

UNIVERSITETI I MITROVICËS “ISA BOLETINI”

FAKULTETI I GJEOSHKENCAVE

DEPARTAMENTI I XEHETARISË



PUNIM DIPLOME

AVDULLAH GRAJQEVCI

Mitrovicë, 2021

UNIVERSITETI I MITROVICËS "ISA BOLETINI"

FAKULTETI I GJEOSHKENCAVE

DEPARTAMENTI I XEHETARISË

Studimet bachelor



TEMA: SFORCIMET IN-SITU DHE SFORCIMET NË MASIVIN E DHEUT

MENTORI:

Prof. Dr. Rushit Haliti

KANDIDATI:

Avdullah GRAJQEVCI

Mitrovicë, 2021

**UNIVERSITY OF MITROVICA
FACULTY OF GEOSCIENCES
DEPARTMENT OF MINING**



Avdullah GRAJQEVCI

Title : In-situ stress and stresses in soil mass

Diploma THESIS

Supervisor : Associate Professor Rushit HALITI

Mitrovica ,2021

KAPITULLI-1-

PREZANTIMI I PUNIMIT TË DIPLOMËS

1.1 Hyrje

Një nga drejtimet kryesore të Gjeoteknikës është trajtimi dhe zgjidhja e problemeve të kësaj fushe inxhinierike duke kryer analizat inxhinierike të gjeomjedisit dhe duke përcaktuar parametrat gjeoteknikë përkatës për gjeomjedisin gjeologjik ku parashihet të vendosen strukturat e caktuara gjeoteknike .Mbi bazën e këtyre analizave nxirren përfundime me rëndësi për projektimin **antishkatërrim ,antiulje** dhe **antishëmbje** të objekteve gjeoteknike me kritere sa më të drejta tekniko-ekonomike .Por,rëndësi të veçantë ka vlerësimi i forcave aktive dhe pasive të cilat shfaqen nga ndërveprimi **strukturë-truall** dhe të cilat shkaktojnë deformime që njihen si **ulje e trollit**. Këto dhe disa veçori kryesore të llogaritjeve dhe projektimit bashkëkohor antiulje e trollit përbëjnë objektin e këtij punimi diplome .

Dherat janë materiale të cilat përbëhen nga tri komponentë :**faza e grimcave të ngurta** (rëra,argila,zhavorri,...),pastaj nga **fluidet** (uji ,nafta ,...) dhe **gazet** në poret midis grimcave .Prandaj ky punim diplome fillimisht jep një përvijim bazë mbi strukturën e dherave dhe veçoritë fiziko-mekanike të dherave duke shfrytëzuar mundësitë e tanishme të llogaritjes dhe matjes se tyre ,të cilat na japin një diversitet në zgjedhjen e mënyrës së testimit dhe kontrollin e sjelljes së tokave në kushte të ndryshme ngarkimi. Në rastin e deformimit të tokës në gjeoteknikë njëri nga problemet e rëndësishme është edhe fenomeni i uljes së tokës .Për këtë arsye si njëra nga vetitë inxhinierike më të rëndësishme rezulton të jetë përcaktimi i **shkallës së lejuar të uljes së tokave pa deformime shkatërruese**. Po ashtu në këtë punim diplome trajtohen ngjeshmëria, deformueshmëria e tokave dhe përcaktimi parametrave nga të cilët diktohen ato,siç janë :*moduli i ngjeshmërisë,koeficienti i ngjeshmërisë , treguesi i tkurrshmërisë e i kompresionit parametrat e konsolidimit parësor dhe dytësor,etj.*

1.2 Shtruarja e problemit të punimit

Për projektimin e strukturave gjeoteknike siç janë :*shpatet e shkalleve e të stivave ,shpatet dhe bazamentet e digave ,muret mbrojtëse, themelet e godinave* etj. përgjithësisht nevojiten të studiohen disa karakteristika të dherave të gjeomjedisit ku prognozohet të vendoset struktura e caktuar siç janë :

❖ *Kushtet gjeologo –inxhinierie ,hidrogjeologjike ,gjeomorfologjike të tokave të studiura ,*

- ❖ *Sjelljen dhe gjendjen e sforcuar lidhur me deformueshmërinë e bazamenteve mbi të cilët mbështetën strukturat gjeoteknike ,*
- ❖ *Ngarkesa që do të transmetohet nga mbistruktura deri në bazament dhe përcaktimi i duktilitetit i cili pasqyron vetitë plastike të bazamentit jashtë stadiit elastik të punës së gjeomaterialit kur u nënshtrohen veprimeve shtypëse dhe reagimeve përkatëse të tyre ,*
- ❖ *Veçoritë gjeoteknike të dherave siç janë përbërja kokrrizore dhe konsistenca apo qëndresa e dherave,pastaj për plasticitetin ,ngjeshmërinë e deformueshmërinë si dhe qëndresën ndaj prerjes për secilin lloj të dheut.*

Procesi i projektimit të një strukture gjeoteknike duhet të kënaqë kërkesa dhe kritere të ndryshme ,që i përgjigjen shkallës së konsolidimit të mundshëm. Për të realizuar një projekt gjeoteknik ,duke pararendur për një ulje dhe siguri të arsyeshme nga konsolidimi ,aplikohen kritere projektimi të tillë që ,për çdo situatë të pritshme ,strukturave gjeoteknike t’u garantohen reagime të pranueshme të uljeve . Në përputhje me magnituden e uljeve përcaktohen edhe të ashtuquajturat, ” **kërkesa bazë**”si dhe kriteret korresponduese të projektimit të gjendjeve kufitare përkatëse .Dallohen dy kërkesa bazë :

- **Kërkesa e kufizimit të dëmtimit**-Projektimi që i referohet këtij kriteri njihet me emërtimin „*Projektimi sipas gjendjes kufitare të shfrytëzimit apo funksionalitetit të strukturës gjeoteknike*”;
- **Kërkesa e mos-shembjes apo Projektimi sipas gjendjes së fundit kufitare** .Për këtë kërkesë si kriter projektimi është të mundësohet përballimi i ngarkesave të ndryshme që mund të ushtrohen gjatë jetëgjatësisë së objektit gjeoteknik ,në mënyrë të tillë që të mos ketë dëmtime të tilla strukturore që shkaktojnë shembje ,shkatërrim lokal apo global (global) të objektit e që do të ishin të rrezikshme për sigurinë e njerëzve .Pra ,duhet siguruar që struktura gjeoteknike të ruajë akoma një integritet strukturor dhe aftësi mbajtëse të mjaftueshme për të përballuar reaksionet që veprojnë në to si dhe të posedojnë duktilitetet të mjaftueshëm për kënaqjen e kërkesave projektuese themelore ,të lidhura kryesisht me gjendjen e fundit kufitare .

Në literaturën gjeoteknike evropiane dhe botërore trajtohet edhe ulja maksimale e mundshme si pasojë e të cilës vepra gjeoteknike humb funksionalitetin apo shfrytëzueshmërinë e saj për shkak të shkallës së lartë të dëmtimit së veprës ,që shprehet me humbjet materiale dhe ekonomike .Theksojmë analizat rigorozë të uljes kërkojnë aplikim metodash të hollësishme për përcaktimin e parametrave të ngjeshjes me anë të provave laboratorike aparate të ndryshme siç është **edometri** që është objekt trajtimi në këtë punim diplome .

Nën veprimin e ngarkesave që rezultojnë nga mbi struktura, dherat si materiale shumë poroze (pothuajse 50% e vëllimit të tyre e përbëjnë porët) reagojnë pra sjellja e tyre përcaktohet nëpërmjet ligjeve të porozitetit.

2.3 Objektivat e punimit dhe metodologjia e realizimit të tyre

Qëllimi kryesor i studimeve gjeoteknike është përcaktimi i mundësisë së uljeve apo rrëshqitjeve të ndryshme të pritshme apo siç thuhet ndryshe, i rrezikut të uljes apo rrëshqitjes të një territori. Mbi bazën e të dhënave gjeomekanike dhe gjeologjike, hidrogeologjike gjeomorfologjike si dhe ligjshmërive të gjetura për sjelljen e tokave të studiuara. Kriteret e vlerësimit të madhësisë dhe intensitetit të uljeve të bazamenteve bëhen mbi baza shkencore duke futur konceptin e konsolidimit të parë dhe të dytë nga veprimi i forcave shtypëse të mbingarkesave. Prej kësaj del së objektivat më kryesore të këtij punimi janë :

- ▶ *Përcaktimi i parametrave gjeoteknikë sipas metodikave të avancuara të testimit dhe me shfrytëzimin e pajisjeve përkatëse ;*
- ▶ *Gjetja e ligjshmërive për sjelljen mundshme të bazamenteve të vendosura në formacione të dherave gjatë projektimit të veprave të ndryshme gjeoteknike ;*
- ▶ *Përcaktimi i intensitetit të konsolidimit në rrugë eksperimentale dhe nga marrëdhëniet matematike të faktorëve influencues të cilat përdoren për llogaritjen e uljeve të tokave ;*
- ▶ *Përcaktimi i kufirit të lejuar uljeve të parrezikshme për qëndrueshmërinë dhe performancën e strukturave gjeoteknike në bazë të rezultateve të përftuara në rrugë eksperimentale e të përpunuara nga operatorët gjeoteknik .*

Për të arritur këta objektiva ne fillim të punimit është bërë një rishikim i literaturës e cila ka të bëjë me origjinën dhe formimin e gjeomaterialeve, strukturën e tyre dhe mënyrën e klasifikimit të tokave për qëllime inxhinierike.

Në këtë punim do të fokusohemi vetëm në studimin e uljeve të tokave për shkak të deformacioneve nga veprimi i forcimeve shtypëse, të cilat janë shumë të nevojshme për projektimin e objekteve gjeoteknike të prognozuara të realizohen në gjeozonën e caktuar. Për të arritur objektivat që u përshkruan më lartë kërkohet një kombinim i mekanikes së dherave, gjeologjisë inxhinierike dhe i gjykimit inxhinierik të duhur të përftuar nga përvoja në të kaluarën. Por edhe duhet njohur ngarkesën e mbistrukturave, kushtet nëntokësore në shtresa të thella të tokës, kushtet e ngjeshmërisë dhe uljen e lejuar të tokave në formacionin që studiohet..

1.4 Struktura e punimit .

Ky punim është ndarë në pesë kapituj si vijon:

Kapitulli -1 i këtij punimi jep një hyrje të shkurtër në problemin studimit të sforcimit in-situ dhe sforcimeve në masive dherash dhe parimet e përgjithshme të studimit të këtij fenomeni. Në këtë kapitull jepen objektivat kryesor të punimit dhe roli i uljeve të tokave në zgjidhjen e problemeve të qëndrueshmërisë të strukturave të ndryshme gjeoteknike .

Kapitulli-2 i trajton konceptin e dherave ,ciklin e formimit të dherave dhe shkëmbinjve ,pastaj i përshkruan tri mineralet kryesore argjilore :Ilitin ,Kaolinitin dhe Montmorionitin dhe jep karakteristikat themelore të tyre.. Këtu tregohen edhe metoda laboratorike të përcaktimit të përbërjes granulometrike të tyre duke përshkruar edhe aparaturat për përcaktimin e përbërjes kokrrizore të dherave .

Kapitulli -3, prezanton konceptin e sforcimit efektiv , si sinonim i gjendjes së sforcuar të formacioneve në vendin e formimit të dherave ,pastaj tregon mënyrën e llogaritjes se sforcimit total ,efektiv dhe neutral për dherat e ngopura dhe pjesërisht të ngopura me uji..Këtu, jepen edhe një koncept i rëndësishëm që lidhet me dherat që njihet si ngritja kapilare e dherave.

Kapitulli -4,trajton sforcimet në masive dherash ,përkufizon sforcimin normal dhe prerës në plan që vepron në një element dheu ,mënyrën e përcaktimit analitik të tyre si dhe përmes rrethit të Mohr-it të sforcimeve dhe në fund jep modelin llogaritës të sforcimeve të dherave në cilëndo pikë të kores se tokës për ngarkesën e përqendruar ,lineare dhe sipërfaqësore .

Kapitulli -5 e përmbyllë punimin duke përmbledhur të gjeturat e studimit dhe jep rekomandimet për trajtim të mëtejshëm të sforcimeve dhe shpërndarjes së tyre në masive dherash.

KAPITULLI-2-

VETITË THEMELORE TË DHERAVE

2.1 Procesi i formimit të shkëmbinjve dhe klasifikimi i tyre

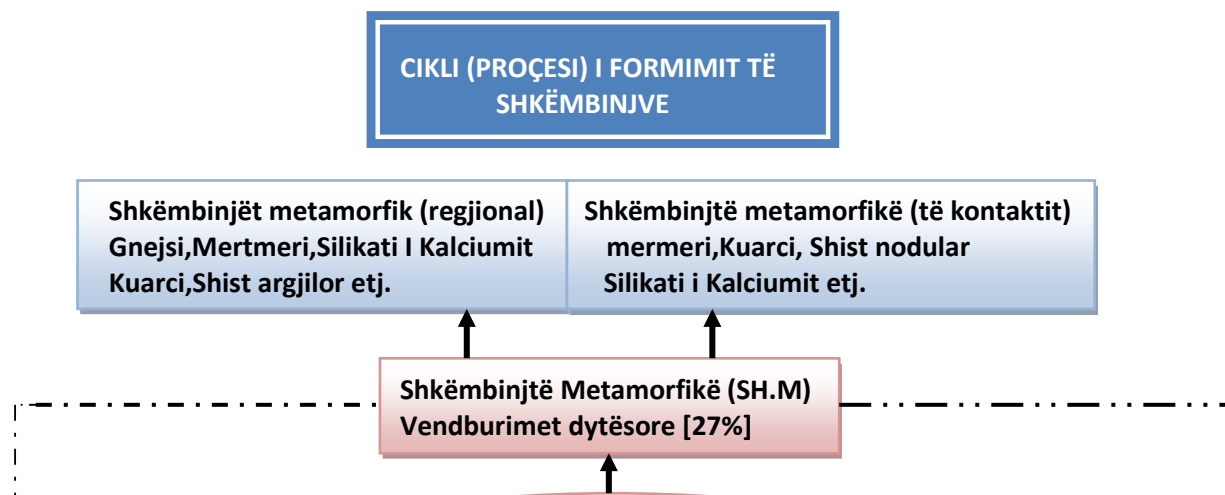
Rezervat e mineraleve e ditëve të sotshme janë rezultat i proceseve natyrore të zhvilluara përgjatë bilionë vjetësh por edhe me shkallë të lartë të konsumimit, që nënkupton se ato do të shterojnë (varfërohen) brenda disa shekujve të ardhshëm. Por humbja dhe varfërimi i rezervave minerale mund të shkaktohet edhe nga nxjerrja me cilësi të dobët gjatë shfrytëzimit dhe përpunimit të tyre .Shkëmbinjët janë agregate të çfarëdo kombinimi të mineraleve (p.sh. kuarcit, kalcitit, galenitit), elementeve (p.sh. sulfurit, arit), materialeve të ngurta organike (p.sh. qymyr guri) dhe shkëmbinjve të tjerë. Pra :

Shkëmbinjët = Minerale + Elementet +/- Lëndët Organike të Ngurta

(shenja + tregon praninë; shenja - tregon mungesën lëndës organike)

Shkëmbinjët formohen kryesisht nga thërrmimi i shkëmbinjve amë,vetitë fizike të tyre diktohen para së gjithash nga mineralet prej të cilave përbëhen grimcat e dheut pra,nga shkëmbinjët prej të cilëve përfitohen ata. Kokrrizat minerale të cilat formojnë fazën e ngurtë të grumbullimeve të dherave janë produkte të thërrmimit të shkëmbinjve. Madhësia e kokrrizave individuale në një diapazon të gjerë. Shumica e vetive fizike të dheut diktohen nga përmasat,forma dhe përbërja kimike e grimcave. Për t'i kuptuar më mirë këta faktorë,duhet të familjarizohemi me llojet kryesore të shkëmbinjve të cilët formojnë korën e Tokës, mineralet e shkëmbinjve të cilët formohen dhe proceset e thërrmimit. Dherat formohen kryesisht nga Thërrmimi i shkëmbinjve. Vetitë fizike të dherave diktohen para se gjithash nga mineralet të cilat i krijojnë (përbëjnë) grimcat e dheut dhe nga shkëmbinjët prej të cilëve janë përftuar ata. Ky kapitull jep një përvijim bazë të ciklit të formimit të shkëmbinjve dhe origjinës së dherave dhe përbërjen granulometrike të grimcave në një masiv dheu

Figura 2.1 paraqet diagramin e ciklit të formimit të llojeve të ndryshme të shkëmbinjve dhe proceset që i shoqërojnë ata. Ky quhet **cikli i krijimit(zhvillimit)** të shkëmbinjve.



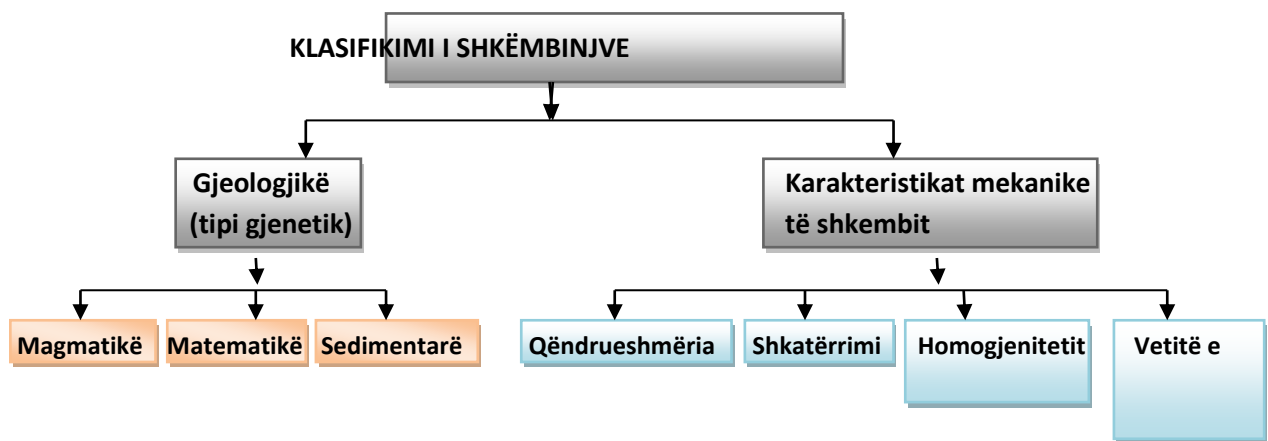


Figura 2.2 Origjina dhe ciklet e formimit të shkëmbinjve

2.1.1 Shkëmbinjtë Magmatikë

Shkëmbinjtë magmatikë janë **shkëmbinj amë (rrënjësor)** të të gjithë shkëmbinjve të tjerë. Magma është material shkëmbor i shkrirë në temperaturë të lartë , e cila formohet brenda bërthamës së Tokës. Kur magma arrin të dal në sipërfaqe të Tokës quhet **lavë**. Shkëmbinjtë magmatikë janë rezultat i ftohjes dhe kristalizimit të magmës dhe lavës. Nga kristalizimi i magmës acidike krijohet lëngu i rëndë amë(rrënjësor)i cili është burim i mineraleve të shumta shtesë që formojnë vendburimet e mineraleve epigjenetike magmatike të formuara më vonë se ato të shkëmbinjve bartës të mineralizimit siç janë **vendburimet metamorfike të kontaktit, damaror të kontaktit ,vendburimet e pegmatiteve** (të vendosura në mënyrë të cekët, në thellësi të ndërmjetme dhe në thellësi të madhe) dhe **vendburimet magmatike** të burimit mësiperfaqe të tokës. Ato gjithashtu bëhen shkak i lindjes së shkëmbinjve acidik magmatikë(*eruptivë*) siç janë: *granitet,sienitet,kuarcmonacitet,monacitet* dhe *dioritet*. Këta gjithashtu njihen si shkëmbinj **intruzivë** të cilët kristalizojnë nën sipërfaqën e tokës.Masivet e mëdha e të parregullta të shkëmbinjve intruzivë quhen **batolite**. Magma bazike gjatë kristalizimit çon në lindjen e shkëmbinjve magmatikë siç janë: *gabrot,peridodotitet,dunitet* dhe *bazalti* dhe gjithashtu deri tek vendbanimet **magmatike singjenetike** (të cilët formohen në të njëjtën kohë me formimin e shkëmbinjve bartës të mineralizimit) të mineraleve dytësore siç janë:*oksidet, elementet nativë dhe sulfidet*. Këta gjithashtu njihen si **shkëmbinj ekstruzivë** meqenëse ata kristalizojnë mbi sipërfaqen e tokës.

Shkëmbinjtë magmatikë intruzivë ftohen ngadalë,duke krijuar(shkaktuar) një teksture kokërrmadhe (të trashë) me kokrriza të dukshme me sy të lirë.

Mineralet që formohen përcaktohen nga përbërja kimike e magmës dhe mënyra në të cilën ftohet ajo(relativisht ngadalë ose shpejtë,në mënyrë të qëndrueshme apo të ndryshueshme).

Kokrrizat janë ndërfutje kompakte të zakonshme dhe pak a shumë me përmasa të njëjta.

