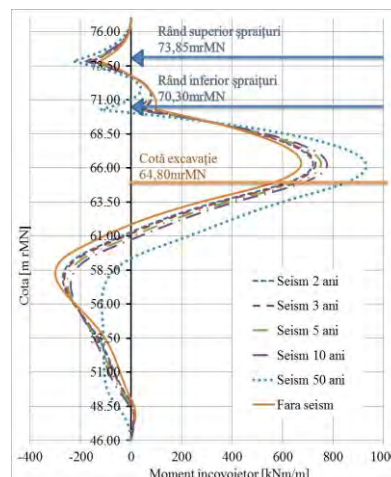


Figura 11. Variația momentului încovoietor pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.3

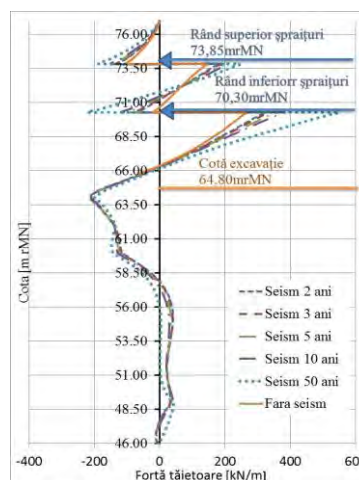


Figura 12. Variația forței tăietoare pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex nr.3

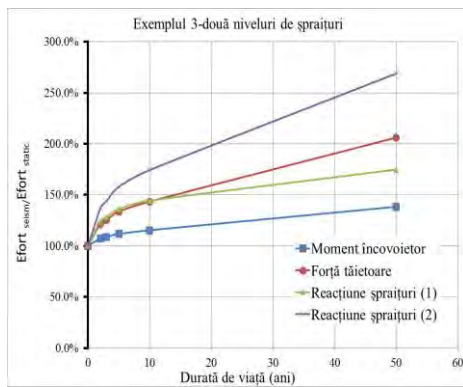


Figura 13. Variația eforturilor din peretele de susținere a excavației în funcție de „durata de viață” – Ex.nr.3

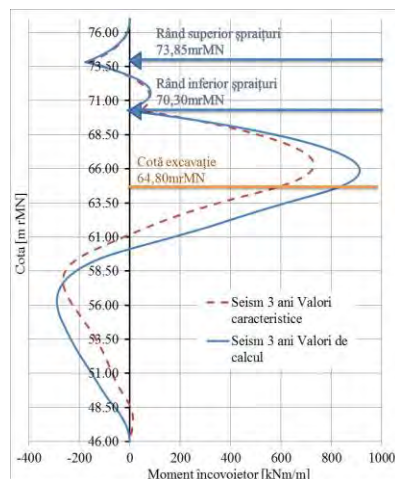


Figura 14. Variația momentului încovoietor pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.3

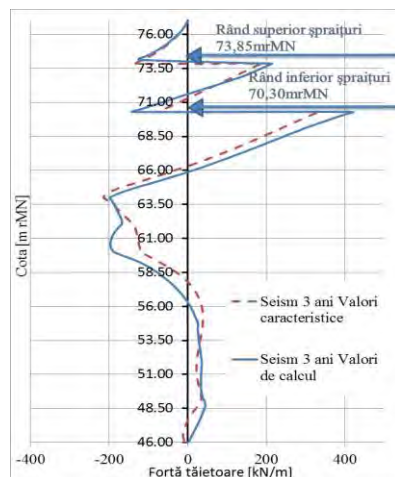


Figura 15. Variația forței tăietoare pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.3

Când se utilizează valorile de calcul ale parametrilor geotehnici afectați cu coeficienții parțiali aferenți, rezultă o creștere de 25% a momentului încovoietor (Figura 14) și a forței tăietoare (Figura 15), respectiv, o creștere de 45% a reacțiunilor din rândul superior de șpraiuri și o creștere de 95% a reacțiunilor din rândul inferior

de șpraiuri pentru un seism aferent unei „durate de viață” de 3 ani.

3.4. Pereți de susținere sprijiniți prin planșeele infrastructurii (Metoda „Top-Down”)

Realizarea excavațiilor adânci prin procedeul „Top-Down” constă în rezemarea peretelui de susținere, inclusiv în etapa de execuție a lucrărilor de săpătură, prin planșeele de beton armat ale infrastructurii. Astfel se asigură o siguranță sporită în ceea ce privește rezistența și stabilitatea clădirilor învecinate prin limitarea deplasărilor orizontale ale peretelui de incintă.

Exemplul nr.4 este reprezentat de o lucrare de susținere a unei excavații având 13,00 m adâncime de la nivelul terenului natural. Peretele îngropat considerat este format din panouri de perete mulat cu grosimea 80 cm solidarizate la partea superioară printr-o grindă de coronament din beton armat și rezemat inclusiv în etapa de execuție a lucrărilor de săpătură prin planșee de beton armat. Terenul de fundare este constituit din circa 2 m de umpluturi, apoi din argilă prăfoasă, nisip cu rar pietriș, respectiv argilă cu orizonturi nisipoase până la cota excavației. Apa subterană se află la aproximativ 5 m deasupra cotei excavației.

În acest caz, se observă că forța tăietoare crește cu 40% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 170% (pentru o „durată de viață” de 50 ani), iar momentul încovoietor crește cu 70% (pentru o „durată de viață” de 2 ani) până la 250% (pentru o „durată de viață” de 50 ani) față de calcul static, fără considerarea acțiunii seismice. Efectul acțiunii seismice asupra eforturilor în funcție de „durata de viață” considerată este prezentat în Figurile 16...18.

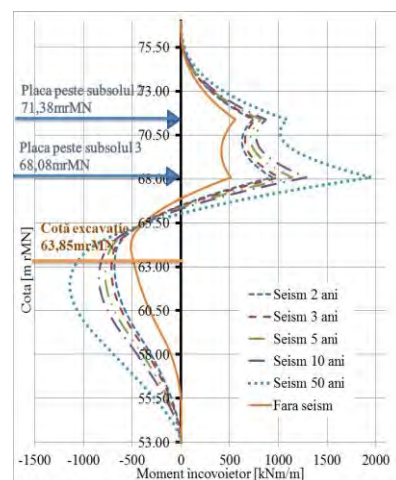


Figura 16. Variația momentului încovoietor pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.4

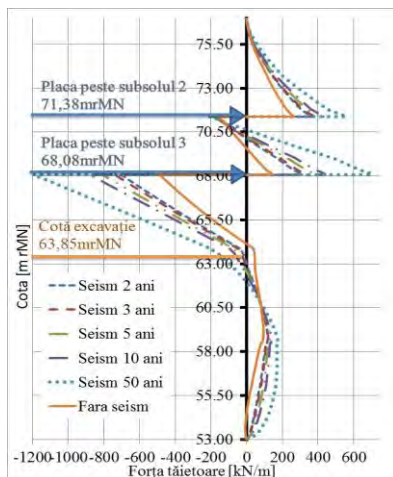


Figura 17. Variația forței tăietoare pentru diferite niveluri ale solicitării seismice – Ex. nr.4

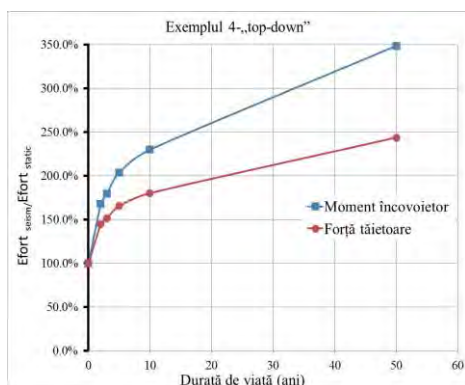


Figura 18. Variația eforturilor din peretele de susținere a excavației în funcție de „durata de viață” – Ex. nr.4

Când se utilizează valorile de calcul ale parametrilor geotehnici afectați cu coeficienții parțiali aferenți, rezultă o creștere de 30% a momentului încovoietor (Figura 19), respectiv, o creștere de 15% a forței tăietoare (Figura 20) pentru un seism aferent unei „durate de viață” de 3 ani.

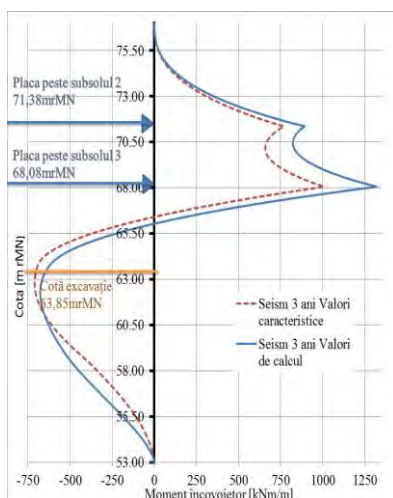


Figura 19. Variația momentului încovoietor pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.4

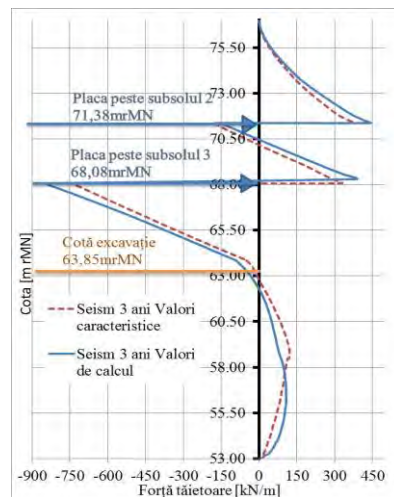


Figura 15. Variația forței tăietoare pentru o perioadă de expunere de 3ani, valori caracteristice și valori de calcul a parametrilor geotehnici – Ex. nr.4

4. CONCLUZII

Efectul seismului asupra lucrărilor de susținere pentru excavații adânci a fost evaluat pentru patru structuri de susținere distincte: un perete autoportant, un perete simplu rezemat la partea superioară prin șpraițuri, și doi pereți dublu rezemați, unul prin șpraițuri și celălalt prin planșeele infrastructurii (procedeul top-down).

Rezultatele de ansamblu indică pentru toate cazurile o creștere a eforturilor cauzată de acțiunea seismică și de coeficientul de importanță-expunere în funcție de „durata de viață” considerată.

Se înregistrează astfel creșteri ale momentelor încovoietoare de la 7% (perete în consolă, cu durata de viață de 2 ani) până la 250% (perete „top-down”, durata de viață de 50 ani). Plaja de creșteri ale forțelor tăietoare este asemănătoare, în intervalul 17% (perete în consolă) până la 181% (perete rezemat pe un singur nivel de șpraițuire). Sigur că dacă se evaluează impactul pe o durată maximă de viață de 3 ani (de regulă considerată pentru lucrările temporare de tipul pereților de susținere a excavațiilor adânci) valorile se restrâng la creșteri de până la 80% în cazurile studiate, valori care nu sunt deloc neglijabile.

Dacă se compară valorile de calcul ale eforturilor din calcul static – înmulțite cu coeficientul parțial de 1,35 conform SR EN 1997-1:2004 cu valorile de calcul ale eforturilor în situația seismică – calculate cu valori de calcul ale parametrilor geotehnici, se observă că diferențe se situează aproximativ în aceeași plajă, respectiv până la 75% pentru o perioadă de expunere de 3 ani, ceea ce conduce la concluzia clară că situația seismică de proiectare conduce în unele cazuri la o supradimensionare importantă a sistemului de susținere a excavației adânci.

O evoluție clară a eforturilor în funcție de accelerația seismică considerată este dificil de estimat datorită multitudinii de factori de interacțiune implicați. Este evident însă că procentele de majorare a eforturilor nu sunt neglijabile și depind în mod direct și de „durata de viață” considerată pentru lucrarea de susținere temporară. Această expunere este însă puțin controlabilă de către proiectant, ea depinzând de fapt de aspectele financiare existente în fiecare situație în parte.

Calculul pereților de susținere sub acțiunea seismică afectând totodată și parametrii geotehnici ai terenului prin coeficienți parțiali de siguranță, duce la o creștere și mai pronunțată a eforturilor. Acest lucru este însă obligatoriu prin normele în vigoare și poate reprezenta o temă de discuție pentru viitor.

BIBLIOGRAFIE

Marcu D., Ene A., Popa H [2015] „Monitoring measurements on retaining walls for deep excavations in similar sites – database creation”, A XVI-a Conferință Europeană de Geotehnică și Fundații, 13-17 Septembrie 2015, Editura I.C.E Press, Edinburgh, Scotland.

Popp T., Badea I., Marcu D., Coman M. [2008] „Calculul forței seismice pentru construcții provizorii”, Revista AICPS nr.4/2008, 57-59.

NP 122:2010 „Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici”

NP 120:2014 „Normativ privind cerințele de proiectare, execuție și monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane”

NP 124:2010. „Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere”

P100/1-2013 „Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri.”

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

SR EN 1997-1:2004/NB:2016. Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexă națională

SR EN 1998-5:2004. Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice

SR EN 1998-5:2004/NA:2007. Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice. Anexa Națională.

SEISMIC DESIGN OF RETAINING WORKS FOR DEEP EXCAVATIONS IN ACCORDANCE TO DESIGN NORMS

Abstract

The embedded walls technique has appeared, developed and gained momentum within the second half of the XX century, especially in relation with the great cities development through introduction and extent of metropolitan networks, construction of buildings with several basement levels in crowded areas, through setting and expanding the underground area. Despite the multiple uses, the large geographical spreading and the remarkable performances, the buried walls technique had only been covered, internationally, by a small number of technical prescriptions for a long period of time. In our country, until 2004, there was no regulation to cover the large domain of design and execution of buried walls and until 2010, no regulation considered the calculation of temporary works, as is the case of the buried walls for retaining deep excavation, for seismic actions. The present paper proposes an evaluation of the seismic effect on the retaining works for deep excavations, considering several exposure periods (life period). Different solutions for retaining works are covered, as well as different excavation depths.

ANEXA NAȚIONALĂ A ROMÂNIEI LA SR EN 1997-1:2004 – ASPECTE DE ANALIZAT ȘI RECONSIDERAT

Alexandra ENE

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ SRL, București

Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Catedra de Geotehnică și Fundații

Rezumat

După mai bine de 10 ani de utilizare a Eurocodurilor și, în special, după 7 ani de implementare completă a acestora în România, proiectarea geotehnică a fost adaptată astfel încât să se apropie mai mult de practica europeană. Pe lângă aspectele specifice proiectării diferitelor lucrări geotehnice, mai detaliat acoperite de normativele și ghidurile românești, Anexa Românească la Eurocod 7 – Partea 1, reglementează și ea la rândul său proiectarea acestor lucrări. Astfel, prin experiența acumulată în utilizarea noilor standarde și normative în decursul perioadei menționate, se propune o analiză mai atentă a proiectării geotehnice, iar prezenta lucrare va trata câteva aspecte legate de Anexa Națională a României la SR EN 1997-1:2004 cu sugestii de clarificare sau reconsiderare a câtorva dintre prevederile acesteia.

1. INTRODUCERE

Scopul principal al codurilor, standardelor și normativelor este de a impune niveluri minime de calitate și siguranță, pentru cazuri uzuale, și de a uniformiza practica într-o regiune, țară, uniune etc. Este important ca acestea să fie clare și ușor de folosit, pentru toți utilizatorii săi fie proiectanți, executanți, clienți, autorități etc.

Trebuie menționat și faptul că în prezent, în toate domeniile, procesele de proiectare, execuție, verificare, monitorizare etc. au devenit tot mai greoaie, cerințele sunt tot mai mari, numărul persoanelor sau entităților implicate într-un proiect s-a înmulțit - deci și opiniile, dar și nivelul de informații, cunoștințe, experiență etc. a crescut. Prin urmare, este necesar să ne folosim de toate instrumentele disponibile pentru a simplifica și clarifica, fără să coborâm nivelul de calitate sau de siguranță, cum ar fi: computere (componente „soft” și „hard”), mijloace de comunicare, rutine de lucru, cercetări experimentale și coduri de proiectare.

1.1. Scurtă trecere în revistă a standardelor Eurocod 7 în România

În anul 2004 a fost adoptată Partea 1 a Eurocodului 7, preluată în România cu referința SR EN 1997-1:2004. Anexa Națională prin care se fac alegerile parametrilor stabiliți la nivel național, acolo unde se permite, a fost valabilă din 2007 (SR EN 1997-1:2004/NB:2016).

Ulterior, Comitetul European de Standardizare (CEN) a emis Erata SR EN 1997-1:2004/AC:2009 și Amendamentul SR EN 1997-1:2004/A1:2014 care s-au constituit în modificări la Eurocodul 7. Aceste documente au adus modificări substanțiale atât în textul codului, cât, mai ales, asupra parametrilor stabiliți la nivel național. Implementarea acestor modificări în România a putut fi realizată abia în anul 2016 prin revizuirea Anexei Naționale (SR EN 1997-1:2004/NB:2016). Tot acest proces a avut ca scop acoperirea modificărilor apărute de la momentul emiterii Anexei Naționale în prima și unica sa formă până la momentul respectiv, la nivel formal, și s-a realizat printr-un efort voluntar al câtorva membri din comitetul tehnic CT 343 – „Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri” din cadrul Asociației Române de Standardizare (ASRO). Astfel, noul document de referință „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexă națională” (SR EN 1997-1:2004 /NB:2016) înlocuiește vechiul document din 2007.

Partea a 2-a a Eurocodului 7, a fost preluată în România cu referința SR EN 1997-2:2007 și pentru acesta s-a adoptat SR EN 1997-2:2007/NB:2009, ulterior fiind modificată prin Erata SR EN 1997-2:2007/AC:2010.

1.2. Parametrii stabiliți la nivel național (NDP)

Parametrii stabiliți la nivel național (NDP), fie ei coeficienți parțiali, probabilitatea unui eveniment seismic, acțiuni accidentale, abordări de calcul sau metode de calcul, au ca scop principal stabilirea nivelului de siguranță al clădirilor și al lucrărilor ingineresti civile sau ale părților acestora, incluzând aspecte ce țin de durabilitate și economie, dar și risc acceptat sunt elemente care și rămân în competența statelor membre. Modul diferit de alegere a acestora, precum și unele devieri ale unor state membre de la spiritul sau chiar litera codului au dus la discrepanțe în modul de aplicare a Eurocodurilor în Europa.

Unul dintre obiectivele principale ale noii generații de Eurocoduri – în curs de redactare – este **reducerea numărului de parametri stabiliți la nivel național** în scopul unei mai bune uniformizări a proiectării în Europa și nu numai. Se vor permite în continuare alegeri la nivel național acolo unde trebuie ținut cont de posibilele diferențe ale condițiilor geografice sau climatice, de stilul de viață sau de nivelurile de siguranță acceptate la nivel local. Cu toate acestea, se descurajează parametrii stabiliți național cum ar fi: modelele de calcul (avansate sau complexe), tipurile de coeficienți, parametri geometrici etc.

2. OPȚIUNILE ROMÂNIEI ÎN ANEXA NAȚIONALĂ

Eurocodul permite modificarea unor paragrafe sau alegerea unor parametri **de către Anexa Națională**, iar în multe dintre situații, dar multe dintre Anexele Naționale ale României nu fructifică această posibilitate sau face unele alegeri care sunt discutabile, nu foarte clare etc. În acest caz, problema principală este cine poate face alegerile respective (în condițiile în care nici nu s-a menționat cui i se transmite această responsabilitate) și, evident, trebuie menționată și problema reală de neuniformizare a practicii naționale și permiterea unei interpretări diferite.

Unele exprimări din Anexa Națională la Eurocodul 7 sau chiar din textul codului sunt neclare și lasă loc de interpretări diferite ce poate conduce la controverse între utilizatorii codului fie ei proiectanți (diferiți), consultanți, clienți, juriști etc.

În continuare se redau câteva exemple de situații în care opțiunea României nu este clar formulată prin Anexa Națională la Eurocodul 7, Partea 1.

2.1. Coeficienții de model

Coeficienții de model au fost introduși prin Erata din 2009 SR EN 1997-1:2004/AC:2009, în paragraful 2.4.7.1 (6), pentru corectarea rezultatelor modelelor de calcul față de o valoare de referință și se insistă mult pentru utilizarea lor, atât prin rapoartele mai vechi și mai noi ale grupurilor de lucru, cât și în cadrul întâlnirilor pentru revizuirea Eurocodului 7.

Scopul coeficienților de model este de a acoperi incertitudini ale unor metode sau modele de calcul adoptate, asigurând că, dacă datele introduse sunt corecte, valorile de calcul ale efectelor acțiunilor și ale rezistențelor sunt de asemenea corecte sau că erorile sunt de partea siguranței (principiu esențial al proiectării bazate pe Eurocod).

Trebuie evidențiat faptul că **valorile coeficienților de model depind exclusiv de metoda de calcul adoptată** și că nu pot fi stabilite independent de aceasta.

În cazul României, deși în cazul general nu se furnizează nicio prevedere cu privire la coeficienții de model (paragraful 2.4.7.1 (6) din SR EN 1997-1:2004/NB:2016), în cazul capacității portante la compresiune a piloților stabilită pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor (paragraful 7.6.2.3 (8) din SR EN 1997-1:2004), Anexa Națională a Eurocodului 7, Partea 1 face trimitere la tabelul de coeficienți parțiali din cadrul codului: „Pentru coeficientul de model aplicat asupra coeficienților parțiali γ_b și γ_s se utilizează valorile indicate la articolul A.3.3.2 din Anexa A din SR EN 1997-1:2004”, (SR EN 1997-1:2004 /NB:2016 - 7.6.2.3 (8)).

Apare astfel o confuzie între coeficienții de model și coeficienții parțiali în cazul stabilirii valorilor caracteristice ale rezistenței pe vârf și ale frecării pe suprafața laterală în diferite strate, obținute pe baza valorilor parametrilor pământurilor. În plus, indicarea acestora fără să menționeze metoda de calcul nu este în acord cu principiul utilizării coeficienților de model.

Tabelul 1. Coeficienți parțiali de rezistență (γ_R) pentru piloți de îndesare, (SR EN 1997-1:2004, articolul A.3.3.2)

Rezistența	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe vârf	γ_b	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,6

Tabelul 2. Coeficienți parțiali de rezistență (γ_R) pentru piloți foraiți, (SR EN 1997-1:2004, articolul A.3.3.2)

Rezistența	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe vârf	γ_b	1,25	1,6
Pe suprafața laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,15	1,5
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,6

Tabelul 3. Coeficienți parțiali de rezistență (γ_R) pentru piloți cu burghiu continuu CFA, (SR EN 1997-1:2004, articolul A.3.3.2)

Rezistența	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe vârf	γ_b	1,1	1,45
Pe suprafața laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,1	1,4
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,6

În special în cazul calculul capacității portante a piloților, normativul românesc NP 123:2010 prevede un calcul prescriptiv preliminar pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor adoptând coeficienți parțiali mai mari decât cei indicați în Eurocodul 7 și în Anexa națională a acestuia, de unde pot rezulta – indirect – coeficienții de model aferenți acestei metode de calcul. Desigur, ar fi imprudent ca aceștia să fie utilizați pentru alte metode bazate pe stabilirea valorilor rezistenței pe vârf și ale frecării pe suprafața laterală în diferite straturi pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor.

În privința coeficienților de model, pentru viitoarea Anexă Națională la Eurocodul 7 revizuit, România va avea de ales între adoptarea metodelor de calcul ce vor fi recomandate în cod și care vor avea și valori ale coeficienților de model corespunzătoare și asumarea unor metode proprii pentru care va trebui să fundamenteze atent și corect valori ale coeficienților de model. Sigur, noua ediția a Eurocodului 7 va lăsa și posibilitatea ca valoarea coeficientului de model să fie 1,0, dar nu în toate cazurile se va dovedi înțeleaptă această decizie.

2.2. Abordări de calcul

Conform SR EN 1997-1:2004, pentru verificarea rezistenței pentru stările limită ale structurii și ale terenului STR și GEO în situațiile permanente și tranzitorii, trebuie aleasă una dintre cele trei abordări de calcul definite în cod. Se mai

menționează faptul că abordarea de calcul poate fi stabilită prin Anexa Națională.

SR EN 1997-1:2004/NB:2016 recomandă utilizarea abordărilor de calcul 1 și 3, însă mai departe se exclud din tabelele de valori coeficienții parțiali pentru abordarea de calcul 2, întărind opțiunea României de a exclude această abordare. Rămâne însă neclar dacă se recomandă realizarea calculului prin ambele abordări (ceea ce poate implica un efort semnificativ mai mare de proiectare) sau este suficientă abordarea care guvernează o anumită situație cunoscută. De asemenea, ar fi fost indicată măcar recomandarea, dacă nu stabilirea mai clară, a unei abordări de calcul pentru fiecare dintre structurile geotehnice (de exemplu, de precizat faptul că pentru stabilitatea taluzurilor se aplică abordarea 3) pentru a evita alegerea de către proiectant, (ceea ce poate conduce la practici semnificativ neuniforme).

Trebuie evidențiată încă o dată necesitatea ca textul codului să fie clar pentru toți utilizatorii codului în scopul evitării diferențelor de opinii sau practici.

În plus, aplicarea mai multor abordări de calcul în cazul proiectării unei lucrări în care nu este evident care dintre combinațiile de coeficienți parțiali conduce la situația cea mai defavorabilă, implică un efort de calcul substanțial conducând la un timp și cost de proiectare posibil nejustificat. Această situație nu a fost adoptată de alte țări membre care utilizează Eurocodurile.

De aceea, viitoarea Anexă Națională va trebui să analizeze mai atent aceste posibilități și să le precizeze într-un mod mai clar.

2.3. Lucrări temporare sau situații de proiectare tranzitorii

În cazul lucrărilor temporare sau pentru situații de proiectare tranzitorii, SR EN 1997-1:2004 /AC:2009 prevede că se pot utiliza valori mai puțin severe ale coeficienților parțiali pentru acțiuni sau efectele acțiunilor, în cazul în care consecințele posibile o justifică și că aceste valori pot fi stabilite prin Anexa Națională.

Din studiul câtorva dintre anexele naționale a unor țări din Europa, a reieșit că acestea indică – în general – un coeficient parțial de 1,2 pentru încărcări permanente nefavorabile, respectiv 1,3 pentru încărcări variabile nefavorabile (cazul Danemarcei, Olandei și Austriei) sau indică faptul că responsabilitatea de a alege aceste valori este a proiectului, împreună cu clientul și cu autoritățile (cazul Croației, Macedoniei și Marii Britanii).

Autorii acestui articol, pe baza experienței lor, dar și în urma analizei opțiunilor altor țări membre, propun ca Anexa Națională să fixeze valori ale

coeficientului parțial aplicați asupra acțiunilor sau efectelor acțiunilor de 1,2 pentru încărcări permanente și, respective, 1,3 pentru încărcări variabile nefavorabile, iar în cazul încărcărilor favorabile, în mod evident, se vor păstra coeficienții parțiali unitari ca și în cazul lucrărilor permanente.

Desigur, se poate opta și pentru varianta indicării responsabilității proiectantului și clientului, însă practica actuală (în România) a relevat că autoritățile trebuie totuși să stabilească un minim acceptat de siguranță pentru a se asigura împotriva unei lipse a deontologiei ingineresti sau a profesionalismului sau chiar concurenței neloiale.

2.4. Rezistența la ridicare (UPL)

Prin erata din 2009 la Eurocodul 7, Partea 1 (SR EN 1997-1:2004 /AC:2009), s-a introdus posibilitatea ca în cazul cedării prin ridicare hidraulică globală datorată presiunii arhimedice UPL), rezistența la ridicare prin frecare (τ_d) sau prin forța de ancorare (P) să fie considerată ca o acțiune permanentă verticală, **dacă se permite de către Anexa Națională** (Figura 1).

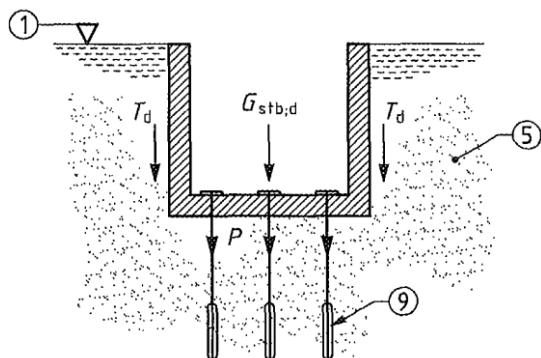


Figura 1. Structură ancorată pentru a rezista subpresiunii (SR EN 1997-1:2004, Figura 10.1 e)

Având în vedere că aceasta nu furnizează prevederi explicite la acest capitol, rămâne – probabil - doar posibilitatea considerării rezistenței cu coeficienții aferenți (γ_R).

2.5. Proiectarea geotehnică seismică

Actuala versiune a Eurocodurilor acoperă (parțial) proiectarea geotehnică seismică prin Eurocodul 8, Partea 5 (SR EN 1998-5:2004) și Anexa națională asociată acestuia (SR EN 1998-5:2004/NA:2007). În Eurocodul 7 se menționează „Standardul EN 1997 nu tratează cerințele speciale ale proiectării seismice. EN 1998 furnizează prevederi suplimentare pentru proiectarea geotehnică seismică, care completează sau adaptează pe cele

din acest standard.” (SR EN 1997-1:2004, paragraful 1.1.1 (7)).

