



UNIVERSITETI I PRISHTINËS - UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT - FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Rr. Agim Ramadani, ndërtesa e "Fakultetit Teknik", 10000 Prishtinë, Republika e Kosovës

Str. Agim Ramadani, Building of Technical Faculties, 10000 Prishtinë, Republic of Kosova

Web

<https://fin.uni-pr.edu/>

e-mail

fin@uni-pr.edu

Nr. Ref.

1716/7

Prishtinë

Data:

04.06.2026

Formulari F3

RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT			
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.		Date
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	Prof.Asoc. Misin Misini	Kryetar
	2.	Prof.Asst. Florim Grajçevci	Mentor
	3.	Prof. Neritan Shkodrani	Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	SIGURIMI I GROPËS NDËRTIMORE ME STRUKTURË NGA BETONI I ARMUAR - RAST STUDIMI- OBJEKTI ME THELLËSI TË MADHE 20m NË NIVELE NËN TERREN		
Emri i Studentit	Visar Dula		
Vlerësimi i dorëshkrimit datë	11 qershor 2026		
Komisioni për vlerësimin e punimit të diplomës master, pas shqyrtimit të punimit të dorëzuar nga kandidati BSc. Visar Dula, analizimit të përmbajtjes shkencore, metodologjisë së përdorur, rezultateve të fituara dhe përfundimeve të nxjerra, konstaton se punimi paraqet një studim serioz, aktual dhe profesional në fushën e inxhinierisë sizmike dhe projektimit të strukturave prej betoni të armuar. Punimi i diplomës i kandidatit BSc. Visar Dula trajton një problematikë me rëndësi të veçantë në fushën e inxhinierisë gjeoteknike dhe të ndërtimit, konkretisht projektimin dhe analizën e sistemeve mbajtëse për sigurimin e gropave ndërtimore me thellësi të mëdha. Tema është aktuale dhe paraqet interes të veçantë profesional, duke pasur parasysh zhvillimet e fundit në sektorin e ndërtimit, ku gjithnjë e më shpesh paraqitet nevoja për realizimin e objekteve me disa nivele nëntokësore dhe me kushte të ndërlikuara gjeoteknike. Përzgjedhja e kësaj teme dëshmon për orientimin e kandidatit drejt problemeve reale inxhinierike dhe përpjekjen për të trajtuar çështje që kanë ndikim të drejtpërdrejtë në praktikën profesionale. Punimi është ndërtuar mbi një bazë të gjerë teorike, ku kandidati ka trajtuar në mënyrë sistematike konceptet themelore të mekanikës së tokës, presionet aktive dhe pasive, ndikimin e ujërave nëntokësore, metodat e projektimit të sistemeve mbajtëse dhe modelet bashkëkohore të analizës numerike. Në pjesën teorike vërehet një qasje e kujdesshme në përmbledhjen dhe interpretimin e literaturës relevante profesionale dhe shkencore, duke përfshirë autorët më të njohur në fushën e gjeoteknikës si Terzaghi, Peck, Clough dhe O'Rourke, si dhe qasjet moderne të projektimit të gërmimeve të thella.			

Një nga vlerat kryesore të punimit është lidhja e mirë ndërmjet pjesës teorike dhe asaj praktike. Kandidati nuk është kufizuar vetëm në trajtimin teorik të problemit, por ka zhvilluar një rast studimor të detajuar për një objekt me thellësi të konsiderueshme nën nivelin e terrenit. Përmes këtij rasti studimor janë analizuar karakteristikat gjeoteknike të terrenit, është bërë modeli i sistemit mbajtës me diafragma prej betoni të armuar dhe janë trajtuar të gjitha aspektet kryesore të stabilitetit dhe sigurisë së gropës ndërtimore.

Nga aspekti metodologjik, punimi karakterizohet nga një qasje e mirëfilltë inxhinierike. Kandidati ka përdorur të dhëna reale gjeoteknike, ka analizuar parametrat mekanikë të tokës dhe ka aplikuar metoda të njohura të llogaritjes për vlerësimin e presioneve dhe stabilitetit të sistemit mbajtës. Veçanërisht vlen të theksohet përdorimi i analizave numerike dhe i softuerit profesional GEO5, përmes të cilit janë modeluar kushtet reale të problemit dhe janë verifikuar rezultatet e fituara nga llogaritjet teorike. Kjo tregon aftësinë e kandidatit për të përdorur mjetet moderne të projektimit dhe për të interpretuar rezultatet e analizave në mënyrë profesionale.

Në kuadër të rastit studimor janë trajtuar në mënyrë të detajuar dimensionimi i diafragmave, kontrolli i elementeve konstruktive sipas Eurocode 2, analiza e stabilitetit global dhe lokal, verifikimi ndaj rrëshqitjes, rrotullimit dhe ngritjes së fundit të gropës, si dhe analiza e sistemit të ankerimit. Kandidati ka treguar njohuri të mira në interpretimin e kërkesave të Eurocode 7 dhe Eurocode 2, duke demonstruar aftësi për aplikimin praktik të standardeve evropiane në projektimin e strukturave gjeoteknike dhe betonarme.

Rezultatet e paraqitura në punim janë të argumentuara dhe të mbështetura në analiza teknike. Përfundimet e nxjerra nga kandidati janë logjike dhe rrjedhin drejtpërdrejt nga rezultatet e fituara. Punimi konfirmon se përdorimi i diafragmave prej betoni të armuar, të kombinuara me sistem ankorimi të projektuar në mënyrë adekuate, paraqet një zgjidhje të sigurt dhe efikase për sigurimin e gropave ndërtimore me thellësi të mëdha. Po ashtu, punimi evidenton rëndësinë e analizës së detajuar gjeoteknike dhe të modelimit të ndërveprimit tokë-strukturë në garantimin e sigurisë dhe funksionalitetit të objekteve të tilla.

Nga pikëpamja formale, punimi është i organizuar mirë, me strukturë logjike, ilustrime, tabela dhe figura të shumta që ndihmojnë në kuptimin e problematikës së trajtuar. Terminologjia profesionale është përdorur në mënyrë korrekte, ndërsa stili i shkrimit është i qartë dhe i përshtatshëm për nivelin e studimeve master. Përmbajtja teknike është e pasur dhe tregon angazhim serioz të kandidatit gjatë përgatitjes së punimit.

Megjithëse punimi ka arritur nivel të lartë profesional, në të ardhmen do të mund të ishte me interes zgjerimi i analizës përmes krahasimit të varianteve të ndryshme të sistemeve mbajtëse, përfshirjes së ndikimeve sizmike dhe analizave më të avancuara të modeleve konstitutive të tokës. Megjithatë, këto aspekte nuk ndikojnë në cilësinë e përgjithshme të punimit dhe

paraqesin më tepër mundësi për zhvillime të mëtejshme kërkimore.

Në përfundim, konstatohet se kandidati BSc. Visar Dula ka realizuar një punim diplome me vlerë të konsiderueshme profesionale dhe akademike. Punimi dëshmon njohuri të mira teorike, aftësi analitike dhe kompetenca të nevojshme për trajtimin e problemeve komplekse të inxhinierisë gjeoteknike dhe strukturore. Përmbajtja e tij përmbush plotësisht kërkesat e një punimi diplome në nivelin Master dhe paraqet një kontribut të vlefshëm në fushën e projektimit të gropave ndërtimore të thella.

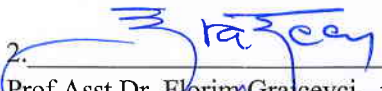
- Përfundimi dhe rekomandimi i komisionit

Duke u bazuar në shqyrtimin e përmbajtjes së punimit, në analizën e realizuar dhe në nivelin e trajtimit teorik, komisioni vlerëson se kandidati ka demonstruar njohuri dhe kompetenca të mira profesionale në fushën e inxhinierisë strukturore.

Bazuar në cilësinë e punimit, nivelin metodologjik, trajtimin profesional të temës dhe rezultatet e arritura, Komisioni konstaton se punimi i diplomës master i kandidatit BSc Visar Dula i plotëson kriteret akademike dhe profesionale të parapara për nivelin Master dhe propozon që kandidatit t'i lejohet mbrojtja publike e punimit të diplomës.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit 11 Qershor 2026

Komisioni Vlerësues:

1. 
Prof. Asoc. Misin Misini
2. 
Prof. Asst. Dr. Florim Graçevci - mentor
3. 
Prof. Neritan Shkodrani – anëtar

ABSTRAKT

Sigurimi i gropës ndërtimore është një nga proceset më të rëndësishme në ndërtimin e objekteve të thella dhe komplekse, si ato që kërkojnë hapjen e gropave të mëdha nën nivelin e dheut. Përdorimi i strukturave të betoni të armuar është një nga zgjidhjet më të qëndrueshme dhe të besueshme për të siguruar stabilitetin dhe sigurinë e gropave ndërtimore, veçanërisht kur bëhet fjalë për thellësi të mëdha në 23.1 metra. Ky lloj ndërtimi kërkon një analizë të kujdesshme të kushteve gjeoteknike dhe të llojeve të materialeve që përdoren për t'u siguruar që strukturat e mbështetjes përputhen me kërkesat e sigurisë dhe qëndrueshmërisë.

Qëllimi i këtij studimi është të shqyrtojë dhe të ofrojë një analizë të procesit të sigurimit të gropës ndërtimore me strukturë betoni të armuar, duke u fokusuar në rastin e një objekti me thellësi të madhe, 23.1 metra nën nivelin e dheut. Studimi ka për qëllim të përcaktojë metodat dhe teknikat më të përshtatshme të ndërtimit të kësaj strukture, si dhe të vlerësojë performancën e saj nën ngarkesat e mundshme dhe kushtet gjeoteknike të pranishme.

Për realizimin e këtij studimi, është përdorur një qasje praktike dhe analitike. Është bërë një vlerësim i kushteve gjeoteknike të terrenit, duke përdorur të dhëna të marra nga sonda të kryera në terren. Më pas, janë aplikuar metodat e llogaritjes së ngarkesave dhe të analizës së stabilitetit të strukturës së betonit të armuar, duke marrë parasysh parametrat e materialeve dhe karakteristikat mekanike të dheut. Po ashtu, është përdorur softueri për simulimin dhe llogaritjen e faktorëve të sigurisë dhe performancës së strukturës.

Konstatime mbi rezultatet: Nga analiza dhe rezultatet e marra gjatë këtij studimi, është konkluduar se përdorimi i betonit të armuar për sigurimin e gropës ndërtimore në thellësi të mëdha është një zgjidhje efektive dhe e sigurt. Struktura e betonit të armuar ka treguar një performancë të qëndrueshme nën ngarkesa statike. Përdorimi i kësaj teknike ka kontribuar në uljen e rrezikut të shembjes dhe rrëshqitjeve, duke siguruar një mbështetje të fortë dhe të besueshme për gropën. Njëkohësisht, ka rezultuar se analiza e kushteve gjeoteknike dhe adaptimi i metodave të llogaritjes për këto kushte janë të rëndësishme për optimizimin e projektit.

Fjalë kyçe: *Sigurimi i gropës ndërtimore, betoni i armuar, thellësi të madhe, analiza e ngarkesave, stabiliteti, struktura ndërtimore, ndërtimi nën terren, gjeoteknikë, stabiliteti i gropës, inxhinieri ndërtimi.*

UNIVERSITETI I PRISHTINËS "HASAN PRISHTINA"
FACULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
PRISHTINË

Pranuar më: 09.06.2020			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	1487/1	-	-

ABSTRACT

Introduction: The securing of a construction pit is one of the most important processes in the construction of deep and complex structures, such as those requiring the excavation of large pits below ground level. The use of reinforced concrete structures is one of the most durable and reliable solutions to ensure the stability and safety of construction pits, especially when dealing with significant depths of up to 23.1 meters. This type of construction requires a careful analysis of the geotechnical conditions and the types of materials used to ensure that the support structures meet the safety and stability requirements.

Objective: The aim of this study is to examine and provide an analysis of the process of securing a construction pit with reinforced concrete structures, focusing on a case study involving a deep structure, up to 23.1 meters below ground level. The study aims to identify the most suitable construction methods and techniques for this structure and to evaluate its performance under possible loads and the present geotechnical conditions.

Methodology: For the realization of this study, a practical and analytical approach has been used. A geotechnical evaluation of the terrain conditions was performed using data obtained from field surveys. Subsequently, methods for calculating the loads and analyzing the stability of the reinforced concrete structure were applied, considering the material parameters and the mechanical characteristics of the soil. Additionally, software was used to simulate and calculate the safety factors and performance of the structure.

Conclusions on results: From the analysis and results obtained during this study, it is concluded that the use of reinforced concrete for securing construction pits at great depths is an effective and safe solution. The reinforced concrete structure demonstrated stable performance under static loads. The use of this technique has contributed to reducing the risk of collapse and sliding, providing strong and reliable support for the pit. At the same time, it has been found that the analysis of geotechnical conditions and the adaptation of calculation methods for these conditions are essential for optimizing the project.

Keywords: *Construction pit securing, reinforced concrete, great depth, load analysis, stability, construction structure, underground construction, geotechnics, pit stability, civil engineering.*

"UNIVERSITETI I PRISHTINËS" HASAN PRISHTINA
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
PRISHTINË

Pranuar me: 09.06.2026			
Nj. org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	14871	—	—

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DEPARTAMENTI-KONSTRUKTIV



Punim Diplome

SIGURIMI I GROPËS NDËRTIMORE ME STRUKTURË NGA BETONI I ARMUAR - RAST
STUDIMI- OBJEKTI ME THELLËSI TË MADHE 23.1 METËR NË NIVELIN NËN TERREN

Mentori:

Prof.Asoc.Dr.Florim Grajcevci

Kandidati:

Bsc.Visar Dula

Prishtinë, Qershor 2026

ABSTRAKT

Sigurimi i gropës ndërtimore është një nga proceset më të rëndësishme në ndërtimin e objekteve të thella dhe komplekse, si ato që kërkojnë hapjen e gropave të mëdha nën nivelin e dheut. Përdorimi i strukturave të betoni të armuar është një nga zgjidhjet më të qëndrueshme dhe të besueshme për të siguruar stabilitetin dhe sigurinë e gropave ndërtimore, veçanërisht kur bëhet fjalë për thellësi të mëdha në 23.1 metra. Ky lloj ndërtimi kërkon një analizë të kujdesshme të kushteve gjeoteknike dhe të llojeve të materialeve që përdoren për t'u siguruar që strukturat e mbështetjes përputhen me kërkesat e sigurisë dhe qëndrueshmërisë.

Qëllimi i këtij studimi është të shqyrtojë dhe të ofrojë një analizë të procesit të sigurimit të gropës ndërtimore me strukturë betoni të armuar, duke u fokusuar në rastin e një objekti me thellësi të madhe, 23.1 metra nën nivelin e dheut. Studimi ka për qëllim të përcaktojë metodat dhe teknikat më të përshtatshme të ndërtimit të kësaj strukture, si dhe të vlerësojë performancën e saj nën ngarkesat e mundshme dhe kushtet gjeoteknike të pranishme.

Për realizimin e këtij studimi, është përdorur një qasje praktike dhe analitike. Është bërë një vlerësim i kushteve gjeoteknike të terrenit, duke përdorur të dhëna të marra nga sonda të kryera në terren. Më pas, janë aplikuar metodat e llogaritjes së ngarkesave dhe të analizës së stabilitetit të strukturës së betonit të armuar, duke marrë parasysh parametrat e materialeve dhe karakteristikat mekanike të dheut. Po ashtu, është përdorur softueri për simulimin dhe llogaritjen e faktorëve të sigurisë dhe performancës së strukturës.

Konstatime mbi rezultatet: Nga analiza dhe rezultatet e marra gjatë këtij studimi, është konkluduar se përdorimi i betonit të armuar për sigurimin e gropës ndërtimore në thellësi të mëdha është një zgjidhje efektive dhe e sigurt. Struktura e betonit të armuar ka treguar një performancë të qëndrueshme nën ngarkesa statike. Përdorimi i kësaj teknike ka kontribuar në uljen e rrezikut të shembjes dhe rrëshqitjeve, duke siguruar një mbështetje të fortë dhe të besueshme për gropën. Njëkohësisht, ka rezultuar se analiza e kushteve gjeoteknike dhe adaptimi i metodave të llogaritjes për këto kushte janë të rëndësishme për optimizimin e projektit.

Fjalë kyçe: *Sigurimi i gropës ndërtimore, betoni i armuar, thellësi të madhe, analiza e ngarkesave, stabiliteti, struktura ndërtimore, ndërtimi nën terren, gjeoteknikë, stabiliteti i gropës, inxhinieri ndërtimi.*

ABSTRACT

Introduction:The securing of a construction pit is one of the most important processes in the construction of deep and complex structures, such as those requiring the excavation of large pits below ground level. The use of reinforced concrete structures is one of the most durable and reliable solutions to ensure the stability and safety of construction pits, especially when dealing with significant depths of up to 23.1 meters. This type of construction requires a careful analysis of the geotechnical conditions and the types of materials used to ensure that the support structures meet the safety and stability requirements.

Objective: The aim of this study is to examine and provide an analysis of the process of securing a construction pit with reinforced concrete structures, focusing on a case study involving a deep structure, up to 23.1 meters below ground level. The study aims to identify the most suitable construction methods and techniques for this structure and to evaluate its performance under possible loads and the present geotechnical conditions.

Methodology: For the realization of this study, a practical and analytical approach has been used. A geotechnical evaluation of the terrain conditions was performed using data obtained from field surveys. Subsequently, methods for calculating the loads and analyzing the stability of the reinforced concrete structure were applied, considering the material parameters and the mechanical characteristics of the soil. Additionally, software was used to simulate and calculate the safety factors and performance of the structure.

Conclusions on results:From the analysis and results obtained during this study, it is concluded that the use of reinforced concrete for securing construction pits at great depths is an effective and safe solution. The reinforced concrete structure demonstrated stable performance under static loads. The use of this technique has contributed to reducing the risk of collapse and sliding, providing strong and reliable support for the pit. At the same time, it has been found that the analysis of geotechnical conditions and the adaptation of calculation methods for these conditions are essential for optimizing the project.

Keywords: *Construction pit securing, reinforced concrete, great depth, load analysis, stability, construction structure, underground construction, geotechnics, pit stability, civil engineering.*

Falenderime

Të nderuar familjar, miq dhe profesorë,

Me këtë rast të veçantë, dua të shpreh një falenderim të thellë për mbështetjen dhe përkrahjen tuaj gjatë këtij udhëtimi. Pa ju, kjo arritje nuk do të ishte e mundur.

Faleminderit për të gjitha inkurajimet dhe momentet e bukura që kemi ndarë.

Ju falënderoj nga zemra për rolin tuaj të pazëvendësueshëm në këtë rrugë të suksesit.

Përmbajtja

<i>Lista e tabelave.....</i>	<i>8</i>
<i>Lista figurave.....</i>	<i>9</i>
<i>1.Hyrje.....</i>	<i>10</i>
<i>2. ANALIZA TEORIKE E TOKËS DHE PRESIONEVE</i>	<i>13</i>
<i>2.1 Karakteristikat mekanike të tokës</i>	<i>13</i>
<i>2.2 Presioni aktiv i tokës</i>	<i>14</i>
<i>2.3 Presioni pasiv i tokës.....</i>	<i>14</i>
<i>2.4 Ndikimi I ujit nëntoksor.....</i>	<i>15</i>
<i>2.5 Ngarkesat shtesë mbi tokë</i>	<i>15</i>
<i>3. Metodat e llogaritjes së sistemeve mbajtëse</i>	<i>16</i>
<i>3.1 Vëzhgimet empirike</i>	<i>17</i>
<i>3.1.1 Peck (1969)</i>	<i>17</i>
<i>3.1.2 Clough dhe O'Rourke (1990)</i>	<i>18</i>
<i>3.1.3 Hsieh dhe Ou (1998)</i>	<i>20</i>
<i>4 Analizat numerike.....</i>	<i>22</i>
<i>4.1 Ndikimi i konstruksioneve mbajtëse</i>	<i>22</i>
<i>4.1.2 Ndikimi i gjeometrisë së gjurmimit të thellë.....</i>	<i>22</i>
<i>4.1.3. Metodat e thjeshtuara të projektimit të konstruksioneve mbajtëse</i>	<i>23</i>
<i>4.1.4 Pilotat/diafragmat në fundin e tyre</i>	<i>23</i>
<i>4.1.4.1. Pilotat/diafragmat e inkastruara.....</i>	<i>24</i>
<i>4.1.4.2. Pilotat/diafragmat me fund të lirë.....</i>	<i>24</i>
<i>4.2 Kontrollimi i thyerjes së tokës së fundit të gjurmimit.....</i>	<i>25</i>
<i>4.2.1 Terzaghi (1943)</i>	<i>25</i>
<i>4.2.2 Bjerrum dhe Eide (1956).....</i>	<i>26</i>
<i>4.3 Llogaritja e aftësisë mbajtëse të ankerave</i>	<i>27</i>
<i>5. Moduli I reaksionit të tokës</i>	<i>29</i>
<i>5.1 Moduli horizontal i reaksionit sipas Schmitt-it.....</i>	<i>29</i>
<i>5.2 Moduli horizontal i reaksionit i caktuar me anë të iterimeve</i>	<i>30</i>
<i>6. Përshkrimi i modeleve të tokës: Linear-elastik dhe Elasto-plastik (Mohr-Coulomb)</i>	<i>32</i>
<i>6.1.Modeli linear-elastik</i>	<i>32</i>
<i>6.1.1 Karakteristikat kryesore të modelit linear-elastik.....</i>	<i>33</i>
<i>6.2 Modeli elasto-plastik Mohr-Coulomb</i>	<i>33</i>
<i>6.2.1 Karakteristikat kryesore të modelit elasto-plastik</i>	<i>34</i>

<i>7. Rasti studimor – Sigurimi I një grope ndërtimore me thellësi $h \geq 20$ metra.....</i>	<i>35</i>
<i>7.1 Përshkrimi I projektit</i>	<i>35</i>
<i>7.2 Analiza gjeoteknike e diafragmave</i>	<i>35</i>
<i>7.3 Ekzekutimi I diafragmave prej betonit të armuar</i>	<i>38</i>
<i>7.3.1 Muret udhëzuese (Guide Walls)</i>	<i>39</i>
<i>7.3.2 Gërmimi i panelit të diafragmës.....</i>	<i>39</i>
<i>7.3.3 Vendosija e kafazit të armatures</i>	<i>41</i>
<i>7.3.4 Betonimi me metodën Tremie</i>	<i>41</i>
<i>7.4 Dimensionimi i diafragmës</i>	<i>42</i>
<i>7.4.1 Dimensionimi i diafragmës nga përkulja (EC2)</i>	<i>43</i>
<i>7.4.2 Dimensionimi i diafragmës në prerje (EC2)</i>	<i>44</i>
<i>7.5 Kontrollimi I ndikimeve duke u bazuar në Eurocode.....</i>	<i>46</i>
<i>7.5.1 Stabiliteti Global</i>	<i>46</i>
<i>7.5.2 Stabiliteti ndaj rrëshqitjes</i>	<i>48</i>
<i>7.5.3 Stabiliteti ndaj rrotullimit.....</i>	<i>49</i>
<i>7.5.4 Stabiliteti I fundit të gropes (Basal heave)</i>	<i>49</i>
<i>7.5.5 Gjendja kufitare e përdorimit ULS.....</i>	<i>50</i>
<i>7.5.6 Gjendja kufitare mbajtëse SLS</i>	<i>50</i>
<i>7.5.7 Zhvendosja horizontale e diafragmës</i>	<i>51</i>
<i>7.5.8 Rrotullimi I diafragmës</i>	<i>51</i>
<i>7.5.9 Uljet e tokës pas diafragmës</i>	<i>51</i>
<i>7.6 Llogaritja e aftësisë mbajtëse të ankerave</i>	<i>53</i>
<i>7.6.1 Verifikimi I kapacitetit mbajtës të ankerave.....</i>	<i>55</i>
<i>Appendix A – GEO5 Output Report</i>	<i>57</i>
<i>Modeli Numerik GEO 5.....</i>	<i>57</i>
<i>Llogaritje dhe rezultatet</i>	<i>57</i>
<i>8 Përfundimet dhe rekomandimet</i>	<i>117</i>
<i>REFERENCA</i>	<i>119</i>

Deklarata e autorësisë

Unë, Visar Dula, dëshmoj se punimi i diplomës i titulluar: “ Sigurimi i gropës ndërtimore me strukturë nga betoni i armuar - Rast studimi- Objekti me thellësi të madhe deri në 20m në nivelin nën terren” paraqet punën time origjinale duke respektuar autorsinë e çdo burimi të informacioneve të cilat janë të listuara në referenca dhe plotësisht të cituara.

Prishtinë, 2026

Lista e tabelave

Tabela 1: Vlera orientuese të koeficientit të fortësisë strukturore (m) për lloje të ndryshme të tokës	31
Tabela 2. Parametrat karakteristik të tokës të përdorura në analizën gjeoteknike	37
Tabela 3. Faktor parcial sipas EC7 (GEO/STR)	38
Tabela 4. Karakteristikat gjeometrike të ankerave	53
Tabela 5. Karakteristikat gjeometrike të ankerave	53
Tabela 6. Nga analiza numerike në GEO5 janë fituar forcat maksimale në ankera	54

Lista figurave

Figura 1. Presionet aktive dhe passive të tokës.....	15
Figura 2. Ulja e tokës në afërsi të konstruksioneve mbajtëse (Peck, 1969).....	17
Figura 3. Uljet maksimale horizontale të gropave ndërtimore në rëra, argjila të forta dhe dhera rezidual (Clough dhe O'Rourke, 1990)	18
Figura 4. Uljet maksimale të sipërfaqes së terrenit në rëra, argjila të forta dhe dhera rezidual (Clough dhe O'Rourke, 1990).....	18
Figura 5. Korrelacionet për zhvendosjen maksimale të gropës ndërtimore me faktorin e sigurisë ndaj ngritjes së fundit të gjurmimit dhe shtangësinë e sistemit (Clough et al., 1989).....	19
Figura 6. Metoda e propozuar për vlerësimin e profilit të zgjidhjes së tipit "midis krahëve të harkuar" (Hsieh dhe Ou, 1998)	20
Figura 7. Metoda e propozuar për vlerësimin e profilit të uljeve të tipit "midis krahëve të harkuar"	21
Figura 8. Profilet tipike të deformimit të konstruksioneve mbajtëse (Clough dhe O'Rourke, 1998)	21
Figura 9. Llogaritja e momentit të përkuljes së konstruksionit mbajtës në pjesën e poshtme: a) momenti i përkuljes i llogaritur nga një analizë e thjeshtë, b) momenti real i përkuljes (Ou, 2006)	23
Figura 10. Konstruksionet mbajtëse të inkastruar: a) zhvendosja e konstruksionit, b) shpërndarja e presionit aktiv dhe pasiv të tokës, c) shpërndarja e idealizuar e presionit aktiv dhe pasiv të tokës, d) metoda e thjeshtuar (Ou, 2006).....	24
Figura 11. Metoda e konstruksioneve mbajtëse me fund të lirë: a) zhvendosja e konstruksionit, b) shpërndarja e presionit aktiv dhe pasiv të tokës (Ou, 2006)	24
Figura 12. Analiza e thyerjes së tokës së pjesës së poshtme të gjurmimeve të thella sipas Terzaghit (1943) (Kempfer, H-G., Gebreselasie, B., 2006)	26
Figura 13. Analiza e thyerjes së tokës në fundin e gjurmimeve të thella sipas Bjerrum dhe Eide (1956) (Kempfer, H-G., Gebreselasie, B., 2006).....	26
Figura 14. Prerja gjatësore e një ankeri tipik i përbërë nga kavot metalike.....	27
Figura 15. Definicioni i modulit të reaksionit.....	29
Figura 16. Caktimi i modulit horizontal të reaksionit me anë të iterimeve.....	30
Figura 17. Modeli Hardening Soil	36
Figura 18. Situacioni I ngushtë	36
Figura 19. Muret Udhëzuese	39
Figura 20. Gjurmimi I panelit të diafragmës	40
Figura 21. Procesi i punimit të diafragmave	41
Figura 22. Ndikimet statike në diafragmën betonarme	42
Figura 23. Detali I armimit të diafragmës	45
Figura 24. Format e stabilitetit global	46
Figura 25. Presione e tokës në diafragmën e betonarmes dhe forcat e ankerave.....	47
Figura 26. Stabiliteti ndaj rrëshqitjes	48
Figura 27. Dispozita e ankerave	54
Figura 28. Prerja tërthore e ankerit të rendit 5	56

1.Hyrje

Kur Terzaghi fillimisht konsideroi qëndrueshmërinë e gjurmimeve të thella, ai i konsideroi gjurmimet thellësitë e të cilave ishin më të vogla se gjerësia e tyre si gjurmime të cekta, ndërsa gjurmimet thellësitë e të cilave ishin më të mëdha se gjerësia e tyre si gjurmime të thella. Vite më vonë, Terzaghi dhe Peck (1967) rishikuan nocionin e gjurmimeve të cekëta dhe të thella dhe treguan se gjurmimet më pak se 6 metra të thella mund të konsiderohen gjurmime të cekëta, ndërsa gjurmimet e thellësive më të mëdha konsiderohen gjurmime të thella në të cilat stabilizimi me pilota dhe mënyra të tjera duhet të merren parasysh. Në përgjithësi, analizat e stabilitetit të gjurmimeve të cekëta kryhen lehtësisht. Në fakt, gjithnjë e më shumë projekte gjurmimesh janë të vendosura në vendet urbane. Për të shmangur dëmtimin e ndërtesave përreth, diafragmat dhe pilotat përdoren si konstruksione mbajtëse. Përveç kësaj, shumica e analizave dhe llogaritjeve kryhen nga programe kompjuterike, të cilat mund të përdoren për çdo thellësi duke përdorur të njëjtat teori. Prandaj, nuk ka më kuptim të bëhet dallimi midis gjurmimeve të thella dhe të cekëta.

Analiza e gjurmimit të thellë/gropës ndërtimore është shpesh e nevojshme para ekzekutimit. Analizat e gjurmimeve shpesh janë probleme të ndërveprimit tokë-strukturë. Toka është një material jolinear, joelastik dhe anizotrop. Gjithashtu, uji ka një ndikim të madh në sjelljen e tij. Teorikisht, analiza e thellë dhe e detajuar e gjurmimit përfshin simulimet e sjelljes elastoplastike të tokës, sjelljen e kontaktit midis tokës dhe strukturës mbështetëse dhe procesin e gjurmimit.

Projektimi gjeoteknik dhe ndërtimi i objekteve në toka të buta dhe ato shumë të buta zakonisht shoqërohen me vështirësi të konsiderueshme. Për shkak se tokat e buta janë të ndjeshme ndaj deformimeve dhe kanë rezistencë shumë të ulët në prerje, ato mund të çojnë në dëmtime strukturore gjatë ndërtimit, si dhe gjatë jetës së projektit veçanërisht në zonat urbane. Kjo mund të jetë për shkak të:

- uljeve të mëdhaja ose rrotullimit të objekteve ekzistuese,
- uljeve relativisht të vogla por të rrezikshme të objekteve të vjetra.
- ndryshimit të nivelit të ujit nëntokësor dhe si rrjedhim rrezikim i objekteve fqinje, etj.

Projekti i plotë i gjurmimeve të thella përfshin një sistem mbështetës, sistemin e gjurmimit, sistemin e kullimit, procesin e gjurmimit, monitorimin, mbrojtjen e ndërtesave, etj.

Për shkak se ekziston një gamë kaq e gjerë e llojeve të tokës, është e nevojshme të përshkruhen dhe klasifikohen tokat në terma që përcjellin qartë dhe në mënyrë koncize karakteristikat e tyre, dhe të cilat përgjithësisht pranohen dhe kuptohen nga inxhinierët gjeoteknikë dhe studiuesit. Shtresat e buta të tokës shtrihen në një thellësi më të madhe se 30 m. Bjerrum (1973) klasifikon argjilat e buta bazuar në historinë e tyre inxhinierike-gjeologjike dhe thekson ndryshimin në vetitë që rezultojnë nga depozitimi i tyre si argjila e reja normal të konsoliduara, argjila të vjetra të normal

të konsoliduara, argjila të parakonsoliduara, argjila të troshitura në koren e sipërme, depozitime të shpejta të argjilave dhe argjila të çimentuara.

Projektet e gërmimeve të thella zakonisht mirren në konsiderim gjatë ndërtimit të bodrumeve të ndërtesave, parkingjeve nëntokësore, metrove, etj., thellësitë e të cilëve mund të shkojnë nga disa metra deri në 30 ose 40 metra. Një proces i vetëm i gërmimit mund të haset me lloje të ndryshme të tokës nën të njëjtën vend gërmimi - nga argjilat e buta në shkëmbinjtë e fortë. Kushtet gjeologjike përcaktojnë llojin e strukturave mbështetëse dhe ndikojnë shumë në sjelljen e gërmimit (gropës ndërtimore). Përveç kushteve gjeologjike, shpërndarja e ujërave nëntokësore gjithashtu kontribuon në këtë sjellje. Ekzistojnë testime të shumta gjeomekanike të disponueshme për klasifikimin e dherave dhe caktimin e vetive mekanike të tyre që mund të përdoren në fazën e shqyrtimeve të gërmimeve të thella, të cilat përfshijnë vetitë fizike të dherave, të tilla si dendësia e dherave, pesha specifike, sasia e lagështisë, kufijtë e Atterbergut, etj., dhe prova të sjelljes mekanike, të tilla si konsolidimi dhe aftësia mbajtëse. Mund të themi se studimi i sjelljes së tokës mund të trajtohet në katër grupe kryesore karakteristike;

- vetitë e shprehura me indeks (shpesh empirike),
- vetitë e shafitjes (kompresimit),
- vetitë e rezistencës dhe
- vetitë e deformimit në kushtet e ngarkesës deviatore.

Disa lloje të tokave të buta që hasen më shpesh gjatë ndërtimit të gropave ndërtimore janë:

Argjilat e buta. Sipas klasifikimit gjeoteknik, argjilat janë dherat në të cilat mbizotërojnë kokrra më të vogla se 0.002 mm. Sipas origjinës së tyre, ato i përkasin sedimenteve më të reja, të formuara nga shpërndarja e shkëmbinjve në Pliocenin e vonë dhe Holocenin në ujëra të qeta. Ekzistojnë sedimente lumi, liqeni dhe deti. Karakteristikat mekanike të argjilave, përveç përbërjes së tyre minerale, përcaktohen nga proceset fizike dhe kimike të mëvonshme. Historia e sforcimeve është veçanërisht e rëndësishme. Nëse sforcimet në të kaluarën gjeologjike ishin në një farë periudhe më të mëdha se sot, argjila është e parakonsoliduar; ka veti mekanike rregullisht më të favorshme sesa argjila të cilat nuk kanë provuar një histori të tillë dhe që ne i quajmë argjila normal të konsoliduara. Mbikonsolidimi zakonisht ndodh si rezultat i largimit të shtresës së tokës mbi materialin e vëzhguar (erozioni nga uji dhe era) ose nga tharja e sipërfaqes së tokës. Argjilat e parakonsoliduara kanë një dendësi më të lartë se ato normal të konsoliduara. Argjilat e buta zakonisht konsolidohen. Se toka normalisht është e konsoliduar ose e mbikonsoliduar konkludohet në bazë të rezultateve të provave gjeomekanike në laborator (zakonisht me anë të provës së konsolidimit me edometër).

Për argjila të buta të ngopura me ujë, vlen gjendja e padrenuar, e cila ndodh për shkak të ujëpërshkueshmërisë së vogël të tokës. Në tokat e buta, gjatë veprimit të forcave prerëse. rritet

presioni poror me ç'rast zvogëlohet aftësia mbajtëse. Prandaj, aftësia mbajtëse e padrenuar është parametri themelor i rezistencës së argjilave të buta. Disa autorë i quajnë toka të buta të gjitha tokat, kohezioni i padrenuar i të cilave është $c_u < 40 \text{ kN} / \text{m}^2$. Kohezioni i padrenuar c_u , është i barabartë me gjysmën e sforcimit aksial, $c_u = q_u / 2$.

Torfet dhe dherat organik. Në torfe sasia e mineraleve është më pak se 20%, dhe sasia e fibrave bimore është më shumë se 50%, ndërsa në tokat organike përmbajtja e grimcave minerale është 95% deri 99%. Sisteme të ndryshme të klasifikimit të tokës dallojnë disa grupe të tjera si kalimtare nga torfe në dhera organik. Pasoja e strukturës fibroze është që torfet janë relativisht mirë të ujëpërshkueshme, por edhe shumë shafitës. Për shkak të ujëpërshkueshmërisë së lartë të ujit, konsolidimi primar i torfeve është jetëshkurtër, por pasohet nga një zvarritje e gjatë e konsolidimit sekondar. Aftësia mbajtëse është e vogël, por rritet me shkallën e konsolidimit.

Rëra të lëngëzuara. Lëngëzimi është një fenomen që ndodh në tokë nën veprimin e një force me intensitet të lartë (më së shpeshti tërmete), dhe manifestohet si një rritje e presionit poror dhe një ulje e aftësisë mbajtëse të tokës. Në tokën që i nënshtrohet lëngëzimit, strukturat e ndërtuara mund të çahen ose të shemben plotësisht gjatë veprimit të tërmeteve. Lëngëzimi ndodh kryesisht në materiale plotësisht të ngopura me ujë, kryesisht jo koherente (rëra). Lëngëzimi i nënshtrohet materialeve me ngjeshmëri më të ulët pasi ato shfaqen në depozitat e reja gjeologjike, sedimentet aluviale dhe sedimentet lumore. Meqenëse është e vështirë nxerrja e mostrave të paprishura nga toka e tillë, vlerësimi i ngjeshjes së tokës kryhet nga provat në terren. Ato janë, para së gjithave, testi standard i penetrimit (SPT), një mënyrë tradicionale e testimit me shumë të dhëna dhe korrelacione në të gjithë botën. Sidoqoftë, megjithëse emri është standard, ka shumë variante të tjera, kështu që ne nuk mund të zbatojmë në mënyrë jo kritike të dhënat e fituara nga një vend në tjetrin. Prandaj, prova e penetrimit statik (CPT) përdoret më gjerësisht sot. CPT bashkëkohor bëjnë përveç tjerave edhe matjen e presioneve porore dhe shpejtësinë e përhapjes së valëve seizmike (CPTU, SCPTU, etj).