Shkëmbinjtë magmatikë ekstruzivë (që quhen ndonjëherë edhe **shkëmbinj vullkanikë**) ftohen me shpejtësi ,gjë që shkakton formimin (përfitimin) e kristaleve shumë te vogla,në qoftë se fare nuk ka të tilla. Ky proces rezulton me formimin e shkëmbinjve kokërrimët, të cilët pa mikroskop, mund të identifikohen vetëm më anë të ngjyrës. Mineralet të cilat formohen (përfitohen) gjatë ftohjes e përcaktojnë ngjyrën. Një lloj si shkëmbinjtë intruzivë, mineralet që formohen pasqyrojnë përbërjen

kimike të magmës. Ngjyrat variojnë (ndryshojnë) nga e bardhë në të zezë, me rozë (e shkëlqyer), kuqërremet dhe gri (e hirtë) si ngjyra të zakonshme të ndërmjetme. **Tekstura** e këtyre shkëmbinjve gjithashtu mund të ndikojë në sasinë e gazit të bllokuar (izoluar) në lavë kur ajo ftohet.

Në qoftë se prania e SiO_2 tejkalon 62% shkëmbi konsiderohet **acidikë** nga $< 62\% \div 52\%$, **I ndërmjetëm:** nga $< 52\% \div 45\%$ **Bazikë:** $< 45\%$ **Ultra-bazikë (ultra mafik).**

Përgjithësisht shkëmbinj të magmatikë janë më të varfër në përmbajtjen e silicës dhe më të pasur në përmbajtjen e silikateve feromagneziale. Shkëmbinj të acidikë (të thartinës) janë më shumë abrazive dhe më të forte se sa ata bazikë por ata janë më rezistentë (më të qëndrueshëm) ndaj goditjeve.

2.1.2 Shkëmbinj të Sedimentarë

Shkëmbinj të magmatikë acidikë dhe vendburimet magmatikë bazike shkaktojnë lindjen e vendburimeve të mineraleve sekondarë që formohen përmes thërrmimit (prishjes) (Figure 2.1) (pra nga procesi i dekompozimit dhe shkatërrimit apo prishjes dhe thërrmimit të shkëmbinjve të formuar më rrugë të ndryshme për shkak të ndikimit të atmosferës dhe hidrosferës). Thërrmimi (tjetërsimi) mund të jenë ose kimik ose mekanik. Tjetërsimi kimik prodhon produkte të tretshme të cilat transportohen (mbartën) nga lartë poshtë (ulën poshtë) për të formuar vendburimet sekondare të pasuruar siç është bakri. Gjithashtu këto produkte të tretshëm (zbrëthyeshëm) transportohen nga rrjedhjet e ujit dhe depozitohen si shkëmbinj sedimentarë kimik siç janë: *hekuri, mangani, guri gëlqeror, shkumësi, dolomiti, fosfatet, tokat diatomike* (materiali diatomik i shkëmbinjve) *nafta dhe gazi natyror*. Tjetërsimi kimik gjithashtu prodhon produkte të patretshëm të cilat janë ose konglomerate reziduale, kuarcitet, brekçet etj. dhe gjithashtu vendburimet detritik (aluvial) siç janë: *ari (floriri), platini, gurët e çmuar, mineralet e rralla* etj. Konglomeratet reziduale të cilat formohen nga tjetërsimi kimik shkaktojnë lindjen e vendburimeve siç janë: *Fe, Al, Ni, Cr, Pb, kaolini, lateriti* etj. Dhe gjithashtu rezidualet (mbetjet) që çlirohen nga dezintegrimi (thërrmimi) kimik çon në lindjen e mineraleve siç janë: *ari, platini, gurët e çmuar, mineralet e rralla*.

Në këtë mënyrë, gjatë procesit të depozitimit të shkëmbinjve sedimentarë fragmentet e thërrmuara (copat e shkëputura) transportohen nëpërmjet ujit, ajrit ose akullit para se ato të depozitohen dhe transformohen (shndërrohen). Sedimentet transformohen (shndërrohen) në shkëmbinj nga çimentimi i tyre, zakonisht nga oksidet e kalcitit, silicit ose hekurit të cilat të cilat i ngjeshin (lidhin) fragmentet së bashku në një tërësi kompakte. Shkëmbinj të sedimentarë përgjithësisht shfaqen më shtresat ose shtresimet (stratifikimet) të cilat luhaten për nga trashësia nga disa centimetra deri më qindra metra. Tekstura e tyre luhatet nga shumë kokërrimët deri shumë kokërrmadhe. Ngjyrat përfshijnë të kuqërremtën, kafe, gri, rozë, e zezë, e gjelbër dhe vjollcë.

2.1.3 Shkëmbinjtë Metamorfikë

Përveç, asaj që u tha më sipër mbi cilido depozitim (vendburim) i mineraleve parësore ose dytësore mund t'i nënshtrohet trysnisë së madhe, nxehtësisë dhe alterimit (tjetërsimit) kimik që prodhon metamorfizmin regjional i cili rezulton me shfaqjen e shkëmbinjve metamorfikë siç janë: *gneiset rreshpet kristalore*, *mermerët*, *serpentinitet*, *kuarcitet*, *rreshpet argjilore* etj. dhe vendburimet metamorfike të mineraleve siç janë: *granitet*, *andaluziti*, *grafiti*, *korundi jo i pastër*, *talku*, *rreshpet kristalore*, *zinku*, *rreshpet e talkut*, *mangani* etj. Metamorfizmi gjithashtu shfaqet në zonat e sforcimit siç është prishja dhe rrudhosja (shkëputjet tektonike dhe formimi i rrudhave), apo më zonat e pllakave tektonike siç është përplasia e korës kontinentale më korën kontinentale. Karakteristika kryesore e ndryshimeve metamorfike është që ato shfaqen kur shkëmbi është i fortë .

Kokrrizat minerare të cilat formojnë fazën e ngurtë të grumbullimeve të dherave janë produkte të thërrmimit të shkëmbinjve. Madhësia e kokrrizave individuale ndryshon në një diapazon të gjerë. Shumica e vetive fizike të dheut diktohen nga madhësia (përmasat), forma dhe përbërja kimike e grimcave (kokrrizave). Për të kuptuar me mirë këta faktorë, duhet të familjarizohemi me llojet kryesore të shkëmbinjve të cilët formojnë koren e tokës, mineralet e shkëmbinjve të cilët formohen dhe proceset e thërrmimit apo tjetërsimit . Në mbështetje të mënyrës së tyre të origjinës, shkëmbinjtë mund të ndahen në tri lloje kryesore: magmatikë, sedimentarë dhe metamorfikë.

Figura 2.1. paraqet diagramin e ciklit të formimit të llojeve të ndryshme të shkëmbinjve dhe proceset që i sheqerojnë ata. Ky quhet cikli i krijimit (zhvillimit) të shkëmbinjve.

2.2. Struktura e dherave .karakteri trefazor i dherave

Dheu është material trefazor që përbëhet nga grimcat e ngurta (skeleti), uji dhe ajri. Sjellja mekanike e tij kryesisht varet nga përmasat e grimcave të ngurta dhe poreve e tij. Grimcat e ngurta formohen prej shkatërrimit ,thërrmimit dhe copëzimit fizike kimik të shkëmbinjve parësor . Prandaj, është me rëndësi të kemi disa kuptime të natyrës të shkëmbinjve dhe formacioneve të tyre.

Inxhinieria gjeoteknike merret me aspektet inxhinierike të dherave dhe shkëmbinjve, nganjëherë të njohur me emërtimin e përbashkët si gjeomateriale . Trualli është material shumë poroz, shumë heterogjen dhe akoma i panjohur plotësisht, me shumë të papritura e më shumë pikëpyetje për sa i përket sjelljes së tij. Sjellja e dherave është shumë e ndryshme nga ajo e trupave të ngurtë, apo elastik dhe për studimin e tyre jemi të detyruar të bëjmë shumë thjeshtime.

Kur dherat janë shumë porozë, lidhjet strukturore i kanë relativisht të vogla ose mungojnë fare (në tokat ranore) dhe uji ndikon shumë në sjelljen e tyre. Dherat e të gjitha llojeve e kanë prejardhjen nga formacionet shkëmbore.

Vetitë fizike të dherave përcaktohen nga mineralet të cilat i përbëjnë grimcat e dheut dhe nga shkëmbinjtë prej të cilëve janë formuar dherat.

Si produkt i thërrmimit të shkëmbinjve formohen grimcat e ngurta ose kokrrizat të cilat formojnë fazën e ngurtë të grumbullimit të dherave. Shumica e vetive fizike të dheut varen nga madhësia, forma dhe përbërja kimike e grimcave të ngurta të dheut. Vetitë fizike varen nga gjendja fizike e dheut të përbërë nga grimcat e ngurta (skeleti) dhe hapësirat ndërmjet tyre (poret) të cilat mund të përmbajnë ose jo ujë. Treguesit indeksorë bashkë me përbërjen granulometrike (kokrrizore) japin informacione shtesë për vetitë e dheut të cilat janë të lidhura me porozitetin dhe lagështinë e dheut. Me qëllim të përcaktimit më të lehtë të raporteve të fazave në dhera futet i ashtuquajtur i model i dheut me anën e të cilit vlerësohen nga ana sasiore marrëdhëniet njësi të vëllimeve dhe peshave apo masave, zakonisht për vëllim njësi 1m^3 . Simbolet, treguesit dhe shkurtesat këtu futen duke iu referuar normave Eurokod –EC7, për gjeoteknik, kryesisht me prejardhje nga gjuha angleze, prandaj, për shkak të mbajtjes mend më lehtë, futen edhe termat angleze për marrëdhëniet peshë-vëllim përkatëse.

Në Figurën 2.1(a) tregohet skema e elementit të dheut me vëllim V (nga anglishtja: *volume*) dhe peshë W (angl. *weight*) ashtu siç ekziston ai në gjendje natyrale. Për të trajtuar marrëdhëniet peshë-vëllim, duhet ta mendojmë elementin të ndarë në tri faza (dmth. *e ngurtë, e lëngët dhe e gazet ose e ajrit*) sikurse tregohet në Figurën 2.1(b). Në këtë mënyrë, vëllimi i përgjithshëm i mostrës së dhënë të dheut mund të shprehet si në vazhdim:

$$\mathbf{V} = \mathbf{V}_s + \mathbf{V}_v = \mathbf{V}_s + \mathbf{V}_w + \mathbf{V}_a \quad (2.1)$$

ku janë: \mathbf{V}_s = vëllimi i grimcave të ngurta (skeletit) të dheut (angl. *volume of soil solids*);

\mathbf{V}_v = vëllimi i poreve (angl. *volume of voids*);

\mathbf{V}_w = vëllimi i ujit në pore (angl. *volume of water in the voids*);

\mathbf{V}_a = vëllimi i ajrit në pore (angl. *volume of air in the voids*).

Duke pranuar që pesha e ajrit është e pa përfillshme, pesha e përgjithshme e mostrës së dheut mund të jepet nga shprehja:

$$\mathbf{W} = \mathbf{W}_s + \mathbf{W}_w \quad (\text{sepse } \mathbf{W}_a = 0) \quad (2.2)$$

ku : W_s =pesha e grimcave të ngurta te dheut (angl. *wieght of soil solids*);

W_w =pesha e ujit (angl. *weight of water*). ku : W_s =pesha e grimcave të ngurta te dheut (angl. *wieght of soil solids*);

W_w =pesha e ujit (angl. *weight of water*).

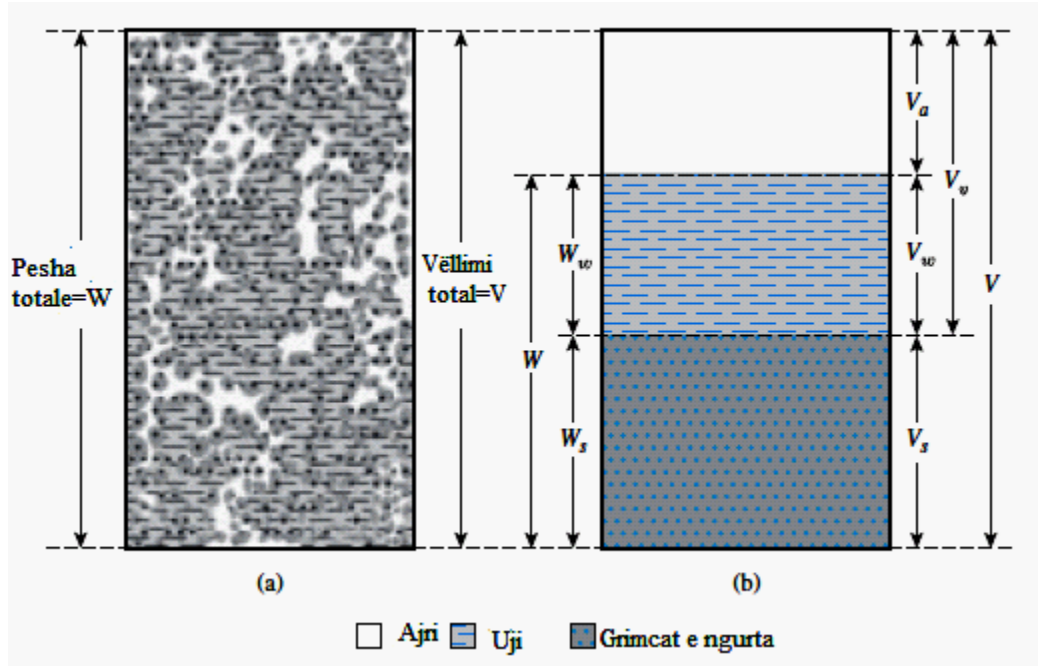


Figura 1. 8 (a)Elementi i dheut ne gjendje natyrale ; (b)tri fazat e elementit te dheut

Marrëdhëniet vëllimore (volume relationships) të cilat zakonisht përdoren për që të tri fazat në elementin e dheut janë :**koeficienti i porozitetit**(void ratio),(e) ,**poroziteti**(porosity),(n), dhe **shkalla e ngopëshmërisë** (degree of saturation),(S ose S_r) të cilat do të përkufizohen në vazhdim të këtij punimi. Ndërsa termat të cilat gjerësisht përdoren për të përshkruar **marrëdhëniet peshore**(weight relationships) janë :**lagështia**(moisture or water content),(ω) , **pesha vëllimore**(unit weight) (γ) dhe **dendësia** (density)(ρ). Këto dy të fundit mund të jenë tri llojesh pra :**Peshë vëllimore (dendësi) e njomë** (moist unit weight or density) (γ përkatësisht ρ) ,**peshë vëllimore e thatë** (dry unit weight) (γ_d gjegj. ρ_d) dhe **peshë vëllimore e ngopur** (saturated unit weight)(γ_{sat} gjegj. ρ_{sat})

Është bërë e ditur që ndikim shumë të madh në sjelljen e dherave ka sasia e ujit në dhera,madhësia dhe forma e grimcave të ngurta dhe renditja e grimcave të ngurta. Hapësira midis *grimcave të ngurta*(solids) i quajmë **porë**(*pore,pores*).Për sjelljen e dherave me rëndësi do të jenë dhe janë porët të mbushura me ujë plotësisht ose vetëm pjesërisht-kurse rrallë mund të flitet për dhe të thatë(truall të thatë).

Përbërësi i ngurtë i dheut është produkt i shkëmbinjve të prishur. Përbërësi i lëngshëm zakonisht është uji dhe përbërësi i gaztë zakonisht është ajri.

Në vazhdim japim përkufizimet e disa parametrave themelor të dherave të cilët përmbajnë kuptime të rëndësishme fizike. Këta parametra kryesor do të përdoren për të përafuar lidhjet që janë të dobishme në mekanikën e dherave.

- **Koeficienti i porozitetit** është raporti midis vëllimit të poreve dhe vëllimit të grimcave të ngurta(skeletit):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3)$$

Ky koeficient luhetet në kufijtë midis $e_{\min}=0,10$ dhe $e_{\max}=1,20$.

- **Poroziteti n** shprehet me relacionin:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.4)$$

Diapazoni i ndryshimit kryesisht është midis $n_{\min}=0,10$ dhe $n_{\max}=0,55$.

Vemi në dukje se poroziteti dhe koeficienti i porozitetit janë të ndërvarur, siç tregon marrëdhënia në vazhdim:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{V_v}{\frac{V}{n} - \frac{V_v}{n}} = \frac{n}{1-n} \quad (2.5)$$

Gjithashtu mund të përftohet lidhja reciproke:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.6)$$

- **Shkalla e ngopjes me ujë, S_r** , përkufizohet si:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.7)$$

Diapazoni i shkallës së ngopjes përcaktohet nga sasia e mbushjes së poreve me ujë dhe vlen :

$0 \leq S_r \leq 1$. Meqenëse S_r mat shkallën e mbushjes së poreve me ujë dhe shprehet në përqindje kemi : nëse $S_r=0\%$ -dheu është i tharë, nëse $S_r=100\%$ -dheu është plotësisht i ngopur (në këtë rast $V_v=V_w$), dhe nëse $0 \leq S_r \leq 100\%$ -dheu është pjesërisht i ngopur .

- **Lagështia** përfaqëson raportine peshës së ujit ndaj peshës së skeletit:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.7)$$

Përmbajtja e ujit në një motër dheu matet pa vështirësi në laboratorium duke peshuar kampionin e dheut fillimisht për të përcaktuar peshën e përgjithshme të saj, W . Pastaj mostra thahet në një furrë dhe peshohet për të gjetë W_s . Atëherë pesha e ujit llogaritet nga shprehja:

$$W_w = W - W_s$$

Për të gjet përmbajtjen e lagështisë (1.7) pjesëtohet thjesht W_w me W_s .

Parametër tjetër me vlerë është pesha specifike G_s , e cila përcaktohet si:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\gamma_w} \quad (2.8)$$

ku:

γ_s - është pesha e njësisë së vëllimit të skeletit dhe

γ_w - është pesha vëllimore njësi e ujit ($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$).

Vërejmë që pesha specifike përfaqëson peshën relative njësi (apo vëllimore) të grimcave të ngurta në lidhje me ujin. Vlerat tipike të G_s luhaten nga 2.65 për rërat deri në 2.75 për argjilat. Pesha njësi e dheut përkufizohet si:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.9)$$

dhe pesha njësi e thatë e dheut (dmth . kur $S_r = 0$) jepet si në vijim :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2.10)$$

(treguesi d vjen nga anglishtja „dry”)

Pesha vëllimore mund të lidhet me madhësitë tjera njësi në këtë mënyrë :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s + \omega \cdot W_s}{V} = \frac{W_s(1 + \omega)}{V} = \gamma_d(1 + \omega)$$

ose
$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad (2.11)$$

Le të supozojmë se vëllimi i skeletit V_s në Figurën 2.1(b) është i barabartë me 1 njësi (dmth. 1 m^3). Zëvendësohet $V_s = 1$ në ekuacionin (2.3) që të merret:

$$\mathbf{e} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} \Rightarrow \mathbf{V}_v = \mathbf{e} \quad (2.12)$$

si rrjedhim,

$$\mathbf{V} = \mathbf{V}_s + \mathbf{V}_v = \mathbf{1} + \mathbf{e} \quad (2.13)$$

Duke zëvendësuar $V_s=1$ në (1.8) marrim:

$$\mathbf{G}_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\frac{W_w}{V_w}} = \frac{\frac{W_s}{1}}{\frac{W_w}{\gamma_w}} \Rightarrow W_s = \gamma_w \cdot \mathbf{G}_s \quad (2.14)$$

Zëvendësohet (1.14) në (1.7) për të marrë:

$$\mathbf{W}_w = \omega \cdot \mathbf{W}_s = \omega \cdot \gamma_w \cdot \mathbf{G}_s \quad (2.15)$$

Përfundimisht, zëvendësojmë (2.13), (2.14) dhe (2.15) në (2.9) dhe (2.10) përftojmë:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{\gamma_w \cdot G_s + \omega \cdot \gamma_w \cdot G_s}{1 + e} = \frac{\gamma_w \cdot G_s \cdot (1 + \omega)}{1 + e} \quad (2.16)$$

dhe

$$\gamma = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma_w \cdot G}{1 + e} \quad (2.17)$$

Një marrëdhënie tjetër me interesantë mund të merret nga (1.5):

$$\mathbf{S} = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\frac{W_w}{\gamma_w}}{\frac{W_v}{V_v}} = \frac{\omega \cdot \gamma_w \cdot \frac{G_s}{\gamma_w}}{e} = \frac{\omega \cdot G_s}{e} \Rightarrow e \cdot \mathbf{S} = \omega \cdot G_s \quad (2.18)$$

Barazimi (1.18) është i dobishëm për vlerësimin e koeficientit të porozitetit të dherave të ngopura me uji bazuar në përmbajtjen e lagështisë së tij. Për llojin e dheut të ngopur plotësisht $S=1$ dhe vlerë G_s e cila mund të pranohet $G_s=2.65$ për rërën dhe $G_s=2.75$ për argjilë. Përmbajtja e lagështisë mund të përftohet nga një provë e thjeshtë laboratorike e realizuar me një kampion të marruar nga terreni. Një koeficient i përafërt in situ i porozitetit si:

$$e = \omega \cdot G_s \approx (2.65 \div 2.75) \omega.$$

Për një lloj dheu plotësisht të ngopur, kemi:

$$e = \omega \cdot G_s \Rightarrow G_s = \frac{e}{\omega}$$

Duke zëvendësuar këtë në (2.16), përftojmë shprehjen që pason për peshën njësi të ngopur:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_w \cdot G_s \cdot (1 + \omega)}{1 + e} = \frac{\gamma_w \cdot (G_s + \omega \cdot G_s)}{1 + e} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e} \quad (2.18)$$