Astfel, atât aspectele legate de proiectarea geotehnică propriu-zisă, cât și aspectele legate de proprietățile terenului și parametrii de rezistență ai acestuia pentru rezistența la cutremur sunt transferate către un document în care implicarea specialiștilor din domeniul ingineriei geotehnice a fost prea redusă.

Coeficienții parțiali de utilizat pentru proprietățile terenului (parametri de rezistență) sunt indicați în paragraful 3.1 (3) din SR EN 1998-5:2004, iar Anexa Națională a României la acesta (SR EN 1998-5:2004/NA:2007) prevede „Pe teritoriul României se utilizează valorile recomandate și anume: $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{\tau_{cy}} = 1,25$, $\gamma_{qu} = 1,4$ și $\gamma_{\phi} = 1,25$.” Autorii prezentului articol consideră că valorile acestor coeficienți sunt prea acoperitoare și nejustificate pentru calculul seismic.

Mai mult decât atât, chiar în cazul structurilor temporare, utilizarea coeficienților parțiali având valori egale cu cei din situațiile de calcul permanente conduc la dimensionarea lucrărilor exclusiv din situația de calcul seismică. Conform unui studiu realizat pe lucrări de susținere temporare, au rezultat valori de calcul ale eforturilor în situația seismică – utilizând coeficienții parțiali indicați pentru parametrii geotehnici cu până la 75% mai mari decât valorile de calcul ale eforturilor din calcul static – înmulțite cu coeficientul parțial de 1,35 pentru încărcări permanente nefavorabile conform SR EN 1997-1:2004/NB:2016, ceea ce conduce la concluzia clară că situația seismică de proiectare conduce în unele cazuri la o supradimensionare importantă a sistemului de susținere a excavației adânci. (Popa et. al, 2017).

Sesizând unele nepotriviri ale prevederilor legate de aspecte geotehnice în Eurocodul 8, odată cu revizuirea Eurocodurilor planificată pentru anul 2020, s-a creat o echipă de proiect (Project Team) și un grup de lucru în oglindă (Working Group) formate ambele din specialiști în domeniul ingineriei geotehnice pentru aspecte legate de dinamica pământurilor.

În plus, actuala propunere de Eurocod 7, Partea 1 a inclus partea de coeficienți parțiali pentru calculul în situația de proiectare seismică propunând – cel puțin în acest stadiu – valori $\gamma_{cu}/\gamma_{qu} = 1,0 \dots 1,2$, $\gamma_c/\gamma_{\phi} = 1,0 \dots 1,1$, în funcție de structura geotehnică proiectată.

3. CONCLUZII

Reglementările naționale și internaționale, împreună cu documentația auxiliară disponibilă devin din ce în ce mai ample și mai dificil de urmărit. Pentru ca un proiectant să realizeze calculul unei structuri, pe lângă vasta bibliografie tehnică aferentă profesiei, trebuie să cunoască legislația în construcții (care este în continuă completare și modificare), normativele specifice, dar și standardele naționale și internaționale de proiectare și de execuție. Toate acestea sunt constituite în documente care au, de cele mai multe ori, zeci sau sute de pagini și trimiteri la documente asemănătoare. Este cu atât mai dificil de urmărit legislația și normele, care ar trebui doar să reglementeze minimul acceptat, dar care redau nenumăratele posibilități, metode, variante și ajung în sine să dubleze manualele sau cărțile de specialitate și uneori chiar să îngrădească judecata inginerescă.

Toate codurile de proiectare sunt concepute pornind de la premisa că proiectarea este realizată de persoane având experiența și calificarea corespunzătoare, iar Eurocodul menționează chiar explicit acest lucru în ipotezele sale. Prin urmare, pentru ușurința utilizării codurilor, informațiile privind metode sau modele care sunt disponibile în manuale nu ar trebui să fie redată în acestea. Codurile trebuie să menționeze doar limitele (ce trebuie sau nu trebuie făcut) și să reducă referințele la diverse posibilități, mijloace etc.

Un alt aspect important de subliniat este că prin implicarea a tot mai multor entități, se ajunge ca interpretarea codurilor (de proiectare) să fie realizată în litera sa (juridic) și nu în înțelesul său. Acest lucru trebuie înțeles și de proiectanți, dar și de elaboratorii codurilor, iar înțelegerea și scrierea acestora trebuie adaptată în consecință.

Nu în ultimul rând, trebuie menționat că este important ca fiecare parte implicată în realizarea unei lucrări să își cunoască și să își asume responsabilitatea pe care o are: autoritățile trebuie să reglementeze limitele legale, proiectanții și executanții trebuie să aplice legile, responsabili cu calitatea trebuie să verifice corectitudinea lucrărilor și implementarea soluțiilor etc.

De aceea, viitoarea Anexă Națională la EN 1997-1:202x va trebui să fie îmbunătățită față de actuala versiune pentru conformarea la toate aceste deziderate.

Prezentul articol tratează doar câteva dintre prevederile Eurocodului 7 cu care s-au confruntat autorii acestuia în mod curent și pentru care propun corectarea sau clarificarea, însă problematica este mult mai vastă decât poate fi expusă într-o astfel de lucrare. De aceea, este necesar ca mai mulți

specialiști (utilizatori ai codurilor de proiectare) - din domeniul ingineriei geotehnice și nu numai - să evalueze stadiul actual, cât și propunerile de modificare al Eurocodurilor și să formuleze sugestii concrete de îmbunătățire a acestora, bazându-se pe experiența acumulată.

În momentul actual, sunt disponibile în cel puțin două opțiuni pentru implicarea specialiștilor în acest sens și anume:

- **comitetul tehnic CT 343 „Bazele proiectării și Eurocoduri pentru structuri” din cadrul Asociației Române de Standardizare (ASRO)** unde se primesc pentru analiză, dezbatere și vot – la nivel național - propunerile de modificări ale Eurocodurilor în curs de revizuire;
- **comitetul tehnic 2 „Proiectarea geotehnică”, subcomitetul „Eurocod 7” din cadrul Societății Române de Geotehnică și Fundații (SRGF)** unde se dezbate probleme actuale și se propun teme de analizat specific proiectării geotehnice în România bazate pe utilizarea Eurocodului 7.

Participarea (activă) în oricare dintre grupurile menționate este, ca în cele mai multe cazuri asemănătoare, este o acțiune voluntară, un efort asumat de fiecare membru și totodată o oportunitate de a lua parte la deciziile care ne influențează activitatea.

BIBLIOGRAFIE

CEN/TC 250 N 1493 [2016] „Position paper on reducing the number of NDPs”

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

SR EN 1997-1:2004/AC:2009 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale/ Erată”

SR EN 1997-1:2004/A1:2014 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale / Amendament”

SR EN 1997-1:2004/NB:2016 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexă națională”

SR EN 1997-2:2007 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului”

SR EN 1997-2:2007/NB:2009 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului. Anexa națională”

SR EN 1997-2:2007/AC:2010 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului / Erată”

SR EN 1998-5:2004 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice”

SR EN 1998-5:2004/NA:2007 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5: Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice. Anexă națională”

Popa H., Ene A., Mirițoiu R., Marcu D. [2017] „Proiectarea seismică a lucrărilor de susținere a excavațiilor adânci în conformitate cu normele de proiectare”, Manuscris pentru Revista Română de Geotehnică și Fundații nr. 2/2017, București

ROMANIA’S NATIONAL ANNEX TO SR EN 1997-1:2004 – ASPECTS TO BE ANALYZED AND RECONSIDERED

Abstract

After more than 10 years of using Eurocodes and, especially after 7 years of their complete implementation in Romania, the geotechnical design has been adapted to line up closer to the European practice. Besides from the specific aspects of different geotechnical works, covered in more detail in Romanian Norms and guidelines, Romania’s National Annex of Eurocode 7, Part 1 also governs the design of such works. Thus, through the experience gained by using the new standards and norms during the abovementioned period, we propose a closer analyze of the geotechnical design and through the present paper we treat a few aspects related to Romania’s National Annex of SR EN 1997-1:2004 and we propose to clarify or reconsider some of these provisions.

REVIZUIREA EN 1990 SI EN 1997

Loretta BATALI

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Sistemul Eurocodurilor structurale, din care face parte și Eurocodul 7 (EN 1997) este în curs de revizuire în scopul de a face aceste standarde mai ușor de utilizat, de a le corela mai bine între ele, pentru a obține o mai bună armonizare între țările europene, dar și pentru a rezolva unele neclarități sau probleme. prEN 1990 conține propuneri de revizuire în ceea ce privește calculul la stări limită ultime, modul de aplicare a coeficienților parțiali pentru efectele acțiunilor sau rezistențe sau modul de luare în considerare a fiabilității structurale pe baza claselor de consecințe. Cele două părți ale EN 1997 (Partea 1: Reguli generale și Partea a 2-a - Investigare geotehnică) vor fi restructurate în 3 părți (Partea 1 – Reguli generale, Partea a 2-a - Investigare geotehnică, Partea a 3-a - Structuri geotehnice). În prezent este în curs de anchetă informală partea 1 (prEN1997-1) care cuprinde revizuirile ale abordărilor de calcul la stări limită ultime, coeficienților parțiali, dar vor fi și reduși parametrii determinați național prin Anexele Naționale. Toate aceste măsuri au scopul de a obține o mai bună armonizare între diferitele țări europene. Noul standard este prevăzut undeva la orizontul anilor 2022. Articolul prezintă câteva dintre modificările prevăzute ale celei de-a doua generații a Eurocodului 0 și 7.

1. INTRODUCERE

În 2015 CEN a obținut finanțare de la UE (prin mandatul M/515) pentru organizarea și funcționarea unor echipe de proiect (*Project teams* - PT) care să regândească și să rescrie Eurocodurile.

Pentru EN 1997 funcționează 5 PT-uri (figura 1), din care PT1 și-a încheiat deja activitatea, PT2 a scris deja cel de-al 2-lea draft al părții 1 și își va încheia activitatea în aprilie 2018, iar PT3 – 5 abia și-au început activitatea. PT6 nu a fost încă numit. În prezent sunt la faza de vor informal (*informal inquiry*) mai multe Eurocoduri, printre care prEN1990 și prEN1997-1.

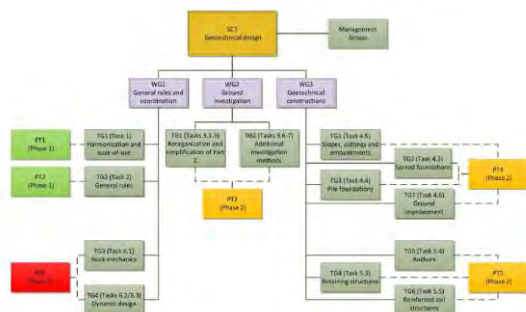


Figura 1. Organizarea actuală a SC7 al TC 250 (CEN)

2. REVIZUIREA PROPUȘA A EN 1990

Titlul prEN1990 a fost modificat din „Bazele proiectării structurale” în „Bazele proiectării

structurale și geotehnice”. Astfel, specificul proiectării geotehnice este recunoscut încă de la acest nivel și prEN1990 preia principiile de bază ale proiectării geotehnice de la actualul EN1997-1.

2.1. Fiabilitatea structurală

Noua versiune propusă a EN1990 acordă încă și mai multă atenție modului de obținere a unui anumit nivel de fiabilitate structurală și face precizări mai clare în acest sens.

Sunt redefinite clasele de consecințe (Tabelul 1):

Tabelul 1. Clase de consecințe propuse în prEN1990

Clasa de consecințe	Descrierea consecințelor	Pierderi de vieți omenești ^a	Consecințe economice, sociale sau de mediu ^a
CC4	Foarte mari ^b	Extreme	Enorme
CC3	Mari ^c	Mari	Foarte mari
CC2	Normale ^c	Medii	Considerabile
CC1	Scăzute ^c	Scăzute	Mici
CC0	Foarte scăzute ^b	Foarte scăzute	Nesemnificative

^a Clasa de consecință este aleasă pe baza celei mai severe dintre aceste două coloane^b

^b Prevederile specifice pentru CC0 și CC4 sunt în afara scopului Eurocodurilor^c

^c Clasele CC1 – CC3 pot fi subdivizate într-o subclasă inferioară și una superioară.

2.2. Acțiuni

Prezenta ediție a EN 1997 a pus probleme în aplicare în modul de considerare a acțiunilor care provin din sursă unică, principiul conform căruia astfel de acțiuni trebuie considerate la fel, indiferent dacă au componente stabilizatoare sau destabilizatoare era scris într-o notă puțin luată în considerare.

Prezenta propunere de revizuire clarifică într-o oarecare măsură această chestiune.

Astfel se acordă permisiunea (PER) ca acțiunile care provin din diferite părți ale structurii, inclusiv de la diferite materiale, să poată fi tratate ca acțiuni din sursă unică, cu condiția ca efectele acestor acțiuni să fie dependente unele de celelalte din motive fizice sau de fabricație (principiul sursei unice). Acesta se aplică uzual la greutatea proprie a structurii sau a terenului și la componentele realizate din materiale compozite. Acțiunile climatice precum cele din vânt, zăpadă sau temperatură, ca și presiunile apei pe diferite părți ale structurii pot de asemenea fi tratate ca provenind din sursă unică.

Acțiunile permanente pot fi caracterizate printr-o valoare caracteristică (G_k) unică dacă variabilitatea lor este mică (în general $< 10\%$), iar aceasta poate fi o valoare medie. Dacă variabilitatea este mare sau dacă structura este sensibilă la variații ale valorii acțiunii sau ale distribuției sale spațiale, atunci trebuie definite valori superioare (G_{ksup} – corespunzătoare fractilei de 95%) și valori inferioare (G_{kinf} – corespunzătoare fractilei de 5%).

Acțiunile variabile trebuie reprezentate printr-o valoare caracteristică unică, Q_k care poate fi: o valoare superioară cu probabilitate dată de nedepășire, o valoare inferioară cu o probabilitate dată de depășire sau o valoare nominală.

Acțiunile care provin de la apă stătătoare sau apă subterană pot fi permanente, variabile sau accidentale, în funcție de probabilitatea ca valoarea lor să fie depășită. Astfel, acțiunea apei este clasificată ca permanentă dacă probabilitatea anuală de depășire este de 50% sau mai mare, ca variabilă dacă această probabilitate este de 0.5 % (200 ani perioadă de revenire), respectiv ca accidentală dacă probabilitatea este de 0.14% (700 ani perioadă de revenire).

Valorile de calcul ale acțiunilor permanente care produc un efect nefavorabil (G_d) trebuie calculate cu relația:

$$G_d = \gamma_G \times G_{rep} = \gamma_G \times G_k \quad (I)$$

în care:

γ_G – coeficient parțial pentru acțiuni permanente

G_{rep} – valoarea reprezentativă a acțiunii

permanente

G_k – valoarea caracteristică a acțiunii permanente (de obicei valoarea medie).

Valoarea de calcul a unei acțiuni care produce un efect favorabil se determină cu relația (2):

$$G_{d,fav} = \gamma_{G,fav} \times G_{rep} = \gamma_{G,fav} \times G_{k,fav} \quad (2)$$

unde:

$\gamma_{G,fav}$ – coeficient parțial pentru acțiuni permanente favorabile

$G_{k,fav}$ – valoarea caracteristică a acțiunii permanente favorabile.

Acțiunile permanente din sursă unică pot fi multiplicare cu un singur coeficient parțial utilizând ecuația (1) dacă efectul rezultat este defavorabil sau ecuația (2) dacă acesta este favorabil.

În cazul sistemelor structurale care sunt sensibile la modificări minore ale variației spațiale ale acțiunilor permanente care provin din sursă unică, valoarea componentei care produce un efect defavorabil se calculează cu formula (1), iar componenta care produce un efect favorabil se calculează cu formula următoare:

$$G_d = \gamma_G \times G_{rep} = \gamma_G \times \rho \times G_k \quad (3)$$

unde peste un factor de reducere, recomandat a fi luat egal cu 0.85 a Anexa Națională nu precizează altfel.

Valoarea de calcul a acțiunilor variabile defavorabile (Q_d) se calculează astfel:

$$Q_d = \gamma_Q \times Q_{rep} = \gamma_Q \times \psi \times Q_k \quad (4)$$

în care:

γ_Q – coeficient parțial pentru acțiuni variabile defavorabile

Q_{rep} – valoarea reprezentativă a acțiunii variabile care, în funcție combinația de acțiuni, poate fi:

- valoarea caracteristică, Q_k ($\psi = 1$),
- valoarea din combinația de acțiuni, $\psi_0 Q_k$,
- valoarea frecventă, $\psi_1 Q_k$
- valoarea cvasi-permanentă, $\psi_2 Q_k$.

ψ - factorul de combinare.

Valoarea de calcul a acțiunilor variabile favorabile este zero.

2.3. Proprietățile materialelor

Proprietățile materialelor, inclusiv ale pământului, trebuie să fie reprezentate prin valori caracteristice. Dacă o anumită stare limită este sensibilă la variabilitatea proprietății materialului atunci trebuie luate în considerare valori caracteristice superioare și inferioare.

Atunci când o valoare scăzută a proprietății materialului este nefavorabilă, valoarea caracteristică trebuie definită corespunzător

fractilei de 5%. Dacă este nefavorabilă o valoare crescută a proprietății materialului, valoarea caracteristică trebuie definită corespunzător fractilei de 95%.

2.4. Verificarea prin metoda factorilor parțiali la SLU

Atunci când se utilizează metoda factorilor parțiali trebuie verificat că nu se atinge nici o stare limită relevantă în niciuna dintre situațiile de proiectare aplicabile. Modelele de calcul se bazează pe valori de calcul ale acțiunilor, parametrilor geometrici și proprietăților materialului sau pe valori de calcul ale efectelor acțiunilor și ale rezistențelor.

Stările limită ultime (SLU) sunt ușor redefinite față de ediția prezentă și nu mai poartă numele de EQU, STR, GEO, FAT etc. și sunt incluse în prEN1990 și stările limită geotehnice. Astfel, trebuie verificate următoarele stări limită, dacă sunt relevante:

- Cedarea structurii sau a terenului sau a unei părți a acestora, inclusiv sistemele de sprijin și fundațiile, prin rupere, deformare excesivă, transformare în mecanism sau flambaj;
- Pierderea echilibrului static a structurii sau a unei părți a acesteia;
- Cedarea terenului prin rupere hidrolică, eroziune internă sau eroziune regresivă datorită gradientilor hidrolici excesivi;
- Cedare prin oboseală;
- Cedare determinată de alte efecte dependente de timp.

Au fost unificate toate relațiile de verificare la SLU sub forma:

$$E_d \leq R_d \quad (5)$$

în care E_d este efectul de calcul al acțiunilor, iar R_d este rezistența de calcul.

Scriind relația (5) sub forma:

$$E_{d,dst} - E_{d,stab} \leq R_d \quad (6)$$

se obține vechea relație de verificare la SLU de tip UPL.

Pentru cazul particular $R_d=0$ ecuația (6) devine:

$$E_{d,dst} - E_{d,stab} \leq 0 \quad (7)$$

adică vechea relație de verificare la SLU de tip EQU.

Pentru moment vechea SLU de tip HYD a rămas cu o relație de verificare puțin diferită, dar se discută și despre unificarea ei.

Valoarea de calcul a efectului acțiunilor (E_d) este recomandat a se calcula astfel (ec. 8):

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_f \psi F_k; a_d; X_d \} \quad (8)$$

unde:

γ_{sd} – coeficient parțial care ține cont de incertitudinile modelului de calcul al efectului acțiunilor (coeficient de model)

γ_f – coeficient parțial care ține cont de devierea nefavorabilă a acțiunii față de valoarea sa caracteristică

ψ - coeficient de combinare

F_k – valoarea caracteristică a acțiunii

a_d – valoarea de calcul a parametrilor geometrici

X_d – valoarea de calcul a parametrilor materialului

$X_d = \eta X_k / \gamma_m$ sau $= \eta X_k$

X_k – valoarea caracteristică a parametrilor materialului

η - coeficient de conversie care ține cont de efectele de scară, ale umidității și temperaturii, ale îmbătrânirii etc.

Pentru sisteme structurale lineare și pentru unele sisteme geotehnice efectul acțiunilor poate fi calculat utilizând următoarea formulă simplificată:

$$E_d = E \{ F_d; a_d; X_d \} = E \{ \gamma_f \psi F_k; a_d; X_d \} \quad (9)$$

unde:

F_d – valoarea de calcul a acțiunilor

γ_f – coeficient parțial: $\gamma_f = \gamma_{sd} \times \gamma_f$

Formula (9) se poate aplica și pentru sisteme structurale nelineare în care o creștere a acțiunii determină o creștere disproporționat de mare a efectului acțiunii.

Pentru sisteme structurale nelineare în care o creștere a acțiunii determină o creștere disproporționat de mică a efectului și cele supuse unei acțiuni predominante dintr-o singură sursă, ca și pentru unele structuri geotehnice, valoarea de calcul a efectului acțiunilor poate fi calculată cu formula (10):

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; a_d; X_d \} = \gamma_E E \{ \psi F_k; a_d; X_d \} \quad (10)$$

unde, în plus față de termenii deja definiți:

F_{rep} – valoarea reprezentativă a acțiunilor

γ_E – coeficient parțial pentru efectele acțiunilor, aproximativ egal cu γ_f . $\gamma_E = \gamma_{sd} \times \gamma_f$

Pentru anumite structuri geotehnice se permite calculul efectului acțiunilor cu formula simplificată (11):

$$E_d = \gamma_E E \{ F_d; a_d; X_{rep} \} = \gamma_E E \{ \psi F_k; a_d; X_{rep} \} \quad (11)$$

unde, în plus față de termenii deja definiți:

X_{rep} – valoarea reprezentativă a proprietăților materialului.

Valoarea de calcul a rezistenței (R_d) se recomandă a se calcula cu formula:

$$R_d = 1 / \gamma_{Rd} \times R \{ \eta X_k / \gamma_m; a_d; F_d \} \quad (12)$$

unde:

γ_{Rd} – coeficient parțial care ține cont de incertitudinile modelului de calcul al rezistenței și de deviațiile geometrice

η – coeficient de conversie

X_k – valoarea caracteristică a proprietății materialului

γ_m – coeficient parțial care ține cont de devierea nefavorabilă a valorii față de valoarea caracteristică, de partea aleatorie a lui η și de deviațiile geometrice

a_d – valoarea de calcul a parametrilor geometrici

F_d – valoarea de calcul a acțiunii $F_d = \gamma_F \times \psi \times F_k$

Se permite utilizarea următoarelor formule alternative:

$$R_d = R\{X_d; a_d; F_d\} = R\{\eta X_k / \gamma_m; a_d; F_d\} \quad (13)$$

unde:

γ_m – coeficient parțial de material $\gamma_m = \gamma_{Rd} \times \gamma_m$

Ecuția (13) se utilizează atât în calculul structural, cât și în cel geotehnic în abordarea numită „Abordarea coeficient de material – MFA”.

$$R_d = 1/\gamma_R \times R\{X_{rep}; a_d; F_d\} = 1/\gamma_R \times R\{\eta X_k; a_d; F_d\} \quad (14)$$

în care:

X_{rep} – valoarea reprezentativă a proprietății materialului,

γ_R – coeficient parțial pentru rezistență aproximativ egal cu γ_m

Ecuția (14) este cunoscută sub denumirea de „Abordare coeficient de material – RFA” și este utilizată atât în calculul structural, cât și în cel geotehnic.

Pentru anumite structuri geotehnice valoarea de calcul a rezistenței poate fi calculată cu formula (15):

$$R_d = 1/\gamma_R \times R\{X_{rep}; a_d; F_{rep}\} = 1/\gamma_R \times R\{\eta X_k; a_d; F_{rep}\} \quad (15)$$

În calculul geotehnic R_d poate rezulta și din aplicarea de măsuri prescriptive.

Pentru SLU valorile recomandate ale coeficienților parțiali pentru acțiuni sunt prezentate în Tabelul 2 pentru clădiri și structuri geotehnice. Valorile pot fi modificate prin Anexele Naționale.

Tabelul 2. Coeficienți parțiali pentru acțiuni propuși în prEN1990 pentru clădiri și structuri geotehnice

Acțiune sau efect				γ_F pentru cazurile de proiectare DC1 - 4				
Tip	Grup	Simbol	Efect rezultant	DC1 ^a	DC2 ^b		DC3 ^d	DC4 ^e
				Toate	Echilibru static și ridicare hidrostatică		Proiectare geotehnică	
Formula				(9.4)* <i>Ec</i> (9)	(9.4)* <i>Ec.</i> (9)		(9.4)* <i>Ec.</i> (9)	(9.6)* și (9.8)* <i>Ec.</i> (10) și <i>Ec.</i> (11)
					(a) ^c	(b)		
Acțiuni permanente (G _k)	Toate (cu excepția apei)	γ_G	Defavorabil	1.35K _F	1.35pK _F	1.0	1.0	Nu se aplică
	Presiunile apei	$\gamma_{G,w}$		1.2K _F	1.2pK _F	1.0	1.0	
	Toate	$\gamma_{G,fav}$	Favorabil	1.0	1.0	1.0	1.0	
Acțiuni variabile (Q _k)	Toate (cu excepția apei)	γ_Q	Defavorabil	1.5K _F	1.5K _F	1.5K _F	1.3	1.1
	Presiunile apei	$\gamma_{Q,w}$		1.2K _F	1.2K _F	1.2K _F	1.0	1.0
	Toate	$\gamma_{Q,fav}$	Favorabil	0				
Efectele acțiunilor E		γ_E	Defavorabil	Nu se aplică				1.35K _F
		$\gamma_{E,fav}$	Favorabil					1.0

^a DC1 este utilizat atât pentru proiectarea structurală, cât și pentru cea geotehnică

^b DC2 este utilizat pentru verificarea combinată a rezistenței și echilibrului static atunci când structura este sensibilă la variații ale acțiunii permanente provenită din sursă unică. Valorile γ_F se iau din coloanele (a) sau (b), depinde care rezultat este mai defavorabil

^c Valoarea lui ρ este 0,85 dacă Anexa Națională nu precizează o valoare diferită

^d DC3 este de obicei utilizat pentru proiectarea pantelor și rambleelor, fundațiilor directe și structurilor de susținere de greutate

^e DC4 este de obicei utilizat pentru proiectarea piloților solicitați transversal și a pereților îngropați de susținere și, în unele țări, pentru structuri de susținere de greutate

- (9.4), (9.6) și (9.8) – numerotare ecuații din prEN1990

Valorile coeficienților parțiali pot fi ajustate prin factorul de consecințe (K_F), pentru a ține seama de consecințele cedării. Valorile K_F propuse pentru clădiri sunt prezentate în tabelul 3. Acestea pot fi modificate prin Anexă Națională.

Tabelul 3. Valori pentru factorul de consecințe K_F pentru clădiri

Clasa de consecințe	Descrierea consecințelor	Factor de consecințe, K_F
CC3	Mari	1,1
CC2	Normale	1,0
CC1	Scăzute	0,9

2.5. Managementul verificării atingerii nivelului stabilit de fiabilitate structurală

prEN1990 precizează că este recomandată implementarea de măsuri adecvate de asigurare a calității pentru a realiza o structură care corespunde cerințelor și ipotezelor de la proiectare. Astfel, se recomandă implementarea unor proceduri organizaționale pentru proiectare, execuție, exploatare și mentenanță și controale în fazele de proiect, detalii de execuție, execuție, exploatare și mentenanță. În acest scop, în Anexa B (pentru moment cu caracter informativ, dar conținând prevederi atât normative, cât și informative) conține recomandări privind acest management de calitate din care sunt spicuite în cele ce urmează cele mai importante.

Pentru a asigura atingerea nivelului de fiabilitate stabilit, managementul de calitate trebuie să cuprindă măsuri care să acopere:

- Competența proiectanților
- Verificarea proiectării
- Calitatea execuției
- Inspecția în timpul execuției.

Măsurile minimale de management pot fi alese în conformitate cu clasele de consecințe (CC).

În tabelul 4 sunt prezentate propunerile de niveluri de calificare și experiență (DQL) pentru proiectanți.

În tabelul 5 sunt prezentate nivelurile de verificare, iar în tabelul 6 nivelurile de inspecție în timpul execuției propuse în prEN1990.

Valorile minime ale nivelurilor DQL, DCL și IL este recomandat a fi alese în funcție de clasele de management (MC) prezentate în tabelul 7.

Clasele de management (MC) pot fi alese pe baza claselor de consecință (CC), o propunere în acest sens fiind prezentată în tabelul 8.