2. ANALIZA TEORIKE E TOKËS DHE PRESIONEVE

Llogaritja e presioneve aktive dhe pasive është një hap thelbësor në projektimin e strukturave mbajtëse, veçanërisht për sigurinë e gropave ndërtimore të thella. Ky proces përcakton forcën e ushtruar nga masa e tokës mbi strukturat mbrojtëse, duke siguruar që ato të jenë të qëndrueshme dhe të përballojnë kushtet e ngarkesës së ambientit. Për të kuptuar më mirë këto presione, përdoren analiza teorike dhe praktike bazuar në parametra të veçantë të tokës dhe strukturës.

Presioni aktiv i tokës përfaqëson forcën që ushtron masa e tokës kur struktura fillon të devijojë ose të zhvendoset larg nga masa e tokës. Ky presion varet nga këndi i fërkimit të brendshëm të tokës dhe pesha specifike e saj. Llogaritja e tij është thelbësore për të përcaktuar përmasat minimale të murit mbrojtës dhe për të shmangur deformimet apo shembjet.

Presioni pasiv i tokës, në të kundërt, përfaqëson forcën që ushtron masa e tokës kur struktura lëviz drejt saj. Ky presion është përgjithësisht më i lartë se presioni aktiv dhe përdoret për të llogaritur rezistencën që masa e tokës mund të ofrojë për të ndihmuar stabilitetin e strukturës.

Për të llogaritur këto presione, përdoren metoda të bazuara në teorinë e fërkimit të tokës, duke përfshirë parametrat si pesha specifike e tokës, lartësia e gropës ndërtimore dhe këndi i fërkimit të brendshëm të tokës. Përveç këtyre, faktorë të tjerë si kushtet gjeoteknike dhe hidrostatike luajnë një rol të rëndësishëm në përcaktimin e vlerave përfundimtare.

Ky proces llogaritës ndihmon në krijimin e një projekti të sigurt dhe të qëndrueshëm për strukturën, duke reduktuar rrezikun e dështimeve strukturore dhe duke rritur jetëgjatësinë e saj. Për të garantuar një analizë të saktë dhe gjithëpërfshirëse, duhet të përdoren programe kompjuterike dhe analiza laboratorike për të konfirmuar të dhënat e parashikuara teorikisht.

Presionet e tokës përfaqësojnë forcën që toka ushtron mbi strukturat që vijnë në kontakt me të, si muret mbajtëse, muret e përkohshme të gërmimit, apo strukturat nëntokësore. Këto presione luajnë një rol thelbësor në projektimin gjeoteknik, duke ndihmuar në sigurimin e stabilitetit dhe qëndrueshmërisë së strukturave. Njohja dhe llogaritja e sakta e këtyre presioneve është e domosdoshme për të shmangur deformimet ose dështimet strukturore (Terzaghi & Peck, 1967).

Në këtë kontekst, presionet aktive dhe pasive janë ndër parametrat më të rëndësishëm që duhet të merren parasysh. Ato përcaktojnë si reagojnë muret mbajtëse apo strukturat nëntokësore kur janë të ekspozuara ndaj forcave nga toka përreth.

2.1 Karakteristikat mekanike të tokës

Toka është një material natyror me sjellje komplekse mekanike, e cila karakterizohet nga parametra të ndryshëm fizikë dhe mekanikë. Sjellja e tokës nën ngarkesë ndikon drejtpërdrejt në stabilitetin e gropave ndërtimore dhe në forcat që veprojnë mbi strukturat mbajtëse.

Parametrat kryesorë mekanikë të tokës që merren në konsideratë gjatë projektimit të gropave ndërtimore janë:

Pesha vëllimore e tokës (γ), e cila përcakton madhësinë e presioneve vertikale dhe anësore;

- Kohezioni (c), që përfaqëson forcën lidhëse ndërmjet grimcave të tokës;
- Këndi i fërkimit të brendshëm (φ), i cili tregon rezistencën e tokës ndaj rrëshqitjes;
- Moduli i elasticitetit (E), që përshkruan deformueshmërinë e tokës nën ngarkesë;
- Koeficienti i Poisson-it (ν), që ndikon në shpërndarjen e deformimeve.

Këta parametra përcaktohen zakonisht përmes provave laboratorike dhe in-situ, dhe vlerat e tyre kanë ndikim të drejtpërdrejtë në llogaritjen e presioneve aktive dhe pasive të tokës.

2.2 Presioni aktiv i tokës

Presioni aktiv i tokës përfaqëson gjendjen në të cilën toka ushtron forcë minimale anësore mbi strukturën mbajtëse, duke u aktivizuar si pasojë e lëvizjes së murit larg masës së tokës. Kjo gjendje është e rëndësishme për projektimin e mureve mbajtëse dhe strukturave të sigurimit të gropave ndërtimore.

Një nga teoritë më të përdorura për përcaktimin e presionit aktiv të tokës është teoria e Rankine, e cila bazohet në supozimin e tokës homogjene, izotrope dhe pa fërkim ndërmjet murit dhe tokës.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1)$$

Presioni aktiv rritet në mënyrë lineare me thellësinë dhe shpërndahet në formë trekëndore përgjatë lartësisë së murit.

2.3 Presioni pasiv i tokës

Presioni pasiv i tokës paraqet gjendjen në të cilën toka zhvillon rezistencë maksimale ndaj lëvizjes së murit drejt masës së tokës. Ky presion luan rol të rëndësishëm në sigurimin e stabilitetit të strukturave mbajtëse, veçanërisht në zonën e bazës së murit.

Koeficienti i presionit pasiv sipas teorisë së Rankine jepet nga:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

Në praktikën inxhinierike, presioni pasiv përdoret me kujdes dhe shpesh reduktohet për të marrë parasysh pasiguritë në mobilizimin e plotë të rezistencës së tokës.

Të kuptuarit dhe analizimi i presioneve aktive dhe pasive të tokës është thelbësor për projektimin e suksesshëm të strukturave mbajtëse. Këto presione ndihmojnë në:

- Vlerësimin e qëndrueshmërisë së mureve mbajtëse dhe strukturave të tjera.
- Parashikimin e deformimeve të mundshme të strukturës si pasojë e lëvizjeve të tokës.
- Parandalimin e dështimeve gjeoteknike, të cilat mund të rezultojnë në kosto të mëdha ndërtimi ose mirëmbajtjeje.

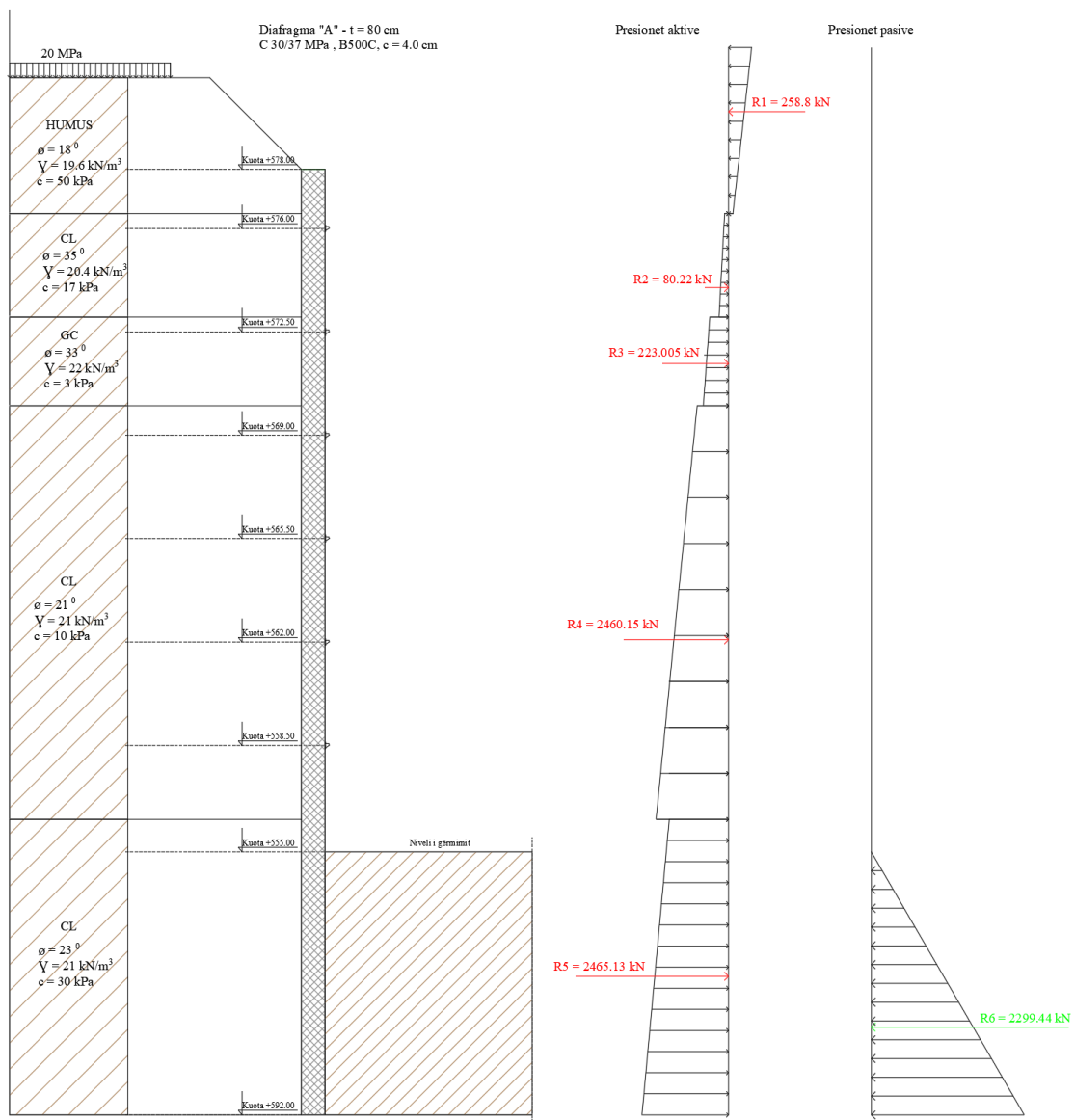


Figura 1. Presionet aktive dhe pasive të tokës.

2.4 Ndikimi I ujit nëntokësor

Prania e ujit nëntokësor ka ndikim të konsiderueshëm në stabilitetin e gropave ndërtimore. Uji ushtron presion hidrostatik mbi strukturën mbajtëse dhe redukton efektivisht rezistencën e tokës përmes uljes së tensioneve efektive. Në rastet kur niveli i ujit nëntokësor ndodhet mbi bazën e gropës, presioni total mbi murin mbajtës përbëhet nga presioni efektiv i tokës dhe presioni i ujit. Për këtë arsye, gjatë projektimit duhet të merret parasysh skenari më i pafavorshëm i nivelit të ujit.

2.5 Ngarkesat shtesë mbi tokë

Përveç peshës vetjake të tokës, mbi gropat ndërtimore mund të veprojnë edhe ngarkesa shtesë, të tilla si ngarkesat nga ndërtesat fqinje, trafiku rrugor ose pajisjet e ndërtimit. Këto ngarkesa përkthehen në presione shtesë anësore mbi murin mbajtës dhe duhet të merren parasysh në analizën e presioneve. Ngarkesat shtesë zakonisht modelohen si ngarkesa uniforme ose të përqendruara dhe konvertohen në presione anësore ekuivalente.

3. Metodat e llogaritjes së sistemeve mbajtëse

Problemi i stabilizimit të gërmimeve të thella është një nga problemet më domethënëse në gjeoteknikë dhe praktikën gjeoteknike. Fillimisht, inxhinierët filluan të analizojnë presionet në muret mbrojtëse, ku si problem kyç konsiderohet përballimi i atyre presioneve. Me kalimin e kohës, filluan ndërtimet në ndërtesa të larta, relativisht të ngulitura thellë nën sipërfaqen e terrenit. Këto struktura dhe vetë fakti i ndërtimit të tyre në zonat urbane kanë çuar në nevojën e ndërtimit të strukturave mbajtëse. Ndërtimi i strukturave mbajtëse në parim është i ndryshëm nga ai mureve mbrojtëse. Prandaj, metoda dhe teori të ndryshme empirike dhe analitike janë shfaqur për të llogaritur ngarkesat që veprojnë në to dhe deformimet e shkaktuara nga këto ngarkesa. Kryerja e gërmimeve të thella lidhet me stabilitetin dhe deformimin. Stabiliteti dhe deformimi janë të lidhura. Prandaj, parashikimi i gërmimeve të thella përfshin analizën e stabilitetit dhe deformimit. Përvoja ka treguar se stabiliteti mund të vlerësohet me saktësi të mjaftueshme duke përdorur llogaritjet e thjeshta të ekuilibrit statik. Sidoqoftë, deformimet janë shumë më të vështira për t'u parashikuar, dhe analizat e elementeve të fundme shpesh përdoren për këtë qëllim kur zhvendosjet e tokës janë veçanërisht të rëndësishme. Gërmimet e thella janë projektuar të jenë të qëndrueshme dhe të kufizojnë deformimet në nivele të pranueshme. Gërmimet e thella të qëndrueshme janë gërmime konstruksionet mbajtëse të cilave nuk shemben dhe baza e të cilave nuk ngrihet në mënyrë të pakontrollueshme. Deformimet e tokës rreth gërmimit mund të dëmtojnë ndërtesat, rrugët dhe objektet tjera fqinje. Ashpërsia dhe shkalla e dëmtimit varet nga madhësia dhe lloji i zhvendosjes së tokës rreth gërmimit. Gërmimi i tokës tek gropat nërtimore ka dy efekte kryesore. E para është se heqja e peshës së tokës së gërmuar rezulton në një zvogëlim të tensionit vertikal në tokë nën gërmim. E dyta është se heqja e tokës në gërmim rezulton në humbjen e mbështetjes anësore për tokën rreth gërmimit.

Shumë lloje të strukturave mbajtëse u përdorën në gërmime të thella. Llojet themelore janë diafragmat betonarme, pilotat betonarme, elementet nga çeliku, etj, ndërsa stabiliteti i këtyre konstruksioneve mund të sigohet me ankerat ose elemente shtanguese me prerje të ndryshme tërthore, zakonisht të ndërtuara nga çeliku.

Kryesisht, shqyrtimet e gropave ndërtimore kanë qenë empirike dhe numerike. Për këtë arsye, rishikim i literaturës e kemi ndarë në dy pjesë dhe atë:

- Vëzhgimet empirike,
- Analiza numerike.

Metodat klasike të llogaritjes gjithashtu kanë një rol të veçantë në historinë e gjeoteknikës së strukturave mbajtëse, me të cilat do të merremi në vijim.

3.1 Vëzhgimet empirike

3.1.1 Peck (1969)

Metoda e parë empirike për parashikimin e zhvendosjes së strukturave mbajtëse fleksibël u bë nga Peck (1969). Metoda e tij bazohet në rezultatet e zhvendosjes së tokës në gropat ndërtimore të stabilizuara nga pilotat dhe elementet e çelikut.

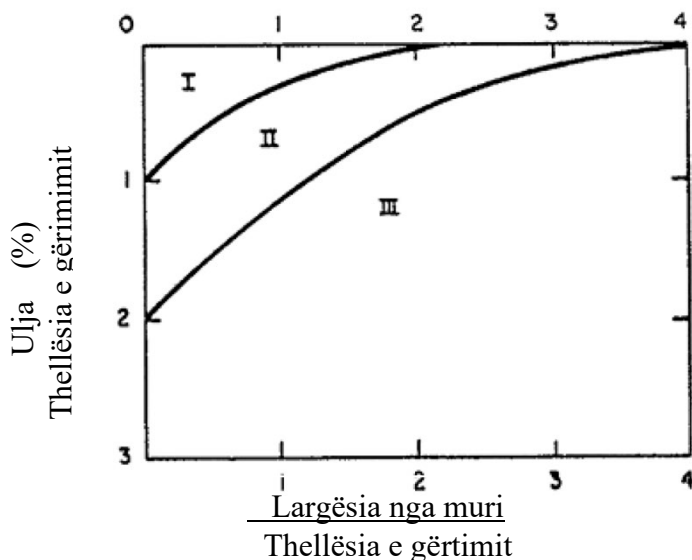


Figura 2. Ulja e tokës në afërsi të konstruksioneve mbajtëse (Peck, 1969)

Siç shihet në fig.2, Peck ndau tokën në tre kategori:

- I. Rërë dhe argjilë e butë deri në e fortë
- II. a) Argjilë e butë deri në shumë e butë
 - 1) Thellësia e kufizuar e argjilës poshtë fundit të gërmimit,
 - 2) Thellësia e konsiderueshme e argjilës poshtë fundit të gërmimit, por $N_b < N_{cb}$b) Uljet nën ndikimin e probleme të objekteve
- III. Argjila shumë e butë në e butë në një thellësi të konsiderueshme poshtë fundit të gërmimit dhe me $N_b > N_{cb}$,

ku N_b është vlera e kapacitetit mbajtës i definuar si:

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_{ub}} \quad (3)$$

ku është:

γ - pesha vëllimore e dheut prapa konstruksionit mbajtës

H - thellësia e gërmimit

c_{ub} - kohezioni i padrenuar i dheut nën thellësinë e gërmimit

Metoda e Peck është një metodë empirike, kështu që si e tillë nuk mund të përdoret për analiza analitike dhe parashikimin e theyrrjes së tokës. Sidoqoftë, në literaturë kjo metodë shpesh merret

si referencë me qëllim krahasimin e zhvendosjeve të pritshme dhe zhvendosjeve të marra nga matjet në terren.

3.1.2 Clough dhe O'Rourke (1990)

Clough dhe O'Rourke (1990) prezantuan një metodë të re për parashikimin empirik të zhvendosjes së konstruksioneve mbajtëse dhe tokës në sipërfaqen e terrenit pranë gropës ndërtimore. Ata kryen analiza parametrike me metodën e elementeve të fundme për gërmime të thella në rërë, argjila të forta dhe toka reziduale, të stabilizuara pilota, elemente nga çeliku, diafragma betonarme, etj. Figura 2 tregon vlerat maksimale të zhvendosjeve horizontale (δ_{Hm}) në lidhje me thellësinë e gërmimit (H), ndërsa figura 3 tregon vlerat maksimale të zhvendosjeve vertikale të sipërfaqes (δ_{Vm}) në lidhje me thellësinë e gërmimit (H).

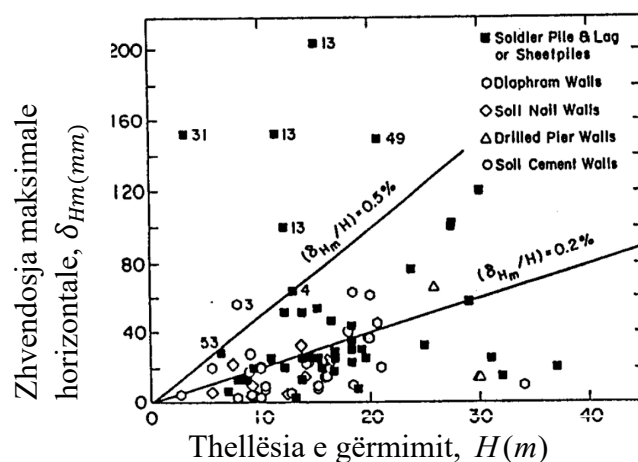


Figura 3. Uljet maksimale horizontale të gropave ndërtimore në rërë, argjila të forta dhe dhera rezidual (Clough dhe O'Rourke, 1990)

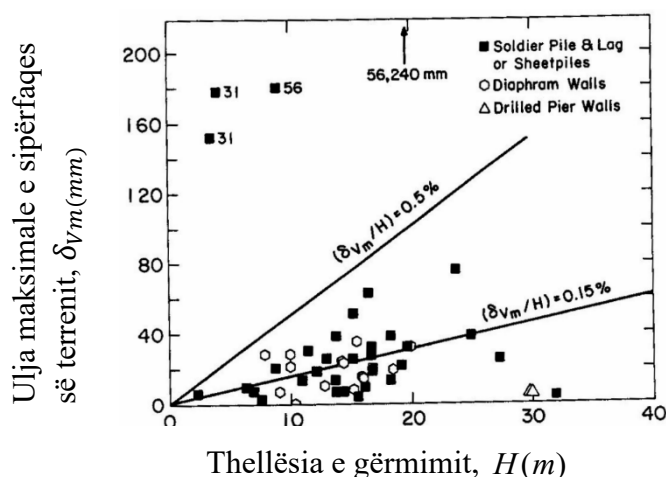


Figura 4. Uljet maksimale të sipërfaqes së terrenit në rërë, argjila të forta dhe dhera rezidual (Clough dhe O'Rourke, 1990)

Clough dhe O'Rourke (1990) zhvilluan një metodë gjysmë-empirike për vlerësimin e deformimit të gërmimit në argjila të buta, ku deformimet maksimale anësore të shkaktuara nga gërmimi varen nga shtangësia e sistemit, dhe faktori i sigurisë kundër ngritjes së tokës në thellësinë gërmimit. Zhvendosja maksimale anësore e gropës ndërtimore, shprehet si shtangësi efektive e sistemit, siç tregohet në Figurën 4. Në këtë metodë, shtangësia e sistemit përcaktohet si më poshtë:

$$S = \frac{EI}{H^4 \gamma} \quad (4)$$

Shtangësia e sistemit $((EI)/(\gamma w h_{avg}^4))$ kombinon ndikimin e distancës mesatare ndërmjet elementeve shtanguese të gropës ndërtimore (h_{avg}) dhe shtangësinë e prerjes tërthore të konstruksionit mbajtës (pilotave, diafragmave, etj) (EI). Zhvendosjet maksimale horizontale të konstruksioneve mbajtëse mvaret nga distanca mesatare ndërmjet elementeve shtanguese në fuqinë e katërt (h_{avg}^4).

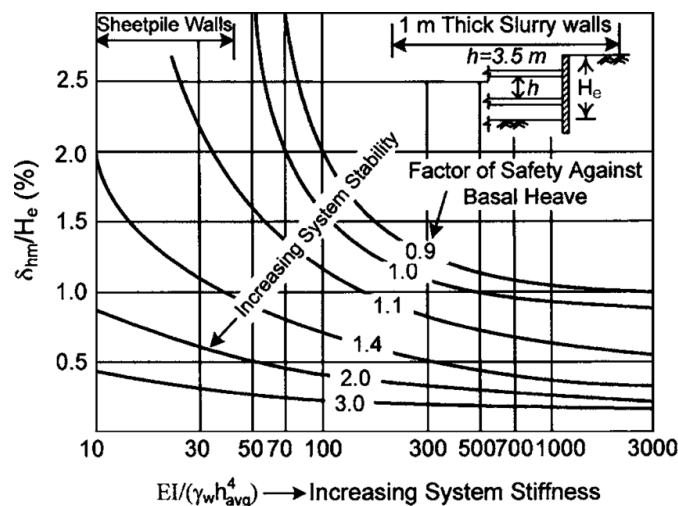


Figura 5. Korrelacionet për zhvendosjen maksimale të gropës ndërtimore me faktorin e sigurisë ndaj ngritjes së fundit të gërmimit dhe shtangësinë e sistemit (Clough et al., 1989)

Figura 5 i lejon përdoruesit të vlerësojë zhvendosjet horizontale në argjilë në lidhje me ngurtësinë efektive të sistemit dhe faktorin e sigurisë ndaj ngritjes së pjesës së poshtme të gërmimit. Faktori i sigurisë ndaj ngritjes së pjesës së poshtme të gropës ndërtimore i përdorur në figurën 5 është ai i dhënë nga Terzaghi (1943). Për gërmime të gjera ($H/B < 1$), ky faktor i sigurisë shprehet si:

$$FS_b = \frac{c_{ub} N_c}{H \left(\gamma - \frac{c_{ub}}{0.7B} \right)} \quad (5)$$

ku janë:

FS_b -faktor i sigurisë ndaj ngritjes së fundit të gërmimit

N_c - faktori i aftësisë mbajtëse të tokës

B - gjerësia e gërmimit

H - thellësia e gërmimit

c_{ub} - kohezioni i padrenuar i dheut nën thellësinë e gërmimit

Për gropa ndërtimore në të cilat ekziston shtresa e ngurtë në afërsi të saj, ky faktor i sigurisë mund të shprehet si në vijim:

$$FS_b = \frac{c_{ub} N_c}{H \left(\gamma - \frac{c_{uu}}{D} \right)} \quad (6)$$

ku D është distanca nga fundit i gërmimit deri tek shtresa e ngurtë. Figura 5 është bërë nga studimet parametrike të kryera duke përdorur rezultatet e analizave të elementeve të fundme.

3.1.3 Hsieh dhe Ou (1998)

Hsieh dhe Ou (1998) prezantuan rezultatet e analizave dhe hulumtimeve të tyre mbi uljen e sipërfaqes së terrenit në afërsi të gropave ndërtimore. Në përgjithësi, profilet e uljes së sipërfaqes u ndanë në dy grupe:

- lloji i uljes " midis krahëve të harkuar", në të cilin ulja maksimal ndodh shumë afër konstruksionit mbajtës, dhe
- lloji konkav, në të cilin ulja më e madhe ndodh në një distancë të caktuar nga konstruksioni mbajtës.

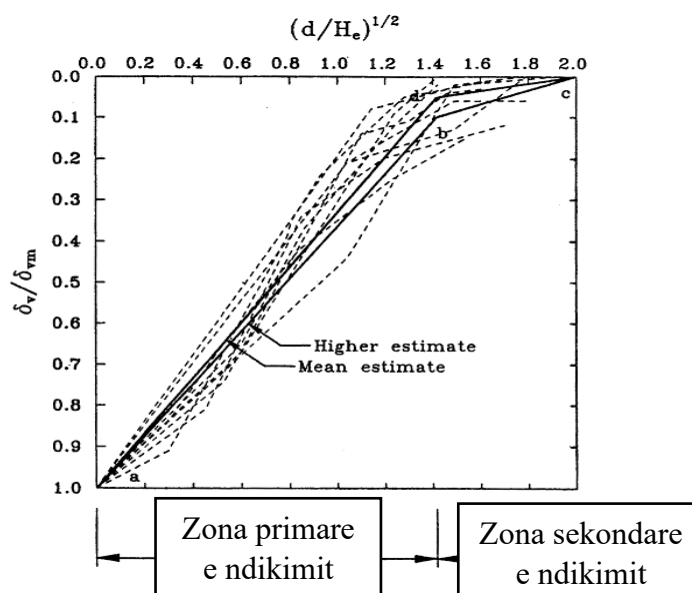


Figura 6. Metoda e propozuar për vlerësimin e profilin të zgjidhjes së tipit "midis krahëve të harkuar" (Hsieh dhe Ou, 1998)

Lloji i parë i uljeve shpesh ndodh pas fazës së parë të gërmimit. Praktika ka treguar se sa më e madhe ulja në fillim, aq më pak ulje ndodhin si rezultat i fazave të tjera të gërmimit. Kur ka një ndërtesë që është e ndjeshme ndaj uljeve pranë gropës së ndërtimit, duhet të merret parasysh ky

lloj u uljeve dhe duhet të bëhen përpjekje për t'i parashikuar dhe llogaritur ato sa më saktë që të jetë e mundur. Profili i uljeve të tipit konkav ndodh kur zhvendosjet e tokës ndodhin në thellësi më të mëdha. Gjithashtu, këto rrënie mund të rrezikojnë stabilitetin e një ndërtese të vendosur afër gropës ndërtimore, dmth në vendin e uljes më të madhe.

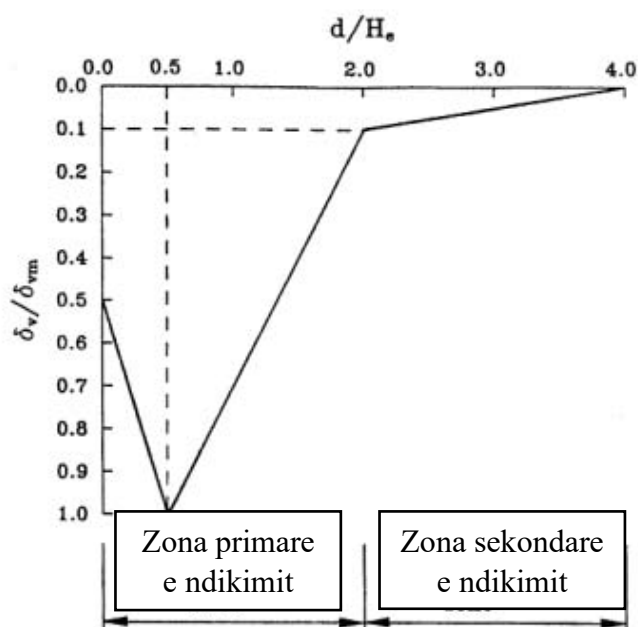


Figura 7. Metoda e propozuar për vlerësimin e profilit të uljeve të tipit “midis krahëve të harkuar”

Profilet e uljeve në figurën 5 dhe 6, janë të paraqitur në formën e vlerave të normalizuara, ku janë:

d - distanca nga konstruksioni mbajtës

H_e - thellësia e gërmimit

δ_v - zhvendosja vertikale (ulja)

δ_{vm} - zhvendosja maksimale vertikale (ulja maksimale)

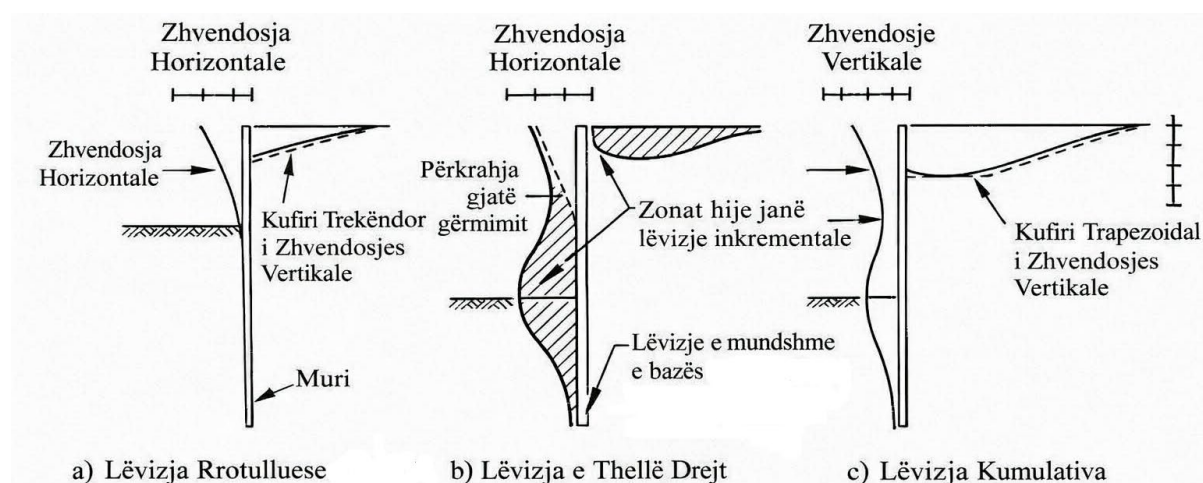


Figura 8. Profilet tipike të deformimit të konstruksioneve mbajtëse (Clough dhe O'Rourke, 1998)

4 Analizat numerike

Aktualisht nuk ekzistojn metoda standarde të projektimit për vlerësimin e zhvendosjes së tokës të shkaktuar nga gërmimet e thella. Metodat ekzistuese për parashikimin e performancës së gropave ndërtimore bazohen ose në vëzhgime empirike ose në modelim numerik. Për shkak të ndërlikimeve të qenësishme në gërmimet fazore, metodat empirike nuk mund të parashikojnë në mënyrë të kënaqshme zhvendosjen e tokës. Ndikimi i faktorëve individualë nuk mund të nxirret nga baza e të dhënave empirike për shkak të numrit të kufizuar të gërmimeve në toka të ngjajshme dhe kushte të ngjashme ndërtimi. Megjithëse shumë zgjidhje numerike ekzistuese kanë tendencë të jenë specifike dhe jo të disponueshme për projektin e përgjithësuar, metodat numerike ende përfaqësojnë një mënyrë praktike për të kuptuar problemin e gërmimeve të thella. Sidoqoftë, zgjedhja e modeleve konstitutive kompetente dhe parametrave të modelit mbetet një çështje shumë e rëndësishme për inxhinierët gjeoteknikë.

4.1 Ndikimi i konstruksioneve mbajtëse

Mana dhe Clough (1981) kanë kryer studime parametrike mbi ndikimin e shtangësisë së murit dhe hapësirës ndërmjet elementeve mbështetëse (shtanguese), ndikimin e shtangësisë së elementeve mbështetëse dhe efektin e gjeometrisë së gërmimit të tilla si gjerësia dhe thellësia e zones së gërmuar, efekti i paranderjes së elementeve mbështetëse dhe llogaritja e shtangësisë elastike të tokës. Rritja e rezistencës ndaj përkuljes së konstruksioneve mbajtëse (pilotave, diafragmave, etj) ose zvogëlimi i distancës midis shtangimeve/mbështetëseve zvogëlon zhvendosjet. Ky efekt është më domethënës kur faktori i sigurisë është i ulët. Rritja e shtangësisë së elementeve shtanguese/mbështetëse zvogëlon zhvendosjet, megjithëse efekti tregon një rënie të kthimit me ngurtësi shumë të lartë. Zhvendosja rritet ndërsa gjerësia dhe thellësia e gërmimit rritet. Përdorimi i elementeve me mundësi paranderjeje zvogëlon zhvendosjet, megjithëse gjatë paranderjeve më të larta efekti i kthimit zvogëlohet. Nivelet e zhvendosjes ndikohen fuqimisht nga moduli i tokës. Një modul më i madh çon në një deformim më të vogël.

Addenbrooke et al. (2000), kryen 30 analiza jolineare me anë të metodës së elementeve të fundme të gërmimeve të thella të padrenuara në argjilën e ngurtë. Ata paraqitën rezultatet e zhvendosjes për gjendje të ndryshme të sforcimeve dhe ngurtësi të ndryshme të elementeve shtanguese/mbështetëse.

4.1.2 Ndikimi i gjeometrisë së gërmimit të thellë

Wong dhe Broms (1989), duke përdorur metodën e elementeve të fundme, analizuan ndikimin e gjeometrisë së gërmimeve të thella në zhvendosjet e një konstruksioni mbajtës.

Hashash dhe Whittle (1996) kryen një seri eksperimentesh numerike, duke përdorur analiza të përparuara të elementeve të fundme, që hetonin ndikimin e thellësisë së fondimit të

konstruksioneve mbajtëse, kushteve të shtangimit/mbështetjes dhe historisë së sforcimeve në deformimin e gjurmimit të thellë në gjendjen e padrenuar.

Hashash dhe Whittle (2002) dhanë një interpretim të hollësishëm të sforcimeve nga një analizë e elementeve të fundme jolineare duke siguruar njohuri të reja për të shpjeguar evolucionin e presionit anësor që vepron në diafragmat e fiksuara mirë për gjurmimet e thella në argjilë. Studimi iu referua deformimeve të thella të tokës dhe ndryshimit të sforcimeve në masën e tokës. Rezultatet treguan se presionet anësore mund të tejkalojnë sforcimet fillestare në nivele mbi thellësinë e gjurmimit, duke krijuar presione të dukshme të tokës më të larta se sa pritej nga metoda e projektimit empirik.

4.1.3. Metodat e thjeshtuara të projektimit të konstruksioneve mbajtëse

Në këtë pjesë janë paraqitur disa metoda të thjeshtuara për llogaritjen e konstruksioneve mbajtëse. Ekzistojnë metoda të ndryshme analitike të llogaritjes në varësi të llojit të konstruksionit mbajtës, llojit të shtangimit/mbështetjes së konstruksioneve dhe llojit të tokës në të cilën ato ndërtohen.

4.1.4 Pilotat/diafragmat në fundin e tyre

Kjo metodë supozon që një pjesë e pilotave apo diafragmave është e shtrënguar në pjesën e poshtme, dmth ato janë të vendosur në një thellësi të mjaftueshme në tokë dhe nuk lejojnë rrotullimin e pjesës së poshtme të tyre. Ka pika me devijim zero prapa të cilave konstruksioni mbajtës lëviz prapa (kalimi i menjëhershëm nga gjendja aktive në atë pasive). Në gjendjen kufitare, presioni aktiv i tokës mbi sipërfaqen e gjurmimit mund të zhvillohet plotësisht.

Duke i ditur presionet e tokës që veprojnë në konstruksionin mbajtës, mund të llogariten sforcimet në të dhe momentet e përkuljes. Fillimisht supozohet thellësia e fondimit d_0 . Vlera përfundimtare merret nga përsëritjet me kusht që momenti i përkuljes rreth një pike fikse të jetë i barabartë me zero. Në mënyrë që të jemi në anën e sigursë, sugjerohet rritja e thellësisë përfundimtare të marrë të fondimit me disa vlera, më shpesh me 20%.

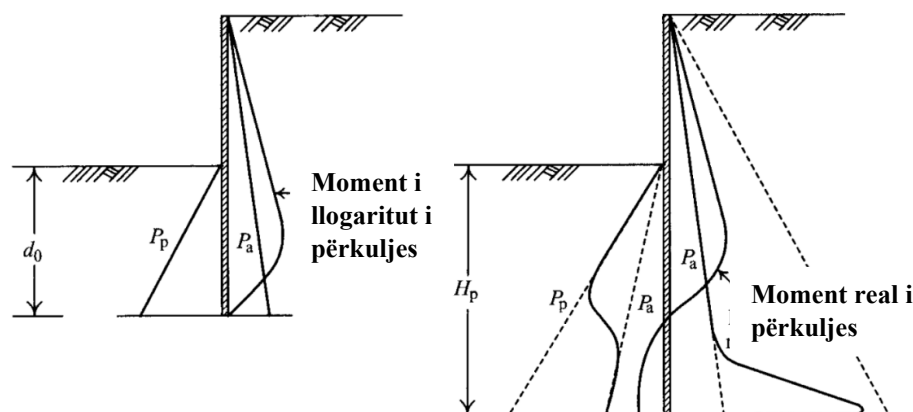


Figura 9. Llogaritja e momentit të përkuljes së konstruksionit mbajtës në pjesën e poshtme: a) momenti i përkuljes i llogaritur nga një analizë e thjeshtë, b) momenti real i përkuljes (Ou, 2006)

4.1.4.1. Pilotat/diafragmat e inkastruara

Tek llogaritja e konstruksioneve mbajtëse të inkastruara, përdoret metoda e pilotave/diafragmave të fiksuara në fundin e tyre. Për arsye të llogarisë, diagramet e shpërndarjes së presioneve aktive dhe pasive të tokës thjeshtohen. Kjo metodë më së shpeshti përdoret për llogaritjen e pilotave dhe diafragmave të ndërtuara në zhavore, rrëzë dhe argjilat e ngurta.