2.3. Sforcimet dhe deformimet ,Modelet e sjelljes së Elementit të dheut

Shpërndarja e sforcimeve në tokë para dhe pas vendosjes së objekteve inxhinierike në të, ka një rëndësi shumë të madhe sepse nëse nuk njohim ligjin si zhvillohen këto sforcime në mjedisin poroz nuk mund të zgjidhim problemet e rëndësishme të mëposhtme:

- ▶ *Të llogarisim deformimet e mjedisit poroz,*
- ▶ *Të përcaktojmë mënyrën si zhvillohen këto deformime gjatë kohës,*
- ▶ *Të llogarisim qëndrueshmërinë e pikave të ndryshme të bazamentit.*

Për të përcaktuar sforcimet që lindin në një mjedis poroz kur në të vepron një ngarkesë e jashtme do të supozojmë se:

- ▶ **Dheu është një trup i deformueshëm në mënyrë lineare** - Kjo do të thotë se ndërmjet sforcimeve e deformimeve ka një marrëdhënie lineare (për një fazë fillestare ngarkimi), por deformimet nuk janë të thyeshme. P.sh. me rastin e lakores së ngjeshjes shihet se lakorja e ngjeshjes është e ndryshme nga lakorja e mbufatjes .
- ▶ **Dherat pësojnë deformime mbetëse shumë të theksuara** - Dherat nuk kanë sjellje elastike, deformimet që pësojnë janë kryesisht mbetëse, të pakthyeshme sepse lidhen me zvogëlimin e porozitetit të tyre dhe jo me deformimin e skeletit të ajrit apo të gazit.
- ▶ **Dherat nuk janë trupa homogjenë, elastikë dhe as izotropikë,**
- ▶ **Sforcimet lindin në tokë pas një kohe të veprimit të ngarkesës** - Presioni që transmeton themeli në tokë shkakton në çdo pikë të masivit poroz një sforcim shtypës. Ky sforcim lind pas një kohe të veprimit të presionit, pra do të duhet aq kohë sa që ky presion ti transmetohet skeletit, ose aq kohë sa presioni neutral ose P_u të shuhet plotësisht. Me fjalë të tjera sforcimet që lindin në tokë ($\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) nga veprimi i presionit të jashtëm ose i ngarkesës së jashtme janë sforcimet efektive pra sforcimet në skelet.
- ▶ **Gjendja e sforcuar fillestare** - Para veprimit të ngarkesës së jashtme në tokë egzistojnë sforcime fillestare që shkaktohen nga pesha e masivit (γ) dhe nga prania e lidhjeve strukturore "P_{str}". Pra gjendja e sforcuar fillestare në një pikë të masivit në thellësinë "z" nga sipërfaqja do të jetë:

$$\sigma_f = \gamma \cdot z + P_{\text{str}}$$

ku:

P_{str} - është presioni nga lidhjet strukturore që e nxjerrin nga ligji i tretë ose i parë i mekanikës së dherave.

$$P_{str} = C \cdot \cot \varphi$$

ose madje nga lakorja e kompresionit.

- **Moduli i deformimit të përgjithshëm** - Në mjedisin poroz kemi pranuar për një fazë fillestare të ngarkimit që është:

$$\lambda_z = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Por me ndryshimin që nuk është modul elasticiteti vetitë elastike e sidomos plastikës së këtij mjedisi. Nga ana tjetër ky modul është një madhësi e ndryshueshmërisë për një lloj të mjedisit poroz dhe varet nga shkalla e ngarkimit.

Sforcimet në tokë varen nga:

- ▶ *gjendja e sforcuar që krijohet në tokë* (vëllimore apo plane)
- ▶ *madhësia e ngarkesës "N"* (për problemin hapësinor) dhe e *presionit "P"* (për probleme hapsinore dhe plane).
- ▶ *Pozicioni i pikës në lidhje me ngarkesën "N" ose sipërfaqen e ngarkuar "P"*

Kështu **sforcimet shtypëse** që janë ato që përdoren shumë në praktikën inxhinierike mund të llogariten nga formulat në vazhdim :

$$\sigma_z = \frac{K \cdot N}{z^2}, \sigma_{z0} = K_0 \cdot P, \sigma_{zc} = K_C \cdot P, \sigma_{1,2} = \frac{P}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha)$$

Koeficienti K, K₀, K_C dhe këndi i shikimit (α) marrin parasysh pozicionin e pikës por nuk marrin parasysh faktorët e mëposhtëm:

- *Llojin e dheut ku është mbështetur themeli,*
- *Gjendjen e dheut nga pikëpamja e lagështisë,*
- *Shtangësinë e themelit. Deri më tani sforcimet e kontaktit janë (për K₀=1 dhe K_C=0.25 për z=0) janë maksimale nën qendrën e themelit dhe sa një e katërta e tyre në skajet e themelit.*

Dherat si trupa poroz deformohen kryesisht për shkak të ndryshimit të porozitetit të tyre. Kjo pjesë e deformimit është ajo që zotëron me dherat. Një pjesë tjetër është për shkak të deformimit të elementeve përbërëse të dheut, pra të *skeletit, të ujit membranor ose të gazit të mbyllur në poret e tokës*. Kjo pjesë e deformimit zë një përqindje të ulët në vlerën e përgjithshme të deformimit të tokës.

Llojet e deformimeve që pëson dheu janë:

- ❖ **Deformimet elastike (të kthyeshme)** - këto janë për shkak të elasticitetit të skeletit, të ujit të lidhur e të gazit të mbyllur. Ato shkaktohen nga ngarkesat që veprojnë për një kohë të shkurtë ose nga ngarkesat dinamike.
- ❖ **Deformimet mbetëse** - Këto janë për shkak të zvogëlimit të porozitetit nga vlera V₁ në V₂ ose nga vlera n₁ në n₂ Ato shkaktohen nga veprimi i ngarkesave të përhershme të cilat veprojnë në mënyrë statike në tokë.

- ❖ **Deformimet mbetëse të shkaktuara nga rrëshqitjet lokale** - Këto janë zakonisht deformime që shkaktohen nga mjetet e lëvizshme si gjurma që lënë rrotat e karrocës, të automjetit në rrugën e fshatit të pa asfaltuar. Dheu shtyhet anash rrotave për shkak të rrëshqitjeve lokale.

Disa faktorë e rrisin aftësinë e tokës për tu deformuar nën veprimin e ngarkesave të jashtme. Duke supozuar se dheu është një mjedis homogjen e izotrop shpejtësia e filtrimit në të tre drejtimet kryesore rezulton e njëjtë dhe e barabartë d.m.th. filtrueshmëria e masivit është e njëjtë në tre drejtimet.

Deformimet e shkaktuara nga rrëshqitja janë rezultat i reagimit të dherave në ngarkim statik. Ky reagim jepet nëpërmjet parametrave gjeomekanikë të dherave të cilët përcaktohen në laboratorë dhe me prova në terren. Për përcaktimin e sjelljes së dherave është mënyra e ngarkimit të kamionit që duhet ti afrohet sa më shumë realitetit. Kështu sipas mënyrës së ngarkimit mund të kemi tre ose më shumë lloje lakoresh . Ligji i sjelljes së dherave dhe formulohet mbi bazën e të dhënave eksperimentale dhe kushtet e ngarkimit e të eksperimentimit i afrohen gjithnjë e më shumë realitetit. Kështu nëse kemi një shtresë dhe në një mbushje të gjerë për të gjykuar për deformimet e saj do të referohemi lakores B. Për veprime të ngarkimit statik mononton triaksial bëhet provat me ose pa drenim dhe me cikle ngarkim-shkarkimi të një pas njëshme në bazë të cilave bëhet formulimi i sjelljes së dheut në ngarkim ciklik për të përcaktuar parametrat gjeomekanik (rezistues) të dherave. Pra, elementi i dheut i nënshtrohet një seri ngarkimesh ciklike. Sjellja visko-elastike lineare shprehet me ekuacionin që jep marrëdhënien $\sigma - \epsilon$ (**sforimi-deformim**).

Dheu në gjendjen e dhënë të sforcuar ka aftësinë për rrëshqitje (deformim). Zakonisht për të vlerësuar qëndrueshmërinë e dheut bashkohen me disa parametra të thjeshtë që parashikojnë qëndrueshmërinë e formacioneve të dherave pra për të vlerësuar riskun e rrëshqitjes nevojiten një seri të dhënash si:

- *Të dhënat gjeologjike që japin ndërtimin gjeologjikë të zonës,*
- *Moshën e formacioneve gjeologjike,*
- *Ndryshimin e karakteristikave me kalimin e kohës,*
- *Të dhënat gjeoteknike për karakteristikat fiziko-mekanike të shtresave sipërfaqësore dhe ligjin e sjelljes së tyre nën veprimin elastik (si lëngëzimi, zvogëlimin e ϕ dhe c, zgjerimin, rrjedhjen etj).*
- *Të dhënat për llojin e çarjes, efekti i drejtimit të çarjes (prishjes)*
- *Të dhënat për kategorinë e truallit, për kohezionin dhe këndin e fërkimit të brendshëm,*
- *Të dhënat për prirjen apo aftësinë e dheut për shkatërrim (thyerje) etj.*

Problemi është si të përfshihen këto të dhëna (kushte) në modelin llogaritës dhe në koordinim me faktorët e më sipërm të japin zgjedhje sa më reale.

Së fundi gjithë këto të dhëna përpunohen me shumë kujdes nga ana statistikore dhe jepen parametra të tillë në përputhje me kompensimin mes sigurisë dhe ekonomisë.

Vlen të përmendim që qëndrueshmëria shumë varet nga karakteristikat fiziko-mekanike të dherave, trashësia e shtresave sipërfaqësore dhe niveli i ujërave në këto shtresa, gjendja fizike e depozitimeve të shkruftë. Për të studiuar fenomenin e rrëshqitjes duhet të njohim **sjelljen e dherave në veprime ciklike** dhe faktorët që ndikojnë në këtë sjellje.

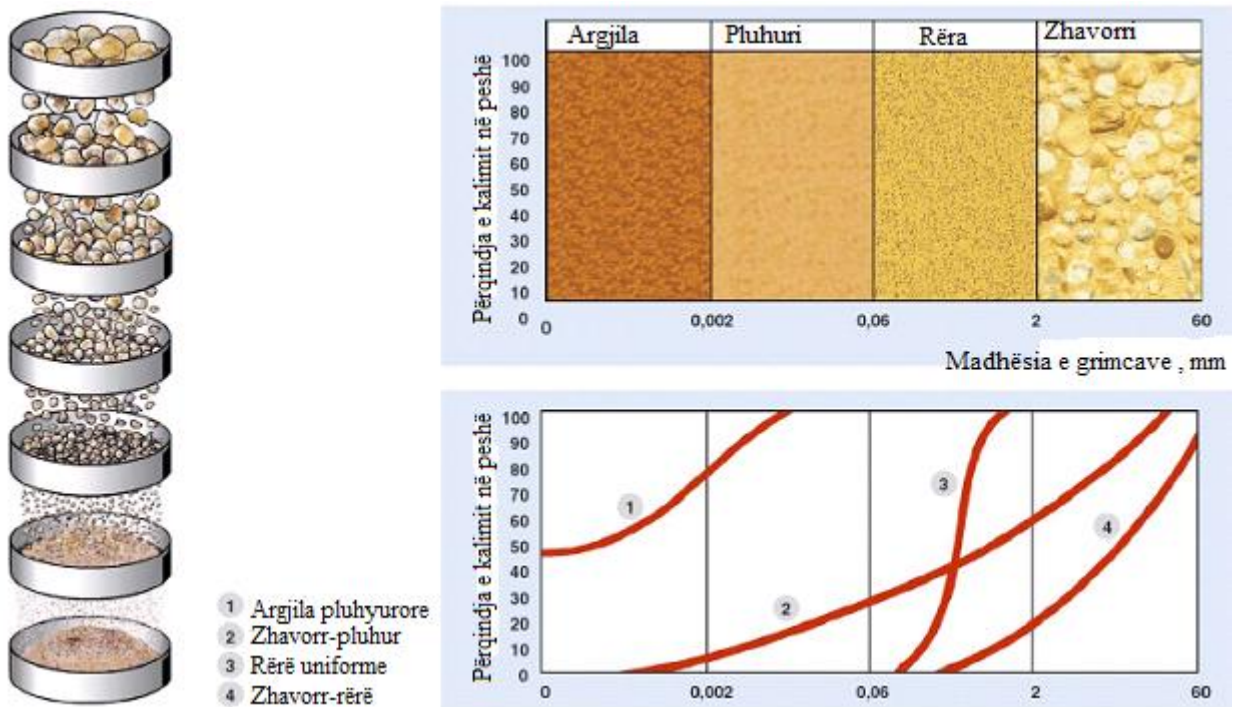


Figura 3. 10 Llojet e dherave sipas madhësisë së kokrrizave

Për ngjeshjen e dherave kokërrimët ,të lidhur apo koherent vendimtar janë faktorët ndikues që pasojnë :Përmbajtja e ujit , plasticiteti dhe përbërja e kokrrizave (Figurat 3.19 dhe 3.11)

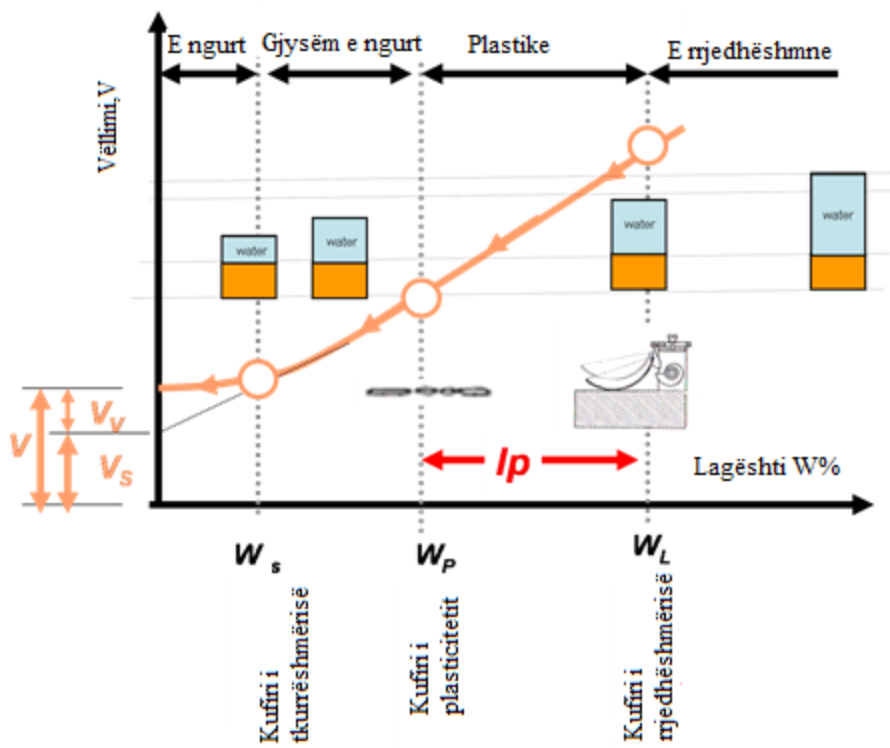


Figure 3.11 Interpretimi i kufijve të konsistencës (Mecsi, 2009)

KAPITULLI-3-

SFORCIMET IN-SITU TË DHERAVE

(Anglisht **In situ** ka kuptimin: *në vendin e formimit të dheut, në vendin e sedimentimit natyror, apo në vendin e sedimentimit origjinal*)

3.1 .Hyje e përgjithshme

Është evidente se dherat janë sisteme shumëfazore . Në vëllimin e caktuar te dheut ,grimcat e ngurta shpërndahen në mënyrë të rastësishme kurse midis tyre mbeten hapësirat boshe te quajtura pore. Hapësirat e poreve janë te vazhdueshme dhe të mbushura me ujë ose me ajër ose me qe te dy këto. Për te analizuar dhe zgjidhur problemet gjeoteknike siç janë :ngjeshmëria e dherave ,aftësia mbajtëse e themeleve ,qëndrueshmëria e digave dhe trysnia anësore mbi strukturat mbajtëse te ndërтуara prej dherash ,nevojitet qe te njihet shpërndarja e sforcimeve përgjatë gjithë prerjes tërthore te caktuar dheut .Prandaj objektivi kryesor i këtij seminari do te jete pikërisht ky problem . Me analize do te fillojmë duke e menduar dheun e ngopur me ujë dhe pa kurrfarë filtrimi pastaj do te analizohen sforcimet ne dhera te ngopur me filtrim nga poshtë lart dhe nga lart poshtë .

3.2. Sforcimet in situ në tokë

Ne çdo pike ne koren e tokës nen sipërfaqen e tokës shfaqen sforcimet te shkaktuara nga ushtrimi i peshës vetjake te mbishtresave te vendosura mbi te. Sforcimet e tilla ne toke te cilat janë rezultat i ushtrimit te peshës vetjake te gjeomateriale (dherave dhe shkëmbinjve) te përfshira ne mbishtresa mbi horizontin i quajmë sforcime gjeostatike. forcimet ne toke lindin edhe me realizimin e objekteve gjeoteknike ose shkarkimin me ane te gërmimit ne thellësi poshtë vendosjes se objektit. Sforcimi është forca e brendshme ne njësi te sipërfaqes ne te cilën vepron.

Uji ne toke gjendet i vendosur ne pore. Mund ti mbush ato plotësisht ose pjesërisht. Kur uji i mbush plotësisht poret themi se dheu është i *ngopur me ujë*,ndërsa kur ai nuk i mbush plotësisht poret themi se dheu është *pjesërisht i ngopur* .Mekanika e dherave ne nivel elementar kryesisht merret me dhera plotësisht te thare ose plotësisht te ngopur. Vetëm komponentja efektive e

sforcimit total përballohet nga matriksi shkëmbor. Forcat e jashtme të ushtruara mbi masivin gjeomaterial poroz veprojnë mbi apo midis grimcave. Në çdo pikë të kufirit të një grimce do të kemi ca forca të ushtruara ose nga grimca fqinje ose nga fluidi i poreve fqinje. Shkëmbi apo dheu do të kundërveprojnë në mënyra të ndryshme për shkak të ndikimit të pranisë së presionit të poreve.

Poret ndërmjet grimcave të imta të masivit poroz përbejnë një hapësirë shumë të shpërndarë. Që të lëvizë uji nëpër poret e dheut duhet të ekzistojë një diferencë presionesh. Sjellja mekanike e gjeomaterialit varet nga sforcimet fillestare: Peshë vetjake, forca shtytëse, forca e trysnisë së rrymimit etj. Sforcimet kryesore në një element të dheut janë: Sforcimi vertikal $\sigma_v = \gamma \times z$ dhe horizontal $\sigma_h = K \times \sigma_v$. Në tokat e thara sforcimi transmetohet ndërmjet grimcave të ngurta dhe ujit. Për sjelljen mekanike të dherave rëndësi kanë sforcimet të cilat transmetohen nëpërmjet grimcave të ngurta të cilat shënohen me σ dhe themi se sforcimi efektiv është ajo pjesë e sforcimit total e cila transmetohet nëpërmjet skeletit të dherave. Sforcimet efektive kanë rëndësi për problemet praktike gjeometrike sepse uljet (deformimet) dhe qëndrueshmëria e shpateve dhe themeleve varen nga këto sforcime. Duhet theksuar se grimcat e ngurta dhe poret midis tyre i transmetojnë ngarkesat në mënyra të ndryshme dhe në forma të ndryshme marrin pjesë në deformim, për këto arsye dallohet pjesa e sforcimeve në toke të cilën e transmeton toka ose një element i saj i quajmë *sforcime të përgjithshme* ose totale, kurse sforcimet të cilat i transmeton uji i quajmë *trysni të ujit në pore* ose *sforcime neutrale*. Diferenca midis sforcimit total dhe trysnisë së ujit në pore quhet sforcim efektiv. Sforcimi efektiv normal në çdo pikë dhe rrafsh të masivit shkëmbor poroz është: $\sigma' = \sigma - u$. Duke qenë se uji nuk mund të transmetojë sforcime prerëse (kur uji është në një gjendje qetësie apo rrymim të ngadalshëm) rezultojnë sforcimi prerës efektiv τ' në çdo pikë dhe rrafsh është i barabartë me sforcimin total prerës τ pra: $\tau = \tau'$.

Sforcimi efektiv në toke nuk mund të matet drejtpërdrejt, do të thotë është madhësi e nxjerr. Pra mund të matet vetëm sforcimi i përgjithshëm në toke σ dhe trusnia e ujit në pore u .

Kur masa e dheut i nënshtrohet ushtrimit të forcave të jashtme gjendja e ekuilibrit prishet dhe sforcimet efektive po edhe trysnitë porore ndryshojnë nga vlerat e tyre nga ngjeshja kështu krijohet e ashtu quajtura trysni porore e tepërt ose mbitrysnia e cila shpërndahet varësisht nga kushtet e drenimit dhe përshkueshmëria e dheut.