Tabelul 4. Niveluri de calificare și experiență pentru proiectare (DQL)

Nivel de calificare și experiență la proiectare	Calificare și experiență a responsabililor cu proiectarea
DQL3	- are nivelul cerut național de educație pentru a face lucrări de proiectare - îndeplinește cerințele suplimentare, ca de exemplu să fie licențiat sau pe lista corpului de ingineri - are experiența adecvată și cunoștințele necesare pentru a presta serviciile relevante pentru proiect
DQL2	- are nivelul cerut național de educație pentru a face lucrări de proiectare - îndeplinește cerințele suplimentare, ca de exemplu să fie licențiat sau pe lista corpului de ingineri
DQL1	- are nivelul cerut național de educație pentru a face lucrări de proiectare

Tabelul 5. Niveluri de verificare a proiectării (DCL)

Nivel de verificare a proiectului	Caracteristici	Verificare minimă a proiectului
DCL3	Verificare independentă extinsă	De definit la nivel național
DCL2	Verificare independentă normală	De definit la nivel național
DCL1	Autoverificare	De definit la nivel național

Tabelul 6. Niveluri de inspecție în timpul execuției (IL)

Nivel de inspecție	Caracteristici	Inspecție minimă
IL3	Inspecție independentă extinsă	De definit la nivel național
IL2	Inspecție independentă normală	De definit la nivel național
IL1	Auto-inspecție	De definit la nivel național

Tabelul 7. Clase de management (MC)

Clasa de management	DQL	DCL	Clasa de execuție	IL
MC3	DQL3	DCL3	A se vedea standardele relevante de execuție	IL3
MC2	DQL2	DCL2		IL2
MC1	DQL1	DCL1		IL1

Tabelul 8. Alegerea claselor de management (MC)

Clasa de consecințe	Structuri ^a	Clase de complexitate geotehnică ^b		
		GCC1	GCC2	GCC3
CC3	MC3	MC3	MC3	MC3
CC2	MC2	MC2	MC2	MC3
CC1	MC1	MC1	MC2	MC3

^a O clasă superioară MC poate fi aleasă pentru un proiect anume în funcție, de exemplu, de complexitatea procesului de execuție, utilizarea de noi materiale sau tehnologii etc.

^b Clasele de complexitate geotehnică (GCC) sunt definite în EN 1997-1.

3. REVIZUIREA PROPUSA A EN 1997

3.1. Restructurare EN 1997

În ediția prezentă a EN 1997 sunt 2 părți: EN 1997 – 1 care se referă la reguli generale și EN 1997 – 2 care se referă la investigația geotehnică. EN 1997 se va restructura în 3 părți:

- EN 1997 – 1 – Reguli generale
- EN 1997 – 2 – Investigare geotehnică
- EN 1997 – 3 – Structuri geotehnice

Practic, capitolele referitoare la diferite structuri geotehnice care în prezent se găsesc în EN 1997-1 (fundații directe, ramblee, fundații pe piloți, lucrări de susținere, ancoraje etc.) vor fi mutate în partea a 3-a, concomitent cu restructurarea lor.

În partea 1 sunt păstrate doar regulile generale, aplicabile oricărei structuri geotehnice, principiile de bază ale Eurocodului 7, iar în partea a 3-a se vor găsi toate aspectele specifice proiectării geotehnice ale unui tip de structură geotehnică. Fiecare tip de structură geotehnică va avea câte un capitol separat: pante și ramblee, fundații directe, fundații pe piloți, lucrări de susținere, ancoraje, structuri din pământ armat (capitol nou), îmbunătățirea pământurilor (capitol nou). Structura acestor capitole a fost uniformizată pentru a trata aceleași aspecte, în aceeași ordine, de asemenea a fost armonizată cu alte Eurocoduri structurale. În figura 2 este prezentată (în limba engleză) structura generală a prEN 1997-1.



Figura 2. Structura generală a prEN1997-1

Partea a 2-a este consacrată în continuare investigației geotehnice, dar a fost restructurată și revăzută, deoarece ediția actuală conține multe preluări din alte standarde (pentru încercări pe teren sau de laborator) sau texte teoretice, care nu își au locul într-un standard. De asemenea, a fost reorganizată pe parametri geotehnici, nu pe încercări. În figura 3 este prezentată structura generală a acestei părți.

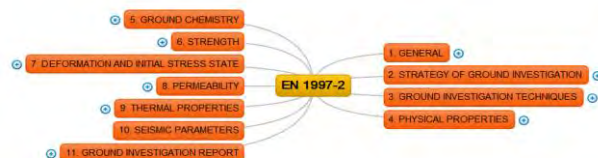


Figura 3. Structura generală a prEN1997-2

În figura 4 este prezentată structura generală a EN1997-3, în care au fost introduse noi capitole: structuri din pământ armat și îmbunătățirea pământurilor.

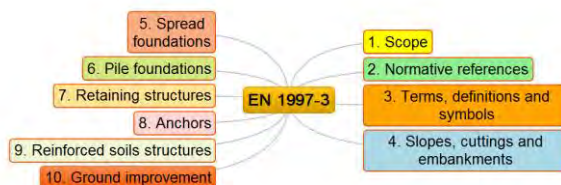


Figura 4. Structura generală a prEN1997-3

O altă evoluție prevăzută (și necesară) este consacrarea de spațiu pentru metodele numerice (tot mai mult utilizate în rezolvarea problemelor de proiectare geotehnică), pentru proiectarea dinamică (dinamică în general, nu doar seismică, care este tratată și în Eurocod 8), dar și pentru mecanica rocilor (tratarea terenului de fundare alcătuit din roci să fie de aceeași pondere ca cel alcătuit din pământuri – roci moi).

În prezent s-a elaborat deja al doilea draft al prEN1997-1 care a avut ca obiective:

- creșterea ușurinței de utilizare
- reducerea NDPs (parametri determinați la nivel național)
- diferențierea fiabilității
- o nouă abordare pentru apa subterană
- introducerea metodelor numerice
- introducerea modelului terenului

3.2. Fiabilitatea geotehnică

Pentru fiecare situație de proiectare geotehnică și pentru stările limită asociate trebuie dezvoltat un Model de Proiectare Geotehnică. Acesta va face parte din Raportul de Proiectare Geotehnică.

Structurile geotehnice trebuie clasificate într-una din Clasele de Complexitate Geotehnică (GCC) în funcție de situația critică de proiectare. În tabelul 9 sunt prezentate Clasele de Complexitate Geotehnică, care, însă, pot fi modificate prin Anexa Națională.

Tabelul 9. Alegerea claselor de complexitate geotehnică (GCC)

Clasa de Complexitate Geotehnică	Complexitate	Descriere generală
GCC1	Scăzută	Se aplică toate condițiile care urmează: - condiții uniforme de teren și tehnologii standard de construcție - în zonă se aplică sistematic soluții de fundare directă - există disponibile metode bine definite de proiectare pentru condițiile locale și pentru tehnicile prevăzute - complexitate scăzută a interacțiunii teren - structură
GCC2	Normală	Acoperă situațiile care rămân neacoperite de GCC1 și GCC3
GCC3	Ridică	Se aplică una din următoarele: - terenuri dificile - geomorfologii dificile - grosime importantă de umpluturi antropice - terenuri alunecătoare - pante abrupte - variabilitate geometrică semnificativă - sensibilitate semnificativă la condițiile de apă subterană - complexitate semnificativă a interacțiunii teren – structură - puțină experiență cu modelele de calcul pentru situația curentă

De asemenea, prin combinarea Claselor de Consecințe (CC) și a Claselor de Complexitate Geotehnică (GCC) se definesc 3 Categoriile Geotehnice (GC) (tabelul 10).

Următoarele aspecte trebuie legate de Categoriile Geotehnice:

- Cantitatea minimă de investigații geotehnice
- Validarea minimă a modelelor de calcul utilizate în proiectare (tabelul 11)
- Minimul de monitorizare
- Extinderea verificării proiectării

Investigația geotehnică pentru GC1 este recomandat să includă cel puțin:

- Studiu de birou al amplasamentului
- Vizită pe amplasament

Tabelul 10. Definirea categoriilor geotehnice (GC)

Clasa de consecințe (CC)	Clasa de Complexitate Geotehnică (GCC)		
	Scăzută (GCC1)	Normală (GCC2)	Ridică (GCC3)
Mare (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normală (CC2)	GC2	GC2	GC3
Scăzută (CC1)	GC1	GC2	GC2

Pentru GC2 este recomandat să se includă, în plus față de GC1:

- investigații suplimentare a condițiilor de teren prin metodele indicate în EN1997-2
- suficiente puncte de investigare astfel încât să fie identificate toate unitățile geotehnice critice
- determinarea parametrilor relevanți ai terenului prin diferite metode.

Pentru GC3 este recomandat în plus față de GC1 și GC2:

- investigații suficiente pentru evaluarea variabilității parametrilor critici ai terenului pentru toate unitățile geotehnice critice
- măsuri pentru asigurarea calității superioare a prelevării probelor și a procedurilor de încercare.

Tabelul 11. Validarea modelelor de calcul

Categoria geotehnică	Măsuri pentru validarea modelelor de calcul
GC1	- referințe din literatură din care să rezulte că modelul de calcul a fost utilizat pentru condiții similare - experiență locală care arată că modelul de calcul este potrivit pentru condițiile locale - când se utilizează modelele de calcul prevăzute în EN1997-3, confirmarea faptului că proiectarea este în limitele de aplicabilitate specificate în EN1997-3
GC2	- documentație care arată că ipotezele modelului de calcul utilizat sunt relevante pentru specificul amplasamentului și a structurii
GC3	- calibrarea modelului de calcul pentru amplasamentul specific - analize de sensibilitate pentru toți parametrii relevanți

Cerințele legate de monitorizare au rămas aceleași, respectiv:

- GC1 – monitorizare limitată sau, în unele cazuri, nu este necesară
- GC2 – bazată pe măsurarea deplasărilor și a presiunii apei subterane
- GC3 – măsurători comparate cu rezultatele analizelor

3.3. Proprietățile materialelor

Valorile caracteristice ale parametrilor pământului trebuie să fie bazate pe rezultatele încercărilor de laborator și de teren, completate de experiența bine stabilită. Ele pot fi obținute și prin compararea valorilor estimate cu cele rezultate din monitorizare.

Sursele datelor utilizate pentru determinarea valorilor caracteristice ale proprietăților geotehnice trebuie declarate în Modelul de Proiectare Geotehnică.

Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic poate fi determinată cu ajutorul; formulei (16):

$$X_k = X_{av} (1 \pm k_n \Delta_x) \quad (16)$$

unde:

X_{av} este o estimare a valorii medii a parametrului X

Δ_x este o estimare a variabilității proprietății

k_n este un coeficient care depinde de numărul de date pe baza cărora s-a stabilit X_{av}

3.4. Coeficienții de model

Coeficienții de model este recomandat a fi utilizați pentru ajustarea oricărei deviații nefavorabile sau incertitudini suplimentare dintr-un model de calcul atunci când este comparat cu un model de referință, pentru a se asigura că modelul de calcul este suficient de precis pentru utilizarea prevăzută sau asigură un nivel de fiabilitate cel puțin egal cu cel cerut prin standard. În EN1997-3 vor fi incluse modele de calcul de referință. Pentru acestea coeficienții parțiali includ deja anumite devieri sau incertitudini.

Valoarea coeficientului de model este 1.0 dacă Anexa Națională nu prevede o valoare diferită.

3.5. Verificarea la SLU prin metoda coeficienților parțiali

Trebuie verificate următoarele moduri de cedare:

- rupere: în teren și în structură
- cedare în teren prin deformații excesive
- pierderea echilibrului static a structurii și a terenului (datorită răsturnării sau a ridicării de tip hidraulic)

- cedare hidraulică

Aplicarea celor 4 cazuri de proiectare (DC) prevăzute în prEN1990 la structuri geotehnice este prezentată în tabelul 12.

Tabelul 12. Aplicarea cazurilor de proiectare (DC) la structurile geotehnice

SLU	Cazuri de proiectare				
	DC1	DC2		DC3	DC4
Cedare prin rupere în teren	OK	N.A.	N.A.	OK	OK
Cedare prin ruperea unui element structural	OK	N.A.	N.A.	N.A.	OK
Cedare prin deformații excesive	OK	N.A.	N.A.	OK	OK
Pierderea echilibrului static a structurii sau a terenului – considerat ca un corp rigid	N.A.	OK	OK	N.A.	N.A.
Pierderea echilibrului static datorită forțelor de ridicare ale apei	N.A.	OK	OK	N.A.	N.A.
Cedare hidraulică, eroziune internă, sufozie	N.A.	OK	OK	N.A.	N.A.

Cazul DC1 presupune aplicarea de coeficienți parțiali supraunitari acțiunilor defavorabile (atât în abordarea RFA – aplicare la rezistențe, cât și în cea MFA – aplicare la proprietățile materialelor).

Cazul DC2 reprezintă o verificare combinată a rezistenței și echilibrului static (fost EQU) - coeficienții parțiali sunt aplicați acțiunilor în 2 combinații diferite de valori ale coeficienților (similar cu fosta DA1).

În cazul de proiectare DC3, coeficienții parțiali aplicați acțiunilor sunt unitari, cu excepția acțiunilor variabile (abordare de tip coeficienți de material - MFA).

În cazul de proiectare DC4 coeficienții parțiali sunt aplicați efectelor acțiunilor (abordare RFA cu coeficienții aplicați efectelor).

EN 1997-3 va preciza pentru fiecare structură geotehnică în parte ce cazuri de proiectare trebuie sau pot fi aplicate. Tot în partea a 3-a se vor găsi și valorile coeficienților parțiali de rezistență, γ_R .

prEN1997-1 propune valori pentru coeficienții parțiali de material, γ_M pentru situații de proiectare permanente și tranzitorii (tabelul 13), respectiv pentru situații accidentale și seismice (tabelul 14).

Tabelul 13. Valori recomandate ale coeficientului de material, γ_M pentru situații de proiectare permanente și tranzitorii

Parametru	Simbol	Set M1	Set M2	Set M3
Unghi de frecare internă ¹	γ_ϕ	1.0	1.25	1.25K _M
Coeziune efectivă	γ_c	1.0	1.25	1.25K _M
Unghi de frecare internă la volum constant ¹	$\gamma_{\phi_{cv}}$	1.0	1.0	1.0K _M
Rezistență la forfecare nedrenată	γ_{cu}	1.0	1.4	1.4K _M
Rezistență la compresiune monoaxială	γ_{qu}	1.0	1.5	1.5K _M
Greutate volumică	γ_γ	1.0	1.0	1.0

¹ se aplică la tangenta unghiului

Tabelul 14. Valori recomandate ale coeficientului de material, γ_M pentru situații de proiectare accidentale și seismice

Parametru	Simbol	Set M1	Set M2	Set M3
Unghi de frecare internă ¹	γ_ϕ	1.0	1.1	1.1K _M
Coeziune efectivă	γ_c	1.0	1.1	1.1K _M
Unghi de frecare internă la volum constant ¹	$\gamma_{\phi_{cv}}$	1.0	1.0	1.0K _M
Rezistență la forfecare nedrenată	γ_{cu}	1.0	1.2	1.2K _M
Rezistență la compresiune monoaxială	γ_{qu}	1.0	1.2	1.2K _M
Greutate volumică	γ_γ	1.0	1.0	1.0

¹ se aplică la tangenta unghiului

Pentru situațiile tranzitorii coeficienții γ_M pot fi reduși cu un coeficient K_{tr} , stabilit prin Anexa națională, cu condiția ca valoarea finală a coeficientului parțial să nu fie mai mică de 1 și doar dacă: răspunsul terenului este ductil, construcția este supervizată de personal adecvat în timpul situației de proiectare tranzitorie, sunt disponibile măsurile de luat atunci când apar probleme care afectează siguranța lucrărilor, iar consecințele cedării sunt limitate.

Valorile coeficienților parțiali γ_M pot fi ajustate pentru a ține cont de consecințele cedării prin intermediul coeficientului de consecințe, K_M cu condiția ca valoarea rezultată să nu fie mai mică de 1. În conformitate cu prEN1990, coeficientul de consecințe poate fi aplicat atât la rezistențe, cât și la proprietățile materialului. Dar, în cazurile de proiectare DC1, DC2 și DC4 există deja un coeficient de consecințe inclus în coeficientul parțial pentru acțiuni sau efectele acțiunilor, de aceea în aceste cazuri nu ar mai trebui adăugat un alt coeficient de consecințe. Practic, numai în cazul DC3 ar putea fi utilizat un coeficient de consecințe aplicat la proprietățile materialului. Coeficientul de consecințe aplicat rezistențelor materialului este în acest moment exclus.

Cuplarea celor 3 seturi de valori ale coeficienților de material (M1 - M3) cu cele 4 cazuri de proiectare (DC1 – DC4) va fi realizată în EN 1997-3.

Pentru verificarea la SLU cu ajutorul metodelor numerice se recomandă coeficienții parțiali din cea mai defavorabilă dintre următoarele combinații:

- DC 3 (pentru acțiuni) și setul M3 pentru caracteristicile terenului sau
- DC4 (pentru efectele acțiunilor) și setul M1 (pentru caracteristicile terenului).

3.6. Alte modificări

Draftul prEN1997-1 mai conține revizuirii importante ale luării în considerare a apei subterane, a modului de aplicare a metodelor numerice (prezentate în acest număr al revistei).

4. CONCLUZII

Prezentul articol prezintă principalele revizuirii propuse prin prEN 1990 și prEN1997-1, documente aflate la data redactării acestui material în anchetă informală.

Articolul a fost redactat pe baza informațiilor cuprinse în cele două proiecte prEN1990 și prEN 1997-1, a documentelor produse de cele două Project Team (PT1 și PT2) care au lucrat la revizuirea EN 1997.

Unele dintre aspectele prezentate este posibil să sufere modificări până la data adoptării finale.

Ca o concluzie generală se poate nota faptul că a fost redusă cantitatea de informații inutile, s-a încercat îmbunătățirea ușurinței de utilizare a celor două coduri de proiectare, a fost redus numărul parametrilor determinați național, dar elementele esențiale care țin de siguranța construcțiilor au fost lăsate la latitudinea organismelor naționale. S-a făcut un pas mare înainte privind armonizarea între practicile europene, fără ca, totuși, să se fi atins în totalitate acest deziderat.

BIBLIOGRAFIE

pr EN 1990:202x – Draft Octombrie 2017

pr EN 1997-1:202x – Draft Octombrie 2017

CEN-TC250-SC7_N1117_M515-SC7T1_4-Factoring_combinations – Final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1114_M515-SC7T1_1-TOC_of_EN_1997-1_202x – Final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1115_M515-SC7T1_2-TOC_of_EN_1997-2_202x – final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1116_M515-SC7T1_3-TOC_of_EN_1997-3_202x – final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1111_4_M515SC7T2N0002_EN_1997-1_202x – Reference document PT2

Prezentări Chairman SC7, PT1 și PT 2 la reuniunile de lucru Leuven (aprilie 2016), Varsovia (Nov. 2016), Oslo (Mai 2017)

REVISION OF EN 1990 AND EN 1997

Abstract

The system of Structural Eurocodes, from which Eurocode 7 is part (EN 1997) is currently under revision in order to make the codes more easy to use, to obtain a better correlation between them and a better harmonization between European countries, but also for solving some unclear aspects. prEN 1000 contains revision proposals regarding the design at ultimate limit states, the application of partial factors for action-effects or resistance or how the structural reliability is taken into consideration based on consequence of failure. The existing 2 parts of EN 1997 (Part 1: General rules and Part 2: Geotechnical investigation) will be restructured into 3 parts (part 1 – General rules, Part 2 – Geotechnical investigation, Part 3 – Geotechnical structures). At present part 1 (prEN 1997-1) is under informal enquiry. It contains revision of the design approaches for ULS, of the partial coefficients, the reduction of NDPs (National Determined Parameters). All these measures try to achieve a better harmonization among the various European countries. The new code is foreseen to be published in 2022. The paper presents some of the revisions proposed for Eurocode 0 and Eurocode 7.

PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN BETON-REGULI GENERALE, REGULI PENTRU CLADIRI, PODURI ȘI STRUCTURI INGINEREȘTI prEN1992-1-1: 2017 O NOUA DENUMIRE, UN NOU CUPRINS, NOI PREVEDERI

Dan Paul GEORGESCU

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul Construcții de beton armat

Ion Radu PASCU

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul Construcții de beton armat

Rezumat

În prezentul articol se face o prezentare generală a proiectului de revizuire a Eurocodului 2. Este prevăzută unificarea părților 1-1, 2 și 3 într-un singur document, creșterea ușurinței de utilizare și reducerea numărului de parametri aleși la nivel național. De asemenea este prevăzută introducerea unor capitole sau anexe noi, care să trateze anumite chestiuni care nu erau deloc sau erau insuficient tratate în versiunea actuală. Este prevăzut ca întreg procesul de revizuire să se încheie până în 2020, când ar trebui să fie adoptată noua versiune a codului. Având în vedere conținutul documentului, care aduce numeroase modificări față de ediția anterioară, se vor prezenta doar acele prevederi care sunt mai frecvent aplicate în practica curentă a proiectării (materiale, calcul la SLU la încovoiere, forță tăietoare și străpungere, calculul lungimii de ancorare, durabilitate).

1. INTRODUCERE

După circa 14 ani de la apariția Eurocodului 2 (CEN, 2004) și a Anexelor naționale de aplicare a acestuia a fost elaborat un proiect de revizuire (CEN/TC 250/SC 2/WG 1, 2017) având la bază rezultatele celor mai recente studii și cercetări elaborate pe plan internațional. Se remarcă îndeosebi influența recent elaboratului Cod Model 2010 al FIB (FIB, 2013).

Echipa de lucru (PT SC2.T1) a primit un mandat în care sunt definite șase obiective: reducerea numărului de parametri aleși la nivel național (*National Defined Parameters* - NDPs), ușurința de utilizare sporită, durabilitate, proiectarea folosind M.E.F. neliniar, efectul de scară, proiectarea termo-mecanică la vârste mici. Proiectul conține numeroase modificări față de ediția anterioară, începând cu titlul, în care suntem anunțați că sunt incluse nu numai regulile pentru clădiri, dar și cele pentru poduri și construcții ingineresti. Într-adevăr, proiectul înlocuiește nu numai partea 1-1, ci și părțile 2 (poduri), 3 (silozuri și rezervoare).

Astfel, cuprinsul este adaptat acestui nou conținut, introducându-se un capitol de „Oboseală” și suplimentându-se în principal Anexele („Durabilitate”, „Ghid pentru limitarea fisurării la vârste timpurii”, „Reguli suplimentare pentru verificare la oboseală”, „Ghid pentru proiectarea structurilor din beton etanșe”, „Poduri condiții

particulare de proiectare”, „Structuri din beton cu agregate reciclate”), care devin în marea lor majoritate normative. De asemenea, există o serie de Anexe care vor fi dezvoltate într-o ediție viitoare, cum ar fi „Evaluarea structurilor existente”, Consolidarea structurilor existente cu FRP și beton armat dispers cu fibre.

În articol se vor prezenta numai o parte din prevederile având caracter de noutate, și anume cele care sunt mai cunoscute și aplicate în practica curentă de proiectare. De asemenea articolul nu-și propune nici fundamentarea noilor prevederi și nici o comparație detaliată cu actualele prevederi ale ediției din 2004 a Eurocodului, considerate cunoscute.

2. MATERIALE

2.1. Beton

Rezistența betonului la compresiune este caracterizată prin clase de rezistență determinate pe cilindri la $t_{ref} = 28$ zile, dar și la termene situate între $t_{ref} = 28$ zile și $t_{ref} = 91$ zile pentru cazurile în care dezvoltarea rezistenței este lentă. Notarea clasei betonului se face în conformitate cu Tabelul 1 (dispare din notație rezistența pe cub).

Tabelul s-a extins cu clasa C100, dar nu mai cuprinde valorile deformațiilor specifice și ale modului, care se pot determina prin calcul în

funcție de rezistența medie la compresiune a betonului.

Tabelul 1. Rezistențele betonului

		Strength classes for concrete															Analytical expressions
		C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90	C100	
f_{ck}	MPa	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	
f_{cm}	MPa	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$
f_{td}	MPa	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1	$f_{td} = 0.30 f_{cm}^{2/3}$ (Class ≤ C50) $f_{td} = 1.10 f_{cm}^{1/3}$ (Class > C50)
$f_{tR,0.05}$	MPa	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7	$f_{tR,0.05} = 0.7 f_{td}$ (5%-fractile)
$f_{tR,0.95}$	MPa	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,8	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8	$f_{tR,0.95} = 1.3 f_{td}$ (95%-fractile)

Pentru calcularea rezistenței la alte termene față de t_{ref} se aplică un coeficient s care depinde atât de clasa de rezistență a cimentului cât și de cea a betonului.

Rezistența de calcul la compresiune a betonului se calculează cu formula:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} k_{tc} f_{ck} / \gamma_c \quad (1)$$

unde:

$$\alpha_{cc} = (30 \text{ MPa} / f_{ck})^{1/3} \leq 1$$

$$k_{tc} = 1$$

$$\gamma_c = 1.5$$

Rezistențele de calcul pentru clase de rezistență mai mari de C30 vor fi în consecință mai mici decât cele calculate în conformitate cu actuala ediție a Eurocodului (de ex. pentru clasa C50 cu 16%).

Rezistența de calcul la întindere a betonului se calculează cu formula:

$$f_{ctd} = k_{tt} f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad (2)$$

unde valoare recomandată pentru $k_{tt} = 0.70$, dar poate fi stabilită o altă valoare în Anexa națională.

Rezistențele de calcul la întindere vor fi cu 30% mai mici decât cele calculate în conformitate cu actuala ediție a Eurocodului, indiferent de clasa de rezistență a betonului!

2.2. Armătura

Caracteristicile armăturilor sunt prezentate în Tabelele 2 și 3.

Tabelul 2. Proprietățile de rezistență ale oțelului

Property	Strength class					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Minimum characteristic yield strength f_{yk} or $f_{p0.2}$ (MPa)	400	450	500	550	600	700
Maximum actual yield strength (MPa) for each individual test-specimen (ductility classes B and C only) ($f_{yk} + 150 \text{ MPa}$)	550	600	650	700	750	850
Fatigue stress range (MPa) for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles with an upper limit of $0.6 f_{yk}$	170 for bars and de-coiled rods $\phi \leq 20 \text{ mm}$ 140 for bars and de-coiled rods $\phi > 20 \text{ mm}$ 100 for wire fabrics					
Minimum relative rib area, $f_{R,min}$ or relative indentation area $f_{p,min}$	0.035 for $\phi \leq 6 \text{ mm}$ 0.040 for $6 \text{ mm} < \phi \leq 12 \text{ mm}$					

Tabelul 3. Proprietățile de ductilitate ale oțelului

Property	Ductility Class		
	A	B	C
Minimum value of $k = (f_{yk}/f_{yk})_k$ for weldable reinforcement (EN 10080)	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35
Minimum value of $k = (f_{yk}/f_{yk})_k$ for corrosion resistant reinforcement (EN XXX)	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35
Characteristic strain at maximum force, ϵ_{tk} (%)	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5
Bendability	Pass Bend test according to EN 10080 Pass Rebend test according to EN 10080 respectively EN XXX with: 4 ϕ for $\phi \leq 16 \text{ mm}$ 7 ϕ for $\phi > 16 \text{ mm}$		

În figura 1 sunt prezentate diagramele efort unitar deformație specifică pentru armături: cea idealizată (A) și cea de proiectare (B), cu două variante, cu ecrisaj și limitarea deformației ultime sau elastic-perfect plastică fără limitarea deformației ultime.

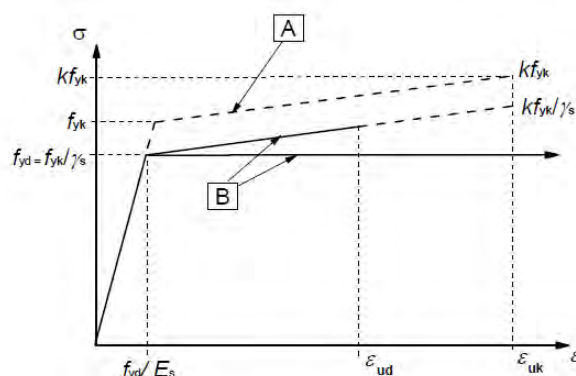


Figura 1. Diagrame σ - ϵ simplificată pentru calcul

Valoarea lui $\epsilon_{ud} = 0.025$ corespunde unui efort unitar de $1.05 f_{yk} / \gamma_s$ indiferent de clasa de ductilitate.

Față de ediția anterioară se modifică în principal notațiile, se extinde gama de armături până la clasa 700 și se limitează valoarea deformației ultime de calcul ϵ_{ud} la 2.5%.

3. STAREA LIMITĂ ULTIMĂ

3.1. Încovoiere cu și fără forță axială

În figura 2 se prezintă distribuția deformațiilor specifice și a eforturilor unitare:

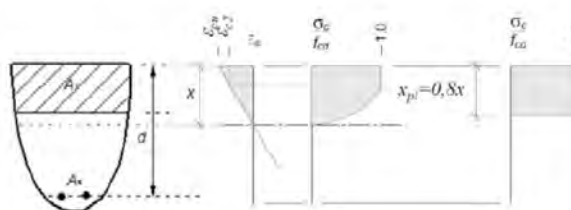


Figura 2. Diagrama deformațiilor specifice și a eforturilor unitare pe secțiune la SLU la încovoiere

Datorită modificării valorilor rezistențelor de calcul la compresiune, valorile coeficienților λ și η sunt aceleași indiferent de clasa betonului și egale cu valorile utilizate în prezent pentru clase de beton până la C50, adică 0.8 și respectiv 1. De asemenea, deformațiile specifice sunt, indiferent de clasa de rezistență a betonului, $\varepsilon_{c2} = 0.002$ și $\varepsilon_{cu} = 0.0035$.