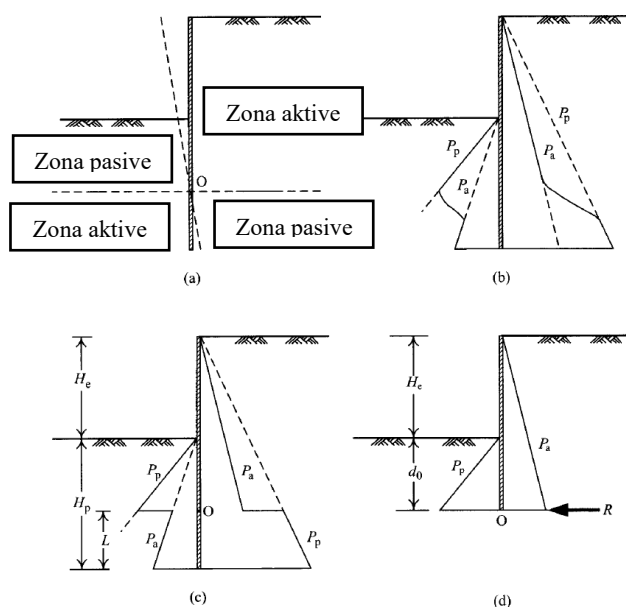


Figura 10. Konstruksionet mbajtëse të inkastruar: a) zhvendosja e konstruksionit, b) shpërndarja e presionit aktiv dhe pasiv të tokës, c) shpërndarja e idealizuar e presionit aktiv dhe pasiv të tokës, d) metoda e thjeshtuar (Ou, 2006)

4.1.4.2. Pilotat/diafragmat me fund të lirë

Sipas kësaj metode, supozohet se konstruksioneve mbajtës iu lejohej një zhvendosje e caktuar a fundit të tyre. Në figurën 15, janë paraqitur diagramet e presionit aktiv dhe pasiv të tokës.

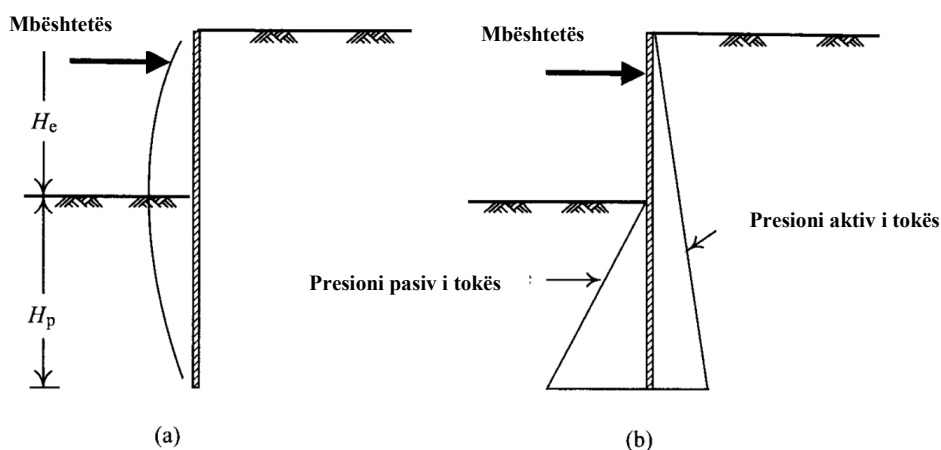


Figura 11. Metoda e konstruksioneve mbajtëse me fund të lirë: a) zhvendosja e konstruksionit, b) shpërndarja e presionit aktiv dhe pasiv të tokës (Ou, 2006)

Sistemi është statikisht i caktuar. Thellësia e fondimit të konstruksionit H_p llogaritet nga kushti që momenti i përkuljes në pikën e veprimit të elementit shtanges/mbështetës është $\Sigma M=0$. Kjo metodë jep momente shumë të mëdha të përkuljes M dhe forca të mëdha prerëse T .

4.2 Kontrollimi i thyerjes së tokës së fundit të gërmimit

Thyerja e tokës në pjesën e poshtme të gërmimit të gropave ndërtimore të ndërtuara në tokë të butë normal të konsoliduar shkaktohet kryesisht nga bymimi elastik i pjesës së poshtme të gërmimit për shkak të sforcimeve vertikale të reduktuara gjatë procesit të gërmimit, zhvendosjes së pjesës fonduese të konstruksionit mbajtës që shtyn tokën brenda dhe deformimit plastik të tokës nën nivelin e gërmimit. Faktorët që ndikojnë në thyerjen pjesës së poshtme të gërmimit përfshijnë:

- thellësinë e gërmimit,
- fortësinë e tokës,
- thellësinë e fondimit.

Ne kemi paraqitur dy metoda të analizës së thyerjes së fundit të gërmimit që përdoren më së shpeshti në praktikën gjeoteknike, përkatësisht analizën e ngritjes së Terzaghit (1943) dhe Bjerrum dhe Eide (1956). Të dyja metodat janë zhvilluar në parimin e tejkalimit të aftësisë mbajtëse të argjilës nën nivelin e gërmimit, duke neglizhuar efektin e fleksibilitetit të elementeve shtanguese/mbështetësve mbi nivelin e gërmimit dhe ndikimin e shtangësisë dhe thellësisë së fondimit të konstruksionit mbajtës.

4.2.1 Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) ka zhvilluar metodën e pare për analizën e thyerjes së tokës së fundit të gërmimeve të cekëta dhe të gjera ($h/b < 1$), siç është paraqitur në figurën 12.

Për rastin kur $r > b$, faktori i sigorisë ndaj ngritjes së fundit të gërmimit është:

$$F_s = \frac{5.7 \cdot c_u}{h \cdot \left(\gamma - \frac{c_u \cdot \sqrt{2}}{b} \right)} \quad (7)$$

Ndërsa për rastin kur $r < b$, faktori i sigorisë është:

$$F_s = \frac{5.7 \cdot c_u}{h \cdot \left(\gamma - \frac{c_u}{b} \right)} \quad (8)$$

ku janë:

F_s - faktori i sigorisë ndaj ngritjes së fundit të gërmimit

c_u - kohezioni i padrenuar i tokës

h - thellësia e gërmimit

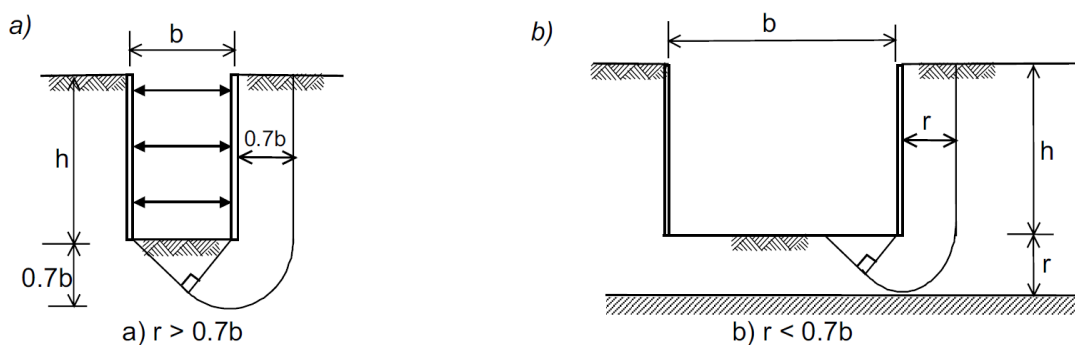


Figura 12. Analiza e thyerjes së tokës së pjesës së poshtme të gërmimeve të thella sipas Terzaghit (1943) (Kempfer, H-G., Gebreselasie, B., 2006)

4.2.2 Bjerrum dhe Eide (1956)

Bjerrum dhe Eide (1956) zhvilluan një metodë për të analizuar pjesën e poshtme të gërmimeve në tokë të butë. Faktori i sigurisë ndaj thyerjes shprehet si:

$$F_s = \frac{N_c \cdot c_u}{h \cdot \gamma + p} \quad (9)$$

ku janë:

N_c - faktori i aftësisë mbajtëse të tokës

p - ngarkesa nga dheu në thellësinë e gërmimit

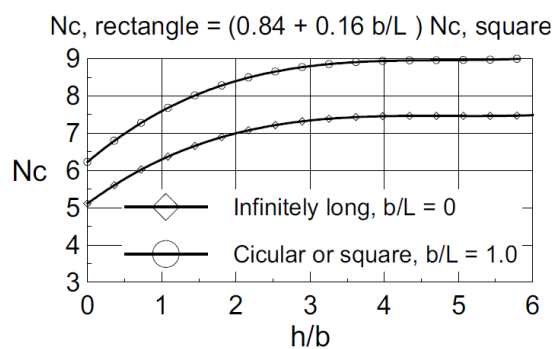
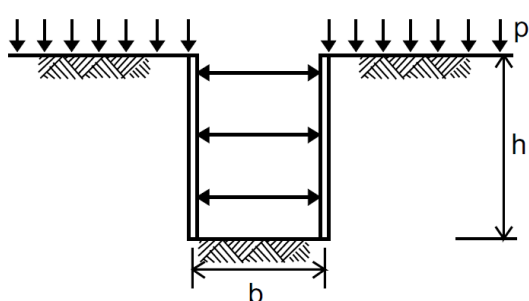


Figura 13. Analiza e thyerjes së tokës në fundin e gërmimeve të thella sipas Bjerrum dhe Eide (1956) (Kempfer, H-G., Gebreselassie, B., 2006)

4.3 Llogaritja e aftësisë mbajtëse të ankerave

Ankerat janë elemente të cilat më së shpeshti përdoren për shtangimin e konstruksionioneve mbajtëse te gropave ndërtimore. Ekzistojn lloje të ndryshme të ankerave, ndërsa më të përdorura janë ankerat me kavot metalike. Gjatë llogarisë së ankerave, duhet të verifikohen 3 aftësi mbajtë:

- aftësia mbajtëse e kontaktit kavo-beton/çimento
- rezistenca në këputje e kavove metalike
- aftësia mbajtëse e kontaktit ankerë-tokë (nxjerrja e ankerite nga toka)

Aftësia mbajtëse më e vogël e fituar mirret si më kritikja.

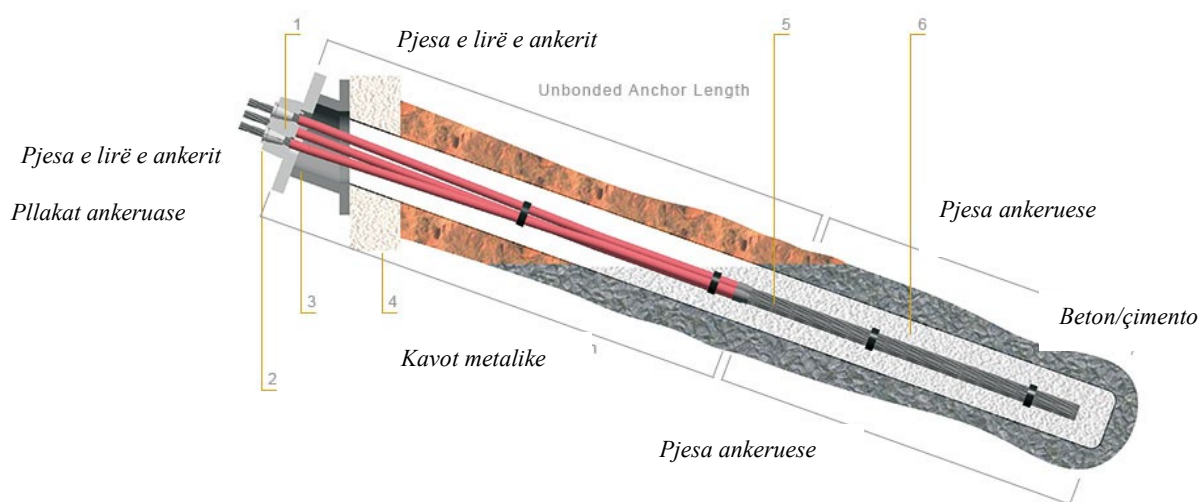


Figura 14. Prerja gjatësore e një ankeri tipik i përbërë nga kavot metalike

Aftësia mbajtëse e kontaktit kavo-beton/çimento llogaritet si mëposhtë:

$$R_c = \pi d_z l_k \tau \quad (10)$$

ku janë:

d_z - diametri i kavove metalike

l_k - gjatësia e pjesës ankeruese

τ - aftësia mbajtëse në prerje në kontaktin kavo-beton/çimento

Sipas EN 1992-1-1 (EC2), aftësia mbajtëse në prerje në kontaktin kavo-beton/çimento llogaritet nga parametrat e materialit të betonit/çimentos, si në vijim:

$$\tau = 1.2 \eta_1 f_{ctd} \quad (11)$$

ku janë:

η_1 - koeficienti i kohezionit (1.0 për kushte të mira të kohezionit, 0.7 për rastet tjera)

f_{ctd} - rezistenca në tërheqje e betonit

- Rezistenca në këputje e kavove metalike shprehet si mëposhtë:

$$R_t = f_u A = f_u A_1 n$$

ku janë:

R_t - rezistenca në këputje e kavove metalike

f_u - rezistenca në tërheqje e materialit të kavove

A , A_1 - sipërfaqja e prerjes tërthore të kavove të ankerite, përkatësisht e njërës kavo

n - numri i kavove

-Aftësia mbajtëse e kontaktit anker-tokë (nxjerrja e ankerite nga toka shprehet si mëposhtë:

$$R_e = \pi d l_k \sigma_z \tan \varphi \quad (12)$$

ku janë:

R_e - aftësia mbajtëse e kontaktit anker-tokë

d - diametrik i pjesës ankeruese

l_k - gjatësia e pjesës ankeruese

σ_z - sforcimi gjeostatik në tokë

φ - këndi i brendshëm i fërkimit të tokës

5. Moduli I reaksionit të tokës

Moduli horizontal i reaksionit të tokës i korrespondon modulit të reaksionit të sustave tek model ii Winklerit, i cili shprehet si raport i ngarkesës e cila vepron në një sipërfaqe të caktuar të tokës dhe uljes së shkaktuar nga kjo ngarkesë.

$$k = \frac{p}{y} \quad (13)$$

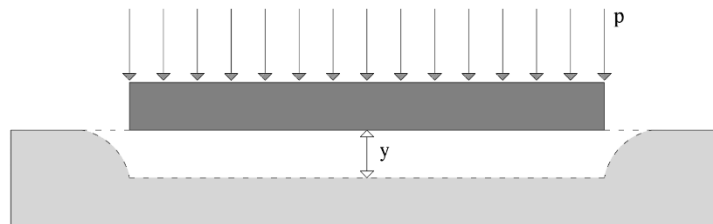


Figura 15. Definicioni i modulit të reaksionit

5.1 Moduli horizontal i reaksionit sipas Schmitt-it

Kjo analizë e modulit të reaksionit të tokës bazohet në lidhjen midis modulit oedometrik dhe shtangësisë së konstruksionit mbajtës të prezantuar nga Schmitt në Revue Francaise de Géotechnique nr. 71 dhe 74:

$$k_h = 2.1 \left(\frac{E_{edo}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right) \quad (14)$$

ku janë:

E_{edo} - moduli edometrik [MPa]

EI - shtangësia e prerjes tërthore e konstruksionit mbajtës (pilotit, diafragmës, etj)

5.2 Moduli horizontal i reaksionit i caktuar me anë të iterimeve

Njëra prej mënyrave për caktimin e modulit horizontal të reaksionit është përmes iterimeve, duke marrë parasysh karakteristikat deformuese të tokës dhe konstruksionit mbajtës. Procedura bazohet në supozimin se defomimi i bazës elastike të karakterizuar nga moduli i deformimit të tokës E_{def} [MPa] gjatë ndryshimit të gjendjes së sforcimeve si pasojë e ndryshimit të presioneve të tokës, është i njëjtë me deformimin e konstruksionit mbajtës.

Kështuqë, qëllimi i kësaj procedure është që të gjej vlerën e tillë të modulit k_h për cilën do të vlente kontinuiteti i deformimit të tokës së stabilizuar dhe konstruksionit mbajtës. Gjithashtu, kjo metodë i merrë parasysh edhe deformimet plastike të tokës.

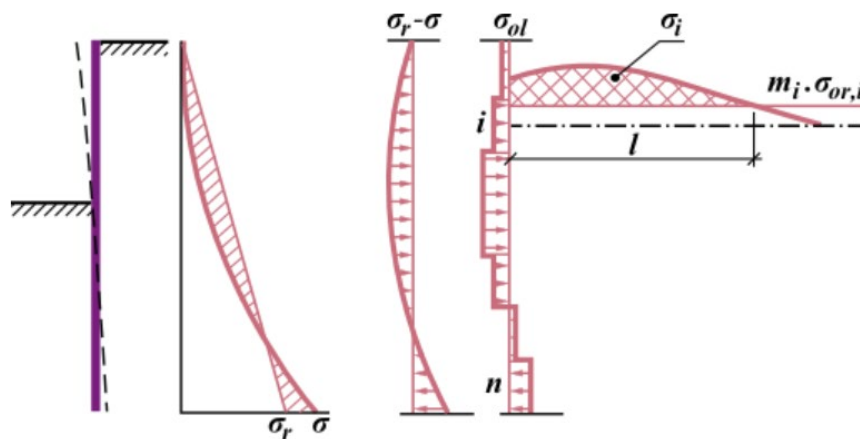


Figura 16. Caktimi i modulit horizontal të reaksionit me anë të iterimeve

Kështu, moduli horizontal i reaksionit caktohet me shprehjen në vijim:

$$k_{n,i} = \frac{E_{def,i} \cdot \sigma_{ol,i}}{\bar{\sigma}_{il}} \quad (15)$$

ku janë:

E_{def} - moduli i defomimit të tokës [MPa]

σ_{ol} - ngarkesa njëtrajtësisht e shpërndarë e cila vepron në segmentin e i -të konstruksionit mbajtës [MPa]

$\bar{\sigma}_{il}$ - ndryshimi total i sforcimit në segmentin e i -të prapa konstruksionit mbajtës [MPa x m]

Ndryshimi i sforcimeve brenda trupit të tokës përcaktohet sipas Boussinesq-ut. Vendosja e vlerës së re të k -së direkt në llogaritjen tjetër do të shkaktonte një përsëritje të paqëndrueshme - prandaj

vlera e k -së që futet në analizën tjetër të gropës ndërtimore përcaktohet nga vlera origjinale e k_p -së dhe vlera e re e k_n -së e modulit të reaksionit të tokës.

$$k = k_p + 0.25(k_n - k_p) \quad (16)$$

ku janë:

k_p - vlera e paraprake e modulit të reaksionit [MN/m³]

k_n - vlera e re e modulit të reaksionit [MN/m³]

Vlera maksimale e modulit të reaksionit në segmentin e i -të është e kufizuar nga vlera si në vijim:

$$k_{\max,ip} = 10 \cdot E_{def,i} \quad (17)$$

Reduktimi i ngarkesës e cila vepron në sipërfaqen e terrenit me rritjen e thellësisë, varet nga fortësia strukturore e tokës, e cila zakonisht shprehet me koeficientin m .

Tabela 1: Vlera orientuese të koeficientit të fortësisë strukturore (m) për lloje të ndryshme të tokës

Type of fundamental soil	m
Very compressible fine soils class F1 -F8 - with deformation modulus $E_{def} < 4 \text{ MPa}$ - non overconsolidated - soft to hard consistency (all 3 attributes must be fulfilled), filling, made - ground secondary and tertiary sediments rocks class R1, R2	0.1
fine soils class F1-F8, not belonging to coefficient $m = 0.1$ or 0.4 or 0.6 sands and gravels class S1, S2, G1, G2 under GWT rock class R3, R4	0.2
Sands and gravels class S1, S2, G1, G2 above GWT sands and gravels with clay, silt or fine soil admixture soils class S3, S4, S5, G3, G4, G5 rocks class R5, R6	0.3
eluvium of igneous and metamorphic rocks	0.4

6. Përshkrimi i modeleve të tokës: Linear-elastik dhe Elasto-plastik (Mohr-Coulomb)

Në inxhinierinë gjeoteknike, modelet e tokës janë mjete të domosdoshme për të vlerësuar sjelljen e materialeve të ndryshme të dheut dhe për të dizajnuar struktura që mund të përballojnë ngarkesat pa u dështuar. Modelet e ndryshme të tokës mund të përdoren për të simuluar sjelljen e tokës nën ngarkesa të ndryshme dhe për të parashikuar dështimin e mundshëm të tokës nën kushte specifike të ngarkesave. Dy nga modelet më të njohura dhe të përdorura për përshkrimin e sjelljes së tokës janë modeli linear-elastik dhe modeli elasto-plastik (i njohur gjithashtu si modeli Mohr-Coulomb). Ky i fundit është shumë i rëndësishëm për analizat e dështimit të materialeve të dheut dhe stabilitetin e strukturave.

6.1. Modeli linear-elastik

Modeli linear-elastik është një model shumë i thjeshtë që përdoret për të përshkruar sjelljen elastike të materialeve që nuk kalojnë në një fazë plastike, pra materialeve që kthehen në gjendjen e tyre origjinale pas aplikimit të një ngarkese. Ky model është i bazuar në ligjin e Hooke-it, i cili thotë se deformimi është direkt proporcional me forcën e aplikuar, deri në një kufi të caktuar, kur materiali është ende në një gjendje elastike. Në këtë model, moduli i ngurtësisë (E) dhe Poisson ratio (ν) janë parametra të rëndësishëm që përshkruajnë sjelljen elastike të tokës (Das, 2016).

Ky model përdoret kur toka, për shkak të ngarkesave të aplikuara, tregon deformime të pakthyeshme të cilat janë proporcionale me ngarkesën. Për materialet që mund të trajtohen me këtë model, ngarkesat e aplikuara janë të mjaftueshme për të shkaktuar deformime elastike, por nuk janë të mjaftueshme për të shkaktuar ndonjë dështim plastike. Përdorimi i këtij modeli është i përshtatshëm për tokat që janë të forta dhe të ngurta dhe që nuk kalojnë në një gjendje plastike për shkak të ngarkesave të zakonshme.

Në kontekstin e përdorimit të tij për të përshkruar sjelljen e tokës, modeli linear-elastik është më i përdorur për materialet që kanë një sjellje elastike të dukshme dhe ku ngarkesat e aplikuara janë relativisht të vogla. Ky model mund të jetë shumë efikas për analiza të thjeshta dhe për përshkrime të materialeve të forta dhe elastike, si dhe për tokat e ngurta, për shembull, dheut të zhavorrit ose dheut të betonit të fortë.

6.1.1 Karakteristikat kryesore të modelit linear-elastik

Deformimet janë të pakthyeshme dhe proporcionale me forcën e aplikuar (Das, 2016).

Moduli i ngurtësisë (E) dhe Poisson ratio (ν) përshkruajnë sjelljen elastike të tokës.

Përdoret për tokat që nuk kalojnë në gjendje plastike dhe për ngarkesa që janë të vogla ose të mesme.

Ky model është efikas për llogaritjet e thjeshta dhe përdoret për materialet që nuk kalojnë në një fazë të dështimit plastike.

Modeli linear-elastik përdoret për shumë lloje tokash dhe materialesh që janë elastike dhe që reagojnë në mënyrë të qëndrueshme ndaj ngarkesave pa kaluar në një gjendje plastike (Das & Ramana, 2014).

6.2 Modeli elasto-plastik Mohr-Coulomb

Modeli elasto-plastik është më kompleks dhe përdoret për përshkrimin e materialeve që mund të kalojnë nga një fazë elastike në një fazë plastike. Ky model është i bazuar në teorinë Mohr-Coulomb, që ofron një mënyrë për të përshkruar dështimin dhe kalimin e materialeve në një gjendje plastike. Ky model është i përshtatshëm për tokat që janë më të buta dhe që mund të dështojnë nën ngarkesa të larta. Teoria Mohr-Coulomb përshkruan si kalon një material nga një gjendje elastike në një gjendje plastike duke përdorur dy parametra të rëndësishëm: kohezionin (c) dhe këndin e fërkimit të brendshëm (ϕ) (Terzaghi & Peck, 1948).

Në këtë model, deformimet plastike janë të mundshme pasi që materialet kalojnë një kufi të caktuar ngarkese, të njohur si kufiri i shpërthimit (yielding). Nëse ngarkesa vazhdon të rritet, tokat do të kalojnë nga një gjendje elastike në një fazë plastike dhe deformimet do të bëhen të pakthyeshme. Ky kalim nga një gjendje elastike në një gjendje plastike është një element i rëndësishëm i modeleve të elasto-plastikës dhe është esencial për përshkrimin e sjelljes së tokës nën ngarkesa të larta. Këto ngarkesa mund të shkaktojnë shembje, rrëshqitje, ose përkeqësim të strukturës së tokës (Atkinson, 2007).

Në këtë model, kufizimi i dështimit (i njohur si kufiri i shtrirjes) tregon kur materialet kalojnë nga një fazë elastike në një fazë plastike. Ky kufizim është shpesh i përshkruar nga një sipërfaqe shpërthimi që është e lidhur ngushtë me këndin e fërkimit dhe kohezionin. Një element tjetër i rëndësishëm në këtë model është kohezioni i brendshëm i tokës, i cili është një masë e forcës që e mban të ngushtë materialin dhe që ndihmon në shmangien e rrëshqitjeve dhe shembjeve.

6.2.1 Karakteristikat kryesore të modelit elasto-plastik

Deformimet plastike janë të mundshme dhe ndodhin kur ngarkesat kalojnë një kufi të caktuar.

Përdoret për tokat që janë më të buta dhe që mund të kalojnë në gjendje plastike.

Kohezioni dhe këndi i fërkimit të brendshëm (ϕ) janë parametra të rëndësishëm që përshkruajnë sjelljen plastike të tokës.

Ky model përdoret për analizën e stabilitetit të dheut, si dhe për përshkrimin e kushteve të dështimit të materialeve të dheut, siç janë shembjet dhe rrëshqitjet (Smith & Griffiths, 2007).

Teoria Mohr-Coulomb është e rëndësishme për të përshkruar sjelljen e tokës që mund të kalojë nga një fazë elastike në një fazë plastike, siç ndodh në shumë lloje dhe materiale të dheut të butë, ku ndryshimet në ngarkesë mund të shkaktojnë dështime të mëdha dhe lëvizje të tokës. Ky model është i përdorur gjerësisht për analizat e stabilitetit të shtresave të dheut dhe për përcaktimin e kushteve që mund të shkaktojnë rrëshqitje dhe shembje të materialeve të dheut në kushte të ngarkesave të larta.

Përshkrimi i modeleve të tokës, si modelet linear-elastik dhe elasto-plastik (Mohr-Coulomb), është thelbësor për të kuptuar dhe menaxhuar sjelljen e tokës nën ngarkesa të ndryshme. Modeli linear-elastik është i thjeshtë dhe efikas për analiza të thjeshta kur materialet reagojnë në mënyrë elastike dhe kthehen në gjendjen e tyre origjinale pas heqjes së ngarkesës. Në anën tjetër, modeli elasto-plastik është më i përshtatshëm për analiza të ngarkesave të mëdha dhe për materialet që mund të kalojnë nga një fazë elastike në një fazë plastike, të cilat mund të shkaktojnë shembje dhe rrëshqitje. Për zgjedhjen e modelit më të përshtatshëm për analizën e sjelljes së tokës, është e rëndësishme të kuptohet lloji i tokës, ngarkesat që do të aplikohen dhe përmasat e dështimit që mund të ndodhin në kushte të ndryshme.

7. Rasti studimor – Sigurimi I një gropë ndërtimore me thellësi $h \geq 20$ metra

7.1 Përshkrimi I projektit

Në afërsi të rrugës “**Ukshin Hoti**”, në lagjen **Lakrishte**, në qytetin e **Prishtinës**, parashihet ndërtimi i objektit afarist-banesor **5B+S+P+15** me investitor **privat**. Në lokacionin në fjalë janë kryer paraprakisht hulumtimet gjeomekanik me ç’rast janë bërë **5** shpime gjeomekanik thellësie **30 m** dhe nga testimet laboratorike janë fituar parametrat gjeomekanik të tokës të nevojshme për analizën gjeostatike të themeleve dhe projektin e stabilizimit të gropës ndërtimore. Për stabilizimin e gropës ndërtimore është paraparë të përdoren diafragma betonarme trashësie **$h=0.8$ m**, gjerësia **$b=2.5$ m** dhe gjatësia **$l=32.0$ m**. Diafragmat betonarme duhet të vendosen në katër pjesë të gropës ndërtimore, në perimetër prej afërsisht **219.7 m**. Varësisht nga pozicioni i diafragmave, ato duhet të përfordohen 3, respektivisht 6 rreshta të ankerave të paranderur, siç është paraqitur në situacionin e gropës ndërtimore dhe tek prerjet karakteristike në pjesën e shtojcës. Hapja e diafragmave të bëhet nga kuota **+578.00 m**, në të gjitha pozitat e gropës ndërtimore. Diafragmat të hapen në largësi prej **1.1 m** nga vija e themelit të objektit në dy anët ndërsa në dy anë të tjera 0.1 metër nga vija e themelit shkaku I objekteve fqinje.

7.2 Analiza gjeoteknike e diafragmave

Analiza gjeoteknike e diafragmave betonarme është bërë me metodat analitike me programin **GEO5 2024** (moduli *Sheeting Check*). Për llogaritjen e presioneve aktive dhe pasive të tokës është aplikuar metoda e **Caquot-Kerisel-it**. Parametrat e rezistencës së tokës φ dhe c nga elaborati gjeomekanik janë fituar sipas modelit të **Mohr-Kulonit**. Në shtojcat përkatëse janë dhënë diagramet e presioneve aktive dhe pasive të tokës në diafragmat betonarme, ndikimet statike **M** dhe **T** si dhe forca në ankerët e paranderur. Analiza e stabilitetit global të gropës ndërtimore është bërë me metodën e **Morgenstern-Price-it** në **GEO5**. me ç’rast për të gjithë tipet e pilotëve është fituar faktor i mjaftueshëm i sigurisë i kërkuar sipas normave **EC-7**.

E gjithë analiza e gropës ndërtimore është e bazuar në normat e **EC7 DA3**.

Në tabelën më poshtë, janë paraqitur parametrat karakteristik të dherave të përdorur gjatë modelimit të gropës ndërtimore. Parametrat karakteristik më pas janë faktorizuar me faktorët parcial sipas **EC-7 DA3**. Analiza sforcim-deformim e gropës ndërtimore është e bazuar në parametrat efektiv të shtresave të tokës të fituara nga shqyrtimet laboratorike.

Në analizën elastoplastike me programin **GEOS** është përvetësuar modeli fortësues i tokës (**Hardening Soil Model**)-analizë jolineare. Janë përvetësuar faktorë parcial sipas **EC7 DA3** (tabela 3).

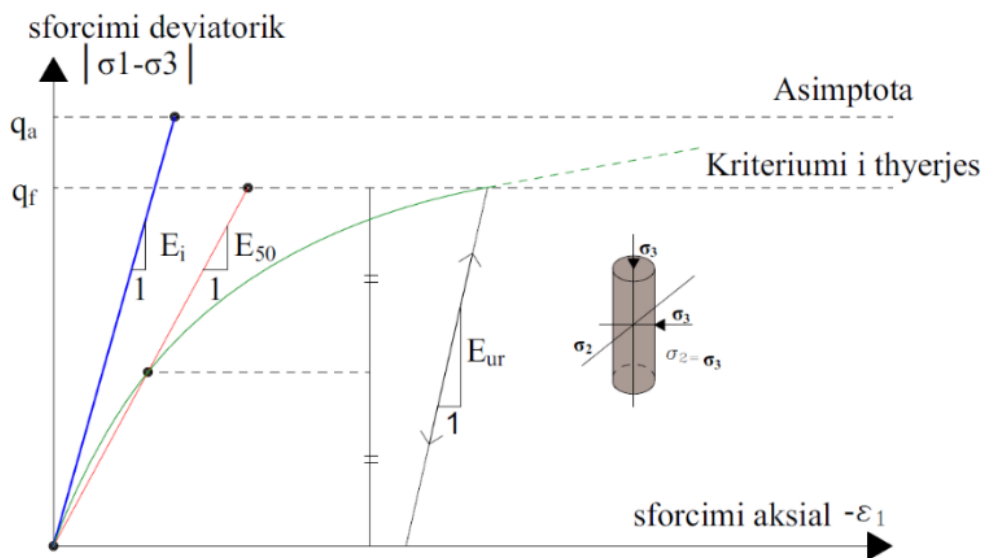


Figura 17. Modeli Hardening Soil

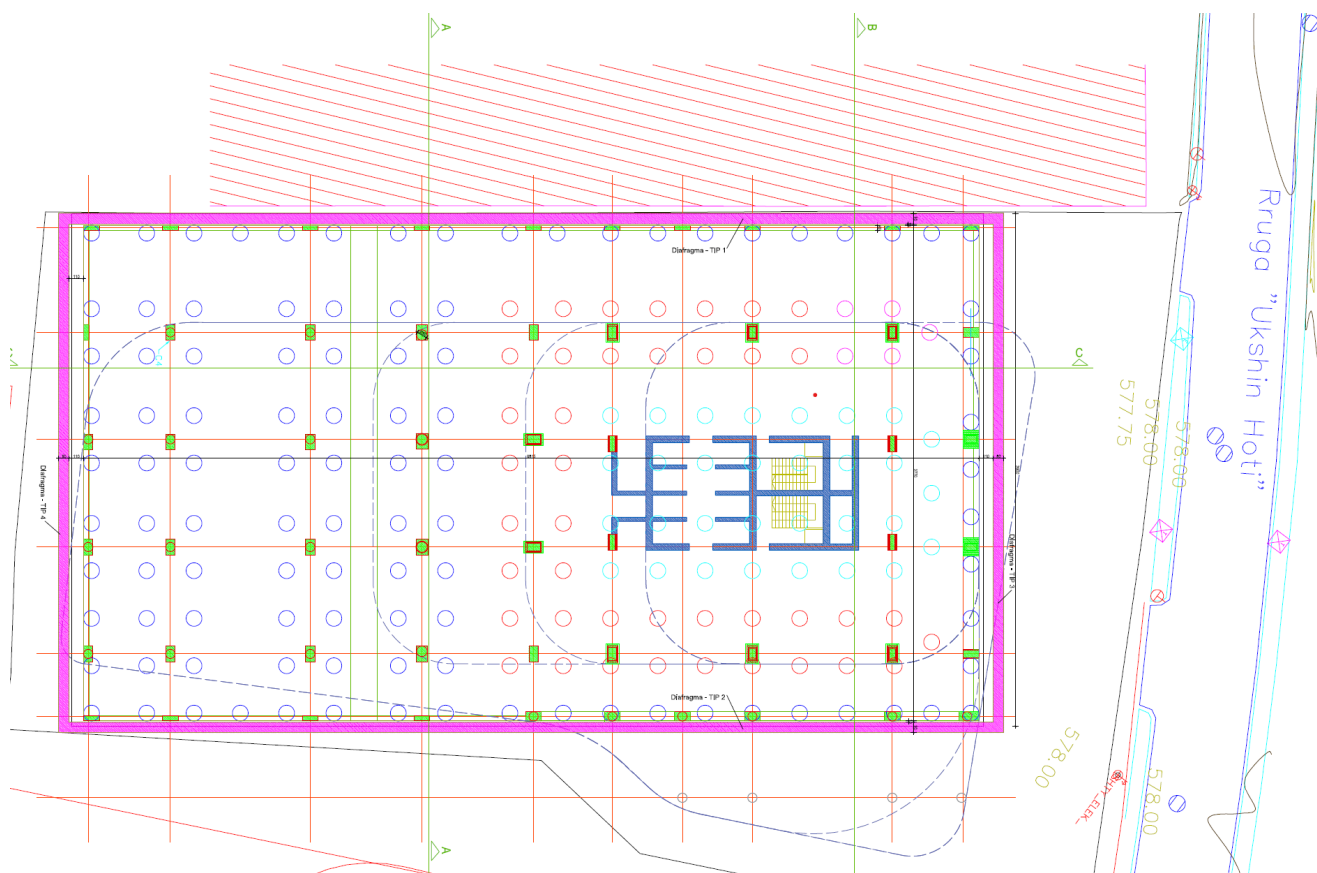


Figura 18. Situacioni I ngushtë

Gjatë projektimit të diafragmave betonarme, janë bërë verifikime të probleme të ndryshme që mund të paraqiten në një gropë ndërtimore, prej të cilëve dallojm:

- deformimin horizontal të gropës ndërtimore,
- uljet e dheut në afërsi të pilotëve betonarme,
- thyerjen e tokës në nivelin e gërmimit,
- thyerjen hidraulike të tokës në nivelin e gërmimit,
- mobilizimin e presioneve pasive,
- stabilitetin lokal dhe aftësinë mbajtëse e ankerëve,
- stabilitetin global të gropës ndërtimore, dhe
- aftësinë mbajtëse të diafragmave dhe dimensionimin e tyre.

Në tabelën më poshtë, janë paraqitur parametrat karakteristik të dherave të përdorur gjatë modelimit të gropës ndërtimore.

Tabela 2. Parametrat karakteristik të tokës të përdorura në analizën gjeoteknike

Shtresa e tokës	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	c_u [kPa]	ϕ [°]	ν	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]
1. Humus	19.6	50.0	139.0	18.0	0.33	3000 (E_{oed})	-
2. CL	20.4	17.0	59.0	35.0	0.33	3560.0	15280
3. GC	22.0	3.0	-	33.0	0.33	6100	72450
4. CL	21.0	10.0	123.0	31.0	0.33	5250	28400
5. CL	21.0	30.0	139.0	23.0	0.33	6530	23120

Tabela 3. Faktor parcial sipas EC7 (GEO/STR)

Faktorët parcial për GEO/STR në situata të projektimit të vazhdueshëm dhe kalimtar Pjerrësitë, themelet dhe muret									
Qasja e projektimit 1	Kombinimi 1		↓		↓		↓		
	Kombinimi 2			↓		↓	↓		
Qasja e projektimit 2			↓		↓			↓	
Qasja e projektimit 3			↓	↓		↓			↓
Grupet e faktorëve parcial			A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3
Ngarkesat e përhershme (G)	Disfavorshme	γ_G	1.35	1.00					
	Favorshme	$\gamma_{G,fav}$	1.00	1.00					
Ngarkesat e përkohshme (Q)	Disfavorshme	γ_Q	1.50	1.30					
	Favorshme	$\gamma_{Q,fav}$	0	0					
Koeficienti i rezistencës në prerje ($\tan \varphi$)		γ_φ			1.0	1.25			
Kohezioni efektiv (c')		$\gamma_{c'}$			1.0	1.25			
Forca në të lagësht (c_u)		γ_{cu}			1.0	1.4			
Rezistenca jo e mbyllur (jo e izoluar) në shtypje (q_u)		γ_{qu}			1.0	1.4			
Pesha vëllimore (γ)		γ_γ			1.0	1.0			
Rezistenca e mbështetjes (R_v)		γ_{Rv}					1.0	1.4	1.0
Rezistenca në rrëshqitje (R_h)		γ_{Rh}					1.0	1.1	1.0
Rezistenca e tokës ...muret mbrojtëse ...pjerrësitë	γ_{Re}						1.0		1.0
								1.4	
								1.1	
Ankerat e paranderur		γ_a					1.1	1.1	1.0

7.3 Ekzekutimi I diafragmave prej betonit të armuar

Diaframat prej betoni të armuar përfaqësojnë një nga zgjidhjet më të avancuara për sigurimin e gropave ndërtimore shumë të thella, veçanërisht në zona urbane dhe në prani të ujit nëntokësor. Ato realizohen si elemente vertikale të vazhdueshme, të ndërtuara paraprakisht në tokë, të cilat shërbejnë njëkohësisht si strukturë mbajtëse gjatë gërmimit dhe si pjesë përbërëse e strukturës përfundimtare të objektit.