3.3 Sforcimet në dhera të ngopur pa filtrim

Figura 1 tregon shtyllën e masës së dheut pa filtrim të ujit në kurrfarë drejtimi. Sforcimi i përgjithshëm në nivel të pikës A mund të gjendet nga pesha njësi e ngopur e dheut dhe pesha njësi e ujit mbi të. Kështu,

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma \quad (3.1)$$

ku: σ = sforcimi total në nivel të p_i

γ_w = pesha njësi (vëllimore) e dheut

γ_{sat} = pesha njësi e dheut

H = lartësia e nivelit të ujit tokësor nga pjesa e sipërme e shtylle së dheut

H_A = largësia ndërmjet pikës A dhe nivelit të ujit nëntokësor.

Sforcimi total, σ , i dhënë me ekuacionin (3.1) mund të ndahet në dy pjesë:

1. Pjesën e cila mbahet nga uji i vendosur në hapësirat e poreve të vazhdueshme. Kjo pjesë vepron me intensitet të njëjtë në të gjitha drejtimet.
2. Pjesa tjetër e sforcimit total mbahet nga grimcat e ngurta në pikat e tyre të kontaktit. Shuma e komponentëve vertikale të forcave që krijohen në pikat e kontaktit të grimcave të ngurta për njësi të sipërfaqes të prerjes tërthore të masës së dheut quhet **sforcim efektiv**.

Kjo gjë mund të shihet duke hequr vijën e valëzuar, a-a, të hequr nëpër pikën A e cila kalon vetëm nëpër pikat e kontaktit të grimcave të ngurta. Le të jenë $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ forcat të cilat veprojnë në pikat e kontaktit të grimcave të ngurta (Figura 3.1.b). Shuma e komponentëve të të gjitha forcave mbi sipërfaqen e prerjes tërthore është e barabartë me sforcimin efektiv, σ' , apo:

$$\sigma = \frac{P_{1(c)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \dots + P_{n(n)}}{\bar{A}} \quad (3.2)$$

ku $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, \dots, P_{n(v)}$ janë respektivisht komponentët vertikale të $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ dhe \bar{A} është sipërfaqja e prerjes tërthore të masës së dheut e cila merret në shqyrtim.

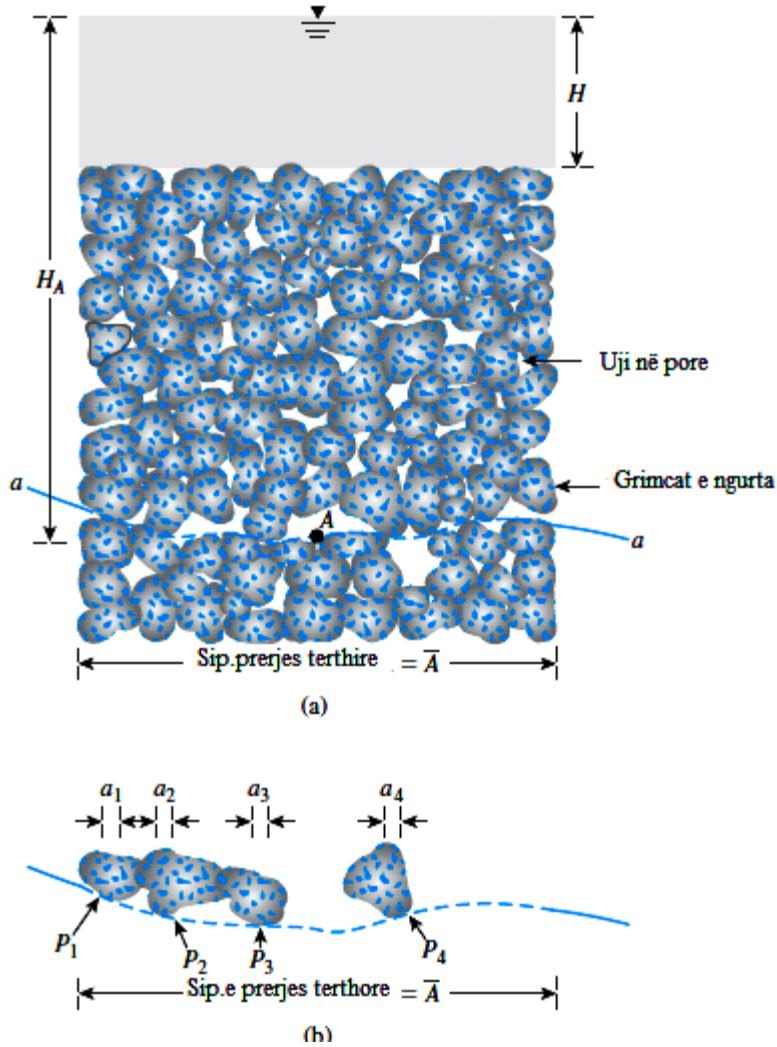


Figura 3.1 (a) Sforcimi efektiv i shqyrtuar për shtyllën e dheut të ngopur pa filtrim ; (b) forcat që veprojnë në pikat e kontaktit të grimcave të ngurta në nivel të pikës A

Serish , në qoftë se a_s është sipërfaqja e prerjes tërthore që zihet nga kontaktet grimcë e ngurtë – me – grimcë të ngurtë (dmth, $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n$) , atëherë hapësira e zënë nga uji është e barabartë me $(\bar{A} - a_s)$. Kështu , mund të shkruhet :

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a'_s) \quad (3.3)$$

ku $u = H_A \gamma_w = \text{trysnia e ujit ne pore (dmth .trysnia hidrostatike në vendin A)}$

$a'_s = a_s \sqrt{A}$ pjesa e sipërfaqes njësi te prerjes tërthore te masës se dheut (mostrës) që pushtohet nga kontaktet grimcë –me –grimcë.

Vlera e a'_s është jashtëzakonisht e vogël dhe mund të shpërfillet për diapazonin e trysnive te cilat përgjithësisht hasen në problemet teknike. Kështu ,Ekuacioni (3.3) mund te përafrohet me shprehjen :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.4)$$

ku u gjithashtu quhet **sforcim neutral**. Zëvendësimi i Ek (1) për σ ne Ek. (3.4) jep :

$$\begin{aligned} \sigma' &= [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A \gamma_w \\ &= (H_A - H) (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{Lartësia e shtyllës se dheut}) \times \gamma \end{aligned} \quad (3.5)$$

ku $\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$ është e barabarte me peshën njësi te dheut te përmbytur . Ne këtë mënyrë mund te shihet se sforcimi efektiv ne cilëndo pike A është i pavarur nga thellësia e ujit ,H,sipër dheut te përmbytur .

Figura 3.2 (a) paraqet shtresën e dheut te përmbytur ne ene ku nuk ekziston filtrim. Figura 3.2(b) deri ne 3.2(d) paraqesin diagramet e ndryshimeve ,respektivisht, të sforcimit total ,trysnisë së ujit në pore dhe sforcimit efektiv ne vartësi te thellësisë për shtresën e përmbytur te dheut te vendosur ne enën ne te cilën nuk ka filtrim te ujit .

Parimi i sforcimit efektiv [Ek.(3.4)] është shtjelluat se pari nga Terzaghi (1925 ,1936).Skempton (1960) e ka zgjeruar punën e Terzaghi dhe ka propozuar marrëdhënien ndërmjet sforcimit total dhe efektiv ne trajtën e Ek. (3.3) . Në Ek. (3.2),sforcimi efektiv , σ' ,përkufizohet si shume e komponentëve te te gjitha forcave te kontaktit ndërgrimcor (intergranular) mbi sipërfaqen njësi te prerjes tërthore bruto (te përgjithshme) .Ky përkufizim është përgjithësisht i vërtet për dherat kokrrizore ,megjithatë,për dherat e kokrrizë imët .kontakti

ndërgimcor mund të mos ekzistojë fizikisht ,për shkak se grimcat e argjilave rrethohen nga cipa e holle e ujit fort e shtrënguar

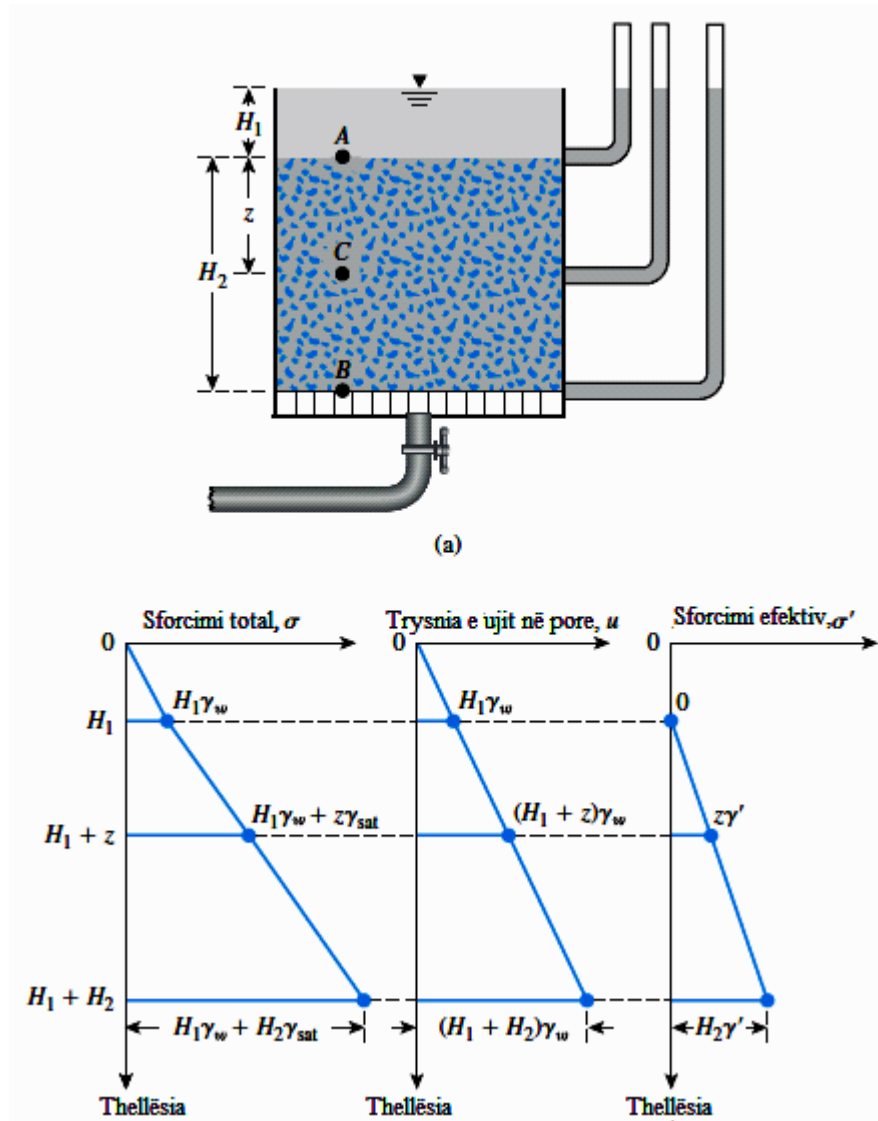


Figura 3.2 .(a) Shtresa e dheut ne ene ne te cilën nuk ka filtrim ;Ndryshimi i (b) sforcimit total ,(c) trysnisë se ujit ne pore ,dhe (d)sforcimit efektiv ne vartësi te thellësisë për shtresën e përmbytur ne ujë te dheut ne kushte ku nuk ka filtrim

Ek.(3.3)mund të rishkruhet si ne vazhdim :

$$\sigma = \sigma_{ig} + u(1 - a_s) - A' + R' \quad (3.6)$$

ku σ_{ig} =sforcimi ndërgrimcor (angl.intergranular stress)

A' = forca e tërheqjes elektrike për njësi të sipërfaqes të prerjes tërthore të dheut

R' = forca refuzuese elektrike për njësi të sipërfaqes së prerjes tërthore të dheut.

Për dherat kokrrizore „pluhurat dhe argjilat me plasticitet të ulët ,madhësitë e A dhe R janë të vogla .Prandaj për të gjitha qëllimet praktike merret :

$$\sigma_{ig} = \sigma' \approx \sigma - u$$

Megjithatë ,në qofte së diferenca $A' - R'$ është e madhe ,atëherë $\sigma_{ig} \neq \sigma'$. Situatat e tilla mund të hasen në argjilat e dispersuar e me plasticitet të lartë . Në të kaluarën janë bërë shumë interpretime për bërë dallimin midis sforcimit ndëgrimcor dhe sforcimit efektiv. Në çdo rast ,parimi i sforcimit efektiv është përaftrim i shkëlqyer i cili përdoret në zgjidhjen e problemeve inxhinierike.

SHEMBULLI 3.1:Të paraqiten grafikisht shpërndarjet e sforcimit total, trysnisë së ujit në pore dhe sforcimit efektiv për shtresën e dheut me trashësi 4.5 m , të treguar në figure. Niveli i ujit nëntokësorë ndodhet 1.5m nën sipërfaqen e tokës. Dheu ka peshën njësi të thate 7kN/m dhe peshën njësi të ngopur 19kN/m .

Zgjidhje : Vlerat e sforcimeve totale, neutrale dhe efektive jepen në Tabelën 3.3.

Tabela 3.3. Vlerat e sforcimeve totale, neutrale dhe efektive

z(m)	σ (kPa)	U(kPa)	σ' (kPa)
0	0	0	0
1,5	1,5(17)=25,5	0	25,5-0=25,5
4,5	25,5+3(19)=82,5	3(9,81)=29,43	82,5-29,43=53,07

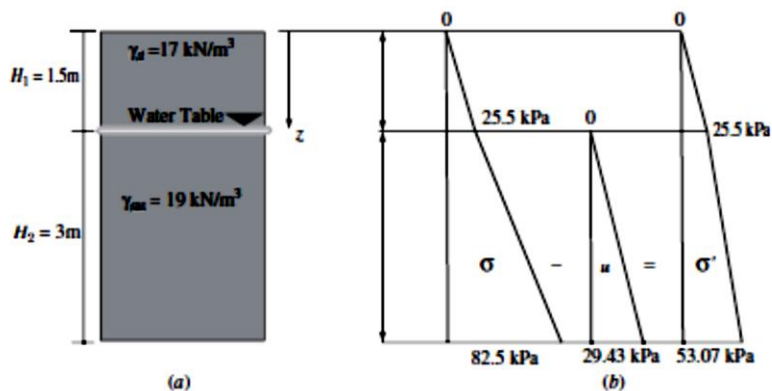


Figura 3.3 Profili i dheut për ushtrimin 3.1

SHEMBULLI 2 : Një profil dherash është treguar si me poshtë : te llogaritet sforcimi total, trysnia e ujit ne pore dhe sforcimi efektiv ne pikat : A,B,C .

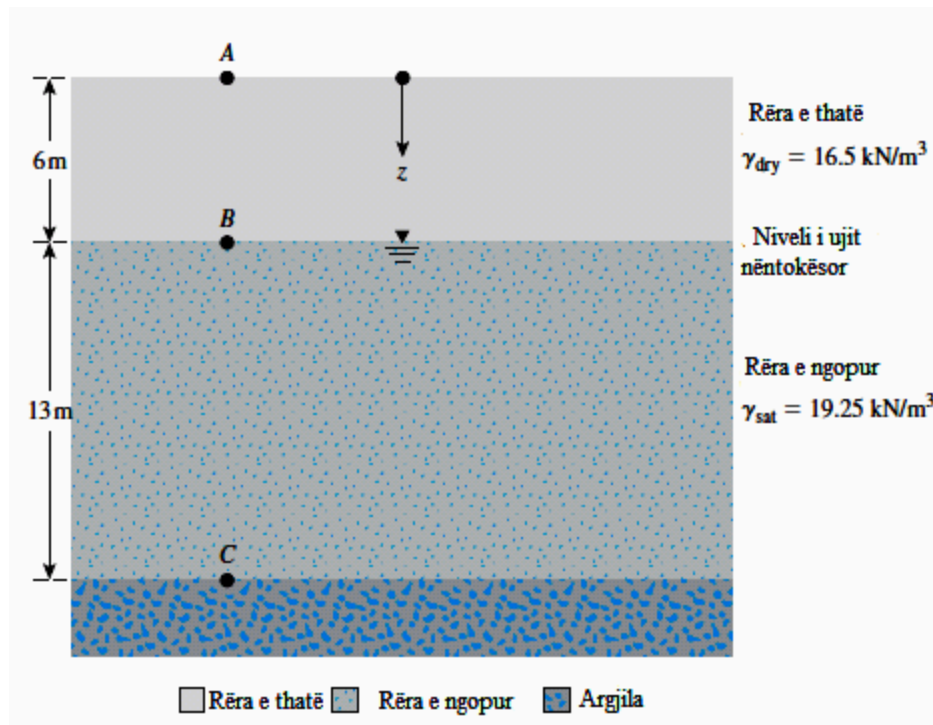


Figura 3.4. Profili i dheut për Shembullin 3.2

Zgjidhje Sforcimet ne pikën A:

$$\text{Sforcimi total : } \sigma_A = 0$$

$$\text{Sforcimi neutral : } u_A = 0$$

$$\text{Sforcimi efektiv : } \sigma'_A = 0$$

Sforcimi ne pikën B:

$$\sigma_B = 6 \gamma_{\text{thatë(rërës)}} = 6 \times 16,5 = 99 \text{ kPa}$$

$$u_B = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_B = 99 - 0 = 99 \text{ kPa}$$

Sforcimi ne pikën C:

$$\sigma_c = 6 \times \gamma_{\text{thatë (rerës)}} + 13 \gamma_{\text{sat(argjilës)}} = 6 \times 16,5 + 13 \times 19,25 = 99 + 250,25 = 349,25 \text{ kPa}$$

$$u_c = 13 \times \gamma_w = 13 \times 9,81 = 127, \quad \sigma'_c = 349,25 - 127,53 = 221,72 \text{ kPa}$$

3.4 Sforcimet ne dheun e ngopur me filtrim nga poshtë lart

Në qoftë së uji është në rrjedhje e sipër atëherë sforcimi efektiv ne çdo pikë në masën e dheut do te ndryshoj nga ai ne rastin statik . Ai do te zvogëlohet ose do te rritet ,varësisht nga drejtimi i filtrimit . Figura 4(a) tregon shteruesen e dheut kokrrizor ne ene ku filtrimi nga poshtë lart shkaktohet duke shuar ujin nëpërmjet valvolës në fund të enës . Shpejtësia e furnizimit me ujë mbahet konstante .Humbja e trysnisë që shkaktohet nga filtrimi nga poshtë lart ndërmjet niveleve të pikave A dhe B është h .

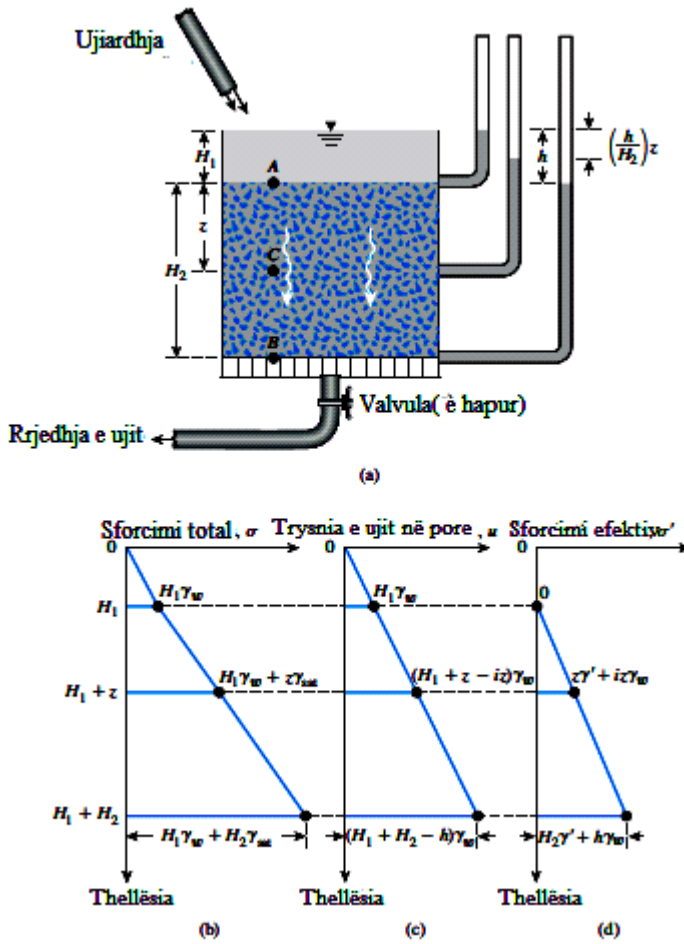


Figura 3.5 (a) Shtresa e dheut në enën me filtrim nga poshtë lart .Variacioni i (b) sforcimit total ;(c)trysnisë së ujit në pore ;dhe sforcimi e efektiv në vartësi nga thellësia për një shtrese dheu me filtrim te ujit nga poshtë lart

Duke pasur parasysh qe sforcimi total ne secilën pikë të masës se dheut është ekskluzivisht rrjedhim i peshës se dheut dhe ujit mbi te ,rezulton së llogaritjet e sforcimit efektiv në pikat A dhe B bëhen si në vazhdim :

Në pikën A :

- Sforcimi total : $\sigma_A = H_1 \gamma_w$
- Trysnia e ujit ne pore : $u_A = H_1 \gamma_w$
- Sforcimi efektiv : $\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$

Në B :

- Sforcimi total : $\sigma_B = H_1 \gamma_w + H_2 \gamma_{sat}$
- Trysnia e ujit në pore : $u_B = (H_1 + H_2 + h) \gamma_w$
- Sforcimi efektiv : $\sigma_B = \sigma_B - u_B = H_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) - h \gamma_w = H_2 \gamma' - h \gamma_w$

Ngjashëm ,sforcimi efektiv ne pikën C e cila gjendet ne thelluesin z nen pjesën e sipërme te sipërfaqes se dheut mund te llogaritet si ne vijim :

Në pikë C :

- Sforcimi i përgjithshëm : $\sigma_C = H_1 \gamma_w + z \gamma_{sat}$
- Trysnia e ujit ne pore : $u_C = (H_1 + z + \frac{h}{H_2} z) \gamma_w$
- Sforcimi efektiv : $\sigma_C = \sigma_C - u_C = z (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2} z \gamma_w = z \gamma' - \frac{h}{H_2} z \gamma_w$

Duhet theksuar se raporti h/H_2 është gradienti hidraulik qe shkaktohet nga rryma e ujit ,dhe prandaj ,

$$\sigma = z \gamma' - i z \gamma_w \quad (3.7)$$

Variacionet e sforcimit total ,trysnisë së ujit në pore dhe sforcimit efektiv në vartësi të thellësisë janë paraqitur ,respektivisht , grafikisht në Figurën 3.4(b) deri në 3.4(d) . Krahasimi i Figurave 3.2(d) dhe 3.3(d) tregon që sforcimi efektiv në pikën e cila gjendet në thellësi z te matur nga sipërfaqja e shtresës së dheut zvogëlohet për vlerën $i z \gamma_w$ për shkak te filtrimit te ujit nga poshtë lart . Në qoftë së shpejtësia e filtrimit dhe me këtë edhe gradienti hidraulik gradualisht rriten ,do te arrihet gjendja kufitare ne këtë vend ,për te cilën vlen :

$$\sigma'_C = z \gamma' - i_{cr} z \gamma_w = 0 \quad (3.8)$$

ku : i_{cr} = gradienti hidraulik kritik (për sforcim efektiv barazi me zero).