3.2. Încovoierea plăcilor

Plăcile solicitate la momente de încovoiere și torsiune pot fi proiectate utilizând următoarele relații (Figura 3):

$$\begin{aligned} m_{Rdx} &\geq m_{Edx} + |m_{Edxy}| \\ m_{Rdy} &\geq m_{Edy} + |m_{Edxy}| \\ m'_{Rdx} &\geq -m_{Edx} + |m_{Edxy}| \\ m'_{Rdy} &\geq -m_{Edy} + |m_{Edxy}| \end{aligned} \quad (3)$$

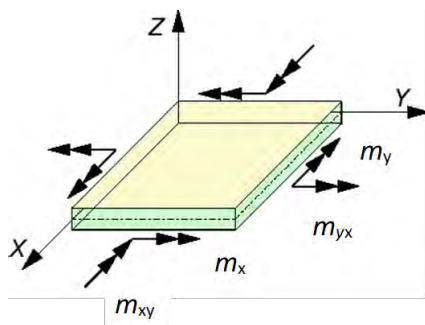


Figura 3. Acțiunea momentelor asupra plăcilor

Se observă că la proiectarea plăcilor se ține seama și de m_{xy} , care poate mări valoarea momentului de calcul, și care este frecvent neglijat în proiectarea curentă.

3.3. Betonul confinat

Efectul de creștere a rezistenței și a deformației specifice ultime dat de confinarea betonului este detaliat în proiectul de standard.

Creșterea de rezistență pentru un beton având dimensiune agregatului $d_{dg} \geq 32$ mm datorită efortului transversal de compresiune σ_{c2d} este:

$$\Delta f_{cd} = 4\sigma_{c2d} \quad \text{pentru } \sigma_{c2d} \leq 0.6f_{cd} \quad (4a)$$

$$\Delta f_{cd} = \sigma_{c2d}^{3/4} f_{cd}^{1/4} \quad \text{pentru } \sigma_{c2d} > 0.6f_{cd} \quad (4b)$$

Dacă diametrul maxim al agregatului este mai mic decât 32 mm, valorile calculate cu relațiile (4a) sau (4b) sunt afectate cu raportul $d_{dg}/32$.

Se remarcă de asemenea domeniului de aplicabilitate până la presiuni de transversale de $0.6f_{cd}$.

Calculul efortului transversal de compresiune σ_{c2d} se face cu diferite relații, în funcție de forma secțiunii transversale, dispunerea armăturii și

solicitare. Astfel, pentru secțiunile din fig. 4 (a,b,c) se aplică relația:

$$\sigma_{c2c} = \frac{2A_{sw}f_{yd}}{b_{cs}s} \quad (5)$$

Pentru secțiunea din fig. 4d se aplică relația:

$$\sigma_{c2d} = \min \left(\frac{\Sigma A_{swx}}{b_{csy}}, \frac{\Sigma A_{swy}}{b_{csx}} \right) \frac{f_{yd}}{s} \quad (6)$$

Pentru secțiunea din fig. 4e se aplică relația:

$$\sigma_{c2d} = \min \left(\frac{\Sigma A_{swx}}{b_{csy}}, \frac{\Sigma A_{swy}}{x_{cs}} \right) \frac{f_{yd}}{s} \quad (7)$$

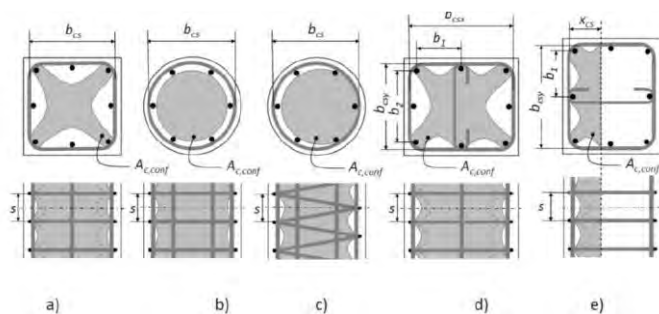


Figura 4. Armătura de confinare și definirea zonelor confinate

3.4. Forța tăietoare

Calculul la forță tăietoare pare complet diferit de cel din ediția 2004, datorită înlocuirii notației pentru efortul unitar de forfecare cu τ în loc de v .

Efortul unitar de calcul este:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} \quad (8)$$

Rezistența la forță tăietoare a elementelor liniare și rezistența la forță tăietoare normal pe planul elementelor de suprafață urmează procedura de mai jos :

- Dacă:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min} \quad (9)$$

atunci nu este necesară o verificare detaliată la forță tăietoare :

- Dacă:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc} \quad (10)$$

atunci nu este necesară armatură transversală rezultată din calcul. Altminteri se dimensionează armăturile transversale, conform procedurii prezentate în paragraful 3.4.2.

3.4.1 Elemente care nu necesită armături de forță tăietoare

Valorile limită ale efortului unitar de forfecare pentru cazul secțiunilor fără armătură transversală se determină cu relațiile:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yk} d}} \quad (11)$$

și

$$\tau_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_g}{a_v} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (12)$$

unde d_{dg} este diametrul maxim al agregatului și a_v este brațul de forfecare.

Se observa modificări ale formulelor de calcul ale eforturilor unitare tangențiale capabile, care depind acum și de dimensiunea agregatelor utilizate la prepararea betonului.

3.4.2 Elemente care necesită armături de forță tăietoare

Modul de calcul este similar cu cel din ediția actuală, fiind bazat pe modelul de calcul al grinzii cu zăbrele cu bielă de înclinare variabilă (vezi fig. 5).

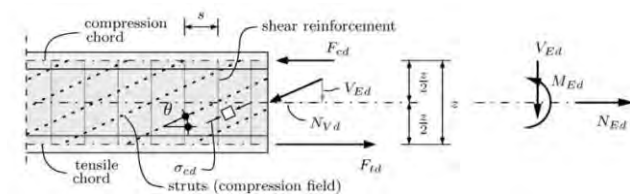


Figura 5. Modelul de grinda cu zăbrele și notațiile utilizate

Înclinarea bielei este dată de relația (13):

$$\cot \theta_{min} \geq \cot \theta = \sqrt{\frac{v f_{cd} s b_w}{A_{sw} f_{ywd}}} - 1 \geq 1 \quad (13)$$

unde $v = 0.5$

Coeficientul v devine constant, pentru că variația rezistenței bielei în funcție de clasa betonului este cuprinsă în f_{cd} .

Aria de armătură transversală necesară rezultă din relația:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (14)$$

3.5 Calculul la străpungere

Principiul de calcul este similar cu cel aplicat pentru calculul la forță tăietoare, iar perimetrul de

control se considera în conformitate cu Figurile 6 și 7.

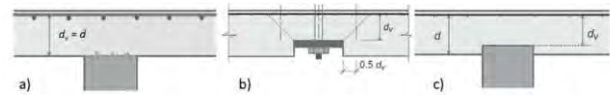


Figura 6. Grosimea utilă a plăcii considerată în calcul

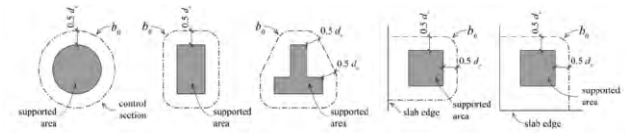


Figura 7. Perimetre de control tipice

Față de ediția actuală, modificările principale constă în formulele de calcul ale eforturilor unitare tangențiale și în definirea perimetrului de control, care nu mai este la $2d$ de suprafața de încărcare, ci doar la $d/2$.

De asemenea sunt prezentate explicit perimetrele de străpungere în cazul pereților lamelari sau pereților în L (fig. 8).

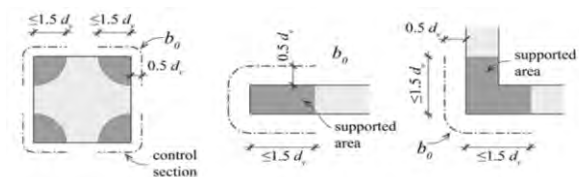


Figura 8. Perimetre de control pentru arii mari

4. ANCORAREA ARMATURII

În figura 9 sunt prezentate metode de ancorare a armaturii (bare drepte, bare cu ciocuri, bucle, bare cu cap, bare cu bare sudate transversal, bare post instalate cu adeziv).

Pentru bare profilate cu $\phi \leq 20$ mm $f_{yd} \leq 435$ MPa, $f_{ck} \geq 25$ MPa și $c_d \geq 1.5 \phi$ (c_d în conformitate cu Figura 10) se poate utiliza următoarea formulă pentru calculul lui $l_{bd,rqd}$:

$$l_{bd,req} = 50\phi \quad (15)$$

În cazurile în care se dorește un calcul mai detaliat sau condițiile prezentate mai sus nu sunt respectate se va utiliza pentru calculul lui $l_{bd,rqd}$ următoarea relație:

$$l_{bd,req} = 50\phi \left(\frac{25 \text{ MPa}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \left(\frac{\Phi}{20 \text{ mm}} \right)^{1/3} \left(\frac{1.5\Phi}{c_d} \right)^{1/2} \left(\frac{f_{yd}}{435 \text{ MPa}} \right)^{3/2} \geq 12\phi \quad (16)$$

Pot exista situații în care se acceptă reduceri ale acestei valori calculate (de exemplu poziție favorabilă în raport cu direcția de turnare a betonului, existența unui cioc standard, confinarea betonului din jurul barei, etc).

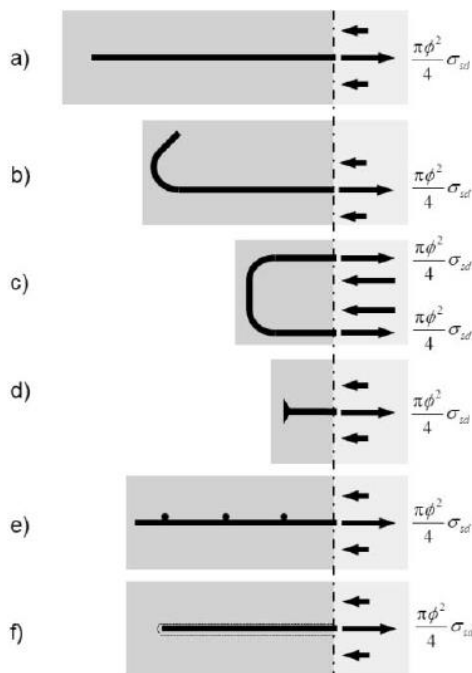
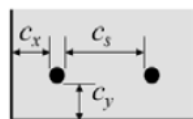


Figura 9. Metode de ancorare



$$c_d = \min\{c_s/2; c_x; c_y\}$$

 Figura 10. Definirea lui c_d

În noul proiect modul de calcul al lungimii de ancorare este mai simplu de aplicat, dar rezultă lungimi mai mari de ancorare.

5. DURABILITATEA

Chiar dacă nu sunt încă prezentate în detaliu în propunerea de revizuire a Eurocodului 2, capitolul și anexa privind durabilitatea betonului vor fi substanțial modificate și alcătuite având în vedere definirea unor clase de rezistență la diferite acțiuni ale mediului (carbonatare, cloruri, îngheț-dezghet) în conformitate cu tabelul 4.

Tabelul 4. Definirea claselor de rezistență la diferite tipuri de expuneri

Corrosion of reinforcement						Deterioration of concrete			
Carbonation Resistance Class			Chloride Resistance Class			Freeze/thaw Resistance Class		Chemical Aggressiveness Class (for later)	
RC	RC	RC	RSD	RSD	RSD	RF	RF	RCA	RCA
(Low)	(Medium)	(High)	(Low)	(Medium)	(High)	(Medium)	(High)	(Medium)	(High)
Definition of class is 50-years of exposure to XC3 (Rh 65%) with 10%-probability of carbonation front exceeding (mm)			Definition of class is 50-years of exposure to XS2, with 10%-probability of chloride concentration exceeding 0.5% of cement weight at depth (mm)			Classes to be defined, assume XF1 and XF2 with DIS-rules and XF3 and XF4 with scaling loss as performance testing supplemented by DIS-rules, m _{ts} in kg/m²		Void for the time being, not mature for standardization	
40	30	20	75	60	45	1.0	0.5		

Tabelul 5. Valorile grosimii stratului de acoperire cu beton a armăturii

Preliminary values Exposure Class EC	Minimum cover for 50 and 100 years design working life, (preliminary values, values are rounded to nearest 5 mm)					
	RXC20 ²		RXC30 ²		RXC40 ²	
	50-years	100-years	50-years	100-years	50-years	100-years
XC1	10	15	10	20	10	20
XC2	10	15	15	20	20	30
XC3	15	20	20	25	25	35
XC4	15	20	20	25	25	35
RXSD45	RXSD60		RXSD75 ⁵			
	50-years	100-years	50-years	100-years	50-years	100-years
	50-years	100-years	50-years	100-years	50-years	100-years
XD1	25	35	30	40	35	45
XS1	25	35	30	40	35	45
XD2	30	40	40	50	50	NA
XS2 ³	30	40	40	50	50	NA
XD3 ⁴	40	50	50	60	60	NA
XS3 ³	40	50	50	60	60	NA

¹ Concrete corresponding to RXC10, with $k_{kl,0.5} \leq 1.4 \text{ mm/year}^{0.5}$ may be designed with $c_{min} = \max\{c_{min,0.5}, 10 \text{ mm}\}$

² The values are given for 'slab' type geometry in beams the cover shall be increased by 5mm in RC20 and by 10 mm in RC30 and RC40 for exposure classes XC2, XC3, XC4.

³ In saline waters with chloride level below 2.0 % the minimum cover may be reduced by 10 mm, with a chloride level below 1.0 % the cover may be reduced by 15 mm, the tabulated values are applicable for Mediterranean and North Sea conditions (3 %).

⁴ Structures in regions with only short periods of use of de-icing salts, or low quantities annually, the minimum cover may be reduced by 10 mm, in agreement with provisions valid in the place of use.

⁵ The tabulated values for minimum cover assume curing class 2 according to EN 13670 (curing to 35% of f_{ck}), where curing to curing class 3 or more is specified the cover may be reduced by 5 mm in exposure classes XC3, XC4, XD1, XD2, XD3 and XS1.

⁶ Concrete RXSD75 is not considered applicable for structures with 100 years design working life in exposure classes XD2, XD3, XS2 and XS3 due to excessive cover requirements.

Grosimea stratului de acoperire cu beton se va stabili în funcție de: durata de viață a construcției, de clasele de expunere și de clasele de rezistență la diferite acțiuni ale mediului în conformitate cu Tabelul 5.

6. CONCLUZII

Proiectul de revizuire a Eurocodului 1992-1-1 conține numeroase modificări față de ediția din 2004. În prezentul articol sunt prezentate pe scurt numai o mica parte din modificările propuse, fără a se face o comparație detaliată cu prevederile anterioare sau o fundamentare a acestor schimbări. Aceste aspecte precum și implicațiile schimbărilor asupra aplicării în proiectare vor trebui să facă obiectul unor studii și analize detaliate.

În ceea ce privește atingerea obiectivelor propuse inițial, se pot face, într-o primă analiză, următoarele considerații.

1) Reducerea numărului de Parametri Aleși la nivel Național (NDPs) – **DA**. Numărul de parametri aleși la nivel național a fost redus substanțial. Astfel, dintr-un total de $124+35+6 = 167$ parametri însumați din EN 1992-1-1:2004, EN 1992-2:2005 și EN 1992-3:2006 au rămas numai 44 în propunerea nouă.

2) Ușurința de utilizare sporită – **discutabil**. Relațiile de calcul sunt la fel de stufoase. Totuși, faptul că s-au eliminat repetările prin comasarea celor trei părți este un pas important.

3) Durabilitate – **DA**. Aici abordarea este novatoare, introducându-se clasele de rezistență la diferite medii. Totuși, redactarea actuală este incompletă.

4) Proiectarea folosind F.E.M. nelinier – **parțial** (§ 7.7 & anexa F). Prevederile incluse în actuala

redactare sunt succinte și cam generale. Este însă remarcabil faptul că se ține seama de progresele făcute în domeniul modelării cu elemente finite neliniare și de creșterea capacității de calcul, ceea ce face posibilă la un cost rezonabil analiza neliniară a structurilor de beton armat.

5) Efectul de scară – **puțin tratat**. Nu am remarcat intervenții majore, ci doar o abordare diferită.

6) Proiectarea termo-mecanică la vârste mici – **DA (§ 9.2.4 & anexa D)**. Aici s-au introdus prevederi complet noi față de vechea variantă de standard. Datorită cerințelor tot mai mari în construcții (deschideri mari, clădiri cu dimensiuni mari și fără rosturi, viteză de execuție sporită) controlul comportării betonului la vârste mici, când efectele contracției, curgerii lente și efectele termice (exotermia) și mecanice (creșterea rezistenței și a

rigidității) al hidratării cimentului, devin imperios necesar.

BIBLIOGRAFIE

CEN [2004] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

CEN/TC 250/SC 2/WG 1 [2017] N 498 - PT1prEN 1992-1-1:2017-10 „Eurocode 2 Design of concrete structures -Part 1-1, General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering

FIB [2013] MC 2010 – Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Berlin.

EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – PART 1-1: GENERAL RULES, RULES FOR BUILDINGS, BRIDGES AND CIVIL ENGINEERING STRUCTURES: A NEW TITLE, A NEW CONTENT, NEW PROVISIONS

Abstract

This paper presents a general overview of the Eurocode 2 revision project. Parts 1-1, 2 and 3 of EN 1992 will be unified in a single document. The six tasks defined in the specific mandate of Project Team are: reduction in number of National Choices (NDPs), enhanced ease of use, durability, design by non-linear F.E.M., size effect and early age thermo-mechanical design. Taking into account the content of the document that brings numerous modifications to the previous edition, we will mainly present those provisions that are frequently applied in the current design practice (materials, Ultimate Limit States (ULS) in bending, shear and punching, anchorage of steel reinforcement bars, durability).

CALCULUL LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE CONFORM prEN1997-1:202x

Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Alexandra ENE, Roxana MIRIȚOIU, Ionela IONESCU

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ SRL

Rezumat

Revizuirea actuală a standardelor europene de proiectare din seria Eurocodurilor conduce la modificări mai mult sau mai puțin importante. În prezent, prima parte a Eurocodului 7 (prEN 1997-1:2017) se află în faza de draft supus anchetei informale a organizațiilor de standardizare naționale ale țărilor din Comunitatea Europeană.

Bineînțeles că unele din modificările cele mai importante se referă la abordările de calcul de utilizat pentru diferite tipuri de structuri geotehnice. În prezentul articol este realizată o comparație, prin intermediul unor exemple de calcul simple, între rezultatele obținute prin actualul Eurocod 7 și cele obținute pe baza propunerilor actuale din viitorul Eurocod 7 pentru două tipuri de lucrări de susținere: un zid de sprijin și un perete de palplanșe autoportant.

1. INTRODUCERE

La peste un deceniu de la implementarea Eurocodurilor acestea se află în plină etapă de revizuire în vederea elaborării unei noi generații îmbunătățite, preconizată a fi finalizată undeva după 2024. În momentul actual a fost realizată o primă versiune a primei părți a Eurocodului 7 (2nd draft prEN 1997-1:2017, Eurocode 7: *Geotechnical design — Part 1: General rules*). Aceasta se află în ancheta informală a Organizațiilor Naționale de Standardizare ale țărilor din Comunitatea Europeană.

Printre cele mai importante modificări introduse de noua versiune trebuie menționate cele legate de abordările de calcul. Astfel, acestea se transformă în „cazuri de proiectare” (*Design Cases*) și vor fi stabilite distinct pentru fiecare tip de structură geotehnică.

Articolul își propune o comparație între rezultatele de calcul obținute pentru două lucrări de susținere simple prin cele două variante: **abordările de calcul**, conform actualului Eurocod 7 și **cazurile de proiectare**, conform draft-ului prezent al viitorului Eurocod 7.

Lucrările de susținere considerate sunt:

- perete de palplanșe autoportant în teren necoeziv și cu o diferență de presiune a apei subterane între amonte și aval;
- zid de sprijin tip cornier, susținând o umplutură de pământ necoeziv și fundat pe pământ coeziv în condiții drenate.

Calcululele au fost realizate pe baza teoriei echilibrului limită în masivul de pământ.

2. ABORDĂRI DE CALCUL VS CAZURI DE PROIECTARE

2.1. Abordările de calcul conform SR EN 1997-1:2004

După cum se știe, Eurocodul 7 actual introduce trei abordări de calcul (AC), prima dintre ele având două combinații ale coeficienților parțiali:

- **Abordarea de calcul 1**
Combinatia 1: $A1$ “+” $M1$ “+” $R1$
Combinatia 2: $A2$ “+” $M2$ “+” $R1$

- **Abordarea de calcul 2**
Combinatia: $A1$ “+” $M1$ “+” $R2$

- **Abordarea de calcul 3**
($A1^*$ sau $A2^\dagger$) “+” $M2$ “+” $R3$

*asupra acțiunilor provenind de la structură;

†asupra acțiunilor geotehnice.

Anexa Națională a Eurocodului 7 (SR EN 1997-1:2004 /NB:2016) recomandă doar abordările de calcul 1 și 3 pentru toate tipurile de structuri geotehnice.

În cazul articolului de față, pentru o mai bună comparație, au fost utilizate toate cele trei abordări propuse de SR EN 1997-1:2004.

Valorile coeficienților parțiali sunt indicate în Anexa A a SR EN 1997-1:2004, precum și în Anexa Națională (SR EN 1997-1:2004 /NB:2016).

Tabelele 1...3 prezintă valorile coeficienților parțiali pentru acțiuni sau efectele acțiunilor (Tabelul 1), pentru parametrii pământului (Tabelul 2) și pentru rezistență în cazul lucrărilor de susținere (Tabelul 3).

Tabelul 1. Coeficienți parțiali pentru acțiuni (γ_F) sau efectele acțiunilor (γ_E), (SR EN 1997-1:2004)

Acțiuni	Simbol	Set	
		A1	A2
Permanente	Nefavorabile	1,35	1,0
	Favorabile	1,0	1,0
Variabile	Nefavorabile	1,5	1,3
	Favorabile	0	0

Tabelul 2. Coeficienți parțiali pentru parametrii pământului (γ_M), (SR EN 1997-1:2004)

Parametru pământ	Simbol	Set	
		M1	M2
Unghiul de frecare internă ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coeziune efectivă (drenată)	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coeziune nedrenată	γ_{cu}	1,0	1,4
Rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă	γ_{qu}	1,0	1,4
Greutate volumică	γ_γ	1,0	1,0

^a Acest coeficient se aplică la $\tan \phi'$

Tabelul 3. Coeficienți parțiali de rezistență (γ_R) pentru lucrări de susținere, (SR EN 1997-1:2004)

Rezistență	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portantă	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Rezistența la alunecare	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Rezistența pământului	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

2.2. Cazurile de proiectare conform prEN 1997-1:2017

Versiunea actuală a prEN 1997-1:2017 renunță la abordările de calcul și introduce patru cazuri de proiectare (*design cases*) preluate din noua propunere de Eurocod 0, prEN 1990:2017.

Cazurile de proiectare de utilizat pentru diferite structuri geotehnice, precum și coeficienții parțiali vor fi definite abia în partea a treia a Eurocodului 7 care se va referi la tipuri de structuri geotehnice. Redactarea acestei părți este abia la început și din acest motiv pentru articolul de față au fost utilizate propunerile realizate de către echipa care a realizat structura noii versiuni a Eurocodului 7 (*Project Team 1*): CEN-TC250-SC7_N1117_M515-SC7T1_4 – *Factoring combinations – Final doc PT1* și CEN-TC250-

SC7_N1114_M515-SC7T1_1-TOC_of_EN_1997-1_202x – *Final doc PT1*.

Tabelul 4. Coeficienți parțiali aferenți cazurilor de proiectare (propunere PT1)

	Cazuri de Proiectare (DC)										
	DC1			DC2		DC3		DC4			
	Coeficienți parțiali										
	$\gamma_M^{\#}$	γ_M	γ_R	γ_M	γ_R	γ_M	γ_R	γ_M	γ_R		
Rezistența la forfecare (drenată)	1,0	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,0	-		
Rezistența la forfecare (nedrenată)	1,0	1,4	-	1,4	-	1,4	-	1,0	-		
Rezistența pământului	-	-	1,4	-	1,4	-	1,4	-	1,4		
Capacitate portantă	-	-	1,4	-	1,4	-	1,4	-	1,4		
Rezistența la alunecare	-	-	1,1	-	1,1	-	1,1	-	1,1		

Tabelul 5. Aplicarea cazurilor de proiectare (DC) pentru lucrările de susținere (propunere PT1)

Structura geotehnică	Cazul de proiectare (DC) de aplicat
Zid de sprijin	DC3M și (DC4M sau DC1M#) sau DC1R sau DC4R
Perete îngropat	DC3M și DC4M sau DC4R

2.3. Corespondența între abordările de calcul și cazurile de proiectare

Pe baza celor prezentate anterior se poate realiza o corespondență între abordările de calcul (AC) introduse de SR EN 1997-1:2004 și cazurile de proiectare (DC) propuse de draftul prEN 1997-1:2017 și echipa PT1.

Tabelul 6. Corespondența între abordările de calcul și cazurile de proiectare pentru lucrările de susținere

Structura sprijin	prEN 1997-1:2017	SR EN 1997-1:2004
	DC3M+DC4M sau DC3M+DC1M#	A1C2+A1C1* sau A1C2+A1C1
	DC1R	A2
	DC4R	A2*
Perete îngropat	DC3M+DC4M	A1C2+A1C1*
	DC4R	A2*

În tabelul 6 este realizată această corespondență pentru lucrările de susținere tratate în prezentul articol. Abordările de calcul prevăzute cu „*” (A2* și A1C1*) presupun utilizarea valorilor caracteristice pentru acțiuni (nefactorizate) și aplicarea coeficienților parțiali efectelor acțiunilor. Acest tip de abordare nu este prezentat ca atare în SR EN 1997-1:2004, însă face parte dintr-o practică curentă în anumite țări din Comunitatea Europeană (ex. Germania, Franța) și

ca atare a fost luat în considerare în calculele realizate (Notă: ea există doar sub forma DA2*, dar în acest articol s-a extins acest mod de notare la orice altă abordare cu aplicarea coeficienților parțiali la efecte). Abordarea se găsește de altfel implementată în noile cazuri de proiectare după cum se poate vedea în corespondența din tabelul 6.

3. REZULTATE DE CALCUL. COMPARAȚII

3.1. Perete de palplanșe autoportant

Caracteristicile geometrice și geotehnice ale peretelui de palplanșe sunt prezentate în Figura 1, respectiv Tabelul 7.

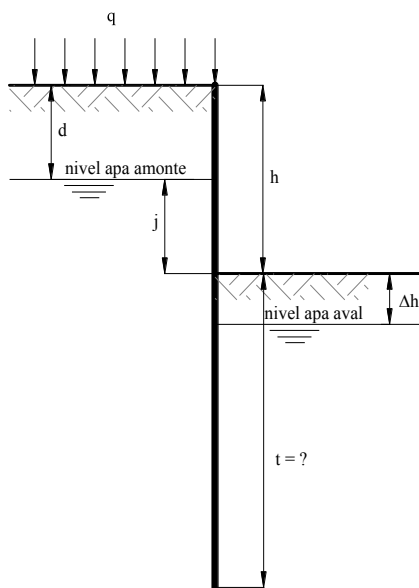


Figura 1. Caracteristicile geometrice ale peretelui de palplanșe autoportant

Tabelul 7. Caracteristicile geometrice și geotehnice ale lucrării de susținere

Date geometrice și de încărcare			
h, m	d, m	Δh, m	q, kPa
3 ... 5	1,5	0	10
Caracteristici geotehnice			
γ_{k_nisip} , kN/m ³	γ_{k_nisip} , kN/m ³	φ_{k_nisip} , °	c_{k_nisip} , kPa
20	10	35	0

După cum se poate observa din Tabelul 7 adâncimea excavației a fost variată între 3 și 5 m cu un pas de 0,5 m pentru a se studia efectul acesteia asupra rezultatelor de calcul. Calculul a presupus doar stabilirea fișei necesare a peretelui, t, pentru asigurarea stabilității acestuia (proiectarea geotehnică).

Pe lângă calculele efectuate conform abordărilor de calcul sau cazurilor de proiectare prezentate în Tabelul 6 a fost realizat și un calcul

suplimentar corespunzător stării limită de serviciu (SLS) pentru care toți coeficienții parțiali au fost considerați unitari.

Aplicarea coeficienților parțiali în funcție de abordarea de calcul sau cazul de proiectare utilizat este prezentată în Tabelul 8.