7.3.1 Muret udhëzuese (Guide Walls)

Procesi i realizimit të diafragmave fillon me ndërtimin e mureve udhëzuese prej betoni, të cilat shërbejnë për orientimin e pajisjeve të gërmimit dhe për stabilizimin e shtresave sipërfaqësore të tokës.

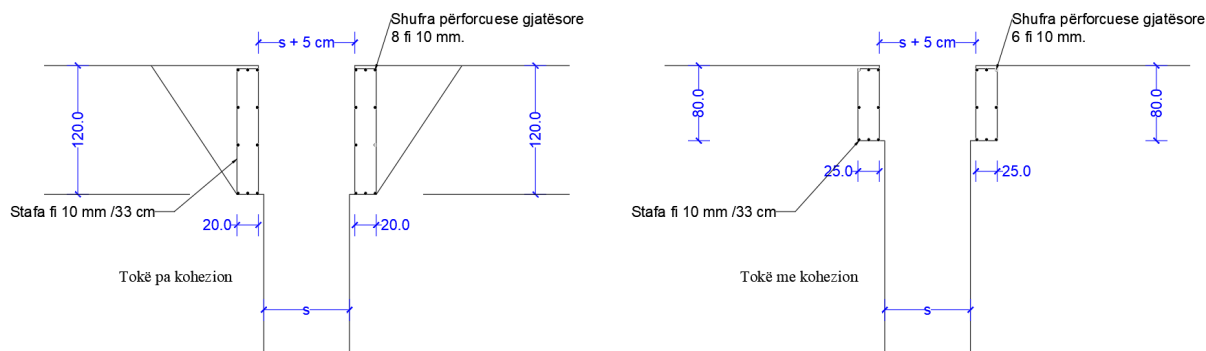


Figura 19. Muret Udhëzuese

7.3.2 Gërmimi i panelit të diafragmës

Gërmimi realizohet në panele individuale duke përdorur pajisje të specializuara. Gjatë gërmimit, hendeku mbushet me llum bentoniti, i cili siguron stabilitetin e faqeve të gërmimit dhe parandalon shembjen e tokës.

Lëngu I trashë formon një shtresë të trashë në muret e kanalit, i cili I balancon forcat hidraulike të brendshme dhe parandalon rrjedhjen e ujit në kanal.

Kapëset janë mjete gërmimi për murin e diafragmës që përbëhen nga dy nofulla të cilat mund të happen dhe mbyllen për të mbledhur prerjet dhe për t'i nxjerrë ato nga kanali i gërmuar.

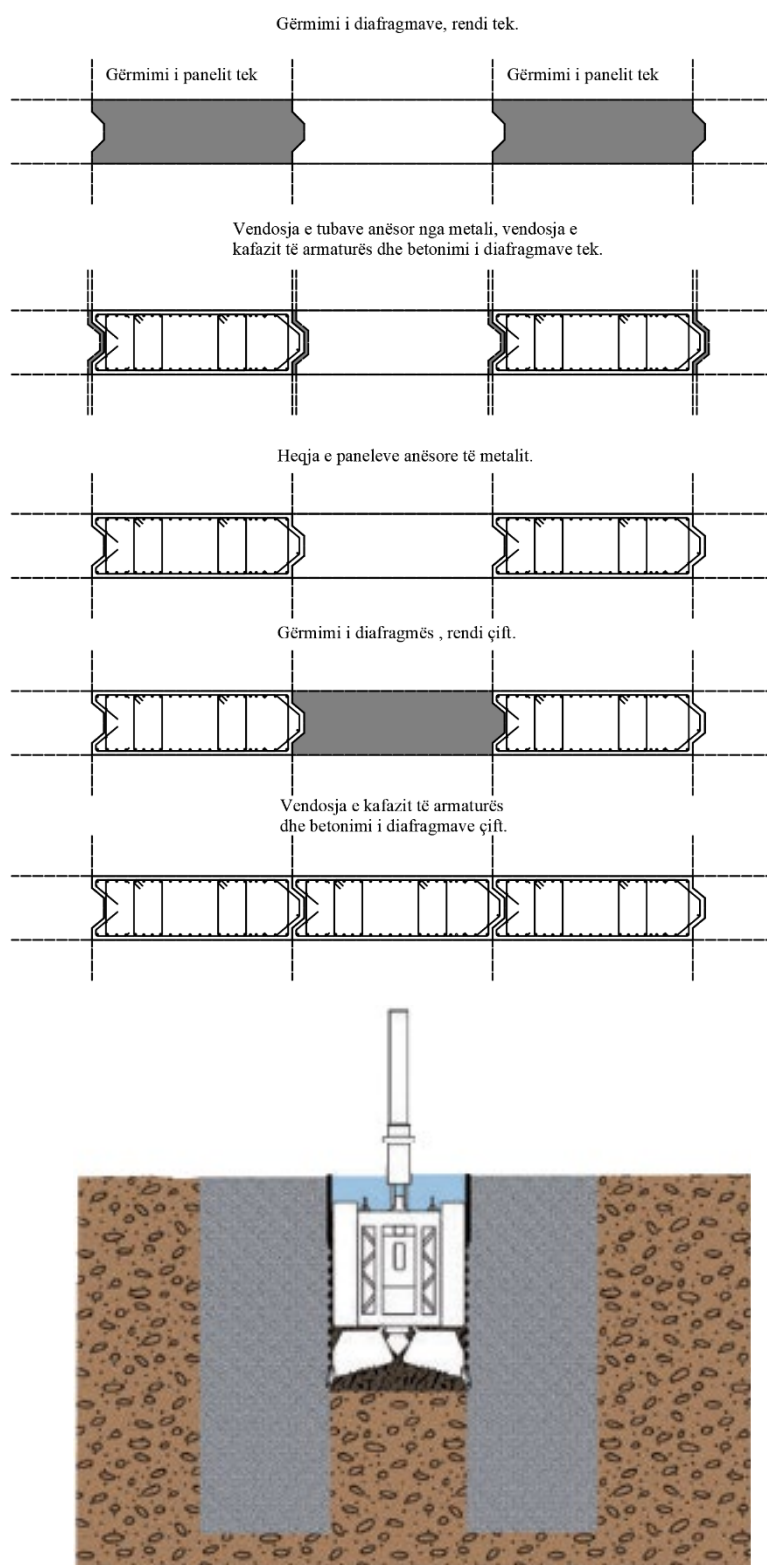
Profilet e jashtme të nofullave janë të pajisura me dhëmbë për të prerë tokën.

Cikli i punës së gërmimit fillon me kapësen e hapur të mbështetur në tokë: falë peshës dhe shpejtësisë së mjetit, dhëmbët depërtojnë në tokë. Duke aktivizuar sistemin e mbylljes, kapësja gërmon tokën dhe

mban një pjesë të saj brenda nofullave. Rregullimi i dhëmbëve në nofulla është zakonisht një numër tek dhëmbësh në njërin nofull dhe një numër çift dhëmbësh në tjetrën, për të siguruar mbyllje perfekte. Konfigurimi asimetric i nofullave tenton të devijojë nga drejtësia dhe për këtë arsye kapësi nuk përdoret gjithmonë në të njëjtin drejtim, por alternuar në të dy drejtimet: sa herë që kapësi ulet në gërmim, ai rrotullohet me 180°.

Kapësi ngrihet me nofullat e mbyllura dhe dheu shkarkohet në një zonë të caktuar. Cikli i punës përsëritet disa herë derisa gërmimi të jetë përfunduar. Panelet primare gërmohen së pari dhe

panelet sekondare ndërtohen midis paneleve primare të murit të diafragmës. Pasi paneli të jetë gërmuar, para betonimit, lëngu mbështetës i slurit duhet të pastrohet dhe të rifreskohet në mënyrë që dendësia, përmbajtja e rërës, viskoziteti dhe pH i tij të jenë brenda niveleve të specifikuara.



x

Figura 20, Gërmimi i panelit të diafragmës

7.3.3 Vendosja e kafazit të armatures

Pas arritjes së thellësisë së projektuar, në hendek vendoset kafazi i armaturës së parapërgatitur. Armatura projektohet për të përballuar momentet përkulëse dhe forcat prerëse që veprojnë mbi diafragmën gjatë fazave të ndërtimit.

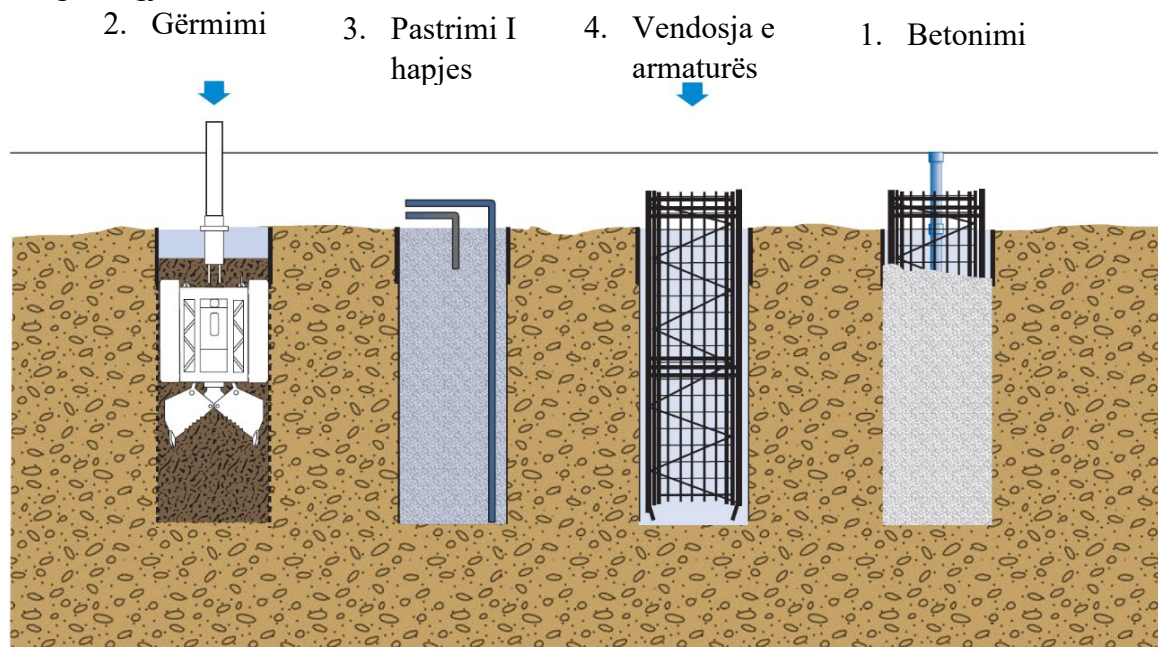


Figura 21. Procesi i punimit të diafragmave

7.3.4 Betonimi me metodën Tremie

Betonimi realizohet me metodën Tremie, ku betoni derdhet nga fundi i hendekut drejt sipërfaqes. Gjatë këtij procesi, betoni zhvendos gradualisht llumin e bentonit, duke siguruar betonim të vazhdueshëm dhe pa segregim.

Është e obligueshme të bëhet **monitorimi** i **zhvenosjeve horizontale** të diafragmave betonarme në disa pozicione të ndryshme përgjatë perimetrit të gropës ndërtimore të stabilizuara me diafragma, si dhe **monitorimi** i **uljeve të terrenit** në afërsi të saj. Gjithashtu, duhet të bëhet **testimi** i **ankerave** të paranderur të paktën **10 copa** nga secilit rend, në pozicione përafërsisht të barazlanguar. Nëse nga monitorimi i gropës ndërtimore vërehen devijime të konsiderueshme nga rezultatet e projektimit, atëherë duhet të bëhet analizë kthyesë (eng. “**Back Analysis**”).

7.4 Dimensionimi i diafragmës

Momentet maksimale të përkuljes të fituara nga llogaritja me GEO5 të diafragmës.

Duhet që kushti i qëndrueshmërisë në përkulje të plotësohet.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (18)$$

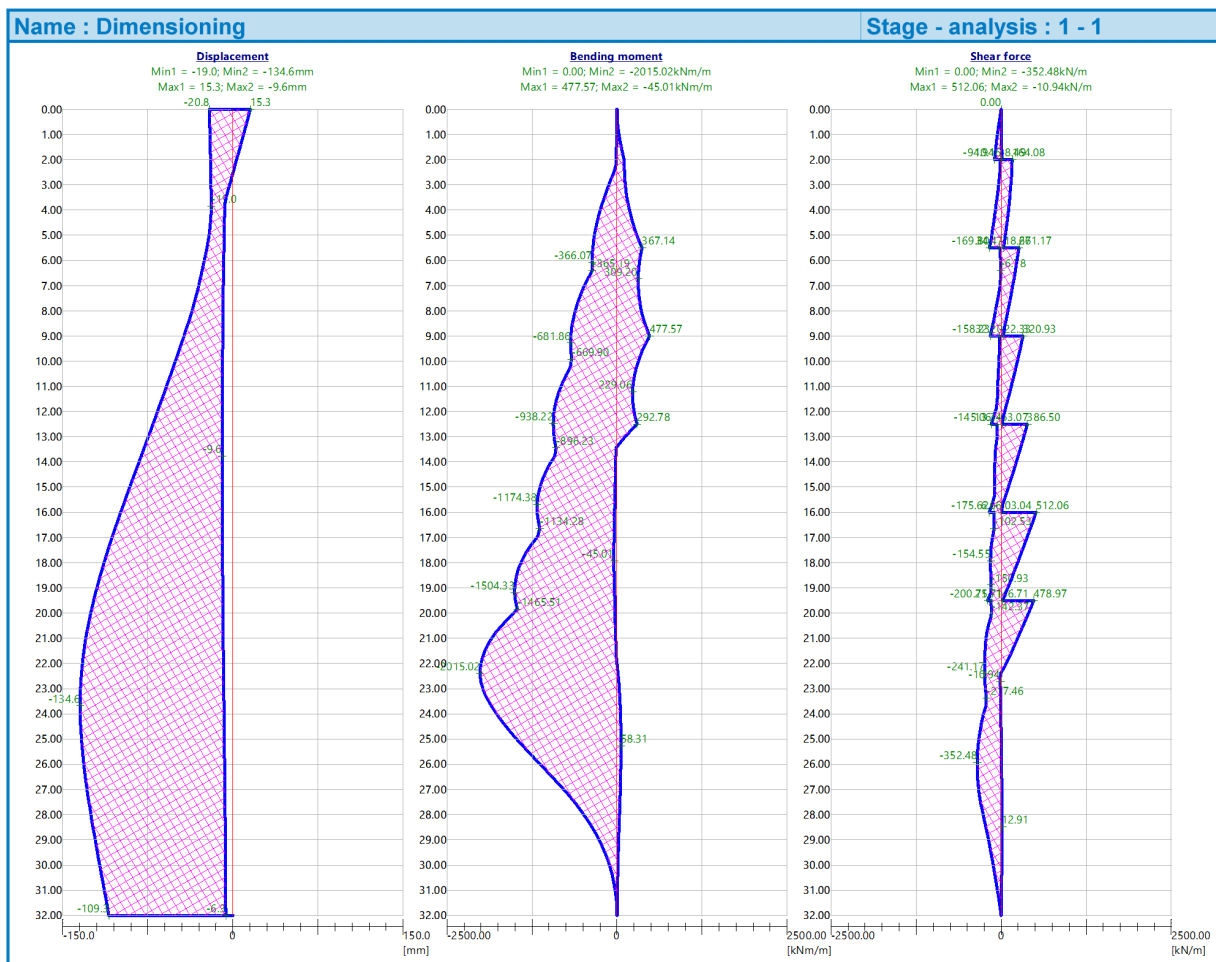


Figura 22. Ndikimet statike në diafragmën betonarme

Zhvendosja maksimale $\delta_{max} = -134.6 \text{ mm}$

Zhvendosja minimale $\delta_{min} = 15.3 \text{ mm}$

Momenti maksimal i përkuljes $M_{ed,max} = 477.57 \text{ kNm/m}$

Momenti minimal i përkuljes $M_{ed,min} = -2015.02 \text{ kNm/m}$

Forca transversale maksimale $V_{ed,max} = 512.06 \text{ kN/m}$

7.4.1 Dimensionimi i diafragmës nga përkulja (EC2)

Të dhënat hyrëse :

Trashësia e diafragmës:

$$h = 80$$

Gjerësia llogaritëse :

$$b = 1000 \text{ mm, (llogaritja bëhet për një metër të murit)}$$

Betoni :

$$C = 30/37 \text{ Mpa}$$

Armatura :

$$B500B$$

Momenti maksimal :

$$M_{ed} = 2015,02 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (19)$$

Forca prerëse :

$$V_{ed} = 512.05 \text{ kN/m} \quad (20)$$

Rezistenca projektuese e çelikut :

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPa} \quad (21)$$

Shtresa mbrojtëse :

$$c = 40 \text{ mm}$$

Lartësia statike :

$$d = h - d_1 = 800 - (40 + 10 + 25/2) = 737.5 \text{ mm} \quad (22)$$

Llogaritja e sipërfaqes së armaturës :

$$A_{sl}^{req} = \frac{M_{ed}}{z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{2015.02 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 737.5 \cdot 434.782} = 6982.37 \text{ mm}^2 \quad (23)$$

Përvetësojm : Ø25 mm

$$A_{sl} = \text{Ø}25 = 491 \text{ mm}^2 \quad (24)$$

Numri i shufrave për 1 metër :

$$n = \frac{A_{sl}^{req}}{A_{s\text{Ø}20}} = \frac{6982.37 \text{ mm}^2}{491 \text{ mm}^2} = 14.22 \text{ copë} \quad (25)$$

Përvetësojmë : $14.22 \cdot 2.5 \text{ m} = 36$ copë për 2.5 metër gjatësi.

Armatura minimale :

$$A_{s,min} = 0.0013 b \cdot d = 0.0013 \cdot 1000 \cdot 737.5 = 958.75 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (26)$$

Armatura e kërkuar është shumë më e madhe se sa armatura minimale.

7.4.2 Dimensionimi i diafragmës në prerje (EC2)

$$V_{Ed} = 512.05 \text{ kN/m} \quad (27)$$

Për diafragmë 80 cm zakonisht kushti plotësohet pa armaturë shtes.

Formula sipas eurokodit :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \varphi_l * f_{ck})^{1/3} \right] * b_w * d \quad (28)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (29)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.52 \quad (30)$$

$$\varphi_l = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{6982.37}{1000 * 737.5} = 0.009 \leq 0.02 \quad (31)$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \varphi_l * f_{ck})^{1/3} \right] * b_w * d = \left[0.12 * 1.52 * (100 * 0.009 * 30)^{1/3} \right] * 1000 * 737.5 = 403.56 \text{ kN/m} \quad (32)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$512.05 \text{ kN/m} \leq 403.56 \text{ kN/m} \quad (33)$$

Përvetësojm : Ø10 mm, me $A_{sw} = 79 \text{ mm}^2$, n = 6 prerëse

Armatura tërthore shtesë është e nevojshme.

$$s_w = \frac{n * A_{sw} * z * f_{ywd} * \cot \theta}{V_{ed} - V_{rd,c}} = \frac{6 * 79 * 0.9 * 62.5 * 434.782 * 1}{(512.05 - 403.56) * 10^3} = 106.85 \text{ mm} \quad (34)$$

Përvetësohet Ø10 mm / 100 mm.

Përvetësimi I Armaturave

Armatura për armimin e diafragmave duhet të jetë e pastër dhe pakoroduar (sipas standardit përkatës).

- **Diafragmat “TIPI 3” - L=32.0 m h=0.80 m** janë të armuar me armaturë gjatësore **36Ø25 mm** nga çeliku **B500B** dhe të lidhur me stafa **Ø10** me hap **100 mm**.Sasia e nevojshme e armaturës për armimin e një diafragme është **7712.76 kg**;

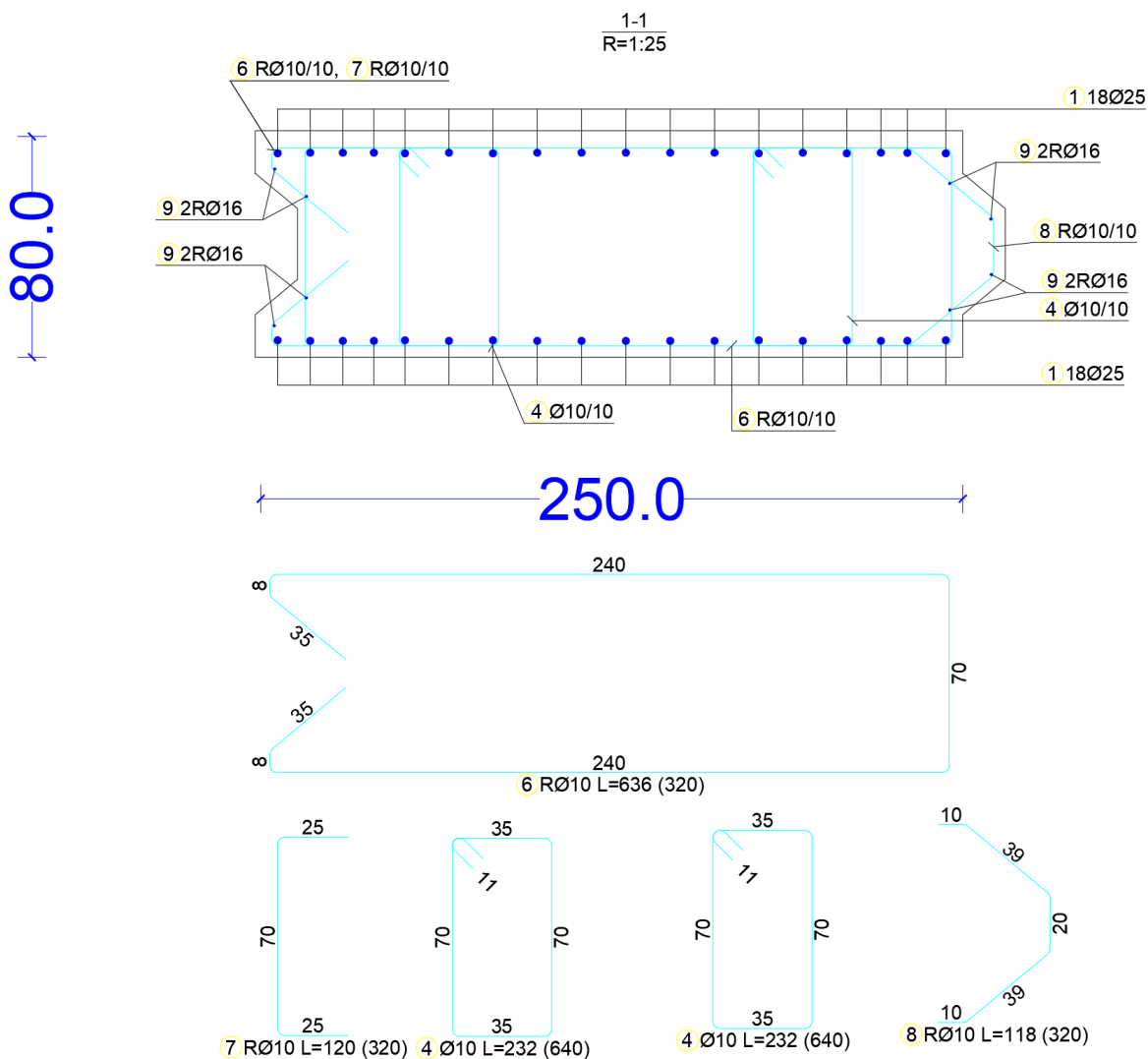


Figura 23. Detali I armimit të diafragmës

7.5 Kontrollimi I ndikimeve duke u bazuar në Eurocode

Diafragma e projektuar duhet të plotësojë kushtet e stabilitetit global, duke përfshirë rrëshqitjen, rrotullimin dhe stabilitetin e fundit të gërmimit. Po ashtu, janë verifikuar gjendjet kufitare të shërbimit, si zhvendosjet horizontale, rrotullimet dhe uljet e tokës pas diafragmës, në mënyrë që të garantohet siguria e objekteve përreth. Gjendjet kufitare të qëndrueshmërisë janë kontrolluar sipas Eurokodit për betonin e armuar dhe gjeoteknikën.

7.5.1 Stabiliteti Global

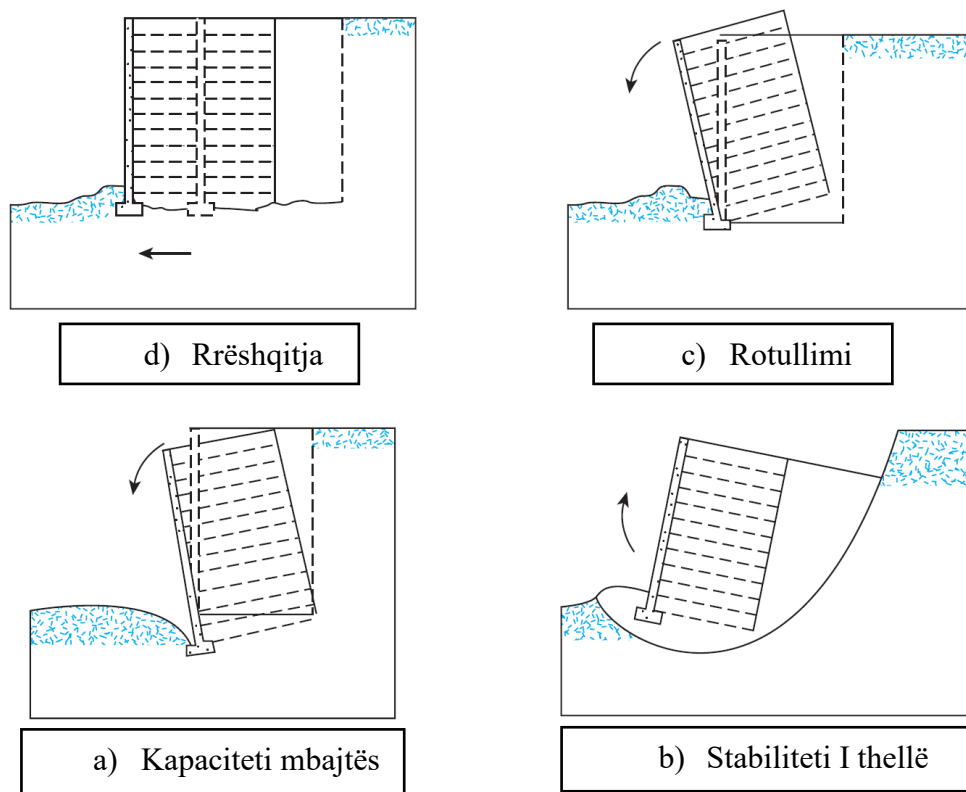


Figura 24. Format e stabilitetit global

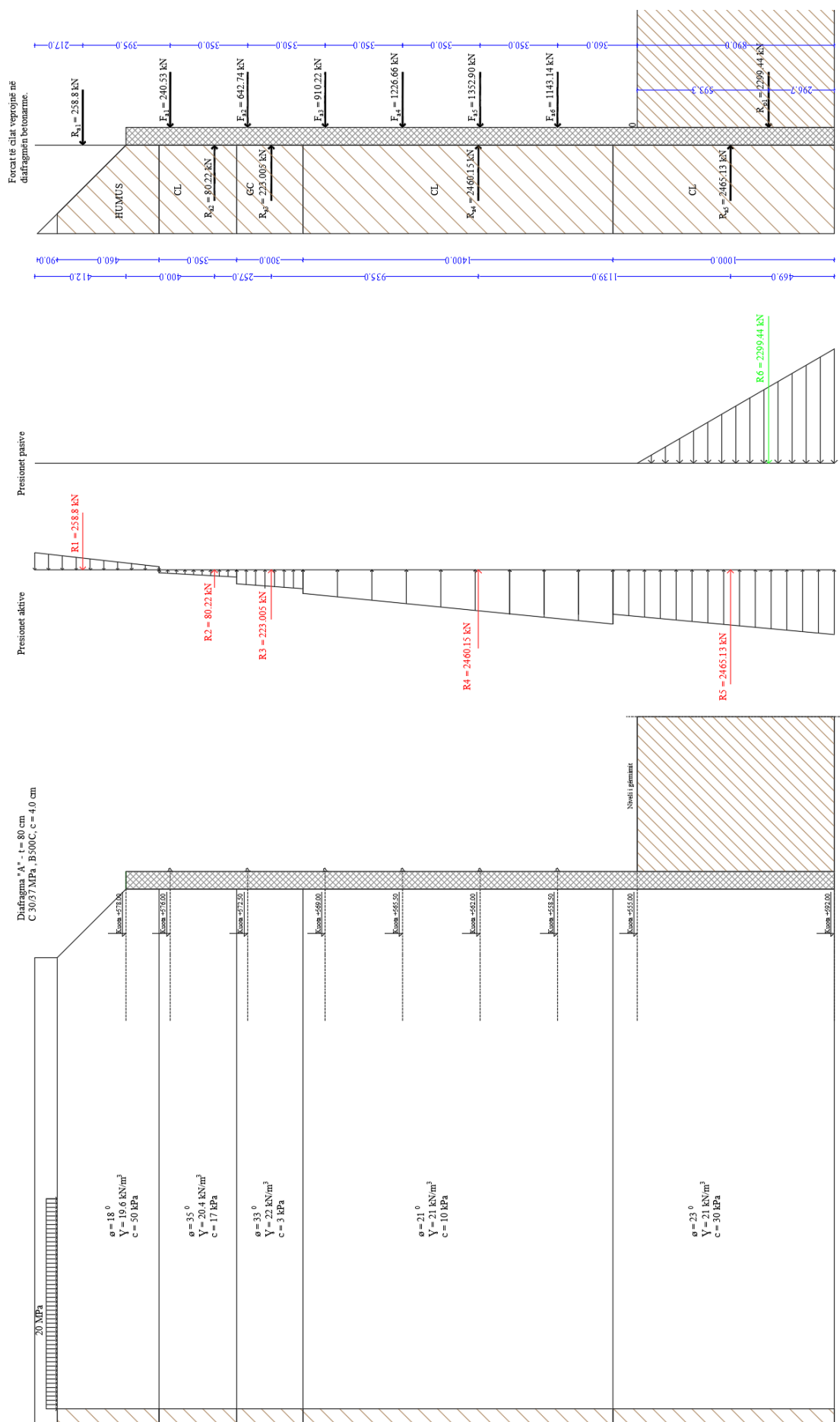


Figura 25. Presione e tokës në diafragmën e betonarmes dhe forcat e ankerave

7.5.2 Stabiliteti ndaj rrëshqitjes

Kushti bazë për stabilitetin ndaj rrëshqitjes duke u bazuar në EC7 :

$$\sum F_d \geq \sum R_d \quad (35)$$

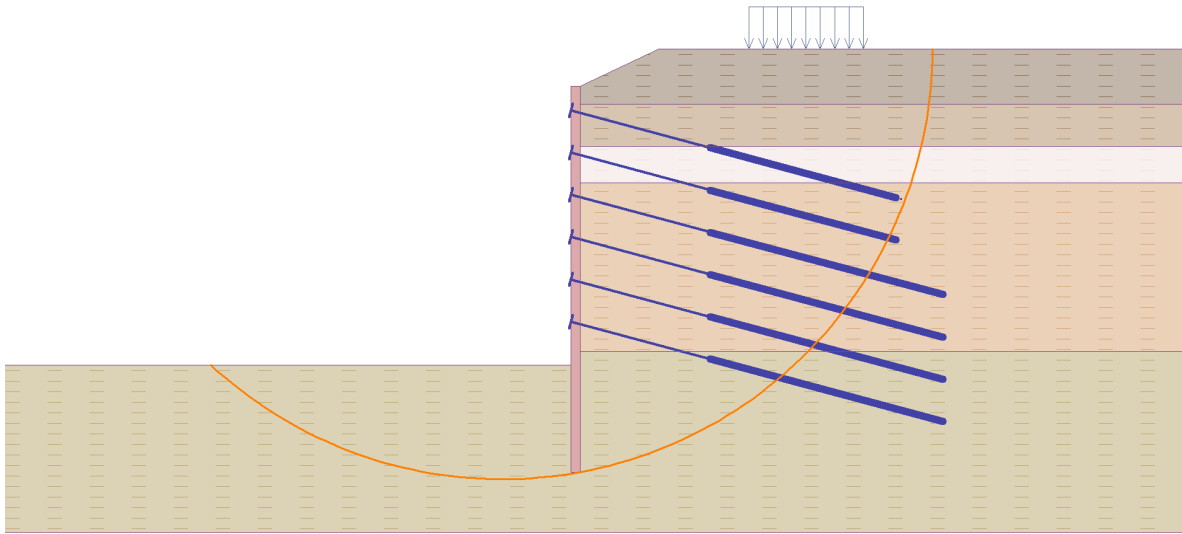


Figura 26. Stabiliteti ndaj rrëshqitjes

Forcat të cilat punojnë nga ana e destabilizimit të murit :

- Presioni aktiv I tokës
- Ngarkesa sipërfaqësore

$$E_{a,d} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 \quad (36)$$

$$K_a = \tan^2 * \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (37)$$

$$\begin{aligned} \sum E_d &= R_{a1} + R_{a2} + R_{a3} + R_{a4} + R_{a5} = 80.22 + 223.005 + 2460.15 + 2465.13 \\ &= 5228.505 \text{ kN} \end{aligned}$$

Forcat të cilat punojnë nga ana e stabilizuese e murit :

- Forcat e ankerave
- Presioni pasiv – I reduktuar, sipas EC7

$$\sum T_{d,i} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \sum F &= F_{d1} + F_{d2} + F_{d3} + F_{d4} + F_{d5} + F_{d6} + R_{p1} \\ &= 240.53 + 642.74 + 910.22 + 1226.66 + 1352.9 + 1143.14 + 2299.44 \\ &= 7815.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\sum F_d \geq \sum R_d = 7815.63 \text{ kN} \geq 5228.505 \text{ kN}$ –
plotësohet kushti i stabilitetit ndaj rrëshqitjes.

7.5.3 Stabiliteti ndaj rrotullimit

Kushti bazë për stabilitetin ndaj rrotullimit duke u bazuar në EC7 :

$$\sum M_{stb,d} \geq \sum M_{dst,d} \quad (39)$$

Momentet të cilat punojnë nga ana e destabilizimit të murit :

$$M_{dst} = E_{a,d} * \frac{H}{3} \quad (40)$$

Momentet të cilat punojnë nga ana e stabilizimit të murit :

$$M_{stb} = \sum (T_{d,i} * z_i) \quad (41)$$

Ku: z_i = krahu I ankerit ndaj bazës

$$\begin{aligned} M_{dst} &= 80.22 * 19.1 + 223.005 * 16.53 + 2460.15 * 7.18 + 2299.44 * 5.933 \\ &= 36524.93 \text{ kN} * \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{stb} &= 2465.13 * 4.21 + 1143.14 * 3.6 + 1352.9 * 7.1 + 1226.66 * 10.6 + 910.22 * 14.1 \\ &\quad + 642.74 * 17.6 + 240.53 * 21.1 = 66323.19 \text{ kN} * \text{m} \end{aligned}$$

$$\sum M_{stb,d} \geq \sum M_{dst,d} = 66323.19 \text{ kN} * \text{m} \geq 36524.93 \text{ kN} * \text{m} - \text{kushti plotësohet.}$$

7.5.4 Stabiliteti I fundit të gropes (Basal heave)

Stabiliteti i fundit të gropës është kontrolluar për gjendje të padrenuar, duke përdorur parametrat e kohezionit të padrenuar të shtresave argjilore. Faktori i sigurisë rezulton më i madh se kufiri minimal i rekomanduar.”

Gjendja e padrenuar

$$FS = \frac{N_c * c_u}{\gamma * H} \quad (42)$$

Ku :

N_c – koeficient nga faktori i ngarkesës I cili lexohet në tabela.

për këndin e fërkimit të brendshëm

$\phi = 21^\circ$ – lexohet vlera e faktorit të ngarkesës $N_c = 21$

$$FS = \frac{N_c * c_u}{\gamma * H} = \frac{21 * 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 23.1 \text{ m}} = 1.30$$

7.5.5 Gjendja kufitare e përdorimit ULS

Gjendjet kufitare të qëndrueshmërisë (Ultimate Limit States – ULS) lidhen me rrezikun e dështimit strukturor ose gjeoteknik dhe përfaqësojnë situata në të cilat struktura ose toka përreth saj mund të humbasë aftësinë mbajtëse ose stabilitetin e përgjithshëm. Qëllimi i verifikimeve në ULS është të sigurohet që edhe nën veprimet më të pafavorshme të ngarkesave, sistemi të mos arrijë gjendje kolapsi.

Në rastin e diafragmës së përforcuar me ankera, verifikimet në gjendje kufitare të qëndrueshmërisë përfshijnë:

- stabilitetin global të sistemit ndaj rrëshqitjes dhe rrotullimit,
- stabilitetin e fundit të gropës ndërtimore,
- rezistencën strukturore të diafragmës ndaj përkuljes dhe prerjes,
- verifikimin e kapacitetit mbajtës të ankerave ndaj këputjes së çelikut dhe dështimit të aderencës tokë–çimento.