Nën rrethana të tilla , humbet qëndrueshmëri e dheut .Kjo gjendje përgjithësisht quhen *zierje* ,ose *gjendje e rrjedhshme* .

Nga Ek(3.8) ,rezulton :

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.9)$$

Për shume dhera ,vlera e i_{cr} luhatet nga 0,9 deri ne 1,1 .

3.5 Sforcimet në dheun e ngopur me filtrim nga larte poshtë

Gjendja e filtrimit nga lart poshtë është treguar në Figurën 3.5(a).Niveli i ujit nën dheun e vendosur në rezervuar mbahet konstant duke rregulluar furnizimin nga pjesa e sipërme dhe daljen e ujit në pjesën e poshtme .Gradienti hidraulik i shkaktuar nga filtrimi nga nga lart poshtë është i barabarte : $i = h/H_2$.sforcimi total apo i përgjithshëm ,trysnia e ujit ne pore dhe sforcimi efektiv ne cilëndo pikë C respektivisht janë :

$$\sigma_C = H_1 \gamma_w + z \gamma_{sat}$$

$$u_C = (H_1 + z - iz) \gamma_w$$

$$\sigma'_C = (H_1 \gamma_w + z \gamma_{sat}) - (H + z - iz) \gamma_w = z \gamma' + iz \gamma_w$$

Variacioni i sforcimit total ,trysnisë se ujit ne pore dhe sforcimit efektiv ne vartësi nga thellësia gjithashtu janë paraqitur grafikisht ne Figurën 3.5 (b) deri ne 3. 5(d) .

SHEMBULLI 3.3 .shqyrtojmë rrjedhjen e ujit nga poshtë lart neper shtresën e rërës sikurse tregohet ne Figurën 3.6. Për rerën janë dhëne karakteristikat si vijon ;koeficienti i porozitetit $e = 0,52$ kurse pesha specifike e skeletit $G_s = 2,67$.

(a) Te llogariten sforcimi total ,neutral dhe efektiv në pikat (vendet) A dhe B.

(b) Sa është forca hidrodinamike (rrymore) e filtrimit nga poshtë lart për njësi të vëllimit të dheut ?

Zgjidhja

(a) Peshë vëllimore njësi në gjendje të ngopur të rërës llogaritet si vijon :

$$\gamma_w = \frac{(G_s + e)}{1 + e} = \frac{(2,67 + 0,52) \cdot 9,81}{1 + 0,52} = 20,59 \text{ kN/m}^3$$

Sforcimet në pikën A:

$$\text{Sforcimi total : } \sigma = 0,7 \times \gamma_w + 1 \times \gamma_{\text{sat}} = 0,7 \times 9,81 + 1 \times 20,59 = 27,46 \text{ kPa}$$

$$\text{Sforcimi neutral : } u = [(1 + 0,7) + (\frac{1,5}{2}) \times 1] \times \gamma_w = (2,45) \times 9,81 = 24,03 \text{ kPa}$$

$$\text{Sforcimi efektiv : } \sigma' = \sigma - u = 27,46 - 24,03 = 3,43 \text{ kPa.}$$

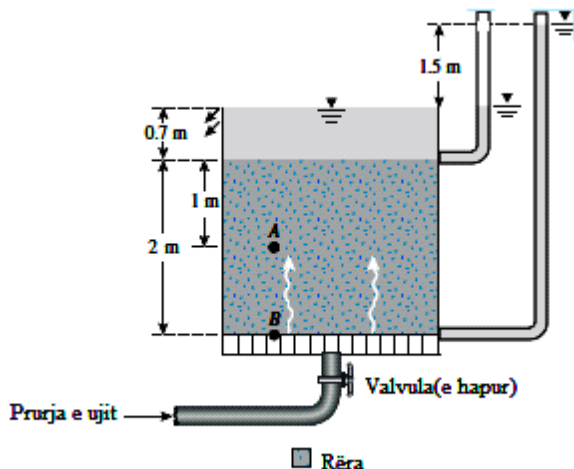


Figura 3.6. Rrjedhja e ujit nga poshtë lart nëpër shtresën e rërës të vendosur në rezervuar

Sforcimi në pikën B:

$$\text{Sf. total : } \sigma = 0,7 \times \gamma_w + 2 \times \gamma_{\text{sat}} = 0,7 \times 9,81 + 2 \times 20,59 = 48,05 \text{ kPa}$$

$$\text{Sf. netral : } u = (2 + 0,7 + 1,5) \times \gamma_w = 4,2 \times 9,81 = 41,2 \text{ kPa}$$

Sf. efektiv : $\sigma' = \sigma - u = 48,05 - 41,2 = 6.85 \text{ kPa}$

(b) Gradienti hidraulik : $i = \frac{1.5}{2} = 0,75$. Kështu , forca hirodinamike për njësi të vëllimit mund të llogaritet si në vazhdim :

$$i\gamma_w = 0,75 \times 9,81 = 7,36 \text{ kN/m}^3$$

3.6. Sforcimi efektiv në dhera pjesërisht të ngopur

Në dhera pjesërisht të ngopur ,uji i vendosur në hapësirat e poreve nuk është i vazhduar por është sistem tre-fazor ,dmth . skelet -ujë në pore - ajër në pore (Figura 3. 7) Prandaj ,sforcimi total ne piken arbitrare te profilit te dheut përbehet nga trysnia ndërgrimcore ,e ajrit në pore dhe ujit ne pore

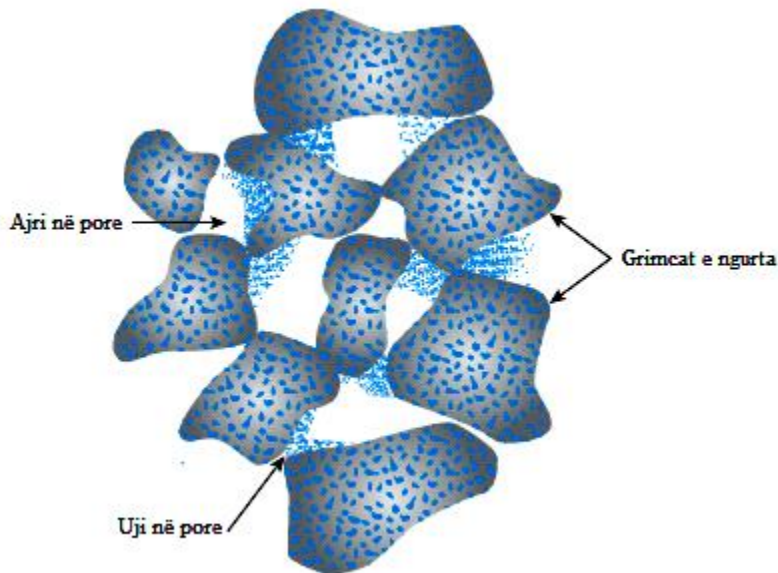


Figura 3.7 . Dhera pjesërisht i ngopur

.Ne mbështetje të rezultateve laboratorike ,Bishop e etj. (1960)kane dhënë ekuacionin e mëposhtëm për sforcimin efektiv ne dherat pjesërisht të ngopura me ujë :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (3. 10)$$

ku : σ' = sforcimi efektiv

σ = sforcimi total

u = trysnia e ajrit ne pore

u_w trysnia e ujit ne pore .

Në Ek.(3.10) , χ përfaqëson pjesën e sipërfaqes njësi të prerjes tërthore të ujit i cili pushtohet nga uji . Për dheun e thare pranohet $\chi = 0$,dhe për dhera të ngopur $\chi = 1$.

Bishopi etj. Kanë vene në dukje së vlerat e ndërmjetme të χ para se gjithash do te varen nga shkalla e ngopjes me uji S_r .Por ,këto vlera gjithashtu do te influencohen nga faktorët siç janë strukturat prej dheu .

3.7. Sforcimi e efektiv në zonën e ngjitjes kapilare

Hapësirat e pandërprera të poreve në dhera mund te sillen si tufa tubash kapilar me seksione tërthore te ndryshueshme .Për shkak te forcës se tensionit sipërfaqësor , uji mund te ngjitet mbi sipërfaqen e ujërave tokësore. Figura 3.8 tregon konceptin fundamental të lartësisë se ngjitjes në tubin kapilar. Lartësia e ngjitjes se ujit në tubin kapilar mund të jepet duke mbledhur forcat ne drejtim vertikal ,ose

$$\left(\frac{\pi}{4} d^2\right) h_c \gamma_w = \pi d T \cos \alpha \Rightarrow h_c = \frac{4T \cos \alpha}{d \gamma_w} \quad (3.11)$$

ku T = *tensioni sipërfaqësor (forca /gjatësia)*

α = *këndi i kontaktit*

d = *diametri i tubit kapilar*

γ_w = *pesha njësi e ujit .*

Për ujin e pastër dhe gotën e pastër , $\alpha = 0$. Kështu ,Ek.(3.11) merr formën :

$$h = \frac{4T}{d \gamma_w} \quad (3.12)$$

Ndonëse koncepti i ngjitjes kapilare është demonstruar për tub kapilar ideal ai mund të zbatohet për dhera ... për shkak të vazhdimësisë së poreve kanë seksione tërthore të

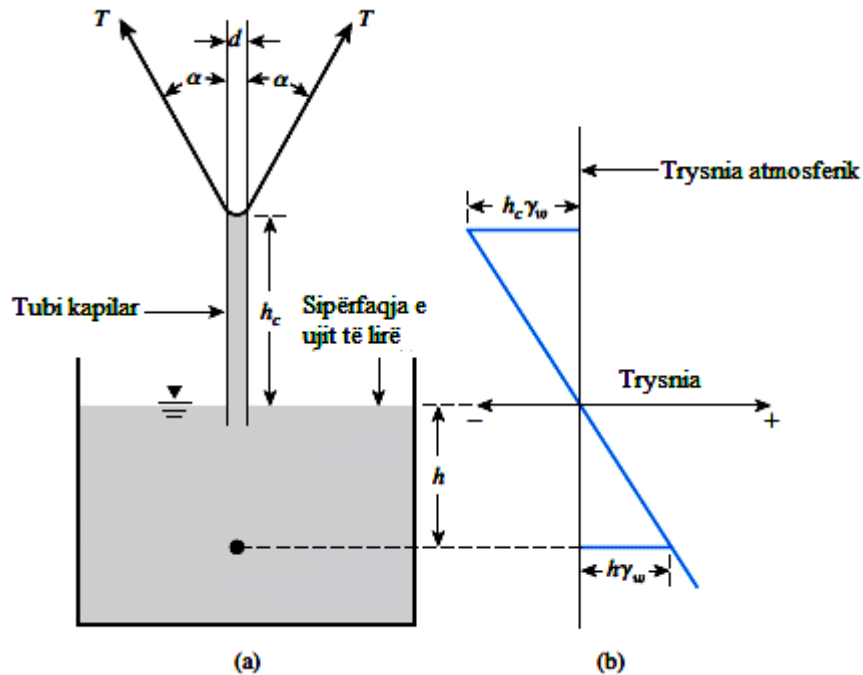


Figura 3.8 (a) ngjitja e ujit në tubin kapilar ; (b) trysnia në lartësi të ngjitjes në tubin kapilar (trysnia atmosferike merret si referente)

ndryshueshme dhe si rrjedhojë kemi ngjitje kapilare jo-uniforme . Hazen (1930) ka jap formulën për përafrimin e lartësisë të ngjitjes kapilare në formë që pason :

$$h \text{ (mm) } = \frac{C}{e D_{10}} \quad (3.13)$$

ku : D_{10} = përmasa efektive e grimcave (mm)

e = koeficienti i porozitetit

C = një konstante e cila varron nga 10 deri në 50 mm².

Marrëdhënia e përgjithshme ndërmjet sforcimit total ,sforcimit efektiv dhe trysnisë së ujit në pore u dha në Ek.(3,4) si më poshtë :

$$\sigma = \sigma' + u$$

Trysnia e ujit në pore u në pikën në shtresën e dheut plotësisht të ngopur me ujë me ngjitje

Kapilare është e barabartë me $-\gamma_w h$ (h = lartësia e e marr në konsiderim dhe e matur nga niveli ujërave nëntokësore) me trysninë atmosferike të pranuar si pike referente .Në qoftë se ngopja e pjesërishtme shkaktohet nga veprimi kapilar ,ajo mund të përafrohet si :

$$u = -\left(\frac{S}{100}\right) \gamma_w h \quad (3.14)$$

SHEMBULLI 3.4 . Profili i dheut është treguar në Figurën 3.9. Jepen : $H_1 = 2$ m , $H_2 = 1$ m dhe $H_3 = 2$ m .

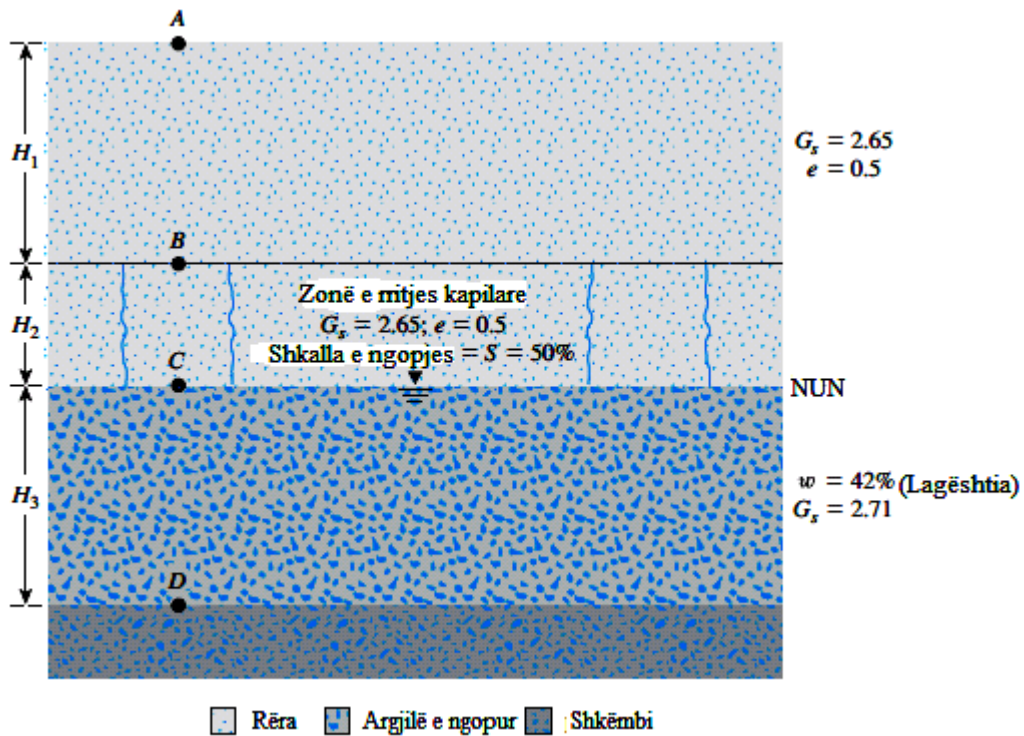


Figura 3.9. Profili i dheut (Prerja vertikale)

KAPITULLI -4-SFORCIMET NË MASIVE DHERASH

4.1. Sforcimet dy-dimensionale në një pikë. Sforcimet kryesore dhe sforcimi prerës maksimal në dy-dimensione

Figura 4.1(a) paraqet një element dheu i cili i është nënshtruar sforcimeve dydimensionale normale dhe prerëse .Për të përcaktuar sforcimet normale dhe prerëse në çfarëdo plani EF i cili formon këndin θ me planin AB, shqyrtojmë diagramën e trupit të lirë të bllokut EFB të treguar në Figurën 4.1(b). Le të jenë $\sigma_n(\sigma_\theta)$ dhe $\tau_n(\tau_\theta)$ respektivisht, sforcimi normal dhe prerës në planin EF. Pranojmë, $\sigma_{11} = \sigma_x$, σ_y dhe $\tau_{12} = \tau_{xy}$. Nga gjeometria kemi:

$$\overline{EB} = \overline{EF} \cos \theta \text{ dhe } \overline{FB} = \overline{EF} \sin \theta$$

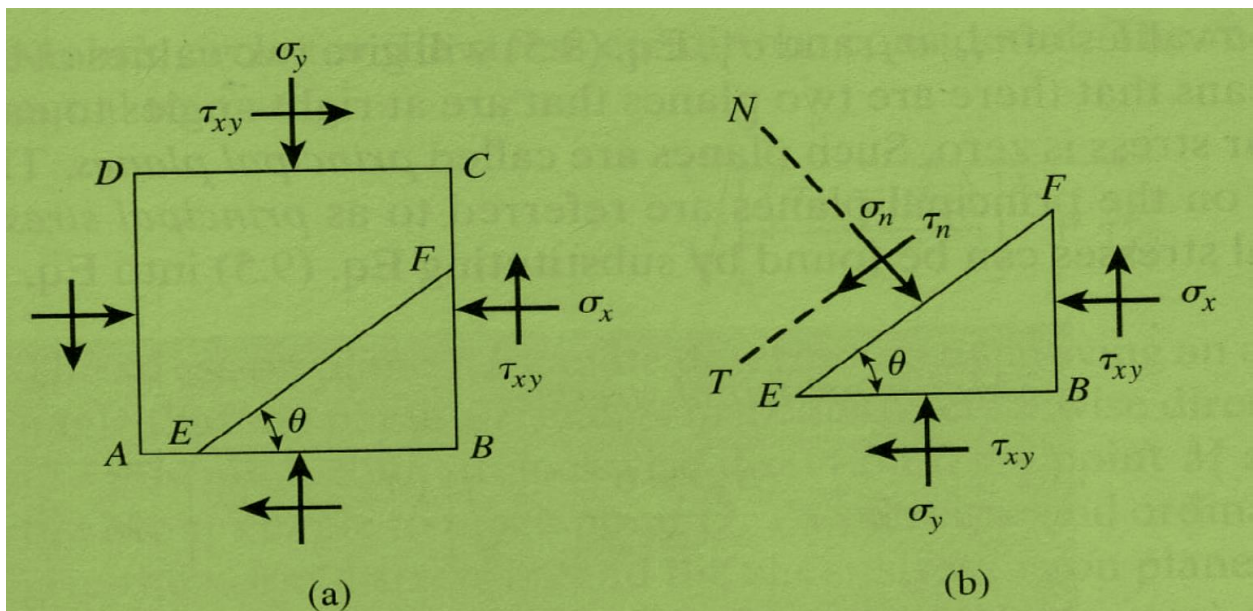


Figura 4.1(a).Elementi i dheut me sforcimet normale dhe prerëse që veprojnë në te; (b) diagrami i trupit të lirë të EFB siç shihet në (a).