Tabelul 8. Coeficienți parțiali în funcție de abordarea de calcul (AC) sau cazul de proiectare (DC)

	$\gamma_{c',\varphi'}$	γ_G	$\gamma_{G\text{ fav}}$	γ_Q	$\gamma_{Q\text{ fav}}$	γ_E	$\gamma_{E\text{ fav}}$	γ_R
SLS	1	1	1	1	0	1	1	1
A1C1	1	1,35	1	1,5	0	1	1	1
A1C2	1,25	1	1	1,3	0	1	1	1
A2	1	1,35	1	1,5	0	1	1	1,4
A2*	1	1	1	1,11	0	1,35	1	1,4
A3	1,25	1	1	1,3	0	1	1	1
DC3M	1,25	1	1	1,3	0	-	-	-
DC4M	1	-	-	1,1	0	$1,35K_F$	1	-
DC4R	-	-	-	1,1	0	$1,35K_F$	1	1,4

Rezultatele privind lungimea necesară a fișei peretelui de palplanșe sunt prezentate în Tabelul 9, respectiv Figura 2. După cum se poate observa în tabel, cel mai restrictiv calcul este abordarea A2, în timp ce cel mai puțin conservator îl reprezintă cazul de proiectare DC4M.

Tabelul 9. Lungimea necesară a fișei peretelui de palplanșe

	Adâncimea excavației h, m				
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
	Lungimea fișei t, m				
	4,59	4,7	4,8	4,91	5,01
SLS	4,59	4,7	4,8	4,91	5,01
A1C1	5,69	5,81	5,94	6,06	6,19
A1C2	6,3	6,45	6,59	6,74	6,88
A2	7,36	7,48	7,62	7,75	7,88
A2*	7,33	7,45	7,58	7,71	7,84
A3	6,3	6,45	6,59	6,74	6,88
DC3M	6,3	6,45	6,59	6,74	6,88
DC4M	5,62	5,73	5,86	5,96	6,08
DC4R	7,33	7,45	7,58	7,71	7,84

Dacă se analizează creșterile fișei peretelui față de valoarea obținută pentru calculul nefactorizat (SLS) se observă următoarele:

- conform abordărilor de calcul (SR EN 1997-1:2004) creșterea minimă este de 24% (abordarea A1C1), iar maximă de 60% (abordarea A2);
- pentru cazurile de proiectare (prEN 1997-1:2017) se înregistrează o creștere minimă de 22% (cazul DC4M) și maximă de 59% (cazul DC4R).

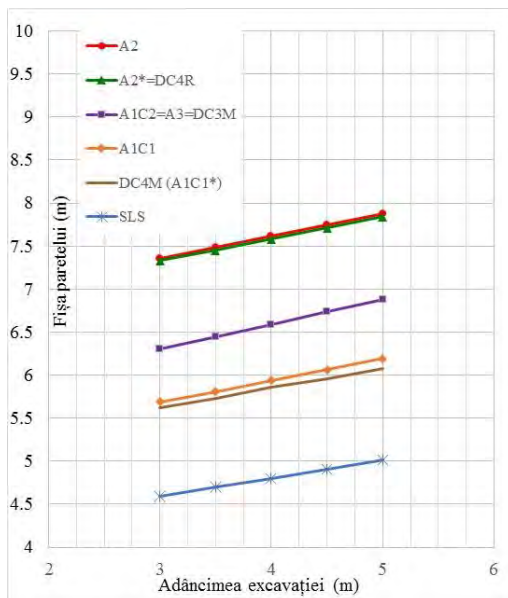


Figura 2. Evoluția fișei peretelui de palplanșe în funcție de adâncimea excavației și de abordarea de calcul sau cazul de proiectare

Versiunea în lucru a Eurocodului 7 propune și posibilitatea de afectare a coeficienților parțiali cu un coeficient K_F care să țină seama de clasa de consecință. Acest coeficient nu este încă definit (el, de altfel, putând fi modificat prin Anexele Naționale a fiecărei țări), dar există o propunere ca acesta să fie egal cu 0,9 pentru clasa de consecință 1 (CC1), 1,0 pentru CC2 și 1,1 pentru CC3.

Ca atare, pentru peretele de palplanșe au fost realizate trei calcule suplimentare corespunzătoare celor trei clase de consecințe, pentru cazul de proiectare DC4M.

Rezultatele sub forma valorică sunt prezentate în Tabelul 10, iar sub formă grafică în Figura 3. Se poate observa ca afectarea coeficientului parțial cu valori de $\pm 10\%$ conduce la variații ale fișei necesare a peretelui de $\pm 8\%$.

Tabelul 10. Variațiile fișei peretelui în funcție de clasele de consecințe

	Adâncimea excavației h , m				
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
	Lungimea fișei t , m				
DC4M (CC1)	5,2	5,3	5,42	5,52	5,63
DC4M (CC2)	5,62	5,73	5,86	5,96	6,08
DC4M (CC3)	6,07	6,19	6,32	6,43	6,56

3.2. Zid de sprijin

Caracteristicile geometrice și geotehnice ale zidului de sprijin sunt prezentate în Figura 4, respectiv Tabelul 11.

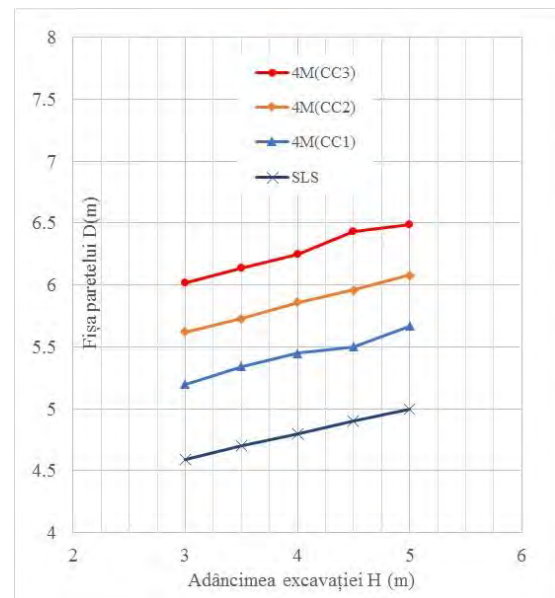


Figura 3. Variațiile fișei peretelui de palplanșe în funcție de clasa de consecințe

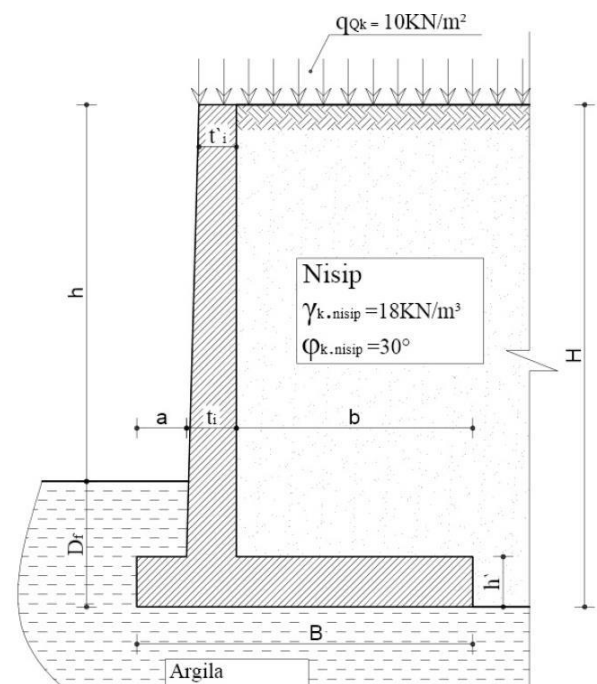


Figura 4. Caracteristicile geometrice și geotehnice ale zidului de sprijin

Înălțimea, H , a zidului de sprijin a fost variată între 2,5 și 4,5 m, în trepte de 0,5 m în scopul studierii influenței acesteia. Calculele au fost concentrate spre determinarea lungimii necesare minime a talpii zidului de sprijin, B , pentru îndeplinirea la limită a condiției de verificare cea mai restrictivă (în acest caz alunecarea pe talpă). Aplicarea coeficienților parțiali în funcție de abordarea de calcul sau cazul de proiectare utilizat este prezentată în Tabelul 12.

Tabelul 11. Caracteristicile geometrice și geotehnice ale zidului de sprijin

Date geometrice și de încărcare		
H, m	q, kPa	
2,5 ... 4,5	10	
Caracteristici geotehnice umplutură nisip		
γ_{k_nisip} , kN/m ³	φ'_{k_nisip} ,	c'_{k_nisip} , kPa
18	36	0
Caracteristici geotehnice teren fundare		
$\gamma_{k_argilă}$, kN/m ³	$\varphi'_{k_argilă}$,	$c'_{k_argilă}$, kPa
20	20	15

Tabelul 12. Coeficienți parțiali în funcție de abordarea de calcul (AC) sau cazul de proiectare (DC)

	$\gamma_{c', \varphi'}$	γ_G	γ_{Q_nefav}	γ_E	γ_{E_fav}	γ_{Rh}	γ_{Rv}
SLS	1	1	1	1	1	1	1
A1C1	1	1,35	1,5	1	1	1	1
A1C2	1,25	1	1,3	1	1	1	1
A2	1	1,35	1,5	1	1	1,1	1,4
A2*	1	1	1,11	1,35	1	1,1	1,4
A3	1,25	1	1,3	1	1	1	1
DC3M	1,25	1	1,3	-	-	-	-
DC4M	1	-	1,1	1,35K _F	1	-	-
DC1M#	1	1,35K _F	1,5K _F	-	-	-	-
DC1R	-	1,35K _F	1,5K _F	-	-	1,1	1,4
DC4R	-	-	1,1	1,35K _F	1	1,1	1,4

Rezultatele privind lungimea necesară a tălpilor zidului de sprijin sunt prezentate în Tabelul 13, respectiv Figura 5. După cum se poate observa în tabel, cel mai restrictiv calcul este abordarea A1C2, în timp ce cel mai puțin conservator îl reprezintă cazul de proiectare DC4M.

Tabelul 13. Lungimea necesară a tălpilor zidului de sprijin

	Înălțimea zidului H, m				
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
Lungimea tălpilor zidului B, m					
SLS	1,45	1,65	1,85	2,05	2,25
A1C1	1,95	2,2	2,45	2,7	2,95
A1C2	2,35	2,65	2,95	3,25	3,55
A2	2,1	2,4	2,65	2,95	3,2
A2*	1,6	1,85	2,05	2,25	2,45
A3	2,35	2,65	2,95	3,25	3,55
DC3M	2,35	2,65	2,95	3,25	3,55
DC4M	1,5	1,7	1,9	2,11	2,31
DC1M#	1,95	2,2	2,45	2,7	2,95
DC1R	2,1	2,4	2,65	2,95	3,2
DC4R	1,6	1,85	2,05	2,25	2,45

După cum se poate observa din Figura 5, creșterile lungimii tălpilor zidului față de calculul nefactorizat (SLS) sunt:

- conform abordărilor de calcul (SR EN 1997-1:2004) creșterea minimă este de 10% (abordarea A2*), iar maximă de 60% (abordarea A1C2);
- pentru cazurile de proiectare (prEN 1997-1:2017) se înregistrează o creștere minimă de 3% (cazul DC4M) și maximă de 60% (cazul DC3M).

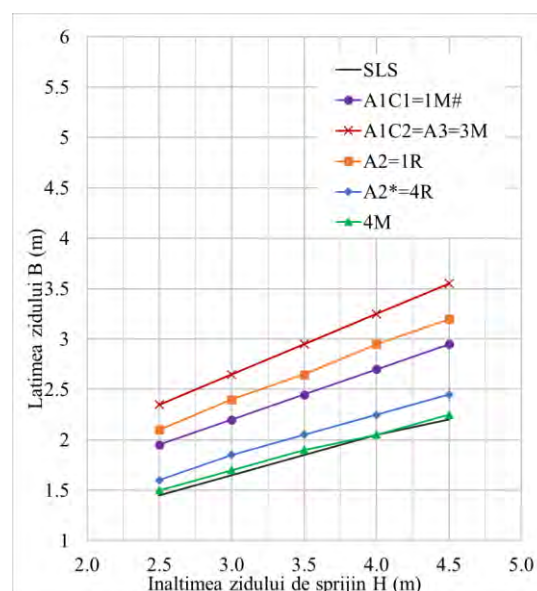


Figura 5. Evoluția lungimii tălpilor zidului de sprijin în funcție de înălțimea acestuia și de abordarea de calcul sau cazul de proiectare

Efectul clasei de consecințe asupra rezultatelor de calcul (pentru cazul de proiectare DC1M#) este prezentat în Tabelul 14, respectiv Figura 6.

Tabelul 14. Variațiile lungimii tălpilor zidului în funcție de clasele de consecințe

	Adâncimea excavației h, m				
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Lungimea fișei t, m					
DC1M# (CC1)	1,75	2	2,25	2,45	2,7
DC1M# (CC2)	1,95	2,2	2,45	2,7	2,95
DC1M# (CC3)	2,1	2,4	2,65	2,95	3,2

Se poate observa că afectarea coeficientului parțial cu valori de $\pm 10\%$ conduce la variații ale lungimii necesare a tălpilor zidului de sprijin de $\pm 9\%$.

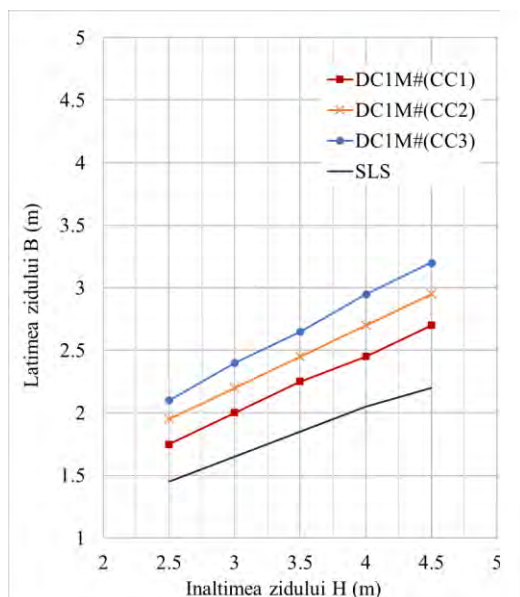


Figura 6. Variațiile lungimii tălpiei zidului de sprijin în funcție de clasa de consecințe

4. CONCLUZII

În urma analizei calculelor paralele pentru cele două lucrări de susținere ținând cont de prevederile actualului Eurocod 7 (SR EN 1997-1:2004) și a versiunii propuse pentru viitorul Eurocod 7 (prEN 1990:2017) se pot desprinde următoarele concluzii sau observații:

- noile cazuri de proiectare introduse se suprapun practic peste abordările de calcul existente. În plus față de abordările actuale, cazurile de proiectare acoperă și abordări conexe care sunt utilizate în alte țări, precum A2* (în care acțiunile sunt considerate nefactorizate, iar coeficienții parțiali sunt aplicați efectelor acțiunilor). Se poate concluziona ca noile cazuri de proiectare doresc să acopere practica curentă de proiectare a majorității țărilor participante (sau cel puțin a celor cu un vot important);
- pentru moment valorile coeficienților parțiali și a celor care țin seama de clasele de consecințe nu sunt fixate. În prezentul articol s-a lucrat cu

o propunere a echipei PT1 care a elaborat structura noului Eurocod 7. Valorile acestor coeficienți, precum și definirea cazurilor de proiectare de utilizat pentru fiecare tip de structură geotehnică vor fi definitive abia după elaborarea părții a treia a Eurocodului 7 a cărui redactare abia demară;

- valorile coeficienților parțiali și cazurile de proiectare aferente pentru fiecare tip de structură vor putea fi modificate prin Anexa Națională. Acest lucru va reprezenta o provocare serioasă pentru cei care se vor ocupa de această redactare și care trebuie să fie bazată pe numeroase calcule anterioare care să demonstreze nivelele de asigurare necesare pentru diferite tipuri de situații.

BIBLIOGRAFIE

- CEN-TC250-SC7_N1117_M515-SC7T1_4 - „Factoring combinations” – Final doc PT1
- CEN-TC250-SC7_N1114_M515-SC7T1_1 - „TOC_of_EN_1997-1_202x” – Final doc PT1
- prEN 1997-1:2017 „Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules”
- prEN 1990:2017 „Eurocode: Basis of structural and geotechnical design – Main element – Complementary element.
- SR EN 1997-1:2004 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale”
- SR EN 1997-1:2004 /NB:2016 „Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexă națională”

CALCULATION OF RETAINING STRUCTURES ACCORDING TO THE DRAFT OF THE NEW EUROCOD 7

Abstract

The current revision of European design standards leads to more or less important changes. At present, the first part of Eurocode 7 (prEN 1997-1: 2017) is at the draft stage and it is submitted to an informal enquiry of National Standardization Bodies of the European Community countries. Of course, some of the most important changes refer to the calculation approaches to be used for different types of geotechnical structures. In this paper, a comparison is made by means of simple calculation examples between the results obtained by the current Eurocode 7 and those obtained by the current proposals of the future Eurocode 7 for two types of retaining structures: a cantilever wall and an embedded sheetpile.

MODIFICĂRI MAJORE ÎN CONSIDERAREA ACȚIUNII APEI SUBTERANE ȘI A REALIZĂRII VERIFICĂRILOR HYD ȘI UPL IN prEN 1997-1:202x

Loretta BATALI

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Rezumat

În versiunea prezentă a EN 1997 există unele neclarități și probleme în modul de considerare a apei subterane. Tratarea presiunilor datorate apei (subterane sau nu) sunt tratate ca orice altă acțiune, fiind factorizate cu coeficienții parțiali de acțiuni (γ_F) ducă la situații fizic imposibile. De asemenea, modul de determinare a nivelului de calcul al apei nu era clar. Nici modul de verificare la stările limită ultime de tip hidraulic (HYD, UPL) nu era în totalitate satisfăcător. prEN1997-1 din Octombrie 2017 aduce clarificări în aceste privințe.

1. INTRODUCERE

În actuala ediție a EN 1997-1 există puține precizări referitoare la considerarea apei subterane, precum și neclarități sau probleme legate de verificarea la stări limită ultime care implică apa subterană.

În prezent presiunile datorate apei (subterane sau nu) sunt tratate ca orice altă acțiune, fiind factorizate cu coeficienții parțiali de acțiuni (γ_F) corespunzători tipului de acțiune (permanentă sau variabilă, stabilizatoare sau destabilizatoare). Acest mod de calcul a fost adoptat deoarece și înaintea adoptării EC7 exista o practică internațională de factorizare cu coeficienți cuprinși între 1.2 și 1.4 a presiunilor date de lichide (în rezervoare de exemplu) sau de apa subterană. Această practică a fost continuată și în EN 1991-4 sau EN 1990 (Bond, Harris, 2008). Un alt argument în favoarea acestei practici a fost utilizarea metodelor numerice în care se obișnuiește a realiza calculul cu valorile nefactorizate (caracteristice) și a aplica

coeficienți parțiali rezultatelor (efectelor structurale).

Totuși, așa cum s-a constatat în practică, aplicarea în acest mod a coeficienților parțiali ($\gamma_F = 1.35$ sau 1.5) în situații în care nivelul apei este ridicat ducă la situații fizic imposibile (apă subterană deasupra nivelului terenului sau nivel reținut peste nivelul superior al lucrării de retenție).

Grupul de lucru EG 9 al SC7 (CEN TC250) a analizat în detaliu această problemă și a făcut recomandări pentru revizuire.

2. RESTRUCTURAREA EN 1997-1 DIN PUNCTUL DE VEDERE AL APEI SUBTERANE

În prEN 1997-1 a fost introdus un capitol special dedicat apei subterane (capitolul 6), precum și prevederi specifice de-a lungul documentului și în special în capitolul 8 (Calcul la SLU) (figura 1). Apa este tratată atât ca material, cât și ca acțiune.



Figura 1. Apa în cuprinsul prEN 1997-1.

2.1. Generalități despre apa subterană

În capitolul 6 se stabilește modul în care trebuie considerate acțiunile apei atunci când pot fi favorabile și defavorabile, respectiv dacă acțiunea apei subterane din sursă unică produce atât efecte favorabile, cât și defavorabile, trebuie realizate două verificări separate, una pentru valoarea maximă a presiunii apei și una pentru valoarea sa minimă.

Nivelurile apei libere, a apei subterane, precum și nivelul piezometric utilizate în proiectare pot fi stabilite pe baza unei serii de măsurători sau ca niveluri care corespund unei anumite perioade de revenire.

Presiunile apei subterane este recomandat a fi derivate din măsurători directe sau, în absența acestora, este permisă calcularea acestora pe baza nivelurilor.

Valorile caracteristice ale nivelului apei libere, nivelului apei subterane sau nivelului piezometric trebuie să fie niveluri măsurate, nominale sau niveluri estimate superioare sau inferioare.

Valorile caracteristice ale presiunilor apei trebuie să corespundă unei probabilități de depășire de 50% pe durata situației de proiectare pentru care sunt determinate. (Nota: perioada de revenire = $1.5 \times$ durata) (figura 2).

Valorile de calcul la SLU ale presiunilor apei subterane trebuie derivate printr-una din următoarele metode:

- Evaluare directă sau
- Aplicarea unei devieri (corecții) asupra nivelului piezometric caracteristic din care derivă presiunile apei sau
- Aplicarea unui coeficient parțial presiunilor caracteristice ale apei subterane

Valoarea coeficientului parțial este stabilită prin EN 1990 (1.2) și poate fi modificată prin Anexa Națională, iar corecția se stabilește prin Anexa Națională.

Atunci când presiunile apei subterane sunt determinate direct sau prin aplicarea unei corecții (devieri) asupra nivelului piezometric caracteristic, valoarea de calcul la SLU a presiunilor apei subterane trebuie să aibă o probabilitate de depășire, P_e pe durata situației de proiectare considerate. Valoarea recomandată pentru P_e este de 1%, dacă Anexa Națională nu specifică o valoare diferită.

Valorile SLU ale forțelor structurale și momentelor încovoietoare pot fi de asemenea verificate pe baza aplicării coeficienților parțiali la

efectele structurale ale presiunii caracteristice a apei sau la proprietățile materialului structural.

Acțiunea provenită din apă liberă sau apă subterană poate fi clasificată ca permanentă, variabilă sau accidentală în funcție de probabilitatea de depășire anuală:

- permanentă, dacă probabilitatea anuală de depășire este $\geq 50\%$,
- variabilă, dacă probabilitatea anuală de depășire este $P_{ea,var}$ pentru care valoarea recomandată este de 0.5 % (perioadă de revenire de 200 ani), valoare care poate fi modificată prin Anexa Națională,
- accidentală, dacă probabilitatea anuală de depășire este $P_{ea,acc}$ pentru care valoarea recomandată este de 0.14 % (perioadă de revenire de 700 ani), valoare care poate fi modificată prin Anexa Națională

Pentru situațiile de proiectare accidentale în care presiunile apei subterane nu guvernează starea limită, valorile de calcul ale presiunii apei subterane pot fi luate egale cu valoarea frecventă. Pentru proiectarea seismică presiunea apei subterane poate fi luată egală cu valoarea cvasi-statică.

Pentru presiunile apei subterane la SLS trebuie făcută distincția între combinațiile de încărcări caracteristice, frecvente și cvasi-permanente din EN 1990. Pentru combinațiile caracteristice și frecvente trebuie determinate valori superioare și inferioare ale presiunii apei, în funcție de starea limită (figura 2).

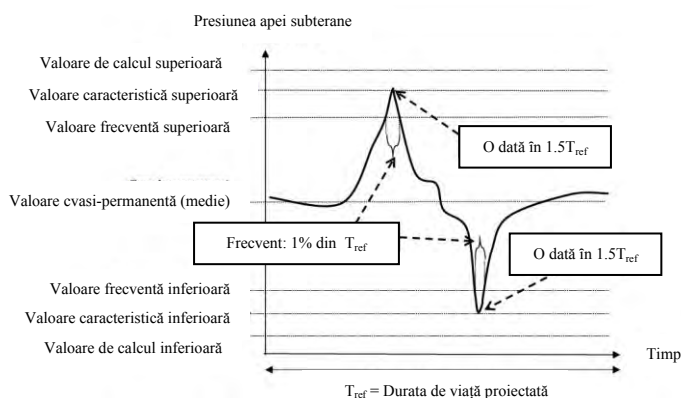


Figura 2. Definiția valorilor caracteristice, frecvente și cvasi-permanente pentru SLS și a valorii de calcul pentru SLU în cazul presiunii apei subterane (prEN1997-1)

Valorile de calcul ale presiunilor apei subterane utilizate în combinația caracteristică de acțiuni trebuie să fie valorile caracteristice definite mai sus.

Valorile de calcul ale presiunilor apei subterane utilizate în combinația frecventă de

acțiuni trebuie să corespundă unui nivel piezometric cu o probabilitate de depășire de 1% în timpul duratei de viață proiectată a structurii

Valorile de calcul ale presiunilor apei subterane utilizate în combinația cvasi-permanentă de acțiuni trebuie să corespundă unui nivel piezometric cu o probabilitate de depășire de 50% pe durata de viață proiectată a structurii.

2.2. Stări limită ultime hidraulice

Sunt considerate următoarele stări limită de cedare hidraulică:

- pierderea echilibrului static datorită forțelor de ridicare ale apei,
- cedare hidrodinamică: ridicare hidraulică (antrenare hidrodinamică), eroziune internă (sufozie), eroziune regresivă.

1. Pierderea echilibrului static datorită forțelor de ridicare ale apei

Pierderea echilibrului static datorită forțelor de ridicare ale apei (fosta SLU de tip UPL) este o stare limită ultimă în care la un anumit nivel în teren presiunea apei sub o structură sau sub un strat impermeabil depășește efortul vertical total corespunzător și efectele rezistențelor.

Verificarea la ridicare hidraulică a structurii se face comparând diferența dintre efectul de calcul al acțiunilor stabilizatoare și al celor destabilizatoare cu rezistența de calcul la ridicare.

Se disting două situații:

(a) Structura poate fi considerată ca un corp rigid și impermeabil (figura 3): se aplică următoarea ecuație de verificare:

$$U_{dst;d} - G_{stb;d} + Q_{dst;d} \leq R_d \quad (1)$$

unde:

$U_{dst;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor permanente și variabile destabilizare (de ridicare) datorate presiunilor apei și a acțiunilor permanente destabilizatoare altele decât din apă

$G_{stb;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor stabilizatoare

$Q_{dst;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor variabile destabilizatoare altele decât cele din apă

R_d – valoarea de calcul a rezistențelor (ancoraje, frecare etc.)

(b) Structura nu poate fi considerată ca un corp rigid (figura 4); se aplică următoarea ecuație de verificare:

$$u_{dst;d} - \sigma_{v;d} \leq 0 \quad (2)$$

în care:

$u_{dst;d}$ – valoarea de calcul a presiunilor de apă subterană permanente și variabile

$\sigma_{v;d}$ – valoarea de calcul a efortului total vertical stabilizator în stratul impermeabil.

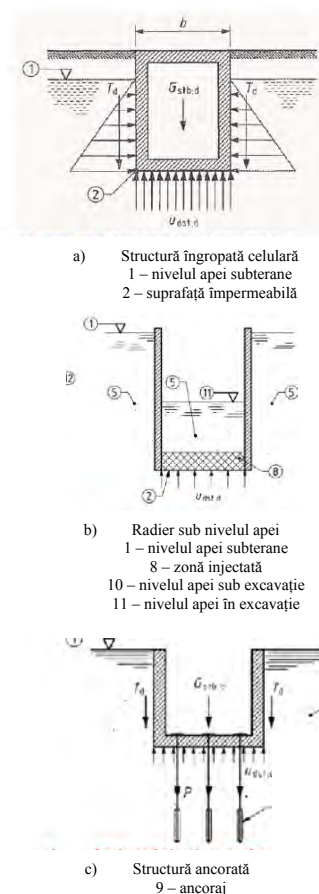


Figura 3. Exemple de structuri considerate ca un corp rigid și impermeabil pentru verificarea la ridicare hidraulică (prEN1997-1)

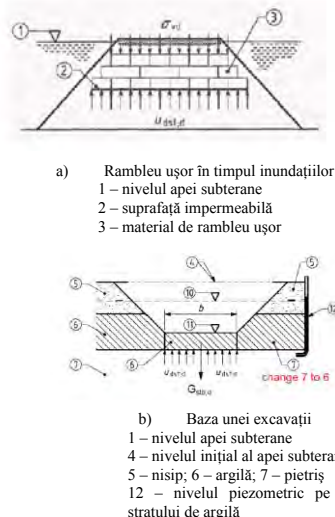


Figura 4. Exemple de structuri care nu pot fi considerate ca un corp rigid pentru verificarea la ridicare hidraulică (prEN 1997-1)

Atunci când se utilizează piloți sau ancoraje pentru stabilizare se va utiliza EN 1997-3 pentru calculul acestora.