Këto verifikime kryhen duke përdorur vlerat e dizajnit të ngarkesave dhe rezistencave, të përfituara përmes aplikimit të faktorëve parcialë të sigurisë, sipas metodës së projektimit të përcaktuar në Eurokod.

7.5.6 Gjendja kufitare mbajtëse SLS

Gjendjet kufitare mbajtëse (Serviceability Limit States – SLS) lidhen me sjelljen funksionale dhe deformuese të strukturës, pa arritur dështim ose kolaps. Në këto gjendje, struktura konsiderohet e sigurt nga ana e rezistencës, por kërkohet që deformimet dhe zhvendosjet të jenë brenda kufijve të pranueshëm, në mënyrë që të mos shkaktohen dëmtime në vetë strukturën ose në objektet dhe infrastrukturën përreth.

Për diafragmën betonarme me ankera, verifikimet në SLS përfshijnë:

- zhvendosjet horizontale maksimale të diafragmës,
- rrotullimin e murit mbajtës,
- uljet e tokës pas diafragmës dhe shtrirjen e zonës së ndikimit,
- kontrollin e çarjeve në elementët betonarme, në rast se diafragma shërben si strukturë përfundimtare.

Këto verifikime janë veçanërisht të rëndësishme në kushte urbane, ku deformimet e tepërta mund të ndikojnë negativisht në stabilitetin dhe funksionalitetin e ndërtesave ekzistuese pranë gropës ndërtimore.

7.5.7 Zhvendosja horizontale e diafragmës

Zhvendosja maksimale horizontale e diafragmës rezultoi $\delta_h = 134.6$ mm dhe është marrë në fazën përfundimtare të gërmimit pas aktivizimit të të gjitha niveleve të ankerimit. Kjo vlerë është më e lartë se intervalet orientuese të raportuara në literaturë për gërmime të thella, por analiza tregon se sistemi mbajtës plotëson kushtet e stabilitetit. Deformimi i rritur lidhet me thellësinë e konsiderueshme të gërmimit (23.1 m) dhe karakteristikat gjeoteknike të terrenit.

Rezultatet tregojnë se paratensionimi i ankerave ul ndjeshëm zhvendosjet horizontale të diafragmës, duke përmirësuar ndjeshëm sjelljen në gjendje shërbimi.

$$\delta_h \leq (0.2 - 0.5)\% * H \quad (43)$$

Për diafragma me $H \geq 20$ metra

$$\delta_h \leq (40 - 100) \text{ mm} \quad (44)$$

7.5.8 Rrotullimi i diafragmës

$$\theta = \frac{\delta_h}{H} \quad (45)$$

Kufiri : $\theta \leq \frac{1}{500}$ deri $\frac{1}{1000}$

7.5.9 Uljet e tokës pas diafragmës

$$\delta_v \leq (0.3 - 0.5)\% * H \quad (46)$$

Nga analizat e kryera rezulton se sistemi i sigurimit të gropës ndërtimore me diafragmë dhe ankera plotëson kushtet e stabilitetit global, gjendjet kufitare të qëndrueshmërisë dhe gjendjet kufitare të shërbimit sipas Eurokodeve. Ankeri i pestë rezulton kritik dhe kërkon optimizim konstruktiv, gjë që tregon rëndësinë e kombinimit të analizës numerike me verifikimet normative.

Faza e ekzekutimit të diafragmave “TIPI 3”:

- **Faza 1:** Ulja e terrenit deri në kuotën **+578.00 m**,
- **Faza 2:** Hapja e gropave të diafragmave deri në kuotën **+546.00 m**,
- **Faza 3:** Vendosja e armaturës së diafragmave dhe betonimi i tyre,
- **Faza 4:** Armimi, kallupimi dhe betonimi i traut të diafragmave me dimensione **b/h=0.80/0.80 m**,
- **Faza 5:** Gërmimi deri në kuotën **+575.50 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+576.00 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=400 kN** për anker,

- **Faza 6:** Gërmimi deri në kuotën **+572.00 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+572.50 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=600 kN** për anker,
- **Faza 7:** Gërmimi deri në kuotën **+568.50 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+569.00 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=700 kN** për anker,
- **Faza 8:** Gërmimi deri në kuotën **+565.00 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+565.50 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=900 kN** për anker,
- **Faza 9:** Gërmimi deri në kuotën **+561.50 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+562.00 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=900 kN** për anker,
- **Faza 10:** Gërmimi deri në kuotën **+558.00 m** dhe instalimi i ankerave të paranderur në kuotën **+558.5 m**, nën kënd prej **15°**, në distance aksiale **h=2.5 m** dhe paranderja e tyre me forcë prej **f_p=700 kN** për anker,
- **Faza 10:** Gërmimi deri në kuotën maksimale të gërmimit **+554.9 m**.

Është e obligueshme të bëhet **monitorimi i zhvenosjeve horizontale** të diafragmave betonarme në disa pozicione të ndryshme përgjatë perimetrit të gropës ndërtimore të stabilizuara me diafragma, si dhe **monitorimi i uljeve të terrenit** në afërsi të saj. Gjithashtu, duhet të bëhet **testimi i ankerave** të paranderur të paktën **10 copa** nga secilit rend, në pozicione përafërsisht të barazlanguar. Nëse nga monitorimi i gropës ndërtimore vërehen devijime të konsiderueshme nga rezultatet e projektimit, atëherë duhet të bëhet analizë kthyesë (eng. **“Back Analysis”**).

7.6 Llogaritja e aftësisë mbajtëse të ankerave

Përshkrimi i sistemit të ankerimit

Për stabilizimin e gropës ndërtimore janë përdorur ankera aktive paranderëse të tipit permanent anchor. Ankerat janë projektuar dhe verifikuar me programin GEO5, duke marrë në konsideratë kushtet gjeoteknike të terrenit, presionin aktiv të tokës dhe fazat e gërmimit.

Janë përdorur ankera të tipit:

- VSL Permanent Anchor 0.6'' S 1860 MPa
- Çelik paranderës me rezistencë karakteristike 1860 Mpa

Tabela 4. Karakteristikat gjeometrike të ankerave

Rendi i anker	Këndi (α)	Diametri(mm)	Numri i fijeve (copë)	Sip. Totale e çelikut ($A_1 = \text{mm}^2$)	Distanca ndërmjet ankerave (m)
1	15°	150	6	150	2.5
2	15°	150	6	150	2.5
3	15°	150	6	150	2.5
4	15°	150	7	150	2.5
5	15°	150	7	150	2.5
6	15°	150	6	150	2.5

Tabela 5. Karakteristikat gjeometrike të ankerave

Rendi i ankerit	Free Lenght (m)	Bond lenght (m)	Gjatësia totale (m)	Forca paranderëse (kN)
1	12	16	28	400
2	12	16	28	600
3	12	20	32	700
4	12	20	32	800
5	12	20	32	800
6	12	20	32	700

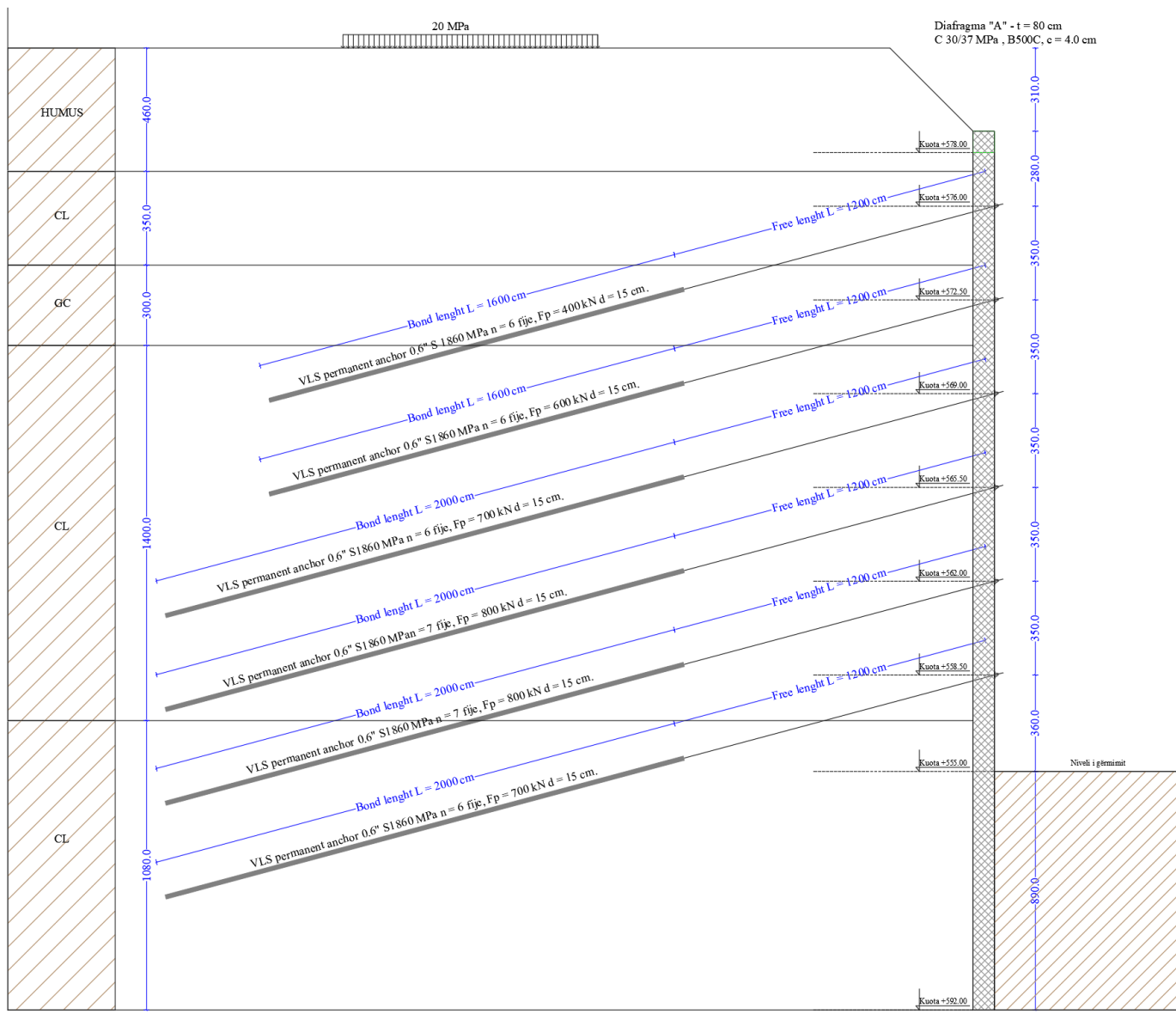


Figura 27. Dispozita e ankerave

Tabela 6. Nga analiza numerike në GEO5 janë fituar forcat maksimale në ankerat

Rendi i Ankerave	Forca max F (kN)	Rezistenca Rt (kN)	Shfrytëzimi (%)
1	507.79	1240	65.24
2	725.88	1240	75.08
3	942.33	1240	75.99
4	1269.94	1446.67	87.78
5	1400.63	1446.67	96.82
6	1183.47	1240	95.44

7.6.1 Verifikimi I kapacitetit mbajtës të ankerave

Llogaritja bëhet për rendin e ankerit kritik: rendi 5

Aftësia mbajtëse e kontaktit kavo-beton/çimento llogaritet si mëposhtë:

$$R_c = \pi d_z l_k \tau \quad (47)$$

ku janë:

d_z - 0.15 metra diametri i kavove metalike

l_k - 20 metra gjatësia e pjesës ankeruese

τ - aftësia mbajtëse në prerje në kontaktin kavo-beton/çimento

Sipas EN 1992-1-1 (EC2), aftësia mbajtëse në prerje në kontaktin kavo-beton/çimento llogaritet nga parametrat e materialit të betonit/çimentos, si në vijim:

$$\tau = 1.2 \eta_1 f_{ctd} \quad (48)$$

ku janë:

η_1 - koeficienti i kohezionit (1.0 për kushte të mira të kohezionit, 0.7 për rastet tjera)

f_{ctd} - rezistenca projektuese në tërheqje e betonit

$f_{ctk,0.05}$ – rezistenca karakteristike në tërheqje (5%)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2.0}{1.5} = 1.333 \text{ MPa} \quad (49)$$

$$\tau = 1.2 \eta_1 f_{ctd} = 1.2 * 0.7 * 1333 \text{ kN/m}^2 = 1119.72 \text{ kN/m}^2 \text{ kjo nuk është sjellja reale llaç çimentoje – tokë} \quad (50)$$

Duke respektuar rregullat e EN 1537 për kontaktin llaç çimentoje – tokë përvetësohet

$$\tau = 230 \text{ kPa}$$

$$R_c = \pi d_z l_k \tau = 3.14 * 0.15 \text{ m} * 20 \text{ m} * 230 \text{ kN/m}^2 = 2166.6 \text{ kN} \geq 1400.63 \text{ kN} \quad (51)$$

- Rezistenca në këputje e kavove metalike shprehet si mëposhtë:

$$R_t = f_u A = f_u A_1 n \quad (52)$$

ku janë:

R_t - rezistenca në këputje e kavove metalike

f_u - rezistenca në tërheqje e materialit të kavove

A , A_1 - sipërfaqja e prerjes tërthore të kavove të ankerite, përkatësisht e njërës kavo

n - numri i kavove

$$R_t = f_u A = f_u A_1 n = 1.86 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 150 \text{ mm}^2 * 7 \text{ copë} = 1953 \text{ kN} \geq 1400.63 \text{ kN} \quad (53)$$

-Aftësia mbajtëse e kontaktit anker-tokë (nxjerrja e ankerite nga toka shprehet si mëposhtë:

$$R_e = \pi d l_k \sigma_z \tan \varphi \quad (54)$$

ku janë:

R_e - aftësia mbajtëse e kontaktit anker-tokë

d - 0.15 m diametri i pjesës ankeruese

l_k - 20 m gjatësia e pjesës ankeruese

$\sigma_z = \gamma * z$ sforcimi gjeostatik në tokë ku:

γ - 21 kN/m³ pesha vëllimore e tokës

z - 22.45 m thellësia deri te pjesa ankeruese

φ - 21° këndi i brendshëm i fërkimit të tokës

$$\sigma_z = \gamma * z = 21 \frac{kN}{m^3} * 22.45 m = 471.45 \frac{kN}{m^2} \quad (55)$$

$$R_e = \pi d l_k \sigma_z \tan \varphi = 3.14 * 0.15 m * 20 m * 471.45 \frac{kN}{m^2} * \tan 21^\circ = 1704.76 kN \geq 1400.63 kN \quad (56)$$

Ankeri i rendi 5 plotëson kushtin e siguris ndaj nxjerrjes nga toka.

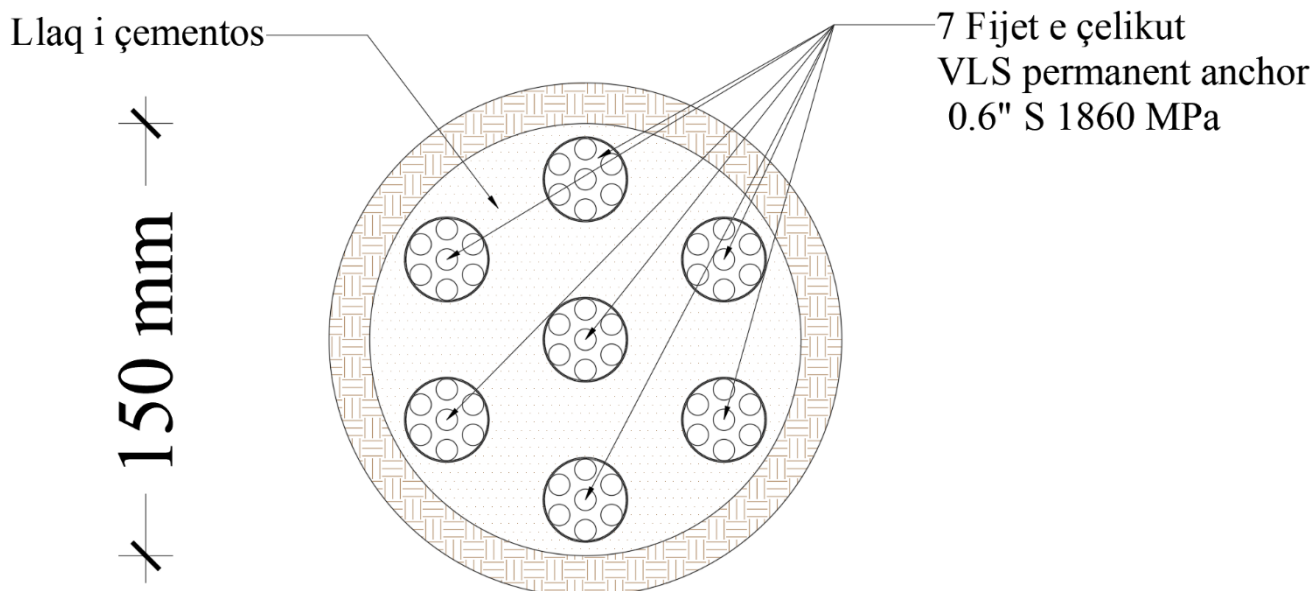


Figura 28. Prerja tërthore e ankerit të rendit 5

Appendix A – GEO5 Output Report

Modeli Numerik GEO 5

Llogaritje dhe rezultatet

Sheeting structure verification

Input data (Construction stage 1 - Gjendja Fillestare)

Data : 1/5/2026

Settings

Standard - EN 1997 - DA3 (2)

Materials and standards

Concrete structures :	EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 :	standard
Circle pile shear :	simplified method
Steel structures :	EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Timber structures :	EN 1995-1-1 (EC5)
Partial factor for timber property :	$\gamma_M = 1.30$
Modif. factor of load duration and moisture content :	$k_{mod} = 0.50$
Coeff. of effective width for shear stress :	$k_{cr} = 0.67$

Pressure analysis

Verification methodology :	according to EN 1997
Active earth pressure calculation :	Coulomb
Passive earth pressure calculation :	Caquot-Kerisel
Analysis method :	dependent pressures
Earthquake analysis :	Mononobe-Okabe
Modulus of subsoil reaction :	standard
Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting	

Design approach :

3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50	[-]	0.00	[-]	1.30	[-]	0.00	[-]
Water load :	$\gamma_W =$					1.00	[-]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.25	[-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.25	[-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.40	[-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_v =$	1.00	[-]

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	$\psi_0 =$	0.70	[-]
Factor for frequent value :	$\psi_1 =$	0.50	[-]
Factor for quasi-permanent value :	$\psi_2 =$	0.30	[-]

Anchors

Verification methodology : Limit states (LSD)

Reduction coefficients			
Reduction. coeff of steel strength :	$\gamma_s =$	1.35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (soil) :	$\gamma_e =$	1.35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (grouting) :	$\gamma_c =$	1.35	[-]

Geometry of structure

Structure length = 32.00 m

Cross-section name : RC rectangular wall h = 0.80 m

Area of cross-section A = 8.00E-01 m²/m

Moment of inertia I = 4.27E-02 m⁴/m

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 30/37

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 30.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Shear modulus $G = 13750.00$ MPa

Longitudinal reinforcement: B500C

Yield strength $f_{yk} = 500.00$ MPa

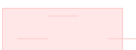
Transverse reinforcement: B500C

Yield strength $f_{yk} = 500.00$ MPa

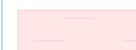
Modulus of reaction

Modulus of subsoil reaction is computed by method Schmitt.

Basic soil parameters

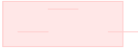
No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	HUMUS		18.00	50.00	19.60	9.60	12.00
2	CL		35.00	17.00	20.40	10.40	23.33
3	GC		33.00	3.00	22.00	12.00	22.00
4	CL		31.00	10.00	21.00	11.00	20.67
5	CL		23.00	30.00	21.00	11.00	19.33

Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	ϕ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	HUMUS		cohesive	-	0.33	-	-
2	CL		cohesive	-	0.33	-	-
3	GC		cohesionless	33.00	-	-	-
4	CL		cohesive	-	0.33	-	-
5	CL		cohesive	-	0.33	-	-

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	HUMUS		0.33	5.00	-

No.	Name	Pattern	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
2	CL		0.33	3.56	-
3	GC		0.33	6.10	-
4	CL		0.33	5.25	-
5	CL		0.33	6.53	-

Soil parameters

HUMUS

Unit weight : $\gamma = 19.60 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 18.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 50.00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 12.00^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio : $\nu = 0.33$

Oedometric modulus : $E_{oed} = 5.00 \text{ MPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 19.60 \text{ kN/m}^3$

CL

Unit weight : $\gamma = 20.40 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 17.00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23.33^\circ$

Soil : cohesive

Poisson's ratio : $\nu = 0.33$

Oedometric modulus : $E_{oed} = 3.56 \text{ MPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.40 \text{ kN/m}^3$

GC

Unit weight : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 33.00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 3.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 22.00^\circ$
Soil : cohesionless
Oedometric modulus : $E_{oed} = 6.10 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

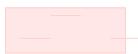
CL

Unit weight : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 31.00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20.67^\circ$
Soil : cohesive
Poisson's ratio : $\nu = 0.33$
Oedometric modulus : $E_{oed} = 5.25 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

CL

Unit weight : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 23.00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 19.33^\circ$
Soil : cohesive
Poisson's ratio : $\nu = 0.33$
Oedometric modulus : $E_{oed} = 6.53 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.50	0.00 .. 1.50	HUMUS	
2	3.50	1.50 .. 5.00	CL	
3	3.00	5.00 .. 8.00	GC	
4	14.00	8.00 .. 22.00	CL	
5	-	22.00 .. □	CL	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 0.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	Yes		permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Global settings

Number of FEs to discretize wall = 100

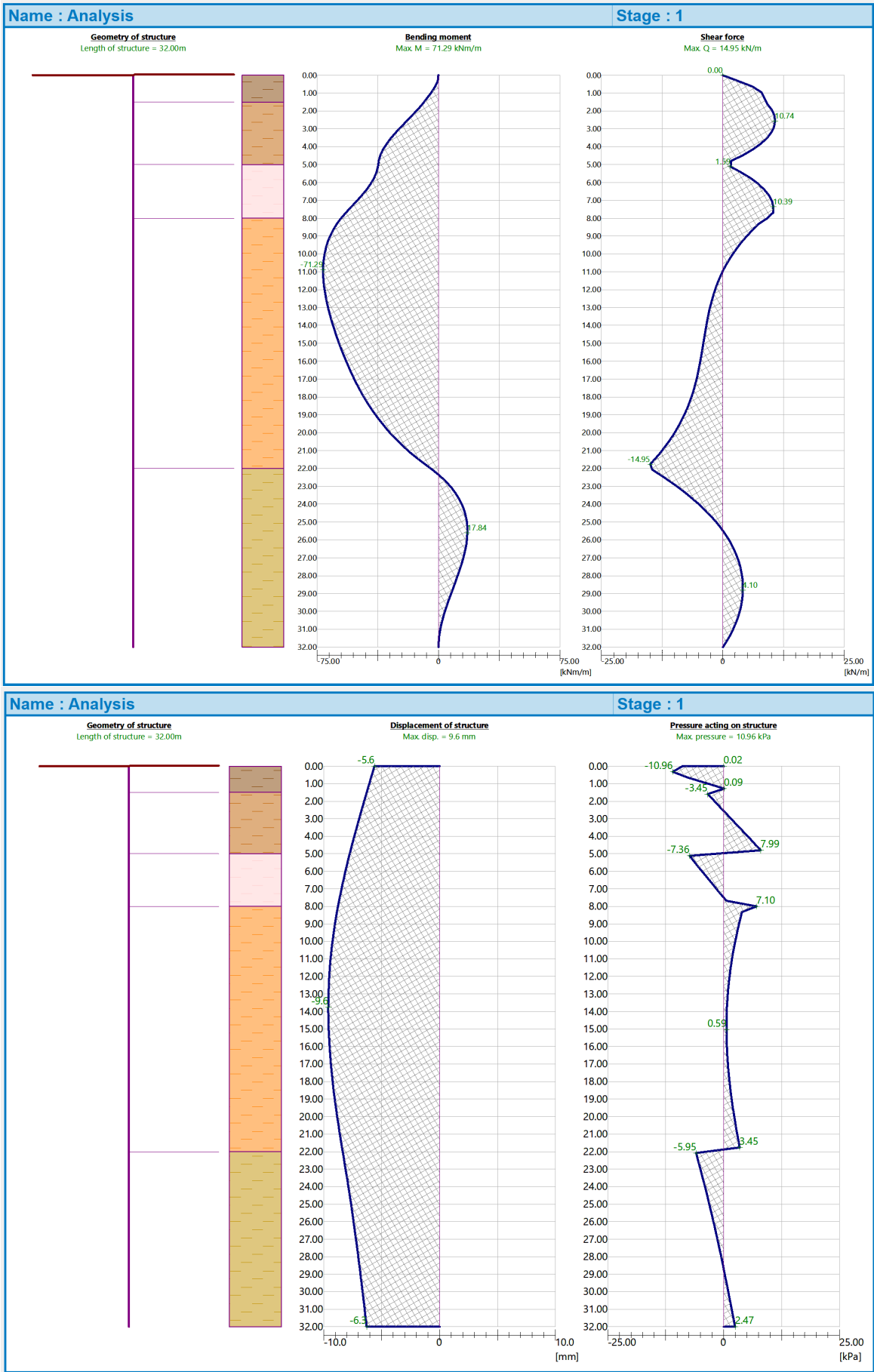
Analysis of depending pressures : reduce according to analysis settings

Minimum pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 1 - Gjendja Fillestare)



Maximum shear force = **14.95 kN/m**
Maximum moment = **71.29 kNm/m**
Maximum displacement = **9.6 mm**

Input data (Construction stage 2 - Gërmimi 1)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 2.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

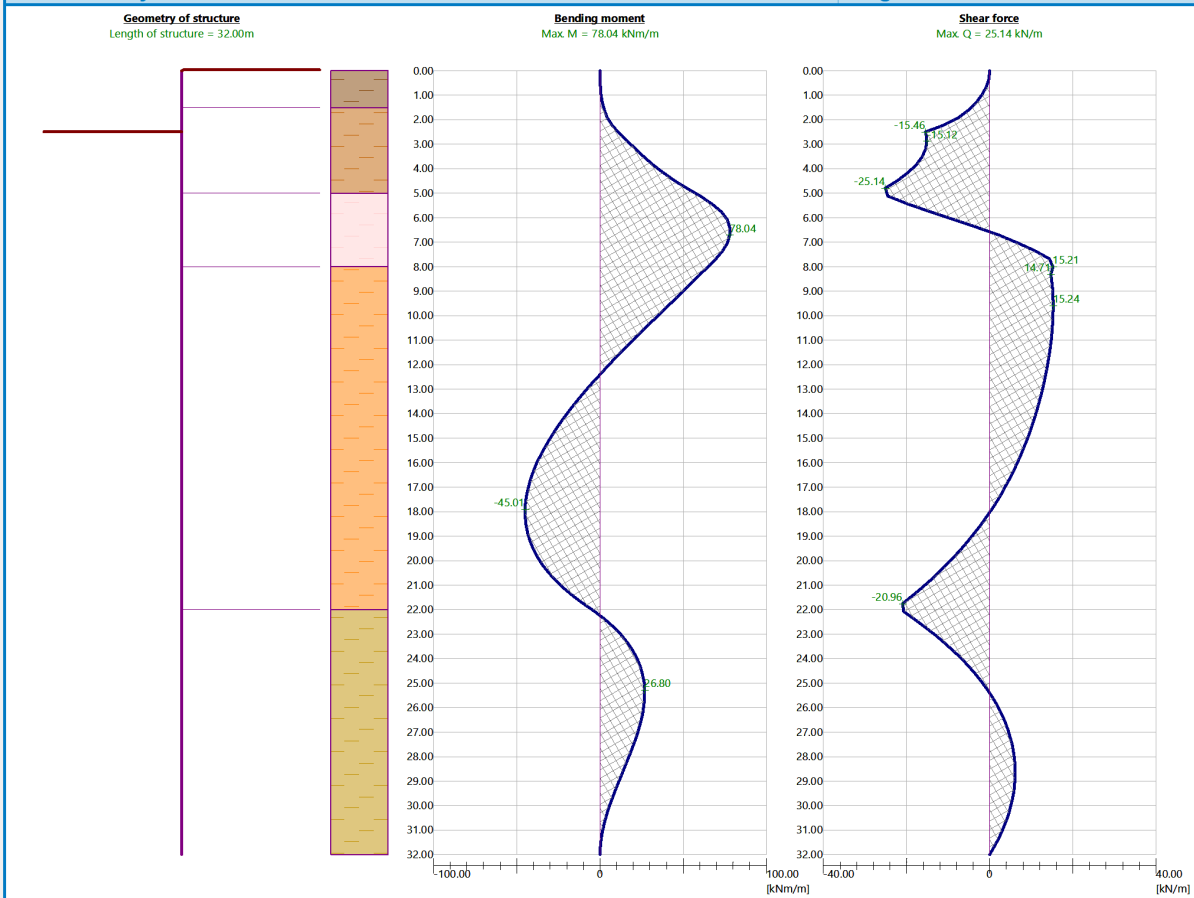
Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 2 - G rmimi 1)

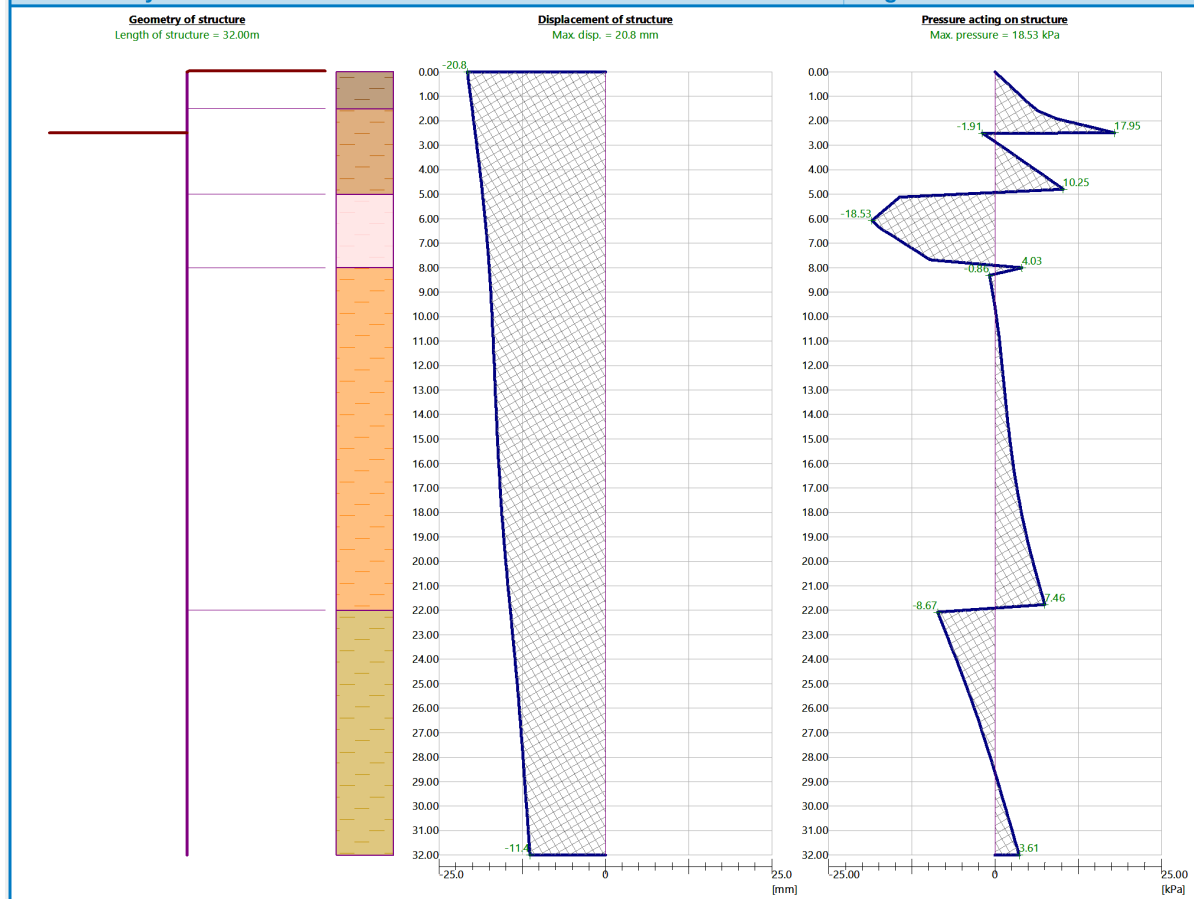
Name : Analysis

Stage : 2



Name : Analysis

Stage : 2



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 25.14 kN/m

Maximum moment = 78.04 kNm/m

Maximum displacement = 20.8 mm

Input data (Construction stage 3 - Ankerat e rendit 1)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 2.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	Yes	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		400.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

Production set : VSL strand anchor

Depth : z = 2.00 m

Free length : l = 12.00 m

Root length : l_k = 16.00 m

Inclination : α = 15.00 °

Spacing : b = 2.50 m

C-S area of strand : $A_1 = 150.00 \text{ mm}^2$

Number of strands : $n = 6$

Elasticity modulus : $E = 195000.00 \text{ MPa}$

Pre-stressing force : $F = 400.00 \text{ kN}$

Design strength of material : $f_u = 1860.00 \text{ MPa}$

Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress

Diameter of root : $d = 150.0 \text{ mm}$

Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength

Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

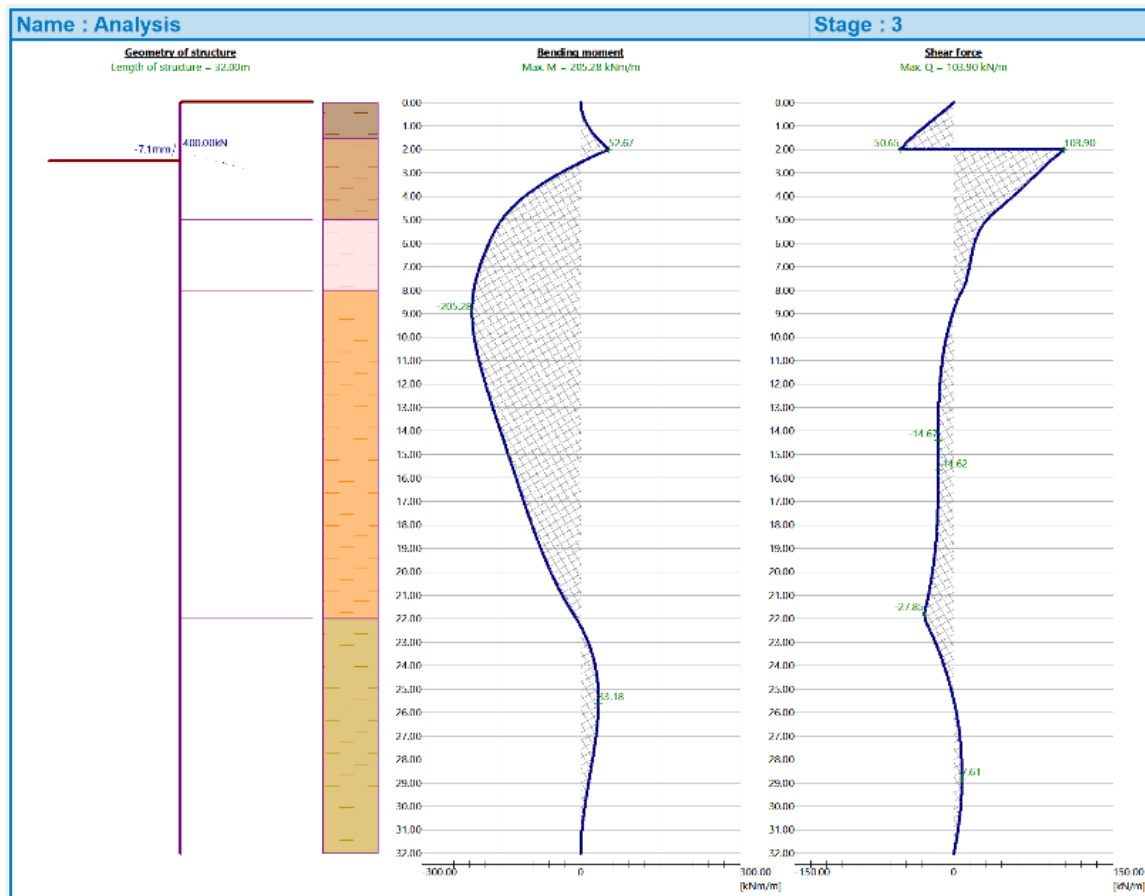
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

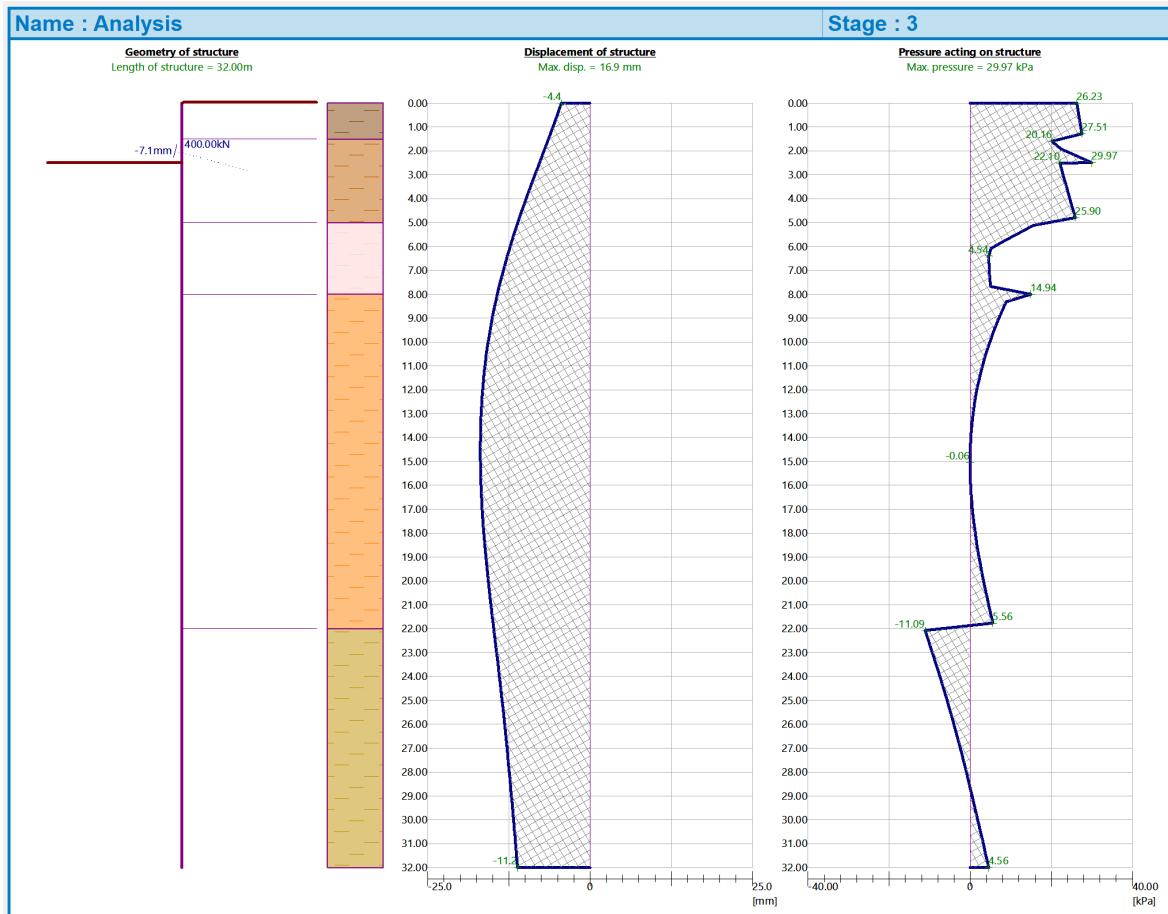
Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 3 - Ankerat e rendit 1)





Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 103.90 kN/m

Maximum moment = 205.28 kNm/m

Maximum displacement = 16.9 mm

Anchor forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-7.1	400.00

Internal stability of anchors - partial results

$$E_A = 88.67 \text{ kN/m} \quad \delta = 76.27^\circ$$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 0.29 \text{ m}$

Row of anchors	E _{A1} [kN/m]	δ ₁ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAXN} [kN]
1	317.04	33.19	3024.36	269.40	- 12.78		3433.72	2399.37	5998.42

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	400.00	5998.42	Is satisfactory

Decisive anchor row : 1

Max. allowable force $F_{\max} = 5998.42 \text{ kN} > 400.00 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 4 - Gërmimi 2)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 6.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

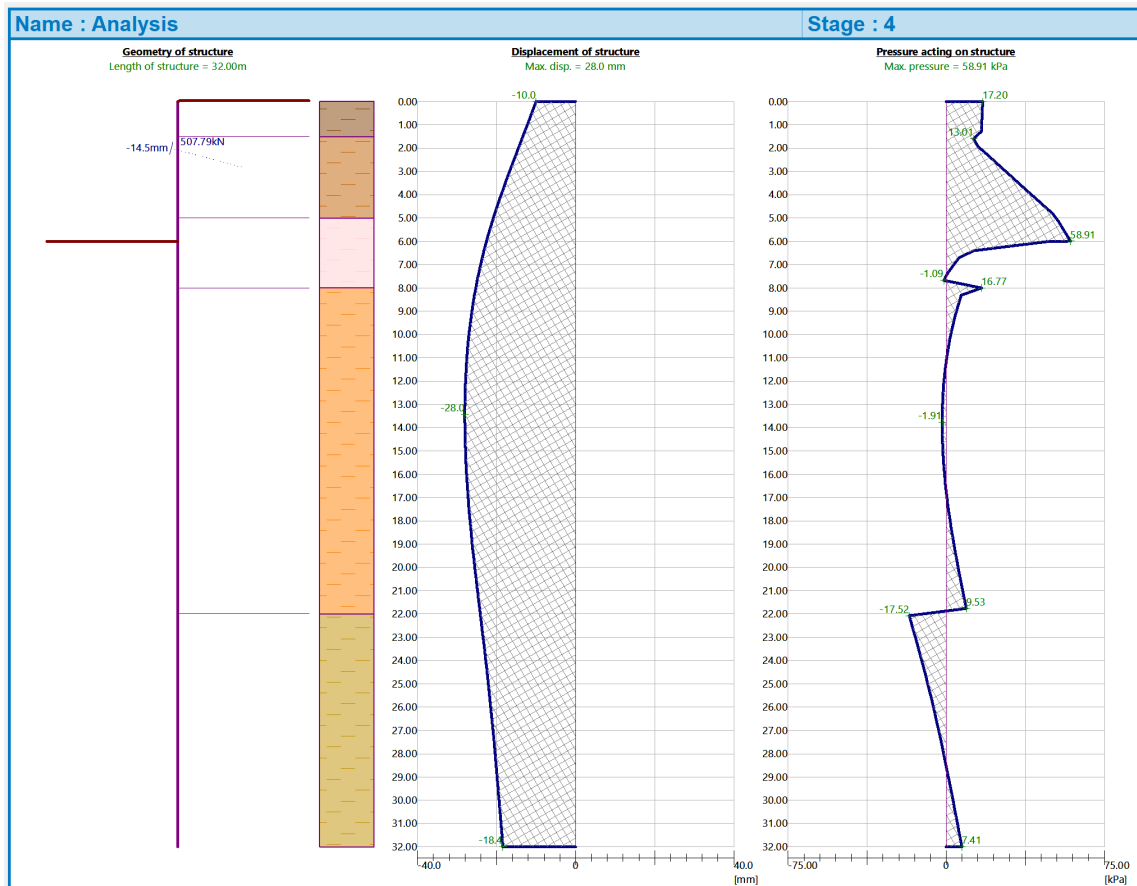
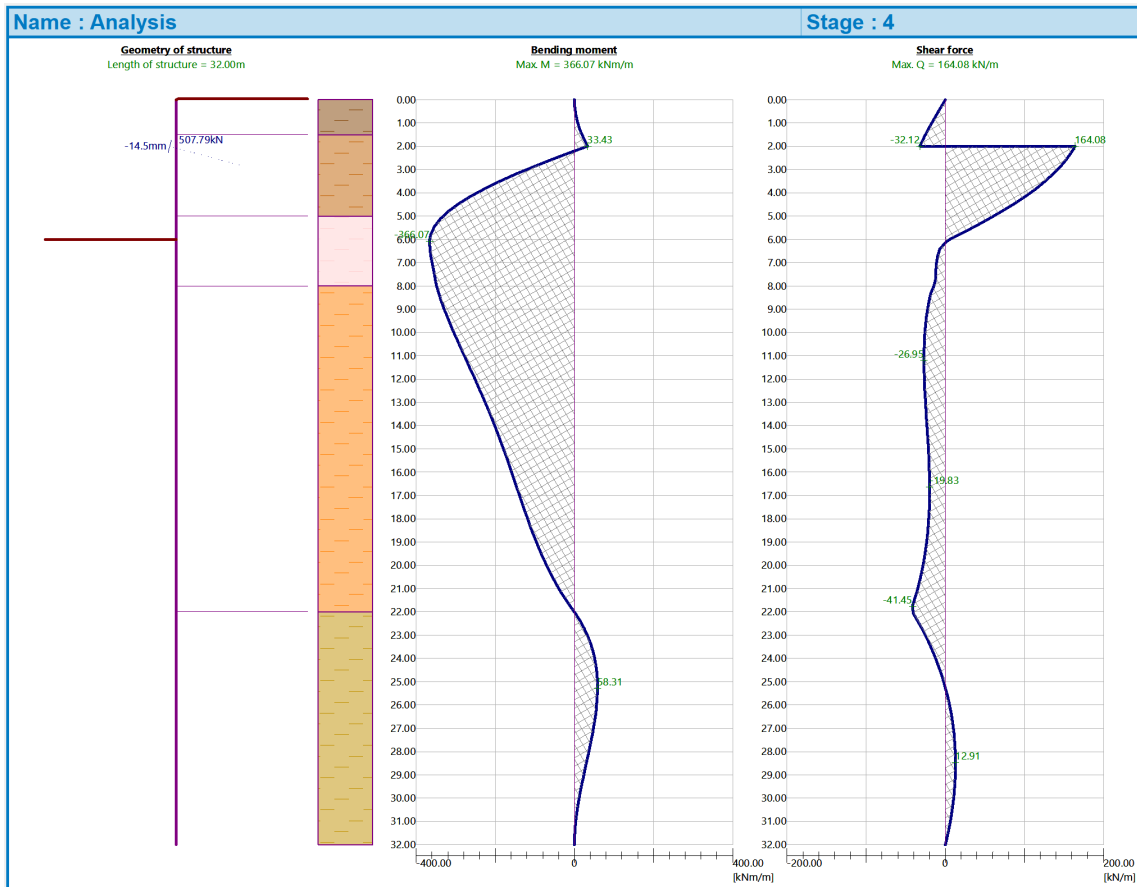
Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		507.79

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 4 - G rmimi 2)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 164.08 kN/m

Maximum moment = 366.07 kNm/m

Maximum displacement = 28.0 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-14.5	507.79

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 285.75 \text{ kN/m}$ $\delta = 33.69^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 1.56 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAXN} [kN]
1	317.04	33.19	4036.50	46.37	1.14		3985.21	1848.50	4621.26

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	507.79	4621.26	Is satisfactory

Decisive anchor row : 1

Max. allowable force $F_{max} = 4621.26 \text{ kN} > 507.79 \text{ kN} = F_{inp}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 5 - Ankerat e rendit 2)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 6.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50°).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		388.82
2	Yes	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		600.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

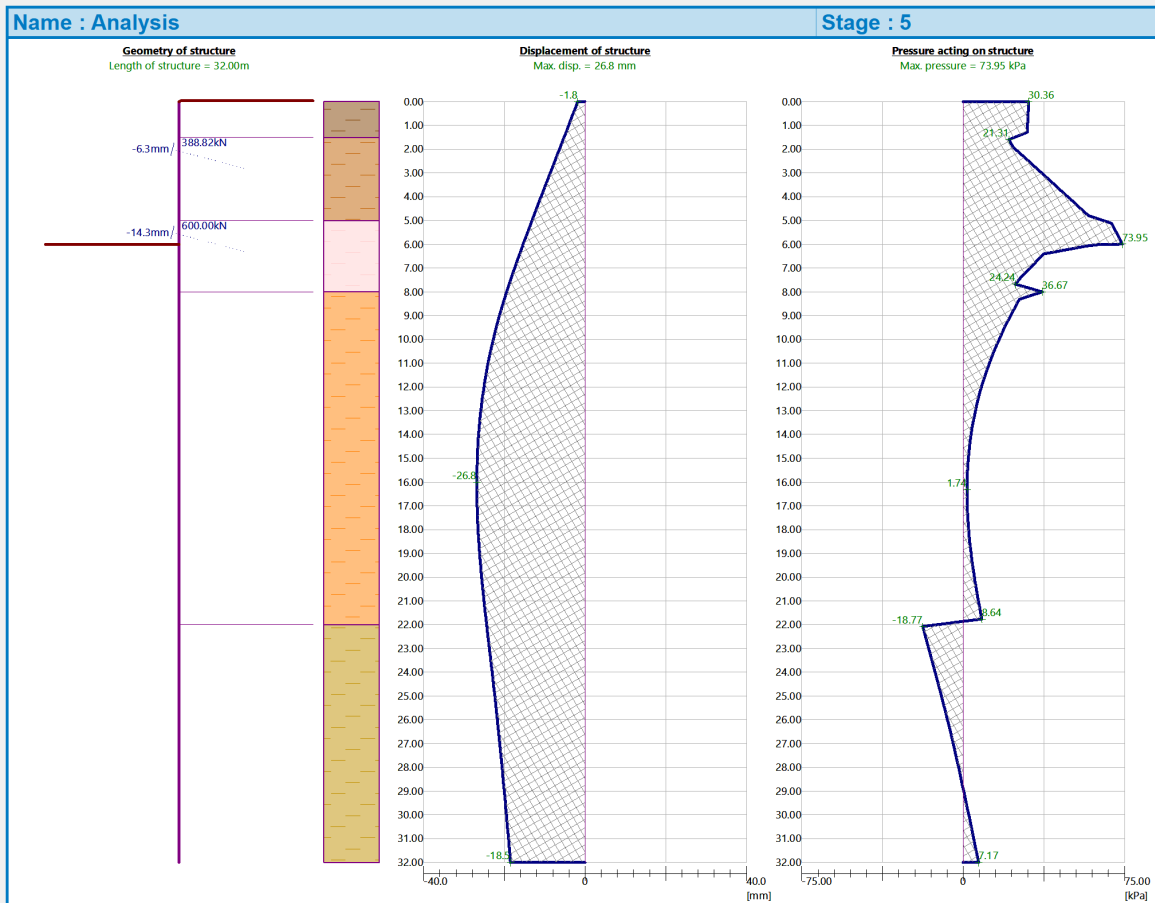
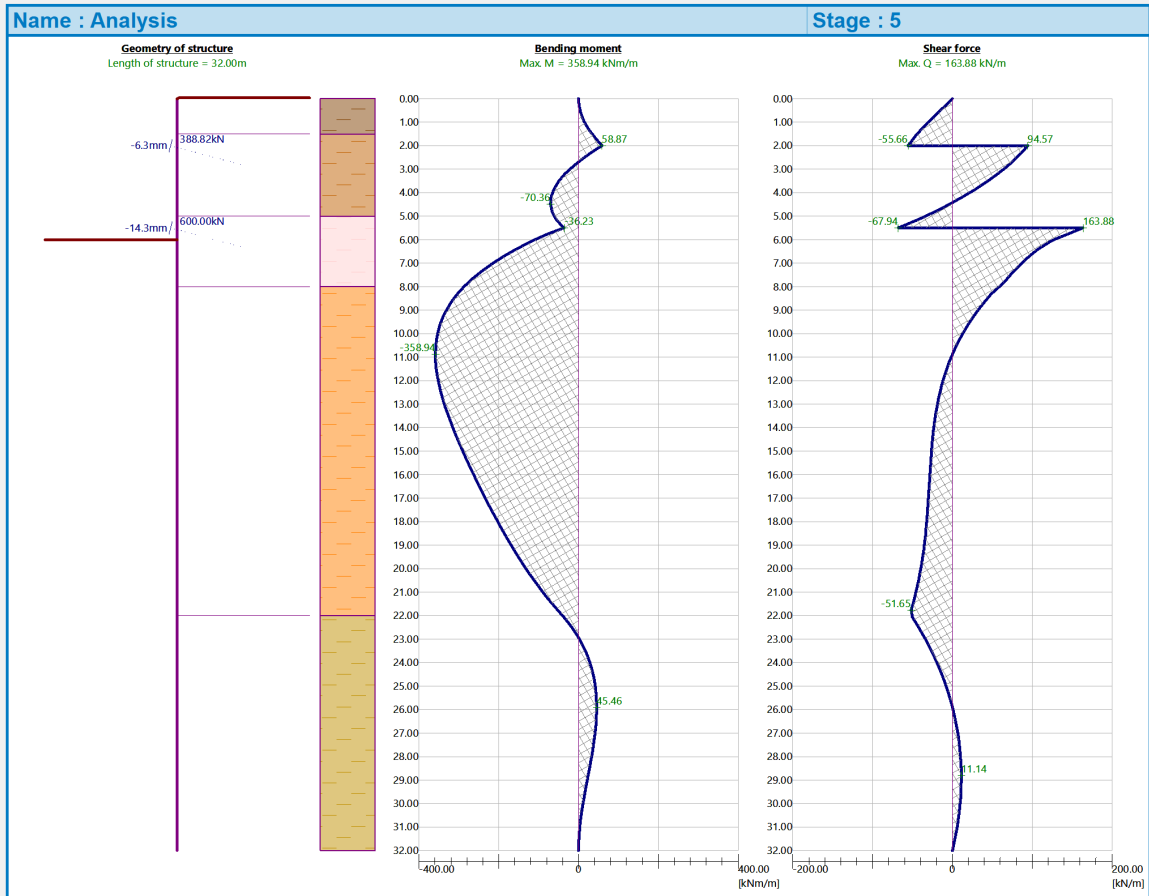
Production set : VSL strand anchor

Depth : $z = 5.50$ m
Free length : $l = 12.00$ m
Root length : $l_k = 16.00$ m
Inclination : $\alpha = 15.00$ °
Spacing : $b = 2.50$ m
C-S area of strand : $A_1 = 150.00$ mm²
Number of strands : $n = 6$
Elasticity modulus : $E = 195000.00$ MPa
Pre-stressing force : $F = 600.00$ kN
Design strength of material : $f_u = 1860.00$ MPa
Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress
Diameter of root : $d = 150.0$ mm
Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength
Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00$ MPa
Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 5 - Ankerat e rendit 2)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 163.88 kN/m

Maximum moment = 358.94 kNm/m

Maximum displacement = 26.8 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-6.3	388.82
2	5.50	-14.3	600.00

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 351.29 \text{ kN/m}$ $\delta = 47.40^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 1.56 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	365.25	43.42	4036.50	46.37	1.14		3962.93	1838.28	4595.69
2	630.12	36.01	4780.26	46.96	- 9.16	1(21%)	5153.50	2904.10	7260.25

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	388.82	4595.69	Is satisfactory
2	600.00	7260.25	Is satisfactory

Decisive anchor row : 1

Max. allowable force $F_{max} = 4595.69 \text{ kN} > 388.82 \text{ kN} = F_{inp}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 6 - Gërmimi 3)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 9.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

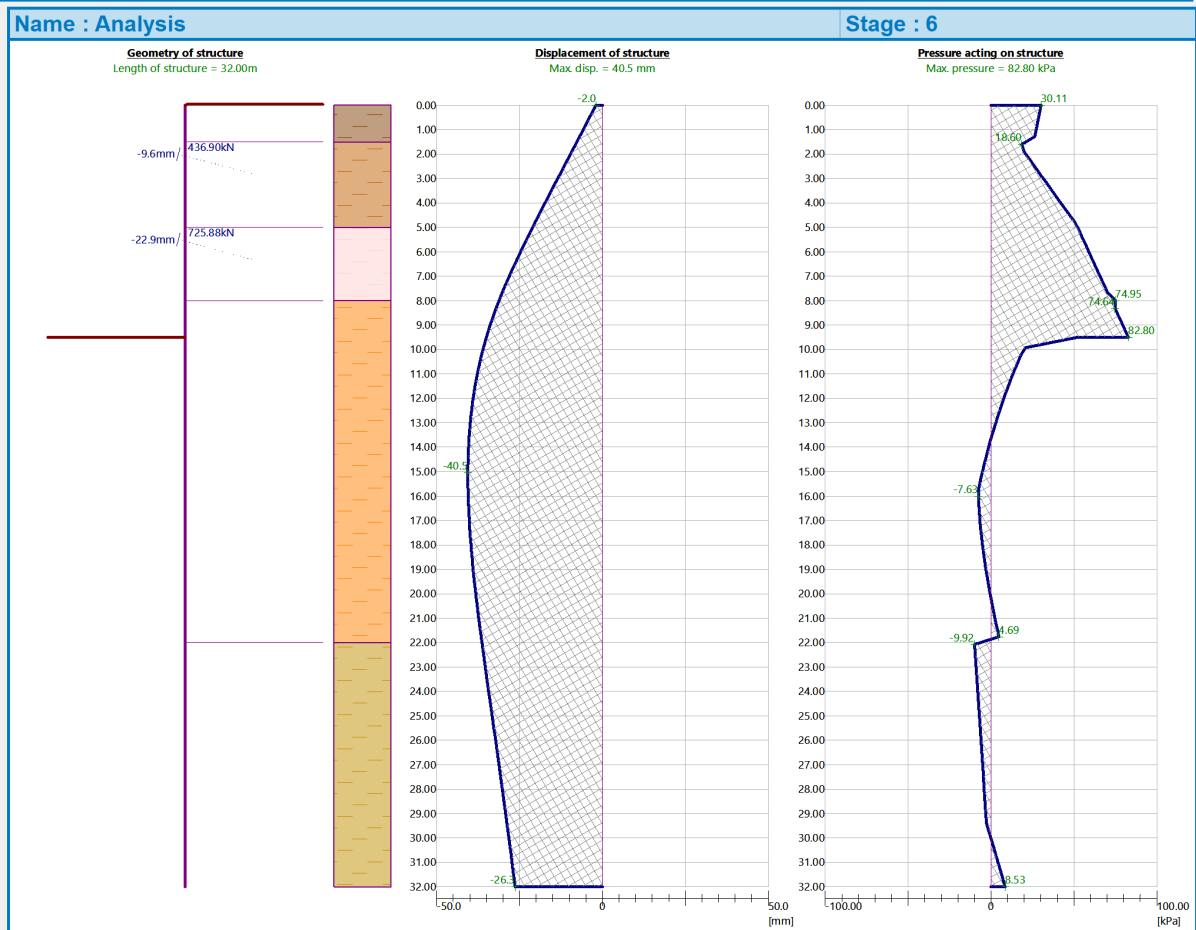
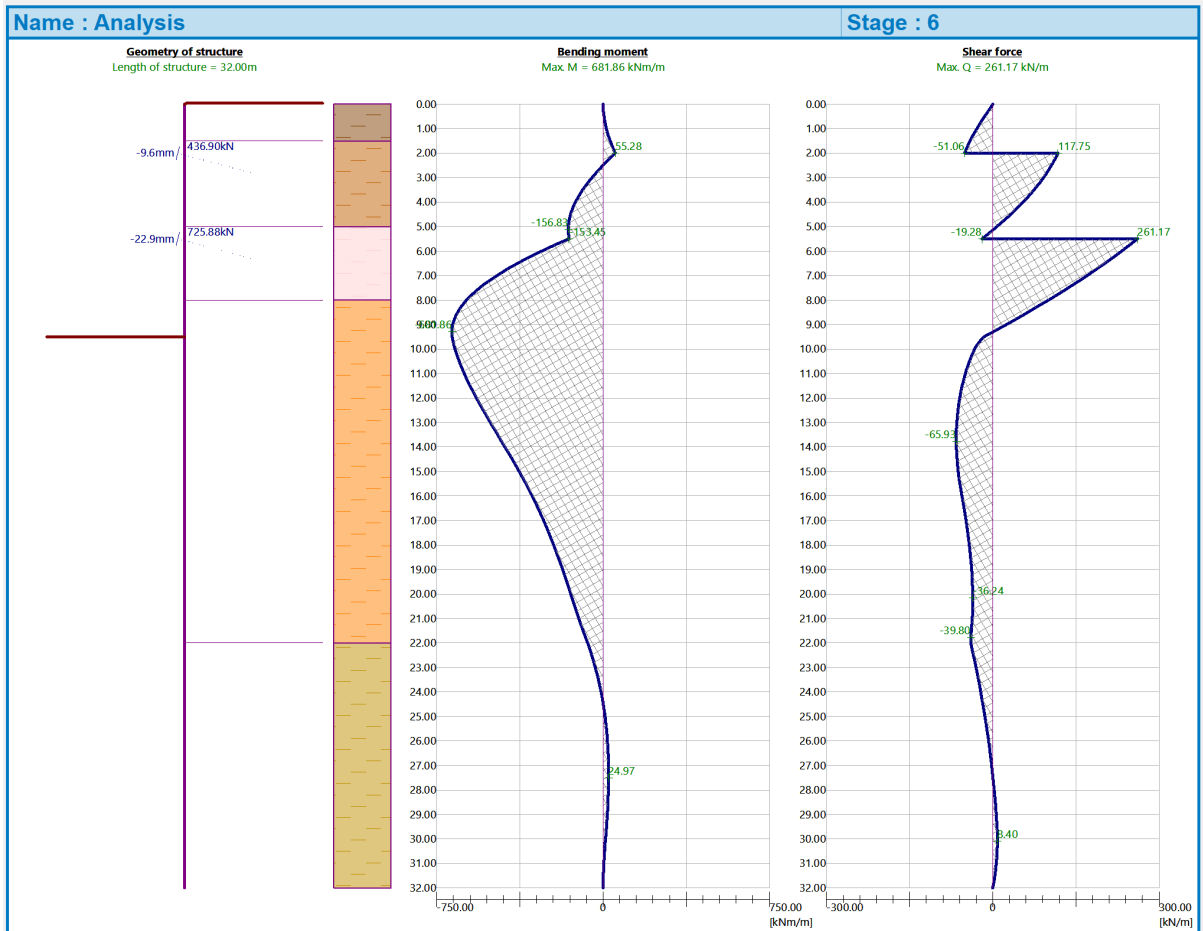
Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		436.90
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		725.88

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 6 - G rmimi 3)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 261.17 kN/m

Maximum moment = 681.86 kNm/m

Maximum displacement = 40.5 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-9.6	436.90
2	5.50	-22.9	725.88

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 717.23 \text{ kN/m}$ $\delta = 31.47^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 2.47 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAXN} [kN]
1	365.25	43.42	4942.90	140.11	13.95		4503.81	1471.43	3678.58
2	630.12	36.01	5654.22	154.90	3.85	1(21%)	5419.68	2301.19	5752.99

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	436.90	3678.58	Is satisfactory
2	725.88	5752.99	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{max} = 5752.99 \text{ kN} > 725.88 \text{ kN} = F_{inp}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 7 - Ankerat e rendit 3)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 9.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50°).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		389.39
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		639.24
3	Yes	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		700.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

Production set : VSL strand anchor

Depth : $z = 9.00$ m

Free length : $l = 12.00$ m

Root length : $l_k = 20.00$ m

Inclination : $\alpha = 15.00$ °

Spacing : $b = 2.50$ m

C-S area of strand : $A_1 = 150.00$ mm²

Number of strands : $n = 6$

Elasticity modulus : $E = 195000.00$ MPa

Pre-stressing force : $F = 700.00$ kN

Design strength of material : $f_u = 1860.00$ MPa

Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress

Diameter of root : $d = 150.0$ mm

Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength

Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

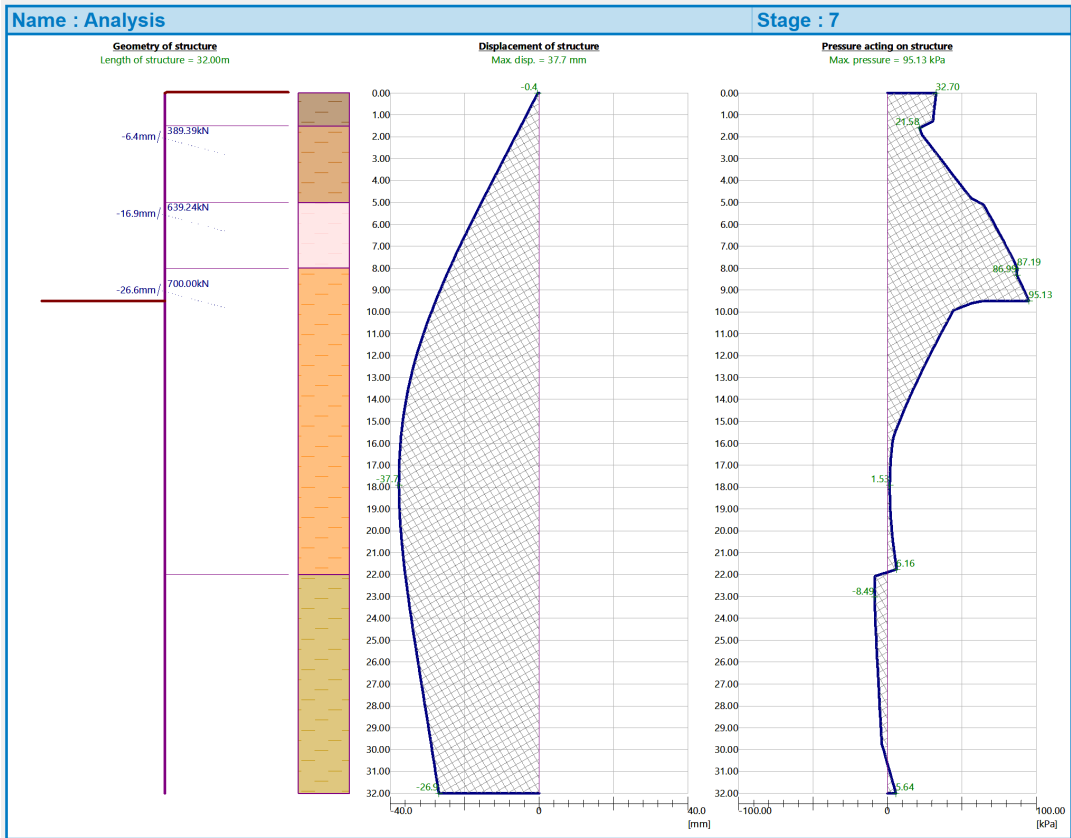
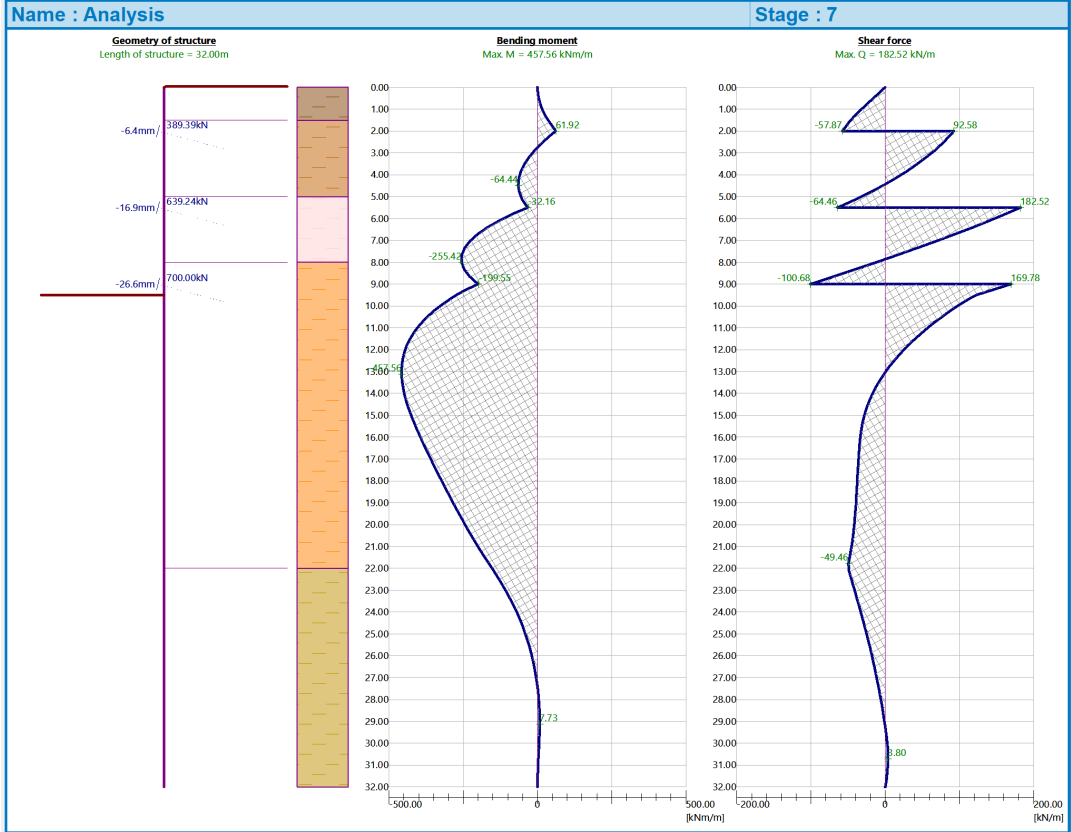
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00$ MPa

Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 7 - Ankerat e rendit 3)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 182.52 kN/m

Maximum moment = 457.56 kNm/m

Maximum displacement = 37.7 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-6.4	389.39
2	5.50	-16.9	639.24
3	9.00	-26.6	700.00

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 791.86 \text{ kN/m}$ $\delta = 39.42^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 2.47 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FKMAX\N [kN]
1	365.25	43.4	4942.9	140.11	13.9		4379.6	1444.6	3611.58
		2	0		5		4	3	
2	713.19	44.3	5654.2	154.90	3.85	1(21%)	5419.6	2306.7	5766.74
		8	2				8	0	
3	1108.5	37.4	7163.8	171.39	-7.29	1(67%),2(46%)	7496.4	3821.4	9553.64
	8	0	4			)	5	6	

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	389.39	3611.58	Is satisfactory
2	639.24	5766.74	Is satisfactory
3	700.00	9553.64	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 5766.74 \text{ kN} > 639.24 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 8 - Gërmimi 4)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 13.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		377.63
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		724.71
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		884.61

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 8 - G rmimi 4)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 320.93 kN/m

Maximum moment = 938.22 kNm/m

Maximum displacement = 56.6 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-5.6	377.63
2	5.50	-22.8	724.71
3	9.00	-39.2	884.61

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 1330.11 \text{ kN/m}$ $\delta = 30.18^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 3.61 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FKMAX\N [kN]
1	365.25	43.4	5920.9	161.48	26.0		5161.4	1047.6	2619.11
		2	8		3		5	4	
2	713.19	44.3	6594.4	161.67	17.0	1(21%)	5991.5	1706.4	4266.12
		8	0		7		5	5	
3	1108.5	37.4	8198.0	170.69	5.15	1(67%),2(46%)	7831.0	2980.9	7452.38
	8	0	4			)	7	5	

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	377.63	2619.11	Is satisfactory
2	724.71	4266.12	Is satisfactory
3	884.61	7452.38	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 4266.12 \text{ kN} > 724.71 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 9 - Ankerat e rendit 4)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 13.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		376.67
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		673.92
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		785.79
4	Yes	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		800.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

Production set : VSL strand anchor

Depth :	z	=	12.50	m
Free length :	l	=	12.00	m
Root length :	l _k	=	20.00	m
Inclination :	α	=	15.00	°
Spacing :	b	=	2.50	m
C-S area of strand :	A ₁	=	150.00	mm ²
Number of strands :	n	=	7	

Elasticity modulus : $E = 195000.00$ MPa

Pre-stressing force : $F = 800.00$ kN

Design strength of material : $f_u = 1860.00$ MPa

Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress

Diameter of root : $d = 150.0$ mm

Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength

Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

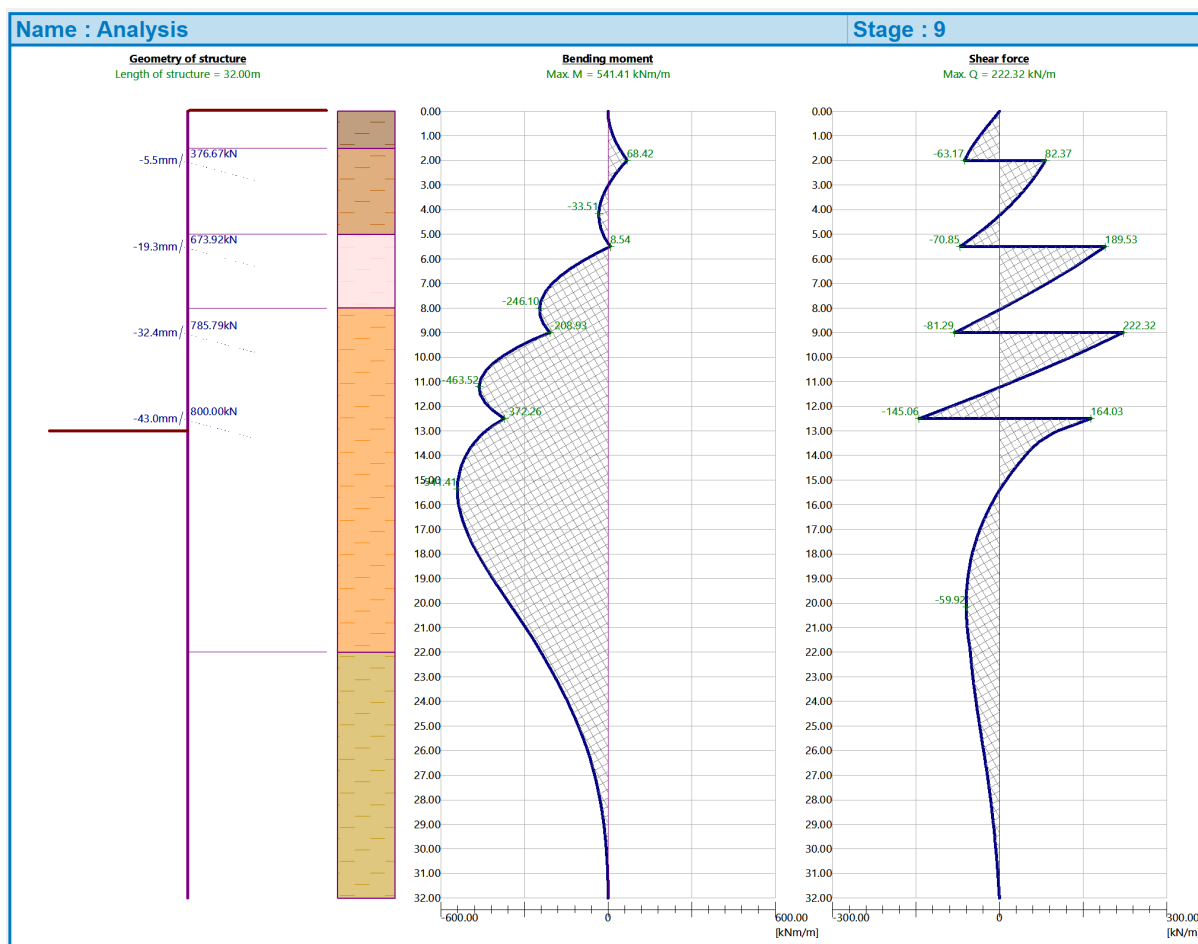
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00$ MPa