Duke zëvendësuar komponentët e forcave të cilat veprojnë në drejtimet e N dhe T, merret:

$$N = \sigma_n(EF) = \sigma_x \sin \theta (EF) \cos \theta (EF) + \tau_{xy} \cos \theta \cdot (EF) + \tau_{xy} \sin \theta \cdot (EF) = \sigma_x \sin \theta (EF) \sin \theta + \sigma_y \cos \theta \cdot (EF) \cos \theta + \tau_{xy} \cos \theta (EF) \sin \theta + \tau_{xy} \sin \theta \cdot (EF) \cos \theta = \sigma_x (EF) \sin^2 \theta + \sigma_y (EF) \cos^2 \theta + 2 \tau_{xy} (EF) \sin \theta \cdot \cos \theta$$

pra:

$$\sigma_n(EF) = \sigma_x (EF) \sin^2 \theta + \sigma_y (EF) \cos^2 \theta + 2 \tau_{xy} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

nga fitohet:

$$\sigma_n = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta + 2 \tau_{xy} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Me anë të 3 barazimeve trigonometrike që pasojnë:

$$\cos^2 \theta = (1 + \cos 2\theta) / 2, \sin^2 \theta = (1 - \cos 2\theta) / 2 \quad \text{dhe} \quad 2 \sin \theta \cdot \cos \theta = \sin 2 \theta \quad \text{merret:}$$

$$\sigma_n = \sigma_x \cdot (1 - \cos 2 \theta) / 2 + \sigma_y \cdot (1 + \cos 2 \theta) / 2 + \tau_{xy} \sin 2 \theta$$

rrjedhimisht:

$$\sigma_n = (\sigma_y + \sigma_x) / 2 + (\sigma_y - \sigma_x) / 2 \cos 2 \theta + \tau_{xy} \sin 2 \theta \quad (4.1)$$

Nga ana tjetër, për sforcimin prerës gjithashtu kemi:

$$T = \tau_n \cdot (\overline{EB}) = -\sigma_x \cos \theta (\overline{FB}) + \sigma_y \sin \theta \cdot (\overline{EB}) - \tau_{xy} \cos \theta \cdot (\overline{EB}) + \tau_{xy} \sin \theta (\overline{FB}) = -\sigma_x \cos \theta (\overline{EF}) \sin \theta + \sigma_y \sin \theta (\overline{EF}) \cos \theta - \tau_{xy} \cos \theta (\overline{EF}) \cos \theta + \tau_{xy} \sin \theta \cdot (\overline{EB}) \sin \theta = [\sigma_y \sin \theta \cdot \cos \theta - \sigma_x \sin \theta \cdot \cos \theta - \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)] (\overline{EF}) = \left[\frac{1}{2} \sigma_y \sin 2\theta - \frac{1}{2} \sigma_x \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \right] (\overline{EF})$$

Dhe përfundimisht merret:

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cdot \sin 2 \theta - \tau_{xy} \cos 2 \theta \quad (4.2)$$

Për vlera të caktuara të τ_{xy} , σ_x dhe σ_y do të merren dy vlera të θ të cilat ndryshojnë midis tyre për 90° . Kjo do të thotë se ekzistojnë dy plane ortogonale njëri me tjetrin në të cilin sforcimi prerës është zero, dmth. $\tau_n = 0$. Planet e tilla quhen **plane kryesore**. Nëse e zgjedhim planin e inklinuar për vlerën $\theta = \theta_p$, për të cilin $\tau_n = 0$, atëherë nga (4.2) merret:

$$\tan 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (4.3)$$

$$\text{ose} \quad \theta_p = \frac{1}{2} \cdot \tan\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}\right) \quad (4.4)$$

Sforcimet normale të cilat veprojnë në planet kryesore emërtohen si **sforcime kryesore** ($\sigma_1 = \sigma_{\max}$ dhe $\sigma_3 = \sigma_{\min}$) kurse drejtimet e përcaktuara me shprehjen (2.11) quhen **drejtime kryesore të sforcimeve**.

Sforcimi kryesor maksimal dhe minimal jepen me shprehjen:

$$\sigma_1, \sigma_2 = s \pm t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (4.5)$$

ku:

$$s = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad \text{dhe} \quad t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Kurse këndi i planit kryesor maksimal me drejtimin e x përcaktohet nga formula (4.4) dhe plani kryesor minimal përcaktohet nga $\theta_p + 90^\circ$. Ekuacionet (4.1) dhe (4.2) tregojnë se gjendja e sforcuar në çfarëdo drejtimi të specifikuar θ gjendet duke ditur sforcimin normal dhe prerës në dy drejtime referente. Në qoftëse drejtimet e sforcimeve σ_1 dhe σ_3 , ku gjithmonë $\sigma_1 > \sigma_3$, në (4.1) dhe (4.2) merret:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cdot \cos 2\theta \quad (4.6)$$

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cdot \sin 2\theta \quad (4.7)$$

4.2. Rrethi i Mohrit për sforcimet dy-dimensionale

Rrethi i Mohrit i sforcimeve (Otto Mohr, 1895) në mënyrë të qartë i përshkruan në mënyrë grafike ndryshimet e komponentëve të sforcimit në cilëndo pikë të masivit gjeomaterial gjatë rrotullimit të prerjes tërthore nëpër këtë pikë. Shprehjet (4.1) dhe (4.2) për transformimin e komponentëve të sforcimit tek rrotullimi i aksit mund të rishkruhen në trajtën:

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$\tau_n = -\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

Në qoftë se të dy këto shprehje i ngritën në katror dhe pastaj i mbledhim merret:

$$\left[\sigma_n - \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)\right]^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 (\cos^2 2\theta + \sin^2 2\theta) + \tau_{xy}^2 (\sin^2 2\theta + \cos^2 2\theta)$$

Duke qenë se $\cos^2 \dots + \sin^2 \dots = 1$ për çfarëdo këndi, rezulton ekuacioni i rrethit të Mohrit i sforcimit në sistemin koordinativ $O\sigma\tau$:

$$\left[\sigma_n - \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)\right]^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 \quad (2.15)$$

Kur rrezja e rrethit të Mohrit të sforcimeve dydimensionale është e barabartë me r dhe abshisa e qendrës së tij O ndodhet në aksin σ , atëherë **sforcimi prerës maksimal** dhe **sforcimi normal mesatar** përkatësisht janë:

$$r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \overline{SO} = \tau_{max} \quad \text{dhe} \quad \sigma_{mes} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (2.16)$$

Pra, sforcimi normal dhe sforcimi prerës të cilët veprojnë në çfarëdo plani gjithashtu mund të përcaktohen duke ndërtuar rrethin e Mohrit, siç tregohet në Figurën 4.2. Për ndërtimin e rrethit të Mohrit përdoren konventat si në vazhdim:

Sforcimet normale shtypëse merren si pozitive, kurse sforcimet prerëse konsiderohen pozitive në qoftë se ata veprojnë në faqet e kundërta të elementit të dheut në mënyrë të tillë që kanë tendencë për të shkaktuar rrotullim antiorar.

Për planin AD të elementit të dheut të treguar në Figurën 4.1(a), sforcimi normal është barabartë me $+\sigma_x$ kurse sforcimi prerës barazi me $+\tau_{xy}$. Për planin AB , sforcimi normal është barazi me $+\sigma_y$ kurse sforcimi prerës me $-\tau_{xy}$. Pikat R dhe M në Figurën 4.3. përfaqësojnë gjendjen e sforcuara ose planet përkatësisht AB dhe AD . Pika O është pikëprerja e aksit të sforcimit normal me segmentin (vijën) RM . Rrethi $MNORS$ i hequr me pikën O si qendër dhe $OR=OM=r$ si rreze është rrethi i Mohrit për gjendjen e sforcuar dy përmasore që shqyrtohet.

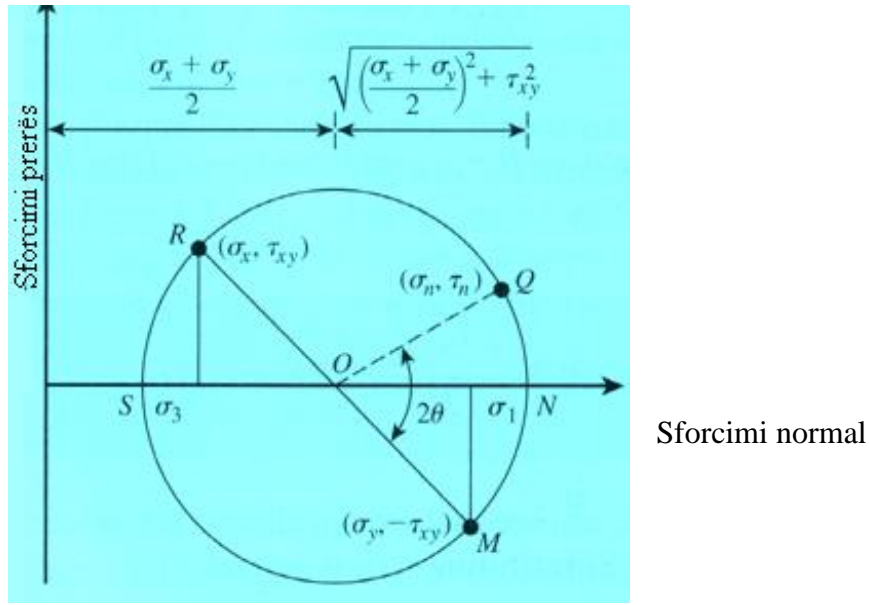


Figura 4.2. Parimet e rrethit të Mohrit për sforcime plane

Sforcimi në planin EF mund të përcaktohet me zhvendosjen e këndit 2θ (i cili është dyfishi i këndit të cilin plani EF e formon në drejtimin antiorar me planin AB në Figurën 4.3(a)) në drejtim antiorar nga pika M nëpër perimetrin e rrethit të Mohrit deri në pikën Q. Abshisa dhe ordinata e pikës Q japin, përkatësisht, sforcimin normal, σ_n , dhe sforcimin prerës, τ_n , në planin EF.

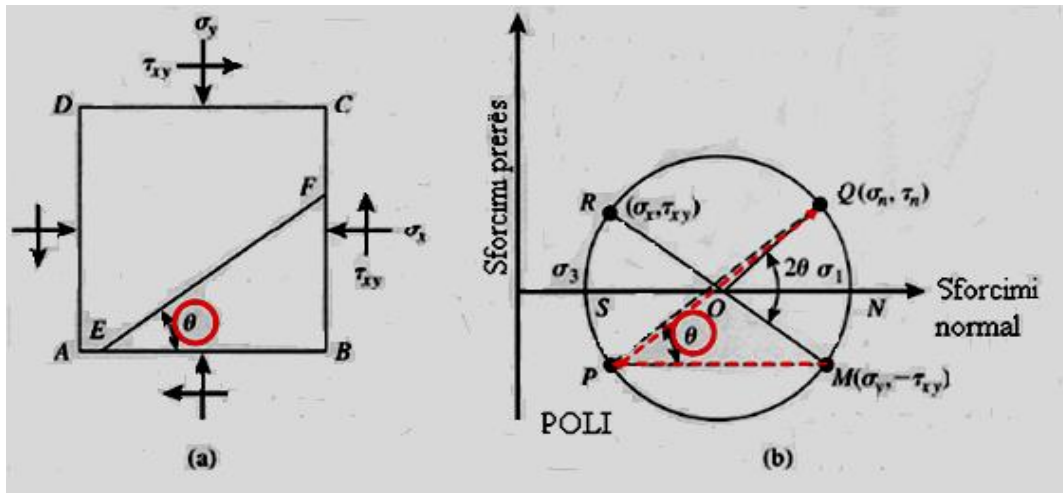


Figura 4.3.(a) Elementi i dheut me AB dhe AD si plane kryesore maksimale; (b) Rrethi i Mohrit për elementin e dheut të treguar në (a).

Meqenëse ordinatat (dmth.sforcimet) e pikave N dhe S janë zero,ato përfaqësojnë sforcimet në planet kryesore. Abshisa e pikës N është e barabartë me σ_1 , kurse abshisa për pikën S është σ_3 .

Si rast i veçantë,në qoftë se planet AB dhe AD janë planet kryesore maksimale dhe minimale,sforcimi normal dhe sforcimi $\tau_{xy}=0$. Tregohet se $\sigma_y=\sigma_1$ dhe $\sigma_x=\sigma_3$. Çdo pika Q përfaqëson gjendjen e sforcimeve të cilat veprojnë në planin normalja e të cilit formon drejtimin θ me drejtimin e sforcimit kryesor maksimal. Sforcimet komponentale janë:

$$\sigma_n=\sigma_\theta = (\sigma_1+\sigma_3)/2 + (\sigma_1-\sigma_3)/2 \cos 2\theta$$

$$\tau_n=\tau_\theta = (\sigma_1-\sigma_3)/2 \sin 2\theta$$

Rrethi i Mohrit për gjendjet e tilla të sforcimit është treguar në Figurën 4.3(b). Abshisa dhe ordinata e pikës Q japin, përkatësisht ,sforcimin normal dhe prerës,vetëm në planin EF.

4.3..Sforcimi vertikal i shkaktuar nga ngarkesat e ndryshme

Kur në sipërfaqe të tokës vendosim një ngarkesë,sforcimet në tokë pësojnë ndryshime. Këto ndryshime janë të ndjeshme në thellësi të vogla,në afërsi të drejtpërdrejtë të vendit të veprimit të ngarkesës,kurse me rritjen e thellësisë dhe distancës horizontale nga vendi i veprimit të ngarkesës bëhen dukshëm më të vogla. Mënyra në të cilën do të realizohet shpërndarja e sforcimeve në tokë varet nga dy lloje të kushteve

Nga mënyra e transmetimit të ngarkesës,duke nënkuptuar edhe formën e sipërfaqes dhe shpërndarjen e trysnisë në sipërfaqen e tokës, dhe

Nga karakteristikat e tokës,të cilat kushtëzojnë marrëdhënien e ngarkesave dhe të deformimeve duke nënkuptuar modulin e elasticitetit,koeficientin e Poissonit dhe uljen.

Për shkak të ndryshueshmërisë se ndjeshme të faktorëve të përmendur shumë vështirë është të analizohen sforcimet në tokë,të cilat lindin nga ushtrimi i ngarkesës mbi sipërfaqen e terrenit.

Megjithatë ,hipotezat e ndryshme,të thjeshtuara mundësojnë që përlllogaritja e sforcimeve të bëhet pa vështirësi të mëdha. Preciziteti i këtyre zgjidhjeve është i kufizuar me besueshmërinë e këtyre hipotezave nga pikëpamja e vetive të tokës(dherave)dhe regjimeve të ngarkesave

(kushteve të ngarkimit).Prandaj,asnjëra nga këto metoda nuk i kënaq të gjitha kushtet dhe të gjitha duhet me qenë të trajtuara si të përafërta.

Në përgjithësi,ngarkesa e tokës mundet me qenë e përqendruar,lineare dhe sipërfaqësore. Përveç kësaj ajo (toka)mund të jetë e ngarkuar nga pesha vetjake dhe ngarkesa e dobishme ose mjetet e transportit dhe makineritë e ndryshme. Ngarkesa e dobishme mundet me qenë statike ,dinamike dhe lëkundëse, *dhe atë e përhershme ose e përkohshme* .

Ngarkesa e përqendruar është ajo për të cilin supozohet që vepron në një pikë. Në realitet ngarkesa e tillë (ngarkesa pikësore)e tokës nuk ekziston sepse ajo gjithmonë transmetohet në tokë përmes një sipërfaqeje sado e vogël qoftë ajo, pra transmetohet në formë të një presioni p (kPa).Mirëpo,kur sipërfaqja e ngarkuar është shumë e vogël, si psh. ngarkesa e pikës ne tokë,pranohet ngarkesa e përqendruar.

Ngarkesa e përqendruar lineare është e njëtrajtshme përgjatë një vije. As kjo ngarkesë nuk ekziston në realitet,por pranohet në rastet kur gjerësia e sipërfaqes së ngarkesës është shumë e vogël,psh. tek shinat e hekurudhës.

Ngarkesa sipërfaqësore është e shpërndarë njëtrajtësisht në gjithë sipërfaqen e prerjes tërthore ($A=ab$) në të cilën vepron ngarkesa e përgjithshme(p).Kjo është mënyra më e shpeshtë e ngarkimit të tokës. Rritja e sforcimit brenda masivit të tokës që shkaktohet nga llojet e ndryshme të ngarkesave të jashtme mund të përllogariten bazuar në teorinë e elasticitetit. Kjo rritje e sforcimit është nga teprica e sforcimit in-situ dhe duhet të llogaritet në mënyrë të veçantë. Zgjidhjet për tipet e ndryshme të ngarkesave paraqiten në vazhdim:

Gjendja e sforcuar brenda një toke elastike mund të studiohet në sistemet dy dhe tri përmasave. Sforcimet e gjeneruar nën kushtet e ngarkimit të mëposhtme shqyrtohen në hapësirën tre-përmasore:

4.3.1. Ngarkesa vertikale e përqendruar në sipërfaqen e tokës

Ngarkesa pikësore është ngarkesa e përqendruar e cila mund të zbatohet në sipërfaqen e masivit të tokës të gjysmë hapësirës siç tregohet në Figurën 4.4. Bussinesqu (1883)ka prezantuar zgjidhjet për sforcimet brenda masivit të tokës të përfshirë brenda gjysëmhapësirës i cili i nënshtrohet ngarkesës pikësore vertikale të aplikuar në sipërfaqe. Masa e dheut e gjysmë

hapësirës përkufizohet si një shtresë me trashësi pafundësisht të madhe (me drejtim të z) e cila kufizohet nga një horizontal në tavan, plani (x-y) në Figurën 4.4. Zgjidhja e Boussinesqut për ngarkesën pikësore supozon që masivi i tokës është gjysmë hapësirë homogjene, elastike, lineare dhe izotropike. Për rastin e një ngarkese vertikale në çfarëdo pike (x,y,z) në brendësi të masivit të tokës të gjysmë hapësirës jepet nga:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z}{(x^2 + y^2 + z^2)^{3/2}}$$

ku P është intensiteti i ngarkesës pikësore i dhënë në njësi të forcës dhe x,y dhe z janë koordinatat e pikës në të cilën llogaritet rritja e sforcimit vertikal ($\Delta\sigma_z$).

Llogaritja e shpërndarjes së sforcimeve në gjysmë hapësirë elastike, izotropike, homogjene e ka realizuar i pari Boussinesq (1885) për forcën e përqendruar pikësore, „P”.

Në qoftë se në sipërfaqe (planin kufizues) të gjysmë hapësirës vepron forca e përqendruar (P) vertikalisht teposhtë (në drejtim të z) atëherë në zonën nën forcë në gjysmë hapësirë, në të gjitha drejtimet, do të lindin sforcimet, komponentët e të cilëve në një element pambarimisht të vogël janë paraqitur në Figurën 4.4. Në sipërfaqet vertikale dhe horizontale veprojnë sforcimet normale, kurse komponentët vertikale dhe horizontale të sforcimeve tangjenciale në sipërfaqet radiale zhduken për shkak të simetrisë.

Në brendi të gjysmë hapësirës homogjene, elastike dhe izotropike, nën veprimin e forcës së përqendruar (P) në cilëndo pikë (M) në thellësi „z” shfaqen sforcimet dhe atë:

σ_z – sforcimi normal në drejtim të aksit, „z”

σ_r – sforcimi horizontal në drejtim radial, pingul në aksin, „z”

σ_t – sforcimi normal horizontal në drejtim tangjencial pingul në σ_x

τ – sforcimi prerës

Vlerësimi i sforcimeve vertikale në cilëndo pikë në masivin e tokës për shkak të ngarkesave vertikale të jashtme janë me rëndësi të madhe (shumë të rëndësishme) në parashikimin e uljeve të ndërtesave, urave, digave dhe shumë strukturave të tjera. Ekuacionet të cilat janë nxjerrë për të

Ilogaritur sforcimet në cilëndo pikë në masivin e tokës në mbështetje të teorisë se elasticitetit. Sipas teorisë së elasticitetit, raportet konstante ekzistojnë midis sforcimeve dhe deformimeve.

Me qëllim që teoria të jetë e zbatueshme, kërkesa e vërtetë natyrore nuk është që materiali domosdoshmërisht të jetë elastik, por duhet të jetë konstant raporti midis sforcimeve dhe deformimeve korresponduese. Prandaj, në masat j- elastike të tokës teoria e elasticitetit mund të pranohet që mbahet për aq kohë sa sforcimet që induktohen në masivin e tokës të jenë relativisht të vogla. Meqenëse sforcimet në tokën e strukturës kanë faktor përkatës të sigurisë kundër shkatërrimit në prerje janë relativisht të vogla në krahasim me qëndrueshmërinë kufitare të materialit, toka mund të pranohet që sillet në mënyrë elastike nën sforcimet e tilla.

Kur ngarkesa zbatohet në sipërfaqen e tokës, zmadhohen sforcimet vertikale brenda masivit të tokës. Sforcimet e zmadhuara janë më të mëdha drejtpërdrejtë nën zonën e ngarkuar, por zgjerohet në mënyrë pafundësisht papërcaktuar në të gjitha drejtimet. Shumë formula në bazë të teorisë se elasticitetit janë shfrytëzuar për të njehsuar sforcimet në toka. Të gjitha janë të ngjashme, kurse ndryshojnë vetëm në hipotezat e bëra për të përfaqësuar gjendjet elastike të masivit të tokës.