2. Cedare hidrodinamică

În prezența curgerii de apă subterană următoarele stări limită trebuie verificate pentru toate condițiile de teren:

- Ridicare hidraulică
- Eroziune internă și eroziune regresivă

Definiții din cap. 3 al prEN1997-1:

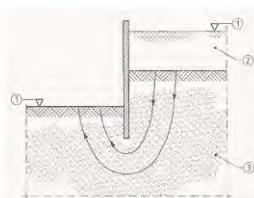
Ridicare hidraulică – stare limită ultimă în care forțele de curgere ascendente depășesc greutatea pământului, reducând eforturile verticale la zero (antrenare hidrodinamică).

Eroziune internă – stare limită ultimă în care se produce transportul particulelor de pământ datorită curentului de apă în interiorul unui strat de pământ, la interfața dintre straturi, la interfața dintre teren și structura sau în fisurile maselor de rocă, care poate rezulta în colapsul structurii (sufozie).

Eroziune regresivă - stare limită ultimă care reprezintă o formă particulară a eroziunii interne în care eroziunea începe la suprafața terenului și apoi regresează până când se formează un tunel în formă de conductă în masa de pământ sau între pământ și fundație sau la interfața dintre un strat coeziv și unul necoziv, ceea ce rezultă în colaps atunci când capătul amonte al tunelului erodat atinge sursa de apă.

(a) Ridicare hidraulică (antrenare hidrodinamică)

Atunci când se consideră o stare limită de cedare prin rupere hidraulică trebuie verificat că echilibrul vertical este menținut în teren prin combinația de valori de calcul ale greutății volumice, presiunilor apei și rezistenței la forfecare a terenului (figura 5).



1 – nivelul excavăției (stânga),
nivelul apei (dreapta)
2 – apă
3 – nisip

Figura 5 – Exemplu de situație în care trebuie verificată starea limită ultimă de ridicare hidraulică datorată curgerii apei (prEN1997-1)

Valoarea de calcul a presiunii geologice efective $q'_{v;d}$ dată de umplutura permeabilă de

deasupra nivelului terenului trebuie determinată fie direct, fie calculată cu relația următoare :

$$q'_{v;d} = \gamma_{q;stb} \times q'_k \quad (3)$$

unde:

$\gamma_{q;stb}$ este un coeficient parțial egal cu 0.9 (sau altă valoare prin Anexa Națională),

q'_k este valoarea caracteristică a suprasarcinii efective.

Relația de verificare a acestei SLU este (4):

$$u_{e;d} \leq \sigma'_{v;d} \quad (4)$$

unde :

$u_{e;d}$ – valoarea de calcul a excesului de presiune a apei din pori,

$\sigma'_{v;d}$ – valoarea de calcul a efortului efectiv vertical din teren.

Valoarea de calcul a excesului de presiune a apei din pori trebuie calculată astfel (figura 6):

$$u_{e;d} = u_d - \gamma_w(z+h_w) \quad (5)$$

în care u_d – valoarea de calcul a presiunii apei într-un punct din teren.

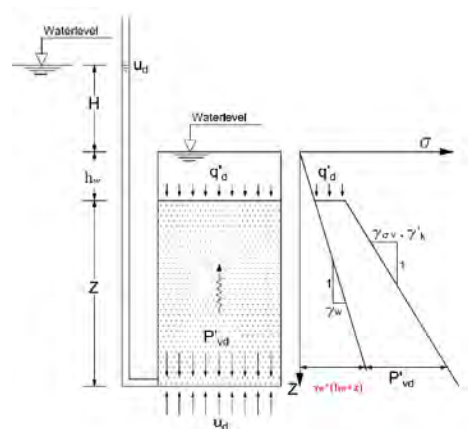


Figura 5. Schema curgerii ascendente unidimensionale (prEN1997-1)

Valoarea de calcul a efortului efectiv vertical $\sigma'_{v;d}$ trebuie calculată cu relația următoare:

$$\sigma'_{v;d} = \gamma_{\sigma v}(\gamma'_k z) + q'_{v;d} \quad (6)$$

în care:

$\gamma_{\sigma v}$ – coeficient parțial pentru efortul vertical efectiv în condiții hidrostatice, egal cu 0.6 sau stabilit prin Anexa Națională,

γ'_k – valoarea caracteristică a greutății volumice efective în condiții hidrostatice,

$q'_{v;d}$ - valoarea de calcul a suprasarcinii la nivelul terenului.

Comentariu: γ_{ov} este un coeficient parțial care poate fi asimilat cu un coeficient de acțiuni (sau efectele acestora) dar care nu este prevăzut în prEN1990. În fapt, el nu este un coeficient de siguranță, deoarece incertitudinile în determinarea greutății coloanei de pământ nu pot fi foarte mari. Am făcut propunerea ca denumirea și notația acestui coeficient să fie modificate.

(b) Eroziune internă și eroziune regresivă

Când există curgere de apă printr-un pământ granular grosier (conform definiției din EN ISO 14688) trebuie demonstrat că nu poate apărea o stare limită datorită eroziunii interne sau regresive. Un exemplu de astfel de situație este prezentat în figura 6.

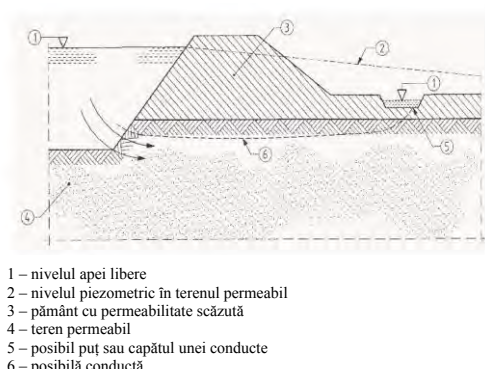


Figura 6. Exemplu de situație când trebuie verificată starea limită de eroziune internă sau regresivă (prEN1997-1)

Valorile de calcul ale gradientilor hidraulici și ale vitezelor de curgere trebuie calculate pe baza presiunilor de calcul ale apei.

Trebuie verificat că:

$$i_d \leq i_{cd} \quad (7)$$

în care:

i_d – valoarea de calcul a gradientului hydraulic,

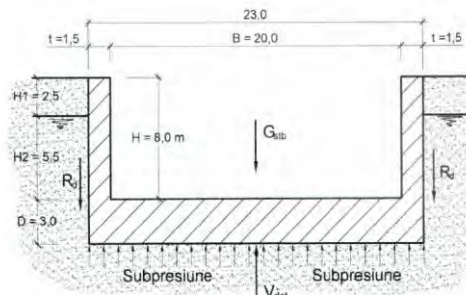
i_{cd} – valoarea de calcul a gradientului hydraulic critic (de antrenare).

3. EXEMPLE DE CALCUL

În acest capitol sunt reluate două exemple de calcul incluse în GP 129-2014 pentru a ilustra modificările care vor apărea odată cu adoptarea prEN1997-1.

3.1. Exemplu de calcul fost UPL

Exemplu calcul GP 129-2014 – 10.2.3. pentru fosta SLU de tip UPL (figura 7).



- pietriș și nisip îndesat
- $\phi_k = 35^\circ$
- $c_k = 0$
- $\gamma = 20 \text{ KN/mc}$ (greutatea volumică a terenului deasupra nivelului apei)
- $\gamma = 11 \text{ KN/mc}$ (greutatea volumică submersată a terenului sub nivelul apei)

Figura 7. Exemplu de calcul 10.2.3. – GP 129-2014

1. Calcul conform EN 1997-2004

Relația de verificare pentru UPL este:

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (8)$$

în care:

$G_{dst;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor permanente destabilizatoare,

$G_{stb;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor permanente stabilizatoare

$Q_{dst;d}$ – valoarea de calcul a acțiunilor variabile destabilizatoare,

R_d – valoarea de calcul a rezistențelor (ancoraje, frecare etc.)

Coeficienții parțiali pentru UPL sunt redați în tabelul următor:

Tabelul 1. Coeficienți parțiali aplicabili pentru verificarea la SLU – UPL (EN 1997-1:2004)

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă Defavorabilă ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
Favorabilă ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Temporară Defavorabilă ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a Destabilizatoare		
^b Stabilizatoare		

Parametrul pământului	Simbol	Valoare
Unghiul de frecare internă ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coeziunea efectivă (drenată)	$\gamma_{c'}$	1,25
Coeziunea nedrenată	γ_{cu}	1,40
Rezistența la tracțiune a unui pilot	$\gamma_{s,t}$	1,40
Rezistența ancorajului	γ_a	1,40
^a Acest coeficient se aplică la $\tan \phi'$		

Cu aceste date rezultă:

$$\begin{aligned} G_{dst,k} &= 1917.8 \text{ kN} \\ G_{dst,d} &= 1917.8 \text{ kN} \\ G_{stb,k} &= 2325 \text{ kN} \\ G_{stb,d} &= 2092.5 \text{ kN} \\ Q_{dst,d} &= 0 \\ R_d &= 187.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verificare:

$$\begin{aligned} 1917.8 + 0 &\leq 2092.5 + 187.9 \\ 1917.8 &\leq 2280.40 \end{aligned}$$

Relația se verifică, iar coeficientul de utilizare rezultă ODF = 0.84.

2. Calcul conform prEN1997-1

Pentru calcul a fost considerat cazul de proiectare DC2 conform tabelului 8-1 din prEN1997-1.

Pentru valorile coeficienților acțiunilor a se vedea articolul „Revizuire EN 1990 și EN 1997-1” din acest număr al revistei – tabelul 2.

Pentru coeficienții de material a fost considerat setul M2 de valori pentru DCa (vezi același articol tabelul 13).

Pentru coeficienții de rezistență a fost considerată valoarea de 1.1 pentru $\gamma_{R,alunecare}$ (propusă de PT1 în documentul CEN-TC250-SC7_N1117_M515-SC7T1_4-Factoring_combinations – Final doc PT1).

Cu aceste valori rezultă:

$$\begin{aligned} U_{dst,k} &= 1917.8 \text{ kN} \\ G_{stb,k} &= 2092.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

DC2a:

$$\begin{aligned} U_{dst,d} &= 1.2 \times 1917.8 = 2301.36 \text{ kN} \\ G_{stb,d} &= 1 \times 2092.5 = 2092.5 \text{ kN} \\ R_d &= 187.90 \text{ kN (calculat cu } \gamma_{M \tan \phi} = 1.25) \end{aligned}$$

Verificare:

$$\begin{aligned} 2301.36 - 2092.5 &\leq 187.90 \\ 208.86 &\geq 187.90 - \text{relația nu se verifică!} \end{aligned}$$

DC2b:

$$\begin{aligned} U_{dst,d} &= 1 \times 1917.8 = 1917.8 \text{ kN} \\ G_{stb,d} &= 1 \times 2092.5 = 2092.5 \text{ kN} \\ R_k &= 182.63 \text{ kN} \\ R_d &= 182.63/1.1 = 166.03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verificare:

$$\begin{aligned} 1917.8 - 2092.5 &\leq 166.03 \\ -174.7 &\leq 166.03 - \text{relația este verificată} \end{aligned}$$

Intrucât se consideră cel mai pesimist caz dintre cele două, rezultă că verificarea la această stare limită ultimă nu este îndeplinită și trebuie prevăzute măsuri suplimentare (piloți, ancoraje etc.) sau redimensionată structura.

3.2. Exemplu de calcul fost HYD

Exemplu calcul GP 129-2014 – 10.3.3. pentru fosta SLU de tip HYD (figura 8).

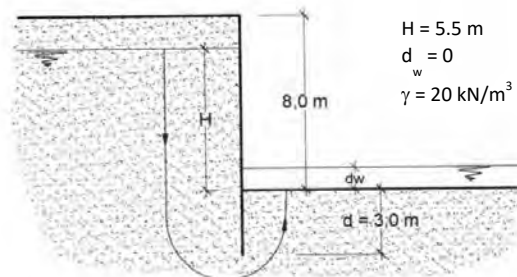


Figura 8. Exemplu de calcul 10.3.3. – GP 129-2014

1. Calcul conform EN 1997-2004

În actuala ediție a EN 1997-1 sunt prevăzute două relații de verificare:

- în eforturi totale:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (9)$$

unde:

$u_{dst,d}$ - valoarea de calcul a presiunii totale a apei din pori care destabilizează coloana de pământ

$\sigma_{stb,d}$ - valoarea de calcul a efortului total care se opune presiunii interstitiale

- în eforturi efective:

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad (10)$$

unde:

$S_{dst,d}$ - valoarea de calcul a forței hidrodinamice destabilizatoare,

$G'_{stb,d}$ - valoarea de calcul a greutateii în stare submersată a coloanei de pământ

În tabelul 2 sunt redate valorile coeficienților parțiali aplicabili pentru verificarea la HYD.

Cu aceste date rezultă:

- Calcul în eforturi totale:

$h_k = 2.05 \text{ m}$ - sarcina hidraulică efectivă

$$U_{dst,k} = \gamma_w(d+d_w) + \gamma_w h_k = 49.54 \text{ kPa}$$

$$U_{dst,d} = 1.35 \times 49.54 = 66.879 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{stb} = \gamma_{sat} d = 60 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{stb,d} = 0.9 \times 60 = 54 \text{ kPa}$$

Verificare :

$66.88 \leq 54$ Nu se verifică.

Notă : Se factorizează de 2 ori γ_{wd} cu valori diferite!!

Tabelul 2. Coeficienți parțiali pentru verificarea HYD (EN1997-1:2004)

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă Defavorabilă ^a Favorabilă ^b	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,stab}$	1,35 0,90
Temporară Defavorabilă ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
a Destabilizatoare b Stabilizatoare		

- Calcul în eforturi efective:

$$S_{dst,k} = \gamma_w h_k / d = 6.70 \text{ kN}$$

$$S_{dst,d} = 1.35 \times 6.70 = 9.03 \text{ kN}$$

$$G'_{stb,k} = 20 - 9.81 = 10.19 \text{ kN}$$

$$G'_{stb,d} = 0.9 \times 10.19 = 9.2 \text{ kPa}$$

Verificare:

$$9.03 \leq 9.2 \text{ Se verifică.}$$

Calculule comparative realizate de Frank et al. (2004) și Bond & Harris (2008) au arătat că lucrând în eforturi efective se obține o valoare admisibilă a presiunii apei din pori mai optimistă.

Calculul în eforturi totale duce la o marjă de siguranță mai mare, de aceea ar trebui preferat.

Simpson (2012, 2015) consideră că ar trebui aplicați coeficienții parțiali doar la excesul de presiune a apei, nu și la componenta hidrostatică.

2. Calcul conform prEN1997-1

$$u_{e,d} = u_d - \gamma_w (d + d_w) = [\gamma_w (d + d_w) + \gamma_w h_k] - \gamma_w (d + d_w) = \gamma_w h_k = 20.11 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v,d} = \gamma_{c,v} (\gamma'_k d) + q'_{v,d} = 0.6(10.19 \times 3) + 0 = 18.34 \text{ kPa}$$

Verificare :

$$20.11 \leq 18.34 \text{ Nu se verifică!}$$

Dacă s-ar pune un filtru invers de 0.30 m:

$$q'_k = 18 \times 0.3 = 5.4 \text{ kPa}$$

$$q'_{vd} = \gamma_{q,stab} \times q'_k = 0.9 \times 5.4 = 4.86 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v,d} = \gamma_{c,v} (\gamma'_k d) + q'_{v,d} = 0.6(10.19 \times 3) + 4.86 = 23.2 \text{ kPa}$$

Verificare:

$$23.20 \leq 26.44 \text{ Se verifică!}$$

4. CONCLUZII

Articolul prezintă principalele modificări aduse părții întâi a EN 1997 prin proiectul în varianta

Octombrie 2017 în ceea ce privește modul de luare în considerare a apei subterane în calculele de proiectare geotehnică.

Articolul a fost redactat pe baza informațiilor cuprinse în proiectul prEN 1997-1 și a documentelor produse de cele două Project Team (PT1 și PT2) care au lucrat la revizuirea EN 1997.

Unele dintre aspectele prezentate este posibil să sufere modificări până la data adoptării finale.

Ca o concluzie generală se poate constata că au fost operate modificări importante în ceea ce privește apa subterană, în definirea nivelurilor caracteristice și de calcul, precum și în efectuarea verificărilor la stările limită ultime de tip hidraulic. Aceste ultime modificări vor duce la o supradimensionare a structurilor supuse la acțiunea apei.

BIBLIOGRAFIE

pr EN 1990:202x – Draft Octombrie 2017

pr EN 1997-1:202x – Draft Octombrie 2017

CEN-TC250-SC7_N1117_M515-SC7T1_4-Factoring_combinations – Final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1118_M515-SC7T1_5-Groundwater_effects – Final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1114_M515-SC7T1_1-TOC_of_EN_1997-1_202x – Final doc PT1

CEN-TC250-SC7_N1111_4_M515SC7T2N0002_EN_1997-1_202x – Reference document PT2

Prezentări Chairman SC7, PT1 și PT 2 la reuniunile de lucru Leuven (aprilie 2016), Varsovia (Nov. 2016), Oslo (Mai 2017)

Frank, R. et al. – „Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7, Geotechnical design – General rules”, Thomas Telford, London, 2004.

Pane, V. et al – „Hydraulic heave failure in EC7 – Suggestions for verifications”, Geotech Geol Eng DOI 10.1007/s10706-014-9834-8, 2014

Simpson, B., Katsigiannis, G. – „Safety considerations for the HYD limit state” - Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development ISBN 978-0-7277-6067-8, 2015

MAJOR REVISION IN CONSIDERING GROUNDWATER ACTIONS AND VERIFYING ULTIMATE LIMITE STATES HYD AND UPL IN prEN 1997-1:202x

Abstract

In the present edition of EN 1997 there are some unclear aspects and some problems when considering groundwater action. The treatment of groundwater action (or free-water) as all other actions, being applied a partial factor for actions (γ_F) can lead to situations that are physically impossible. Also, the verification for hydraulic ultimate limit states (HYD, UPL) was not entirely satisfying. pEN1997-1 – October 2017 draft brings clarifications for these aspects.

PROIECTAREA GEOTEHNICĂ PRIN UTILIZAREA METODELOR NUMERICE CONFORM EUROCOD 7

Horațiu POPA, Loretta BATALI

Universitatea Tehnică de Construcții București, Catedra de Geotehnică și Fundații

Alexandra ENE, Ionela IONESCU, Roxana MIRIȚOIU

POPP & ASOCIAȚII INGINERIE GEOTEHNICĂ S.R.L.

Rezumat

Metodele numerice sunt folosite din ce în ce mai mult în proiectarea geotehnică deși, în anumite cazuri, normele de proiectare curente conțin informații insuficiente pentru implementarea acestora. Metodele numerice prezintă numeroase avantaje, însă, în egală măsură, trebuie analizate și dezavantajele acestora. Conform prevederilor Eurocod 7 (EN 1997-1) care se bazează pe calculul la starea limită, analiza la starea limită ultimă (SLU) presupune utilizarea unor coeficienți parțiali aplicați acțiunilor (sau efectelor acțiunilor), materialelor și/sau rezistențelor. Valorile factorilor parțiali și modul în care aceștia sunt combinați în diverse abordări de calcul sunt încă dezbătute pentru următoarea generație de Eurocoduri. Revizia Eurocodului 7, așteptată pentru anul 2024, va introduce de altfel un nou capitol dedicat utilizării metodelor numerice. În funcție de instrumentul de calcul utilizat, aplicarea coeficienților de material se poate realiza fie de la început (inițializarea eforturilor), fie pe anumite etape (reducerea rezistențelor în etapele critice). Articolul analizează diferențele obținute între rezultatele numerice pentru o lucrare de susținere luând în considerare modul de aplicare diferit al coeficienților parțiali.

1. INTRODUCERE

Utilizarea metodelor numerice în proiectarea geotehnică prezintă numeroase avantaje, dintre care se pot evidenția verificarea simultană a stărilor limită cu identificarea stadiilor critice, verificarea stărilor limită de serviciu și ultime cu un singur model numeric, modelarea mai performantă a comportării terenului și a acțiunii apei subterane, precum și a interacțiunii teren-structură. Toate aceste avantaje conduc la posibilitatea de a modela probleme mai complexe, de a reda cât mai fidel situațiile reale, precum și la îmbunătățirea rezultatelor obținute. În același timp însă, odată cu dezvoltarea metodelor numerice cresc și cerințele asupra competențelor utilizatorilor.

Codurile de proiectare actuale, respectiv Eurocod 7 (EN 1997-1:2004), nu conțin prevederi clare cu privire la utilizarea metodelor numerice. Revizia codului EN 1997-1, prevăzută pentru anul 2024, va introduce un capitol separat pentru metodele numerice prin care se indică metodele și posibilitățile de aplicare a factorilor parțiali. Conform draftului actual al Eurocodului 7 (prEN 1997-1:2017) variantele de aplicare a coeficienților parțiali într-un calcul numeric sunt: MFA (*Material Factoring Approach*) – abordarea coeficient de material și EFA (*Action-Effects*

Factor Approach) – abordarea coeficient de efecte ale acțiunilor

Prezentul articol analizează efectul modului de aplicare a coeficienților parțiali asupra rezultatelor de calcul pentru o structură de susținere simplă, amplasată într-un teren omogen, coeziv sau necoeziv. De asemenea, sunt analizate diferențele obținute prin aplicarea coeficienților proprietăților materialelor încă de la începutul calculului numeric sau doar pe parcurs, în etapele critice.

2. MODELE NUMERICE

2.1. Litologie

Pentru a obține o mai bună înțelegere a efectelor produse de aplicarea diferită a coeficienților parțiali, au fost analizate mai multe modele simple pentru care litologia a constat fie dintr-un singur strat de argilă, fie dintr-un singur strat de nisip, pe întreaga adâncime a modelului.

Parametrii geotehnici ai pământurilor au fost aleși din literatură și pe baza experienței autorilor și sunt sintetizați în Tabelul 1. Coeficientul de împingere în stare de repaus (k_0) a fost determinat utilizând relația empirică (1).

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1)$$

Tabelul 1. Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici

	γ	φ'	c'	$E_{50}=E_{oed}$	E_{ur}	k_0	p_{ref}
	$\frac{kN}{m^3}$	$^\circ$	kPa	MPa	MPa	-	kPa
Argilă	20	17	35	11,2	33,6	0,707	275
Nisip	18,7	33	0	25,5	76,5	0,455	350

Unde: γ - greutate volumică, φ' - unghi de frecare efectiv, c' - coeziune efectivă, E_{50} - modulul secant obținut din încercări în triaxial considerat egal cu E_{oed} - modul de deformare edometric pentru o presiune de referință, E_{ur} - modul de deformare de încărcare-descărcare, k_0 - coeficientul împingerii în stare de repaus, p_{ref} - presiunea de referință.

Factorul de reducere a rezistenței pentru interfața teren-structură a fost considerat $R_{int}=0,7$.

2.2. Peretele de susținere și modelul numeric

Peretele de susținere a excavației a fost modelat folosind metoda elementului finit (MEF), prin starea plană de deformății 2D. Pentru aceasta s-a utilizat programul de calcul Plaxis 2017 care permite modelarea pe etape, dar și aplicarea coeficienților parțiali în faze diferite de calcul. Pentru pământ a fost utilizată o lege de comportare elasto-plastică de tip "Hardening Soil". Elementele de susținere din beton, precum și elementele de sprijinire din oțel au fost modelate utilizând legea de comportare liniar elastică (Tabelul 2).

Tabelul 2. Proprietățile elementelor liniar elastice

Element	Proprietăți			
	EA	EI	ν	Distanță
	kN/m	kNm^2/m	-	m
Piloți din beton armat	16,60E6	329E3	0,2	-
Șpraițuri metalice	3,89E6	-	-	5

E - modul de deformare, A - aria secțiunii transversale, I - modulul de inerție, ν - coeficientul lui Poisson.

S-au considerat două sisteme de susținere, pentru care s-au analizat eforturile pentru diferite etape de excavare:

- Cazul 1: Perete de susținere în consolă (piloți tangenți cu diametrul de 60 cm) cu adâncimea de 9 m față de cota terenului natural.
- Cazul 2: Perete de susținere (piloți tangenți cu diametrul de 60 cm) cu adâncimea de 17 m față de cota terenului natural sprijinit cu două rânduri de șpraițuri metalice orizontale dispuse la aproximativ 5 m interax.

Pentru ambele modele s-a considerat excavarea în trepte până la cota finală a excavației

de -4 m pentru Cazul 1 și, respectiv, -10,0 m pentru Cazul 2, față de cota terenului natural.

Etapele de execuție considerate în calcul au fost următoarele:

- Cazul 1, Perete în consolă: (i) Execuția peretelui de piloți, (ii) Excavație până la cota -2 m, (iii) Excavație până la cota -3 m, (iv) Excavație finală la cota -4 m.

- Cazul 2, Perete cu două rânduri de șpraițuri: (i) Execuția peretelui de piloți, (ii) Excavație la cota -3 m, (iii) Instalare rând superior de șpraițuri la -2 m sub cota terenului natural, (iv) Excavație la cota -6 m, (v) Instalare rând inferior de șpraițuri la -5 m sub cota terenului natural, (vi) Excavație finală la cota -10 m.

3. APLICAREA FACTORILOR DE MATERIAL

Conform Anexei Naționale din România a Eurocodului 7 (SR EN 1997-1:2004/NB:2016) sistemele de susținere a excavațiilor se proiectează utilizând abordarea de calcul AC1 (cu cele două combinații AC1/C1 și AC1/C2) și abordarea de calcul 3 (AC3). În situația în care toate acțiunile sunt de natură geotehnică AC3 devine identică cu AC1/C2. Aplicarea coeficienților parțiali parametrilor materialului și nu rezistențelor poartă denumirea de abordarea coeficient de material (MFA).

În MFA toate stările limită geotehnice relevante sunt verificate prin demonstrarea faptului că echilibrul poate fi încă obținut cu valorile de proiectare ale parametrilor de intrare, fără deformare excesivă sau activarea vreunui mecanism de rupere.

În plus față de metoda MFA, EN 1997-1 recomandă utilizarea abordării coeficient de efect (EFA) pentru calculul eforturilor structurale. Pentru verificarea stărilor limită structurale se recomandă să se utilizeze cel mai nefavorabil rezultat dintre cele două abordări MFA și EFA.

În metoda elementelor finite (MEF) există două posibilități de aplicare a coeficienților parțiali de material:

Metoda 1 (reducerea parametrilor de material din faza de inițializare): Analiza se efectuează cu parametrii de material ai pământului reduși încă din faza de inițializare și pe toate etapele de calcul.

Metoda 2 (reducerea parametrilor de material pe etape): Analiza se efectuează utilizând valorile caracteristice ale parametrilor de material ai pământului, iar valorile de calcul ale parametrilor sunt utilizate doar în etapele critice.

Utilizând cele două abordări (MFA și EFA) cu valorile caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici și coeficientul de

împingere în stare de repaus (k_0) aferent, s-au analizat următoarele modele numerice:

- **Model 0:** valori caracteristice ale parametrilor terenului și aplicarea coeficientului parțial asupra efectelor acțiunilor (abordare EFA);

- **Model 1.1:** valori de calcul ale parametrilor terenului din faza inițială a calculelor; coeficientul k_0 este determinat utilizând valoarea de calcul a parametrului ϕ (abordare MFA);

- **Model 1.2:** valori de calcul ale parametrilor terenului din faza inițială a calculelor; coeficientul k_0 este determinat utilizând valoarea caracteristică a parametrului ϕ (abordare MFA);

- **Model 2.2:** valori caracteristice ale parametrilor terenului din faza inițială a calculelor; factorii parțiali sunt aplicați parametrilor terenului doar în etapele critice (de excavare); coeficientul k_0 este determinat utilizând valoarea caracteristică a parametrului ϕ (abordare MFA);

Etapele de execuție considerate în calcul pentru peretele de susținere sprijinit cu două rânduri de șpraiuri sunt descrise în Figura 1 pentru modelele 1.1, 1.2 și 2.2. Pentru modelul 0 se urmărește Metoda 1 cu observația că se folosesc valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici iar coeficientul parțial se aplică la sfârșitul calculelor asupra eforturilor obținute.

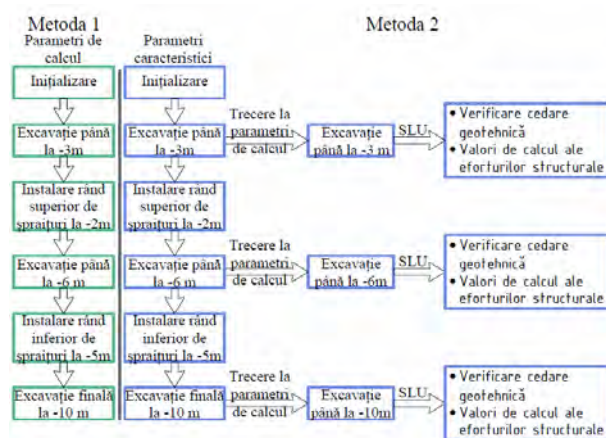


Figura 1. Etape de execuție considerate în calcul – Perete de susținere sprijinit cu două rânduri de șpraiuri

4. EVALUAREA REZULTATELOR

4.1. Perete de susținere în consolă

Pentru peretele de susținere în consolă și pentru situația analizată, atât pentru pământul coeziv (Figura 2), cât și pentru cel necoeziv (Figura 4) efectul produs de utilizarea valorilor de calcul încă de la începutul calculului (Model 1.2) în comparație cu modelele de calcul în care valorile de calcul sunt utilizate doar pentru etapele critice (Model 2.2) este nesemnificativ, sub 10%. Diferențele dintre cele două metode de aplicare a

coeficienților parțiali au fost puțin mai mari pentru modelul cu pământ necoeziv (maximum 8%) față de modelul cu pământ coeziv (maximum 5%). În termeni de forță tăietoare (Figura 3 și Figura 5) se păstrează aceeași tendință, astfel cea mai mare diferență între modele s-a înregistrat pentru pământul necoeziv, de aproximativ 10% pentru etapa de excavare la -4 m. Pentru modelul cu pământ coeziv, diferența maximă înregistrată între cele două metode a fost de 5%.