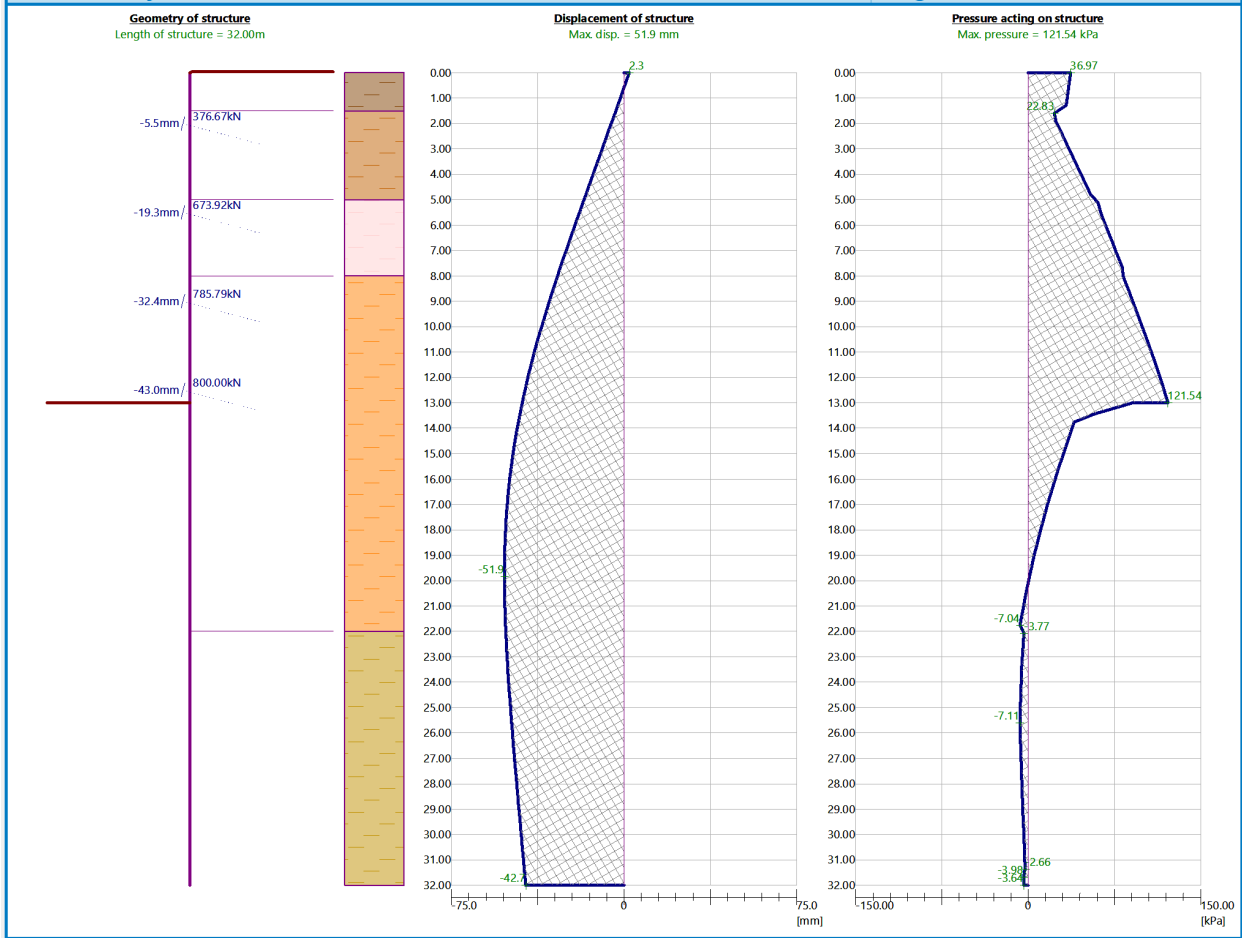
Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 9 - Ankerat e rendit 4)





Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 222.32 kN/m

Maximum moment = 541.41 kNm/m

Maximum displacement = 51.9 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-5.5	376.67
2	5.50	-19.3	673.92
3	9.00	-32.4	785.79
4	12.50	-43.0	800.00

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 1411.34 \text{ kN/m}$ $\delta = 35.44^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 3.61 \text{ m}$

Row of anchors	E _{A1} [kN/m]	δ ₁ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	365.25	43.42	5920.98	161.48	26.03		5011.54	1048.18	2620.44
2	713.19	44.38	6594.40	161.67	17.07	1(21%)	5845.98	1684.03	4210.06
3	1205.42	43.06	8198.04	170.69	5.15	1(67%),2(46%)	7831.07	2993.83	7484.57
4	1652.82	38.26	8978.99	170.47	-4.26	1(89%),2(67%),3(17%)	9188.15	4272.06	10680.14

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	376.67	2620.44	Is satisfactory
2	673.92	4210.06	Is satisfactory
3	785.79	7484.57	Is satisfactory
4	800.00	10680.14	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 4210.06 \text{ kN} > 673.92 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 10 - G rmimi 5)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 16.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50  ).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

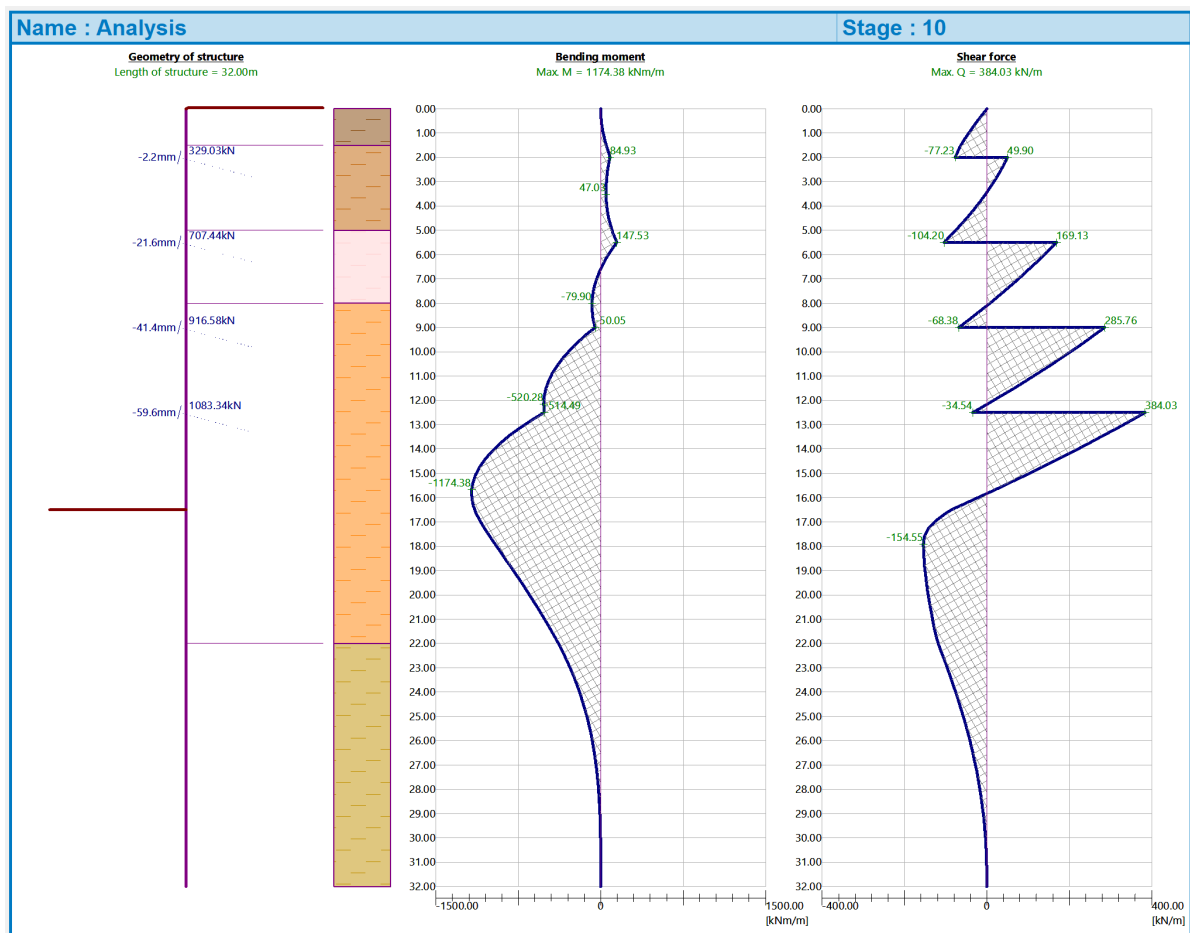
Input anchors

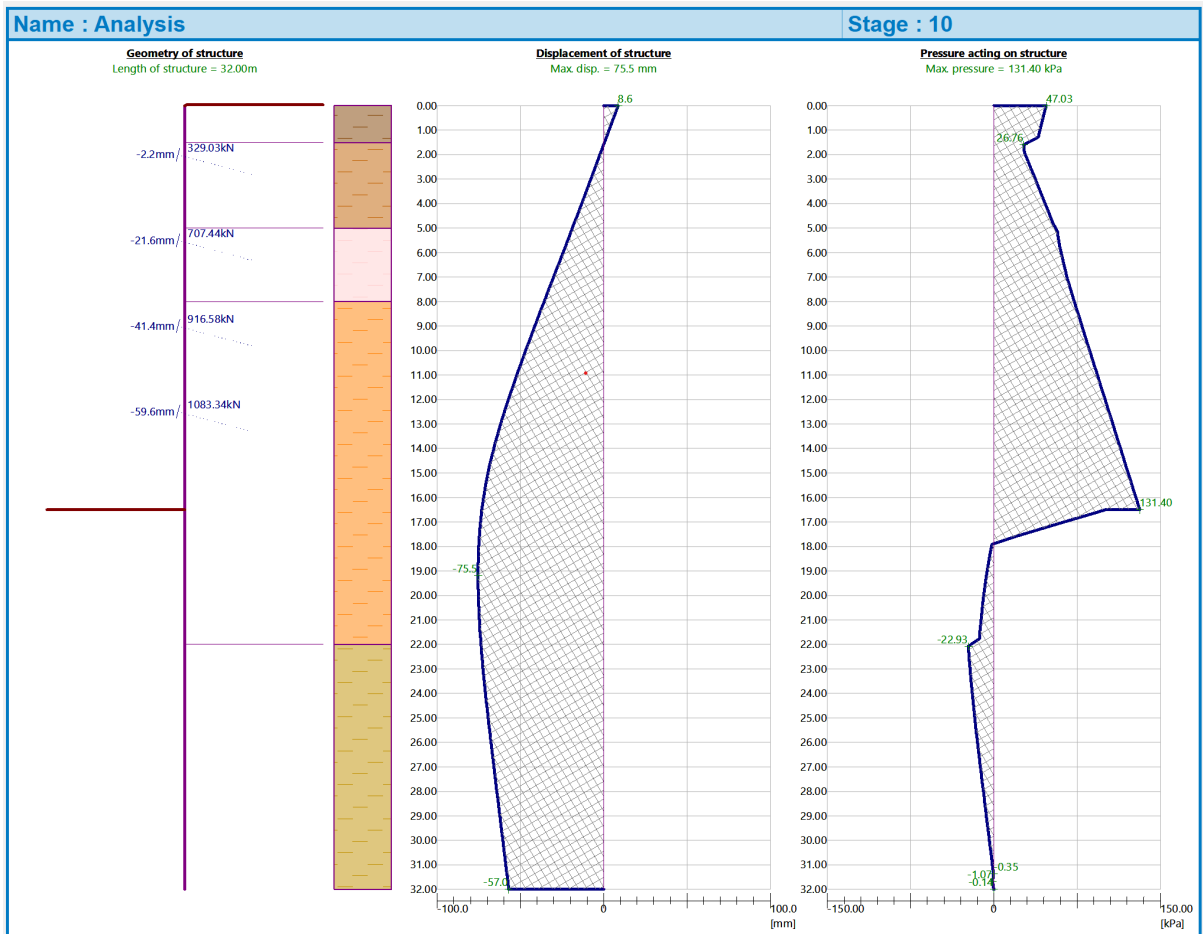
No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		329.03
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		707.44
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		916.58
4	No	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1083.34

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 10 - G rmimi 5)





Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 384.03 kN/m

Maximum moment = 1174.38 kNm/m

Maximum displacement = 75.5 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-2.2	329.03
2	5.50	-21.6	707.44
3	9.00	-41.4	916.58
4	12.50	-59.6	1083.34

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 2064.38 \text{ kN/m}$ $\delta = 29.53^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 4.50 \text{ m}$

Row of anchors	E _{A1} [kN/m]	δ ₁ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	365.25	43.42	6810.67	182.09	35.58		5839.80	709.66	1774.15
2	713.19	44.38	7521.10	175.21	28.11	1(21%)	6615.10	1162.86	2907.15
3	1205.42	43.06	9176.46	177.32	16.52	1(67%),2(46%)	8389.94	2212.31	5530.78
4	1652.82	38.26	9957.41	171.47	7.51	1(89%),2(67%),3(17%)	9443.73	3240.67	8101.69

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	329.03	1774.15	Is satisfactory
2	707.44	2907.15	Is satisfactory
3	916.58	5530.78	Is satisfactory
4	1083.34	8101.69	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 2907.15 \text{ kN} > 707.44 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 11 - Ankerat e rendit 5)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 16.50 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		346.97
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		691.74
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		861.28
4	No	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		968.12
5	Yes	16.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		800.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

Production set : VSL strand anchor

Depth : $z = 16.00$ m
Free length : $l = 12.00$ m
Root length : $l_k = 20.00$ m
Inclination : $\alpha = 15.00$ °
Spacing : $b = 2.50$ m
C-S area of strand : $A_1 = 150.00$ mm²
Number of strands : $n = 7$
Elasticity modulus : $E = 195000.00$ MPa
Pre-stressing force : $F = 800.00$ kN
Design strength of material : $f_u = 1860.00$ MPa

Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress

Diameter of root : $d = 150.0$ mm

Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength

Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

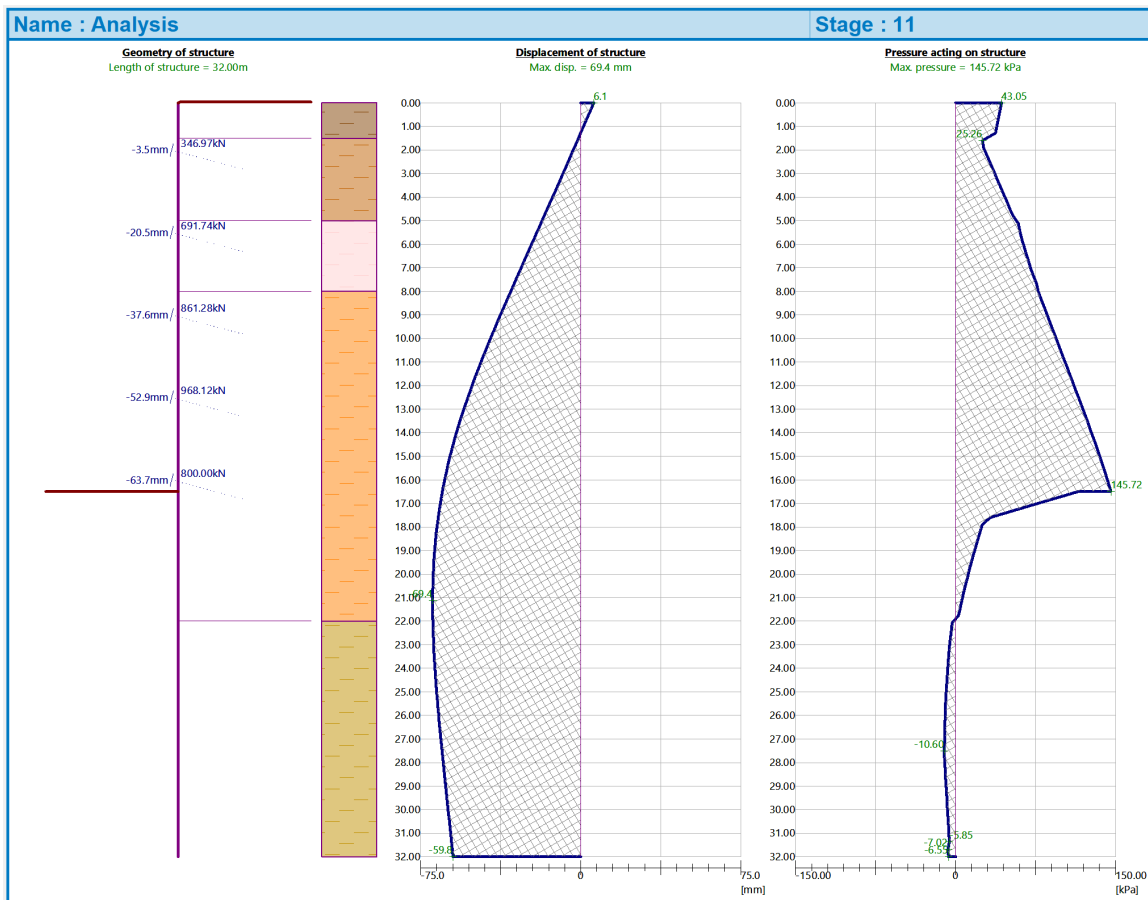
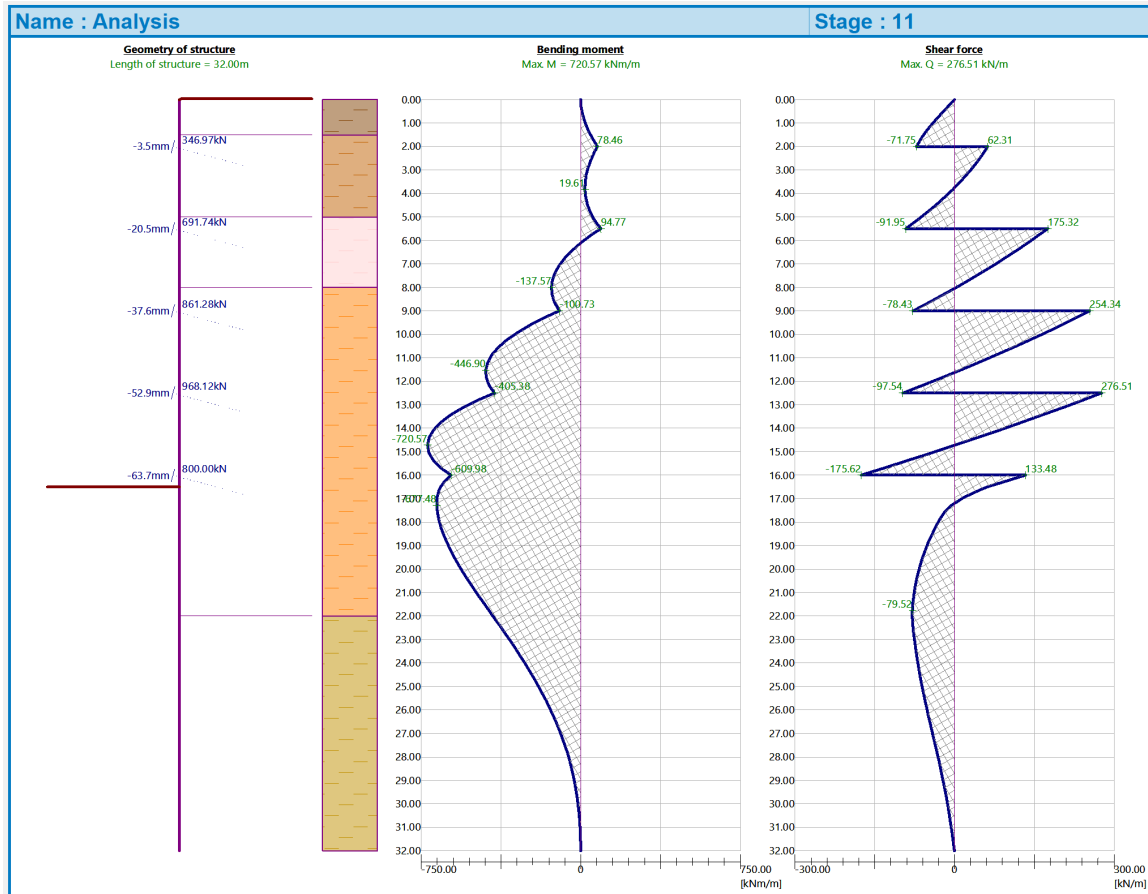
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00$ MPa

Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 11 - Ankerat e rendit 5)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 276.51 kN/m

Maximum moment = 720.57 kNm/m

Maximum displacement = 69.4 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-3.5	346.97
2	5.50	-20.5	691.74
3	9.00	-37.6	861.28
4	12.50	-52.9	968.12
5	16.00	-63.7	800.00

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 2142.16 \text{ kN/m}$ $\delta = 33.02^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 4.50 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} N [kN]
1	365.25	43.4	6810.67	182.0	35.5		5680.44	737.73	1844.32
		2		9	8				
2	713.19	44.3	7521.10	175.2	28.1	1(21%)	6463.47	1167.4	2918.63
		8		1	1			5	
3	1205.4	43.0	9176.46	177.3	16.5	1(67%),2(46%)	8244.51	2185.7	5464.30
	2	6		2	2			2	
4	1749.5	42.1	9957.41	171.4	7.51	1(89%),2(67%),3(17%)	9443.73	3242.9	8107.28
	2	2		7				1	
5	2284.2	38.1	10738.3	170.0	-	1,2(89%),3(34%),4(17%)	10829.4	4595.3	11488.48
	0	9	6	9	1.88		5	9	

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	346.97	1844.32	Is satisfactory
2	691.74	2918.63	Is satisfactory
3	861.28	5464.30	Is satisfactory
4	968.12	8107.28	Is satisfactory
5	800.00	11488.48	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 2918.63 \text{ kN} > 691.74 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 12 - Gërmimi 6)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 20.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

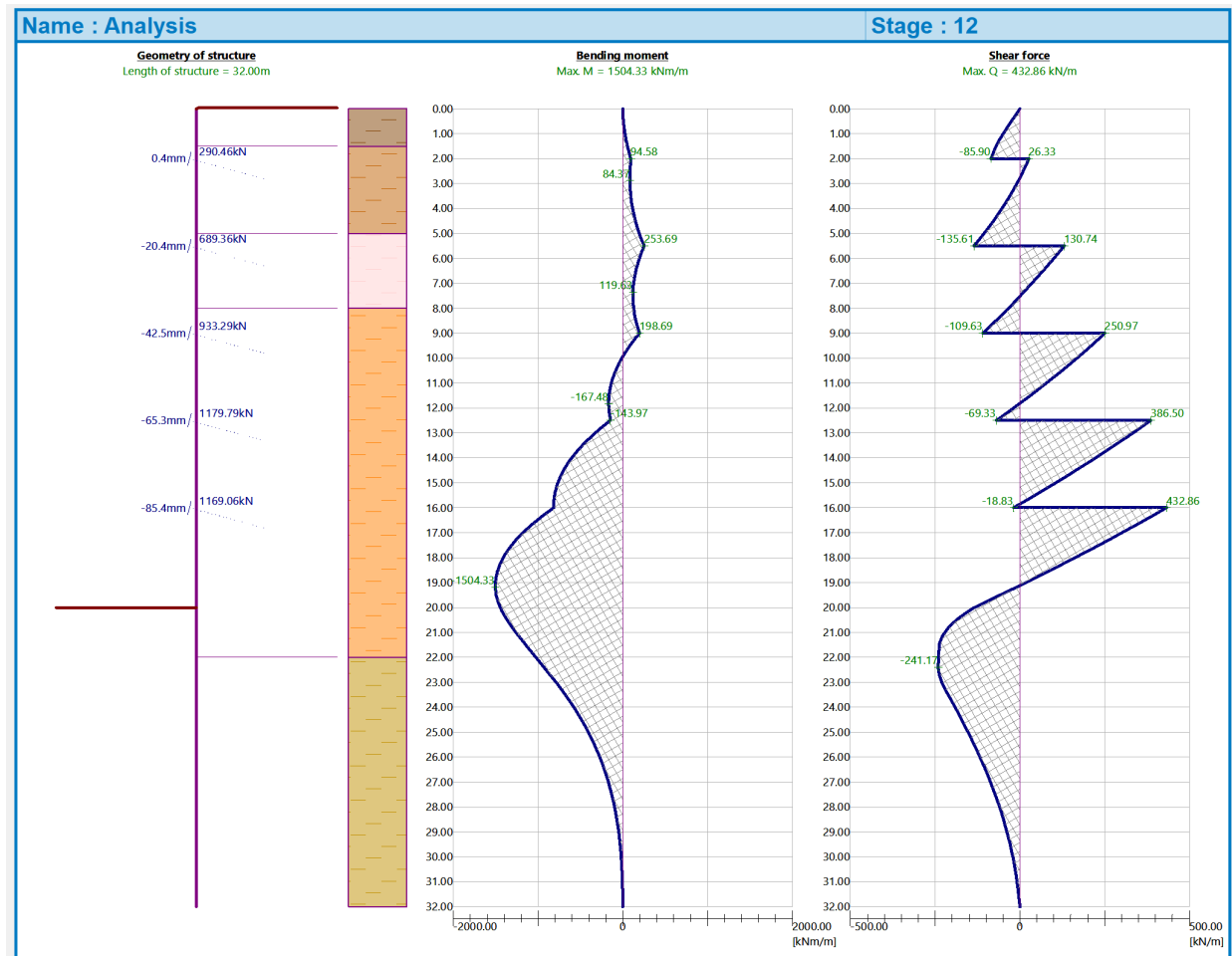
No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		290.46
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		689.36
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		933.29
4	No	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1179.79

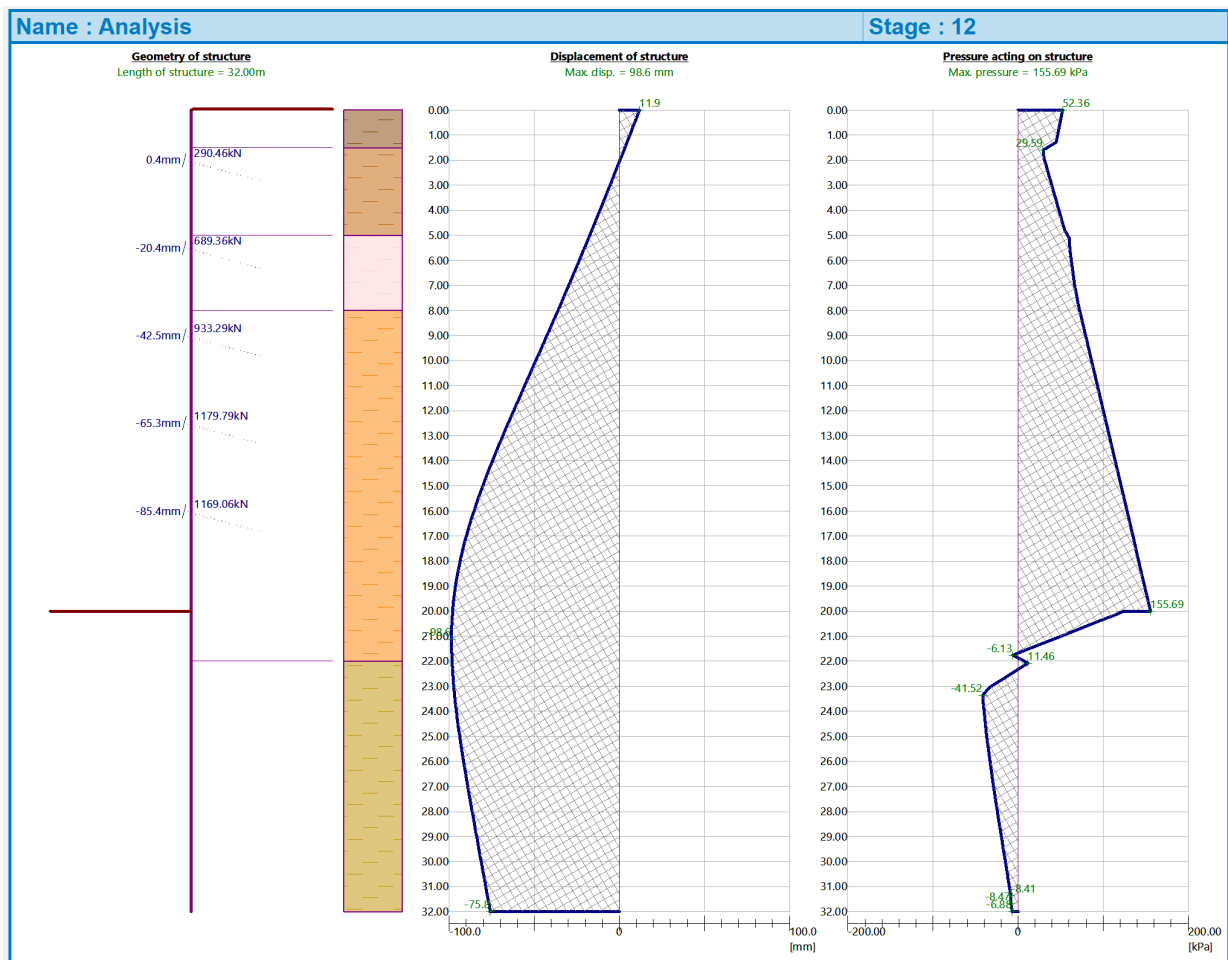
No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
5	No	16.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1169.06

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 12 - G rmimi 6)





Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 432.86 kN/m

Maximum moment = 1504.33 kNm/m

Maximum displacement = 98.6 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	0.4	290.46
2	5.50	-20.4	689.36
3	9.00	-42.5	933.29
4	12.50	-65.3	1179.79
5	16.00	-85.4	1169.06

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 3408.06 \text{ kN/m}$ $\delta = 26.58^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 6.84 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	$F_{KMAX}\backslash N$ [kN]
1	365.25	43.4	7996.44	322.6	45.5		6823.52	537.87	1344.67
		2		2	1				
2	713.19	44.3	8706.73	322.1	39.9	1(21%)	7600.85	648.69	1621.71
		8		9	2				
3	1205.4	43.0	10531.4	351.8	29.7	1(67%),2(46%)	9351.89	1146.2	2865.71
	2	6	0	7	5			8	
4	1749.5	42.1	11312.3	389.0	22.1	1(89%),2(67%),3(17%)	10261.0	1661.9	4154.97
	2	2	5	2	4		1	9	
5	2284.2	38.1	12042.5	503.9	13.6	1,2(89%),3(34%),4(17%)	11108.0	2151.0	5377.67
	0	9	5	5	1		2	7	

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	290.46	1344.67	Is satisfactory
2	689.36	1621.71	Is satisfactory
3	933.29	2865.71	Is satisfactory
4	1179.79	4154.97	Is satisfactory
5	1169.06	5377.67	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{max} = 1621.71 \text{ kN} > 689.36 \text{ kN} = F_{inp}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 13 - Ankerat e rendit 6)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 20.00 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord.x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	x [m]	l [m]	z [m]
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		306.77
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		691.00
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		914.39
4	No	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1121.72
5	No	16.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1066.66
6	Yes	19.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		700.00

List of the new anchors

VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa

Anchor type : strand

Production set : VSL strand anchor

Depth : $z = 19.50$ m
 Free length : $l = 12.00$ m
 Root length : $l_k = 20.00$ m
 Inclination : $\alpha = 15.00$ °
 Spacing : $b = 2.50$ m
 C-S area of strand : $A_1 = 150.00$ mm²
 Number of strands : $n = 6$
 Elasticity modulus : $E = 195000.00$ MPa
 Pre-stressing force : $F = 700.00$ kN
 Design strength of material : $f_u = 1860.00$ MPa

Pull out resistance (soil) : calculate from effective stress

Diameter of root : $d = 150.0$ mm

Pull out resistance (grouting) : calculate from concrete strength

Standard for concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

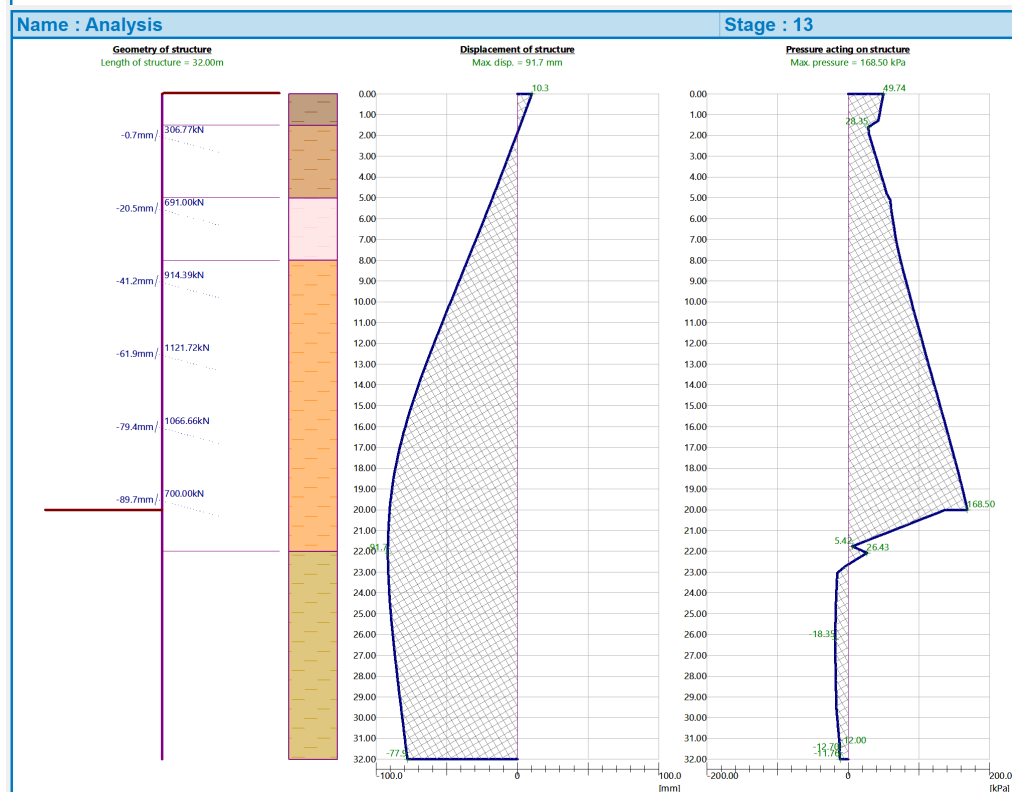
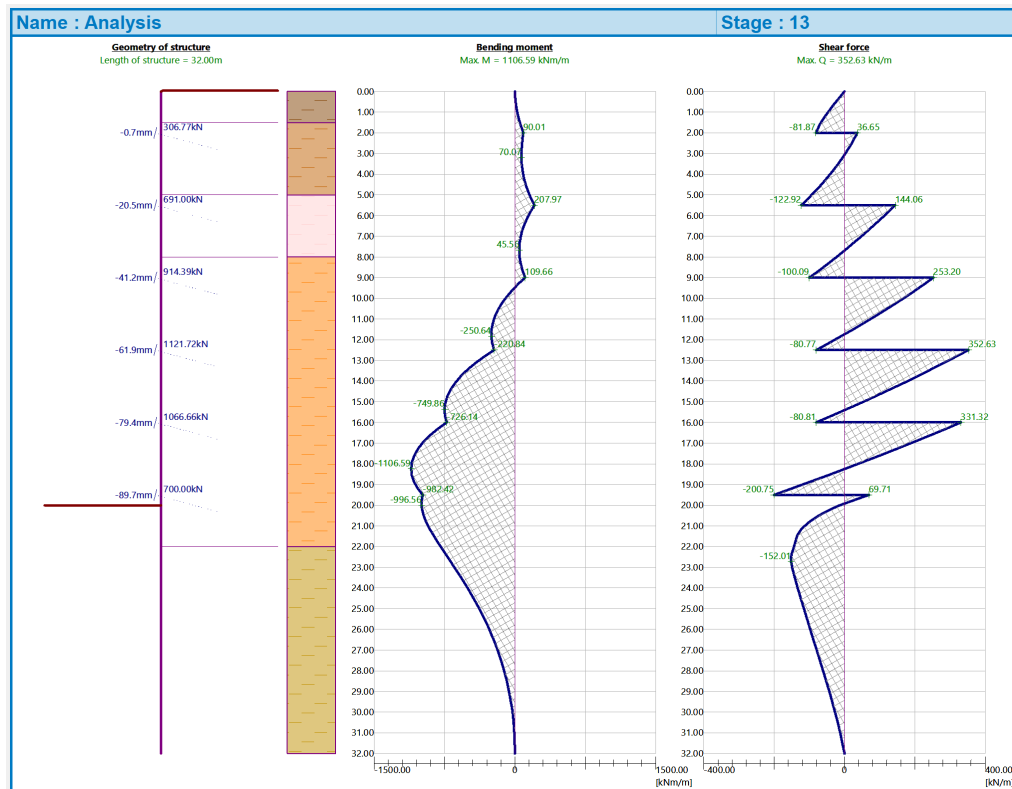
Concrete strength in compression : $f_{ck} = 30.00$ MPa

Coefficient of cohesion : $\eta_1 = 0.70$

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 13 - Ankerat e rendit 6)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 352.63 kN/m

Maximum moment = 1106.59 kNm/m

Maximum displacement = 91.7 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	-0.7	306.77
2	5.50	-20.5	691.00
3	9.00	-41.2	914.39
4	12.50	-61.9	1121.72
5	16.00	-79.4	1066.66
6	19.50	-89.7	700.00

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 3467.40 \text{ kN/m}$ $\delta = 28.48^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 6.84 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} N [kN]
1	365.25	43.4	7996.4	322.6	45.5		6669.4	596.05	1490.12
		2	4	2	1		7		
2	713.19	44.3	8706.7	322.1	39.9	1(21%)	7455.8	688.80	1722.00
		8	3	9	2		1		
3	1205.4	43.0	10531.	351.8	29.7	1(67%),2(46%)	9218.3	1156.2	2890.55
	2	6	40	7	5		9	2	
4	1749.5	42.1	11312.	389.0	22.1	1(89%),2(67%),3(17%)	10132.	1655.9	4139.84
	2	2	35	2	4	)	48	4	
5	2365.7	40.6	12042.	503.9	13.6	1,2(89%),3(34%),4(17%)	11108.	2150.3	5375.96
	3	4	55	5	1		02	8	

Row of anchors	E _{A1} [kN/m]	δ ₁ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} \N [kN]
6	3081.2	35.5	12823.	511.5	4.43	1,2,3(52%),4(35%),5(17%)	12209.	3105.3	7763.45
	1	1	50	4			28	8	

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	306.77	1490.12	Is satisfactory
2	691.00	1722.00	Is satisfactory
3	914.39	2890.55	Is satisfactory
4	1121.72	4139.84	Is satisfactory
5	1066.66	5375.96	Is satisfactory
6	700.00	7763.45	Is satisfactory

Decisive anchor row : 2

Max. allowable force $F_{\max} = 1722.00 \text{ kN} > 691.00 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Construction stage 14 - Gërmimi 7)

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 23.10 m.

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2.10 (slope angle is 25.50 °).