Formulat të cilat më së shpeshti përdoren janë formulat Boussinesq dhe Westergaard. Këto formula së pari janë zhvilluar për ngarkesat pikësore që veprojnë në sipërfaqe. Këto formula janë integruar për të dhënë sforcimet nën ngarkesa të vazhduara uniforme dhe ngarkesave drejtkëndëshe.

Shtirirja (kufiri) i shtresës elastike nën ngarkesat sipërfaqësore mund të jetë çdo njëri që pason:

Pambarim në drejtimet vertikale dhe horizontale

Trashësi e kufizuar në drejtim vertikal me nënshtresë me dyshemenë nënshtresë me bazë të fortë të vrazhdët siç është shkëmbore.

Ngarkesat në sipërfaqe mund të veprojnë në themele të përkulshme ose të shtangëta (ngurta). Gjendjet e sforcuara në shtresën elastike të poshtme ndryshojnë në vartësi të shtangësisë të themeleve dhe të trashësisë së shtresës elastike. Të gjitha ngarkesat e jashtme që merren parasysh në këtë paragraf janë vetëm ngarkesat vertikale meqenëse ngarkesat vertikale janë me rëndësi praktike për llogaritjen e uljeve të themeleve.

4.3.2 Formula E Boussinesqut për Ngarkesat e Përqendruara Vertikale Pikësore

Para më shumë se një shekulli, Boussinesq jep zgjidhjet për shpërndarjet e sforcimeve brenda një materiali elastik të idealizuar nën veprimin e ngarkesës vertikale të përqendruar që zbatohet në sipërfaqen horizontale të tokës. (Llogaritja e shpërndarjes së sforcimeve në gjysmë hapësirë homogjene, izotropike elastike e ka realizuar i pari Boussinesq (1885) për forcën vertikale të përqendruar, Q ” Figura 4.4 tregon ngarkesën Q e cila vepron mbi sipërfaqen e gjysmë hapësirës të ngjeshur. Gjysmë hapësira e ngjeshur është nga njëra anë kufizohet me sipërfaqen horizontale, këtu sipërfaqja e tokës, kurse është e pafundme në të gjitha drejtimet tjera. Problemi i përcaktimit të sforcimeve në çfarëdo pike A në thellësinë z si rezultat i një ngarkese pikësore sipërfaqësore (që vepron në planin kufizues të gjysmë hapësirës elastike) Q e ka zgjidhur Boussinesq (1885) bazuar në hipotezat e mëposhtme.

Masivi i tokës është elastik, izotropik, homogjen dhe gjysmë hapësirë,

Toka është e pa peshë,

Ngarkesa është një ngarkesë pikësore që vepron në sipërfaqe

Thuhet se toka është izotropike në qoftë se ka vetit elastike identike në gjithë masivin dhe në çdo drejtim nëpër çfarëdo pike të saj. Toka themi që është homogjene në qoftë se ka vetit elastike identike në çdo pikë të masivit në drejtimet identike.

(Toka nuk është mjedis elastik e as gjysmë hapësirë, por një mjedis poroz. Po ta zmadhojmë pikën A e ta imagjinojmë atë si një kub elementar në të lindin sforcimet e treguara në Figurën 4.4). Në qoftë se në sipërfaqen e gjysmë hapësirës vepron forca e përqendruar (Q) vertikalisht nga lartë poshtë, atëherë nën zonën e forcës në gjysmë hapësirë, në të gjitha drejtimet, do të lindin sforcimet, komponentët e të cilëve në kubin elementar pambarimisht të vogël të treguar në Figurën 4.4. Në sipërfaqet vertikale dhe horizontale veprojnë sforcimet normale, kurse komponentët vertikale dhe horizontale të sforcimeve prerëse zhduken për shkak të simetrisë.

Në brendi të gjysmë hapësirës homogjene, elastike dhe izotropike, nga veprimi i forcës së përqendruar (Q) në cilëndo pikë (A) në thellësinë „z” shfaqen sforcimet, dhe atë:

σ_z – sforcimi normal vertikal në drejtim të aksit, „z”

σ_r – sforcimi horizontal në drejtim radial, pingul në aksin, „z”

σ_t – sforcimi normal horizontal në drejtim tangjencial pingul në σ_x

τ – sforcimi tangjencial (prerës).

Forcat e trupit nuk përfshihen në analizë dhe fusha e sforcimit përshkruhet vetëm për efekt të veprimit të ngarkesës së përqendruar të jashtme. Fusha e sforcimit plotëson të tre kushtet e ekuilibrit, kompaktibilitetin dhe kushtet kufitare të sforcimit. Ndonëse kjo fushë sforcimesh nuk varet nga Moduli i Elasticitetit ajo varet nga madhësia (inteziteti) i koeficientit të Poissonit. Komponentët sforcim të Boussinesqut mund të paraqiten në sisteme koordinative të ndryshme

(Jumikis, 1969; Poulos dhe Davis 197

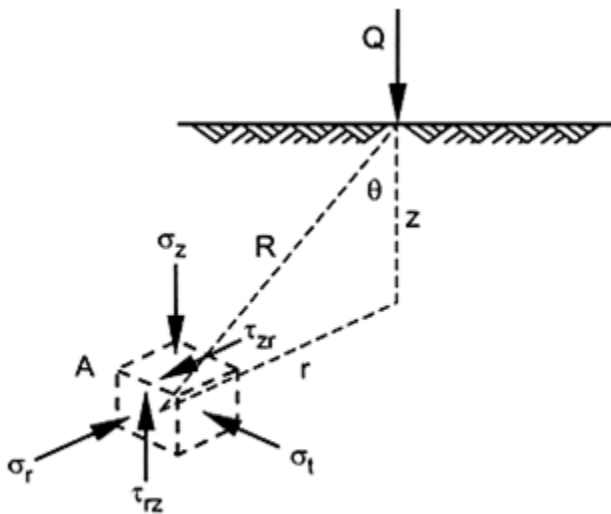


Figura 4.4 Komponentët e sforcimit në një pikë për shkak të veprimit të një ngarkese të përqendruar

Por, këtu janë marrë parasysh vetëm sistemi koordinativ cilindrik (z,r) dhe kombinimi i sistemeve koordinative cilindrike dhe polare (theta,z). Ekuacionet (4.8) ÷ (4.11) përcaktojnë sforcimet normale

dhe prerëse (në mbështetje të teorisë së elasticitetit)në sistemin koordinativ cilindrik të treguar në Figurën 4.4.

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi} \cdot \frac{3z^2}{(r^2+z^2)^{5/2}} \quad (4.8)$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \cdot \left[\frac{3 \cdot z^2 \cdot z}{(r^2+z^2)^{5/2}} - \frac{1-2\nu}{r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{1/2}} \right] \quad (4.9)$$

$$\sigma_t = \frac{Q}{2\pi} \cdot (1 - 2\nu) \left[\frac{z}{(r^2+z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{1/2}} \right] \quad (4.10)$$

$$\tau_{rz} = \frac{Q}{2\pi} \cdot \frac{3r \cdot z^2}{(r^2+z^2)^{5/2}} \quad (4.11)$$

Ekuacionet (4.12) ÷(4.15) përfaqësojnë sforcimet e njëjta në funksion të θ dhe thellësisë z

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} (\cos^5) \quad (4.12)$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} \left[3\sin^2 \theta \cdot \cos^3 \theta - \frac{(1-2\nu)\cos^2 \theta}{1+\cos \theta} \right] \quad (4.13)$$

$$\sigma_t = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} (1 - 2\nu) \left(\cos^3 \theta - \frac{\cos^2 \theta}{1+\cos \theta} \right) \quad (4.14)$$

$$\tau_{rz} = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} (3\sin \theta \cdot \cos^4 \theta) \quad (4.15)$$

ku:

z - *Thellësia vertikale e pikës A nga sipërfaqja*

θ – *Koordinata polare në sistemin koordinativ të përzier (θ, z)*

ν – *Koeficienti i Poissonit*

Tek strukturat gjeoteknike rëndësinë më të madhe e ka njohja e sforcimit normal,sepse ky shkakton uljen e tokës. Përshkrimi i zakonshëm i komponentës së sforcimit vertikal sipas parametrin pa përmasa $\frac{r}{z}$ dhe faktorit të influencës I_z (kjo shprehje është përfutuar nga Boussinesq për llogaritjen e sforcimit vertikal σ_z në pikën A(Figura 4.4)për shkak të ngarkesës pikësore Q) është:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi \left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} = \frac{Q}{z^2} \cdot I_q, I_q = \frac{3}{2\pi \left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \quad (4.16)$$

ku: r - Distanca horizontale ndërmjet një pike arbitrare A nën sipërfaqen dhe aksin vertikal nëpër ngarkesën pikësore Q . I_q - Koefficienti Boussinesq i sforcimit vlera e të cilit mund të përcaktohet për një numër të vlerave të $\frac{r}{z}$. Variacioni (ndryshimi) i I_q në vartësi të $\frac{r}{z}$ në formë grafike është dhënë në Figurën 4.5. Nga kjo figurë mund të shohim se I_q ka vlerë maksimale 0.48 në $\frac{r}{z} = 0$, dmth. Me këtë tregohet që sforcimi është maksimal nën ngarkesën pikësore.

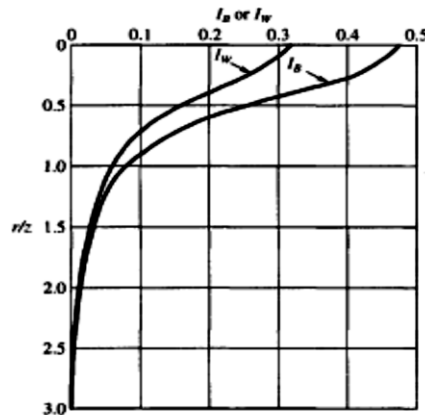


Figura 4.5 Vlerat I_q ose I_w për përdorim në formulën Boussinesq ose Westergaard

Modeli i përgjithshëm i shpërndarjes të komponentës së sforcimit vertikal në prerjet tërthore për $r=0$, konstanten r janë treguar përkatësisht në Figurat 4.6 (a), 4.6 (b) dhe 4.6 (c). Kur r është konstant, nga kërkesat e kushteve kufitare është që komponenti e sforcimit vertikal të jetë zero në sipërfaqen e tokës, rritet deri në maksimum në thellësinë e përcaktuar dhe zvogëlohet ashtu si z rritet. Mund të tregohet raporti $\frac{r}{z}$ është një konstante për pikën e sforcimit maksimal pavarësisht nga distanca e zbatimit të ngarkesës së përqendruar.

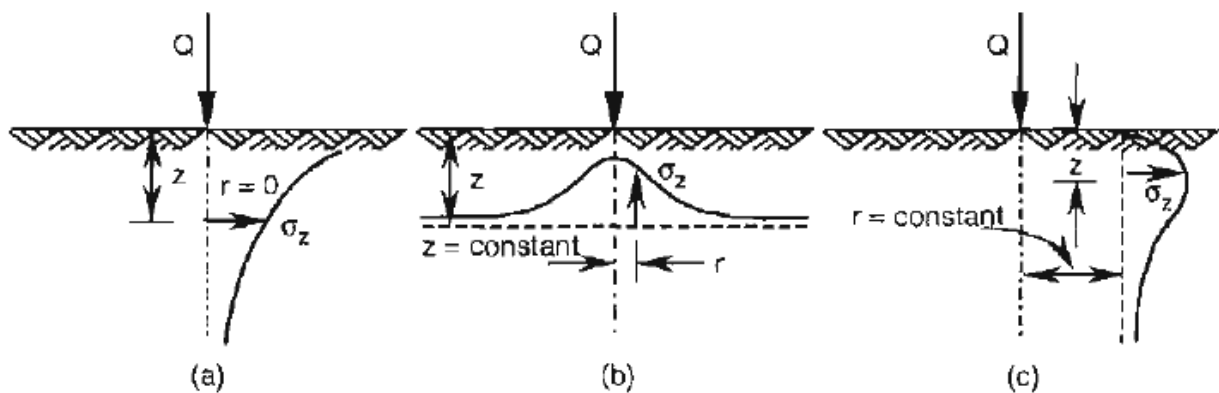


Figura 4.6. Shpërndarja e sforcimit nga një ngarkesë të koncentruar (Diagrami i sforcimit nën veprimin e forcës së përqendruar Q).

Ekuacionet (4.13) dhe (4.14) përfaqësojnë sforcimet horizontale në drejtim radial dhe tangjencial. Varësisht nga vlera e limituar e këndit θ , këto sforcime janë ose ngjeshëse ose tërheqëse. Për sforcimin radial horizontal σ_r , vlera e kufizuar varet nga madhësia e koeficientit të Poissonit. Psh. për θ është 79.9° . Psh. më e vogël se 79.9° ; σ_r është ngjeshës. Kur $\theta = 79.9^\circ$, σ_r është zero kurse për $\theta > 79.9^\circ$; σ_r bëhet tërheqje. Për rrjedhojë, për $\nu = 0.2$ sforcimi radial horizontal jashtë i konit vertikal me këndin qendror prej $2 \cdot 79.9^\circ = 159.8^\circ$ është tërheqje. Meqenëse vlera e ν rritet, këndi qendror korrespondues i konit vertikal rritet gjer në vlerën $\nu = 0.5$; këndi qëndro bëhet 180° . Ngjashëm, mund të tregohet që sforcimi prerës horizontal σ_t për të gjitha vlerat e $\nu < 0.5$ është tërheqje brenda një koni vertikal me kënd qendror prej $2 \cdot 51.83^\circ \approx 103.7^\circ$ dhe ngjeshje jashtë këtij koni.

Shumica e deformimeve ndodhin në drejtim të aksit z. Modelet e para për të krahasuar sforcimet vertikale të llogaritura me ato të matura janë përshkruar në raportet teknike të korpusit të Inxhinierëve në SHBA (Wu, 1966). Këto studime tregojnë që shpërndarja e sforcimit e Boussinesqut mund të aplikohet megjithatë mund të aplikohet ende me saktësi të arsyeshme (justifikueshme) kur vlerësimi i kushteve të sforcimit në masivin e tokës pranë zonës së ushtrimit të ngarkesës.

4.3.3. Formula e Westergaard-It për Ngarkesat Pikësore

Boussinesque ka supozuar (pranuar) se toka është elastike izotropike dhe homogjene për zhvillimin e formulës të ngarkesës pikëlore. Por, toka nuk është as izotropike dhe as homogjene. Lloji më i zakonshëm i dherave (tokave) të cilat gjenden në natyrë janë dherat sedimentar që depozitohen në ujë. Kur grimcat e dheut depozitohen në ujë, shtresat tipike të argjilës zakonisht kanë linze (thjerrëza) e tyre nga materiale të trasha kokrrizore brenda tyre. Dherat e këtij lloji mund të pranohen si përforcim anësor me anë të një numri të madh të shtresave (pallakave) horizontale të vendosura afër njëra tjetrës me trashësi të papërfillshme por me shtangësi të pafundme të cilat mbajnë masën si të tërë (të paprekur) nga pësimi i zhvendosjes anësore të grimcave të dheut. Westergaard një shkencëtar Britanik, ka propozuar (1938) një formulë për llogaritjen e sforcimit vertikal σ_z nga një ngarkesë pikësore, Q, në sipërfaqe si:

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu}\right)}}{\left[\frac{1-2\nu}{2-\nu} + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q}{z^2} I_w \quad (4.17)$$

Në të cilën ν është koeficienti i Poissonit. Në qoftë se ν merret si zero për të gjitha destinacionet praktike, ekuacioni (4.17) thjeshtohet në:

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + 2\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q}{z^2} \cdot I_w \quad (4.18)$$

ku: $I_w = \frac{\left(\frac{1}{\pi}\right)}{\left[1 + 2\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}$ është koeficienti i sforcimit i Westergaard. Ndryshimi i I_w në vartësi të raportit $\left(\frac{r}{z}\right)$ është treguar në mënyrë grafike në Figurën 4.5 bashkë me koeficientin e Boussinesqut I_q . Vlera e I_w për $\frac{r}{z} = 0$ është 0.32 e cila është më e vogël se sa I_q për 33 përqind.

Inxhinierët gjeoteknik preferojnë të përdoret zgjidhja Boussinesqut meqenëse kjo jep rezultat konservativ.

Ushtrimi 4.1. Një ngarkesë e përqendruar prej 1000kN aplikohet në sipërfaqen e tokës. Të llogaritet trysnia vertikale (i) në thellësinë prej 4m nën ngarkesë; (ii) në një distancë prej 3m në thellësi të njëjtë. Të shfrytëzohet ekuacioni Boussinesqut.

Zgjidhje: Ekuacioni Boussinesque është:

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi \cdot z^2} \cdot I_q, \text{ ku } I_q = \frac{\left(\frac{3}{2\pi}\right)}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}}$$

$$\text{Kur } \frac{r}{z} = 0, I_q = \frac{3}{2\pi} = 0.48, \sigma_z = 0.48 \frac{Q}{z^2} = 0.48 \cdot \frac{100}{4 \cdot 4} = 30 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Kur } \frac{r}{z} = \frac{3}{4} = 0.75$$

$$I_q = \frac{\left(\frac{3}{2\pi}\right)}{\left[1 + (0.75)^2\right]^{\frac{5}{2}}} = 0.156$$

$$\sigma_z = \frac{0.156 \cdot 1000}{4 \cdot 4} = 9.8$$



4.3.4. Sforcimet e Shkaktuara Nga Ngarkesa Lineare

Ngarkesa lineare mund të mendohet si një ngarkesë pikësore e cila zbatohet në mënyrë të njëtrajtshme përgjatë aksit y siç ilustron në Figurën 4.7 . Ngarkesa lineare zbatohet pafundësisht përgjatë aksit y . Njësitë e ngarkesës lineare jepen si forcë për gjatësi njësi, është $\frac{kN}{m^2}$. Për shkak të natyrës të ngarkesës lineare, sforcimet që rezultojnë në planin $x-z$ janë të pavarura nga aksi y (dmth. në këtë rast do të merren sforcimet e njëjta në cilindo plan $x-y$ ashtu si bëhet zhvendosja përgjatë aksit y). Ky lloj i ngarkimit-geometrisë emërtohet deformim plan. Në realitet, teorikisht ngarkesa e cila vepron në tokë është shumë vështirë të mendohet ashtu si ngarkesa e cila vepron në një pikë. Në praktikë, vetëm themelet e gjata e të ngushta gjatë fondimit mund të konsiderohen si rast i ngarkesës lineare.

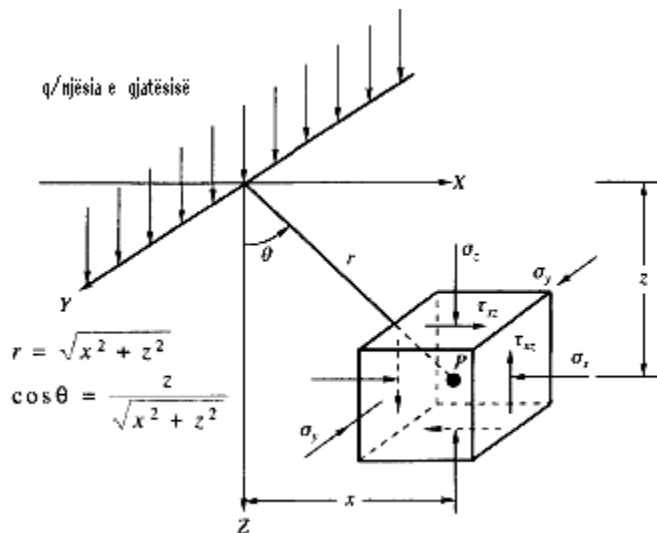


Figura 4.7. Sforcimet e lindura për shkak të veprimit të të ngarkesës vertikale lineare në koordinata kënddrejta

Figura 4.7. paraqet një ngarkesë lineare të përqendruar fleksibile me gjatësi pafund e cila ka intenzitetin $q/\text{gjatësi njësi}$ e cila vepron në sipërfaqen e masës së tokës të gjysmë hapësirës. Ekuacioni i përgjithshëm që përdoret për përlllogaritjen e sforcimit vertikal σ_z , në cilëndo pikë $P(x,y)$ në masivin e tokës elastike të gjysmë hapësirës është ekuacioni i Boussinesq (4.16). Duke aplikuar parimet e teorisë së tij, sforcimet në cilëndo pikë në masiv për shkak të ushtrimit të ngarkesës lineare me shtrirje të pafundme e cila vepron në sipërfaqe mund të përfthohen. Gjendja e sforcuar e cila haset në këtë rast është ajo e gjendjes plane të deformuar. Deformimi në cilëndo pikë $P(x,y)$ në drejtim të y paralel me ngarkesa lineare pranohet të jetë e barabartë me zero.