După cum era așteptat, diferențe mai importante au fost înregistrate între modelele 1.1 și 1.2, datorate valorii de calcul a parametrului k_0 . Eforturile înregistrate au fost cu până la 30% mai ridicate pentru Modelul 1.1, atât pentru pământul coeziv, cât și pentru cel necoeziv.

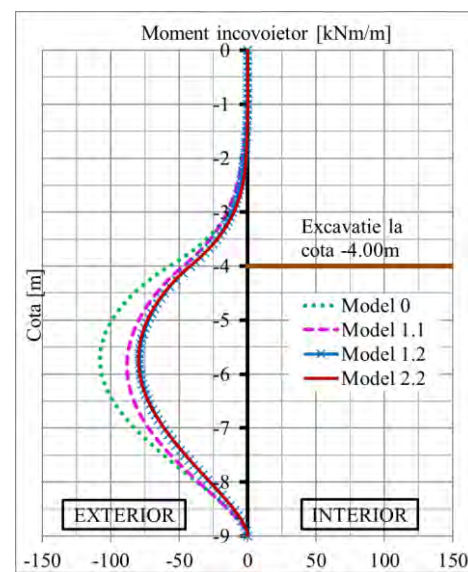


Figura 2. Diagrama de moment încovoietor – Perete de susținere în consolă. Pământ coeziv

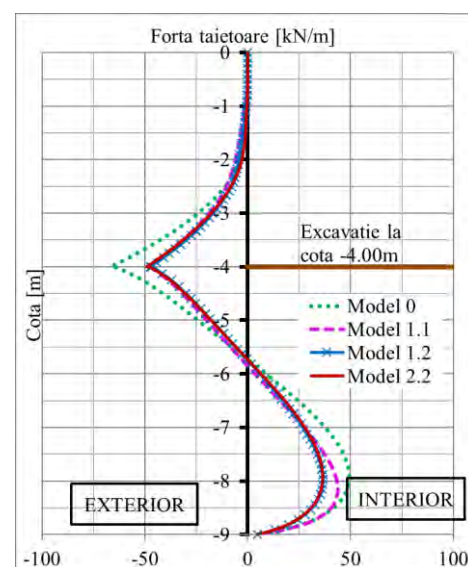


Figura 3. Diagrama de forță tăietoare – Perete de susținere în consolă. Pământ coeziv

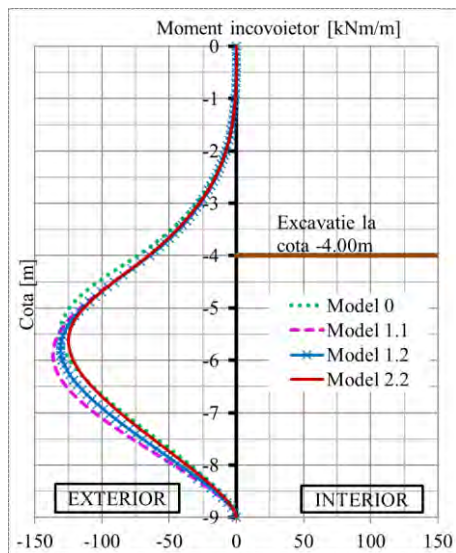


Figura 4. Diagrama de moment încovoietor – Perete de susținere în consolă. Pământ necoeziv

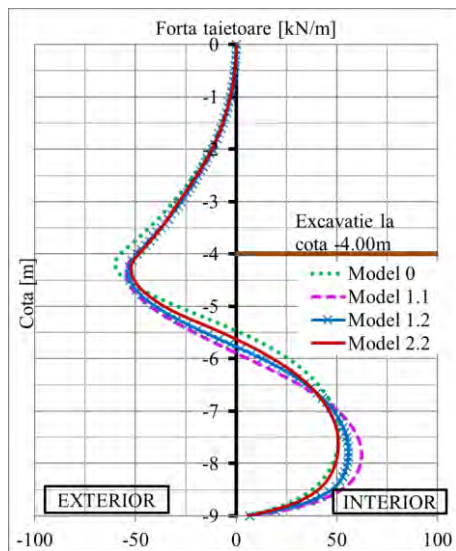


Figura 5. Diagrama de forță tăietoare – Perete de susținere în consolă. Pământ necoeziv

4.2. Perete de susținere cu șpraițuri

Figura 6 arată că, aparent, pentru acest tip de structură influența utilizării parametrilor de calcul în etape critice este mai importantă pentru modelele cu pământ coeziv, momentul încovoietor obținut din Modelul 2.2 fiind cu aproximativ 15% mai mic decât momentul încovoietor obținut utilizând Modelul 1.2 și corespunde etapei de excavare finală. Același efect a fost observat și în ceea ce privește evoluția forței tăietoare (Figura 7).

După cum reiese din Figura 8, în ceea ce privește diagrama de moment încovoietor pentru modelul cu pământ necoeziv, diferența între modelul 1.2 și modelul 2.2 este nesemnificativă, de aproximativ 5%, pentru etapa de excavare la -3 m. Aceași valoare a diferenței a fost înregistrată și pentru forța tăietoare (Figura 9).

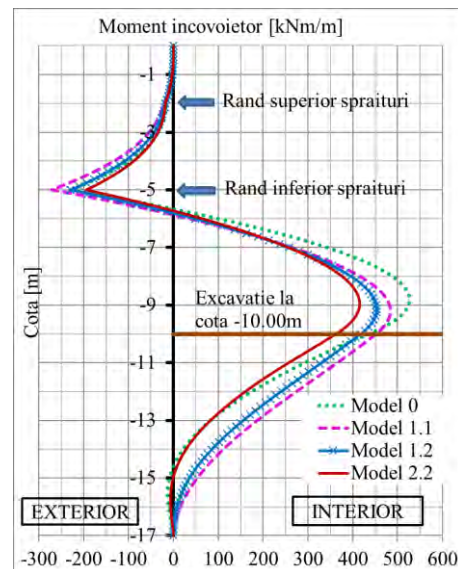


Figura 6. Diagrama de moment încovoietor – Perete de susținere șpraițuit. Pământ coeziv

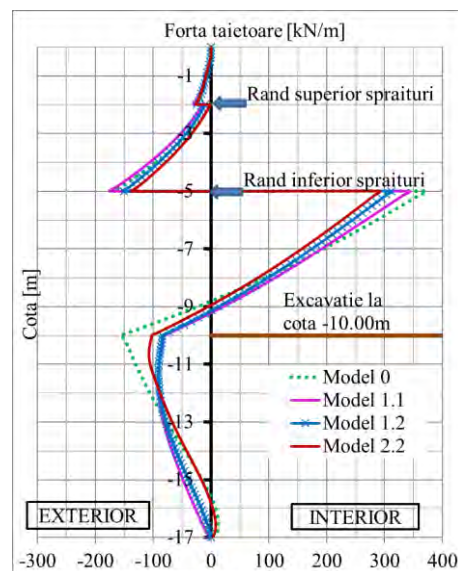


Figura 7. Diagrama de forță tăietoare – Perete de susținere șpraițuit. Pământ coeziv

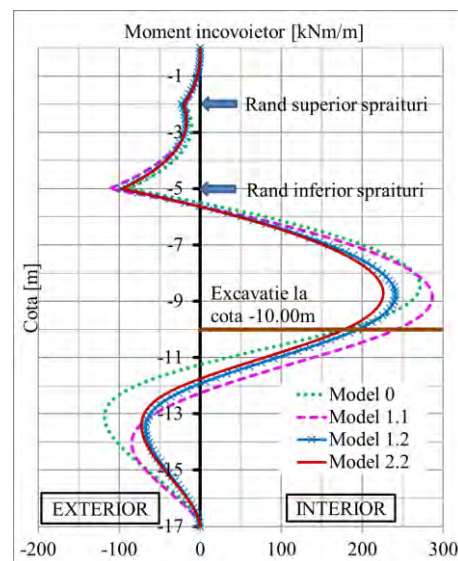


Figura 8. Diagrama de moment încovoietor – Perete de susținere șpraițuit. Pământ necoeziv

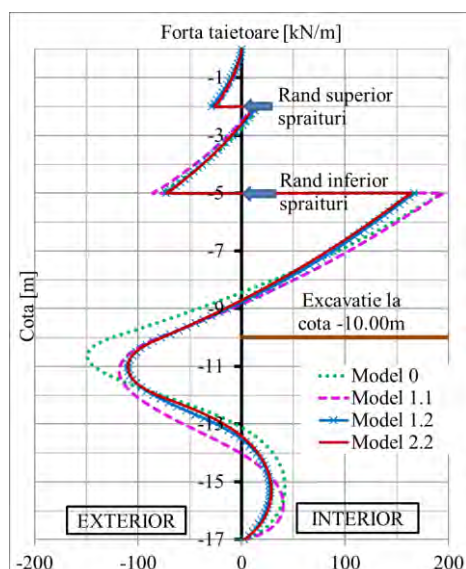


Figura 9. Diagrama de forță tăietoare – Perete de susținere sprăituit. Pământ necoeziv

În tabelele 3 și 4 sunt sintetizate valorile maxime ale momentelor încovoietoare pentru pământ coeziv (argilă) și respectiv pământ necoeziv (nisip).

Tabelul 3. Momente încovoietoare maxime – Pământ coeziv

Metoda	Pământ coeziv - Argilă			
	Perete în consolă		Perete sprăituit	
	M (kNm)	%	M (kNm)	%
M1.2 (MFA)	79	1,2	453	9,1
M2.2 (MFA)	80		415	
M1.1 (MFA)	88	11,3	483	6,6
M1.2 (MFA)	79		453	
M0 (EFA)	108	36,7	525	15,8
M1.2 (MFA)	79		453	

Tabelul 4. Momente încovoietoare maxime – Pământ necoeziv

Metoda	Pământ necoeziv - Nisip			
	Perete în consolă		Perete sprăituit	
	M (kNm)	%	M (kNm)	%
M1.2 (MFA)	131	4,8	241	6,6
M2.2 (MFA)	125		226	
M1.1 (MFA)	136	3,8	287	19
M1.2 (MFA)	131		241	
M0 (EFA)	131	-	271	12,4
M1.2 (MFA)	131		241	

În tabelele 5 și 6 sunt sintetizate valorile maxime ale forțelor tăietoare pentru pământ coeziv (argilă) și respectiv pământ necoeziv (Nisip).

Tabelul 5. Forțe tăietoare maxime – Pământ coeziv

Metoda	Pământ coeziv - Argilă			
	Perete în consolă		Perete sprăituit	
	T (kN)	%	T (kN)	%
M1.2 (MFA)	47	4,08	312	6,7
M2.2 (MFA)	49		291	
M1.1 (MFA)	49	4,08	343	9,03
M1.2 (MFA)	47		312	
M0 (EFA)	66	28,8	372	16,1
M1.2 (MFA)	47		312	

Tabelul 6. Forțe tăietoare maxime – Pământ necoeziv

Metoda	Pământ necoeziv - Nisip			
	Perete în consolă		Perete sprăituit	
	M (kNm)	%	M (kNm)	%
M1.2 (MFA)	56	5,3	167	2,4
M2.2 (MFA)	53		163	
M1.1 (MFA)	62	10,7	194	13,9
M1.2 (MFA)	56		167	
M0 (EFA)	60	6,7	193	13,5
M1.2 (MFA)	56		167	

5. CONCLUZII

Prezenta lucrare prezintă o comparație între cele două variante posibile de aplicare a coeficienților de material în calculul numeric, în conformitate cu Eurocod 7 versiunea actuală SR EN 1997-1:2004, dar și pe baza prevederilor și recomandărilor draftului viitorului Eurocod 7 (prEN 1997-1:2017).

Utilizarea valorilor de calcul ale parametrilor materialelor (abordarea MFA) pe tot parcursul calculului sau doar în etapele critice conduce la diferențe relativ reduse, de maximum 9%.

Utilizarea unei valori de calcul pentru coeficientul de împingere în stare de repaus k_0 din starea inițială de eforturi conduce la o creștere a eforturilor cu până la 19%.

Diferențele cele mai importante au fost obținute la utilizarea unor abordări diferite de calcul (EFA versus MFA) de maximum 37% pentru diagramele de moment încovoietor.

BIBLIOGRAFIE

NP 122 2010 „Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici”

NP 124 2010 „Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere”

Plaxis 2D [2017] Part 1: Reference manual and Part 3: Material models manual

prEN 1997-1:2017 „Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules”

SR EN 1997-1:2004+AC:2009 Eurocod 7. Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale

SR EN 1997-1:2004/NB:2016 Eurocod 7. Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa Națională

Ene, A., Popa, H., Batali, L., Ionescu, I., Miritoiu, R., [2017] „Examples for evaluation of material factoring approach using staged construction in numerical models” – Articol acceptat la a XVI-a Conferința Danubiană, Skopje, 2017

Teodoru, I. B., Stanciu, A., Lungu, I., Bejan, F. [2013] „Application of numerical methods in design of embedded retaining structures according to Eurocode 7” – Universitatea Tehnică Gheorghe Asachi Iași, Tomul LIX (LXIII). Fasc. 5

Schweiger H.F. [2013] Comparison of EC7 Design Approaches for Numerical Analysis of Deep Excavations, Eurocode 7 and New Design Challenges / University College London TC250/SC7/EG4: Numerical Methods – Final Report 2015

3 M515.SC7.T2.N0001 EN 1997-1 202x (E) - Draft 2017-april

GEOTECHNICAL DESIGN USING NUMERICAL MODELS ACCORDING TO EUROCODE 7

Abstract

Numerical methods in geotechnical design are being used more and more, although for some cases, little information is stated in the specific design codes. The benefits of such tools are numerous, but at the same time, their shortcomings should be considered. According to Eurocode 7 (EN 1997-1), which is based on the limit state design, geotechnical analysis at ULS implies using partial factors applied to actions (or effects of actions), materials (strength) and/or resistances. Values of partial factors and how they are combined in the various design approaches are very much still debated. Applying material factors when using numerical models is possible with some software either from the start (stress initialization) or for some particular stages (strength reduction in critical stages). Eurocode 7 revision, expected in 2020, will introduce a new chapter dedicated to numerical methods implementation and will change the current design approaches.

TEZE DE DOCTORAT

Teze susținute la UTCB în 2016 - 2017

Constantin UNGUREANU (sept. 2017)

Conducător științific: Prof. dr. ing. Anton Chirică - Universitatea Tehnică de Construcții București

Aplicabilitatea metodelor geofizice de suprafață în Ingineria Geotehnică

Investigarea terenului de fundare este un domeniu de foarte mare importanță în cadrul ingineriei geotehnice, fiind baza de plecare pentru orice decizie sau soluție inginerescă. În mod clasic, cercetarea terenului de fundare se bazează în special pe încercări pe probe de pământ sau rocă prelevate din foraje, respectiv încercări in situ, modelul geotehnic al terenului fiind obținut prin interpolarea sau extrapolarea datelor punctuale obținute lucrărilor de investigare. De cele mai multe ori, mai ales în cazul unor puncte de investigare îndepărtate sau a unui mediu geologic (sau antropic) foarte complex, aceste modele se îndepărtează foarte mult de situația reală din amplasament, rezultând soluții necorespunzătoare, costuri ridicate, dificultăți tehnice și tehnologice pe durata execuției, chiar și la punerea în pericol a celor care își desfășoară activitatea pe acel amplasament sau a obiectivelor învecinate. În vederea reducerii diferențelor între modelul geotehnic extrapolat și cel real, teza de doctorat consideră obținerea de noi informații pe baza metodelor geofizice, ce permite achiziția unor date distribuite atât în plan, cât și în adâncime, confirmate prin intermediul metodelor clasice. Acest tip de utilizare a metodelor geofizice poate fi încadrat sub denumirea de „geofizică geotehnică”, ramură a întregului ansamblu de tehnici de investigare geofizică de suprafață.

Teza de doctorat, considerând metoda rezistivității electrice (tomografie de rezistivitate electrică), respectiv metoda seismică (reflexie, refracție și analiza spectrală a undelor de suprafață), analizează posibilitățile de utilizare ale acestora în vederea identificării unor obiective diferite, în condiții variate, discutând calitatea rezultatelor obținute, subliniind avantajele și dezavantajele fiecăreia funcție de obiectivul propus, precum și corelarea datelor cu cele obținute pe baza tehnicilor „clasice” de investigare.

Andreea CARASTOIAN (oct. 2017)

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

Considerarea nesaturării în analiza stabilității pantelor

Alunecările de teren reprezintă al treilea hazard natural specific teritoriului României, după cel seismic și de inundații, care produce numeroase pagube an de an. De asemenea, și la nivel internațional este considerat un hazard major, de aceea de mulți ani sunt desfășurate cercetări în acest domeniu. Factorul declanșator cel mai frecvent întâlnit în cazul alunecărilor de teren este creșterea umidității masivului de pământ, fenomen care schimbă starea în care acesta se găsește, din starea nesaturată în cea saturată. Astfel, de multe ori, păstrarea stării de nesaturare în masiv poate fi cheia menținerii pantei într-o stare stabilă. Atunci când gradul mare de saturare poate determina fenomene de instabilitate sunt prevăzute măsuri de drenaj care să mențină un anumit grad de nesaturare în masiv. În astfel de cazuri, pentru a aprecia corect stabilitatea pantei trebuie introduse în analiza de stabilitate elementele specifice pământurilor nesaturate, ceea ce nu este de obicei aplicat în proiectarea curentă. Teza de doctorat elaborată de ing. Andreea CARASTOIAN abordează, deci, o problemă de mare interes pentru proiectarea geotehnică pe plan internațional și național.

Lucrarea de doctorat a abordat această problemă prin prisma aspectului practic al modelării fenomenelor de instabilitate a pantelor ținând cont de aspectele specifice ale pământurilor nesaturate. Scopul tezei de doctorat a fost *modelarea numerică a fenomenelor de instabilitate a pantelor* ținând cont de cunoașterea parametrilor specifici ai pământurilor nesaturate.

În prima etapă s-a realizat o sinteză bibliografică pentru a evidenția rezultatele cercetărilor realizate până în prezent în domeniu, referitoare la proprietățile pământurilor nesaturate și a metodelor de determinare, precum și metodele de analiză a stabilității pământurilor nesaturate. A doua etapă a constat în realizarea de măsurători pe teren pentru parametri precum suptiunea, umiditatea la diferite adâncimi și în diferite puncte cu ajutorul tensiometrelor. S-au prelevat probe netulburate de pe teren și s-au realizat încercări de laborator pentru determinarea curbei caracteristice de umiditate - suptiune și a parametrilor fizici și mecanici. A treia etapă a constat în realizarea unui model de calcul avansat, rulând analiza de stabilitate în condiții nesaturate, cu luarea în considerare a efectului unor măsuri de scădere a nivelului apei (*drenuri sifon*), pentru realizarea unor comparații de analiză de stabilitate.

Dovadă a interesului subiectului abordat, cercetările au beneficiat de sprijinul logistic al societății producătoare a programului Soil Vision specific pământurilor nesaturate și al Dr. Murray Fredlund, prin acordarea unei licențe pe perioada realizării cercetărilor pentru teza de doctorat. De asemenea, cercetările au fost sprijinite și de o societate comercială română, cu activitate în domeniul consolidării pantelor instabile, în special prin drenaje.

Cristina COMAN (dec. 2017)

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

Evaluarea și prognoza stabilității la alunecare a pantelor pe baza hărților de hazard

Alunecările de teren sunt fenomene complexe, care își dovedesc caracterul spectral prin multitudinea de factori cauzali sau declanșatori, gama largă de parametri caracteristici, dar și prin interdependența cu celelalte hazarde naturale. În consecință nu există o singură metodă general acceptată, unică și standardizată, privind cartarea și evaluarea hazardului la alunecări de teren, respectiv identificarea riscurilor asociate acestuia. Lucrarea și-a propus atât furnizarea de principii teoretice și studii practice privind evaluarea hazardului la alunecări de teren prin abordarea diferitelor metodologii existente în literatura actuală din domeniul de specialitate, la nivel național și internațional, cât și expunerea unor recomandări și sugestii privind utilizarea lor. Această lucrare contribuie la crearea unui limbaj comun metodologiilor și a unor instrumente matematice de validare a acestor metodologii printr-un set de aplicații care vizează pregătirea și construirea unor hărți de hazard la alunecări de teren ce pot deservei planurilor de prevenție și de predicție.

Teza de doctorat prezintă principalele programe naționale realizate până în prezent la nivelul României și a hărților de hazard rezultate. Unul dintre scenariile de evaluare din cadrul proiectului RORISK - „*Evaluarea riscurilor de dezastre la nivel național*”, finalizat în anul 2017, a reprezentat analiza hărților rezulte în cadrul proiectului național anterior, realizat în 2008 “*Identificarea și delimitarea hazardurilor naturale (cutremure, alunecări de teren și inundații. Hărți de hazard la nivelul teritoriului județean. Secțiunea III - Program de măsuri privind prevenirea și atenuarea efectelor hazardurilor naturale, cutremure, alunecări de teren și inundații identificate și delimitate la nivelul teritoriului județean*”. Pentru atingerea acestui obiectiv al programului RORISK, ca membră a echipei de lucru doctoranda a realizat asamblarea hărților de hazard regionale ale proiectului desfășurat în anul 2008, făcând posibilă pentru prima dată, vizualizarea întregului ansamblu de hărți. Pe baza acesteia au fost extrase o serie de incertitudini apărute în procesul de construcție al acestor hărți, care sunt folosite ca lecții învățate în analizele realizate în cadrul tezei și nu numai.

Contribuțiile autoarei, care pot fi remarcate în cadrul lucrării, sunt: prezentarea integrată a programelor naționale realizate până în prezent la nivelul României și analiza incertitudinilor acestora, construirea a patru modele matematice de evaluare și cartare a hazardului natural la alunecări de teren cu capacitate buna de predicție, analiza comparativă în scopul validării reciproce a metodologiilor de același tip și identificarea punctelor critice ale acestora.

Studiile de caz au abordat atât metode calitative de evaluare a hazardului la alunecări (metode care se pretează pentru analize la scări naționale și regionale) dar și metode cantitative (care se pretează pentru analize locale, la nivel de detaliu).

CONFERINȚE

WORKSHOP PROVOCARI ACTUALE IN ANALIZA SI REMEDIEREA INSTABILITATII PANTELOR

10 aprilie 2017, București, UTCB

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

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații



PROVOCARI ACTUALE IN ANALIZA SI REMEDIEREA INSTABILITATII PANTELOR

Luni, 10 aprilie 2017

Universitatea Tehnică de Construcții București – Facultatea de Hidrotehnică
Amfiteatrul „Radu Prîșcu”

Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații, împreună cu Universitatea Tehnică de Construcții București a organizat în data de 10 aprilie 2017 un Workshop intitulat „Provocări actuale în analiza și remedierea instabilității pantelor”.

Invitatul special al acestui eveniment a fost dnul conf. Georgios BELOKAS, de la Technological Educational Institute (TEI), Atena, Grecia, aflat într-o misiune de cooperare bilaterală Erasmus. Dânsul a prezentat un studiu de caz foarte interesant, respectiv



Reactivarea

alunecării Tsakona din Grecia.

Din partea Filialei București a SRGF au mai prezentat:

- Prof. Sanda Manea (UTCB, Președinte SRGF) – *Expertizarea fenomenelor de instabilitate în România*
- Prof. Manole Serbulea (UTCB) – *Identificarea suprafețelor de cedare din masivele de pământ folosind metode geotehnice și geofizice*
- Conf. Mihaela Stănciuc (Universitatea București) – *Caracterizarea alunecărilor de teren pe baza măsurărilor geoelectrice. Studiu de caz Breaza, România*



- Prof. Romeo CIORTAN (Univ. Ovidius Constanța), Ing. Petre UȚĂ, Ing. Eugeniu VASILACHE (GEOSOND S.A.) – *Stabilizarea și protecția unui versant*
- Prof. Loretta BATALI, Drd. ing. Andreea CARASTOIAN, Prof. Horațiu POPA, Asist. Gheorghe PANTEL (UTCB) – *Fenomene de instabilitate la depozitele de deșeuri menajere. Studiu de caz Depozitul Botoșani – modelare numerică în condiții saturate și nesaturate*
- Conf. Ernest OLINIC, Prof. Sanda MANEA, Sef lucr. Ioan BOȚI (UTCB) – *Hărți de hazard și risc la alunecări de teren*

Workshopul a fost urmat de Adunarea generală a membrilor SRGF.



CONFERINȚE



Proud to be **GEOTECHNICAL ENGINEER**

A 25-a Conferință Europeană a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni 21 – 24 iunie 2016, Sibiu, Romania

Conf. Univ. Dr. Ing. Ernest OLINIC

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

A 25-a Conferință Europeană a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni a fost organizată de Societatea Română de Geotehnică și Fundații cu sprijinul Universității Tehnice de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații, sub auspiciile Societății Internaționale de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică.

Pentru tinerii participanți, **Proud to be GEOTECHNICAL ENGINEER** nu este doar motto-ul conferinței, este expresia unei cariere viitoare, plină de provocări și realizări. Toti participanții invitați, cu mulți ani de experiență în domeniu au confirmat că sunt mândri că sunt ingineri geotehnicieni!

Conferința s-a desfășurat în Hotelul Ibis Sibiu situat chiar în centrul orașului, unde au fost cazați toți participanții.

Comitetul Științific a revizuit și acceptat spre publicare 46 de lucrări trimise de către reprezentanții societăților europene membre ISSMGE. De asemenea, volumul conferinței conține trei prelegeri invitate, în total cuprinzând un număr de 434 de pagini.

Ziua de 21 iunie a reprezentat momentul în care participanții s-au cunoscut cu ocazia recepției de bun venit.

La conferință au participat 68 de persoane: 49 de tineri delegați care au reprezentat 24 de state membre europene ale ISSMGE, 4 lectori, 4 lectori invitați (sponsori), membri ai comitetelor de organizare și științific.

Conferința a fost organizată în 8 sesiuni care s-au desfășurat în zilele de 22 și 23 iunie:

- Teste in-situ și in laborator
- Cercetări în ingineria geotehnică
- Structuri subterane
- Structuri de sprijin
- Modelarea numerică / fizică
- Stabilitatea pantelor și alunecări de teren
- Dinamica pământurilor
- Geosintetice

Fiecare sesiune a fost deschisă prin prelegeri invitate susținute de: Prof. Roger FRANK – Președinte ISSMGE, Prof. Antonio GENS – Vice-Președinte ISSMGE, Prof. Mario MANASSERO – Politecnico di Torino (Vice-Președinte ISSMGE in perioada 2017-2021), Conf. Ernest OLINIC – Secretar SRFG, Președinte conferință.

Din partea celor 4 sponsori au susținut prezentări: Lorand SATA - SOLETANCHE BACHY România, Adrian TUDORACHE - ZUBLIN România, Laurentiu FLOROIU - KELLER Geotehnica și Dimiter ALEXIEW – HUESKER.



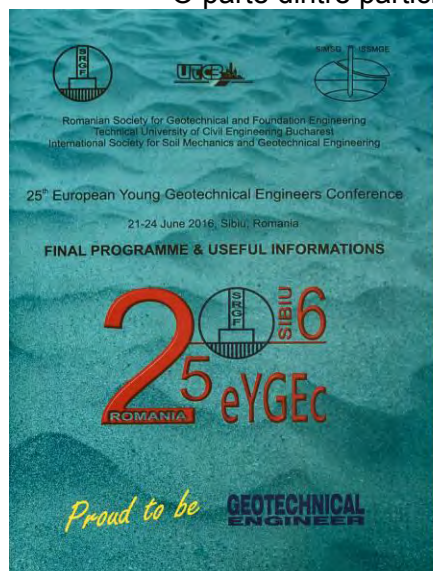
Participanți la sesiunile conferinței

România a fost reprezentată de Cristian RADU, Andor-Csongor NAGY și Alexandra-Alisa GAINA, care și-au prezentat lucrările în cadrul conferinței.

În ultima zi a conferinței s-a organizat o excursie pe Transfăgărășan, iar participanții au fost impresionați de frumusețea locurilor.



O parte dintre participanții la vizita tehnică, mulți purtând tricoul conferinței



Programul conferinței, volumul conferinței și lista participanților

Comitetele științific și de organizare au fost formate din membri care aparțin de toate cele 4 filiale ale SRGF.