Embankment height is 3.10 m, embankment length is 6.50 m.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	No	No	permanent	20.00		14.00	9.50	on terrain

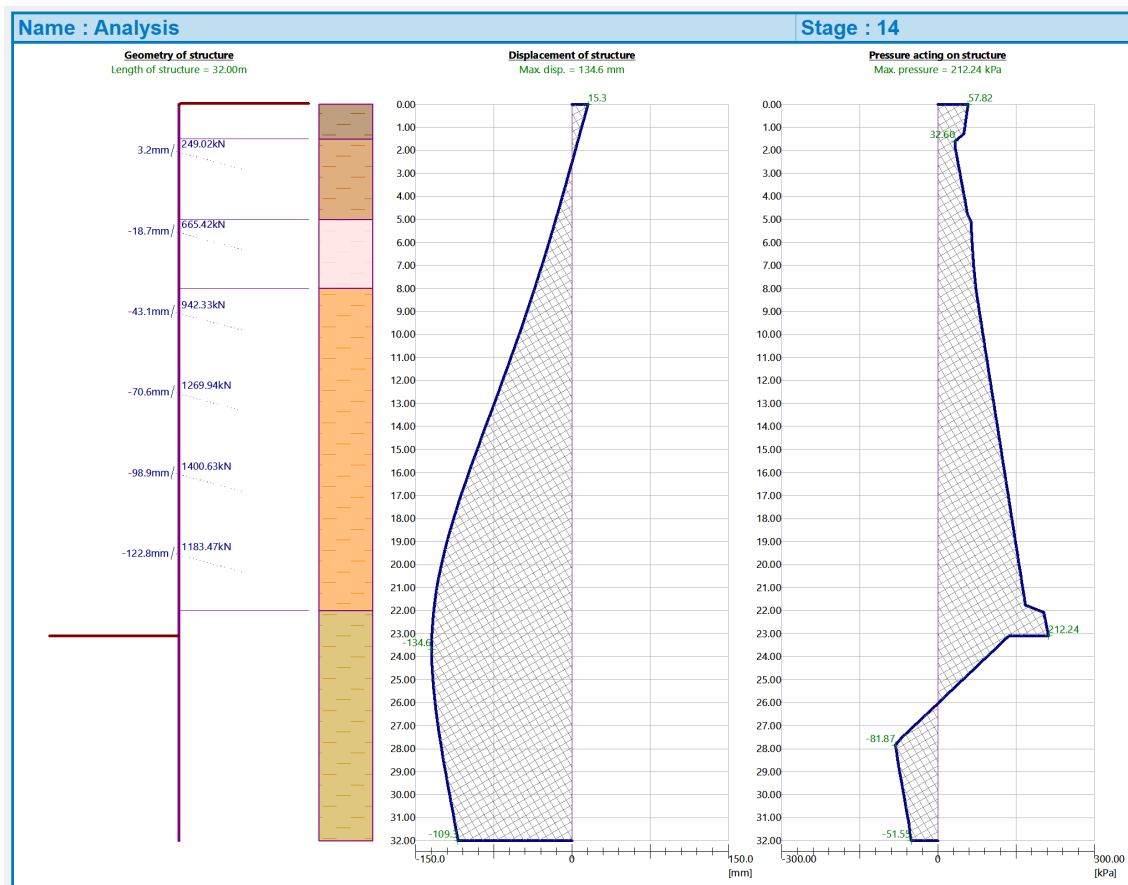
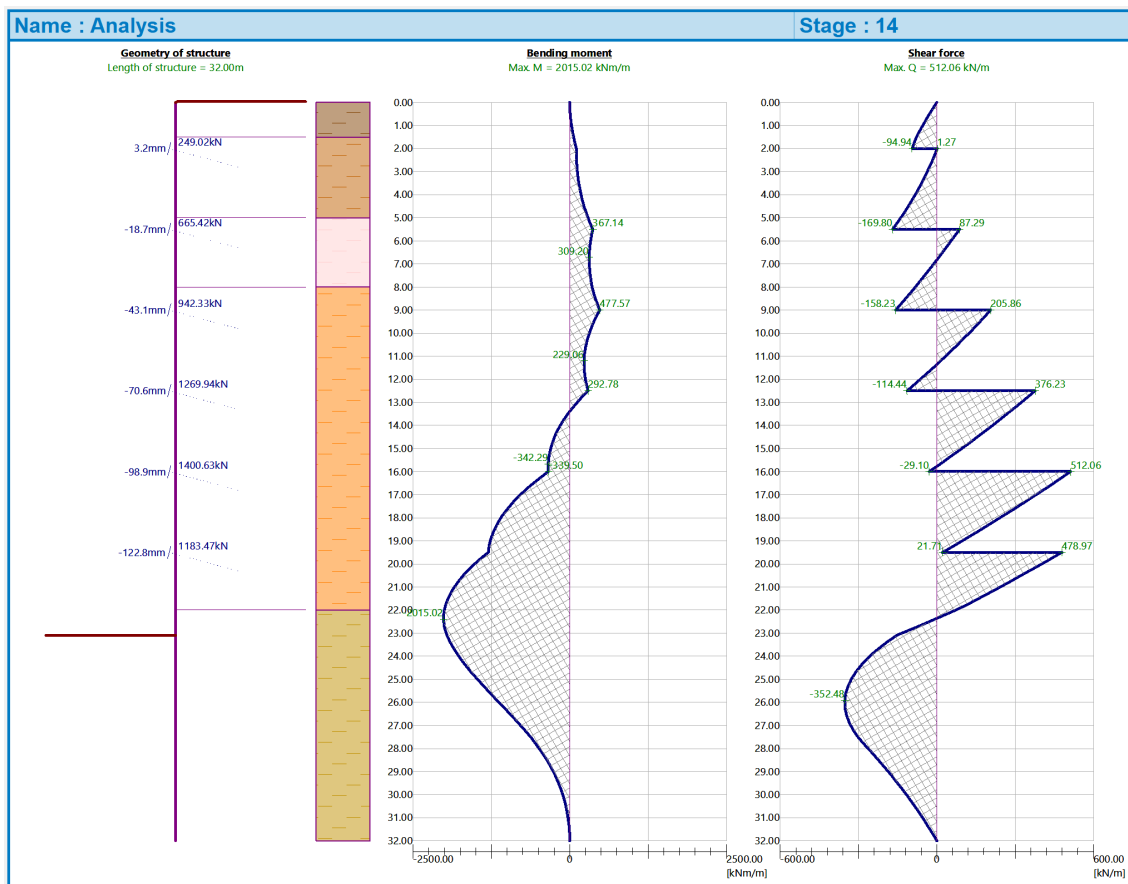
Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	2.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		249.02
2	No	5.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		665.42
3	No	9.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		942.33
4	No	12.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1269.94
5	No	16.00	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1400.63
6	No	19.50	VSL permanent anchor 0.6" S 1860 MPa		1183.47

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Analysis results (Construction stage 14 - Gërmimi 7)



Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 512.06 kN/m

Maximum moment = 2015.02 kNm/m

Maximum displacement = 134.6 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	2.00	3.2	249.02
2	5.50	-18.7	665.42
3	9.00	-43.1	942.33
4	12.50	-70.6	1269.94
5	16.00	-98.9	1400.63
6	19.50	-122.8	1183.47

Internal stability of anchors - partial results

$E_A = 4699.50 \text{ kN/m}$ $\delta = 25.11^\circ$

Depth of theoretical footing under bottom of the pit $H_0 = 8.28 \text{ m}$

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	365.25	43.42	8916.81	433.80	51.40		7551.34	709.35	1773.37
2	713.19	44.38	9627.03	431.73	46.98	1(21%)	8411.38	563.15	1407.87
3	1205.42	43.06	11543.74	459.10	38.13	1(67%),2(46%)	10269.95	635.31	1588.27
4	1749.52	42.12	12324.69	484.66	31.81	1(89%),2(67%),3(17%)	11117.42	845.91	2114.77
5	2365.73	40.64	13105.64	548.65	24.50	1,2(89%),3(34%),4(17%)	11996.01	1125.02	2812.56
6	3081.21	35.51	13835.84	531.16	16.22	1,2,3(52%),4(35%),5(17%)	12739.67	1788.34	4470.85

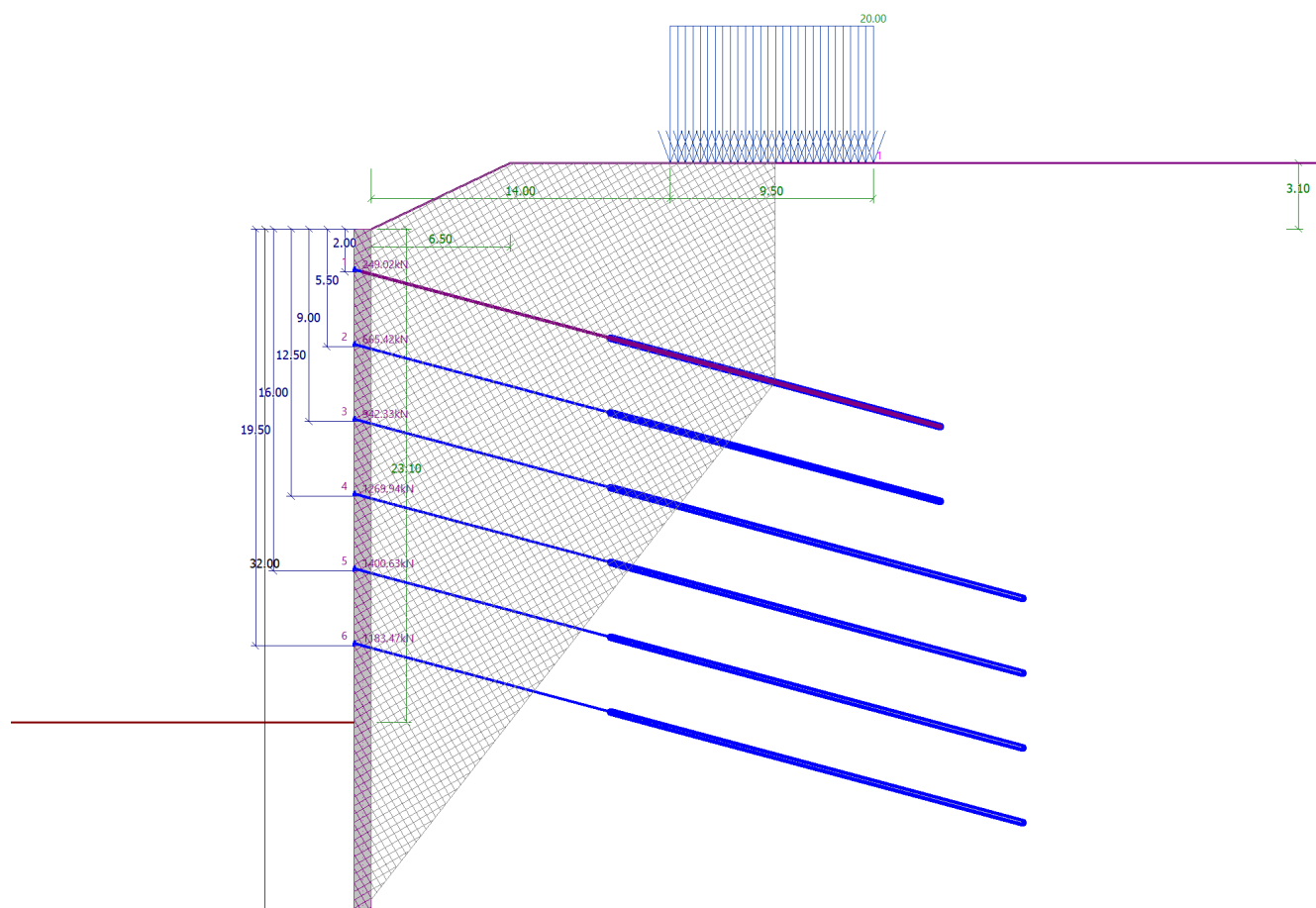
Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	249.02	1773.37	Is satisfactory
2	665.42	1407.87	Is satisfactory
3	942.33	1588.27	Is satisfactory
4	1269.94	2114.77	Is satisfactory
5	1400.63	2812.56	Is satisfactory
6	1183.47	4470.85	Is satisfactory

Decisive anchor row : 4

Max. allowable force $F_{\max} = 2114.77 \text{ kN} > 1269.94 \text{ kN} = F_{\text{inp}}$

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY



Dimensioning No. 1

Distribution of forces on construction

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
0.00	-20.76	15.33	-0.00		0.00		-0.00	0.00
0.01	-20.76	15.30	-0.34		-0.00		0.00	0.05
0.01	-20.76	15.30	-0.34		-0.00		0.00	0.05
0.01	-20.75	15.25	-0.79		0.04		-0.00	0.13
0.01	-20.75	15.25	-0.79		0.04		-0.00	0.13
1.60	-20.01	5.66	-81.71		9.10		-9.76	69.29
2.00	-19.82	3.22	-94.94		10.16		-13.66	104.59
2.00	-19.82	3.22	-8.49		164.08		-13.66	104.59
2.50	-19.59	0.19	-16.66		154.57		-45.59	108.59
2.50	-19.58	0.14	-16.95		154.40		-46.84	108.69
2.50	-19.58	0.14	-16.95		154.40		-46.84	108.69
3.20	-19.26	-4.14	-45.45		136.12		-148.52	129.84
4.80	-20.43	-7.67	-125.99		71.36		-318.81	264.15
5.50	-22.86	-7.94	-169.80		34.47		-355.30	367.14
5.50	-22.86	-7.94	-18.67		261.17		-355.30	367.14
6.00	-25.21	-8.12	-10.18		232.72		-365.75	332.42
6.00	-25.25	-8.12	-10.04		232.25		-365.79	331.94
6.40	-27.18	-8.26	-6.78		208.44		-365.19	314.86
8.00	-36.06	-8.76	-82.58		100.65		-615.81	357.04
9.00	-43.13	-9.02	-158.23		32.20		-677.70	477.57
9.00	-43.13	-9.02	-22.33		320.93		-677.70	477.57
9.50	-46.86	-9.13	-24.35		280.63		-680.39	386.29
9.50	-46.86	-9.13	-24.35		280.63		-680.39	386.29
9.50	-46.92	-9.13	-24.38		279.97		-680.26	384.93
9.60	-47.65	-9.16	-24.72		272.06		-678.47	368.59
11.20	-60.10	-9.43	-52.01		129.53		-852.38	229.06

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
12.48	-70.39	-9.55	-142.70		13.37		-938.22	290.51
12.48	-70.39	-9.55	-142.70		13.37		-938.22	290.51
12.50	-70.55	-9.55	-145.06		13.34		-937.94	292.78
12.50	-70.55	-9.55	-63.07		386.50		-937.94	292.78
12.80	-73.01	-9.57	-64.42		355.09		-933.75	184.61
13.00	-74.62	-9.58	-65.00		334.15		-925.68	120.36
13.00	-74.68	-9.58	-65.03		333.29		-925.26	117.74
14.40	-86.16	-9.59	-96.36		177.02		-1049.11	-24.09
16.00	-98.95	-9.49	-175.62		6.66		-1174.08	-37.85
16.00	-98.95	-9.49	-103.04		512.06		-1174.08	-37.85
16.50	-102.78	-9.44	-102.74		447.65		-1147.63	-40.78
16.50	-102.78	-9.44	-102.74		447.65		-1147.63	-40.78
16.50	-102.84	-9.44	-102.73		446.60		-1146.94	-40.82
17.60	-110.90	-9.29	-151.79		298.45		-1336.26	-44.69
19.20	-121.11	-9.00	-151.52		67.07		-1504.33	-37.32
19.50	-122.78	-8.94	-200.75		21.71		-1493.45	-34.74
19.50	-122.78	-8.94	-146.71		478.97		-1493.45	-34.74
19.52	-122.89	-8.94	-146.56		475.92		-1492.72	-34.57
19.52	-122.89	-8.94	-146.56		475.92		-1492.72	-34.57
20.00	-125.33	-8.83	-142.44		402.51		-1515.10	-30.06
20.00	-125.37	-8.83	-142.37		401.26		-1518.31	-29.98
20.80	-128.92	-8.65	-210.59		275.18		-1789.85	-21.32
22.40	-133.54	-8.26	-241.17		-7.67		-2015.02	14.67
23.10	-134.43	-8.08	-227.38		-9.02		-1959.29	34.90
23.10	-134.43	-8.08	-227.38		-9.02		-1959.29	34.90
23.10	-134.43	-8.08	-227.08		-8.99		-1958.05	35.08
23.10	-134.43	-8.08	-227.08		-8.99		-1958.05	35.08
24.00	-134.58	-7.87	-257.50		-4.97		-1770.64	51.17

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
25.60	-132.43	-7.50	-348.54		2.72		-1269.97	57.82
27.20	-127.98	-7.17	-320.73		10.85		-718.71	46.11
28.80	-122.20	-6.86	-201.16		12.84		-301.50	26.37
30.40	-115.84	-6.57	-90.92		9.15		-70.46	8.04
32.00	-109.34	-6.28	-0.00		0.00		-0.00	0.00

Distribution of forces on construction - in detail

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
0.00	-20.76	15.33	-0.00		0.00		-0.00	0.00
0.01	-20.76	15.30	-0.34		-0.00		0.00	0.05
0.01	-20.76	15.30	-0.34		-0.00		0.00	0.05
0.01	-20.75	15.25	-0.79		0.04		-0.00	0.13
0.01	-20.75	15.25	-0.79		0.04		-0.00	0.13
0.32	-20.61	13.40	-18.17		3.09		-0.46	2.92
0.64	-20.46	11.47	-35.67		6.07		-2.08	11.55
0.96	-20.31	9.53	-52.51		7.95		-4.38	25.67
1.28	-20.16	7.60	-68.67		8.55		-7.07	45.07
1.60	-20.01	5.66	-81.71		9.10		-9.76	69.29
1.92	-19.86	3.71	-92.25		10.02		-12.83	97.11
2.00	-19.82	3.22	-94.94		10.16		-13.66	104.59
2.00	-19.82	3.22	-8.49		164.08		-13.66	104.59
2.24	-19.71	1.76	-11.29		159.90		-16.14	105.28
2.50	-19.59	0.19	-16.66		154.57		-45.59	108.59
2.50	-19.58	0.14	-16.95		154.40		-46.84	108.69
2.50	-19.58	0.14	-16.95		154.40		-46.84	108.69
2.56	-19.56	-0.20	-19.04		153.23		-55.62	109.42
2.88	-19.41	-2.17	-31.82		145.31		-103.44	117.51

	Disp. min	Disp. max	Shear force min.	Shear force max	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
3.20	-19.26	-4.14	-45.45	136.12	-148.52	129.84
3.52	-19.12	-6.13	-59.91	125.69	-190.47	146.65
3.84	-18.97	-7.29	-75.20	114.00	-228.87	168.23
4.16	-19.17	-7.42	-91.31	101.05	-263.33	194.82
4.48	-19.81	-7.55	-108.24	86.84	-293.44	226.71
4.80	-20.43	-7.67	-125.99	71.36	-318.81	264.15
5.12	-21.48	-7.80	-145.46	54.87	-338.77	307.27
5.44	-22.64	-7.92	-165.95	37.57	-353.58	357.07
5.50	-22.86	-7.94	-169.80	34.47	-355.30	367.14
5.50	-22.86	-7.94	-18.67	261.17	-355.30	367.14
5.76	-24.06	-8.03	-14.39	246.50	-362.74	346.61
6.00	-25.21	-8.12	-10.18	232.72	-365.75	332.42
6.00	-25.25	-8.12	-10.04	232.25	-365.79	331.94
6.08	-25.62	-8.15	-8.69	227.81	-366.07	327.37
6.40	-27.18	-8.26	-6.78	208.44	-365.19	314.86
6.72	-28.73	-8.37	-9.86	188.37	-428.70	309.20
7.04	-30.34	-8.47	-14.91	167.61	-485.67	310.45
7.36	-32.15	-8.57	-37.05	146.15	-535.89	318.73
7.68	-34.02	-8.67	-59.61	124.01	-579.13	334.16
8.00	-36.06	-8.76	-82.58	100.65	-615.81	357.04
8.32	-38.15	-8.85	-105.86	76.84	-643.52	387.96
8.64	-40.48	-8.93	-130.10	52.60	-664.25	425.70
8.96	-42.84	-9.01	-155.06	33.06	-677.10	471.30
9.00	-43.13	-9.02	-158.23	32.20	-677.70	477.57
9.00	-43.13	-9.02	-22.33	320.93	-677.70	477.57
9.28	-45.23	-9.09	-23.58	298.43	-681.86	423.07
9.50	-46.86	-9.13	-24.35	280.63	-680.39	386.29
9.50	-46.86	-9.13	-24.35	280.63	-680.39	386.29

	Disp. min	Disp. max	Shear force min.	Shear force max	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
9.50	-46.92	-9.13	-24.38	279.97	-680.26	384.93
9.60	-47.65	-9.16	-24.72	272.06	-678.47	368.59
9.92	-50.10	-9.22	-31.36	244.97	-669.90	322.67
10.24	-52.57	-9.28	-37.64	217.18	-685.45	285.52
10.56	-55.06	-9.33	-43.07	188.67	-750.41	257.39
10.88	-57.57	-9.38	-47.85	159.45	-806.13	238.49
11.20	-60.10	-9.43	-52.01	129.53	-852.38	229.06
11.52	-62.65	-9.47	-55.58	98.89	-888.95	229.32
11.84	-65.21	-9.50	-68.60	67.54	-915.59	239.49
12.16	-67.79	-9.53	-105.28	35.48	-932.09	259.82
12.48	-70.39	-9.55	-142.70	13.37	-938.22	290.51
12.48	-70.39	-9.55	-142.70	13.37	-938.22	290.51
12.50	-70.55	-9.55	-145.06	13.34	-937.94	292.78
12.50	-70.55	-9.55	-63.07	386.50	-937.94	292.78
12.80	-73.01	-9.57	-64.42	355.09	-933.75	184.61
13.00	-74.62	-9.58	-65.00	334.15	-925.68	120.36
13.00	-74.68	-9.58	-65.03	333.29	-925.26	117.74
13.12	-75.64	-9.58	-65.37	320.90	-918.69	79.72
13.44	-78.28	-9.59	-78.45	285.99	-896.23	-13.33
13.76	-80.91	-9.59	-88.58	250.38	-913.77	-17.09
14.08	-83.54	-9.59	-93.42	214.05	-987.31	-20.68
14.40	-86.16	-9.59	-96.36	177.02	-1049.11	-24.09
14.72	-88.76	-9.58	-98.72	139.27	-1098.94	-27.30
15.04	-91.34	-9.56	-100.54	100.81	-1136.58	-30.29
15.36	-93.90	-9.54	-101.84	61.64	-1161.80	-33.06
15.68	-96.44	-9.52	-130.42	21.76	-1174.38	-35.59
16.00	-98.95	-9.49	-175.62	6.66	-1174.08	-37.85
16.00	-98.95	-9.49	-103.04	512.06	-1174.08	-37.85

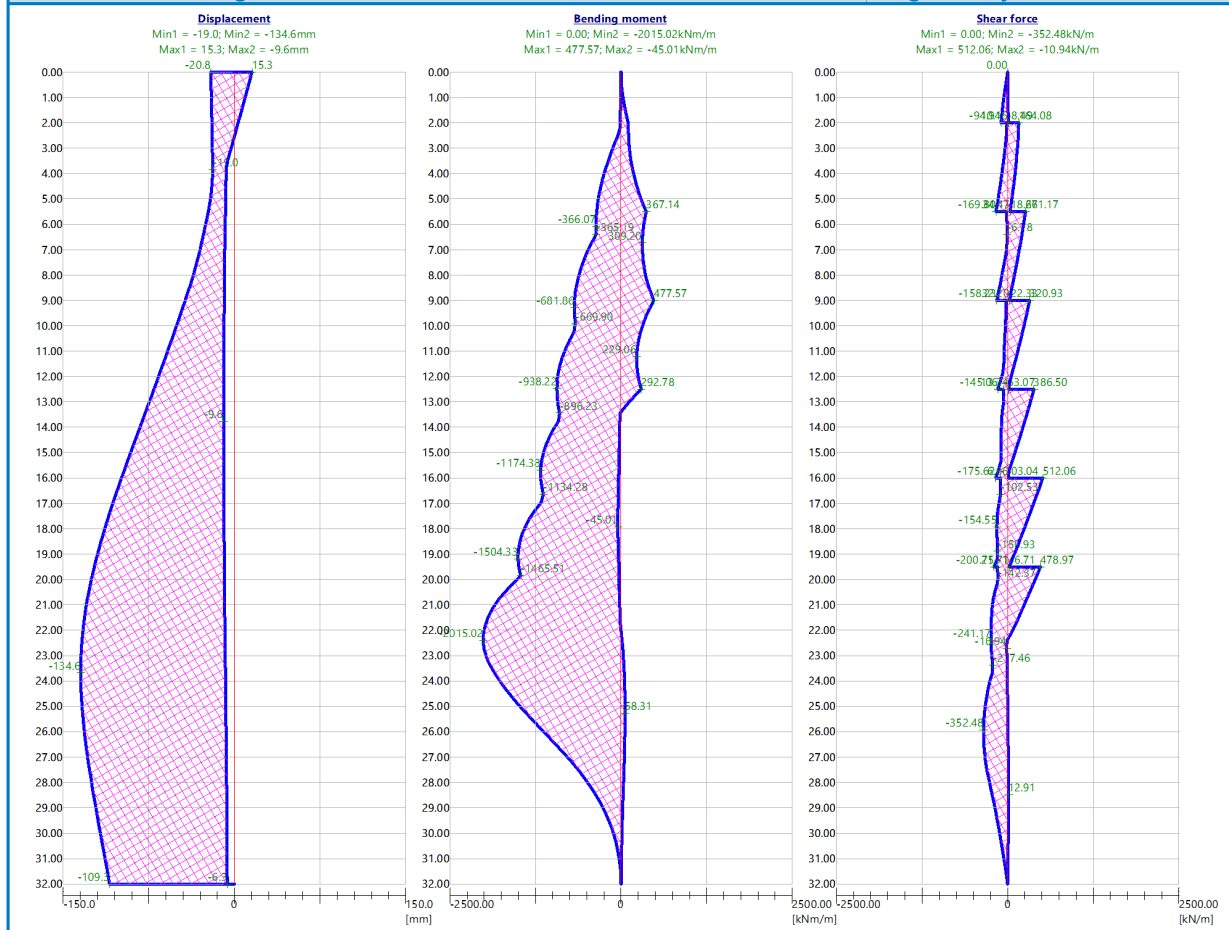
	Disp. min	Disp. max	Shear force min.	Shear force max	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
16.32	-101.43	-9.46	-102.99	470.76	-1160.67	-39.85
16.50	-102.78	-9.44	-102.74	447.65	-1147.63	-40.78
16.50	-102.78	-9.44	-102.74	447.65	-1147.63	-40.78
16.50	-102.84	-9.44	-102.73	446.60	-1146.94	-40.82
16.64	-103.88	-9.42	-102.53	428.75	-1134.28	-41.54
16.96	-106.28	-9.38	-124.56	386.03	-1167.77	-42.93
17.28	-108.62	-9.34	-141.98	342.59	-1259.02	-43.99
17.60	-110.90	-9.29	-151.79	298.45	-1336.26	-44.69
17.92	-113.11	-9.24	-154.55	253.59	-1399.27	-45.01
18.24	-115.24	-9.18	-153.78	208.03	-1447.80	-44.53
18.56	-117.29	-9.13	-152.56	161.75	-1481.64	-42.29
18.88	-119.25	-9.07	-150.93	114.77	-1500.56	-39.89
19.20	-121.11	-9.00	-151.52	67.07	-1504.33	-37.32
19.50	-122.78	-8.94	-200.75	21.71	-1493.45	-34.74
19.50	-122.78	-8.94	-146.71	478.97	-1493.45	-34.74
19.52	-122.89	-8.94	-146.56	475.92	-1492.72	-34.57
19.52	-122.89	-8.94	-146.56	475.92	-1492.72	-34.57
19.84	-124.56	-8.87	-143.89	426.80	-1465.51	-31.61
20.00	-125.33	-8.83	-142.44	402.51	-1515.10	-30.06
20.00	-125.37	-8.83	-142.37	401.26	-1518.31	-29.98
20.16	-126.13	-8.80	-153.52	376.97	-1581.01	-28.43
20.48	-127.59	-8.72	-185.87	326.43	-1693.58	-25.00
20.80	-128.92	-8.65	-210.59	275.18	-1789.85	-21.32
21.12	-130.13	-8.57	-227.69	223.22	-1869.62	-17.34
21.44	-131.20	-8.49	-237.17	170.54	-1932.64	-13.06
21.76	-132.12	-8.42	-239.02	117.16	-1978.69	-8.45
22.08	-132.91	-8.34	-239.87	57.79	-2006.98	2.70
22.40	-133.54	-8.26	-241.17	-7.67	-2015.02	14.67

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
22.72	-134.04	-8.18	-237.70		-10.94		-2001.97	24.95
23.04	-134.38	-8.10	-229.49		-9.29		-1967.53	33.64
23.10	-134.43	-8.08	-227.38		-9.02		-1959.29	34.90
23.10	-134.43	-8.08	-227.38		-9.02		-1959.29	34.90
23.10	-134.43	-8.08	-227.08		-8.99		-1958.05	35.08
23.10	-134.43	-8.08	-227.08		-8.99		-1958.05	35.08
23.36	-134.58	-8.02	-217.46		-7.75		-1914.16	40.84
23.68	-134.65	-7.94	-225.03		-6.31		-1847.98	46.65
24.00	-134.58	-7.87	-257.50		-4.97		-1770.64	51.17
24.32	-134.38	-7.79	-285.21		-3.72		-1683.68	54.51
24.64	-134.06	-7.72	-308.17		-2.58		-1588.61	56.75
24.96	-133.62	-7.64	-326.38		-1.53		-1486.96	57.99
25.28	-133.07	-7.57	-339.84		0.30		-1380.24	58.31
25.60	-132.43	-7.50	-348.54		2.72		-1269.97	57.82
25.92	-131.69	-7.43	-352.48		4.87		-1157.68	56.60
26.24	-130.87	-7.36	-351.68		6.75		-1044.89	54.74
26.56	-129.97	-7.30	-346.12		8.37		-933.12	52.31
26.88	-129.00	-7.23	-335.80		9.74		-823.88	49.41
27.20	-127.98	-7.17	-320.73		10.85		-718.71	46.11
27.52	-126.90	-7.10	-300.91		11.72		-619.12	42.49
27.84	-125.77	-7.04	-276.51		12.35		-530.26	38.63
28.16	-124.61	-6.98	-250.66		12.75		-445.93	34.61
28.48	-123.42	-6.92	-225.54		12.91		-369.76	30.50
28.80	-122.20	-6.86	-201.16		12.84		-301.50	26.37
29.12	-120.95	-6.80	-177.54		12.55		-240.93	22.30
29.44	-119.69	-6.74	-154.70		12.03		-187.79	18.37
29.76	-118.42	-6.68	-132.64		11.29		-141.84	14.63
30.08	-117.13	-6.62	-111.38		10.33		-102.81	11.16

	Disp. min	Disp. max	Shear min.	force	Shear max	force	Moment min.	Moment max.
	[mm]	[mm]	[kN/m]		[kN/m]		[kNm/m]	[kNm/m]
30.40	-115.84	-6.57	-90.92		9.15		-70.46	8.04
30.72	-114.55	-6.51	-71.27		7.75		-44.53	5.48
31.04	-113.25	-6.45	-52.42		6.20		-24.76	3.29
31.36	-111.94	-6.39	-34.39		4.57		-10.89	1.56
31.68	-110.64	-6.34	-16.91		2.51		-2.69	0.41
32.00	-109.34	-6.28	-0.00		0.00		-0.00	0.00

Name : Dimensioning

Stage - analysis : 1 - 1



Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -134.6 mm

Minimum displacement = 15.3 mm

Maximum bending moment = 477.57 kNm/m

Minimum bending moment = -2015.02 kNm/m

Maximum shear force = 512.06 kN/m

Verification of RC cross section (RC rectangular wall h = 0.80 m)

All construction stages are taken into the analysis.

Partial factor on load = 1.00

Reinforcement - 36 pc bars 25.0 mm; cover 40.0 mm

Shear reinf. - 2 profile 10.0 mm; distance 100.0 mm

Reinforcement ratio $\rho = 0.96 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Position of neutral axis $x = 0.20 \text{ m} < 0.46 \text{ m} = x_{\max}$

Ultimate shear force $V_{Rd} = 767.30 \text{ kN/m} > 512.06 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 2105.50 \text{ kNm/m} > 2015.02 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Verification of anchors

Anchor	Stage	Depth z [m]	Max. force F [kN]	Anchor strength R_t [kN]	Pull-out res. (soil) R_e [kN]	Pull-out res. (grouting) R_c [kN]	Verification
1	4	2.00	507.79	1240.00	778.36	1431.09	is satisfactory (65.24 %)
2	6	5.50	725.88	1240.00	966.83	1431.09	is satisfactory (75.08 %)
3	14	9.00	942.33	1240.00	1562.46	1788.86	is satisfactory (75.99 %)
4	14	12.50	1269.94	1446.67	1870.77	1932.19	is satisfactory (87.78 %)
5	14	16.00	1400.63	1446.67	2179.09	1932.19	is satisfactory (96.82 %)

Anchor	Stage	Depth z [m]	Max. force F [kN]	Anchor strength R _t [kN]	Pull-out res. (soil) R _e [kN]	Pull-out res. (grouting) R _c [kN]	Verification
6	14	19.50	1183.47	1240.00	1757.22	1788.86	is satisfactory (95.44 %)

Anchor with max. utilization - Nr. 5. (Stage 14; z = 16.00 m)

Utilization is 96.82 %

Anchors bearing capacity is SATISFACTORY

Annexes

8 Përfundimet dhe rekomandimet

Në këtë punim u trajtua analiza dhe projektimi i mureve nga diafragma të ankeruara si element mbajtës për gjurmime të thella, duke përfshirë aspektet teorike dhe aplikimin praktik në një rast konkret me thellësi gjurmimi prej 23.1 m. Studimi përfshiu analizën e sjelljes së tokës dhe murit gjatë fazave të gjurmimit, si dhe dimensionimin e elementeve kryesore mbajtëse.

Në kuadër të punimit u realizua dimensionimi i murit të diafragmës dhe i sistemit të ankerimit duke përdorur programin GEO5, ku u morën parasysh parametrat gjeoteknikë të terrenit, ngarkesat vepruese dhe kushtet kufitare. Rezultatet e analizës treguan se kombinimi i murit nga diafragma betonarme me ankerat siguron stabilitet të mjaftueshëm të gropës ndërtimore dhe kontroll efektiv të deformimeve horizontale dhe uljeve të tokës.

Analiza e fazave të ndërtimit theksoi rëndësinë e sekuencës së gjurmimit dhe aktivizimit të ankerave, duke ndikuar drejtpërdrejt në reduktimin e zhvendosjeve dhe rritjen e sigurisë së përgjithshme të sistemit. Gjithashtu, u vlerësua ndikimi i thellësisë së gjurmimit dhe karakteristikave të tokës në performancën e murit.

Nga rezultatet e arritura në këtë punim, mund të nxirren këto rekomandime kryesore:

- Muret nga diafragmat betonarme paraqesin një nga zgjidhjet më efikase për realizimin e gjurmimeve të thella, sidomos për thellësi të konsiderueshme si rasti i analizuar prej 23.1 m.
- Përdorimi i ankerave rrit ndjeshëm stabilitetin e sistemit mbajtës dhe mundëson reduktimin e deformimeve të murit dhe të terrenit përreth.
- Analiza me programin GEO5 mundëson një dimensionim të saktë dhe verifikim të sigurisë sipas kushteve reale gjeoteknike, duke përfshirë faktorët e sigurisë dhe kontrollin e zhvendosjeve.
- Parametrat gjeoteknikë të tokës kanë ndikim vendimtar në dimensionimin e murit dhe të ankerave, prandaj kërkohet analiza e saktë e terrenit përmes shpimeve gjeologjike dhe testeve laboratorike.
- Kontrolli i deformimeve dhe monitorimi gjatë ndërtimit janë të domosdoshëm për të garantuar sigurinë e objekteve përreth dhe për të verifikuar përputhshmërinë me projektin.

Ky punim tregon se kombinimi i analizës teorike me aplikimin praktik dhe me përdorimin e softuerëve paraqet një qasje reale për projektimin e sigurt dhe ekonomik të strukturave mbajtëse në inxhinierin e objekteve.

Kufizimet dhe mangësitë

Megjithatë, gjatë projektimit dhe realizimit të gropave ndërtimore mund të paraqiten disa kufizime dhe mangësi të cilat ndikojnë në performancën e sistemit mbajtës. Ndër më kryesoret janë pasiguritë në përcaktimin e saktë të parametrave gjeoteknikë, të cilat mund të devijojnë nga kushtet reale në terren. Gjithashtu, supozimet e përdorura në analizat numerike dhe në programet si GEO5 mund të mos përfaqësojnë plotësisht sjelljen reale të tokës.

Gjatë fazës së realizimit, devijimet në ekzekutim, si cilësia e betonimit, vendosja jo e saktë e ankerave, mund të ndikojnë negativisht në stabilitetin e sistemit. Për më tepër, ndikimet nga ujërat nëntokësore dhe kushtet e paparashikuara gjeologjike paraqesin faktorë shtesë rreziku që duhet të monitorohen gjatë gjithë procesit të ndërtimit.

REFERENCA

1. Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill.
2. Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning.
3. Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley-Interscience.
4. Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill.
5. Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning.
6. Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley-Interscience.
7. Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. Wiley.
8. Atkinson, J. H. (2007). The Mechanics of Soils and Foundations. CRC Press.
9. Das, B. M. (2016). Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning.
10. Das, B. M., & Ramana, G. V. (2014). Advanced Geotechnical Engineering. CRC Press.
11. Smith, M., & Griffiths, A. (2007). Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. CRC Press.
12. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons.
13. Bowles, J. E. (1997). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Education.
14. Das, B. M., & Sivakugan, N. (2021). Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning.
15. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Wiley.
16. European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 7: Geotechnical design. CEN.
17. Bowles, J. E. (1997). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Education.
18. Das, B. M., & Sivakugan, N. (2021). Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning.
19. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Wiley.
20. European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 7: Geotechnical design. CEN.
21. Bowles, J. E. (1997). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Education.
22. Das, B. M., & Sivakugan, N. (2021). Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning.
23. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Wiley.
24. Coduto, D. P., Yeung, M. C., & Kitch, W. A. (2010). Geotechnical engineering: Principles and practices. Pearson Education.

25. Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). An introduction to geotechnical engineering. Pearson.
26. Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). Soil mechanics. Wiley.
27. Craig, R. F. (2004). Soil mechanics. Spon Press.
28. Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. Wiley.
29. Cernica, J. N. (1995). Geotechnical engineering: Soil mechanics. Wiley.
30. Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). Soil strength and slope stability. Wiley.
31. Fang, H.-Y., & Daniels, J. (2006). Introductory geotechnical engineering: An environmental perspective. Taylor & Francis.
32. Brinch Hansen, J. (1953). Earth pressure calculation. Danish Technical Press.
33. Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Wiley.
34. Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill.
35. Burland, J. B., & Wroth, C. P. (1975). Settlement of buildings and associated damage. Institution of Civil Engineers.