Sforcimi σ_y pingul në planin x-y (Figura 4.7) është i njëjtë në të gjitha prerjet dhe sforcimet në të gjitha prerjet tërthore dhe sforcimet prerëse në këto prerje janë zero. Duke zbatuar teorinë e elasticitetit sforcimet në cilëndo pikë P(x,y)(Figura 4.7)mund të merren ose në koordinata polare ose në koordinata kënddrejta. Sforcimi vertikal σ_z në pikën P(x,y)mund të shkruhet në koordinata drejtkëndore si:

$$\sigma_z = \frac{q}{z} \cdot \frac{\left(\frac{z}{\pi}\right)}{\left[1+\left(\frac{x}{z}\right)^2\right]^2} = \frac{q}{z} \cdot I_z \quad (4.19)$$

ku:

I_z - është faktori i ndikimit i barabartë me 0.637 për $\frac{x}{z} = 0$

q - ngarkesa lineare(forca/gjatësi njësi) dhe

x dhe z janë koordinatat e pikës në të cilën llogaritet shtesa e sforcimit(shtesa e sforcimit vertikal brenda masivit të tokës).

Analiza e ngarkesës lineare me gjatësi të pafundme zakonisht konsiderohet në hapësirë dy-përmasore, dhe sforcimet përcaktohen në përputhje me konventën e shenjave të Figurës 3.15

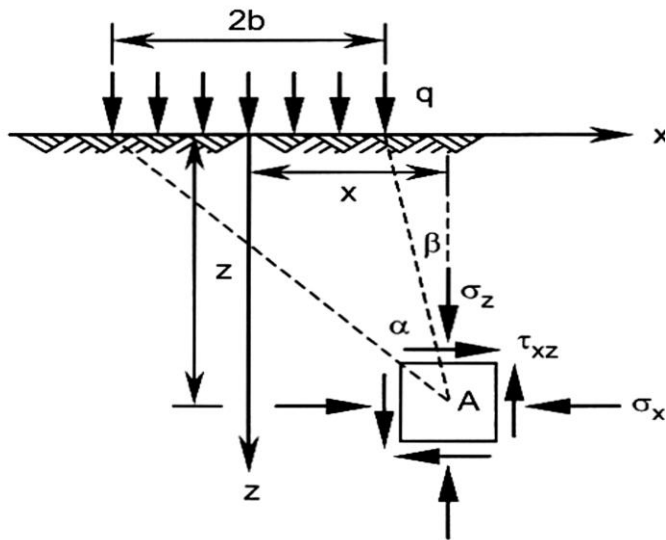


Figura 4.8. Sforcimet në një pikë për shkak të veprimit të një ngarkese lineare me gjatësi të pafundme

$$\sigma_x = \frac{2q}{\pi z} \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta = \frac{2q \cdot x^2 \cdot z}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (4.17)$$

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot q}{\pi \cdot z} \cos^4 \theta = \frac{2 \cdot q \cdot z^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (4.18)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2q}{\pi z} \cos^3 \theta \cdot \sin \theta = \frac{2 \cdot q \cdot x \cdot z^2}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (4.19)$$

Ushtrim 4.1. Të tregohet që sforcimi vertikal maksimal në vijë vertikale në distancë radikale konstante v nga aksi i ngarkesës vertikale shkaktohet në pikën e ndërprerjes së vijës vertikale me vijën radiale në $\beta=39^\circ 15'$ nga shkaku i zbatimit të ngarkesës së përqendruar. Sa duhet të jetë vlera e sforcimit prerës në pikë? Prej këtej, ose ndryshe (përveç kësaj), të gjendet sforcimi vertikal maksimal në vijën e cila ndodhet në 2m nga aksi i ngarkesës së përqendruar me vlerë 20kN.

Zgjidhje: (I referohemi Figurës 4.7) Kemi:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot q}{2\pi} \cdot \frac{z^2}{(x^2 + z^2)} = \frac{3 \cdot q}{2\pi \cdot z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad (4.20)$$

Për të përcaktuar vlerën maksimale të σ_z (ku r është konstantë) e diferencojmë ekuacionin (4.20) në lidhje me z dhe barazojmë atë me zero:

$$\frac{d \cdot \sigma_z}{d \cdot z} = \frac{3Q}{2\pi} \left[\frac{3z^2(z^2 + x^2)^{5/2} - z^3 \cdot \frac{5}{2} (z^2 + r^2)^{3/2} \cdot 2z}{(z^2 + r^2)^{5/2}} \right] = 0 \Rightarrow 3z^2(x^2 + z^2) - 574 = 0$$

$$\text{Nga e cila merret: } z = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot x = 1.225 r \quad (4.21)$$

$$\text{Nga } \frac{r}{z} = \sqrt{\frac{3}{2}} = \frac{1}{1.225} = 0.817 = \tan \beta \Rightarrow \beta = 39^\circ 15'$$

Duke supozuar vlerën e $\frac{r}{z} = \sqrt{\frac{3}{2}}$ dhe $z = \sqrt{\frac{3}{2}} r$ në ekuacionin (3.28) merret:

$$(\sigma_z)_{\max} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{3/2}} \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{2}{3}} \right]^{3/2} = \frac{Q}{\pi x^2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{2}{3}\right)^{5/2}} = 0.0888 \frac{Q}{r^2} \quad (4.22)$$

$$\tau_{xz} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{r \cdot z^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3Q \cdot r}{2\pi \cdot z^3} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} = (\sigma_z)_{\max} \cdot \frac{r}{z} = \left(0.0888 \frac{Q}{r^2}\right) \cdot 0.817 = 0.0725 \frac{Q}{r^2} \quad (4.23)$$

Kur $r=2\text{m}$ dhe $Q=20\text{kN}$ merret:

$$(\sigma_z)_{\max} = 0.0888 \cdot \frac{20}{4} = 0.444 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ i cili ndodhë për } : z = 1.225x = 2.45\text{m}$$

$$\text{Gjithashtu } \tau_{xz} = 0.0725 \frac{Q}{x^2} = \frac{0.0725 \cdot 20}{4} = 0.362 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

4.3.5. Sforcimet e shkaktuara nga një ngarkese në forme rripi ($\frac{B}{L} \approx 0$). (Sforcimi vertikal i shkaktuar nga një ngarkesë në formë rripi (me gjerësi të fundme dhe gjatësi të pafundme)).

Teorikisht, një themel në formë rripi (shiriti) është një drejtkëndësh me gjatësi të pafund $L \approx \infty$ dhe gjerësi të fundme B (dmth. $\frac{B}{L} \approx 0$). Por themelet me raportin $\frac{L}{B} > 0$ mund të shihen si themele në trajtë rripi. Gjendja e sforcuar që haset në këtë rast gjithashtu është ajo e gjendjes plane të deformuar. Gjendjet e tilla për shembull kemi themelet për strukturat shumë të gjata siç janë themelet e mureve mbajtëse, digave, pendat dhe të ngjashme. Për strukturat e tilla shpërndarja e sforcimeve në çfarëdo seksioni (përveç pjesëve të skajeve në 2 deri 3 herë të gjerësive të strukturave nga fundi) do të jetë e njëjtë sikurse në seksionet fqinj me kusht që ngarkesa të mos ndryshoj në drejtime perpendikulare me planin që merret parasysh.

Ngarkesa në trajtë rripi mund të mendohet si ngarkesë lineare e cila zbatohet në mënyrë të përsëritur dhe të njëtrajtshme gjatë aksit y të përshkuar me gjerësinë B siç lustruhet në Figurën 4.9. Kjo është një gjeometri e deformimit plan në të cilën sforcimet në planin $x-z$ janë të pavarura nga y . Njësitë e ngarkesës në formë rripi jepen si forcë për njësi të sipërfaqes, siç është $\frac{kN}{m^2}$. Figura 4.9 tregon ngarkesën q për njësi të sipërfaqes e cila vepron në një rrip me gjatësi të fundme dhe me gjerësi konstante B . Sforcimi vertikal në cilëndo pikë arbitrare P me koordinata (x, z) për shkak të ngarkesës lineare $q d\bar{x}$ e cila vepron në $x = \bar{x}$ mund të shkruhet, sipas ekuacionit (4.16) si:

$$d\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \cdot \frac{z^3}{[(x-\bar{x})^2 + z^2]^2} \cdot d\bar{x} \quad (4.24)$$

Duke zbatuar parimin e superpozicionit (mbledhjes së elementeve), sforcimi total σ_z në pikën $P(x, z)$ për shkak të ngarkesës në formë rripi, i cili shpërndahet mbi një gjerësi $B (= 2b)$ mund të shkruhet: (mund të përcaktohet me anë të integritit me kufijtë $e\bar{x}$ nga $-b = -\frac{B}{2}$ deri $b = +\frac{B}{2}$) si:

$$\sigma_z = \int d\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \int_{-b}^{+b} \frac{z^3}{[(x-\bar{x})^2 + z^2]^2} d\bar{x}$$

Apo:
$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\tan^{-1} - \tan^{-4} + \frac{2bz(z^2 - \bar{x}^2 + b^2)}{(z^2 + \bar{x}^2 - b^2)^2 + 4b^2 z^2} \right] \quad (4.25)$$

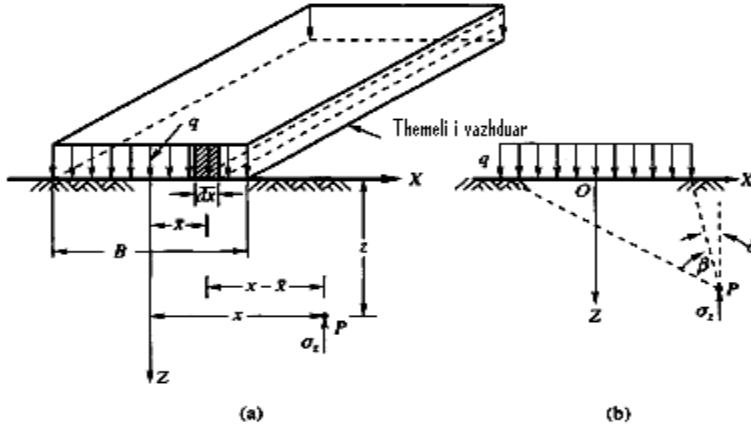


Figura 4.9. Sforcimet e shkaktuara nga ngarkesa në formë rripi

Komponentët tjera të sforcimit janë:

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{x+b}{z} - \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right) - \frac{2bz(z^2 - x^2 + b^2)}{(z^2 + x^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2} \right] \quad (4.26)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \left[\frac{4 \cdot b \cdot x \cdot z^2}{(z^2 + x^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2} \right] \quad (4.27)$$

Çdo pikë nën ngarkesën në trajtë rripi përfaqësohet edhe me këndet β dhe δ (Figura 3.16 b) me anë të cilave shprehjet e më sipërme mund të jepen në formë më të përshtatshme si:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin\beta \cdot \cos(\beta + 2\delta)] \quad (4.28)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\beta - \sin\beta \cdot \cos(\beta + 2\delta)] \quad (4.29)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} [\sin\beta \cdot \sin(\beta + 2\delta)] \quad (4.30)$$

Këndet α dhe β mund të përftohen në mënyrë grafike për cilindo pikë P ose të përcaktohen nga shprehjet:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{x+b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right) \quad (4.31)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right)$$

Sforcimet kryesore σ_1 dhe σ_2 në cilindo pikë P mund të përftohen nga ekuacionet:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} (\beta + \sin\beta) \quad (4.32)$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin\beta) \quad (4.33)$$

Vlerat pa përmasa të σ_z/q jepen grafikisht në figurën 4.10:

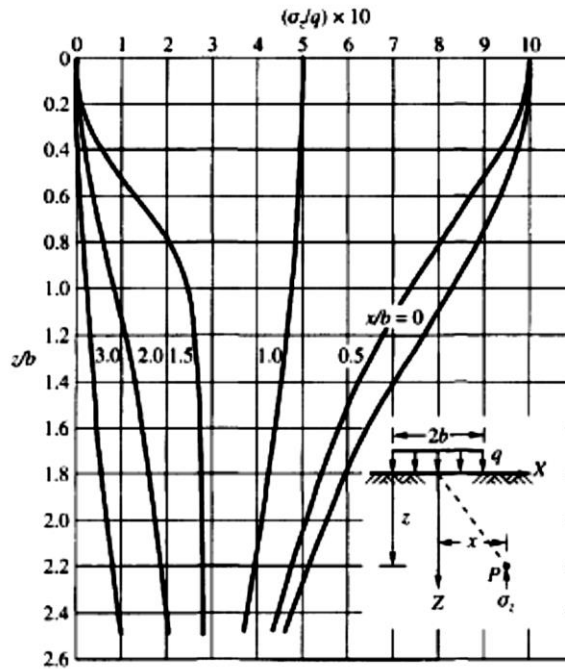


Figura 4.9 . Vlerat pa përmasa të σ_z/q për ngarkesë rrip

Ushtrimi 4.3 . Një rrip pafund me gjerësi 20m i është nënshtruar ngarkesës së njëtrajtshme prej 100 kPa. Të llogaritet komponenti i sforcimit vertikal në thellësinë 8m në pikat A(x=0), B(x=10m) dhe C(x=18m).

Zgjidhja: Në pikën A:

$$\beta_A = \tan^{-1} \left(\frac{10.0}{8.0} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{-10.0}{8.0} \right) = 51,34^\circ + 51,34^\circ = 102,68^\circ$$

$$\delta_A = \tan^{-1} \left(\frac{-10.0}{8.0} \right) - 51,34^\circ,$$

$$\sigma_{zA} = \frac{100.0}{\pi} \left[102.68 \cdot \frac{\pi}{180.0} + \sin 102,68^\circ \cos(102.68 + 2 \cdot (-51.34^\circ)) \right] = 81.1 \text{ kPa}.$$

Në pikën B:

$$\beta_B = \tan^{-1} \left(\frac{20.0}{8.0} \right) = 68,20^\circ$$

$$\delta_B = 0.0$$

$$\sigma_{zB} = \frac{100.0}{\pi} \left[68,20 \cdot \frac{\pi}{180.0} + \sin 68,20^\circ \cos(68,20^\circ + 2 \cdot 0.0^\circ) \right] = 48.9 \text{ kPa}$$

Nä pikän C:

$$\beta_c = \tan^{-1} \left(\frac{28.0}{8.0} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{8.0}{8.0} \right) = 74,05^\circ - 45,0^\circ = 29,05^\circ$$

$$\delta_c = \tan^{-1} \left(\frac{8.0}{8.0} \right) = 45,0^\circ$$

$$\sigma_{zc} = \frac{100.0}{\pi} \left[29.05 \cdot \left(\frac{\pi}{180.0} \right) + \sin 29,05^\circ \cos(29,05^\circ + 2 \cdot 45.0^\circ) \right] = 8.$$

5 . PËRFUNDIMET DHE REKOMANDIMET

Në këtë punim diplome janë trajtuar konceptet fundamentale dhe teoritë për vlerësimin e sforcimeve in-situ ne formacionet e dherave dhe shpërndarjet e sforcimeve në masive .Është konfirmuar së gjendja e sforcuar në cilëndo pike të tokës është funksion i komponenteve normale dhe tangjenciale të sforcimit,pastaj i llojit të ngarkesës e cila vepron në sipërfaqen e terrenit .Sforcimi total për shkak të veprimit të ngarkesave mbi formacionet e dherave është shuma e sforcimit efektiv dhe neutral.

Parimi i sforcimit efektiv me gjase është koncepti me i rëndësishëm në gjeoteknikë. Ngjeshmëria dhe qëndresa ndaj prerjes e dherave varen në shkallë të gjerë nga sforcimi efektiv .Kështu koncepti i sforcimit efektiv është i rëndësishëm për zgjidhjen e problemeve gjeoteknike sikurse janë trysnia anësore e dherave në strukturat mbajtëse ,aftësia mbajtëse dhe ulja e themeleve si dhe qëndrueshmëria e shpateve te ndërtuara nga dherat .Modeli llogaritës apo ligji i sjelljes se dherave nxirret dhe formulohet mbi bazën e te dhënave eksperimentale dhe ne kushte t e ngarkimit dhe provuarës i afrohen gjithnjë e me shume gjendjes natyrale te dherave. Kështu sforcimet e përgjithshme dhe neutrale përcaktohen nga provat e dherave me ngjeshje treaksiale kurse sforcimi efektiv është madhësi e nxjerr dhe nuk matet drejtpërdrejt gjate realizimit te provave por llogaritet si diference e dy te pareve , $\sigma' = \sigma - u$.

Sforcimi efektiv është për afërsisht **forca për njësi të sipërfaqes** e cila **transmetohet nga skeleti i dheut** dhe përmes tij kontrollohet ndryshimi i vëllimit dhe qëndresës së masiveve të dherave. Është evidente rritja e sforcimit efektiv e nxite dheun të zhvendoset në gjendje më të ngjeshur të paketimit të kokrrizave në strukturën e tij.

Sforcimet ne toke pësojnë ndryshime si pasoje e ngarkesës ne sipërfaqen e tokës ose gërmimit te tokës. Këto ndryshime janë te ndjeshme te thellësi te vogla ne afërsi te drejtpërdrejt te vendit te veprimit te ngarkese, kurse me rritjen e thellësisë dhe distancës horizontale nga vendi i veprimit te ngarkesës bëhen me te dukshme.

Mënyra në të cilën do të realizohet shpërndarja e sforcimeve në toke varet nga dy lloje te kushteve :

- a- **nga mënyra e transmetimit te ngarkesës duke nënkuptuar nga forma e sipërfaqes dhe shpërndarjen e trysnisë ne sipërfaqen e tokës.**

b- nga karakteristikat e tokës te cilat kushtëzojnë marrëdhënien e ngarkesave dhe te deformimeve duke nënkuptuar modulin e elasticitetit koeficientin e Poissonit dhe uljen .

Ne përgjithësi ngarkesat e tokës mundën me qene te **përqendruara, lineare dhe sipërfaqësore.**

Në bazë të të gjeturave të punimit mund të nxirren përfundimet si në vazhdim:

- ❖ *Ngarkesat vepruese në masive dherash ,përgjithësisht kanë drejtim vertikal dhe varen nga karakteristikat e deformueshmërisë ose ngutësisë së truallit ,kurse deformimi që pësojnë dherat ,sipas karakterit të tyre mundën me qenë elastik ,plastik apo kombinim i tyre;*
- ❖ *Vlerat llogaritëse (projektuese) të sforcimeve normale dhe tangjenciale shprehin veçoritë e tokave për të pësuar deformime mbetëse ,në stadin post-elastik të punës së strukturës gjeoteknike ,kryesisht për shkak të deformimit vertikal ,që ne e quajmë edhe „ulje e tokave’’e cila duhet të jetë brenda kufijve të lejuar;*
- ❖ *Deformimet jo elastike të masiveve të dherave të shkaktuara nga gjendja e sforcuar e tyre konsiderohen të pranueshme kur ato nuk e kapërcejnë kufirin e deformueshmërisë së mundshme elasto –plastike të trollit ,dmth. kufiri i kapacitetit mbajtës të trollit ;*
- ❖ *Sforcimet (forcat e brendshme)duhet të jenë më të larta në të gjitha zonat kritike së sa efektet e veprimeve korresponduese të ngarkesave të jashtme ,për shmangien e deformimeve të strukturave gjeoteknike përtej stadiit elastik dhe shmangien e fenomenit të humbjes lokale të qëndrueshmërisë së trollit të shtypur për efekt të forcave të jashtme ;*
- ❖ *Mos shkatërrimi i strukturave gjeoteknike sigurohet përmes përmirësimit të veçorive fiziko-mekanike të trollit dhe mos lejuar hyrjen në deformime post –elastike nga veprimi i forcave të mëdha shtypëse dhe/ose prerëse, sepse rrëshqitja dhe prerja përgjithësisht karakterizohen me thyerje e shkatërrime joduktile,gjë që mund të shoqërohen me rrezikshme për tërësinë e strukturës*

REFERENCAT

- [1]. A.AYSEN.,Soil Mechanics :Basic Concepts and Engineering Applications “ ;2002 .A.A .Bakema Publishers, Lisse /Abingdon /Exton/ Tokyo;
- [2]. BRAJA M.DAS :,Principles of Geotechnical Engineering ‘;2010 ,Cengage Learning,USA;
- [3] .BRAJA M.DAS :,Advanced Soil Mechanics’;2007,Taylor &Francis, New York ,USA;
- [4] SAM HELWANY :,Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications ‘,2007,Jon Wiley&Sons New Jersey;
- [5] RUBIN CHOWDHURY ,FILIP FLETNJE ,GAUTAM BHATTACHARYA : ,Geotechnical Slope Analysis ‘ ,2010 London &Francis Group ,London UK;
- [6]. C.VENKATRAMAIIH: ,Geotechnical Engineering ‘,2009 ,NEW INTERNATIONAL PUBLISHERS ,New Delhi;
- [6] . JON ATKINSON :,The Mechanics of Soil and Foundations’’,2007,Taylor &Francis Group,London and New Yourk;
- [7] . V.N.S.MURTHY :,Geotechnical Engineering’’, 2006 Marcel Dekker ,Inc.,New York
- [8]. D .L.SHAH ,A.V. SHROFF :,Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ’’A.A.Baclema, India
- [9]. HALITI .R., “MKANIKA TEKNIKE E SHKEMBINJVE ‘’ ,Libër i përgatitur për shtyp”,2019, Fakulteti i Gjeoshkencave, Universiteti Publik,,Isa Boletini” , Mitrovicë.
- [10] HALITI .R., “Bazat e Gjeoteknikës”,Libër elektronik i përgatitur për shtyp, 2013, Fakulteti i Gjeoshkencave, Universiteti Publik,,Isa Boletini” , Mitrovicë.