Comitetul de organizare a fost format din: Ernest OLINIC, Daniel MANOLI, Cătălin BURLACU – Universitatea Tehnică de Construcții București, Nicoleta-Maria ILIES – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Iancu-Bogdan TEODORU – Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iași.

Comitetul științific a fost format din: Sanda MANEA, Loretta BATALI, Ernest OLINIC – Universitatea Tehnică de Construcții București, Nicoleta – Maria ILIES – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Irina LUNGU – Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iași, Luiza ROMAN – Universitatea Politehnică Timișoara.



CONFERINȚE

SIMPOZIONUL INTERNATIONAL „PROIECTAREA PILOTELOR IN EUROPA – CUM A MODIFICAT EUROCODUL 7 PRACTICA?”

Leuven, Belgia, 28 – 29 aprilie 2016

ing. Alexandra ENE*Popp & Asociații Inginerie Geotehnică*

Pe 28 și 29 Aprilie 2016, în Leuven, Belgia, a avut loc un simpozion internațional pe tema „Proiectarea piloților în Europa – Cum a modificat Eurocodul 7 practica?”, eveniment organizat de comitetul tehnic european ETC3 - Piles din cadrul ISSMGE și de Societatea de Mecanica Pământurilor din Belgia, GBMS-BGGG.

Având în vedere întâlnirea de lucru pentru revizuirea Eurocodului 7 organizată în zilele imediat anterioare simpozionului în Leuven, Belgia, precum și interesul față de subiect, din România au participat la acest eveniment tehnic prof. dr. ing. Iacint Manoliu, prof. dr. ing. Loretta Batali, prof. dr. ing. Horațiu Popa și ing. Alexandra Ene.



Un prim obiectiv al simpozionului, care a fost atins cu succes, a urmărit să ajute inginerii geotehnicieni din Europa să se familiarizeze (mai bine) cu variile metode „naționale” de proiectare a piloților.

Fiecare țară reprezentată în cadrul ETC3 a fost invitată să elaboreze un raport detaliat cu privire la metoda națională utilizată în proiectarea piloților, inclusiv pentru piloți încărcăți axial sau lateral, individuali sau în grup. Rapoartele naționale au fost publicate în volumul al II-lea de lucrări ale simpozionului. Acesta a rezultat în puțin peste 330 pagini și a cuprins rapoartele a 16 țări: Austria, Belgia, Danemarca, Olanda, Estonia, Finlanda, Franța, Germania, Ungaria, Irlanda, Italia, Polonia, Macedonia, Rusia, Spania și Suedia. Informațiile cuprinse în rapoartele naționale au fost analizate, comparate și comentate pe diferite tematici, după cum au și fost prezentate în cadrul simpozionului și în volumul I de lucrări. România a furnizat un raport asupra practicii naționale de proiectare ulterior simpozionului.

În plus față de rapoartele generale descrise anterior, s-au realizat și câteva exerciții (trei exemple de calcul) pe cazuri practice care au fost, de asemenea, distribuite și rezolvate de membrii comitetului tehnic ETC3, pentru a identifica diferențele între metodele utilizate. Rezultatele exercițiilor au fost sumarizate și prezentate de Trevor Orr în cadrul simpozionului și în volumul I de lucrări ale acestuia.

În plus față de cele menționate anterior, în cadrul simpozionului au fost acoperite aspecte legate de evoluția proiectării piloților conform Eurocodului 7 (CEN/TC 250/SC 7), stadiul actual al standardizării execuției piloților (CEN/TC 288 & 341/ ISO TC 182) și de utilizarea practică a încercărilor statice, dinamice și de încărcare rapidă în proiectarea piloților, precum și alte subiecte cum ar fi controlul calității, monitorizarea și tehnici noi de măsurare (instrumentare), dar și aspecte legate de cerințele betonului utilizat la execuția fundațiilor de adâncime.

În încheiere, trebuie spus că acest eveniment tehnic a avut o participare numeroasă și, mai ales, că lucrările și prezentările rezultate în urma acestui simpozion sunt importante și de valoare pentru stadiul actual al proiectării piloților.

CONFERINȚE

A TREIA CONFERINȚA INTERNAȚIONALĂ DE GEOTEHNICA TRANSPORTURILOR Guimaraes, Portugalia, 4 – 7 septembrie 2016

Dr. ing. Andreea CARASTOIAN

Universitatea Tehnică de Construcții București



3rd ICTG 2016

În 2008, la Universitatea din Nottingham, Marea Britanie a fost inițiată seria conferințelor internaționale în Geotehnica Transporturilor, desfășurată sub auspiciile ISSMGE - TC3. Acest

eveniment internațional a fost creat să răspundă cerințelor din ce în ce mai mari legate de probleme în infrastructura privind societatea.

A doua Conferință Internațională în Geotehnica Transporturilor a avut loc în 2012 la Sapporo, Japonia, în cadrul ISSMGE - TC202, urmând tematica propusă în TC3, în perioada 2009-2013.

Pentru a continua succesul conferințelor mai sus menționate și a rezultatelor obținute în urma cercetărilor efectuate, a treia Conferință Internațională în Geotehnica Transporturilor a fost programată în septembrie 2016, la Guimaraes, Portugalia, fiind organizată de Universitatea din Minho.

Provocările abordate în cadrul celei de-a treia conferințe au inclus o mai bună înțelegere a interacțiunii dintre geotehnică și infrastructură, furnizând astfel, idei de proiectare mai sigure, economice, fiabile și durabile.

A fost o conferință interactivă, alcătuită din ateliere de lucru și mai multe tipuri de sesiuni, inclusiv sesiuni dedicate tinerilor geotehnicieni, precum și o expoziție tehnică.

Tematicile conferinței au fost următoarele:

- Geo-materiale optimizate – utilizare, reutilizare și reciclare
- Mecanica pământurilor nesaturate în Geotehnica Transporturilor
- Fundații și structuri din pământ
- Stabilitatea pantelor, stabilizare și managementul proprietăților
- Proiectare mecanistică – empirică (drumuri, căi ferate și aeroporturi)
- Substructuri pentru calea ferată, inclusiv zone de tranziție
- Detecție pentru infrastructura de transport
- Macro- și nano-tehnologii pentru Geotehnica Transporturilor
- Sustenabilitate în Geotehnica Transporturilor
- Studii de caz



În cifre: 4 ateliere de lucru pentru tineri, 2 conferințe onorifice (Proctor Lecture, Mercer Lecture), 2 conferințe principale, 10 conferințe tematice, 13 conferințe speciale, 182 articole publicate, 85 prezentări orale, 12 sesiuni tehnice, 50 postere. Dintre conferințele prezentate menționăm:

Proctor Lecture: Buddhima Indraratna (Wollongong University, Australia) – *Railroad performance with special substructure characteristics*

Mercer Lecture – Jorge Zornberg (University of Texas at Austin, USA) – *Stabilization of pavements using geosynthetics*

Erol Tutumluer (University of Illinois, USA) – *Rutting prediction in airport pavement granular base/subbase: A stress history based approach*

Anand Puppala (University of Texas at Arlington, USA) – *Advances in ground modification with chemical additives: From theory to practice*

David Toll (Durham University) – *Unsaturated soil mechanics in transportation geotechnics*

România a fost prezentă cu un articol: L. Batali (UTCB), A. Carastoian (UTCB) - *Slope stability analysis using the unsaturated stress analysis*. Case study, care a fost prezentat ca poster de către drd. (la acea vreme) Andreea Carastoian.

CONFERINȚE

SEMINARUL COMITETULUI TEHNIC TC207 al ISSMGE 2 octombrie 2016, Viena, Austria

Prof. dr. ing. Horațiu POPA

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

La invitația domnului Prof. Heinz BRANDL, președintele Asociației Inginerilor și Arhitecților din Austria (ÖIAV), seminarul comitetului tehnic TC207 *Soil Structure Interaction and Retaining Walls* al ISSMGE s-a desfășurat la începutul lunii octombrie 2016 în minunatul oraș Viena.

Seminarul a debutat, parcă într-o confirmare a renumelui privind muzica clasică a Vienei, cu un concert în seara de ajun: Recviemul de Verdi în biserica universității (University Church - Jesuitenkirche) susținut de orchestra universității și renumitul cor al bisericii St. Augustin.

Lucrările propriu-zise s-au desfășurat într-un alt loc plin de istorie și de o estetică arhitecturală deosebită, Engineering House, aflată sub patronajul Asociației Inginerilor și Arhitecților din Austria (ÖIAV), în sala în care însuși Karl Terzaghi a prezentat pentru prima dată teoria consolidării.



În decursul zilei de lucru au fost prezentate și discutate 18 lucrări științifice, printre care și cea propusă de către delegația română „*Design, Execution and Monitoring of a Deep Excavation in Bucharest*”, prezentare făcută de Dna ing. Alexandra Ene (SC Popp & Asociații Inginerie Geotehnică SRL). La seminar, din partea României și SRGF au fost prezenți trei membri: Ing. Alexandra Ene și Prof. dr. ing. Horațiu Popa (UTCB) în calitate de membri ai TC207 și Prof. dr. ing. Loretta BATALI (UTCB) în calitate de invitat.

Unul dintre momentele deosebite ale zilei de lucru a fost cel în care Dl Prof Brandl a arătat participanților caietul de lucru al Prof. Karl TERZAGHI cu demonstrațiile teoriei consolidării.



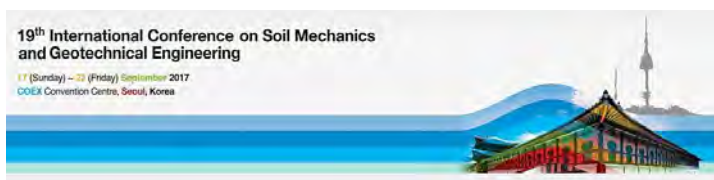
CONFERINȚE

A 19-A CONFERINȚĂ INTERNAȚIONALĂ DE MECANICA PĂMÂNTURILOR ȘI INGINERIE GEOTEHNICĂ

Seoul, Coreea de Sud, 17 – 22 septembrie 2017

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

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații



În perioada 17 – 22 septembrie 2017 Centrul de Conferințe COEX din Seoul a găzduit cea de-a 19-a Conferință Internațională de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică (ICSMGE2017), desfășurată sub sloganul „Unearth the future, Connect

beyond”. Acest moto exprimă dorința de a face o conexiune între trecut și viitor, între inginerii tineri și cei experimentați, între țările dezvoltate și cele în curs de dezvoltare. La Ceremonia de deschidere a participat Ban Ki-moon, fost Secretar general al ONU.

În primele două zile ale conferinței au fost programate conferințe omagiale și onorifice susținute de mari personalități ale domeniului:

Terzaghi Oration – Peter Day (University of Stellenbosch, South Africa) –

Provocări și inconveniente în practica geotehnică în contextul țărilor în curs de dezvoltare

Bishop Lecture – David Muir Wood (University of Dundee) – *Modelare și experimentare*

James K. Mitchell Lecture – John Powell (Geolabs Ltd, UK) – *Încercări in situ – Putem asigura calitatea echipamentului, a operării și a interpretării?*

Schofield Lecture – Mark Randolph (University of Western Australia, Australia) – *Modelare experimentală pentru proiectare în cazul fundațiilor offshore*

Geoffrey Blight Lecture – Delwyn Fredlund (University of Saskatchewan, Canada) – *Rolul curbei caracteristice de suclune în Mecanica Pământurilor Nesaturate*

Proctor Lecture – Antonia Gomes Correia (University of Minho, Portugal) – *De la noțiuni fundamentale la aplicații în compactare: Dezvoltări recente în ramblee, pavaje și căi ferate*

Isihara Lecture – Jonathan Donald Bray (University of California Berkeley, USA) – *Procedură simplificată pentru estimarea tasărilor clădirilor induse de lichefiere*

Gregory Tschebotarioff Lecture – Chris Haberfield (Golder Associates Pty Ltd, Australia) – *Aplicații practice ale analizei interacțiune teren – structură*

Louis Ménard Lecture – Buddhima Indraratna (University of Wollongong, Australia) – *Dezvoltări recente în drenuri verticale și preîncărcare cu vid pentru stabilizarea terenurilor slabe*

R.K. Rowe Lecture – Mario Manassero (Politecnico di Torino, Italy) – *Despre parametrii de textură și de stare ai argilelor active pentru controlul contaminării*

Kerisel Lecture – Carlo Viggiani (University of Napoli Federico II, Italy) – *Geotehnica și patrimoniul cultural*

Suzanne Lacasse Lecture – Farrokh Nadim (Norwegian Geotechnical Institute, Norway) – *Abordare fiabilistă pentru o proiectare geotehnică robustă*



În următoarele două zile au avut lucrările numeroase sesiuni paralele. De discuții, workshopuri organizate de comitetele tehnice etc., în total 13 evenimente paralele.

România a fost reprezentată de o delegație de 8 persoane: Prof. Iacint Manoliu (UTCB), Prof. Loretta Batali (UTCB), Prof. Horațiu Popa (UTCB), Conf. Ernest Olinic (UTCB), Asist.

Tatiana Olinic (USAMV), ing. Dragoș Marcu (PAIG), ing. Alexandra Ene (PAIG) și ing. Cristian Radu (SBR).

Au fost publicate 5 articole din partea României, din care trei au fost prezentate oral și unul ca poster.

- L. Batali (UTCB), A. Szerzo (SBR) – *Modelarea numerică a fundațiilor mixte pe radieră pilotate. Modelarea particularităților și comparație cu măsurători pe teren* - prezentat oral
- H. Popa (UTCB), L. Batali (UTCB), S. Manea (UTCB) – *Analiza diferitelor legi constitutive pentru modelarea numerică a unui perete îngropat de susținere* – prezentat oral
- A. Ene (PAIG), D. Marcu (PAIG), H. Popa (UTCB) – *Încărcări de probă pe piloți post-injecțai instrumentați. Măsurători și interpretarea rezultatelor încercărilor* – prezentat ca poster
- R. Ciortan (Univ. Ovidius), S. Manea (UTCB) – *Soluții de fundare pentru silozuri de cereal în România*
- C. Radu (SBR), A. Szerzo (SBR), Lorand Sata (SBR) – *Analiză numerică și monitorizare pentru o incintă dublă celulară pentru o excavație de 19.5 m adâncime* – prezentat oral



Expoziția tehnică organizată a fost una deosebit de interesantă, reunind nu mai puțin de 90 de expozanți din toată lumea.

În ultima zi au avut loc vizitele tehnice, respectiv: Centrala maree motrice de la Sihwa și Peștera Gwangmyeong sau Aeroportul internațional Incheon și Canalul Gyeongin.



Din categoria evenimentelor sociale se pot aminti Welcome Reception (COEX) care a găzduit muzicieni de fusion jazz coreeni, Ceremonia de deschidere în timpul căreia participanții au asistat la o demonstrație de tobe tradiționale coreene (Media Bass Drum), Dineul de gală (COEX), respectiv Ceremonia de închidere în cadrul căreia a performat un cor de amatori (Civil Harmony).

În prețuia conferinței, 16 septembrie, a avut loc reuniunea Consiliului ISSMGE, la care din partea României au participat Prof. Loretta Batali – Vicepreședinte SRGF și Conf. Ernest Olinic – secretar SRGF. Cu această ocazie au fost organizate alegerile pentru un nou președinte al ISSMGE, cel care a fost ales fiind Prof. Charles Ng (Hong Kong). De asemenea, a fost aleasă următoarea gazdă a celei de-a 20-a Conferințe Internaționale din 2021, respectiv Sidney.





Organizează

PRIMUL SIMPOZION NATIONAL DE GEOTEHNICA MEDIULUI

SI CONFERINTA „R.K. ROWE” PROF. MARIO MANASSERO

LUNI, 2 IULIE 2018

Universitatea Tehnică de Construcții București – Facultatea de Hidrotehnică



Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații (SRGF), împreună cu Universitatea Tehnică de Construcții București (UTCB) organizează pentru prima dată un **Simpozion Național de Geotehnica Mediului**. Preocupările legate de **Geotehnica Mediului** datează de cca 20 de ani la UTCB și ele au fost prezentate constant de-a lungul anilor în secțiuni dedicate ale conferințelor sau simpozioanelor naționale, neavând, însă, până în prezent o manifestare dedicată.

Manifestarea se înscrie și în seria de evenimente prilejuite de împlinirea a 200 de ani de învățământ tehnic în București.

Cu acest prilej, al **Primului Simpozion Național de Geotehnica Mediului**, Filiala București a SRGF a adresat invitația dnului **Prof. Mario MANASSERO** (Politecnico di Torino), în prezent **Vicepreședinte pentru Europa al ISSMGE**, de a susține în România prestigioasa Conferință „**R.K. Rowe Lecture**” pentru care a fost nominalizat în 2017 de către ISSMGE și pe care o va susține pe plan mondial în următorii 4 ani, invitație pe care a acceptat-o.

Titlul Conferinței „**R.K. Rowe**” 2017 este „*On the fabric, intrinsic and state parameters of active clays for contaminant control*”.

Tematicile Simpozionului:

- Depozite de deșeuri
- Aplicații ale geosintetelor în Geotehnica Mediului
- Evaluarea riscurilor – hazarduri naturale și antropice asupra mediului
- Contaminarea pământurilor, tehnici de remediere
- Tehnologii și structuri geo – energetice
- Reutilizarea deșeurilor și subproduselor în Ingineria Geotehnică

Date importante:

- Trimiterea rezumatelor contribuțiilor propuse (1 pagină): 15 martie 2018 (pe adresa: secretariatsrgfbucuresti@yahoo.com)
- Buletinul 2 (cu programul final): 1 iunie 2018

Detalii și informații:

Prof. Loretta Batali – președinte al filialei București a SRGF, loretta.batali@utcb.ro, loretta.batali@gmail.com, tel. 021-2421208/263, mobil: 0745040975

Secretariat SRGF – Filiala București: secretariatsrgfbucuresti@yahoo.com – Secretar Filială – Dr. ing. Arpad Szerzo

Locul de desfășurare:

Universitatea Tehnică de Construcții București – Bd. Lacul Tei 122-124, sector 2, București
Facultatea de Hidrotehnică, Amfiteatrul „Radu Prișcu” (etajul II).

Inscrieri:

Simpozionul este cu participare liberă, înscrierile vor fi deschise în luna iunie 2018.



Organizează

SEMINARUL INTERNATIONAL

NOI TEHNICI SI TEHNOLOGII DE

IMBUNATATIRE A PAMANTURILOR

VINERI, 9 NOIEMBRIE 2018

Universitatea Tehnică de Construcții București – Facultatea de Hidrotehnică



Filiala București a Societății Române de Geotehnică și Fundații (SRGF), împreună cu Universitatea Tehnică de Construcții București organizează **Vineri, 9 noiembrie 2018 un Seminar dedicat noilor tehnici și tehnologii de îmbunătățire a pământurilor.**

În ultimii ani acest subiect a revenit puternic în actualitate prin noi aplicații ale tehnicilor existente, dar și prin noi tehnici și tehnologii. Ca o recunoaștere a importanței acestui domeniu de activitate toate conferințele internaționale de Inginerie Geotehnică au secțiuni consistente dedicate acestui subiect, iar în noua ediție revizuită a Eurocodului 7 (prEN1997-3:202x) va exista un capitol nou dedicat îmbunătățirii pământurilor.

În România, îndeosebi dezvoltarea infrastructurii a necesitat de multe ori utilizarea de metode de îmbunătățire (ramblee, straturi de bază, straturi de fundare), dar ele au fost utilizate și pentru fundarea altor tipuri de structuri. Interesul mare pentru aplicarea acestor tehnici, precum și modul uneori deficitar în care acestea au fost aplicate ne-au făcut să propunem membrilor Filialei București a SRGF astfel de manifestare menită să promoveze tehnicile de îmbunătățire, să clarifice modul de proiectare și de aplicare, dar și să atragă atenția autorităților asupra avantajelor lor, dar și asupra lipsei de documente tehnice în materie.

La seminar vor fi prezente companii internaționale cu mare experiență în domeniu, precum și companii din România, proiectanți, executanți, cadre didactice, cercetători.

Manifestarea se înscrie și în seria de evenimente prilejuite de împlinirea a 200 de ani de învățământ tehnic în București.

Tematicile Seminarului:

- **Tehnici de îmbunătățire**
 - Malaxare în adâncime
 - Stabilizarea pământurilor
 - Injecții și injecții cu presiune înaltă
 - Compactare
 - Incluziuni rigide
- **Aplicații**
 - Transporturi
 - Fundații
 - Mediu
- **Proiectare/legislație**
- **Execuție/controlul calității**

Date importante:

- Trimiterea rezumatelor contribuțiilor propuse (1 pagină): 1 mai 2018 (pe adresa: secretariatsrgfbucuresti@yahoo.com)
- Buletinul 2 (cu programul final): 1 octombrie 2018

Detalii și informații:

Prof. Loretta Batali – președinte al filialei București a SRGF, loretta.batali@utcb.ro, loretta.batali@gmail.com, tel. 021-2421208/263, mobil: 0745040975

Secretariat SRGF – Filiala București: secretariatsrgfbucuresti@yahoo.com – Secretar Filială – Dr. ing. Arpad Szerzo

Locul de desfășurare:

Universitatea Tehnică de Construcții București – Bd. Lacul Tei 122-124, sector 2, București
Facultatea de Hidrotehnică, Amfiteatrul „Radu Prișcu” (etajul II).

Inscrieri:

Simpozionul este cu participare liberă, înscrierile vor fi deschise în luna octombrie 2018.

ALTE ACTIVITATI

PREZENTA MEMBRILOR SRGF – FILIALA BUCURESTI IN CEN TC 250/SC7 - STRUCTURAL EUROCODES – SUBCOMMITTEE EUROCODE 7

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

Universitatea Tehnică de Construcții București, Departamentul de Geotehnică și Fundații

Membrii Filialei București a SRGF sunt prezenți în comitetul tehnic TC 250/SC7 *Structural Eurocodes – Subcommittee Eurocode 7* al CEN și, respectiv, în comitetul în oglindă al ASRO CT 343/GL7.

În prezent reprezentanții României la TC250/SC7 al CEN sunt următorii:

Prof. Iacint Manoliu (UTCB) – membru în WG3 (EN 1997-3) – TG2 (Spread foundations)

Prof. Loretta Batali (UTCB) – membru în WG1 (*EN 1997-1 and coordination*) – TG2 (*General rules*) și
membru în WG3 (EN 1997-3) – TG6 (*Reinforced soils*)

Sef lucr. Daniel Manoli (UTCB) – membru în WG1 (*EN 1997-1 and coordination*) – TG4 (*Dynamic design*)

Conf. Andrei Olteanu (UTCB) – membru în WG2 (*Ground investigation EN 1997-2*)

Prof. Manole Șerbulea (UTCB) – membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG1 (*Slopes*)

Ing. Tudor Saidel (Saidel Eng.) - membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG2 (*Spread foundations*)

Dr. ing. Arpad Szerzo (SBR) - membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG3 (*Pile foundations*)

Prof. Horatiu Popa (UTCB) - membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG4 (*Retaining structures*)

Ing. Alexandra Ene (Popp și Asoc. Inginerie Geotehnică) - membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG5 (*Ground anchors*)

Ing. George Tsitsas (GT Eng.) - membru în WG 3 (EN 1997-3) – TG6 (*Ground improvement*)

Ing. Dănuț Ungureanu – membru în WG2 (*Ground investigation EN 1997-2*) (nominalizat anterior de ASRO)

În perioada scursă de la nominalizarea lor (2015) și de la precedenta raportare (RRGF no.2/2015), o parte dintre acești reprezentanți au participat la reuniunile SC7:

- Reuniunea grupurilor de lucru ale SC7 - Noiembrie 2015 – Dublin (Irlanda) – Prof. Loretta Batali
- Reuniunea anuală a SC 7 – Aprilie 2016 – Leuven (Belgia) – Prof. Iacint Manoliu, Prof. Loretta Batali, Prof. Horațiu Popa, ing. Alexandra Ene
- Reuniunea grupurilor de lucru ale SC7 – Octombrie 2016 – Varșovia (Polonia) - Prof. Iacint Manoliu, Prof. Loretta Batali, ing. Alexandra Ene
- Reuniunea anuală a SC 7 – Mai 2017 – Oslo (Norvegia) – Prof. Iacint Manoliu, Prof. Loretta Batali, Prof. Horațiu Popa, ing. Alexandra Ene
- Reuniunea grupurilor de lucru ale SC7 – Decembrie 2017 – Berlin (Germania) - Prof. Iacint Manoliu, Prof. Loretta Batali, Prof. Horațiu Popa, ing. Alexandra Ene, dr. ing. Arpad Szerzo

Următoarea reuniune anuală a SC7 va avea loc în Mai 2018 la Aarhus (Danemarca).



Reuniunea anuală a SC 7 – Mai 2017 – Oslo (Norvegia)

De asemenea, în calitate de membru al PT1, Prof. Loretta Batali a participat și la reuniunile separate de lucru ale acestui grup, respectiv: Bruxelles (nov. 2015), Barcelona (aprilie 2016), București (oct. 2016), Bruxelles (ian. 2017), organizând una dintre reuniuni la UTCB (oct. 2016).

Membrii Grupului de lucru GL7 al TC343 al ASRO au participat la analiza propunerilor de modificări ale prEN 1997 și au formulat observații, comentarii și propuneri.

Reprezentanții naționali la TC250/SC7 sunt și membri ai comitetului tehnic național CT2 (Proiectare geotehnică) al SRGF, alături de alți colegi din filiala București, respectiv:

Sef lucr. Ioan Boți (UTCB) (WG2)
Ing. Adrian Diaconu (Geotesting) (WG2)
Prof. Sanda Manea (UTCB) (WG3-TG1)
Asist. Adrian Andronic (UTCB) (WG3 – TG1)
Prof. dr. ing. Nicoleta Rădulescu (UTCB) (WG3 – TG3)
Ing. Radu Cristian (SBR) (WG3 – TG4)
Sef lucr. Ștefan Ardelean (UTCB) (WG3 – TG5)
Ing. Alexandru Măgureanu (SBR) (WG3 – TG5)
Dr. ing. Cornelia Dobrescu (INCERC) (WG3 – TG7)

Membrii CT2 al SRGF au organizat în nov. 2017 Simpozionul „Proiectarea geotehnică conform Eurocode 7 în România”.

VIA CALCO®

SOLUTII
DOVEDITE
PENTRU
TRATAREA
PAMANTURILOR

- > DRUMURI
- > CAI FERATE
- > PARCURI INDUSTRIALE
- > ZONE COMERCIALE
- > AEROPORTURI
- > PORTURI

INFORMATII SUPLIMENTARE? CONTACTATI SPECIALISTII NOSTRI LOCALI:



> **Marius Onofrei**

Carmeuse Holding SRL
Str. Carierei 127A, Brasov, Romania
Tel: +40 723 173 579
Email: marius.onofrei@carmeuse.ro




CARMEUSE

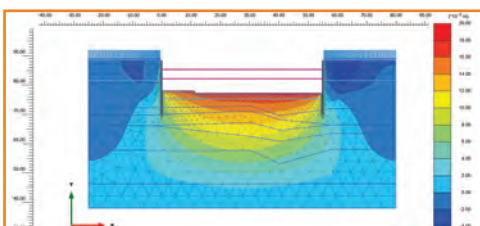


Soluții geotehnice sigure

consultanță | proiectare | expertizare | asistență tehnică
geotehnică | structură | încercări | monitorizare

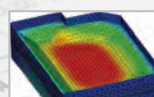
INVESTIGARE GEOTEHNICĂ

- Stabilire tema de investigare împreună cu proiectantul
- Coordonare investigații de teren, foraje geotehnice sCPT, sDMT, teste Down-hole, piezometre, teste pompare
- Stabilirea temei detaliate de laborator
- Prelucrarea rezultatelor



PROIECTARE GEOTEHNICĂ

- Modele de calcul avansate: MEF 2D/3D, model de comportare a terenului Mohr-Coulomb modificat cu efect de rigidizare în domeniul deformațiilor mici, model de comportare Mohr-Coulomb pentru interfața teren-structură
- Parametri geotehnici complecși: din investigațiile de teren/laborator calibrați cu experiența similară
- Analiza pe stadii fizice
- Back-analysis



ASISTENȚĂ TEHNICĂ

- Prezență regulată în șantier
- Sesizarea condițiilor de teren neprevăzute
- Adaptări datorate capacităților tehnologice disponibile, situațiilor întâlnite, etc.
- Asistență la realizarea testelor în teren
- Interpretarea rezultatelor testelor și măsurătorilor -Metoda observațională de proiectare



MONITORIZARE

- Stabilirea PROGRAMULUI DE MONITORIZARE
- Instalarea și măsurarea instrumentelor
 - Mărci topografice
 - Martori fisuri
 - Înclinometre
 - Tasometre
- Piezometre
- Mărci tensometrice
- Celule de forță
- Încărcări de probă pe piloți
- Încărcări de probă pe ancoraje în teren
- Bază de date centralizată
- Instrumentare seismică
- Măsurători manuale și automate
- Interpretarea datelor colectate

